

アンダーマッチング溶接による高強度鋼組立部材を用いた 方杖ダンパー接合構造の力学的性能と地震応答性状

MECHANICAL PERFORMANCE AND SEISMIC RESPONSE OF KNEE BRACE DAMPER STRUCTURE OF H-SA700 HIGH STRENGTH STEEL MEMBERS MADE BY UNDERMATCHED WELDS

新 才 直 紀^{*}, 吹 田 啓 一 郎^{**}, 聲 高 裕 治^{***}
Naoki SHINSAI, Keiichiro SUITA and Yuji KOETAKA

This paper presents results of loading tests of H-SA700 high strength steel structures in which beams and columns are made by undermatched welds and constructed by knee brace dampers. The feasibility of high strength bolted joints of high strength steel members with knee brace dampers and mechanical performance of the beam-column subassemblages are verified by loading tests. The advantage of high strength steel is verified by examples of the design of structures and the results of time history response analyses comparing with the structures made by usual mild steel.

Keywords : high strength steel, undermatched weld, fillet weld, knee brace damper, beam-to-column connection, seismic response analysis

高強度鋼, アンダーマッチング溶接, 隅肉溶接, 方杖ダンパー, 柱梁接合部, 地震応答解析

1. 序

建築構造物の長寿命化や耐震性能の向上を目標として, 平成 16 年度より府省連携プロジェクト「革新的構造材料を用いた新構造システム建築物」に関する研究が行われ^{1), 2)}, 建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700) が開発された. この鋼材は従来の鋼材の 2 倍程の強度を有しており, 降伏比が 98% 以下と規定されているため, 弾性範囲での使用が前提となる. 溶接性の違いによって A 材と B 材があり, A 材は隅肉溶接が可能であるが, 完全溶込み溶接に対しては耐力を期待することができず, B 材は完全溶込み溶接による接合が可能とされている.

現在この高強度鋼による圧延形鋼は製造されていないため, この鋼材を利用するには, 鋼板を集成して構造システムに用いる鋼部材を製作する必要がある. 既往の研究では次の 2 つの方法が検討されている.

① B 材と高強度鋼に見合うだけの強度を有する溶接材料を用いた完全溶込み溶接による接合法^{3)~10)}

② 高力ボルトのみを接合に用いる乾式接合法 (A 材を使用)^{11)~14)}
しかし①は高強度鋼と同等の強度の溶接材料を用いるため, 溶接管理に高い技能とコストが必要である. ②に関しては, 部材を製作するために高強度鋼に曲げ加工や多くのボルト孔が必要であり, BH 形

鋼よりも施工工程が多くなることは避けがたい.

それらに対して, 筆者ら (文献 15), 16) は高強度鋼 (H-SA700) に既往の鋼材に使用している溶接材料 G59JA1UC3M1T (JIS Z3312, 以下 G59J と称す) を用いて, 母材より強度の低い溶接 (アンダーマッチング溶接) を適用することを提案した. アンダーマッチング溶接は, 完全溶込み溶接部に母材と同等の耐力を与えることは難しいが, サイズで強度を調節可能な隅肉溶接に適用することができる. 文献 15), 16) では, 溶接継目に溶接材料の強度を超える応力が作用しないように設計することで, 必要な強度の溶接組立部材や接合部を実現する方法を示した.

本論文では, アンダーマッチング溶接による高強度鋼組立部材を活かす骨組として, 柱梁に高強度鋼組立部材を用い, それらを方杖ダンパーを介して高力ボルト接合する骨組 (方杖ダンパー接合構造) を対象とする. 方杖ダンパー接合構造は高力ボルト接合を主体とし, 地震荷重に対して柱梁を弾性に留め, 座屈拘束型の方杖ダンパーのみが塑性化するよう設計するため, 鋼構造骨組に安定した施工品質と高い塑性変形能力を付与できる柱梁接合形式である¹⁷⁾. 高強度鋼を用いた純ラーメン構造を耐力の条件だけで設計すると柱梁部材断面が小さくなり, 変形が増大するため, 方杖ダンパーを用いることで骨組の剛性を高めることができる. 本論文では, 部分架構実験

^{*} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程
^{**} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)
^{***} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.
Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.

によりその力学的性能を確認し、試設計により高強度鋼を使用する構造的な利点を分析する。

2. 部分架構実験で用いる鋼材と溶接材料の要素試験

2.1 鋼材材料試験

3章で示す方杖ダンパー接合構造の部分架構実験に先立ち、試験体の柱梁に適用した高強度鋼（H-SA700B、板厚 16、19mm）、方杖ダンパーの芯材（SN400B、S型：25mm、D型：19mm）、接合アンクル（S型：SN490B、36mm、D型：SS400、25mm）の引張試験を行った。ここで、S型とは方杖ダンパーを梁の下側のみに設置する形式を、D型とは方杖ダンパーを梁の上下に設置する形式を表している。

試験片は JIS Z2201 1A 号試験片とし、本数は鋼種・板厚ごとに 2 本とする。2 体の試験片より得られた降伏点 σ_y 、引張強さ σ_u の平均値を表 1 に実測値として示す。また表 1 にこれらの鋼材の降伏点 σ_y 、引張強さ σ_u の規格下限値を併記する。図 1 に H-SA700B（板厚 19mm）の応力-ひずみ関係を例示する。(a) 図はひずみ硬化域（4% 程度）を示し、(b) 図は破断までを示す。高強度鋼は降伏点が不明確であったため、0.2% オフセット法により求めた。

2.2 溶接金属引張試験

2.2.1 溶接管理条件

溶接材料には、高強度鋼どうしの接合（BH 形鋼のウェブフィレット部）には G59J を用い、高強度鋼と従来鋼の接合（スチフナの接合）には YGW18 を用いた。G59J および YGW18 の降伏点と引張強さの規格値を表 2 に示す。それぞれの溶接材料の溶接管理条件は、G59J

では母材が SA440 の溶接施工指針¹⁸⁾を、YGW18 では JIS Z3312 の解説に示される引張強さ 490N/mm² 級の溶接管理条件を参考に表 2 のように定めた。隅肉溶接のパス数は設計時のサイズが 6～10mm は 1パス、11mm は 2パス、12mm は 3パスとする。

2.2.2 試験方法

隅肉溶接継目から丸棒試験片を削り出して溶接金属の引張試験（WBH）を行った。試験片は図 2 に示す板厚 19mm の H-SA700B を G59J により両面隅肉溶接した T 継手から削り出したものである。

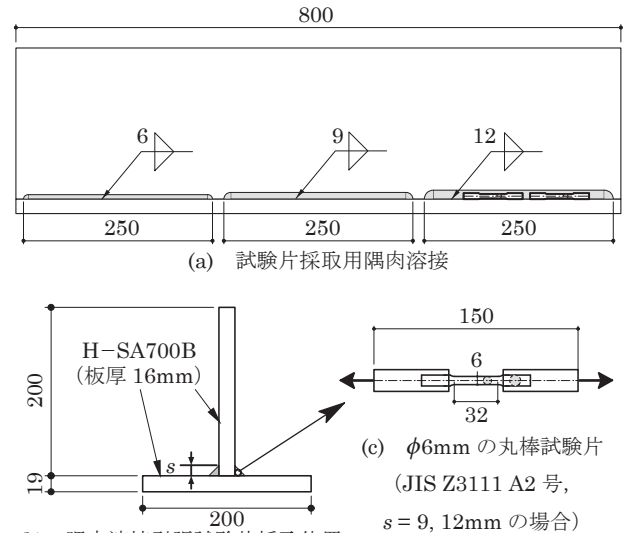


図 2 WBH 試験体（単位 [mm]）

表 1 試験体鋼材の機械的性質

鋼種	板厚 [mm]	降伏点 [N/mm ²]		引張強さ [N/mm ²]		
		規格 下限値	実測値 下降伏点 上降伏点	規格 下限値	実測値	
H-SA700B	16	700			780	832
	19		777 800			
SN400B	25	235	274 289		400	430
	19		278 292			
SN490B	36	325	334 350		490	518
SS400	25	235	262 278		400	432

