

博士論文

砂質土－粘性土の 2 層地盤に支持される  
杭の先端抵抗に関する研究

堀井 良浩



## 論文要旨

建築基礎の設計は、各種限界状態の要求性能を定め、限界状態時の応答（荷重、沈下）がこれを満足することを確認する性能規定型設計法に移行しつつある。鉛直方向荷重を受ける建築基礎の挙動を予測する上で、先端支持力が支配的な大口径場所打ちコンクリート拡底杭等を用いる場合は、先端抵抗（先端支持力および沈下）を適切に評価することが重要となる。また、地盤条件や杭径によっては、施工能力の限界もあり、杭の先端をやや薄い砂質土層に支持させることも多い。このような薄層支持杭の先端抵抗は、砂質土層の下部にある粘性土層の影響を受けるため、砂質土-粘性土の2層地盤に支持されるものとして評価する必要がある。これまでに幾つかの先端支持力の評価法が提案されているものの、適用性が十分に検証されていない。また、先端荷重と沈下の関係は、数値解析以外には評価法がないことから、実務では支持層が厚い場合の荷重沈下関係式が準用されている。

本論文は、砂質土-粘性土の2層地盤に支持される杭の先端抵抗の評価法を提案し、評価法の妥当性を実験的研究および解析的研究により検証したものである。薄層支持杭の鉛直方向荷重に対する挙動の評価法は実務的には重要であるが、特に実験的な研究例は少ない。本研究では、薄層支持杭の遠心模型実験を行い、極限状態に至るまでの杭先端の沈下挙動を明らかにするとともに、先端荷重沈下関係を双曲線関数で近似する手法、および杭径と沈下量の比で定義される設計上の終局先端支持力を評価する手法を提案している。さらに、FEM解析によって遠心模型実験結果を再現できること、評価手法が実験と異なる地盤条件に対しても適用できること、実杭の載荷試験結果例に対して評価法を適用して実際の設計式としても応用できることを検証している。

本論文は6章から構成されており、その概要は以下に示す通りである。

第1章 「序論」では、薄層支持杭の先端抵抗に関する既往の研究内容を示し、本論文の位置づけ、目的や構成を明らかにした。

第2章 「支持層がやや深部にある薄層支持杭の遠心模型実験」では、杭形状や応力状態を実物に対応させた模型杭の鉛直載荷試験（50g場、縮尺1/50）の結果を示し、支持層（砂質土）の層厚や相対密度が、杭の先端抵抗に与える影響を明らかにした。また支持層の有効層厚比、支持層と下部層（粘土層）の強度・変形特性を用いて先端荷重沈下関係および先端支持力を評価する手法を検討した。

第3章 「支持層が深部にある薄層支持杭の遠心模型実験」では、支持層の強度・変形特性に関係する拘束圧の影響を把握することを目的として、杭先端深さが深部(約40m)にある場合を模擬した遠心模型実験を行い、高拘束圧下における薄層支持杭の先端抵抗を明らかにするとともに、その評価法を検討した。

第4章 「FEM 解析」では、汎用解析プログラムを用いて非線形 FEM 解析法を適用する場合の材料および構成則のモデル化手法を示して、薄層支持となるケースの遠心模型実験結果を良好に再現できることを確認した。また、同じモデルを用いて、遠心模型実験と異なる地盤条件の場合を対象にした解析を行い、提案する評価法の適用性を検討した。

第5章 「先端荷重沈下関係および先端支持力等の評価法の提案」では、薄層支持杭の先端荷重沈下関係を弾性論の近似解に基づく初期剛性と、2層地盤の支持力式による最大耐力で規定される双曲線関数によって定式化する方法、およびこれを用いて杭径と沈下量の比で定義される設計上の終局先端支持力を評価する手法を提案した。また、薄層支持であるかどうかを判定する指標 $(H/D)_{\min}$ を導入し、提案する評価法の適用条件を提示した。さらに、実杭の設計に対する適用方法を示して、薄層支持となる場所打ち杭2例と埋込み杭2例の実杭の載荷試験結果と比較することにより、評価法の精度を実証した。

第6章 「結論」では、本研究を通して得られた結果や知見を総括して示した。



# 砂質土－粘性土の２層地盤に支持される杭の先端抵抗に関する研究

## 目 次

### 論文要旨

#### 第1章 序論

1.1 まえがき	1
1.2 既往研究	6
1.2.1 杭の先端支持力に関する研究	6
1.2.2 杭の先端荷重沈下関係に関する研究	9
1.2.3 直接基礎の薄層支持力に関する研究	10
1.2.4 薄層支持杭を用いた建築基礎の沈下観測	11
1.3 本研究の目的	12
1.4 本論文の内容と構成	13
参考文献	14

#### 第2章 支持層がやや深部にある遠心模型実験

2.1 まえがき	18
2.2 実験方法	18
2.2.1 遠心模型実験の原理	18
2.2.2 遠心力载荷装置	20
2.2.4 試験体	22
2.2.5 実験ケース	28
2.2.6 遠心力载荷・加力・計測方法	29
2.3 実験結果	31
2.4 考察	57
2.4.1 粘土層の粘着力 $c$	57
2.4.2 初期剛性 $K_{p0}$	58
2.4.3 最大先端荷重度 $q_{pmax}$	61
2.4.4 $q_p \sim S_p/D$ 関係	64
2.4.5 第2限界抵抗 $q_{p0.1}$	66
2.5 まとめ	68
参考文献	69

### 第3章 支持層が深部にある遠心模型実験

3.1	まえがき	70
3.2	実験方法	70
3.2.1	概要	70
3.2.2	試験体	70
3.3	実験結果	82
3.4	考察	100
3.4.1	粘土層の粘着力 $c$ 等	100
3.4.2	初期剛性 $K_{p0}$	101
3.4.3	最大先端荷重度 $q_{pmax}$	102
3.4.4	$q_p \sim S_p/D$ 関係	103
3.4.5	第2限界抵抗力 $q_{p0.1}$	104
3.5	まとめ	105
	参考文献	106

### 第4章 FEM 解析

4.1	まえがき	107
4.2	解析手法	107
4.2.1	基本関係式	107
4.2.2	弾塑性剛性マトリクス	109
4.2.3	降伏基準	111
4.2.4	流れ則	113
4.2.5	軸対称条件	115
4.2.6	解析モデル	117
4.2.7	検討ケース	121
4.3	解析結果と考察	123
4.3.1	遠心実験の再現解析	123
4.3.2	遠心実験と異なる地盤条件の検討	175
4.3.3	メッシュ幅の検討	176
4.3.4	感度解析	177
4.4	まとめ	178
	参考文献	179

### 第5章 先端荷重沈下関係および先端支持力等の評価法の提案

5.1	まえがき	180
5.2	提案する評価法	180

5.2.1	$q \sim S_p/D$ 関係	180
5.2.2	$q_{0.1}$	183
5.2.3	$(H/D)_{\min}$	184
5.2.4	FEM 解析方法	186
5.2.5	評価に用いる地盤情報	187
5.3	提案する評価法の検証	188
5.3.1	検討対象	188
5.3.2	評価結果	194
5.3.3	適用範囲	205
5.4	まとめ	206
	参考文献	207
第6章	結論	209
6.1	結論	209
6.2	今後の課題	212
	謝辞	213



# 1 章 序論

## 1.1 まえがき

### (1)背景と目的

2000 年の改正により仕様規定型の建築基準法に性能規定が導入された。2001 年には、建築基礎構造の性能評価法の理論的根拠となる「建築基礎構造設計指針<sup>1.1)</sup>」が刊行された。本指針では、3 つの限界状態と要求性能を定め、各限界状態の応答値（荷重・沈下）を評価し、上部構造に与える影響度を示す設計法が示されており、現在までに基礎の沈下予測は一般的に行われるようになってきた。

近年、先端径  $D$  を軸径より拡大した場所打ちコンクリート杭の工法開発が盛んに行われている<sup>例えば 1.2)~1.3)</sup>。これは支持力の増大と施工の省力化に資するもので、 $D$  を 4.7m とする工法が普及し、さらなる大口径化の動きもある。大口径杭の終局先端支持力は、先端沈下量が  $0.1D$  に等しいとき<sup>\*1</sup>の先端支持力（第 2 限界抵抗）として評価され<sup>1.1)</sup>、実質的には大きな沈下を許容している。大口径杭の設計にあたっては、地盤調査によって杭下方影響範囲（3D 以上）の地盤特性を把握し、先端抵抗（先端支持力及び沈下）を適切に評価することが重要になってくる。

杭の支持層厚は、厚さ 10m 程度の砂質土層と粘性土層が交互に続く互層地盤<sup>1.4)</sup>（図 1.1.1b 参照）が出現する地域では、施工能力の限界もあり、杭径によっては十分に確保することが難しい。この場合、やや薄い砂質土層に杭の先端部を支持させる、薄層支持が多く行われる（図 1.1.2<sup>1.5)</sup>参照）。薄層支持杭の先端抵抗は、杭先端以深の砂質土層厚  $H$  の  $D$  に対する比  $H/D$ （以下、有効支持層厚比と略す）が小さくなると、砂質土層の土塊が粘性土層（下部層）に貫入する破壊性状を伴って低下することから、砂質土-粘性土の 2 層地盤として評価する必要がある（図 1.1.3 参照）<sup>例えば 1.4), 1.6)</sup>。「建築物の構造関係技術基準解説書」<sup>1.7)</sup>では、 $H/D \leq 5$  の場合にこれを適切に評価することを求めているが、その評価法は系統的な研究が少なく、「建築基礎構造設計指針」<sup>1.1)</sup>には具体的に規定されていない。大口径杭の普及に伴って薄層支持杭の増加が予想される中で、その先端抵抗の評価法を確立しておくことは重要である。

本研究は、砂質土-粘性土の 2 層地盤に支持される（非排土<sup>\*2</sup>）杭の先端抵抗について、極限状態に至るまでの沈下挙動を実験的に把握し、薄層支持杭の合理的な設計に資する先端抵抗の評価法を構築することを目的とする。具体的には、2 層地盤に支持される杭の先端荷重沈下関係を、 $H/D$  と拘束圧（および粘性土の強度）を変化させた遠心模型実験（押込試験）によって明らかにし、初期剛性と最大耐力で規定される kondner 型の双曲線関数により近似する評価法を提案する。また、先端荷重沈下関係を予測する非線形 FEM 解析法を示し、遠心模型実験結果を良好に再現することを示した上で、実験と異なる地盤条件に対する提

案する評価法の適用性を検討する。さらに、場所打ち杭 2 例と埋込み杭 2 例の載荷試験結果との比較により、この評価法の妥当性を実証する。

---

※1 上部構造の要求性能と杭の支持性能（D で規定）の両方から決まるクライテリアと考えられる。

※2 場所打ち杭や埋込み杭などが該当する。打撃杭や圧入杭が該当する排土杭の対義語。

## (2)杭の鉛直問題

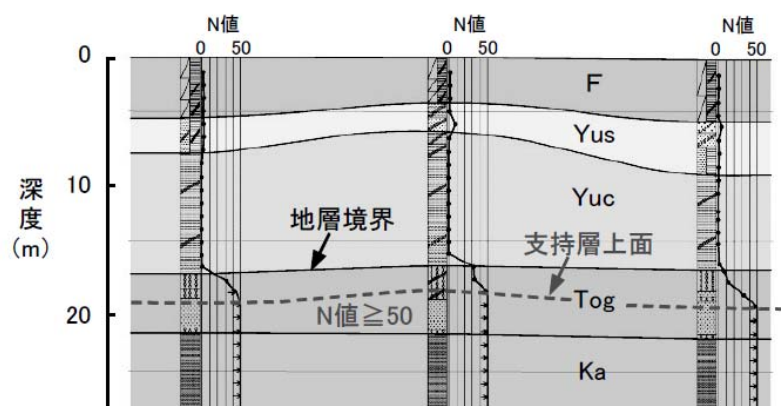
杭は、深部にある良質な地盤に荷重を伝達するために、基礎梁（およびパイルキャップ）の下に構築される柱状の基礎構造部材である<sup>1.1)</sup>。杭を設けることによって、表層地盤が軟弱であっても大規模な建築を構築すること、あるいは基礎スラブの構築を待たずに地上躯体と地下躯体（掘削）を同時に施工すること（仮設地下柱を利用した逆打ち工事<sup>1.8)</sup>）が可能になる。つまり、杭は建築に作用する荷重を地盤に安全に伝える役割を有する基礎の支持力向上（および沈下低減）や地下工事の工期短縮に活用される。その種類は、場所打ちコンクリート杭と既製杭（鋼杭または既製コンクリート杭）に大別され、支持性能は直径、長さ、地盤条件、施工（場所打ち杭工法、埋込み杭工法、打撃杭工法など）に左右される<sup>1.1)</sup>。杭の支持性能を扱う問題には、建築自重や転倒モーメント等の鉛直荷重に対する支持力・沈下を扱う鉛直問題と、地震時慣性力や地盤変位等の水平荷重に対する耐力・変位を扱う水平問題があり、本論文は前者の鉛直問題を扱う。杭の鉛直支持力は、先端支持力と周面（摩擦）抵抗力の合計であり、先端部が強固な支持層に定着される場合には先端支持力が支配的になる（小径杭を除く）。本論文では、特に杭の先端抵抗、すなわち先端部に鉛直荷重が作用するときに、地盤の強度に応じてどの程度の支持力を発揮するのか、また地盤の変形によってどの程度の即時沈下が生じるのか、に着目する。

## (3)杭の薄層支持

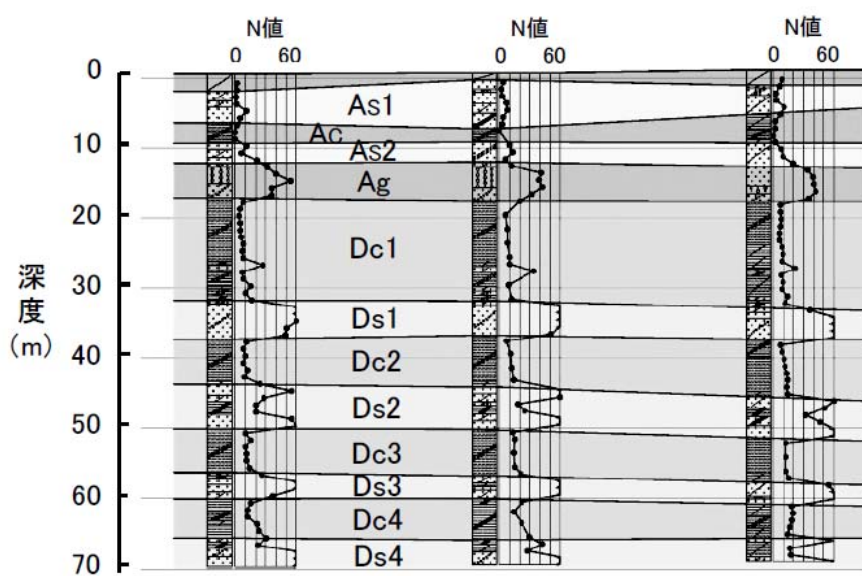
上記の図 1.1.1 は、東京都と大阪市でよく見かける地盤構成を示したものである<sup>1.4)</sup>。杭の支持層に適する、N 値が大きく厚い砂質土層は、東京都（a 図参照）は GL-20m 程度で出現するのに対し、大阪市（b 図参照）では GL-70m になっても出現せず、厚さ 5~10m 程度の砂質土層と粘性土層が交互に続くことが分かる。この互層地盤は、約 2 万年前以前（第四期）の海水面変動に伴う河川の堆積作用による（東京都の例は一部が河川の侵食によって消失）と考えられ、名古屋市や神戸市、埼玉市などでも確認される。杭の薄層支持は、中間層支持あるいは不完全支持とも称され、建築分野では 300m 級の超高層建築にも採用される（図 1.1.2 参照）<sup>例えば 1.5), 1.9)~1.10)</sup>。土木分野では東海道新幹線をはじめ阪神高速道路の高架橋などで実績がある<sup>例えば 1.11)~1.12)</sup>。

#### (4)性能設計法との関わり

建築構造設計において、荷重と抵抗をそれぞれ確率量として扱い、使用性や安全性を定量化する性能設計法も整備されつつある。2002年に「建築物の限界状態設計指針<sup>1,13)</sup>」が刊行され、非破壊確率に関する信頼性指標 $\beta$ によって使用性・安全性を定量化する設計法が示された。また、荷重耐力係数の設定方法や強度統計量等が構造種別、部材ごとに提示され、杭の鉛直支持力については杭先端支持力・周面抵抗力評価式の信頼性が杭工法・土質ごとに示された。2017年には「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」が刊行され、基礎構造を含めた全体崩壊形を明示する耐震性能設計法と基礎構造部材の実験データと強度統計量等がまとめられている。このように、基礎構造を含めた建築構造全体の性能設計を行うための枠組みと技術情報は整備されてきたが、薄層支持杭については言及されていない。今後、性能設計の普及が予想される中で、その先端支持力の統計量を蓄積していくことが重要である。



(a) 東京都



(b) 大阪市

図 1.1.1 地層断面図例



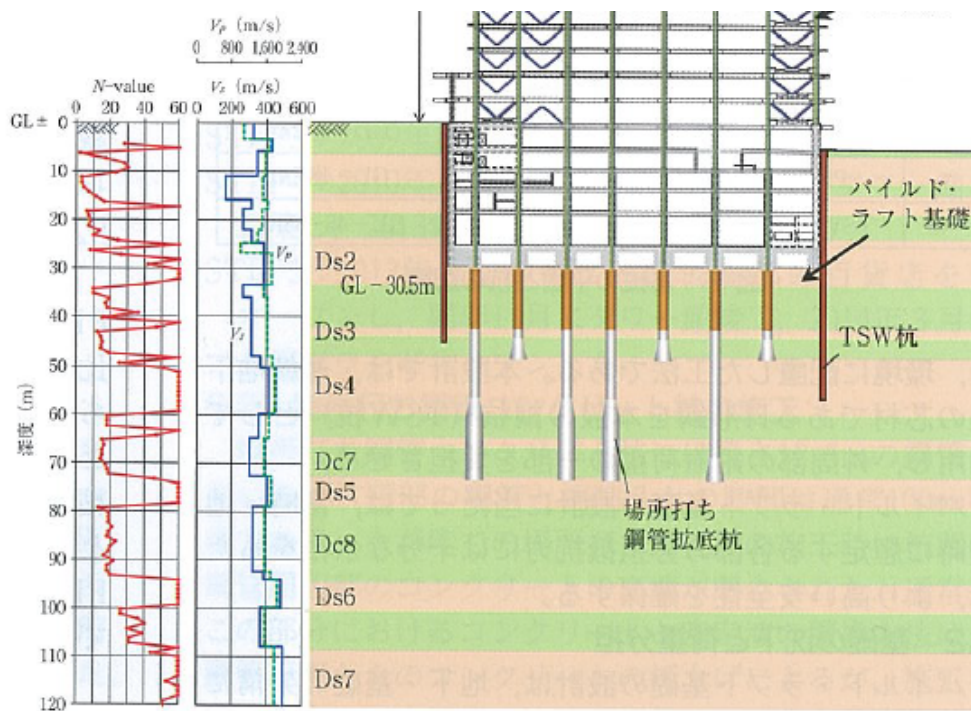


図 1.1.2 超高層建築の薄層支持杭の一例<sup>1.7)</sup>

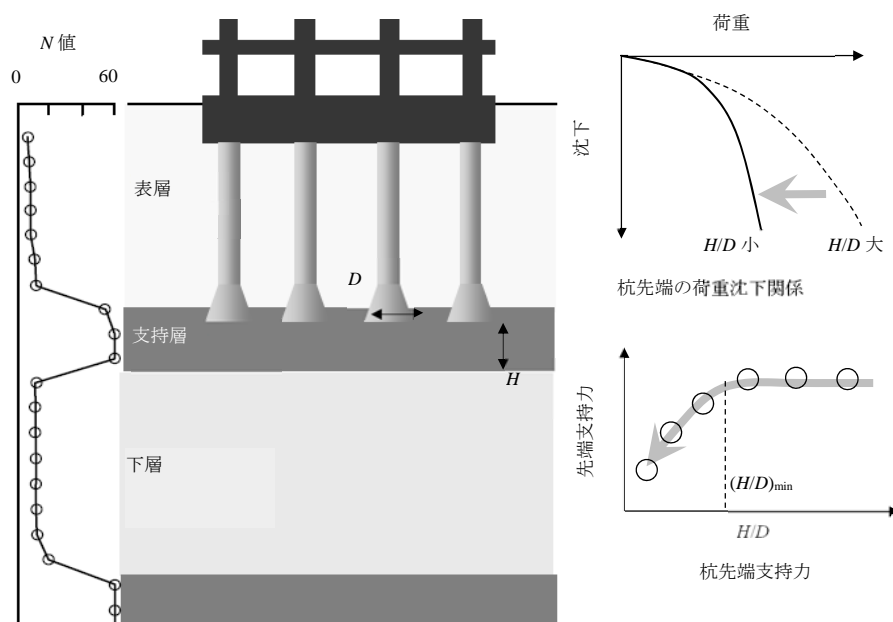


図 1.1.3 杭の薄層支持の概念図

## 1.2 既往研究

### 1.2.1 杭の先端支持力に関する研究

#### (1) 砂質土地盤に着目する研究

杭の先端支持力に関する理論的研究、実験的研究は古くから行われている。支持力理論は、①地盤を剛塑性体と仮定し、想定したすべり線場に対応する極限抵抗を求めるもの<sup>例えば 1.15)</sup>、②地盤を弾塑性体と仮定し、地盤内の空洞に内圧を与えたときの極限抵抗を求めるもの<sup>1.16)</sup>、③両者を組み合わせるもの<sup>例えば 1.18), 1.19)</sup>が提案されている。多くの実験的研究<sup>例えば 1.20)</sup>により、杭先端近傍の地盤特性が施工（応力履歴）の影響を受けて変化すること、強い非線形性を示すことなどにより、定量的な評価には課題があることが明らかにされている。一方、Meyerhof<sup>1.21)</sup>は、終局先端支持力度  $q_{p0.1}$ （先端沈下 0.1D 時）と先端地盤の平均  $N$  値のみを関連づけた実験式を提案している。この形式の支持力式は、簡便ながら地盤特性と施工影響が反映され、実際に近い支持力値を与えることから設計に利用されている。「建築基礎構造設計指針」<sup>1.1)</sup>では、場所打ち杭についての下式を提示している。

$$q_{p0.1}=100N \quad (\leq 7500, \text{ kN/m}^2) \quad : \text{支持層が砂質土の場合} \quad (1.2.1)$$

$$q_{p0.1}=6c \quad (\leq 7500, \text{ kN/m}^2) \quad : \text{支持層が粘性土の場合 (c: 粘着力)} \quad (1.2.2)$$

(1.2.1)式の支持力係数（100）は平均値（110）から  $0.29\sigma$ （ $\sigma=33$ ）を減じた値に相当し、変動係数は 0.30 とばらつきが大きい（図 1.2.1 参照）。同指針では、平均  $N$  値を算出する地盤領域は杭先端より上方に 1D、下方に 1D としているが、山崎は FEM 解析結果に基づき、杭先端より下方 2～3D の範囲を推奨している<sup>2.22)</sup>。

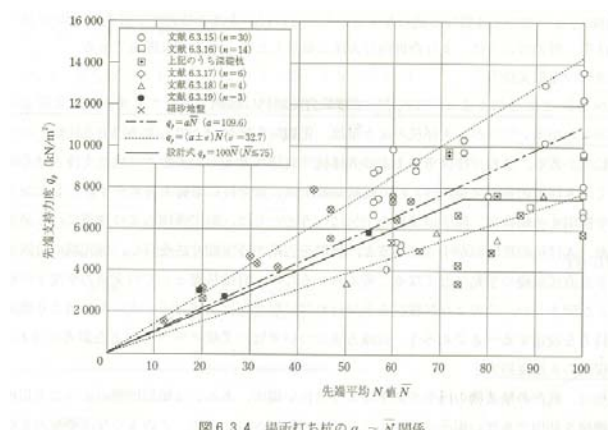


図 6.3.4 場所打ち杭の  $q_p \sim \bar{N}$  関係

図 1.2.1 先端支持力の計算結果と実験結果の対応（場所打ち杭）<sup>1.1)</sup>

## (2) 砂質土－粘性土の 2 層地盤に着目する研究

砂質土－粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端支持力について、実験的研究と解析的研究が報告されている。Meyerhof はコーン試験結果に基づき、圧入杭（排土杭）の先端支持力を  $0 \leq H/D \leq 10$  の範囲で線形増加するものとする評価法（図 1.2.2 参照）を提案し<sup>1.6)</sup>、また模型圧入杭の載荷試験により検証している<sup>1.24)</sup>。加倉井等<sup>1.25)</sup>は、上載圧（100kPa）を作用させた 2 層地盤上の帯基礎模型（壁杭相当）の載荷試験を行い、 $H/D$  が 3 から 2 に小さくなると局部せん断破壊からパンチング破壊に移行することを報告している。これらは、 $H/D$  を変化させた比較実験によって薄層支持杭の先端支持力や地盤変形パターンを調べたものであるが、本研究の対象とする一般的な大口径杭（非排土杭、円形杭）と施工法や形状が異なる。また、実際の杭より小さい拘束圧下で行われている。山崎<sup>1.26)</sup>は、薄い粘土層（厚さ  $0.4D$ ）を挟在する砂地盤上の半円模型基礎の載荷実験を上載圧 100～300kPa 下で行っている。

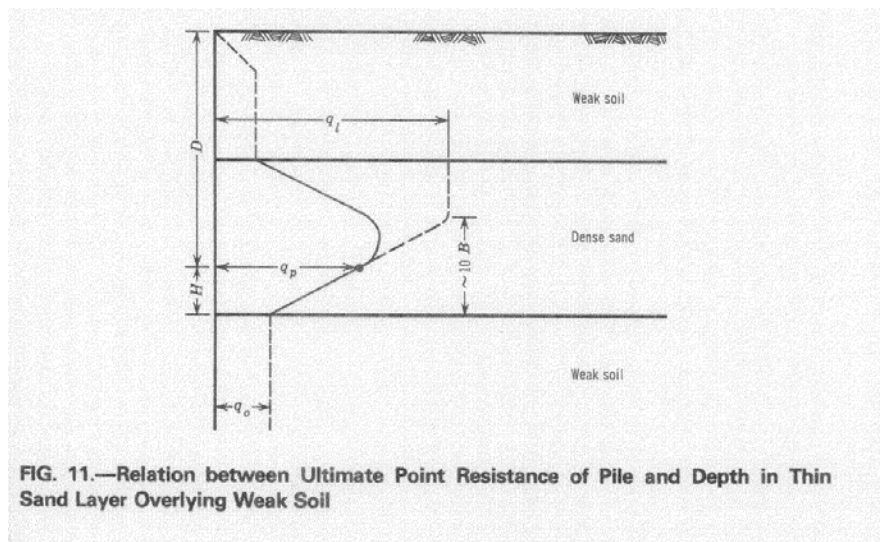


図 1.2.2 薄層支持圧入杭の先端支持力の評価法（Meyerhof 1976）

実杭の載荷実験も幾つか報告されている。このうち終局先端支持力が概ね確認され、支持地盤の強度特性が明らかなものとしては、場所打ち杭は広瀬等（ $H/D=1$ 、 $d=1.2\text{m}$ ）<sup>1.27)</sup>と松村等（ $H/D=2.8$ 、 $d=2.0\text{m}$ ）<sup>1.28)</sup>と平井等（ $H/D=3.1$ 、 $D=1.7\text{m}$ ）<sup>1.29)</sup>が、また埋込み杭は古池等（ $H/D=0.78$ 、 $D=1.15\text{m}$ 、中堀鋼管杭）<sup>1.30)</sup>と河野等（ $H/D=1.4$ 、 $D=1.2\text{m}$ 、鋼管ソイルセメント杭）<sup>1.31)</sup>が報告している。いずれも、 $H/D$  を変化させた比較実験は行われていなく、また、砂質土層と粘性土層のそれぞれの支持力は直接的には確認されていない。

Matsui & ODA は FEM 解析によって、広瀬等の場所打ち杭の載荷試験結果を良好に再現できることを報告している<sup>1.32)</sup>。また、 $H/D$  を変化させたパラメトリック解析の結果から、 $H/D$  が概ね 3 以上の範囲では  $q_{p0.1}$  があまり低下しないことなどを報告している<sup>1.33)</sup>。

設計実務に用いられている先端支持力の評価法について述べる。Matsui & ODA の研究成果は、道路橋示方書・同解説を補完する「杭基礎設計便覧」<sup>1.34)</sup>に反映され、場所打ち杭の先端支持力の支持層が厚い場合に対する低減係数(図 1.2.3 参照)としてまとめられている。これは  $H/D \leq 1$  の範囲は、 $q_{p0.1}$  は下部層に直接支持される場合と同じ ( $=3q_u$ ) とし、 $H/D \geq 3$  の範囲は支持層が厚い場合と同じ ( $N$  値  $\geq 30$  の砂礫層または良質な砂層で  $3.0\text{MN/m}^2$ 、 $N$  値  $\geq 50$  の良質な砂礫層で  $5.0\text{MN/m}^2$ ) とし、その中間はこれらの線形補完とするものである。適用地盤は、下部層が一軸圧縮強さ  $q_u$  が  $400\text{kN/m}^2$  以上 (支持層の  $N$  値は 30 以上) となる硬質粘性土層に限定される。「鉄道構造物等設計標準・同解説」<sup>1.35)</sup>では、粘土層に貫入する杭下方の砂質土の錘状土塊の底面支持力によって求める 2 層地盤の支持力式において、荷重分散角  $\theta$  を  $\tan^{-1}0.3$  (縦 1 : 横 0.3)、粘土層の極限支持力度  $q_c$  を  $6c$  (粘土層に支持される  $q_{p0.1}$  に相当) とする評価法を示している (図 1.2.4 参照)。この  $\theta$  は後述する直接基礎 ( $\tan^{-1}0.5$ ) に比べて杭基礎で小さくなる傾向を大きくとらえたものと考えられる。これらの評価法は、主に土木分野で用いられているが、その適用性に関する詳しい報告は見当たらない。

「建築基礎構造設計指針」<sup>1.1)</sup>は、2 層地盤の支持力式の準用 (図 1.2.5 参照) を推奨するものの、算定に用いる  $\theta$  と  $q_c$  は具体的に規定していない。

以上にあげた砂質土-粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端支持力に関する研究では、 $H/D$  のみを変化させた比較実験が少ない。特に、一般的な大口径杭に対応する条件下 (非排土杭、円形杭、高拘束圧) において、砂質土と粘性土の各々の支持力を把握した上で、 $H/D$  が先端支持力にどのような影響を与えるかは明らかにされていない。また、既往の評価法の適用性を統計的に調べた研究は殆どない。

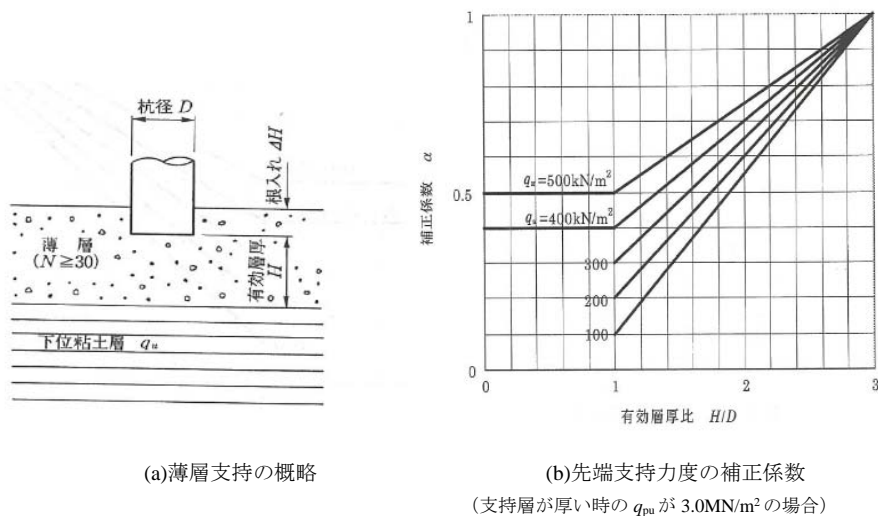


図 1.2.3 道路分野の方法<sup>1.34)</sup>

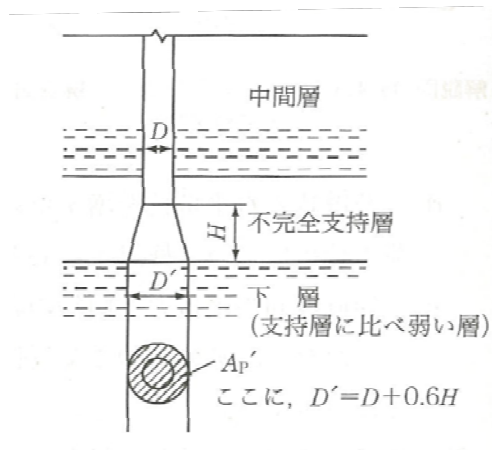


図 1.2.4 鉄道分野の方法<sup>1.35)</sup>

(2層地盤の支持力式、 $\theta = \tan^{-1}0.3$ )

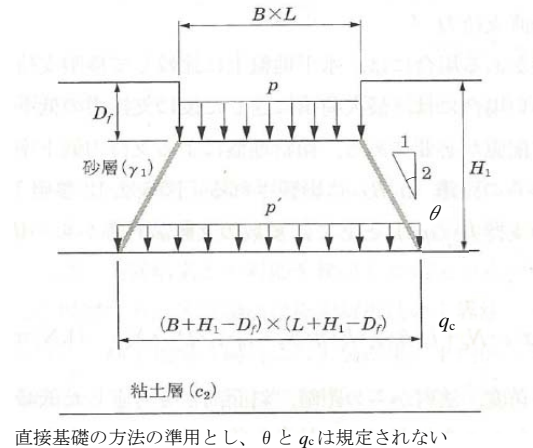


図 1.2.5 日本建築学会の方法<sup>1.1)</sup>

(2層地盤の支持力式)

## 1.2.2 杭の先端荷重沈下関係に関する研究

### (1) 砂質土地盤に着目する研究

杭の先端荷重沈下関係については、厚い砂質土層に支持される場合について幾つか提案されている。山肩等は、載荷試験結果の統計的分析によって、終局時の  $q_{p0.1}$  と沈下比 ( $S/D=0.1$ ) で基準化した先端荷重度比～沈下比関係を(1.2.3)式の形式で表現できること、また場所打ち杭と埋込み杭ごとにその係数  $a, b$  を提案している<sup>1.36)~1.37)</sup>。

$$\frac{S_p/D}{0.1} = a \cdot \frac{q_p}{q_{p0.1}} + (1-a) \cdot \left( \frac{q_p}{q_{p0.1}} \right)^b \quad (1.2.3)$$

ここで、場所打ち杭： $a=0.27, b=2.27$ 、埋込み杭： $a=0.20, b=3.98$

「建築基礎構造設計指針」<sup>1.1)</sup>では、(1.2.3)式に用いる係数として、模型杭の実験結果を含めた平均関係として  $a=0.3, b=2.0$  を提示している。持田ら<sup>1.38)</sup>は、場所打ち杭の先端載荷試験結果より、 $a=0.12, b=3.3$  を提案している。上記の式は、いずれも地盤の強度・変形特性を陽に反映していないこともあり、ばらつきが大きいことが指摘されている<sup>1.4)</sup>。

Hirayama (2000)<sup>1.39)</sup>は、最大耐力と初期剛性で規定される kondner 型の双曲線関数を利用して先端荷重沈下関係を近似する手法を提案している。Yasufuku (2001)<sup>1.40)</sup>は、この手法に地盤の圧縮性を考慮した最大耐力を考慮することによって、模型杭の載荷実験結果および実杭の載荷実験結果と近い関係が得られることを報告している (図 1.2.6 参照)。いずれも、初期剛性は  $S/D=0.25$  時に最大耐力と等しくなる剛性を経験的に定めている。

以上にのべたように、砂質土地盤に支持される杭の先端荷重沈下関係を、地盤の力学特性に基づいて合理的に評価する手法は提案されていない。

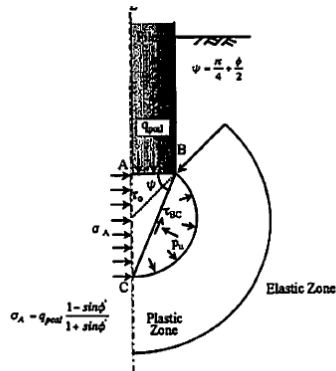


Fig. 4. Failure mechanism assumed for frictional soils

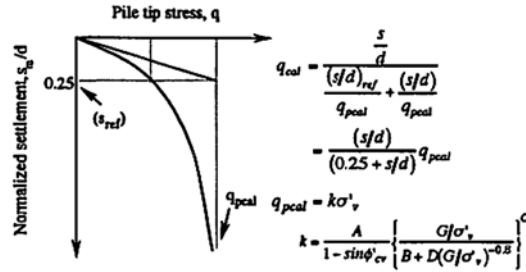


Fig. 13. Outline of model for evaluating pile tip stress with normalized settlement at virgin loading of non-displacement pile

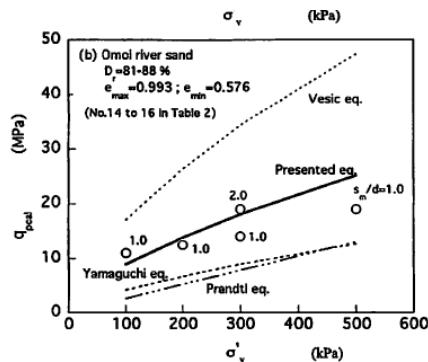


Fig. 12. Comparison of measured and predicted model pile stress with overburden pressure: a) for Qulou sand, b) for Omol river sand

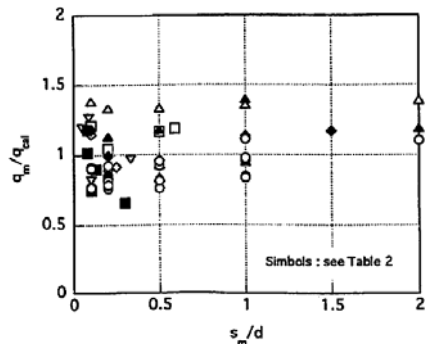


Fig. 15. Relationship between  $q_m/q_{cal}$  and normalized settlement  $s_m/d$  for in-situ and model pile load tests in Table 2

## 図 1.2.6 Yasufuku ら(2001)の研究

### (2) 砂質土－粘性土の 2 層地盤にかかわる研究

砂質土－粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端荷重沈下関係の評価について、FEM 解析が多く行われている。小田等は、松井等と同様の FEM 解析によって、前述した古池等の埋込み杭<sup>1.28)</sup>および河野等の鋼管ソイルセメント杭<sup>1.29)</sup>の載荷試験結果を再現できることを報告している<sup>1.41)~1.42)</sup>。鈴木等<sup>1.43)</sup>は、FEM 解析によって、(1.2.3)式に基づく先端荷重沈下関係の評価式の適用性を調べている。段野等は、遠心模型実験および FEM 解析によって薄層支持群杭の長期的な沈下挙動を明らかにしている<sup>1.44)</sup>。FEM 解析によらない手法はあまり検討されていなく、薄層支持特有の H/D や地盤の力学特性に基づいた合理的な評価法は提案されていない。

### 1.2.3 直接基礎の薄層支持力に関する研究

直接基礎の薄層支持力に関する研究は古くから実験的研究が行われている。Yamaguchi(1963)<sup>1.45)</sup>は、基礎下の支持層の錘状土塊（縦 1：横 0.5 の荷重分散角を仮定）が下部層に貫入するメカニズムを想定する理論（Projected Area Method）を提案し、その成果は

「建築基礎構造設計指針」<sup>1.1)</sup>などに反映されている（図 1.2.7a 参照）。Mererhof（1974）<sup>1.46)</sup>は円筒状の土塊（側面摩擦含む）を想定した理論（Punching Method）を提案している（図 1.2.7b 参照）。Okamura<sup>1.47)</sup>、Teh<sup>1.48)</sup>、Lee<sup>1.49)</sup>らは、遠心模型実験結果に基づき、これらを組み合わせた理論を提案し、評価精度が向上すること等を報告している。

#### 1.2.4 薄層支持杭を用いた建築基礎の沈下観測

薄層支持杭を用いた建築基礎の沈下観測例としては、大規模なものは、平川等<sup>1.5)</sup>、鈴木等<sup>1.9)</sup>、川村等<sup>1.10)</sup>が報告し、沈下が概ね予測値と対応したことなどを報告している。



### 1.3 本研究の目的

建築基礎の設計は、各限界状態に対する応答（荷重・沈下）がその要求性能を満足することを確認する性能規定型設計法に移行しつつある。建築基礎全体の鉛直荷重時の挙動を予測する上で、先端支持力が支配的な大口径場所打ちコンクリート拡底杭等にあつては、杭の先端抵抗（先端支持力および沈下）を適切に評価することが重要となる。また、地盤条件や杭径によっては、施工能力の限界もあり、杭の先端をやや薄い砂質土層に支持させることが多い。この薄層支持杭の先端抵抗は、砂質土層の下部にある粘性土層の影響を受けるため、砂質土－粘性土の2層地盤に支持されるものとして評価する必要がある。この先端抵抗の評価法はいくつか提案されているものの、適用性が十分に検証されていない。また、先端荷重沈下関係は、FEM 解析以外には評価法がなく、実務では、支持層が厚い場合の荷重沈下関係式を準用しているのが現状である。

本研究は、薄層支持杭を用いた建築基礎の鉛直荷重時の挙動を評価する上で重要となる、砂質土－粘性土の2層地盤に支持される杭の先端抵抗の評価法を提案する。論文では、まず、研究例が少ない、砂質土－粘性土の2層地盤に支持される杭の先端抵抗について、有効支持層厚比  $H/D$  を変化させた遠心模型実験（鉛直載荷実験）を拘束圧が異なる条件で行い、極限状態に至るまでの沈下挙動を明らかにすることを第1の目的とする。

本研究の第2の目的は、砂質土－粘性土の2層地盤に支持される杭の先端荷重沈下関係を初期剛性と最大耐力で規定される kondner 型の双曲線関数により合理的に近似する手法を提案することである。この評価法の適用性を、遠心模型実験や FEM 解析、実杭の載荷試験結果との比較を通じて検討する。

本研究の第3の目的は、砂質土－粘性土の2層地盤に支持される杭の沈下量 ( $0.1D$ ) で規定される終局先端支持力（第2限界抵抗）を、上記の荷重沈下関係を利用して評価する方法を提案することである。その適用性は、遠心実験結果、および既往の載荷試験結果、数値解析結果との比較によって、様々な地盤条件について検討する。

これらによって、薄層支持杭を用いた建築基礎の沈下予測の確度が向上し、合理的な建築基礎の実現に寄与することを期待する。なお、本研究では、静的な鉛直荷重を受ける単杭の先端抵抗の評価法を提案するものであり、群杭効果、動的問題は扱わないものとする。



#### 1.4 本論文の内容と構成

本論文は 6 章から構成されており、その概要は以下に示す通りである。

第1章 「序論」では、薄層支持杭の先端抵抗に関する既往の研究内容を示し、本論文の背景、目的や構成を明らかにする。

第2章 「支持層がやや深部にある薄層支持杭の遠心模型実験」では、杭形状や応力状態を実物に対応させた模型杭の鉛直載荷試験（遠心加速度場）を行い、有効支持層厚比  $H/D$  や支持層の相対密度が、薄層支持杭の先端抵抗に与える影響を明らかにする。また、 $H/D$  と地盤の強度・変形特性を用いて先端荷重沈下関係および先端支持力を評価する手法を検討する。

第3章 「支持層が深部にある薄層支持杭の遠心模型実験」では、支持層の強度・変形特性に関係する拘束圧の影響を把握することを目的として、杭先端深さが 40m 程度と深部にある場合を模擬した遠心模型実験を行い、高拘束圧下における薄層支持杭の先端抵抗を明らかにするとともに、上記の評価法の適用性を検討する。

第4章 「FEM 解析」では、先端荷重沈下関係を予測する非線形 FEM 解析法を示し、薄層支持となるケースの遠心模型実験結果を良好に再現することを示す。また、遠心模型実験と異なる地盤条件の解析を行い、提案する評価法の適用性を検討する。

第5章 「先端荷重沈下関係および先端支持力等の評価法の提案」では、薄層支持杭の先端荷重沈下関係を弾性論の近似解に基づく初期剛性と、2 層地盤の支持力式による最大耐力で規定される双曲線関数にて定式化し、これを用いて設計上の終局先端支持力 ( $S_p/D=0.1$  時) を評価する手法を提案する。また、薄層支持であるかどうかを判定する指標  $(H/D)_{\min}$  を導入し、提案する評価法の適用条件を提示する。そして、薄層支持となる場所打ち杭 2 例と埋込み杭 2 例の載荷試験結果との比較により、提案する評価法の妥当性を実証する。

第6章 「結論」では、本研究を通して得られた結果や知見、課題を総括して示す。

## 1 章の参考文献

- 1.1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.10
- 1.2) 宮本和徹：場所打ちコンクリート杭工法の最前線，地盤工学会誌，pp.8-11，2016
- 1.3) 梅野岳：技術認証取得工法一覧，基礎工，pp.491-90，2014.2
- 1.4) 日本建築学会：建築基礎構造設計のための地盤評価・Q&A，2015.11
- 1.5) 平川恭章・濱田純次・山下清：あべのハルカスの基礎構造設計と施工，基礎工，pp.29-36，2014.11
- 1.6) Meyerhof, G. G. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, ASCE, March: 197-228, 1976
- 1.7) 国土交通省：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.7
- 1.8) 内藤龍夫：逆打ち工法の課題と展望，建築技術，pp.88-89，1999.06
- 1.9) 鈴木俊雄・大垣聡・川村浩・秋野矩之・外園隆・岸田英明（他）：OAP タワーズにおける沈下および応力の計測・予測（その 1～6），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.529-542，1996.
- 1.10) 川村東雄・真島正人・清水映世・青島一樹・石井善一・長尾俊昌：中間砂礫層で支持された高層ツインタワービルの沈下観測(その 1～3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.445-450，2000.
- 1.11) 森重龍馬：支持層に頼らない鉄道橋の基礎，基礎工，pp.12-22，1983.6
- 1.12) 松井保，中林正司，前川義男，松井謙二：薄層における場所打ち杭の鉛直支持力特性とその設計法，橋梁と基礎，pp.33-38，1994
- 1.13) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針，2002.11
- 1.14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説，2017.3

- 1.15) Meyerhof, G. G. : The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, *Geotechnique*, 2, pp.301-332, 1951.
- 1.16) Vesic, A. S. : Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *J. Soil Mechcs. and Fndns. Div. , ASCE*, Vol. 98, No. SM3, pp.265-290, 1972.
- 1.17) 山口柏樹：弾塑性解析によるクイの先端支持力式とその適用性，*土と基礎*，Vol. 23, No. 7, pp.7-11, 1975.
- 1.18) Vesic, A. S. : Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, pp.12-16, 1977.
- 1.19) 高野昭信・岸田英明：杭先端地盤の極限支持力，第 15 回土質工学研究発表会講演集，pp.921-924, 1980
- 1.20) 岸田英明・高野昭信：砂地盤中の Non-displacement pile 先端部の地盤破壊機構，*日本建築学会論文報告集*，No.285, pp.51-62, 1979.11.
- 1.21) Meyerhof, G. G. : Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, *Proc. ASCE*, Vol.82, 1956.
- 1.22) 山崎雅弘：杭先端の荷重沈下量関係に影響を及ぼす地盤領域の検討，*日本建築学会構造系論文集*，第 75 巻，第 652 号，pp.1113-1120, 2010.6
- 1.23) 文献 1.6)と同じ
- 1.24) Meyerhof, G. G. & Sastry, V. V. R. N. Bearing Capacity of Piles in Layered Soils. Part 2. Sand overlying Clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15 : 183-189, 1978
- 1.25) 加倉井正昭・伴野松次郎・岡村保信・塊原泰男：2 層地盤の支持力に関する実験的研究，*土質工学研究発表会*，pp.745-748, 1978.
- 1.26) 山崎雅弘：模型杭載荷試験結果に基づく薄層支持層における杭先端支持力の評価法に関する検討，*日本建築学会大会学術講演梗概集*，pp 457-458, 2015

- 1.27) 広瀬鉄夫, 古池正宏, 阿部知之: 薄層支持杭鉛直載荷試験報告, 土木学会第 44 回年次学術講演会, pp 831-832, 1989.10
- 1.28) 松村駿一郎, 橋本良之, 林秀侃: 大径リバース杭の載荷試験, 基礎工, pp.76-84, 1982.2
- 1.29) 平井利一, 尾崎修, 菱沼登, 磯貝光章, 渡辺則雄: TKR 杭工法一熊谷組 画期的な場所打ち杭, 建築の技術 施工, pp.47-57, 1978.11
- 1.30) 古池正宏, 安田扶律, 高須賀徹彰, 片山猛: 大径・中掘り・薄層支持鋼管杭の載荷試験ー阪神高速道路 大阪湾岸線南伸進一, 土木学会第 46 回年次学術講演会, 1991.3
- 1.31) 河野謙治, 西岡勉: 薄層に支持された鋼管ソイルセメント杭 (HYSC 杭) の支持力について, 基礎工, pp.78-80, 2014.
- 1.32) Matsui, T. & Oda, K. (1991). End bearing mechanism of bored pile on thin layer. Proc. 9th Asian Region. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engng., December, Bangkok, pp 251-254.
- 1.33) 松井保, 中林正司, 前川義男, 松井謙二: 薄層における場所打ち杭の鉛直支持力特性とその設計法, 橋梁と基礎, pp.33-38, 1994
- 1.34) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧 平成 18 年度改訂版, pp.409-413, 2007.
- 1.35) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・杭土圧構造物, pp.301-305, 2012.
- 1.36) 山肩邦男・伊藤淳志・山田毅・田中健: 場所打ちコンクリート杭の極限先端荷重および先端荷重～先端沈下量特性に関する統計的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.421, pp.137-145, 1991.5.
- 1.37) 山肩邦男・伊藤淳志・田中健・倉本良之: 埋込み杭の極限先端荷重および先端荷重～先端沈下量特性に関する統計的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.436, pp.81-89, 1992.6.
- 1.38) 持田悟・萩原庸嘉・森脇登美夫・長尾俊昌: 場所打ちコンクリート杭の支持力性能 (その 1), 日本建築学会大会学術講演集 (東北), pp.725-726, 2000.9.

- 1.39) Hirayama, H. Load-Settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions, *Soils and Foundations*, 30(1), 55-64, 1990
- 1.40) Yasufuku, N. & Ochiai, H. & Ohno, S. Pile End-Bearing Capacity of Sand Related to Soil Compressibility, *Soils and Foundations*, Vol. 41, No. 4, 59-71, 2001.8.
- 1.41) Oda & Takegawa. Effect of stiffness of thin bearing layer on toe bearing mechanism of steel pipe pile with a concrete bulb, *Int. J. of GEOMATE*, Vol. 6, No. 1, pp. 763-770, 2014.3
- 1.42) 小田・金道：薄層に支持される鋼管ソイルセメント杭の現場載荷試験の再現解析，JGS 大会，pp.1409-1410，2015.9
- 1.43) 鈴木直子・西山高士・渡辺和博・佐原守：中間層支持杭の鉛直支持性能に関する解析的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp 593-594，2017.8
- 1.44) 段野孝一郎，磯部公一，木村亮：杭基礎の先端支持力および沈下量に対する群杭効果の考察，地盤工学ジャーナル，Vol.3，No.1，pp 73-83
- 1.45) H.Yamaguchi：Practical formula of bearing value of two layered ground，Proc. of 2nd Asian Regional Conf. SMFE，Vol.1，pp.176-180，1963
- 1.46) Meyerhof, G. G. (1974). Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No. 2, May 1974, 223-229
- 1.47) Okamura, M. Takemura, J. & Kimura, T. (1997). Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay. *Soils and Found.*, Vol. 37, No. 1: 73-88
- 1.48) Teh, K. L. (2007). Punchi-through of spudcan foundation in sand overlying clay. PhD thesis, National University of Singapore.
- 1.49) LEE, K. K. Cassidy, M. F. Randolph. & M. J. Cassidy (2013). Bearing capacity on sand overlying clay soils: a simplified conceptual model. *Geotechnique*, No.15: 1285-1297.



## 2 章 支持層がやや深部にある薄層支持杭の遠心模型実験

### 2.1 まえがき

砂質土・粘性土の 2 層地盤に支持される場所打ち杭や埋込み杭等（非排土杭）の先端抵抗に及ぼす有効支持層厚比  $H/D$  の影響について、実際に近い条件下（応力、形状、材料）の実験によって調べた研究は少なく、その評価法は確立されているとはいいがたい。本章では、支持層がやや深部にある薄層支持模型杭の鉛直載荷実験を述べる。実験は、縮尺模型でも実地盤の応力状態を再現できる遠心模型実験により行う。遠心模型実験は、理想化された地盤条件下において、基礎形状等の境界条件と地盤の非線形性を正確に反映した基礎・地盤の挙動を把握できる実験手法である。実杭の載荷試験に比べて、施工の影響を完全には再現できないものの、コストと時間を抑えながら多数の比較実験が行えること、極限状態に至るまでの沈下挙動を把握しやすいこと、などにその意義がある。本研究は、薄層支持杭の先端抵抗に及ぼす有効支持層厚比  $H/D$  の影響把握とその評価手法の構築を目的としており、この遠心模型実験を採用することとした。なお、実際とほぼ同じ地盤材料、杭形状、応力状態で行った薄層支持杭（非排土杭）の遠心模型実験はこれまでにないものと考えている。

### 2.2 実験方法

#### 2.2.1 遠心模型実験の原理

地盤材料、特に砂質土は、拘束圧によって強度と変形特性が大きく変化するため、地盤・基礎の模型実験を実施する場合、実際の破壊メカニズムを再現するには、地盤の応力状態を実物と対応させることが重要である。例えば、鉄筋コンクリート造部材の構造実験は、部材寸法を小さくした縮尺試験体に対して、通常重力場、すなわち  $1g$  場（ $g$ ：重力加速度）で加力実験が一般的に行われているのは、コンクリートや鉄筋の強度、変形特性が応力の影響を殆ど受けないためである。

遠心模型実験は、模型地盤（縮尺  $1/n$ ）を遠心力載荷装置に搭載し、重力加速度の  $n$  倍の遠心力を与えることによって、模型地盤内に実物と同じ応力状態を再現する実験方法である。これにより、縮尺模型においても、実物と同様の基礎・地盤の挙動を再現することが可能と考えられている。

遠心模型実験を行うにあたり、まず、相似則の検討が必要になる。以下に、実物（ $p$  の添え字で表示）と同じ土質材料で  $1/n$  の模型（ $m$  の添え字で表示）を用いる場合の相似則を示す。長さ  $L$ 、面積  $A$ 、体積  $V$  に関して、幾何学的に以下の関係がそれぞれ成立する。

$$L_m = L_p / n \quad (2.1)$$

$$A_m = A_p / n^2 \quad (2.2)$$

$$V_m = V_p / n^3 \quad (2.3)$$

土の単位体積重量  $\gamma$ 、土の重さ  $W$  に関しては、

$$\gamma_m = n \cdot \gamma_p \quad (2.4)$$

$$W_m = V_m \cdot \gamma_m = V_p / n^3 \cdot n \gamma_p = \gamma_p V_p / n^2 = W_p / n^2 \quad (2.5)$$

模型地盤の深さ  $z$  における土の自重による鉛直応力  $\sigma_m$  は、

$$\sigma_m = \gamma_m \cdot z_m = n \gamma_p \cdot z_p / n = \gamma_p \cdot z_p = \sigma_p \quad (2.6)$$

となり、実物と等しくなることが分かる。一方、水平応力（土圧）は、実物と同じ地盤材料を用いることから等しくなり、発生する間隙水圧も等しくなる。地盤のひずみと変形量（ひずみの積分）は、以下の通りとなる。

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (2.7)$$

$$S_m = S_p / n \quad (2.8)$$

地盤中の間隙水の流れに関しては、速度  $v$  の水が距離  $\Delta L$  を流れるのに要する時間を  $t$  とすれば、

$$t_m = \Delta L_m / v_m \quad (2.9)$$

$$t_p = \Delta L_p / v_p \quad (2.10)$$

模型材料の透水係数  $k$  は実物と同じとし、水頭差を  $\Delta h$ 、動水勾配を  $i$  とすると、ダルシーの法則より以下の関係が得られる。

$$v_m = k \cdot i_m = k \cdot \Delta h_m / \Delta L_m \quad (2.11)$$

$$v_p = k \cdot i_p = k \cdot \Delta h_p / \Delta L_p \quad (2.12)$$

模型と実物が対応する点の間隙水圧は等しいことから、以下の関係式が得られ、模型地盤内における間隙水圧の移動時間は、実物の  $1/n^2$  に短縮されることになる。

$$\Delta h_m = \Delta h_p \quad (2.13)$$



$$\Delta L_m = \Delta L_p / n \quad (2.14)$$

$$v_m = k \cdot \Delta h_m / \Delta L_m = k \cdot \Delta h_p / \Delta L_p / n = n \cdot k \cdot \Delta h_p / \Delta L_p = n \cdot v_p \quad (2.15)$$

$$t_m = \Delta L_m / v_m = \Delta L_p / n / n \cdot v_p = \Delta L_p / n^2 \cdot v_p = t_p / n^2 \quad (2.16)$$

本遠心実験に関する相似則を表 2.2.1 にまとめる。

表 2.2.1 遠心模型実験の相似則（縮尺 1/n、重力加速度 ng の場合）

物理量	模型	実物
長さ	1 / n	1
面積	1 / n <sup>2</sup>	1
体積	1 / n <sup>3</sup>	1
重量	1 / n <sup>3</sup>	1
応力	1	1
ひずみ	1	1
変位	1 / n	1
速さ（浸透）	n	1
時間（浸透）	1 / n <sup>2</sup>	1

## 2.2.2 遠心力載荷装置

本実験に用いた遠心力載荷装置の全景と概要を図 2.2.1、図 2.2.2 に示す。表 2.2.1 に遠心力載荷装置の性能を示す。ビーム型の遠心力載荷装置であり、回転有効半径は 2.65m、最大回転数は 260r.p.m、最大積載能力は 80g・ton である<sup>2.1)</sup>。



図 2.2.1 遠心力载荷装置の全景

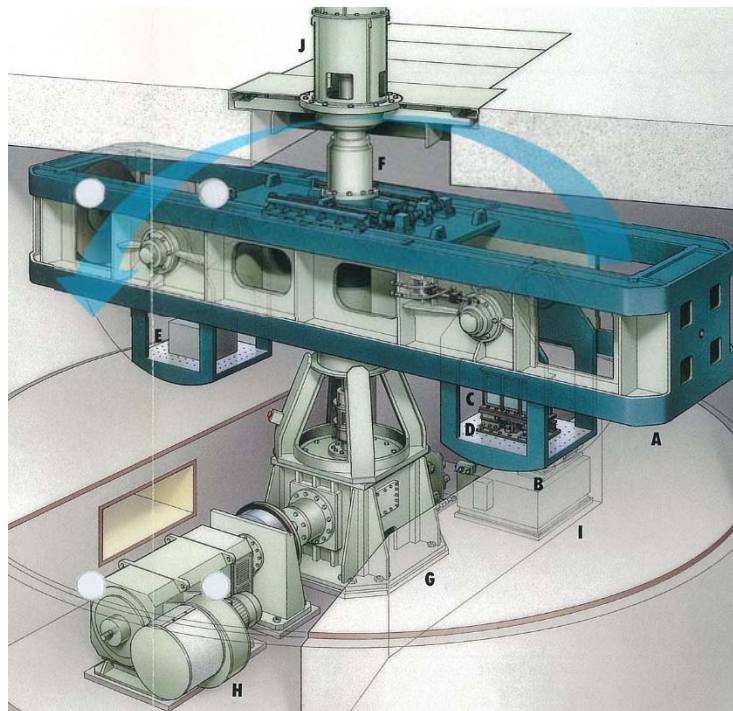


図 2.2.2 遠心力载荷装置の概要

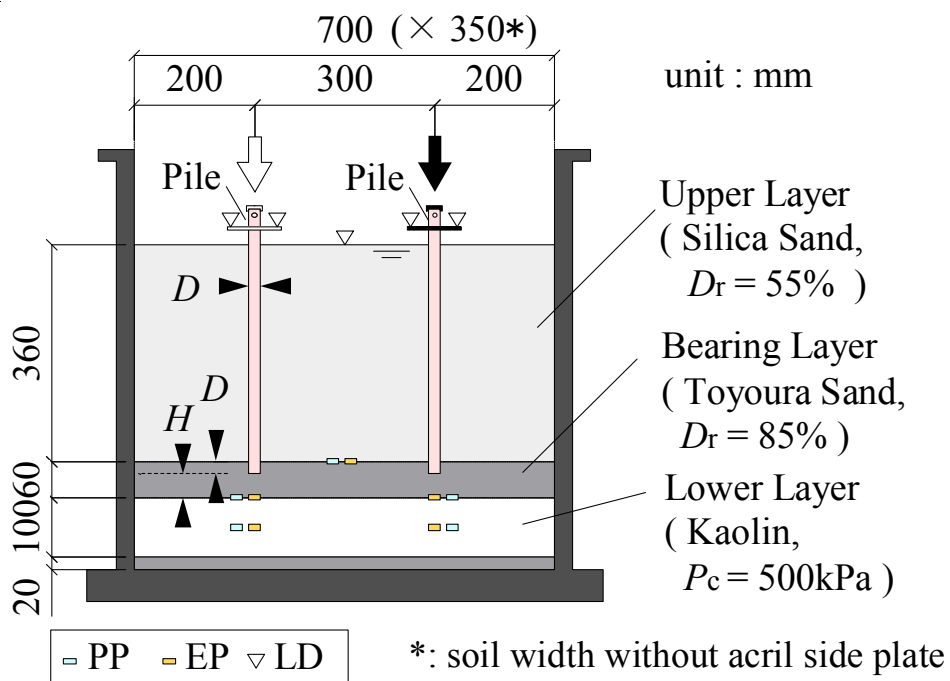
表 2.2.1 遠心力载荷装置の性能

項目	性能
有効回転半径	2.65 m
最大回転数	260 r.p.m
最大遠心加速度	200 g
最大積載能力	80 g・ton
試験体積載スペース	幅 1m×奥行 0.9m×高さ 1m

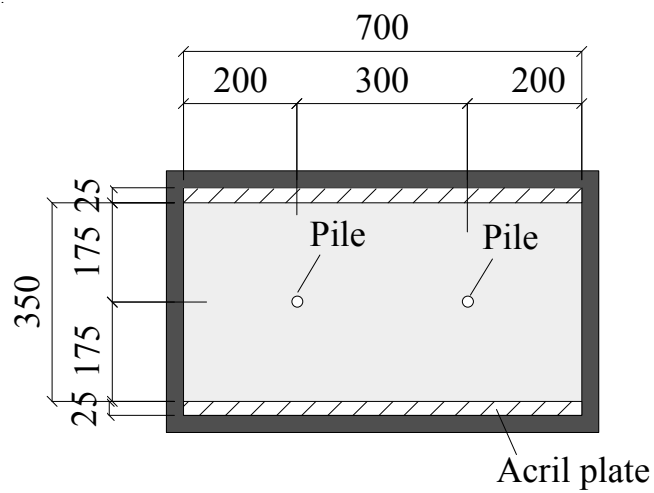
#### 2.2.4 試験体

実験に用いた試験体の概略を図 2.2.3 に示す。縮尺は 1/50 とし、模型地盤は主として上から緩い砂層（表層）、密な砂層（支持層）、過圧密粘土層の 3 層で構成される飽和地盤とした。表層の厚さは 360mm（実物換算 18m）とし、模型杭は支持層に 1D（D は直径）根入れさせて 2 本ずつ設置した。これにより、同一条件の鉛直載荷試験を 2 回ずつ行って、再現性を確認することが可能である。模型杭を図 2.2.4 に示す。直径 20mm（実物換算 1m）のアルミ管製であり、先端は閉塞されている。模型杭の表面は、負の摩擦力が作用しにくいように、平滑なものを用いた。模型杭の内面には、軸力測定のために、歪ゲージを 5 断面（対面）に貼付した。土槽の内壁は、地盤と壁面の摩擦を低減するために、グリースを塗布した上でテフロンシートを貼り付けた。地盤材料の物理試験結果を表 2.2.3 に示す。

模型地盤の作製は、以下の手順により 1g 場で行った。まず、厚さ 20mm の排水層（珪砂 5 号）の上に、真空脱気したスラリー状のカオリン粘土（含水比 100%）を投入し、最大 0.5MPa の上載圧にて圧密することによって粘土層を作製した。圧密は、1 段階 3 時間以上、最終段階で 5 日以上保持することを基本とした段階載荷により行い、1 つの試験体で 2 週間以上を要した。圧密前後の収縮率は 6 割であった。次いで、支持層（豊浦砂）を相対密度  $D_r$  が 85% となるように空中落下法により投入し、地盤レベルが杭下端深さに到達した段階で、模型杭を治具によって固定した。そして、残りの支持層と表層（珪砂 8 号、目標  $D_r=55\%$ ）を同様に作製した後、地表面まで水で飽和させた。実験に用いた土槽、模型杭、地盤製作状況を写真 2.2.1～2.2.8 に示す。



(a) 断面



(b) 平面

図 2.2.3 試験体の概要

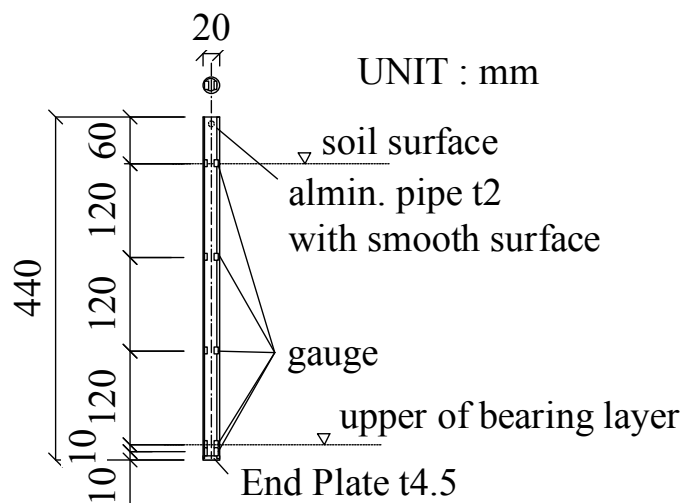


図 2.2.4 模型杭

表 2.2.3 地盤材料の物理試験結果

	$D_{50}$ mm	$G_s$ g/cm <sup>3</sup>	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$I_p$
Toyoura Sand	0.201	2.644	0.967	0.625	—
Silica Sand	0.078	2.634	1.245	0.688	—
Kaolin Clay	<0.005	2.616	—	—	38



写真 2.2.1 実験に用いた土槽と地盤作製器具



写真 2.2.2 模型杭



写真 2.2.3 粘土スラリー製作状況



写真 2.2.4 粘土層予備圧密状況





写真 2.2.4 空中落下法による砂地盤製作状況



写真 2.2.5 模型杭設置状況

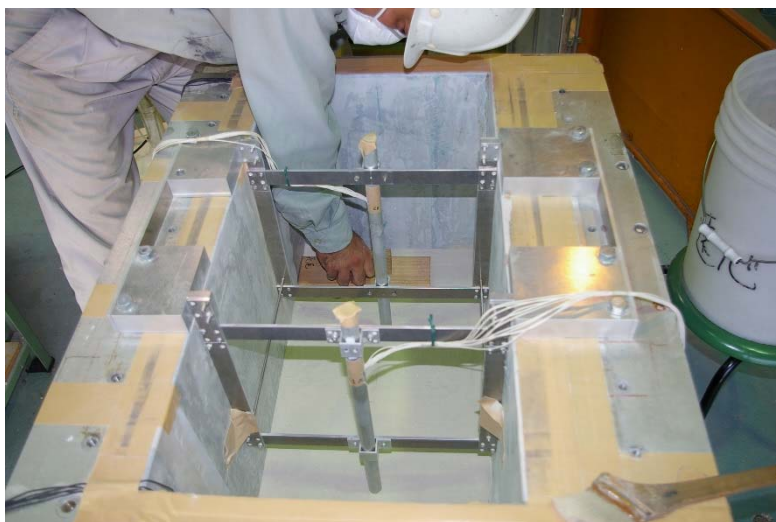


写真 2.2.6 砂地盤製作状況その 1

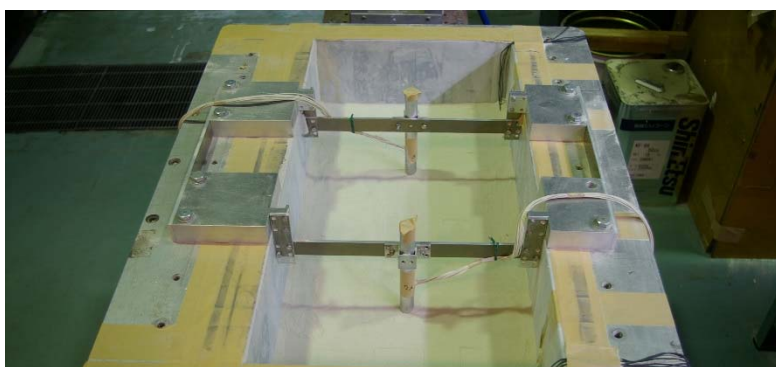


写真 2.2.7 砂地盤製作状況その 2

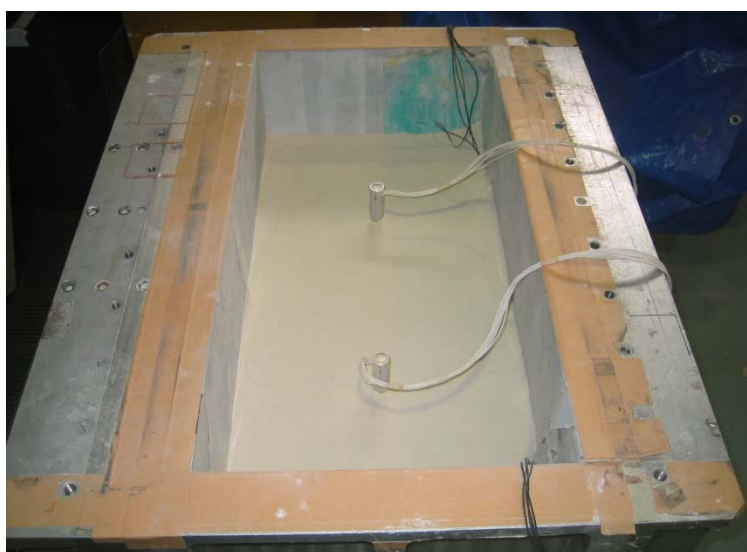


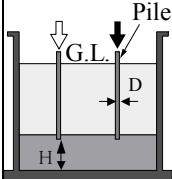
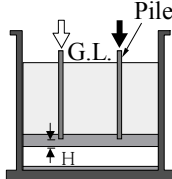
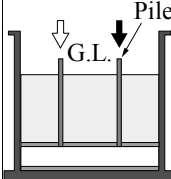
写真 2.2.8 模型地盤の製作状況（完了時）



### 2.2.5 実験ケース

実験ケースを表 2.2.4 に示す。試験体は支持層が密( $D_r=85\%$ )で、支持層の杭下端以深の厚さ  $H$  の杭径  $D$  に対する比  $H/D$  を 0 (Z2H0C5)、2 (Z2H2C5)、4 (Z2H4C5)、11 (Z2H11) とする 4 体と、支持層が緩く( $D_r=60\%$ )、 $H/D$  を 3 (Z2H3MC5)、11 (Z2H11M) とする 2 体の計 6 体を作製した。Z2H2C5、Z2H4C5、Z2H3MC5 が薄層支持のケース、Z2H11、Z2H11M が支持層が厚いケース、Z2H0C5 が支持層の厚さがゼロで、粘土層の支持力を確認するケースである。物理試験結果より得られる表層、支持層、粘土層の単位体積重量を表 2.2.5 に示す。

表 2.2.4 実験ケース※

ケース名		Z2H11 Z2H11M		Z2H4C5 Z2H2C5 Z2H3MC5			Z2H0C5	
実験の方法								
H/D		11		4	3	2	0	
地盤	表層	硅砂8号 ( $D_r=55\%$ )						
	支持層	豊浦砂						
		$D_r=85\%$	60%	85%	60%	85%		
	過圧密粘土層		---		カオリン粘土 (圧密荷重0.5MPa)			

※Z○H△C□：○は杭先端深さ（約 20m）、△は  $H/D$ （支持層が緩い場合は M 付）、□は最大予備圧密荷重（500kPa）を示す。

表 2.2.5 模型地盤の相対密度、単位体積重量等

地層	$D_r, w$	湿潤単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )
表層	$D_r=55\%$	17.9	8.1
支持層	$D_r=85\%$	19.4	9.6
支持層	$D_r=60\%$	19.0	9.2
粘土層	$w \approx 50\%$	16.5	6.7

### 2.2.6 遠心力载荷・加力・計測方法

実験は、試験体を遠心力载荷装置に搭載して加力・計測装置を設置してから、遠心力を 50g となるまで段階的に増加させた状態で行った。鉛直载荷は、地表面の沈下と粘土層内の過剰間隙水圧の消散が概ね終了した時点で、杭頭荷重を変位制御（目標载荷速度 $\leq 0.3\text{mm/min}$ ）で与える方式によって行った。杭頭変位は 5mm (0.25D) を超えた時点で杭頭荷重が零となるまで戻した後、再び 10mm (0.5D) 以上となるまで与えた。実験中、前述した杭ひずみに加え、杭頭荷重を小型ロードセルにより、杭頭変位と地表面変位をレーザー式変位計により、地盤の土水圧を小型の土圧計および間隙水圧計により計測した。写真 2.2.9～写真 2.2.12 に試験体の搭載状況、加力計測状況、コーン試験機（事後調査）を示す。



写真 2.2.9 試験体の搭載状況



写真 2.2.10 加力計測状況 (1g)



写真 2.2.11 杭頭部の加力計測状況 (1g)



写真 2.2.12 コーン試験機 (事後調査用)

## 2.3 実験結果

実験結果は、加力直前を初期値とし、模型スケールで整理した。杭頭荷重のひずみ換算値は、ロードセル計測値に対して 0.97～1.01 倍の範囲内にあり、両者の対応は良好であった。模型杭の表面は滑らかであり、負の摩擦力による初期先端荷重は、最大先端荷重の概ね 3%以下と小さいことを確認している。先端荷重は、杭を中実とみなした断面積で除した先端荷重度  $q$  により、先端沈下は杭径で除した先端沈下比  $S_p/D$  で整理した。主な実験結果の一覧を表 2.3.1 に示す。

