

S36 引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造
連層壁部材の耐力評価に関する検討

令和5年度 成果報告会

研究組織

引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造連層壁部材の耐力評価に関する検討 全体委員会 委員構成（令和5年度）

事業主体

| | | |
|-------|-------|----------------------------|
| 委員長 | 壁谷澤寿一 | 東京都立大学大学院都市環境科学研究科建築学域 准教授 |
| 委員 | 壁谷澤寿海 | 東京大学地震研究所 名誉教授 |
| 〃 | 谷 昌典 | 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授 |
| 〃 | 五條 渉 | (一財) 日本建築防災協会 技術総括参与 |
| 〃 | 時本 和則 | (一般) 日本建築防災協会 保全調査部長 |
| 〃 | 渡邊 秀和 | (国研) 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 |
| 〃 | 中村 聡宏 | (国研) 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 |
| 〃 | 坂下 雅信 | (国研) 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 |
| 国土交通省 | | |
| 委員 | 向井 智久 | 国土技術政策総合研究所 建築研究部 |
| 〃 | 岡野 大志 | 住宅局参事官（建築企画担当）付企画専門官 |
| 〃 | 甲斐 菜月 | 住宅局参事官（建築企画担当）付構造係長 |
| 〃 | 小原 拓 | 住宅局参事官（建築企画担当）付構造係長 |

共同研究

国土交通省

研究スケジュール

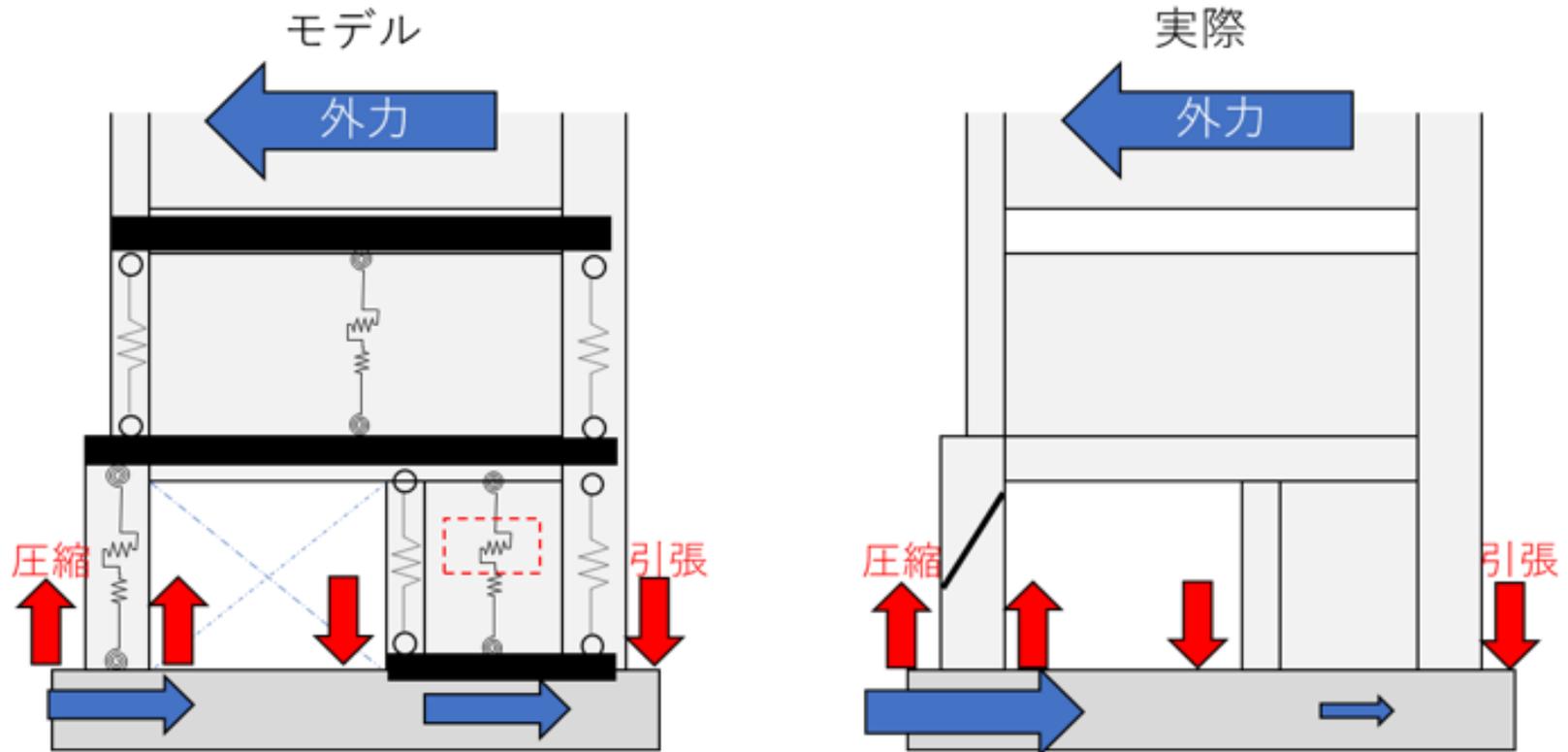
| 調査検討項目 | R5年 | | | | | | | | | R6年 | | |
|------------------------------------|----------------|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|----|----|
| | 4月 | 5月 | 6月 | 7月 | 8月 | 9月 | 10月 | 11月 | 12月 | 1月 | 2月 | 3月 |
| (イ) 数値解析による連層壁部材の最下層に作用する応力状況の検討 | 有限要素解析 | | | | | | | | | | | |
| | 軸せん断モデルの検証 | | | | | | | | | | | |
| (ロ) 部材実験による引張軸力が作用する壁部材のせん断終局耐力の検討 | 縮小試験体 試験体製作 | | | | | | | | | | | |
| | 縮小試験体 載荷実験 | | | | | | | | | | | |
| (ハ) 部分架構実験による連層壁部材の最下層における地震時挙動の検討 | 部分試験体 試験体製作 | | | | | | | | | | | |
| | 部分試験体 載荷実験 | | | | | | | | | | | |
| 委員会の運営 | 架構試験体 実験準備 | | | | | | | | | | | |
| | 架構試験体 載荷実験 | | | | | | | | | | | |

研究背景

耐力壁全体が引張だと負担できる曲げモーメントと曲げ剛性は低下する

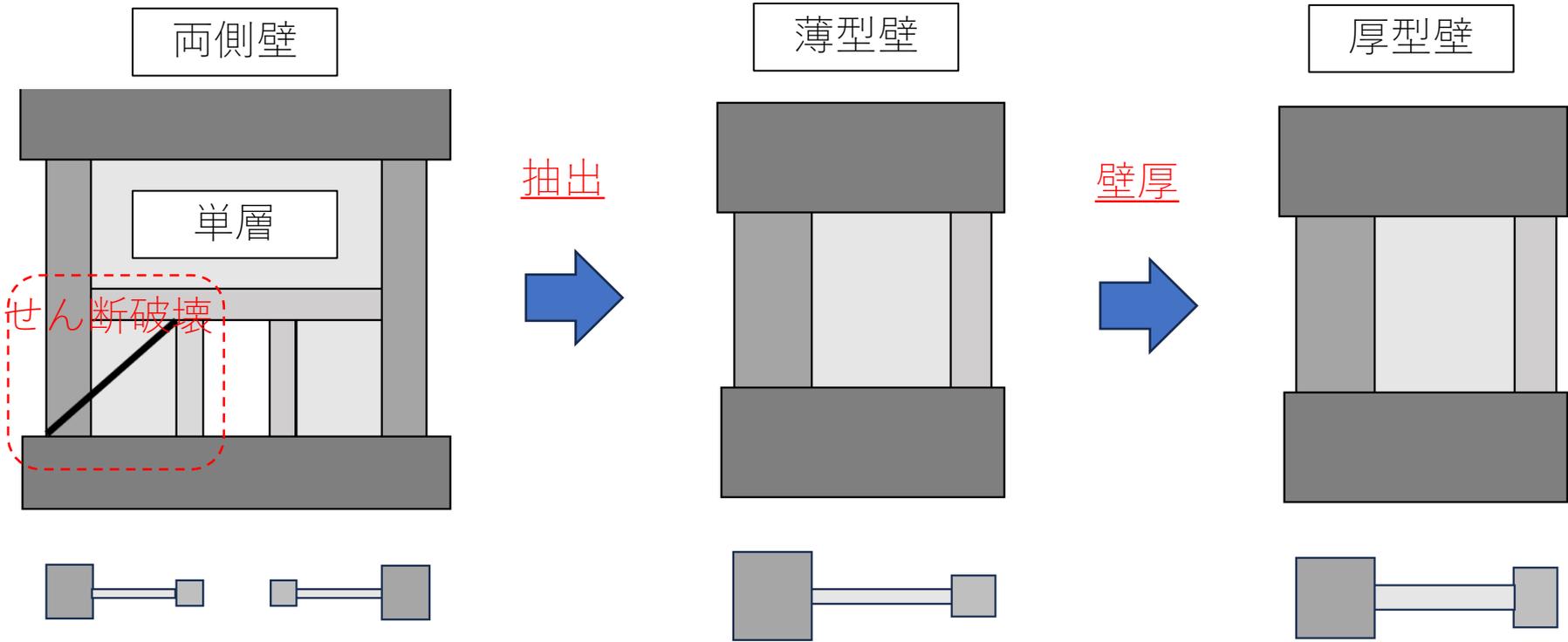
→ 引張下での耐力壁のせん断剛性の低下はモデル上考慮されていない

→ 実際は引張壁はせん断力を負担せず隣接するピロティ柱が破壊する危険性がある



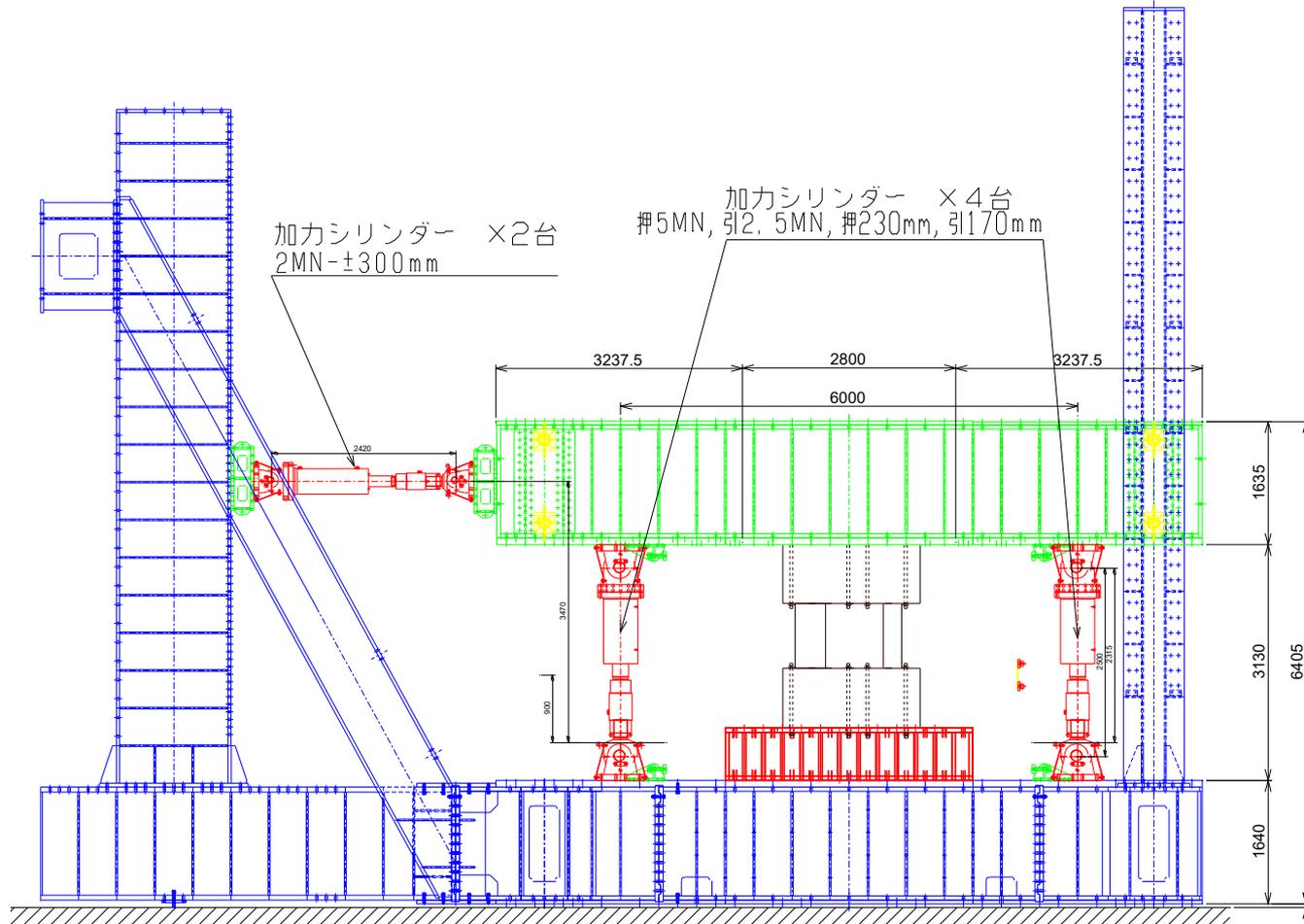
載荷実験試験体 (部材実験①)

- ・ 昨年度実験した 連層試験体の片側を抽出した薄型壁試験体
- ・ 壁厚を厚くして、柱断面に対して壁断面の影響を大きくした厚型壁試験体
- ・ 正負で変動軸力を与え、せん断強度式(広沢式)との整合性について検討した



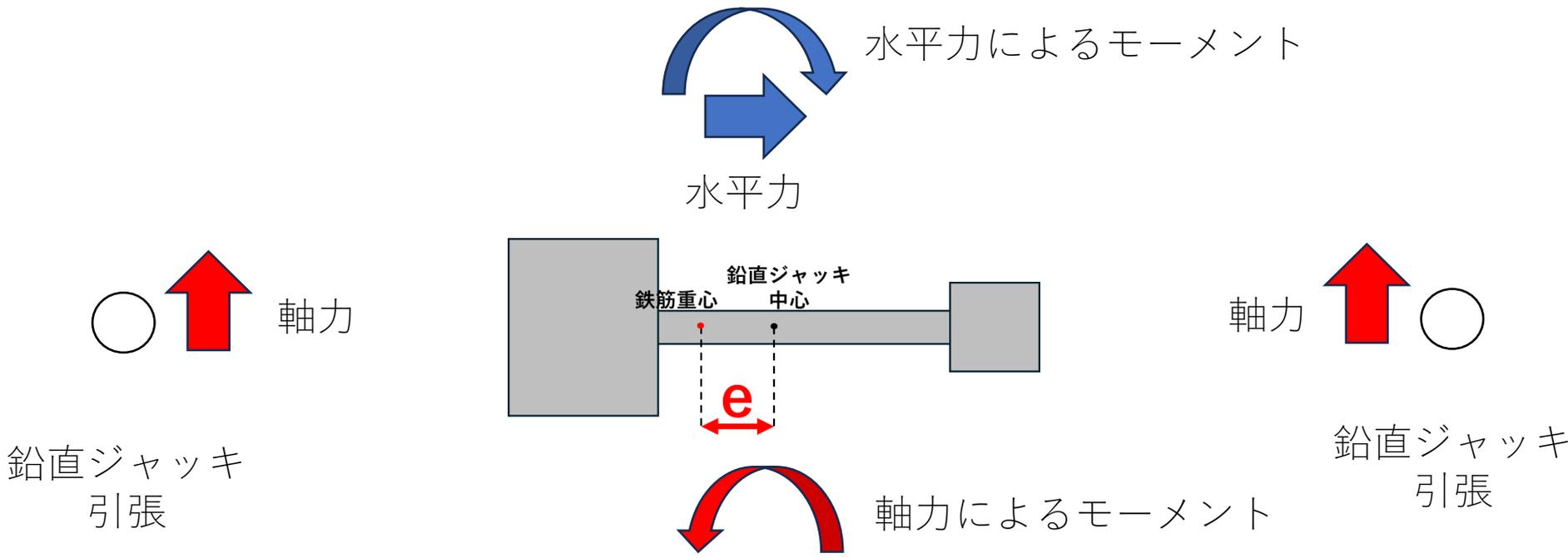
載荷方法

- ・ 建築研究所の鉛直2,000トン・水平2方向自己釣合型加力装置で載荷実験を行った
- ・ 変動軸力を与え，正負で外力作用高さ(せん断スパン)を変動させている



