

上下階で角形鋼管柱の幅が異なる鉄骨柱梁接合部に関する研究

Study on Beam-to-Column Connections with Unequal Width SHS Column

森 誠司^{*1}
Seiji Mori

要旨

鉄骨造建物の上下階で角形鋼管の柱幅が異なる場合に採用する「異幅接合形式」について、既往実験では実施例の少ない高軸力下や実大サイズの試験体をパラメータとした実験的および解析的検証を行った。構造実験では異幅接合形式の曲げ性能を明らかにし、FEM 解析では実験結果を精度よく再現できることを確認した。また、降伏線理論に基づく極限解析から得られた通しダイアフラムの塑性曲げ耐力によって実験結果を評価することで、通しダイアフラムの面外曲げ破壊となった試験体の曲げ耐力を精度よく評価することができた。

キーワード：角形鋼管 ダイアフラム 柱梁接合部 異幅接合形式 極限解析

1. はじめに

近年、我が国の鉄骨造建築物における建設市場は、E コマース利用率の拡大に伴い、大型物流施設などの設計や施工案件の拡大傾向が続いている。今後もこの傾向は続くものと予想されることから、このような建物に適用できる構造形式の合理化工法が望まれるが、鉄骨造において特に高軸力下に対応できる柱梁接合部の研究は少ない現状にある。また、構造物が大型化していく状況下においては、構造物の実挙動を把握するためにも実大実験によるデータの蓄積が必要であると考えられるが、実大試験体を用いた実験的検証は充実しているとは言い難い状況にある。

そこで構造形式の合理化を目的として、鉄骨造建物の物流倉庫やオフィスビル等の柱梁接合部に着目し、上下階において使用する角形鋼管柱の柱幅が異なる場合に対応できる工法について、高軸力下や実大サイズの試験体をパラメータに加えた実験的および解析的検証を通して有効性を確認する取り組みを実施した。本報告では、本研究の取り組みについて示す。なお本報告は、2023 年度日本建築学会大会で発表した論文^{1)~4)}を加筆修正したものである。

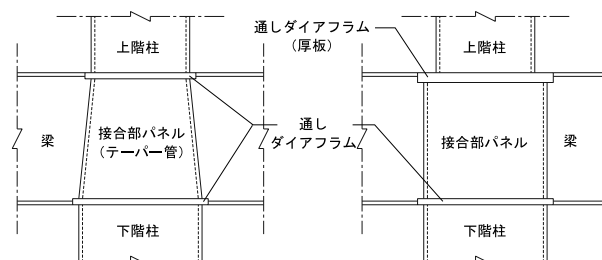
2. 工法の概要

複数階を有する建築物は、上階になるほど重量が軽くなるため、床を支える柱も細くできることが一般的である。そのため鉄骨構造において、上下階の角形鋼管の柱幅が異なる場合においては、図 1 に示すように①プレス加工または溶接組立によって製作したテーパ管を用いる「テーパ

一管形式」とする方法、②上下階の曲げモーメントを通しダイアフラムの面外曲げ抵抗を介して伝達する「異幅接合形式」とする方法が採用されている。

①に示す工法の場合には、テーパ管を製作する難易度が高く、コスト面や納期に対する配慮が必要になる。また、②に示す工法については、上下階の角形鋼管の柱幅が異なる場合において、柱梁接合部上部の板厚を厚くした通しダイアフラムに上階柱と接合部パネルを溶接接合し、この通しダイアフラムを介して応力伝達を行う接合部となっている。これまでに数多くの研究^{5)~9)}が実施されており、鋼構造接合部設計指針¹⁰⁾において通しダイアフラムの必要板厚が示されているが、上階柱と接合部パネルの幅の差（以下、径差とする）は 50mm に限定されている。

こうした現状を踏まえて、本工法では②に示す「異幅接合形式」と同様の接合部形式ではあるものの、建築物をより合理的に設計できるように、径差が比較的大きい場合に対しても適用できることを目的としている。本工法の概要図を図 2 に示す。具体的な径差の範囲としては、鉄骨造建



①テーパ管形式

②異幅接合形式

図 1 上下階で柱幅が異なる一般的な接合部形式

*1 技術研究所

築物の最上階で径差 150mm 程度、中間階で径差 50～100mm 程度を想定している。また、接合形式は図 3 に示す通り、接合部パネルに対して上階柱心が一致する (a) 中柱形式、加力方向に対して 1 方向に偏心が生じる (b) 側柱形式と (c) 外柱形式、および 2 方向に偏心する (d) 隅柱形式に対するの適用を想定している。なお、側柱形式と外柱形式は、いずれも外周部に偏心する同形状の接合形式であるが、加力方向によって構造特性が異なるため区別している。

本工法の特長としては、同幅となる通常の柱梁接合部形状と変わらない接合部構成となっていることから、品質低下を招くような複雑な製作加工や管理項目がなく製作コスト低減が期待できること、さらには、上階柱を幅広く積極的に絞ることが可能なため、鉄骨材料削減が期待できることである。

3. 構造実験

3.1 実験概要

異幅接合形式とした角形鋼管柱梁接合部の上階柱と接合部パネルを取り出した要素実験の実験概要と実験結果を示す。本研究では既往実験^{たとえば 8)}では実施例の少ない高軸力下や実大サイズでの実験を実施した。

試験体形状および荷重装置を図 4 に示す。試験体のうち、縮小試験体は 1/2 スケールで、上階柱：□-250×9、接合部パネル：□-350×9、実大試験体は、上階柱：□-400×19、接合部パネル：□-550×19 とし、鋼材は、柱：UBCR365、通しダイアフラム：SM520C を用いた。主な実験因子は、先行破壊形式、軸力比、接合形式である。試験体詳細図を図 5、試験体一覧を表 1、鋼材の材料試験結果を表 2 に示す。

加力は、図 4 に示す荷重装置で、軸力を荷重する試験体は鉛直アクチュエータで一定軸力を荷重しつつ、水平アクチュエータで片持ち柱の先端に水平力を荷重した。加力履歴は上階柱の全塑性モーメント cM_p および剛接合と仮定し

