

## 半剛接合柱梁仕口をもつ鋼重層立体骨組の弾塑性性状に関する研究

準会員 ○ 指宿友里<sup>\*1</sup>, 正会員 山成實<sup>\*2</sup>

## 2. 構造 - 10. 鉄骨構造 建築構造

## 鋼構造, 立体骨組, 半剛接合

## 1. はじめに

本報告は、半剛接合柱梁仕口を組み込んだ鋼重層立体骨組に2次元水平力を作用させて静的解析を行い、得られた挙動を調べ、検討から得た知見を報告するものである。

## 2. 解析骨組

既往の研究<sup>[1]</sup>で行われた半剛接合平面鋼重層骨組の地震エネルギー吸収能力の研究に用いられた12個の骨組の中から、多くの柱頭や柱脚が降伏する骨組の代表とされるD骨組を取り上げ、これを立体化した骨組を解析対象とした。図1に示すように、平面骨組であるD骨組をz方向へ2スパン分だけ立体化したモデルの静的弾塑性解析を行った。骨組の形状および諸情報を図2および表1に示す。骨組の柱梁接合部は外ダイアフラム形式とする半剛接合部である。任意方向水平力を作用させた力学的特性を調べるため、図1に示すように作用方向角 $\theta$ を2軸水平力の合力の向きとして $\theta$ を変化させて解析を行った。

## 3. 解析条件

解析に用いたプログラムはABAQUS Version 6.7である。柱部材、梁部材および接合部パネルはSS400の鋼材を用いたとして構成部材の耐力および剛性を設定した。ひずみ硬化係数は部材力-部材変形関係において0.02とするバイリニア型とした。局部変形バネは接合部係数 $r$ を指標として誘導した耐力<sup>[2]</sup>を剛性に関する弾塑性力学特性に基づくトリリニア型(最後の分枝の剛性はゼロ)とした。

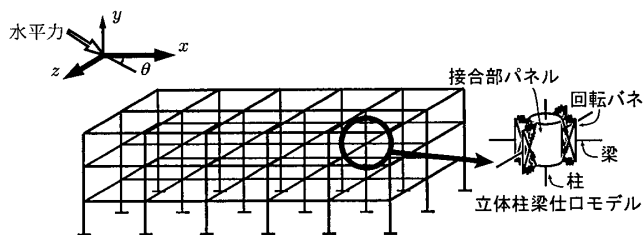


図1 立体解析骨組と水平力の作用方向角

表1 解析骨組情報

	層	層重量(kN)	柱	断面寸法(mm)	梁	断面寸法(mm)
D骨組	3層	1579.36	C1	○-355.6×12	B1	H-446×199×8×12
	2層	1735.98	C2	○-400×12	B2	H-496×199×9×14
	1層	2226.36	C3	○-406.4×12.7	B3	H-500×200×10×16

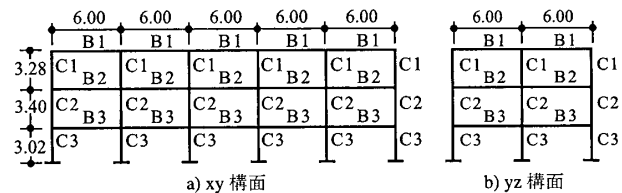


図2 解析骨組形状(単位:m)

## 3.1 部材の力学的性質

解析モデルは柱部材および梁部材には一次元有限要素を用い、接合部パネルには円形鋼管柱部材とH形鋼梁部材寸法で定められる平板厚肉シェルを用いた。接合部パネルは鋼管の上下を剛板で塞いだモデルである。半剛

