

論文 等価線形化法による既存中層RC造系建物の制震補強設計法

歌田 航己^{*1}・天羽 祥太^{*2}・北嶋 圭二^{*3}・中西 三和^{*4}

要旨：履歴系ダンパーないしは粘性系ダンパーによる制震補強設計法として、等価線形化法に基づき、既存RC造系建物の強度と変形性能に見合った必要減衰性能からダンパー量を算定する制震補強設計法を提案し、補強設計スタディーを行い、その有効性を示す。さらに、補強設計スタディーを行った制震補強建物に対して、定常応答解析を実施し保有減衰性能を評価する。提案している制震補強設計法を用いることにより、試行錯誤を繰り返すことなく履歴系ダンパーないしは粘性系ダンパーで必要減衰性能を満足し、かつ、層間変形角がほぼ一様になるような各層の制震ダンパー量を算定できる。

キーワード：制震補強, 耐震性能, 性能表示, 減衰性能, 定常応答解析, 等価線形化法

1. はじめに

10階建て程度の既存中層RC造系(RC造およびSRC造)建物の耐震補強方法として、制震補強法の需要が高まっており、既に300棟以上の実績があるものと推測される。制震補強建物の設計方法は、時刻歴応答解析を実施して耐震安全性を確認することが基本となっているが¹⁾²⁾、この方法のみでは制震ダンパーを取り付けることにより、どの程度の耐震性能(減衰性能)が向上したのか明確であるとはいえない。

そこで本研究では、等価線形化法に基づく制震補強設計法を提案し、既存建物の強度と変形性能に見合った必要減衰性能を算定した後、その減衰性能を満足し、かつ、各層の層間変形角が一様になるような各層の制震ダンパー量の算定方法について示す。また、制震補強建物の性能評価法で提案した定常応答解析に基づく保有減衰性能評価法³⁾を実施して、補強設計スタディーを行った多層

骨組制震補強建物に、設定した必要付加減衰量が確保されていることを確認する。

2. 制震補強設計法の概要

本研究で提案する補強設計法の概念図を図-1に、制震補強設計のフローを図-2に示す。補強設計の主な手順は以下の通りである。

- 1) 既存建物(無補強建物)の強度と変形性能を、静的弾塑性骨組解析を実施し評価する。この時、必要に応じて既存建物の強度と変形性能の改善を図る。
- 2) その結果を1自由度系に縮約して無補強建物の構造特性曲線(安全限界変位と安全限界周期)を評価する。
- 3) 安全限界周期の1質点弾性応答解析結果(設計用応答スペクトル)から、補強対象建物の応答変位を安全限界変位以下に抑えるための必要減衰性能と必要付加減衰量(h_d)を算定する。

