

# トグル制震装置を用いた補強後建物の動的性能向上倍率の算出

## Evaluation of Retrofitted Building Aided Damping System with Amplifier Mechanism

佐藤 匠<sup>\*1</sup> 笠井和彦<sup>\*2</sup>  
Takumi Satou Kazuhiko Kasai  
久保田 雅春<sup>\*1</sup> 坂田弘安<sup>\*2</sup>  
Masaharu Kubota Hiroyasu Sakata

### 【要旨】

制振補強は、地震応答解析より得られる応答層間変形角により建物の性能評価を行っている。このような動的設計に対して静的な評価を用いる現行の構造耐震指標に置換えた評価（換算 $I_S$ 値）はいくつかあるが一般性が乏しく難解である。筆者らは異なる補強デバイスや種々の補強構法に対応可能であり、地震入力調整のみで算出できる汎用性の高い方法として動的性能を評価した換算 $I_S$ 値（ $dI_S$ 値）を提案した。

本論文では $dI_S$ 値にさらに高さ方向の応答分布を評価した補正係数を考慮した修正 $dI_S$ 値の算出方法を提案する。また仙台市役所を対象に $dI_S$ 値の位置付けについて考察する。

【キーワード】 制振補強 増幅機構 構造耐震指標 地震応答解析 動的性能向上倍率

### 1. はじめに

建物の耐震性能は、耐震診断基準による構造耐震指標（以下、 $I_S$ 値）から評価する手法が確立されている。この $I_S$ 値は建物の持つ強度指標 $C$ 値、靱性指標 $F$ 値、形状指標 $S_D$ 及び経年指標 $T$ によって求める耐震指標で、このうち $C$ 値と $F$ 値は静的評価により算定可能となっている。耐震補強が必要な建物の中には、静的評価が可能な在来補強や靱性補強では（耐力不足や剛性バランスの悪化等により）補強が難しい、あるいは効率が悪い建物が存在し、その様な建物には動的評価による制振補強が効果を発揮する場合がある。しかし、制振補強建物の性能評価では地震応答解析を行う必要があり、その評価を $I_S$ 値と同様な指標（いわゆる換算 $I_S$ 値）で表すことは難しい。制振補強した建物の換算 $I_S$ 値を求めるための既往の研究<sup>1-3)</sup>はいくつか存在するが、考え方が様々であり、また適応範囲も限定されているため一般性が乏しい。筆者らは文献4において、様々なダンパーを用いた制振装置（以下、制振システム）及び基礎免震によって耐震補強した建物の換算 $I_S$ 値を、静的評価と動的評価を併用して用いることによって「動的性能を評価した $I_S$ 値（以下、 $dI_S$ 値）」を求める方法を提案している。この $dI_S$ 値は、制振補強による応答制御効果を建物の耐震性能向上倍率として算定し、静的評価によって求められる制振補強前の $I_S$ 値に乗ずるものである。この耐震性能向上倍率は動的評価によるもので、設計時の解析モデルを用いた地震

応答解析から評価するため、補強後の建物の上下階の連成効果による応答のばらつきを考慮することができる。さらにこの考え方は、異なるダンパーを用いた制振システムに対しても対応可能であり、工学的な汎用性が高い。

本論文では $dI_S$ 値の算定に用いる補正係数に、補強前の建物上下階の連成効果による高さ方向の応答分布を考慮し、より地震応答解析モデルの動的特性を反映した修正 $dI_S$ 値（以後、修正 $dI_S$ 値を $dI_S$ 値と呼ぶ）の算定方法を提案する。さらに、14階建ての中高層建物をモデルケースに、油圧ダンパーを用いたトグル制震装置による補強建物の $dI_S$ 値の算定例を示す。また2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震に遭遇した仙台市役所本庁舎の地震観測記録を用いて地震後の建物状況と $dI_S$ 値との関係について考察する。なお本論文は文献4の内容を一部含んでいる。

### 2. 動的性能を包含した $I_S$ 値の算定方法

換算 $I_S$ 値を求める際には制振システムをどの様にして静的評価に換算するかが問題となる。制振システムのダンパーの種類は、鋼材等の変位依存型や、油圧ダンパー等の速度依存型、あるいはその両方の性能を持った物など複雑多岐にわたる。よって静的評価をする際には対象とするダンパーを限定する等の仮定条件が必要となり、それが換算 $I_S$ 値の適用範囲の限定に繋がっている。本論文で提案する手法は地震応答解析より得られる最大応答

層間変形角を用いて $dI_S$ 値を算定するため、入力地震動に依存するという課題はあるが、多質点系モデルによる解析、および連成立体解析等の複雑な解析モデルを用いる場合でも適用し得る。ある階( $i$ )の $dI_S^{(i)}$ 値の算定方法として本論文では動的性能向上倍率 $N_r$ を用いて式(1)を提案する。なお本章より、以後添え字( $i$ )は階を表す。

$$dI_S^{(i)} = I_S^{(i)} \times N_r \quad (1)$$

$I_S^{(i)}$ 値は既往の算定方法によって求められる基本建物の構造耐震指標である。基本建物とは補強対象とする既存建物のある層間変形角まで構造スリット補強等により靱性を確保したものであり、その $I_S^{(i)}$ 値の算定方法は耐震診断に限らず、静的増分解析から略算的に算定可能である<sup>5)</sup>。動的性能向上倍率 $N_r$ は耐震補強によって建物の耐震性能が向上した度合いを表すもので、地震応答解析によって求める。 $N_r$ は設計時の解析モデルの地震応答解析結果による最大応答層間変形角に視点を置いた、地震入力倍率の比率によって求められる。式(1)より $dI_S^{(i)}$ 値を $I_S^{(i)}$ 値と $N_r$ を用いて求めることにより、静的評価と動的評価を併用して建物の耐震性能を評価しているのが分かる。仮にある入力地震動に対して、最大応答層間変形角 $\theta$ が発生した基本建物があるとする。この基本建物に制振システムを付加した補強後の建物(以下、補強建物)モデルに対して、2倍の地震入力エネルギーで同じ最大応答層間変形角 $\theta$ が発生すれば、その建物は制振補強によって耐震性能が2倍になったとみなすこととする。

