

初期超高層超建物柱梁接合部が保有する変形性能と 接合部改良効果の検証

SEISMIC PERFORMANCE AND RETROFIT OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION FOR EARLY HIGH-RISE BUILDINGS

吹田 啓一郎*, 北村 有希子**, 橋田 勇生***

Keiichiro SUITA, Yukiko KITAMURA and Isao HASHIDA

This paper presents results of full-scale tests conducted to evaluate deformation capacity, failure mode and possible effective retrofit of welded beam-to-column connection adopted in moment frames for early high-rise buildings around 1970s. Test specimens are designed and fabricated to retrofit the moment connections in the 1970s by strengthening of the web connections and improvement of welding detail according to the latest practice. Loading tests are conducted by the cyclic loading protocol to simulate the response of frames subjected to long-period ground motions. The test results are compared with the results on original connections and the effectiveness of the strengthened web-joints on deformation capacity is revealed. The obtained capacity of specimens satisfied deformation demand predicted by numerical response analysis.

Keywords : *high-rise building, long-period ground motion, beam-to-column connection, connection detail, full scale test, deformation capacity*

超高層建物, 長周期地震動, 柱梁接合部, 接合詳細, 実大実験, 変形能力

1. はじめに

近年, 長周期地震動による超高層建物の揺れへの関心が高い。超高層建物は1960年代後半から建設が始まったが, 当時の設計は現在とは異なり, 制振装置などをあまり使わずに主要構造体の塑性化を許容した設計である。そのため, 設計で想定していない継続時間が長い長周期地震動を受けた場合の主体構造の損傷が懸念される。

筆者らは初期超高層建物を対象とした実大柱梁接合部で長周期地震動を想定した載荷実験¹⁾を行った。既存初期超高層建物の大断面を有する柱梁接合部の設計, 施工に関する情報を収集し, 当時の典型と考えられる部材と接合部の再現を試みた。工場溶接形式と現場溶接形式の2種類の接合部形式について検証したところ, 保有性能はいずれも応答解析による要求性能を上回った。しかし, 現場溶接形式の試験体の変形能力は工場溶接形式のものよりかなり小さく, それは当時特有の梁端接合部の設計に起因する破壊によるもので, このような接合詳細の限界を指摘した。

現場溶接形式の柱梁接合部の研究例として, 田中ら²⁾による耐力と変形能力の関係を示したものが挙げられる。また, 超高層建物に見られるような大断面部材を用いた柱梁接合部については, 加藤・金子ら³⁾はウェブ高力ボルト摩擦接合の実験を行い高力ボルト摩擦接合部の耐力寄与率を評価している。また, 三輪・田渕ら⁴⁾は, 角形鋼管柱梁接合部の梁ウェブ接合部のボルト配列の影響を調べた解析をしている。しかし, 大断面部材を用いた柱梁接合部に十分な変

形性能を付与するための設計条件を特定し得るような研究はまだ少ない。本研究では, 先の実験¹⁾において, 現在とは異なる梁ウェブ高力ボルト接合部の設計及びフランジ溶接詳細が現場溶接形式の再現試験体の変形能力を限界づけていると考え, 梁端接合部のこれらを改良した試験体を製作する。長周期地震動を想定した繰返し載荷下での変形能力を評価の対象とし, 再現試験体と改良試験体を比較してこれらの条件が変形性能に与える影響を調べた。その結果から, 特に初期超高層建物の現場溶接形式の柱梁接合部に対して有効性の高い補強方法の提案に結びつく情報を得ることを目指した。そのために大断面部材を用いた実大実験を実施し, 改良効果を検証した。

改良された接合部の性能を要求性能と比較するために, 当時の超高層建物を模擬したモデルを作成し, 想定南海・南海地震の予測波を入力して時刻歴応答解析を行った。これは吹田らの解析⁵⁾に, 新たに高さ150mのモデルでの検討を追加したものである。張間方向の長スパン梁や外周構面の短スパン梁などの配置に分けて部材レベルでの要求性能を評価し, 実験による保有性能と比較して改良された初期超高層建物の耐震性能を評価した。

2. 初期超高層建物の地震応答特性

2.1 超高層建物の検討用解析モデル

解析モデルは文献⁵⁾と同じで, 想定南海トラフ地震による関西地域の予測波の応答を検討する目的で1964～1979年に建設された超

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
准教授・博士(工学)

** 大林組 工修
(元京都大学大学院工学研究科建築学専攻)

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻修士課程

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University, Dr. Eng.

Obayashi Corporation, Mr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto University

高層建物の設計諸元を参考に75m, 150mの2つのモデルを設定した。その構造概要を図1, 2に示す。固有周期が2.34秒の75mモデルは実例の多い規模であり、当時関西で採用された例に倣って設計用地震波にEl Centro NS, Taft EW, Osakaを用い、入力最大の加速度はレベル1で200gal, レベル2で300galとした。固有周期が4.58秒の150mモデルは、この規模の実例は当時の関西に少なく、主に関東で多く採用された例に倣ってEl Centro NS, Taft EW, Tokyoを用い、最大加速度はレベル1で250gal, レベル2で400galとした。設計目標はレベル1で弾性かつ層間変形角 R を0.005rad以下, レベル2では R を0.01rad以下, 柱とブレースは弾性で梁だけ塑性化させ、 R の塑性率 μ は2.0以下とした。この2つのモデルに対して表1の合計89波の予測波により解析した結果が文献5)に示されている。解析に

は平面解析プログラムCLAP⁶⁾を用いた。初期剛性への合成梁効果を考慮するが、柱梁接合部パネルと梁耐力に対する合成梁効果は考慮せず、また局部座屈や破断による劣化挙動は考慮していない。

2.2 構造部材の要求性能

文献5)の解析結果から塑性率あるいは累積塑性変形倍率が大い予測波として東南海(鈴木・岩田)のOSKS02(此花), 東南海(鶴来)のYAE(弥栄), 南海(釜江)のOSA(中央区)を選び、これに従来観測波のEl Centro NS(最大速度0.5m/s)を加えて計4波の応答解析を行った。骨組モデルを用いて部材レベルの応答を求め、図1, 2に示す75m, 150mの両モデルで、外周構面および内部構面の梁をそれぞれ短スパン梁, 長スパン梁とし、長周期地震動を受ける超高層建物の構造部材に要求される変形能力を調べた。層間変形角が特に

表1 予測波一覧

予測波名	予測地点数	継続時間(s)	$A_{max}(cm/s^2)$	$V_{max}(cm/s)$
東南海(鈴木・岩田)	関西	64	100～450	16～674
東南海(鶴来)	大阪府	23	300	70～216
南海(釜江)	大阪市	2	290～440	68～674

