

角形鋼管柱を用いた方杖ダンパー接合構造の試設計と地震応答解析

正会員 ○ 河合 大*1

同 聲高裕治*1

同 吹田啓一郎*2

同 井上一朗*3

2. 構造—10. 鉄骨構造

方杖ダンパー, 角形鋼管, 塑性設計法, 試設計, 地震応答解析

1. はじめに

方杖ダンパー接合構造は, 座屈拘束型の方杖(以下, 方杖ダンパー)を介して柱と梁を高力ボルト接合することにより, 鋼構造建築物に安定した施工品質と高い塑性変形能力を付与することを意図して開発された柱梁接合形式である¹⁾。これまでに柱にH形断面部材を用いた場合の構造性能を実験と解析によって確認し, 一部実用に供されている。H形断面柱を用いた方杖ダンパー接合構造では, 高力ボルト接合部のおさまりや柱の設計の簡便化のために, 柱弱軸曲げ方向の梁をピン接合としている。このため, 本接合形式を適用した骨組は, 溶接接合形式の2方向ラーメンと比べて水平力に抵抗する部材が少なくなり, 鋼材重量が約2割増加することが確認されている²⁾。

本研究では, 柱に角形鋼管を用い, 2方向ラーメンを構成するのに適した方杖ダンパー接合構造の開発を目指している。これまでに, 図1の柱と梁ならびに柱と方杖ダンパーを高力ボルト接合するための接合詳細を提案し, その基本的な力学的挙動を確認している³⁾。本論では, この接合形式を適用した骨組の設計法を提案し, 試設計例題を通じて骨組の鋼材重量および地震応答性状を確認する。

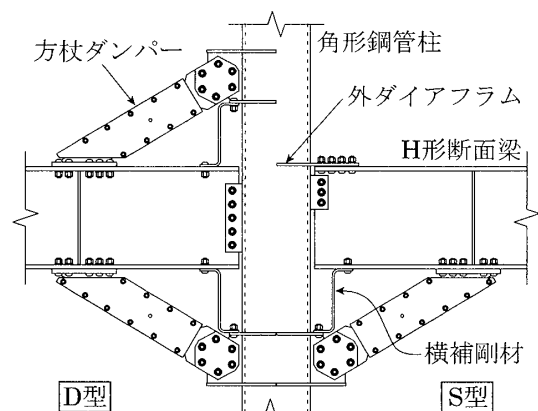


図1 角形鋼管柱を用いた方杖ダンパー接合構造

2. 方杖ダンパー接合構造の部材断面算定法

2.1 方杖ダンパー接合構造の設計概要

方杖ダンパー接合構造を適用した骨組(以下, 方杖接合骨組)では, 崩壊機構形成時の塑性化部位を方杖ダンパーと最下層柱脚だけに限定し, 柱と梁を弾性に保つことを前提としている¹⁾。角形鋼管柱を用いた方杖接合骨組では, すべての柱梁接合部に方杖ダンパーを設置することが可能であり, 2方向ラーメンが構成される。次節に示す角形鋼管柱を用いた方杖接合骨組の初期断面算定手順は, 文献4)で提案されたH形断面柱を用いた方杖接合骨組の初期断面算定手順に, 45°方向地震入力時における柱の2軸曲げを考慮した断面算定の考え方を加えたものである。

2.2 塑性設計法による初期断面算定手順

崩壊機構形成時の各部材の曲げモーメントを算定するために下記の仮定・条件を用いる⁴⁾。

- 1) 方杖ダンパー, 大梁せいは各床レベルで同一とし, 図2に示す方杖ダンパーの寸法 l_d , h_d はすべて同じとする。
- 2) 崩壊機構形成時の方杖ダンパー軸力は公称降伏軸力 $_d N_y$ (基準強度×断面積)の1.1倍とする。

崩壊機構形成時の骨組の層せん断力(保有水平耐力)の算定は以下による。まず, 方杖ダンパーの降伏軸力 $_d N_y$, 梁・柱せいを仮定し, i 床の梁の節点モーメント $_b M_i^{end}$ (図2参照)を図3に示す方杖ダンパーの降伏軸力 $_d N_{y,i}$ との釣合より求める。

$$D \text{ 型: } _b M_i^{end} = 1.1 _d N_{y,i} \cos \varphi (_d d_i + 2h_d) \frac{l}{l - k_c d} \quad (1)$$

$$S \text{ 型: } _b M_i^{end} = 1.1 _d N_{y,i} \cos \varphi (_d d_i + h_d) \frac{l}{l - k_c d} \quad (2)$$

