

開口部を有する土塗壁の耐力変形関係式の提案

宇都宮直樹^{*1}, 大西泰弘^{*2}, 高橋繁二^{*2}, 戸塚元雄^{*2},
越智隆行^{*3}, 宮本慎宏^{*4}, 松島 学^{*4}

これまで歴史的木造建物に用いられる土壁の耐力変形関係の推定について, 土質力学に基づき壁長さ 910mm, 1820mm, 1820mm の垂壁仕様および垂壁腰壁仕様の検討を行ってきた. 本研究では壁長さ 3640mm の垂壁や腰壁で構成された土壁の耐力変形関係の推定を行う. 耐力の推定は, 壁土の要素実験から粘着力とせん断抵抗角の算定を行う. 変形の推定は要素実験における応力度とひずみ度の関係から行う. 実大実験を行い, 推定式の妥当性の検討を行った結果, 推定式の有効性を確認した.

Keywords : 伝統的木造建物, 腰壁, 垂壁, 土塗壁, 耐震性能評価.

1. はじめに

土塗壁に用いられる壁土は, 現場周辺の地域で採取され, 粘性のある土と稲藁などの繊維材を混ぜ合わせて製造される. 土塗壁に作用する水平荷重の大部分は壁土が負担するため[1], 土塗壁を用いた伝統的木造建物の耐震性能を評価する上で壁土の粘着力やせん断抵抗角の強度定数を把握することは重要である. 壁土の強度定数等の物理的特性から土塗壁の耐力変形関係を推定できれば, 多くの時間と費用を要する実大実験を行うことなく, 伝統的木造建物の耐震性能評価が可能となる.

本研究では, 壁土の強度定数を要素実験[2]から把握し, 土質力学に基づいて, 壁長さ 3640mm(4P と呼称する.)の垂壁や腰壁等の開口部を有する土塗壁の耐力変形角関係推定式の提案を行う. 最大耐力後の耐力低下域に至るまでの耐力変形角関係を推定し, 実験値との比較を行い, 推定式の妥当性を検証する.

2. 土塗壁の静的水平載荷実験

2.1 実大試験体概要 試験体概要図を図1に示す. 試験体は長さ 3640mm, 高さ 2767.5mm であり, 垂壁および腰壁の高さは試験体の内法高さに対し 1/3 である. 非破壊方式の強度測定器による柱のヤング係数を表1に示す. 柱1と柱2はそれぞれ図1中のサーボアクチュエーター側と変位計 H1 側である. 横貫と柱の仕口は大入れとし, 楔(ヒノキ)で留める. 窓台, 窓まぐさおよび鴨居(スギ)は 105×50mm である. 土塗壁のせん断破壊を先行させるために, 窓台等は短期許容耐力 3.6kN の仕口金物で柱と接合する. 柱と土台や横架材の仕口は, 接合部のモーメント抵抗を除去し, できるだけ壁土の影響のみを把握するため, 図2に示すように抵抗方向にそれぞれ 5mm のクリアランスを設け, 直径 15mm の込み栓(カシ)で接合する. 壁土を塗り付ける下地は端部の直径が 11mm 程度の丸竹, 小舞に幅 21mm 程度の割竹を使用する. 実験に用いた壁土は香川県内で産出され, 壁土製造業者によって稲藁を混合したものである. 壁土の練り置きは行っていない. 中塗りは香川県内で市販されているおろし土を使用し,

壁土に適した状態となるように左官職人に経験的にもみすさと砂を混合してもらった. 土塗壁は図3に示すような構成で片面中塗りとする. 各試験体を実測して得られた各層の壁土の塗厚を表1に示す.

2.2 載荷及び計測方法 載荷装置の概要を図1に示す. 載荷方法はタイロッド式とし, 加力サイクルは文献[3]を参考に, 真のせん断変形角 γ_0 が 1/600~1/50rad で繰り返し, 履歴の同一変形段階で3回の正負交番繰り返し加力とする. 終局は 1/10rad までの片引きとする. 試験体にひずみゲージを貼り付け部材に生じたひずみを計測する. 鴨居, 窓まぐさ, 窓台高さにおける水平変位も合わせて計測する.

2.3 壁土の要素実験 実大実験に用いた各層壁土の要素実験を行い, 材料特性を把握する. 要素実験は文献2)に基づき図4に示す一軸圧縮試験を行い, 各壁土の粘着力 c_i , せん断抵抗角 ϕ_i および弾性係数 E_{i50} を算定する. 実験結果を表2に示す. 試験体数は各5体であるが, 試験結果における圧縮強度の最大値と最小値を除いた3体の平均値とする. 中塗りは他の壁土の圧縮強度と比べ2倍程度である.

