

# 損傷配分に着目したトルコにおける多層 RC 建物の制振改修 ENERGY-DISSIPATION RETROFIT FOR TURKISH MULTISTORY RC BUILDING FOCUSING ON DAMAGE DISTRIBUTION

藤下 和 浩\*, スッチュ ファーティフ\*\*, 松井 良 太\*\*\*, 竹 内 徹\*\*\*\*

*Kazuhiro FUJISHITA, Fatih SUTCU, Ryota MATSUI  
and Toru TAKEUCHI*

When retrofitting reinforced concrete buildings in Turkey with energy-dissipation devices, damage distribution between each story become very important, because the ultimate horizontal shear strength in each story is lower than Japanese buildings, and damage concentration at specific story is highly expected. In this paper, a retrofit concept adding elastic frames together with hysteretic dampers is introduced, and the effects of these elastic elements for damage distribution were researched and discussed, also for use in structures including weak stories. The easy damper distribution method using equivalent linearization techniques including the effect of additional elastic frames is proposed, followed by its validity evaluations.

**Keywords:** Retrofit, Overseas building, Vibration control, Damage distribution, Flexible-stiff mixed structure,

Equivalent linearizing method

耐震改修, 海外 RC 造構造物, 損傷制御, 損傷分布, 柔剛混合構造, 等価線形化法

## 1. 序

鉄筋コンクリート(RC)構造物に対する靱性型の制振補強はまだ一般的ではないが我が国において適用例が増えつつあり<sup>1,2)</sup>, 海外でも応用が検討され始めている。例えばトルコにおいては, 近年コジャエリ地震などによる深刻な建物被害を経験し, こうした地震に対する RC 架構の補強の必要性が叫ばれている。トルコに実在する既存 RC 造校舎は, 日本の既存不適格建物と比較しても柱・梁の強度や剛性が極めて小さい。こうした構造物に対して制振補強を行う場合, 補強部材が負担する保有水平耐力は, 既存 RC 架構の3倍から4倍に達する。こうした保有水平耐力の小さい既存 RC 構造物に対する制振改修手法の確立が求められている。

付加する制振部材の比率が高い場合においては, 制振部材の降伏後既存 RC 架構も降伏し, 付加系の2次剛性がほぼ消失した状態となる場合も多い。3次勾配に入った構造物はそのままでは生じた変形を引き戻すことが困難であるため, 制振部材を付加したとしても安定した履歴が保証されず, 制振部材によるエネルギー吸収を十分に行うことができない。また既存建物の形状によっては, 大地震時に剛性の弱い層における損傷の集中を招くことが懸念される。そこで本研究では保有水平耐力の小さな既存 RC 構造物に対する制振補強に際し, 弾塑性ダンパーを取り付ける付加フレーム(付加弾性骨

組)を弾性要素として利用することにより(図1), RC架構の終局状態後の損傷配分を均等化することを考える。

既存 RC 架構に対する制振補強の計画手法としては, 笠井ら<sup>3,4)</sup>が等価線形化法を用いた簡易な制振設計手法を提案している。しかし, 本例のようにダンパー剛性 $K_d$ とフレーム剛性 $K_f$ の比 $K_d/K_f$ が大きい事例における同手法の適用性は確認されておらず, また弾性要素の損傷配分効果についても明らかになっていない。

そこで本稿では, 保有水平耐力の小さいトルコ・イスタンブールに実在する既存 RC 架構を対象に付加弾性骨組と弾塑性ダンパーを配置し適切な制振改修を行うための, 既往の等価線形化法を応用したダンパー設計法を誘導する。その後, 特定層の剛性・耐力を低下させたモデルに対し提案手法を用いた制振改修設計の評価を行い, 付加弾性骨組が各層の損傷配分に与える効果を分析する。

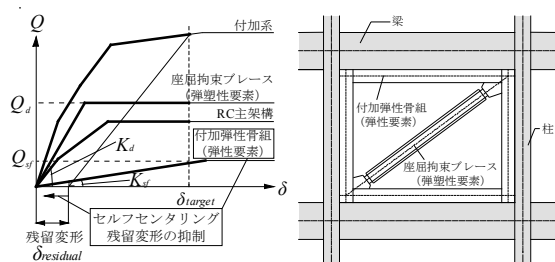


図1 付加部材の概念図

\* 東京工業大学大学院建築学専攻 大学院生

\*\* イスタンブール工科大学建築学部 講師・博士(工学)

\*\*\* 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

\*\*\*\* 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology  
Lecturer, Dept. of Arch., Struct. Eng. Div., Istanbul Technical University, Dr. Eng.  
Assistant Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.  
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

## 2. 対象地域における耐震基準及び検討建物

文献<sup>5,6)</sup>によると、トルコの現在の設計規準における設計用スペクトルは、50年10%超過確率(再現期間475年)の期待最大加速度に従い、地震の危険度により決定される加速度影響係数 $A_0$ (図2)、敷地の地盤を考慮した地域係数 $T_A$ 、 $T_B$ (表1)、建物の種類を表す重要度係数 $I$ をそれぞれ用いることで式(1a)、(1b)、(2a)、(2b)、(2c)により得られると記述されている。加速度影響指数は地震の危険度が高いほど大きい値となり、対象校舎の所在地は図2に示すハザードマップにおける地震危険度レベルが最も高いzone1に含まれているため、 $A_0=0.4$ をとる。敷地の地盤を考慮した係数は、地盤の固さによりZ1～Z4に区分されている。重要度係数は改修の場合 $I=1.0$ となる。これらのパラメータを用いることで同敷地における設計用加速度スペクトル $S_A(T)$ を式(1a)、(1b)、(2a)、(2b)、(2c)より算出する。

$$S_A(T) = A(T) \cdot g \quad (1a)$$

$$A(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) \quad (1b)$$

$$S(T) = 1 + 1.5 \cdot T/T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (2b)$$

$$S(T) = 2.5 \cdot (T_B/T)^{0.8} \quad (T_B < T) \quad (2c)$$

上式を用いて算出したトルコの設計用加速度スペクトルと日本の設計用地震波BCJ-L2( $h=0.05$ )の比較を図3に示す。両者の最大値はほぼ同じ値であり、スペクトルの形状も対象建物の固有周期帯でやや軟弱地盤Z3と概ね対応している。そこで本稿では以降、入力地震動にBCJ-L2を用いて耐震性能の検討を行う。

検討対象とするRC造校舎の概要及び各層の長手方向の降伏耐力を図4(A)、5(A)に示す。同建物は、1990年に建造された比較的築年数の浅い5層のRC架構である。トルコ国内では1998年に基準法の大きな改正が行われ、現在の設計規準になったが、それ以前に建設されたRC造構造物は構造的に脆弱なものが多く、検討対象建物は図6に示すように日本の改修対象となるものと比較して、柱梁の断面が小さくその保有水平耐力が非常に小さい。本例では平面形状が各階同一で整形であり、耐震壁の配置のバランスもよいが、建物によっては一部の層の壁が少なく、同層に損傷集中の生じやすい建物もある。

そこで、特定層における損傷の集中が予想されるモデルに対し付加弾性骨組がもたらす損傷配分効果を確認するため、解析モデルとして対象建物を模擬したSモデルに加え、1層から4層までの各階を低剛性とした特定層の層崩壊が生じやすいモデル(1L～4Lモデル(図4(B)～(E)、5(B)～(E)))を作成する。各モデルの長手方向1次固有周期はS:0.583(s)、1L:0.842(s)、2L:0.746(s)、3L:0.682(s)、4L:0.655(s)となり特定層を低剛性としたモデルはやや長周期化する。

各RC架構の崩壊モードは柱・壁のロッキングを伴う境界梁・基礎梁の曲げ降伏型メカニズムとなり、層間変形角1/150を超える程度まで柱壁にせん断破壊を生じない靱性型の架構となる。これより制振改修の検討における目標層間変形角は、レベル2相当の人工地震波(BCJ-L2)入力時に、RC主架構は降伏するものの耐震性能評価指針<sup>10)</sup>における修復限界状態Iを満たす1/150と設定する。

## 3. 既往の簡易制振設計手法の拡張

本章では、笠井ら<sup>3)</sup>による等価線形化手法を用いた簡易設計手法

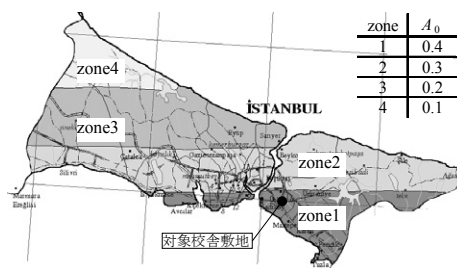


図2 地震ハザードマップ(トルコ・イスタンブール)

