

## 方杖ダンパーの標準仕様と性能確認実験

座屈拘束ブレース 方杖ダンパー 標準仕様  
 載荷実験 保有変形性能

正会員 ○井上 一朗\*1

同 寺島雄一郎\*1

同 豊高 裕治\*1

同 吉田 文久\*2

1 序 方杖ダンパーを用いた高力ボルト接合構造 (図1, 図2参照) の実用化の一環として, 方杖ダンパーの標準化を企画した. 方杖ダンパー, 接合アングル, 横補剛アングルを1セットとし, 方杖ダンパーの軸耐力に対応して各接合部も標準化する. 本論では, 上記の標準化における設計の考え方を記述する. さらに, 標準品の中のいくつかを対象として塑性変形能力に関して行った性能確認実験結果を報告する.

## 2 使用材料と設計軸力

標準仕様では表1に示す鋼材を用いている. 接合部の設計に用いる終局時の軸力  $jN_{max}$ , および座屈拘束材の設計

に用いる軸力  $dN_{max}$  は(1)式で与える.

$$jN_{max} \geq j\alpha \cdot dN_y, \quad dN_{max} \geq d\alpha \cdot dN_y \quad (1)$$

$j\alpha$  と  $d\alpha$  は芯材の降伏軸力の公称値  $dN_y$  に対する比であり, 鋼種に応じて表2の値とする.  $j\alpha$  は鋼構造接合部設計指針<sup>2)</sup>において, 高力ボルトの破断で最大耐力が決まる場合の梁端の接合部係数として定められている値であり, 梁端接合部の破断を防止するための最大耐力要求値を得るために設定された係数である. ここではこの係数から得られる設計応力を接合部の短期許容耐力の要求値に使い, 接合部の耐力により大きな余裕を持たせている. 低降伏点鋼 LY225 は上記指針に規定されていないが, 降伏応力の上下限の幅が SN 材と比べて 1/3 と小さく規定されていて実勢値のばらつきが大幅に小さいため, SN490 の場合よりもさらに小さい値 1.30 を設定している.

方杖ダンパーの座屈拘束材 (図2) は, ダンパー芯材の最大圧縮軸力  $dN_{max}$  に対して弾性を維持し, 全体座屈や局部崩壊が生じないように設計する<sup>1)</sup>.  $dN_{max}$  の算出には, 表2に定めた  $j\alpha$  に 0.1 を加えた  $d\alpha$  を用いる.

3 標準仕様 方杖ダンパーの寸法としては, 図2に示す横 1000mm, 縦 600mm のものを対象とする. 座屈拘束材の断面構成も図2に示している. エンドプレートの幅は 200mm に統一している. 方杖ダンパーの芯材が SN400B の場合の標準ラインアップを表3に示す.

方杖ダンパー芯材の端部はエンドプレートに完全溶込み溶接される. この部分の安全性を確保するために, 図2に

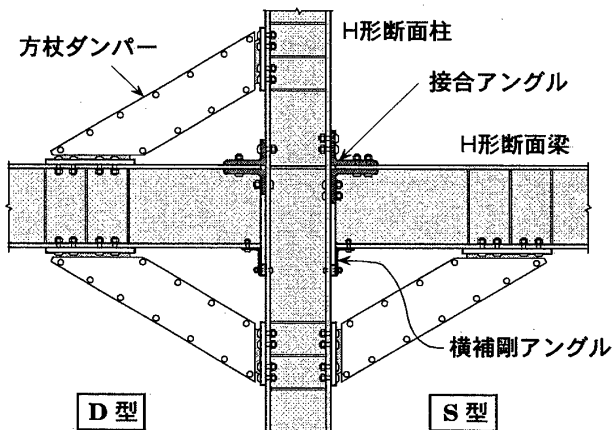


図1 柱梁接合部

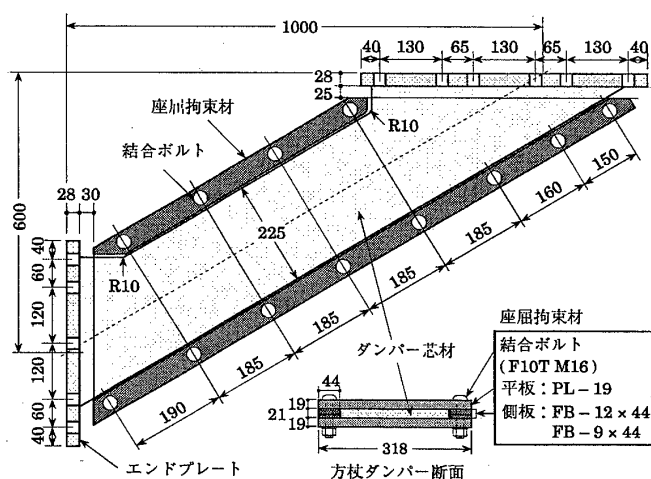


図2 方杖ダンパー試験体 (400-No.8)

表1 標準仕様の使用材料

ダンパー芯材	LY225, SN400B, SN490B
エンドプレート	SM490A
座屈拘束材 (平板, 側板)	SS400
接合アングル	SS400, SS540
横補剛アングル	SS400
ダンパー両端と接合アングルのボルト	F14T M22, M24
結合ボルト	F10T M16

表2 芯材の軸力増大係数

芯材の鋼種	F値 (N/mm <sup>2</sup> )	$j\alpha$	$d\alpha$
LY225	205	1.30	1.40
SN400B	235	1.40	1.50
SN490B	325	1.35	1.45

Standard Specification and Performance Confirmation Test of Knee Brace Dampers

INOUE Kazuo, TERASHIMA Yuichiro, KOETAKA Yuji and YOSHODA Fumihisa

示すように、ダンパー芯材端部の幅をダンパー芯材の平行部の幅の1.2倍以上としている。

#### 4 方杖ダンパーの性能確認実験

試験体は、表3に示す標準品のうち、ダンパー芯材がSN400BのNo.6とNo.8、SN490BのNo.4の3体を対象とした。表4に試験体一覧、図2に試験体400-No.8の形状を示す。方杖ダンパー芯材の機械的性質を表5に示す。図3は加力方法を示すもので、荷重梁と荷重柱は各試験体で共用している。