実験で得られた支持層が密 ( $Dr=85\%$ ) なケースの  $q_p \sim S_p/D$  関係の比較を図 2.3.1 に示す。有効支持層比  $H/D$  が大きい Z2H11 ( $H/D=11$ ) についてみると、 $q_p$  は、 $S_p/D$  が 0.5 を超えるまで剛性低下を示しながら増加しており、非排土杭特有の  $q_p \sim S_p/D$  関係を示している。 $S_p/D=0.1$  時の  $q_{p0.1}$  は 4.2MPa、最大値  $q_{pmax}$  は 9.2～9.7MPa である。これに対し、 $H/D$  が 4、2、0 と小さい Z2H4C5、Z2H2C5、Z2H0C5 は、 $S_p/D$  が 1 に達するまでに  $q_p$  は殆ど増加しなくなり極限状態に至っている。 $q_{p0.1}$  は 0.4～4.2MPa、 $q_{pmax}$  は 0.9～8.6MPa である。ここで、設計上の終局先端支持力度  $q_{p0.1}$  ( $S_p/D=0.1$  時) に着目すると、 $H/D$  が 11 と 4 は 3.8～4.2MPa の範囲にあり、殆ど変わらない。また、真の極限支持力  $q_{pmax}$  に対する設計上の終局支持力  $q_{p0.1}$  の比は、 $H/D$  が小さくなると増加する、すなわち  $q_{p0.1}$  の余裕度が減少する傾向が認められる。

支持層が緩い ( $Dr=60\%$ ) ケースの  $q_p \sim S_p/D$  関係を図 2.3.1a に示す。 $H/D$  が 11 のケース Z2H11M についてみると、 $Dr$  が 85%のケースに比較して初期剛性、 $q_p$  ともに減少している。しかしながら、 $S_p/D$  が 1 に達するまで  $q_p$  が増加し続けること、 $H/D$  が小さくなると  $q_{p0.1}$  の余裕度が減少する傾向は、 $Dr$  が 85%のケースと同様である。 $H/D$  が 3 のケース Z3H3MC5 の  $q_p \sim S_p/D$  関係は、 $S_p/D$  が 0.1 以下の (設計) 範囲では、Z2H11M のケースと殆ど変わらない。

各ケースの主な実験結果、荷重沈下関係、荷重度沈下比関係、ひずみ分布、軸力分布、摩擦力度分布、杭先端付近の地盤変状 (実験後に観察) を図 2.3.2～2.3.13 に示す。

表 2.3.1 主な実験結果の一覧

Case	No.	$P_{tmax}$ kN	$S_{tmax}$ mm	$q_{pmax}$ MPa	$q_{p01}$ MPa	$\tau_{smax}$ kPa	$S_p/D_{max}$	$K_{0.005}$ MPa	$S_{pmax}$
Z2H11	1	3.39	11.2	9.71	4.24	<u>16.6</u>	0.55	90.8	11.0
	2	3.37	10.7	9.18	4.24	<u>21.0</u>	0.54	121.0	10.7
Z2H4C5	1	2.72	10.0	6.98	3.77	<u>22.4</u>	0.49	109.8	9.9
	2	3.21	19.9	8.62	4.23	<u>21.6</u>	0.99	128.1	19.8
Z2H2C5	1	<u>1.68</u>	11.7	<u>3.93</u>	2.53	<u>20.5</u>	0.58	66.7	11.6
	2	<u>1.41</u>	21.3	<u>2.88</u>	2.25	<u>22.9</u>	1.06	97.0	21.2
Z2H0C5	1	<u>0.64</u>	10.1	<u>0.91</u>	0.43	<u>15.5</u>	0.51	35.8	10.1
	2	<u>0.75</u>	20.1	<u>1.02</u>	0.493	<u>19.4</u>	1.01	25.8	20.1
Z2H11M	1	2.09	10.1	4.89	2.47	<u>24.1</u>	0.50	57.2	10.0
	2	2.91	20.1	7.73	2.31	<u>21.3</u>	1.00	45.7	20.0
Z2H3MC5	1	1.73	10.1	4.01	2.29	<u>21.1</u>	0.50	59.3	10.0
	2	<u>1.98</u>	20.1	<u>4.87</u>	2.31	<u>19.8</u>	1.00	65.7	20.0

underline: reached ultimate load

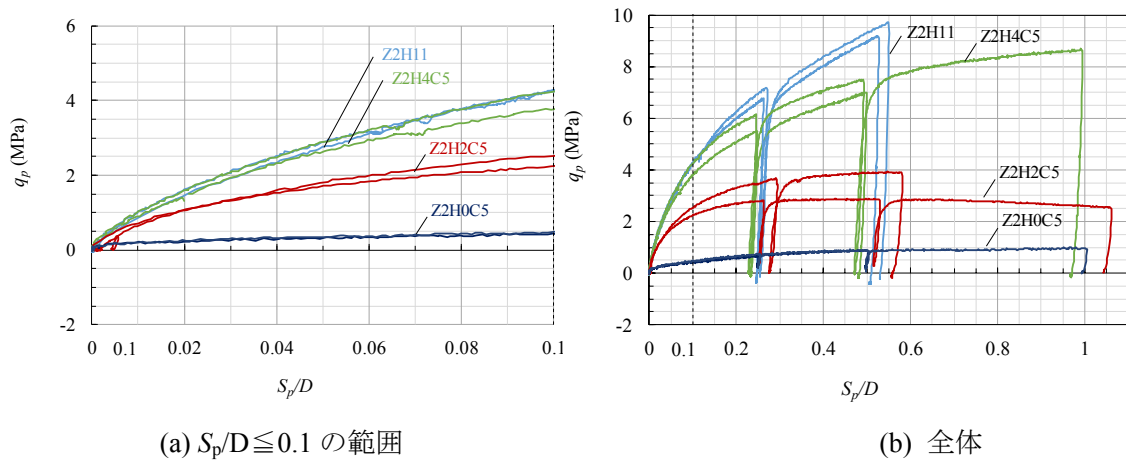


図 2.3.1  $q_p \sim S_p/D$  関係の比較 (支持層が密なケース、 $Dr=85\%$ )

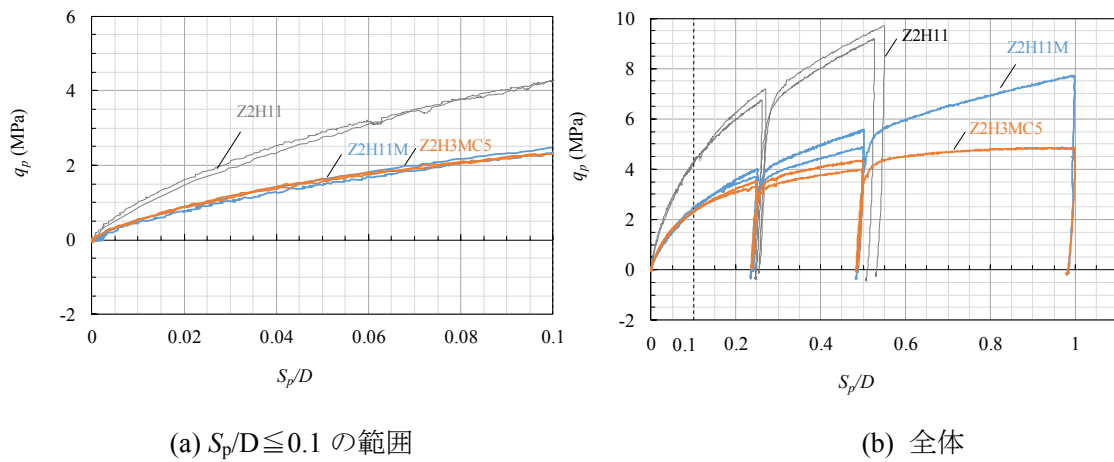
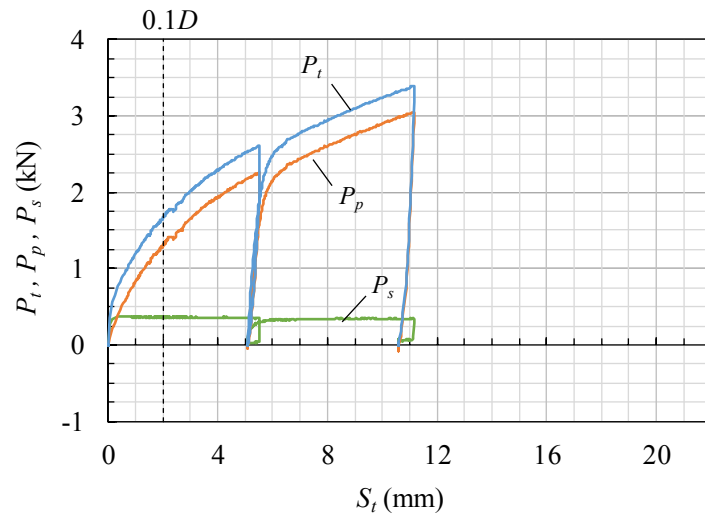


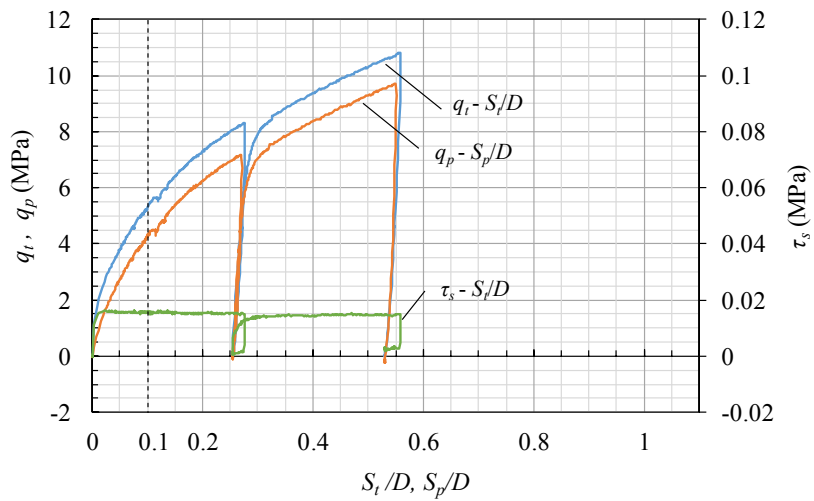
図 2.3.1a  $q_p \sim S_p/D$  関係の比較 (支持層が緩いケース、 $Dr=60\%$ )

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.70	1.33	0.37	5.42	4.24	15.8	2.08	2.00
$P_{p\max}$	3.39	3.05	0.34	10.8	9.71	14.8	11.2	11.0
max.	3.40	3.05	0.39	10.8	9.71	16.6	11.2	11.0

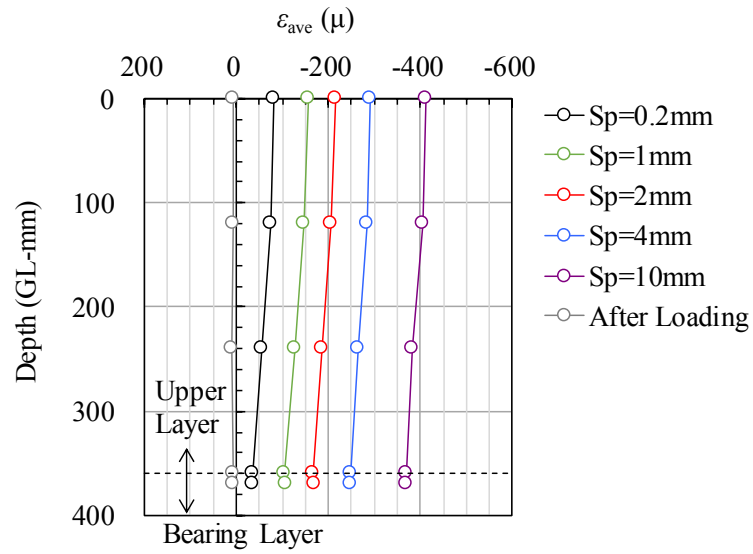


(b) 荷重～沈下関係

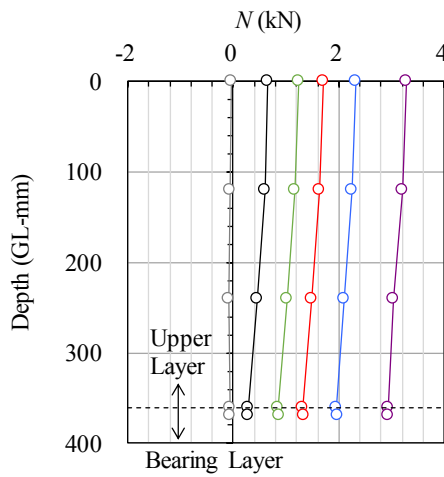


(c) 荷重度～沈下比関係

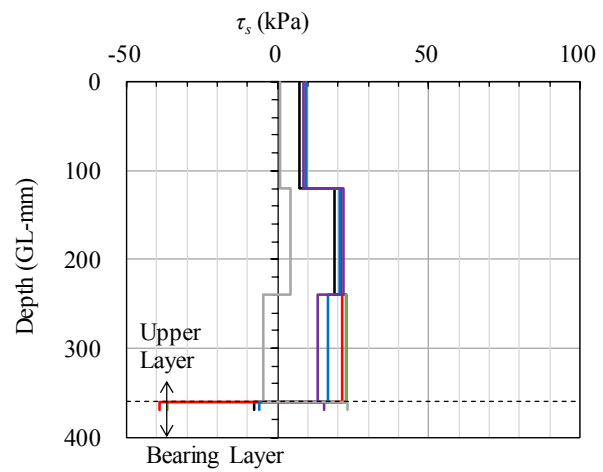
図 2.3.2 Z2H11-1 の実験結果



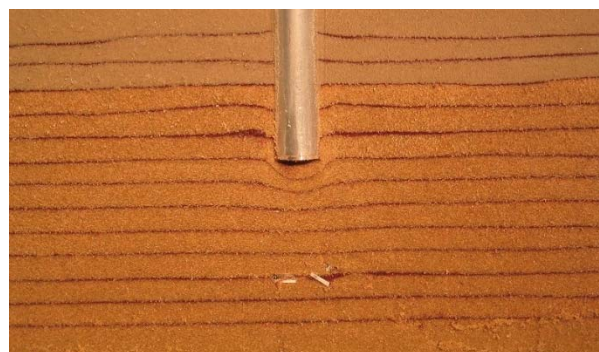
(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布



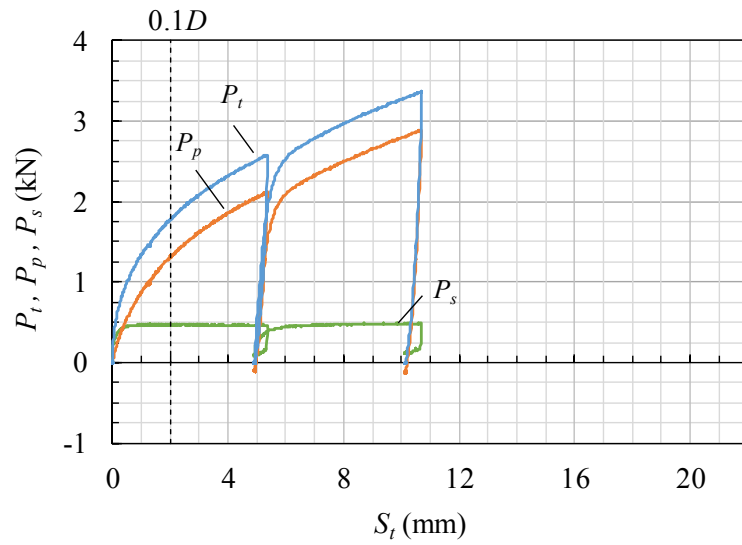
(d) 杭先端付近の地盤変状

図 2.3.2a Z2H11-1 の実験結果

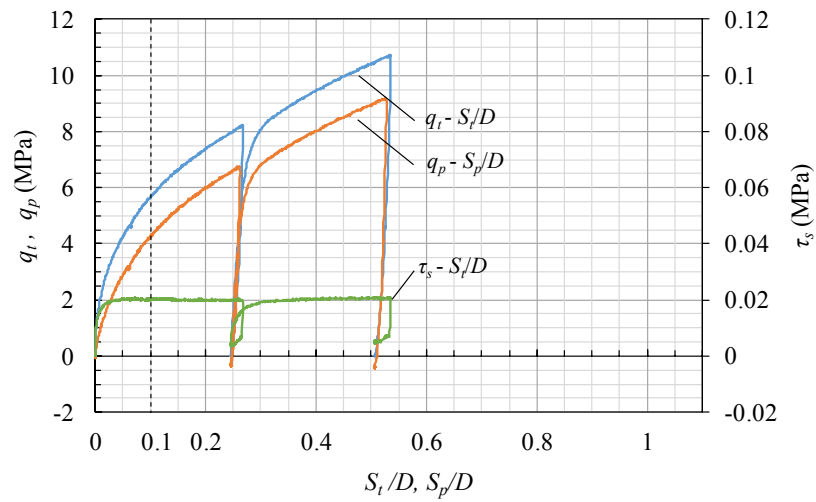


(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.80	1.33	0.47	5.74	4.24	20.2	2.08	2.00
$P_{p\max}$	3.37	2.89	0.49	10.7	9.18	20.9	10.7	10.5
max.	3.37	2.89	0.49	10.7	9.18	21.0	10.7	10.5



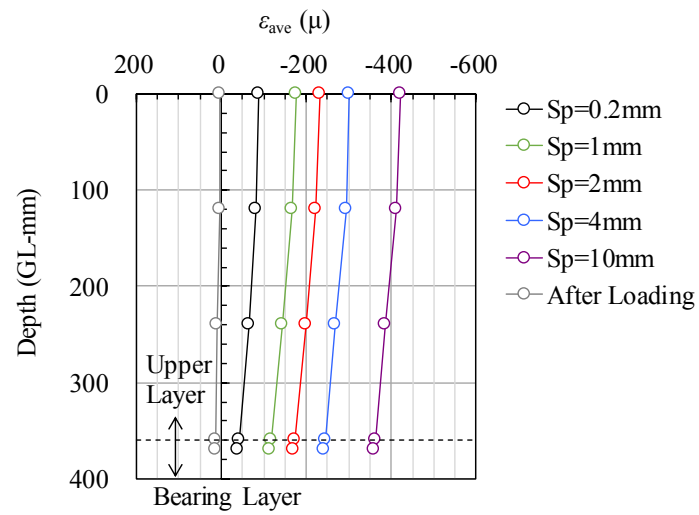
(b) 荷重～沈下関係



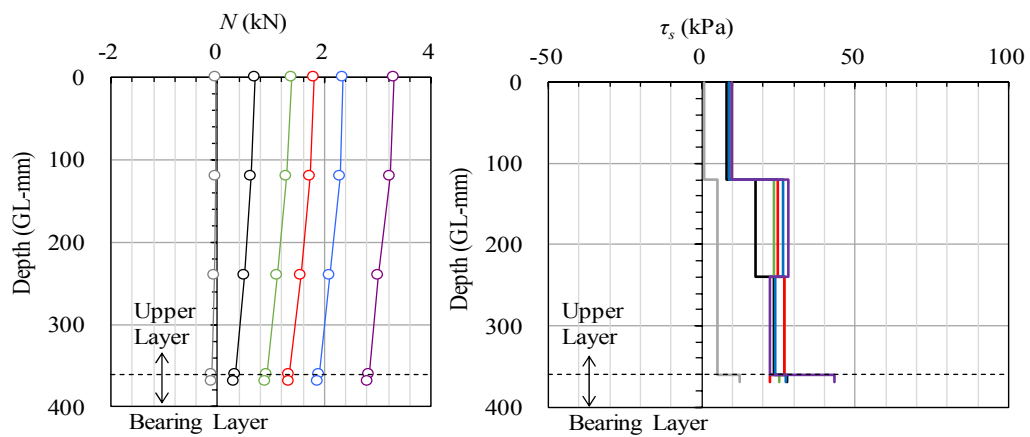
(c) 荷重度～沈下比関係

図 2.3.3 Z2H11-2 の実験結果





(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布

(c) 摩擦力度分布

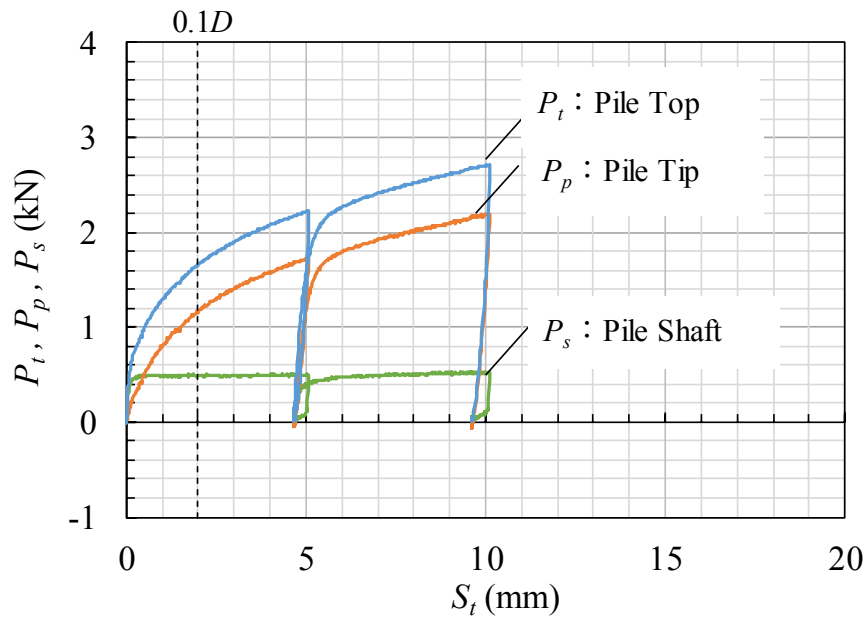


(d) 杭先端付近の地盤変状

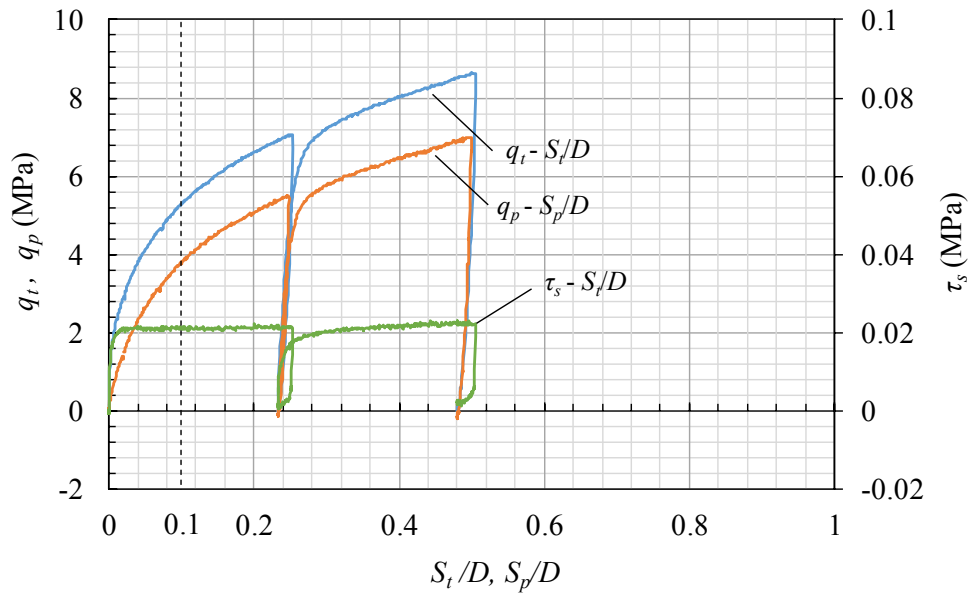
図 2.3.3a Z2H11-2 の実験結果

(d) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.69	1.18	0.50	5.36	3.77	21.6	2.08	2.01
$P_{t\max}$	2.72	2.19	0.52	8.64	6.98	22.4	10.01	9.88

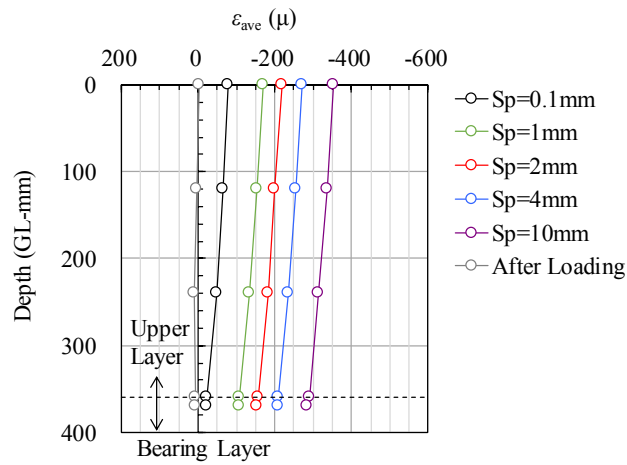


(e) 荷重～沈下関係

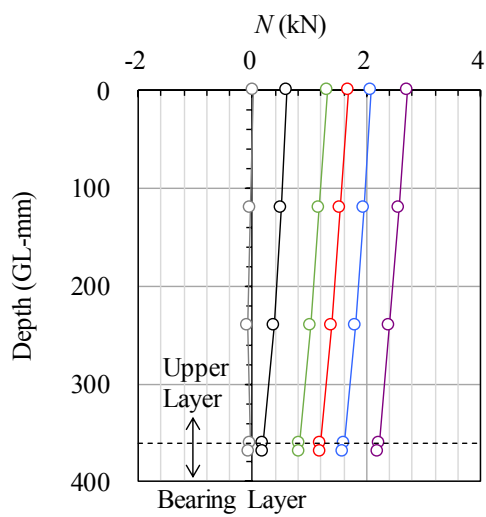


(f) 荷重度～沈下比関係

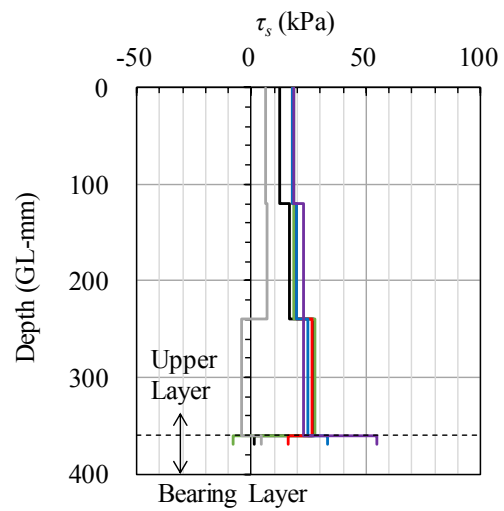
図 2.3.4 Z2H4C5-1 の実験結果



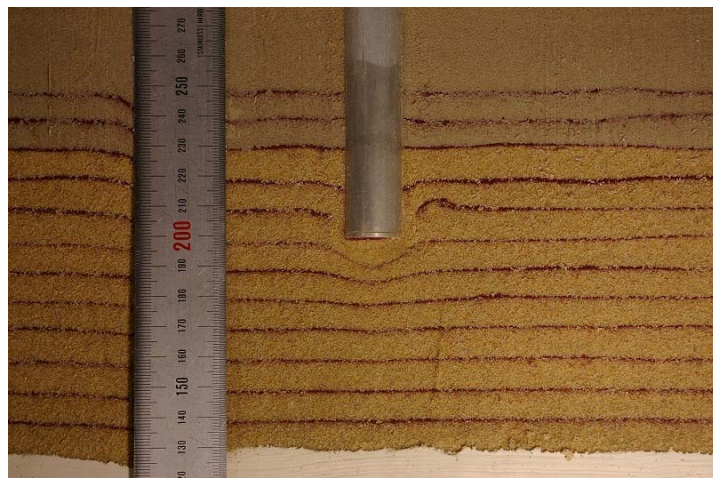
(b) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

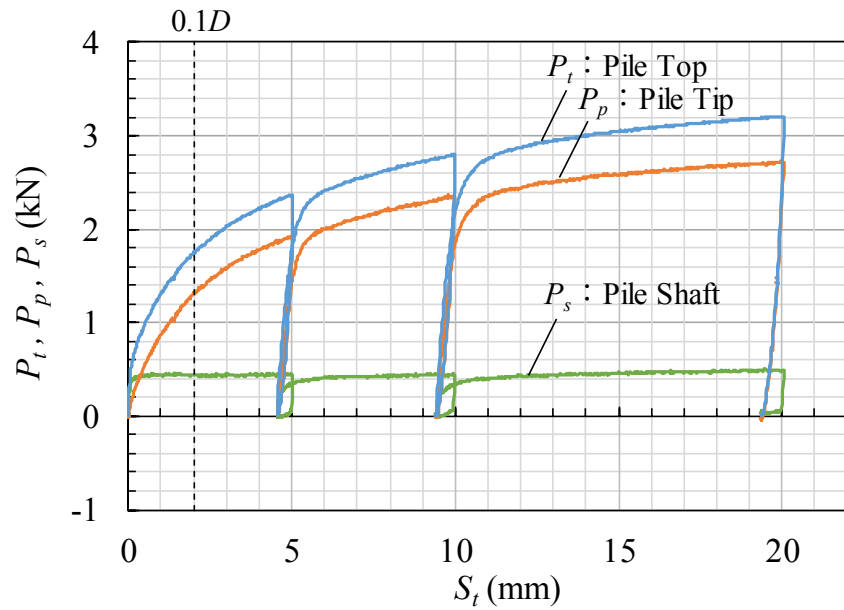


(d) 杭先端付近の地盤変状

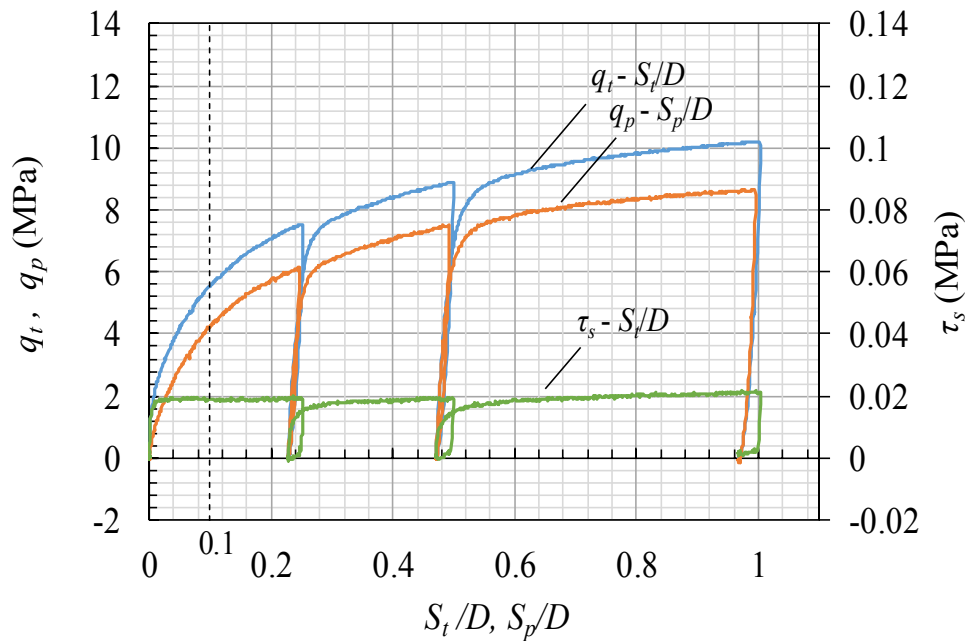
図 2.3.4a Z2H4C5-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.77	1.33	0.44	5.63	4.23	18.9	2.08	2.00
$P_{t\max}$	3.21	2.71	0.50	10.22	8.62	21.6	19.91	19.76

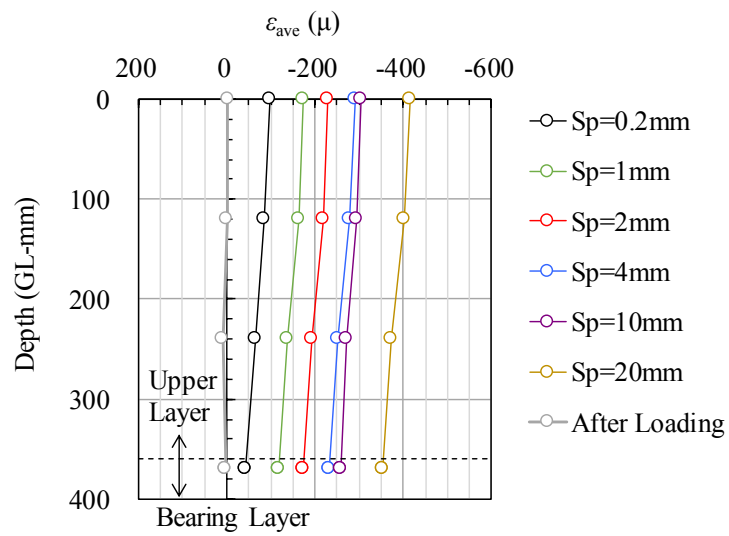


(b) 荷重～沈下関係

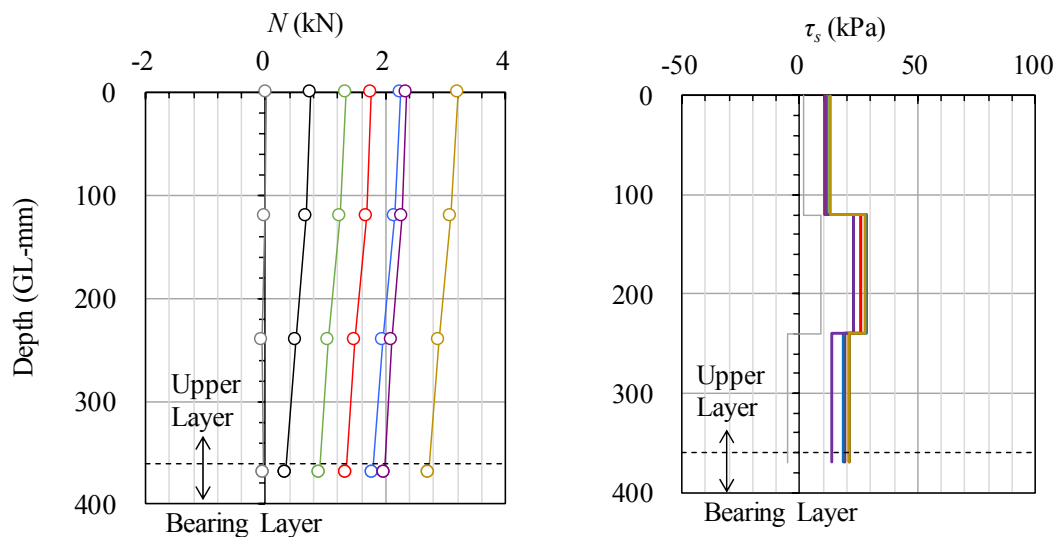


(c) 荷重度～沈下比関係

図 2.3.5 Z2H4C5-2 の実験結果

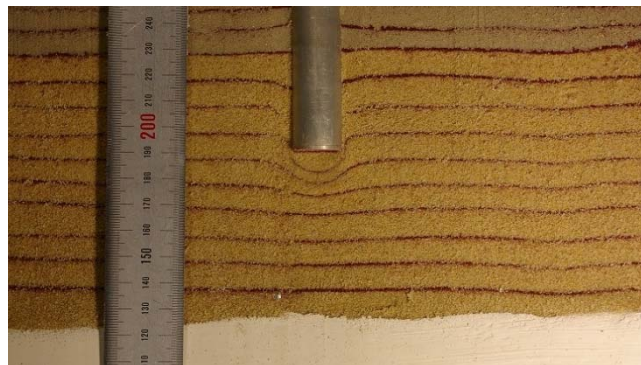


(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布

(c) 摩擦力度分布

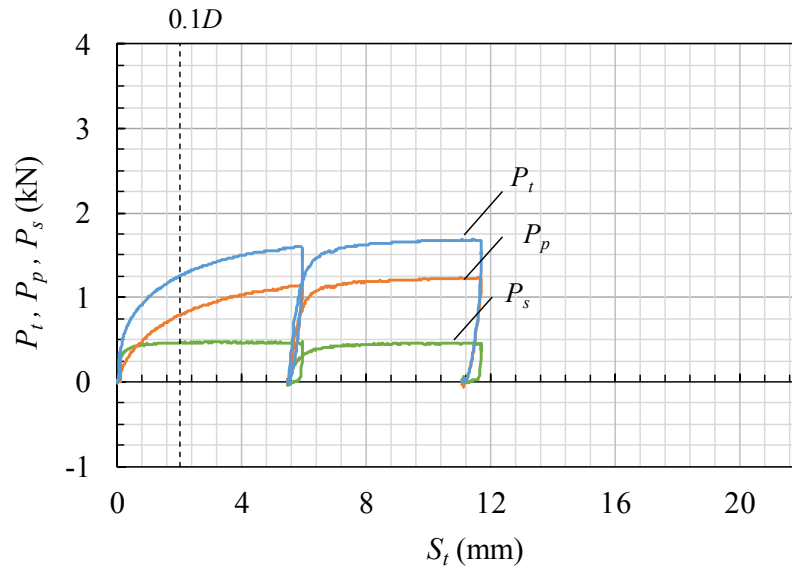


(d) 杭先端付近の地盤変状

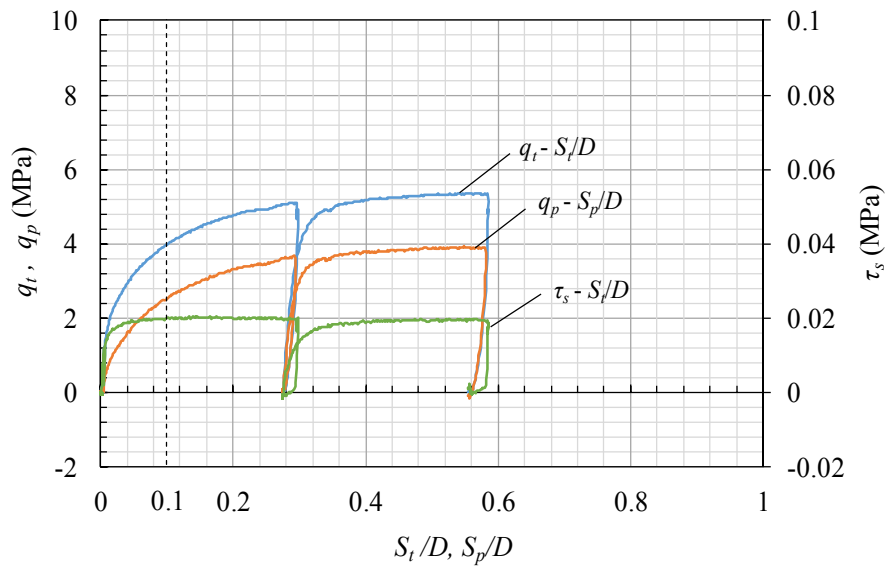
図 2.3.5a Z2H4C5-2 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.26	0.79	0.47	4.01	2.53	20.1	2.06	2.00
$P_{p \max}$	1.68	1.24	0.45	5.35	3.93	19.2	11.0	11.0
max.	1.68	1.24	0.48	5.36	3.93	20.5	11.7	11.6

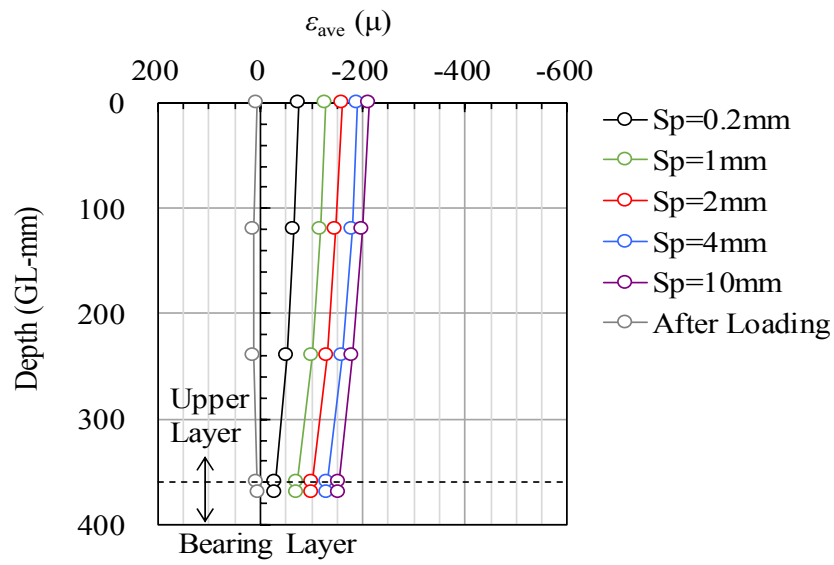


(b) 荷重～沈下関係

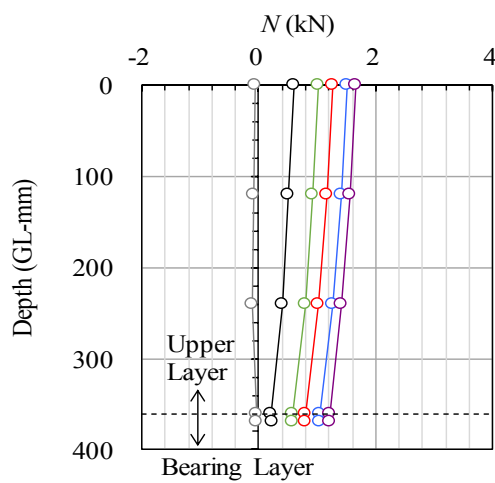


(c) 荷重度～沈下比関係

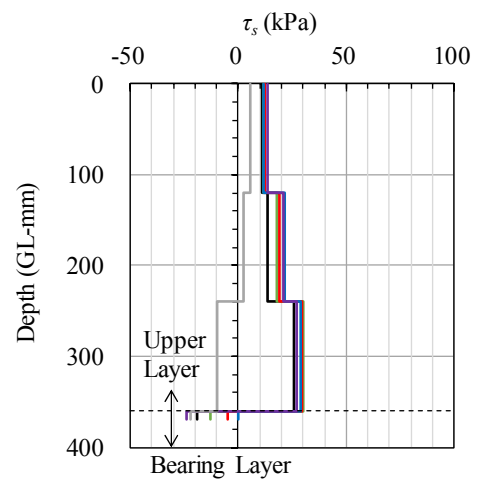
図 2.3.6 Z2H2C5-1 の実験結果



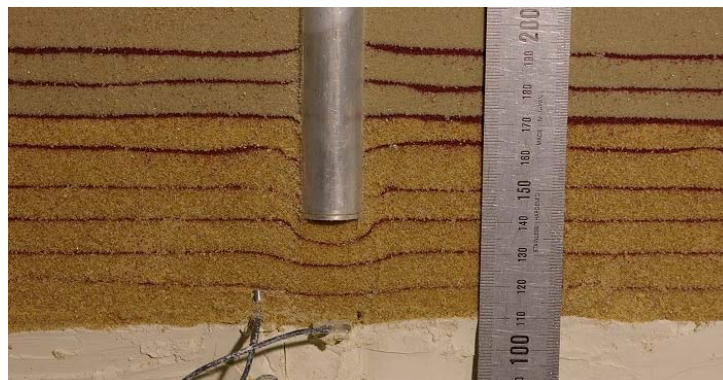
(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

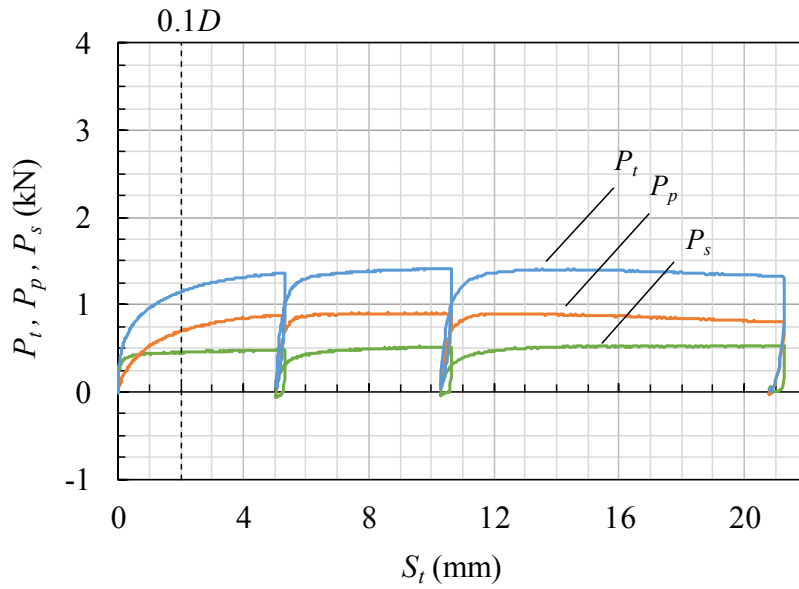


(d) 杭先端付近の地盤変状

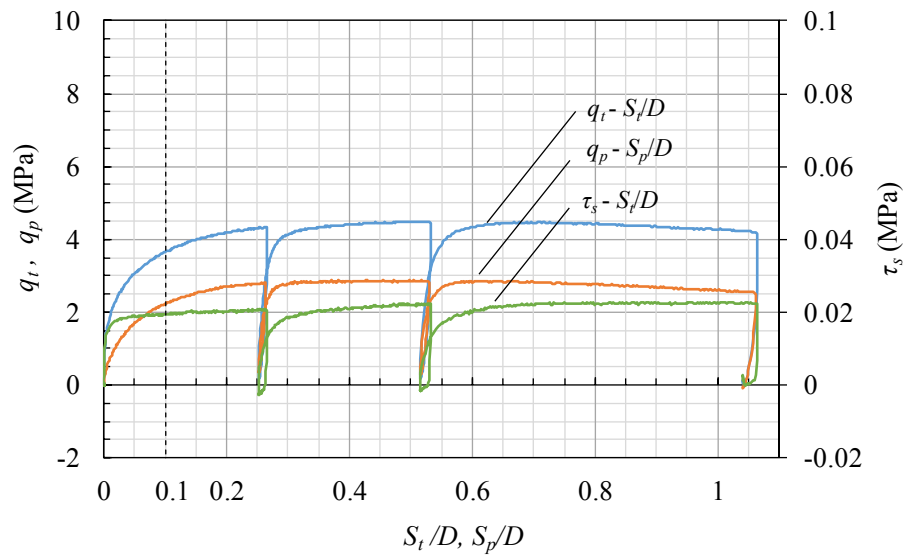
図 2.3.6a Z2H2C5-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.16	0.71	0.45	3.68	2.25	19.3	2.05	2.00
$P_{p\max}$	1.40	0.90	0.50	4.47	2.88	21.5	9.16	9.10
max.	1.41	0.90	0.53	4.50	2.88	22.9	21.3	21.2



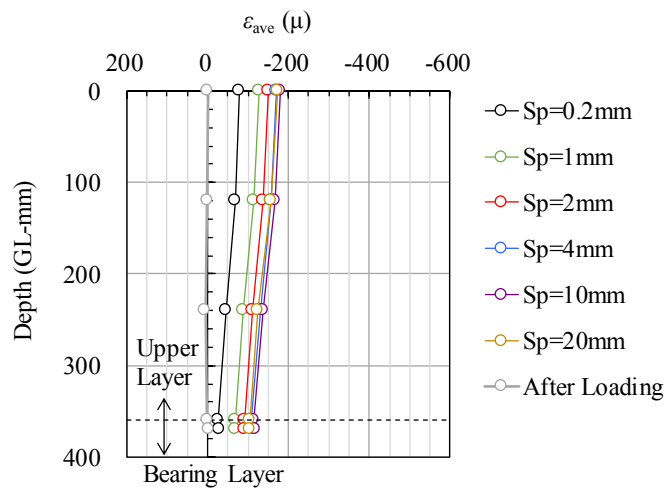
(b) 荷重～沈下関係



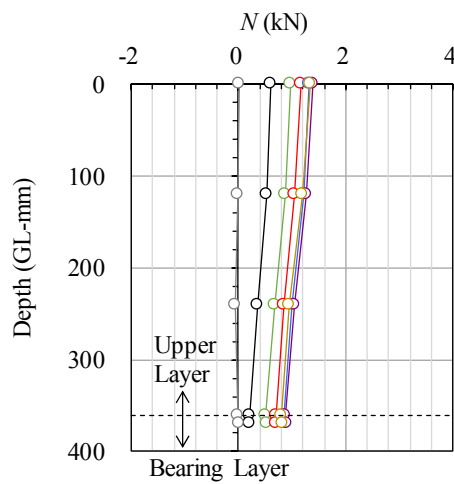
(c) 荷重度～沈下比関係

図 2.3.7 Z2H2C5-2 の実験結果

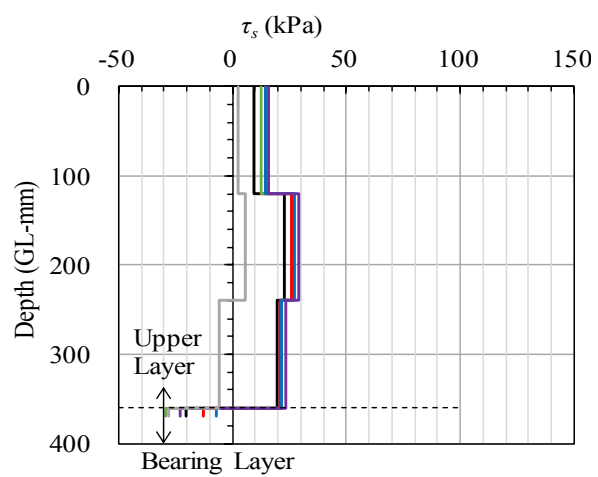




(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

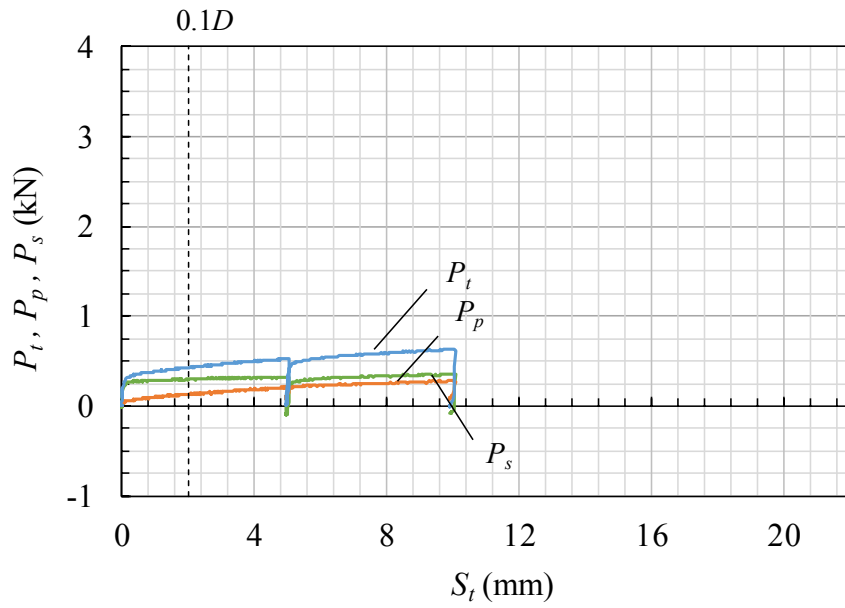


(d) 杭先端付近の地盤変状

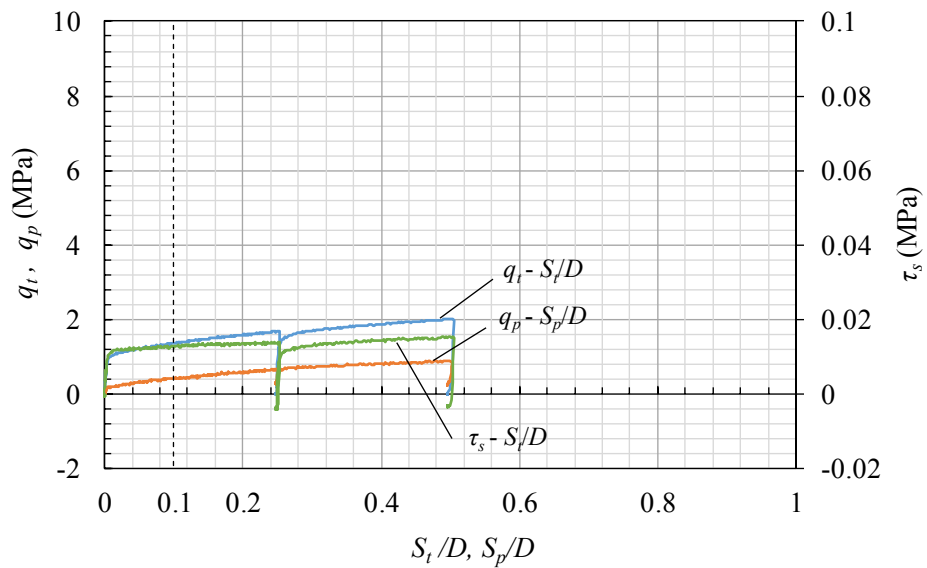
図 2.3.7a Z2H2C5-2 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	0.428	0.135	0.293	1.36	0.430	12.6	2.01	2.00
$P_{p\max}$	0.633	0.285	0.348	2.01	0.907	15.0	10.0	10.0
max.	0.635	0.285	0.360	2.02	0.907	15.5	10.1	10.1

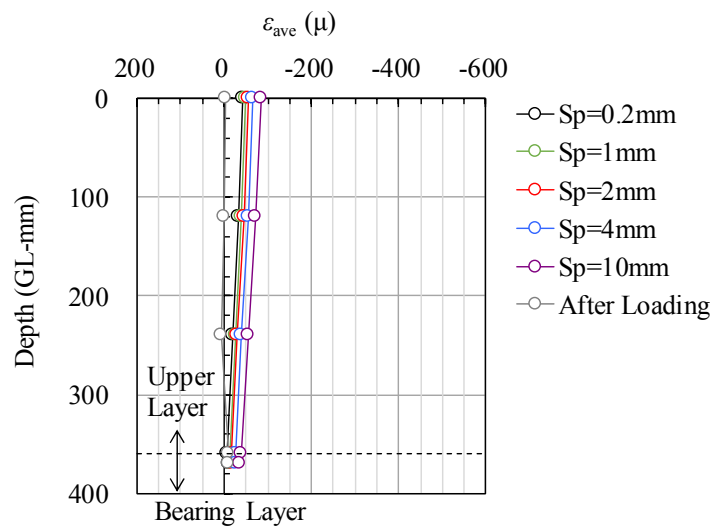


(b) 荷重～沈下関係

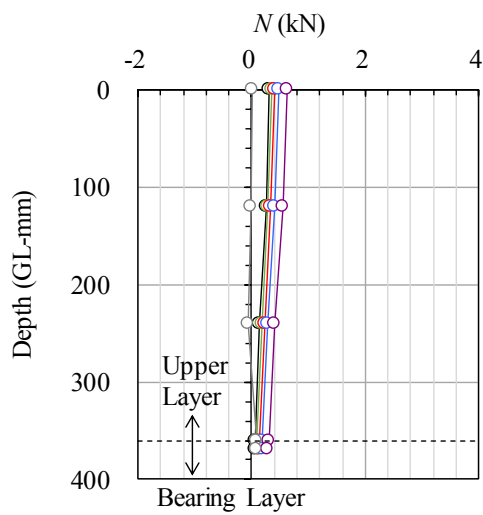


(c) 荷重度～沈下比関係

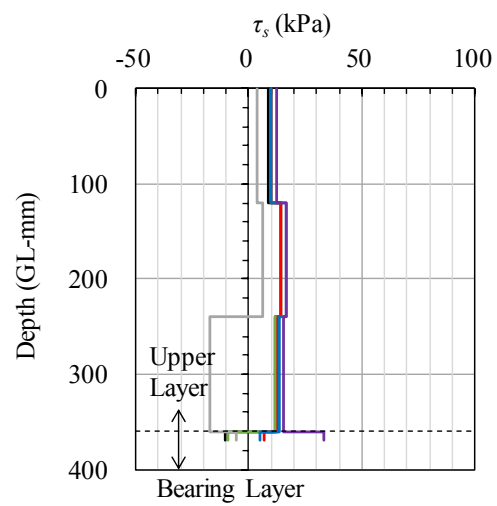
図 2.3.8 Z2H0C5-1 の実験結果



(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

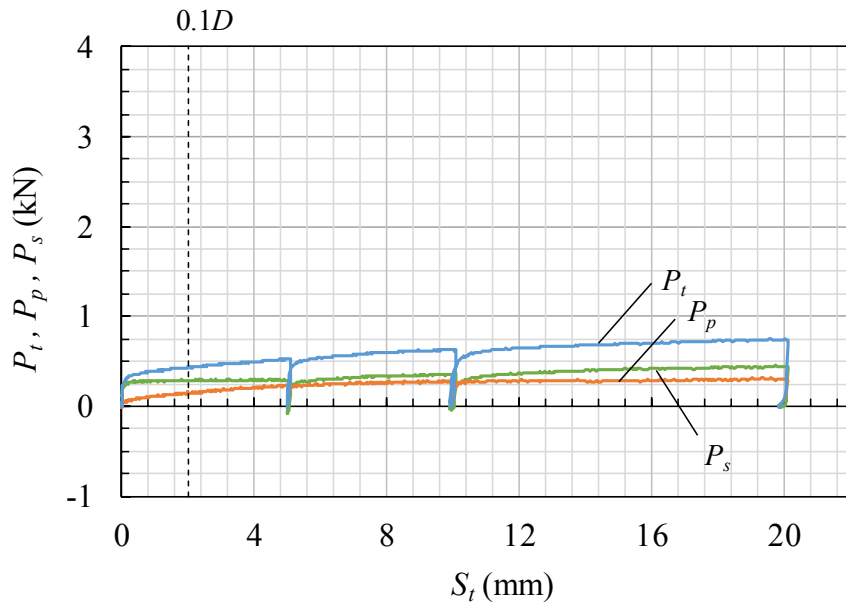


(d) 杭先端付近の地盤変状

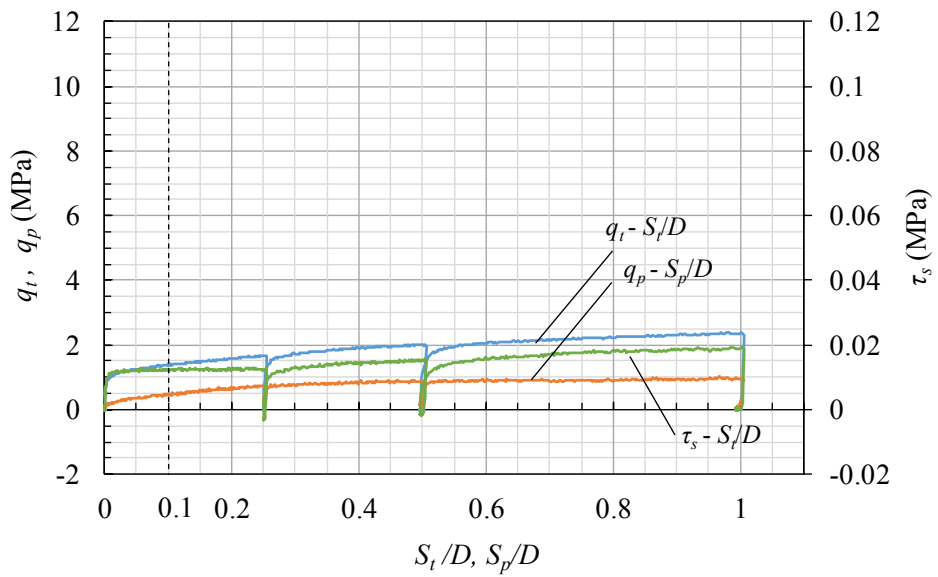
図 2.3.8a Z2H0C5-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	0.438	0.155	0.284	1.40	0.493	12.2	2.02	2.00
$P_{p\max}$	0.744	0.319	0.425	2.37	1.02	18.3	19.4	19.4
max.	0.749	0.319	0.451	2.38	1.02	19.4	20.1	20.1

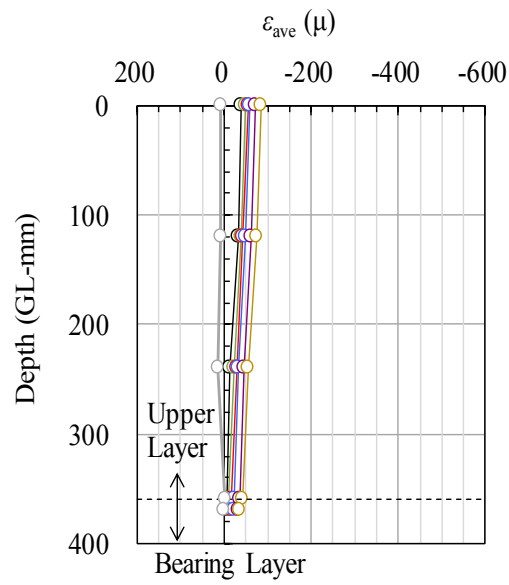


(b) 荷重～沈下関係

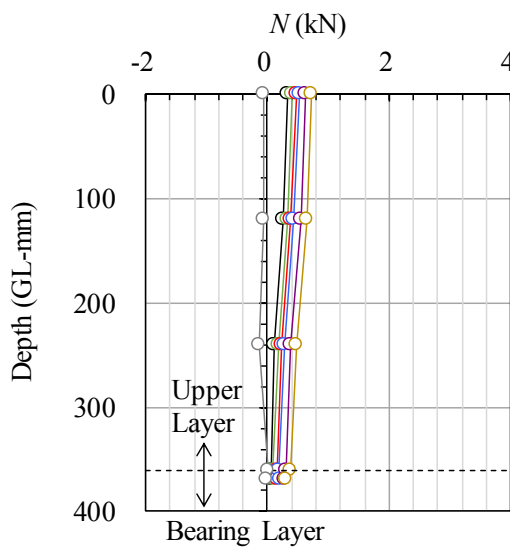


(c) 荷重度～沈下比関係

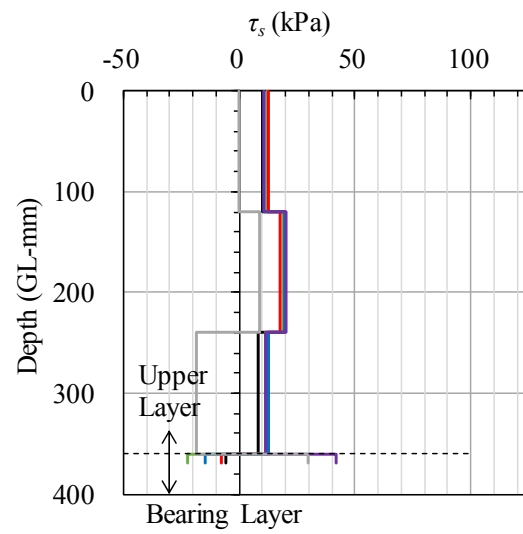
図 2.3.9 Z2H0C5-2 の実験結果



(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

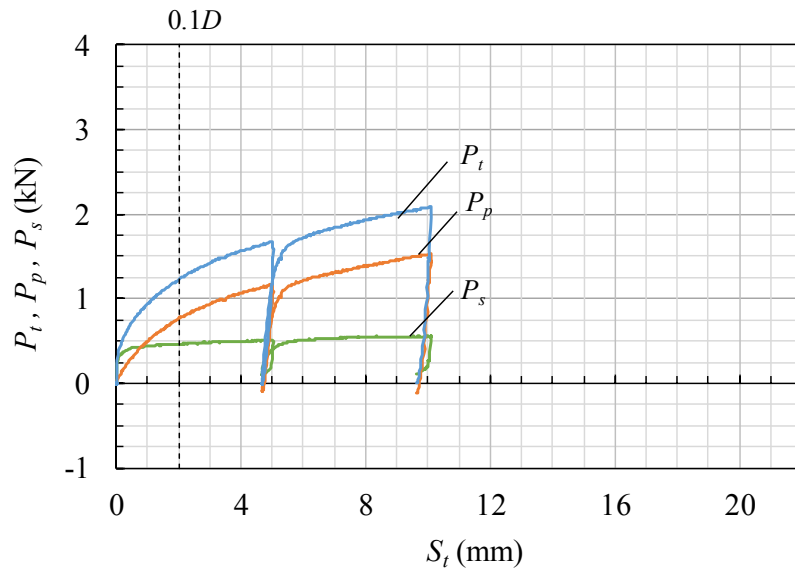


(d) 杭先端付近の地盤変状

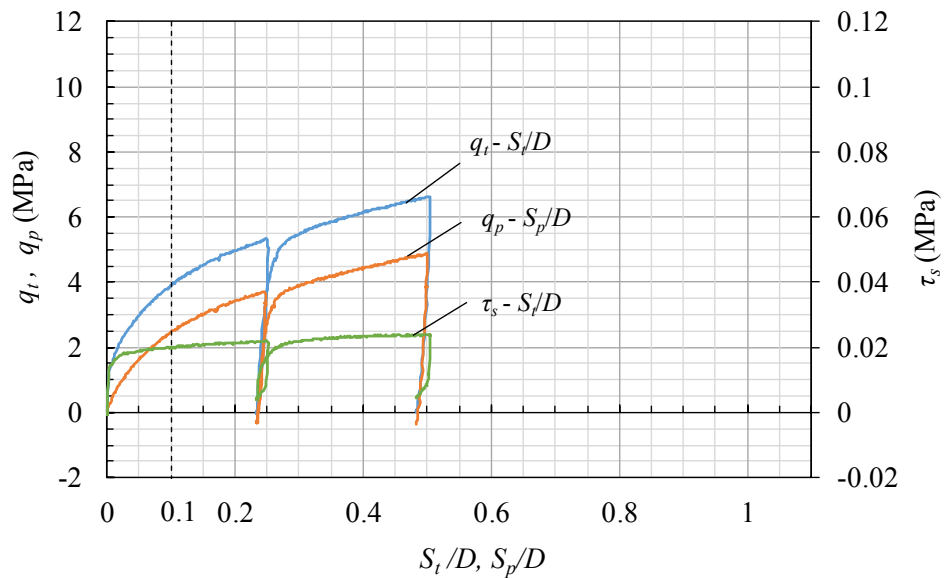
図 2.3.9a Z2H0C5-2 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.24	0.776	0.462	3.94	2.47	19.9	2.05	2.00
$P_{p\max}$	2.08	1.54	0.547	6.64	4.89	23.5	10.1	10.0
max.	2.09	1.54	0.560	6.64	4.89	24.1	10.1	10.0

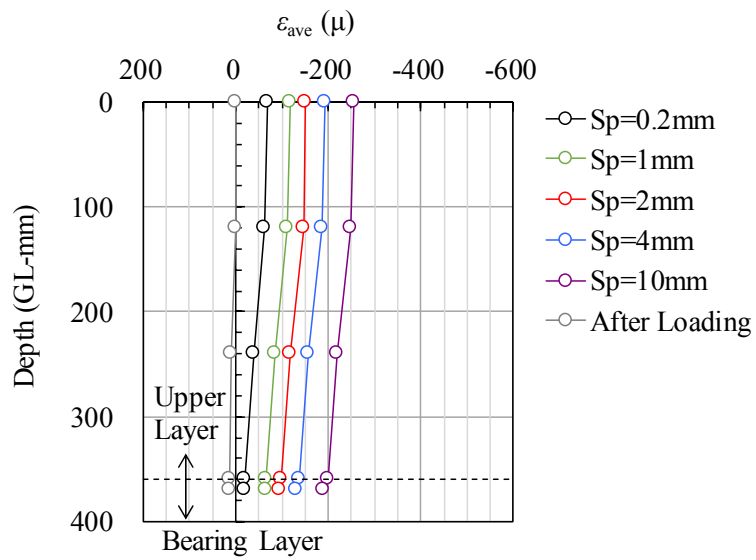


(b) 荷重～沈下関係

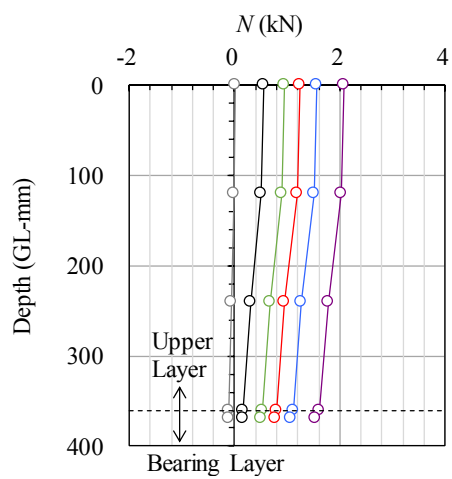


(c) 荷重度～沈下比関係

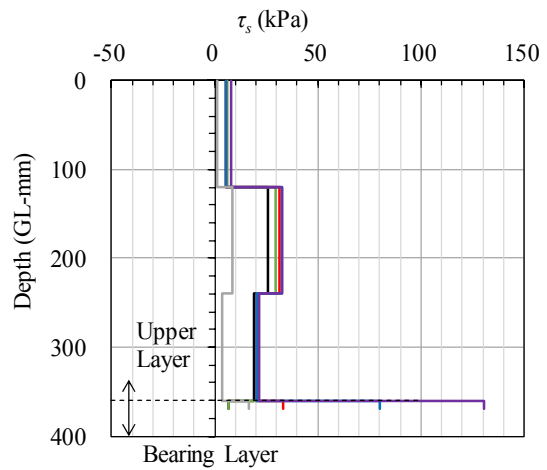
図 2.3.10 Z2H11M-1 の実験結果



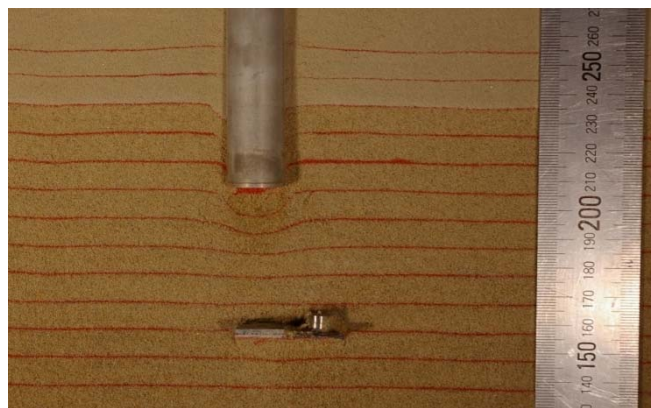
(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

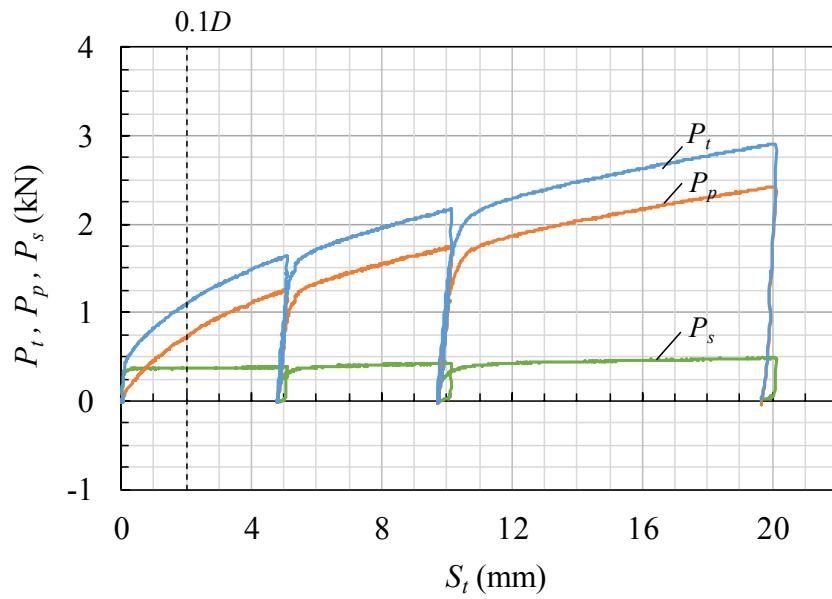


(d) 杭先端付近の地盤変状

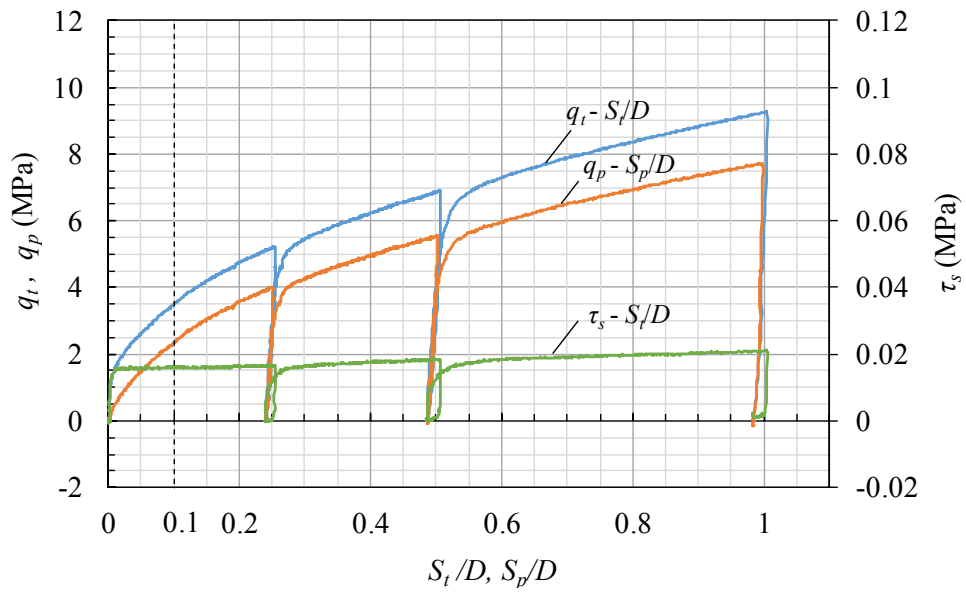
図 2.3.10a Z2H11M-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.11	0.725	0.380	3.52	2.31	16.3	2.05	2.00
$P_{p\max}$	2.91	2.43	0.484	9.27	7.73	20.8	20.1	19.9
max.	2.91	2.43	0.495	9.27	7.73	21.3	20.1	20.0