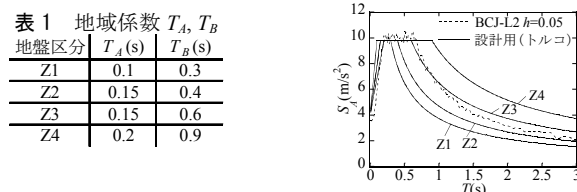
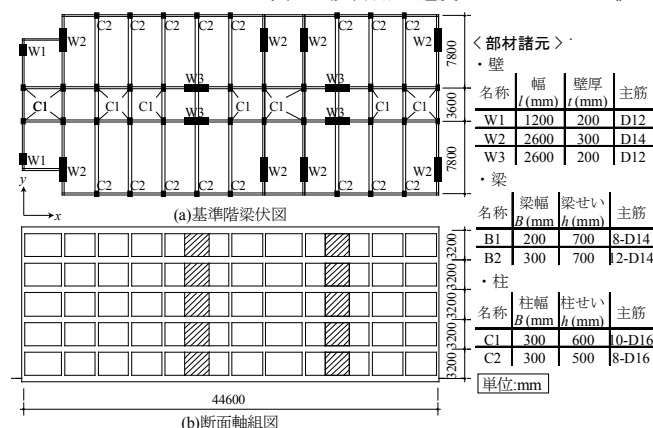
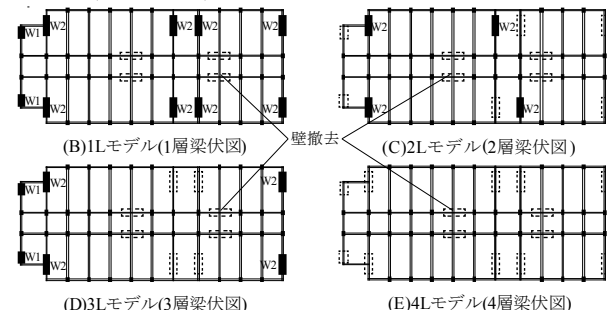


図3 設計用加速度スペクトルの比較



(a)基準階梁伏図 (b)断面軸組図 (c)Sモデル

※低剛性層(1L～4Lモデル)の柱主筋の変更 C1:10-D16→4-D14, C2:8-D16→4-D16



(B)1Lモデル(1層梁伏図) (C)2Lモデル(2層梁伏図) (D)3Lモデル(3層梁伏図) (E)4Lモデル(4層梁伏図)

図4 検討対象建物

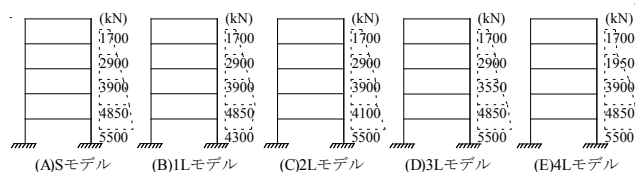
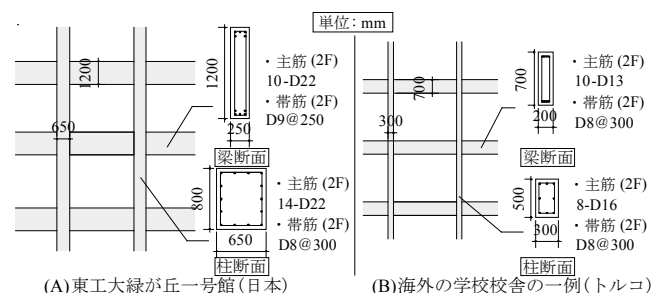


図5 モデル各層の降伏耐力 $Q_y$ (長手方向)



(A)東工大緑が丘一号館(日本) (B)海外の学校校舎の一例(トルコ)

図6 日本とトルコのRC架構の比較

を利用し、弾性要素である付加弾性骨組とダンパーの剛性比率  $\gamma_3$ (式(11)で後述)の導入によりその付加剛性を考慮することで、保有水平耐力の小さい既存 RC 架構の制振改修時に付加弾性骨組と弾塑性ダンパーを併用する場合における制振設計手法の定式化を行う。

### 3.1 立体 RC 架構の多質点せん断モデルへの縮約

本稿では、RC 架構の復元力特性として、既報<sup>3)</sup>と同様に図 7 に示す RC 架構のひび割れ点  $\delta_c^f$  および降伏点  $\delta_y^f$  による剛性低下を考慮した剛性劣化型 Takeda モデル<sup>7)</sup>を用いる。RC 架構の弾性剛性、コンクリートのひび割れ後の 2 次剛性、鉄筋の降伏後の 3 次剛性をそれぞれ  $K_f$ ,  $\alpha_1 K_f$ ,  $\alpha_2 K_f$  とし、RC 架構の降伏変位  $\delta_y^f$  に対する目標変位の比を  $\mu$ , ひび割れ変位  $\delta_c^f$  の比を  $\mu_c$  と表す。2 次剛性比  $\alpha_1=0.22$ , 3 次剛性比  $\alpha_2=0$  と仮定する。降伏変位までの割線剛性比  $\alpha_y=0.3$ , 降伏変位に対するひび割れ変位比  $\mu_c=0.1$ , 除荷剛性  $K_{ul}$  は式(3a), (3b)を用い、いずれも既報のものを準用する。式中の除荷剛性低下指数  $\lambda$  は Takeda モデルで定義されている  $\lambda=0.4$  を用いる。

$$K_{ul} = \begin{cases} K_f \frac{2\mu_c + \alpha_1(\mu - \mu_c)}{\mu + \mu_c} & (\mu_c < \mu \leq 1) \\ \frac{Q_y^f + Q_c^f}{\delta_y^f + \delta_c^f} \cdot \frac{1}{\mu^\lambda} = K_f \frac{2\mu_c + \alpha_1(1 - \mu_c)}{1 + \mu_c} \cdot \frac{1}{\mu^\lambda} & (\mu > 1) \end{cases} \quad (3a)$$

$$(3b)$$

Ai 分布に基づく外力分布を想定した立体骨組モデルの静的増分解析を行い、図 8 に示すように得られた各層における水平方向の荷重変形関係より、等価線形化法の復元力特性を設定する。その際層間変形角  $1/50$  までの荷重変形関係を表現したスケルトンカーブの仕事量  $A_1$  と、トリリニアの近似曲線における仕事量  $A_2$  が等しくなるように線形近似を行うことで、各層の荷重変形関係をトリリニアの骨格曲線で表現し、架構各層の初期せん断剛性  $K_{fi}$ , 保有水平耐力  $Q_{yi}^f$  を決定する。なお検討対象は低層建物とし、ひび割れ変形  $\delta_c^f$ , 降伏変形  $\delta_y^f$  は各層において一定であると仮定する。

### 3.2 多質点モデルから等価一質点モデルへの縮約

次に図 9 に示すように、多質点モデルを等価一質点モデルに縮約する。対象建物は低層であるため 1 次モードが卓越するものと仮定し、各層の階高  $h_i$ , 質量  $m_i$ , 多質点せん断モデルの一次振動固有ベクトル  $u_i$  より、等価一質点せん断モデルの等価高さ  $H_{eq}$ , 等価質量  $M_{eq}$  を式(4), (5)を用いて求める。

$$H_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot u_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot u_i} \quad (4)$$

$$M_{eq} = \frac{\left( \sum_{i=1}^N m_i \cdot u_i \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot u_i^2} \quad (5)$$

多質点モデル各層の降伏変形角は同一と仮定しているため、各層の目標層間変形角における塑性率  $\mu$  は一定となり、等価一質点モデルにおける検討においても同様の  $\mu$  を用いる。そこで等価一質点モデルの剛性を、目標変形までの割線剛性  $K_\mu^f$  を用い評価する。まず等価周期  $T_\mu^f$  を、多質点系モデルの弾性固有周期  $T_f$ , 塑性率  $\mu$  より、式(6)を用いて求める。 $K_\mu^f$  は  $T_\mu^f$ ,  $M_{eq}$  を用いて式(7)により得られる。

