

論文 ト形接合部のせん断変形及び接合部形状を考慮した建物の耐震性能に関する解析的研究

佐川隆之*1・趙敏洙*1・迫田丈志*2・前田匡樹*3

要旨： 既往の実験から得られたト形接合部のせん断力-せん断変形角関係を用いて接合部ブレース置換モデルを作成し、梁曲げ降伏型の建物において接合部を剛とした場合、接合部変形を考慮した場合の荷重増分解析及び地震応答解析を行い、接合部変形が架構全体の变形へ与える影響を検証した。また、部分架構モデルを検討することによって接合部変形が層変形に与える影響を明らかにし、架構全体の变形について評価できることを示した。そしてト形部分架構モデルにおいて、階高や梁スパン、接合部形状など接合部せん断変形が層変形へ与える影響度合いに関係するパラメータを増減させ、部材の变形割合などの傾向を比較検討した。

キーワード： 接合部せん断変形、接合部形状、ト形接合部、梁曲げ降伏、損傷限界、せん断余裕度

1. はじめに

昨年度に行ったト形部分架構の水平載荷実験¹⁾において、計算上梁曲げ降伏型で接合部破壊しない試験体でも梁曲げ降伏後に接合部破壊が生じたこと、縦長接合部では既往の評価式²⁾以下の耐力で破壊したこと(図-1)、また各試験体において接合部変形が層間変形に与える影響が大きかったことなど接合部に関する問題点が確認された。

接合部せん断変形が増加すると架構全体の剛性が低下することや、接合部がせん断破壊に至ると架構の耐力低下や復元力特性がエネルギー吸収性能に乏しいスリップ型になるなど、建物の耐震性能に大きな影響を与えかねない。また、接合部変形が架構全体の变形に与える影響度合いは階高や梁スパン、接合部形状によっても異なる。しかし、通常的设计において接合部領域は剛として扱い、接合部の变形を考慮していないのが現状である。

本研究では、ト形部分架構実験より得られた接合部のせん断力-せん断変形角関係を用いて接合部変形を考慮した梁曲げ降伏型架構と接合部を剛とした梁曲げ降伏型架構の荷重増分解析、地震応答解析を行い、接合部変形が建物全体に与える影響を検証した(図-2, 3)。

また、ト形部分架構モデルにおいて梁、柱の曲げ剛性及び接合部のせん断剛性から層変形、部材変形割合を算出する略算式を示し、建物解析結果における損傷限界変形と比較を行い、その妥当性を検証した。そして、ト形モデルにおいて階高や梁スパン、接合部形状(柱せいと梁せいの比)などの各パラメータを変動させ、層、部材の変形量及び変形割合を比較し、各要素が建物の剛性、部材の変形割合に与える影響を検討した。

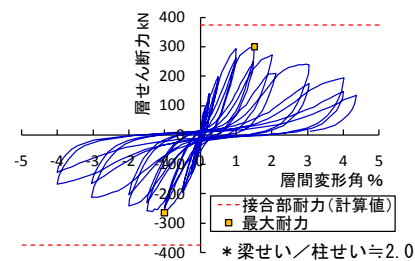


図-1 接合部破壊試験体—荷重変形関係

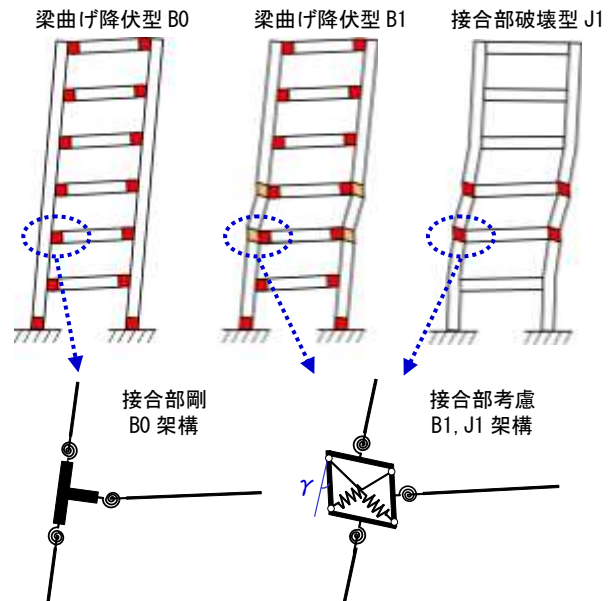


図-2 想定架構と接合部モデル

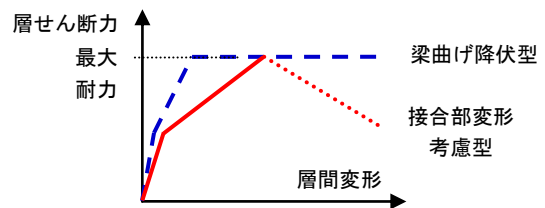


図-3 梁曲げ降伏型と接合部変形考慮型

*1 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 助手 修士(工学) (正会員)