引張側載荷時の反曲点高さの検討

- ・ 試験体は左右非対称断面のため鉛直ジャッキ中心と鉄筋重心が異なる
- ・ 水平力と引張軸力により作用するモーメントの向きが逆になる
- ・ 引張軸力によるモーメントが卓越しないよう圧縮側と異なる反曲点高さを設定



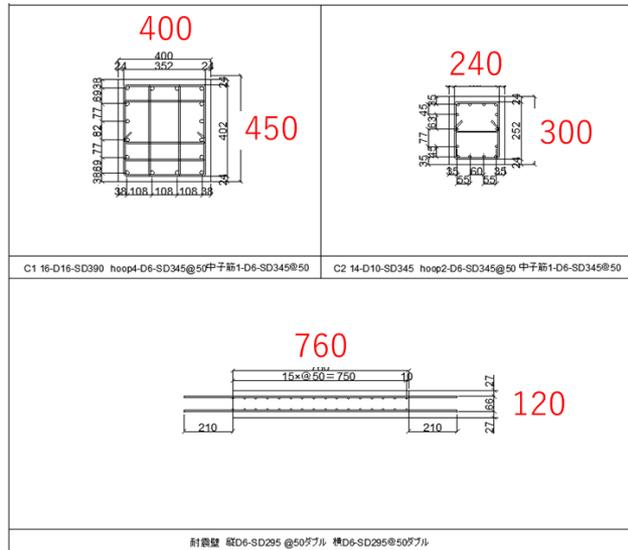
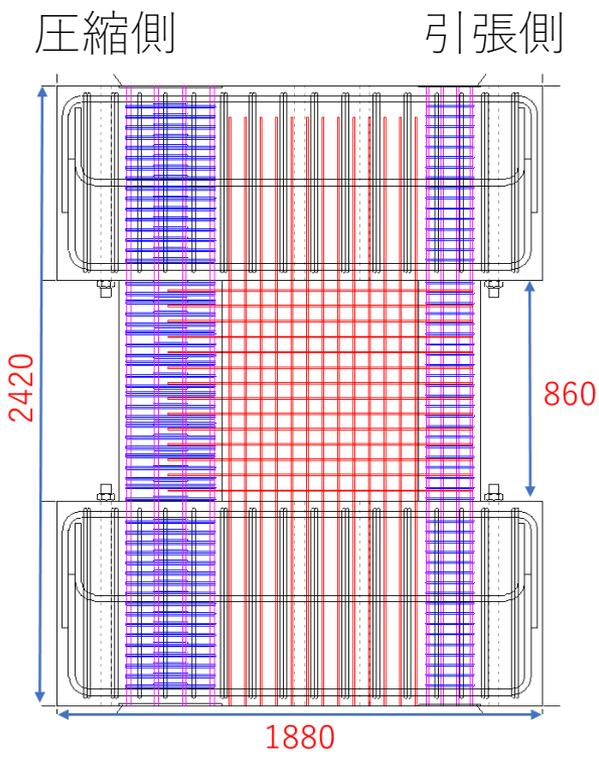
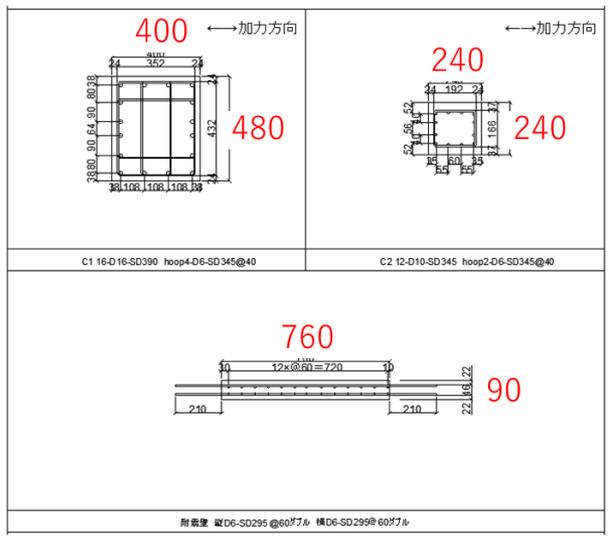
試験体 形状

薄型壁試験体

せん断スパン (固定)
 圧縮 1.8m 引張 3.0m
 初期軸力比 0.045
 変動軸力 $\Delta M = 1.6 \Delta Q$

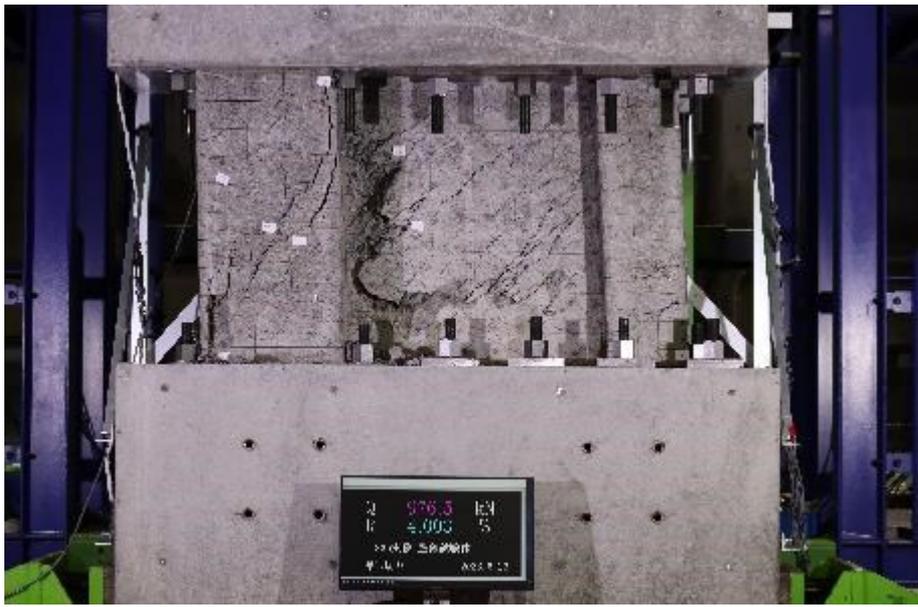
厚型壁試験体

せん断スパン (固定)
 圧縮 0.6m 引張 4.0m
 初期軸力比 0.045
 変動軸力 $\Delta M = 1.6 \Delta Q$

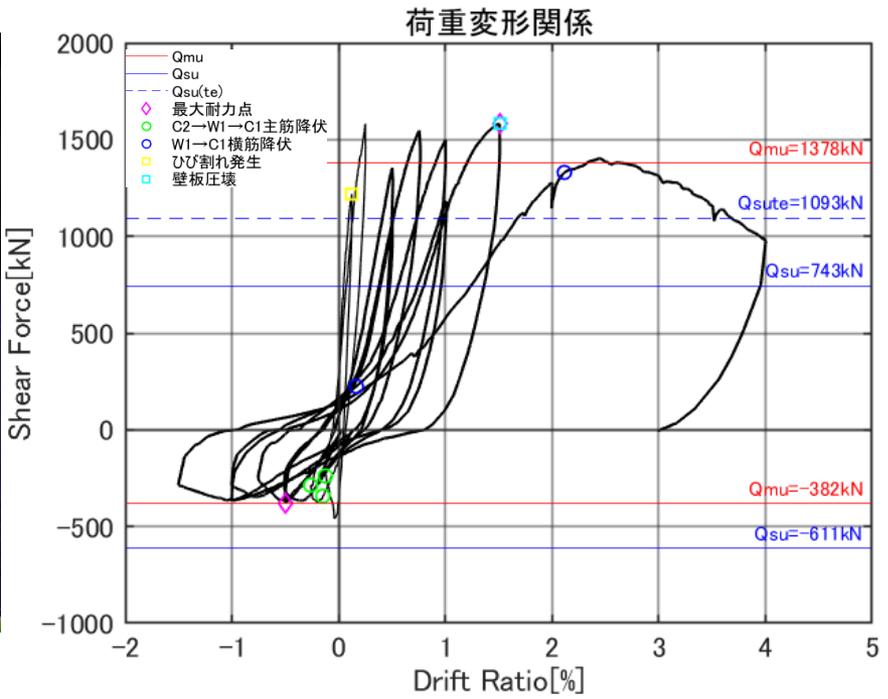


実験結果 (薄型壁試験体)

- ・ 本載荷方法で架構内で変動軸力が生じる耐震壁の挙動を概ね再現できた
- ・ 広沢式を用いたせん断余裕度が0.54であったが、圧縮側で曲げ破壊が生じた
- ・ 引張側で曲げ破壊が生じたが、反曲点が変わ動せず負担力の低下には至らない



最終載荷時(+4.0%)

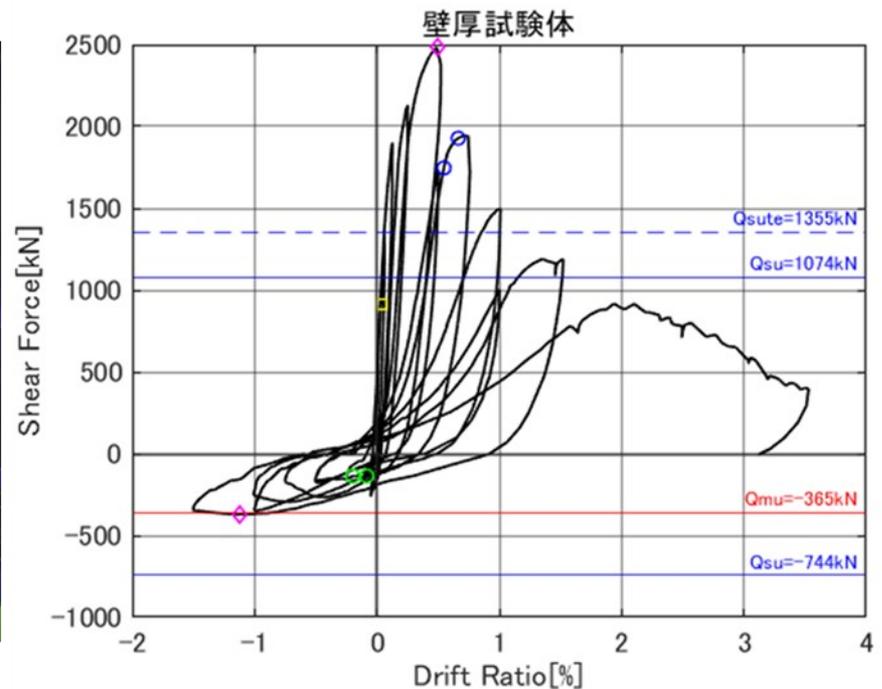


実験結果（厚型壁試験体）

- ・ 広沢式を用いたせん断余裕度が0.225で、圧縮側でせん断破壊が生じた
- ・ 耐力壁の実せん断強度は平均広沢式強度の概ね2.5倍であった。
- ・ 引張側で曲げ破壊が生じたが、反曲点の変動せず負担力の低下には至らない

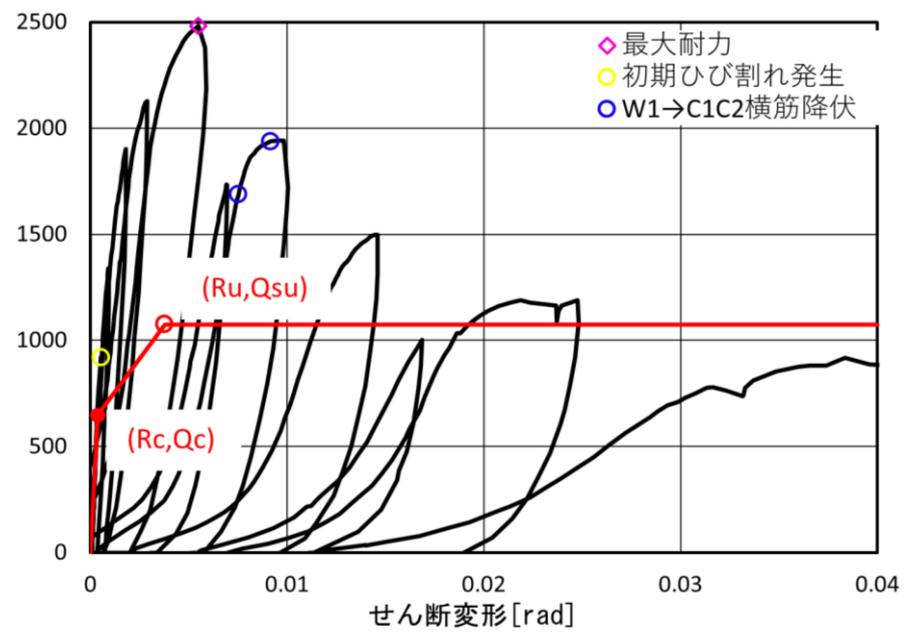
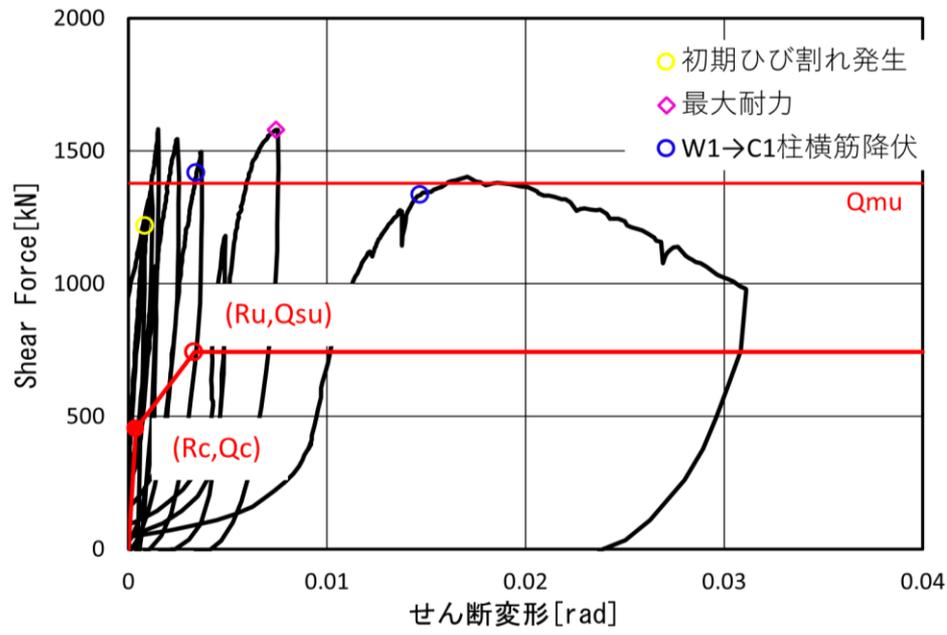


最終載荷時(+3.5%)



せん断力ーせん断変形関係

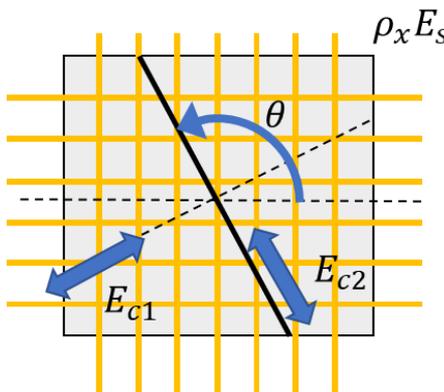
・ 圧縮側では平均広沢式 Q_{su} および菅野式 β_u を用いたせん断力ーせん断変形関係は実験結果を大幅に過小評価していることが明らかになった



