

超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究  
(その 1 4 最大応答値の静的評価ならびに連層耐震壁作用せん断力の推定)

New Generation Energy Dissipation Structural System using Super-Elastic Member

Part14. Static evaluation of the maximum response and estimation of Multi Story Shear walls shear force

○黒澤諒<sup>1</sup>, 木竜雅康<sup>1</sup>, 渡邊恭平<sup>1</sup>, 竹内健一<sup>2</sup>, 北嶋圭二<sup>2</sup>, 中西三和<sup>3</sup>, 安達洋<sup>3</sup>

\*Ryo Kurosawa<sup>1</sup>, Masayoshi Kiryu<sup>1</sup>, Kyohei Watanabe<sup>1</sup>, Kenichi Takeuchi<sup>2</sup>, Keiji Kitajima<sup>2</sup>, Mitsukazu Nakanishi<sup>3</sup>, Hiromi Adachi<sup>3</sup>

This paper shows the static evaluation of the maximum response and estimation of Multi Story Shear walls shear force.

1. はじめに

本研究は、連層耐震壁脚部に軸剛性と弾性限変形が制御可能な折返し方式の超弾性部材を設置した弾性復元特性を維持できる連層耐震壁を組み込んだ架構の制震構造システム(以下、次世代制震構造システムと称す)<sup>1)</sup>に関する研究である。

本報では、振動台実験を実施した 3 層鋼製立体骨組試験体(既報(その 11))の最大応答値の静的評価法ならびに連層耐震壁作用せん断力の推定方法を示し、それらの結果の妥当性について述べる。

2. 最大応答値の静的評価

(a) 試験体概要 検討対象とした試験体は、平面寸法 1.0mx1.0m, 全高さ 2.1m の 3 層鋼製立体骨組である。

非制震 1 は純ラーメン架構(主架構のみ)の試験体, 非制震 2 は非制震 1 に連層耐震壁脚部をピン接合とした剛体回転壁を挿入した試験体, 非制震 3 は非制震 2 の回転壁脚部に超弾性部材を模擬したコイルばねを設置し壁自体に弾性復元特性を持たせた試験体, 非制震 4 は非制震 3 のコイルばねの取付位置を広げて回転壁の回転剛性を上昇させた試験体である。制震 1~4 は, 非制震 1~4 の各層に降伏耐力 80N の制震ブレース(摩擦ダンパー)を配置した試験体である。Photo.1 に制震 4 の試験体を示す。Table1 には, 実験および立体骨組解

析<sup>2)</sup>で得られた非制震 1~4 の試験体の弾性 1 次固有周期を示す。解析で得られた固有周期は実験結果とよく一致していることが確認できる。なお, 解析諸元は前報(その 13)を参照されたい。

(b) 等価 1 自由度系への縮約方法 振動台実験結果および応答解析結果は, モーダルアナリシス<sup>3)</sup>の考えから導いた式(1), 式(2)を用いて等価 1 自由度系に縮約する。弾塑性応答の下での制震モデルの 1 次モードの固有ベクトルは, 最大応答時における変形分布を 1 次モードの固有ベクトルと仮定した<sup>4)</sup>。また, 静的解析結果は, 限界耐力計算法<sup>5)</sup>による式(3), 式(4)を用いて縮約する。制震モデルにおける, 主架構とダンパーの構造特性曲線の分離の方法は, 非制震モデルの特性曲線を制震モデルの主架構の特性曲線と仮定し, 制震モデルと非制震モデルの特性曲線の差からダンパーのみの構造特性曲線を抽出した<sup>6)</sup>。

(c) 静的評価法および実験・応答解析結果との比較

縮約 1 自由度系の最大応答変位  $\delta_{max}$  は, ダンパーの履歴減衰を等価な粘性減衰に置き換える等価線形化手法(式(5))により求めることができる<sup>1)</sup>。本報では, 既報(その 5)で用いた応答低減係数  $Fh$ (式(6))を, 入力地震動特性を反映させて式(7)のように定義し直した。