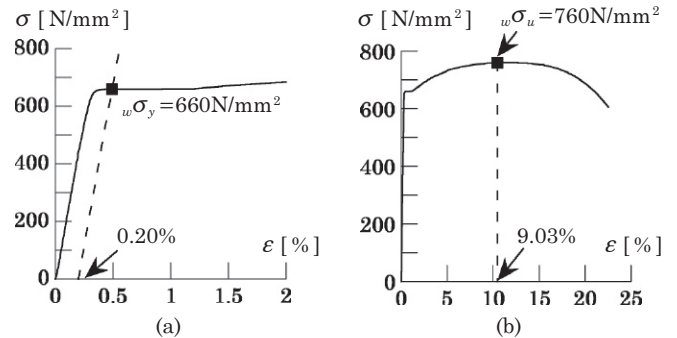


図 3 WBH (s=9mm) の応力ひずみ関係

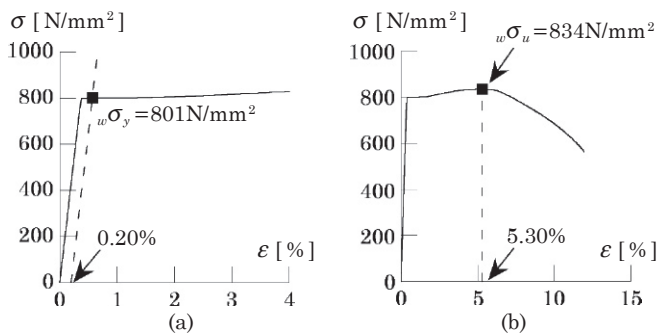


図 1 H-SA700B（板厚 19mm）の応力ひずみ関係

表 2 G59J, YGW18 の規格値及び溶接管理条件

溶接材料	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	予熱 [°C]	入熱 [kJ/cm]	パス間温度 [°C]
G59J	500 以上	590 ~ 790	≥ 100	≤ 30 ≤ 40	≤ 350 ≤ 250
YGW18	460 以上	550 ~ 740	≥ 100	≤ 40	≤ 350

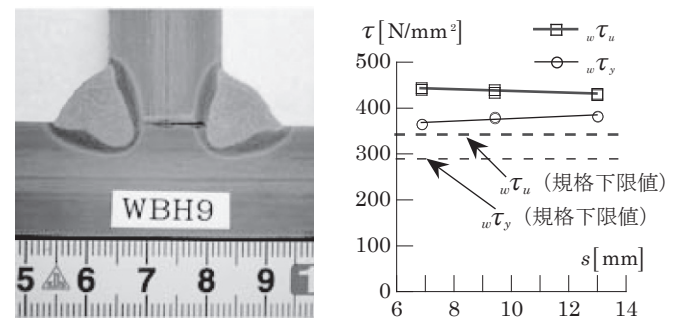


写真 1 マクロ写真 (s=9mm)

図 4 WBH τ-s 関係

表 3 WBH 溶接管理条件の記録

隅肉サイズ [mm]	設計値	実測値	パス数	入熱量 [kJ/cm]	パス間温度 [°C]
				最大値	最大値
6	6.88	1	16.2	-	
9	9.42	1	25.1	-	
12	13.0	3	14.3	180	

試験片は隅肉溶接のサイズ s が 6, 9, 12mm のものからそれぞれ 2 本ずつ採取し, s が 6mm の場合は $\phi 3\text{mm}$ の丸棒 (JIS Z2201 14A 号に準ずる), s が 9, 12mm の場合は $\phi 6\text{mm}$ の丸棒 (JIS Z3111 A2 号) とする. 両端つかみ部はネジ加工してアタッチメントを取り付けて引張試験を行った. また隅肉溶接の溶込み量を確認するため, マクロ試験を行った. マクロ写真の一例 ($s=9\text{mm}$ の場合) を写真 1 に示す. また隅肉サイズと溶接管理条件の実測値を表 3 に示す.

2.2.3 試験結果

実験から得られた応力-ひずみ関係の一例 ($s=9\text{mm}$ の場合) を図 3 に示す. (a) 図はひずみ硬化域 (2% 程度) を示し, (b) 図は破断までを示す. 降伏点が不明確であったため, 0.2% オフセット法により求めた. 実験より得られた降伏点と引張強さを $\sqrt{3}$ で除して, 降伏せん断応力 ${}_w\tau_y$ と最大せん断応力 ${}_w\tau_u$ とし, 各試験体の ${}_w\tau_y$, ${}_w\tau_u$ と隅肉溶接のサイズ s の関係を図 4 に示す. ここで, 隅肉溶接のサイズには両面隅肉溶接の両方の脚長を一つの溶接線に対し 3 箇所計測し, その平均値を用いる. 以降の実験に関しても同様の手法で隅肉サイズを測定している. 図 4 には実験結果の回帰分析結果, 各溶

接材料の ${}_w\tau_y$, ${}_w\tau_u$ の規格下限値を併記する.

図 4 より, 実験から得られた ${}_w\tau_y$, ${}_w\tau_u$ はいずれも規格下限値を十分に上回っており, 文献 15, 16) と同様の結果となっている. この実験から G59J の隅肉溶接のサイズと強度の実測値の関係をみるとサイズの影響は非常に小さいので, 以後の計算ではサイズによらず平均値 (${}_w\tau_y = 376 \text{ N/mm}^2$, ${}_w\tau_u = 436 \text{ N/mm}^2$) を用いる.

3. 方杖ダンパー接合構造の部分架構実験

3.1 実験方法

方杖ダンパー接合構造の柱梁にアンダーマッチング溶接 (G59J) による高強度鋼 (H-SA700B) 組立部材を使用した場合の力学的性能を確認するために, 部分架構実験を行った. 試験体は図 5 に示す T 字形骨組で, 下フランジ側にのみ方杖ダンパーを配置した S 型と梁の上下に配置した D 型の 2 種類である. 梁端部は上フランジの表裏に接合アングル (図 6) を設置し, 柱フランジと接合する. 梁下フランジ側には構面外の移動を拘束するために, 9mm の鋼板を曲げ加工して製作した横補剛アングルを高力ボルト接合する.

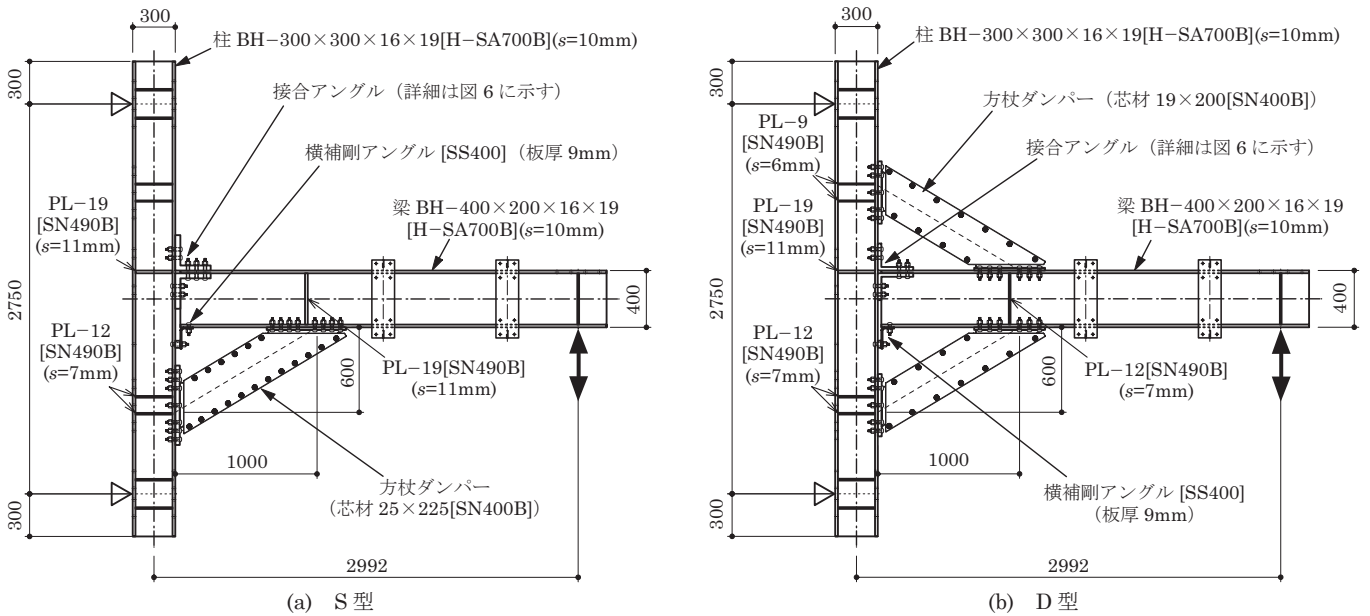


図 5 試験体図面 (単位 [mm], 図中の s はその部材の接合に用いる隅肉溶接のサイズを示す)

