B-18

等価線形化法による制震補強設計法に関する研究
（その 2　検討対象建物の構造特性と補強設計スタディー）

Study on Seismic Retrofit Design Method of Energy Dissipation System by Equivalent Linearizing Method
Part 2　Structural Capacity of the Examination Building after Retrofitting

○ 森本竜[2]，歌田航己[1]，北嶋圭二[3]，中西三和[3]，安達洋[4]
* Koki Utada[1], Morimoto Ryu[2], Keiji Kitajima[3], Mitsukazu Nakanishi[3], Hiromi Adachi[4]

Abstract: This paper describes the Structural capacity of the building before and after retrofitting

1. はじめに

本報(その 2)では, 文献 4 の建物を検討対象建物として, 前報(その 1)に示した各階のダンパー量の算定方法を用い, 補強設計スタディーを行う．さらに，静的な減衰の評価方法による付加減衰量を確認することにより提案する補強設計法の有効性を確認する．

2. 検討対象建物の構造特性

2.1　建物概要および解析概要

補強設計スタディーでは，SRC 造(上層階 RC 造)の 9 階建て高層集合住宅を検討対象建物として選定した．Fig.1 に検討対象建物の伏図を，Fig.2 に軸組図を示す．制震補強設計は，履歴系ダンパーを用いて行う．解析は，平面フレーム弾塑性解析プログラム 1)を用いて行った. 柱や梁の主架構の履歴特性は，武田モデルを採用した．履歴系ダンパーの履歴特性はノーマルバイリニアとした．

2.2　検討用地震動および補強目標性能の設定

検討用地震動は，観測波 3 波(EL CENTRO-NS，TAFT-EW，HACHINOHE-NS)と，位相特性が異なる告示波 3 波(八戸位相，神戸位相，ランダム位相)を採用した．観測波は地動最大速度を 50cm/sec の大きさに規準化して用い，告示波は工学的基盤位置に定められている極めて稀に発生する地震動を当該建物の建設地盤条件を考慮して用いた．入力地震動諸元を Table1 に示す．補強目標性能は，検討用地震動 6 波に対し，最大応答層間変形角が 1/150rad 以下となることと設定した.

2.3　無補強建物の静的増分解析と構造特性曲線の評価

静的増分解析は，Table2 の Ai 分布に基づく外力分布による荷重増分法で行った．無補強建物の静的増分解析結果 (各層の層せん断力 - 層間変位関係)を Fig.3 に示す. 本検討では，どこかの層が層間変形角 1/150rad に達した時を安全限界時と定義し，その時の各層の層間変位を図中に青線で示した．本建物は，6 層がはじめに層間変形角 1/150rad に達し，その時のベースシア係数は 0.26 であった．なお，Table3 には各層各々が層間変形角 1/150rad に到達した時の層せん断力係数(強度指標)を示している．

提案する等価線形化法に基づく制震補強設計法では，多層骨組の静的増分解析結果を 1 自由度系に縮約して，既存建物(無補強建物)の構造特性(安全限界変位と安全限界周期)を評価する．Fig.4 に，無補強建物の静的増分解析結果を限界耐力計算と同じ方法 2)により 1 自由度系に縮約した構造特性曲線と入力地震動の応答スペクトル(h=5%)をあわせて示す．縮約 1 自由度系での安全限界変位は 9.7cm であり, 安全限界周期は 1.02sec である. また，応答スペクトルとの比較から，無補強建物の応答値は安全限界変位を大きく上回り, 耐震安全性が不足していることが確認できる．

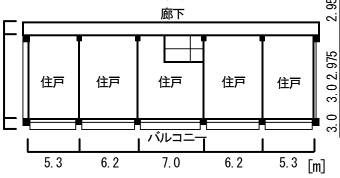


Fig. 1 General floor plan of existing building

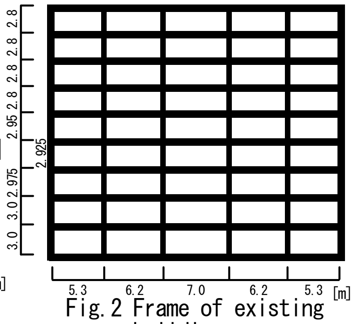


Fig. 2 Frame of existing building

Table1 earthquake response date

名称	方向	継続時間 [sec]	最大加速度 [cm/sec²]	最大速度 [cm/sec]	備考
EL CENTRO	NS	53.7	508.6	50.0	観測波
TAFT	EW	54.2	502.9	50.0	
HACHINOHE	NS	51.0	332.3	50.0	
八戸位相	–	81.9	434.0	76.3	告示波
神戸位相	–	81.9	434.2	68.7	
ランダム位相	–	163.8	434.7	52.8	

