The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	拡張TYPE-C予測手法の提案と地盤の力学現象に係わる諸問題への適用
Author(s)	小田, 和広
Citation	大阪大学, 2003, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/212
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

工乙 8778

拡張 TYPE-C 予測手法の提案と地盤の力学現象に係わる諸問題への適用

平成１５年１０月

小 田 和 広

拡張 TYPE-C 予測手法の提案と地盤の力学現象に係わる諸問題への適用

平成１５年１０月

小 田 和 広

拡張 TYPE-C 予測手法の提案と地盤の力学現象に係わる諸問題への適用

第１章　序論

１．１　本研究の背景と目的 1
１．２　本論文の構成と内容 5
参考文献 7

第２章　拡張 TYPE-C 予測手法の提案

２．１　概説 9
２．２　TYPE-C 予測 9
２．３　拡張 TYPE-C 予測 １１
２．４　拡張 TYPE-C 予測手法 １２
２．５　結論 １３
参考文献 １５

第３章　複合地盤の圧密沈下メカニズムと力学特性

３．１　概説 １７
３．２　複合地盤の圧密挙動に関する室内模型実験 １９
　３．２．１　実験装置　１９
　３．２．２　実験材料　１９
　３．２．３　模型地盤の作成手順　２０
　３．２．４　実験ケース　２１
　３．２．５　計測システム　２１
３．３　模型実験のモデル化 ２２
　３．３．１　解析手法　２２
　３．３．２　模型地盤の解析モデル　２３
　３．３．３　地盤材料の力学モデルとパラメータ　２３
　３．３．４　模型地盤の初期状態　３２
　３．３．５　解析ケース　３２
３．４　模型実験に対する TYPE-C 予測 ３３
　３．４．１　沈下量の経時変化　３３
　３．４．２　過剰間隙水圧の経時変化　３３
　３．４．３　鉛直方向の垂直応力の経時変化　３７
　３．４．４　鉛直方向の垂直応力の深度分布　３９
　３．４．５　砂杭および粘土の応力と載荷圧力の関係　４１
　３．４．６　TYPE-C 予測の妥当性　４２
３．５　砂複合地盤の圧密沈下メカニズム ４４
　３．５．１　砂杭の力学的挙動　４４

３．５．２　粘土の力学的挙動　５１
３．５．３　複合地盤の圧密沈下メカニズム　６０
３．６　拡張 TYPE-C 予測における変動パラメータと解析ケース……６２
３．７　複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす改良率の影響……６２
３．７．１　砂杭の力学的挙動に及ぼす改良率の影響　６２
３．７．２　粘土の力学的挙動に及ぼす改良率の影響　６５
３．７．３　複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす改良率の影響　７１
３．８　複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす載荷圧力増分の影響……７３
３．８．１　砂杭の力学的挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響　７３
３．８．２　粘土の力学的挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響　７６
３．８．３　複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす載荷圧力増分の影響　８１
３．９　砂杭と粘土の応力分担特性……８２
３．９．１　砂杭に作用する応力の特性　８２
３．９．２　粘土に作用する応力の特性　８３
３．９．３　砂杭と粘土との応力分担特性　８４
３．１０　砂杭による沈下低減メカニズムとその特性……８７
３．１０．１　沈下低減メカニズム　８７
３．１０．２　沈下低減特性　９０
３．１１　結論……９８
参考文献……１０７

第４章　薄層支持杭の鉛直支持特性

４．１　概説……１１１
４．２　薄層支持杭の現場載荷試験……１１２
４．２．１　ＲＣ場所打ち杭の現場載荷試験　１１２
４．２．２　中掘り鋼管杭の現場載荷試験　１１３
４．３　現場載荷試験のモデル化……１１７
４．３．１　解析手法　１１７
４．３．２　解析モデル　１１７
４．３．３　杭体の力学モデルとパラメータ　１１７
４．３．４　地盤材料の力学モデルとパラメータ　１１９
４．３．５　地盤の初期状態　１２３
４．３．６　杭体と地盤との摩擦特性のモデル化　１２９
４．４　現場載荷試験に対する TYPE-C 予測……１３３
４．４．１　杭の軸力分布　１３３
４．４．２　荷重と沈下量の関係　１３４
４．４．３　杭先端付近における地盤の変形　１３４
４．４．４　TYPE-C 予測の妥当性　１３６

４．５　現場載荷試験における鉛直支持メカニズム １３７
４．５．１　周面摩擦抵抗ならびに先端支持抵抗の発現挙動　１３７
４．５．２　周面摩擦抵抗の発現特性　１３８
４．５．３　先端支持メカニズム　１３９
４．６　支持力特性に及ぼす支持層厚の影響 １４９
４．６．１　解析ケース　１４９
４．６．２　杭頭での荷重と沈下量の関係　１４９
４．６．３　周面摩擦抵抗の発現特性　１５０
４．６．４　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係　１５０
４．６．５　杭先端での支持メカニズム　１５１
４．６．６　杭先端支持力に及ぼす支持層厚の影響　１６３
４．７　結論 １６４
参考文献 １６９

第５章　立坑掘削における土留め壁背面地盤の３次元的変形特性

５．１　概説 １７１
５．２　試験掘削工事の概要 １７２
５．２．１　地盤の概要　１７２
５．２．２　掘削工事の概要　１７３
５．２．３　地盤変位計測の概要　１７３
５．３　試験掘削工事の解析モデル １７４
５．３．１　解析手法　１７４
５．３．２　解析モデル　１７４
５．３．３　材料の力学モデルとパラメータ　１７４
５．３．４　解析領域に関する検討　１７６
５．４　試験掘削工事に対する TYPE-C 予測 １７９
５．４．１　掘削の進行に伴う水平変位の深度分布の変化　１７９
５．４．２　掘削の進行に伴う鉛直変位の深度分布の変化　１８０
５．４．３　TYPE-C 予測の妥当性　１８０
５．５　土留め壁背面地盤の変形メカニズム １８１
５．５．１　解析モデル　１８１
５．５．２　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展　１８２
５．５．３　土留め壁の変位の増加に伴う水平変位分布の変化　１８６
５．５．４　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位の分布の変化　１８８
５．５．５　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化　１９２
５．５．６　土留め壁背面地盤の変形メカニズム　１９４
５．６　拡張 TYPE-C 予測における変動パラメータと解析ケース １９６
５．７　土留壁背面地盤の変形特性に及ぼす掘削深度の影響 １９７
５．７．１　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展

に対する影響 １９７
５．７．２　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化
に対する影響 ２０１
５．７．３　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化
に対する影響 ２０２
５．７．４　変形メカニズムに及ぼす掘削深度の影響 ２０７
５．８　土留壁背面地盤の変形特性に及ぼす掘削幅の影響 ２０７
５．８．１　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展
に対する影響 ２０７
５．８．２　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化
に対する影響 ２１０
５．８．３　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化
に対する影響 ２１２
５．８．４　変形メカニズムに及ぼす掘削幅の影響 ２１５
５．９　土留壁背面地盤の変形特性に及ぼす内部摩擦角の影響 ２１６
５．９．１　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展
に対する影響 ２１６
５．９．２　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化
に対する影響 ２１８
５．９．３　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化
に対する影響 ２２１
５．９．４　変形メカニズムに及ぼす内部摩擦角の影響 ２２４
５．１０　土留壁背面地盤の変形特性に及ぼす土留め壁の変形形状の影響 ２２５
５．１０．１　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展
に対する影響 ２２５
５．１０．２　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化
に対する影響 ２２７
５．１０．３　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化
に対する影響 ２２９
５．１０．４　変形メカニズムに及ぼす土留め壁の変形形状の影響 ２３３
５．１１　土留め壁背面地盤における変形影響範囲の推定手法 ２３４
５．１１．１　変形影響範囲の評価指標 ２３４
５．１１．２　変形影響範囲の特性 ２３４
５．１１．３　変形影響範囲の推定手法 ２３５
５．１２　結論 ２４０
参考文献 ２４６

第６章　拡張 TYPE-C 予測手法の有効性と信頼性

６．１　概説 ２４９

６．２　拡張 TYPE-C 予測手法の有効性 ２４９
６．３　拡張 TYPE-C 予測手法による成果に対する信頼性 ２５０
６．３．１　モデルの再現能力と必要条件　２５０
６．３．２　必要条件と拡張 TYPE-C 予測手法による成果の信頼性　２５３
６．４　結論 ２５４

第７章　結論

謝辞

付録

第１章　序論

１．１　本研究の背景と目的

古来より人間は自らの活動空間を未知の領域へと拡大させてきた。古くは，砂漠，荒地，森林および湿地などのように，人間が未だ利用していなかった地表上の既存の空間が活用されてきた。近年では，これら既存の未利用空間の活用だけに止まらず，大規模地下空間開発に代表されるジオフロント，沖合埋立人工島の建設に代表されるウォーターフロントなど，新たな活動空間が創造され，利用されている。

活動空間の開発ならびに利用において，人間は未だかつて経験したことの無い様々な工学的問題に直面してきた。なかでも，地盤工学的問題は，どの様な活動空間の開発ならびに利用においてもほぼ必ず発生している。というのも，活動空間が地球上に存在する限り，その開発および利用に関しては地盤との関わりを無視し得ないためである。したがって，今後とも，人間が活動空間を創造・開発し，それを利用し続ける限り，それに付随して新たな地盤工学的問題が数多く発生し続けるものと考えられる。

このような状況下において，地盤工学の最も重要な役割は，地盤工学的問題を解決することである。一口に地盤工学的問題といっても様々なものが考えられるが，特に，地盤の力学現象に係わる問題の場合，その解決には次の点が重要である。まず，検討対象の問題において，地盤中で何が起こっているのか，実物の地盤に実際に生じる力学現象を，その発展過程も含め，十分に把握しなければならない。次に，何故そのような力学現象が生じるのか，そのメカニズムを解明する必要がある。そして，その力学現象に影響を与える要因としてどの様なものがあるのか，また，その影響要因によって，力学現象はどの様な影響を受け，どの様に変化するのか，といった力学現象に対する影響要因分析も重要である。これらの点を通じて，検討対象である特定の問題を解決することができるのみならず，その成果を一般化することができ，類似した地盤工学的問題に対する解決方法として広く利用することもできる。

このような地盤の力学現象に係わる諸問題を解決するためには，種々の方法が考えられる。それらを大きく分類すれば，図 -1-1-1 に示すように，直接的手法と間接的手法の２つに分けることができる。ここで，直接的手法とは，実物の地盤に生じている実際の力学現象を直接観測することにより，観測対象の力学現象を把握するとともに，その現象を支配するメカニズムの解明を行い，その結果を利用して工学的問題を解決しようとするものである。一方，間接的手法は，検討対象を理想化・単純化し，それを物理モデルもしくは数学モデルに置き換え，それらによって検討対象において生じる力学現象を再現し，その結果を利用して工学的問題を解決しようとするものである。

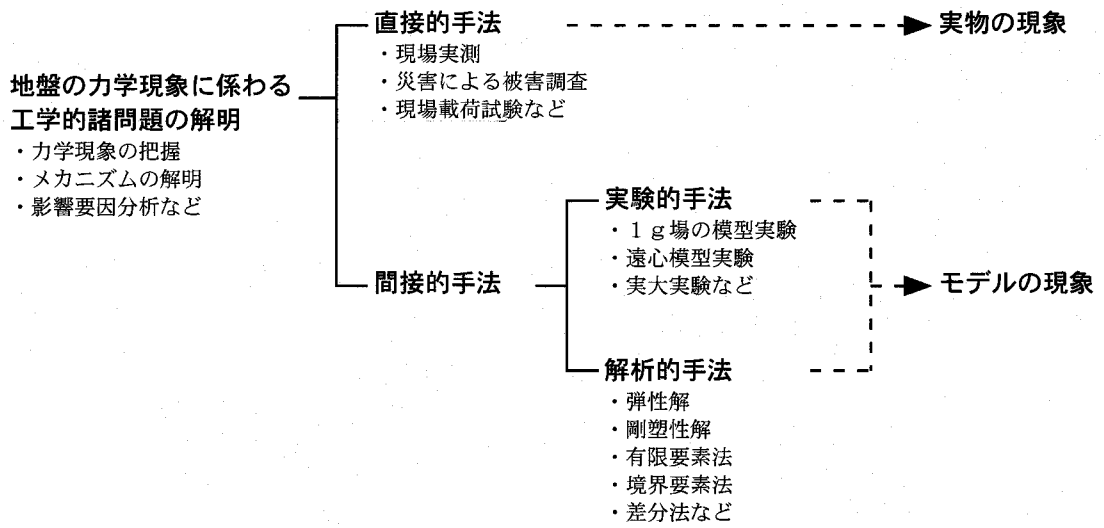


図 -1-1-1　地盤の力学現象に係わる諸問題に対する解決方法の種類

まず，直接的手法について，その具体的な例を挙げれば，現場計測，災害による被災状況調査および現場載荷試験などが該当する。これらからは，実物の地盤に実際に生じている力学現象を直接観測するという点で，最も質の高いデータを得ることができる。特に，近年の調査技術の発達や先進的な計測機器の開発は，観測できる地盤内部の状態量の種類を増加させるとともに，その観測精度も向上させている[1)]。このため，直接的手法の重要性は益々高まってきている。しかしながら，以下に述べる理由から，直接的手法のみによって地盤の力学現象に係わる諸問題を解決できる場合は非常に希であると考えられる。すなわち，①発生頻度が極端に低い現象，長期にわたる現象および破壊や崩壊を伴う危険な現象には適用が困難である。②現場載荷試験のように，当初から現場計測が予定されている場合を除き，例えば災害による被害調査などのように，現象の最終過程のみが観測される場合，当然のことながら地盤中における力学現象の発展過程やそのメカニズムは分からない。③現時点では，現場計測によって観測できる力学変量の種類は限られている。特に，地盤材料の力学挙動を支配する応力やひずみといった力学変量を現場において直接的に計測することはできない。④計測管理や費用などの問題から測定点数には限りがある。⑤計測機器の設置による影響を無視し得ない。特に，特定の箇所に計測機器を集中して設置した場合，観測結果は原地盤の挙動を示しているのではなく，計測機器の設置履歴を受けた計測機器を含む地盤の挙動を示してることになりかねない。⑥実物の地盤の力学現象には，その現場での地盤の状態や特性，作用する外力などの条件が複雑に影響を及ぼし合っている。このため，計測結果のみに基づき，地盤の力学現象の支配メカニズムを解明し，それを一般化するためには，地盤材料の原位置における力学挙動ならびに現在までに地盤が受けてきた荷重履歴などが明確にされていなければならない。⑦事例に関するデータベースがほとんど整備されていない現状では，再現性のない直接的手法のみによって力学現象に対する影響要因分析はできない。

一方，間接的手法は，先に述べたように検討対象をモデルに置き換え，そのモデルの挙動を観察することにより，地盤の力学現象に係わる諸問題を解決しようとする手法である。この方法にはいくつかの利点がある。その代表的なものは以下のようである。すなわち，①直接的手法が現実に生じた力学現象しか取り扱えないのに対し，間接的手法では，実際には未だ発生していない力学現象をも取り扱うことができる。②実際に発生することがまれな現象，長期間にわたる現象ならびに崩壊や破壊を伴う危険な現象など，直接的手法の適用が困難である力学現象も取り扱うことができる。③直接的手法に比べ，力学現象を，その発展過程を含め，詳細に観察することが可能である。そのため，力学現象を支配するメカニズムを比較的容易に解明することができる。④結果に対する再現性が確保されていることに加え，境界条件，地盤条件，地盤の材料特性および載荷条件などを明確にコントロールできるため，力学現象に対する影響要因分析が容易である。⑤直接的手法に比べて遙かに経済的である。

間接的手法は，用いるモデルの種類によって，図-1-1-1に示すように大きく実験的手法および解析的手法の２種類に分けることができる。これらのうち，実験的手法は実物の地盤における力学現象を模型実験によって再現し，その結果を用いて工学的問題を解決しようとするものである[2)]。模型実験にはいろいろな種類があるが，一般には，検討対象を幾何学的に縮小した縮小模型実験が用いられることが多い。ただし，縮小模型実験の場合，縮小することによる検討対象に対するモデルの近似度，実験装置の能力による実験条件の制約などの問題点を有している。さらに，直接的手法において述べたような地盤内部の力学挙動の観測に関する問題点も少なからず有している。そして，最も重要な問題として，縮小模型実験において観測された物理量が，その対象である実物において生じるであろう物理量とどの様に対応するかという，縮小模型実験と実物との間の力学的相似性が挙げられる。一般に，地盤材料の力学挙動は強い応力依存性を示すとともに，地盤の力学現象には，地盤材料の自重の影響が支配的な場合が多い。このため，一般的には，それらの力学的相似性を考慮し得ない重力場における縮小模型実験では，実物の地盤において実際に生じる力学現象を定量的に再現することはできない。

ところで，実物と縮小模型実験との間の力学的相似則を満足させる方法はいくつかある。地盤の応力状態を再現することができる加圧土槽を用いた模型実験などはその一例である。これらのうち，縮小模型実験を重力場よりも大きな加速度場において行う遠心模型実験では，重力加速度を遠心加速度に置き換えることにより，この力学的相似則の問題を解決している。遠心模型実験は取り扱うことのできる力学現象の自由度が高いため，間接的手法の中でも最も有効かつ信頼性の高い手法として認知されている[3),4)]。ただし，遠心模型実験には，土粒子のスケール効果ならびに地盤材料や間隙流体の時間依存性に関する相似則の問題などが存在する。また，遠心装置のアームが短い場合には，加速度の不均一性を無視できない。さらに，実物の地盤に対する模型地盤の再現性の問題も存在する。つまり，模

型実験全般に言えることではあるが，室内において人為的に作成された地盤の力学挙動は実物のそれとは必ずしも一致しない。また，たとえ実物の地盤から不撹乱試料を採取し，それによって模型地盤を作成したとしても，作成された模型地盤が実物と同じ挙動をするという保証はない。確かに，模型実験において観察される力学現象は，模型といえども地盤に実際に生じた力学現象そのものであるため，それ自身は非常に貴重であり，尊重すべきものである。しかしながら，模型実験において観察された力学現象が，実物の地盤おける力学現象を定量的もしくは定性的に再現していると無条件に結論づけることはできない。すなわち，実験的手法によって実物の地盤において実際に生じる力学現象を理解し，その特性を解明するためには，実験結果が意味しているところを十分に吟味し，実物の地盤に実際に生じる力学現象との関係を十分に評価しなくてはならない[2)]。

一方，解析的手法の場合，弾性解や剛塑性解などの解析解を利用する方法と有限要素法，境界要素法および差分法などの数値解析を利用する方法の２つが代表的である。特に，数値解析を利用する方法のうち，有限要素法による数値シミュレーションは，モデル化に対する自由度が高く，取り扱うことのできる現象も数多いため，力学系の工学分野において広く用いられている。地盤工学に関連する分野でも，地盤の変形，支持力，圧密，浸透および動的変形挙動などの問題は勿論のこと，近年では，地盤の流動現象や不連続性の問題および地盤中の化学物質の拡散や熱伝導の問題も取り扱うことができるようになっている。このような解析技術の進歩に加え，性能の高いコンピュータの普及は有限要素法による数値シミュレーションを益々身近なものにしている。

有限要素法による数値シミュレーションを用いれば，解析結果として変位に加え，ひずみおよび応力といった地盤材料の力学挙動を支配する力学変量を得ることができる。また，それらは要素毎に与えられるため，要素分割を密にすることにより，空間的により詳細な情報を得ることができる。このため，地盤における力学現象の把握のみならず，そのメカニズムの解明に関して有効な情報を効率的に得ることができる。さらに，力学現象に対する影響要因分析に際し，自由に影響因子を選ぶことができ，かつ，その値も比較的自由に設定できる。このように，有限要素法に基づく数値シミュレーションは，地盤の力学現象の特性を解明するにあたって非常に強力なツールである。ただし，解析的手法によって得られた結果は設定した解析モデルの表現能力を越えるものでない。すなわち，解析的手法では，地盤要素の様々な挙動を数学的に記述し，それらを連立させた数学モデルを構築する。そして，その数学モデルを境界値問題として解くことによって，地盤における力学現象を再現しようとするものである。このため，解析結果の妥当性は，地盤の挙動が数学モデルによって表現される範囲においてのみ確保される。したがって，数学モデルの構築にあたっては，地盤に対する詳細な調査，生じる力学現象に対する深い理解，地盤材料の力学挙動やそれに対するモデル化ならびに解析手法などに対する高度な専門知識が必要である。これらに加え，解析結果の利用方法とそれを満足させるための解析レベルに対する工

学的な見地からの判断も重要である。そして，最終的には何らかの形で，構築された数学モデルが検討対象の力学現象を十分に再現する能力を有していることが検証されなくてはならない[5]。

以上述べてきたように，地盤の力学現象に係わる諸問題の解決，すなわち，力学現象の把握とそのメカニズムの解明および力学現象に対する影響要因分析に対し，直接的手法ならびに間接的手法のいずれもが，その適用の可否も含めてそれぞれ利点と欠点を有している。したがって，地盤の力学現象に係わる諸問題に対し，直接的手法ならびに間接的手法のいずれか一方を適用し，単独で問題の解決を図ることは非常に難しい。地盤の力学現象に係わる諸問題を解決するためには，両手法を効果的に使い分け，それぞれの利点を生かすことが重要である[6]（図 -1-1-2 参照）。

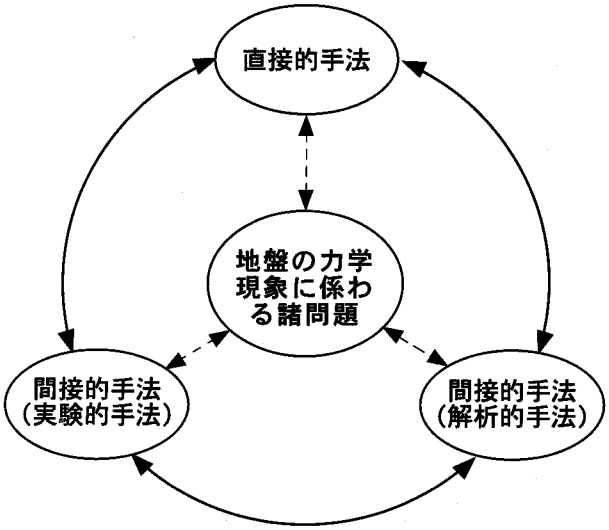


図 -1-1-2　地盤の力学現象に係わる諸問題とその解決方法の関係

本研究の目的は，直接的手法と間接的手法とを相互に補い合わせることにより，地盤の力学現象に係わる諸問題を効率的かつ効果的に解決するための一手法を提案するとともに，それをいくつかの地盤工学的問題に適用し，その結果を通じて提案手法の有用性を検証することである。

1．2　本論文の構成と内容

図 -1-2-1 は本論文の構成を示している。本論文は全 7 章から成っている。それぞれの内容は以下の通りである。

第 1 章では，本研究の背景と目的および論文の構成と内容について述べる。

第 2 章では，Lambe による地盤工学における予測のうち，TYPE-C 予測の意味について，予測に使用するモデルとの関連の点から考察する。次に，TYPE-C 予測を利用することにより，検討対象の力学現象に対する影響要因分析を合理的に行う方法について検討する。最後に，地盤の力学現象に係わる諸問題の解決を効果的に行うための手法を検討する。

第 3 章から第 5 章までは，3 つの具体的な地盤工学的問題に対し，提案手法を適用する。

第 3 章では，砂杭が打設された軟弱粘土地盤，すなわち，複合地盤の圧密沈下メカニズムと力学特性を検討する。まず，複合地盤の圧密沈下挙動について，砂杭および粘土それぞれの力学的挙動に加え，両者の力学的相互作用に対する検討を通じて，そのメカニズムを考察する。次に，複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす改良率と載荷圧力増分の影響

について検討する。最後に，複合地盤の沈下低減メカニズムを考察するとともに，応力分担特性と沈下低減特性について，両者の関連も含め，改良率と載荷圧力増分の影響について検討する。

第４章では，薄層支持杭の鉛直支持特性を検討する。まず，薄層支持杭の鉛直支持力挙動について，周面摩擦抵抗および先端支持抵抗それぞれの発現挙動を支配メカニズムも含め検討する。次に，鉛直支持力，特に，杭先端での先端支持抵抗に及ぼす支持層厚の影響について，支持メカニズムに対する影響も含め検討する。

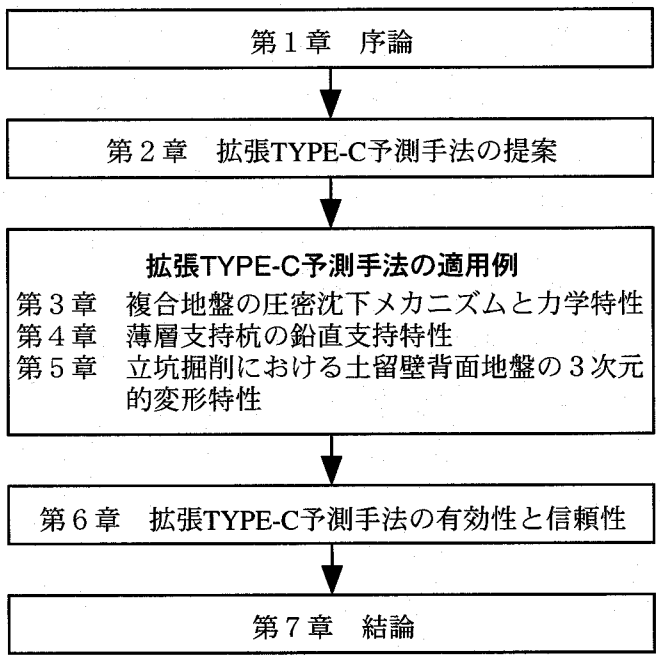


図 -1-2-1　論文の構成

第５章では，典型的な近接施工の問題である立坑掘削に伴う土留め壁背面地盤の３次元的変形特性を検討する。まず，立坑掘削における土留め壁背面地盤の変形メカニズムを考察する。次に，土留め壁背面地盤の変形特性に及ぼす掘削幅，掘削深度，内部摩擦角および土留め壁の変形パターンの影響を検討する。さらに，土留め壁背面地盤において有意な変形が生じる範囲について，その評価指標と推定方法について検討する。

第６章では，３章から５章までの成果に基づき，地盤の力学現象に係わる諸問題に対する提案手法の有用性と信頼性について考察する。

最後に，第７章において以上の結果を総括する。

参考文献（第１章）

1) 例えば，地盤工学ハンドブック編集委員会編 (1999)：*地盤工学ハンドブック*，第３編地盤工学の実務と理論，第５章計測，地盤工学会．

2) 足立紀尚 (1992)：模型実験とその限界，*土と基礎*, Vol. 40, No. 5, pp. 1-4.

3) 木村孟，日下部治 (1987)：講座　模型実験，２．序論，*土と基礎*, Vol. 35, No. 11, pp. 68-74.

4) 地盤工学ハンドブック編集委員会編 (1999)：*地盤工学ハンドブック*，第３編地盤工学の実務と理論，第２章数値解析と模型実験，地盤工学．

5) 例えば，田村武 (2001)：有限要素法の基礎と地盤工学への応用，１．講座を始めるにあたって，*土と基礎*, Vol. 49, No. 2, pp. 59-61.

6) 松井保 (1994)：巨大化するか地盤工学，*土と基礎*, Vol. 42, No. 4, pp. 1-2.

第２章　拡張 TYPE-C 予測手法の提案

２．１　概説

本章では，まず，Lambe によって分類された地盤工学における予測[1] とその予測において使用されるモデルとの関連を整理するとともに，TYPE-C 予測の意味について考察する。次に，TYPE-C 予測を利用することにより，検討対象の力学現象に対する影響要因分析を合理的に行う方法について検討する。最後に，行った考察と検討に基づき，地盤の力学現象に係わる諸問題の解決を高い信頼性を保ちつつ，効果的に行うための手法を検討する。

２．２　TYPE-C 予測

Lambe[1] は，地盤工学における予測，すなわち間接的手法による地盤の力学現象の再現をその実施時期に応じて大きく３つのタイプに分類した。表 -2-2-1 はその分類を示している。以下に，地盤の支持力問題を例に取り，それぞれのタイプについて説明する。まず，図 -2-2-1 に示す TYPE-A 予測では，地盤に荷重が載荷される以前にその沈下曲線を予測し，極限支持力を推定する。すなわち，現時点では生じていない未知の力学現象の推定である。次に，図 -2-2-2 に示す TYPE-B 予測では，地盤に荷重が載荷され，それが極限支持力に至るまでの途中（例えば，図 -2-2-2 では step-4 の段階）において，載荷初期からその時点までの観測結果に基づき，その後の沈下曲線を予測し，極限支持力を推定する。

表 -2-2-1　予測の分類

予測のタイプ	予測を行う時期	予測を行う時点における事象の結果
A	事象が生じる前	未知
B	事象の途中	未知
C	事象が終了した後	既知

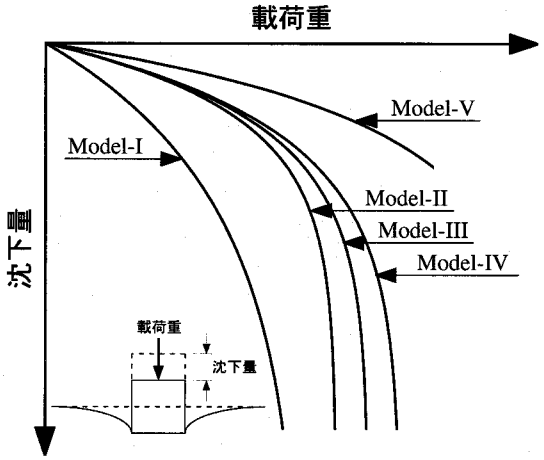


図 -2-2-1　地盤の支持力問題における TYPE-A 予測例

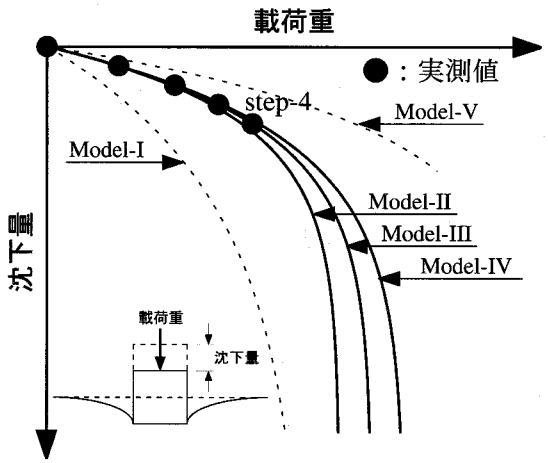


図 -2-2-2　地盤の支持力問題における TYPE-B 予測例

すなわち，ある時点までに生じた力学現象の観測結果に基づく，その後にその力学現象が発達していくであろう未知な過程の推定である。最後に，図 -2-2-3 に示す TYPE-C 予測では，載荷重が極限支持力に達した後に，初期から極限支持力に達するまでの沈下曲線を再現する。すなわち，予測対象である力学現象の定量的な再現である。以上要約すれば，TYPE-A および TYPE-B 予測が，未だ発生していない力学現象の推定を目的にしているのに対し，TYPE-C 予測は既に最終過程までに達している力学現象の再現を目的としている。

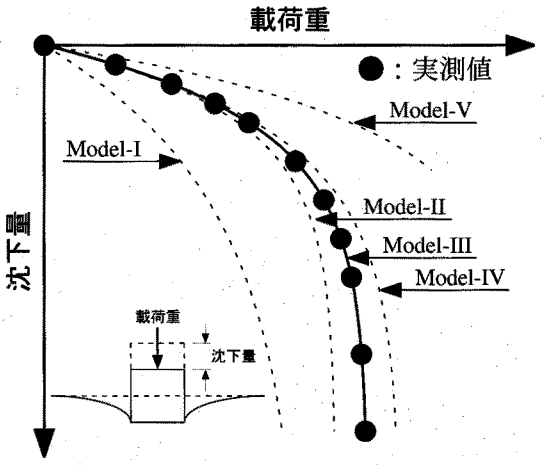


図 -2-2-3　地盤の支持力問題における TYPE-C 予測例

ここで，それぞれの予測において用いるモデルと予測対象における観測結果との関係について考えてみる。TYPE-A，TYPE-B および TYPE-C 予測では，その実施時期と観測結果の有無以外の条件はいずも同じである。したがって，それぞれの予測において使用されるモデルは同じ条件下（例えば，地盤条件，地盤材料の特性，荷重条件，境界条件など）において構築される。つまり，いずれの予測においても使用可能なモデルの自由度は等しい。いま，そのような条件下において，予測対象に対し Model-I から Model-V までのモデルが構築されたとする。TYPE-A 予測の場合，力学現象が生じる前に予測を行うため，当然のことながら予測対象の力学現象に対する観測結果は存在しない。このため，使用するモデルに対する観測結果による制約が無い。したがって，TYPE-A 予測では，Model-I から Model-V までのいずれのモデルも使用することができる（図 -2-2-1 および図 -2-2-4 参照）。次に，TYPE-B 予測の場合，予測を行う時点では，初期状態からその時点までの観測結果が存在している。したがって，TYPE-B 予測において用いるモデルには，存在する観測結果を再現できるという必要条件が課せられる。このため，TYPE-B 予測において使用することのできるモデルは，TYPE-A 予測におけるそれよりも制限される。すなわち，図 -2-2-2 および図 -2-2-5 から分かるように，予測を行う時点までの観測結果を再現できない Model-I および Model-V は TYPE-B 予測では使用できず，予測を行う時点までの観測結果を再現している Model-II，Model-III および Model-IV が使用可能となる。最後に，TYPE-C 予測の場合，初期状態から最終過程までの力学現象の観測結果が存在してい

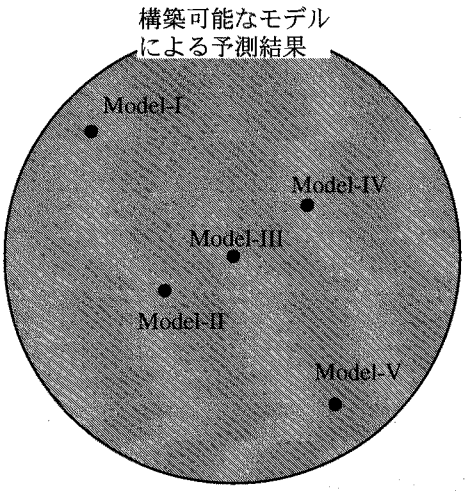


図 -2-2-4　TYPE-A 予測における予測結果と観測結果による制約の関係

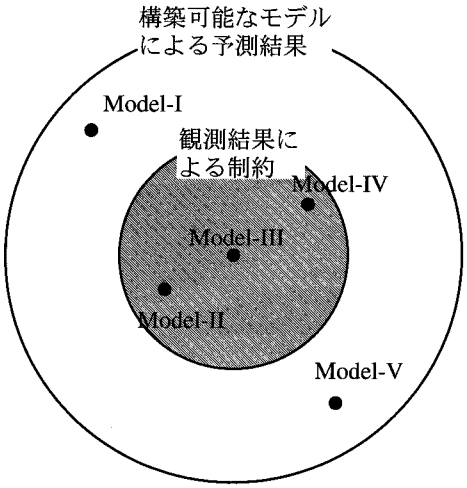


図 -2-2-5　TYPE-B 予測における予測結果と観測結果による制約の関係

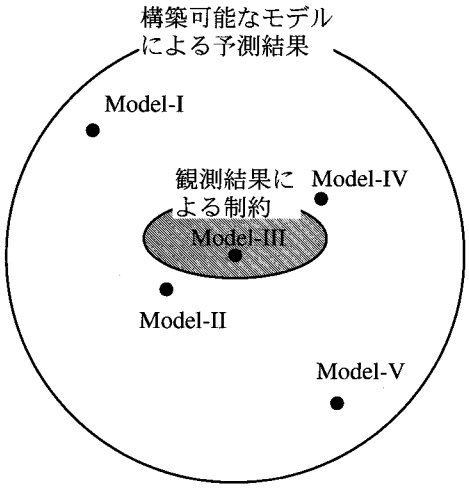


図 -2-2-6　TYPE-C 予測における予測結果と観測結果による制約の関係

る。モデルはこの観測結果を再現しなくてはならない。このため，TYPE-C 予測に使用可能なモデルは他の２つの予測におけるそれよりも制限される。すなわち，図 -2-2-3 および図 -2-2-6 では，Model-III のみが使用可能である。ここで見方を変えれば，同一の条件下において構築された５つのモデル（Model-I から Model-V）のうち，予測に使用可能なモデルは Model-III のみであったことが TYPE-C 予測を行うことによって明らかにされたわけである。つまり，TYPE-C 予測は，予測対象の力学現象に対し，それを再現するために使用するモデルの適用性の検証を意味している。

２．３　拡張 TYPE-C 予測[2)]

１．１で述べように，地盤の力学現象に係わる諸問題に対して間接的手法を適用することの効果には，様々なものが考えられる。それらのうち，既に発生した力学現象の再現である TYPE-C 予測に限ってみれば，検討対象である力学現象を詳細に解明するための様々な情報を質・量ともに増加させることが挙げられる。すなわち，TYPE-C 予測が単に観測点における観測結果を再現しているのではなく，実際に生じた力学現象そのものを再現していると見なせば，TYPE-C 予測から得られるすべての情報は，実際の力学現象を表現しているものと考えることができる。このことにより，観測点以外の部分においても，力学現象に対する情報を得ることができることに加え，直接的手法によって観測不可能な情報も得ることができる。そして，このようにして得られた豊富な情報によって，検討対象である力学現象の詳細な解明とその力学現象を支配しているメカニズムの考察が容易になる。ただし，TYPE-C 予測は既に生じた力学現象に対する再現であるため，その成果は予測対象に選んだ特定事例に対する検討の域をでない。すなわち，TYPE-C 予測の結果だけでは力学現象に対する影響要因分析を行うことはできない。

ところで，ある特定の因子が，検討対象である力学現象に対しどの様な影響を与えるか，すなわち，現象に対する影響要因分析を行うためには，着目する因子以外の条件を変化させず，影響を調べる因子のみを変化させればよい。そこで，TYPE-C 予測が行われた実事例において，そのモデルとの間の物理的対応が客観的に明確であり，かつ，その変動がモデルの根本的な特性（例えば，数学モデルならば支配方程式群や各種のパラメータなど，物理モデルなら実験装置や模型地盤を構成する土の特性など）に影響を及ぼさないようなパラメータを選ぶ。次に，そのパラメータを任意に変化させた仮想事例を考える。この仮想事例に対するモデルを，実事例に対する TYPE-C 予測に用いたモデルをベースとし，実事例と仮想事例との違いのみを客観的に評価し，それを反映させることにより構築する。そして，間接的手法によってその仮想事例における力学現象を予測する。このとき，その予測結果は，TYPE-C 予測の結果を演繹的に拡張したものと見なすことができ，この意味において仮想事例の力学現象を十分に再現しているものと考えられる。すなわち，TYPE-C 予測によって検証されたモデルを拡張し，高い信頼性を保ちながら仮想事例の力学現象を推定する過程が拡張 TYPE-C 予測である。そして，この過程を利用すれば，力学現象に対する影響要因分析を合理的に行うことができることは容易に理解されよう。

２．４　拡張 TYPE-C 予測手法[2)]

図 -2-4-1 は提案する拡張 TYPE-C 予測手法のフローを示している。この手法の目的は，地盤の力学現象に係わる諸問題の解決，すなわち，地盤の力学挙動の把握，力学現象の支配メカニズムの解明，および力学現象に対する影響要因分析を高い信頼性を保ちつつ，効果的かつ合理的に行うことである。以下に手法の具体的な説明を行う。

まず，拡張 TYPE-C 予測手法の適用対象として，直接的手法によって実際に生じた力学現象が観測された事例を選ぶ。次に，その事例に対して間接的手法，すなわち，TYPE-C 予測を適用する。そして，TYPE-C 予測を通じて用いるモデルの適用性について検証する。さらに，TYPE-C 予測結果が比較対象である観測点における観測結果を単

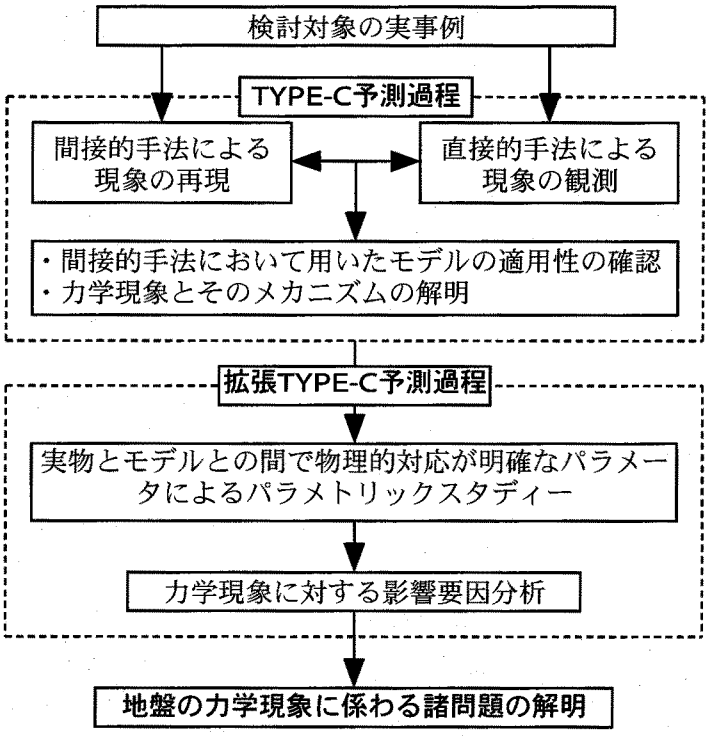


図 -2-4-1　拡張 TYPE-C 予測手法のフロー

に再現しているのではなく，予測対象事例における力学現象そのものを再現していると見なすことにより，TYPE-C予測の結果を利用して，地盤の力学挙動の把握ならびにそれに基づく力学現象の支配メカニズムの解明を行う。続いて，検討事例とモデルとの間で物理的対応が客観的に明確にされているパラメータを選び，これを変動パラメータとしたパラメトリックスタディー，すなわち，拡張TYPE-C予測を行う。この過程を通じて力学現象に対する影響要因分析を行うものである。そして，これら一連の過程を通じ，地盤の力学現象に係わる諸問題の解決を行おうとするものである。

1．1でも述べたように，拡張TYPE-C予測手法では間接的手法の最大の欠点である検討対象の力学現象に対するモデルの適用性を，実事例における力学現象の観測結果，すなわち直接的手法の結果によって検証する一方，直接的手法の欠点である力学現象の把握とそのメカニズムの解明のための情報量の不足，ならびに検討対象の力学現象に対する影響要因分析の問題を間接的手法の結果を利用することによって解消している。このように，直接的手法と間接的手法の結果を相互に補完し合うことにより，本手法では，地盤の力学現象に係わる諸問題を高い信頼性を保持しつつ効率的かつ合理的に解決することができる。

本手法において用いる間接的手法には種類による制限はなく，基本的には実験的手法ならびに解析的手法のいずれの手法を用いてもよい。ただし，本論文では，すべての検討事例において，解析的手法の一つである有限要素法に基づく数値解析手法を用いている。これは，この手法が実験的手法に比べ，取り扱うことのできる力学現象が豊富であるとともに，そのモデル化に対する自由度が高い。さらに，比較的自由に変動パラメータを選ぶことができる。それに加え，この手法からは数多くの種類の情報を，空間的にも時間的にも密に得ることができるためである。

2．5　結論

本章では，まず，Lambeによって分類された地盤工学における3つの予測について，その意味するところを予測において使用するモデルとの関連の点から考察した。次に，3つの予測のうちのTYPE-C予測を利用することにより，検討対象の力学現象に対する影響要因分析を合理的に行う方法について検討した。最後に，地盤の力学現象に係わる諸問題の解決を高い信頼性を保ちつつ，効率的に行うための新たな手法を検討した。

その結果，Lambeによる3つの予測のうち，TYPE-C予測は，予測に使用するモデルの検証を意味していることを確認した。次に，TYPE-C予測において検証されたモデルに対し，それを演繹的に拡張したモデルによる予測を拡張TYPE-C予測として提案するとともに，拡張TYPE-C予測によって検討対象の力学現象に対する合理的な影響要因分析が可能であることを指摘した。最後に，TYPE-C予測と拡張TYPE-C予測を組み合わせることにより，地盤の力学現象に係わる諸問題を効果的に解決するための拡張TYPE-C予測手法を提案した。

本章における具体的な知見は，以下の通りである。

1．Lambeによって分類された３つの予測のうち，TYPE-C予測は予測対象の事例における力学現象の再現だけでなく，それを再現するために構築されたモデルの適用性の検証を意味している。

2．検討対象の事例とそのTYPE-C予測によって検証されたモデルとの間で物理的対応が客観的に明確であり，かつ，その変動がモデルの根本的な特性に影響を及ぼさないようなパラメータを選び，それを変化させたモデルによる予測は，対応する仮想事例に対するTYPE-C予測の演繹的な拡張と見なすことができる。

3．拡張TYPE-C予測を利用すれば，検討対象の力学現象に対する影響要因分析を合理的に行うことができる。

4．提案した拡張TYPE-C予測手法では，まず，検討対象の実事例に対するTYPE-C予測を通じ，使用するモデルの適用性を検証する一方，実事例における力学現象の把握とそのメカニズムの解明をTYPE-C予測の結果を利用することにより行う。さらに，検証されたモデルによる拡張TYPE-C予測を通じ，検討対象の力学現象の影響要因分析を行うことによって，地盤の力学現象に係わる諸問題を高い信頼性を保ちつつ，効果的に解決できる。

参考文献（第２章）

1) Lambe, T. W. (1973) : Predictions in soil engineering, *Géotechnique*, Vol. 23, No. 2, pp. 149-202.

2) 小田和広，松井保 (2001) : 地盤工学における拡張 TYPE-C 予測手法とその適用例 , *第 46 回地盤工学シンポジウム平成 13 年度論文集* , pp. 217-222.

第３章　複合地盤の圧密沈下メカニズムと力学特性

３．１　概説

サンドドレーン（ＳＤ）工法やサンドコンパクションパイル（ＳＣＰ）工法は，軟弱粘土地盤に対する地盤改良工法として一般的に用いられている。これらの工法では，サンドパイル（砂杭）を軟弱粘土地盤中に打設することにより，砂杭と軟弱粘土とのいわゆる”複合地盤”が形成される。その主な効果として，①砂杭による圧密促進効果，②砂杭自身による荷重支持効果および③砂杭打設による原地盤に対する締固め効果などが挙げられる。ただし，ＳＤ工法のように改良率が低い場合，地盤中に貫入される砂杭は圧密促進のためだけに用いられ，砂杭自身による荷重支持効果および砂杭打設による原地盤に対する締固め効果はほとんど期待できない。一方，高置換率のＳＣＰ工法の場合，砂杭が打設された粘土地盤は，粘土と砂杭によって構成された複合地盤というよりも，強制的に置換された砂地盤として取り扱われることが多い。近年，ＳＤ工法とＳＣＰ工法のそれぞれの利点を生かし，置換率が30%前後の低置換率のＳＣＰ工法が利用されることが多くなりつつある[1)]。この工法の場合，砂杭が打設された粘土地盤の力学特性は，粘土または砂杭のいずれか一方の力学挙動によって支配されるのではなく，それら両者の力学的相互作用の影響を受ける。すなわち，複合地盤としての特性が顕著に現れる。したがって，この工法の利点を的確に評価するためには，ＳＤ工法のような改良率の低い場合から高置換率のＳＣＰ工法のように改良率が高い場合までの改良率の変化に伴う複合地盤の力学特性の変化を，そのメカニズムも含め明らかにする必要がある。

砂杭が打設された軟弱粘土地盤，すなわち複合地盤の力学挙動については，以前より研究が積み重ねられてきた。村山ら[2),3),4)]による一連の研究では，彼らが提案している土の応力～ひずみ関係式に基づき，側方変形を伴わない場合の複合地盤の力学挙動が解析されている。彼らは，解析結果に基づいて応力分担比ならびに沈下低減率などに対する考察を行っている。山口・村上[5)]は，砂杭がモール・クーロンの基準に従う弾塑性状態，粘土が弾性または弾塑性状態であるという仮定の下に，複合地盤の応力分担比を全応力解析によって求めている。福本・山肩は，砂杭とその周辺粘土の沈下量の差によって生じるせん断応力の伝達メカニズムを仮定し，これに基づき，複合地盤に作用する鉛直応力の分担に関する差分方程式を誘導した[6)]。そして，その考え方を彼らが実施した一連の模型実験に適用し，複合地盤内におけるせん断応力の伝達メカニズムについて考察した[7),8),9)]。大木・張・稲田[10)]は，一連の室内模型実験を通じ，圧密終了時間，応力分担比や沈下低減率に及ぼす砂杭の間隙比の影響について明らかにしている。榎・八木・矢田部らは，１次元圧密時における複合地盤の応力集中メカニズムを実験的に検討する[11)]とともに，塑性平衡理論に基づいて

応力分担比に関する検討を行っている[12),13),14)]。さらに彼らは，研究成果に基づき，慣用設計計算上の問題点についても指摘している[15)]。吉國ら[16)]は，中心にサンドパイルを有する供試体を用いた３軸試験を通じて，複合地盤の力学挙動を実験的に検討している。彼らは，予圧密過程における砂杭への応力集中と複合地盤の支持力の関係について考察している。北詰ら[17)]および鄭ら[18)]は，それぞれ未貫通ＳＤならびに未貫通ＳＣＰが打設された軟弱粘土地盤の圧密挙動に関する室内模型実験を通じて，その応力分担挙動を明らかにしている。平尾[19)]は，ＳＣＰ工法によって改良された粘土地盤の現場載荷実験から，沈下量に基づく応力分担比を求めた。そして，応力分担比は最終沈下量の増加に反比例して減少することを指摘している。井上ら[20)]は，ＳＣＰ工法によって改良された粘土地盤の応力分担特性を計測事例を使って考察し，支持力問題と沈下問題における応力分担挙動がそれぞれ異なるメカニズムによって支配されることを示唆した。末松・坪井[21)]は，応力分担比に関する過去の知見を整理するとともに，現場計測結果も含め，載荷圧力と応力分担比の関係について考察しいる。石崎ら[22)]は，中心に砂杭を有する粘土供試体の軸対称応力下における力学挙動を３軸試験によって実験的に明らかにするとともに，その力学挙動を彼らが提案する数値解析手法によって再現した。さらに，石崎[23)]は，杭状改良地盤全体の力学挙動における３次元的な効果を有限要素法において表現するために，マルチリンクエレメントと呼ばれる複合要素を提案した。また，この要素に関口らによるマクロ・エレメント法を併用することにより，複合地盤の非排水支持力だけでなく，ドレーンの排水効果を考慮した複合地盤の準３次元的圧密変形解析手法を提案した。石崎[24),25)]は，この解析手法を改良杭体が多数並列している場合や異なる改良形式を有する複合地盤の力学挙動の解明のために適用している。

本章では，複合地盤の力学特性，特に圧密沈下メカニズムとその特性を拡張TYPE-C予測手法によって検討する。まず，複合地盤の圧密沈下挙動に関する一連の室内模型実験に対するTYPE-C予測を通じ，複合地盤を構成する砂杭と粘土それぞれの要素レベルでの非線形力学挙動を検討するとともに，複合地盤の圧密沈下メカニズムを砂杭と粘土との力学的的相互作用の観点から考察する。次に，拡張TYPE-C予測を通じて，砂杭および粘土それぞれの力学的挙動に加え，圧密沈下メカニズムに対する改良率と載荷圧力増分の影響を検討する。最後に，複合地盤の沈下低減メカニズムを考察するとともに，砂杭と粘土との応力分担特性および複合地盤の沈下低減特性について，両者の関係も含め検討する。

３．２　複合地盤の圧密挙動に関する室内模型実験

３．２．１　実験装置

図-3-2-1は実験装置の概略を示している[26)]。実験装置は，円筒型圧密土槽および載荷フレームによって構成されている。以下にそれぞれについて説明する。

a. 圧密土槽　　模型実験に用いた圧密土槽のサイズは，内径 280mm，内深 625mm である。土槽の内面は，摩擦低減のために硬質クロムメッキ処理が施されている。また，土槽への粘土の充填，圧力計などの設置および圧密終了後の試料採取などの作業性を確保するため，土槽は上下２段に分割できるようになっている。上段土槽は，高さ 340mm であり，その上面には載荷ロッドの鉛直性を保持するための鉛直支持枠を取り付けることができるようになっている。下段土槽は，内深 285mm であり，その下部には土中に設置するセンサーのコードを引き出すため，および排水用スタンドパイプのための接続孔が設けられている。

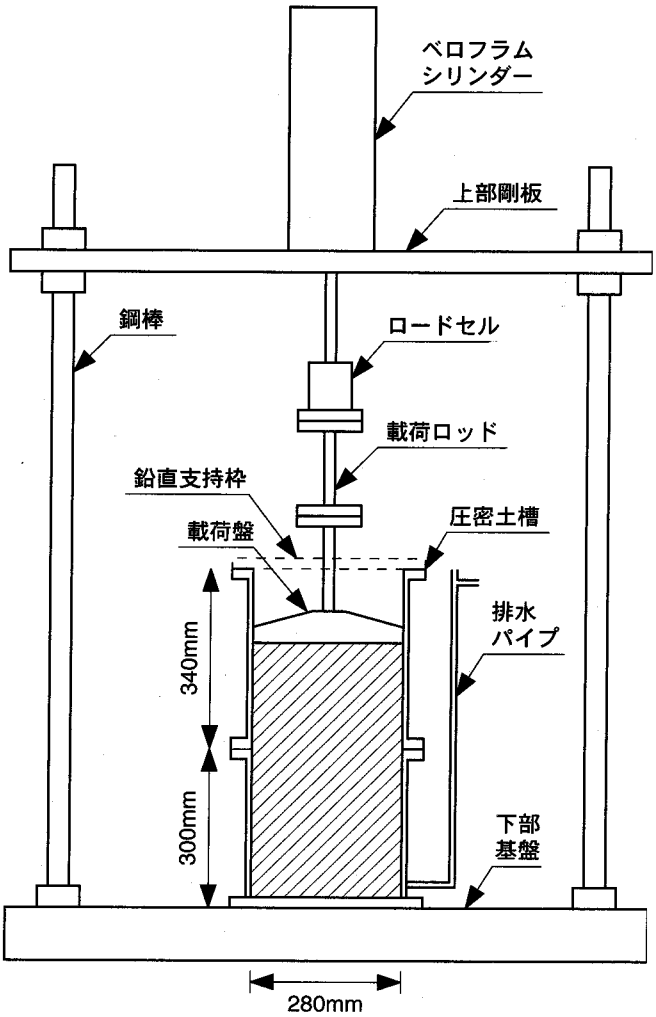


図 -3-2-1　実験装置

b. 載荷フレーム　　載荷フレームは，上部剛板（1150mm×400mm×30mm）と下部基板（1150mm×915mm× 110m）を４本の鋼棒（直径 40mm，長さ 2300mm）によって剛結することにより形成されている。上部鋼板の中央には複動式のベロフラムシリンダーが取り付けられている。このベロフラムシリンダーに所定の空気圧を供給することにより，載荷ロッドと載荷板を介して土槽内の模型地盤に荷重を載荷する。ベロフラムシリンダーは，供給圧差 98kPa 当たり約 1.8kN の出力特性を有し，そのストローク長は 240mm である。載荷板は直径 280mm の円盤形の剛板であり，載荷盤を通じての排水を可能にするため直径 2mm の穴を多数有している。

３．２．２　実験材料

a. 粘土試料　　模型地盤に用いた粘土は市販の工業用カオリン粘土（ASP200 CLAY）である。表 -3-2-1 は粘土試料の物理特性を示している[26),27)]。統一分類法によれば，この粘土は高塑性で圧縮性の高い粘土に分類される。

b. 砂試料　　本実験では砂杭および排水用敷砂には淀川砂を用いている。表 -3-2-2 および図 -3-2-2 は，砂試料の物理特性および粒度分布をそれぞれ示している[26),27)]。

表 -3-2-1　粘土試料の物理特性

比重	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数
2.62	82.6	28.6	54.0

図 -3-2-2 中の実線は使用した砂の粒度分布を，破線はドレーン材として適する砂の粒度分布の範囲をそれぞれ示している。本実験で使用する砂はドレーン材として適していることが分かる。

表 -3-2-2　砂試料の物理特性

比重 GS	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}
2.64	0.87	0.58

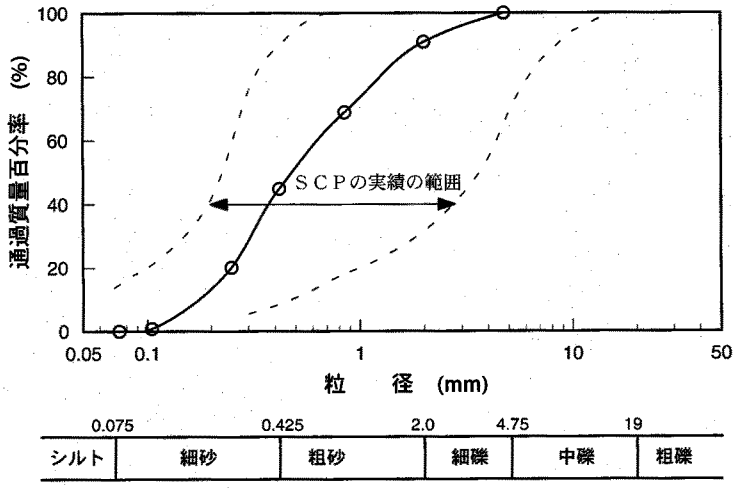


図 -3-2-2　砂試料の粒度分布（文献 28) に加筆）

３．２．３　模型地盤の作製手順

図 -3-2-3 は模型地盤の作製手順を示している[26]。以下に，それぞれの過程について詳述する。

a. 粘土試料の作成　　乾燥状態にあるカオリン粘土を，その液性限界のほぼ２倍にあたる 150% の含水比に調整し，大型ミキサーで約６時間練返す。その後，約２４時間静置させた後，再度ミキサーで２時間練返し，粘土試料を完成させる。

b. 粘土試料の圧密土槽への充填　　土槽の下部に約 50mm の厚さを有する排水用砂層を敷設する。その後，スラリー状の粘土試料を空気を混入させないように，静かに厚さ約 550mm になるように土槽に充填する。その際，所定の位置に土圧計および間隙水圧計を設置する。

c. 予備圧密１　　充填した粘土を所定の状態にするため予備圧密を行う。予備圧密は２段階に分けて行われる。それぞれの段階における圧密圧力は 2.16kPa（載荷盤の自重）および 9.8kPa である。なお，予備圧密１によって模型地盤には約 150mm の沈下が生じ，粘土の間隙比は約 2.72 になる。

d. 砂杭の打設　　予備圧密１の終了後，改良率に応じた外径を有する薄肉中空パイプを内部の粘土を排除しながら模型地盤の中心に地盤に対して鉛直に貫入する。パイプ下端が下部排水砂層に達した後，水中落下法によりパイプ上端から砂を投入し，砂杭

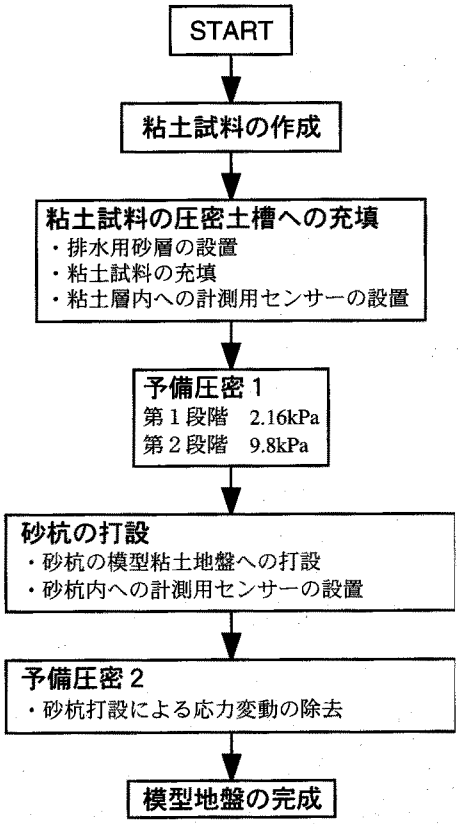


図 -3-2-3　模型地盤の作製手順

を作成する。この時，同時に所定の深度に土圧計も設置する。事前の予備実験において同様の方法で作成した砂供試体の間隙比は0.72であった。したがって，砂杭の相対密度は52%と推定される。

e. 予備圧密２　　砂杭打設後，砂杭打設による応力変動を取り除くため，再度9.8kPaで圧密行う。そして，この過程をもって模型地盤の作成を完了する。

３．２．４　実験ケース

表-3-2-3は実験ケースを示している[26),27)]。ここで，初期層厚とは，砂杭打設後の予備圧密圧密２が終了した段階，すなわち，実験開始直前の段階での模型地盤の層厚を示している。実験は，改良率が5%, 10%, 25%および無改良の４つのシリーズを行った。それぞれのシリーズでは所定の載荷圧力に達するまで，３～５段階に分けて段階載荷を行った。したがって，現段階において載荷されている圧力が次段階における初期圧力となる。

圧力の載荷はベロフラムシリンダーにより瞬時に行った。また，各段階における１次圧密の終了は圧密時間と模型地盤の沈下量との関係を用い，３ｔ法により決定した。なお，排水条件は上下面排水とし，排水用スタンドパイルの水位は土槽内の水位と一致させた。

３．２．５　計測システム

表-3-2-4は模型実験における測定項目とそれらを測定するために用いたセンサーの一覧を示している[26)]。また，図-3-2-4はそれらセンサーの設置位置を示している。模型地盤全体の沈下量については，載荷盤の沈下量と等しいことから，それをダイヤルゲージにより測定した。載荷圧力については，ロードセルによって測定された載荷重を載荷盤の面積で除することによって間接的に求めた。砂杭および粘土に作用する鉛直方向の垂直応力については，それぞれEPS-1~4およびEPC-1~4のそれぞれ合計４づつの土圧計によって，一方，粘

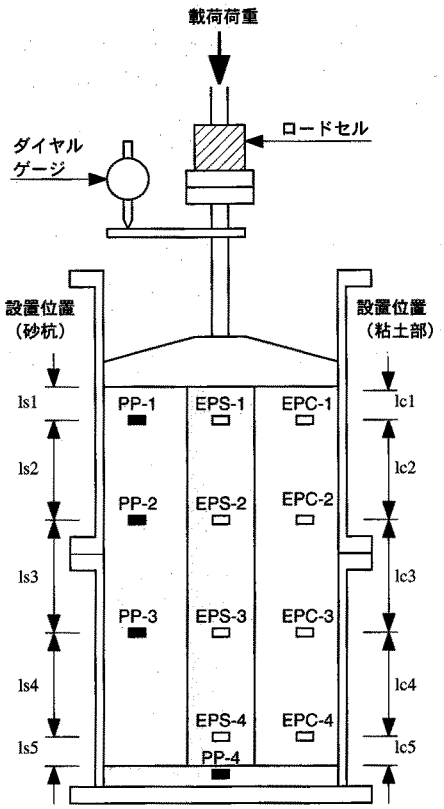
表-3-2-3　実験ケース

改良率 (a_s)	初期層厚 (H)	実験シリーズ	実験ケース	初期圧力 (σ_i)	載荷圧力 (σ)	増加圧力 ($\Delta\sigma$)
無改良	380mm	As-N	As-N-1	9.8 kPa	21.6 kPa	11.8 kPa
			As-N-2	21.6 kPa	39.2 kPa	17.6 kPa
			As-N-3	39.2 kPa	68.6 kPa	29.4 kPa
			As-N-4	68.6 kPa	107.8 kPa	39.2 kPa
			As-N-5	107.8 kPa	176.4 kPa	68.6 kPa
5%	379mm	As-5	As-5-1	9.8 kPa	39.2 kPa	29.4 kPa
			As-5-2	39.2 kPa	68.6 kPa	29.4 kPa
			As-5-3	68.6 kPa	98.0 kPa	29.4 kPa
10%	377mm	As-10	As-10-1	9.8 kPa	39.2 kPa	29.4 kPa
			As-10-2	39.2 kPa	68.6 kPa	29.4 kPa
			As-10-3	68.6 kPa	98.0 kPa	29.4 kPa
25%	394mm	As-25	As-25-1	9.8 kPa	49.0 kPa	39.2 kPa
			As-25-2	49.0 kPa	88.2 kPa	39.2 kPa
			As-25-3	88.2 kPa	127.4 kPa	39.2 kPa
			As-25-4	127.4 kPa	161.7 kPa	34.3 kPa

土における間隙水圧については，PP-1~3の合計３つの間隙水圧計によって測定した。また，砂杭および下部砂層の排水性の確認のため，下部砂層の間隙水圧をPP-4によって測定した。なお，図-3-2-4における粘土の土圧計および間隙水圧計の設置位置は，粘土試料の土槽への充填時点，一方，砂杭内の土圧計の設置位置は，砂杭打設時点での値を示している。また，実験では粘土の土圧計および間隙水圧計を，そのいずれもが中間深度に対してほぼ対称となるように配置した。これらセンサーを設置する際には，受圧面を所定の位置と方向になるように慎重に設置した。さらに，設置後，粘土の充填はできるだけ均等かつ少量づつ行い，粘土充填によるセンサーの移動を極力防いだ。だたし，それらの設置位置は実験終了後に再確認することはできなかった。砂杭内の土圧計の設置位置は，予備圧密１によって生じた沈下量を考慮して推定された粘土中の土圧計および間隙水圧計の設置位置と対応するように決定した。なお，本実験に先立ち土圧計および間隙水圧計のキャリブレーションのための予備実験を行った。土圧計については砂または粘土だけが充填された土槽を用いた載荷実験を，間隙水圧計については圧力容器を用いた載荷試験を行い，それぞれについて校正係数を求めた。

表-3-2-4　測定項目とセンサー

計測項目	計測機器
模型地盤の沈下	ダイヤルゲージ
載荷重	ロードセル
サンドパイルに作用する鉛直応力	土圧計
粘土に作用する鉛直応力	土圧計
粘土の間隙水圧	間隙水圧計



EPS-1~4 :土圧計（砂杭部鉛直土圧測定用）
EPC-1~4 :土圧計（粘土部鉛直土圧測定用）
PP-1~3 : 間隙水圧計（粘土部間隙水圧測定用）
PP-4 : 間隙水圧計（砂杭の排水性確認用）

実験シリーズ	lc1 (mm)	lc2 (mm)	lc3 (mm)	lc4 (mm)	lc5 (mm)
As-N	35	146	180	127	43
As-5	21	164	175	148	22
As-10	37	112	234	106	43
As-25	21	148	193	143	45

実験シリーズ	ls1 (mm)	ls2 (mm)	ls3 (mm)	ls4 (mm)	ls5 (mm)
As-N	25	104	129	91	30
As-5	15	117	125	106	16
As-10	26	79	166	75	31
As-25	15	106	138	103	32

図-3-2-4　センサーの設置位置

３．３　模型実験のモデル化

３．３．１　解析手法

TYPE-C予測のための数値シミュレーションには，リターンマッピング手法[29]を組み込んだ弾粘塑性軸対称多次元圧密有限要素法[30]（詳細は**付録Ａ．１**および**Ａ．３**参照）を用いた。

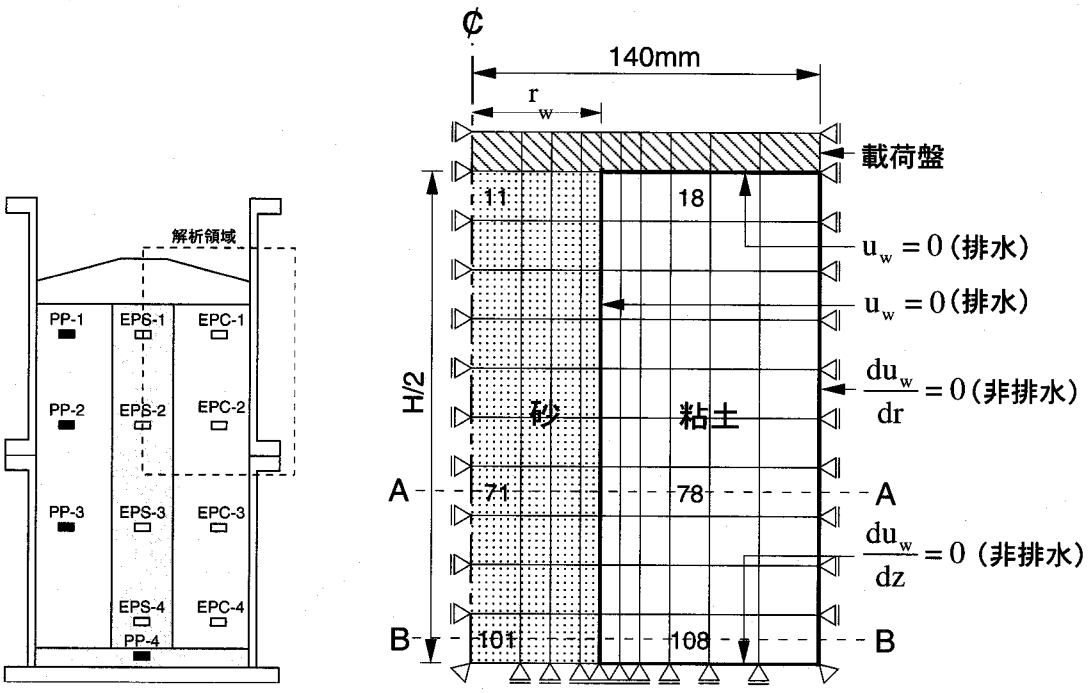
3．3．2　模型地盤の解析モデル

図-3-3-1は解析モデルを示している[26),30),31)]。模型地盤は中心に円柱状の砂杭を持つ円柱であることから軸対称問題として取り扱うこととした。変位に関する境界条件について考察すれば，上面は載荷盤によって，一方，下面は排水用砂層によって水平変位が拘束されるとともに，両面それぞれで平面的に均等な鉛直変位が生じる。また，間隙水に関する境界条件について考察すれば，上下面ともに排水条件が保たれる。さらに，載荷圧力に比べ，自重による効果が無視できるほど小さいことから，上下方向についても中間深度に対する対称性が保たれるものと考えられる。このことから，図-3-3-1に示すように模型地盤の上半分だけを解析モデルとして取り出すこととした。解析では，粘土にだけ多次元圧密解析を適用しており，砂杭および載荷盤では釣合い方程式のみが構築される。したがって，間隙水に関する境界条件は，側面および底面において過剰間隙水圧の勾配が0である非排水条件，載荷盤および砂杭と接する境界において過剰間隙水圧が0である排水条件が適用される。なお，図中の要素11，18，71および78とそれぞれに対応する土圧計ならびに間隙水圧計の関係は図中に示すとおりである。

3．3．3　地盤材料の力学モデルとパラメータ

（1）砂の力学モデルとパラメータ

複合地盤に荷重が載荷されると，砂杭と粘土との剛性差によって砂杭に応力集中が生じ



計測用センサー設置位置と要素との対応関係

砂杭の土圧	：EPS-1&4 → 11，	EPS-2&3 → 71
粘土の土圧	：EPC-1&4 → 18，	EPS-2&3 → 78
粘土の間隙水圧	：PP-1&4 → 18，	PP-2&3 → 78

図-3-3-1　解析モデル

るものと予想される。特に，改良率が低い場合，応力集中効果は顕著になり，場合によっては砂杭が破壊状態に至ることが推察される。また，砂は剛性および強度ともに拘束圧依存性を示すとともに，その特徴的な変形特性として，顕著なダイレイタンシー特性を有する。これらの特性も複合地盤の力学特性に大きな影響を及ぼすものと考えられる。このような点を考慮し，本節では，砂の力学挙動を表現するために拡張されたDrucker-Pragerの基準に基づく力学モデル（**付録Ａ．２．４（２）**参照）を用いることとした[26),31)]。すなわち，このモデルにおける考え方は，破壊基準に達するまでは次式で表される体積弾性係数(K)を持つ弾性体として挙動する。

$$K = K_0\left(\frac{p'}{p'_0}\right)^m \tag{3-3-1}$$

ここに，p' およびｍはそれぞれ平均有効応力および材料定数である。また，添字の０は基準状態の値であることを示している。一方，破壊状態に達した後は，それぞれ式(3-3-2)および(3-3-3)によって表される降伏関数（f）と塑性ポテンシャル（g）を有する弾塑性体として挙動する。

$$f = q - \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'}p' - \frac{6\cos\phi'}{3-\sin\phi'}c' \tag{3-3-2}$$

$$g = q - \alpha_{dil}p' \tag{3-3-3}$$

ここに，φ' および c' はそれぞれ内部摩擦角および粘着力，α_{dil} は塑性ひずみ増分比である。また，p' は平均主応力ならびに q は一般化せん断応力であり，それぞれ次式によって与えられる。

$$p' = \frac{\sigma'_r + \sigma'_z + \sigma'_\theta}{3} \tag{3-3-4}$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}\left\{(\sigma'_r - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_\theta)^2 + (\sigma'_\theta - \sigma'_r)^2 + 6\tau_{rz}^2\right\}} \tag{3-3-5}$$

したがって，この力学モデルにおける材料パラメータは，

①式(3-3-2)に含まれる破壊基準のパラメータである内部摩擦角（φ'）と粘着力（c'），

②式(3-3-3)に含まれるダイレイタンシー特性を表現するパラメータである塑性ひずみ増分比（α_{dil}），

③弾性的な力学挙動を表現するためのＫに関わるパラメータとポアソン比（ν）

である。ここでは，３軸試験機を用いた等方圧縮試験と平均主応力一定排水圧縮試験から上記のパラメータの決定を行った[26),31)]。図-3-3-2はこれらのパラメータを決定するためのフローを示している。以下にそれぞれのパラメータの決定過程について説明する。

a. 体積弾性係数　　Ｋについては，等方圧縮試験を通じて決定した。等方圧縮試験は模型実験において砂杭が受けるであろう応力レベルを考慮し，以下の手順に従って行わ

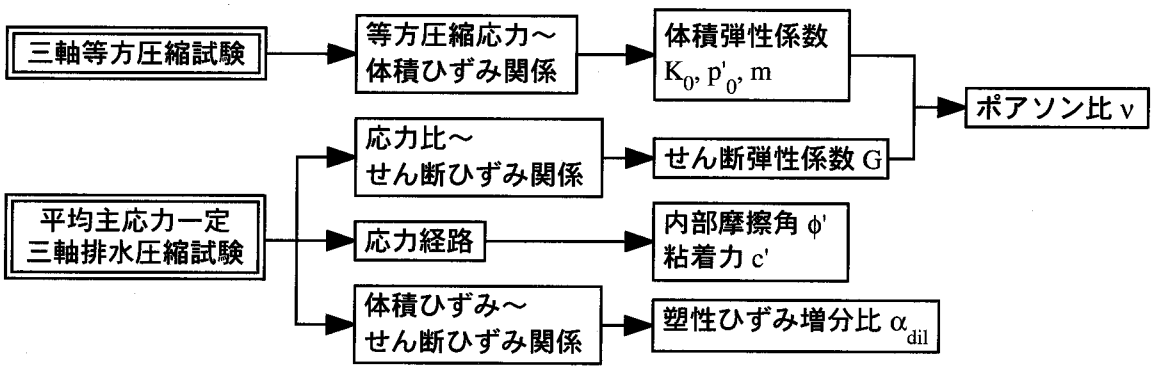


図 -3-3-2　砂の力学パラメータの決定フロー

れた。まず，模型実験と同じく水中落下法によって作成した砂供試体を 19.6kPa で等方圧密する。その後，298.9kPa に達するまで等方圧縮応力（σ'_m）を段階的に増加させ，このとき発生する体積ひずみ（ε_{vol}）を測定する。図 -3-3-3 は等方圧縮試験から得られた ε_{vol} と σ'_m の関係を示している。ε_{vol} と σ'_m の関係は非線形であり，その傾きは σ'_m の増加に伴い減少している。ここで，各載荷段階における K を次式によって近似的に決定する。

$$K = \frac{\Delta\sigma'_m}{\Delta\varepsilon_{vol}} \qquad (3\text{-}3\text{-}6)$$

ここに，$\Delta\sigma'_m$ および $\Delta\varepsilon_{vol}$ はそれぞれ等方圧縮応力増分および体積ひずみ増分である。図 -3-3-4 は式 (3-3-4) によって得られた K と σ'_m の関係を示している。K は σ'_m の増加に伴い，大きくなっている。ここで，σ'_m は p' と等しいことから，K と σ'_m の関係に式 (3-3-1) を適用すれば，図 -3-3-4 中に示しているように，0.937 という高い相関係数が得られる。このことから，決定されたパラメータも含め，式(3-3-1)によって K を評価することは妥当であると考えられる。

b. 内部摩擦角および粘着力　　等方圧縮試験と同様に，平均主応力一定排水圧縮試験も模型実験における応力レベルに対応す

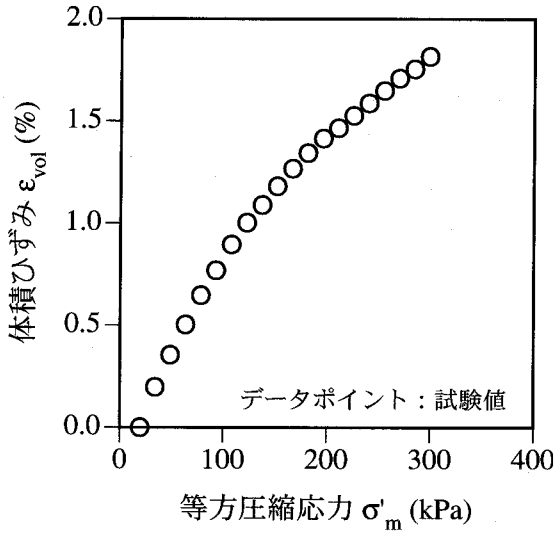


図 -3-3-3　体積ひずみと等方圧縮応力の関係

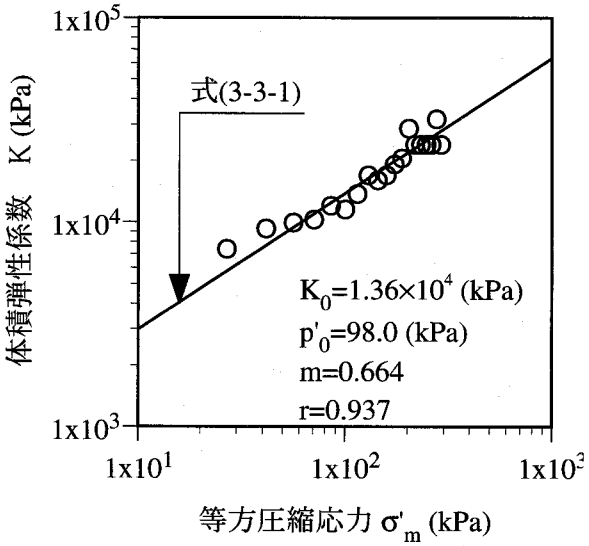


図 -3-3-4　体積弾性係数と等方圧縮応力の関係

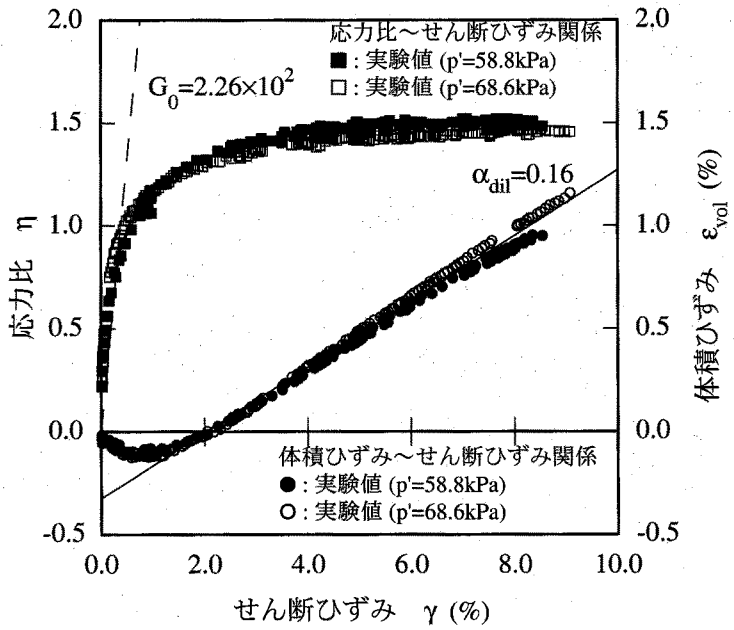


図-3-3-5　応力比とせん断ひずみの関係ならびに体積ひずみとせん断ひずみの関係

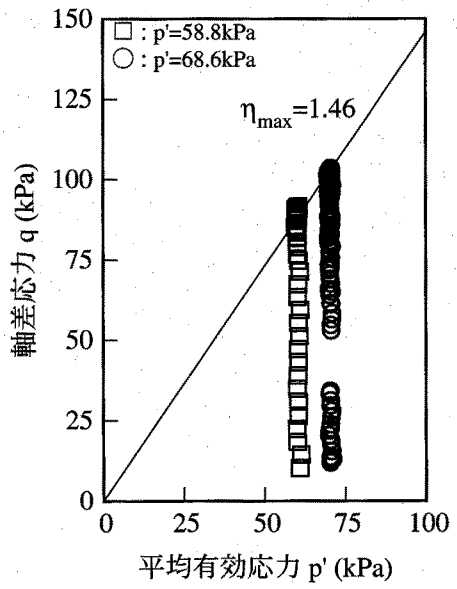


図-3-3-6　有効応力経路

ると予想される58.8kPaと68.6kPaの拘束圧下で行われた。図-3-3-5は応力比（η）とせん断ひずみ（γ）の関係およびε_{vol}とγの関係を併せて示している。また，図-3-3-6は有効応力経路を示している。いずれの拘束圧下においてもγが約4%に達したときにηは最大値（η_{max}）に達しており，その値は約1.46である。また，どちらの試験においてもひずみ軟化特性は観察されれず，γが約4%に達した以降のηは，ほぼ一定値を保っている。ここで，砂試料は粘着力を持たないと仮定すれば，式(3-3-2)における粘着力に関するパラメータは次のようになる。

$$c' = 0 \tag{3-3-7}$$

また，次式で与えられるη_{max}とφ'の関係から，φ'の値として36.0°を決定した。

$$\phi' = \sin^{-1}\left(\frac{3\eta_{max}}{6+\eta_{max}}\right) \tag{3-3-8}$$

c. 塑性ひずみ増分比　　ηがほぼη_{max}に達した状態において，発生するγとε_{vol}がすべて塑性成分であると仮定すれば，次式から塑性ひずみ増分比（α_{dil}）を求めることができる。

$$\alpha_{dil} = -\frac{dv^p}{d\gamma^p} \tag{3-3-9}$$

ここに，dv^pおよび$d\gamma^p$はそれぞれ塑性体積ひずみ増分および塑性せん断ひずみ増分である。図-3-3-5におけるε_{vol}とγの関係において，γが4%に達した以降，γに対するε_{vol}の傾きがほぼ一定であることから，この部分について式(3-3-9)を適用すれば，α_{dil}の値として0.16

を決定できる。

d. ポアソン比　　νについては，Kおよびせん断弾性係数(G)から決定する。ここで，Gについては，まず，ηとγの関係における初期の勾配を直線近似することにより，p'によって正規化されたせん断弾性係数(G_0)を求める（図-3-3-5参照）。次に，KおよびGともに応力レベルに依存するため，対象とすべき応力レベルとしてp'=58.8kPaを選び，その状態におけるKおよびGをそれぞれ式(3-3-1)および次式を使って求める。

$$G = G_0 p' \tag{3-3-10}$$

続いて，KおよびGから次式によってνを求める。

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} \tag{3-3-11}$$

表-3-3-1はこのようにして決定された砂の力学パラメータの一覧を示している。ここで，選択された力学モデルの適用性と決定されたパラメータの妥当性を検証するために，要素試験に対する数値シミュレーションを行った。

図-3-3-7は等方圧縮試験におけるε_{vol}とσ'_mの関係における試験結果と解析結果の比較を示している。数値シミュレーションは試験に用いた砂の等方圧縮挙動を的確に再現している。

図-3-3-8は平均主応力一定排水圧縮試験におけるηとγの関係およびε_{vol}とγの関係における試験結果と解析結果の比較をそれぞれ示している。ηとγの関係において，せん断初期のひずみレベルが0.5%程度までは試験結果と解析結果はよく一致している。また，破壊状態に達した4.0%以降においても両者はよく一致している。一方，ε_{vol}とγの関係において，γが約1.0%に達するまでを除けば，解析結果によるγに対するε_{vol}の増加率は，試験結果によるそれとほぼ一致している。すなわち，ダイレイタンシー挙動が適切に表現されていることが分かる。

以上のことから，拡張されたDrucker-Pragerの破壊基準に基づく力学モデルと決定された力学パラメータの組み合わせによって，模型実験に用いる砂の非線形力学挙動を再現でき

表-3-3-1　砂の力学パラメータ

力学パラメータ		値
基準体積弾性係数	K_0	1.36×10^4 kPa
基準平均有効応力	p'_0	98.0 kPa
材料定数	m	0.664
内部摩擦角	ϕ'	36.0°
粘着力	c'	0.0 kPa
塑性ひずみ増分比	α_{dil}	0.16
ポアソン比	ν	0.03

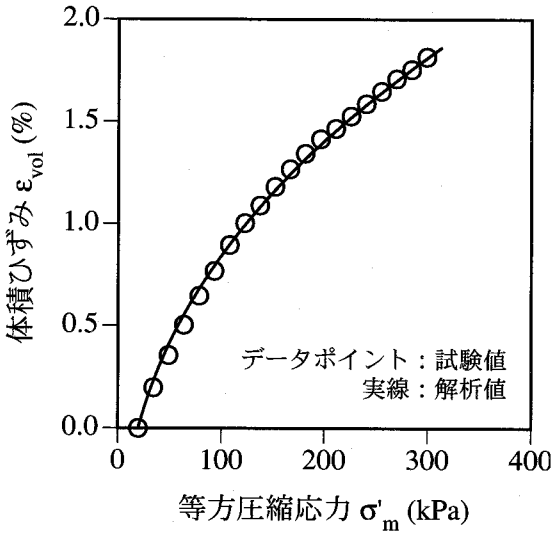


図-3-3-7　体積ひずみと等方圧縮応力の関係における試験結果と解析結果の比較

ることが確認された。

（２）粘土の力学モデルとパラメータ

模型地盤を構成している粘土は，高含水比かつ低応力状態であるため，１次圧密だけでなく２次圧密を含む圧縮性が非常に大きい。さらに，既往の研究によれば，粘土も破壊状態に達することが推察されるため，速度依存性も含むせん断挙動を正確に表現することも重要である。このため，粘土の力学挙動は，松井・阿部によって提案された弾粘塑性モデル[32]（**付録Ａ．２．３（３）**参照）によって表現することとした。松井・阿部による弾粘塑性モデルには以下の力学パラメータが必要である。

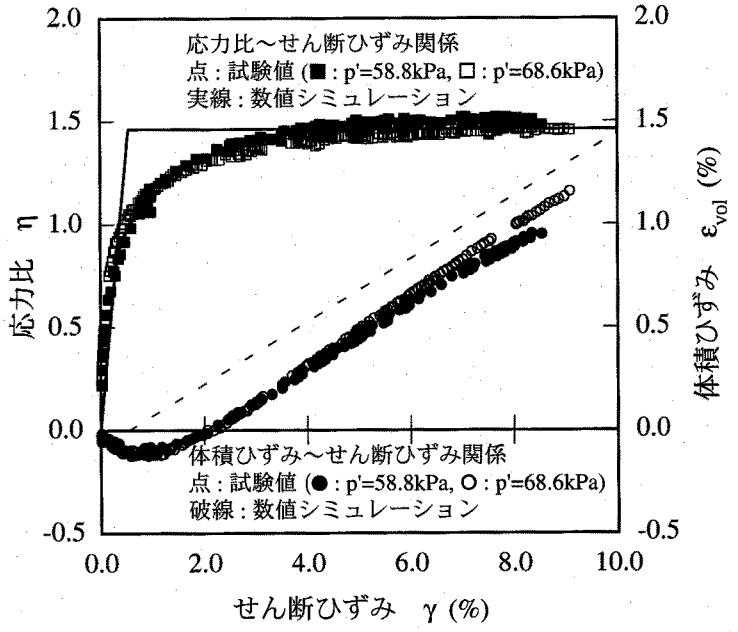


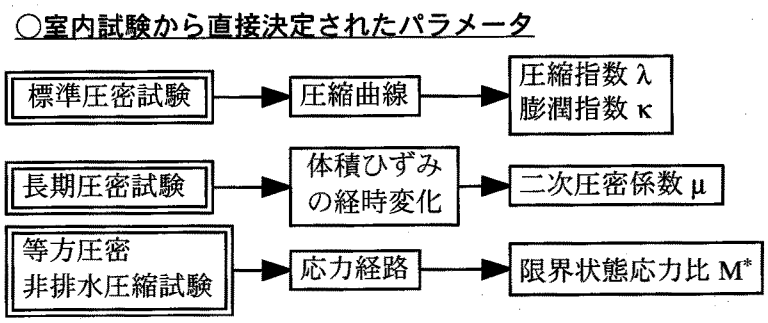
図-3-3-8　応力比とせん断ひずみ関係ならびに体積ひずみとせん断ひずみ関係における試験結果と解析結果の比較

①弾塑性パラメータとして圧縮指数（λ），膨潤指数（κ），限界状態における応力比（M^*），初期状態における応力比（η_{K_0}）およびポアソン比（ν）

②粘塑性パラメータとして２次圧密係数（μ），基準粘性体積ひずみ速度（$\dot{v}_r^v$）および内部拘束ひずみ（δ）

図-3-3-9はこれらのパラメータに対する決定フローを示している[26),31)]。一連の力学試験から直接決定することのできるパラメータは，弾塑性パラメータのλ，κおよびM^*，粘塑性パラメータの２次圧密係数μだけである。これ以外のパラメータについては，近似式などに基づき，妥当な値を設定した。

a. 圧縮指数および膨潤指数λおよびκについては，標準圧密試験における圧縮・膨潤曲線から決定した。標準圧密試験では，できる限り模型実験における状態と対応させるため，スラリー状の試料



○近似式等から推定されたパラメータ

K_0状態における応力比 η_{K_0}

ポアソン比 ν

基準粘性体積ひずみ速度 $\dot{v}_r^v$

内部拘束ひずみ δ

図-3-3-9　粘土の力学パラメータの決定フロー

に対し，低圧状態からの圧密試験を行った。図-3-3-10は圧縮曲線を示している。試験結果から，λおよびκの値として，それぞれ0.3777および0.0354を決定した。

b. 限界状態における応力比　　粘土のM^*は，正規圧密状態におけるηの最大値と等しいとみなしてよく，また，圧密時の応力誘導異方性の影響を受けない。したがって，等方圧密非排水3軸試験によってM^*を決定した。図-3-3-11は非排水せん断時における有効応力経路を示している。試験結果から，M^*の値として1.15を決定した。

c. 2次圧密係数　　μは，1次圧密終了後のε_{vol}の経時変化から決定される。このため，次のような条件下において長期圧密試験を行った。すなわち，スラリー状の粘土を9.8kPaの圧密圧力（σ'_{v0}）で予備圧密した後，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）として29.4kPaの圧力を加え，トータルの載荷圧力としては39.2kPaの下で約2週間長期圧密試験を行った。なお，試験には標準圧密試験機を用いた。図-3-3-12は長期圧密試験におけるε_{vol}の経時変化を示している。μはε_{vol}の時間の対数軸に対する傾きとして次式で与えられる。

$$\mu = -\frac{d\varepsilon_{vol}}{d\ln(t)} \qquad (3\text{-}3\text{-}12)$$

試験結果からμの値として0.0022 (1/min)を決定した。

d. 初期状態における応力比　　模型地盤は側方が拘束されているため，予備圧密終了状態ではK_0状態であると考えられる。したがって，η_{K_0}を次式によって与えることにした。

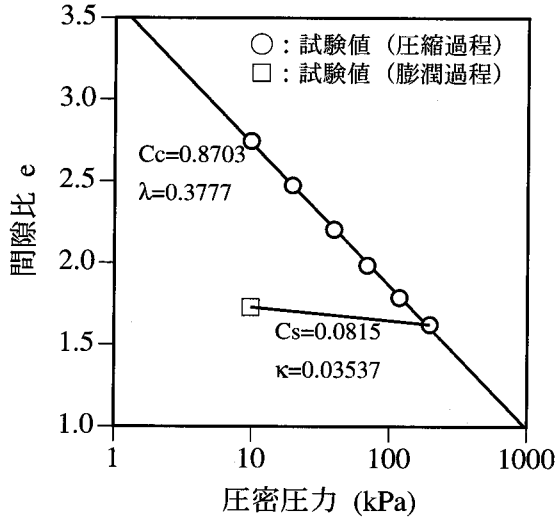


図-3-3-10　圧縮曲線

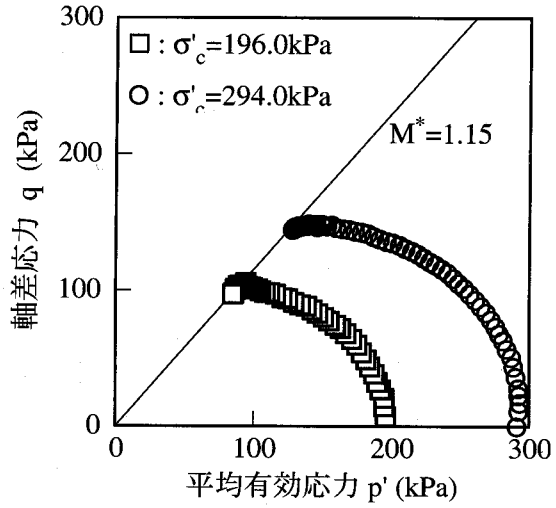


図-3-3-11　有効応力経路

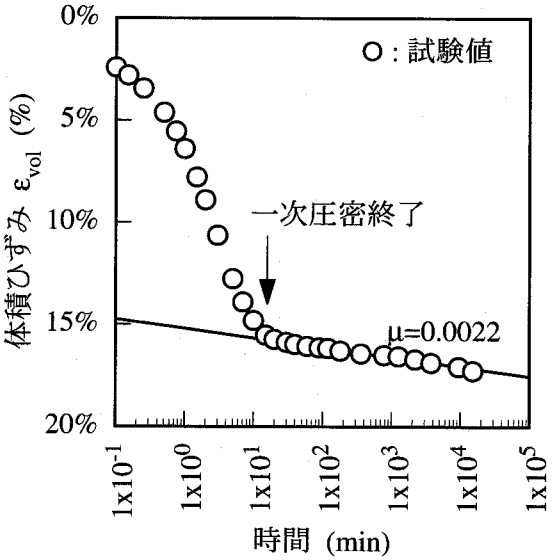


図-3-3-12　長期圧密試験における体積ひずみの経時変化

$$\eta_{K_0} = \frac{3(1-K_0)}{(1+2K_0)} \tag{3-3-13}$$

ところで，M^* と ϕ' の間には次の関係がある。

$$\phi' = \sin^{-1}\left(\frac{3M^*}{6+M^*}\right) \tag{3-3-14}$$

M^* は 1.15 であるので，式(3-3-14)から ϕ' は 28.85° となる。ここで，Jaky の式

$$K_0 = 1-\sin\phi' \tag{3-3-15}$$

を適用すると，K_0 の値として 0.518 を得ることができる。この値を式(3-3-13)に代入すると，η_{K_0} の値として 0.710 が決定できる。

e. ポアソン比　　ν と K_0 の間には，次式が成り立つ。この関係を利用すれば，ν は 0.341 になる。

$$\nu = \frac{K_0}{1+K_0} \tag{3-3-16}$$

f. 基準粘性体積ひずみ速度　　$\dot{v}_r^v$ は粘性体積ひずみ（v^v）が０であり，粘塑性体積ひずみ（v^{vp}）と塑性体積ひずみ（v^p）が一致するときの粘性体積ひずみ速度（$\dot{v}^v$）として定義される（**付録Ａ．２．３（３）**参照）。この状態は，１次圧密終了時の状態と仮定することができる[32]。また，μ と $\dot{v}_r^v$ の比は特性時間（t_c）としての意味を有している[33]。したがって，t_c の値として１次圧密終了に要する時間を目安にすれば，次式より $\dot{v}_r^v$ を決定することができる。

$$\dot{v}_r^v = \frac{\mu}{t_c} \tag{3-3-17}$$

本実験では，改良率によって差はあるものの１次圧密終了に要する時間は約 10000 分程度であると考えられるため，上式を用い，$\dot{v}_r^v$ の値として 2.2×10^{-7} (1/min) を決定した。

g. 内部拘束ひずみ　　δ は v^v を制御するパラメータである。すなわち，$\dot{v}^v$ と $\dot{v}_r^v$ の比が δ に比して小さくなれば v^v が生じない，つまり，２次圧密挙動が生じないことになる（**付録Ａ．２．３（３）**参照）。今回の模型実験では２次圧密が終了すると考えられるほど長期間の載荷を行わない。したがって，δ が数値シミュレーションの結果に影響を及ぼさないように，その値として，0.001 とした。