$$T_\mu^f = \sqrt{\mu / \alpha_y} \cdot T_f \quad (6)$$

$$K_\mu^f = M_{eq} (2\pi / T_\mu^f)^2 \quad (7)$$

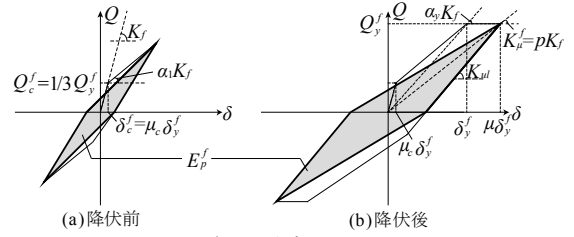


図 7 既存 RC 主架構の復元力特性

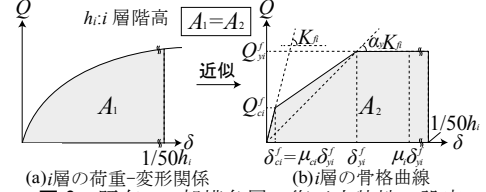


図 8 既存 RC 架構各層の復元力特性の設定

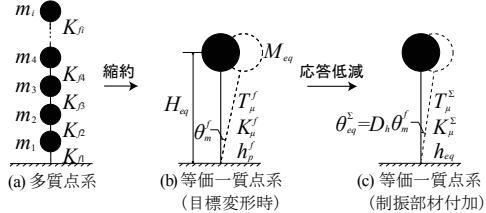


図 9 既存 RC 架構の縮約

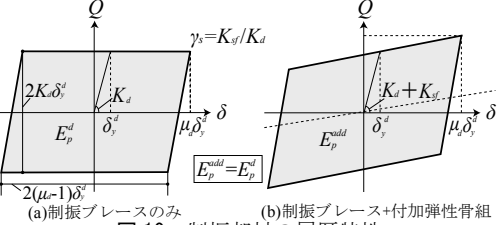


図 10 制振部材の履歴特性

### 3.3 系の減衰の評価

系の減衰評価にあたり、まず図 7 に示す履歴ループの面積より RC 架構の履歴減衰の評価を行う。制振設計を行った RC 架構が目標変形  $\mu \delta_y^f$  に収まり、同変形角までにおいて履歴ループを描くと仮定し、RC 架構の履歴吸収エネルギー  $E_p^f$  を架構の最大変形時の等価剛性  $K_\mu^f$  の初期剛性  $K_f$  に対する比  $p$ (式(9a), (9b))を用いた既往提案式(8a), (8b)を準用し評価する。

$$E_p^f = \begin{cases} 2K_f (\mu \delta_y^f)^2 \frac{p\mu_c(1-p)}{\mu_c + p\mu} & (\mu_c < \mu \leq 1) \\ 2K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left[ p - \frac{p^2(1+\mu_c)\mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] & (\mu > 1) \end{cases} \quad (8a)$$

$$(8b)$$

$$p = \begin{cases} \frac{\mu_c + \alpha_1(\mu - \mu_c)}{\mu} & (\mu_c < \mu \leq 1) \\ \frac{\mu_c + \alpha_1(1 - \mu_c)}{\mu} & (\mu > 1) \end{cases} \quad (9a)$$

$$(9b)$$

次に付加部材の履歴特性として、弾塑性ダンパーと付加弾性骨組を足し合わせたものを考える。図 10(a)に示すように弾塑性ダンパーの履歴特性は完全弾塑性とし、歪硬化による耐力の上昇は考慮しない。また本検討では付加弾性骨組と RC 部材の合成効果は無視し、各系が並列関係にあるものとする。図 10 より弾塑性ダンパーのみの定常履歴  $E_p^d$ (図 10(a)), 弾塑性ダンパー+付加弾性骨組の定常履歴  $E_p^{add}$ (図 10(b))は同量となる。これより本改修に用いる制振ユニットの履歴吸収エネルギー  $E_p^{add}$  は、弾塑性ダンパーの剛性  $K_d$ , 降伏変位

$\delta_y^d$ , ダンパー塑性率  $\mu_d$  を用いて式(10)により得られる。

$$E_p^{add} = E_p^d = 4K_d(\mu_d - 1)(\delta_y^d)^2 \quad (10)$$

ここで本稿では、付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの付加を対象とするため、付加弾性骨組の剛性  $K_f$  と弾塑性ダンパーの剛性  $K_d$  の比を表す指標  $\gamma_s$  を式(11)に示すように定義する。

$$\gamma_s = \frac{K_{sf}}{K_d} \quad (11)$$

付加弾性骨組による付加剛性を考慮することにより、RC 架構と付加部材を合わせた全体の系における等価弾性歪エネルギー  $E_e^f + E_e^d$  は、 $\gamma_s$  を含んだ式(12)で求めることができる。

$$E_e^f + E_e^d = \begin{cases} \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left( (1 + \gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left( \mu_c < \mu \leq \frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} \right) \\ \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left( (1/\mu_d + \gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left( \frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} < \mu \right) \end{cases} \quad (12a)$$

$$(12b)$$

得られた等価弾性歪エネルギーと各部材の履歴吸収エネルギーを用いて、定常状態における系の減衰を式(13)により評価する。なお RC 構造物の構造減衰の値として  $h_0^f = 0.03$  を用いる。

$$h_{eq}' = \frac{E_p^f + E_p^d}{4\pi(E_e^f + E_e^d)} + h_0^f \quad (13)$$

なお、式(13)は最大振幅で定常状態における等価減衰である。本稿で扱う RC 構造物の塑性率は小さいため、ランダムな振幅を有する地震波入力時における減衰評価には、 $\mu < 4$  程度において、他の方法よりも比較的小さめに減衰を評価する Newmark-Rosenbluth の平均減衰法<sup>4,8)</sup>を適用した式(14)を用いる。

$$h_{eq} = \frac{1}{\mu} \int_0^\mu h_{eq}' d\mu' = \frac{1}{\mu} \int_0^\mu \frac{E_p^f + E_p^d}{4\pi(E_e^f + E_e^d)} d\mu' + h_0^f \quad (14)$$

ただし同手法は  $0 \sim \mu$  の積分計算をする必要があり、本稿では複雑な計算を避けるため低減係数を用いた簡易な式で等価減衰を評価することを試みる。

まず  $K_d/K_f = 1, 2, 3$  の場合において、各塑性率  $\mu$  における定常状態の減衰定数を点線、平均減衰法による減衰定数を実線で図 11(a)に表す。また平均減衰法による減衰定数を定常状態で除した値を低減係数  $R$  と定義し、各塑性率におけるその推移を図 11(b)に示す。笠井ら<sup>3)</sup>は  $R$  を  $\mu$  の関数として与えているが、本例の目標層間変形角の設定範囲は限定的( $1/150$  程度)で、塑性率は  $1.0 < \mu < 1.5$  の範囲に収まる。図 11(b)より上記範囲で  $R$  は  $0.6 < R < 0.7$  の範囲に分布し、 $R = 0.6$  を低減係数として用いることでやや安全側の評価を得ることができる。低減係数  $R$  を用いて、地震波の振幅変動の影響を考慮した RC 主架構の等価減衰定数  $h_p^f$ 、付加系の等価減衰定数  $h_{eq}$  をそれぞれ式(15)、(16)により求める。

$$h_p^f = \frac{E_p^f}{4\pi E_e^f} \cdot R + h_0^f \quad (15)$$

$$h_{eq} = \frac{E_p^f + E_p^d}{4\pi(E_e^f + E_e^d)} \cdot R + h_0^f \quad (16)$$

なお、図 12 において限界耐力計算法による等価減衰定数と本稿の提案手法による等価減衰定数を比較している。塑性率  $\mu < 1.5$  におい

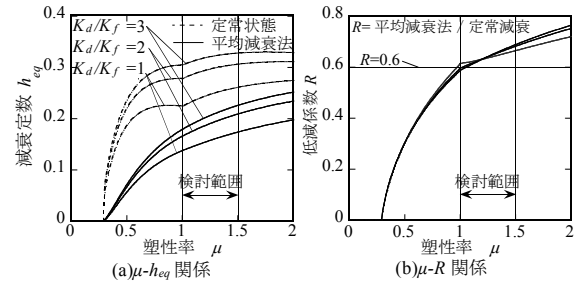


図 11 平均減衰法を用いた場合の低減係数  $R$  の検討

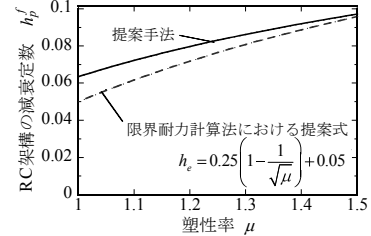


図 12 RC 主架構の減衰定数の比較

ては後者が前者に比べ大きな値となっていることが分かる。

### 3.4 系の最大変形の予測

次に式(16)により得られた RC 架構の減衰  $h_p^f$  と目標変形までの割線周期  $T_\mu^f$  を用い、応答スペクトル法により設計用地震波を入力した際の既存 RC 架構の仮想最大変形  $\theta_\mu^f$  を予測する。なお系は割線剛性  $K_\mu^f$  を持つ線形系と仮定しており、目標変形角に一致した際に本来の荷重変形関係上に乗る。

付加弾塑性ダンパーの等価減衰による応答低減効果を表す減衰効果係数  $D_h$  は、文献<sup>9)</sup>より、RC 主架構の等価減衰定数  $h_p^f$ 、付加系の等価減衰定数  $h_{eq}$ 、RC 主架構の割線周期  $T_\mu^f$ 、付加系の割線周期  $T_\mu^\Sigma$  を用いることで式(17)により求める。

$$D_h = \frac{T_\mu^\Sigma}{T_\mu^f} \sqrt{\frac{1 + ah_p^f}{1 + ah_{eq}}} \quad (17)$$