Table2 stractural date of existing building without damper

層	各階重量 w_i [MN]	総重量 W_i [MN]	固有周期 T [sec]	Ai	層せん断力 Q_i [MN]	外力 P_i [MN]
9	5.0	5.0	0.52 (0.02H)	2.07	10.6	10.6
8	3.6	8.6		1.76	15.6	5.0
7	3.6	12.2		1.58	20.0	4.4
6	3.6	15.8		1.45	24.0	4.0
5	3.7	19.5		1.34	27.6	3.6
4	3.9	23.4		1.25	30.8	3.2
3	4.0	27.4		1.17	33.7	2.9
2	4.5	31.9		1.08	36.5	2.8
1	4.7	36.6		1.00	38.7	2.3

Table3 Strength of existing building

層	1/150rad到達時の層せん断力 Q_{fi} [kN]	1/150rad到達時の層せん断力係数 $C_i/A_i = Q_{fi}/(W_i \cdot A_i)$
9	2,841	0.27
8	3,984	0.26
7	5,012	0.26
6	6,006	0.26
5	7,040	0.26
4	8,252	0.27
3	9,443	0.29
2	10,663	0.30
1	12,153	0.32

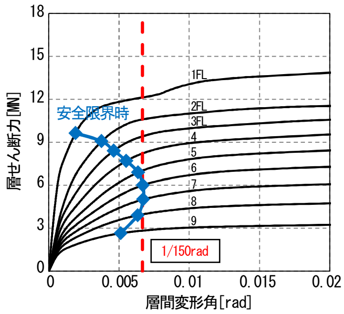


Fig. 3 Result of pushover analysis on non-retrofitted building

1：日大理工・院(前)・海建　2：日大理工・学部・海建　3：日大理工・教員・海建　4：日大名誉教授

3. 補強設計スタディー

3.1　必要減衰性能および必要付加減衰量の算定

安全限界時の必要減衰性能は，検討用地震動 6 波に対し安全限界周期(1.02sec)の 1 質点弾性応答解析を行い，応答変位が安全限界変位(9.7cm)となるときの減衰定数の大きさとして評価した．必要減衰性能の評価結果を Table4 に示す．必要減衰性能の最大値は 27%(告示波(神戸位相))であった．本検討では，この最大値を必要減衰性能の値として採用し，27%から構造減衰 5%を差し引いた 22%を制震ダンパーによる必要付加減衰量(h_d)と設定した．

3.2　ダンパー必要量と必要ベースシア係数の算定

1 自由度系における制震ダンパー必要量(Q_d/Q_f)は前報(その 1)で示した式(2)より算定し，補強建物の必要ベースシア係数($_RC_B$)は，式(9)により算定する．算定の結果，(Q_d/Q_f)が 0.49 となり，$_RC_B$ は 0.42 となった(主架構のみのベースシア係数 C_B 0.28)．文献 4 では，(Q_d/Q_f)が 0.49，$_RC_B$ は 0.38 であった(無補強建物の安全限界時のベースシア係数 C_B 0.26)。ここで，制震ダンパー塑性率(μ_d)は，一般的な履歴系ダンパーを想定し 8 とした．

3.3　多層骨組各層の制震ダンパー量の算定および静的な減衰の評価方法による付加減衰量の確認

多層骨組各層の制震ダンパー量(Q_{di})は，制震補強建物に対する静的増分解析において，補強建物の必要ベースシア係数($_RC_B$)に到達するステップで各層同時に設計クライテリアである層間変形角 1/150rad に到達するように設定すれば，地震応答解析時に各層の応答層間変形角はほぼ一様になる [3]。この考え方に基づいて，補強建物の各層の層せん断力を求め，層間変形角 1/150rad 到達時の主架構(無補強建物)の層せん断力を差し引くことにより，各層の必要制震ダンパー量を算定する(式(8))．算定結果を Table5 に，制震補強建物の必要ベースシア係数時の層せん断力と，主架構および制震ダンパーの負担層せん断力を Fig.4 に示す．また，静的な減衰の評価方法(式(4))による評価結果を Table6 に示す．建物全体の付加減衰量は 22%となり，3.1 節で算定した必要付加減衰量が確保されていることが確認できる．

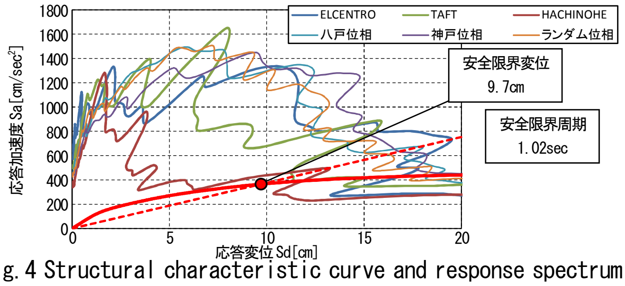


Fig.4 Structural characteristic curve and response spectrum

Table4 Demand damping performance　[%]