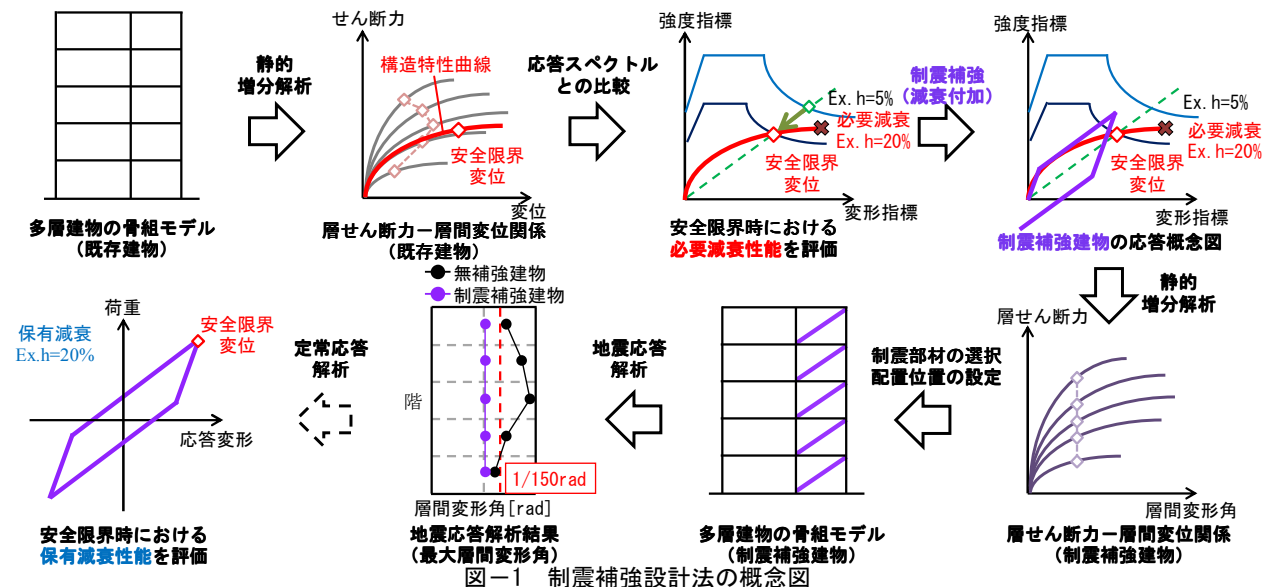


図-1 制震補強設計法の概念図

*1 日本大学 大学院理工学研究科海洋建築工学専攻 (学生会員)

*2 大成建設(株) 設計本部 工修

*3 日本大学 理工学部海洋建築工学科教授 工博 (正会員)

*4 日本大学 理工学部海洋建築工学科特任教授 工博 (正会員)

- 4) 1 自由度系における必要付加減衰量を得るための制震ダンパー必要量(Q_d/Q_f)と補強建物の必要ベースシア係数($R C_B$)を算定する。
- 5) 補強建物の必要ベースシア係数に基づき、制震補強建物の応答層間変形角が各層で一樣になるように配慮して、多層骨組各層の制震ダンパー量(Q_{di})を算定する。
- 6) 各層の制震ダンパーの設置本数と取付角度を考慮して、各層に取り付ける制震部材の性能を決定する。
- 7) 地震応答解析を実施し、補強対象建物の応答値が補強設計クライテリアを満足していることを確認する。

以上の手順により、試行錯誤を繰り返すことなく制震補強設計が可能となる。なお、本研究での検討では、さらに定常応答解析³⁾を実施して、設定した必要付加減衰量が制震補強建物に確保されていることを確認して、提案する設計法の有効性を確認する。

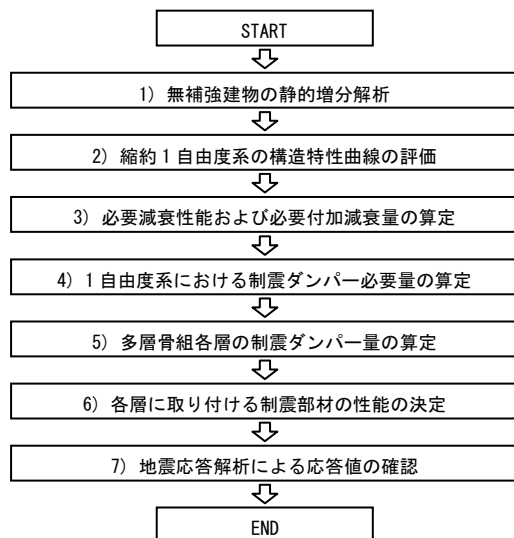


図-2 制震補強設計のフロー

3. 検討対象建物の構造特性

3.1 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。図-3 に検討対象建物の伏図を、図-4 に軸組図を示す。解析は、平面フレーム弾塑性解析プログラム⁴⁾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。制震補強設計は、履歴系ダンパーを用いるケースと粘性系ダンパーを用いるケースの 2 通りについて行う。履歴系ダンパーの履歴特性はノーマルバイリニアとし、粘性系ダンパーの解析モデルは Maxwell モデルを採用した。なお、制震ダンパーは 1 階から 9 階までの全ての階に対して全スパンに配置することとした。

3.2 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(1940EL CENTRO-NS, 1952TAFT-EW, 1968HACHINOHE-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 の大きさに基準化して用い、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想定地盤の増幅率を考慮して増幅させ用いた。入力地震動諸元を表-1 に、入力地震動特性(加速度応答スペクトル)を図-5 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。

3.3 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、表-2 の A_i 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

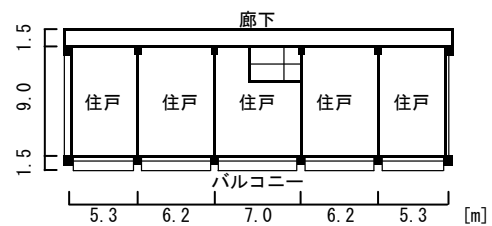


図-3 検討対象建物の伏図(基準階)