ここで, (1), (2)式の k には, 図2に示すGA梁では1を, GB梁では1/2を用いる。次に, 得られた i 床の節点モーメントを柱頭と柱脚に分割して, i 層の柱の節

Design method and dynamic analysis of weld-free steel structure with knee brace damper using square tube column

KAWAI Dai, KOETAKA Yuji, SUITA Keiichiro and INOUE Kazuo

点モーメント ${}_cM_i^{end,T}$, ${}_cM_i^{end,B}$ (図4参照) を求める。
 ただし, D 型の場合は節点モーメントを $i+1$ 層と i 層の層モーメント比で分割し, S 型の場合は ${}_cM_{i+1}^f$ と ${}_cM_i^{max,T}$ (図4参照) の比が $i+1$ 層と i 層の層モーメント比と一致するものと仮定する。各柱の節点モーメントより, 保有水平耐力 $Q_{u,i}$ が次式で求められる。

$$Q_{u,i} = (\sum {}_cM_i^{end,T} + \sum {}_cM_i^{end,B})/h_i \quad (3)$$

方杖ダンパーは, 上述のように算出した骨組の保有水平耐力が2次設計用地震荷重を上まわるように選定する。また, 梁にはボルト孔欠損を考慮した降伏曲げ耐力が保有水平耐力到達時の最大曲げモーメント ${}_bM_i^{max}$ (図2参照) 以上となる断面を選定する。

柱の選定では 45° 方向地震入力を想定する。2軸曲げを受ける柱(方杖が両方向に取り付く柱)には, 軸力を考慮した全塑性曲げモーメントが各方向の保有水平耐力到達時に生じる柱の最大曲げモーメント ${}_cM_i^{max,T}$, ${}_cM_i^{max,B}$ (図4参照) の1.5倍以上となる断面を選定する。2軸曲げを受けない柱には, 軸力を考慮した降伏曲げモーメントが各方向の保有水平耐力到達時に生じる最大曲げモーメント以上となる断面を選定する。

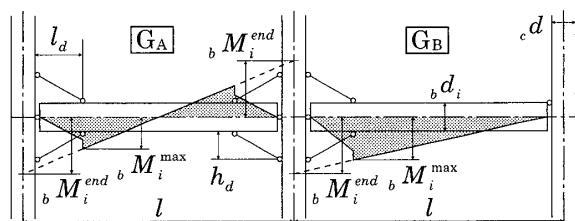


図2 梁の曲げモーメント分布 (D型)

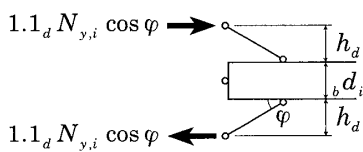


図3 梁端部応力 (D型)

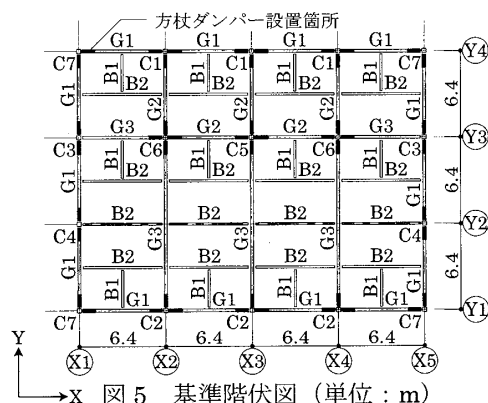


図5 基準階伏図 (単位: m)

2.3 層剛性改善法

初期断面算定手順に基づく部材断面を適用した骨組(以下, 初期断面骨組)が1次設計の層間変位角制限値 R_{req} を満たさない場合は, その層の2次設計用地震荷重を ${}_1R_i^e/R_{req}$ 倍(ここで, ${}_1R_i^e$ は初期断面骨組の1次設計用地震荷重に対する i 層の層間変位角である)し, 再度, 初期断面算定手順に基づき部材断面を選定する。

3. 骨組の試設計

3.1 対象骨組と設計条件

試設計の対象は, 文献2)に示された8層骨組とする。図5に基準階伏図, 図6に内部構面軸組図を示す。方杖ダンパーの配置は, 外周構面のすべての柱梁接合部でD型(ただし, 8床はS型), 内部構面の8床以外の柱梁接合部でS型とする。

設計条件を以下に示す。

- 1次設計用地震荷重 ($C_0=0.2$) に対して方杖ダンパーは弾性で, 層間変位角が $1/180\text{rad}$ 以下とする。
- 保有水平耐力が2次設計用地震荷重 ($C_0=1.0$, $D_s=0.25$) を上まわることを確認する。保有水平