*3 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

2. 解析手法の概要

本解析の概要を図-4に示す。

- 1) ベースシア係数 $C_B=0.3$ 程度とした想定建物(6層)において、接合部領域を剛域とした梁曲げ降伏型架構(B0 架構)、接合部変形を考慮した梁曲げ降伏型架構(B1 架構)、接合部せん断破壊型架構(J1 架構)の3 架構を検討対象とした。また、接合部変形に関しては載荷実験から得られた接合部の荷重変形関係をブレース置換した接合部モデルを用いて再現した。
- 2) 各架構の変形成分割合及び降伏時変形、メカニズム形成状態を荷重増分解析、地震応答解析を行うことにより、接合部変形が架構全体に与える影響を検証した。
- 3) 既往の実験から得られた接合部の荷重変形関係を用いてト形部分架構モデルを作成し、梁降伏時の接合部の変形、接合部形状が層間変形へ与える影響を架構解析の結果と比較検討を行う。接合部の形状、梁スパンや階高など接合部が層へ与える影響を左右する要素の検討を行うこととした。

以上、1)~3)を踏まえ、接合部の変形、接合部形状が建物全体へ与える影響を考察し、接合部変形が架構にどのような影響を与えるか検討を行った。

3. 解析による耐震性能の検証

3.1 解析対称モデル

(1) 建物モデル

基本モデルは既往の実験で想定した6層1スパンのト形接合部を有する架構(図-5)とし、階高4.4m、梁スパン7.6m、柱断面 $b800 \times D800\text{mm}$ 、梁断面 $b700 \times D900\text{mm}$ 、床重量 12kN/m^2 として解析を行った(表-2)。建物の目標ベースシア係数 $C_B=0.3$ とした。

架構の破壊形式は梁曲げ降伏型を基準とし、接合部領域を剛としたB0 架構、接合部変形を考慮したB1 架構(接合部せん断余裕度:接合部耐力/梁曲げ耐力 ≈ 1.2)を想定した。また、梁曲げ耐力 $>$ 接合部耐力とした接合部せん断破壊先行型をJ1 架構(接合部せん断余裕度:接合部耐力/梁曲げ耐力 ≈ 0.83)とし、梁曲げ降伏型架構と損傷限界及びメカニズム形成時の比較を行うこととした。ここで想定した架構の破壊形式一覧を表-1に示す。また、各部材の梁、柱のひび割れ強度、曲げ降伏強度を表-3に示す。柱、梁部材の復元力特性でひび割れ後、曲げ降伏後の剛性低下率はそれぞれ $\alpha=0.2$ 、 $\beta=0.001$ とした。

(2) 接合部ブレース置換モデル

既往のト形接合部部分架構実験から得られた接合部耐力、復元力特性を用いて、建物解析に用いる接合部モデルを作成する。接合部に入力されるせん断力が働いた時のせん断変形をブレースを用いることにより再現した³⁾(図-6)。

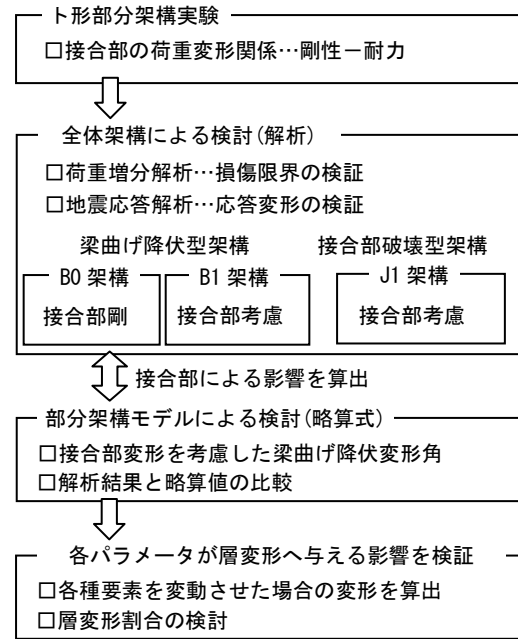


図-4 解析手法の概要

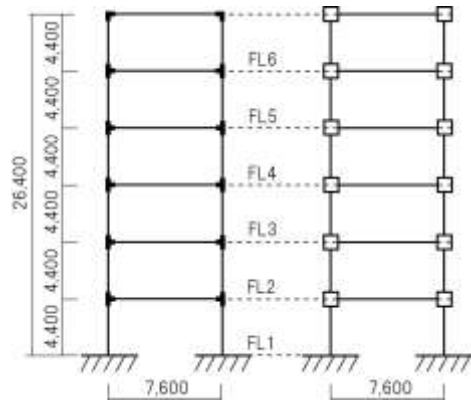


図-5 想定架構モデル
接合部剛(B0) 接合部考慮(B1, J1)