た全塑性モーメント時の回転角 cR_p を基準に、 $\pm 0.25cM_p \times 1$ 、 $\pm 0.5cM_p \times 1$ 、 $\pm 0.75cM_p \times 1$ 、 $\pm 1cR_p \times 2$ 、 $\pm 2cR_p \times 2$ 、 $\pm 4cR_p \times 2$ 、最後は正方向に可能な限り荷重する計画とした。

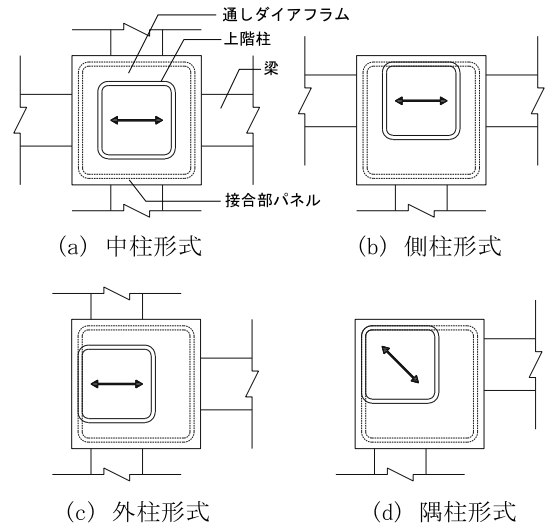


図 3 本工法の接合形式

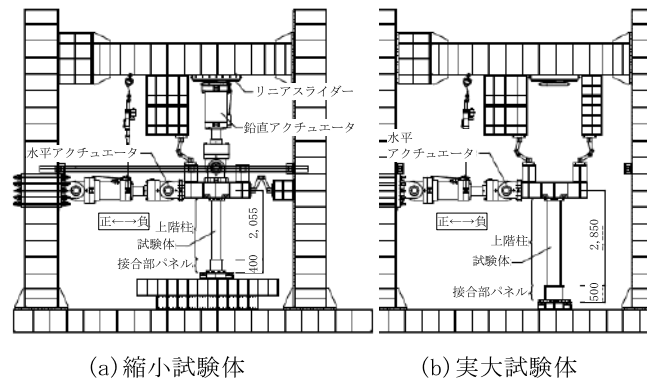


図 4 荷重装置と試験体図

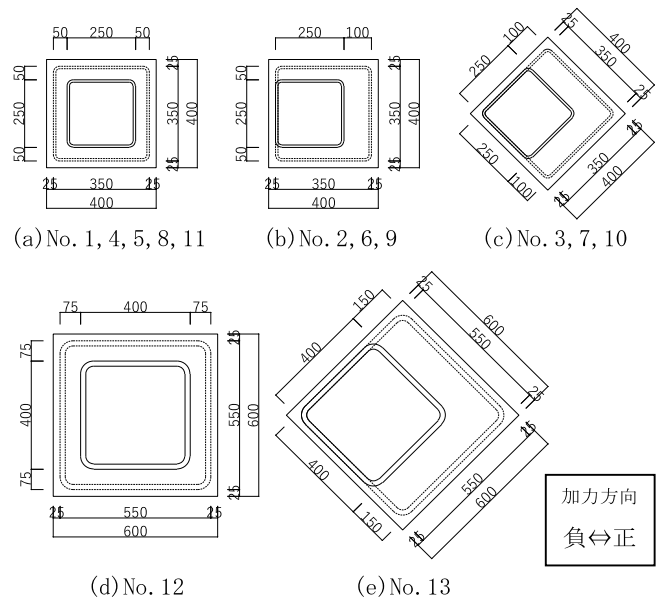


図 5 試験体詳細図

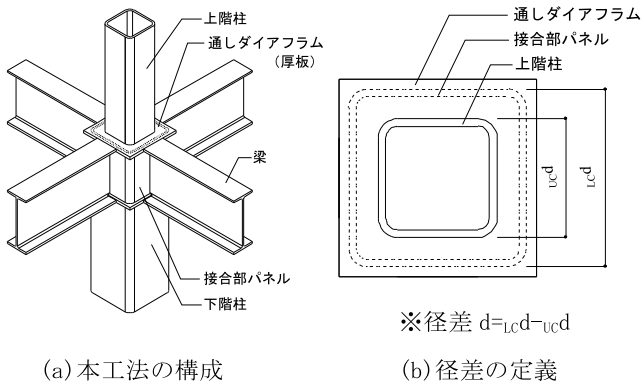


図 2 本工法の概要図

3.2 実験結果

各試験体の $c_bM-\theta_c$ 関係図と最終状況の抜粋を図 6 に示す。 c_bM は柱脚部に発生する曲げモーメントで、軸力による付加曲げ、水平アクチュエータの傾きによる補正を行っている。 θ_c は柱の変形角であり、柱頭加力位置の水平変位を柱長さで除した値である。なお、No. 1 の負加力時ピーク付近の荷重変動は、面外変形拘束用のパンダグラフが接触したことによる。

通しダイアフラムの曲げを先行破壊形式で計画した縮小試験体のうち、中柱形式とした No. 1, 4, 5 は、 $\pm 4cR_p$ 加力時に柱脚部の局部座屈を確認した。外柱形式の No. 2 および隅柱形式の No. 3, 7 は $-2cR_p$ 加力後に柱脚の引張側溶接部で亀裂を確認し、その後圧縮側で局部座屈が生じた。また、外柱形式の No. 6 は $+1cR_p$ 後にダイアフラムの沈み込み、 $-2cR_p$ 後に接合部パネルの局部座屈、 $+4cR_p$ 後に柱脚部引張側の溶接部に亀裂を確認した。実大試験体の No. 12 は、 $+2cR_p$ 加力後に柱脚溶接部に亀裂を確認し、その後進展して