(b) 荷重～沈下関係



(c) 荷重度～沈下比関係

図 2.3.11 Z2H11M-2 の実験結果



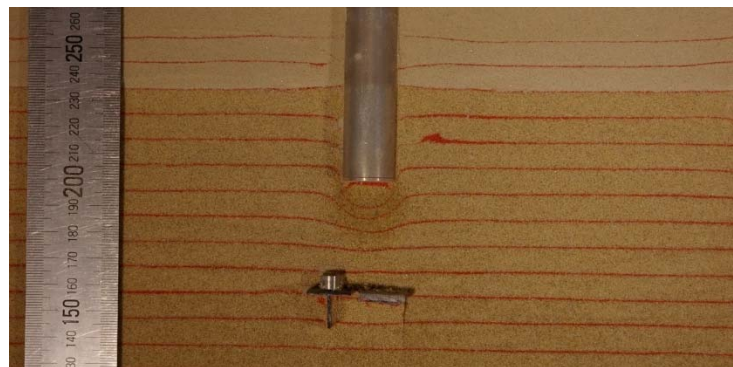
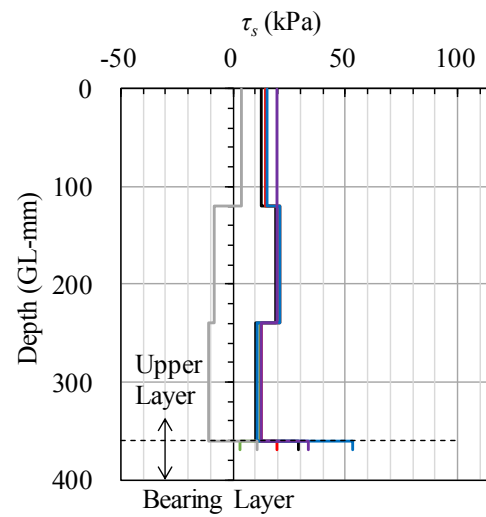
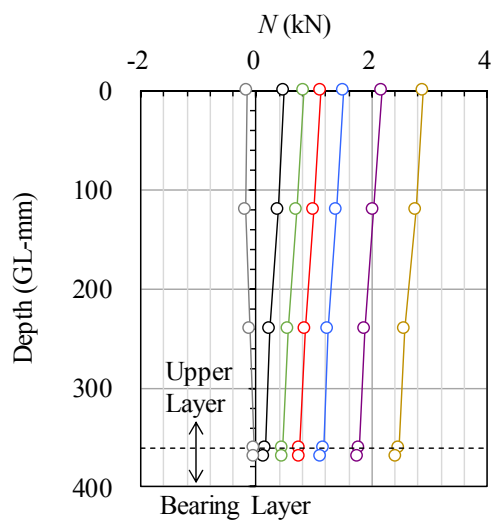
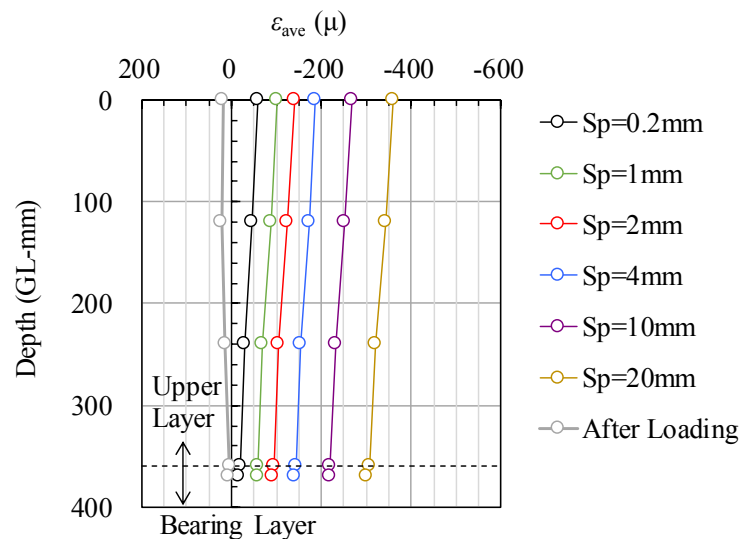
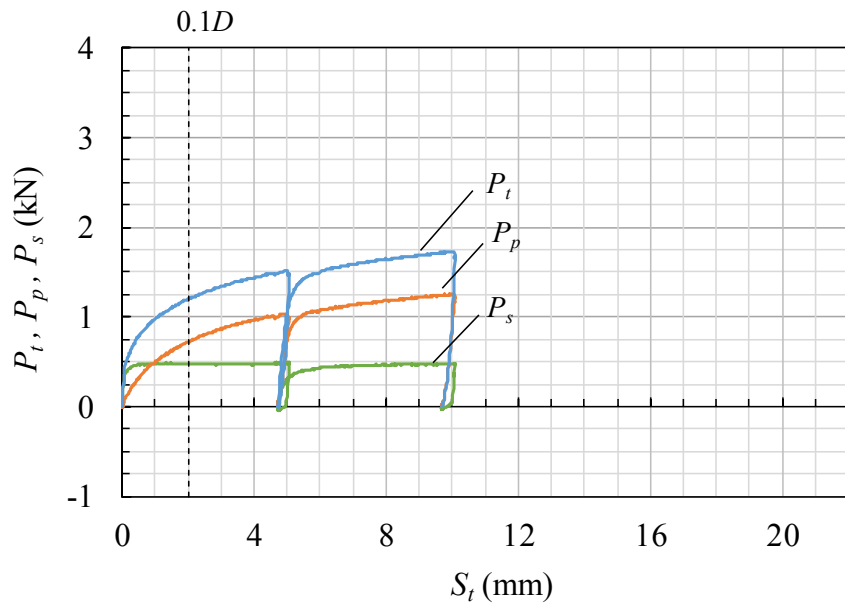


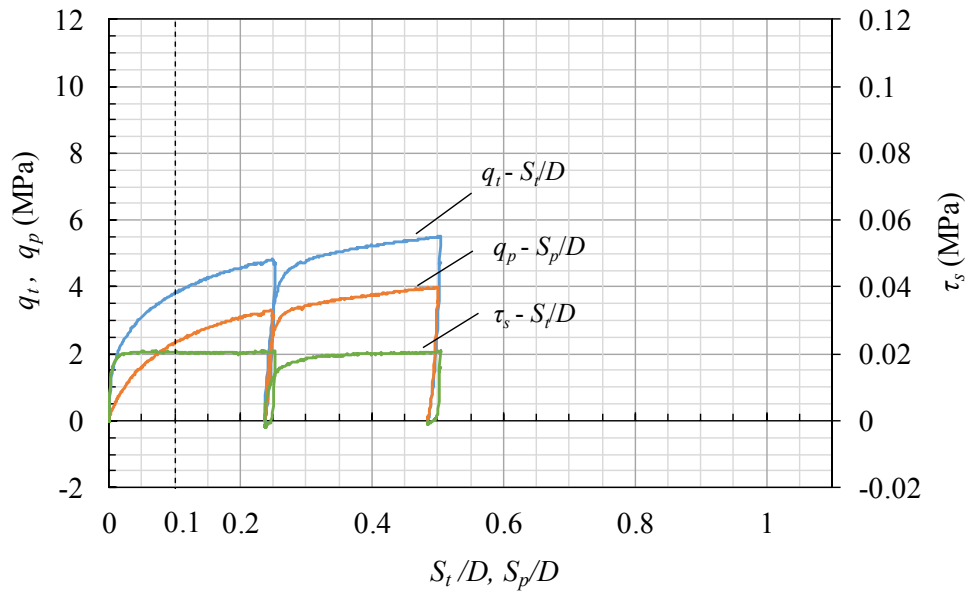
図 2.3.11a Z2H11M-2 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.204	0.720	0.484	3.83	2.292	20.8	2.05	2.00
$P_{p\max}$	1.732	1.260	0.472	5.51	4.012	20.3	10.0	10.0
max.	1.732	1.260	0.491	5.51	4.012	21.1	10.1	10.0

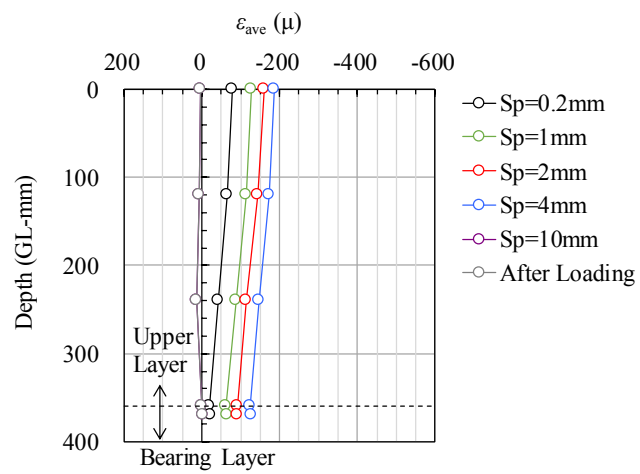


(b) 荷重～沈下関係

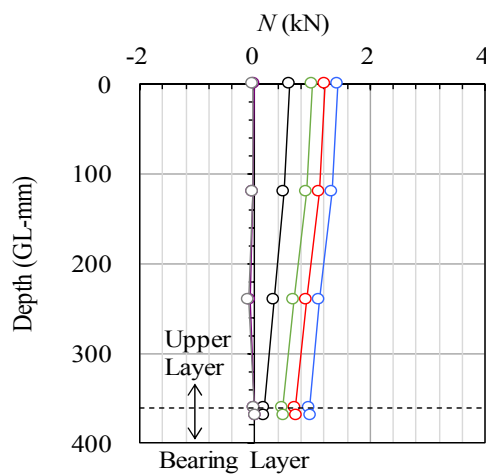


(c) 荷重度～沈下比関係

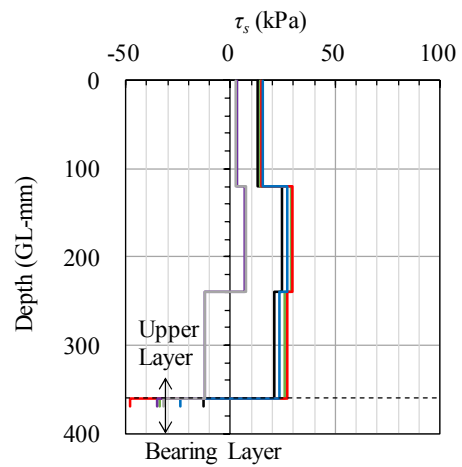
図 2.3.12 Z2H3MC5-1 の実験結果



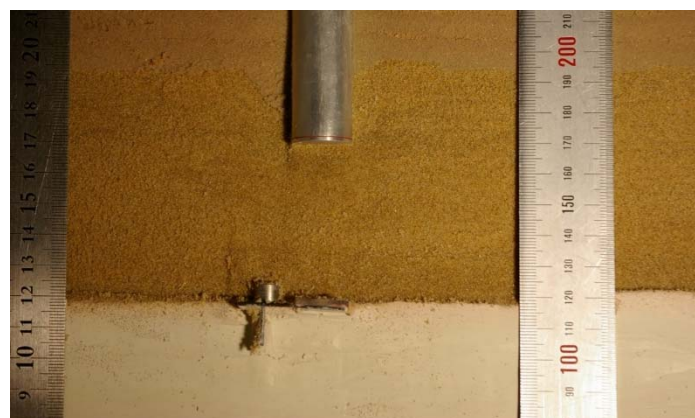
(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

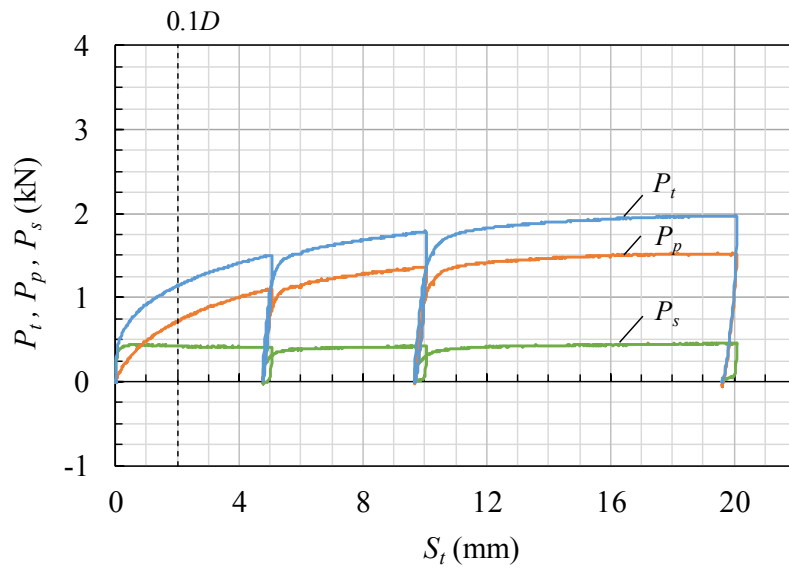


(d) 杭先端付近の地盤変状

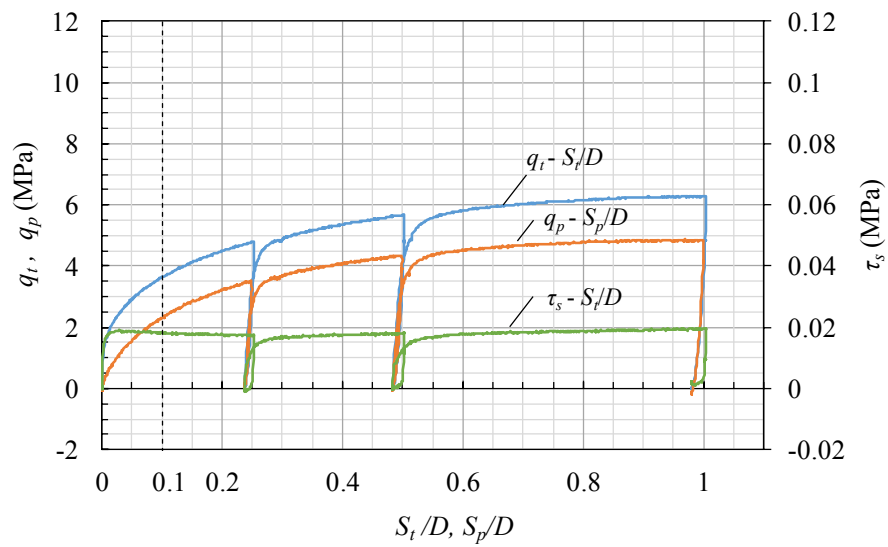
図 2.3.12a Z2H3MC5-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.15	0.726	0.422	3.66	2.31	18.2	2.05	2.00
$P_{p\max}$	1.97	1.53	0.442	6.28	4.87	19.0	19.5	19.4
max.	1.98	1.53	0.459	6.30	4.87	19.8	20.1	20.0

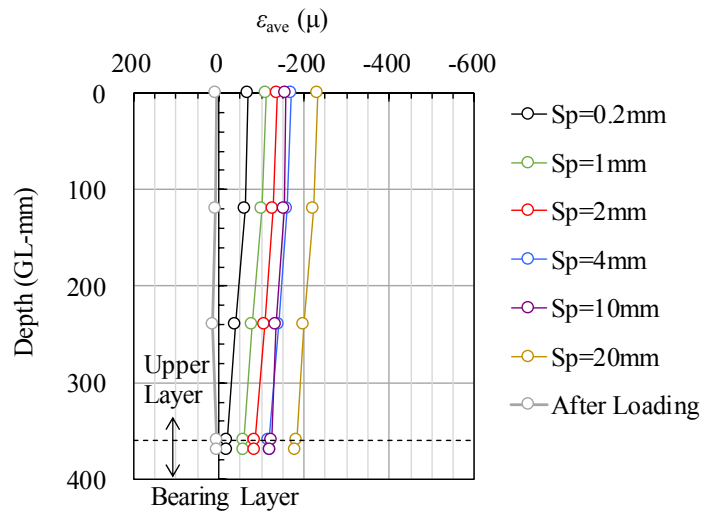


(b) 荷重～沈下関係

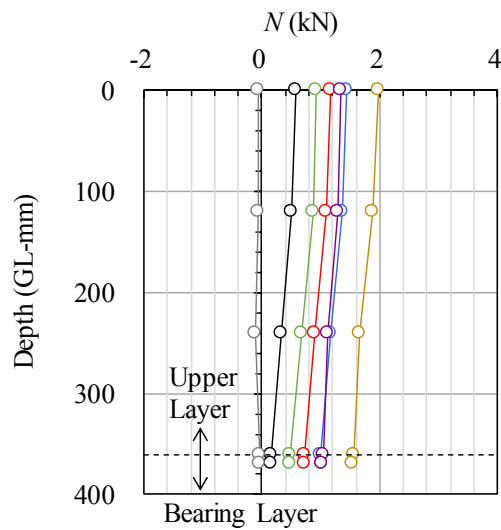


(c) 荷重度～沈下比関係

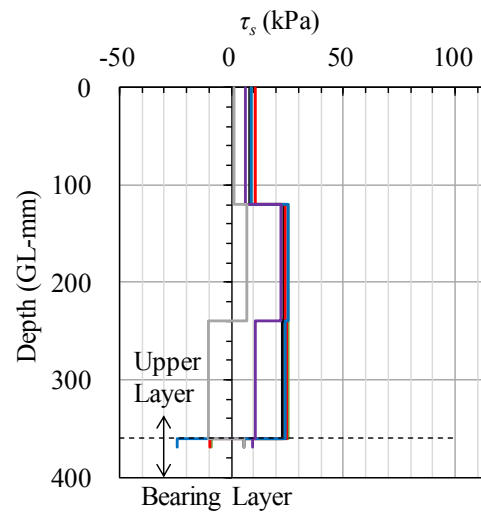
図 2.3.13 Z2H3MC5-2 の実験結果



(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布



(d) 杭先端付近の地盤変状

図 2.3.13a Z2H3MC5-2 の実験結果

## 2.4 考察

### 2.4.1 粘土層の粘着力 $c$

粘土層は、いずれも 500kPa で圧密して同様に作製したものであり、実験後に得られた含水率は 50.7～51.5% とほぼ同じであった。この粘土層のせん断強度（粘着力）について、①遠心力場のコーン試験、②実験後の模型地盤より採取した試料に対する一軸圧縮試験（ $\sigma_c' = 0$ ）、同じく③三軸圧縮試験結果（CU,  $\sigma_c' = 50 \sim 200$ ）によって調査した結果を図 2.4.1 に示す。横軸は(2.4.1a)式で得られる平均有効拘束圧  $\sigma_c'$  であり、遠心力場の  $\sigma_c'$  は計測が難しいため、静止土圧係数  $K_0$  を 0.75 と仮定<sup>2.2)</sup>して算出している。これは過圧密粘土の静止土圧係数に関する既往の実験データから、本実験の過圧密度（2.2～3.2、3 章の実験を含む）に対応する数値を設定したものである。図より、粘土層の  $c$  は  $\sigma_c'$  に応じて増加していることが分かる。ここでは、 $c$  と  $\sigma_c'$  の関係を一軸圧縮試験結果の平均値（ $\sigma_c' = 0$  のときに 22.8kPa）を通る(2.4.1)式によって線形近似する。(2.4.1)式より得られる、Z2H4C5、Z2H2C5、Z2H3MC5、H0C5 の粘土層の  $c$  を表 2.4.1 に示す。

$$c = 0.324\sigma_c' + 22.8 \quad (2.4.1)$$

$$\sigma_c' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma_v' \quad (2.4.1a)$$

ここで  $\sigma_v'$  : 有効上載圧、 $K_0$  : 静止土圧係数（粘性土は 0.75 と仮定）

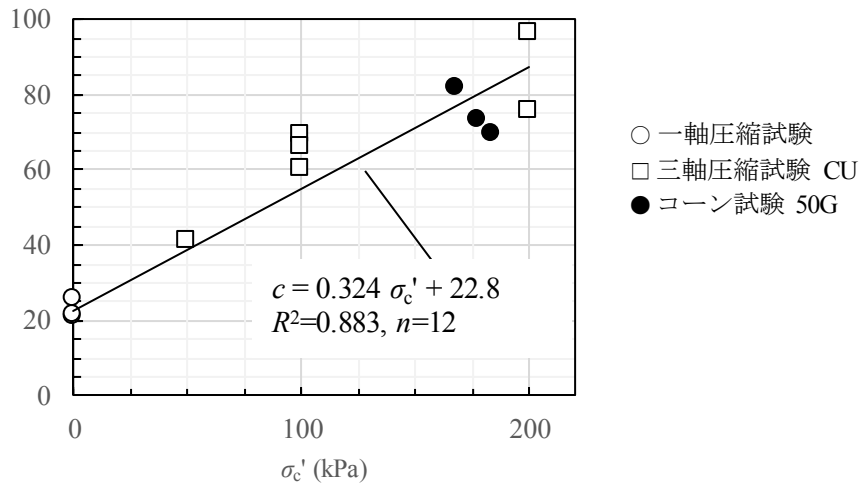


図 2.4.1 粘土層の  $c$  の調査結果

表 2.4.1 粘土層の  $c$

ケース	$\sigma_v'$ (kPa)	$\sigma_c'$ (kPa)	$c$ (kPa)
Z2H4C5	194	162	75.3
Z2H2C5	175	146	70.1
Z2H0C5	155	130	64.9
ZH3MC5	183	152	72.0

#### 2.4.2 初期剛性 $K_{p0}$

$q_p \sim S_p/D$  関係における原点と  $S_p/D=0.005$  ( $S_p=0.1\text{mm}$ ) 時の割線剛性として得られる載荷初期の剛性  $K_{p0.005}$  と  $H/D$  の関係を図 2.4.2 に示す。図より、 $K_{p0.005}$  は、支持層の  $H/D$  が大きくなるにつれ、 $H/D$  が大きいケースと同等になるまで増加している。また、支持層の  $Dr$  が大きいケースの方が  $K_{p0.005}$  が大きいことが分かる。

$K_{0.005}$  :  $q_p \sim S_p/D$  関係の  $S_p/D=0.005$  時の割線剛性

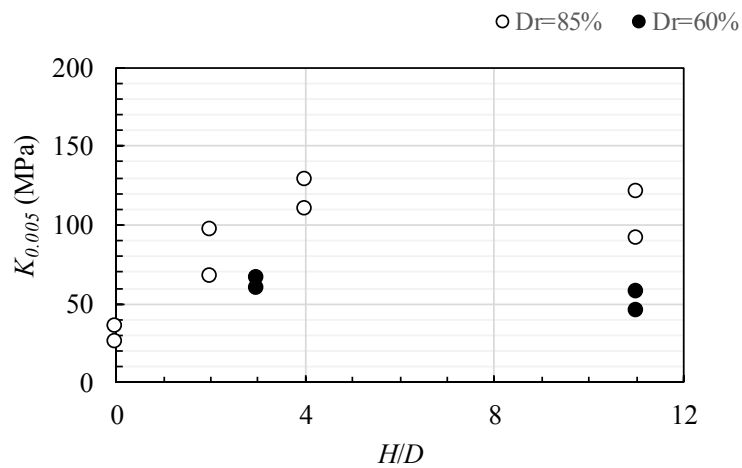


図 2.4.2 載荷初期の剛性

ここで  $K_{p0}$  を、図 2.4.3 に示すように、弾性多層地盤上の円形剛基礎の沈下剛性の近似解を利用して算定する<sup>2.3)</sup>。

$$K_{p0} = \frac{q_{p0}}{S_{p0}/D} = K_1 \cdot K_2 / K_3 = 1.26 \cdot K_1 \quad (2.4.1)$$

ここで  $K_{p0}$  :  $q_p \sim S_p/D$  関係上の初期剛性  
 $K_0$  : 杭先端以深地盤上の円形剛基礎の初期剛性  
 $K_1$  : 杭先端以深地盤上の面積等価な正方形柔基礎の初期剛性の  
 steinbrenner の近似解による計算値

$$K_1 = \frac{q_1}{S_1/D} = \frac{1}{\left\{ \frac{I_s(H, \nu_s)}{E_s} + \frac{I_s(H_c, \nu_c) - I_s(H, \nu_c)}{E_c} \right\} \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{2}} \quad (2.4.1a)$$

$$I_s(H_i, \nu_i) = (1 - \nu_i^2) \cdot F_{1i} + (1 - \nu_i - 2\nu_i^2) \cdot F_{2i}$$

$$F_{1i} = \frac{1}{\pi} \left\{ \ln \frac{(1 + \sqrt{2})\sqrt{1 + d_i^2}}{1 + \sqrt{2 + d_i^2}} + \ln \frac{(1 + \sqrt{2})\sqrt{1 + d_i^2}}{1 + \sqrt{2 + d_i^2}} \right\}$$

$$F_{2i} = \frac{d_i}{2\pi} \tan^{-1} \frac{l}{d_i \cdot \sqrt{d_i^2 + 2}}$$

$$d_i = \frac{H_i}{\frac{\sqrt{\pi}D}{2}}$$

$K_2$  : 半無限線形地盤上の直径  $D$  の円形剛基礎の沈下剛性で下式による。

$$K_2 = \frac{E_s}{0.785 \cdot (1 - \nu_s^2) \cdot D} \quad (2.4.2)$$

$K_3$  : 半無限線形地盤上の一辺長さ  $\frac{\sqrt{\pi}D}{2}$  の正方形柔基礎（剛性無視）の  
 沈下剛性で下式による

$$K_3 = \frac{E_s}{1.12 \cdot (1 - \nu_s^2) \cdot \frac{\sqrt{\pi}D}{2}} \quad (2.4.3)$$

$$\therefore \frac{K_2}{K_3} = \frac{1.12 \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{2}}{0.785} = 1.26$$



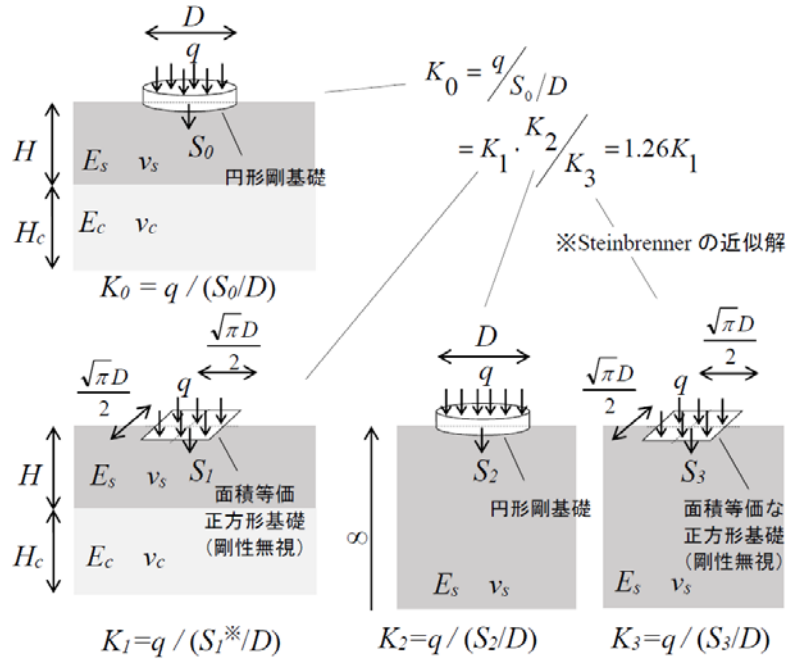


図 2.4.3  $K_{p0}$  の算定方法の概念

$K_{p0}$  の計算に用いる定数は、支持層と粘性土層それぞれの変形係数  $E_{s0}$ 、 $E_{c0}$  とポアソン比  $\nu_s$ 、 $\nu_c$  と層厚である。 $E_{s0}$  は Hardin-Richtart (1963)<sup>2,4)</sup> の提案式 (2.4.5 式) により、 $E_{c0}$  は実験後に試験体から採取した試料、および同様の方法により作製した試料の土質試験結果で得られた  $E_{50}$  と  $c$  の平均関係 (2.4.6 式) により算出する。 $\nu_s$  は 0.333、 $\nu_c$  は 0.429 と仮定する (各々静止土圧係数  $K_0$  が 0.5、0.75 に相当)。

$$G_{s0} = 68600 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \left( \frac{\sigma'_c}{98.1} \right)^{0.5} \quad (2.4.4)$$

$$E_{s0} = 2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot G_{s0} \quad (2.4.5)$$

$$E_{c0} = 200 \cdot c \quad (2.4.6)$$

$K_{p0}$  の算定結果を表 2.4.2 に、これと実験結果の比較を図 2.4.4 に示す。図より、 $K_{p0}$  の算定結果は、実験で得られた  $H/D$  に応じた  $K_{p0}$  の増加傾向と対応することが分かる。ただし、 $H/D$  が大きい (砂質土層が厚い) 場合には、実験結果を過大評価する傾向がある。この理由としては、 $H/D$  が大きいケースは剛性が高く、 $S_p/D=0.005$  ( $S_p=0.1\text{mm}$ ) 時においても、地盤の非線形化が生じていることが考えられる。

表 2.4.2  $K_{p0}$  の算定結果

ケース	$\sigma_v'$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$S_s : S_c$	$K_{p0}$ (MPa)
Z2H11	155	250	----	----	100 : 0	371
Z2H4C5	155	250	75.3	15.1	47 : 53	150
Z2H2C5	155	250	70.1	14.0	23 : 77	104
Z2H0C5	155	250	64.9	13.0	0 : 100	17.7
Z2H11M	155	211	----	----	100 : 0	313
Z2H3MC5	155	211	72.0	14.4	40 : 60	140

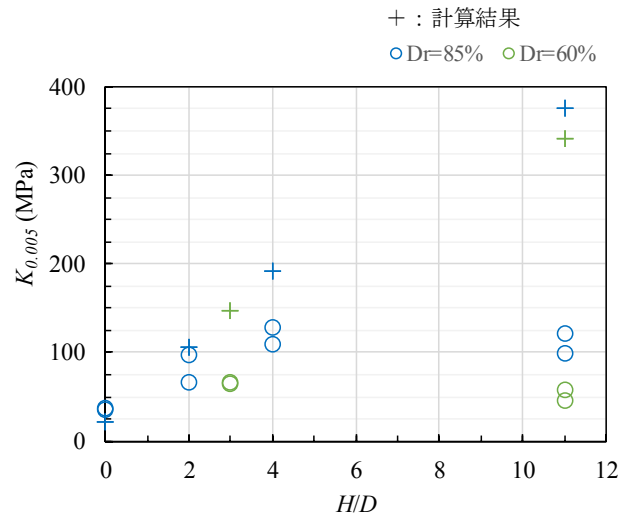


図 2.4.4  $K_{p0}$  の算定結果と実験結果の比較

### 2.4.3 最大先端荷重度 $q_{pmax}$

最大先端荷重度  $q_{pmax}$  と  $H/D$  の関係を図 2.4.5 に示す。極限荷重に概ね到達しているケースの  $q_{pmax}$  を、支持層の  $Dr$  を 85% とするケースを●印で、60% とするケースを●印でプロットしている。図より、 $q_{pmax}$  は  $H/D$  が大きくなるにつれて増加していることが分かる。このことは、図 2.4.6 に示すように、支持層厚 ( $H/D$ ) に応じて、錘状土塊の底面積が広がり、粘土層の破壊面が増大したと考えることで説明できる。また  $q_{pmax}$  は、砂質土層の  $Dr$  が 85% のケースに比べて 60% のケースの方が小さく、 $Dr$  の影響も受けている。このメカニズムに対応する直接基礎を対象にした極限支持力式は Yamaguchi (1963)<sup>2.5)</sup> が提案している。荷重の広がり縦 1 : 横 0.5 とし、錘状土塊の底面支持力は、粘土層の極限支持力度  $q_c$  としている。ここでは、 $q_c$  は、上載圧の効果を無視した円形基礎の極限支持力度相当 (6c) とする。

$$q_{p\max} = \left( 1 + 2 \cdot \frac{H}{D_p} \cdot \tan^{-1} \theta \right)^2 \cdot q_c \quad (2.4.7)$$

ここに

$\theta$  : 先端荷重の分散角 (rad)  $= \tan^{-1} 0.5$  (縦 1 : 横 0.5 の広がり)

$q_c$  : 粘性土の極限支持力,  $= 6c$  ( $c$  : 粘着力、円形基礎)

図 2.4.5 中に、(2.4.7) 式による  $q_{p\max}$  の計算結果を破線で示すが、 $H/D=0$  の場合を除いて、実験結果と同等か大きいことが分かる。この要因として、高い拘束圧下で支持層（砂質土）のせん断抵抗角  $\phi$  が低下していることが考えられる。

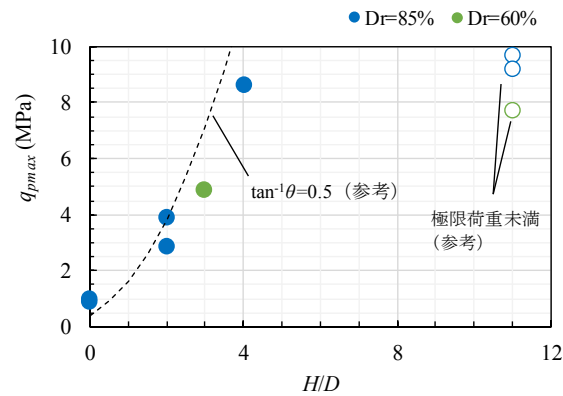


図 2.4.5  $q_{p\max}$  と  $H/D$  の関係

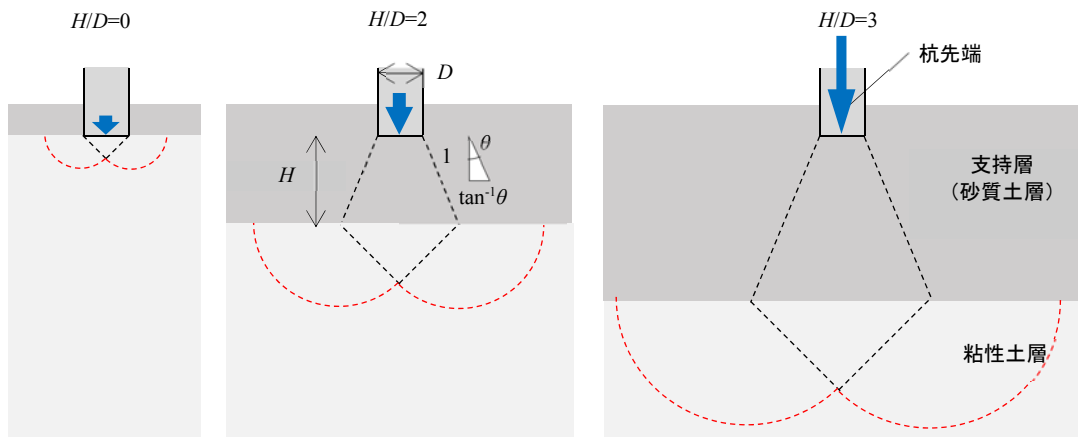


図 2.4.6 想定する破壊メカニズム

表 2.4.3 に、 $q_{pmax}$  の実験結果から逆算した  $\tan^{-1} \theta_{cal}$  (縦 1 : 横  $\tan^{-1} \theta_{cal}$ ) を示す。Dr が 85% のケースは平均 0.44、60% のケースは 0.39 となり、Yamaguchi が提案した直接基礎の数値 (0.5) に比べて 0.8~0.9 倍と小さい。(2.4.7) 式において、支持層が密 (Dr=85%) なケースの  $\tan^{-1} \theta$  を直接基礎の 0.9 倍 (0.45) に、支持層が緩い (Dr=60%) ケースは 0.8 倍 (0.4) に低減して得られる  $q_{pmax}$  を図 2.4.7 に示す。図より、計算結果は実験結果と概ね対応することが確認できる。

表 2.4.3  $\tan^{-1} \theta_{cal}$  の逆算結果

$D_r$ (%)	$H/D$	$c$ (kPa)	$q_{pmax}$ (MPa)	$\tan^{-1} \theta_{cal}$
85	4	75.3	8.62	0.421
	2	70.1	2.88, 3.93	ave. 0.459
	ave.			0.440
60	3	72.0	4.87	0.393

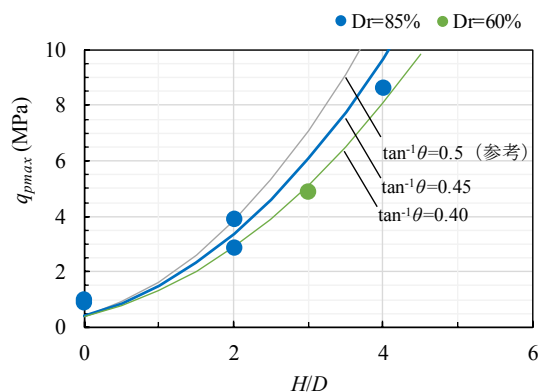


図 2.4.7  $q_{pmax}$  の計算結果と実験結果の比較

#### 2.4.4 $q_p \sim S_p/D$ 関係

支持層の圧縮変形が小さいと仮定し、図 2.4.8 のような変形メカニズムを想定すると、 $q_p$  は粘土層の滑り面上のせん断応力  $\tau_c$  に、 $S_p$  はせん断ひずみ  $\gamma_c$  に各々比例すると考えられる。そこで  $q_p \sim S_p/D$  関係を  $\tau_c \sim \gamma_c$  関係の評価に用いられる kondner 型双曲線 (2.4.8 式) によって定式化することを試みる。(2.4.8)式の双曲線は、図 2.4.9 に示すように、最大先端荷重  $q_{pmax}$  と初期剛性  $K_{p0}$  によって規定される。本検討では、 $q_{pmax}$  は(2.4.7)式による計算値 ( $\theta$  は表 2.4.3 に示す逆算値)、初期剛性  $K_0$  は (2.4.1) 式による計算値を用いる。

$$q_p = \frac{\frac{S_p}{D}}{\frac{1}{K_{p0}} + \frac{1}{q_{pmax}} \frac{S_p}{D}} \quad (2.4.8)$$

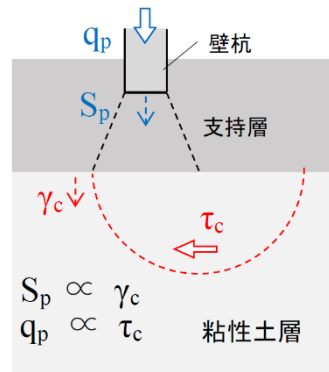


図 2.4.8 想定する変形メカニズム (壁杭を例示)

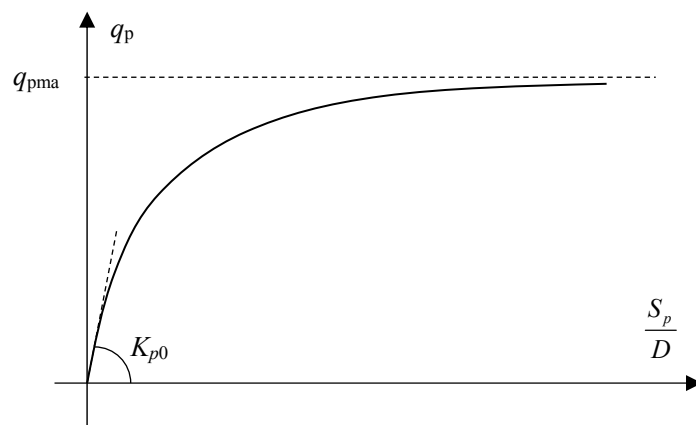
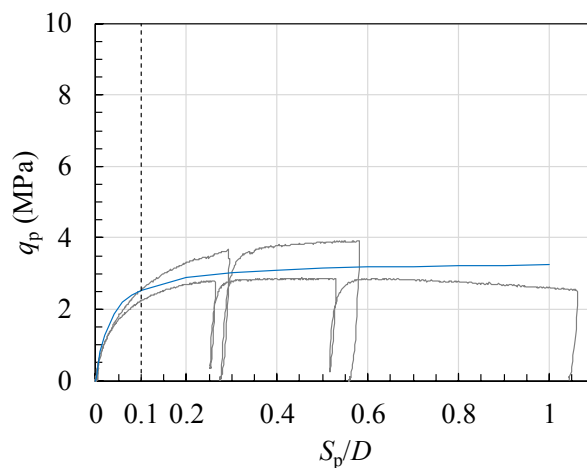


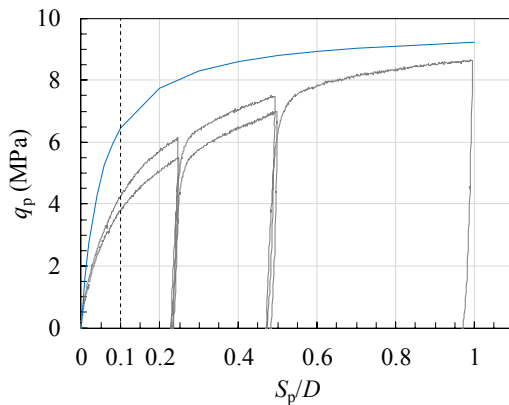
図 2.4.9 kondner 型双曲線による  $q_p \sim S_p/D$  関係

$q_p \sim S_p/D$  関係の実験結果と(2.4.8)式による双曲線による予測結果の比較を図 2.4.10 と図 2.4.11 に示す。図 2.4.10 より、 $H/D$  が 2 と小さい Z2H2C5（支持層の  $Dr$  が 85%、 $H/D$  が 2）では、(2.4.8) 式は実験結果と概ね対応することが分かる。一方、図 2.4.10 は、Z2H4C5（支持層の  $Dr$  が 85%、 $H/D$  が 4）と Z3H3MC5（支持層の  $Dr$  が 60%、 $H/D$  が 3）の比較を示しており、いずれも (2.4.8) 式は実験結果に比べて  $q_p$  を大きく評価している。図示していないが、支持層が厚い場合 (Z2H11、Z2H11M) についても同様な結果が得られている。Z2H4C5、Z3H3MC5 は、 $S_p/D=0.1$  時の  $q_{p0.1}$  はともに支持層が厚い場合と同等であり、変形メカニズムが (2.4.8) 式の想定 (図 2.4.8) と異なることを示唆していると考えられる。

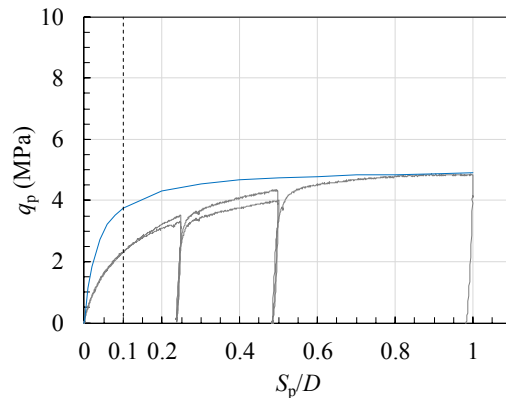


(a) Z2H2C5

図 2.4.9 (2.4.8)式による  $q_p \sim S_p/D$  関係の予測結果



(a) Z2H4C5 ( $Dr=85\%$ 、 $H/D=4$ )



(b) Z2H3MC5 ( $Dr=60\%$ 、 $H/D=3$ )

図 2.4.10 (2.4.8)式による  $q_p \sim S_p/D$  関係の予測結果 (参考)

## 2.4.5 第2限界抵抗力 $q_{p0.1}$

$S_p/D=0.1$  時の  $q_{p0.1}$  は、第2限界抵抗力と称されるもので、設計上の終局支持力度に相当する。この  $q_{p0.1}$  の実験結果と  $H/D$  の関係を図 2.4.8 に示す。図より、 $q_{p0.1}$  は、 $H/D$  が大きくなるにつれて、支持層が厚いケースの  $q_{p0.1}$  に達するまで増加すること、および  $D_r$  にも影響されることが確認できる。図中、(2.4.7) 式において  $\tan^{-1} \theta$  を 0.5、0.4、0.3 として計算した  $q_{p0.1}$  を併記している。図より、 $\tan^{-1} \theta$  を 0.3 とする場合の計算結果（鉄道標準）は、安全側の評価となることが分かる。

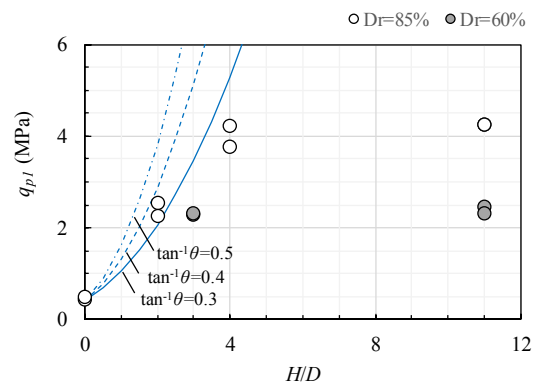


図 2.4.8  $q_{p0.1}$  と  $H/D$  の関係

2.4.4 で述べたように、Z2H2C5 の  $q_p \sim S_p/D$  関係は、(2.4.8) 式の計算結果と対応することから、 $q_{p0.1}$  を (2.4.9) 式によって計算することが可能と考えられる。 $q_{p0.1}$  が砂質土層が厚い場合に比べて減少するケース（薄層支持と考えられる）について、 $q_{p0.1}$  の(2.4.9)式による算定結果と実験結果の比較を表 2.4.4、図 2.4.9 に示すが、両者がよい対応を示すことが確認できる。

$$q_{p0.1} = \frac{0.1}{\frac{1}{K_{p0}} + \frac{0.1}{q_{p\max}}} \quad (2.4.9)$$

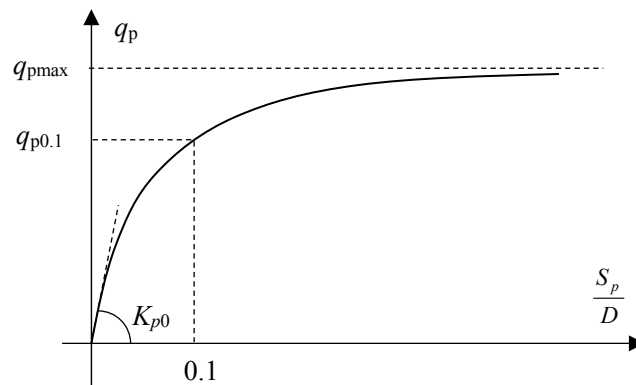


図 2.4.12 双曲線関数による  $q_{p0.1}$  の予測

表 2.4.4 (2.4.9)式による  $q_{p0.1}$  の予測結果

$D_r$ (%)	$H/D$	実験結果		予測結果			
		No.	$q_{p0.1}$ (MPa)	$calq_{p0.1}$ 2.4.9 式 (MPa)	比率 $calq_{p0.1} /$ $q_{p0.1}$	$calq_{p0.1}$ 2.4.7 式* (MPa)	比率 $calq_{p0.1} /$ $q_{p0.1}$
85	4	1	3.77	6.44	1.71	5.29	1.62
		2	4.23		1.52		1.25
	2	1	2.53	2.54	1.00	2.06	0.81
		2	2.25		1.13		0.92
	ave.			1.06		0.85	
60	3	1	2.29	3.76	1.64	3.47	1.52
		2	2.31		1.63		1.50

\* $\tan^{-1}\theta=0.3$ 、灰塗部は参考 ( $q_{p0.1}$  が砂質土層が厚い場合と同等)

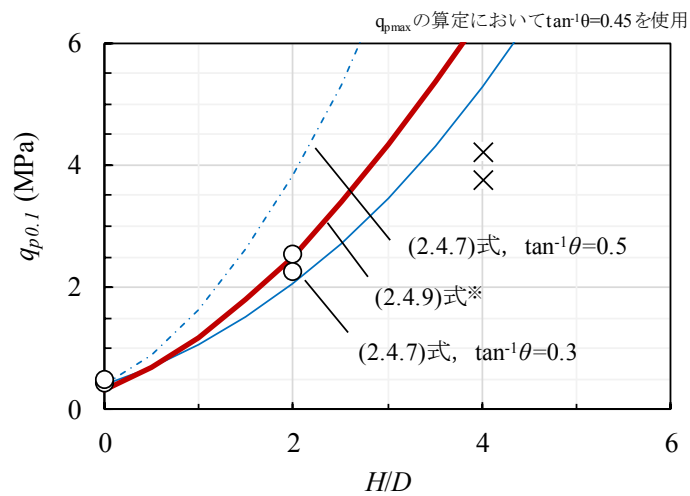


図 2.4.12 (2.4.9)式による  $q_{p0.1}$  の予測結果



## 2.5 まとめ

2章では、砂質土－粘性土の2層地盤に支持される模型杭の鉛直載荷試験（遠心加速度場）を、杭形状や応力状態を実物に対応させた条件（支持層がやや深い（約 20m））で行い、有効支持層厚比  $H/D$  や砂質土層の相対密度が先端抵抗に与える影響を明らかにした。また、 $H/D$  と地盤の強度・変形特性を用いて先端荷重沈下関係および先端支持力を評価する手法を検討した。得られた知見を以下にまとめる。

- ・ 砂質土－粘性土の2層地盤に支持される杭の先端荷重度  $q_p$  は、 $H/D$  が大きい（砂質土層が厚い）場合には、 $S_p/D$  が 0.5～1 を超えても増加し続けるのに対し、 $H/D$  が小さい（砂質土層が薄い）場合には、 $S_p/D$  が 1 に達するまでに  $q_p$  は殆ど増加しなくなる（極限状態）。
- ・  $H/D$  が小さくなるにつれて、最大先端荷重度  $q_{pmax}$  に対する設計上の終局先端支持力度  $q_{p0.1}$  の比が増加する、すなわち、 $q_{p0.1}$  の余裕度が減少する傾向がある。
- ・  $q_p \sim S_p/D$  関係における初期剛性  $K_{p0}$  は、 $H/D$  が大きくなるにつれて、砂質土層が厚い場合のそれに達するまで増加する。この増加傾向は、弾性論の近似解を利用した算定結果（2.4.1 式）と対応する。
- ・  $q_{pmax}$  も、 $H/D$  が大きくなるにつれて、砂質土層が厚い場合のそれに達するまで増加する。 $q_{pmax}$  の増加傾向は、2層地盤の支持力式（2.4.7 式）において、粘性土の極限支持力を  $6c$ （ $c$ ：粘着力）とし、荷重分散角  $\theta$  を支持層の相対密度に応じて  $\tan^{-1}0.4 \sim \tan^{-1}0.45$  程度を用いると実験結果の平均的な評価結果が得られる。
- ・  $q_{p0.1}$  も、 $H/D$  が大きくなるにつれて、同様に増加する。 $q_{p0.1}$  の増加傾向は、（2.4.7）式において、粘性土の極限支持力を  $6c$ 、 $\theta$  を  $\tan^{-1}0.3$  を用いることにより、実験結果の安全側の評価（実験結果の平均 0.81～0.92 倍、平均 0.85 倍）となる。
- ・  $H/D$  が小さい場合の  $q_p \sim S_p/D$  関係は、上記の  $K_{p0}$  と  $q_{pmax}$  によって規定される kondner 型の双曲線関数（2.4.8 式）によって近似できる。
- ・  $H/D$  が小さい場合の  $q_{p0.1}$  は、上記の双曲線関数で近似される  $q_p \sim S_p/D$  関係上の  $S_p/D=0.1$  時の  $q_p$  として（2.4.9）式によって評価できる。

## 2 章の参考文献

- 2.1) Nagura, K. Tanaka, M., Kawasaki, K. & Higuchi, Y. (1994). Development of an earthquake simulator for the TAISEI centrifuge, Proc. Centrifuge 94: 151-156.
- 2.2) 山内豊聡・安原一哉：粘性土の静止土圧係数に関する一考察, 土質工学会論文報告集, Vol.14, No.2, pp.113-118, 1974.6
- 2.3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2001.10
- 2.4) Hardin, B. O. & Richart, F. E. (1963). Elastic wave velocity in granular soils, ASCE, Vol.89, SM 1: 33-65.
- 2.5) H.Yamaguchi : Practical formula of bearing value of two layered ground, Proc. of 2nd Asian Regional Conf. SMFE, Vol.1, pp.176-180, 1963

### 3 章 支持層が深部にある薄層支持杭の遠心模型実験

#### 3.1 まえがき

2 章では、杭先端深さを 19m とし、支持層がやや深部にある場合の薄層支持杭の遠心模型実験を述べている。支持層がより深くにある場合は、拘束圧に応じて支持層の剛性と強度が変化し、先端抵抗に少なからず影響することが考えられる。3 章では、深部にある砂質土と粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端抵抗を遠心模型実験によって明らかにし、2 章で示した双曲線関数を利用した先端荷重沈下関係、および先端支持力の評価法の適用性を検証する。

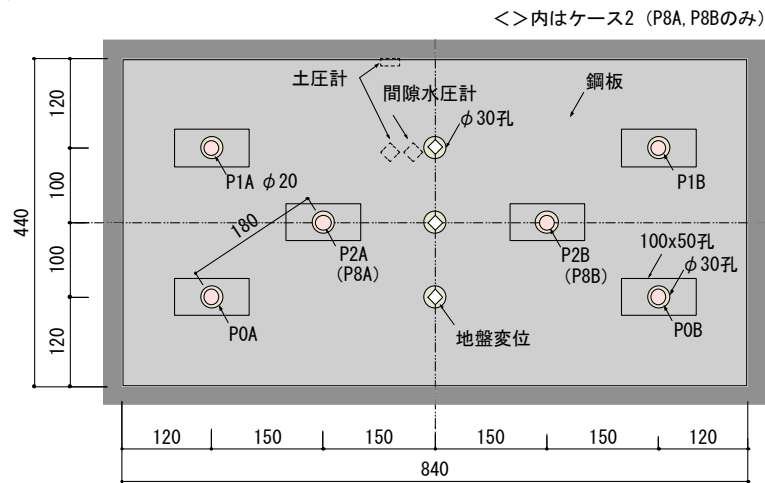
#### 3.2 実験方法

##### 3.2.1 概要

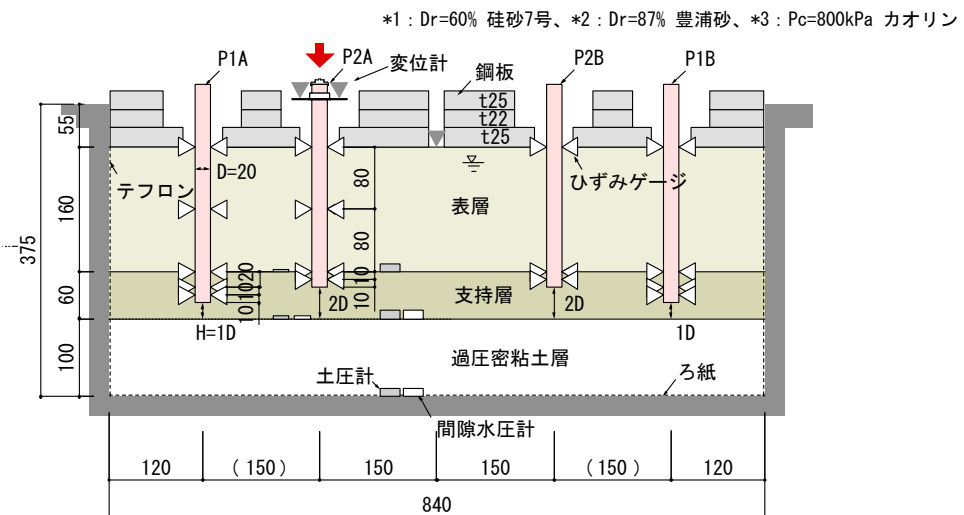
実験は、模型の縮尺を 1/50 とし、50g (g : 重力加速度) の遠心加速度場で行う。使用する実験装置<sup>3.1)</sup>をふくめ、実験方法は 2 章と基本同様とするが、主として、使用する土槽と、杭長、上載圧を高める鋼板を地表面に設置する点が異なっている。

##### 3.2.2 試験体

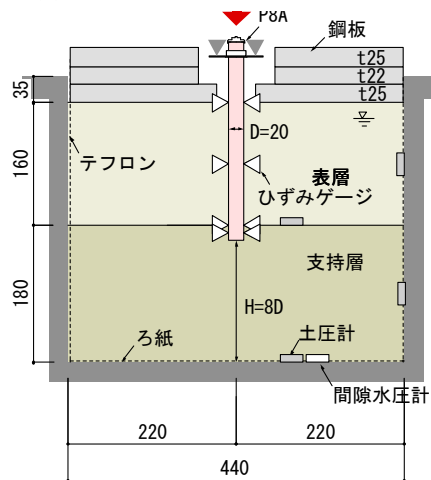
試験体の概略を図 3.2.1 に、実験ケースを表 3.2.1 に示す。試験体は、支持層厚が薄いケース 1 と厚いケース 2 の 2 体を作製する。いずれも幅 840mm、奥行 440mm の剛土槽内に表層、支持層、過圧密粘土層からなる飽和 3 層地盤である。ケース 1 は、有効支持層厚比  $H/D$  を 0、1、2 とする模型杭を 2 本ずつ計 6 本設置したものであり、ケース 2 は、 $H/D$  を 8 とする模型杭を 2 本設置している。いずれも、地表面に鋼板を設置することにより、0.25MPa の上載圧 (実物換算) を与え、支持層上面の有効上載圧  $\sigma_v'$  を深さ約 40m に相当する 0.34MPa (同) に高めている。模型杭は、表面が滑らかで、先端を閉塞したアルミ管製である (図 3.2.2 参照)。軸力計測のために、図 3.2.2 に示す位置の内面 (1 断面あたり 2 箇所以上) に歪ゲージを貼付している。土槽の内側には摩擦低減のためにテフロンシートを貼付する。地盤材料を表 3.2.2 に示す。支持層 (豊浦砂) の相対密度  $D_r$  は 87%、表層 (硅砂 7 号) は 61% とし、粘土層 (カオリン) は 1g 場にて予備圧密 (最大 800kPa) して作製する。模型地盤の作製手順は、2 章の実験と同様である。粘土層は含水比が 47%、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験の結果に基づき評価したせん断強度は後述するように 124kPa である。地盤の単位体積重量を表 3.2.3 に示す。



(a) 平面図 (ケース 1)



(b) 断面図 (長辺方向、ケース 1)



(c) 断面図 (短辺方向、ケース 2)

図 3.2.1 試験体の概略

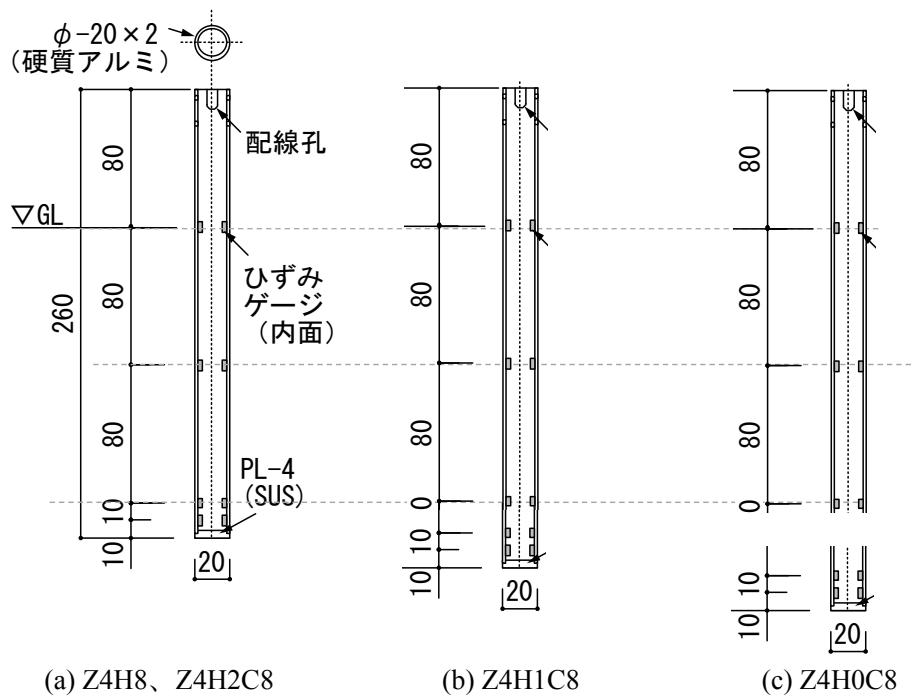


図 3.2.2 模型杭

表 3.2.1 試験ケース

試験体	ケース名※ <sup>1</sup>	H/D	支持層 Dr (%)	支持層 上面 $\sigma_v'$ (kPa)	粘土層 最大圧密 荷重度 (kPa)
ケース 1	Z4H0C8	0	87	335	800 ※ <sup>2</sup>
	Z4H1C8	1			
	Z4H2C8	2			
ケース 2	Z4H8	8			

※<sup>1</sup> Z○H△C□：○は杭先端深さ（約 40m）、△は H/D、□は最大予備圧密荷重度（800kPa）を示す。

※<sup>2</sup> 粘着力は 124kPa、含水比は 47%（事後調査）。

表 3.2.2 地盤材料の物理試験結果

	$D_{50}$ mm	$G_s$ g/cm <sup>3</sup>	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$I_p$
Toyoura Sand	0.19	2.654	0.940	0.595	—
Silica Sand (Class 7)	0.24	2.643	1.204	0.679	
Kaolin Clay	<0.005	2.551	$w_L=78.1\%, w_p=31.5\%$		47

表 3.2.3 模型地盤の単位体積重量

地層	相対密度 $D_r$ 含水比 $w$	湿潤単位	水中単位
		体積重量	体積重量
		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )
表層	$D_r=60\%$	18.3	8.5
支持層	$D_r=87\%$	19.7	9.9
粘土層	$w=46.6\%$	17.0	7.2



写真 3.2.1 使用した剛土槽



写真 3.2.2 粘土スラリー作製状況



写真 3.2.3 粘土スラリー打設状況



写真 3.2.4 予備圧密载荷状況



写真 3.2.5 杭設置状況 (Z4H0C8)





写真 3.2.6 杭設置状況 2 (Z4H0C8)



写真 3.2.7 支持層作製状況

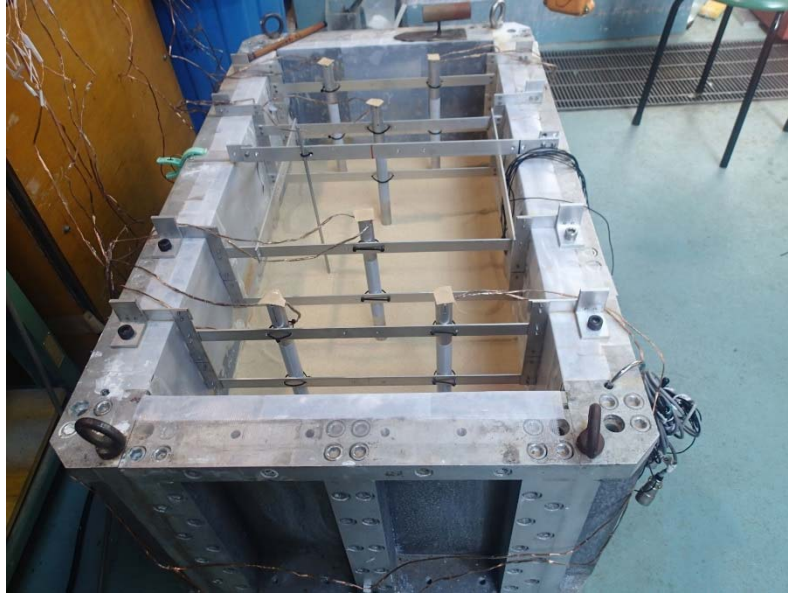


写真 3.2.8 杭設置状況 2

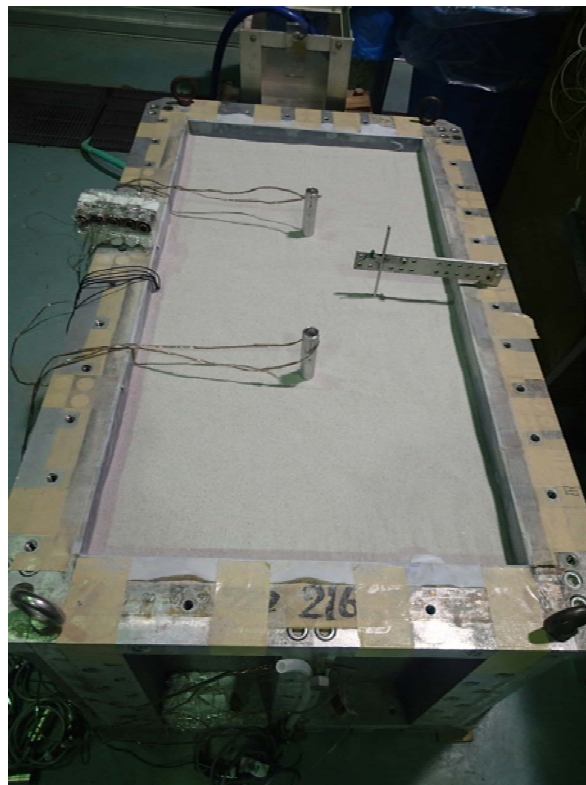


写真 3.2.9 地盤作製完了（ケース 2）

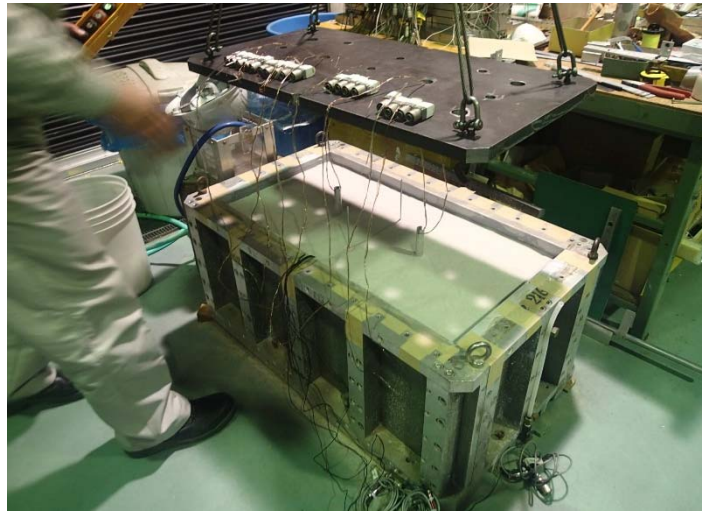


写真 3.2.10 鉄板設置状況（ケース 1）

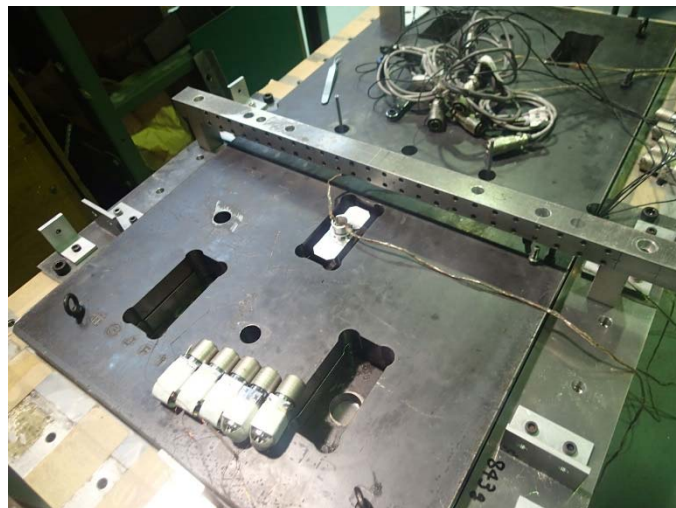


写真 3.2.11 鉄板設置状況 2（ケース 1）



写真 3.2.12 遠心力载荷実験装置搭載状況





写真 3.2.13 遠心力载荷実験装置搭載状況 2

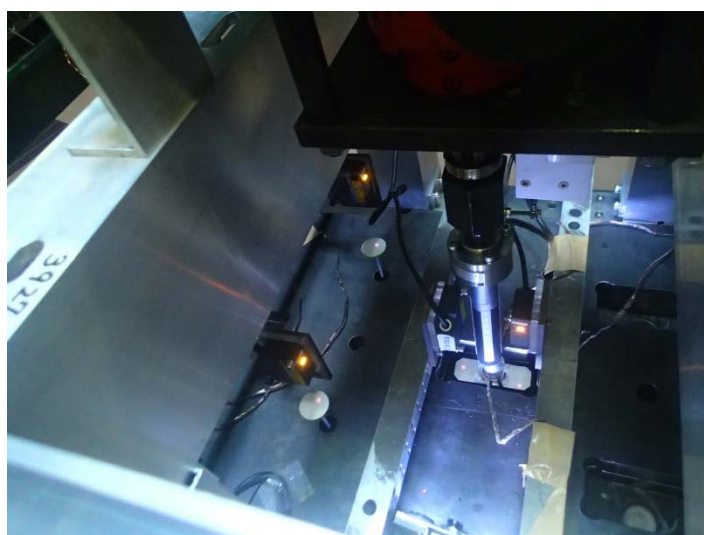


写真 3.2.14 杭頭加力計測状況



写真 3.2.15 加力装置

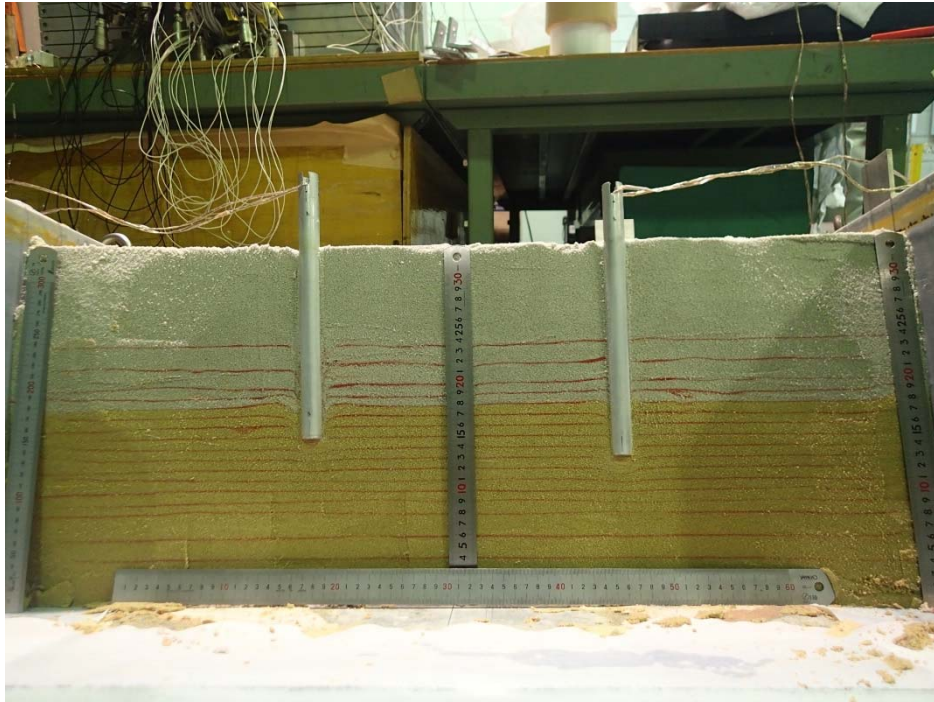


写真 3.2.16 実験後の鉛直断面（ケース 1）

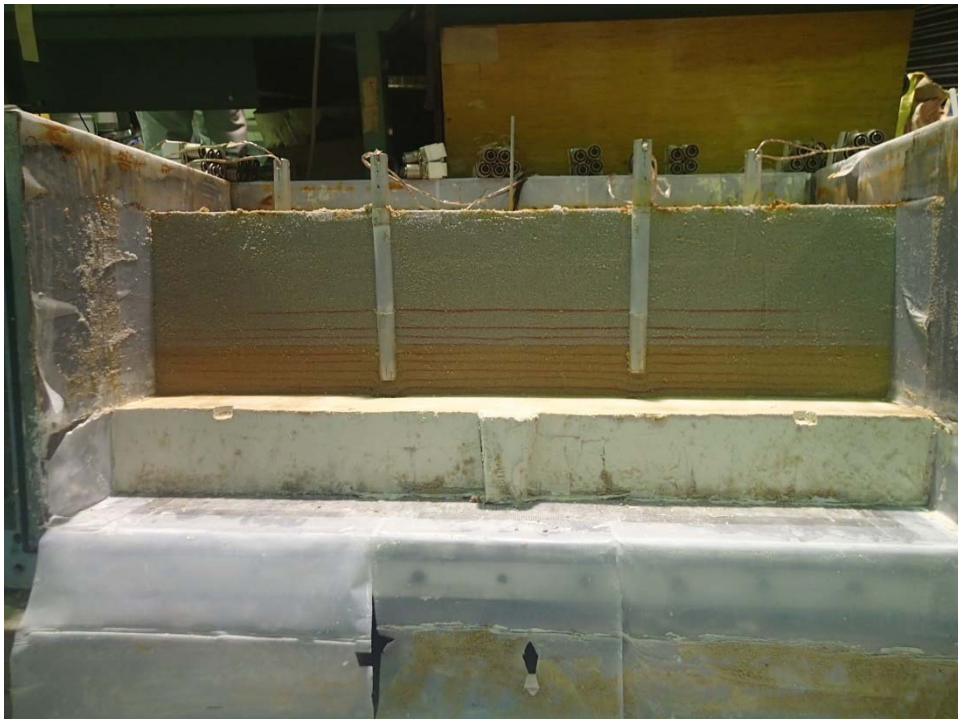


写真 3.2.17 実験後の鉛直断面（ケース 2）

### 3.3 実験結果

実験結果は、加力直前を初期値として整理し、模型スケールで示す。荷重は杭を中実とみなした断面積で除した荷重度  $q$  により、また沈下量  $S$  は杭径で除した沈下比  $S/D$  で整理する。

各杭の先端荷重度  $q_p$  ～先端沈下比関係  $S_p/D$  関係を図 3.3.1 に、主な実験結果の一覧を表 3.3.1 に示す。有効支持層厚比  $H/D$  を 8 とする砂質土層が厚いケース Z4H8 は、 $S_p/D$  が 1 を超えても  $q_p$  は増加し続けるのに対し、 $H/D$  が 2、1、0 のケース (Z4H2C8、Z4H1C8、Z4H0C8) は、 $S_p/D$  が 0.2 を超えると  $q_p$  は殆ど増加しなくなる (極限状態)。Z4H8 の設計上の終局先端支持力度  $q_{p0.1}$  ( $S_p/D=0.1$  時) は平均 7.7MPa となり、支持層が浅い場合 (Z2H11) の実験結果 (平均 4.1MPa、2 章参照) に比較して 1.9 倍に増加している。最大先端荷重度  $q_{pmax}$  は、2 章の実験 (支持層がやや深い場合) と同様、 $H/D$  が小さくなるにつれて減少し、 $q_{p0.1}$  の余裕度も減少する傾向が認められる。

各ケースの主な実験結果、荷重沈下関係、荷重度沈下比関係、ひずみ分布、軸力分布、摩擦力度分布、杭先端付近の地盤変状 (実験後に観察) を図 3.3.2～3.3.9 に示す。

