

### 3.2.5 高層建物柱梁接合部の実用的な耐震改修技術に関する研究

#### (1) 業務の内容

##### (a) 業務の目的

首都圏で長周期地震動が発生した場合、多大な被害の発生が想定される高層建物を対象にし、その耐震性能評価および被害軽減を目的として、長周期地震動が高層建物にもたらす被害を国民に明らかにする。また、本実規模実験で検証される実践的な応答低減手法に関する研究成果を建築関連団体と連携し指針を取りまとめるとともに、各種業界と本研究成果を共有し、安心・安全な高層建物の広い普及を最終目標とする。

##### (b) 平成21年度業務目的

海溝型の巨大地震により内陸部では数秒以上の卓越周期をもつ長周期地震動が発生し、超高層建物の躯体には、多数回の繰り返し変形とともに塑性変形が累積する可能性が指摘された<sup>1)</sup>。平成19年度に実施されたE-ディフェンスによる実験では、1980年以前に建てられた初期の超高層建物の柱梁接合部詳細を再現した鉄骨骨組に対して、長周期地震動を受ける超高層建物の応答を与えた<sup>2, 3)</sup>。その結果、現場溶接形式の柱梁接合部が、複数箇所、現在予測されている長周期地震動を受けて破断した。すなわち、既存の超高層建物の柱梁接合部、特に、初期の現場溶接形式接合部に対して補強を施す耐震改修の必要性が認められた。平成20年度の実験結果を踏まえ、さらなる柱梁接合部に対する耐震改修技術を提案・検証する。また、実施工・耐震性能両面から最も妥当な接合部の耐震改修手法を同定するとともに、その耐震改修手法を本年度実施するE-ディフェンスによる震動実験に適用する。さらに、実験から得られたデータを工学的保有性能として整理し、柱梁接合部の力学モデルを構築する。

##### (c) 担当者

所属機関	役職	氏名
京都大学防災研究所	准教授	日高 桃子
	准教授	田村 修次
独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター	主任研究員	長江拓也
	客員研究員	福山國夫
	センター長	中島正愛

#### (2) 平成21年度の成果

##### (a) 業務の要約

平成20年度に実施した床スラブ付きの柱梁接合部実験の結果と、柱梁接合部の力学モデルによる評価の整合性を確認した。妥当な柱梁接合部の耐震改修手法を同定するために、21年度に実施されたE-ディフェンスによる震動実験における補強接合部の損傷過程と破壊形態をつぶさに観察した。得られたデータを工学的保有性能として整理した。

(b) 業務の成果

1) 補強方法と力学特性の整理

a) 平成 20 年度に実施した床スラブ付きの柱梁接合部実験

ここでは、部材実験に採用された補強接合部の力学特性を整理したうえで、実験結果との整合性を検証する。

i) 接合部条件

試験体は、1960～70年代に建設された超高層建物の技術資料に従う現場接合形式の柱梁接合部を参考にしている。図 1(a)に、補強前の RC 床スラブ付きの柱梁接合部試験体（無補強試験体）を示す。接合部の詳細は図 1(b)に示すとおりで、上側のスカラップはスカラップ底にアールをとらない半径 25 mm の 4 分の 1 円、下側は内開先でスカラップは耳型である。梁ウェブ接合部におけるボルトの本数は、最大支圧耐力がシャーププレートの全塑性曲げ耐力を上回るように決めている。RC 床スラブには、フラットデッキを用い、完全合成梁となるよう、軸径 19 mm、高さ 80 mm の頭付きスタッドを 150 mm 間隔で 1 列配置している。図 2 に示すように、RC 床スラブの厚さは 120 mm である。幅は設備の制約から 1,000 mm である。載荷方向には D13 の鉄筋 (SD295A) を 200 mm 間隔、直交方向には D10 の鉄筋 (SD295A) を 100 mm 間隔に配している。材料試験の結果を表 1 に示す。

図 3(a)～(c)に異なる 3 種類の補強を施した試験体を示す。ここで、耐震改修時の作業性も踏まえて、補強形式や基本寸法を詳細に述べて、それぞれの特徴を整理する。

図 3(a)は、シャーププレートと梁ウェブを隅肉溶接（溶接サイズ 7 mm）した溶接補強試験体である。シャーププレート周りの溶接補強は、付加的な補強部材を必要とせず、溶接に関わる設備だけで施工が行えるという長所を持つ。溶接の場合には、シャーププレートの摩擦すべり耐力と溶接耐力を足し合わせることで、ボルトの支圧耐力を用いずにシャーププレートの全塑性曲げ耐力を保証できるとの考えで設計した。

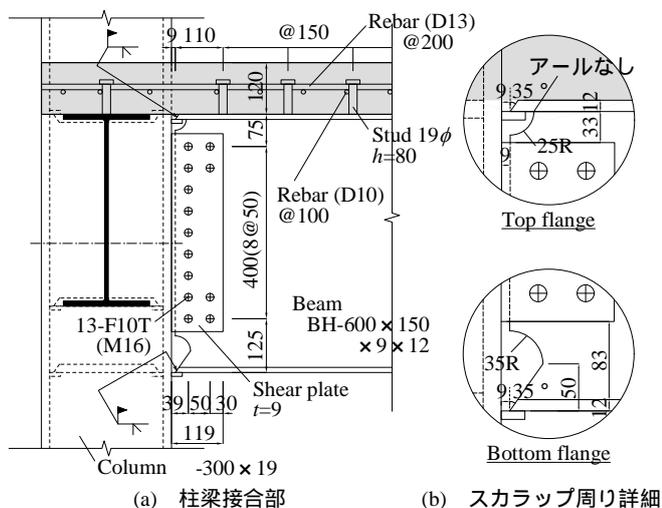


図 1 無補強試験体(単位:mm)

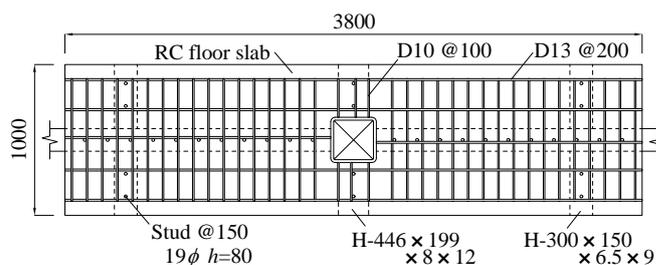


図 2 床スラブ配筋(単位:mm)

表 1 材料試験結果

Member	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)
Column	435	455
Beam	Flange	350
	Web	358
Haunch	344	508
Rebar (D13)	341	449
Concrete	$\sigma_B=21.1$ MPa	

$\sigma_y$ : yield strength,  $\sigma_u$ : tensile strength,  $\sigma_B$ : compressive strength

図 3(b)は、梁下フランジの両側に水平ハンチ（図 3(d)）を取り付けた水平ハンチ試験体で、図 3(c)は、梁下フランジの下側に鉛直ハンチ（図 3(e)）を取り付けた鉛直ハンチ試験体である。RC 床スラブによって増大する梁端下フランジの歪集中を緩和するという意図から、梁下フランジ補強を想定し、床スラブが妨げとなり補強工事が容易でない梁上フランジは補強しない。水平ハンチはできるだけ拡げることが望ましく、柱表面位置でのハンチの幅は、柱幅と等しくする拡幅 75 mm である。ハンチには既存の梁下フランジの溶接線と交差しないための半径 25 mm のスカラップを設けており、その分を差し引いた 50 mm がハンチの有効幅となる。ハンチの有効幅に基づいて求まるハンチと柱表面の接合部の引張強度が、ハンチと梁下フランジの接合部のせん断応力によって梁下フランジに伝達されるという条件から、ハンチの長さ（150 mm）を決まる。鉛直ハンチによる補強は、梁下フランジよりも下で作業することができる。また、既存の余盛りやエンドタブなどが障害となり水平ハンチを取り付けられない場合にも適用できる。鉛直ハンチ（BCT-143×300～100×12×12）の重さは、現場において人間一人が手で持ち上げられるように 3 kg 程度である。水平ハンチと同様に柱表面位置での鉛直ハンチのフランジ幅は、柱幅（300 mm）を基本とするが、ハンチのフランジ位置には内ダイヤフラムがないため、ハンチの左右端から柱の板厚の 3.5 倍だけ内側に入った部分をハンチの有効幅（66.5mm）として強度に取り入れられる。有効幅から求まるハンチのフランジ接合部の引張強度を、ハンチのウェブと梁下フランジの接合部におけるせん断応力により伝達すると仮定し、ハンチの長さ（450mm）が決まる。