Fig.1 に, 設定した  $Fh$  と入力地震動の応答スペクトル<sup>7)</sup>

$$i q_0 = \frac{\{u_i\}^T [M] \{\delta_i\}}{\{u_i\}^T [M] \{u_i\} \beta} \dots (1) \quad (i \ddot{q}_0 + \ddot{y}_0) = \{u_i\}^T [M] \{\ddot{\delta}_i + \ddot{y}_0\} \dots (2) \quad Sd = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i} \dots (3) \quad Sa = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i\right)^2} \times Q_B \dots (4)$$

$i q_0, Sd$ : 1 次の代表変位,  $i \ddot{q}_0, Sa$ : 1 次の代表荷重(加速度換算値),  $u_i$ :  $i$  層の 1 次固有ベクトル  
 $\beta$ : 1 次の刺激係数,  $\delta_i$ :  $i$  層の相対変位,  $T$ : 転置,  $\ddot{y}_0$ : 入力加速度,  $\ddot{\delta}_i$ :  $i$  層の相対加速度  
 $[M]$ : 質量マトリクス,  $m_i$ :  $i$  層の質量,  $Q_B$ :  $\beta^{-2}$ -スカラー

$$\delta_{max} = Sd \times Fh \dots (5) \quad Fh = \frac{1.5}{1+10h} \dots (6) \quad Fh = \frac{1+5h_0}{1+5h} \dots (7)$$

$$h_{eq} = 0.8 \times \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \left(\frac{1}{\mu_d} \frac{K_d}{K_f}\right)\right) = 0.8 \times \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \frac{Q_d}{Q_f}\right) \dots (8)$$

$$\frac{1}{\delta_{max}} = \frac{1}{Sd} + 0.8 \times \left(\frac{10}{1.25\pi} \left(\frac{K_d}{K_f} \left(\frac{\delta_{dy}}{Sd}\right)\right)\right) \left\{ \frac{1}{\delta_{max}} - \delta_{dy} \left(\frac{1}{\delta_{max}}\right)^2 \right\} \dots (9)$$

$Sd$ : 1 次の代表変位 ( $h=5\%$ ),  $Fh$ : 応答低減係数

$\delta_{max}$ : 最大応答変位,  $h_{eq}$ : 等価粘性減衰定数,  $h_0$ : 構造減衰 (0.05)

$h$ : 減衰定数 ( $h_0+h_{eq}$ ),  $K_f$ : フレーム剛性,  $K_d$ : ダンパー剛性

$\mu_d$ : ダンパー塑性率,  $\delta_{dy}$ : ダンパー降伏変位,  $Q_d$ : ダンパーせん断力,  $Q_f$ : フレームせん断力

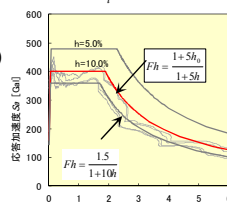


Fig.1 Fh and Response spectrum

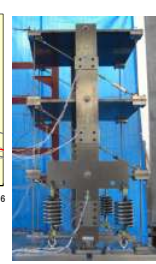


Photo.1 Examination body (seismic control four)

	非制震1	非制震2	非制震3	非制震4
実験結果	0.89	0.84	0.66	0.56
解析結果	0.89	0.84	0.65	0.56

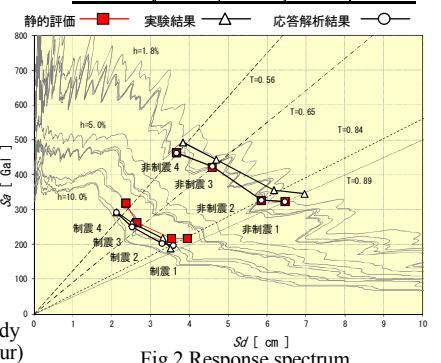


Fig.2 Response spectrum

1 : 日大理工・院・海建 Graduate Student, Nihon Univ.

