コア壁と柔架構を制振部材で連 結した低層建物の構造設計

- 東京工業大学地球生命研究所棟-

竹内 徹	* 1	廣重圭一	
前原 航	* 3	柴田恵実	* 3
塚本由晴		能作文徳	* 4

キーワード: 制振構造, 座屈拘束ブレース, コア壁

Keywords: Energy-dissipation, Buckling-restrained brace, Core-wall

STRUCTURAL DESIGN OF LOW-**RISE BUILDING CONNECTING CORE** WALLS AND SOFT FRAMES WITH **ENERGY-DISSIPATION FUSES**

Earth-Life Science Institute/Tokyo Tech —

Toru TAKEUCHI* 1	Keiichi HIROSHIGE $-*2$
Kou MAEHARA ———— * 3	Megumi SHIBATA — * З
Yoshiharu TSUKAMOTO —* 1	Fuminori NOUSAKU $-*4$

The new research center for Earth-Life Science Institute / Tokyo Institute of Technology is designed with three-stories concrete structure whose first story has very high horizontal stiffness and strength with heavy seismic walls, while upper two stories are composed of flexible moment frames without enough seismic walls to obtain the architectural flexibility against various program. To ensure the seismic performance of upper structures in this building, the walls around the stairs and soft moment frames are separated and energy-dissipating fuses are installed in between. In this paper, the seismic performance of the proposed system is researched, and the optimal design of the fuses is discussed.

1. 序

東京工業大学地球生命研究所棟(以下, ELSI (Earth-Life Science Institute)研究棟)は、2012年に世界トップレベルの研究拠点形成を 目指す文部科学省の WPI プログラムによって設立された新しい同 名研究所の本拠地であり,「生命が生まれた初期地球の環境をもとに 地球・生命の起源を解明する」ことを研究するための拠点として 2014年度に実施設計が行われた。図1に建物外観を、表1に建物概 要を示す。建物は鉄筋コンクリート造地上3階,地下1階建てであ る。非常に限定された敷地に建設されており、幅 14m に対し全長 85m に至る細長い地上部平面を有する。地下部は前面張り出し幅 15m に達し、上部は建物前の広場と駐輪場として利用されている。 1 階にはレクチャーホールが設けられており、ホールを囲う HP シ

ェル形状の耐震壁は第1層に高い水平剛性および耐力を付与してい る。その一方で、第2層および第3層は梁間方向が1スパンしかな い純ラーメン構造であり、将来研究室用途が変更された場合にも, 自由に間仕切りが変更できるスケルトンーインフィルの考え方に基 づき設計されている。しかしながらこれらの層は水平剛性・耐力が 第1層と比較し小さく,地震時には損傷が集中する危険性が高い。 耐震壁として利用できるのは階段室周りのわずかなコア壁であるが, 各層に加わる地震力を一手に引き受けるほどの耐力は有していない。 そこで図2に見るように、コア壁とラーメン架構の間を切り離し、 両者間に水平制振部材(座屈拘束ブレース, BRB)を配することで 地震エネルギーを吸収し、コア壁に入力される地震力を耐力以下 に制御するとともに、コア壁とラーメン架構が同時に最大耐力を



*1

東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 教授・博士 (工学) (〒152-8550 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

- 類設計室 構造主幹
- 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生
- 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学)
- Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
- Structural Design Manager, Rui Sekkei Shitsu. Co., Ltd.

Graduate Student, Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology Assistant Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

発揮できるよう計画した。本報告では本構造システムの効果を検 証するとともに、最適な制振部材の設計について検討する。

2. コア壁連結制振構造の耐震性能

ELSI では、2 層及び 3 層にてコア壁とラーメン架構間に 100mm のクリアランスを設け、かつ3階スラブ、R階スラブ下に制振部材 を用いてラーメン架構とコア壁を水平に連結することで、コア壁の 損傷を防ぎつつ、躯体の振動を抑制する制振構造を採用している。 図3に各階床伏図を、図4にコア壁周りの構成を示す。また図5に BRB の詳細を示す。