表 -3-3-2 はこのようにして決定された粘土の力学パラメータを示している。ここで，

表 -3-3-2　粘土の力学パラメータ

力学パラメータ		値
圧縮指数	λ	0.3777
膨潤指数	κ	0.0354
限界状態における応力比	M^*	1.15
K 0状態における応力比	η_{K_0}	0.710
ポアソン比	ν	0.341
二次圧密係数	μ	2.2×10^{-3}
基準粘性体積ひずみ速度	$\dot{v}_r^v$	2.2×10^{-7}
内部拘束ひずみ	δ	0.001

選択したモデルの適用性と決定されたパラメータの妥当性を検証するために，要素試験の数値シミュレーションを行った。

図-3-3-13は圧縮曲線における試験結果と解析結果の比較を示している。標準圧密試験の結果は解析結果から得られる圧縮曲線上に位置している。図-3-3-14は長期圧密試験における試験結果と解析結果の比較を示している。１次圧密から２次圧密にかけて解析結果は試験結果とよく一致している。したがって，本モデルと決定された力学パラメータの組み合わせによって，模型実験に用いた粘土の２次圧密を含む圧密挙動を的確に再現できることが確認された。

図-3-3-15および図-3-3-16は等方圧密非排水３軸圧縮試験における軸差応力（q）とγの関係および有効応力経路における試験結果と解析結果の比較をそれぞれ示している。試験結果と解析結果は非常によく一致している。したがって，本モデルと決定された力学パラメータの組み合わせによって，模型実験に用いた粘土のせん断挙動をも的確に再現できることが確認された。

以上の結果から，松井・阿部によって提案された弾粘塑性モデルと決定された力学パラメータ

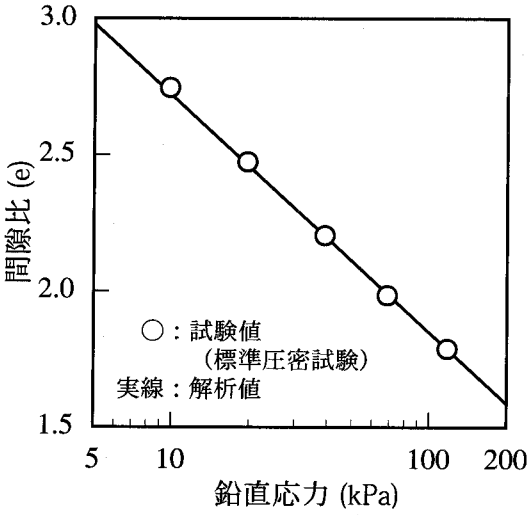


図-3-3-13　圧縮曲線における試験結果と解析結果の比較

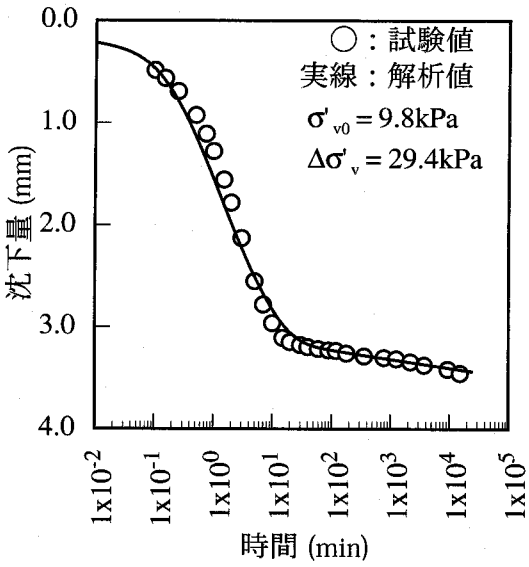


図-3-3-14　長期圧密試験における試験結果と解析結果の比較

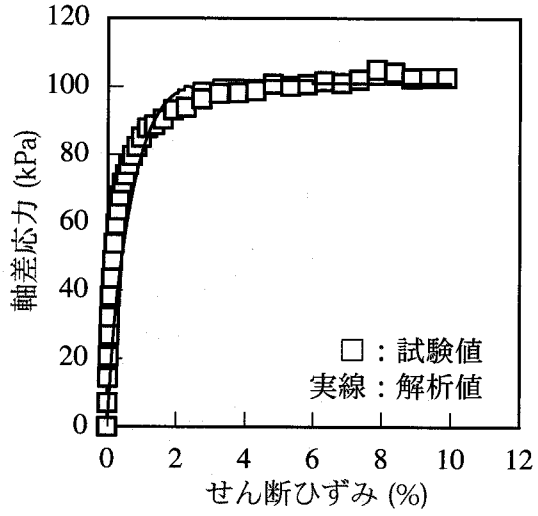


図-3-3-15　軸差応力とせん断ひずみ関係における試験結果と解析結果の比較

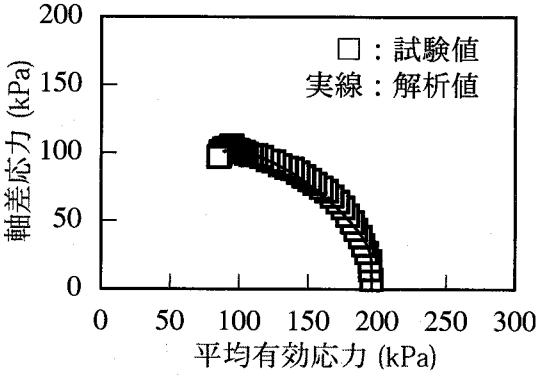


図-3-3-16　有効応力経路における試験結果と解析結果の比較

の組み合わせによって，模型実験に用いた粘土の時間依存的力学挙動を忠実に再現できることが確認された。

３．３．４　模型地盤の初期状態

模型実験を対象とした数値シミュレーションによるTYPE-C予測の実行にあたって，地盤材料の力学モデルの選定およびその力学パラメータの決定以外にも地盤の初期状態を決定しなければならない。決定すべき項目としては初期間隙比（e_0），初期応力状態ならびに透水係数（k）が挙げられる。以下にそれぞれの決定過程について説明する[26),31)]。

a. 初期間隙比　　e_0は圧密試験から得られた圧縮曲線に基づき，予備圧密圧力（9.8kPa）での間隙比（e）の値として2.74を決定した。また，この値は，粘土を模型土槽に充填したときの含水比と予備圧密過程における沈下量からも検証されている。

b. 初期応力状態　　模型実験を対象とした数値シミュレーションでは，予備圧密終了時点を初期状態とするため，鉛直方向の初期垂直応力（$\sigma'_{z,0}$）を予備圧密圧力と等しいと考え，その値を9.8kPaとした。また，半径方向および円周方向の初期垂直応力（それぞれ$\sigma'_{r,0}$および$\sigma'_{\theta,0}$）を静止土圧係数（K_0）を用いることにより，次式によって決定した。

$$\sigma'_{r,0} = \sigma'_{\theta,0} = K_0 \sigma'_{z,0} \qquad (3\text{-}3\text{-}18)$$

c. 透水係数　　模型地盤のkは標準圧密試験に基づき決定した。図-3-3-17は標準圧密試験におけるkとeの関係を示している。図から分かるように，kはeの減少に伴って小さくなっている。今回のシミュレーションではこの特性を次式によって表現した[34)]。

$$k = k_0 \exp\left(\frac{e - e_0}{c_k}\right) \qquad (3\text{-}3\text{-}19)$$

ここに，c_kは透水係数変化指数である。また，添字の０は初期状態の値であることを示している。図-3-3-17および式(3-3-19)から，k_0およびc_kの値を，それぞれ0.529×10^{-4}(cm/min)および0.524と決定した。

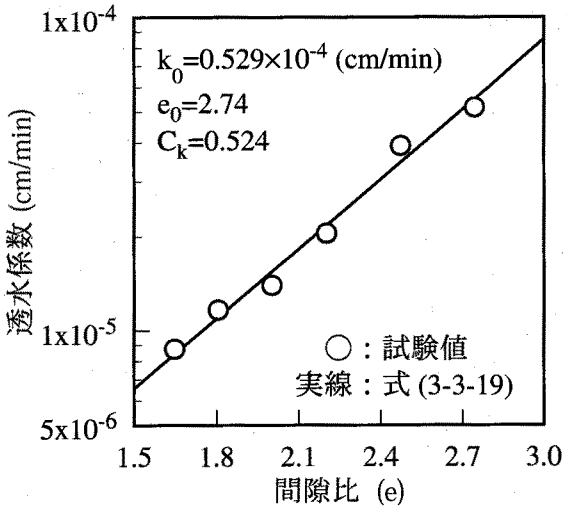


図-3-3-17　透水係数と間隙比の関係

表-3-3-3は模型地盤の初期状態に関する定数を示している。なお，模型地盤は粘土の自重による影響が無視できるものとし，砂杭および粘土は，それぞれで均質な状態であると仮定した。

表-3-3-3　模型地盤の初期条件

鉛直方向の初期応力	σ'_{z0}	9.8kPa
静止土圧係数	K_0	0.518
初期間隙比	e_0	2.74
初期透水係数	k_0	0.529×10^{-4}cm/min
透水係数変化指数	C_k	0.524

３．３．５　解析ケース

数値シミュレーションによるTYPE-C予測は，表-3-2-3に示す４シリーズ，計１５ケー

スすべてについて行った。なお，数値シミュレーションでは，模型実験を忠実に再現するために各シリーズの第１段階のみ３．３．４で述べた初期状態にあるものとし，２段階以降はそれぞれ前段階の最終状態を初期状態としている。また，数値シミュレーションには表-3-3-1および表-3-3-2に示す力学パラメータを使用した。

３．４　模型実験に対するTYPE-C予測

３．４．１　沈下量の経時変化

図-3-4-1は模型地盤の沈下量の経時変化における実験結果と解析結果の比較を示している[26),30),31),35)]。すべてのケースにおいて，圧密終了時における沈下量だけでなく，その経時変化も含め，解析結果は実験結果とよく一致している。

３．４．２　過剰間隙水圧の経時変化

図-3-4-2は過剰間隙水圧（u_w）の経時変化における実験結果と解析結果の比較を示している[26),30)]。なお，PP-1, 2および3は間隙水圧計を示している（図-3-2-4参照）。また，それ

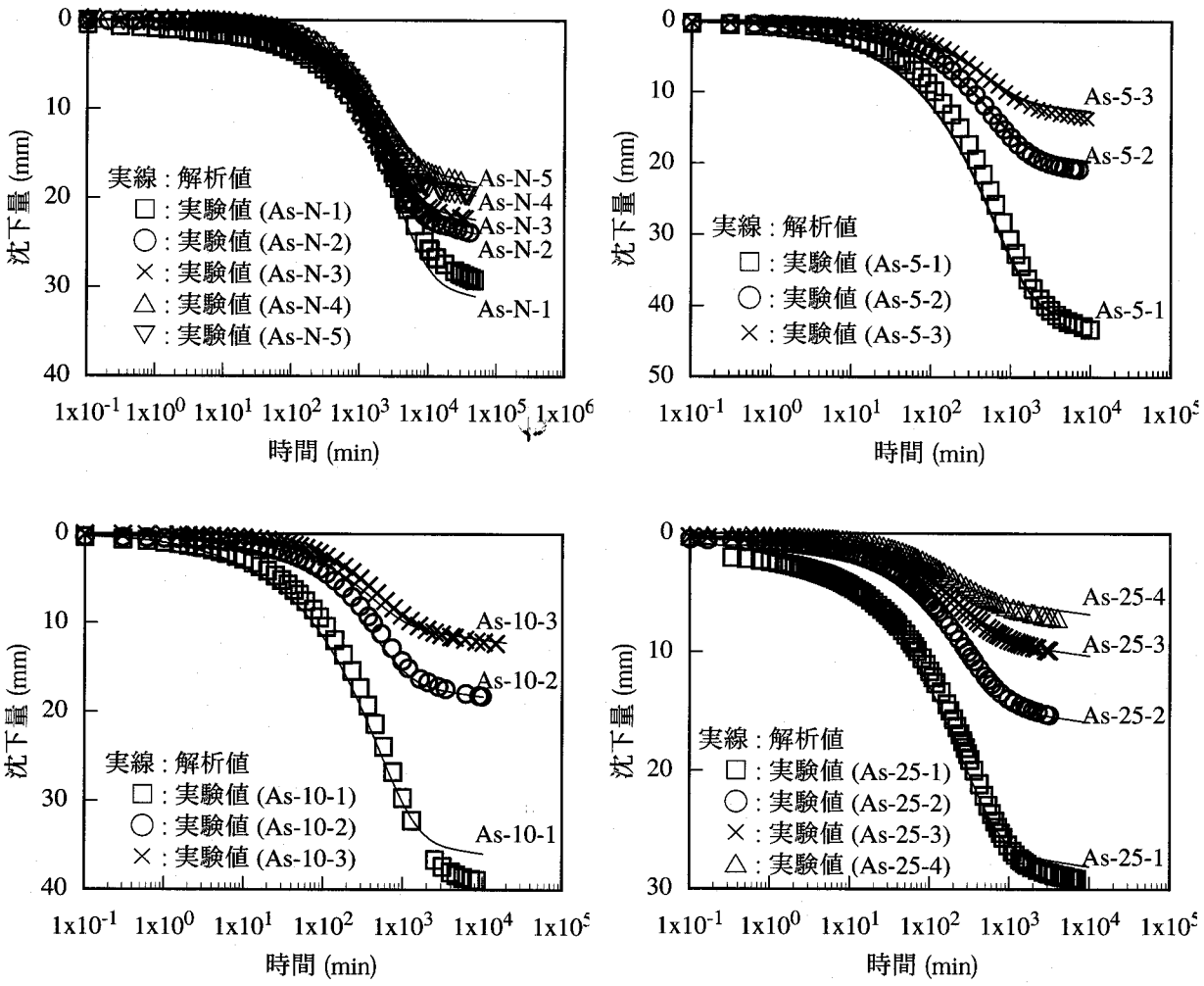


図-3-4-1　沈下量の経時変化における実験結果と解析結果の比較

らについて，３．３．２において既に述べたように，PP-1 については図 -3-3-1 における要素 18，PP-2 および PP-3 については同図における要素 78 が対応する。

模型実験の場合，いずれのケースにおいても，u_w は載荷直後から 10 分程度までは増加し，その後，減少に転じている。載荷直後に載荷圧力増分とほぼ等しい u_w が発生しなかった理由として，模型地盤作成中に気泡の混入を防止することができなかったこと，間隙水圧計内部やポーラスストーンに潜在的な気泡が存在していたことなどのため，地盤中および間隙水圧測定系が完全に飽和されていなかったためと考えられる。

経過時間が 10 分以降の u_w の挙動について，実験結果と解析結果を比較することにする。シリーズ As-N では，PP-1 における u_w について，ケース As-N-1, -4 および -5 では実験結果と解析結果はほぼ一致しているが，ケース As-N-2 および -3 では同一時間において実験結果の方が解析結果より大きくなっている。一方，PP-2 および PP-3 における u_w について，特に，u_w が急減する約 1000 分以後では，いずれのケースについても実験結果と解析結果はほぼ一致している。シリーズ As-5 では，PP-1 および PP-3 における u_w について，いずれのケースにおいても実験結果と解析結果はほぼ一致している。しかし，PP-2 における u_w は，同一時間において実験結果よりも解析結果の方が大きくなっている。シリーズ As-10 では，PP-2 における u_w について，いずれのケースにおいても実験結果と解析結果はほぼ一致している。しかし，PP-1 における u_w は，同一時間において実験結果よりも解析結果の方が小さくなっており，逆に，PP-3 における u_w は，実験結果よりも解析結果の方が大きくなっている。最後に，シリーズ As-25 では，PP-2 および PP-3 における u_w につ

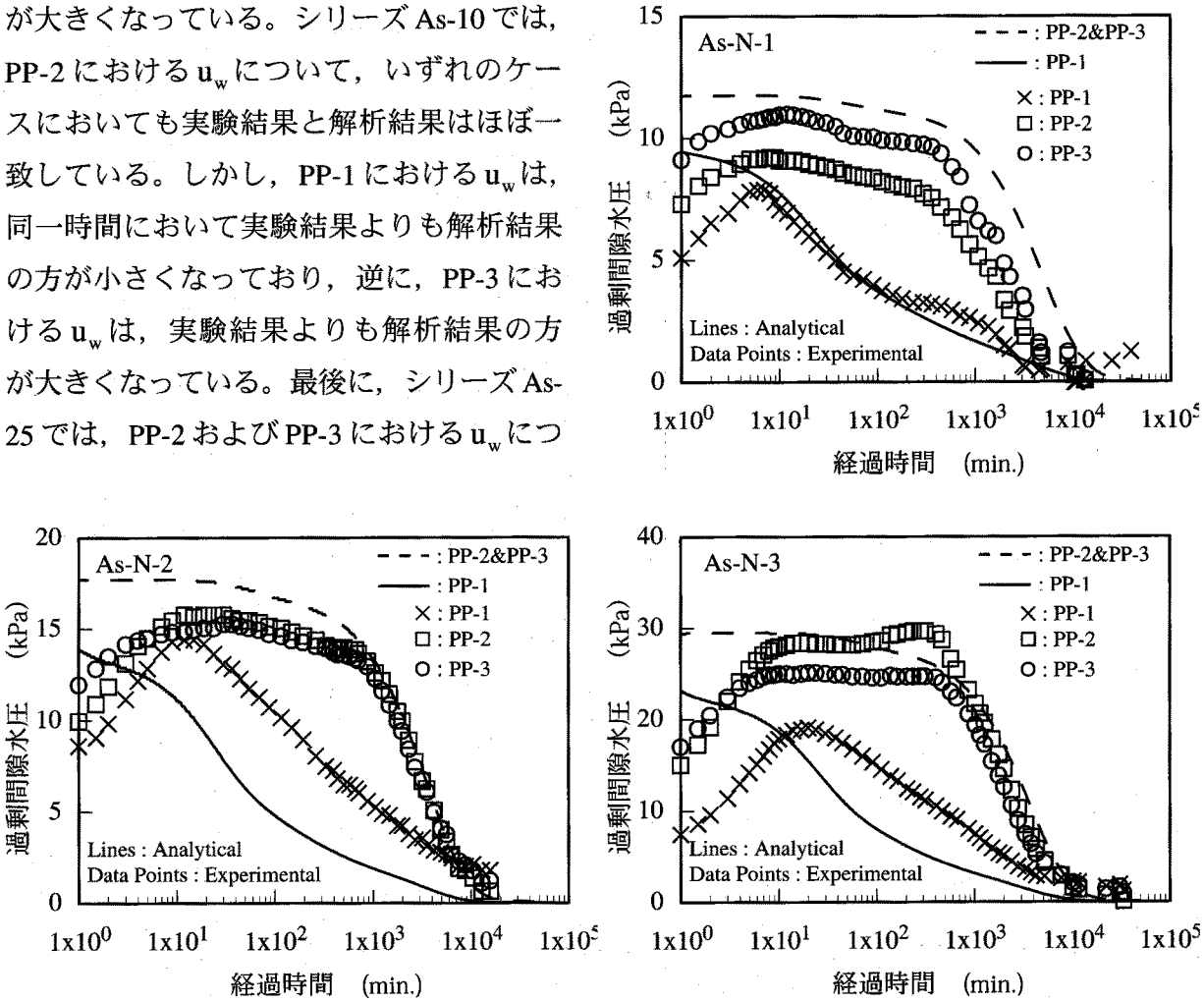


図 -3-4-2　過剰間隙水圧の経時変化における実験結果と解析結果の比較（その１）

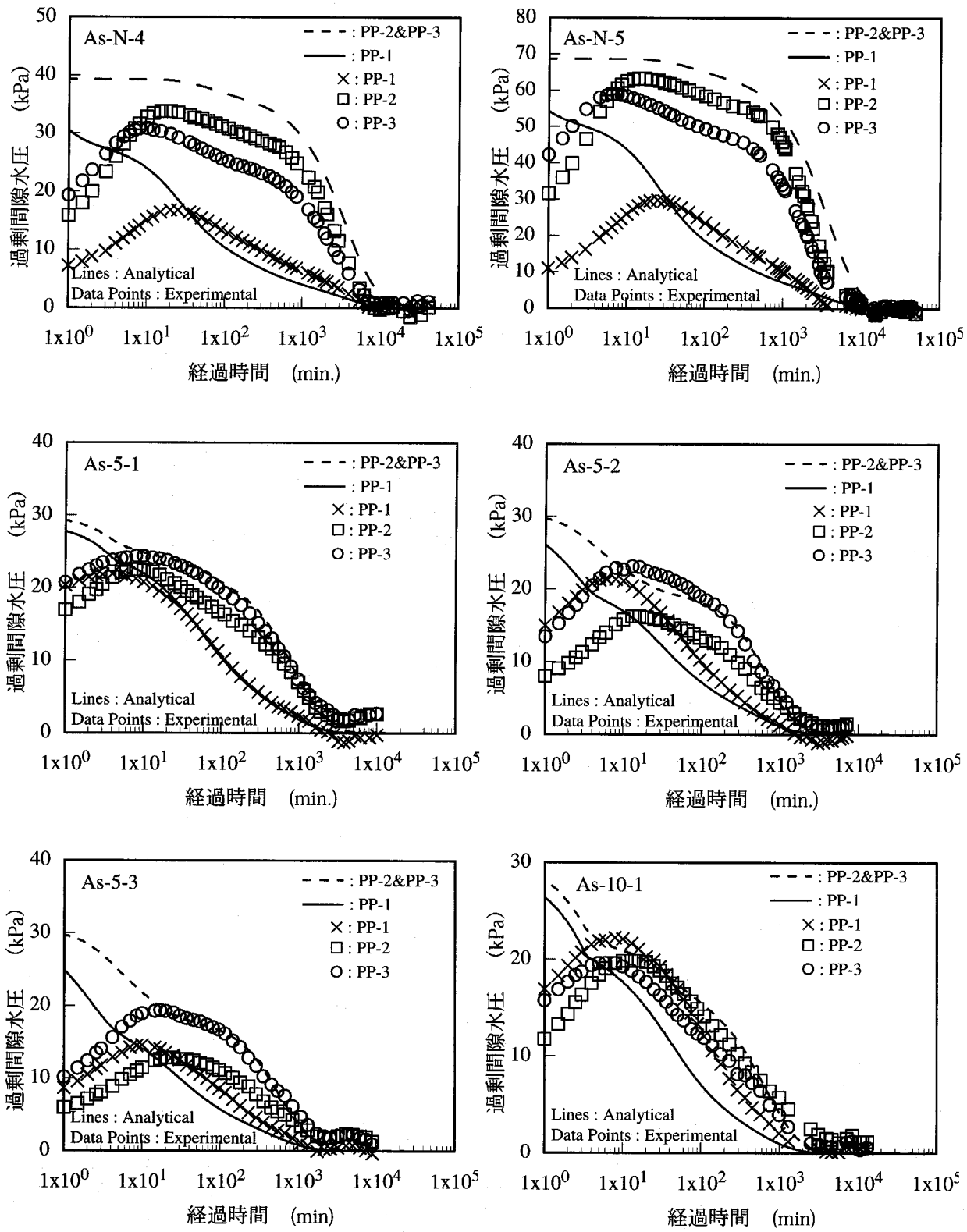


図-3-4-2　過剰間隙水圧の経時変化における実験結果と解析結果の比較（その２）

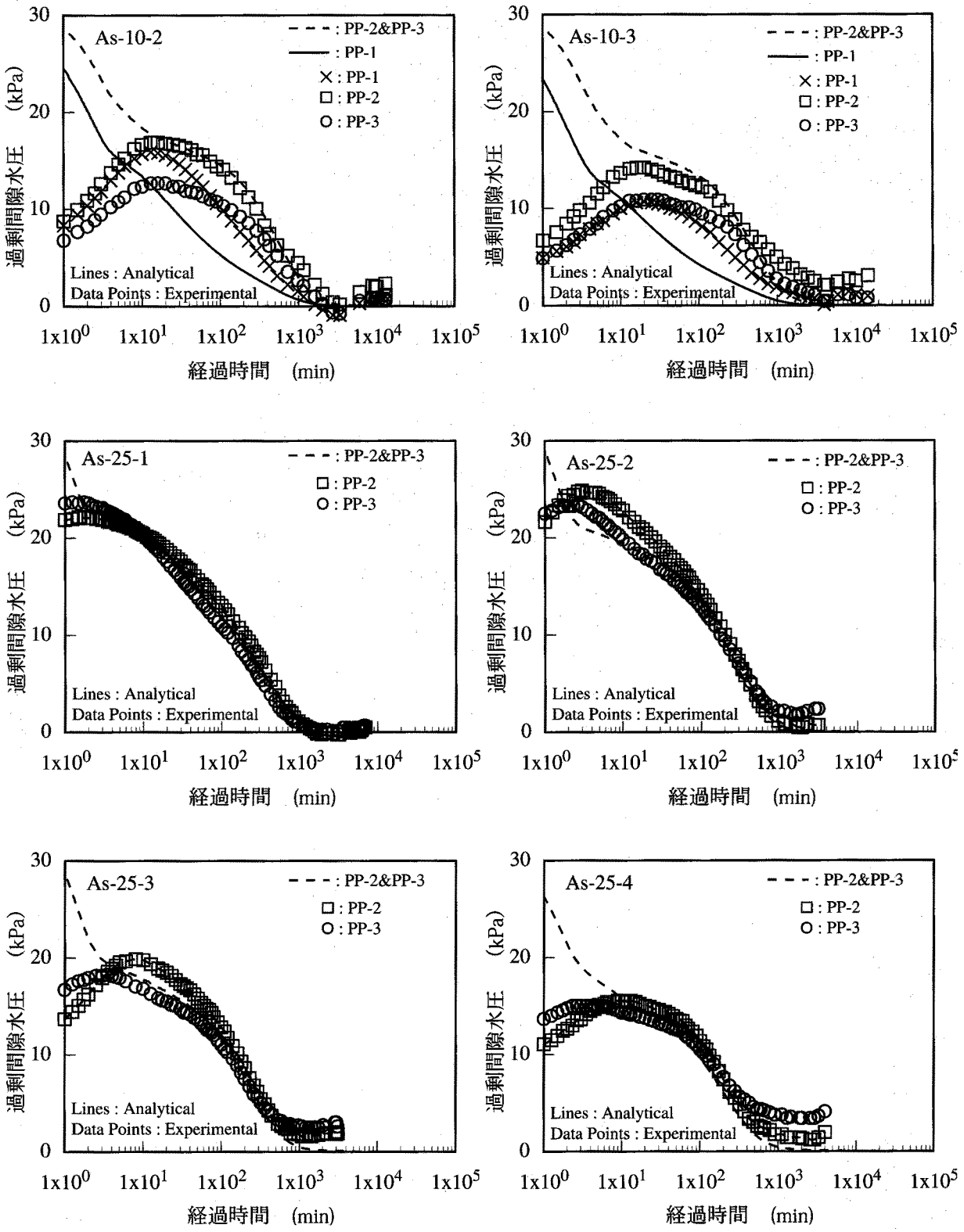


図 -3-4-2　過剰間隙水圧の経時変化における実験結果と解析結果の比較（その３）

いて，いずれのケースにおいても実験結果と解析結果は，ほぼ一致している。なお，シリーズAs-25では，PP-1は故障したためu_wの計測ができなかった。このように，実験結果と解析結果が一致しないケースがある理由としては，予備圧密過程による模型地盤の沈下量がかなり大きかったため，模型地盤中における間隙水圧計の設置位置が不明確であったこと，特に，PP-1については，載荷盤からの排水の影響が大きいため，そのu_wの挙動には設置位置が顕著に影響を及ぼすこと，間隙水圧計や土圧計を挿入したことにより模型地盤が不均一となり，応力集中などの影響があったことなどが挙げられる。

3．4．3　鉛直方向の垂直応力の経時変化

（1）砂杭

図-3-4-3は砂杭の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^s$）の経時変化における実験結果と解析結果の比較を示している[26]。ただし，数値シミュレーションにおける$\Delta\sigma_z^s$は図-3-3-1の要素71におけるものであり，全応力による予備圧密圧力からの増分である。実験結果および解析結果ともに，$\Delta\sigma_z^s$は時間の経過とともに単調に増加している。シリーズAs-5およびAs-10に

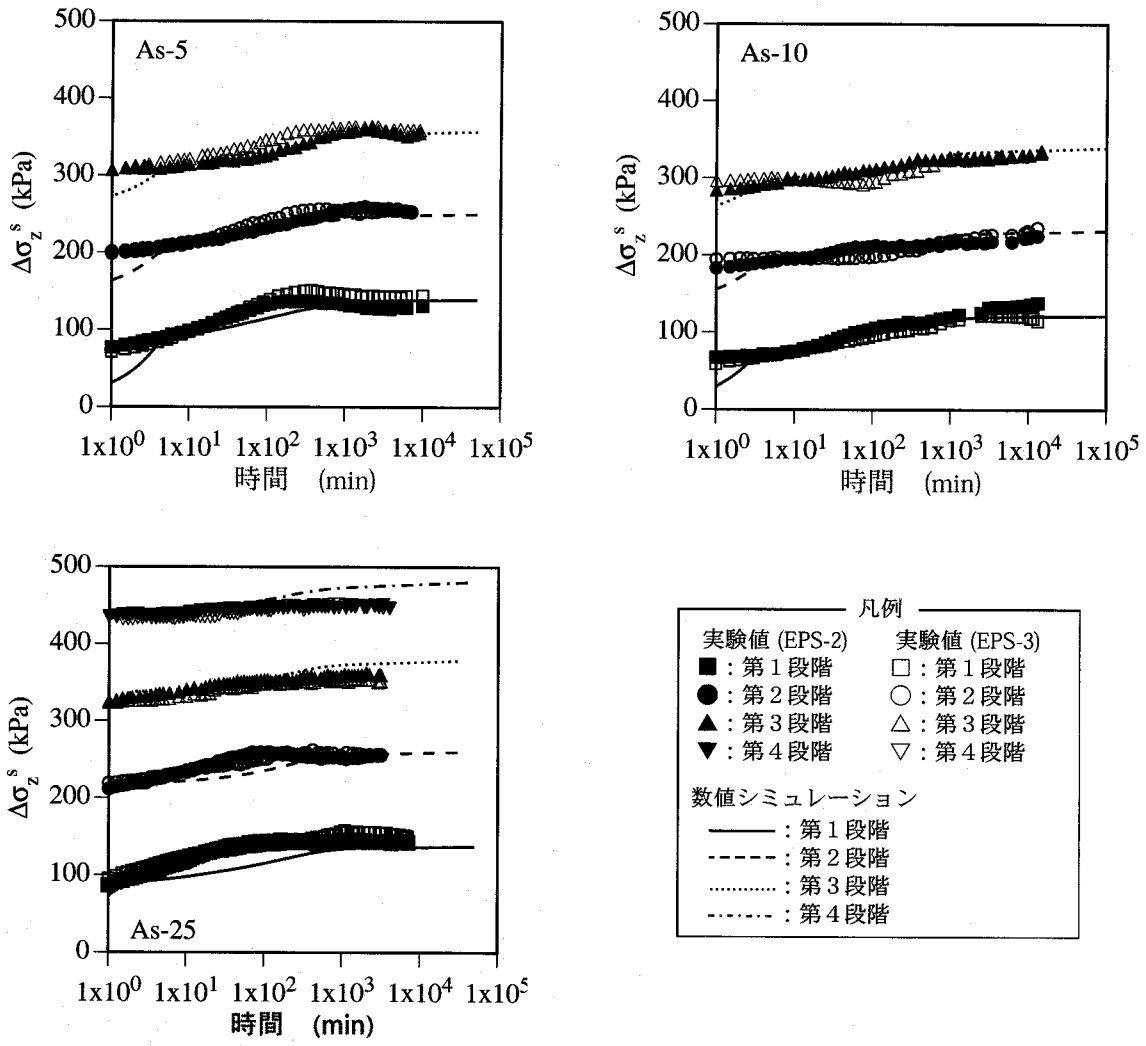


図-3-4-3　砂杭の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^s$）の経時変化における実験結果と解析結果の比較

おける載荷後約５分程度までを除けば，いずれのケースについても実験結果と解析結果はほぼ一致している。

（２）粘土

図-3-4-4 は粘土の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^c$）の経時変化における実験結果と解析結果の比較を示している[26]。ただし，数値シミュレーションにおける $\Delta\sigma_z^c$ は図-3-3-1 の要素 78 におけるものであり，全応力による予備圧密圧力からの増分である。無改良地盤であるシリーズ As-N では，当然のことながら $\Delta\sigma_z^c$ は時間とともに変化しない。一方，シリーズ As-5，As-10 および As-25 では，$\Delta\sigma_z^c$ は時間の経過とともに単調に減少している。実験結果と解析結果を比較すれば，シリーズ As-N では，解析結果は実験結果とほぼ一致している。シリー

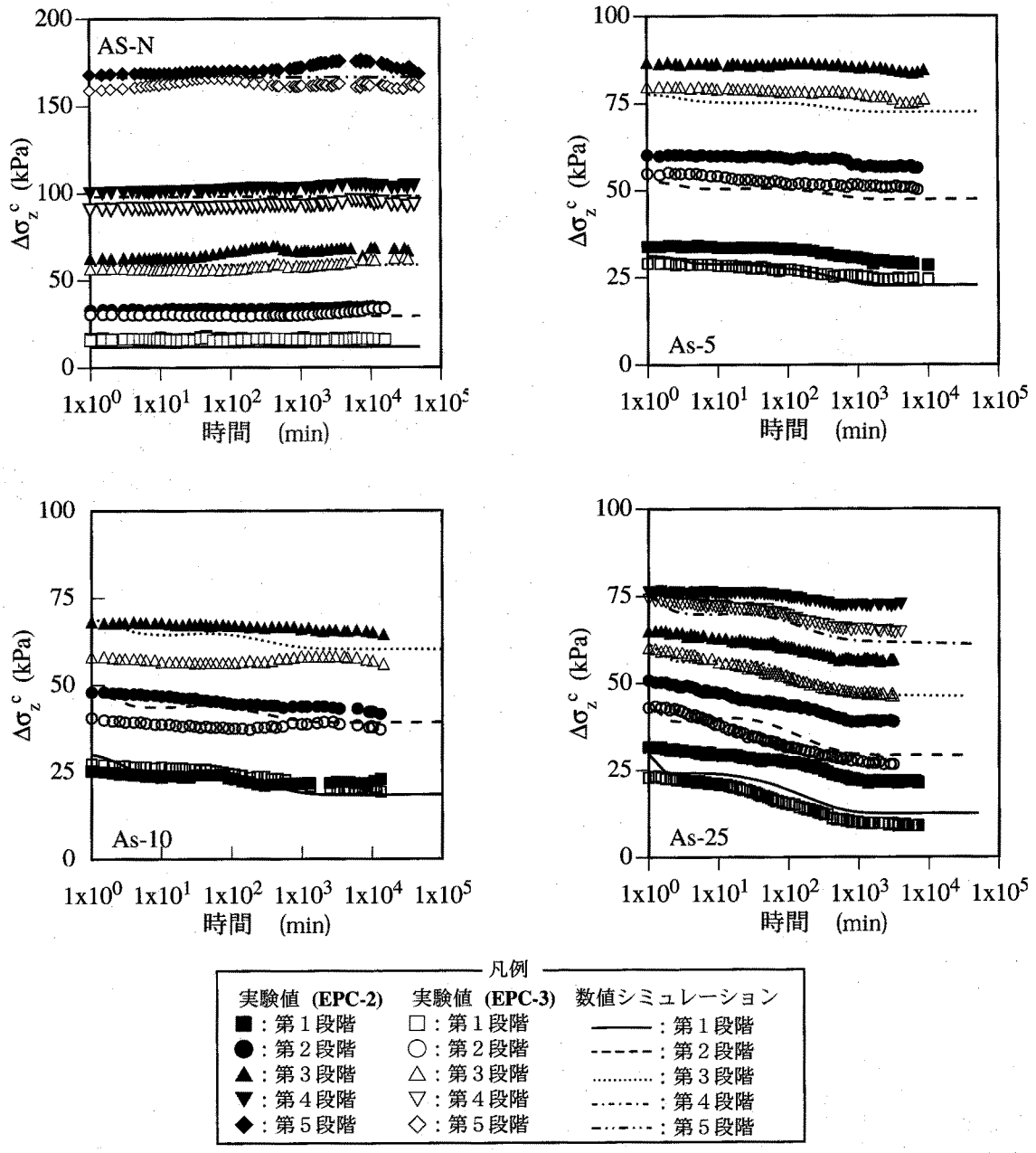


図-3-4-4　粘土の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^c$）の経時変化における実験結果と解析結果の比較

ズAs-5およびAs-25では，解析結果はEPC-3における値とほぼ一致している。シリーズAs-10では，解析結果はEPC-2とEPC-3の平均的な値となっている。EPC-2における解析結果が実験結果とあまりよく一致しない理由として，EPC-2が予備圧密過程における模型地盤の圧密沈下の影響を顕著に受けたために，その設置位置が大きく移動したことが考えられる。EPC-3も同様の影響を受けるが，EPC-2の方がEPC-3よりも設置深度が浅いため，地盤沈下の影響をより顕著に受けたものと考えられる。

3．4．4　鉛直方向の垂直応力の深度分布

（1）砂杭

図-3-4-5は各実験ケースの最終段階での$\Delta\sigma_z^s$の深度分布における実験結果と解析結果の比較を示している[31),30),35),36)]。但し，模型地盤の沈下の影響を除去するために，深度は初期状態における層厚によって正規化している。EPS-2およびEPS-3における$\Delta\sigma_z^s$に比べ，EPS-1およびEPS-4における$\Delta\sigma_z^s$は小さくなっている。これは，載荷板または排水用敷砂による拘束効果の影響によるものであると考えられる。解析結果は，この特徴も含め実験結果とよ

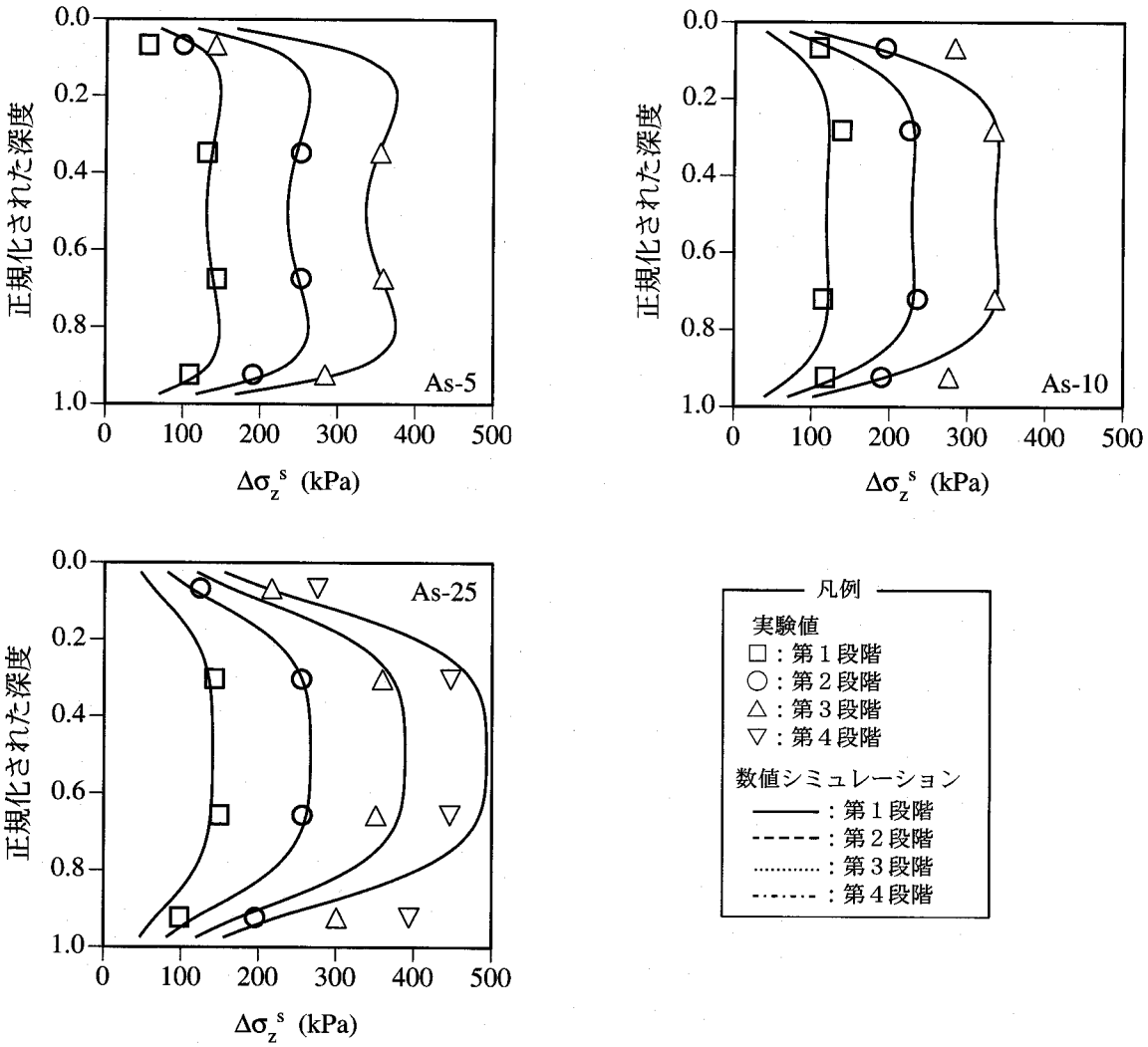


図-3-4-5　実験ケースの最終段階での砂杭の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^s$）の深度分布における実験結果と解析結果の比較

く一致している。すなわち，このことは，解析モデルならびに境界条件の設定が妥当であったことを示している。

（２）粘土

図-3-4-6は各実験ケースの最終段階での$\Delta\sigma_z^c$の深度分布における実験結果と解析結果の比較を示している[31),30),35),36)]。但し，模型地盤の沈下の影響を除去するために，深度は初期状態における層厚によって正規化している。EPC-1では，いずれのシリーズにおいても実験結果による$\Delta\sigma_z^c$は解析結果によるものよりも大きくなっている。逆に，EPC-4では，シリーズAs-25を除き，実験結果による$\Delta\sigma_z^c$は解析結果によるものよりも小さくなっている。また，

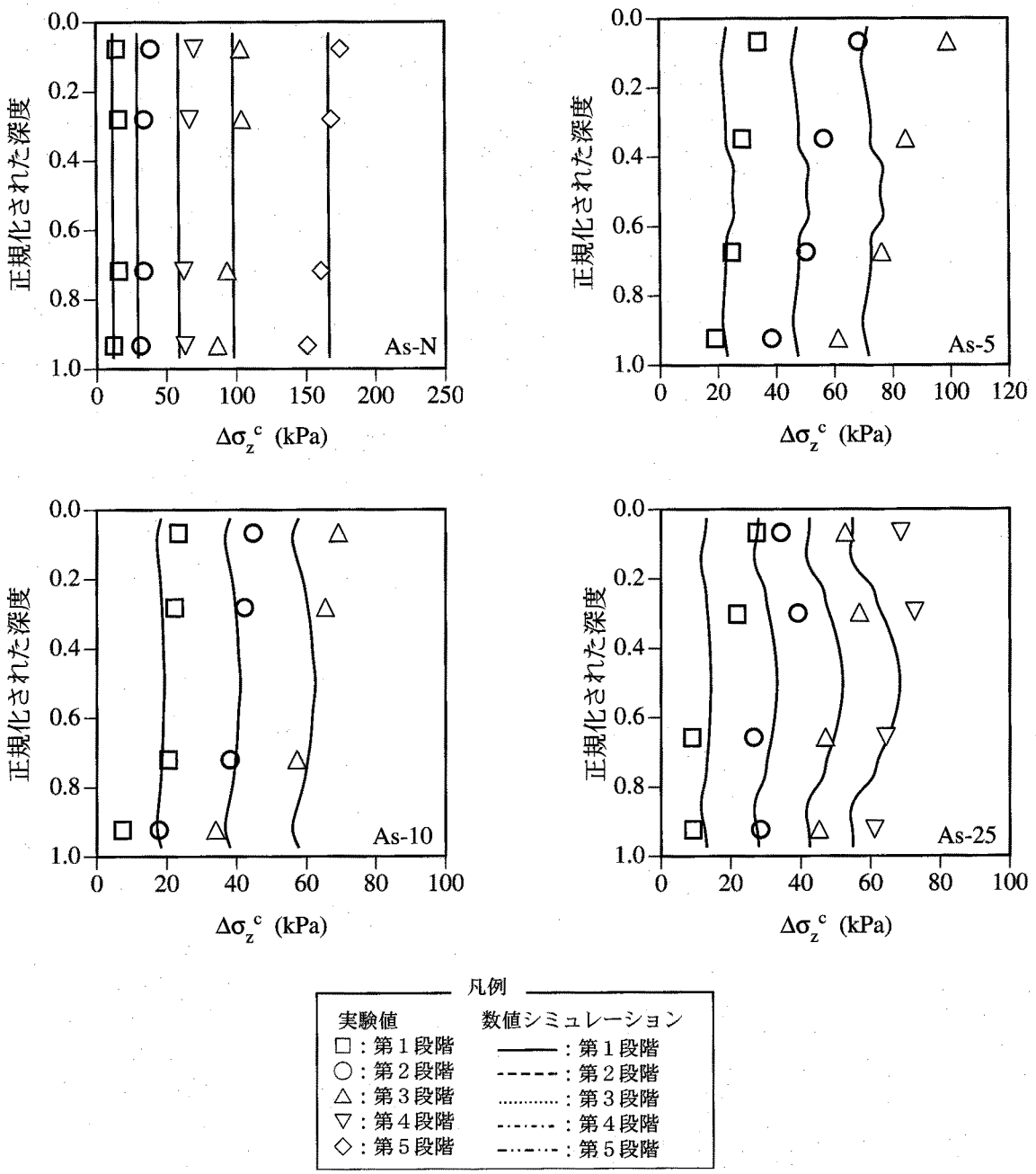


図-3-4-6　実験ケースの最終段階での粘土の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^c$）の深度分布における実験結果と解析結果の比較

EPC-2では，シリーズAs-NおよびAs-10を除き，実験結果による$\Delta\sigma_z^c$は解析結果によるものよりも多少大きい。しかし，EPC-3では，いずれのシリーズにおいても，実験結果による$\Delta\sigma_z^c$は解析結果によるものと，ほぼ一致している。これらの傾向は載荷圧力が小さい段階よりも，載荷圧力が大きい段階のほうが顕著になっている。この理由として，模型地盤と土槽との間の摩擦による影響ならびに，EPC-1およびEPC-4については，載荷板または排水用敷砂による拘束効果の影響，EPC-1およびEPC-2については，予備圧密過程における模型地盤の圧密沈下によって，土圧計の設置位置が移動するとともに，受圧面の向きが変化したことの影響によるものと考えられる。土圧計の設置位置の移動と受圧面の向きの変化はEPC-3についても起こりえるが，深度の浅いEPC-1およびEPC-2の方が圧密沈下の影響をより顕著に受ける。このため，EPC-1およびEPC-2においてそれらの影響がより顕著に表れたものと考えられる。

3．4．5　砂杭および粘土の応力と載荷圧力の関係

図-3-4-7は各実験ケースの最終段階での$\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_z^c$および応力分担比（n）と載荷圧力の関係における実験結果と解析結果の比較を示している[26]。ここでは実験値として，$\Delta\sigma_z^s$についてはEPS-2とEPS-3の平均値を，$\Delta\sigma_z^c$についてはEPC-2とEPC-3の平均値を用いた。また，解析値としては，A-A断面（図-3-3-1参照）における砂杭および粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分をそれぞれに面積平均したもの（$\Delta\sigma_{z,m}^s$および$\Delta\sigma_{z,m}^c$）を用いた。すなわち，

$$\Delta\sigma_{z,m}^s = \frac{\sum a_s{}^e \Delta\sigma_z^{s\,e}}{\sum a_s{}^e} \tag{3-4-1}$$

$$\Delta\sigma_{z,m}^c = \frac{\sum a_c{}^e \Delta\sigma_z^{c\,e}}{\sum a_c{}^e} \tag{3-4-2}$$

ここに，上添字のeは要素単位の値であることを示している。すなわち，$\Delta\sigma_z^{s\,e}$および$\Delta\sigma_z^{c\,e}$はそれぞれ砂杭および粘土における要素毎の鉛直方向の垂直応力増分を，$a_s{}^e$および$a_c{}^e$はそれぞれ砂杭および粘土における要素毎の断面積を示している。

一方，応力分担比（nおよびn_m）を式(3-4-3)および(3-4-4)によって定義する。

$$n = \frac{\Delta\sigma_z^s}{\Delta\sigma_z^c} \tag{3-4-3}$$

$$n_m = \frac{\Delta\sigma_{z,m}^s}{\Delta\sigma_{z,m}^c} \tag{3-4-4}$$

いずれのシリーズにおいても，$\Delta\sigma_z^s$と$\Delta\sigma_{z,m}^s$，ならびに$\Delta\sigma_z^c$と$\Delta\sigma_{z,m}^c$は載荷圧力とともに単調に増加しているが，nとn_mは逆に単調に減少している。この挙動は，榎らの実験[13]や石崎らの実験[19]において観察された挙動と定性的に一致している。また，いずれのシリーズにおいても，$\Delta\sigma_z^c$と$\Delta\sigma_{z,m}^c$はほぼ一致している。一方，$\Delta\sigma_z^s$と$\Delta\sigma_{z,m}^s$については，As-5を除けば，

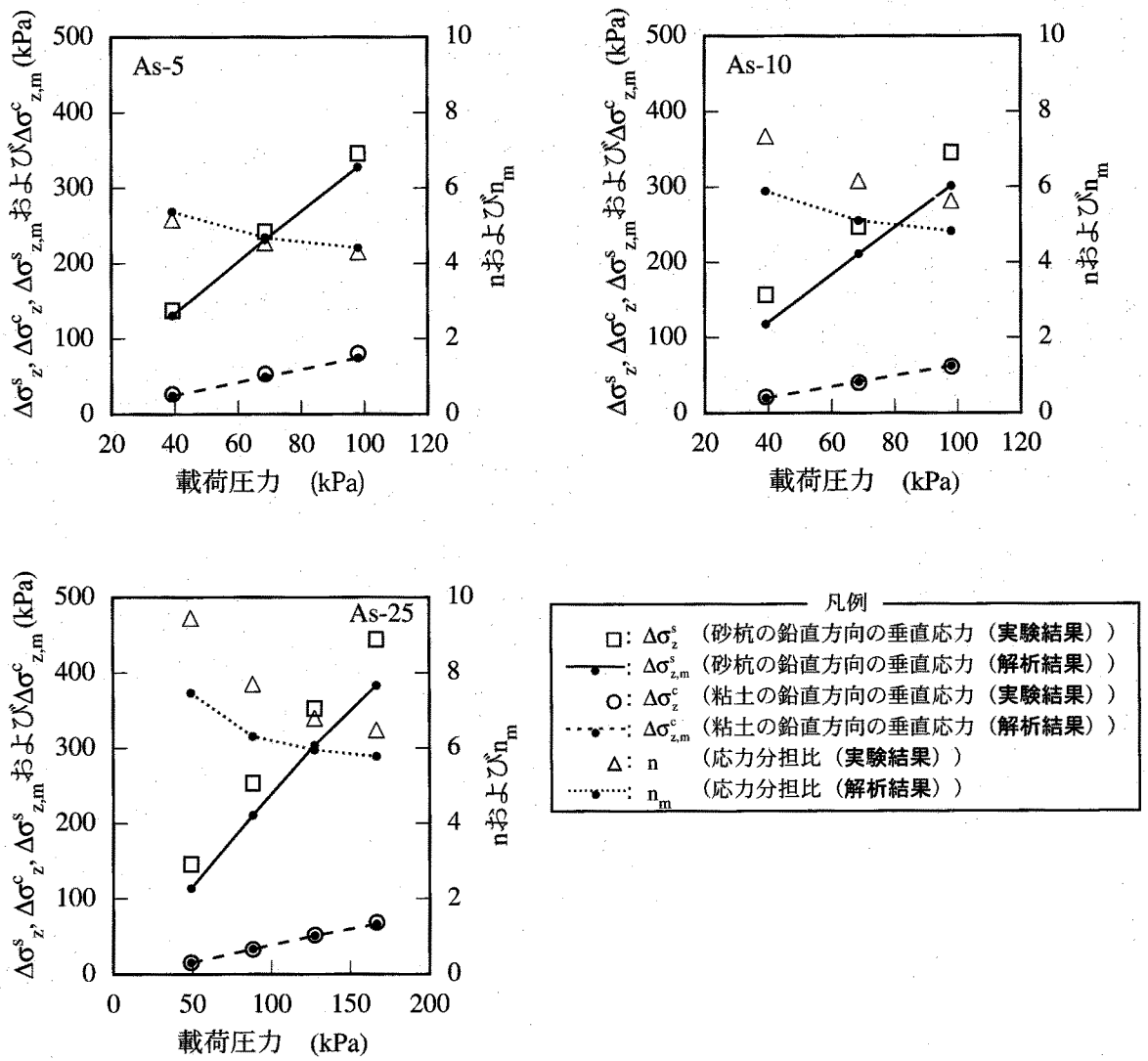


図-3-4-7　実験ケースの最終段階での砂杭および粘土の鉛直方向の垂直応力増分（それぞれ $\Delta\sigma^s_z$, $\Delta\sigma^c_z$）ならびに応力分担比（n）と載荷圧力の関係における実験結果と解析結果の比較

$\Delta\sigma^s_z$ が $\Delta\sigma^s_{z,m}$ よりも大きくなっている。このため，n は n_m よりも大きくなっている。

図-3-4-8 は各実験ケースの最終段階での $\Delta\sigma^{s^e}_z$ および $\Delta\sigma^{c^e}_z$ の半径方向分布をそれぞれ示している。また，図には $\Delta\sigma^s_z$ および $\Delta\sigma^c_z$ も併せて載せている。$\Delta\sigma^{s^e}_z$ および $\Delta\sigma^{c^e}_z$ は，両者共に中心軸から半径方向に向かって減少している。これは，模型実験では剛な載荷盤を介して模型地盤への載荷が行われることにより，模型地盤は等ひずみ状態になるためである。実験結果と解析結果を比較すれば，$\Delta\sigma^s_z$ は砂杭の中心における値であるため，$\Delta\sigma^{s^e}_z$ の最大値とほぼ一致している。一方，$\Delta\sigma^c_z$ は，$\Delta\sigma^{c^e}_z$ の平均的な値とほぼ対応している。このため，図-3-4-7 に示したように，$\Delta\sigma^s_z$ は $\Delta\sigma^s_{z,m}$ よりも大きく，一方，$\Delta\sigma^c_z$ は $\Delta\sigma^c_{z,m}$ とほぼ等しい。

３．４．６　TYPE-C 予測の妥当性

以上述べてきたように，数値シミュレーションは一連の模型実験における力学挙動を忠実に再現しているものと考えられる。また，３．３で示したように，数値シミュレーショ

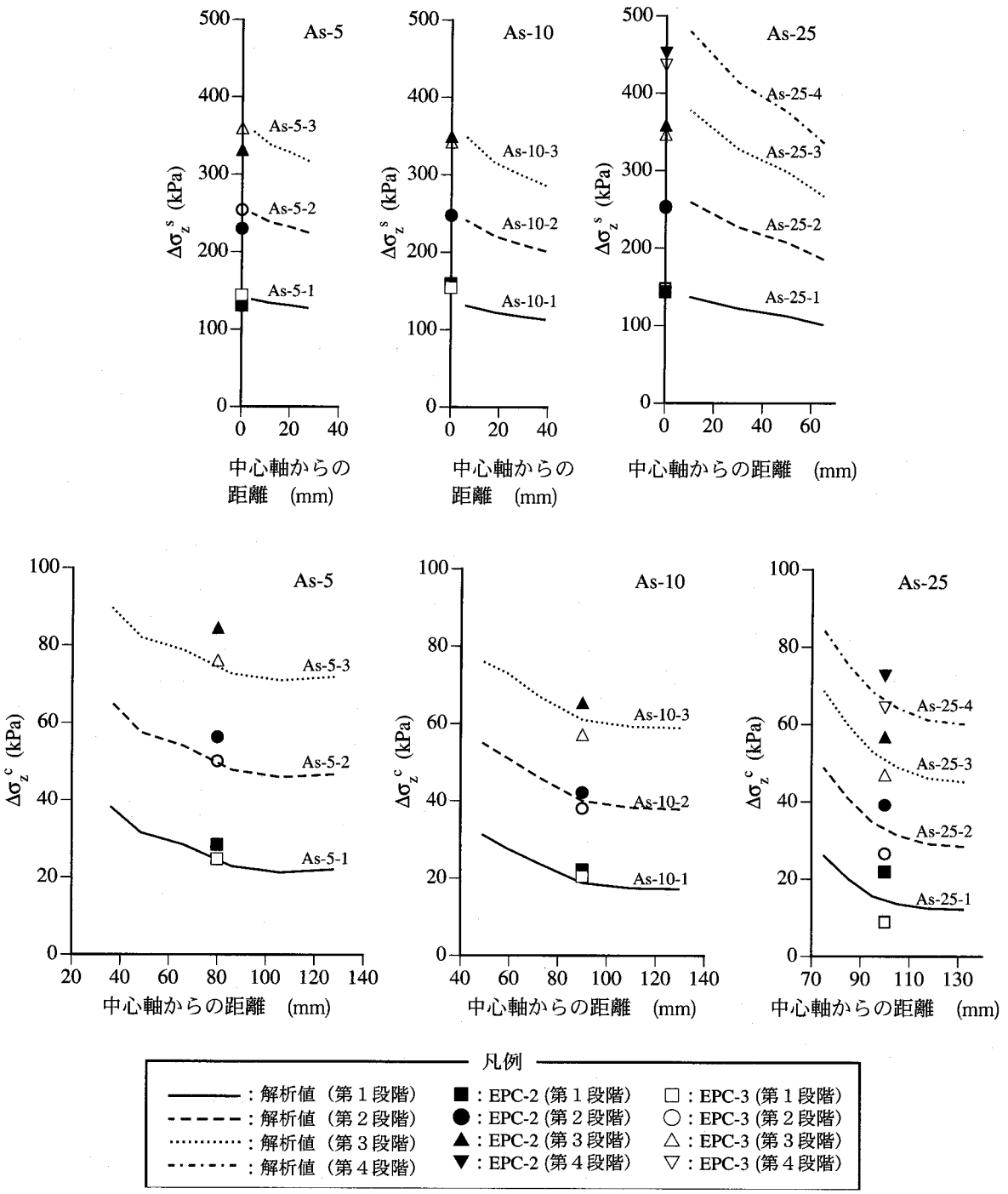


図-3-4-8　実験ケースの最終段階での砂杭および粘土の鉛直方向の垂直応力増分（それぞれ$\Delta\sigma_z^{s^e}$および$\Delta\sigma_z^{c^e}$）の半径方向分布における実験結果と解析結果の比較

ンにおいて用いた土の力学モデルは，地盤材料の力学挙動を的確に再現している。このことから，数値シミュレーションはTYPE-C予測として単に模型地盤の力学挙動を全般的に再現しているのではなく，要素レベルの挙動も忠実に再現しているものと考えられる。

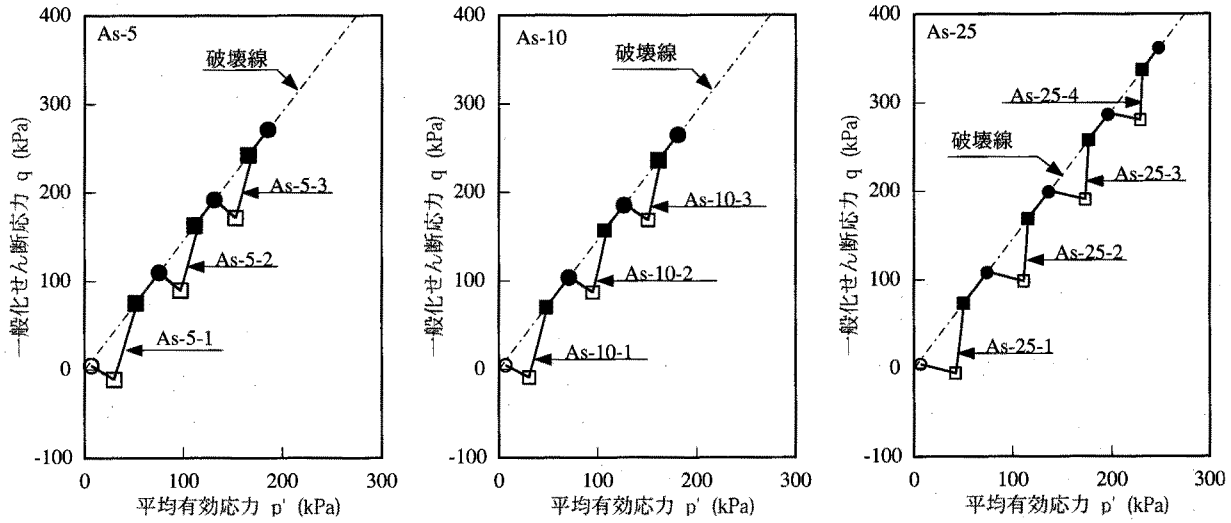
３．５　複合地盤の圧密沈下メカニズム

３．５．１　砂杭の力学的挙動

（１）応力

図-3-5-1は各シリーズの要素71（図-3-3-1参照）における応力経路を示している[26),36)]。載荷過程（第１段階のみ○→□，第２段階以降●→□）では，各ケースとも一般化せん断応力（q）の減少を伴いつつ平均有効応力（p'）が増加している。これは，周辺粘土によって砂杭の半径方向の変形が拘束され，砂杭に作用する拘束圧が増加したためである。すなわち，模型実験の場合，模型地盤への載荷は瞬時に行われるため，載荷過程では粘土はほぼ非排水状態となる。したがって，粘土にはたとえ変形が生じたとしても体積変化は生じないという条件が課せられる。一方，砂杭は透水性が良いため，排水は瞬時に起こる。したがって，粘土に課せられているような体積変化に関する拘束条件が存在しない。このため，複合地盤全体としては体積変化が許容される。したがって，載荷中でも沈下が生じ，砂杭および粘土ともに等しい鉛直方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^sおよびε_z^c）が生じる。ここで，先程述べたように，粘土には体積変化が生じないという拘束条件が課せられているので，それぞれ膨張側の方向を持つ半径方向の垂直ひずみ（ε_r^c）および円周方向の垂直ひずみ（ε_θ^c）が生じる。ここで，粘土の外縁は土槽によって水平方向の変形が拘束されているため，ε_r^cは砂杭を圧縮するように働く。このことにより，砂杭では，載荷圧力増分による鉛直方向の垂直応力（σ_z^s）の増加に加え，周辺粘土による側方からの圧縮によって半径方向の垂直応力（σ_r^s）ならびに円周方向の垂直応力（σ_θ^s）も増加する。その結果，図-3-5-1に示すように，載荷過程において砂杭のp'が増加する。

載荷の終了（□）とともに，応力経路はその方向を転じ，p'の増加を伴いつつqが顕著



凡例　○：初期状態，□：載荷終了，■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

図-3-5-1　砂杭の応力経路（要素71）

に増加している。やがて応力経路は破壊線に到達する（■）。この後，応力経路はqとp'の両方を増加させつつ，過剰間隙水圧（u_w）が消散する（●）まで破壊線上を移動している。なお，u_wの消散は，粘土部分における各有限要素のu_wのうち，その最大値が載荷圧力増分の1%以下になったことにより判定した。

図-3-5-2は要素71における圧密過程での鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力増分（それぞれ$\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$）の経時変化を示している[26),36)]。但し，$\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$は予備圧密圧力からの増分である。いずれのケースにおいても，$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$の経時変化が比較的小さいのに対し，$\Delta\sigma_z^s$は顕著に増加している。特に，砂杭が破壊状態に達する（■）まで，いずれのケースにおいても$\Delta\sigma_z^s$は時間の経過とともに急激に増加し，逆に，$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$は緩やかに減少している。この$\Delta\sigma_z^s$の顕著な増加は，砂杭と粘土との剛性の差に起因する応力集中によるものである。また，砂杭が破壊に達するまでの時間は改良率

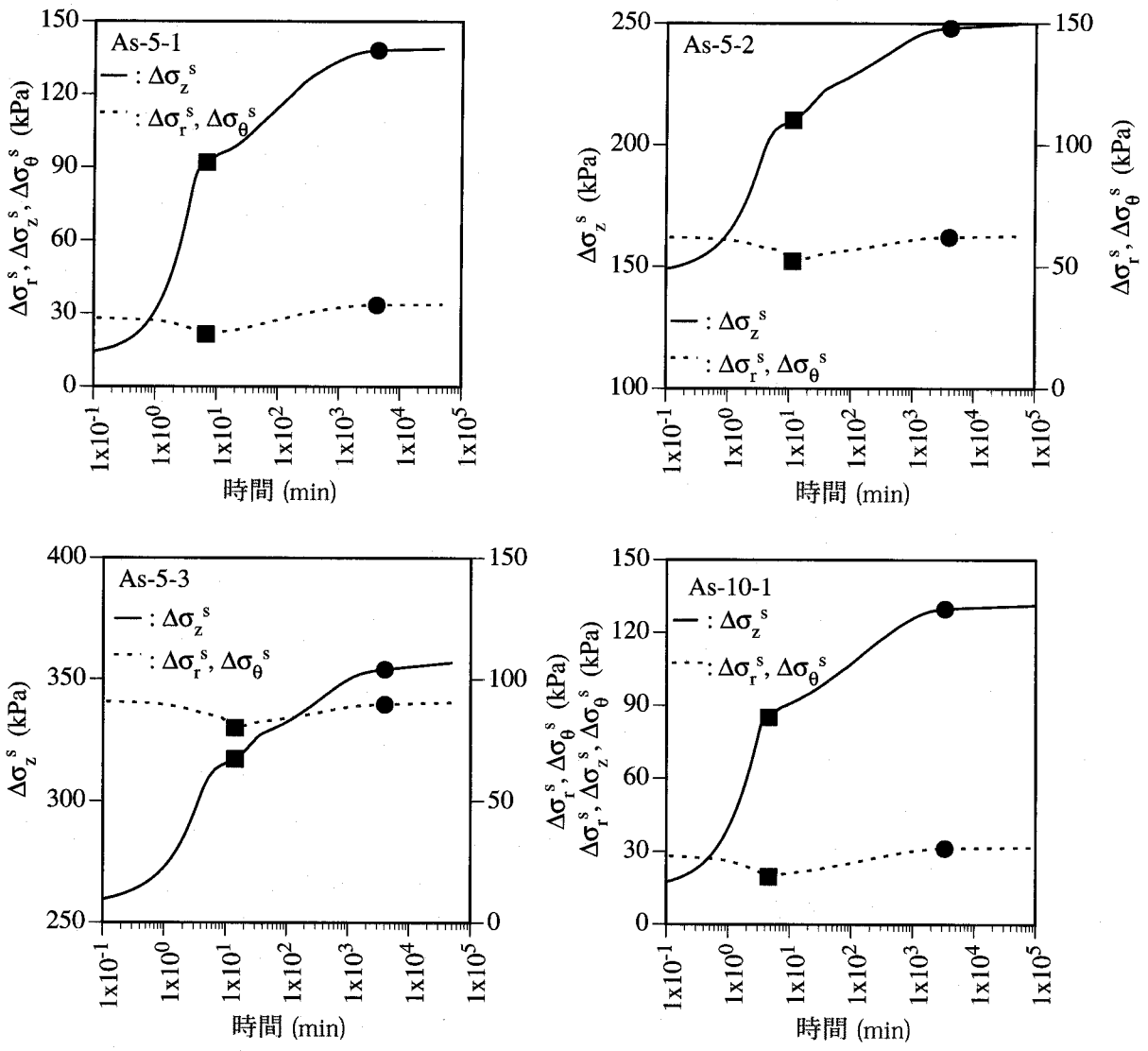


図-3-5-2　圧密過程における砂杭の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力増分（それぞれ$\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$）の経時変化（要素71）（その1）

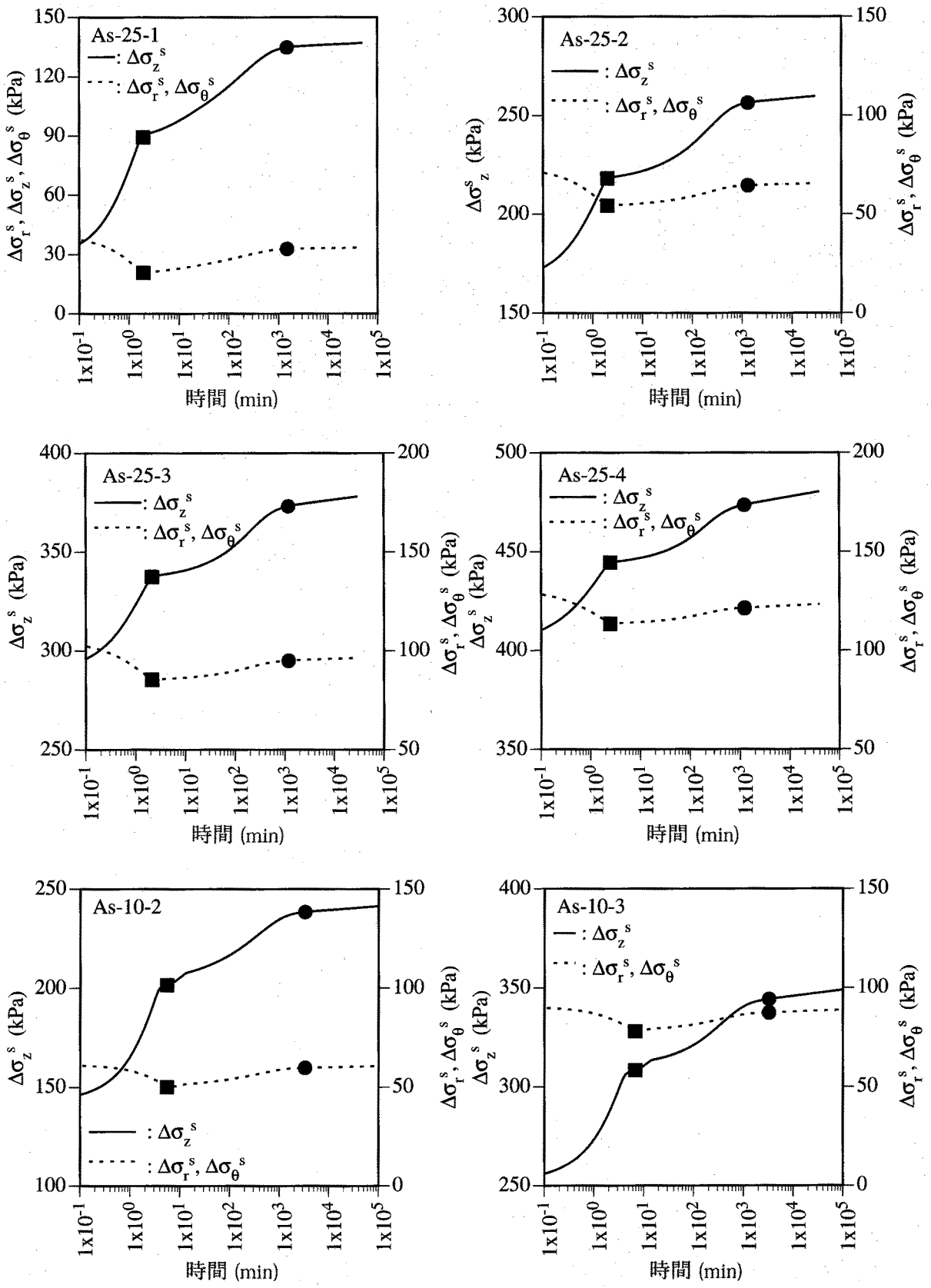


図 -3-5-2　圧密過程における砂杭の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力増分（それぞれ $\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$ および $\Delta\sigma_\theta^s$）の経時変化（要素 71）（その２）

が高いほど短い。これは，改良率が高いほど，周辺粘土による砂杭に対する圧縮効果が小さいこと，載荷が終了した時点において比較的大きなqが生じること，ならびにu_wの消散が早いことなどが原因であると考えられる。砂杭が破壊状態に達した（■）後，$\Delta\sigma_z^s$はその増加速度が減少している。また，これ以後，$\Delta\sigma_z^s$だけでなく$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$も，u_wが消散する（●）まで増加している。そして，u_wが消散した（●）後は，いずれの応力成分もほとんど変動しない。

（2）ひずみ

図-3-5-3は各シリーズの要素71における体積ひずみ（ε_{vol}）とせん断ひずみ（γ）の関係を示している。ここに，ε_{vol}とγはそれぞれ次式によって与えられる。

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_r + \varepsilon_z + \varepsilon_\theta \tag{3-5-1}$$

$$\gamma = \sqrt{\frac{2}{9}\left\{(\varepsilon_r - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_\theta)^2 + (\varepsilon_\theta - \varepsilon_r)^2 + \frac{3}{2}\gamma_{rz}{}^2\right\}} \tag{3-5-2}$$

いずれのケースにおいても，載荷過程から砂杭が破壊状態に至るまで（第1段階のみ○→■，第2段階以降●→■）は，γはほとんど増加せず，ε_{vol}が増加，すなわち，砂杭の体積は収縮している。これは，この間，砂杭のp'が顕著に増加している（図-3-5-1参照）ことから分かるように，周辺粘土によって砂杭が圧縮されたためである。

砂杭が破壊状態に達した（■）後，ε_{vol}はその方向を反転させ，γの増加に対して減少，すなわち，砂杭は膨張している。これは，p'の増加によって生じる圧縮側のε_{vol}より

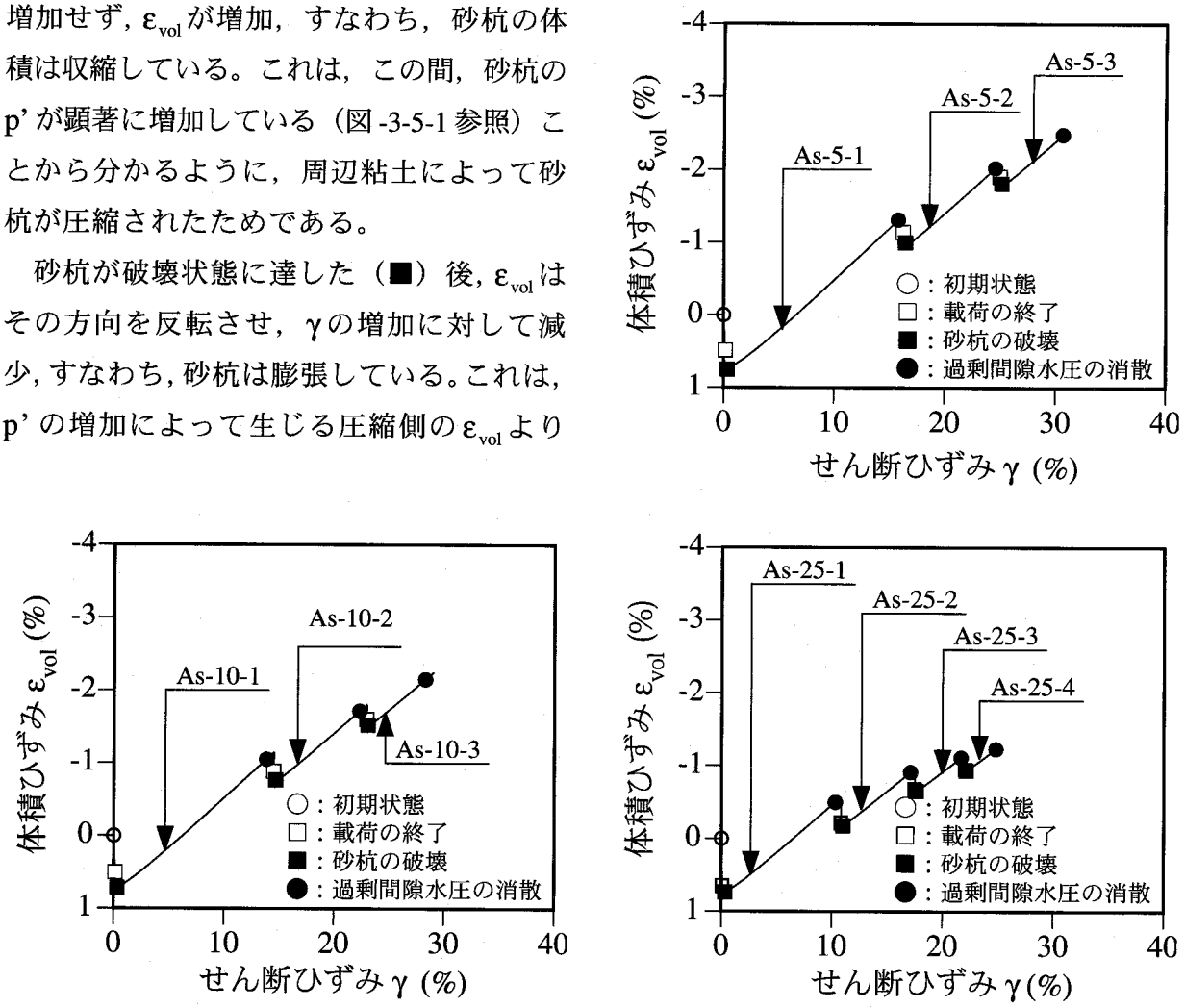
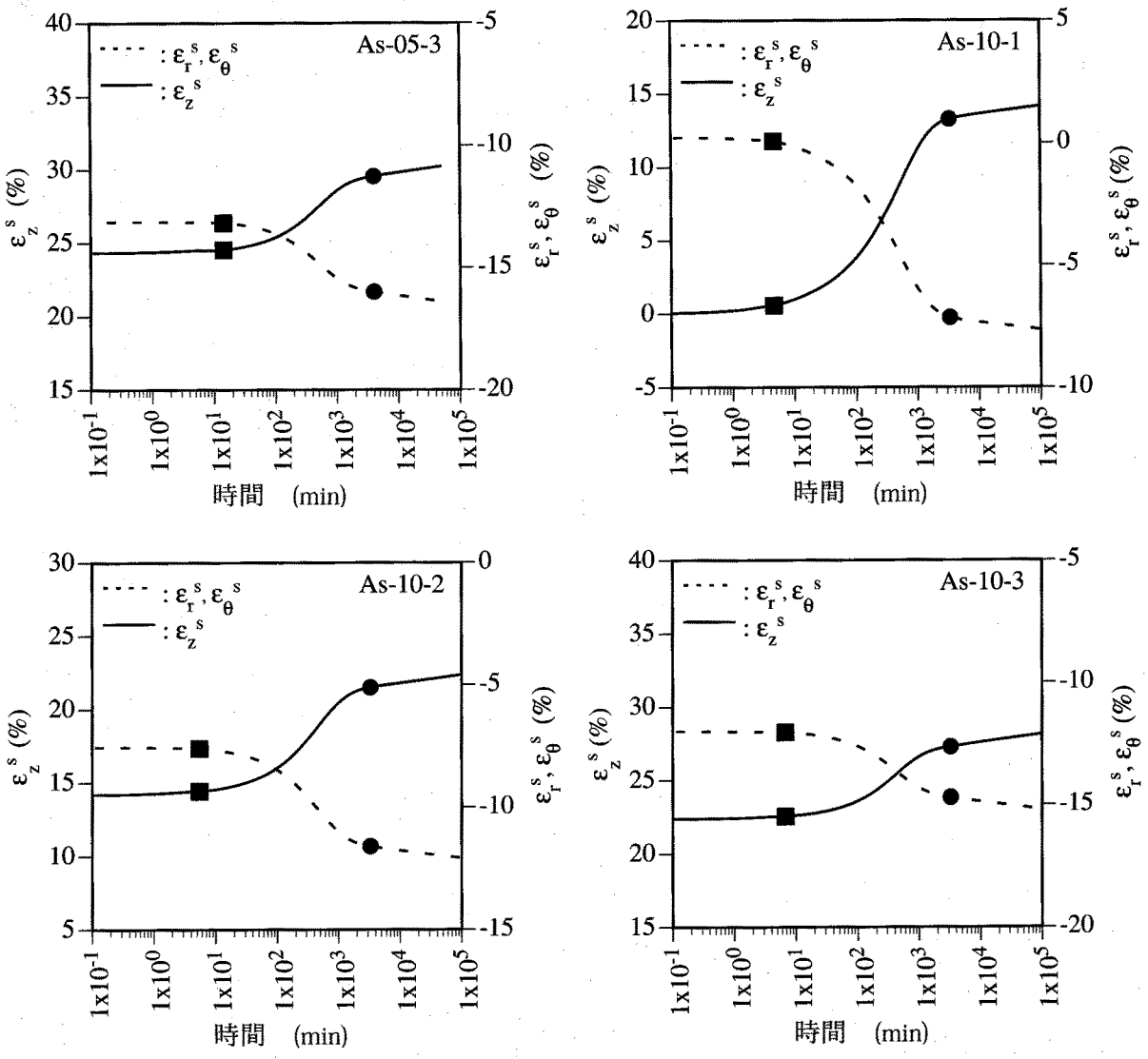


図-3-5-3　砂杭の体積ひずみとせん断ひずみの関係（要素71）

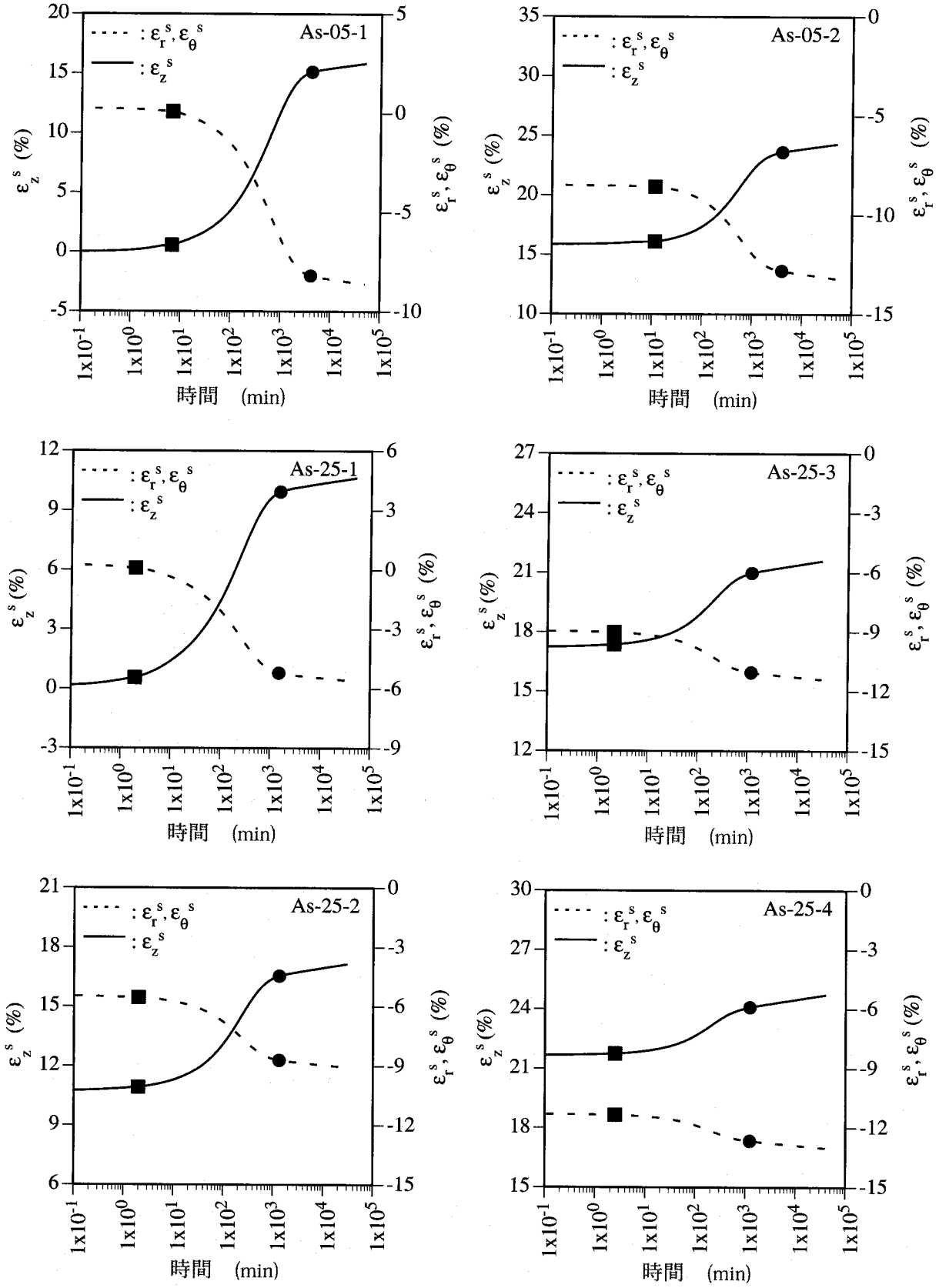
も，ダイレイタンシーによる膨張側のε_{vol}の方が顕著になったためである。γの増加およびε_{vol}の減少は，u_wが消散する（●）まで持続している。また，いずれのシリーズにおいても載荷段階が進むにつれ，γの増加量とε_{vol}の変化量が小さくなっている。これは，載荷段階の進展につれて地盤内応力が増加するため，地盤の剛性が増大する。その結果，複合地盤の沈下量が減少したためである。すなわち，γはε_z^sと対応し，また，ε_{vol}のダイレイタンシー成分はγと一義的な関係があることを考慮すれば，沈下量が減少することにより，γとε_{vol}の絶対的な変化量が小さくなることは容易に理解される。

図-3-5-4は要素71における圧密過程での鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^s, ε_r^sおよびε_θ^s）の経時変化を示している。すべてのケースにおいて，砂杭が破壊状態に達する（■）と，ε_z^sは圧縮側，ε_r^sおよびε_θ^sは引張側に急激に変化し始める。各ひ



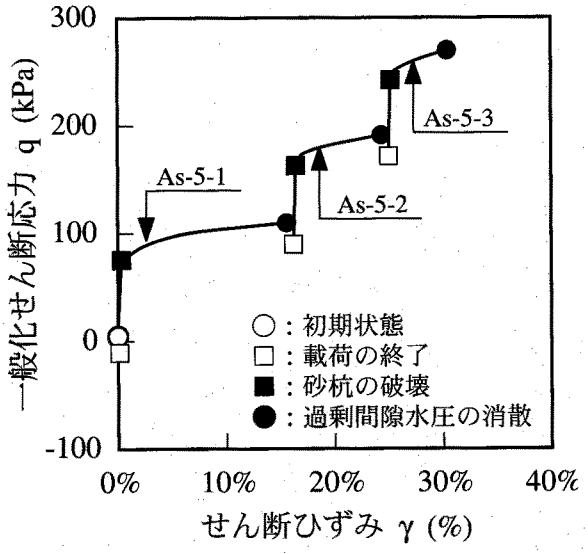
凡例　■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

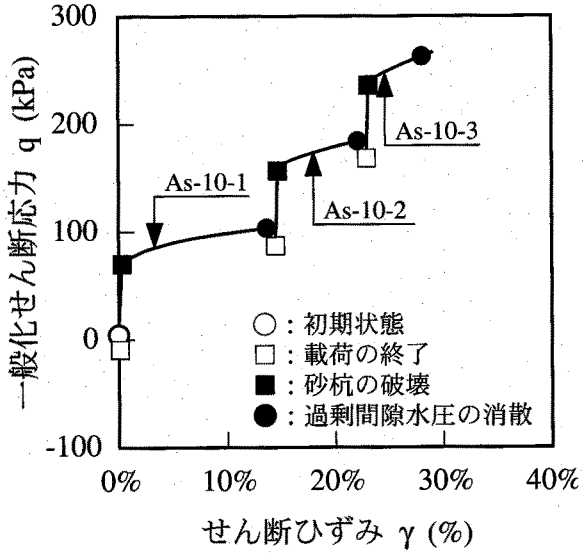
図-3-5-4　圧密過程における砂杭の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^s, ε_r^sおよびε_θ^s）の経時変化（要素71）（その１）



凡例　■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

図-3-5-4　圧密過程における砂杭の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^s，ε_r^sおよびε_θ^s）の経時変化（要素 71）（その２）





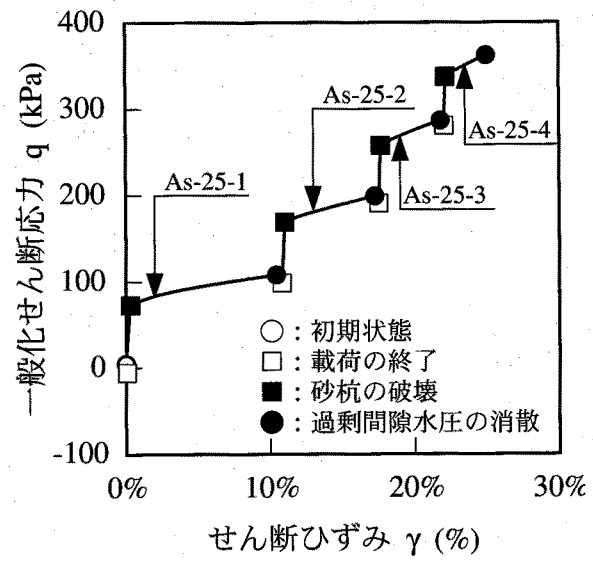


図 -3-5-5　砂杭の一般化せん断応力とせん断ひずみの関係（要素 71）

ずみ成分は粘土の u_w が消散する（●）まで，その絶対量が顕著に増大している。u_w が消散した（●）後，いずれのひずみ成分も多少の変化しているが，これは，粘土のクリープ変形に起因するものと考えられる。また，すべてのケースにおいて，ε_r^s と ε_θ^s の経時変化は等しく，それらの絶対値は ε_z^s の半分よりもやや大きい。

（３）応力とひずみの関係

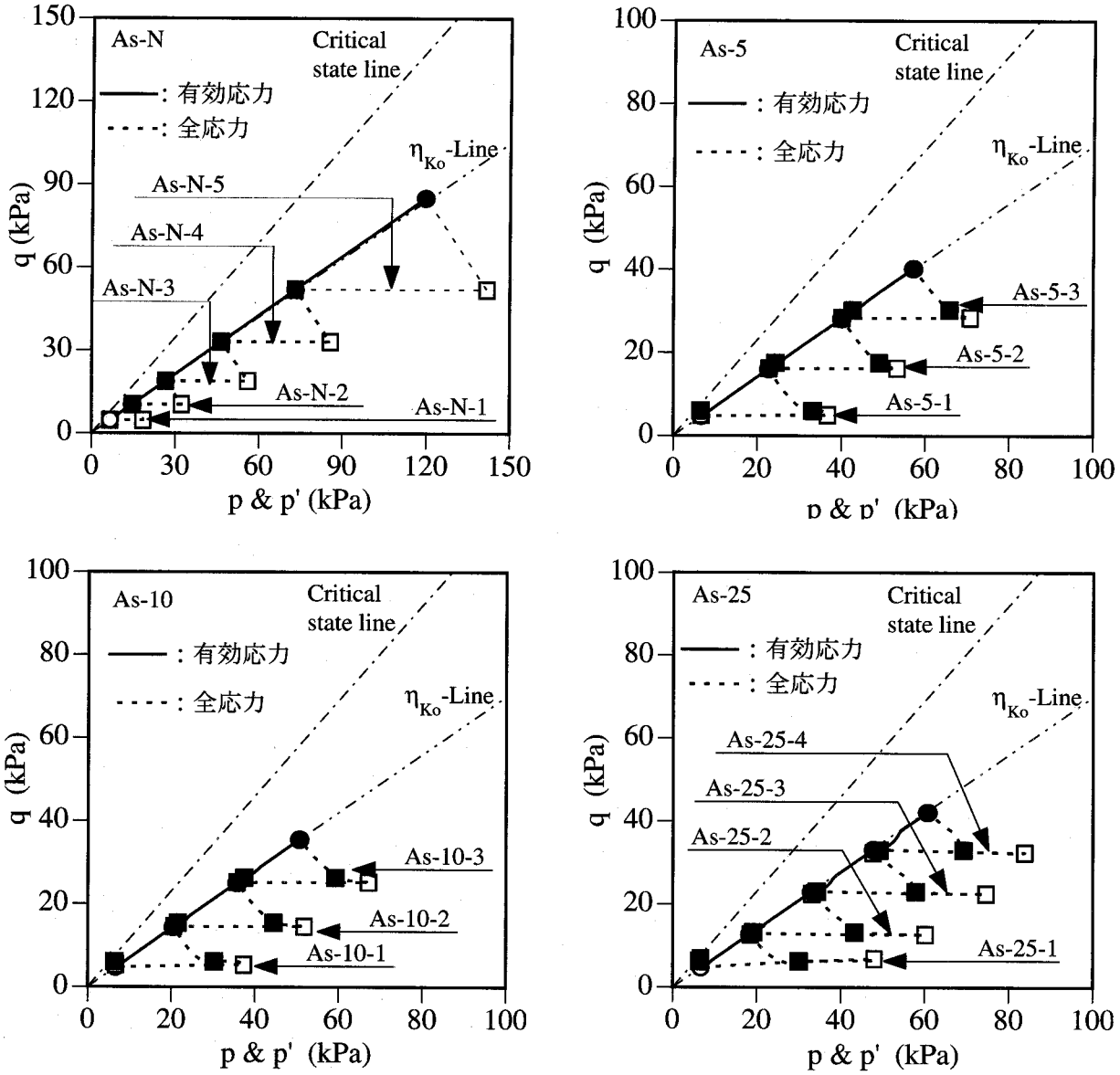
図 -3-5-5 は各シリーズの要素 71 における q と γ の関係を示している[36]。いずれのケースにおいても，q と γ の関係は顕著な非線形性を示している。すなわち，載荷過程（第１段階のみ○→□，第２段階以降●→□）では，γ がほとんど変化せずに q が僅かに減少している。載荷が終了した（□）後，q は急増し，やがて砂杭は破壊状態に達する（■）。砂杭が破壊状態に達する（■）と，γ に対する q の増加率が急減する。q と γ の両方ともに，u_w が消散するまで（●）増加している。いずれのシリーズにおいても，砂杭が破壊状態に達した後，γ に対する q の増加率は載荷段階が進むにつれて大きくなっている。これは，図 -3-5-1 から分かるように，各載荷段階において増加する q は載荷圧力増分と対応しているためほぼ一定であるが，図 -3-5-3 に示すように，載荷段階が進むにつれて生じる γ が小さくなるためである。ここで，載荷段階が進むにつれ γ が減少する理由は，３．５．１（２）において既に述べたように，地盤内応力の増大に伴い，地盤の剛性が増加したためである。

3．5．2　粘土の力学的挙動

（1）応力

図-3-5-6は各シリーズの要素78（図-3-3-1参照）における応力経路を示している[26),36)]。いずれのケースにおいても，載荷過程（第1段階のみ○→□，第2段階以降●→□）では有効応力経路はほとんど変化しない。全応力経路についても，qの変化はほとんどなく，平均全応力（p）のみが増加している。このことはu_wのみが生じていることを意味している。

載荷が終了した（□）後，シリーズAs-Nは典型的な1次元圧密挙動を示している。すなわち，シリーズAs-Nのいずれのケースにおいても，有効応力経路はqとp'の増加を伴いつつ，η_{k_0}線上を移動している。一方，全応力経路はqが増加し，pが減少，すなわち，u_wが減少している。そして，最終的にu_wが消散した時点（●）において，有効応力経路と全応力



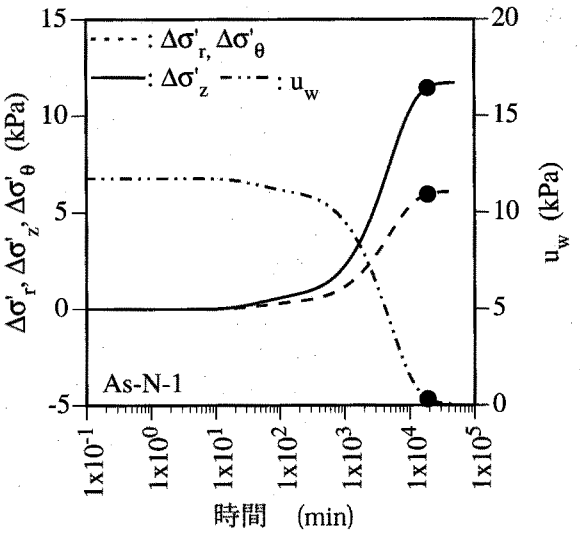
凡例　○：初期状態，□：載荷終了，■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