表-1 想定破壊形式一覧

破壊形式	梁曲げ降伏型	接合部破壊型
架構名	B0	B1
梁曲げ耐力	1.0	1.0
接合部耐力	剛	1.2*
接合部変形	剛	考慮

*破壊に至る部材の耐力を1.0とした場合の他の部材耐力

表-2 建物諸元

梁スパンL[m]	階高H[m]	F_c N/mm ²	目標 C_B
7.6	4.4	21	0.30
階重量 kN	総重量 kN	1F柱軸力 kN	1F柱軸力比
693	4159	2079	0.15
梁断面		柱断面	
Bb mm	Db mm	Bc mm	Dc mm
700	900	800	800

表-3 部材強度一覧

部材	梁		柱	
	$kN \cdot m$	M_c	M_y	M_c
R	290	1034	-	-
6F	290	1034	415	1396
5F	290	1551	467	1519
4F	290	1551	518	1633
3F	290	1700	569	1738
2F	290	1700	620	1835
1F	-	-	671	2174

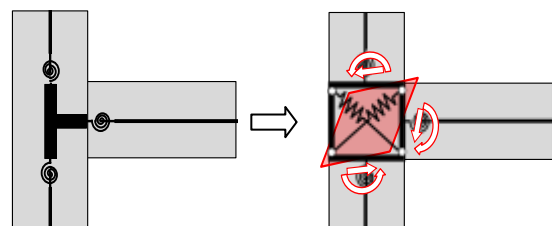


図-6 ブレース置換による接合部のモデル化

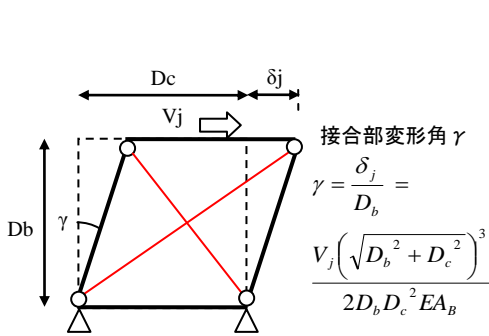


図-7 ブレースモデルの接合部変形角 γ

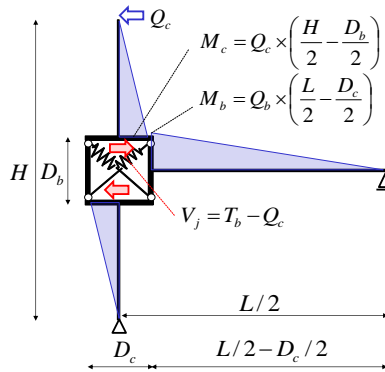


図-8 接合部部分架構 (接合部モデル考慮)

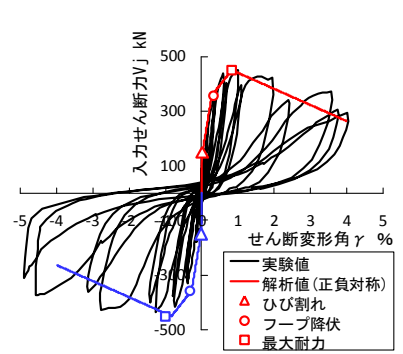


図-9 接合部 V_j - γ 関係 (実験結果-解析値比較)

接合部せん断力-せん断変形角関係を実験結果の正加力側を用いてひび割れ点、接合部フープ降伏時、最大耐力点、最終変形時耐力点を考慮し、ブレース置換モデルを用いて表現する(図-7)。ここでは剛性低下を考慮した正負対称の4折れ線耐力低下型モデルを考えた。

以上、考察した接合部モデルを実験寸法に合わせたト形接合部部分架構に組み込み(図-8)、実験の接合部 V_j - γ 関係¹⁾を再現した(図-9)。

3.2 建物解析

(1) 荷重増分解析

外力分布には A_i 分布を用い、各架構とも終局状態が形成されるまで荷重増分解析を行った。

荷重変形関係及び架構の破壊形式一覧を図-10に示す。接合部を剛とした梁曲げ降伏型架構 B0 では、はじめに3階梁が曲げ降伏に至った(最大層間変形角(2層)=0.60%)。接合部変形を考慮した同様の梁曲げ降伏型架構 B1 では、はじめに4階梁が曲げ降伏に至ったが、最大層間変形角(3層)=1.18%と、接合部変形の影響により 1.18% / 0.60% \approx 2.0 と大幅な変形の増大が見られた。接合部破壊型架構 J1 は2層接合部が最大耐力点に至り、最大層間変形角は B1 と同様に3層で 1.12% と接合部の変形により大きくなっていた。

続いてメカニズム時のヒンジ形成状況の比較を行う(図-11、表-4)。梁曲げ降伏型架構 B0、B1 はともに全層の梁と1層柱脚の曲げ降伏により全体崩壊メカニズムが形成された。ここでは最大層間変形角 2% 時を安全限界とした。一方、接合部破壊型架構 J1 は1層-2層接合部が破壊し、層崩壊により不安定となり、最大層間変形角(3層)=1.3% で終局状態(安全限界)に至った。

