

耐震性に優れた鋼構造柱梁接合部に関する研究 (その2)

— 角形鋼管柱・H形梁接合部の改良 —

杉本浩一 高橋泰彦

A Study on the Seismic Performance of Steel Beam-to-Column Connections (Part 2)

— Improvement of Beam to Rectangular Hollow Section Column Connection —

Hirokazu Sugimoto Yasuhiko Takahashi

Abstract

Many beam-to-column connections consisting of rectangular hollow section columns and H section beams sustained brittle fractures in the Hyogoken Nanbu Earthquake. The fractures of the connections were caused by not only the conditions of strain rate and low temperature, material properties of steel, welding detail for scallop, tack welding and end tabs, but also the form of connections. In this report, the beam-to-column connections are revised to improve the connections, and so avoid fracturing in case of a large earthquake. The experimental results to date have shown that the following four factors are required: 1) to transmit the effective moment of the beam web to the column and beam flange, 2) to keep the plastic hinge sufficiently long, 3) to prevent welds and metallurgical notches from suffering the maximum stress, and 4) to keep the site joints away from the plastic hinge zone. The revised beam-to-column connections, which are devised to be easy to produce to suit conditions, showed excellent seismic performance in full-scale loading tests. The design criteria for the revised beam-to-column connections are proposed and the determination method is obtained by comparison with the loading results.

概 要

兵庫県南部地震において、角形鋼管柱-H形梁で構成された柱梁接合仕口部に多くの脆性的な破断がみられた。接合部の破断は、歪速度や低温等の環境条件、鋼材の材質、スカラップ、仮付け、エンドタブ等の溶接ディテールだけでなく、仕口形状にも起因していると考えられる。本論文では、仕口形状を改良して耐震性に優れ、大地震でも破断しない柱梁接合仕口部の開発を目指した研究成果を述べる。既往の実験データを総合的に評価して、性状の良い仕口の満たすべき条件は「①ウェブの曲げモーメントが柱または梁フランジに伝達できること、②塑性ヒンジの長さを十分確保できること、③フランジの最大応力度発生位置に溶接部や冶金的な切欠きがないこと、④塑性ヒンジ発生位置に混用接合がないこと」の四つであることがわかった。そこで、これらの条件を満たし、かつ加工性と施工性に優れた改良型柱梁接合仕口部を考案し、実大載荷試験により性能を評価した。優れた性状をもつことを確認するとともに、実験データから得られた改良型柱梁接合仕口部の設計法および設計クライテリア、形状決定の方法を示した。

1. はじめに

兵庫県南部地震において、柱梁接合仕口部に多くの脆性的な破断がみられた。接合部の破断はⅠ)歪速度や低温等の環境条件、Ⅱ)鋼材の材質、Ⅲ)スカラップ、仮付け、エンドタブなどのディテールに起因するだけでなく、Ⅳ)モーメント伝達、溶接位置、混用接合などの仕口形状にも起因していると考えられる。Ⅰ)～Ⅲ)に関しては大学などで行われた研究成果があるので、本論文では仕口形状を改良して、耐震性に優れ、大地震でも破断が起らない柱梁接合仕口部を目指した実験結果と実験データから得られた設計クライテリア、形状決定の方法を報

告する。

震災以後実施した柱梁接合仕口部の調査と実大実験¹⁾およびスカラップに関する研究²⁾の結果を総合的に評価した結果、性状の良い仕口の満たすべき条件は、「①ウェブの曲げモーメントが柱または梁フランジに伝達できること、②塑性ヒンジの長さを十分(梁丈程度)確保できること、③フランジの最大応力度発生位置に溶接部や冶金的な切欠きがないこと、④塑性ヒンジ発生位置に混用接合がないこと」の四つであることがわかった。

そこで、これらの条件を満たし、かつ加工性と施工性に優れた改良型柱梁接合仕口部を考案し、実大載荷試験により性能を評価した。

2. 改良型柱梁接合仕口部の提案

2.1 改良型柱梁接合仕口部の提案

従来の梁端ディテールを次の1), 2)の目的で改良した仕口部をFig. 2に示す。

- 1) 梁ウェブの曲げモーメントを柱に伝達させるための改良
- 2) 接合部の破断を避けるための改良

梁ウェブに対応する材を柱内に設ける方法で、垂直内ダイアフラム型と名付ける。ウェブの応力を伝達だけでなく、柱管壁の面外剛性を補剛する。接合パネル中央で柱鋼管を分割し、梁ウェブと同厚さの十字形の垂直ダイアフラム (Vertical Diaphragm: Vタイプ) を挿入し、柱内側に隅肉溶接する。

梁端に水平ハンチを設ける方法で、梁ウェブの曲げモーメントを水平ハンチ位置におけるウェブとの隅肉溶接部での偶力に変換することで柱に伝達させる。二つの型があり、一つはダイアフラムにハンチ形状を与える方法で改良通しダイアフラム型と名付ける。通しダイアフラムを改良してハンチをつけ、梁フランジと幅を広げたダイアフラム (Wide Diaphragm: Wタイプ) を溶接するものと、梁フランジとハンチ端に平行な突起形状を設けたダイアフラム (Paralleled Diaphragm: Pタイプ) を溶接するものがある。ともに、溶接部を柱面より遠ざけてあり、梁の中央部寄りでは塑性ヒンジを発生させる。

もう一つは梁端のフランジ自体にハンチをつける方法で、梁端改良フランジ型と名付ける。柱面で混用接合とし、梁端の両側に台形リブ (Trapezoidal Fillet: Tタイプ) を取り付けたものと、台形リブを取り付けた後、梁フランジをドッグボーン形状 (Tapered Dogbone: Dタイプ) とするものがある。ともに、接合部の破断を避けるように混用接合を塑性ヒンジ発生領域から離し、ウェブの曲げモーメントを伝達するようにハンチ形状を確保する。フランジ溶接部の断面積が大きくなるので、塑性域の増大が期待できる。

3. 実験概要

3.1 試験体

試験体はT字形であり、加力装置を含めた試験体をFig. 1に示す。梁はSM490AのH-600×300圧延または溶接組立H形鋼、柱はBCP295の冷間成形鋼管□-600×28である。実験パラメータをTable 1に、引張試験結果をTable 2に示す。

提案する梁端溶接ディテールはFig. 2のように、柱仕口 (㊶, ㊷, ㊸, ㊹, ㊺, ㊻) の6種類であり、試験体はV, W, P, T, Dタイプの計5タイプ10体である。それぞれの詳細と試験体パラメータを説明する。

