

# 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁接合部の変形能力

## その 11 梁断面寸法の違いが変形能力に及ぼす影響

正会員 ○高塚康平<sup>\*1</sup> 同 吹田啓一郎<sup>\*2</sup>  
同 田中剛<sup>\*3</sup> 同 真鍋義貴<sup>\*1</sup>

### 2. 構造 -10. 鉄骨構造

柱梁溶接接合部, 載荷実験, 塑性変形能力, 梁断面寸法, 亀裂進展

#### 1. はじめに

構造物が海溝型地震のような継続時間の長い長周期地震動を受ける場合, 二次設計で想定される程度の振幅による多数回の繰返し塑性変形に対する変形能力が問題となる<sup>1)</sup>. 本研究では超高層建物に用いられるような鋼構造柱梁溶接接合部を対象にこのような場合にも対応した変形能力の評価を目的とし, 破断の原因となる亀裂の進展に着目して, 載荷履歴や梁端接合部の詳細が変形能力に与える影響を定量的に評価する. 既往の研究<sup>2)</sup>では 490N 級鋼の H-500 シリーズの梁を用いたが, 本論文では 490N 級鋼の H-800 シリーズの梁を用い, せん断スパン比をほぼ

同じとした通しダイアフラム形式ノンスラップ工法の柱梁溶接接合部を対象に一定振幅正負交番繰返し載荷を行い, 梁断面寸法の違いが変形能力に及ぼす影響について分析する. またパルス性が強い地震動による大振幅の応答を対象とする実験も行った.

#### 2. 実験計画

##### 2.1 試験体

本試験体の形状を図 1 に, 実験名称を表 1 に示す. 柱に□-550×550×32(BCP325), 梁にH-800×300×16×28(SN490B)を用い, PL-36(SN490C)を用いた通しダイアフラム形式を採用している. 柱フランジの溶接は溶接ワイヤに YGW18 を用いたノンスラップ形式による完全溶込溶接とし, JASS6<sup>3)</sup>に従い裏当金を用い, エンドタブにセラミック製の固形タブを用いた. この試験体を NSL シリーズと呼ぶ. 各部材の材料試験結果を表 2 に, これらを用いて計算された耐力を表 3 に示す. 梁のシャルピー衝撃試験結果は 0°C においてフランジで 101J, フィレット部で 47J である.

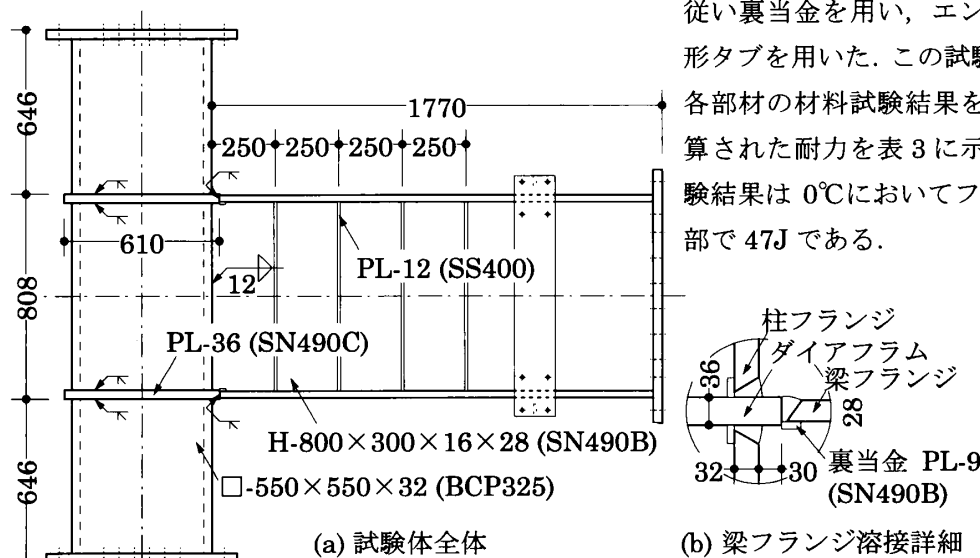


図 1 試験体の形状 (単位: mm)

表 1 実験名称一覧

実験名称	載荷振幅
NSL-1.2	1.2 $\theta_p$
NSL-2.0	2.0 $\theta_p$
NSL-3.0	3.0 $\theta_p$
NSL-4.0	4.0 $\theta_p$
NSL-6.0	6.0 $\theta_p$
NSL-13	13 $\theta_p$

