

## 第 1 1 章 CLT による構造の設計法素案の検討

## 11.1 震動台実験結果に基づく構造性能評価

### 11.1.1 $D_s$ の評価

震動台実験試験体 C～E 棟の層せん断力-層間変位曲線およびその包絡線に基づいて評価した  $D_s$  を図 11.1.1～11.1.6 に示す。いずれの試験体も建物長辺方向は終局状態に至っていないので、短辺方向について考察する。図 11.1.1～11.1.6 の最下段は(11.1.1)式、(11.1.2)式によって求めた等価一自由度系の加速度  $A$  と変位  $\Delta$  の関係である。

$$\Delta = \frac{\sum_i m_i \cdot u_i \cdot d_i}{\sum_i m_i \cdot u_i} \quad (11.1.1)$$

$$A = \frac{\sum_i u_i \cdot p_i}{\sum_i m_i \cdot u_i} \quad (11.1.2)$$

ここで、 $m_i$  :  $i$  階各床レベルの質量

$d_i$  :  $i$  階各床レベルの基礎からの変位

$p_i$  :  $i$  階各床レベルに作用する水平力

$u_i$  :  $i$  階各床レベルの参照モード

$p_i$  は  $m_i$  と  $i$  階各床レベルの絶対加速度の積とする。 $u_i$  は一つの応答過程における  $d_i$  の絶対値の最大値とする。

以下、各棟について考察する。

#### C 棟

神戸 100%入力までを対象として、等価一自由度系の  $D_s$  は 0.388～0.466 である。9.2.3 項における BSL の設計限界入力倍率  $R_d$  は  $D_s=0.75$  と仮定して 0.509 であった。神戸 100%入力では壁 CLT パネルの開口隅角部に亀裂が発生しており、試験体の設計クライテリアを満足していないことを考慮して、設計用  $D_s$  を 0.55 とすれば  $R_d = 0.694$  となる。震動台実験では BSL90%入力では亀裂は生じず、設計クライテリアを満足していたことから、試験体のラミナ強度と接合部耐力が下限性能の  $90/69.4=1.297$  倍以上とすれば設計用  $D_s$  を 0.55 とすることは妥当といえる。

#### D 棟

神戸 100%入力までを対象として、等価一自由度系の  $D_s$  は 0.314～0.405 である。9.2.3 項における BSL の設計限界入力倍率  $R_d$  は開口隅角部の亀裂を防止することを条件とし、 $D_s=0.61$  と仮定して 0.395 であった。設計用  $D_s$  を 0.40 とすれば、 $R_d = 0.610$  となる。一方、震動台実験では BSL60%入力では亀裂は生じていない。これは、通常、ラミナ実態強度は下限強度より大きいことを考えれば当然の結果であるが、設計用  $D_s$  を 0.40 とすることが妥当であるための必要条件の一つを満足しているといえる。

#### E 棟

神戸 100%入力までを対象として、等価一自由度系の  $D_s$  は 0.398～0.416 である。9.2.3 項における BSL の設計限界入力倍率  $R_d$  は  $D_s=0.50$  と仮定して 0.607 であった。設計用  $D_s$  を 0.40 とすれば、 $R_d = 0.759$  となる。一方、震動台実験では BSL90%入力では CLT パネルに損傷は認められなかった。したがって、試験体のラミナ強度が下限性能の  $90/75.9 = 1.186$  倍以上とすれば設計用  $D_s$  を 0.40 とすることは妥当といえる。

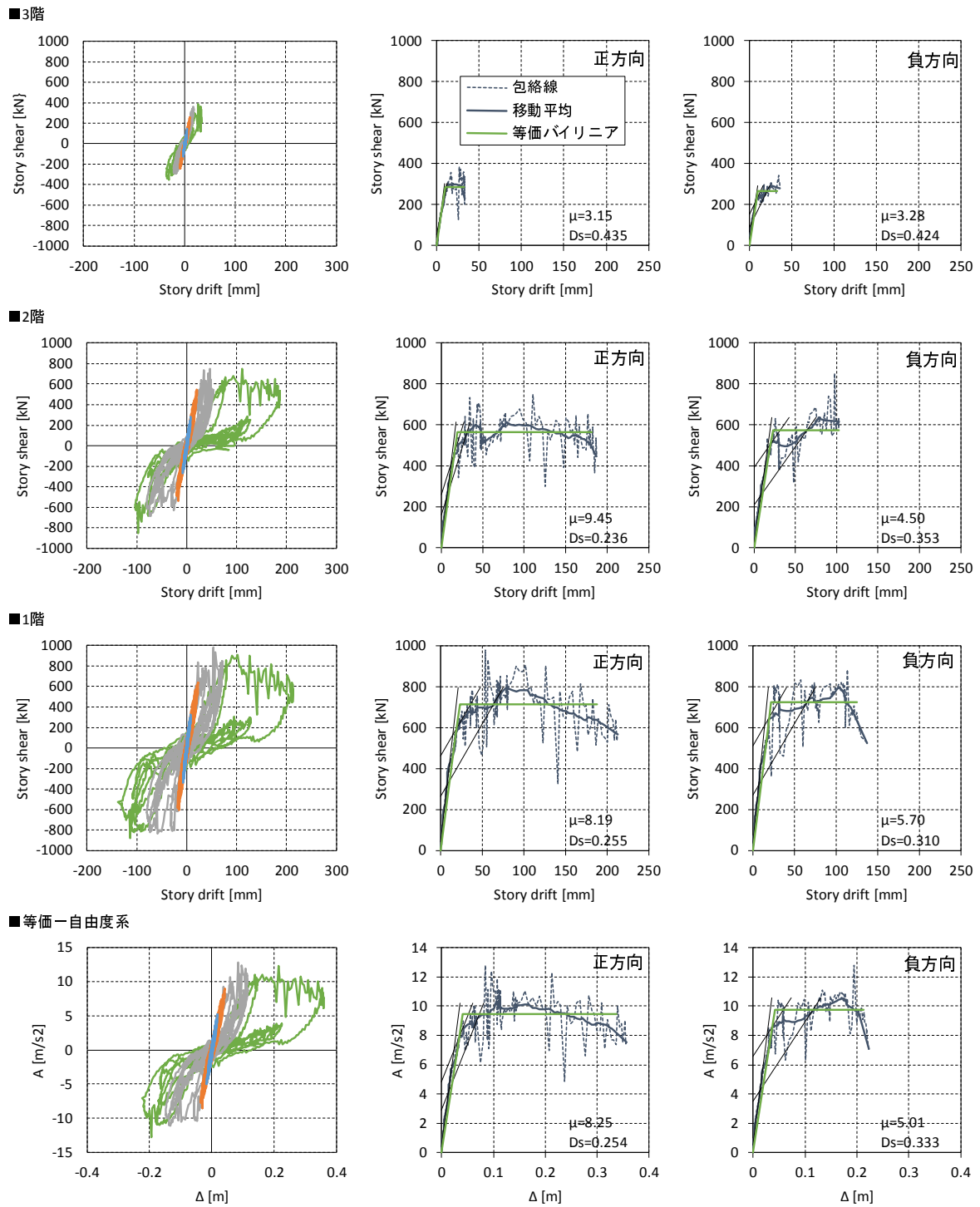


図 11.1.1 震動台実験結果に基づく Ds 値評価 (C 棟・建物短辺方向)

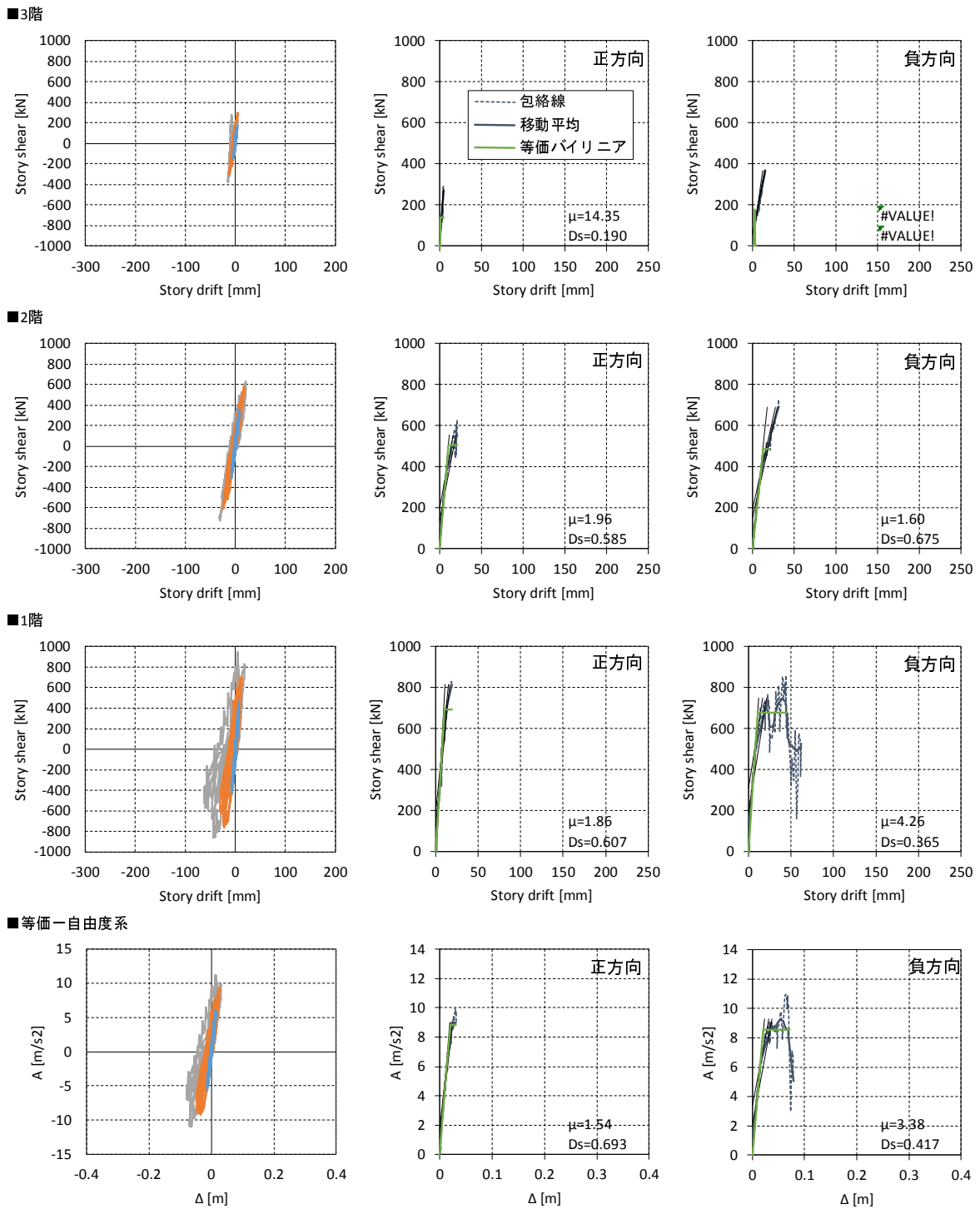
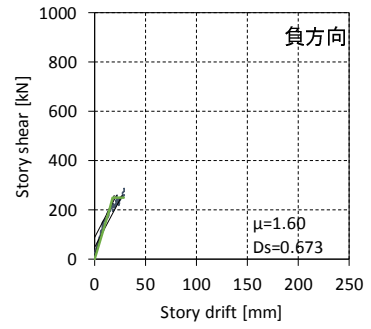
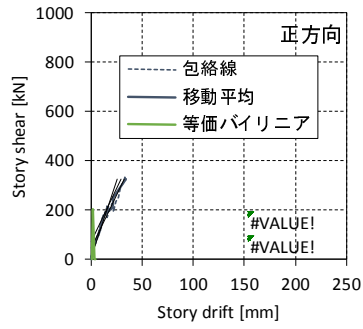
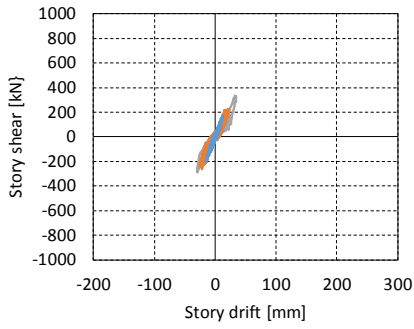
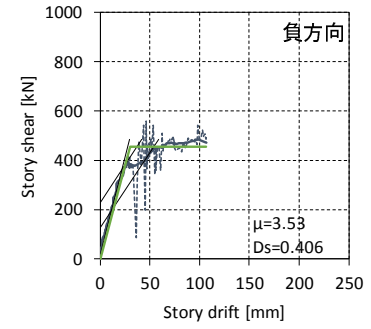
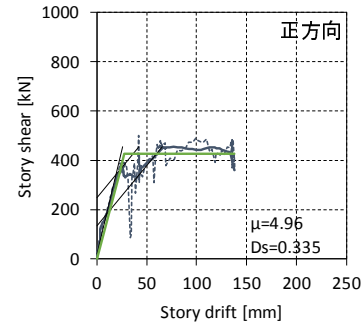
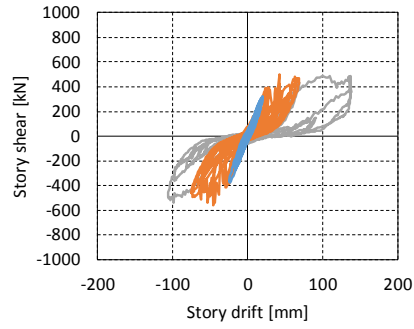


図 11.1.2 震動台実験結果に基づく  $D_s$  値評価 (C 棟・建物長辺方向)

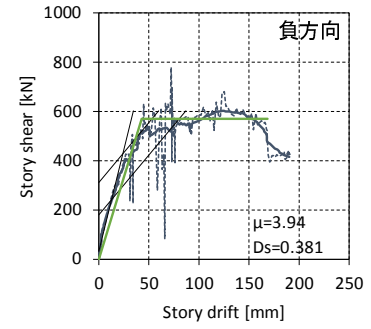
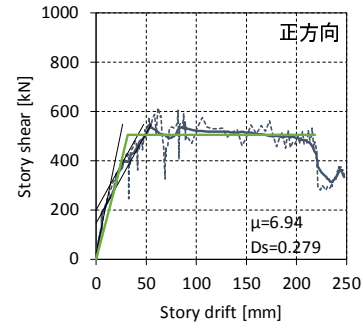
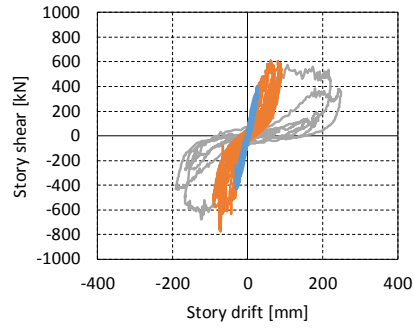
■3階



■2階



■1階



■等価一自由度系

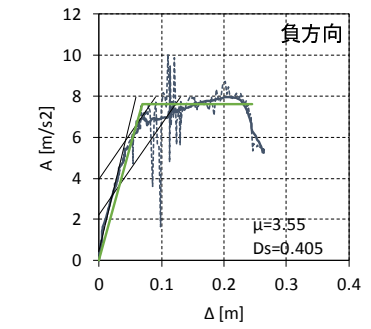
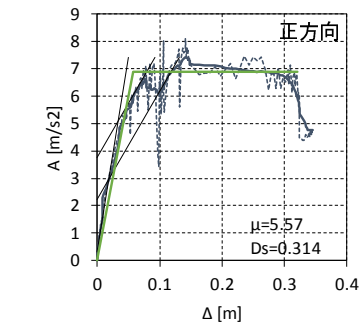
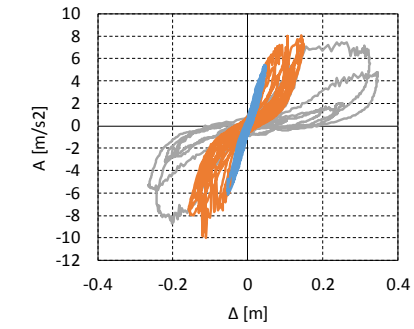


図 11.1.3 震動台実験結果に基づく Ds 値評価 (D 棟・建物短辺方向)

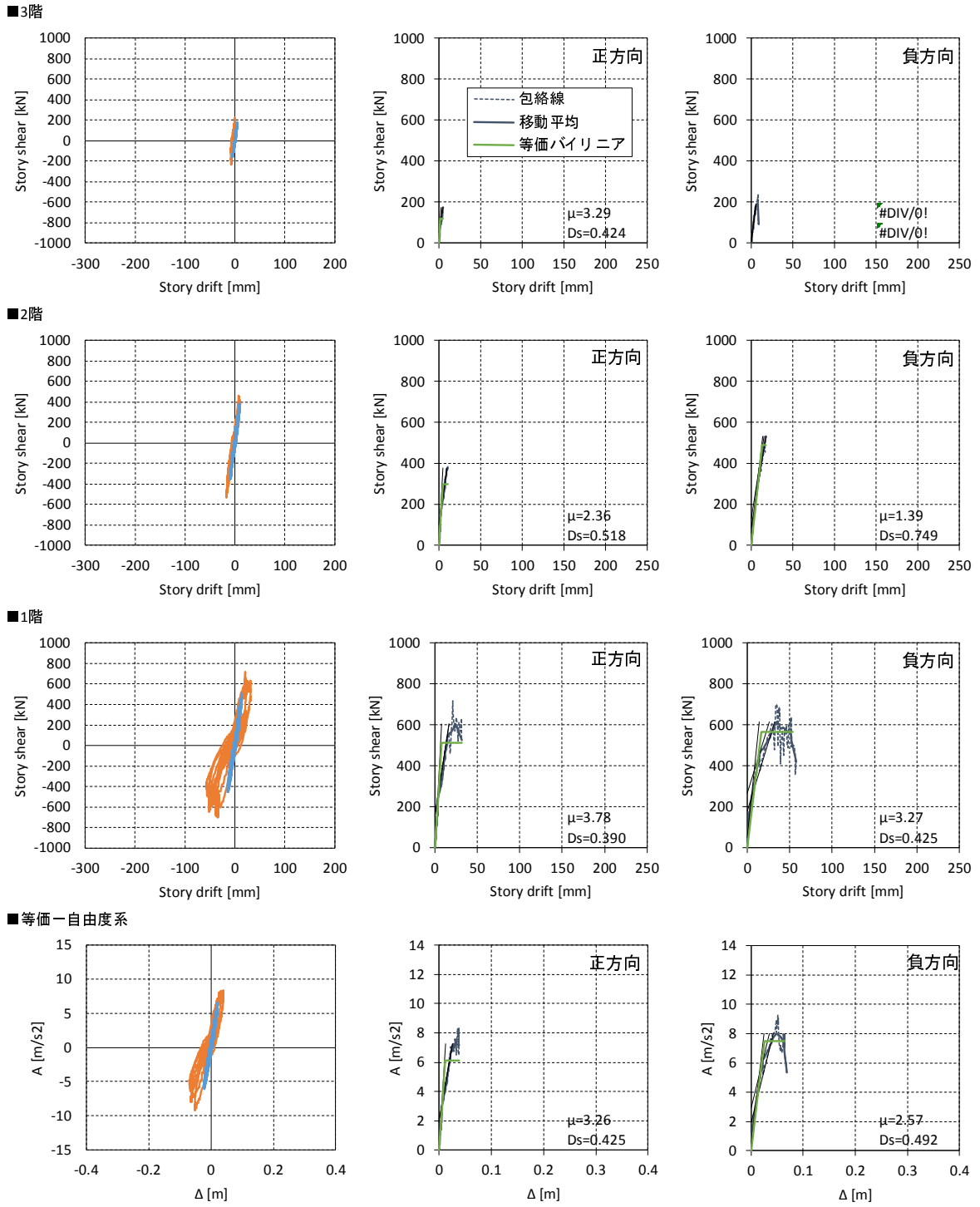


図 11.1.4 震動台実験結果に基づく  $D_s$  値評価 (D 棟・建物長辺方向)