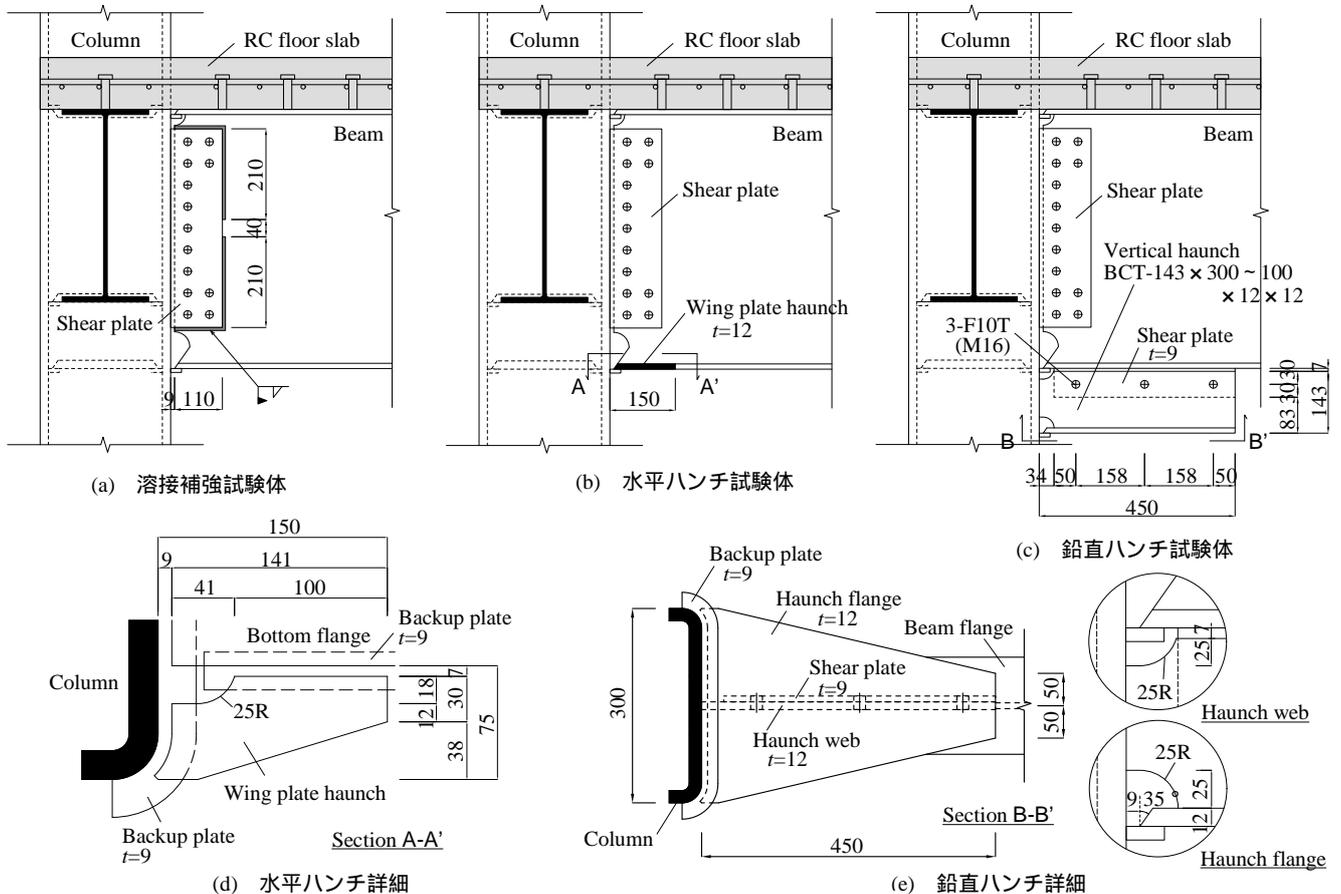


図 3 補強試験体（単位:mm）

ii) 力学モデル

対象とする柱梁接合部の条件に塑性理論を適用し、鋼梁および合成梁として考えた場合の接合部強度および全塑性モーメントを評価する。ここでは、過去の研究<sup>4, 5)</sup>を参照して計算に必要となる諸量を設定する。仮定した応力状態を図4、計算結果を表2に示す。 $f\sigma_u$ 、 $hf\sigma_u$ は、それぞれ梁フランジ、水平ハッチ・鉛直ハッチフランジの引張強度、 $w\sigma_y$ 、 $r\sigma_y$ 、 $hw\sigma_y$ は、それぞれシャーププレート、スラブ鉄筋、鉛直ハッチウェブの降伏強度である。また、 $A_f$ 、 $A_r$ は、それぞれ片側梁フランジ、スラブ鉄筋の断面積で、 $A_c$ 、 $A_{hf}$ は、それぞれコンクリートスラブ、水平ハッチ・鉛直ハッチフランジの有効断面積である。

ア) 鋼梁として考えた場合

梁端接合部の最大曲げ耐力（接合部強度） $sjMu$ は、いずれの場合も柱表面位置において

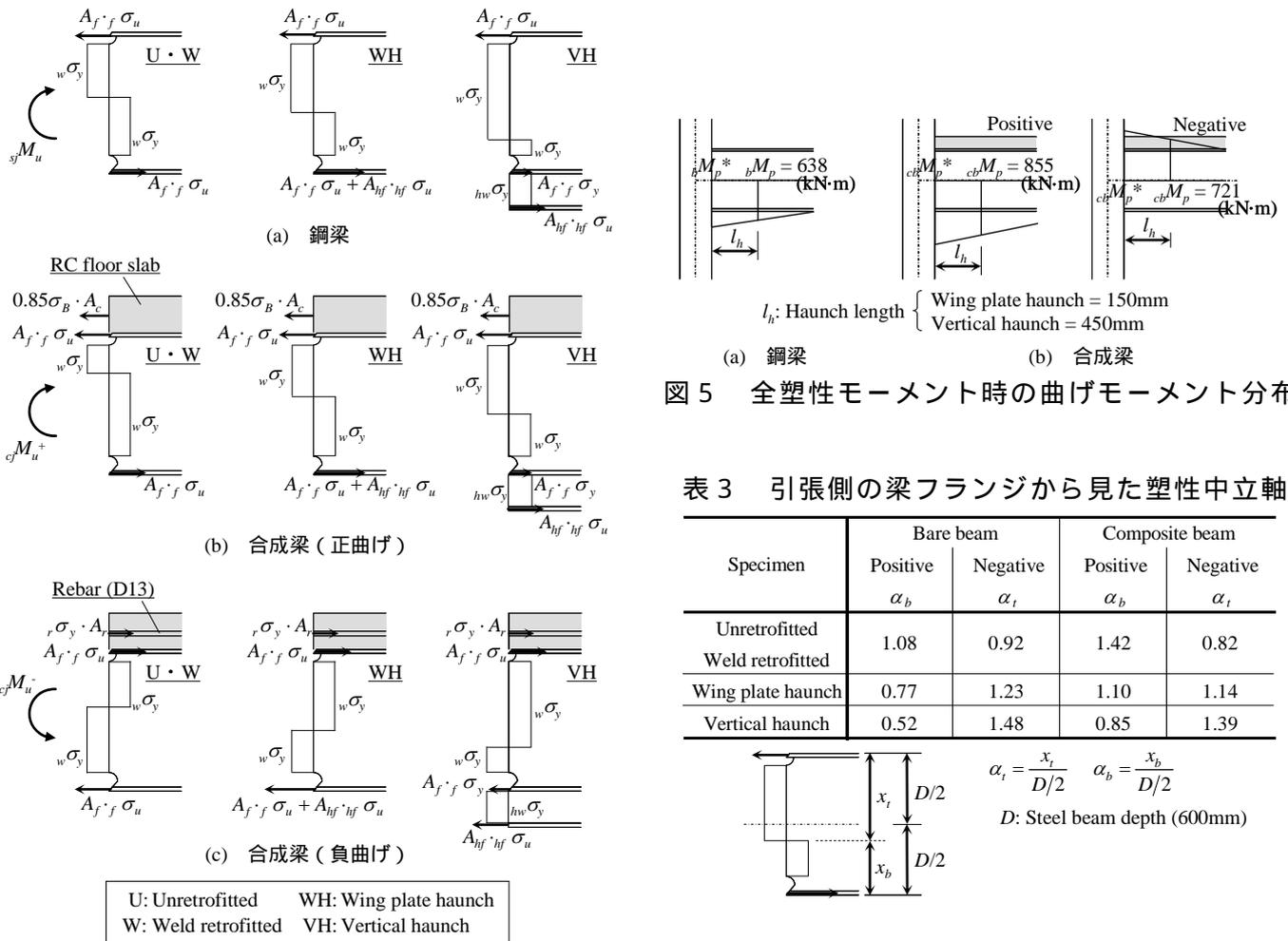


図4 梁端接合部で仮定した応力状態

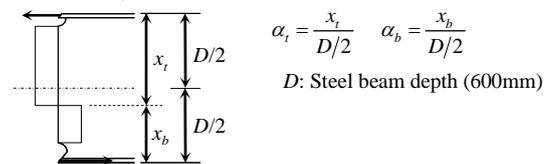
表2 強度設計値と接合部強度比

Specimen	Bare beam			Composite beam					
	$sjMu$ (kN·m)	$bMp^*$ (kN·m)	$\frac{sjMu}{bMp^*}$	$cjMu$ (kN·m)	Positive		Negative		
					$cbMp^*$ (kN·m)	$\frac{cjMu}{cbMp^*}$	$cjMu$ (kN·m)	$cbMp^*$ (kN·m)	$\frac{cjMu}{cbMp^*}$
Unretrofit	708	638	1.11	892	855	1.04	767	721	1.06
Weld retrofitted									
Wing plate haunch	874	673	1.30	1119	902	1.24	950	761	1.25
Vertical haunch	1129	758	1.49	1423	1015	1.40	1218	856	1.42

図5 全塑性モーメント時の曲げモーメント分布

表3 引張側の梁フランジから見た塑性中立軸位置

Specimen	Bare beam		Composite beam	
	Positive $\alpha_b$	Negative $\alpha_t$	Positive $\alpha_b$	Negative $\alpha_t$
Unretrofit				
Weld retrofitted	1.08	0.92	1.42	0.82
Wing plate haunch	0.77	1.23	1.10	1.14
Vertical haunch	0.52	1.48	0.85	1.39



計算する。梁フランジに引張強度を、シャーププレートに降伏強度を用いる。水平ハンチ試験体の場合は、水平ハンチを引張強度、鉛直ハンチ試験体の場合は、ハンチフランジを引張強度とする。なお、ハンチフランジの有効断面積は先に示した値を用いている。鋼梁が全塑性モーメント  ${}_bM_p$  に達したときに柱表面位置に加わる曲げモーメント  ${}_bM_p^*$  は、水平ハンチ、鉛直ハンチ試験体の場合に、全塑性モーメントの発生位置をハンチ先端として、モーメント勾配から柱表面位置の値を外挿する（図 5(a)）。

#### イ) 床スラブがある合成梁として考えた場合

${}_cM_u$  は、合成梁における RC 床スラブの協力を見込んで、正曲げ時、および負曲げ時に対して求めた接合部強度である。正曲げ時の RC 床スラブについては、既往の実験で観察された条件<sup>5)</sup>を採用し、コンクリートの有効圧縮強度を  $0.85\sigma_B$ 、有効幅を柱幅（300mm）とする。負曲げ時には、柱に対して反対の床スラブ内に定着される鉄筋（4-D13）を引張に対して有効とし、断面積に降伏強度を乗じる。 ${}_cM_p^*$  は合成梁が全塑性モーメントに達したときに柱表面位置に加わる曲げモーメントであり、RC 床スラブの協力を加えた全塑性モーメントを求め、水平ハンチ試験体と鉛直ハンチ試験体の場合には、ハンチ先端から柱表面位置に外挿する（図 5(b)）。