架構を等価1質点系に置換した固有周期及び塑性率 D_b 、減衰 h 、低減率 F_h^4 を表-5に示す。損傷限界時、安全限界時の代表変位(m)を Δ_d 、 Δ_s 、損傷限界耐力、安全限界耐力(kN)を Q_d 、 Q_s とした。建物の固有周期は接合部の変形を考慮することにより、弾性時では 0.75 秒から 0.81~0.86 秒に、損傷限界時では 1.1 秒から 1.5 秒程度に大きくなっていることが分かる。また、それぞれの架構

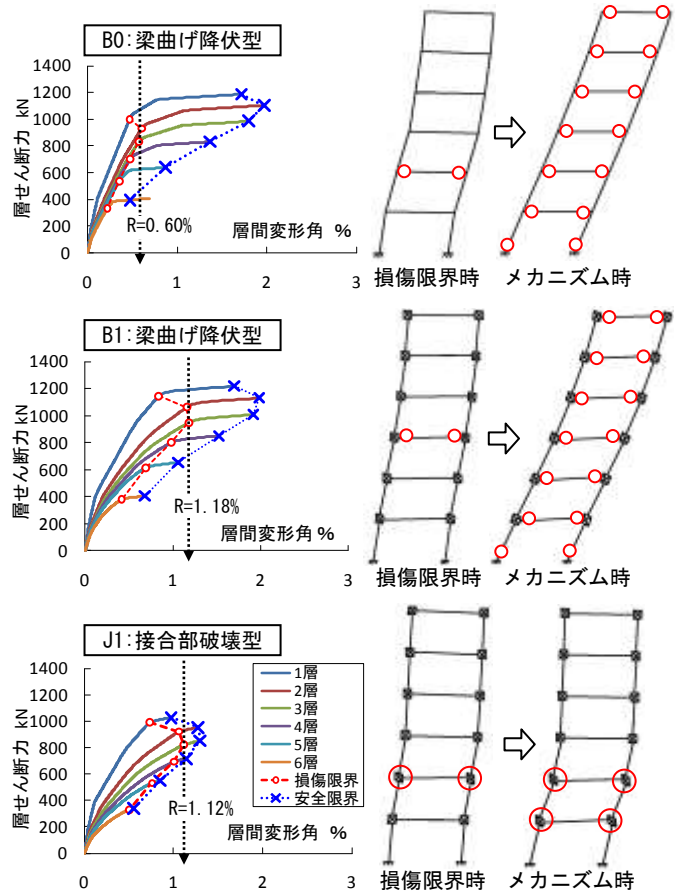


図-10 荷重変形関係-破壊形式(荷重増分解析結果)

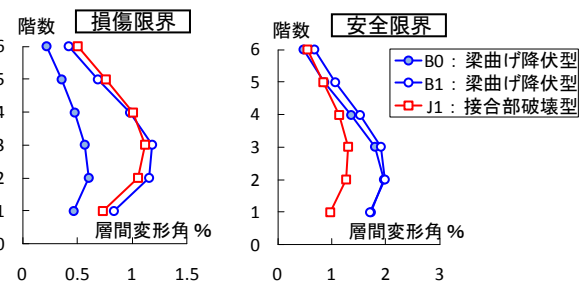


図-11 損傷限界及び安全限界時の層間変形角

表-4 荷重増分解析結果

建物状態	架構名	B0	B1	J1
損傷限界時	最大層間変形角%	0.60	1.18	1.12
	1層せん断力kN	1000	1147	994
	CB	0.241	0.276	0.239
安全限界時	最大層間変形角%	1.97	1.99	1.30
	1層せん断力kN	1188	1219	1029
	CB	0.286	0.293	0.247

の塑性率(損傷限界-安全限界時)は B0 架構が $D_f=2.6$ と最も大きく、J1 架構が $D_f=1.1$ と大きな差が見られた。建物の減衰 h 、応答加速度の低減率 F_h に関しても、B0-B1-J1 架構の順に耐震性能上有利な結果となった。梁曲げ降伏型の架構 B0, B1 の F_h の比は $0.74/0.61 \approx 1.2$ 程度であったが、B0 と J1 の比は $0.90/0.56 \approx 1.5$ と顕著な違いが見られた。

(2) 地震応答解析

部材の復元力特性は梁及び柱は剛性低減型モデルを用いた。接合部はせん断破壊により履歴消費エネルギーが少なくスリップ性状を示したことから、原点指向型モデル³⁾を用いた(図-12)。入力地震動は TohokuNS 波(50kine), BCJ 波(50kine)とし、速度応答スペクトルを図-13に示す。