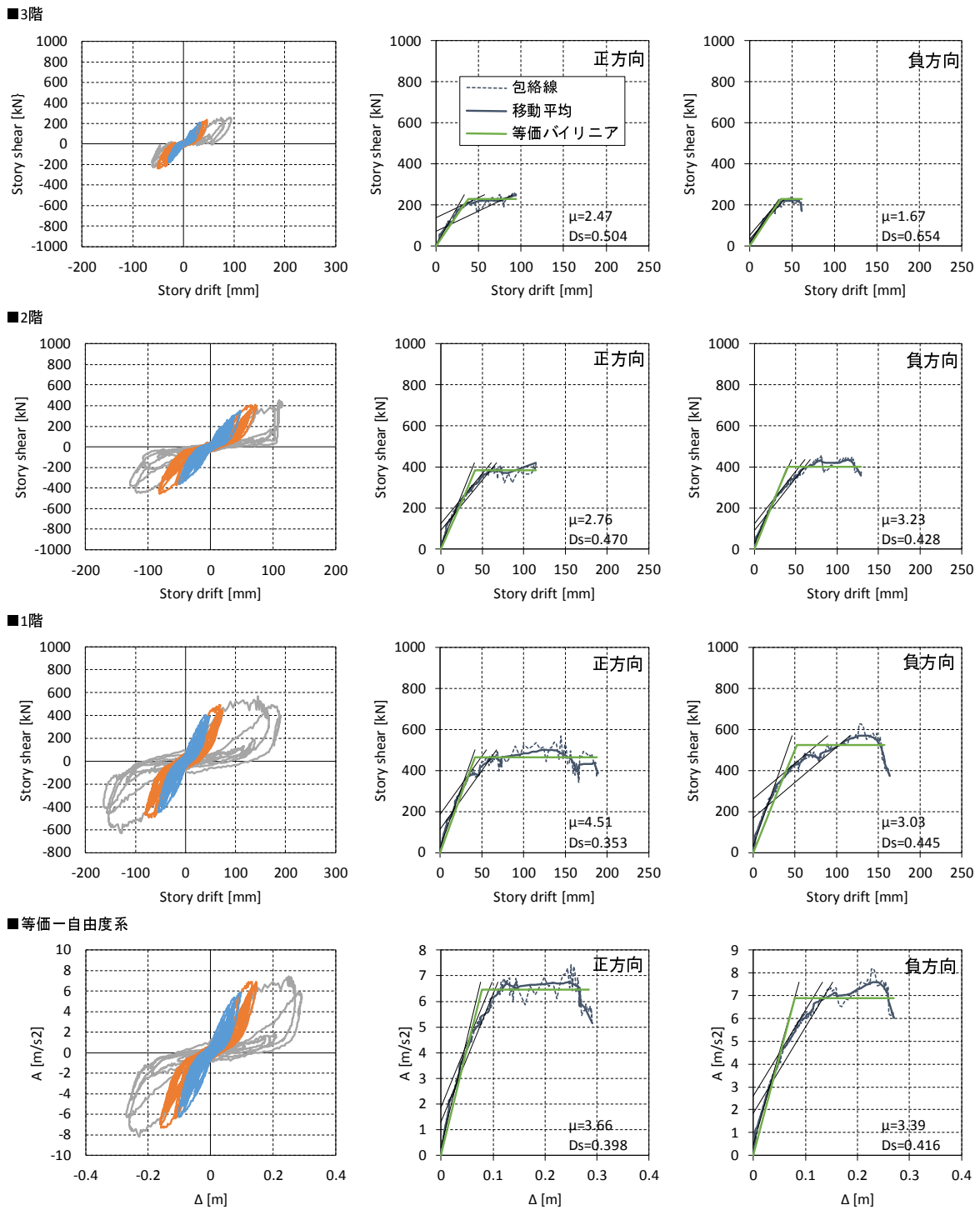


図 11.1.5 震動台実験結果に基づく  $D_s$  値評価 (E 棟・建物短辺方向)

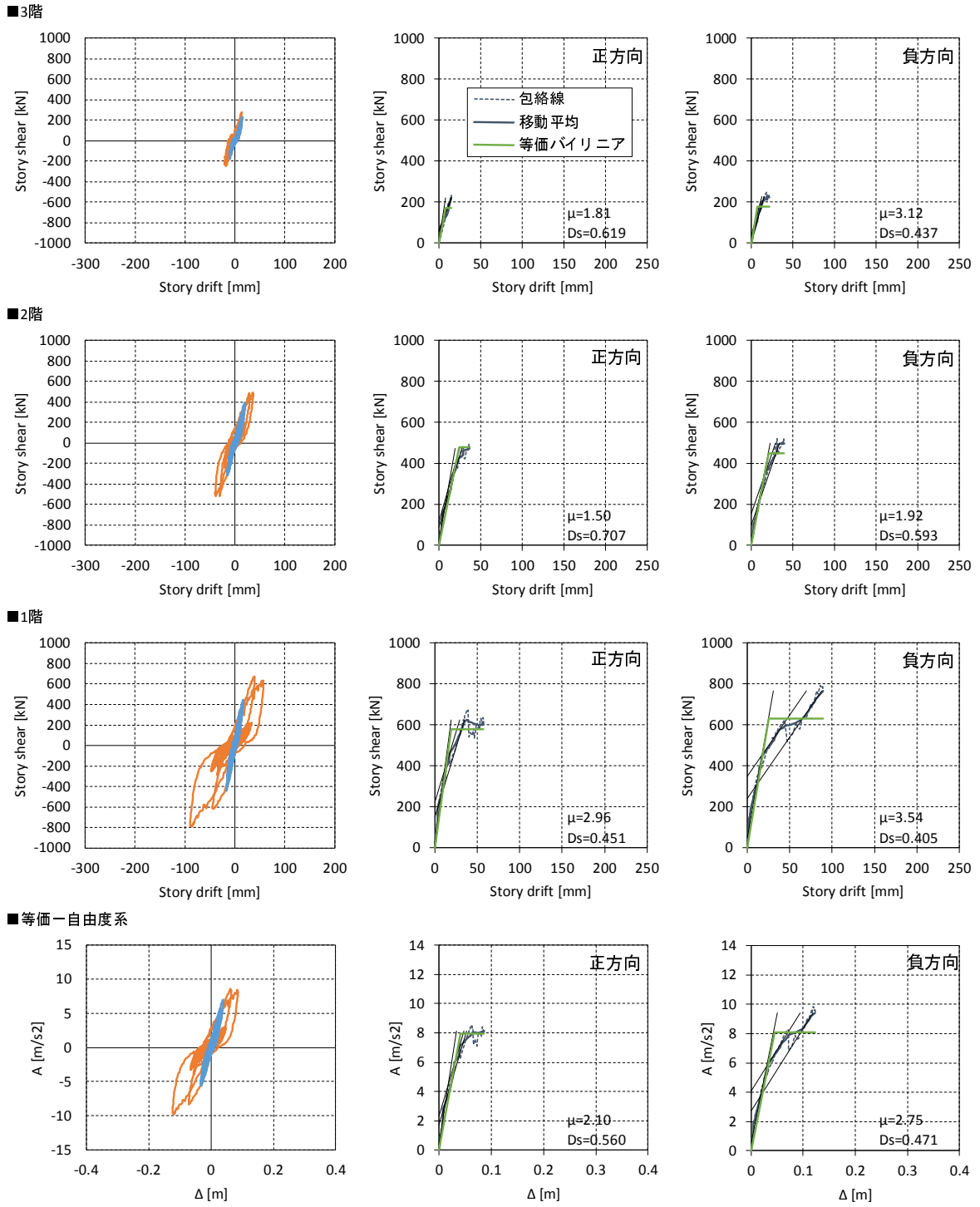


図 11.1.6 震動台実験結果に基づく  $D_s$  値評価 (E 棟・建物長辺方向)



### 11.1.2 heq の評価

H26年度震動台実験試験体A, B棟およびH27年度震動台実験試験体C, D, E棟を対象都とし、応答変位が大きかった建物短辺方向の加振結果に基づいて、縮約等価一自由度系の加速度A-変位Δ関係を算出し、半サイクルごとの等価減衰定数 $h_{eq}$ と変位振幅の関係を求める。

結果を図11.1.7～11.1.17に示す。各右図には限界耐力計算告示(平12建告第1457号)第9第2項第二号に規定される下式の減衰定数 $h$ と半サイクル変位振幅 $\Delta_{amp}$ の関係を併記した。

$$h = \gamma_1 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\Delta_d \cdot Q_s}{\Delta_s \cdot Q_d}} \right) + 0.05 \quad \gamma_1 = 0.20 \quad (11.1.3)$$

ここで、 $\Delta_d$  : 縮約一自由度系の損傷限界変位

$\Delta_s$  : 縮約一自由度系の安全限界変位

$Q_d$  :  $\Delta_d$  に対応するベースシア(ここでは加速度)

$Q_s$  :  $\Delta_s$  に対応するベースシア(ここでは加速度)

$\Delta_d$  については、 $Q_d$  を  $0.3G (= 2.94m/s^2)$  として、それに対応する  $\Delta$  とした。 $\Delta_s$  は  $h$  を計算しようとする  $\Delta$  とし、 $Q_s$  は  $\Delta_s$  に対応する  $A$  とした。

図11.1.7～11.1.17から下記の事柄が指摘できる。

- 架構形式および変位振幅にかかわらず  $h_{eq}$  は 10%程度以上である。この点から、限界耐力計算における加速度低減率は 0.75 程度以下であり、この値を  $D_s$  の上限とすることができる。
- A-Δ関係の最大応答点はほぼ最大応答変位時の  $h_{eq}$  に対応する  $S_a - S_d$  曲線上にあり、限界耐力計算にその  $h_{eq}$  を用いることにより最大応答を予測できる。
- 限界耐力計算告示第9第2項第二号に規定される(2.1)式の減衰定数  $h$  は最大応答変位時の  $h_{eq}$  より小さく、安全側の評価となっている。

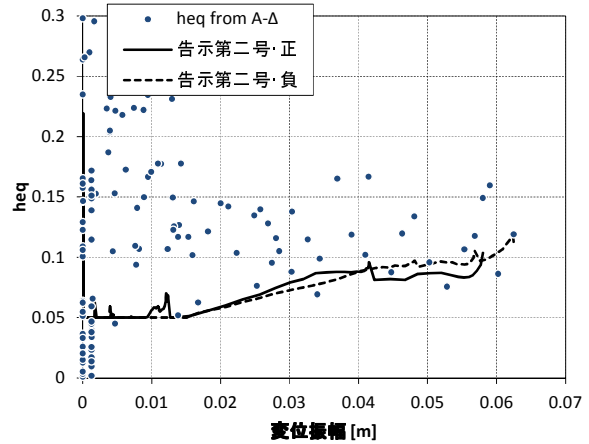
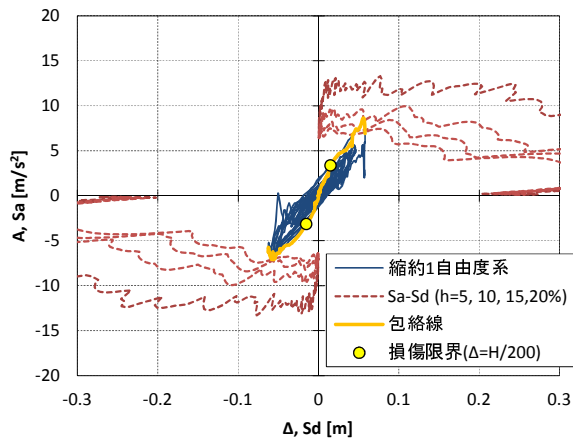


図 11.1.7 等価減衰定数の評価 (H26 A 棟, BSL100%, 建物短辺方向)

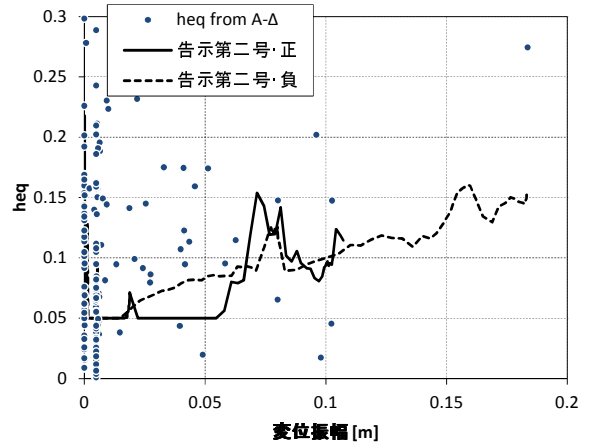
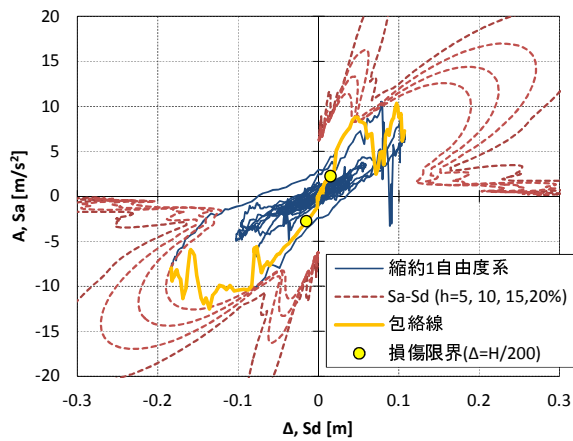


図 11.1.8 等価減衰定数の評価 (H26 A 棟, Kobe100%, 建物短辺方向)

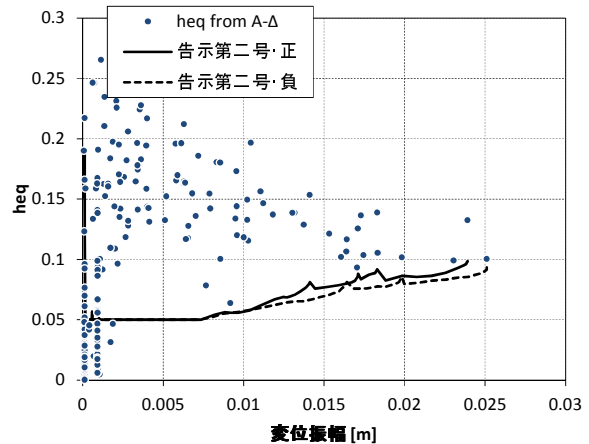
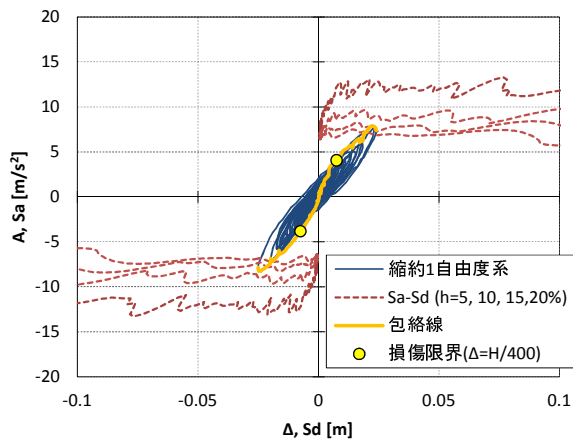


図 11.1.9 等価減衰定数の評価 (H26 B 棟, BSL90%, 建物短辺方向)

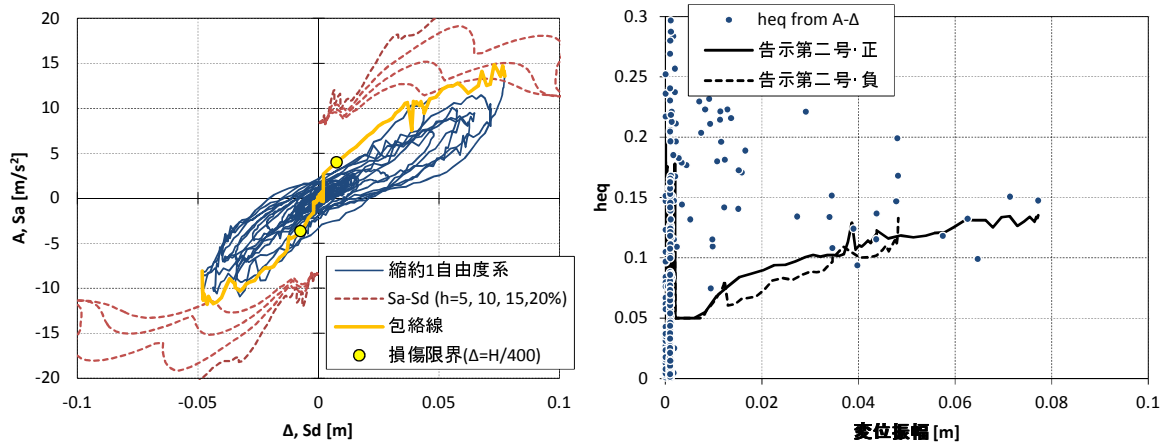


図 11.1.10 等価減衰定数の評価 (H26 B 棟, Kobe100%, 建物短辺方向)

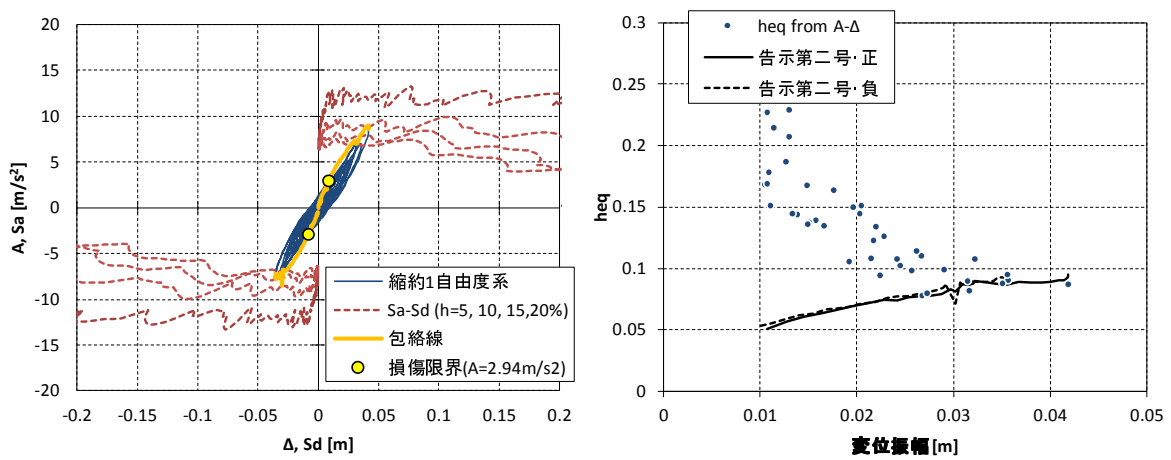


図 11.1.11 等価減衰定数の評価 (H27 C 棟, BSL90%, 建物短辺方向)

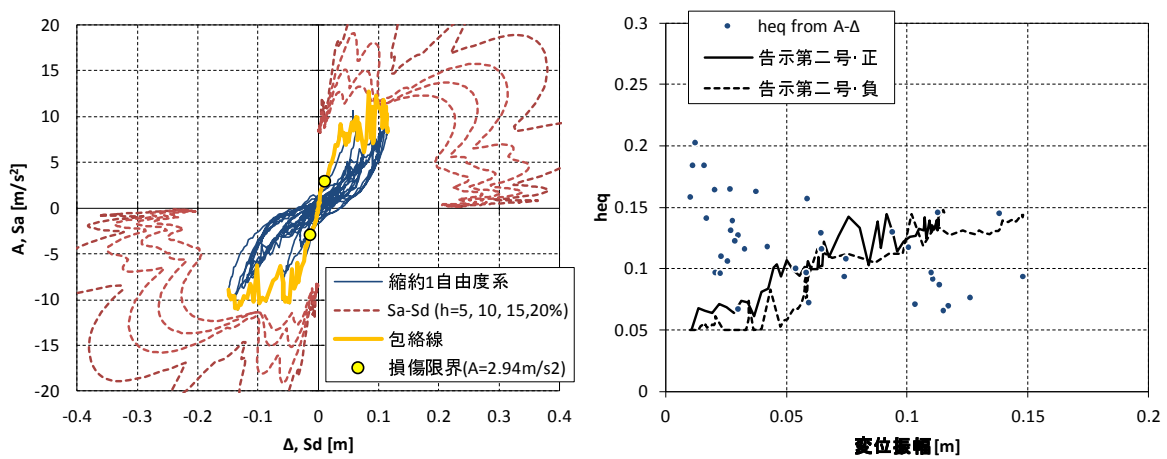


図 11.1.12 等価減衰定数の評価 (H27 C 棟, Kobe100%, 建物短辺方向)

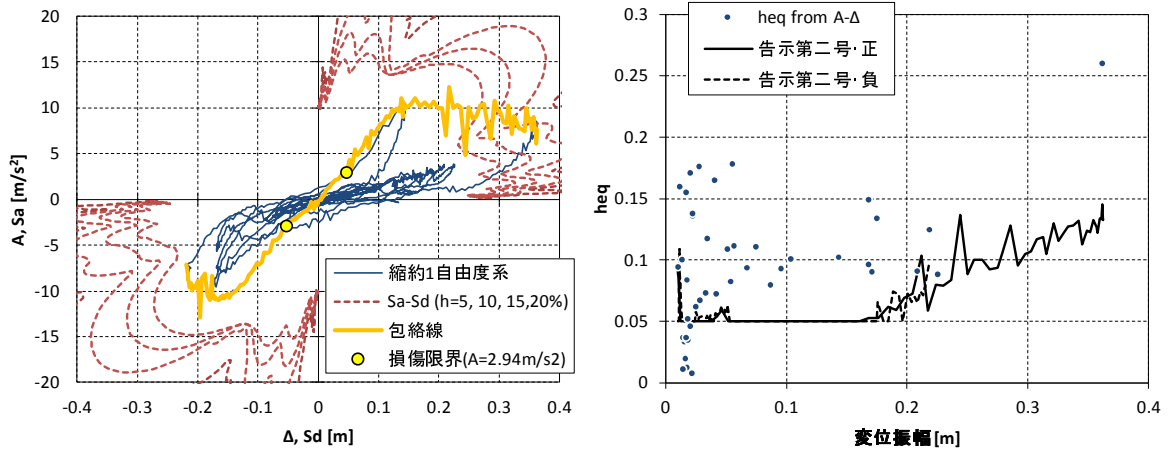


図 11.1.13 等価減衰定数の評価 (H27 C 棟, Kobe120%, 建物短辺方向)