図4に試験体400-No.8の軸力-軸歪関係を示す。ここで、軸力 $dN$ は圧縮側が正であり、表5の降伏応力を用いたダンパー芯材の降伏軸力 $dN_y$ で無次元化している。

いずれの試験体においても芯材が平行部で延性破断して実験を終了した。芯材の破断開始によって軸力が低下し始めるサイクル数と破断開始までの累積塑性歪を降伏歪で除した累積塑性変形倍率を表6に示す。

#### 5 まとめ

本実験の結果、方杖ダンパーは十分な塑性変形能力を保有していることが確認された。すべての試験体で方杖ダンパー芯材が延性破断していて、座屈拘束材や接合アングルに損傷は生じていない。

表3 方杖ダンパーの標準ラインアップ

SN 400B	方杖芯材		軸耐力		重量 [kgf]
	厚さ [mm]	幅 [mm]	$dN_y$ [kN]	$1.1dN_y$ [kN]	
No.1	16	105	395	434	106
No.2	16	120	451	496	117
No.3	16	135	508	558	122
No.4	16	160	602	662	135
No.5	19	160	714	786	146
No.6	19	180	804	884	154
No.7	19	200	893	982	184
No.8	19	225	1005	1105	198
No.9	22	225	1163	1280	223
No.10	22	255	1318	1450	232

表4 試験体

試験体No.	ダンパー芯材		接合アングル	
	鋼種	断面	鋼種	断面
400-No.6	SN400B	PL-19×180	SS540	L-250×250×25
400-No.8		PL-19×225		L-250×250×35
490-No.4	SN490B	PL-19×225		

表5 方杖ダンパー芯材の機械的性質

鋼種	板厚 (mm)	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断 伸び	降伏比
SN400B	19.01	278	434	0.33	0.64
SN490B	19.07	376	527	0.30	0.71

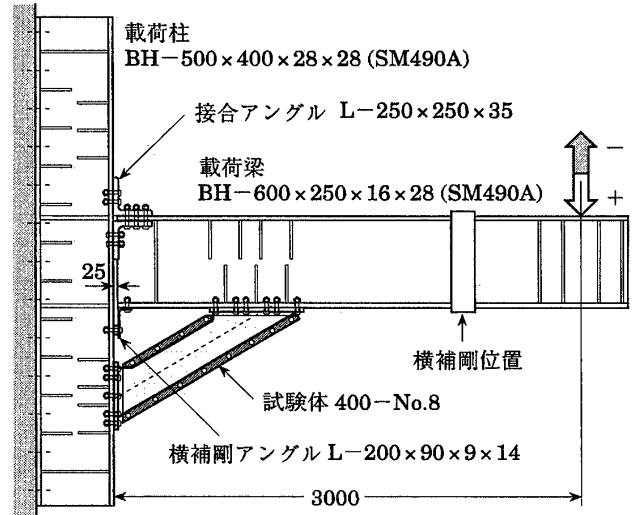


図3 加力方法

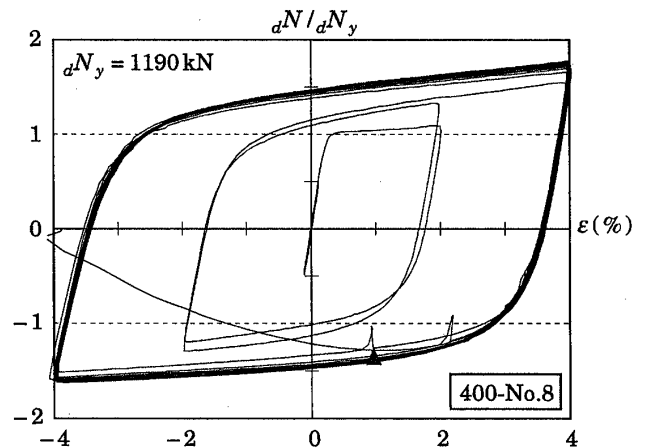


図4 軸力-軸歪関係

(図中の▼印で接合アングルと梁フランジ間の摩擦接合部に最初の主すべりが発生)

表6 累積塑性変形倍率

試験体No.	破断発生時期	累積塑性変形倍率
400-No.6	4%歪 21サイクル	2322
400-No.8	4%歪 22サイクル	2377
490-No.4	4%歪 13サイクル	1053

謝辞 方杖ダンパーの性能確認実験は、「方杖ダンパー構造システム研究会」の資金協力による。付記して参加企業各社に謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 百野泰樹, 豊高裕治, 井上一朗, 諸岡繁洋: 方杖ダンパーの座屈拘束設計と性能確認実験, JSSC 鋼構造論文集, Vol.12, No.45, pp.233-241 2005. 3.
- 2) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2001

\*1 京都大学大学院工学研究科建築学専攻

\*2 大和ハウス工業(株)総合技術研究所

Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.

Central Research Laboratory, Daiwa House Industry Co., Ltd.

## 方杖ダンパー接合構造の設計例

## その1 塑性設計法による初期断面算定手順

方杖ダンパー 高力ボルト接合  
塑性設計法 設計例

正会員 ○多賀謙蔵\*1 同 張 シシユン\*2  
同 貝谷淳一\*3 同 白髪誠一\*4  
同 椿 英顕\*2 同 北條稔郎\*4  
同 永谷芳郎\*3 同 井上一朗\*5

## 1 序

方杖ダンパー接合構造は、図1に示すように座屈拘束された方杖（以下、方杖ダンパーと称する）とH形断面の柱、梁との高力ボルト接合による柱梁接合構法である。地震入力エネルギーを高力ボルト接合された方杖ダンパーに吸収させることにより、優れた耐震性能を保有する鋼構造建築物を供給することを意図している。本報その1では、この構造を採用した場合の塑性設計法による初期断面算定手順を示し、その2、3では具体的な設計事例2例を示す。

## 2 必要保有水平耐力

方杖ダンパー接合構造は以下の条件を満たすこととしているため、方杖ダンパー付の梁部材は、許容応力度等計算においてFAランク相当の梁部材として取り扱うことができる。したがって方杖ダンパー接合構造の $D_s$ 値は0.25とすることができる。

