

## 第3章 履歴型ダンパーを用いた耐震改修建物の換算 $I_s$ 値の計算方法

### 3.1 はじめに

履歴型ダンパーを用いた耐震補強を普及・促進させるためには、構造耐震指標  $I_s$  による耐震性能の表示が不可欠である。建物の耐震性能を  $I_s$  値により表示出来れば、従来の耐震補強法との耐震性能の相互比較が容易になると考えられる。ここでは、エネルギー法告示を応用した換算  $I_s$  値算定式の提案とその運用方法について示す。また、地震応答解析により提案手法の妥当性を検証した結果も併せて示す。なお、換算  $I_s$  値の算定にあたっては、次の事項を前提としている。

- (1) 静的漸増解析などにより主架構およびダンパーの層せん断力 - 層間変形関係が得られており、それらが完全弾塑性型に置換されていること。
- (2) 第2章で示したエネルギー法による計算で耐震安全性が検証されていること。

### 3.2 1 質点系の換算 $I_s$ 値

#### 3.2.1 構造耐震指標 $I_s$

「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(1996)」<sup>3.1)</sup> 及び「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」<sup>3.2)</sup> から、耐震診断の判定に用いられる構造耐震指標  $I_s$  (以後、従来法  $I_s$  値とする) は、(3.2.1)式および(3.2.2)式により算定される。靱性指標  $F$  については、鉄筋コンクリート造では曲げ柱で構成された建物を想定すれば、(3.2.3)式および(3.2.4)式で算定され、鉄骨造の場合には(3.2.3)式および(3.2.5)式により算定される。また、鉄筋コンクリート造建物の場合は建物の調査結果をもとに別途、経年指標  $T$  を算出し、 $I_s$  値に乘じる必要がある。ここでは、剛性率及び偏心率によって定まる係数  $F_{esi}$ 、地域係数  $Z$ 、振動特性係数  $R_t$  を 1 とした(3.2.6)式で耐震性を検討する。

$$I_{s,i} = E_{0i} / (F_{esi} \cdot Z \cdot R_t) \quad (3.2.1)$$

$$E_{0i} = Q_{ui} \cdot F_i / (W_i \cdot A_i) \quad (3.2.2)$$

$$F_i = \phi \sqrt{2\mu_i - 1} \quad (3.2.3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RC 造} : \phi = 1 / \{0.75(1 + 0.05\mu_i)\} \\ \text{S 造} : \phi = 1 \end{array} \right. \quad (3.2.4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RC 造} : \phi = 1 / \{0.75(1 + 0.05\mu_i)\} \\ \text{S 造} : \phi = 1 \end{array} \right. \quad (3.2.5)$$

$$I_{s,i} = q_{yi} \cdot F_i \quad (q_{yi} = Q_{ui} / (W_i \cdot A_i)) \quad (3.2.6)$$

ここで、 $E_{0i}$  :  $i$  層の耐震性能を表す指標、 $F_{esi}$  : 剛性率及び偏心率によって定まる係数、 $Z$  : 地域係数、 $R_t$  : 振動特性係数、 $Q_{ui}$  :  $i$  層の保有水平耐力、 $F_i$  :  $Q_{ui}$  を限界づける要素(部材・接合部等)の靱性指標から架構の層・方向別に決まる靱性指標、 $q_{yi}$  : 各階の架構の保有水平層せん断力係数の  $A_i$  分布に対する倍率、 $W_i$  :  $i$  層の支持する重量、 $A_i$  : 保有水平層せん断力係数の高さ方向の分布、 $\mu_i$  : 許容変位に対する降伏変位の比

#### 3.2.2 1 質点系の換算 $I_s$ 値

補強建物の保有吸収エネルギーを陽な形で表現した換算  $I_s$  値の定式化を行う。

エネルギー一定則の概念から、構造耐震指標  $I_s$  は(3.2.7)式のように強度指標  $C$  と靱性指標  $F$  の積で表される。

$$I_s = C \cdot F \quad (3.2.7)$$

$I_s$ 値とは、許容される最大変形までに層が吸収できるエネルギー(図3.2.1(a))を等価な弾性エネルギー(図3.2.1(b))に置換した際の弾性せん断力係数 $C_e$ であり、S造における $\mu=1$ を $F$ 値の基準として(3.2.8)式のように表す。さらに、加速度応答スペクトル $S_a$ ( $C_e$ に相当する)を重力加速度 $g$ で除した(3.2.9)式で表すことができる<sup>3.3)</sup>。

$$I_s = C_e \cdot 1 \quad (3.2.8)$$

$$I_s = C_e \cdot 1 = S_a / g \quad (3.2.9)$$

加速度応答スペクトル  $S_a$  を(3.2.10)式のように擬似速度応答スペクトル  $V_D$  によって表す。また、擬似速度応答スペクトル  $V_D$  は損傷に寄与するエネルギー Spektrum として(3.2.11)式のように表す。

$$S_a = \frac{2\pi}{T} V_D \quad (3.2.10)$$

$$V_D = \sqrt{\frac{2E_D}{M}} \quad (3.2.11)$$

(3.2.10)式および(3.2.11)式から、(3.2.9)式は次式となる。

$$I_s = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T \cdot g \sqrt{M}} \sqrt{E_D} \quad (3.2.12)$$

ここで、 $E_D$ : 保有吸収エネルギー、 $T$ : 固有周期、 $M$ : 全質量とする。以後、従来法  $I_s$  値と区別するために換算  $I_s$  値を  $I_s^{CON}$  とする。

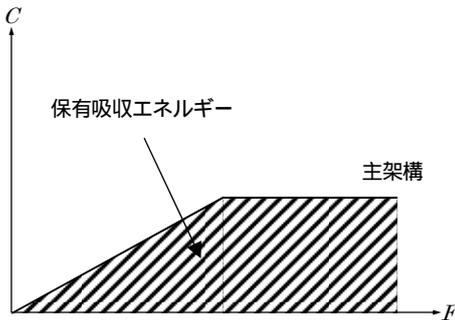


図 3.2.1(a) 主架構の保有吸収エネルギー

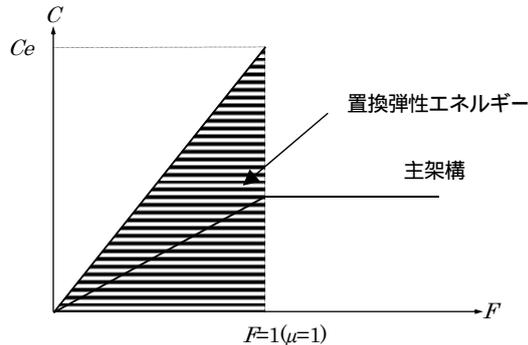


図 3.2.1(b) 置換弾性エネルギー

### 3.2.3 ダンパー補強

ダンパー補強による効果および影響は以下の点に考慮する。

#### (1) 損傷限界時の固有周期 $T_d$

(3.2.12)式中の固有周期  $T$  には損傷限界時固有周期  $T_d$  を用いる。 $T_d$  はダンパー補強による架構の耐力上昇を考慮するため、図 3.2.2(a) に示すように Bi-linear 置換した主架構とダンパーの復元力特性を重ね合わせた Tri-linear 型復元力の原点と第 2 折点を結んだ割線剛性  $k_s$  を用いて算定する。

#### (2) 架構全体の保有吸収エネルギー $E_D$

架構全体の保有吸収エネルギー  $E_D$  は主架構の保有吸収エネルギー  $_f E_D$  にダンパー部分の保有吸収エネルギー  $_d E_D$  を足し合わせた(3.2.13)式で算定する<sup>3.4)</sup>。主架構の保有吸収エネルギー  $_f E_D$  は(3.2.14)式を、ダンパー部分の保有吸収エネルギー  $_d E_D$  は(3.2.15)式を用いて計算する。各保有吸収エネルギーは(3.2.16) ~ (3.2.20)式および図3.2.2(b)(c)による。ただし、(3.2.13)式の右辺に乘じた係数  $_f a_E$  および  $_d a_E$  については、次節で述べる。

$$E_D = {}_f a_E \cdot {}_f E_D + {}_d a_E \cdot {}_d E_D \quad (3.2.13)$$

$${}_f E_D = W_f + E_{sf} \quad (3.2.14)$$

$${}_d E_D = W_{de} + W_{dp} + E_{sd} \quad (3.2.15)$$

$$W_f = {}_f Q_y \cdot {}_f \delta_y / 2 \quad (3.2.16)$$

$$W_{de} = {}_d Q_y \cdot {}_d \delta_y / 2 \quad (3.2.17)$$

$$W_{dp} = 2({}_f \delta_y - {}_d \delta_y) {}_d Q_y \cdot n_d' \quad (3.2.18)$$

$$E_{sf} = 2(\delta_{max} - {}_f \delta_y) {}_f Q_y \cdot n_f \quad (3.2.19)$$

$$E_{sd} = 2(\delta_{max} - {}_f \delta_y) {}_d Q_y \cdot n_d \quad (3.2.20)$$

ここに、 ${}_f Q_y$ ：主架構の保有水平耐力、 ${}_d Q_y$ ：ダンパーの保有水平耐力、 ${}_f \delta_y$ ：主架構の降伏変位、 ${}_d \delta_y$ ：ダンパーの降伏変位、 $\delta_{max}$ ：主架構の終局変位、 $n_f$ ：主架構が塑性範囲内での主架構の塑性変形の累積の程度を表す数値(=2)、 $n_d'$ ：主架構が弾性範囲内でのダンパーの塑性変形の累積の程度を表す数値(=5)、 $n_d$ ：主架構が塑性範囲内でのダンパーの塑性変形の累積の程度を表す数値(=2)、 ${}_f a_E$ ： $I_s$  値換算のための主架構の保有吸収エネルギー ${}_f E_D$ の調整係数、 ${}_d a_E$ ： $I_s$  値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー ${}_d E_D$ の調整係数とする。