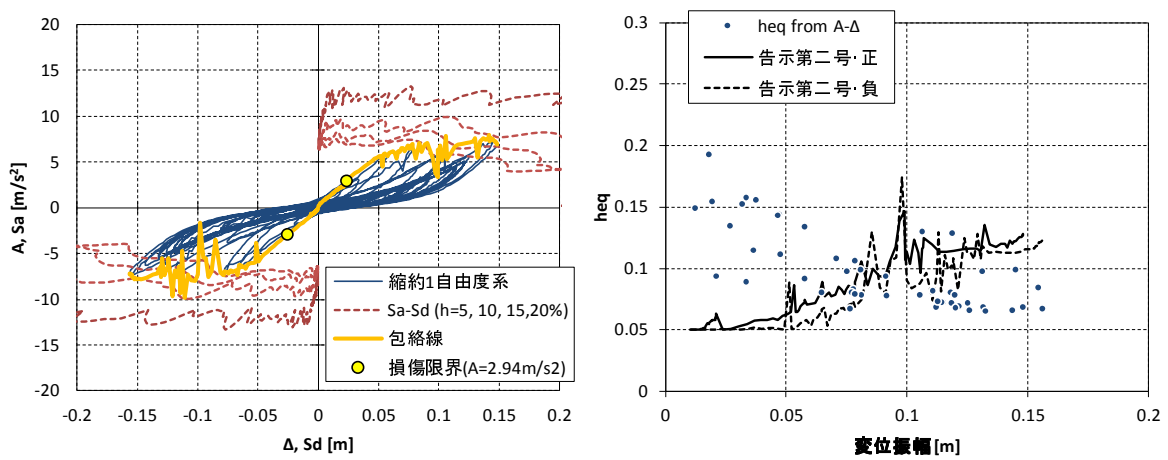


図 11.1.14 等価減衰定数の評価 (H27 D 棟, BSL90%, 建物短辺方向)

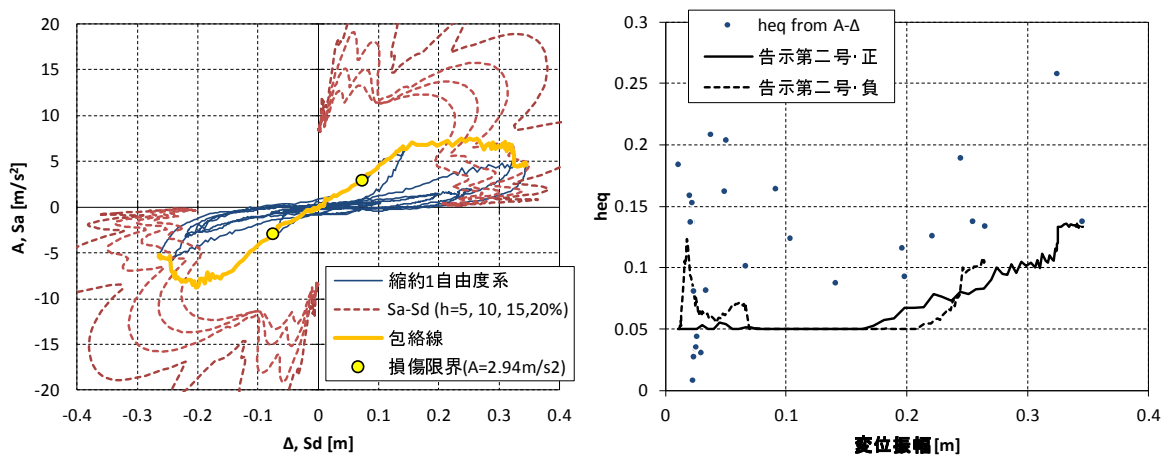


図 11.1.15 等価減衰定数の評価 (H27 D 棟, Kobe100%, 建物短辺方向)

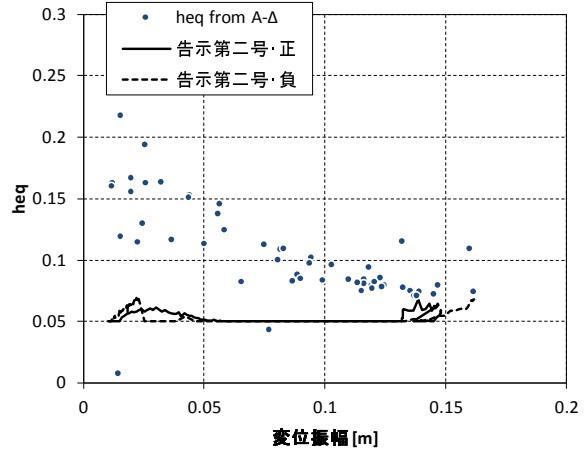
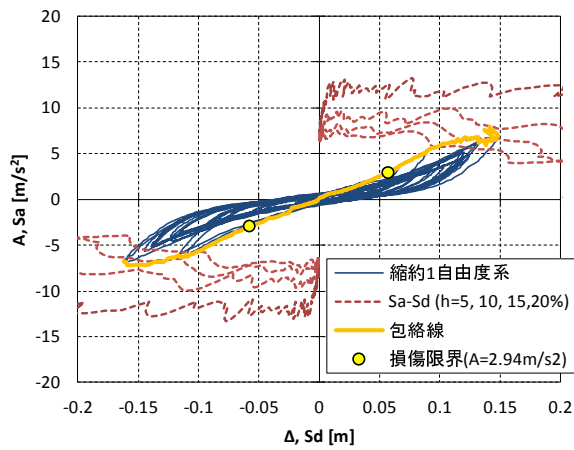


図 11.1.16 等価減衰定数の評価 (H27 E 棟, BSL90%, 建物短辺方向)

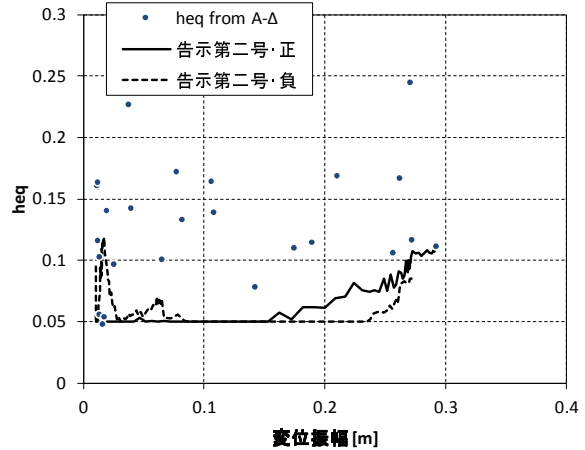
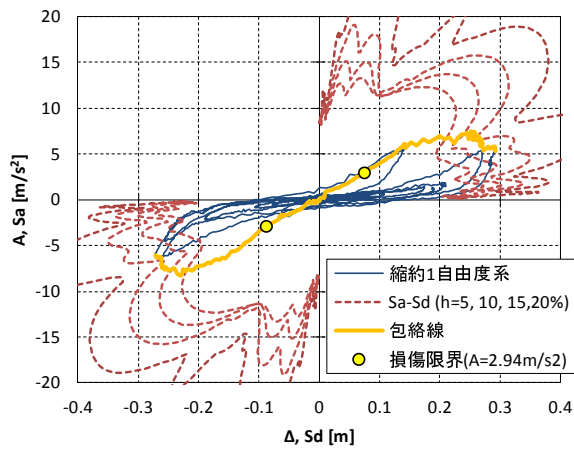


図 11.1.17 等価減衰定数の評価 (H27 E 棟, Kobe100%, 建物短辺方向)

## 11.2 設計法素案に用いる諸係数等の検討

### 11.2.1 検討方法

縮約一自由度系のベースシア  $Q$ -代表変位  $\Delta$  曲線上に、図 11.2.1 右のクライテリアを満足する「許容耐力点=損傷限界点」と「終局耐力点=安全限界点」を設ける。許容耐力点と終局耐力点における応力分布に比例関係は成立しないが、それぞれ所定の耐震性能を満足する。

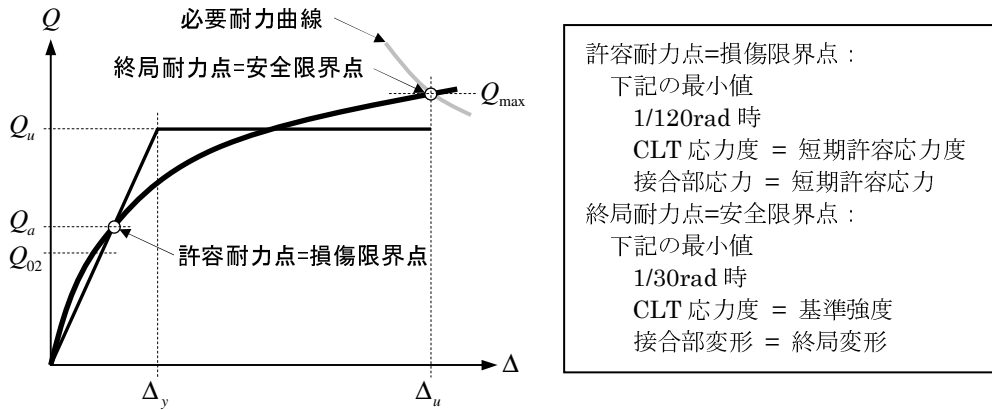


図 11.2.1 対象架構に対応する等価一自由度系の耐震性能

$Q$ - $\Delta$  曲線に対するエネルギー等価バイリニアの降伏耐力を保有水平耐力  $Q_u$  とし、終局換算許容耐力  $Q_{ua}$  を次のように定義する。

$$Q_{ua} = Q_u \cdot \frac{0.2}{D_s} \quad (11.2.1)$$

ここで、

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (11.2.2)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad \Delta_y, \Delta_u : \text{等価バイリニア降伏変位、終局変位}$$

このとき  $Q_{ua}$  が、ベースシア係数 0.2 に対応するベースシア  $Q_{02}$  以上であれば、 $Q_u$  は必要保有水平耐力  $Q_{un}$  ( $= D_s \cdot \sum w_i$ ) 以上となる。ルート 2 では許容耐力  $Q_a \geq Q_{02}$  のみを検定するが、そのとき検定余裕度が  $Q_a / Q_{ua}$  以上であれば、 $Q_{ua}$  は  $Q_{02}$  以上となる。したがって、ルート 2 における検定応力割増率  $R_f$  を次のように設定すれば、 $Q_u \geq Q_{un}$  が満足される。

$$R_f = \frac{Q_a}{Q_{ua}} = \frac{Q_a}{Q_u} \cdot \frac{D_s}{0.2} \quad (11.2.3)$$

これらの値を、2次元フレームモデルを用いた荷重増分解析結果に基づいて算定する。なお、 $Q_a$  と  $Q_{ua}$  の最小値がルート 1 に用いる耐力壁の短期許容耐力の基準値となる。

## 11.2.2 検討対象架構

図 11.2.2～11.2.8 に示す 10 種類の架構を対象として静的荷重増分解析を行い、 $D_s, Q_{ua}, R_f$  等を算定する。なお、いずれの架構も左右両端に幅 1m、引張接合部 2 個に相当する直交壁を考慮する。

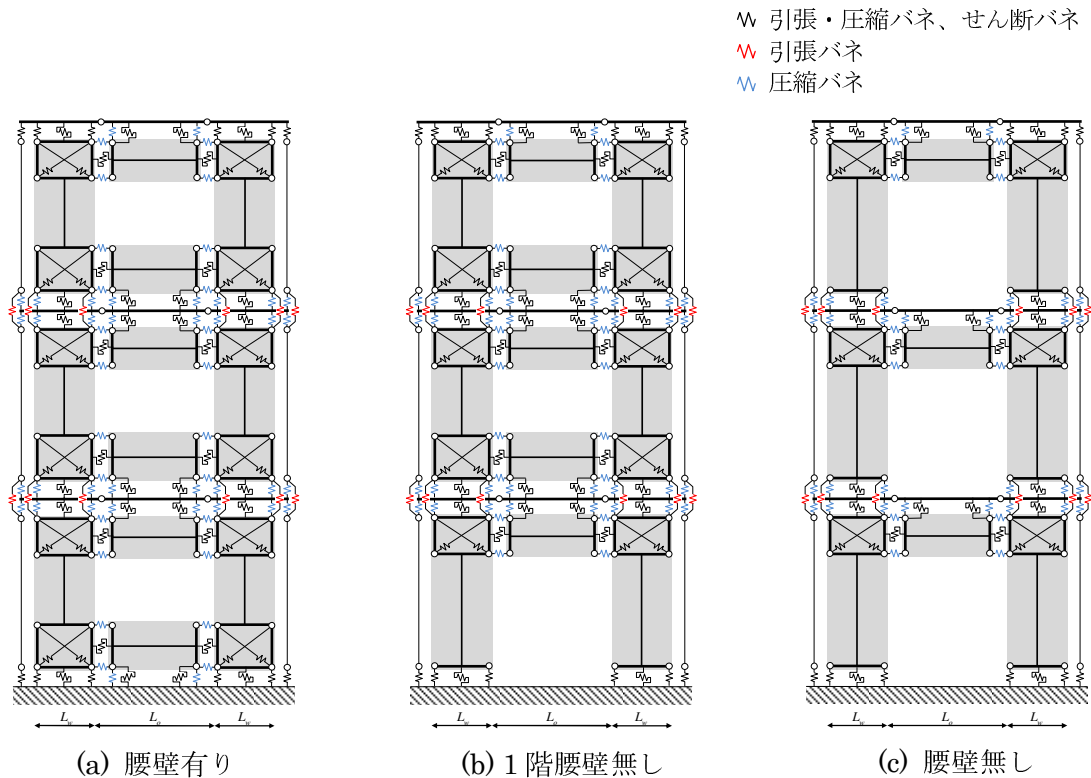


図 11.2.2 小幅・1 スパン架構

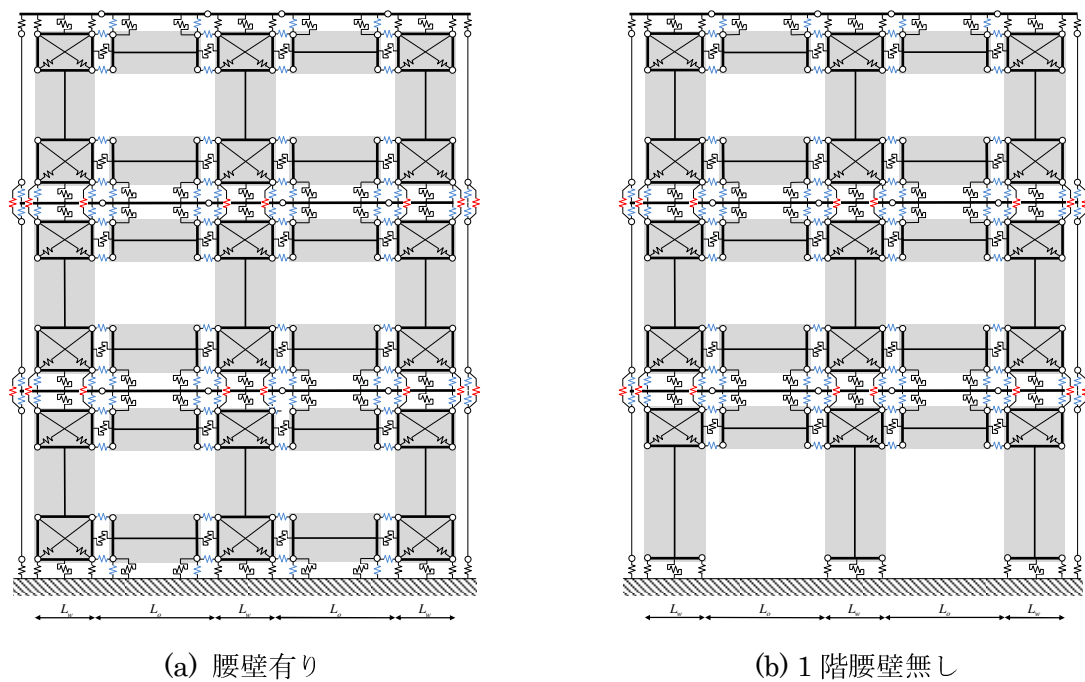
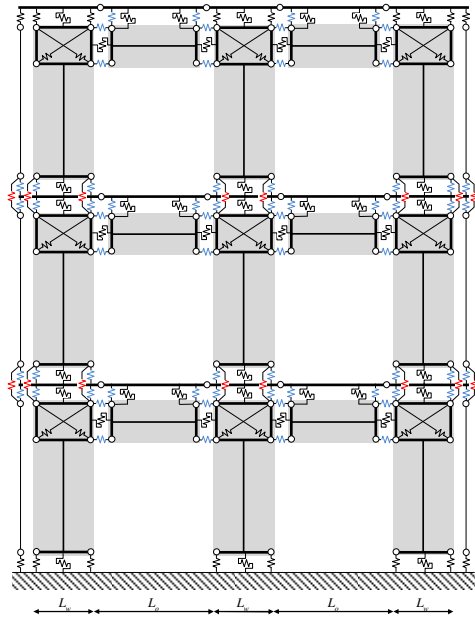


図 11.2.3 小幅・2 スパン架構



(c) 腰壁無し

図 11.2.4 小版・2 スパン架構 (つづき)

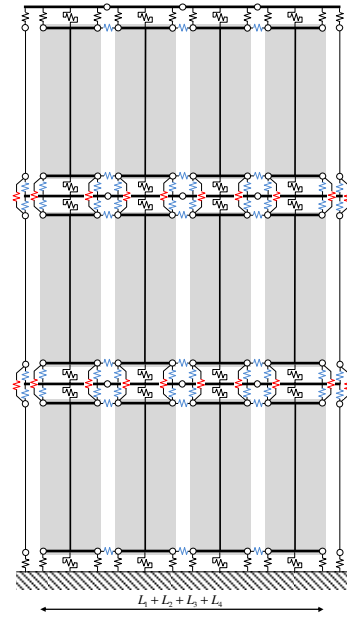


図 11.2.5 小版・連続壁

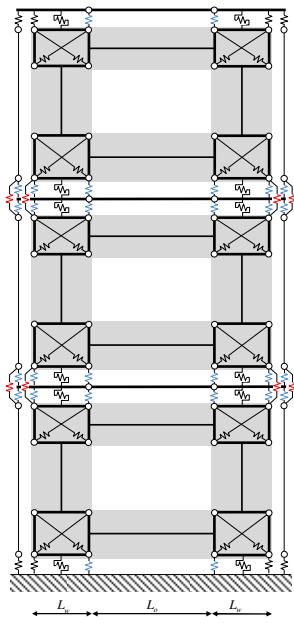


図 11.2.6 大版・1 スパン架構

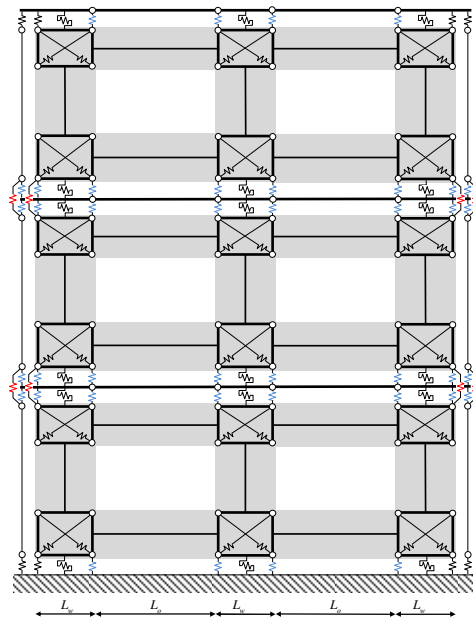


図 11.2.7 大版・2 スパン架構

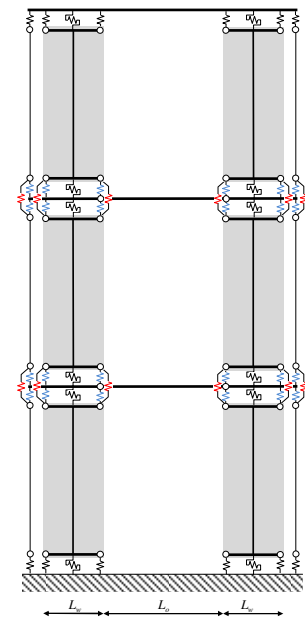


図 11.2.8 小版・臥梁付き  
1 スパン架構



### 11.2.3 解析条件

#### (1) 解析パラメータ

壁幅と開口幅を解析パラメータとした。ただし、「小幅・連続壁」については開口幅はパラメータとしない。

壁幅：1.0m, 1.5m, 2.0m 開口幅：1.0m, 2.0m, 4.0m

接合ボルト径：M12, M16, M20

引張バネの耐力は M16 を基準としてボルト径の二乗に比例するものとした。また、階高は 3.0m、垂れ壁高さは 0.6m、腰壁高さは 1.0m とした。

#### (2) 部材・接合部の力学特性

##### (2.1) CLT パネルの剛性・強度

鉛直構面の CLT パネルは S60-3-3(90mm 厚)とし、全断面有効とする場合のパネルの弾性係数は次のように設定する。

$$E_x = 2.00\text{kN/mm}^2 \quad E_y = 4.00\text{kN/mm}^2 \quad G_{xy} = 0.62\text{kN/mm}^2$$