解析結果の最大層間変形角、解析結果一覧を図-14, 15, 表-6 に示す。荷重増分解析結果と同様に各架構とも 2-3 層の変形が卓越していた。TohokuNS 波において層間変形の分布をみると、B0 架構は最大層間変形角 1.0% 程度であったが、B1 架構と J1 架構は 1.5 倍ほど大きくなっており、接合部の変形を考慮することにより応答変形の大幅な増大が見られた。BCJ 波においても同様の傾向を示し、B0 架構は最大層間変形角が 0.7% ほどに収まったが、B1 架構は 1.1% を超え、J1 架構は 1.45% と B0 架構の 2 倍近くの変形となった。B1 架構はいずれの地震波においても接合部変形を考慮することにより、B0 架構の 1.5 倍程度の最大応答変形を示した。

各架構の 1 層の復元力特性を図-15 に示す。B0 架構はループ面積が大きい梁曲げ降伏型の性状を示した。B1 架構は B0 ほど顕著ではないが、梁曲げ降伏によりある程度のエネルギー吸収性能は見られた。一方、J1 架構は接合部のせん断破壊により、原点付近のループが細いスリップ性状を示した。履歴ループの面積は建物のエネルギー吸収性能を示しており、B0 架構が一番面積が大きかったため応答変形が抑えられたが、J1 架構ではエネルギーが吸収されず応答変形が最大となった。

表-6 解析結果一覧(変形角, 層せん断力)

地震波	TohokuNS		BCJ	
	層間変形角(最大)%	層せん断力(最大)kN	層間変形角(最大)%	層せん断力(最大)kN
B0	1.03	1146	0.74	1146
B1	1.49	1209	1.14	1113
J1	1.59	1064	1.45	1146

3.3 接合部変形による層間変形量の略算式

接合部変形が架構変形に与える影響は、接合部モデル及び接合部形状、階高、梁スパンなど様々な要素に影響される(図-18)。そこで、ト形部分架構モデルにおいて接合部変形の影響を略算式により算出することで、影響要素の検討を行う。

表-5 等価 1 質点系置換：固有周期-低減率 F_h

固有周期 T				低減率 F_h			
建物状態	B0	B1	J1		B0	B1	J1
弾性時	0.75	0.81	0.86	Δd m	0.092	0.181	0.174
損傷限界時	1.13	1.47	1.54	Δs m	0.288	0.306	0.206
安全限界時	2.19	1.88	1.66	Qd kN	1000	1147	994
				Qs kN	1188	1219	1029
				Df	2.640	1.592	1.143
				h	0.15	0.10	0.07
				Fh	0.61	0.74	0.90

* 建物の塑性率: $D_f = \frac{\Delta s Q_d}{\Delta d Q_s}$

* 建物の減衰: $h = 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{D_f}} \right)$ * 加速度の低減率: $F_h = \frac{1.5}{1+10h}$

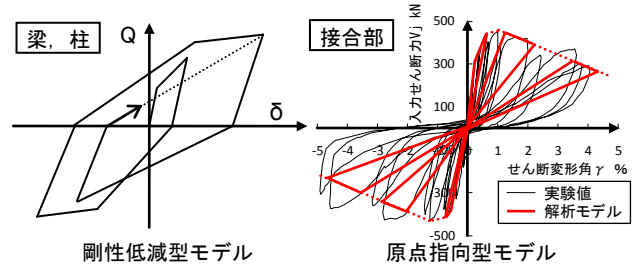


図-12 復元力特性モデル

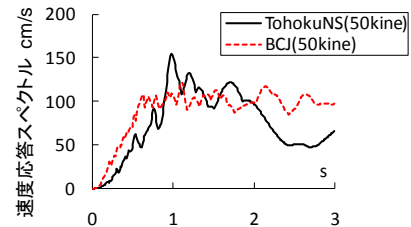


図-13 速度応答スペクトル(減衰 $h=0.05$)

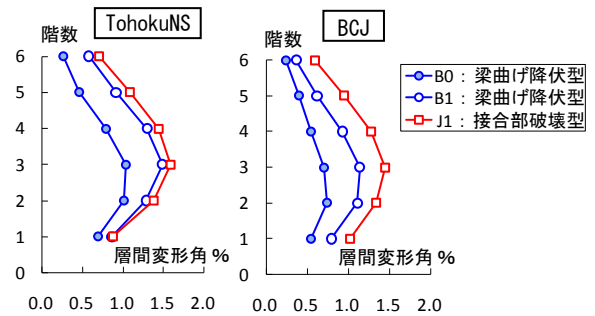


図-14 層間変形角比較

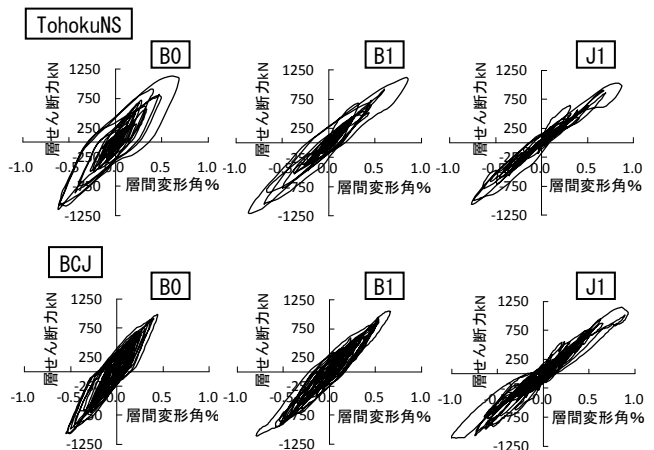


図-15 復元力特性比較(1層)