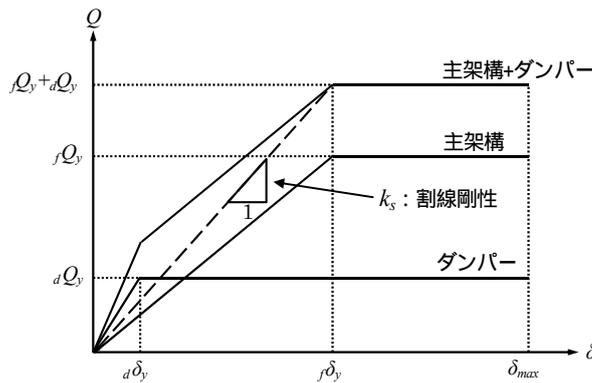


図3.2.2(a) 割線剛性 $k_s$

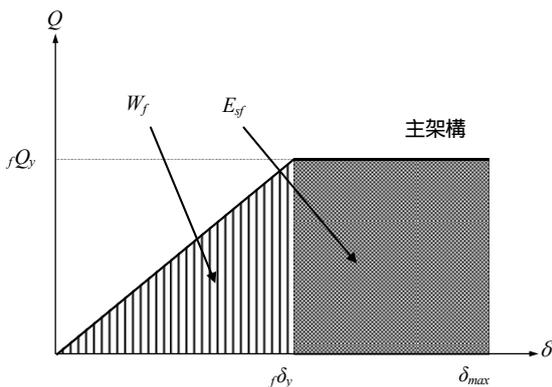


図3.2.2(b) 主架構のエネルギー

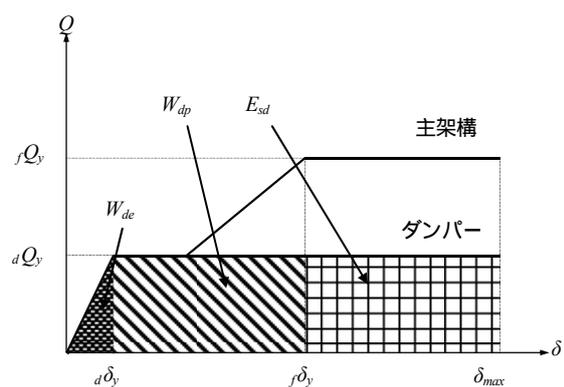


図3.2.2(c) ダンパーのエネルギー

### 3.2.4 $I_s$ 値換算のための保有吸収エネルギーの調整係数

換算  $I_s$  値と従来法  $I_s$  値との整合性を確保するための係数として、 $I_s$  値換算のための主架構の保有吸収エネルギー ${}_f E_D$ の調整係数 ${}_f a_E$ と  $I_s$  値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー ${}_d E_D$ の調整係数 ${}_d a_E$ を導入し、これらの値を次の条件から導出する。

- ・ダンパーによる補強が施されていない状態において、従来法  $I_s$  値と(3.2.23)式が同じ値となる。
- ・同一地震入力レベルにおいて、靱性指標  $F$  の等しい強度補強建物(図 3.2.3(a))とダンパー補強建物(図 3.2.3(b))の応答変形が等しいときその  $I_s$  値は等しい。

$$I_s^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T \cdot g \cdot \sqrt{M}} \sqrt{E_D} \quad (3.2.21)$$

$$E_D = {}_f a_E \cdot {}_f E_D + {}_d a_E \cdot {}_d E_D \quad (3.2.22)$$

(3.2.21)式に(3.2.22)式を代入し、固有周期を損傷限界時固有周期  $T_d$  とすれば(3.2.23)式を得る。

$$I_s^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T_d \cdot g \cdot \sqrt{M}} \sqrt{{}_f a_E \cdot {}_f E_D + {}_d a_E \cdot {}_d E_D} \quad (3.2.23)$$

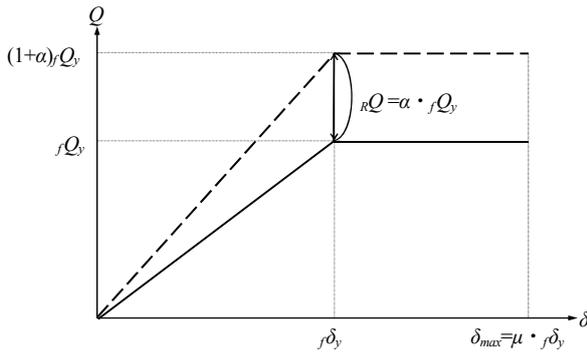


図3.2.3(a) 強度補強建物

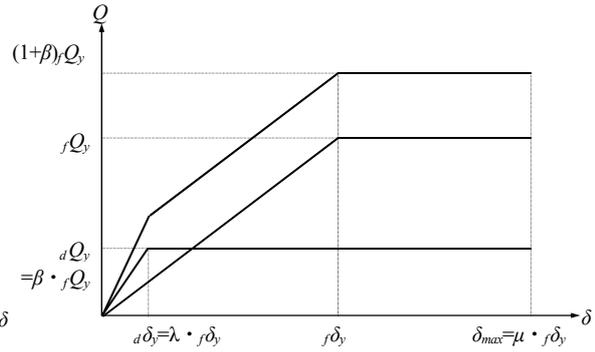


図3.2.3(b) ダンパー補強建物

1)  $I_s$  値換算のための主架構の保有吸収エネルギー  ${}_f E_D$  の調整係数  ${}_f a_E$

条件 から  ${}_f a_E$  を導く。従来法  $I_s$  値とダンパーによる補強が施されていない状態( ${}_d E_D=0$ )の換算  $I_s$  値を等値として誘導する。

架構の耐力  ${}_f Q_y$  を(3.2.24)式、保有吸収エネルギーは主架構のみとなり(3.2.25)式で表す。

$${}_f Q_y = q_y \cdot Mg \quad (3.2.24)$$

$${}_f E_D = \frac{1}{2} {}_f Q_y {}_f \delta_y \{1 + 4(\mu - 1) \cdot n_f\} \quad (3.2.25)$$

損傷限界時の固有周期  $T_d$  を(3.2.26)式で表す。

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{{}_f \delta_y}{q_y g}} \quad (3.2.26)$$

(3.2.25)および(3.2.26)式を(3.2.23)式に代入し、 ${}_d E_D=0$ として整理すると(3.2.27)式を得る。

$$I_s^{CON} = q_y \cdot \sqrt{{}_f a_E \{1 + 4(\mu - 1) \cdot n_f\}} \quad (3.2.27)$$

一方、従来法  $I_s$  値は(3.2.28)式となるので、

$$I_s = q_y \cdot \phi \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.2.28)$$

(3.2.27)式と(3.2.28)式は等値であるとして、 ${}_f a_E$ について解くと(3.2.29)式を得る。主架構の塑性変形の累積の程度を表す数値  $n_f$  は、Normal bi-linear型の復元力特性を持つラーメン架構を基準とする。よって、 $n_f=2$ として ${}_f a_E$ を定める。

$${}_f a_E = \frac{(2\mu-1) \cdot \phi^2}{1+4(\mu-1) \cdot n_f} = \frac{2\mu-1}{8\mu-7} \phi^2 \quad (3.2.29)$$

2)  $I_s$  値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー  ${}_d E_D$  の調整係数  ${}_d a_E$

条件 から  ${}_d a_E$  を導く。強度補強建物(図3.2.3(a))において、最大応答変形  $\delta_{max}$  を生じさせるエネルギー入力  ${}_A E_D$  (もしくは、エネルギー吸収量)は、エネルギーの釣り合いに基づいて(3.2.30)式で算定される。

$${}_A E_D = \frac{1}{2} ({}_f Q_y + {}_R Q) \cdot \delta_y + 2 ({}_f Q_y + {}_R Q) (\delta_{max} - \delta_y) \cdot n_f = \frac{1}{2} {}_f Q_y \cdot \delta_y (1 + \alpha) \{1 + 4(\mu-1) \cdot n_f\} \quad (3.2.30)$$

このときの損傷限界時固有周期を降伏変形時の割線剛性より算出すると(3.2.31)式となり、安全限界時固有周期をその  ${}_A T_s$  倍とすれば(3.2.32)式となる。

$${}_A T_d = 2\pi \sqrt{\frac{M \cdot \delta_y}{(1+\alpha) \cdot {}_f Q_y}} \quad (3.2.31) \quad {}_A T_s = a_T \cdot {}_A T_d \quad (3.2.32)$$