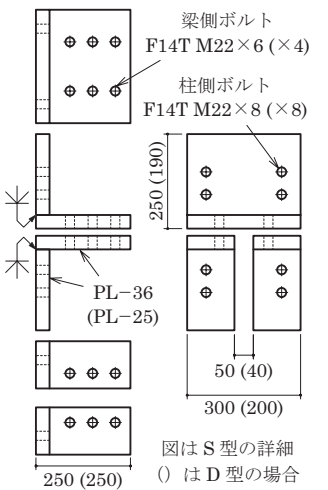


図 6 接合アングル (単位 [mm])

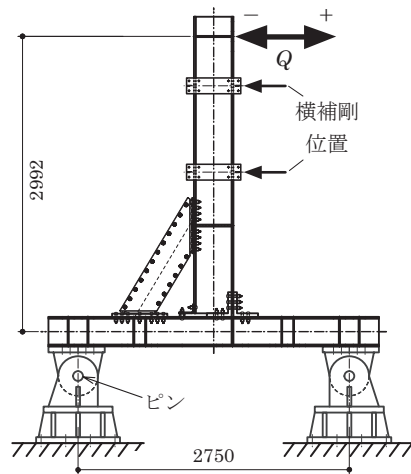


図 7 試験体設置図 (S 型)

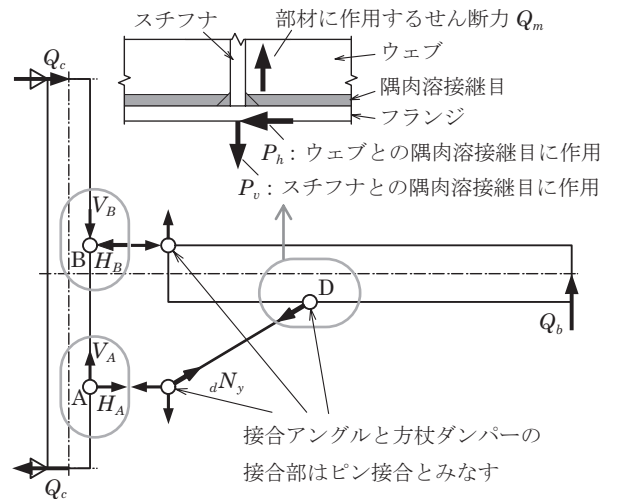


図 8 各部材および溶接継目に作用する力 (S 型)

荷重は骨組の層間変形角で制御し、図7の装置で0.01radを1回、0.02、0.03、0.04radを2回ずつ正負交番に漸増させ、その後は方杖ダンパーの軸方向ひずみの値を確認しながら繰り返し荷重を行う。

3.2 試験体の設計

図5に示すように柱・梁の長さの方杖ダンパーの水平・鉛直長さを定め、柱、梁、接合アングル、横補剛アングル、方杖ダンパーの座屈拘束材と各部材の接合部を文献(17)、(19)、(20)に基づき、柱梁に従来鋼を用いた方杖ダンパー接合構造と同様の手順で設計する。

まず柱梁はダンパーの軸力が $1.1dN_y$ (dN_y :ダンパー芯材の降伏軸力)のときにボルト孔欠損を考慮した有効断面において降伏曲げ耐力以下となるように断面を設計する。また、ダンパーやアングルの接合部はダンパーの軸力が $1.4dN_y$ のときにボルト接合部のすべりや離間、アンダーマッチング溶接継目のせん断降伏、エンドプレート・アングル・フランジの面外曲げ降伏、スチフナの座屈が生じないように設計する。ここで、接合部設計用の接合部係数(1.4)は、鋼材の降伏点のばらつきによる(1.15)と歪硬化によるダンパー芯材の軸力上昇(1.2)を考慮して設定している。さらに座屈拘束材はダンパーの軸力が $1.5dN_y$ のときに全体座屈や局部崩壊が生じないようにそれぞれ設計する。このうち、柱・梁に配置するスチフナの設計は文献(21)によるものとする。

柱・梁のウェブフレット部のアンダーマッチング溶接継目と柱・梁とスチフナの溶接継目に関して以下に設計方法を示す。ここではS型の設計方法についてまとめるが、D型も同様の手順で設計する。図8のように部材に力が作用するため、柱の溶接継目はA、B点、梁の溶接継目はD点に作用する力に対して設計する。各点に作用する力のうち溶接継目に平行方向に作用する力 P_h と垂直方向に作用する力 P_v にわけて考え、 P_h にウェブフレット部の溶接継目が抵抗し、 P_v にスチフナとフランジ、ウェブの溶接継目が抵抗すると考える。

まず柱・梁のウェブフレット部の溶接継目には部材のせん断力 Q_m と P_h によってせん断応力 $ds\tau_1$ と $ds\tau_2$ が作用している。両者の和に対して溶接継目がせん断降伏応力 $w\tau_y$ に達しないように設計する。 $ds\tau_1$ 、 $ds\tau_2$ は次式で求める。

$$ds\tau_1 = \frac{Q_m \cdot S_f}{2I(s_w/\sqrt{2})} \quad (1.a)$$

$$ds\tau_2 = \frac{P_h}{2w_d(s_w/\sqrt{2})} \quad (1.b)$$

ここで、 I は部材の断面二次モーメント、 S_f はH形断面の図心を含む強軸まわりの片側フランジの断面一次モーメント、 s_w はウェブフレット部の溶接継目のサイズ、 w_d は有効な溶接長で、高力ボルト接合を介して力が伝達される範囲に対応してフランジに取り付けるボルト群の最外縁のボルト間距離を取る。

次にスチフナとフランジ、スチフナとウェブ間の溶接継目の設計を行う。 P_v によってスチフナとフランジ間の溶接継目にせん断応力

$ds\tau_f$ 、スチフナとウェブ間の溶接継目にせん断応力 $ds\tau_w$ が作用しているものとする。 $ds\tau_f$ 、 $ds\tau_w$ がそれぞれせん断降伏応力 $w\tau_y$ に達しないよう隅肉溶接のサイズを決める。 $ds\tau_f$ 、 $ds\tau_w$ は次式で求められる。

$$ds\tau_f = \frac{P_v}{4m \cdot 1.4w_{sf}(s_{sf}/\sqrt{2})} \quad (2.a)$$

$$ds\tau_w = \frac{P_v}{4m \cdot w_{sw}(s_{sw}/\sqrt{2})} \quad (2.b)$$

ここで、 s_{sf} 、 w_{sf} はスチフナとフランジ間の隅肉溶接継目のサイズと溶接長、 s_{sw} 、 w_{sw} はスチフナとウェブ間の隅肉溶接継目のサイズと溶接長、 m はスチフナの枚数を示す。

(1)、(2)式から求められる隅肉溶接継目のサイズの必要値(式中の P_h 、 P_v 、 Q_m は $1.4dN_y$ に対応する値である)と設計値を表4に示す。また溶接継目以外に関して設計の結果得られた試験体の耐力計算値(材料強度には実測値を使用)を表5に示す。

3.3 実験結果

3.3.1 S型試験体結果

図9にS型試験体の荷重荷重 Q (ダンパーが降伏軸力 dN_y に達するときの荷重荷重 Q_y で無次元化) - 層間変形角 R 関係を、図10に Q/Q_y - 方杖ダンパーの軸方向ひずみ ϵ_d (ダンパーの平行部の長さで算出)関係を示す。また表5に接合アングルと梁フランジ間の主すべり発生前の最大荷重と実験全体の最大荷重を示す。

図9より、初期剛性は図中に直線で示す計算値69.7[1/rad]に対して、実験値は78.6[1/rad]で13%高い。 Q_y に達した辺りから剛性が低下し、柱梁が弾性的のまま方杖ダンパーのみが塑性化し、層間変形角 R が0.02radまで接合部にすべり等は生じておらず、安定した紡錘形の挙動が確認できる。その後 $R=-0.03rad$ の1回目の荷重中に接合アングルと梁フランジ間で主すべりが生じた。すべりが発生する前の最大荷重は571kNであり、すべり耐力の計算値 aS_b (625kN)を1割ほど下回っている。これは接合アングルが受ける曲げに対して、接合アングルと梁フランジの材間圧縮力が低下したこと起因しているものと考えられる。これは高強度鋼の梁と従来鋼の接合アングルの組合せにより、相対的に接合アングルの剛性が高くなり、変形に追従しにくくなったものと考えられる。すべり発生までのダンパーの最大軸方向ひずみは2.31%であった。

