

論文 摩擦制御型接合ブレースにより耐震補強した建物の動的挙動

小山内 裕*1・渡邊 史夫*2・勅使川原 正臣*3

要旨：本論では、建物の強度、剛性を改善する摩擦制御型接合方式のコンクリート造ブレースの耐震効果、制振効果を確認すべく、3階建てRC造ラーメン構造の建物を無補強、低強度補強、高強度補強にモデル化し、50kineに基準化したEL-Centro波を入力して非線形地震応答解析を行った。高強度補強では水平剛性が改善され、変形が抑えられて耐震型の補強となった。低強度補強では変形性状が改善され、かつエネルギー吸収量が大きく制振効果が顕著であった。摩擦制御型接合ブレースは圧着力により接合部のせん断耐力を制御するもので、制振部材または耐震部材として有効なことが示された。

キーワード：PCaブレース、摩擦制御型接合、耐震、制振、非線形解析、減衰定数

1. はじめに

近年の耐震技術の発展に伴い、耐力の向上のみならず、エネルギーを吸収する付加的な部材を増設することによって応答変位を抑え、建物の耐震性能を向上させることが可能になってきた。このような見地から、筆者等はエネルギー吸収部材として、ブレース接合部に滑り摩擦材を取り入れた摩擦制御型接合のプレキャストプレストレストコンクリート造ブレース(PCaブレース)を開発した。このPCaブレースの実用化にあたり、建物に入力される水平力の一部を、増設するPCaブレースが負担した時の耐震効果の確認と、制振ダンパーとしてPCaブレースを用いた時の制振効果の確認を行うこととした。そのため、実存建物をモデル化し、接合部の設計せん断耐力が高い高強度補強、接合部のせん断耐力が低い低強度補強、無補強について非線形地震応答解析を行い、比較検討した。接合部のせん断耐力が、摩擦材の摩擦係数と圧着力の積で定まる摩擦制御型としたのが本構造の特徴である。

本論では、このPCaブレースの耐震効果と制振効果について報告する。

2. 解析モデル

2.1 建物概要

対象とした建物は、昭和41年に建設された3階建てRC造ラーメン構造の某大学校舎である。平面形状は梁間方向7mと10mの2スパン、桁行き方向5mの17スパンの長形状を有し、階高は各階3.6mの建物である。図-1に平面図、図-2に南側立面図を示す。PCaブレースは南面、北面の1,2階に各々5構面、計10構面を配置する。以下、高強度補強として、1階にフレームに圧着した水平耐力100tのブレースを10構面、2階に水平耐力75tのブレースを10構面配置した解析モデルを100tモデルと称す。低強度補強として、1,2階に水平耐力50tのブレースを配置した解析モデルを50tモデルと称す。補強していない架構のみの解析モデルをブレース無しと称す。

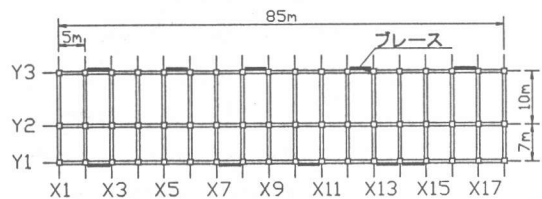


図-1 平面図

*1 オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員 工博(正会員)

*2 京都大学教授 大学院工学研究科建築学専攻 工博(正会員)

*3 建設省 建築研究所第3研究部 工博(正会員)

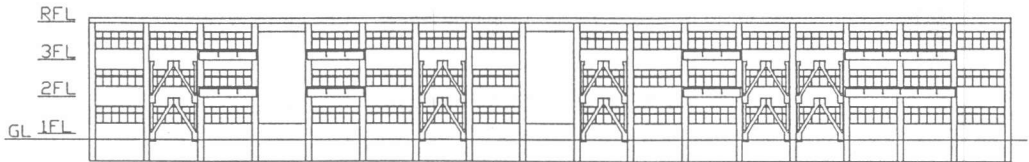


図-2 南側立面図

主体構造に使用するコンクリートの設計基準強度は $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、鉄筋はSD295A(D13以上D22以下)、SR235(9φ以上22φ以下)を用いる。コンクリート、鉄筋の許容応力度は表-1、2による。