2.4 実大実験結果 荷重変形角関係と破壊性状を図5に示す. 最大耐力 P_u は垂壁 4P 試験体で 1/17rad, 垂壁腰壁 4P 試験体で 1/25rad である. 降伏耐力 P_y は文献3)に準じて求めている. 土塗壁の占める面積が大きくなると最大耐力, 初期剛性ともに大きくなる. 中塗り側の 1/10rad におけるひび割れを図6に示す. 青色は+方向加力時, 赤色は-方向加力時に発生したひび割れを示す. 垂壁 4P 試験体は軸組のせん断変形の進行に伴い, 1/150rad に軸組と壁土の境界面に, 横架材や土台の支圧力によって隅角部の壁土が圧壊してひび割れが生じる. 1/50rad 以降に鴨居の引抜けが目視によって確認され, 変形の進行に伴い進展し, 1/10rad で 16mm の引抜量であった. 垂壁腰壁 4P 試験体は 1/200rad で軸組と壁土の境界面に, 横架材や土台の支圧力によって隅角部の壁土が圧壊してひび割れが生じる. 1/75rad 以降に窓まぐさおよび窓台の引抜けが目視によって確認され, 変形の進行に伴い進展し, 1/10rad で 10mm 程度の引抜量であった. 最大耐力以降の耐力低下は, 梁と

*1 住居環境科 *2 NPO 法人土壁ネットワーク

*3 四国職業能力開発大学校 *4 香川大学工学部

柱の隅角部の壁土の圧壊の進展および裏返し塗りのひび割れによるものと考えられる。

柱に取付けた変位計による各部位の変形角と見かけのせん断変形角の関係を図7に示す。垂壁4P試験体は、垂壁の変形(γ_b)に対し開口部の変形(γ_a)が大きい。垂壁は土塗壁のせん断変形、開口部は柱の曲げ変形が生じているものと考えられる。垂壁腰壁4P試験体は概ね各部位ともに同程度変形している。

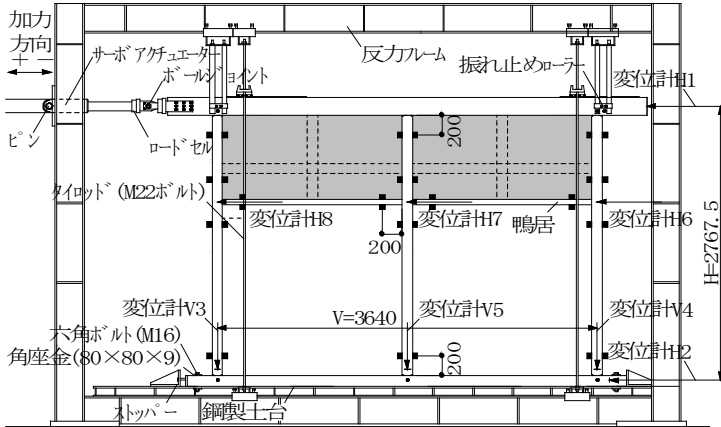
柱の水平せん断力負担割合を図8に示す。柱のせん

断力 Q_i は式(1)を用いて窓まぐさ(鴨居)および窓台における曲げモーメント M_{ui} , M_{di} を求め、式(2)を用いて算出している。図中のプロット点は、降伏耐力時、最大耐力時、1/30rad時、1/15rad時、1/10rad時である。

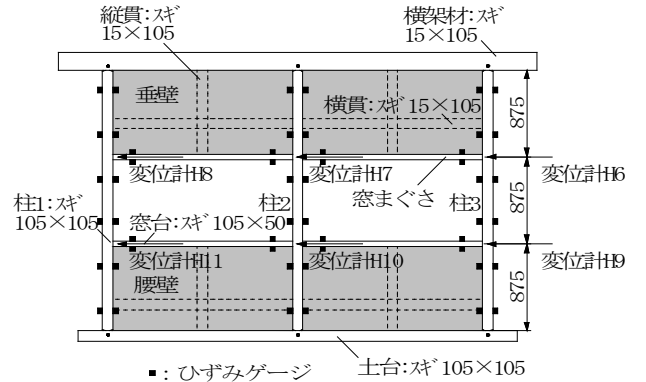
$$M_{ui}, M_{di} = \frac{\varepsilon_{ai} - \varepsilon_{bi}}{2} \cdot E \cdot Z \quad (1)$$