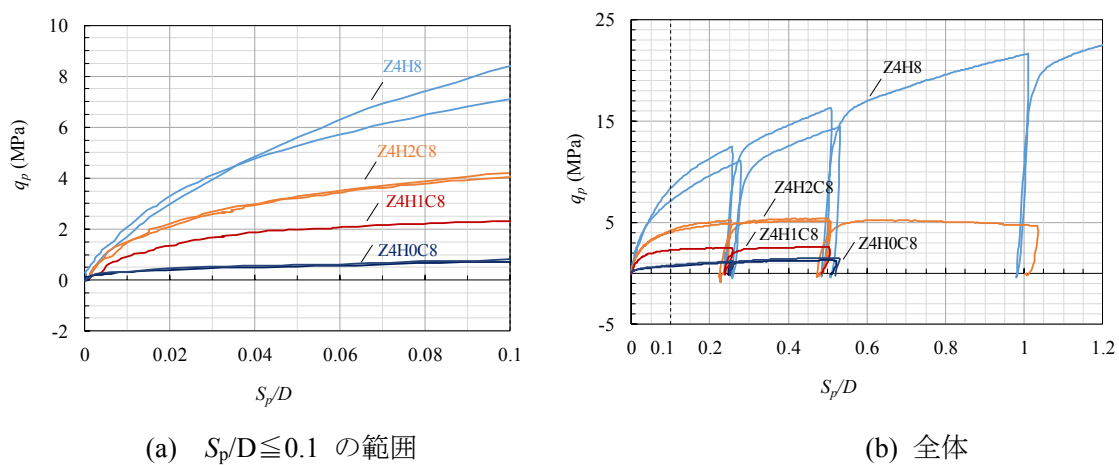


図 3.3.1  $q_p \sim S_p/D$  関係の比較

表 3.3.1 主な実験結果の一覧

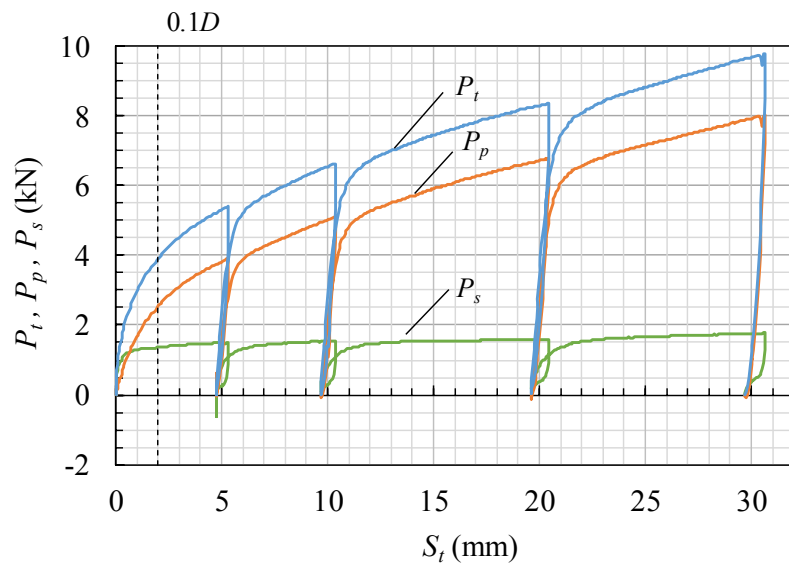
Case	No.	$P_{tmax}$ kN	$S_{tmax}$ mm	$q_{pmax}$ MPa	$q_{pl}$ MPa	$\tau_{smax}$ kPa	$S_p/D_{max}$	$K_{0.005}$ MPa	$S_{pmax}$
Z4H8	1	9.79	30.7	25.5	8.39	166	1.52	207	30.4
	2	5.44	10.8	14.5	7.09	83.9	0.53	260	10.6
Z4H2C8	1	<u>2.70</u>	20.7	<u>5.38</u>	4.20	<u>102.6</u>	1.04	197	20.7
	2	<u>2.46</u>	10.2	<u>5.18</u>	4.06	<u>90.9</u>	0.51	171	10.2
Z4H1C8	1	<u>1.84</u>	10.2	<u>2.59</u>	2.31	<u>89.2</u>	0.51	99	10.1
Z4H0C8	1	<u>1.56</u>	10.5	<u>1.31</u>	0.712	<u>86.7</u>	0.52	47	10.4
	2	<u>1.47</u>	10.6	<u>1.55</u>	0.804	<u>88.8</u>	0.53	57	10.6

underline: reached ultimate load

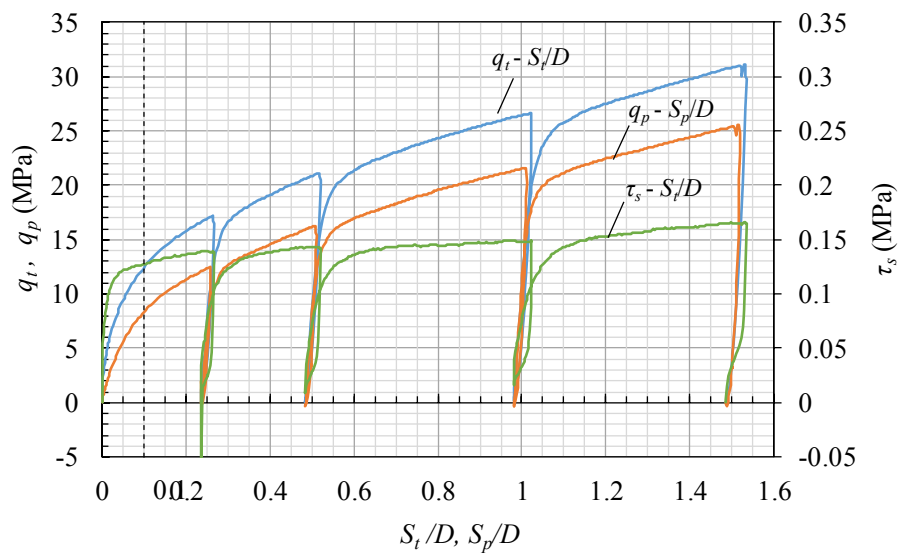


(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	4.00	2.64	1.37	12.7	8.39	128	2.12	2.00
$P_{p\max}$	9.79	8.02	1.77	31.2	25.5	166	30.7	30.3
max.	9.79	8.02	1.77	31.2	25.5	166	30.7	30.4

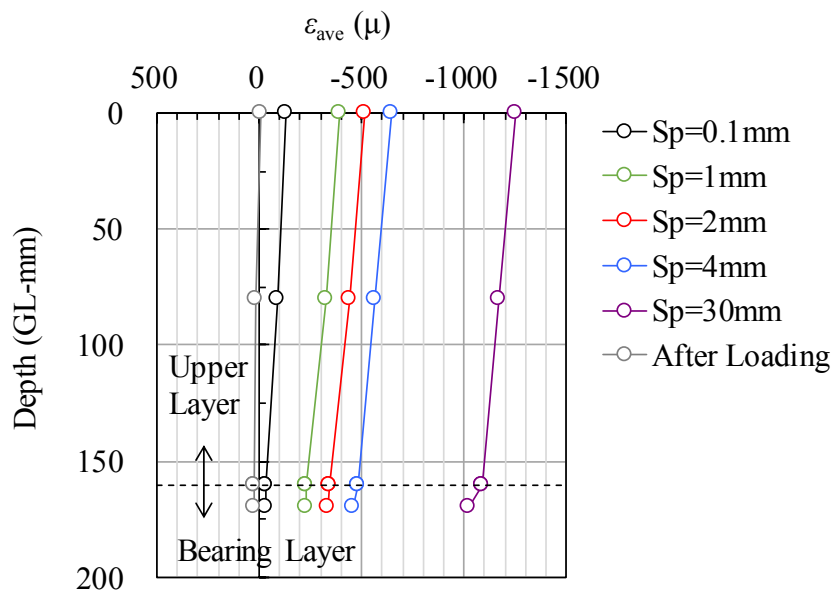


(b) 荷重～沈下関係

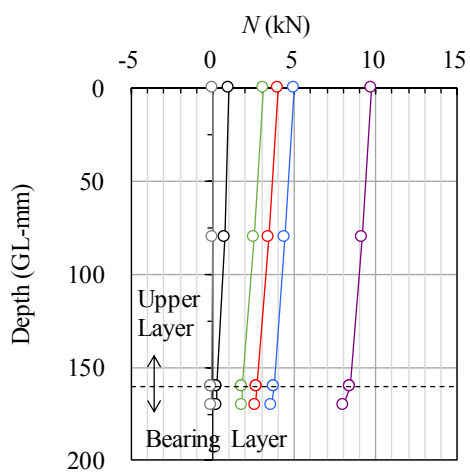


(c) 荷重度～沈下比関係

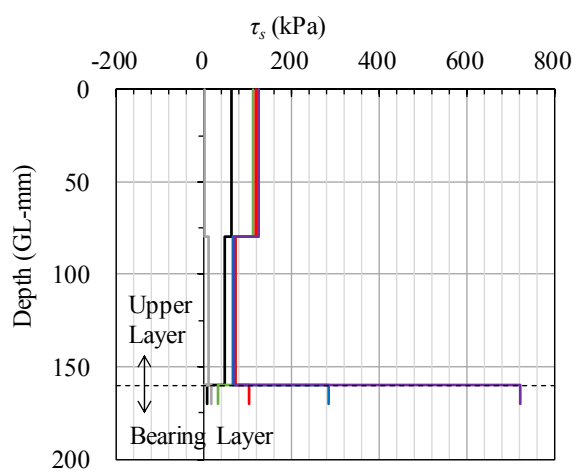
図 3.3.2 H8-1 の実験結果



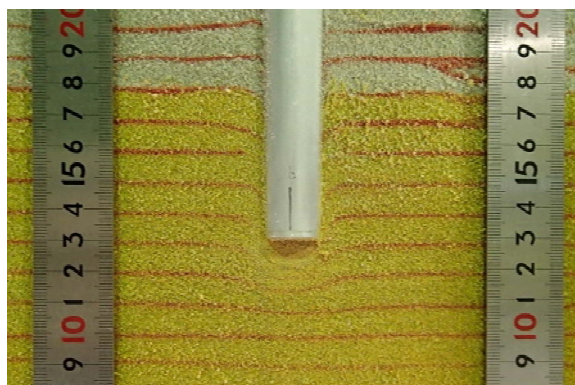
(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

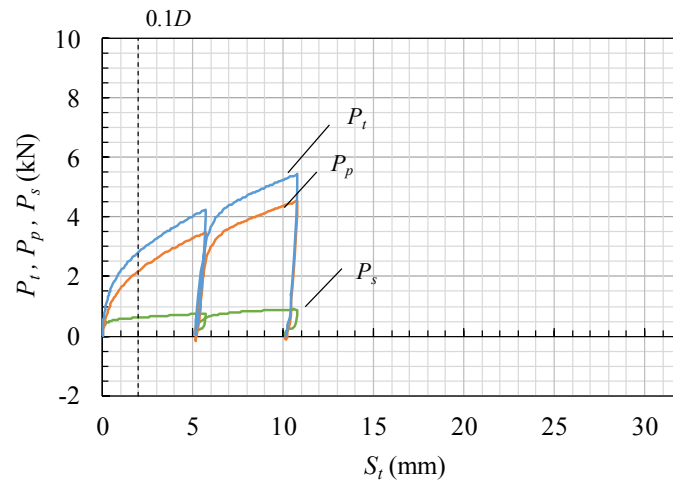


(d) 杭先端付近の地盤変状

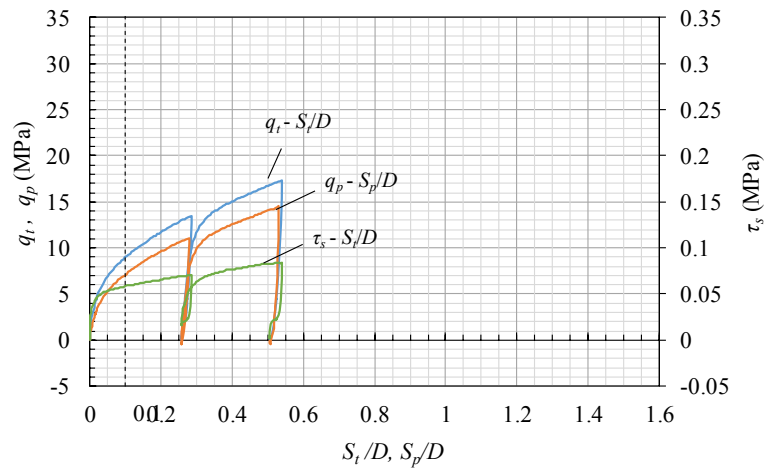
図 3.3.2a H8-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	2.86	2.23	0.63	9.1	7.09	59.3	2.09	2.00
$P_{p\max}$	5.44	4.55	0.89	17.3	14.5	83.0	10.8	10.6
max.	5.44	4.55	0.90	17.3	14.5	83.9	10.8	10.6

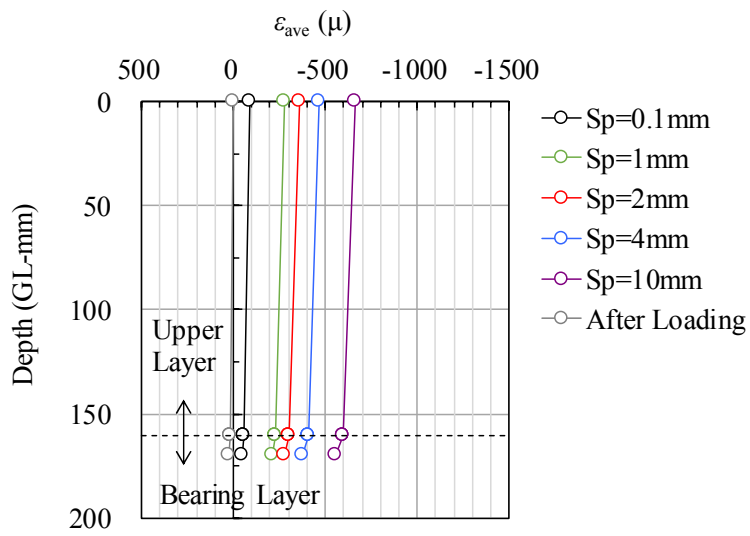


(b) 荷重～沈下関係

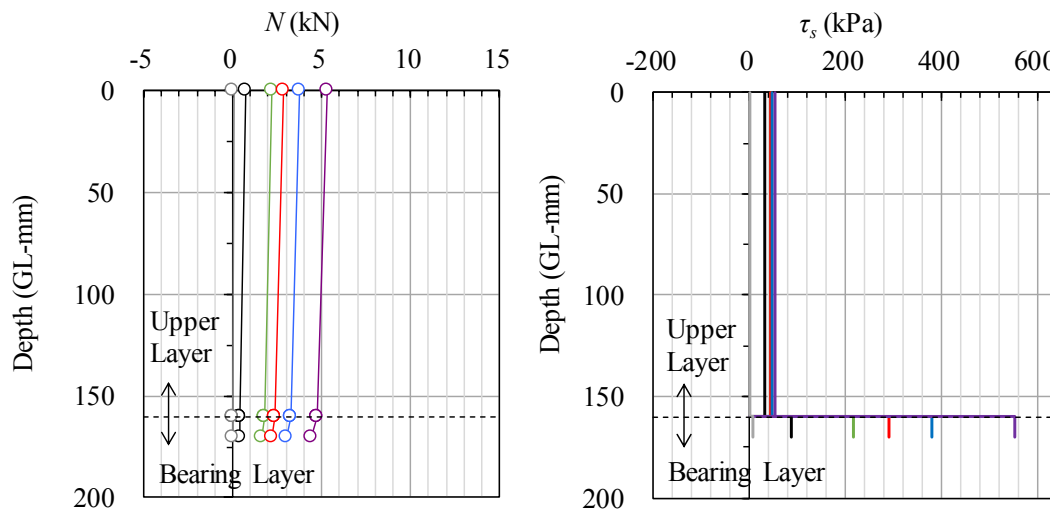


(c) 荷重度～沈下比関係

図 3.3.3 H8-2 の実験結果

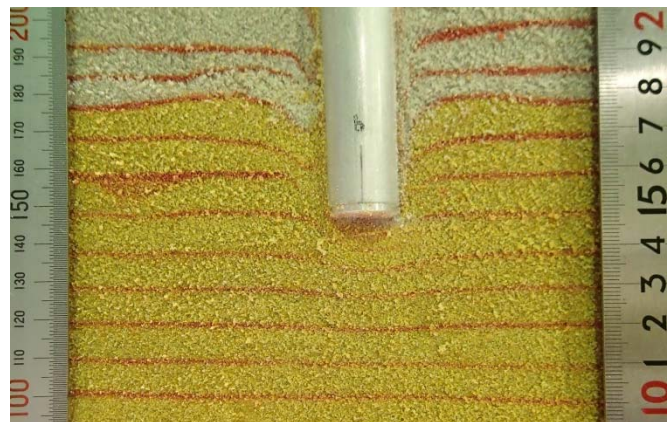


(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布

(c) 摩擦力度分布

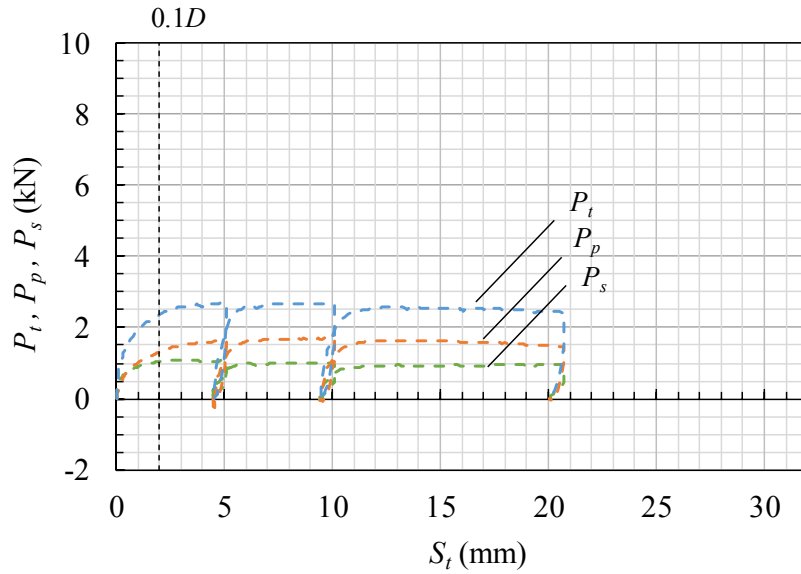


(d) 杭先端付近の地盤変状

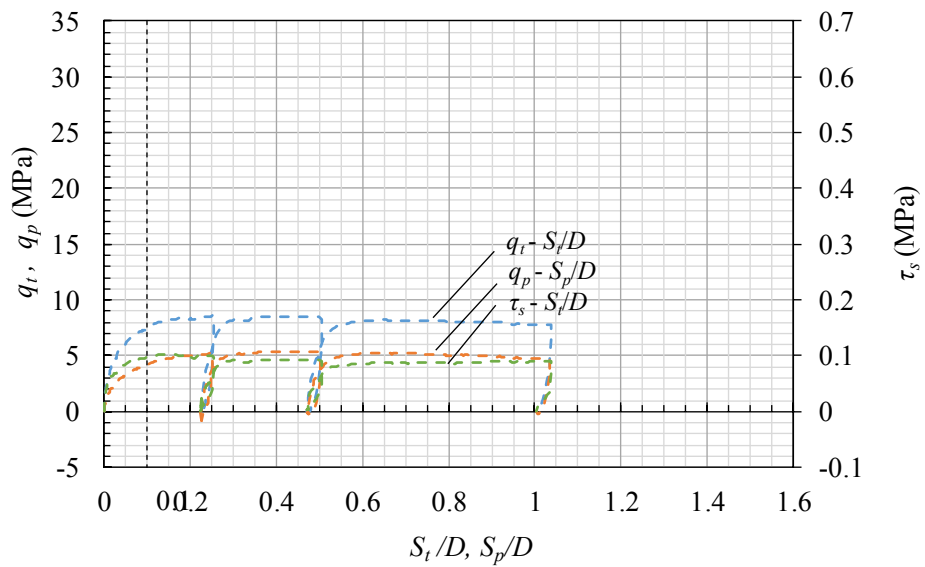
図 3.3.3a H8-2 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	2.36	1.32	1.04	7.51	4.20	97.1	2.05	2.00
$P_{p \max}$	2.68	1.69	0.990	8.53	5.38	92.7	9.33	9.27
max.	2.70	1.69	1.10	8.59	5.38	102.6	20.7	20.7

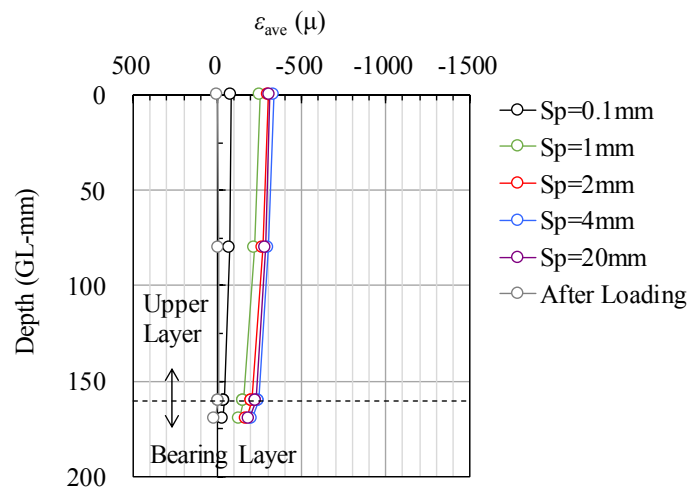


(b) 荷重～沈下関係

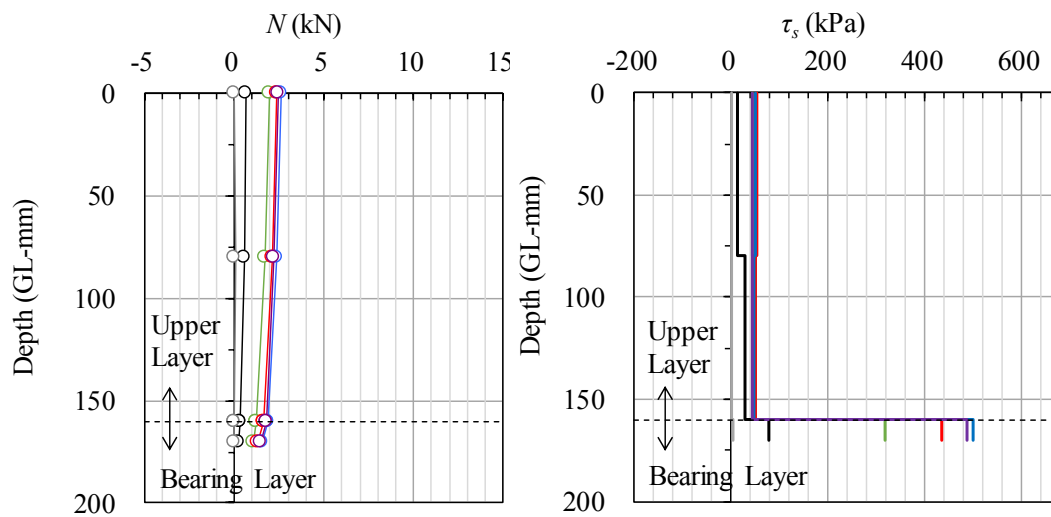


(c) 荷重度～沈下比関係

図 3.3.4 H2C8-1 の実験結果

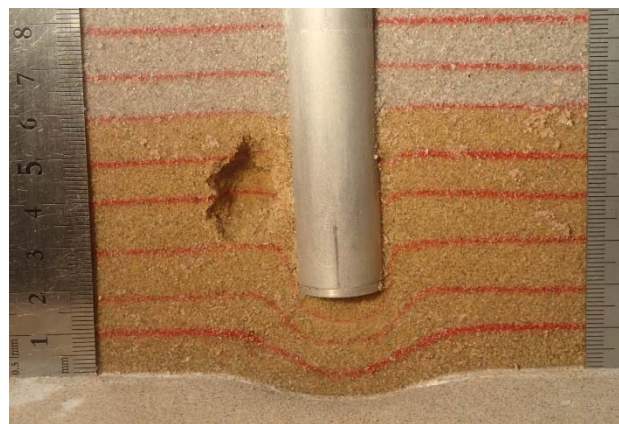


(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布

(c) 摩擦力度分布

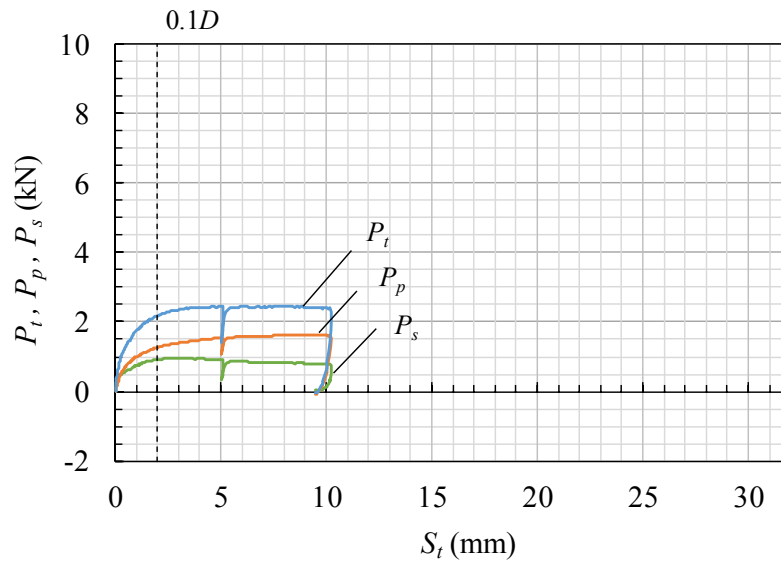


(d) 杭先端付近の地盤変状

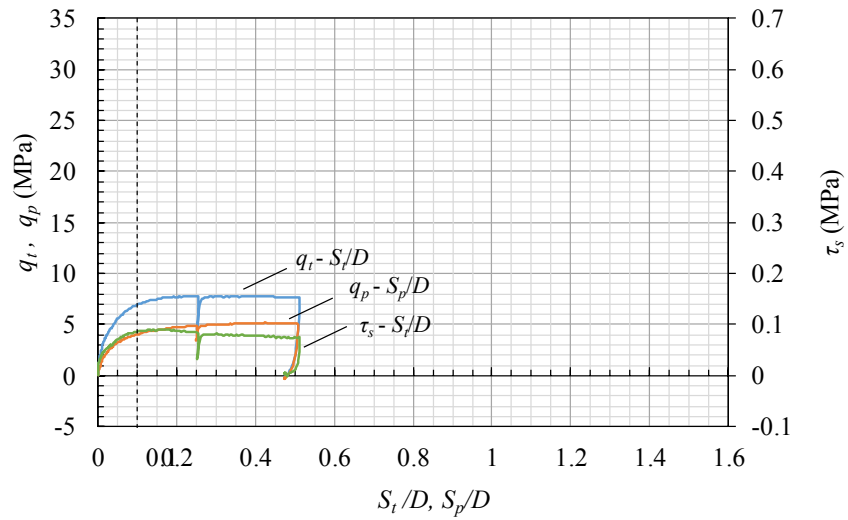
図 3.3.4a H2C8-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	2.21	1.28	0.93	7.03	4.06	87.2	2.07	2.01
$P_{p \max}$	2.45	1.63	0.82	7.79	5.18	76.9	8.56	8.50
max.	2.46	1.63	0.97	7.82	5.18	90.9	10.2	10.2

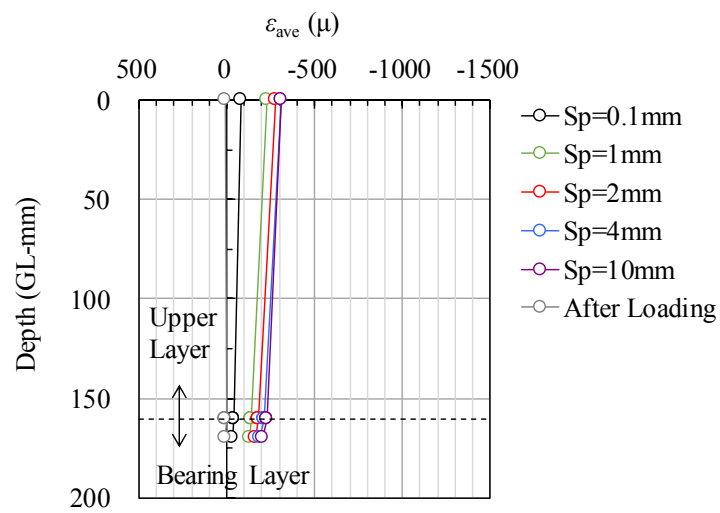


(b) 荷重～沈下関係

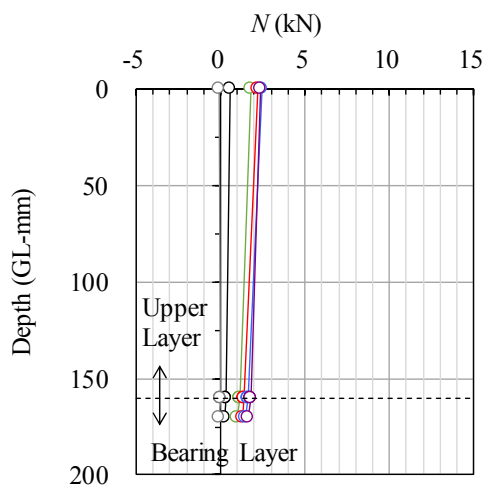


(c) 荷重度～沈下比関係

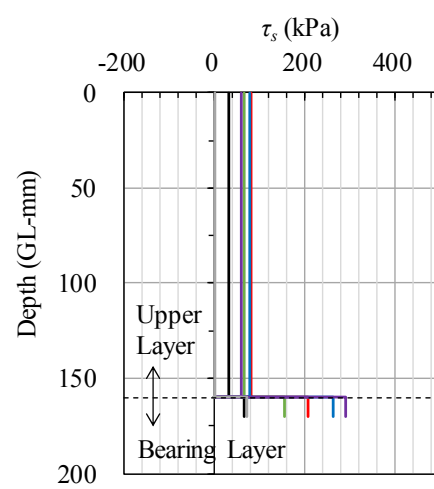
図 3.3.5 H2C8-2 の実験結果



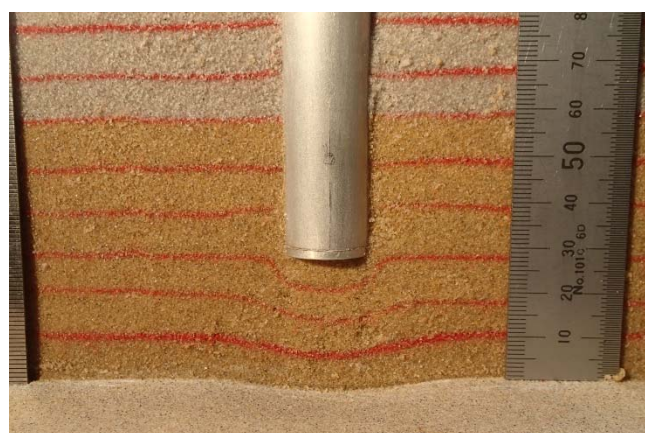
(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布



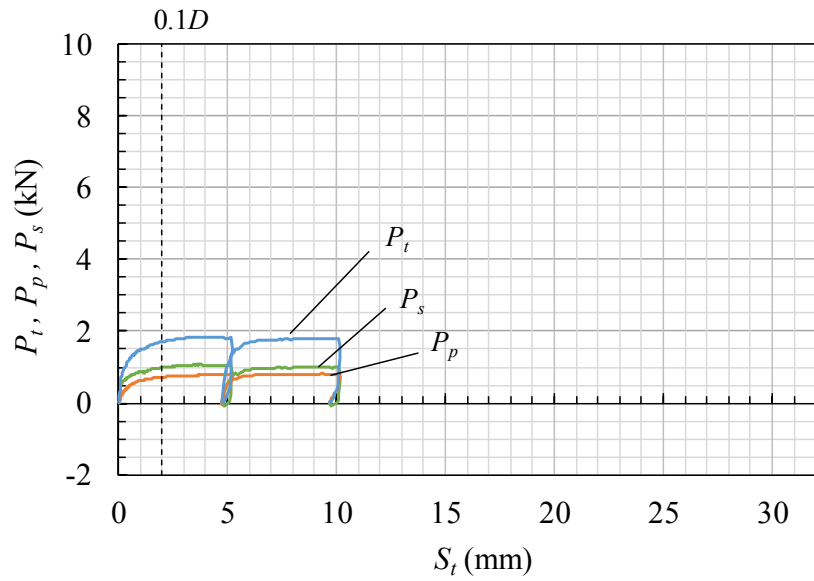
(d) 杭先端付近の地盤変状

図 3.3.5a H2C8-2 の実験結果

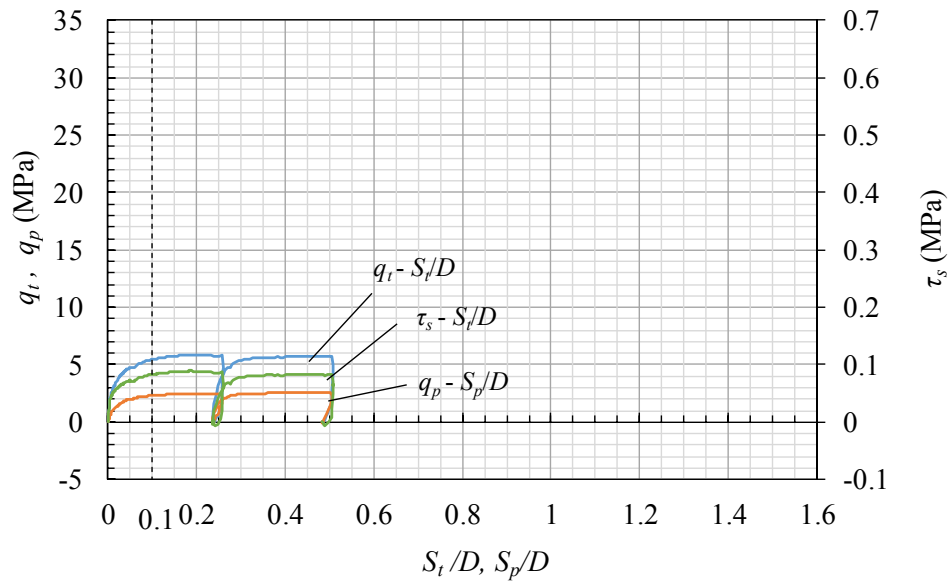


(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.72	0.73	1.00	5.48	2.31	83.4	2.04	2.00
$P_{p\max}$	1.80	0.81	0.990	5.74	2.59	82.9	9.34	9.30
max.	1.84	0.81	1.07	5.85	2.59	89.2	10.2	10.1

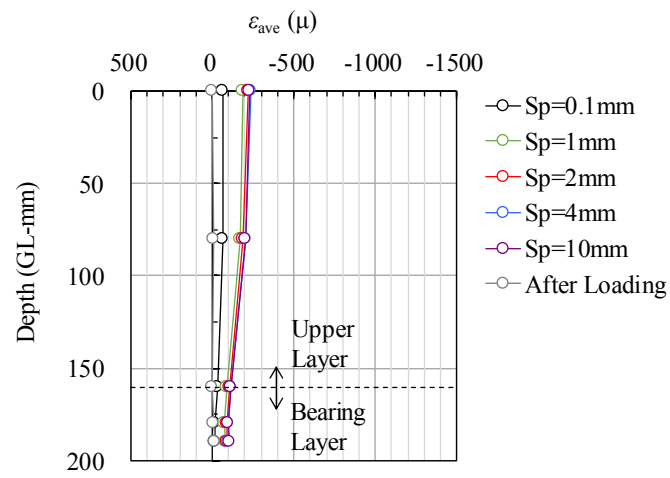


(b) 荷重～沈下関係

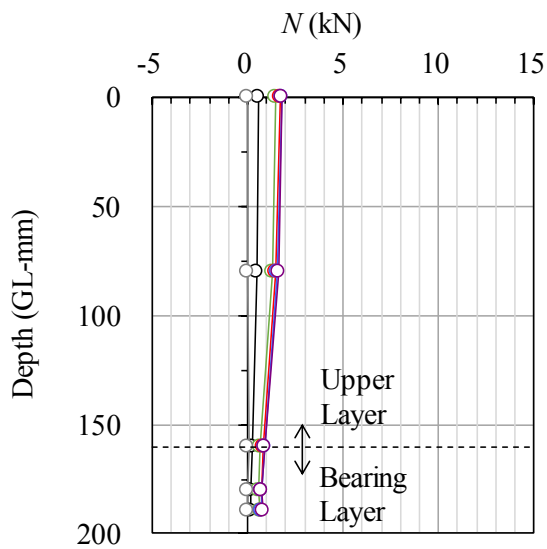


(c) 荷重度～沈下比関係

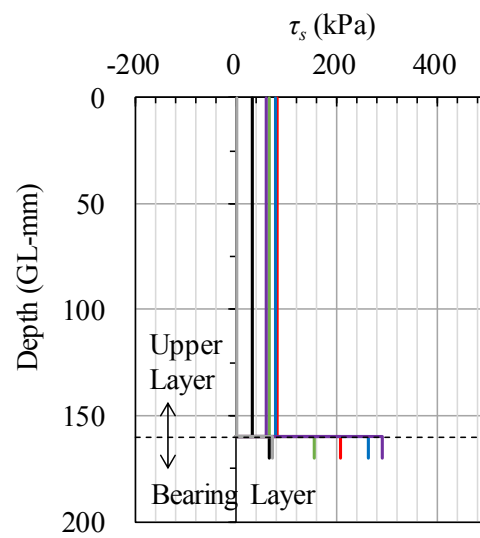
図 3.3.6 H1C8-1 の実験結果



(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

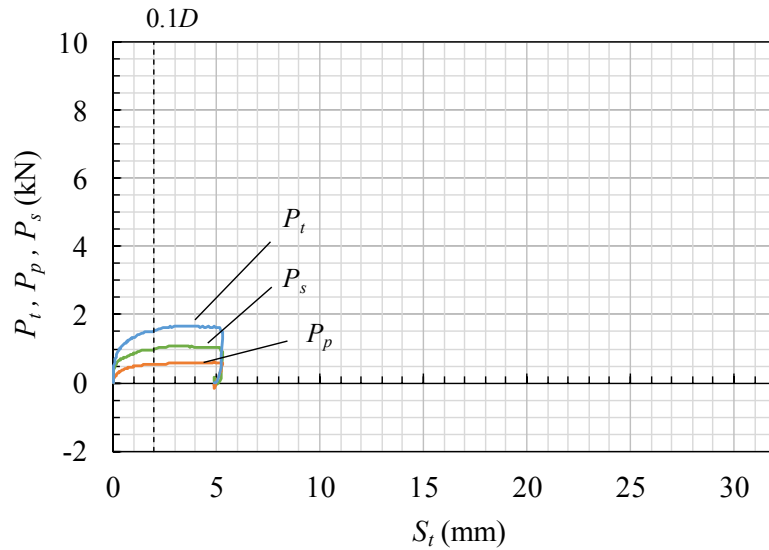


(d) 杭先端付近の地盤変状

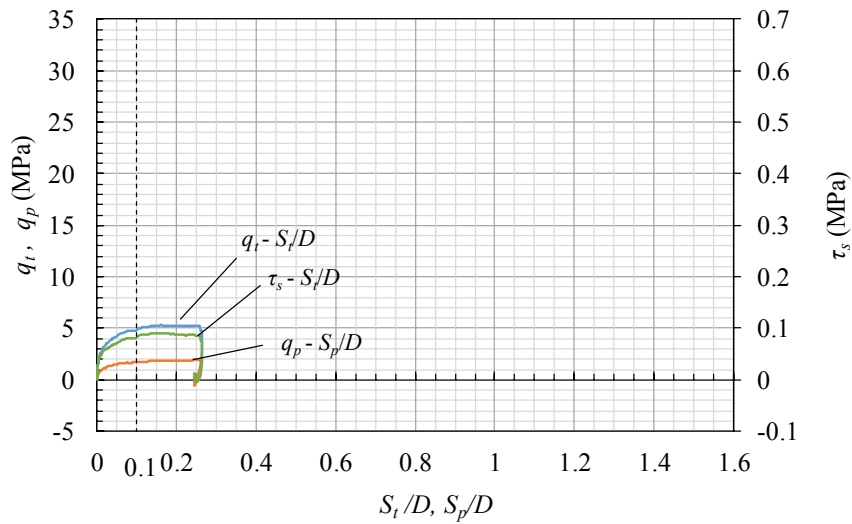
図 3.3.6a H1C8-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.55	0.541	1.00	4.92	1.72	84.2	2.04	2.00
$P_{p\max}$	1.65	0.605	1.04	5.25	1.93	87.4	4.90	4.86
max.	1.67	0.605	1.09	5.31	1.93	91.3	5.31	5.28

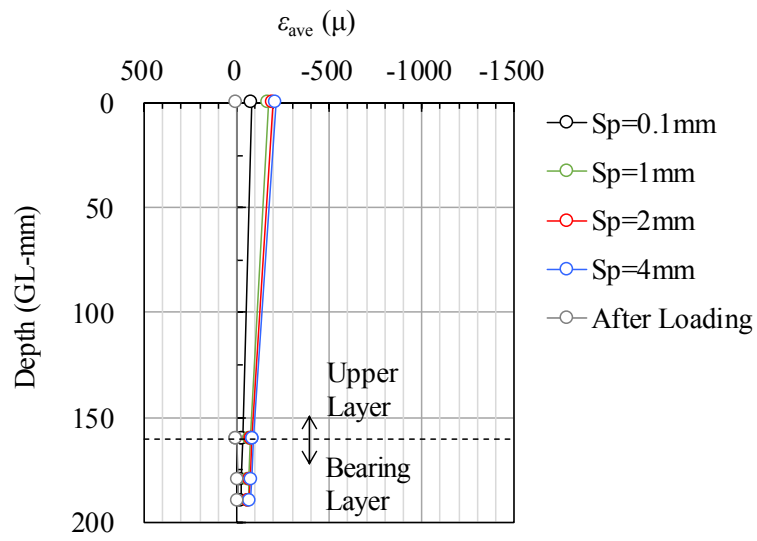


(b) 荷重～沈下関係

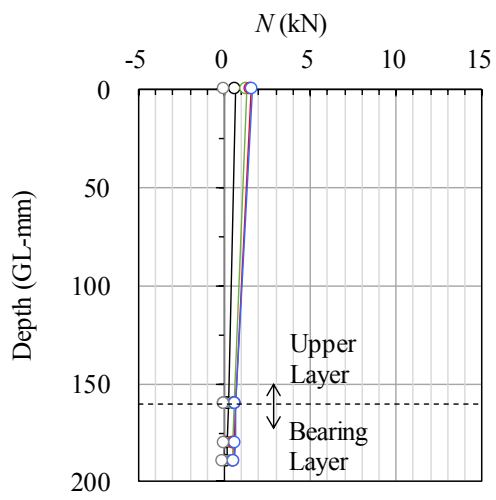


(c) 荷重度～沈下比関係

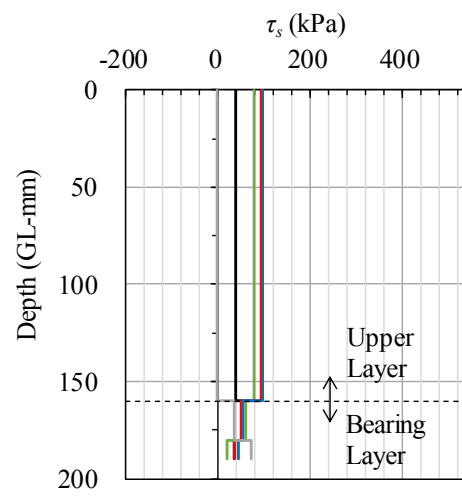
図 3.3.7 H1C8-2 の実験結果



(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

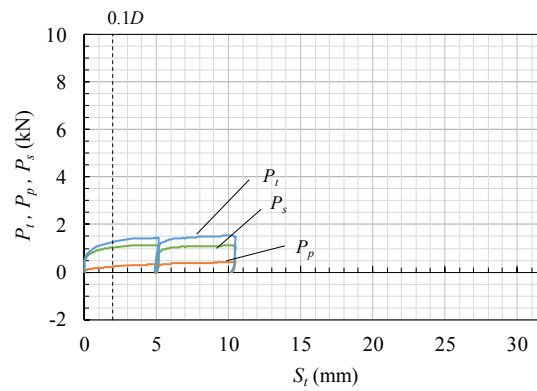


(d) 杭先端付近の地盤変状

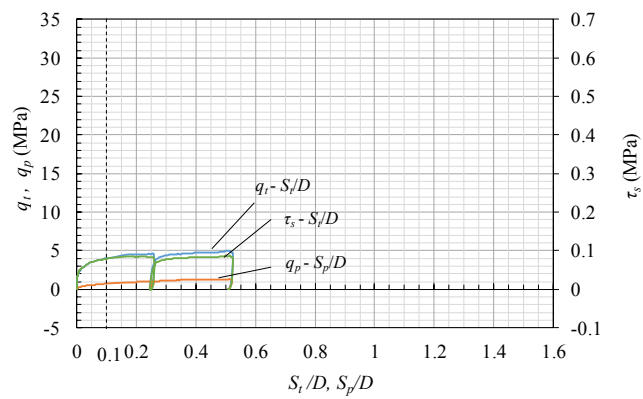
図 3.3.7a H1C8-2 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.27	0.224	1.05	4.04	0.712	79.2	2.03	2.00
$P_{p \max}$	1.56	0.412	1.14	4.95	1.31	86.7	10.3	10.3
max.	1.56	0.412	1.14	4.95	1.31	86.7	10.5	10.4

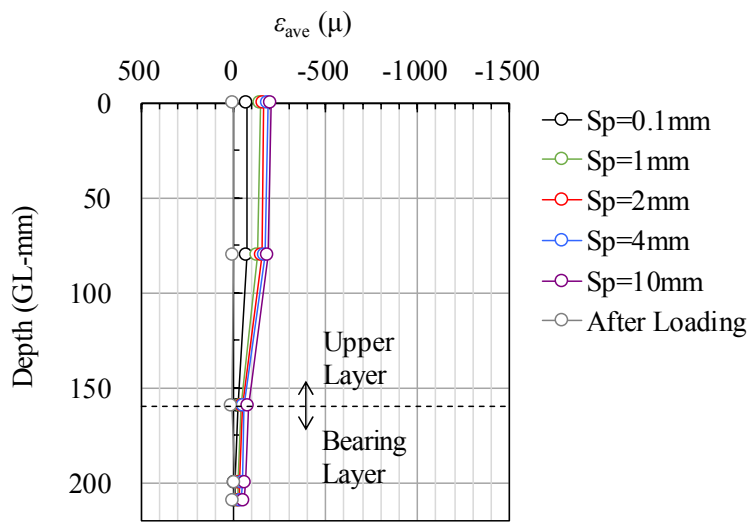


(b) 荷重～沈下関係

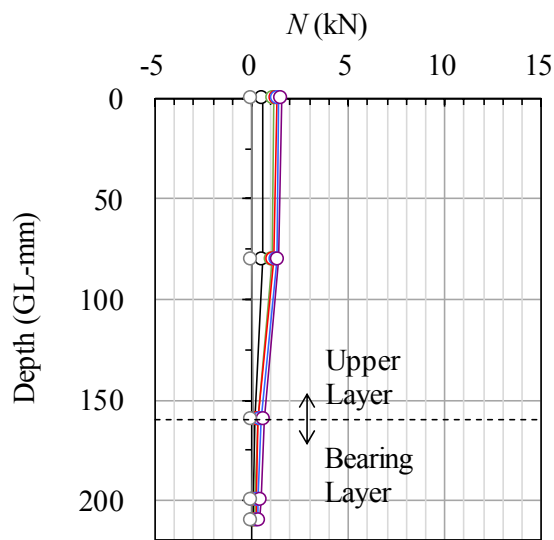


(c) 荷重度～沈下比関係

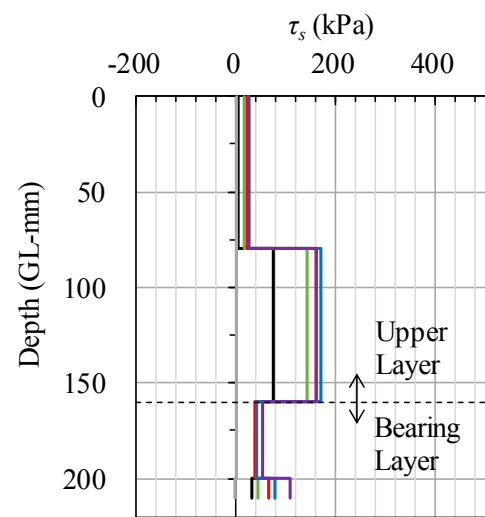
図 3.3.8 H0C8-1 の実験結果



(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布

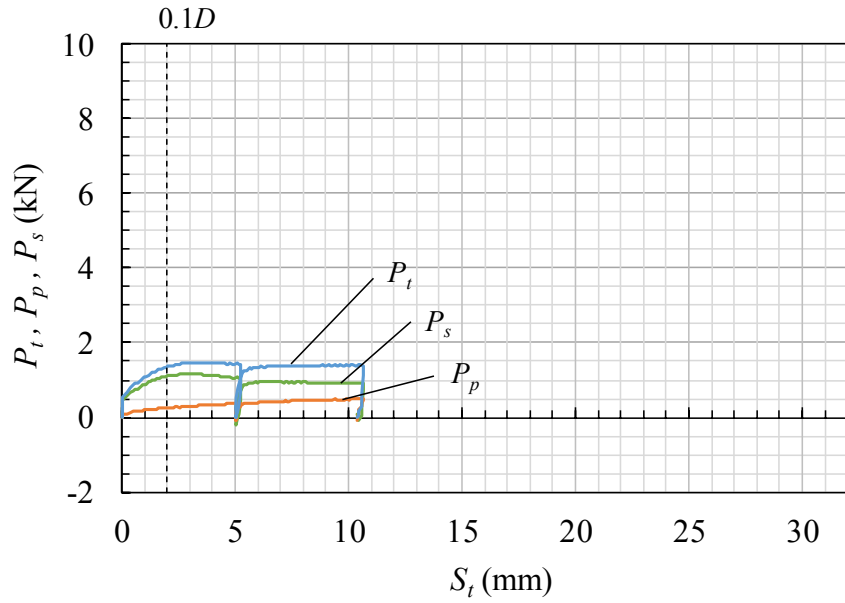


(c) 摩擦力度分布

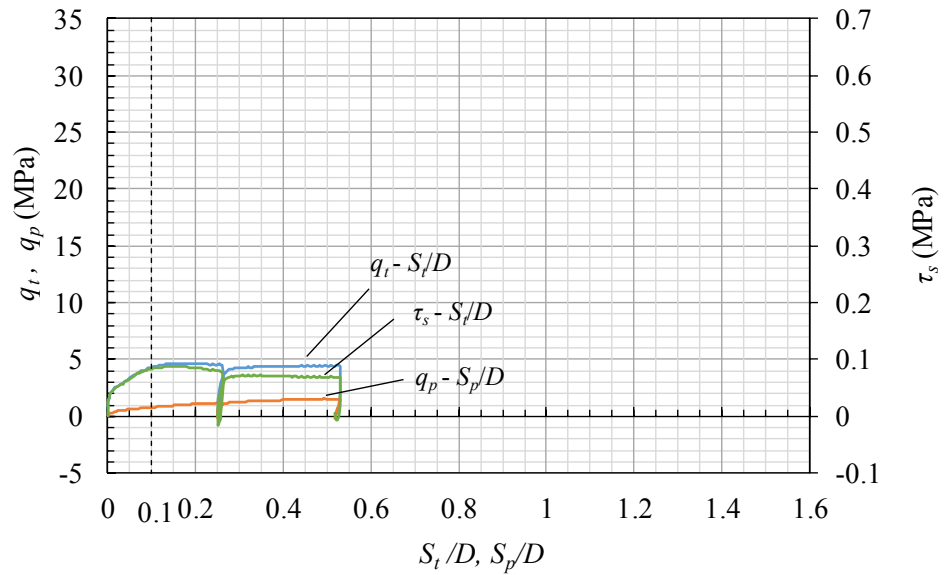
図 3.3.8a H0C8-1 の実験結果

(a) 主な実験結果

	$P_t$	$P_p$	$P_s$	$q_t$	$q_p$	$\tau_s$	$S_t$	$S_p$
	kN	kN	kN	MPa	MPa	kPa	mm	mm
$S_p/D=0.1$	1.36	0.253	1.11	4.32	0.804	83.8	2.03	2.00
$P_{p \max}$	1.41	0.488	0.918	4.47	1.55	69.5	9.91	9.88
max.	1.47	0.488	1.17	4.69	1.55	88.8	10.6	10.6

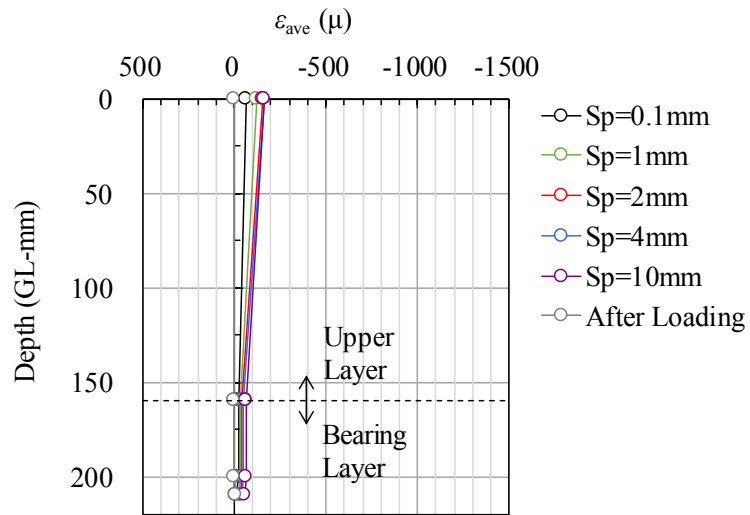


(b) 荷重～沈下関係

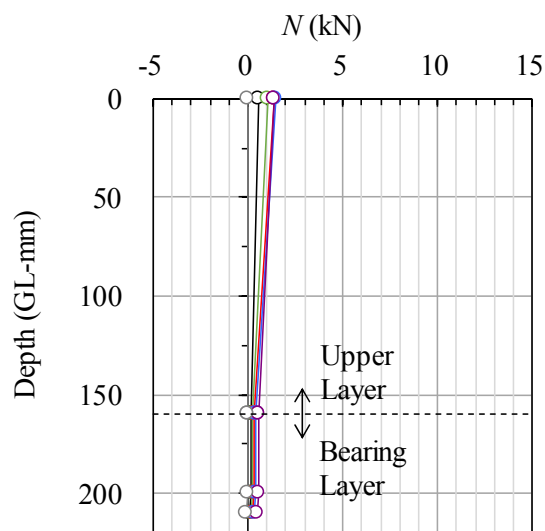


(c) 荷重度～沈下比関係

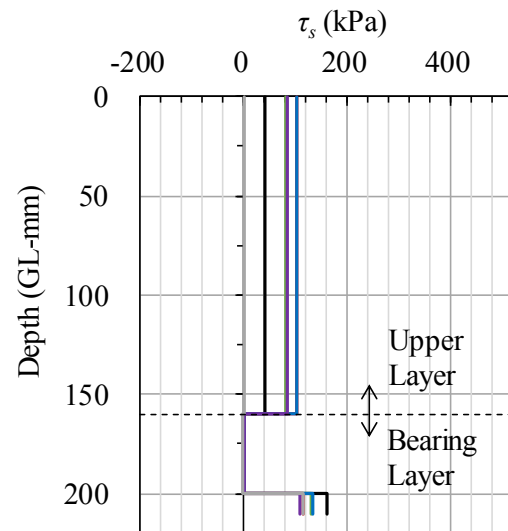
図 3.3.9 H0C8-2 の実験結果



(a) ひずみ分布



(b) 軸力分布



(c) 摩擦力度分布

図 3.3.9a H0C8-2 の実験結果



### 3.4 考察

#### 3.4.1 粘土層の粘着力 $c$ 等

粘土層の粘着力  $c$ （せん断強度）は、実験後の模型地盤より採取した試料の一軸圧縮試験（ $\sigma_c' = 0$ ）、同じく三軸圧縮試験結果（CU,  $\sigma_c' = 360$ ）に基づき評価した。試験結果の  $c$ （または  $q_u/2$ ）と平均拘束圧  $\sigma_c'$ （3.4.1a 式参照）の関係は、図 3.4.1 に示すように(3.4.1)式によって表現できる。

$$c = 0.289 \cdot \sigma_c' + 36.5 \quad (\text{kPa}) \quad (3.4.1)$$

$$\sigma_c' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma_v' \quad (3.4.1a)$$

ここで  $\sigma_v'$ ：有効上載圧、 $K_0$ ：静止土圧係数（粘性土は 0.75 と仮定）

遠心模型実験の過圧密粘土層（上面）の  $\sigma_v'$  と  $\sigma_c'$  と  $c$  を表 3.4.1 に示す。 $\sigma_v'$  は 367kPa であり、静止土圧係数  $K_0$  を 0.75 と仮定<sup>3,2)</sup>（2 章参照）すると  $\sigma_c'$  は 306kPa となる。これに対応する  $c$  として、(3.4.1)式により 124kPa が得られる。なお、実験後に調査した粘土層の含水比は 46.6%であった。

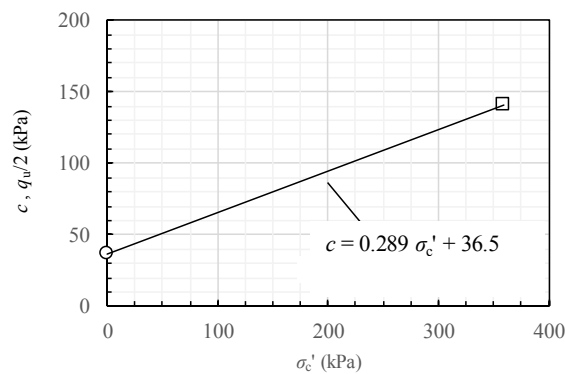


図 3.4.1 粘土層の  $c$ 、 $q_u/2$  の調査結果

表 3.4.1 粘土層の  $c$

ケース	$\sigma_v'$ (kPa)	$\sigma_c'$ (kPa)	$c$ (kPa)
Z4H2C8	367	306	124
Z4H1C8			
Z4H0C8			

### 3.4.2 初期剛性 $K_{p0}$

$q_p \sim S_p/D$  関係における原点と  $S_p/D=0.005$  ( $S_p=0.1\text{mm}$ ) 時の割線剛性として得られる载荷初期の剛性  $K_{p0.005}$  と  $H/D$  の関係を図 3.4.2 に示す。図中、 $K_{p0}$  の弾性論の近似解<sup>3.3)</sup>を利用した (2.4.1) 式による計算結果 (表 3.4.2、2 章参照) を併記している。参考として、支持層がやや深い場合の実験結果 (2 章) も示している。図より、 $K_{p0.005}$  は、支持層がやや深い場合に比べて増加していることが分かる。この要因は、拘束圧に応じて地盤の剛性が増加したためである。また  $K_{p0.005}$  は、 $H/D$  が大きくなるにつれて、支持層が厚い場合のそれに達するまで増加すること、この増加傾向は上記の計算結果と対応すること、支持層が厚い場合は計算結果より小さくなることは、支持層がやや深い場合 (2 章) と同様である。

$K_{0.005}$  :  $q_p \sim S_p/D$  関係の  $S_p/D=0.005$  時の割線剛性

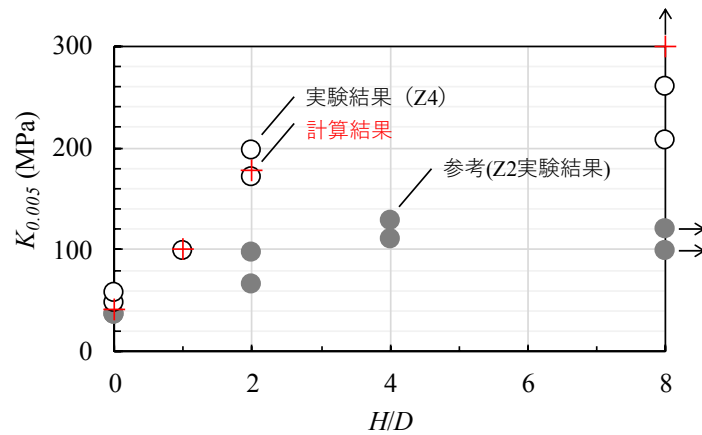


図 3.4.2 载荷初期の剛性

表 3.4.2  $K_{p0}$  の算定結果

ケース	$\sigma_v'$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$S_s : S_c$	$K_{p0}$ (MPa)
Z4H8	336	394	----	----	100 : 0	585
Z4H2C8	336	394	124	24.8	25 : 75	179
Z4H1C8	346	400	124	24.8	11 : 89	100
Z4H0C8	356	406	124	24.8	0 : 100	42.5

### 3.4.3 最大先端荷重度 $q_{pmax}$

最大先端荷重度  $q_{pmax}$  と  $H/D$  の関係を図 3.4.3 に示す。図中、2 層地盤の支持力式 (2.4.7 式) <sup>3.5)</sup> による  $q_{pmax}$  の計算結果を参考として併記している。計算結果は、先端荷重の分散角  $\theta$  を直接基礎と同じ  $\tan^{-1}0.50$  とする場合、本実験結果 ( $H/D=1$  と  $2$ ) の逆算値  $\tan^{-1}0.43$  とする場合 (表 3.4.3 参照) である。図より、 $q_{pmax}$  の実験結果は、支持層が深い場合において、2 層地盤の支持力式において  $\theta$  を  $\tan^{-1}0.43$  とし、 $q_c$  を  $6c$  とする計算結果と概ね対応することがわかる。また  $\theta$  は、支持層がやや深い場合 ( $\tan^{-1}0.44$ ) とあまり変わらなかった。

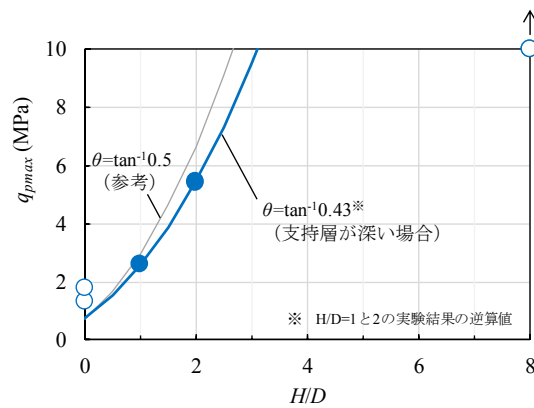


図 3.4.3  $q_{pmax}$  と  $H/D$  の関係

表 3.4.3  $\tan^{-1}\theta_{cal}$  の逆算結果

$D_r$ (%)	$H/D$	$c$ (kPa)	$q_{pmax}$ (MPa)	$\tan^{-1} \theta_{cal}$
87	2	124	5.38	0.422
	2	124	5.44	0.426
	1	124	2.59	0.433
	ave.			0.427

### 3.4.4 $q_p \sim S_p/D$ 関係

実験で得られた  $q_p \sim S_p/D$  関係を(2.4.8)式による kondner 型の双曲線で表現できるか検討する。初期剛性  $K_{p0}$  は表 3.4.2 に示す計算値、 $q_{pmax}$  は(2.4.7)式による計算値（ $\theta$  は表 3.4.3 に示す逆算値  $\tan^{-1}0.43$ ）を用いる。 $q_p \sim S_p/D$  関係の実験結果と(2.4.8)式の比較を図 3.4.5 に示す。(2.4.8)式は、実験結果と良好な対応を示すことが分かる。

$$q_p = \frac{\frac{S_p}{D}}{\frac{1}{K_0} + \frac{1}{q_{pmax}} \frac{S_p}{D}} \quad (2.4.8)\text{再掲}$$

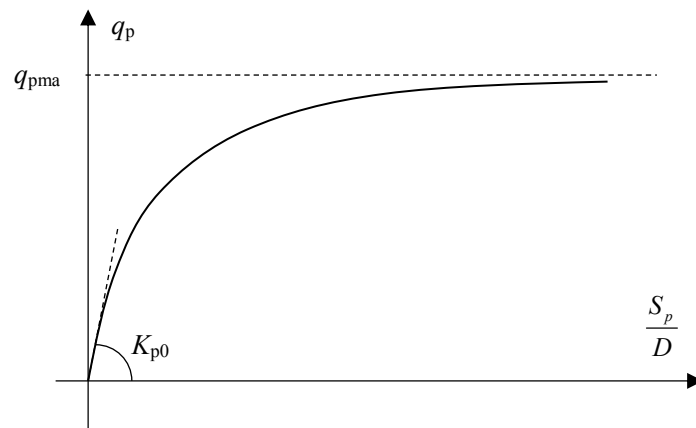


図 3.4.4 双曲線による  $q_p \sim S_p/D$  関係

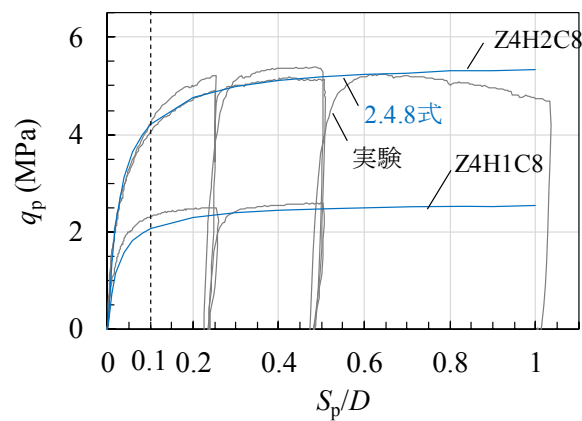


図 3.4.5 (2.4.8)式による  $q_p \sim S_p/D$  関係の予測結果 ( $Dr=87\%$ 、 $H/D=1,2$ )

### 3.4.5 設計上の終局先端支持力度（第2限界抵抗） $q_{p0.1}$

設計上の終局支持力度  $q_{p0.1}$  ( $S_p/D=0.1$  時、第2限界抵抗)の実験結果と  $H/D$  の関係を図 3.4.6 に示す。図中、(2.4.9) 式による計算結果を併記しているが、実験結果と良い対応を示すことが分かる。この計算結果は、図 3.4.4 に示す双曲線関数における  $S_p/D=0.1$  時の  $q_p$  に相当する。参考として、 $\theta=\tan^{-1}0.3$  として2層地盤の支持力式 (2.4.7 式) により計算した  $q_{p0.1}$  も併記しているが、計算結果は安全側の評価となることを確認できる。

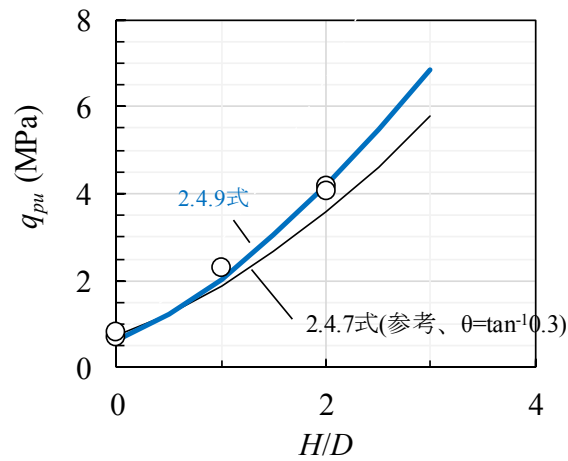


図 3.4.6  $q_{pu}$  と  $H/D$  の関係

表 3.4.5 (2.4.9)式による  $q_{pu}$  の予測結果

$D_r$ (%)	$H/D$	実験結果		予測結果			
		No.	$q_{p0.1}$ (MPa)	$calq_{p0.1}$ 2.4.9 式 (MPa)	比率 $calq_{p0.1} / q_{p0.1}$	$calq_{p0.1}$ 2.4.7 式* (MPa)	比率 $calq_{p0.1} / q_{p0.1}$
87	2	1	4.20	4.15	0.988	3.63	0.864
		2	4.06		1.02		0.894
	1	1	2.31	2.03	0.879	1.92	0.831
		ave.			0.962		0.863

\* $\tan^{-1}\theta=0.3$

### 3.5 まとめ

3 章では、深部（約 40m）にある砂質土と粘性土の 2 層地盤に支持される薄層支持杭の先端抵抗を把握する遠心模型実験（ $H/D=0, 1, 2, 8$ ）を行い、極限状態に至るまでの先端抵抗を明らかにするとともに、2 章で示した双曲線関数を利用した評価法が支持層が深い（拘束圧が大きい）場合にも適用できるかどうかを検証した。得られた知見を以下にまとめる。

- ・ 支持層が深くなる（拘束圧が増加する）と、杭の先端抵抗に関する  $q_{pmax}$ 、 $K_{p0}$ 、 $q_{p0.1}$  はいずれも大きくなる。
- ・  $q_{pmax}$  は  $H/D=1$  で 2.59 MPa、 $H/D=2$  で 5.38～5.44 MPa となり、(2.4.7)式において荷重分散角  $\theta$  を  $\tan^{-1}0.43$  とし、粘土層の極限支持力  $q_c$  を 6c とする計算結果と概ね対応する。この  $\theta$  は支持層がやや深部にある場合（2 章参照）とあまり変わらない。
- ・ 2 章で示した  $q_{pmax}$ 、 $K_{p0}$ 、 $q_p \sim S_p/D$  関係、 $q_{p0.1}$  の評価法は、支持層の深さが約 40m となる場合にも適用できる。

### 3 章の参考文献

- 3.1) Nagura, K. Tanaka, M., Kawasaki, K. & Higuchi, Y. (1994). Development of an earthquake simulator for the TAISEI centrifuge, Proc. Centrifuge 94: 151-156.
- 3.2) 山内豊聡・安原一哉：粘性土の静止土圧係数に関する一考察，土質工学会論文報告集，Vol.14, No.2, pp.113-118, 1974.6
- 3.3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.10
- 3.4) Hardin, B. O. & Richart, F. E. (1963). Elastic wave velocity in granular soils, ASCE, Vol.89, SM 1: 33-65.
- 3.5) H.Yamaguchi：Practical formula of bearing value of two layered ground, Proc. of 2nd Asian Regional Conf. SMFE, Vol.1, pp.176-180, 1963





## 4 章 FEM 解析

### 4.1 まえがき

4 章では、砂質土・粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端荷重沈下関係を予測する非線形 FEM 解析手法（汎用解析プログラム）を示し、2 章および 3 章で述べた遠心模型実験結果を良好に再現しうることを示す。また、遠心模型実験と異なる地盤条件の解析を行い、提案する先端抵抗の評価法の適用性を検討する。さらに、解析結果に影響するメッシュ幅や地盤パラメータを検討する。解析において、地盤は弾完全塑性体を仮定する（図 4.1.1 参照）例えば 4.1)。解析は、汎用の解析コード ABAQUS ver.2016<sup>4.2)</sup>を用い、幾何非線形性を考慮した陽解法による擬似静的解析を行う。

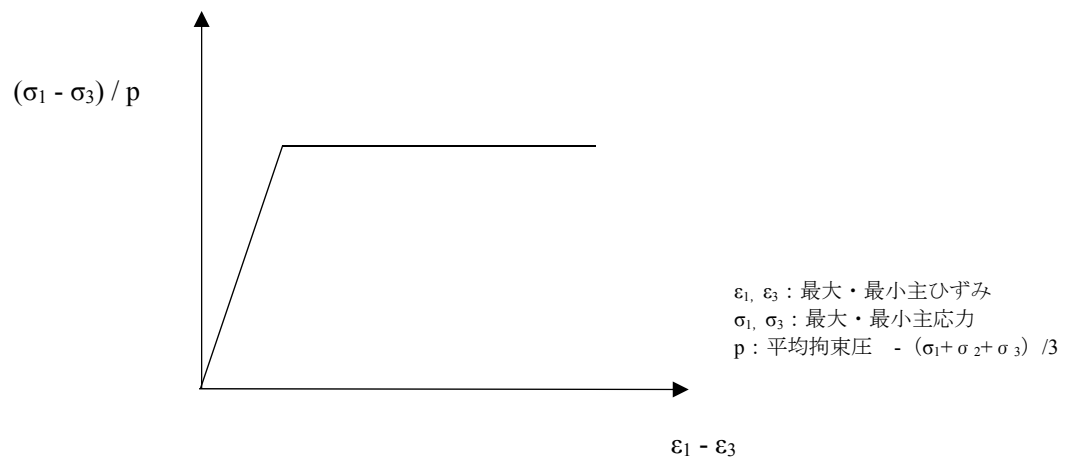


図 4.1.1 地盤の材料特性（弾完全塑性モデル）

### 4.2 解析手法

#### 4.2.1 基本関係式

解析で考慮する微小要素の応力  $\sigma$  とひずみ  $\varepsilon$  と変位  $u$  との基本関係式について説明する例えば 4.3)。

##### (1) 力のつり合い式

(4.2.1) 式は微小立方体要素の  $x, y, z$  方向の力のつりあいを示したものである。 $\sigma$  は応力， $\rho b$  は物体力である。外力は境界条件で与えるものとし，ここでは記載していない。(4.2.2) 式に示す微小要素のモーメントのつり合いによる応力の対称性を考慮すると、(4.2.1) 式における応力の未知成分は 6 つとなる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + \rho b_x = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} + \rho b_y = 0 \quad \left( \text{または, } \frac{\partial \sigma_{ji}}{\partial x_j} + \rho b_i = 0 \right) \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \rho b_z = 0 \end{array} \right. \quad (4.2.1)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} \quad , \quad \sigma_{yz} = \sigma_{zy} \quad , \quad \sigma_{zx} = \sigma_{xz} \quad (4.2.2)$$

## (2) ひずみと変位の関係式

微小要素のひずみ  $\varepsilon$  と変位  $u$  の関係を(4.2.3)式に示す。ひずみ成分ごとに 6 つの関係式が得られる。未知数は、変位成分が 3 つ、ひずみ成分が 6 つとなる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad \varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z} \\ \varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right), \quad \varepsilon_{yz} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right), \quad \varepsilon_{zx} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \end{array} \right. \quad (4.2.3)$$

$$\left( \text{または } \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right)$$