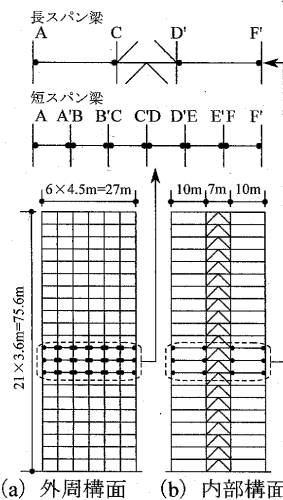


図1 75mモデルの軸組

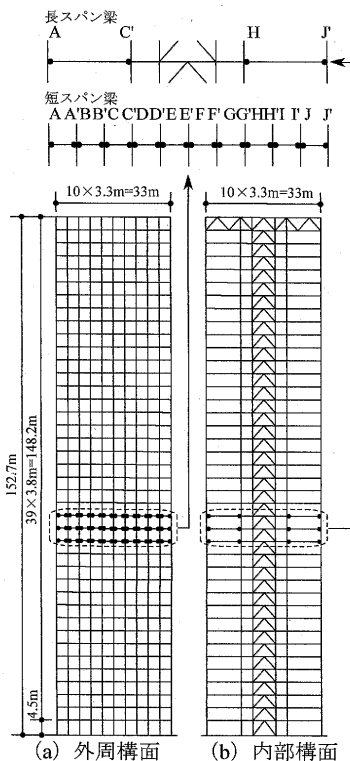


図2 150mモデルの軸組

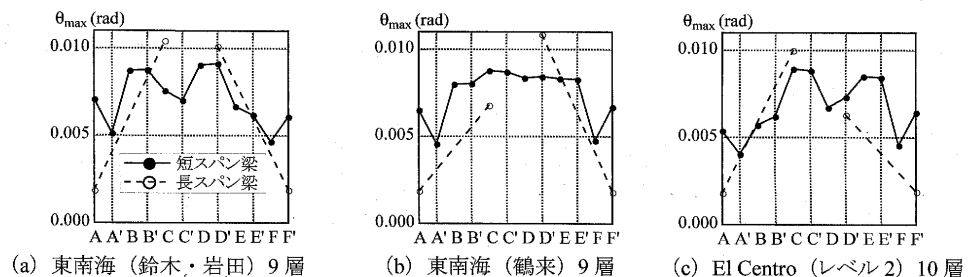


図3 梁端の最大回転角(75mモデル)

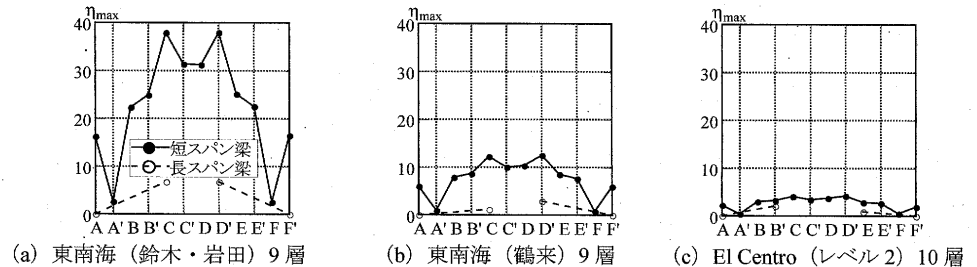


図4 梁端の累積塑性変形倍率(75mモデル)

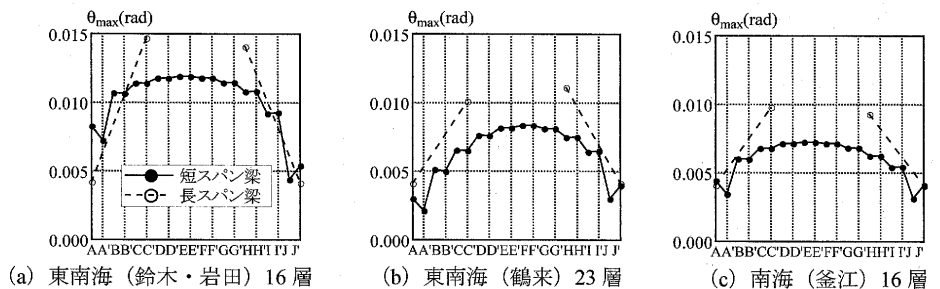


図5 梁端の最大回転角(150mモデル)

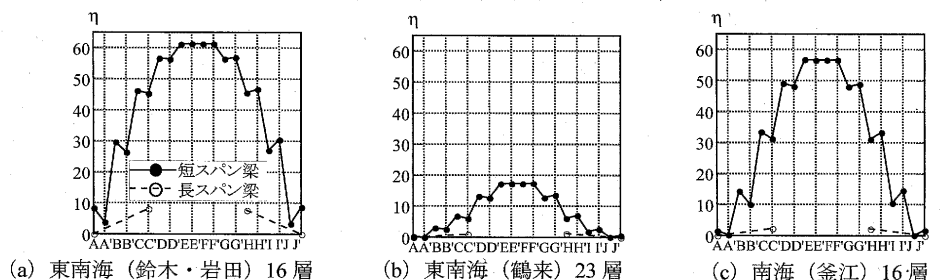


図6 梁端の累積塑性変形倍率(150mモデル)

大きい図1, 2の点線で囲む3層を検証対象とし, 各モデルの地震波毎の梁端の最大変形角 θ_{max} を図3, 5に, 累積塑性変形倍率 η を図4, 6に示し, 応答最大値を表2にまとめる.

75mモデルでは外周構面の短スパン梁の梁端における θ_{max} はいずれも0.009radで, これは塑性率に換算すると3程度に相当する. η はEl Centro NSでは4.2であるのに対して, 長周期地震動では最大で東南海(鈴木・岩田)が38と大きな応答が得られた. 内部構面の長スパン梁の θ_{max} は最大で0.011radで, 塑性率にするといずれも2.5程度である. η はEl Centro NSでは2.1, 長周期地震動では最大で東南海(鈴木・岩田)が6.8である. 梁端の最大変形量は従来の観測波と同程度であるが, 短スパン梁の累積塑性変形倍率は最大で10倍に近い要求性能が予想される. 150mモデルでは長周期地震動では最大回転角 θ_{max} が0.007~0.015radで, 概ね3以下になる. 長スパン梁の梁端における累積塑性変形倍率 η の最大は1~8であるが, 外周構面の短スパン梁の η は17~62であり, 地震動によっては非常に大きな応答となり, 塑性化を伴う大きな損傷を受ける可能性がある. 両モデルとも累積塑性変形倍率としての要求性能は短スパン梁が大きく, 長スパン梁は小さい傾向がある. この差は材長の異なる梁における弾性変形成分の占める割合の相違によると考えられる.