CLT パネルを構成するラミナのパネル面内応力に対する強度は、ばらつきの平均値として、引張は  $16.2 \times 4/3 = 21.6\text{N/mm}^2$ 、せん断は  $2.7\text{N/mm}^2$  とする。圧縮については、次項に示すような非線形バネとするため検定の対象としない。

##### (2.2) 臥梁の特性

図 11.2.8 の架構の臥梁は集成材 E105-F300 とし、断面幅は 90mm、せいは 360, 480mm の 2 種類とする。

##### (2.2) 接合部バネの特性

各バネの応力変形特性は図 11.2.9 に実線で示す実態性能とする。なお、下限性能の第 1 折れ点の耐力は短期許容応力に一致している。

##### 引張バネ

図 11.2.9 に実線で示す実態性能とする。

##### せん断バネ

図 11.2.9 に実線で示す実態性能とする。ただし、全壁 CLT パネル上下端のせん断バネは摩擦力による耐力増加を考慮して、初期剛性を維持するもの(降伏無し)とする。

##### 圧縮バネ

CLT パネル相互の圧縮剛性  $k_c$  を次のように設定する。

$$k_c = E_c \cdot \frac{A_{full}}{4 \cdot t} \quad (11.3.4)$$

ここで、 $E_c$  は CLT パネルの繊維直交方向のヤング係数で  $6.0 / 30 = 0.2\text{kN/mm}^2$  とする。 $A_{full}$  はめり込むパネルの全断面積、 $t$  はめり込みを受けるパネルの厚さである。CLT パネルと基礎の圧縮剛性  $k_{cf}$  を次のように設定する。

$$k_{cf} = k_0 \cdot \frac{A_{full}}{4} \quad (11.3.5)$$

ここで、 $k_0$  は CLT パネル木口面の支圧剛性で、既往の文献に基づき  $15.6\text{N/mm}^3$  とする。結果として、めり込むパネルの幅が 1.0m のときの  $k_c, k_{cf}$  は下記のようなになる。

CLT パネル相互 壁-床：21.4kN/mm 壁-垂壁・腰壁：37.5kN/mm

CLT パネル-基礎：351kN/mm

以上の剛性を基準として、圧縮バネの初期剛性は動的効果を考慮して上記の2倍とし、圧縮応力度がラミナの  $F_{cv}$  ( $= 6.0\text{N/mm}^2$ ) $\times 4/3$  に達した時点で降伏し、降伏後の剛性は初期剛性の  $1/50$  とする。

以上のほか、解析プログラムに下記の工夫を行った。

- 解析過程で応力増分の正負が反転して除荷が生じる場合にも、図 11.2.9 に示す応力変形特性上を辿るようにした。
- 引張のみに抵抗するバネと圧縮のみに抵抗するバネがあることを考慮して、鉛直荷重に対しても増分解析を行うこととした。

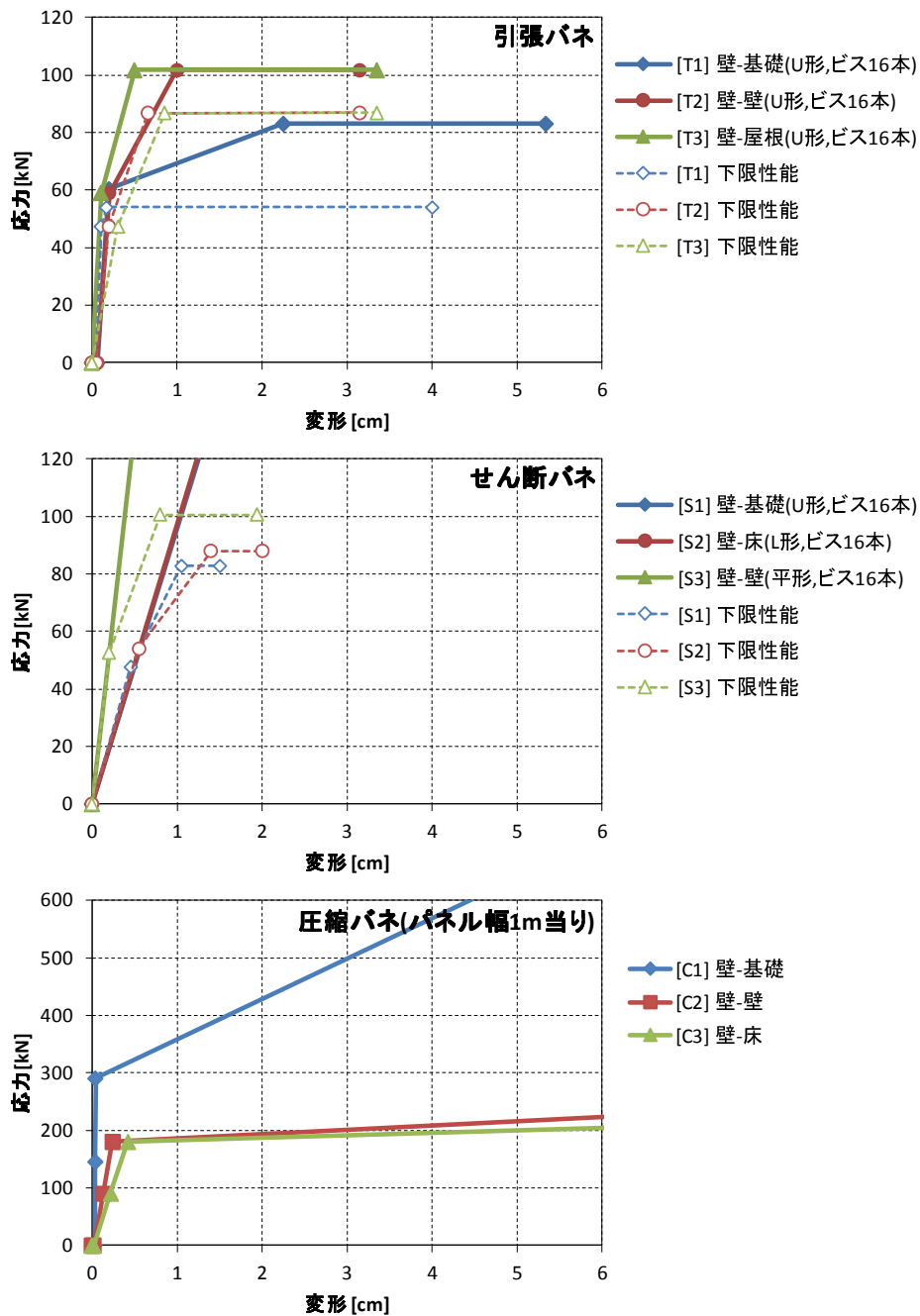


図 11.2.9 接合部バネの応力変形特性

### (3) 評価項目

いずれかのバネ要素が終局変形に達する時点、CLT ラミナ応力度が強度に達する時点および層間変形角が  $1/15\text{rad}$  に達する時点のうち最小の解析ステップまでを対象として、等価一自由度系の加速度-変位関係に基づいて  $D_s, Q_{ua}, R_f$  等を算定する。また、バネ要素応力が第 1 降伏点(圧縮バネは第 2 降伏点)に達する時点、CLT ラミナ応力度が強度  $\times 2/3$  に達する時点および層間変形角が  $1/120\text{rad}$  に達する時点のうち最小の解析ステップにおけるベースシアを許容水平耐力  $Q_a$  とし、(11.2.1)式による終局換算許容耐力  $Q_{ua}$  および(11.2.3)式による検定応力割増率  $R_f$  を算定する。そのほか、下記の諸量を算定する。

$\gamma_{CLT}$  : CLT パネルの  $T_a$  時短期検定比の最大値。

$\gamma_T$  : アンカーボルト以外の引張接合部の  $T_a$  時短期検定比の最大値。

$A_s$  : せん断接合部の最大応答時応力最大値 /  $T_a$  時応力最大値 / 1.5

$A_{beam}$  : 梁の最大応答時応力最大値 /  $T_a$  時応力最大値 / 1.5

(小幅・臥梁付き・1 スパン架構のみ)

ここで、 $T_a$  はアンカーボルトの短期許容耐力(下限性能)であり、CLT パネルおよびその他の引張接合部の短期検定を算定する際の強度あるいは耐力も下限性能とする。

$\gamma_{CLT}, \gamma_T$  は CLT パネルおよびアンカーボルト以外の引張接合部のルート 2 において許容できる短期検定比の基準となり、 $A_s, A_{beam}$  はせん断接合部、梁それぞれの検定応力割増率の基準となる。

### 11.2.4 解析結果

解析結果を図 11.2.10～25 に示す。

#### (1) 短期許容水平耐力 $Q_{a1}$

ルート 1 に用いる耐力壁の短期許容水平耐力  $Q_{a1}$  の基準となる値を  $Q_a$  と  $Q_{au}$  の最小値とする。全壁 CLT 幅 1m 当りの短期許容水平耐力  $Q_{a1}$  は、小幅パネル架構については、腰壁有りで 20～60kN/m 程度、腰壁無しで 17～35kN/m 程度である。2 スパン架構で開口幅 400cm かつ壁幅 100cm の場合に 10kN/m 程度となることがあるが、これらは長期荷重に対する圧縮座屈の検定で排除されると考えられる。大版パネル架構については、開口幅 100cm の場合 17～27kN/m 程度であるが、開口幅 150cm および 200cm の場合は 13kN/m 程度となることがある。

#### (2) 構造特性係数 $D_s$

小幅パネル架構については、腰壁有りでは全壁 CLT 幅が大きいほどかつ開口幅が小さいほど  $D_s$  が大きくなる傾向があり、総じて 0.40～0.55 程度となっている。腰壁無しではやや値が小さくなり 0.35～0.50 程度である。実建物ではこれらの架構が混在することを考えると 0.45～0.50 程度とするのが妥当と思われる。なお、 $\gamma_{CLT} - \Delta_u / \Delta_e$  関係のグラフで  $\Delta_u / \Delta_e < 1.0$  にあるプロットは CLT パネルの先行破断が生じることを意味するが、壁幅 100cm の場合はアンカーボルトを M16 に限定することで、それらは排除される。また、臥梁付き架構では臥梁せいを 480mm とし、臥梁の曲げ破壊先行を防止できず、 $D_s$  が 0.8 程度以上となるものが多い。大版パネル架構では CLT パネルの先行破断が生じるものも多く、それらの  $D_s$  は 0.7～1.0 程度となっている。ただし、これまでの震動台実験では架構形式によらず等価減衰定数は 10%程度あることが確認されていることを考慮すれば、本検討結果にかかわらず  $D_s$  の上限を 0.75 とするのが妥当と思われる。

(3) 検定応力割増係数  $R_f$

小幅パネル架構のうち、1スパン架構・2スパン架構・連続壁架構の  $R_f$  については、全壁 CLT 幅 100cm では 1.1、全壁 CLT 幅 150cm では 1.3、全壁 CLT 幅 200cm では 1.7 とすればほぼ安全側である。臥梁付き架構の場合は、臥梁の先行破壊により 3.0 近くに達するものがある。大版パネル架構の  $R_f$  は最大で 3.6 程度である。しかし、前述のように  $D_s$  を 0.75 とし、 $Q_a/Q_u$  の上限を 1/1.5 とし  $R_f = 1 / 1.5 \times 0.75 / 0.20 = 2.50$  とするのが妥当と考えられる。

(4) ルート 2 における CLT パネル検定比の上限値  $\gamma_{CLT}$

小幅パネル架構については、2スパン架構の中間壁で壁幅が 100cm の場合に CLT 壁パネルの先行破壊が生じて  $\Delta_u/\Delta_e$  が 1.0 未満となっているものがあるが、 $D_s$  の場合と同様に、壁幅 100cm の場合はアンカーボルトを M16 に限定することで、それらは排除される。その場合は、CLT パネル検定比の上限値は 1.0 で良い。

大版パネル架構については、今回のパラスタでは  $\gamma_{CLT} \leq 1.0$  の場合は終局時においても CLT パネルの破壊がほとんど生じていない。この点からルート 2 においてアンカーが短期許容耐力に達するときの CLT パネルの検定比を 1.0 以下とすることとすれ良いことになる。

(5) ルート 2 における引張接合部検定比の上限値  $\gamma_T$

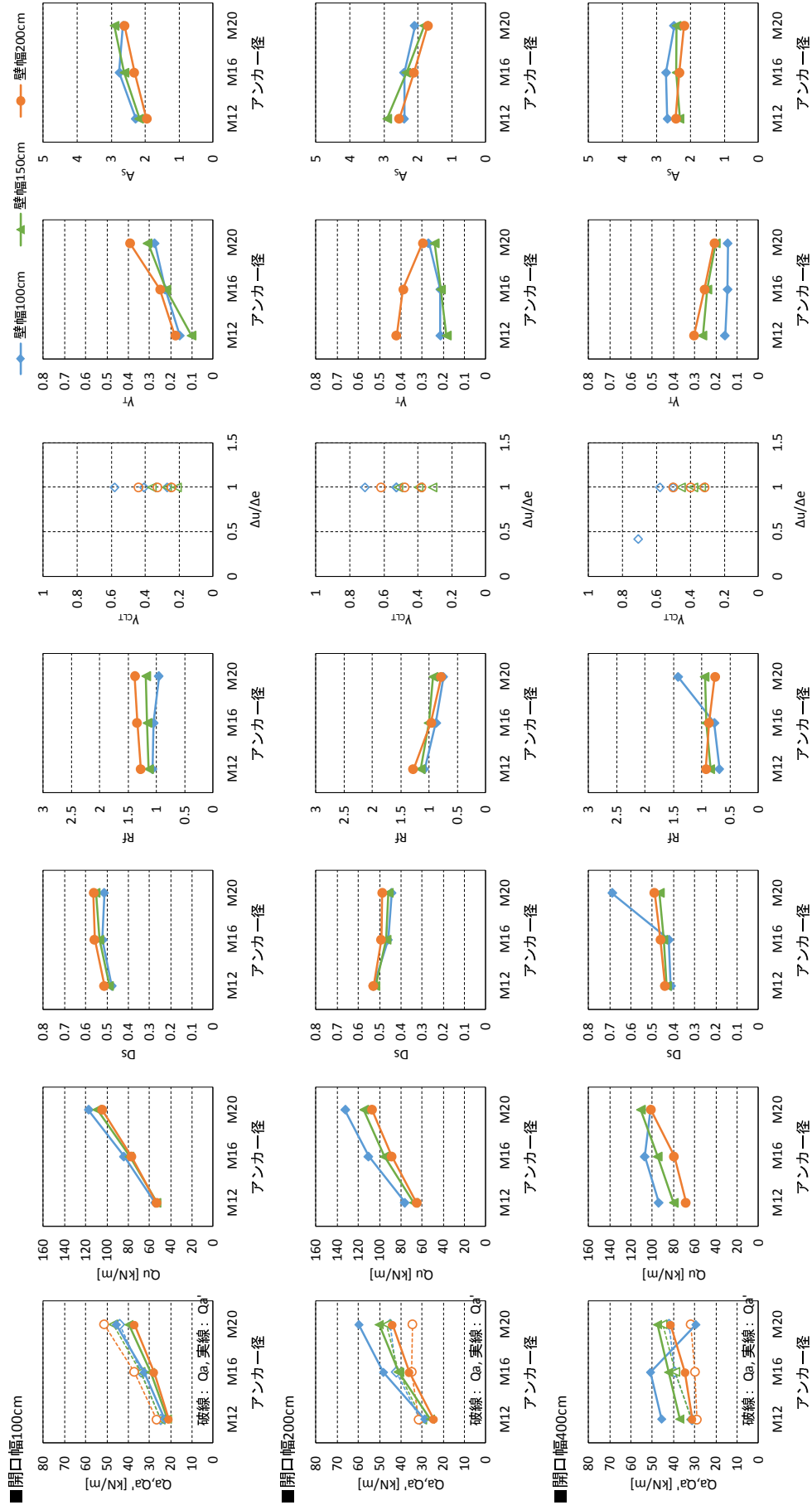
$\gamma_T$  の上限値は 0.6 程度であり、ルート 2 における引張接合部検定比をこの程度に抑えればアンカーボルト以外の引張接合部の先行降伏は防止できるといえる。

(6) ルート 2 におけるせん断接合部の検定応力割増率  $A_s$

小幅パネル架構については、 $A_s$  は概ね 2.5 以下であるが、中にはその値を上回るものが存在している。しかし、実際には壁パネル-基礎間、壁パネル-床パネル間の摩擦抵抗があること、および既往の震動台実験等の実大実験ではせん断接合部の成功破壊は生じていないことを考慮すれば、 $A_s = 2.5$  で大過ないといえる。

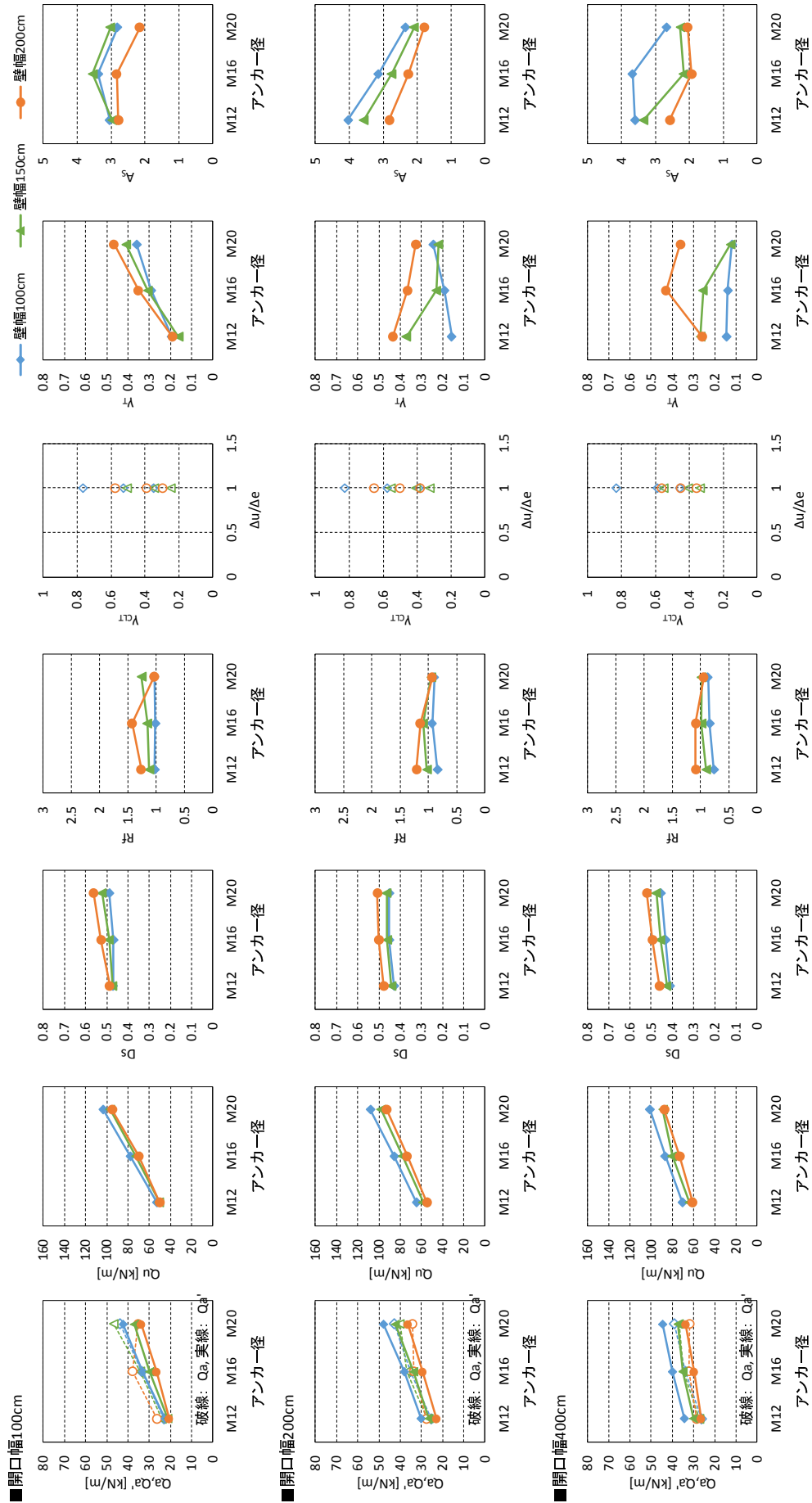
(7) ルート 2 における梁の検定応力割増率  $A_{beam}$

臥梁付き架構の  $A_{beam}$  はほぼ  $R_f$  以下であり、 $A_{beam} = R_f$  とすれば良いといえる。



CLTパネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 せん断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.10 荷重増分解析による設計用諸係数 (小径、1スパン、腰壁有り、3層)