## (3) 応力とひずみと変位の関係式

微小要素の 6 つの応力成分とひずみ成分を関係づける構成式は、剛性マトリクス  $C$  を用いて下記のように表される。

$$\left\{ \begin{array}{c} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{array} \right\} = \left[ \begin{array}{ccc} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{array} \right\} \quad (4.2.4)$$

$$\left( \text{または, } \sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \right)$$

未知数は、応力が 6 成分、ひずみが 6 成分、変位が 3 成分と計 15 成分ある。これに対し、力のつり合い式が 3 つ、ひずみと変位の関係式が 6 つ、応力と変位の関係式が 6 つ、計

15 個の式が成立する。未知数と式の数に対応するので、この連立偏微分方程式を解くことによって、地盤の応力とひずみ、及び変位を得ることができる。

#### 4.2.2 弾塑性剛性マトリクス

弾塑性論に基づく剛性マトリクス  $D$  の導出方法を述べる<sup>例えば 4.1)</sup>。 $D$  は、 $\sigma$  が降伏点に達する前の弾性域か、達した後の塑性域かどうかで異なり、その判定には降伏基準  $f(\sigma)$  を用いる。前述したように、材料特性はひずみ硬化を伴わない弾完全塑性モデルとし、 $f$  は  $\sigma$  のみの関数とする。 $f < 0$  は弾性域にあること、 $f = 0$  は塑性域にあることを表し、 $f > 0$  の状態は存在しない。

##### (1) 弾性域 ( $f < 0$ )

$\sigma$  が降伏点に達する前の弾性域では、残留  $\sigma$  と  $\varepsilon$  はフックの法則に従い、除荷時に残留ひずみが生じないものとする。ここで  $D_e$  は弾性剛性マトリクス、 $E$  はヤング係数、 $\nu$  はポアソン比である。

$$\{d\sigma\} = [D_e]\{d\varepsilon_e\} = [D_e]\{d\varepsilon\} \quad (4.2.5)$$

または

$$\{d\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{Bmatrix}, \quad \{d\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{Bmatrix},$$

$$[D_e] = \frac{E}{1+\nu} \begin{Bmatrix} \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{Bmatrix}$$

$sym.$

(2) 塑性域 ( $f=0$ )

$\sigma$  が降伏点に達した後 ( $f=0$ ) は、降伏基準を満足 (降伏曲面上を移動) しながら、塑性ひずみが生じる。この塑性ひずみの大きさと方向について以下に述べる。今、降伏曲面上のある応力状態  $\sigma$  から塑性変形を生じさせる微小な  $d\sigma$  が作用した応力状態  $\sigma+d\sigma$  を考える。

$$f(\{\sigma\})=0 \quad (4.2.6)$$

$$f(\{\sigma+d\sigma\})=0 \quad (4.2.7)$$

全ひずみ増分  $d\varepsilon$  は弾性ひずみ増分  $d\varepsilon_e$  と塑性ひずみ増分  $d\varepsilon_p$  の和と仮定する。

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_e\} + \{d\varepsilon_p\} \quad (4.2.8)$$

現時点の  $\sigma$  と  $d\varepsilon_p$  を関連づける法則として、応力の関数である塑性ポテンシャル  $g$  が存在すると考える。 $d\varepsilon_p$  は、塑性ポテンシャル面  $g=0$  と直交する方向に生じるものとし、下式のように表現される。

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \quad (\text{ここで、} d\lambda \text{ は正の定数}) \quad (4.2.9)$$

塑性ひずみ増分が生じた以降も、降伏基準を満足し続けることから、以下のコンシステンシー条件が成立する。

$$df(\{\sigma\})=0 \quad (4.2.10)$$

$$\left( \frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right)^T \{d\sigma\} = 0 \quad (4.2.11)$$

(4.2.5)式、(4.2.8)式、(4.2.9) 式、(4.2.11)式より、塑性ひずみの大きさに係わる定数  $d\lambda$  が以下のように求まる。

$$\begin{aligned} \{d\varepsilon\} &= \{d\varepsilon_e\} + \{d\varepsilon_p\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma\} + d\lambda \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \\ \{d\sigma\} &= [D_e] \{d\varepsilon\} - [D_e] d\lambda \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \end{aligned} \quad (4.2.12)$$

$$\left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}}\right)^T \{d\sigma\} = \left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}}\right)^T [D_e] \{d\varepsilon\} - \left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}}\right)^T [D_e] d\lambda \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} = 0$$

$$d\lambda = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}}\right)^T [D_e] \{d\varepsilon\}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}}\right)^T [D_e] \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}}} \quad (4.2.13)$$

(4.2.13)式の  $d\lambda$  を (4.2.12) 式に代入することにより、弾塑性剛性マトリクス  $D_{ep}$  が以下のように得られる。

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e] \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}}\right)^T [D_e]}{\left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}}\right)^T [D_e] \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}}} \quad (4.2.14)$$

#### 4.2.3 降伏基準

地盤は摩擦材料であり、降伏応力は拘束圧に依存し、主にせん断で破壊すると考える。本解析では、このような材料特性を表現するシンプルな構成則として、Mohr-Coulomb の降伏基準を用いる (例えば 4.1)。

$$f = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \tan \phi - 2c \cos \phi = 0 \quad (\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3) \quad (4.2.15)$$

ここで、 $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  : 最大主応力および最小主応力

$c$  : 粘着力

$\phi$  : せん断抵抗角

(4.2.15)式は、主応力空間内で 6 角錐の形状、静水圧軸に直交する偏差応力 ( $\pi$ ) 平面上で 6 角形となる (図 4.2.1)。応力不変量  $I_1$ ,  $J_2$ ,  $J_3$  (または Lode 角  $\theta$ ) で表現すると (4.2.16) 式、(4.2.17)式となる。

$$f = -I_1 \sin \phi + \frac{\sqrt{J_2}}{2} \left\{ \sqrt{3}(3 - \sin \phi) \cos \theta + 3(1 + \sin \phi) \sin \theta \right\} - 3c \cos \phi = 0$$

ここで  $0 < \theta < \pi/3$  (4.2.16)

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left( \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{1.5}} \right) \quad (4.2.17)$$

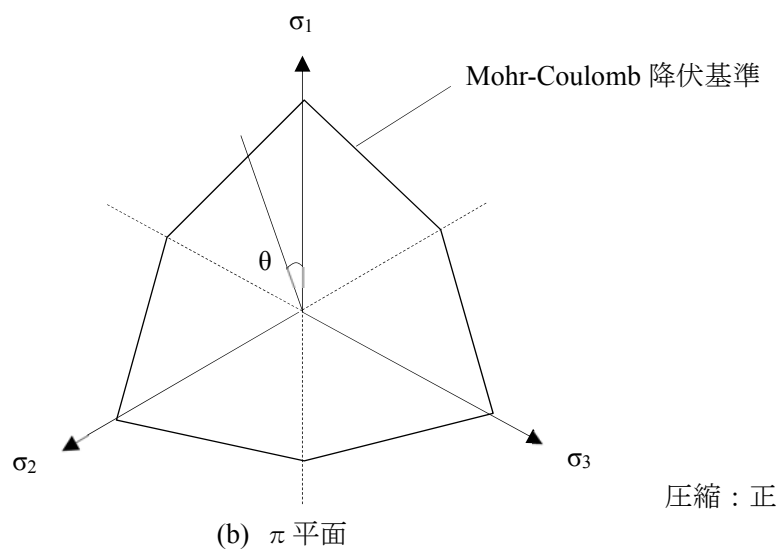
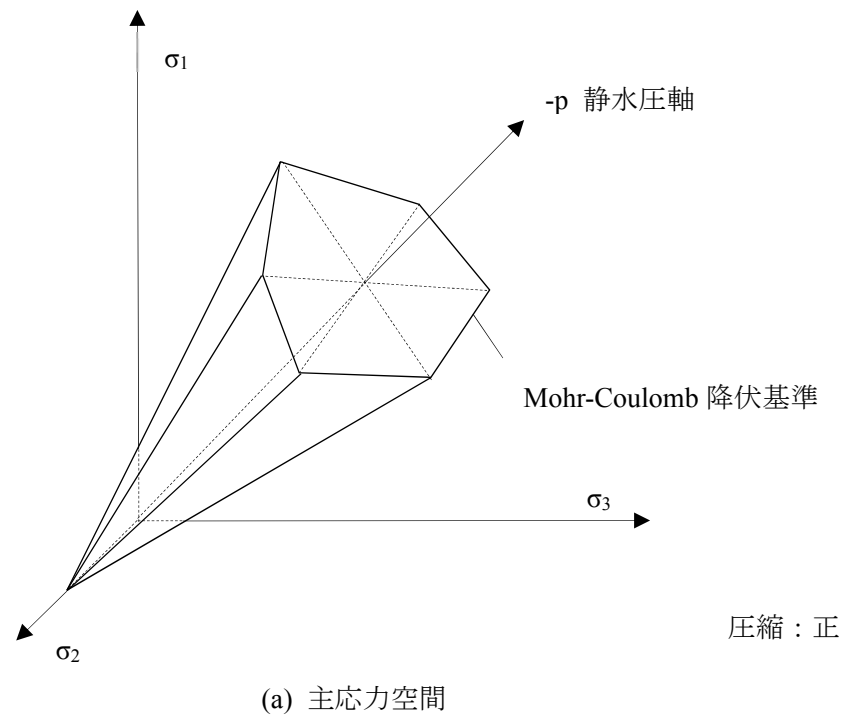


図 4.2.1 Mohr-Coulomb の降伏基準

#### 4.2.4 流れ則

塑性ポテンシャル関数  $g$  は、Mohr-Coulomb の降伏基準と同じ形式で表現される(4.2.18)式を基本とする<sup>例えば 4.1)</sup>。  $\phi$  はダイレイタンシー角とする。塑性ひずみ  $d\epsilon_p$  は (4.2.18a) 式で得られる。

$$g = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi - 2c \cos \psi = 0 \quad (\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3) \quad (4.2.18)$$

$$\{d\epsilon_p\} = \begin{Bmatrix} d\epsilon_{p1} \\ d\epsilon_{p2} \\ d\epsilon_{p3} \end{Bmatrix} = d\lambda \begin{Bmatrix} \frac{\partial g}{\partial \sigma_1} \\ \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} \\ \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \end{Bmatrix} = d\lambda \begin{Bmatrix} 1 - \sin \psi \\ 0 \\ -1 - \sin \psi \end{Bmatrix} \quad (4.2.18a)$$

(4.2.18)式による塑性ポテンシャル面には、滑らかでない点、すなわち(4.2.18a)式によって導関数が定まらない特異点が存在する（例えば  $\theta$  が  $0$ 、 $\pi/3$  のとき）。そこで数値解析上は、(4.2.18)式を滑らかに近似する (4.2.19) 式による塑性ポテンシャルを用いる<sup>4.2)</sup>。(4.2.19) 式は、図 4.2.2 に示すように  $p$ - $q$  平面上で(4.2.18)式に漸近する双曲線関数となり、また  $\pi$  平面上では  $\theta=0$ 、 $\pi/3$  他の点で(4.2.18)式と一致する Menetrey & Willam の楕円関数となる<sup>4.4)</sup>。

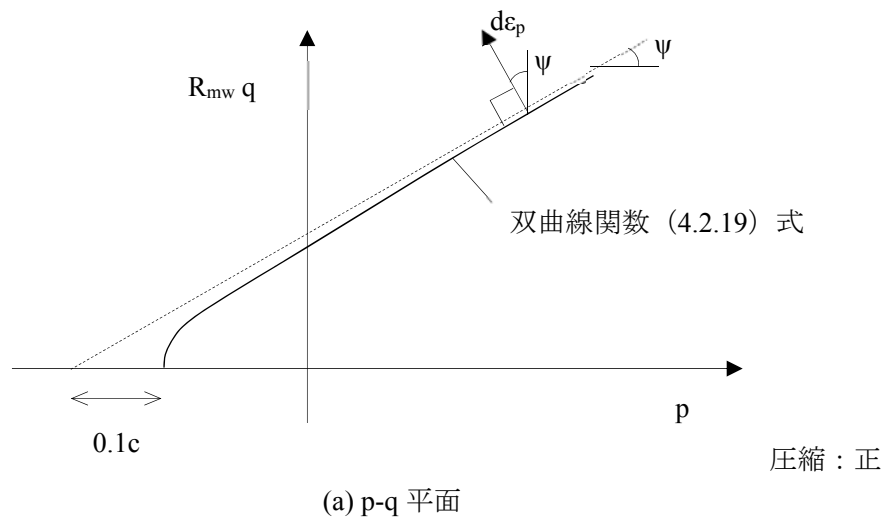
$$g = \sqrt{(0.1c \tan \psi)^2 + (R_{mw}q)^2} - p \tan \psi = 0 \quad (4.2.19)$$

ここで

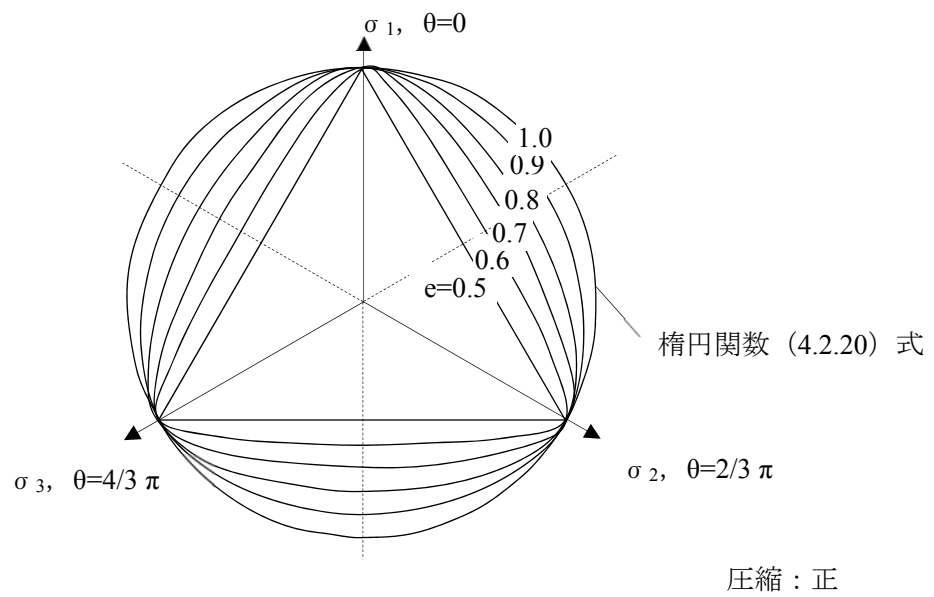
$$R_{mw}(\theta, e) = \frac{4(1-e^2)\cos^2 \theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2)\cos \theta + (2e-1)\sqrt{4(1-e^2)\cos^2 \theta + 5e^2 - 4e}} \frac{3 - \sin \psi}{6 \cos \psi} \quad (4.2.20)$$

$$q = \sqrt{3J_2} : \text{Mises 応力} \quad (4.2.21)$$

$$e = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (4.2.22)$$



(a) p-q 平面



(b)  $\pi$  平面

図 4.2.2 塑性ポテンシャル



#### 4.2.5 軸対称条件

本解析では、地盤は水平成層、杭は円形、荷重は杭軸方向の鉛直方向に作用する状態を想定する。したがって、地盤の応力・変形が軸方向に対称（周方向に均一）と仮定する軸対称問題として扱うことが可能になる（図 4.2.2a 参照）。軸対称問題では、円筒座標系の微小要素における周方向の変位  $u_\theta$ 、せん断ひずみの周方向成分  $\gamma_{r\theta}$ 、 $\gamma_{\theta z}$  がゼロで、周方向のひずみ  $\varepsilon_\theta$  が径方向変位と対称軸からの距離の比  $u_r/r$  で一義的に決まるものと仮定する。力のつりあい式、変位とひずみの関係式、応力とひずみの関係式を図 4.2.2b に示す。

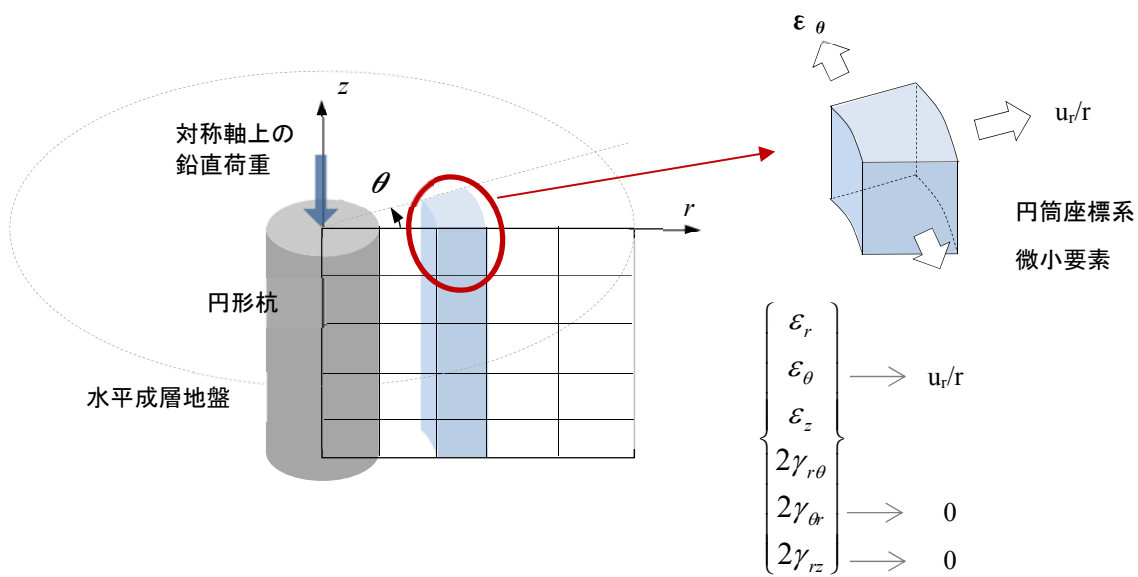


図 4.2.2a 軸対称問題の概念図

力のつり合い式

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + R = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} + Z = 0$$

変位とひずみの関係式

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u_r}{\partial r}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r}, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

$$2\gamma_{rz} = \frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u_r}{\partial z}$$

応力とひずみの関係式

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1+\nu} \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 \\ \nu & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & 0 \\ 0 & 0 & 1/2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ 2\gamma_{rz} \end{Bmatrix}$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu \varepsilon_r + (1-\nu) \varepsilon_\theta + \nu \varepsilon_z)$$

※直交座標系2次元問題（平面ひずみ）には現れない項

図 4.2.2b 軸対称問題の関係式

#### 4.2.6 解析モデル

図 4.2.3 に解析モデルを、図 4.2.4 に解析メッシュの一例を示す。解析モデルは、杭先端以深の範囲の地盤を（杭芯）軸対称要素でモデル化したものである。砂層と粘土層の 2 層地盤とし、各々の初期変形係数（ $E_s$ 、 $E_c$ ）、ポアソン比（ $\nu_s$ 、 $\nu_c$ ）、水中単位体積重量（ $\gamma'_s$ 、 $\gamma'_c$ ）、層厚（ $H_s$ 、 $H_c$ ）、ダイレイタンシー（ $\phi_s$ 、 $\phi_c$ ）、砂質土のせん断抵抗角  $\phi_s$ 、有効上載圧  $\sigma'_v$  を与える。解析領域は、水平方向に杭径  $D$  の 11 倍、鉛直方向は粘土層（層厚は  $5D$ ）の下端までとし、土槽の壁面および底面に概ね対応している。側面と底面の境界条件は鉛直、水平ローラーとする。杭先端面は粗と仮定し、接する地盤の水平変位は拘束した。寸法は実物換算値（縮尺 1/50）とする。解析メッシュは、幅  $0.05\text{m}$ （ $=D/20$ ）を基本とする。ここで、線形均一地盤上の円形剛基礎の沈下量が弾性論の解と一致することを確認している。

解析条件を表 4.2.1 に示す。地盤は弾完全塑性体とし、Mohr-Coulomb の降伏基準を用いた。実験に用いた豊浦砂（ $Dr = 85\%$ ）の 3 軸圧縮試験結果を図 4.2.5 に示す。拘束圧の増加に伴ってせん断抵抗角  $\phi$  が低下したことが分かる。これは高圧力を受けて粒子破碎が生じたことに起因すると考えられる<sup>4.5)</sup>。本解析では、砂質土の  $\phi$  は、要素試験結果の中間値に相当する  $30^\circ$  に設定した。また、粘性土の粘着力  $c$  は 2 章と 3 章で述べた実験結果を用いた。塑性ポテンシャルにおけるダイレイタンシー角  $\phi$  は、塑性ひずみ増分の方を決めるパラメータである。文献 4.5 では、この設定方法として、①三軸圧縮試験、② $\psi = \phi$  と仮定、③ $\psi = \phi - 30^\circ$ （ $\phi \geq 30^\circ$ ）のうち、現象を最も良く説明できるものを選定することが推奨されている。本解析では、 $\phi$  を変化させたパラメトリックスタディの結果、および高拘束圧下ではせん断破壊に伴う体積収縮（負のダイレイタンシー）が生じる傾向<sup>4.6)</sup>があることを踏まえ、③により設定することとした（非関連流れ則）。

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (\phi \geq 30^\circ) \quad (4.2.23)$$

地盤の変形係数は、砂質土は Richart らが提案した(4.2.24)式<sup>4.7)</sup>と弾性論に基づく(4.2.25)式により設定することにより、拘束圧の影響を考慮した。また粘性土は 2 章と 3 章で述べた実験と同様に作製した粘性土の  $E_{50}$ （図 4.2.6）と  $c$  の平均関係に相当する（4.2.26）式により設定した。

$$G_s = 68600 \frac{(2.17 - e_s)^2}{1 + e_s} \left( \frac{\sigma'_c}{98.1} \right) \quad (4.2.24)$$

$$E_s = 2(1 + \nu_s)G_s \quad (4.2.25)$$

$$E_c = 200c \quad (4.2.26)$$

ここで、 $G_s$ ：砂のせん断変形係数（kPa）

$\sigma'_c$ ：平均有効拘束圧（kPa）で下式による。

$$\sigma'_c = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v \quad (\sigma'_v: \text{有効上載圧}, K_0: \text{静止土圧係数})$$

$E_s, E_c$ : 砂、粘土の変形係数

$\nu_s$ : 砂質土のポアソン比

静止土圧係数  $K_0$  は、砂は 0.5、粘土（過圧密）は 0.75<sup>4.8)</sup>と仮定し、ポアソン比はこれに対応する数値として砂が 0.333、粘土が 0.429 とした。ここで、粘土層の静止土圧係数（0.75）は、膨潤時の静止土圧係数と過圧密度比をまとめた既往の実験データ<sup>4.8)</sup>から、本実験の過圧密度比の範囲の 2.2～3.2 に対応する値を設定した。解析は、モデル上面に  $\sigma'_v$  と自重を作用させた後、杭先端に強制変位を与える方式で行った。

表 4.2.1 解析条件

解析コード	ABAQUS
メッシュサイズ	0.05m
降伏基準	Mohr-Coulomb (4.2.15 式または 4.2.16 式)
流れ則	非関連
塑性ポテンシャル	Mohr-Coulomb 相当 (4.2.19 式および 4.2.20 式)

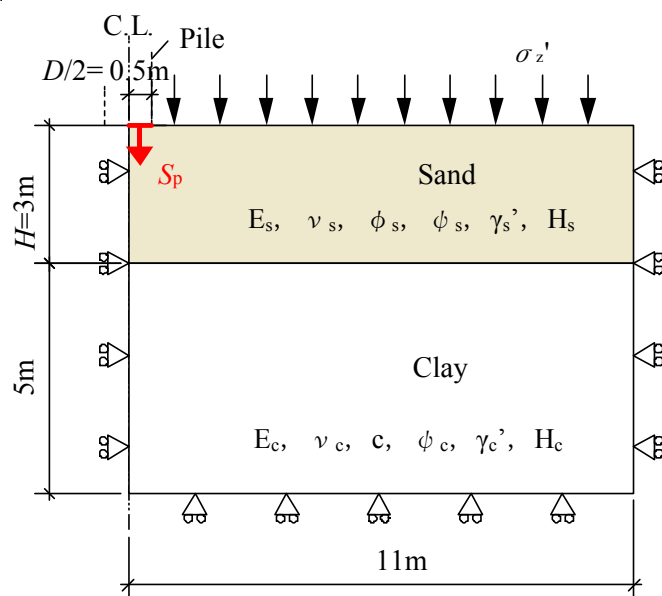


図 4.2.3 解析モデル (H/D=3)

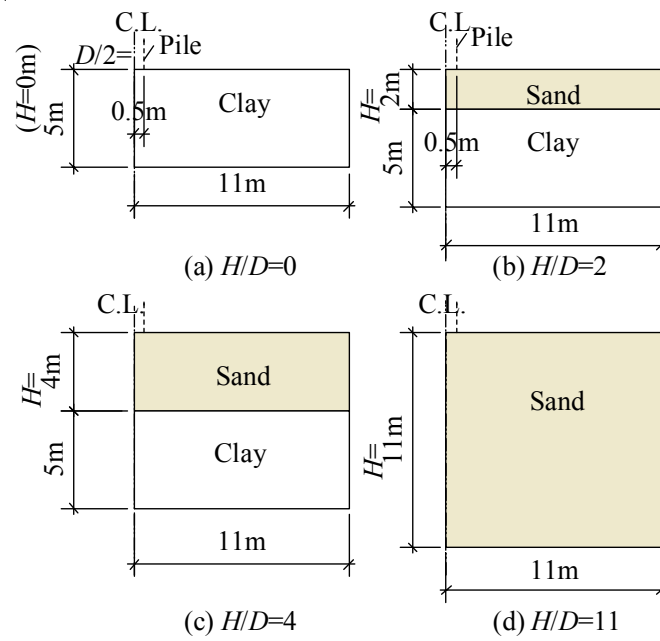
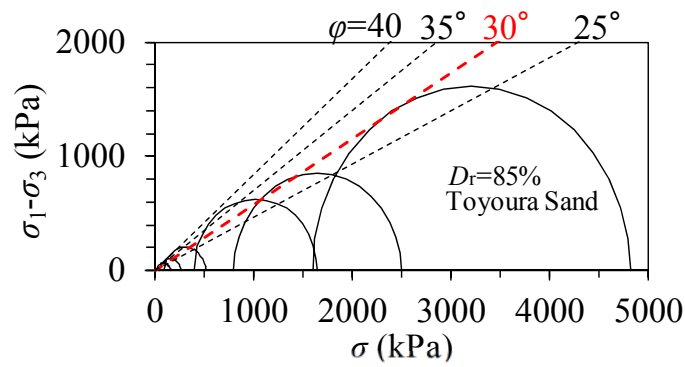


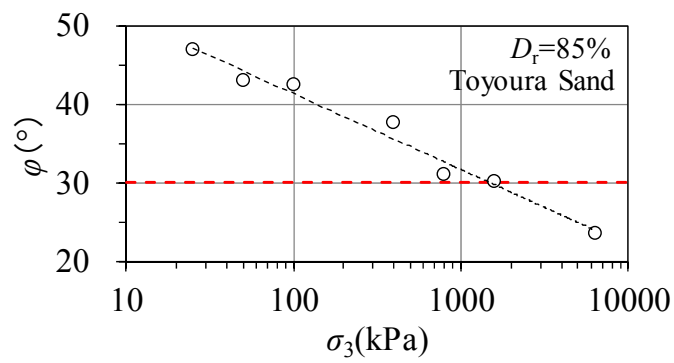
図 4.2.3a 解析モデル ( $H/D=0$ 、2、4、11)



図 4.2.4 解析メッシュの一例 (メッシュ幅 0.05m、 $D/20$ )



(a) モール円 ( $\sigma_3 \leq 1600 \text{ kPa}$ )



(b) せん断抵抗角 ( $\sigma_3 \leq 6400 \text{ kPa}$ )

図 4.2.5 支持層に用いた豊浦砂 ( $D_r=85\%$ ) の 3 軸圧縮試験結果

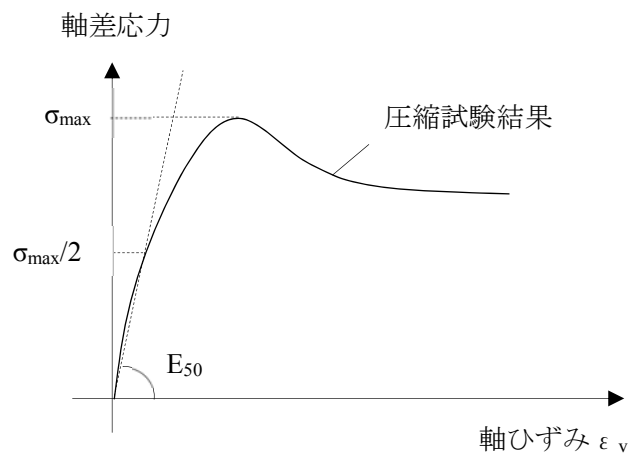


図 4.2.6  $E_{50}$  の概念図

#### 4.2.7 検討ケース

検討ケースを表 4.2.2 に示す。No.1～No.8 が遠心模型実験の各ケースであり、No.9 が No.3 (Z2H2C5) の支持層の剛性を N 値 99 相当に高めたケース、No.10 と No.11 が同じく粘土層の強度（および剛性）を  $c=125\text{kPa}$ 、 $250\text{kPa}$ （相当）に高めたケースである。解析に用いる定数を表 4.2.3 に示す。

表 4.2.2 検討ケース

No.	ケース	H (H/D) (m)	参考 H/D <sub>min</sub> <sup>1)</sup>	支持層 (換算 N 値 <sup>2)</sup> )	粘土層 c (kPa)	E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>
1	Z2H11	11			---	---
2	Z2H4C5	4	> 3.31	Dr=85%	75.3	16.5
3	Z2H2C5	2	< 3.49	(41 相当)	70.1	17.2
4	Z2H0C5	0			64.9	---
5	Z4H8	8			---	---
6	Z4H2C8	2	< 3.61	Dr=87%	124	15.9
7	Z4H1C8	1	< 3.61	(77 相当)	124	16.1
8	Z4H0C8	0			124	---
9	Z2H2C5-A	2	< 5.31	(99 相当)	70.1	66.6
10	Z2H2C5-B	2	< 2.22	No.3 と同じ	125	10.1
11	Z2H2C5-C	2	> 1.08	No.3 と同じ	250	5.06

1) 5 章で提案する H/D<sub>min</sub> の計算結果, 2) 砂質土層が厚い場合の  $q_{p0.1}$  の実験結果と場所打ち杭の先端支持力式 ( $q_{p0.1}=100N, <kPa>$ ) とからの換算値

表 4.2.3 解析に用いる定数

No.	ケース	支持層					杭先端	粘土層					
		H(H/D) m	Es MPa	$\gamma_s'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ °	$\phi$ °		$\sigma_v'$ kPa	Hc m	Ec MPa	c kPa	$\gamma_c'$ kN/m <sup>3</sup>	
1	Z2H11	11	250	9.6	30	0	155	---					
2	Z2H4C5	4						5	15	75	6.7		
3	Z2H2C5	2							14	70			
4	Z2H0C5	0							13	65			
5	Z4H8	8	373	9.9	30	0	346	---					
6	Z4H2C8	2						5	25	124	7.2		
7	Z4H1C8	1										379	355
8	Z4H0C8	0										384	365
9	Z2H2C5-A	2	946	9.6	30	0	155	5	14	70	6.7		
10	Z2H2C5-B	2	250						25	124			
11	Z2H2C5-C	2	250						50	248			



## 4.3 解析結果と考察

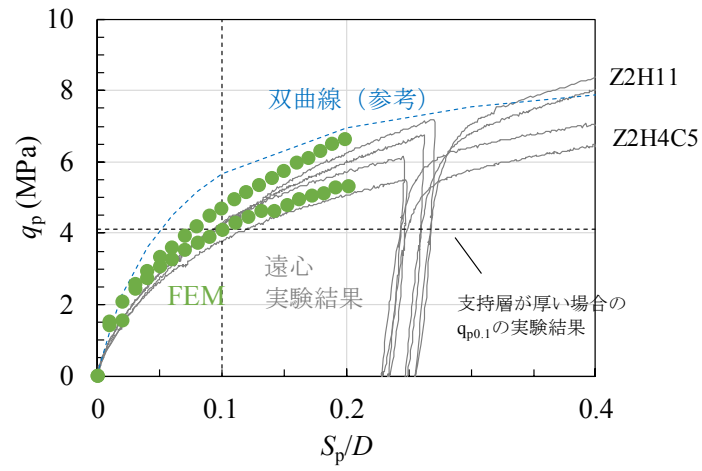
### 4.3.1 遠心実験の再現解析

#### (1) 先端荷重度 $q_p$ ～先端沈下比 $S_p/D$ 関係

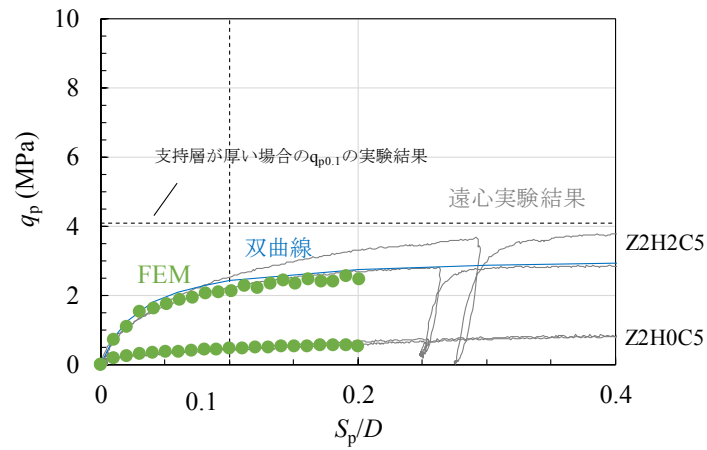
図 4.3.1 に、解析により得られた各ケースの  $q_p \sim S_p/D$  関係と遠心実験結果の比較を示す。図中、2 章と 3 章で述べた双曲線モデルによる評価結果を併記している。図より、解析結果は遠心実験結果とほぼ一致することが確認できる。図 4.3.2～図 4.3.9 に、各ケースの最小主応力テンソル、最大主応力テンソル、最大主塑性ひずみの推移を示す。

#### (2) 地盤の破壊状況

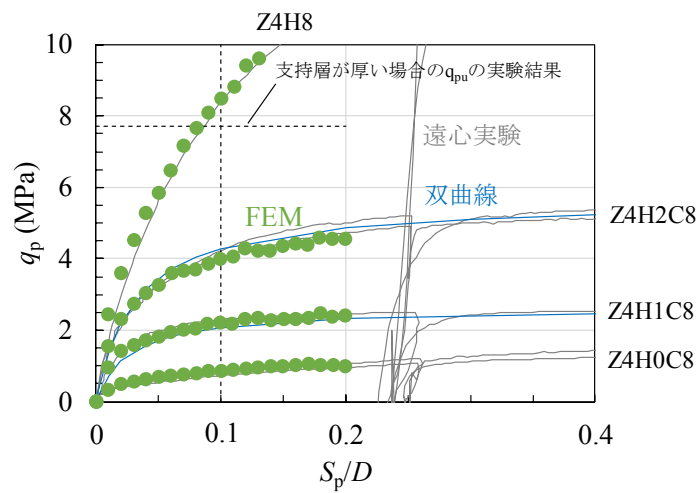
図 4.3.10 に、支持層が深部にある遠心実験（3 章）の再現解析結果のうち、最大主塑性ひずみの進展の比較を示す。地盤の破壊は、砂質土層が厚いケース Z4H8（図(a)）では、杭の外縁より下向きに進展した後、杭直下に形成される等方圧縮状態のコア（くさび）の周囲で顕著に生じている。砂質土層が薄いケース Z4H2C8（(b)図）は、杭の外縁より下向きに進展した破壊が、 $S_p/D=0.03$  時において粘土層に達した後、粘土層内に広がっている。このことは、砂質土層のパンチング破壊と粘土層の押し広げ破壊の組合せとなっていることがうかがえる。これは写真 4.3.1 に示す遠心実験後の杭先端付近の地盤変状と対応しており、解析結果が妥当であることを示唆している。また、図 4.3.1（再掲）において砂質土層が薄い Z4H2C8 を見ると、砂質土層のパンチング破壊が生じた以降は（ $S_p/D \geq 0.03$ ）、 $q_p$  の増加傾向が緩やかになることが分かる。地盤の破壊メカニズムについての詳細な分析は今後の検討課題であるが、本解析によって地盤の破壊状況に応じた  $q_p$  の増加傾向の変化を再現できていると考えられる。



(a) Z2H4C5、Z2H11

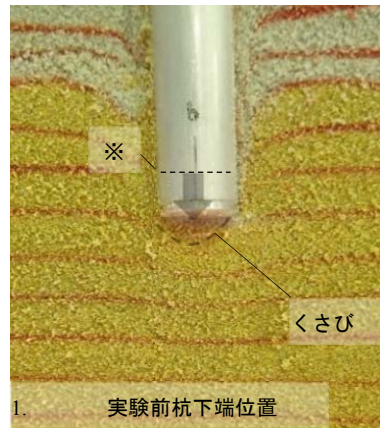


(b) Z2H2C5、Z2H0C5

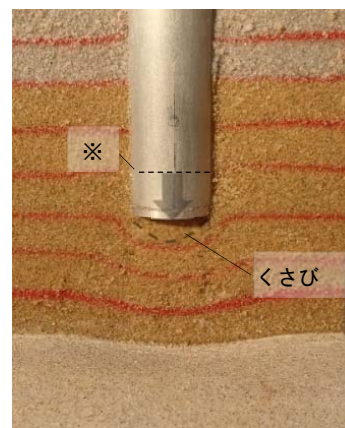


(c) Z4H0C8、Z4H1C8、Z4H2C8、Z4H8

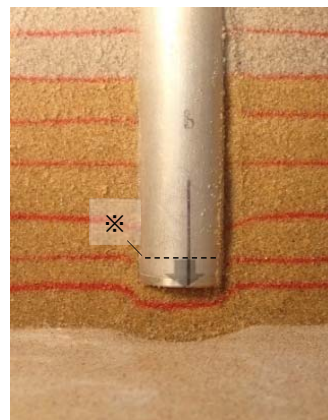
図 4.3.1 先端荷重沈下関係の解析結果（遠心実験）



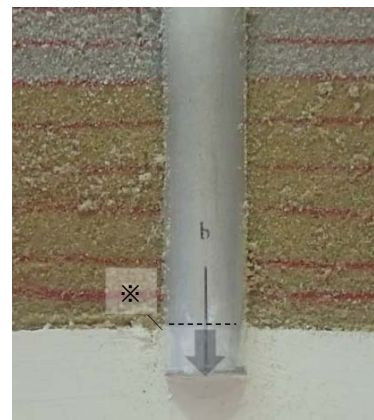
(a) Z4H8( $H/D=8$ )



(b) Z4H2C8( $H/D=2$ )



(c) Z4H1C8( $H/D=1$ )



(d) Z4H0C8( $H/D=0$ )

写真 4.3.1 支持層が深い場合の杭先端付近の地盤変状（実験後）

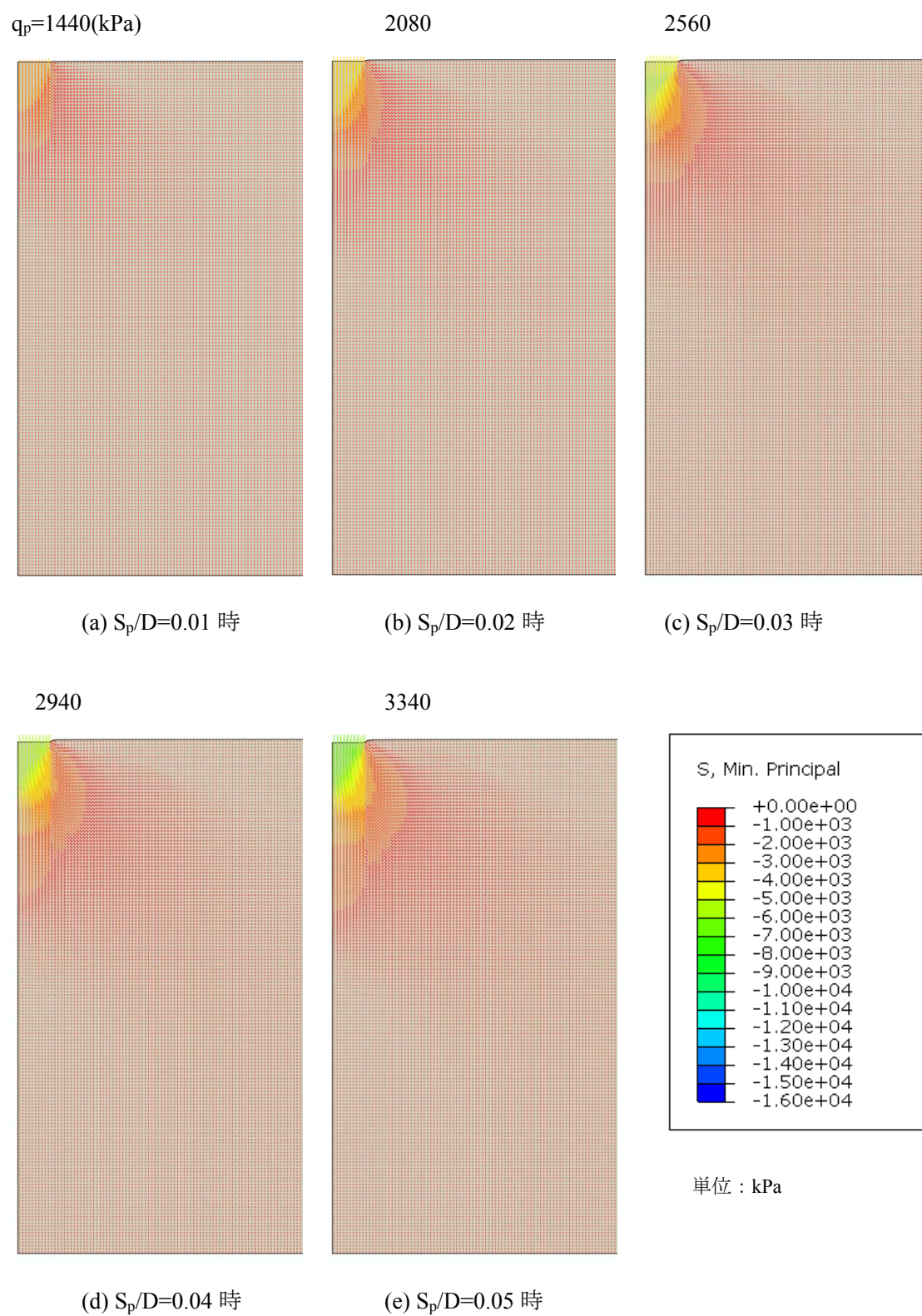


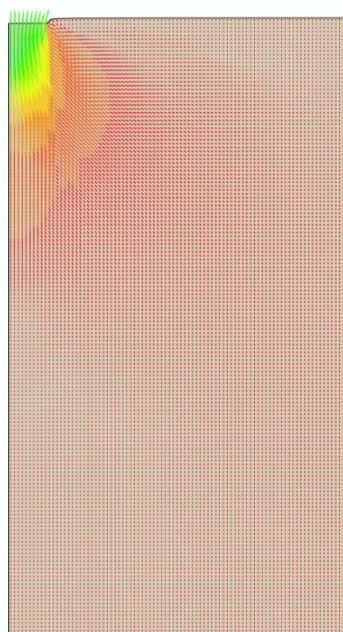
図 4.3.2 最小主応力テンソルの推移 ( $H11Z2$ 、 $S_p/D \leq 0.05$ )



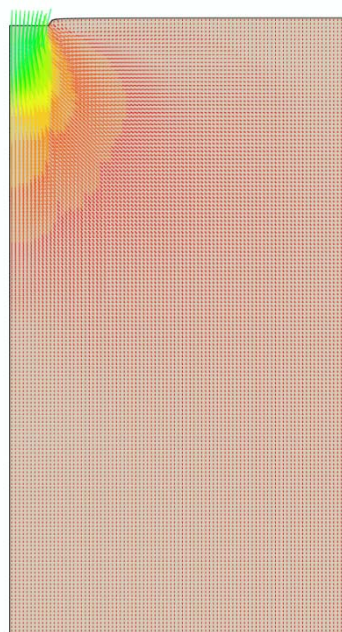
$q_p=3950(\text{kPa})$

4700

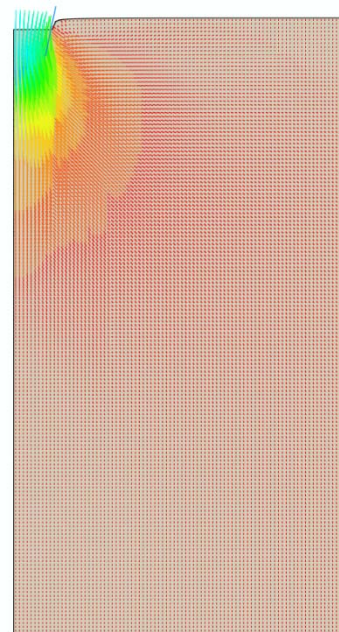
5760



(a)  $S_p/D=0.07$  時

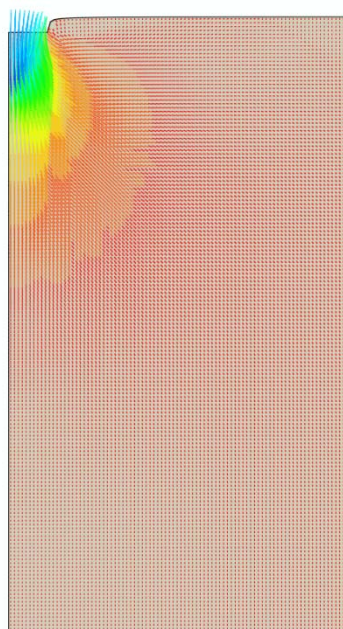


(b)  $S_p/D=0.10$  時

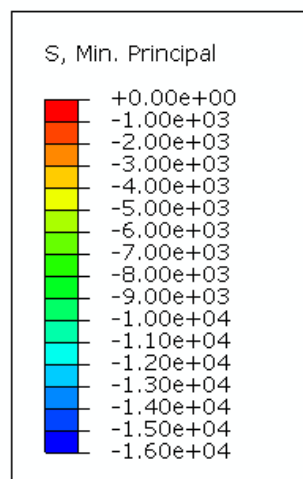


(c)  $S_p/D=0.15$  時

6640



(d)  $S_p/D=0.20$  時



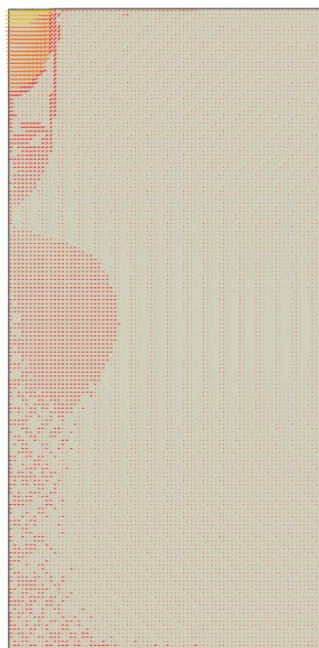
単位 : kPa

図 4.3.2a 最小主応力テンソルの推移 ( $H11Z2$ ,  $S_p/D \geq 0.07$ )

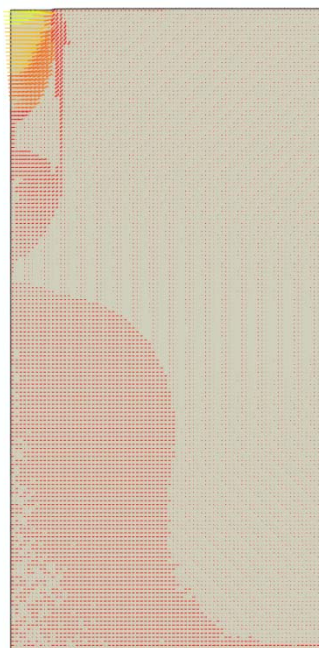
$q_p=1440(\text{kPa})$

2080

2560



(a)  $S_p/D=0.01$  時



(b)  $S_p/D=0.02$  時



(c)  $S_p/D=0.03$  時

2940

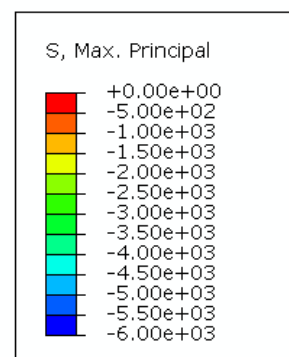
3340



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時



単位 : kPa

図 4.3.2b 最大主応力テンソルの推移 ( $H11Z2$ ,  $S_p/D \leq 0.05$ )



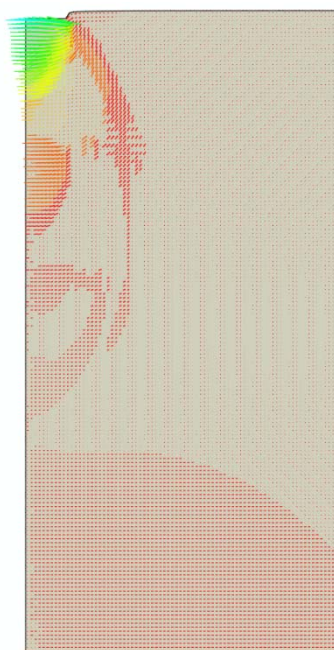
$q_p=3950(\text{kPa})$

4700

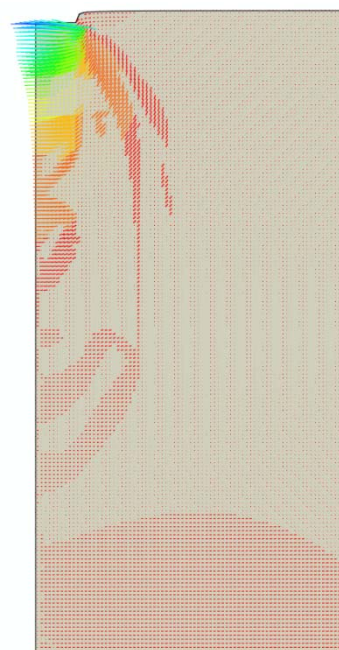
5760



(a)  $S_p/D=0.07$  時

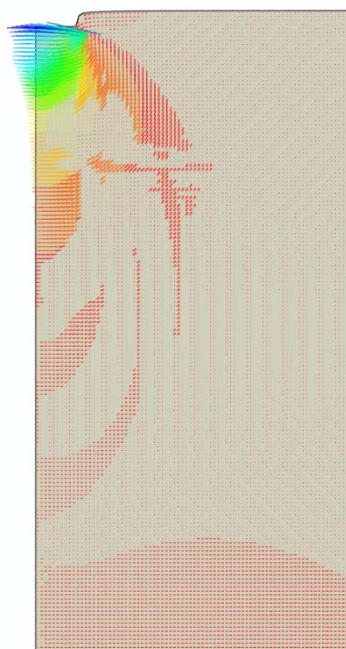


(b)  $S_p/D=0.10$  時

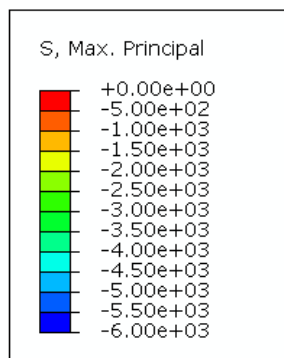


(c)  $S_p/D=0.15$  時

6640



(d)  $S_p/D=0.20$  時



単位 : kPa

図 4.3.2c□ 最大主応力テンソルの推移 ( $H11Z2$ 、 $S_p/D \geq 0.07$ )

$q_p=1440(\text{kPa})$

2080

2560



(a)  $S_p/D=0.01$  時



(b)  $S_p/D=0.02$  時



(c)  $S_p/D=0.03$  時

2940

3340



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時

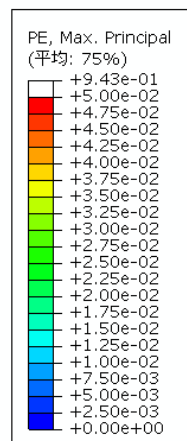


図 4.3.2d 最大主塑性ひずみの推移 ( $H11Z2$ ,  $S_p/D \leq 0.05$ )



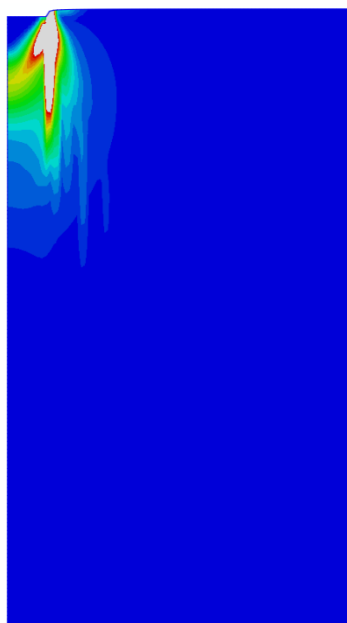
$q_p=3950(\text{kPa})$

4700

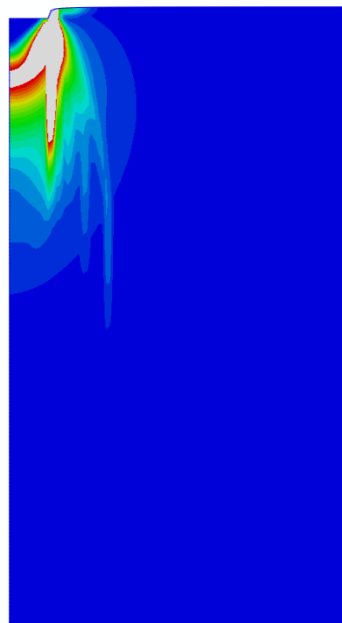
5760



(a)  $S_p/D=0.07$  時

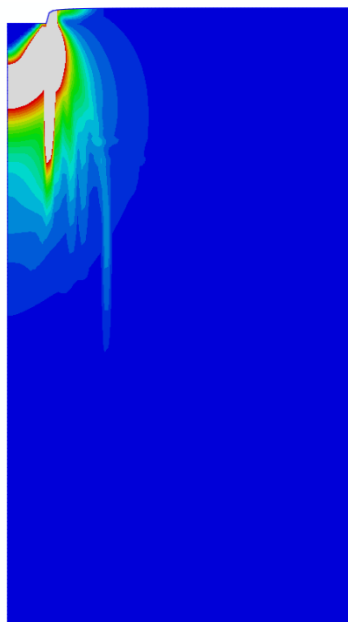


(b)  $S_p/D=0.10$  時



(c)  $S_p/D=0.15$  時

6640



(d)  $S_p/D=0.20$  時

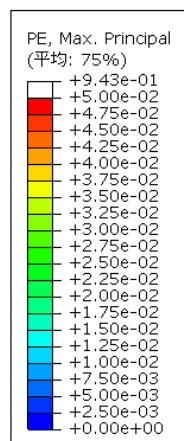


図 4.3.2e 最大主塑性ひずみの推移 ( $H11Z2$ ,  $S_p/D \geq 0.07$ )

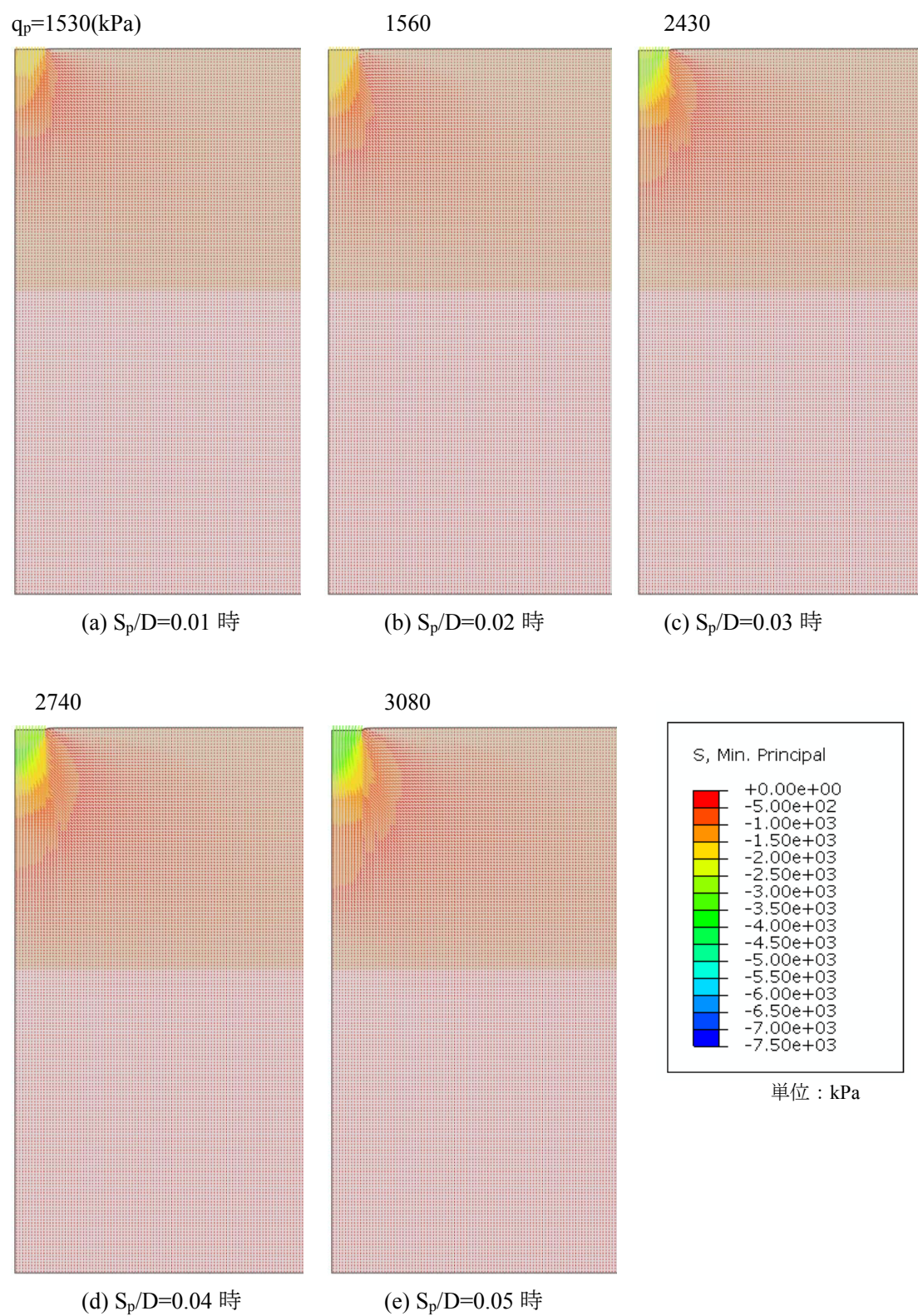


図 4.3.3 最小主応力テンソルの推移 (H4C5Z2、 $S_p/D \leq 0.05$ )



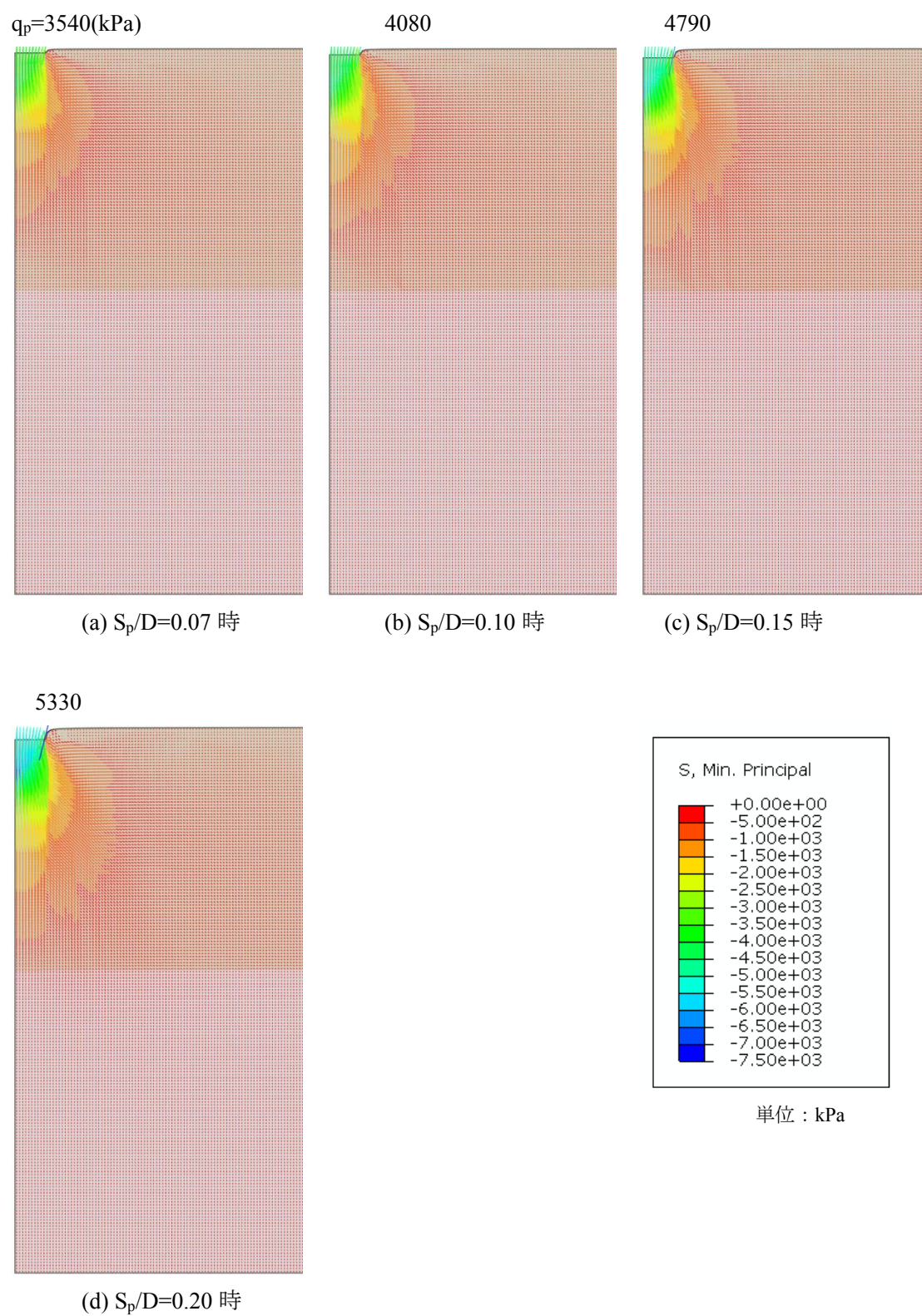


図 4.3.3a 最小主応力テンソルの推移 (H4C5Z2、 $S_p/D \geq 0.07$ )



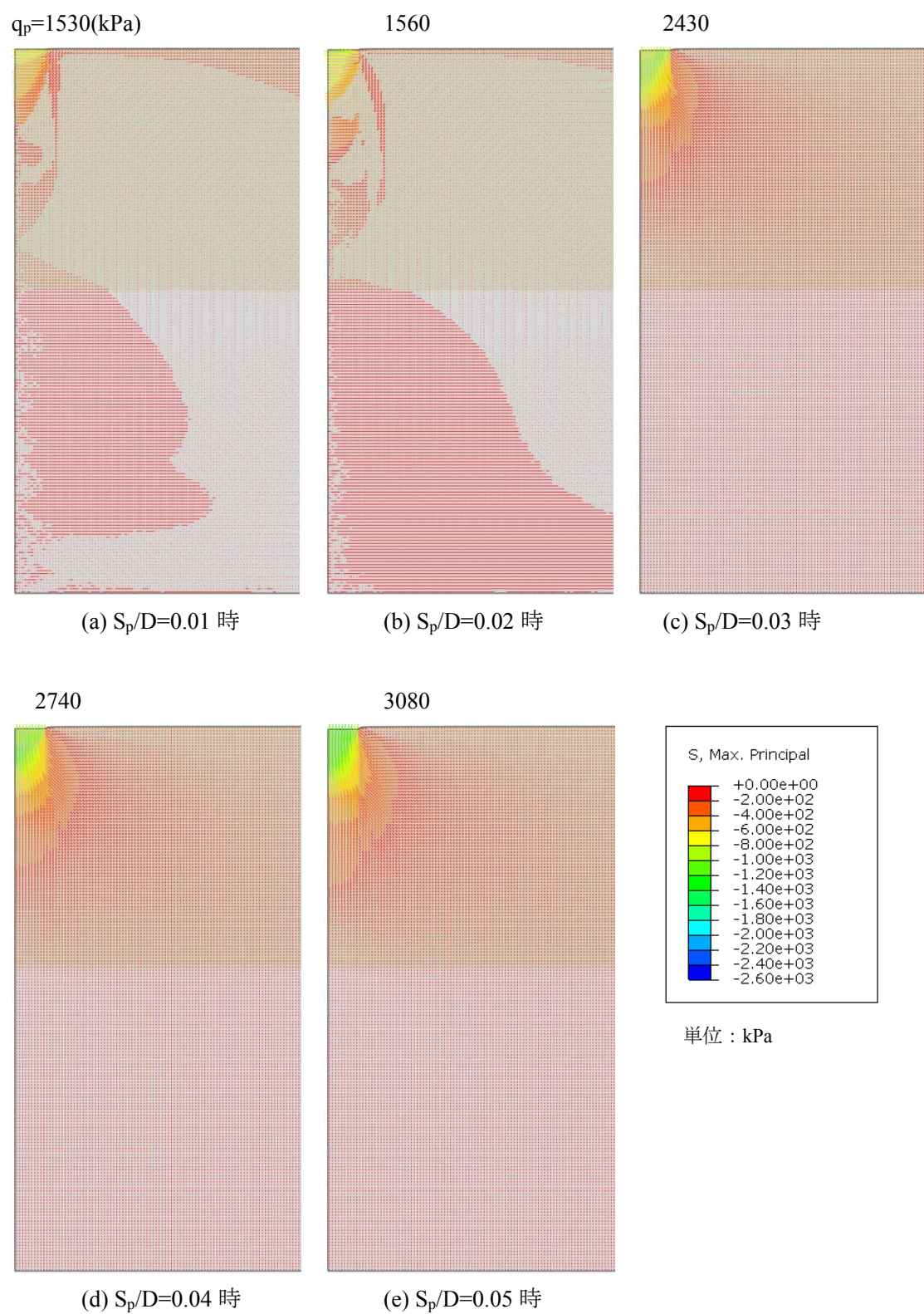


図 4.3.3b 最大主応力テンソルの推移 (H4C5Z2、 $S_p/D \leq 0.05$ )



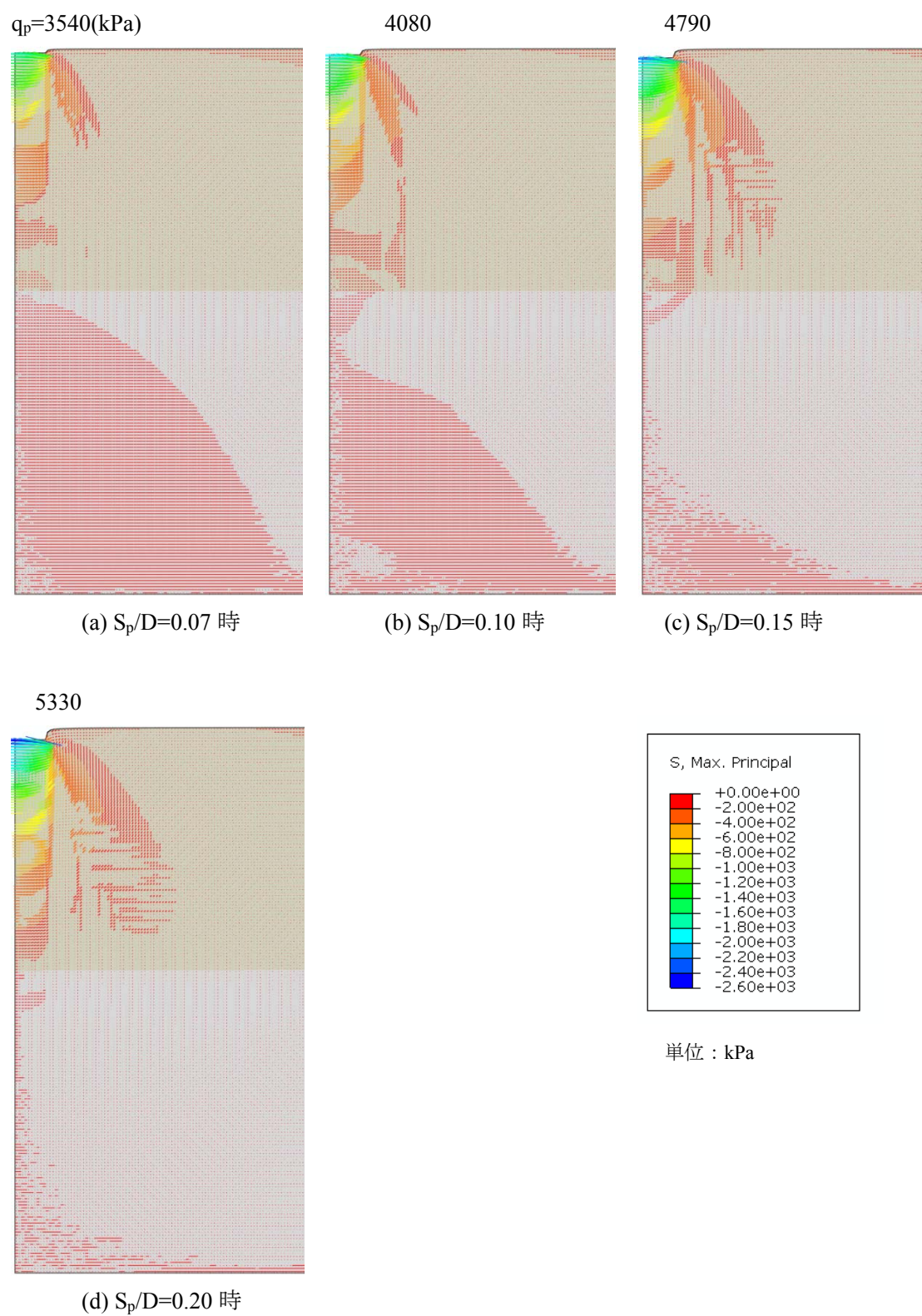


図 4.3.3c 最大主応力テンソルの推移 (H4C5Z2、 $S_p/D \geq 0.07$ )

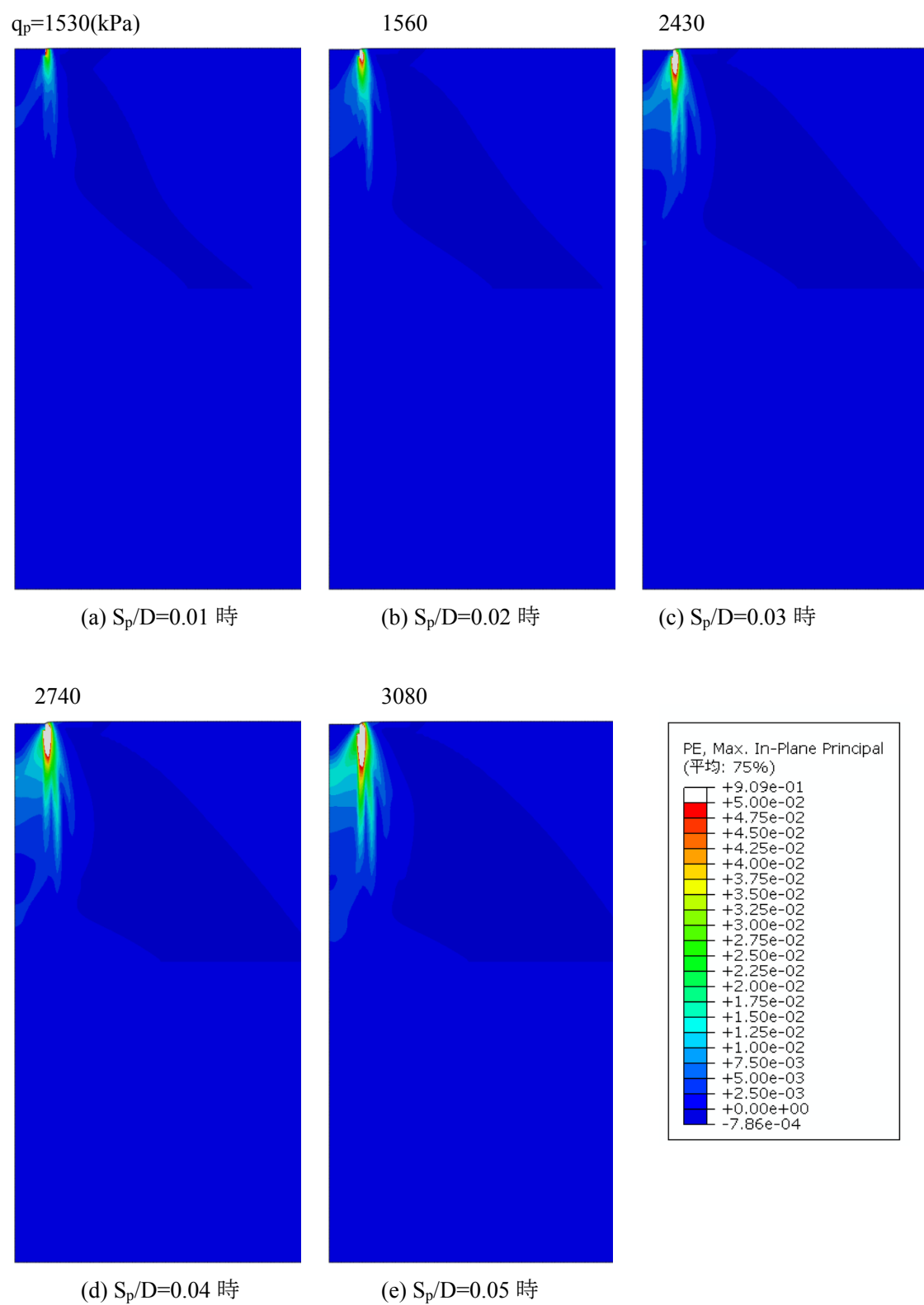


図 4.3.3d 最大主塑性ひずみの推移 (H4C5Z2、 $S_p/D \leq 0.05$ )