以降では、表 2 における各強度の傾向を見ていく。梁ウェブ接合部の応力伝達としてシャーププレートの全塑性曲げ耐力を採用したので、無補強試験体と溶接補強試験体の値は等しい。無補強試験体を基準に鋼梁を見ると、正曲げ（負曲げも等しい）において水平ハンチ、鉛直ハンチ試験体の  ${}_sM_u$  は、それぞれ 1.23 倍、1.59 倍となっている。 ${}_bM_p^*$  は、それぞれ 1.06 倍、1.19 倍となっている。これにより、接合部強度比  ${}_sM_u/{}_bM_p^*$  は、無補強試験体のとき 1.11 であるのに対して、水平ハンチ試験体で 1.30、鉛直ハンチ試験体で 1.49 になる。なお、高力ボルトのすべり耐力から計算されるウェブ接合部の曲げ耐力に基づいて接合部強度比を求めると、無補強、溶接補強試験体は、0.94、1.11 という関係になる。

次に、合成梁であるが、鋼梁の計算値に対して各強度が増加する割合は、いずれの試験体においても、ほぼ等しくなる。正曲げにおいて、 ${}_cM_u$  は  ${}_sM_u$  の 1.26-1.28 倍、 ${}_cM_p^*$  は  ${}_bM_p^*$  の 1.34 倍となる。負曲げでは、増加の割合が小さく、 ${}_cM_u$  は  ${}_sM_u$  の 1.08 倍、 ${}_cM_p^*$  は  ${}_bM_p^*$  の 1.13 倍となる。接合部強度と全塑性モーメントに等しい床スラブ強度を仮定したため、全塑性モーメントに基づく  ${}_cM_p^*$  の方が、増加割合が若干高くなる。従って、接合部強度比は、合成梁として考えた場合に、その分だけわずかに小さくなる。

#### ウ) 塑性応力状態と変形能力

接合部強度と全塑性モーメントの比は、接合部の破断で決まる変形能力に関連させることのできる有用な指標として認められている<sup>6)</sup>。接合部強度が全塑性モーメントを大きく上回れば接合部の破断の危険性が小さくなる、という考えに基づくが、その裏づけは鋼梁に対する実験がほとんどである。先に述べたように、塑性理論に基づいて求められる従来からの接合部強度比は、RC 床スラブを考慮したとしても、その値が変わることはなく、RC 床スラブの存在によって影響を受けて変化する変形能力の傾向を表現できない。

本研究では、補強によって接合部強度比を大きくするという方針に加えて、RC 床スラ

ブ、および補強形式が接合部の歪分布状態に及ぼす影響を、先の力学モデルから考える。図4に示される応力状態において、引張を受ける側の梁フランジから塑性中立軸位置までの距離を  $x$  ( $x_t$ : 梁上フランジ、 $x_b$ : 梁下フランジ) とし、梁せい  $D$  の半分  $D/2$  で除す。引張を受ける梁フランジにとって、塑性中立軸が梁の中心にあれば 1.0 であり、この値が 1.0 よりも大きくなるほど、塑性中立軸位置が梁せいの中心よりも離れていく。同一の塑性回転が与えられたとき、引張を受ける梁フランジから塑性中立軸が離れるほど引張歪が増大するため、当該フランジの破断条件を間接的に表しうる指標と考えられる。本研究では、この値を塑性中立軸比と呼び  $\alpha$  ( $\alpha_t$ : 梁上フランジ、 $\alpha_b$ : 梁下フランジ) と表記する。以下に本実験における接合部の塑性中立軸比を整理する。

表3に計算結果を示す。鋼梁と考えた無補強試験体は、スカラップ形状の違いにより、梁下フランジにおいて 1.08、梁上フランジにおいて 0.92 となる。ここに RC 床スラブの影響が加わる合成梁の場合は、正曲げの梁下フランジは 1.42 と塑性中立軸が大きく離れ、負曲げの梁上フランジに対しては 0.82 と近づくことがわかる。水平ハンチ試験体の場合は、正曲げを受ける合成梁の梁下フランジが 1.10 となり、無補強試験体よりも塑性中立軸が中心に近づく。一方、負曲げを受ける合成梁の梁上フランジは 1.14 となり、梁下フランジが相対的に強くなったことで、塑性中立軸が中心より離れることとなる。鉛直ハンチ試験体の場合は、負曲げの梁上フランジにおいて 1.39 と塑性中立軸が中心からさらに離れる値となる。

### iii) 実験における損傷過程と破壊形式

実験では、図1(a)、図3(a)~(c)に示す4種類の接合部を1つずつ柱の左右に配した十字形の柱梁接合部試験体を2体用意する。2体の十字形試験体のうち、1体は左右の接合部が無補強、溶接補強接合部、もう1体は左右の接合部が水平ハンチ、鉛直ハンチ接合部である。本実験における載荷装置を図6に示す。柱上下の支点間距離と、柱中心から梁の外端部(柱梁接合部と反対側)の支点までの距離はいずれも 3.0 m で、ロードセルを取り付けた油圧ジャッキによって、柱上端部に地震力を模擬する水平力を強制変位として与える。載荷履歴を図7に示す。図7の縦軸は、載荷位置での水平変位(ジャッキのストローク値)を柱上下の支点間距離 3.0 m で除した値として定義した層間変形角で、載荷振幅として 0.002、0.005、0.01、0.02、0.03 rad が試験体に加わることとなる。

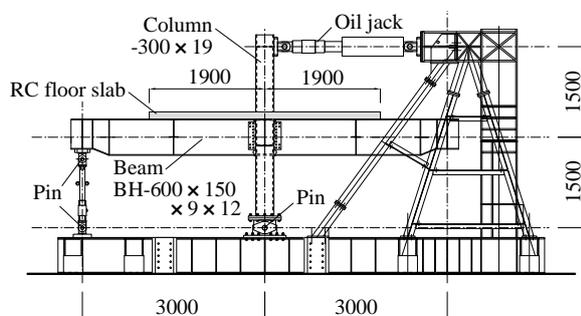


図6 載荷装置セットアップ(単位:mm)

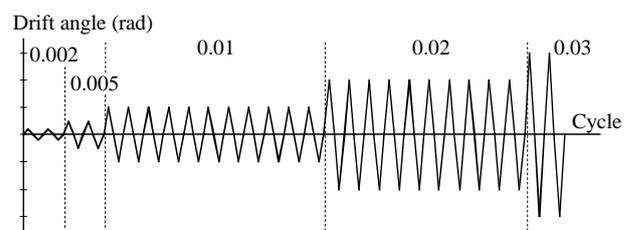


図7 載荷履歴

図8の縦軸は、ジャッキ荷重から求めた梁端接合部に作用する曲げモーメント  $jM$  (接合部モーメント)、横軸は梁端のたわみ角  $b\theta$  である。層間変形角 0.01 rad 以上の振幅において、弾性にとどまる柱の部材角は 0.005 rad 程度となり、層間変形角から 0.005 rad を差し引いた値が、梁端のたわみ角に相当する。

ここでは、層間変形角のサイクルを参照しながら、観察された破壊状況を説明する。

無補強試験体は、0.02 rad 振幅の第 1 サイクルの正曲げ時に梁下フランジのスカロップ底に亀裂が生じ、第 2 サイクルの正曲げの途中(図 8(a)中の )でスカロップ底の亀裂を起点に梁下フランジ母材が破断した。この破断により、接合部モーメントが急激に下がり、第 3 サイクルの正曲げ時にはほぼ 0 となった。溶接補強試験体も無補強試験体と同様に 0.02 rad 振幅の第 1 サイクルの正曲げ時に梁下フランジのスカロップ底に亀裂が生じた。ただし、無補強試験体が 0.02 rad 振幅の第 1 サイクルの正曲げ時に強度低下に転じたのに対し、溶接補強試験体は、強度の上昇を保持した。第 2 サイクルの正曲げの途中(図 8(b)中の )には、梁下フランジ母材の破断に至ったが、無補強試験体よりも強度と変形の増大を経てからであった。水平ハンチ試験体は、0.02 rad 振幅では梁下フランジのスカロップ底に亀裂は生じなかった。0.02 rad 振幅の第 5 サイクル以降に梁上フランジのスカロップ底に亀裂が生じ、第 10 サイクルの負曲げ時(図 8(c)中の )に梁上フランジ母材がスカロップ底の亀裂を起点に破断し、接合部モーメントが低下した。鉛直ハンチ試験体は、0.02 rad 振幅の第 1 サイクルの負曲げ時に、鉛直ハンチ先端付近で梁下フランジと梁ウェブに局部座屈が生じ、その後の繰り返し载荷により、正曲げ、負曲げ時とも接合部モーメントが徐々に低下した。梁上フランジのスカロップ底に亀裂は生じていたが、0.03 rad 振幅のサイクルにおいても梁端接合部は破断せず、接合部モーメントは無補強試験体の 1.5 倍に達した。