- (1) 方杖ダンパーを用いて柱に接合されている梁において、塑性化は十分な塑性変形能力を有する方杖ダンパーに限定され、梁は弾性を保つ。
- (2) 方杖ダンパーの接合部は保有耐力接合の条件を満たす。
- (3) 方杖ダンパー付の梁は保有耐力横補剛の条件を満たす。

## 3 方杖ダンパーの選定

方杖ダンパーは保有水平耐力時の梁端モーメントが決まれば選定することができる。方杖ダンパーの寸法を図1に示し、その標準ラインアップを表1に示す。

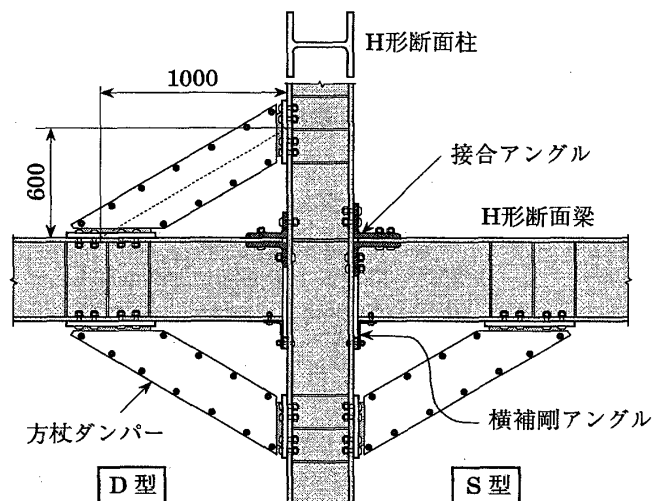


図1 方杖ダンパー接合構造の柱梁接合部

保有水平耐力時の各部材の曲げモーメントの算定に際して下記の仮定・条件を用いる。

- [1] 柱の反曲点は中央にある。
- [2] 梁中間のモーメントは端部モーメントより小さい。
- [3] 同一フロアレベルの方杖ダンパーはすべて同じである。
- [4] 同一フロアレベルの大梁せいはすべて等しい。
- [5] 保有耐力時の方杖ダンパー軸力は公称降伏軸力（ $F$ 値×断面積；表1の $aN_y$ ）の1.1倍とする。

骨組の保有水平耐力時の梁端モーメントは以下の手順で算定される。まず、図2に示す諸量を定義しておく。 $i$ 層の層モーメント $_sM_i$ の柱頭側および柱脚側への分配モーメントをそれぞれ $M_i^T, M_i^B$ とし、 $i$ 床の梁端モーメントの総和を $_GM_i$ とする。このとき、 $i$ 層・ $i$ 床における釣合条件は次式で表される。

$$_sM_i = M_i^T + M_i^B, \quad _GM_i = M_i^T + M_{i+1}^B \quad (1)$$

仮定[1]によれば $M_i^T = M_i^B$ であるから、 $_GM_i$ は、

$$_GM_i = \frac{1}{2} (_sM_i + _sM_{i+1}) \quad \text{ただし } _sM_{N+1} = 0 \quad (2)$$

方杖ダンパーが設置される梁端の箇所数を $n_d$ とすると、図3.4に示す $i$ 層の柱梁節点位置のモーメント $_bM_i^{end}$ は、

$$_bM_i^{end} = \frac{1}{n_d} _GM_i = \frac{1}{2n_d} (_sM_i + _sM_{i+1}) \quad (3)$$

図3に示すように、D型の方杖ダンパーが接合される梁の種類として、両端方杖ダンパー付きの $G_1$ 梁と片側だけ

表1 方杖ダンパーの標準ラインアップ

	方杖芯材		軸耐力	
	厚さ [mm]	幅 [mm]	$aN_y$ [kN]	$1.1aN_y$ [kN]
No.1	16	105	395	434
No.2	16	120	451	496
No.3	16	135	508	558
No.4	16	160	602	662
No.5	19	160	714	786
No.6	19	180	804	884
No.7	19	200	893	982
No.8	19	225	1005	1105
No.9	22	225	1163	1280
No.10	25	225	1322	1454

Design Example and Earthquake Response of the Frames with Knee Brace Damper

Part 1: Plastic Design Process

TAGA Kenzo, ZHANG Zhijun, KAITANI Junichi, SHIRAGA Seiichi, TSUBAKI Hideaki, HOJO Toshio, NAGATANI Yoshiro, INOUE Kazuo

に付く  $G_2$  梁を対象とする。(3)式の  ${}_bM_i^{end}$  と釣り合う方杖ダンパーの軸力は、図3と図4を参照して、

$$G_1 \text{ 梁} : {}_dN = \frac{{}_bM_i^{end}}{({}_bd_i + 2h_d) \cos \varphi} \cdot \frac{l - {}_cd}{l} \quad (4a)$$

$$G_2 \text{ 梁} : {}_dN = \frac{{}_bM_i^{end}}{({}_bd_i + 2h_d) \cos \varphi} \cdot \frac{l - {}_cd/2}{l} \quad (4b)$$

S型の場合分母の括弧内が  $({}_bd_i + h_d)$  となる。表1の  $1.1{}_dN_y$  の値が上式の  ${}_dN$  を上まわるような方杖ダンパーを選定する。以下、D型の場合の柱・梁の選定手順を示す。

#### 4 梁断面と柱断面の選定

梁断面は、各層で選定された方杖ダンパーの軸力が  $1.1{}_dN_y$  に達したときに生じる梁の最大曲げモーメント  ${}_bM_i^{max}$  が短期許容曲げ耐力以下となるように決定する。 ${}_bM_i^{max}$  は方杖ダンパーの接合位置で生じ、図3に示すように、 $G_1$  梁と  $G_2$  梁で異なる。 $G_1$  梁に対する必要曲げ耐力

は次式で与えられる。

$$G_1 \text{ 梁} : {}_bM_i^{max} = 1.1{}_dN_y ({}_bd_i + 2h_d) \times \cos \varphi \cdot \frac{l - {}_cd - 2l_d}{l - {}_cd} \quad (5)$$