表2 解析結果まとめ

モデル	予測波名	地点	最大回転角 θ_{max} (rad)		累積塑性変形倍率 η	
			短スパン	長スパン	短スパン	長スパン
75mモデル	東南海(鈴木・岩田)	此花	0.009	0.010	38	6.8
	東南海(鶴来)	弥栄	0.009	0.011	13	2.9
	El Centro	El Centro	0.009	0.010	4	2.1
150mモデル	東南海(鈴木・岩田)	此花	0.012	0.015	62	8
	東南海(鶴来)	弥栄	0.008	0.011	17	1
	南海(釜江)	中央区	0.007	0.010	58	2

表3 試験体の特徴

試験体	接合形式	柱・梁	溶接詳細	梁ウェブ接合部
ハニカム梁	F8C-E 現場溶接	□-500×500×22	旧型 スカラップ底 アールなし エンドタブ 鋼製・切断せず	旧型 F11T M22・7本 シヤープレート=9mm
	F8C-N 現場溶接	H-800×199×10×15 (SM490A)	改良 アールあり フラックス製タブ	改良 F10T M22・16本 シヤープレート=16mm
	F8M-N 現場溶接	(SM490A)		
充復梁	S10C-E 工場溶接	□-500×500×40	旧型 アールなし 鋼製・切断せず	旧型 両面隅肉溶接 サイズ=9mm
	F10M-N 現場溶接	H-1000×200×12×25 (SM490A)	改良 アールあり フラックス製タブ	改良 F14T M22・26本 シヤープレート=19mm

3.1 柱梁接合部の改良と実験方法

3.1 実験目的

2006年に初期超高層建物の柱梁接合部をできるだけ忠実に再現し, 長周期地震動を想定した载荷による実験を行った. セン断力のみを負担して曲げモーメントを伝えない梁ウェブ接合部の設計や, 鋭角に近いスカラップ底の形状など, 当時特有の接合詳細の影響により, 現場溶接形式の試験体は最大耐力が梁の全塑性耐力を下回る程度であり, 工場溶接形式の試験体に比べて変形能力が低い結果となった. 本研究では文献1)で再現した現場溶接形式を対象に梁ウェブ接合部と溶接詳細を改良した試験体を製作し, これらの条件が変形性能に与える影響を調べ, 耐震補強策として効果的な接合部の改良点を明らかにするための実験を行った.

3.2 柱梁接合部の試験体設計

再現試験体2体¹⁾と接合部改良試験体3体の設計概要を示す. 接合部を改良した試験体の柱梁部材は, 既存超高層建物の調査結果に基づいて決められた文献1)の再現試験体と同じである. 梁ウェブ接合部は, 梁に作用するせん断力と, ウェブの全塑性モーメントに相当する曲げモーメントを伝達できるように耐力を高くした. 溶接詳細では, スカラップ底にアールをとる複合円型スカラップを採用し, エンドタブにはスチールタブの代わりにフラックス製の固形エンドタブを用いた.

試験体形状はT字形で, 接合形式は工場溶接形式と現場溶接形式の2種類とし, 柱とフランジは完全溶込溶接とした. 柱梁接合部の詳細を図7, 溶接詳細を図8に示す. 各試験体の柱梁部材や接合形

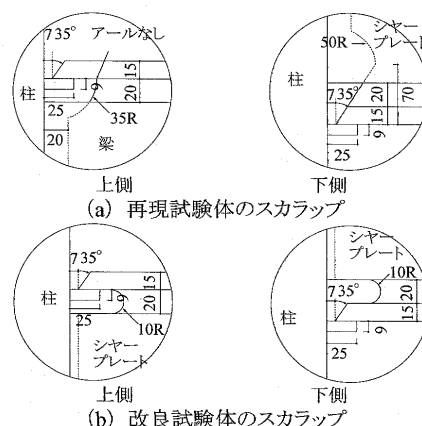


図8 溶接詳細 (単位: mm)

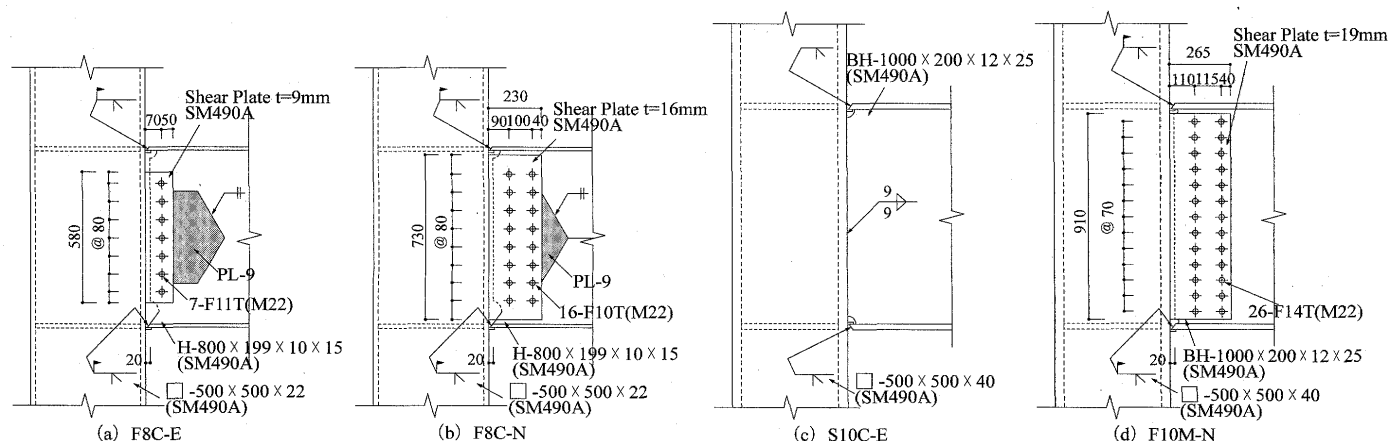


図7 柱梁接合部詳細 (単位: mm)