- ㊶ 垂直ダイアフラム型 フランジの幅厚比を6とする。
- ㊷ 改良通しダイアフラム型のWタイプ フランジの幅厚比6の梁ではハンチ長さ(λL: スカラップ底から最小断面位置までの長さ, L: 梁端から反曲点までの長さ)を275mm (梁丈の約1/2), 135mm (梁丈の約1/4) の2種類と

する。フランジの幅厚比8の梁ではλLを275mmとする。逆開先で裏はつりガウジング工法にて溶接するので、ウェブ欠損 (スカラップ) を排除する。

- ㊸ 改良通しダイアフラム型のPタイプ フランジの幅厚比を6, ハンチ長さを125mmとし、ウェブの接合を溶接ボルトの2種類とする。最大応力発生位置は溶接部との距離を125mm (フランジ断面積の平方根の約1.5倍 (JIS Z2201 4.2参照)) とするので、確実に溶接部よりも先に降伏するように工夫した。ボルト接合の場合は接合近傍での局部座屈を防ぐため、スチフナ補強を施した。
- ㊹ 梁端改良フランジ型のTタイプ フランジの幅厚比6の梁ではハンチ長さを180mmとし、ハンチ拡幅 (αB: 拡幅率 (α) とフランジ幅 (B) の積) を500mm (α: 1.7), 450mm (α: 1.5) の2種類とする。フランジの幅厚比8の梁ではαBを450mmとし、台形リブ近傍での局部座屈を防ぐため、スチフナ補強を施した。
- ㊺ 梁端改良フランジ型のDタイプ 最小断面のフランジの幅厚比を5, ハンチ長さを330mmとし、円弧付き形状とするので、最小断面が全塑性状態に達しても、溶接部を降伏させないとともに、この最小断面が全断面で耐力を負担するので、元のH形断面のフランジのみの全塑性耐力に等しい耐力を確保するように工夫した。

3.2 加力方法

加力方法は、Fig. 1に示すように柱の両端を試験床に固定し、梁端に水平力 (P) を加える片持ち梁形式とした。載荷方法は梁部材角 (θ) で制御した。すなわち、梁の全塑性モーメント (Mp) に対応する弾性梁回転角計算値 (θp) を基準とし、動的載荷はFig. 3aのように±1, ±1.5, ±3.5, ±5θpを、静的載荷はFig. 3bのように±2, ±4, ±6, ±8θpを各2回づつ正負交番増繰返し載荷した。

なお、動的載荷は最大速度25Kineで行い、歪速度の効果を確認する。

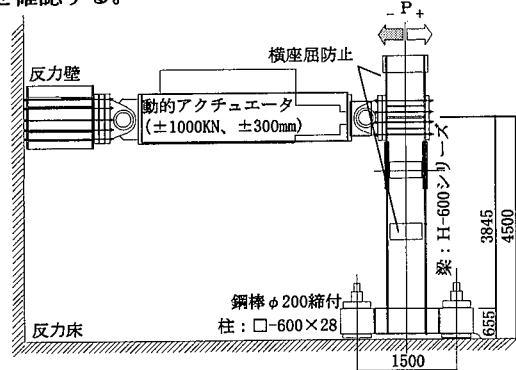


Fig. 1 加力装置と試験体
Specimen Setup on the Loading Apparatus

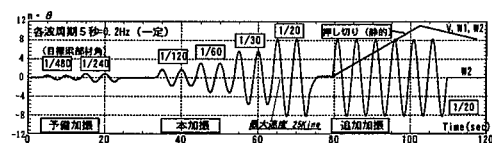


Fig. 3a 加振波形 (動的載荷)
History of Dynamic Waves

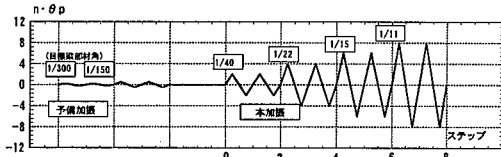


Fig. 3b 静的荷重の加振波形
History of Static Waves

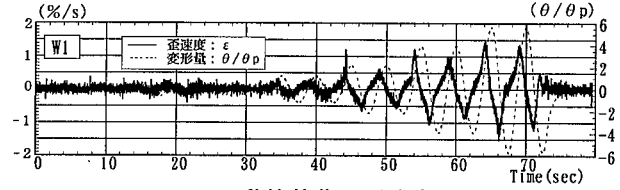


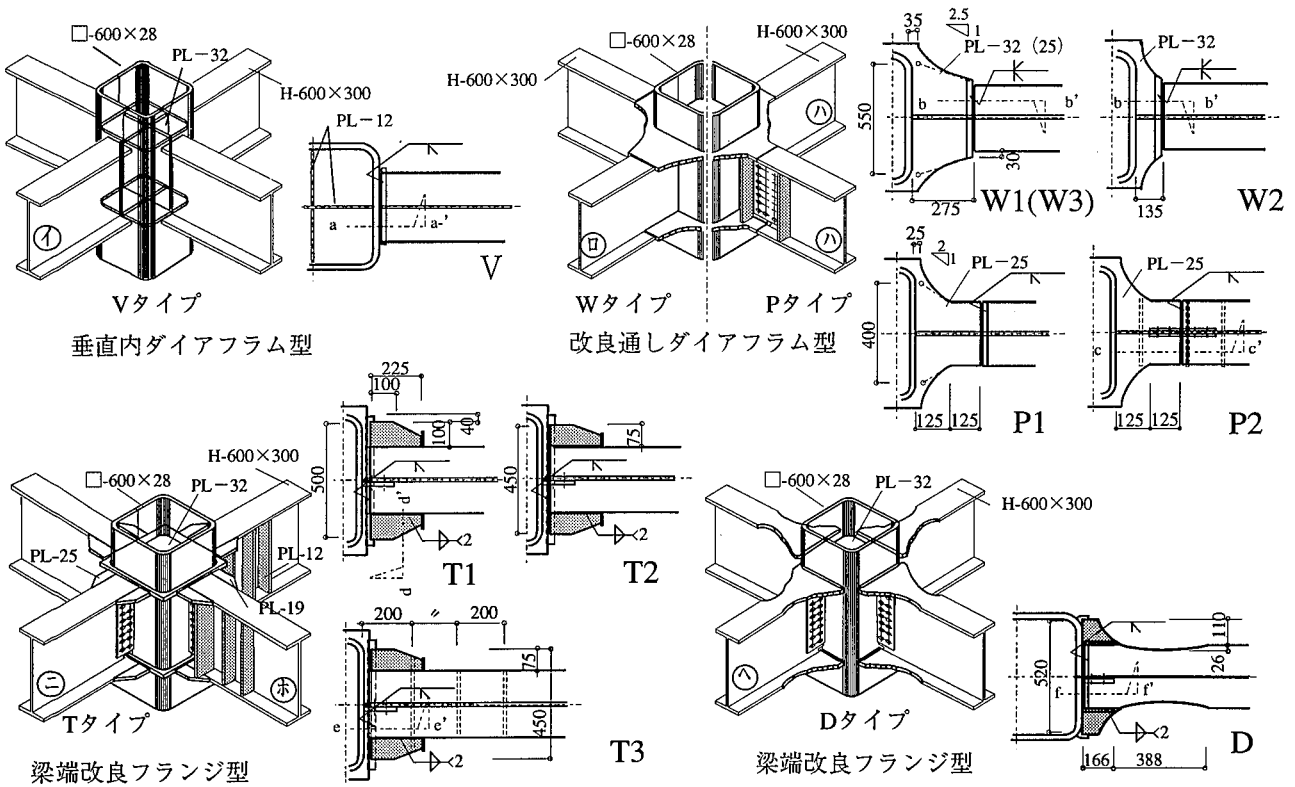
Fig. 5 動的荷重の歪速度
Time of Strain Rate in W1