$G_2$  梁に対しても同様の式が得られる。梁のモーメントが最大となる方杖ダンパー接合位置はボルト孔欠損部であるから、これを考慮して(5)式から算定される値を上まわる曲げ耐力を有する断面を選定する。

柱においても、選定された方杖ダンパーの軸力が  $1.1{}_dN_y$  に達したときに生じる柱の最大曲げモーメントと軸力に対して、柱が短期許容耐力以下の応力状態となるように決定する。必要保有水平耐力に対する釣合曲げモーメント分布を図5(a)に示す。選定された方杖ダンパーの軸力が  $1.1{}_dN_y$  に達したときの柱の曲げモーメントはこれより大きく、図5(b)のような分布を想定し、設計用曲げモーメント値は次式による。

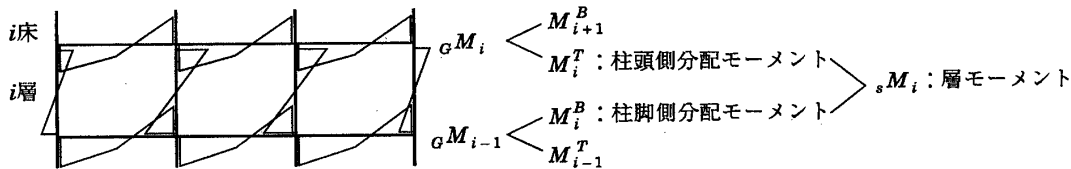


図2 層モーメントの分配

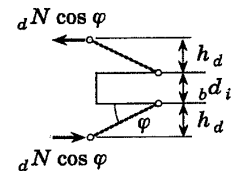


図4

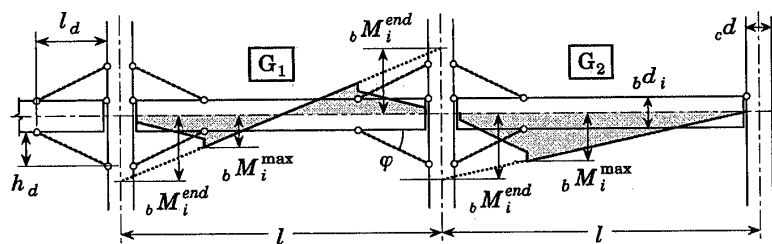


図3 梁の釣合モーメント分布

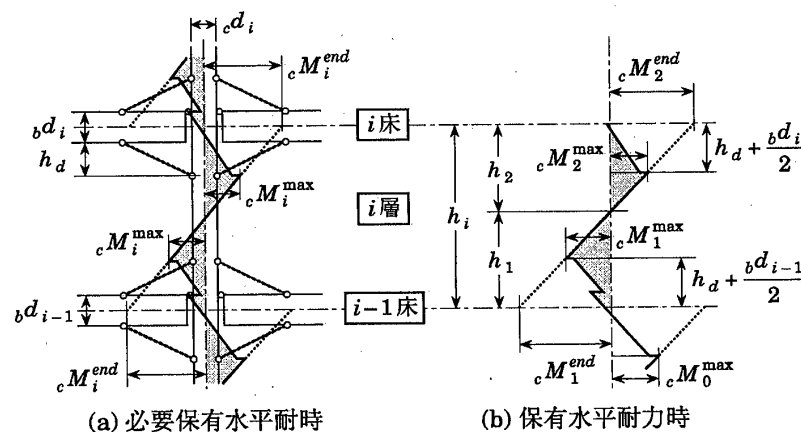


図3.6 柱の曲げモーメント分布

$${}_cM_i^{max} = \max \{ {}_cM_1^{max}, {}_cM_2^{max} \} \quad (6)$$

ただし図5(b)において、

$$h_2 = \frac{{}_cM_2^{end}}{{}_cM_1^{end} + {}_cM_2^{end}} h_i \quad (7a)$$

$$h_1 = \frac{{}_cM_1^{end}}{{}_cM_1^{end} + {}_cM_2^{end}} h_i \quad (7b)$$

柱の中央部と柱梁接合部においては、せん断力に対する検討が必要である。中央部のせん断力  ${}_cQ$  は図5(b)より、

$${}_cQ = \frac{{}_cM_1^{max} + {}_cM_2^{max}}{h_i - 2h_d - ({}_bd_i + {}_bd_{i-1})/2} \quad (8)$$

柱梁接合部におけるせん断力  ${}_pQ$  は、図5(b)を参照して次式で安全側に近似される。

$${}_pQ = \frac{{}_cM_1^{max} + {}_cM_0^{max}}{2h_d + {}_bd_{i-1}} \quad (9)$$

#### 5 まとめ

方杖ダンパー接合構造を採用した場合の初期断面選定手順を示した。その2、その3で具体的な設計例を示す。

\*1 日建設計構造設計部門  
\*2 竹中工務店大阪本店設計部構造部門  
\*3 能勢建築構造研究所  
\*4 北條建築構造研究所  
\*5 京都大学大学院工学研究科建築学専攻

NIKKEN SEKKI Structural Engineering  
Building Design Department, Takenaka Corporation  
Nose Structural Engineering Inc.  
Hojo Structure Research Institute  
Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.

## 方杖ダンパー接合構造の設計例

## その2 8階建て事務所建築の設計例

方杖ダンパー  
塑性設計法

高力ボルト接合  
設計例

正会員 ○貝谷淳一\*1 同 張シシユン\*2  
同 白髪誠一\*3 同 椿 英顕\*2  
同 多賀謙蔵\*4 同 北條稔郎\*3  
同 永谷芳郎\*1 同 井上一朗\*5

## 1 序

本報では、その1で示された初期断面算定手順に基づき、8階建ての事務所建築に方杖ダンパー接合構造を適用した場合の設計例について報告する。

## 2 想定建物の概要と設計条件

地上8階建ての平均的な事務所建築を想定する。平面規模はX方向:6.4m×4スパン、Y方向:6.4m×3スパン(執務空間は12.8mスパン)、階高3.8m、軒高30.4mとする。