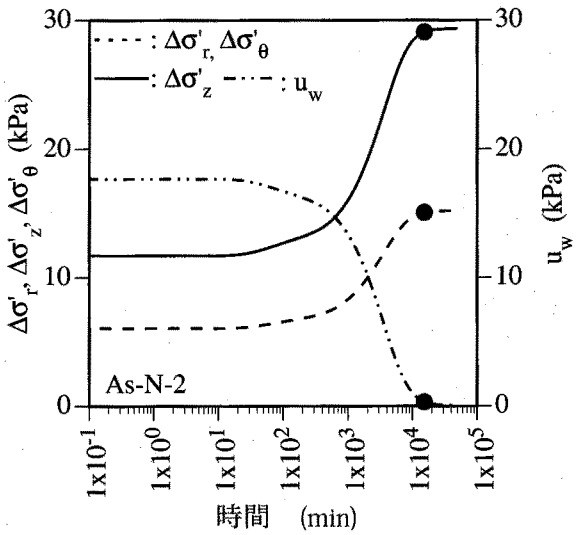
図-3-5-6　粘土の応力経路（要素78）（その2）

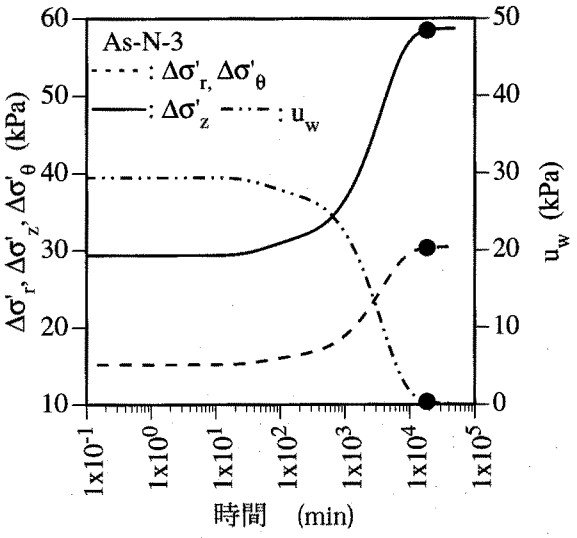
経路はη_{k_0}線上の同一の点に到達している。

一方，シリーズ As-5, As-10 および As-25 では，各シリーズのいずれのケースにおいても，載荷が終了した時点から砂杭が破壊状態に達するまで（□→■）有効応力経路はほとんど変化しない。全応力経路において p のみ減少，すなわち，u_wが消散している。載荷が終了した（□）直後のu_wに対し，載荷が終了した時点から砂杭が破壊状態に至るまで（□→■）のu_wの消散量の割合は，改良率の低い As-5 に比べ改良率の高い As-25 のほうが大きい。砂杭が破壊状態に達してからu_wが消散するまで（■→●），有効応力経路はη_{k_0}線上を移動している。一方，全応力経路では p の減少が継続することに加え，q が増加し始める。そして，最終的に両者はu_wが消散した時点（●）においてη_{k_0}線上の同一の点に到達する。

図 -3-5-7 は要素 78 における圧密過程での鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直有効応力増分（それぞれ$\Delta\sigma'^c_z$, $\Delta\sigma'^c_r$および$\Delta\sigma'^c_\theta$）ならびにu_wの経時変化を示している[26),36)]。いずれのケースにおいても，載荷が終了した直後には，有効応力の変化はほとんどなく，載荷圧力増分にほぼ等しいu_wが生じている。これは，載荷過程では載荷が瞬時に行われるため，非排水状態となっているためである。載荷が終了した後，１次元圧密であるシリーズ As-N では，いずれのケースにおいてもu_wの消散に対応して各有効応力成分が増加している。そして，u_wの消散量と$\Delta\sigma'^c_z$の値は一致している。また，$\Delta\sigma'^c_r$およ







凡例　■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

図 -3-5-7　圧密過程における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力増分（それぞれ$\Delta\sigma'^c_z$, $\Delta\sigma'^c_r$, $\Delta\sigma'^c_\theta$）ならびに過剰間隙水圧（u_w）の経時変化（要素 78）（その１）

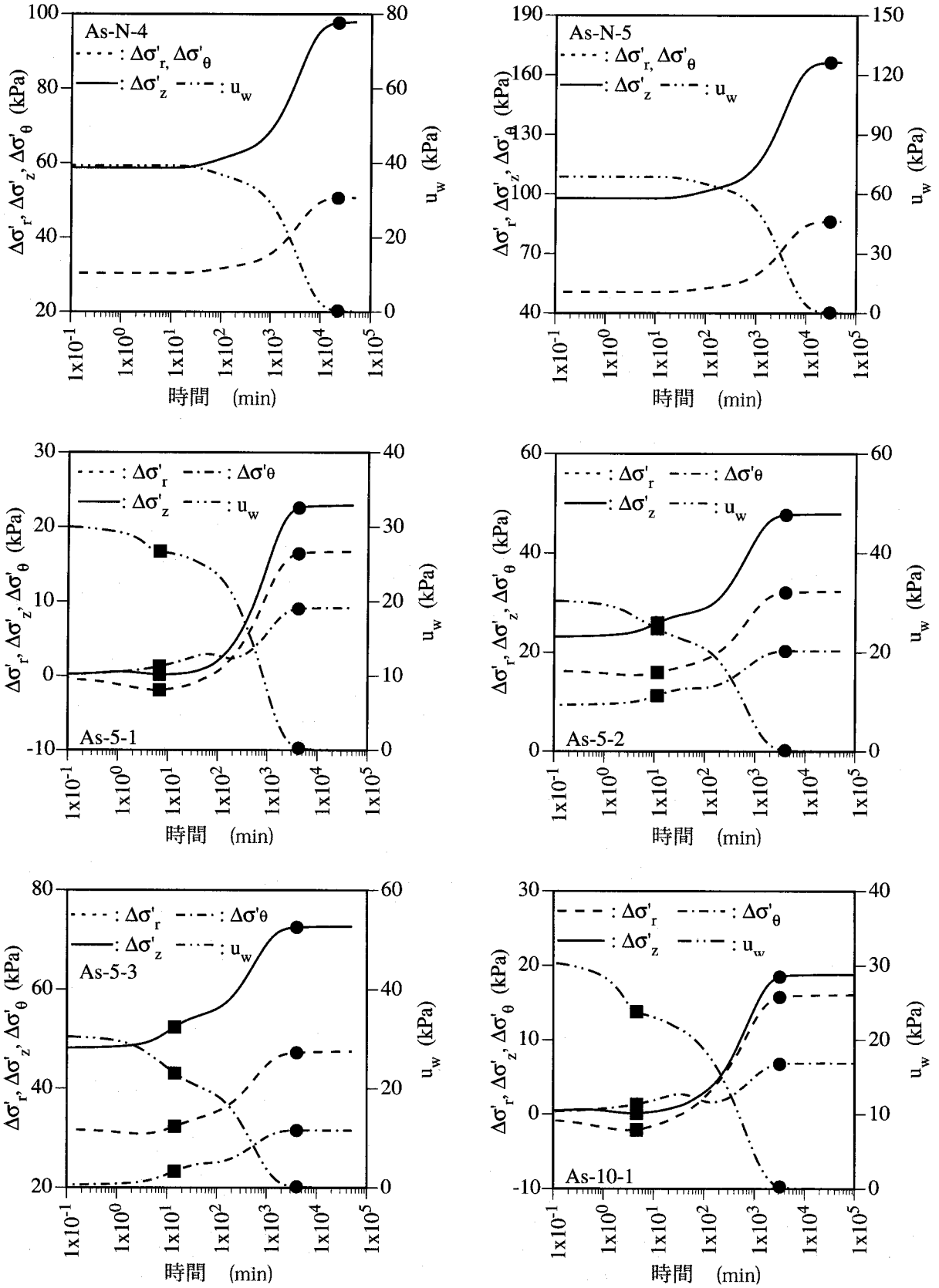


図-3-5-7　圧密過程における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力増分（それぞれ$\Delta\sigma'^{c}_{z}$, $\Delta\sigma'^{c}_{r}$, $\Delta\sigma'^{c}_{\theta}$）ならびに過剰間隙水圧（$u_w$）の経時変化（要素 78）（その２）

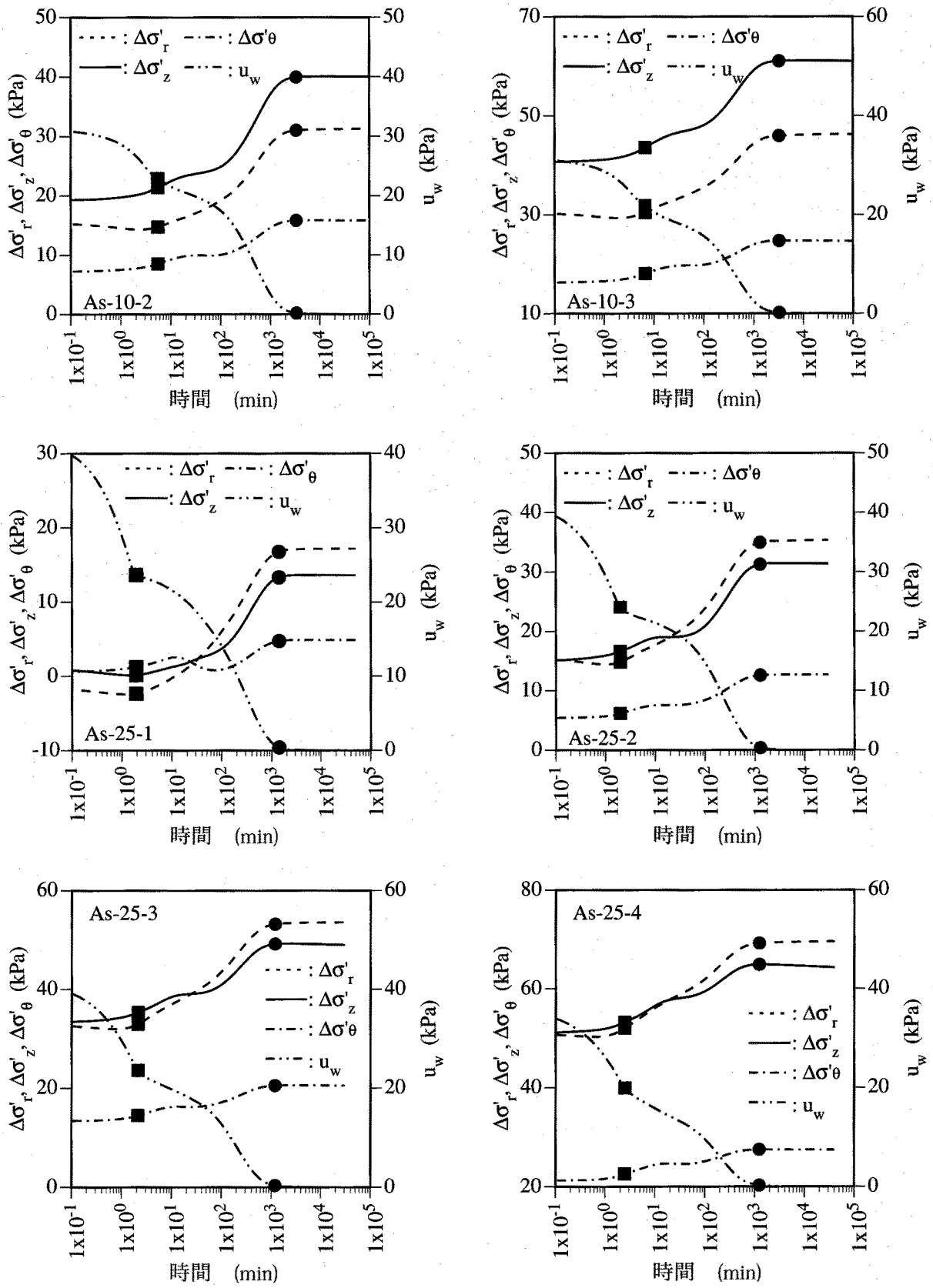


図-3-5-7　圧密過程における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力増分（それぞれ $\Delta\sigma'^{c}_{z}$, $\Delta\sigma'^{c}_{r}$, $\Delta\sigma'^{c}_{\theta}$）ならびに過剰間隙水圧（$u_w$）の経時変化（要素 78）（その３）

び$\Delta\sigma'^{c}_{\theta}$の挙動は一致しており，当然のことながらその値は次式を満足している。

$$\Delta\sigma'^{c}_{r} = \Delta\sigma'^{c}_{\theta} = K_0 \Delta\sigma'^{c}_{z} \qquad (3\text{-}5\text{-}3)$$

一方，シリーズ As-5, As-10 および As-25 では，いずれのケースにおいてもu_wが消散しているのにも関わらず，砂杭が破壊状態に達する（■）まで，いずれの有効応力もほとんど増加していない。これは，図 -3-5-2 からも分かるように，u_wの消散に伴う応力増加がほとんど砂杭に集中したためである。また，砂杭が破壊状態に達するまでに消散するu_wは改良率が高いほど大きい。砂杭が破壊状態に達してからu_wが完全に消散するまで（■→●），いずれのケースにおいても各有効応力増分は時間とともに増加している。特に，$\Delta\sigma'^{c}_{z}$および$\Delta\sigma'^{c}_{r}$の増加は顕著である。また，改良率が高くなるほど$\Delta\sigma'^{c}_{r}$の増加は顕著になり，シリーズ As-25 では$\Delta\sigma'^{c}_{z}$よりも大きくなっている。これは正のダイレイタンシーによって砂杭が膨張することより，周辺粘土が側方から圧縮されたためと考えられる。ところで，図 -3-5-6 から分かるように粘土の有効応力経路はη_{k_0}線上を移動しているが，u_wが消散する時点（●）では，自然地盤のように，鉛直方向の垂直有効応力（σ'^{c}_{z}）が最大であり，半径方向の垂直有効応力（σ'^{c}_{r}）と円周方向の垂直有効応力（σ'^{c}_{θ}）が等しくかつ最小であるような応力状態ではなく，σ'^{c}_{r}またはσ'^{c}_{z}が最大であり，σ'^{c}_{θ}が最小であるような応力状態になっているものと考えられる。

（2）ひずみ

図 -3-5-8 は各シリーズの要素 78 におけるε_{vol}とγの関係を示している。1 次元圧密であるシリーズ As-N では，非排水状態が満足されている載荷過程（第 1 段階のみ○→□，第 2 段階以降●→□）では，いずれのケースにおいても，ε_{vol}とγの両者ともに，ほとんど変化していない。載荷が終了した後からu_wが消散する（□→●）まで，ε_{vol}とγは傾きは 3/2 の線形関係を保ったまま増加している。これは，シリーズ As-N では厳密にK_0条件が保たれているためである。

シリーズ As-5，As-10 および As-25 でもシリーズ As-N とほぼ同様の挙動が認められる。すなわち，いずれのケースにおいても，載荷過程から砂杭が破壊状態に至るまで（第 1 段階のみ○→■，第 2 段階以降●→■），ε_{vol}とγの両者ともにほとんど変化していない。砂杭が破壊状態に達した後からu_wが消散するまで（■→●），ε_{vol}とγはほぼ線形関係を保ったまま増加している。ただし，いずれのシリーズにおいてもその傾きは 3/2 よりも大きく，また，改良率が高いほどその傾きは急である。これは，後述するように，粘土の状態がK_0条件を満足しておらず，鉛直方向の垂直ひずみ（ε^{c}_{z}）だけでなく，半径方向の垂直ひずみ（ε^{c}_{r}）および円周方向の垂直ひずみ（ε^{c}_{θ}）も生じているためである。

図 -3-5-9 は要素 78 における圧密過程での鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε^{c}_{z}, ε^{c}_{r}およびε^{c}_{θ}）の経時変化を示している。無改良地盤であるシリーズ As-N は，1 次元圧密であるため，当然のことながら，いずれのケースにおいてもε^{c}_{r}およびε^{c}_{θ}は生じず，ε^{c}_{z}のみ生じている。

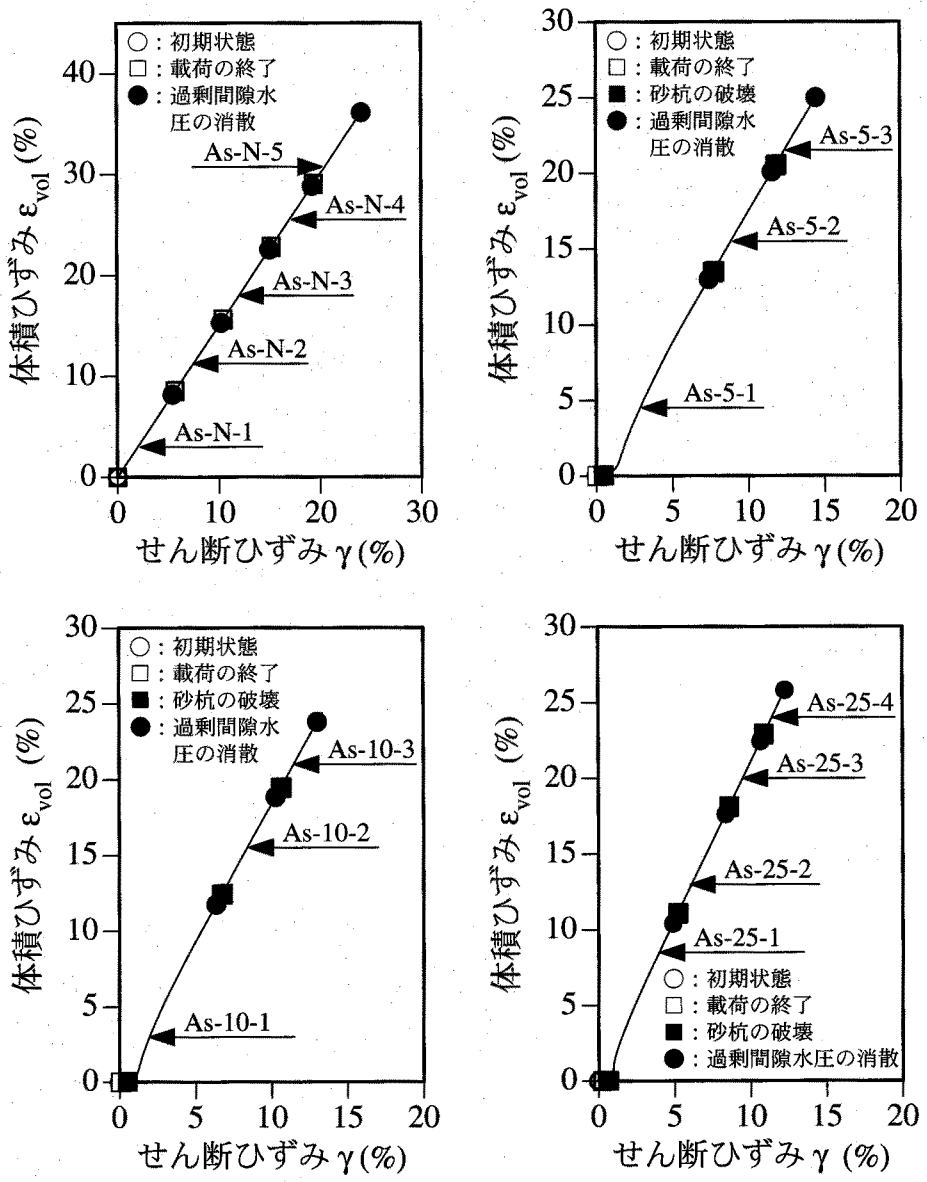
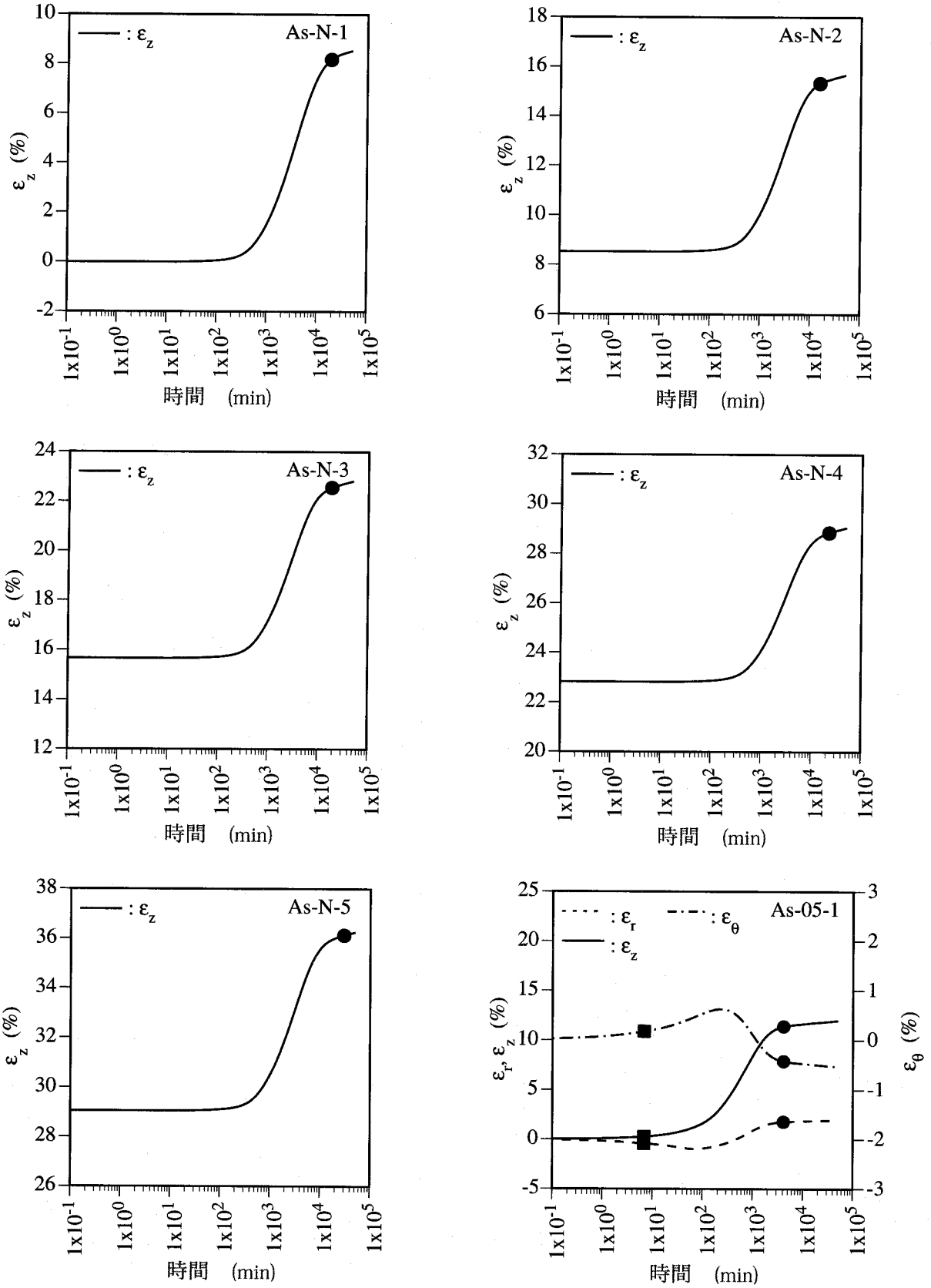


図 -3-5-8　粘土の体積ひずみとせん断ひずみの関係

一方，複合地盤であるシリーズ As-5，As-10 および As-25 では，ε_z^cだけでなく，ε_r^cおよびε_θ^cも生じている。いずれのケースにおいても，各ひずみ成分は，砂杭が破壊状態に達した時点からu_wが消散するまで（■→●）に，その絶対量が顕著に増加している。u_wが消散した（●）後も各ひずみ成分は変化しているが，それは，粘土のクリープ変形に因るものと考えられる。各々のひずみ成分に着目すれば，ε_z^cとε_r^cは圧縮方向，一方，ε_θ^cは引張方向に生じている。ε_z^cの絶対量は改良率が低いほど大きく，逆に，ε_r^cの絶対量は改良率が高いほど大きい。また，ε_θ^cの絶対量は，他の２つのひずみ成分のそれに比べて小さいものの，改良率が高いほど大きくなっている。ε_r^cとε_θ^cがこのような挙動を示す理由は，ダイレイタンシーによる砂杭の側方膨張に因るものと考えられる。すなわち，図 -3-5-4 から分かるように，砂杭が破壊状態に達すると，砂杭にはε_z^sの絶対量の半分よりもやや大きい膨張側のε_r^sが生じる。このε_r^sによって砂杭周辺の粘土は側方から圧縮される。また，砂杭のε_r^sが等しい場合でも，



凡例　■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

図-3-5-9　圧密過程における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^c，ε_r^cおよびε_θ^c）の経時変化（要素78）（その１）

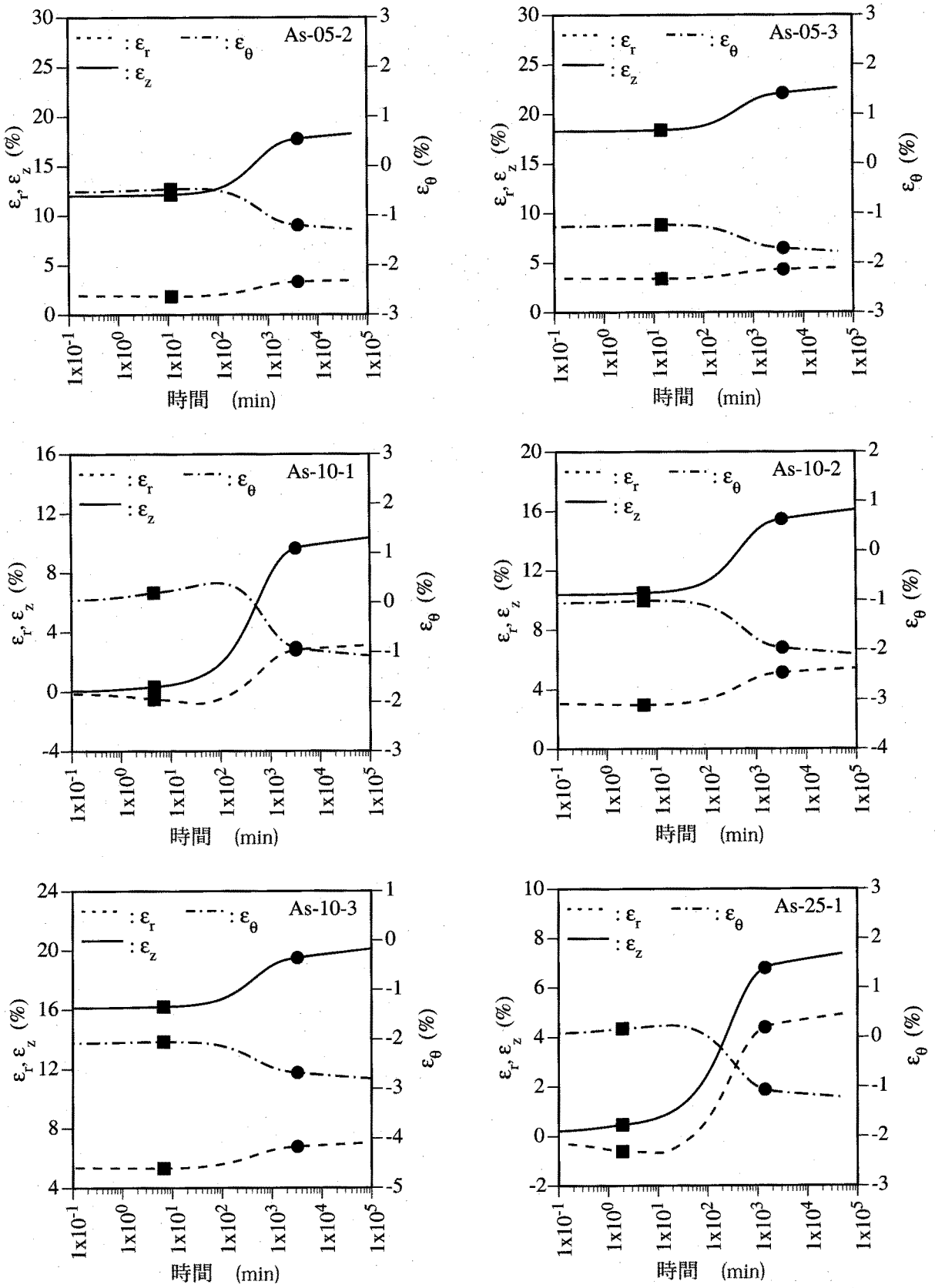
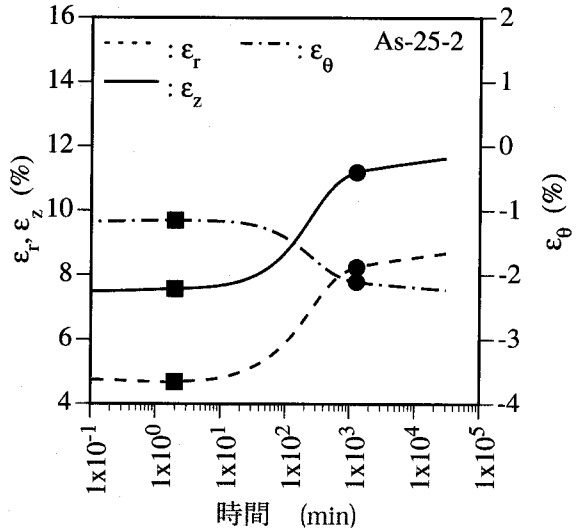
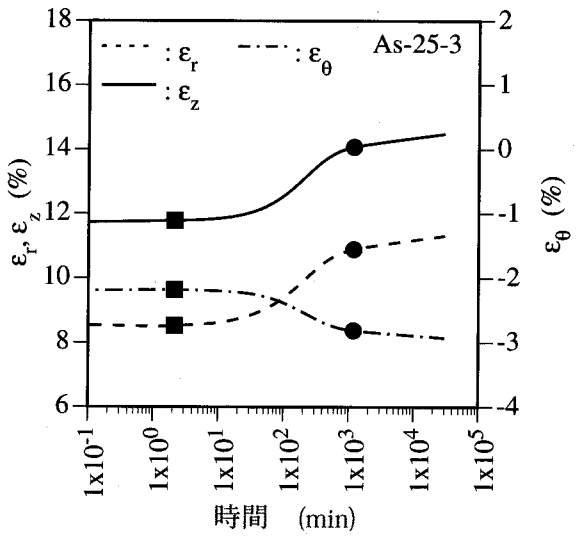
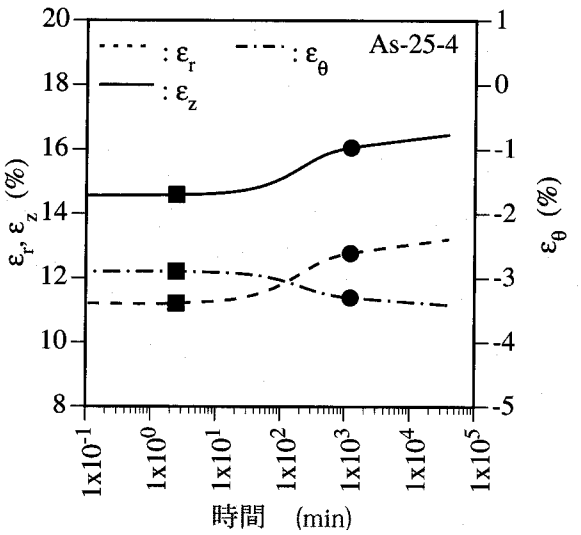


図-3-5-9　圧密過程における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^c，ε_r^cおよびε_θ^c）の経時変化（要素 78）（その２）







凡例　■：砂杭の破壊，
●：過剰間隙水圧の消散

図-3-5-9　圧密過程における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^c, ε_r^cおよびε_θ^c）の経時変化（要素78）（その3）

改良率が高く，砂杭の径が大きいほど砂杭による側方圧縮効果は大きい。このため，改良率が高いほどε_r^cとε_θ^cの絶対量は大きくなる。

（3）応力とひずみの関係

図-3-5-10は各シリーズの要素78におけるε_{vol}とp'の関係を示している[36]。なお，図中の破線は次式によって与えられるε_{vol}とp'の関係を示している。

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\lambda}{1+e}\ln\frac{p'}{p'_0} \qquad (3\text{-}5\text{-}4)$$

いずれのケースにおいても，載荷過程から砂杭が破壊状態に至るまで（第1段階のみ○→■，第2段階以降●→■），ε_{vol}とp'にはほとんど変化が見られない。これは，既に述べてきたように，載荷過程において，載荷圧力増分は，砂杭では砂杭自身によって直接的に，一方，粘土ではu_wに転化することによって支持される。載荷が終了した後，砂杭が破壊状態に達するまで，u_wの消散に伴う有効応力の増加は，砂杭と粘土との剛性差に起因する応力集中のため砂杭にのみ生じ，粘土ではほとんど生じないためである。砂杭が破壊状態に達してからu_wが消散するまで（■→●），p'の増加に伴いε_{vol}も増加している。ただし，p'に対するε_{vol}の増加率はp'が小さいときに大きく，p'の増加に伴い減少している。解析結果におけるε_{vol}とp'の関係は，式(3-5-4)によるε_{vol}とp'の関係とほぼ一致している。このことはせん断によるダイレイタンシーの影響がほとんどないことを示している。すなわち，図-3-5-6からも分かるように，粘土の有効応

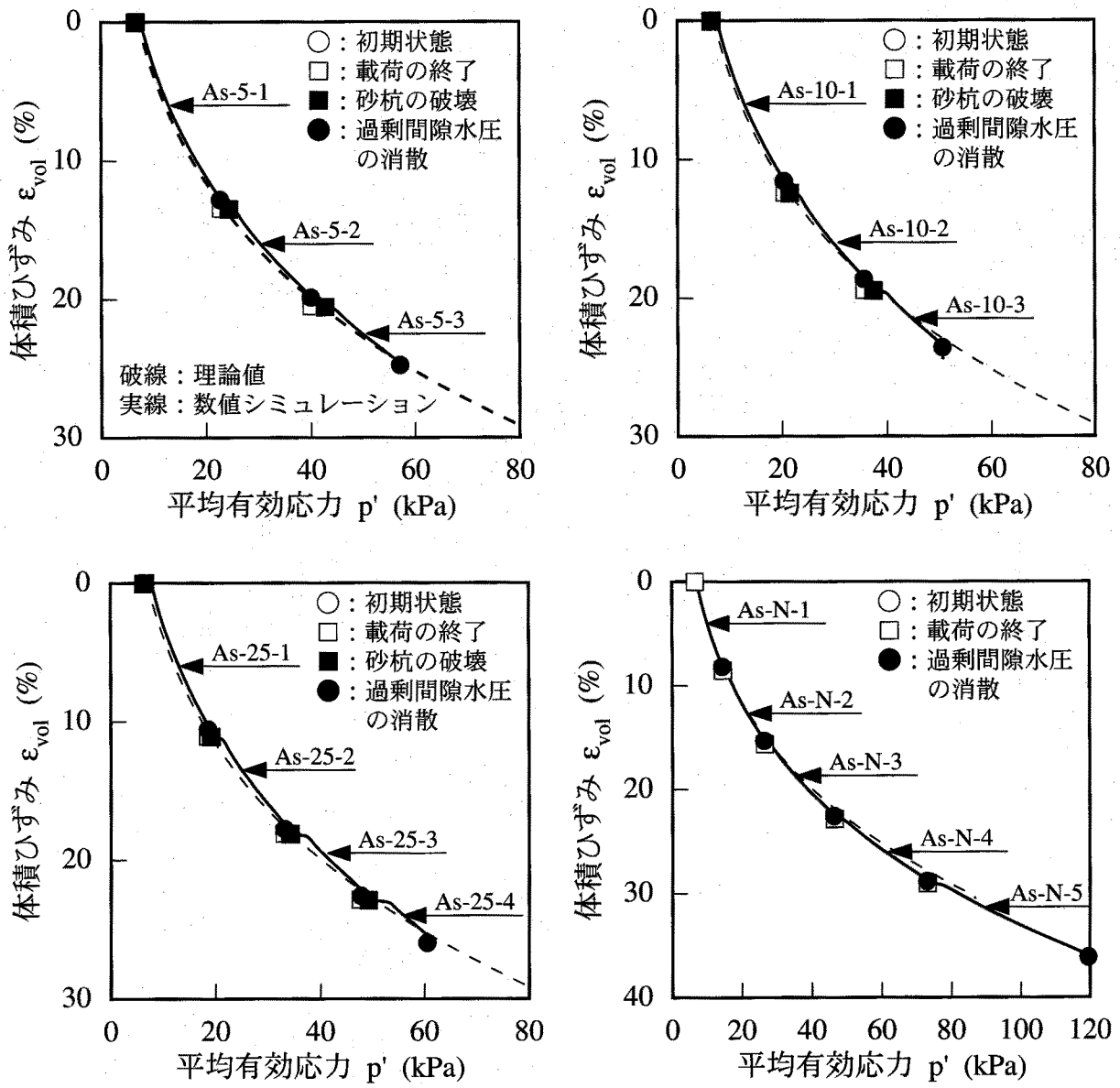


図 -3-5-10　粘土の体積ひずみと平均有効応力の関係

力経路はη_{K_0}線上を移動するのみであるため，ダイレイタンシーによる塑性体積ひずみ成分は生じない。

３．５．３　複合地盤の圧密沈下メカニズム

ここでは，複合地盤の圧密沈下挙動について，それぞれ３．５．１および３．５．２において明らかにした砂杭および粘土の力学的挙動に基づき，それらの相互作用としての複合地盤の圧密沈下メカニズムを載荷過程と圧密過程に分けて考察する[26)]。

まず，載荷過程において，載荷が瞬時に行われるため，この間，粘土はほぼ非排水状態となる。このため，粘土の有効応力は変化せず，載荷圧力増分にほぼ等しいu_wが生じる。一方，砂杭ではσ_z^sが，載荷圧力にほぼ等しいか，それよりもやや小さい量だけ増加する。したがって，複合地盤全体としてはこの両者によって載荷圧力増分を支持することになる。こ

れに加え，粘土による砂杭に対する側方圧縮効果により，砂杭のσ_r^sならびにσ_θ^sも増加する。これらのため砂杭のp'は増加する。また，載荷過程における複合地盤の沈下量は，最終沈下量に比して無視できるほど小さい。

次に，圧密過程では，砂杭の破壊を契機として複合地盤の沈下メカニズムが大きく変化する。すなわち，載荷が終了した直後から砂杭が破壊状態に達するまで，u_wの消散によって地盤に転化される有効応力は，砂杭と粘土との剛性の違いによる応力集中のため，砂杭のみにおいて増加し，粘土ではほとんど増加しない。砂杭への応力集中は，やがて砂杭を破壊状態に至らしめる。その結果，砂杭による載荷圧力の支持メカニズムがモビライズする。このため，この後，消散するu_wは粘土の有効応力にも転化されるようになる。また，砂杭の破壊によって複合地盤全体の沈下剛性も低下するため，複合地盤のひずみが急増する。ところで，砂杭は正のダイレイタンシー特性を有しているため，複合地盤の沈下によるせん断ひずみの増加に伴い，その体積を膨張させようとする。したがって，砂杭周辺の粘土は側方から圧縮され，ε_r^cおよびσ'^c_rが増加し，一方，ε_θ^cおよびσ'^c_θは減少する。また，砂杭の体積膨張は周辺の粘土との相互作用から，砂杭自身に作用する拘束圧力も増加させる。このため，砂杭に作用しているp'が増加する。ここで，砂杭は破壊状態に達しているため，破壊基準に基づく制約から，p'の増加はqの増加をもたらす。その結果，σ_z^sが増加する。したがって，圧密過程における複合地盤の沈下メカニズムは，砂杭が破壊状態に至るまでは主として砂杭のみによって，砂杭が破壊状態に至った後は，砂杭のダイレイタンシー挙動と粘土の非線形圧縮挙動の相互作用によって支配される。

表-3-5-1はシリーズAs-5, As-10およびAs-25において，それぞれ砂杭が破壊状態に至った時点，およびu_wが消散した時点における時間と沈下量を示している[26]。いずれのケースにおいても，砂杭が破壊状態に到った時間は載荷後ほぼ20分以内であり，u_wが完全に消散

表-3-5-1　砂杭が破壊状態に至った時点および過剰間隙水圧が消散した時点における時間と沈下量

ケース	砂杭の破壊		過剰間隙水圧の消散	
	時間 (min)	沈下量 (mm)	時間 (min)	沈下量 (mm)
As-5-1	9.00	3.43	7.88×10^3	20.9
As-5-2	16.16	1.94	9.19×10^3	10.5
As-5-3	17.72	1.31	1.04×10^4	6.89
As-10-1	4.94	2.55	6.04×10^3	17.8
As-10-2	6.18	1.24	7.02×10^3	9.87
As-10-3	6.73	0.85	8.09×10^3	6.06
As-25-1	1.93	2.34	2.94×10^3	13.8
As-25-2	1.98	1.11	3.48×10^3	8.38
As-25-3	2.13	0.80	3.87×10^3	5.54
As-25-4	2.68	0.58	4.22×10^3	3.65

するために要する時間に比べて非常に短い。また，砂杭が破壊状態に到ったときの沈下量は，u_wが消散したときの沈下量に比べて小さい。したがって，初期段階を除けば，圧密中砂杭は破壊状態に達していることが分かる。このため，複合地盤の圧密沈下挙動は，破壊による砂杭の非線形力学挙動とダイレイタンシー挙動ならびに粘土の非線形圧縮挙動の相互作用によって支配されるものと考えられる。

３．６　拡張 TYPE-C 予測における変動パラメータと解析ケース

表 -3-2-3 から分かるように模型実験では，それぞれのシリーズにおいて載荷圧力増分（Δσ）や初期層厚が異なっている。このため，各実験ケース間において定量的な比較ができない。また，改良率も最大で 25% であり，通常使用されているＳＣＰ工法における改良率の範囲をカバーしているとは言えない。したがって，初期条件を統一し，Δσおよび改良率を変動パラメータとした拡張 TYPE-C 予測を行う。表 -3-6-1 は解析ケースを示している。改良率は無改良のケースを含む 50% までの 9 パターンとし，Δσは 19.6kPa から 11.76kPa までの 7 パターンとした。また，解析モデルは図 -3-3-1 と同じものを用いた。ただし，複合地盤の層厚は 40cm とした。なお，地盤材料の力学モデルとそのパラメータおよび地盤の初期条件については TYPE-C 予測におけるものと同様とした。

表 -3-6-1　拡張 TYPE-C 過程における解析ケース

改良率	載荷圧力増分　Δσ　(kPa)						
	19.6	29.4	39.2	58.8	78.4	88.2	117.6
0%	As-N-02	As-N-03	As-N-04	As-N-06	As-N-08	As-N-09	As-N-12
5%	As-05-02	As-05-03	As-05-04	As-05-06	As-05-08	As-05-09	As-05-12
10%	As-10-02	As-10-03	As-10-04	As-10-06	As-10-08	As-10-09	As-10-12
15%	As-15-02	As-15-03	As-15-04	As-15-06	As-15-08	As-15-09	As-15-12
20%	As-20-02	As-20-03	As-20-04	As-20-06	As-20-08	As-20-09	As-20-12
25%	As-25-02	As-25-03	As-25-04	As-25-06	As-25-08	As-25-09	As-25-12
30%	As-30-02	As-30-03	As-30-04	As-30-06	As-30-08	As-30-09	As-30-12
40%	As-40-02	As-40-03	As-40-04	As-40-06	As-40-08	As-40-09	As-40-12
50%	As-50-02	As-50-03	As-50-04	As-50-06	As-50-08	As-50-09	As-50-12

３．７　複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす改良率の影響

３．７．１　砂杭の力学的挙動に及ぼす改良率の影響

（１）応力に及ぼす影響

図 -3-7-1 は砂杭の応力経路に及ぼす改良率の影響を示している[35),37)]。ただし，図において

示している応力経路は図-3-3-1の要素101におけるものである。今後，特に説明のない限り，砂杭における要素レベルでの挙動は，この要素の挙動をもって代表させる。この要素を選んだ理由は，載荷盤から最も離れているため，その拘束効果や上面からの排水の影響が最も小さいと考えられるためである。

載荷過程（○→□）では，改良率に関わらず，いずれのケースにおいても平均有効応力（p'）が増加している。ただし，一般化せん断応力（q）は改良率が低い場合には減少しており，逆に，高い場合には増加している。この原因は，改良率が低いほど周辺粘土による砂杭に対する圧縮効果が大きくなること，および改良率が高いほど砂杭による載荷圧力に対する直接的な支持効果が大きくなることに因るものと考えられる。

載荷が終了した直後（□），いずれのケースにおいても応力経路はその向きを変え，qが急増している。ただし，改良率が低い場合には粘土による圧縮効果によってp'はqとともに増加しているが，改良率が高くなるにつれその増加量は減少している。特に，粘土による圧縮効果が最も小さい改良率が50%のケースでは，p'は逆に減少に転じている。この後，いずれのケースにおいても応力経路は破壊線に達している（■）。砂杭が破壊状態に達してから過剰間隙水圧（u_w）が消散するまで（■→●），応力経路は破壊線上をqとp'の増加を伴いながら移動している。砂杭が破壊するとき（■），ならびにu_wが消散するとき（●）のqとp'はともに改良率が低いほど大きい。なお，複合地盤におけるu_wの消散（●）は，粘土部分における各有限要素のu_wのうち，その最大値が$\Delta\sigma$の1%以下になったことにより判定した。

図-3-7-2は圧密過程における砂杭の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^s$）の経時変化に及ぼす改良率の影響を示している[35),37)]。載荷が終了した直後の$\Delta\sigma_z^s$は，改良率が高いほど大きくなっている。これは，前述したように，改良率が高いほど砂杭自身による載荷圧力に対する直接的な支持効果が大きいためである。$\Delta\sigma_z^s$は改良率が低いほど急激に増加する。これは，改良率が低いほど応力集中の影響が大きいためである。また，砂杭が破壊状態に達する時

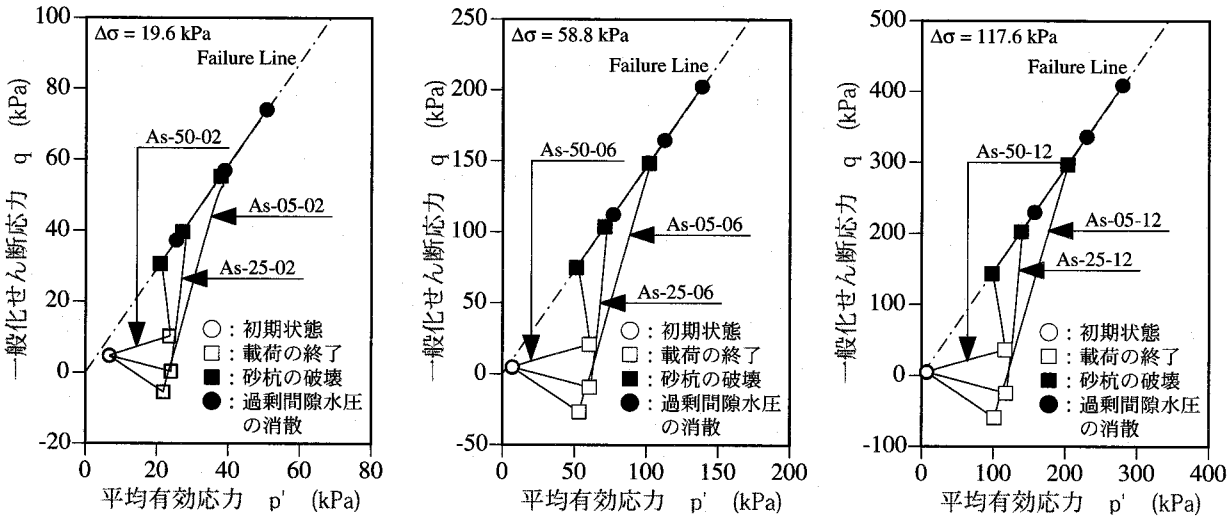


図-3-7-1　砂杭の応力経路に及ぼす改良率の影響

点（■）は改良率が高いほど早い。これは，応力経路からも分かるように，改良率が高いほど載荷過程において大きなqが生じることに加え，圧密過程では，qの増加に伴いp'が減少することにより，結果として応力比が高くなるためである。いずれのケースにおいても砂杭が破壊状態に達する（■）と$\Delta\sigma_z^s$の増加速度は急減する。そしてu_wが消散する（●）と$\Delta\sigma_z^s$はほぼ一定になる。破壊状態に達した時点（■）ならびにu_wが消散した時点（●）における$\Delta\sigma_z^s$は改良率が低いほど大きい。

図-3-7-3はu_wが消散した時点における砂杭の$\Delta\sigma_z^s$，半径方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_r^s$）および円周方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_\theta^s$）と改良率の関係を示している。$\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$のいずれも，改良率が高くなるとともに単調に減少している。これは，改良率が高くなるほど応力集中効果が減少することに加え，周辺粘土による側方拘束効果も減少するためと考えられる。また，$\Delta\sigma_r^s$と改良率の関係と$\Delta\sigma_\theta^s$と改良率のそれは一致している。

（２）ひずみに及ぼす影響

図-3-7-4は砂杭の体積ひずみ（ε_{vol}）とせん断ひずみ（γ）の関係に及ぼす改良率の影響を示している。載荷過程から砂杭が破壊状態に至るまで（○→■）に生じるε_{vol}は，改良率が低いほど大きい。砂杭が破壊状態に達した後（■），ε_{vol}はその方向を反転させ，γの増加に対して減少，すなわち，砂杭は膨張している。γに対するε_{vol}の減少量，すなわち，砂杭の体積膨張量の割合は改良率が低いほど大きい。これは，改良率が低いほど大きなγが生じていることから，砂杭が破壊状態に達してからu_wが消散するまで（■→●）のp'の増加量に対応して生じるε_{vol}の圧縮増分よりも，その間にダイレイタンシーによって生じ

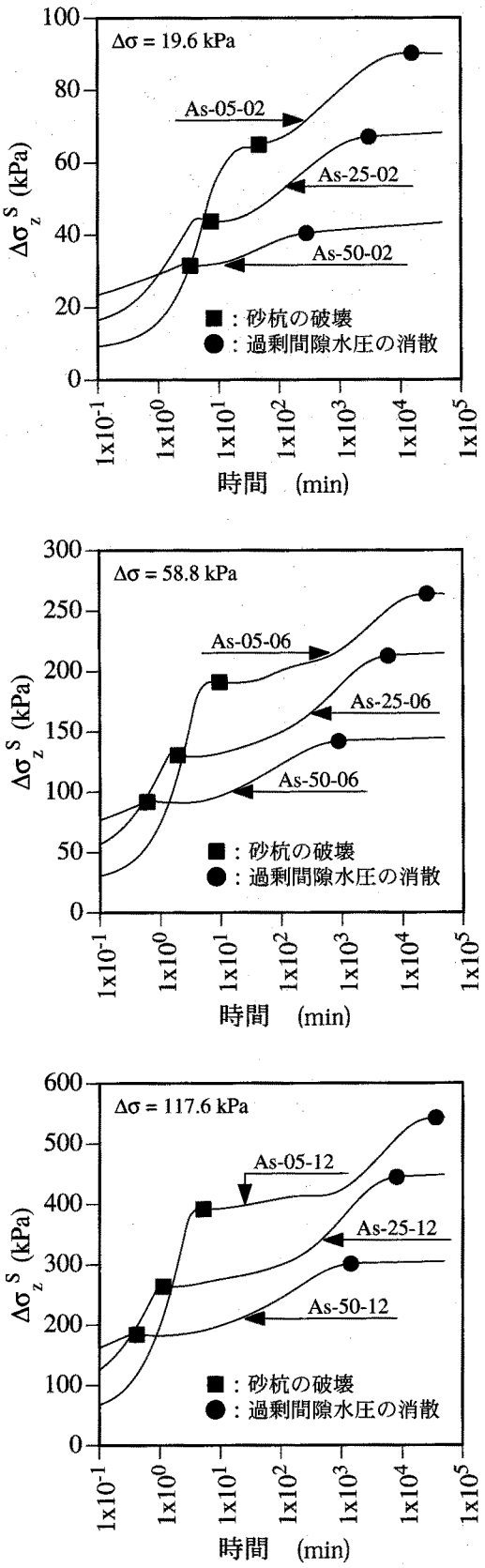


図-3-7-2　圧密過程における砂杭の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^s$）の経時変化に及ぼす改良率の影響

るε_{vol}の膨張量の方が大きいためである。

図-3-7-5はu_wが消散した時点での砂杭における鉛直方向の垂直ひずみ（ε_z^s），半径方向の垂直ひずみ（ε_r^s）および円周方向の垂直ひずみ（ε_θ^s）と改良率の関係を示している[38]。ε_z^sは圧縮側，一方，ε_r^sおよびε_θ^sは膨張側となっている。いずれのひずみ成分についても，その絶対量は改良率が高くなるとともに減少している。また，ε_r^sと改良率の関係とε_θ^sと改良率のそれは一致している。

（3）応力とひずみの関係に及ぼす影響

図-3-7-6は砂杭のqとγの関係に及ぼす改良率の影響を示している[37),38)]。いずれのケースにおいても，qとγの関係は砂杭の破壊による顕著な非線形挙動を示している。すなわち，砂杭の破壊（■）はγが非常に小さいレベルにおいておいて生じ，その後，γに対するqの増加率は急減している。ただし，改良率が低いほど砂杭が破壊状態に達する時点（■）におけるqは大きく，また，u_wが消散する時点（●）におけるqとγも大きい。しかし，砂杭が破壊状態に達した後のγに対するqの増加率は改良率が高いほど大きい。このため，qとγの関係は，改良率が低いほど顕著な非線形性を示す。また，図中に一点鎖線で示しているように，qとγの関係を線形近似すると，その見掛けのせん断剛性は改良率が低いほど低い。

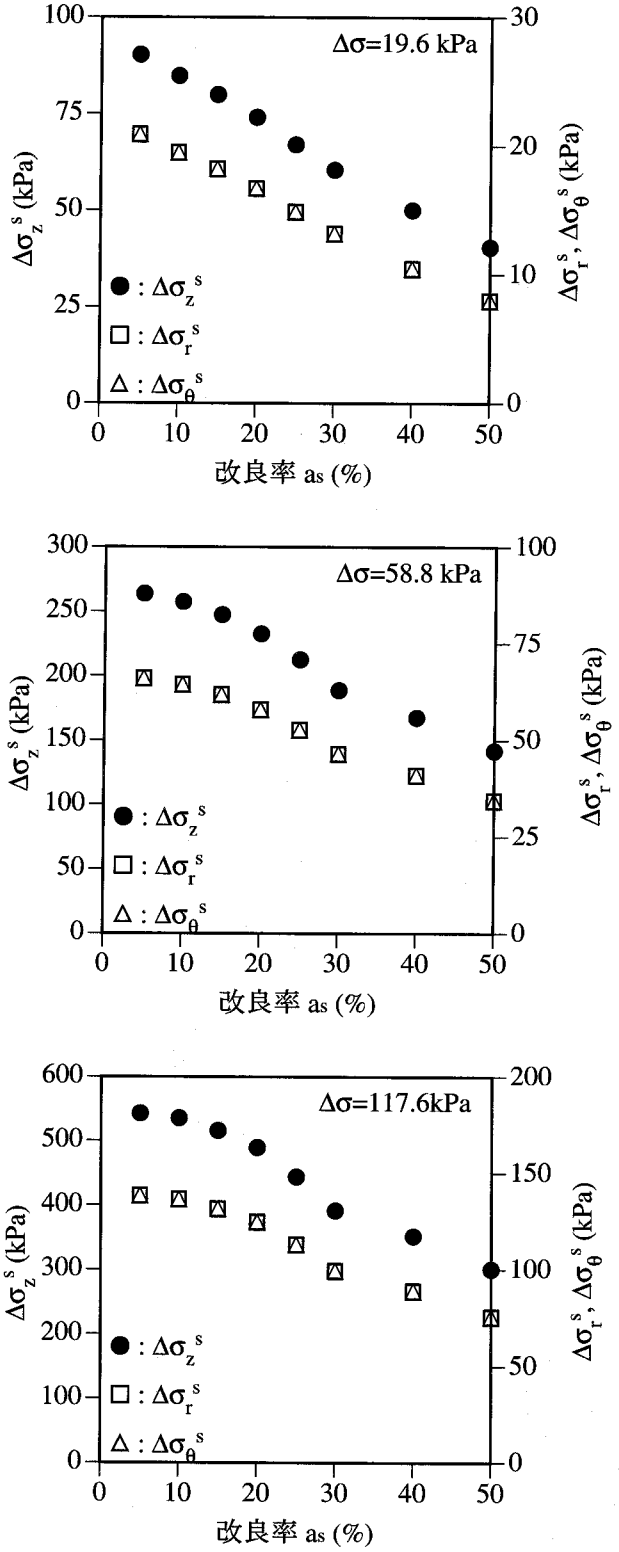


図-3-7-3　過剰間隙水圧が消散した時点における砂杭の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力（それぞれ$\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$）と改良率の関係

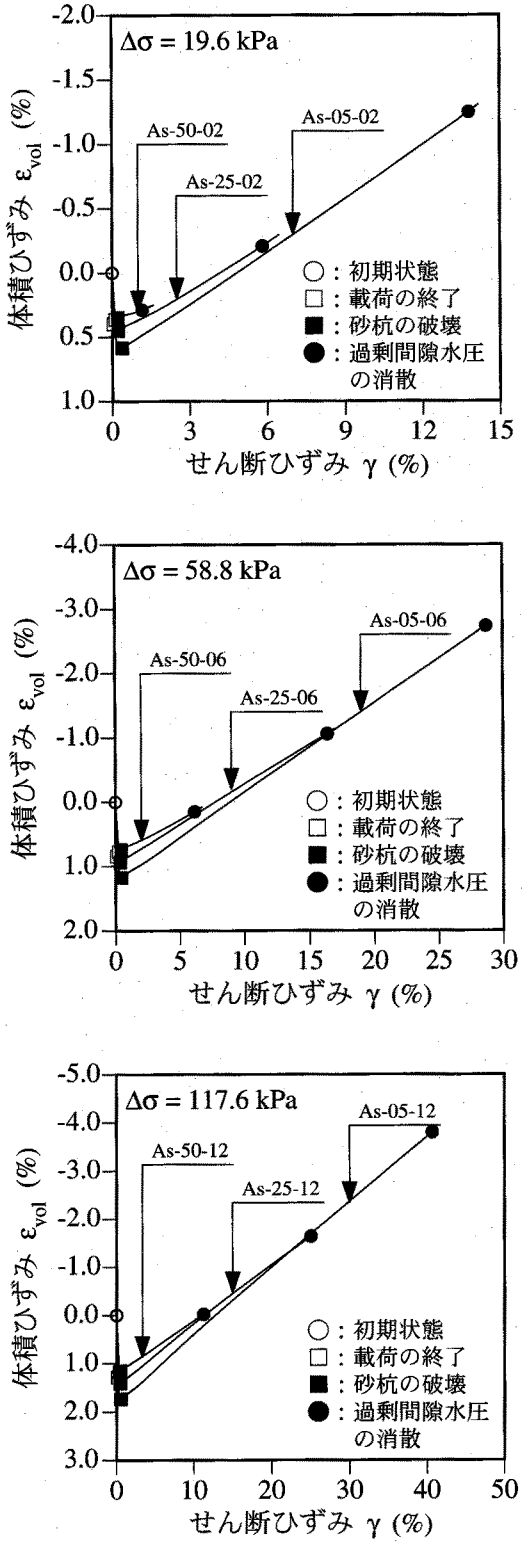


図-3-7-4　砂杭の体積ひずみとせん断ひずみの関係に及ぼす改良率の影響

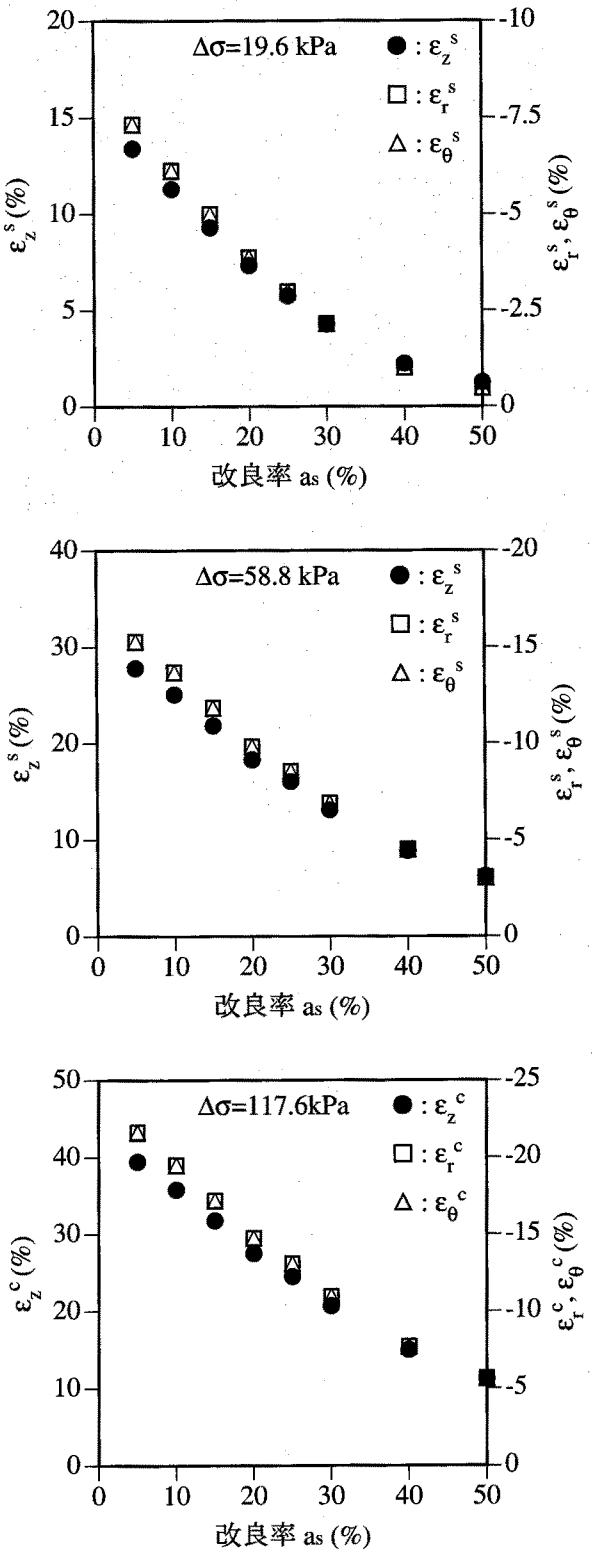


図-3-7-5　過剰間隙水圧が消散した時点における砂杭の鉛直方向，半径方向および円周方向の水力応力（それぞれε_z^s, ε_r^sおよびε_θ^s）と改良率の関係

3．7．2　粘土の力学的挙動に及ぼす改良率の影響

（1）応力に及ぼす影響

図-3-7-7は粘土の応力経路に及ぼす改良率の影響を示している[35),37)]。ただし，図において示している応力経路は図-3-3-1の要素108におけるものである。今後，特に説明のない限り，粘土における要素レベルでの挙動は，この要素の挙動をもって代表させる。この要素を選んだ理由は，その平面位置が模型実験における過剰間隙水圧計および土圧計のそれと対応していることに加え，載荷盤から最も離れているため，その拘束効果や上面からの排水の影響が最も小さいと考えられるためである。

載荷過程（○→□）では，いずれのケースにおける全応力経路もqはほとんど変化せず，pのみが増加している。一方，有効応力経路はほとんど変化していない。したがって，pの増加はu_wの増加によるものである。また，シリーズAs-05およびAs-25では，載荷が終了した時点（□）におけるpはほぼ一致しており，その初期値からの増加量，すなわち，u_wも$\Delta\sigma$とほぼ一致している。しかし，シリーズAs-50における載荷が終了した時点（□）におけるpはシリーズAs-05およびAs-25におけるものよりも小さい。この理由として，改良率が高いほど排水距離が短くなるため載荷中にu_wの消散が起こったこと，および改良率が高いほど載荷重に対する砂杭による直接的な支持効果が大きいため，粘土に作用する圧力が低減し，$\Delta\sigma$よりも小さなu_wしか生じなかったことなどが挙げられる。

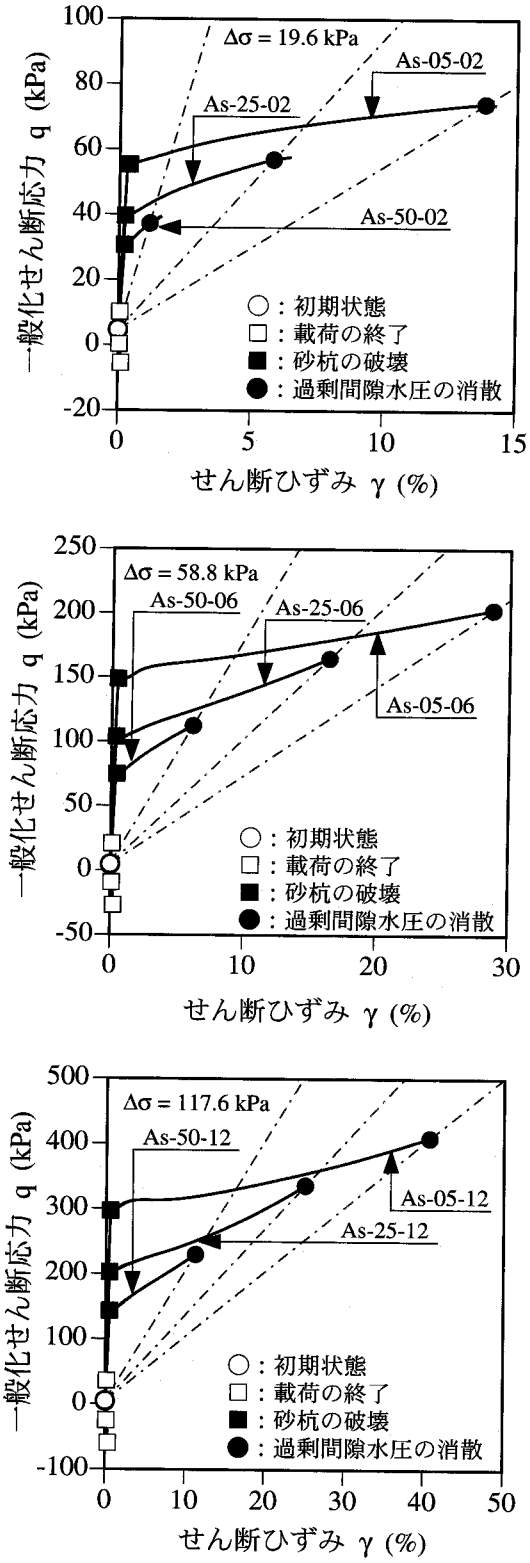


図-3-7-6　砂杭の一般化せん断応力とせん断ひずみの関係に及ぼす改良率の影響

載荷が終了した（□）後，いずれのケースにおいても全応力経路はその方向を逆転させ，qをほとんど変化させずpのみが減少している。また，有効応力経路もほとんど変化していない。したがって，pの減少は粘土の有効応力の増加を伴わないu_wの消散によるものである。粘

土の有効応力の変化を伴わないｐの減少は砂杭が破壊状態に達するまで続く。この間のpの減少量，すなわち，u_wの消散量は$\Delta\sigma$の大きさに関わらず改良率が高い方が大きい。

砂杭が破壊状態に達しても(■)pの減少は持続する。ただし，砂杭の破壊を契機にしてqが増加する。また，有効応力経路も変化し，それはp'およびqの増加を伴いつつη_{K_0}線上を移動している。全応力経路と有効応力経路は，u_wが消散した時点においてη_{K_0}線上の同一の点に到達している。そして，その後，全応力経路にも有効応力経路にも変化はほとんど無い。載荷過程および圧密過程を通じ，p'およびqの増加量は改良率が低いほど大きい。

図-3-7-8は圧密過程における粘土の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma'^{c}_{z}$）およびu_wの経時変化に及ぼす改良率の影響を示している[35),37)]。まず，u_wの経時変化に着目すれば，改良率が5%および25%の場合，圧密初期には$\Delta\sigma$とほぼ等しいu_wが生じている。一方，改良率が50%の場合，生じるu_wは$\Delta\sigma$よりも小さい。これは，先程も述べたように，改良率が高いほど排水距離が短くなるため載荷中にu_wの消散が起こったこと，および改良率が高いほど載荷重に対する砂杭による直接的な支持効果が大きいため，粘土に作用する圧力が低減したことによるためである。

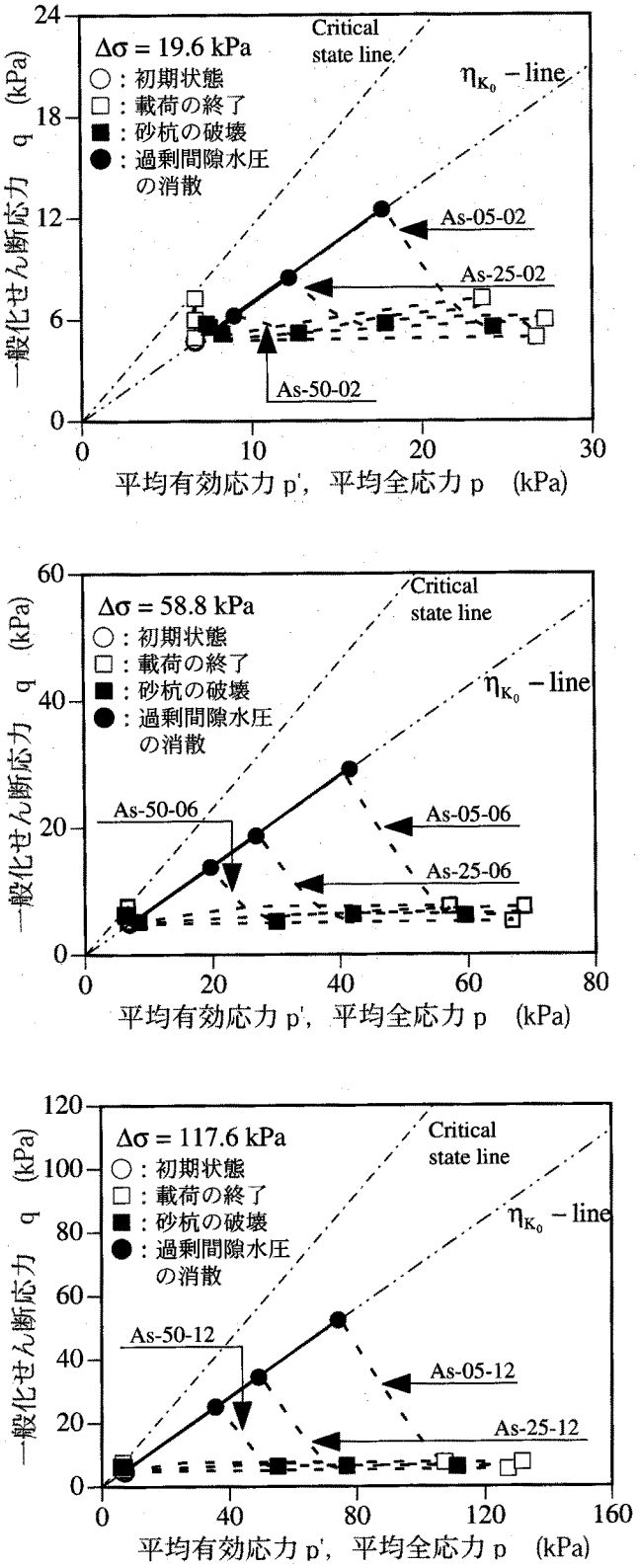


図-3-7-7　粘土の応力経路に及ぼす改良率の影響

u_wの消散速度は，25%および50%の場合ほぼ等しく，5%の場合よりもかなり速い。このため，砂杭が破壊状態に達する時点（■）におけるu_wは改良率が高いほど小さい。また，砂杭が破壊状態に達するとu_wの消散速度は急減する。消散速度の変化は改良率が高いほど

顕著である。そして，当然のことながらu_wが消散するために要する時間は改良率が高いほど短い。

次に，$\Delta\sigma'^c_z$の経時変化に着目すれば，砂杭が破壊状態に達する（■）まで，$\Delta\sigma'^c_z$はほとんど変化しない。これは既に述べたように，砂杭が破壊状態に達するまでは砂杭と粘土との剛性差による応力集中のため，u_wの消散に起因する有効応力の増加は，そのほとんどが砂杭において生じるためである。砂杭が破壊状態に達した（■）後，u_wの消散に対応して$\Delta\sigma'^c_z$が増加している。$\Delta\sigma'^c_z$の増加はu_wが完全に消散するまで（●）持続する。$\Delta\sigma'^c_z$の増加量は，砂杭が破壊状態に達した時点（■）において大きなu_wが残留していた改良率が低い場合ほど大きい。ただし，砂杭が破壊状態に達した時点（■）におけるu_wよりも$\Delta\sigma'^c_z$は小さい。この特徴は改良率が高いほど顕著である。これは，砂杭が破壊状態に達した後，u_wの消散によって$\Delta\sigma'^c_z$のみが増加しているのではなく，図-3-6-2から分かるように，$\Delta\sigma^s_z$も増加しているためである。すなわち，$\Delta\sigma'^c_z$の増加量は，砂杭が破壊に達した後の複合地盤の力学挙動，特に，砂杭のダイレイタンシー挙動と粘土の非線形圧縮挙動の相互作用によって支配されるためである。

図-3-7-9はu_wが消散した時点における粘土の$\Delta\sigma'^c_z$，半径方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma'^c_r$）および円周方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma'^c_\theta$）と改良率の関係を示している。$\Delta\sigma'^c_z$，$\Delta\sigma'^c_r$および$\Delta\sigma'^c_\theta$のいずれもが改良率の増加とともに単調に減少している。特に，$\Delta\sigma'^c_z$は$\Delta\sigma'^c_r$および$\Delta\sigma'^c_\theta$よりも顕著に減少している。このため，改良率が20%以上では$\Delta\sigma'^c_z$よりも$\Delta\sigma'^c_r$の方が大きくなっている。ただし，改良率に関わらず$\Delta\sigma'^c_\theta$は，$\Delta\sigma'^c_r$および$\Delta\sigma'^c_\theta$よりも小さい。改良率の増加に伴い$\Delta\sigma'^c_z$が減少する理由は，改良率が高いほど載荷重に対する砂杭による荷重分担効果が大きくなり，粘土への荷重分担が減少

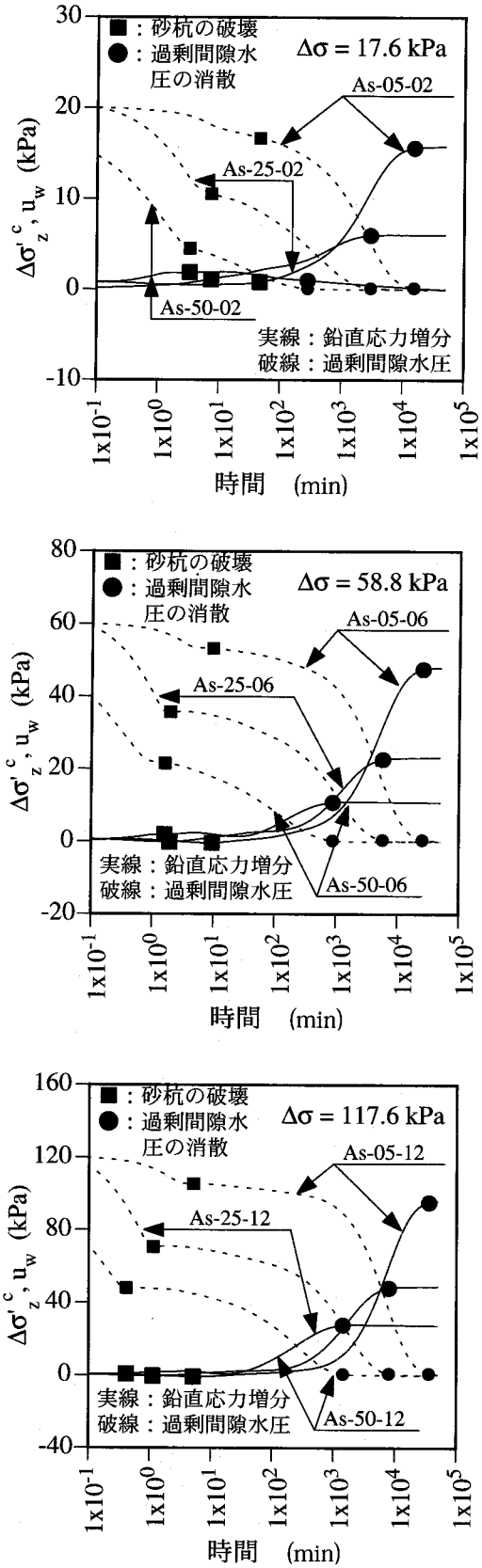


図-3-7-8　圧密過程における粘土の鉛直方向の垂直有効応力（$\Delta\sigma'^c_z$）および過剰間隙水圧（u_w）の経時変化に及ぼす改良率の影響

するためである（３．９．２にて詳述）。また，改良率に対する$\Delta\sigma'^{c}_{r}$の減少率が，$\Delta\sigma'^{c}_{z}$のそれに比して小さい理由は，正のダイレイタンシーに起因する砂杭の膨張によって粘土が側方から圧縮されるため，作用圧力の低減効果が緩和されるためである。したがって，改良率が20%以上であれば，載荷圧力によって直接的に粘土の有効応力を増加させる効果よりも砂杭による側方圧縮効果によって間接的に粘土の有効応力を増加させる効果の方が大きいことが分かる。

（２）ひずみに及ぼす影響

図-3-7-10は粘土のε_{vol}とγの関係に及ぼす改良率の影響を示している。改良率が低いほど大きなε_{vol}とγが生じている。シリーズAs-25とAs-50におけるε_{vol}とγの関係はほぼ同一の経路を通過している。シリーズAs-05におけるε_{vol}とγの関係は，砂杭が破壊に達するまでに生じるγのために他の２つの関係とは一致していない。ただし，いずれのシリーズにおいてもγに対するε_{vol}の傾きはほぼ一致しており，それは3/2よりも大きい。

図-3-7-11はu_wが消散した時点における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向のそれぞれの垂直ひずみ（それぞれε^{c}_{z}，ε^{c}_{r}およびε^{c}_{θ}）と改良率の関係を示している[38]。ε^{c}_{z}およびε^{c}_{r}は圧縮側，一方，ε^{c}_{θ}は膨張側となっている。当然のことながら，改良率の増加に伴いε^{c}_{z}は急激に減少している。しかし，ε^{c}_{r}は逆に増加しており，ε^{c}_{θ}はほとんど変化していない。このため，改良率が20%~30%以上であれば，ε^{c}_{r}はε^{c}_{z}とほぼ等しいかそれよりも大きくなっている。この理由は，前述の$\Delta\sigma'^{c}_{z}$ならびに$\Delta\sigma'^{c}_{r}$と改良率の関係において述べたように，改良率が高いほど載荷重に対する砂杭の荷重分担効果が大きくなり，粘土部分に作用する載荷圧力が減少するためである。また，改良率の増加に伴いε^{c}_{r}が増加するのは，正のダイレイタンシーによる砂

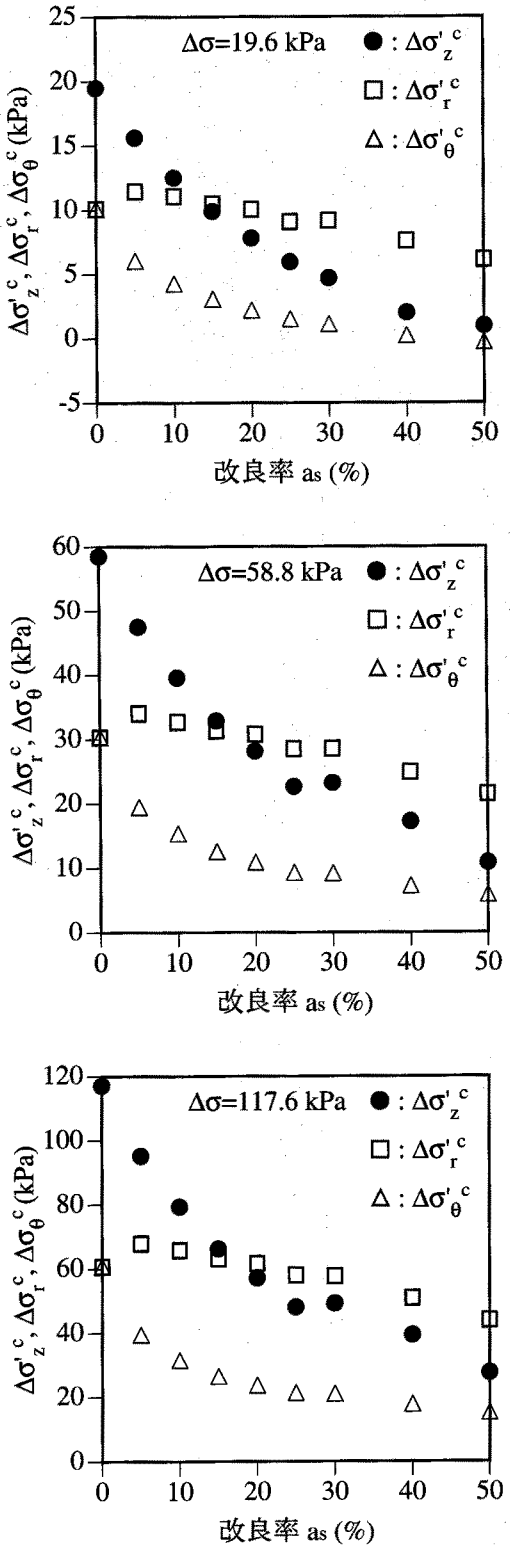
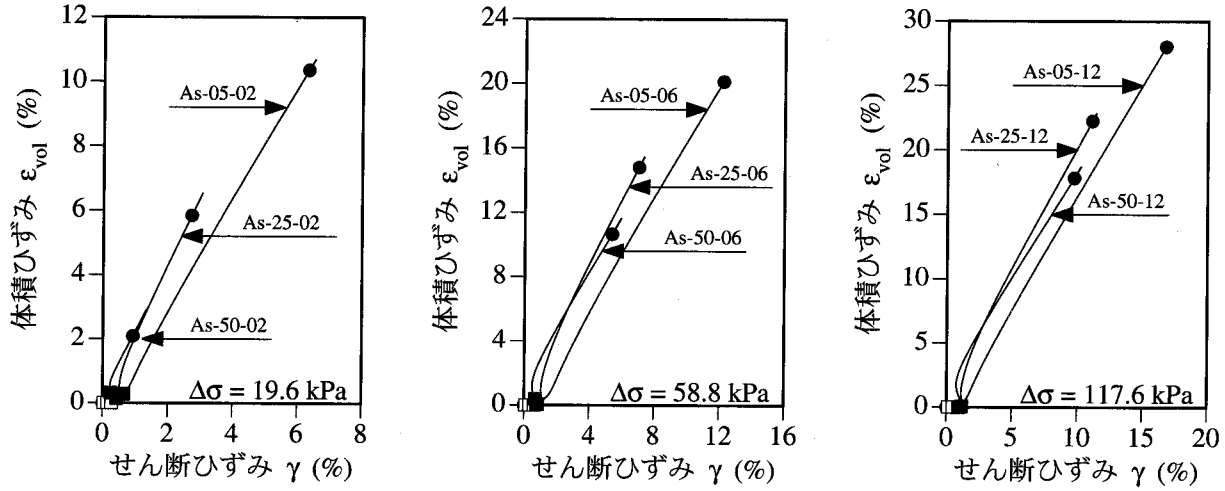


図-3-7-9　過剰間隙水圧が消散した時点における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力増分（それぞれ$\Delta\sigma^{c}_{z}$，$\Delta\sigma^{c}_{r}$および$\Delta\sigma^{c}_{\theta}$）と改良率の関係



凡例 ○：初期状態，□：載荷終了，■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

図-3-7-10　粘土の体積ひずみとせん断ひずみの関係に及ぼす改良率の影響

杭の膨張により粘土が側方から圧縮されるためである。

（3）応力とひずみの関係に及ぼす影響

図-3-7-12は粘土のε_{vol}とp'の関係における改良率の影響を示している[37),38)]。図中の破線は式(3-5-4)におけるε_{vol}とp'の関係を示している。いずれのケースにおいても載荷過程から砂杭が破壊状態に至るまで（○→■），ε_{vol}とp'にはほとんど変化が見られない。これは，既に述べてきたように，載荷過程（○→□）では，粘土に作用する載荷圧力はu_wに転化するよって支持され，載荷が終了した後から砂杭が破壊状態に達する（□→■）までは，消散するu_wは，そのほとんどが砂杭の有効応力に転化され，粘土のそれにはほとんど転化されないためである。砂杭が破壊状態に達してからu_wが消散するまで（■→●），ε_{vol}とp'の両方ともに増加している。改良率が低いほど大きなε_{vol}とp'が生じており，粘土のε_{vol}とp'の関係における非線形性の影響は改良率が低いほど顕著であることが分かる。また，図中の一点鎖線はε_{vol}とp'の関係を線形近似した際のそれを示している。$\Delta\sigma$の大きさに関わらず，改良率が高いほど傾き，すなわち，p'に対するε_{vol}の増加量は大きい。すなわち，粘土の見掛けの体積圧縮剛性は改良率が高いほど小さい。また，数値シミュレーションから得られるε_{vol}とp'の関係は，式(3-5-4)によるε_{vol}とp'の関係とほぼ一致している。このことはせん断によるダイレイタンシーの影響がほとんどないことを示している（3．5．2（3）参照）。

3．7．3　複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす改良率の影響

ここでは，複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす改良率の影響について，3．5．3と同様に載荷過程と圧密過程に分けて考察する。

まず，載荷過程では，載荷圧力増分は，砂杭では砂杭自身によって，一方，粘土ではそれを過剰間隙水圧に転換することにより支持される。このとき，改良率が高いほど砂杭による直接的な支持効果が大きい。そのため，粘土に生じる過剰間隙水圧は小さくなる。

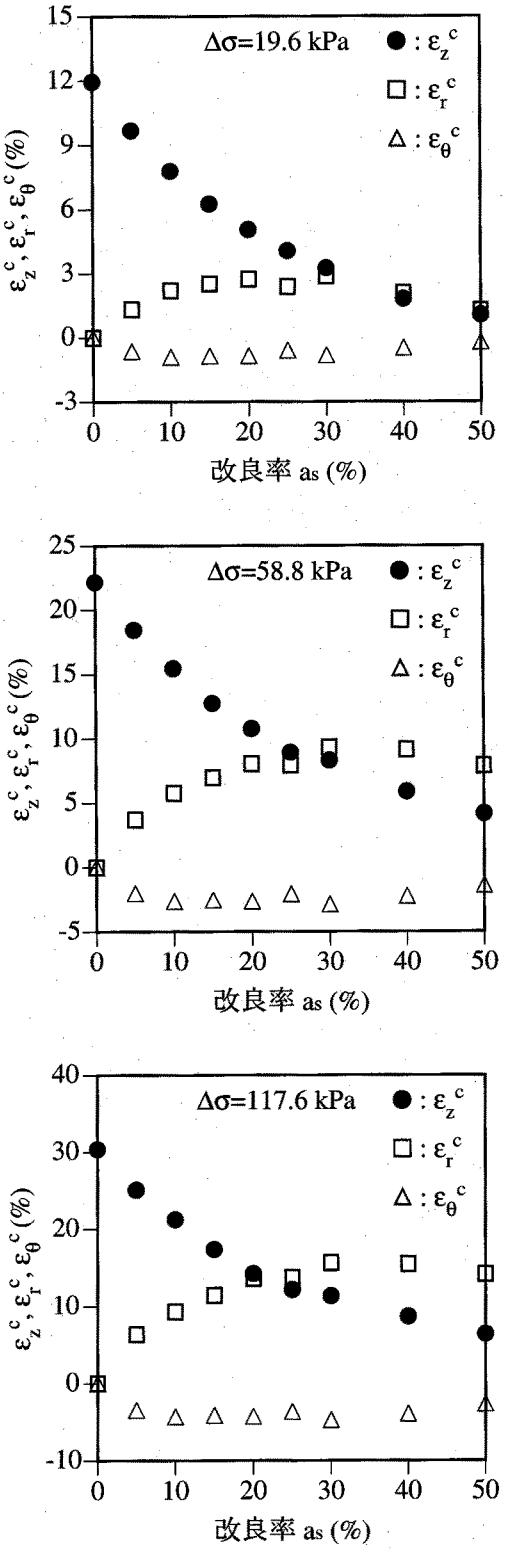


図-3-7-11　過剰間隙水圧が消散した時点における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力（それぞれε_z^c, ε_r^cおよびε_θ^c）と改良率の関係

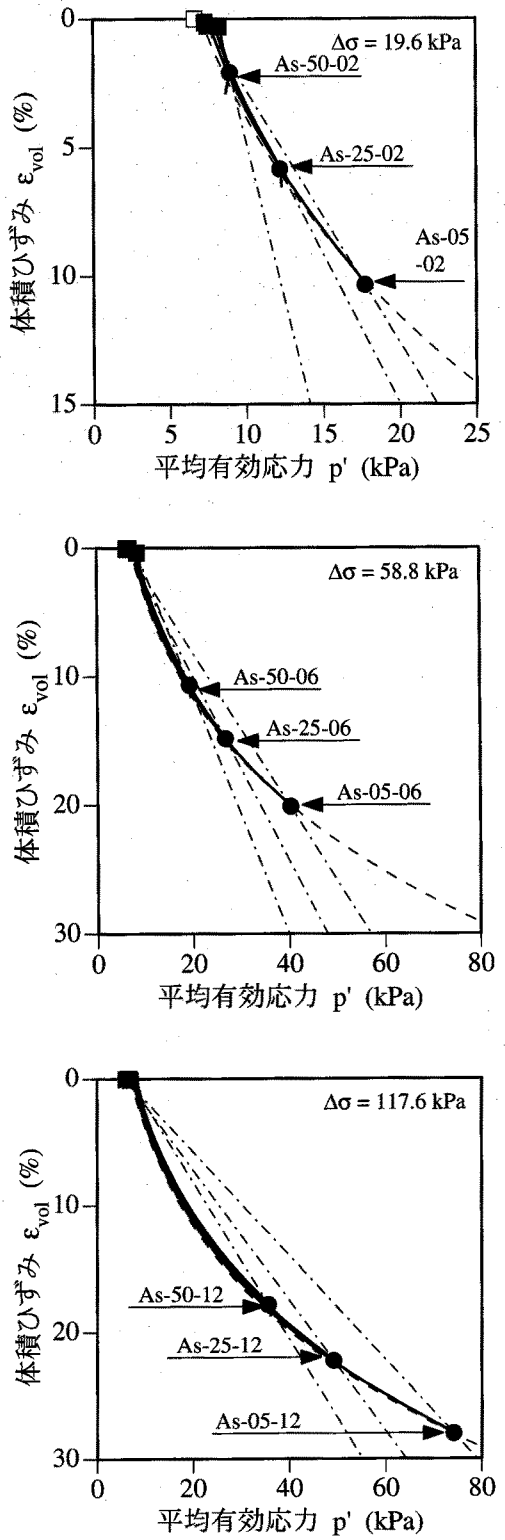


図-3-7-12　粘土の体積ひずみと平均有効応力の関係における改良率の影響

次に圧密過程において，砂杭が破壊状態に達するまでは，過剰間隙水圧の消散によって地盤に転化される有効応力の増加は，砂杭と粘土との剛性の違いによる応力集中のため，主に砂杭においてみ生じ，粘土ではほとんど生じない。砂杭への応力集中は改良率が低いほど顕著である。砂杭への応力集中は，やがて砂杭自身を破壊状態に至らしめる。その結果，砂杭による載荷圧力の支持メカニズムがモビライズし，そのせん断剛性が急激に劣化する。ただし，砂杭が破壊状態に達するまでに消散する過剰間隙水圧は改良率が高いほど大きい。改良率が高いほど砂杭への応力集中効果が低いにも関わらず過剰間隙水圧の消散量が多い理由は，改良範囲に作用する荷重に対する砂杭による支持能力を考えると，当然のことながら改良率が高いほどそれが大きいためである。また，改良率に関わりなく，砂杭が破壊状態に達するまでのひずみは，過剰間隙水圧が完全に消散した時点におけるそれに比して非常に小さい。

砂杭が破壊状態に達した後，消散する過剰間隙水圧は粘土の有効応力に転化される。この状態は過剰間隙水圧が消散するまで継続する。したがって，粘土の有効応力の増加は，砂杭が破壊状態に達した時点において大きな過剰間隙水圧が残留していた改良率が低い場合ほど大きい。また，砂杭のせん断剛性は劣化しているため，複合地盤の沈下は粘土の圧縮特性によって支配される。このため，砂杭が破壊状態に達した時点において大きな過剰間隙水圧が残留していた改良率が低い場合ほど大きなひずみが生じる。ところで，砂杭は正のダイレイタンシー特性を有しているため，複合地盤の沈下によるせん断ひずみの増加に伴い，その体積を膨張させようとする。したがって，砂杭周辺の粘土は側方からの圧縮される。この特性は改良率が高いほど顕著であり，特に，改良率が約20%を越えると，それぞれ半径方向の鉛直有効応力増分および鉛直ひずみは，鉛直方向の鉛直有効応力増分および鉛直ひずみよりも大きくなる。したがって，砂杭および粘土それぞれの非線形力学挙動は，有効応力の増加量の大きい改良率が低い場合ほど顕著であるが，粘土に及ぼす砂杭のダイレイタンシーによる影響は改良率が高いほど顕著になる。

3．8　複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす載荷圧力増分の影響

3．8．1　砂杭の力学的挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響

（1）応力に及ぼす影響

図-3-8-1は砂杭の応力経路に及ぼす$\Delta\sigma$の影響を示している。いずれのケースにおいても載荷過程では（○→□），p'が増加している。載荷が終了した直後（□），応力経路はその向きを変え，qが急増している。このため，応力経路は破壊線に達する（■）。砂杭が破壊状態に達してからu_wが消散するまで（■→●），応力経路は破壊線上をqとp'の増加を伴いながら移動している。改良率に関わらず，$\Delta\sigma$が大きいほど大きなqならびにp'が生じている。ただし，改良率が同一のケースにおける応力経路は$\Delta\sigma$についてほぼ相似の関係に

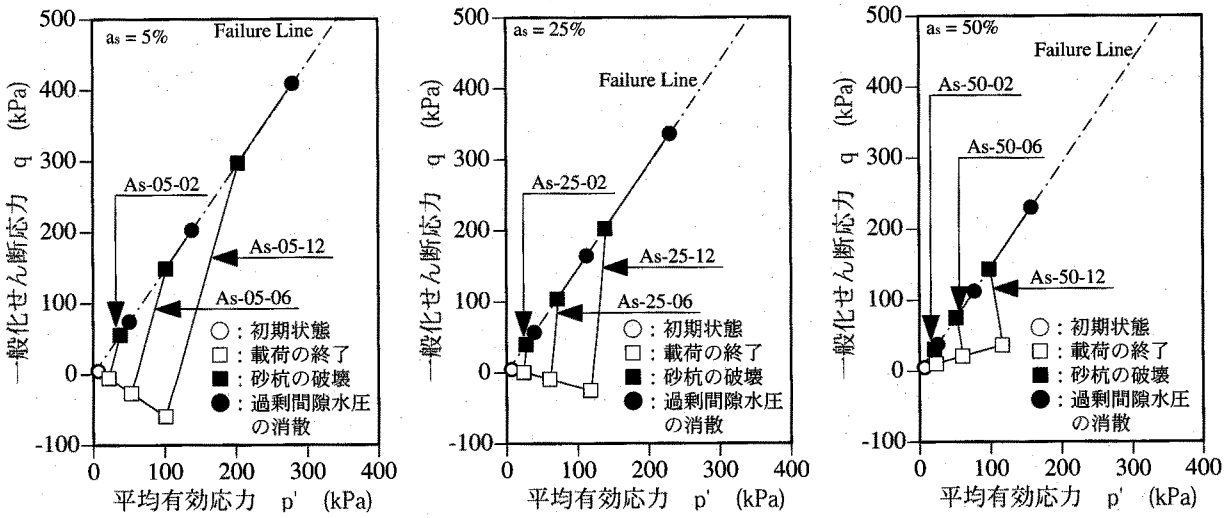


図 -3-8-1　砂杭の応力経路に及ぼす載荷圧力増分の影響

なっている。

図 -3-8-2 は砂杭における $\Delta\sigma_z^s$ の経時変化に及ぼす $\Delta\sigma$ の影響を示している。当然のことながら，載荷直後の $\Delta\sigma_z^s$ は $\Delta\sigma$ が大きいほど大きい。また，砂杭が破壊状態に達する時点（■）は $\Delta\sigma$ が大きいほど早い。しかし，u_w が消散する時点（●）は $\Delta\sigma$ が高いほど遅い。これらの点に若干の差違はあるものの改良率が同一のケースにおける $\Delta\sigma_z^s$ の経時変化は，$\Delta\sigma$ の違いに関わらず定性的にはほぼ同一であることが分かる。

図 -3-8-3 は u_w が消散した時点での砂杭における $\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$ および $\Delta\sigma_\theta^s$ と $\Delta\sigma$ の関係を示している。$\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$ および $\Delta\sigma_\theta^s$ のいずれも $\Delta\sigma$ に比例して大きくなっている。また，$\Delta\sigma_r^s$ と $\Delta\sigma$ の関係と $\Delta\sigma_\theta^s$ と $\Delta\sigma$ のそれはほぼ一致している。

（２）ひずみに及ぼす影響

図 -3-8-4 は ε_{vol} と γ の関係に及ぼす $\Delta\sigma$ の影響を示している。いずれのケースにおいても載荷過程から砂杭が破壊状態に至るまで（○→■），圧縮側の ε_{vol} が生じている。砂杭が破壊状態に達すると（■），ε_{vol} はその方向を反転させ，γ の増加に対して減少，すなわち，砂杭は膨張している。ここで，γ に対する ε_{vol} の傾き，すなわち，γ に対する砂杭の体積膨張量の割合に着目すれば，それは，改良率が等しければ $\Delta\sigma$ の大きさに関わらずほぼ等しい。したがって，改良率が等しければ，ε_{vol} と γ の関係は $\Delta\sigma$ についてほぼ相似な関係にあることが分かる。