この考え方に基づいて $N_r$ を算定する方法を具体的に以下に示し、その算定過程のイメージを図-1に示す。

$N_r$ は図-1(a)中の基本建物に対する地震入力低減倍率 $\gamma_s$ と補強建物に対する地震入力調整倍率 $\gamma_d$ を用いて表すと式(2a)の様になる。

$$N_r = \gamma_d / \gamma_s \quad (2a)$$

クライテリアに設定した目標層間変形角を $\theta_t$ とする。通常、基本建物は全ての階において $\theta_t$ の層間変形角が発生しても、耐力低下が発生しない様に靱性が保証されている。換言すれば、応答層間変形角が $\theta_t$ 以下であれば、建物は倒壊はしない。まず図-1(a)の(i)に示すように基本建物モデルについて各層の最大応答層間変形角が $\theta_t$ 以下にある最大の地震入力低減倍率 $\gamma_s$ を算定する。この $\gamma_s$ を算定することで、基本建物がどの程度の地震動であれば $\theta_t$ をクリアできるのかを求める。次に補強建物モデルについても図-1(a)の(ii)の通り、最大応答層間変形角が $\theta_t$ 以下にある最大の地震入力調整倍率 $\gamma_d$ を求める。補強建物モデルは地震応答解析において補強設計を行う際に設定する設計クライテリアを満足している解析モデルであり、一般的には最大応答層間変形角の上限を設定している。設計クライテリアを満たす様に制振補強が行われた補強建物は、地震動によっては層間変形角 $\theta_t$ よりも余裕を持って応答が抑えられている。この余裕

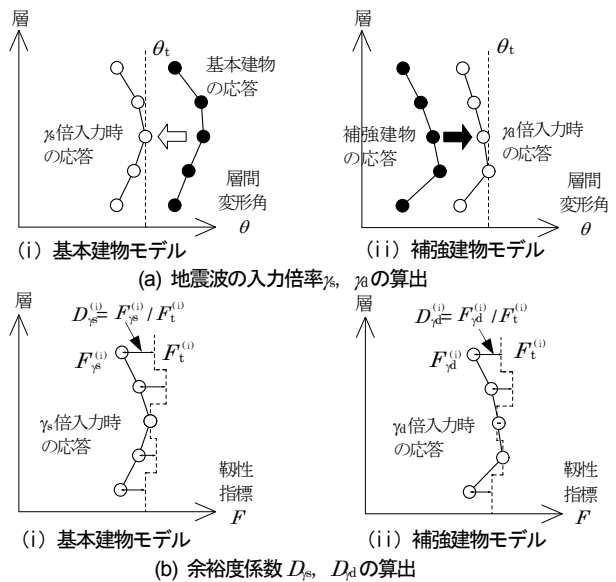


図-1 動的性能向上倍率 $N_r$ の算出過程

を見込むために、地震入力調整倍率 $\gamma_d$ を求める。この2つの係数を用いることによって式(2a)のように、 $\gamma_d / \gamma_s$ により制振補強による耐震性能の向上倍率の評価が可能となる。つまり $N_r$ は制振システムが吸収するエネルギーを地震動の入力倍率に置換えた値と言える。しかし解析モデル各層の連成の影響などによって全ての層の応答結果が同一になることは稀である。階による応答のばらつきを補正するために図-1(b)のように $\gamma_s$ における補正係数 $D_{\gamma_s}^{(i)}$ 、 $\gamma_d$ における補正係数 $D_{\gamma_d}^{(i)}$ を用いて各階の $N_r^{(i)}$ を補正する。補正した $N_r^{(i)}$ の算定式を(2b)に示す。

$$N_r^{(i)} = (\gamma_d / D_{\gamma_d}^{(i)}) / (\gamma_s / D_{\gamma_s}^{(i)}) \quad (2b)$$

応答のばらつきは、層間変形角によって表される。よって補正係数 $D_{\gamma_s}^{(i)}$ 、 $D_{\gamma_d}^{(i)}$ は $F$ 値と関連付けた係数に置換えて式(3a)(3b)にあるように $F_{\gamma_s}^{(i)}$ (または $F_{\gamma_d}^{(i)}$ )と $F_t^{(i)}$ の比率 $F_{\gamma_s}^{(i)} / F_t^{(i)}$ (または $F_{\gamma_d}^{(i)} / F_t^{(i)}$ )により求める。ここで、 $F_t^{(i)}$ を対象とする階の変形角 $\theta_t^{(i)}$ に対応する $F$ 値とし、 $F_{\gamma_s}^{(i)}$ および $F_{\gamma_d}^{(i)}$ を最大応答層間変形角に対応する $F$ 値とする。

$$D_{\gamma_s}^{(i)} = F_{\gamma_s}^{(i)} / F_t^{(i)} \quad (3a)$$

$$D_{\gamma_d}^{(i)} = F_{\gamma_d}^{(i)} / F_t^{(i)} \quad (3b)$$

$F_t^{(i)}$ と $F_{\gamma_s}^{(i)}$ および $F_{\gamma_d}^{(i)}$ は層間変形角を用いて式(4)により求めることができる。

$$F^{(i)} = \begin{cases} 1.0 + \frac{0.27(\theta_t^{(i)} - R_{250}^{(i)})}{(R_y^{(i)} - R_{250}^{(i)})} & \{\theta_t^{(i)} < R_y^{(i)}\} \\ \frac{\sqrt{2\theta_t^{(i)} / R_y^{(i)} - 1}}{\{0.75(1 + 0.05\theta_t^{(i)} / R_y^{(i)})\}} & \{\theta_t^{(i)} \geq R_y^{(i)}\} \end{cases} \quad (4)$$