文献<sup>9)</sup>では対象とする地震波に応じて式(17)中の係数値  $a$  を観測地震波:  $a=25$ 、人工地震波:  $a=75$  と設定している。本稿では人工地震波を検討対象とするが、実設計における RC 架構の応答のばらつきを考慮し、より小さめの減衰評価を与える  $a=25$  を用いる。得られた減衰効果定数  $D_h$  を用い、式(18)により既存 RC 主架構の仮想最大変形角  $\theta_m^f$  を低減することで、付加系全体の等価層間変形角  $\theta_{eq}^\Sigma$  が得られる。

$$\theta_{eq}^\Sigma = \theta_m^f D_h \quad (18)$$

### 3.5 目標変形を満たす必要付加部材量の算出

得られた等価層間変形角  $\theta_{eq}^\Sigma$  を用いて、目標層間変形角  $\theta_{tar}^\Sigma$  を満たすために必要な付加制振部材量を求める式を導出する。そのための必要条件是  $\theta_{eq}^\Sigma = \theta_{tar}^\Sigma$  と表すことができる。以降  $K_d/K_f = r_d$  とおき、 $\delta_y^d/\delta_y^f < \mu$  の場合を考える。まず  $T_\mu^f/T_\mu^\Sigma$  を目標変形における RC 架構のみの割線剛性  $K_\mu^f$ 、付加系の割線剛性  $K_\mu^\Sigma$  を用いることにより式(19)のように  $p$  を用いて表す。

$$\frac{T_\mu^\Sigma}{T_\mu^f} = \sqrt{\frac{K_\mu^f}{K_\mu^\Sigma}} = \sqrt{p / \left( p + r_d \left( \gamma_s + \frac{1}{\mu_d} \right) \right)} \quad (19)$$

式(17)、(18)により得た等式に式(19)を代入することにより式(20)

を得る。

$$p \left( 1 + ah_p^f \right) \left( \frac{\theta_m^f}{\theta_{tar}^f} \right)^2 = \left( p + r_d \left( \gamma_s + \frac{1}{\mu_d} \right) \right) \left( 1 + ah_{eq} \right) \quad (20)$$

また、RC 主架構及び付加系の等価減衰定数  $h_p^f$ ,  $h_{eq}$  はそれぞれ式 (21), (22) のように表される。

$$h_p^f = h_0^f + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{p\mu + \mu_c - p\mu^2(1 + \mu_c)}{p\mu + \mu_c} \cdot R \quad (21)$$

$$h_{eq} = h_0^f + \frac{\frac{2}{\mu_d} \cdot r_d \left( 1 - \frac{1}{\mu_d} \right) + p \cdot \frac{p\mu + \mu_c - p\mu^2(1 + \mu_c)}{p\mu + \mu_c}}{\pi \left( p + r_d \left( \frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) \right)} \cdot R \quad (22)$$

式(21), (22)を式(20)にそれぞれ代入すると、 $r_d$ を表す式(23)が得られる。

$$r_d = \frac{p \left( \left( \frac{\theta_m^f}{\theta_{tar}^f} \right)^2 - 1 \right) \left( 1 + a \left( h_0^f + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{p\mu + \mu_c - p\mu^2(1 + \mu_c)}{p\mu + \mu_c} \cdot R \right) \right)}{\left( 1 + ah_p^f \right) \left( \gamma_s + \frac{1}{\mu_d} \right) + \frac{2aR}{\pi\mu_d} \left( 1 - \frac{1}{\mu_d} \right)} \quad (23)$$

式(23)により、必要ダンパー／主架構剛性比  $r_d$  が目標層間変形角  $\theta_{tar}^f$ , RC 主架構の予測層間変形角  $\theta_m^f$ , 付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比  $\gamma_s$ , 弾塑性ダンパーの塑性率  $\mu_d$  の関数として得られる。

### 3.6 多層構造物各層の必要付加部材量の算出

前節までに述べた手法により得られた等価一質点モデルにおける弾塑性ダンパー必要量を構造物の各層に分配するため、既報<sup>4)</sup>の層間変形角一定法に  $\gamma_s$  を導入し拡張する。拡張に当たって、RC 架構は目標変形までの割線剛性を各層のせん断剛性として有する多質点モデルであるとみなす。また以下の条件を満たすものと仮定する。

- a) 目標変形角時における多質点系と一質点系の付加系の等価減衰定数、RC 架構の減衰定数がそれぞれ等しい。
- b)  $A_i$  分布に基づく静的な層せん断力分布  $Q_i$  に対し、最大弾塑性変形時の各層の層間変形角が均一で、一質点系の目標値  $\theta_{tar}^f$  と等しい。
- c) 各層の弾塑性ダンパーの塑性率  $\mu_{di}$ , 架構の塑性率  $\mu_i$ , 付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比  $\gamma_{si}$  はそれぞれ均一である。 ( $i < N$ )

条件 a) より、多質点モデルと 1 質点モデルにおける付加系と、RC 架構の履歴減衰がそれぞれ等しいことから式(24)の関係を得る。

$$\frac{\sum_{i=1}^N E_{pi}^d}{\sum_{i=1}^N (E_{ei}^f + E_{ei}^d)} = \frac{E_p^d}{E_e^f + E_e^d} \quad (24)$$

式(24)にそれぞれのパラメータを代入して展開すると式(25)を得る。

$$\frac{\sum_{i=1}^N \left[ K_{di} (\mu_{di} - 1) (\theta_i h_i / \mu_{di})^2 \right]}{\sum_{i=1}^N \left[ (K_{\mu i}^f \mu_{di} + K_{di} + \gamma_{si} K_{di} \mu_{di}) (\theta_i h_i)^2 \right]} = \frac{K_d (\mu_d - 1)}{(K_{\mu}^f \mu_d + K_d + \gamma_s K_d \mu_d) \mu_d^2} \quad (25)$$

条件 b), c) より、多質点モデル各層において、各層における層間変形角  $\theta_i = \theta$ , ダンパー塑性率  $\mu_{di} = \mu_d$ , 架構の塑性率  $\mu_i = \mu$ , 付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比  $\gamma_{si} = \gamma_s$  となり、これらの条件を式(25)に代入すると、既報と同様の式(26)となる。

$$\sum_{i=1}^N (K_{di} h_i^2) / \sum_{i=1}^N (K_{\mu i}^f h_i^2) = K_d / K_{\mu}^f = (\mu / \alpha_y) \cdot r_d \quad (26)$$

また、条件 b) より、 $A_i$  分布に従うせん断力により生ずる層間変形角は、各層で一定と仮定しているため、式(27)が成立する。

$$\theta_{tar}^f = \frac{Q_i h_i}{(K_{\mu i}^f + (\gamma_s + 1 / \mu_d) K_{di}) h_i^2} = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_i h_i)}{\sum_{i=1}^N \{ (K_{\mu i}^f + (\gamma_s + 1 / \mu_d) K_{di}) h_i^2 \}} \quad (27)$$

式(27)に式(26)を代入し、各層の必要ダンパー剛性  $K_{di}$  を  $r_d$ ,  $\gamma_s$  を含んだ式(28)で表すことができる。

$$K_{di} = \frac{Q_i}{h_i} \frac{\sum_{i=1}^N (K_{\mu i}^f h_i^2)}{\sum_{i=1}^N (Q_i h_i)} \left( \frac{1}{\gamma_s + 1 / \mu_d} + \frac{\mu}{\alpha_y} \cdot r_d \right) - \frac{K_{\mu i}^f}{\gamma_s + 1 / \mu_d} \quad (28)$$

本稿で誘導した式(28)は付加弾性骨組の剛性を考慮した各層へのダンパー剛性の分配式であり、 $\gamma_s$  の関数となっている。式(28)においては下層ほど得られる  $K_{di}$  に  $\gamma_s$  の影響が反映されやすい傾向がある。これは下層に近づくほど第 2 項の重みが第 1 項に比べ、相対的に大きくなるためである。