$$Q_i = \frac{M_{ui} + M_{di}}{L_M} \quad (2)$$

ここで、柱の両面に貼付したひずみゲージの値を ε_{ai} ,



(a)垂壁 4P



(b)垂壁腰壁 4P

図1 試験体概要図および試験装置

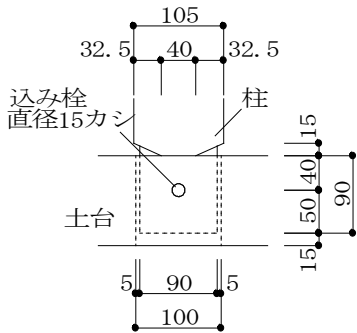


図2 仕口詳細図

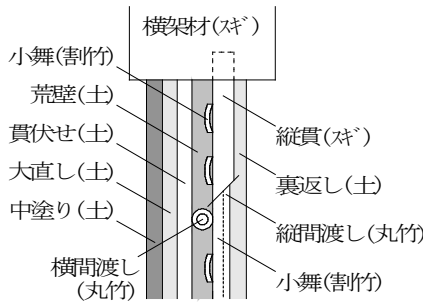


図3 断面詳細図

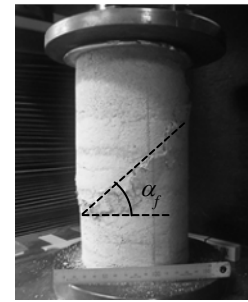


図4 一軸圧縮試験

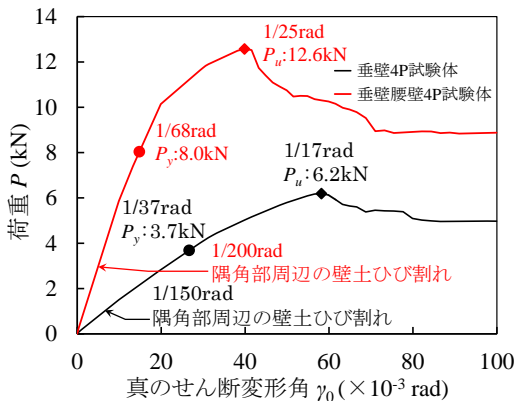


図5 荷重変形角関係と破壊性状

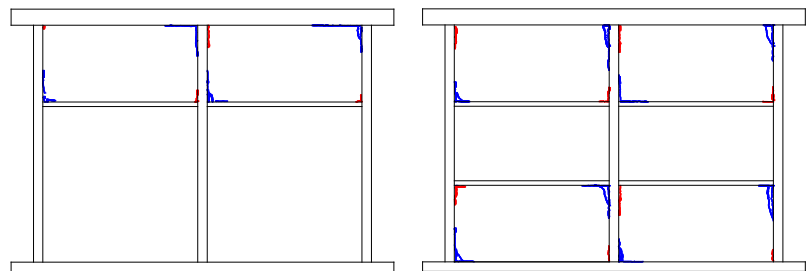


図6 ひび割れ図(1/10rad時)

表1 試験体測定結果

試験体名	ヤング係数E(Gpa)			有効壁土厚さ t_{w} (mm)				
	柱1	柱2	柱3	荒壁	裏返し	貫伏せ	大直し	中塗り
垂壁4P	8.0	6.4	6.2	15	10	8	12	11
垂壁腰壁4P	7.6	7.3	7.7	15	9	8	13	9

表2 壁土要素実験結果

壁土種類	圧縮強度 σ_{ut} (N/mm ²)	弾性係数 E_{t150} (N/mm ²)	粘着力 c_i (N/mm ²)	せん断抵抗角 ϕ_t (°)
荒壁	0.55	116.5	0.27	1
裏返し	0.51	96.8	0.23	7
貫伏せ	0.49	73.1	0.23	3
大直し	0.47	61.5	0.23	1
中塗り	1.02	219.2	0.47	6

ε_{bi} , 柱のヤング係数を E , 柱の断面係数を Z , ひずみゲージ間の距離を L_M とする. 最大耐力時の負担割合は, 垂壁 4P 試験体は Q_1 (柱 1) で 44%, Q_2 (柱 2) で 34%, Q_3 (柱 3) で 21% となる. 垂壁腰壁 4P 試験体は Q_1 (柱 1) で 20%, Q_2 (柱 2) で 43%, Q_3 (柱 3) で 37% である. である. 柱の水平せん断力の負担割合にばらつきはあるが概ね 1/3 程度である考えられる.