表 1 試験体一覧

先行破壊形式	軸力比	径差	試験体	縮小 (1/2)			実大	
				中柱	外柱	隅柱	中柱	隅柱
通しダイアフラムの曲げ	0	縮小100mm 実大150mm	番号 ダイア板厚	No. 1 25mm	No. 2 25mm	No. 3 25mm	No. 12 40mm	—
	0.164		番号 ダイア板厚	No. 4 25mm	No. 6 25mm	No. 7 25mm	—	—
	0.328		番号 ダイア板厚	No. 5 25mm	—	—	—	—
上階柱の曲げ	0	縮小100mm 実大150mm	番号 ダイア板厚	No. 8 32mm	No. 9 32mm	No. 10 40mm	—	No. 13 70mm
	0.164		番号 ダイア板厚	No. 11 32mm	—	—	—	—

表 2 材料試験結果

サイズ	材種	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	破断伸び (%)	使用部位
□-250x9	UBCR365	491	549	36.7	上階柱
□-350x9		463	520	36.7	接合部パネル
□-400x19		511	556	41.3	上階柱
□-550x19		501	547	43.3	接合部パネル
PL-25	SM520C	422	557	37.3	通し ダイアフラム
PL-32		401	543	31.7	
PL-40		383	531	32.2	
PL-70		416	565	36.0	

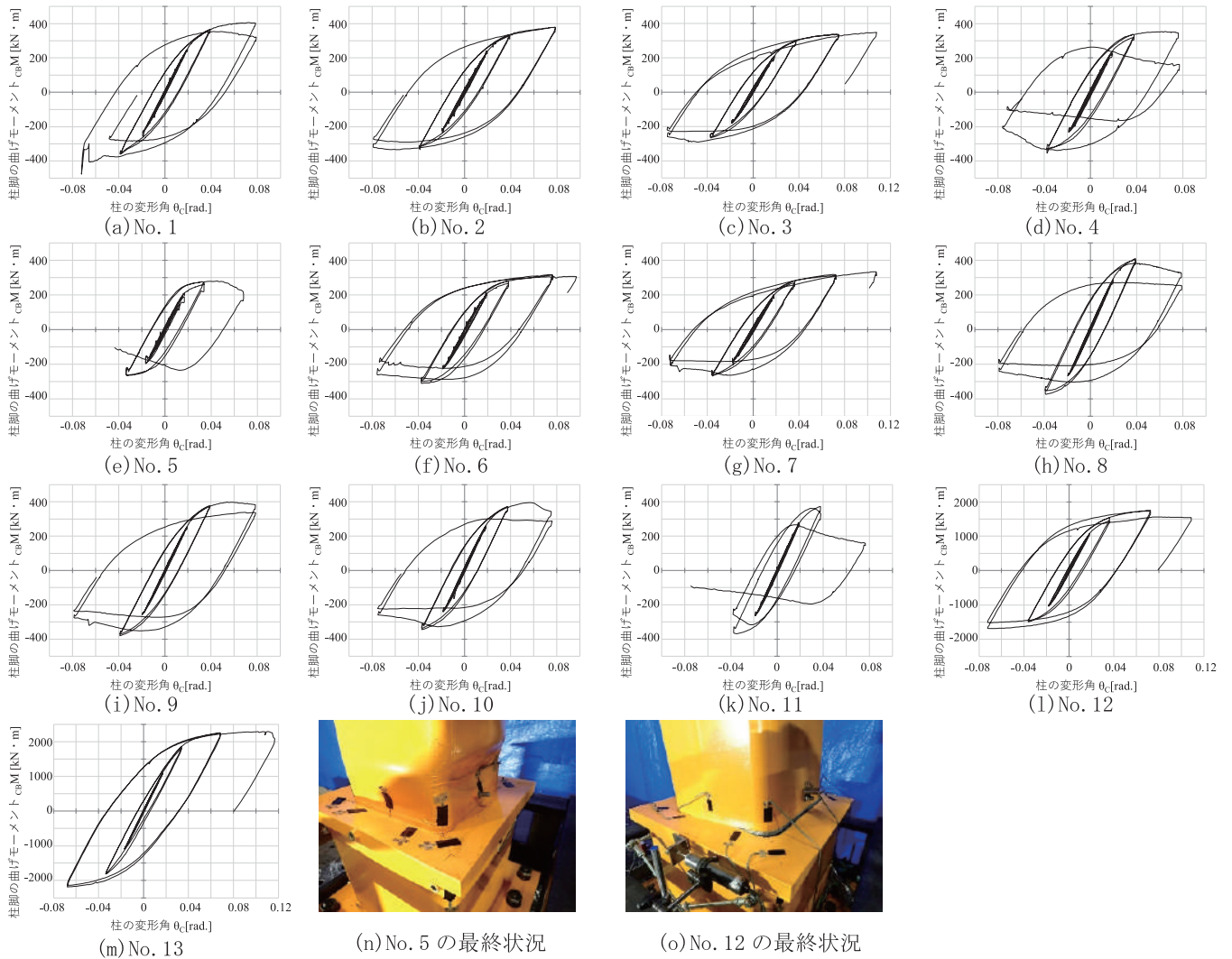


図 6 $c_bM-\theta_c$ 関係と最終状況

いった。

上階柱の曲げを先行破壊形式で計画した縮小試験体 No. 8～No. 11 は、すべて $\pm 2cR_p$ または $\pm 4cR_p$ 加力時に柱脚部の局部座屈を確認した。実大試験体の No. 13 は、 $+4cR_p$ 加力後に柱脚溶接部に亀裂が生じ、最終状況では柱脚部にも亀裂が生じた。

実験結果より算定した通しダイアフラムおよび上階柱の曲げ性能を表 3 に示す。降伏曲げ耐力、塑性曲げ耐力は Slope Factor 法で、接線剛性が初期剛性の 1/3 に低下した時点を降伏曲げ耐力 jM_y 、1/6 に低下した時点を塑性曲げ耐力 jM_p と評価した。通しダイアフラムの曲げ性能は c_bM と通しダイアフラムの回転角 θ_{DF} より、上階柱の曲げ性能は c_bM と柱の部材角 θ_{cb} より算定した。図 7 に各部の変形角・回転角の定義を、図 8 に No. 1 の c_bM - θ_{DF} 関係図と算定結果を示す。