同様に、ダンパー補強建物(図3.2.3(b))の場合には、最大応答変形  $\delta_{max}$  を生じさせるエネルギー入力  ${}_B E_D$  は(3.2.33)式、損傷限界時固有周期を降伏変形時の割線剛性より算出すると(3.2.34)式となり、安全限界時固有周期をその  ${}_B T_s$  倍とすれば(3.2.35)式となる。

$$\begin{aligned} {}_B E_D &= \frac{1}{2} {}_f Q_y \cdot \delta_y + 2 {}_f Q_y (\delta_{max} - \delta_y) \cdot n_f + \frac{1}{2} {}_d Q_y \cdot \delta_y + 2 {}_d Q_y ({}_f \delta_y - {}_d \delta_y) \cdot n_d + 2 {}_d Q_y (\delta_{max} - \delta_y) \cdot n_d \\ &= \frac{1}{2} {}_f Q_y \cdot \delta_y \cdot \{1 + 4(\mu-1) \cdot n_f\} + \{\lambda + 4(1-\lambda) \cdot n_d + 4(\mu-1) \cdot n_d\} \beta \end{aligned} \quad (3.2.33)$$

$${}_B T_d = 2\pi \sqrt{\frac{M \cdot \delta_y}{(1+\beta) \cdot {}_f Q_y}} \quad (3.2.34) \quad {}_B T_s = a_T \cdot {}_B T_d \quad (3.2.35)$$

短周期建物を想定してエネルギースペクトルが固有周期に比例すると仮定すれば、これらのエネルギー入力と安全限界時固有周期の関係が、同一入力レベル(エネルギースペクトル)で生じるとすれば、図3.2.4に示す関係から次式が得られる。

$$\sqrt{\frac{2 {}_B E_D}{M}} = \frac{{}_B T_s}{{}_A T_s} \sqrt{\frac{2 {}_A E_D}{M}} \quad (3.2.36)$$

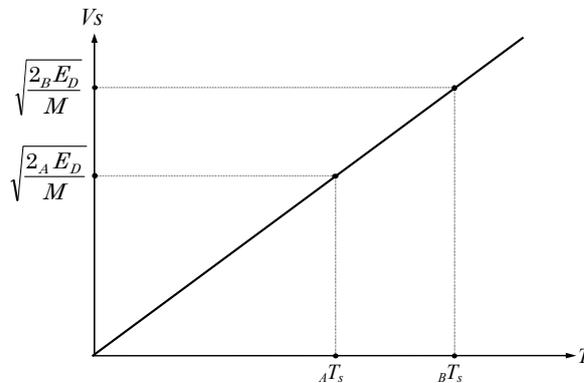


図3.2.4 エネルギー入力(エネルギースペクトル)と安全限界時固有周期の関係

ここで、強度補強建物とダンパー補強建物の  $a_T$  は等しいと仮定すると(3.2.37)式となる。

$${}_B E_D = \left( \frac{{}_B T_s}{{}_A T_s} \right)^2 \cdot {}_A E_D = \frac{1+\alpha}{1+\beta} \cdot {}_A E_D \quad (3.2.37)$$

(3.2.37)式に(3.2.30)式および(3.2.33)式の各入力エネルギーを代入し整理すると次式を得る。この関係式は、同入力レベルで、最大変形が等しくなる補強量の関係( $\alpha - \beta$  関係)を示している。

$$(1+\alpha)^2 = \left\{ 1 + \frac{\lambda + 4(1-\lambda) \cdot n_d' + 4(\mu-1) \cdot n_d}{1 + 4(\mu-1) \cdot n_f} \beta \right\} \cdot (1+\beta) \quad (3.2.38)$$

一方、強度補強建物(図3.2.3(a))とダンパー補強建物(図3.2.3(b))の  $I_s$  値が等しくなる条件は、従来法で表現した(3.2.39)式と換算式(3.2.23)式を(3.2.29)式を考慮して変形した(3.2.40)式を等値とすれば、(3.2.41)式として導出される。

$$I_s = \frac{(1+\alpha) \cdot {}_f Q_y}{Mg} \cdot \phi \sqrt{2\mu-1} \quad (3.2.39)$$

$$\begin{aligned} I_s^{CON} &= \frac{2\sqrt{2}\pi}{{}_B T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{{}_f a_E \cdot {}_f E_D + {}_d a_E \cdot {}_d E_D} \\ &= \sqrt{2(1+\beta) \cdot \left[ \frac{(2\mu-1) \cdot \phi^2}{2} + {}_d a_E \cdot \left\{ \frac{\lambda}{2} + 2(1-\lambda) \cdot n_d' + 2(\mu-1) \cdot n_d \right\} \cdot \beta \right]} \frac{{}_f Q_y}{Mg} \end{aligned} \quad (3.2.40)$$

$${}_d a_E = \frac{(2\mu-1) \cdot \phi^2}{\left\{ \lambda + 4(1-\lambda) \cdot n_d' + 4(\mu-1) \cdot n_d \right\} \cdot \beta} \cdot \left\{ \frac{(1+\alpha)^2}{1+\beta} - 1 \right\} \quad (3.2.41)$$

(3.2.41)式に、(3.2.38)式を導入すると条件 を満たす(3.2.42)式が得られる。結局、 ${}_d a_E$  は  ${}_f a_E$  と同じとなる。

$${}_d a_E = \frac{(2\mu-1) \cdot \phi^2}{1 + 4(\mu-1) \cdot n_f} = \frac{2\mu-1}{8\mu-7} \phi^2 \quad (3.2.42)$$

ただし、後述の地震応答解析による検討から、 ${}_d a_E$  は 0.5 を上回る場合は 0.5 とする制限を設ける(図3.2.5)。

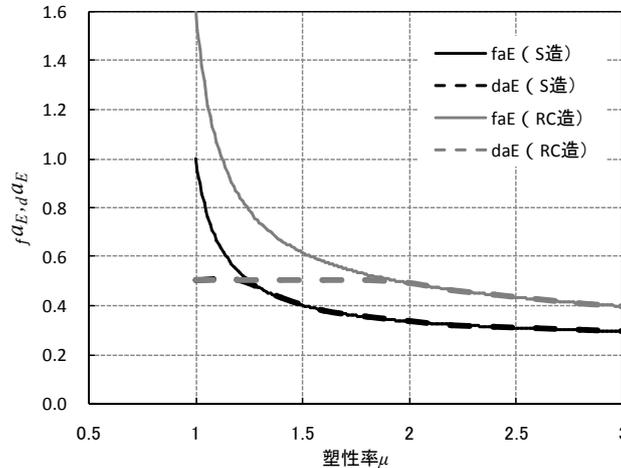


図 3.2.5 調整係数  ${}_f a_E$ 、 ${}_d a_E$

### 3.3 多質点系の換算 $I_s$ 値

#### 3.3.1 多質点系の換算 $I_s$ 値算定式

多質点系の場合の換算  $I_s$  値算定式は、(3.2.21)式の架構全体の保有吸収エネルギー  $E_D$  を各層の保有吸収エネルギー  $E_{D,i}$  とした(3.3.1)式とする。なお、 $I_s$  値換算のための保有吸収エネルギー  $E_D$  の調整係数  $f_{aE}$  および  ${}_d a_E$  は各層に存在するため、 $f_{aE_i}$  および  ${}_d a_{E_i}$  とする。

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i}} \quad (3.3.1)$$

ここで、各層の保有吸収エネルギー  $E_{D,i}$  を秋山の損傷分布則<sup>3.5)</sup>で除す((3.3.2)式)ことで、各層に要求されるエネルギー分布で基準化して各層の耐震性を表現する。これより、損傷集中の程度を  $I_s$  値に考慮することが可能となる(図3.3.1参照)。

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} / \frac{s_i(p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j(p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (3.3.2)$$

ここで、 $s_i$  : 各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準、 $p_i$  : 各階の保有水平層せん断力係数の  $A_i$  分布とのずれの程度を表す数値、 $p_{ii}$  : 各階の偏心率  $R_e$  による保有水平層せん断力係数の低減係数

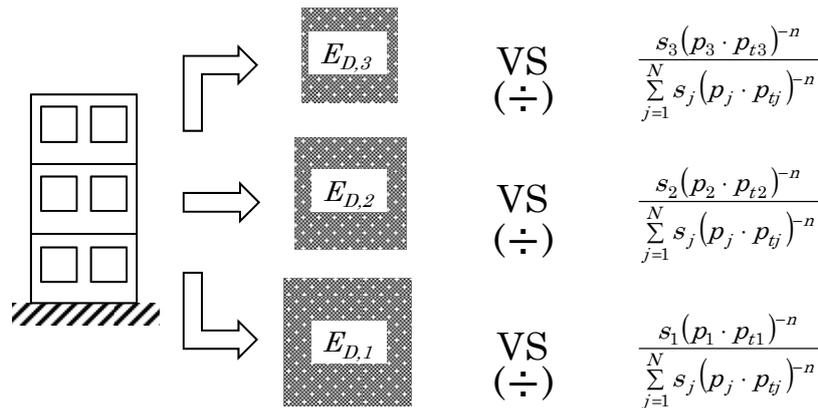


図 3.3.1 多質点系への拡張概念図

#### 3.3.2 多質点系の補正係数 $\gamma_i$ の導入

1質点系の換算  $I_s$  値算定式を多質点系に拡張する際に生じる差を補正する係数  $\gamma_i$  を導入する。多質点系の補正係数  $\gamma_i$  は、 $f_{aE}$ 、 ${}_d a_E$  と同様に従来法  $I_s$  値と換算  $I_s$  値を等値として導出する。ただし、ここでは主架構のみの場合で検討し、ダンパー補強の場合もこれを準用する。