建物重量は一般的な事務所を想定し算出した結果、8.0kN/m<sup>2</sup>程度である。図1に伏図、図2に軸組図を示す。設計条件は、1)耐震設計ルートをルート3、Ds=0.25とする。2)一次設計の設計条件は、Co=0.2の地震荷重に対して部材の応力は短期許容耐力以下で層間変形角は1/180以下とする。3)柱脚は埋込み柱脚とする。

方杖ダンパー付骨組と比較のため梁端が剛接合の純ラーメン構造(以下、従来型骨組と称す)の試設計も行なう。

## 3 方杖ダンパー付骨組の設計

その1に示した初期断面算定手順により必要保有水平耐力を満足するように方杖ダンパーおよび柱・大梁の断面を算定した。表1および表2に柱および梁リストを示す。表3に方杖ダンパーリストを示す。2階床から8階床まではD型、最上階床にはS型の方杖ダンパーを建物の外周架構に配置する。柱および梁

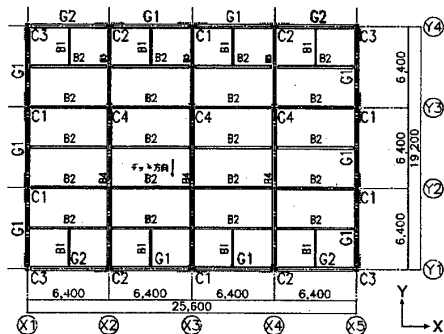


図1 方杖ダンパー付骨組伏図

表1 方杖ダンパー付骨組柱リスト

階	C1	C2	C3	C4
8	BH-450 × 400 × 16 × 19	BH-450 × 400 × 16 × 19	BH-450 × 300 × 12 × 16	H-300 × 300 × 10 × 15
7				
6				
5	BH-450 × 400 × 19 × 22	BH-450 × 400 × 19 × 25	BH-450 × 400 × 16 × 19	
4	BH-450 × 400 × 19 × 28	BH-450 × 400 × 19 × 32	BH-450 × 400 × 16 × 22	H-400 × 400 × 13 × 21
3	BH-450 × 450 × 19 × 25	BH-450 × 450 × 19 × 32	BH-450 × 450 × 16 × 25	
2	BH-450 × 450 × 22 × 32	BH-450 × 450 × 22 × 40	BH-450 × 450 × 19 × 28	H-414 × 405 × 18 × 28
1	BH-450 × 450 × 22 × 36		BH-450 × 450 × 19 × 36	
鋼種	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A

には490N/mm<sup>2</sup>級のH形鋼を用いる。

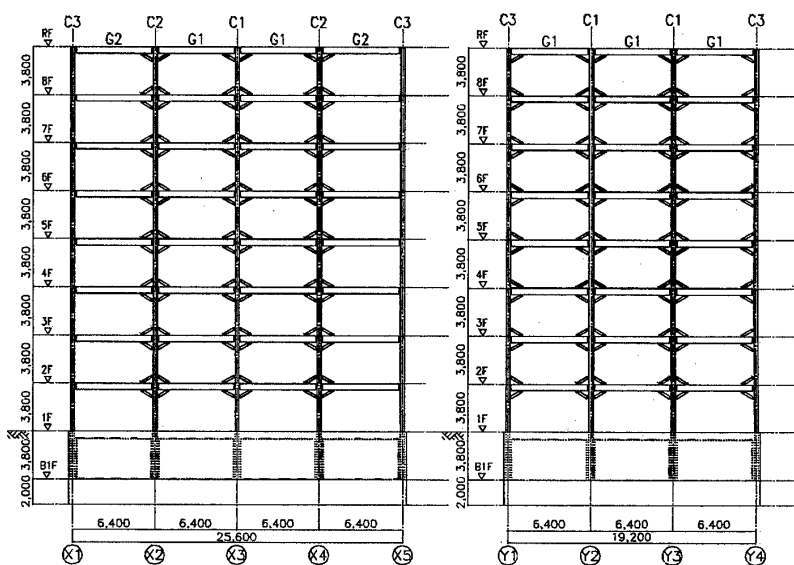
応力解析には、方杖ダンパーと柱・梁によってトラスが構成される接合部領域内の柱を接合部パネルとみなし、接合部領域内の梁と方杖ダンパーを線材に置換した単純化モデル<sup>2)</sup>に基づき作成された解析プログラム(以下、単純化モデル解析プログラムと称す)を用いた。一次設計において、柱および梁は短期許容耐力以下、方杖ダンパーは弾性限耐力以下になっていることを確認している。

一次設計時の最大層間変形角は、X方向で1/190(3階)、Y方向で1/198(3階)であった。

## 4 従来型骨組の設計と方杖ダンパー付骨組との比較

従来型骨組は柱に冷間成形角形鋼管(BCP325)を、梁には490N/mm<sup>2</sup>級のH形鋼を用いて全ての柱はり接合部を剛接合とした純ラーメン架構とする。図3に基準階伏図を示し、表4および表5に柱および梁リストを示す。

一次設計時の最大層間変形角は、X方向で1/183(3階)、Y方向で1/186(3階)であった。



a) Y1 通軸組図

b) X1 通軸組図

図2 方杖ダンパー付骨組軸組図

表2 方杖ダンパー付骨組大梁リスト

階	G1	G2
8	H-450 × 200 × 9 × 16	H-450 × 200 × 9 × 16
7	H-600 × 200 × 12 × 19	H-600 × 250 × 12 × 19
6	H-700 × 200 × 12 × 22	H-700 × 250 × 12 × 19
5	H-700 × 250 × 12 × 22	BH-700 × 300 × 14 × 22
4	H-700 × 250 × 12 × 25	
3	H-700 × 300 × 14 × 25	H-700 × 300 × 14 × 28
2	H-700 × 300 × 14 × 28	H-700 × 350 × 14 × 28
1		
鋼種	SM490A	SM490A

Design Example and Earthquake Response of the Frames with Knee Damper

Part 2: Design Examples of 8-Story Office Building

KAITANI Junichi, ZHANG Zhijun, SHIRAGA Seiichi, TSUBAKI Hideaki, TAGA Kenzo, HOJO Toshio, NAGATANI Yoshiro and INOUE Kazuo