圧縮側と引張側で2種類の反曲点高さを設定し、せん断力を圧縮軸力に比例させる(引張軸力は変形角に比例させる)ことで変動軸力が生じる耐力壁の部分的な再現実験が可能となった

軸せん断モデルによる検討

有限要素法における積分点での主応力と主ひずみの関係性から
割線せん断剛性を評価する方法(軸せん断モデル)を提案した



コンクリート

鉄筋

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} [T] \begin{bmatrix} E_{c1} & 0 & 0 \\ 0 & E_{c2} & 0 \\ 0 & 0 & G_c \end{bmatrix} [T]^t + \begin{bmatrix} \rho_x E_{sx} & 0 & 0 \\ 0 & \rho_y E_{sy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma \end{pmatrix}$$



逆行列を計算

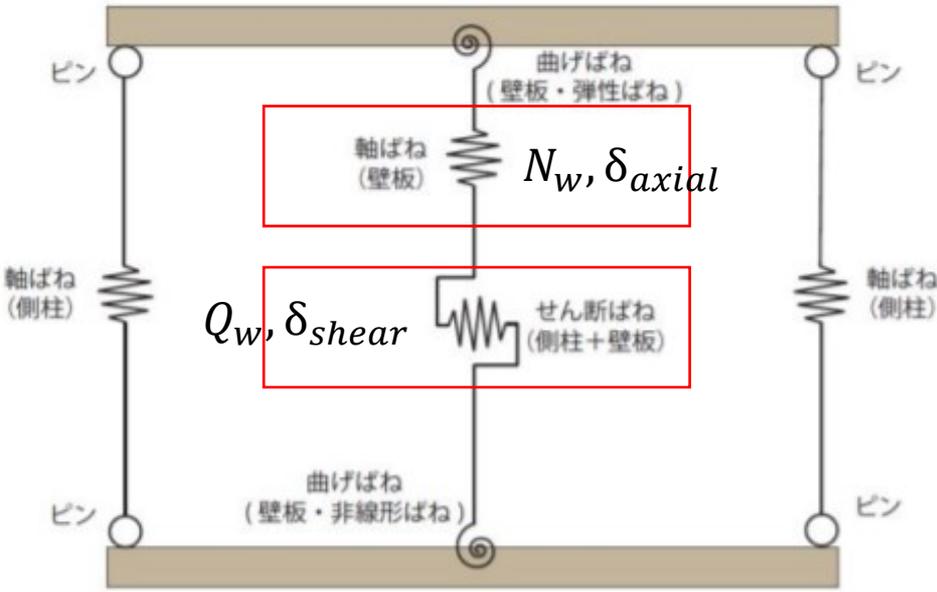
$$G = \frac{(\gamma + \rho_y E_{sy} \beta) \gamma}{2\alpha\gamma + \rho_y E_{sy} (\gamma + \alpha\beta)}$$

$$\alpha = E_{c1} \sin^2 \theta_p + E_{c2} \cos^2 \theta_p, \quad \beta = E_{c1} \cos^2 \theta_p + E_{c2} \sin^2 \theta_p, \quad \gamma = E_{c1} E_{c2}$$

E_{c1}, E_{c2} : 引張・圧縮主応力方向コンクリートヤング率, θ_p : 圧縮主応力方向
 E_{sy} : 壁横筋ヤング率, ρ_y : 壁横筋比

応力度とひずみの算定

(1) 従来のモデルのせん断ばねと軸ばねの力と変形から応力度と歪を計算する



**応力歪
算定**

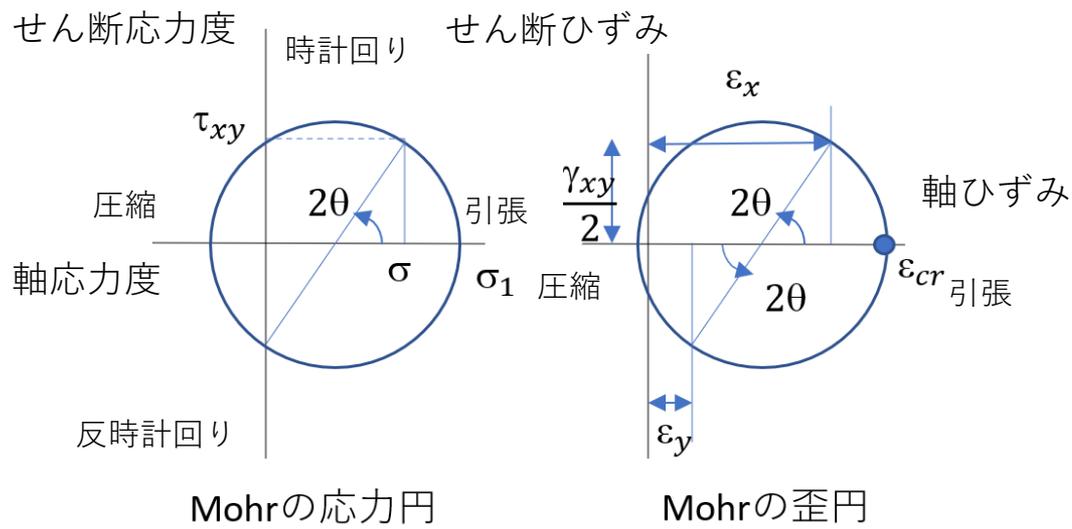
$$\sigma = \frac{N_w + N_{c1} + N_{c2}}{A_w + A_{c1} + A_{c2}} \quad \tau_{xy} = \frac{Q_w}{(A_w + A_{c1})} \quad \gamma_{xy} = \frac{\delta_{shear}}{H_w} \quad \epsilon_x = \frac{\delta_{axial}}{H_w}$$

δ_{shear} : 壁板せん断変形, δ_{axial} : 壁板軸変形, N_w : 壁板軸力, N_{c1} : 圧縮側柱軸力, N_{c2} : 引張側柱軸力
 Q_w : 壁板せん断力, τ_{xy} : せん断応力度, γ_{xy} : せん断歪, ϵ_x : 軸歪, H_w : 壁高さ, A_w : 壁板断面積,

ひび割れ発生時の引張主ひずみと角度

(2) Mohrのひずみ円・応力円に基づいてひび割れが発生するステップを求める

そのステップで主応力角度 θ と主引張ひずみ $\epsilon_1 (= \epsilon_{cr})$ を記録しておく



**ひび割れ
判定**

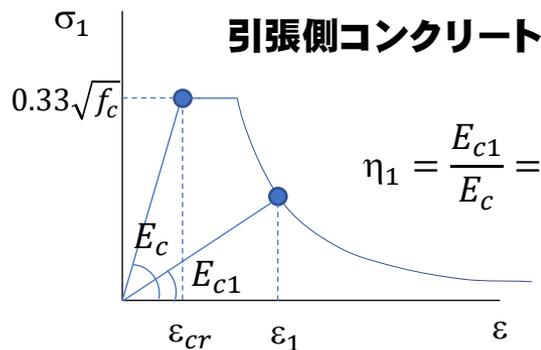
$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\tau_{xy}^2 + \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2} = 0.33\sqrt{f_c}$$

$$\tan 2\theta = \left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma}\right), \quad \epsilon_1 = \epsilon_x - \frac{\gamma_{xy}}{2\tan 2\theta} + \frac{\gamma_{xy}}{2\sin 2\theta} = \epsilon_{cr}$$

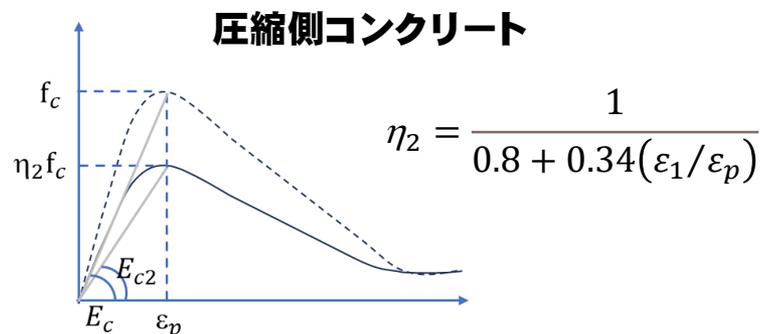
せん断剛性率Gの計算

(3) ひび割れ後は引張主応力度方向の歪 ε_1 を計算し、コンクリートの剛性 E_{c1} , E_{c2} を η_1, η_2 倍し、壁横筋が降伏していれば E_{sy} に割線剛性 E_{sy}' を代入しGを計算する

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x - \frac{\gamma_{xy}}{2 \tan 2\theta} + \frac{\gamma_{xy}}{2 \sin 2\theta} (> \varepsilon_{cr})$$



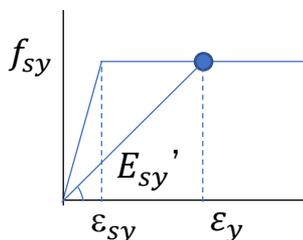
$$\eta_1 = \frac{E_{c1}}{E_c} = 1.32 \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_1} \right)^{1.4} < 1$$



$$\eta_2 = \frac{1}{0.8 + 0.34(\varepsilon_1/\varepsilon_p)}$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_x + \gamma_{xy} \frac{1}{\tan 2\theta} (> \varepsilon_{sy})$$

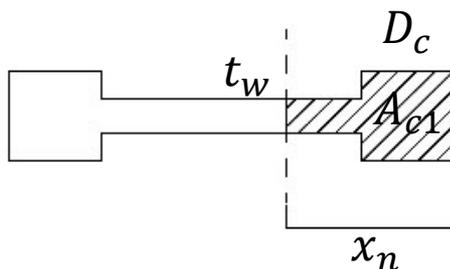
壁横筋



f_{sy} :壁横筋降伏応力度, ε_{sy} :壁横筋降伏歪, ε_p :圧縮強度時コンクリートひずみ

解析終了（せん断破壊変形）時の定義

(4) せん断破壊は圧縮主応力度 σ_1' がコンクリート強度 $\eta_2 f_c$ に達する時点で生じる。 σ_1' は圧縮柱の軸応力度 σ_{xu} 、せん断力を圧縮域面積で除したせん断応力 τ_u から計算する。圧縮域は平面保持仮定の曲げ解析における中立軸位置から算定した。

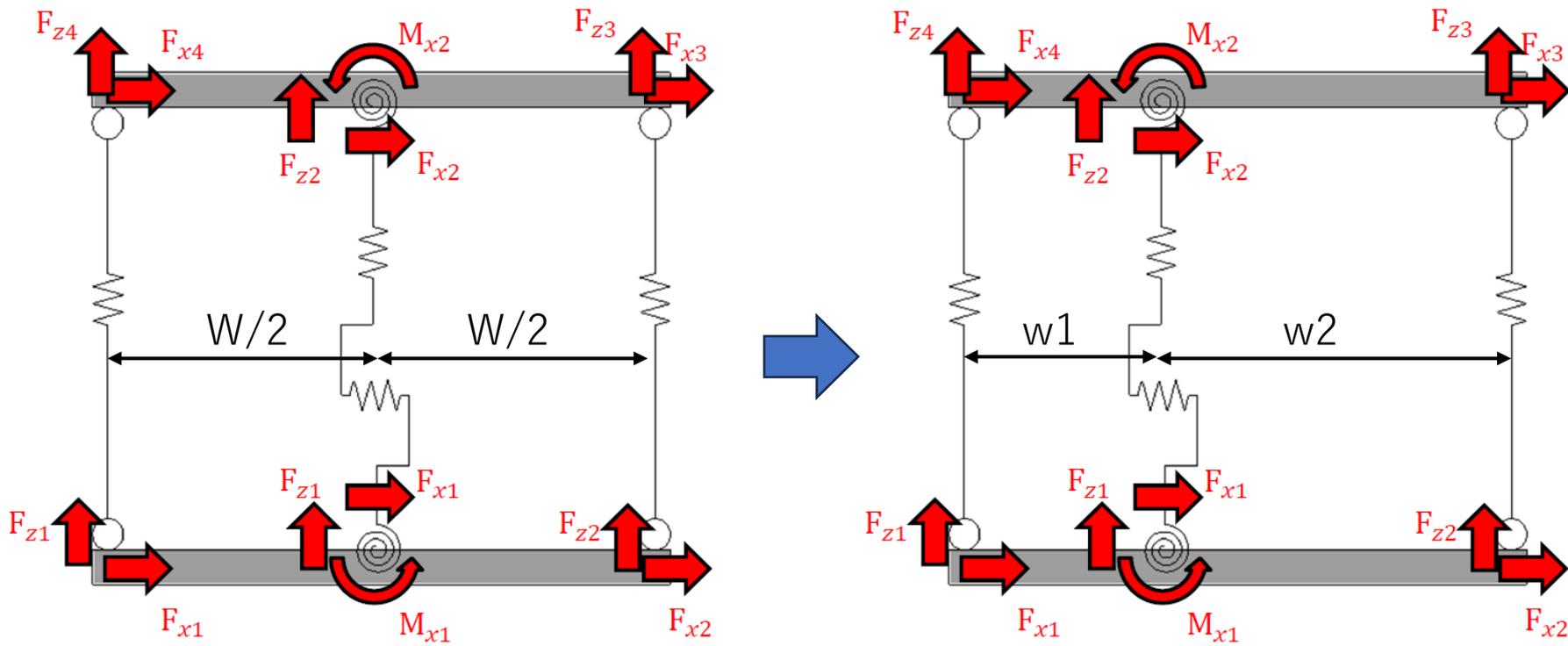


$$\tau_u = \frac{Q}{A_{c1} + t_w(x_n - D_c)}, \quad \sigma_{xu} = \frac{N_{c1}}{A_{c1}}$$

$$\sigma_1' = \frac{\sigma_{xu}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xu}}{2}\right)^2 + \tau_u^2} > \eta_2 f_c$$