表 2 材料試験結果

試験片名	降伏応力 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強さ [N/mm <sup>2</sup> ]	降伏比 [%]	一様伸び [%]	破断伸び [%]
梁ウェブ	405	537	75.4	14.5	27.1
梁フランジ	357	516	69.1	17.3	31.6
ダイアフラム	393	540	72.7	14.5	33.0
柱	373	534	69.8	14.5	30.7
溶接金属	584	650	89.9	15.6	31.1

表 3 各部材および梁端接合部の耐力

$cM_{y,p}/bM_p$	$pM_y/bM_p$	$m$	$jM_{wu}$ [kN·m]	$jM_{fu}$ [kN·m]	$jM_u$ [kN·m]
1.25	1.51	1.00	926	3400	4320

$cM_{y,p}, pM_y$ : 柱, パネルの降伏モーメント  
 $bM_p$ : 梁の全塑性モーメント  
 $m$ : 梁ウェブの最大曲げ耐力比 (精算値)<sup>4)</sup>  
 $jM_{wu}, jM_{fu}$ : 梁ウェブ, 梁フランジの最大曲げ耐力  
 $jM_u$ : 梁端接合部の最大曲げ耐力 (=  $jM_{wu} + jM_{fu}$ )

Deformation Capacity Evaluation of Welded Beam-to-column Connection Subjected to Repeated Plastic Strain (part8:Influence of Difference of Cross Section of Beam on Deformation Capacity)

TAKATSUKA Kouhei, SUITA Keiichiro, TANAKA Tsuyoshi, MANABE Yoshiki

## 2.2 載荷方法

載荷装置を図2に示す。柱の両端をピン支持し、構面外変形を治具で拘束し、梁の塑性化する範囲にスチフナを設けて局部座屈を拘束しつつ、油圧ジャッキを用いて一定振幅正負交番繰返し載荷を行った。載荷振幅は梁の塑性率で1.2, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0, 13の6種類である。耐力がそれ以前のサイクルの最大耐力の90%を下回る時点を終局、梁フランジの大半が破断し耐力が急激に低下した時点を終局破断と定義し、最終破断の時点で載荷を終了した。

## 3. 実験結果

### 3.1 履歴特性と破壊性状

各実験の最大耐力、終局に至るサイクル数  $N_U$ 、最終破断に至るサイクル数  $N_F$ 、終局に至る累積塑性変形倍率  $\eta_U$ 、最終破断に至る累積塑性変形倍率  $\eta_F$  を表4に示す。また、横軸を梁回転角  ${}_b\theta$ 、縦軸を梁端の曲げモーメント  ${}_bM$  を梁の全塑性モーメント  ${}_bM_p$  で除した値とした各実験の履歴曲線を図3に、各実験の梁フランジの破壊状況の一例を図4に示す。なお、累積塑性変形倍率は各時点までの累積の塑性回転角を  $\theta_p$  で除した値である。振幅が小さいとサイクル毎

に耐力は徐々に低下するが、振幅が大きいと破断するサイクルまで耐力の低下は少ない。本実験の場合、NSL-1.2を除き終局に至ることなく最終破断に至った。亀裂はいずれも梁フランジ完全溶込溶接部の溶接金属と梁フランジ母材の境目から生じ、これが梁フランジ板厚方向および板幅方向に進展して破断に至った。ただしNSL-6.0は5サイクル目、NSL-13は1サイクル目の▲の位置で梁のスチフナの間で梁フランジに明瞭な局部座屈が確認された。

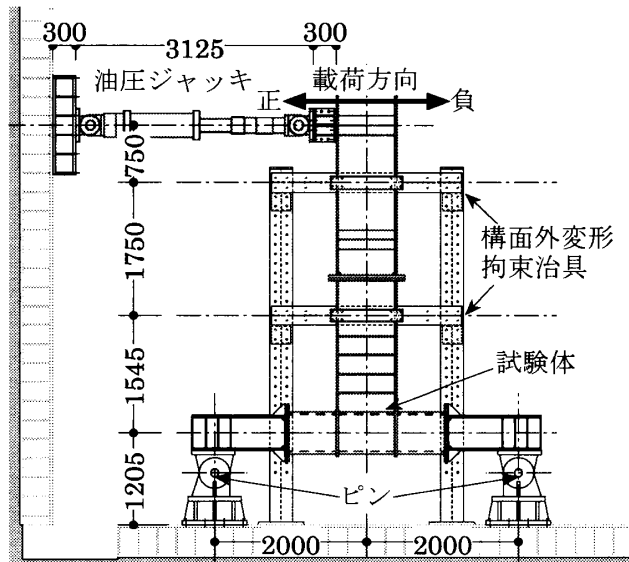


図2 載荷装置 (単位: mm)

