

平成28年度 建築基準整備促進事業

M4. 長期優良住宅における鉄筋コンクリート壁式構造の損傷防止性能の評価の合理化に関する検討

事業主体名 : 株式会社 堀江建築工学研究所
国立大学法人 名古屋大学
国立大学法人 東京大学
共同研究 : 国立研究開発法人 建築研究所

第 I 編 提案の概要

RC壁式構造の住宅が、長期優良住宅の認定要件である耐震性能「**建築基準法で定める地震力の1.25倍の力に対して倒壊しない**」もしくは「**大地震時の層間変形角が1/100以下**」を満足することを確認できる大地震時における損傷防止性能の適切な評価方法について、**既存建物の解析・モデルによる応答解析・直交壁付き耐力壁による架構実験**により検討し、提案する。

RC壁式構造の評価の内容

- ①壁量・壁率計算建物は、基準法の1.25倍以上の耐力を有すること
- ②大地震時に、せん断型耐力壁の限界変形角(1/200)以下となること
- ③上記①と②を評価する為に必要となる直交壁や梁断面の仕様

実施体制

| | 配置予定者 | 所属・役職 | 担当する 分担業務の内容 |
|-------|--|--|--|
| 管理技術者 | ① 太田 勤 ② 勅使川原正臣 ③ 楠 浩一 ④ 田尻清太郎 | 堀江建築工学研究所・所長 名古屋大学 環境学研究科・教授 東京大学地震研究所・准教授 東京大学大学院工学研究科・准教授 | 部材モデル・設計法 架構実験・評価手法 架構実験・設計法 架構実験・設計法 |
| 技術担当者 | ① 稲井 栄一 ② 井上 芳生 ③ 神谷 隆 ④ 清原 俊彦 ⑤ 迫田 丈志 ⑥ 高橋 愛 | 山口大学・教授 INO建築構造研究室・代表 矢作建設工業・副所長 堀江建築工学研究所・設計部長 堀江建築工学研究所・企画開発部長 堀江建築工学研究所・所員 | 架構実験・評価手法 部材モデル・設計法 架構実験・評価手法 架構実験・評価手法 設計法・評価手法 設計法・評価手法 |

調査の背景

RC壁式構造の計算フロー

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準, AIJ, 2015より

- 6条 規模
- ・地上階数 ≤ 5
 - ・軒の高さ ≤ 20m
 - ・階高 ≤ 4m
 - ・最上階階高 + 軒から棟までの高さ ≤ 2m
 - ・建物長さ 原則 ≤ 80m
 - ・耐力壁に囲まれた面積 ≤ 60m² (PCa)
 - ・壁梁のせい ≥ 450mm (原則)
- 9条 許容応力度設計
- ・耐力壁 τ の確認
 - ・耐力鉄筋比 ≥ 最小鉄筋比
 - ・最小鉄筋比 ≥ 0.15%
 - ・壁梁主筋 ≥ D13
 - ・幅200mm以上では複配筋

- 8.1節 応力・変形解析
- i) 軒の高さ ≤ 16m
 - ii) 階高 ≤ 3.5m
 - iii) 壁率 ≥ $Z \cdot A_i \cdot \beta / (2.5 \cdot S_i)$
 - iv) 壁量 ≥ $\alpha \cdot Z \cdot L_{w0}$ かつ $\geq L_{wm}$
 - v) 耐力壁の実長 ≥ 450mm かつ \geq 同一の実長を有する高さの30%

- 10.1.2項 層間変形角の確認
- 下記(1)~(3)を満たす場合不要
- (1) 階高 ≤ 3.5m
 - (2) 壁率 ≥ $Z \cdot A_i \cdot \beta / (2.5 \cdot S_i)$
 - (3) 壁量 ≥ $\alpha \cdot Z \cdot L_{w0}$ かつ $\geq L_{wm}$

- 10.1項 保有水平耐力の検討
- 下記、(1)~(6)を満たす場合は不要
- (1) 階高 ≤ 3.5m
 - (2) 壁率 ≥ $Z \cdot A_i \cdot \beta / (2.5 \cdot S_i)$
 - (3) 壁量 ≥ $\alpha \cdot Z \cdot L_{w0}$ かつ $\geq L_{wm}$
 - (4) スラブがRC造
 - (5) 腹筋梁
 - (6) 壁梁の主筋 ≥ D13

