

崩壊形の異なる RC 造系建物の制震補強設計スタディー

—その2 層崩壊する SRC 造 10 階建て建物の検討—

Seismic Retrofit Design Study Targeted at Buildings with Different Collapse Mechanisms

Part2 Story Collapse Mode SRC 10-Story Building

○加藤百華², 村上航太¹, 亘健太郎¹, 山崎康雄³, 北嶋圭二⁴, 中西三和⁴, 安達洋⁵

*Momoka Kato², Kota Murakami¹, Kentaro Watari¹, Yasuo Yamasaki³, Keiji Kitajima⁴, Mitsukazu Nakanishi⁴, Hiromi Adachi⁵

Abstract: This study is related to the seismic retrofit design method by the equivalent linearization method. This report shows the results of a seismic retrofit design study for a 10-story SRC building that story collapses.

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、旧耐震基準で設計された多くのRC造およびSRC造建物で中間の層のみが崩壊するというケースがみられた^[4]。旧耐震基準で設計された建物は現在でも存在し、層崩壊する建物の耐震補強の必要性が求められる。そこで本報では、層崩壊するSRC造10階建て建物を対象に制震補強設計スタディーを実施し、本設計法の適用性を確認する。

2. 制震補強設計スタディー

本報も前報と同様に、構造特性値および必要ベースシア係数の算定方法が異なる2ケース(A, B)について制震補強設計スタディーを実施し、比較検討する。

a) 建物概要および解析概要

検討対象建物は、SRC造10階建て建物で、6層以下がSRC造で7層からRC造に切り替わる。建物の基準階伏図および軸組図をFig.1, Fig.2に示す。補強検討は、前報と同様に、制震部材にブレース型弾塑性ダンパーを用いることを前提として行う。

なお、本報での解析方法および各値の計算方法は全て、前報と同様とする。

b) 静的増分解析結果および構造特性値の算定

静的増分解析結果をFig.3に示す。Fig.3より、検討対象建物は、SRC造とRC造が切り替わる7層の柱がせん断破壊し、層間変形角1/150rad程度で層崩壊する建物である。そこで、目標性能は7層の層崩壊を防ぐこととし、補強目標層間変形角を1/200radと設定した。

各ケースの構造特性値の算定結果をTable1に示す。また、各ケースの構造特性値と検討用地震動の応答スペクトルを重ねてFig.4に示す。前報の6階建て建物同様、代表変位(S_d)はcaseBがcaseAより大きい値となっている。さらに本報10階建て建物は、ベースシア加速度変換値(S_a)もcaseBが大きい値となっている。ま

た、代表変位(S_d)および加速度変換値(S_a)ともにcaseAとcaseBの差異が前報より大きいことがわかる。これは、層崩壊する7層が他層より変位の増加率が大きいことに起因している。前報のFig.4より、全体崩壊形の建物はどこかの層が目標変位に到達した際の各層の層せん断力は、各層目標変位時の層せん断力に近い値となっているのに対し、層崩壊する本建物は、変形が7層に集中するため、7層が目標変位に到達した際、他層の変位は進行が大きくない。そのため、両ケースの変形分布に大きな差があり、構造特性値に差異が生じた。

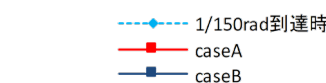
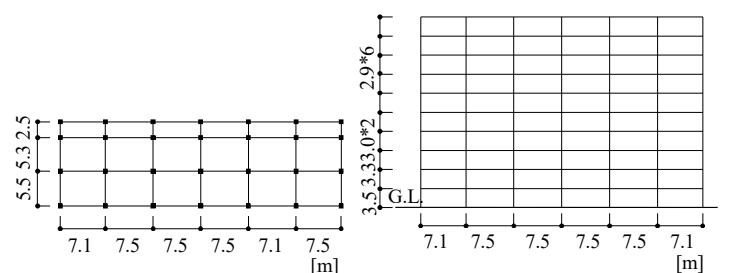


Fig.3 Pushover analysis

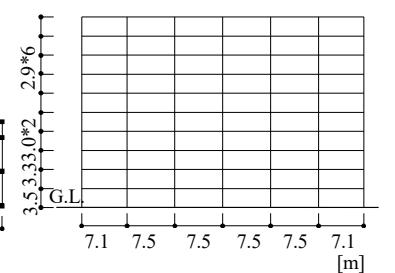


Fig.4 Structure characteristic value And response spectra

Table1 Structure characteristic value

case	ベースシア係数	有効質量比	加速度S _a	変位S _d	等価周期
	[-]	[-]	[cm/sec ²]	[cm]	[sec]
A	0.18	0.68	237	7.3	1.11
B	0.22	0.78	273	10.4	1.22

1 : 日大理工・院(前)・海建 2 : 日大理工・学部・海建 3 : 西松建設株式会社 4 : 日大理工・教員・海建

5 : 日大名誉教授

c) 必要付加減衰量および必要ベースシア係数の算定

制震補強建物の必要減衰性能 (h) および必要付加減衰量 (h_d) の算定結果を Table2 に示す。必要減衰性能 (h) は両ケースで ELCENTRO-NS 波に対し最大値となり、必要付加減衰量 (h_d) は caseA が caseB に比べ 12% 大きい値であった。これは、Fig.4 で明らかなように、構造特性値 caseA と構造特性値 caseB の代表変位 (S_d) に差があるためである。