式などを表3にまとめる。溶接にはCO₂半自動溶接(YGW11)を用いた。材料強度の実測値に基づく力学特性を表4に示す。

a) ハニカム梁シリーズ

長スパン梁を対象とした梁せい800mmのハニカム梁を用いた試験体は再現試験体F8C-E、梁ウェブ接合部の改良試験体F8C-N、梁ウェブ接合部と溶接詳細の改良試験体F8M-Nの3体で、全て現場溶接形式である。端部だけハニカムの孔をPL-9で塞いでいる。3体の耐力計算値を比較して各要素の設計上の改良効果を示す。梁ウェブの高力ボルト接合部は、再現試験体がせん断力だけを負担させる設計とし、改良試験体はせん断力と曲げモーメントを負担させる設計とした。梁ウェブ接合部は鋼構造接合部設計指針⁷⁾に記載されている梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力 μM_{uw} が梁ウェブの全塑性モーメントにできるだけ近い値となるようにシャーププレートと高力ボルトを設計することにより、その耐力 μM_{uw} は284kN・mから533kN・mへ、梁端接合部の最大曲げ耐力比 $\mu M_u/\mu M_p$ は1.07から1.25へ増加した。文献⁷⁾では、母材の破断を避けるために必要な梁端接合部の $\mu M_u/\mu M_p$ の値として、材料強度のばらつきを除けば歪硬化による応力上昇として1.20を標準としている。表4の材料強度の実測値による計算では、再現試験体の $\mu M_u/\mu M_p$ は1.20を下回るが、改良試験体はこれ

表4 試験体の力学特性

試験体	μM_p (kN・m)	$\mu M_u/\mu M_p$	m	μM_{uw} (kN・m)	$\mu M_u/\mu M_p$	θ_p (rad)
F8C-E	1383	1.97	0.97	284	1.07	0.009
F8C-N,F8M-N	1379	1.98	0.70	533	1.24	0.009
S10C-E	2627	1.70	1.00	846	1.27	0.007
F10M-N	2519	1.77	1.00	1436	1.55	0.007

※ μM_p : 梁の全塑性モーメント, μM_u : 柱の全塑性モーメント
 m : 梁ウェブ接合部の無次元化耐力, μM_u : 梁端接合部の最大曲げ耐力

表5 引張試験結果

	試験体	位置	板厚	下降伏点	引張強度	降伏比	破断伸び
			(mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)	(%)
ハニカム梁	F8C-N, F8M-N (F8C-E) H-800×199×10×15 □-500×500×22	梁フランジ	15	349(346)	505(508)	69(68)	25(28)
		梁ウェブ	10	379(387)	518(515)	73(75)	24(27)
		柱	22	361(361)	521(521)	69(69)	28(28)
		シャーププレート	16	357	534	66	41
		溶接金属		380(395)	502(509)	76(78)	29(36)
充腹梁	F10M-N (S10C-E) H-1000×200×12×25 □-500×500×40	梁フランジ	25	331(337)	507(512)	65(66)	30(31)
		梁ウェブ	12	334(364)	502(517)	67(71)	26(28)
		柱	40	351(351)	530(530)	66(66)	31(31)
		シャーププレート	19	365	550	66	43
		溶接金属		336(465)	473(555)	73(84)	32(32)

※括弧内の値は再現試験体を示す

表6 シャルピー衝撃試験結果 (0℃)

	試験体	位置	吸収エネルギー	脆性破面率
			(J)	(%)
ハニカム梁	再現 F8C-E	母材	176	23
		熱影響部	203	13
		溶接金属	138	22
	改良 F8C-N F8M-N	母材	124	30
		熱影響部	103	25
		溶接金属	68	45
充腹梁	再現 S10C-E	母材	191	27
		熱影響部	208	22
		溶接金属	138	45
	改良 F10M-N	母材	203	15
		熱影響部	165	15
		溶接金属	121	30

を上回る設計となっている。溶接詳細については、再現試験体の梁のスカラップは、上側を半径が35mmの四分の一円としてスカラップ底にアールを取らず、下側は内開先で耳形のスカラップを設けている(図8(a))。エンドタブは鋼製(SN490B)を用い、溶接後は切断せずに残した。改良試験体では梁のスカラップを上下ともに半径10mm半円としてスカラップ底にアールを取り、エンドタブはフラックス製の固形エンドタブを用いた(図8(b))。

b) 充腹梁シリーズ

短スパン梁を対象とした梁せい1000mmの充腹梁を用いた試験体は、再現試験体が工場溶接形式のS10C-E、改良試験体が現場溶接形式のF10M-Nである。これは梁ウェブの幅厚比が大きい大型断面の梁において、現場溶接形式のウェブ接合部耐力増強の効果を、工場溶接形式との比較により調べることを目的とする。S10C-Eは梁ウェブ接合部を両面隅肉溶接とし、梁スカラップは上下ともに半径が35mmの四分の一円としてスカラップ底にアールを取らず、エンドタブは鋼製(SN490B)を用いて溶接後は切断せずに残した。現場溶接形式の改良試験体は、ハニカム梁シリーズF8M-Nと同様の設計と溶接詳細を採用した。

3.3 材料特性

試験体の鋼材と溶接金属の引張試験結果を表5に示す。文献1)の再現試験体と改良試験体の鋼材には大きな差はない。改良試験体の溶接金属の強度がJIS規格を下回った。柱梁接合部試験体と同一鋼材・同一条件で製作した溶接部の結果で、現在の標準的な溶接条件で製作されており、特に強度が低下した理由は不明である。

シャルピー衝撃試験を各試験体の梁フランジ母材、熱影響部、ボンド部および溶接金属を対象に行い破壊靱性を測定した。表6に0℃における試験結果をまとめる。文献⁸⁾によれば、梁の塑性変形能力を十分確保するためには70J以上とすることが示されている。この値と比較すると、改良試験体F8C-N、F8M-Nのボンド部はこの値をやや下回るものの、他は満足している。また、改良試験体の方が、再現試験体よりもやや靱性が低い。

3.4 荷重方法

試験体(F8M-N)を載荷装置に設置した状態を図9に示す。柱両端をピン支持し、梁端にジャッキを取り付けて荷重した。梁の構面外の変形は拘束治具により拘束した。横補剛間隔は梁の弱軸回りの断面2次半径の55倍程度に設定した。