図 -3-8-5 は u_w が消散した時点での砂杭における ε_z^s，ε_r^s および ε_θ^s と $\Delta\sigma$ の関係を示している。ε_z^s は圧縮側，一方，ε_r^s および ε_θ^s は膨張側となっている。いずれのひずみ成分もその絶対量は $\Delta\sigma$ が大きくなるとともに増加している。ただし，その増加率は $\Delta\sigma$ の増加とともに緩やかに減少している。また，ε_r^s と $\Delta\sigma$ の関係と ε_θ^s と $\Delta\sigma$ のそれはほぼ等しい。

（３）応力とひずみの関係に及ぼす影響

図 -3-8-6 は砂杭の q と γ の関係に及ぼす $\Delta\sigma$ の影響を示している。いずれのケースにおい

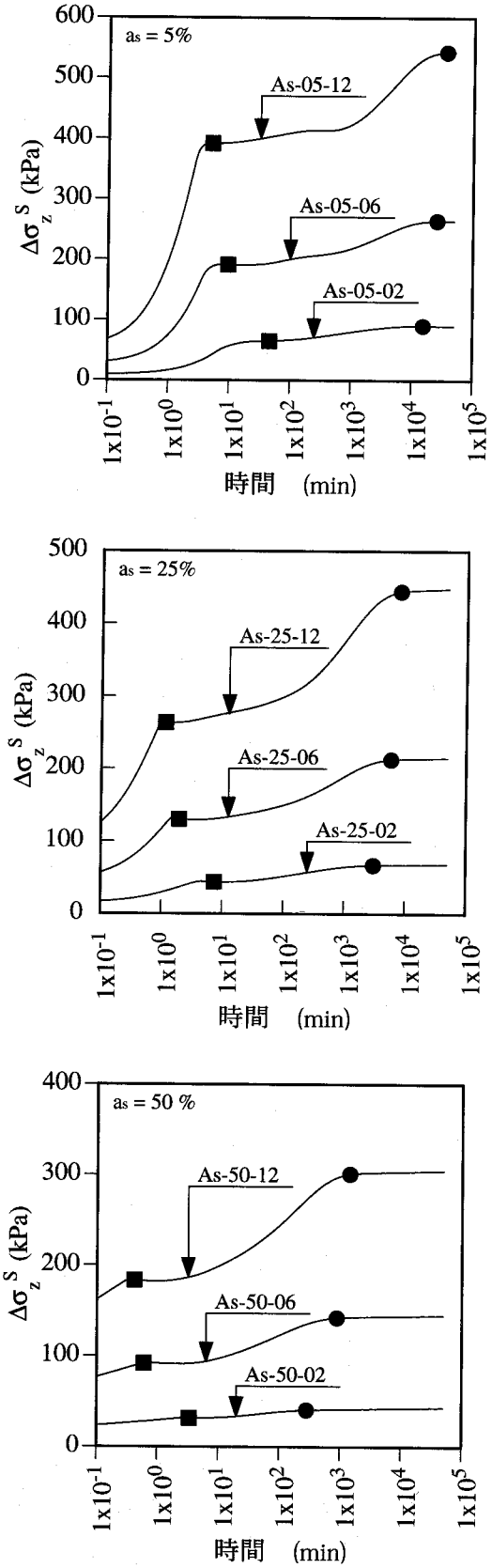


図-3-8-2　砂杭の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^s$）の経時変化に及ぼす載荷圧力増分の影響

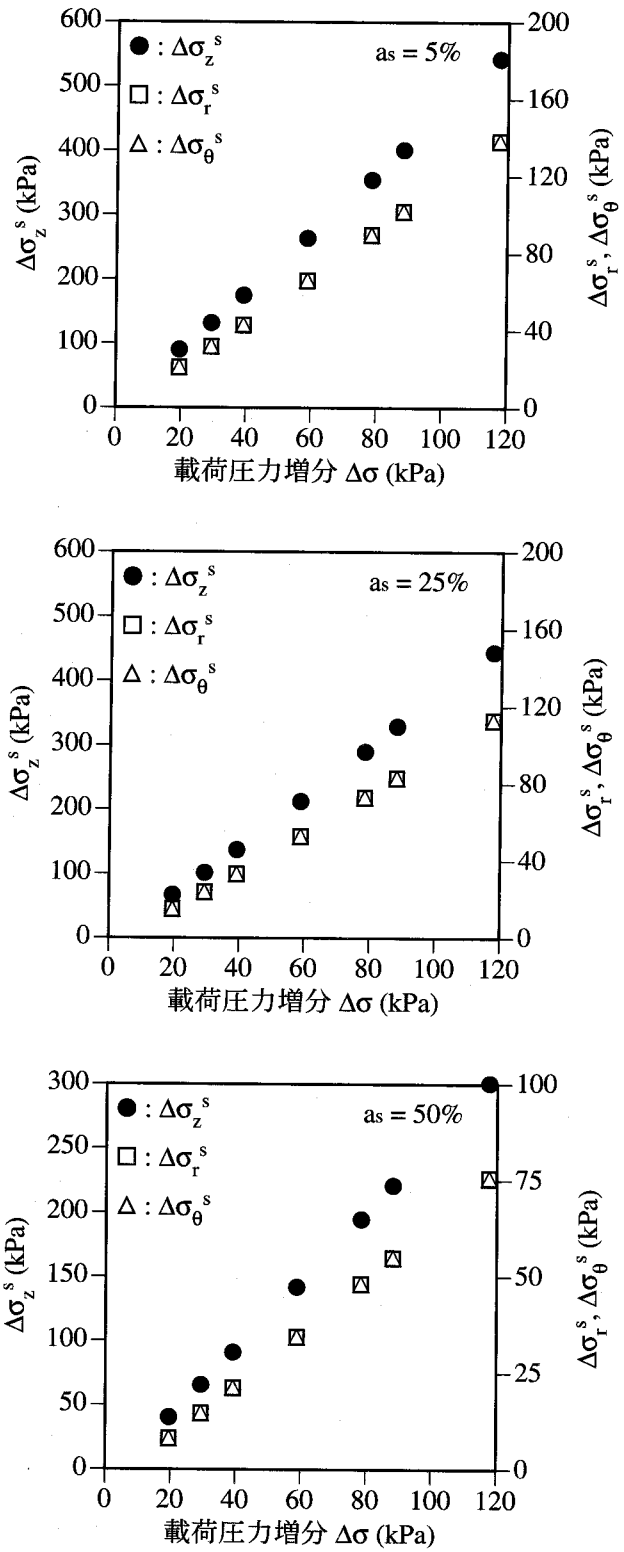


図-3-8-3　過剰間隙水圧が消散した時点における砂杭の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直応力増分（それぞれ$\Delta\sigma_z^s$，$\Delta\sigma_r^s$および$\Delta\sigma_\theta^s$）と載荷圧力増分の関係

てもqとγの関係は，砂杭の破壊による顕著な非線形挙動を示している。すなわち，砂杭の破壊（■）はγが非常に小さいレベルにおいておいて生じ，その後，γに対するqの増加率は急減している。ただし，当然のことながら，改良率が同一である場合，Δσが大きいほど砂杭が破壊状態に達する時点（■）におけるqは大きく，u_wが消散する時点（●）におけるqとγも大きい。また，Δσの大きさに関わらず，砂杭が破壊状態に達した後のγに対するqの増加率は，改良率が等しければほぼ等しい。また，図中に一点鎖線で示しているように，qとγの関係を線形近似すると，改良率が低い場合には見かけのせん断剛性はΔσが大きいほど大きい。しかし，改良率が高くなるとΔσの大きさに関係なくほぼ一定になる。

３．８．２　粘土の力学的挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響

（１）応力に及ぼす影響

図-3-8-7は粘土の応力経路に及ぼすΔσの影響を示している。載荷過程（○→□）では，いずれのケースにおいても有効応力経路はほとんど変化していない。全応力経路もqはほとんど変化せず，u_wの増加によりpのみが増加している。

載荷が終了した（□）後，いずれのケースにおいても，全応力経路はその方向を逆転させ，qをほとんど変化させずpのみが減少している。ただし，有効応力経路はほとんど変化していない。したがって，pの減少は，粘土の有効応力の増加を伴わないu_wの消散によるものである。砂杭が破壊状態に達してからu_wが消散するまで（■→●），全応力経路では，pの減少が持続することに加えqが増加している。一方，有効応力経路はp'およびqの増加を伴いつつη_{K_0}線上を移動している。全応力経路と有効応力経路は，u_wが消散した時点（●）においてη_{K_0}

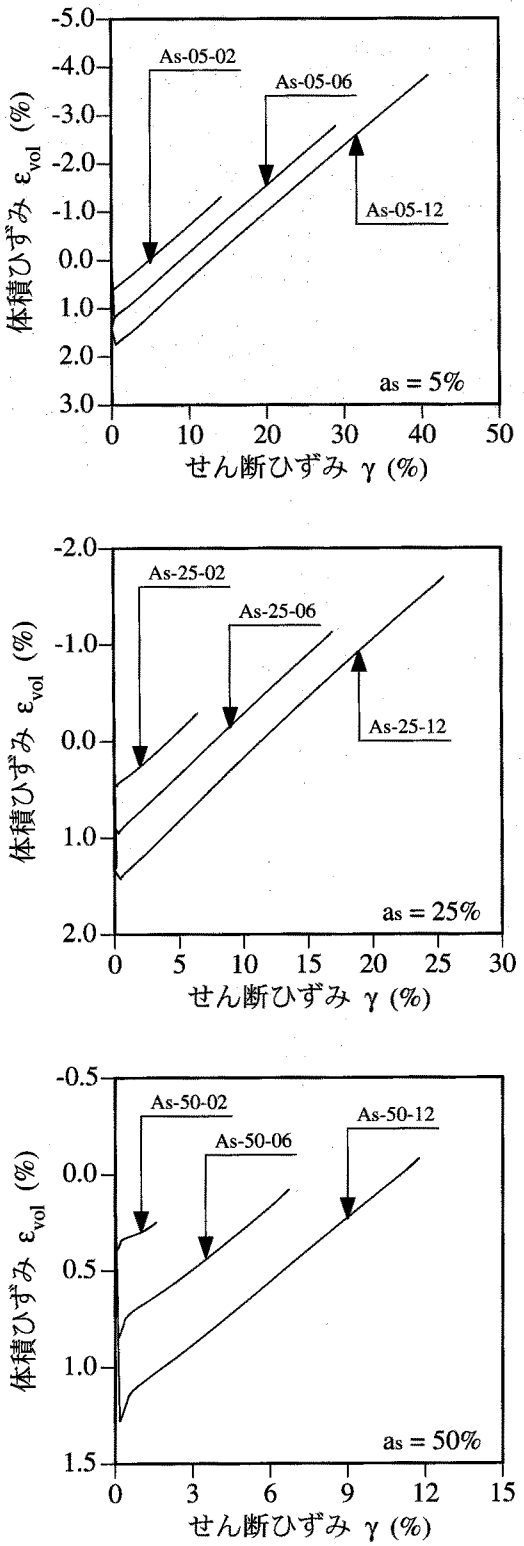


図-3-8-4　砂杭の体積ひずみとせん断ひずみの関係に及ぼす載荷圧力増分の影響

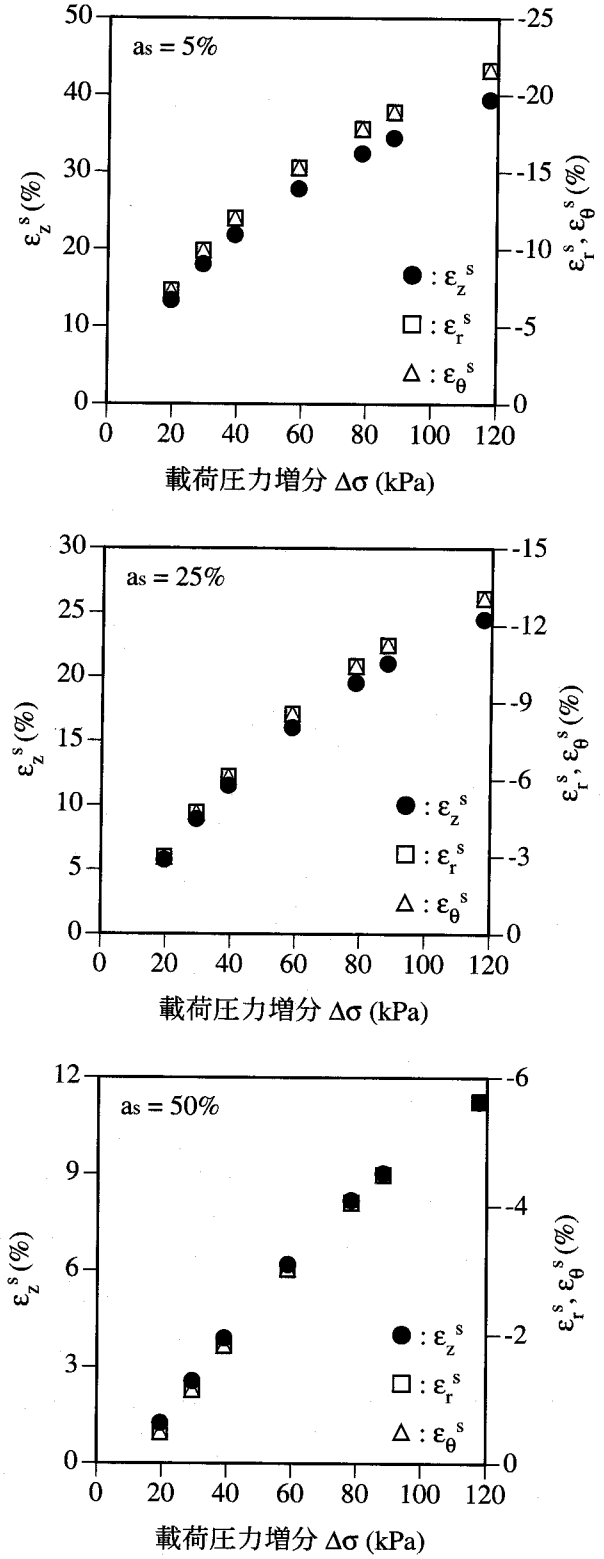


図-3-8-5　過剰間隙水圧が消散した時点における砂杭の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^s，ε_r^sおよびε_θ^s）と載荷圧力増分の関係

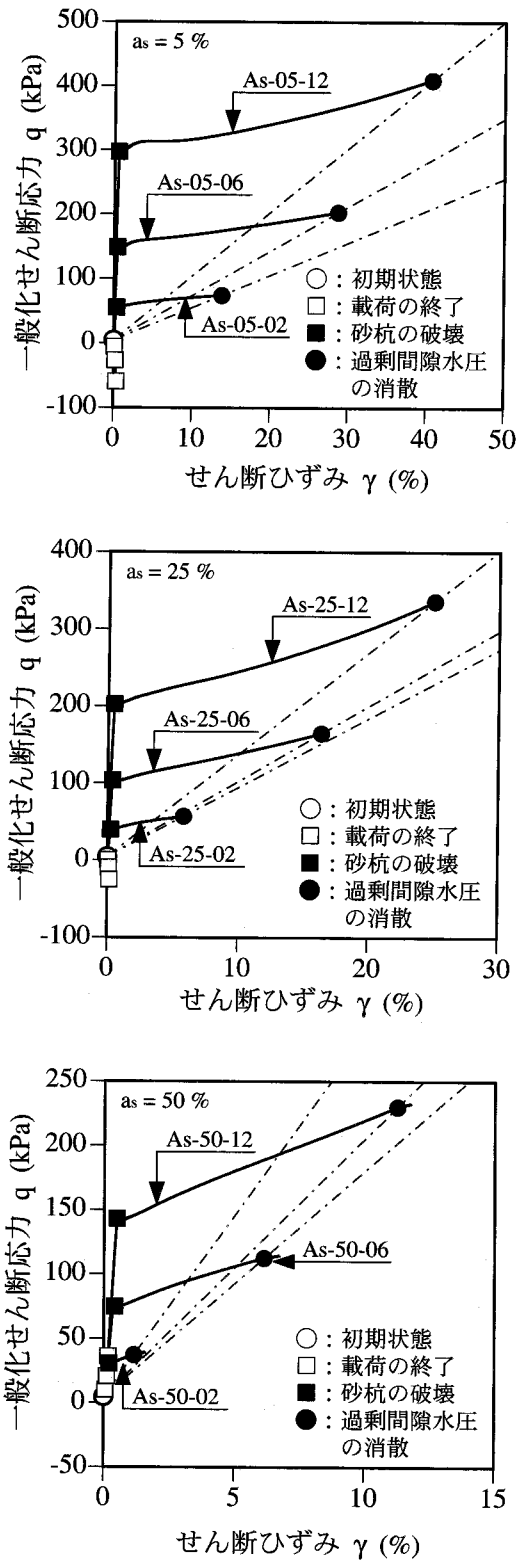


図-3-8-6　砂杭の一般化せん断応力とせん断ひずみの関係に及ぼす載荷圧力増分の影響

線上の同一の点に到達している。当然のことながら，$\Delta\sigma$が大きいほど大きなp，p'およびqが生じている。ただし，改良率が等しい場合，応力経路は$\Delta\sigma$に対して相似の関係になっている。

図-3-8-8は圧密過程における粘土の$\Delta\sigma'^{c}_{z}$およびu_wの経時変化に及ぼす$\Delta\sigma$の影響を示している。まず，u_wの経時変化に着目すれば，当然のことながらいずれのケースにおいても$\Delta\sigma$が大きいほど大きなu_wが生じている。u_wは時間とともに単調に減少している。ただし，砂杭の破壊（■）を契機としてu_wの消散速度は一旦低下している。一方，$\Delta\sigma'^{c}_{z}$の経時変化に着目すれば，それは，砂杭が破壊状態に達した時点（■）から増加し始め，u_wが消散した時点（●）において増加しなくなる。u_wが消散した時点（●）における$\Delta\sigma'^{c}_{z}$は$\Delta\sigma$が大きいほど大きい。改良率が等しい場合，砂杭が破壊した時点（■）やu_wが消散する時点（●）に差違はあるものの$\Delta\sigma'^{c}_{z}$およびu_wの経時変化は$\Delta\sigma$についてほぼ相似になっている。

図-3-8-9はu_wが消散した時点における粘土の$\Delta\sigma'^{c}_{z}$，$\Delta\sigma'^{c}_{r}$および$\Delta\sigma'^{c}_{\theta}$と$\Delta\sigma$の関係を示している。$\Delta\sigma'^{c}_{z}$，$\Delta\sigma'^{c}_{r}$および$\Delta\sigma'^{c}_{\theta}$のいずれも$\Delta\sigma$に比例して大きくなっている。

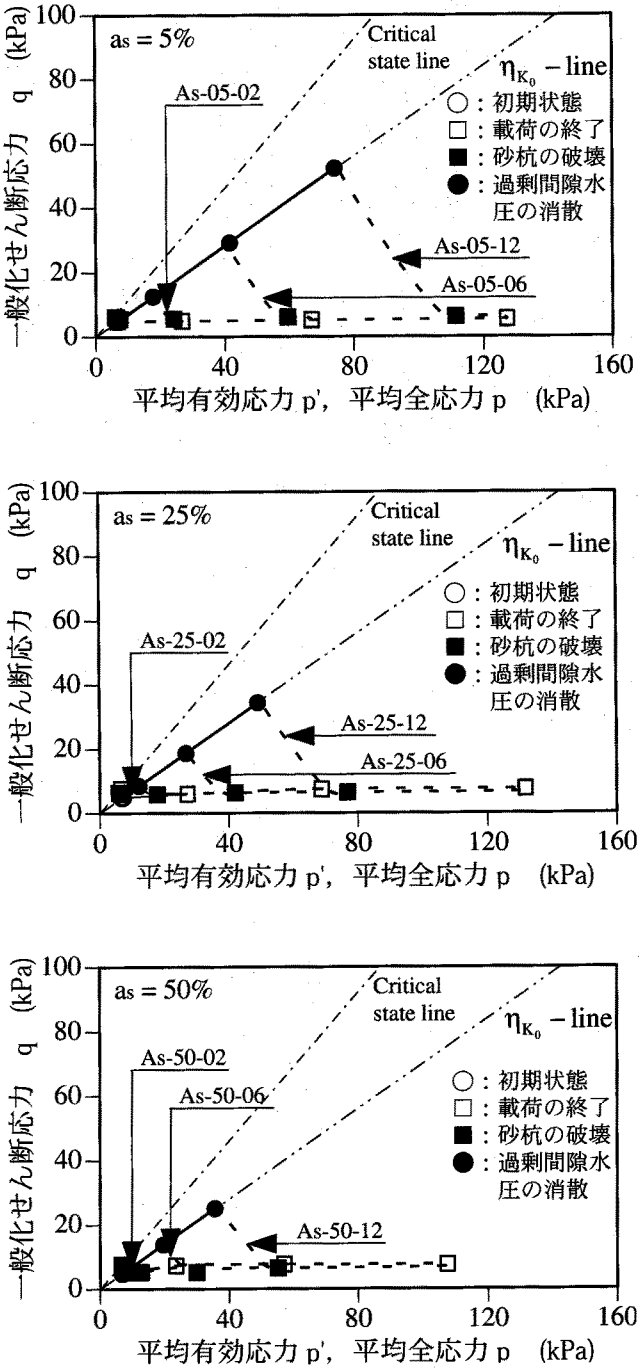


図-3-8-7　粘土の応力経路に及ぼす載荷圧力増分の影響

（２）ひずみに及ぼす影響

図-3-8-10は粘土のε_{vol}とγの関係に及ぼす$\Delta\sigma$の影響を示している。いずれのケースにおいても載荷過程から砂杭が破壊状態に至るまで（○→■），ε_{vol}とγはほとんど生じない。砂杭が破壊状態に達してからu_wが消散するまで（■→●），ε_{vol}とγは増大している。当然のことながら，$\Delta\sigma$が大きいほど大きなε_{vol}とγが生じている。ただし，改良率が等しい場合，ε_{vol}とγの関係はほぼほぼ同一の経路を通過している。

図-3-8-11はu_wが消散した時点における粘土のε^{c}_{z}，ε^{c}_{r}およびε^{c}_{θ}と$\Delta\sigma$の関係を示している。

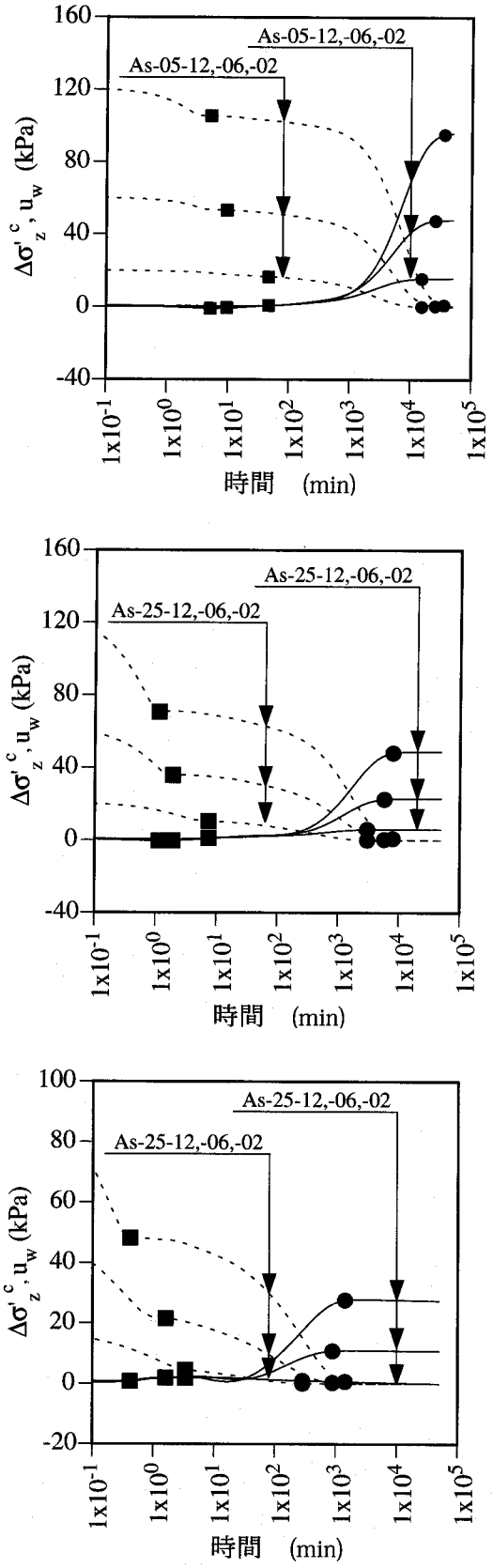


図-3-8-8　粘土の鉛直方向の垂直有効応力増分（$\Delta\sigma'^{c}_{z}$）および過剰間隙水圧（u_w）の経時変化に及ぼす載荷圧力増分の影響

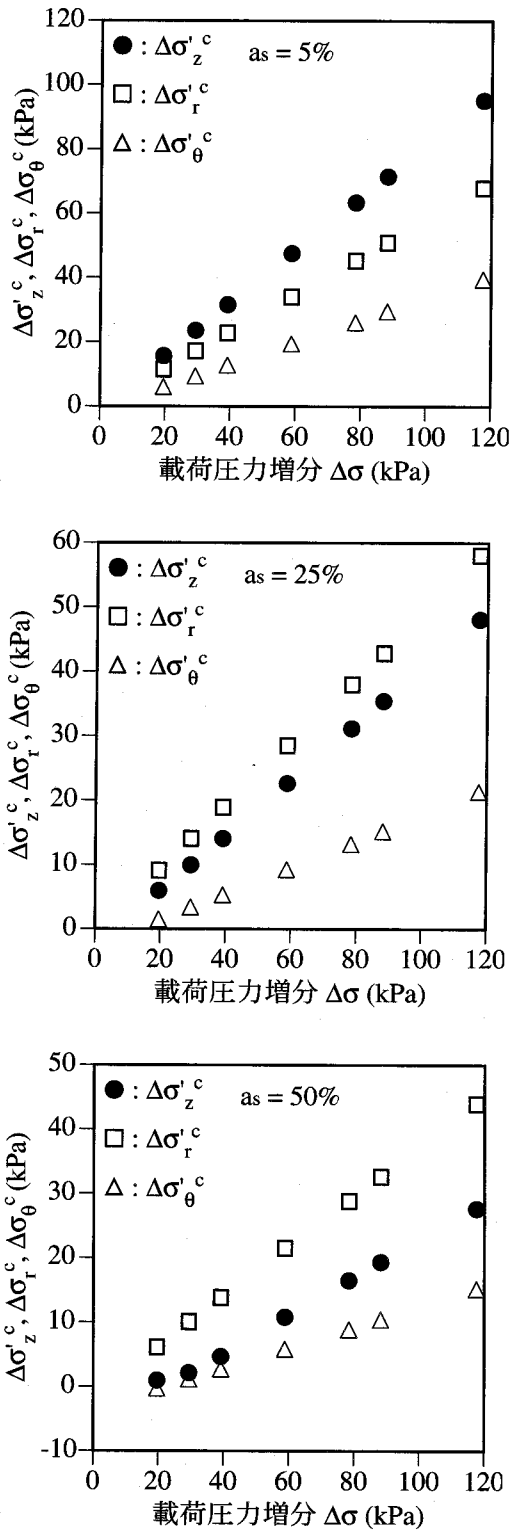


図-3-8-9　過剰間隙水圧が消散した時点における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直有効応力増分（それぞれ$\Delta\sigma'^{c}_{z}$，$\Delta\sigma'^{c}_{r}$および$\Delta\sigma'^{c}_{\theta}$）と載荷圧力増分の関係

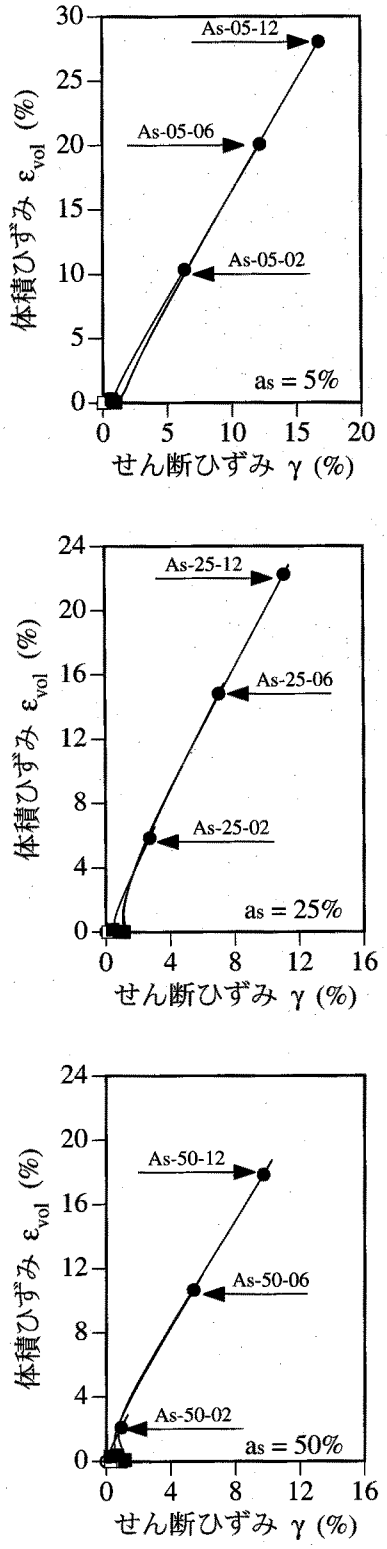


図-3-8-10　粘土の体積ひずみとせん断ひずみの関係に及ぼす載荷圧力増分の影響

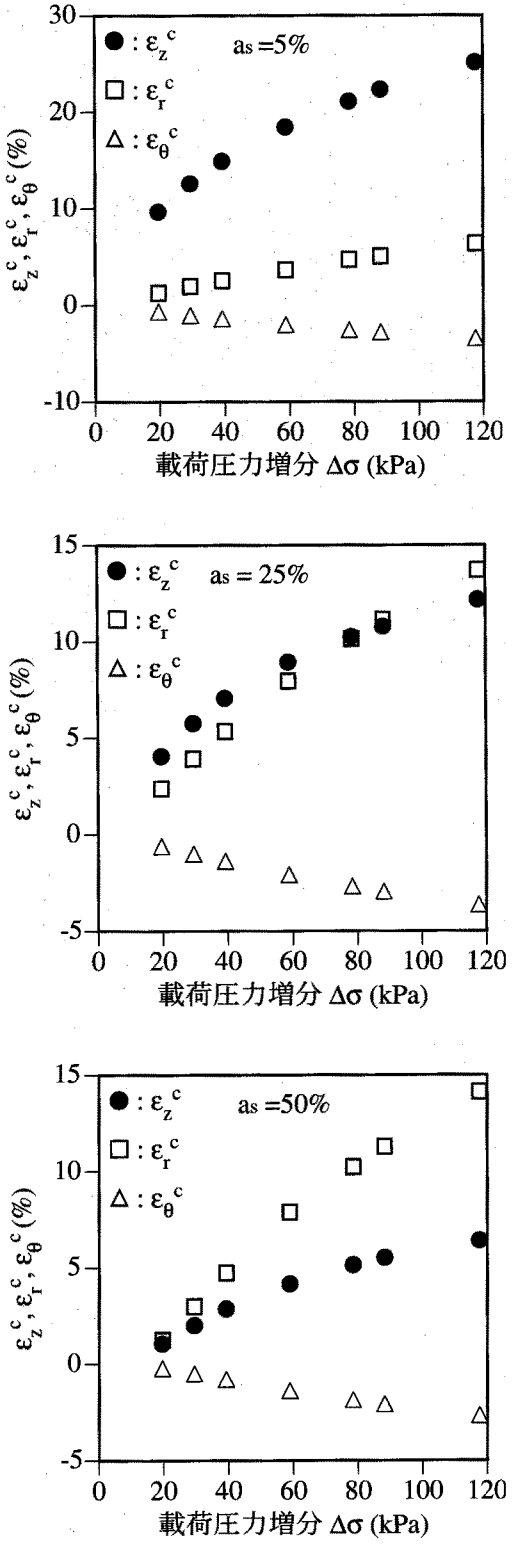


図-3-8-11　過剰間隙水圧が消散した時点における粘土の鉛直方向，半径方向および円周方向の垂直ひずみ（それぞれε_z^c, ε_r^cおよびε_θ^c）と載荷圧力増分の関係

ε_z^cとε_r^cは圧縮側，一方，ε_θ^cは膨張側となっている。いずれのひずみ成分もその絶対量は$\Delta\sigma$が大きくなるとともに増加している。ただし，その増加率は$\Delta\sigma$の増加とともに緩やかに減少している。

（3）応力とひずみの関係に及ぼす影響

図-3-8-12は粘土のε_{vol}とp'の関係に及ぼす$\Delta\sigma$の影響を示している。図中の破線は式(4-5-6)から得られるε_{vol}とp'の関係を示している。いずれのケースにおいても載荷過程から砂杭が破壊状態に至るまで（○→■），ε_{vol}とp'はほとんど変化しない。砂杭が破壊状態に達してからu_wが消散するまで（■→●），ε_{vol}とp'の両方ともに増加している。当然のことながら，$\Delta\sigma$が大きいほど大きなε_{vol}とp'が生じている。このため，粘土のε_{vol}とp'の関係における非線形性は$\Delta\sigma$が大きいほど顕著となる。また，図中の一点鎖線はε_{vol}とp'の関係を線形近似した際のそれを示している。改良率に関わらず，$\Delta\sigma$が大きいほどその傾き，すなわち，p'に対するε_{vol}の増加量は小さい。すなわち，粘土の見掛けの体積圧縮剛性は$\Delta\sigma$が大きいほど大きい。また，数値シミュレーションから得られるε_{vol}とp'の関係は，式(4-5-6)から得られるそれとほぼ一致している。

3．8．3　複合地盤の圧密沈下メカニズムに及ぼす載荷圧力増分の影響

3．8．1および3．8．2で述べてきたように，砂杭および粘土それぞれの力学挙動は定量的には載荷圧力増分の影響を受けている。ただし，改良率が等しければ，それらにおける力学諸量は載荷圧力増分にほぼ比例しており，力学挙動そのものについては定性的な違いはない。したがって，砂杭が打設された軟弱粘土地盤，すなわち複合地盤の力学メカニズムも

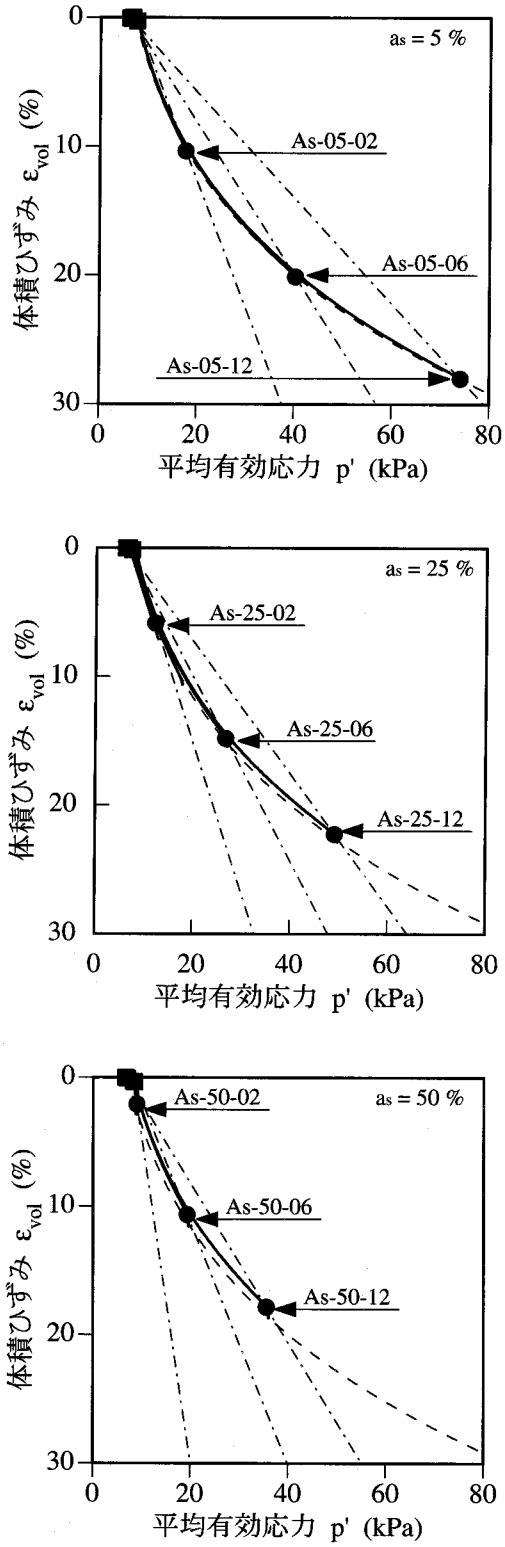


図-3-8-12　粘土の体積ひずみと平均有効応力の関係における載荷圧力増分の影響

定性的には３．５．３において詳述したものと同様であると考えられる。すなわち，今回の解析で対象とした載荷圧力増分の範囲では，複合地盤の力学挙動やそのメカニズムは載荷圧力増分の影響を受けない。

３．９　砂杭と粘土の応力分担特性

３．９．１　砂杭に作用する応力の特性

図-3-9-1は過剰間隙水圧（u_w）が消散した時点における$\Delta\sigma^s_{z,m}$と改良率の関係を示している[37]。ここに，$\Delta\sigma^s_{z,m}$は砂杭に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均であり，式(3-4-1)によって与えられる。ただし，以下において検討する$\Delta\sigma^s_{z,m}$は図-3-3-1のB-B断面における値である。今後，特に説明のない限り，砂杭に作用する応力は$\Delta\sigma^s_{z,m}$をもって代表させる。図から分かるように，当然のことながら，改良率が等しければ載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が大きいほど$\Delta\sigma^s_{z,m}$は大きい。また，$\Delta\sigma$が等しければ改良率が低いほど$\Delta\sigma^s_{z,m}$は大きい。

図-3-9-2はu_wが消散した時点での$\Delta\sigma^s_{z,m}$と$\Delta\sigma$の関係を示している。$\Delta\sigma^s_{z,m}$は$\Delta\sigma$の増加に伴い単調に増加している。また，改良率が等しければ$\Delta\sigma^s_{z,m}$は$\Delta\sigma$に比例している。

図-3-9-3は応力集中係数（μ_s）と改良率の関係を示している[37]。ここで，μ_sは次式によって定義される。

$$\mu_S = \frac{\Delta\sigma^s_{z,m}}{\Delta\sigma} \qquad (3\text{-}9\text{-}1)$$

μ_sは改良率が低いほど大きい。μ_sの値は改良率5%で4.5~4であり，改良率50%で約2に低下している。$\Delta\sigma^s_{z,m}$およびμ_sが改良率が低いほど高く，改良率の増加とともに減少する理由

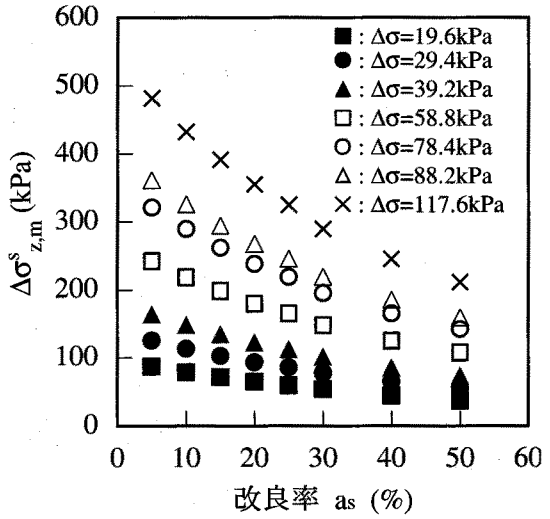


図-3-9-1　砂杭に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^s_{z,m}$）と改良率の関係

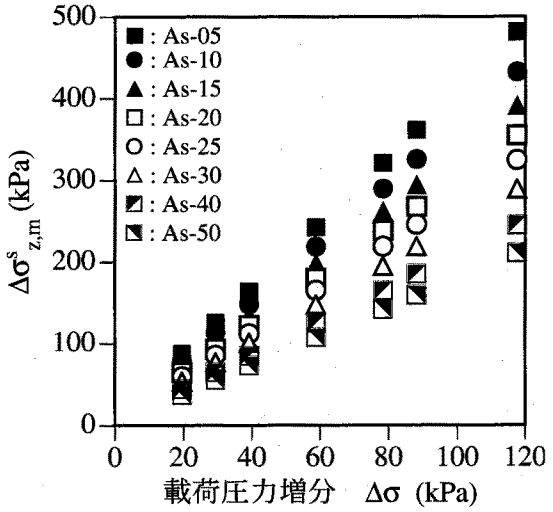


図-3-9-2　砂杭に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^s_{z,m}$）と載荷圧力増分の関係

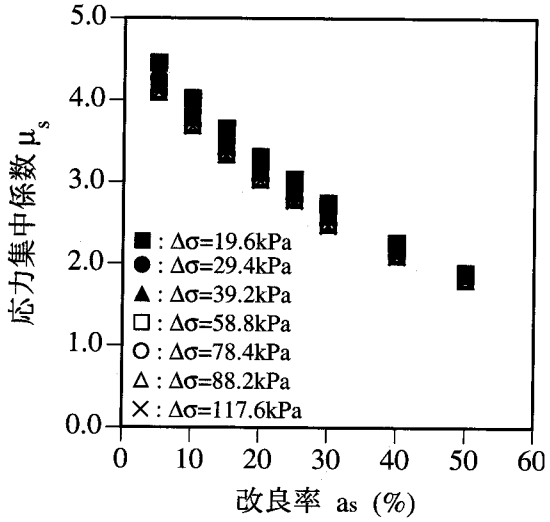


図 -3-9-3　応力集中係数と改良率の関係

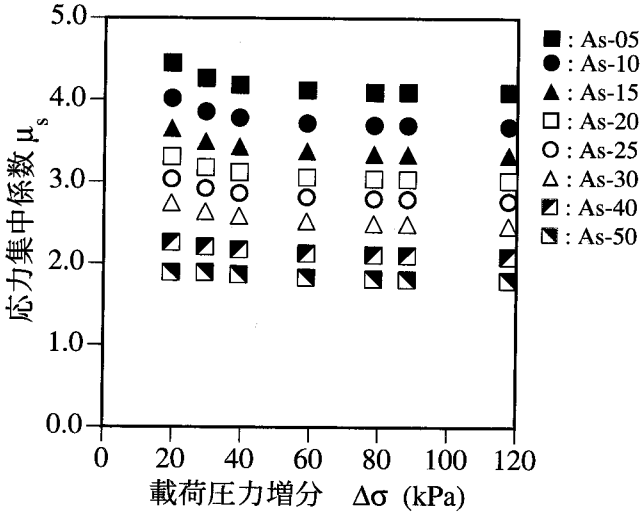


図 -3-9-4　応力集中係数と載荷圧力増分の関係

は，それらの挙動が応力集中に起因しているためである。

図 -3-9-4 はμ_sと$\Delta\sigma$の関係を示している。$\Delta\sigma$が 58.8kPa 以下では，μ_sは$\Delta\sigma$の増加に伴い徐々に減少している。$\Delta\sigma$に対するμ_sの減少率は改良率が低いほど大きい。ただし，$\Delta\sigma$が 58.8kPa 以上では，$\Delta\sigma$の大きさに関わらずμ_sはほぼ一定になっている。

3．9．2　粘土に作用する応力の特性

図 -3-9-5 はu_wが消散した時点での$\Delta\sigma^c_{z,m}$と改良率の関係を示している[37]。ここで，$\Delta\sigma^c_{z,m}$は粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均であり，式(3-4-2)によって与えられる。ただし，以下において検討する$\Delta\sigma^c_{z,m}$は図 -3-3-1 の B-B 断面における値である。今後，特に説明のない限り，粘土に作用する応力は$\Delta\sigma^s_{z,m}$をもって代表させる。図から分かるように，$\Delta\sigma$の大きさに関わらず，$\Delta\sigma^c_{z,m}$は改良率が高くなるにつれて単調に減少している。

図 -3-9-6 はu_wが消散した時点での$\Delta\sigma^c_{z,m}$と$\Delta\sigma$の関係を示している。当然なことながら，改良率に関わらず，$\Delta\sigma^c_{z,m}$は$\Delta\sigma$の増加に伴い単調に増加している。また，改良率が等しければ，$\Delta\sigma^c_{z,m}$は$\Delta\sigma$にほぼ比例している。

図 -3-9-7 は応力低減係数（μ_c）と改良率の関係を示している。ここで，μ_cは次式によって定義される[37]。

$$\mu_c = \frac{\Delta\sigma^c_{z,m}}{\Delta\sigma} \qquad (3\text{-}9\text{-}2)$$

μ_cは改良率が低いほど大きい。μ_cの値は改良率が 5% で 0.8~0.9，改良率が 50% では 0.3~0.1 になっている。$\Delta\sigma$が 58.8kPa 以下であれば，改良率に対するμ_cの減少率は$\Delta\sigma$が小さいほど大きい。ただし，$\Delta\sigma$が 58.8kPa 以上であれば，各シリーズにおけるμ_cと改良率の関係は$\Delta\sigma$の大きさに関わらずほぼ一致している。

図 -3-9-8 はμ_cと$\Delta\sigma$の関係を示している。$\Delta\sigma$が 58.8kPa 以下では，μ_cは$\Delta\sigma$の増加に伴い単調に増加している。$\Delta\sigma$に対するμ_cの増加率は改良率が高いほど大きい。ただし，$\Delta\sigma$が

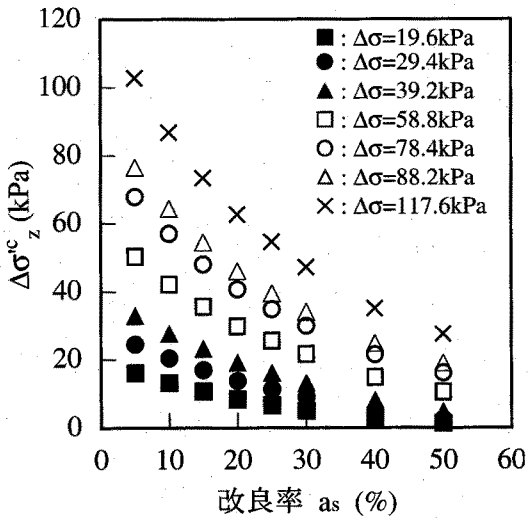


図-3-9-5　粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^{s}_{z,m}$）と改良率の関係

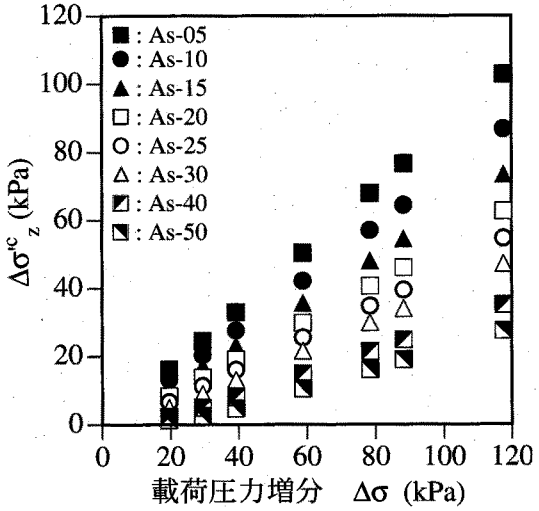


図-3-9-6　粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^{s}_{z,m}$）と載荷圧力増分の関係

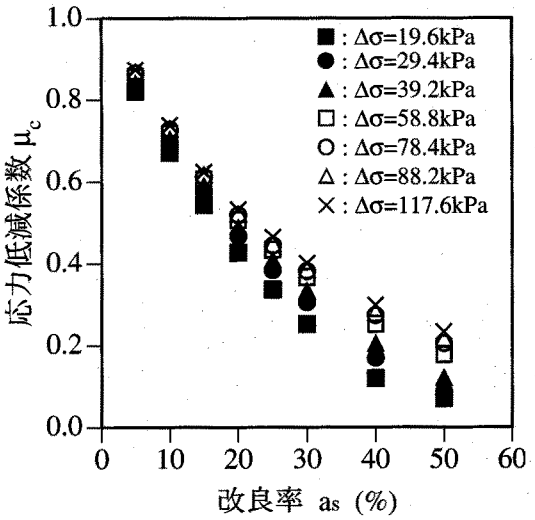


図-3-9-7　応力低減係数と改良率の関係

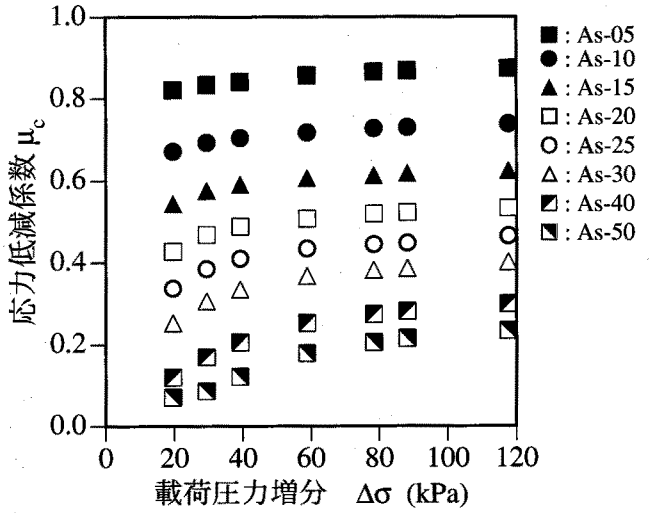


図-3-9-8　応力低減係数と載荷圧力増分の関係

58.8kPa 以上では，$\Delta\sigma$ の大きさに関わらず μ_c はほぼ一定になっている。

３．９．３　砂杭と粘土の応力分担特性

図-3-9-9 は砂杭による荷重分担率（λ_s）と改良率の関係を示している。λ_s は改良範囲に作用する載荷重のうち砂杭が受け持つ載荷重の割合を示しており，次式によって定義される。

$$\lambda_S = \frac{\Delta\sigma^{s}_{z,m}}{\Delta\sigma}\frac{A_s}{A} = \mu_s a_s \qquad (3\text{-}9\text{-}3)$$

ここに，A および As は改良範囲の面積および改良範囲のうち砂杭の占める面積をそれぞれ示している。また，a_s は改良率を示している。λ_s は改良率が高くなるにつれて単調に増加している。ただし，改良率に対する λ_s の増加率は改良率が高くなるにつれて小さくなって

いる。λ_s の値は改良率が 5% では約 0.2 であり，改良率が 30% では 0.75~0.85 に，そして改良率が 50% では 0.9 を超えている。したがって，30% 程度の比較的低い改良率において，既に，改良範囲に作用する載荷重のほとんどを砂杭が支持していることが分かる。

図 -3-9-10 は λ_s と $\Delta\sigma$ の関係を示している。$\Delta\sigma$ が 58.8kPa 以下では，λ_s は $\Delta\sigma$ の増加に伴い減少している。また，$\Delta\sigma$ が 58.8kPa 以上では，$\Delta\sigma$ の大きさに関わらず λ_s はほぼ一定になっている。

図 -3-9-11 は粘土による荷重分担率（λ_c）と改良率の関係を示してる。λ_c は改良範囲に作用する載荷重のうち粘土が受け持つ載荷重の割合を示しており，次式によって定義される。

$$\lambda_c = \frac{\Delta\sigma^c_{z,m}}{\Delta\sigma}\frac{(A - A_s)}{A} = \mu_c(1 - a_s) \qquad (3\text{-}9\text{-}4)$$

λ_c は改良率が高くなるのにつれて単調に減少している。その値は改良率が 5% では約 0.8，改良率が 30% では 0.15~0.25 であり，改良率が 50% では 0.1 以下になっている。したがって，改良率が 30% の比較的低い段階において既に，改良範囲に作用する載荷重の一部しか粘土には作用しないことが分かる。特に，改良率が 50% では，粘土には載荷重がほとんど作用していない。したがって，改良率が高くなるにつれ，$\Delta\sigma^s_{z,m}$ が減少しているにも関わらず $\Delta\sigma^c_{z,m}$ が減少する理由は，改良範囲に作用する載荷重のうち，砂杭が受け持つ載荷重が増大する一方，粘土が受け持つ載荷重が減少するためである。

図 -3-9-12 は λ_c と $\Delta\sigma$ の関係を示している。$\Delta\sigma$ が 58.8kPa 以下であれば，λ_c は $\Delta\sigma$ の増加に伴い単調に増加している。$\Delta\sigma$ が 58.8kPa 以上であれば，λ_c は $\Delta\sigma$ の大きさに関わらずほぼ一定になっている。

図 -3-9-13 は式(4-4-4)によって与えられる応力分担比（n_m）と改良率の関係を示している[35),37)]。n_m は改良率が高くなるにつれ単調に増加している。改良率に対する n_m の増加率は

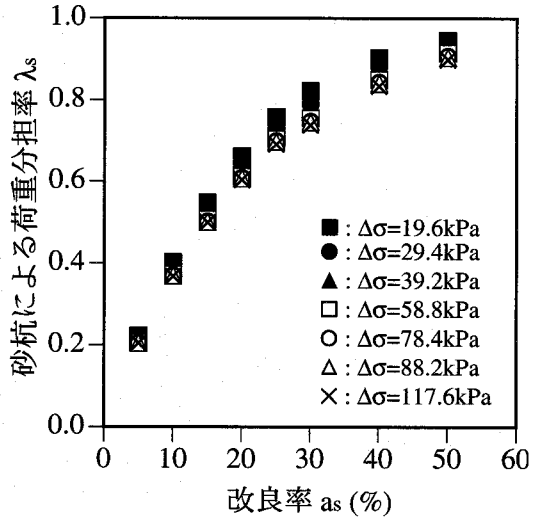


図 -3-9-9　砂杭による荷重分担率と改良率の関係

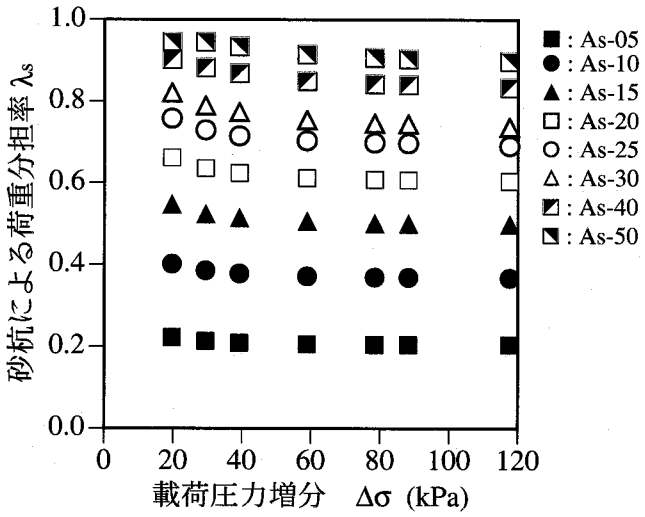


図 -3-9-10　砂杭による荷重分担率と載荷圧力増分の関係

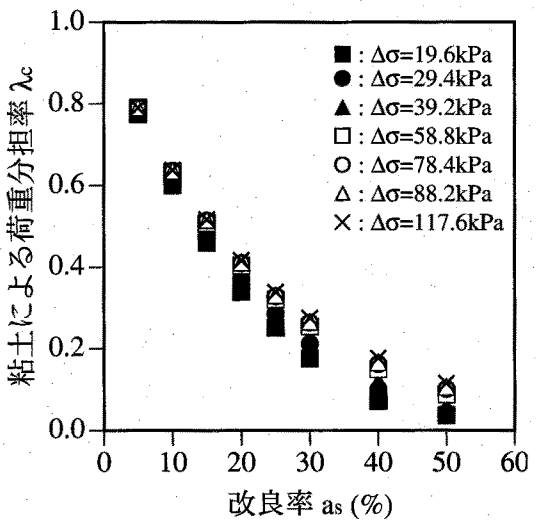


図 -3-9-11　粘土による荷重分担率と改良率の関係

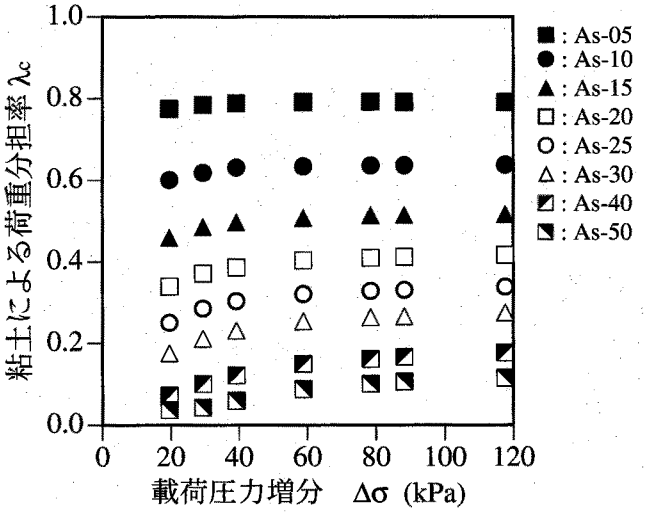


図 -3-9-12　粘土による荷重分担率と載荷圧力増分の関係

Δσが小さいほど大きい。ただし，Δσが 58.8kPa 以上であれば，Δσの大きさに関わらず，n_m と改良率の関係はほぼ一致している。

図 -3-9-14 は n_m と Δσの関係を示している。改良率が 15% 以上であれば，n_m はΔσが大きくなるにつれ単調に減少している。Δσに対する n_m の減少率は改良率が高いほど高い。また，改良率が 15% 以下であれば，Δσに対する n_m の変化はほとんどない。

ところで，μ_s と μ_c を利用すれば n_m は次式によって表すことができる。

$$n_m = \frac{\mu_s}{\mu_c} \qquad (3\text{-}9\text{-}5)$$

ここで，図 -3-9-3 および -3-9-7 から分かるように，μ_s および μ_c は，それぞれ改良率が高くなるにつれて単調に減少している。ただし，μ_s は改良率が 50% では約 2 であり，改良率に関わ

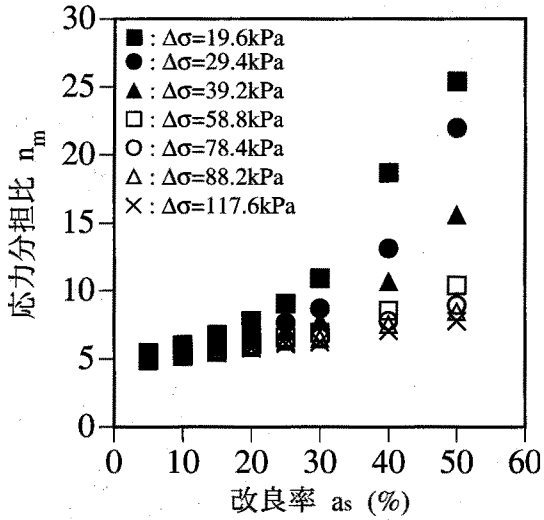


図 -3-9-13　応力分担比と改良率の関係

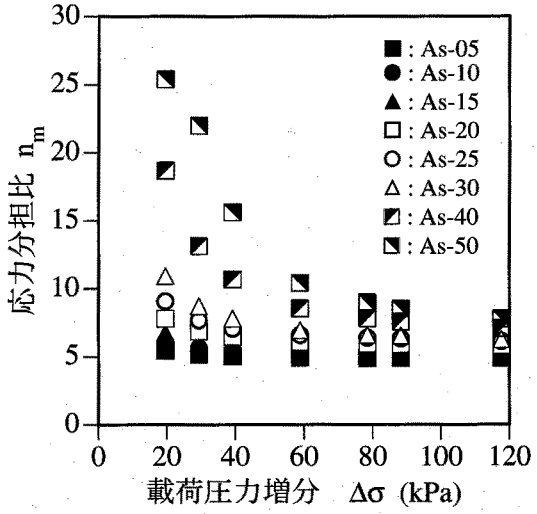


図 -3-9-14　応力分担比と載荷圧力増分の関係

らず理論的にも1以下にはならない。これに対しμ_cは，改良率が50%では約0.3~0.1であり，改良率が高くなればなるほどさらに減少する可能性を有している。したがって，改良率が高くなるにつれてn_mが増加し，$\Delta\sigma$が小さいほどその増加率が大きい理由は，μ_sが減少する効果よりもμ_cが減少する効果の方が大きいためである。

ところで，砂杭および粘土が見掛け上弾性的に挙動すると仮定すれば，n_mは砂杭と粘土それぞれの変形剛性の比として次式のようにも表すことができる。

$$n_m = \frac{\Delta\sigma^s_{z,m}}{\Delta\sigma^c_{z,m}} = \frac{E^s}{E^c} \qquad (3\text{-}9\text{-}6)$$

ここに，E^sおよびE^cはそれぞれ砂杭および粘土の見掛け上の弾性係数を表している。図-3-7-6から分かるように，$\Delta\sigma$が等しければ，砂杭の見掛けのせん断剛性は，改良率が高いほど高い。また，図-3-8-6から分かるように，改良率が等しい場合，改良率が低ければ$\Delta\sigma$が高いほど砂杭の見掛けのせん断剛性は高いが，改良率が高くなるにつれて$\Delta\sigma$の大きさに関わらず一定になる。一方，図-3-7-12および-3-8-12から分かるように，粘土の体積圧縮剛性は，改良率が高いほど，また，$\Delta\sigma$が低いほど低い。したがって，改良率が高いほど，また，$\Delta\sigma$が低いほど高いというn_mの特性は，砂杭と粘土との見掛けの変形剛性の比としても解釈することができる。

3．10　砂杭による沈下低減メカニズムとその特性

3．10．1　沈下低減メカニズム

図-3-10-1は改良および無改良地盤の沈下量（それぞれS_iおよびS_0）と改良率の関係を示している。S_iは改良率が高くなるにつれ単調に減少している。すなわち，当然のことながら改良率が高いほど沈下低減効果は大きい。

図-3-10-2はS_iおよびS_0と載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）の関係を示している[39]。また，図中の実線は次式によって与えられるS_0と$\Delta\sigma$の関係を示している。

$$S_0 = \frac{H}{1+e_0}\lambda \ln\frac{\sigma_0+\Delta\sigma}{\sigma_0} \qquad (3\text{-}10\text{-}1)$$

ここに，Hは層厚，e_0およびσ_0はそれぞれ初期状態における間隙比および土被り圧を示している。また，λは圧縮指数である。当然のことながら，いずれのシリーズにおいても$\Delta\sigma$の増加に伴い，S_iおよびS_0はそれぞれ増加している。$\Delta\sigma$に伴うS_iの増加率は改良率が低いほど大きい。また，シリーズAs-Nにおける結果は式(3-10-1)による曲線上にプロットされる。すなわち，無改良地盤の圧密沈下量であるS_0を式(3-10-1)によって予測することができる。

図-3-10-3はS_iと砂杭に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^s_{z,m}$）の関係を

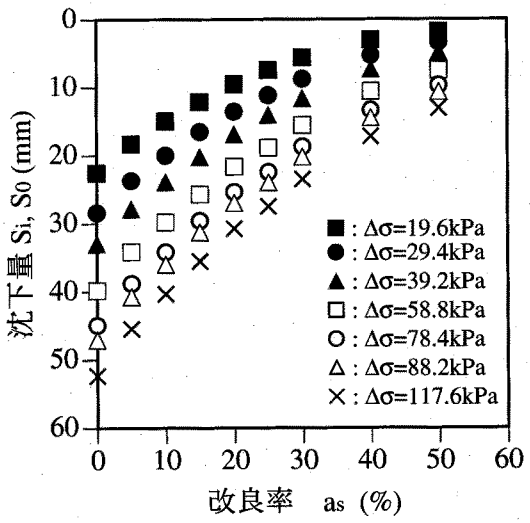


図-3-10-1　沈下量と改良率の関係

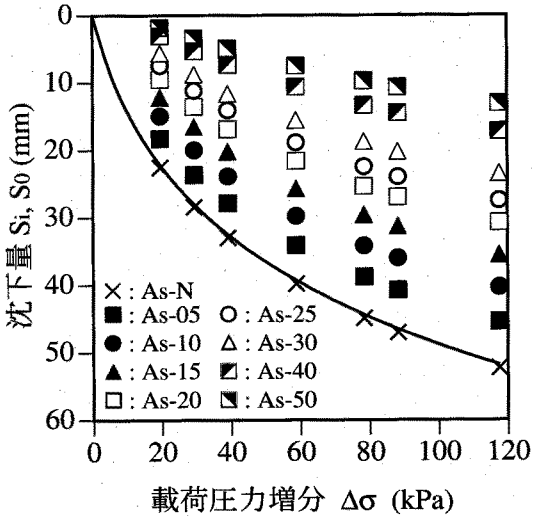


図-3-10-2　沈下量と載荷圧力増分の関係

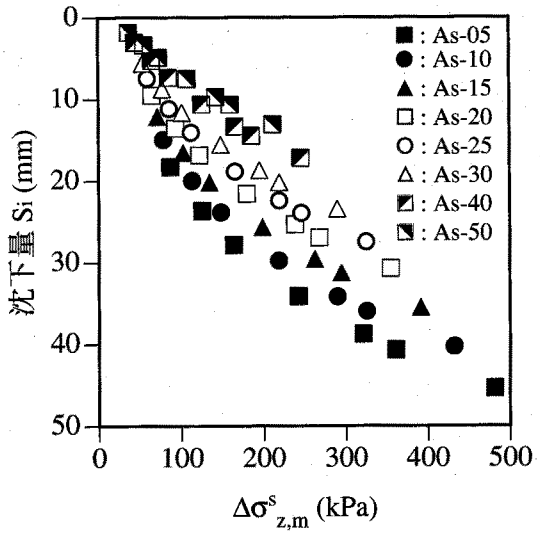


図-3-10-3(a)　沈下量と砂杭に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^s_{z,m}$）の関係

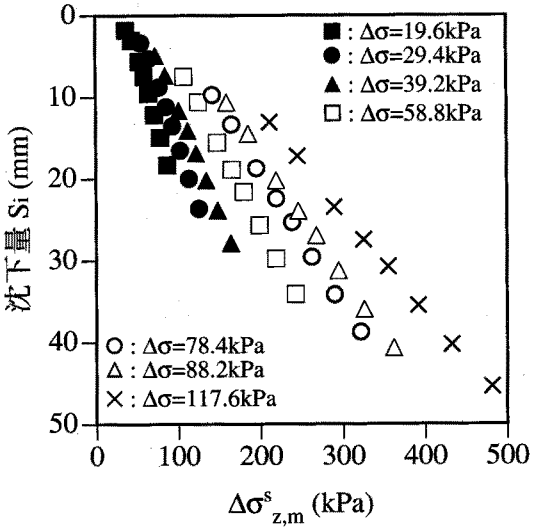


図-3-10-3(b)　沈下量と砂杭に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^s_{z,m}$）の関係

示している。ここに，$\Delta\sigma^s_{z,m}$は式(3-4-1)によって定義される。S_iは$\Delta\sigma^s_{z,m}$の増加に伴い単調に増加している。同一の$\Delta\sigma^s_{z,m}$におけるS_iは改良率が低いほど，また，$\Delta\sigma$が小さいほど大きい。$\Delta\sigma^s_{z,m}$に対するS_iの増加率は改良率が低いほど，また，$\Delta\sigma$が小さいほど大きい。さらに，$\Delta\sigma$が等しい場合，S_iは$\Delta\sigma^s_{z,m}$にほぼ比例して増加している。

図-3-10-4はS_iおよびS_0と粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^c_{z,m}$）の関係を示している[39]。ここに，$\Delta\sigma^c_{z,m}$は式(3-4-2)によって定義される。また，図中の実線は，式(3-10-1)による沈下量と$\Delta\sigma^c_{z,m}$の関係を示している。S_iは$\Delta\sigma^c_{z,m}$の増加に伴い単調に増加している。特に，$\Delta\sigma$が等しければS_iは$\Delta\sigma^c_{z,m}$にほぼ比例して増加している。ところで，同一の$\Delta\sigma^c_{z,m}$におけるS_iは改良率が高いほど，また，$\Delta\sigma$が大きいほど小さい。つまり，砂杭が

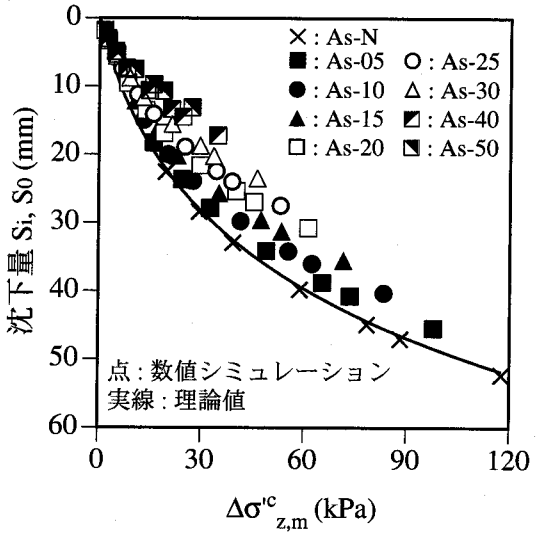


図-3-10-4(a)　沈下量と粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$）の関係

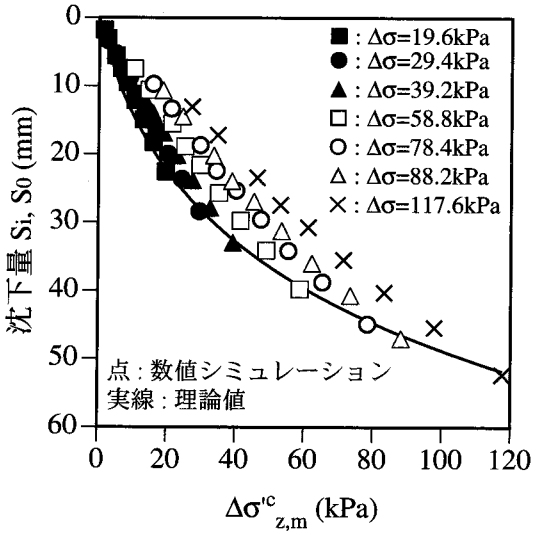


図-3-10-4(b)　沈下量と粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$）の関係

打設された軟弱粘土地盤，すなわち複合地盤の沈下量は$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$のみによって決定することはできない。このことは砂杭による沈下低減効果には，①粘土に作用する載荷圧力を低減さることによる沈下低減効果だけでなく，②砂杭と粘土との力学的相互作用に基づく沈下低減効果が存在することを示唆している。すなわち，もし，砂杭の効果が①のみであるなら，同一の$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$におけるS_iは改良率や$\Delta\sigma$の大きさに関わらず一致しなくてはならないからである。

図-3-10-5は前述した２つの沈下低減効果に基づく複合地盤の沈下と粘土に作用する載荷圧力の関係を示している[39]。ここで，図中のS^{c}_{i}は，$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$という載荷圧力条件下において，粘土が１次元的に圧密すると仮定した場合の沈下量である。すなわち，S^{c}_{i}は無改良地盤に対し，載荷圧力増分として$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$が作用する際の沈下量と同等であり，式(3-10-1)によって計算される。したがって，S^{c}_{i}とS_0を比較すれば，$\Delta\sigma$が$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$に低減されることによる沈下低減効果のみを評価することが出来る。また，S^{c}_{i}とS_iを比較すれば，この両者は粘土に等しく載荷圧力増分として$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$が作用している条件下での沈下量であるので，砂杭と粘土との力学的相互作用に基づく沈下低減効果を評価することが出来る。

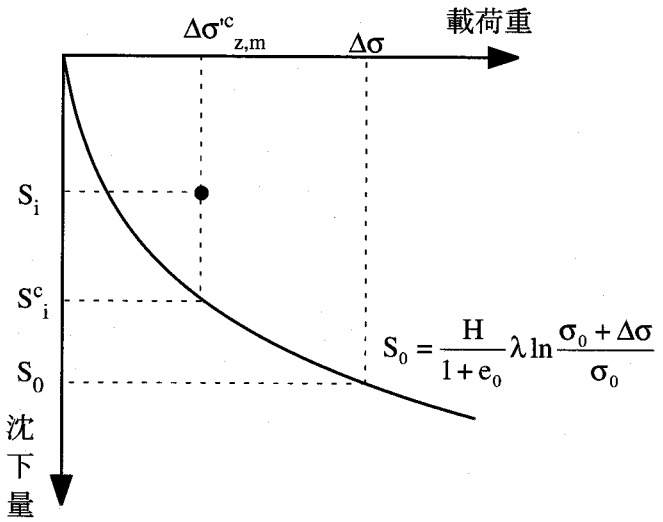


図-3-10-5　S_i，S^{c}_{i}ならびにS_0と$\Delta\sigma$ならびに$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$の関係

ところで，３．５，３．７および３．

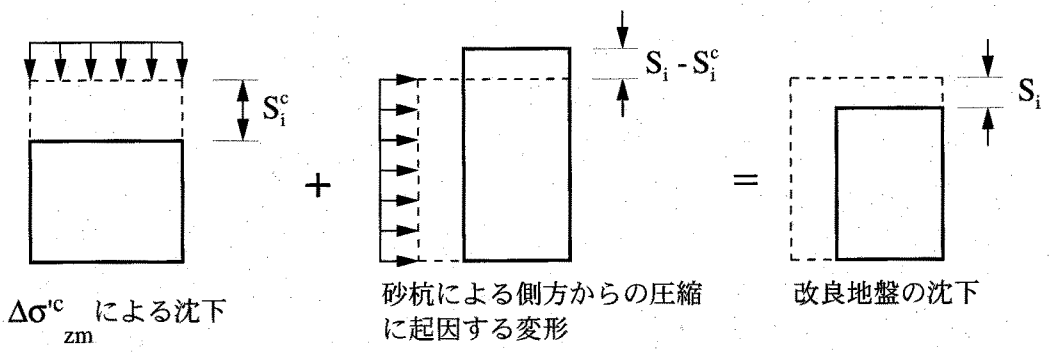


図 -3-10-6　複合地盤の沈下低減メカニズム

８で述べたように，砂杭は載荷が終了した後の早い段階で破壊状態に陥る。破壊状態にある砂杭は正のダイレイタンシー特性を有しているため，複合地盤の沈下に伴うせん断ひずみの増加に対応してその体積を膨張させようとする。ここで，砂杭は，鉛直方向には圧縮側のひずみが生じるため，半径方向および円周方向のそれぞれに膨張側のひずみが生じる（図 -3-7-5 および図 -3-8-5 参照）。このため，図 -3-10-6 に模式的に示すように，粘土は砂杭によって側方から圧縮され，半径方向に収縮するとともに，鉛直方向および円周方向に膨張する（図 -3-7-11 および図 -3-8-11 参照）。したがって，この効果によって複合地盤の沈下量が S_i^c から S_i に低減される。すなわち，これが砂杭と粘土との力学的相互作用に基づく沈下低減メカニズムである。

３．１０．２　沈下低減特性

前項で述べた２つの沈下低減効果，すなわち，①粘土に作用する載荷圧力を低減させることによる沈下低減効果ならびに，②砂杭による側方からの圧縮に起因する沈下低減効果をそれぞれ独立に評価するためには，先に述べたように，①については S_i^c と S_0 の，②については S_i と S_i^c の比較を行えばよい。そこで，本論文では，次の２つのパラメータによってそれぞれの効果を評価することにする。まず，①の効果を表現するために次式によって定義されるパラメータを用いる。

$$\beta^c = \frac{S_i^c}{S_0} \tag{3-10-2}$$

すなわち，β^c は１次元圧密状態にある無改良地盤に対し，載荷圧力増分として $\Delta\sigma^c_{z,m}$ が作用する際の沈下量である S_i^c と載荷圧力増分として $\Delta\sigma$ が作用する際の沈下量である S_0 の比である。ここで，式(3-10-1)を利用すれば，式(3-10-2)は次式のようになる。

$$\beta^c = \frac{\ln\dfrac{\sigma_0 + \Delta\sigma^c_{z,m}}{\sigma_0}}{\ln\dfrac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0}} \tag{3-10-3}$$

次に，②の効果を表現するために次式を用いる。

$$\beta^a = \frac{S_i}{S_i^c} \tag{3-10-4}$$

すなわち，β^aは複合地盤の沈下量であるS_iと前述のS_i^cの比である。

ところで，通常，複合地盤の沈下低減効果は，次式によって与えられる沈下低減率（β）によって評価される。

$$\beta = \frac{S_i}{S_0} \tag{3-10-5}$$

ここで，式(3-10-2)と(3-10-4)を式(3-10-5)に適用すれば，次式を得る。

$$\beta = \beta^c \times \beta^a \tag{3-10-6}$$

すなわち，βはβ^cとβ^aの積として与えられる。

図-3-10-7はβ^cと改良率の関係を示している。β^cは改良率の増加に伴い，単調に減少している。また，改良率に対するβ^cの減少率は，Δσが小さいほど大きい。すなわち，粘土に作用する載荷圧力が低減することによる沈下低減効果は改良率が高く，また，Δσが小さいほど高い。

図-3-10-8はβ^aと改良率の関係を示している[35),38),40)]。改良率が40%以上かつΔσが39.2kPa以下の数ケースを除けば，Δσの大きさに関わらず，β^aは，改良率の増加とともに単調に減少している。すなわち，砂杭による側方からの圧縮に起因する沈下低減効果は改良率が高いほど大きい。また，改良率が等しければΔσの大きさに関わらずβ^aは等しい。これは，3．8において述べたように，改良率が等しい場合，Δσの大きさは複合地盤の力学メカニズムそのものにほとんど影響を及ぼさないためである。このことはβ^aが複合地盤が本質的に有している力学特性によって支配され，Δσといった外部からの条件に左右されないことを示している。

図-3-10-9はβと改良率の関係を示している[35),38),40)]。βは改良率の増加とともに単調に減少している。すなわち，当然のことながら，改良率が高いほど沈下低減効果が大きい。改良率に対するβの減少率はΔσが小さいほど大きい。同一の改良率におけるβはβ^aの効果によってβ^cに比べて小さく，この効果は改良率が高いほど顕著である。

図-3-10-10はβ^cとΔσの関係を示している。β^cはΔσの増加に伴い単調に増加している。すなわち，粘土に作用する載荷圧力を低減させることによる沈下低減効果はΔσが大きいほど小さい。Δσに対するβ^cの増加率は，Δσが小さいほど，また，改良率が高いほど大きい。なお，Δσの大きさに関わらず，β^cは改良率が低いほど大きい。

図-3-10-11はβ^aとΔσの関係を示している。改良率が40%以上かつΔσが39.2kPa以下の数ケースを除けば，β^aはΔσに依存しない。

図-3-10-12はβとΔσの関係を示している。βはΔσの増加とともに単調に増加している。すなわち，沈下低減効果はΔσが大きいほど小さい。Δσに対するβの増加率は，Δσが小さい

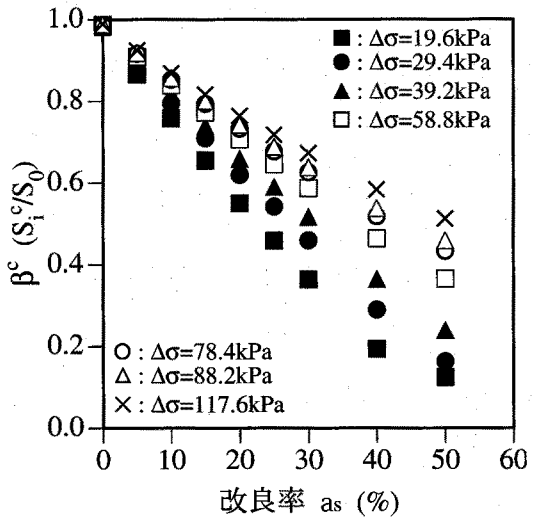


図-3-10-7　粘土に作用する応力の低減に基づく沈下低減率（β^c）と改良率の関係

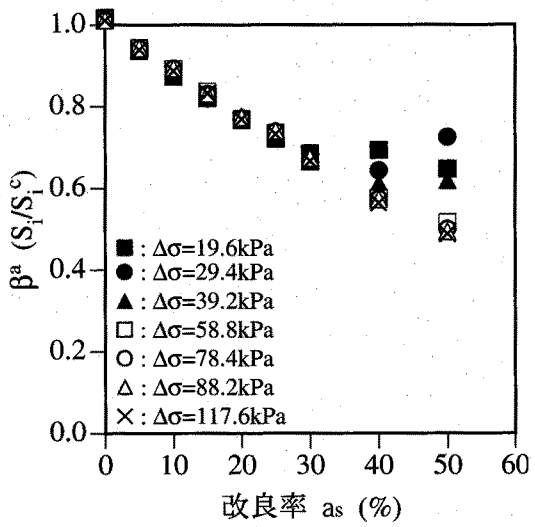


図-3-10-8　砂杭による側方圧縮に基づく沈下低減率（β^a）と改良率の関係

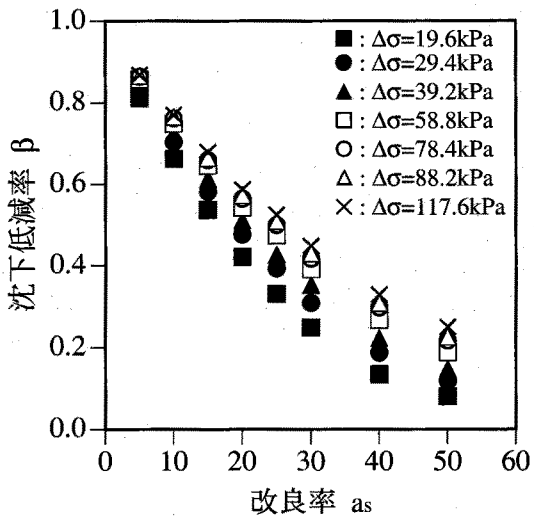


図-3-10-9　沈下低減率と改良率の関係

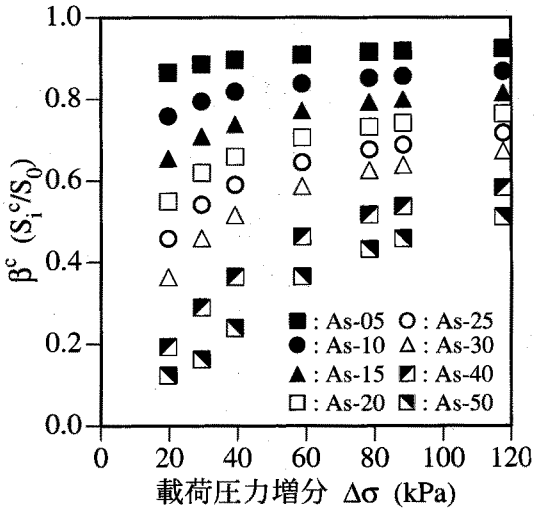


図-3-10-10　粘土に作用する応力の低減に基づく沈下低減率（β^c）と載荷圧力増分の関係

ほど，また，改良率が高いほど大きい。なお，$\Delta\sigma$の大きさに関わらず，改良率が高いほどβは小さい。

図-3-10-13はβ^cと応力集中係数（μ_s）の関係を示している。μ_sの増加に伴い，β^cは単調に増加している。すなわち，μ_sが大きい，つまり$\Delta\sigma^s_{z,m}$が大きいほど，粘土に作用する載荷圧力を低減させることによる沈下低減効果は小さい。この一見矛盾した現象の理由は，砂杭への応力集中に起因する現象という観点よりも，$\Delta\sigma^c_{z,m}$と沈下低減効果との関係について考察すべきである。すなわち，３．９において既に述べたように，改良率が低いほどμ_sが大きいだけでなく，応力低減係数（μ_c）も大きい。つまり，$\Delta\sigma^c_{z,m}$が大きい。したがって，沈下量が大きくなる，すなわち，β^cが大きくなるものである。

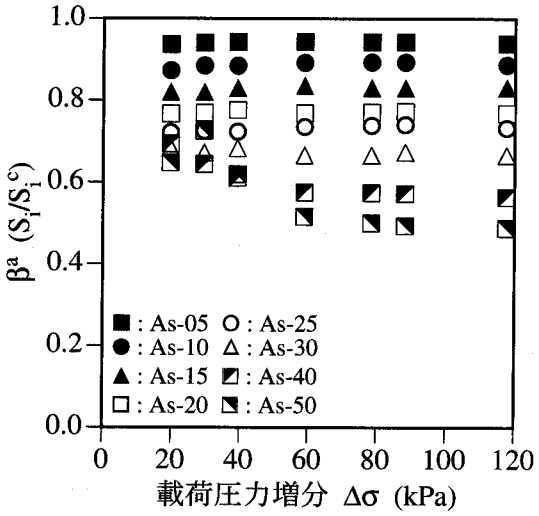


図 -3-10-11　砂杭による側方圧縮に基づく沈下低減率（β^a）と載荷圧力増分の関係

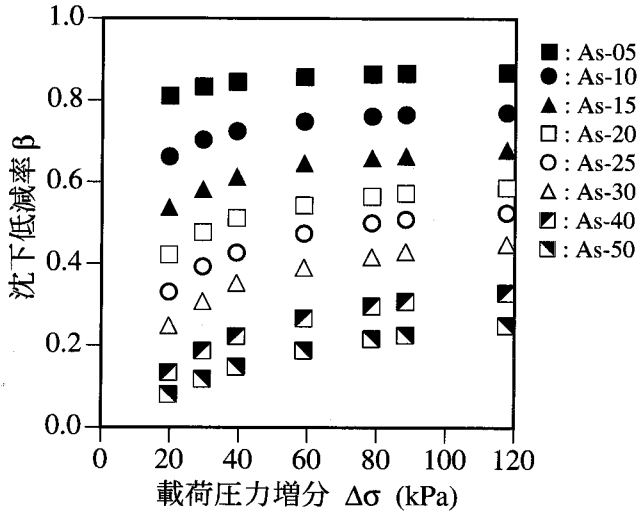


図 -3-10-12　沈下低減率と載荷圧力増分の関係

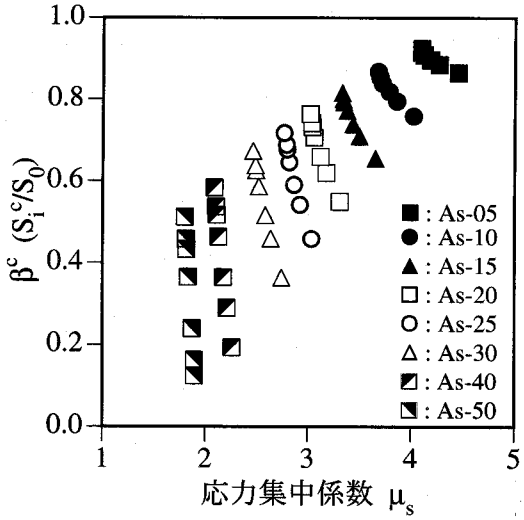


図 -3-10-13(a)　粘土に作用する応力の低減に基づく沈下低減率（β^c）と応力集中係数の関係

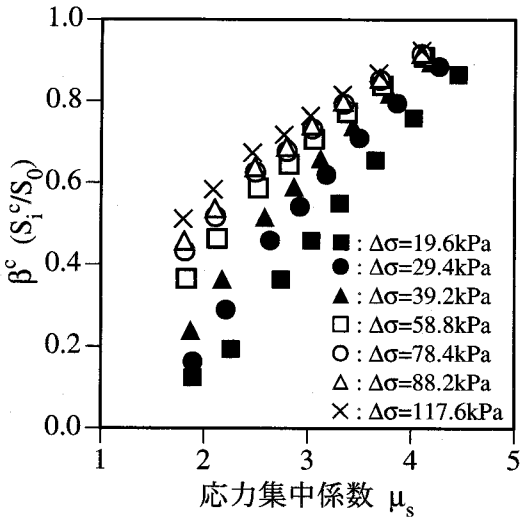


図 -3-10-13(b)　粘土に作用する応力の低減に基づく沈下低減率（β^c）と応力集中係数の関係

図 -3-10-14 はβ^aとμ_sの関係を示している。改良率が 40% 以上かつ$\Delta\sigma$が 39.2kPa 以下のケースを除けば，β^aはμ_sの増加に伴い，単調に増加している。すなわち，砂杭による側方からの圧縮に起因する沈下低減効果はμ_sが大きいほど小さい。この理由は図 -3-10-14(a) から分かるように，改良率が高いほどμ_sは小さく，また，β^aも小さいためである。したがって，この現象は砂杭への応力集中に直接的な原因があるのではない。なお，$\Delta\sigma$が 58.8kPa 以上のシリーズでは，$\Delta\sigma$の大きさに関わらずβ^aとμ_sの関係はほぼ一致している。

図 -3-10-15 はβとμ_sの関係を示している。βはμ_sの増加とともに単調に増加している。すなわち，沈下低減効果はμ_sが大きいほど小さい。また，μ_sが等しければ，$\Delta\sigma$が大きいほど

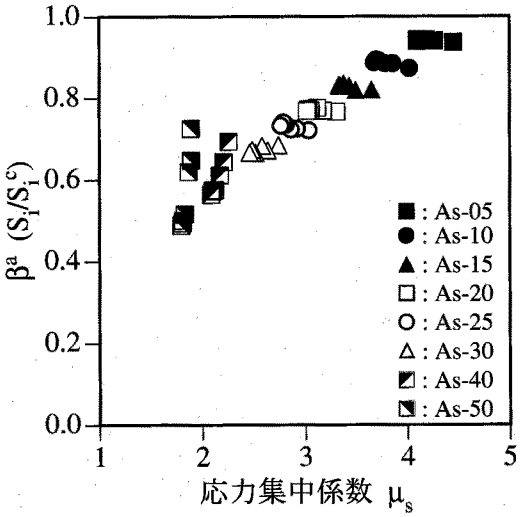


図 -3-10-14(a)　砂杭による側方圧縮に基づく沈下低減率（β^a）と応力集中係数の関係

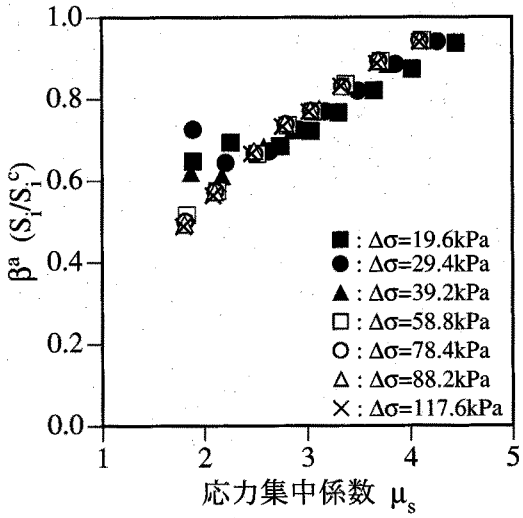


図 -3-10-14(b)　砂杭による側方圧縮に基づく沈下低減率（β^a）と応力集中係数の関係

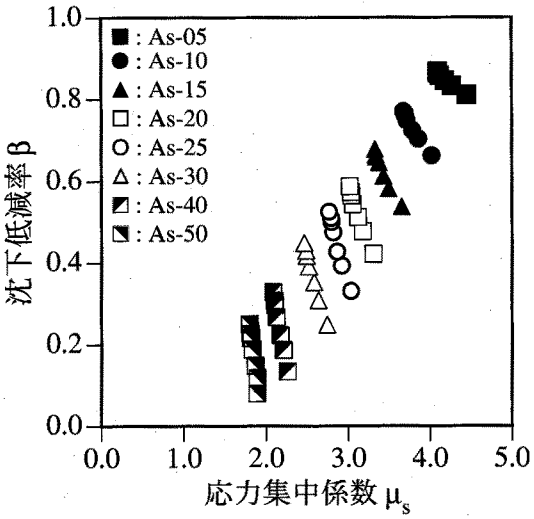


図 -3-10-15(a)　沈下低減率と応力集中係数の関係

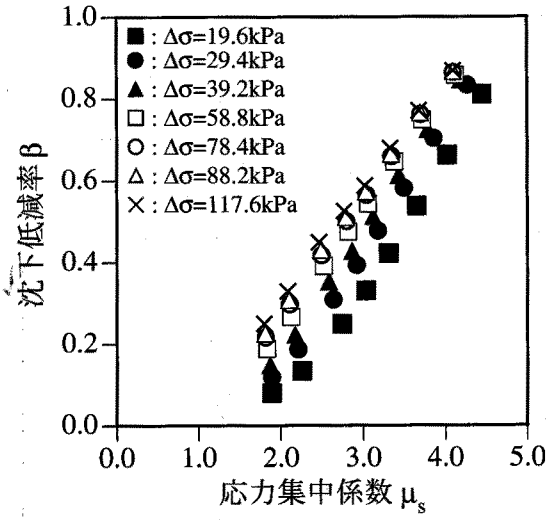


図 -3-10-15(b)　沈下低減率と応力集中係数の関係

βは大きい。さらに，$\Delta\sigma$の大きさに関わらずμ_sに対するβの増加率はほぼ等しい。

以上，β^c，β^aおよびβのいずれもがμ_sの増加に伴い単調に増加している。すなわち，いずれの沈下低減効果もμ_sが大きいほど小さい。ただし，前述したように，それぞれβ^c，β^aおよびβとμ_sの関係は，複合地盤の力学メカニズムを直接的に反映するものではない。

図 -3-10-16 はβ^cとμ_cの関係を示している。μ_cの増加に伴い，β^cは単調に増加している。すなわち，粘土に作用する載荷圧力を低減させることによる沈下低減効果は小さい。μ_cが等しい場合，改良率が高いほど，また，$\Delta\sigma$が小さいほどβ^cは小さく，沈下低減効果が大きい。

ところで，実務での設計計算では，ＳＣＰ改良地盤の沈下量はm_v法を援用し，次式によって計算される。

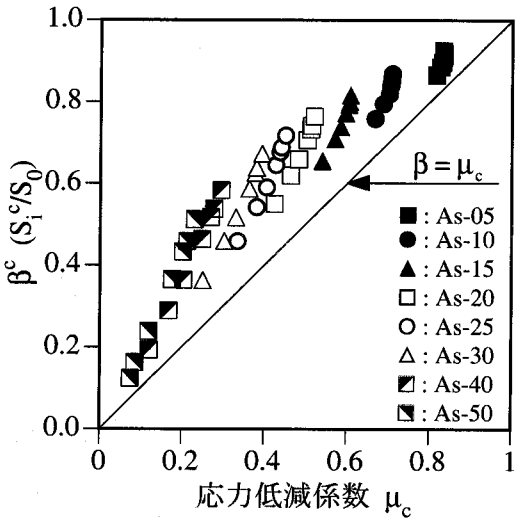


図-3-10-16(a)　粘土に作用する応力の低減に基づく沈下低減率（β^c）と応力低減係数の関係

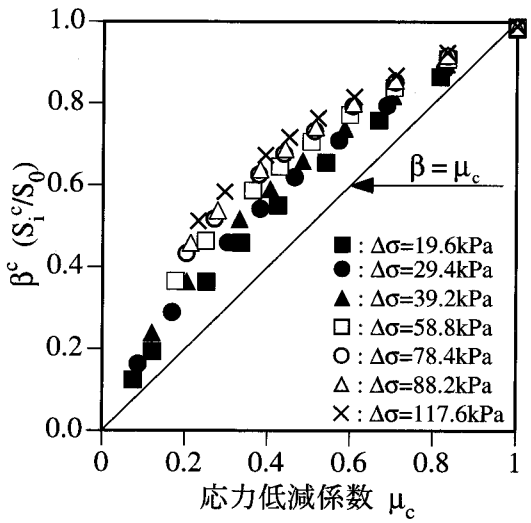


図-3-10-16(b)　粘土に作用する応力の低減に基づく沈下低減率（β^c）と応力低減係数の関係

$$S_i = Hm_v \Delta\sigma^c_{z,m} \qquad (3\text{-}10\text{-}7)$$

ここに，m_vは粘土の体積圧縮係数である。当然のことながら，式(3-10-7)は無改良地盤にも適用することが出来る。すなわち，

$$S_0 = Hm_v \Delta\sigma \qquad (3\text{-}10\text{-}8)$$

ここで，式(3-10-7)と(3-10-8)を式(3-10-5)に代入し，式(3-9-2)を考慮すれば，次式の関係を得る。

$$\beta = \mu_c \qquad (3\text{-}10\text{-}9)$$

図-3-10-16中の直線はこの関係を示している。式(3-10-9)は粘土に作用する載荷圧力を低減させることによる沈下低減効果を表現しており，式中のβはβ^cに対応する。しかしながら，図-3-10-16から分かるように，式(3-10-9)はβ^cを過小，すなわち，沈下低減効果を過大に評価している。これは，m_vの応力レベル依存性を考慮していないためである。すなわち，図-3-7-12および-3-8-12から分かるように，$\Delta\sigma^c_{z,m}$が小さいほどm_vは大きい。したがって，無改良のm_vと同じ値を使って計算されたβは沈下低減効果を過大に評価することになる。$\Delta\sigma$が最も大きい117.6kPaのシリーズにおけるβ^cが式(3-10-9)から最も離れていることもこのことを裏付けている。