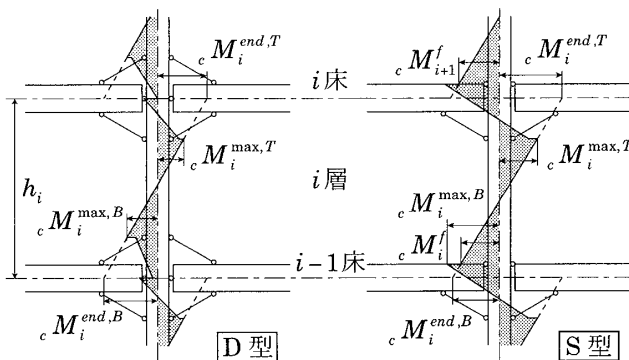


図4 柱の曲げモーメント分布

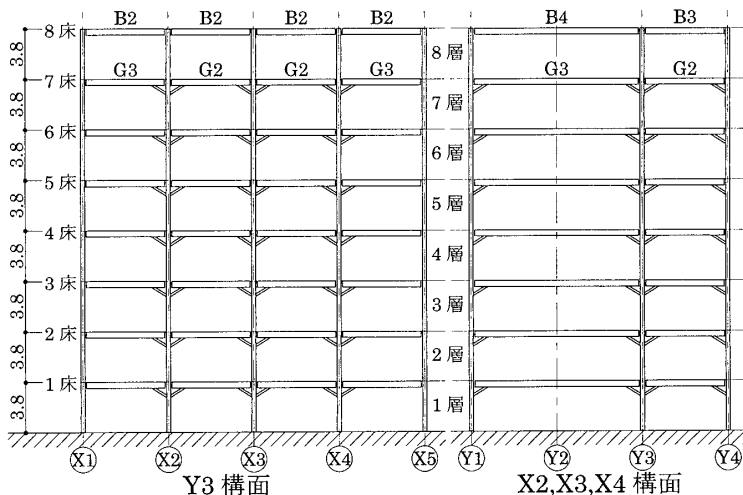


図6 内部構面軸組図 (単位: m)

耐力はある層の層間変位角が $1/100\text{rad}$ に達したときの層せん断力とする。

- 3) 方杖ダンパーの寸法は $l_d=1000\text{mm}$, $h_d=600\text{mm}$ (図 2 参照) とし, 標準ラインアップ⁵⁾より選定する。
4) 最下層柱脚の境界条件は固定とする。

3.2 静的増分解析

解析には, 図 7 に示す解析モデルを用いる。剛床仮定を適用し, 同一床レベルの各柱梁節点の水平変位を等置する。また, 柱の支配床面積より算出した鉛直荷重を各柱梁節点に作用させる。各部材の降伏応力は基準強度の 1.1 倍, 材料特性は歪硬化係数が 1% の Bi-Linear 型とする。

図 8 に初期断面骨組の層せん断力と層間変位角の関係 (Y 方向) を示す。解析結果より, 初期断面骨組は層間変位角制限を満たしていないことがわかる。図 9 に層剛性改善法に基づく部材断面を適用した場合の層せん断力と層間変位角の関係 (Y 方向) を示す。層剛

性改善法に基づく部材断面を適用した骨組 (以下, 補正断面骨組) は, 前節に示す 1) および 2) の設計条件を満たしている。

3.3 設計結果

表 1～表 3 に補正断面骨組の各部材リスト, 表 4 に補正断面骨組の鋼材重量を示す。比較のため, 文献 2) の H 形断面柱を用いた方杖接合骨組と溶接接合形式の従来型骨組の鋼材重量を併記する。本試設計骨組の鋼材重量は, H 形断面柱を用いた方杖接合骨組と比べて約 1 割低減し, 従来型骨組と比べて約 1 割増加している。

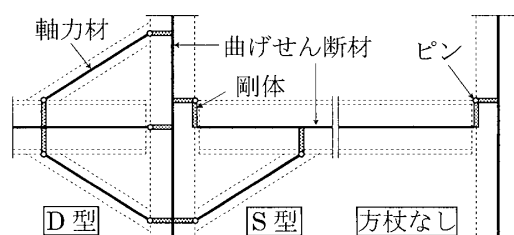


図 7 詳細解析モデル

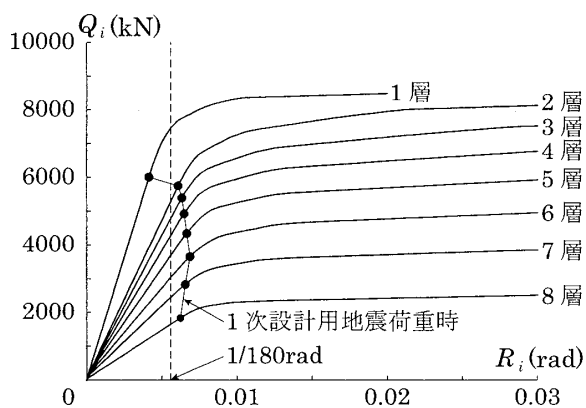


図 8 層せん断力-層間変位角関係 (初期断面骨組 Y 方向)