$q_p=3540(\text{kPa})$

4080

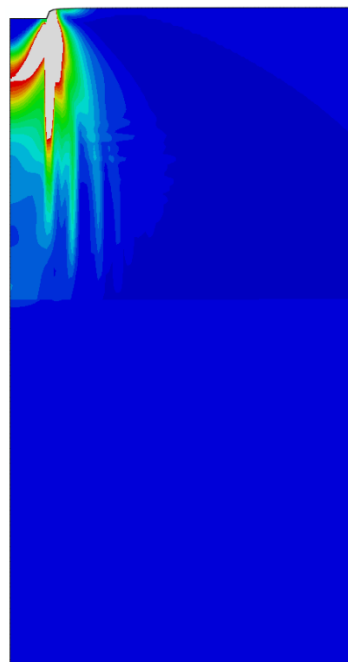
4790



(a)  $S_p/D=0.07$  時

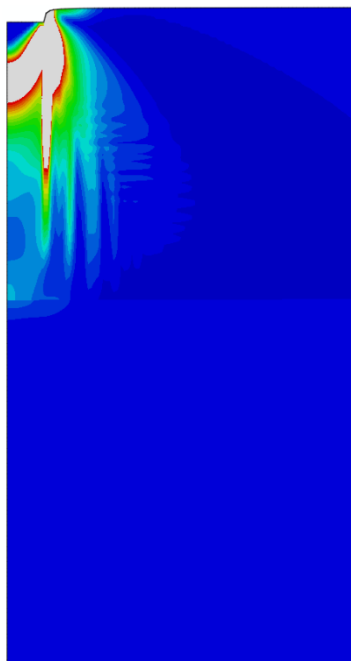


(b)  $S_p/D=0.10$  時



(c)  $S_p/D=0.15$  時

5330



(d)  $S_p/D=0.20$  時

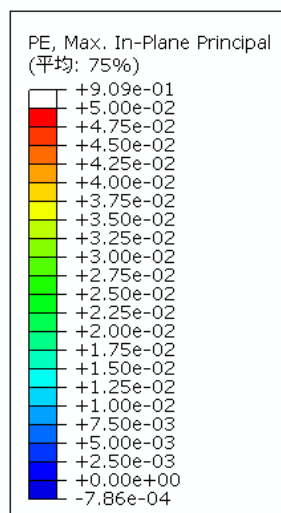


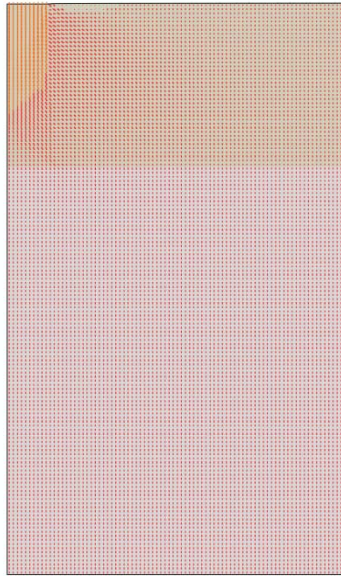
図 4.3.3e 最大主塑性ひずみの推移 (H4C5Z2、 $S_p/D \geq 0.07$ )



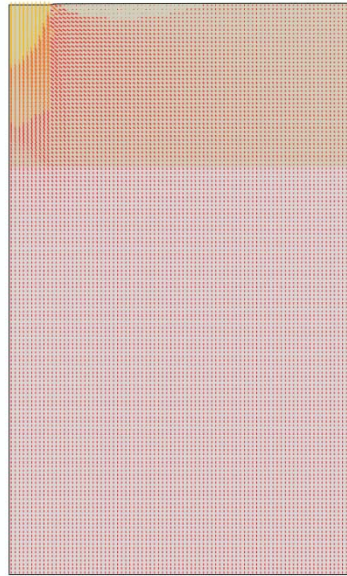
$q_p=744(\text{kPa})$

1100

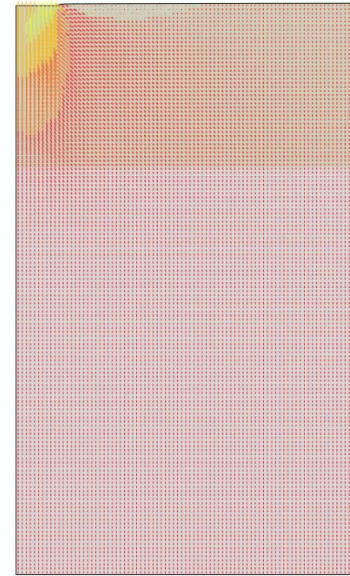
1530



(a)  $S_p/D=0.01$  時



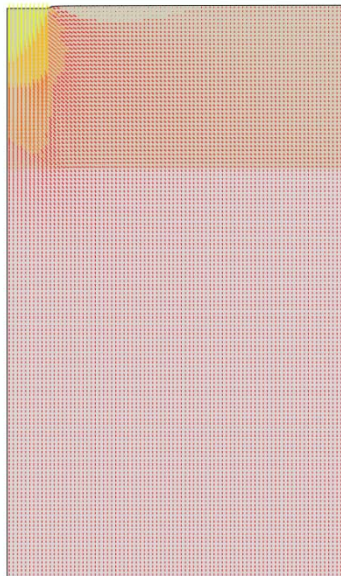
(b)  $S_p/D=0.02$  時



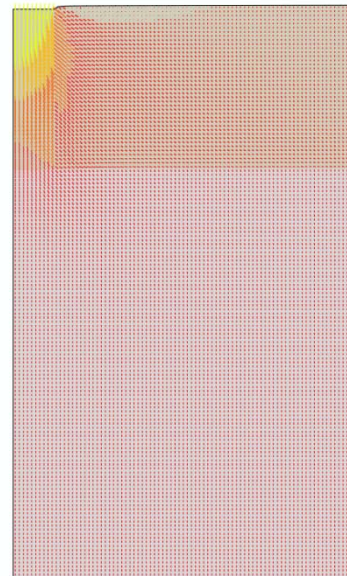
(c)  $S_p/D=0.03$  時

1650

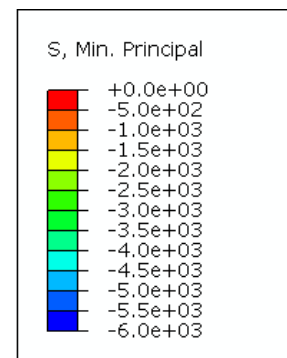
1770



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時



単位 : kPa

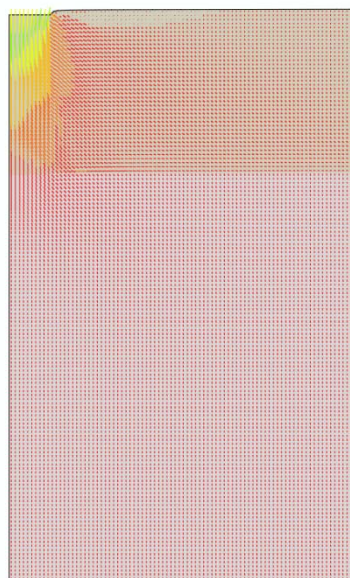
図 4.3.4 最小主応力テンソルの推移 (H2C5Z2、 $S_p/D \leq 0.05$ )



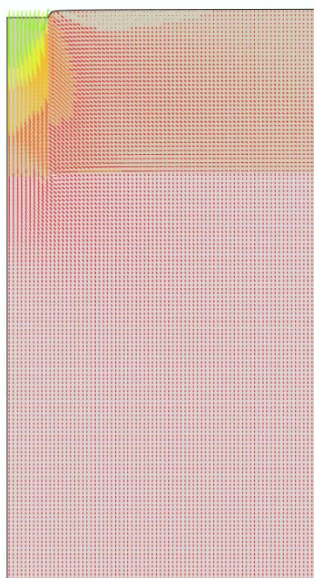
$q_p=1960(\text{kPa})$

2130

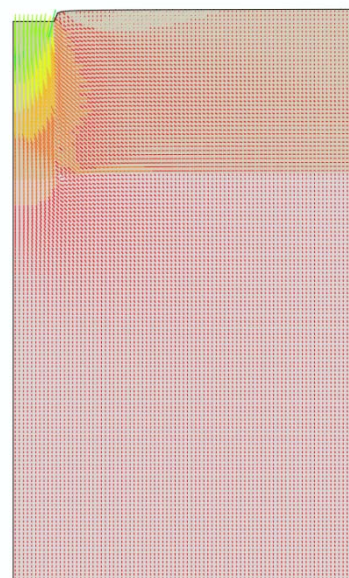
2350



(a)  $S_p/D=0.07$  時

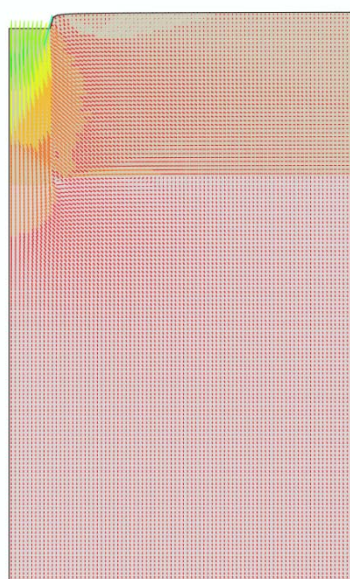


(b)  $S_p/D=0.10$  時

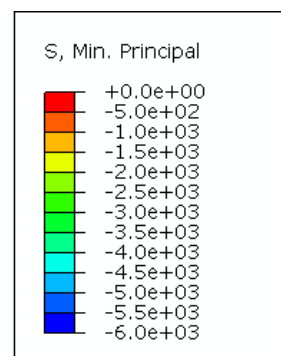


(c)  $S_p/D=0.15$  時

2470



(d)  $S_p/D=0.20$  時



単位 : kPa

図 4.3.4a 最小主応力テンソルの推移 (H2C5Z2、 $S_p/D \geq 0.07$ )

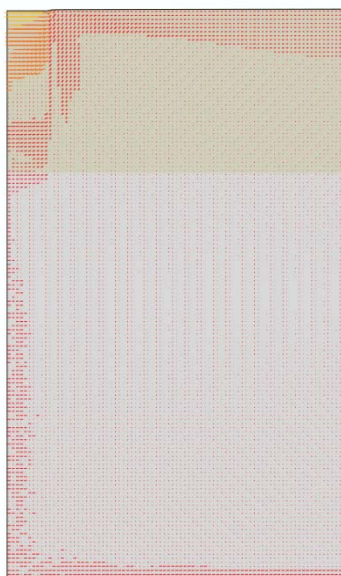
$q_p=744(\text{kPa})$

1100

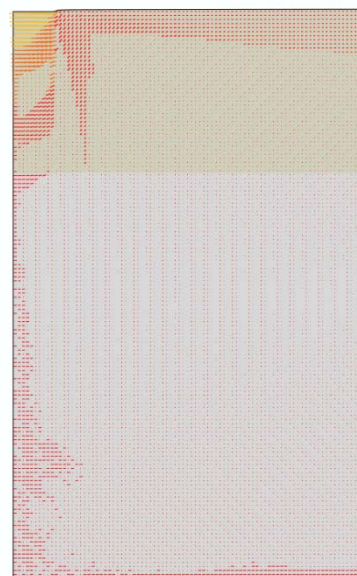
1530



(a)  $S_p/D=0.01$  時



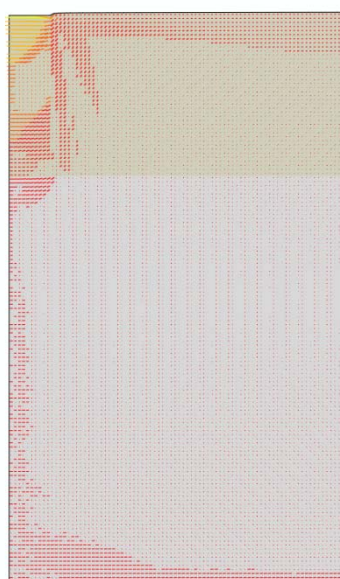
(b)  $S_p/D=0.02$  時



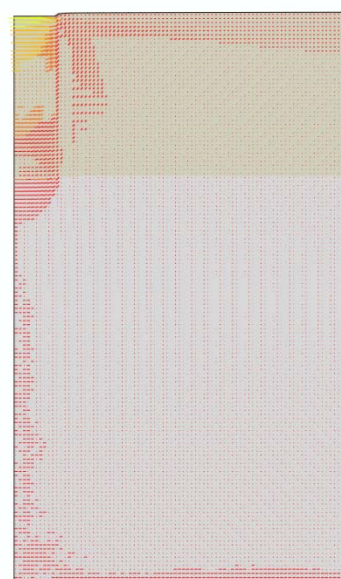
(c)  $S_p/D=0.03$  時

1650

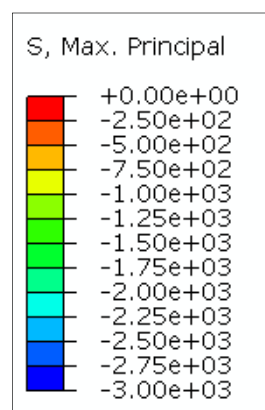
1770



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時



単位 : kPa

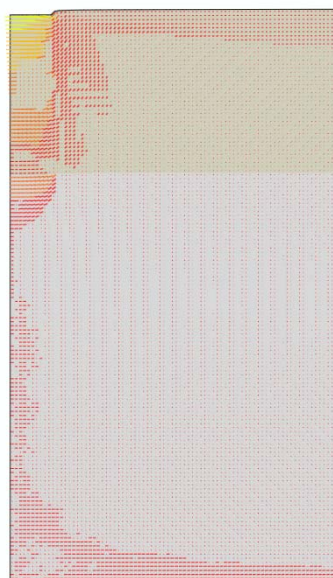
図 4.3.4b 最大主応力テンソルの推移 ( $\text{H2C5Z2}$ ,  $S_p/D \leq 0.05$ )



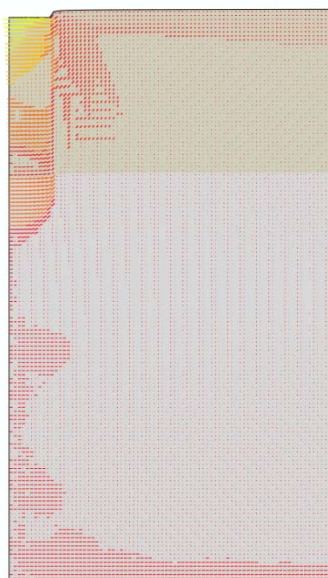
$q_p=1960(\text{kPa})$

2130

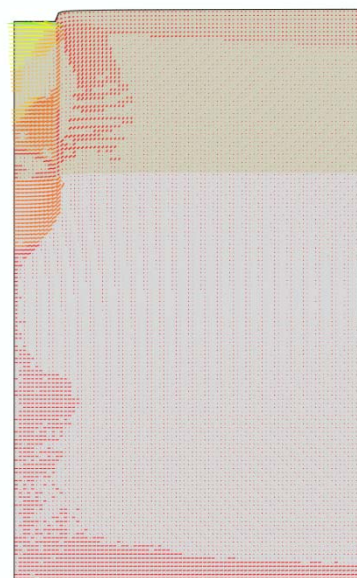
2350



(a)  $S_p/D=0.07$  時

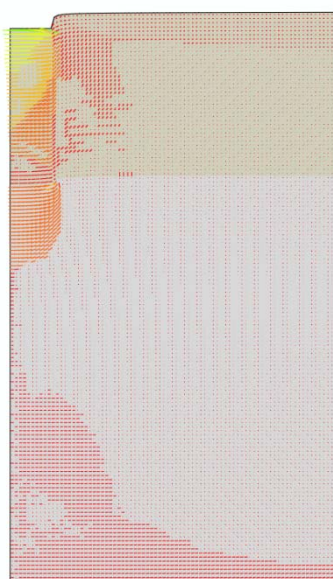


(b)  $S_p/D=0.10$  時

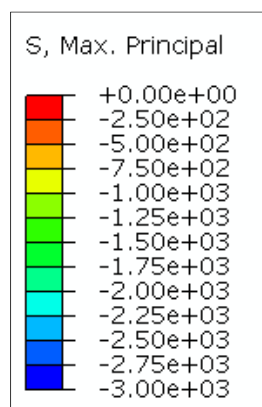


(c)  $S_p/D=0.15$  時

2470



(d)  $S_p/D=0.20$  時



単位 : kPa

図 4.3.4c 最大主応力テンソルの推移 ( $H2C5Z2$ 、 $S_p/D \geq 0.07$ )

$q_p=744(\text{kPa})$

1100

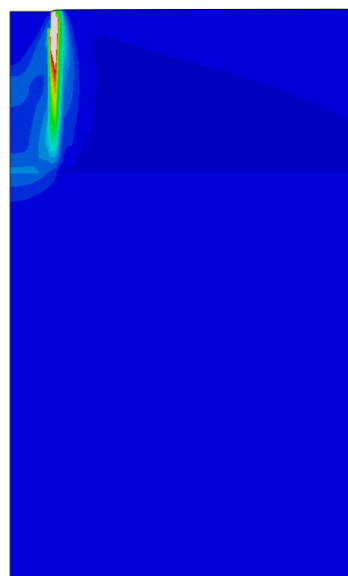
1530



(a)  $S_p/D=0.01$  時



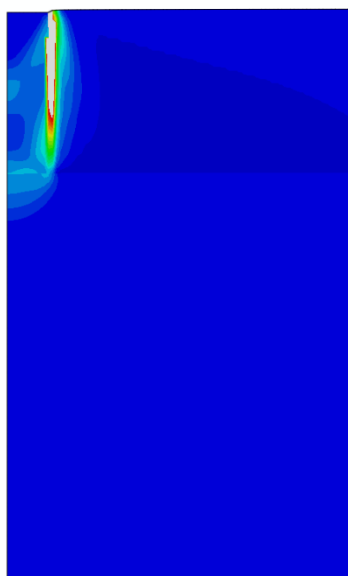
(b)  $S_p/D=0.02$  時



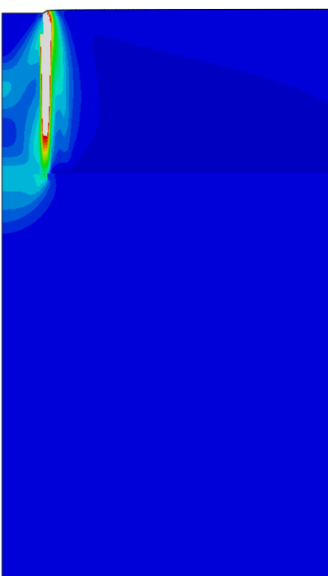
(c)  $S_p/D=0.03$  時

1650

1770



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時

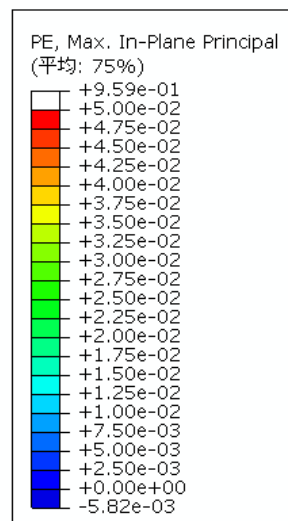
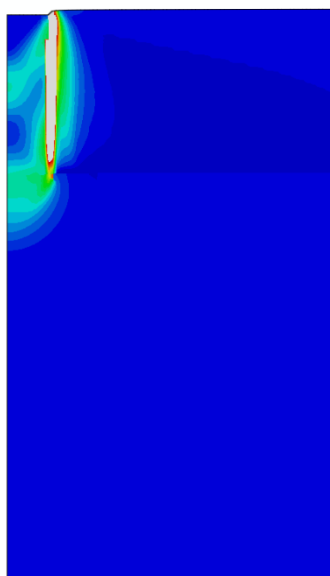


図 4.3.4d 最大主塑性ひずみの推移 ( $H2C5Z2$ ,  $S_p/D \leq 0.05$ )

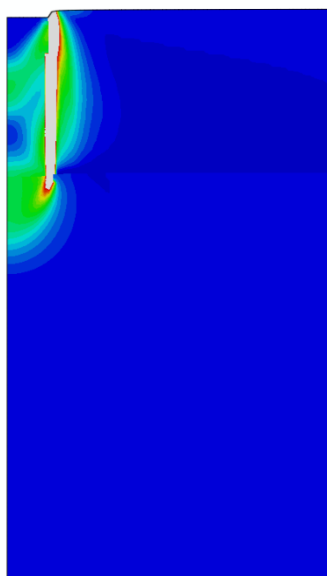
$q_p=1960(\text{kPa})$

2130

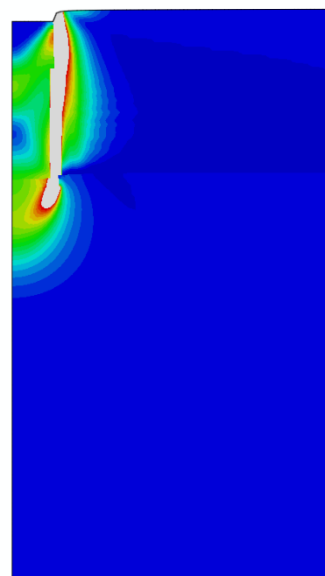
2350



(a)  $S_p/D=0.07$  時

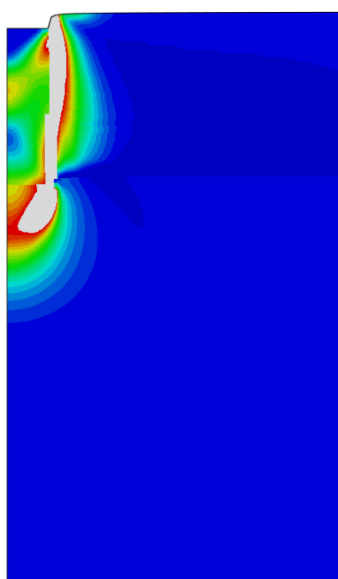


(b)  $S_p/D=0.10$  時



(c)  $S_p/D=0.15$  時

2470



(d)  $S_p/D=0.20$  時

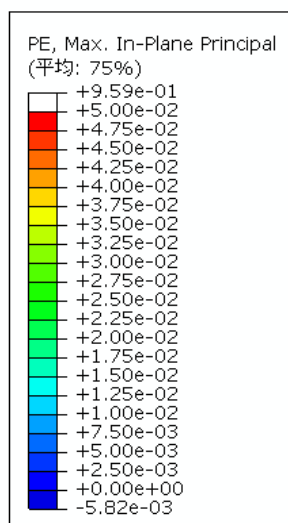


図 4.3.4e 最大主塑性ひずみの推移 (H2C5Z2、 $S_p/D \geq 0.07$ )

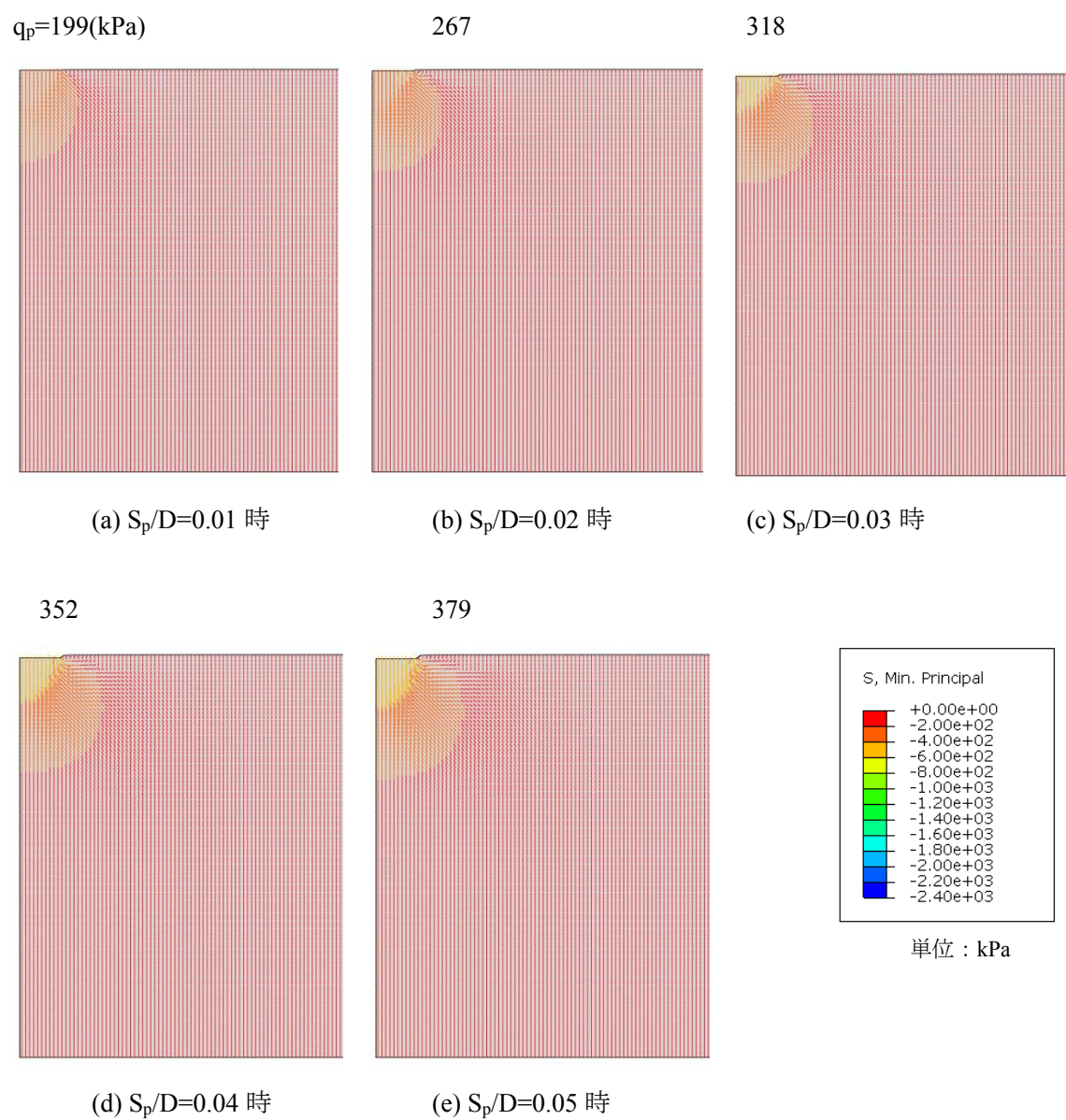


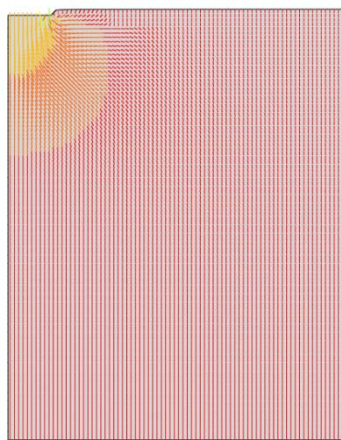
図 4.3.5 最小主応力テンソルの推移 (H0C5Z2、 $S_p/D \leq 0.05$ )



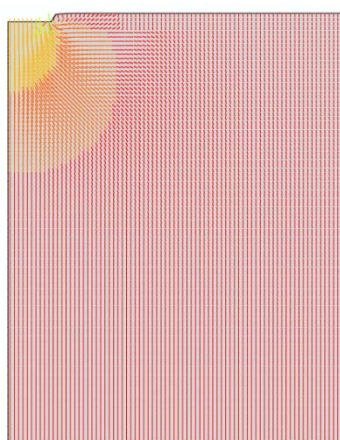
$q_p=421(\text{kPa})$

474

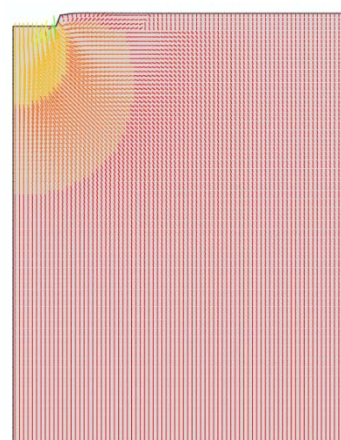
543



(a)  $S_p/D=0.07$  時

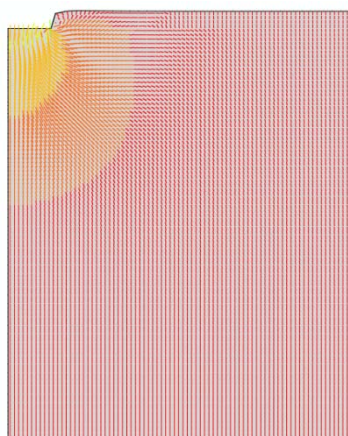


(b)  $S_p/D=0.10$  時

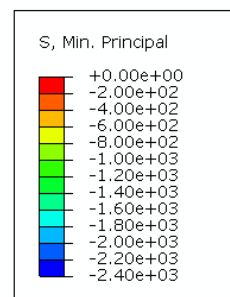


(c)  $S_p/D=0.15$  時

550



(d)  $S_p/D=0.20$  時



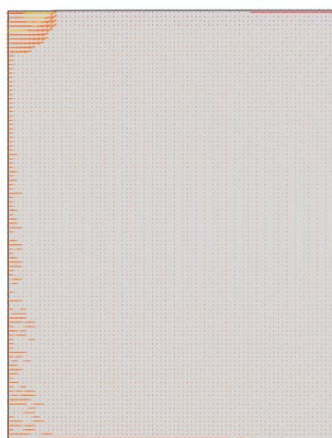
単位 : kPa

図 4.3.5a 最小主応力テンソルの推移 (H0C5Z2、 $S_p/D \geq 0.07$ )

$q_p=199(\text{kPa})$

267

318



(a)  $S_p/D=0.01$  時



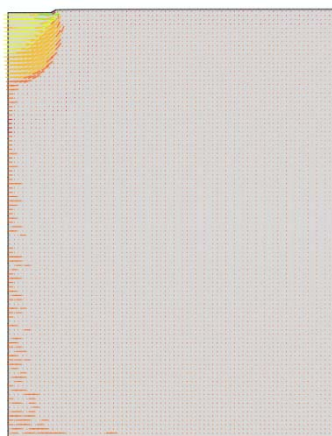
(b)  $S_p/D=0.02$  時



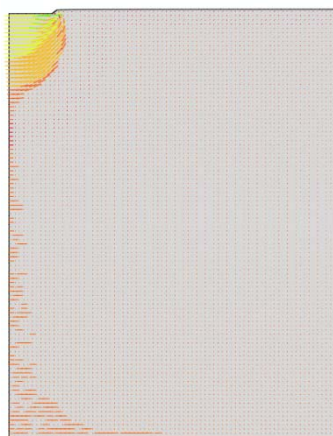
(c)  $S_p/D=0.03$  時

352

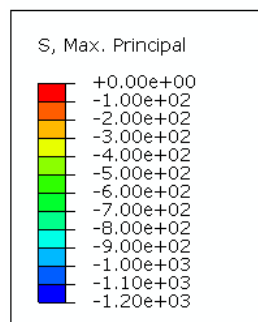
379



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時



単位 : kPa

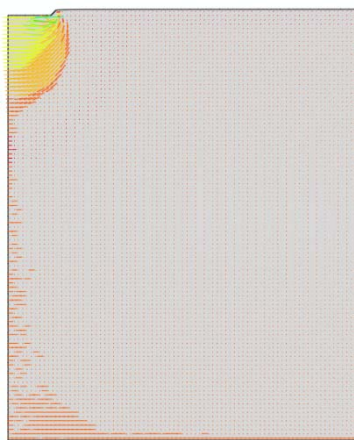
図 4.3.5b 最大主応力テンソルの推移 (H0C5Z2、 $S_p/D \leq 0.05$ )



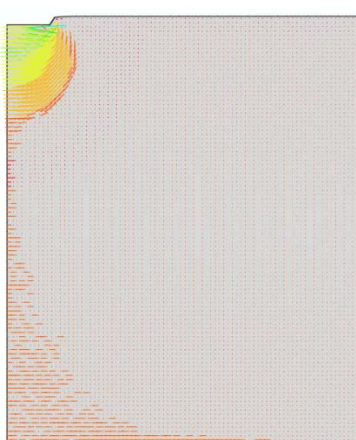
$q_p=421(\text{kPa})$

474

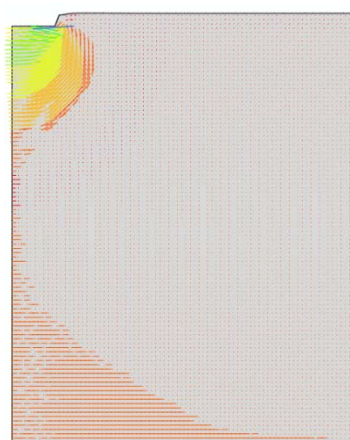
543



(a)  $S_p/D=0.07$  時

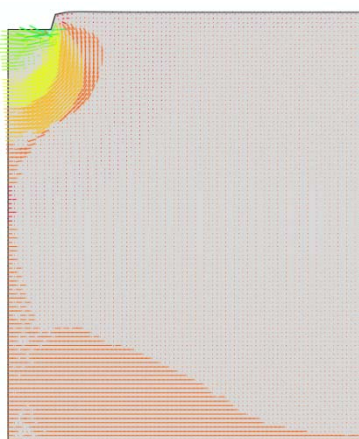


(b)  $S_p/D=0.10$  時

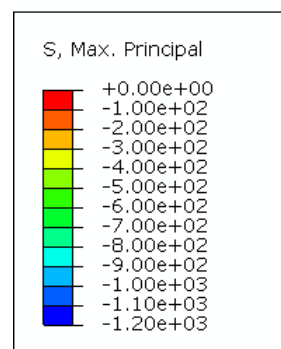


(c)  $S_p/D=0.15$  時

550



(d)  $S_p/D=0.20$  時



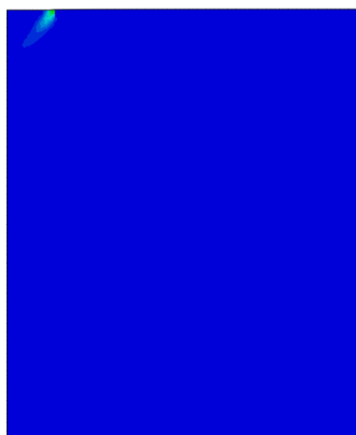
単位 : kPa

図 4.3.5c 最大主応力テンソルの推移 (H0C5Z2、 $S_p/D \geq 0.07$ )

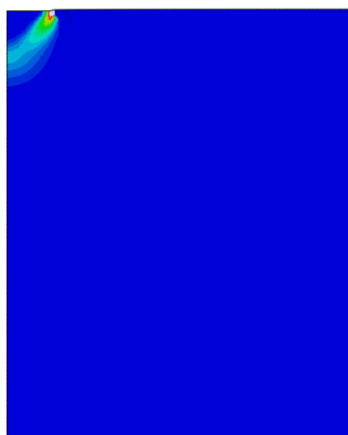
$q_p=199(\text{kPa})$

267

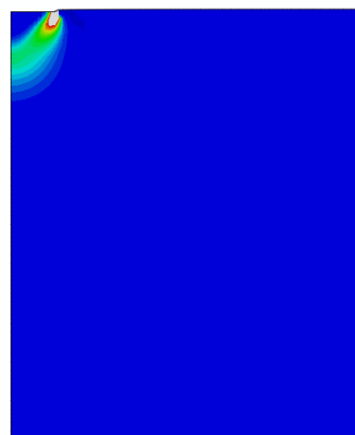
318



(a)  $S_p/D=0.01$  時



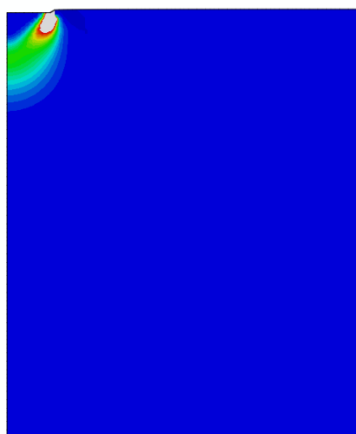
(b)  $S_p/D=0.02$  時



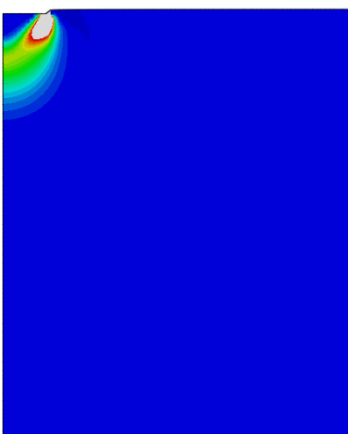
(c)  $S_p/D=0.03$  時

352

379



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時

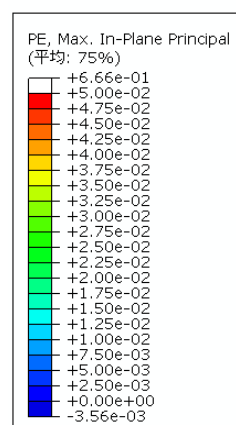
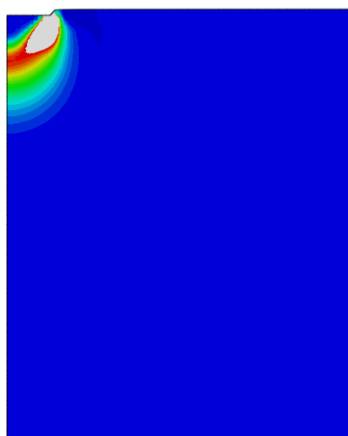


図 4.3.5d 最大主塑性ひずみの推移 ( $H0C5Z2$ 、 $S_p/D \leq 0.05$ )

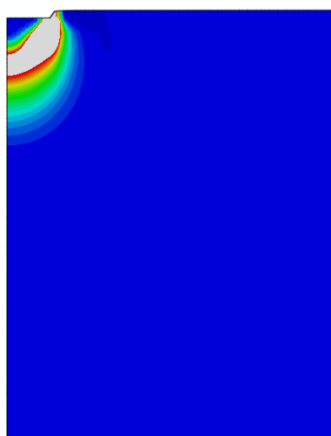
$q_p=421(\text{kPa})$

474

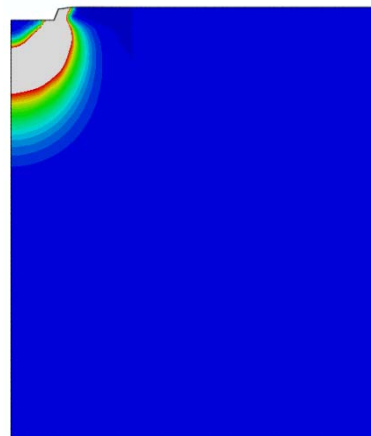
543



(a)  $S_p/D=0.07$  時

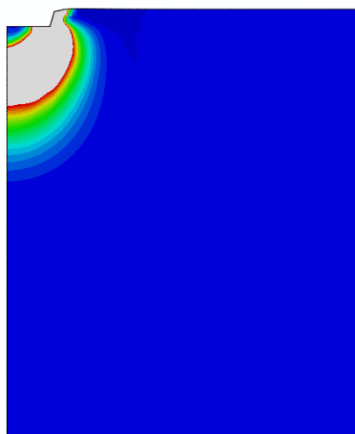


(b)  $S_p/D=0.10$  時



(c)  $S_p/D=0.15$  時

550



(d)  $S_p/D=0.20$  時

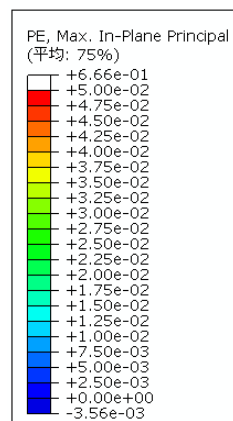


図 4.3.5e 最大主塑性ひずみの推移 (H0C5Z2、 $S_p/D \geq 0.07$ )

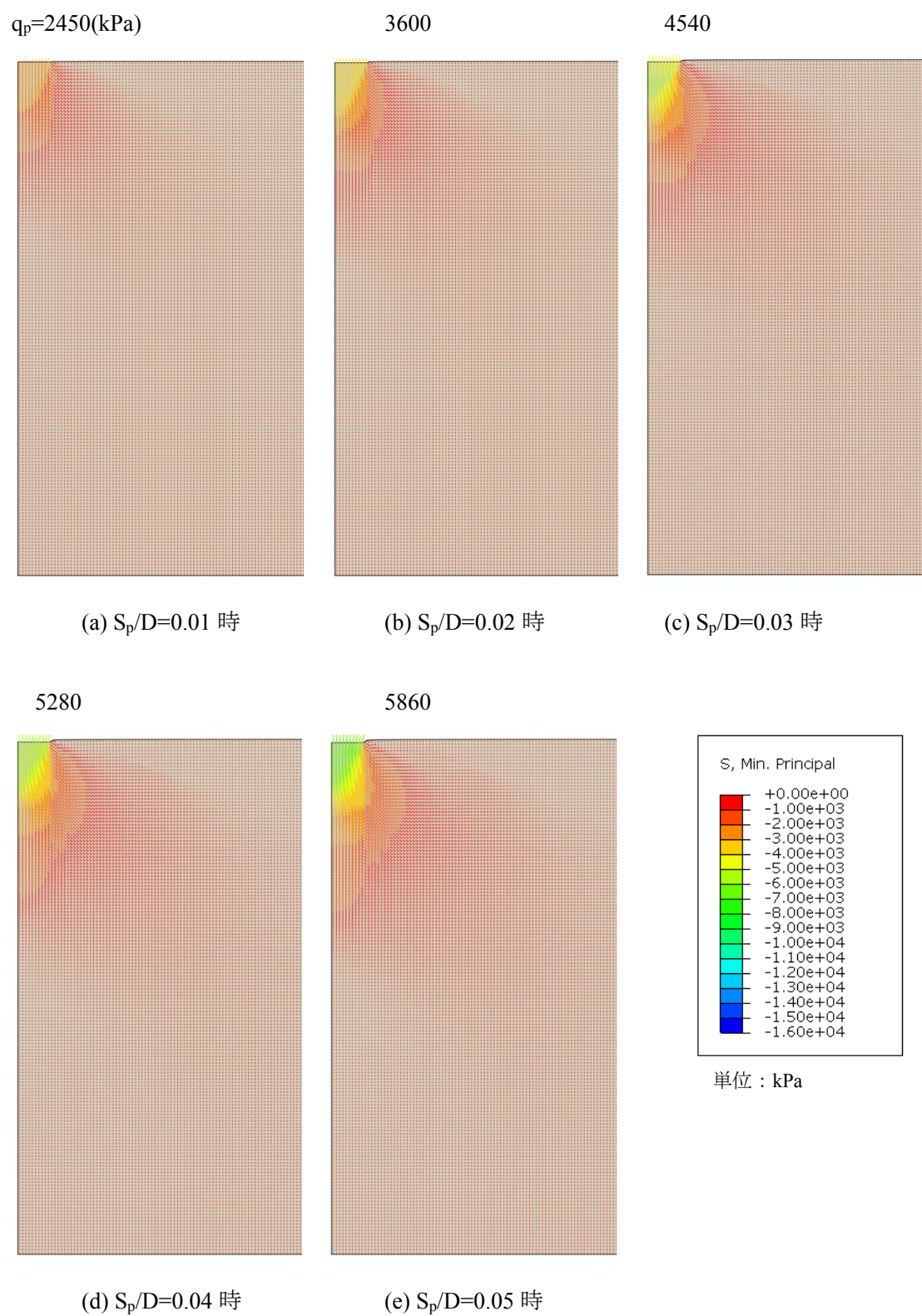


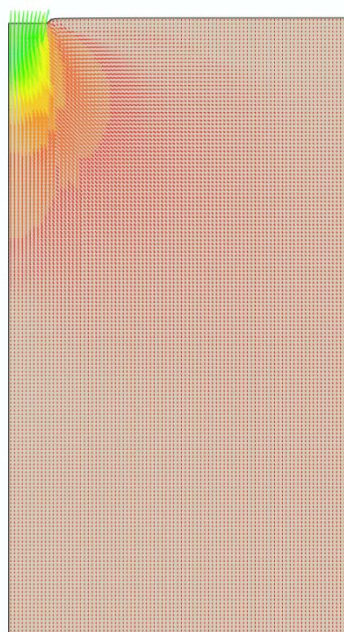
図 4.3.6 最小主応力テンソルの推移 (H8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )



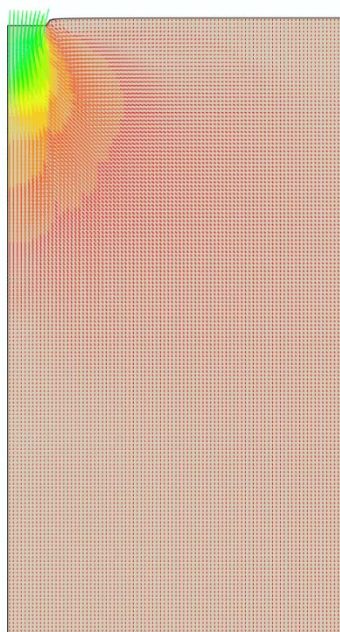
$q_p=7150(\text{kPa})$

8500

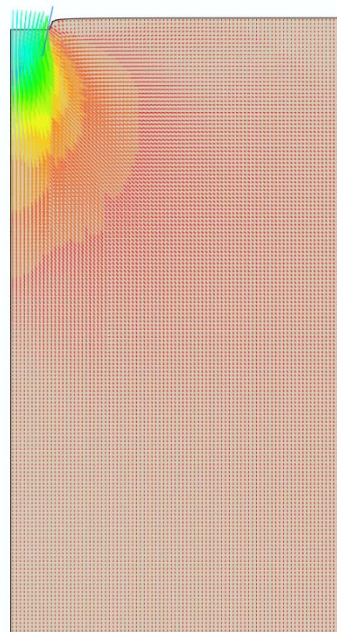
10500



(a)  $S_p/D=0.07$  時

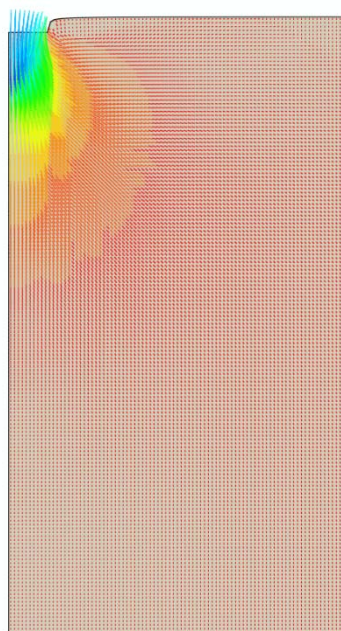


(b)  $S_p/D=0.10$  時

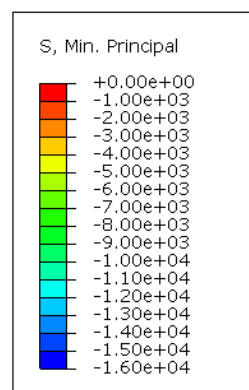


(c)  $S_p/D=0.15$  時

12100



(d)  $S_p/D=0.20$  時



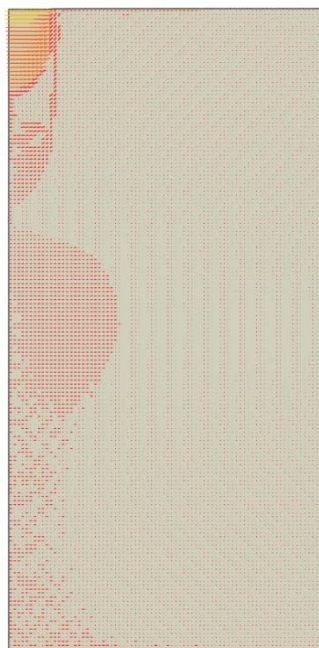
単位 : kPa

図 4.3.6a 最小主応力テンソルの推移 (H8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )

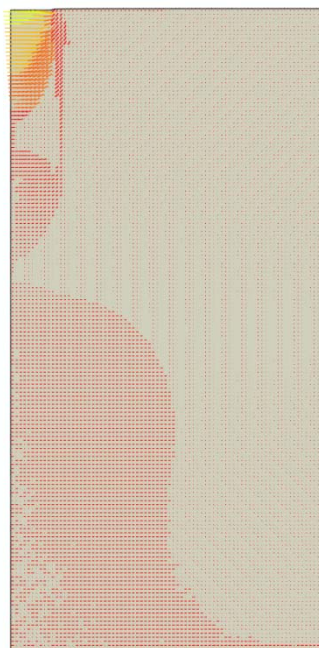
$q_p=2450(\text{kPa})$

3600

4540



(a)  $S_p/D=0.01$  時



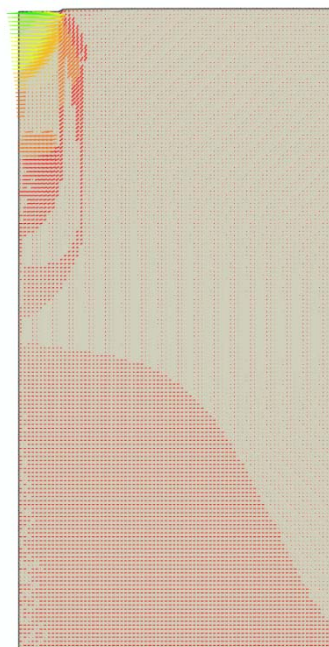
(b)  $S_p/D=0.02$  時



(c)  $S_p/D=0.03$  時

5280

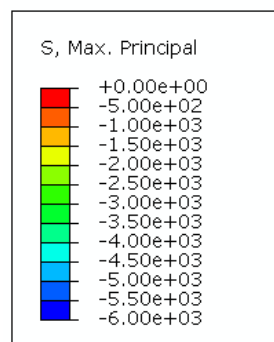
5860



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時



単位 : kPa

図 4.3.6b 最大主応力テンソルの推移 (H8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )



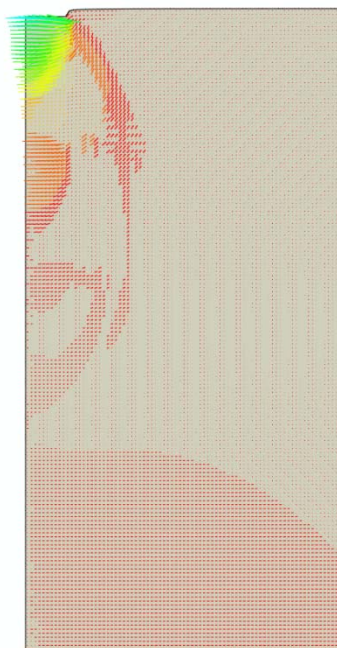
$q_p=7150(\text{kPa})$

8500

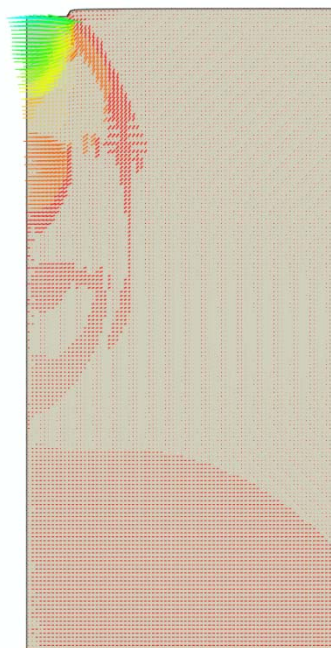
10500



(a)  $S_p/D=0.07$  時

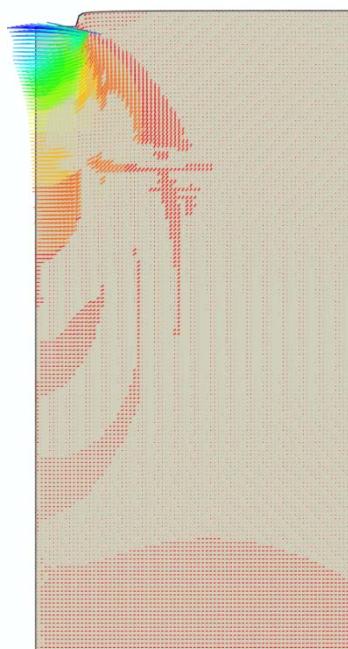


(b)  $S_p/D=0.10$  時

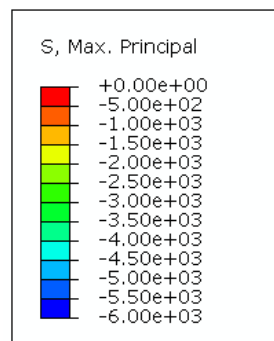


(c)  $S_p/D=0.15$  時

12100



(d)  $S_p/D=0.20$  時



単位 : kPa

図 4.3.6c 最大主応力テンソルの推移 (H8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )



$q_p=2450(\text{kPa})$

3600

4540



(a)  $S_p/D=0.01$  時



(b)  $S_p/D=0.02$  時



(c)  $S_p/D=0.03$  時

5280

5860



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時

図 4.3.6d 最大主塑性ひずみの推移 ( $H8Z4$ 、 $S_p/D \leq 0.05$ )

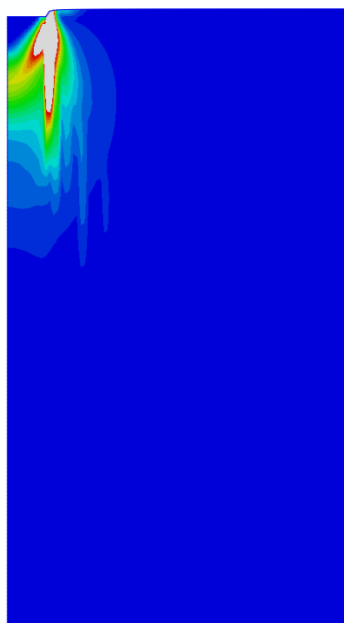
$q_p=7150(\text{kPa})$

8500

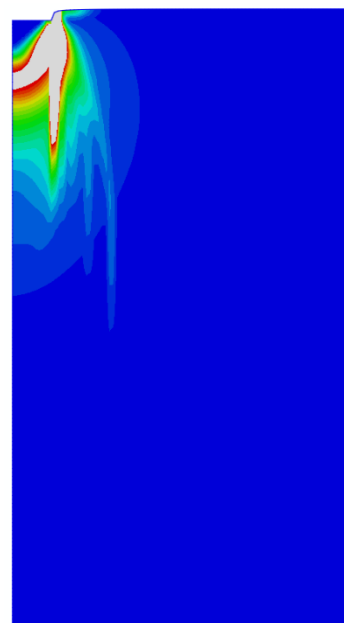
10500



(a)  $S_p/D=0.07$  時

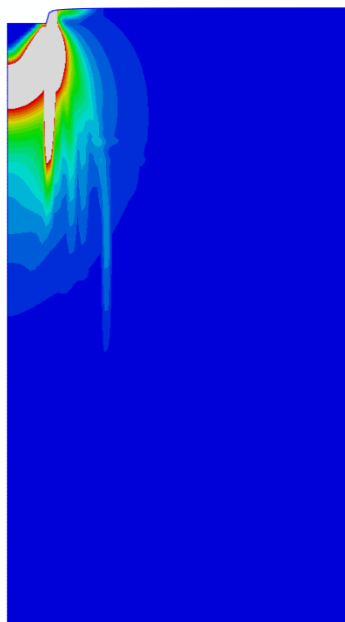


(b)  $S_p/D=0.10$  時



(c)  $S_p/D=0.15$  時

12100



(d)  $S_p/D=0.20$  時

図 4.3.6e 最大主塑性ひずみの推移 (H8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )

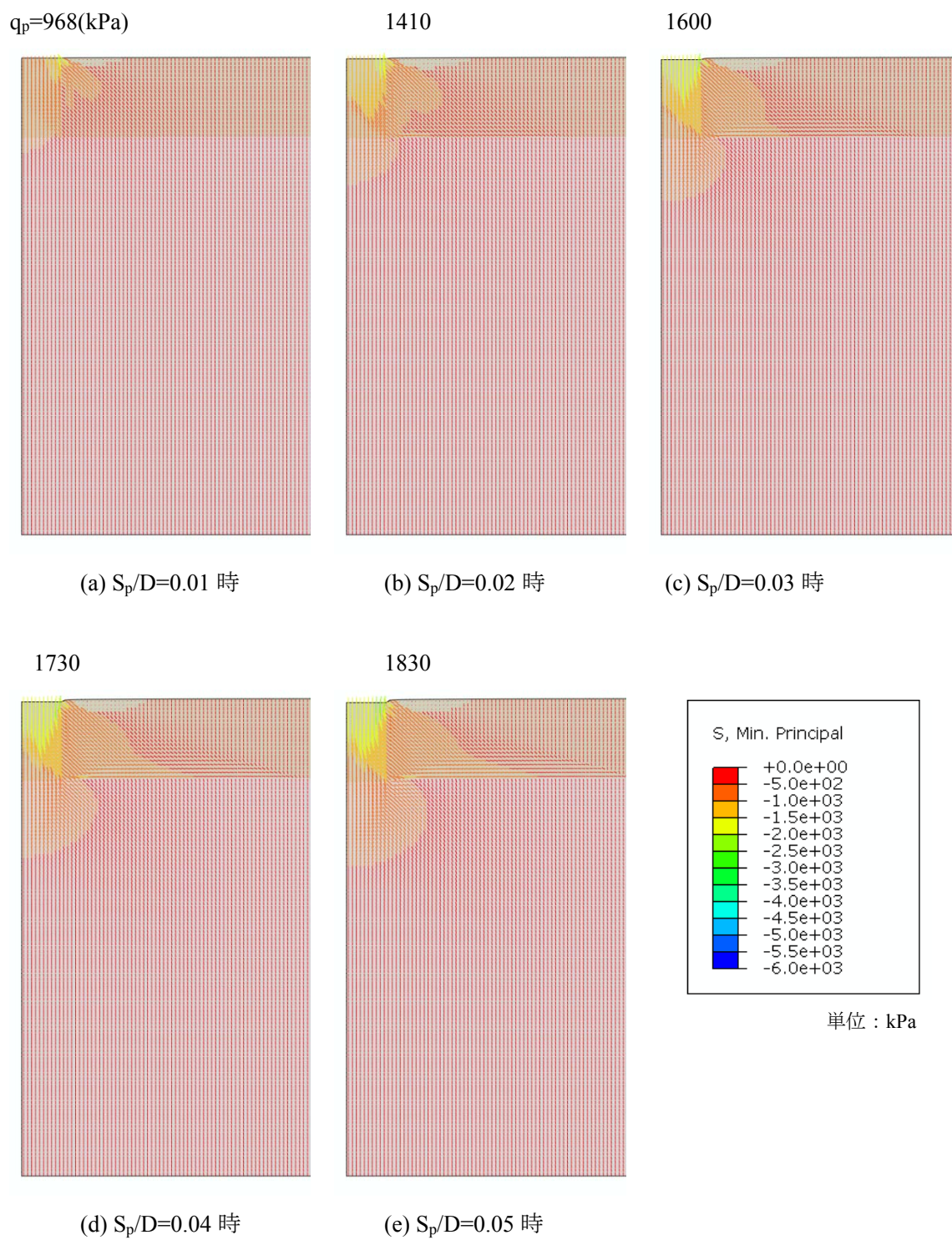
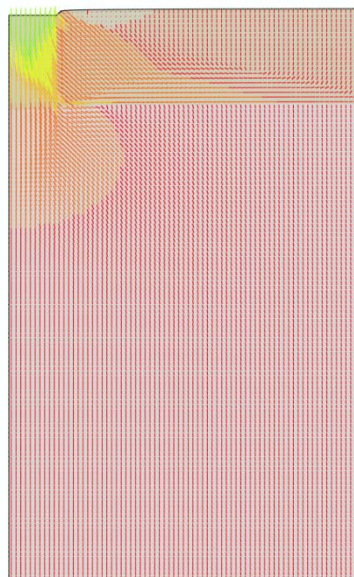


図 4.3.7 最小主応力テンソルの推移 (H1C8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )

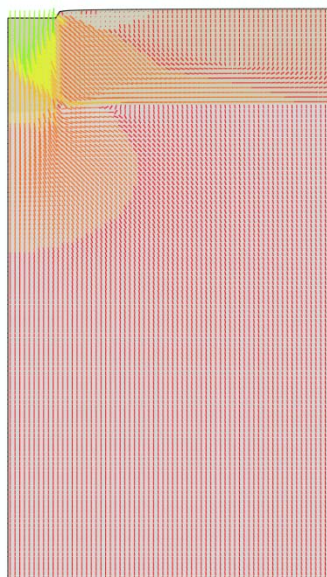
$q_p=2010(\text{kPa})$

2220

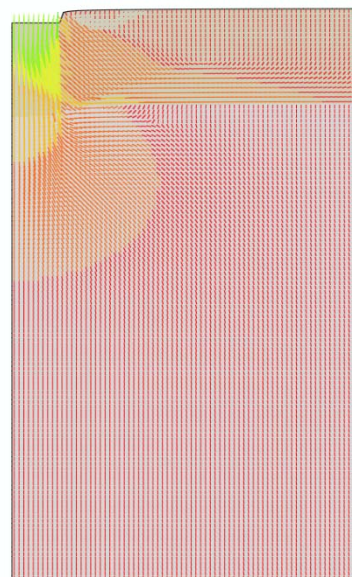
2320



(a)  $S_p/D=0.07$  時

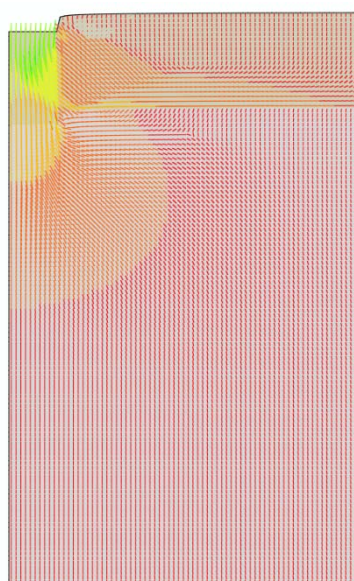


(b)  $S_p/D=0.10$  時

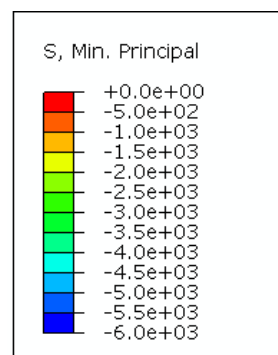


(c)  $S_p/D=0.15$  時

2430



(d)  $S_p/D=0.20$  時



単位 : kPa

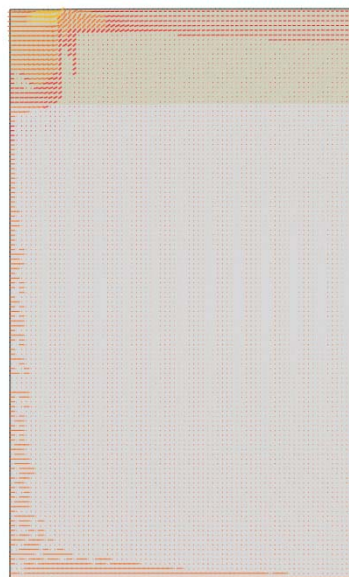
図 4.3.7a 最小主応力テンソルの推移 (H1C8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )



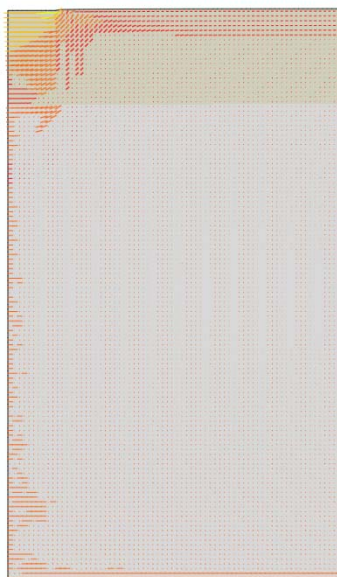
$q_p=968(\text{kPa})$

1410

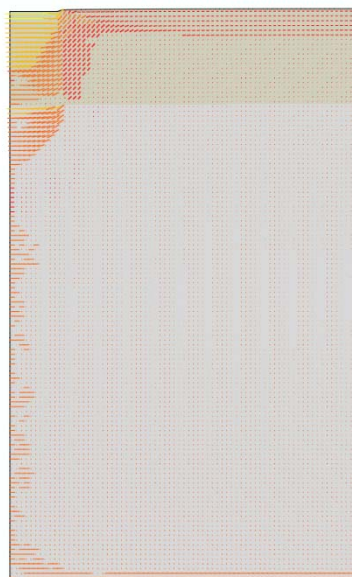
1600



(a)  $S_p/D=0.01$  時



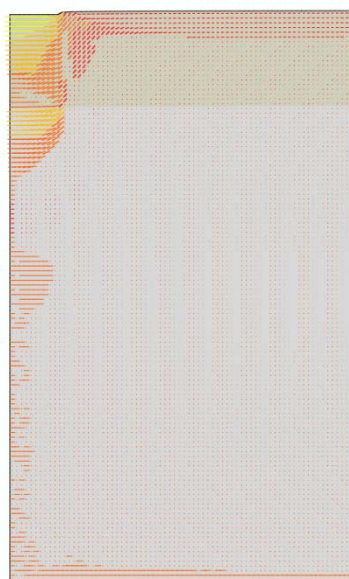
(b)  $S_p/D=0.02$  時



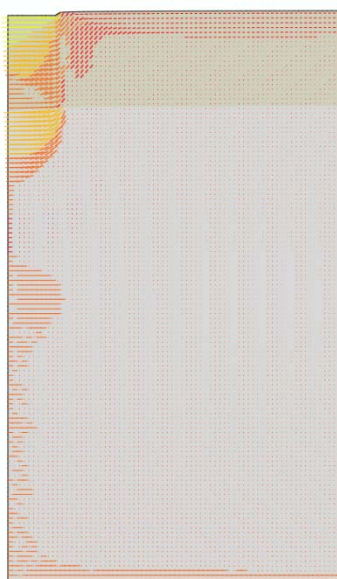
(c)  $S_p/D=0.03$  時

1730

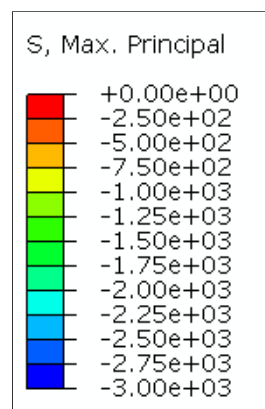
1830



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時



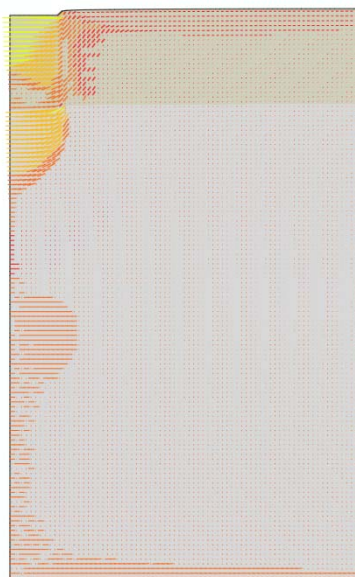
単位 : kPa

図 4.3.7b 最大主応力テンソルの推移 (H1C8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )

$q_p=2010(\text{kPa})$

2220

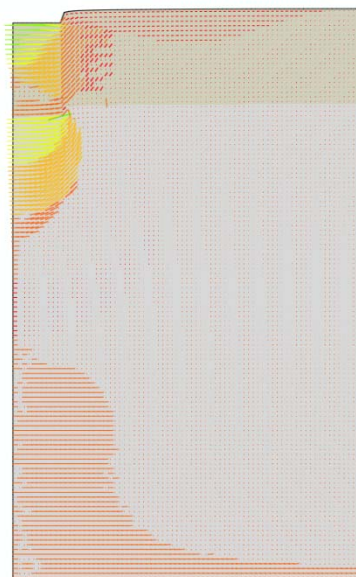
2320



(a)  $S_p/D=0.07$  時

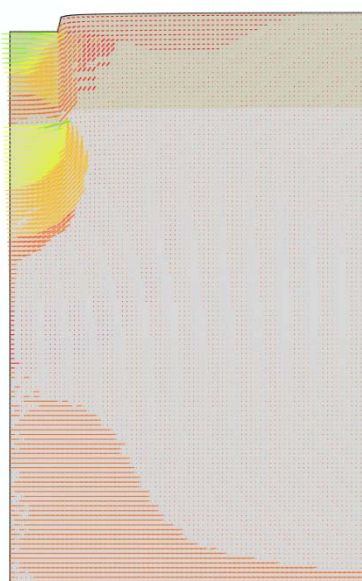


(b)  $S_p/D=0.10$  時

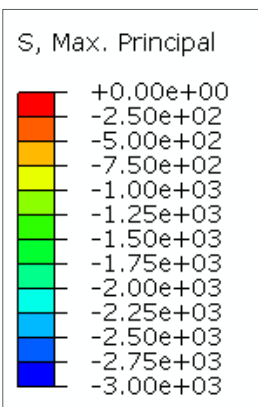


(c)  $S_p/D=0.15$  時

2430



(d)  $S_p/D=0.20$  時



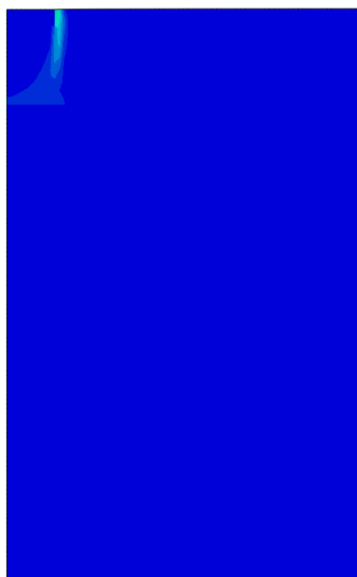
単位 : kPa

図 4.3.7c 最大主応力テンソルの推移 (H1C8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )

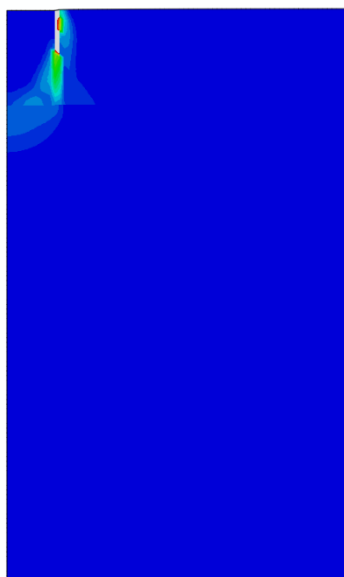
$q_p=968(\text{kPa})$

1410

1600



(a)  $S_p/D=0.01$  時



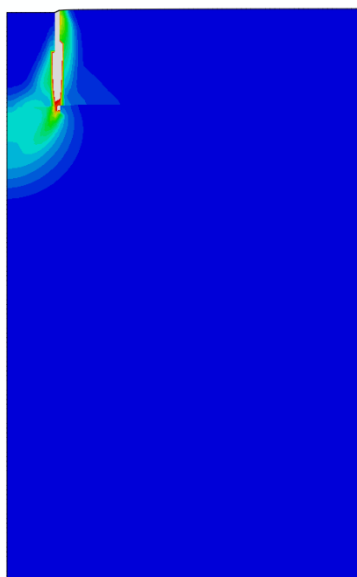
(b)  $S_p/D=0.02$  時



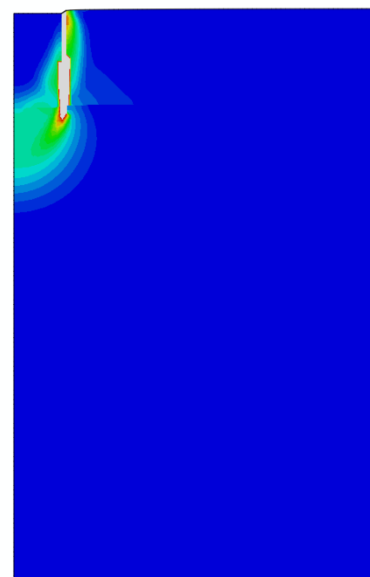
(c)  $S_p/D=0.03$  時

1730

1830



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時

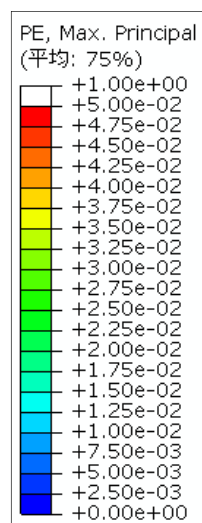


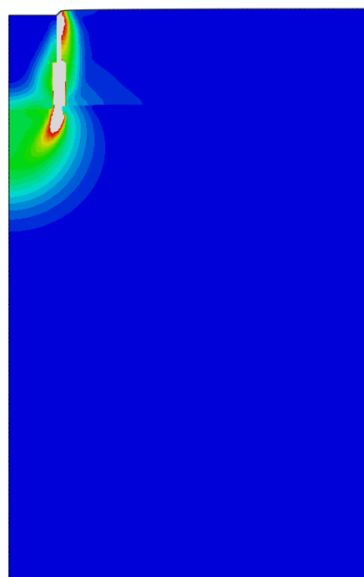
図 4.3.7d 最大主塑性ひずみの推移 (H1C8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )



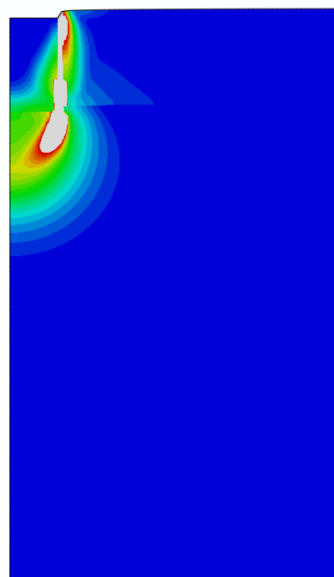
$q_p=2010(\text{kPa})$

2220

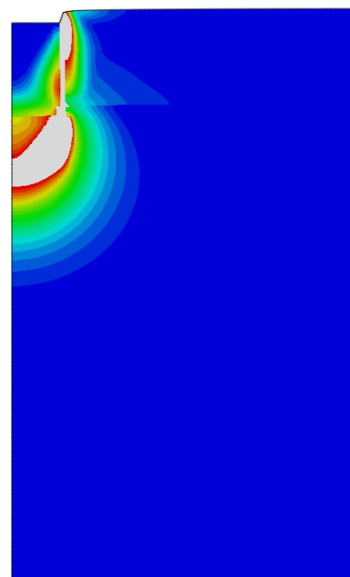
2320



(a)  $S_p/D=0.07$  時

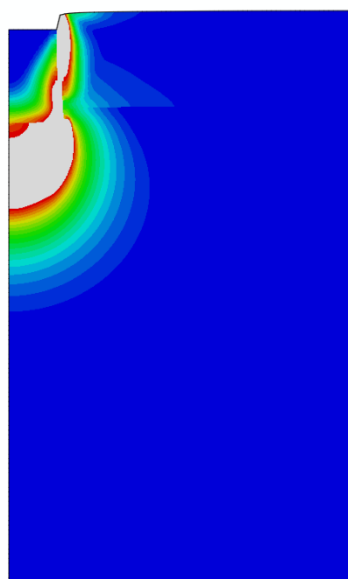


(b)  $S_p/D=0.10$  時



(c)  $S_p/D=0.15$  時

2430



(d)  $S_p/D=0.20$  時

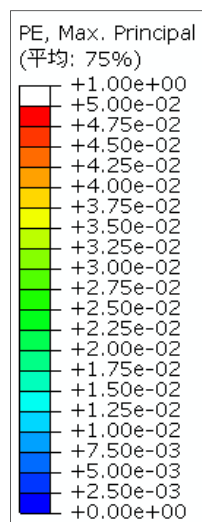


図 4.3.7e 最大主塑性ひずみの推移 (H1C8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )

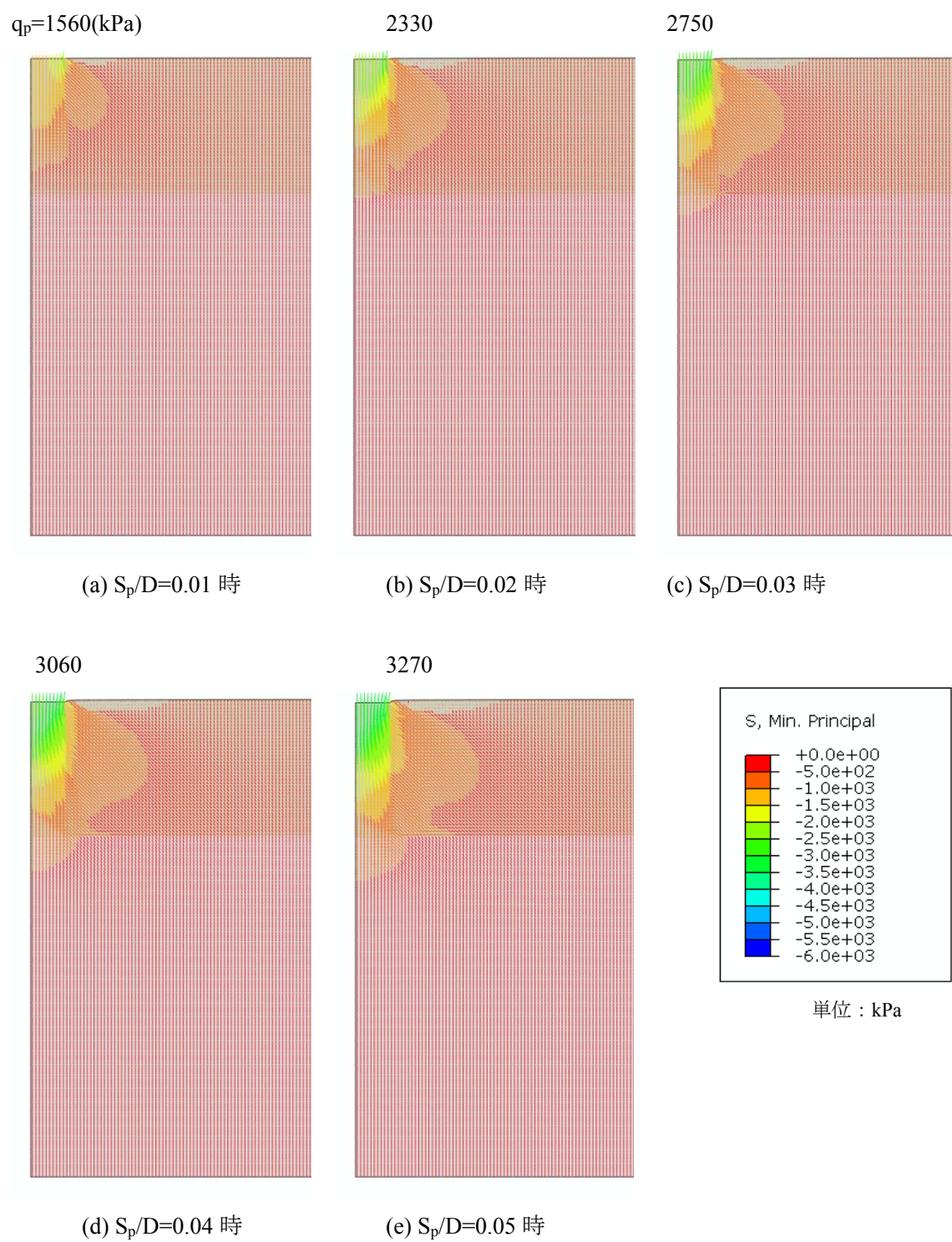
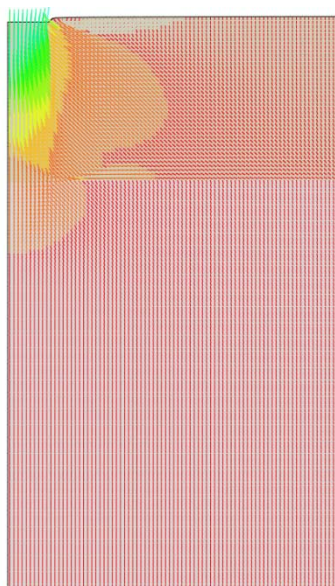


図 4.3.8 最小主応力テンソルの推移 (H2C8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )

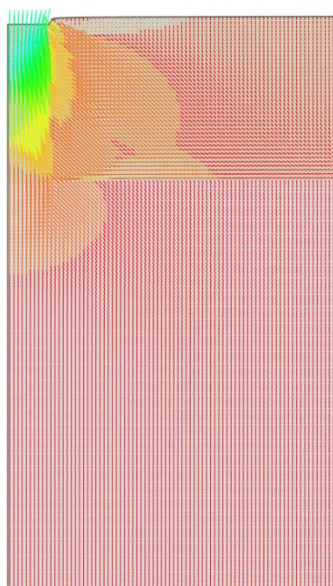
$q_p=3670(\text{kPa})$

4000

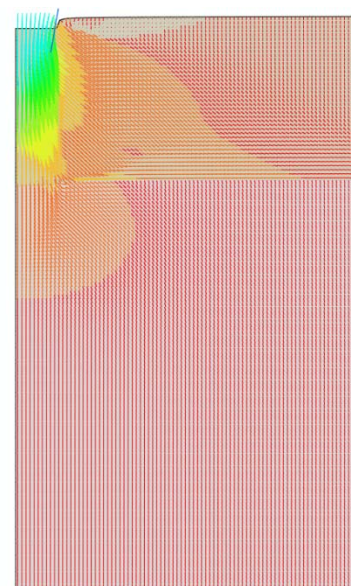
4350



(a)  $S_p/D=0.07$  時

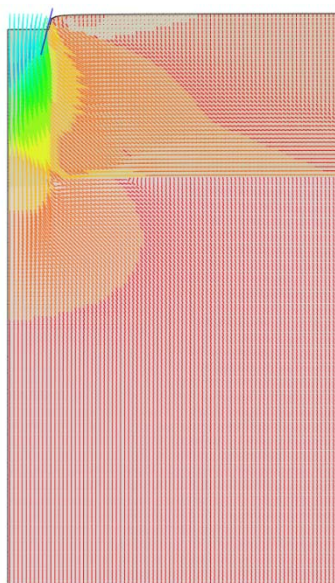


(b)  $S_p/D=0.10$  時

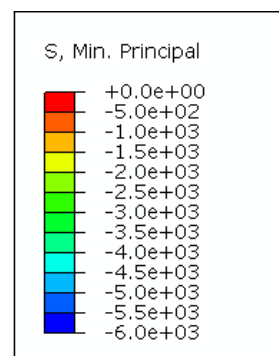


(c)  $S_p/D=0.15$  時

4570



(d)  $S_p/D=0.20$  時



単位 : kPa

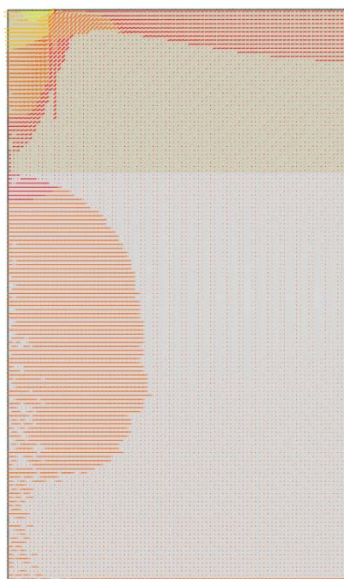
図 4.3.8a 最小主応力テンソルの推移 (H2C8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )



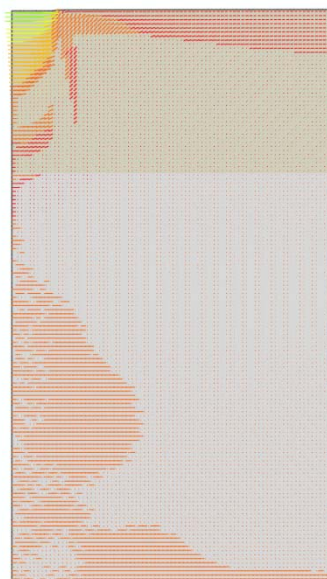
$q_p=1560(\text{kPa})$

2330

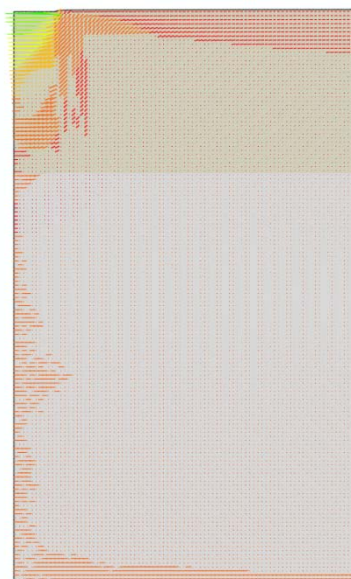
2750



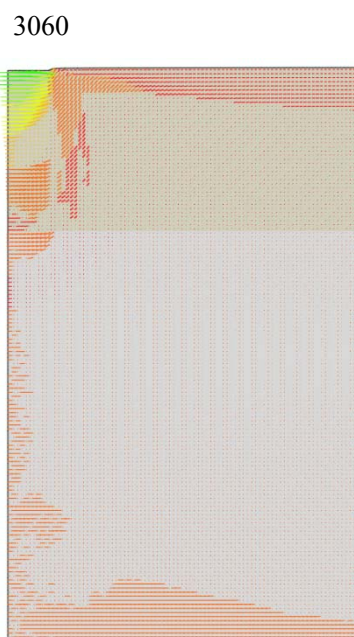
(a)  $S_p/D=0.01$  時



(b)  $S_p/D=0.02$  時



(c)  $S_p/D=0.03$  時



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時

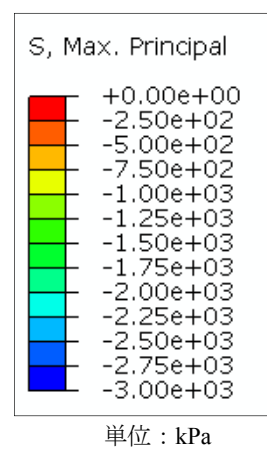
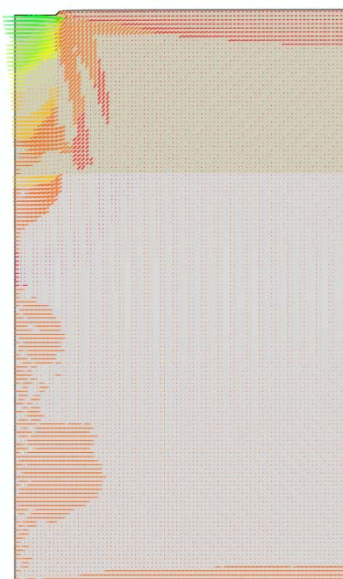


図 4.3.8b 最大主応力テンソルの推移 ( $\text{H2C8Z4}$ ,  $S_p/D \leq 0.05$ )

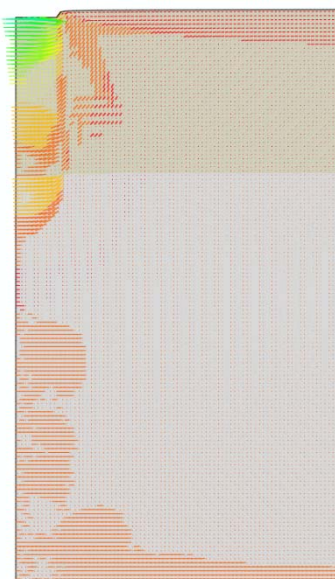
$q_p=3670(\text{kPa})$

4000

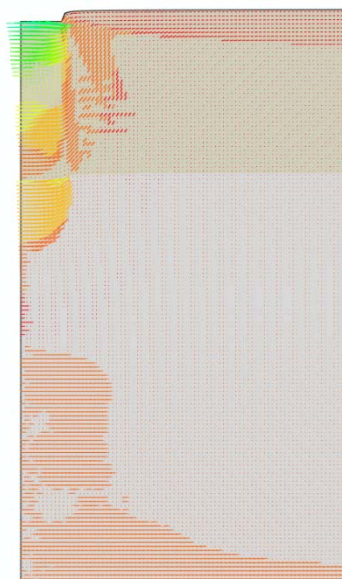
4350



(a)  $S_p/D=0.07$  時

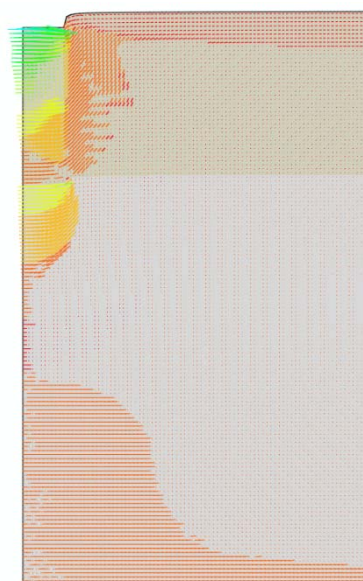


(b)  $S_p/D=0.10$  時

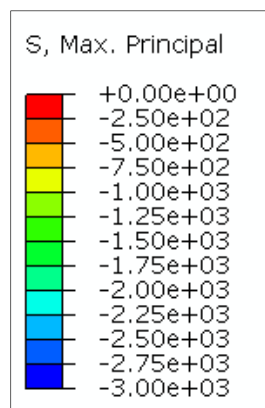


(c)  $S_p/D=0.15$  時

4570



(d)  $S_p/D=0.20$  時



単位 : kPa

図 4.3.8c 最大主応力テンソルの推移 ( $H2C8Z4$ 、 $S_p/D \geq 0.07$ )

$q_p=1560(\text{kPa})$

2330

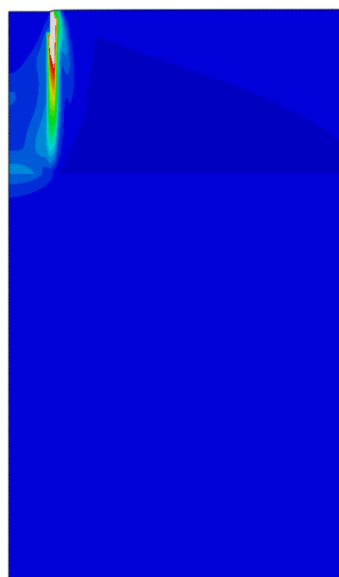
2750



(a)  $S_p/D=0.01$  時



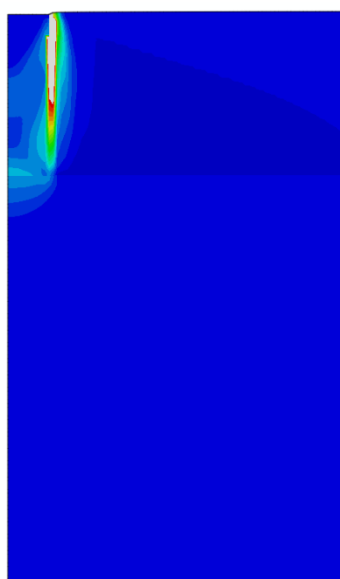
(b)  $S_p/D=0.02$  時



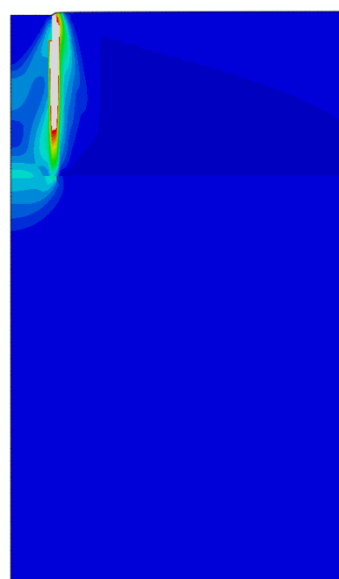
(c)  $S_p/D=0.03$  時

3060

3270



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時

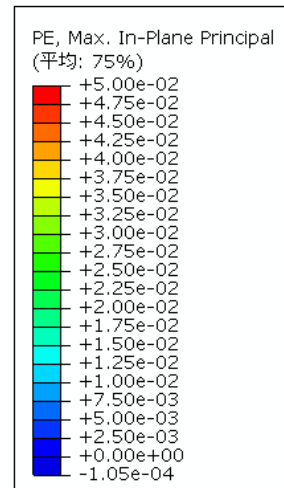
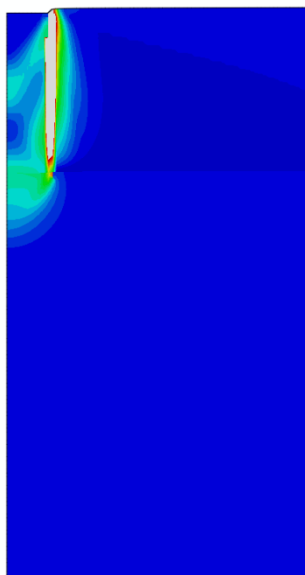


図 4.3.8d 最大主塑性ひずみの推移 (H2C8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )

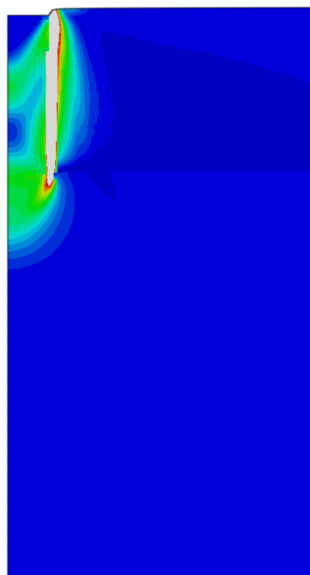
$q_p=3670(\text{kPa})$

4000

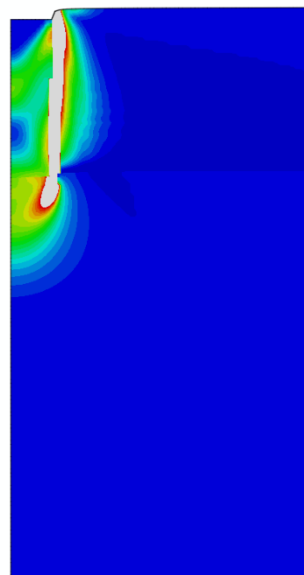
4350



(a)  $S_p/D=0.07$  時

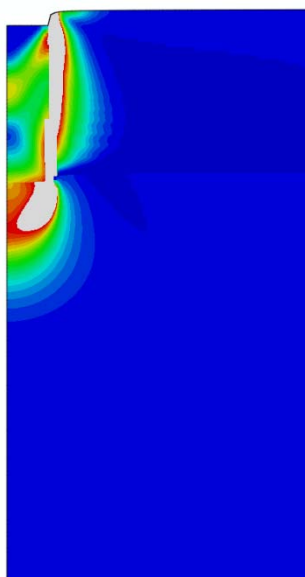


(b)  $S_p/D=0.10$  時



(c)  $S_p/D=0.15$  時

4570



(d)  $S_p/D=0.20$  時

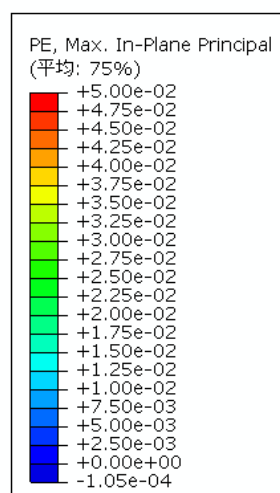


図 4.3.8d 最大主塑性ひずみの推移 (H2C8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )



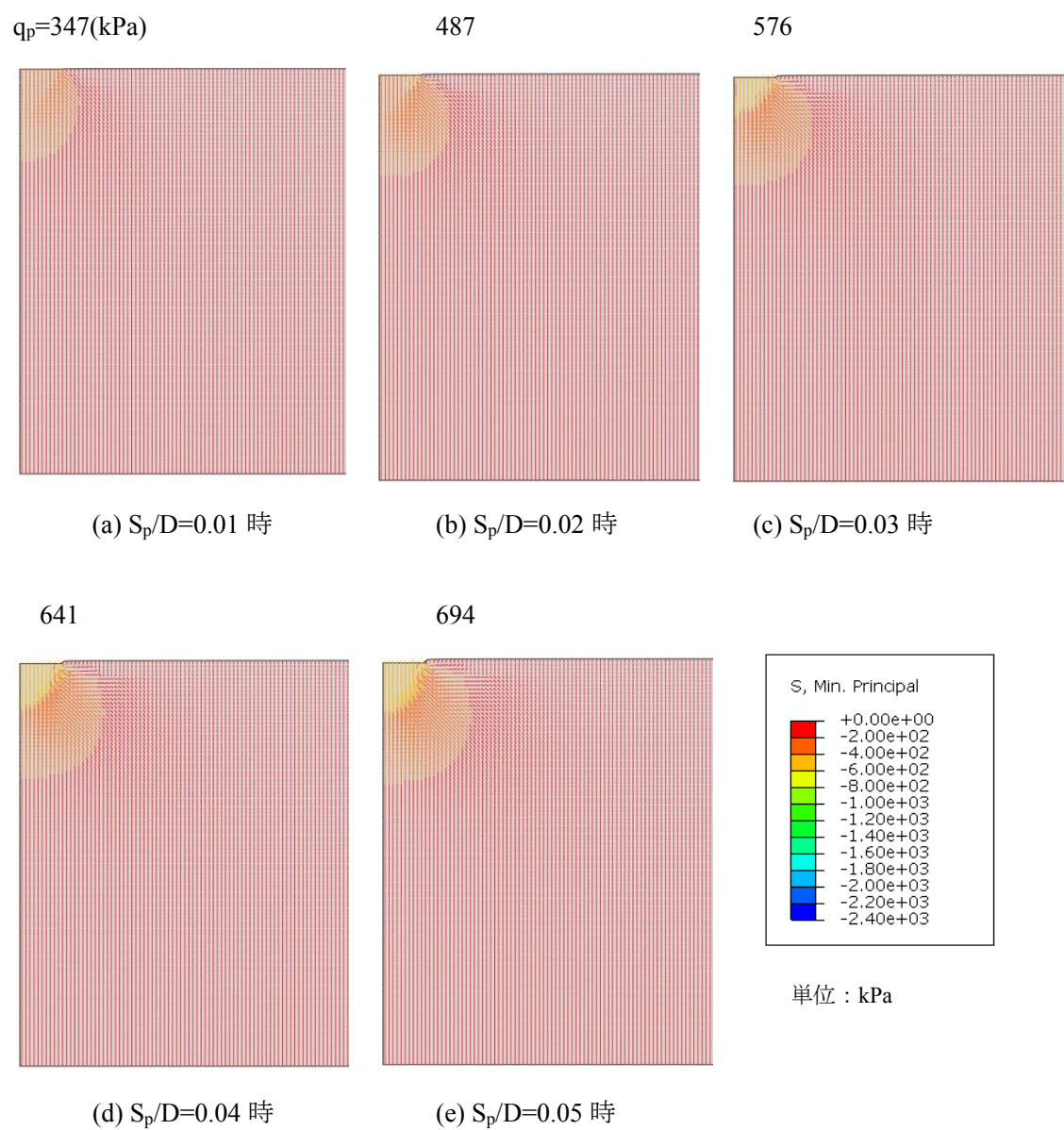


図 4.3.9 最小主応力テンソルの推移 (H0C8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )

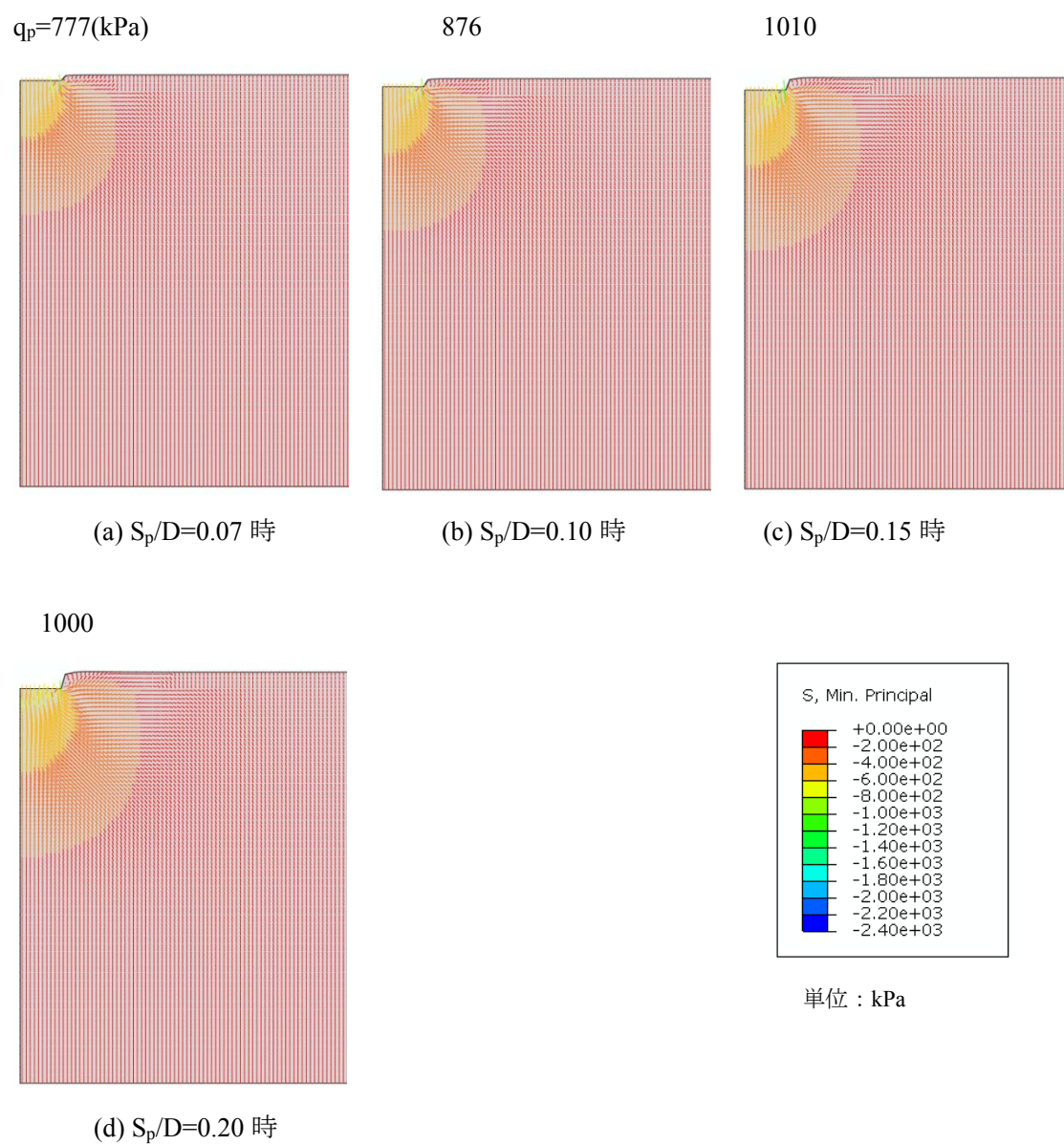
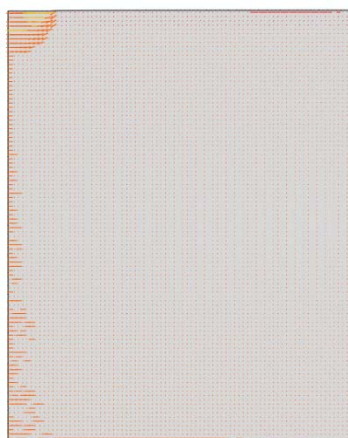


図 4.3.9a 最小主応力テンソルの推移 (H0C8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )

$q_p=347(\text{kPa})$

487

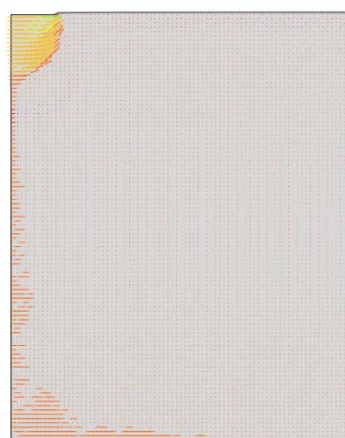
576



(a)  $S_p/D=0.01$  時



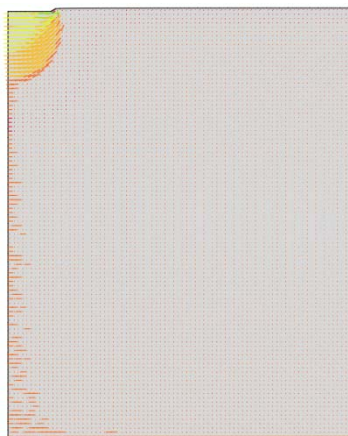
(b)  $S_p/D=0.02$  時



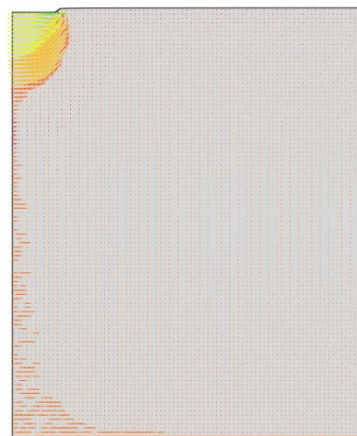
(c)  $S_p/D=0.03$  時

641

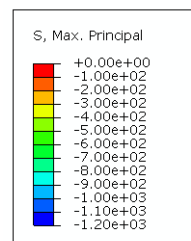
694



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時



単位 : kPa

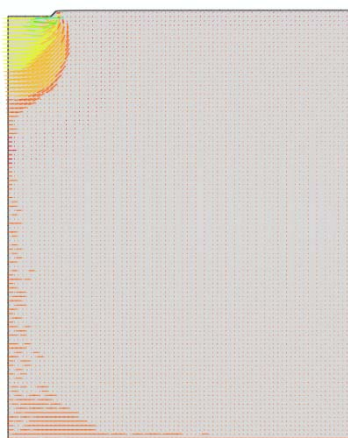
図 4.3.9b 最大主応力テンソルの推移 (H0C8Z4、 $S_p/D \leq 0.05$ )



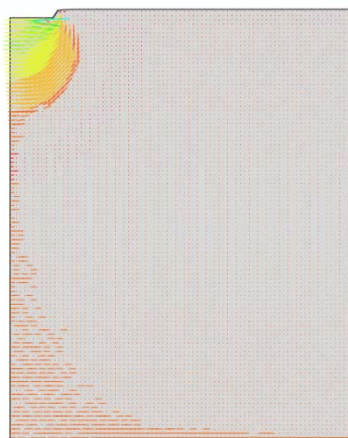
$q_p=777(\text{kPa})$

876

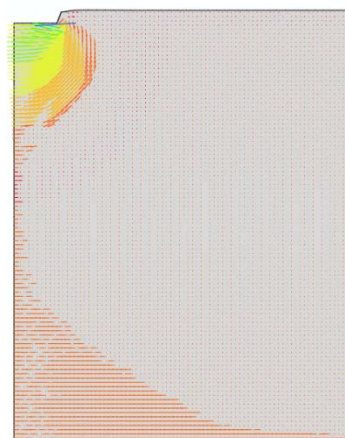
1010



(a)  $S_p/D=0.07$  時

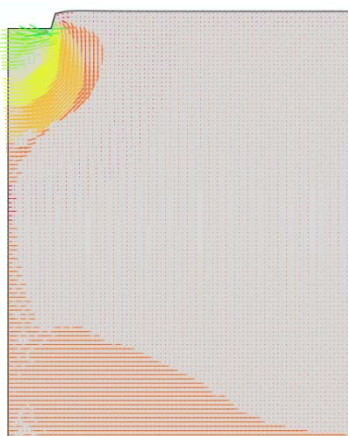


(b)  $S_p/D=0.10$  時

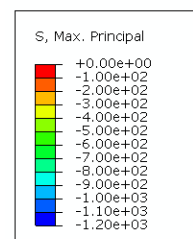


(c)  $S_p/D=0.15$  時

1000



(d)  $S_p/D=0.20$  時



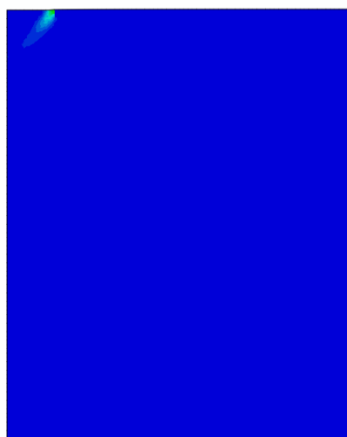
単位 : kPa

図 4.3.9c 最大主応力テンソルの推移 (H0C8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )

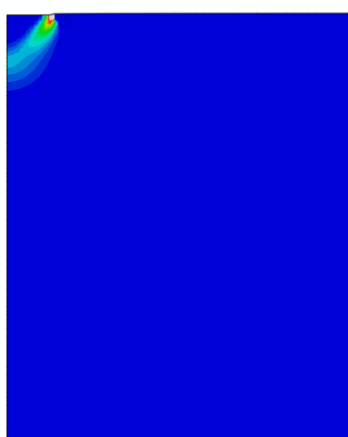
$q_p=347(\text{kPa})$

487

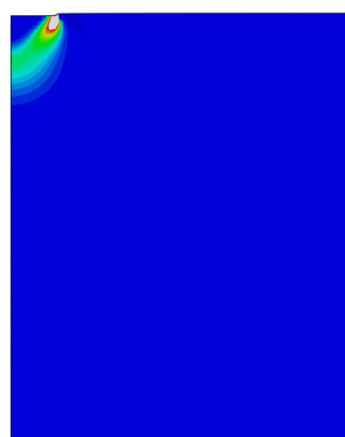
576



(a)  $S_p/D=0.01$  時



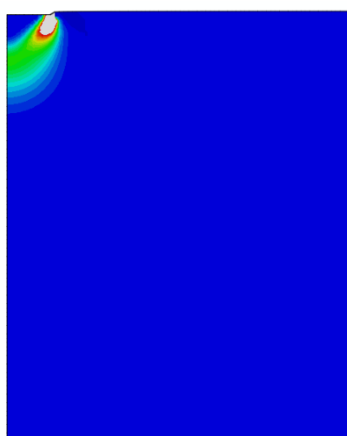
(b)  $S_p/D=0.02$  時



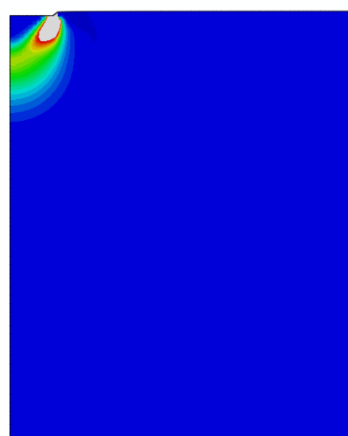
(c)  $S_p/D=0.03$  時

641

694



(d)  $S_p/D=0.04$  時



(e)  $S_p/D=0.05$  時

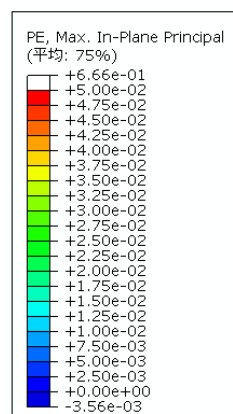
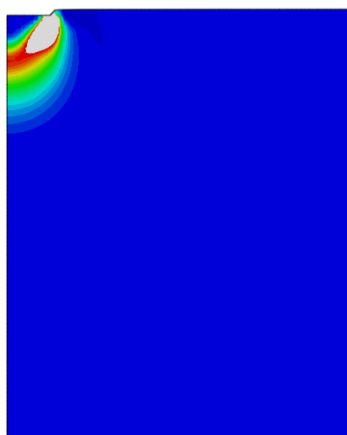


図 4.3.9d 最大主塑性ひずみの推移 ( $H0C8Z4$ 、 $S_p/D \leq 0.05$ )

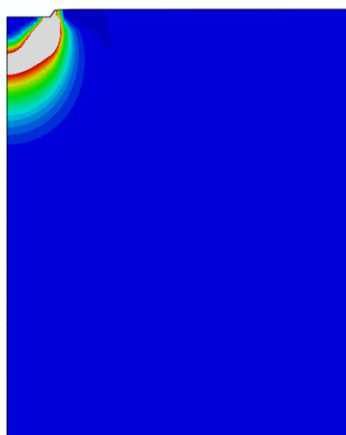
$q_p=777(\text{kPa})$

876

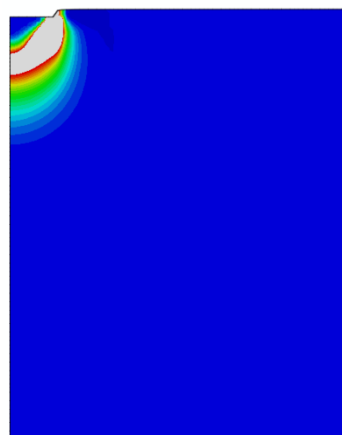
1010



(a)  $S_p/D=0.07$  時

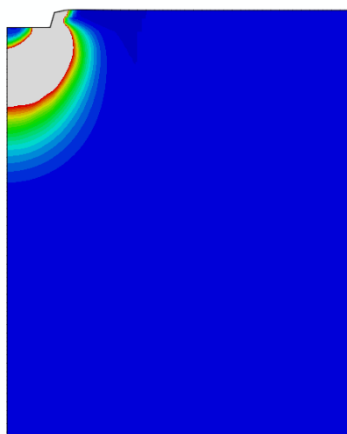


(b)  $S_p/D=0.10$  時



(c)  $S_p/D=0.15$  時

1000



(d)  $S_p/D=0.20$  時

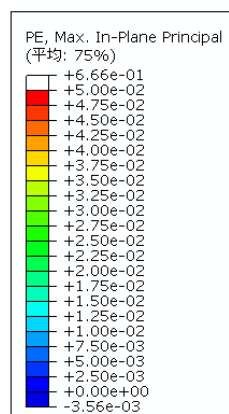
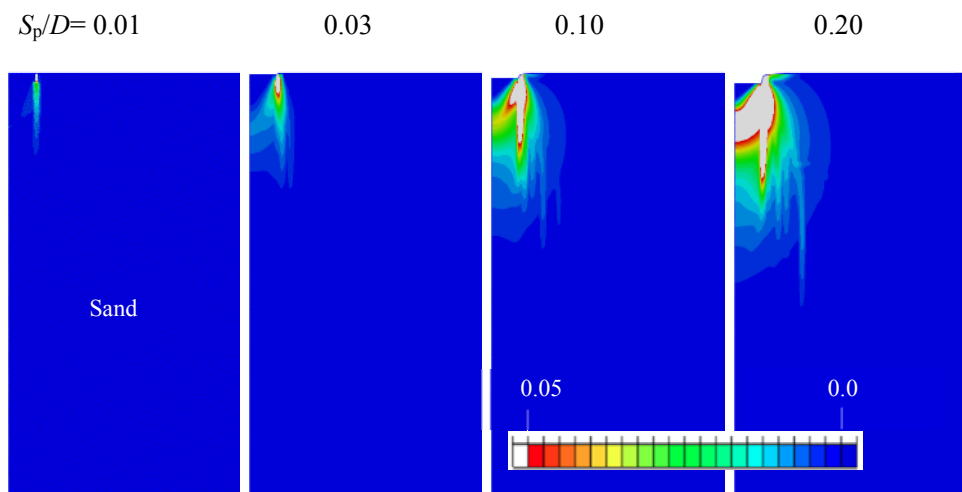
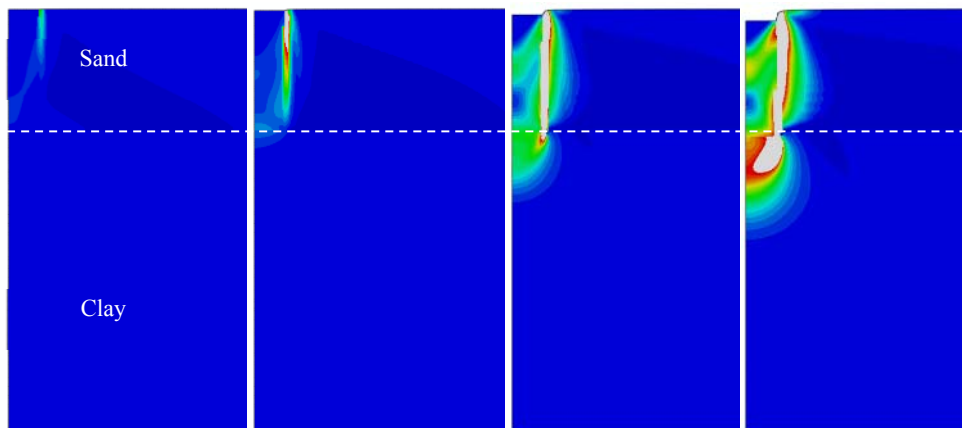


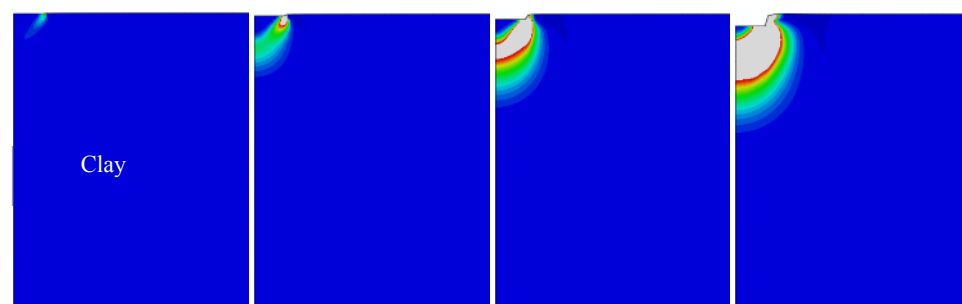
図 4.3.9e 最大主塑性ひずみの推移 (H0C8Z4、 $S_p/D \geq 0.07$ )



(a) 砂質土層が厚いケース (Z4H8,  $H/D=8$ )



(b) 砂質土層が薄いケース (Z4H2C8,  $H/D=2$ )



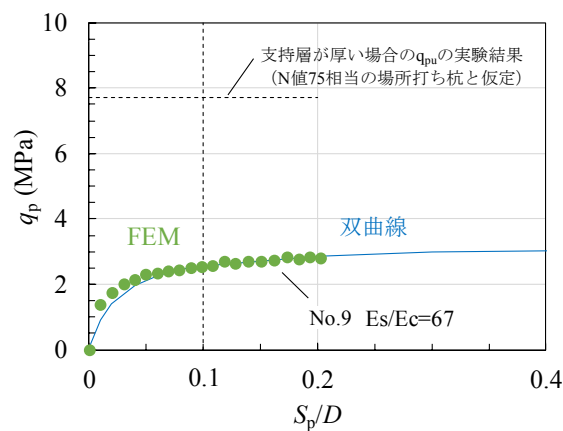
(c) 砂質土層の層厚がゼロのケース (Z4H0C8,  $H/D=0$ )

図 4.3.10 地盤の主塑性ひずみの進展の比較  
(支持層が深い場合の遠心実験結果)

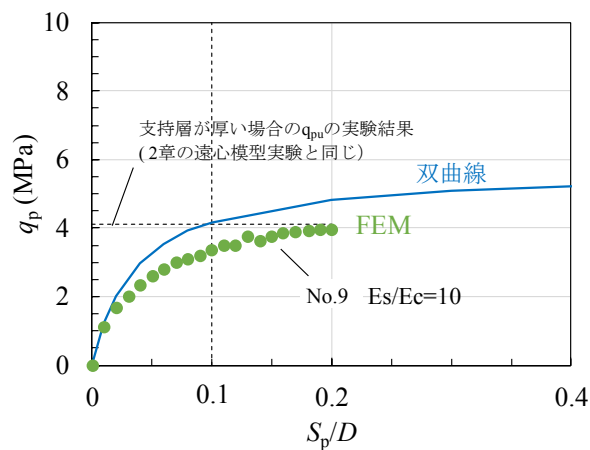


#### 4.3.2 遠心実験と異なる地盤条件の検討

2章と3章で述べた遠心模型実験では、砂質土と粘性土の変形係数の比  $E_s/E_c$  は、15.9～17.8 にあった。そこで、砂質土と粘性土の変形係数の比  $E_s/E_c$  が 67 と大きいケース (No.9) と、10 と小さいケース (No.10) について、FEM 解析によって先端荷重沈下関係を予測し、双曲線モデルの評価結果と比較した結果を図 4.3.11 に示す。図より、 $E_s/E_c$  が大きいケース (No.9) は、双曲線モデルは予測結果と良好な対応を示している。一方、 $E_s/E_c$  が小さいケース (No.10) は、双曲線モデルは予測結果よりやや  $q_p$  が大きい。  $E_s/E_c$  がある限界より小さくなると、荷重分散角  $\theta$  が想定より小さくなる可能性があると考えられる。



(a)  $E_s/E_c=67$  の場合 (No.6)

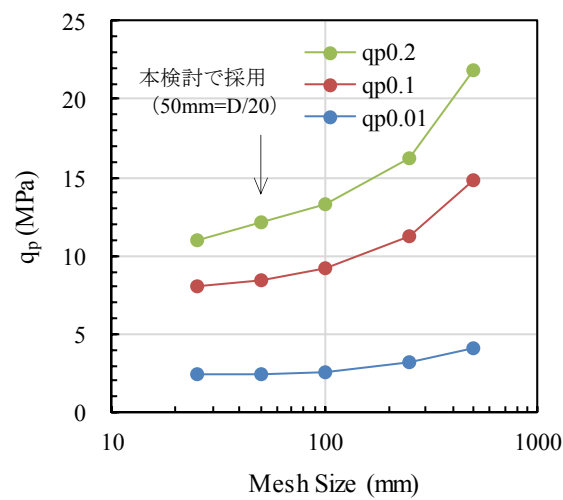


(b)  $E_s/E_c=10$  の場合 (No.7)

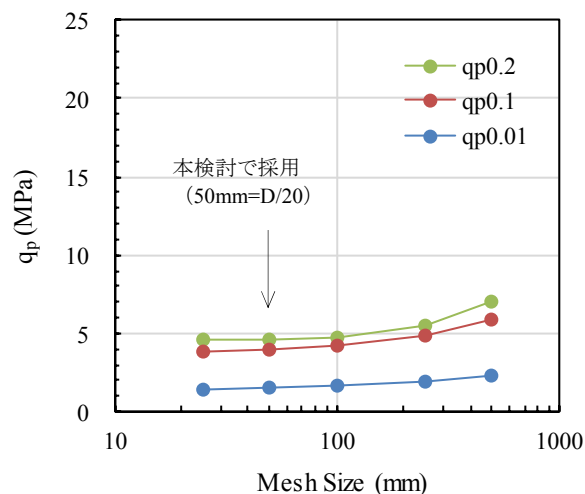
図 4.3.11 FEM による先端荷重沈下関係の解析結果 ( $E_s/E_c$  を変えた場合)

### 4.3.3 メッシュ幅の検討

解析モデルのメッシュ幅を 25mm (D/40)、50mm (D/20)、250mm (D/4)、500mm (D/2) に変化させた場合の  $S_p/D=0.01$  時、0.1 時、0.2 時の  $q_p$  の比較を図 4.3.11 に示す。a 図が砂質土層が厚いケース (Z4H8)、b 図が薄いケース (Z4H2C8) であり、ともに支持層が深部にある遠心実験ケースに対応する。図より、メッシュ幅が小さくなるにつれて  $q_{p0.01}$ 、 $q_{p0.1}$ 、 $q_{p0.2}$  は減少するものの、メッシュ幅を 50mm から 25mm にしても  $q_{p0.1}$  の減少率は 5%程度とあまり変わらなくなる。これより、解析モデルのメッシュ幅が D/20 (50mm) 以下の範囲では、メッシュ幅が解析結果に与える影響は小さいと考えられる。



(a) 砂質土層が厚いケース (Z4H8)



(b) 砂質土層が薄いケース (Z4H2C8)

図 4.3.12 メッシュ幅が解析結果に与える影響

#### 4.3.4 感度解析

薄層支持杭の  $q_p$  に対してどのような地盤パラメータの影響度が大きいのかを把握することを目的とした感度解析を行う。地盤パラメータは、砂層と粘土層の変形係数  $E_s$ 、 $E_c$ 、粘土層の粘着力  $c$ 、有効上載圧  $\sigma_v$ 、砂質土層のせん断抵抗角  $\tan \phi$  とし、各々0.5～2.0 倍 ( $\tan \phi$  のみ 0.67～1.5 倍) に変化させた。解析対象は、支持層が深く、かつ薄いケース (Z4H2C8、 $H/D=2$ ) とし、解析モデルのメッシュ幅は 100mm とした。

得られた解析結果の比較を図 4.3.13 に示す。a 図が  $q_p \sim S_p/D$  関係であり、b 図が基本ケース (すべて 1.0 倍) に対する  $q_p$  の変化率である。図より、载荷初期は  $\tan \phi$ 、 $E_s$ 、 $\sigma_v$  の影響が大きいに対し、 $S_p/D$  が 0.1 以上の範囲では、影響度は  $\tan \phi$ 、 $E_s$  が減少し、 $c$ 、 $E_c$  が増加する。载荷初期は砂質土の強度・変形特性の影響度が大きく、設計上の終局支持力となる  $S_p/D$  が 0.1 以上の範囲では、粘性土の強度・変形特性の影響度が大きいことが確認される。

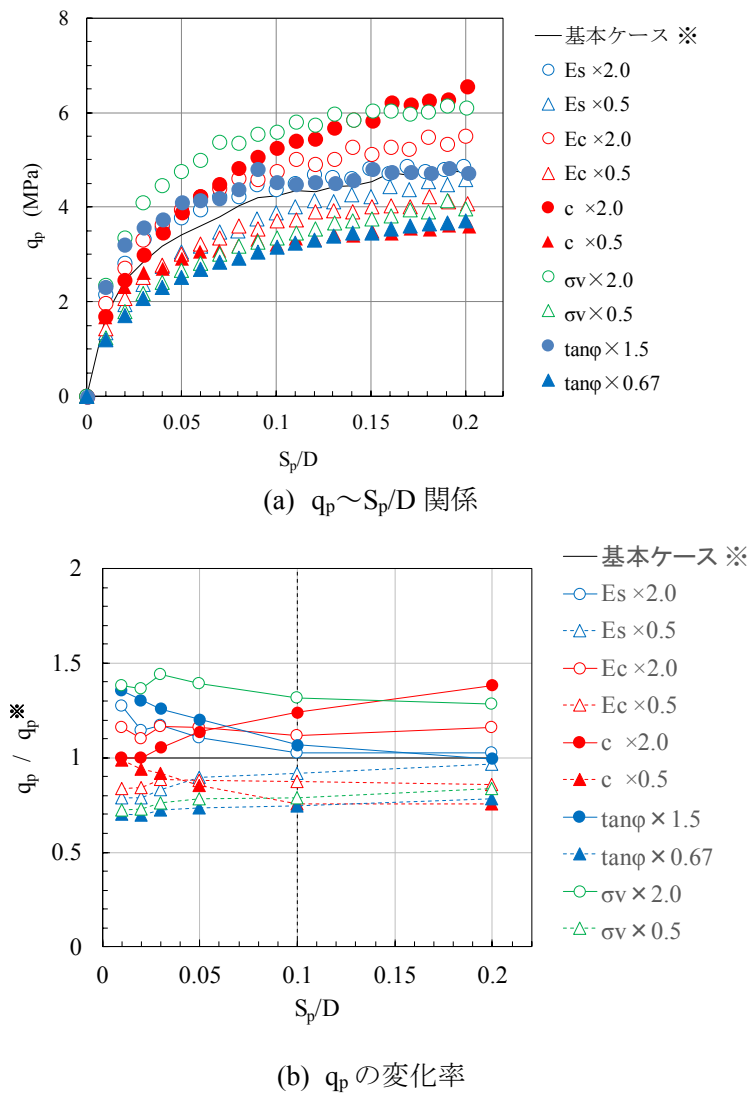


図 4.3.13 地盤パラメータが  $q_p$  の解析結果に与える影響

#### 4.4 まとめ

4 章では、先端荷重沈下関係を予測する非線形 FEM 解析手法を示した上で、これによって遠心模型実験結果を再現できるかを検討し、地盤の破壊状況について考察した。また、遠心模型実験と異なる地盤条件について、提案する先端抵抗の評価法（双曲線関数を利用）の適用性を検討するとともに、解析結果に与えるメッシュ幅、地盤パラメータの影響を検討した。得られた知見を以下にまとめる。

- ・ 杭先端以深の範囲の地盤を軸対称要素に置換し、地盤の非線形特性を Mohr-Coulomb の破壊基準と非関連流れ則にて与える FEM 解析（砂質土のせん断抵抗角  $\phi$  は 30 度、ダイレンタンシー角  $\psi$  は 0°）によって、砂質土-粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端荷重沈下関係の遠心模型実験結果を予測できる。
- ・ 提案する双曲線モデルは、砂質土と粘性土の変形係数の比  $E_s/E_c$  が遠心模型実験の範囲（15.9～17.8）より小さくなると、解析結果に比べて  $q_p$  を大きく評価する傾向がある。一方、 $E_s/E_c$  が実験範囲より大きくなっても（66.6）、評価結果は解析結果と良好な対応を示す。
- ・ 薄層支持杭の地盤の破壊メカニズムは、支持層のパンチング破壊と粘土層の押し抜け破壊の組み合わせとなっている可能性がある。
- ・ 解析モデルのメッシュ幅が  $D/20$ （50mm）以下の範囲では、メッシュ幅が解析結果に与える影響は小さい。

#### 4 章の参考文献

- 4.1) 地盤工学会：地盤技術者のための FEM シリーズ② 弾塑性有限要素法がわかる, pp.83-112, 2003.8
- 4.2) Dassault Systemes : ABAQUS2016 Theory Guide, 2016
- 4.3) 地盤工学会：地盤工学・基礎理論シリーズ 3 土の弾塑性構成モデル, 2009.5
- 4.4) Ph. Menetrey & K. J. Wilam : Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization,, ACI Structural Journal, 92, 311-318, May/June 1995.
- 4.5) 文献 4.1, p.195, 2003.8
- 4.6) 三浦哲彦, 山内豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破砕の影響, 土木学会論文報告集, 第 220 号, pp.109-118, 1977.4
- 4.7) Hardin, B. O. Richart, F. E. : Elastic wave velocity in granular soils, ASCE, Vol.89,SM 1: 33-65, 1963.
- 4.8) 山内豊聡・安原一哉：粘性土の静止土圧係数に関する一考察, 土質工学会論文報告集, Vol.14, No.2, pp.113-118, 1974.6





## 5 章 先端荷重沈下関係および先端支持力等の評価法の提案

### 5.1 まえがき

本章では、砂質土－粘性土の2層地盤に支持される杭の先端荷重  $q_p$  ～沈下比  $S_p/D$  関係と、設計上の終局先端支持力度  $q_{p0.1}$  (第2限界抵抗力) の評価法を提案する。提案する  $q_p$  ～  $S_p/D$  関係の評価法は、初期剛性  $K_{p0}$  を弾性論の近似解により、また最大耐力  $q_{pmax}$  を2層地盤の支持力式により算出し、双曲線関数を利用して定式化するものである。 $q_{p0.1}$  は、この  $q_p$  ～  $S_p/D$  関係上の  $S_p/D=0.1$  時の  $q_p$  として評価する。本評価法は、支持層が厚い場合に比べて  $q_{p0.1}$  が低下する場合、すなわち、支持層の有効層厚比  $H/D$  がある限界値  $(H/D)_{min}$  より小さい場合に適用する。この  $(H/D)_{min}$  を簡便に評価する手法も提案する。また評価に必要な情報を整理する。最後に、場所打ち杭2例と埋込み杭等2例の載荷試験結果と評価結果を比較し、提案する評価法の適用性を示す。最後に、4章で述べた FEM 解析結果の適用性も示す。

### 5.2 提案する評価法

#### 5.2.1 $q_p$ ～ $S_p/D$ 関係

提案する  $q_p$  ～  $S_p/D$  関係モデルを図 5.2.1 に示す。初期剛性  $K_{p0}$  と最大耐力  $q_{pmax}$  で規定される konder 型の双曲線関数とする (5.2.1 式)。 $K_{p0}$  と  $q_{pmax}$  の評価法の概念を図 5.2.2 と図 5.2.3 に示す。 $K_{p0}$  は steinbrenner の近似解<sup>5.8)</sup>を利用した(5.2.2)式により、 $q_{pmax}$  は2層地盤の支持力式<sup>5.13)</sup>を利用した(5.2.3)式によって算定する。(5.2.3)式に用いる粘土層の極限支持力  $q_c$  は  $6c$  ( $c$ : 粘土層の粘着力) とし、支持層の荷重分散角  $\theta$  は2章と3章で述べた遠心模型実験結果に基づき  $\tan^{-1}0.43$  (縦1:横0.43) とする。

$$q_p = \frac{S_p/D}{\frac{1}{K_{p0}} + \frac{1}{q_{pmax}} \cdot S_p/D} \quad (5.2.1)$$

$$K_{p0} = \frac{q_{p0}}{S_{p0}/D} = K_1 \cdot \frac{K_2}{K_3} = 1.26 \cdot K_1 \quad (5.2.2)$$

$$q_{pmax} = \left(1 + 2 \frac{H}{D} \tan^{-1} \theta\right)^2 \cdot q_c \quad (5.2.3)$$

ここで  $q_p$  : 先端荷重度  
 $S_p$  : 先端沈下  
 $D$  : 先端径  
 $q_{pmax}$  : 最大先端荷重度  
 $K_{p0}$  :  $q_p$  ～  $S_p/D$  関係上の初期剛性  
 $K_0$  : 杭先端以深地盤上の円形剛基礎の初期剛性  
 $K_1$  : 杭先端以深地盤上の面積等価な正方形柔基礎の初期剛性の steinbrenner の近似解による計算値

$$\begin{aligned}
K_1 &= q_1 / S_1 / D \\
&= \frac{1}{\left\{ \frac{I_s(H, \nu_s)}{E_s} + \frac{I_s(H_c, \nu_c) - I_s(H, \nu_c)}{E_c} \right\}} \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{2} \quad (5.2.4)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_s(H_i, \nu_i) &= (1 - \nu_i^2) \cdot F_{1i} + (1 - \nu_i - 2\nu_i^2) \cdot F_{2i} \\
F_{1i} &= \frac{1}{\pi} \left\{ \ln \frac{(1 + \sqrt{2})\sqrt{1 + d_i^2}}{1 + \sqrt{2 + d_i^2}} + \ln \frac{(1 + \sqrt{2})\sqrt{1 + d_i^2}}{1 + \sqrt{2 + d_i^2}} \right\} \\
F_{2i} &= \frac{d_i}{2\pi} \tan^{-1} \frac{l}{d_i \cdot \sqrt{d_i^2 + 2}} \\
d_i &= \frac{H_i}{\frac{\sqrt{\pi}D}{2}}
\end{aligned}$$

K<sub>2</sub>：半無限線形地盤上の直径 D の円形剛基礎の沈下剛性で下式による。

$$K_2 = \frac{E_s}{0.785 \cdot (1 - \nu_s^2) \cdot D} \quad (5.2.5)$$

K<sub>3</sub>：半無限線形地盤上の一辺長さ  $\frac{\sqrt{\pi}D}{2}$  の正方形柔基礎（剛性無視）の沈下剛性で下式による

$$K_3 = \frac{E_s}{1.12 \cdot (1 - \nu_s^2) \cdot \frac{\sqrt{\pi}D}{2}} \quad (5.2.6)$$

$$\therefore \frac{K_2}{K_3} = \frac{1.12 \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{2}}{0.785} = 1.26$$

q<sub>c</sub>：下部層（粘性土）の極限支持力で 6c とする。

（c：粘性土の粘着力）

θ：先端荷重分散角で tan<sup>-1</sup>0.43 とする。

（遠心模型実験結果）

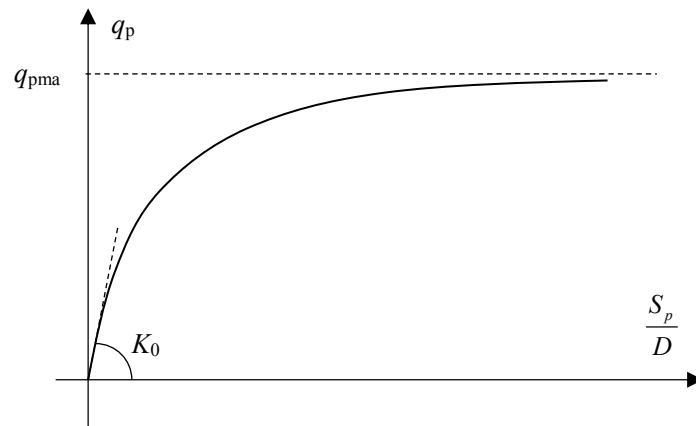


図 5.2.1  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価法

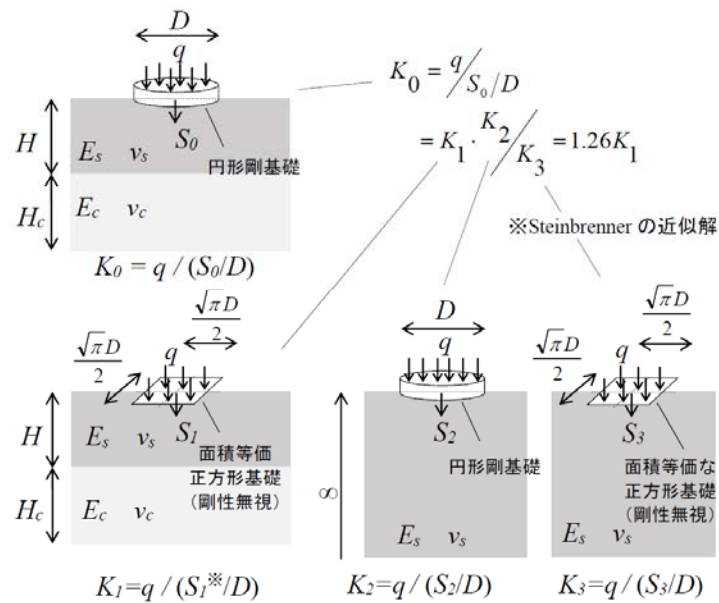


図 5.2.2  $K_{p0}$  の算定方法

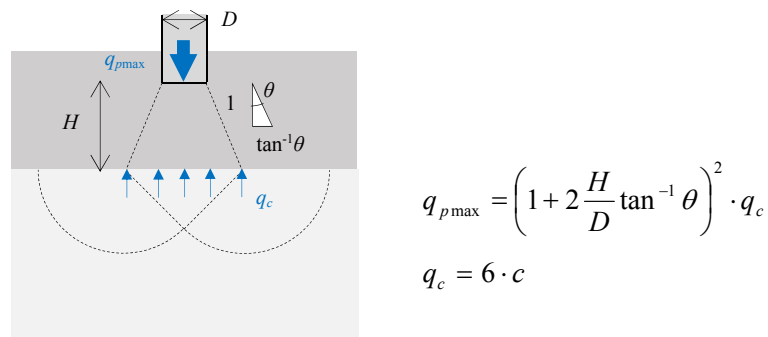


図 5.2.3  $q_{p\max}$  の算定方法

### 5.2.2 $q_{p0.1}$

設計上の終局先端支持力度  $q_{p0.1}$  の算定方法を図 5.2.4 に示す。 $q_{p0.1}$  は、(5.2.1)式の  $q_p \sim S_p/D$  関係上の  $S_p/D=0.1$  時の  $q_p$  として(5.2.7)式により評価する。

$$q_{p0.1} = \frac{0.1}{\frac{1}{K_{p0}} + \frac{0.1}{q_{p\max}}} \quad (5.2.7)$$

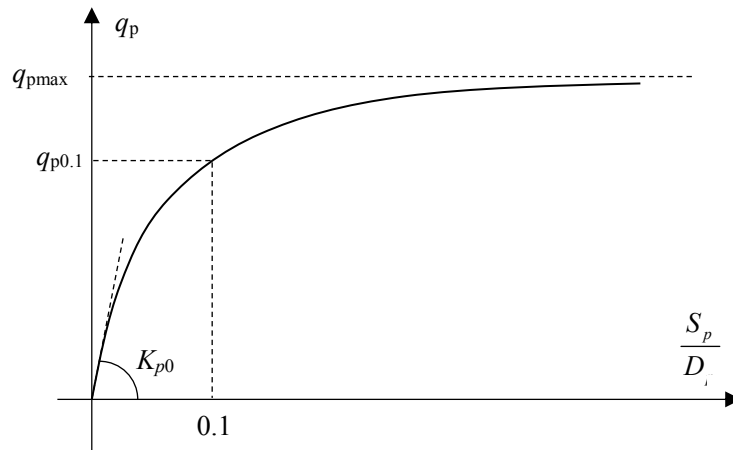


図 5.2.4  $q_{p0.1}$  の評価法

### 5.2.3 (H/D)<sub>min</sub>

提案する評価法の適用対象は、支持層が厚い場合に比べて  $q_{p0.1}$  が低下する範囲、すなわち支持層の有効層厚比  $H/D$  がある限界値  $(H/D)_{\min}$  より小さい範囲と考えられる（図 5.2.5 参照）。本論文では、 $(H/D)_{\min}$  の安全側（大きめ）の評価法を提案し、提案する評価法の適用対象を  $H/D < (H/D)_{\min}$  の範囲とする。換言すると、 $H/D$  が  $(H/D)_{\min}$  以上の範囲は、 $q_{p0.1}$  が支持層が厚い場合と同等と考えられ、本論文で扱う薄層支持の検討は不要と判断する。

$(H/D)_{\min}$  の算定方法を図 5.2.6 に示す<sup>5.10)</sup>。 $(H/D)_{\min}$  は支持層が厚い場合の  $q_{pu1}$  と薄い場合の  $q_{pu2}$ （ともに  $q_{p0.1}$  相当値）が等しくなるときの  $H/D$  として評価する。 $q_{pu1}$  はここでは基礎構造設計指針<sup>5.8)</sup>に示される(5.2.8)式により、 $q_{pu2}$  は 2 層地盤の支持力式 (5.2.9)式（ $\theta = \tan^{-1}0.3$ 、 $q_c = 6c$ ）<sup>5.9)</sup>により評価する。(5.2.9)式により得られる  $q_{pu2}$  は後述するように実験結果の概ね下限値に相当する。

$$q_{pu1} = \alpha \cdot N \quad (5.2.8)$$

$$q_{pu2} = \left(1 + 2 \frac{H}{D} \tan^{-1} \theta\right)^2 \cdot q_c \quad (5.2.9)$$

ここで、 $\alpha$ ：先端支持力係数とし、場所打ち杭の場合は 0.1、

埋込み杭の場合は  $0.2(\text{MN/m}^2)$

$\theta$ ：先端荷重の分散角で、 $\tan^{-1}0.3$ （縦 1：横 0.3）

$q_c$ ：粘土層の極限支持力で、 $6c = 6 \cdot q_u/2 = 3q_u$

（ $c$ ：粘着力、 $q_u$ ：一軸圧縮強さ）

$q_{pu1}$  と  $q_{pu2}$  が等しいときの  $(H/D)_{\min}$  を導出すると、場所打ち杭と埋込み杭についてそれぞれ (5.2.10)式、(5.2.11)式のように表される。

$$\left(\frac{H}{D}\right)_{\min} = \frac{\sqrt{\frac{0.1N}{3q_u}} - 1}{0.6} = 0.304 \sqrt{\frac{N}{q_u}} - 1.67 \quad \text{： 場所打ち杭} \quad (5.2.10)$$

$$\left(\frac{H}{D}\right)_{\min} = \frac{\sqrt{\frac{0.2N}{3q_u}} - 1}{0.6} = 0.430 \sqrt{\frac{N}{q_u}} - 1.67 \quad \text{： 埋込み杭} \quad (5.2.11)$$

場所打ち杭に対する  $(H/D)_{\min}$  の計算結果を図 5.2.7 に示す。支持層の  $N$  値を 25、50、75、下部層の  $q_u$  を  $0.1 \sim 0.5 \text{MN/m}^2$ （0.1 刻み）とする場合の  $(H/D)_{\min}$  の評価結果を○印でプロットしている。また横軸に  $q_u$ 、縦軸に支持層の  $N$  値をとり、これらに対応する  $(H/D)_{\min}$  を示したチャート図を図 5.2.8 に示す。例えば、支持層の  $N$  値が 50、粘土層の  $q_u$  が  $0.3 \text{MN/m}^2$  である場合の(5.2.10)式による  $(H/D)_{\min}$  の計算結果は、

$$\left(\frac{H}{D}\right)_{\min} = 0.304\sqrt{\frac{50}{0.3}} - 1.67 = 2.25$$

となり（図 5.2.8 も参照）、 $H/D$  が 2.25 より小さい場合が提案する評価法の適用対象と判断される。

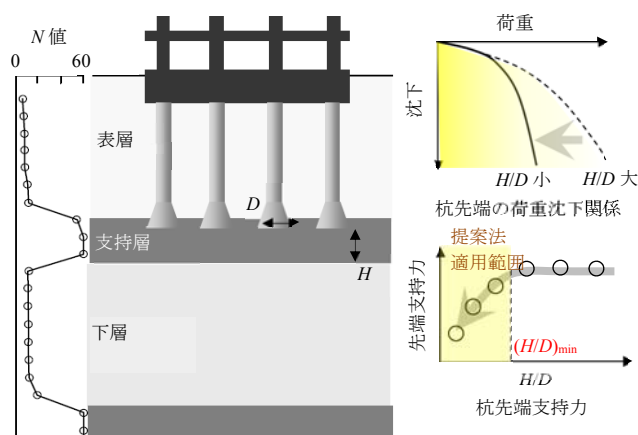


図 5.2.5 提案する評価法の適用範囲（ $H/D \leq (H/D)_{\min}$ ）

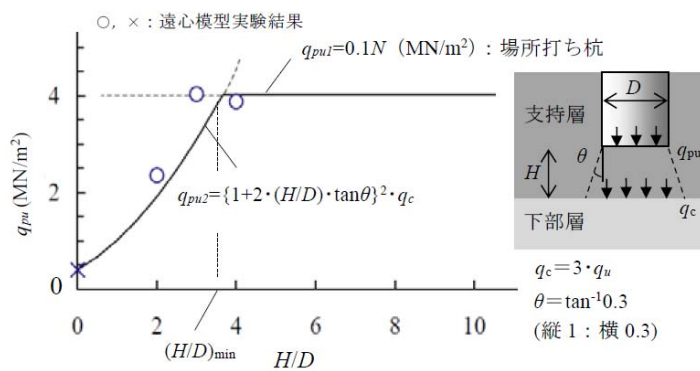


図 5.2.6  $(H/D)_{\min}$  の算定方法（場所打ち杭の場合）



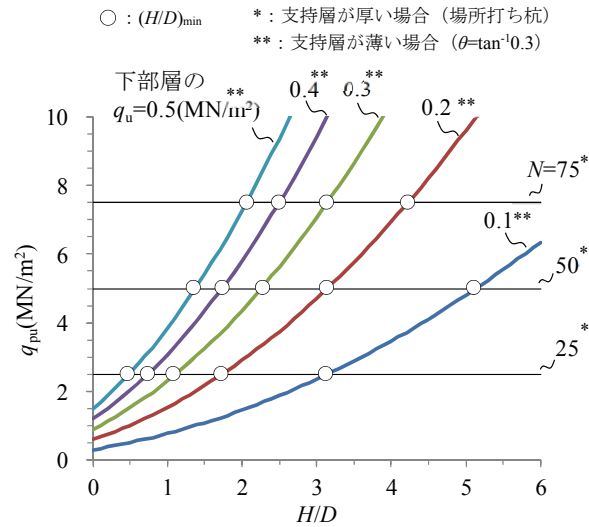


図 5.2.7  $(H/D)_{\min}$  の計算結果 (場所打ち杭の場合)

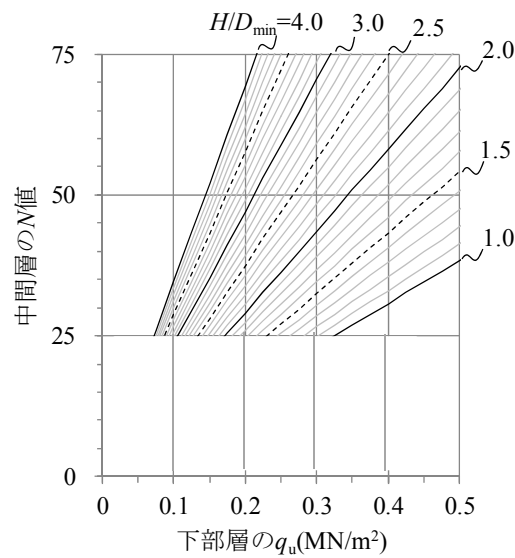


図 5.2.8 場所打ち杭の  $(H/D)_{\min}$  のチャート図

#### 5.2.4 FEM 解析方法

杭先端以深の範囲の地盤を軸対称要素に置換し、地盤の非線形特性を Mohr-Coulomb の降伏基準と非関連流れ則 (ダイレイタンス角  $0^\circ$ ) にて与える FEM 解析によって、密な支持層と粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端荷重沈下関係を予測する手法を提案する。解析方法の詳細は 4 章を参照する。地盤定数の設定方法は 5.2.1 に述べた  $q_p \sim S_p/D$  関係の双曲線モデルを利用した評価法と同様とし、砂質土のせん断抵抗角  $\phi$  は室内土質試験結果に基づき拘束圧依存性を考慮して  $30^\circ$  とする (4 章参照)。