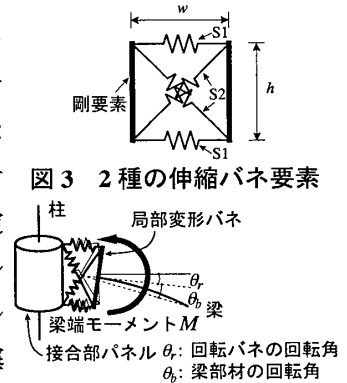


図3 2種の伸縮バネ要素

接合柱梁仕口をモデル化する回転バネは、図3のように2種類の伸縮バネ要素と剛要素を用いてモデル化した。S1バネを偶力バネとすることで回転モーメントに抵抗する要素とし、また、斜めにS2バネを組み込み、梁のせん断力を接合部パネルに伝えるようにした。これらのバネを梁端部に組み込んだ様子を図4で示す。梁端部の接続する部分には平面保持を満たすために剛要素を挿入した。

## 3.2 荷重条件

骨組の弾塑性性状を得るために、柱部材と梁部材が接合される節点と、梁部材の中央に鉛直荷重を作用させた。作用方向角 $\theta$ の方向に骨組頂部倒角が1/20 radに達するまで各階の床位置に現行の耐震規定で定める水平力を比例載荷した。水平力は柱部材と梁部材が接

合されるすべての節点に梁部材に軸方向応力が生じないように作用させた。

### 3.3 接合部係数

柱梁接合部設計において、梁端の塑性化後の十分なエネルギー吸収を確保するための現行の耐震規定<sup>[3]</sup>では、柱梁仕口の最大耐力と梁の全塑性曲げモーメントの比として接合部係数 $\alpha$ が定められており、その下限値が鋼種により設定されている。

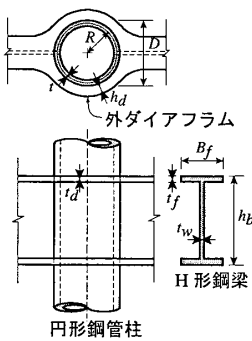


図5 外ダイアフラム接合部

図5に示すような外ダイアフラム接合部をもつ半剛接合骨組のモデルに対して数値実験を行うために、その接合部係数 $\alpha$ を柱梁仕口の強度パラメータ $r$ として表している。接合部係数 $r$ を式(1)で示す。柱梁仕口部をどれだけ弱くできるかという点に着目して、 $r$ を0.7から1.6までの0.1刻みで変化させて解析を行った。

$$r = \frac{M_{r \max}}{M_{pb}} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 $M_{r \max}$ は柱梁仕口の最大耐力、 $M_{pb}$ は梁の全塑性曲げモーメントである。

### 3.4 仕口梁降伏耐力比

外ダイアフラム接合部の力学的特性評価式<sup>[2]</sup>によって得られる柱梁仕口の降伏耐力 $M_{ry}$ と梁の全塑性曲げ

モーメント $M_{pb}$ の比として仕口梁降伏耐力比 $r_y$ を式(2)で定義する。

$$r_y = \frac{M_{ry}}{M_{pb}} \quad \dots \dots \dots (2)$$

これは柱梁仕口の降伏耐力 $M_{ry}$ を無次元化した値であり、 $r_y \leq 1.0$ のとき仕口が梁よりも先に降伏し、 $r_y \geq 1.0$ のときはその逆である。仕口と梁が同時に降伏するのは $r_y = 1.0$ のときである。D骨組の接合部の $r - r_y$ の関係は図6で得られている。<sup>[2]</sup>同図より $r_y = 1.0$ に対応する $r$ の値は概ね1.2であることが分かる。

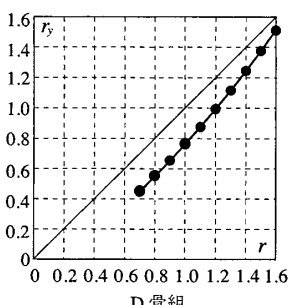


図6  $r - r_y$ の関係

### 4. 骨組の層せん断力-層間変位角関係

作用方向角 $\theta$ を、0 deg から 90 deg にまで 15 deg 刻みに変化させ、また、接合部係数 $r$ も変化させて解析を行った。0 deg と 45 deg の場合の層せん断力-層間変位角曲線を図7に示す。図中のRigidとは柱梁仕口が剛である骨組を示している。 $r$ が小さく、すなわち柱梁仕口が弱くなると平面骨組の耐力、剛性は共に減少することはすでに述べられている。<sup>[1]</sup> $\theta = 45$  deg のときに最も大きい層せん断力-層間変位角曲線を描いている。