## 4. 提案設計手法の精度検証

4 章では 3 章で述べた付加弾性骨組と弾塑性ダンパーを用いた簡易な設計手法により、2 章で述べたトルコの既存 RC 造校舎モデル

表 2 多質点モデル各層の諸元値

| 層 | 150-S-N       |               |                  |                           | 150-1L-N      |               |                  |                           | 150-2L-N      |               |                  |                           | 150-3L-N      |               |                  |                           | 150-4L-N      |               |                  |                           |
|---|---------------|---------------|------------------|---------------------------|---------------|---------------|------------------|---------------------------|---------------|---------------|------------------|---------------------------|---------------|---------------|------------------|---------------------------|---------------|---------------|------------------|---------------------------|
|   | $W_i$<br>(kN) | $H_i$<br>(mm) | $K_f$<br>(kN/mm) | $\alpha_i K_f$<br>(kN/mm) | $W_i$<br>(kN) | $H_i$<br>(mm) | $K_f$<br>(kN/mm) | $\alpha_i K_f$<br>(kN/mm) | $W_i$<br>(kN) | $H_i$<br>(mm) | $K_f$<br>(kN/mm) | $\alpha_i K_f$<br>(kN/mm) | $W_i$<br>(kN) | $H_i$<br>(mm) | $K_f$<br>(kN/mm) | $\alpha_i K_f$<br>(kN/mm) | $W_i$<br>(kN) | $H_i$<br>(mm) | $K_f$<br>(kN/mm) | $\alpha_i K_f$<br>(kN/mm) |
| 5 | 5403          | 16000         | 378              | 83                        | 5403          | 16000         | 378              | 83                        | 5403          | 16000         | 378              | 83                        | 5403          | 16000         | 378              | 83                        | 5403          | 16000         | 378              | 83                        |
| 4 | 11779         | 12800         | 644              | 142                       | 11779         | 12800         | 644              | 142                       | 11779         | 12800         | 644              | 142                       | 11779         | 12800         | 644              | 142                       | 11554         | 12800         | 433              | 95                        |
| 3 | 11779         | 9600          | 867              | 191                       | 11779         | 9600          | 867              | 191                       | 11779         | 9600          | 867              | 191                       | 11672         | 9600          | 789              | 174                       | 11441         | 9600          | 867              | 191                       |
| 2 | 11779         | 6400          | 1078             | 237                       | 11779         | 6400          | 1078             | 237                       | 11621         | 6400          | 911              | 200                       | 11584         | 6400          | 1078             | 237                       | 11779         | 6400          | 1078             | 237                       |
| 1 | 11779         | 3200          | 1222             | 269                       | 11665         | 3200          | 956              | 210                       | 11561         | 3200          | 1222             | 269                       | 11779         | 3200          | 1222             | 269                       | 11779         | 3200          | 1222             | 269                       |

表 3 等価一質点モデルの諸元値

| 150-S-N          |                  |                  |                        | 150-1L-N         |                  |                  |                        | 150-2L-N         |                  |                  |                        | 150-3L-N         |                  |                  |                        | 150-4L-N         |                  |                  |                        |
|------------------|------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------|
| $H_{eq}$<br>(mm) | $M_{eq}$<br>(kN) | $K_f$<br>(kN/mm) | $K_{\mu}^f$<br>(kN/mm) | $H_{eq}$<br>(mm) | $M_{eq}$<br>(kN) | $K_f$<br>(kN/mm) | $K_{\mu}^f$<br>(kN/mm) | $H_{eq}$<br>(mm) | $M_{eq}$<br>(kN) | $K_f$<br>(kN/mm) | $K_{\mu}^f$<br>(kN/mm) | $H_{eq}$<br>(mm) | $M_{eq}$<br>(kN) | $K_f$<br>(kN/mm) | $K_{\mu}^f$<br>(kN/mm) | $H_{eq}$<br>(mm) | $M_{eq}$<br>(kN) | $K_f$<br>(kN/mm) | $K_{\mu}^f$<br>(kN/mm) |
| 10705            | 43563            | 368              | 78                     | 10511            | 45034            | 350              | 74                     | 10706            | 43422            | 345              | 73                     | 10755            | 42990            | 355              | 75                     | 10899            | 41416            | 330              | 70                     |

表 4 各モデルにおける主架構ダンパー剛性比  $r_d$  の設計解

| 層 | 150-S     |      |      | 150-1L    |      |      | 150-2L    |      |      | 150-3L    |      |      | 150-4L    |      |      |
|---|-----------|------|------|-----------|------|------|-----------|------|------|-----------|------|------|-----------|------|------|
|   | $K_d/K_f$ | Ai   | L    | $K_d/K_f$ | Ai   | L    | $K_d/K_f$ | Ai   | L    | $K_d/K_f$ | Ai   | L    | $K_d/K_f$ | Ai   | L    |
| 5 | 2.14      | 1.57 | 1.53 | 2.74      | 1.85 | 1.81 | 2.47      | 1.69 | 1.68 | 2.28      | 1.61 | 1.60 | 2.45      | 1.60 | 1.66 |
| 4 |           | 2.28 | 2.23 |           | 2.63 | 2.59 |           | 2.43 | 2.42 |           | 2.33 | 2.31 |           | 3.83 | 3.94 |
| 3 |           | 2.38 | 2.32 |           | 2.75 | 2.70 |           | 2.54 | 2.53 |           | 2.75 | 2.73 |           | 2.37 | 2.45 |
| 2 |           | 2.25 | 2.20 |           | 2.62 | 2.57 |           | 3.01 | 2.99 |           | 2.29 | 2.27 |           | 2.26 | 2.34 |
| 1 |           | 2.16 | 2.11 |           | 3.47 | 3.42 |           | 2.31 | 2.30 |           | 2.21 | 2.18 |           | 2.18 | 2.25 |

に対する制振改修を計画し、立体骨組モデルの時刻歴応答解析によりその精度を検証する。先述したように解析モデルとしては、比較的小さい  $A_i$  分布に対応した各層の保有水平耐力分布を有する S モデルに対し、図 4, 5(b)~(e)に示すように第 1 層~4 層の耐震壁を除去し、水平耐力を 10%~30%程度低減させた 1L~4L モデルを設定する。

まず、既存校舍モデルを縮約した等価一質点モデルにおける付加弾塑性ダンパーおよび骨組部材量の決定を行う。各解析モデルの静的増分解析により得た多質点モデル各層の諸元値を表 2 に、それを縮約した一質点モデルの諸元値を表 3 にそれぞれ示す。多質点モデル各層の諸元の決定の際には、既存 RC 造建築物の耐震診断基準・同解説<sup>1)</sup>を参考に、RC 主架構各層の降伏変形  $\delta_{yf}$  を 15mm と一律に定め、3.1 節で取り挙げた履歴モデルを用いる。付加ダンパー及び付加弾性骨組部材はそれぞれ変位依存型の弾塑性ダンパー(座屈拘束ブレース(降伏軸力 1250kN, 降伏変形角 1/830 程度))と付加弾性骨組(H-250×250×9×14)を仮定し、 $\gamma_s$  は立体架構における部材の剛性の比率から 0.056 程度で一律とする。本例で導入する付加部材の概念図を図 1 に、水平方向における荷重変位関係を図 13 にそれぞれ示す。各層のダンパー設計法は以下の 3 種を検討する。

- 1) 剛性比例配置(kdkf): 多質点モデル各層の初期剛性に対し等価一質点モデルにて得られた  $r_d$  と同様の比でダンパー剛性を決定する。
- 2)  $A_i$  分布に基づくダンパー配置(Ai): 各層要素の目標変形角時のせん断耐力の和が  $A_i$  分布に基づく地震力に沿うように付加部材の耐力を決定する。ベースシア係数は付加系(等価一質点モデル)の合計せん断耐力を多質点モデル各層の質量和で除した値とする。
- 3) 層間変形角一定法(L): 本稿の式(27)で配分したものを用いる。各モデルの付加ダンパーの設計解を表 4 に示す。これらの設計解をもとに、座屈拘束ブレースをバイリニアの復元力特性を有する軸力ばねとして、付録 1 に示すように平面的なバランスを考慮して付加

した線材置換立体モデルを作成する。立体モデルの柱梁部材は材端ばねモデル、壁部材は剛梁付き間柱モデルとし、その復元力特性は付録 2 に示す耐力式で折れ点を決定した剛性劣化型 Takeda モデルを用いる。次に図 14 に示す各モデルに対し、時刻歴応答解析を行う。地震波の入力方向は建物の長手方向とし、減衰定数は一般的な RC 架構の瞬間剛性比例型減衰の減衰定数  $h_0^f=0.03$  をもとに、RC 架構の瞬間剛性比例型減衰を降伏時刻線剛性に比例する減衰と同等とみなし、初期剛性に対する比例減衰として  $h_0^f=0.015$  を用いる。

各解析モデルにおける各層の最大層間変形角、残留層間変形角をそれぞれ図 15, 16 に示す。図 15(a), 16(a)では標準型(S モデル)において、(i)弾塑性ダンパー+付加弾性骨組、(ii)弾塑性ダンパーのみ、(iii)無補強の各モデルをそれぞれ比較しており、(i)は(ii)(iii)に比べ、各層の最大層間変形、残留層間変形が総じて小さいことが分かる。これは付加弾性骨組が芯棒の機能を果たし、各層の損傷エネルギーがより均等に配分され、かつ残留変形を抑制するセルフセンタリング効果を発揮しているためであると考えられる。また図 15(b)~(e)、図 16(b)~(e)に示す各階を低剛性としたモデルでは、無補強モデルと kdkf,  $A_i$ , L モデルを比較している。 $A_i$ , L モデルは、剛性の弱い層のダンパー投入量が多くなり、その最大応答は目標変形角 1/150 程度まで低減されていることから、設定したダンパー設計法は概ね