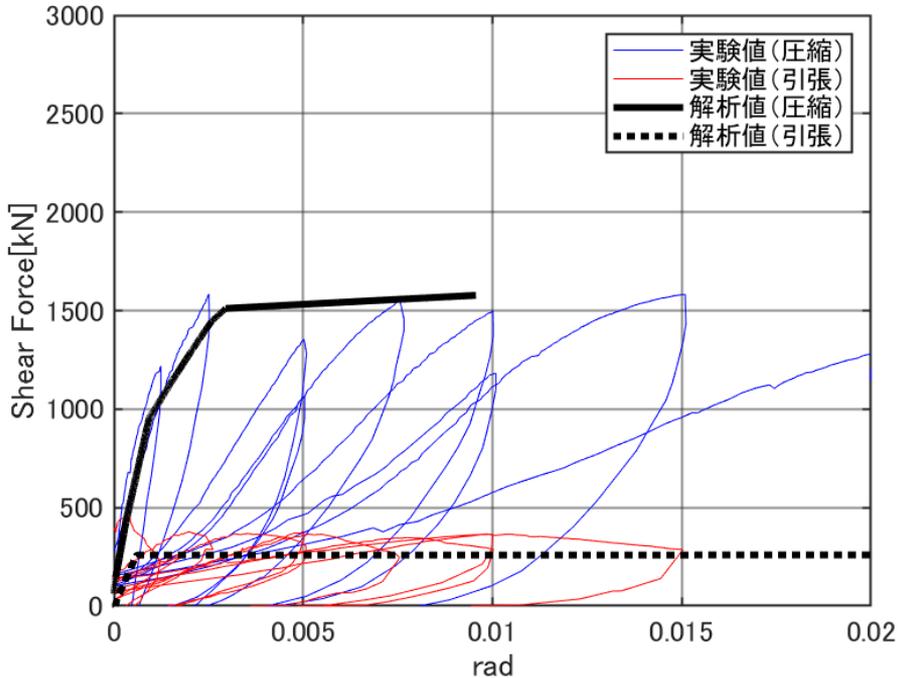
非対称断面の耐力壁に対するモデル化

左右の側柱断面が異なるため軸力により壁脚曲げばねに偏心モーメントが発生する。断面積に応じて壁板ばねの位置を修正した

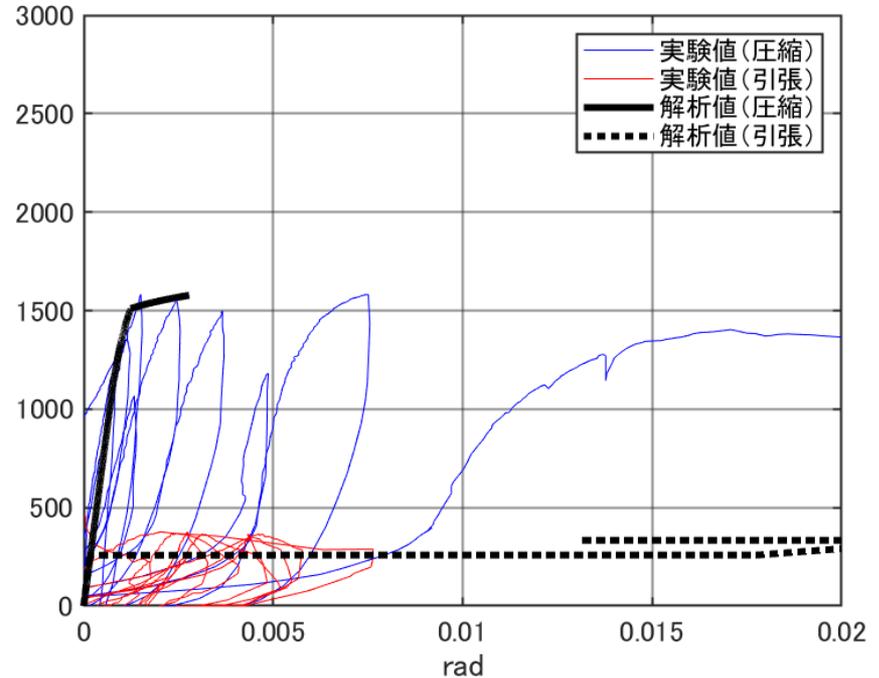


薄型壁試験体の解析と実験結果の比較

荷重－変形角関係，せん断力－せん断変形角関係について
圧縮側・引張側ともに解析結果と実験結果が整合している



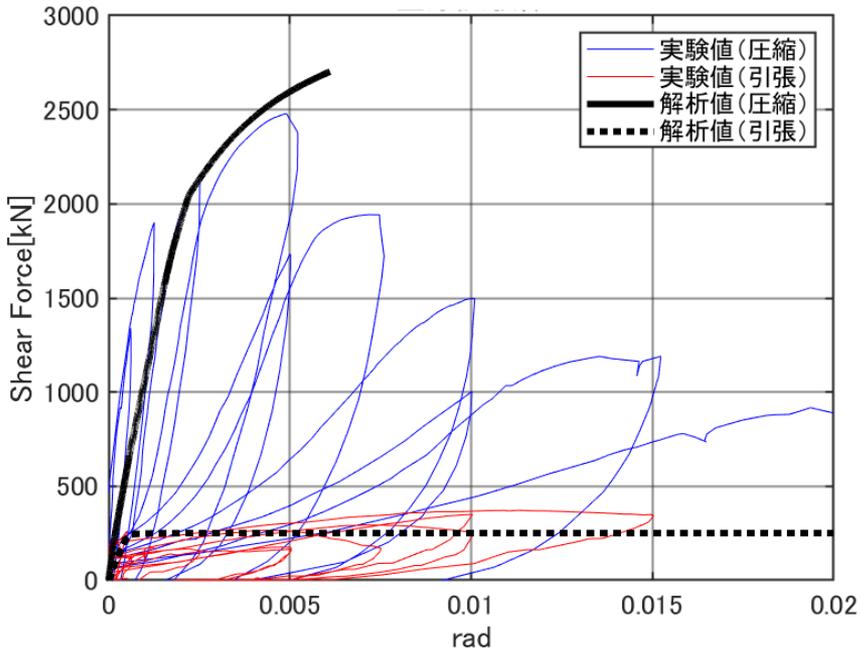
荷重－変形関係



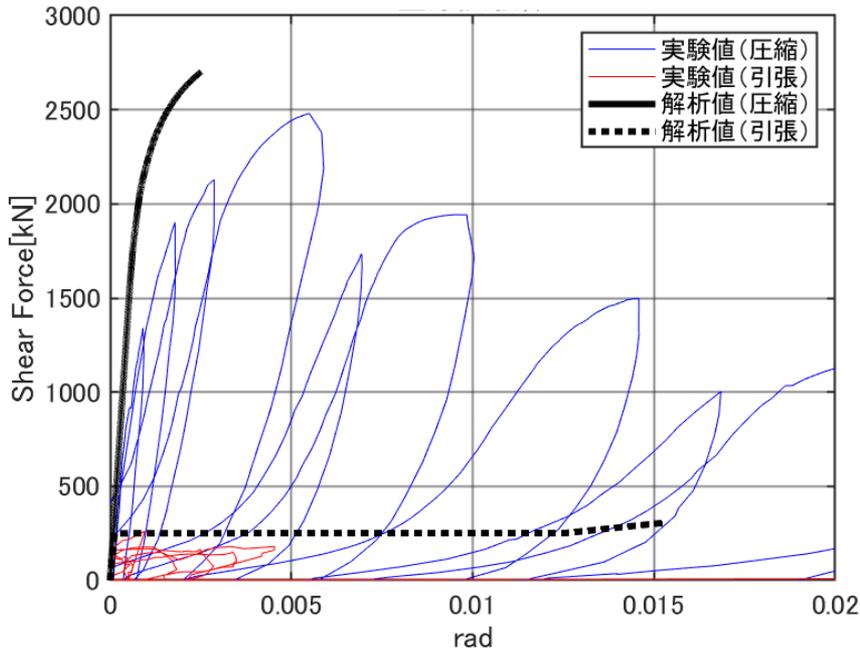
荷重－せん断変形関係

厚型壁試験体の解析と実験結果の比較

荷重－変形角関係，せん断力－せん断変形角関係について
圧縮側・引張側ともに解析結果と実験結果が整合している



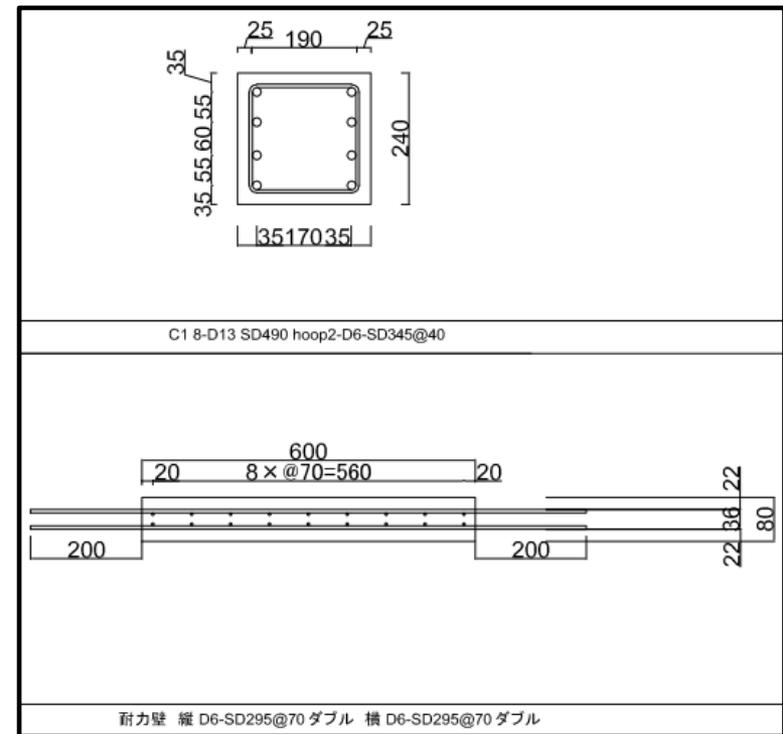
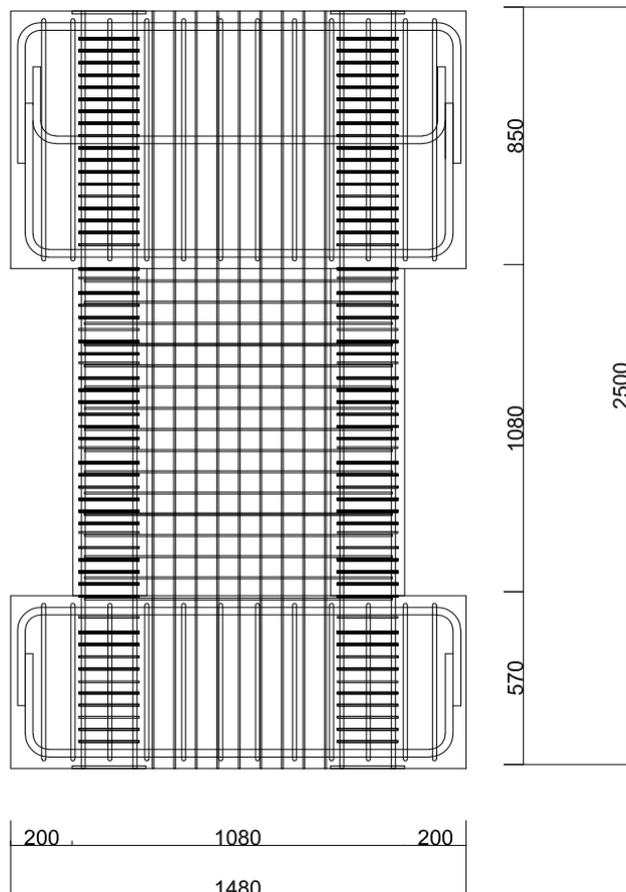
荷重－全体変形関係



荷重－せん断変形関係

縮小耐力壁部材の載荷実験

- ・ 都立大4体, 京都大学3体の同一試験体に対して載荷実験を行った
- ・ 試験体は40%縮小スケールで左右対称断面とした



載荷実験パラメータの設定

S36の既往実験における載荷パラメータ

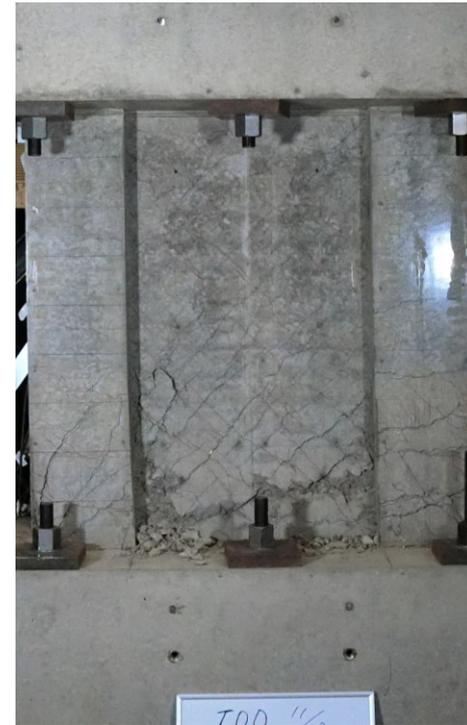
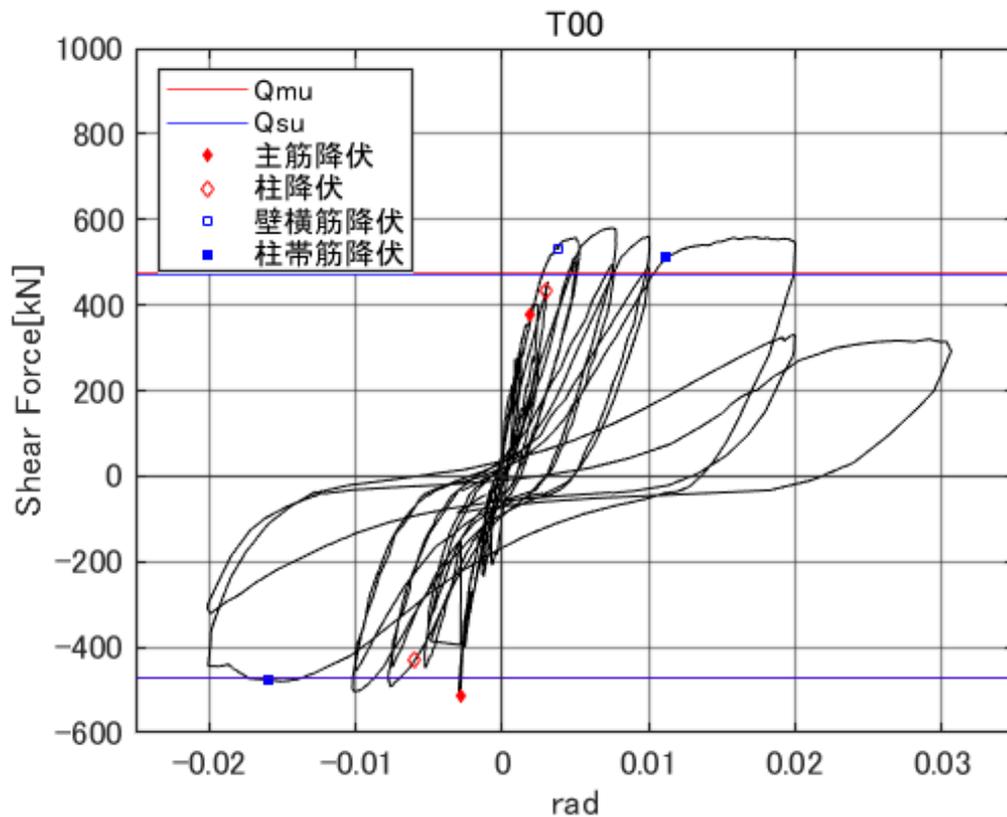
| | せん断スパン比 | 軸力比 | 平均広沢式せん断余裕度 |
|--------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 単層耐力壁 | 0.79(圧縮), 0.54(引張) | 0.24(圧縮)~-0.15(引張) | 0.34(圧縮), 0.46(引張) |
| 連層耐力壁 | 0.28(圧縮), 0.38(引張) | 0.20(圧縮)~-0.12(引張) | 0.13(圧縮), 0.43(引張) |
| 薄型壁試験体 | 1.29(圧縮), 2.14(引張) | 0.25(圧縮)~-0.16(引張) | 0.54(圧縮), 1.6(引張) |
| 厚型壁試験体 | 0.43(圧縮), 2.86(引張) | 0.24(圧縮)~-0.15(引張) | 0.22(圧縮), 2.0(引張) |

部材実験で設定した載荷パラメータ

| | | | |
|------|---|---|--|
| 一定軸力 | C10 軸力比0.10 せん断スパン比 0.86 | T00 軸力比0 せん断スパン比 0.86 | C30 軸力比0.30 せん断スパン比 0.86 |
| 変動軸力 | C15T00 軸力比0.00-0.15 せん断スパン比 0.86 | T00T33 軸力比0~0.33 せん断スパン比 0.63 | C30T75 軸力比-0.75~0.30 せん断スパン比 0.86 |
| | | | C40T75 軸力比-0.75~0.40 せん断スパン比 0.86 |