表4 各実験の結果一覧

実験名称	最大耐力 ${}_bM/{}_bM_p$		サイクル数 $N$		累積塑性変形倍率 $\eta$	
	正載荷	負載荷	$N_U$	$N_F$	$\eta_U$	$\eta_F$
NSL-1.2	0.871	0.844	132	154	120.2	146.8
NSL-2.0	1.11	1.07		46		150.3
NSL-3.0	1.23	1.18		13		85.4
NSL-4.0	1.24	1.30		14		142.0
NSL-6.0	1.42	1.33		10		164.2
NSL-13	1.53	1.40		1.5		52.4

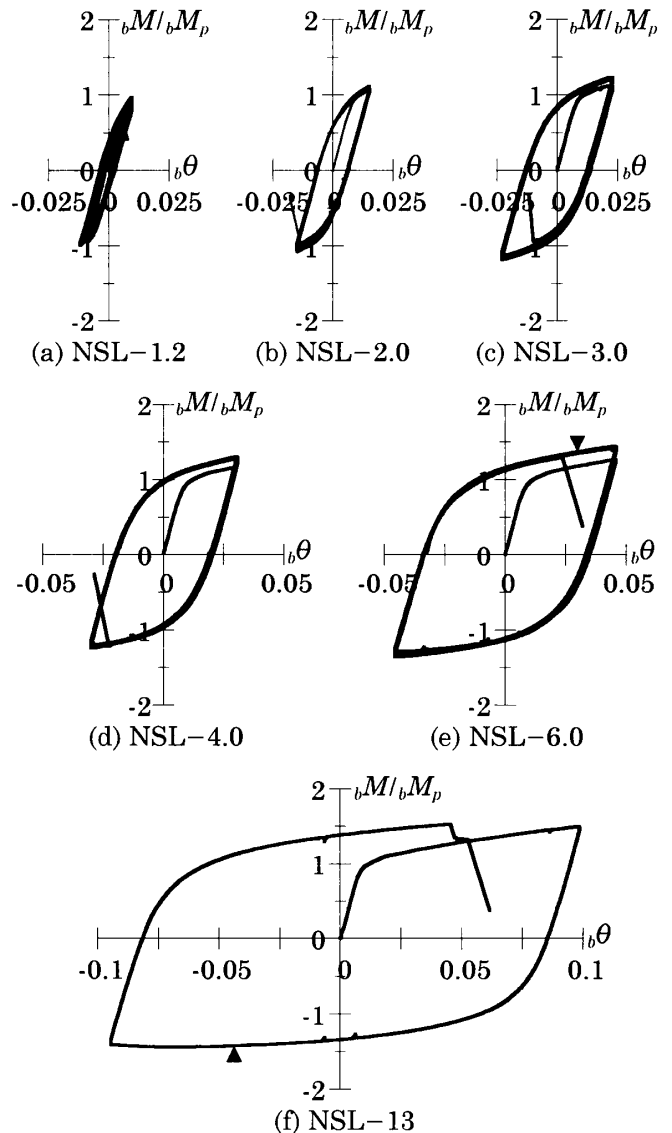


図3 各実験の履歴曲線

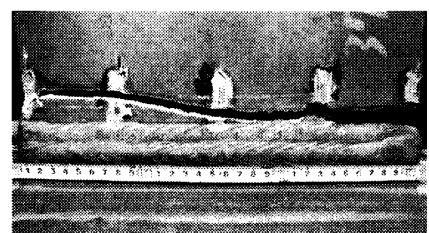


図4 NSL-3.0の梁フランジ破壊性状

### 3.2 試験体の変形能力

載荷振幅や梁断面寸法の違いが変形性能に及ぼす影響について検討する。μとN<sub>F</sub>の関係を図5に、μとη<sub>F</sub>の関係を図6に示す。ここには文献2)の梁にH-500×200×10×16を用いた梁端接合部の最大曲げ耐力の高いNSSシリーズ、低いNSWシリーズも併せて示している。μが小さい範囲では文献5)で指摘されているように梁断面の大きいNSLシリーズの方が梁断面の小さいNSSシリーズより変形能力が小さく、NSWシリーズとほぼ同等であることが分かる。ただし、明瞭な局部座屈が発生したNSL-6.0およびNSL-13は◇で示しており、回帰分析の対象から除いている。