Table 1 実験パラメータ
Experimental Parameter

| 試験体名 | 柱仕口 詳細 | フランジ 幅厚比 | ハンチ有効長 (λL) | ハンチ幅幅 (αB) | 最大応力度 発生位置 | 混用接合 位置 | スチフナー 袖強 有無 | 繰返し 載荷状況 |
|------|-----------|-------------|----------------|---------------|---------------|------------|----------------|-------------|
| V | ① | 6 | なし | - | 溶接部 | - | 無 | 動的 |
| W1 | ② | 6 | 275mm | 550mm | 溶接部 | - | 無 | " |
| W2 | ③ | 6 | 135mm | 550mm | 溶接部 | - | 無 | " |
| W3 | ④ | 8 | 275mm | 550mm | 溶接部 | - | 無 | " |
| P1 | ⑤ | 6 | 125mm | 400mm | 一般部 | - | 無 | 静的 |
| P2 | ⑥ | 6 | 125mm | 400mm | 一般部 | ハンチ部 | 有 | " |
| T1 | ⑦ | 6 | 180mm | 500mm | 溶接止端部 | 柱面 | 無 | " |
| T2 | ⑧ | 6 | 180mm | 450mm | 溶接止端部 | 柱面 | 無 | " |
| T3 | ⑨ | 8 | 180mm | 450mm | 溶接止端部 | 柱面 | 有 | " |
| D | ⑩ | 5 | 333mm | 520mm | 縮幅部 | 柱面 | 無 | " |

Table 2 引張試験結果
Mechanical Properties

| 材料 | 部材名 | 板厚 (mm) | 降伏点 (t/cm ²) | 引張強さ (t/cm ²) | 降伏比 (%) | 破断伸び (%) |
|------------------------|--------|------------|-----------------------------|------------------------------|------------|-------------|
| □-600x28 | 柱 | 27.7 | 3.8 | 5.3 | 70.4 | 30.1 |
| PL-32 | ダイヤフラム | 31.5 | 3.6 | 5.3 | 68.1 | 31.4 |
| PL-25 | " | 24.6 | 3.3 | 5.4 | 61.6 | 28.4 |
| RH-600x300x12x25 | 梁 | 11.5 | 4.3 | 5.7 | 74.4 | 24.0 |
| (V, W1, W2, P1, P2, D) | " | 24.5 | 3.7 | 5.6 | 65.9 | 29.0 |
| BH-600x300x12x19 | " | 12.0 | 3.5 | 5.5 | 63.5 | 26.3 |
| (W3) | " | 18.9 | 3.6 | 5.4 | 66.6 | 28.0 |
| RH-600x300x12x25 | " | 12.2 | 4.9 | 6.2 | 79.2 | 20.2 |
| (T1, T2) | " | 25.4 | 4.1 | 5.7 | 71.2 | 29.2 |
| BH-600x300x12x19 | " | 11.7 | 3.6 | 5.4 | 66.9 | 27.7 |
| (T3) | " | 18.9 | 3.6 | 5.0 | 72.4 | 27.4 |