式(4)中にある係数は文献5と同様とするが、 $\theta_t^{(i)}$ に関しては $F_{\gamma_s}^{(i)}$ および $F_{\gamma_d}^{(i)}$ を求める場合には地震動を $\gamma_s$ 倍あるいは $\gamma_d$ 倍した時の対象とする階の最大応答層間変形角とする。 $\gamma_s$ 倍した地震動による応答結果は全ての階の層間変形角が $\theta_t^{(i)}$ 以下となるまで低減しているので

図-1(a)の(i)のように応答層間変形角が $\theta_i^{(i)}$ に比べて大きく低減されている場合がある。また $\gamma_d$ 倍した地震動による応答結果はいずれかの階の層間変形角が $\theta_i^{(i)}$ となるまで地震動を調整しているので図-1(a)の(ii)のように応答層間変形角が $\theta_i^{(i)}$ よりも余裕を持って収まっている。これらの応答のばらつきを評価した補正係数を用いて、基本建物モデルについて過剰に低減し過ぎた層には $1/\gamma_s$ の引戻しを行い、補強建物モデルについてまだ応答に余裕のある層には $\gamma_d$ の割り増しを行うことにより、解析モデルにおける応答分布を $F$ 値と関連付けた係数に置換えて各階の $N_r^{(i)}$ に反映させる。

### 3. 中高層建物における補強算定例

#### 3.1 既存建物概要及び補強計画

前章の算定方法に従い、制振補強を行った補強建物について $dI_S^{(i)}$ 値の算定例を示す。モデルケースとして、1970年代に設計された地上14階、塔屋1階、建物高さ39.6mの中高層集合住宅(以下、この章において本建物)を用いる。南側立面図を図-2に、基準階平面図を図-3に示す。構造系は桁行方向は純ラーメン構造、梁間方向は耐震壁付ラーメン構造となっている。耐震補強における本建物の目標 $I_S^{(i)}$ 値(以下、 $I_{S0}^{(i)}$ )は一般的に構造耐震指標の目標値とされる0.60とする。既存建物における桁行方向の3次診断結果は、最も $I_S^{(i)}$ 値が低い階で0.35で、その他ほとんどの階で $I_S^{(i)}$ 値が0.60を下回っている。破壊形式は梁の曲げ破壊が多く、一部で発生している柱のせん断破壊も構造スリットによって解消可能であることから、靱性型の耐震補強が有効であると考えられる。なお、ここでは梁間方向についての補強設計は行わず、桁行方向のみを検討方向とする。

補強方法は新設アウトフレームを用いての制振補強とする。建物南面のバルコニー側に鉄骨アウトフレームを新設して接続スラブにより建物各層に接続し、その構面内に制振装置を取り付ける補強計画とする。これは、本建物の現状の使用状況を変化させず、また壁増打ち等に

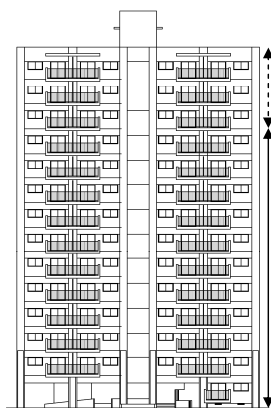


図-2 南側立面図

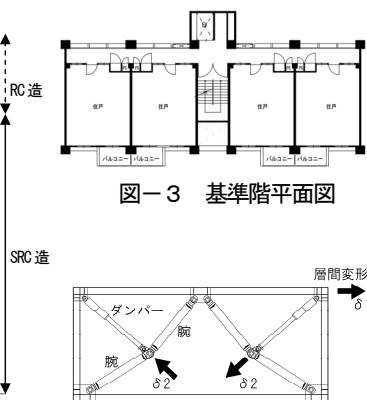


図-3 基準階平面図

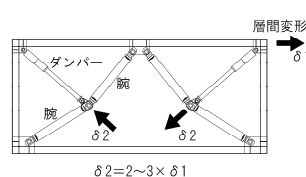


図-4 トグル制震装置の仕組み

による補強重量の増加を極力抑えるためである。また梁や柱のせん断破壊を防ぐため、一部の腰壁や袖壁に構造スリットによる靱性補強を施し、全ての階において層間変形角 $1/150$ まで変形しても耐力低下の起こり得るせん断破壊等が発生しないことを静的増分解析により確認した。

アウトフレーム内に設置する制振装置は、図-4に示すトグル制震装置<sup>9)</sup>を採用する。この制震装置は「てこの原理」を用いた増幅機構を用いて、ダンパーに入力する変位を増幅させ、小さなダンパーで大きな減衰力を発生させる制震装置である。これにより補強構面数を減らし、同時に補強重量も抑えた制振補強が可能になる。

#### 3.2 基本建物概要

基本建物モデルから静的増分解析によって $Q-\delta$ 曲線を求め、曲げ変形成分とせん断変形成分に分離した後、曲げ変形成分から線形の曲げ剛性を求め、せん断変形成分は面積等価のトリリニア・カーブに置換し基礎固定の多質点系曲げせん断モデルとする。復元力特性は剛性劣化型(武田モデル/ $\gamma=0.4$ )とし、減衰は瞬間剛性比例型で初期減衰定数は3%とする。塔屋階は重量のみ考慮した。設計用入力地震動は、最大速度50cm/sに基準化した観測地震動3波(EI Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS)と告示波3波(神戸位相, 八戸位相, 乱数位相)を用いる。これらの地震動による最大応答層間変形角が $1/150$ 以下となることを設計クライテリアとする。基本建物の $I_S^{(i)}$ 値は静的増分解析結果から、各層 $1/150$ の変形が発生した時の層せん断力より $C^{(i)}$ 値を求め、 $\theta_i^{(i)}=1/150$ より $F^{(i)}$ 値は1.27とした。表-1に基本建物の $I_S^{(i)}$ 値および応答解析モデルの諸元を示す。形状指標 $S_D$ 、経年指標 $T$ は共に1.0とし、振動特性係数 $R_f=0.97$ を $I_S^{(i)}$ 値に考慮した。構造スリットにより建物耐力は低下したが、 $I_S^{(i)}$ 値は既存建物よりも向上していることから、構造スリットによる靱性補強は効果的であったと解釈できる。