表-1 コンクリートの許容応力度表 (N/mm^2)

基準強度	長期		短期	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
18	6	0.6	12	0.9

表-2 鉄筋の許容応力度表 (N/mm^2)

	長期		短期	
	引張り及び圧縮	せん断補強	引張り及び圧縮	せん断補強
SD295A	200	200	295	295
SR235	160	160	235	235

表-3 ブレース断面リスト

	1Fブレース	2Fブレース	補助柱
断面	35×30 (cm)	30×25 (cm)	24×24 (cm)
軸筋	8-D13	6-D13	4-D13
フープ	□-D10@100	□-D6@100	□-D6@100
PC鋼棒	1-36φ SBPR1080/1230 $P_y=1099\text{kN}$ $P_u=1252\text{kN}$	1-32φ SBPR1080/1230 $P_y=869\text{kN}$ $P_u=989\text{kN}$	1-26φ SBPR1080/1230 $P_y=573\text{kN}$ $P_u=653\text{kN}$

2.2 ブレース概要

ブレースはプレキャストプレストレストコンクリート造であり、上部接合部は付着によるせん断耐力の増加を避けるために付着を持たせずにフレーム側とブレース側の摩擦材を介してPC鋼棒により圧着する。下部接合部はモルタルを介して固定となるように圧着する。大地震時などにブレースの負担水平力が接合部耐力を超えた場合、上部接合部の摩擦材に滑りが生じる。これによりブレースに伝達される水平力を制御し、滑り後は圧着力が変わらなければブレースの負担水平力は一定となり、過大な軸力によるブレースの脆性破壊を防ぐことができる。既存梁はせん断力が大きくなるので負担せん断力を低減する為に補助柱を設けた。表-3にブレース断面リスト、図-3にブレース形状図、図-4にブレース上部接合部側面図、図-5にブレース下部接合部側面図を示す。ブレースに使用する設計基準強度は $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、鉄筋はSD295A(D13以上D22以下)を用いる。

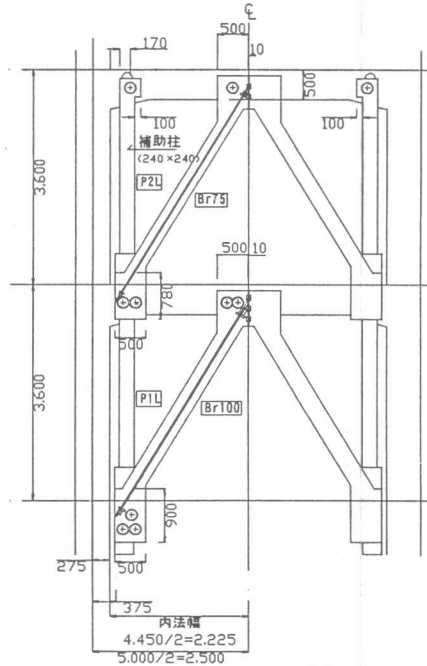


図-3 ブレース形状図

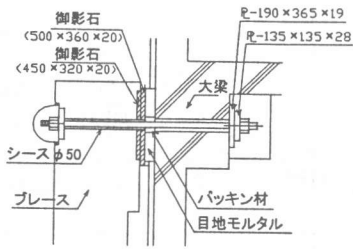


図-4 ブレース上部接合部側面図

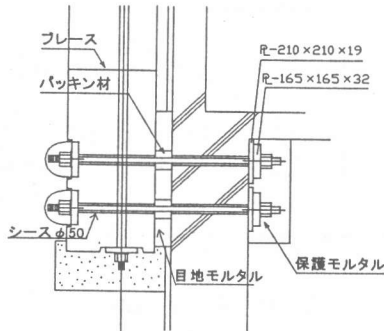


図-5 ブレース下部接合部側面図

3. 解析諸元

本論では剛床仮定を用い、Y1~Y3 フレームを並列に剛結する平面骨組モデルとし、基礎をピン支持とした非線形地震応答解析を行う。数値積分法には、Newmark β 法 ($\beta=0.25$) を用いる。入力地震波は EL-Centro(ew) 波を 50kine (最大加速度 283.6cm/s^2 , 継続時間 40s) に基準化して使用した。図-6 に入力地震波を示す。