## 5.2.4 評価に用いる地盤情報

評価に用いる情報を表 5.2.1 に示す。先端径  $D$ （または根固め径）と下端深さ、支持層の  $N$  値と有効支持層厚  $H$ 、粘土層のせん断強度（ $c$  または  $q_u/2$ ）と層厚の計 7 つが必要な情報である。これらは設計図書、ボーリング調査結果（ $N$  値）と粘土層の室内土質試験結果から得られる。 $K_{p0}$  に関係する支持層の変形係数は  $V_s$  と密度から算定するが、PS 検層結果が得られていない場合は(5.2.12)式と表 5.2.1 中に示す数値を用いて、 $N$  値と土質から推定することが可能と考えられる。

表 5.2.1 評価に必要な情報

分類	No.	評価に用いる情報	影響対象	参考資料	付記
杭	1	先端径 $D$	$H/D$ 、 $(H/D)_{min}$ 、 $q_{pmax}$ 、 $K_{p0}$	設計図書	
	2	下端深さ	$H$ 、 $\sigma_v'$	設計図書	
		杭種	全般	設計図書	
支持層	4	$N$ 値	$(H/D)_{min}$ 、 $K_{p0}$	ボーリング調査結果	
	5	有効支持層厚 $H$	$H/D$ 、 $(H/D)_{min}$ 、 $q_{pmax}$ 、 $K_{p0}$	ボーリング調査結果	
		$V_s$	$K_{p0}$	PS検層結果	$N$ 値より推定可
		密度 ( $g/cm^3$ )	$K_{p0}$	PS検層結果	土質より推定可 ・砂質土 1.8 ・砂礫 1.9
		ポアソン比 $\nu_s$	$K_{p0}$		0.333と仮定
粘土層	6	せん断強度 $c$ or $q_u/2$	$(H/D)_{min}$ 、 $q_{pmax}$ 、 $K_{p0}$	室内土質試験	
	7	層厚 $H_c$	$K_{p0}$	ボーリング調査結果	
		ポアソン比 $\nu_c$	$K_{p0}$		0.429と仮定

※灰塗は、検討に用いるものの、他の情報により推定等が可能なもの。

$$\left\{ \begin{array}{l} V_s = 80.6 \cdot N^{0.331} : \text{支持層が沖積層の場合} \\ V_s = 97.2 \cdot N^{0.323} : \text{支持層が洪積層の場合} \end{array} \right. \quad (5.2.12)$$

### 5.3 提案する評価法の検証

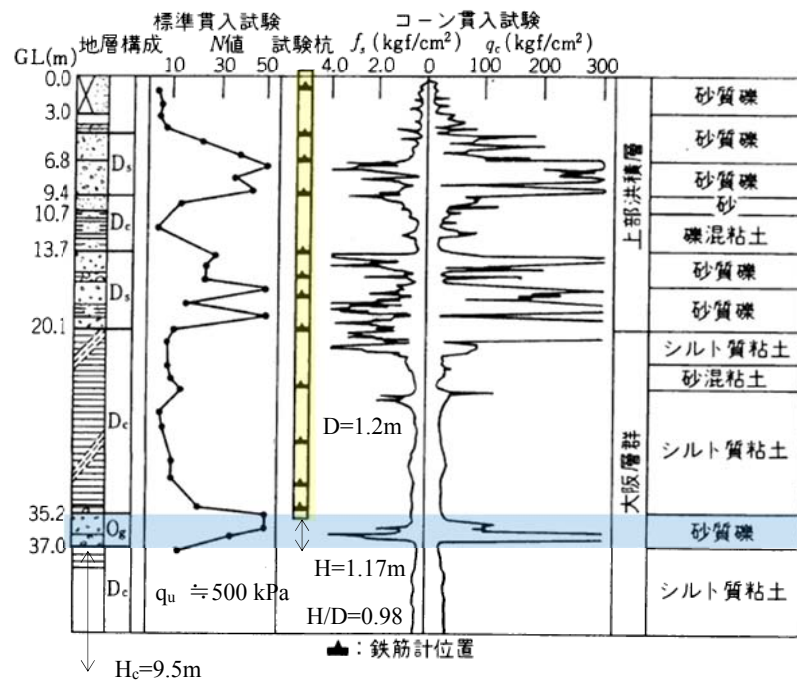
#### 5.3.1 検討対象

提案する評価法の妥当性を検証するために、 $q_p \sim S_p/D$  関係および  $q_{p0.1}$  の実杭の載荷試験結果と評価結果の比較を行う。検討対象を表 5.3.1 に示す。 $S_p/D$  が 0.04 以上となるまでの  $q_p \sim S_p/D$  関係と、評価に必要な地盤情報が得られている 4 例（No.5 は参考）である。No.1 と No.2 が場所打ち杭、No.3 と No.4 が埋込み杭と鋼管ソイルセメント杭（以後、埋込み杭等）であり、 $H/D$  は 0.8～2.8、杭下端深さは 28.3～37.0m（対応する  $\sigma_v'$  は 245～285kPa）の範囲にある。各杭の概要と先端荷重沈下関係の実験結果を図 5.3.1～5.3.6 に示す。実験結果の先端荷重は、杭先端（最下部）のひずみ計測結果の換算値とする。

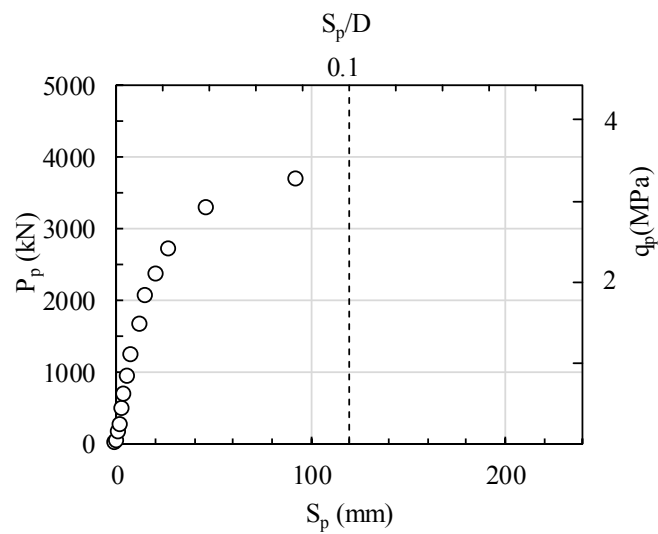
表 5.3.1 検討対象

No.	名称	杭種	先端 径 <sup>1)</sup>	杭下 端 GL-m	$H/D$	$q_u$ kPa	$\sigma_v'$ <sup>4)</sup> kPa	$N$ 値	推定 $V_s$ m/s	文 献
1	脇浜杭	場所打ち杭	1.2	35.8	1.0	500	285	95	423	5.1
2	安治川杭		2.0	37.0	2.8	270 <sup>2)</sup>	270	99	428	5.2
3	中堀 鋼管杭	埋込み杭	1.15 <sup>3)</sup>	28.3	0.8	235	245	60 以上	365 以上	5.3
4	HYSC 杭	鋼管ソイル セメント杭	1.2	35.5	1.4	428	254	79	399	5.4
5 参考	TKR 杭	場所打ち杭	1.7	15.0	3.1	321	166	50 以上	344 以上	5.5

1) 軸径、有効径、根固め径のいずれか大きい数値、2) 文献 5.6 参照、3) 文献 5.7 参照、4) 杭下端深さ相当

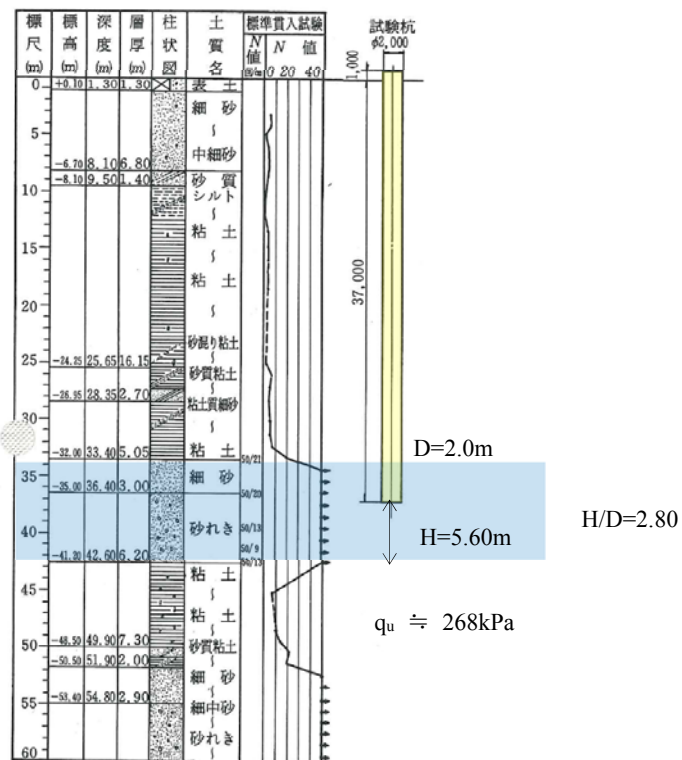


(a) 地盤と杭

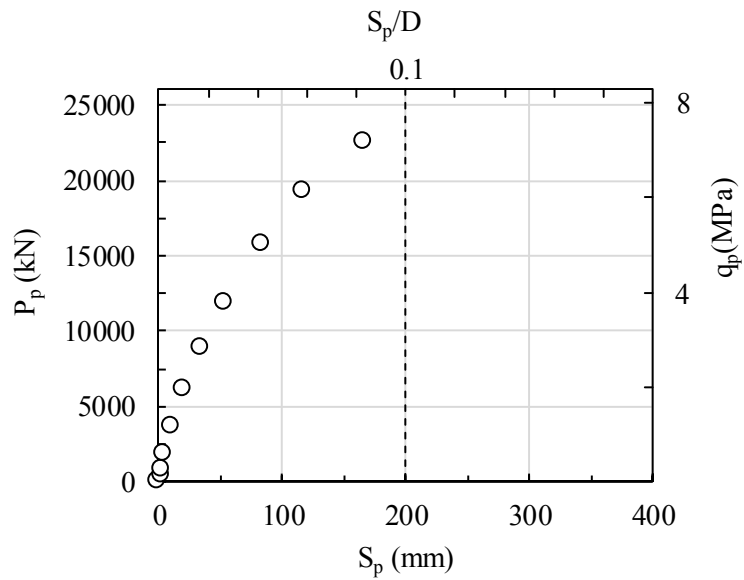


(b) 主な試験結果

図 5.3.1 No.1 (場所打ち杭) の試験結果概要

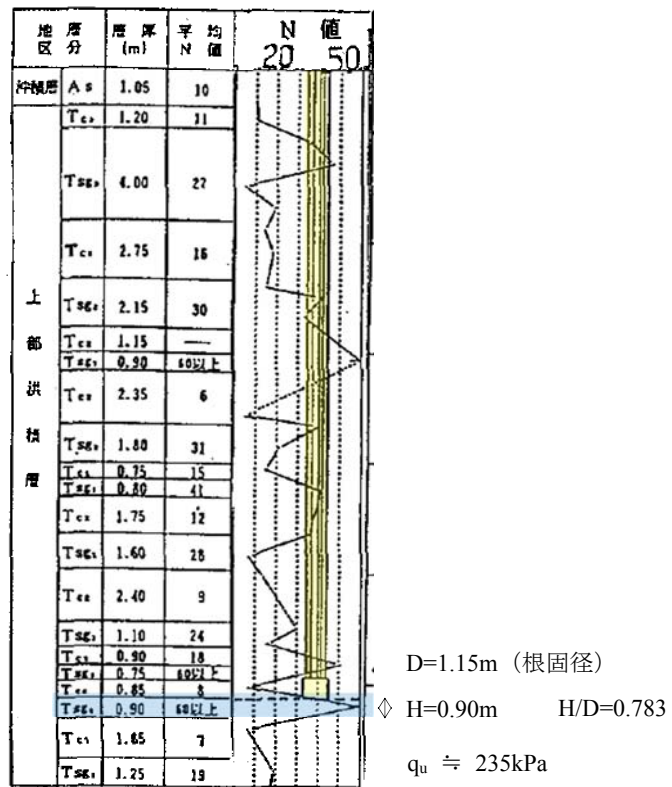


(a) 主な試験結果

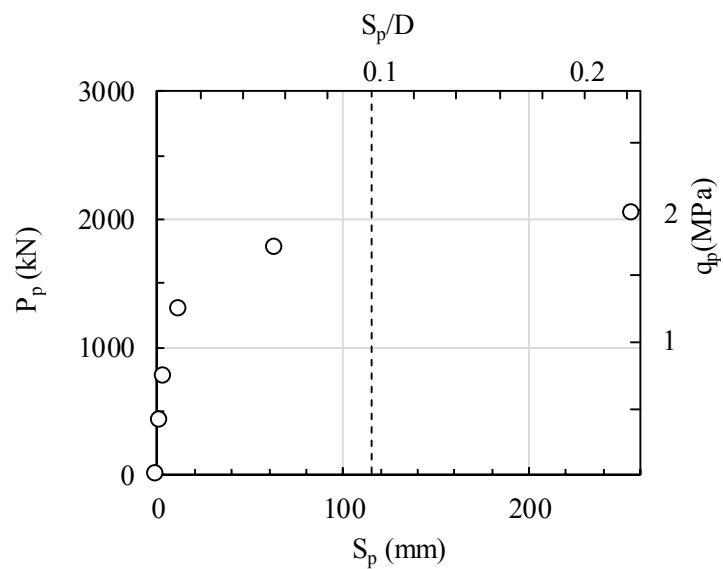


(b) 主な試験結果

図 5.3.2 No.2 (場所打ち杭) の試験結果概要

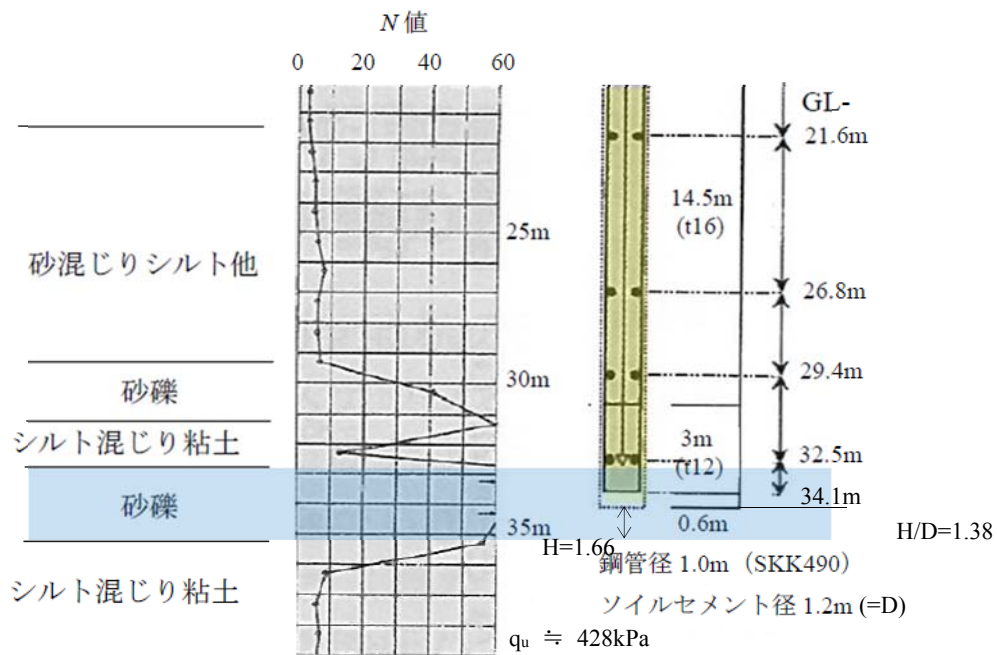


(a) 杭と地盤

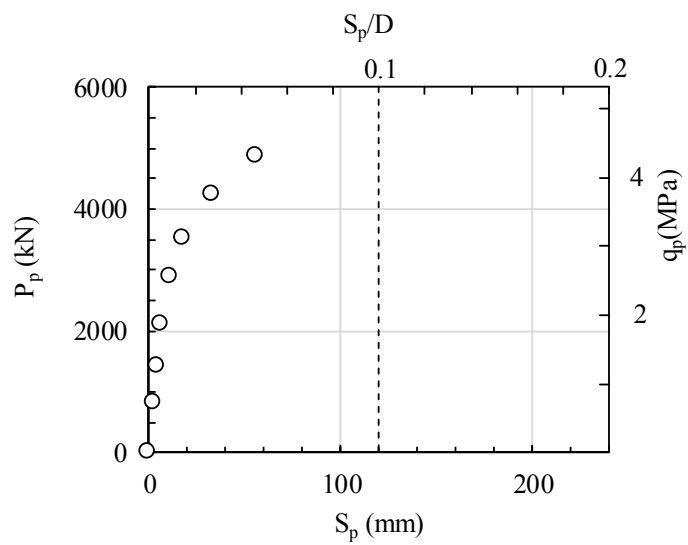


(b) 主な試験結果

図 5.3.3 No.3 (中掘鋼管杭) の試験結果概要



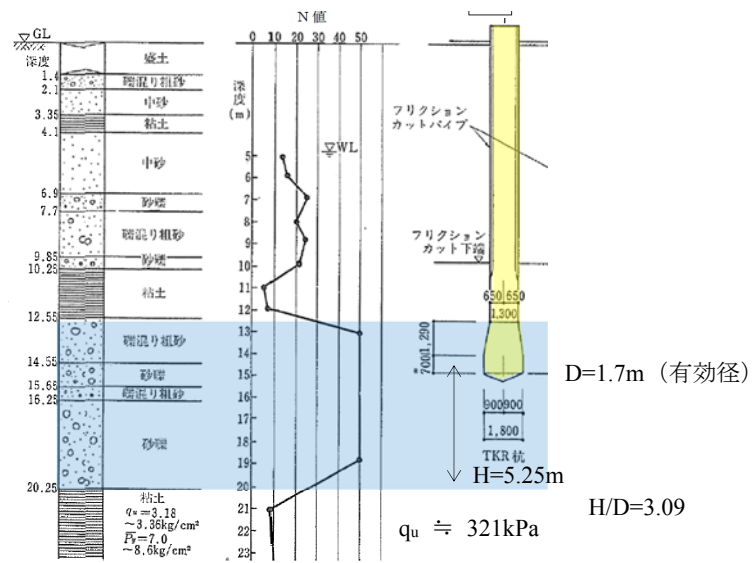
(a) 杭と地盤



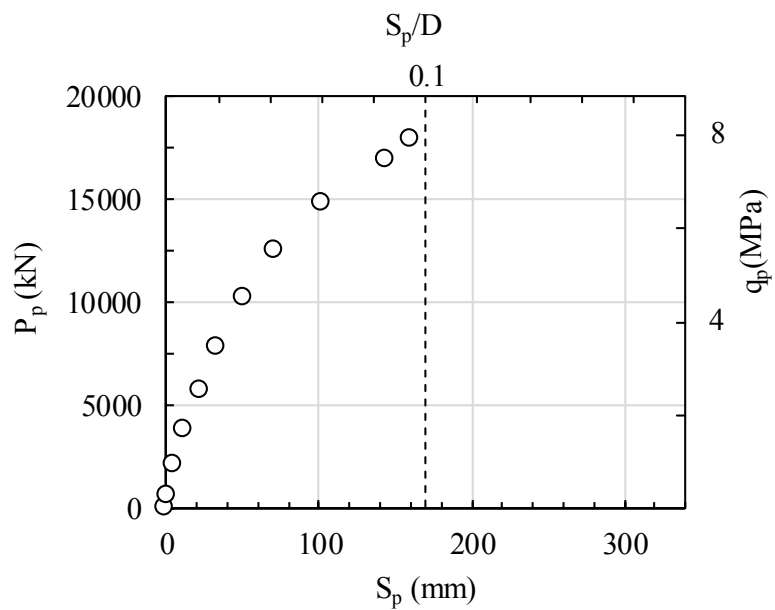
(b) 主な試験結果

図 5.3.4 No.4 (鋼管ソイルセメント杭) の試験結果概要





(a) 地盤と杭



(b) 主な試験結果

図 5.3.5 参考 : No.5 (場所打ち拡底杭) の試験結果概要

### 5.3.2 評価結果

#### (1) $(H/D)_{\min}$

$(H/D)_{\min}$  の評価結果と  $H/D$  の比較を表 5.3.2 に示す。場所打ち杭の No.1 と No.2 は、 $H/D$  (同 1、2.8) が  $H/D_{\min}$  (それぞれ 2.05、3.40) より小さくなり、薄層支持の検討を要するケースと判断される。埋込み杭等の No.3 と No.4 も同様である。一方、場所打ち杭の No.5 は、 $H/D$  (3.1) が  $H/D_{\min}$  (2.13) より大きくなり、薄層支持の検討を要さない（支持層の強度・変形特性が支配的な）ケースと考えられる。以降、No.5 の評価結果は参考として示す。

表 5.3.2  $(H/D)_{\min}$  の評価結果

杭 No.	杭種	H/D	$(H/D)_{\min}$ 計算結果 <sup>1)</sup>	判定 <sup>2)</sup>	備考
1	場所打ち杭	1.0	< 2.05	要	N=95→75, $q_u=0.5\text{MPa}$
2		2.8	< 3.40	要	N=99→75, $q_u=0.27\text{MPa}$
3	埋込み杭等	0.8	< 5.20	要	N=60, $q_u=0.235\text{MPa}$
4		1.4	< 3.42	要	N=79→60, $q_u=0.428\text{MPa}$
5 参考	場所打ち杭	3.1	> 2.13	否	N=50, $q_u=0.32\text{MPa}$

1) 5.2.12 式、5.2.13 式による、2) 「要」：薄層支持の検討を要する、「否」：薄層支持の検討は不要

#### (2) $K_{p0}$

No.1～No.4 の  $K_{p0}$  の計算結果（5.2.1 式）を表 5.3.3 に示す（No.5 は参考）。

表 5.3.3  $K_{p0}$  の計算結果

No.	Pile		Sand			Clay		$K_{p0}$ MPa	Ref.	
	D	H	$V_s$	$\gamma_s$	$E_s$	$H_c$	$E_c$		Ss : Sc	$E_s/E_c$
	m	m	m/s	kN/m <sup>3</sup>	MPa	m	MPa			
1	1.2	1.17	423 (94.7) <sup>2)</sup>	19.0	924	9.5	50.0	188	8 : 92	18.5
2	2.0	5.60	428 (98.7)	19.0	946	9.3	27.0	324	21 : 79	35.0
3	1.15	0.90	365 (60)	18.0	651	1.85 <sup>2)</sup>	23.5	109	6 : 94	27.7
4	1.2	1.66	399 (79)	19.0	822	<u>5.0</u>	42.8	232	14 : 84	19.2
5 参考	1.7	5.25	344 (50)	19.0	611	<u>8.5</u> <sup>1)</sup>	32.1	352	35 : 65	19.0

1) 下線：仮定、2) ()内は N 値

(3)  $q_{pmax}$

No.1～No.4 の  $q_{pmax}$  の計算結果 (5.2.3 式、 $\theta = \tan^{-1}0.43$ 、 $q_c = 6c$ ) を表 5.3.4 に示す (No.5 は参考)。

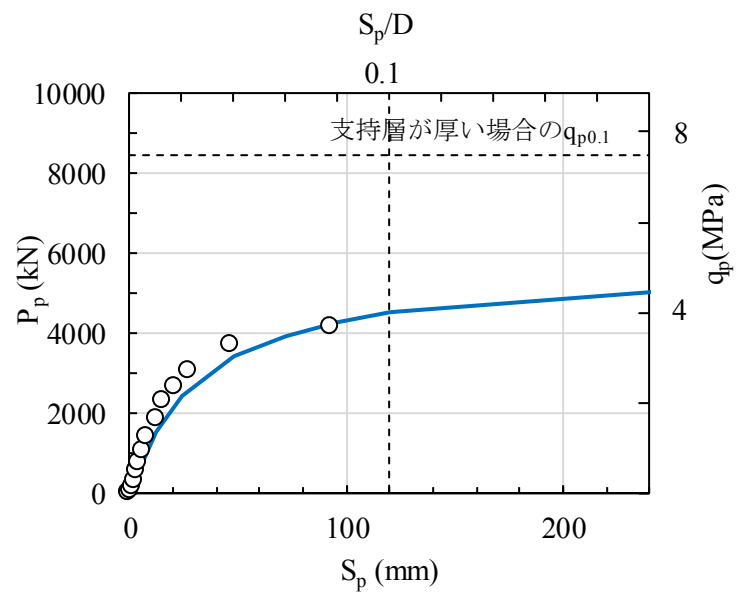
表 5.3.4  $q_{pmax}$  の計算結果

No.	H/D	$\sigma_v'$ kPa	N 値	$\theta$	c, $q_u/2$ kPa	$q_c$ MPa	$q_{pmax}$ MPa
1	0.975	285	94.7 > 40	$\tan^{-1}0.43$	250	1.50	5.07
2	2.80	270	98.7 > 40		135	0.810	9.41
3	0.783	245	60 > 40		117	0.702	1.97
4	1.38	254	79 > 40		214	1.28	6.14
5	3.09	166	50 > 40	$\tan^{-1}0.43$	160	0.960	12.8

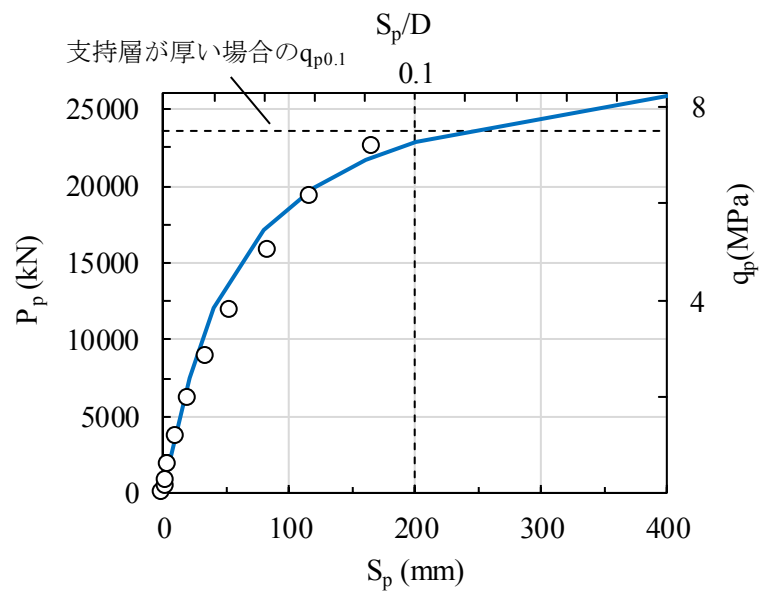
(4)  $q_p \sim S_p/D$  関係

(5.2.1)式による  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価結果と実験結果の比較を図 5.3.6～図 5.3.7 に示す。図 5.3.6 は場所打ち杭 (No.1、No.2)、図 5.3.7 は埋込み杭等 (No.3、No.4) についての比較である。図より、評価結果はいずれも実験結果と概ね対応している。ただし、埋込み杭等の評価結果は初期剛性と最大耐力がやや小さい傾向がある。この要因として、先端根固め部の摩擦抵抗を考慮してないことが挙げられるが、(5.2.1)式によって安全側に評価されていると考えられる。

参考として、No.5 の場所打ち杭の比較を図 5.3.8 に示す。評価結果は、初期剛性は概ね対応するものの、 $S_p/D$  の増加に伴い、 $q_p$  を過大評価するようになる。前述の通り、 $H/D$  が  $(H/D)_{min}$  より大きい場合には、支持層内の破壊が支配的になり、妥当な評価結果が得られないことを示唆している。

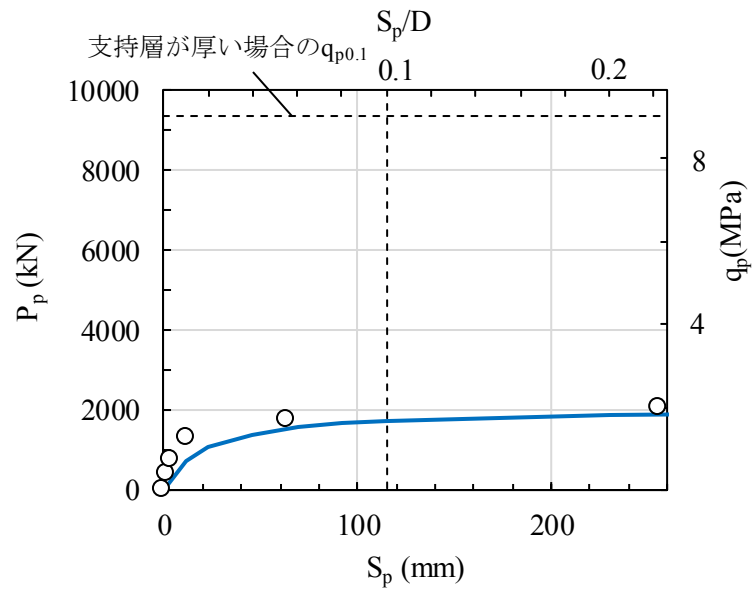


(a) No.1 (脇浜場所打ち杭,  $D=1.2\text{m}$ ,  $H/D=0.975$ )

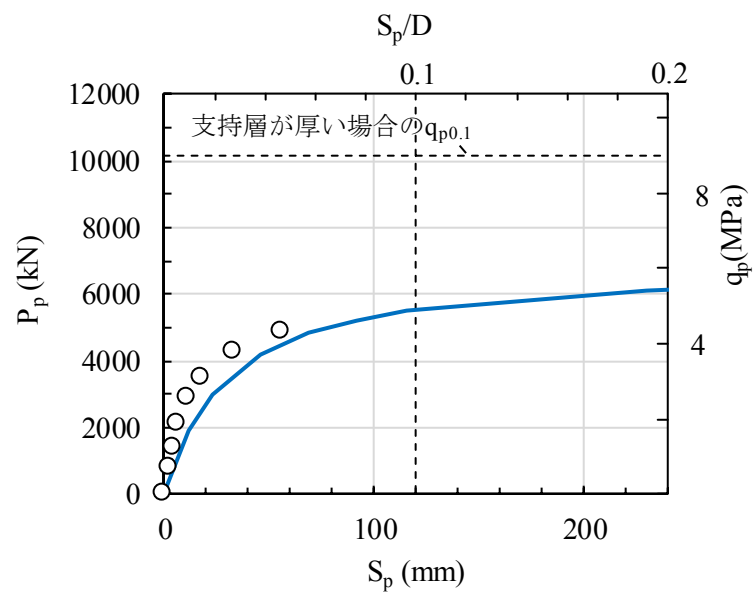


(b) No.2 (安治川場所打ち杭,  $D=2.0\text{m}$ ,  $H/D=2.8$ )

図 5.3.6 評価結果と実験結果の比較その 1

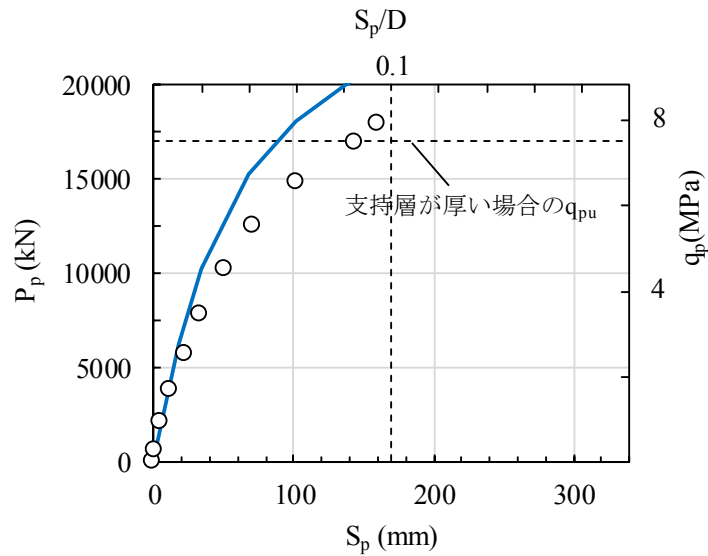


(c) No.3 (中掘鋼管杭,  $D=1.15\text{m}$ ,  $H/D=0.783$ )



(d) No.4 (HYSC 杭,  $D=1.2\text{m}$ ,  $H/D=1.4$ )

図 5.3.7 評価結果と実験結果の比較その 2



(e) No.5 (TKR 場所打ち拡底杭, D=1.7m, H/D=3.09)

図 5.3.8 評価結果と実験結果の比較その 3 (参考)

(5)  $q_{p0.1}$

(5.2.7)式による  $q_{p0.1}$  の評価結果と実験結果の比較を表 5.3.4 に示す。実験結果は、先端荷重沈下関係をワイブル分布によって近似し、 $S_p/D=0.1$  時の数値を求めたものである。表中には、従来法として(5.2.9)式による評価結果 ( $\theta=\tan^{-1}0.3$ ,  $q_c=6c$ ) を併記している。(5.2.9)式は鉄道分野<sup>5.9)</sup>にて実績があり、文献 5.10 でも示されている。表より、実験結果の評価結果に対する比は、従来法は 0.99~1.29 (平均 1.15) となり概ね安全側の評価となるのに対し、提案法 (5.2.7 式) は 0.94~1.12 (平均 1.01) となり従来法より実験結果に近い評価となることが確認できる。

表 5.3.4  $q_{p0.1}$  の評価結果

杭	実験結果 MPa	評価結果		比率 (実験/評価)		付記	
		提案法 5.2.7式 MPa	従来法 5.2.9式 MPa	提案法 5.2.7式	従来法 5.2.9式	杭種	H/D
1	3.73	3.99	3.77	0.94	0.99	場所 打ち杭	0.975
2	7.53	7.29	5.82	1.03	1.29		2.80
3	1.86	1.67	1.52	1.12	1.23	埋込杭 等	0.783
4	4.71	4.86	4.29	0.97	1.10		1.38

※実杭 4 例の平均比率は提案法が 1.01、従来法が 1.15

この実杭 4 例に、2 章と 3 章で述べた模型杭 5 例 ( $H/D=1\sim 2$ ) を加えた 9 例についての  $q_{p0.1}$  の実験結果と評価結果の比較 (提案法と従来法) を図 5.3.9、図 5.3.10 に示す。図より、提案法は、評価結果に対する実験結果の比の平均が 1.02、変動係数が 7% となり、従来法 (平均 1.16、変動係数 8%) に比較して精度が向上することが分かる。支持層が厚い場合の  $q_{p0.1}$  の評価式<sup>5.8)</sup> (5.2.8 式) の変動係数は 29.2~29.8% とばらつきが大きいのに対し、提案法はデータ数がやや少ないものの、変動係数が小さく良好な精度を有していると考えられる。

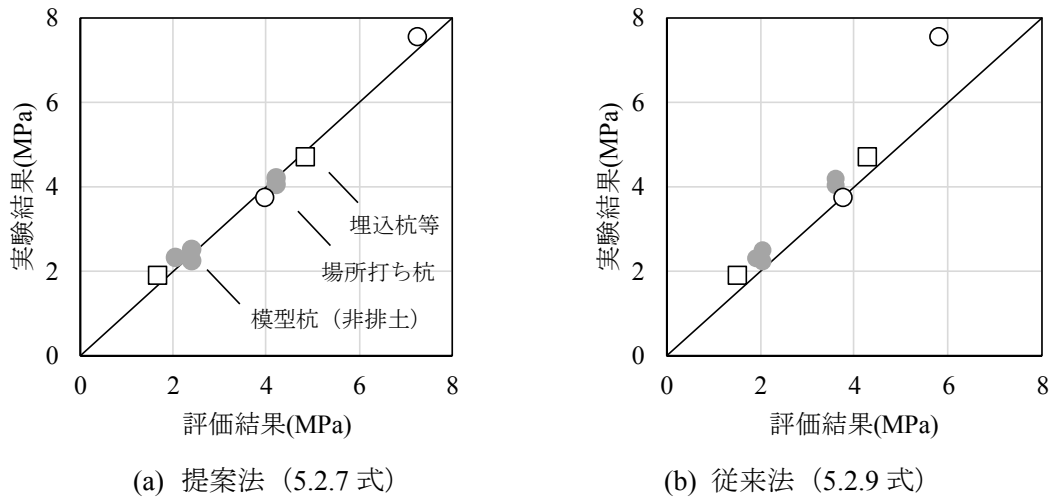


図 5.3.9  $q_{p0.1}$  の実験結果と評価結果の比較

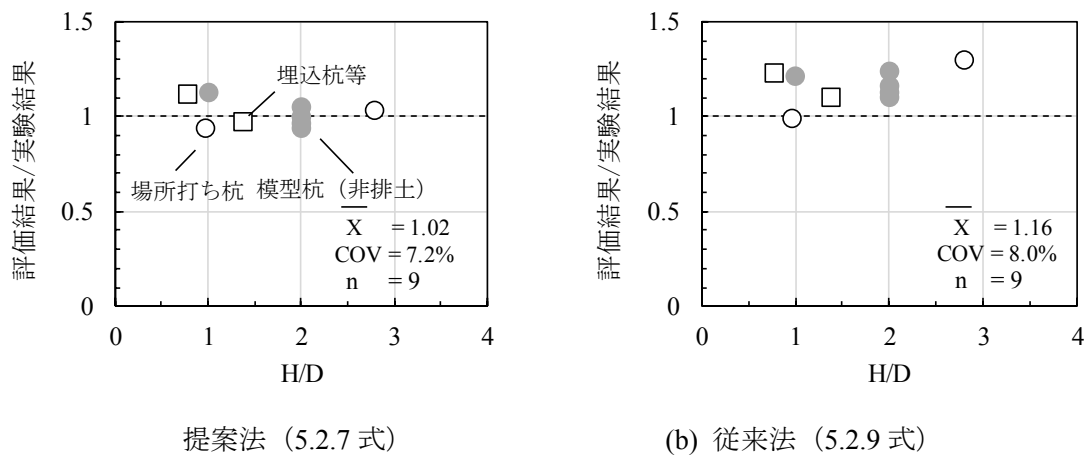


図 5.3.10  $q_{p0.1}$  の実験結果の評価結果に対する比



(5)  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価結果の提案法と従来法の比較

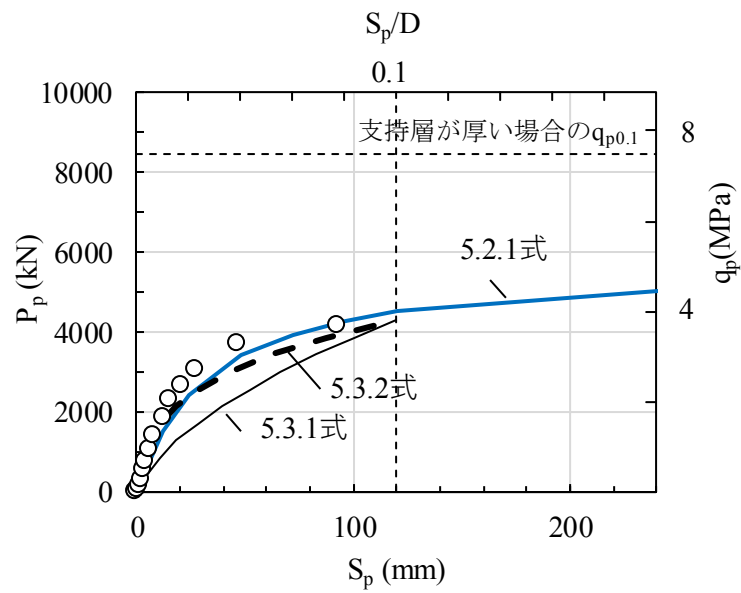
薄層支持杭についての  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価法の提案はないが、支持層が厚く、砂質地盤である場合について、基礎構造設計指針<sup>5.8)</sup>に模型杭と実杭の実験結果の平均曲線に相当する(5.3.1)式が示されている。一方、文献 5.11 には、先端載荷試験結果の平均曲線 (5.3.2) 式が示されている。また、文献 5.12 には、埋込み杭に対する平均曲線 (5.3.3) 式が示されている。ここでは、従来法として場所打ち杭は(5.3.1)式と (5.3.2) 式の計算結果を、埋込み杭は(5.3.3)式の計算結果を比較として示す。いずれも  $S_p/D=0.1$  時の  $q_{p0.1}$  は、(5.2.9)式の計算結果 (表 5.3.4 参照) を用いる。

$$\frac{S_p}{D} \bigg/ 0.1 = 0.3 \cdot \frac{q_p}{q_{p0.1}} + 0.7 \cdot \left( \frac{q_p}{q_{p0.1}} \right)^2 \quad : \text{場所打ち杭} \quad (5.3.1)$$

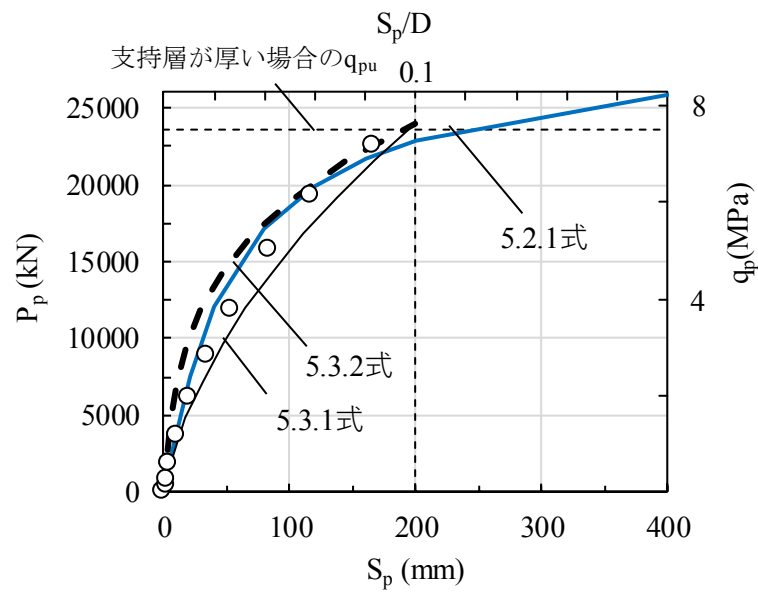
$$\frac{S_p}{D} \bigg/ 0.1 = 0.12 \cdot \frac{q_p}{q_{p0.1}} + 0.88 \cdot \left( \frac{q_p}{q_{p0.1}} \right)^{3.3} \quad : \text{場所打ち杭} \quad (5.3.2)$$

$$\frac{S_p}{D} \bigg/ 0.1 = 0.20 \cdot \frac{q_p}{q_{p0.1}} + 0.80 \cdot \left( \frac{q_p}{q_{p0.1}} \right)^{4.0} \quad : \text{埋込み杭} \quad (5.3.3)$$

図 5.3.10、図 5.3.11 に  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価結果の提案法と従来法の比較を示す。いずれの場合も、従来法に比べて、提案法 (青線) の方が妥当な評価結果を与えていることが分かる。

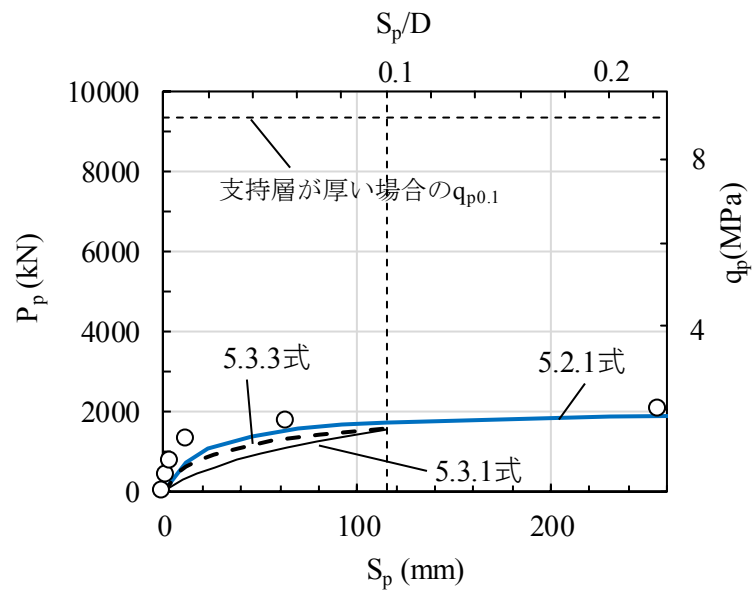


(a) No.1 杭（場所打ち杭,  $D=1.2\text{m}$ ,  $H/D=0.975$ ）

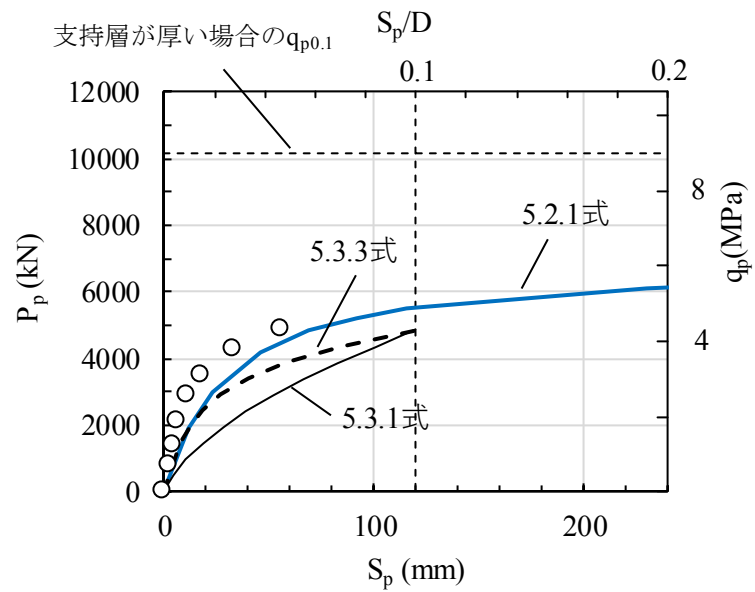


(b) No.2 杭（場所打ち杭,  $D=2.0\text{m}$ ,  $H/D=2.8$ ）

図 5.3.11  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価結果の提案法と従来法の比較その 1（場所打ち杭）



(a) No.3 杭

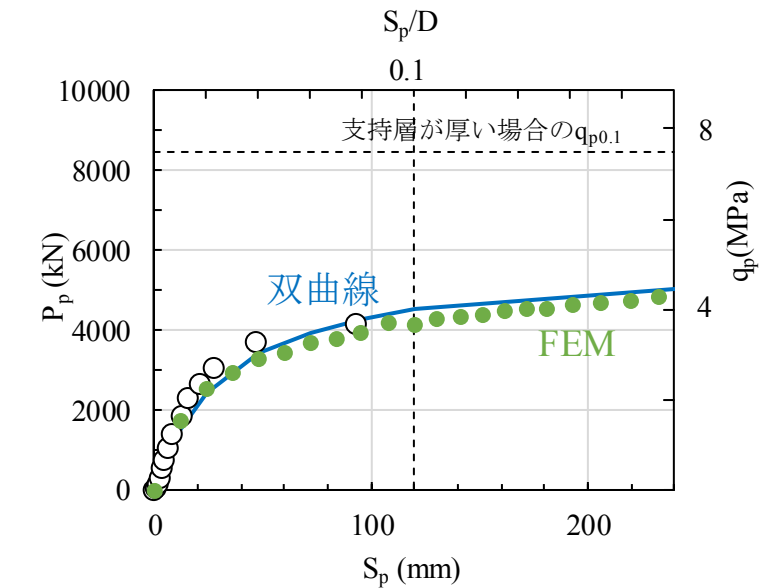


(b) No.4 杭

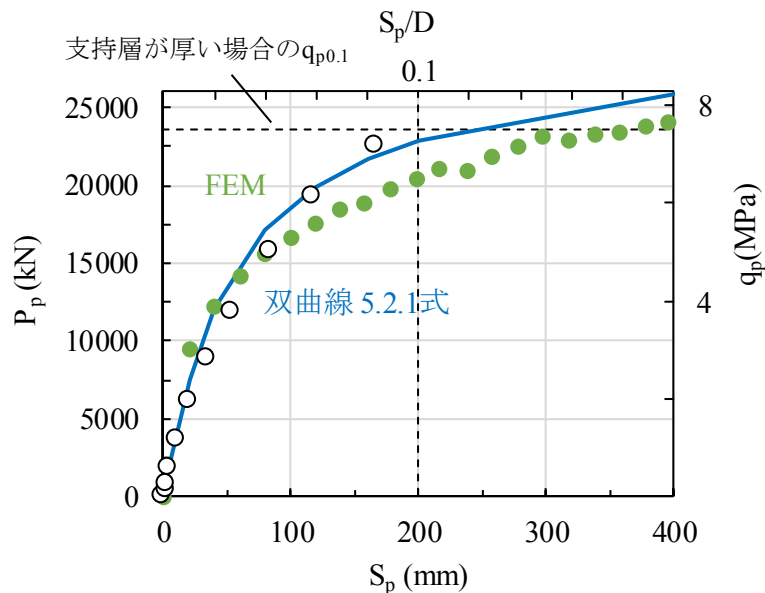
図 5.3.12  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価結果の提案法と従来法の比較その 2 (埋込み杭等)

#### (6) FEM 解析結果と実験結果の比較

図 5.3.13～5.3.14 に FEM 解析結果と実験結果の比較を示す。解析結果は実験結果と概ね対応している。No.4（埋込み杭等）は、荷重がやや小さく、根固め部の摩擦を考慮していないことが影響している可能性があるが、FEM 解析によって安全側の評価が得られている。この FEM 解析と提案する評価法（双曲線）の両方の評価を行うことによって、評価結果の検証が可能と考えられる。

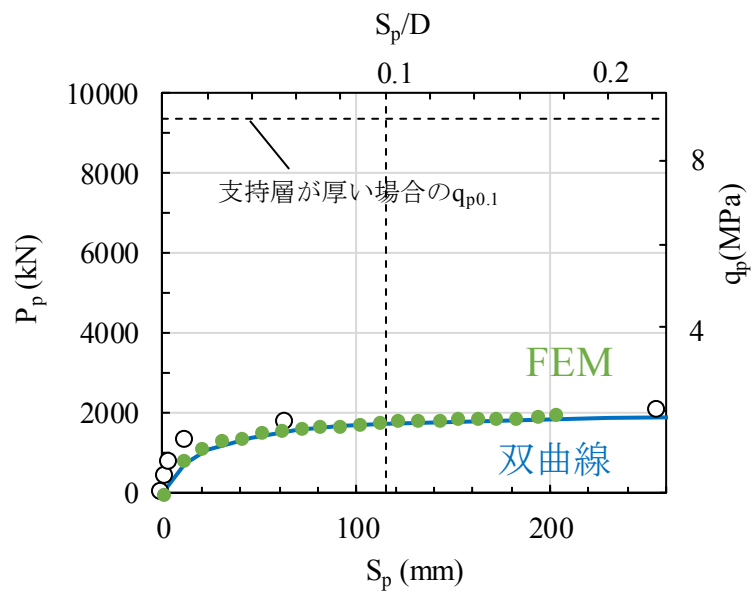


(a) No.1 杭（場所打ち杭,  $D=1.2\text{m}$ ,  $H/D=0.975$ ）

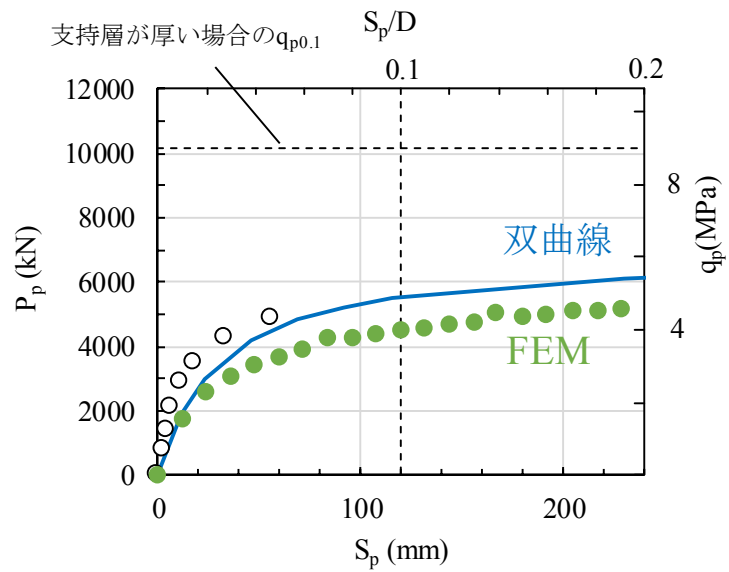


(b) No.2 杭（場所打ち杭,  $D=2.0\text{m}$ ,  $H/D=2.8$ ）

図 5.3.13  $q_p \sim S_p/D$  関係の FEM 解析結果と実験結果の比較その 1（場所打ち杭）



(a) No.3 (中掘鋼管杭,  $D=1.15\text{m}$ ,  $H/D=0.783$ )



(b) No.4 (HYSC 杭,  $D=1.2\text{m}$ ,  $H/D=1.4$ )

図 5.3.14  $q_p \sim S_p/D$  関係の FEM 解析結果と実験結果の比較その 2 (埋込み杭等)

### 5.3.3 適用範囲

提案する評価法の適用性が確認された地盤条件の実験範囲を表 5.3.5 に示す。ここで、遠心実験結果の N 値は、相対密度と平均有効拘束圧との関係を表す (5.3.4) 式による推定値を用いた。N 値が 28～99、杭先端の有効上載圧が 150～346kPa、H/D が 0.8～2.8 ( $\leq (H/D)_{\min}$ )、粘性土層の一軸圧縮強さが 140～500kPa、砂質土と粘性土の変形係数比  $E_s/E_c$  が 15.9～35.0 である。粘性土層はいずれも過圧密状態である。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_c' / 98.1 + 0.7}} \quad (5.3.4)$$

ここで、 $D_r$ ：相対密度

N：N 値

$\sigma_c'$  (kPa)：平均有効拘束圧で下式による。

$$\sigma_c' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma_v'$$

$\sigma_v'$ ：有効上載圧、 $K_0$ ：静止土圧係数（砂質土は 0.5 と仮定）

表 5.3.5 提案する評価法の適用性を確認した地盤条件の範囲

	有効上載圧 $\sigma_v'$ kPa	N 値	H/D	粘土層の 一軸圧縮強さ $q_u$ kPa	$E_s/E_c$
2 章の遠心実験	150	28.2*	2	140～151	16.5～17.2
3 章の遠心実験	336～346	51.2～52.4*	2	248	15.9～16.1
5 章の実杭載荷試験	245～285	60～99	0.8～2.8	235～500	18.5～35.0

※ $D_r$  と  $\sigma_v'$  から 5.3.4 式により推定

上記の実験では長期載荷は行っていない、クリープの影響は直接的には検討していない。建築基礎構造設計指針<sup>5.8)</sup>には、杭頭荷重が極限支持力※<sup>1</sup>の 2/3（第一限界荷重※<sup>2</sup>相当）を超えると地盤のクリープ変形が進行し残留沈下も増大すること、それに達しなければ、杭基礎の残留沈下が小さく、繰返し荷重による沈下量の増加も小さな範囲に留まる（損傷限界状態に至らない）ことが書かれている。このことから、提案する評価法を設計に用いる場合には、損傷限界時の杭頭荷重が極限支持力の 2/3 を超えない範囲で適用する必要があると考えられる。また本評価法は、砂質土層と粘性土層の分布が一定でない場合については検討していないため、これが概ね一定となる場合に適用するものとする。

※<sup>1</sup> 設計上の終局支持力（ $S_p/D=0.1$  時）で、先端支持力と周面抵抗力の和。

※<sup>2</sup> 載荷試験結果の杭頭荷重沈下関係（両対数目盛表示）の明瞭な折れ点に対応

## 5.4 まとめ

本章では、砂質土－粘性土の2層地盤に支持される杭の先端荷重  $q_p$  ～沈下比  $S_p/D$  関係を双曲線関数によって近似する評価法と、これを用いて設計上の終局先端支持力  $q_{p0.1}$  を評価する手法を提案した。また、本評価法の適用対象を、支持層が厚い場合に比べて  $q_{p0.1}$  が低下する場合、すなわち、 $H/D < (H/D)_{\min}$  の範囲とし、この  $(H/D)_{\min}$  を簡便に評価する手法とともに、FEM による解析方法も提案した。また評価に必要な情報を整理した。最後に、場所打ち杭2例と埋込み杭等2例の載荷試験結果と評価結果を比較し、提案する評価法の適用性を示した。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 提案する先端抵抗の評価法は、 $q_{p0.1}$  が砂質土層が厚い場合に比べて低下する（薄層支持となる）可能性がある場合に適用する。このとき、薄層支持とならない  $H/D$  の最小値  $(H/D)_{\min}$  は、2層地盤の支持力式（ $\theta = \tan^{-1}0.3$ 、 $q_c = 6c$ ）と支持層が厚い場合の支持力式の計算結果が等しくなるときの  $H/D$  として、砂質土層の  $N$  値と粘性土層の一軸圧縮強度  $q_u$ （または  $2c$ ）と杭種に応じて(5.2.10)式、(5.2.11)式によって評価できる。
- 2) 薄層支持杭（ $H/D < (H/D)_{\min}$ ）の  $q_{p0.1}$  の評価結果(5.2.7 式)に対する実験結果（実杭4例と遠心模型実験5例、計9例）の比は平均が1.01、変動係数が7%となり、後述する従来法に比べて予測精度が向上する。
- 3) 従来法（鉄道構造物等設計標準）による  $q_{p0.1}$  の評価結果（5.2.9 式）に対する実験結果の比は、平均が1.15、変動係数が8%（ $n=9$ ）となり、従来法は安全側の評価となる。また、厚い砂質土層に支持される場合に対する既往式（変動係数30%）に比べて、実験データが限られるものの、ばらつきは小さい。
- 4) kondner 型双曲線関数による  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価結果（5.2.1 式）は、場所打ち杭2例と埋込み杭等2例の載荷試験結果（ $H/D < (H/D)_{\min}$ ）と、極限状態に至るまで良好な対応を示す。場所打ち杭はほぼ一致し、埋込み杭等はやや安全側の評価となる。厚い砂質土層に支持される場合の平均先端荷重沈下関係に相当する既往式（5.3.1～5.3.3 式、および5.2.9 式）の組み合わせによる評価結果に比較して、実験結果と概ね対応する。
- 5) 提案する評価法の適用性を確認した地盤条件の実験範囲は、 $N$  値が28～99（相対密度が85%以上）、杭先端の有効上載圧が150～346kPa、 $H/D$  が0.8～2.8（ $< (H/D)_{\min}$ ）、粘性土層の一軸圧縮強さが140～500kPa、 $E_s/E_c$  が15.9～35.0である。
- 6) 提案する評価法は、粘性土が過圧密状態にあり、損傷限界時の杭頭荷重が極限支持力の2/3を超えない場合、かつ砂質土層と粘性土層の分布が概ね一定である場合に適用する。
- 7) 4章で述べた FEM 解析によって、実杭の載荷試験結果（4例）の  $q_p \sim S_p/D$  関係を予測することが可能であり、提案する評価法と組み合わせることにより、評価結果のダブルチェックが行える。



## 5 章 参考文献

- 5.1) 松井保, 中林正司, 前川義男, 松井謙二: 薄層における場所打ち杭の鉛直支持力特性とその設計法, 橋梁と基礎, pp.33-38, 1994.
- 5.2) 松村駿一郎, 橋本良之, 林秀侃: 大径リバース杭の載荷試験, 基礎工, pp.76-84, 1982.2
- 5.3) 古池正宏, 安田扶律, 高須賀徹彰, 片山猛: 大径・中掘り・薄層支持鋼管杭の載荷試験ー阪神高速道路 大阪湾岸線南伸進一, 土木学会第 46 回年次学術講演会, 1991.3
- 5.4) 河野謙治, 西岡勉: 薄層に支持された鋼管ソイルセメント杭 (HYSC 杭) の支持力について, 基礎工, pp.78-80, 2014.
- 5.5) 平井利一, 尾崎修, 菱沼登, 磯貝光章, 渡辺則雄: TKR 杭工法一熊谷組 画期的な場所打ち杭, 建築の技術 施工, pp.47-57, 1978.11
- 5.6) 阪神高速道路公団: 阪神高速地質資料 3 号神戸線, 5 号湾岸線 震災復旧編 (地質資料 CD), 1997.3
- 5.7) 鋼管杭・鋼矢板技術協会 道路・鉄道技術委員会: 薄層に支持された鋼管杭の先端支持力の評価, 明日を築く, 83 号, pp.14-17, 2015.3
- 5.8) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001.10
- 5.9) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・杭土圧構造物, pp.301-305, 2012.
- 5.9b) Imai,T : P-and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc., 9th ISSMFE, Tokyo, Vol.2, pp.257-260, 1977.
- 5.10) 日本建築学会: 建築基礎構造設計のための地盤評価・Q&A, 2015.11
- 5.11) 持田悟, 萩原庸嘉, 森脇登美夫, 長尾俊昌: 場所打ちコンクリート杭の支持力性能その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000. 9

- 5.12) 山崎雅弘：杭先端の荷重沈下量関係に影響を及ぼす地盤領域の検討，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 652 号，1113-1120，2010.6
- 5.13) H.Yamaguchi：Practical formula of bearing value of two layered ground, Proc. of 2nd Asian Regional Conf. SMFE, Vol.1, pp.176-180, 1963



## 6 章 結論

### 6.1 結論

本論文では、薄層支持杭（非排土杭<sup>※1</sup>）を用いた建築基礎の鉛直方向の荷重に対する挙動を評価する上で重要となる、砂質土－粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端抵抗の評価法を提案した。まず、研究例が少ない砂質土－粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端抵抗について、支持層がやや深部にある場合（約 20m）を模擬した遠心模型実験（縮尺 1/50、50G）を行い、極限状態に至るまでの沈下挙動を明らかにするとともに、kondner 型の双曲線関数によって先端荷重沈下関係を近似できること、設計上の終局先端支持力 ( $S_p/D=0.1$  時) を評価できることなどを示した（2 章）。ついで、支持層が深部にある場合（約 40m）を模擬した遠心模型実験を行い、上記の評価法が支持層が深い（拘束圧が大きい）場合にも適用できることを示した（3 章）。さらに、先端荷重沈下関係を予測する FEM 解析手法 (ABAQUS) を示し、遠心模型実験結果を良好に再現できること、実験と異なる地盤条件に対しても評価法が適用できることを示した（4 章）。最後に、薄層支持であるかどうかを判定する指標を導入し、評価法の適用条件を検討するとともに、実杭の設計での適用方法を示して、薄層支持となる場所打ち杭 2 例と埋込み杭 2 例の載荷試験結果（既往）と比較することにより、評価法の精度を実証した（5 章）。各章にて得られた結論を以下にまとめる。

---

※1 場所打ち杭や埋込み杭等が該当。Non-Displacement Pile と称される。

## 1 章 序論

1 章では、本論文の背景と既往研究を整理するとともに、目的と構成を提示した。

## 2 章 支持層がやや深部にある遠心模型実験

- 1) 杭の先端荷重度  $q_p$  は、 $H/D$  が大きい（砂質土層が厚い）場合には、 $S_p/D$  が 0.5～1 を超えても増加し続けるのに対し、 $H/D$  が小さい（砂質土層が薄い）場合には、 $S_p/D$  が 1 に達するまでに  $q_p$  は殆ど増加しなくなる（極限状態）。
- 2)  $H/D$  が小さくなるにつれて、最大先端荷重度  $q_{pmax}$  に対する設計上の終局先端支持力度  $q_{p0.1}$  の比が増加する、すなわち、 $q_{p0.1}$  の余裕度が減少する。
- 3)  $q_p \sim S_p/D$  関係における初期剛性  $K_{p0}$  は、 $H/D$  が大きくなるにつれて、砂質土層が厚い場合のそれに達するまで増加する。この増加傾向は、弾性論の近似解を利用した算定結果（2.4.1 式）と対応する。
- 4)  $q_{pmax}$  も、 $H/D$  が大きくなるにつれて、砂質土層が厚い場合のそれに達するまで増加する。 $q_{pmax}$  の増加傾向は、2 層地盤の支持力式（2.4.7 式）において、粘性土の極限支持力を  $6c$  ( $c$ : 粘着力) とし、荷重分散角  $\theta$  を支持層の相対密度に応じて  $\tan^{-1}0.4 \sim \tan^{-1}0.45$  程度を用いると実験結果の平均的な評価結果が得られる。

- 5)  $q_{p0.1}$  も、 $H/D$  が大きくなるにつれて、同様に増加する。 $q_{p0.1}$  の増加傾向は、(2.4.7) 式において、粘性土の極限支持力を  $6c$ 、 $\theta$  を  $\tan^{-1}0.3$  を用いることにより、実験結果の安全側の評価（実験結果の平均 0.81～0.92 倍、平均 0.85 倍）となる。
- 6)  $H/D$  が小さい場合の  $q_p \sim S_p/D$  関係は、上記の  $K_{p0}$  と  $q_{pmax}$  によって規定される kondner 型の双曲線関数 (2.4.8 式) によって近似できる。
- 7)  $H/D$  が小さい場合の  $q_{p0.1}$  は、上記の双曲線関数で近似される  $q_p \sim S_p/D$  関係上の  $S_p/D=0.1$  時の  $q_p$  として (2.4.9) 式によって評価できる。

### 3 章 支持層が深部にある遠心模型実験

- 8) 支持層が深くなる（拘束圧が増加する）と、杭の先端抵抗に関する  $q_{pmax}$ 、 $K_{p0}$ 、 $q_{p0.1}$  はいずれも大きくなる。
- 9)  $q_{pmax}$  は  $H/D=1$  で 2.59 MPa、 $H/D=2$  で 5.38～5.44 MPa となり、(2.4.7)式において荷重分散角  $\theta$  を  $\tan^{-1}0.43$  とし、粘土層の極限支持力  $q_c$  を  $6c$  とする計算結果と概ね対応する。この  $\theta$  は支持層がやや深部にある場合（2 章参照）とあまり変わらない。
- 10) 2 章で示した  $q_{pmax}$ 、 $K_{p0}$ 、 $q_p \sim S_p/D$  関係、 $q_{p0.1}$  の評価法は、支持層の深さが約 40m となる場合にも適用できる。

### 4 章 FEM 解析

- 11) 杭先端以深の範囲の地盤を軸対称要素に置換し、地盤の非線形特性を Mohr-Coulomb の破壊基準と非関連流れ則にて与える FEM 解析（砂質土のせん断抵抗角  $\phi$  は 30 度、ダイレンタンシー角  $\psi$  は 0°）によって、砂質土－粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端荷重沈下関係の遠心模型実験結果を予測できる。
- 12) 提案する双曲線モデルは、砂質土と粘性土の変形係数の比  $E_s/E_c$  が遠心模型実験の範囲 (15.9～17.8) より小さくなると、解析結果に比べて  $q_p$  を大きく評価する傾向がある。一方、 $E_s/E_c$  が実験範囲より大きくなっても (66.6)、評価結果は解析結果と良好な対応を示す。
- 13) 薄層支持杭の地盤の破壊メカニズムは、支持層のパンチング破壊と粘土層の押し抜け破壊の組み合わせとなっている可能性がある。

### 5 章 先端荷重沈下関係および先端支持力等の評価法の提案

- 14) 提案する先端抵抗の評価法は、 $q_{p0.1}$  が砂質土層が厚い場合に比べて低下する（薄層支持となる）可能性がある場合に適用する。このとき、薄層支持とならない  $H/D$  の最小値  $(H/D)_{min}$  は、2 層地盤の支持力式（ $\theta = \tan^{-1}0.3$ 、 $q_c=6c$ ）と支持層が厚い場合の支持力式の計算結果が等しくなるときの  $H/D$  として、砂質土層の  $N$  値と粘性土層の一軸圧縮強度  $q_u$ （または  $2c$ ）と杭種に応じて (5.2.10) 式、(5.2.11) 式によって評価できる。

- 15) 薄層支持杭 ( $H/D < (H/D)_{\min}$ ) の  $q_{p0.1}$  の評価結果(5.2.7 式)に対する実験結果 (実杭 4 例と遠心模型実験 5 例、計 9 例) の比は平均が 1.01、変動係数が 7% となり、後述する従来法に比べて予測精度が向上する。
- 16) 従来法 (鉄道構造物等設計標準) による  $q_{p0.1}$  の評価結果 (5.2.9 式) に対する実験結果の比は、平均が 1.15、変動係数が 8% ( $n=9$ ) となり、従来法は安全側の評価となる。また、厚い砂質土層に支持される場合に対する既往式 (変動係数 30%) に比べて、実験データが限られるものの、ばらつきは小さい。
- 17) kondner 型双曲線関数による  $q_p \sim S_p/D$  関係の評価結果 (5.2.1 式) は、場所打ち杭 2 例と埋込み杭等 2 例の載荷試験結果 ( $H/D < (H/D)_{\min}$ ) と、極限状態に至るまで良好な対応を示す。場所打ち杭はほぼ一致し、埋込み杭等はやや安全側の評価となる。厚い砂質土層に支持される場合の平均先端荷重沈下関係に相当する既往式 (5.3.1~5.3.3 式、および 5.2.9 式) の組み合わせによる評価結果に比較して、実験結果と概ね対応する。
- 18) 提案する評価法の適用性を確認した地盤条件の実験範囲は、 $N$  値が 28~99 (相対密度が 85% 以上)、杭先端の有効上載圧が 150~346kPa、 $H/D$  が 0.8~2.8 ( $< (H/D)_{\min}$ )、粘性土層の一軸圧縮強さが 140~500kPa、 $E_s/E_c$  が 15.9~35.0 である。
- 19) 提案する評価法は、粘性土が過圧密状態にあり、損傷限界時の杭頭荷重が極限支持力の 2/3 を超えない場合、かつ砂質土層と粘性土層の分布が概ね一定である場合に適用する。
- 20) 4 章で述べた FEM 解析によって、実杭の載荷試験結果 (4 例) の  $q_p \sim S_p/D$  関係を予測することが可能であり、提案する評価法と組み合わせることにより、評価結果のダブルチェックが行える。

上記のように、本論文では、従来、実用的な評価手法が確立していなかった砂質土-粘性土の 2 層地盤に支持される杭の先端支持力、先端荷重沈下関係の評価法を提案し、これらの妥当性を実験的研究および解析的研究により検証した。本研究の成果によって、薄層支持杭の極限状態に至るまでの先端荷重沈下関係および設計上の終局先端支持力を精度よく評価することが可能になったと考えられる。また、薄層支持杭を用いた建築基礎の沈下予測の精度が向上し、その合理的設計の実現に資することが期待される。

## 6.2 今後の課題

- 1) 本論文では、提案した薄層支持杭の先端抵抗の評価法（5 章）について、9 例の実験（遠心模型実験と既往の実杭載荷試験）と解析を通じて検証しているが、その一般性と適用性については、さらなる検討を加えることが望ましい。将来、薄層支持杭を用いた建築構造全体の性能設計を実現するためにも、実杭の載荷試験データや適用建物の沈下計測データを蓄積し、先端抵抗の統計量を明らかにしていくことが重要である。
- 2) 薄層支持杭の先端荷重沈下関係を予測する FEM 解析（4 章）の地盤定数の設定については、室内土質試験結果と既往研究などに基づいているものの、改良の余地が残されている。特に、杭近傍の砂質土の強度変形特性に関する拘束圧依存性を合理的に評価することによって、予測精度が向上する可能性がある。
- 3) 薄層支持杭の鉛直荷重に対する設計用安全率について、本論文では、遠心模型実験（2 章および 3 章）によって、設計上の終局先端支持力の余裕度が支持層が厚い場合に比べて減少することを定性的に明らかにしているが、定量的に示すまでには至っていない。今後、設計者を交えた議論を通じて、検討する必要がある。
- 4) 本論文では、静的（かつ短期的）な鉛直荷重を受ける単杭の先端抵抗に着目しているが、群杭効果、クリープ変形、動的問題については十分に解明されているとはいいがたく、今後の研究課題である。



## 謝 辞

本論文は、筆者が大成建設（株）技術センターに在籍して行った研究の成果であり、東京大学地震研究所災害科学系研究部門教授 壁谷澤寿海 先生の懇切丁寧なご指導・ご助言により、ようやくまとめることができました。同先生には、筆者が東京大学大学院工学系研究科建築学専攻修士課程に在籍した時から現在に至るまで、鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価に関する研究をはじめ、地盤基礎を含めた建築構造全般に関する研究について、その方向性と本質を捉える視点をご教示いただきました。これらは、筆者の建築構造技術者としての礎になっております。ここに、心から深く感謝申し上げます。

東京大学大学院工学系研究科建築学専攻教授 高田毅士 先生、同 塩原等 先生、東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻准教授 田村修次 先生、東京大学地震研究所災害科学系研究部門准教授 楠浩一 先生には、副査として、本論文の細部にわたりご指導・ご助言をいただきました。ここに、深謝の意を表します。

大成建設（株）技術センター都市基盤研究部准部長 長尾俊昌 博士には、本研究全般について、多くの時間を割いて技術的なご助言をいただきました。同 技術センター都市基盤研究部基礎チームリーダー 渡邊徹 博士 には、第2章の遠心模型実験の計画・実施と結果の評価にあたり、有益なご助言をいただきました。お二方には、筆者に、建築基礎構造に関する研究開発の面白さを教えていただきました。ここに、心からお礼申し上げます。

日本工業大学名誉教授 桑原文夫 先生をはじめ、日本建築学会 建築基礎設計のための地盤定数小委員会 地盤抵抗評価 WG、地盤評価刊行小委員会、杭基礎の鉛直挙動検討小委員会の委員各位には、本研究全般に関する有益なご討論ご助言をいただきました。大成建設（株）技術センター技術企画部長 堀越研一 博士には、本研究の位置づけなどの技術的なご助言をいただきました。ここに、深く感謝いたします。本研究を進めるにあたり、業務環境を整えてくださった、大成建設（株）技術センター長 松井達彦 氏、同 設計本部副本部長 細澤治 氏、同 技術センター副技術センター長 長島一郎 博士、同 技術センター都市基盤研究部構造研究室長 成原弘之 博士、同 技術センター技術企画部企画室長 小室努 博士、同 元 副技術センター長 藤井俊二 博士、同 元 建築技術研究所建築構工法研究室長 真島正人 博士、に感謝の意を表します。また、同 都市基盤研究部構造研究室基礎チームの皆様には、筆者が本論文をまとめる時間を創出するにあたり、ご協力をいただきました。大成有楽不動産（株）テクノセンター第二グループ技術室（第三）室長 中坪浩太郎 氏には、第2章と第3章の遠心模型実験の実施にあたり、ご協力をいただきました。お礼申し上げます。

最後に、休日出勤にもかかわらず、筆者を常に励まし支えてくれた、妻 奈津子と長女 柊子、次女 夕桔子、長男 椋平に、心から感謝いたします。

2018年3月

堀井良浩