- 構造規定①
- 9.4節(1) 耐力壁の最小端部曲げ補強筋量
 - 9.7節 壁梁の最小端部曲げ補強筋量

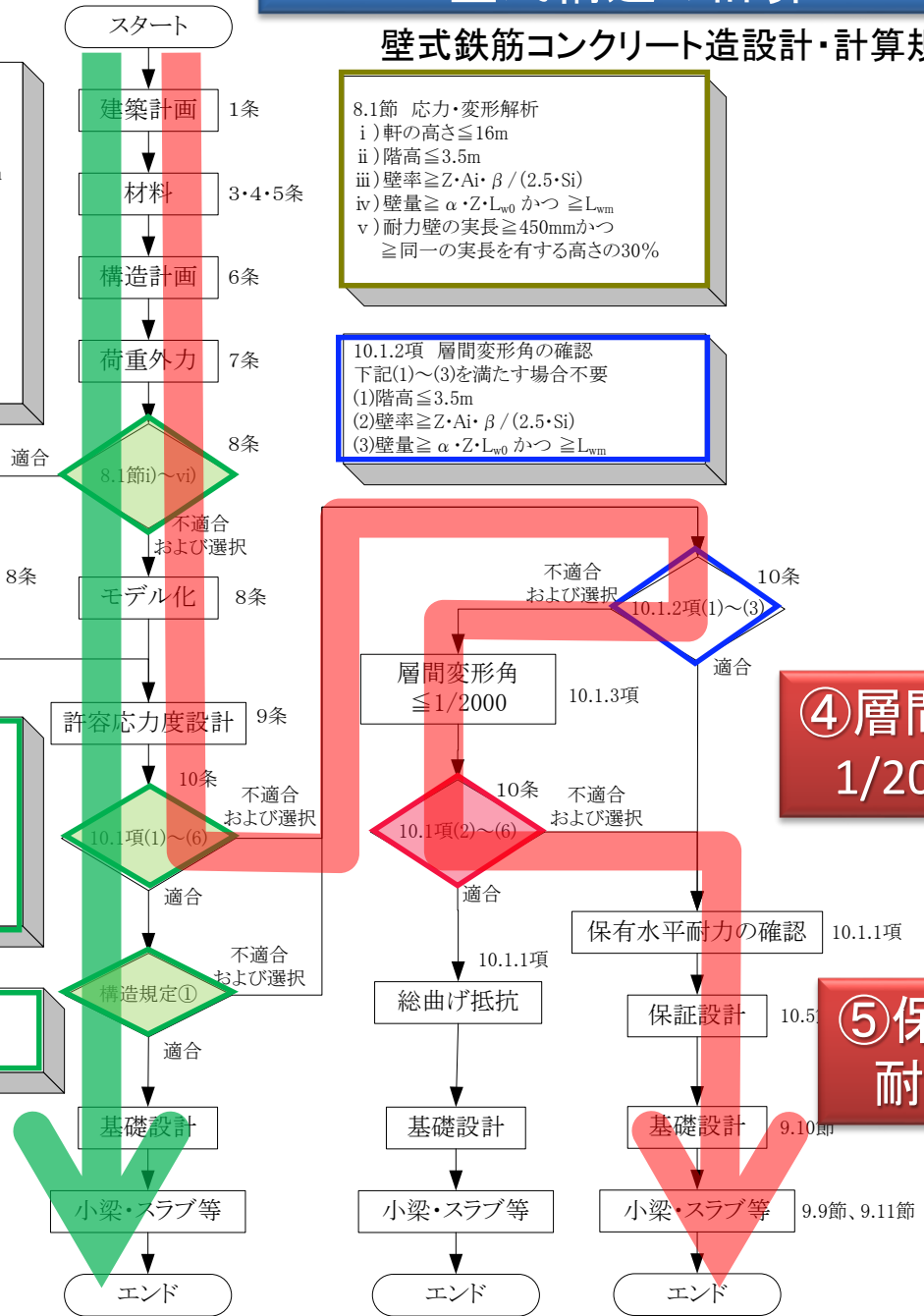
① 平均せん断
応力度法

② 壁量・壁率

③ 耐力壁最少曲げ補強筋
壁梁最少曲げ補強筋

④ 層間変形角
1/2000以下

⑤ 保有水平
耐力の確認



H28年度

調査のフロー

I) 試設計(文献調査・パターン分類)
耐力壁の配置, 壁梁等のパターン分類
既往の実験調査と整理

II) 部分架構実験
I・T・十形断面・配筋・破壊形式
直交壁効果・損傷の分析

III) パラメトリック解析
部材実験モデルの有限要素解
壁量・壁率モデルの保有水平耐力
告示波による応答値

IV) 評価方法案の検討
直交壁の評価・壁梁の断面や配筋等

V) 架構実験
直交壁を有する架構実験により強度発現機構の確認

VI) 評価方法案の提案
RC壁式構造の損傷防止性能の評価方法

H29年度

第Ⅱ編 壁式集合住宅の試設計

目的：ルート1により設計されたWRC造建築物が長期優良住宅の認定要件に適合するために必要な条件を検討する。

H28年度

ルート1で過度な余裕を持たないように設計

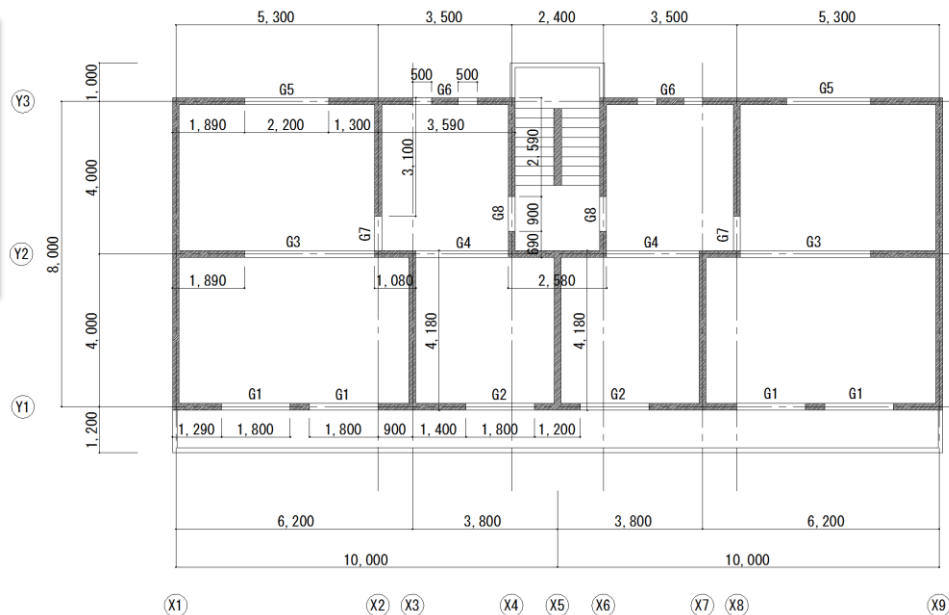


保有耐力の確認

- 壁式告示限界の階高3.5m × 5階建て
- 壁梁せいを最小450mm
- 1次設計時の壁梁検定比を0.95程度
- 1階の壁量・壁率を最低限満たす

壁リスト

| 階 | 壁厚 (mm) | 縦筋 | 横筋 | 曲げ補強筋 |
|-----|---------|-----------|-----------|-------|
| 5 | 150 | 2-D10@200 | 2-D10@200 | 3-D13 |
| 4 | 180 | 2-D10@200 | 2-D10@200 | 3-D13 |
| 2,3 | 180 | 2-D10@200 | 2-D13@200 | 2-D16 |
| 1 | 180 | 2-D10@200 | 2-D13@200 | 4-D19 |

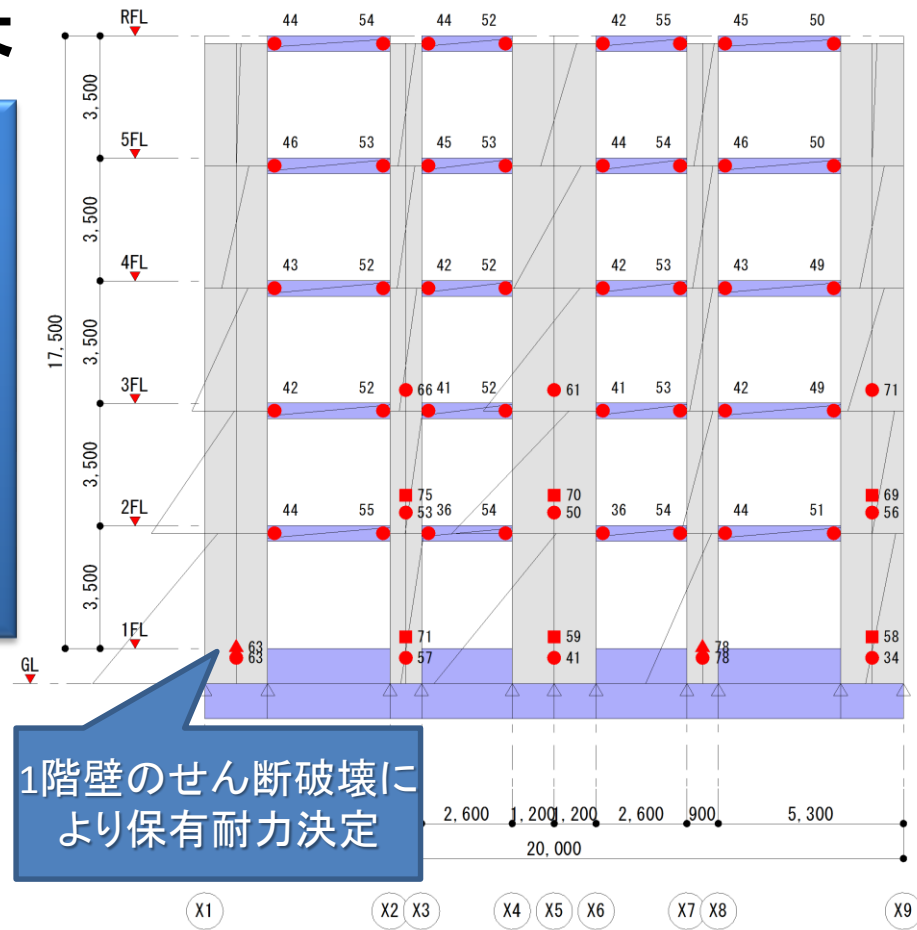


基準階伏図

保有耐力の算定結果

- WRC造用一貫計算プログラム使用
- 増分解析結果に基づき算定
- 直交壁は、直交壁厚の6倍かつ、隣り合う耐力壁までの内法スパンの1/4以下を考慮
- せん断破壊部材は耐力保持し、層間変形角1/50まで続行
- せん断部材発生時点を保有耐力とする

| 階 | Qu _d (kN) | D _s | F _{es} | Q _u (kN) | Q _u /Q _{un} |
|---|----------------------|----------------|-----------------|---------------------|---------------------------------|
| 5 | 3,131.7 | 0.55 | 1.00 | 1,844.6 | 1.07 |
| 4 | 5,645.7 | 0.55 | 1.00 | 3,325.3 | 1.07 |
| 3 | 7,727.8 | 0.55 | 1.00 | 4,551.6 | 1.07 |
| 2 | 9,377.2 | 0.55 | 1.00 | 5,523.1 | 1.07 |
| 1 | 10,632.5 | 0.55 | 1.00 | 6,262.5 | 1.07 |



桁行方向加力時Y2通りヒンジ図 (R=1/50)