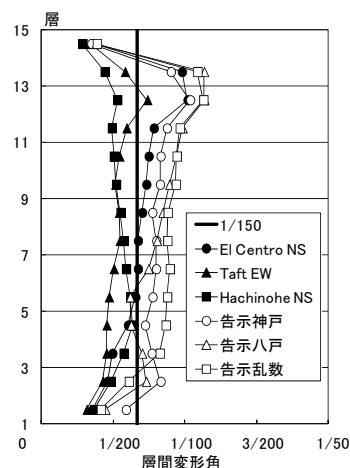
図-5に基本建物モデルの地震応答解析結果を示す。RC造階で曲げ剛性 $EI$ が大きく低下しており、これにより12, 13階における $I_S$ 値が低い値となり、また地震応答解析による最大層間変形角も大きな値を示す傾向にあるのが分かる。なお1次固有周期は0.728sであった。

#### 3.3 補強建物概要

トグル制震装置を内蔵したアウトフレームの立面図を図-6に示す。補強建物モデルはアウトフレーム及びトグル制震装置を地震応答解析モデルにおいて立体的にモデル化し、基本建物モデルの各層と剛床で繋ぐことにより接続スラブを含んだアウトフレームの重量、剛性及び耐力を評価した。使用するダンパーはリリーフ弁付油圧ダンパーとし、最大減衰力は500kN。応答結果を図-7に示す。最も大きな応答層間変形角を示したのは12階に

表一 基本建物の  $I_s$  値と応答解析モデル

階	各層重量 [kN]	$I_s^{(i)}$	階高 [m]	EI [kN m]	GA [kN]	ひび割れ強度 [kN]	降伏強度 [kN]	$\alpha$	$\beta$
14	3680.28	0.50	3.00	173,720,241	4,556,436	1,105	3,432	0.153	0.013
13	2940.37	0.44	2.75	1,156,008,944	3,625,339	1,613	4,229	0.204	0.057
12	2840.90	0.43	2.75	4,663,642,152	3,664,567	1,925	5,224	0.255	0.084
11	2889.72	0.47	2.75	11,509,959,733	3,976,540	2,293	6,973	0.285	0.101
10	2890.59	0.47	2.75	15,195,908,424	4,387,644	2,464	8,215	0.305	0.097
9	2891.72	0.46	2.75	17,660,073,399	4,616,085	2,565	8,922	0.322	0.106
8	2904.62	0.45	2.75	18,788,818,185	4,763,254	2,807	9,485	0.329	0.124
7	2830.03	0.44	2.75	18,469,335,861	4,868,093	3,021	10,065	0.333	0.136
6	2840.72	0.44	2.75	18,568,519,090	5,211,419	2,992	10,448	0.349	0.132
5	2901.70	0.44	2.75	19,099,276,710	5,647,369	3,157	11,108	0.343	0.120
4	2926.19	0.44	2.75	18,333,162,270	6,255,468	2,799	11,516	0.338	0.122
3	3150.30	0.45	2.75	23,443,302,493	7,510,390	2,645	12,688	0.306	0.084
2	3278.67	0.47	2.75	20,856,033,258	8,416,131	2,738	13,965	0.302	0.056
1	3846.92	0.48	3.60	21,356,598,112	11,111,558	3,674	15,755	0.286	0.008

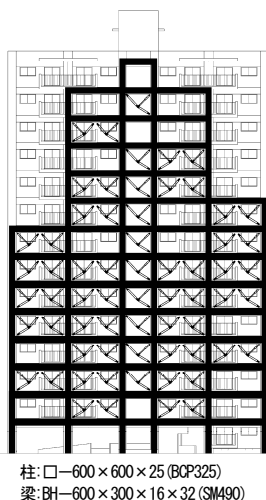


図一五 基本建物応答結果

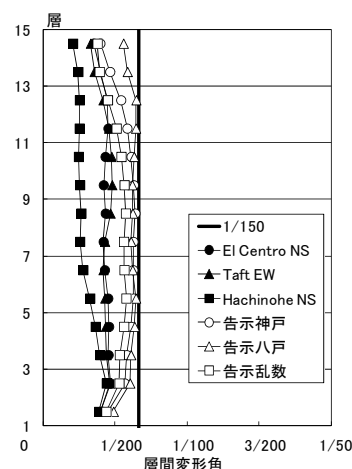
おける告示波(八戸位相)で 1/155 であり、全ての層において最大応答層間変形角が 1/150 以下となり、設計クライテリアを満足した。