共通事項

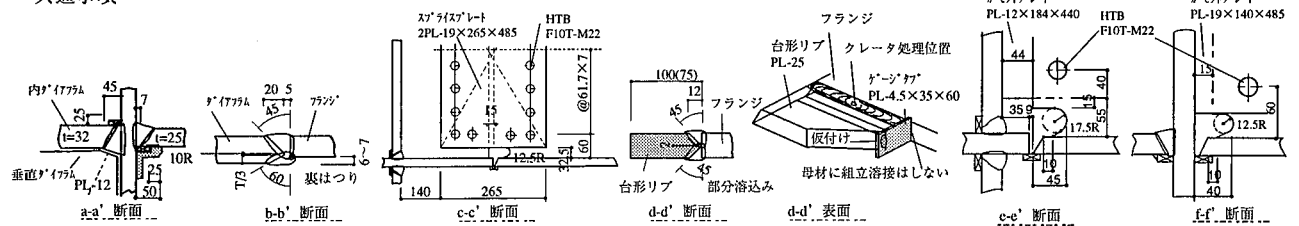


Fig. 2 試験体詳細
Details of Beam-to-Column Connection

Table 3 試験結果一覧表
Experimental Results

| 試験体 | 計算値 | | | 実験値 | | 計算値に対する実験値の比 | | | $\Sigma \theta_{pl}$ | η | θ_s | 破壊形式 |
|-----|----------|-----------|----------|----------|----------|--------------|---------|---------|----------------------|--------|------------|--------------|
| | cPp (tf) | cPuf (tf) | cPu (tf) | ePy (tf) | ePu (tf) | ePy/cPp | ePu/cPp | ePu/cPu | | | | |
| V | 50.0 | 61.2 | 70.9 | 55.1 | 72.6 | 1.10 | 1.45 | 1.02 | 0.600 | 63.1 | 0.101 | 梁局部座屈による耐力低下 |
| W1 | 53.8 | 65.9 | 76.3 | 52.0 | 75.7 | 0.97 | 1.41 | 0.99 | 0.587 | 62.5 | 0.092 | 梁局部座屈による耐力低下 |
| W2 | 52.0 | 63.7 | 73.7 | 52.5 | 75.2 | 1.01 | 1.45 | 1.02 | 0.893 | 94.9 | 0.143 | フランジ溶接部の破断 |
| W3 | 42.5 | 49.9 | 59.2 | 44.6 | 57.3 | 1.05 | 1.35 | 0.97 | 0.292 | 34.5 | 0.070 | 梁局部座屈による耐力低下 |
| P1 | 46.3 | 62.2 | 63.6 | 48.7 | 69.6 | 1.05 | 1.50 | 1.09 | 0.761 | 79.5 | 0.120 | 梁局部座屈による耐力低下 |
| P2 | 46.3 | 62.2 | 63.6 | 50.6 | 67.8 | 1.09 | 1.46 | 1.07 | 0.403 | 42.7 | 0.081 | フランジ溶接部の破断 |
| T1 | 61.7 | 69.1 | 76.8 | 55.3 | 74.0 | 0.90 | 1.20 | 0.96 | 0.577 | 52.6 | 0.112 | 梁局部座屈による耐力低下 |
| T2 | 61.7 | 69.1 | 76.8 | 57.4 | 75.9 | 0.93 | 1.23 | 0.99 | 0.590 | 53.2 | 0.096 | 梁局部座屈による耐力低下 |
| T3 | 49.8 | 51.9 | 61.4 | 42.8 | 58.3 | 0.86 | 1.17 | 0.95 | 0.393 | 37.1 | 0.071 | 梁母材の延性破断 |
| D | 47.3 | 57.0 | 65.4 | 49.8 | 72.0 | 1.05 | 1.52 | 1.10 | 0.522 | 57.1 | 0.113 | 梁局部座屈による耐力低下 |

cPp: 全塑性耐力計算値, cPuf: 梁フランジの破断耐力, cPu: ウェブにも全塑性モーメントを負担させた梁破断耐力
ePy: 降伏耐力実験値 (荷重-変形関係上の接線剛性が初期剛性の1/3になる点の荷重), ePu: 最大耐力実験値

4. 実験結果

4.1 実験結果

得られた荷重(P)から梁端の曲げモーメント(M)を求めて、梁端モーメント(M/Mp)と梁端相対回転角(θ)の関係をFig. 4に示す。図中の▼印は最大耐力発生時期を示し、大きさを▼印の横に記す。▽印は終局時期(すなわち、荷重が最大耐力実験値(ePu)の0.9倍まで低下した時点あるいは破断が生じた時)を示す。各種耐力の計算値と、終局状態までの変形能の指標($\Sigma \theta_{pl}$, η , θ_s : 荷重と変形の関係から得られた累積塑性回転角($\Sigma \theta_{pl}$), 全塑性曲げモーメントcPpに対応する弾性梁端回転角 θ_p で無次元化した累積塑性変形倍率($\eta = \Sigma \theta_{pl} / \theta_p$)および処女荷重の累積から得られた骨格曲線の最大回転角(θ_s)),そして破壊形式をTable 3に、 η ならびに θ_s の比較をFig. 6に示す。損傷状況をPhoto 1~6に示す。写真中の←印は曲りの起点を示す。

4.2 実験経過

4.2.1 動的試験 Vタイプ1体, Wタイプ3体を動的に荷した。

- (1) 荷重変形関係 いずれも安定した紡錘形の履歴ループ性状を保ち、局部座屈が起き、変形が進んでから最大耐力を示した。V, W1, W2は約1/20まで、W3は約1/30まで変形しても全塑性耐力を保持し、緩やかに耐力低下した。
- (2) 歪速度 いずれの試験体もフランジの歪速度(ϵ)はFig. 5のように変化した。ハンチ端から30mmに位置する梁フランジに貼付した歪ゲージデータから、W1を例示すると、最大歪速度は1/20の変形で約2.0%/sであった。
- (3) 塑性化領域 リューダース帯から判断すると、ダイヤフラムには降伏域の広がりが見られた。ウェブの塑性化領域はV, W1, W3では柱とダイヤフラム周辺から梁中央より1.2~1.5mに、W2では1.0~1.2mに及んでいた。W2は柱面にかけて最も顕著であった。
- (4) 破壊性状 V, W1, W2は梁部材角が1/30に、W3は1/40に達したとき、圧縮側フランジが局部変形した(Photo 1)。いずれの試験体もFig. 3aの加振では破断しなかったため、W2だけに対して一定の変形(1/20)で荷重を追加した。W2は6サイクル目に最大耐力の90%に低下した後、フランジ溶接止端部より破断した。フランジの曲りと破断の起点は一致していた(Photo 1)。

4.2.2 静的試験 Pタイプ2体, Tタイプ3体, Dタイプ1体を静的に荷した。

- (1) 荷重変形関係 いずれも安定した紡錘形の履歴ループを保ち、P2, T3を除く試験体は局部座屈が起き、変形が進んでから最大耐力を示した。T3は梁部材角1/30まで、P2は1/40まで同タイプのもと同じループを示した。Dは1/20まで、T1, T2は1/15まで全塑性程度の耐力を保持した。
- (2) 塑性化領域 リューダース帯から判断すると、フランジの塑性化領域はDでは最小断面位置から梁中央より1.2~1.5mに、T1, T2, T3では1.0~1.2mに及んでいた。ウェブの塑性化領域はD, P1ではウェブ全高に及び、T1, T2, T3では補強部分から梁中央にかけて、P2では、ウェブのHTB接合付近に及んでいた。
- (3) 破壊性状 T3は梁部材角が1/40に、T1, T2, P1は1/30に、Dは1/25に達したとき、圧縮側フランジが局部変形した。P1, T1, T2は溶接止端部が、Dは縮幅部が座屈波の頂点となった(Photo 2~4)。一方、P2は全塑性状態を経過後、摩擦面が滑り支圧機構が発生し、+6 θ_p の第1サイクルで梁丈程度の座屈波が幅寸法変化部より発生し、約1/37でフランジ溶接部が破断した(Photo 5)。T3はフランジの最大応力度発生位置と曲りの起点が一致して、約1/30でフランジ溶接止端部よりき裂が発生し、約1/15で母材が延性破断した(Photo 6)。