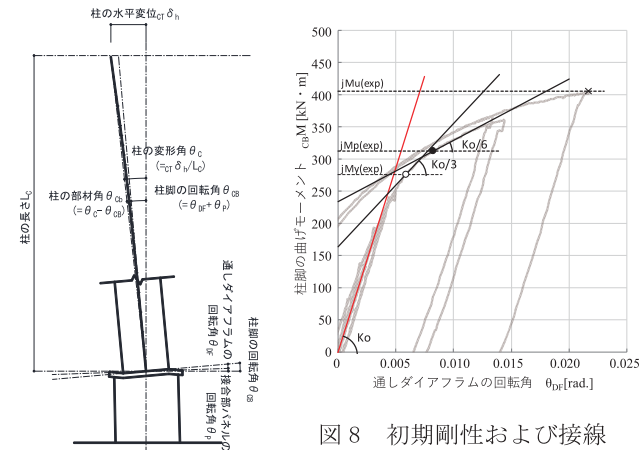


図 7 各部の変形角・回転角

図 8 初期剛性および接線剛性と曲げ耐力の関係 (No. 1 正加力)

4. FEM 解析

4.1 解析概要

表 1 に示す実験試験体と同様の解析モデルについて汎用構造解析ソフト「DIANA」による FEM 解析を行い、妥当性を検証する。解析モデル形状を図 9 に示す。解析モデルはソリッド要素にて作成し、対称性より 1/2 モデルとした。

鋼材材料特性は、降伏応力度 σ_y 到達まではヤング率 $E=205,000$ (N/mm²)、ポアソン比 $\nu=0.3$ とし、降伏応力度以降は材料試験結果をトレースしたものを真応力-対数ひずみに変換して入力した。降伏条件は Von-Mises の降伏条件に従うものとした。

境界条件を図 10 に示す。境界条件は、解析モデル底部を固定とし、上階柱の頂部に軸力を分布荷重として入力した後、水平方向に加力した。加力は一方向単調加力とし、強制変位として上階柱の塑性曲げ時変形量 δ_p の 1/16 を 100Step 頂部に加えた。

4.2 解析結果

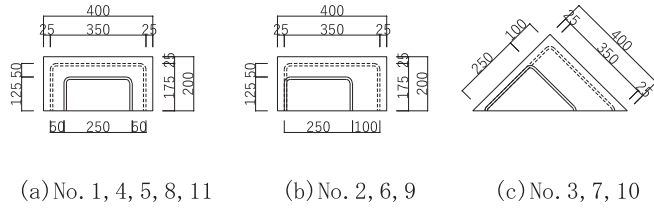
水平荷重 Q と上階柱の部材角 θ_{cb} の関係を図 11 に、柱脚の曲げモーメント c_bM と通しダイアフラムの回転角 θ_{DF} の関係を図 12 に、抜粋してそれぞれ示す。 Q - θ_{cb} 関係は、実験の履歴曲線と対応がよく、変形状況を精度よく再現できている。 c_bM - θ_{DF} 関係についても、最大耐力時回転角 (0.02～0.05rad.) に至るまで実験の履歴曲線と良く対応しており、通しダイアフラムの変形状況を精度良く再現できている。表 4 に通しダイアフラムの c_bM - θ_{DF} 関係における、実験と解析での初期剛性および各耐力の比較結果を示す。解析結果における降伏曲げ耐力 jM_y および塑性曲げ耐力

表 3 通しダイアフラムと上階柱の曲げ性能一覧

No.	接合形式	軸力比 η	縮小／ 実大	先行破壊形式	ダイアフラム板厚 t mm	全体		通しダイアフラムの面外曲げ性能						上階柱の曲げ性能						
						最大耐力 $M_{u(\text{exp})}$ kNm	最大耐力 $M_{u(\text{exp})}$ kNm	正加力			負加力			正加力			負加力			
								初期剛性 $jK_e(\text{exp})$ kN・m	降伏耐力 $jM_y(\text{exp})$ kN・m	塑性耐力 $jM_p(\text{exp})$ kN・m	初期剛性 $jK_e(\text{exp})$ kN・m	降伏耐力 $jM_y(\text{exp})$ kN・m	塑性耐力 $jM_p(\text{exp})$ kN・m	初期剛性 $jK_e(\text{exp})$ kN・m	降伏耐力 $jM_y(\text{exp})$ kN・m	塑性耐力 $jM_p(\text{exp})$ kN・m				
1	中柱	0	縮小	D	25	406	-376	57188	276	313	56512	-229	-254	22335	353	357	21034	-319	-340	
2	外柱					379	-333	41434	264	297	38106	-205	-273	22260	347	352	22852	-310	-312	
3	隅柱					349	-291	36490	252	280	28702	-224	-257	23029	304	316	22634	-259	-285	
4	中柱	0.164				353	-326	56090	254	269	63479	-218	-275	19993	307	336	20831	-297	-320	
5		0.328				280	-266	50201	217	223	63065	-168	-229	19118	241	253	20550	-226	-241	
6	外柱	0.164				317	-311	30975	213	250	46265	-220	-276	21729	286	291	21839	-301	-	
7	隅柱					334	-268	34728	217	246	37193	-202	-238	23414	265	299	20562	-238	-265	
8	中柱	0		C	32	409	-373	80651	344	390	77467	-296	-361	21658	382	408	23231	-325	-357	
9	外柱					398	-380	57764	337	359	50543	-307	-368	22044	359	372	24215	-344	-378	
10	隅柱		40			395	-345	81959	339	369	79570	-283	-326	23210	348	375	22608	-304	-341	
11	中柱	0.164	32		372	-368	75013	328	369	72181	-326	-367	20146	343	369	22165	-337	-353		
12	中柱	0	実大		D	40	1754	-1689	279014	1155	1237	295585	-949	-1116	92069	1718	-	96952	-1631	-1679
13	隅柱				C	70	2295	-2191	484990	2013	2122	440623	-1795	-2024	100971	1974	2137	105917	-1702	-2009