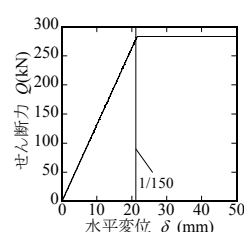


図 13 荷重変位関係  
(付加弾性骨組)

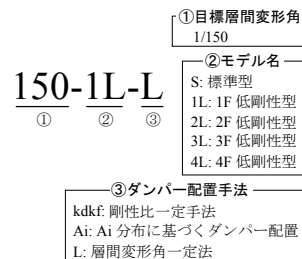


図 14 モデル表記法

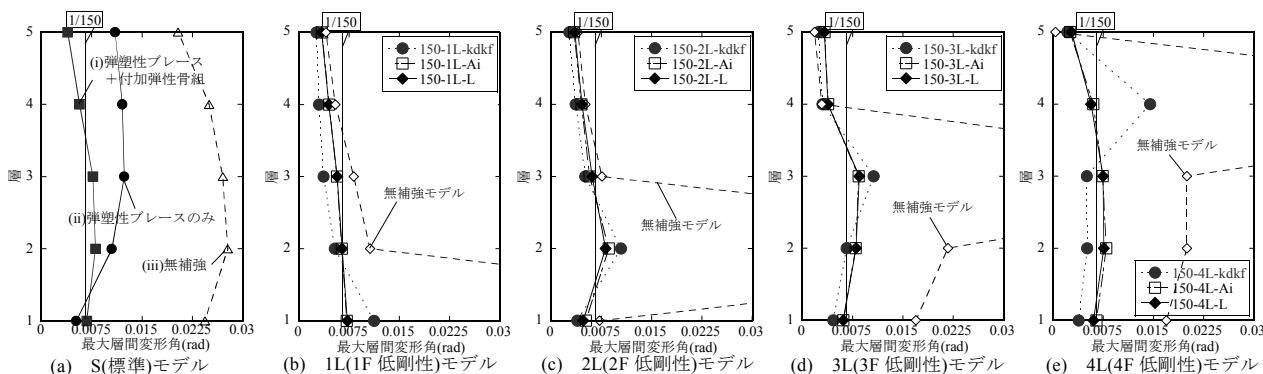


図 15 最大層間変形角

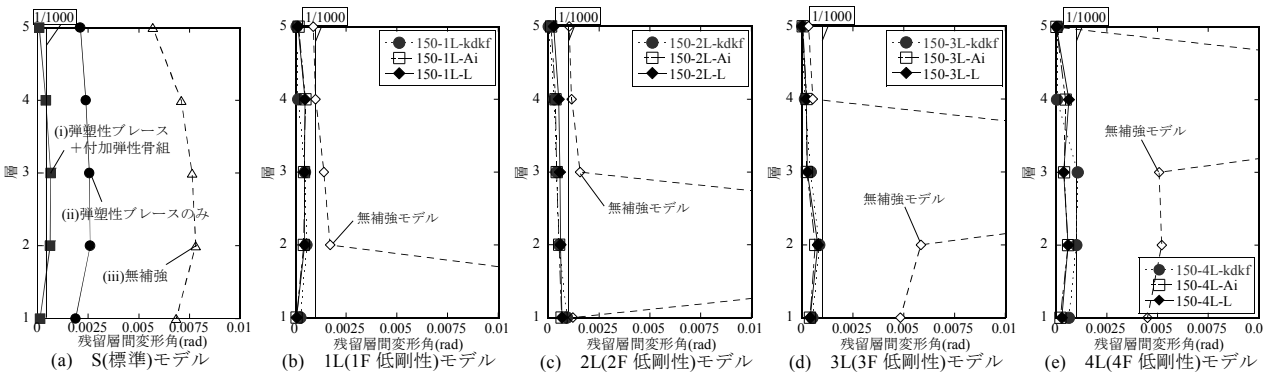


図 16 残留層間変形角

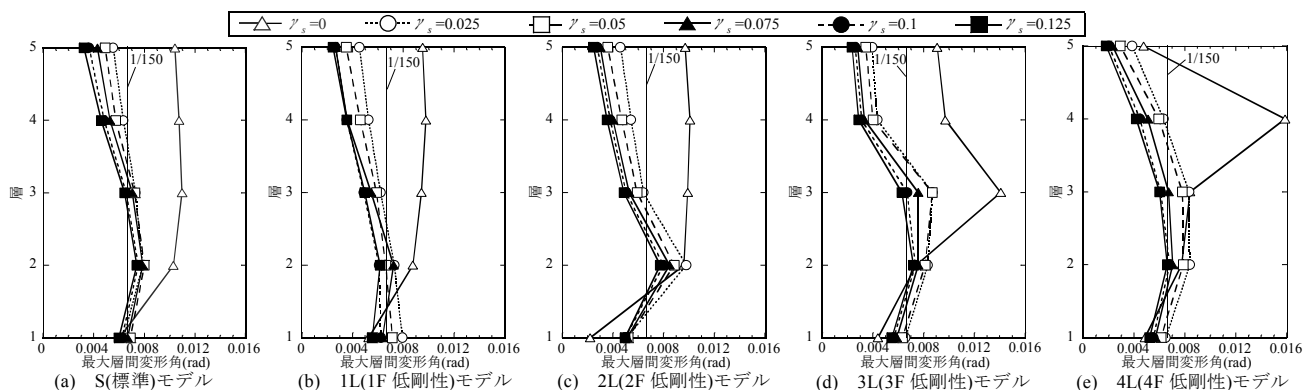


図 18 最大層間変形角

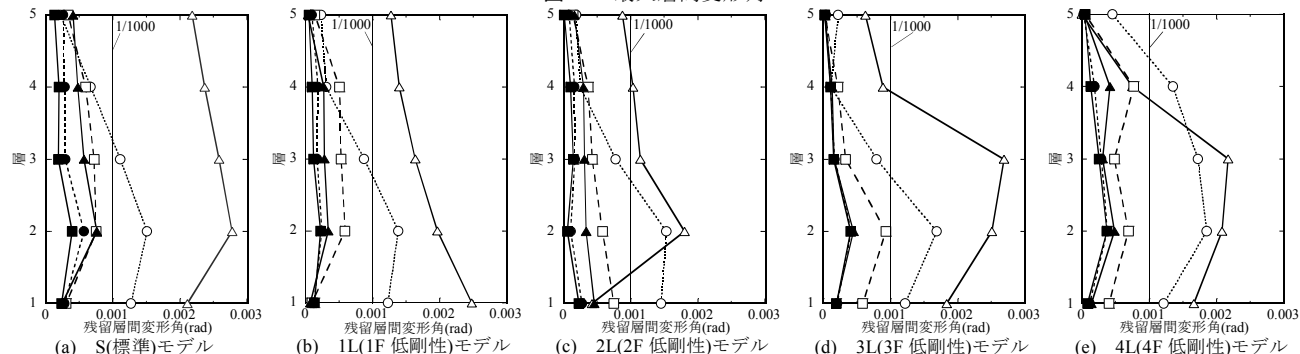


図 19 残留層間変形角

良好に機能していることが分かる。

残留層間変形角に着目すると、弾塑性ダンパーと付加弾性骨組を導入した制振補強において、文献<sup>12)</sup>に示されている建物の使用継続性を保つ目安である 1/1000 以下を概ね満たしていることが分かる。

## 5. 弾性・弾塑性要素の比率の調節による検討

本章では、付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの比率  $\gamma_s$  を変化させ、地震波入力時の最大変形、残留変形に及ぼす影響を分析する。

解析において、標準型(S)、各階低剛性型(1L～4L)の各モデルに対して、図 17 に示すように付加弾性骨組の剛性  $K_d$  を変動させることにより、 $\gamma_s=0, 0.025, 0.05, 0.075, 0.1, 0.125$  の 6 つの解析ケースを設定する。各モデルの設計内容を表 5 に示す。表 5 をみると  $\gamma_s$  が大きいほど得られる必要ダンパー量は小さくなる。これは  $\gamma_s$  が大きいほど付加系における付加剛性、弾性歪エネルギーが大きくなることで、固有周期、必要減衰定数がともに小さくなり、後者の影響が支配的となって、 $D_h$  がより大きい値となるためと考えられる。なお各層における必要ダンパー量は層間変形角一定法により決定する。

各解析モデルにおける最大層間変形角を図 18 に示す。 $\gamma_s$  の値が大きいほど、各層の最大層間変形角が小さくなる傾向がみられる。図 18 の(b)～(e)の剛性の小さい層を有する解析モデルにおいても、 $\gamma_s$  を大きくすることにより全層の応答が均等化され、低剛性層においても概ね目標層間変形角である 1/150 を満たす結果が得られている。また  $\gamma_s$  が 0.1 以上になると、応答低減量が変化しなくなる傾向がみられる。本例において図 1 に示すような一般的な制振ユニットを導入した場合  $\gamma_s=0.05$  程度となるが、その程度の付加弾性骨組でも十分に損傷配分効果を得ることが可能であると考えられる。