柱、梁の部材モデルは材端剛塑性バネモデルとする。柱は曲げ、せん断とも非線形とし、曲げに武田モデル、せん断にバイリニアモデルを用いる。梁は曲げのみ武田モデルを用いて非線形を考慮し、せん断については線形とする。また、梁とブレース頭部接合部については実験により特性を確認した。図-7 に摩擦材(御影石)の荷重-滑り変位関係、表-4 に実験結果から得た摩擦係数を示す。この履歴特性を解析モデルで使用するにあたりバイリニアモデルを用いる。図-8 にバイリニアモデル、武田モデルの履歴特性を示す²⁾。解析モデルの一般階の伏図を図-9 に示し、伏図に対応した部材の

断面形状と部材耐力を柱について表-5 に、梁について表-6 に示す。また、柱・梁の骨格曲線を図-10,11 に示す。粘性減衰は Rayleigh 減衰を用い、各構造要素の減衰定数を 3% と仮定する。建物の 1 次周期はブレース無しで 0.68sec であり、100 t モデル、50 t モデルでは 0.36sec であった。

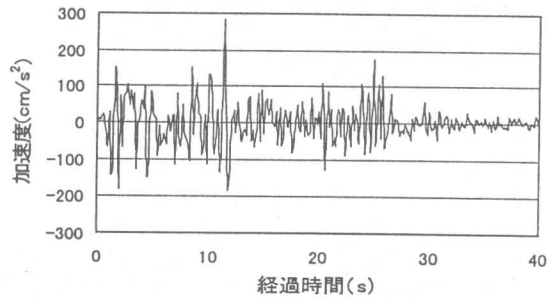


図-6 入力地震波

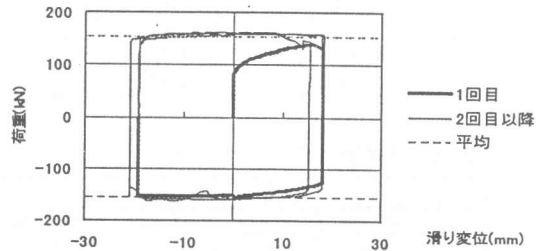


図-7 摩擦材の荷重-滑り変位関係図

表-4 摩擦材の試験結果 (平均値)

項目	荷重(kN)	緊張力(kN)	摩擦係数
初滑り時平均	91.5	99.4	0.46
1回目以降の滑り出し平均	122.3	100.4	0.61
平均	147.0	100.2	0.73
最大荷重時平均	153.9	100.1	0.77

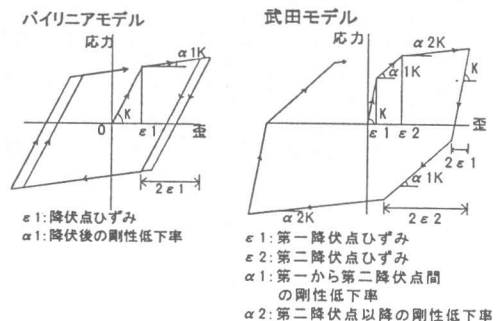


図-8 履歴モデル

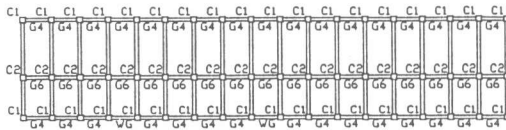


図-9 一般階伏図

表-5 柱断面形状

		C1	C2
3F	B×D (cm)	55×55	55×55
	配筋	8-D22	8-D22
	Mcr (kNm)	81.3	103.8
	Mu (kNm)	242.9	308.9
2F	B×D (cm)	55×55	55×55
	配筋	8-D22	8-D22
	Mcr (kNm)	104.9	161.1
	Mu (kNm)	312.1	446.3
1F 柱頭	B×D (cm)	55×60	55×65
	配筋	12-D22	12-D22
	Mcr (kNm)	134.3	246.1
	Mu (kNm)	440.1	627.8
1F 柱脚	B×D (cm)	55×60	55×65
	配筋	20-D22	18-D22
	Mcr (kNm)	134.3	246.1
	Mu (kNm)	697.2	820.6