図-3-10-17はβ^aとμ_cの関係を示している。改良率が40%以上かつ$\Delta\sigma$が39.2kPa以下のケースを除けば，β^aはμ_cの増加に伴い単調に増加している。また，$\Delta\sigma$が58.8kPa以上のシリーズでは，β^aとμ_cの関係は$\Delta\sigma$の大きさによらずほぼ一致している。このように，μ_cが大きいほどβ^aが大きくなる，つまり，砂杭による側方からの圧縮に起因する沈下低減効果が小さくなる理由は，図-3-10-17(a)から分かるように，改良率が高いほどμ_cは小さく，また，β^aも小さいためである。

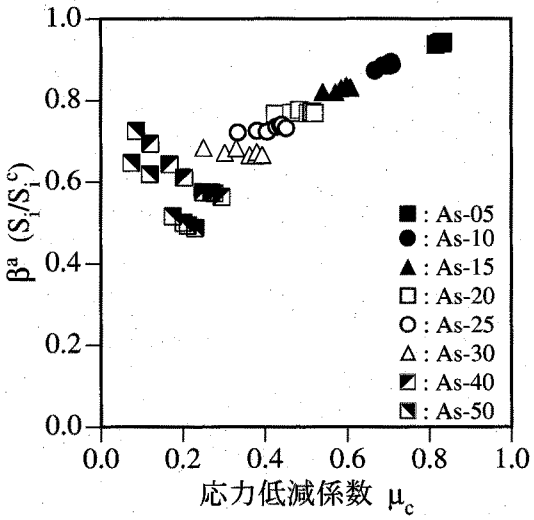


図 -3-10-17(a)　砂杭による側方圧縮に基づく沈下低減率（β^a）と応力低減係数の関係

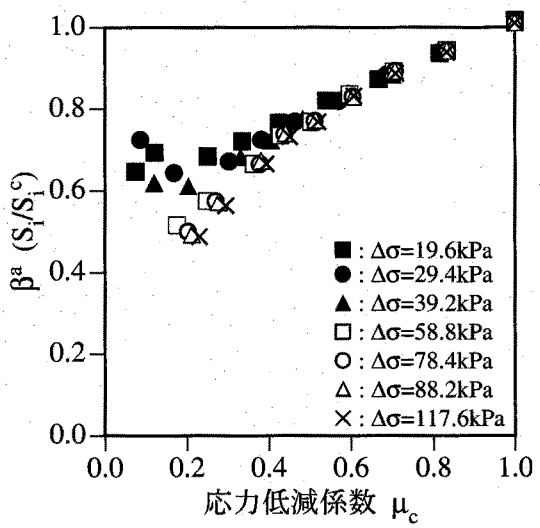


図 -3-10-17(b)　砂杭による側方圧縮に基づく沈下低減率（β^a）と応力低減係数の関係

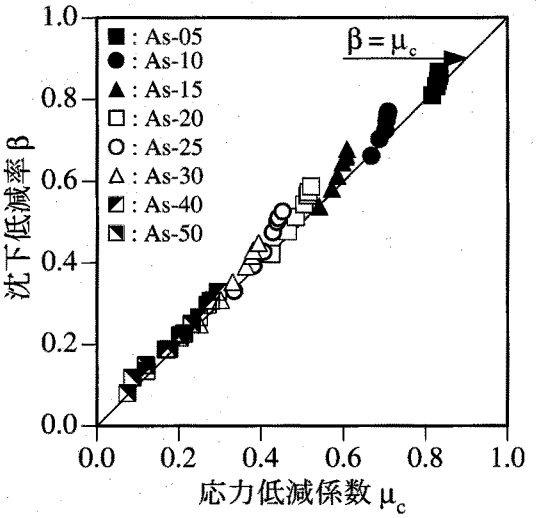


図 -3-10-18(a)　沈下低減率と応力低減係数の関係

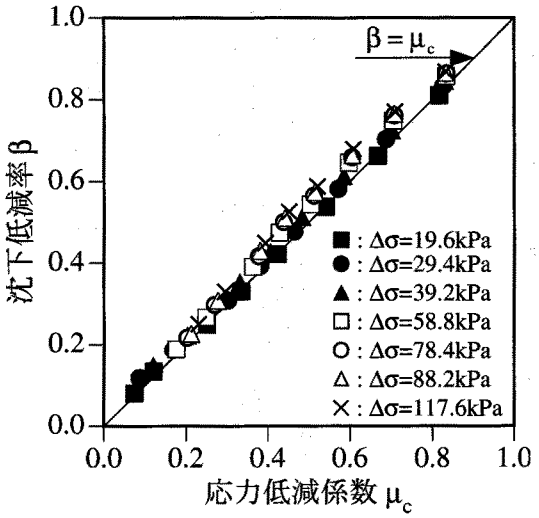


図 -3-10-18(b)　沈下低減率と応力低減係数の関係

図 -3-10-18 は β と μ_c の関係を示している。改良率や $\Delta\sigma$ の大きさに関わらず，β と μ_c はほぼ等しい。ところで，図 -3-10-18 中の直線は式(3-10-9)を示している。式(3-10-9)は数値シミュレーションから得られた β と μ_c の関係とほぼ一致している。ただし，式(3-10-9)によって与えられる β は，先に述べたＳＣＰ改良地盤における２つの沈下低減効果のうち，①粘土に作用する載荷圧力増分を低減させることによる沈下低減効果しか考慮していない。したがって，先に述べたように，式(3-10-9)の β は β^c に対応すべきものである。これにも関わらず，式(3-10-9)によって図 -3-10-18 における β と μ_c の関係を評価できた理由は以下の通りである。すなわち，載荷圧力増分が $\Delta\sigma$ から $\Delta\sigma^c_{z,m}$ に小さくなれば，これに対応して m_v は大きくなる。しかしながら，式(3-10-9)の誘導過程では，この m_v の変化を考慮していな

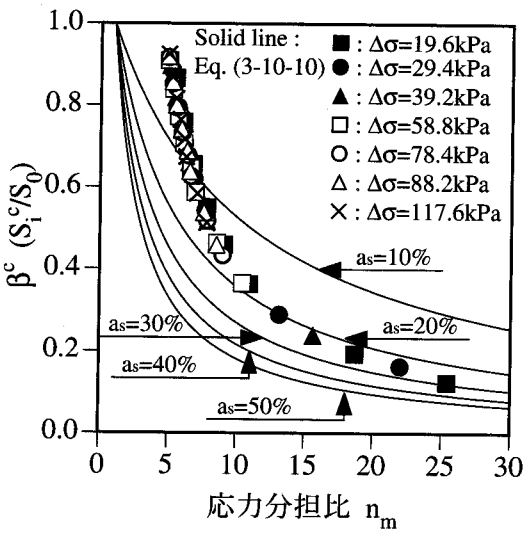


図-3-10-19(a)　粘土に作用する応力の低減に基づく沈下低減率（β^c）と応力分担比の関係

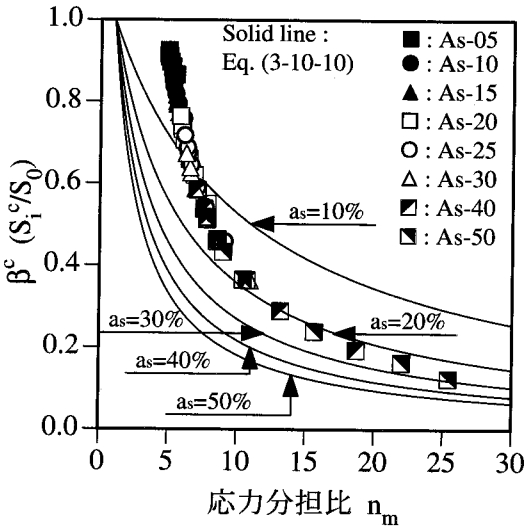


図-3-10-19(b)　粘土に作用する応力の低減に基づく沈下低減率（β^c）と応力分担比の関係

い。このため，式(3-10-7)によって計算される複合地盤の沈下量は本来の沈下量よりも過小に評価される。このm_vの過小評価による見掛け上の沈下低減効果と２つの沈下低減効果のうち，砂杭による側方からの圧縮に起因する沈下低減効果が定量的にほぼ等しかったため，式(3-10-9)によって図-3-10-18におけるβとμ_cの関係を表現できたものと考えられる。したがって，本研究では，式(3-10-9)におけるβとμ_cの関係と一連の数値シミュレーションから得られたそれとが一致したが，それをよってＳＣＰ改良地盤の沈下問題に対するm_v法の適用性が検証されたことにはならない。

図-3-10-19はβ^cと応力分担比（n_m）の関係を示している。ここで，n_mは式(3-4-4)またはは(3-10-5)によって与えられる。また，図中にはm_v法に基づくβとnの関係式（式(3-10-10)）から得られる曲線も併せて載せている。

$$\beta = \frac{1}{(1-a_s)+n\cdot a_s} \qquad (3\text{-}10\text{-}10)$$

β^cはn_mの増加に伴い単調に減少しており，応力分担比が高いほど粘土に作用する載荷圧力を低減させることによる沈下低減効果が大きいことが分かる。また，β^cとn_mの間には，改良率や$\Delta\sigma$の大きさに関わらずある固有な関係が存在することが示唆される。ところで，式(3-10-10)によって与えられるβとnの関係は数値シミュレーションから得られるそれとは一致しない。これは，３．７および３．８において述べたように，砂杭および粘土両方の非線形力学挙動に起因するものと考えられる。

図-3-10-20はβ^aとn_mの関係を示している。改良率が40%以上かつ$\Delta\sigma$が39.2kPa以下の数ケースを除けば，β^aはn_mの増加に伴い単調に減少している。すなわち，応力分担比が高いほど砂杭による側方からの圧縮に起因する沈下低減効果が大きいことが分かる。なお，$\Delta\sigma$

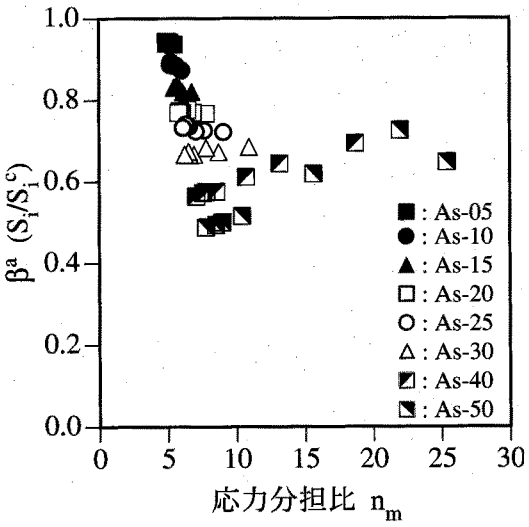


図 -3-10-20(a)　β^a と応力分担比の関係

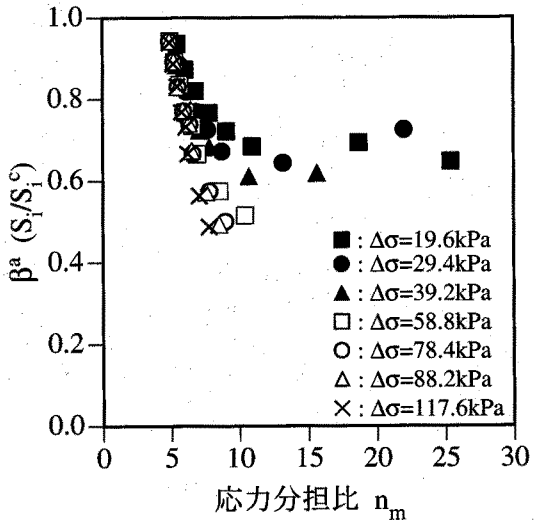


図 -3-10-20(a)　β^a と応力分担比の関係

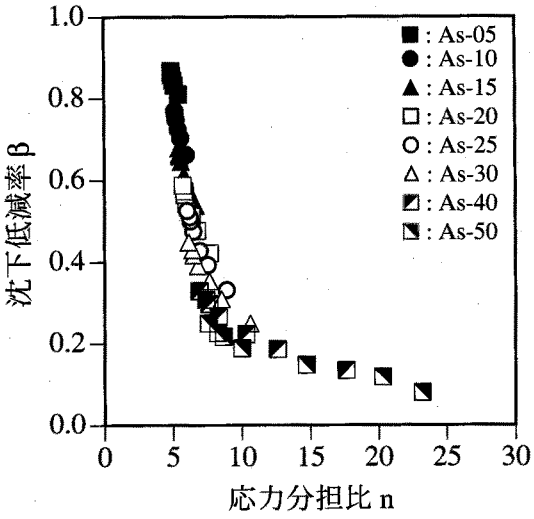


図 -3-10-21(a)　β と応力分担比の関係

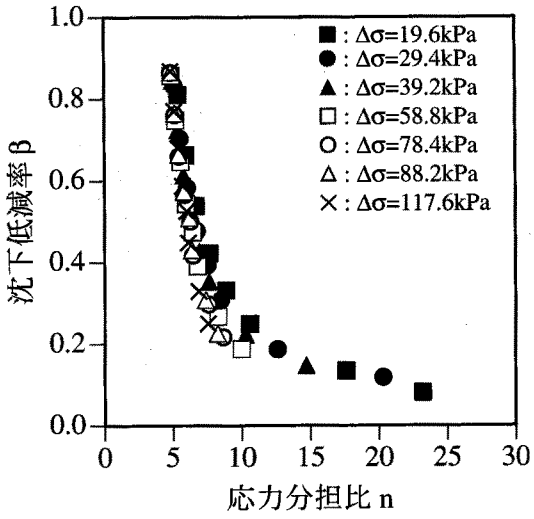


図 -3-10-21(b)　β と応力分担比の関係

が 78.4kPa 以上のシリーズでは，β^a と n_m の関係は $\Delta\sigma$ の大きさによらずほぼ一致している。

図 -3-10-21 は β と n_m の関係を示している。β は n_m の増加に伴い単調に減少している。特に，β が約 0.2 に達するまで，n_m の増加に伴う β の減少率は大きい。β が約 0.2 に達した後，n_m の増加に伴う β の減少率は顕著に小さくなっている。

３．１１　結論

本章では，拡張 TYPE-C 予測手法によって，砂杭が打設された軟弱粘土地盤，すなわち，複合地盤の圧密沈下メカニズムを考察するとともに，圧密沈下メカニズムに加え，応力分担および沈下低減特性に及ぼす改良率および載荷圧力増分の影響について検討した。

その結果，複合地盤の圧密沈下挙動は，砂杭および粘土のそれぞれの非線形力学挙動の

力学的相互作用によって支配されることを明かにした。次に，砂杭および粘土のそれぞれの力学的挙動に加え，圧密沈下メカニズムに及ぼす改良率と載荷圧力増分の影響を明らかにした。さらに，複合地盤の沈下低減メカニズムを解明したことに加え，砂杭と粘土との応力分担特性および複合地盤の沈下低減特性を明らかにした。

以下に，本章において得られた具体的な知見を列挙する。

1．複合地盤の圧密沈下挙動に関する模型実験に関する知見

1.1 模型実験において用いた砂および粘土について，それらの要素レベルでの力学挙動はそれぞれ拡張されたDrucker-Pragerの基準に基づく弾塑性モデルならびに松井・阿部によって提案された弾粘塑性モデルによって十分再現可能である。

1.2 模型実験において観察された挙動は既存の実験において観察された挙動と定性的に一致する。

2．模型実験に対するTYPE-C予測に関する知見

2.1 模型実験を再現した数値シミュレーションは，模型実験において観察された地表面沈下，粘土の過剰間隙水圧および砂杭と粘土それぞれの鉛直土圧について，それらの経時変化を全ての実験ケースにわたって忠実に再現している。すなわち，今回適用した手法による数値シミュレーションはTYPE-C予測として妥当である。

3．TYPE-C予測の結果に基づく複合地盤の圧密沈下メカニズムに関する知見

3.1 載荷過程における砂杭の応力について，載荷は瞬時に行われるため，砂杭周辺の粘土はほぼ非排水状態となる。それによる拘束効果によって砂杭の平均有効応力（p'）が増加する。

3.2 圧密過程における砂杭の応力について，圧密の初期段階では半径方向の垂直応力（σ_r^s）ならびに円周方向の垂直応力（σ_θ^s）はほとんど変化しないのに対し，鉛直方向の垂直応力（σ_z^s）は，砂杭と粘土との剛性の違いに起因する応力集中によって急激に増加する。このために一般化せん断応力（q）が増加し，砂杭は破壊状態に至る。この後，粘土の過剰間隙水圧（u_w）が消散するまで，砂杭は破壊状態を保ったまま，その各応力成分は増加する。

3.3 載荷過程における砂杭のひずみについて，載荷過程では複合地盤はほとんど沈下しないため，鉛直方向の垂直ひずみ（ε_z^s）はほとんど生じない。一方，周辺粘土の拘束効果によって砂杭は圧縮されるため，それぞれ圧縮の半径方向の垂直ひずみ（ε_r^s）および円周方向の垂直ひずみ（ε_θ^s）が生じる。その結果，砂杭には正（圧縮）の体積ひずみ（ε_{vol}）が生じる。

3.4 圧密過程における砂杭のひずみについて，砂杭が破壊状態に至るまでは各ひずみ成分はほとんど変化しない。しかし，砂杭が破壊状態に至った後，正のダイレイタンシー効果によって砂杭の体積はせん断ひずみ（γ）の増加に伴い膨張する。すなわち，負（膨張）の体積ひずみ（ε_{vol}）が生じる。ただし，鉛直方向の垂直ひずみ（ε_z^s）は増加，す

なわち圧縮方向であるが，半径方向の垂直ひずみ（ε_r^s）および円周方向の垂直ひずみ（ε_θ^s）は減少，すなわち膨張方向である。

3.5 砂杭の一般化せん断応力（q）とせん断ひずみ（γ）の関係について，載荷過程では，q およびγともにほとんど生じないが，圧密過程では，その初期段階においてqが急増し，砂杭は破壊状態に至る。砂杭が破壊状態に達した後，qのγに対する増加率は激減する。

3.6 載荷過程における粘土の応力について，各有効応力成分の変動はほとんど無く，載荷圧力増分（Δσ）とほぼ等しい過剰間隙水圧（u_w）が生じる。

3.7 圧密過程における粘土の応力について，砂杭が破壊状態に至るまでは各有効応力成分の変動はほとんど無く過剰間隙水圧（u_w）のみ減少する。砂杭が破壊状態に至った後，各有効応力成分はそれぞれu_wが消散するまで増加する。その間，有効応力経路はη_{k_0}線上を移動する。ただし，砂杭の体積膨張に起因する側方圧縮効果のため，粘土の応力状態は自然地盤のように鉛直方向の垂直有効応力（σ'^c_z）が最大であり，半径方向の垂直有効応力（σ'^c_r）と円周方向の垂直有効応力（σ'^c_θ）が等しく，かつ最小であるような応力状態ではなく，σ'^c_rまたはσ'^c_zが最大であり，σ'^c_θが最小であるような有効応力状態となる。

3.8 載荷過程における粘土のひずみについて，載荷過程ではほぼ非排水条件が保たれるため，圧密過程に比べ有為なひずみはほとんど生じない。

3.9 圧密過程における粘土のひずみについて，砂杭が破壊状態に至るまでは，有為なひずみはほとんど生じない。砂杭が破壊状態に達すると，鉛直方向の垂直ひずみ（ε_z^c）は増加，すなわち圧縮方向にひずみが急増する。一方，砂杭の体積膨張に起因する側方圧縮効果のため，半径方向の垂直ひずみ（ε_r^c）は増加，すなわち圧縮方向にひずみが増加する。一方，円周方向の垂直ひずみ（ε_θ^c）は減少，すなわち膨張方向のひずみが生じる。このため，粘土の状態はK_0条件を満足しない。

3.10 粘土の平均有効応力（p'）と体積ひずみ（ε_{vol}）の関係について，載荷過程および圧密過程を通じて砂杭が破壊状態に至るまでは，p'およびε_{vol}ともにそれぞれほとんど変化しない。砂杭が破壊状態に達した後，p'およびε_{vol}ともにぞれぞれ増加するが，その関係は１次元圧密状態におけるp'とε_{vol}の非線形関係にほぼ一致する。

3.11 載荷過程における複合地盤の沈下メカニズムについて，模型実験では複合地盤への載荷が瞬時に行われるため，粘土はほぼ非排水状態となる。このため，粘土の有効応力はほとんど変化せず，載荷圧力増分（Δσ）にほぼ等しい過剰間隙水圧（u_w）が生じる。一方，砂杭ではΔσにほぼ等しいかそれよりも小さな量の鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z^s$）が生じる。したがって，複合地盤全体としてはこの両者によってΔσを支持することになる。また，粘土はほぼ非排水状態であることに加え，砂杭の剛性が大きいため，載荷過程では沈下はほとんど生じない。

3.12圧密過程における複合地盤の沈下メカニズムについて，載荷が終了した直後から砂杭が破壊状態に至るまで，過剰間隙水圧（u_w）の消散によって地盤に転化される有効応力は，砂杭と粘土との剛性差に起因する応力集中のために砂杭においてのみ増加し，粘土ではほとんど増加しない。応力集中によって砂杭が破壊状態に達すると，砂杭による載荷圧力に対する支持メカニズムがモビライズする。このため，消散するu_wは粘土の有効応力にも転化されるようになる。また，砂杭による載荷圧力に対する支持メカニズムがモビライズすることによって複合地盤全体の沈下剛性も低下するため，複合地盤のひずみが急増する。ここで，砂杭は正のダイレイタンシーを有しているため，複合地盤の沈下によるせん断ひずみの増加に伴い，その体積を膨張させようとする。このため，砂杭周辺の粘土は側方から圧縮され，半径方向の垂直ひずみおよび垂直有効応力（それぞれε_r^cおよびσ'^c_r）が増加し，逆に，円周方向の垂直ひずみおよび垂直有効応力（それぞれε_θ^cおよびσ'^c_θ）は減少する。また，砂杭の体積膨張は，周辺粘土による拘束効果によって砂杭自身に作用する拘束圧力も増加させる。そのため，砂杭に作用している平均有効応力（p'）が増加する。ここで，砂杭は破壊状態に達しているため，破壊基準に基づく制約からp'の増加は一般化せん断応力（q）の増加をもたらし，その結果として鉛直方向の垂直応力（σ_z^s）の増加をもたらすこととなる。また，砂杭が破壊状態に達するのは載荷が終了した直後の圧密初期の段階であるため，圧密過程の大部分では，複合地盤の力学挙動は，砂杭の破壊による非線形圧縮せん断挙動と粘土の非線形体積圧縮挙動の力学的相互作用によって支配される。

4．改良率を変動パラメータとした拡張TYPE-C予測によって得られた知見

4.1 砂杭の応力に及ぼす改良率の影響について，載荷過程では改良率に関わらず平均有効応力（p'）が増加する。ただし，改良率が高いほど周辺粘土による砂杭に対する圧縮効果が小さく，また，載荷圧力に対する砂杭による直接的な支持効果が大きいため，一般化せん断応力（q）は改良率が高いほど大きい。一方，圧密過程では，砂杭が破壊状態に至るまでは応力集中効果により改良率が低いほど鉛直方向の垂直応力（σ_z^s）が顕著に増加する。これに対応してqも改良率が低いほど顕著に増加する。ただし，p'について，それは改良率が低い場合には粘土による圧縮効果によってqとともに増加するが，逆に改良率が高い場合にはqの増加に伴い減少する。なお，改良率の高低に関わらず砂杭は破壊状態に達するが，破壊に達した時点におけるσ_z^s，p'およびqは，砂杭に対する応力集中効果のため改良率が低いほど大きい。砂杭が破壊状態に達した後，粘土の過剰間隙水圧（u_w）の消散に伴い各応力成分は変化するが，最終的に粘土のu_wが消散した時点における各応力成分の変動量はいずれも改良率が低いほど大きい。

4.2 砂杭のひずみに及ぼす改良率の影響について，載荷過程および圧密過程を通じ，砂杭が破壊状態に至るまでは，砂杭の体積圧縮量は改良率が低いほど大きい。改良率に関わらず砂杭が破壊状態に至ると体積ひずみ（ε_{vol}）はせん断ひずみ（γ）の増加に対し

減少，すなわち砂杭の体積は膨張する。γに対するε_{vol}の減少率，すなわち，砂杭のγに対する体積膨張率は改良率が低いほど大きい。また，粘土の過剰間隙水圧（u_w）が消散した時点における各ひずみ成分の絶対量は改良率が低いほど大きい。

4.3 砂杭の一般化せん断応力（q）とせん断ひずみ（γ）の関係に及ぼす改良率の影響について，改良率に関わらず砂杭の破壊はγが非常に小さいレベルにおいて生じ，その後，γに対するqの増加率は急減する。ただし，改良率が低いほど砂杭が破壊状態に達する時点におけるqは大きく，また，粘土の過剰間隙水圧（u_w）が消散する時点におけるqとγも大きい。しかし，砂杭が破壊状態に達した後のγに対するqの増加率は改良率が高いほど大きい。このため，qとγの関係における非線形性は，改良率が低いほど顕著である。また，qとγの関係を線形近似すると，その見掛けのせん断剛性は改良率が低いほど低い。

4.4 粘土の応力に及ぼす改良率の影響について，載荷過程では粘土はほぼ非排水状態であるため，改良率に関わらず各有効応力成分はほとんど変化せず，過剰間隙水圧（u_w）のみが生じる。ただし，改良率が高いほど排水距離が短くなるため載荷中にu_wの消散が多少起こることに加え，載荷重に対する砂杭による直接的な支持効果が大きいことにより，載荷が終了した時点におけるu_wは改良率が高いほど載荷圧力増分よりも小さくなる。一方，圧密過程では，砂杭が破壊状態に達するまでは，改良率に関わらず各有効応力成分はほとんど変化せず，u_wのみが消散する。ただし，u_wの消散スピードは改良率が低いほど遅い。このため，砂杭が破壊状態に至った時点におけるu_wは改良率が高いほど小さい。砂杭が破壊状態に達した後，粘土の有効応力は増加しはじめる。特に，鉛直方向の垂直有効応力増分（$\Delta\sigma'^{c}_{z}$）は，砂杭が破壊状態に達した時点におけるu_wと対応しており，その増加量は改良率が低いほど大きい。なお，改良率に関わらず圧密中の有効応力経路はη_{K_0}線上を移動する。u_wが消散した時点における各有効応力増分は改良率が低いほど大きい。ただし，各有効応力増分の改良率に対する減少率について，$\Delta\sigma'^{c}_{z}$のそれは半径方向の垂直有効応力増分（$\Delta\sigma'^{c}_{r}$）のそれよりも顕著であるため，改良率が高くなると$\Delta\sigma'^{c}_{z}$よりも$\Delta\sigma'^{c}_{r}$の方が大きくなる。

4.5 粘土のひずみに及ぼす改良率の影響について，載荷過程および圧密過程を通じ，砂杭が破壊状態に達するまではひずみはほとんど生じない。砂杭が破壊状態に至った後，各ひずみ成分は変化し始めるが，過剰間隙水圧（u_w）が消散した時点におけるそれらに着目すれば，鉛直方向の垂直ひずみ（ε^{c}_{z}）は改良率が高くなるにつれ単調に減少するが，半径方向の垂直ひずみ（ε^{c}_{r}）は逆に増加する。また，円周方向の垂直ひずみ（ε^{c}_{θ}）はほとんど変化しない。

4.6 粘土の平均有効応力（p'）と体積ひずみ（ε_{vol}）関係に及ぼす改良率の影響について，改良率に関わらず砂杭が破壊状態に達するまではp'およびε_{vol}の両者共にほとんど変化しない。砂杭が破壊状態に達した後，p'とε_{vol}のいずれもが増加するが，改良率に関わ

らず両者の関係は，１次元圧密状態におけるp'とε_{vol}の非線形関係と一致する。ただし，改良率が高いほど生じるp'とε_{vol}は小さいため，見掛けの圧縮剛性は小さくなる。

4.7 複合地盤の力学挙動に及ぼす改良率の影響について，載荷過程では，載荷圧力増分は砂杭では砂杭自身によって，一方，粘土ではそれをu_wに転換することによって支持される。ただし，改良率が高いほど砂杭による直接的な支持効果が大きく，このため粘土に生じるu_wは小さくなる。一方，圧密過程では，砂杭が破壊状態に達するまでは，改良率の高低に関わらず応力集中効果のために粘土の過剰間隙水圧（u_w）の消散によって地盤に転化される応力は，砂杭のみにおいて生じ，粘土ではほとんど生じない。ただし，砂杭への応力集中効果は改良率が低いほど顕著である。砂杭への応力集中はやがて砂杭自身を破壊状態に至らしめるが，この時点まで残留しているu_wは改良率が高いほど小さい。なお，改良率が高いほど砂杭への応力集中の効果が低いにも関わらず，u_wの残留量が少ない理由は，載荷重に対する砂杭の支持能力は改良率が高いほど大きいためである。砂杭が破壊状態に至ると，複合地盤の沈下が顕著になり，砂杭および粘土それぞれのひずみに加え，粘土の有効応力も増加する。粘土の鉛直方向の垂直有効応力（σ'^{c}_{z}）と鉛直方向の垂直ひずみ（ε^{c}_{z}）に着目すれば，それらいずれの増加量も砂杭が破壊状態に至った時点において大きなu_wが残留していた改良率が低い場合ほど大きい。また，砂杭の体積膨張に起因する側方からの圧縮効果による粘土の半径方向の垂直有効応力（σ'^{c}_{r}）および半径方向の垂直ひずみ（ε^{c}_{r}）のそれぞれの増加量は，改良率が高いほど顕著である。つまり，改良率が高くなるほど載荷圧力増分によって直接的に粘土を圧縮させる効果は減少するが，砂杭の体積膨張に伴う側方圧縮効果によって間接的に粘土を圧縮させる効果は増加する。

5．載荷圧力増分を変動パラメータとした拡張TYPE-C予測によって得られた知見

5.1 砂杭の応力のに及ぼす載荷圧力増分の影響について，定量的には各応力成分の値は載荷圧力増分の大きさに対応して大きくなるが，定性的な挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響はほとんど無い。

5.2 砂杭のひずみに及ぼす載荷圧力増分の影響について，定量的には，各ひずみ成分の値は載荷圧力増分の増加に伴い大きくなるが定性的な挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響はほとんど無い。

5.3 砂杭の一般化せん断応力（q）とせん断ひずみ（γ）の関係に及ぼす載荷圧力増分の影響について，載荷圧力増分の大きさに関わらずそれは砂杭の破壊による顕著な非線形挙動を示す。当然のことながら，載荷圧力増分が大きいほど砂杭が破壊状態に達する時点におけるqは大きく，粘土の過剰間隙水圧（u_w）が消散する時点におけるqとγも大きい。また，砂杭が破壊状態に達した後のγに対するqの増加率は載荷圧力増分の大きさに関わらず，改良率が等しければほぼ等しい。また，qとγの関係を線形近似することによって得られる見掛けのせん断剛性は，改良率が低い場合には載荷圧力増分

が大きいほどそれは大きい。しかし，改良率が高くなると載荷圧力増分の大きさに関係なくほぼ一定になる。

5.4 粘土の応力に及ぼす載荷圧力増分の影響について，定量的には各応力成分の値は載荷圧力増分の大きさに対応して大きくなるが，定性的な挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響はほとんど無い。

5.5 粘土のひずみに及ぼす載荷圧力増分の影響について，定量的には各ひずみ成分の値は載荷圧力増分の増加に伴い大きくなるが，定性的な挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響はほとんど無い。

5.6 粘土の平均有効応力（p'）と体積ひずみ（ε_{vol}）の関係に及ぼす載荷圧力増分の影響について，載荷圧力増分の大きさに関わらずそれは１次元圧密状態における p' と ε_{vol} の非線形関係とほぼ一致する。ただし，載荷圧力増分が大きいほど大きな ε_{vol} と p' が生るため，粘土の ε_{vol} と p' の関係における非線形性は載荷圧力増分が大きいほど顕著となる。また，ε_{vol} と p' の関係を線形近似すれば，その見掛けの体積圧縮剛性は載荷圧力増分が大きいほど高い。

5.7 複合地盤の力学挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響について，載荷圧力増分の増加に伴い複合地盤の力学諸量は増加する。しかしながら，改良率が等しければ定性的な挙動については変化がない。すなわち，今回の解析で対象とした範囲内では，複合地盤の力学挙動に及ぼす載荷圧力増分の影響はほとんどない。

６．砂杭と粘土との応力分担特性に関する知見

6.1 砂杭に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^{s}_{z,m}$）は改良率が低いほど，また，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が大きいほど大きい。

6.2 砂杭に対する応力集中係数（μ_s）は改良率が低いほど大きい。また，それは載荷圧力増分が小さければ載荷圧力増分の増加に伴い徐々に減少し，その減少率は改良率が低いほど大きい。しかし，載荷圧力増分が大きくなるとほぼ一定になる。

6.3 粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^{c}_{z,m}$）は改良率が低いほど，また，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が大きいほど大きい。

6.4 応力低減係数（μ_c）は改良率が低いほど大きい。また，それは載荷圧力増分が小さければ載荷圧力増分の増加に伴い徐々に増加し，その増加率は改良率が高いほど大きい。しかし，載荷圧力増分が大きくなるとほぼ一定になる。

6.5 改良範囲に作用する載荷重のうち砂杭が受け持つ載荷重の割合を砂杭による荷重分担率（λ_s）として定義すれば，それは改良率が高くなるにつれて単調に増加する。また，改良率が30%程度であれば λ_s は約0.8であり，これ以上の改良率では改良範囲に作用する載荷重のほとんどを砂杭が支持することになる。さらに，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が小さければ λ_s は $\Delta\sigma$ の増加に伴い徐々に減少するが，$\Delta\sigma$ が大きくなると λ_s はほぼ一定になる。

6.6 改良範囲に作用する載荷重のうち粘土が受け持つ載荷重の割合を粘土による荷重分担率（λ_c）として定義すれば，それは改良率が高くなるにつれて単調に減少する。また，改良率が30%程度であればλ_cは約0.2であり，これ以上の改良率では改良範囲に作用する載荷重はほとんど粘土によって支持されない。さらに，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が小さければλ_cは$\Delta\sigma$の増加に伴い徐々に増加するが，$\Delta\sigma$が大きくなるとλ_cはほぼ一定になる。

6.7 砂杭と粘土との応力分担比（n_m）は改良率が高くなるにつれて単調に増加し，その増加率は載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が小さいほど大きい。また，n_mは$\Delta\sigma$の増加に伴い単調に減少するが，その減少率は改良率が高いほど大きい。

6.8 応力分担比（n_m）の特性は，砂杭および粘土それぞれの見掛けの剛性の比として解釈することが出来る。

7．複合地盤の沈下特性に関する知見

7.1 複合地盤の沈下量は改良率が低いほど，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が大きいほど大きい。

7.2 複合地盤の沈下量は砂杭に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^s_{z,m}$）の増加に伴い単調に増加する。同一の$\Delta\sigma^s_{z,m}$における沈下量は改良率が低いほど，また，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が小さいほど大きい。$\Delta\sigma^s_{z,m}$に対する沈下量の増加率は改良率が低いほど，$\Delta\sigma$が小さいほど大きい。

7.3 複合地盤の沈下量は粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^c_{z,m}$）の増加に伴い単調に増加する。同一の$\Delta\sigma^c_{z,m}$における沈下量は改良率が高いほど，また，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が大きいほど小さい。$\Delta\sigma^c_{z,m}$に対する沈下量の増加率は改良率が低いほど，また，$\Delta\sigma$が小さいほど大きい。

7.4 砂杭による沈下低減メカニズムは，改良範囲に作用する載荷重を支持し，粘土に作用する載荷重を低減させる直接的なメカニズムに加え，砂杭による側方からの圧縮によって鉛直方向および円周方向に粘土を膨張させる間接的なメカニズムの両者によって支配される。

7.5 砂杭による２つの沈下低減効果のうち，粘土に作用する載荷圧力を低減させることによる沈下低減効果を表現する指標として，１次元圧密状態にある無改良地盤に対し載荷圧力増分として粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^c_{z,m}$）が作用する際の沈下量（S^c_i）と載荷圧力増分として所定の載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が作用する際の沈下量（S_0）の比であるβ^cを用いれば，β^cは改良率が高くなるとともに単調に減少し，その減少率は$\Delta\sigma$が小さいほど大きい。一方，β^cは$\Delta\sigma$の増加に伴い単調に増加し，その増加率は$\Delta\sigma$が小さいほど，また，改良率が高いほど大きい。さらに，β^cは応力低減係数（μ_c）の増加に伴い単調に増加する。μ_cが等しい場合，改良率が低いほど，$\Delta\sigma$が小さいほどβ^cは小さい。最後にβ^cは応力分担比（n_m）の増加に伴い単調に減少し，その減少率はn_mが小さいほど大きい。また，両者の間には改良率や$\Delta\sigma$の大きさに関

わらずある固有な関係が存在することが示唆される。

7.6 砂杭による２つの沈下低減効果のうち，砂杭による側方からの圧縮に起因する沈下低減効果を表現する指標として，複合地盤の沈下量（S_i）と１次元圧密状態にある無改良地盤に対し載荷圧力増分として粘土に作用する鉛直方向の垂直応力増分の面積平均（$\Delta\sigma^c_{z,m}$）が作用する際の沈下量（S^c_i）との比であるβ^aを用いれば，β^aは改良率が高くなるのに伴って単調に減少する。改良率が高くかつ載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が小さい場合を除けば，両者の関係には$\Delta\sigma$の影響がほとんどない。すなわち，β^aは複合地盤が本質的に有している力学特性によって支配される。また，β^aは応力低減係数（μ_c）が大きくなるのにつれて単調に増加し，また，応力分担比（n_m）が大きくなるのにつれて単調に減少する。

7.7 一般的に用いられている沈下低減係数（β）はβ^cとβ^aの積として与えられる。βは改良率が高くなるとともに減少し，載荷圧力増分（$\Delta\sigma$）が大きくなるとともに増加する。改良率に対するβの減少率は載荷圧力増分が小さいほど大きく，載荷圧力増分に対するβの増加率は$\Delta\sigma$が小さいほど，また，改良率が高いほど大きい。また，βと応力低減係数（μ_c）は改良率の高低や載荷圧力増分の大きさに関わらずほぼ等しい。さらに，βは応力分担比（n_m）が大きくなるのにつれて単調に減少し，その減少率はn_mが小さいほど大きい。

7.8 砂杭および粘土両方ともに非線形力学挙動を示すことに加え，両者の力学的相互作用が複合地盤の沈下メカニズムに重大な影響を及ぼすことから，砂杭および粘土を見掛け上の弾性体としてm_v法を適用して得られるβ，改良率および応力分担比（n_m）の関係式は複合地盤の沈下挙動を表現出来ない。

参考文献 （第３章）

1) 北詰昌樹 (1994)：低置換率ＳＣＰ工法の開発と港湾工事への適用，*土と基礎*，vol. 42, No. 2, pp.31-36.

2) 村山朔郎，末松直幹，松岡元 (1972)：砂柱の応力～ひずみ関係を考慮した複合地盤の解析，*第７回土質工学研究発表会*，pp.399-402.

3) 村山朔郎，松岡元，加茂一郎 (1973)：土の応力～ひずみ関係にもとづいた複合地盤の解析（第２報），*第８回土質工学研究発表会*，pp.407-410.

4) 村山朔郎，松岡元，岩崎光男 (1974)：土の応力ーひずみ関係にもとづいた複合地盤の解析（第３報），*第９回土質工学研究発表会*，pp.449-452.

5) 山口柏樹，村上幸利 (1977)：複合地盤の応力分担比について，*第１２回土質工学研究発表会*，pp.543-546.

6) 山肩邦男，福本和正 (1982)：複合地盤における砂杭部と粘土部の応力分担比について，*第１７回土質工学研究発表会*，pp.2417-2420.

7) 福本和正，山肩邦男 (1983)：複合地盤の応力分担に関する一模型実験，*第１８回土質工学研究発表会*，pp.1473-1474.

8) 福本和正，山肩邦男 (1984)：複合地盤の応力と変形に関する模型実験，*第１９回土質工学研究発表会*，pp.1557-1560.

9) 福本和正，山肩邦男 (1984)：複合地盤中の砂杭部と粘土部の分担する応力について，*複合地盤の強度と変形に関するシンポジウム発表論文集*，pp.139-146.

10) 大木仁史，張恵文，稲田倍穂 (1982)：砂杭を設置した粘性土の圧密性状と応力分担，*第１７回土質工学研究発表会*，pp.2421-2424.

11) 八木則男，榎明潔，矢田部龍一，武智修，熊本守 (1984)：複合地盤の圧密時の力学特性について，*第１９回土質工学研究発表会*，pp.1555-1556.

12) 八木則男，榎明潔，矢田部龍一 (1984)：砂杭を用いた複合地盤の力学特性に関する模型実験，*複合地盤の強度と変形に関するシンポジウム発表論文集*，pp.147-152.

13) 榎明潔，八木則男，矢田部龍一 (1985)：砂杭への応力集中に関する解析，*第２０回土質工学研究発表会*，pp.1647-1648.

14) 榎明潔，八木則男，矢田部龍一，彦坂章仁 (1985)：複合地盤要素の圧密時の砂杭への応力集中，*第２０回土質工学研究発表会*，pp.1649-1650.

15) 榎明潔，八木則男，矢田部龍一 (1986)：複合地盤要素の圧密時の砂杭への応力集中，土木学会論文集，No. 376/III-6, pp.201-209.

16) 吉國洋，前邦彦，松方健治 (1984)：砂柱を含む粘土供試体の非排水３軸圧縮試験，*複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集*，pp.119-124.

17) 北詰昌樹，宮島正悟，山本浩司 (1995)：未貫通サンドドレーン改良地盤の圧密に関す

る模型実験，*第３０回土質工学研究発表会*，pp.473-476.

18) 鄭鐘範，森脇武夫，日下部治，佐藤芳男，住岡宣博，福原和顕，三宅健一 (1996)：未貫通のＳＣＰ模型地盤の圧密挙動，*第３１回地盤工学研究発表会*，pp.631-632.

19) 平尾寿雄 (1984)：締固め砂杭の応力分担比に関する現場載荷実験に基づく考察，*複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集*，pp.125-124.

20) 井上年行，向井雅司，小場善助 (1984)：低置換のサンドコンパクションで改良された地盤の変形特性，*複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集*，pp.129-134.

21) 末松直幹，坪井英夫 (1984)：複合地盤の応力分担比に関する考察，*複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム*，pp.165-169.

22) 石崎仁，松岡元，中井照夫 (1989)：”砂杭を含む粘土”の軸対称応力下の応力・変形特性，*土木学会論文集*，No.406/III-11, pp.127-136.

23) 石崎仁 (1992)：杭状改良地盤の非排水載荷時の応力・変形解析，*土木学会論文集*，No.448/III-19, pp.53-62.

24) 石崎仁 (1992)：複合地盤の準三次元圧密変形解析，*土木学会論文集*，No.457/III-21, pp.137-145.

25) 石崎仁 (1994)：多数並列した杭状改良地盤の縮約解析法，*土木学会論文集*，No.505/III-29, pp.151-160.

26) 小田和広，松井保 (1999)：低置換率の砂杭によって改良された軟弱粘土地盤の応力分担メカニズム，*土木学会論文集*，III-48, No. 631, pp.339-353.

27) 松井保，小田和広，萬木宣夫，赤井智明 (1994)：模型実験によるサンドパイル打設地盤の応力分布に関する研究，*第２９回土質工学研究発表会*，pp.2129-2130.

28) 地盤工学会編 ：*軟弱地盤対策工法*，1988.

29) Ortiz, M. and Simo, J. C. (1986) : An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 23, pp.353-366.

30) Matsui, T., Oda, K. and Nabeshima, Y. (1996) : Analytical study on settlement behavior of soft ground improved by SCP, *Proceedings of ISOPE '96*, Vol.4, pp.582-587.

31) 松井保，小田和広，萬木宣夫，平井孝志 (1995)：サンドパイルが打設された模型地盤の載荷実験シミュレーション，*第３０回土質工学研究発表会*，pp.2155-2158.

32) Matsui, T. and Abe, N. (1985) : Elaso/viscoplastic constitutive equation of normally consolidated clays based on flow surface theory, *Proceedings of 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Vol. 1, pp. 407-413.

33) 三村衛，関口秀雄，柴田徹 (1990)：海底地盤の変形解析　－弾粘塑性構成式の適用例－，*土と基礎*，vol.38, No.7, pp.13-18.

34) Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S. (1983) : The permeability of natural soft clays, part II : permeability characteristics, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, No.3, pp.645-660.

35) Matsui, T., Oda, K. and Nabeshima, Y. (2001) : Non-linear mechanism and performance of clay-sand column system, *Proceedings of 15th ICSMGE*, Vol.3, pp.1803-1806.

36) 松井保，小田和広，平井孝志 (1996) : サンドパイルによって改良された粘土地盤の応力分担メカニズム , *第３１回地盤工学研究発表会*, pp.1495-1496.

37) 小田和広，松井保，柳承庚 (2000) : 低置換率のＳＣＰによって改良された粘土地盤の応力分担特性 , *第３５回地盤工学研究発表会*, pp.1379-1380.

38) 小田和広，松井保，柳承庚 (2000) : 数値シミュレーションによる複合地盤の沈下特性に関する研究 , *土木学会第５５回年次学術講演会講演概要集*, III-B 198 (CD-ROM).

39) 小田和広，松井保，鍋島康之，柳承庚，竹口直樹 (2002) : サンドコンパクションパイルによる軟弱粘土地盤の沈下低減機構 , *第３７回地盤工学研究発表会*, pp.1081-1082.

40) 小田和広，松井保，竹口直樹 (2002) : サンドコンパクションパイルによって改良された粘土地盤の沈下特性 , *土木学会第５７回年次学術講演会講演概要集*, III 部門 , pp.137-138.

第４章　薄層支持杭の鉛直支持特性

４．１　概説

近年の土木構造物の巨大化に伴い，これを支える基礎構造物も大規模化している。なかでも杭基礎の場合，上部構造物の荷重を支持地盤に円滑に伝達するだけでなく，地震時に作用する水平力に対する耐力増強のための大口径化が図られている。ところで，多くの大都市が建設されている臨海部の地盤は，基本的に粘土層と砂礫層の互層によって構成されており，基礎の支持層とみなすことのできる堅く締まった砂礫層の層厚も有限である場合がほとんどである。このため，杭の大口径化は，杭径に比して十分な層厚を有する良好な支持層の確保を困難なものにしている。したがって，杭の鉛直支持力に及ぼす層厚の影響を明らかにすることは，大口径を有する杭の合理的な設計において必要不可欠であると考えられる。

有限であるが硬く締まった砂質系の地層の下に厚く軟弱な粘土層が存在する，いわゆる”２層地盤”上の浅い基礎の鉛直支持力については，古くから検討がなされている。山口[1]は，上部砂層が基礎によって押し抜かれるように変形するパンチングせん断破壊および下部粘土層における破壊が支配的な分散破壊の２種類の破壊モードを仮定し，それぞれの破壊モードに対する支持力式を提案している。Meyerhof[2]は，パンチングせん断破壊に基づく２層地盤の支持力式を提案した。彼の提案式では，パンチングせん断面に対して垂直に作用する応力の影響が受働土圧との関係に基づいて考慮されている。そして，この提案式は模型実験や現場計測を通じて検証されている。また，Meyerhof and Hanna [3]は，傾斜荷重を受ける２層地盤の支持力について検討を行っている。さらに，Hanna[4]は，強固な砂層と緩い砂層によって構成される２層地盤の支持力式を提案し，これを室内模型実験によって検証している。加倉井ら[5]は，一連の室内模型実験を通じて，基礎の貫入に伴う２層地盤の変形パターンを追跡し，基礎底面下の砂層の厚さと地盤の破壊メカニズムとの関係について検討した。Craig and Chua[6]は，薄い砂層と粘土層によって構成される地盤に対する基礎の貫入の問題を遠心載荷実験によって検討した。Madhav and Sharma[7]は，上部砂層による応力分散効果を考慮し，下部粘土層の破壊に基づく２層地盤の支持力式を提案している。Michalowski and Shi[8]は，上界値計算により２層地盤の支持力について考察し，上部砂層の内部摩擦角と下部粘土層の非排水強度のコンビネーションにより破壊領域が変化することを指摘した。そして，一連の数値計算に基づくデザインチャートを提案している。Okamuraら[9),10]は，遠心模型実験によって２層系地盤の支持力特性を検討した。そして，上部砂層の支持力と下部粘土層の支持力の関係から，パンチングせん断破壊が支配メカニズムである場合の条件を明らかにしている。また，極限釣合い解析法に基づく２層系地盤の支持力式

を提案している。

一方，２層地盤に支持される深い基礎の鉛直支持力，特にその先端支持力については以下のような研究が行われている。Meyerhof and Valsangkar[11]は，下部軟弱層の極限支持力と支持層が完全である場合の極限支持力を用いた支持力式を提案している。山口[12]は，自らが提案した２層地盤上の浅い基礎の支持力に関する考え方[1]を深い基礎にも拡張した。山口の考え方では，杭の先端から伝達される荷重によってパンチングせん断面に垂直に作用する応力の増加が弾性論に基づき考慮されている。Meißner ら[13]は，有限要素法による一連の数値解析により２層地盤に支持される杭の支持力について検討した。その結果，支持層厚が杭径の４倍以下であれば急激な支持力の低下が生じ，特に支持層厚が杭径の２倍以下であれば，パンチングせん断破壊が支配的な支持メカニズムであることを明らかにしている。

本章では，薄層支持杭の鉛直支持特性，特に杭先端での支持メカニズムとその特性を拡張 TYPE-C 予測手法によって検討する。まず，異なる工法で施工された２種類の薄層支持杭の現場載荷試験に対する TYPE-C 予測を通じ，薄層支持杭の支持メカニズム，特に杭先端での支持メカニズムについて検討する。次に，支持層厚を変動パラメータとした拡張 TYPE-C 予測を通じ，薄層支持杭の支持力特性に及ぼす層厚の影響について考察するとともに，先端支持力に対する実務的な評価方法についても検討する。

４．２　薄層支持杭の現場載荷試験

４．２．１　ＲＣ場所打ち杭

a. 地盤構成　　薄層に支持されるＲＣ場所打ち杭の現場載荷試験[14]は大阪府貝塚市の脇浜地区において行われた。図 -4-2-1 は載荷試験が行われた現場の地盤構成と杭の配置を示している。現場の地盤は，地表部分が埋土，埋土下端から約 7m の深度までが完新世，いわるゆ沖積世における堆積物によって構成されている。完新世の堆積物の下には，更新世の堆積物が存在している。特に，大阪層群と呼ばれる深度約 20m 以深の地盤は，厚い粘土層と薄い砂礫層の互層によって構成されている。

載荷試験が行われた杭は，直径 1.2m，長さ 36.3m の鉄筋コンクリート杭であり，ベノト工法で施工された。杭は地表面から約 36m の深度の位置にある層厚約 1.8m の砂礫層に約 0.6m の根入れで打設されている。このため，杭先端以下の支持層の厚さは杭径とほぼ等しい約 1.2m となっている。

b. 計測項目　　杭体に作用する軸力の深度分布を計測するために，杭体内部には鉄筋計が埋め込まれた。図 -4-2-2 はその鉄筋計の位置を示している。鉄筋計は地盤層序の変化と対応するように設置された。図 -4-2-3 は杭先端付近の地盤の変位を測定するための計器の設置位置を示している。杭先端直下には，杭の中心軸の延長線上に鉛直変位を測定するた

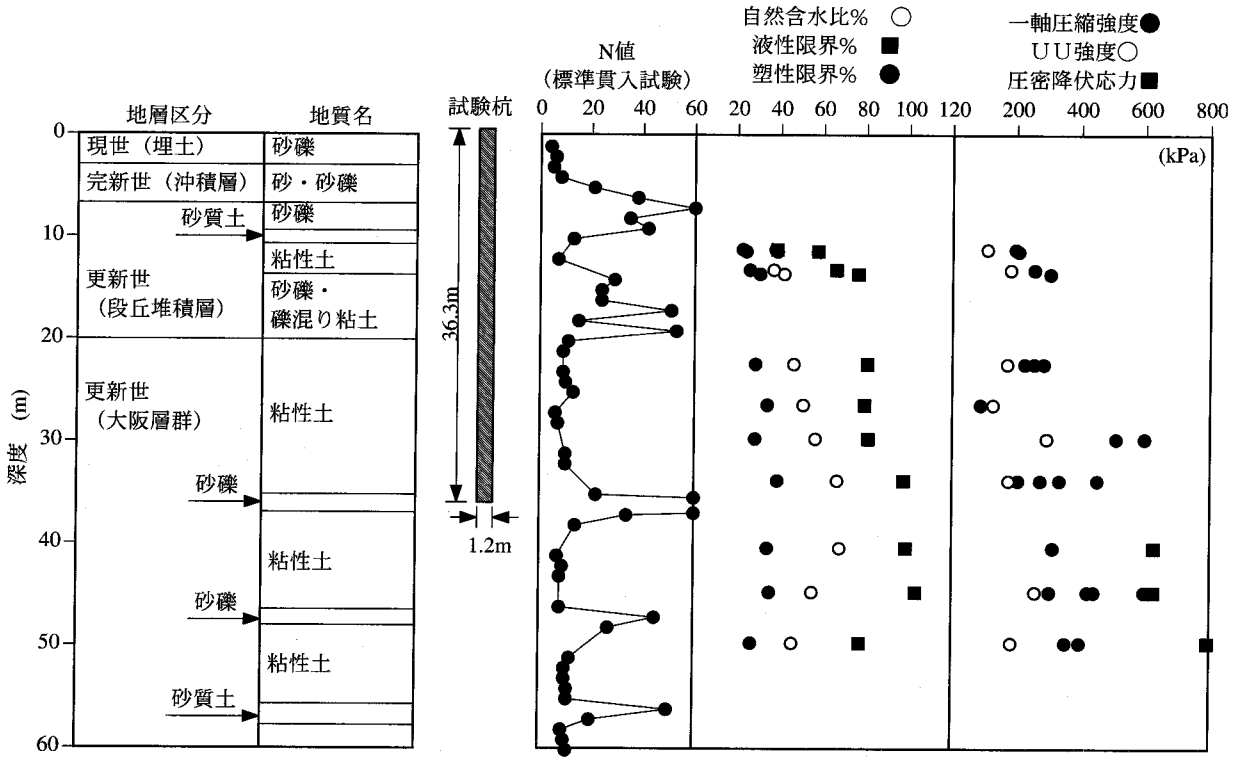


図-4-2-1　地盤構成と杭の配置（ＲＣ場所打ち杭）

めのワイヤ式変位計が設置された。また，杭中心軸からの半径が1.5mである同心円上に削孔された８つの測定孔のうち，それぞれ４つづつの測定孔を使用し，鉛直変位を測定するためのワイヤ式変位計と水平変位を測定するための挿入式傾斜計が設置された。また，杭頭には鉛直荷重を測定するロードセルと沈下量を測定する変位計が設置された。

表-4-2-1は測定項目と測定機器についてまとめている。これらの項目の測定については，デジタルひずみ測定器とパーソナルコンピュータを組み合わせた計測・記録システムにより，自動的にデータ収集およびその処理が行われた。

c. 試験方法　　荷重の載荷は荷重制御法による多サイクル方式によって行われた。図-4-2-4は載荷方法を示している。処女荷重は0.98MNづつ増加させ，各段階で２時間保持した。また，3.92MNの載荷重のときに１４日間の長期載荷試験が行われた。

４．２．２　中掘り鋼管杭

a. 地盤構成　　中掘り鋼管杭の現場載荷試験[15]は，大阪府高石市の浜寺公園に隣接する浜寺水路内において行われた。図-4-2-5は載荷試験が行われた現場の地盤構成と杭の配置を示している。地盤は粘土層，砂層および砂礫層の複雑な互層であり，明らかに支持層と見なすことのできる厚く締まった砂層または砂礫層は存在していない。

載荷試験が行われた杭は，外径1.0m，厚さ19mm，長さ34.0mの鋼管杭であり，中掘り工法によって施工された。杭は地表面から約28mの深度にある非常によく締まった砂礫層上に設置された。杭の先端部分から下方に向かって長さ約1m，および上方の鋼管杭内の約

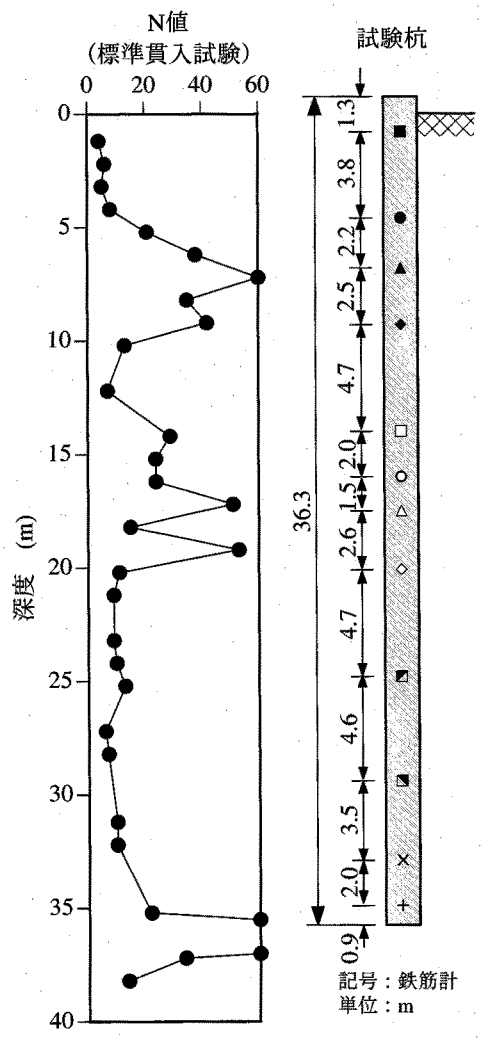


図-4-2-2　鉄筋計の設置位置（ＲＣ場所打ち杭）

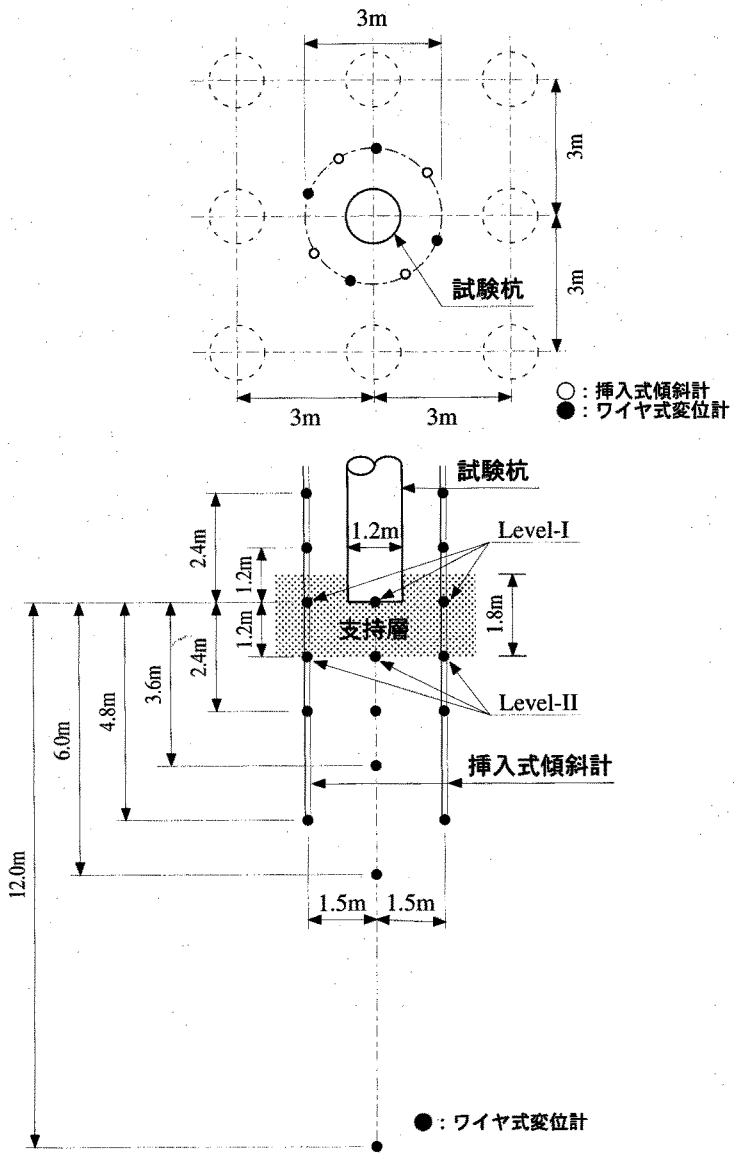


図-4-2-3　杭先端付近の地盤変位測定用計器の設置位置（ＲＣ場所打ち杭）

4mの部分にわたって根固めコンクリートが打設されている。なお，根固めコンクリートの施工は高圧噴出工法によって行われた。

b. 計測項目　　図-4-2-6は杭体に設置された各種測定装置の位置を示している。杭頭には変位計が，また，杭周面には杭に作用する軸力を計測するためのひずみ計が設置された。ひずみ計の設置位置は地盤層序と対応するように決定された。ひずみ計は同一深度において４個づつ配置されており，それらの平均値によって杭体に働く軸力を決

表-4-2-1　測定項目と測定機器（ＲＣ場所打ち杭）

測定項目	計測機器	測定点数量
杭頭における載荷重	圧力変換器	６台
	ひずみ測定器	１台
杭頭における沈下量	変位計	４点
杭体内の応力	鉄筋計	３４点
杭先端での応力	応力計	１点
杭先端部地盤の変位	ワイヤ式変位計	５孔
	挿入式傾斜計	６孔

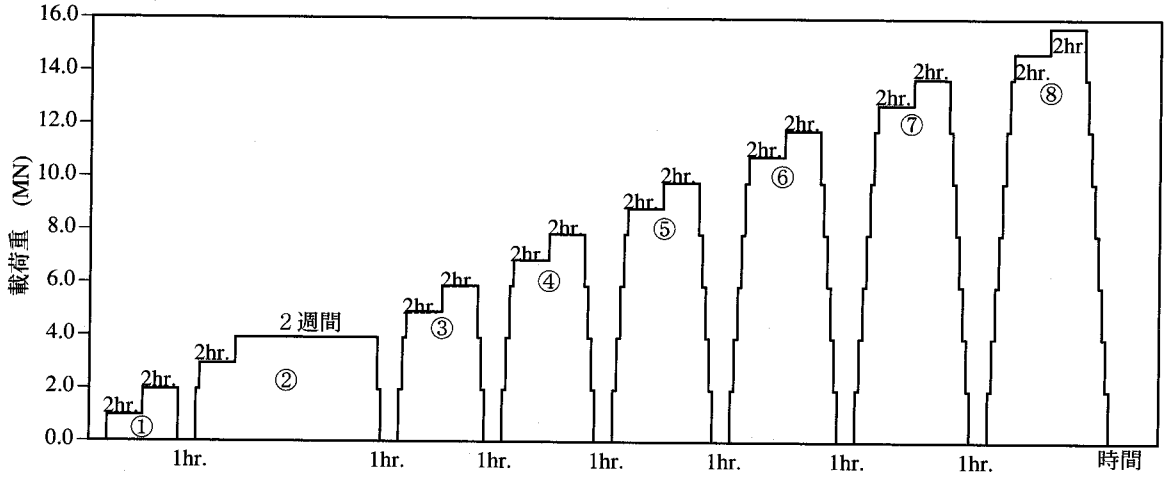


図 -4-2-4　載荷方法（ＲＣ場所打ち杭）

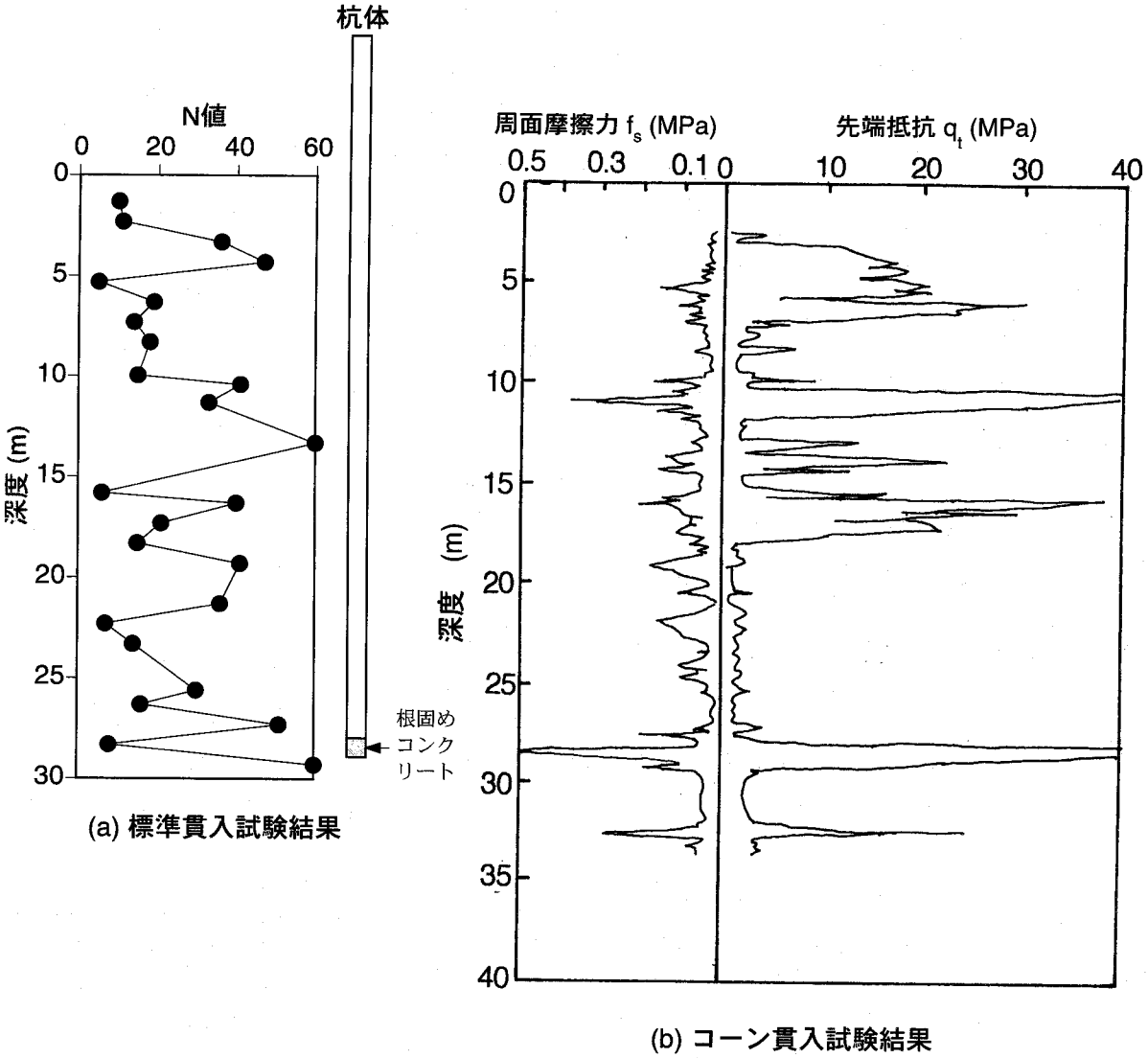


図 -4-2-5　地盤構成と杭の配置（中掘り鋼管杭）

定した。図 -4-2-7 は杭先端直下における地盤の鉛直変位を計測するためのワイヤ式変位計の設置位置を示している。なお，鉛直変位の測定点は根固めコンクリート内にも設置されており，杭先端での沈下量を代表している。

表 -4-2-2 は測定項目と測定機器についてまとめている。これらの項目の測定とそのデータ処理は，デジタルひずみ測定器とパーソナルコンピュータを組み合わせた測定・記録システムにより自動的に行われた。

c. 試験方法　荷重の載荷はＲＣ場所打ち杭の場合と同様に，荷重制御法による多サイクル方式によって行われた。図 -4-2-8 は載荷方法を示している。荷重は 0.98MN づつ急速に増加させたが，処女荷重の場合，各段階で２時間保持された。また，載荷重が 1.96MN のときに１４日間の長期載荷試験が行われた。

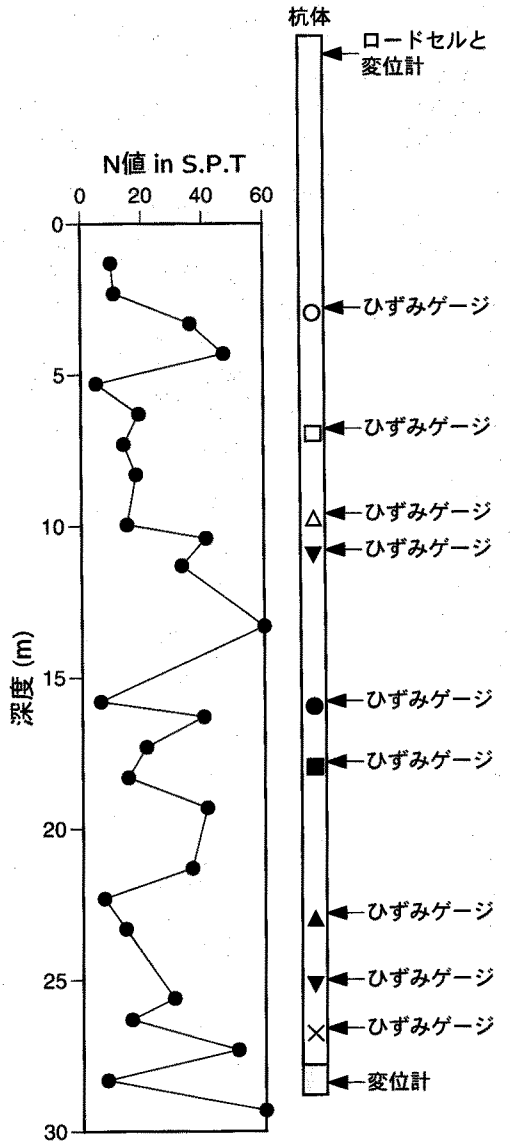


図 -4-2-6　杭体に設置された測定計器とその設置位置（中掘り鋼管杭）

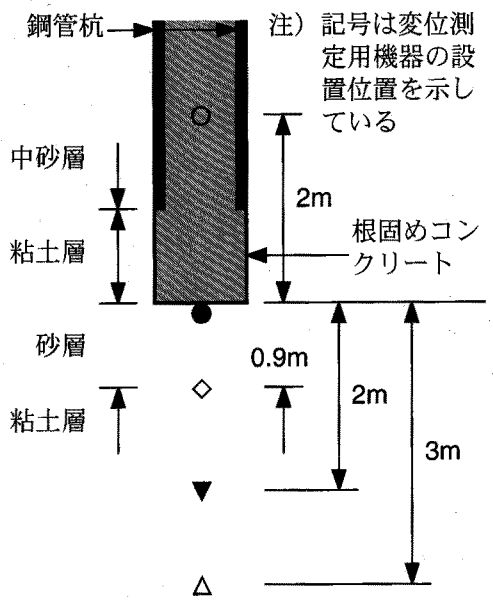


図 -4-2-7　根固めコンクリートおよび杭先端直下の地盤における沈下測定用計器の設置位置（中掘り鋼管杭）

表 -4-2-2　測定項目と測定機器（中掘り鋼管杭）

測定項目	計測機器	測定点数量
杭頭における載荷重	圧力変換器	４台
	ひずみ測定器	１台
杭頭における沈下量	変位計	４点
杭先端における沈下量	変位計	２点
杭体ひずみ	ひずみ計	４０点
杭先端部地盤の変位	ワイヤ式変位計	１０点
	多段式傾斜計	３３点

４．３　現場載荷試験のモデル化

４．３．１　解析手法

TYPE-C 予測のための数値シミュレーションには，弾塑性軸対称圧密有限要素法（付録Ａ．１参照）を用いた。なお，計算に当たってはサブストラクチャー法（付録Ａ．５参照）を適用することにより，効率化を図っている。

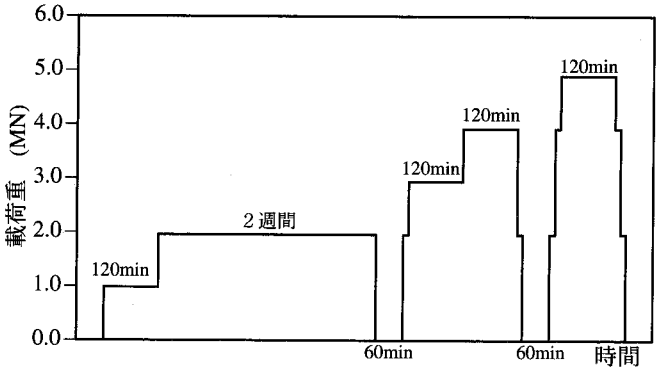


図 -4-2-8　載荷方法（中掘り鋼管杭）

４．３．２　解析モデル[16)17)]

図 -4-3-1 および -4-3-2 は，それぞれＲＣ場所打ち杭とその支持地盤および中掘り鋼管杭とその支持地盤に対する解析モデルを示している。現場載荷試験では鉛直荷重しか載荷しないため，杭および地盤における力学挙動は杭の中心軸に対する軸対称であると考えられる。このため，解析では，杭の中心軸を中心軸とする軸対称問題として取り扱うことにした。解析モデルでは，半径方向の解析範囲を杭の直径の１０倍までとし，鉛直方向のそれを杭先端または根固めコンクリート底面から杭の直径の１０倍まで下方とした。変位に関する境界条件は，地表面では完全に自由，モデルの底面では完全固定とした。また，側面では側方のみを固定し，鉛直方向を自由にした。過剰間隙水圧に関する境界条件について，側面では，粘土層の場合は非排水，砂及び砂礫系の地層の場合は排水条件とした。なお，モデル底面では非排水条件とした。最後に，数値シミュレーションでは，現場載荷試験で行われたような荷重制御方式による多サイクル方式を忠実に再現せず，杭頭に微少な強制変位を段階的に作用させ，解析を進めている。

４．３．３　杭体の力学モデルとパラメータ

ＲＣ場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者とも，杭本体および根固めコンクリートは地盤材料と比較して強度および剛性が非常に大きいため，線形弾性体としてその力学挙動をモデル化した。そして，その力学パラメータである弾性係数とポアソン比は，以下のように値を決定した。

（１）ＲＣ場所打ち杭

ＲＣ場所打ち杭の場合，次式によってその弾性係数を決定した。

$$E_m = \frac{E_{sb}A_{sb} + E_cA_c}{A} \qquad (4\text{-}3\text{-}1)$$

ここに，E_m は解析モデルにおける杭の弾性係数，E_{sb} および E_c はそれぞれ鉄筋およびコンクリートの弾性係数，A_{sb} および A_c はそれぞれ鉄筋およびコンクリートの断面積，ならびにＡは杭体の断面積である。表 -4-3-1 は杭体からサンプリングされたコンクリートコアの圧縮試験結果を示している。圧縮試験から得られた強度および弾性係数には多少ばらつき

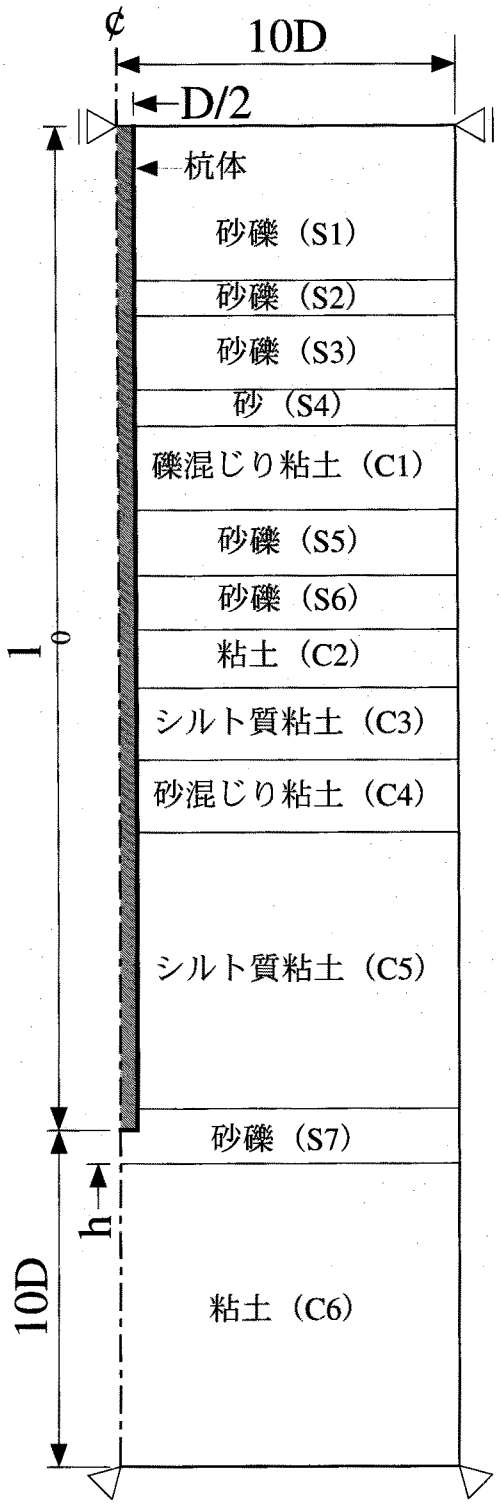


図-4-3-1　解析モデル（ＲＣ場所打ち杭）

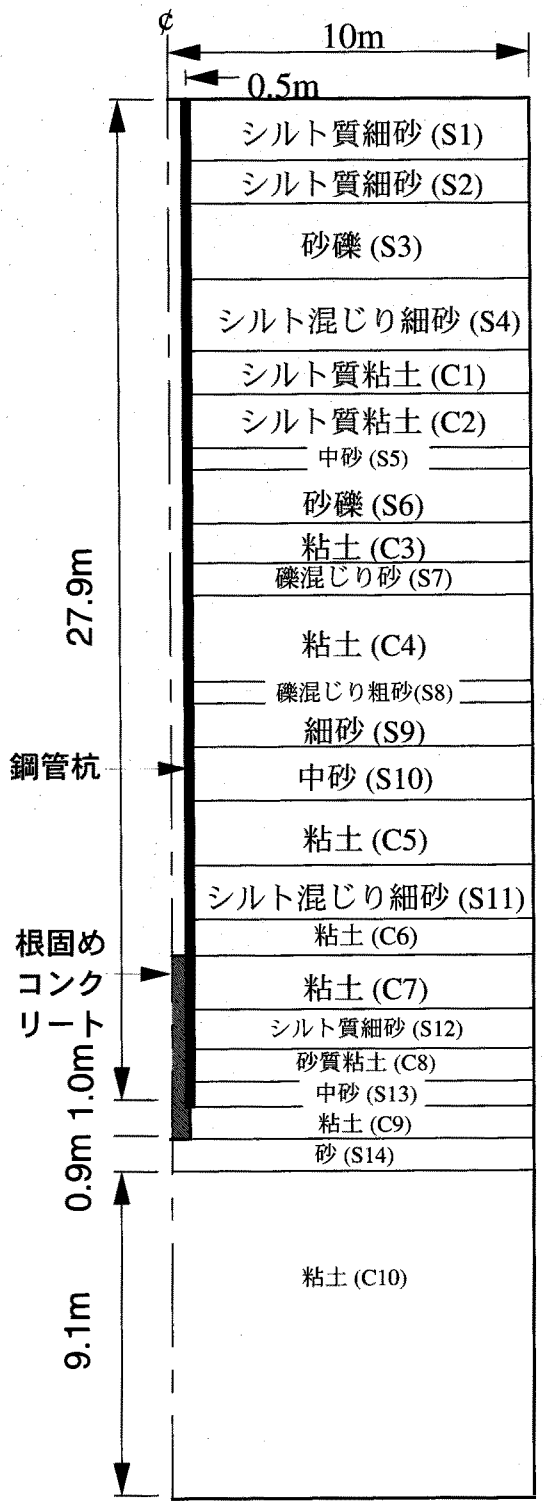


図-4-3-2　解析モデル（中掘り鋼管杭）

が見られる。しかしながら，いずれの値も一般的に考え得る地盤材料の強度や剛性よりもかなり大きい。このため，杭体の強度及び剛性の変化は解析結果に有意な影響を与えないと考えた。したがって，杭は均一であると仮定した。そのため，E_c としては圧縮試験から得られた弾性係数の算術的な平均値を選んだ。また，E_{sb} としては，一般的な鋼の弾性係数

表-4-3-1　コンクリートの圧縮試験結果（ＲＣ場所打ち杭）

Sample No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Depth (m)	1.20	5.30	7.30	9.80	13.20	15.40	17.00	19.35	25.20	27.80	33.20	34.80
Height (mm)	199.6	203.0	207.7	204.1	203.1	203.2	199.2	200.5	195.0	197.5	196.8	196.9
Diameter (mm)	94.60	94.60	94.60	94.60	94.60	94.60	94.60	94.60	94.60	94.50	94.60	94.60
Strength (MPa)	21.95	42.14	43.61	45.08	40.18	45.08	52.92	49.00	19.89	51.74	41.94	49.00
Elastic modulus (GPa)	6.125	22.64	24.50	18.82	14.90	18.82	14.01	20.40	13.62	15.97	18.13	16.37

を選んだ。表-4-3-2は決定された解析モデルにおける杭体の弾性係数を示している。

表-4-3-2　杭体の換算弾性係数（ＲＣ場所打ち杭）

E_{sb} (GPa)	E_c (GPa)	A_{sb} (m^2)	A_c (m^2)	A (m^2)	E_m (GPa)
2.058×10^2	17.03	1.542×10^{-2}	1.116	1.131	19.60

（２）中掘り鋼管杭

中掘り鋼管杭の場合，杭本体の鋼管と先端部分の根固めコンクリートを別々にモデル化した。解析モデルにおける鋼管の弾性係数は現実の杭と解析モデルとで鉛直方向の剛性が一致するように次式によって決定した。

表-4-3-3　根固めコンクリートの圧縮試験結果（中掘り鋼管杭）

Sample No.	Depth (m)	Strength (MPa)	Elastic modulus (GPa)
1	25.8	6.47	10.88
2	26.2	6.03	9.60
3	26.4	4.70	10.68
4	27.8	6.52	13.62
5	28.2	4.85	12.25

$$E_m = \frac{E_{sp}A_{sp}}{A_m} \qquad (4\text{-}3\text{-}2)$$

ここに，E_mは解析モデルにおける鋼管の弾性係数，E_{sp}は実際の鋼管の弾性係数，A_{sp}およびA_mはそれぞれ実際ならびに解析モデルの鋼管の断面積である。また，根固めコンクリートの弾性係数は，表-4-3-3に示す根固めコンクリートからサンプリングされたコンクリートコアの圧縮試験結果に基づき，そのその算術平均値を選んだ。

４．３．４　地盤材料の力学モデルとパラメータ

数値シミュレーションでは，地盤材料に対する力学モデルを土質区分に基づいて選んだ。地表面からの深度が浅い部分は弾性体として，その力学挙動をモデル化した。この部分を除き，砂礫および砂については，応力状態が破壊基準を満たすまではtij-sand model[18]（付録Ａ．２．２（２）参照），破壊基準を満たした後はDrucker-Pragerの基準に基づく弾塑性モデル（付録Ａ．２．４（２）参照）によってその力学挙動をモデル化した。一方，粘性土については，限界状態に達するまでは松井・阿部によって提案された弾塑性モデル[19]（付録Ａ．２．３（３）参照），限界状態に達した後はvon Misesの基準に基づく弾塑性モデルによってその力学挙動をモデル化した。さらに，杭と地盤との境界部分にはジョイント要素（付録Ａ．４参照）を配置し，杭体と地盤との境界面における不連続性を考慮した。

力学モデルのパラメータは以下のようにしてその目安となる値を決定した。ただし，これらのパラメータのうちのいくつかは載荷試験の結果をできる限り忠実に再現できるように調整されている。

（１）表層土

弾性体としてモデル化された表層土の弾性係数（E）について，標準貫入試験におけるN値を用い，次式[20]によって深度毎に決定した。

$$E = 28N \quad (\mathrm{kgf/cm^2}) \tag{4-3-3}$$

（２）砂礫および砂

i) tij-sand model[18]におけるパラメータ

tij-sand modelは６つの力学パラメータを有している。本来ならば，これらのパラメータは三軸試験などの力学試験によって決定されるべきである。しかし，現場載荷試験に先立って行われた砂礫および砂層に対する地盤調査では，標準貫入試験，コーン貫入試験および孔内水平載荷試験などの原位置試験のみが行われ，室内での力学試験は行われなかった。このため，各種の土質定数との近似式が数多く提案されている標準貫入試験におけるN値に基づきパラメータの概略値を決定した。そして，解析結果が実測結果を的確に再現できるようにそれらの値を調整した。

a. 破壊時における主応力比（R_f）　R_fは破壊時における主応力比であり，内部摩擦角（ϕ）と次のような関係がある。

$$R_f = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \tag{4-3-4}$$

ここでは次の近似式[20]を用い，N値からϕを決定し，その値を式(4-3-4)に代入することにより，R_fを決定した。

$$\phi = \sqrt{15N} + 15 \tag{4-3-5}$$

b. 圧縮及び膨潤曲線に関するパラメータ（C_t, C_eおよび m）　C_t, C_eおよび m は等方圧縮試験における載荷時および除荷時の体積ひずみと平均主応力の関係から決定すべきパラメータである（付録　図-A-2-1参照）。C_tおよびC_eについては以下のような方法で概略値を設定した。すなわち，C_e，m および弾性係数（E）の間には次式のような関係がある（付録Ａ．２．２（２）参照）。

$$C_e = \frac{P_a{}^m}{mKp'^{\,m-1}} = \frac{3(1-2\nu_e)P_a{}^m}{mEp'^{\,m-1}} \tag{4-3-6}$$

ここに，K，ν_e，P_aおよび p' はそれぞれ，体積弾性係数，ポアソン比，大気圧ならびに平均主応力である。m を 0.3 と仮定する[18]とともに，深度毎の弾性係数が式(4-3-3)によって与えられると仮定すれば，C_eを決定することができる。ただし，p' は次式によって与えるものとする。

$$p' = \frac{1+2K_0}{3}\sigma'_v \qquad (4\text{-}3\text{-}7)$$

ここに，K_0およびσ'_vはそれぞれ静止土圧係数ならびに土被り圧である。

一方，C_tは次式を目安にして決定した。

$$C_t = 1.15C_e \qquad (4\text{-}3\text{-}8)$$

c. ダイレイタンシーに関するパラメータ（αおよびD_f）　αおよびD_fについては従来から行われている地盤調査結果との関係が示されていないため，文献[18),21),22)]を参考にし，その値を決定した。

ii) 拡張されたDrucker-Pragerの基準に基づく弾塑性モデルにおけるパラメータ

拡張されたDrucker-Pragerの基準に基づく弾塑性モデル（付録Ａ．２．４（２）参照）について，①せん断ひずみに伴う強度特性およびダイレイタンシー特性の変化がそれぞれ無く，②粘着成分が存在しないと仮定すれば，そのパラメータは，内部摩擦角（ϕ），塑性ひずみ増分比（α_{dil}）およびＥおよびνである。これらについて以下のようにその値を決定した。

a. 内部摩擦角（ϕ）　tij-sand modelは松岡・中井の基準（付録Ａ．２．４（１）参照）によってその破壊が規定される。したがって，Drucker-Pragerの基準との整合性を保つため，破壊時の応力点において，両者が一致するものと仮定し，ϕを決定した。

b. 塑性ひずみ増分比（α_{dil}）　一般に，密な砂のダイレイタンシー挙動，すなわち，体積ひずみとせん断ひずみの比は，応力比が最大値に達する時点とほぼ対応してピーク値を示す。その後，せん断ひずみの増加とともに体積ひずみとせん断ひずみの比の値は減少し，残留状態ではほぼゼロとなる。今回の解析では，特に，残留状態におけるダイレイタンシー特性を表現するために，塑性ひずみ増分比はゼロとした。

c. 弾性係数（E）およびポアソン比（ν_e）　式(4-3-6)の関係を利用し，次式によってEを求めた。ただし，ポアソン比（ν_e）はtij-sand modelにおけるものと一致させた。

$$E = \frac{3(1-\nu_e)P_a^{\,m}}{mC_e p^{m-1}} \qquad (4\text{-}3\text{-}9)$$

（３）粘性土

i) 松井・阿部による弾塑性モデルにおけるパラメータ

松井・阿部によって提案された弾塑性モデル[19)]（付録Ａ．２．３（３）参照）は４つの力学パラメータを有している。これら以外にも圧密降伏応力（p_y）や過圧密比（O.C.R.）も粘土の力学挙動に及ぼす応力履歴の影響を表現するためには重要なパラメータである。今回，粘土層に対して行われた地盤調査は標準貫入試験，物理試験，標準圧密試験，一軸圧縮試験および３軸UU試験である。そのため，それらの結果を用い，以下のような手順によってパラメータを決定した。

a. 圧縮指数（λ）　標準圧密試験が実施されている場合，その試験結果における圧縮指数（C_c）から次式によってλを決定した。

$$\lambda = 0.434C_c \tag{4-3-10}$$

標準圧密試験が行われていない地層や同一層内であっても標準圧密試験が行われた深度における物理特性と対象となる深度のそれが著しく異なる場合，文献[23]を参考にしてλを決定した。

b. 膨潤指数（κ）　一軸圧縮試験による非排水強度（c_u）とＥの間には次の関係[20]が提案されている。

$$E = 210c_u \tag{4-3-11}$$

一方，κとＥとの間には次式の関係がある。

$$\kappa = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)p'}{E} \tag{4-3-12}$$

ここに，νおよびe_0はそれぞれポアソン比ならびに原位置における間隙比である。したがって式(4-3-11)と式(4-3-12)によってc_uからκを決定した。

c. 限界状態における応力比（M^*）　M^*と有効応力に基づく内部摩擦角（φ'）との間には次の関係がある。

$$M^* = \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'} \tag{4-3-13}$$

既往の研究[23]から大阪湾岸域における粘土のφ'は30°~36°であることが知られており，本解析においてもこの値を用い，式(4-3-13)によってM^*を決定した。

d. K_0状態における応力比（η_{K_0}）　η_{K_0}と正規圧密状態における静止土圧係数（$K_0^{(N.C.)}$）との間には次の関係がある。

$$\eta_{K_0} = \frac{3\left(1-K_0^{(N.C.)}\right)}{1+2K_0^{(N.C.)}} \tag{4-3-14}$$

また，Jakyによれば$K_0^{(N.C.)}$とφ'との間には次の関係がある。

$$K_0^{(N.C.)} = 1-\sin\phi' \tag{4-3-15}$$

したがって，**c.** で決定されたM^*から計算されるφ'を式(4-3-15)に代入し，得られた$K_0^{(N.C.)}$を式(4-3-14)に代入することにより，η_{K_0}を決定した。

e. 圧密降伏応力（p_y）および過圧密比（O.C.R.）　p_yおよびO.C.R.は標準圧密試験の結果に基づき決定した。また，標準圧密試験が実施されていない層については既往の研究成果[22]を参考にしてそれらの値を決定した。

ii) von Misesの基準に基づく弾塑性モデルにおける力学パラメータ

粘土が限界状態に達した後の粘土の力学挙動を表現するために用いたvon Misesの基準に基づく弾塑性モデルは，強度パラメータである粘着力（c），変形パラメータであるＥおよ

びνという２種類のパラメータを有している。それぞれについて，以下のようにその値を決定した。

a. 粘着力（c）　松井・阿部によって提案された粘土の力学モデルとの整合性を保つため，粘性土が限界状態に達したときの一般化せん断応力を求め，その 1/2 を c とした。

b. 弾性係数（E）およびポアソン比（ν）　松井・阿部による弾塑性モデルにおけるκとνを次式に適用することによりＥを決定した。なお，その際，νとして，松井・阿部による弾塑性モデルにおける値をそのまま用いた。

$$E = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)p'}{\kappa} \qquad (4\text{-}3\text{-}16)$$

以上のようにしてその概略値を決定し，数値シミュレーションが現場載荷試験を妥当な範囲で再現できるように調整された力学パラメータを表 -4-3-4 および表 -4-3-5 に示す。

４．３．５　地盤の初期状態

数値シミュレーションに使用した力学モデルのうち，弾塑性モデルである tij-sand model および松井・阿部モデルのいずれもその挙動は応力状態に依存している。したがって，地盤の力学挙動を的確に再現するためには，地盤内の応力状態を忠実に再現することが重要である。本研究では地盤調査から得られた湿潤単位体積重量（γ_t）および水中単位体積重量（γ'）を用い，次のような手順に従い，原位置での応力状態を推定した。

まず，原位置における土被り圧（σ'_v）を次式により決定する。

$$\sigma'_v = \int_0^{z_1} \gamma_t dz + \int_{z_1}^{z} \gamma' dz \qquad (4\text{-}3\text{-}17)$$

ここに，z_1 および z は，地表面から地下水位までの深度および σ'_v を求める深度をそれぞれ

表 -4-3-4　力学パラメータ（ＲＣ場所打ち杭）

区分	力学モデル	Parameters
S1	弾性体	E=10.98MPa, ν=1/3
S2	弾性体	E=104.27MPa, ν=1/3
S3	弾性体	E=164.64MPa, ν=1/3
S4	tij-sand model	C_t=1.10×10^{-2}, C_e=0.74×10^{-2}, m=0.3, α=0.65, R_f=3.00, D_f=-0.10, ν=1/3
C1	松井・阿部モデル	λ=0.0563, κ=0.00563, M=1.20, ν=1/3, η_{ko}=0.75, e_0=1.05
S5	tij-sand model	C_t=0.94×10^{-2}, C_e=0.63×10^{-2}, m=0.3, α=0.80, R_f=4.87, D_f=-0.20, ν=0.20
S6	tij-sand model	C_t=0.64×10^{-2}, C_e=0.46×10^{-2}, m=0.3, α=0.95, R_f=7.55, D_f=-0.60, ν=0.20
C2	松井・阿部モデル	λ=0.563, κ=0.0143, M=1.20, ν=1/3, η_{ko}=0.75, e_0=1.20
C3	松井・阿部モデル	λ=0.563, κ=0.0143, M=1.20, ν=1/3, η_{ko}=0.75, e_0=1.70
C4	松井・阿部モデル	λ=0.563, κ=0.0143, M=1.20, ν=1/3, η_{ko}=0.75, e_0=1.70
C5	松井・阿部モデル	λ=0.563, κ=0.0143, M=1.20, ν=1/3, η_{ko}=0.75, e_0=1.70
S7	tij-sand model	C_t=0.56×10^{-2}, C_e=0.46×10^{-2}, m=0.3, α=0.95, R_f=7.55, D_f=-0.60, ν=0.20
C6	松井・阿部モデル	λ=0.563, κ=0.0143, M=1.20, ν=1/3, η_{ko}=0.75, e_0=1.70

表-4-3-5　力学パラメータ（中掘り鋼管杭）

区分	力学モデル	Parameters
S1	弾性体	E=18.9MPa, ν=0.2
S2	弾性体	E=37.8MPa, ν=0.2
S3	弾性体	E=72.5MPa, ν=0.2
S4	弾性体	E=15.8MPa, ν=0.2
C1	弾性体	E=18.9MPa, ν=0.2
C2	弾性体	E=25.2MPa, ν=0.2
S5	弾性体	E=31.5MPa, ν=0.2
S6	弾性体	E=72.5MPa, ν=0.2
C3	松井・阿部モデル	λ=0.0360, κ=0.00899, M=1.635, ν=1/3, η_{ko}=0.75
S7	tij-sand model	C_t=8.77×10^{-3}, C_e=6.20×10^{-3}, m=0.3, α=0.90, R_f=5.83, D_f=-0.36, ν=0.325
C4	松井・阿部モデル	λ=0.0450, κ=0.00563, M=1.551, ν=1/3, η_{ko}=0.75
S8	tij-sand model	C_t=1.90×10^{-2}, C_e=1.35×10^{-2}, m=0.3, α=0.85, R_f=4.49, D_f=-0.3, ν=0.325
S9	tij-sand model	C_t=5.93×10^{-2}, C_e=4.19×10^{-2}, m=0.3, α=0.65, R_f=3.36, D_f=-0.15, ν=0.325
S10	tij-sand model	C_t=2.56×10^{-2}, C_e=1.48×10^{-2}, m=0.3, α=0.85, R_f=4.56, D_f=-0.20, ν=0.325
C5	松井・阿部モデル	λ=0.0257, κ=0.00642, M=1.551, ν=1/3, η_{ko}=0.75
S11	tij-sand model	C_t=6.43×10^{-2}, C_e=3.71×10^{-2}, m=0.3, α=0.55, R_f=2.49, D_f= 0.15, ν=0.325
C6	松井・阿部モデル	λ=0.0692, κ=0.0173, M=1.179, ν=1/3, η_{ko}=0.75
C7	松井・阿部モデル	λ=0.0309, κ=0.00773, M=1.551, ν=1/3, η_{ko}=0.75
S12	tij-sand model	C_t=4.80×10^{-2}, C_e=2.77×10^{-2}, m=0.3, α=0.75, R_f=3.89, D_f=-0.18, ν=0.325
C8	松井・阿部モデル	λ=0.0592, κ=0.0148, M=1.221, ν=1/3, η_{ko}=0.75
S13	tij-sand model	C_t=5.99×10^{-2}, C_e=4.14×10^{-2}, m=0.3, α=0.80, R_f=4.02, D_f=-0.20, ν=0.325
C9	松井・阿部モデル	λ=0.1021, κ=0.00681, M=1.551, ν=1/3, η_{ko}=0.75
S14	tij-sand model	C_t=5.69×10^{-2}, C_e=4.94×10^{-2}, m=0.3, α=0.90, R_f=4.60, D_f=-0.45, ν=0.325
C10	松井・阿部モデル	λ=0.247, κ=0.0124, M=1.418, ν=1/3, η_{ko}=0.75