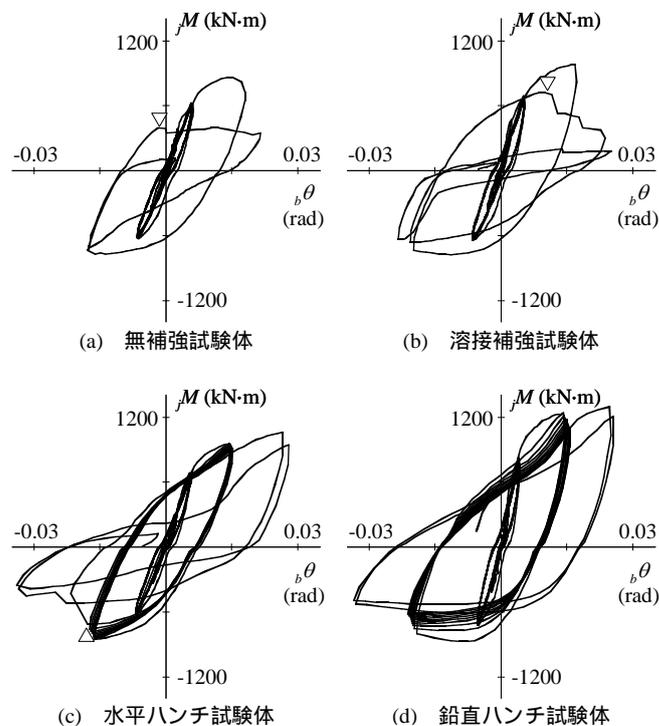


図8 試験体挙動

iv) 塑性理論による強度計算値との対応

図 8 より得られる正曲げ側、負曲げ側の最大接合部モーメント（接合部強度の実験値） $jM_{\max}$  を表 4 に示す。ここでは、合成梁として塑性理論により評価した全塑性モーメント、接合部強度の計算値  $cbM_p^*$ 、 $cjM_u$  と実験値  $jM_{\max}$  の対応を考察する。図 9 は、正曲げ側、負曲げ側の各値を縦軸プラスとマイナスにそれぞれ並べたものである。

正曲げ側において各試験体の  $jM_{\max}$  を  $cbM_p^*$  と比べると、0.02 rad 振幅時に梁下フランジが破断した無補強、溶接補強試験体は、それぞれ 1.01、1.15 倍となる。水平ハッチ、鉛直ハッチ試験体の場合は、0.03 rad 振幅を経験したこともあり、それらより大きい 1.18、1.28 倍となる。負曲げ側において  $jM_{\max}$  を  $cbM_p^*$  と比べると、無補強、溶接補強、水平ハッチ試験体が 1.07-1.12 倍でほぼ同等である。鉛直ハッチ試験体は、ハッチ先端で局部座屈したこともあり、それらより小さい 1.02 倍となっている。

次に、 $jM_{\max}$  を接合部強度の計算値  $cjM_u$  と比べると、無補強、溶接補強試験体は、梁下フランジが破断した正曲げ側において、それぞれ、0.97、1.10 倍となっている。水平ハッチ、鉛直ハッチ試験体は 0.95、0.91 倍とそれらを下回っている。負曲げ側について、梁上フランジが破断した水平ハッチ試験体は 0.90 倍であり、ハッチ先端で局部座屈した鉛直ハッチ試験体は 0.72 倍と大幅に下回っている。

以上のように、塑性理論により評価した全塑性モーメント、および接合部強度は、破壊形式とおおよそ整合しつつ、最大接合部モーメント（接合部強度の実験値） $jM_{\max}$  と良く対応することがわかる。

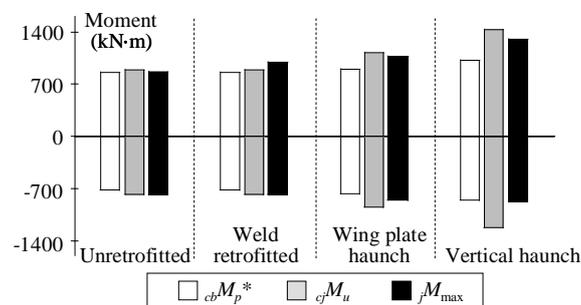


図 9 強度計算値と実験値の対応

表 4 接合部における最大モーメント実験値と計算値

Specimen	Positive			Negative		
	$jM_{\max}$ (kN·m)	$\frac{jM_{\max}}{cbM_p^*}$	$\frac{jM_{\max}}{cjM_u}$	$jM_{\max}$ (kN·m)	$\frac{jM_{\max}}{cbM_p^*}$	$\frac{jM_{\max}}{cjM_u}$
Unretrofitted	864	1.01	0.97	774	1.07	1.01
Weld retrofitted	985	1.15	1.10	775	1.08	1.01
Wing plate haunch	1064	1.18	0.95	852	1.12	0.90
Vertical haunch	1298	1.28	0.91	872	1.02	0.72

v) 接合部の塑性変形能力と力学モデルの関係

本研究では、梁端の塑性たわみ角の累積値 $\Sigma_b\theta_p$ （累積塑性たわみ角）を梁端接合部の塑性変形能力評価の指標とする。無補強、溶接補強、水平ハッチ試験体の累積塑性たわみ角は、いずれも接合部が破断するまでの値である。ハッチ先端が局部座屈して強度が低下した鉛直ハッチ試験体は対象としない。図 10 に各試験体の累積塑性たわみ角 $\Sigma_b\theta_p$ を示す。左から順に無補強試験体（U）、溶接補強試験体（W）、水平ハッチ試験体（WH）に対する結果である。図中には、設計時に参照した文献 7)の実験結果（Y：Yamada）を併せて示している。この試験体は RC 床スラブが無い条件である（以降、Y-無補強鋼梁）。柱は溶接組み立て角形鋼管  $-500\times 500\times 22$ （SM490A）、梁は  $H-596\times 199\times 10\times 15$ （SM490A）の H 形鋼を加工したハニカム梁  $H-800\times 199\times 10\times 15$  で、柱と梁は内ダイヤフラム形式により現場接合している。梁ウェブ接合部は、シャーププレートを介した高力ボルト摩擦接合（F11T-M22）で、梁せい方向に 1 列に 7 本の高力ボルトを配置している。スカラップ形状は本実験と同じである。接合部強度比は 1.04 で、本実験の無補強試験体よりも若干小さい。

図より、無補強試験体の累積塑性たわみ角は Y-無補強鋼梁の値の 35 %程度となっており、RC 床スラブの存在によって変形能力が大幅に減少することがわかる。ここで、先の塑性理論に基づく塑性中立軸比を考える。Y-無補強鋼梁の条件では、塑性中立軸比は 1.0 と評価される。これに対し、正曲げを受ける合成梁として求めた無補強試験体の梁下フランジの塑性中立軸比は 1.42 である。すなわち、接合部強度比がほぼ等しい条件において、塑性中立軸が離れる（引張歪に厳しい）ことで梁下フランジの破断を早め、変形能力を低下させた状況が表現されている。溶接補強試験体の梁下フランジの塑性中立軸比も同様に 1.42 と評価されている。したがって、溶接補強試験体の累積塑性たわみ角は、無補強試験体の 1.18 倍と、変形能力の大幅な改善にはつなげていない。水平ハッチ試験体の接合部強度比は正曲げ側で 1.24、負曲げ側で 1.25、塑性中立軸比は梁下フランジで 1.10、梁上フランジで 1.14 となり、累積塑性たわみ角は無補強試験体の 3.45 倍まで向上している。すなわち、接合部強度比を高めて、さらに塑性中立軸比を小さくすることで高い補強効果が発揮されることを意味している。ここで、水平ハッチ試験体の梁上フランジにおいて破断が生じたのは、梁下フランジの塑性中立軸比が 1.10 であり、梁上フランジの塑性中立軸比がこれより大きい 1.14 であることが原因と解釈することもできる。

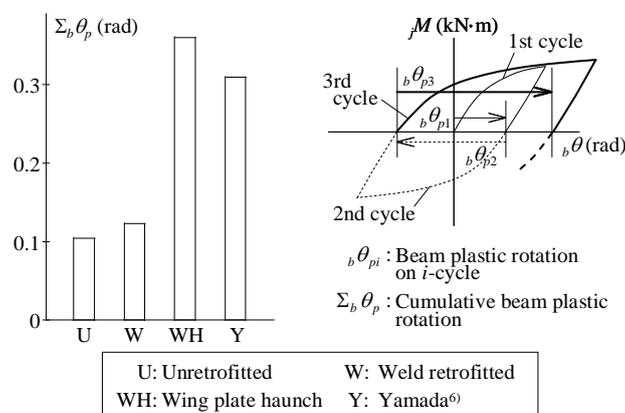


図 10 累積塑性たわみ角

b) 平成 21 年度に実施した E-ディフェンス震動台による骨組実験

現場溶接接合部に対して 3 つの異なる補強を設計し部材実験を実施したところ、水平ハッチ、鉛直ハッチ接合部の変形能力は、無補強接合部よりも少なくとも 3 倍程度まで向上した。しかしながら、溶接補強接合部の変形能力は、無補強接合部と比べて顕著な向上は見られなかった。こうしたことも考慮に入れて、長周期地震動を受ける超高層建物内において、これら補強接合部が有する耐震性能を評価する。平成 19 年において採用した試験体骨組を用意し、柱梁接合部に補強を施す。平成 19 年の実験結果と、本実験の結果を比べることで補強による性能の向上等を検証する。

i) 試験体概要

図11(a)に試験体の概観写真を、図11(b)に長辺方向の試験体立面図を示す。試験体は、総高さ80m、21階建ての超高層建物を想定しており、E-ディフェンスにおける振動台の性能を最大限発揮できるように、4層試験体は、1960～70年代に建設された超高層建物の技術資料に従う現場接合形式の柱梁からなる鋼構造骨組部分と、それより上層部をコンクリート錘により模擬した縮約層から構成される。鋼構造骨組は、長辺方向2スパンの12 m、短辺方向1スパンの8 mである。縮約層のコンクリート錘は、鋼構造骨組と同様の平面とし、積層ゴムを鋼柱位置に配置した。図11(c)に上層部の縮約手順を示す(手順の詳細は文献2に詳述されている)。試験体の長辺方向に梁せい600 mmの溶接組立てによる梁、短辺方向に梁せい800 mmのハニカム梁を有しており柱との接合部を現場接合形式の仕様とした。2階床レベルから4階床レベルの梁、合計24箇所前述した3種類の補強を施した。ここで、部材実験において顕著な効果が得られなかったウェブ溶接補強接合部については、その補強効果を向上させることを意図し、さらに改良して適用している。