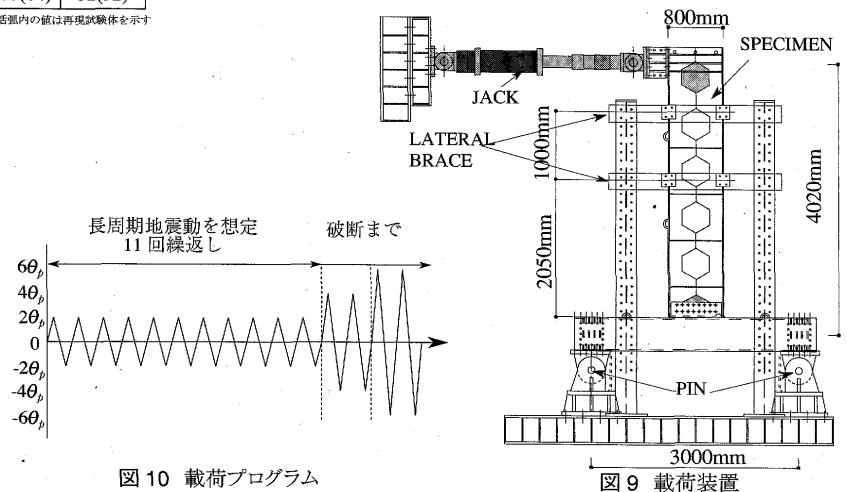


図10 荷重プログラム

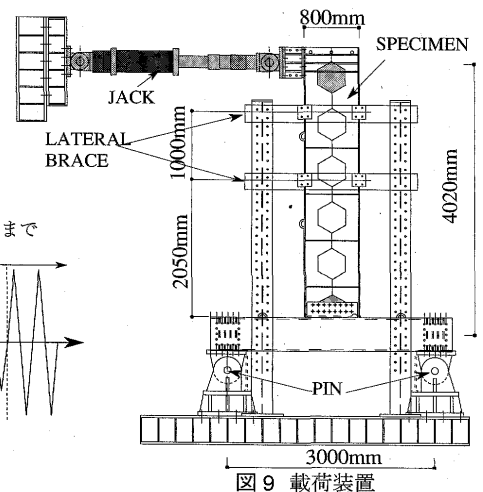


図9 荷重装置

荷重履歴を図10に示す。試験体は梁降伏型で、梁端が全塑性に達するときの試験体の弾性変形角 θ_p を荷重振幅の基準とした。前半は継続時間が長い長周期地震動による応答を想定して振幅 $2\theta_p$ (試験体の塑性率: 2, 梁の塑性率: ハニカム梁シリーズ2.4, 充腹梁シリーズ2.6) で累積塑性変形倍率が40を超えることをめざし11回繰り返した。これは当時の設計に採用されたクライテリアが層の最大塑性率で2程度であり、2.2節の地震応答解析において、最大塑性率は3程度に達するが、大半は2以下に収まり、その累積塑性変形倍率も40を超えることはほとんどないことに基づく。前半を終えても破断しない場合は振幅を $4\theta_p$, $6\theta_p$ に漸増して2サイクルずつ繰り返し、変形能力の限界を調べた。

4. 復元力特性と破壊性状

各実験から得た復元力特性を図11に示す。図の縦軸は梁せん断力 P , 横軸は試験体全体の変形角 θ である。図中の×は破断を, ●は終局を表す。終局は、前のサイクルの最大耐力の90%を初めて下回ったときとする。いずれの実験も梁の横座屈の兆候は振幅 $2\theta_p$ で見られ始めるが拘束治具により構面外変形は抑制された。振幅 $4\theta_p$ 以降では、著しい局部座屈や破断が生じなければ横座屈が進行して終局に至った。個々の試験体の挙動は以下に示すとおりである。

4.1 再現試験体¹⁾

(1) 現場溶接形式: F8C-E

最大耐力は梁の全塑性耐力 P_p には達しなかった。 $2\theta_p$ の4サイクル目で上フランジのスカラップ底に亀裂が発生し、9サイクル目でその亀裂によりフランジが破断した。下フランジ側はスカラップにわずかな亀裂が見える程度であった。

(2) 工場溶接形式: S10C-E

$2\theta_p$ の5サイクル目で梁フランジ溶接部の始末端部とスカラップ底から亀裂が生じ、7サイクル目で横座屈が生じたが、11サイクル目までは安定した履歴を示した。振幅 $4\theta_p$ で横座屈による耐力低下が生じ、 $6\theta_p$ の1サイクル目で局部座屈によりさらに耐力が低下し、その後、溶接始末端部とスカラップ底の亀裂につながり、下フランジ

で破断した。

4.2 接合部改良型試験体

(1) 梁ウェブ接合部改良型: F8C-N

最大耐力は381kN ($1.04P_p$) で梁の全塑性耐力を上回った。フランジの破壊性状を図12に示す。 $2\theta_p$ の2サイクル目で梁が振れ、横座屈したが、履歴曲線にほとんど変動はなかった。3サイクル目で梁フランジに局部座屈が発生し、エンドタブ取付部で梁フランジとの間に亀裂が発生した。9サイクル目でスカラップ底に亀裂が生じたが、11サイクル目まで履歴は安定し、耐力は低下しなかった。 $4\theta_p$ の1サイクル目でフランジが大きく局部座屈を起こし、耐力が低下して終局となった。その後、2サイクル目でエンドタブ取付部とスカラップ底からの亀裂につながり上フランジ母材で破断した。下フランジ側はエンドタブ取付部から亀裂が進展したが、スカラップ底の亀裂はわずかであり、破断には至らなかった。

(2) 梁ウェブ接合部及び溶接詳細改良型: F8M-N

最大耐力は374kN ($1.02P_p$) で梁の全塑性耐力を上回った。フランジの破壊性状を図13に示す。 $2\theta_p$ の2サイクル目で下フランジに局部座屈が発生し、ウェブの局部座屈が進展した。7サイクル目で下フランジの溶接始末端部から亀裂が生じたが、11サイクル目まで履歴は安定し、耐力は低下しなかった。 $4\theta_p$ の1サイクル目で梁の横座屈とフランジ及びウェブの局部座屈が大きくなり、ここで耐力低下により終局となった。その後、負側の荷重途中で溶接始末端部からの亀裂がフランジを貫通して下フランジ母材が破断した。また、スカラップ底の亀裂はわずかであった。上フランジ側は溶接始末端部からの亀裂が見られるが破断には至らなかった。

(3) 梁ウェブ接合部及び溶接詳細改良型: F10M-N

最大耐力は788kN ($1.18P_p$) で梁の全塑性耐力を上回った。 $2\theta_p$ の1サイクル目で梁が横座屈し、試験体が振れた。3サイクル目でウェブに局部座屈が発生し、7サイクル目でフランジ溶接始末端部のピード間に亀裂が発生したが、11サイクル目まで履歴は安定し、耐力低下はなかった。 $4\theta_p$ の1サイクル目でウェブの局部座屈が進行して耐力が低下し、ここで終局となった。その後、振幅を増大(正側では