示している。一方，原位置における水平方向の有効応力（σ'_h）を次式によって決定する。

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \qquad (4\text{-}3\text{-}18)$$

ここに，表層土ならびに砂礫・砂層のK_0値は0.5とした。また，粘性土のK_0値は４．３．３（３）において決定された$K_0^{(N.C.)}$とO.C.R.を用い，次式によって決定した。

$$K_0 = \sqrt{O.C.R.}K_0^{(NC)} \qquad (4\text{-}3\text{-}19)$$

この他，解析上必要なパラメータとして地盤の透水係数および間隙比が挙げられる。埋土および砂礫・砂層については両者とも既往の研究成果[22)]を参考にして決定した。また，粘土層では，透水係数は標準圧密試験，間隙比は物理試験の結果を用いて決定した。表-4-3-6および-4-3-7は，それぞれＲＣ場所打ち杭および中掘り鋼管杭の数値シミュレーションにおける地盤の初期状態に関するパラメータを示している。ただし，これらの初期状態の設定過程では杭の施工に伴う地盤の乱れは考慮しなかった。

表-4-3-6　地盤の初期状態に関するパラメータ（ＲＣ場所打ち杭）（その１）

No.	区分	土被り圧 (kPa)	水平方向応力 (kPa)	K_0値	過圧密比	間隙比	透水係数 (mm/min)
1	S1	16.76	8.38	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
2	S1	36.06	18.03	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
3	S1	52.63	26.31	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
4	S2	67.08	33.54	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
5	S3	79.94	39.97	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
6	S3	94.23	47.11	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
7	S4	107.51	53.75	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
8	C1	125.00	62.50	0.50	1.0	1.05	1.00E-02
9	S5	143.13	71.56	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
10	S5	154.64	77.32	0.50	1.0	0.80	2.00E+01
11	S6	164.91	65.96	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
12	S6	175.15	70.06	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
13	C2	183.60	100.56	0.55	1.2	1.20	1.00E-02
14	C2	193.67	77.47	0.40	1.0	0.80	1.00E-02
15	C3	209.78	119.59	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
16	C4	228.63	130.34	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
17	C5	247.03	140.83	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
18	C5	262.81	149.83	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
19	C5	274.47	156.47	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
20	C5	282.57	161.09	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
21	C5	288.06	164.22	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
22	C5	291.90	166.41	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
23	C5	295.19	168.28	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
24	C5	297.93	169.85	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
25	C5	300.13	171.10	0.57	1.3	1.70	2.00E-03
26	C5	302.29	172.33	0.57	1.3	1.40	2.00E-01
27	C5	304.40	173.54	0.57	1.3	1.40	2.00E-01
28	C5	306.17	174.54	0.57	1.3	1.40	2.00E-01
29	S7	307.73	123.09	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
30	S7	309.24	123.70	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
31	S7	310.54	124.22	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
32	S7	311.62	124.65	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
33	S7	312.48	124.99	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
34	S7	313.23	125.29	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
35	S7	313.88	125.55	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
36	S7	314.42	125.77	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
37	S7	314.85	125.94	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
38	S7	315.28	126.11	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
39	S7	315.71	126.28	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
40	S7	316.14	126.46	0.40	1.0	0.80	2.00E+01

表 -4-3-6　地盤の初期状態に関するパラメータ（ＲＣ場所打ち杭）（その２）

No.	区分	土被り圧 (kPa)	水平方向応力 (kPa)	K_0値	過圧密比	間隙比	透水係数 (mm/min)
41	S7	316.57	126.63	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
42	S7	317.11	126.85	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
43	S7	317.76	127.10	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
44	S7	318.41	127.36	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
45	S7	319.05	127.62	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
46	S7	319.81	127.92	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
47	S7	320.67	128.27	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
48	S7	321.53	128.61	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
49	S7	322.40	128.96	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
50	S7	323.26	129.30	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
51	S7	324.34	129.73	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
52	S7	325.63	130.25	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
53	S7	326.92	130.77	0.40	1.0	0.80	2.00E+01
54	C6	327.95	220.00	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
55	C6	328.72	220.51	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
56	C6	329.48	221.02	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
57	C6	330.25	221.54	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
58	C6	331.01	222.05	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
59	C6	331.77	222.56	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
60	C6	332.54	223.07	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
61	C6	333.30	223.59	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
62	C6	334.07	224.10	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
63	C6	334.83	224.61	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
64	C6	335.60	225.12	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
65	C6	336.49	225.72	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
66	C6	337.51	226.41	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
67	C6	338.78	227.26	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
68	C6	340.31	228.29	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
69	C6	342.09	229.48	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
70	C6	344.13	230.85	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
71	C6	346.68	232.56	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
72	C6	349.74	234.61	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
73	C6	353.30	237.00	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
74	C6	358.40	240.42	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
75	C6	366.04	245.55	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
76	C6	376.36	252.47	0.67	1.8	1.70	5.00E-04
77	C6	389.36	261.19	0.67	1.8	1.70	5.00E-04

表 -4-3-7　地盤の初期状態に関するパラメータ（中掘り鋼管杭杭）（その１）

No.	区分	土被り圧 (kPa)	水平方向応力 (kPa)	K_0値	過圧密比	間隙比	透水係数 (mm/min)
1	S 1	8.57	4.29	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
2	S 2	23.37	11.69	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
3	S 3	40.51	20.26	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
4	S 4	61.29	30.64	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
5	C 1	78.02	39.01	0.50	1.0	0.63	8.00E-04
6	C 2	91.49	45.75	0.50	1.0	0.63	8.00E-04
7	S 5	101.74	50.87	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
8	S 6	112.91	56.46	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
9	C 3	126.02	63.01	0.50	1.0	0.75	1.84E-06
10	S 7	136.27	68.14	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
11	C 4	151.89	106.32	0.70	1.0	0.96	7.80E-07
12	S 8	166.20	83.10	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
13	S 9	175.55	87.78	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
14	S 10	189.58	94.79	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
15	C 5	205.94	144.16	0.70	1.0	0.72	4.84E-07
16	S 11	222.57	111.29	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
17	C 6	235.72	165.01	0.70	1.0	0.70	5.24E-07
18	C 7	247.95	173.57	0.70	1.0	0.70	5.24E-07
19	S 12	258.56	129.28	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
20	S 12	264.28	132.14	0.50	1.0	0.63	2.00E-02
21	C 8	268.34	187.84	0.70	1.0	0.68	5.24E-07
22	C 8	271.13	189.79	0.70	1.0	0.68	5.24E-07
23	C 8	273.24	191.27	0.70	1.0	0.68	5.24E-07
24	C 8	274.86	192.40	0.70	1.0	0.68	5.24E-07
25	S 13	276.16	138.08	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
26	S 13	277.30	138.65	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
27	S 13	278.29	139.15	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
28	S 13	279.12	139.56	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
29	S 13	279.85	139.92	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
30	S 13	280.47	140.24	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
31	S 13	281.04	140.52	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
32	S 13	281.56	140.78	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
33	S 13	282.08	141.04	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
34	S 13	282.60	141.30	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
35	S 13	283.12	141.56	0.50	1.4	0.63	2.00E-02
36	C 9	283.60	141.80	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
37	C 9	284.04	142.02	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
38	C 9	284.57	142.29	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
39	C 9	285.23	142.62	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
40	C 9	285.94	142.97	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
41	C 9	286.65	143.32	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
42	C 9	287.35	143.68	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
43	C 9	288.06	144.03	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
44	C 9	288.76	144.38	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
45	C 9	289.38	144.69	0.50	2.8	1.06	3.53E-08

表-4-3-7　地盤の初期状態に関するパラメータ（中掘り鋼管杭）（その２）

No.	区分	土被り圧 (kPa)	水平方向応力 (kPa)	K_0値	過圧密比	間隙比	透水係数 (mm/min)
46	C 9	289.91	144.95	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
47	C 9	290.35	145.17	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
48	C 9	290.70	145.35	0.50	2.8	1.06	3.53E-08
49	S 14	291.09	138.27	0.47	1.0	0.63	5.28E-04
50	S 14	291.50	138.46	0.47	1.0	0.63	5.28E-04
51	S 14	291.61	138.51	0.48	1.0	0.63	5.28E-04
52	S 14	292.23	138.81	0.48	1.0	0.63	5.28E-04
53	S 14	292.96	139.15	0.47	1.0	0.63	5.28E-04
54	S 14	293.79	139.55	0.47	1.0	0.63	5.28E-04
55	S 14	294.67	139.97	0.48	1.0	0.63	5.28E-04
56	S 14	295.61	140.41	0.48	1.0	0.63	5.28E-04
57	S 14	296.49	140.83	0.47	1.0	0.63	5.28E-04
58	S 14	297.32	141.23	0.47	1.0	0.63	5.28E-04
59	S 14	298.05	141.57	0.48	1.0	0.63	5.28E-04
60	S 14	298.67	141.87	0.48	1.0	0.63	5.28E-04
61	S 14	299.19	142.11	0.47	1.0	0.63	5.28E-04
62	S 14	299.60	142.31	0.47	1.0	0.63	5.28E-04
63	C 10	299.97	149.98	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
64	C 10	300.28	150.14	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
65	C 10	300.67	150.34	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
66	C 10	301.15	150.57	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
67	C 10	301.62	150.81	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
68	C 10	302.09	151.04	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
69	C 10	302.63	151.32	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
70	C 10	303.26	151.63	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
71	C 10	303.89	151.94	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
72	C 10	304.52	152.26	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
73	C 10	304.59	152.30	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
74	C 10	305.38	152.69	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
75	C 10	306.16	153.08	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
76	C 10	306.95	153.47	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
77	C 10	307.81	153.90	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
78	C 10	308.75	154.37	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
79	C 10	309.81	154.90	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
80	C 10	310.98	155.49	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
81	C 10	312.28	156.14	0.50	2.8	1.06	3.47E-08
82	C 10	313.95	156.98	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
83	C 10	316.16	158.08	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
84	C 10	318.94	159.47	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
85	C 10	322.42	161.21	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
86	C 10	326.79	163.39	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
87	C 10	332.21	166.11	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
88	C 10	338.91	169.46	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
89	C 10	347.21	173.60	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
90	C 10	357.70	178.85	0.50	2.8	0.68	3.47E-08
91	C 10	370.67	185.33	0.50	2.8	0.68	3.47E-08

４．３．６　杭体と地盤との間の摩擦特性のモデル化

杭周面と地盤との間の摩擦特性は杭の施工方法等の影響を顕著に受ける。このため，杭体および地盤の材料特性から杭の周面摩擦挙動を定量的に推定することは非常に困難である。ところで，本研究における数値シミュレーションの目的は，現場載荷試験を解析的に再現することである。したがって，数値シミュレーションでは現場載荷試験から得られた杭体の軸力分布から周面摩擦抵抗とその深度分布を推定し，それらを直接数値シミュレーションに適用することにした。

図-4-3-3は典型的な杭の軸力分布を模式的に表している。ここで，対象区間における平均的な周面摩擦抵応力度を次式によってを求めることができる。

$$f_i = \frac{1}{\pi D l_i}\left(P_i - P_{i+1}\right) \qquad (4-3-20)$$

ここに，f_iは対象区間における周面摩擦応力度，Dは杭径，l_iは対象区間の長さ，P_iおよびP_{i+1}はそれぞれ該当深度における杭の軸力である。図-4-3-4および-4-3-5は式(4-3-19)によって求めたそれぞれＲＣ場所打ち杭および中掘り鋼管杭における杭の周面摩擦応力度と杭頭での沈下量の関係を示している。いずれの図からも杭の周面摩擦特性は深度や地盤条件によって大きく異なっていることが分かる。周面摩擦応力度の発揮特性について着目すると，ＲＣ場所打ち杭の場合，周面摩擦応力度はほとんどの区間において沈下量の増加とともに増加しており，明確なピークを持っていない。一方，中掘り鋼管杭の場合，杭先端付近の部分と深度9.85m~11.8mの区間を除き，周面摩擦応力度は一度ピーク値を示した後，沈下量の増加とともに減少している。このような周面摩擦特性を解析的に表現するために，ＲＣ場所打ち杭および中掘り鋼管杭ではそれぞれバイリニアーおよびトリリニアーの摩擦抵抗モデルを用いることとした（それぞれ図-4-3-6および図-4-3-7）。それらをジョイント要素の摩擦特性（付録Ａ．４．３参照）として与え，杭と地盤との不連続性を表現した。表-4-3-8および-4-3-9はそれぞれＲＣ場所打ち杭および中掘り鋼管杭に対する摩擦抵抗モデルのパラメータを示している。

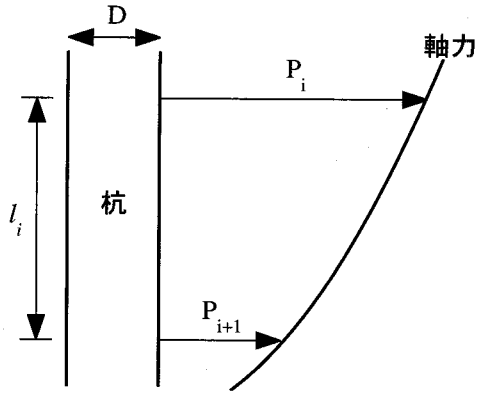


図-4-3-3　模式的な杭の軸力分布

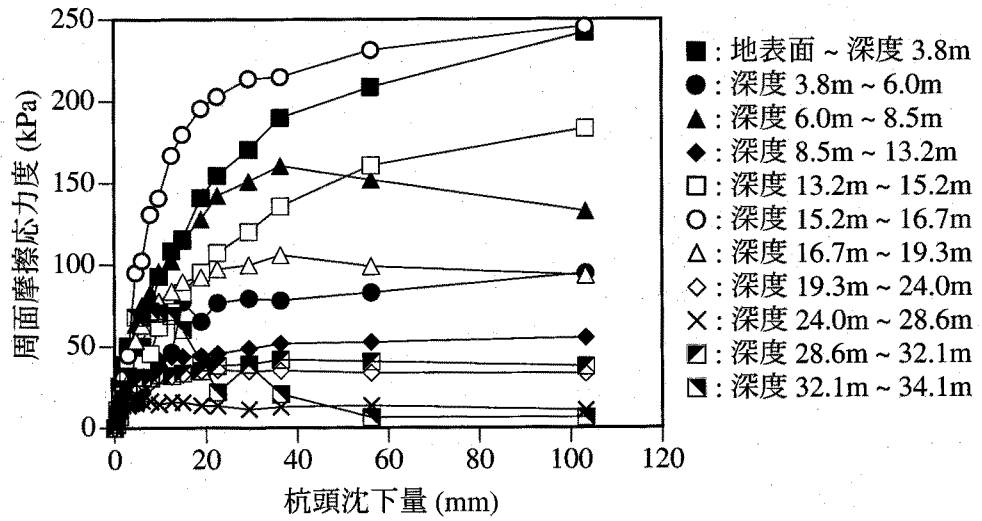


図 -4-3-4　杭の周面摩擦応力度と杭頭沈下量の関係（ＲＣ場所打杭）

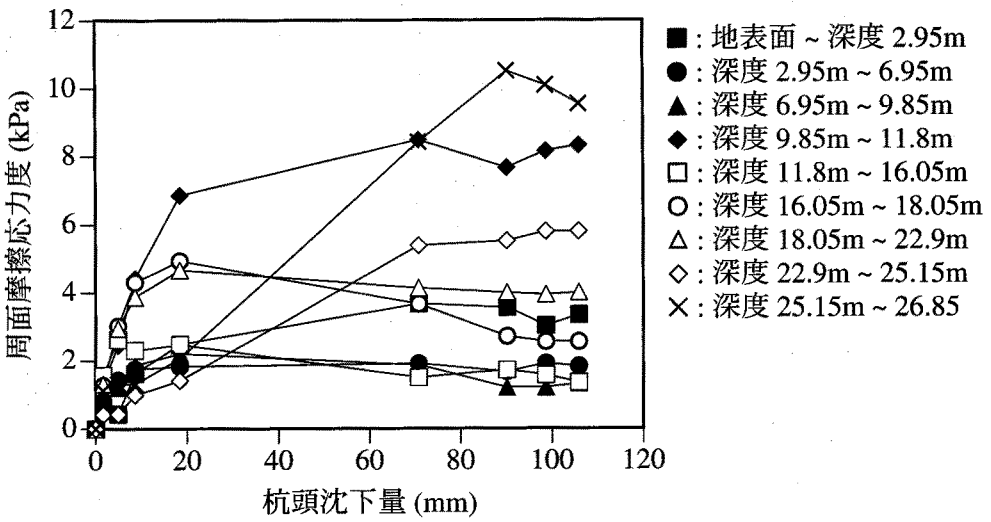


図 -4-3-5　杭の周面摩擦応力度と杭頭沈下量の関係（中掘り鋼管杭）

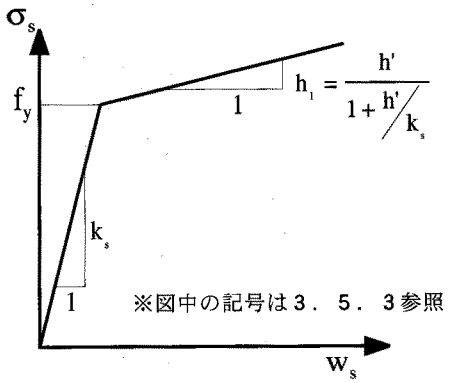


図 -4-3-6　摩擦抵抗モデル（バイリニアー）

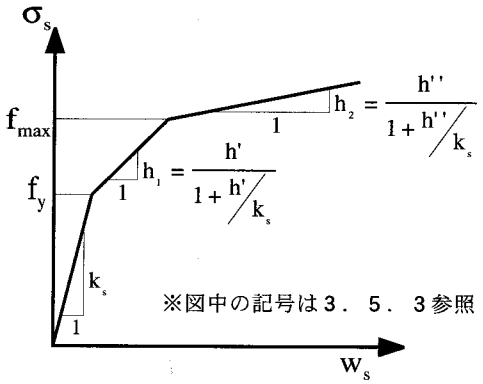


図 -4-3-7　摩擦抵抗モデル（トリリニアー）

表 -4-3-8　摩擦抵抗モデルにおけるパラメータ（ＲＣ場所打ち杭）

No.	Ks (Mpa/mm)	Kn (Mpa/mm)	h_1 (Pa/mm)	f_y (kPa)
1	9800	9800	0.98	215.60
2	9800	9800	0.98	215.60
3	9800	9800	0.98	78.40
4	9800	9800	0.98	78.40
5	9800	9800	0.98	137.20
6	9800	9800	0.98	137.20
7	9800	9800	0.98	49.00
8	9800	9800	0.98	49.00
9	9800	9800	0.98	176.40
10	9800	9800	0.98	176.40
11	9800	9800	0.98	215.60
12	9800	9800	0.98	215.60
13	9800	9800	0.98	98.00
14	9800	9800	0.98	98.00
15	9800	9800	0.98	29.40
16	9800	9800	0.98	29.40
17	9800	9800	0.98	9.80
18	9800	9800	0.98	9.80
19	9800	9800	0.98	17.64
20	9800	9800	0.98	17.64
21	9800	9800	0.98	17.64
22	9800	9800	0.98	25.48
23	9800	9800	0.98	25.48
24	9800	9800	0.98	25.48
25	9800	9800	0.98	25.48
26	9800	9800	0.98	25.48
27	9800	9800	0.98	25.48
28	9800	9800	0.98	196.00
29	9800	9800	0.98	196.00
30	9800	9800	0.98	196.00
31	9800	9800	0.98	196.00
32	9800	9800	0.98	196.00
33	9800	9800	0.98	196.00
34	9800	9800	0.98	196.00
35	9800	9800	0.98	196.00
36	9800	9800	0.98	196.00
37	9800	9800	0.98	196.00

表 -4-3-9　摩擦抵抗モデルにおけるパラメータ（中掘り鋼管杭）

No.	Ks (MPa/mm)	Kn (MPa/mm)	h_1 (kPa/mm)	h_2 (Pa/mm)	f_y (kPa)	f_{max} (kPa)
1	.	9800	1.13E-01	9.80E-03	14.29	54.88
2	9800	9800	1.13E-01	9.80E-03	14.29	54.88
3	9800	9800	3.23E-03	9.80E-03	15.44	14.90
4	9800	9800	3.23E-03	9.80E-03	15.44	14.90
5	9800	9800	-8.04E-02	-8.04E+01	18.33	18.33
6	9800	9800	-8.04E-02	-8.04E+01	18.33	18.33
7	9800	9800	1.76E-01	9.80E-03	59.09	78.40
8	9800	9800	1.76E-01	9.80E-03	57.33	78.40
9	9800	9800	-1.08E-01	-1.08E+02	21.17	21.61
10	9800	9800	-1.08E-01	-1.08E+02	21.17	21.61
11	9800	9800	-1.08E-01	-1.08E+02	21.17	21.61
12	9800	9800	-1.62E-01	-1.62E+02	39.57	41.65
13	9800	9800	-1.62E-01	-1.62E+02	38.74	41.65
14	9800	9800	-8.33E-02	-8.33E+01	37.91	39.98
15	9800	9800	-8.33E-02	-8.33E+01	38.32	39.98
16	9800	9800	-8.33E-02	-8.33E+01	37.49	39.98
17	9800	9800	7.64E-01	9.80E-03	9.56	67.42
18	9800	9800	7.64E-01	9.80E-03	10.54	67.42
19	9800	9800	3.82E+00	9.80E-03	11.52	81.54
20	9800	9800	3.82E+00	9.80E-03	12.25	61.15
21	9800	9800	3.82E+00	9.80E-03	12.01	61.15
22	9800	9800	3.82E+00	9.80E-03	11.52	61.15
23	9800	9800	3.82E+00	9.80E-03	12.01	61.15
24	9800	9800	3.82E+00	9.80E-03	11.76	61.15
25	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
26	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
27	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
28	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
29	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
30	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
31	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
32	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
33	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
34	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
35	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	61.97	62.75
36	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
37	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
38	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
39	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
40	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
41	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
42	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
43	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
44	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
45	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
46	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
47	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54
48	9800	9800	9.80E-06	9.80E-03	23.55	25.54

４．４　現場載荷試験に対するTYPE-C予測

４．４．１　杭の軸力分布

（１）ＲＣ場所打ち杭

図-4-4-1はＲＣ場所打ち杭の軸力分布における現場載荷試験結果と解析結果の比較を示している[14),16)]。なお，図中のプロットは図-4-2-2における鉄筋計と対応している。杭の軸力は地表面から深度約18mまでの間に顕著に減少している。これは，この深度までの地盤が砂礫および砂質系の土によって構成されているため，杭周面において発揮される摩擦抵抗力が大きかったためである。一方，粘土層である深度約20m~35mでは軸力はほとんど減少しておらず，発揮される周面摩擦力は小さいものと推察される。現場載荷試験結果と解析結果は載荷の初期段階から最終段階までの全ての荷重レベルにおいてよく一致している。これは，地表面から杭先端の部分までの複雑な構成の地盤を的確にモデル化するとともに，地盤との摩擦特性を忠実に再現できたためである。

（２）中掘り鋼管杭

図-4-4-2は中掘り鋼管杭の軸力分布における現場載荷試験結果と解析結果の比較を示している[17)]。なお，図中のプロットは図-4-2-7におけるひずみゲージと対応している。複雑な地盤構成（図-4-2-5参照）にも関わらず，杭体の軸力は深度に対しほぼ均等に減少している。現場載荷試験結果と解析結果は載荷の初期段階から最終段階までの全ての荷重レベルにおいてよく一致している。これは地表面から杭先端の部分までの複雑な構成の地盤を的

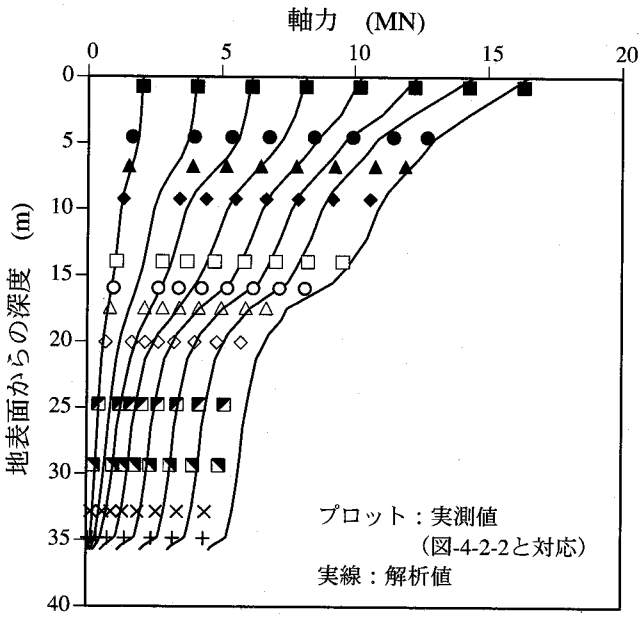


図-4-4-1　杭の軸力分布における現場載荷試験結果と解析結果の比較（ＲＣ場所打ち杭）

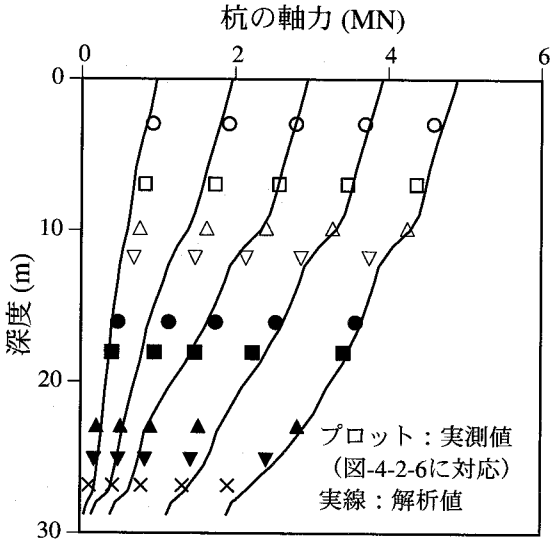


図-4-4-2　杭の軸力分布における現場載荷試験結果と解析結果の比較（中掘り鋼管杭）

確にモデル化するとともに，杭体と地盤との摩擦特性を忠実に再現できたためである。

４．４．２　荷重と沈下量の関係

（１）ＲＣ場所打ち杭

図-4-4-3 および-4-4-4 はＲＣ場所打ち杭におけるそれぞれ杭頭での荷重と沈下量の関係および先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係における載荷試験結果と解析結果との比較を示している[14),16)]。なお，先端抵抗力は杭先端に最も近い位置での軸力（図-4-2-2 および-4-4-1 における＋）によって代表させている。杭頭での荷重と沈下量の関係および先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係の両者とも，解析結果は現場載荷試験結果とよく一致している。

（２）中掘り鋼管杭

図-4-4-5 および-4-4-6 は中掘り鋼管杭におけるそれぞれ杭頭での荷重と沈下量の関係および先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較を示している[17)]。なお，先端抵抗力は杭先端に最も近い位置での軸力（図-4-2-6 および-4-4-2 における×）によって代表させている。解析結果は現場載荷試験結果とよく一致している。

４．４．３　杭先端付近における地盤の変形

（１）ＲＣ場所打ち杭

図-4-4-7 は先端抵抗力と杭先端直下での地盤の沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較を示している[14),16)]。解析結果は現場載荷試験結果に比べ，同一荷重に対してやや大きめの沈下量を与えている。このことを除けば，解析結果と現場載荷試験結果は全般的によく一致している。

図-4-4-8(a) および (b) はそれぞれ図-4-2-3 の Level-I および Level-II の深度での地盤の沈下

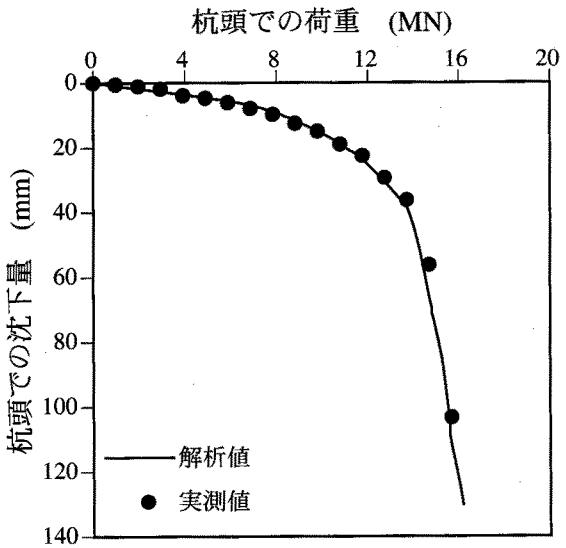


図-4-4-3　杭頭における荷重と沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較（ＲＣ場所打ち杭）

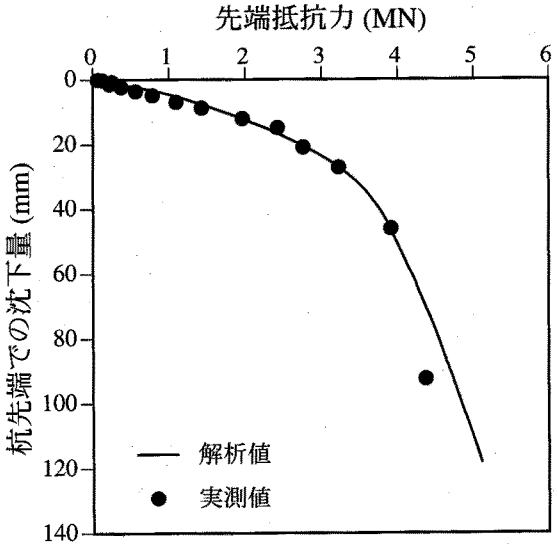


図-4-4-4　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較（ＲＣ場所打ち杭）

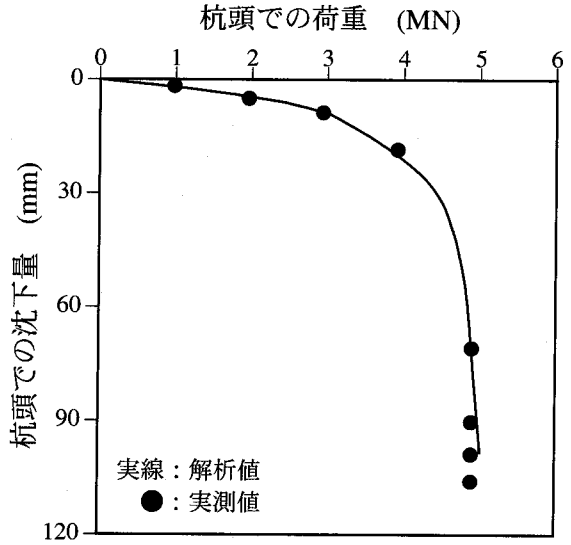


図-4-4-5　杭頭での荷重と沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較（中掘り鋼管杭）

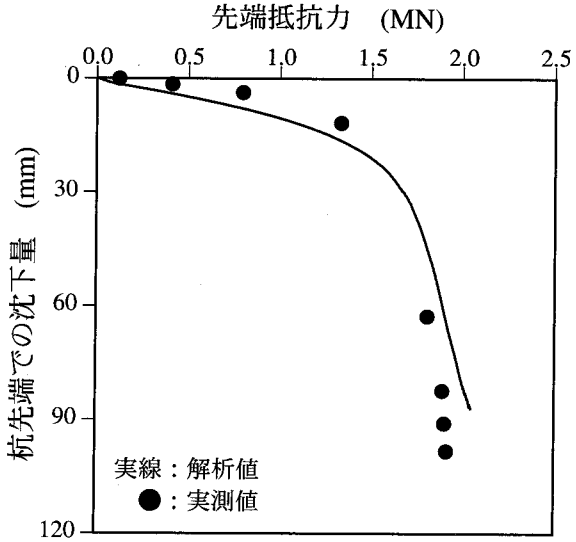


図-4-4-6　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較（中掘り鋼管杭）

量と先端抵抗力の関係における載現場荷試験結果と解析結果の比較を示している[14),16)]。図-4-4-8(a)および(b)のいずれからも分かるように，杭の中心軸から1.5m離れた位置での地盤の沈下量は，杭先端またはその直下の部分の沈下量に比べて非常に小さい。つまり，杭先端直下の部分に変形が集中して生じていることが示唆される。また，数値シミュレーションはこの特性を定量的によく再現している。

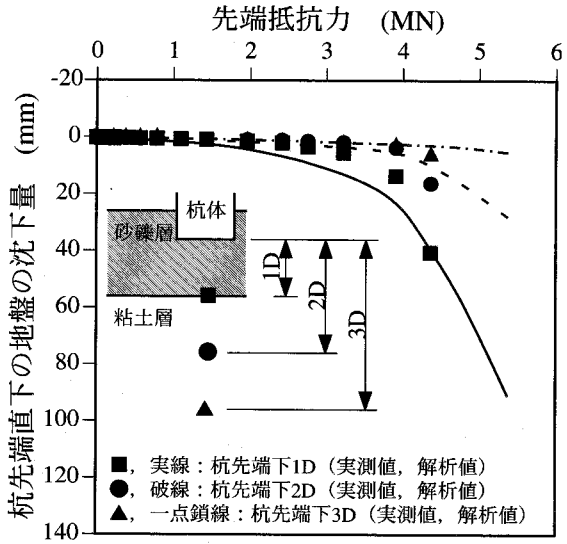


図-4-4-7　先端抵抗力と杭先端直下の地盤の沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較（ＲＣ場所打ち杭）

図-4-4-9は最終載荷段階において杭中心軸から1.5m離れた位置での杭先端付近の地盤の側方変位の深度分布における現場載荷試験結果と解析結果の比較を示している。２つの実測値はそれぞれ杭中心軸に対し対称な位置で計測されたものであるが必ずしも一致していない。解析結果は変位量の大きいほうの載荷試験結果とほぼ一致している。実際の地盤の不均一性ならびに側方変位に対する測定精度等を考慮すれば，数値シミュレーションは現場載荷試験における杭先端付近での地盤の側方変形挙動をよく再現していると考えられる[14),16)]。

（２）中掘り鋼管杭

図-4-4-10は先端抵抗力と杭先端直下における地盤の沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較を示している[17)]。先端抵抗力が小さい段階では，解析結果は現場載

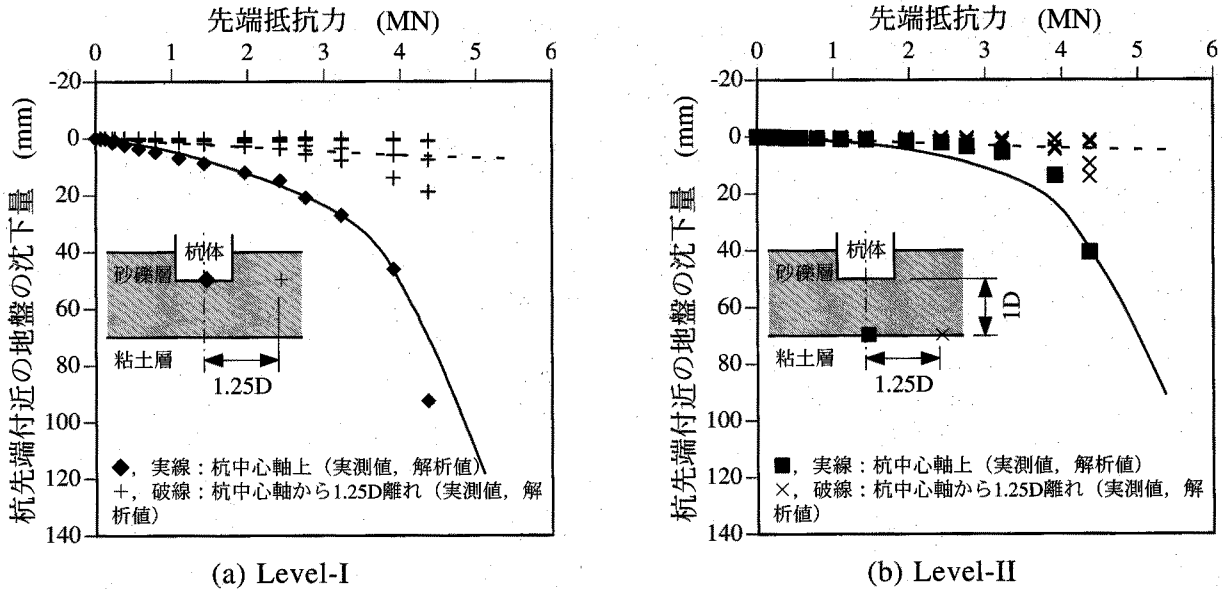


図-4-4-8　先端抵抗力と杭先端周辺地盤の沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較（ＲＣ場所打ち杭）

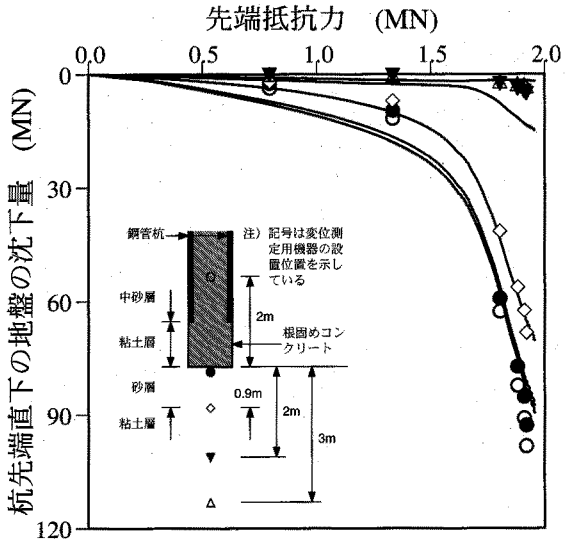


図-4-4-10　先端抵抗力と杭先端直下の地盤の沈下量の関係における現場載荷試験結果と解析結果の比較（中掘り鋼管杭）

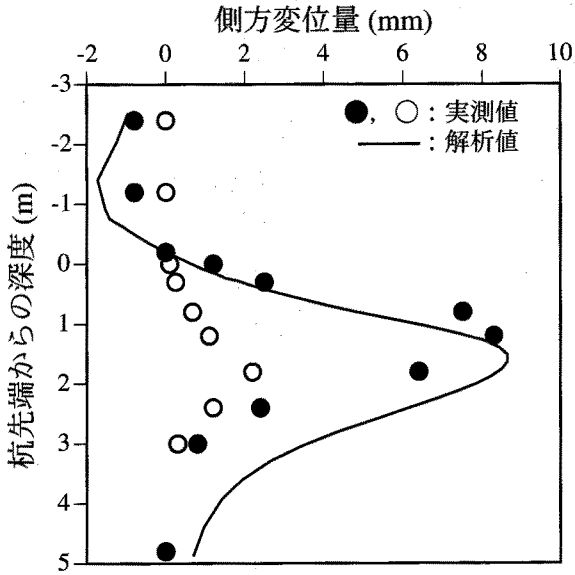


図-4-4-9　杭先端付近での地盤の側方変位の深度分布における現場載荷試験結果と解析結果の比較（ＲＣ場所打ち杭）

荷試験結果に比べ，同一荷重に対してやや大きな沈下量を与えている。この点を除けば，両者はよく一致している。

４．４．４　TYPE-C 予測の妥当性

以上のように，ＲＣ場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者ともに，数値シミュレーションの結果は現場載荷試験の結果とほぼ一致している。特に，杭の軸力分布，杭頭における荷重と沈下量の関係および先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係だけでなく，杭先端付近

の地盤の変形挙動も忠実に再現している。このことから，本数値シミュレーションは薄層に支持されるＲＣ場所打ち杭ならびに中掘り鋼管杭の現場載荷試験における力学挙動に対し，そのTYPE-C予測として十分妥当であると考えられる。

４．５　現場載荷試験における鉛直支持メカニズム

４．５．１　周面摩擦抵抗ならびに先端支持抵抗の発現挙動

（１）ＲＣ場所打ち杭

図-4-5-1はＲＣ場所打ち杭の現場載荷試験におけるそれぞれ杭頭での荷重，周面摩擦力および先端抵抗力と杭頭での沈下量の関係を示している。なお，周面摩擦力は杭頭での荷重と先端抵抗力との差として与えた。荷重のレベルが低い場合，杭頭での荷重と沈下量の関係は周面摩擦力と杭頭での沈下量の関係とほぼ一致しており，ほとんどすべての載荷重が周面摩擦抵抗によって支持されていることが分かる。杭頭での荷重が約6MN，沈下量が約5mmに達した時点（図中Ａ）から，周面摩擦力と杭頭での沈下量の関係は，杭頭での荷重と沈下量の関係から分離し始める。そして，杭頭での荷重が約11MN，沈下量が約35mmに達した時点（図中Ｂ）において周面摩擦抵抗はほぼモビライズし，これ以降沈下量が増大してもそれはほとんど増加していない。一方，先端抵抗力は，周面摩擦力と杭頭での沈下量の関係が杭頭での荷重と沈下量の関係から分離し始める時点（図中Ａ）から増加し始める。そして，先端抵抗力が約4MN，杭頭での沈下量が約40mmに達した時点（図中Ｃ）において沈下量に対する先端抵抗力の勾配が減少し，先端抵抗が降伏していることが分かる。これ以降，杭頭での荷重は沈下量が増大してもあまり増加せず，杭頭での荷重と沈下量の関係における勾配は先端抵抗力と杭頭での沈下量の関係におけるそれとほぼ等しい。

（２）中掘り鋼管杭

図-4-5-2は中掘り鋼管杭の現場載荷試験におけるそれぞれ杭頭での荷重，周面摩擦力および先端抵抗力と杭頭での沈下量の関係を示している。なお，ＲＣ場所打ち杭の場合と同様に周面摩擦力は杭頭での荷重と先端抵抗力との差として与えた。ＲＣ場所打ち杭の場合と同様に中掘り鋼管杭においても載荷重が小さい場合，杭頭での荷重と沈下量の関係は周面摩擦力と杭頭での沈下量の関係とほぼ一致して

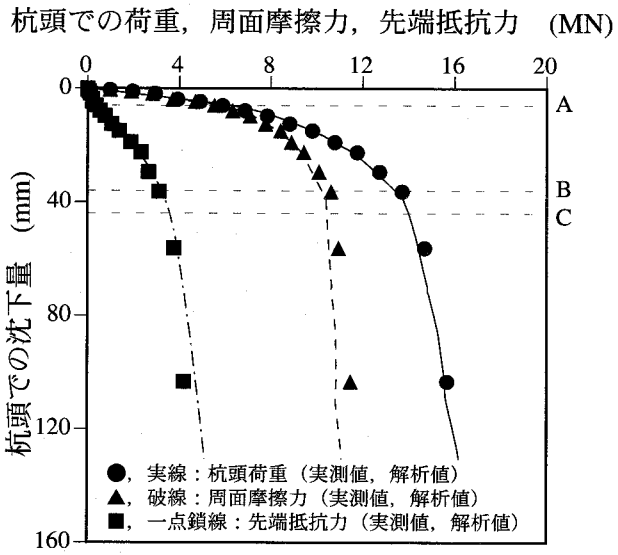


図-4-5-1　杭頭での荷重，周面摩擦力および先端抵抗力と杭頭での沈下量の関係（ＲＣ場所打ち杭）

おり，ほとんどすべての荷重が周面摩擦抵抗によって支持されていることが分かる。杭頭での荷重が約2MN，沈下量が約5mmに達した時点（図中Ａ）から周面摩擦力と杭頭での沈下量の関係は，杭頭での荷重と沈下量の関係から分離し始める。そして，杭頭での荷重が約2.5MN，沈下量が約10mmに達した時点（図中Ｂ）において周面摩擦抵抗はほぼフルモビライズしている。一方，先端抵抗力は，周面摩擦力と杭頭での沈下量の関係が杭頭での荷重と沈下量の関係から分離し始める時点（図中Ａ）から増加し始める。そして，先端抵抗力が約1.7MN，杭頭での沈下量が約30mmに達した時点（図中Ｃ）において沈下量に対する先端抵抗力の増加勾配が減少し，先端抵抗が降伏していることが分かる。これ以降，杭頭での荷重は杭頭での沈下量が増大してもほとんど増加していない。

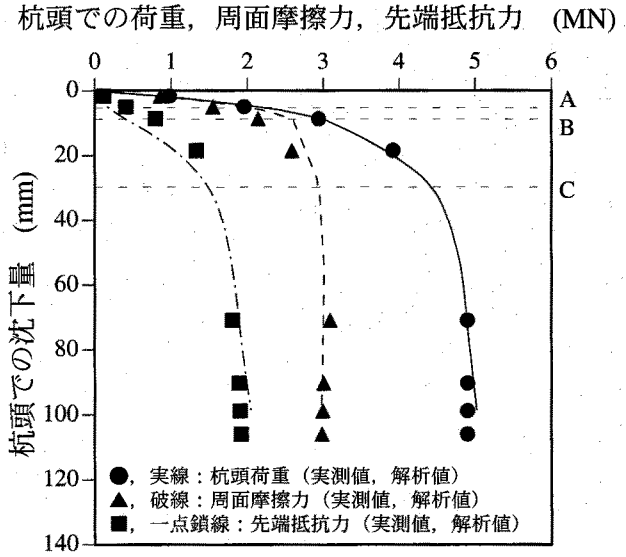


図-4-5-2　杭頭での荷重，周面摩擦力および先端抵抗力と杭頭での沈下量の関係（中掘り鋼管杭）

（３）周面摩擦抵抗ならびに先端支持抵抗の発現挙動

以上，ＲＣ場所打ち杭および中掘り鋼管杭の現場載荷試験における周面摩擦抵抗と先端支持抵抗の発揮特性は定性的に類似している。すなわち，杭頭での荷重が小さく，沈下量が小さい時点では，載荷重は杭先端にまで伝達されず，そのほとんどが周面摩擦抵抗によって支持される。両方の杭ともに，杭頭での沈下量が約5mmに達すると杭頭に作用する荷重は周面摩擦抵抗のみによって支持されなくなり，それは杭先端まで伝達されるようになる。この後，沈下量の増加とともに，周面摩擦抵抗および先端支持抵抗のいずれもが増加する。そして，両方の杭ともに，まず，周面摩擦抵抗がフルモビライズし，その後，先端支持抵抗が降伏する。このことにより，杭頭に作用する荷重に対する支持メカニズムが失われ，杭頭に作用する荷重の僅かな増加に対し，沈下量が増加する。

４．５．２　周面摩擦抵抗の発現特性

（１）ＲＣ場所打ち杭

図-4-5-3はＲＣ場所打ち杭の数値シミュレーションにおいて杭周面に配置されたジョイント要素の状態を示している[16]。図中，黒く塗られた部分はジョイント要素が滑動または剥離していることを示している。ジョイント要素の滑動または剥離は，杭頭での荷重が約6MNに達した時点において粘土層と接している部分から起こる。載荷重の増加とともに滑動または剥離するジョイント要素は増加し，杭頭での荷重が約14MNに達した時点におい

て，杭周面のジョイント要素はほとんどすべてが滑動または剥離している。

（２）中掘り鋼管杭

図-4-5-4は中掘り鋼管杭の数値シミュレーションにおいて杭体および根固めコンクリート周面に配置された杭周面のジョイント要素の状態を示している[17]。ＲＣ場所打ち杭の場合と同様に，図中，黒く塗られた部分はジョイント要素が滑動または剥離していることを示している。ジョイント要素の滑動または剥離は，杭頭での荷重が約2MNに達した時点において起こる。載荷重の増加とともに滑動または剥離するジョイント要素は増加し，杭頭での荷重が約2.5MNに達すると，杭体および根固めコンクリート周面のジョイント要素はそのほとんどすべてが滑動または剥離している。

（３）周面摩擦抵抗の発現メカニズム

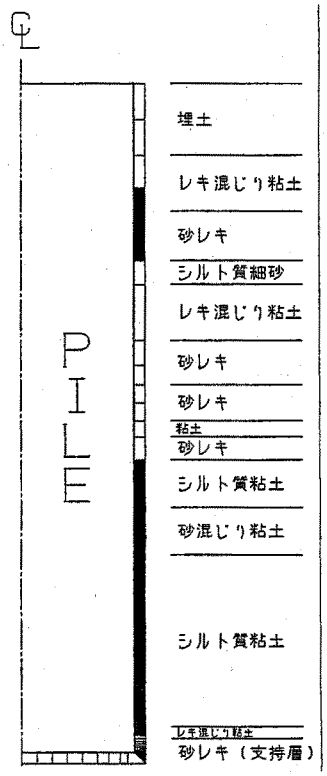
以上述べてきたジョイント要素の挙動を図-4-5-1および図-4-5-2と対応させて考えてみれば，ジョイント要素の滑動または剥離の開始は両図中のＡ点と対応している。すなわち，ジョイント要素が滑動または剥離することにより，その部分から周辺地盤への荷重伝達メカニズムが失われる。このため，その部分における周面摩擦抵抗はモビライズする。その結果，杭頭での荷重を周面摩擦抵抗のみによって支持できなくなり，その支持できなくなった分の荷重が杭先端まで伝達されることになる。次に，図-4-5-1および図-4-5-2中のＢ点ではそれぞれの杭におけるほぼすべてのジョイント要素が滑動または剥離している。このことから，杭周面から周辺地盤への荷重伝達メカニズムが完全に失われたため周面摩擦抵抗のフルモビライズが起こったものと考えられる。

４．５．３　先端支持メカニズム

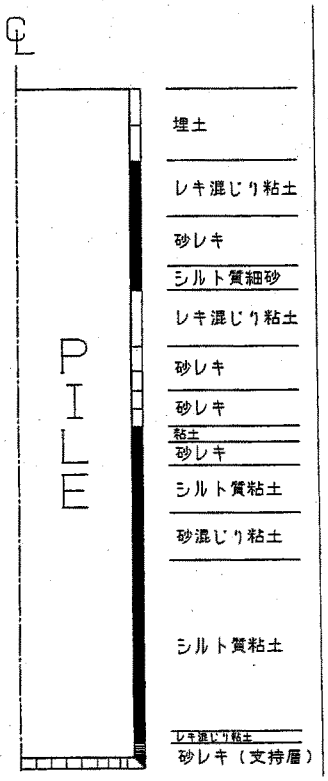
（１）ＲＣ場所打ち杭における杭先端地盤の力学挙動

図-4-5-5は解析結果から得られた杭先端付近での地盤の破壊の進展を示している[16),24)]。ＲＣ場所打ち杭の場合，先端抵抗力が約0.9MNに達した時点において杭先端の縁端部付近で地盤の破壊が生じている。次に，先端抵抗力が約2.0MNに達すると支持層下の粘土層においても地盤の破壊が生じている。載荷重の増加に伴い，杭先端縁端部付近における地盤の破壊は杭先端底面直下の部分を取り巻くように支持層内を鉛直下方に向かって拡大している。また，杭先端底面中心直下の粘土層と接する支持層の部分にも地盤の破壊が生じ，支持層内で拡大している。一方，支持層下の粘土層内における地盤の破壊は，半球状に拡大している。先端抵抗力が約3.8MNに達すると支持層内における地盤の破壊は支持層を貫き粘土層にまで達している。また，この荷重レベルは，先端抵抗の降伏が生じる荷重レベル（図-4-5-1におけるC）とほぼ一致している。したがって，ＲＣ場所打ち杭の場合，地盤の破壊が支持層内を貫き，その下の粘土層に達することにより，支持層内における支持メカニズムが失われ，先端抵抗の降伏が生じたものと考えられる。

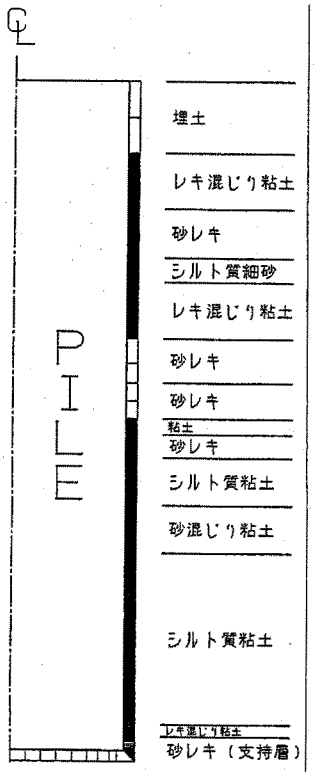
図-4-5-6は，杭先端底面直下の部分を取り巻く要素におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の支持層内における深度分布を示している。なお，τとσ_rは地盤の



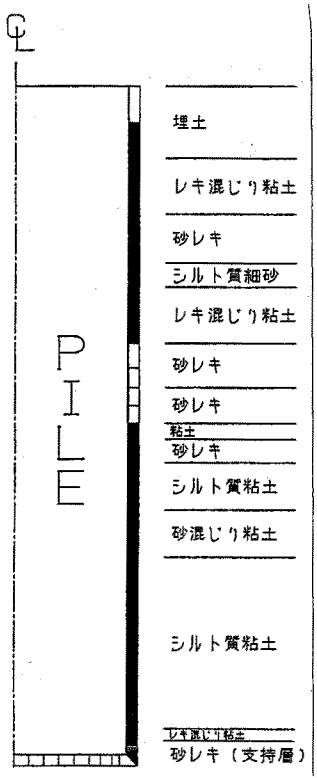
(a) 杭頭荷重　5.88MN



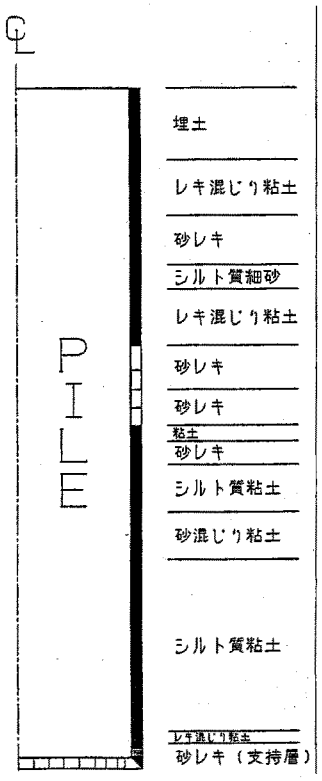
(b) 杭頭荷重　7.84MN



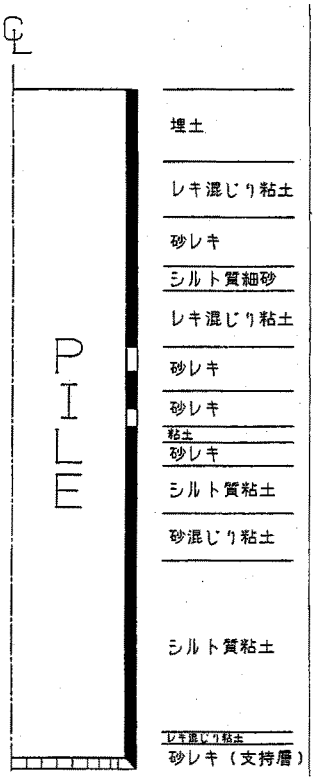
(c) 杭頭荷重　9.8MN



(d) 杭頭荷重　11.76MN

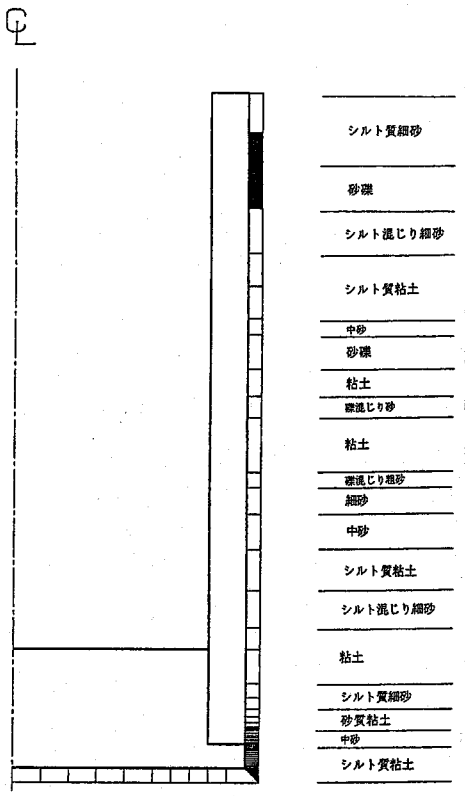


(e) 杭頭荷重　13.72MN

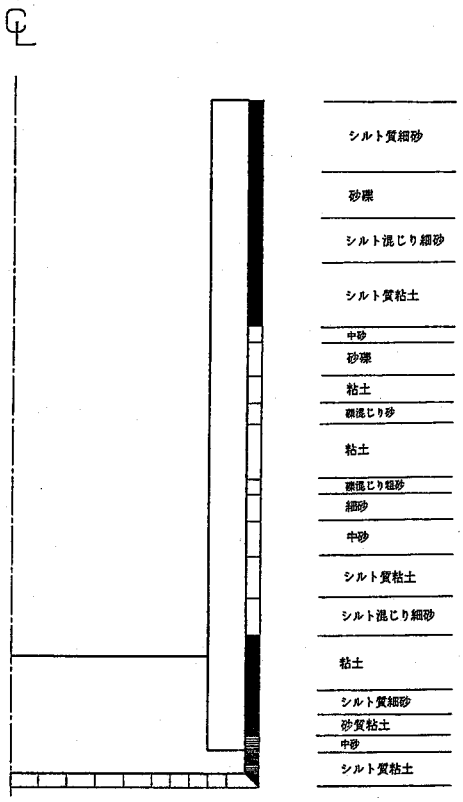


(f) 杭頭荷重　15.68MN

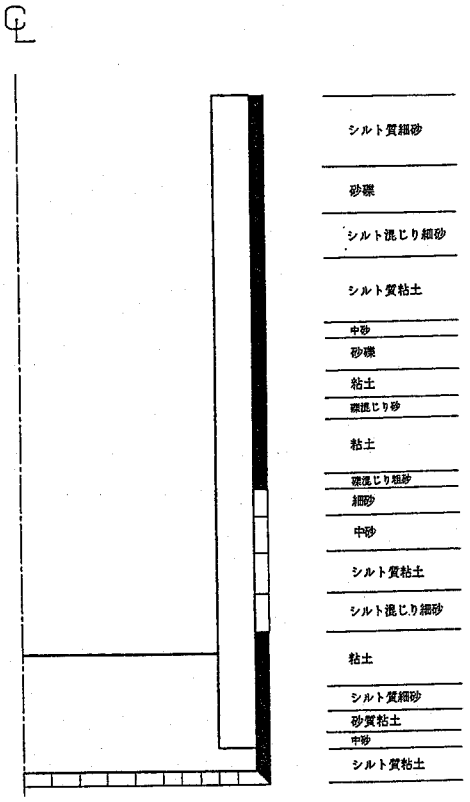
図 -4-5-3　ジョイント要素の状態（ＲＣ場所打ち杭）



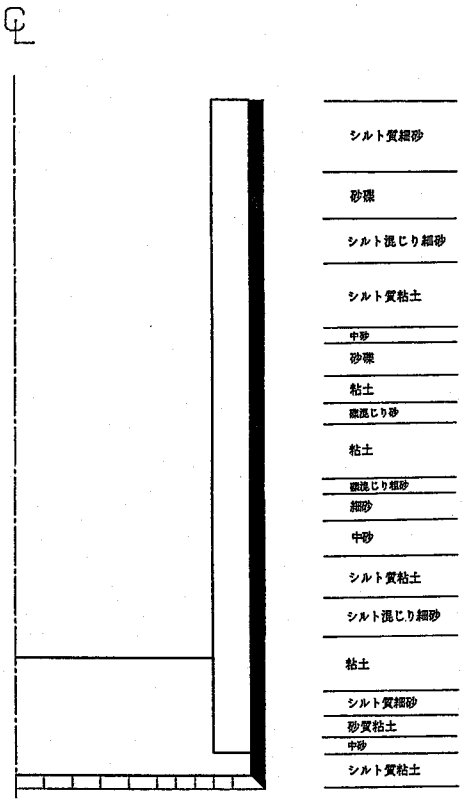
(a) 杭頭荷重　0.98MN



(b) 杭頭荷重　1.96MN



(c) 杭頭荷重　2.45MN



(d) 杭頭荷重　2.94MN

図 -4-5-4　ジョイント要素の状態（中掘り鋼管杭）

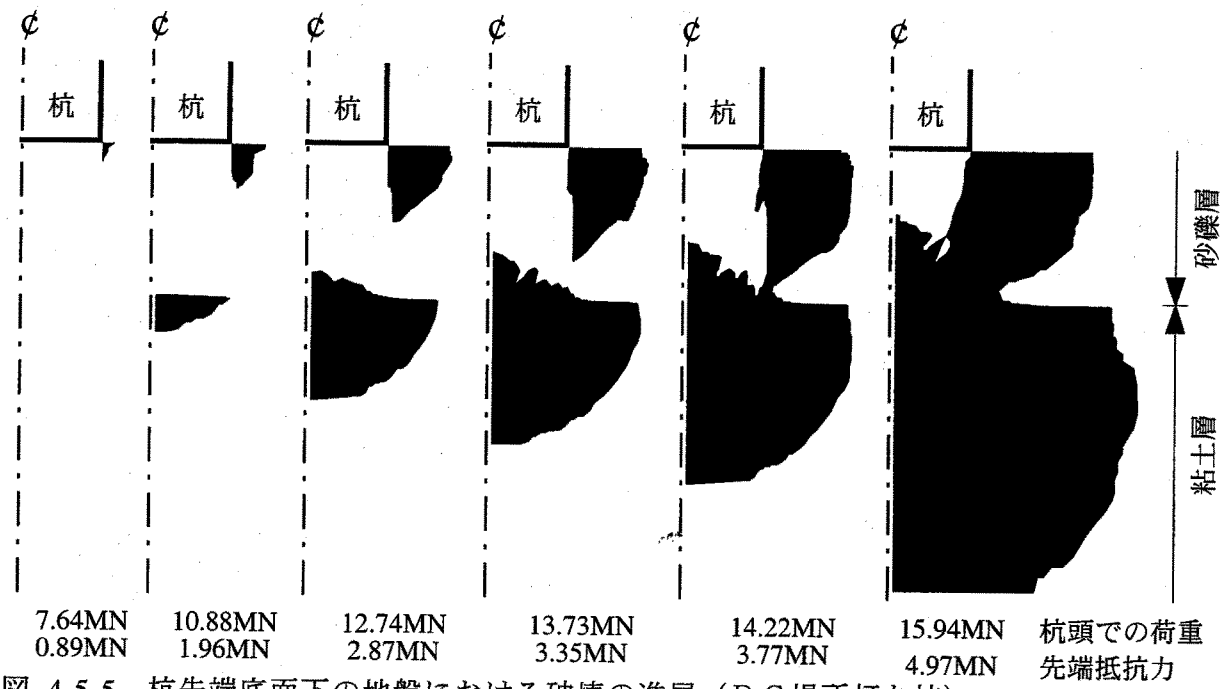


図 -4-5-5　杭先端底面下の地盤における破壊の進展（ＲＣ場所打ち杭）

破壊が支持層を貫き，その下の粘土層に達した時点での値である。τとσ_rの比は，深度方向にほぼ一定であり，その値はtanφ'とほぼ等しい（ここに，φ'は支持層を構成する砂礫の内部摩擦角である）。すなわち，この部分の要素においては，τとσ_rの間にCoulombの摩擦則が成立している。したがって，図-4-5-5における杭先端底面直下の部分を取り巻くような地盤の破壊は，この部分に作用するτとσ_rの間の摩擦関係によって支配される。

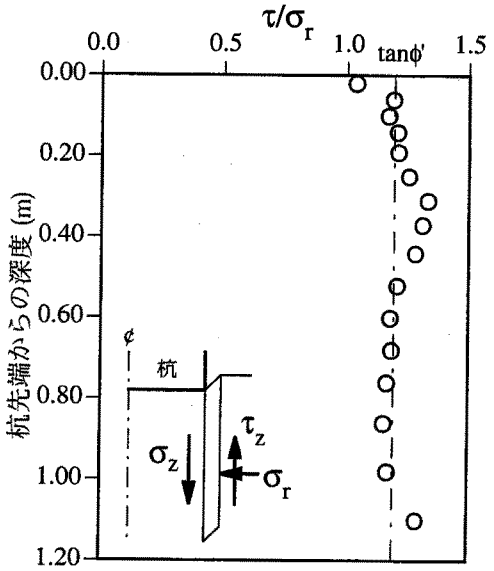


図 -4-5-6　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布（ＲＣ場所打ち杭）

図 -4-5-7は解析の最終段階における杭先端付近の地盤の変形を示している[14),16),24)]。支持層内における杭先端底面直下の部分を取り巻くように，その外側の要素があたかも単純せん断を受けたように変形している。そして，杭先端底面直下の部分が支持層から押し抜かれるように変形していることがよく分かる。したがって，図 -4-5-5でみられた杭直下の部分を取り巻くような破壊の進展はこの単純せん断変形が原因であると考えられる。

図 -4-5-8は杭先端付近の地盤での鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z$）の半径方向の分布を示している[16)]。ここで，$\Delta\sigma_z$は当該段階における杭先端付近の地盤の鉛直方向の垂直応力（σ_z）と初期状態におけるそれ（σ_z^0）との差によって与えられる。先端抵抗力の大きさに

関わらず，杭先端底面と接する部分における$\Delta\sigma_z$（□）は半径方向に向かって単調に増加しおり，その分布形状は半無限弾性体に強制変位を与えたときのブーシネの弾性解による接地圧の分布と類似している。ただし，この深度における$\Delta\sigma_z$は，杭中心からの距離が杭の半径である600mmの位置において急減しており，この位置以遠における$\Delta\sigma_z$の値は，杭先端底面直下の部分におけるそれに比べ非常に小さい。このため，この深度における$\Delta\sigma_z$の分布は杭中心からの距離が600mmの位置において不連続となっている。一方，杭先端が位置している深度以深における$\Delta\sigma_z$の半径方向の分布形状は，載荷重の増加に伴い大きく変化している。ここで，支持層の中間の深度における$\Delta\sigma_z$の分布（■）に着目してみよう。先端抵抗力が約0.9MNのとき，この深度における$\Delta\sigma_z$は半径方向になだらかに減少しており，その分布形状は杭中心からの距離が600mmの位置においても顕著な不連続性は見られない。先端抵抗力が約2.0MNになると$\Delta\sigma_z$の分布形状は台形に変化している。さらに，先端抵抗力が約2.9MNになると杭中心軸直下における$\Delta\sigma_z$よりも，杭中心軸からの距離が約600mmである杭先端底面の縁端部直下におけるそれの方が大きくなっている。図-4-5-5から分かるように，この荷重レベルでは，支持層内における地盤の破壊がほぼ支持層の中央の深度にまで達している。先端抵抗力が約3.4MNになると杭先端底面の縁端部直下において$\Delta\sigma_z$は激減しており，その分布形状はこの部分において不連続になっている。このことは，この部分からの応力の滑らかな伝達が阻害されていることを意味している。この荷重レベルでは，支持層内における地盤の破壊は支持層の中央の位置を抜け，その下方に達している。その後，載荷重の増加にともない，杭中心からの距離が600mm以遠における$\Delta\sigma_z$はほとんど変化しないのに対し，杭先端底面直下における$\Delta\sigma_z$は顕著に増加している。なかでも，杭先端底面の縁端直下の部分における$\Delta\sigma_z$の増加は顕著である。

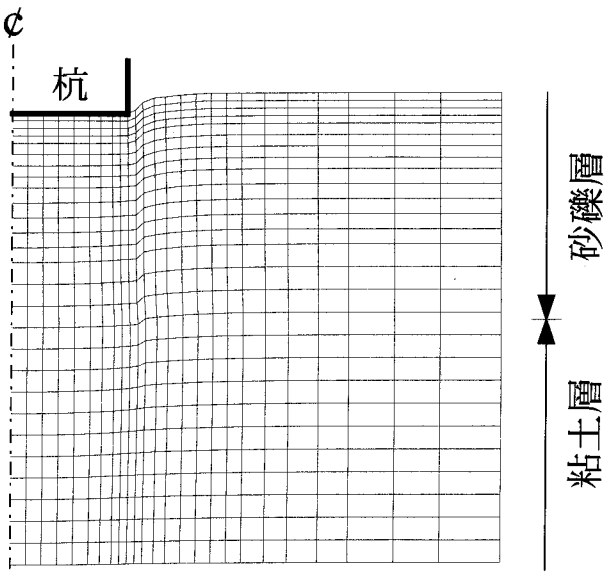
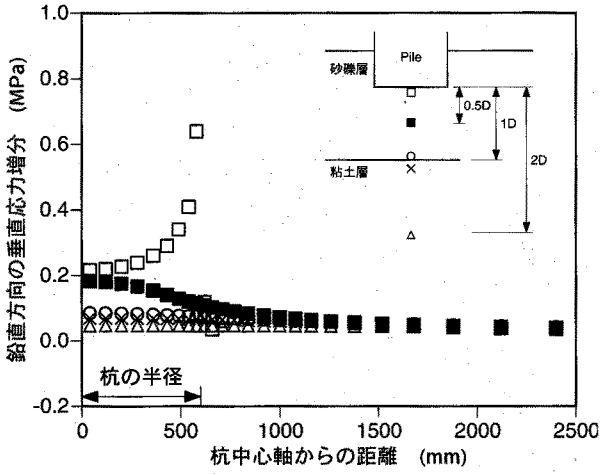


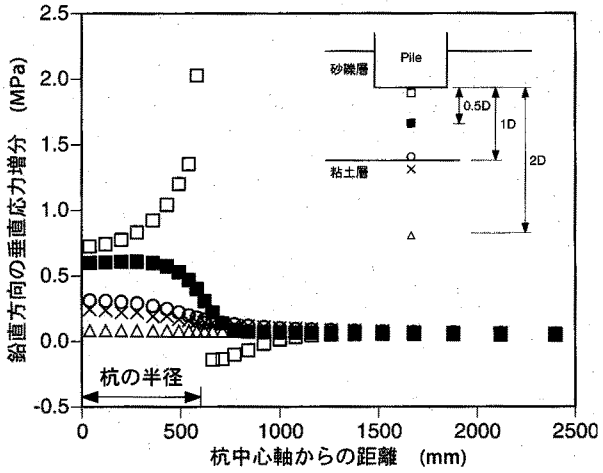
図-4-5-7　解析の最終段階における杭先端先端底面下の地盤の変形（ＲＣ場所打ち杭）

（２）中掘り鋼管杭における杭先端地盤の力学挙動

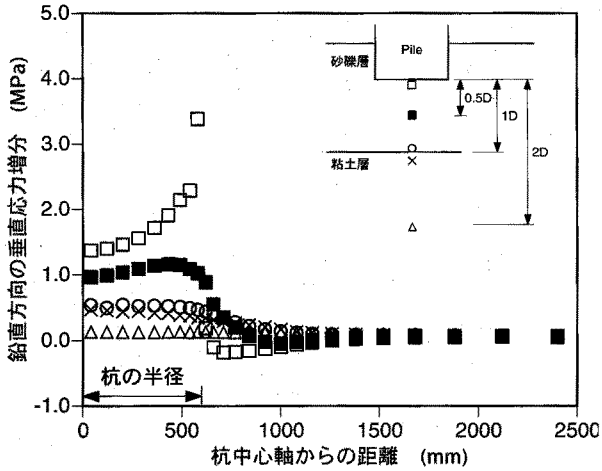
図-4-5-9は解析結果から得られた根固めコンクリート底面下での地盤の破壊の進展を示している[17),26)]。中掘り鋼管杭の場合，先端抵抗力が約0.7MNに達した時点において支持層下の粘土層において地盤の破壊が生じている。また，先端抵抗力が約0.8MNに達した時点において，杭先端の根固めコンクリート底面の縁端部付近においても地盤の破壊が生じている。載荷重の増加とともに，杭先端の根固めコンクリート底面の縁端部付近における地



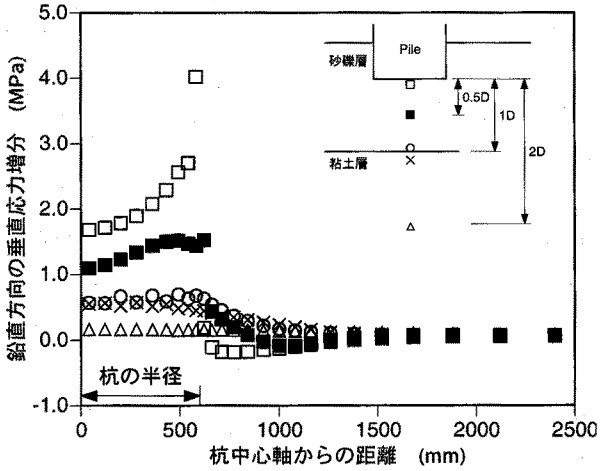
(a) 先端抵抗力 0.89MN



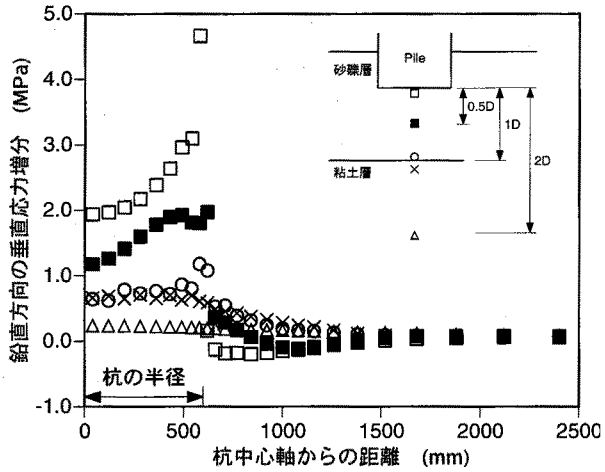
(b) 先端抵抗力 1.96MN



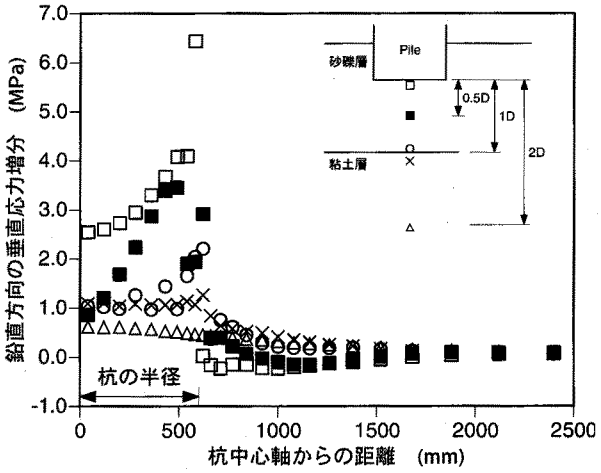
(c) 先端抵抗力 2.87MN



(d) 先端抵抗力 3.35MN



(e) 先端抵抗力 3.77MN



(f) 先端抵抗力 4.97MN

図-4-5-8　杭先端底面下の地盤における鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z$）の半径方向の分布（ＲＣ場所打ち杭）

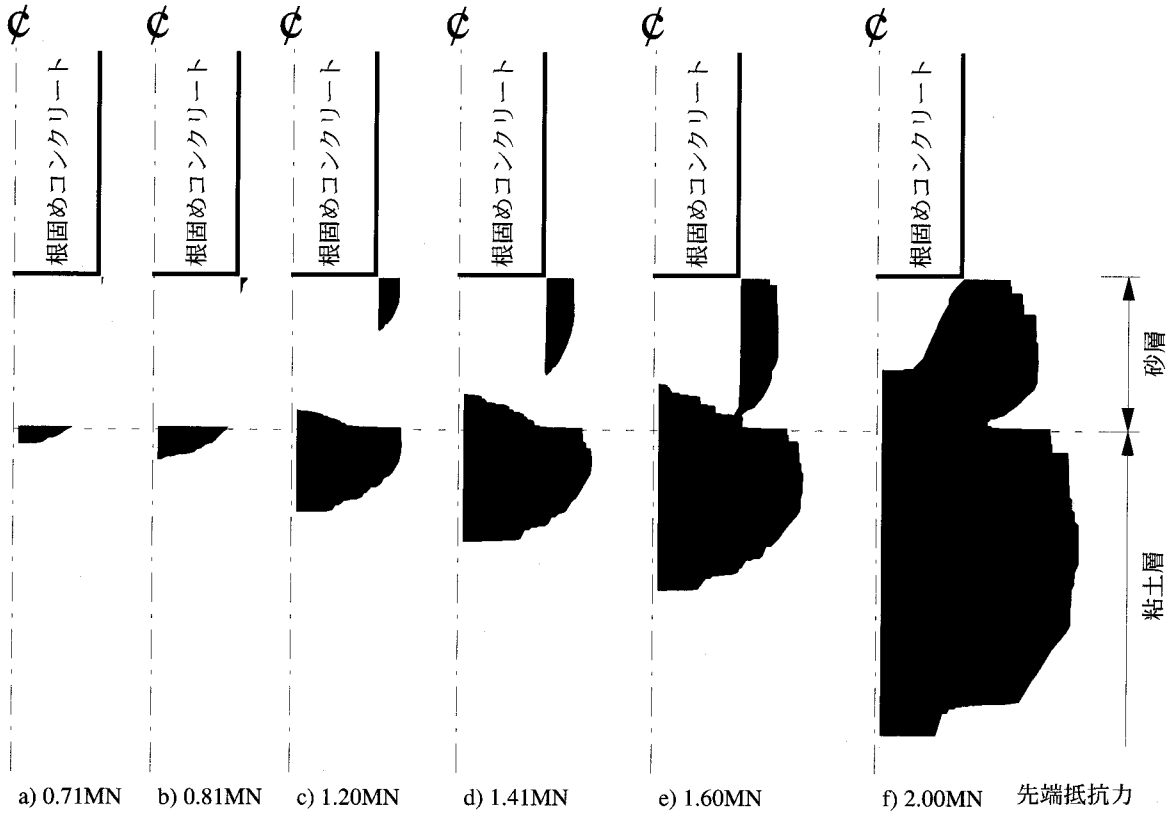


図 -4-5-9　根固めコンクリート底面下の地盤における破壊の進展（中掘り鋼管杭）

盤の破壊は，根固めコンクリート底面直下の部分を取り巻くように支持層内を鉛直下方に向かって拡大している。また，根固めコンクリート底面中心直下の粘土層と接する支持層の部分にも地盤の破壊が生じ，支持層内で拡大している。一方，粘土層内における破壊域は半球状に拡大している。先端抵抗力が約 1.6MN に達すると，支持層内における地盤の破壊は支持層を貫き粘土層にまで達している。この荷重レベルでは先端抵抗の降伏が生じている（図 -4-5-2 における C）。したがって，ＲＣ場所打ち杭の場合と同様に中掘り鋼管杭においても，地盤の破壊が支持層内を貫き，その下の粘土層に達することにより，支持層内における支持メカニズムが失われ，先端抵抗の降伏が生じるものと考えられる。

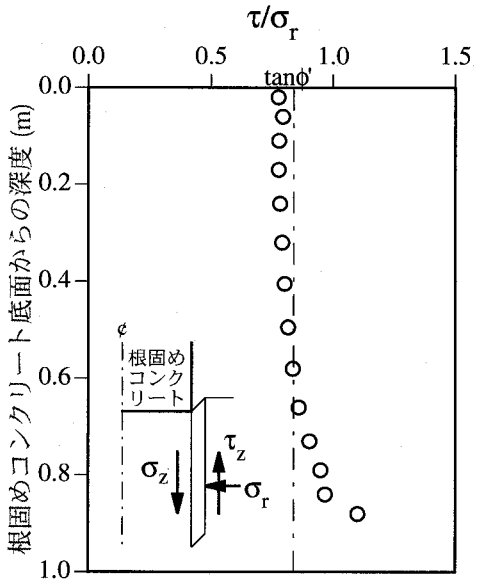


図 -4-5-10　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (中掘り鋼管杭)

図 -4-5-10 は，杭先端の根固めコンクリート底面直下の部分を取り巻く要素における τ と σ_r の比の支持層内における深度分布を示している。ただし，τ と σ_r の値は地盤の破壊が支持層を貫き，その下の粘土層に達した時点のものである。ＲＣ場所打ち杭の場合と同様に，

τとσ_rの比は，深度方向にほぼ一定であり，その値は$\tan\phi'$とほぼ等しい。すなわち，この部分の要素においては，τとσ_rの間にCoulombの摩擦則が成立しており，それによって地盤の破壊が支配されている。

図-4-5-11は解析の最終段階における根固めコンクリート底面下の地盤の変形を示している[17]。ＲＣ場所打ち杭の場合と同様に中掘り鋼管杭においても杭先端の根固めコンクリート底面直下の部分を取り巻くように，その外側の要素があたかも単純せん断変形を受けたように変形している。そして，根固めコンクリート底面直下の部分が支持層から押し抜かれるように変形していることがよく分かる。したがって，図-4-5-9でみられた根固めコンクリート底面直下の部分を取り巻くような地盤の破壊の進展は，この単純せん断変形が原因であると考えられる。

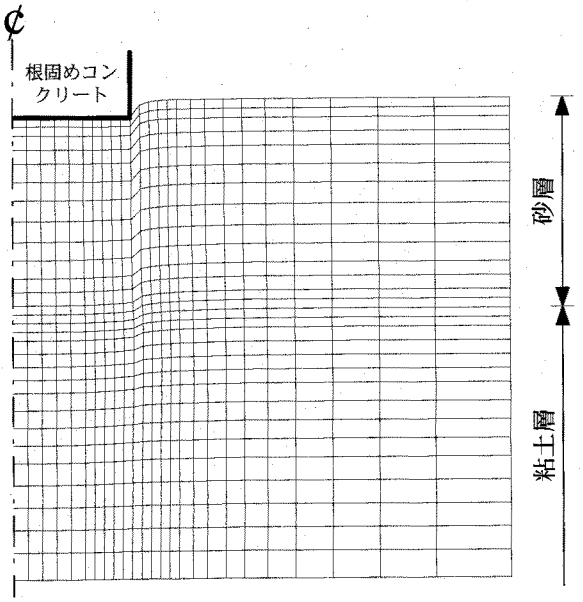
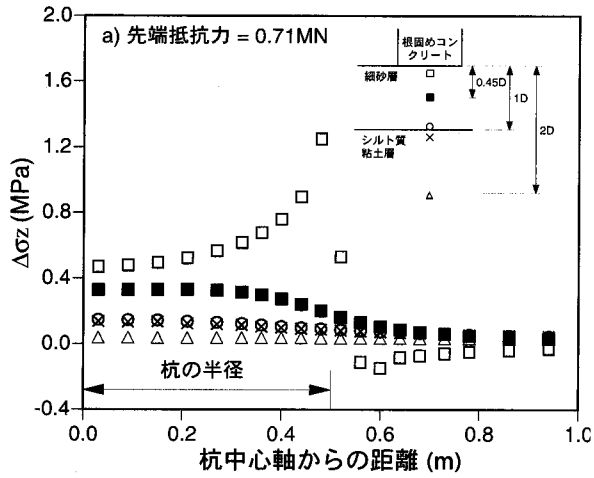
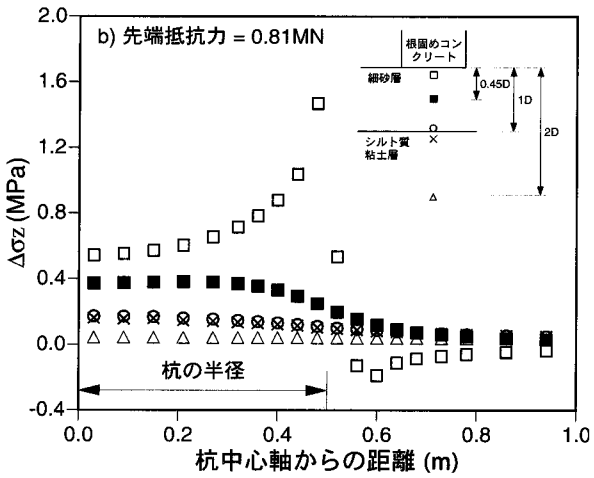


図-4-5-11　解析の最終段階における根固めコンクリート底面下の地盤の変形（中掘り鋼管杭）

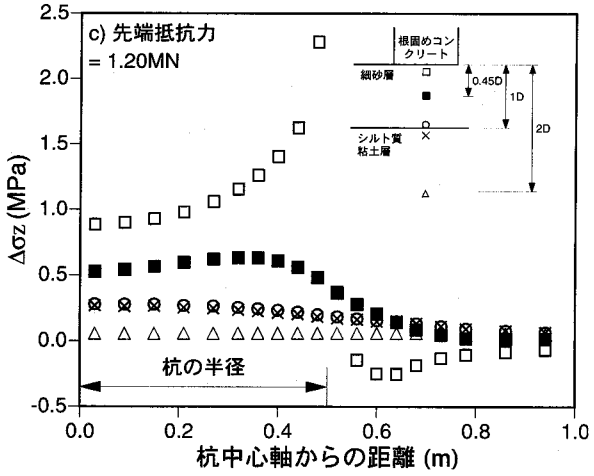
図-4-5-12は中掘り鋼管杭における根固めコンクリート底面下の地盤での$\Delta\sigma_z$の半径方向の分布を示している[17]。ＲＣ場所打ち杭の場合と同様に，先端抵抗力の大きさに関わらず，根固めコンクリート底面と接する部分における$\Delta\sigma_z$（□）は半径方向に向かって単調に増加しおり，その分布形状は，半無限弾性体に強制変位を与えたときのブーシネの弾性解による接地圧の分布と類似している。ただし，この深度における$\Delta\sigma_z$は，杭中心からの距離が杭の半径である500mmの位置において急減している。そして，この位置以遠における$\Delta\sigma_z$の値は根固めコンクリート底面直下の部分におけるそれに比べ非常に小さい。このため，この深度における$\Delta\sigma_z$の分布は杭中心からの距離が500mmの位置において不連続となっている。一方，根固めコンクリート底面の深度以深における$\Delta\sigma_z$の半径方向の分布特性は，載荷重の増加に伴い大きく変化している。ここで，ＲＣ場所打ち杭の場合と同様に，支持層の中間の深度における$\Delta\sigma_z$の分布（■）に着目すれば，先端抵抗力が約0.8MNに達するまでは，この深度における$\Delta\sigma_z$は半径方向になだらかに減少しており，杭中心からの距離が500mmの位置においても顕著な不連続性は見られない。載荷重の増加に伴い，根固めコンクリート底面の縁端部直下の$\Delta\sigma_z$は顕著に増加し，根固めコンクリート底面中心直下のそれより大きくなっている。このため，$\Delta\sigma_z$の半径方向の分布形状は，台形から凹形へと変化している。そして，先端抵抗力が約1.6MNに達すると杭中心軸から500mm離れた根固めコンクリート底面の縁端部直下の位置において$\Delta\sigma_z$は激減しており，$\Delta\sigma_z$の半径方向の分布形



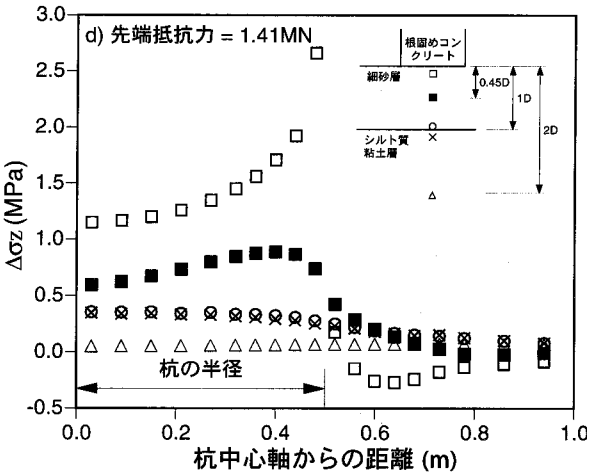
(a) 先端抵抗力 0.71MN



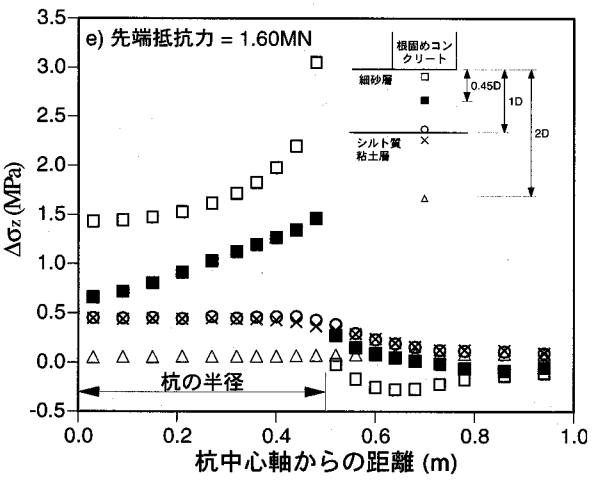
(b) 先端抵抗力 0.81MN



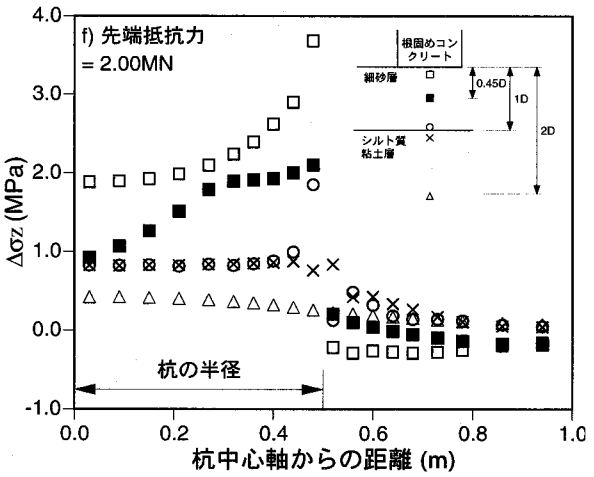
(c) 先端抵抗力 1.20MN



(d) 先端抵抗力 1.41MN



(e) 先端抵抗力 1.60MN



(f) 先端抵抗力 2.00MN

図 -4-5-12　根固めコンクリート底面下の地盤における鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z$）の半径方向の分布（中掘り鋼管杭）

状はこの部分において不連続になっている。さらに，載荷荷重が増加すると，杭中心からの距離が500mm以遠における$\Delta\sigma_z$はほとんど変化しないのに対し，根固めコンクリート底面直下における$\Delta\sigma_z$は顕著に増加している。なかでも，根固めコンクリート底面の縁端部直下の部分における$\Delta\sigma_z$の増加は顕著である。

（３）先端支持メカニズム

以上，ＲＣ場所打ち杭ならびに中掘り鋼管杭の現場載荷試験における杭先端での支持メカニズムについてまとめれば次のようになる。すなわち，杭先端に伝達される荷重レベルが低く，杭先端または根固めコンクリートが支持層にほとんど貫入していない時点では，杭先端または根固めコンクリート底面直下の部分とその周辺との相対的な変位差がほとんど無いため，この変位差に起因するせん断応力はほとんど生じない。このため，地盤の破壊は生じず，杭先端または根固めコンクリート底面から支持層に伝達される荷重は支持層内を滑らかに伝達され，分散される。杭先端または根固めコンクリートに伝達される荷重の増加に伴い，杭先端または根固めコンクリートの支持層への貫入量は増加する。このため，杭先端または根固めコンクリート底面直下の部分とその周辺との相対的な変位差は大きくなり，杭先端または根固めコンクリート縁端部付近において杭先端または根固めコンクリート底面直下の部分を取り巻く部分のせん断応力は増加する。そして，まずこの部分において地盤の破壊が生じる。これにより，杭先端または根固めコンクリート底面から支持地盤に伝達される荷重のうち，破壊した部分を介しての伝達が妨げられることになる。したがって，杭先端または根固めコンクリート底面直下の部分を取り巻くような破壊が生じている深度までは杭先端または根固めコンクリートに伝達された荷重は支持層内において鉛直下方のみに伝達されることになる。したがって，この深度までの杭先端または根固めコンクリート底面直下の部分は，圧縮された円柱状のコアとなり，杭先端または根固めコンクリート底面から伝達される荷重をその周辺地盤へ分散させることなく，地盤の破壊が未だ生じていない部分まで伝達させる。また，コアの部分に作用する応力は，周辺地盤に作用する応力に比べ非常に大きいため，コア部分における剛性は非常に大きくなる。そのため，コアは杭とほぼ同等の役割を果たす。すなわち，コアの先端とその周辺との相対的な変位差が大きくなり，コア先端縁端部付近においてコアを取り巻く部分のせん断応力は増加する。そして，やがてこの部分における地盤は破壊する。一方，コア内部では，半無限地盤上の剛体基礎の接地圧の分布のように，杭中心軸線上の応力よりもコア縁端部における応力の方が大きくなる。このようにして，支持層内における地盤の破壊は，杭先端または根固めコンクリート底面直下に円柱状のコアを形成しながら，それを取り巻くように順次鉛直下方に進行して行き，最終的に支持層を貫き，その下の粘土層に到達する。それ以降，杭先端または根固めコンクリート底面から伝達される荷重は支持層内で減ぜられることなく，コアを通じて支持層下の粘土層に伝達されることになる。すなわち，支持層内における支持メカニズムが失われ，先端抵抗の降伏が生じる。つまり，支持層内において杭先端または

根固めコンクリート底面直下の部分が円柱状に押し抜かれるようなメカニズム，すなわち，パンチング破壊が現場載荷試験における先端抵抗の支配メカニズムである。

4．6　支持力特性に及ぼす支持層厚の影響

4．6．1　解析ケース

薄層支持杭の支持力特性，特に先端抵抗特性に及ぼす層厚の影響を調べるため，支持層厚を変動パラメータとした拡張TYPE-C予測を行う。表-4-6-1は解析ケースを示している[24),25),26)]。RC場所打ち杭の載荷試験に対するTYPE-C予測を基本とした一連の解析ケースをシリーズⅠ，また，中掘り鋼管杭の載荷試験に対するTYPE-C予測を基本とした一連の解析ケースをシリーズⅡとする。いずれのシリーズにおいても支持層が無いケースおよび完全であるケースを含んでいる。また，BP-1およびSP-1はそれぞれ現場載荷試験に対応する。

表-4-6-1　解析ケース

	解析ケース	
支持層厚比 (h/D)	シリーズⅠ (RC場所打ち杭)	シリーズⅡ (中掘り鋼管杭)
0	BP-0	SP-0
1	BP-1 (現場載荷試験)	SP-1 (現場載荷試験)
1.5	-	SP-1.5
2	BP-2	SP-2
2.5	-	SP-2.5
3	BP-3	SP-3
4	-	SP-4
5	BP-5	SP-5
∞	BP-∞	SP-∞

4．6．2　杭頭での荷重と沈下量の関係

図-4-6-1および-4-6-2はそれぞれシリーズⅠおよびⅡにおける全てのケースの杭頭での荷重と沈下量の関係を示している[24),25),26)]。それぞれのシリーズにおいて載荷初期では全てのケースの荷重と沈下量の関係はほぼ一致しており，かつ，それらはほぼ直線関係になっている。載荷重の増加に伴い，杭頭での荷重がシリーズⅠでは約7MN，シリーズⅡでは約3MNに達した時点において全てのケースの荷重と沈下量の関係における沈下量に対する荷重の勾配が明らかに減少している。この時の荷重レベルは4．5．2で述べた杭周面に配置さ

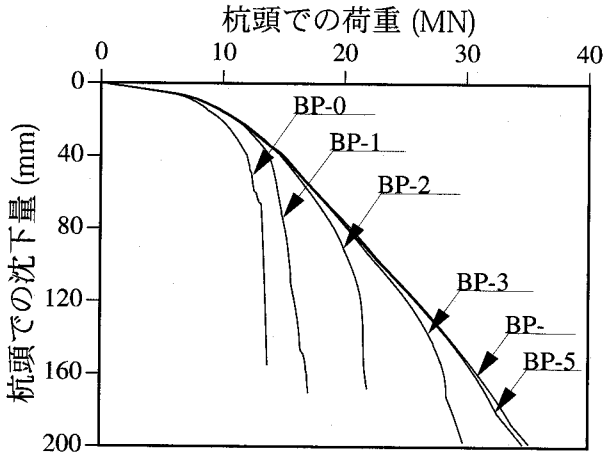


図-4-6-1　杭頭における荷重と沈下量の関係（シリーズⅠ）

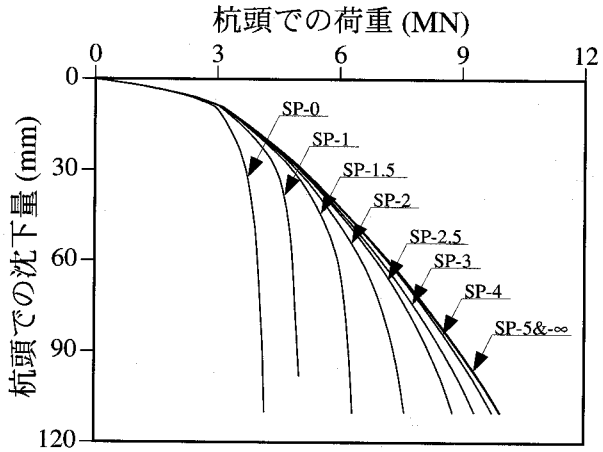


図-4-6-2　杭頭での荷重と沈下量の関係（シリーズⅡ）

れたジョイント要素の一部が滑動もしくは剥離し始めるそれと一致している。したがって，杭頭での荷重と沈下量の関係における最初の勾配の変化は杭の周面摩擦抵抗がモビライズし始めたためであると考えられる。この最初の勾配の変化ののち，それぞれシリーズⅠおよびⅡともに，支持層が完全であるケース（BP-∞ および SP-∞）および支持層厚が杭径の５倍であるケース（BP-5 および SP-5）を除くすべてのケースの杭頭での荷重と沈下量の関係は，支持層が薄いほど他のケースのそれらから低い荷重レベルにおいて分離している。特に，支持層がないケース（BP-0 および SP-0）では，最初の勾配の変化とほとんど同時にその荷重と沈下量の関係は他のケースのそれらから分離している。また，シリーズⅠおよびⅡともに，支持層が杭径の３倍以下のケースでは，分離後に荷重と沈下量の関係の勾配が再度変化し，沈下量の増加に対する荷重の勾配が再度顕著に減少している。