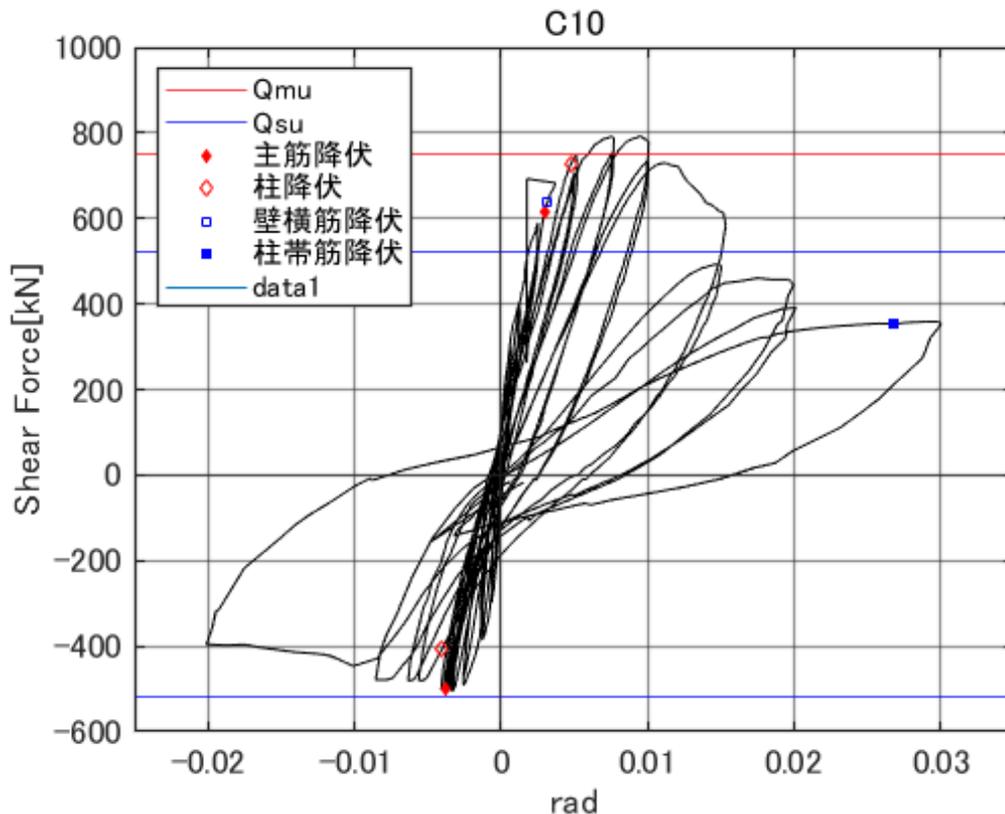
実験結果 (T00試験体)

- ・ 計算上の曲げ強度とせん断強度は同程度
- ・ 柱主筋が1/400で降伏し，水平耐力(580kN)が一定となり曲げ破壊した
- ・ 1/50で壁板が圧縮破壊し，耐力低下性状を示した



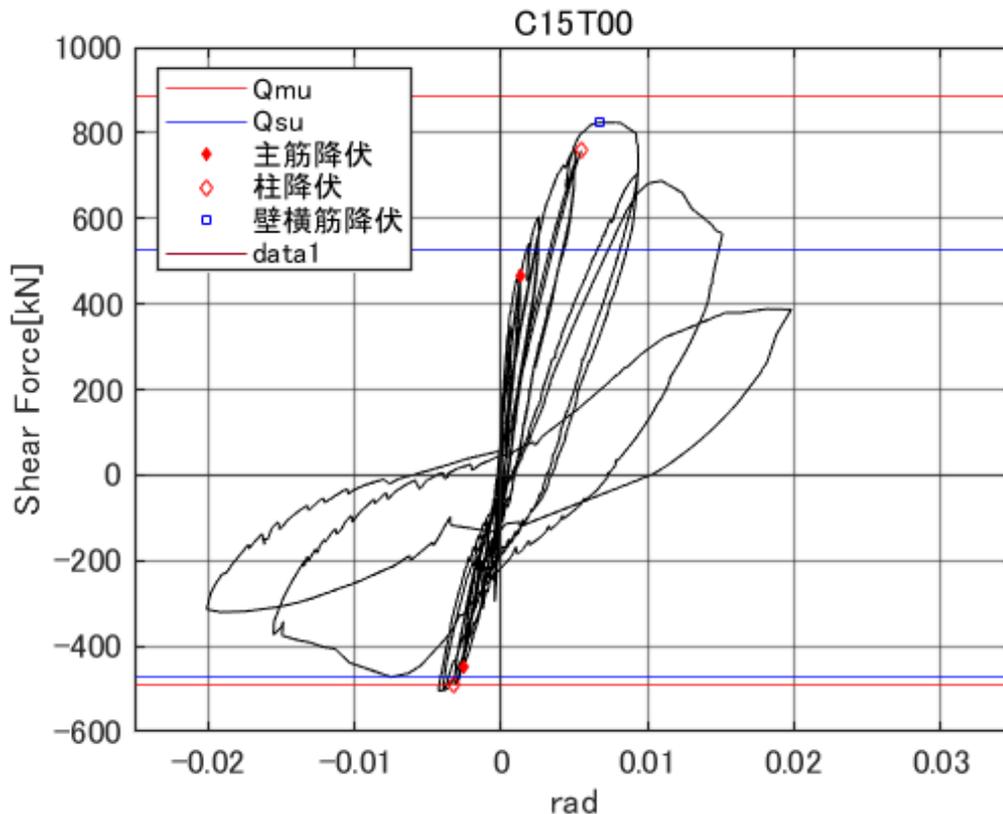
実験結果 (C10試験体)

- ・ 計算上はせん断破壊先行 (せん断余裕度0.67)
- ・ 柱主筋が変形角1/200で降伏し、曲げ降伏後のせん断破壊が生じた
- ・ 1/100で最大耐力(792kN)に達し、緩やかに耐力低下性状を示した



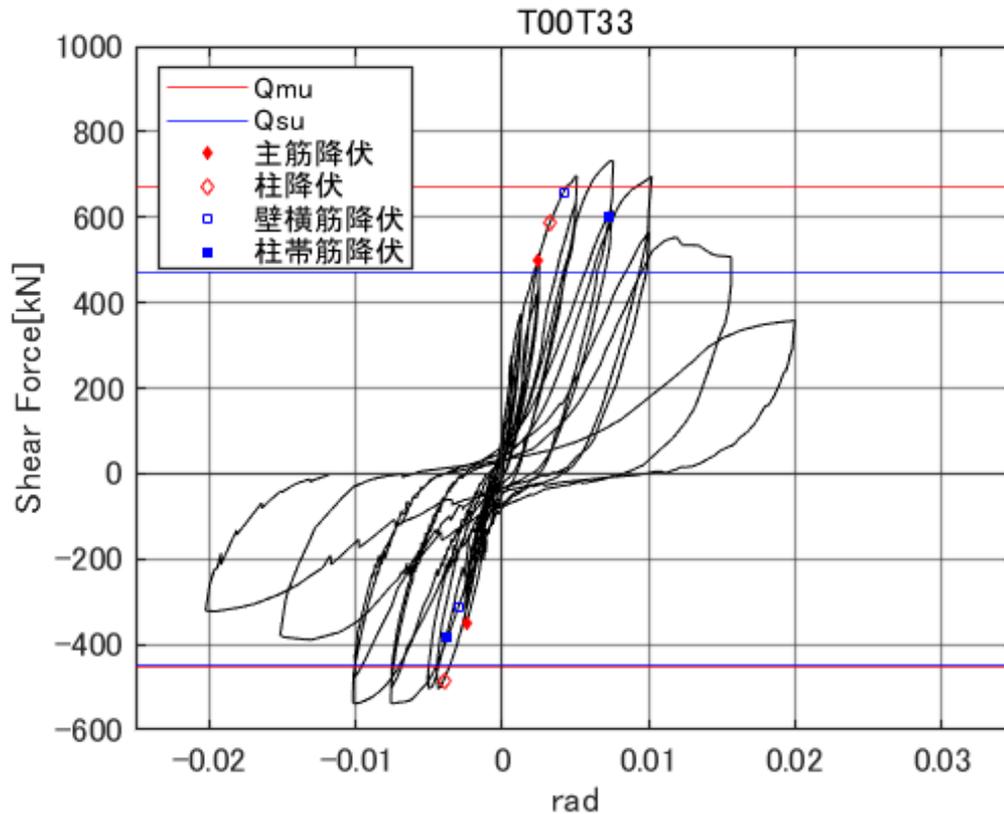
実験結果 (C15T00試験体)

- ・ 計算上はせん断破壊先行 (せん断余裕度 0.60)
- ・ 柱主筋が変形角1/200で降伏し, せん断破壊が生じた
- ・ 1/150で最大耐力(824kN)に達し, 緩やかに耐力低下性状を示した



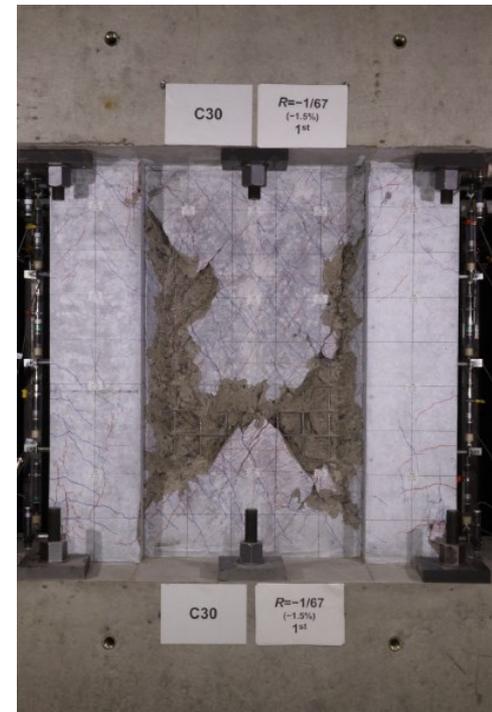
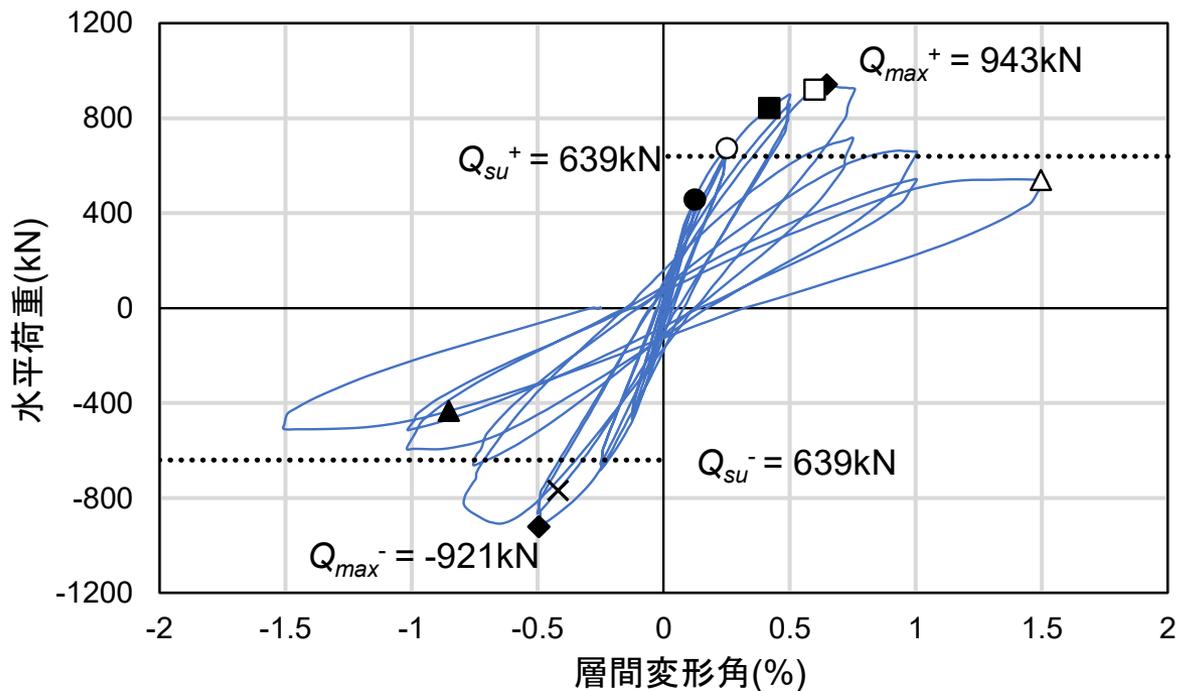
実験結果 (T00T33試験体)

- ・ 計算上はせん断破壊先行 (せん断余裕度0.70)
- ・ 柱主筋が変形角1/200で降伏し、曲げ降伏後のせん断破壊が生じた
- ・ 1/100で最大耐力(732kN)に達し、緩やかに耐力低下性状を示した



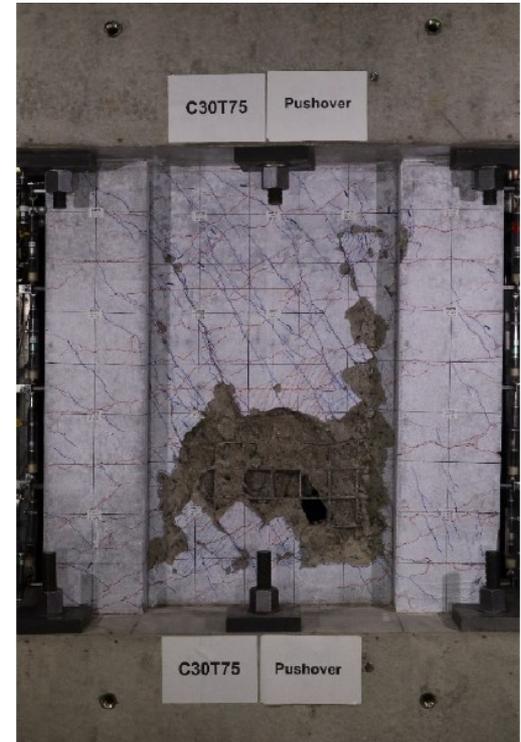
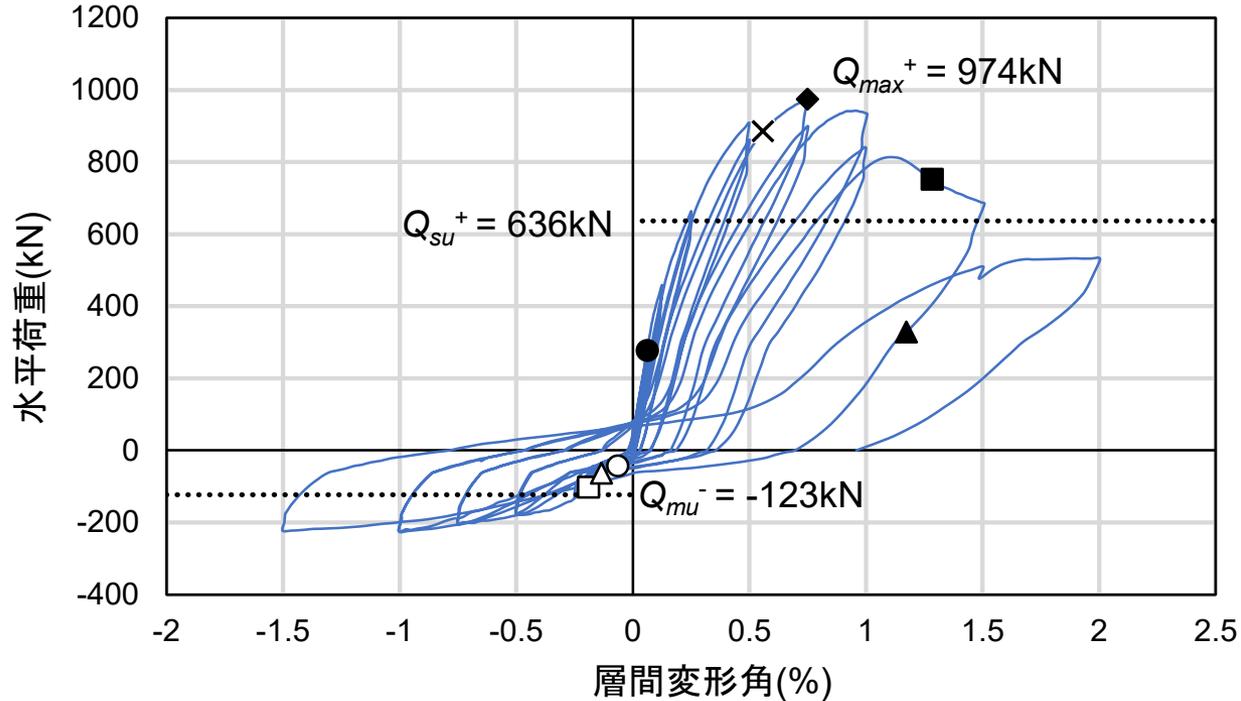
実験結果 (C30試験体)