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} / \frac{s_i(p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j(p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (3.3.3)$$

$$I_{s,i} = \frac{q_{yi} \cdot F_i}{F_{esi}} \quad (3.3.4)$$

上記の(3.3.3)、(3.3.4)式を以下の諸量を用いて表す。

$q_{yi}$  : 各階の架構の保有水平層せん断力係数の  $A_i$  分布に対する倍率、 $R_{yi}$  : 各階の架構の降伏変形角、 $h_i$  : 階高、 $\mu_i$  : 各階の架構の塑性率、 $A_i$  : 保有水平層せん断力係数の高さ方向の分布、 $n_f$  : 塑性変形の累積の程度を表す数値、 $f_{aE}$  :  $I_s$  値換算のための主架構の保有吸収エネルギー  ${}_f E_D$  の調整係数、 ${}_d a_E$  :  $I_s$

値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー $_dE_D$ の調整係数、 $s_i$ ：各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準、 $p_i$ ：各階の保有水平層せん断力係数の $A_i$ 分布とのずれの程度を表す数値、 $p_{ii}$ ：各階の偏心率 $R_e$ による保有水平層せん断力係数の低減係数、 $N$ ：質点数

架構の耐力 $_fQ_y$ を(3.3.5)式、保有吸収エネルギーは(3.3.6)式で表す。

$$_fQ_{yi} = q_{yi} \cdot \sum_{j=i}^N m_j g \cdot A_i \quad (3.3.5)$$

$$E_{D,i} = \frac{1}{2} _fQ_{yi} \cdot \delta_{yi} \{1 + 4n_f(\mu_i - 1)\} \quad (3.3.6)$$

続いて、建物の1層の剛性を $k_1$ とすれば、多層骨組の一次固有周期は、(3.3.7)式で表すことができる。ここで $H_i$ ：1質点系の剛性と多質点系の等価剛性を関係付ける係数とする<sup>3.5)</sup>。

$$T_d = 2\pi \sqrt{H_i \frac{M}{k_1}} \quad (3.3.7)$$

また、(3.3.4)式は(3.3.8)式のように書き換える。

$$I_{s,i} = \frac{q_{yi} \cdot \phi \sqrt{2\mu_i - 1}}{F_{esi}} \quad (3.3.8)$$

(3.3.1)～(3.3.8)式を用いて、 $\gamma_i$ について解くと(3.3.9)式を得る。ここでは、多質点系のため $F_{esi}$ を考慮する。

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{s_i \cdot \sum_{j=1}^N s_j (p_j \cdot p_{jj})^{-n}}{H_i \cdot s_i (p_i \cdot p_{ii})^{-n}}} \cdot F_{esi} \quad (3.3.9)$$

$H_i$ と $\sum s_j$ には近似式として次式が存在する<sup>3.5)</sup>。

$$\sum_{j=1}^N s_j = 0.36 + 0.64N \quad (3.3.10)$$

$$H_i = 0.48 + 0.52N \quad (3.3.11)$$

偏心がなく、理想的な耐力分布( $A_i$ 分布)を有する建物においては、 $p_i = p_{ii} = F_{si} = F_{ei} = 1$ となり、(3.3.10)、(3.3.11)式から $\gamma_i$ は(3.3.12)式のような形となる。

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N s_j}{H_i}} = \sqrt{\frac{0.36 + 0.64N}{0.48 + 0.52N}} \quad (3.3.12)$$

(3.3.12)式から、建物が1質点系( $N=1$ )ならば $\gamma_i=1$ 、多質点系( $N$ が十分大きい)ならば近似的に $\gamma_i=1.1$ となる。しかし、耐力分布が $A_i$ 分布に沿わず特定層に損傷集中の生じる建物においては、(3.3.9)式により $\gamma_i$ の値は変動する。そこでピロティ建物など損傷集中の著しい建物における $\gamma_i$ を考える。図3.3.2は、降伏変形角が各階で等しい建物において、特定層の耐力を変動させたときの弱層の $\gamma_i$ の変動を示している。

用いたモデルは、主架構のみのモデルで、S造、降伏変形角： $_fR_y=1/150$ [rad]、靱性指標： $F_f=1.3$ (塑性率換算で $\mu_f=1.345$ )、各階質量： $m_i=1000$ [t]、階高： $h_f=400$ [cm]、質点数： $N=3, 5, 10$ 、 $I_s=0.9$ である。3、5、10質点の最下層、最上層、中間層の耐力を変動させ、弱層としていくモデルである。各層間での耐力差の隔たりを表すため、各階の保有水平層せん断力係数の $A_i$ 分布とのずれの程度を表す数値 $p_i$ により、横軸に当該階の $p_i$ と全階の $p_i$ の平均との比 $p_i/ave(p_i)$ を用いている。

$p_i/ave(p_i)=1$  のときは、耐力分布が  $A_i$  分布に沿う建物となり、 $p_i/ave(p_i)$  が小さくなるほど当該階の耐力が他階に比べて低くなっていることを示している。図 3.3.2 より、いずれのモデルにおいても、 $\gamma_i$  は一様な傾向が見られる。 $\gamma_i > 1.1$  となるのは、 $\gamma_i$  導入以前の換算  $I_s$  値では、従来法に比べ  $I_s$  値を過大評価することを示している。そこで、 $p_i/ave(p_i)$  を用いて(3.3.13)式の形で  $\gamma_i$  を一律に与える。各層間で相対的に入力エネルギーが少ない層には  $\gamma_i=1.1$  を、損傷集中の著しい層には、その程度に応じて補正を行う。なお、偏心がある場合の  $\gamma_i$  の検証は、今後の課題である。

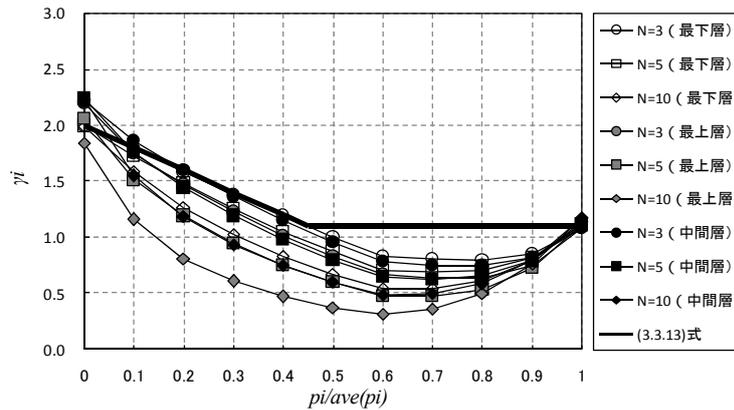


図 3.3.2  $\gamma_i$  と  $p_i/ave(p_i)$  の関係

$$\gamma_i = \begin{cases} 1.1 & \left( \frac{p_i}{ave(p_i)} > 0.45 \right) \\ 2 - 2 \cdot \frac{p_i}{ave(p_i)} & \left( \frac{p_i}{ave(p_i)} \leq 0.45 \right) \end{cases} \quad (3.3.13)$$

### 3.3.2 換算 $I_s$ 値のまとめ

換算  $I_s$  値算定式を示す。損傷集中を考慮した(3.3.14)式で換算  $I_s$  値を算定する場合、損傷が集中する層の  $I_s$  値は適切に評価されるが、相対的に入力エネルギーが集中しない層の  $I_s$  値は過大に算定されることになる。そこで、損傷集中を考慮しない(3.3.15)式を  $I_{s,i}^{CON}$  と損傷集中を考慮する(3.3.14)式を  $I_{s,i}^{CON}$  として定義し、それぞれ算定された各層の  $I_s$  値の小さい方を、その層の換算  $I_s$  値とする。

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} / \frac{s_i (p_i \cdot p_{ti})^n}{\sum_{j=1}^N s_j (p_j \cdot p_{tj})^n}} \quad (3.3.14)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} / \frac{s_i}{\sum_{j=1}^N s_j}} \quad (3.3.15)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min(I_{s,i}^{CON}, I_{s,i}^{CON}) \quad (3.3.16)$$

ここで、 $T_d$ : 損傷限界時固有周期、 $M$ : 総質量、 $E_{D,i}$ : 各階の保有吸収エネルギー、 $\gamma_i$ : 多質点系の補正係数、 $s_i$ : 各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準、 $p_i$ : 各階の保有水平層せん断力係数の  $A_i$  分布とのずれの程度を表す数値、 $p_{ti}$ : 各階の偏心率  $R_e$  による保有水平層せん断力係数の低減係数、 $n$ : 損傷集中指数

### 3.4 地震応答解析による検証

(3.3.14)～(3.3.16)式の換算  $I_s$  値算定式の妥当性を地震応答解析により検証する。

ダンパーで制振補強し換算  $I_s$  値により評価された建物モデル(ダンパー補強モデル)が、従来法で同等の  $I_s$  レベルを持つ建物モデル(強度型モデル)と同様の耐震性能を有するかを検証する。このとき、ダンパー補強モデルと強度型モデルはそれぞれ換算  $I_s$  値と従来法により同一の  $I_s$  レベル(0.7、0.9、1.1)と評価されたものを比較する。

#### 3.4.1 検証用モデル

##### (1) モデルの設定

比較に用いるモデルを示す。検証用モデルの構造形式は、S造およびRC造、混構造(下層RC造、上層S造とし、以後RC+S造と称する)の3パターンとする。S造およびRC造は5層の建物、RC+S造は2層の体育館を想定する。S造とRC造のモデルは、以下の2つの耐力分布を有するケースを設定する。