保有水平耐力は最大層間変形角が1/100に達したときとしましたが、一次設計時の変形制限が卓越したため、必要保有水平耐力の1.3~1.4倍程度となった。

表6に試設計の結果得られた各骨組の鋼材量を示す。方杖ダンパー付骨組は従来型骨組に比べて鋼材量は約11%増加する結果となった。

## 5 地震応答解析

建築基準法を満足するように設計された方杖ダンパー付骨組と従来型骨組の動的応答性状を比較する目的で地震応答解析を行なう。入力地震動には表7に示す地震波を採用する。内部粘性減衰は、1次の減衰定数が0.02の初期剛性比例型とし、解析の時間増分は0.01秒とした。

地震応答解析には、方杖ダンパー付骨組では単純化モデル解析プログラムを用い平面架構の解析を行なった。従来型骨組では、8質点系の等価せん断型モデルとした。層の復元力特性は立体架構モデルの荷重増分解析より求めたQ-δ曲線に基づいた標準トリリニア型とした。

図4および図5に解析の結果得られた方杖ダンパー付骨組および従来型骨組の最大層間変形角を示す。いずれの骨組とも、BCJ L2波による解析結果が最大応答値を示している。ただし、方杖

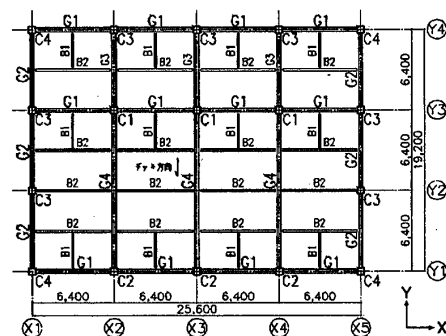


図3 従来型骨組伏図

表6 鋼材量一覧

部位	方杖ダンパー付骨組		従来型骨組	
	鋼種	数量 (ton)	鋼種	数量 (ton)
柱	SM490A	108.6	BCP325	110.8
梁	SM490A	106.2	SN490B	174.9
	SS400	117.2	SS400	45.1
方杖ダンパー		36.0		
計		368.0		330.8

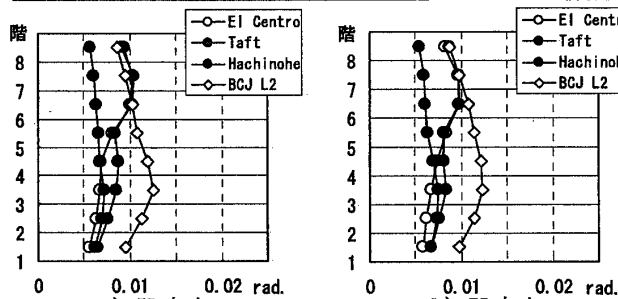


図4 最大層間変形角 (方杖ダンパー付骨組)

ダンパー付骨組の層間変形角の最大応答値は1/80radであり、従来型骨組の1/49radの約60%であった。

方杖ダンパーの累積塑性変形倍率および最大歪振幅に関してもBCJ L2波による解析結果が最大応答値を示し、累積塑性変形倍率は最大で127 (X方向6階)であり、最大歪振幅は1.45% (X方向2階)であった。これらの値は、方杖ダンパーの性能確認実験<sup>2)</sup>で得られた保有性能に対して十分小さい値である。

## 6 まとめ

方杖ダンパー接合構造を適用した8階建ての事務所建築の試設計を行った。その結果、その1で示した初期断面算定手順は実際の設計に際して十分に活用できることがあきらかとなった。

## 参考文献

- 1) 百野泰樹, 豊高裕治, 井上一朗: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第586号, pp.219~226, 2004年12月
- 2) 井上一朗, 他: 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, 構造系, 2006.6.

表3 方杖ダンパーリスト

層	No.	方杖芯材 (SN400B) 厚 (mm) 幅 (mm)	軸耐力 dNy (kN)
R	No. 1	16 105	395
8	No. 4	16 160	602
7	No. 5	19 160	714
6	No. 7	19 200	893
5	No. 8	19 225	1005
4	No. 9	22 225	1163
3	No. 9	22 225	1163
2	No. 10	25 225	1322

表4 従来型骨組柱リスト

階	C1, C2	C3	C4
8	□-450 × 450 × 12	□-450 × 450 × 12	□-450 × 450 × 12
7	□-450 × 450 × 16		
6	□-500 × 500 × 16	□-500 × 500 × 12	□-500 × 500 × 12
5			
4	□-500 × 500 × 19	□-500 × 500 × 16	
3			
2			
1	□-550 × 550 × 19	□-550 × 550 × 16	□-550 × 550 × 16
鋼種	BCP325	BCP325	BCP325

表5 従来型骨組大梁リスト

階	G1	G2	G3	G4
R	H-400 × 200 × 9 × 16	H-400 × 200 × 9 × 16	H-600 × 200 × 12 × 19	H-600 × 250 × 12 × 19
8	H-600 × 200 × 12 × 19	H-600 × 200 × 12 × 19		H-600 × 250 × 12 × 22
7				H-600 × 300 × 12 × 22
6	H-600 × 250 × 12 × 19		H-600 × 250 × 12 × 19	
5	H-600 × 250 × 12 × 22		H-600 × 300 × 12 × 22	
4		H-600 × 250 × 12 × 19		H-600 × 300 × 12 × 25
3	H-600 × 300 × 12 × 22		H-600 × 300 × 12 × 25	
2				
鋼種	SN490B	SN490B	SN490B	SN490B

表7 入力地震動

地震波	最大速度振幅 (cm/sec)	最大加速度振幅 (cm/sec <sup>2</sup> )	継続時間 (sec)	解析時間 (sec)
El Centro 1940 NS	50.0	511	53.76	50.00
Taft 1952 EW	50.0	496	54.40	50.00
Hachinohe 1968 NS	50.0	330	36.00	50.00
BCJ L2	57.4	356	120.00	120.00

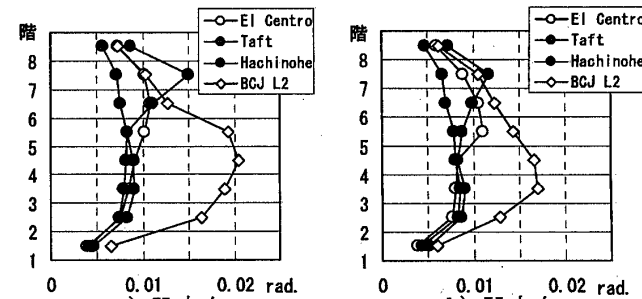


図5 最大層間変形角 (従来型骨組)

\*1 能勢建築構造研究所  
\*2 竹中工務店大阪本店設計部構造部門  
\*3 北條建築構造研究所  
\*4 日建設計構造設計部門  
\*5 京都大学大学院工学研究科建築学専攻

Nose Structural Engineering Inc.  
Building Design Department, Takenaka Corporation  
Hojo Structure Research Institute  
NIKKEN SEKKEI Structural Engineering  
Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.