$\gamma_{CLT}$ : CLTパネル:アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 $\gamma_t$ : 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 $A_s$ : セン断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.11 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、1スパン、1F腰壁無し、3層)

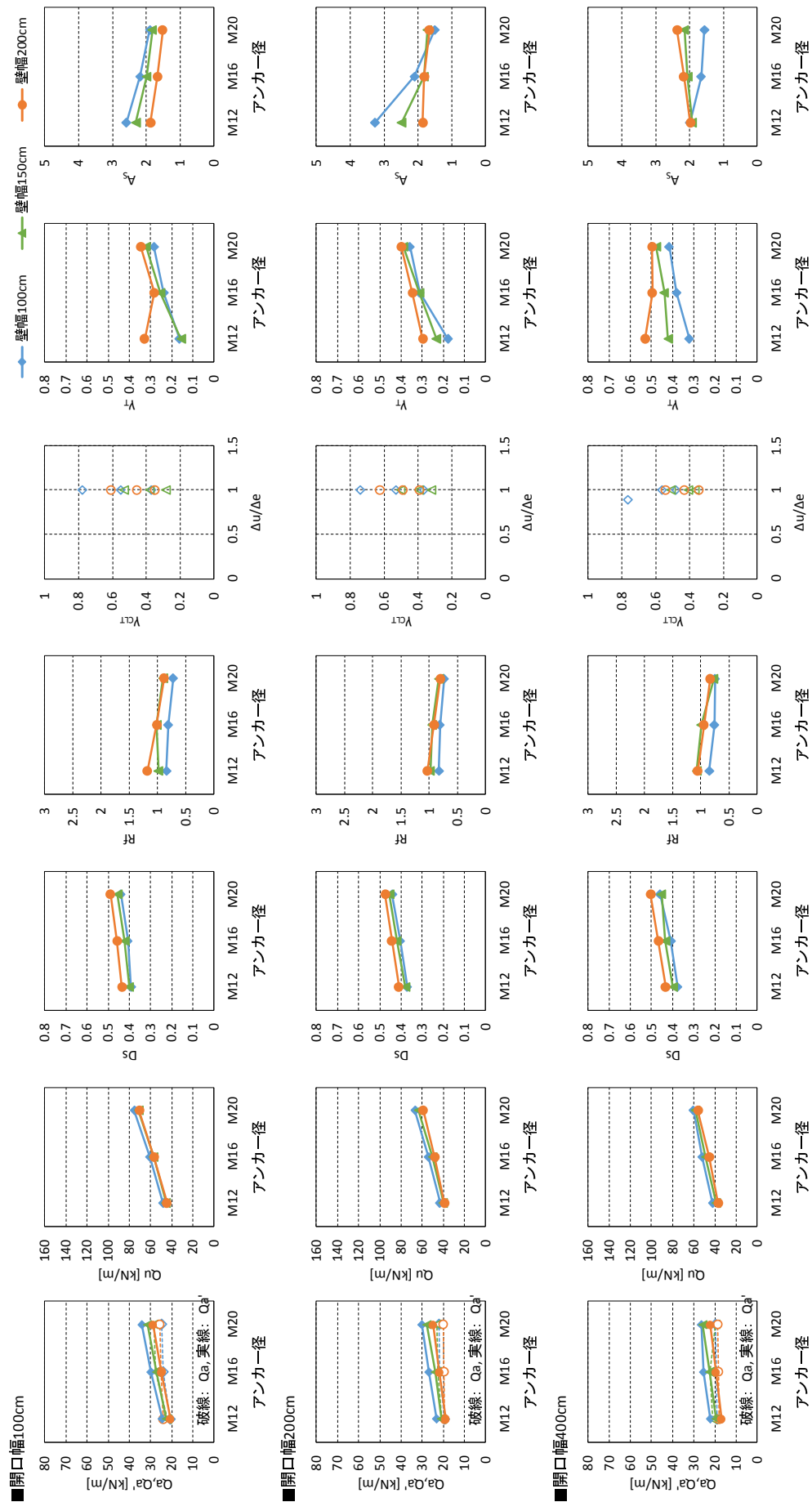
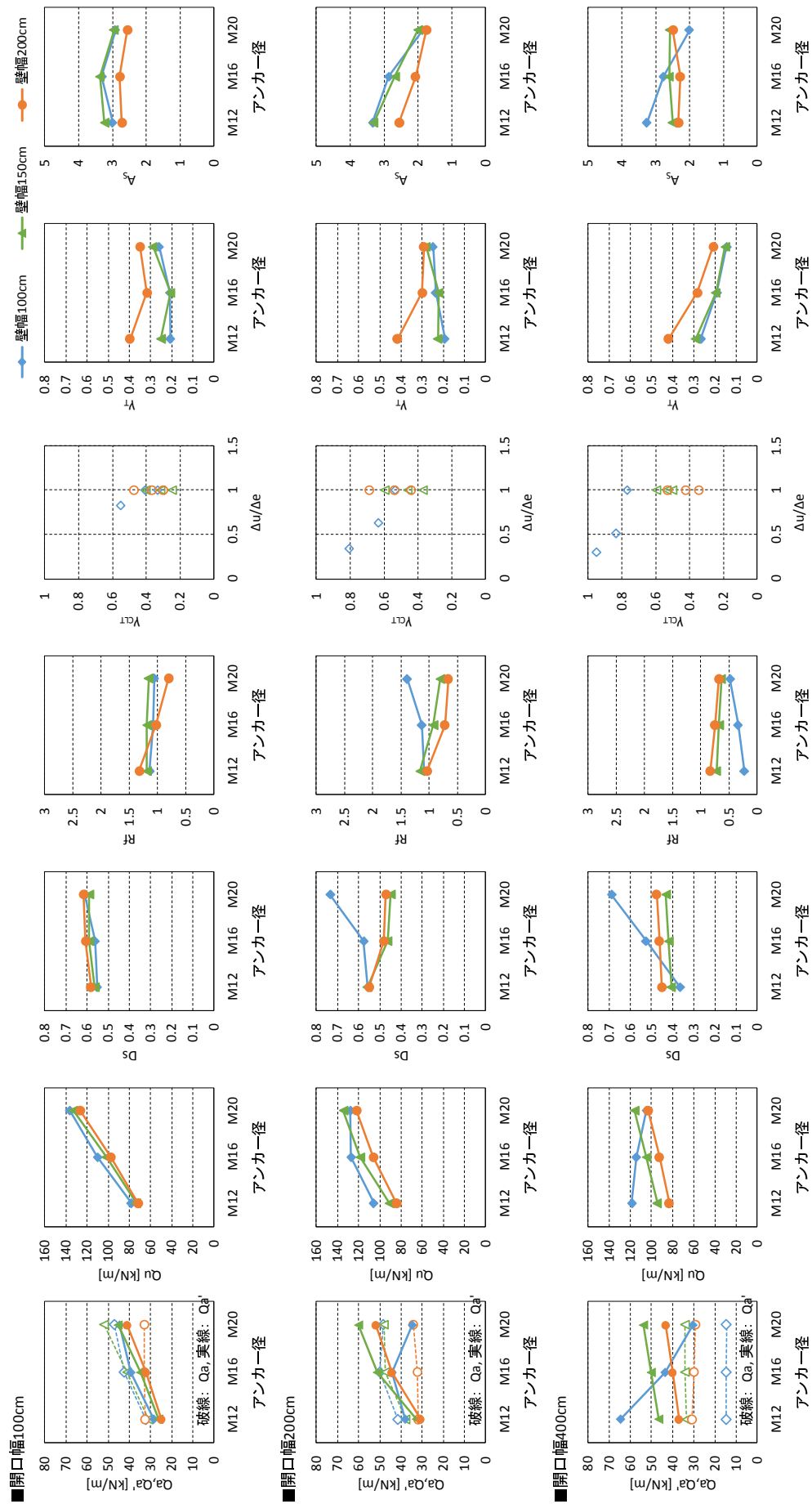


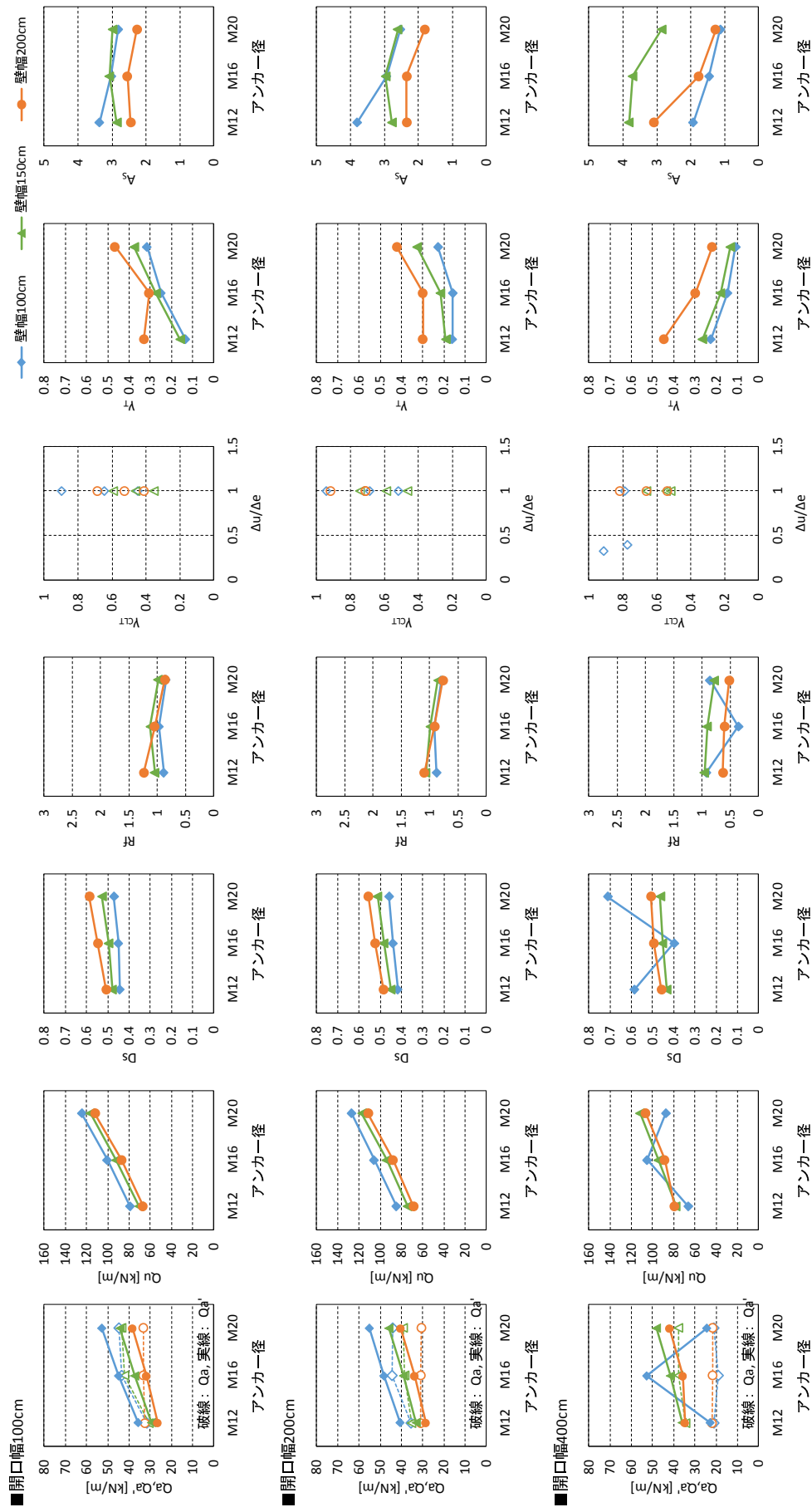
図11.2.12 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、1スパン、腰壁無し、3層)



$Y_{CLT}$  CLTパネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 $Y_T$  引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 $A_s$  せん断接合部: 最大応答時応力アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

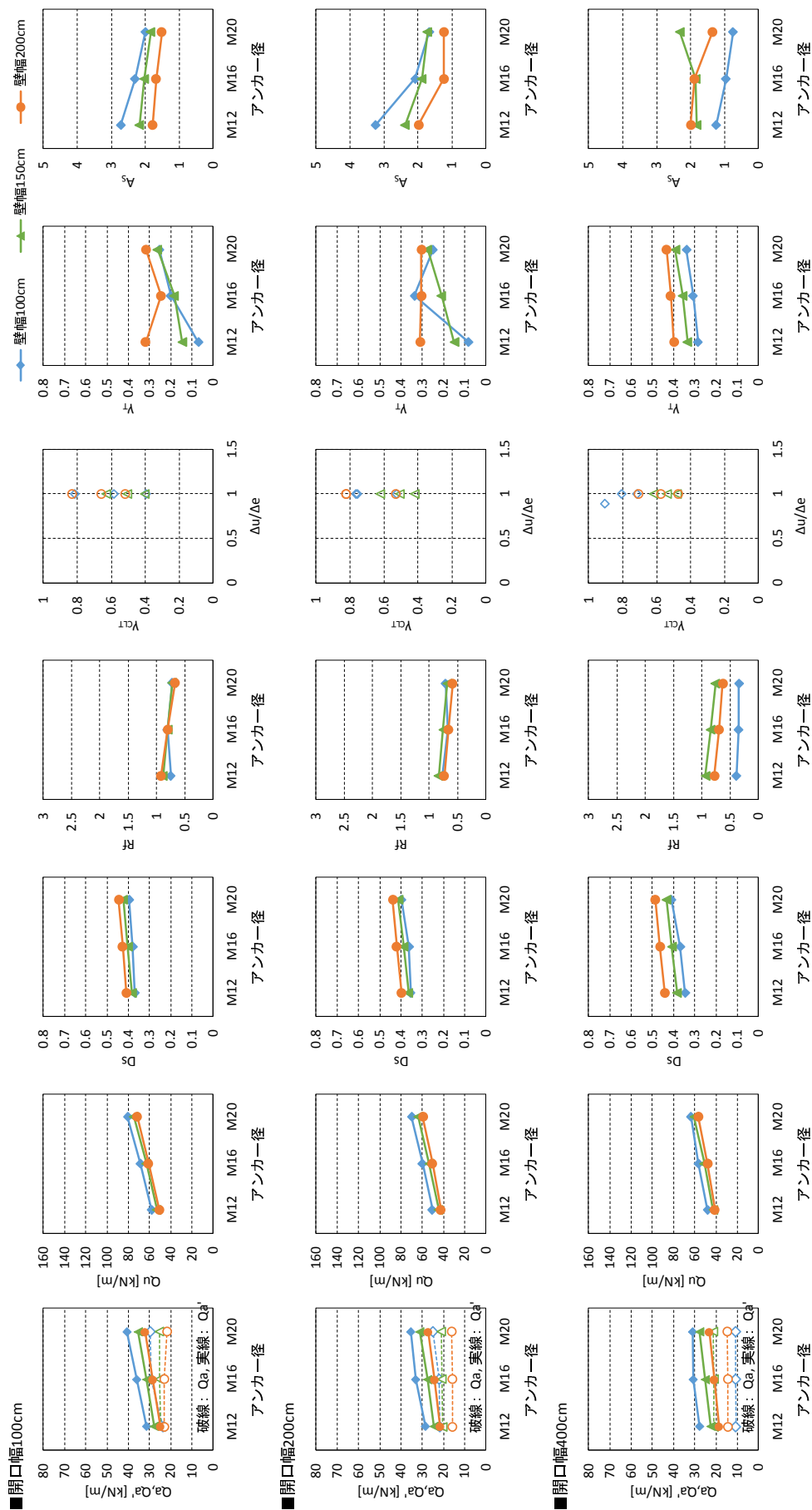
図11.2.13 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、2スパン、腰壁有り、3層)





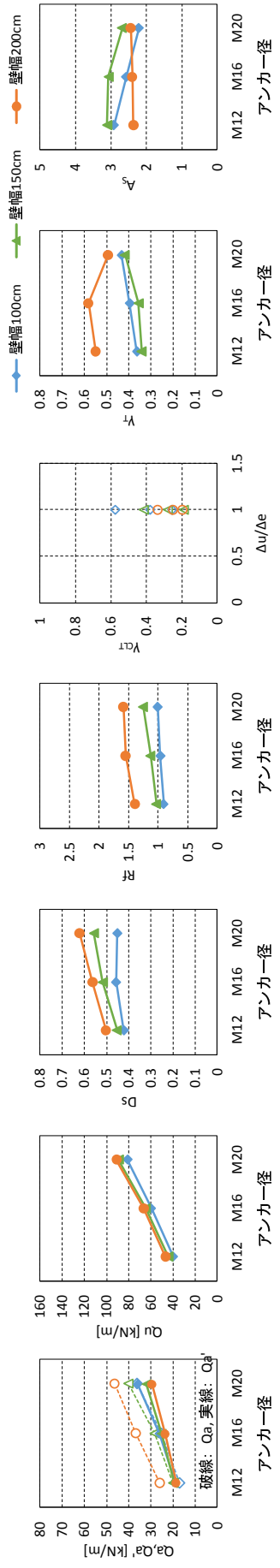
CLTパネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 A<sub>s</sub> せん断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.14 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、2スパン、1F腰壁無し、3層)



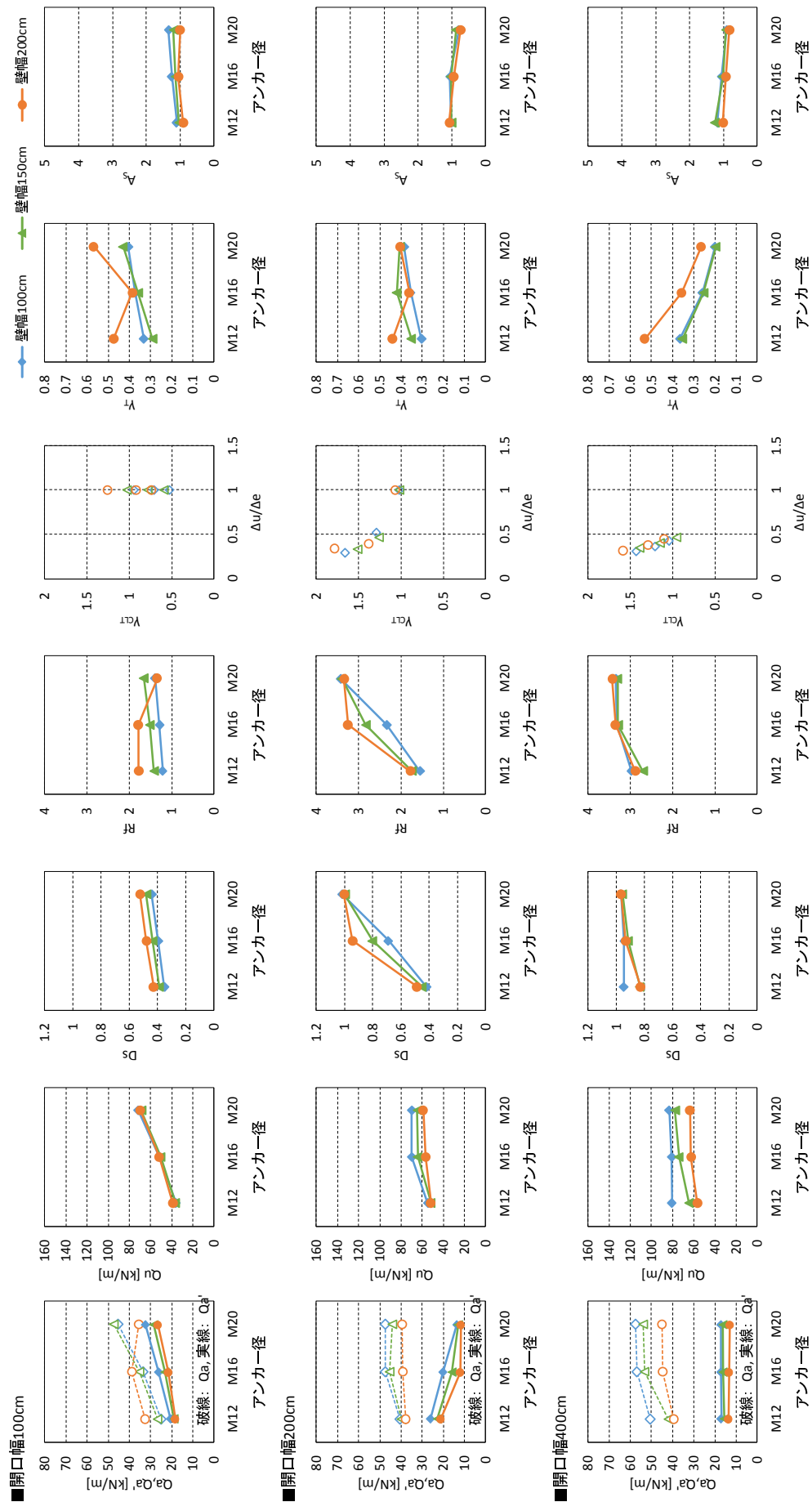
CLTパネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 A<sub>s</sub>: セン断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.15 荷重増分解析による設計用諸係数 (小幅、2スパン、腰壁無し、3層)