その後 $R=0.04$ 、 0.05 、 $0.06rad$ を2回ずつ荷重し、接合アング

表4 隅肉溶接の設計

	位置	P_h [kN]	P_v [kN]	Q_m [kN]	必要値 [mm]			設計値 [mm]	
					s_w	s_{sf}	s_{sw}	s_w	s_{sf} 、 s_{sw}
S型	A点	952	1587	608	9.6	5.5	4.0	10	7
	B点	84.8	1587	979	10.7	10.9	8.1	10	11
	D点	1587	952	558	11.0	10.3	3.5	12	11
D型	A点	643	1072	657	9.5	3.7	2.7	10	6
	B点	683	0	415	8.5	0	0	10	11
	D点	1072	643	604	9.9	7.0	2.4	10	7

表5 方杖ダンパー接合構造試験体の耐力計算値と最大荷重の実験値(単位[kN])

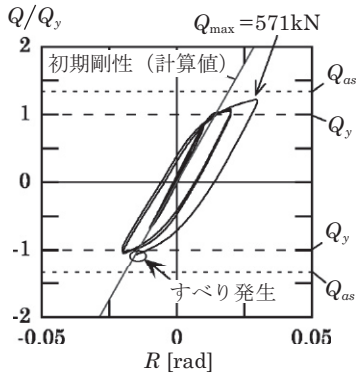
	耐力計算値										最大荷重実験値	
	ダンパー 降伏	柱 降伏	梁 降伏	エンドプレート				接合アングル			すべり発生前	実験全体
				eS_c	eS_b	eO_c	eO_b	aS_c	aS_b	aO		
S型	466	828	596	695	656	644	631	597	625	623	571	828
D型	514	1833	595	793	787	664	849	1046				732

表中の値は各構造要素の耐力時の荷重荷重 Q であり、 S は高力ボルト摩擦接合部のすべり耐力、 O は面外曲げ降伏耐力を示す。各記号の添字は c が柱側、 b が梁側を示す。

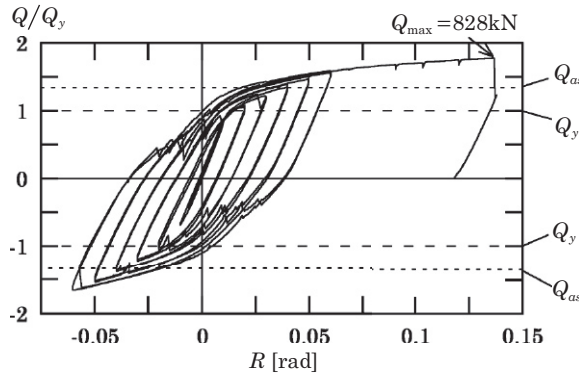
ルと梁の摩擦面ですべりが生じているものの概ね紡錘形の Q/Q_y-R 関係が得られることを確認した。 $R=0.06\text{rad}$ の載荷後は正側に単調載荷を行った。 接合アングルと梁フランジの高力ボルト摩擦接合部を除くすべての接合部で設計時に期待される耐力を上回ってもすべりや離間が生じておらず、設計の妥当性が確認された。 最大変形時

の状況を写真2に示す。 実験によるダンパーの最大軸方向ひずみは14.4%であった。

層間変形角に占める各部材の変形角の割合を図11に示す。 θ_b は梁の載荷点からダンパー取付位置までの変形角、 θ_c は柱の支持点から方杖ダンパーの取付位置までの変形角、 θ_d はダンパー取付位置から



(a) すべり発生前



(b) 実験全体

図9 S型, Q/Q_y-R 関係

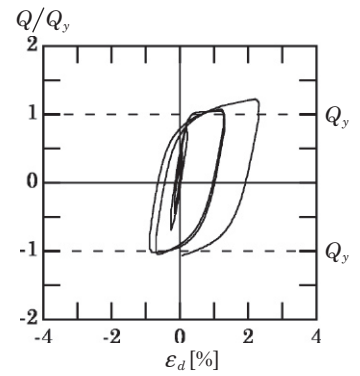


図10 S型, $Q/Q_y-\epsilon_d$ 関係

		層間変形角 R	θ_b (梁)	θ_c (柱)	θ_d (ダンパー)
弾性時	0.01rad	計算値			
		実測値	59.5	32.0	8.5
塑性後	0.02rad		42.1	28.2	29.7
	0.03rad				
	(すべり発生前まで)		33.9	22.5	43.6

図11 各部材の変形角が層間変形角に占める割合 (S型, 単位 [%])

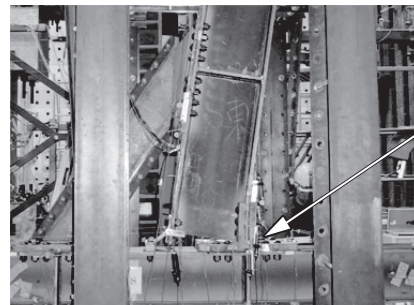


写真2 S型, 最大変形時 ($R=0.136\text{rad}$)

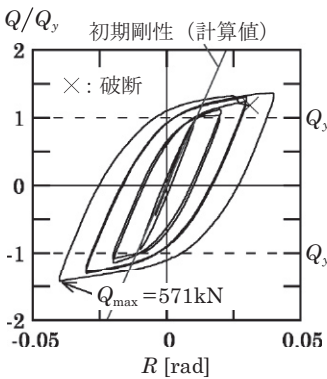


図12 D型, Q/Q_y-R 関係

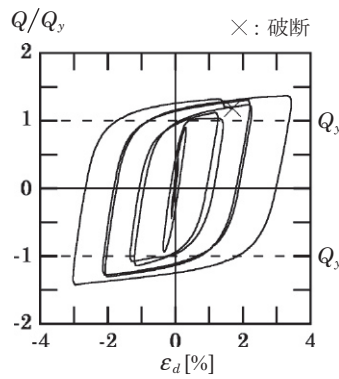


図13 D型, $Q/Q_y-\epsilon_d$ 関係

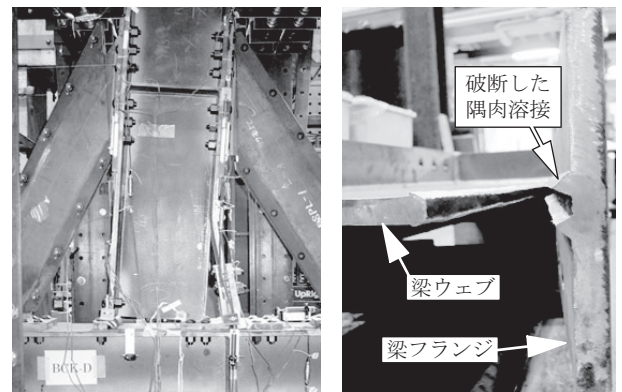


写真3 D型, 最大変形時 ($R=0.04\text{rad}$) の溶接継目破断の様子

		層間変形角 R	θ_b (梁)	θ_c (柱)	θ_d (ダンパー)
弾性時	0.01rad	計算値			
		実測値	84.5	7.1/8.4	
塑性後	0.02rad		75.6	12.5	11.9
	0.03rad		52.1	10.6	37.3
	0.04rad		42.2	12.5	45.3
	(溶接継目破断前まで)		32.5	16.1	51.4

図14 各部材の変形角が層間変形角に占める割合 (D型, 単位 [%])

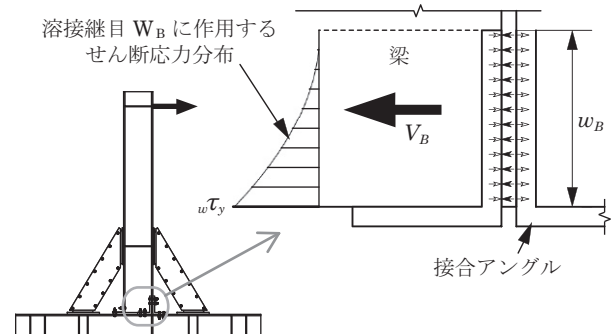


図15 W_B の応力分布

梁と柱の接合部までの変形角を示す。図 11 より弾性時はほとんどの変形は柱と梁であり、ダンパーの降伏後はダンパーが全体の变形に占める割合が徐々に大きくなる ($R=0.02\text{rad}$ のとき θ_b は 42.1%, θ_c は 28.2%, θ_d は 29.7%)。

3.3.2 D型試験体結果

図 12 に D 型試験体の Q/Q_y-R 関係を、図 13 に $Q/Q_y-\epsilon_d$ 関係を示す (溶接継目破断前まで)。また表 5 に実験の最大荷重を示す。