表-6 梁断面形状

		G4	G6	WG
R F	B×D (cm)	35×60	35×60	25×240
	上端鉄筋	2-D22	3-D22	2-D22
	下端鉄筋	2-D22	2-D22	3-D19
	Mcr (kNm)	74.6	74.6	851.6
	Mu (kNm)	121.6	182.5	586.4
3F	B×D (cm)	35×65	35×65	25×245
	上端鉄筋	3-D22	4-D22	2-D22
	下端鉄筋	2-D22	2-D22	3-D19
	Mcr (kNm)	87.5	87.5	887.9
	Mu (kNm)	199.3	265.9	598.9
2F	B×D (cm)	35×70	35×70	25×108
	上端鉄筋	4-D22	5-D22	4-D22
	下端鉄筋	3-D22	3-D22	4-D22
	Mcr (kNm)	101.9	101.9	172.5
	Mu (kNm)	288.3	360.4	340.8
基礎		FG4	FG4A	FG3A
	B×D (cm)	35×267	35×230	35×210
	上端鉄筋	3-D19	3-D19	3-D19
	下端鉄筋	4-D19	4-D19	6-D19

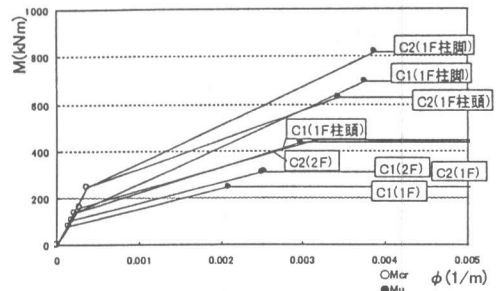


図-10 柱 骨格曲線

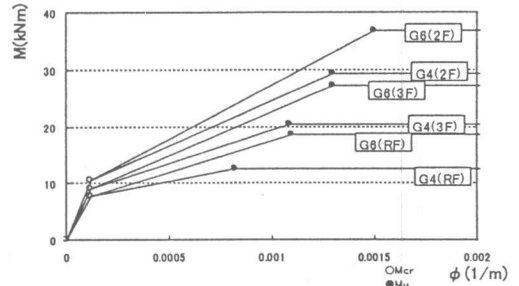


図-11 梁 骨格曲線

4. 非線形地震応答解析結果

4.1 変形図・応答値

各モデルの層間変位の分布形状を図-12に、最大応答変形図を図-13に示す。ブレース無しでは2層の変形量集中が著しくなり、更に全ての層で層間変形角 $R=1/200\text{rad}$ を超えている。100tモデルではブレース無しに比べ1層の変形量を約1/2に、2層の変形量を約1/6に抑え耐震性が改善されている。50tモデルではブレース無しに比べ、1層の変形量はあまり変わらないが、2層の変形量を約1/2に抑えている。