以下, BRB を挿入しない分離モデル, 座屈拘束ブレースを用いた BRB モデル,オイルダンパーを用いた Oil モデル,剛なブレースで 接続し節点変位を同一とする一体モデルの4種類の解析モデルを構 築し、レベル2相当の地震波に対して時刻歴応答解析を行う。それ ぞれのケースに対する建物の応答として最大層間変形角を検討し. コア壁連結制振構造の有効性を確認する。

2.1 解析概要

2.1.1 解析モデル

図3に示すように、本建物の主構造は1層がRC壁付ラーメン架 構,2,3層が RC 純ラーメン架構となっている。階段周りのコア壁 は鉄筋コンクリートの壁に鉄骨のブレース付骨組が組込まれた SRC 構造となっている。各モデルの応答を比較するため、各部材を 線材に置き換えた図6に示すような解析モデルを使用する。解析は 地上部のみに対して行い、1 層柱脚は剛接合とする。コア壁の節点 と躯体の3階及びR階の節点をBRBモデルでは座屈拘束ブレース (図5)を想定し軸方向弾塑性ばね要素で,Oilモデルではリリーフ 弁付オイルダンパーを想定し軸方向にバイリニアのダッシュポット で、それぞれ表3に示す諸元に従って接続する。一体モデルではコ アとラーメン架構を剛な部材で接続する。躯体の各階床スラブ上に 存在する節点は剛床を仮定(階段コアの節点を除外)している。

すべての RC 壁は弾性とし、1 層東側ホール周りの HP シェル形状 で厚さ 350mm の耐震壁の剛性評価には、別途行った FEM 解析(後 述)から得られた剛性低減率を乗じる。時刻歴応答解析を行う際の



0.は1次設計時の値を示

表1 建物概要

建物の設計用地震力を表4に示す。なお、本研究の解析では汎用構造計算ソフト SNAP V5¹⁾を使用する。

2.1.2 HP シェル形状の耐震壁の解析

第1層 HP シェル形状の耐震壁に対し,図7に長手方向,図8に 短手方向を示すような解析モデルを設定しせん断剛性を評価する。 長手方向の周辺の柱は700×1000mm および800×1200mmの長方形断 面をもつ梁要素,梁は700×900mmの長方形断面をもつ梁要素とす る。短手方向の周辺の柱は700×1000mmの長方形断面をもつ梁要素, 梁は700×900mmの長方形断面をもつ梁要素とする。耐震壁は厚さ 350mmの4節点弾性シェル要素とする。境界条件は同図に示す通り とし,載荷点に対して単位強制変位を与える。

得られた弾性剛性を表 5 に示す。長手方向では HP 曲面形状の耐 震壁は平板と比較すると約 1/2.0 倍の剛性に,短手方向では約 1/4.8 倍の剛性となる。これらの剛性低減率を解析モデルに考慮する。

2.1.3 採用地震波

図9に解析に用いる地震波の加速度応答スペクトルを、分離モデ



ルとBRBモデルの直交2方向のラーメン架構の固有周期とともに示 す。告示波 BCJ-L2 NS,最大速度を 50cm/s に規準化するために応 答加速度を 0.55 倍した観測波 JMA-Kobe NS,同じく 1.45 倍した 観測波 Hachinohe NS を用いる。3 波それぞれを4種の解析モデル の長手方向,短手方向別々に入力する 24 ケースを時刻歴応答解析に より検討する。構造減衰は瞬間剛性比例型 3%とする。

2.2 解析結果

2.2.1 固有値解析

構造物の長手方向,短手方向の固有値解析結果を図10に示す。制 振部材 (BRB)の連結により,固有周期がやや小さくなっている。

2.2.2 静的增分解析

分離モデルと BRB モデルの長手方向,短手方向に対する静的増分 解析で得られた層せん断カー層間変形角関係を図 11 に,層間変形角 1/100 で決定される各モデルの保有水平耐力を表6 に示す。図 11 の 分離モデルの荷重-変形関係を見ると,階段周りのコア壁は主構造 が最大耐力に達する層間変形角 1/100 では既にせん断破壊している ため,一体化しても両者の最大耐力を単純和することはできない。 しかし制振部材の連結効果により,コア壁がせん断破壊しない範囲 で主架構より水平力を伝達することで,両耐力の合算が可能となる。 層間変形角が 1/150 程度に達すると 2 階と 3 階が塑性化するため, 層間変形角 1/150 を構造体が弾性範囲に保たれるクライテリアとし て定める。分離モデルと比較し, BRB モデルでは 3F が座屈拘束ブ