図 19 に残留層間変形角を示す。これを見ると各解析モデルにおいて  $\gamma_s$  の値が大きくなるに従い、残留変形が小さくなる傾向がみられ

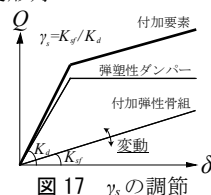


図 17  $\gamma_s$  の調節

表 5 各モデルの設計解

| $\gamma_s$ | $K_d/K_d$ |      |      |      |      |
|------------|-----------|------|------|------|------|
|            | S         | 1L   | 2L   | 3L   | 4L   |
| 0          | 2.27      | 2.89 | 2.61 | 2.41 | 2.59 |
| 0.025      | 2.21      | 2.82 | 2.54 | 2.35 | 2.52 |
| 0.05       | 2.16      | 2.75 | 2.48 | 2.29 | 2.46 |
| 0.075      | 2.11      | 2.69 | 2.42 | 2.24 | 2.40 |
| 0.1        | 2.06      | 2.62 | 2.37 | 2.18 | 2.35 |
| 0.125      | 2.01      | 2.57 | 2.31 | 2.14 | 2.30 |

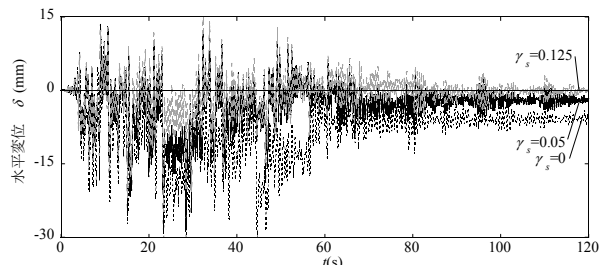


図 20 各  $\gamma_s$  における時刻歴変位応答の比較(2L モデル 2 層)

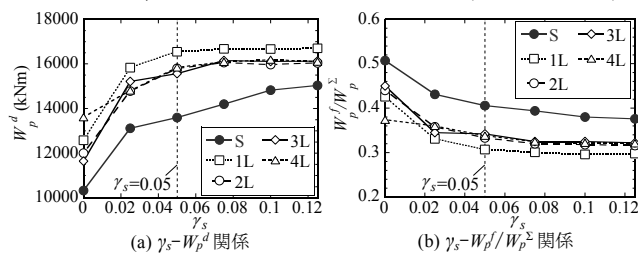


図 21  $\gamma_s$  と累積塑性歪エネルギーの関係

る。また、 $\gamma_s$  が 0.05～0.075 以上の値をとる場合は、目安値である 1/1000 以下を満たし、地震後における使用継続性が確保されている。図 20 に 2L モデル 2 層の時刻歴変位応答を示す。 $\gamma_s$  が大きくなるにつれ、残留変形が抑制される傾向が顕著にみられる。

次に各モデル全層における制振部材の累積塑性歪エネルギー量  $W_p^d$  を図 21(a)に、全体に対する柱壁の累積塑性歪エネルギー量の比率  $W_p^d/W_p^s$  を図 21(b)に示す。図 21 より各モデルにおいて、 $\gamma_s$  が増加

すると  $W_p^d$  は増加し、 $W_p^f/W_p^s$  は減少する傾向にあることがわかる。上述した傾向は付加弾性骨組の導入比率を増やすことにより、制振部材のエネルギー吸収量が增加し、全体に対する RC 架構のエネルギーの負担割合が減少することを示している。また、 $\gamma_s$  が 0.05 以上となると、グラフの傾きが緩やかになる傾向がみられる。

図 22 に 2L モデルの損傷が集中する層の荷重変形関係を示す。 $\gamma_s=0.05$  以降では履歴ループの面積にそれほど大きな差は見られず、大きい  $\gamma_s$  ではそのエネルギー吸収が頭打ちになっている。このように本例ではエネルギー吸収効率の観点からも、付加弾性骨組の比率は  $\gamma_s=0.05$  程度あれば必要性能が満足されと考えられる。

次に、構造物各層の累積塑性歪エネルギー  $W_{pi}$  を地震波入力時の各層の時刻歴変位応答と層せん断力を用いて算出する。多層骨組各層のエネルギー分布の予測を行う基本損傷分布則(式(29))が秋山ら<sup>13)</sup>により提案されている。両値の比較により付加弾性骨組と弾塑性ダンパーを用いた RC 架構の制振改修における、式中の損傷集中指数  $n$  の同定を試みる。

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{s_i p_i^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n}} \quad (29)$$

同定に際し、人工地震波に加え、50kine で標準化した観測地震波を用いた検討を行う。各解析ケースにおいて低剛性層における各地震波入力時の累積塑性歪エネルギーに着目し、式(29)における予測値と解析値を一致させる損傷集中指数  $n$  を求める。

また既報<sup>14)</sup>で用いられている指標に倣い、弾塑性要素と弾性要素の降伏せん断力を用いた柔剛要素間の負担せん断力比  $r_q$  を定義する。本稿では、既存 RC 架構を剛要素とみなした場合を  $r_{q1}$ 、柔要素とみなした場合を  $r_{q2}$  と定義する。 $r_q$  と得られた損傷集中指数  $n$  との関係を入力地震波ごとに整理したものを図 23～27 に示す。

同文献ではダンパー適用鋼構造物において、 $n$  と  $r_q$  の関係式が式(30)により提案されている。

$$\begin{cases} n = 12 & (r_q < 0.4) \\ n = -32 + 38r_q^{-0.16} & (0.4 \leq r_q < 2.0) \\ n = 2.0 & (r_q \geq 2.0) \end{cases} \quad (30a) \quad (30b) \quad (30c)$$

図 23～27 には式(30)で示される提案式を併せて示す。RC 架構を剛要素とみなす場合より、RC 架構を柔要素とみなした方が負担せん断力比は大きな値となり、提案式と解析値の差は小さくなる。また図 28 に全解析モデルに対し各地震波を入力した際の 2 層の累積塑性歪エネルギーの比を示す。同図では補強建物の付加弾性骨組比率を高めると、2 層の累積塑性歪エネルギーの負担割合が増加する傾向がみられる。このため、RC 架構を弾性要素とみなした場合、2 層低剛性のモデルの一部が提案式より危険側となる。しかしそれ以外では解析値は提案式により概ね包含されており、RC 架構を弾性要素とみなすことで、既往の提案式により損傷が集中する層の累積塑性歪エネルギーの集中を概ね安全側で評価できていると考えられる。

## 6. 結

本研究においては、保有水平耐力の小さいトルコ・イスタンブールの既存 RC 造校舎を対象として、弾性、弾塑性要素を組み合

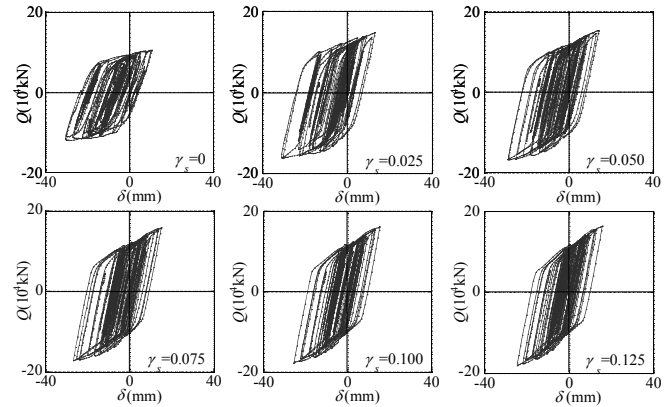


図 22 損傷集中層の荷重変形関係(2L モデル)

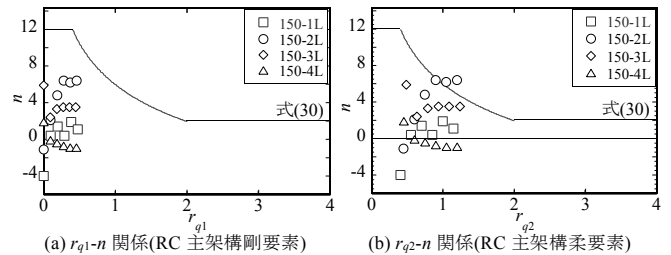


図 23  $r_q$ - $n$  関係(BCJ-L2)

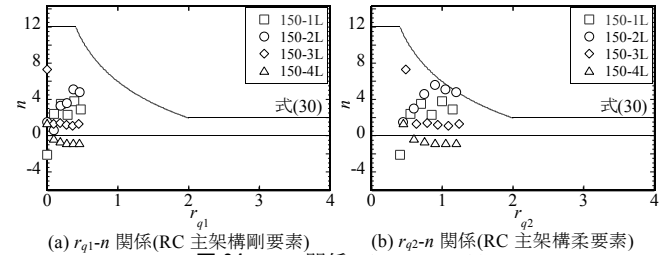


図 24  $r_q$ - $n$  関係(El Centro 50kine)