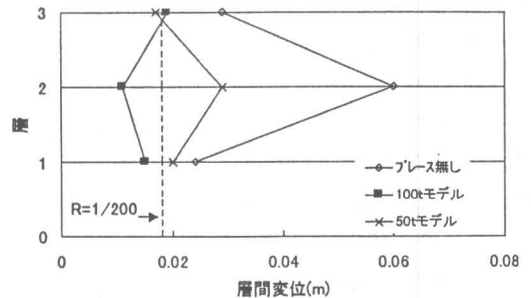


図-12 層間変位分布形状

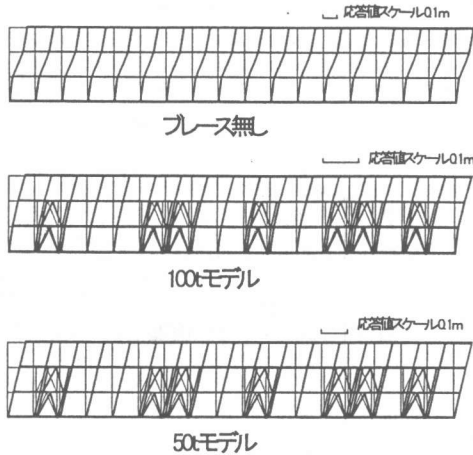


図-13 最大応答変形図

4.2 ヒンジ発生状況

PCa プレースの補強により、ヒンジ発生状況にどのような差異が出るのかを検討する。図-14 に Y1 通りにおけるブレース無しのヒンジ発生状況図、100t モデルのヒンジ発生状況図、50t モデルのヒンジ発生状況図を示す。ひび割れが発生した箇所を○でプロットし、降伏した箇所を●でプロットする。接合部の滑りが生じたところは→で示す。図-14 より、ブレース無しでは2層の柱上下端降伏と、2, 3階梁の降伏より2層崩壊型と判断できる。更に3層柱頭部について、外端以外は柱頭が降伏している。100tモデルでは、補強してある1, 2層の梁柱には降伏している箇所はなく補強効果が現れているが、補強していない3層に降伏が集中し、3層柱上下降伏、R階梁降伏により、3層崩壊型となった。50tモデルでは、ブレース補強により剛性が集中する箇所の梁降伏は見られるが、柱上下端全てが降伏している階は見られず、崩壊には到っていないと判断できる。

4.3 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰 heq は、履歴ループの1サイクルの面積 ΔW とポテンシャルエネルギー W (歪エネルギー) の比から式(1)で表わすことができる²⁾。

$$heq = \left(\frac{1}{4\pi} \right) \cdot (\Delta W / W) \quad (1)$$

図-15 にブレース無しと100tモデル、50tモデルについて1層の等価粘性減衰定数 heq の推移図を示す。X軸は1層の水平変位を階高で割った値とした。

ブレース無しでは heq は約5%と非常に低い値を示した。100tモデルでは小さな変形レベルから heq が5%以上を示し、大きな変形レベルでは最大25%を超えた。外力の増大に伴いブレースが一定抵抗力を保持したまま滑り、等価粘性減衰定数値も増加すると考えられる。50tモデルでは変形レベルによらず、18%~28%の安定した値を示すのは、小さな変形レベルで接合部の滑りが生じたからと思われる。

3つのモデルを最大減衰定数について比較すると、補強することにより5倍以上の増加が示された。

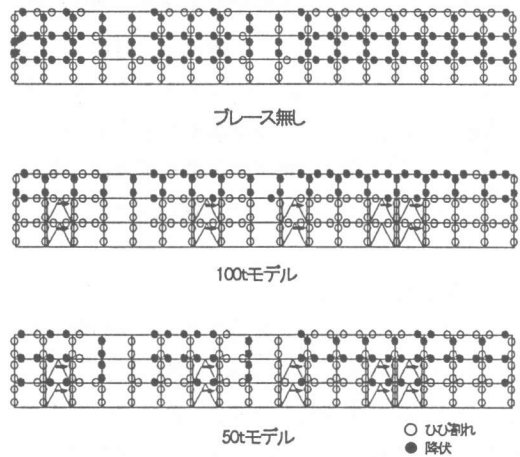


図-14 ヒンジ発生最終状況図

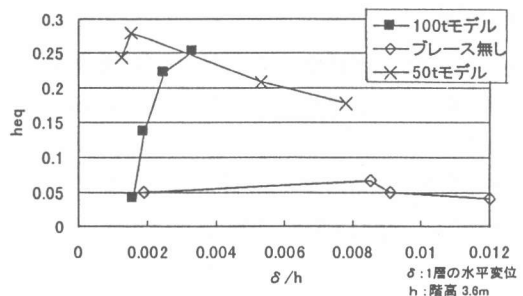


図-15 等価粘性減衰定数推移図

4.4 エネルギー吸収能力

PCa プレースの補強効果を各構造要素の消費エネルギー量の面から比較検討する。地震入力エネルギーは、全消費エネルギーと一致する。図16～図18に各モデルにおいて、梁、柱、プレースの消費エネルギーの配分を示し、表-7に最終時刻におけるエネルギー配分を示す。各モデルで地震入力エネルギーが異なるのは、固有周期が異なるからである。