表 6 保有水平耐力值

		保有水平耐力Q _u (kN)			耐力差 (kN)	
		長手	短手		長手	短手
分離モデル	3F	17500	15700	3F	4400	4200
	2F	26600	23900	2F	6700	6500
	1F	35700	32100	1F	8900	8600
BRBモデル	3F	21900	19900	-		
	2F	33300	30400			
	1F	44600	40700			

レースの降伏耐力分(4本分の水平一方向成分 1100kN×4/√2 =3111kN), 2F が 3F との累積値 6222kN 強に耐力向上する。

2.2.3 時刻歴応答解析結果

図 12 に時刻歴応答解析で得られた各ケースにおける最大層間変 形角を示す。いずれの方向,地震波においても制振部材の連結によ る応答低減が確認できるが,特に短手方向に対する応答低減効果が 大きく表れていることがわかる。分離モデルでは最大層間変形角が 2.2.2 項で定めたクライテリア 1/150 を大きく超え,ラーメン架構が 塑性化していると考えられるが,BRBモデルおよび一体モデルでは 1/150 程度以下,Oilモデルでは1/150 を下回る結果となった。この ようにコア壁連結制振構造では,座屈拘束ブレース,オイルダンパ ーブレースともに,特に短手の最大層間変形角においてその有効性 を発揮することが確認された。コア壁と主構造を一体化した一体モ デルでは解析上コア壁の劣化は考慮していないが,最大層間変形角 がコア壁の最大耐力変形角を越えており,コア壁がせん断破壊して いると考えられる。次章ではコア壁に加わる最大せん断力にも着目 しながらコア壁とラーメン架構をつなぐ各制振部材について耐力の 検討を行う。

3. コア壁連結制振構法における制振部材耐力の検討

本章では、2章で確認した解析モデルに対して、階段コア壁とラ ーメン架構を連結する制振部材の耐力の検討を行う。各モデルにつ いて最大層間変形角、RC壁の最大せん断力等を分析する。

3.1 解析概要

3.1.1 解析モデル

図13にパラメトリックスタディに用いる解析モデル名称を示す。 制振部材は表7に示すように、座屈拘束ブレースの降伏耐力を 550kN,1100kN,2200kNとしたバイリニア型に、オイルダンパーの 最大減衰力を500kN,1000kN,2000kNと変化させる。一体モデル では2章と同様にコア壁とラーメン架構を剛部材で接続し、一体化 する。これら7種類の解析モデルに対し、レベル2相当の2方向地 震動を入力し、時刻歴応答解析を行う。

3.1.2 採用地震波

図 14 に解析に用いる地震波の加速度応答スペクトルを,BRB モ デルと Oil モデルの直交 2 方向の非減衰固有周期とともに示す。入 力波は 2 章で最大応答を示した JMA-Kobe NS, JMA-Kobe EW を用 い,最大速度 50cm/s に規準化した上で長手方向に EW,短手方向に NS を同時入力する。

3.2 解析結果

3.2.1 最大層間変形角

時刻歴応答解析から得られた各モデルの最大層間変形角を図 15 に示す。降伏耐力と最大減衰力が同程度の BRB モデルと Oil モデル では、Oil モデルの方が全層で最大層間変形角は小さな値をとる。 また、長手方向における BRB モデルを除き、降伏耐力や最大減衰力 の増加にともない最大層間変形角は減少することが確認された。一 体モデルでは長手方向,短手方向ともに BRB2200 と概ね一致する結 果となり、 BRB の降伏耐力が大きくなるにつれ一体モデルに近づ くことがわかる。