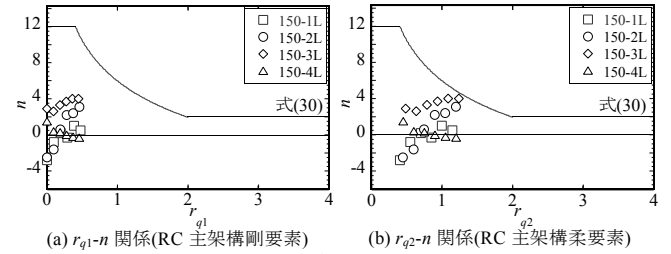


図 25  $r_q$ - $n$  関係(Hachinohe 50kine)

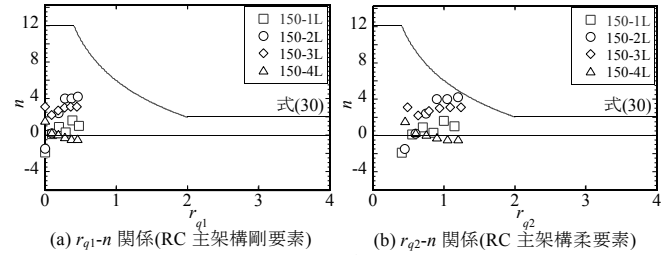


図 26  $r_q$ - $n$  関係(Taft 50kine)

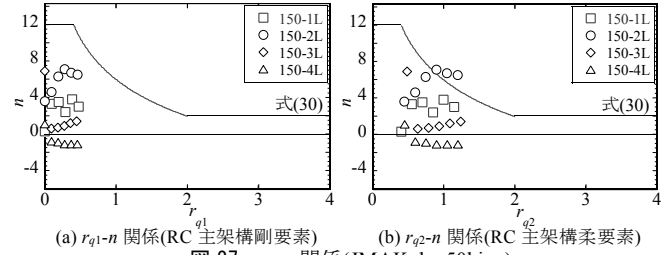


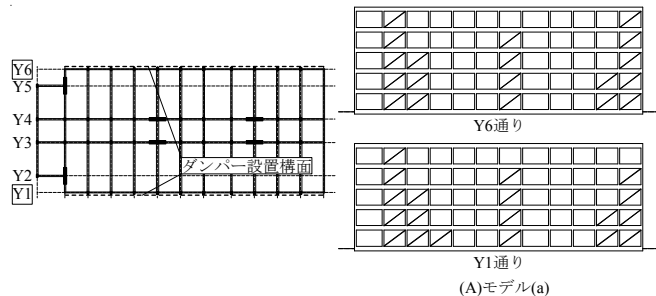
図 27  $r_q$ - $n$  関係(JMA Kobe 50kine)

わせた制振改修の考え方を示した。また既往の等価線形化法による簡易設計手法を応用した制振設計手法を提案し、付加弾性骨組が層の損傷配分に与える影響を調査した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 等価線形化手法を用いて RC 架構の等価減衰を考える場合、減衰評価においては平均減衰法が有効であり、RC 架構の塑性率が 1.0 ～ 1.5 の範囲では、低減係数  $R=0.6$  程度を考えることにより応答評価が可能と考えられる。
- 2) 弾性・弾塑性要素を並列に付加する場合における既往の制振設計手法に、付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比  $\gamma_s$  を新たに導入し再設定した。同手法を用いることで低剛性層を有するモデルにおいても、特定層への損傷の集中を緩和させる設計が可能となる。
- 3) 様々な弾性弾塑性要素の剛性比  $\gamma_s$  を有する解析モデルにおける検討を行い、本事例では、 $\gamma_s=0.05$  程度で制振部材による各層のエネルギー配分が均等化し、残留層間変形角も 1/1000 以下となることを確認した。
- 4) 各解析モデルの損傷の集中の度合を既往の基本損傷分布則により予測する場合、既往提案式において、RC 架構を柔要素とみなして損傷集中指数  $n$  を求めることにより、特定層への損傷集中量を概ね予測できることがわかった。

#### 付録 1 立体モデルにおけるダンパー設置位置

本稿では建物の長手方向に対する制振改修を検討しており、長手方向の外側の構面(Y1, Y6)に平面的な偏心が生じないように留意しながら、ダンパーの配置を行っている。ダンパーは、Y1, Y6 通りの柱間寸法 3600mm, 階高 3200mm の位置に座屈拘束ブレースを斜材として設置することを想定している。付図 1 には、例として S モデル( $\gamma_s=0.056$ )の制振改修におけるダンパー配置を示す。各解析ケースにおいて各層のダンパーの数は異なるが、設置構面は Y1, Y6 構面に限定し、設置形状も同様としている。



付図 1 立体モデルにおける弾塑性ダンパーの配置(S モデル( $\gamma_s=0.056$ ))

#### 付録 2 RC 主架構の耐力計算式

解析モデルにおける柱・壁部材の復元力特性を決定する際に用いる耐力の算定式を以下に示す。以下の式は文献<sup>15)~17)</sup>に基づいている。

##### ①柱

- 1) 曲げひび割れモーメント(略算式)

$$M_{cr} = 0.57\sqrt{\sigma_b}Z_c + \frac{ND}{6}$$

- 2) 曲げ降伏モーメント(略算式)

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right)$$

- 3) せん断ひび割れ強度

$$V_{sc} = \sqrt{\sigma_f^2 + \sigma_r\sigma_0} \cdot b \cdot D \cdot \frac{1}{\kappa} \cdot \phi$$

- 4) せん断終局強度(実験式)

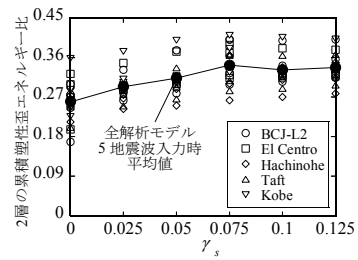


図 28 2層における累積塑性歪エネルギー分布

$$Q_s = \left\{ \frac{0.052 p_i^{0.23} (180 + \sigma_b)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w\sigma_y} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b_j$$

##### ②耐震壁

- 1) 曲げひび割れモーメント

$$M_{cr} = (b\sigma_t + \sigma_0)Z_e$$

- 2) 曲げ終局モーメント

$$M_u = c a_{gc} \sigma_y I + 0.5 a_{gw} \sigma_y I + 0.5 N I$$

- 3) せん断ひび割れ強度

$$Q_c = (s\tau_{cr} \cdot r \cdot t_w \cdot l) / \kappa_s$$

- 4) せん断終局強度(修正荒川式)

$$Q_w = \left\{ \frac{0.068 p_i^{0.23} (\sigma_b + 17.6)}{\sqrt{M/(Q_w)} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b_e j$$

#### 参考文献

- 1) 竹内徹, 安田幸一, 湯浅和博, 岡山俊介, 宮崎健太郎, 岩田衛: 統合ファサードによる既存不適格建物の改修, 日本建築学会技術報告集, No.24, pp.161-166, 2006.12
- 2) 北嶋圭二, 鈴木信二, 築井英昭, 池尾正詩: 集合住宅への制振補強工法の適用事例, コンクリート工学, Vol.42, No.2, pp.54-60, 2004.2
- 3) 蒲武川, 笠井和彦: 弾塑性ダンパーを用いた多層 RC 構造の地震応答制御設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 685 号, pp.461-470, 2013.3
- 4) 笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御法, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp.45-55, 2005.9
- 5) M.Nuray AYDINOGLU: Specification for Buildings to be Built in Seismic Zones (2007), Chapters 1,2, Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey, 2007.3
- 6) 能島暢呂: 1999 年トルコ・コジャエリ地震の被害調査報告, 土木計画学シンポジウム, 2000.7
- 7) Takeda T., Sozen M.A. and Nielsen N.N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of Structural Division, Journal of structural Engineering, ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2573, 1970
- 8) Newmark, N. M. and Rousenblueth, E.: Fundamentals of Earthquake Engineering Prentice-Hall Inc, 1971
- 9) 日本免震構造協会編: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 2 版, 2005.9
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.2
- 11) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説 2001 年改訂版, 2001.10
- 12) 日本建築センター: エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説, 2005.10
- 13) 秋山宏: エネルギーの釣合いに基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999
- 14) 高橋誠, 秋山宏: 地震時における柔剛混合構造せん断型多層骨組の損傷集中特性, 日本建築学会構造系論文集第 536 号, pp.63-70, 2000.10
- 15) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計法—, 2010.6
- 16) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997
- 17) 国土交通省住宅局建築指導課他編: 2001 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 工学図書株式会社, 2001.3

(2013年10月8日原稿受理, 2014年2月12日採用決定)