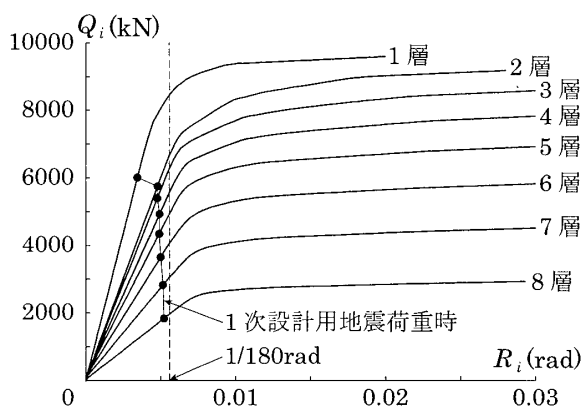


図 9 層せん断力-層間変位角関係 (補正断面骨組 Y 方向)

表 1 方杖ダンパーリスト (SN400B)

床	No.	厚さ×幅 (mm)	降伏軸力
8	No.1	16×105	395 kN
7	No.2	16×120	451 kN
6	No.3	16×135	508 kN
5	No.5	19×160	714 kN
4			
3	No.6	19×180	804 kN
2			
1			

表 2 柱リスト (BCR295)

層	C1, C2	C3	C4	C5	C6	C7
8	□-450×12	□-450×9	□-450×9	□-450×9	□-450×9	□-450×9
7						
6	□-450×16	□-450×12	□-450×12	□-450×16	□-450×16	
5		□-450×16	□-450×16			□-450×12
4				□-450×19	□-450×19	
3	□-450×19				□-450×22	□-450×16
2				□-450×22		□-450×19
1	□-450×22	□-450×19				□-450×22

表 3 大梁リスト (SM490A)

床	G1	G2	G3
8	H-400×200×9×12		
7	H-450×200×9×22	H-450×200×9×12	H-450×200×9×16
6	H-500×200×9×22	H-500×200×9×12	H-500×200×9×16
5	H-550×250×9×22	H-550×200×9×16	H-550×200×9×22
4			
3	H-600×200×12×28	H-600×200×9×19	H-600×200×12×22
2			
1			

表 4 鋼材重量 (ton)

部位	角形鋼管柱の方杖接合骨組		H 形断面柱の方杖接合骨組		従来型骨組	
	鋼種	重量	鋼種	重量	鋼種	重量
柱	BCR295	103.7	SM490A	107.6	BCP325	110.2
	SM490A	119.6	SM490A	105.0	SN490B	172.2
梁	SS400	54.2	SS400	115.9	SS400	44.7
方杖		76.5		67.0		
計		354.0		395.5		327.1

3.4 時刻歴応答解析

角形鋼管柱を用いた方杖接合骨組の地震応答性状を把握するため、補正断面骨組の時刻歴応答解析を行う。粘性減衰を1次の減衰定数が0.02の初期剛性比例型とし、解析の時間増分を0.01秒とする。表5に入力地震動を示す。BCJ L2以外の地震動は最大速度が0.5m/sとなるように最大加速度を調整している。

図10に最大層間変位角の高さ方向分布、図11に方杖ダンパーの累積塑性変形倍率の高さ方向分布、図12に方杖ダンパーの最大歪の高さ方向分布を示す。比較のため、文献2)に示されているH形断面柱を用いた方杖接合骨組の解析結果を併記する。角形鋼管柱を用いた方杖接合骨組の最大層間変位角が、H形断面柱を用いた方杖接合骨組よりわずかに大きくなる傾向が見られるが、大略的にこれらの応答には顕著な差異が見られない。他の地震動に対する応答においても、同様の傾向が見られた。