### 3.4 $dI_s$ 値の算定

式(1)から式(4)を用いて各階の  $dI_s^{(i)}$  値を算定する方法を以下に示す。動的性能向上倍率  $N_r^{(i)}$  を求めるための検討用地震動は設計時に採用した地震動と同じとした。地震動毎に  $N_r^{(i)}$  を求め、それらを平均化したもの ( $N_r^{(i)_{ave}}$ ) を基本建物の各階の  $I_s^{(i)}$  値に掛けることにより  $dI_s^{(i)}$  値とする。まず基本建物モデルについて、地震入力倍率を低減して、全ての層において最大応答層間変形角が  $\theta_t$  以下となる  $\gamma_s$  の最大値を求める。しかし観測地震動 Hachinohe NS については基本建物モデルの最大応答層間変形角が 1/157 であり、既に  $\theta_t$  以下となっている。よってこの地震動の場合には  $\gamma_s$  が 1 以上となる。地震動を低減してはいないが、本論文では Hachinohe NS についても  $\gamma_s = 1.035$  という値を採用した。補強建物モデルについても同様に最大応答層間変形角が  $\theta_t$  以下となる  $\gamma_d$  の最大値を求める。表一に求めた  $\gamma_s$  及び  $\gamma_d$  を示し、また図一八に地震入力倍率を  $\gamma_s$ ,  $\gamma_d$  倍した時の基本建物モデルと補強建物モデルの応答結果を示す。仮に各層の応答結果がほぼ一様であれば、表一にある  $\gamma_d / \gamma_s$  を  $N_r^{(i)}$  として基本建物の  $I_s^{(i)}$  値に掛けて略算的に  $dI_s^{(i)}$  値を算定するという事も可能であるが、図一八を見ると各層の応答結果には大きなばらつきがあり特に基本建物モデルに関しては最上階と最下階における応答層間変形角は全ての地震動で約半分となっている。よってこのような応答性状から  $\gamma_s$  及び  $\gamma_d$  を求め、単純に  $\gamma_d / \gamma_s$  を各層の  $I_s^{(i)}$  値に掛けるのは応答結果の分布が十分に評価されているとは言い難い。よって補正係数による評価が必要だと分かる。



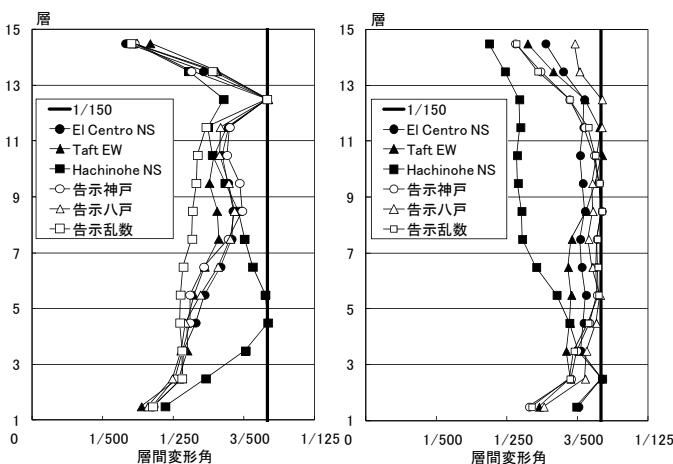
図一六 アウトフレーム立面図



図一七 補強建物応答結果

表一  $\gamma_s$  及び  $\gamma_d$  の算出結果

入力地震動	地震入力低減倍率 $\gamma_s$	地震入力調整倍率 $\gamma_d$	$\gamma_d / \gamma_s$
El Centro NS	0.770	1.345	1.747
Taft EW	0.982	1.349	1.374
Hachinohe NS	1.035	1.407	1.359
告示神戸	0.653	1.037	1.588
告示八戸	0.660	1.030	1.561
告示乱数	0.681	1.158	1.700



(a) 基本建物モデル

(b) 補強建物モデル

図一八  $\gamma_s$  及び  $\gamma_d$  倍した最大応答層間変形角

表-3 El Centro NS における  $N_r$  の算出

階	$\gamma_s = 0.770$				$\gamma_d = 1.345$				$N_r^{(i)}$
	変形角	$F_{\gamma_s}^{(i)}$	$D_{\gamma_s}^{(i)}$	$\gamma_s/D_{\gamma_s}^{(i)}$	変形角	$F_{\gamma_d}^{(i)}$	$D_{\gamma_d}^{(i)}$	$\gamma_d/D_{\gamma_d}^{(i)}$	
14	1/377	0.86	0.680	1.132	1/197	1.11	0.873	1.541	1.361
13	1/206	1.09	0.856	0.899	1/179	1.16	0.913	1.473	1.638
12	1/150	1.27	1.000	0.770	1/162	1.22	0.961	1.400	1.818
11	1/180	1.16	0.912	0.843	1/163	1.22	0.959	1.403	1.664
10	1/186	1.14	0.898	0.857	1/165	1.21	0.951	1.414	1.650
9	1/180	1.16	0.911	0.845	1/163	1.22	0.958	1.405	1.663
8	1/176	1.17	0.923	0.834	1/161	1.22	0.962	1.398	1.676
7	1/177	1.17	0.919	0.837	1/165	1.21	0.952	1.414	1.689
6	1/187	1.14	0.894	0.861	1/164	1.21	0.955	1.409	1.636
5	1/205	1.09	0.858	0.897	1/161	1.23	0.965	1.394	1.554
4	1/216	1.06	0.838	0.919	1/162	1.22	0.959	1.402	1.526
3	1/233	1.03	0.811	0.949	1/165	1.21	0.953	1.412	1.488
2	1/236	1.02	0.807	0.954	1/150	1.27	1.000	1.346	1.411
1	1/291	0.94	0.742	1.037	1/166	1.20	0.948	1.419	1.368

表-4 dls 値の算出結果

階	基本建物 $I_s$ 値	$N_{r,ave}$	補強建物 $d_s$ 値
14	0.50	1.303	0.66
13	0.44	1.513	0.67
12	0.43	1.623	0.70
11	0.47	1.454	0.69
10	0.47	1.436	0.68
9	0.46	1.453	0.67
8	0.45	1.474	0.67
7	0.44	1.487	0.66
6	0.44	1.439	0.64
5	0.44	1.386	0.61
4	0.44	1.372	0.61
3	0.45	1.362	0.62
2	0.47	1.296	0.61
1	0.48	1.284	0.62