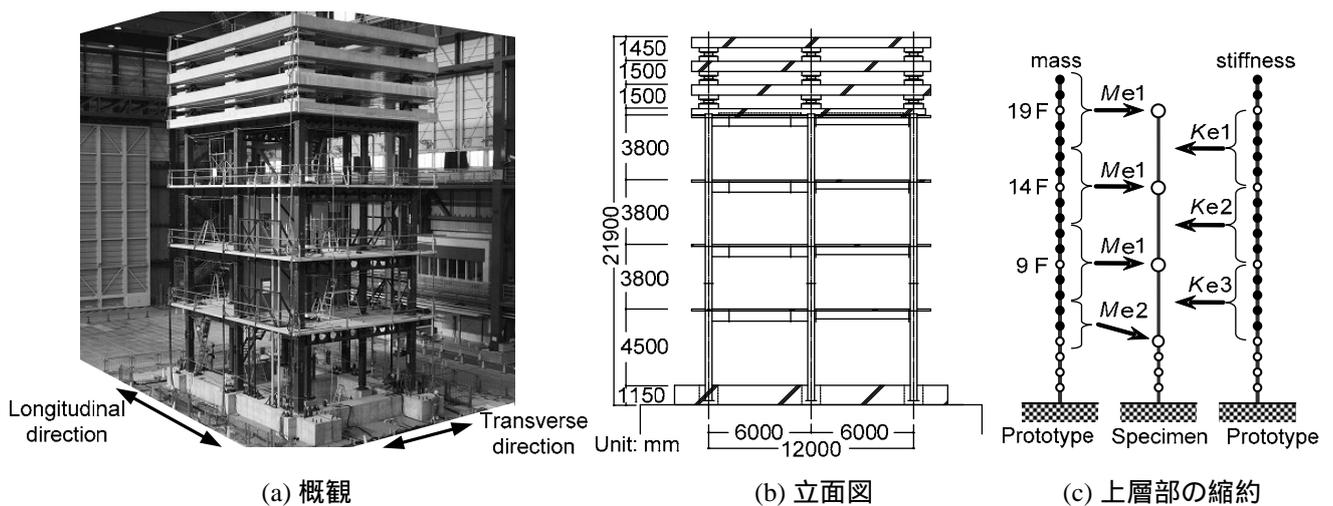


図 11 試験体概要 (単位 mm)

ii) 接合部詳細

図 12(a)～図 12(c)に本実験で用いた 3 種類の補強接合部を示す。

ア) 改良溶接補強接合部

RC 床スラブの存在により、梁下フランジに歪が集中するが、ウェブの応力伝達不足とスカラップ付近の応力集中がさらに状況を悪くする。溶接補強接合部では、梁ウェブ接合部の応力負担を増加させ、梁フランジ接合部への歪集中を緩和することを意図するが、部材実験では思うような効果が得られなかった。層間変形角 0.02 rad で梁下フランジスカラップ底に 10%の歪が生じてしまった。この結果を受けて、図 12(a)に示す改良方法を溶接補強接合部に加えた。すなわち、部材実験における溶接補強接合部では、シヤーププレート周りを溶接補強するだけであったが、改良溶接補強接合部ではこれに加えて、梁ウェブと柱表面を視野プレート裏側から直接溶接し（図 12 の Section A）、さらに、梁下フランジ側のスカラップをふさぐように付加的なプレートを隅肉溶接により梁ウェブ表面に取り付けている（図 12 の Section B）。

イ) 水平ハンチ接合部

図 12(b)に水平ハンチにより補強した柱梁接合部を示す。弱点となる梁下フランジに直接、水平ハンチを取り付けることで、梁下フランジの断面積を増加させ、梁下フランジの歪を緩和する。水平ハンチは、できるだけ広げることとし、柱表面位置でのハンチの幅は、柱幅（400 mm）と等しくする拡幅 100 mm とした。ハンチには既存の梁下フランジの溶接線と交差しないための半径 25 mm のスカラップを設ける必要があったため、その分を差し引いた 75 mm がハンチの有効幅となった。ハンチは、梁下フランジと同じ板厚とした。そし

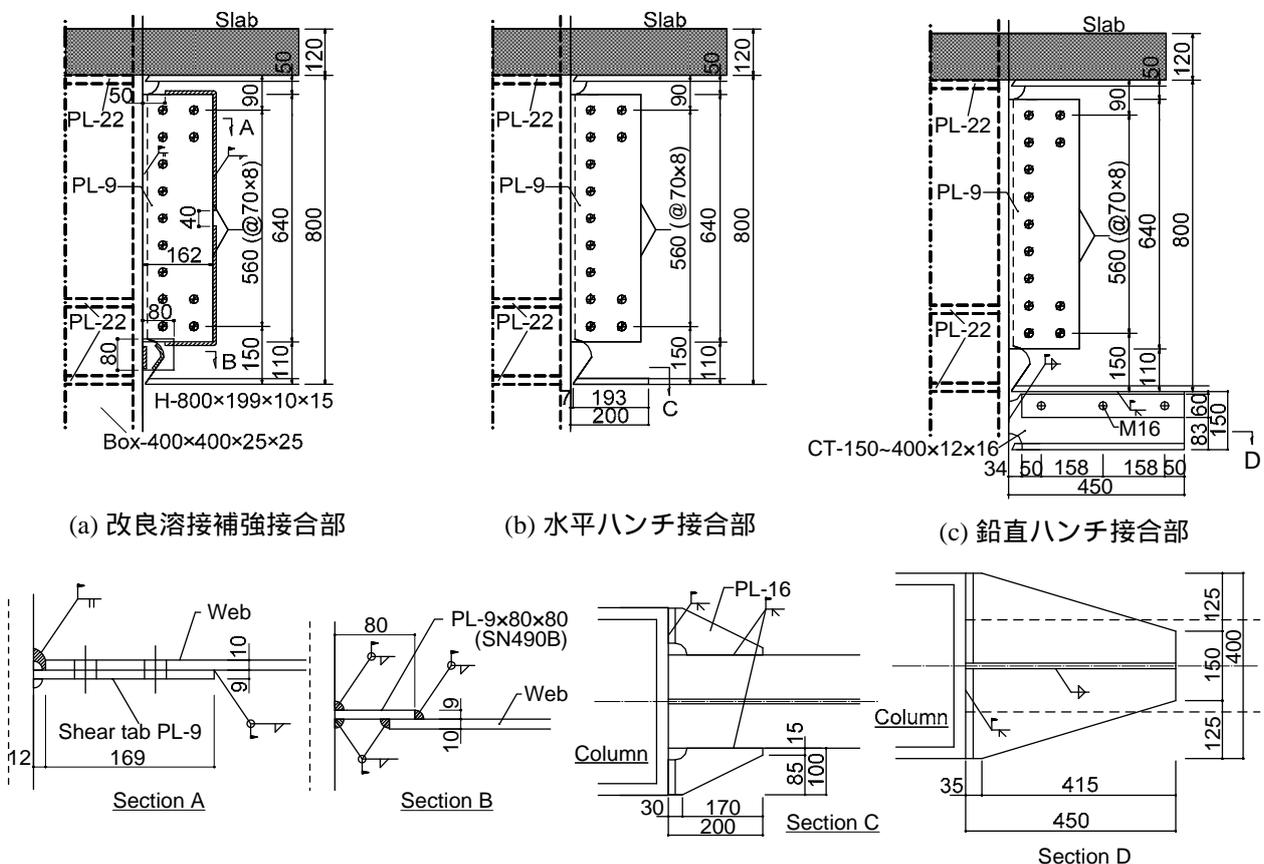


図 12 補強柱梁接合部詳細 (単位 mm)

て、ハンチの有効幅に基づいて求まるハンチと柱表面の接合部の引張強度が、ハンチと梁下フランジの接合部のせん断応力によって梁下フランジに伝達されるという条件から、ハンチの長さ（200 mm）を決めた。

#### ウ) 鉛直ハンチ接合部

図 12(c)に鉛直ハンチにより補強した柱梁接合部を示す。鉛直ハンチによる補強は、梁下フランジよりも下で作業することができる。また、既存の余盛りやエンドタブなどが障害となり水平ハンチを取り付けられない場合にも適用できる。鉛直ハンチ(CT-150×150～400×12×19)の重さは、現場において人間1人が手で持ち上げられるように3.0 kg程度とした。水平ハンチと同様に柱表面位置での鉛直ハンチのフランジ幅は、柱幅(400 mm)を基本とし、フランジ厚は、梁下フランジと同等の19 mmとした。ただし、ハンチのフランジ位置には内ダイヤフラムがないため、ハンチの左右端から柱の板厚の3.5倍だけ内側に入った部分をハンチの有効幅(175 mm)として強度に取り入れた。有効幅から求まるハンチのフランジ接合部の引張強度を、ハンチのウェブと梁下フランジの接合部におけるせん断応力により伝達すると仮定し、ハンチの長さ(450 mm)を決めた。

骨組内部における、改良溶接補強接合部、水平ハンチ接合部、また鉛直ハンチ接合部の配置状況を図 13 に示す。改良溶接補強接合部は全部で4箇所、水平ハンチ接合部は全部で12箇所、鉛直ハンチ接合部は全部で8箇所である。

#### iii) 接合部強度

表 5 に材料試験結果を示す。表 6 に材料試験結果に基づいて求めた接合部強度を示す。ここで、 $bM_p$  は鋼梁の全塑性モーメント(梁せい800mm: 1532 kN・m; 梁せい600mm: 1042 kN・m)、 $jM_u$  は接合部の最大曲げ耐力である。 $jM_u$  の算定には、RC床スラブによる合成効

