

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1 梁曲げ降伏型RC造6階建て建物の検討—

Seismic Retrofit Design Study Targeted at Buildings with Different Collapse Mechanisms

Part1 Beam Yield Mechanism RC 6-Story Building

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

*Kota Murakami¹, Momoka Kato², 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 RC building with total collapse mechanism.

1. はじめに

従来の制震構造設計では、試行錯誤的に制震ダンパー量を決定し、時刻歴応答解析により制震構造物の応答が目標値以下に収まることを確認している。しかし、制震構造物を等価1自由度系に縮約し評価する方法が提案され、限界耐力計算方法を念頭に置いた合理的な制震構造設計が可能になった^[1]。

先行研究^[2]では、等価線形化法による制震補強設計法を提案し、その適用性について確認している。本報および次報では、本設計法の適用範囲を拡大することを目的とし、崩壊形の異なる既存RC造系建物を対象に制震補強設計スタディーを実施する。本報では、梁曲げ降伏先行の全体崩壊形RC造6階建て建物を対象に、本設計法の適用性を確認する。

2. 制震補強設計法の概要

設計フローをFig.1に示す^[2]。Fig.1の「縮約1自由度系の構造特性の評価」において、算定する補強目標変位時の代表変位(S_d)とベースシア加速度換算値(S_a)を構造特性値と呼称する。構造特性値は、限界耐力計算方法と同様に算定しても実務上問題ないが、制震補強後建物の変形分布を想定して算定するほうが合理的である。

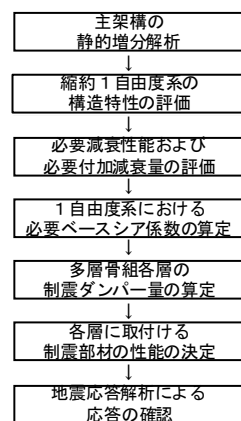
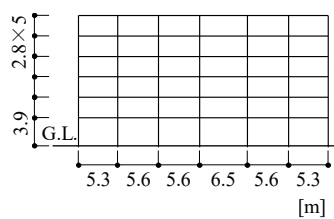
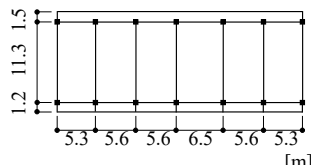


Fig.1 Design flow



ある。また、Fig.1の「1自由度系における必要ベースシア係数の算定」においては、縮約1自由度系と多自由度系の付加減衰量を一致させるという考えに基づき算定する方法を提案している^[2]。

3. 制震補強設計スタディー

本設計スタディーでは、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、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、RC造6階建て建物とし、補強検討は、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。建物の基準階伏図および軸組図をFig.2, Fig.3に示す。

静的増分解析および時刻歴応答解析は立体骨組解析プログラム^[3]を用いる。部材の解析モデルは、柱をファイバーモデル(材料特性はコンクリートをNewRCモデル、鉄筋をバイリニアモデル)、梁を材端剛塑性ばねモデル(復元力特性は武田モデル)とし、ブレース型弾塑性ダンパーはノーマルバイリニアとした。なお、時刻歴応答解析に用いた検討用地震動は地動最大速度を50cm/sec²に基準化した観測波3波を用いた。Table1に検討用地震動の諸元を示す。

b) 静的増分解析結果および構造特性値の算定

検討対象建物に対しA₁分布に基づく外力分布による静的増分解析を行うことで、建物の構造特性を把握し目標性能を設定する。静的増分解析結果をFig.4に示す。破壊形式は、梁曲げ降伏先行の全体崩壊形である。しかし、既存建物は梁曲げ降伏後に十分な変形性能が

名称	Table1 Input maximum earthquake motions		
	継続時間 [sec]	最大加速度 [cm/sec ²]	最大速度 [cm/sec]
1940 ELCENTRO-NS	54	510	50
1952 TAFT-EW	54	497	50
1968 HACHINOHE-NS	234	352	50

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

見込めないため、目標性能は主架構の塑性化を許容しなるとし、補強目標層間変形角を梁曲げ降伏ヒンジ発生レベルである 1/150rad と設定した。

構造特性値を式(1)から式(4)にて算定する。caseA の構造特性値は、どこかの層が目標変位に達した時の変形分布を用いて算定し、caseB は、制震補強後建物を想定し、各層目標変位時の変形分布を用いて算定する。算定結果を Table2 に、構造特性値と検討用地震動の応答スペクトルの重ね合わせを Fig.5 に示す。Table2 より、代表変位(S_d)は caseB が 2 割大きい値となり、加速度変換値(S_a)はほぼ同じ値となった。

c) 必要付加減衰量および必要ベースシア係数の算定

必要付加減衰量(h_d)は、必要減衰性能(h: 1 質点系弾性応答解析)から構造減衰(h₀=5%)を差し引き算定する。その際の必要減衰性能(h)は各地震動に対し、最大値を採用した。算定結果を Table3 に示す。必要付加減衰量は caseA が caseB に比べ 3% 大きい値であった。

制震ダンパー必要量(Q_d/Q_f)は式(5)にて算定し、その際の制震ダンパー塑性率(μ_d)は 8 と設定した。caseA の必要ベースシア係数(_RC_B)は式(6)にて算定し、caseB は、縮約 1 自由度系と多自由度系の付加減衰量を一致させるという条件から式(7) [2]にて算定する。各ケースの算定結果を Table4 に示す。両ケースの必要ベースシア係数(_RC_B)が概ね一致していることがわかる。