図 12 より、初期剛性は図中に直線で示す計算値 $89.7[1/\text{rad}]$ に対して、実験値は $103[1/\text{rad}]$ で 15% 高い。 Q_y に達した辺りから剛性が低下し、柱梁が弾性のまま方杖ダンパーのみが塑性化し、層間変形角 R が 0.03rad まで接合部にすべり等は生じておらず、安定した紡錘形の挙動が確認できる。その後 $R=0.04\text{rad}$ の 1 回目の载荷中 $Q=679\text{kN}$ で、梁端の接合アングル接合部における梁のウェブフレット部の隅肉溶接継目 (以下 W_B と称す) が破断した。その他の接合部は設計時に期待される耐力を上回っており、設計の妥当性が確認された。ダンパーの軸方向ひずみは接合アングルから遠い下フランジ側のダンパーの方が大きく、溶接継目破断前のダンパーの最大軸方向ひずみは 3.42% であった。

S 型と同様に層間変形角に占める各部材の変形角の割合を図 14 に示す。図 14 より弾性時はほとんどの変形は柱と梁であり、ダンパーの降伏後はダンパーが全体の变形に占める割合が徐々に大きくなる ($R=0.02\text{rad}$ のとき θ_b は 52.1%, θ_c は 10.6%, θ_d は 37.3%)。

破断した W_B の必要サイズは方杖ダンパー取付位置の設計条件で決定したため、新たに梁端接合部の設計方法を検討した。 W_B には図 15 に示す梁のせん断力 V_B が作用して接合アングルには曲げ変形が

生じるため、 W_B の応力分布は一様ではなく図 15 の放物線状になると仮定する。せん断応力が最大となる梁端の溶接継目が前面隅肉溶接の降伏せん断応力 $w\tau_y$ に達しないように設計する。すなわち設計用せん断力 V_B (ダンパーの軸力が $1.4_d N_y$ のときの値) に対して、 W_B の必要サイズ s_B を次式で求める (w_B は梁端からのアングルの長さ)。

$$V_B \leq \frac{1}{3} \cdot 1.4_w \tau_y \cdot 2 \frac{s_B}{\sqrt{2}} w_B \quad (3)$$

今回の試験体の W_B の隅肉サイズ s_B の設計値と実測値、および (3) 式より求められる必要サイズを表 6 に示す。表 6 より、D 型試験体の場合、 s_B の必要値は 15.9mm 以上であるのに対し、 s_B の実寸は 10.1mm だったため、実験ではせん断降伏応力を超えることになる。上式の $w\tau_y$ を $w\tau_u$ に置きかえて破断時の V_B を求めると 687kN となり、実験で破断した際の V_B は 769kN でこれを上回るため破断したと考えられる。

4. 方杖ダンパー接合構造の試設計と地震応答性状

4.1 設計骨組と設計条件

本章では、従来鋼の柱梁を用いた方杖ダンパー接合構造の試設計に関する既往の研究と同じ設計条件下で、柱梁に高強度鋼を用いた場合の試設計を行い、鋼材重量と地震応答性状を比較することで、3

表 6 W_B の隅肉サイズ s_B の設計値と必要値 (単位 [mm])

	試験体		(3) 式より得られる 必要サイズ
	設計値	実測値	
S 型	12	13.1	9.7
D 型	10	10.1	15.9

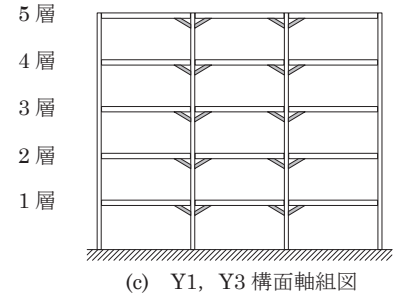
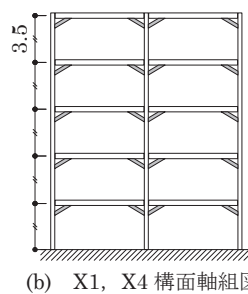
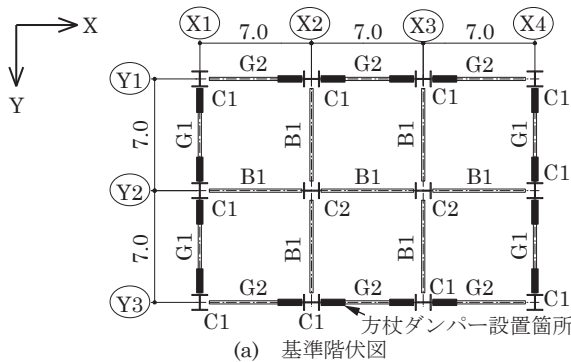


図 16 S 型モデル骨組 (5 層の場合、単位 [m])

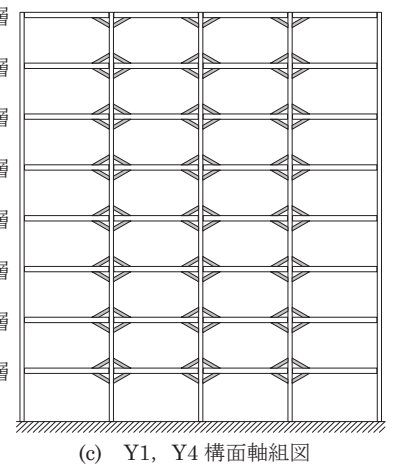
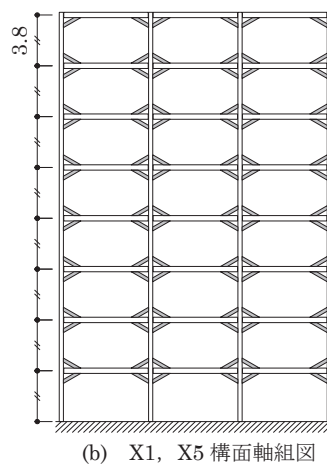
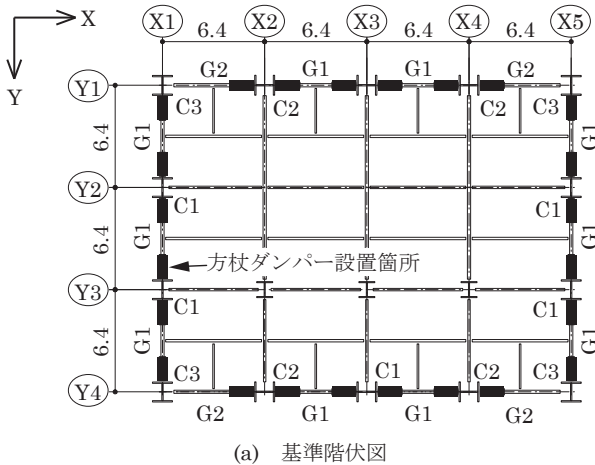


図 17 D 型モデル骨組 (単位 [m])

章で示した高強度鋼の柱梁と方杖ダンパーの接合構造の有用性を確認する。設計対象は文献 22) の S 型を用いた 5 層および 10 層骨組、文献 23) の D 型を用いた 8 層骨組（最上層は S 型）の 2 種類の骨組である。S 型、D 型モデルの基準階伏図と軸組図をそれぞれ図 16、17 に示す。また設計条件を以下に示す。

- ① 方杖ダンパー芯材の鋼種は、S 型の場合低降伏点鋼（基準強度 205N/mm²）、D 型の場合 SN400B（基準強度 235N/mm²）とし、D 型では標準ラインアップ²⁴⁾より選択する。方杖ダンパーの寸法は、梁材軸方向長さ $l_d=1.0m$ 、柱材軸方向長さ $h_d=0.6m$ とする。
- ② 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、層間変形角の制限値は S 型の場合 1/200rad、D 型の場合 1/180rad とする。
- ③ 保有水平耐力が 2 次設計用地震荷重 ($C_0=1.0$, $D_s=0.25$) を上回り、また保有水平耐力時に柱梁の応力は有効断面において降伏曲げ耐力以下とする。
- ④ D 型では方杖ダンパーが取り付けられる外周構面の柱梁だけに高強度鋼を用い、それ以外の構面の柱や小梁に関しては文献 23) と

同じ従来鋼を選定する。S 型では全ての柱梁を高強度鋼で設計する。

高強度鋼を用いる場合、耐力の条件から決まる断面では部材断面が小さくなり、変形の制限によって断面が決まると考えられる。そのため、②の層間変形角の制限値を除いて耐力だけで設計した結果、および層間変形角の制限値を文献 25) の上限である 1/120rad まで緩和して設計した結果（D 型のみ）を併せて示す。なお、解析には CLAP²⁶⁾を用いた。