### 3.3 亀裂の進展

#### 3.3.1 亀裂進展の特徴

NSL-1.2, NSL-2.0, NSL-3.0, NSL-4.0の実験で計測された梁フランジ溶接部で生じた亀裂長さlの進展を、サイクル数NをN<sub>F</sub>で無次元化した無次元化サイクル数nを横軸として図7に示す。亀裂は既往の研究と同様に①亀裂が発生しない段階、②亀裂が発生し徐々に進展する段階、③亀裂が急激に進展する段階の3段階に分けられる。本実験では終局に至ることなく最終破断に至るものが多く、こういっ

た場合の変形能力の限界を、最終破断に至る直前のサイクルすなわち②段階と③段階の境界と考える。

#### 3.3.2 亀裂進展と塑性率の関係

各試験体のサイクル毎の亀裂進展速度vを図8のように模式化する。②段階の亀裂進展速度v<sub>1</sub>は図8中に示した係数n<sub>s</sub>, α<sub>1</sub>を用いて(1)式で定義し、実験値を用いて回帰分析により求めた。また③段階の亀裂進展速度v<sub>2</sub>は(2)式で求めた。ただし亀裂長さlの最大値l<sub>max</sub>がNSLシリーズで300mmであるが、NSSシリーズ、NSWシリーズで200mmであり異なるため、lをこれら最大値で無次元化した後に各係数を求めた。なお、lは(1)式、(2)式より(3)式のように計算される。

$$v_1 = \alpha_1(n - n_s) \tag{1}$$

$$v_2 = (200 - l_U) / (1 - n_U) \tag{2}$$

$$n \leq n_s \text{ のとき } l = 0 \tag{3a}$$

$$n_s \leq n \leq n_U \text{ のとき } l = 0.5\alpha_1 N_F (n - n_s)^2 \tag{3b}$$

$$n_U \leq n \text{ のとき } l = v_2(n - n_U) + l_U \tag{3c}$$

ただし、l<sub>U</sub>: 破断直前のサイクルのl

α<sub>1</sub>が(μ-1)と、l<sub>U</sub>がμと線形関係があり、v<sub>2</sub>がμと両対数軸上で線形関係があるとして、それぞれ回帰分析により求めた。またn<sub>s</sub>はμによらず一定であるとして平均値を求めた。これらの結果を図9に、