図 12 最大層間変形角







3.2.2 RC 耐震壁の最大せん断力

階段室周りの RC コア壁名称を図 16 に,各耐震壁の最大せん断力 および終局強度を図 17 に示す。ここで、耐震壁の終局強度は RC 壁 の終局強度と鉄骨ブレースの終局強度の和として算出している。一 体モデルでは ES2 の最大せん断力が終局強度を超え、コア壁の破壊 が生じているが、座屈拘束ブレースやオイルダンパーを用いたモデ ルでは最大せん断力は耐震壁の終局強度を下回り、それぞれコア壁 に入力されるせん断力を耐力以下に制御できていることが確認でき る。降伏耐力と最大減衰力が同程度の BRB モデルと Oil モデルでは、 最大せん断力は概ね一致している。また、BRB モデルおよび Oil モ デルとも降伏耐力や最大減衰力の増加にともない最大せん断力は増 加する傾向を示しており、降伏耐力および最大減衰力を変えること により、コア壁の最大せん断力を調節できることがわかる。

また,短手方向の地震に対し,東西方向についてのコア壁の最大 せん断力を比較すると,いずれの解析モデルでも東側でより大きな せん断力が生じていることがわかる。原因として,コア壁のある階 段室の平面位置が東西方向に均等でないこと,および東西コア壁の



図18 R階,3階平面図およびBRB名称および地震時変形イメージ図

剛性の差により,建物全体が偏心し振動の際にねじれが誘発されて いるためと考えられる。

3.2.3 構造物に生じるねじれ応答

3.2.2 項での考察より,構造物に生じるねじれ応答について検討す る。図 18 に解析モデルの3階,R階平面図およびBRB名称を示す。 BRB1100 モデルにおけるR階コア壁のBRB取り付き部節点の変位 時刻歴(一部抜粋)を図 19 に示す。西側コアと比較して東側コアの 節点の変位が大きく,東西で正負が逆の位相となる場合があり,ね じれが生じていることがわかる。このような東西の変位差の時刻歴 を図 20 に,差の最大値とその瞬間の東西方向の変位を表8に示す。 図 20,表8を見ると,BRBの降伏耐力によらずねじれ変形は繰り返 し発生するが,降伏耐力の増加にともない,変位差の最大値は増加 している。以上のことから,階段室周りのコア壁の最大せん断力が 東側コアの短手方向に集中するのは,東側コアの変位が西側コアの 変位と比較して大きく,かつねじれ応答が生じるからであると考え られる。なお,ねじれ変形を含む最大相対変位はBRB1100モデルに おいて 66mm となり,クリアランス100mm以下に収まっている。

3.2.4 座屈拘束ブレースの挙動

本節では、降伏耐力の差による座屈拘束ブレースの挙動を確認する。各モデルにおける座屈拘束ブレースの塑性率を表 9 に示す。



モデル名	東西/階数	西/R階		東/R階		西/3階		東/3階	
	BRB	R-1	R-2	R-3	R-4	3-1	3-2	3-3	3-4
BRB550		11.30	11.82	24.68	24.36	6.30	6.44	12.81	11.37
BRB1100		4.07	5.88	10.46	10.56	2.16	3.15	5.43	4.90
BRB2200		1.11	2.44	4.57	3.86	0.64	1.32	2.29	1.74

BRB550やBRB1100では全ての座屈拘束ブレースが塑性率1を超え 塑性化しているのに対し BRB2200 では塑性率1以下, すなわち弾性 範囲にあり塑性化していない座屈拘束ブレースが存在する。逆に降 伏耐力を小さくすることにより塑性化が進行することが確認できる。 ブレースの最大塑性歪を図 21 に示す。いずれのモデルでもブレース 番号3および4, つまり西側コアに比べて東側コアのBRBの最大塑 性歪が大きく、3.2.3 項で確認したように建物全体としてねじれ変形 が R-3, 4 側に集中している。図 22 に座屈拘束ブレースの累積塑性 歪を示す。降伏耐力の増加にともない、累積塑性歪の部材による偏 りが小さくなり、降伏耐力の増加によって座屈拘束ブレースの損傷 が均一化することがわかる。BRB550 モデルでは、最大塑性歪、累 積塑性歪の両面から BRB1100, BRB2200 モデルと比較してばらつき が大きく、より均質な座屈拘束ブレースの塑性化を期待するならば、 塑性率を考慮し降伏耐力 Q,=1100kN が適していると考えられる。