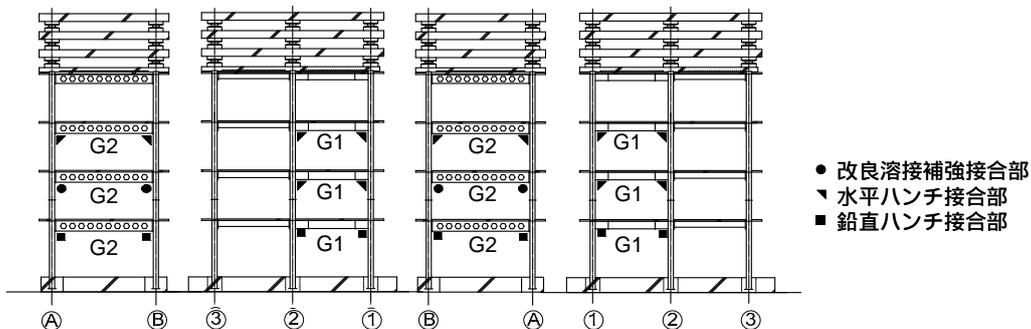


図 13 各補強の配置状況

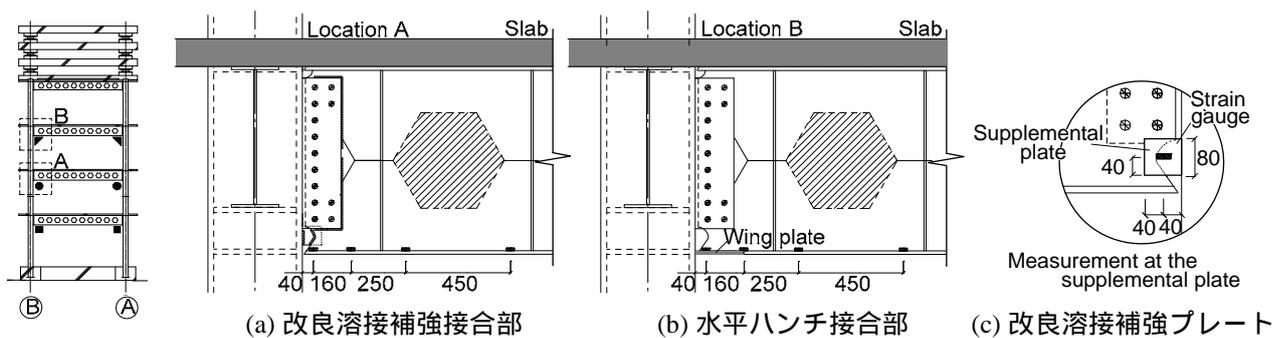


図 14 梁端部における歪ゲージ貼付位置

果は考慮していない。接合部の変形能力を保証するため、梁の全塑性モーメントに対する、接合部の最大曲げ耐力の比  $jM_u / bM_p$  (接合部強度比) は、SM490A 鋼材の場合は少なくとも 1.2 を確保することが推奨されている<sup>6)</sup>。本実験における水平ハンチ、鉛直ハンチ接合部の接合部強度比は、部材実験のときと同程度となった。

iv) 載荷と計測

計測点数の合計は 735 点で、そのうち加速度計による計測点数は 67 点、変位計による計測点数は 115 点、歪ゲージによる計測点数は 450 点である。図 14 に梁下フランジにおける歪ゲージの貼付位置を示す。

本実験では、3 種類の入力地震動を用い、入力レベルを大きくしながら 2 方向加振を行った。入力地震動には、現行の耐震設計で参照される El-Centro 波 (El 波)、また長周期地震動の予測波である東扇島波 (Hog 波)、三の丸波 (San 波) の 3 つを用いた。これら入力地震動の時刻歴記録と擬似速度応答スペクトルを図 15 に示す。El 波は耐震設計における

表 5 材料特性

部材		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
柱	-400×400×25	353	522
梁	H-600×200×9×19	351	512
	H-800×199×10×15	401	534
水平ハンチ		396	537
鉛直ハンチ		358	513
コンクリート		圧縮強度=29 MPa	

表 6 接合部強度比

接合部	$jM_u / bM_p$	$jM_u / bM_p$
	H-600	H-800
改良溶接補強	-	1.25
水平ハンチ	1.42	1.43
鉛直ハンチ	1.65	1.55

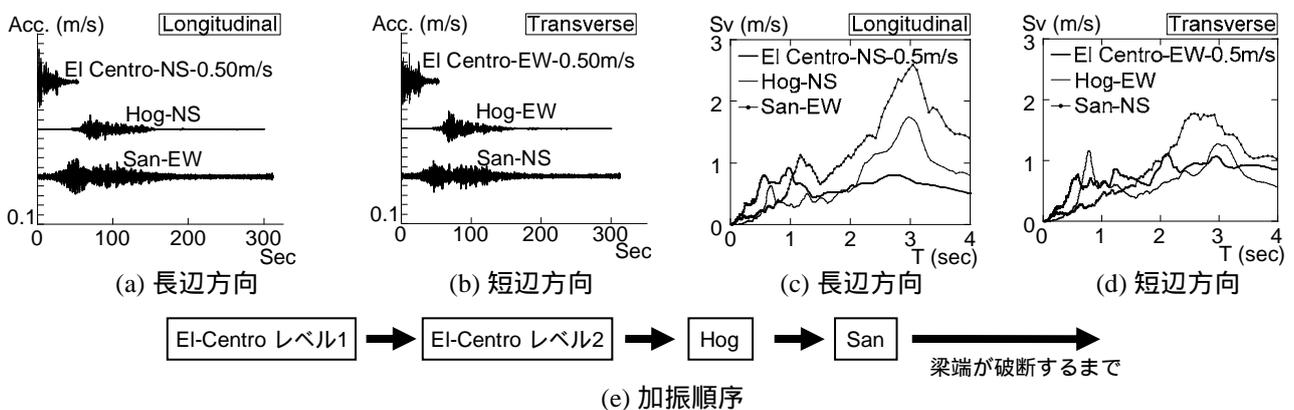


図 15 入力地震動と加振順序

レベル 1、レベル 2 に合わせて最大地動速度をそれぞれ 0.25 m/s、0.50 m/s に調節した。加振は、レベル 1 の El 波 (EL-1)、レベル 2 の El 波 (EL-2)、Hog 波、San 波の順で行った。San 波による加振は、複数の柱梁接合部が破断するまで繰り返した。

v) 試験体骨組の全体挙動

図 16 は、レベル 1、2 の El-Centro 波 (EL-1、EL-2)、東扇島波 (Hog)、5 回の三の丸波 (San-1 ~ San-5) による加振から得られた試験体 1 ~ 3 層 (想定する超高層建物の下層部) の最大層間変形角応答で、図 16(a) が長辺方向、図 16(b) が短辺方向に対する結果である。

短辺方向における東扇島波の加振 (図 16(b) の Hog) を除けば、長辺方向、短辺方向のいずれにおいても、加振レベルの増加とともに最大層間変形角応答が大きくなっている。レベル 1、2 の El-Centro 波加振 (EL-1、EL-2) に対する試験体 2、3 層の最大層間変形角は、それぞれ耐震設計における要求値 (レベル 1 で 0.5 %、レベル 2 で 1.0 %) よりも小さく、この加振レベルでは、いずれの柱梁接合部においても損傷は見つからなかった。

3 回目の三の丸波加振 (San-3) では、長辺方向の最大層間変形角の方が、短辺方向よりも大きくなっている。これは、三の丸波の大きな成分である EW 成分を長辺方向に入力したことが主な理由である。1 回目の三の丸波加振 (San-1) に対する、試験体 2、3 層の最大層間変形角は、長辺方向で 1.5 % 程度、短辺方向で 1.3 % 程度で、いずれの接合部においても損傷は見られなかったが、3 回目の三の丸波加振 (San-3) では、長辺方向の柱梁接合部のうち 3 箇所が破断し、試験体 2、3 層の最大層間変形角は、長辺方向で 2.2 % に至っている。

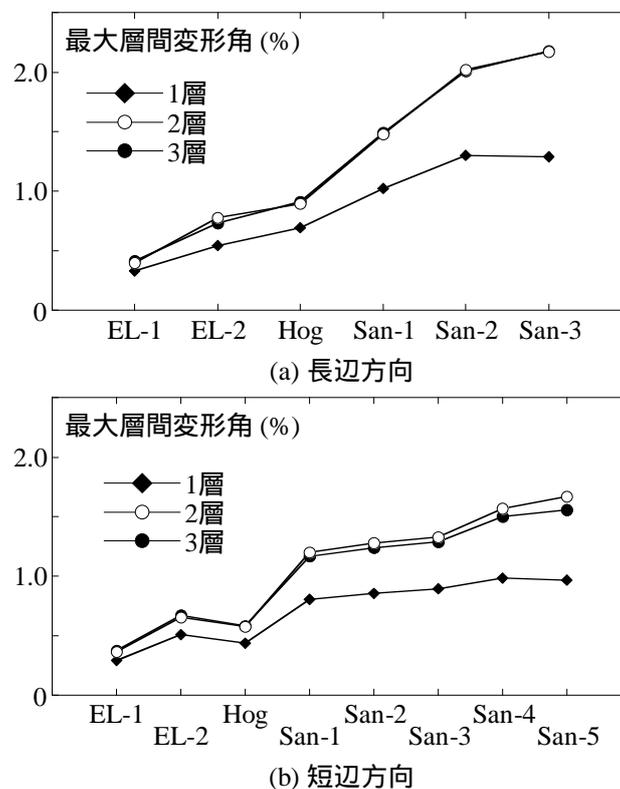


図 16 各加振に対する最大層間変形角の履歴

その後、短辺方向にのみ、さらに 2 回の三の丸波加振 (San-4、San-5) を行った。その結果、この加振により、短辺方向の柱梁接合部のうち 3 箇所が破断し、短辺方向における試験体 2、3 層の最大層間変形角は 1.7 % に至った。平成 19 年度における E-ディフェンス骨組実験の場合には、1 回目の三の丸波加振 (本実験での San-1 相当) において、補強を施していない現場接合形式の柱梁接合部 (以下、無補強接合部と称す) のうち 4 箇所が破断した。こうした結果のみからも、補強を施すことにより柱梁接合部の変形能力が大きく向上したことが伺える。図 17 は試験体の立面図で、図中には全加振終了時において破断していた接合部の場所を示している。その結果、全部で 4 箇所に配された改良溶接補強接合部 (図 17 中の ◐ : Modified supplemental welds) は、そのうちの 2 箇所が破断し、全部で 12 箇所あった水平ハンチ接合部 (図 2 中の ◑ : Wing plate haunch) は、そのうちの 4 箇所が破断した。全部で 8 箇所あった鉛直ハンチ接合部 (図 17 中の ◒ : Haunch) は、いずれも破断しなかった。

vi) 柱梁接合部の繰り返し変形履歴と損傷、および歪性状

図 18 は、無補強、改良溶接補強、水平ハンチ、鉛直ハンチ接合部の梁端部におけるモーメントと回転角の関係である。縦軸は、接合部に作用する曲げモーメント (接合部モーメント)  $jM$  を材料試験結果に基づいて求めた鋼梁の全塑性モーメント  $bM_p$  で除した値、横