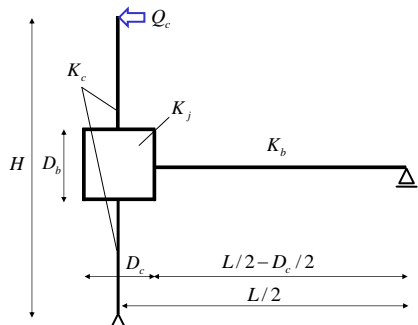


図-16 ト形部分架構モデル

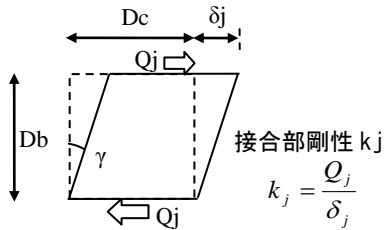


図-17 接合部の剛性kj

(1) ト形部分架構モデル

ここで用いるト形部分架構モデルは図-16を想定し、層せん断力 Q_c が作用している状態を考える。まず、柱、梁部材の曲げ剛性 k_c, k_b を略算により算出した。また、接合部のせん断剛性 k_j (図-17)に関しては実験(図-9)から得られた剛性を接合部有効面積に比例させた値を用いた。各部材の変形を層間変形角における変形角 R_c, R_b, R_j に変換し、その時の変形量を Q_c - K 関係で示す。また、接合部変形を考慮した層間変形角 R は式(1)で表され、接合部による層変形量に関する係数 κ (式(2), 図-18)は D_c/L 及び D_b/H の値により定まる。

$$R = R_c + R_b + R_j = \frac{Q_c}{H} \left\{ \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_j} \right\} \quad (1)$$

$$R_j = \gamma \kappa = \gamma \times \left\{ 1 - \frac{D_c}{L} - \frac{D_b}{H} \right\} \quad (2)$$

(2) 想定モデル及び計算結果の比較

ここで、標準モデル寸法は建物解析に用いたト形部分架構とし、接合部を剛としたB0モデル、接合部変形を考慮したB1モデルについて各耐力、剛性を算出した。柱耐力は十分確保されていると考え一定の剛性とし、梁剛性は降伏時剛性低下率 $\alpha=0.3$ を用いた(図-19)。梁曲げ耐力 $Q_{mu}=500kN$ 、B1モデルについては接合部耐力 $Q_{vu}=600kN$ と接合部余裕度1.2の場合を考えた。

計算結果を図-20, 21に示す。梁降伏時のB0モデルは $R=0.72\%$ と建物解析時の梁降伏時変形 $R=0.60\%$ 、B1モデルは $R=1.1\% \Leftrightarrow$ 建物解析時 $R=1.2\%$ とほぼ同程度の変形量となった(表-7)。

3.4 接合部形状が層の変形に与える影響

接合部のせん断変形角 γ が層へ与える影響度合い(接合部係数 κ)はその架構の階高や梁スパン、接合部形状(図-23)によって定まる。そこで、それらの要素を変

各部材剛性

柱: $k_{c1}, k_{c2} = \frac{3EI_c}{\{(H-D_b)/2\}^3}$ 梁: $k_b = \frac{3EI_b}{\{(L-D_c)/2\}^3}$ 接合部: $k_j = \frac{Q_j}{\delta_j}$

層間変形角(各部材変形からなる)

柱による層間変形角 $R_c = \frac{\delta_c}{H} = \left(\frac{Q_c}{k_c/2} \right) \frac{1}{H} = \frac{Q_c \times 2 \{(H-D_b)/2\}^3}{3EI_c H} = \frac{Q_c}{K_c} \frac{1}{H}$

梁による層間変形角 $R_b = \frac{\delta_b}{L/2} = \left(\frac{Q_b}{k_b} \right) \frac{1}{L/2} = \frac{Q_c \times 2 \{(L-D_c)/2\}^3}{3EI_b L} = \frac{Q_c}{K_b} \frac{1}{H}$

接合部による層間変形角 $R_j = \kappa \gamma = \kappa \left(\frac{\delta_j}{D_b} \right) = \kappa \left(\frac{Q_j}{k_j D_b} \right)$

$$= \left\{ 1 - \frac{D_b}{H} - \frac{D_c}{L} \right\} \frac{Q_j}{k_j D_b} = \frac{Q_c}{K_j} \frac{1}{H}$$