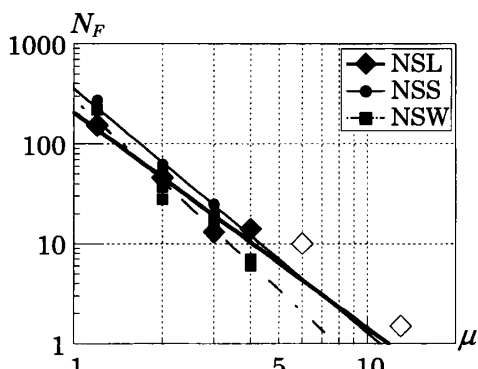


図5 μ-N<sub>F</sub>関係

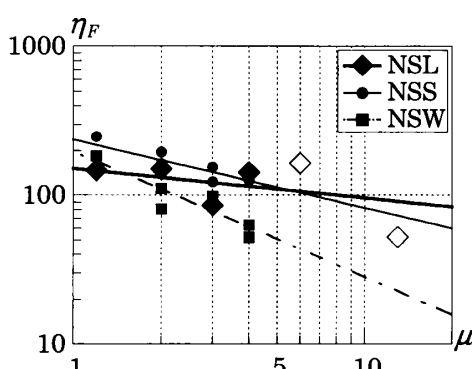


図6 μ-η<sub>F</sub>関係

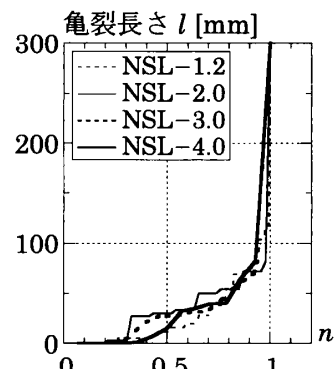


図7 亀裂進展

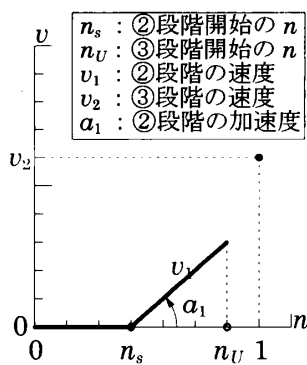


図8 亀裂進展速度模式化

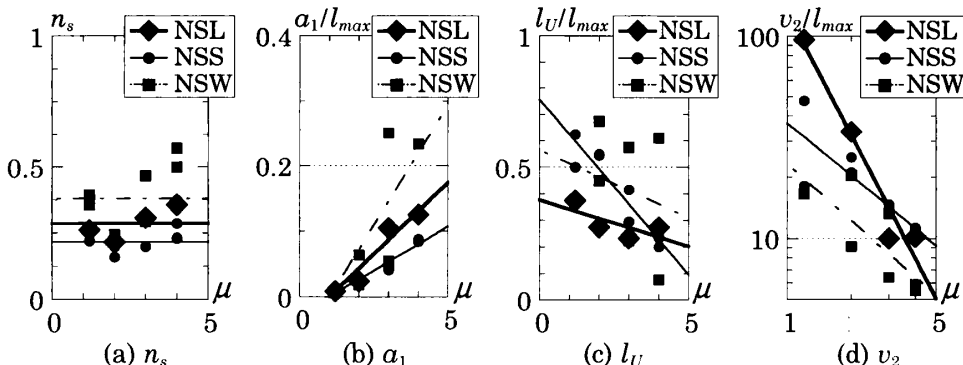


図9 亀裂速度の係数

得られた回帰式と平均値を表5に示す。また、亀裂進展の実験値と計算値を重ねて振幅毎に図10に示す。また振幅毎の亀裂進展曲線を重ねて図11に示す。

### 3.4 梁断面寸法の違いによる影響

応力-歪関係を図12のように仮定し、平面保持と微小変形を仮定すると、歪硬化を考慮した梁の曲げモーメント $bM$ -曲率 $\phi$ 関係は(4)式ようになる。

$$\frac{bM}{bM_y} = (1-e_i)v + e_i \frac{\phi}{\phi_y} - (v-1)(1-e_i) \left(\frac{\phi_y}{\phi}\right)^2 \quad (4)$$

ただし、形状係数： $v$ 、降伏曲率： $\phi_y$

次に実験で得られた各試験体の2サイクル目正載荷時の梁端の歪を図13に示す。また、各振幅2サイクル目での歪の実験値を、 $e_i$ を0.025としたときの歪の計算値と併せて図14に示す。平均歪実験値と(4)

表5 亀裂進展速度の各係数

試験体	$n_s$	$a_1/l_{max}$	$v_2/l_{max}$	$l_U/l_{max}$
NSL	0.286	$0.0437(\mu-1)$	$130\mu^{-2.02}$	$0.377-0.0347\mu$
NSS	0.218	$0.0268(\mu-1)$	$36.9\mu^{-0.863}$	$0.758-0.132\mu$
NSW	0.384	$0.112(\mu-1)$	$23.2\mu^{-0.934}$	$0.731-0.0513\mu$