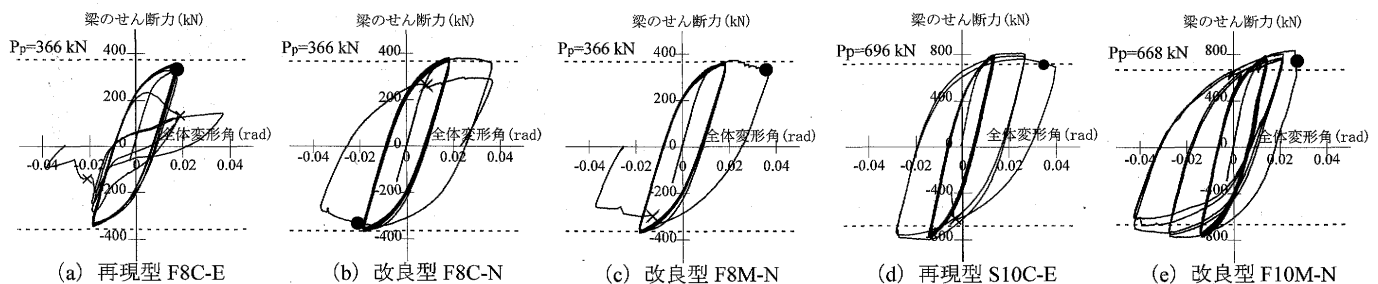


図11 復元力特性

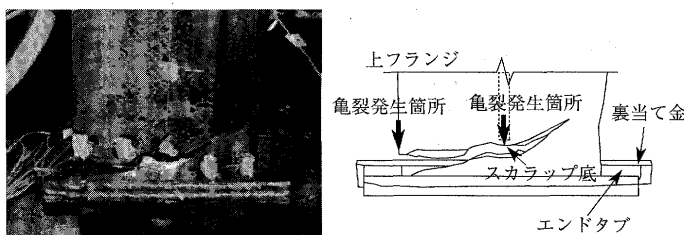


図12 上フランジ破断 F8C-N

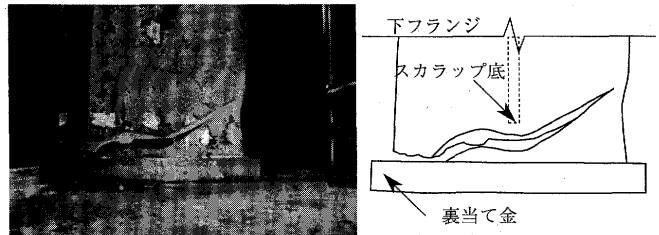


図13 下フランジ破断 F8M-N

試験体の振れにより振幅 $2.8\theta_p$ まで) したが、溶接始末端部からの亀裂は徐々に進展するものの、サイクルを繰返す毎に梁の横振れ座屈による耐力低下が著しいので、 $6\theta_p$ の3サイクル目で終了した。

4.3 再現試験体と改良型試験体の比較

(1) ハニカム梁シリーズ

最大耐力については、再現試験体 (F8C-E) の最大耐力は梁の全塑性耐力 P_p の0.96倍であったが、改良型試験体は1.04 (F8C-N)、1.02 (F8M-N) 倍となり、梁の全塑性耐力を上回る程度に最大耐力は増大した。しかし、再現型試験体では観察されなかった梁ウェブの局部座屈が発生した。これは梁ウェブ幅厚比がFDランクであることにより、梁ウェブ接合部を強くしても、梁ウェブの局部座屈によって最大耐力が決まることによる。特にハニカム梁の場合は、欠損部周辺の局所変形が著しく耐力低下が大きい傾向が見られた。

破壊性状については、旧型溶接詳細 (F8C-E, F8C-N) では上スカラップ底からの亀裂でフランジが破断に至ったが、改良型溶接詳細 (F8M-N) ではスカラップ底に亀裂はなく、溶接始末端部からの亀裂で破断に至った。梁ウェブ接合部の補強によって亀裂発生およびフランジ破断時期が遅くなり、溶接詳細が旧型か改良型かによらず破断時期は遅くなり変形能力が向上した。再現試験体では $2\theta_p$ の9サイクル目で破断により終局となったが、改良型試験体では11サイクル繰返しても安定した履歴を示した。改良型試験体の溶接金属の方が再現試験体よりも強度は低い、最終的な破断はフランジ母材で生じており、本実験の結果には溶接金属の強度の影響は小さいと考えられる。

(2) 充腹梁シリーズ

復元力特性については、再現試験体 (S10C-E)、改良型試験体 (F10M-N) とともに最大耐力は P_p の1.18倍であり、耐力の高い改良型梁ウェブ接合部をもつ現場溶接形式の柱梁接合部は、工場溶接形

式と同程度の耐力を示した。ただし、振幅 $2\theta_p$ の繰返し載荷では歪硬化による応力上昇はまだ小さく、また、 $4\theta_p$ 以降は横座屈により梁の耐力が限界に至るため、現場溶接形式と工場溶接形式との差が現れにくいと考えられる。

破壊性状については、再現試験体はスカラップ底と溶接始末端部の亀裂によりフランジが破断したが、改良型試験体では溶接詳細の改良によりスカラップ底からの亀裂が発生せず、また、振幅を増大して繰返し載荷を続けると、横振れ座屈による耐力低下が進み、破断には至らなかった。溶接金属の強度が規格を下回っていたが、破壊性状にその影響は現れていないと見られる。変形能力については、両試験体ともに $2\theta_p$ で11サイクル繰返しても安定した履歴を示した。

5. 接合部の改良効果

5.1 スカラップ周辺の歪

改良型試験体 (F8C-N, F8M-N) が、再現試験体 (F8C-E) に比べてスカラップ底からの亀裂発生と、その亀裂による破断の時期が遅かったことについて、その要因をスカラップ周辺の歪計測値より検討する。振幅 $2\theta_p$ の各サイクルの最大変形時のスカラップ底近傍のフランジ内側の歪を図14に示す。柱フェイスから45mmの位置で測定している、スカラップ底との位置関係は形状によって異なり、必ずしも歪の最大値を捉えてはいないが、次の傾向が見られた。

上フランジ側の歪は、改良型溶接詳細であるF8M-Nが一番小さい。本試験体のような大断面材材においてもスカラップ底にアールをとることで歪集中を抑制し、スカラップ底からの亀裂発生を防ぎ、フランジの破断時期を遅らせることができた。梁ウェブ接合部改良型であるF8C-Nのスカラップ底の歪は、再現試験体F8C-Eの2分の1程度と小さく、旧型のスカラップに対してもウェブ接合部を補強することでスカラップ底の亀裂発生が遅くなり、フランジの破断時期が遅くなった。3体の歪の大小関係から、スカラップ形状の改良