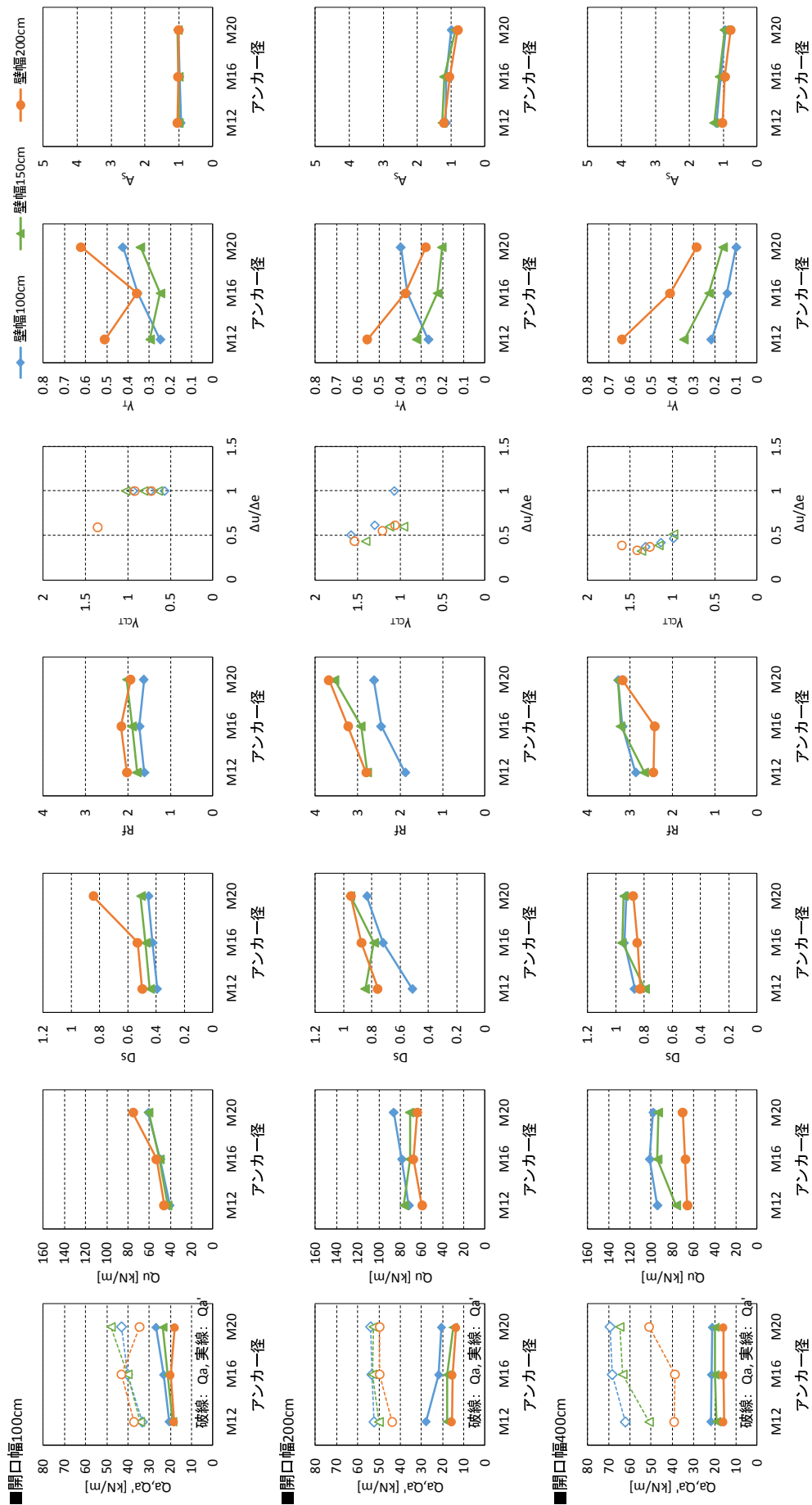
CLT/パネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 せん断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.16 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、連続壁、3層)



CLTパネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 せん断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.17 荷重増分解析による設計用諸係数(大版、1スパン、腰壁有り、3層)



CLTパネル:アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 せん断接合部: 最大応答時応力アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.18 荷重増分解析による設計用諸係数(大版、2スパン、腰壁有り、3層)

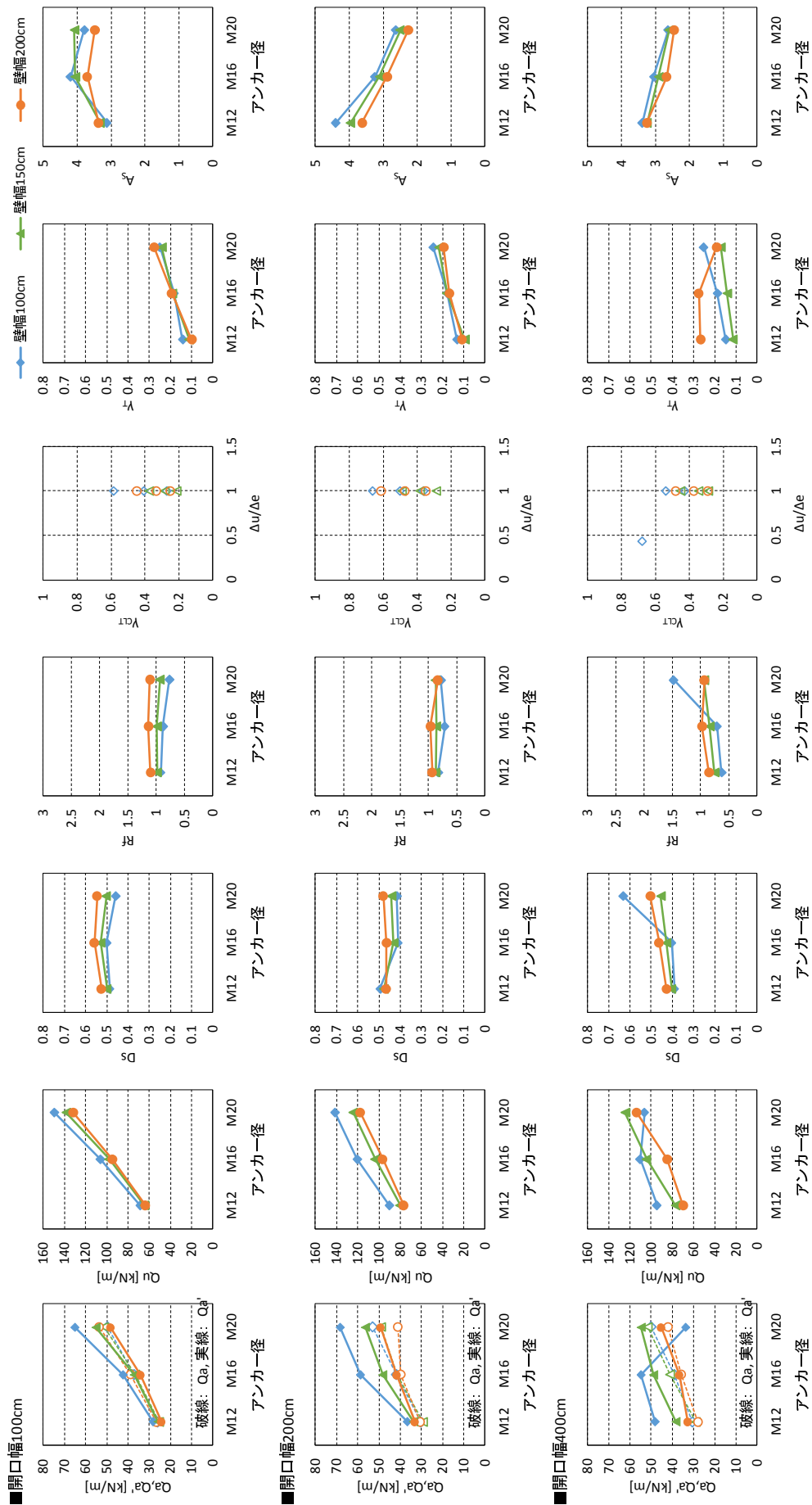
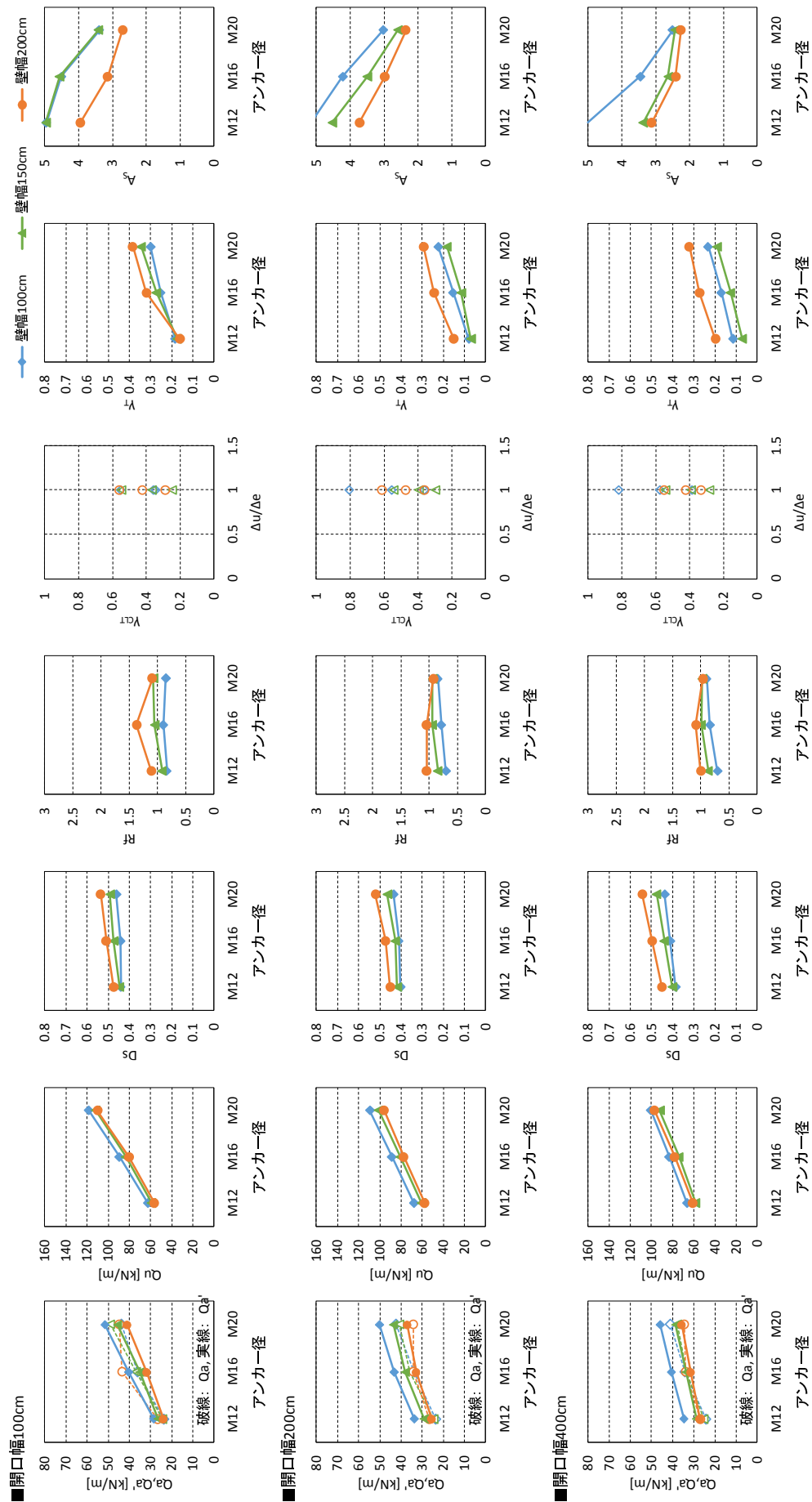
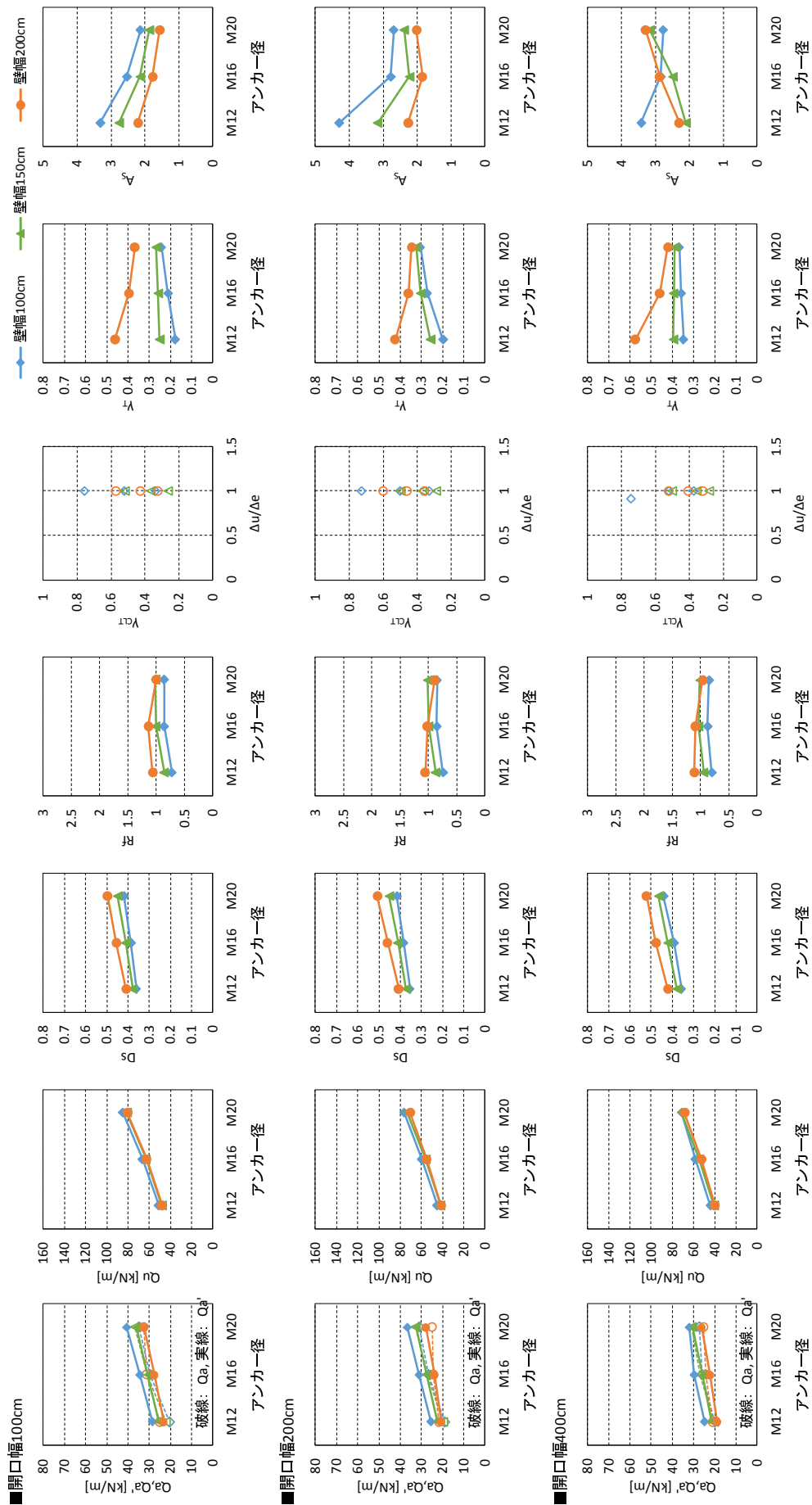


図11.2.19 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、1スパン、腰壁有り、2層)



CLTパネル:アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 せん断接合部:最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

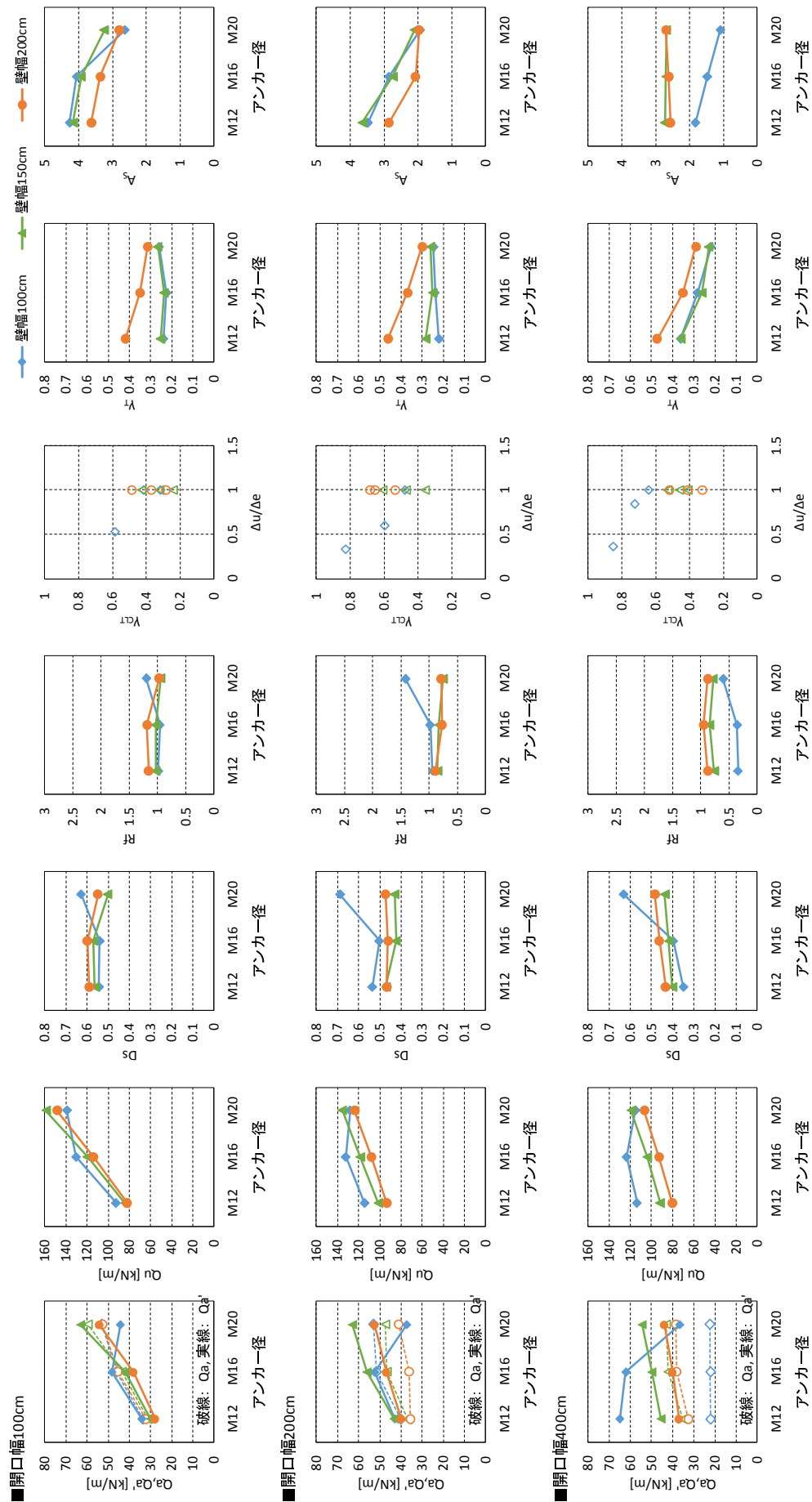
図11.2.20 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、1スパン、1F腰壁無し、2層)



CLTパネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 せん断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.21 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、1スパン、腰壁無し、2層)





CLTパネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 せん断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.22 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、2スパン、腰壁有り、2層)

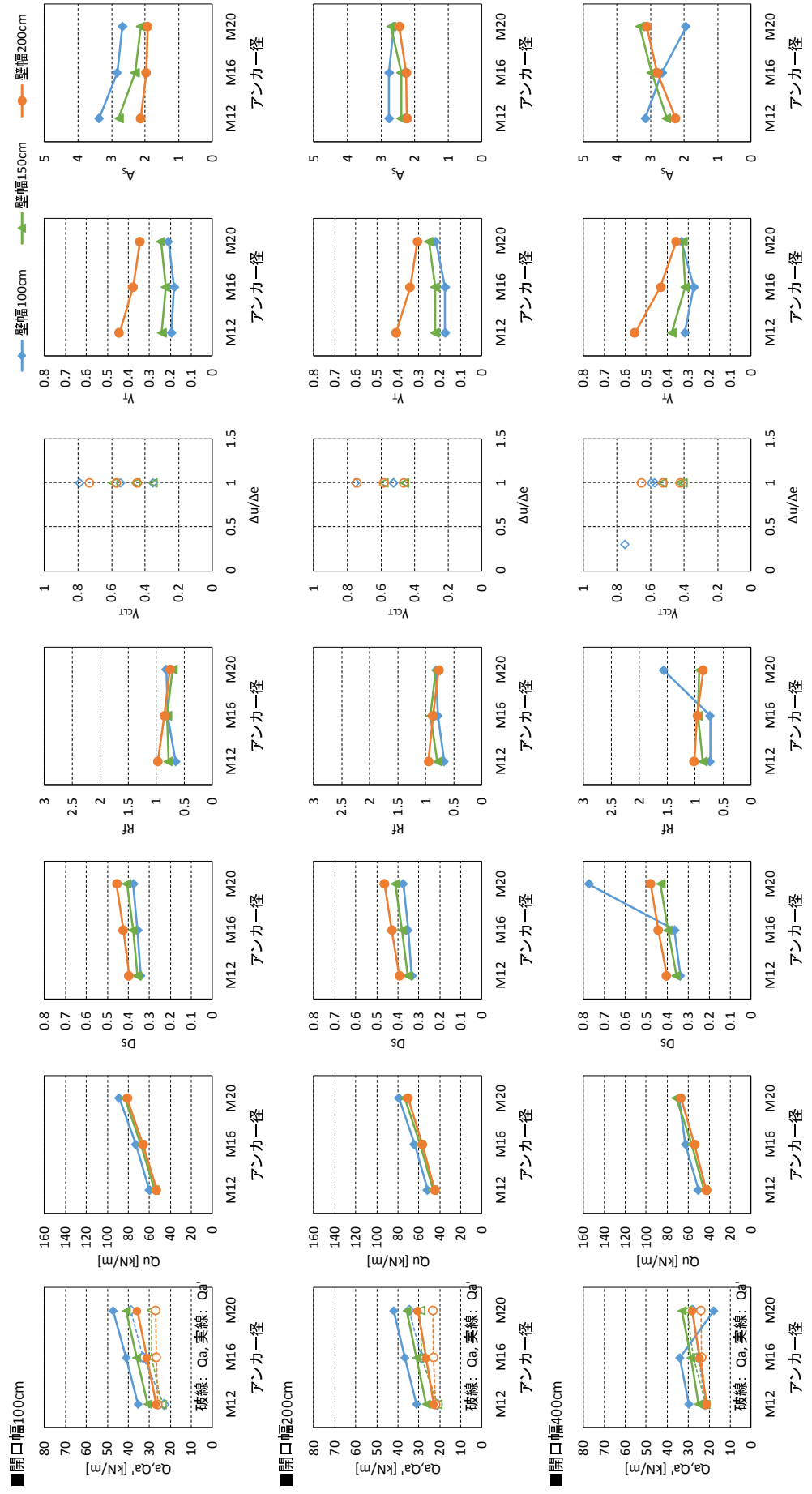
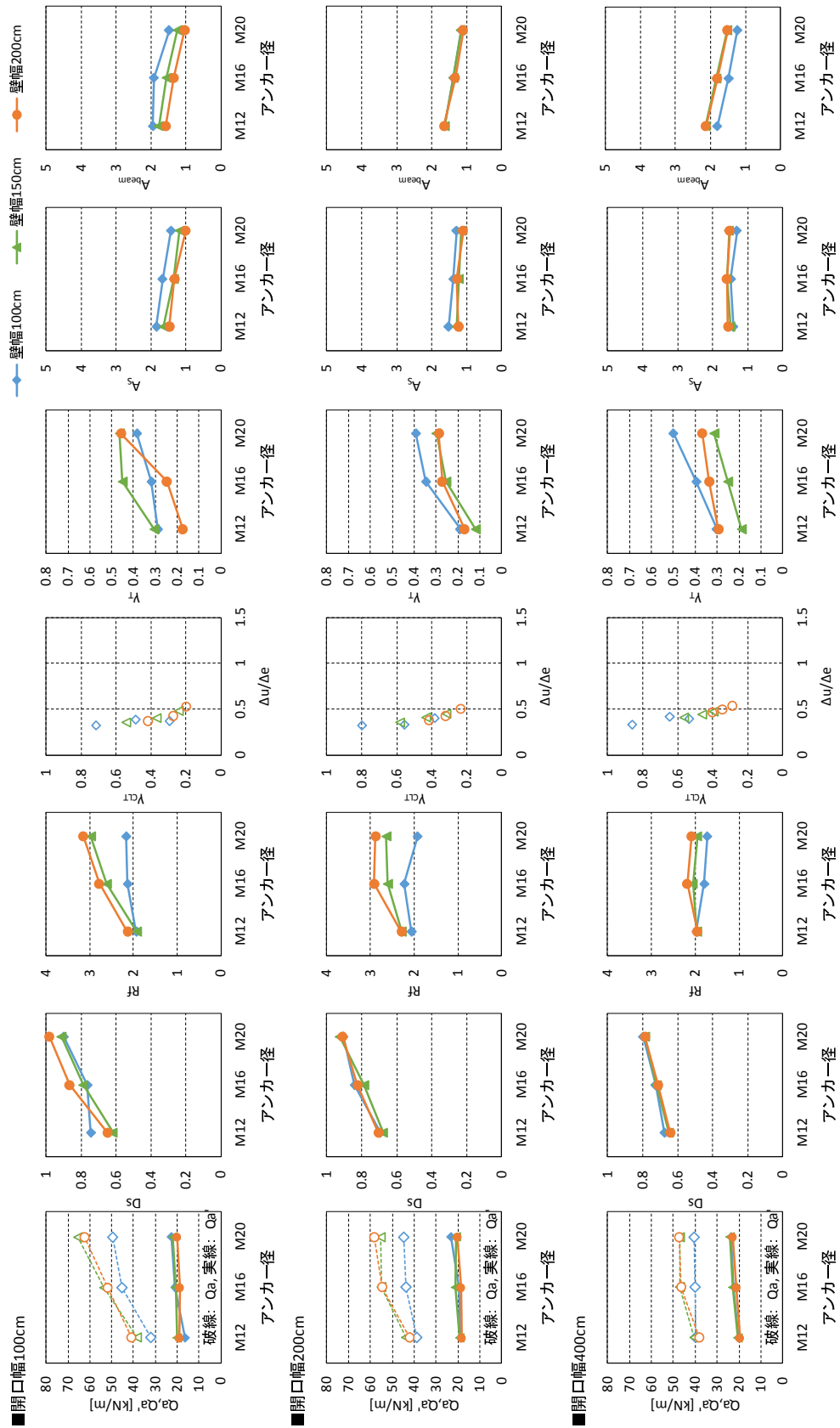


図11.2.23 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、2スパン、腰壁無し、2層)



$Y_{CT}$ : CLT/パネル: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 $Y_T$ : 引張接合部: アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの短期検定比  
 $A_s$ : セン断接合部: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5  
 $A_{beam}$ : 梁: 最大応答時応力/アンカーボルトが短期許容引張力に達するときの応力/1.5

図11.2.24 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、1スパン、臥梁付き(せい: 360mm, E105-F300))

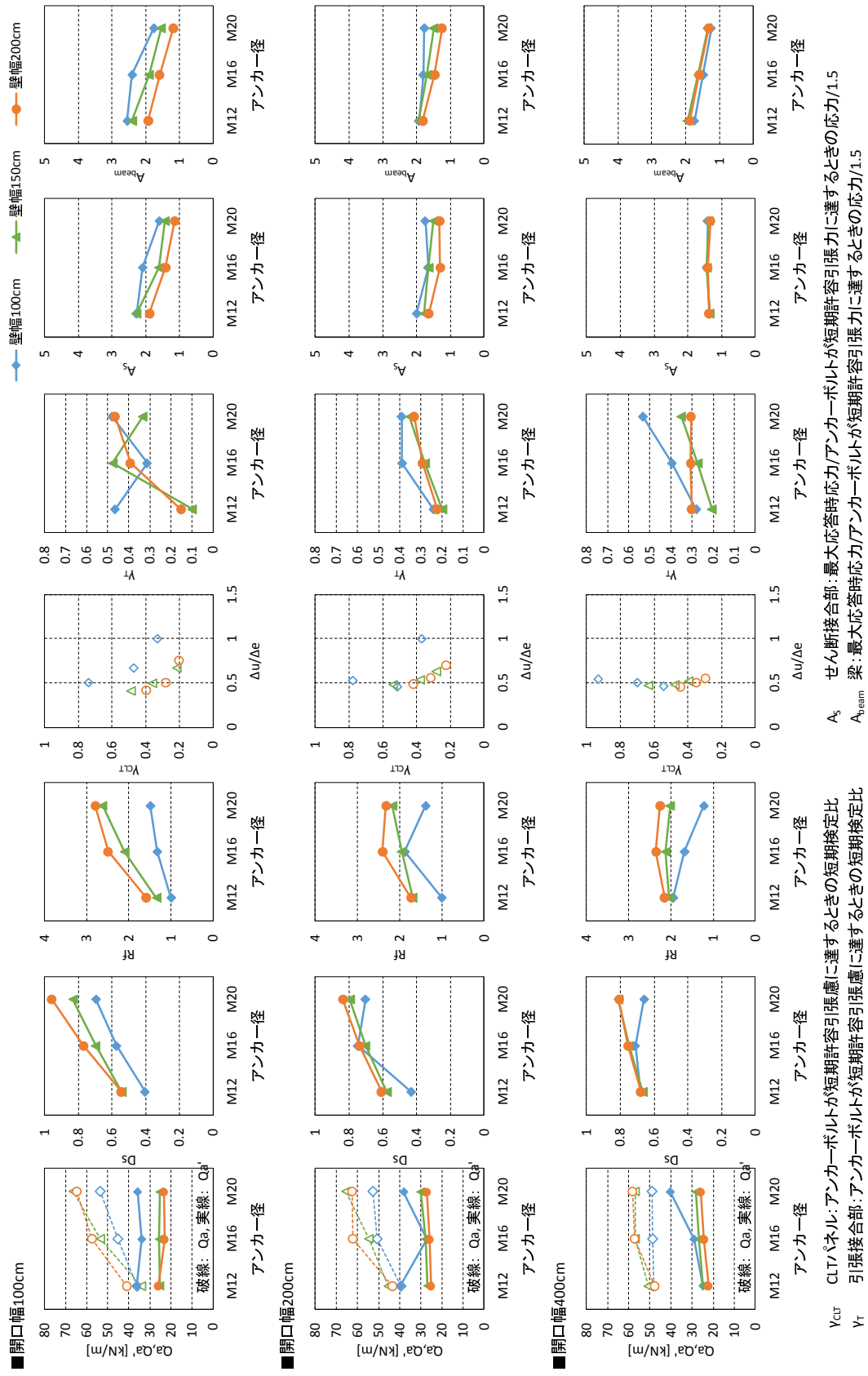


図11.2.25 荷重増分解析による設計用諸係数(小幅、1スパン、臥梁付き(せい480mm, E105-F300))

### 11.3 ロッキング変位を含む地震応答の評価方法

#### 11.3.1 多自由度系の一自由度系への縮約方法

時刻歴応答解析に用いる最も単純な振動モデルとして、図 11.3.1(a)に示す「S モデル」(せん断型質点系)があり、現行の限界耐力計算告示でも建築物がこのモデルに置換可能であることが前提となっている。一方、本検討で対象とする CLT パネル構造では、他構造と比べて、CLT パネルの浮き上り等に伴う層の曲げ変形(ロッキング)が層間変位に占める比率が大きくなる。このような特徴を有する CLT パネル構造に対応する振動モデルとして、図 11.3.1(b)に示す「SR モデル」(せん断・ロッキング型質点系)を設定する。本モデルは以下の方法により一自由度系に縮約することができる。

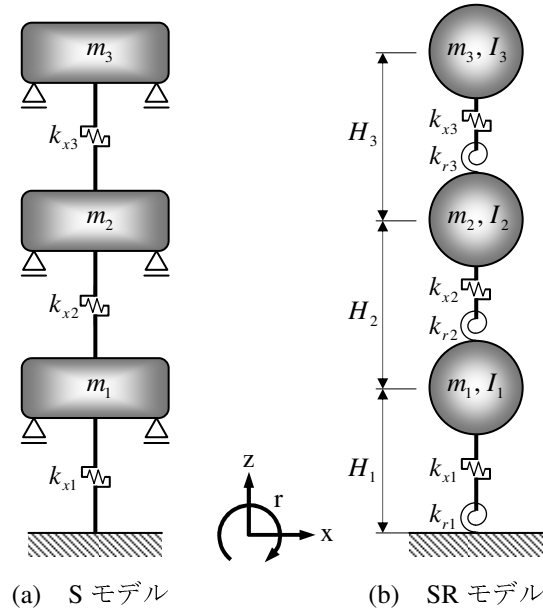


図 11.3.1 質点系モデルの構成

図 11.3.1(b)に示す SR モデルのように一つの質点に  $x, z, r$  方向の 3 自由度を与える多自由度系について、粘性減衰項を除く振動方程式は次のように表される。

$$\begin{bmatrix} [M] & 0 & 0 \\ 0 & [M] & 0 \\ 0 & 0 & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{Z} \\ \ddot{R} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xz}] & [K_{xr}] \\ [K_{zx}] & [K_{zz}] & [K_{zr}] \\ [K_{rx}] & [K_{rz}] & [K_{rr}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ Z \\ R \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} [M]\{1\}\ddot{x}_0 \\ [M]\{1\}\ddot{z}_0 \\ [I]\{1\}\ddot{r}_0 \end{Bmatrix} \quad (11.3.1)$$

ここで、 $X = \{x_i\}$ 、 $Y = \{y_i\}$ 、 $R = \{r_i\}$  である。これらの変位ベクトルに対応する  $s$  次の固有モードベクトルを  ${}_sU = \{{}_s u_i\}$ 、 ${}_sV = \{{}_s v_i\}$ 、 ${}_sW = \{{}_s w_i\}$  とする。このとき、多自由度系の  $s$  次モード等価一自由度系の応答変位を  ${}_s q$  として、

$$\begin{Bmatrix} X \\ Z \\ R \end{Bmatrix} = \sum_{s=1}^N \begin{Bmatrix} {}_s U \\ {}_s V \\ {}_s W \end{Bmatrix} {}_s q, \quad \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{Z} \\ \ddot{R} \end{Bmatrix} = \sum_{s=1}^N \begin{Bmatrix} {}_s U \\ {}_s V \\ {}_s W \end{Bmatrix} {}_s \ddot{q} \quad (11.3.2)$$

(11.3.2)式を(11.3.1)式に代入し、 $\{ {}_s U^T \quad {}_s V^T \quad {}_s W^T \}$  を前から掛けて固有モードベクトルの直交性を考慮すれば、

$${}_s M \cdot {}_s \ddot{q} + {}_s K \cdot {}_s q = - {}_s \beta_x \cdot {}_s M \cdot \ddot{x}_0 - {}_s \beta_z \cdot {}_s M \cdot \ddot{z}_0 - {}_s \beta_r \cdot {}_s M \cdot \ddot{r}_0 \quad (11.3.3)$$

ここで、

$${}_sM = \{{}_s u_i\}^T [M] \{{}_s u_i\} + \{{}_s v_i\}^T [M] \{{}_s v_i\} + \{{}_s w_i\}^T [I] \{{}_s w_i\} \quad (11.3.4)$$

$${}_sK = \begin{Bmatrix} {}_sU \\ {}_sV \\ {}_sW \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xz}] & [K_{xr}] \\ [K_{zx}] & [K_{zz}] & [K_{zr}] \\ [K_{rx}] & [K_{rz}] & [K_{rr}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} {}_sU \\ {}_sV \\ {}_sW \end{Bmatrix} \quad (11.3.5)$$

$${}_s\beta_x = \frac{\{{}_s u_i\}^T [M] \{1\}}{{}_sM} = \frac{\sum_i m_i \cdot {}_s u_i}{\sum_i m_i \cdot ({}_s u_i^2 + {}_s v_i^2) + \sum_i I_i \cdot {}_s w_i^2} \quad (11.3.6)$$

$${}_s\beta_z = \frac{\{{}_s v_i\}^T [M] \{1\}}{{}_sM} = \frac{\sum_i m_i \cdot {}_s v_i}{\sum_i m_i \cdot ({}_s u_i^2 + {}_s v_i^2) + \sum_i I_i \cdot {}_s w_i^2} \quad (11.3.7)$$

$${}_s\beta_r = \frac{\{{}_s w_i\}^T [I] \{1\}}{{}_sM} = \frac{\sum_i I_i \cdot {}_s w_i}{\sum_i m_i \cdot ({}_s u_i^2 + {}_s v_i^2) + \sum_i I_i \cdot {}_s w_i^2} \quad (11.3.8)$$

地動加速度  $\ddot{x}_0, \ddot{z}_0, \ddot{r}_0$  それぞれによる  $s$  次モード等価一自由度系の応答変位を  ${}_s q_{0x}, {}_s q_{0z}, {}_s q_{0r}$  とする。多自由度系の  $s$  次モードの応答変位  ${}_s X, {}_s Z, {}_s R$  は、線形系を考えているので次のように  $\ddot{x}_0, \ddot{z}_0, \ddot{r}_0$  それぞれによる応答変位を重ね合わせて得られる。

$$\begin{Bmatrix} {}_s X \\ {}_s Z \\ {}_s R \end{Bmatrix} = {}_s\beta_x \begin{Bmatrix} {}_s U \\ {}_s V \\ {}_s W \end{Bmatrix} {}_s q_{0x} + {}_s\beta_z \begin{Bmatrix} {}_s U \\ {}_s V \\ {}_s W \end{Bmatrix} {}_s q_{0z} + {}_s\beta_r \begin{Bmatrix} {}_s U \\ {}_s V \\ {}_s W \end{Bmatrix} {}_s q_{0r} \quad (11.3.9)$$

次に地動加速度を  $\ddot{x}_0$  のみとし、多自由度系の応答を仮想の  $R$  次モードで代表できるものとする。このとき、多自由度系の応答と  $R$  次モード等価一自由度系の応答に次の関係が成り立つ。

$$\text{応答変位} \quad \delta_{xi} = {}_R\beta_x \cdot {}_R u_i \cdot {}_R \Delta \quad \delta_{zi} = {}_R\beta_z \cdot {}_R v_i \cdot {}_R \Delta \quad \delta_{ri} = {}_R\beta_r \cdot {}_R w_i \cdot {}_R \Delta \quad (11.3.10)$$

$$\text{水平外力} \quad p_{xi} = m_i \cdot {}_R\beta_x \cdot {}_R u_i \cdot {}_R A \quad p_{zi} = m_i \cdot {}_R\beta_z \cdot {}_R v_i \cdot {}_R A \quad p_{ri} = I_i \cdot {}_R\beta_r \cdot {}_R w_i \cdot {}_R A \quad (11.3.11)$$

$$\text{ベースシア} \quad Q_{Bx} = \sum_i p_{xi} = {}_R A \cdot {}_R\beta_x \cdot \sum_i m_i \cdot {}_R u_i \quad (11.3.12)$$

ここで、 $\delta_{xi}, \delta_{yi}, \delta_{ri}$  はそれぞれ多自由度系の  $x, z, r$  方向応答変位、 $p_{xi}, p_{yi}, p_{ri}$  は  $x, z, r$  方向外力、 ${}_R u_i, {}_R v_i, {}_R w_i$  は  $x, z, r$  方向の  $R$  次モード固有ベクトルである。 $Q_{Bx}$  は系と地面との間で伝達される  $x$  方向水平力の総和である。 ${}_R \Delta, {}_R A$  は等価一自由度系の応答変位と応答加速度である。 ${}_R\beta_x$  は  $x$  方向外力に対応する刺激係数であり、(11.3.6)式と同様の次式による。

$${}_R\beta_x = \frac{\sum_i m_i \cdot {}_R u_i}{\sum_i m_i \cdot ({}_R u_i^2 + {}_R v_i^2) + \sum_i I_i \cdot {}_R w_i^2} \quad (11.3.13)$$