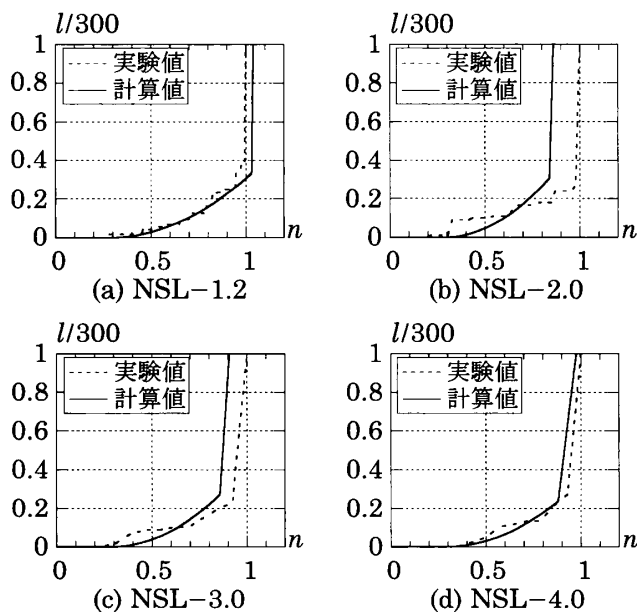


図10 NSLシリーズの亀裂進展

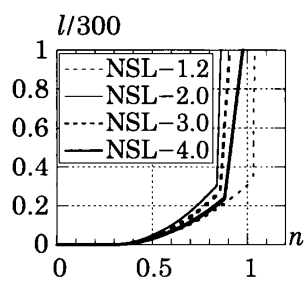


図11 NSL亀裂

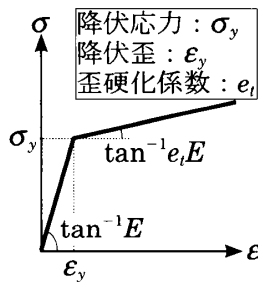


図12 応力-歪関係

式による歪計算値は各振幅でほぼ等しく、NSLシリーズとNSSシリーズの間でも平均歪実験値と歪計算値のそれぞれで差は見られないが、NSLシリーズの方がNSSシリーズに比べ板幅方向の歪分布を見たときに端部の歪は大きく、中央付近の歪は小さい。この歪の相違が亀裂発生時期と変形能力の差の一因と考えられる。

### 4. まとめ

鋼構造柱梁溶接接合部に対し、一定振幅正負交番繰返し载荷を行い、梁断面寸法の違いによる変形能力の違いや破壊性状を、サイクル数、累積塑性変形倍率、亀裂進展、歪に着目して定量的に評価した。

### 謝辞

本研究は科学研究費・基盤研究(A)(No.21246087)助成を受けた。ここに記し、感謝の意を表す。

### 参考文献

- 吹田啓一郎, 橋田勇生, 佐藤篤司: 塑性歪を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その1, 2, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第49号 構造系, pp.393-400, 2009.6
- 吹田啓一郎, 田中剛, 佐藤篤司, 真鍋義貴, 津嘉田敬章, 蘇鐘鈺: 梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響-塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力 その1-, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第664号, pp.1135-1142, 2011.6
- 日本建築学会: 建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事, 第9版, 2007
- 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, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第7巻, 第26号, pp.51-58, 2000.6
- Charles W. Roeder, Douglas A. Foutch: Experimental result for seismic resistant steel moment frame connection, Journal of structural engineering, vol.122, No.6, pp.581-588, Jun.1996

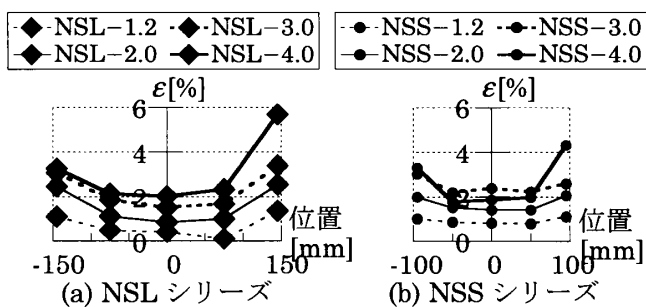


図13 実験で計測された歪

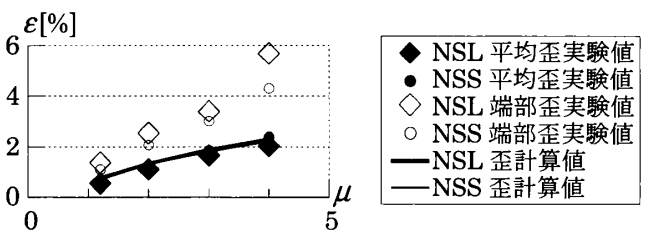


図14 歪の比較

※1 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程 Graduated Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.  
 ※2 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工) Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ. Dr. Eng.  
 ※3 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工) Prof., Dept. of Architecture, Kobe Univ. Dr. Eng.