4.2 設計結果

設計によって得られた部材断面を表 7～表 13 に示す（S 型モデルの小梁 B1 は全て BH-390×160×9×12 である）。また鋼材重量を算出し、従来鋼の場合と比較した結果を図 18 に示す。同じ条件で設計された従来鋼による角形鋼管柱と H 形鋼梁のラーメン構造の鋼材重量も併記する。ただし、S 型は方杖ダンパーの詳細設計を行っていないので、柱・梁（小梁を含む）の重量のみを比較する。また、ラーメン構造には継手添板とダイアフラムの重量を含まない。方杖ダンパー接合構造の各骨組に設計用地震荷重を比例

表 7 S 型モデル 5 層骨組の部材断面（変形制限なし）

層	柱		大梁		方杖ダンパー [mm]	
	C1	C2	X1, X4 構面 (G1)	Y1, Y3 構面 (G2)	X1, X4 構面	Y1, Y3 構面
5	BH-320×280×12×16	BH-180×180×9×12	BH-200×200×9×12	BH-210×200×9×12	16×130	16×130
4			BH-290×200×9×12	BH-370×200×9×12	16×190	16×240
3			BH-350×200×9×12	BH-410×210×12×12	19×190	19×240
2			BH-390×200×9×12	BH-480×210×12×12	19×220	22×240
1	BH-320×320×12×19		BH-400×210×12×12	BH-480×200×12×16	19×230	22×240

表 8 S 型モデル 5 層骨組の部材断面（変形制限 1/200rad）

層	柱		大梁		方杖ダンパー [mm]	
	C1	C2	X1, X4 構面 (G1)	Y1, Y3 構面 (G2)	X1, X4 構面	Y1, Y3 構面
5	BH-400×360×16×22	BH-180×180×9×12	BH-340×200×9×12	BH-420×210×12×12	19×120	22×150
4			BH-510×200×12×16	BH-580×220×16×16	22×240	25×250
3			BH-510×200×12×16	BH-640×220×16×16	25×200	28×230
2			BH-660×230×16×16	BH-780×240×19×19	25×250	28×230
1			BH-520×200×12×16	BH-680×230×16×16	25×250	28×230

表 9 S 型モデル 10 層骨組の部材断面（変形制限なし）

層	柱		大梁		方杖ダンパー [mm]			
	C1	C2	X1, X4 構面 (G1)	Y1, Y3 構面 (G2)	X1, X4 構面	Y1, Y3 構面		
10	BH-340×300×12×19	BH-240×200×12×16	BH-200×200×9×12	BH-200×200×9×12	12×130	12×140		
9			BH-220×200×9×12	BH-300×200×9×12	16×160	12×250		
8			BH-270×200×9×12	BH-360×200×9×12	16×200	22×170		
7			BH-310×200×9×12	BH-400×210×12×12	16×230	22×190		
6			BH-340×200×9×12	BH-420×210×12×12	19×210	22×210		
5			BH-370×200×9×12	BH-450×210×12×12	19×230	25×200		
4			BH-390×200×9×12	BH-480×210×12×12	19×240	22×240		
3			BH-390×200×12×12	BH-480×200×12×16	22×220	25×230		
2			BH-340×340×12×19	BH-240×230×12×16	BH-390×210×12×12	BH-480×200×12×16	22×230	25×240
1					BH-410×210×12×12	BH-520×200×12×16	22×230	25×240

表 10 S 型モデル 10 層骨組の部材断面（変形制限 1/200rad）

層	柱		大梁		方杖ダンパー [mm]			
	C1	C2	X1, X4 構面 (G1)	Y1, Y3 構面 (G2)	X1, X4 構面	Y1, Y3 構面		
10	BH-420×380×16×22	BH-240×200×12×16	BH-330×200×9×12	BH-420×210×12×12	12×140	12×140		
9			BH-470×210×12×12	BH-530×200×12×19	22×180	22×220		
8			BH-510×200×12×16	BH-620×220×16×16	22×250	25×180		
7			BH-530×200×12×19	BH-670×230×16×16	25×230	25×220		
6			BH-560×220×16×16	BH-700×210×16×22	28×240	25×240		
5			BH-590×220×16×16	BH-730×230×19×19	28×240	28×250		
4			BH-420×390×16×22	BH-240×230×12×16	BH-620×220×16×16	BH-740×230×19×19	28×240	28×250
3					BH-640×220×16×16	BH-770×230×19×19	28×240	28×250
2					BH-640×220×16×16	BH-800×240×19×19	28×240	28×250
1			BH-420×420×16×25	BH-240×230×12×16	BH-600×220×16×16	BH-720×230×19×19	28×240	28×250

表 11 D 型モデル 8 層骨組の部材断面 (変形制限なし)

層	柱		大梁		方杖ダンパー	
	C1・C2	C3	G1	G2	No.	板厚×幅 [mm]
8	BH-350×250×12#19	BH-350×250×12×16	BH-200×200×9×12	BH-200×200×9×16	2	16×120
7			BH-390×200×9×12	BH-390×200×9×16	4	16×160
6	BH-350×300×12×19		BH-500×200×12×12	BH-500×200×12×12	6	19×180
5	BH-350×300×12×25		BH-680×200×16×12	BH-680×200×16×12	8	19×225
4		BH-350×250×12×19			9	22×225
3		BH-350×250×12×22			10	22×255
2	BH-350×300×12×28	BH-680×200×16×16				
1	BH-350×350×12×32	BH-350×250×12×32				

表 12 D 型モデル 8 層骨組の部材断面 (変形制限 1/120rad)

層	柱		大梁		方杖ダンパー			
	C1・C2	C3	G1	G2	No.	板厚×幅 [mm]		
8	BH-400×350×16×22	BH-360×250×12×16	BH-300×200×9×12	BH-300×200×9×12	4	16×160		
7			BH-520×200×12×19	BH-520×200×12×19	6	19×180		
6		BH-360×300×12×19	BH-680×200×16×16	BH-680×200×16×16	7	19×200		
5					8	19×225		
4	BH-400×350×16×25	BH-360×300×12×22			BH-680×250×16×19	BH-680×250×16×19	9	22×225
3							BH-400×400×16×32	BH-360×300×12×32
2								
1								

表 13 D 型モデル 8 層骨組の部材断面 (変形制限 1/180rad)

層	柱		大梁		方杖ダンパー		
	C1・C2	C3	G1	G2	No.	板厚×幅 [mm]	
8	BH-450×350×16×22	BH-400×300×16×19	BH-400×200×9×16	BH-400×200×9×16	5	16×180	
7			BH-500×250×16×19	BH-500×250×16×19	7	19×200	
6	BH-450×400×16×25		BH-400×300×16×25	BH-680×250×16×19	BH-680×250×16×19	8	19×225
5				BH-680×250×19×19	BH-680×250×19×19		
4	BH-450×400×16×28	BH-400×300×16×28		BH-810×250×19×19	BH-810×250×19×19	9	22×225
3							
2							
1							

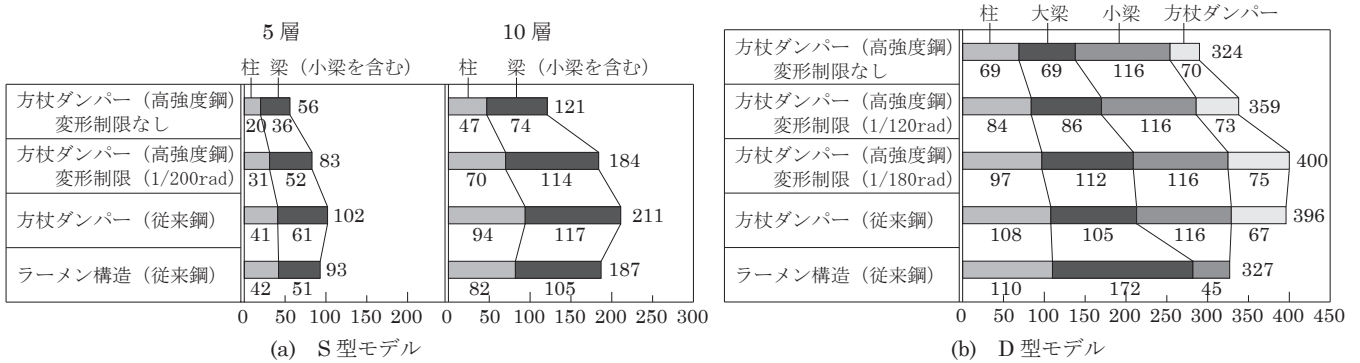


図 18 鋼材重量の比較 [ton]