まとめ

1次設計時の層間変形角は1/2,000を若干上回る程度
 $Q_u/Q_{un} = 1.07$

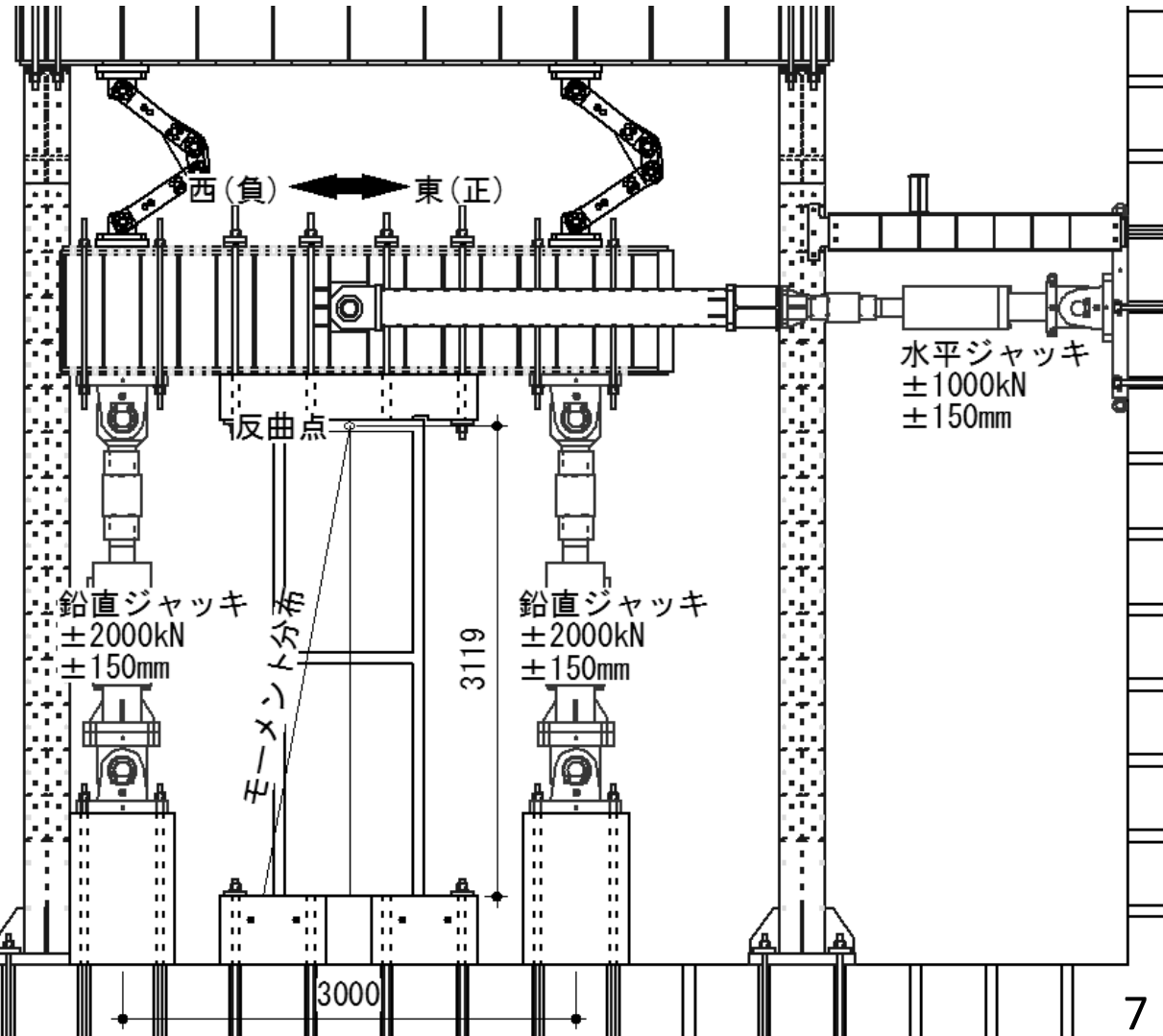
第Ⅲ編 損傷防止性能確認実験

コンクリート強度

| 試験体名 | 圧縮強度 (N/mm ²) |
|---------|------------------------------|
| 1NH | 27.0 |
| 1HH | 26.2 |
| 3HH(1F) | 25.4 |
| 3HH(2F) | 28.8 |



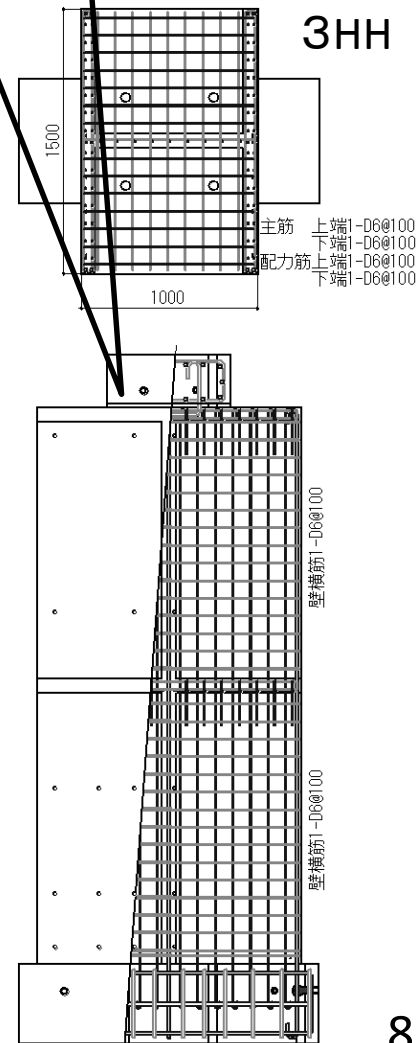
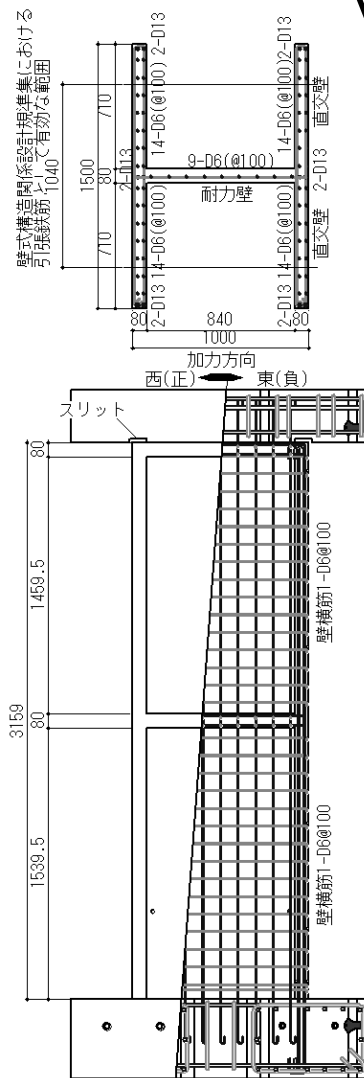
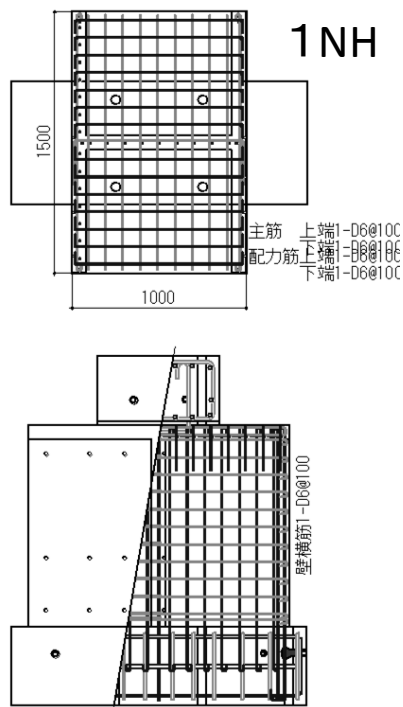
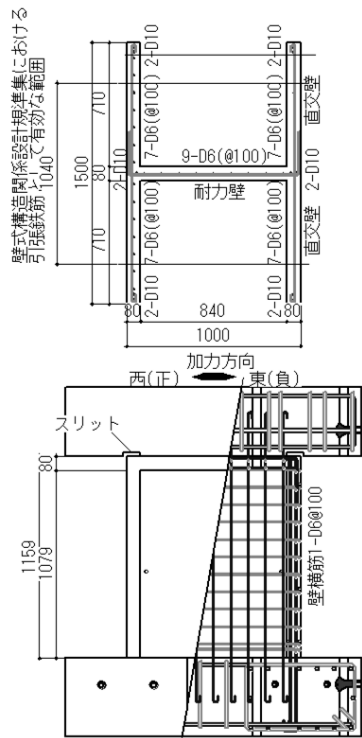
名古屋大学構造実験室