※先行破壊形式の記号は、D：通しダイアフラムの曲げ破壊先行、C：上階柱の曲げ破壊先行

j_{Mp} については、実験と同様に接線剛性が初期剛性の1/3および1/6に低下した時点での曲げモーメントとした。最大曲げ耐力 j_{Mu} は、実験時に最大曲げモーメントを發揮した回転角 $j_{\theta_{u(exp)}}$ 時の曲げモーメント、または解析時に $j_{\theta_{u(exp)}}$ まで達しなかった場合は解析での最大曲げモーメントとした。同表より、解析値に対する実験値の比率は、初期剛性は0.75~1.03、降伏曲げ耐力は0.86~1.21、塑性曲げ



(d) No. 12

(e) No. 13

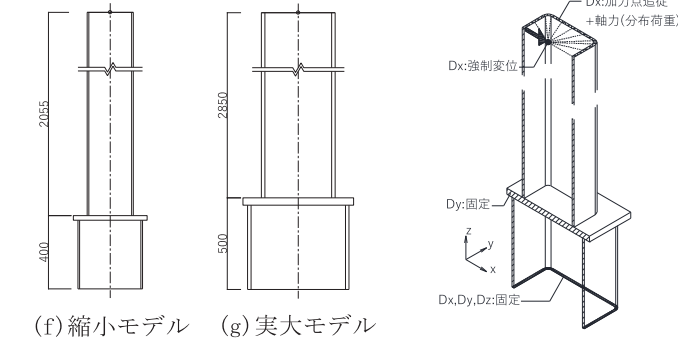


図9 解析モデル形状

図10 境界条件

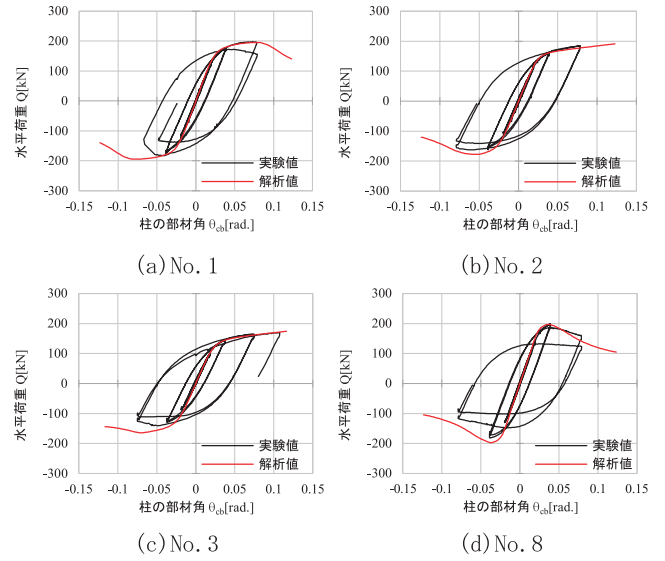


図11 $Q-\theta_{Cb}$ 関係

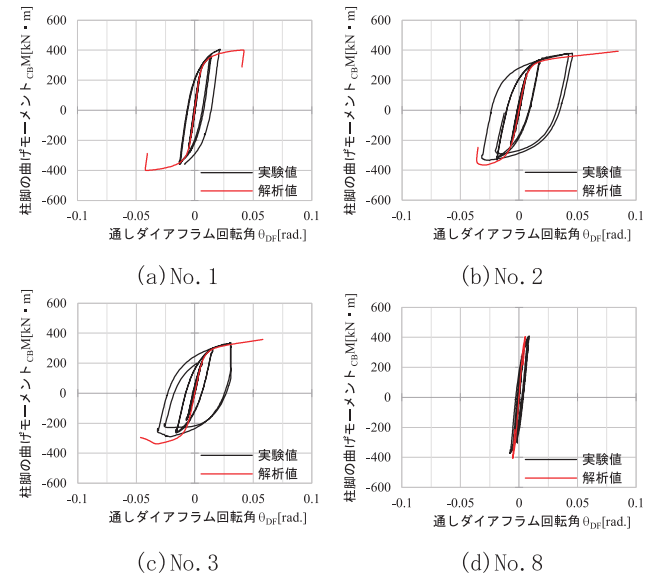


図12 $CbM-\theta_{DF}$ 関係

表4 実験と解析での初期剛性および各耐力の比較

No.	接合形式	軸力比 η	縮小 ／ 実大	先行破壊形式	初期剛性		降伏曲げ耐力		塑性曲げ耐力		最大曲げ耐力	
					実験値	解析値	実験値	解析値	実験値	解析値	実験値	解析値
					$j_{Ku}(exp)$ kN・m	$j_{Ku}(ana)$ kN・m	$j_{Ky}(exp)$ kN・m	$j_{Ky}(ana)$ kN・m	$j_{Mp}(exp)$ kN・m	$j_{Mp}(ana)$ kN・m	$j_{Mu}(exp)$ kN・m	$j_{Mu}(ana)$ kN・m
1	中柱	0			57188	56143	1.02	276	282	0.98	313	329
2	外柱	0			41434	41009	1.01	264	263	1.00	297	302
3	隅柱	0			36490	38759	0.94	252	247	1.02	280	278
4	中柱	0.164			56090	55616	1.01	254	258	0.99	269	293
5	外柱	0.328			50201	53210	0.95	217	179	1.21	223	224
6	隅柱	0.164			30975	40599	0.76	213	190	1.12	250	227
7	隅柱	0.164			34728	38512	0.90	217	218	1.00	246	246
8	中柱	0			80651	99910	0.81	344	400	0.86	390	405
9	外柱	0			57764	65875	0.88	337	339	0.99	359	378
10	隅柱	0			81959	92597	0.89	339	370	0.92	369	401
11	中柱	0.164			75013	99459	0.75	328	378	0.87	369	384
12	中柱	0			279014	272006	1.03	1155	1170	0.99	1237	1306
13	隅柱	0			484990	516370	0.94	2013	2160	0.93	2122	-