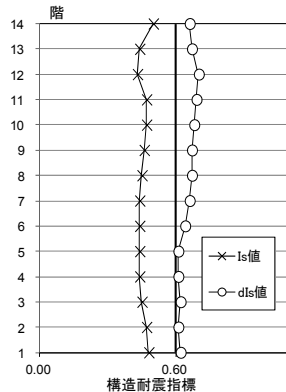


図-9  $I_s$  値と  $d_s$  値の比較

表-5 基本建物 2次診断結果

階	$I_s$ 値	
	X方向	Y方向
PH3	0.56	1.11
PH2	0.79	0.60
PH1	0.41	0.61
8	0.49	0.91
7	0.43	0.68
6	0.37	0.53
5	0.42	0.55
4	0.39	0.49
3	0.44	0.49
2	0.38	0.50
1	0.55	0.49

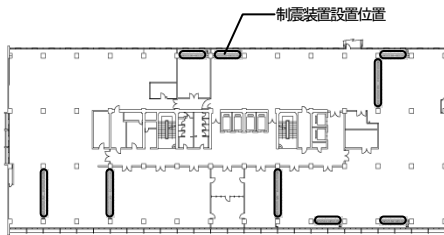


図-10 7階平面図

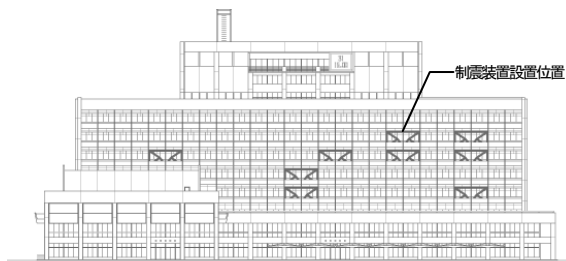


図-11 南面立面図

それぞれの最大応答層間変形角を対応する  $F$  値に変換し、1/150 に対応する  $F$  値 ( $F_1^{(i)}=1.27$ ) との比率により、基本建物モデルにおける補正係数  $D_{\gamma_s}^{(i)}$ 、補強建物モデルにおける補正係数  $D_{\gamma_d}^{(i)}$  を求める。検討に用いた地震動のうち El Centro NS についての算出過程を表-3 に示す。El Centro NS における  $\gamma_d/\gamma_s$  は 1.747 であるが、図-8 (a) において大きく応答が低減されている 1 階や 14 階は補正係数の考慮により、 $N_r^{(i)}$  の引戻しが行われ値が小さくなっている。

各階、各地震動毎に算出した  $N_r^{(i)}$  について、地震動毎の平均値を取り、基本建物の  $I_S^{(i)}$  値に乗じて、 $d I_S^{(i)}$  値を求める。算定結果を表-4 及び基本建物の  $I_S^{(i)}$  値と  $d I_S^{(i)}$  値の比較を図-9 に示す。 $d I_S^{(i)}$  値は最小値で 0.61 であり、全ての層で  $I_{S0}^{(i)}$  を上回った。12 階は基本建物モデルでは応答が大きかったが、補強建物モデルにおいて他の階と同程度に応答を小さくしたことから、他の階よりも大きな  $N_r$  が得られ、同時に  $d I_S^{(i)}$  値も 0.70 が求められ、他の層よりも大きな値になっている。この様に  $N_r$  に補正係数を評価することによって、実際の解析モデルの動的特性を評価した  $I_S^{(i)}$  値が算定可能となっている。

## 4. 実際の建物における $d_s$ 値の算定と評価

### 4.1 建物概要、補強設計概要<sup>7)</sup>

仙台市役所本庁舎(以下、この章において本建物)は地上 8 階、地下 2 階、塔屋 3 階の SRC 造であり昭和 40 年に竣工している。構造形式は耐震壁付ラーメン構造であり、塔屋階の床面積が基準階の床面積の 8 分の 1 を超えているため、地上 11 階とみなして耐震診断が行われた。既存建物の 2 次診断の結果、最も低い  $I_s$  値が 2 階 X(桁行)方向の 0.37 であり、X 方向・Y(梁間)方向共に構造耐震指標が  $I_{S0}^{(i)}=0.60$  を満たしていなかったことにより補強の必要ありと診断され、平成 20 年にトグル制震装置による耐震補強を行った。図-10 に 7 階平面図を、図-11 に南面立面図を示し、それぞれに補強箇所設置位置を示す。補強設計の目標性能は、「耐用年限中に一度あるかないかの大規模の地震に対しては、最低限、人命に危害を及ぼす倒壊をしないこと。」とし、レベル 2 地震動に対して地震応答解析による各層の最大応答層間変形角が 1/150 を超えないことを設計クライテリアの一つに設定している。

### 4.2 基本建物と検証モデルの作成

$d I_S^{(i)}$  値算定のため、静的増分解析において、構造スリット補強、柱補強、耐震壁増設により、建物の靱性化及び各階のねじれ振動の低減を図り基本建物を作成した。表-5 に 2 次診断による基本建物の  $I_S^{(i)}$  値を示す。スリット等により建物の靱性化を行ったが、 $I_S^{(i)}$  値は X 方向では 0.4 程度、Y 方向で 0.5 程度となり、 $I_{S0}^{(i)}=0.60$  を満たしていない。

基本建物の解析モデルは、静的増分解析によって得られるスケルトンカーブから質点系等価せん断モデルとした。制振システムは付加軸力による柱の軸変形を考慮した解析モデルにより補強建物モデルを作成している。補強設計の結果、X 方向に 94 基、Y 方向に 88 基のトグル制震装置を設置している。