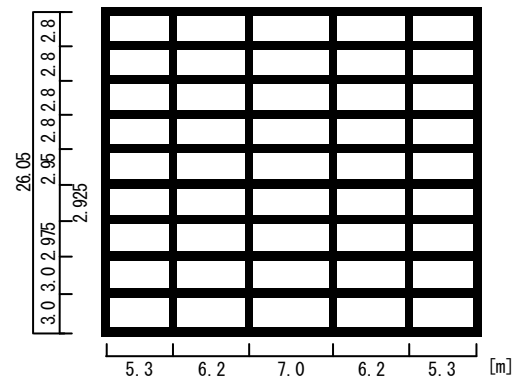


図-4 検討対象建物の軸組図

表-1 入力地震動諸元

名称	方向	継続時間 [sec]	最大加速度 [cm/sec ²]	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	

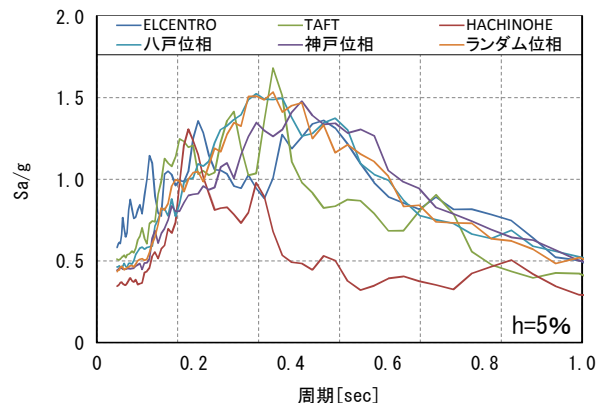


図-5 入力地震動特性

果(各層の層せん断力 - 層間変形角関係)を図-6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 0.25(6 層の層せん断力係数は 0.37)であった。なお、表-3 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)もあわせて示している。

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。図-7 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(式(1), 式(2))⁵⁾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。

$$S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i} \quad (1)$$

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i \right)^2} \times Q_B \quad (2)$$

δ_i : i 層の相対変位, m_i : i 層の質量, Q_B : ベースシア

4. 補強設計スタディ

4.1 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一覧にして表-4 に示す。必要減衰性能は、入力地震動の違いによりばらつきが大きい、その最大値は 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。

4.2 1 自由度系における制震ダンパー必要量と補強建物の必要ベースシア係数の算定

完全弾塑性型の履歴特性を有する履歴系制震ダンパーの付加減衰量(h_d)は、制震ダンパー負担せん断力(Q_d)と主架構負担せん断力(Q_f)の比(Q_d/Q_f)から式(3)により算定する⁶⁾。この(Q_d/Q_f)が 1 自由度系における制震ダンパー必要量となる。 (Q_d/Q_f) は、式(3)を変形した式(4)よ

り算定し、補強建物の必要ベースシア係数(rC_B)は、式(5)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 0.38 となった(無補強建物の安全限界時ベースシア係数 C_B は 0.25)。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。

表-2 建物諸元

層	各階重量 [MN]	総重量 [MN]	固有周期 [sec]	Ai	層せん断力 [MN]	外力 [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

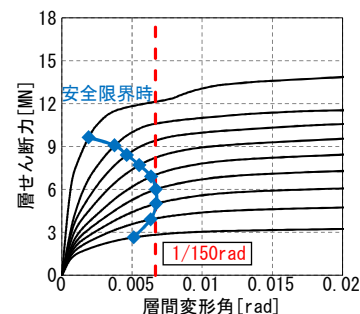


図-6 無補強建物の静的増分解析

表-3 既存建物の強度指標

層	1/150rad到達時の 層せん断力 [kN]	1/150rad到達時の 層せん断力係数
9	2,841	0.57
8	3,984	0.46
7	5,012	0.40
6	6,006	0.37
5	7,040	0.35
4	8,252	0.34
3	9,443	0.33
2	10,663	0.32
1	12,153	0.32

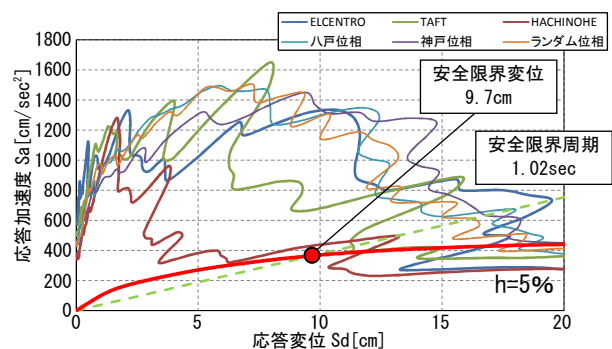


図-7 無補強建物の構造特性曲線と応答スペクトル

表-4 必要減衰性能の評価結果 [%]