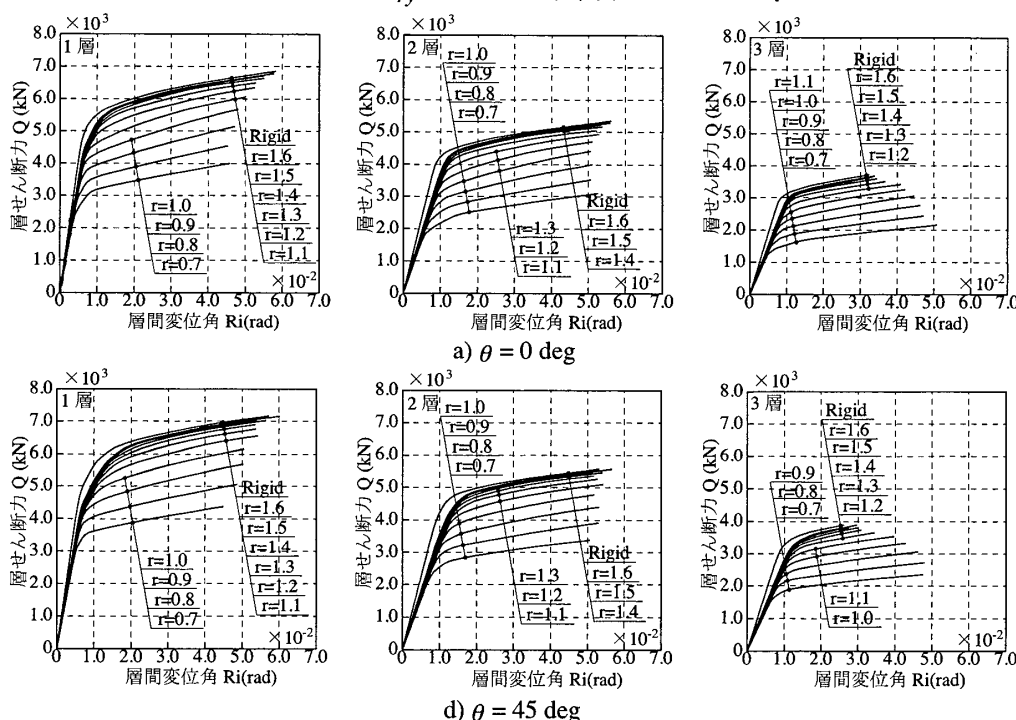


図7 層せん断力-層間変位角関係

図7で示した層せん断力-層間変位角曲線群から接合部係数 $r = 1.0, 1.2, 1.3$ のときの曲線を図8に示す。接合部係数 $r = 1.0$ の場合では、第1層より第2層の層間変位角の方が大きな値を取っている。これは、仕口が先に降伏することで、第1層の層崩壊が免れ、全体崩壊に近づいていると考えられる。一方、接合部係数 $r = 1.2$ の場合では、第1層と第2

層の層間変位角がほぼ同じ値を取っている。このことから、骨組の層崩壊が免れ、全体崩壊に近づいているのと同時に、 $r = 1.2$ が全体崩壊を起こしうる接合部係数  $r$  の最大の値であることが分かる。 $r = 1.3$ の場合、第2層より第1層の層間変位角が大きな値を取っている。これにより、仕口が剛接合に近づき、第1層の層崩壊を起こしうる骨組に近づいていることが窺える。 $r = 1.2$ より  $r$  の値が大きくなると、第2層より第1層の層間変位角の方が大きくなり、第1層の層崩壊を起こしうる骨組となることが考えられる。

作用方向角  $\theta$  と接合部係数  $r$  を変化させて骨組の倒角が  $1/20$  になるまでプッシュオーバー解析を行った各層の水平変位状態を図9に示す。作用方向角  $\theta$  は  $0 \text{ deg}$ ,  $45 \text{ deg}$ , 接合部係数  $r$  は  $0.7$ ,  $1.2$ , Rigid のデータを取り上げた。仕口を最も弱くした接合部係数  $r = 0.7$  の場合、全層でほぼ同じような変形を起こしているこ