４．６．３　周面摩擦抵抗の発現特性

図 -4-6-3 および -4-6-4 はそれぞれシリーズⅠおよびⅡにおけるすべてのケースの周面摩擦力と杭頭沈下量の関係を示している[26]。なお，いずれのシリーズにおいても周面摩擦力は杭頭での荷重と先端抵抗力の差として与えている。シリーズⅠおよびⅡにおいても，いずれのケースの周面摩擦力と杭頭での沈下量の関係はほぼ一致しており，周面摩擦抵抗に及ぼす支持層厚の影響はほとんど無いことが分かる。これは，周面摩擦抵抗は杭体と周面地盤との相対変位によって生じるため，杭の先端支持抵抗の影響を直接的に受けないためである。

４．６．４　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係

図 -4-6-5 および -4-6-6 はそれぞれシリーズⅠおよびⅡにおけるすべてのケースの先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係を示している[24),25),26]。シリーズⅠでは BP-5 および BP-∞ の先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係は，その曲線の勾配が明瞭に変化する点を持たず，ほぼ直線的な関係になっている。一方，他のケースにおける先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係は，支持層が薄いほど低い荷重レベルで BP-∞ のそれから分離している。また，BP-

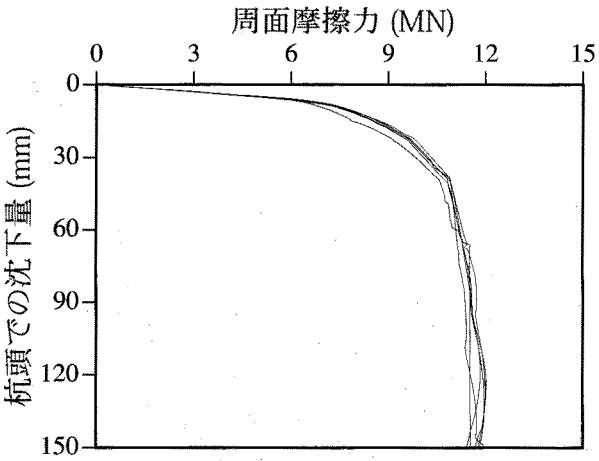


図 -4-6-3　周面摩擦力と杭頭沈下量の関係（シリーズⅠ）

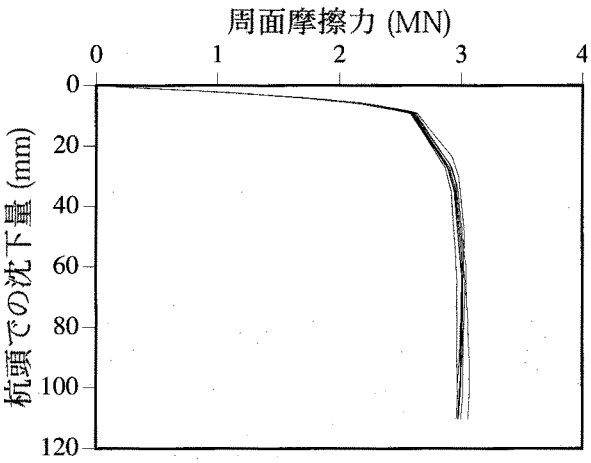


図 -4-6-4　周面摩擦力と杭頭沈下量のの関係（シリーズⅡ）

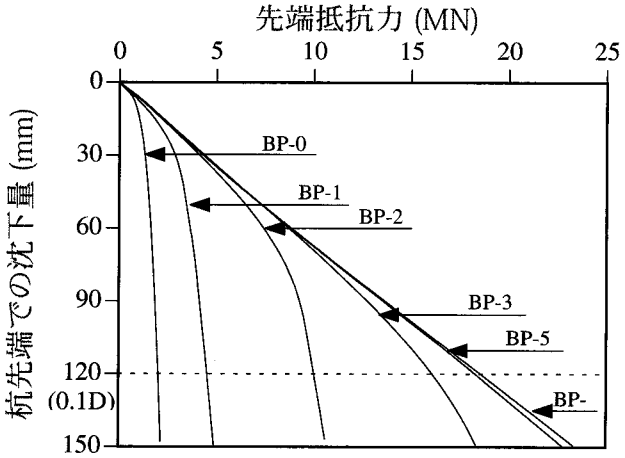


図 -4-6-5　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係（シリーズⅠ）

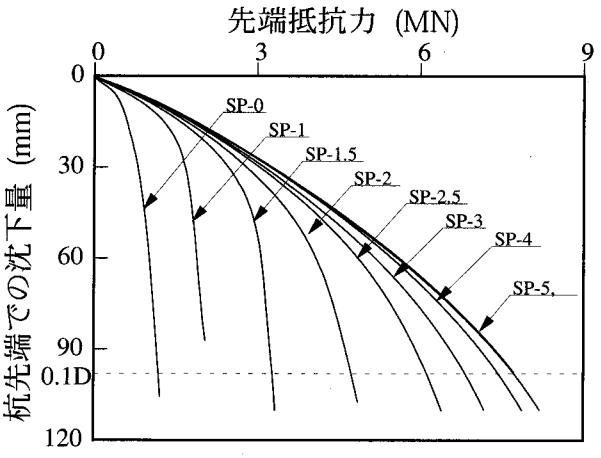


図 -4-6-6　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係（シリーズⅡ）

0, BP-1 および BP-2 における先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係は，実務上鉛直支持力が降伏するとみなす沈下量が杭径の 10%[27] である 120mm に達するまでにその曲線の勾配が明らかに変化している。一方，シリーズⅡでは，SP-∞ および SP-5 における先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係はほぼ一致している。そして，シリーズⅠとは異なり，SP-∞ および SP-5 における先端抵抗と杭先端での沈下量の関係では，その曲線の勾配が沈下量の増大に伴い緩やかに減少している。一方，他のケースの先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係は，支持層が薄いほど低い荷重レベルにおいて SP-∞ および SP-5 のケースのそれらから分離している。また，SP-0, SP-1, SP-1.5, SP-2 および SP-2.5 では，先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係は杭先端での沈下量が杭径の 10% である 100mm に達するまでにその曲線の勾配が明らかに変化している。

4．6．5　杭先端での支持メカニズム

図 -4-6-7 および -4-6-8 はそれぞれ BP-0 および SP-0 における杭先端付近での地盤の破壊の進展を示している[25),26)]。地盤の破壊は BP-0 では杭先端底面縁端部直下，SP-0 では根固めコンクリート底面縁端部直下において最初に生じる。載荷重の増加に伴い，破壊域は BP-0 では杭先端底面と，SP-0 では根固めコンクリート底面とほぼ 45° の傾きをなし，底面縁端部から底面中心直下に向かって帯状に進展している。ところで，一般的な支持力理論では基礎底面直下の支持地盤において，基礎の接地面と 45°+ϕ/2 の角度で鉛直くさびが生じることが知られている。ここで，粘土地盤は透水性が非常に低く，数値シミュレーションではほぼ非排水条件を満足していると考えてよい。このため，全応力的な立場によれば ϕ を 0° とみなすことができる。したがって，破壊域は杭先端底面または根固めコンクリート底面と 45° の傾きをなし，底面中心直下に向かって進展したものと考えられる。また，地盤の破壊が底面中心直下にまで達した後，地盤の破壊は球根状に拡大している。

図 -4-6-9 および -4-6-10 はそれぞれ BP-0 および SP-0 における先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係を示している。但し，いずれの図においても沈下量は杭径に対する百分率によっ

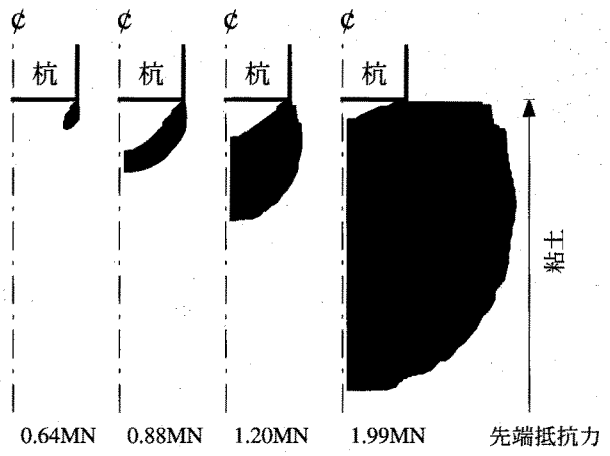


図 -4-6-7　杭先端付近での地盤の破壊の進展 (BP-0)

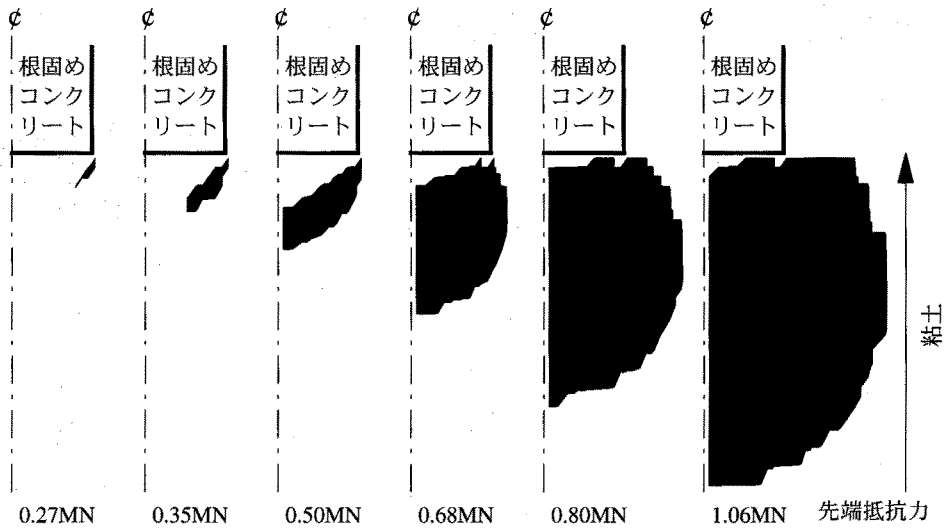


図 -4-6-8　杭先端付近での地盤の破壊の進展 (SP-0)

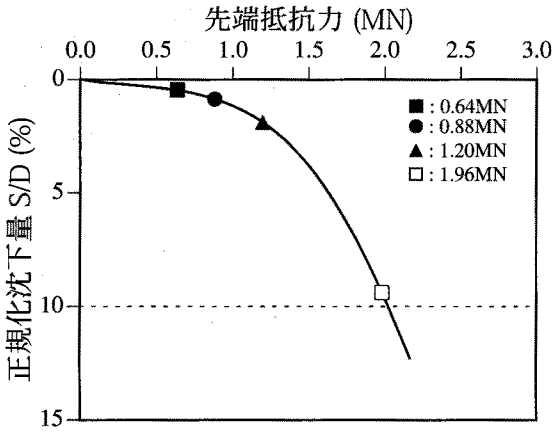


図 -4-6-9　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係 (BP-0)

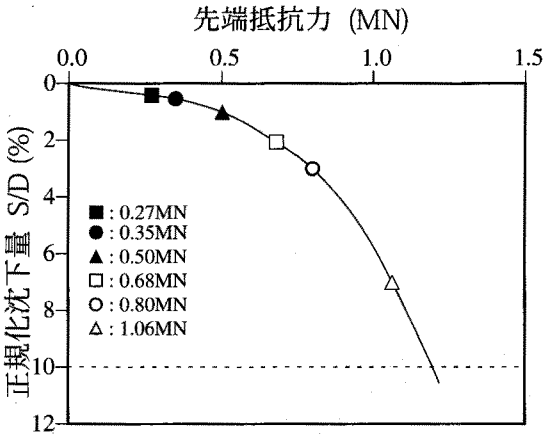


図 -4-6-10　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係 (SP-0)

て表されている。BP-0 および SP-0 の両者ともに，先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係における曲線の勾配が変化し始める，すなわち先端抵抗が降伏し始める荷重レベルは地盤の破壊が杭先端底面または根固めコンクリート底面中心直下にまで達したそれとほぼ一致している。したがって，支持層が粘土のみによって構成される場合，破壊域が杭先端底面または根固めコンクリート底面直下の半球状のコアを包み込むように形成されることにより，杭先端または根固めコンクリート底面から支持地盤への荷重の伝達が阻害され，先端抵抗が降伏するものと考えられる。

図 -4-6-11 は BP-2 における杭先端底面下の地盤における破壊の進展[24),26)]を，また，図 -4-6-12, -4-6-13 および -4-6-14 はそれぞれ SP-1.5, SP-2 および SP-2.5 における根固めコンクリート底面下の地盤の破壊の進展[25)]を示している。いずれのケースにおいても地盤の破壊の進展は支持層厚と杭径が等しいケース（BP-1 および SP-1）と同じ傾向を示している。すなわち，地盤の破壊は，BP-2 では杭先端底面縁端部付近において，SP-1.5, SP-2 および SP-2.5 では杭先端の根固めコンクリート底面縁端部付近に最初に生じる。そして，載荷重の増加に伴いそれは支持層内において杭先端または根固めコンクリート底面直下の支持層を取り巻くように鉛直下方に進展している。また，杭先端または根固めコンクリート底面中心直下の粘土層と接する支持層の部分にも地盤の破壊が生じ，支持層内で拡大している。さらに，杭先端または根固めコンクリート底面中心直下の粘土層の部分にも破壊が生じ，荷重の増加とともに粘土層内で半球状に拡大している。そして，最終的に支持層内において杭先端底面または根固めコンクリート底面縁端部付近から鉛直下方に向かって進展した破壊領域は粘土層と接する部分から上方に拡大してきた地盤の破壊領域と結合することにより，支持層を貫き，その下の粘土層に達している。この後，支持層内における地盤の破壊は杭先端または根固めコンクリート直下の支持層の部分にも拡大している。この特徴はシリー

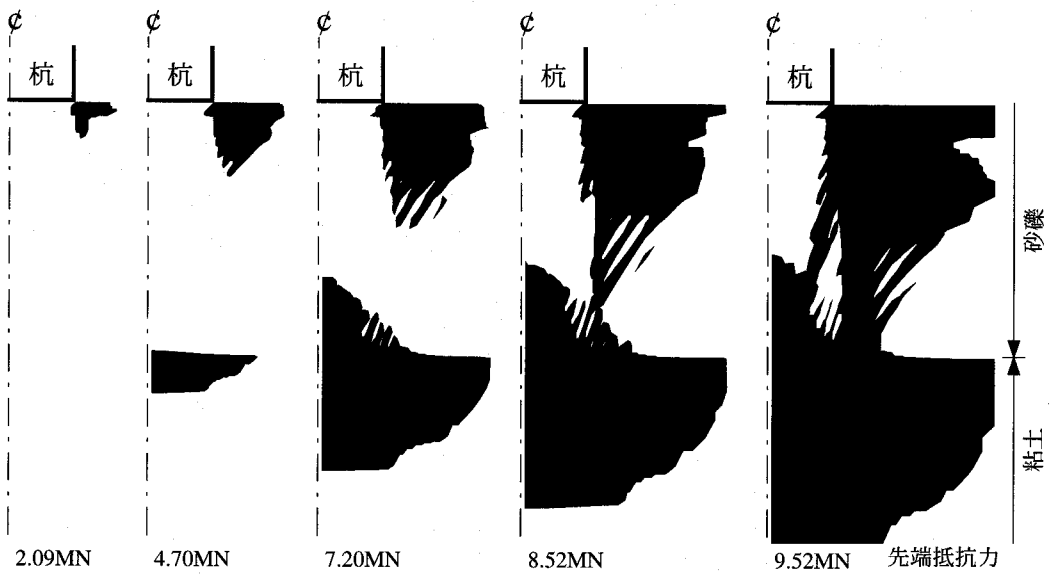


図 -4-6-11　杭先端底面下における地盤の破壊の進展 (BP-2)

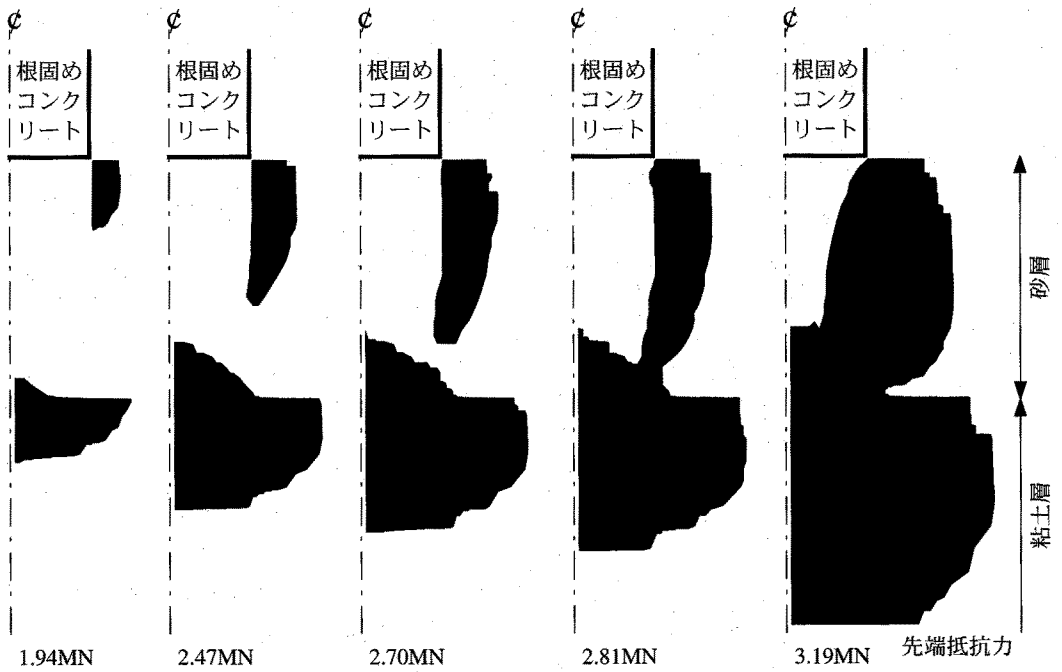


図 -4-6-12　根固めコンクリート底面下における地盤の破壊の進展 (SP-1.5)

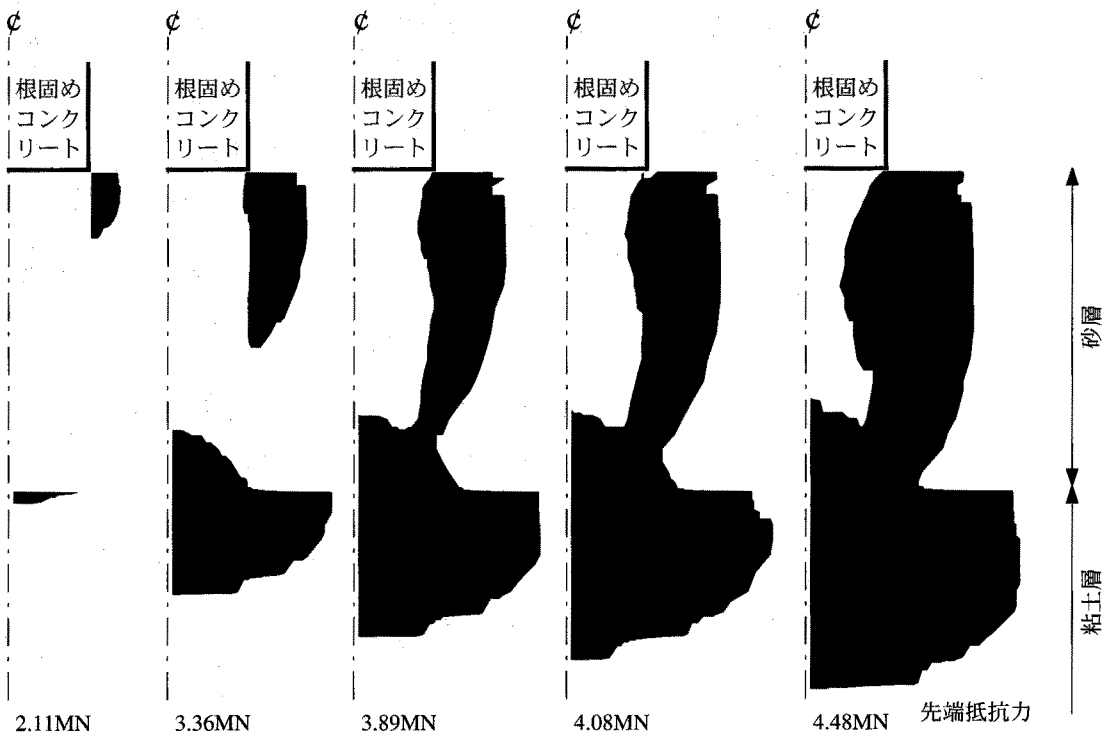


図 -4-6-13　根固めコンクリート底面下における地盤の破壊の進展 (SP-2)

ズⅠよりもシリーズⅡの方が，また，両シリーズとも支持層厚が厚いほど顕著である。特に SP-2.5 では，地盤の破壊は杭先端底面中心直下にまで達している。

図 -4-6-15 は BP-2 における杭先端直下，また，図 -4-6-16，-4-6-17 および -4-6-18 はそれぞれ SP-1.5, SP-2 および SP-2.5 における根固めコンクリート直下の部分を取り巻く要素に

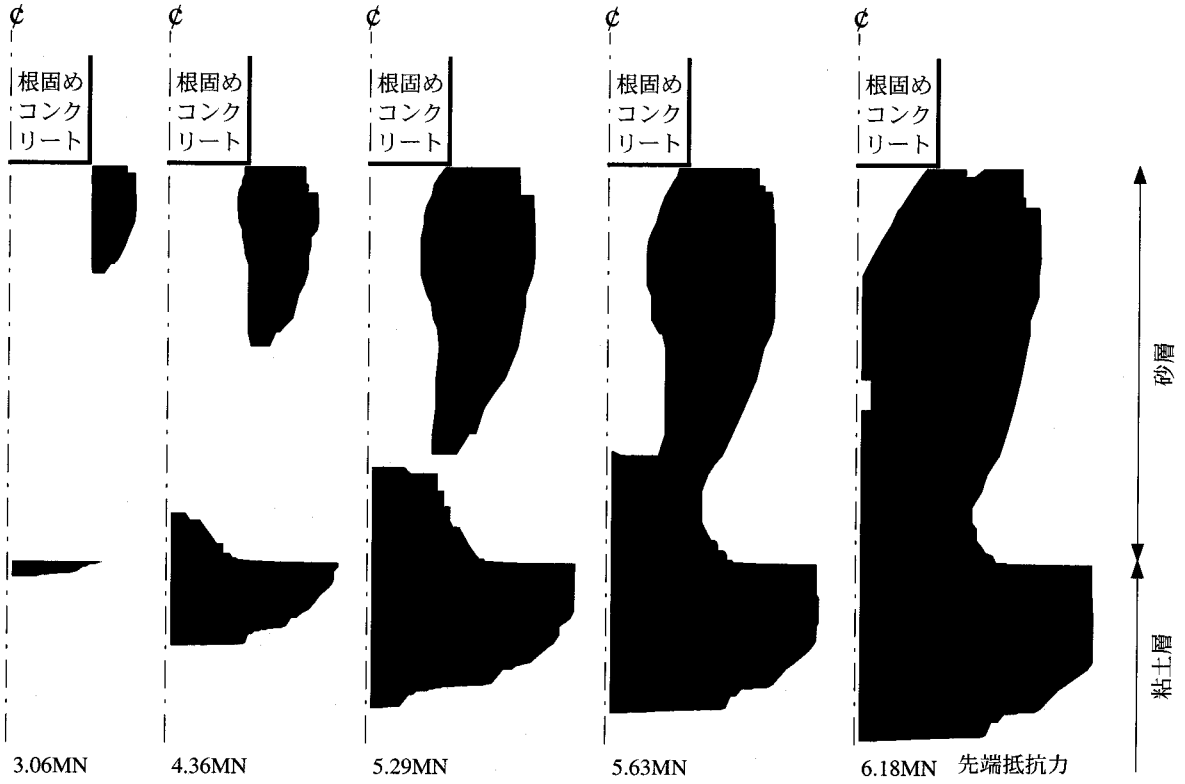


図 -4-6-14　根固めコンクリート底面下における地盤の破壊の進展 (SP-2.5)

おけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の支持層内における深度分布を示している。但し，τとσ_rの値は杭先端または根固めコンクリート底面縁端部付近から進展した破壊域が支持層下の粘土層と接する支持層の部分における破壊域と結合した時点におけるものである。SP-2 および SP-2.5 では，支持層下部の粘土層と接する付近では，τとσ_rの比は tanϕ' より小さくなっている。この部分を除けば，いずれのケースにおけるτとσ_rの比も，深度方向にほぼ一定であり，その値は tanϕ' とほぼ等しい。すなわち，この部分では，τとσ_rの間に Coulomb の摩擦則が成立しており，それによって地盤の破壊が支配されているものと考えられる。一方，支持層下部のτとσ_rの比が tanϕ' より小さくなっている部分は，粘土層と接する部分から支持層内を上方に拡大してきた破壊領域とほぼ対応している。すなわち，この部分では，τとσ_rの間に Coulomb の摩擦則が成立しておらず，その上部とは異なるメカニズムによって地盤の破壊が支配されているものと考えられる。ただし，その範囲は，Coulomb の摩擦則によって地盤の破壊が支配されていると考えられる範囲に比して大きくない。したがって，杭先端付近での地盤の破壊の進展と併せて考えれば，BP-2，SP-1.5, SP-2 および SP-2.5 では支持地盤において，パンチングせん断破壊が支配的に生じているものと考えられる。

図 -4-6-19 は BP-2，図 -4-6-20 は SP-1.5, SP-2 および SP-2.5 における先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係をそれぞれ示している。但し，いずれの図においても沈下量は杭径に対する百分率によって表されている。シリーズⅠおよびⅡのいずれのケースにおいても杭先

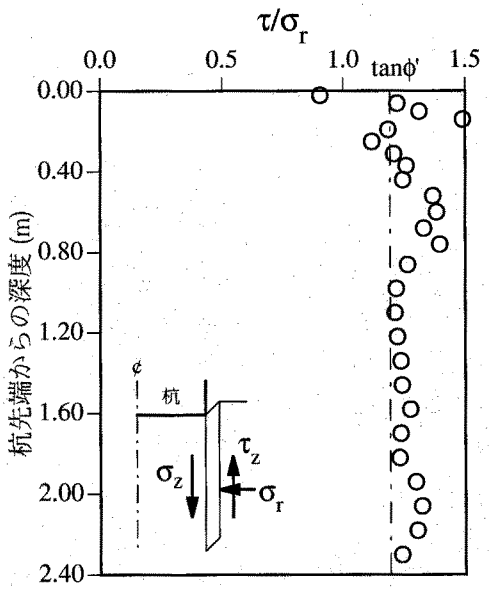


図 -4-6-15　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (BP-2)

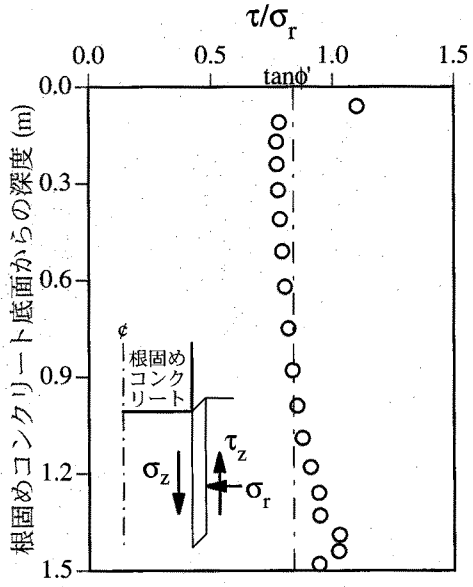


図 -4-6-16　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (SP-1.5)

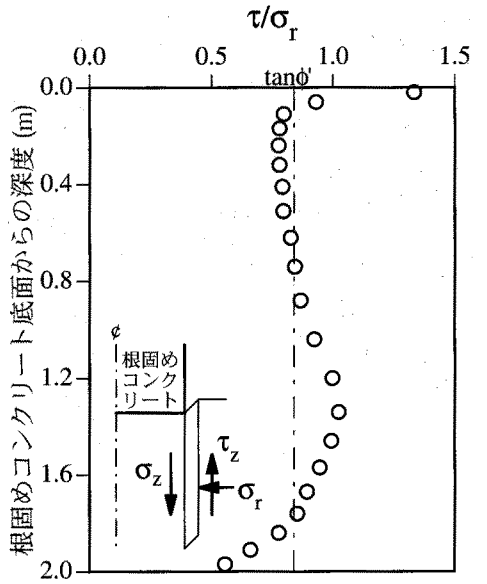


図 -4-6-17　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (SP-2)

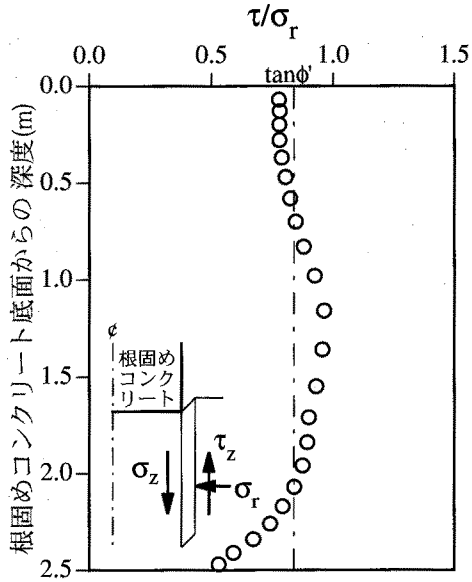


図 -4-6-18　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (SP-2.5)

端での沈下量が杭径の 10% に達するまでに，先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係における曲線の勾配は明瞭に変化しており，先端抵抗が降伏していることが分かる。また，先端抵抗が降伏した荷重レベルは，支持層内において杭先端または根固めコンクリート底面縁端部付近から鉛直下方に向かって進展した地盤の破壊が粘土層と接する部分から上方に向かって拡大してきた破壊域に結合するときのそれとほぼ対応している。したがって，これ

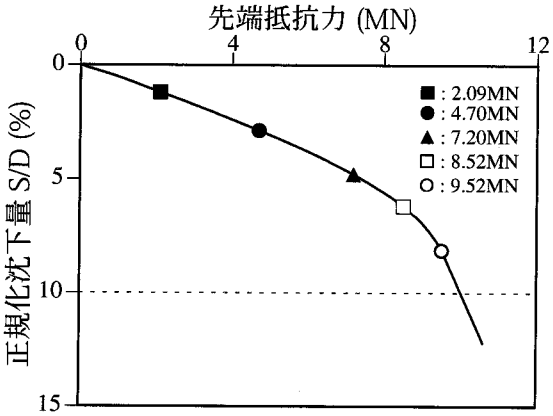


図-4-6-19　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係 (BP-2)

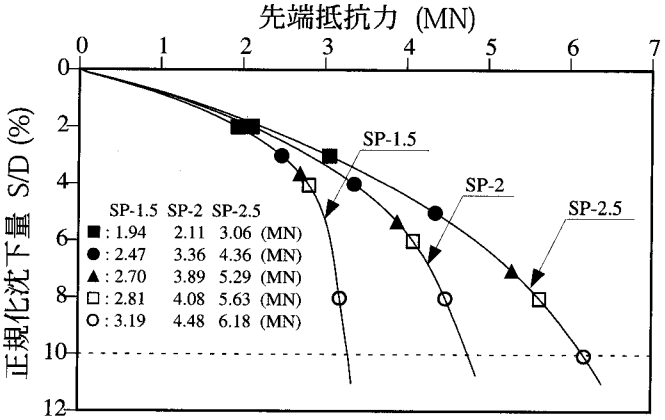


図-4-6-20　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係 (SP-1.5, SP-2, SP-2.5)

らのケースにおける先端抵抗はパンチングせん断破壊によって支配されるものと考えられる。

図-4-6-21 および-4-6-22 はそれぞれ BP-3 では杭先端底面下，SP-3 では根固めコンクリート底面下の地盤における破壊の進展[24),25),26)]を示している。地盤の破壊は BP-3 では杭先端底面縁端部付近において，SP-3 では根固めコンクリート底面縁端部付近において最初に生じる。載荷重の増加に伴い，両者共にそれは支持層内において杭先端または根固めコンクリート直下の支持層を取り巻くように鉛直下方に進展している。また，杭先端底面または根固めコンクリート底面中心直下の粘土層と接する支持層の部分にも地盤の破壊が生じ，支持層内で拡大している。そして支持層内において杭先端底面または根固めコンクリート底面縁端部付近から進展してきた破壊域は，粘土層と接する部分から拡大してきた破壊域と最終的に結合している。このことにより，支持層内における破壊域は支持層を貫き，支持層の下の粘土層に達する。また，これとは別に，支持層内における地盤の破壊は杭先端または根固めコンクリート直下の支持層の部分にも拡大している。特に SP-3 では，地盤の破壊が支持層を貫き，支持層の下の粘土層に達する時点において，根固めコンクリート底面中心直下にまで達している。そしてそれは支持層内の根固めコンクリート底面直下の部分においても拡大している。ところで，支持層下の粘土層における地盤の破壊に着目すれば，BP-3 では先端抵抗力が約 10.0MN に達した時点において杭先端底面中心直下の部分に，SP-3 では先端抵抗力が約 5.2MN に達した時点において根固めコンクリート底面中心直下の部分に生じる。その領域は荷重の増加とともに粘土層内で半球状に拡大している。

図-4-6-23 は BP-3 における杭先端直下，また，図-4-6-24 は SP-3 における根固めコンクリート直下の部分を取り巻く要素における τ と σ_r の比の支持層内における深度分布を示している。但し，τ と σ_r の値は杭先端または根固めコンクリート底面縁端部付近から進展した破壊域が支持層下の粘土層と接する支持層の部分における破壊域と結合した時点におけるものである。いずれのケースにおける τ と σ_r の比も，支持層下部の粘土層と接する部分を除けば深度方向にほぼ一定であり，その値は $\tan\phi'$ とほぼ等しい。すなわち，この部分で

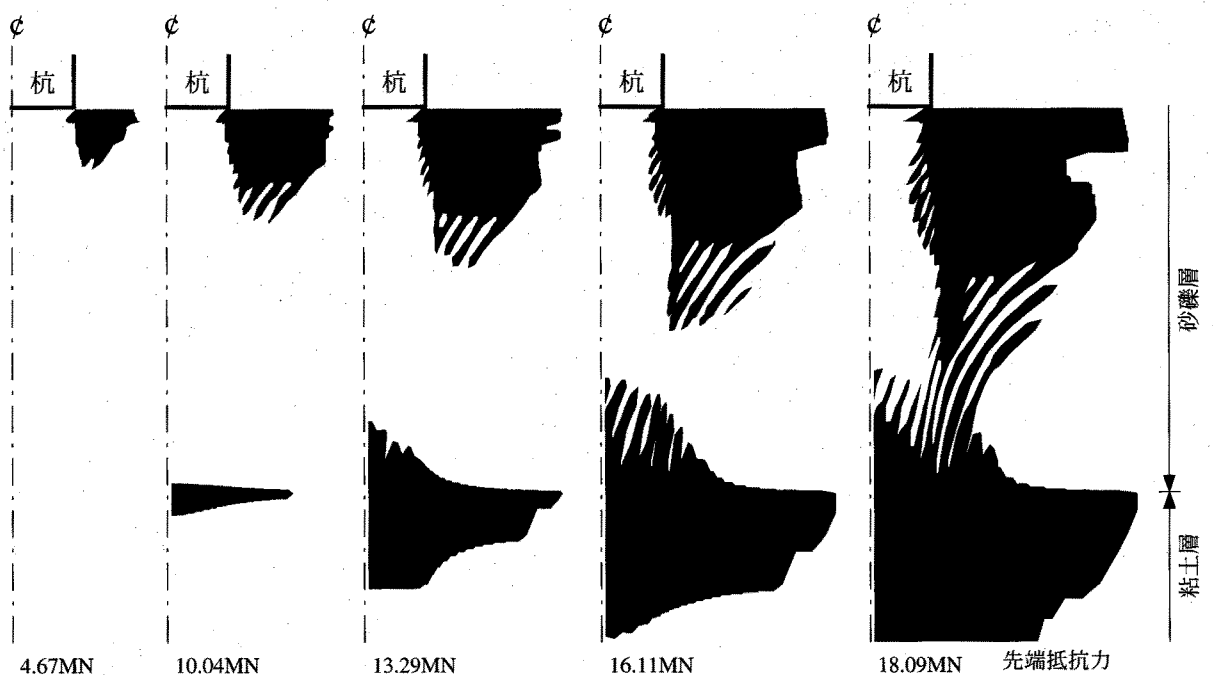


図 -4-6-21　杭先端底面下の地盤における破壊の進展 (BP-3)

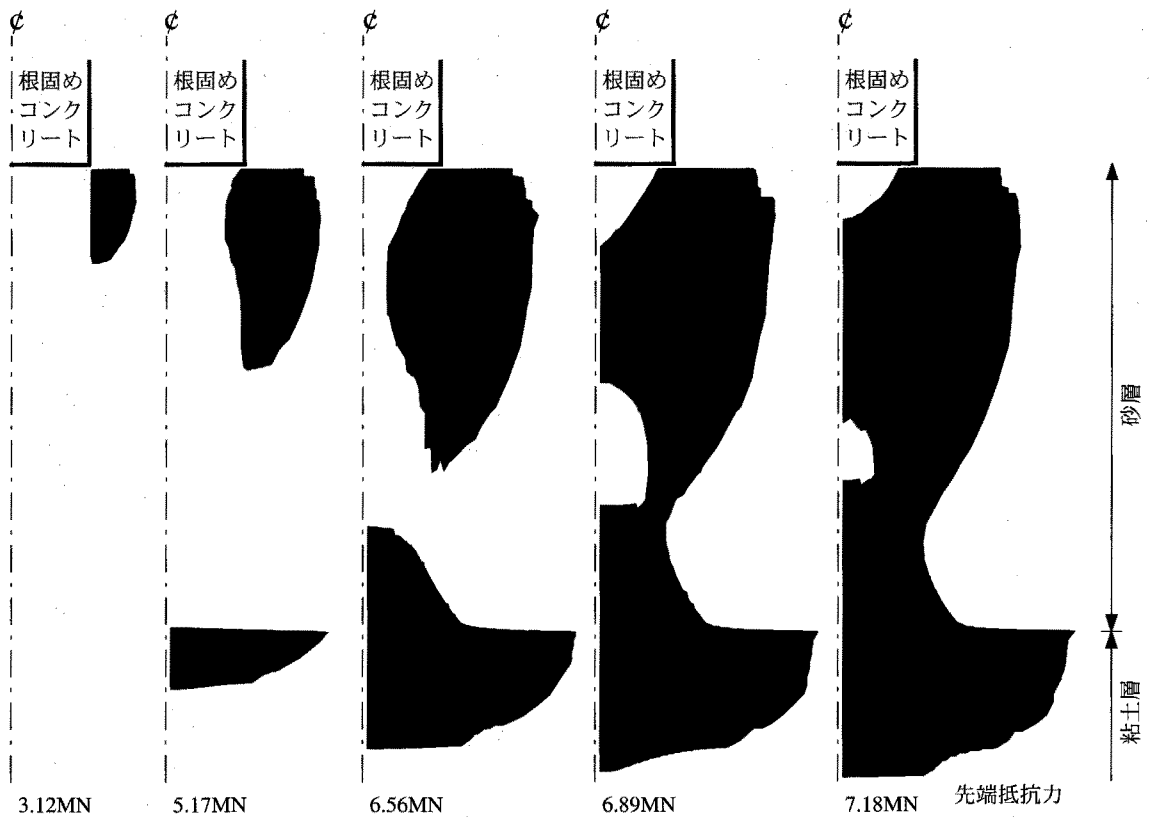


図 -4-6-22　根固めコンクリート底面下の地盤における破壊の進展 (SP-3)

は，τ と σ_r の間に Coulomb の摩擦則が成立しており，それによって地盤の破壊が支配されているものと考えられる。一方，支持層下部の τ と σ_r の比が $\tan\phi'$ より小さくなっている範囲は，粘土層と接する部分から支持層内を上方に拡大してきた地盤の破壊が占める領域と

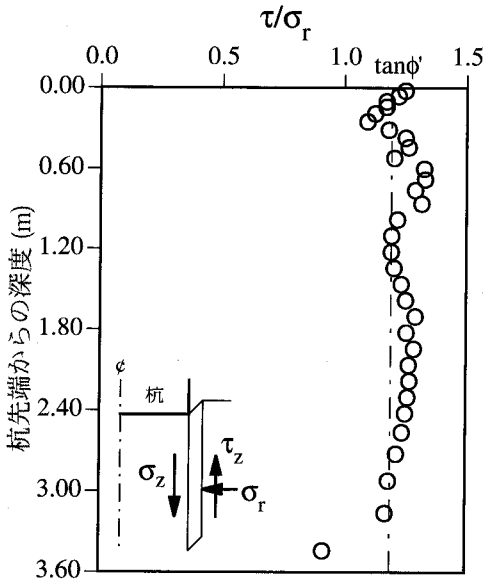


図 -4-6-23　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (BP-3)

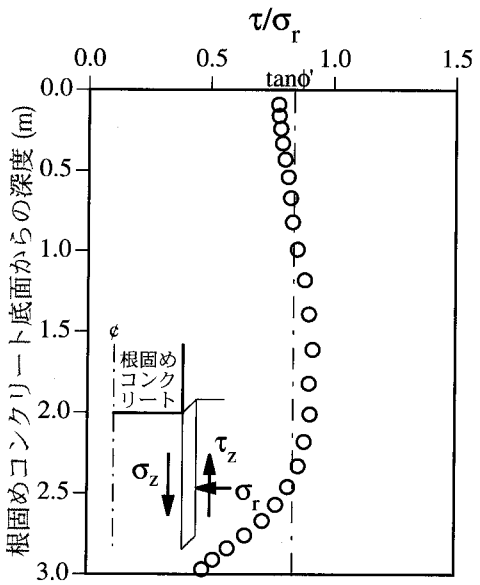


図 -4-6-24　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (SP-3)

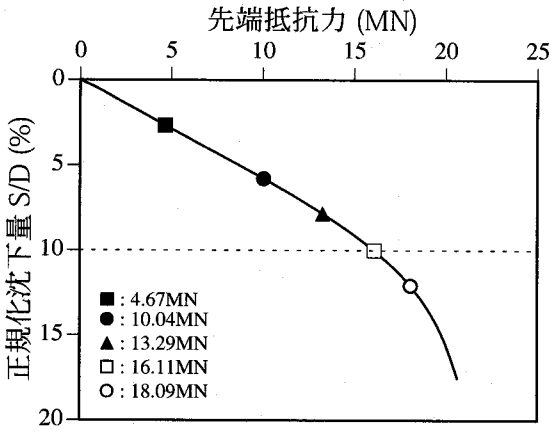


図 -4-6-25　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係 (BP-3)

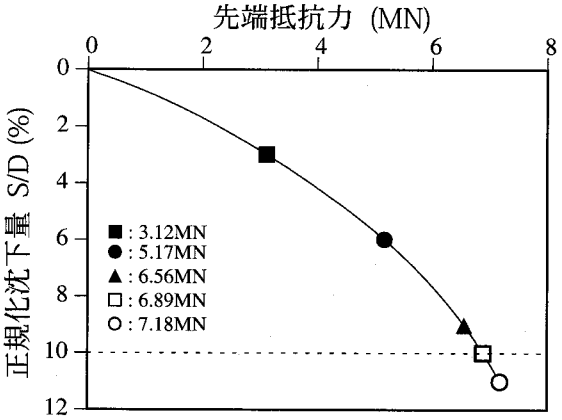


図 -4-6-26　先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係 (SP-3)

ほぼ対応している。すなわち，この部分では，τとσ_rの間にCoulombの摩擦則が成立しておらず，それとは異なるメカニズムによって地盤の破壊が支配されているものと考えられる。ただし，その領域は，Coulombの摩擦則によって地盤の破壊が支配されていると考えられる範囲に比して大きくない。したがって，杭先端付近での地盤の破壊の進展と併せて考えれば，BP-3およびSP-3では支持地盤においてはパンチングせん断破壊が支配的に生じているものと考えられる。

図 -4-6-25および-4-6-26はそれぞれBP-3およびSP-3における先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係を示している。BP-3では，支持層内における地盤の破壊が支持層の下の粘土層に達した時点，すなわち，先端抵抗力が約18.1MNに達した時点において，既に杭径の10%

以上の沈下量が生じている。一方，SP-3 では，支持層内における地盤の破壊が支持層の下の粘土層に達した時点における先端抵抗力は約 6.9MN であり，その時の沈下量は杭径の 10% とほぼ等しい。ところで，現行の設計法では荷重と沈下量の関係に明確な降伏が認められない場合，杭径の 10% の沈下量が生じた時点における荷重をもって設計上の極限支持力とする旨規定されている[26]。したがって，BP-3 および SP-3 の場合，力学的に見れば，パンチングせん断破壊が先端抵抗に対する支配的なメカニズムであるが，実務的な見地に立てば，先端支持力は先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係から杭径の 10% の沈下量によって決定される。

図 -4-6-27 および -4-6-28 はそれぞれ BP-5 および BP-∞ における杭先端底面下の地盤における破壊の進展を示している[24),26]。また，図 -4-6-29, -4-6-30, および -4-6-31 はそれぞれ SP-4, SP-5 および SP-∞ における根固めコンクリート底面下の地盤における破壊の進展を示している[25]。いずれのケースにおいても地盤の破壊は杭先端底面または根固めコンクリート底面の縁端部付近において最初に生じ，支持層内を鉛直下方および半径方向に進展している。BP-5 および BP-∞ の場合，両ケースにおける地盤の破壊の進展はほぼ等しい。すなわち，載荷重の増加に伴い，支持層内における地盤の破壊は杭先端底面直下の部分を取り巻くように，鉛直下方および半径方向に進展しており，杭先端底面直下の部分へはほとんど進展しない。また，BP-5 では，先端抵抗力が約 21.7MN に達しても破壊域は支持層下の粘土層に達してはいない。一方，SP-4, SP-5 および SP-∞ の場合も，それぞれのケースにおけ

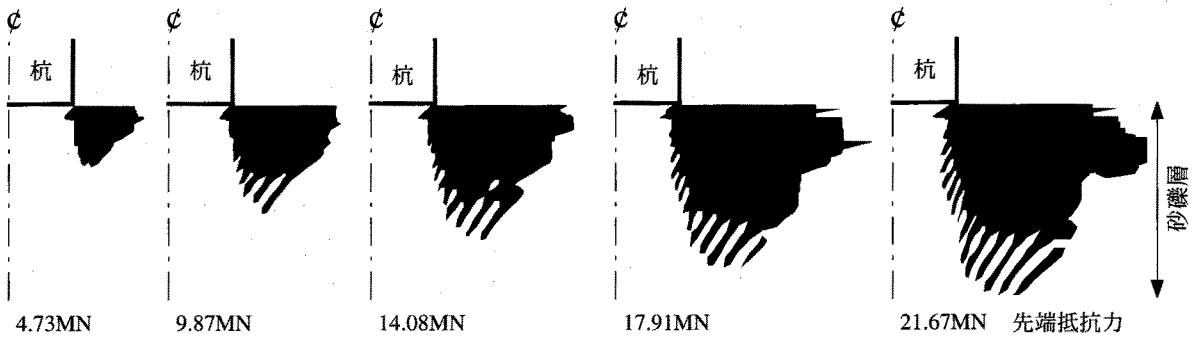


図 -4-6-27　杭先端底面下の地盤における破壊の進展 (BP-5)

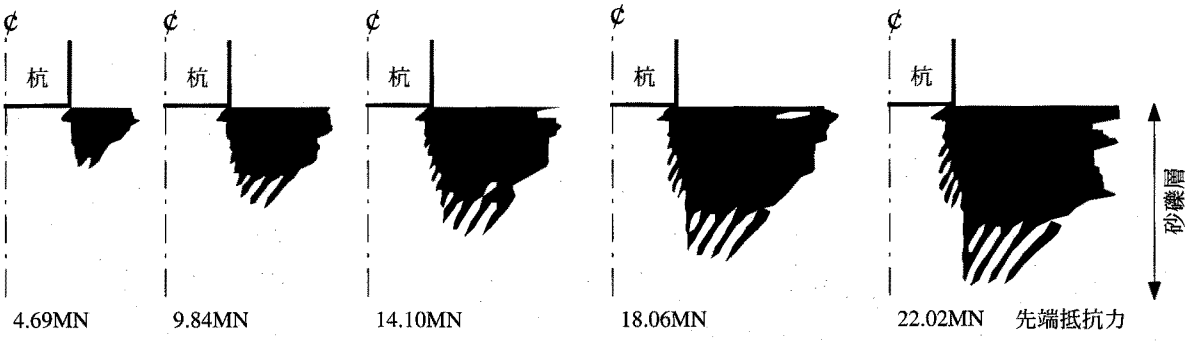


図 -4-6-28　杭先端底面下の地盤における破壊の進展 (BP-∞)

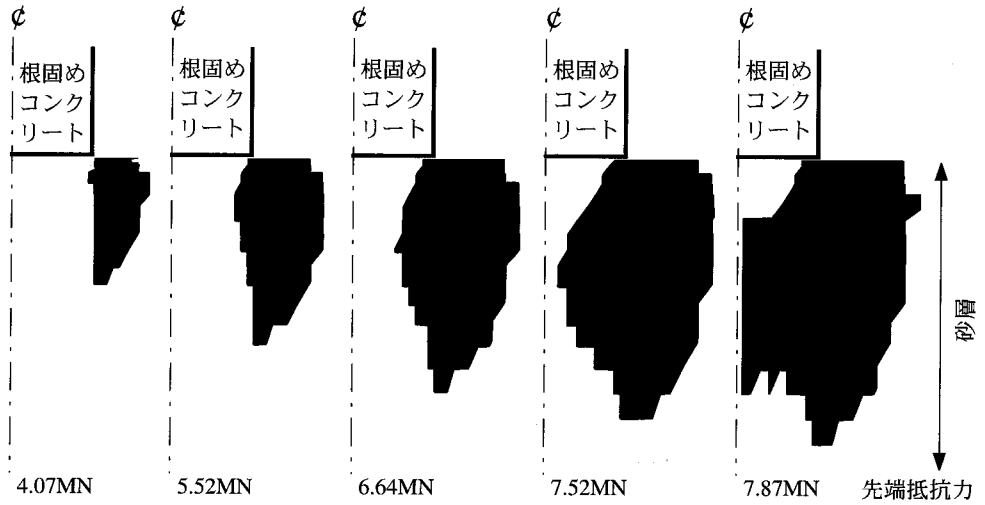


図 -4-6-29　根固めコンクリート底面下の地盤における破壊の進展 (SP-4)

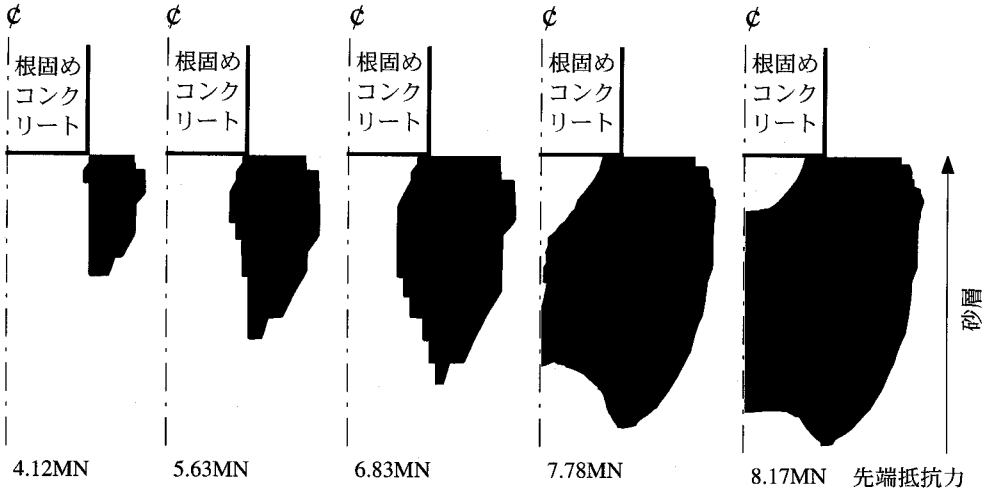


図 -4-6-30　根固めコンクリート底面下の地盤における破壊の進展 (SP-5)

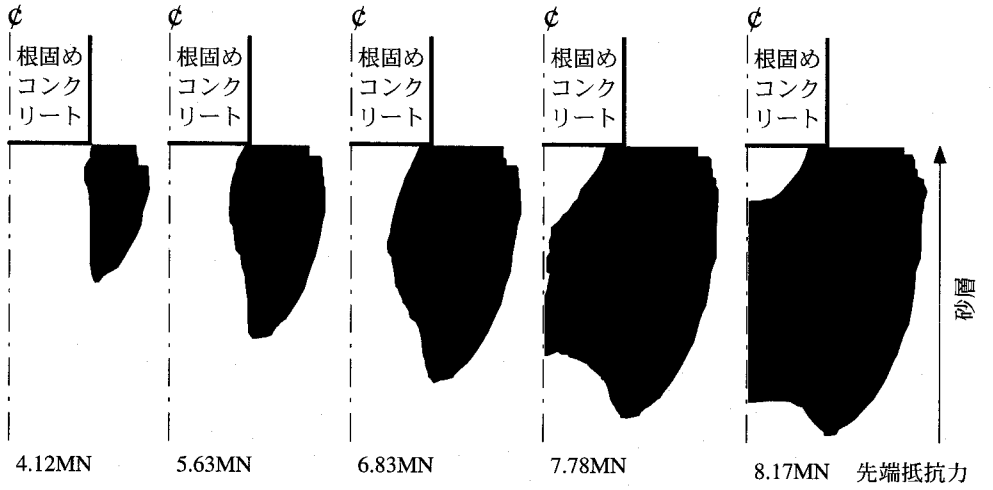


図 -4-6-31　根固めコンクリート底面下の地盤における破壊の進展 (SP-∞)

る地盤の破壊の進展は他のケースにおけるそれとほぼ等しい。すなわち，既に SP-2.5 および SP-3 において観察されたように，支持層内における地盤の破壊は，載荷重の増加に伴い鉛直下方および半径方向だけでなく，根固めコンクリート直下の支持層の部分にも進展している。そして，いずれのケースにおいても先端抵抗力が約 7.8MN に達すると，地盤の破壊は根固めコンクリート中心直下にまで達している。また，SP-4 および SP-5 では，先端抵抗力が約 8MN に達しても破壊域は支持層下の粘土層に達してはいない。

図 -4-6-32 は BP-5 における杭先端直下，また，図 -4-6-33 および -4-6-34 はそれぞれ SP-4 および SP-5 における根固めコンクリート直下の部分を取り巻く要素における τ と σ_r の比の支持層内における深度分布を示している。但し，τ と σ_r の値は杭先端での沈下量が杭径の 10% に達した時点におけるものである。いずれのケースにおいても τ と σ_r の比は，深度が約 2.0m に達するまでは深度方向にほぼ一定であり，その値は tanϕ' とほぼ等しい。しかしながら，深度約 2.0m 以深では，τ と σ_r の比は深度とともに単調に減少している。ところで，図 -4-6-27，-4-6-29 および -4-6-30 から支持層内において地盤の破壊が進展している範囲は，BP-5 では杭先端底面から鉛直下方に向

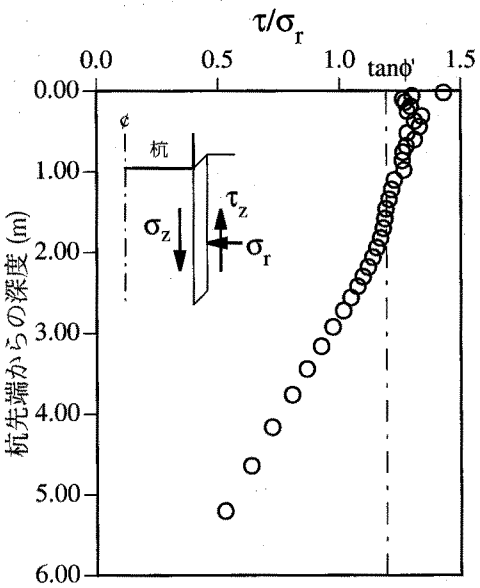


図 -4-6-32　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (BP-5)

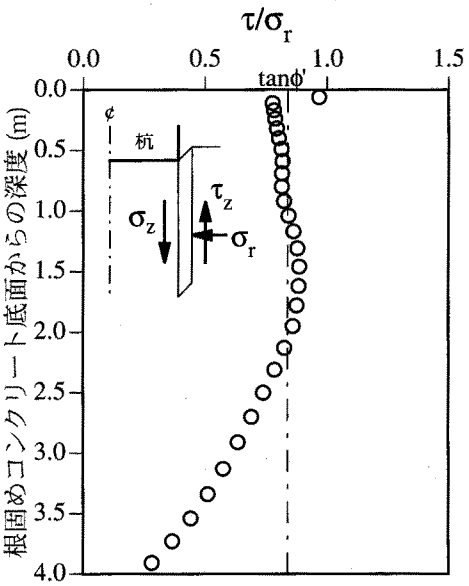


図 -4-6-33　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (SP-4)

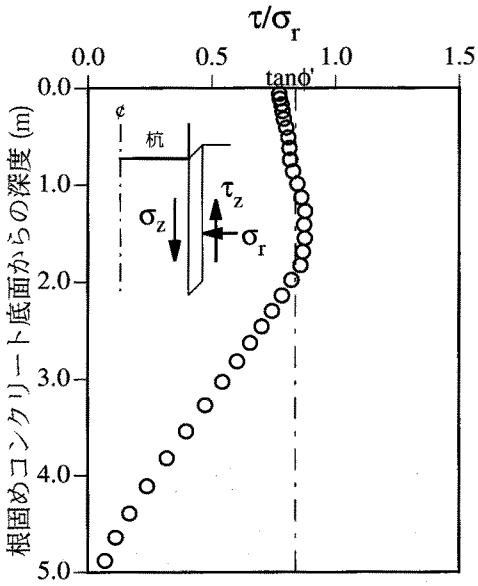


図 -4-6-34　支持層内におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の比の深度分布 (SP-5)

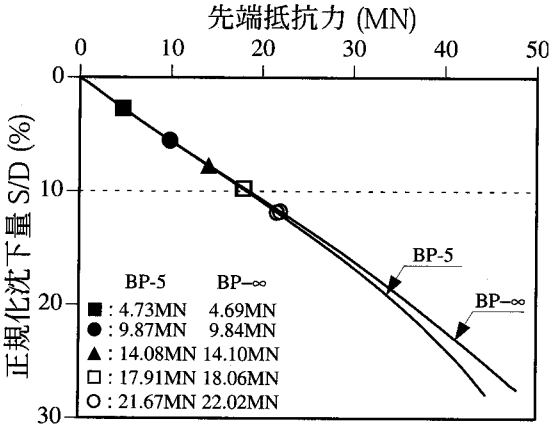


図 -4-6-35　先端抵抗力と先端での沈下量の関係 (BP-5 および BP-∞)

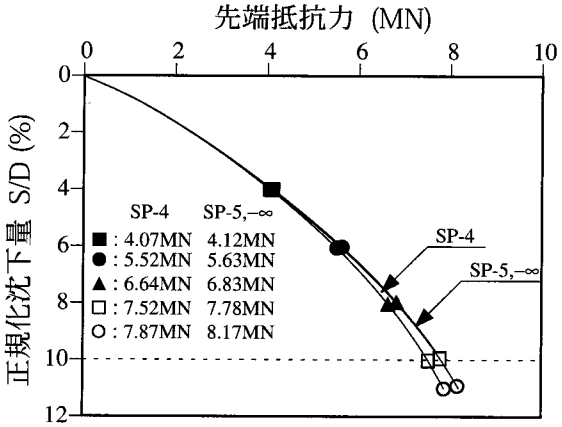


図 -4-6-36　先端抵抗力と先端での沈下量の関係 (SP-4, SP-5 および SP-∞)

かって約 1.4m，また SP-4 および SP-5 では根固めコンクリート底面から鉛直下方に向かって約 1.6m であることが分かる。この範囲では τ と σ_r の比が $\tan\phi'$ とほぼ等しくなっている。このことから，杭先端または根固めコンクリート直下の部分を取り巻く要素における地盤の破壊に関し，それは杭先端または根固めコンクリート付近では Coulomb の摩擦則によって支配されているものの深度が深くなるにつれ，そのメカニズムの影響は小さくなるものと考えられる。

図 -4-6-35 は BP-5 および BP-∞ における先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係を示している。また，図 -4-6-36 は SP-4, SP-5 および SP-∞ における先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係を示している。BP-5 および BP-∞ の場合，杭先端での沈下量が杭径の 10% に達するまでは，それぞれの先端抵抗力と沈下量の関係は直線的であり，また，両者はほぼ一致している。一方，SP-4, SP-5 および SP-∞ においても，沈下量が杭径の 10% に達するまでは，それぞれのケースにおける先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係には違いがほとんど無い。特に， SP-5 および SP-∞ における先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係はほぼ一致している。したがって，BP-5 ならびに SP-4 および SP-5 では支持層が完全であるケース（それぞれ BP-∞ および SP-∞）と同等と見なすことができる。

4．6．6　先端支持力に及ぼす支持層厚の影響

図 -4-6-37 は杭先端での沈下量が杭径の 10% に達した時点における先端支持力度と支持層厚と杭径の比（以下，支持層厚比）の関係を示している[24),25),26)]。いずれのシリーズにおいても支持層厚比が 0，すなわち，粘土層によって支持される場合，それぞれの支持力度はほぼ等しい。いずれのシリーズにおいても支持層厚比の増加に伴い先端支持力度は単調に増加している。ここで，その増加率は，ケースⅠの方がケースⅡよりも大きい。これは，ケースⅠにおける砂層の剛性および強度の方がケースⅡにおけるそれよりも大きいためである。ところで，いずれのシリーズにおいても支持層厚比に対する先端支持力度の増加率は，支持層厚比が 3 以上では大きくなく，特に支持層厚比が 5 以上では先端支持力度はほとんど

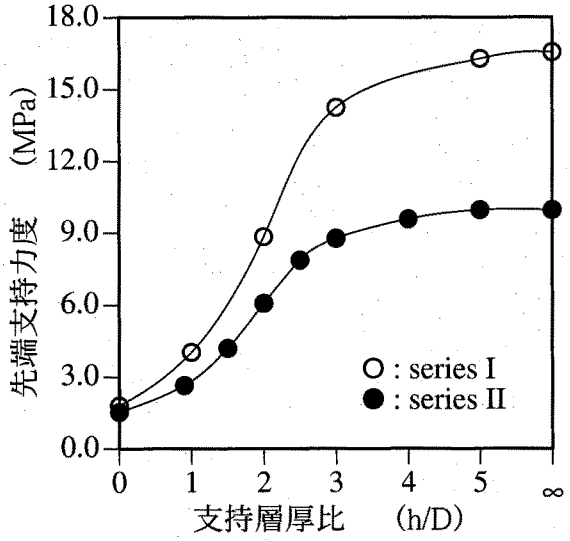


図 -4-6-37　支持層厚比と先端支持力度の関係

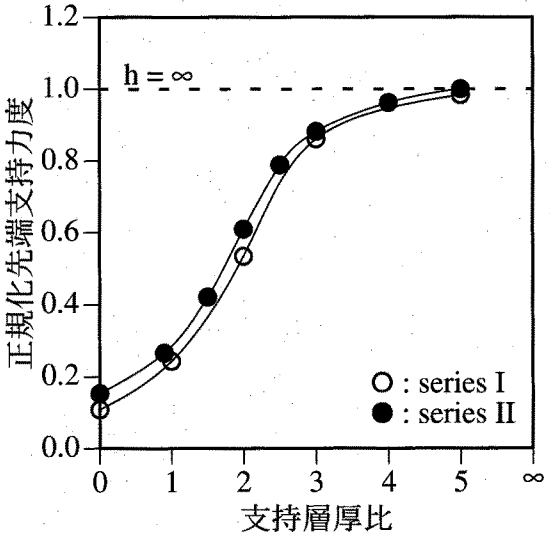


図 -4-6-38　支持層厚比と正規化された杭先端支持力度の関係

増加していない。すなわち，支持層厚比が５のケースにおける先端支持力度は支持層が完全であるケースにおけるそれと一致している。前述してきたように，支持層厚が杭径の３倍未満であれば，沈下量が杭径の 10% に達するまでに杭先端での支持地盤の降伏が生じ，それはパンチングせん断破壊によって支配される。一方，支持層厚が杭径の３倍以上であれば，沈下量が杭径の 10% に達するまでに支持地盤の降伏は明瞭ではない。したがって，工学的に見て支持層厚が杭径の３倍以上であれば支持層が完全である場合と同様とみなしてよいと考えられる。

図 -4-6-38 は杭先端での沈下量が杭径の 10% に達した時点における正規化先端支持力度と支持層厚比の関係を示している。ここで正規化先端支持力度とは，先端支持力度を支持層が完全であるケース（BP-∞ および SP-∞）のそれによって正規化したものでる。シリーズⅠおよびⅡにおける正規化先端支持力度と支持層厚比の関係はほぼ一致している。ここで，支持層が完全であるケースによる先端支持力度の正規化は剛性および強度等の支持層固有の力学特性の影響を取り除いていること，また，粘土層が支持層である場合の先端支持力度は支持層が完全である場合の支持力度に比して小さいことを考慮すれば，図 -4-6-38 における関係は，薄層支持杭の先端支持力度の特性として一般的に成立するものと考えられる。すなわち，図 -4-6-38 を利用することによって，薄層支持杭の先端支持力度は支持層が完全である場合のそれから簡単に求めることが出来る。

４．７　結論

本章では，拡張 TYPE-C 予測手法によって，薄層支持杭の鉛直支持メカニズムを考察するとともに，鉛直支持力に及ぼす支持層厚の影響について検討した。

その結果，薄層支持杭の鉛直支持メカニズムについて，特に，杭先端では，パンチングせん断破壊が支配メカニズムであることを明らかにした。さらに，鉛直支持力に及ぼす支持層厚の影響を明らかにするとともに，先端支持力に対する評価方法を提案した。

以下に，本章において得られた具体的な知見を列挙する。

1．現場載荷試験に対するTYPE-C予測に関する知見

1.1 場所打ち杭の現場載荷試験を再現した数値シミュレーションは，現場載荷試験における杭の軸力分布，杭頭での荷重と沈下量の関係，先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係ならびに杭先端付近の地盤の変形挙動を忠実に再現している。また，中掘り鋼管杭の現場載荷試験を再現した数値シミュレーションは，現場載荷試験における杭の軸力分布，杭頭での荷重と沈下量の関係，先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係ならびに根固めコンクリート直下の地盤の変形挙動を忠実に再現している。したがって，両方の数値シミュレーション共にTYPE-C予測として妥当である。

2．現場載荷試験における杭の鉛直支持力の発現特性とそのメカニズムに関する知見

2.1 場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，杭頭に載荷される荷重レベルが低い時点では，載荷重のほとんど全てが周面摩擦抵抗によって支持される。このため，載荷重は杭先端にまで伝達されない。載荷重が大きくなり，沈下量が増加するにつれ，杭体と周辺地盤との付着強度が低い部分において周面摩擦抵抗がモビライズする。このことにより，載荷重は周面摩擦抵抗のみによって支持されなくなり，杭先端にまで伝達されるようになる。やがて，周面摩擦抵抗はフルモビライズし，周面での支持メカニズムが失われる。その結果，載荷重は先端抵抗のみによって支持されるようになる。そして，最終的に杭先端または根固めコンクリート下の支持地盤が降伏し，鉛直支持メカニズムが失われる。

2.2 場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，杭頭における荷重と沈下量の関係における曲線の勾配は，支持メカニズムの変化に対応している。

2.3 支持層内における地盤の破壊は，場所打ち杭では杭先端の縁端部付近，また，中掘り鋼管杭では根固めコンクリート底面の縁端部付近において最初に生じる。載荷重の増加に伴い，破壊域は杭先端または根固めコンクリート底面直下の支持層の部分を取り巻くように鉛直下方に進展する。やがて破壊域は支持層を貫き，その下の粘土層にまで達する。

2.4 場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，破壊域が支持層を貫き，その下の粘土層に達した時点において先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係における曲線の勾配が明らかに変化する。すなわち，先端抵抗の降伏が起こる。

2.5 破壊域が支持層を貫き，その下の粘土層に達した時点において，場所打ち杭では杭先端，中掘り鋼管杭では根固めコンクリート直下の部分を取り巻く要素におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の間にはCoulombの摩擦則が成立する。

2.6 解析の最終段階では，場所打ち杭では杭先端，中掘り鋼管杭では根固めコンクリート直下の部分が支持層から押し抜かれるような変形が生じる。

2.7 場所打ち杭では杭先端底面，中掘り鋼管杭では根固めコンクリート底面と接する部分における鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z$）の半径方向の分布は，半無限弾性体に強制変位を与えた際のブーシネの弾性解による接地圧と類似している。

2.8 場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，支持層内における破壊域の進展に伴い，鉛直方向の垂直応力増分（$\Delta\sigma_z$）は，その半径方向の分布形状が大きく変化する。すなわち，支持層内において破壊域の存在が顕著でない段階では，杭中心軸下において$\Delta\sigma_z$は最大であり，半径方向に滑らかに減少する。破壊域の進展に伴い，杭先端底面または根固めコンクリート底面の縁端部直下における$\Delta\sigma_z$が顕著に増加し，杭中心軸下の$\Delta\sigma_z$よりも大きくなる。やがて，破壊域が$\Delta\sigma_z$を着目している深度以深まで達すると，破壊した部分からの応力の伝達が阻害されるため，$\Delta\sigma_z$の分布は杭先端底面または根固めコンクリート底面の縁端部直下において不連続になる。その後，載荷重の増加にともない，杭先端または根固めコンクリート直下の部分の$\Delta\sigma_z$は顕著に増加し，その分布形状はブーシネによる接地圧の弾性解のようになるが，それ以外の部分の$\Delta\sigma_z$はほとんど変化しない。

2.9 破壊域を通じて応力の伝達は行われないため，杭先端または根固めコンクリート底面直下の部分を取り巻く破壊域が支持層を貫き，粘土層に達すると杭先端または根固めコンクリートに伝達された載荷重は支持層内で減ぜられることなく，支持層下の粘土層に伝達されることになる。すなわち，支持層内における支持メカニズムが失われ，そのために先端抵抗の降伏が生じる。

2.10 場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，支持層内において杭先端または根固めコンクリート底面直下の部分が円柱状に押し抜かれるようなメカニズム，すなわち，パンチング破壊が先端抵抗の支配メカニズムである。

３．鉛直支持力特性に及ぼす支持層厚の影響に関する知見

3.1 場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，杭頭に載荷される荷重が小さく，沈下量が小さい段階では，支持層厚は杭頭における荷重と沈下量の関係にほとんど影響を与えない。周面摩擦抵抗がモビライズし始めると，支持層が薄いほど載荷重が小さい時点において，荷重と沈下量の関係における曲線の勾配が大きく変化し，他のケースのそれと一致しなくなる。ただし，支持層厚が杭径の５倍以上であれば，杭頭における荷重と沈下量の関係は支持層厚の影響をほとんど受けない。

3.2 場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，支持層厚は周面摩擦抵抗特性に影響を及ぼさない。

3.3 場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，支持層厚が杭径の５倍以上であれば，それは先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係にほとんど影響を及ぼさない。支持層

厚が杭径の５倍未満の場合，先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係は，杭先端沈下量が杭径の10%に達するまでにその曲線の勾配を変化させ，支持層が完全である場合の曲線から分離する。分離する時点における荷重レベルは支持層が薄いほど低い。また，支持層厚が杭径の３倍未満であれば，先端抵抗が降伏が明瞭に分かる。

４．先端支持メカニズムに及ぼす支持層厚の影響に関する知見

4.1 支持層が存在せず，粘土層によって杭が支持される場合，場所打ち杭では杭先端底面の縁端付近，中掘り鋼管杭の場合には根固めコンクリート底面の縁端付近において地盤の破壊が最初に生じる。破壊域は底面とほぼ45°の傾きを成し，杭中心軸方向に向かって進展する。破壊域が杭中心軸に達した後，載荷重の増加に伴いそれは拡大し，球根状になる。

4.2 支持層が存在しないケースにおける先端抵抗力と杭先端での沈下量の関係について，場所打ち杭および中掘り鋼管具の両者共に，破壊域が杭中心軸にまで進展した時点においてその曲線の勾配が大きく変化する。すなわち，先端抵抗の降伏が生じている。

4.3 支持層が存在しないケースでは，場所打ち杭では杭先端底面の縁端付近，中掘り鋼管杭の場合には根固めコンクリート底面の縁端付近から杭中心軸にまで進展した破壊域によって底面直下の部分が包み込まれることにより，杭先端から地盤への載荷重の伝達が妨げられ，先端抵抗の降伏が生じる。

4.4 支持層厚が杭径の２．５倍以下の場合，現場載荷試験の場合と同様に，場所打ち杭では杭先端底面の縁端付近，中掘り鋼管杭の場合には根固めコンクリート底面の縁端付近から進展する破壊域が支持層を貫き粘土層にまで達する。また，この時，杭先端または根固めコンクリート直下を取り巻く部分におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の間にはCoulombの摩擦則が成立する。

4.5 支持層厚が杭径の２．５倍以下の場合，場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，杭先端沈下量が杭径の10%に達するまでに先端抵抗の降伏が生じている。

4.6 支持層厚が杭径の２．５倍以下の場合，場所打ち杭および中掘り鋼管杭の両者共に，先端抵抗の降伏挙動はパンチングせん断破壊によって支配される。

4.7 支持層厚が杭径の３倍の場合，場所打ち杭では杭先端底面の縁端付近，中掘り鋼管杭の場合には根固めコンクリート底面の縁端付近から進展する破壊域が支持層を貫き粘土層にまで達する。また，この時，支持層下部を除けば杭先端または根固めコンクリート直下を取り巻く部分におけるせん断応力（τ）と半径方向の垂直応力（σ_r）の間にはCoulombの摩擦則が成立する。

4.8 支持層厚が杭径の３倍の場合，場所打ち杭では，破壊域が支持層を貫き粘土層に達した時点において既に，杭先端沈下量が杭径の10%に達する。一方，中掘り鋼管杭では，その時点における沈下量は杭径の10%にほぼ等しい。

4.9 支持層厚が杭径の３倍の場合，先端抵抗の降伏はパンチングせん断破壊によって支配されるが，降伏が生じる時点または降伏が生じる以前に，杭先端沈下量が杭径の10%に達する。

4.10 支持層厚が杭径の４倍以上の場合，パンチングせん断破壊は起こらない。また，先端抵抗も降伏しない。

５．先端抵抗力に及ぼす支持層厚の影響に関する知見

5.1 杭先端での沈下量が杭径の10%に達した時点における先端抵抗力から求められる先端支持力度は支持層厚比に増加に伴い，単調に増加する。支持層厚比に対する杭先端支持力度の増加率は，支持層厚比が３以上では大きくなく，特に支持層厚比が５以上では増加率が０，すなわち，支持層厚比が５のケースの支持力度と支持層が完全なケースのそれとは一致する。

5.2 支持層が完全であるケースにおける先端支持力度によって正規化された先端支持力度と支持層厚比の関係は杭の種類によらずほぼ一致する。

参考文献（第４章）

1) 山口柏樹 (1984)：*土質力学（全改訂）*，技報堂

2) Meyerhof, G. G. (1974) : Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11, No.2, pp.223-229.

3) Meyerhof, G. G. and Hanna, A. M. (1978) : Ultimate bearing capacity of footings on layered soils under inclined load, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, No.4, pp.565-572.

4) Hanna, A. M. (1981) : Foundations on strong sand overlying weak sand, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.107, GT7, pp.915-927.

5) 加倉井正昭，伴野松次郎，岡村保信，槐原泰男 (1978)：２層地盤の支持力に関する実験的研究，*第１３回土質工学研究発表会*，pp.745-748.

6) Craig, W. H. and Chua, K. (1990) : Deep penetration of spud-can foundations on sand and clay, *Géotechnique*, Vol.40, No.4, pp.541-556.

7) Madhav, M. R. and Sharma, J. S. N. (1991) : Bearing capacity of clay overlain by stiff soil, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.117, No.12, pp.1941-1948.

8) Michalowski, R. L. and Shi, L. (1995) : Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.121, No.5, pp.421-428.

9) Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. (1997) : Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp.73-88.

10) Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. (1997) : Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.181-194.

11) Meyerhof, G. G. and Valsangkar, A. J. (1978) : Bearing capacity of piles in layered soils, *Proceedings of 9th ICSMFE*, Vol.I, pp.645-650.

12) 山口柏樹 (1981)：深い基礎の支持層厚さの評価法，*第２１回土質工学研究発表会*，pp. 1171-1172.

13) Meißner, H., Shen, Y. L., van Impe, W. F. and Vogt, C. (1993) : Punching effects for bored piles, *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, pp.299-307

14) Matsui, T., K. Oda and M. Nakabayashi (1991) : Deformation behavior of bored pile on a thin bearing layer, *Proceedings of 10th ECSMFE*, Vol.2, pp.493-496

15) 古池正宏，安田扶律，高須賀徹彰，片山猛 (1991)：大径・中掘り・薄層支持鋼管杭の載荷試験，*土木学会第４６回年次学術講演会講演概要集第III部*，pp. 828-829.

16) 松井保，小田和広，中林正司，下山貴史 (1990)：杭基礎の薄層支持機構に関するシミュレーション解析，*第３５回土質工学シンポジウム発表論文集*，pp. 115-120.

17) Matsui, T., K. Oda and M. Nakabayashi (1994) : Deformation behavior of bored steel pipe piles with concrete bulb on a thin bearing layer, *Proceedings of 4th ISOPE '94*, pp.548-553.

18) Nakai, T. (1989) : An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.119-137.

19) Matsui, T. and Abe, N. (1981) : Multi-dimensional elasto-plastic consolidation analysis by finite element method, *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 1, pp. 79-95.

20) 地盤工学会 (1992)：*N値およびｃ・φ　－考え方と利用法－*

21) 高柳誠，中井照夫，塩見秀樹，江原直樹，竹中仁 (1984)：ひずみ増分方向の応力経路依存性を考慮した砂の弾塑性構成式（その２），*土木学会第３９回年次学術講演会講演概要集第III部*，pp. 9-10

22) 中井照夫，松岡元，高柳誠 (1986)：盛土基礎地盤の変形予測結果と解析で用いる構成モデルの関連性について，*第３１回土質工学シンポジウム－軟弱粘性土地盤における沈下予測と対策－*，pp.59-64.

23) 例えば（社）地盤工学会関西支部　大阪湾海底の地盤研究委員会 (1990)：大阪湾海底地盤　他

24) Matsui, T., K. Oda, M. Nakabayashi (1991) : End bearring mechanism of bored pile on thin bearing layer, *Proceedings of 9th ARCSMFE*, pp.251-254.

25) Matsui, T., K. Oda, M. Nakabayashi (1994) : End bearing characteristics of bored steel pipe piles with concrete bulb on a thin bearing layer, *Proceedings of 3rd International Conference of Deep Foundation Practice*, pp.185-190.

26) Matsui, T. and K. Oda (1991) : Parametric study of deformation behavior of bored pile on a thin bearing layer, *Proceedings of 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechnics*, Vol.1, pp.171-175.

27) （社）日本道路協会 (1996)：*道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編*，１０章　杭基礎の設計

第５章　立坑掘削における土留め壁背面地盤の３次元的変形特性

５．１　概説

近年，日本の大都市部では，都市機能を活性化するための再開発や新たな空間を確保するためのジオフロントの開発が盛んに行われている。このような場所では，各種の建築物，道路，鉄道および地下構造物など，様々な構造物が過密に存在しているため，新たに行われる建設工事のほとんどがこれらの既設構造物に近接して行われる。この場合，施工時ならびに完成後を通じて，新設構造物は既設構造物の安全性と機能性に対して有害な影響を与えてはならない。新設構造物が既設構造物に有害な影響を及ぼす恐れがある場合，このような建設工事は総称して「近接施工」と呼ばれ，工学的な検討の対象となる[1)]。

近接施工の問題は，既設構造物に近接した開削，基礎工事，シールドトンネル，盛土・切土および地盤改良などで生じる。なかでも，開削工事は基礎工事として一般的に行われるため，最も数多くの近接施工事例を有している。図 -5-1-1 は開削工事における諸現象を示している。土留め壁の変形は，掘削に伴う土圧の不釣り合いによって生じるため，いくら入念に施工を実施しても，土留め壁の変形を完全に防止することはできない。そして，この土留め壁の変形によって，その背面地盤は掘削側へ水平移動するとともに沈下する。したがって，この有意な変形が生じる範囲に位置している既設構造物は何らかの有害な影響を受けることが予想される。すなわち，土留め壁の変形によって生じるその背面地盤の変形特性，特に，有意な変形が生じる範囲の把握は，開削工事における近接施工の問題のなかでも最も重要なものの一つである。

開削工事における近接程度の判定基準，すなわち，有意な変形が生じる範囲の判断基準について，その代表的なものをまとめたものが表 -5-1-1 である。砂質土地盤に対する規定に多少の差違はあるが，いずれの基準も２次元の剛塑性的な立場に基づいて影響範囲が決定されている。すなわち，土留め壁の変形に伴う背面地盤への影響範囲は，想定される土塊のすべり領域と対応している。

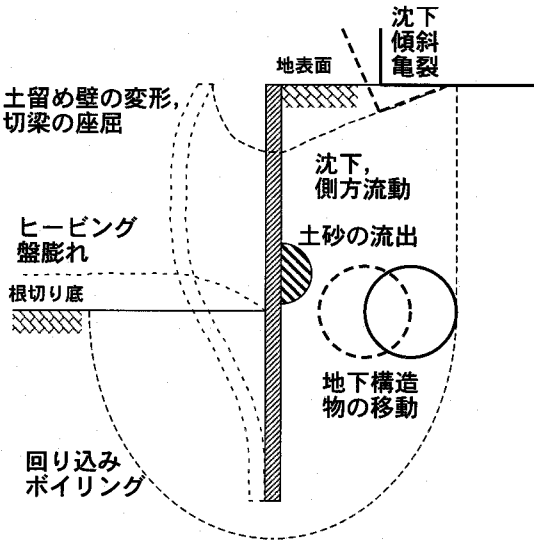


図 -5-1-1　開削工事における諸現象（文献２に加筆）

ところで，都市部では，土地を利用する上での制約から同じ断面が連続した２次元的な掘削工事よりも立坑掘削が行われることが多い。立坑掘削の場合，３次元的な効果が卓越するため，

２次元的な掘削よりも土留め壁背面地盤の変形が抑制されることが考えられる。先に述べた判定基準は，掘削延長が長い２次元的な掘削を対象としたものであるため，３次元的な効果によって土留め壁背面地盤の変形が抑制される立坑掘削においてこれらの判定基準を適用すると，影響範囲を過大評価する恐れがある。したがって，土留め壁背面地盤の３次元的変形特性を的確に評価することは，立坑掘削の合理的かつ経済的な設計・施工において重要であると考えられる。

表 -5-1-1　既存の基準における影響範囲の判定方法

基準名	影響範囲の計算方法
道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針[3]	砂質土：不動点から 45°+φ/ 2の直線 粘性土：不動点から 1/8 の円弧と 45°の直線
近接基礎設計施工要領（案）[4]	砂質土：不動点から対数ら線 粘性土：不動点から 1/8 の円弧と 45°の直線
地中送電線土木工事における構造物近接部設計・施工指針[5]	砂質土：対数ら線 粘性土：土留壁が良好な地盤へ根入れされた場合はその地盤から 1/8の円弧と 45°の直線。それ以外は土留壁先端に 1/ 4円弧と直線

本章では，立坑掘削における土留め壁背面地盤の３次元的変形メカニズムとその変形特性を拡張 TYPE-C 予測手法によって検討する。まず，立坑掘削の試験掘削工事に対する TYPE-C 予測を通じ，土留め壁背面地盤の変形メカニズムを考察する。次に，掘削幅，掘削深度，地盤の内部摩擦角および土留め壁の変形形状を変動パラメータとした拡張 TYPE-C 予測を通じ，土留め壁背面地盤の変形特性，特に変形メカニズムに及ぼす影響について検討を行う。さらに，土留め壁背面地盤において有意な変形が生じる範囲の実用的な評価手法を検討する。

５．２　試験掘削工事の概要

５．２．１　地盤の概要

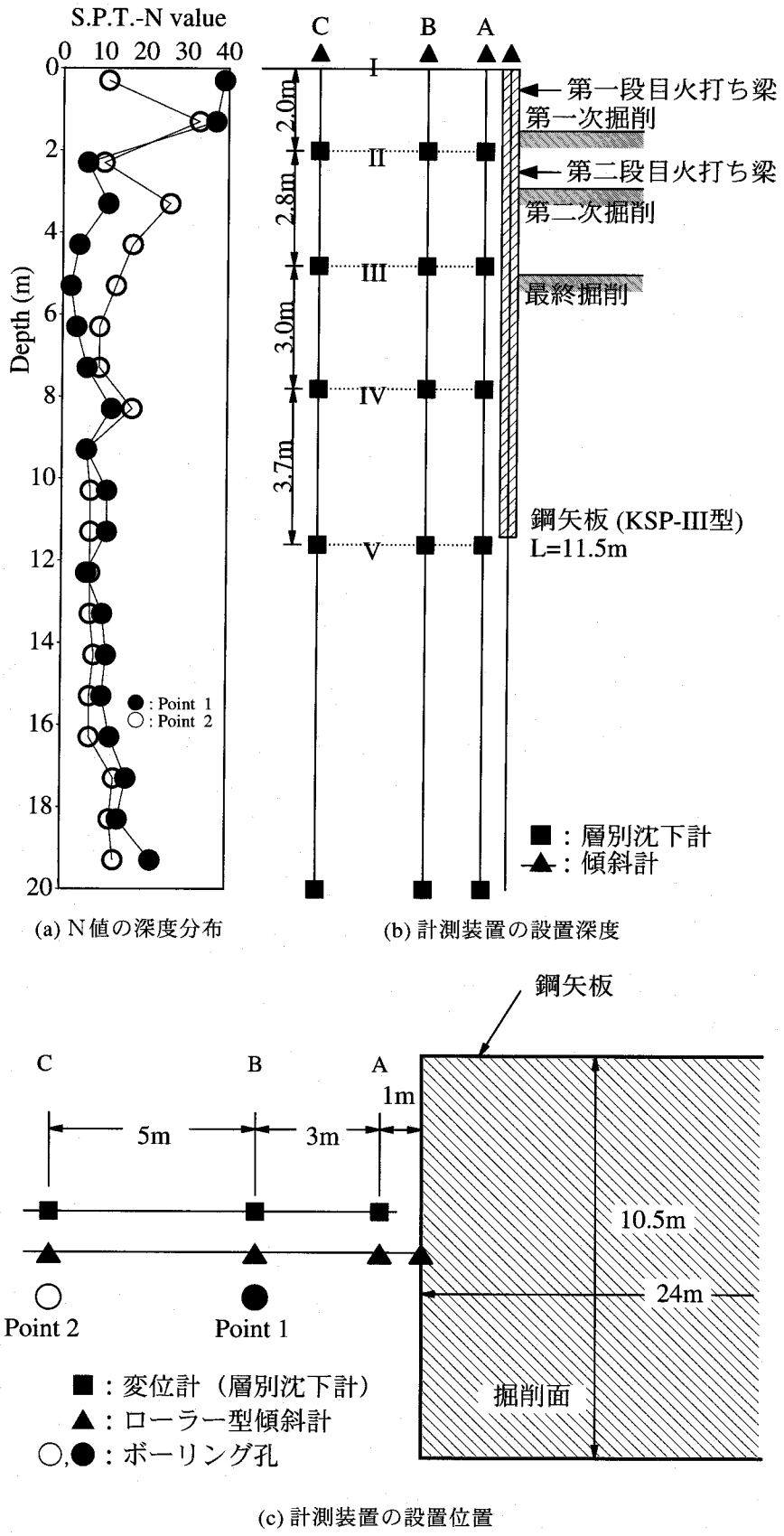
試験掘削工事は，阪神高速道路５号湾岸線東神戸魚崎浜出入路Ｐ８橋脚基礎の建設を利用して行われた。図 -5-2-1 は試験掘削工事の行われた地盤の概要と地盤の変形を計測するための装置の設置位置を併せて示している[6]。試験工事の行われた地盤はマサ土を中心とする埋立地盤であり，埋立層の厚さは 20m 以上に達している。標準貫入試験の際に観測されたボーリング孔内水位から，地盤内の地下水位は G.L.-1.25m~-2.2m に位置しているものと推定された。この深度と標準貫入試験におけるＮ値の深度分布を対比すれば，地下水位より上の地盤は比較的よく締まった状態であることが分かる。また，深度 8m 以浅では，平面的な距離にして約 5m しか離れていない地点１および２におけるＮ値の深度分布は明らかに異なっており，平面的に見て地盤は不均一であることが推察される。しかしながら，深度が 8m 以深では，地点１および２におけるＮ値の深度分布はほぼ一致しており，平面的に見

ても比較的均一な地盤であることが推察される。

5．2．2　掘削工事の概要

掘削工事においては鋼矢板が土留め壁として用いられ，圧入工法により地盤中に11.5mの深さまで打設された。鋼矢板の支保工法としては鋼製切梁工法が用いられ，土留め壁は火打ち梁による２段支保工により支持された。

掘削範囲は長辺24m，短辺10.5mの長方形であり，その深度は4.9mであった（図-5.2.1(c)参照）。掘削は３段階に分けて行われた。最初に深度1.5mまで掘削した後，深度0.5mの位置に一段目の火打ち梁が，続いて深度2.9mまで掘削した後，深度2.5mの位置に二段目の火打ち梁が設置され，最終的に深度4.9mまで掘削が行われた（図-5.2.1(b)参照）。



(a) N値の深度分布　(b) 計測装置の設置深度

(c) 計測装置の設置位置

図-5-2-1　試験掘削工事の行われた地盤の概要と地盤変形計測用装置の設置位置

５．２．３　地盤変位計測の概要

この試験掘削工事では，各掘削段階において土留め壁の水平変位，ならびに背面地盤の各点の水平変位と鉛直変位が計測された。計測装置は図-5-2-1(b)および(c)に示すように掘削面の短辺の垂直二等分線上に深さ20mにわたって設置された。土留め壁の近傍と土留め壁から1m，4mおよび9m離れた位置の４地点には，水平変位を計測するための差動トランス式ローラー型傾斜計が，また，土留め壁から1m，4mおよび9m離れた位置の３地点には鉛直変位を計測するための差動トランス式層別変位計が設置された。なお，計測は，各掘削段階終了後に行われた。

５．３　試験掘削工事の解析モデル

５．３．１　解析手法

TYPE-C予測のための数値シミュレーションには，リターンマッピング手法（**付録Ａ．３**参照）を組み込んだ弾塑性３次元有限要素法を用いた。

５．３．２　解析モデル

図-5-3-1は解析領域と掘削範囲の関係を示している[7)8)9)]。数値シミュレーションでは，地盤の変形の対称性を考慮し，土留め壁の背面の幅12m，奥行き18.25m，深度20mの直方体の領域を解析領域として選んだ。

図-5-3-2は解析モデルを示している。解析では各掘削段階において計測された土留め壁の水平変位（y方向の変位）を解析モデルの土留め壁部分に強制変位として与えることにより，土留め壁背面地盤の変形を引き起こさせた。なお，x方向の強制変位の変位分布は図-5-3-3に示すような台形分布とした。

図-5-3-4は解析モデルの境界条件を示している。地表面では完全に自由，モデル前面において強制変位を与えない部分では固定，対称面（掘削幅中央断面，平面x=12m，図-5-3-2参照）ではx方向のみ固定，これら以外の面では完全固定とした。

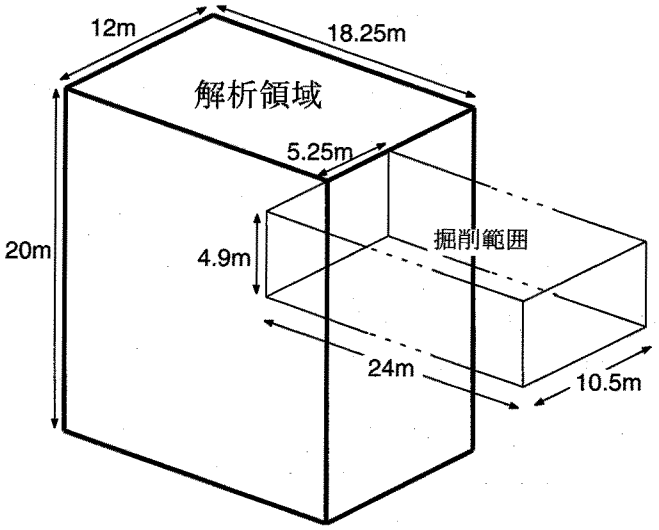
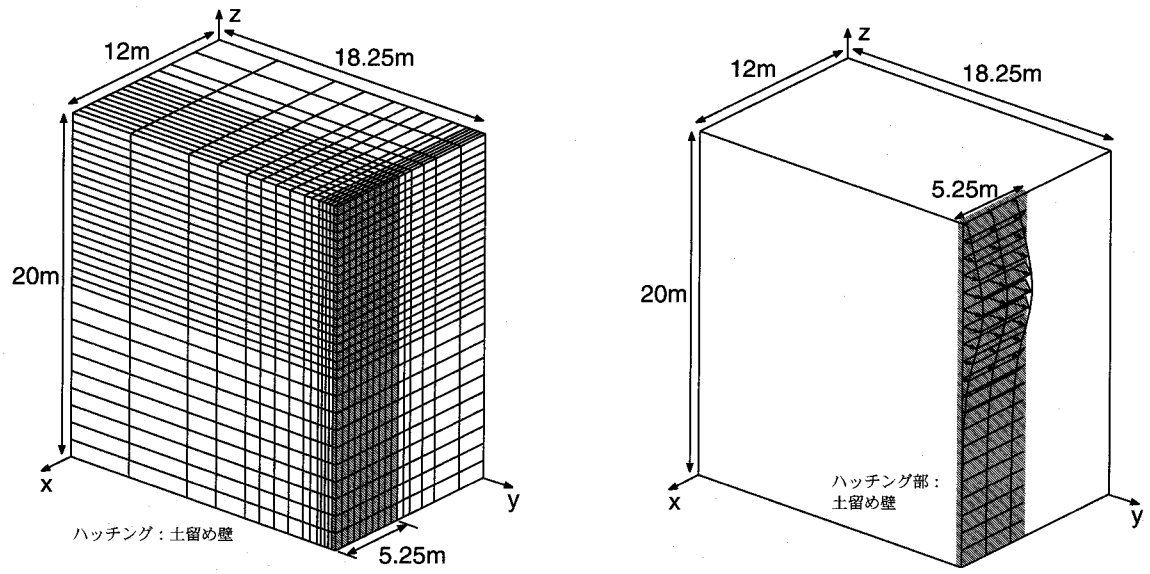