4.2.3 動的試験と静的試験の比較 動的荷は加力点での最大速度が約25Kineとなる正弦波であった。梁の平均回転角速度は約0.04rad./sとなるので、準動的な値であった³⁾。今回のデータはパルス的に得られたので、鋼の塑性流れに起因するものと考えられる。実験経過に荷重速度による影響はなかった。この結果は引張試験において、歪速度を約5%/s程度として荷重する方が静的荷に比べて、最大強度が約5%上昇するという既往の知見^{3), 4)}に沿って判断すると、歪速度による動的効果はないと考えられる。そこで、以降の考察では荷重による違いによって区別しないことにする。

5. 考察

5.1 最大耐力

降伏後の耐力上昇(ePu/cPp)はP1, Dで1.5, V, W2, P2で1.45, W1で1.4, W3で1.3, T1, T2, T3で1.2であった。

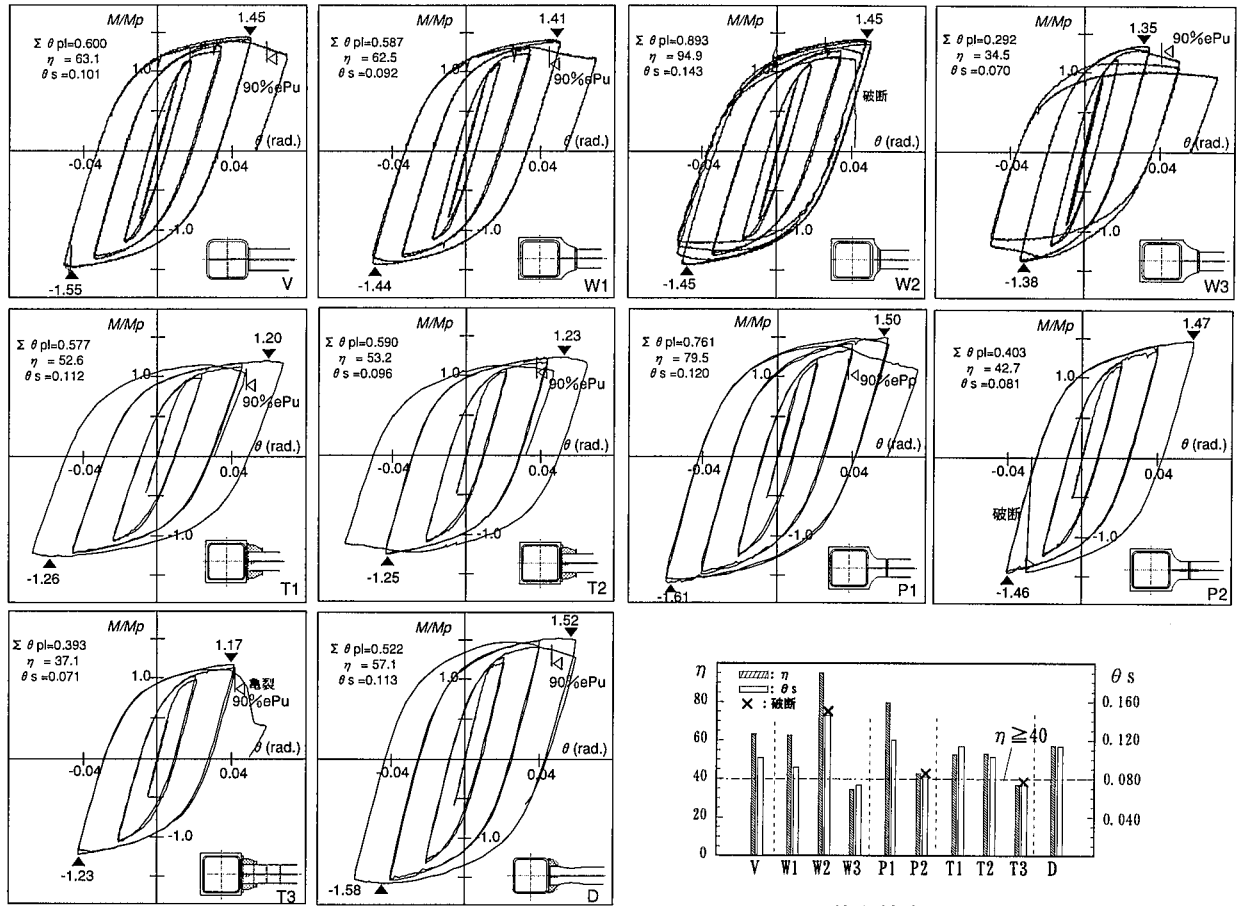


Fig. 4 梁端モーメント (M/Mp) と梁端相対回転角 (θ) の関係
Moment (M/Mp)-Deformation Angle (θ) Relationships

Fig. 6 累積塑性変形倍率 (η) と最大回転角 (θs) の比較
Comparison with η and θs

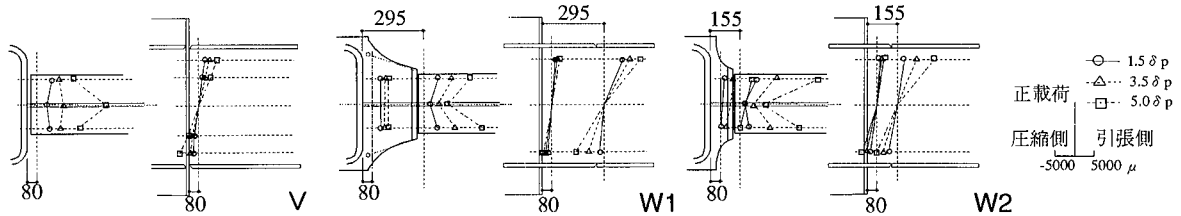


Fig. 7 梁端歪分布
Strain Distribution of Beam End

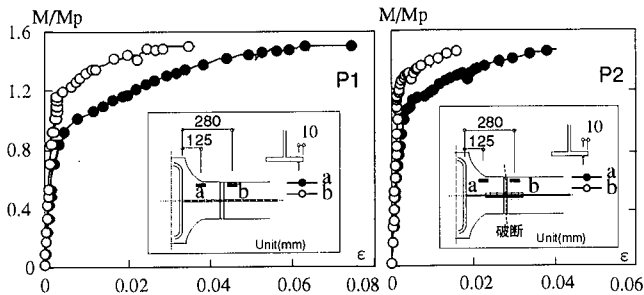


Fig. 8a 梁端モーメント (M/Mp) と累積歪 (ε) の関係
(Pタイプの梁フランジ)
Moment (M/Mp)-Cumulative Strain (ε) Relationships