*ダイヤグラム回転角が測定できていた範囲での最大値

**解析での最大回転角が、実験最大曲げモーメント時の回転角に未達

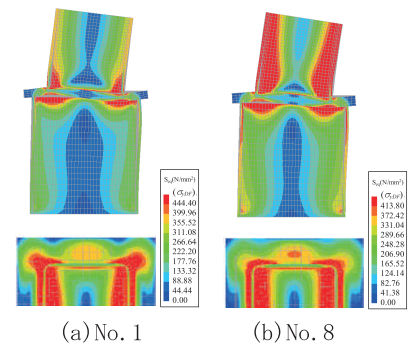


図13 接合部付近の変形(倍率×10)およびミーゼス相当応力分布

耐力は 0.92~1.10、最大曲げ耐力は 0.97~1.19 となり、実験値と解析値はおおむね一致した。

図 13(a)に破壊形式が通しダイアフラムの曲げの No. 1、図 13(b)に破壊形式が上階柱の No. 8 の、接合部付近の変形状およびミーゼス相当応力分布を示す。なお、各図とも破壊モード位置の降伏曲げ耐力時の図を示す。No. 1 は上階柱に比べて通しダイアフラムの変形が大きく、ダイアフラムは上階柱角から接合部パネルに渡るように降伏している。No. 8 は上階柱の変形が先行しており、端部に局部座屈が見られるものの、ダイアフラムの変形は抑えられている。

5. 極限解析による通しダイアフラムの塑性曲げ耐力評価

降伏線理論に基づく極限解析を行い、実験により得られた通しダイアフラムの塑性曲げ耐力との比較を行う。

5.1 崩壊機構および塑性曲げ耐力の導出方法

5.1.1 中柱形式の崩壊機構

中柱形式では図 14 に示す 4 つの崩壊機構を仮定する。上階柱の軸力 $u_c N$ が小さい場合は機構 N-1 で崩壊し、軸力が増加するにつれて機構 N-2、N-3 に移行し、軸力のみが作用する場合には機構 N-4 で崩壊する。図中の赤線はダイアフラムの降伏線(以下、同様)、青線はダイアフラムと接合部

パネルとの境界部に生じる降伏線(以下、同様)を表し、灰色の領域は上階柱の軸降伏領域を表す。

5.1.2 外柱形式の崩壊機構

外柱形式では図 15 に示す 6 つの崩壊機構を仮定する。接合部の非対称性により加力方向に応じて崩壊機構が異なり、機構 0-1、機構 0-2 が正加力時、機構 0-4~0-6 が負加力時を表し、機構 0-3 は外柱形式で伝達できる限界軸力時の崩壊機構を表す。図中の灰色の領域は上階柱または接合部パネルの軸降伏領域を表す。

5.1.3 隅柱形式の崩壊機構

隅柱形式では図 16 に示す 4 つの崩壊機構を仮定する。外柱形式と同じく接合部の非対称性により加力方向に応じて崩壊機構が異なり、機構 C-1 が正加力時、機構 C-3、機構 C-4 が負加力時を表し、機構 C-2 は隅柱形式で伝達できる限界軸力時の崩壊機構を表す。図中の灰色の領域は、外柱形式と同様に上階柱または接合部パネルの軸降伏領域を表す。

5.1.4 塑性曲げ耐力の導出方法

図 14 における機構 N-1 の塑性曲げ耐力 jM_p の導出方法の概要を示す^{7)~9)}。図中の x を上階柱の回転中心から引張外縁までの距離とすると、外力仕事 E_e および内力仕事 E_i はそれぞれ式(1)および式(2)で表される。

$$E_e = jM_p \cdot \theta + u_c N \cdot (u_c d/2 - x) \cdot \theta \quad (1)$$

$$E_i = pE_i + cE_i \quad (2)$$

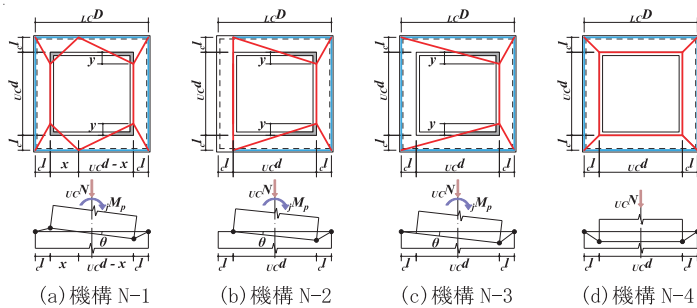


図 14 中柱形式の崩壊機構

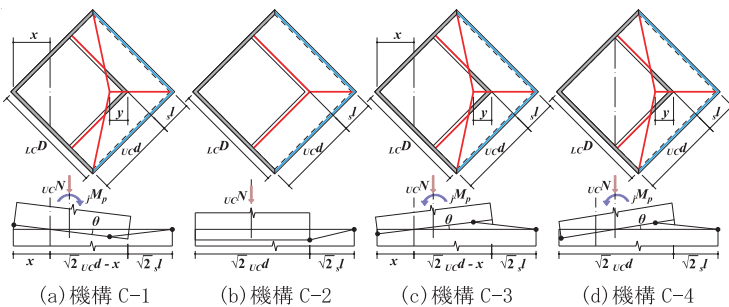


図 16 隅柱形式の崩壊機構

$u_c d$: 接合部パネルの板厚中心間距離, $u_c d$: 上階柱の外幅
 jM_p : 通しダイアフラムの塑性曲げ耐力, $u_c N$: 上階柱に作用する軸力