##### ・ $A_i$ 分布ケース

耐力分布が  $A_i$  分布に沿っており、損傷集中の生じない建物のモデル。ダンパー補強モデルは、全層にダンパーを補強する。全層において主架構の耐力は、従来法で  $I_s=0.45$  相当に設定する。ダンパーの耐力を適宜調整し、全層とも  $I_s^{CON}=0.7、0.9、1.1$  となる3つのモデルを設定する。同様に強度型モデルは、全層  $I_s=0.7、0.9、1.1$  となる3つのモデルを設定し、比較に用いる。

##### ・ ピロティケース

ピロティ架構の建物を想定、最下層(1層)のみ耐力を低く設定し、損傷集中の生じる建物モデルとする。ダンパー補強モデルは、最下層のみにダンパー補強を行う。最下層の主架構の耐力は、 $A_i$  分布ケースと同様に従来法で  $I_s=0.45$  相当(剛性率及び偏心率によって定まる係数  $F_{esi}$  は1としたとき)の耐力を有するように設定し、最下層以外の耐力は従来法で  $I_s=2.1$  相当となるように設定する。ダンパーの耐力を適宜調整し、1層の  $I_s^{CON}=0.7、0.9、1.1$  となるよう設定する。強度型モデルは、従来法  $I_s$  値で最下層以外 2.1、1層 0.7、0.9、1.1 となる3つのモデルを設定し、比較に用いる。

RC+S造に関しては以下のケースのみについて検証を行う。

##### ・ 体育館ケース(RC+S造のみ)

1層RC造、2層S造の混構造の体育館を想定したケースで、2層のみダンパー補強を行う。損傷集中が生じるピロティケースと同様にS造部分の耐力は従来法で  $I_s=0.45$  相当( $F_{esi}$  は1としたとき)の耐力を有すものとし、RC造部分においては従来法で  $I_s=2.7$  相当となるように設定する。ダンパーの耐力を適宜調整し、2層の  $I_s^{CON}=0.7、0.9、1.1$  となるよう設定する。強度型モデルは、従来法  $I_s$  値で1層 2.7、1層 0.7、0.9、1.1 となる3つのモデルを設定し、比較に用いる。

表3.4.1に検証を行うモデルの一覧を、表3.4.2～3に各モデル設定の詳細を示す。また、表3.4.4に例としてS造のダンパー補強モデルのピロティケースにおける1層の  $I_s^{CON}=0.9$  のモデルの換算  $I_s$  値の計算過程を示す。

表 3.4.1 モデル一覧

ケース	A <sub>i</sub> 分布	ピロティ	体育館
S造	○	○	—
RC造	○	○	—
RC+S造	—	—	○(2質点)

表 3.4.2 S造、RC造モデルの諸量

構造形式	S造			RC造		
	ケース	ピロティ		ケース	ピロティ	
層	1~5層	1層	2~5層	1~5層	1層	2~5層
復元力特性	完全弾塑性型	完全弾塑性型	Slip型	武田モデル	武田モデル	原点指向型
各層質量 m <sub>i</sub> [t]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
階高 h <sub>i</sub> [cm]	400	400	400	400	400	400
靱性指標F <sub>i</sub>	1.30	1.30	1.00	1.27	1.27	1.00
塑性率μ <sub>i</sub>	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
降伏変形角 <sub>r</sub> R <sub>yi</sub> [rad]	1/150	1/150	1/250	1/150	1/150	1/250
降伏変位 <sub>r</sub> δ <sub>yi</sub> [cm]	2.67	2.67	1.60	2.67	2.67	1.60
許容変位 <sub>r</sub> δ <sub>maxi</sub> [cm]	3.59	3.59	1.60	2.67	2.67	1.60
ひび割れせん断力係数 <sub>r</sub> q <sub>c</sub>	—	—	—	0.3q <sub>y</sub>	0.3q <sub>y</sub>	0.3q <sub>y</sub>
<sub>r</sub> k <sub>i</sub> / <sub>r</sub> k <sub>yi</sub>	—	—	—	4	4	4
剛性低下指数	—	—	—	0.4	0.4	0.4
塑性変形の累積の程度を表す係数n <sub>r</sub>	2	2	1	2	2	1
二次剛性	初期剛性の1/100					
減衰仮定	瞬間剛性比例型5%					

※許容変位=降伏変位×塑性率により算出するとした

※<sub>r</sub>q<sub>y</sub>:降伏せん断力係数のA<sub>i</sub>分布に対する倍率, <sub>r</sub>k<sub>i</sub>:主架構の初期剛性, <sub>r</sub>k<sub>yi</sub>:降伏点割線剛性

表 3.4.3 RC+S造モデルの諸量

構造形式	RC+S造	
	体育館	
ケース	RC造部分(1層)	S造部分(2層)
層	RC造部分(1層)	S造部分(2層)
復元力特性	武田モデル	Slip型
各層質量 m <sub>i</sub> [t]	100	40
階高 h <sub>i</sub> [cm]	400	300
靱性指標F <sub>i</sub>	1.50	1.30
塑性率μ <sub>i</sub>	1.21	1.35
降伏変形角 <sub>r</sub> R <sub>yi</sub> [rad]	1/150	1/500
降伏変位 <sub>r</sub> δ <sub>yi</sub> [cm]	2.67	0.60
許容変位 <sub>r</sub> δ <sub>maxi</sub> [cm]	3.23	0.81
ひび割れせん断力係数 <sub>r</sub> q <sub>c</sub>	0.3q <sub>y</sub>	—
<sub>r</sub> k <sub>i</sub> / <sub>r</sub> k <sub>yi</sub>	4	—
剛性低下指数	0.4	—
塑性変形の累積の程度を表す数値n <sub>r</sub>	2	1
二次剛性	初期剛性の1/100	
減衰仮定	瞬間剛性比例型5%	

表 3.4.4 ダンパー補強モデル (ピロティケース) の  $I_s$  レベル 0.9 換算  $I_s$  値計算過程

階	$h_i$ [cm]	$m_i$ [t]	$A_i$	$F_i$	$\mu_i$	$r_{aE,i}$	$d_{aE,i}$	$r_{\delta_{yi}}$ [cm]	$d_{\delta_{yi}}$ [cm]	$\delta_{max,i}$ [cm]	$r_{Q_{yi}}$	$d_{Q_{yi}}$	$r_{Q_{yi}}$ [kN]	$d_{Q_{yi}}$ [kN]
5	400	1000	1.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60	—	1.60	2.10	—	34916	—
4	400	1000	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60	—	1.60	2.10	—	57804	—
3	400	1000	1.24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60	—	1.60	2.10	—	76363	—
2	400	1000	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.60	—	1.60	2.10	—	91324	—
1	400	1000	1.00	1.30	1.35	0.45	0.45	2.67	0.53	3.59	0.35	0.28	16973	13603

階	$W_{fi}$ [kN·cm]	$E_{sfi}$ [kN·cm]	$W_{dei}$ [kN·cm]	$W_{dpi}$ [kN·cm]	$E_{sdi}$ [kN·cm]	$r_{E_{D,i}}$ [kN·cm]	$d_{E_{D,i}}$ [kN·cm]	pi
5	27933	0.00	—	—	—	27933	—	3.37
4	46243	0.00	—	—	—	46243	—	3.37
3	61091	0.00	—	—	—	61091	—	3.37
2	73059	0.00	—	—	—	73059	—	3.37
1	22631	62461	3628	290208	50061	38246	154570	1.00

有効固有周期	$T_d$ [s]	0.48
初期剛性周期	$T$ [s]	0.35
塑性変形の 累積の程度を 表す数値	$n_r$	2
	$n_d'$	5
	$n_d$	2
損傷集中指数	$n$	8

階	$S_i/\Sigma S_i$	損傷 分布則	$\Phi$	$\gamma$	$I_{s,s,i}^{CON}$	$I_{c,s,i}^{CON}$	$I_{s,i}^{CON}$
5	0.04	0.00	1.0	1.10	2.00	214	2.00
4	0.07	0.00	1.0	1.10	2.00	214	2.00
3	0.09	0.00	1.0	1.10	2.00	214	2.00
2	0.11	0.00	1.0	1.10	2.00	214	2.00
1	0.69	1.00	1.0	1.31	1.09	0.90	0.90

$n_r$ : 主架構の塑性変形の累積の程度を表す係数

$nd'$ : 主架構が弾性範囲内でのダンパーの塑性変形の累積の程度を表す係数

$nd$ : 主架構が塑性範囲内でのダンパー塑性変形の累積の程度を表す係数

なお RC 造モデルの各層の保有吸収エネルギー  $E_{D,i}$  算出時においてのみ、図 3.4.1 のような Tri-linear 型の復元力特性の原点と降伏点を結んだ降伏点割線剛性  $f_k y$  の Bi-linear 型に置換し、図に示した領域で  $W_{fi}$  を算出する。図に示した領域で  $W_{fi}$  を算出することによりひび割れ分のエネルギー吸収を考慮しないため安全側の評価となる。損傷限界周期  $T_d$  は、 $f_k y$  より算出している。