K_c, K_b, K_j 各剛性による層間変形角 R

$$\Rightarrow R = R_c + R_b + R_j = \frac{Q_c}{H} \left\{ \frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_j} \right\} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$* Q_b = \frac{H}{L/2} Q_c \quad * Q_j = \frac{M_b}{j} - Q_c = \frac{Q_b (L/2 - D_c/2)}{j} - Q_c$$

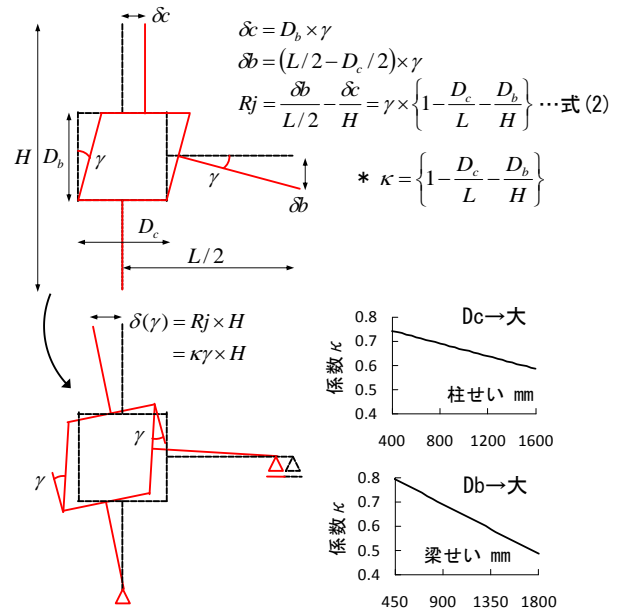


図-18 接合部による層間変形 $\delta(\gamma)$ 及び係数 κ の変動

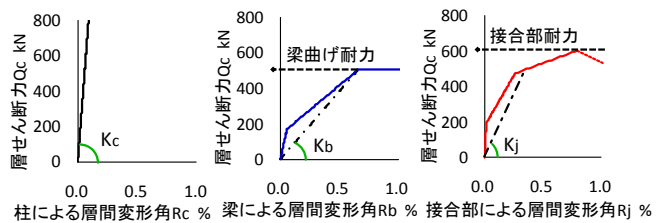


図-19 各部材せん断力-変形関係

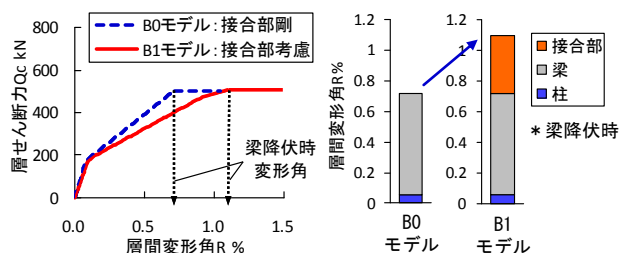


図-20 層の荷重変形関係

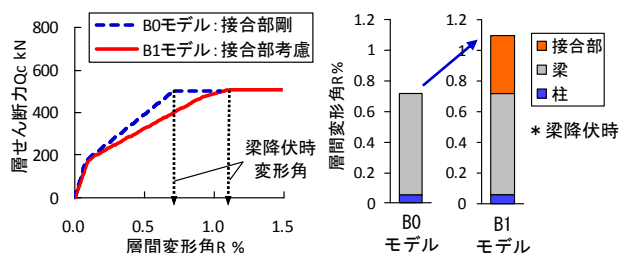


図-21 変形割合比較

表-7 梁降伏時の建物解析-モデル略算値比較

層間変形角%	B0	B1
建物解析	0.60	1.18
モデル略算値	0.72	1.10

動させ部材の変形量及び変形割合を比較し、どの要素が架構の変形へ最も大きな影響を与えるか検討を行った。

想定モデルにおいて、層の変形量や部材の変形割合は部材の耐力や層せん断力など様々な要素から影響を受けるが、ここでは接合部耐力余裕度 1.2(梁曲げ耐力比)、層せん断力は一定とした。標準モデルは 3.3 節において検討したモデルを用い(表-8)、柱せい D_c 、梁せい D_b をそれぞれ変動させ、梁曲げ降伏時の層変形量を略算した(図-23, 24)。実験¹⁾から縦長、標準、横長接合部のせん断剛性は接合部面積に比例して大きくなるという傾向が見られたことから、ここでは接合部のせん断剛性 k_j に関しては実験(標準接合部)から得られた剛性を接合部有効面積に比例させた値を用いた。

柱せい、梁せいが増加した場合では、それぞれせいを大きくした部材の曲げ剛性が大きくなったため層の変形量は減少した。柱せいを大きくした場合は接合部面積が増加するため接合部の剛性が大きくなり接合部変形は減少した。変形割合の比較を図-25, 26 に示す。柱せいを増加させた場合には変形割合で梁変形が大部分を占め、標準モデルより接合部成分は減少した。梁せいを増加させた場合には、梁せい 2.0 倍の時には接合部の変形割合が層変形の 70%ほどを占めており、接合部の影響が最も顕著に表れた。接合部変形を考慮すると層変形量が 3 倍程度に増加しており、接合部変形を考慮することの必要性が示された。