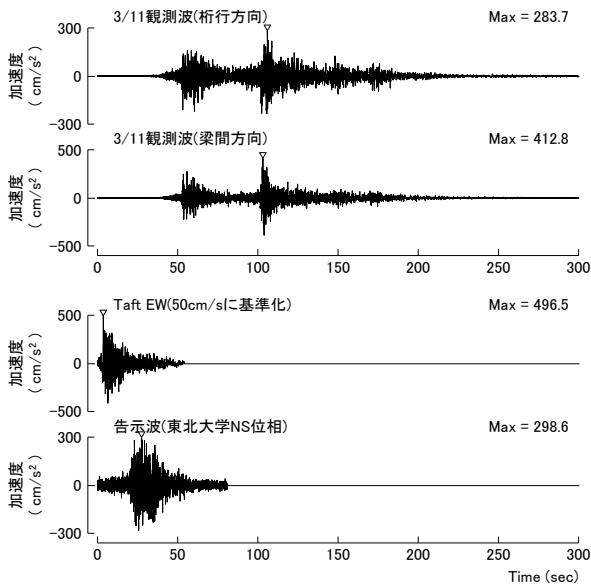


図-12 検証用地震動加速度波形

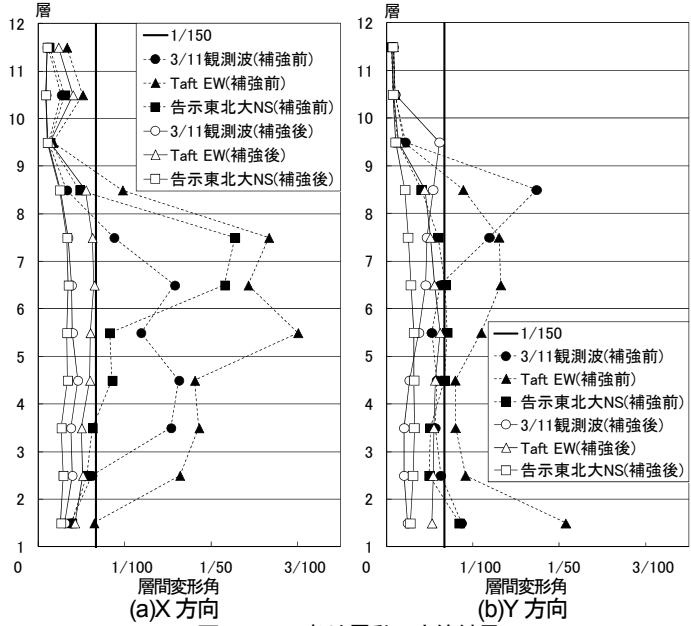


図-13 各地震動の応答結果

### 4.3 検証用地震動と検証モデル

$dI_S^{(i)}$  値の算定に用いる地震動は、2011年東北地方太平洋沖地震での本建物の1階において観測された観測地震動(3/11観測波)、最大速度50cm/sに基準化した観測地震動(Taft EW)、および告示波(東北大学NS位相)を検証用地震動とした。それぞれの加速度波形を図-12に示す。 $dI_S^{(i)}$  値の算定に用いる検証用補強建物モデルは、文献8において用いられている解析モデルを用いる。この解析モデルは、強震時の固有周期が、屋上階での観測記録から求められる固有周期とほぼ一致する様に調整を行っている。各地震動の応答結果を図-13に示す。最も大きな層間変形角は両方向ともTaft EWで生じているが(X方向が6階で1/155、Y方向が5階で1/161)、いずれも設計クライテリア(最大応答層間変形角が1/150以内)を満足している。また未補強の場合の基本建物モデルでは、3/11観測波において最大応答層間変形角がX(桁行)方向・Y(梁間)方向共に1/75を超える応答を示しており、建物に大きな被害が生じた可能性が高い。

### 4.4 dIs値の算定

表-6に基本建物の $I_S^{(i)}$ 値、動的性能向上倍率 $N_r$ 及び $dI_S^{(i)}$ 値を示し、図-14に基本建物の $I_S^{(i)}$ 値及び $dI_S^{(i)}$ 値を示す。 $N_r^{(i)}$ は1.5程度となり、 $dI_S^{(i)}$ 値はX方向では0.7程度、Y方向では0.8程度の値となっており、全ての階において $I_{S0}^{(i)}$ を満足する結果となっている。

### 4.5 地震後の建物状況によるdIs値の評価

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震後の建物状況等から、前項で算定した $dI_S^{(i)}$ 値の妥当性を評価する。

文献7によると、本建物の内部では棚・ロッカーの転倒が最小限に抑えられ、天井の落下等の被害も見られな

表-6  $I_S$ 値、 $N_r$ 及び $dI_S$ 値

(a)X方向

階	基本建物 $I_S$ 値	$N_{r,ave}$	補強建物 $dI_S$ 値
PH3	0.56	1.689	0.95
PH2	0.79	1.441	1.14
PH1	0.41	1.726	0.71
8	0.49	1.404	0.69
7	0.43	1.661	0.71
6	0.37	1.802	0.67
5	0.42	1.562	0.66
4	0.39	1.740	0.68
3	0.44	1.640	0.72
2	0.38	1.681	0.64
1	0.55	1.680	0.92

(b)Y方向

階	基本建物 $I_S$ 値	$N_{r,ave}$	補強建物 $dI_S$ 値
PH3	1.11	1.616	1.79
PH2	0.60	1.624	0.97
PH1	0.61	1.442	0.88
8	0.91	1.758	1.60
7	0.68	1.822	1.24
6	0.53	1.614	0.86
5	0.55	1.457	0.80
4	0.49	1.507	0.74
3	0.49	1.500	0.73
2	0.50	1.512	0.76
1	0.49	1.653	0.81

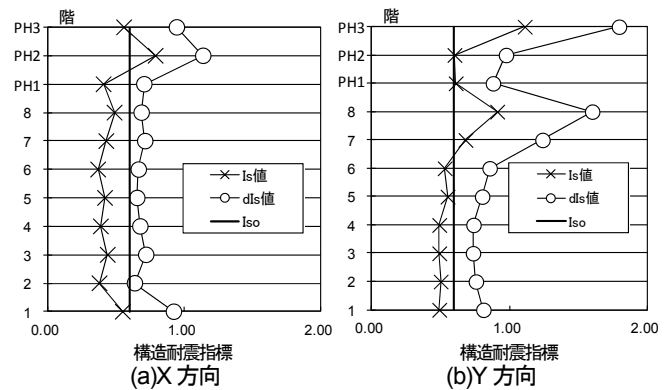


図-14  $I_S$ 値及び $dI_S$ 値

かったとある。筆者の一部は、2011年4月7日に発生したマグニチュード7.4の余震の後に、本建物を訪問する機会を得たが、構造躯体には大きな損傷を見つけることができなかった。また、本建物は地震直後から現在にわたり、市役所としての機能も継続的に維持されている。これらの事実から総合的に判断すると、本建物の被害は小破以下であると推定される。