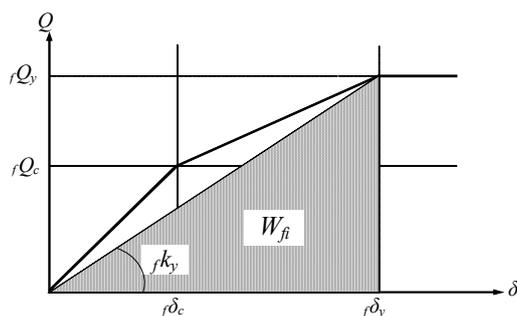


図 3.4.1 RC 造における  $W_{fi}$  算出方法

応答解析は、7 波の模擬波(乱數位相)を用いる。模擬波は、建築基準法で定められた極めて稀に発生する地震動に第 2 種地盤上の地盤増幅係数  $G_s$ (簡略法)を乗じたものを目標スペクトルとし、地震波形の外形を定める包絡関数は Jennings 型を仮定した。

## (2) 比較方法

ダンパー補強モデルと強度型モデルの比較方法の手順を以下に示す。

- 1)  $I_s=0.6$  の強度型モデルを比較対象のモデル( $I_s=0.7, 0.9, 1.1$ )とは別に、モデルごと(S, RC 造、RC+S 造、 $A_i$  分布ケース、ピロティケース、体育館ケース)に設定する。
- 2) 各  $I_s=0.6$  の強度型モデルに対して、許容変位と応答変位が等しくなる入力倍率を模擬波 7 波ごとに定める。
- 3) 模擬波ごとに定まった入力倍率で、 $I_s$  レベル 0.7、0.9、1.1 のダンパー補強モデルと強度型モデルで応答解析を行い、得られた最大層間変位を比較する。

### 3.4.2 解析結果

#### 1) 最大層間変位の高さ方向分布

各モデルへの模擬波 7 波の入力による最大層間変位応答の平均の高さ方向分布を示す。

なお、図中の点線は各層の架構の降伏変位を、実線は各層の架構の許容変位を示している。RC 造モデルは塑性率  $\mu=1$  のため、降伏変位と許容変位が等しくなる。

#### ・ S 造モデル：

図 3.4.2 に  $A_i$  分布ケース、図 3.4.3 にピロティケースの各  $I_s$  レベルにおけるダンパー補強モデルと強度型モデルの最大層間変位を示す。 $A_i$  分布ケースでは、ダンパー補強モデルと強度型モデルの応答は、概ね同様の傾向を示した。どの  $I_s$  レベルにおいても、ダンパー補強モデルの応答が低く収まった。高さ方向の層間変位の分布は、1 層で最大となり、上層ほど低く収まる傾向が全体に見られる。 $I_s$  レベルが上がるごとに両補強モデルとも応答は収まるが、やや差は大きくなる傾向がある。ピロティケースにおいても  $A_i$  分布ケースと同様な応答関係の傾向が見られる。ただし、 $A_i$  分布ケースよりもやや両モデルの応答差が少ない。

#### ・ RC 造モデル：

図 3.4.4 に  $A_i$  分布ケース、図 3.4.5 にピロティケースの各  $I_s$  レベルにおけるダンパー補強モデルと強度型モデルの最大層間変位を示す。 $A_i$  分布ケース、ピロティケースとも、ダンパー補強モデルの応答が、大きくなった。 $I_s$  レベル 0.7 のダンパー補強モデルにおいては、許容変位を大きく超えているものも見られる。

#### ・ RC+S 造モデル：

図 3.4.6 に体育館ケースの各  $I_s$  レベルにおけるダンパー補強モデルと強度型モデルの最大層間変位の平均を示す。どの比較においても、ダンパー補強モデルの応答が低くなった。 $I_s$  レベルごとの応答にあまり差はなく、ほとんどのモデルで弾性範囲内に収まっている。