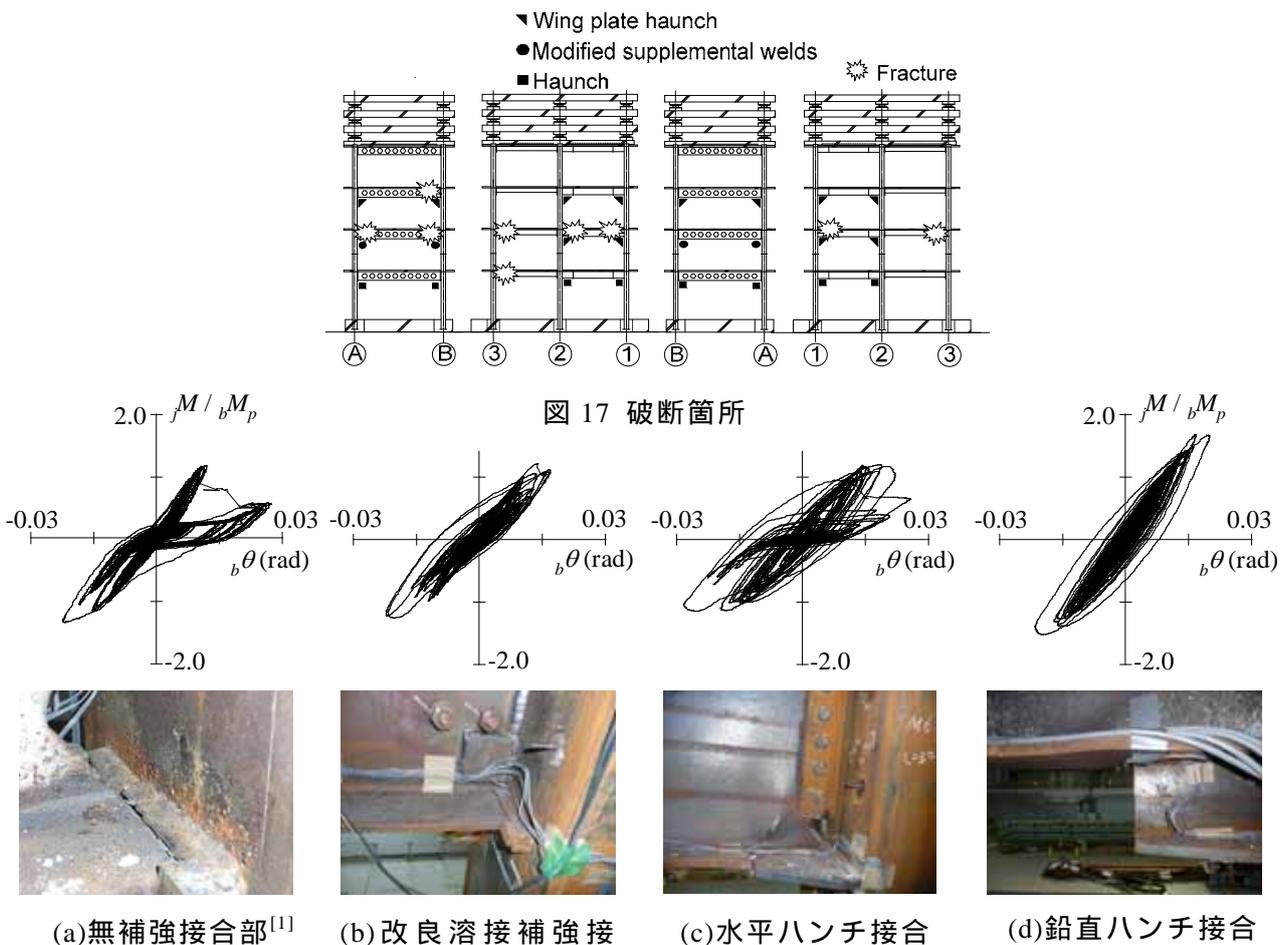


図 18 梁端部のモーメントと回転角の履歴および最終破壊状況

軸は梁端たわみ角  $b\theta$  である。また、接合部周辺の損傷状況も写真で示している。

無補強接合部（図 18(a)）は、1 回目の三の丸波加振（San-1）において、0.009 rad 程度の梁端たわみ角に至った時点で梁下フランジが破断し、急激に耐力が低下した。一方、改良溶接補強接合部（図 18(b)）も無補強接合部と同様に梁下フランジがフランジ溶接境界部において破断したものの、破断したのは無補強接合部よりも遅い 5 回目の三の丸波加振（San-5）においてであった。

水平ハンチ接合部（図 18(c)）は、3 回目の三の丸波加振（San-3）においてハンチ先端部において梁下フランジ母材が破断し、その亀裂は梁ウェブにまで至った。現場接合形式の柱梁接合部において、梁下フランジ溶接境界部と溶接による熱影響部は損傷が起こりやすい箇所であると考えられるが、水平ハンチ補強によりこの箇所において損傷は進展せず、ハンチ先端の梁母材に損傷が集中した。破断後は、正曲げ側の耐力が急激に低下したが、負曲げ側では破断面が閉じることで耐力が再び上昇することが示されている。

鉛直ハンチ接合部（図 18(d)）は、ハンチ先端において梁下フランジに局部座屈が生じたが、5 回目の三の丸波加振（San-5）を経験した後も、接合部周辺には亀裂等の損傷は見つからず、剛性が上り勾配を保持する履歴を示した。

合成梁が正曲げを受ける場合、RC 床スラブの存在により、RC 床スラブのない鋼梁よりも梁下フランジの歪が大きくなるため、梁下フランジの破断が誘発される現象が既往の研究で指摘されている。

図 19 の縦軸は接合部が正曲げを受けるときの梁下フランジの歪  $b_f\varepsilon$ （歪ゲージの位置は図 14 を参照）、横軸は柱表面からの距離である。改良溶接補強、水平ハンチ接合部の結果と併せて、無補強接合部の結果と、部材実験で採用したウェブシャーププレート周りのみをすみ肉溶接により補強した接合部（以下、溶接補強接合部）の結果も示している。E-ディフェンス実験で用いた改良溶接補強接合部は、溶接補強接合部よりも補強箇所を増やしたもので、ウェブシャーププレート周りのすみ肉溶接補強に加え、ウェブシャーププレートと柱の既存溶接の上からすみ肉溶接を施し、さらに梁下フランジ側のスカラップをふさぐようにプレートをすみ肉溶接で取り付けている（図 12 を参照）。水平ハンチ接合部は、梁せいが 600 mm（H600）と 800 mm（H800）の場合がある（表 5、図 13 を参照）ので、その両方の結果を示している。いずれの接合部も、層間変形角が 1.5～2.0 % に至った時点での結

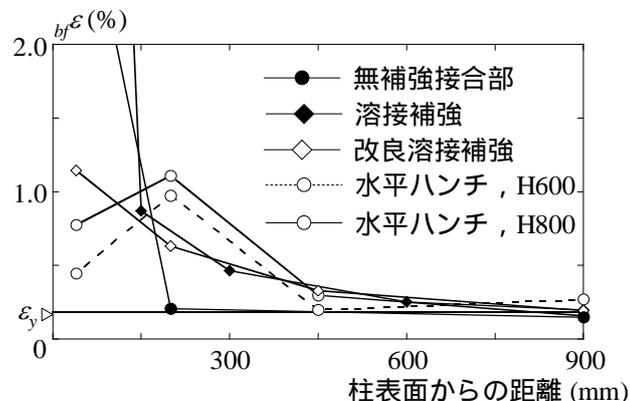


図 19 梁下フランジの歪分布

果で、図中の $\varepsilon_y$ は降伏歪である。

無補強接合部では、梁下フランジ側スカラップ近傍（柱表面から 40 mm 離れた位置）の歪が 3.0 %を越えており、柱表面から離れると歪は小さくなっている。溶接補強接合部も無補強接合部と同じように、スカラップ近傍の歪は 3.0%を超えており、ウェブシャーププレート周りの隅肉溶接だけでは、梁下フランジ側スカラップ近傍の歪集中を緩和できなかった。一方、溶接補強接合部よりもより入念にウェブの応力伝達を補強した改良溶接補強接合部では、スカラップ近傍歪は 1.1 %程度で、歪集中の度合いも緩和されている。

水平ハンチ接合部は、スカラップ近傍よりもハンチ先端（柱表面から 200 mm 離れた位置）での歪の方が大きく、梁せい 600 mm、800 mm の場合ともに 1.0 %程度の歪となっている。そのため、スカラップ近傍での歪は、無補強、溶接補強接合部よりも小さく、梁せい 600 mm で 0.5 %、梁せい 800mm で 0.7 %である。

### vii) 最大曲げ耐力と変形能力

図 20 に最大曲げ耐力を示す。破断した接合部については破断まで、破断しなかった接合部については実験終了時（5 回目の三の丸波加振終了後）までに接合部が経験した最大曲げモーメント（最大接合部モーメント） $jM_{max}$  を鋼梁の全塑性モーメント  $bM_p$  で除した値を示している（破断した接合部は白抜き、破断しなかった接合部は黒塗り）。

改良溶接補強接合部の最大接合部モーメントの平均値は、破断したもの（図中 MW の ）で  $1.46_bM_p$ 、破断しなかったもの（図中 MW の ）で  $1.57_bM_p$  である。水平ハンチ接合部の平均値は、破断したもの（図中 Wing plate の ）で  $1.47_bM_p$ 、破断しなかったもの（図中 Wing plate の ）で  $1.43_bM_p$  である。鉛直ハンチ接合部の平均値は  $1.53_bM_p$  である。無補強接合部の最大接合部モーメントの平均値は  $1.3_bM_p$  程度であり、本実験で用いたいずれの補強接合部も、無補強よりも 13 %程度は大きな耐力を有している。