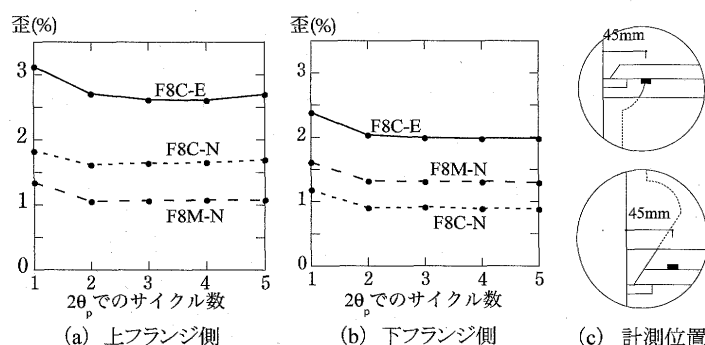


図14 $2\theta_p$ の各サイクル最大変形時のスカラップ周辺の歪

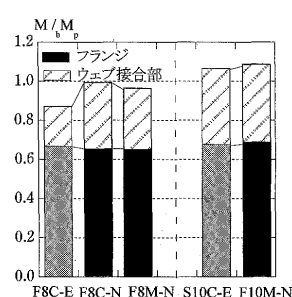


図16 曲げモーメント分布

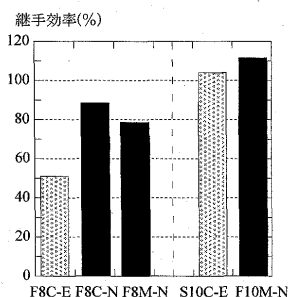


図17 継手効率

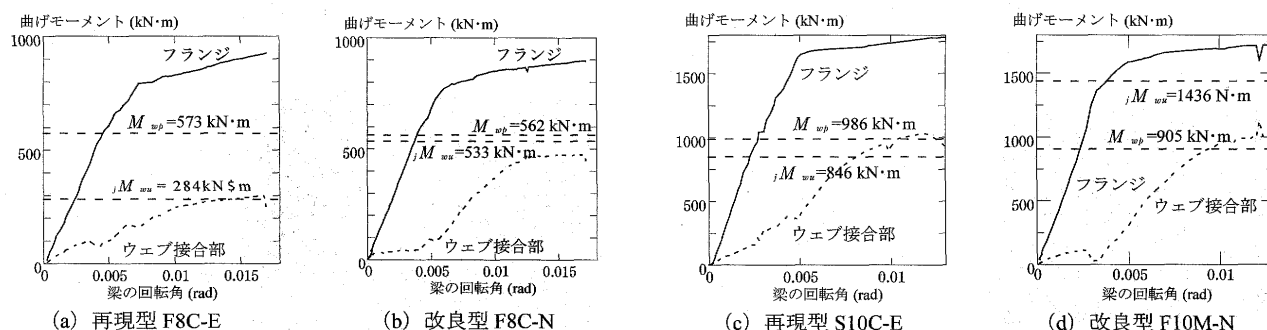


図15 曲げモーメントと梁の回転角関係 (振幅 $2\theta_p$ の1サイクル目)

だけでなく梁ウェブ接合部の補強も歪の抑制に対する効果は大きい。下フランジ側の歪について見ると、F8C-Nが一番小さくなっているのは、耳形スカラップの形状によると考えられる。

5.2 梁ウェブ接合部が伝達する曲げモーメント

素材引張試験の応力-歪関係に基づいて、初めて塑性化した $2\theta_p$ の1サイクル目の最大荷重に達するまでの梁ウェブ接合部の挙動について分析する。柱フェイスから45mm離れた断面で計測した歪から梁ウェブ接合部とフランジが実際に伝達する曲げモーメントを算出し¹⁾、梁ウェブ接合部の設計が異なる4つの試験体についてフランジおよびウェブの接合部が伝達する曲げモーメントと梁の部材回転角との関係を図15に示す。実線がフランジの曲げモーメント ${}_fM_f$ 、点線が梁ウェブ接合部の曲げモーメント ${}_wM_w$ （現場溶接型ではシャープレートに作用する曲げモーメント）を示す。再現型と改良型を比較すると、ハニカム梁では梁ウェブ接合部を強くすることによって伝達する曲げモーメントが梁ウェブの全塑性モーメント M_{wp} に近づき、充腹梁では現場溶接型が工場溶接型と同程度の曲げモーメントを伝達できた。また、 $2\theta_p$ での最大荷重時の ${}_fM_f$ 、 ${}_wM_w$ の梁の全塑性モーメント M_p に対する比を図16に示す。ハニカム梁についてみると、 ${}_fM_f$ は3体ともほとんど変わらないが、 ${}_wM_w$ は再現型に比べて改良型の方が大幅に増え、再現型の1.66倍(F8C-N)、1.55倍(F8M-N)になっている。充腹梁については再現型S10C-Eと改良型F10M-Nの伝達する曲げモーメントは、ウェブ接合部と接合部全体のいずれもほぼ同じであった。

梁ウェブ接合部が伝達する曲げモーメント ${}_wM_w$ を梁ウェブの全塑性モーメント M_{wp} で除した値を継手効率と定義し、図17に示す。ハニカム梁についてみると、再現型が50%(F8C-E)であったのに対し、改良型では84%(F8C-N)、77%(F8M-N)と、梁ウェブ接合部を強くすることで継手効率が上昇した。充腹梁については、再現型S10C-E、改良型F10M-Nどちらも約100%で、 M_{wp} 程度の曲げモーメントを伝達しており、現場溶接型でも工場溶接型と同等の継手効率となった。

表7 各試験体の累積塑性変形倍率

試験体	η_b	
	終局	破断
F8C-E	30	36
F8C-N	56	66
F8M-N	51	59
S10C-E	73	76
F10M-N	54	116(終了まで)

5.3 曲げモーメント負担率

梁全体の曲げモーメントに対して、フランジとウェブ接合部のそれぞれに作用する曲げモーメントの比を曲げモーメント負担率と定義し、梁の回転角との関係を図18に示す。図中の破線は梁フランジとウェブの断面係数及び塑性断面係数の比を示す。ウェブ接合部の負担率は、ハニカム梁は梁の回転角0.01radあたりで一定となり、24%(F8C-E)、35%(F8C-N)、32%(F8M-N)であった。梁ウェブ接合部を補強することで Z_{wp}/Z_p の比39%に近づいた。充腹梁は、梁ウェブ接合部のモーメント負担率は回転角0.01radあたりで一定となり、36%(S10C-E)、37%(F10M-N)であった。 Z_{wp}/Z_p の比37%にほぼ等しく、現場溶接形式も工場溶接形式と同程度の値となった。