2 : 青木あすなろ建設株式会社 Asunaro Aoki Construction Co., Ltd.

3 : 日大理工・教員・海建 Prof. Nihon Univ. Dr.Eng.

を示す. なお, 最大応答変位  $\delta_{max}$  は, 等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  の評価式(式(8))を式(7)に代入し整理した(1/ $\delta_{max}$ )に関する二次方程式(式(9))の解として得ることができる. Fig.2 の *Sa-Sd* スペクトル上に, 静的評価結果と振動台実験結果および応答解析結果の最大応答値を比較して示す. *Sa-Sd* スペクトルは, 非制震 1~4 の各試験体に対する振動台実験計測加速度波形(4 波)の平均スペクトルで, 実験および解析結果は, 3 層試験体の応答値を式(1),式(2)により 1 次モードに縮約した結果(4 波平均値)を示している. 図より, 静的評価結果は実験および解析結果とよく対応しており, 本構造システムの最大応答値が, 静的評価可能であることが確認できる.

### 3. 連層耐震壁の作用せん断力の推定

本章では, 連層耐震壁の作用せん断力の推定手法を示し, 振動台実験試験体の連層耐震壁に作用したせん断力(解析結果)との比較から, 推定手法の妥当性を確認する. 連層耐震壁に作用するせん断力は, 1 次モードのせん断力(以下  ${}_1Q_w$  と称す)と高次モードのせん断力(以下  ${}_2Q_w$  と称す)を個別に算定し, 両者を足し合わせて推定する.

(a) 1 次モードせん断力  ${}_1Q_w$  の算定方法  ${}_1Q_w$  の算定は, 連層耐震壁を組込む前の純ラーメン架構の静的荷重増分解析(予備解析)結果を用いて行う. Fig.3 に  ${}_1Q_w$  推定の架構モデルを示す. 建物全体の外力は, フレーム負担外力と壁負担外力の和で表わせるが, 連層耐震壁を組込んだ状態での建物全体の外力の大きさは未知である. 建物全体の外力を, 純ラーメン架構の  $A_i$  分布に基づく外力分布係数  $\alpha_i$  に, 未知数の荷重係数  $P$  を乗じて表すこととする. 荷重係数  $P$  を, 壁負担の外力と壁脚の回転剛性による壁脚モーメントの釣合いから求めることにより  ${}_1Q_w$  が算定できる.

具体的な算定手順を以下に示す. Fig.3 において, 頂部変位が任意に設定した目標変位(目標層間変形角)で  $Q_{f_i} = K_{f_i} \times \delta_i \dots (10)$   $P_{f_i} = Q_{f_i} - Q_{f_{(i+1)}} \dots (11)$   $P_{w_i} = \alpha_i \cdot P - P_{f_i} \dots (12)$   $M_w = \sum(P_{w_i} \cdot h_i) \dots (13)$   $M_w = K_w \cdot \delta_{top} \dots (14)$   $P = \frac{K_w \cdot \delta_{top} + \sum(P_{f_i} \cdot h_i)}{\sum(\alpha_i \cdot h_i)} \dots (15)$   ${}_1Q_{w_i} = \sum_{j=1}^N P_{w_j} \dots (16)$   ${}_2P_{w_i} = m_i \times \beta_2 u_i \times \ddot{y}_0 \dots (17)$   ${}_2Q_{w_i} = \sum_{j=1}^N P_{w_j} \dots (18)$

$K_w$ : 壁回転剛性,  $M_w$ : 壁脚モーメント,  $P_{f_i}$ : フレーム負担外力,  $K_{f_i}$ : フレーム剛性,  $Q_{f_i}$ : フレームせん断力  
 $P_{w_i}$ : 壁負担外力,  $Q_{w_i}$ : 壁せん断力,  $\delta_{top}$ : 頂部変位,  $\delta_i$ : 層間変位,  $h_i$ : 高さ  
 $m_i$ :  $i$  層の質量,  $\beta_2$ : 2 次モードの刺激係数,  $u_i$ :  $i$  層の 2 次固有ベクトル,  $\ddot{y}_0$ : 入力加速度