各ケースの縮約 1 自由度系の制震ダンパー必要量 (Q_d/Q_f) および必要ベースシア係数 (rC_B) の算定結果を Table3 に示す。前報の式 (5) より、ダンパー塑性率を 8 とする本ケーススタディーでは、制震ダンパー必要量 (Q_d/Q_f) は必要付加減衰量 (h_d) に比例する。caseA の必要付加減衰量 (h_d) が caseB の 2.2 倍であるため、caseA の制震ダンパー必要量 (Q_d/Q_f) も caseB の 2.2 倍となった。また、必要ベースシア係数 (rC_B) を算定する際のベースシア係数 (C_B) は、前報の全体崩壊形の建物はほぼ同程度の値であるが、層崩壊する本建物は、caseB で想定する層せん断力が caseA に比べて大きいいため、caseB のベースシア係数 (C_B) が大きく算定された。そのため、制震ダンパー必要量 (Q_d/Q_f) は両ケースで 2 倍以上異なるが、制震補強建物の必要ベースシア係数 (rC_B) はほぼ同程度の値が算定された。

d) 各層の制震ダンパー量の算定

各層の制震ダンパー量 (Q_{di}) の算定結果を Table4 に示す。前報同様、本報 10 階建て建物も制震補強建物の必要ベースシア係数 (rC_B) が caseA と caseB で同程度であったため、各層の制震ダンパー量 (Q_{di}) も同程度となっている。

3. 時刻歴応答解析

Fig.5 に時刻歴応答解析結果を示す。既存建物(無補強時)の応答は 7 層の変形が進み層崩壊の様相を呈しているが、制震補強建物は 7 層の変形が抑えられ、各層とも補強目標層間変形角の 1/200rad 程度以下に応答が収まっていることが確認できる。なお、当然のことであるが、各層の制震ダンパー量 (Q_{di}) が同程度の両ケースの応答値は、ほぼ同程度の応答を示している。

4. まとめ

本報では、層崩壊する SRC 造 10 階建て建物を対象に制震補強設計スタディーを実施し、本設計法の適用性を確認した。前報および本報で、崩壊形が異なる RC 造系既存建物に対しても、本設計法が適用可能であることを確認できた。また、caseA と caseB で異なる構造特性値を用いても、制震補強建物の必要ベースシア係数がほぼ同程度の値に算定されることがわかった。

5. 参考文献

[1] 倉本ほか：「制振デバイスを有する RC 造建築物の等価 1 自由度系縮約と応答予測」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004.8
 [2] 北嶋, 歌田ほか：「等価線形化法による制震補強設計法に関する研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.377-382, 2018.9
 [3] 構造計画研究所：RESP-F3T,RESP-D
 [4] 日本建築学会：「阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案」, 1998.10

Table2 Demand damping performance

case	ELCENTRO	TAFT	HACHINOHE	h_d
A	27%	16%	17%	22%
B	15%	11%	9%	10%

Table3 Required base shear coefficient

case	必要付加減衰量 h_d	制震ダンパー必要量 Q_d/Q_f	ベースシア係数 C_B	必要ベースシア係数 rC_B
A	0.22	0.47	0.18	0.266
B	0.10	0.22	0.22	0.270

Table4 Damper shear force

層	主架構 Q_i [kN]	caseA		caseB	
		制震補強 Q_f+Q_{di} [kN]	ダンパー Q_{di} [kN]	制震補強 Q_f+Q_{di} [kN]	ダンパー Q_{di} [kN]
		10	3,998	4,320	322
9	6,052	7,450	1,398	7,568	1,516
8	7,315	10,091	2,776	10,251	2,936
7	8,455	12,301	3,846	12,497	4,042
6	10,176	14,548	4,372	14,780	4,603
5	12,277	16,426	4,149	16,687	4,410
4	14,161	18,090	3,929	18,377	4,216
3	16,766	19,553	2,787	19,864	3,098
2	19,705	20,951	1,245	21,284	1,579
1	21,262	22,250	988	22,604	1,342

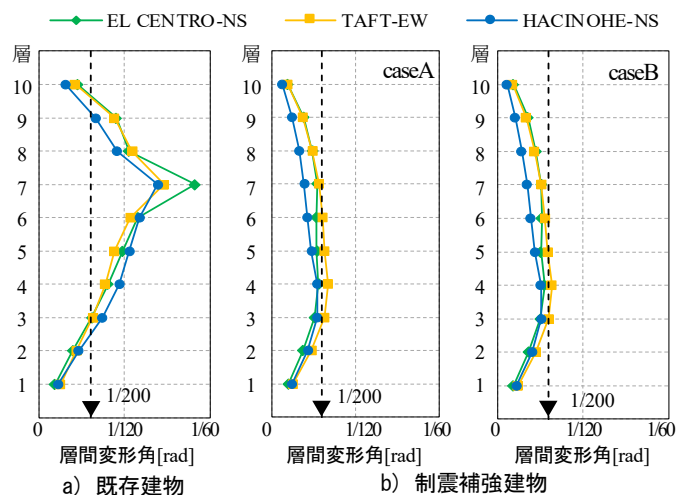


Fig.5 Response analysis