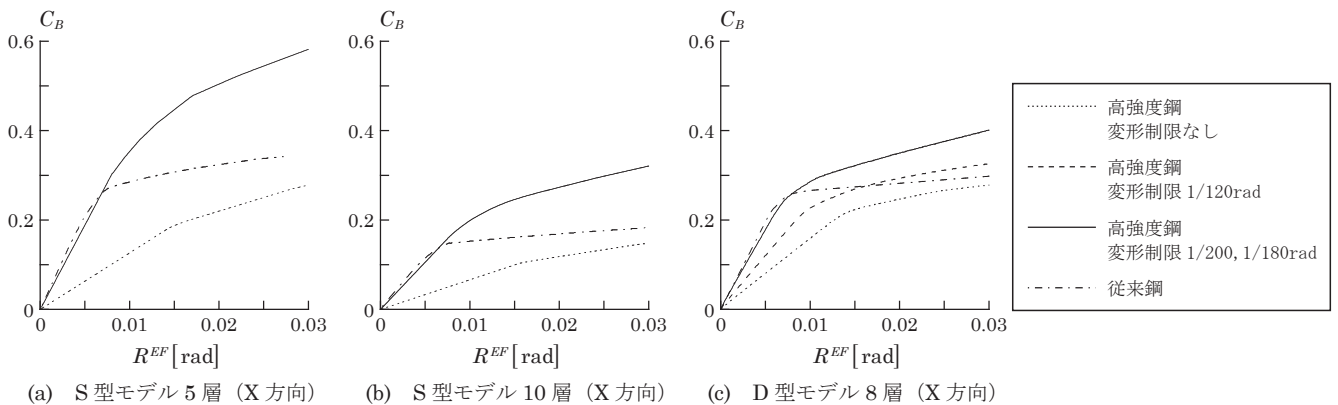


図 19 各骨組の転倒モーメントと有効構造回転角の関係

表 14 各骨組の1次固有周期 [s]

鋼種	【変形制限】	S型5層		S型10層		D型8層	
		X	Y	X	Y	X	Y
高強度鋼	なし	1.80	1.77	3.40	3.43	2.08	1.90
	1/120rad	-	-	-	-	1.72	1.61
	1/200, 1/180rad	1.05	1.05	1.91	1.91	1.41	1.32
従来鋼		0.89	0.96	1.66	1.83	1.35	1.32

表 15 入力地震波

地震波	最大速度 [m/s]	最大加速度 [m/s ²]	継続時間 [sec]	
			S型	D型
El Centro NS 1940	0.500	5.11	30	50
Taft EW 1952	0.500	4.97	40	50
Hachinohe NS 1968	0.500	3.34	40	50
BCJ L2	0.574	3.56	120	120

載荷したときのベースシヤ係数 C_B と有効構造回転角 R^{EF} [rad] の関係を図 19 に示す。また各骨組の1次固有周期を表 14 に示す。

S型の場合、高強度鋼柱梁と方杖ダンパー接合構造の柱梁の鋼材重量は従来鋼による方杖ダンパー構造と比べ、層間変形角を制限しない場合5層骨組で45%、10層骨組で43%減少し、制限をした場合5層で19%、10層で13%減少する結果となった。これは、従来鋼による方杖ダンパー構造では、保有水平耐力時に弾性を保つ条件（設計条件③）によって部材断面が決定している²⁹⁾ことに起因している。D型の場合、高強度鋼柱梁と方杖ダンパー接合構造の全鋼

材重量は従来鋼による方杖ダンパー接合構造と比べ、層間変形角を制限しない場合で18%、制限を1/120radに緩和した場合で9%減少するが、従来鋼と同等の変形制限を課した場合には鋼材重量がほぼ同等となることがわかった。

4.3 地震応答解析

各骨組について、表 15 の入力地震波に対する地震応答解析を行った。ここではS型モデルのX方向にEl Centro NSを入力したときの結果と、D型8層モデルのX方向にBCJ L2を入力したときの結果について示す。なお、Y方向の応答や他の入力地震動に対する応

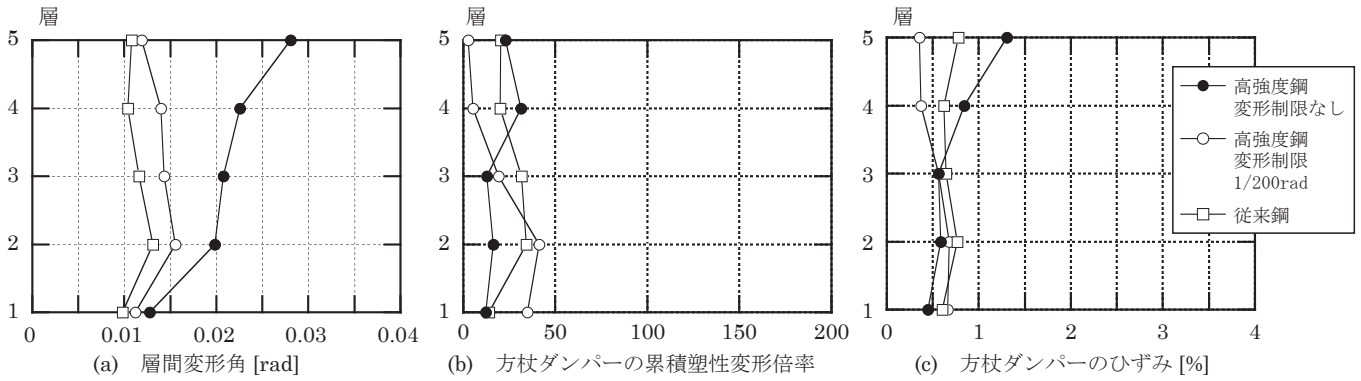


図 20 S型モデル5層骨組(X方向)の最大応答(El Centro NS)

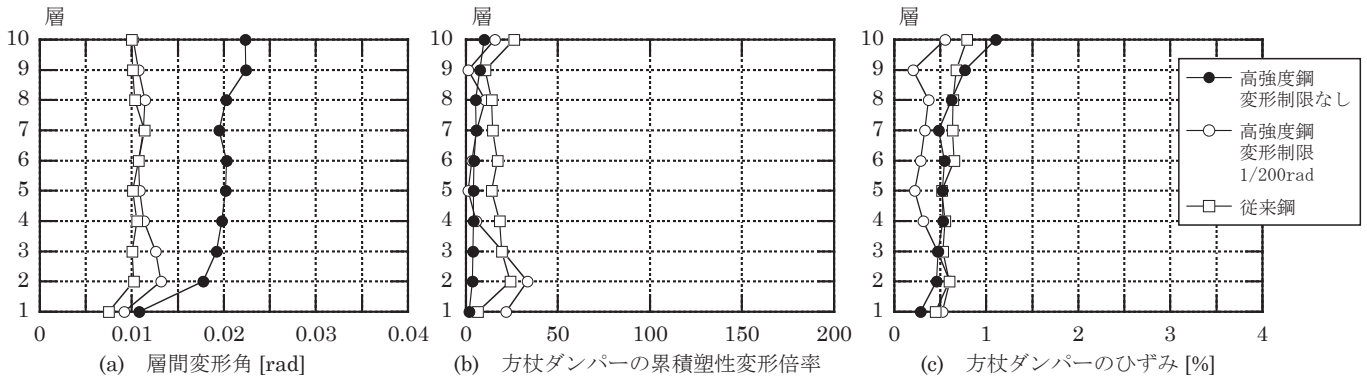


図 21 S型モデル10層骨組(X方向)の最大応答(El Centro NS)

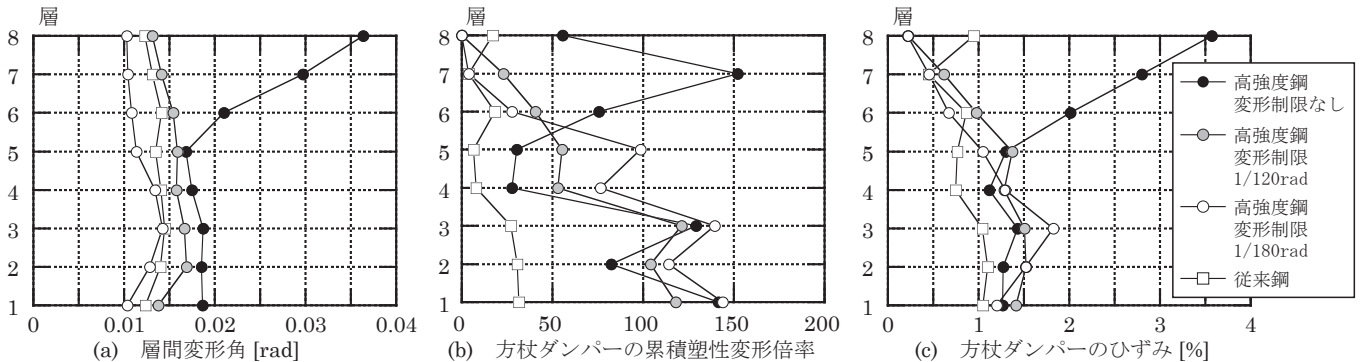


図 22 D型モデル8層骨組(X方向)の最大応答(BCJ)