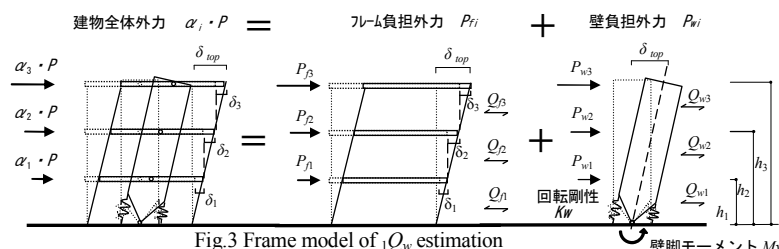


Fig.3 Frame model of  ${}_1Q_w$  estimation

ある状態を考える. ここで, 目標変位時にフレームは弾性範囲内であり, 壁は剛体であると仮定する. フレームせん断力は, 静的荷重増分解析結果のフレーム剛性および各層の層間変位を用いて式(10)から, またフレーム負担外力は式(11)から求める. 壁負担外力は, 全体外力からフレーム負担外力を差し引くことで式(12)から求まるが, 荷重係数  $P$  が未知である. 一方, 壁脚部のモーメントは, 壁負担外力を用いた式(13)と回転剛性を用いた式(14)で表わすことができ, 未知数  $P$  は, 式(13)と式(14)が等値であることから, 式(12)を式(13)に代入して整理した式(15)により求まり, 結果,  ${}_1Q_w$  は式(16)によって算定することができる.

(b) 高次モードのせん断力  ${}_2Q_w$  の算定方法 連層耐震壁は, 建物の振動モードを 1 次モードが支配的になるように矯正するため, 高次モードのせん断力は連層耐震壁が負担しなくてはならない. 本報では, 高次モードの次数は 2 次モードのみを考慮することとし, 2 次モードの絶対加速度は地動加速度に比例する<sup>8)</sup>と仮定して, 式(17)に示した各層の 2 次モードの慣性力を上階から累積(式(18))して  ${}_2Q_w$  を算定する.

(c) 解析結果と推定結果の比較 Fig.4 に, 3 層試験体の連層耐震壁に作用したせん断力(解析結果)と, 連層耐震壁作用せん断力の推定値を比較して示す. 解析の作用せん断力は, 応答解析(EL-NS 入力)では最大応答せん断力の値を, 静的解析では応答解析における最大頂部変位と同じ頂部変位に達したときのせん断力の値を示している. 静的解析結果と推定値( ${}_1Q_w$ )を比較すると, ほぼ一致していることが確認できる. また, 応答解析結果と推定値  $\Sigma Q_w$  ( ${}_1Q_w$  と  ${}_2Q_w$  の絶対値和)の比較においても, 概ね良好な対応を示していることが確認できる.

### 4. まとめ

以上, 最大応答値の静的評価法ならびに連層耐震壁作用せん断力の推定方法の妥当性を確認した.

【参考文献】その 16 にまとめて示す.

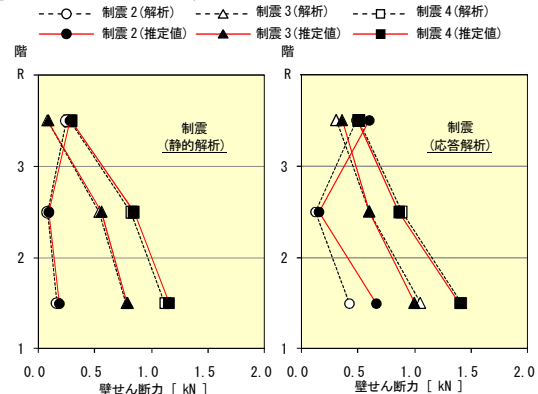


Fig.4 Estimation and analysis results of multi story shear walls shear force