- ・ 計算上はせん断破壊先行 (せん断余裕度0.48)
- ・ 柱主筋は降伏せず, 変形角 0.75%で最大強度(942kN)に達した
- ・ 壁板の圧縮側で圧壊が生じて耐力が低下した



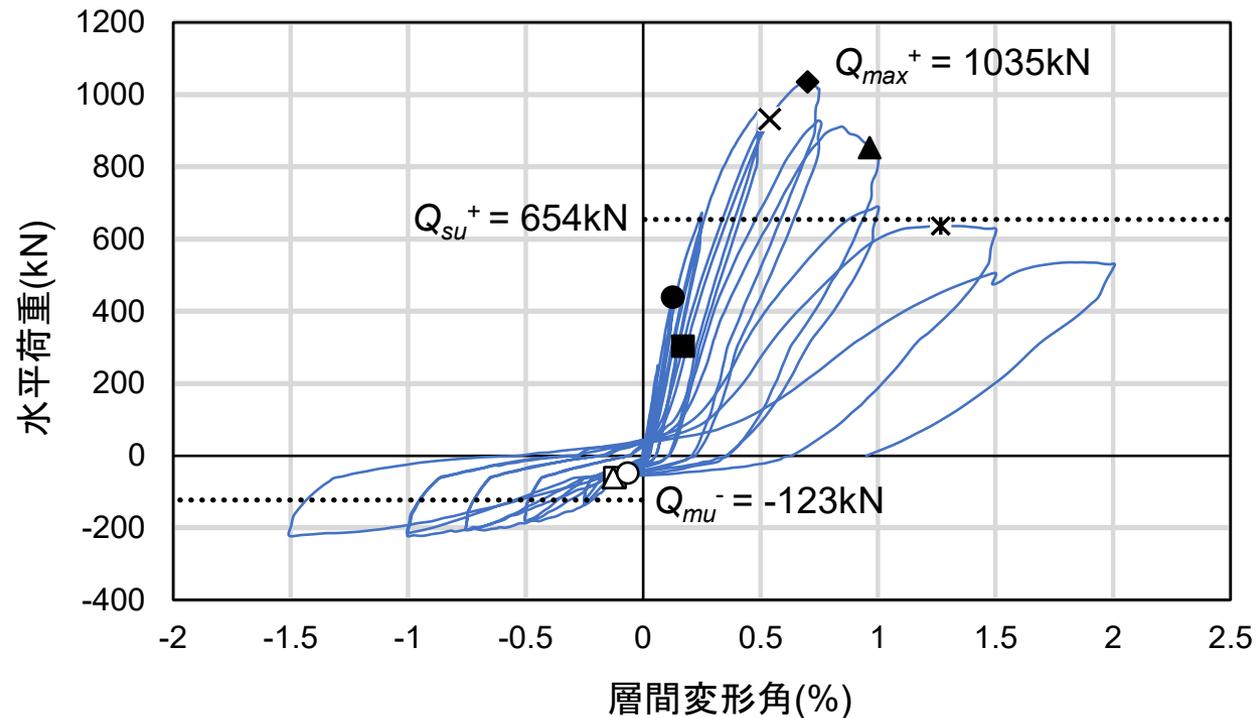
実験結果 (C30T75試験体)

- ・ 計算上はせん断破壊先行 (せん断余裕度0.48)
- ・ 柱主筋は正側では降伏せず, 変形角 0.75%で最大強度(974kN)に達した
- ・ 負側では曲げ降伏して壁板の損傷が少なく耐力低下は比較的緩やか



実験結果 (C40T75試験体)

- ・ 計算上はせん断破壊先行 (せん断余裕度0.44)
- ・ 柱主筋は正側では降伏せず, 変形角 0.75%で最大強度(1035kN)に達した
- ・ 負側では「C30T75」と同様に曲げ降伏して耐力を保持した



軸せん断モデルの解析精度検証

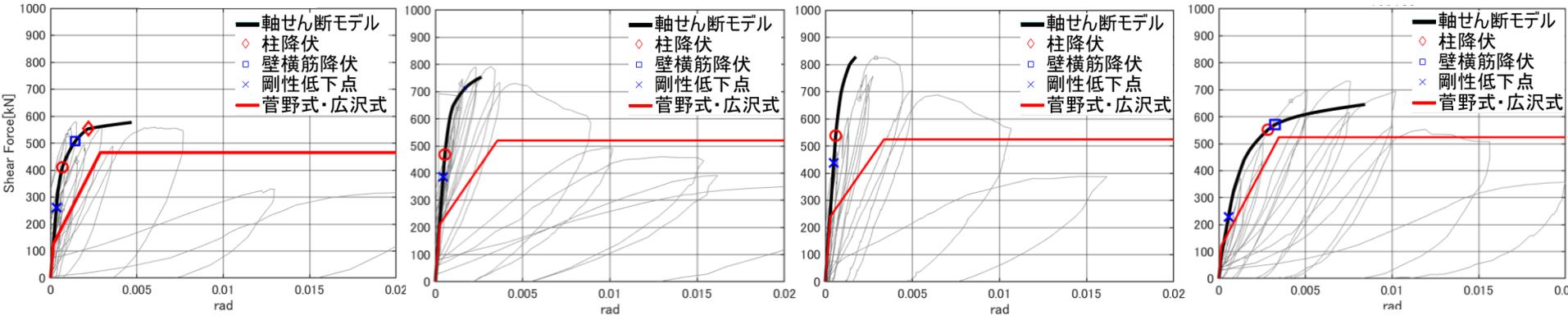
載荷実験を実施した試験体のせん断力せん断変形角関係

T00

C10

C15T00

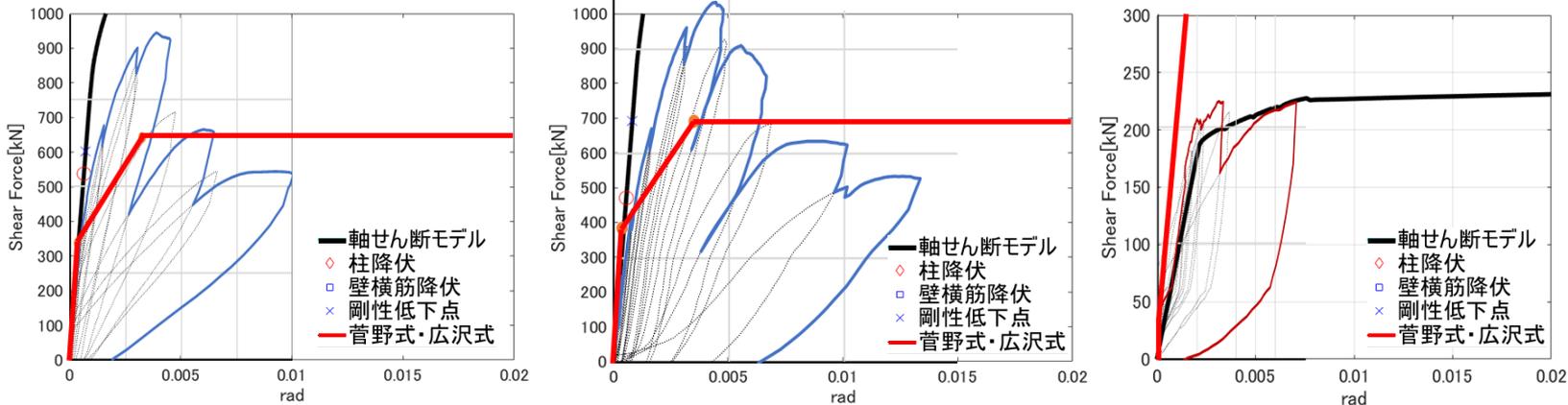
T00T33



C30

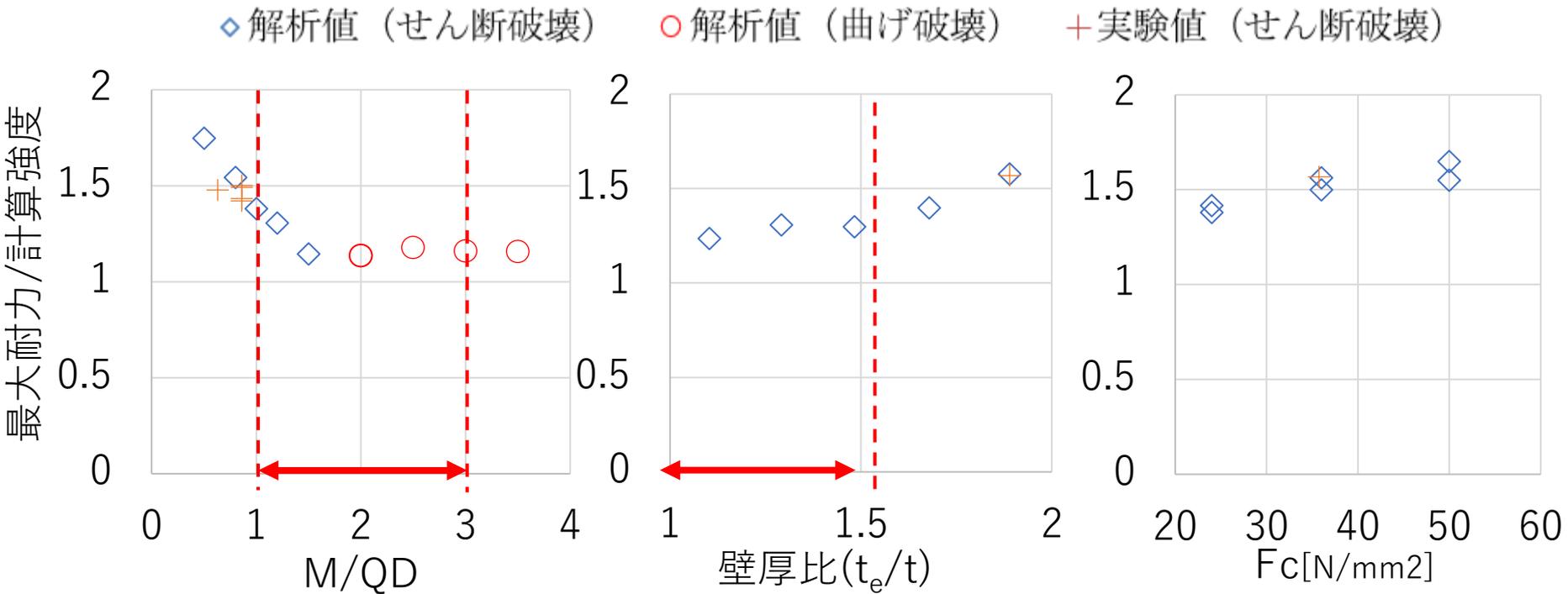
C40T75

C40T75



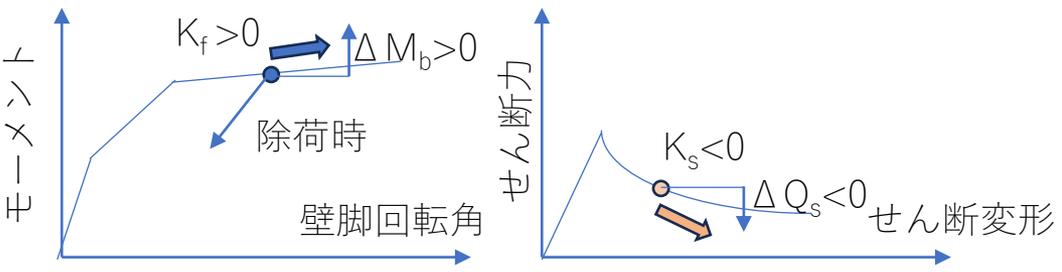
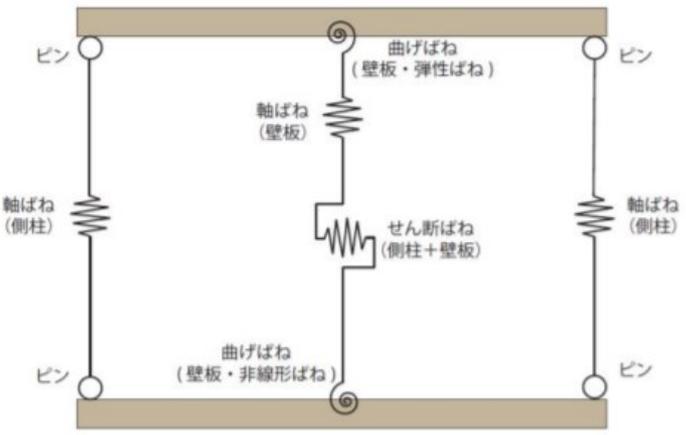
設計強度式の評価精度に与える影響因子

- ・ 壁厚比・せん断スパン・コンクリート強度をパラメータとした解析を実施した
- ・ 設計式強度と軸せん断モデルの最大強度の比を検討した
- ・ いずれのパラメータも設計式強度に対して線形的に増加している



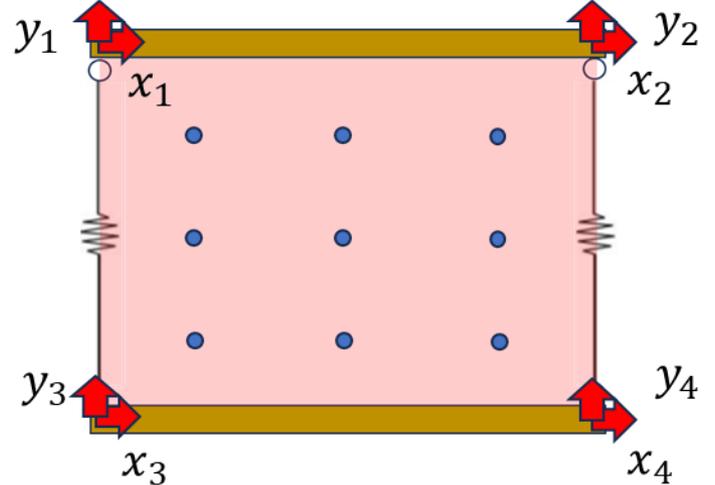
歪要素モデルによる繰返し解析

(1) 軸せん断モデル (接線剛性法)