4. まとめ

本論で得られた知見を以下に示す。

- [1] 本論で対象とした角形鋼管柱を用いた方杖接合骨組は、層剛性改善法に基づき2次設計用地震荷重を割り増すことで、文献4)の初期断面算定手順を活用して、設計条件を満たす部材断面を選定できる。
- [2] 角形鋼管柱を用いた方杖接合骨組の鋼材重量は、H形断面柱を用いた方杖接合骨組と比べて約1割低減し、従来型骨組と比べて約1割増加する。
- [3] 角形鋼管柱を用いた方杖接合骨組とH形断面柱を用いた方杖接合骨組の地震応答性状には、顕著な差異が見られない。

参考文献

- 1) 吹田啓一郎, 井上一朗, 竹内一郎, 宇野暢芳: 座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第571号, pp.153-160, 2003.9
- 2) 貝谷淳一, 張シシュン, 白髪誠一, 椿英顕, 多賀謙蔵, 北條稔郎, 永谷芳郎, 井上一朗: 方杖ダンパー接合構造の設計例(その2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第46号・構造系, pp.249-252, 2006.6
- 3) 聲高裕治, 福智康之, 井上一朗, 吹田啓一郎, 宇野暢芳: 方杖ダンパー接合構造の角形鋼管柱への適用と検証実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第50号・

表5 入力地震動

地震波	最大加速度(m/s ²)	解析時間(s)
El Centro NS	5.11	50
Taft EW	4.96	50
Hachinohe NS	3.30	50
BCJ L2	3.56	120

○ 角形鋼管柱を用いた方杖接合骨組
● H形断面柱を用いた方杖接合骨組

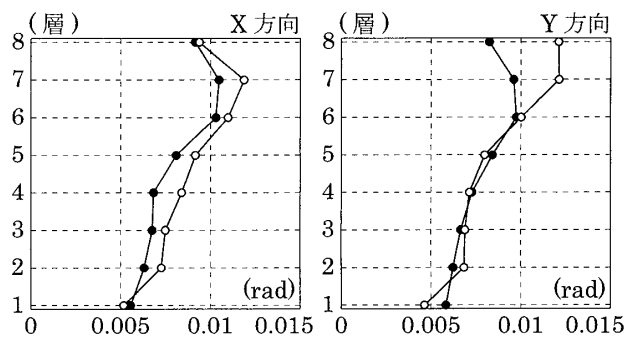


図10 最大層間変位角(El Centro NS)

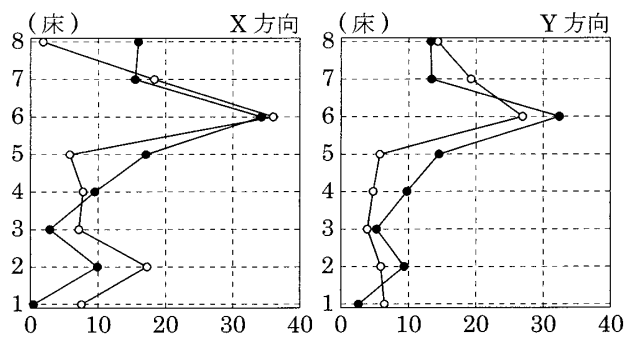


図11 方杖ダンパー累積塑性変形倍率(El Centro NS)

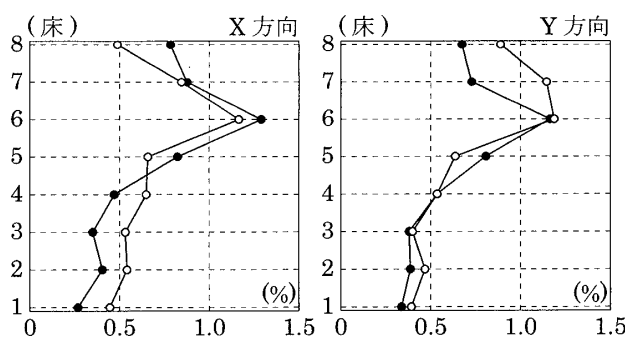


図12 方杖ダンパー最大歪(El Centro NS)

構造系, pp.189-191, 2010.6

- 4) 多賀謙蔵, 張シシュン, 貝谷淳一, 白髪誠一, 椿英顕, 北條稔郎, 永谷芳郎, 井上一朗: 方杖ダンパー接合構造の設計例(その1), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第46号・構造系, pp.245-248, 2006.6
- 5) 井上一朗, 寺島雄一郎, 聲高裕治, 吉田文久: 方杖ダンパーの標準仕様と性能確認実験, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第46号・構造系, pp.241-244, 2006.6

*1 大阪工業大学工学部建築学科

*2 京都大学大学院工学研究科建築学専攻

*3 岡山理科大学総合情報学部建築学科

Dept. of Architecture, Osaka Institute of Technology

Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.

Dept. of Architecture, Okayama Univ. of Science