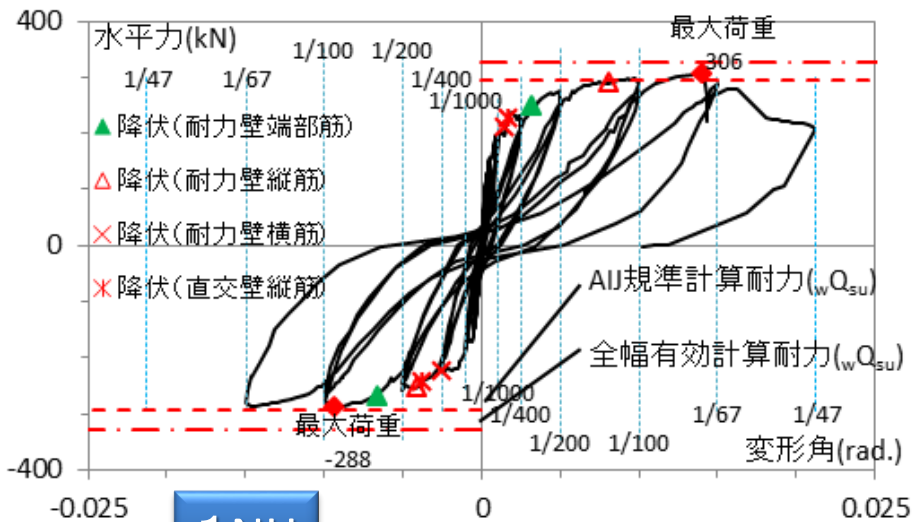
試験体一覽

加カスタブが直交壁を拘束しないようにスリットを配置

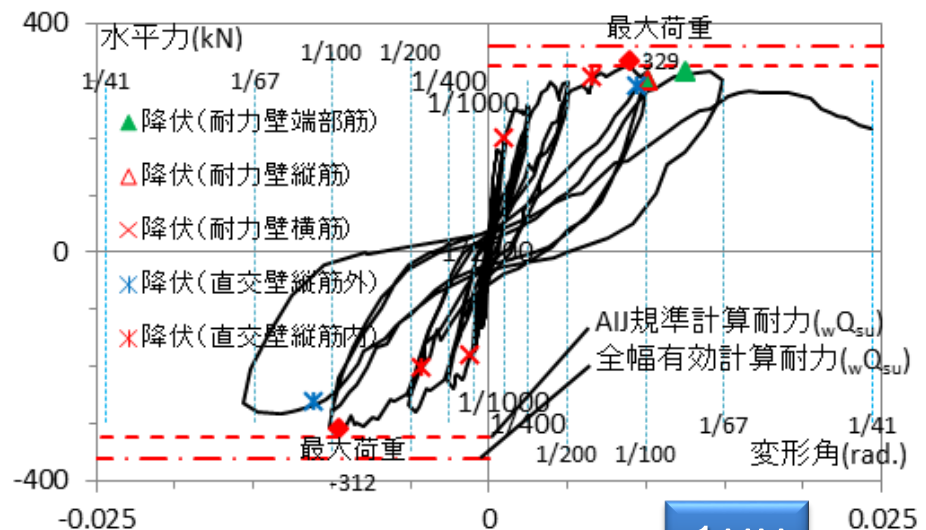
| 試験体名 | | 1NH | 1HH | 3HH |
|-----------|------------|----------|----------|-----|
| 耐力壁 | 幅×長さ(mm) | 80×1000 | | |
| | 縦筋 | 1-D6@100 | | |
| | 横筋 | 1-D6@100 | | |
| | 端部補強筋 | 2-D10 | 2-D13 | |
| 直交壁 | 幅×長さ(mm) | 80×710 | | |
| | 縦筋(主筋) | 1-D6@100 | 2-D6@100 | |
| | 横筋(せん断補強筋) | 1-D6@100 | 2-D6@100 | |
| | 端部補強筋 | 2-D10 | 2-D13 | |
| 反曲点高さ(mm) | | 1119 | 3119 | |



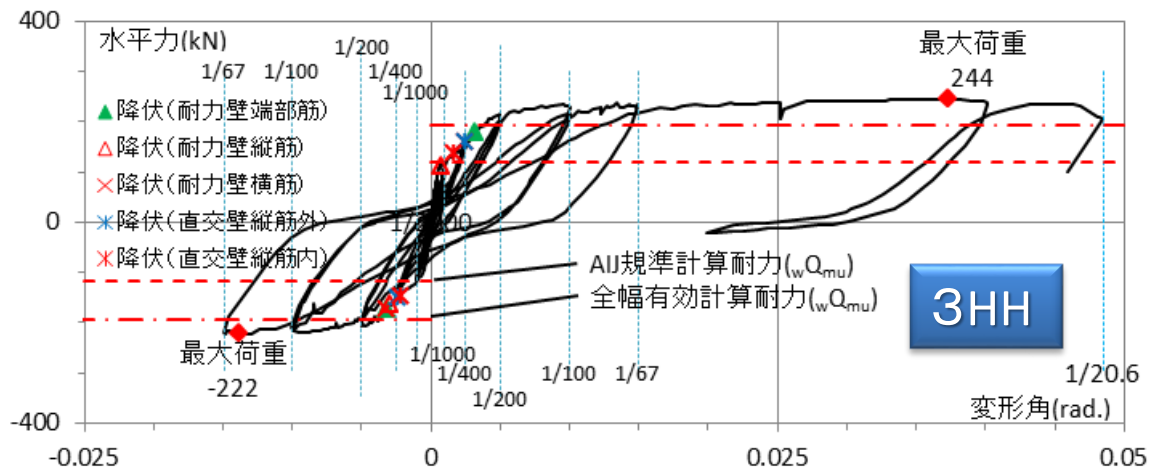
荷重－変形角と強度計算値



1NH



1HH

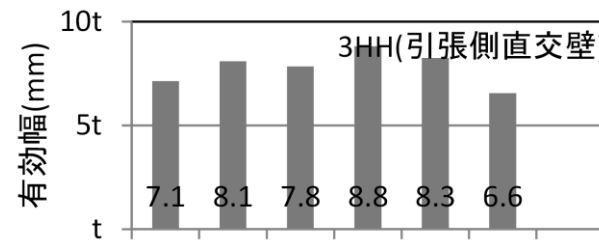
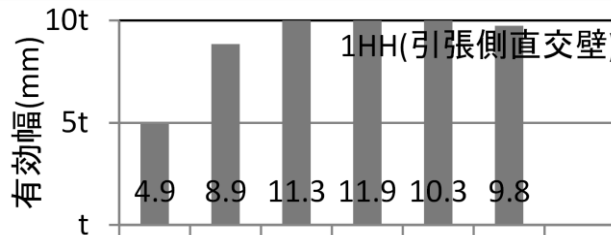
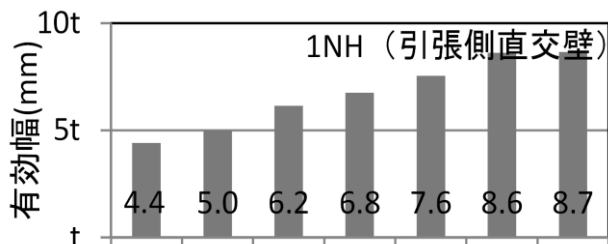