	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

$$h_d = 0.8 \times \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \right) \times \frac{Q_d}{Q_f} \quad (3)$$

$$\frac{Q_d}{Q_f} = \frac{h_d}{0.8 \times \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \right)} \quad (4)$$

$${}_R C_B = \left(1 + \frac{Q_d}{Q_f} \right) \times C_B \quad (5)$$

h_d : 必要付加減衰量,
 μ_d : 制震ダンパーの塑性率(=8),
 Q_d/Q_f : 1 自由度系における制震ダンパー必要量,
 ${}_R C_B$: 補強建物の必要ベースシア係数,
 C_B : 無補強建物の安全限界時ベースシア係数

4.3 多層骨組各層の制震ダンパー量の算定

制震補強建物の応答層間変形角が各層で一様になるように配慮して、多層骨組各層の制震ダンパー量(Q_{di})を算定する。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(${}_R C_B$)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 $1/150\text{rad}$ に到達するように各層の制震ダンパーを設定すれば、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⁷⁾。この考え方に基づいて、式(6)により補強建物の各層の層せん断力を求め、層間変形角 $1/150\text{rad}$ 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(7))。算定結果を表-5 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図-8 に示す。

$$Q_{fi} + Q_{di} = W_i \times {}_R C_B \times A_i \quad (6)$$

$$Q_{di} = (Q_{fi} + Q_{di}) - Q_{fi} \quad (7)$$

Q_{fi} : $1/150\text{rad}$ 到達時の主架構の負担層せん断力,
 Q_{di} : 制震ダンパーの負担層せん断力,
 W_i : i 層より上部の総重量,
 A_i : 地震層せん断力係数の分布係数

4.4 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。実施設計では、各層に配置するダンパー本数も調整するが、ここでは全スパンに配置すると想定しダンパー性能を決定した。

なお、粘性系ダンパー(オイルダンパー)を採用する場合には、オイルダンパーのリリーフ荷重を履歴系ダンパーの降伏荷重と対応づけることでダンパー性能を決定できる。ここでは、オイルダンパーの最大減衰力が履歴系

ダンパーの降伏荷重とほぼ同程度となるように、リリーフ荷重を降伏荷重の 0.9 倍に設定した。決定した制震ダンパー(履歴系ダンパーおよび粘性系ダンパー)の諸元を表-6 に示す。

4.5 制震補強建物の静的増分解析

図-9 には、履歴系ダンパー採用時の制震補強建物の静的増分解析結果(各層の層せん断力-層間変形角関係)を示す。各層の層間変形角が概ね $1/150\text{rad}$ で一様になっていることが確認できる。なお、1~3 層の層間変形角が $1/150\text{rad}$ より小さくなっているのは、制震ダンパーを配置したことにより変形モードが変化して、無補強時と制震補強時で、主架構の負担層せん断力が変化(制震補強時に上昇)したためと考えられる。

表-5 制震ダンパー量の算定結果

層	制震補強建物 層せん断力 [kN]	主架構 負担層せん断力 [kN]	制震ダンパー 負担層せん断力 [kN]
9	3,929	2,841	1,088
8	5,793	3,984	1,809
7	7,441	5,012	2,429
6	8,925	6,006	2,919
5	10,272	7,040	3,232
4	11,477	8,252	3,225
3	12,539	9,443	3,097
2	13,565	10,663	2,902
1	14,409	12,153	2,256