本建物は地震観測記録を用いて地震時の再現解析<sup>8)</sup>が行われている。それによると、本震時の建物の応答層間

変形角は最大で 1/163 であり(Y方向:塔屋1階), それ以外のほとんどの階は 1/200 を下回っている. 地震応答解析結果からも, 本建物の被害は小さいと推測される. さらに  $I_S^{(i)}$  値と地震被害の程度との関係について過去の地震被害の調査<sup>7)</sup>によると, 1968 年十勝沖地震及び 1978 年宮城県沖地震では 2 次診断による  $I_S^{(i)}$  値が 0.4 以下の建物の多くは倒壊または大破しており,  $I_S^{(i)}$  値が 0.6 以上の建物については概ね小破以下にとどまったとある. これらの結果から総合的に判断すると, 建物の  $I_S^{(i)}$  値は 0.6 以上あると考えられるため,  $aI_S^{(i)}$  値の推定結果と定性的に整合すると考えられる.

## 5. まとめ

本論文では文献 4 における動的性能を評価した  $I_S^{(i)}$  値の算定方法について, 制振補強前の建物の応答分布を考慮した算定式を提案し, 制振補強を施した補強建物モデルを例に用いて具体的に示した. また東北地方太平洋沖地震に遭遇した仙台市役所本庁舎の地震観測記録を用いて地震後の建物状況と  $aI_S^{(i)}$  値との関係について考察し, その整合性を示した. 以下に要点を列記する.

- ①制振補強後の建物について, 地震応答解析結果を用いることによって制振システムが吸収するエネルギーを地震動の入力倍率に置換えた評価法を提案した.
- ②各層の連成効果による応答分布を,  $F$  値に置換えた補正係数として評価することにより, 動的性能向上倍率  $N_r^{(i)}$  をより実状の解析モデルに近いものとした.
- ③速度依存型ダンパーを用いた制振システムで制振補強を行った補強建物について,  $aI_S^{(i)}$  値の算定方法を具体的に示した.
- ④トグル制震装置によって耐震補強を行った仙台市役所本庁舎について  $aI_S^{(i)}$  値を算定し,  $aI_S^{(i)}$  値と地震後の建物状況から推定される  $I_S^{(i)}$  値との間に整合性が見出された.

以上の点から, 本論文において提案した  $aI_S^{(i)}$  値は, 設計時の解析モデルの動的特性を十分に反映しており, 有用性のある評価方法であると考えられる. また地震応答解析結果を反映した換算  $I_S$  値であるため, 他のダンパーを用いて制振補強した補強建物モデルであっても, 換算  $I_S^{(i)}$  値の算定が可能な汎用性の高い算定方法である.

ただし今後の課題として, 入力地震動に依存する動的性能向上倍率の標準値の算定方法の確立, 静的評価が可能な補強建物を用いた既往の  $I_S^{(i)}$  値との整合性の確認等が挙げられ, 詳細な検証をする必要がある.

**謝辞:**本研究にあたり, ダイナミックコントロールデザインオフィス 山下忠道氏を始めとした「動的  $I_S$  値検討委員会」の皆さまにご助言, ご助力を頂きました. また本論文の執筆に際し, 仙台市役所及び山下設計(株)にご協力して頂きました. ここに記して御礼を申し上げます.

## 【参考文献】

- 1) 小林正人, 位田琢磨, 五十棲雄高, 長谷川隆, 北村春幸: エネルギー法に基づいた制振補強建物の換算  $I_S$  値, 日本建築学会構造系論文集, 第 663 号, pp881-890, 2011.5.
- 2) 社団法人建築研究振興協会他: 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2003 年版, pp 付 7-1-付 7-10.
- 3) 倉本洋, 北倉友佳: 「制振補強を施した既存鉄筋コンクリート造建築物の構造耐震評価法の検証」, 構造工学論文集, Vol54B, p457-464, 2008.3
- 4) 山下忠道, 他 16 名: 制振補強効果による動的性能向上倍率の算定, 2012 年度日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.305-322, 2012.
- 5) 日本建築防災協会: 2001 年度改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2010.9.
- 6) 石丸辰治, 新谷隆弘, 久保田雅春, 秦一平: 増幅機構を用いた制振構造システムに関する研究, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.31-34, 1998.11.
- 7) 佐々木清, 田中礼二, 高瀬裕也: 増幅機構付制震装置(トグル制震構法)による仙台市役所本庁舎の耐震補強とその効果, 建築技術, No.740, pp184-189, 2012.7.
- 8) 池田隆明, 佐々木清, 高瀬裕也, 妹尾嘉章: 増幅機構付制震構法による仙台市役所本庁舎の耐震補強効果の検証, 2012 年度日本建築学会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1025-1026, 2012.

**Summary** Seismic reinforcement by Passive Control System is dynamic design, it's a performance evaluation of buildings due to drift angle. That is why, it is difficult to evaluate with current seismic index of Structure. In this paper, we propose a method for calculating the conversion index that to evaluate the dynamic performance. In addition, considering the correction factor the converted seismic index of Structure. Then, we discuss the relationship between level and the conversion index affected.

**Key Words :** Passive Control System, Amplifier Mechanism, Seismic Index of Structure, Earthquake Response Analysis, Dynamic Performance Improvement Magnification