3HH

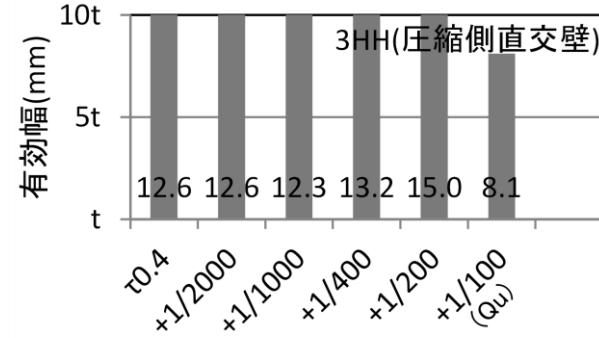
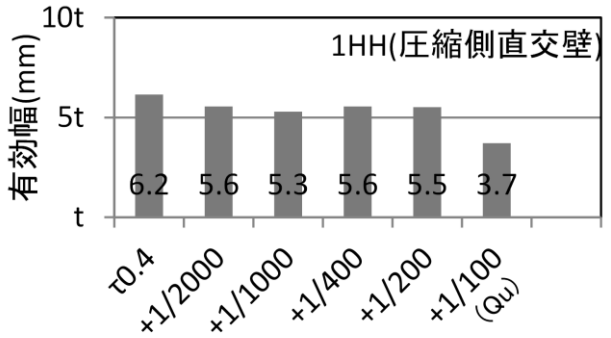
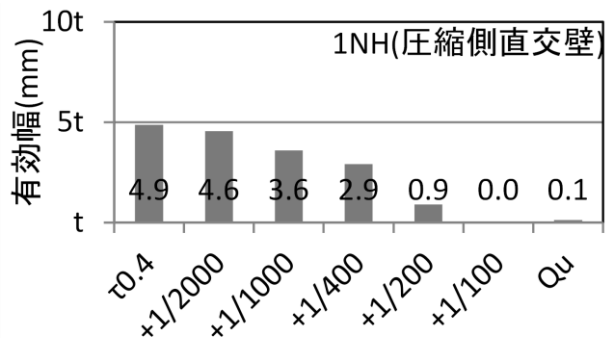
$t_e \leq 1.5t$ としたせん断耐力の1.04倍(1NH), 1.02倍(1HH)
曲げは全幅有効として1.26倍(3HH)

応力分布から求めた有効幅※

※耐力壁側面からの有効幅を，耐力壁の厚さで規準化



引張側直交壁の有効幅

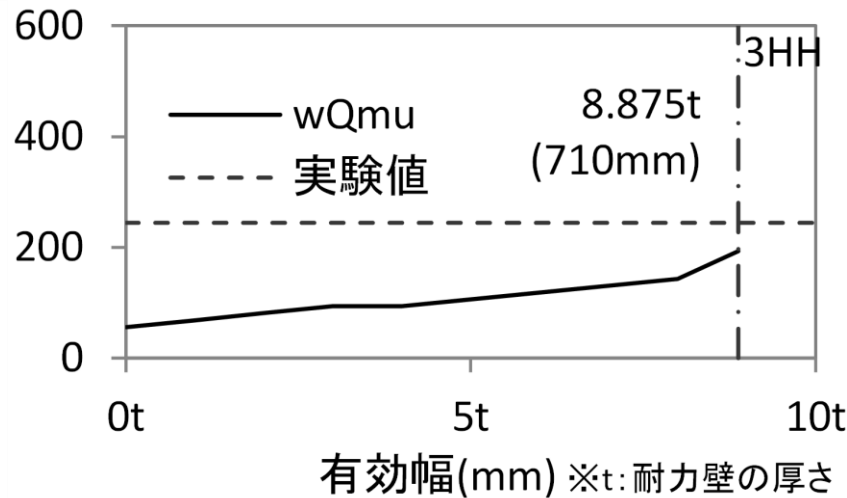
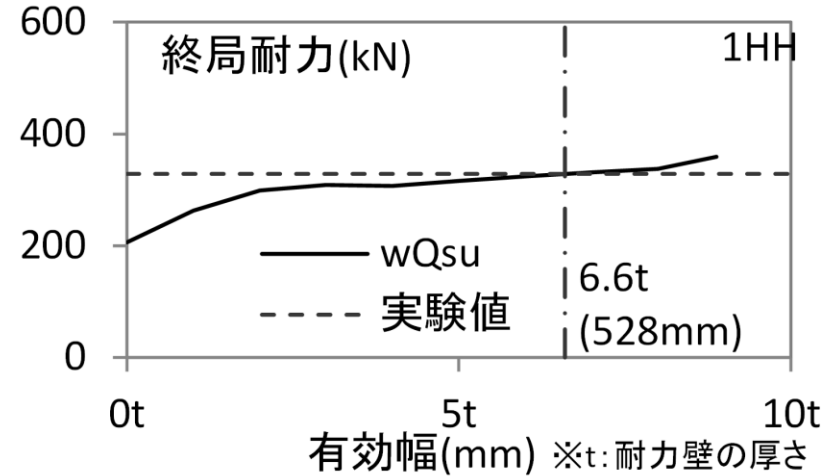
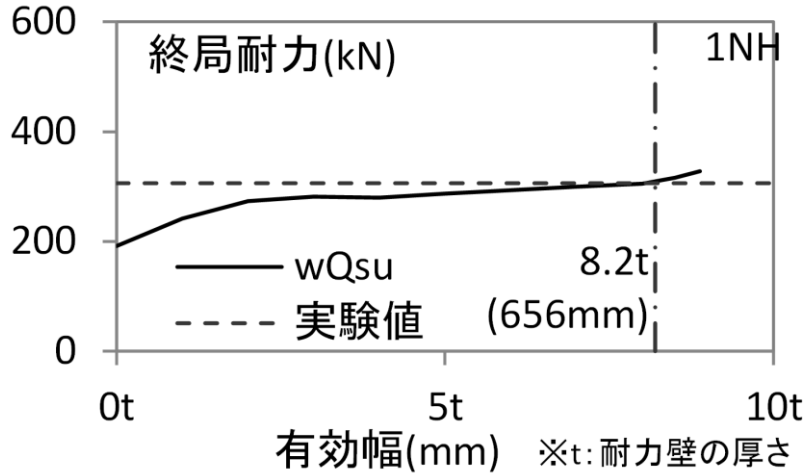


圧縮側直交壁の有効幅

引張側直交壁の有効幅は短期荷重時で約5t(試験体1HH)および約7t(試験体3HH)
 圧縮側直交壁の有効幅はせん断型では，短期荷重時，終局時とも6t，曲げ型では
 短期荷重時から全幅有効

有効幅※と計算耐力

※耐力壁側面からの有効幅を、耐力壁の厚さで規準化

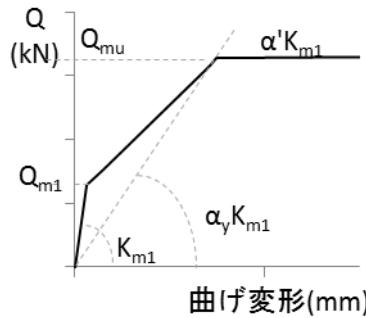


有効幅を変数とした計算値と実験最大値を比較

有効幅は、1NHは8.2t, 1HHは6.6t, 3HHは全幅有効(tは耐力壁厚)

骨格曲線と有効幅※

※耐力壁側面からの有効幅
 t: 耐力壁厚さ, h: 反曲点高さ



$$K_{m1} = P^3 / (3EI_e)$$

$$Q_{m1} = Z_e(\sigma_t + \sigma_d) / h$$

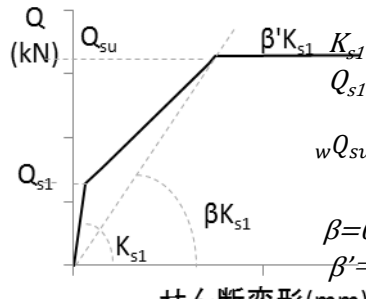
$$Q_{mu} = wM_u / h$$

$$wM_u = \Sigma(a_t \cdot \sigma_y)I' + 0.5\Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy})I' + 0.5N \cdot I'$$

$$\alpha_y = (wM_u \cdot c_n) / (E_c \cdot I_e \cdot \epsilon_y)$$

$$\alpha' = 0.001$$

| 試験体名 | 1NH | 1HH | 3HH |
|------------------|-------------|-------------|-------------|
| K_{m1} (kN/mm) | 1006 (160) | 1056 (160) | 93 (400) |
| Q_{m1} (kN) | 129 (160) | 135 (160) | 81 (400) |
| α_y (-) | 0.217 (160) | 0.396 (160) | 0.209 (400) |
| Q_{mu} (kN) | 328 (710) | 538 (710) | 193 (710) |
| α' (-) | 0.001 (-) | 0.001 (-) | 0.001 (-) |