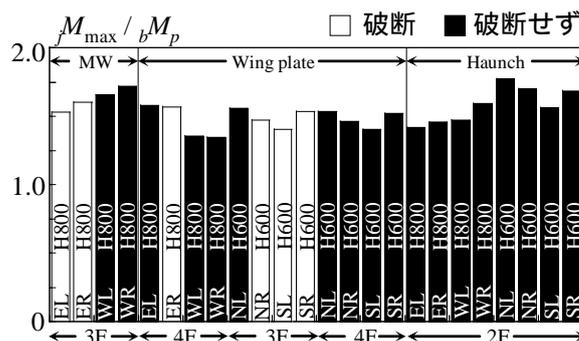


図 20 最大梁端接合部モーメント

図 21 に各接合部における梁端塑性たわみ角の累積値（累積たわみ角） $\Sigma_b\theta_p$  を示す。ここでの累積値は、レベル 2 の El-Centro 波加振から、梁端が破断するまでの値である（接合部が破断したのはいずれも三の丸波加振時）。破断しなかった鉛直ハンチ接合部は、実験終了時（San-5）までの値であり、破断した他の補強接合部と区別するために黒塗りで示している。

破断した改良溶接補強 (MW)、水平ハンチ接合部の累積たわみ角の平均値は、それぞれ 1.58、1.36 rad である。結果的に、梁下フランジ溶接境界部が破断した改良溶接補強接合部の方が、ハンチ先端において梁母材が破断した水平ハンチ接合部よりも大きな累積たわみ角となった。

図 22 は、図 21 のうち、破断した接合部 ( : 改良溶接補強接合部 ( 図中の MW ) は 2 つ、水平ハンチ接合部 ( 図中の WP ) は 4 つ ) の累積たわみ角の平均値を示したもので、無補強接合部の結果も併せて示している。鉛直ハンチ接合部 ( 図中の H ) は、破断しなかったため、図 21 における 8 つの平均値とし、他の接合部と区別するため黒塗りで示している。

ここで、図中の点線は、レベル 2 の El-Centro 波 ( 図中の EL )、東扇島波 ( 図中の Hog )、三の丸波 ( 図中の San ) に対する梁端塑性たわみ角で、レベル 2 の El-Centro 波、東扇島波、1 回目の三の丸波加振のいずれにおいても、最大層間変形角応答が試験体骨組の中で最も大きかった 3 層に位置する梁 ( 4 階床レベルの梁 ) が経験した累積たわみ角である。本研究では、これらの値を各地震動の超高層建物に対する要求変形能力と見なす。

全部で 12 箇所あった無補強接合部のうち、1 回目の三の丸波加振時に 4 箇所が破断し、これら破断した接合部の累積たわみ角の平均値は 0.16 rad 程度であった。この値は、耐震設計で設計地震動として頻繁に参照されるレベル 2 のエルセントロ波に対する要求値を上回っている。しかし、本実験で用いた長周期地震動予測波のうち三の丸波に対する要求値を下回っている。一方、改良溶接補強、水平ハンチ接合部の累積たわみ角の平均値は、それぞれ 1.58、1.36 rad 程度であり、最小の累積たわみ角でも 1.24 rad ( 水平ハンチ接合部 ) である。これらの値は、無補強接合部の累積たわみ角よりも 8 倍程度大きく、三の丸波に対する要求値を大きく上回り、その 6 倍程度にまで達している。

c) まとめ

RC 床スラブ付き柱梁接合部に対する補強実験を行った。補強方法は、施工性を考えて現実的と判断された 3 種類を選択した。その力学特性を検討した上で、実験的に補強の効果を検証し、以下の結果を得た。

(1) 部材実験において、層間変形角にして 0.02 rad 程度まで多数回の繰り返し変形を与え、

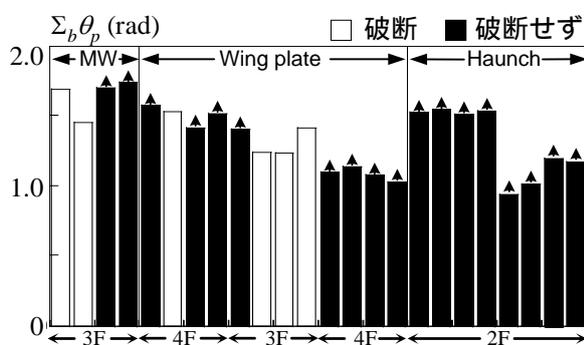


図 21 変形能力 (累積塑性たわみ角)

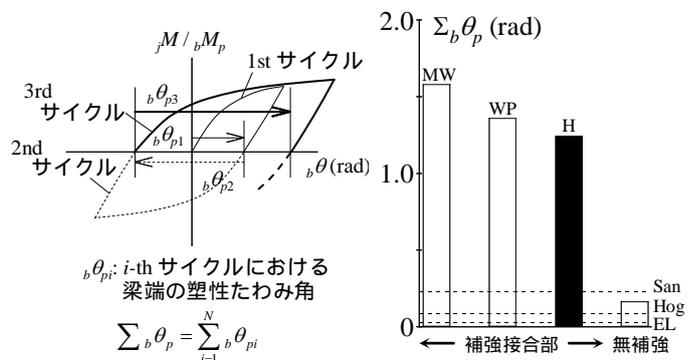


図 22 変形能力と要求値

変形能力については、累積塑性たわみ角によって評価した。実験の結果、RC 床スラブの存在により接合部の変形能力が 35 %に低下した。これに対して梁下フランジをハンチによって補強することで、変形能力が大幅に向上した。水平ハンチ試験体は変形能力が 3 倍以上に向上した。ただし、最終的に梁上フランジの破断に至った。鉛直ハンチ試験体の場合は破断に至らず接合部モーメントは 1.5 倍まで上昇した。本研究では、その評価にかかわり、以下の知見を得た。RC 床スラブを有する補強接合部をモデル化し、塑性理論を適用した応力状態に基づいて、全塑性モーメントおよび接合部強度を算出した。それらの値は、本実験で対象とした接合部の最大曲げ耐力実験値とよく対応した。その応力状態に基づき、塑性中立軸の位置を表す塑性中立軸比を定義した。本指標と従来からの接合部強度比を合わせて参照することで、実験の破壊形式と変形能力の傾向を説明できることが示唆された。

- (2) E-ディフェンスを用いた実骨組震動実験において、無補強接合部は 1 回目の三の丸波加振において破断し、梁端の累積塑性たわみ角は 0.16 rad であったが、改良溶接補強接合部は 5 回目の三の丸波加振まで破断することなく、累積塑性たわみ角が 1.58 rad まで向上した。また、梁下フランジスカラップ底の歪も無補強接合部では 3.0 %を超えていたが、補強を施すことにより 1.2 %まで低減された。水平ハンチ接合部では、梁下フランジスカラップ底近傍の歪が 0.7 %まで低減された。ハンチ先端での歪が最大で、最終的にハンチ先端において梁母材が破断した。梁端接合部の累積塑性たわみ角は 1.36 rad で、無補強接合部の 8 倍程度となった。鉛直ハンチ接合部は、三の丸波を 5 回加振しても破断することなく、本実験で採用した補強法の中で最も高い変形能力を示した。

ここで、実際の既存超高層建物の条件とともに、本研究で選択した補強方法の適用性までを考える。鉛直ハンチ補強は、本研究で提案する補強方法のなかで最も多くの鋼材量を投入することになる。その結果、塑性変形能力が顕著に向上するが、接合部の最大曲げ耐力の上昇も大きく、本実験以上に変形が大きくなる場合などに、柱崩壊への移行が懸念される。ウェブの応力伝達に着目した改良溶接接合部は塑性変形能力の向上に効果を示すが、最終的にはスカラップ底を起点とする開先に沿った接合部破断に至る。水平ハンチ補強は、最終的にハンチ先端の母材での破断に至り、また、接合部の最大曲げ耐力の上昇は顕著でない。既存超高層建物の接合部溶接に潜む欠陥の可能性までを考えると、接合部の破断という破壊形式は補強後も変形能力に不確定性を与える。以上の内容を踏まえると、補強計画の際には、まず水平ハンチを前提とすることがもっとも現実的との考えに至る。個別の条件において、十分な水平ハンチ幅などが確保できない場合には、ウェブの溶接補強も併用することが望ましい。

今後、さらに、平成 21 年度に実施された E-ディフェンス実験の柱梁接合部について分析をすすめ、力学モデルを検証したうえで、それを数値解析モデルへ展開する必要がある。なお、本研究を進める上で、京大防災研・研究員 鍾 育霖氏の多大な協力を得た。ここに謝意を表す。

(d) 引用文献

- 1) 日本建築学会、土木学会、海溝型巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性能向上に関する共同提言、2006. 11.
- 2) 長江拓也，鍾育霖，島田侑，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛，齊藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子：超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築 - E-ディフェンス振動台実験 - ，日本建築学会構造系論文集，pp.1163-1171，No.640，2009. 6
- 3) Yu-Lin Chung, Takuya Nagae, Kunio Fukuyama, Kouichi Kajiwara, Takahito Inoue, Toko Hitaka, and Masayoshi Nakashima: Seismic Resistance Capacity of High-Rise Buildings subjected to Long-Period Ground Motions - E-Defense Shaking Table Test, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.10
- 4) 日本建築学会、鋼構造限界状態設計指針、2005.
- 5) 松宮智央・吹田啓一郎・中島正愛・劉大偉・周峰・溝渕裕也：大変形繰返し載荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼすRC床スラブの影響 RC床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験、日本建築学会構造系論文集、第 598 号、pp141-147、2005. 12.
- 6) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2006.3
- 7) 山田祥平・北村有希子・吹田啓一郎・中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能実験、日本建築学会構造系論文集、第 623 号、pp119、2008. 1.

(e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表

発表成果（発表題目、口頭・ポスター発表の別）	発表者氏名	発表場所（学会等名）	発表時期	国際・国内の別
なし				

学会誌・雑誌等における論文掲載

掲載論文（論文題目）	発表者氏名	発表場所（雑誌等名）	発表時期	国際・国内の別
なし				

マスコミ等における報道・掲載

なし

(f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定  
なし

**(3) 平成22年度業務計画案**  
課題終了のため計画なし。