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 Table5 に示す。必要ベースシア係数(_RC_B)が同程度であったことから、両ケースの制震補強建物の層せん断力(Q_{fi}+Q_{di})も同程度となり、各層の制震ダンパー量(Q_{di})も同程度となる。なお、制震補強建物の時刻歴応答解析では、各層にダンパーを 12 本ずつ配置することとした。

4. 時刻歴応答解析

検討用地震動を用いて時刻歴応答解析を行い、制震補強建物の応答値を確認する。なお、構造減衰は目標変位時の主架構の等価周期から等価剛性比例型 [2] で設定した。Fig.6 に時刻歴応答解析結果を示す。両ケースの制震補強建物は概ね同様の応答値を示し、各層の最大応答層間変形角が補強目標の層間変形角 1/150rad 以下に収まっていることが確認できる。

5. まとめ

本報では、梁曲げ降伏先行の全体崩壊形 RC 造 6 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。

6. 参考文献

次報にまとめて示す。

$$S_d = \frac{\sum m_i \cdot \delta_i^2}{\sum m_i \cdot \delta_i} \quad (1) \quad S_a = \frac{\sum m_i \cdot \delta_i^2}{(\sum m_i \cdot \delta_i)^2} \times Q_B \quad (2)$$

$$Q_B = \beta \sum \delta_i (Q_i - Q_{i+1}) \quad (3) \quad \beta = \frac{\sum m_i \cdot \delta_i}{\sum m_i \cdot \delta_i^2} \quad (4)$$

$$\frac{Q_d}{Q_f} = \frac{h_d}{0.8 \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \left(1 - \frac{1}{\mu_d}\right)} \quad (5)$$

$${}_R C_B = \left(1 + \frac{Q_d}{Q_f}\right) \times C_B = \left(1 + \frac{Q_d}{Q_f}\right) \times \frac{Q_B}{W_1} \quad (6)$$

$${}_R C_B = \left(1 + \frac{Q_d}{Q_f}\right) \times C_B = \left(1 + \frac{Q_d}{Q_f}\right) \times \frac{\sum Q_{fi} \cdot \delta_i}{\sum W_i \cdot A_i \cdot \delta_i} \quad (7)$$

m_i: i 層の質量
 δ_i: 変形分布
 Q_B: ベースシア
 Q_i: 代表せん断力
 μ_d: ダンパー塑性率
 C_B: ベースシア係数
 W_i: i 層が支える重量
 A_i: 層せん断力係数分布

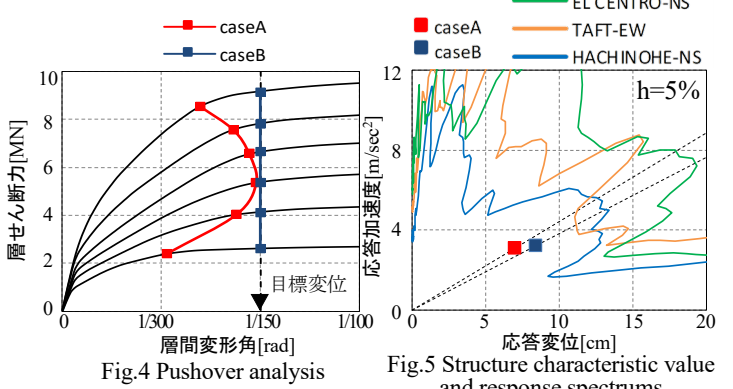


Table2 Structure characteristic value

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	0.27	0.81	311	7.0	0.94
B	0.28	0.83	321	8.4	1.02

Table3 Demand damping performance

case	ELCENTRO	TAFT	HACHINOHE	h _d
A	28%	15%	20%	23%
B	25%	11%	14%	20%

Table4 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 _R C _B
A	0.23	0.52	0.27	0.41
B	0.20	0.43	0.28	0.40

Table5 Damper shear force

層	主架構 Q _{fi} [kN]	caseA		caseB	
		制震補強 Q _{fi} +Q _{di} [kN]	ダンパー Q _{di} [kN]	制震補強 Q _{fi} +Q _{di} [kN]	ダンパー Q _{di} [kN]
6	2607	3627	1020	3541	934
5	4116	6102	1986	5958	1842
4	5369	8143	2774	7951	2581
3	6662	9953	3292	9718	3056
2	7795	11476	3682	11205	3410
1	9113	12947	3834	12642	3528

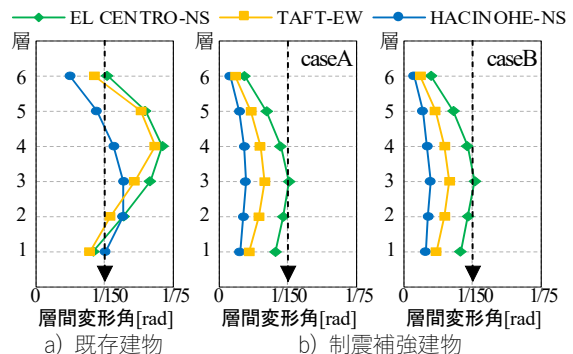


Fig.6 Response analysis