3. 耐力変形推定式の構築

3.1 力学モデル 本研究では既往の式[4]を用いて図 10 に示す耐力変形角関係を推定する. 要素実験で得られた各層壁土の材料特性値を用いて推定を行う. 全面

度を考慮している.

推定式に用いる有効壁土厚さ t_{wi} は, の表 1 に示す各層の壁土の塗厚とする. ここで, 荒壁厚さは横貫の厚さとし小舞下地部分の厚さは含んでいない. 裏返し厚さは縦貫より外側の厚さとしている. 粘着力 c_i , せん断抵抗角 ϕ_i および弾性係数 E_{i50} は表 2 に示す各層壁土の材料特性値とする. 垂壁および腰壁の各部位 j における各層 i の壁土の最大耐力 S_{ij} は式(3)で表される. せん断抵抗長さ L_w は土塗壁の内法長さ L から内法高さ H_k を減じた値とし, $\theta = \pi/4$ である.

$$S_{ij} = \frac{c_i \cdot t_{wi} \cdot L_w \cdot \cos \theta}{\tan \theta - \tan \phi_i} \quad (3)$$

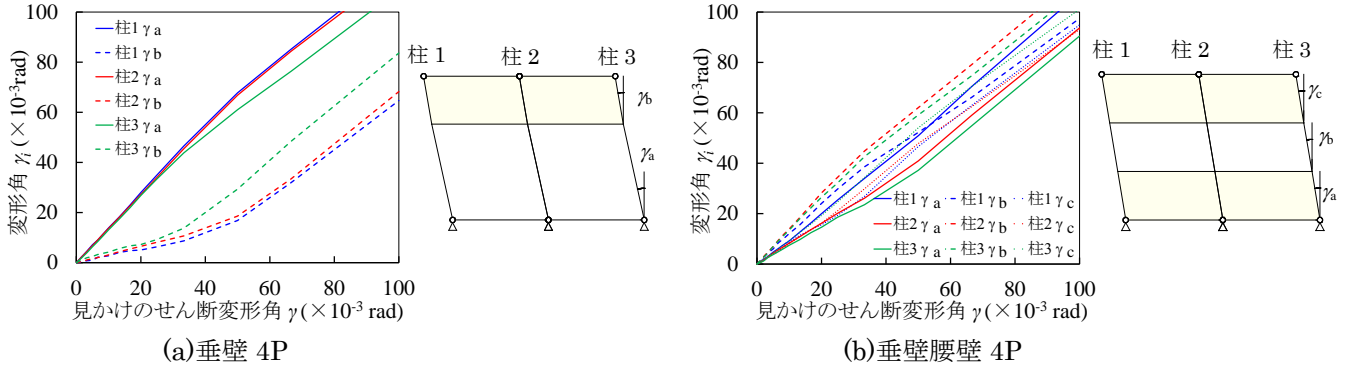


図 7 柱の変形

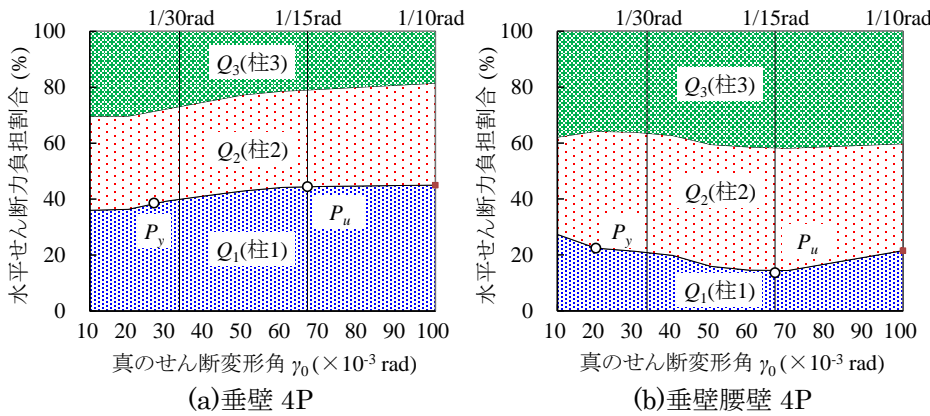


図 8 柱の水平負担力の割合

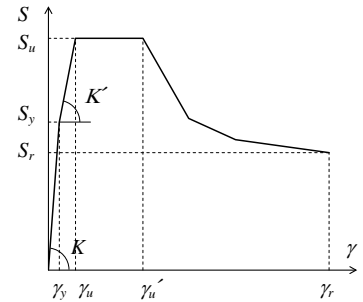


図 10 力学モデルにおける荷重変形角関係

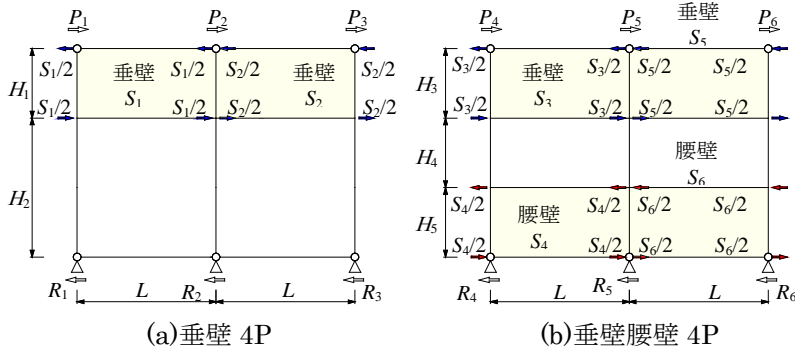


図 9 柱に作用する土塗壁のせん断力

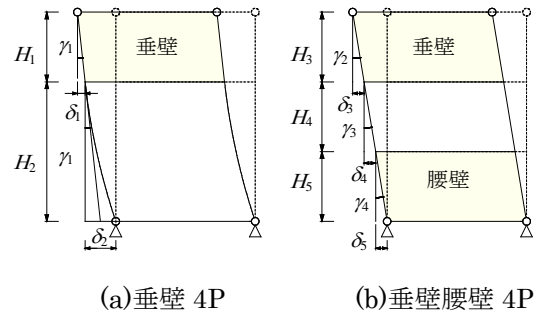


図 11 力学モデルにおける柱の変形

土塗壁の荒壁土は耐力にほとんど寄与しないとされているが[1], 本研究では, 横貫によって荒壁土による力の伝達が分断される影響は小さいと考え, 荒壁土の強

部位 j における各層 i の壁土の初期剛性 K_{ij} は式(4)で表される. ただし, 壁土のポアソン比 $\nu=0.2$ である.