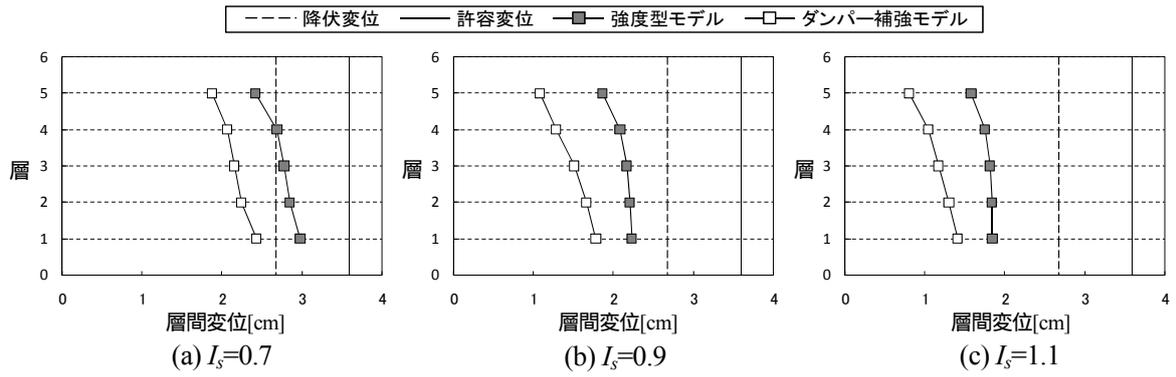


図 3.4.2 S造  $A_i$  分布ケース

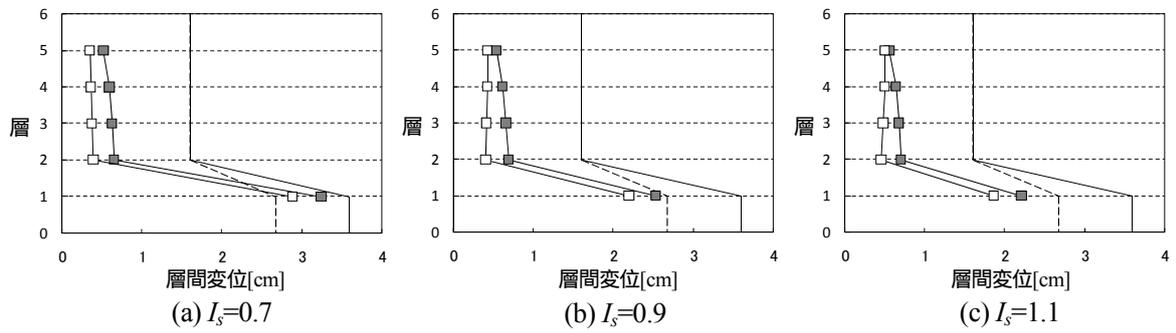


図 3.4.3 S造ピロティ分布ケース

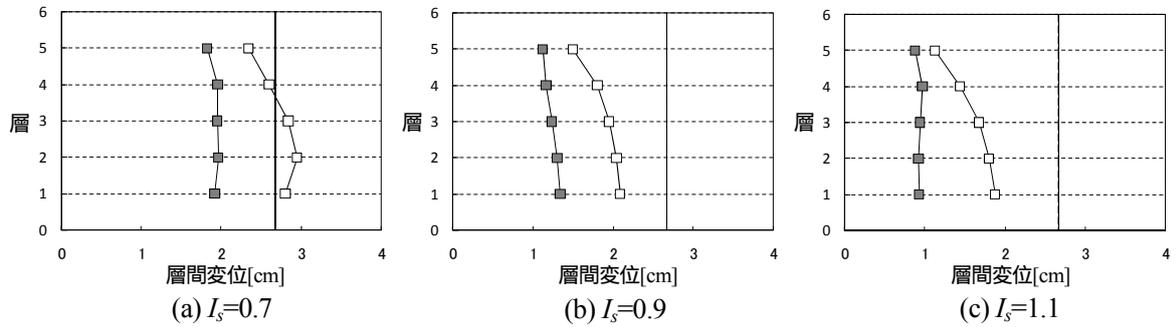


図 3.4.4 RC造  $A_i$  分布ケース

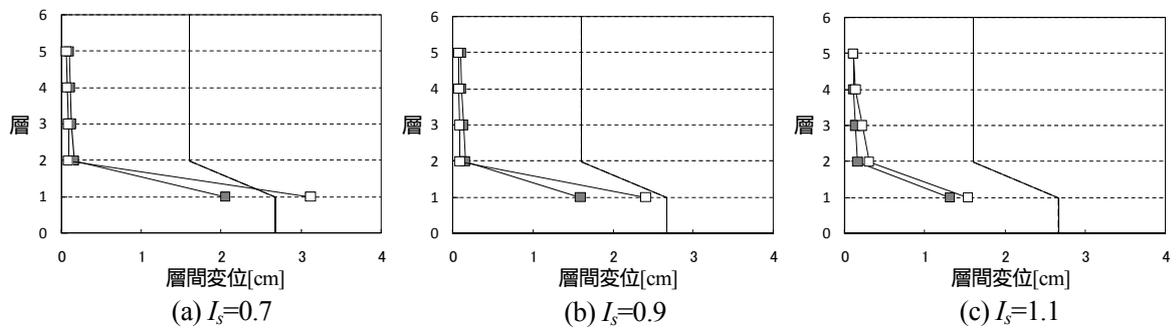


図 3.4.5 RC造ピロティ分布ケース

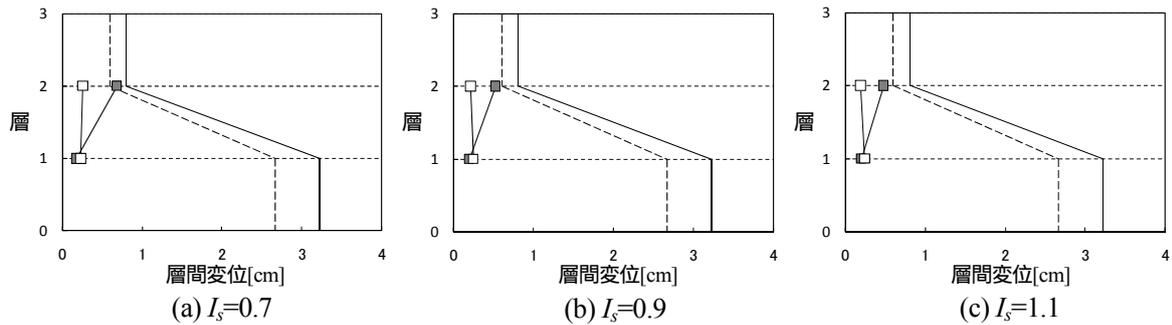


図 3.4.6 RC+S 造体育館ケース

## 2) 最大層間変位と $I_s$ レベルの関係

各モデルで最大応答が生じた層の最大層間変位と  $I_s$  レベルの関係を示す。

### ・S 造モデル

図 3.4.7(a)に  $A_i$  分布ケース、図 3.4.7(b)にピロティケースの最大応答が生じた層の最大層間変位と  $I_s$  レベルの関係を示す。両ケースで、どの  $I_s$  レベルにおいても最大応答の差はほぼ同様となり、一定の応答差が見られる。層間変位の高さ方向分布による比較の通り、ややピロティモデルの応答値の差が小さい。

### ・RC 造モデル

図 3.4.7(c)に  $A_i$  分布ケース、図 3.4.7(d)にピロティケースの最大応答が生じた層の最大層間変位と  $I_s$  レベルの関係を示す。1)最大層間変位の高さ方向分布における比較で示した通り、ダンパー補強モデルの応答が強度型モデルのそれと比較すると大きくなり、ピロティケースの  $I_s$  レベル 1.1 の比較を除きどの  $I_s$  レベルにおいても同様である。 $A_i$  分布ケースにおいて  $I_s$  レベルと応答の関係は、どの  $I_s$  レベルにおいても同様の傾向が見られる。

### ・RC+S 造モデル

図 3.4.7(e)に体育館ケースの最大応答が生じた層の最大層間変位と  $I_s$  レベルの関係を示す。ダンパー補強モデルの応答は、 $I_s$  レベルに関係なくほぼ横ばいである。強度型モデルでは、 $I_s$  レベルが上がるのに伴い、応答も減少している。

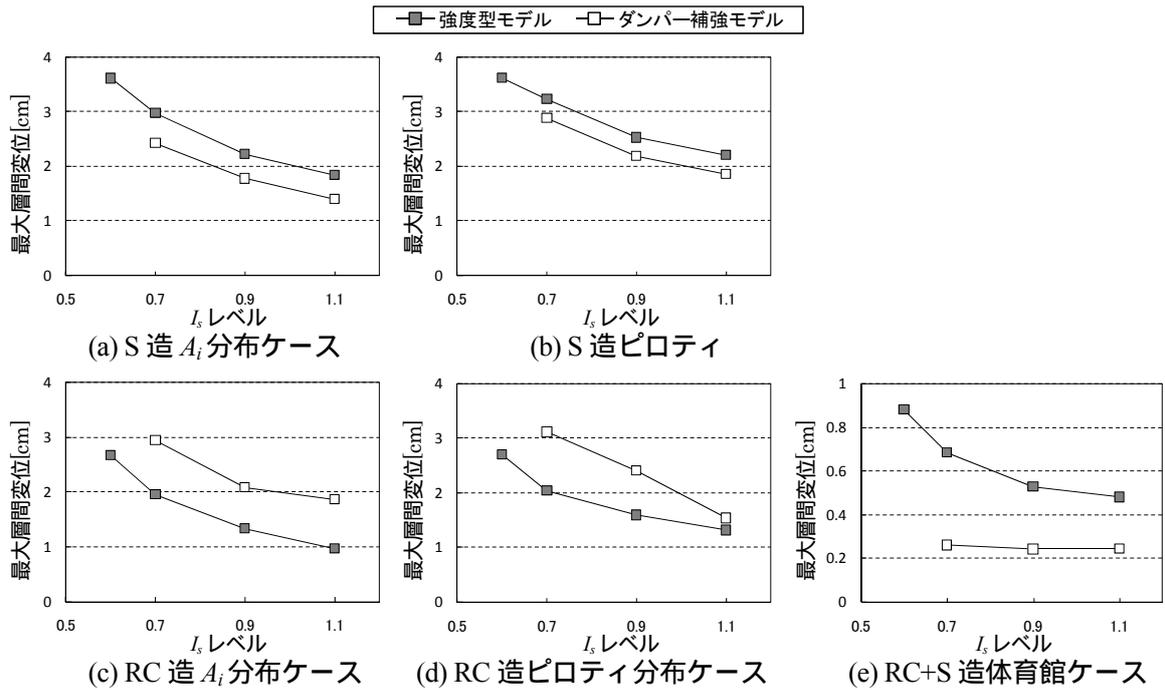


図 3.4.7 最大層間変位と  $I_s$  レベルの関係

### 3.4.3 $da_E$ の検証

#### (1) $da_E$ の妥当性について

3.4.2 節の解析結果から、S 造モデルにおける応答差が概ね良好であるのに対して、許容変位が降伏変位と等しい RC 造モデルにおいて、ダンパー補強モデルと強度型モデルの応答差が大きくなった。これらの応答関係の違いは構造形式によるものではなく、むしろ、許容変位の違いによるものと考えられる。図 3.4.8 は、許容変形による最大層間変位への影響を示したものである。モデルの設定方法と比較方法は 3.4.1、3.4.2 節と同様に行い、用いたモデルは S 造の  $A_i$  分布ケースである。 $I_s$  レベルは 0.9 とした。黒の凡例は(3.2.42)式により  $da_{E,i}=1.0$  として求めたものである。

黒の凡例は強度型モデルの応答に比べ、最大応答は大きくなる。このことより、許容変形が降伏点となるモデルでは、構造形式によらず換算  $I_s$  値は従来法より危険側の評価となることがわかる。

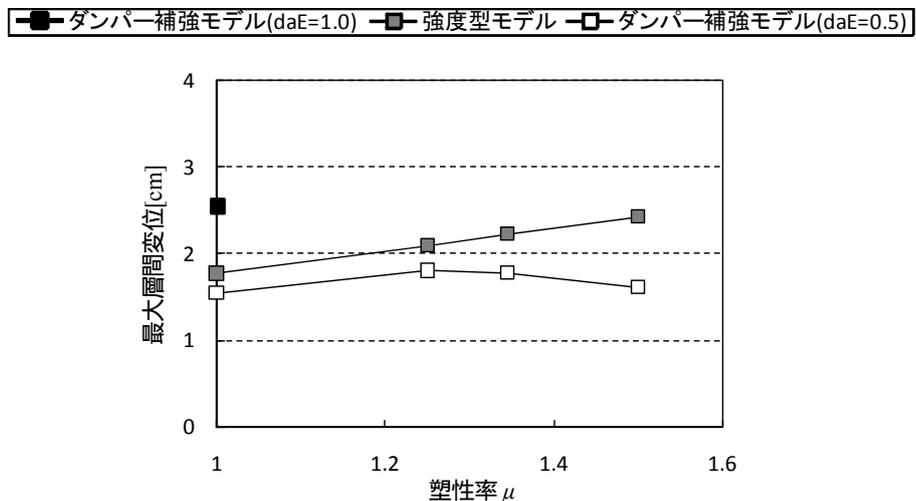


図 3.4.8 許容と最大層間変位の関係

ここで3.2.4節2)で述べたように、 ${}_d a_{Ei} \leq 0.5$ として制限し評価するように再度モデル設定を行う。同様な解析を行った結果を、図3.4.8に結果を示す。ダンパー補強モデルの応答は、強度型モデルを下回り、塑性率と最大層間変位の関係から見ても、良好な結果を得た。

(2) RC造モデルの再解析

RC造モデルの $A_i$ 分布、ピロティケースを ${}_d a_{Ei} \leq 0.5$ として、再び解析を行う。モデルの設定方法と比較方法は3.4.1、3.4.2節と同様である。図3.4.9に $A_i$ 分布ケース、図3.4.10にピロティケースの最大層間変位の高さ方向分布を、図3.4.11(a)に $A_i$ 分布ケース、図3.4.11(b)にピロティケースの最大層間変位と $I_s$ レベルの関係を示す。

$A_i$ 分布ケースでは、 $I_s$ レベル0.7、0.9において、強度型モデルに比べダンパー補強モデルの応答は小さくなり安全側になると言える。 $I_s$ レベル1.1においては、ダンパー補強モデルの応答が下層で強度型モデルの応答を上回るが、その差は小さく良好に対応していると言える。

ピロティケースについては、 $I_s$ レベル0.7、0.9において、強度型モデルに比べダンパー補強モデルの応答は小さくなり安全側になると言える。 $I_s$ レベル1.1においては、ダンパー補強モデルの応答が上層で強度型モデルの応答を上回るが、その差は小さく良好に対応していると言える。