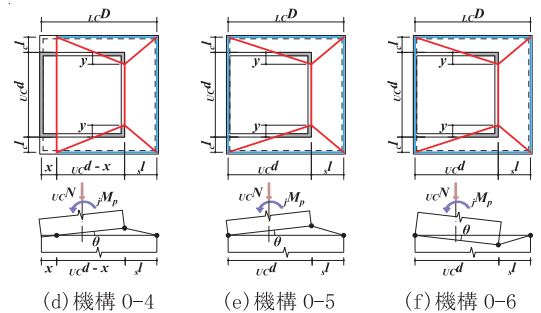
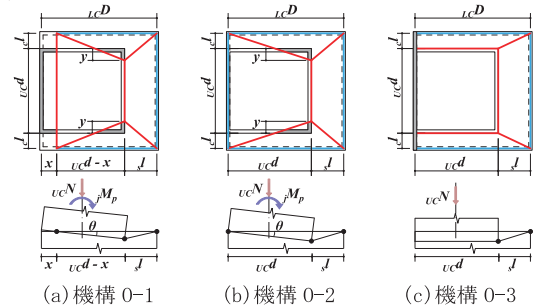


図 15 外柱形式の崩壊機構

e_i は降伏線のヒンジ回転による内力仕事、 c_i は上階柱の軸降伏による内力仕事を表し、 $E_e=E_i$ として、通しダイアフラムの塑性曲げ耐力 jM_p を導出する。なお、未知数 x および y は、上界定理に基づき、 $\partial jM_p / \partial x=0$ および $\partial jM_p / \partial y=0$ により決定される。

5.2 極限解析による塑性曲げ耐力と実験結果の比較

実験において、破壊形式が通しダイアフラムの面外曲げ破壊となった試験体について検討を行う。

中柱形式の実験の塑性曲げ耐力 $jM_{p(ex)}$ と極限解析による塑性曲げ耐力 jM_p (M-N 曲線) との関係を図 17 に示す。縮小試験体の結果を示した図 17(a)によると、正曲げ方向では極限解析による評価と実験の $jM_{p(ex)}$ がおおむね一致している。実大試験体の結果を示した図 17(b)の正曲げ方向においても、実験の $jM_{p(ex)}$ が評価結果をわずかに下回るもの

の、おおむね妥当に評価できている。一方、負曲げ方向において、極限解析が明らかに危険側の評価となる点が散見されるが、負加力時ではバウシinger 効果により剛性が早期に低下する一方で、正加力時と同様に Slope Factor 法で

表 5 実験と極限解析による評価と関係

No.	接合形式	軸力比 η	縮小 ／ 実大	ダイア フラム 板厚 t mm	径差 mm	通しダイアフラム の曲げ耐力（正加力時）			$jM_p(\text{exp})$ / jM_p	$jM_u(\text{exp})$ / jM_p
						実験値		極限解析		
						$jM_p(\text{exp})$ kN・m	$jM_u(\text{exp})$ kN・m	jM_p kN・m	平均値	平均値
1	中柱	0	縮小	25	100	313	406	293	1.07	1.38
2	外柱					297	379	296	1.00	1.28
3	隅柱					280	349	253	1.11	1.38
4	中柱	0.164				269	353	271	0.99	1.30
5		0.328				223	280	202	1.10	1.39
6		外柱				0.164	250	317	215	1.16
7	隅柱								246	334
12	中柱	0	実大	40	150	1237	1754	1287	0.96	1.36

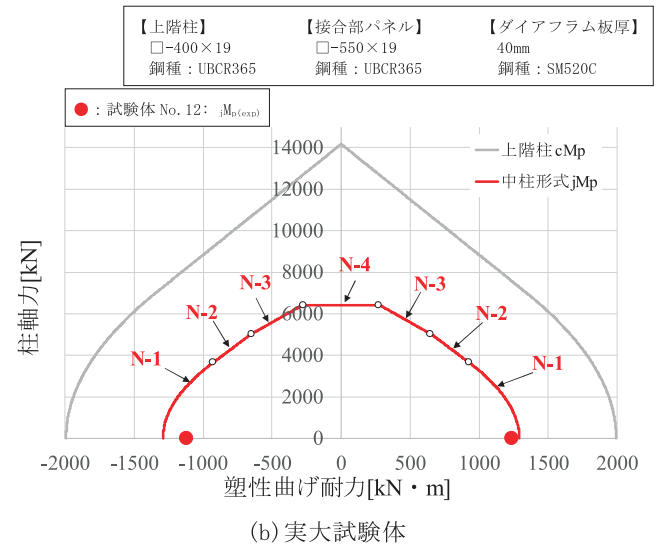
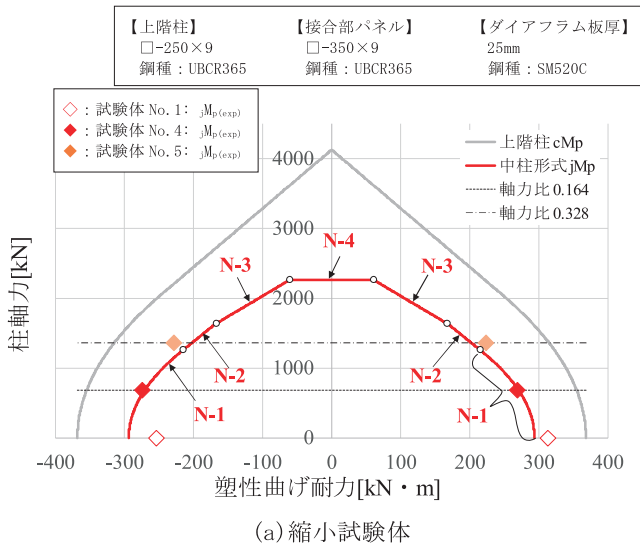
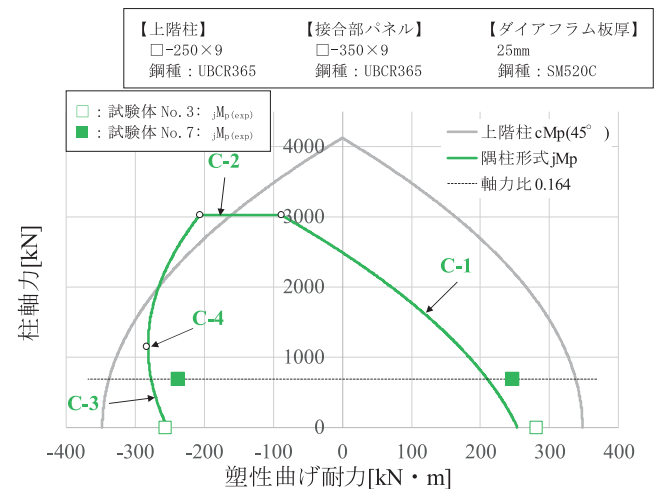
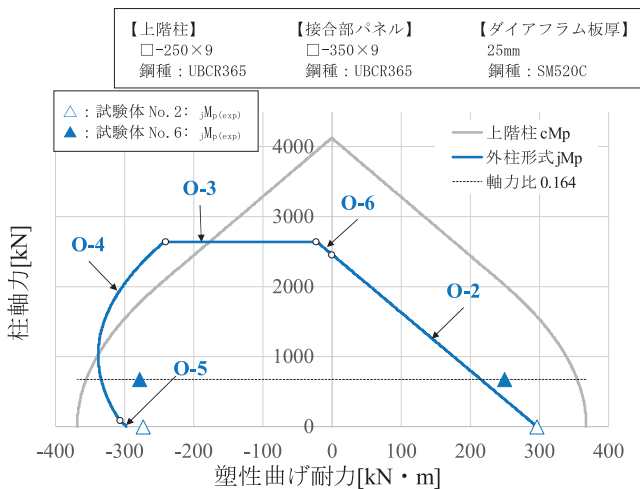