	観測波			告示波			平均
	EL CENTRO	TAFT	HACHINOHE	八戸位相	神戸位相	ランダム位相	
減衰定数	17	12	14	25	27	15	18

3.5　各層に取り付ける制震部材の性能の決定

各層の制震部材の設置本数(10 本)と取付角度を考慮し，各層の制震ダンパーの性能を決定する．決定した制震ダンパーの諸元を Table7 に示す．

3.6　地震応答解析による応答値の確認

検討用地震波 6 波を用いて，時刻歴地震応答解析を行い，各建物の応答値を確認する．Fig.5 に無補強建物，制震補強建物の地震応答解析結果(最大層間変形角)を示す．無補強建物では，多くの層で安全限界の層間変形角 1/150rad より大きな応答が生じているのに対し，制震補強建物では各層とも設計クライテリアを満足し，かつ概ね各層の層間変形角が一様になっていることが確認できる．すなわち，本制震補強設計法を用いれば試行錯誤を繰り返すことなく，各層の制震ダンパー量が算定可能であることが確認できたといえる．

[参考文献]
1) 構造計画研究所：RESP-F , RESP-F3 , RESP-F3Dマニュアル
2) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
3) 笠井和彦ほか：弾塑性ダンパーの剛性・降伏力･塑性率の調整による制震構造の応答制御手法，日本建築学会構造系論文集，第595号, pp.45-55, 2005.9

Table5 Result of calculation on damper shear force

層	制震構造建物 層せん断力 $Q_{fi}+Q_{di}$ [kN]	主体架構 負担層せん断力 Q_{fi} [kN]	制震ダンパー 負担層せん断力 Q_{di} [kN]
9	4,351	2,841	1,510
8	6,415	3,984	2,431
7	8,241	5,012	3,229
6	9,884	6,006	3,879
5	11,377	7,040	4,336
4	12,711	8,252	4,459
3	13,887	9,443	4,445
2	15,024	10,663	4,361
1	15,958	12,153	3,805

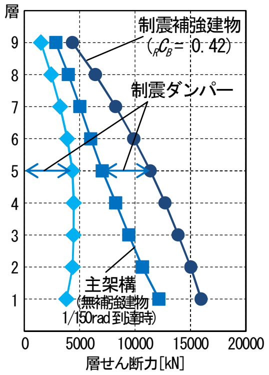


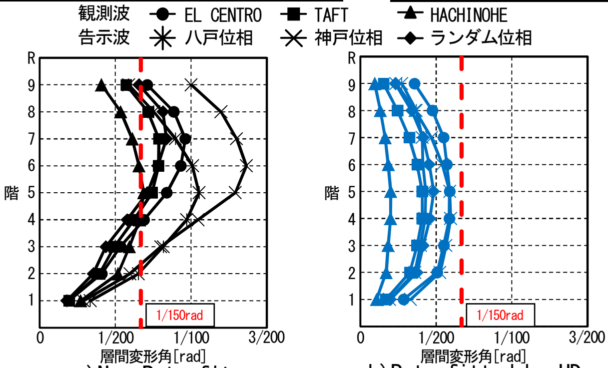
Fig.4 Story-shear force distributions

Table6 Estimated result of static damping

層	1/150rad時の層間変位 δ_i [cm]	せん断力の比 Q_{di}/Q_{fi}	ポテンシャルエネルギー E_{fi} [kN・cm]	付加減衰量 h_d
9	1.87	0.53	2,652	0.24
8	1.87	0.61	3,719	0.27
7	1.87	0.64	4,678	0.29
6	1.87	0.65	5,605	0.29
5	1.97	0.62	6,923	0.27
4	1.95	0.54	8,046	0.24
3	1.98	0.47	9,364	0.21
2	2.00	0.41	10,663	0.18
1	2.00	0.31	12,153	0.14
			建物全体の付加減衰量＝	0.22

Table7 Damper characteristics

層	降伏耐力 [kN]	降伏変位 [cm]	初期剛性 [kN/cm]
9	164	0.24	689
8	265	0.24	1,116
7	344	0.24	1,444
6	414	0.24	1,739
5	466	0.25	1,861
4	476	0.25	1,914
3	480	0.25	1,899
2	471	0.25	1,847
1	410	0.25	1,608



a)Non-Retrofit　b)Retrofitted by HD

Fig.5 Result of response analysis