答でも同様の傾向が得られた。

従来鋼と高強度鋼の両方の骨組に関して、最大層間変形角、各層に配置された方杖ダンパーの累積塑性変形倍率の最大値、最大ひずみの値を図 20 (S 型モデル, 5 層), 図 21 (S 型モデル, 10 層), 図 22 (D 型モデル, 8 層) に示す。図 20 ~ 22 より柱梁を高強度鋼で設計した骨組の各種応答値に関して、層間変形角は最大で変形制限がある場合は 0.0157rad, ない場合 0.0363rad であり, 方杖ダンパーの累積塑性変形倍率は最大で変形制限がある場合は 143, ない場合 152 であり, 方杖ダンパーの芯材のひずみは最大で変形制限がある場合は 1.83%, ない場合 3.57% である。

図 20 ~ 22 より, 変形制限を課した場合は S 型, D 型ともに応答に大きな差は見られなかった。また変形制限を課さない場合, 3 章で示した実験結果より接合部に多少のすべりの可能性があるが, 破断などは生じず比較的安定した履歴を得られる範囲にあり, 方杖ダンパーの応答値はダンパーの保有性能²⁴⁾(最大ひずみ 4%, 累積塑性変形倍率 2300 以上)と比較しても十分小さい値である。一方, 図 22 より, 層間変形角の制限値を 1/120rad まで緩和した場合の方杖ダンパーの応答は, 緩和しない場合と比べてほとんど差が見られないことがわかる。以上より, 高強度鋼の利用の観点から, 骨組の層間変形角制限を文献 25) のただし書きの範囲で緩和して設計することが有効であると考えられる。

5. まとめ

アンダーマッチング溶接 (G59J) による高強度鋼 (H-SA700B) 組立部材を柱梁に使用した方杖ダンパー接合構造に関して実験と試設計を行い, 以下の点を明らかにした。

- [1] 部分架構実験から大地震時に想定される最大層間変形角 0.02rad まで柱梁および接合部は弾性的のまま方杖ダンパーのみが塑性化し, 安定した履歴挙動が得られた。
- [2] 梁端の接合アングルとの接合部における梁フランジ ウェブ間の溶接継目は局所的に大きな応力が作用し, 実験で破断に至った。この破断を防止するための溶接継目の設計式 (3) 式) を提案した。
- [3] 方杖ダンパー接合構造の試設計の結果, 高強度鋼を用いることで従来鋼の場合と比べて, 柱・梁の鋼材重量を低減することができる。
- [4] 上記 [3] の試設計骨組に対する地震応答解析の結果, 層間変形角の制限を課した場合, 高強度鋼による方杖ダンパー接合構造の応答性状は従来鋼で設計した場合と比べて大差がない結果となった。また, 層間変形角の制限値を文献 25) のただし書きの上限値まで緩和して設計した場合でも, 方杖ダンパーの応答はほとんど増大せず, 骨組の層間変形角制限を緩和して設計することが高強度鋼の利用の観点からは有効であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本鉄鋼連盟, 日本鋼構造協会: 平成 19 年度「革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発」報告書, 2008.3.
- 2) 中井政義, 中村豊, 前田祥三, 田中勉, 浅井英克, 鈴木庸介: 高強度鋼を用いた巨大地震に対する主架構無損傷設計法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 666 号, pp.1443-1451, 2011.8.
- 3) 金子貴司, 田中直樹, 竹中啓之, 佐々木聡: 超高強度鋼を用いた柱梁接合部実験 (その 2 鋼管柱 H 形梁接合部実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.757-758, 2007.9.
- 4) 鈴木康正, 田中直樹, 竹中啓之, 佐々木聡: 超高強度鋼を用いた柱梁接合部実験 (その 4: ボックス柱-H 形梁接合部実験), 日本建築学会大会学術

- 講演梗概集, C-1 構造 III, pp.1009-1010, 2008.9.
- 5) 田中直樹, 金子貴司, 鈴木康正, 竹中啓之, 佐々木聡: 超高強度鋼を用いた柱梁接合部実験 (その 5: H 形柱-H 形梁接合部実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.1011-1012, 2008.9.
- 6) 鈴木康正, 田中直樹, 竹中啓之, 佐々木聡: 超高強度鋼を用いた柱梁接合部実験 (その 7: ボックス柱-H 形梁接合部実験 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.1039-1040, 2009.8.
- 7) 田中直樹, 鈴木康正, 竹中啓之, 佐々木聡: 超高強度鋼を用いた柱梁接合部実験 (その 8: ボックス柱-H 形梁接合部実験 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.1041-1042, 2009.8.
- 8) 田中直樹, 大塚克己, 清川貴世, 前田祥三: 800N/mm² 級超高強度鋼材を用いたクロス H 形柱-H 形梁高力ボルト接合部の弾塑性性状, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 17 巻, 第 65 号, pp.27-42, 2010.3.
- 9) 竹内徹, 大山翔也, 石原直: 制振部材を付加した高強度鋼架構の繰返し変形性能 - 制振部材を付加した高強度鋼架構の耐震性能 その 1-, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 655 号, pp.1671-1679, 2010.9.
- 10) 木村祥裕, 篠崎真一, 石原直: 高強度鋼ダイアフラムレス型柱梁部分架構の損傷過程の解明と力学性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 658 号, pp.2221-2230, 2010.12.
- 11) 佐藤篤司, 木村慧, 吹田啓一郎, 井上一朗: 建築構造用高強度鋼材 H-SA700A を用いた柱梁材を弾性に留める乾式接合法の開発, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 646 号, pp.2355-2363, 2009.12.
- 12) 玉井宏章, 松尾彰, 山西史朗, 高松隆夫: 建築構造用高強度鋼材 H-SA700A を用いた乾式組立材の弾性横座屈耐力評価式に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 659 号, pp.157-165, 2011.1.
- 13) 玉井宏章, 山西史朗, 高松隆夫, 松尾彰: 建築構造用高強度鋼材 H-SA700A を用いた乾式組立材の横座屈性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 660 号, pp.407-415, 2011.2.
- 14) 津田恵吾, 城戸将江, 河野昭彦: 建築構造用高強度鋼材 H-SA700 を用いた柱材の設計式, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 670 号, pp.2163-2171, 2011.12.
- 15) 新才直紀, 吹田啓一郎, 佐藤篤司: アンダーマッチング溶接による高強度鋼組立部材の性能評価実験, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集, 第 18 巻, pp.237-244, 2010.11.
- 16) 吹田啓一郎, 新才直紀: アンダーマッチング溶接による高強度鋼組立柱と従来鋼梁接合部の性能評価実験, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.375-383, 2012.3.
- 17) 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.
- 18) 日本鉄鋼連盟 高性能鋼利用技術小委員会: 建築構造用高性能 590N/mm² (SA440) 設計・施工指針, 2004.8.
- 19) 髯高裕治, 安藤正和, 百野泰樹, 吹田啓一郎, 井上一朗: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp.109-116, 2005.9.
- 20) 百野泰樹, 髯高裕治, 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, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 12 巻, 第 45 号, pp.233-241, 2005.3.
- 21) 阪井宏行, 髯高裕治, 吹田啓一郎, 井上一朗: 方杖ダンパー接合構造における梁および柱のスチフナの設計, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 50 号, 構造系, 2010.6.
- 22) 張シユン, 井上一朗, 髯高裕治, 百野泰樹: 方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合骨組の設計と地震応答, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 11 号, 第 42 号, pp.63-73, 2004.6.
- 23) 貝谷淳一, 張シユン, 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 8 階建て事務所建築と 4 階建て工場建築の設計例, 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.
- 24) 井上一朗, 寺島雄一郎, 髯高裕治, 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.
- 25) 国土交通省住宅局建築指導課, 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所, 日本建築行政会議: 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8.
- 26) 小川厚治, 多田元英: 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集, pp.79-84, 1994.12.

(2012年6月4日原稿受理, 2012年8月23日採用決定)