モーメントとせん断力が釣合わない

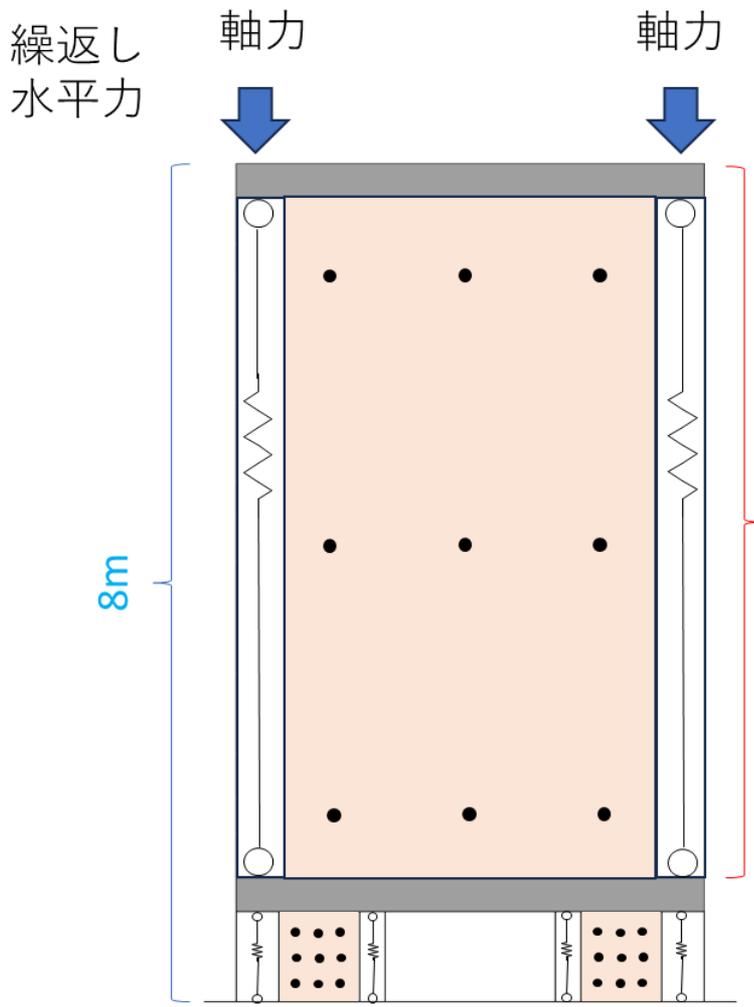
(2) 歪要素モデル



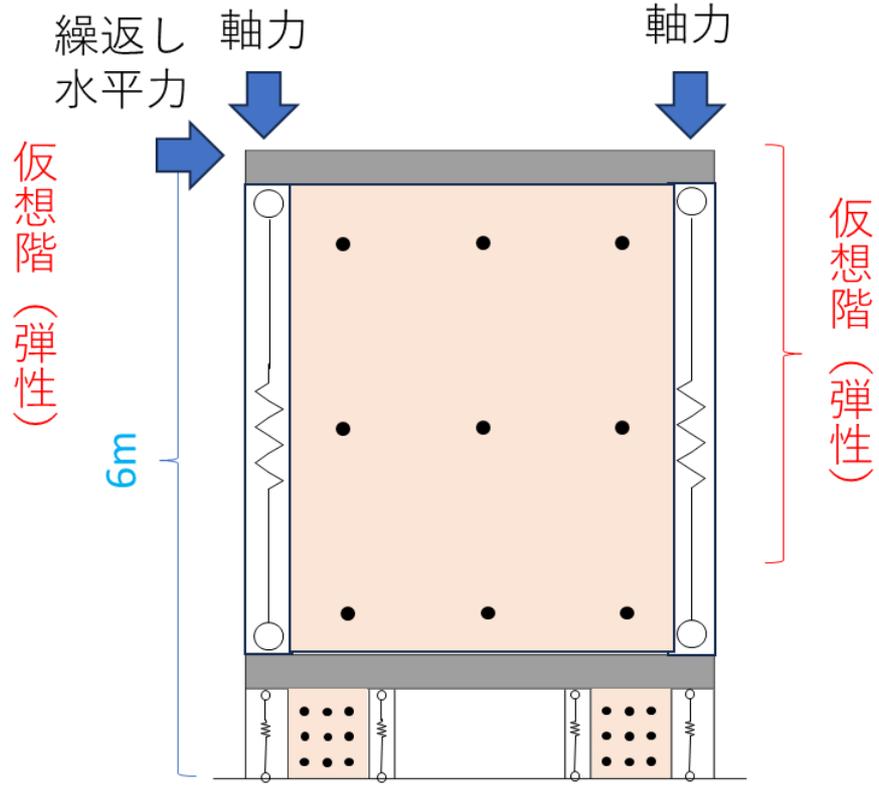
$$\begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{y1} \\ F_{x2} \\ F_{y2} \\ F_{x3} \\ F_{y3} \\ F_{x4} \\ F_{y4} \end{Bmatrix} = t \iint [B]^t [D] [B] dx dy \begin{Bmatrix} d_{x1} \\ d_{y1} \\ d_{x2} \\ d_{y2} \\ d_{x3} \\ d_{y3} \\ d_{x4} \\ d_{y4} \end{Bmatrix}$$

節点の荷重変形関係なので釣合いを考慮する必要がない

歪要素モデルによる繰返し解析

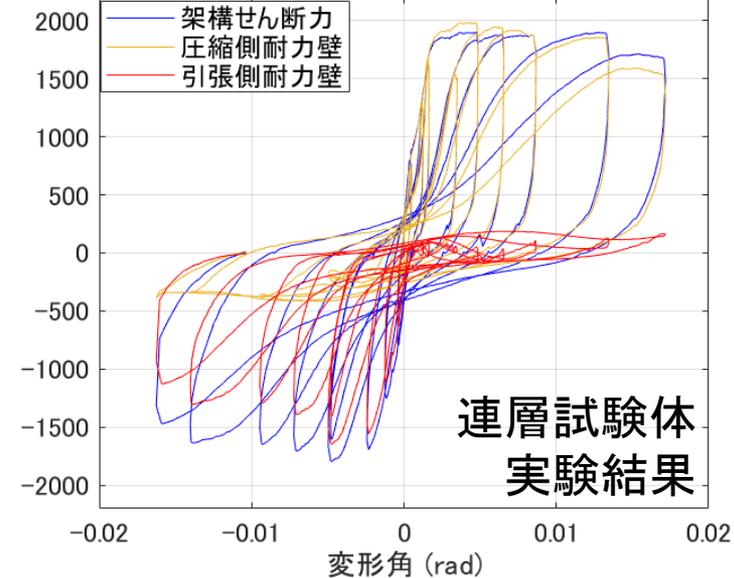
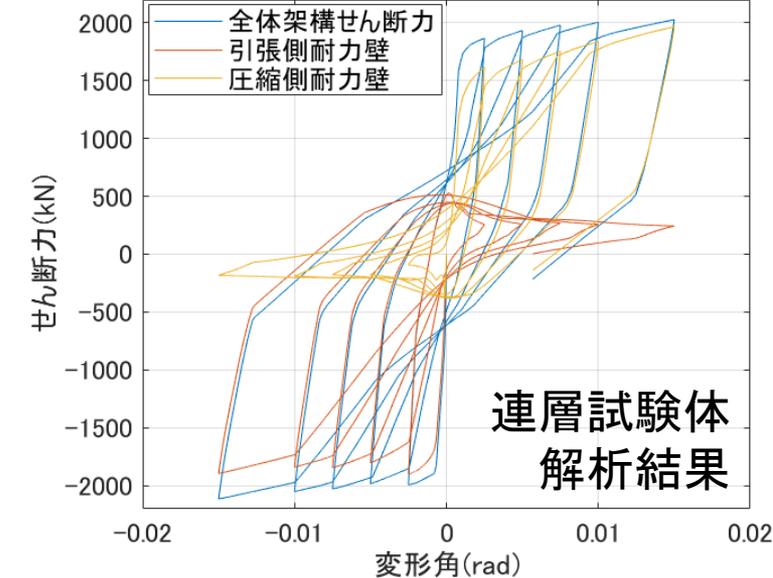
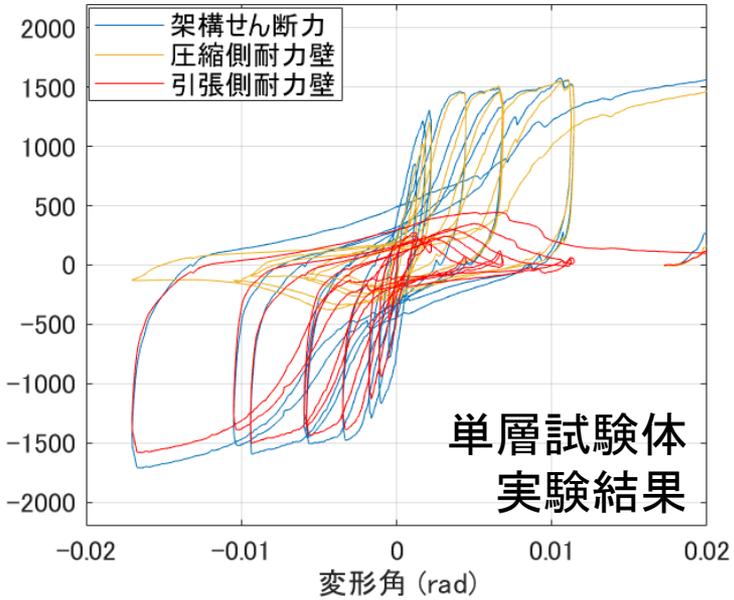
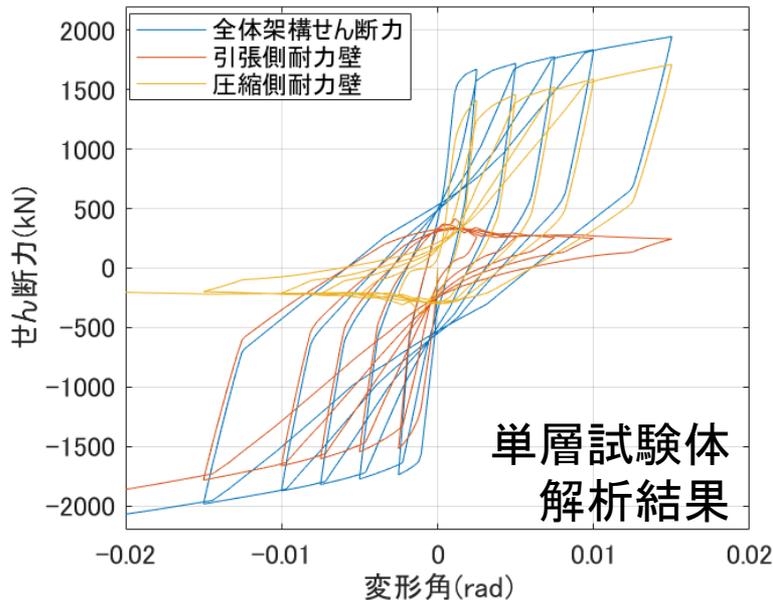


単層試験体



連層試験体

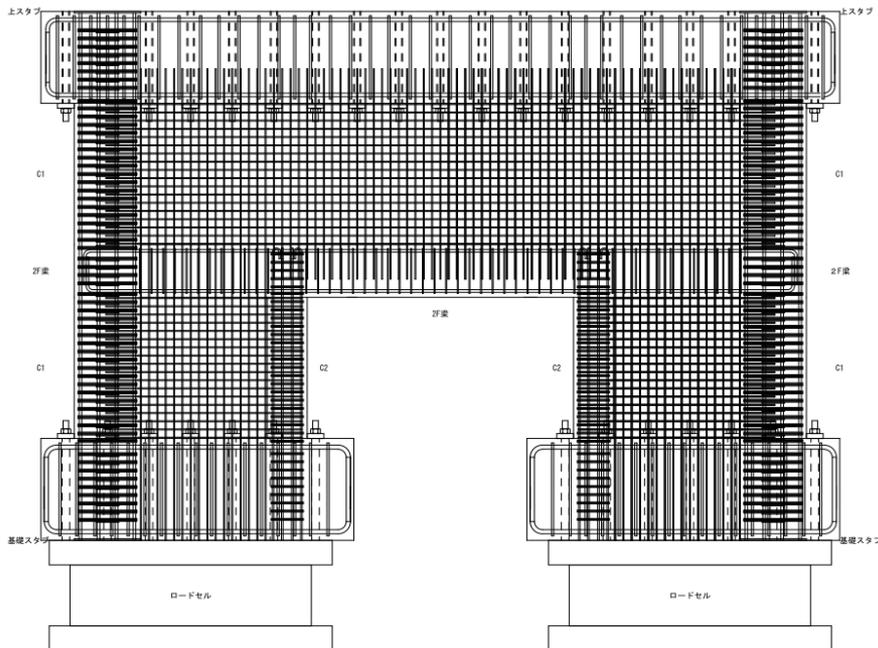
2試験体の荷重変形関係の比較



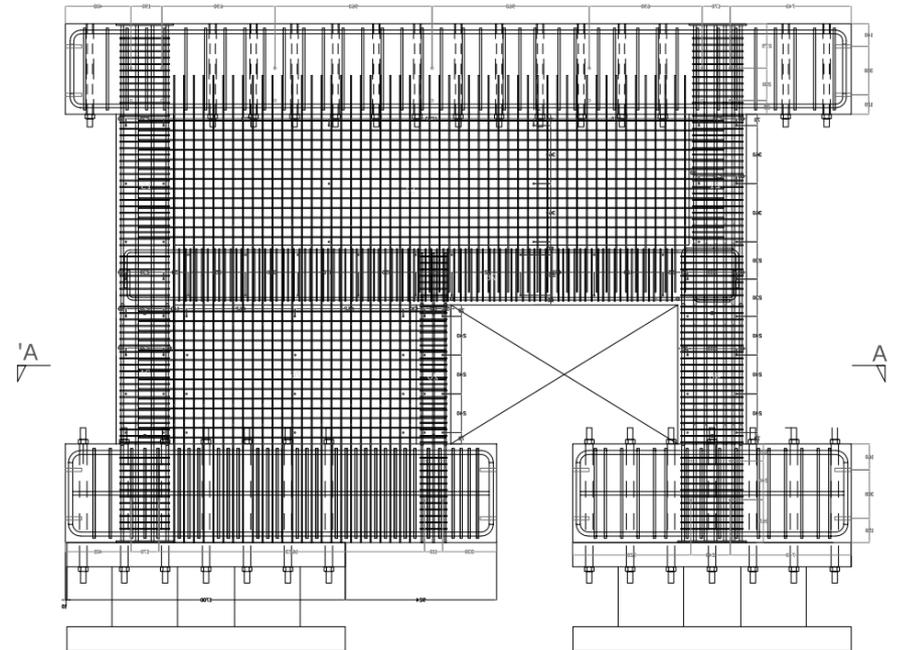
架構載荷実験

- ・ 建築研究所の荷重計で分力を計測する
- ・ 40%縮小 壁厚試験体 （壁板の軸圧壊を先行させない設計）
- ・ 35%縮小 片側柱試験体 （柱部材を曲げ降伏させて崩壊形を形成させる設計）

壁厚試験体



片側柱試験体

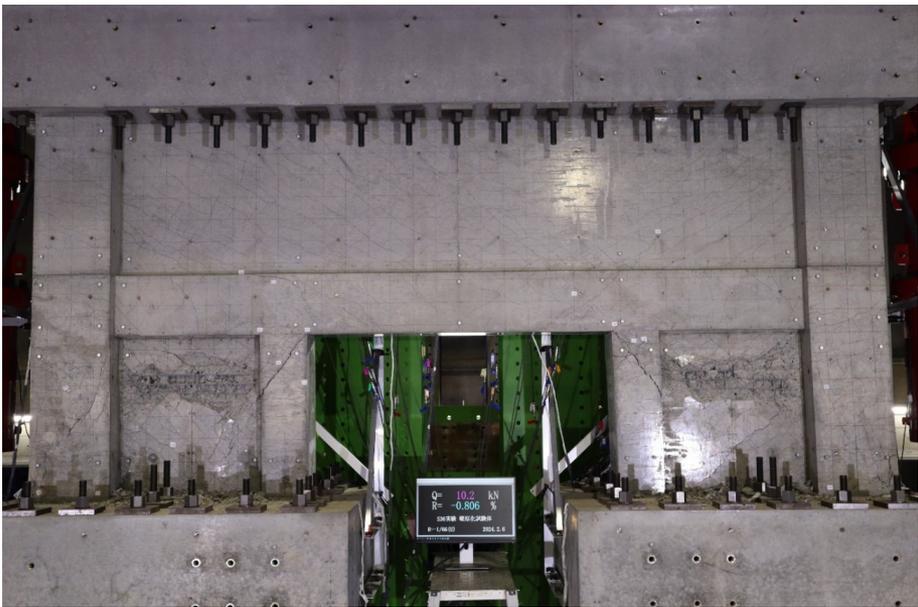


壁厚試験体の実験結果

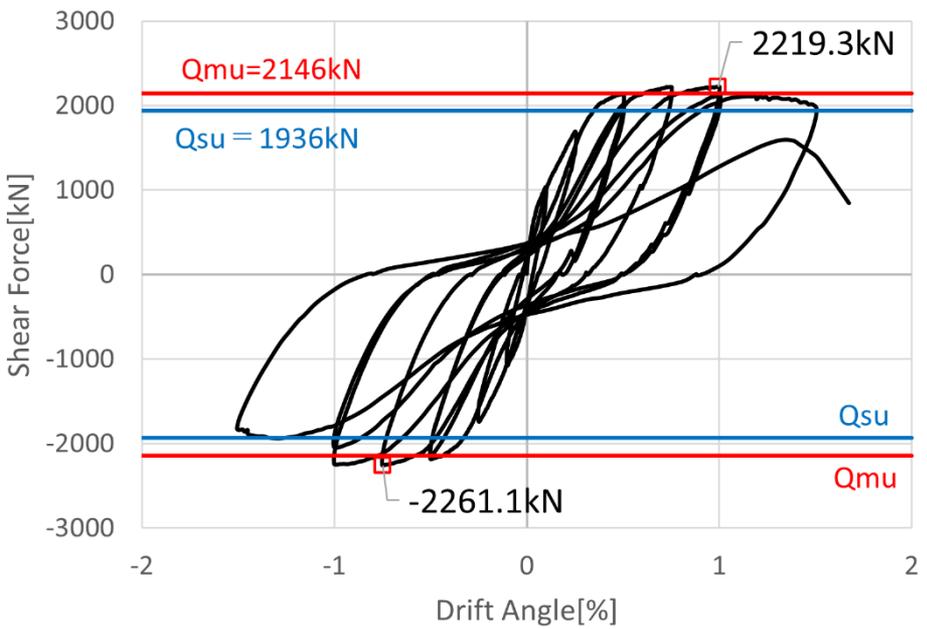
- ・ 外力作用高さは6m，軸力比0.06とし，連層試験体と同様とした
- ・ 壁板せん断圧縮破壊が先行したが，壁厚比が小さく1.5%で柱まで脆性的破壊が進展
- ・ 最大耐力は1枚の有開口耐力壁とみなした曲げ降伏強度と概ね対応している