## 方杖ダンパー接合構造の設計例

### その3 4階建て工場建築の設計例

方杖ダンパー  
塑性設計法

高力ボルト接合  
設計例

正会員 ○張シシユン\*<sup>1</sup> 同 貝谷淳一\*<sup>2</sup>  
同 白髪誠一\*<sup>3</sup> 同 椿 英頭\*<sup>1</sup>  
同 多賀謙蔵\*<sup>4</sup> 同 北條稔郎\*<sup>3</sup>  
同 永谷芳郎\*<sup>2</sup> 同 井上一朗\*<sup>5</sup>

#### 1 序

本報では、その1で示された初期断面算定手順に基づき、4階建ての工場建築に方杖ダンパー接合構造を適用した場合の設計例について報告する。

#### 2 想定建物の概要と設計条件

長期荷重の影響が大きい例として4階建ての工場を想定する。平面規模はX方向:10.0m×8スパン、Y方向:8.0m、10.0m×3スパン(計4スパン)、階高5.5m、軒高22.2mとする。図1に床伏図、図2に軸組図を示す。

本建物の柱・梁はともにH形鋼を用い、Y方向についてすべての柱の強軸を向け、梁の接合にS型の方杖ダンパーシステムを用いる。その2と同様に、Y方向について、H形鋼柱と梁で構成されるラーメン構造(以下、従来型骨組と呼ぶ)の試設計も行う。Y方向のこれら2種類の骨組に共通の設計条件は次のとおりである。

- 1) 耐震設計ルートはルート3とする。
- 2) 一般階のスラブ厚は180mmとし、積載荷重は架構用が7,000N/m<sup>2</sup>、地震時用が5,000N/m<sup>2</sup>とする。
- 3) 一次設計の設計条件は、C0=0.2の地震荷重に対して部材は許容応力度以下、層間変形角制限を1/200以下とする。
- 4) 柱脚は露出型固定柱脚とする。

なお、両骨組ともX方向はA、E通りの外周架構にブレースを配置したブレース構造を想定し、ここではY方向についてのみ言及する。

#### 3 方杖ダンパー付骨組の設計

前述の共通設計条件に加え、方杖ダンパー付骨組の設計条件を次のように設定する。

- 1) 柱、梁ともにH形鋼とし、鋼材種はSS400とSM490A材とする。
- 2) Dsは0.25とする。
- 3) 方杖ダンパー芯材の降伏応力は235N/mm<sup>2</sup>(SN400B)もしくは325N/mm<sup>2</sup>(SN490B)とする。
- 4) 本建物の階高は5.5mと大きいので、水平剛性を確保するために、方杖ダンパーの寸法はその1に示す標準ラインアップ形状の1.5倍の寸法、すなわち梁下フランジ面から900mm、柱面から1500mmを基本とする。
- 5) 解析には図3に示すような部材の接合位置や長さを忠実に再現した詳細解析モデルを用いる。柱の両側に取り付く大梁せいが異なる場合、方杖ダンパーと柱の接合位置が一致するよう、方杖ダンパーの角度と長さを調整する。
- 6) 本建物の場合積載荷重が大きく、方杖ダンパーに有意な長期軸力が作用することが不可避であるため、方杖ダンパーの設計には長期荷重の影響を考慮する。なお、方杖ダンパーには耐火被覆を施さないことを想定して、大梁とその接合部の設計においては長期荷重に対して方杖ダンパーがない状態でも支持できるように断面設計を行うことを設計条件のひとつとし、一般には方杖ダンパーの設計に長期軸力の影響を考慮しなくてよいこととしている。

長期荷重の影響を考慮した方杖ダンパーの初期断面算定は次のように行った。一次設計時(C0=0.2)における方杖ダンパーの長期軸力に対する短期(長期+地震荷

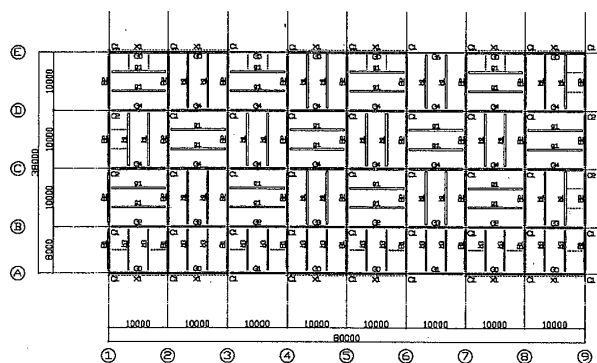


図1 基準階床伏図

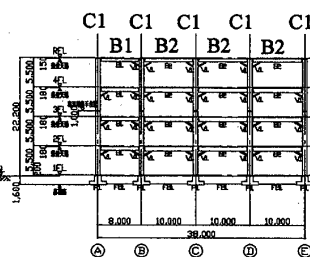


図2 Y方向軸組図

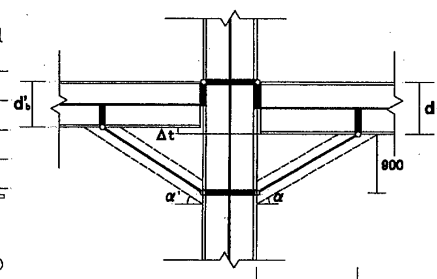


図3 解析モデル

Design Example and Earthquake Response of the Frames with Knee Brace Damper

Part 3 : Design Example of 4-Story Factory Building

ZHANG Zhijun, KAITANI Junichi, SHIRAGA Seiichi, TSUBAKI Hideaki, TAGA Kenzo, HOJO Toshio, NAGATANI Yoshiro and INOUE Kazuo