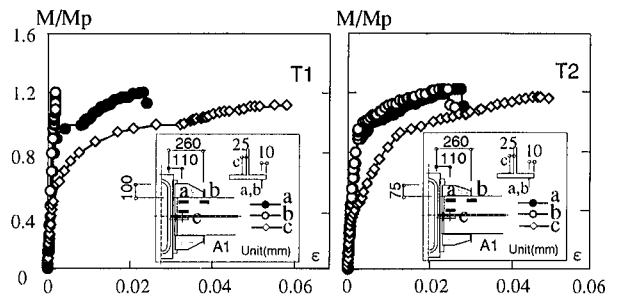
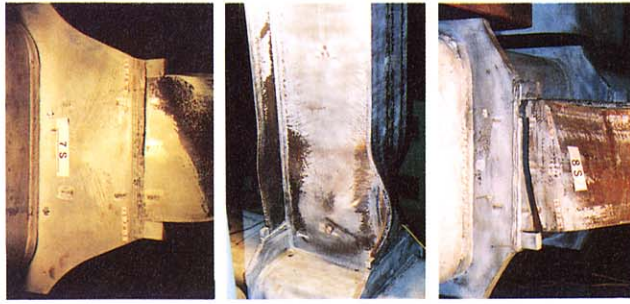
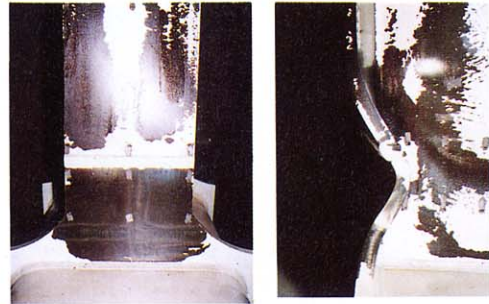


Fig. 8b 梁端モーメント (M/Mp) と累積歪 (ε) の関係
(Tタイプの梁フランジ)
Moment (M/Mp)-Cumulative Strain (ε) Relationships



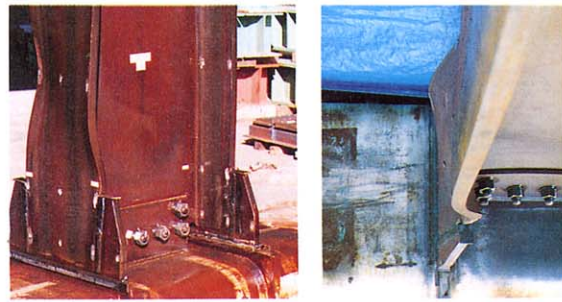
(a) W3のダイアフラム (b) W2のウェブ (c) W2のフランジ
Photo 1 Wタイプの損傷状況
Damage of W type Specimen



(a) フランジの降伏 (b) 座屈波と溶接部
Photo 2 P1の損傷状況
Damage of P1 Specimen



(a) フランジの降伏 (b) 局部座屈
Photo 3 Dの損傷状況
Damage of D Specimen



(a) T1の局部座屈 (b) T2の座屈波
Photo 4 Tタイプの損傷状況
Damage of T type Specimen

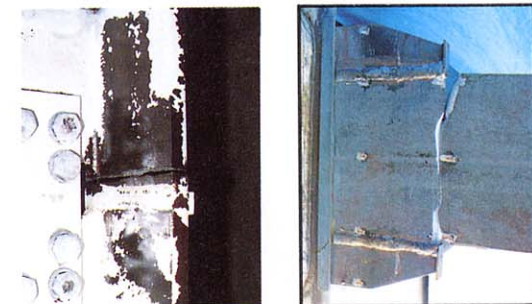


Photo 5 P2の溶接部破断 Fracture of P2 Specimen
Photo 6 T3の溶接止端部の亀裂 Crack of T3 Specimen

フランジ幅厚比で耐力上昇を考察すると、5~6の範囲のV, W2, P1, P2, Dでは、 ePu はウェブにも全塑性モーメントを負担させた梁破断耐力(cPu)を上回り、W1, T2では cPu に良好に対応した。T1は梁フランジ破断耐力($cPuf$)と cPu のほぼ中間値にあった。

フランジ幅厚比8のW3, T3では、 ePu は $cPuf$ と cPu のほぼ中間値にあった。いずれのタイプもVと同じようにウェブの全塑性モーメントを伝達できていたと思われる。

5.2 変形能力

従来型柱梁接合仕口部の変形能力に関して、梁にSN490 B材を用いた実験⁹⁾によれば、溶接欠陥の存在や施工上の不具合によるバラツキが見られ、25体の η は8.5~60であり、平均値は40であった。25体中21体で脆性的な破断が確認された。この文献では従来型柱梁接合仕口部の変形能力を破壊モードと破壊原因から考慮し、 $\eta=40$ と評価している。本実験で得られた η をこの目標値($\eta \geq 40$)と

比較すると、フランジ幅厚比5~6の試験体はすべて目標値に達していた (Fig. 6)。その内、W2は同一変形角で正負6サイクル分を追加したため、 η の値だけでなく、処女荷重の累積から評価した θs の値も大きかった。破断しなかった試験体中、P1が最も大きな変形能を示した。

一方、フランジ幅厚比8では目標値の85%に留まった。

5.3 梁端の歪分布と累積歪

V, W1, W2の梁端歪分布をFig. 7に示す。フランジ溶接部から20mmに位置する梁ウェブに貼付した歪ゲージデータから判断すると、いずれもH形断面の平面保持が成り立ち、中立軸を対称としてフランジ近傍で大きな歪(5000~6000 μ)が生じている。一方、W1とW2のウェブの歪に差が無く、ハンチを小さくしても同じ傾向が見られた。

同位置のフランジの材軸方向の歪によれば、W1とW2では溶接始端の歪は中央の歪よりも大きく、端部の方が塑性化の進行が早く、ハンチの両側に応力が集中していることを示した。