(11.3.10)式より、

$${}_R u_x = \frac{\delta_{xi}}{{}_R\beta_x \cdot {}_R \Delta} \quad {}_R v_x = \frac{\delta_{zi}}{{}_R\beta_x \cdot {}_R \Delta} \quad {}_R w_x = \frac{\delta_{ri}}{{}_R\beta_x \cdot {}_R \Delta} \quad (11.3.14)$$

これを(11.3.13)式に代入して、

$${}_R \Delta = \frac{\sum_i m_i \cdot (\delta_{xi}^2 + \delta_{yi}^2) + \sum_i I_i \cdot \delta_{ri}^2}{\sum_i m_i \cdot \delta_{xi}^2} \quad (11.3.15)$$

(11.3.12)式を参照して有効質量  ${}_R M_u$  を次のように定義する。

$$\begin{aligned}
 {}_R M_u &= {}_R \beta_x \cdot \sum_i m_i \cdot {}_R u_i = \frac{\left( \sum_i m_i \cdot {}_R u_i \right)^2}{\sum_i m_i \cdot ({}_R u_i^2 + {}_R v_i^2) + \sum_i I_i \cdot {}_R w_i^2} \\
 &= \frac{\left( \sum_i m_i \cdot \delta_{xi} \right)^2}{\sum_i m_i \cdot (\delta_{xi}^2 + \delta_{zi}^2) + \sum_i I_i \cdot \delta_{ri}^2}
 \end{aligned}
 \tag{11.3.16}$$

このとき、

$$Q_{Bx} = {}_R M_u \cdot {}_R A \tag{11.3.17}$$

(11.3.16), (11.3.17)式より、

$${}_R A = \frac{Q_{Bx}}{{}_R M_u} = \frac{\sum_i m_i \cdot (\delta_{xi}^2 + \delta_{zi}^2) + \sum_i I_i \cdot \delta_{ri}^2}{\left( \sum_i m_i \cdot \delta_{xi} \right)^2} \cdot Q_{Bx}
 \tag{11.3.18}$$

なお、図 11.3.1(a)に示す S モデルでは x 方向自由度のみであることを考慮すれば、 ${}_R \Delta$ ,  ${}_R M_u$  は(11.3.15), (11.3.16)式より次のように求められる。

$${}_R \Delta = \frac{\sum_i m_i \cdot \delta_{xi}^2}{\sum_i m_i \cdot \delta_{xi}} \quad {}_R M_u = \frac{\left( \sum_i m_i \cdot \delta_{xi} \right)^2}{\sum_i m_i \cdot \delta_{xi}^2}
 \tag{11.3.17}$$

### 11.3.2 ロッキング変形が一自由度系の A-Δ 関係に及ぼす影響

「小幅・端部、5層、壁幅 200cm、直交壁無し、アンカーM16」の場合について、荷重増分解析における層せん断力-層間変位曲線と変形・降伏状態を図 11.3.2 に示す。本モデルでは明らかに各床面に回転変位(ロッキング)が生じており、層間変位にロッキングに伴う成分が混在している。

解析結果をもとに、各階壁脚節点の鉛直変位分布を図 11.3.3 のように線形関数に近似し、その勾配を各各階壁脚レベルの回転変位とする。この回転変位による層間変位(ロッキング変位)を下層から順次計算する。また、全層間変位からロッキング変位を差し引いたものをせん断変位とする。その結果を図 11.3.4 に示す。解析の最終ステップにおいて、全層間変位に対するロッキング変位の比率は 1 層で

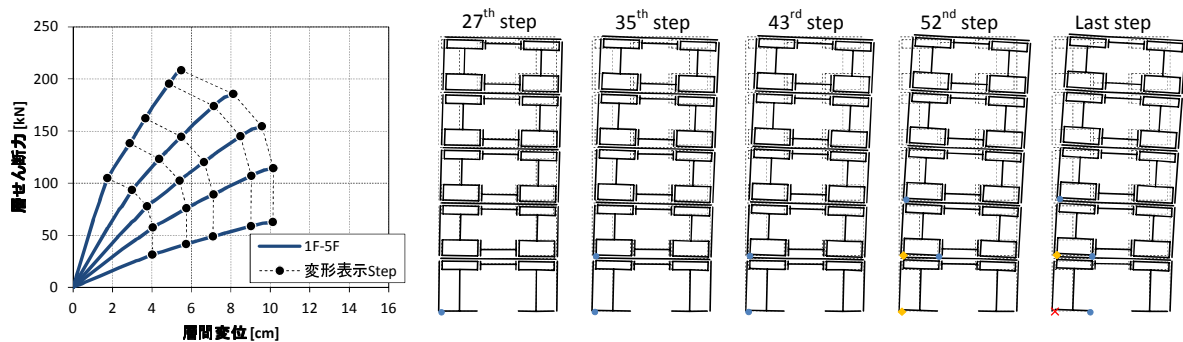


図 11.3.2 フレームモデルの荷重増分解析結果例  
(小幅・端部、5層、壁幅 200cm、直交壁無し、アンカーM16)

40%程度、5層で90%程度になっている。また、層せん断力とせん断変位の関係は各層でほぼ同一となっている。

このようにして求めた各階壁脚レベルの回転変位を用いて、(11.3.15)式、(11.3.18)式により縮約一自由度系の変位 ${}_R\Delta$ と加速度 ${}_R A$ を計算すると、図 11.3.5 のように ${}_R A - {}_R\Delta$ 関係は全層間変位をせん断変位とみなした場合の $A - \Delta$ 関係にほぼ一致する。

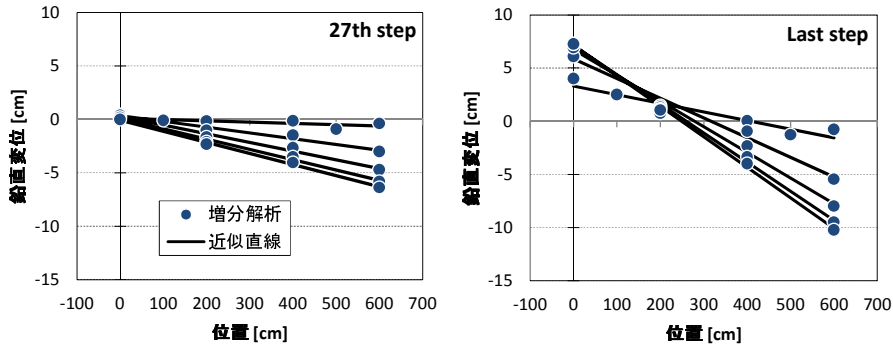


図 11.3.3 各階壁脚節点の鉛直変位分布

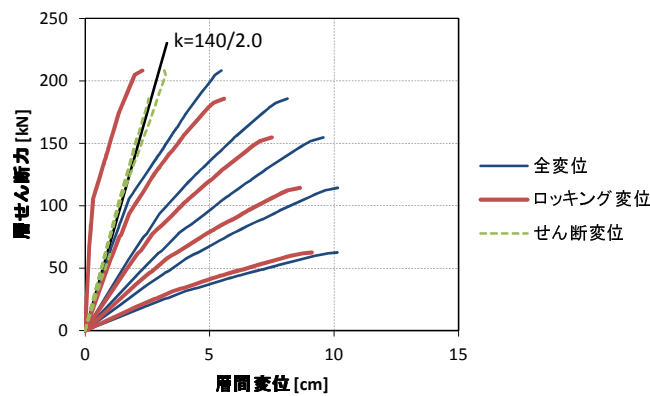


図 11.3.4 ロックンク変位とせん断変位の分離

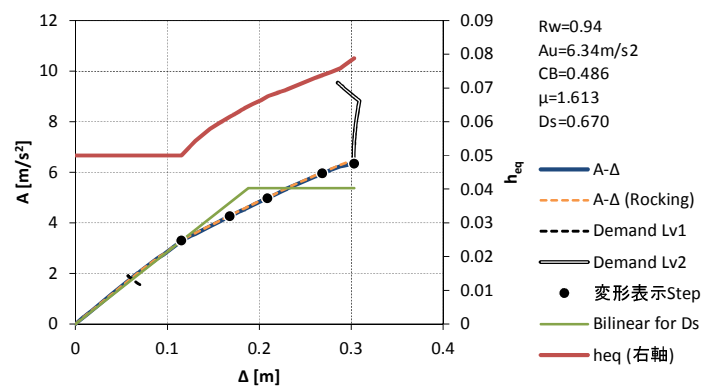


図 11.3.5 縮約一自由度系の加速度-変位関係



### 11.3.3 SRモデル・Sモデルの地震応答性状の比較

#### (1) 検討用振動モデル

各階壁脚レベルの回転変位から直下階の回転変位を差し引いたものを層間回転角とし、水平力による各階壁脚レベルのモーメントとの関係を求めると図 11.3.6 のようになる。2～5 階はほぼ同じ関係となり、1階はそれらに対して弾性剛性が5倍程度になっている。これは、1階脚部の圧縮剛性が 1250kN/cm、上階では  $500/2 = 250\text{kN/cm}$  であることと対応している。

図 11.3.1 に示す S モデルと SR モデルについて、いずれも弾性モデルとし、各階質量  $m_i$  を 4.2 節で対象としたモデルと同じとする。SR モデルの慣性モーメント  $I_i$  は「質量×構面幅<sup>2</sup>/12」とする。SR モデルのせん断剛性  $k_{vi}$  と回転剛性  $k_{ri}$  はそれぞれ図 11.3.4、図 11.3.6 中に示す弾性剛性とする。

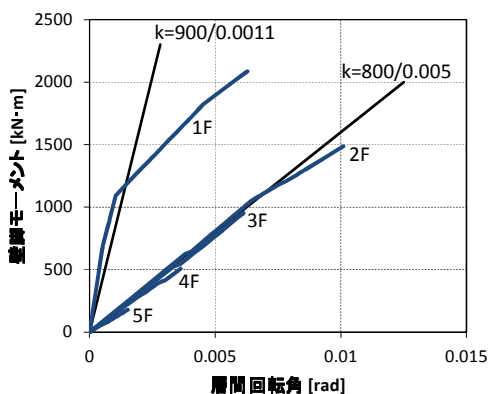


図 11.3.6 壁脚モーメント-層間回転角関係

#### (2) 時刻歴応答解析による応答性状の比較

まず、SR モデルを用いて第二種地盤模擬地震動を入力とした時刻歴応答解析を行い、各層の層せん断力-層間変位曲線を図 11.3.7 のように求める。これらの曲線に対する切片 0 の線形近似関数の勾配を S モデル各層のせん断剛性  $k_{vi}$  として再度時刻歴応答解析を行う。結果として、それぞれのモデルの層間変位時刻歴を図 11.3.8 に示す。3 階より下の階では SR モデルと S モデルの層間変位時刻歴はほぼ完全に一致している。4, 5 階では S モデルの層間変位の方がやや大きい、SR モデルとの差異は顕著ではない。

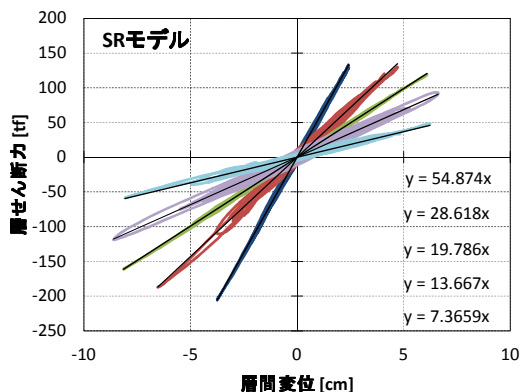


図 11.3.7 時刻歴応答解析による SR モデルの層せん断力-層間変位曲線

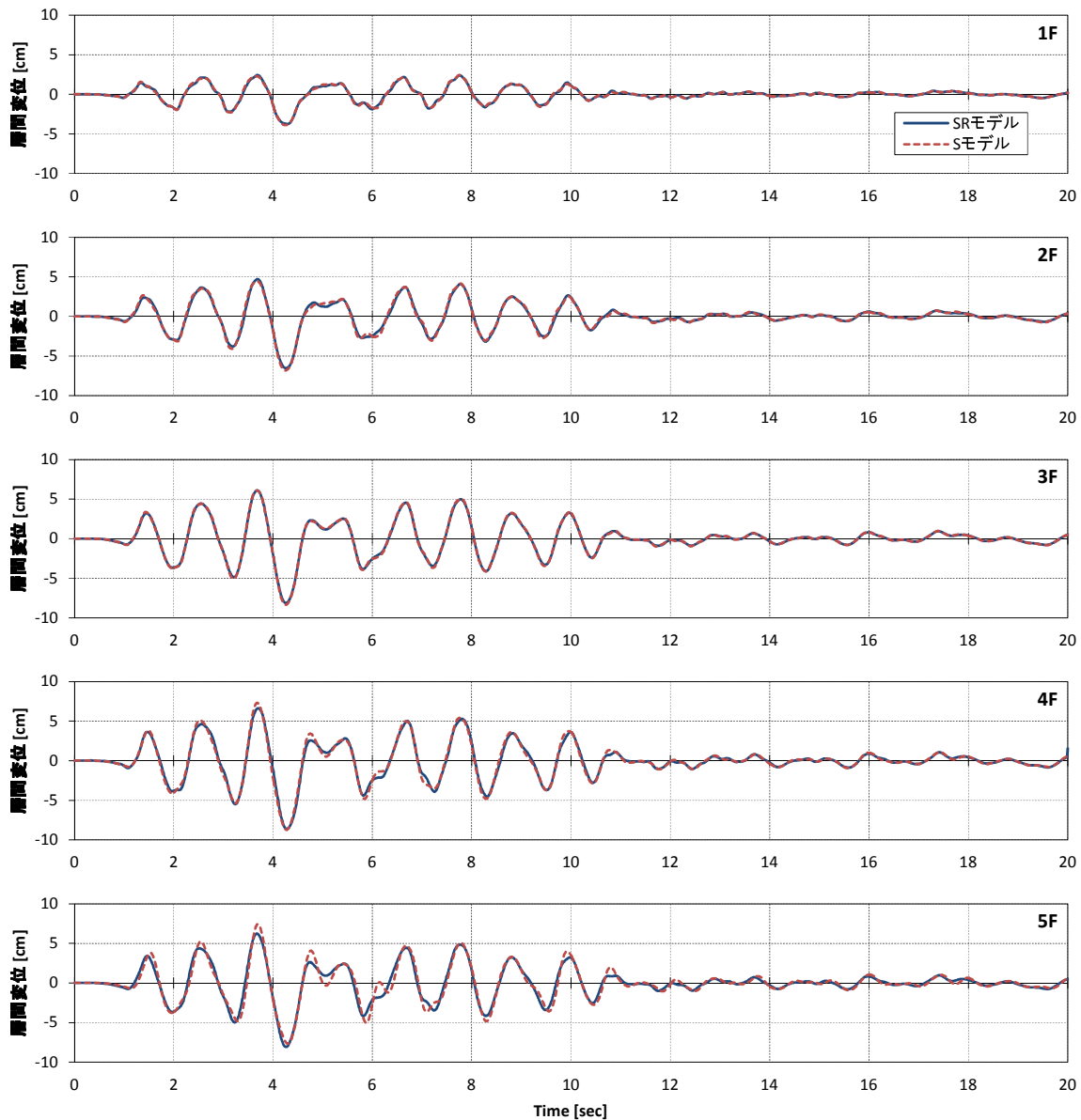


図 11.3.8 時刻歴応答解析による層間変位時刻歴の比較

### (3) モード解析による応答性状の比較

前記(2)項で設定した SR モデルおよび S モデルの x 方向自由度に関する刺激関数  $\beta u$  を図 11.3.9(a)に示す。SR モデルにおいて各モードの  $\beta u$  の合計は 0.9982~1.0035 と 1.0 に極めて近く、y, r 方向の自由度に関する刺激関数は地震応答にほとんど寄与しないことを別途確認している。図 11.3.9(b)は、応答周期が加速度応答スペクトル一定の領域にあり、S 次モードの等価一自由度系の最大応答変位は固有振動数  $f_s$  の二乗に反比例するものとして、 $\beta u \cdot (f_1 / f_s)^2$  を図化したものである。本図より、ここで対象とする SR モデルおよび S モデルの地震応答変位は 1 次モードが卓越し、2 次以上のモードはほとんど寄与しないこと、および両モデルの 1 次モード  $\beta u$  は 4, 5 階で S モデルの方がやや大きいものの全体的にほとんど一致することが確認できる。図 11.3.9(c)は加速度応答スペクトル一定を仮定して SRSS によって求めた層せん断力分布係数である。同図には  $A_i$  分布を併記してある。SR モデルおよび S モデルともに SRSS による層せん断力分布係数は  $A_i$  分布に概ね適合している。

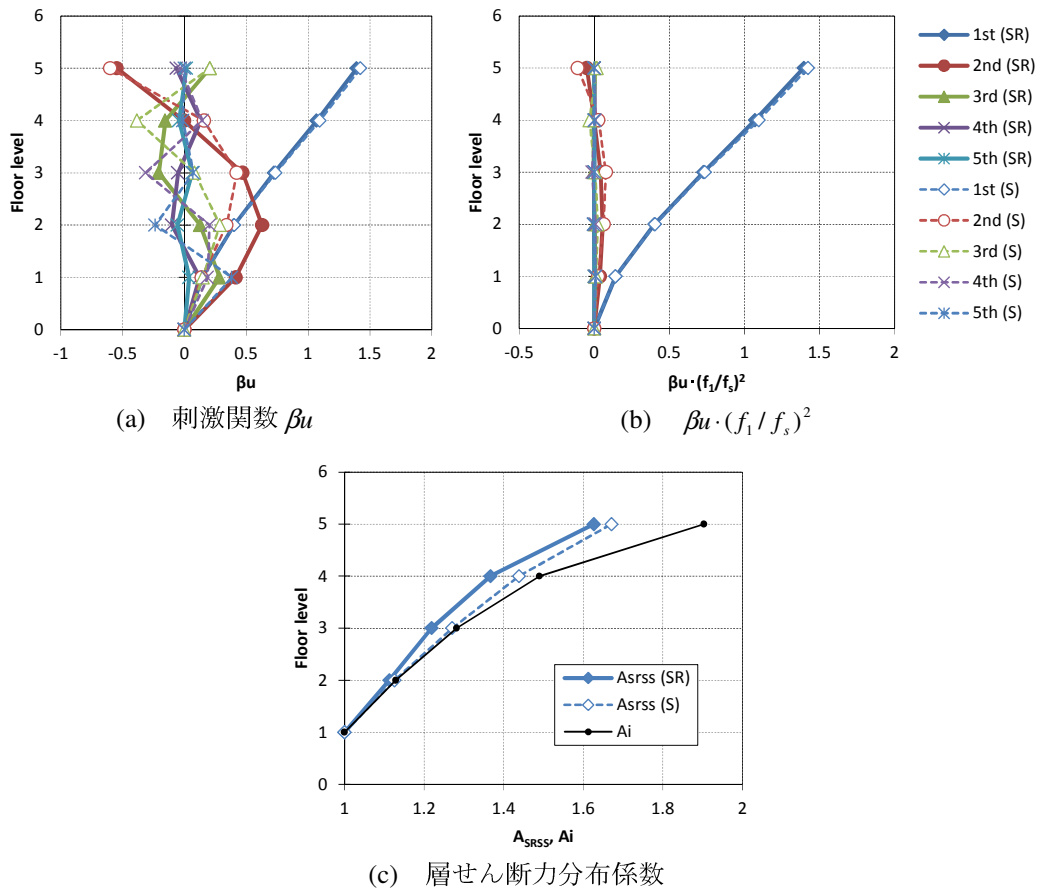


図 11.3.9 モード解析による応答性状

#### 11.3.4 まとめ

- SR モデルにおいてロッキング変位を含む層間変位と層せん断力から層の見かけの水平剛性を算定し、それと等しい水平剛性を有する S モデルを設定した。
- いずれのモデルでも各質点の水平変位が同一方向となる 1 次モードが卓越し、両モデルの 1 次モード刺激関数はほぼ同じであった。
- その結果として、時刻歴応答解析による両モデルの層間変位時刻歴はほぼ一致した。
- また、同じ理由により、ロッキング変位を含む多自由度系の層せん断力-層間変位曲線を一自由度系の加速度-変位関係に縮約する場合について、ロッキング変位を含む層間変位のすべてをせん断変形に起因するものとみなしても、その誤差は極めて小さく、実用設計法としての問題は無い。ただし、1 次モードが卓越することが条件となる。