北側

南側



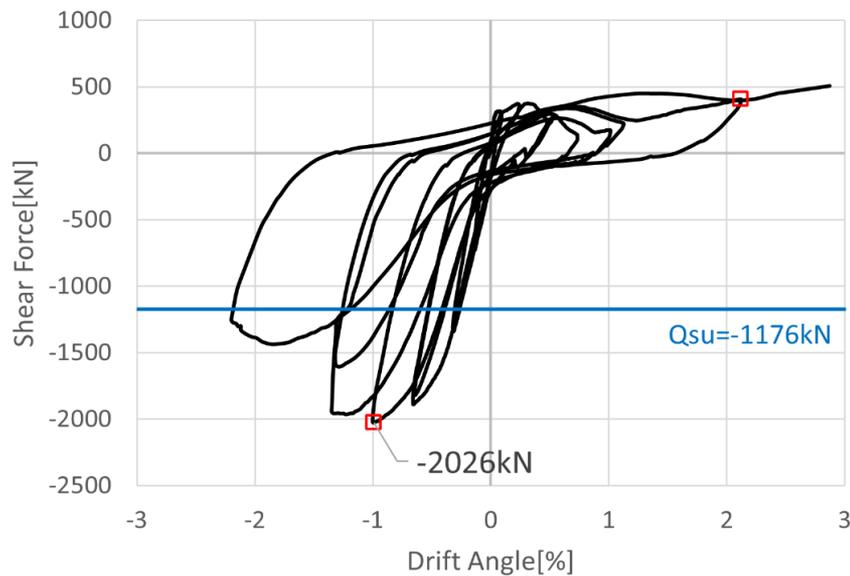
全体荷重変形角関係



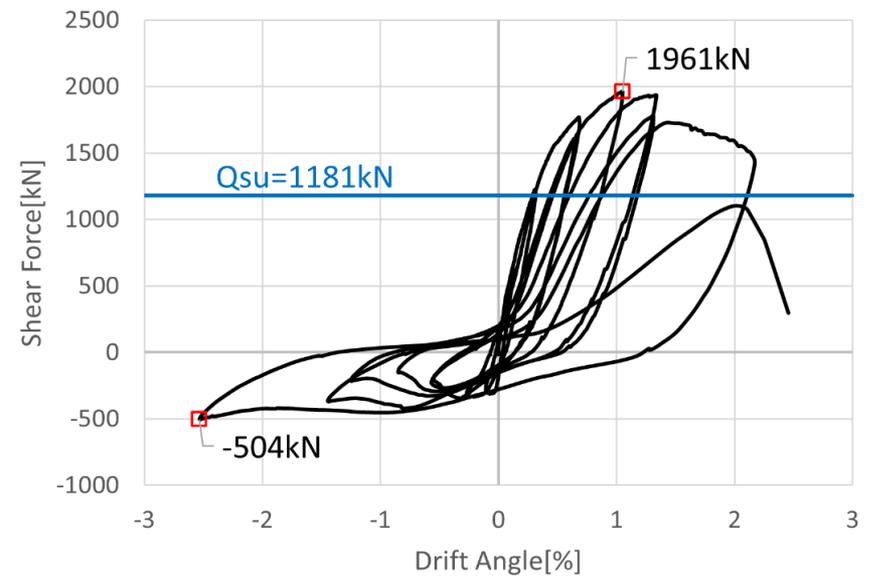
南北壁の荷重変形関係

- ・ 1枚壁でのせん断強度は概ね広沢式計算強度の2倍程度となっている
- ・ 変形角1%から緩やかにせん断耐力の低下傾向が見られる
- ・ 連層耐力壁試験体に比べて引張側せん断力の低下傾向が著しくならない

北側荷重変形関係



南側荷重変形関係

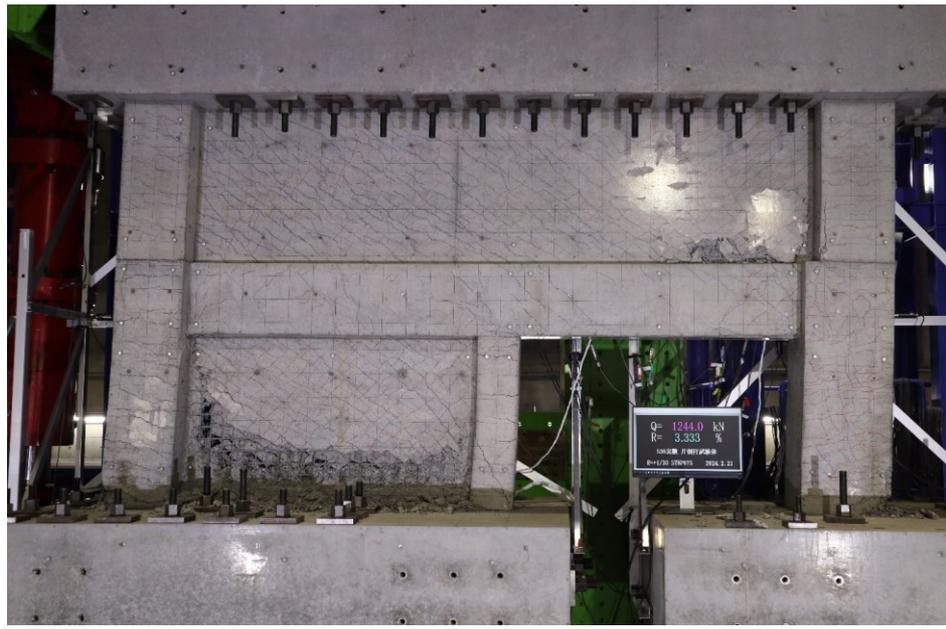


片側柱試験体の実験結果

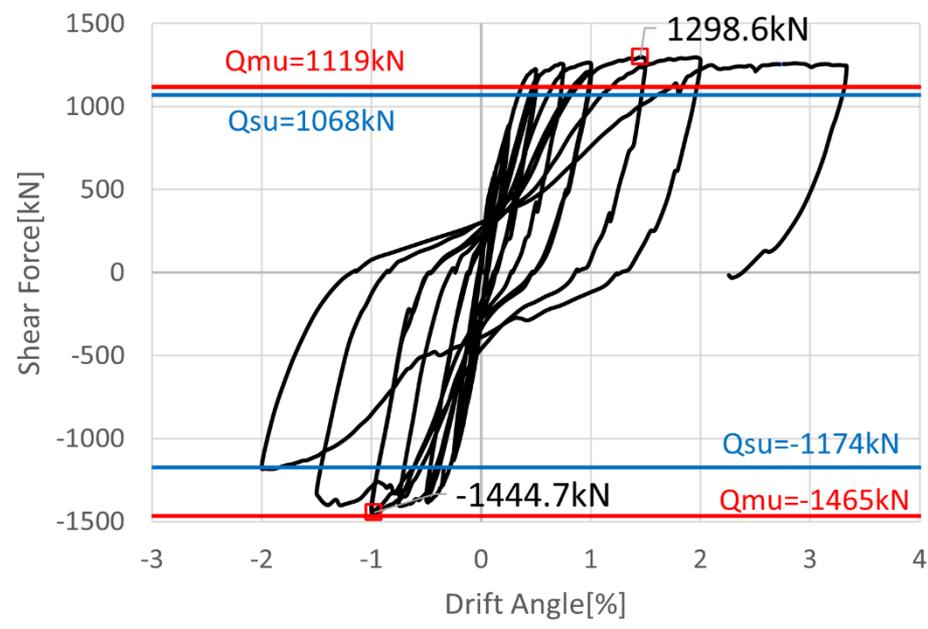
- ・ 外力作用高さは8m, 軸力比0.08とし, 単層試験体と同様とした
- ・ 柱側には損傷はほとんど生じずに1階壁板と2階壁板でせん断圧縮破壊が生じた
- ・ 昨年度の事前解析に基づき大きな柱断面を設計することで柱の脆性破壊を防止した
- ・ 最大耐力は1枚の有開口耐力壁とみなした曲げ降伏強度と概ね対応している

北側

南側



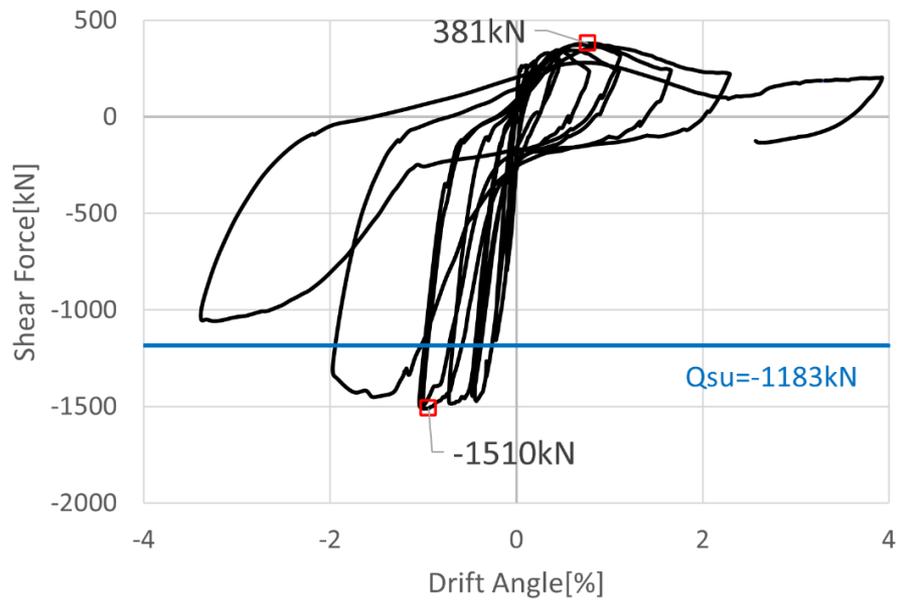
全体荷重変形関係



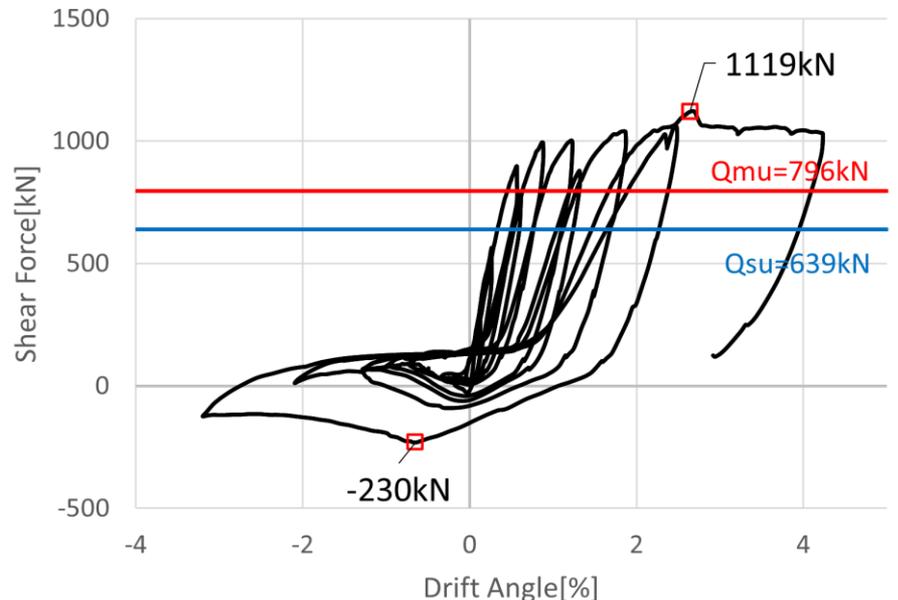
南北柱壁の荷重変形関係

- ・ 柱は柱脚が曲げ降伏した後に終局変形まで靱性的な挙動を示した
- ・ 1階耐力壁は変形角1%以降緩やかな耐力低下性状を示した
- ・ 柱の最大負担せん断力は圧縮側の荒川せん断強度式の1.75倍であった
- ・ 壁のせん断強度は荒川せん断強度式の1.27倍であった

北側荷重変形関係 (壁)



南側荷重変形関係 (柱)



令和5年度の検討内容

- **提案したモデルにより軸力やせん断スパンが変動する耐力壁のせん断剛性を適切に評価しうることを複数の実験結果から検証した**
- **繰返応答に対しては壁板を歪要素でモデルを用いることで同様に再現しうることを確認した**
- **耐力壁のせん断強度がせん断式強度と大きく異なる要因は軸力に加えて、設計式に適用限界が設けられたせん断スパン・等価壁厚比・コンクリート強度等が挙げられる**

3力年の検討成果（現状認識）

- **現行の耐力壁せん断剛性低下率は軸力によって生じるせん断剛性の変化を考慮していない**
- **現行の耐力壁せん断強度はせん断スパン比が短く、等価壁厚比が大きく、これらが適用制限を超える場合にはせん断耐力が計算強度の2倍を超える場合もある**
- **上記の誤差から変動軸力が大きく作用する耐震壁の設計では圧縮部材と引張部材の適切な負担せん断力の評価が行えていない**

3カ年の検討成果（成果の反映方法）

- **提案する方法(軸せん断モデル)により骨組解析で耐力壁の負担せん断力を適切に評価できた。ただし，部材を割線剛性で評価するため，従来のプログラムで採用する接線剛性モデルのままでは導入は困難である**
- **軸引張りひび割れが生じる段階で引張り側耐力壁のせん断剛性を0とすれば安全側に評価可能であるが，圧縮部材さらに建物全体の実耐力・実靱性能の大幅な過小評価を伴うため設計上その点を留意する必要がある**

3カ年の検討成果（継続的な研究の必要性）

- 圧縮側と引張側部材の負担せん断力を適切に評価するには、圧縮側と引張側の耐力だけではなく靱性能も含めて適切に評価する仕組みが必要である
- 令和4年度の検討では軸力比0.3程度の単層試験体では τ_u/F_c が0.3以上でも1/50まで靱性的な挙動を示し、圧縮側壁の変形能力は τ_u/F_c で過小評価されている可能性は高い。
- 柱壁厚比，柱帯筋比，壁筋比等が圧縮壁の靱性に与える影響について今後の緩和の可能性があるかさらなる検討が必要である。