4. まとめ

- 1) 接合部領域を剛とした梁曲げ降伏型架構、接合部変形を接合部ブレース置換モデルにより考慮した梁曲げ降伏型架構の荷重増分解析及び地震応答解析を行った結果、接合部変形を考慮することで損傷限界変形はおよそ 2 倍に、地震応答変形は 1.5 倍ほどに増大した。
- 2) ト形部分架構モデルから略算した梁降伏時の変形量と建物の荷重増分解析による変形量がほぼ一致したことから、ト形モデルにおいて接合部変形を考慮することで、架構全体の変形への影響を推測できることを示した。
- 3) 柱せい、梁せいを変動させたト形部分架構モデルにおいて層変形量、変形割合を算出した結果、標準モデルと比べ、梁せいの大きい縦長接合部では接合部変形が層変形の大部分を占めた。接合部の耐力余裕度が小さい場合には接合部変形を考慮して建物进行评估することが必要であると考えられる。

今後の課題：接合部せん断余裕度及び接合部形状の違いを踏まえた接合部せん断変形の評価と接合部ブレース置換モデルの精度の向上などが挙げられる。

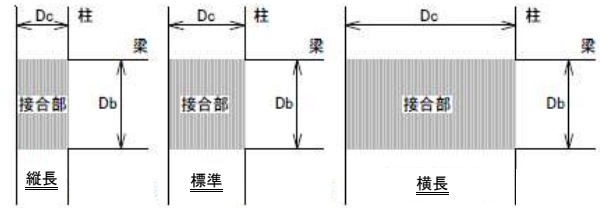


図-22 接合部の梁せい/柱せい比の異なる接合部

表-8 標準モデル諸元

層せん断力 Q_c kN	接合部耐力余裕度
500	1.2
梁スパン L m	階高 H m
7.6	4.4
柱断面	
幅 B_c mm	せい D_c mm
800	800
梁断面	
幅 B_b mm	せい D_b mm
700	900

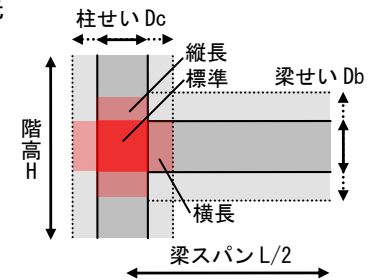


図-23 標準-変動モデル

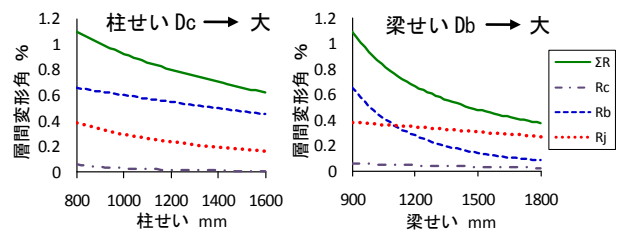


図-24 各要素の変動による層、部材変形の推移

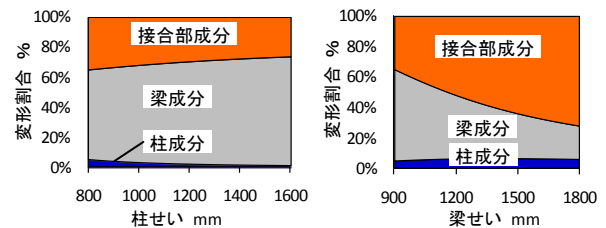


図-25 接合部形状による変形成分割合 1

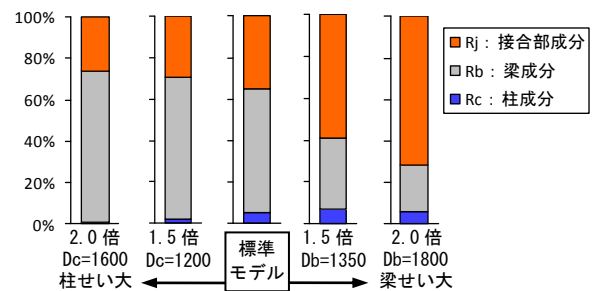


図-26 接合部形状による変形成分割合 2

参考文献

- 1) 三浦耕太ほか：梁主筋に機械式定着工法を用いたト形接合部に関する実験的研究，日本地震工学会大会梗概集，pp.18-19，2009.11
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2001.9
- 3) 青山博之，上村智彦：マトリックス法による構造解析，培風館，1988
- 4) 日本建築学会 関東支部：鉄筋コンクリート構造の設計 学びやすい構造設計，2002.1
- 5) 和泉正哲：建築構造力学，培風館，1984.1