とが窺える。 $r = 0.7$  は仕口が極めて弱い骨組であり、全層の仕口が降伏したことで、全体崩壊が起こっている。また、柱梁仕口が剛である場合で

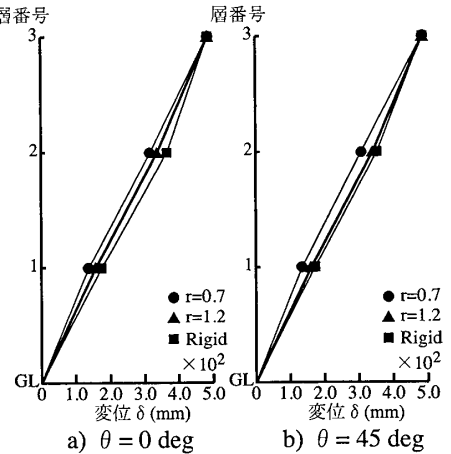


図9 各層の水平変位状態

は、第1層の変位が大きく、第1層で層崩壊を起こしていることが分かる。 $r = 1.2$ の場合では、骨組の変形が  $r = 0.7$ の場合と柱梁仕口が剛である場合の間に位置し、層崩壊の危険のある骨組から全体崩壊を起こしうる骨組へ改善の方向に向かっていると考えられる。この傾向は  $\theta = 0 \text{ deg}$  と  $\theta = 45 \text{ deg}$  に見られ、 $\theta = 45 \text{ deg}$  の場合においても改善傾向にあることが分かる。

5. 骨組の降伏耐力および降伏時変形

層せん断力—層間変位角曲線から骨組各層の降伏耐力を求める。層せん断力—層間変位角曲線の接線勾配が初期剛性の  $1/3$  に達したときの耐

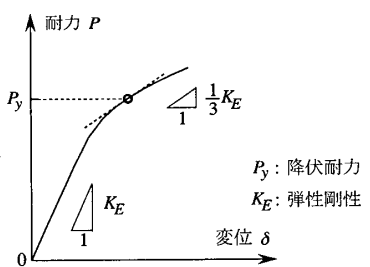


図10 1/3 剛性耐力の定義

力を各層の降伏耐力とした。これを  $1/3$  剛性耐力と呼ぶこととし、図10のように定義する。<sup>[4]</sup>  $1/3$  剛性耐力  $P_y$  およびそのときの降伏層間変位角  $R_y$  を求めた。結果をまとめると、図11および図12のようになる。

図11から第2層、第3層では、 $1/3$  剛性耐力  $P_y$  は  $\theta = 0 \text{ deg}$  から  $\theta = 45 \text{ deg}$  まで接合部係数  $r$  に関わらず増加し、それから  $\theta = 90 \text{ deg}$  まで減少していることが窺える。これは、両構面の骨組がそれぞれ耐力を発揮するため、 $\theta = 45 \text{ deg}$  で相対的に耐力が上昇していることによると考えられる。 $\theta = 0 \text{ deg}$  の方が  $\theta = 90 \text{ deg}$  と比べて大きいのは、 $xy$  構面の骨組が現行の耐震規定を満たした設計がなされている骨組を対象としているのに対し、 $yz$  構面の骨組はその骨組の2スパンを取り出した骨組であり、 $xy$  構面の骨組より十分弱い骨組であるためである。しかし、その