$$K_{ij} = \frac{t_{wi} \cdot L \cdot E_{i50}}{2(1+\nu)} \quad (4)$$

最大耐力に対する降伏耐力の比 $S_y/S_u=0.64$ ，初期剛性に対する第2剛性の比 $K'/K=0.38$ は既往の研究[4]と同じ値を用いる．図10に示す耐力低下域の耐力 S_r ，最大耐力を保持する変形角 γ_u' ，耐力低下域の変形角 γ_r も既往の研究[4]と同様に算定する．以上より，荒壁土，裏返し土，貫伏せ土，大直し土および中塗り土について耐力変形角関係をそれぞれ算定する．壁厚方向に加算則が成り立つと仮定し，各層壁土の耐力変形角を加算して土塗壁全体の耐力変形角を推定する．

3.2 耐力の推定 開口部を有する土塗壁に作用する水平荷重は横架材を通じて柱に伝達され，柱から垂壁および腰壁に力が伝達され，土塗壁(壁土)がせん断抵抗すると仮定する．図9に示す横架材に作用する水平荷重は，開口部における両柱の水平せん断力として半分ずつ伝達されると考える．土塗壁のせん断抵抗で生じる水平力 S_j は，各柱が分担する水平力 P_n と釣り合う．ここで，水平力 S_j は部位 j における各層 i の壁土耐力の合計である．垂壁4P試験体の柱1が負担する水平荷重は，モーメントのつり合いより式(5)で表される． P_2 も同様に算定すると各柱の分担する水平荷重 P_n が求まる．

$$P_1 = \frac{S_1 \cdot H_1}{2H} \quad (5)$$

全ての柱の分担する水平荷重 P_n の合計をすることで，水平荷重 P_0 が求まる．垂壁腰壁4P試験体も同様に求める．

3.3 垂壁4P試験体の変形角の推定 垂壁試験体の変形角の考え方を図11(a)に示す．土塗壁部分の変形量 δ_1 は式(7)で表される．

$$\delta_1 = H_1 \cdot \gamma_1 \quad (6)$$

柱の変形は鴨居部分を固定端とする片持ち梁として考える．鴨居部分の変形量 δ_2 は，垂壁部分のせん断変形と柱の曲げ変形を加算したものと考え，式(7)で表される．ここで，柱のヤング係数を E ，柱の断面2次モーメントを I としている．