P1, P2の梁フランジに貼付した歪ゲージで計測した処女歪の累積から得られた骨格曲線の累積歪(ϵ)とM/Mpの関係を図8aに示す。柱フェースから125mm(a)と280mm(b)に位置する梁フランジに貼付した2ヵ所の歪ゲージデータから判断すると、P1とP2はともにモーメント勾配どおりにa点の累積歪はb点よりも大きい。P2の場合はフランジの溶接部が破断し、P1ほど塑性化の進行もない。

よって、母材部が最大応力度発生位置となっても、混用接合を塑性化領域に設けると性状が良くないと考える。

5.4 幅厚比の影響

- (1) Wタイプ 3体とも局部座屈を生じた。W1とW2は発生時期に差はなく、W3よりも大きな変形に耐えた。W3は幅厚比が大きいので、圧縮側で座屈が起こりやすい。
- (2) PタイプとDタイプ DとP1はともに局部座屈で決まったが、変形能力に差があった。Dの縮幅部はフランジ幅厚比が小さいので、局部座屈し難く、大きな変形に耐えると思われた。しかし、P1の方が変形能力に優れていた。確実にフランジの縮幅部に塑性ヒンジが発生するが、塑性ヒンジの長さを制限することになると思われる。
- (3) Tタイプ フランジ幅厚比とスチフナー補強の有無に違いがあった。T1, T2が局部座屈で、T3が破断で決まった。T3はスチフナー補強があるので、座屈を起こしにくい、引張側でリブ溶接止端部に歪が累積しやすい。

ハンチ部はH形断面よりも幅厚比が大きく、座屈しやすい。ところが、フランジの幅厚比が6以下の梁では文献⁵⁾による制限値を満足していたため、ハンチ部に局部座屈は生じていない。

$$\frac{20}{\sqrt{\sigma_y}} \geq \frac{\alpha B}{2t_f} \quad \text{----- (1)}$$

5.5 梁端形状の影響

改良柱梁接合仕口部のウェブの曲げモーメント伝達機構をFig. 9に示す。図中の隅肉溶接部(陰影部分)が偶力で抵抗するせん断破断耐力に達したときを終局状態と考える。

- (1) ハンチ長さ ハンチ長さの異なる試験体W1とW2の変形性能を比較すると、ハンチ長さの短いW2は同一変形角で正負6サイクル分を追加したためηの値は大きい、耐力上昇率(ePu/cPp)はVとほぼ同じで、W1の3%増(=1.45/1.41)である。想定される塑性化領域ならびに梁端歪分布からVと同じ効果が確認された。ウェブの曲げモーメントはウェブ成(hw)の1/4のハンチ長さを介してほぼ伝達できたと考えられる。ハンチ長さ(λL)と降伏比(YR)の関係を文献⁶⁾から導くと、λは次式となる。

$$\lambda \geq \frac{\sqrt{3} h_w}{4} \frac{YR}{L} \quad \text{----- (2)}$$

- (2) フランジ溶接部の位置 ウェブ接合の異なる試験体P1とP2の最大応力度発生位置を比較すると、累積歪(ε)とM/Mpの関係(Fig. 8a)によれば、P1の累積歪はP2の累積歪の2倍であり、混用接合を塑性化領域内に設けない方が変形性能に優れている。

Vタイプはパネル内に水平および垂直ダイアフラムが配置され、梁が柱内を完全に貫通している状態となるため、最大応力発生位置に溶接部が存在しても変形性能に優れていた。

- (3) 拡幅率の影響 拡幅率の異なる試験体T1とT2の変形能力を比較すると、ηとθsの値はそれぞれ同じであった。

スカラップ近傍と台形リブの溶接止端の累積歪を比べると(Fig. 8b), T1のスカラップ近傍は溶接止端部の約2.4倍の累積歪であり、一方、T2のスカラップ近傍は約1.7倍の累積歪であった。この差は拡幅率に起因するが、溶接止端部付近で

局部的な曲げが生じていたにもかかわらず溶接止端部とスカラップ底はともに健全であった。よって、クレータを補強溶接の中央で処理すれば冶金的な切欠きから破壊せず、梁端の台形リブを介して曲げモーメントは伝達されることを示した。

- (4) スチフナー補強の影響 スチフナー補強の異なるフランジ幅厚比8の試験体W3とT3の変形性能を比較すると、スチフナー補強による影響に差はなかった。T3は、若干の局部座屈を伴い、溶接止端の熱影響部から延性的に破断した。よって、スチフナー補強は梁端の局部座屈を拘束するが、溶接止端に歪集中を起こさせ、スチフナー補強の効果は変形能力に結びつかない。

6. まとめ

耐震性に優れ、大地震にも破断しない柱梁接合仕口部の開発を目指して①~④の条件を満足する「改良型柱梁接合仕口部」を考案し、実大載荷実験を行った。

- 1) 垂直内ダイアフラム型は垂直ダイアフラムのため、改良通しダイアフラム型、梁端改良フランジ型はハンチのため、梁ウェブの曲げモーメントを柱に伝達でき、降伏後も耐力が上昇し、性状のよい挙動を示した。ハンチ位置におけるウェブとの隅肉溶接部での偶力に変換するならば、梁丈の約1/4のハンチ長さでも、梁ウェブの曲げモーメントを柱に伝達できる。
- 2) いずれの改良案も塑性ヒンジ長さを梁丈以上確保できた。梁フランジ幅厚比5~6では森田教授らが提案した変形能力の目標値⁹⁾(η≥40)を満足したが、フランジ幅厚比8では目標値の85%であった。
- 3) 改良通しダイアフラム型はウェブボルト接合の場合、変形能力の目標値を満足したが、溶接部で破断した。そこで、以下は目標値を満足させた梁フランジ幅厚比5~6の場合の柱梁接合仕口部に限ってまとめる。
- 4) 梁フランジの母材部を最大応力発生位置とする効果は顕著であり、梁端溶接部の破断は避けられる。なお、垂直内ダイアフラム型は梁が柱内を完全に貫通している状態となるため、最大応力発生位置に溶接部が存在しても、変形性能に優れていた。テーパードッグボーン形状にすることはヒンジの位置を決定する効果はあるが、ヒンジの長さを制限する。
- 5) 混用接合を塑性化領域に設けると、破断を避けることは難しい。一方、混用接合を塑性ヒンジ発生位置から離すと、破断を免れることができると考えられる。
- 6) 改良柱梁接合仕口部のハンチ形状は(1)式と(2)式によって、決まる。