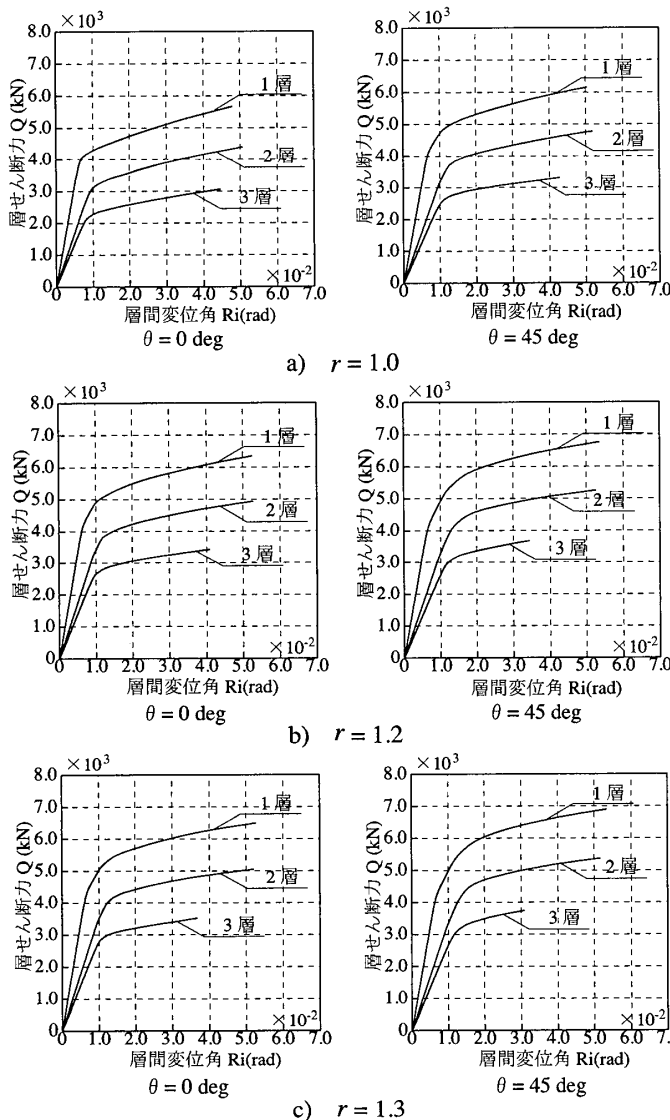


図8  $r = 1.0, 1.2, 1.3$  の層せん断力—層間変位角関係

ような骨組であっても、 $\theta = 45 \text{ deg}$  のときの耐力が最も大きくなっており、仕口を弱くしても、立体的な性状は柱梁仕口を剛接合した Rigid の骨組と比べて変化しないことが分かる。 $\theta = 45 \text{ deg}$  から  $\theta = 90 \text{ deg}$  にかけての減少量の割合は  $r$  によってほとんど変化しないのに対し、 $\theta = 0 \text{ deg}$  から  $\theta = 45 \text{ deg}$  までの増加量は  $r$  が小さいものほど大きく、 $r$  が大きいものほど小さくなる。また、第1層では、1/3 剛性耐力  $P_y$  は  $r$  が小さいとき、 $\theta = 45 \text{ deg}$  で耐力が最大になっているが、 $r$  が大きいときは、 $\theta = 45 \text{ deg}$  で耐力が低下する傾向にある。これらは、 $r$  が大きい骨組、すなわち仕口の強い骨組は、梁端部の剛性も高く、柱が主に降伏して骨組の耐力が低下する。解析骨組である D 骨組はもともと柱の弱い骨組であるため、仕口が強くなることによって柱が多く降伏し、 $\theta = 45 \text{ deg}$  で初期降伏が早めに起こってしまい降伏耐力が小さくなってしまったと考えられる。換言すると、仕口を弱くすることで、両構面の骨組の耐力を発揮できるようになることが示された。

図 12 から第2層、第3層では、降伏層間変位角  $R_y$  は、 $\theta = 0 \text{ deg}$  から  $\theta = 45 \text{ deg}$  または  $\theta = 60 \text{ deg}$  まで増加し、その後  $\theta = 90 \text{ deg}$  まで減少する。これは  $r$  の大きさに関わらず不規則であるが、 $r$  が大きくなると  $\theta = 45 \text{ deg}$  の場合で小さくなる傾向もある。また、同様に、第1層では、 $r$  が大きい骨組は  $\theta = 45 \text{ deg}$  で小さくなる傾向にある。先に述べたように仕口が強くなることで柱が多く降伏し、降伏耐力と同様に初期降伏が早めに起こり、降伏時変形も小さくなってしまおうと考えられる。 $\theta = 45 \text{ deg}$  のときに最大値を得るとは限らず、いくつかの例外を除いて、骨組の最大耐力の方向に