$$K_{s1} = G_e \cdot t \cdot l / \kappa$$

$$Q_{s1} = \tau_{scr} \cdot t \cdot l / \kappa$$

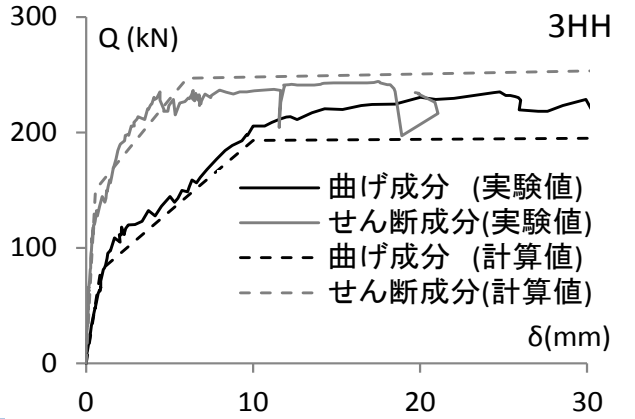
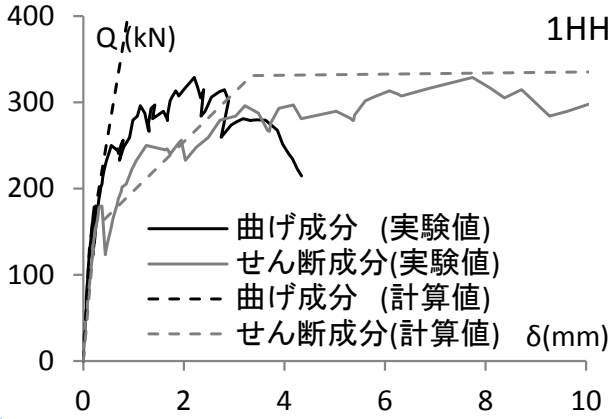
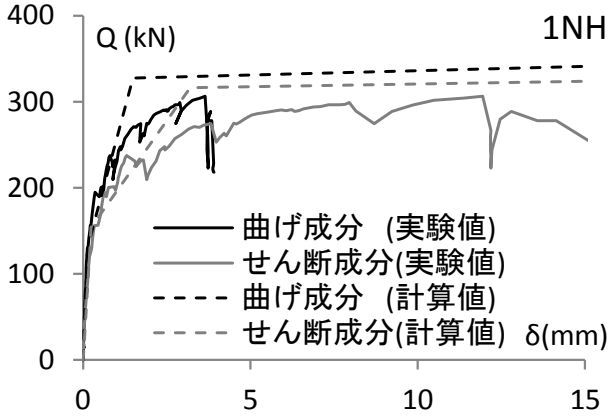
$$wQ_{su} = \left(\frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85\sqrt{p_{we} \sigma_{wy} + 0.1\sigma_{oe}} \right) \cdot t_e \cdot j$$

$$\beta = 0.46 \cdot p_w \cdot \sigma_y / F_c + 0.14$$

$$\beta' = 0.001$$

| 試験体名 | 1NH | 1HH | 3HH |
|------------------|-----------|-----------|-----------|
| K_{s1} (kN/mm) | 637 (0) | 637 (0) | 262 (160) |
| Q_{s1} (kN) | 154 (0) | 154 (0) | 150 (160) |
| β (-) | 0.155 (-) | 0.155 (-) | 0.156 (-) |
| Q_{su} (kN) | 316 (656) | 331 (528) | 247 (528) |
| β' (-) | 0.001 (-) | 0.001 (-) | 0.001 (-) |

※括弧内の数字は有効幅(単位: mm)を示す。



- ・弾性曲げ剛性に寄与する有効幅は 0.13~0.14h(hは反曲点高さ)
- ・弾性せん断剛性に寄与する有効幅はゼロ ※3HHのみ0.05h
- ・終局強度に寄与する有効幅は前ページ
- ・骨格曲線と実験値は良好

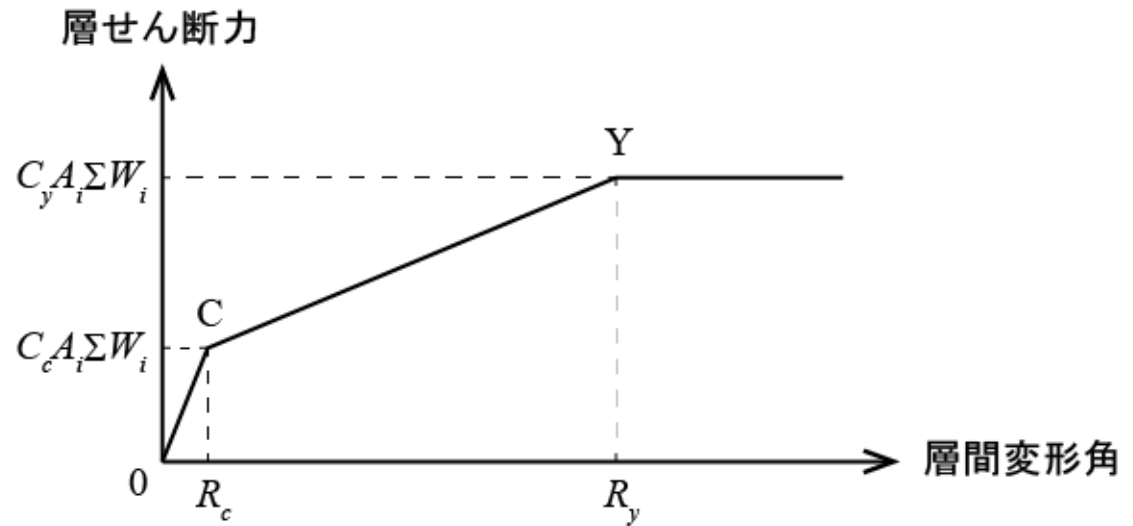
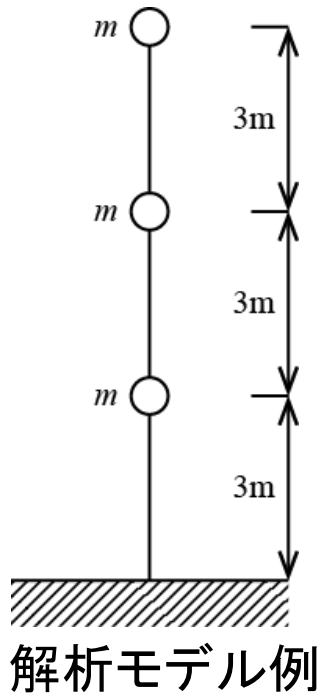
部分架構実験結果のまとめ

- せん断強度は, $t_e=1.5t$ とした計算値の1.04, 1.02倍
- 曲げ強度は, 直交壁を全幅有効とした計算値の1.26倍
- 短期の平均せん断応力度 (0.4Mpa)の3~5倍までせん断ひび割れ発生せず, 変形角 $1/2000 \sim 1/1000$ rad. の曲げおよびせん断ひび割れは微小であった。

部分架構実験結果のまとめ

- 鉛直応力分布に基づく引張側直交壁の有効幅は短期荷重時で約5t(試験体1HH)および約7t(試験体3HH), 強度時には全幅有効
- 同, 圧縮側直交壁の有効幅はせん断型では, 短期荷重時, 終局時とも約6t, 曲げ型では短期荷重時から全幅有効
- 弾性曲げ剛性に寄与する有効幅は, $0.13 \sim 0.14h$
(h は反曲点高さ)
- 弾性せん断剛性に寄与する有効幅はゼロ ※3HHのみ $0.05h$
- これらの有効幅を用いた骨格曲線は実験値と良好な対応