表 10 に入力エネルギーに対する負担量と比率を示す。降伏耐力の 増加にともない、躯体が吸収するエネルギーはモデルによる大きな 差は見られないが、座屈拘束ブレースのエネルギー吸収量と比率は 減少する。これにより、エネルギー吸収の面からは座屈拘束ブレー スの降伏耐力を下げることが効率的であることが確認できる。

以上の検討を総合し、実設計に際しては、BRB1100の座屈拘束ブ レースを採用し、2014-2015年にかけて施工を行った。写真1に第 1層のHPシェル耐震壁,写真2に連結制振部材の施工状況を示す。

4. 結

剛性の異なるラーメン架構とコア壁から構成される建物において, 両者の間にクリアランスを設け、かつ天井面で制振部材により水平 に連結することで、コア壁のせん断破壊を防ぎつつ、躯体の応答を 抑制するコア壁連結制振構造を提案し、解析によりその有効性を検 討するとともに制振部材の最適耐力の検討を行った。得られた知見 を以下に示す。

- 1) ラーメン架構と階段コア壁を、座屈拘束ブレースまたはオイル ダンパーブレースによって連結することで、最大層間変形角が 低減されることが確認された。特に短手方向においてその効果 が顕著であった。
- 2) ラーメン架構と階段コア壁を一体化した場合,コア壁には大き なせん断力が作用して早期にせん断破壊し、ラーメン架構が保 有水平耐力に達した際に耐力が期待できない可能性がある。一 方, 座屈拘束ブレースまたはオイルダンパーブレースを用いて 連結することで、コア壁に入力されるせん断力を制御し、両者 の耐力をともに利用し得ることが確認された。コア壁のせん断 力は制振部材の降伏耐力または最大減衰力が大きくなるに従い 大きくなることが確認された。
- 3) 検討建物では、東西のコア壁のバランスにより振動の際に建物 にねじれ応答が生じるが、その程度は座屈拘束ブレースの降伏 耐力の増加に付随し大きくなることが確認された。
- 4) 座屈拘束ブレースの最大塑性歪および累積塑性歪は降伏耐力の 増加に伴い均一化され,建物の応答,耐力壁の受ける最大せん 断力および座屈拘束ブレースのエネルギー吸収量を比較するこ とで最適な降伏耐力を選定可能であると考えられる。



表10 入力エネルギーに対する負担量と比率

モデル名	入力エネルギー	減衰エネルギー	躯体	BRB
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
BRB550	7657	2356	3212	2068
	/03/	(31%)	(42%)	(27%)
BRB1100	7352	2682	2926	1723
		(36%)	(40%)	(23%)
BRB2200	7290	3187	3300	779
		(44%)	(45%)	(11%)





写真2 連結制振部材

謝辞

建築設計・工事にご協力を戴きました東京工業大学建築学専攻・ 塚本由晴研究室(建築意匠·監理),同大学施設運営部(総括),類 設計室(意匠設計·構造設計),佐藤工業(施工),構造解析·監理 を担当した東京工業大学竹内研究室、潤井駿司氏(現金箱構造設計 事務所),三原早紀氏(現清水建設),長路秀鷹氏,宮崎崇氏に感謝 致します。

【参考文献】

- 1) 構造システム: SNAP Ver.5, 2009.8
- 2) 竹内 徹,井田茉利,山田 哲,鈴木一弁:変動歪振幅下における座屈 拘束ブレースの累積塑性変形性能予測、日本建築学会構造系論文集、第 586号, pp.203-210, 2004.12

[2015年10月5日原稿受理 2016年1月5日採用決定]