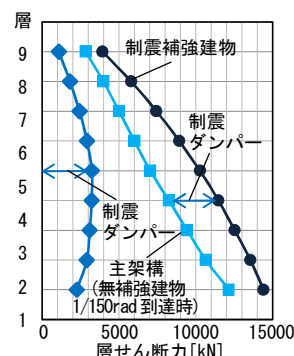


図-8 層せん断力分布

表-6 制震ダンパーの諸元

層	履歴系ダンパー			粘性系ダンパー				
	降伏耐力 [kN]	降伏変位 [cm]	初期剛性 [kN/cm]	リリーフ荷重 [kN]	1次減衰係数 [kN・sec/cm]	初期剛性 [kN/cm]	2次減衰係数 [kN・sec/cm]	リリーフ速度 [cm/sec]
9	117	0.24	492	105	35.15	443	0.42	3.0
8	195	0.24	820	176	58.58	738	0.70	3.0
7	266	0.24	1,116	239	79.72	1,004	0.96	3.0
6	312	0.24	1,313	281	93.73	1,181	1.13	3.0
5	352	0.25	1,403	317	105.5	1,263	1.27	3.0
4	345	0.25	1,389	311	103.62	1,250	1.24	3.0
3	335	0.25	1,326	302	100.65	1,193	1.20	3.0
2	311	0.25	1,221	280	93.37	1,099	1.12	3.0
1	243	0.25	953	218	72.82	858	0.87	3.0

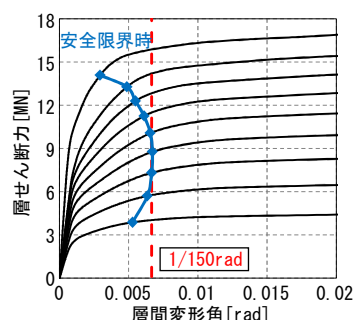


図-9 制震補強建物の静的増分解析

4.6 地震応答解析による応答値の確認

3.2 節に示した検討用地震波 6 波を用いて、9 階建て平面フレームモデルの時刻歴地震応答解析を行い、各建物の応答値を確認する。なお、構造減衰は安全限界時の主架構に対する等価剛性比例型減衰³⁾ ($\eta=5\%$)としている。図-10 に無補強建物、履歴系ダンパー補強建物および粘性系ダンパー補強建物の地震応答解析結果(最大層間変形角と最大層せん断力)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 $1/150\text{rad}$ より大きな応答が生じているのに対し、制震補強建物では履歴系ダンパー補強および粘性系ダンパー補強ともに各層とも設計クライテリアを満足し、かつ各層の層間変形角が概ね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、設計クライテリアを満足する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。

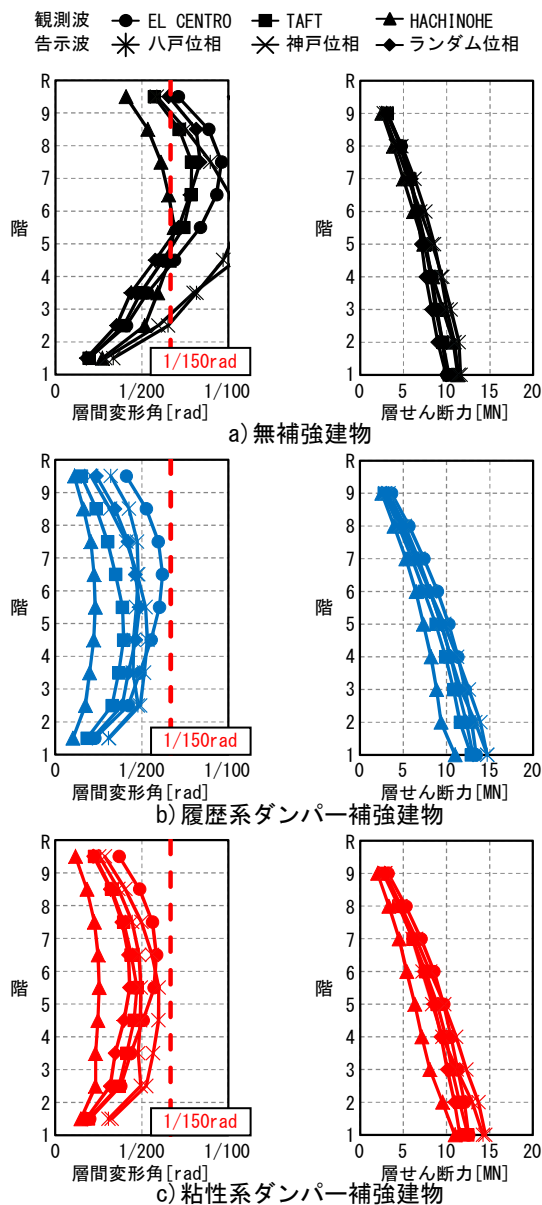


図-10 地震応答解析結果

5. 定常応答解析による保有減衰性能の確認

本研究ではさらに、補強建物に設定した必要付加減衰量が確保されていることを確認するために、無補強建物および制震補強設計建物(履歴系ダンパー補強建物並びに粘性系ダンパー補強建物)の保有減衰性能を評価する。