図16～18より、入力地震波が最大となる11.4s時の入力エネルギーの大きな変化量差を、プレース無では柱が負担しているのに対し、100tモデル、50tモデルともプレースが負担しており、柱のエネルギー変化量への影響が少なくなったといえる。100tモデルでは、地震入力エネルギーの50%をプレースが負担しており、架構の負担量はプレース無しの約1/2である。50tモデルでは、100tモデルより更にプレースの負担量が多く、地震入力エネルギーの80%を示し、架構の負担量はプレース無しの約1/3である。100tモデルと50tモデルを比較すると、架構の塑性によるエネルギー吸収を抑え、プレースの消費エネルギーが大きいことから、50tモデルの方が制振型であると判断できる。

5. まとめ

PCa プレースの性能を把握する為、高強度補強、低強度補強、補強無しについての比較検討を行った。その結果、摩擦制御型接合方式は低強度補強では制振型であり、高強度補強では耐震型であることがわかった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規
準・同解説，社団法人日本建築学会，pp5-7，
1999.11
- 2) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，
pp48-49，pp113-118，1997.3

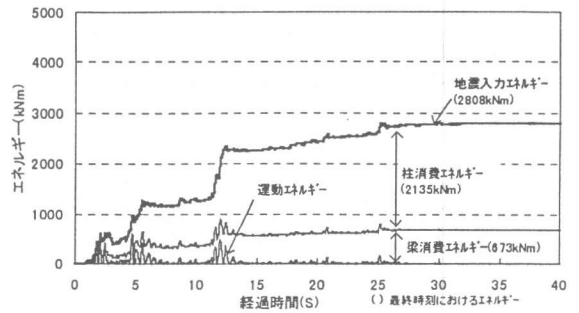


図-16 プレース無 履歴消費エネルギー

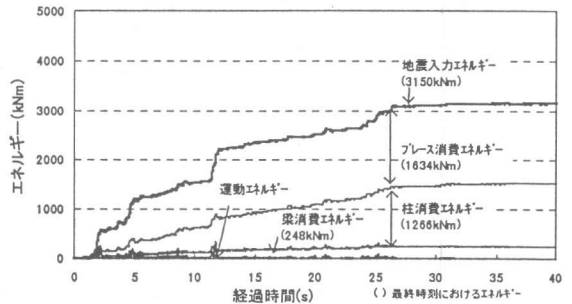


図-17 100 t モデル 履歴消費エネルギー

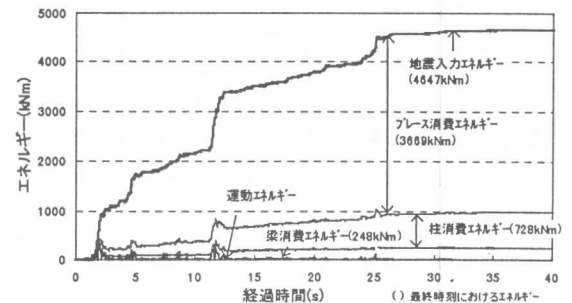


図-18 50 t モデル 履歴消費エネルギー

表-7 エネルギー配分

単位 (kJ/m)

エネルギー区分		プレース無	100tモデル	50tモデル
柱	粘性減衰E	195	146	115
	歪E	1940	1120	613
梁	粘性減衰E	77	73	59
	歪E	596	175	189
プレース	粘性減衰E	—	94	59
	歪E	—	1540	3610
節点運動E		0.43	1.92	1.93
入力E		2808	3150	4647