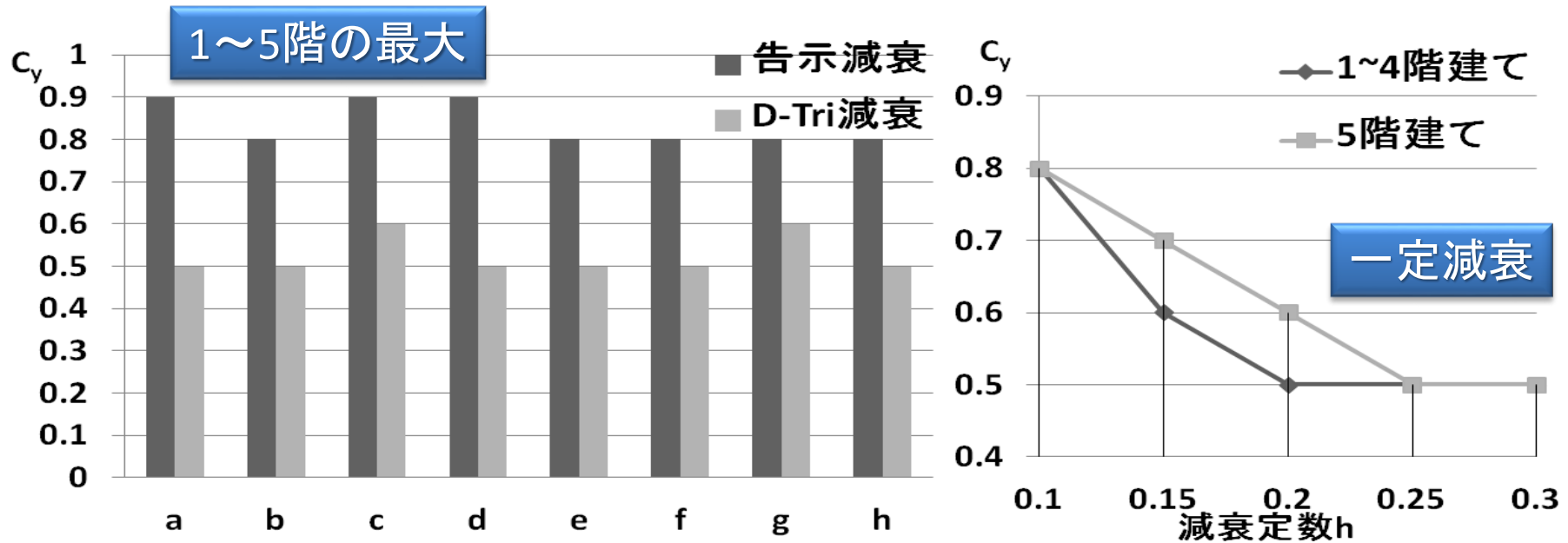
第IV編 簡易モデルの地震応答推定



各階せん断ばねの復元力特性

- ・等価線形化解析, 時刻歴応答解析による極稀地震時応答
→ $R_{max} < R_y$ を満たす最小 C_y
- ・1~5階建てせん断モデル
- ・ A_i 分布に基づく外力分布作用時の各層変形は常に同一を仮定
- ・ $C_y = 0.5 \sim 1.5$ (0.1刻み), $R_y = 1/200$ or $1/300$, $C_c = 0.2$ or $C_y/2.5$, $R_c = 1/2000$ or $1/4000$
- ・告示減衰, D-Tri減衰, 一定減衰0.1~0.4 (0.05刻み) (等価線形化解析)
- ・D-Tri型, 原点指向型 (時刻歴応答解析)

等価線形化解析による推定応答



等価一自由度系に縮約し等価線形化解析により最大応答を推定

⇒ C_y 大 ⇒ R_{max} 小 ⇒ $R_{max} < R_y$ となる最小 C_y をプロット

- ・必要 C_y : 0.8~0.9 (告示減衰) ⇔ 0.5~0.6 (D-Tri減衰)
- ・ $C_c=0.2 \rightarrow C_y/2.5$ or $R_c=1/2000 \rightarrow 1/4000 \Rightarrow$ 必要 C_y は減少傾向
- ・ $R_y=1/200 \rightarrow 1/300 \Rightarrow$ 必要 C_y はやや増大
- ・ $h=0.10, 0.15, 0.20, 0.25 \Rightarrow$ 必要 $C_y=0.8, 0.7, 0.6, 0.5$

| 解析変数 | C_c | R_c | R_y |
|------|-----------|--------|-------|
| a | 0.2 | 1/2000 | 1/200 |
| b | | 1/4000 | |
| c | | 1/2000 | 1/300 |
| d | | 1/4000 | |
| e | $C_y/2.5$ | 1/2000 | 1/200 |
| f | | 1/4000 | |
| g | | 1/2000 | 1/300 |
| h | | 1/4000 | |

必要 C_y は現実的範囲。減衰の影響が非常に大きく、減衰評価が重要。

時刻歴応答解析による最大応答

| 解析変数 | | a | b | c | e |
|------------|------|--------|--------|--------|-----------|
| C_c | | 0.2 | 0.2 | 0.2 | $C_y/2.5$ |
| R_y | | 1/200 | 1/200 | 1/300 | 1/200 |
| R_c | | 1/2000 | 1/4000 | 1/2000 | 1/2000 |
| D-Tri 型 | 1階建て | 0.7 | 0.5 | 0.8 | 0.6 |
| | 3階建て | 0.8 | 0.6 | >1.0 | 0.6 |
| | 5階建て | 0.8 | 0.7 | >1.0 | 0.6 |
| 原点 指向型 | 1階建て | 0.9 | 0.7 | 1.0 | 1.0 |
| | 3階建て | >1.5 | >1.5 | >1.5 | 1.4 |
| | 5階建て | >1.5 | >1.5 | >1.5 | >1.5 |

模擬地震動3波(既往波位相)により各層の最大応答を推定

⇒ C_y 大 ⇒ R_{max} 小 ⇒ 全階で $R_{max} < R_y$ となる最小 C_y を表示

・基本モデルa: 必要 C_y : 0.7~0.8(D-Tri) ⇔ 0.9~>1.5(原点指向)

⇒ D-Triでは現実的範囲。原点指向では損傷制御困難。 D-Triの場合,

・ $C_c=0.2 \rightarrow C_y/2.5$ or $R_c=1/2000 \rightarrow 1/4000 \Rightarrow$ 必要 C_y は減少