$$\delta_2 = H_2 \cdot \gamma_1 + \frac{(P_0/2) \cdot H_2^3}{3EI} \quad (7)$$

全体の変形角 γ_0 は式(8)で表される．

$$\gamma_0 = \frac{\delta_1 + \delta_2}{H_1 + H_2} \quad (8)$$

3.4 垂壁腰壁4P試験体の変形角の推定 垂壁腰壁試

験体の変形角の考え方を図11(b)に示す．土塗壁部分の変形量 δ_3 ， δ_5 は式(6)を用いる．開口部分の変形量 δ_4 は窓まぐさと窓台部分の柱を固定端として考え，垂壁の変形量を加えて式(9)で表される．

$$\delta_4 = \gamma_3 \cdot H_4 + \frac{2 \cdot \{P_0/2 \cdot (H_4/2)^3\}}{3EI} \quad (9)$$

4. 実大実験結果と耐力変形推定値の比較

図12に耐力変形角関係と図13に降伏耐力と最大耐力の推定値に対する実験値の比較を示す．垂壁4P試験体および垂壁腰壁4P試験体ともに提案する推定式は初期剛性が高く，最大荷重となる変形角が小さい．これは試験体の壁土と軸組の間に乾燥収縮による隙間が生じていたためと考えられる．包絡線の形状は概ね実験結果を再現出来ている．最大耐力の平均値0.97，降伏耐力の平均値1.01であり，実験値とほぼ一致している．

5. まとめ

本研究では，雑壁で構成された土塗壁の静的水平載荷実験を行い，耐力変形関係の確認を行った．壁土の要素実験から得られた強度定数を用いて，土塗壁の耐力変形関係推定式を提案した．実験値と推定値の比較を行い，推定式の有効性を確認した．

6. 謝辞

実験には近畿職業能力開発大学校，四国職業能力開発大学校および香川大学の学生の協力を得た．ここに記して感謝の意を表す．

文献

- [1] 中尾方人，山崎裕，田中純：土塗り壁のせん断耐力の評価に関する実験的研究，構造工学論文集，vol.49B，pp.573-578，2003.3.
- [2] 宇都宮直樹，山中稔，松島学：藁ササを混合した新しい供試体の提案，日本建築学会構造系論文集，第664号，pp.1119-1124，2011.6.
- [3] 技術解説書作成編集委員会：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書，日本住宅・木材技術センター，pp.83-91，2004.2.
- [4] 宇都宮直樹，宮本慎宏，山中稔，松島学：土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案－壁土のせん断破壊が卓越する場合－，日本建築学会構造系論文集，第684号，pp.363-368，2013.2.

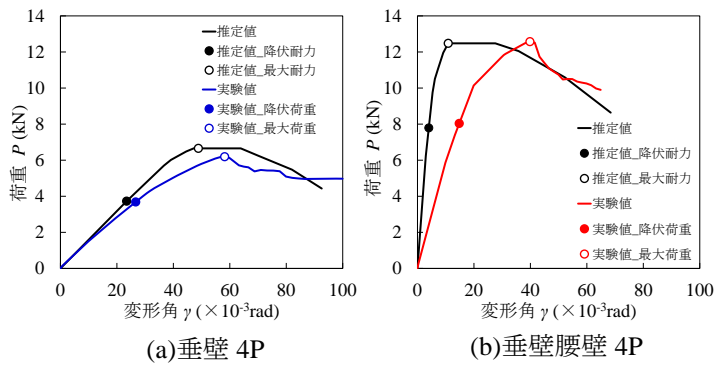


図 12 実験値と推定値の荷重変形角関係比較

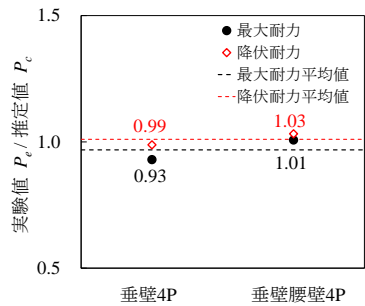


図 13 最大耐力, 降伏耐力の比較

(2016年03月30日提出)