重)軸力の割合は表1に示すように0.20~0.47となっている。これをもとに、長期軸力を考慮しても1次設計時に方杖ダンパーが弾性を保つ耐力を付与するように、初期断面算定時の塑性設計用地震荷重を略算的に1.3倍割増した。

以上の条件の下、その1に示した初期断面算定手順により設定した方杖ダンパーおよび柱・大梁の断面を表2に示す。

#### 4 従来型骨組の設計と方杖ダンパー付骨組との比較

3の共通設計条件に加え、従来型骨組の設計条件を次のように設定する。

- 1) 柱、梁ともにH形鋼とし、鋼材種はSN400BとSN490B材とする。
- 2) Dsは3,4階が0.25, 1,2階が0.3(2階大梁はFBランク)とする。
- 3) すべての梁両端と1階の柱脚に塑性ヒンジが形成される崩壊機構を想定し、中間階の柱梁曲げ耐力比は1.2以上とする。

表3~表6に両骨組の最終的な設計断面リストを示す。また、両骨組の鋼材重量を表7と表8に示す。

従来型骨組は、長期荷重の影響が大きいいため、一次設計で部材断面が決まっている。一方、方杖ダンパー付骨組の場合、4,R階の大梁は方杖を無視した状態の長期許容応力度設計で断面が決まり、2,3階大梁および1,2階柱は

保有耐力時に部材断面が決まっている。

1,2階の方杖ダンパーの断面は、初期断面設定時に長期軸力を大きめに評価したため、最終断面は仮定断面よりワンサイズ小さい断面となった。その他の部材は仮定断面と最終断面は一致しており、方杖ダンパーに作用する長期軸力の影響を考慮する場合も、塑性設計用地震荷重を適切に割り増すことによりその1の手法を活用できる。なお、方杖ダンパーに長期荷重の影響を考慮しているため、長期荷重を負担させない場合に対しワンサイズほど大きくなっている。この結果、方杖ダンパー付骨組の保有水平耐力は必要保有水平耐力に対して1.3倍程度大きい値となっている。

鋼材重量の比較において、本例では両骨組の鋼材重量はほぼ同程度となった。1方向ブレース、1方向ラーメン構造の場合は、ラーメン方向にすべての方杖を効かせることができるため、鋼材重量の点でも不利にならないものと考えられる。

#### 5 まとめ

その3で、方杖ダンパー接合構造を適用した工場建築の設計例を示した。方杖ダンパーに長期軸力を考慮する場合も、塑性設計用地震荷重を適切に割り増すことによりその1の手法を活用できることを示した。

表1 方杖ダンパー軸力(kN)

階	N <sub>L</sub>	N <sub>S</sub>	N <sub>L</sub> /N <sub>S</sub>
4	172	364	0.47
3	329	880	0.37
2	317	1043	0.30
1	236	1177	0.20

表2 方杖ダンパー付骨組の初期算定断面

階	柱	梁	方杖ダンパー
4	BH-800x300x19x25(SS400)	H-600x200x11x17(SS400)	FB-16x105(SN400B)
3	BH-800x300x19x28(SS400)	H-800x300x14x26(SS400)	FB-19x160(SN490B)
2	BH-800x300x19x36(SM490A)	H-800x300x14x26(SS400)	FB-19x200(SN490B)
1	BH-800x300x19x45(SM490A)	BH-800x300x22x36(SM490A)	FB-19x225(SN490B)

表3 柱リスト

階	方杖ダンパー付骨組	従来型骨組
4	BH-800x300x19x25(SS400)	BH-800x300x19x25(SN400B)
3	BH-800x300x19x28(SS400)	BH-800x300x19x28(SN400B)
2	BH-800x300x19x36(SM490A)	BH-800x300x22x36(SN490B)
1	BH-800x300x19x45(SM490A)	BH-800x300x25x50(SN490B)

表4 梁リスト (方杖ダンパー付骨組)

階	B1	B2
R	H-500x200x10x16(SS400)	H-600x200x11x17(SS400)
4	H-700x300x13x24(SS400)	H-800x300x14x26(SS400)
3	H-700x300x13x24(SS400)	H-800x300x14x26(SS400)
2	BH-800x300x22x36(SM490A)	BH-800x300x22x36(SM490A)

表5 梁リスト (従来型骨組)

階	B1	B2
R	H-600x200x11x17(SN400B)	H-600x200x11x17(SN400B)
4	H-800x300x14x26(SN400B)	H-800x300x14x26(SN400B)
3	H-900x300x16x28(SN400B)	H-900x300x16x28(SN400B)
2	H-900x300x16x28(SN490B)	H-900x300x16x28(SN490B)

表7 方杖ダンパー付骨組の鋼材重量

部材	鋼材種別	重量 (t)	S/As (kg/m <sup>2</sup> )
柱	SS400	116.9	22.10
	SM490A	151.8	
梁	SS400	185.2	19.82
	SM490A	55.9	
方杖ダンパー	SN400B	1.2	4.81
	SN490B	9.8	
	SS400*	47.5	

\*方杖ダンパーの座屈拘束材

表6 方杖ダンパーリスト

階	方杖ダンパー
4	FB-16x105(SN400B)
3	FB-19x160(SN490B)
2	FB-19x180(SN490B)
1	FB-19x200(SN490B)

表8 従来型骨組の鋼材重量

部材	鋼材種別	重量 (t)	S/As (kg/m <sup>2</sup> )
柱	SN400B	116.9	23.63
	SN490B	170.4	
梁	SN400B	188.2	22.23
	SN490B	82.1	

\*1 竹中工務店大阪本店設計部構造部門  
 \*2 能勢建築構造研究所  
 \*3 北條建築構造研究所  
 \*4 日建設計構造設計部門  
 \*5 京都大学大学院工学研究科建築学専攻

Building Design Department, Takenaka Corporation  
 Nose Structural Engineering Inc.  
 Hojo Structure Research Institute  
 NIKKEN SEKKEI Structural Engineering  
 Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.