・ $R_y=1/200 \rightarrow 1/300 \Rightarrow$ 必要 C_y は増大

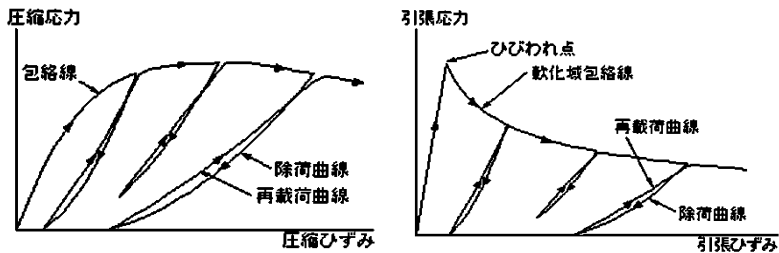
・ D-Tri型の必要 C_y は、時刻歴応答解析より等価線形化解析で小さい。

・ C_c, R_c, R_y による必要 C_y の増減量は、時刻歴応答解析より等価線形化解析で小さい。

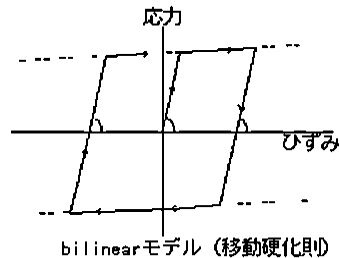
⇒ 各階の剛性, 耐力バランスに起因と推測。対象建物の拡大が今後の課題。

第V編 FEMを用いた解析的検討

目的: 直交壁を有する耐力壁の立体挙動について、直交壁の長さや壁ばりの高さパラメータとした非線形FEM解析に基づき検討する。



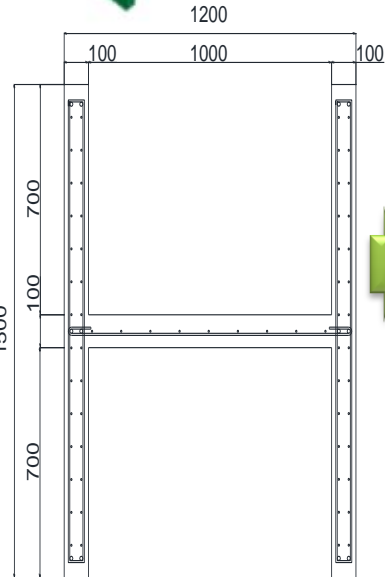
コンクリートの履歴特性



材料モデル化

鉄筋の履歴特性

耐力はほぼ同じになる

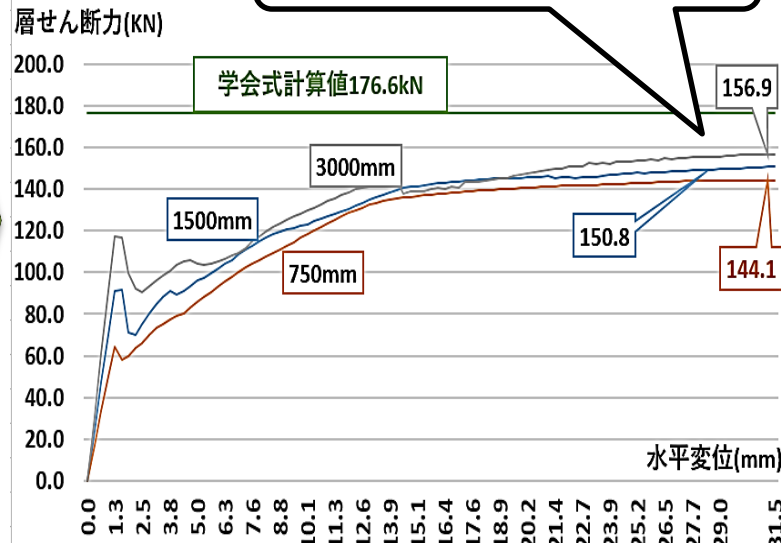


対象モデル

解析結果

| | | | |
|---------|---------|---------|---------|
| 直交壁長さ | 750 mm | 1500 mm | 3000 mm |
| せん断力最大値 | 144.1kN | 150.8kN | 156.9kN |

直交壁の縦筋量は同じ
直交壁の長さだけ変化



解析結果と結論



対象モデル

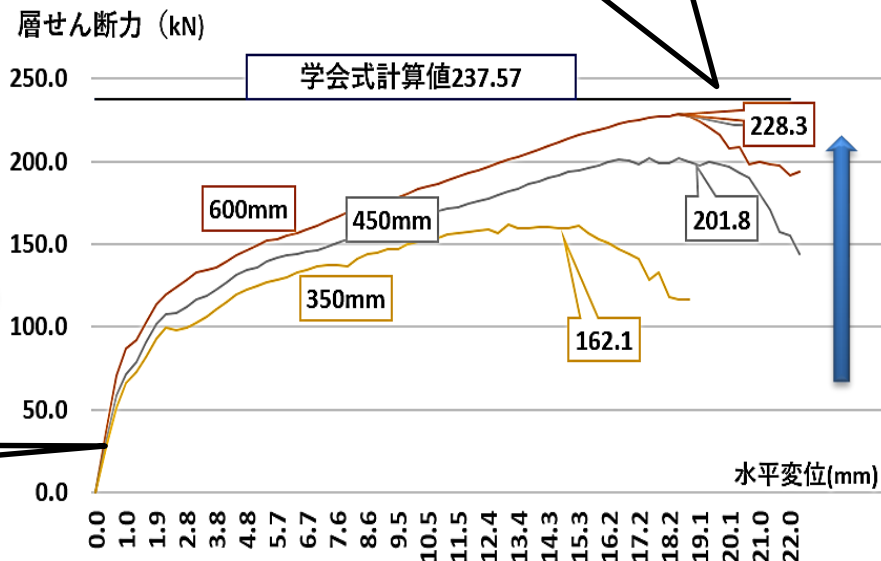
壁梁の曲げ補強筋は同じ
壁梁の高さだけ変化

解析結果

| 壁梁のせい | 350 mm | 450 mm | 600 mm |
|---------|---------|---------|----------|
| せん断力最大値 | 162.1kN | 201.8kN | 228.3 kN |

剛性はほぼ同じ

壁梁のせいが高くなれば
なるほど耐力は大きくなる



結論:

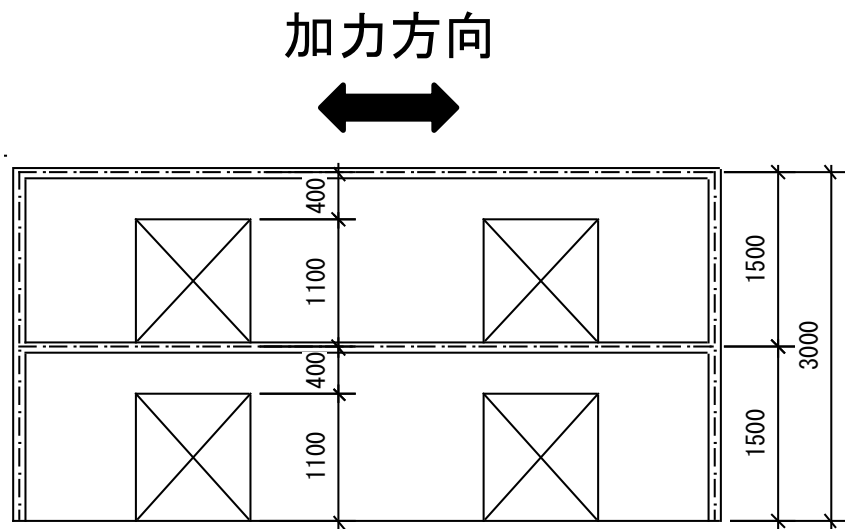
- ① 直交壁を有する耐力壁の立体挙動の検討
壁の縦筋量が同じなら、壁長さに依らず、その挙動はほぼ同じ
- ② 壁梁を介して連続する耐力壁の立体挙動の検討
壁ばりのせいが高くなると、初期剛性変わらないが、壁頭の曲げ戻しが増え、最大耐力は増加

第VI編 H28年度のまとめ

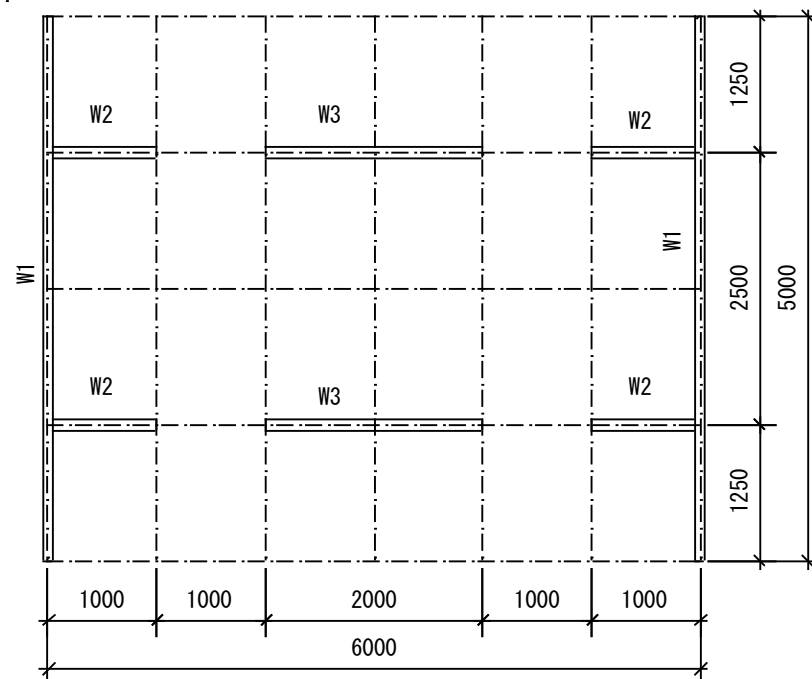
- 試設計により設計評価式と最小耐力を検討(第II編)
- 部材実験より直交壁有効幅を検討(第III編)
- 試験体のFEM解析より直交壁有効幅を検討(第III編)
- 応答解析より必要 C_y 値を検討(第IV編)
- 立体架構のFEM解析より直交壁効果を検討(第V編)
- 立体架構試験体(案)を検討(第VI編)

H29年度実験の提案

- 準実大2層の架構実験により①～③を確認する。
 - ①壁梁の効果
 - ②直交壁の効果, 有効幅
 - ③架構内のスラブの効果



試験体案の立面図



試験体案の平面図