5.1 定常応答解析および減衰性能評価方法の概要

保有減衰性能は、平面フレームモデルに対して定常応答解析を行い、応答解析結果を 1 自由度系に縮約して安全限界変位レベルでの定常ループを抽出し、1 ループの履歴面積より等価粘性減衰定数換算値を算定して評価する³⁾。定常応答解析での入力波は、建物の安全限界周期 (1.02sec) と同一の周期特性の漸増定常加速度波形を作成し使用した。定常応答解析による保有減衰性能評価法の概念図を図-11 に、漸増定常加速度波形を図-12 に示す。なお、構造減衰は地震応答解析と同様に安全限界時の主架構に対する等価剛性比例型減衰³⁾ ($\eta=5\%$)としている。

応答解析結果の 1 自由度系への縮約は、モーダルアナリシスの考えに基づき縮約する。縮約に際し、定常応答解析結果の最大応答変位を 1 次の固有ベクトルと仮定し、式(8)で求めた刺激係数を用いて刺激関数とした。慣性力の縮約は式(9)を用いて求めた加速度に式(10)で求めた等価質量を掛けることにより行い、せん断力の縮約は式(11)にて、応答変位の縮約は式(12)を用いて行った。

$${}_1\beta = \frac{\sum m_i \cdot {}_1u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2} \quad (8)$$

$${}_1\ddot{q}_0 = \frac{\sum m_i \cdot {}_1u_i \cdot \ddot{\delta}_i}{{}_1\beta \cdot \sum m_i \cdot u_i^2} \quad (9)$$

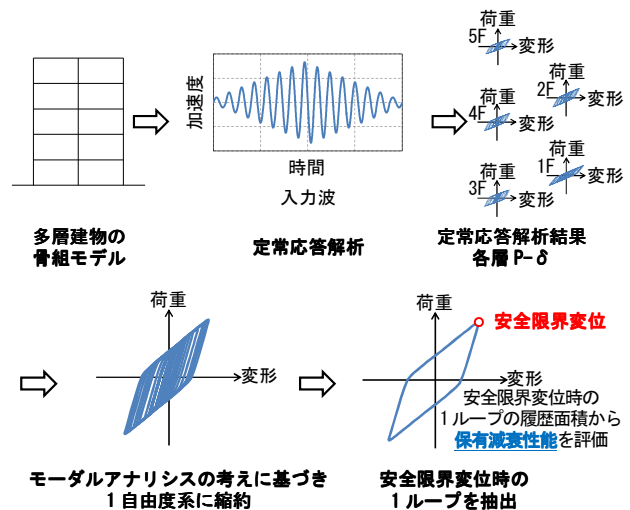


図-11 保有減衰性能の評価方法の概念図

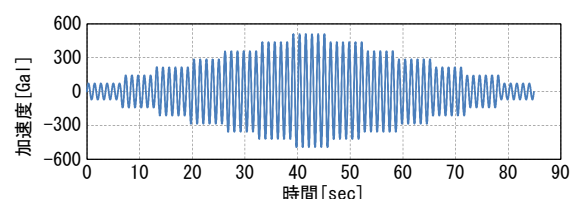


図-12 漸増定常加速度波形

$${}_1M = \frac{\sum (m_i \cdot u_i)^2}{\sum m_i \cdot u_i^2} \quad (10)$$

$${}_1Q = {}_1\beta \cdot \sum {}_1u_i (Q_i - Q_{i+1}) \quad (11)$$

$${}_1q_0 = \frac{\sum m_i \cdot u_i \cdot \delta_i}{{}_1\beta \cdot \sum m_i \cdot u_i} \quad (12)$$

${}_1\beta$: 刺激係数, m_i : i 層の質量
 ${}_1u_i$: i 層の固有ベクトル(最大応答変位)
 ${}_1q_0$: 縮約 1 自由度系の代表加速度, ${}_1M$: 等価質量
 ${}_1Q$: 縮約 1 自由度系の層せん断力
 Q_i : i 層の層せん断力(応答解析結果)
 ${}_1q_0$: 縮約 1 自由度系の代表変位
 δ_i : i 層の相対変位(応答解析結果)