6. 塑性変形能力

実験から得られた梁の回転角に基づいて求めた累積塑性変形倍率 η_b を表7に示す。終局までの値を見ると、ハニカム梁では改良型が56(F8C-N)、51(F8M-N)となり、再現型の30(F8C-E)に比べて大きく伸びた。充腹梁では改良型が54、再現型が73であった。

実験から得られた変形能力を地震応答解析による要求性能と比較する。2.2節で示した解析の中で応答の大きい150mモデルについて、東南海・南海地震の予測波3波を入力して得られた3層分の梁端の累積塑性変形倍率の分布を図19に示す。実際の建物に用いられる条件を考えて、ハニカム梁は内部構面の長スパン梁、充腹梁は外周構面の短スパン梁とそれぞれ比較する。いずれも再現型の実験結果は、解析による要求性能の最大値を上回っており、変形性能が不足することはないが、改良型は、特に元の保有性能が低い長スパン梁に対して余裕のある変形性能を持たせることができる。充腹梁の改良型現場溶接形式は解析の最大値62には及ばないものの、それ以外の要求値を上回る変形性能を示した。

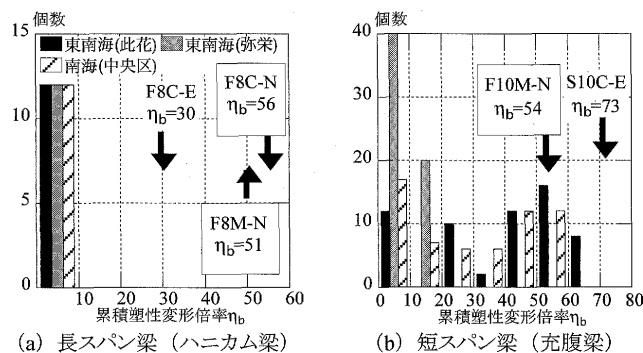


図19 累積塑性変形倍率と解析値の比較

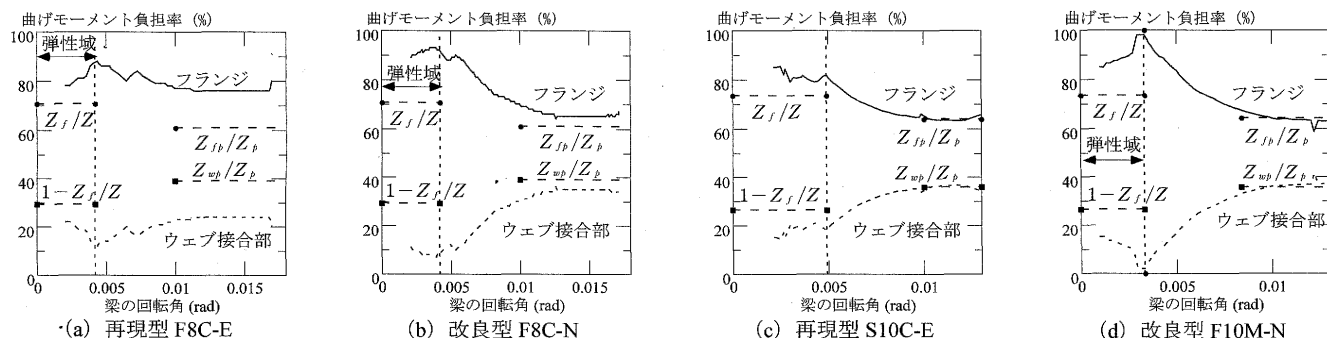


図18 曲げモーメント負担率と梁の回転角

7. まとめ

初期超高層建物に特有の接合詳細が変形性能に与える影響を調べるために、現場溶接形式の柱梁接合部の梁端接合部を改良した試験体を製作し、長周期地震動を想定した多数回の繰り返し載荷実験を行い以下の知見を得た。

- 1) 梁ウェブ接合部を改良した試験体は、ハニカム梁では最大耐力が梁の全塑性モーメントの1.02～1.04倍となり、長周期地震動を想定した載荷プログラムに対して安定した履歴を示した。充腹梁では現場溶接型でも工場溶接型と同等の耐力と変形能力をもつことができ、変形能力は接合部の性能ではなくてウェブ幅厚比が大きい梁自身の性能で決まった。
- 2) 高力ボルトの梁ウェブ接合部を最大曲げ耐力が梁ウェブの全塑性モーメント程度となるように改良すると、梁ウェブ接合部が伝達する曲げモーメントが大きくなり、継手効率は50%から84%に上昇した。またスカラップ底からの亀裂発生抑制にも効果があった。
- 3) 実験結果より得られた終局までの梁の累積塑性変形倍率は、地震応答解析による長周期地震動を受ける梁端への要求性能の大部分を上回っており、特にハニカム梁では梁ウェブ接合部を改良することで、 η_b が30から最大56に増加した。
- 4) 初期超高層建物の柱梁接合部について、ウェブ接合部の耐力が小さい場合にこれを補強することが変形能力を向上させる耐震補強法として効果的であり、たとえばシャーププレートを既存のものと反対側に追加し、高力ボルト本数を増やすなどの方法が考えられる。

謝辞

本研究は(社)日本鉄鋼連盟より、平成19年度鋼構造研究・教育助成事業により先導研究助成(研究代表者 吹田啓一郎)を受けた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 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の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第623号, pp.119-126, 2008.1
- 2) 田中淳夫, 増田浩志, 高木大, 久田哲章: 鋼構造梁端混用接合部の力学性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第484号, pp.121-130, 1996.6
- 3) 加藤勉, 金子洋文, 宇佐美徹: ウェブ高力ボルト摩擦接合の梁の力学性能, 鋼構造論文集, 第10巻第40号, pp.1-7, 2003.12
- 4) 三輪剛, 田淵基嗣, 田中剛, 難波尚, 江見卓郎, 長谷洋司: 現場混用接合形式による角形鋼管柱梁接合部の力学性状に関する研究 - その4. ボルト配列の影響(梁せい980mmの場合) -, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第44号, pp.289-292, 2004.6
- 5) 吹田啓一郎, 北村有希子, 五藤友規, 岩田知孝, 釜江克宏: 高度経済成長期に建設された超高層建物の長周期地震動に対する応答特性, 日本建築学会構造系論文集, 第611号, pp.55-61, 2007.1
- 6) 小川厚治, 多田元英: 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第17回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集, pp.70-84, 1994
- 7) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2006
- 8) 日本建築センター: 鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説, 2003

(2008年5月7日原稿受理, 2008年11月15日採用決定)