図 17 中柱形式における塑性曲げ耐力 jM_p の評価



塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ を定めたことから、耐力が低く評価されたためと考えられる。よって、負曲げ方向側の $jM_{p(exp)}$ は参考値として扱う（以下、同様）。

外柱形式の実験の塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ と極限解析による塑性曲げ耐力 jM_p との関係を図 18 に示す。極限解析による評価は実験の $jM_{p(exp)}$ とおおむね一致している。

隅柱形式の実験の塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ と極限解析による塑性曲げ耐力 jM_p との関係を図 19 に示す。極限解析による評価は実験の $jM_{p(exp)}$ とおおむね一致している。

実験における塑性曲げ耐力 $jM_{p(exp)}$ および最大曲げ耐力 $jM_{u(exp)}$ と極限解析による塑性曲げ耐力 jM_p との関係を表 5 に示す。縮小試験体 No. 4 と実大試験体 No. 12 において $jM_{p(exp)}/jM_p$ がわずかに 1 を下回るが、 $jM_{p(exp)}/jM_p$ および $jM_{u(exp)}/jM_p$ の平均値はそれぞれ 1.07 および 1.39 となり、軸力比の高い試験体や実大試験体も含めて、極限解析は実験結果を良好に評価している。

6. まとめ

上下階で角形鋼管柱の幅が異なる、異幅接合形式の柱梁接合部について、実施例の少ない高軸力下や実大サイズでの実験的および解析的検証を行った。その結果、通しダイアフラムの曲げ破壊を想定した試験体の通しダイアフラム塑性曲げ耐力は、降伏線理論に基づく極限解析により、精度よく評価することが確認された。

謝辞

本研究は、矢作建設工業株式会社、青木あすなろ建設株式会社、株式会社浅沼組、株式会社安藤・間、北野建設株式会社、株式会社鴻池組、五洋建設株式会社、鉄建建設株式会社、株式会社長谷工コーポレーションの 9 社で構成される異幅柱接合部研究会における共同研究成果をまとめたものである。

また、本研究において多くの御指導をいただいた神戸大学の田中剛教授に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 榎本将弘、諸沢征治、山内豊英、田畑卓、依田昌典、森誠司、石渡康弘、太田雄介、田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その1 工法概要、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 905-906、2023. 9
- 2) 太田雄介、諸沢征治、老藤慎也、田畑卓、依田昌典、笹井和也、石渡康弘、榎本将弘、田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その2 実験概要と実験結果、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 907-908、2023. 9
- 3) 森誠司、老藤慎也、清井宗孝、菊永祐太、西村真、永良太郎、萩野谷学、田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その3 FEM解析、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 909-910、2023. 9
- 4) 山内豊英、清井宗孝、菊永祐太、笹井和也、西村真、永良太郎、萩野谷学、田中剛：上下階で異幅となる角形鋼管柱からなる柱梁接合部に関する研究 その4 極限解析による通しダイアフラムの耐力評価、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 910-911、2023. 9
- 5) 田中剛、田淵基嗣、富田洋平：上下階で柱幅が異なる角形鋼管柱梁接合部に関する研究 その1 予備数値解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 949-950、2003. 9
- 6) 富田洋平、田淵基嗣、田中剛：上下階で柱幅が異なる角形鋼管柱梁接合部に関する研究 その2 解析結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 951-952、2003. 9
- 7) 田中剛、寺嶋正雄、田淵基嗣：異幅角形鋼管柱梁接合部における通しダイアフラムの耐力評価、日本鋼構造協会 鋼構造年次論文報告集、第16巻、pp. 95-102、2008. 11
- 8) 寺嶋正雄、田中剛、田淵基嗣、三好誠二：異幅角形鋼管柱梁接合部における通しダイアフラムの面外曲げ耐力 その1 接合形式を因子とした片持ち柱実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1085-1086、2011. 8
- 9) 三好誠二、田中剛、田淵基嗣、寺嶋正雄：異幅角形鋼管柱梁接合部における通しダイアフラムの面外曲げ耐力 その2 極限解析による耐力評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1087-1088、2011. 8
- 10) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、2021. 2