$A_i$ 分布とピロティケースで、3.4.2節で示した解析結果から、 ${}_d a_{Ei} \leq 0.5$ とすることで応答値の關係に改善が見られた。

3.4.2節で示したのは、 $I_s$ 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数を(3.2.39)式により主架構とダンパーで同一に算出することにより得た解析結果であった。それらと図3.4.9、3.4.10で示す結果を比較すると、ダンパーに関して3.2.4節2)で言及した通り、上限値として ${}_d a_{Ei} \leq 0.5$ とした制限を設けるのが妥当と考えられるため、 ${}_f a_{Ei}, {}_d a_{Ei}$ を次式で定義する。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \phi^2 \tag{3.4.1}$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & ({}_f a_{Ei} \leq 0.5) \\ 0.5 & ({}_f a_{Ei} > 0.5) \end{cases} \tag{3.4.2}$$

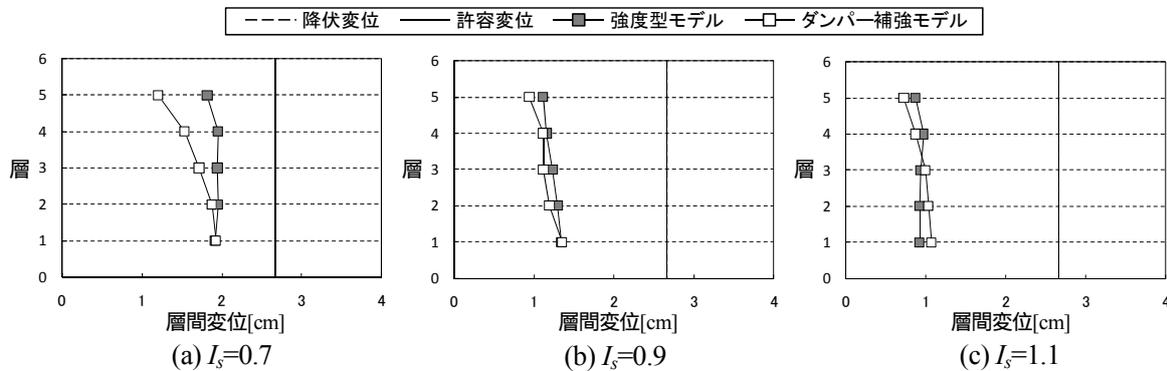


図3.4.9 RC造  $A_i$ 分布ケース

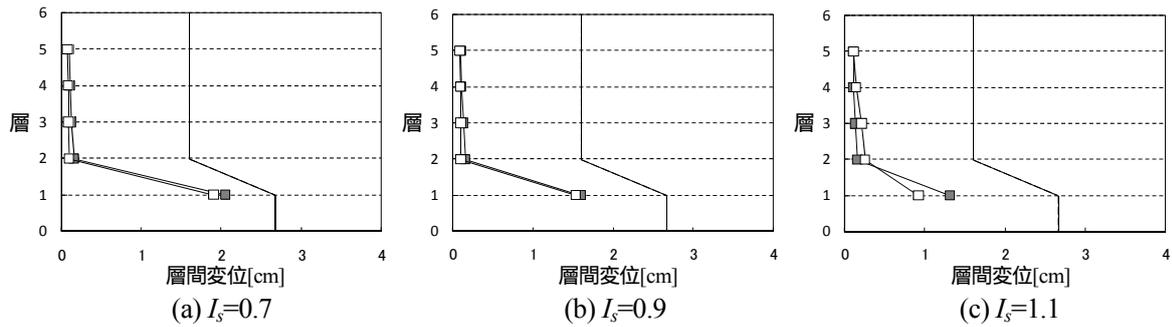


図 3.4.10 RC造ピロティ分布ケース

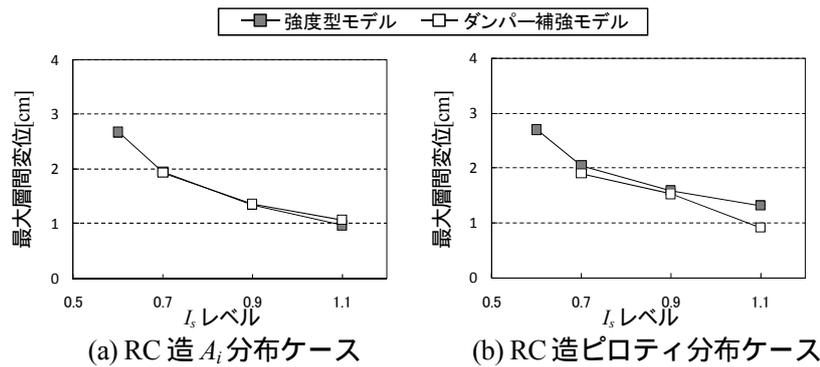


図 3.4.11 最大層間変位と  $I_s$  レベルの関係

### 3.4.4 考察

地震応答解析結果から、S造モデルにおいてダンパー補強したモデルと主架構のみで従来法により評価されたモデルの応答が、概ね良好な関係を示したことから換算  $I_s$  値による評価は妥当であると考えられる。また、換算  $I_s$  値による評価は一定の安全側評価となる。

塑性率が小さく、許容変位が降伏点と同じRC造モデルにおいて3.4.3節に触れたとおり  ${}_d a_E \leq 0.5$  の制限を設けた解析結果は、ダンパー補強モデルと強度型モデルの応答に差はほとんど見られず、良好に対応しており、制限を設けない応答値からの改善が見られた。また、 ${}_d a_E \leq 0.5$  の制限は、許容塑性率の小さいS造においても同様に適用するべきである。

RC+S造では、ダンパー補強モデルの応答が、強度型モデルのそれを大きく下回ったことから、混構造建物の換算  $I_s$  値による評価はより安全側になると言える。

### 3.4.5 まとめ

#### ・換算 $I_s$ 値算定式の誘導

$I_s$  値とは、許容される最大変形までに層が吸収できるエネルギーを等価な弾性エネルギーに置換した際の弾性せん断力係数  $C_e$  であるという考え方から1質点系の換算  $I_s$  値算定式を誘導した。また、ダンパー補強時の影響を固有周期と保有吸収エネルギーに考慮する考え方を示した。さらに、 ${}_f a_E$  および  ${}_d a_E$  をそれぞれ主架構とダンパーの  $I_s$  値換算のための保有吸収エネルギー  $E_{D,i}$  の調整係数として位置付け、(3.4.1)、(3.4.2)式のように誘導を行った。ダンパーに関しては、 ${}_f a_E \leq 0.5$  とする制限を設けることが妥当であることを示した。

多質点系の場合は、 $E_{D,i}$  を各層で求める。各層で算定された保有吸収エネルギー  $E_{D,i}$  を当該階に入力

されるエネルギーと相対的に比較することでその耐震性を評価する。その方法として、保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ を秋山の損傷分布則で除すことで基準化し、補正を行った。さらに1質点系の換算 $I_s$ 値算定式を多質点系に拡張する際に生じる差を補正する係数 $\gamma_i$ を導入した。最終的に(3.3.14)、(3.3.15)式でそれぞれ算定された各層の $I_s$ 値の最小値を、その層の換算 $I_s$ 値として定義することを示した。

・式の使用上の注意点

3.2.3(1)ではダンパー補強した際の損傷限界時固有周期 $T_d$ は、Tri-linear型の復元力特性の原点と第2折点を結んだ割線剛性 $k_s$ を用いて算出した。しかし、実際の $T_d$ は損傷限界点が主架構の弾性範囲内に収まるため、3.2.4での算出方法よりも周期が短くなる傾向がある。そこで、換算 $I_s$ 値算定の際には、安全側の配慮として周期の長い $T_d$ を用いることとした。

3.2.4(2)では、架構全体の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ を示した。 $E_{D,i}$ とは層が最大変形するまでに吸収可能なエネルギー量と考え、このときの主架構の許容変位 $\delta_{max,i}$ は層が許容しうる最大の層間変位を指し、建物の構造形式や架構などにより異なる。

換算 $I_s$ 値の算定に当たっては、エネルギー法告示で示されるBi-linear型に置換した主架構とダンパーの荷重-変形関係に基づいて行う。静的漸増解析等により許容変形角は設定されるため、必ずしも文献3.1)、3.2)での $F$ 値から求まるものと一致しない場合があるので、この点に留意する必要がある。

鉄筋コンクリート構造の場合、従来法の $I_s$ 値の算定では経年指標 $T$ を乗じて、 $I_s$ 値を算定している。本章で提示した換算 $I_s$ 値についても、同様に、経年指標 $T$ を乗じる等の考慮が必要である。

・地震応答解析による検証

地震応答解析により、ダンパー補強した建物の換算 $I_s$ 値の妥当について検証した。

・今後の課題

多質点系の補正係数 $\gamma_i$ は、全層に降伏変形角が同一と仮定したモデルで導いたものであり、また、 $I_s$ 値換算のためのダンパーの保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{aE}$ に関しては、 $a_{aE} \leq 0.5$ としたのは限定的なモデルでの応答解析によるものである。今後は、より多くの解析条件と入力する地震動の特性を考慮して検討する必要がある。

参考文献

- 3.1) 日本建築防災協会：耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(1996)、1996.10
- 3.2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001.10
- 3.3) 小林正人、根本崇之、石津啓輔、洪 忠憲、加藤三晴：Bi-linear型履歴部材で補強した既存RC造建築物の耐震診断法に関する基礎的研究、第54回構造工学シンポジウム構造工学論文集Vol.54B、2008.3
- 3.4) 独立行政法人建築研究所：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、2008.9
- 3.5) 秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999.11