最後に、構造性能とコストから総合的に分析すると、台形リブ取付型が優れていることがわかった。現在2件の高層物件で使用予定が決まっている。

付録 改良型柱梁接合仕口部の設計法(案)

改良型柱梁接合仕口部は次の4条件を満たさねばならない。条件と照合し、梁端改良形状の決定方法を示す。

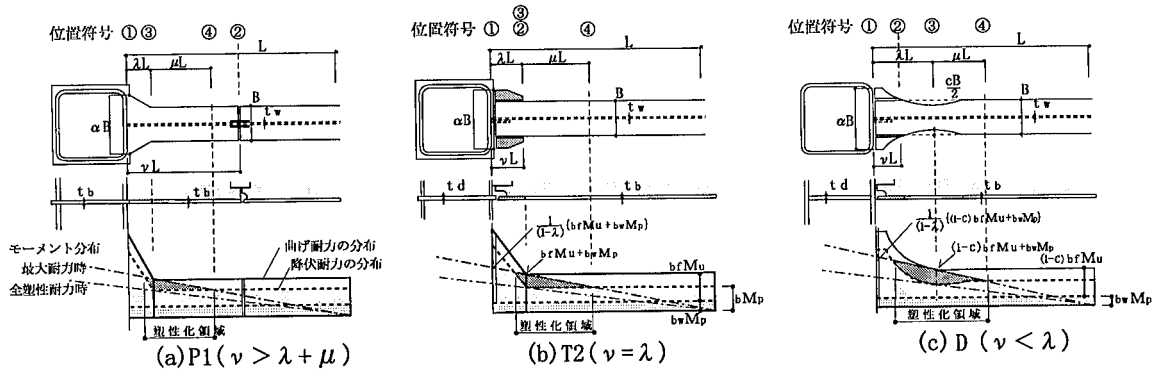


Fig. 10 改良型柱梁接合仕口部の応力分布
Distribution of Stress at Revised Beam-to-Column Connections

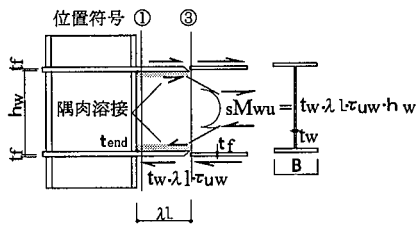


Fig. 9 改良型柱梁接合仕口部のウェブの曲げモーメント伝達機構
Mechanism of Stress Transfer at Web Bending Moment of Revised Beam-to-Column Connections

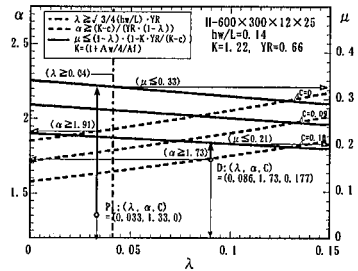


Fig. 11 α-λとμ-λの関係
α-λ and μ-λ Relationships

- I) ウェブの曲げモーメントが柱にまたは梁フランジに伝達できること
- II) 塑性ヒンジの長さが十分(梁丈程度)確保できること
- III) フランジの最大応力発生位置に溶接部や冶金的な欠欠きがないこと
- IV) 塑性ヒンジ発生位置に混用接合がないこと

改良型柱梁接合仕口部の応力分布をFig. 10に示す。図中の陰影部は、最小断面が最大耐力に達したときの曲げモーメントの分布であり、全塑性耐力を上回っている範囲は期待し得る最大限の塑性化領域を示す。なお、柱管壁の面外剛性による伝達は評価していない。

1. 設計クライテリア

(1) 条件 I 最小断面(③)が全塑性耐力 M_p を期待できるように、梁端のハンチ長さ($\lambda \cdot L$)を求める。Lは梁端から反曲点までの長さとする。最小断面位置から柱面までのウェブのせん断破断耐力 $^6)$ を算定して、 M_u は次式となる。

$$s \cdot M_u \geq b_w M_p \quad \text{----- (3)}$$

(2) 条件 III 最小断面(③)が溶接止端(②)よりも先に降伏するように、柱面から溶接止端までの距離($\nu \cdot L$)を求める。最小断面の降伏曲げモーメント (M_{3y}) と溶接止端の降伏曲げモーメント (M_{2y}) は次の関係式となる。

$$M_{2y} \geq \frac{1-\nu}{1-\lambda} M_{3y} \quad \text{----- (4)}$$

(3) 条件 IV 最小断面(③)が最大耐力 (M_{3u}) に達しても柱面(①)がフランジのみの降伏曲げ耐力以下になるように、梁端フランジの拡幅率 (α) を求める。柱面でのフランジのみの降伏モーメント ($_{end}M_{1fy}$) は次式となる。

$$_{end} M_{1fy} \geq \frac{1}{1-\lambda} M_{3u} \quad \text{----- (5)}$$

(4) 条件 II 最小断面(③)が最大耐力 (M_{3u}) に至った状態で、塑性化領域のチェックを行う。この断面から広がった塑性化領域端までの距離 ($\mu_p \cdot L$) を求める。梁丈との関係は次式となる。

$$\mu_p = 1 - \lambda - \frac{M_p}{M_{3u}} (1 - \lambda) \geq h/L \quad \text{----- (6)}$$

2. 形状の決定方法

形状決定は条件(3), (4)に従い, ν , λ , C を定め, Fig. 11の図中の α , μ_p に従って条件(5), (6)を満足させる。

参考文献

- 1) 杉本, 高橋: 被災鉄骨柱梁接合部の被害調査と高速載荷による再現実験, 日本建築学会関東支部研究報告集, p. 89~92, (1996. 3)
- 2) 杉本, 関根: 耐震性に優れた鋼構造柱梁接合部に関する研究(その1), 大林組技術研究所報, No. 56, p. 43~50, (1998. 1)
- 3) 日本建築学会近畿支部構造部会: 通シ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, (1997. 9)
- 4) 桑村, 前田: 低YR高張力鋼の機械的性質に及ぼす速度の影響, 構造工学論文集, p. 385~397, (1990. 3)
- 5) JSSC: KOUBE EARTHQUAKE TO STEEL MOMENT CONNECTION S AND SUGGESTED IMPROVEMENT, JSSC, No. 39, (1997. 6)
- 6) 杉本, 関根, 高橋: 改良型ダイアフラム工法を用いた角形鋼管柱-H形梁接合部の動的載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 325~328, (1997. 9)