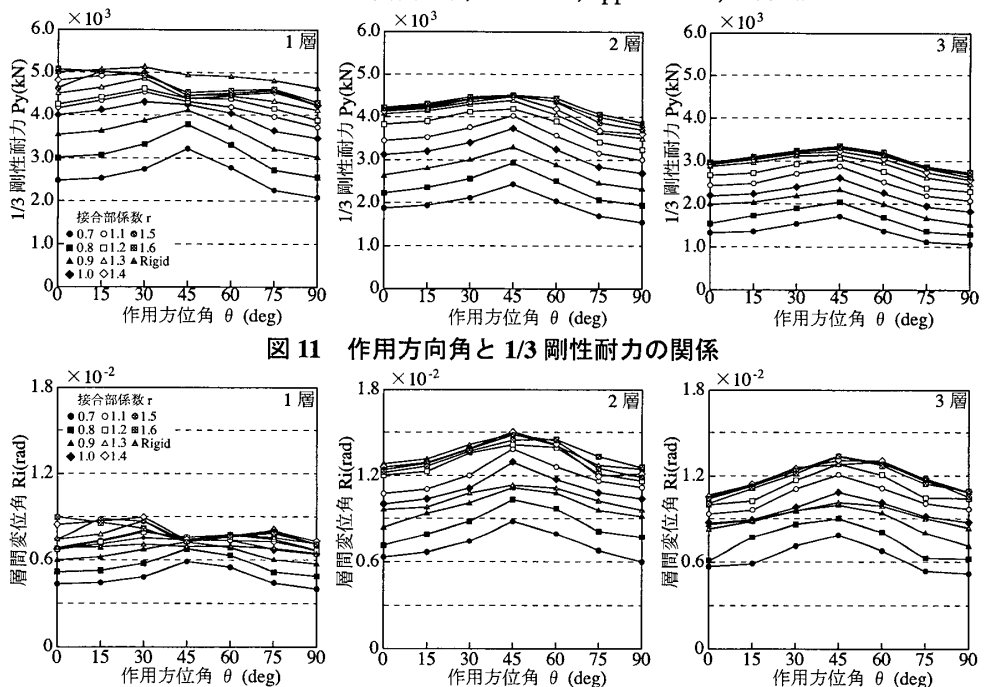


図 12 作用方向角と降伏層間変位角の関係

層間変位角の最大値を示すという傾向があることを示している。

## 6. おわりに

半剛接合柱梁仕口をもつ鋼重層立体骨組の静的な解析を行った検討結果をまとめる。

- 1) 接合部係数  $r$  を小さくし、仕口を先に降伏させることで、層崩壊を免れ、全体崩壊に近づけることができる。
- 2) 仕口を半剛接合にすることで2次元水平力を受けたときに両構面の骨組の耐力を有効に発揮できる。

## 参考文献

- [1] 大塚智子, 山成實: 立体半剛接合鋼重層モーメント骨組の動的性状に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第17巻, pp.13-20, 2009.11
- [2] 隋偉寧, 山成實: 軸圧縮力と水平力を受ける外ダイアフラム仕口の力学的特性評価, 鋼構造論文集, 第54号, pp.17-25, 2007.6
- [3] 社団法人日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 第2版, pp.121, 2006.3
- [4] 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明, 海原広幸: 外ダイアフラム接合部の有限要素解析による剛性評価式(半剛接鋼骨組柱梁仕口の復元力特性に関する研究), 構造工学論文集, Vol.38B, pp.475-484, 1992.3

\*1 熊本大学 工学部 学部生

\*2 熊本大学大学院自然科学研究科 准教授・工博

Undergraduate, Faculty of Engineering, Kumamoto University.  
Assoc. Prof., Graduate School of Science and Technology,  
Kumamoto University, Dr. of Eng.