図-13 に 1 自由度系に縮約した定常応答解析結果を示す。右図が保有減衰性能を評価するために、安全限界変位レベルでの定常ループを抽出した結果である。図中には各ループの履歴面積を表記している。なお、各建物の減衰性能(等価粘性減衰定数換算値)は、ループ面積と主架構負担せん断力によるポテンシャルエネルギー(図中破線:主架構の等価剛性)の比から式(13)を用いて評価する³⁾。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_d}{W_f} \quad (13)$$

h_{eq} : 等価粘性減衰定数, ΔW_d : 1 ループの履歴面積
 W_f : 主架構のポテンシャルエネルギー

5.2 保有減衰性能の算定結果

表-7 に各建物の減衰性能(等価粘性減衰定数換算値)を一覧にして示す。建物全体の保有減衰性能は、慣性力縮約結果のループより評価し、構造減衰は慣性力縮約結果とせん断力縮約結果の差から評価した。主架構の損傷による減衰性能(損傷減衰)は、主架構のせん断力縮約結果より評価し、制震ダンパーによる付加減衰性能は、補強建物全体のせん断力縮約結果と主架構のせん断力縮約結果の差から評価した。

算定の結果、制震補強建物の付加減衰性能は、履歴系ダンパー補強時 22%、粘性系ダンパー補強時 24%となっており、4.1 節で算定した必要付加減衰量(h_d) 22%が確保されていることが確認できる。すなわちこの結果は、等価線化法に基づき無補強建物の縮約 1 自由度系で必要付加減衰量を算定し、その減衰量を満足するように多層骨組の各層に制震ダンパーを配置した制震補強建物が、設定した必要付加減衰量を確保していることを示しており、提案する補強設計法の有効性を裏付ける結果であるといえる。

6. まとめ

以上、制震補強建物(履歴系ダンパー補強建物および

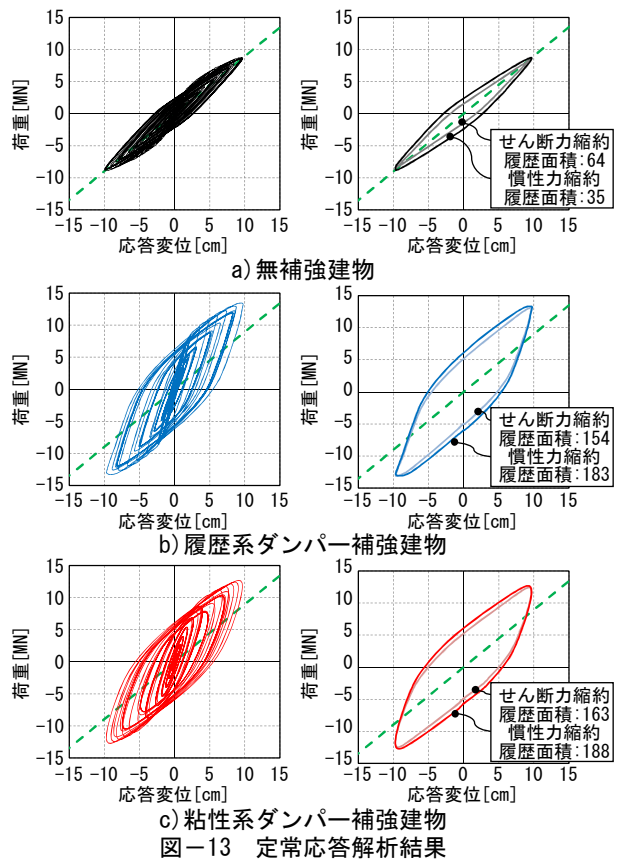


表-7 保有減衰性能一覧

	保有減衰	構造減衰	損傷減衰	付加減衰 [%]
無補強建物	12	5	7	
履歴系ダンパー補強建物	34	5	7	22
粘性系ダンパー補強建物	36	5	7	24

粘性系ダンパー補強建物) の補強設計法を提案し、補強設計スタディーを通して、その有効性を確認した。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン, 2006.6
- 2) 建築研究振興協会ほか：既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2012 年版, 2012.9
- 3) 天羽祥太ほか：定常応答解析による制震補強建物の保有減衰性能の評価法の提案, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.823-828, 2014
- 4) 構造計画研究所：RESP-F マニュアル
- 5) 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
- 6) 北嶋圭二ほか：制震化された RC 造建物の耐震性能評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.889-894, 2006
- 7) 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