図-5-3-1　解析領域と掘削範囲の関係

５．３．３　材料の力学モデルとパラメータ

（１）地盤材料

本解析では地盤の力学挙動を再現するために，拡張されたDrucker-Pragerの基準に基づく力学モデル（付録Ａ．２．４（２）参照）を用いた。表-5-3-1は



(a) メッシュ分割　　(b) 強制変位

図 -5-3-2　解析モデル

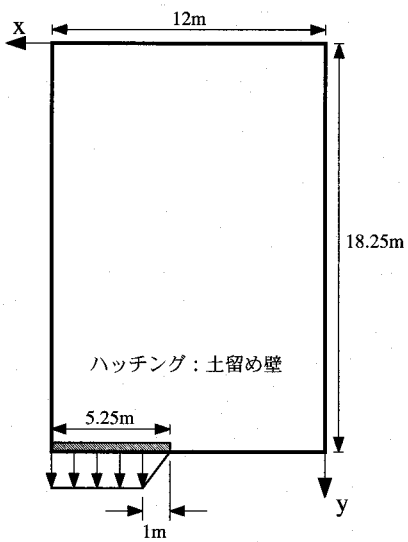


図 -5-3-3　強制変位の x 方向分布

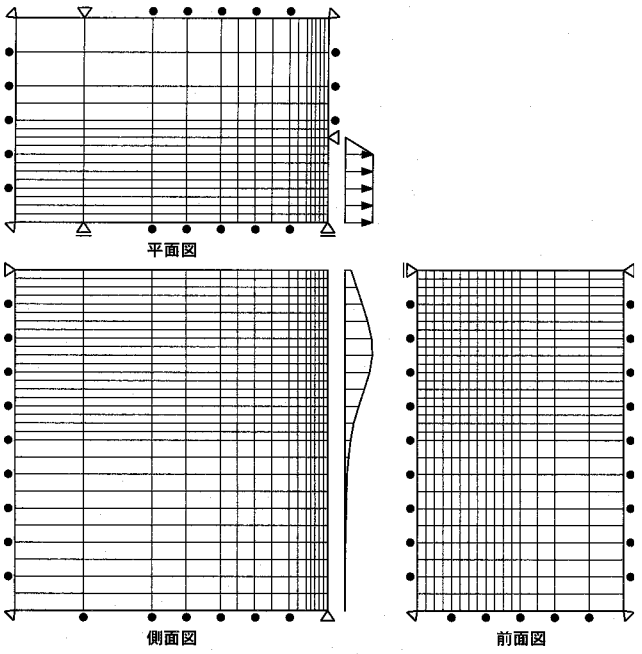


図 -5-3-4　解析モデルの境界条件

解析に用いた地盤材料の力学パラメータを示している[10]。

基準状態における弾性係数（E_0）は表層部分を除くN値の平均値に基づき，次式[11]によって推定した。

$$E_0 = 28N \qquad (5\text{-}3\text{-}1)$$

次に，内部摩擦角（ϕ）も，表層部分を除くN値の平均値に基づき，次式[11]によって決定した。

$$\phi = \sqrt{15N} + 15 \qquad (5\text{-}3\text{-}2)$$

また，ダイレイタンシー特性を表すパラメータである ϕ_d は，豊浦標準砂を用いた一連の実

験に基づく龍岡らによる提案式[12]によって決定した。

$$\phi = \phi_d - 30 \qquad (5\text{-}3\text{-}3)$$

その結果，表-5-3-1に示すようにϕ_dは-5°となった。ここで，ϕ_dが負であるということは，地盤材料は負のダイレイタンシー特性を有すものとしてモデル化されることを意味している。ところで，試験掘削工事が行われた現場は，兵庫県南部地震の際に広範に液状化が生じたことが確認されている。この点を考慮すれば，この現場の地盤材料は負のダイレイタンシー特性を有していることが推察される。したがって，ダイレイタンシー特性に関するモデル化は妥当であると考えられる。

表-5-3-1　地盤材料の力学パラメータ

力学パラメータ	値
ϕ	25°
c	0.0 kPa
ϕ_d	-5°
E_0	19.6 Mpa
p'_0	29.4 kPa
m	0.7

地盤の初期応力状態については，過去の地盤調査結果などを利用し，地盤の水中単位体積重量をγ'=0.9tf/m³と仮定した。また，地盤は自重圧密状態下にあるものと仮定した。

（２）土留め壁

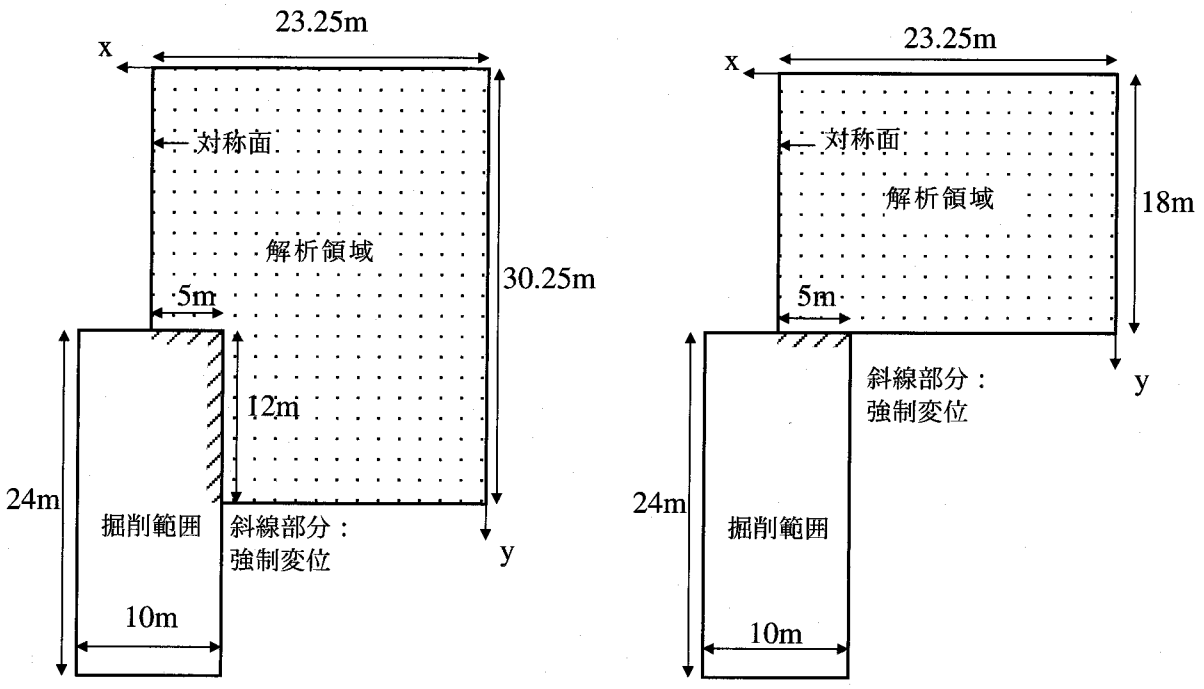
土留め壁は厚さ25cmの弾性板としてモデル化した。その際，実際の壁体と等価な曲げ剛性を持つように，弾性係数を調整した。

５．３．４　解析領域に関する検討

解析対象を図-5-3-1に示すような土留め壁背面の直方体の領域にする場合，掘削領域の長辺側の土留め壁の変形が短辺側（検討対象側）の土留め壁背面地盤の変形挙動に及ぼす影響が無視される。その妥当性について，解析領域の大きさも含めて解析的に検討を行った[13]。

図-5-3-5は，解析領域の検討のために行った数値シミュレーションにおける掘削範囲と解析領域の関係を示している。また，図-5-3-6はそれぞれの解析ケースにおいて用いた解析モデルを示している。いずれの解析ケースにおいても掘削範囲は10m×24m，掘削深度は5mを想定している。解析に用いた地盤材料の力学モデルおよびその力学パラメータは前項において述べたものを用いている。なお，数値シミュレーションでは，５．２において説明した試験掘削工事で得られた三次掘削終了時における土留め壁の水平変位を解析モデルの土留め壁部分に強制変位として与えた。解析モデルの境界条件について，ケース１では地表面は完全に自由，x=23.25 mおよびy=30.25 mでは面の法線方向（それぞれx方向およびy方向）の変位のみを拘束，その他の面では変位を完全に拘束した。一方，ケース2，３および４では，地表面は完全に自由，x=Wでは面の法線方向（x方向）の変位のみを拘束，モデルの前面（平面y=18.25m）において強制変位を与えていない部分では面の法線方向（y方向）の変位のみを拘束，これら以外の面では変位を完全に拘束した。

図-5-3-7 (a)~(c)は，それぞれケース１と２，ケース１と３，およびケース１と４における土留め壁背面地盤での水平変位の平面分布の比較を示している。なお，水平変位の平面分布の比較は，土留め壁の水平変位が最大となる掘削深度（深度-5m）において行ってい



る。また，図中における値は土留め壁に生じる水平変位の最大値（δ_{max}）に対する百分率によって表されている。図-5-3-7(a)から分かるように，ケース１と２ではδ_{max}の20%以上の水平変位の分布特性はほぼ一致している。また，δ_{max}の20%以下の水平変位の分布に着目すれば，偶角部に近づくにつれて境界条件の影響が顕著になり，両ケースにおける水平変位分布は一致しなくなる。ただし，対称面の位置において，同一レベルの水平変位の発生位置は一致しており，差はほとんどない。したがって，δ_{max}の20%以上の変位量に対する変形特性については，短辺側の土留め壁背面地盤の変形挙動に与える長辺側の土留め壁の変形の影響はほとんど無視できるものと考えられる。また，土留め壁の最大水平変位の20%以下の変位量に対する変形挙動については，対称面におけるそれに与える長辺側の土留め壁の変形の影響はほとんど無いものと考えられ

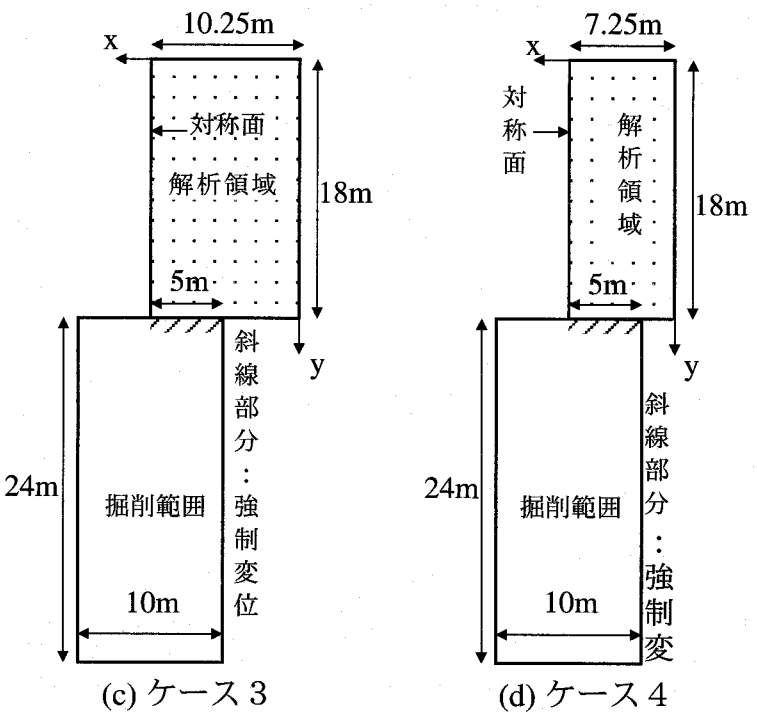
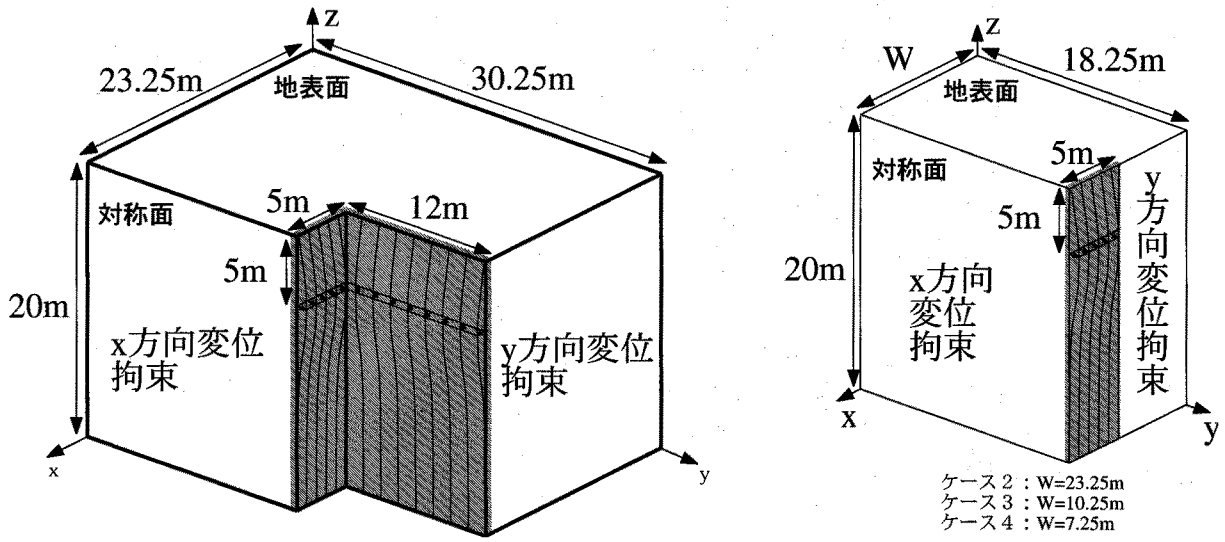


図-5-3-5　掘削範囲と解析領域の関係



(a) ケース１　　(b) ケース２，３＆４

図 -5-3-6　解析領域検討のための解析モデル

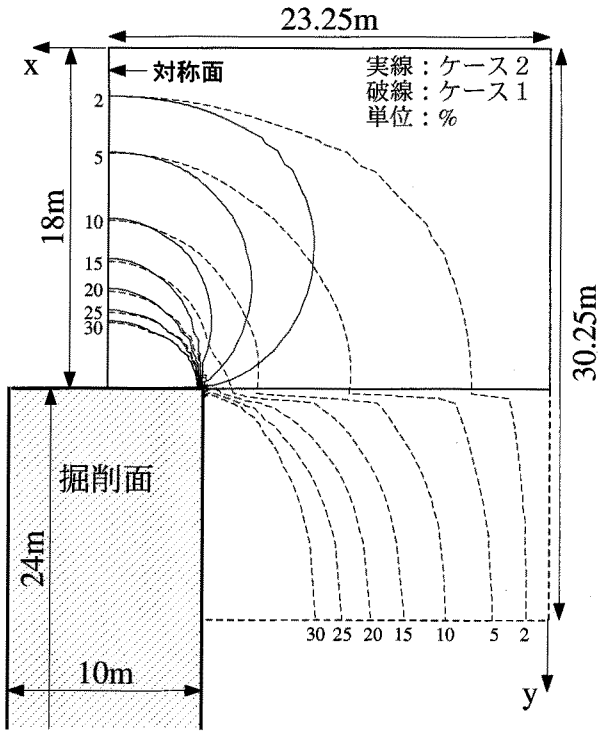


図 -5-3-7(a)　土留め壁背面地盤での水平変位分布の比較（ケース１と２における比較）

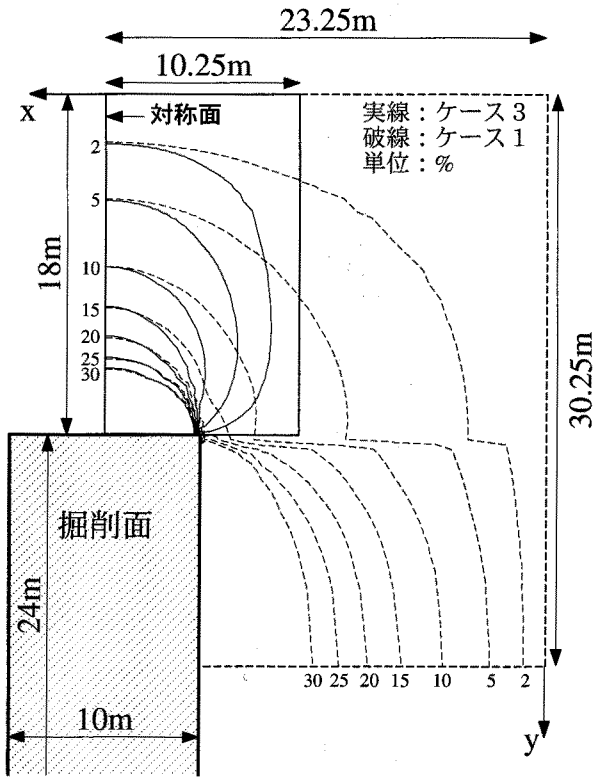


図 -5-3-7(b)　土留め壁背面地盤での水平変位分布の比較（ケース１と３における比較）

る。以上の考察から，図 -5-3-1 に示すように，検討対象とする土留め壁の背面地盤のみを限定して解析領域とすることは妥当であると考えられる。

次に，図 -5-3-7(b) から分かるように，ケース１と３では δ_{max} の 20% 以上の水平変位の分布特性はほぼ一致している。また，δ_{max} の 20% 以下の水平変位の分布に着目すれば，偶角

部に近づくにつれて境界条件の影響が顕著になり，両ケースにおける水平変位分布は一致しなくなる。ただし，対称面の位置において，同一レベルの水平変位の発生位置は一致しており，差はほとんどない。したがって，解析領域のx方向の範囲を土留め壁の長さの半分の2倍程度以上にすれば，δ_{max}の20%以上の変位量に対する変形挙動については解析領域の影響をほとんど無視することができる。また，δ_{max}の20%以下の変位量に対する変形特性についても，対称面の位置ではそれに及ぼす解析領域の影響をほとんど無視することができる。

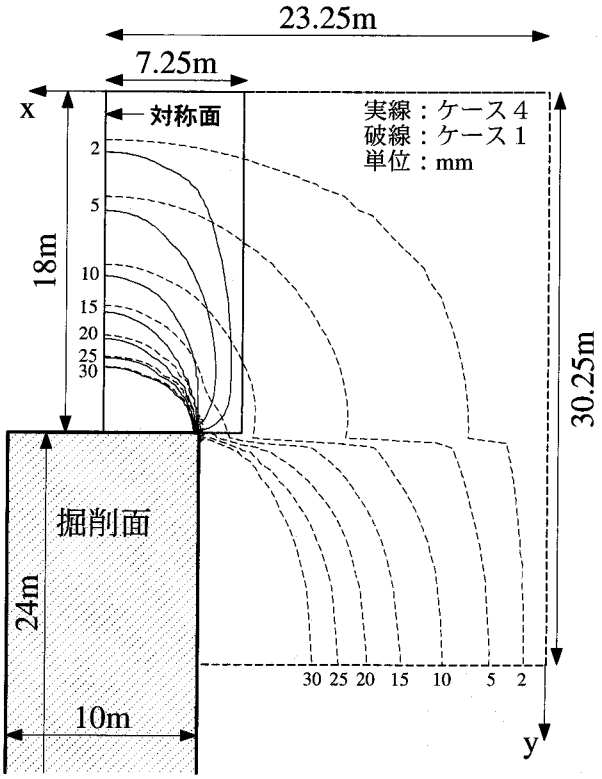


図-5-3-7(c)　土留め壁背面地盤での水平変位分布の比較（ケース1と4における比較）

最後に，図-5-3-7(c)から分かるように，ケース1と4ではδ_{max}の30%以上でなければ両ケースにおける水平変位の分布は一致しない。また，δ_{max}の30%以下の水平変位については，対称面の位置における同一レベルの水平変位の発生位置は一致していない。すなわち，同一レベルの水平変位の発生位置はケース4の方がケース1に比べて土留め壁に近い。つまり，解析領域のx方向の範囲を7.25mに狭めたケース4の場合，水平変位の変形特性に及ぼす解析領域の影響を無視できない。

以上の結果から，立坑掘削における土留め壁背面地盤の変形特性，特に，対称面の位置における変形特性を解析的に再現する場合，解析領域を検討対象とする土留め壁の背面地盤のみに限定してもよく，また，解析領域の幅が土留め壁の半分の2倍程度以上であれば，解析結果に及ぼす解析領域の影響をほとんど無視できることが分かった。

5．4　試験掘削工事に対するTYPE-C予測

5．4．1　掘削の進行に伴う水平変位の深度分布の変化[10)]

図-5-4-1は図-5-2-1 (b)のA，BおよびC線上での水平変位の深度分布における試験掘削工事での実測結果とその数値シミュレーションの結果の比較を示している。A線上における水平変位の深度分布について，各掘削段階ともに全深度にわたって解析結果と実測結果はほぼ一致している。B線上における水平変位の深度分布について，一次および二次掘削終了時では，いずれの深度においても解析結果と実測結果はほぼ一致している。三次掘削終了

時では，地表面から2m以深では解析結果と実測結果はほぼ一致しているものの，それ以浅では解析結果は実測結果よりも大きくなっている。C線上における水平変位の深度分布について，各掘削段階ともに全深度にわたって解析結果と実測結果はほぼ一致している。

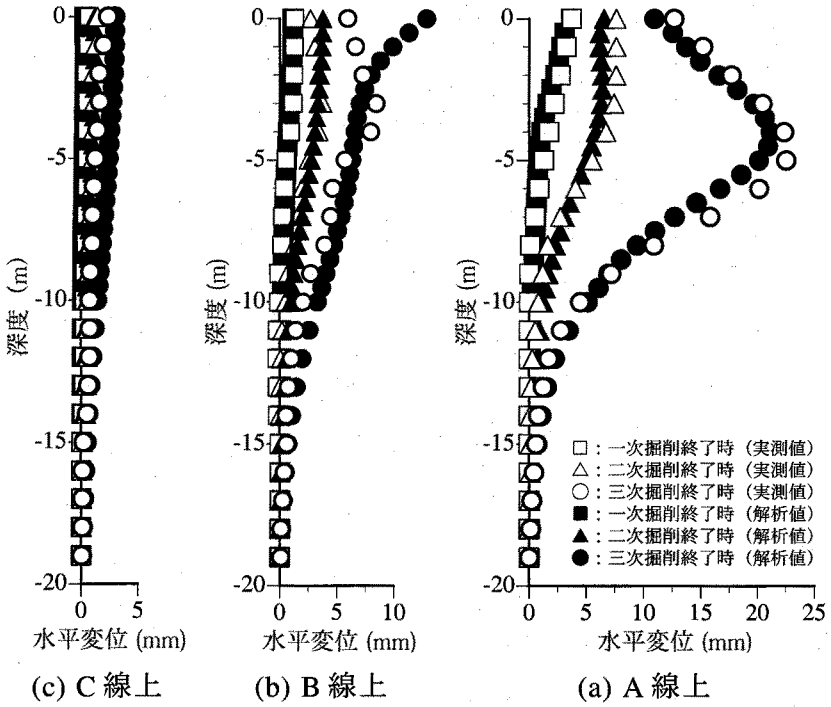


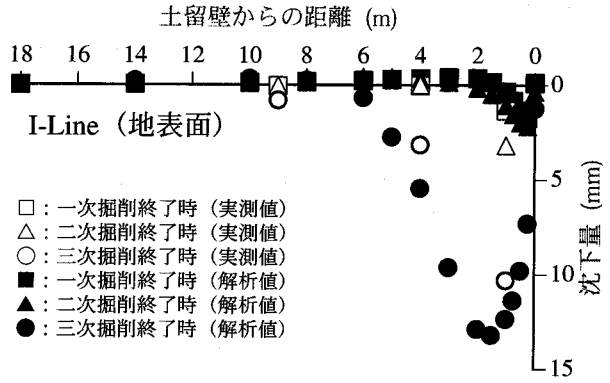
図-5-4-1　水平変位の深度分布における試験掘削工事での実測結果とその数値シミュレーションの結果の比較

５．４．２　掘削の進行に伴う鉛直変位の深度分布の変化[10)]

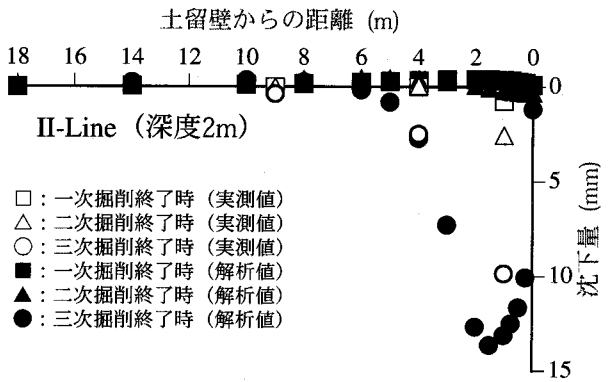
図-5-4-2は図-5-2-1 (b)の深度レベルI, II, III, IVおよびVでの鉛直変位の水平分布における模型実験での実測結果とその数値シミュレーションの結果の比較を示している。深度レベルI，IIおよびIIIでは，二次掘削終了段階における土留め壁から1m離れた地点での鉛直変位について，実測結果のほうが解析結果よりも大きくなっている。ただし，この点を除けば，すべての掘削段階において実測結果と解析結果はよく一致している。また，深度レベルIVおよびVでは，三次掘削終了段階においてもほとんど鉛直変位が生じていない。数値シミュレーションはこの特徴もよく再現している。

５．４．３　TYPE-C予測の妥当性

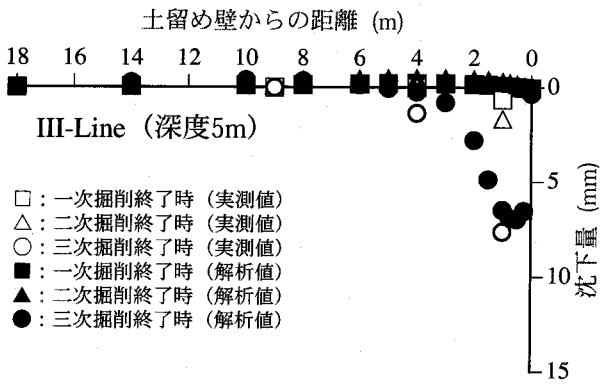
５．４．１および５．４．２において示したように，深度約2m以深では，掘削段階に関わらず数値シミュレーションの結果は，試験掘削工事における土留め壁背面での地盤変形の実測結果とよく一致している。しかし，深度約2m以浅では，解析結果と実測結果が一致していない部分が存在している。これについて，数値シミュレーションでは解析領域において地盤材料の力学特性の空間的な均一性を仮定しているのに対し，実地盤では図-5-2-1 (a)におけるN値の分布から分かるように，地表面付近とそれ以深では材料特性が著しく異なっている。すなわち，地表面付近において実測結果と解析結果が一致しないのは，その部分のモデル化に起因するものと考えられる。したがって，この点を考慮すれば，本研究で用いた数値解析手法により，立坑掘削における土留め壁背面地盤の変形挙動をほぼ的確に表現できるものと考えられる。



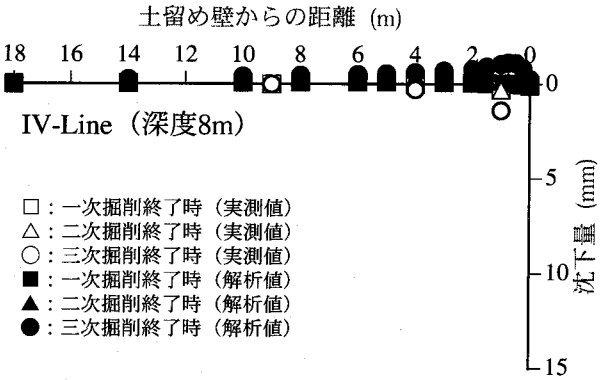
(a) I-Line　（地表面）



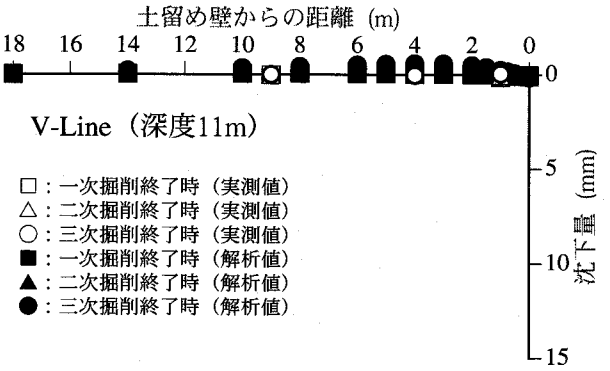
(b) II-Line　（深度 2m）



(c) III-Line　（深度 5m）



(d) IV-Line　（深度 8m）



(e) V-Line　（深度 11m）

図 -5-4-2　鉛直変位の水平分布における試験掘削工事での実測結果とその数値シミュレーションの結果の比較

5．5　土留め壁背面地盤の変形メカニズム

5．5．1　解析モデル[10)]

先に述べた試験掘削工事に対する TYPE-C 予測では，土留め壁の変形履歴などにその事例に関する固有の情報を含んでいる。そのため，それら検討対象の事例に関する固有の情報をできるだけ排除するために，事例における条件をより簡略化・一般化した仮想の立坑掘削工事を想定し，それに対する解析結果から土留め壁背面地盤の変形メカニズムの検討を行うこととした。

図 -5-5-1 は仮想の立坑掘削工事における掘削範囲と解析領域の関係を示している。掘削は，幅および長さ 20m，深度 10m の立坑掘削を想定している。5．3．3 での検討結果を踏まえ，土留め壁背面の幅 20m，奥行き 30.25m，高さ 30m の直方体の領域を解析領域として選んだ。

図 -5-5-2 は解析モデルと土留め壁に作用させる強制変位の分布形状を示している。土留

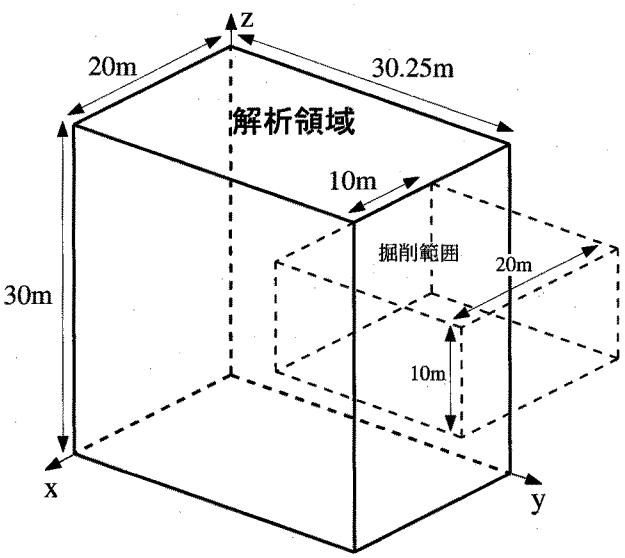


図 -5-5-1　仮想立坑掘削工事における掘削範囲と解析領域の関係

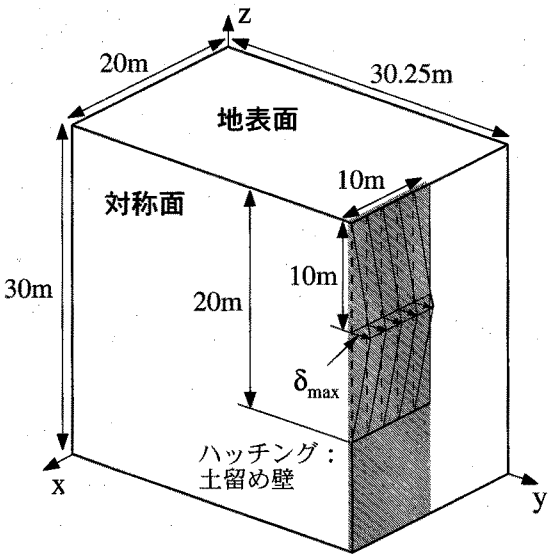


図 -5-5-2　解析モデルと土留め壁に作用させる強制変位の分布形状

め壁に作用させる強制変位の深度分布は，試験掘削工事において観測された土留め壁の水平変位の深度分布を単純化し，掘削深度においてその最大値（δ_{max}）が生じるような二等辺三角形分布とした。一方，x 軸方向の変位分布形状は図 -5-5-3 に示すように，TYPE-C 予測において適用したものと同様の台形とした。そして δ_{max} を段階的に 100mm まで増大させることにより，掘削過程における土留め壁の変形を表現した。なお，解析モデルの境界条件については，図 -5-3-4 で示したものと同様とした。さらに，地盤材料および土留め壁の力学挙動に対するモデル化ならびにそれらの力学パラメータについては，試験掘削工事の TYPE-C 予測において用いたもの（５．３．２において説明）と同様にした。最後に，地下水位は地表面に達しているものと仮定し，地盤材料の水中単位体積重量（γ'）を 0.9tf/m^3 とした。そして，土被り圧は深度に比例して増加するものとした。

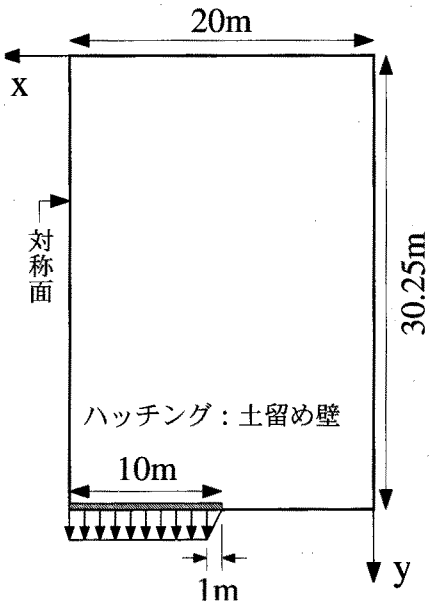


図 -5-5-3　x 軸方向の強制変位の分布形状

５．５．２　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展[10)]

（１）対称面における分布

図 -5-5-4 は地盤内部の局所安全率（Fs）が 1.0 である領域（破壊域）の対称面における分布の土留め壁の水平変位の増加に伴う変化を示している。Fs は次式によって定義される。

$$F_s = \frac{\eta_f}{\eta} \qquad (5\text{-}5\text{-}1)$$

ここに，η および η_f はそれぞれ応力比および破壊時における応力比である。Fs が 1.0 ということは，その要素における応力状態が拡張された Drucker-Prager の基準に基づく破壊基準を満たしている，すなわち，その土要素は破壊していることを意味している。なお，数値解析上，Fs は 1.0 未満にはならない。また，本解析では，砂地盤を想定しているため，拡張された Drucker-Prager の基準における粘着成分を表すパラメータ c はゼロである（表 -5-3-1　参照）。したがって，η_f は次式によって与えられる（付録Ａ．２．４（２）参照）。

$$\eta_f = \frac{6\sin\phi}{3-\sin\phi} \qquad (5\text{-}5\text{-}2)$$

さて，図 -5-5-3 から分かるように，δ_{max} が 20mm に達すると地盤の破壊は土留め壁近傍の掘削深度付近において生じる。δ_{max} が 40mm に達すると破壊域は土留め壁から約 3m 離れた位置にまで移動するとともに地表面に向かって上方に拡大している。δ_{max} が 50mm に達すると，土留め壁から約 3m から 5m 離れた位置において，地表面から掘削深度付近にまで破壊域はほぼ鉛直に連続している。そして，それは掘削深度付近においてほぼ直角に方向を変え，掘削深度よりやや深い位置において土留め壁に達している。すなわち，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域が形成される。その後，δ_{max} の増加に伴い，破壊域は拡大するとともに，掘削深度以浅では土留め壁から離れるように移動している。そして，δ_{max} が 80mm 以上になると，破壊域は，土留め壁の掘削深度以深の位置から地表面に向かって斜め上方に向かう帯状になっている。そして，地盤の破壊が生じている位置は地表面において土留め壁から最も離れている。なお，δ_{max} の大きさに関わらず，地盤の破壊は強制変位を与えた部分の背面のみに生じている。

（２）掘削深度における平面分布

図 -5-5-5 は土留め壁の水平変位の増加に伴う掘削深度での破壊域の平面分布の変化を示している。δ_{max} が 10mm の時点において既に，土留め壁端部の背面の土留め壁と接する部分において地盤の破壊が生じている。これは，この部分における地盤中の変形勾配が最も急だからである。δ_{max} が 20mm になると土留め壁端部の背面以外では土留め壁に接するように地盤の破壊が生じている。一方，土留め壁端部の背面では，土留め壁から少し離れた位置まで破壊域は移動している。δ_{max} が 40mm になると土留め壁端部の背面を除けば，破壊域は土留め壁とほぼ平行に土留め壁から約 4m 離れた位置にまで移動している。ただし，土留め壁端部の背面では，土留め壁から約 4m 離れた位置まで破壊域が連続している。その後，土留め壁の水平変位の増加に伴い，土留め壁の背面では破壊域が単調に拡大している。δ_{max} が 80mm になると土留め壁背後から土留め壁から約 6m 離れた部分の全体にわたり地盤の破壊が生じている。ただし，土留め壁の水平変位の大きさに関わらず，地盤の破壊は強制変位を与えた部分の背面にのみ生じている。

（３）地表面における平面分布

図 -5-5-6 は土留め壁の水平変位の増加に伴う地表面での破壊域の平面分布の変化を示して

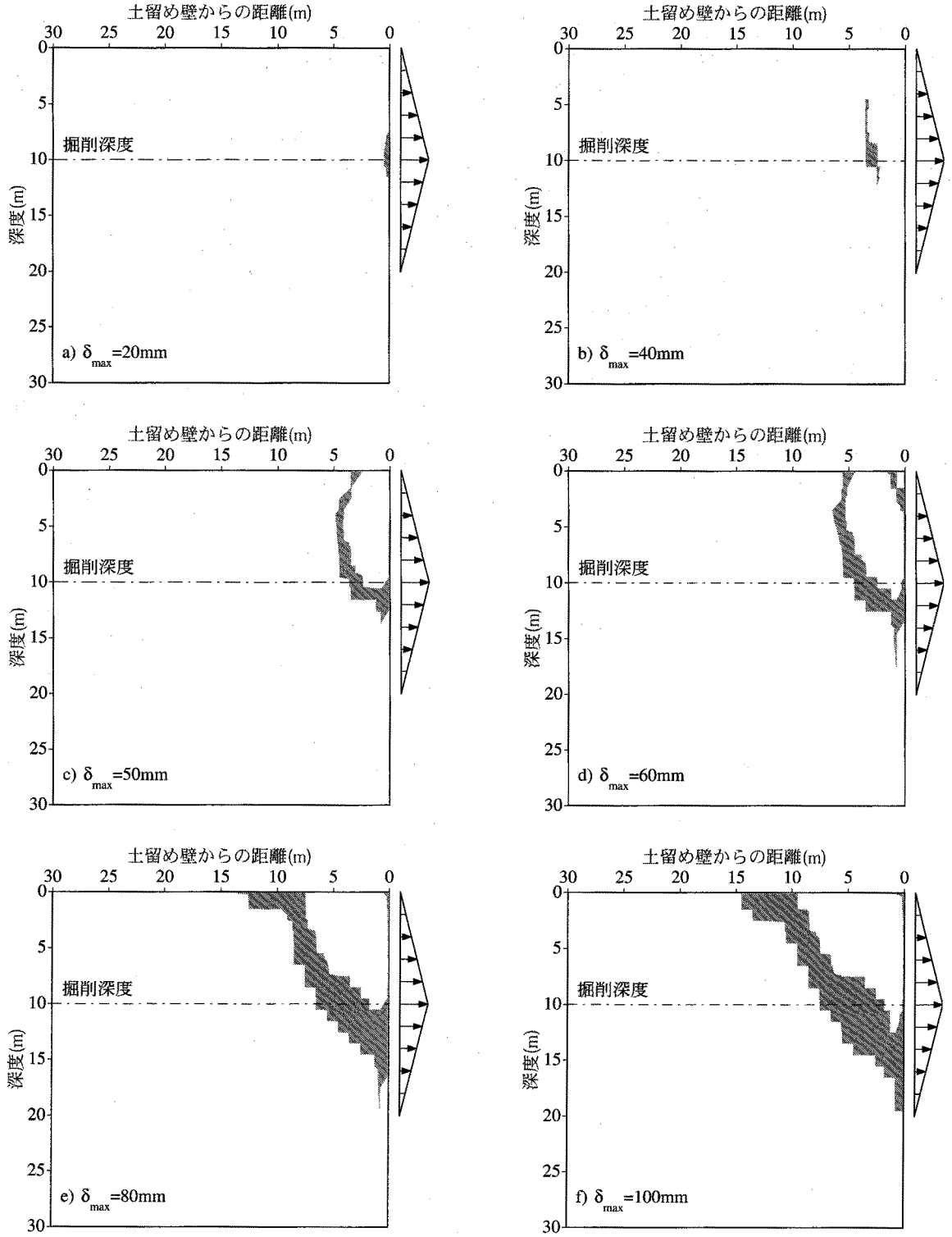


図 -5-5-4　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布変化

いる。δ_{max} が 30mm に達した時点において，地盤の破壊は土留め壁端部の背後において生じる。δ_{max} が 50mm に達するまで破壊域は土留め壁に沿う方向にはほとんど拡大せず，土留め壁から離れるように土留め壁に対して垂直の方向に拡大している。δ_{max} が 60mm に達すると土留め壁に接する位置および土留め壁から約 5m 離れた位置において土留め壁とほぼ平行に破壊域は連続している。δ_{max} が 80mm 以上になると土留め壁に接する位置に生じていた破壊

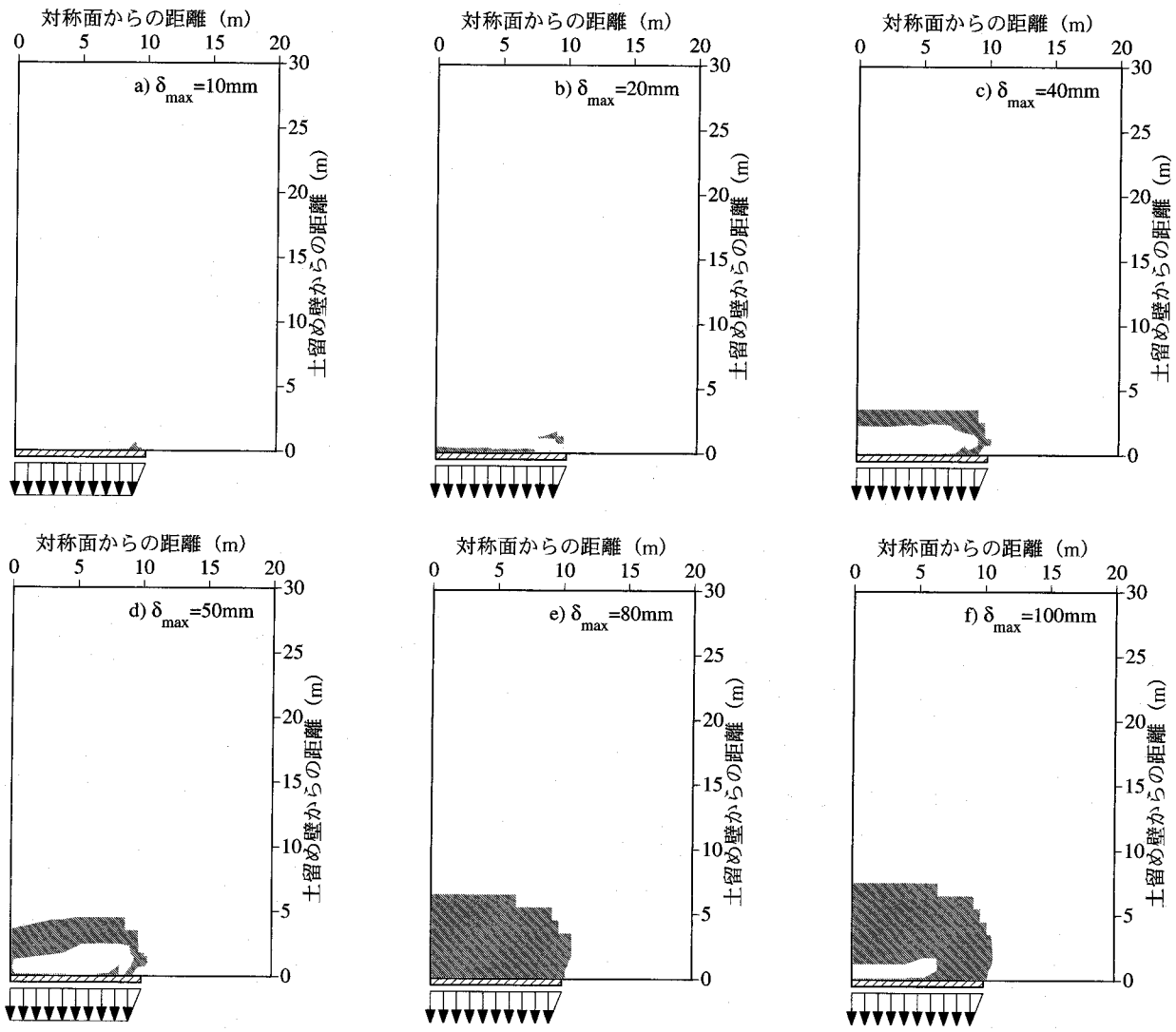


図 -5-5-5　土留め壁の水平変位の増加に伴う掘削深度での破壊域の平面分布の変化

域は縮小し，ほとんど無くなっているが，土留め壁から離れた位置における破壊域は，土留め壁から約 7m から 14m 離れた位置にまで移動しつつ拡大している。なお，土留め壁の水平変位の大きさに関わらず地盤の破壊は土留め壁の背面のみに生じている。

（４）破壊域の進展の特性

土留め壁背面地盤における土要素の破壊について，それは土留め壁の変形が比較的小さい段階において既に，最も大きな変位勾配が生じている土留め壁端部の掘削深度付近において生じる。土留め壁の変形の増大に伴い破壊域は，それ自身を拡大させつつ，対称面および地表面に向かって進展するとともに，土留め壁から遠ざかるように移動する。やがて，破壊域は土留め壁からある程度離れた位置において地表面に，また，掘削深度よりやや深い位置において土留め壁に達する。そして，解析の最終段階において破壊域は，対称面においては掘削深度よりもやや深い位置から地表面に向かうほぼ真っ直ぐな帯状になる。このため，地盤の破壊が生じている位置は地表面において土留め壁から最も離れている。また，地表面では，破壊域は土留め壁とほぼ平行になる。なお，地盤の破壊は土留め壁の強

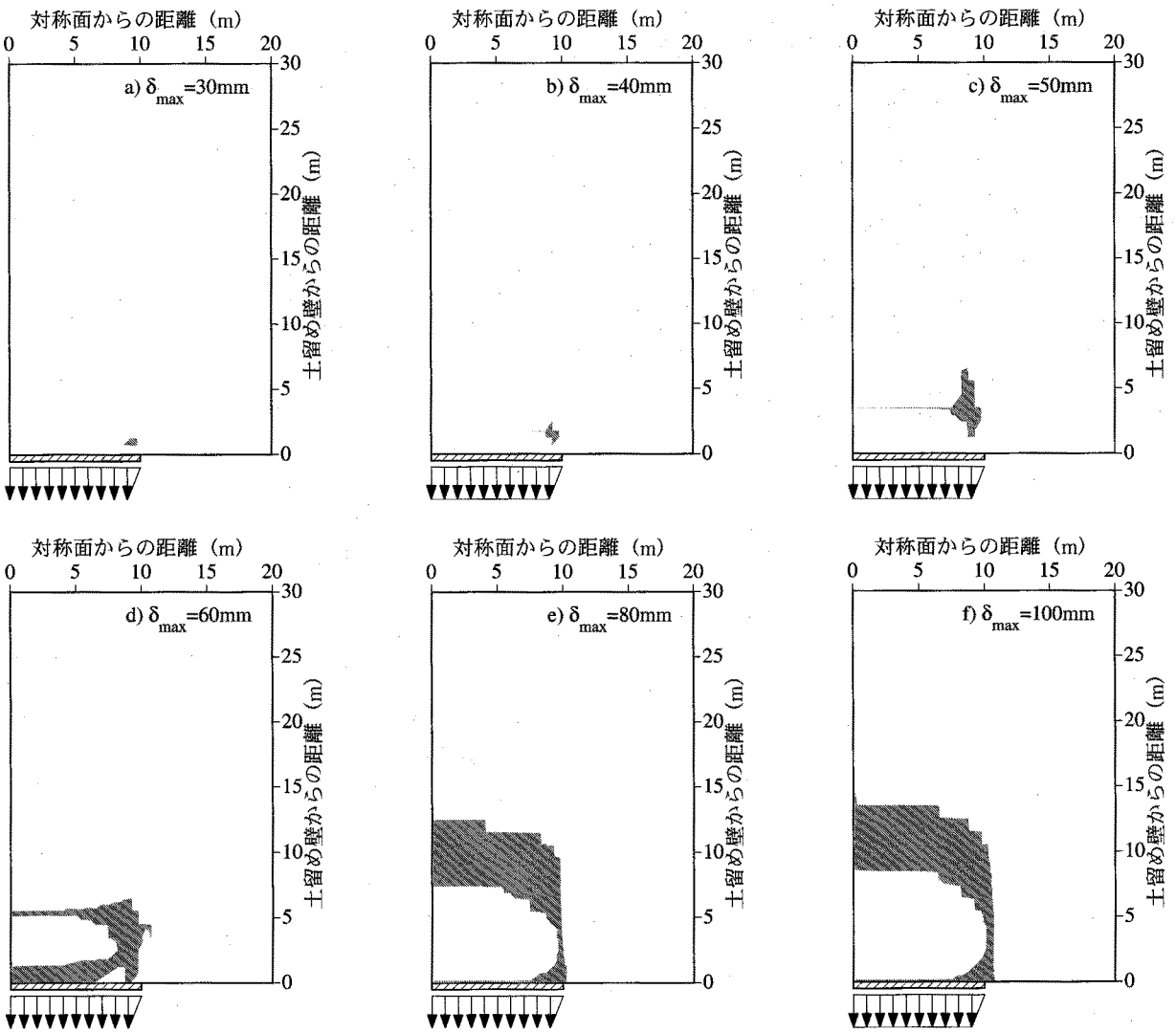


図 -5-5-6　土留め壁の水平変位の増加に伴う地表面での破壊域の分布変化

制変位を与えている部分の背面のみに生じ，その部分を超えることはない。

５．５．３　土留め壁の変位の増加に伴う水平変位分布の変化[14)]

（１）対称面における分布

図 -5-5-7 は土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での水平変位分布の変化を示している。ただし，水平変位は δ_{max} に対する百分率によって表されており，また，図中には破壊域の分布を併せて示している。土留め壁の水平変位の大きさに関わらず δ_{max} の 10% 以上の水平変位は強制変位を与えた深度以浅において生じている。δ_{max} の 30% 以下の水平変位に着目すれば，土留め壁の水平変位の大きさに関わらずその発生位置は地表面において土留め壁から最も離れている。一方，δ_{max} の 40% 以上の水平変位に着目すれば，δ_{max} が 40mm に達するまではその分布形状は掘削深度を対称面とする半楕円状を成している。したがって，その発生位置は掘削深度において土留め壁から最も離れている。しかし，δ_{max} が 50mm 以上になるとその分布形状は掘削深度に対する対称性を失っており，そのため，その発生位置は掘削深度よりも浅い部分において土留め壁から最も離れている。

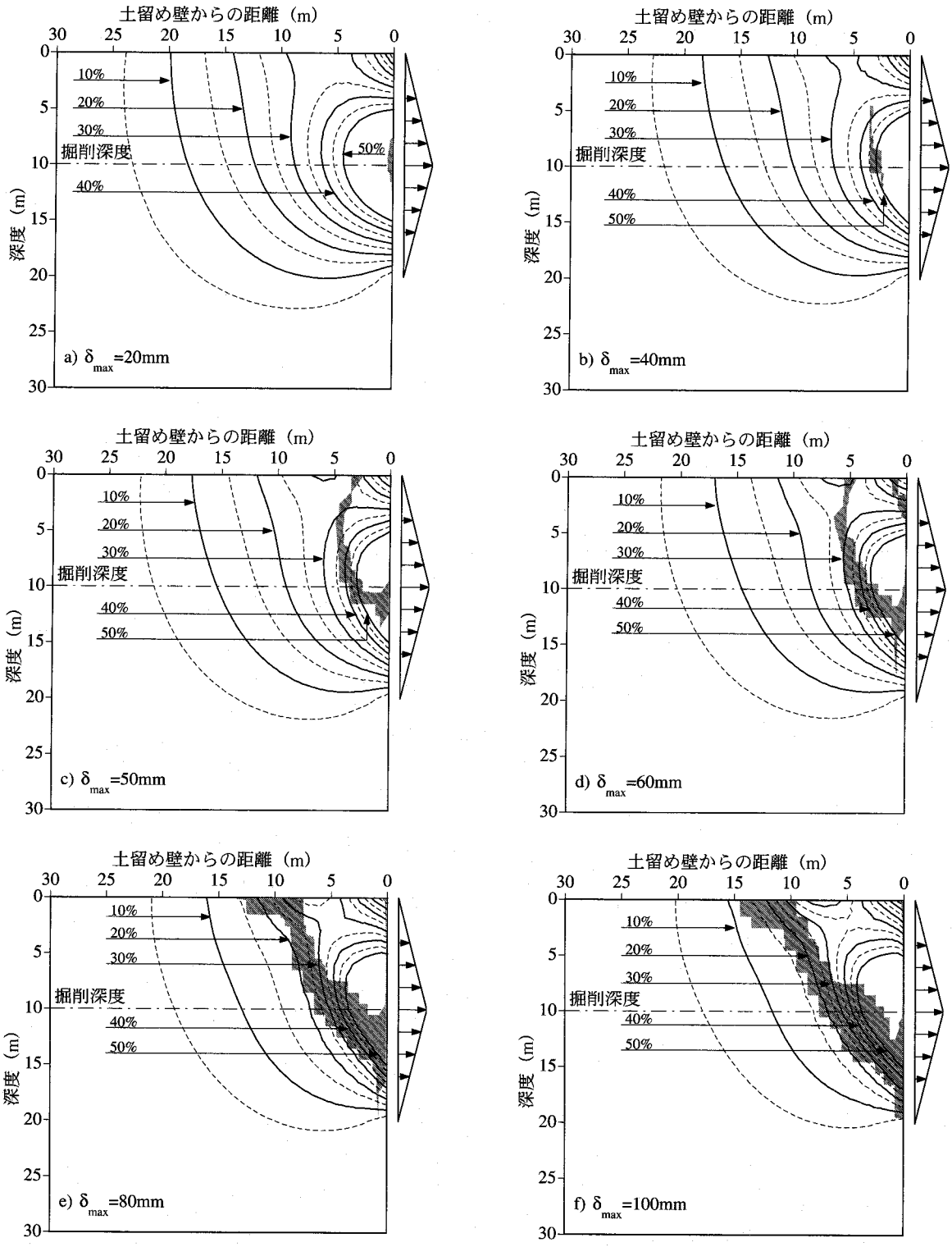


図 -5-5-7　土留め壁の水平変位の増加に伴う対象面での水平変位分布の変化

水平変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max} が 60mm 以下では，両者の間に明瞭な対応関係は認められない。ただし，δ_{max} が 80mm 以上では，δ_{max} の約 20% 以上の水平変位の分布は破壊域の外縁部とほぼ重なっている。

（2）地表面における平面分布

図 -5-5-8 は土留め壁の水平変位の増加に伴う地表面での水平変位の平面分布の変化を示し

ている。ただし，水平変位はδ_{max}に対する百分率として表されており，また，図中には破壊域の分布を併せて示している。δ_{max}の10%の水平変位分布に着目すれば，δ_{max}が80mmに達するまではそれはδ_{max}の増加に伴い単調に縮小している。一方，δ_{max}の20%の水平変位分布や30%のそれについて，それぞれδ_{max}が60mmおよび50mmに達するまではそれらが占める領域は単調に縮小しているが，その後，それらは逆に拡大に転じている。また，最終段階のδ_{max}が100mmに達した時点では，δ_{max}の40%以上の水平変位が生じている。ただし，土留め壁の水平変位や土留め壁背面地盤中に生じている水平変位の大きさに関わらず，土留め壁背面地盤における水平変位は対称面上において土留め壁から最も離れた位置において生じている。

水平変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max}が60mm以下では，両者の間には明瞭な対応関係は認められない。ただし，δ_{max}が80mm以上では，δ_{max}の20%から30%の水平変位の発生位置のうち土留め壁から離れた発生位置は破壊域と重なり合っている。

（３）水平変位分布の特性

土留め壁の変形に対し有意な水平変位について，それは，土留め壁の変形が小さい時ほど背面地盤全体にわたり広範に生じる。土留め壁の変形が増大するとともにその範囲は縮小する。ただし，土留め壁の変形量に関わらず，その発生位置は，地表面上の対称面の位置において土留め壁から最も離れている。水平変位の分布と破壊域のそれとの間には，土留め壁の変形量が比較的大きくなっても明瞭な対応関係は認められない。ただし，解析の最終段階では，土留め壁から離れた位置において，土留め壁の変形に対して有意な水平変位が生じる範囲の外縁と破壊域とはほぼ重なり合っている。

５．５．４　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化[14)]

（１）対称面における分布

図-5-5-9は土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布の変化を示している。ただし，鉛直変位はδ_{max}に対する百分率によって表されており，また，図中には破壊域の分布を併せて示している。δ_{max}が40mmに達するまでは，鉛直変位の分布特性はほとんど変化していない。すなわち，生じている鉛直変位は最大でもδ_{max}の10%程度であり，掘削深度以浅にしかδ_{max}の5%以上の鉛直変位は生じていない。しかし，δ_{max}が50mm以上では，土留め壁の水平変位の増大に伴い，生じている鉛直変位量そのものが増加するとともに，その鉛直変位が生じている範囲も拡大している。そして，ある特定量の鉛直変位の発生位置は地表面において土留め壁から最も離れている。

鉛直変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max}が40mm以下では両者の間には明瞭な対応関係は認められない。δ_{max}が50mmに達し，破壊域が土留め壁から地表面にまで連続すると鉛直変位も増大し始める。そして，δ_{max}が60mm以上では，顕著な鉛直変位が生じる領域と地表面，土留め壁および破壊域によって囲まれるそれとはほぼ一致している。

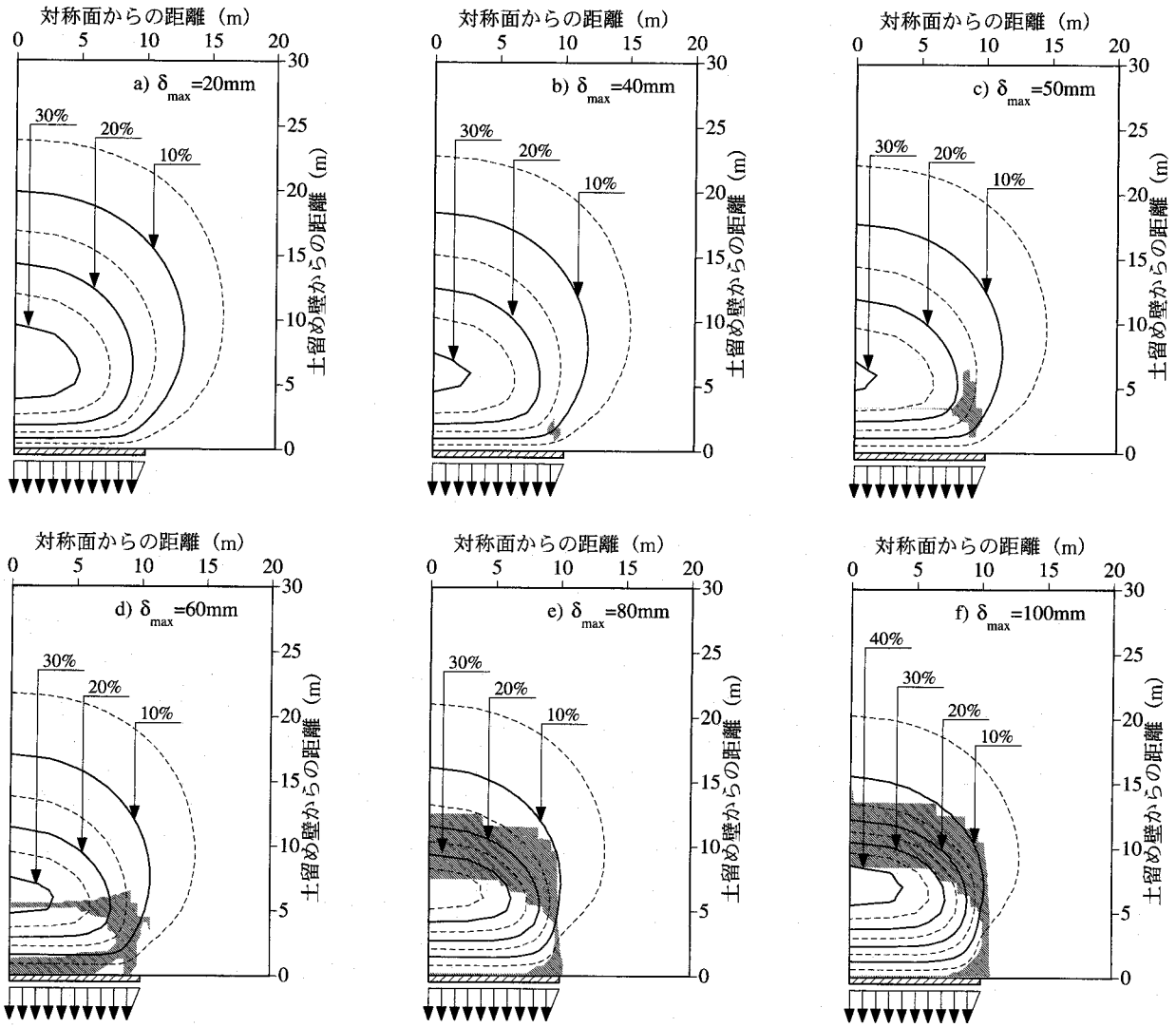


図 -5-5-8　土留め壁の水平変位の増加に伴う地表面での水平変位の平面分布の変化

（２）地表面における平面分布

図 -5-5-10 は土留め壁の水平変位の増加に伴う地表面での鉛直変位の平面分布の変化を示している。ただし，鉛直変位は δ_{max} に対する百分率として表されており，また，図中には破壊域の分布を併せて示している。δ_{max} が 40mm になるまでは鉛直変位の分布特性はほとんど変化していない。すなわち，生じている鉛直変位は最大でも δ_{max} の約 10% であり，δ_{max} の 5% 以上の鉛直変位は土留め壁の背面のみに生じている。δ_{max} が 50mm 以上になると以前の段階に比べて生じている鉛直変位そのものが増大するとともに，その鉛直変位が生じる範囲も拡大している。例えば，δ_{max} の 15% 以上の鉛直変位に着目すれば，まずそれは土留め壁から約 3m 離れた対称面に生じる。その分布域は主に，土留め壁と平行に対称面から離れるように拡大する。ただし，土留め壁背面の強制変位を与えている部分を超えて拡大することはない。分布域がほぼ土留め壁の端部の背後に達するとそれは，土留め壁から離れるように拡大し始める。ただし，鉛直変位の大きさに関わらず，その発生位置は，常に対称面において土留め壁から最も離れている。

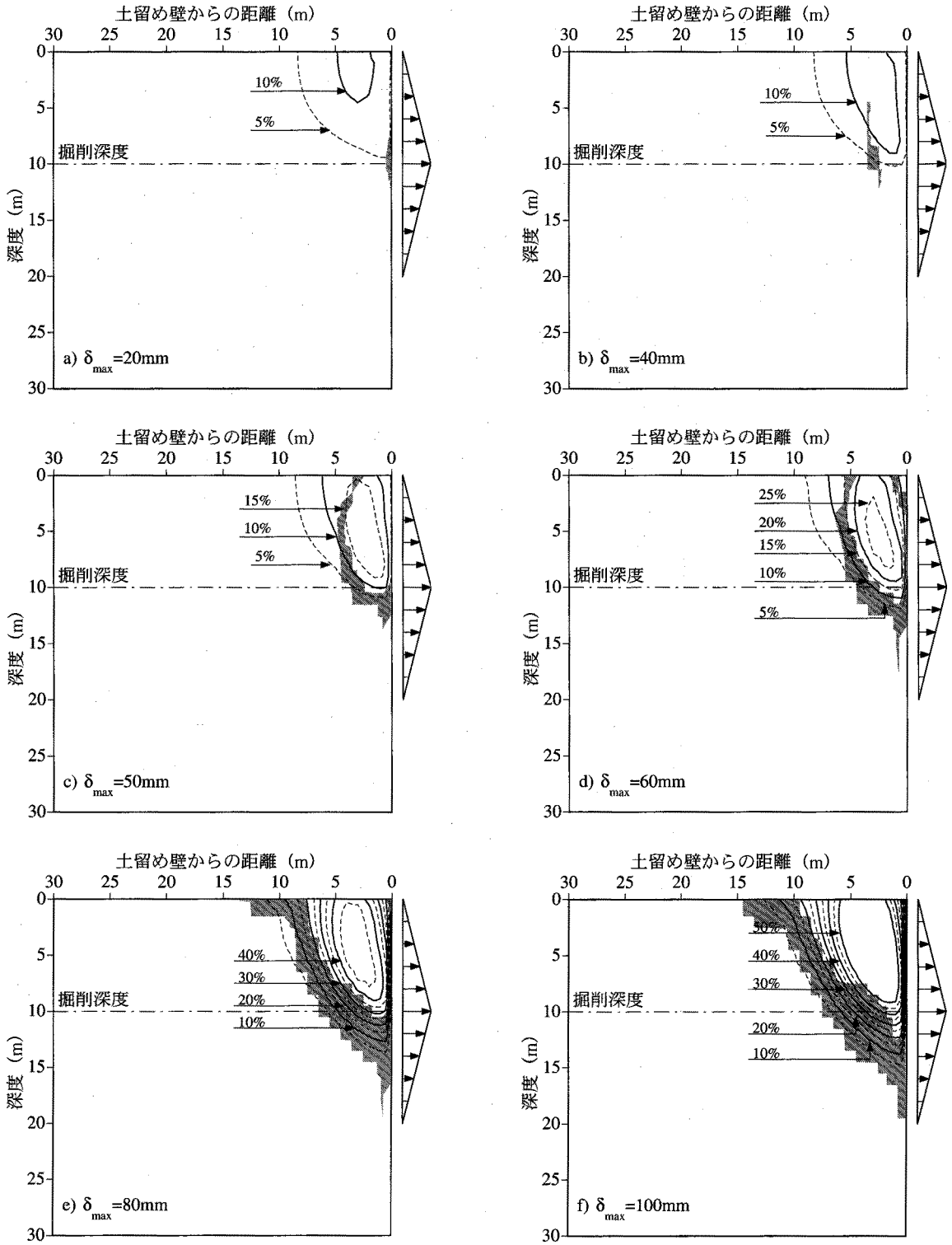


図 -5-5-9　土留め壁の水平変位の増加に伴う対象面での鉛直変位分布の変化

鉛直変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max} が 50mm までは，両者の間には明瞭な対応関係は認められない。δ_{max} が 60mm 以上になると鉛直変位の分布と破壊域のそれとはほぼ対応している。特に，δ_{max} が 80mm 以上では，δ_{max} の 10% の鉛直変位分布は破壊域と重なり合っている。したがって，δ_{max} の 10% 以上の鉛直変位は破壊域と土留め壁に挟まれた領域内のみに生じている。

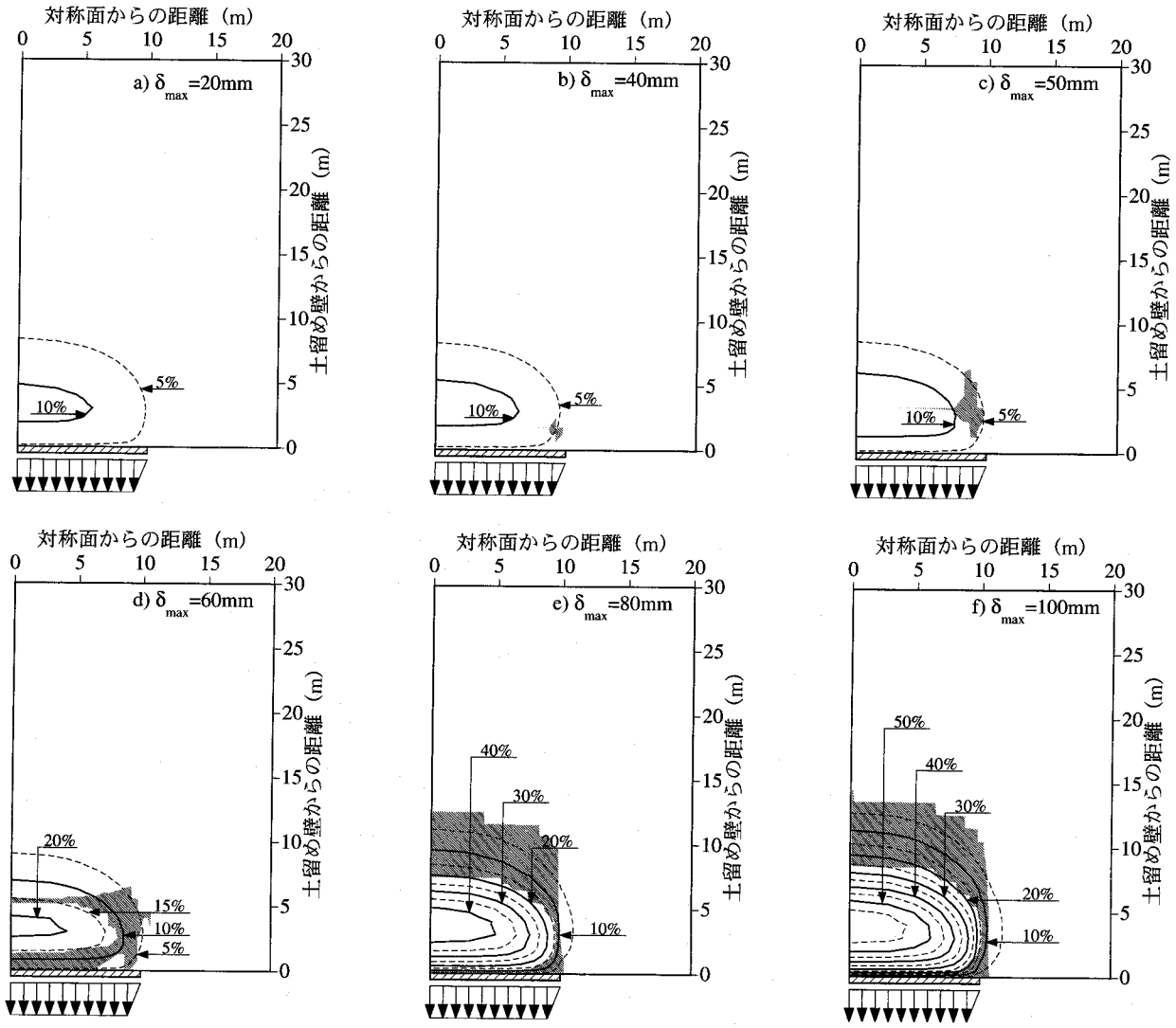


図 -5-5-10　土留め壁の水平変位の増加に伴う地表面での鉛直変位の平面分布の変化

（３）鉛直変位分布の特性

土留め壁の変形に対して有意な鉛直変位は，土留め壁の変形が比較的大きくならないと生じない。有意な鉛直変位は，まず，対称面の掘削深度以浅の部分において，土留め壁からやや離れた位置において生じる。土留め壁の変形の増大に伴い，その分布域は全体的に拡大している。このため，解析の最終段階において，その分布は対称面および地表面において楕円の４分の１のような形状になっている。ただし，それは土留め壁の背面の部分を超えて拡大することはなく，また，その発生位置は常に地表面上の対称面の位置において土留め壁から最も離れている。鉛直変位の分布と破壊域のそれとの間には，土留め壁の掘削深度以深から地表面に至る連続した帯状の破壊域が形成されるまでは明瞭な対応関係は認められない。しかし，連続した帯状の破壊域が形成される段階と鉛直変位が増大し始める段階は一致しており，また，その後，顕著な鉛直変位が生じる範囲と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域とはほぼ一致する。

５．５．５　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化[10)]

（１）対称面における分布

図-5-5-11は土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるせん断ひずみの最大値によって正規化されている。また，図中には破壊域の分布も併せて示している。δ_{max}が20mmの段階では，正規化せん断ひずみの分布は土留め壁の位置での掘削深度を中心とするほぼ半円形を成している。また，5%の正規化せん断ひずみは強制変位を与えた部分の背面全体にわたり広範に生じているが，10%以上の正規化せん断ひずみは土留め壁近傍の掘削深度付近の限られた範囲にしか生じていない。δ_{max}が40mmになると，10%以下の正規化せん断ひずみの分布形状は掘削深度に対する対称性を失っており，ハート型の半分のようである。また，土留め壁頂点付近においても10%以下の正規化せん断ひずみが生じている。δ_{max}が50mm以上では，10%以上の正規化せん断ひずみの分布形状は矢印の半分のようであり，土留め壁の掘削深度以深の位置から地表面に向かって斜め上方に突き出した角のようである。

正規化せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max}が40mmになると正規化せん断ひずみの分布形状は破壊域と重なり合う部分において地表面方向に向かってやや膨らんでいる。δ_{max}が50mm以上では，正規化せん断ひずみの分布の尾根の部分と破壊域とはほぼ重なり合っている。すなわち，破壊域内において顕著なせん断ひずみが生じている。

（２）地表面における平面分布

図-5-5-12は土留め壁の水平変位の増加に伴う地表面でのせん断ひずみの平面分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるせん断ひずみの最大値によって正規化されている。また，図中には破壊域の分布を併せて示している。δ_{max}が50mmになるまで地表面では10%程度の正規化せん断ひずみしか生じていない。そして，その発生位置は土留め壁のごく近傍に限られている。δ_{max}が60mmになると5%の正規化せん断ひずみが生じる領域は土留め壁から離れるように拡大しており，その形状はほぼ長方形になっている。δ_{max}が80mm以上になると5%の正規化せん断ひずみが生じる領域は土留め壁から離れるように急激に拡大している。そして，解析の最終段階であるδ_{max}が100mmに達した時点においてよく分かるように，土留め壁から約4mから9m離れた部分では，その周辺に比べ小さなせん断ひずみしか生じていない。すなわち，土留め壁端部の背後を除けば，比較的顕著なせん断ひずみは土留め壁近傍と土留め壁からやや離れた位置の２つに分かれて生じる。また，土留め壁端部の背後においてはδ_{max}が80mmでは10%以上，δ_{max}が100mmでは15%以上の正規化せん断ひずみが土留め壁に垂直に突出して生じている。

正規化せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max}が50mm以下では，両者の間には明瞭な対応関係は認められない。δ_{max}が60mm以上になると，5%の正規化せん断ひずみの分布と破壊域の外縁部とはほぼ完全に重なり合っている。また，δ_{max}が

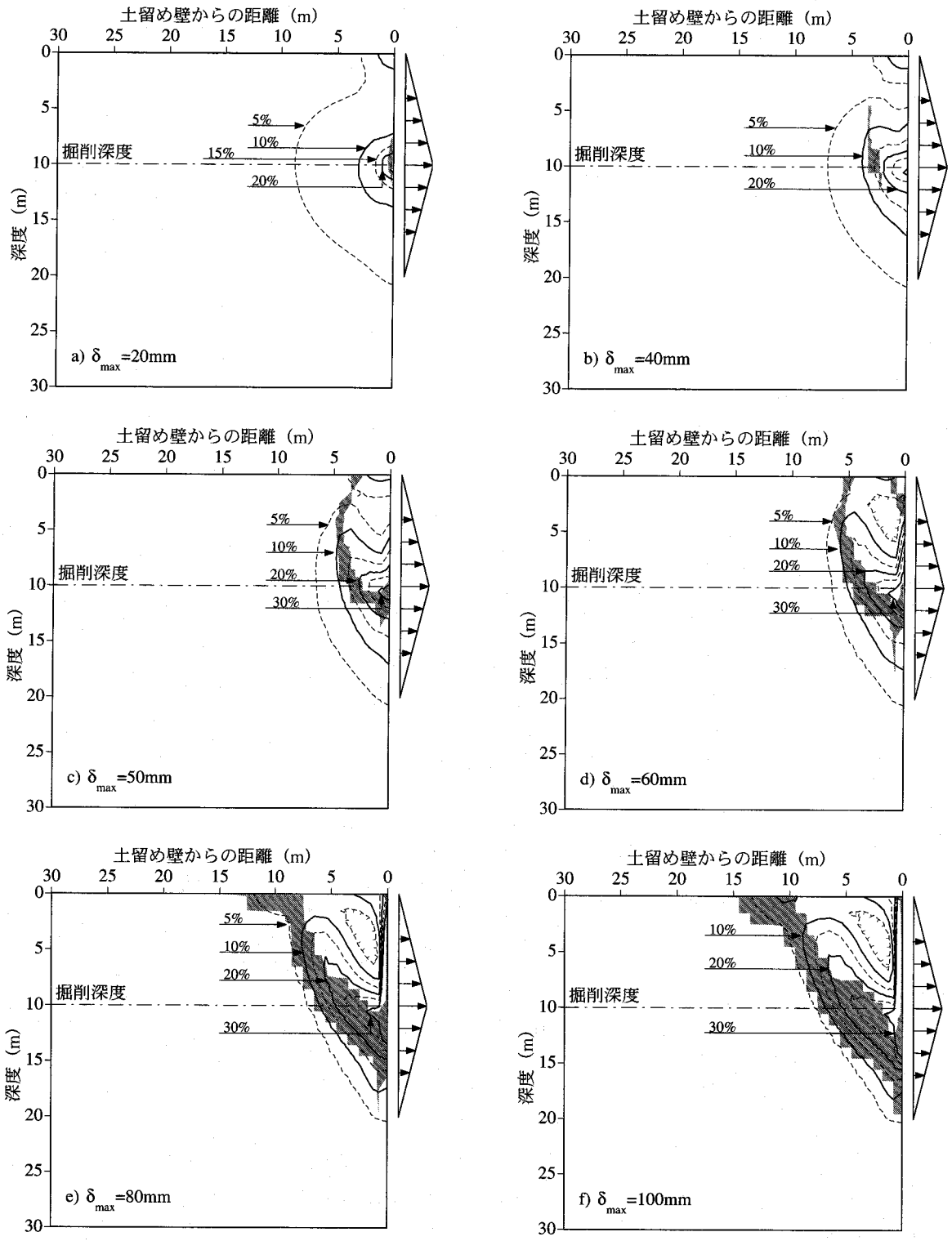


図 -5-5-11　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化

100mm に達した時点においてよく分かるように，破壊域と重なる部分において大きなせん断ひずみが生じており，対称面，土留め壁および破壊域によって囲まれた領域では，その周辺に比べ小さなせん断ひずみしか生じていない。

（３）せん断ひずみ分布の特性

土留め壁背面地盤におけるせん断ひずみの分布について，土留め壁の変形が小さく顕著

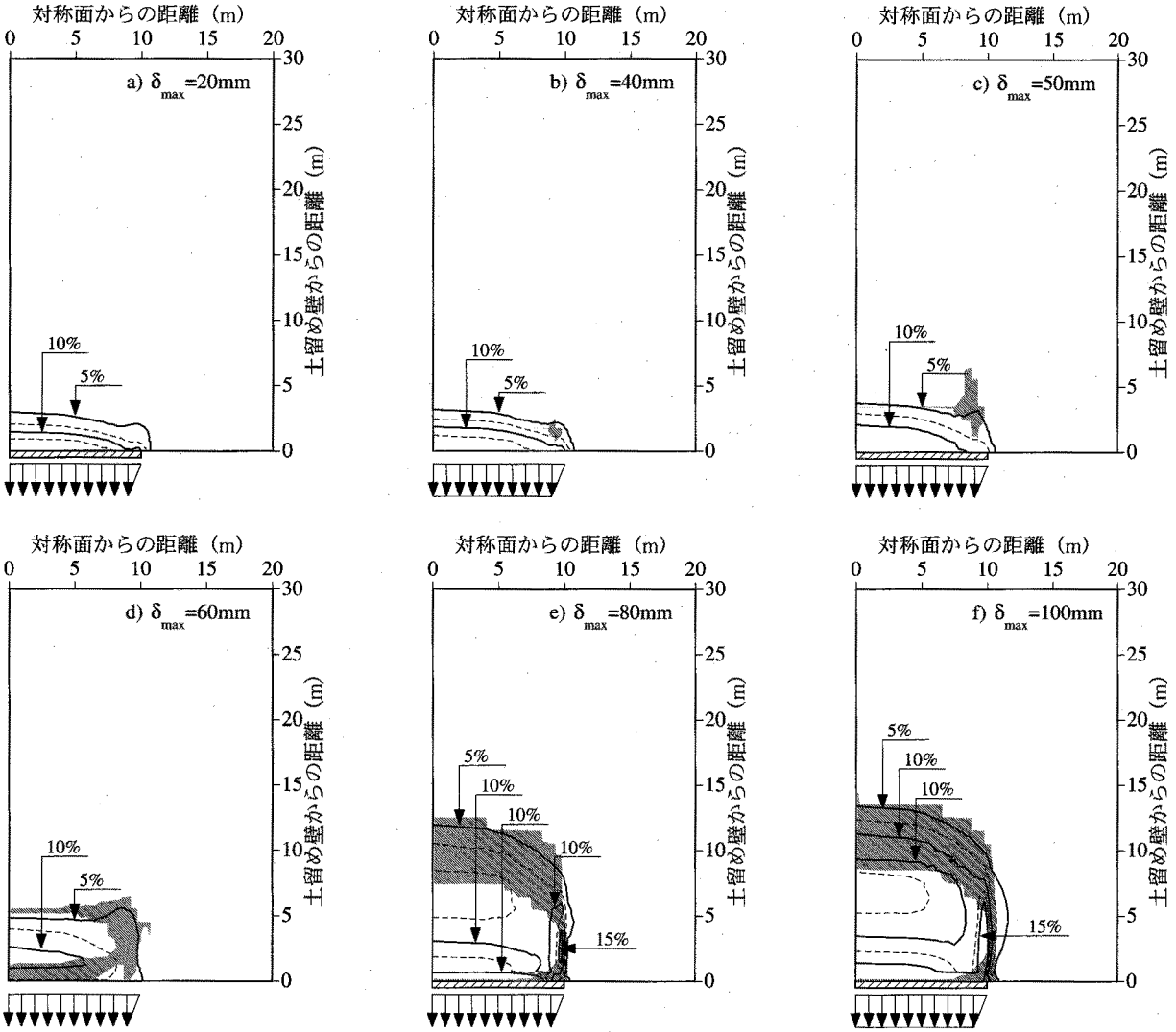


図 -5-5-12　土留め壁の水平変位の増加に伴うせん断ひずみの地表面での平面分布の変化

な破壊域が形成されていない段階では，相対的に微小なせん断ひずみが土留め壁背面全体にわたり広範に生じている。一方，比較的大きなせん断ひずみは土留め壁近傍，特に，土留め壁端部の背面の掘削深度付近にしか生じない。土留め壁の変形が増大し，破壊域の存在が顕著になるとともに相対的に微少なせん断ひずみの分布域は縮小する。ただし，破壊域では比較的大きなせん断ひずみが生じる。そして，土留め壁から地表面まで連続した帯状の破壊域が形成されると，その部分において顕著なせん断ひずみが生じる。このため，せん断ひずみの分布形状は土留め壁の掘削深度付近から地表面に向かって突出した角のようになる。

５．５．６　土留め壁背面地盤の変形メカニズム[10),14)]

以上述べてきたように，土留め壁背面地盤の力学特性は δ_{max} が 50mm に達した時点において大きく変化している。すなわち，δ_{max} が 50mm 未満では，地盤の破壊は局部的にしか生じていない。また，生じている鉛直変位も δ_{max} に比してあまり大きくない。そして，何よりも破壊域と鉛直変位やせん断ひずみの分布特性の間に明瞭な対応関係が認められない。

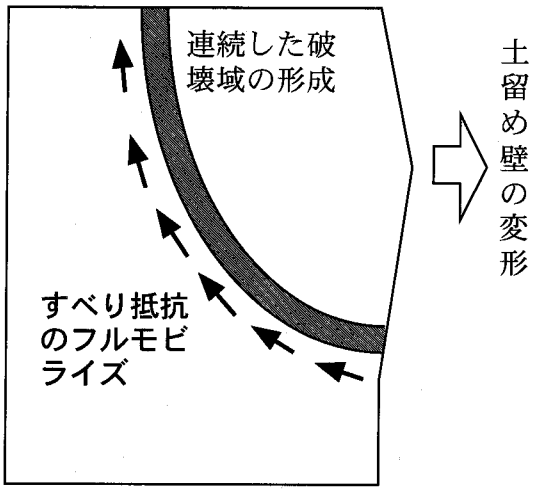


図 -5-5-13　土留め壁背面地盤における破壊域とすべり抵抗の関係

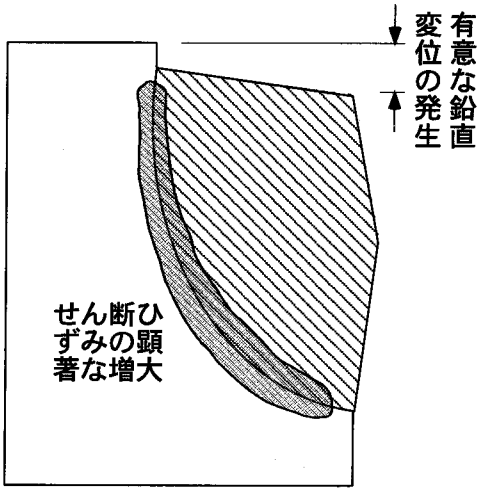


図 -5-5-14　土留め壁背面地盤の変形機構

δ_{max} が 50mm 以上になると，掘削深度付近の土留め壁近傍から地表面にかけて連続した破壊域が形成される。土留め壁の水平変位の増加に伴い破壊域の位置は変化するが，その連続性には変化がない。そして，土留め壁の水平変位の大きさに関わらず土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた楔状の領域と土留め壁の変形に対して有意な鉛直変位が発生する領域とはほぼ一致し，また，比較的大きなせん断ひずみが生じる領域は破壊域とほぼ重複している。これらの点から土留め壁背面地盤の変形と破壊域の進展の関係についてに考察すれば，まず，土留め壁の変形が小さく背面地盤に破壊域が存在していない段階では，土留め壁の変形によって背面地盤に生じる応力は地盤中を滑らかに分散し，変形も集中せず広範囲に生じる。土留め壁の変形の増大に伴い，土要素の破壊が掘削深度の土留め壁端部の背後において生じる。これにより，破壊した部分からの応力の分散が妨げられ，その結果，地盤変形は土留め壁背面にのみ限定されるようになる。この後，破壊域は平面的に見れば土留め壁から遠ざかるように移動しながら対称面方向に進展する。また，対称面の方向から側面的に見れば，土留め壁に沿って下方ならびに地表面に向かって斜め上方に拡大・進展する。そして，破壊域が地表面に達することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた領域が形成される。ここで，破壊域ではせん断変形に対する抵抗メカニズムが完全にモビライズしているため，土留め壁，地表面および破壊域によって囲い込まれた楔状の土塊のすべり抵抗メカニズムが失われる（図 -5-5-13　参照）。このため，破壊域におけるせん断ひずみが急増し，楔状の土塊の鉛直変位が急増する（図 -5-5-14　参照）。すなわち，土留め壁から地表面まで連続した破壊域の形成が土留め壁背面地盤の変形を支配している。

なお，図 -5-5-14 から模式的に分かるように，この変形メカニズムは主に鉛直変位とせん断ひずみに反映され，水平変位にはあまり反映されない。

５．６　拡張 TYPE-C 予測における変動パラメータと解析ケース

拡張 TYPE-C では，まず，掘削領域の幾何学的形状を決定する掘削幅と掘削深度を変動パラメータとして選んだ。次に，土留め壁背面地盤における破壊域の形成に大きな影響を及ぼすと考えられる背面地盤の内部摩擦角も変動パラメータとして選ぶ。さらに，それらに加え，背面地盤の変形や破壊域の進展に大きな影響を及ぼすと考えられる土留め壁の変形パターンも変動パラメータとして選んだ。

図 -5-6-1 は拡張 TYPE-C 予測において用いた解析モデルを示している。５．５と同様に５．３．３の検討結果に基づき，検討対象とする土留め壁背面地盤のみを解析対象にしている。解析領域は x，y および z 方向にそれぞれ長さ a，b および c を持つ直方体とし，それぞれの解析ケースにおける掘削幅（W）や掘削深度（D）に応じてその大きさを変化させている。地盤と土留め壁それぞれの力学モデルおよび解析に使用したパラメータについては５．３．２に，また，境界条件については５．３．１において説明したものと同様とする。

表 -5-1-1 は，掘削幅（W），掘削深度（D）および内部摩擦角（φ）の影響を検討するための解析ケースを示している。ここで，φ が 15°，25° および 35° のグループをそれぞれ Group-I，II および III とし，各グループに対し，D が 5m，10m および 20m の場合について検討している。ここで，各ケースの呼び名について，例えば，φ=25°，D=10m，W=20m のケースを CASE-II-10-20 と名付けている。したがって，５．５におけるシミュレーション解析は，CASE-II-10-20 に相当する。これらの解析グループでは土留め壁の変形パターンを５．５．１におけるものと同様に，x 方向から見れば掘削深度において変形量が最大となるような二等辺三角形分布，z 方向から見れば図 -5-5-3 に示すような台形分布にしている。

表 -5-6-2 は土留め壁背面地盤の変形メカニズムに及ぼす土留め壁の変形形状の影響を調べるための解析ケースを示している。一連の解析では土留め壁の変形形状として，二等辺三角形，直角三角形および台形の３つのパターンを想定した。図 -5-6-2 は土留め壁に与えた強制変位の形状を含めて解析モデルを示している。ここで，CASE-A（二等辺三角形分布）は５．５において詳細に検討した CASE-II-10-20 に相当する（図 -5-5-2　参照）。CASE-B（直角三角形分布）では地表面において土留

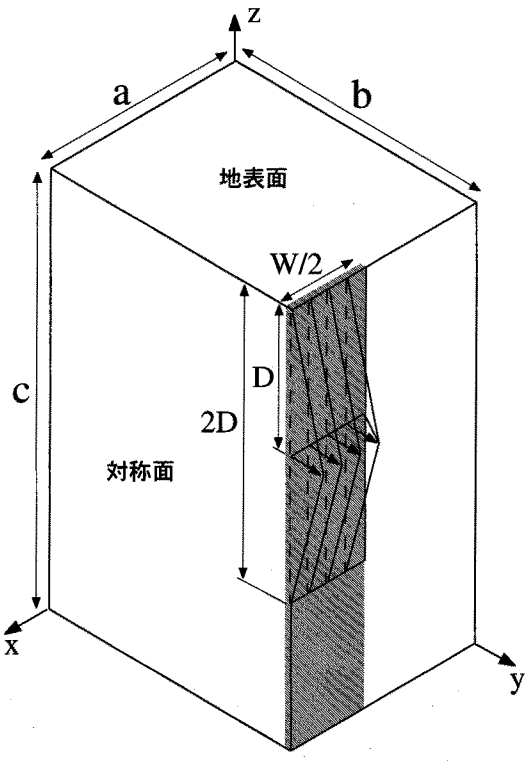


図 -5-6-1　拡張 TYPE-C 予測における解析モデル

表-5-6-1(a)　解析ケース（その１）

Group	CASE	D(m)	w(m)	a(m)	b(m)	c(m)
I (φ=15°)	I-05-08	5	8	9	18.25	20
	I-05-10	5	11	13	18.25	20
	I-05-12	5	12	13	18.25	20
	I-05-16	5	16	17	18.25	20
	I-05-20	5	20	21	18.25	20
	I-05-40	5	40	42	18.25	20
	I-05-∞	5	∞	0.5	18.25	20
	I-10-10	10	10	10	30.25	30
	I-10-20	10	20	20	30.25	30
	I-10-30	10	30	30	30.25	30
	I-10-40	10	40	40	30.25	30
	I-10-80	10	80	60	30.25	30
	I-10-∞	10	∞	1	18.25	20
	I-20-10	20	20	10	35.25	60
	I-20-20	20	20	20	35.25	60
	I-20-40	20	40	40	35.25	60
	I-20-60	20	60	60	35.25	60
	I-20-80	20	80	80	35.25	60
	I-20-∞	20	∞	1	35.25	60

表-5-6-1(b)　解析ケース（その２）

Group	CASE	D(m)	w(m)	a(m)	b(m)	c(m)
II (φ=25°)	II-05-04	5	4	5	18.25	20
	II-05-05	5	5	8	18.25	20
	II-05-08	5	8	9	18.25	20
	II-05-10	5	10	11	18.25	20
	II-05-12	5	12	13	18.25	20
	II-05-16	5	16	17	18.25	20
	II-05-20	5	20	21	18.25	20
	II-05-40	5	40	42	18.25	20
	II-05-∞	5	∞	0.5	18.25	20
	II-10-05	10	5	5	30.25	30
	II-10-10	10	10	10	30.25	30
	II-10-15	10	15	15	30.25	30
	II-10-20	10	20	20	30.25	30
	II-10-25	10	25	25.5	30.25	30
	II-10-30	10	30	30	30.25	30
	II-10-35	10	35	35.5	30.25	30
	II-10-40	10	40	40	30.25	30
	II-10-80	10	80	60	30.25	30
	II-10-∞	10	∞	1	30.25	30
	II-20-10	20	10	10	35.25	60
	II-20-20	20	20	20	35.25	60
	II-20-30	20	30	30	35.25	60
	II-20-40	20	40	40	35.25	60
	II-20-50	20	50	50	35.25	60
	II-20-60	20	60	60	35.25	60
	II-20-70	20	70	70	35.25	60
	II-20-80	20	80	80	35.25	60
	II-20-∞	20	∞	1	35.25	60

め壁の変位量が最大となり，深度とともに単調に減少する変位形状，CASE-C（台形分布）では掘削底面以浅では土留め壁の変位量は一定であり，掘削底面以深ではそれは深度とともに単調に減少する変位形状を想定している。なお，x方向における変位分布は図-5-5-3に示す台形分布に統一している。また，地盤および土留め壁の力学モデルと解析に用いたパラメータは５．３．２におけるものと同様とした。

５．７　土留め壁背面地盤の変形特性に及ぼす掘削深度の影響

５．７．１　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展に対する影響[10)15)]

図-5-7-1はCASE-II-05-20における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化を示している。土留め壁の最大水平変位（δ_{max}）が10mmの段階において地盤の破壊は掘削深度付近の土留め壁の極近傍に生じている。土留め壁の水平変位の増加に伴い，

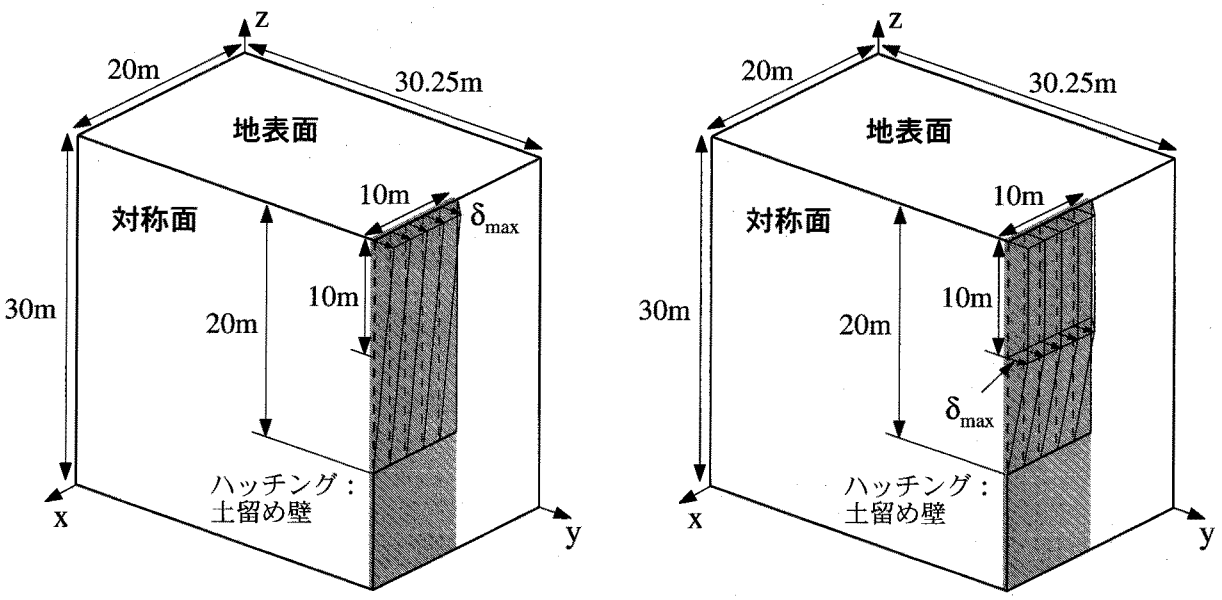
表 -5-6-1(c)　解析ケース（その３）

Group	CASE	D(m)	w(m)	a(m)	b(m)	c(m)
III (φ=35°)	III-05-04	5	4	5	18.25	20
	III-05-08	5	8	9	18.25	20
	III-05-10	5	10	11	18.25	20
	III-05-12	5	12	13	18.25	20
	III-05-16	5	16	17	18.25	20
	III-05-20	5	20	21	18.25	20
	III-05-40	5	40	42	18.25	20
	III-05-∞	5	∞	0.5	18.25	20
	III-10-05	10	5	5	30.25	30
	III-10-10	10	10	10	30.25	30
	III-10-20	10	20	20	30.25	30
	III-10-30	10	30	30	30.25	30
	III-10-40	10	40	40	30.25	30
	III-10-80	10	80	60	30.25	30
	III-10-∞	10	∞	1	30.25	30
	III-20-10	20	10	10	35.25	60
	III-20-20	20	20	20	35.25	60
	III-20-40	20	40	40	35.25	60
	III-20-60	20	60	60	35.25	60
	III-20-80	20	80	80	35.25	60
	III-20-∞	20	∞	1	35.25	60

破壊域は土留め壁に沿うように鉛直下方に，一方で地表面に向かって斜め上方に移動・拡大している。δ_{max} が 30mm になると破壊域が土留め壁から地表面へと連続している。その結果，背面地盤中に土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域が形成されている。δ_{max} が 40mm になると，前段階に比べ，地表面付近における破壊域の位置は土留め壁からさらに遠ざかっている。その結果，破壊域はほぼ真っ直ぐな帯状になり，先に述べた楔状の領域も拡大している。この後，土留め壁の水平変位が増加しても破壊域は多少拡大しているが，破壊域の位置や楔状の領域の大きさ

表 -5-6-2　解析ケース

CASE	土留め壁の変形形状
A (II-10-20に相当)	二等辺三角形
B	直角三角形
C	台形



(a) 直角三角形分布　　(b) 台形分布

図 -5-6-20　解析モデルと土留め壁に作用させる強制変位の分布形状

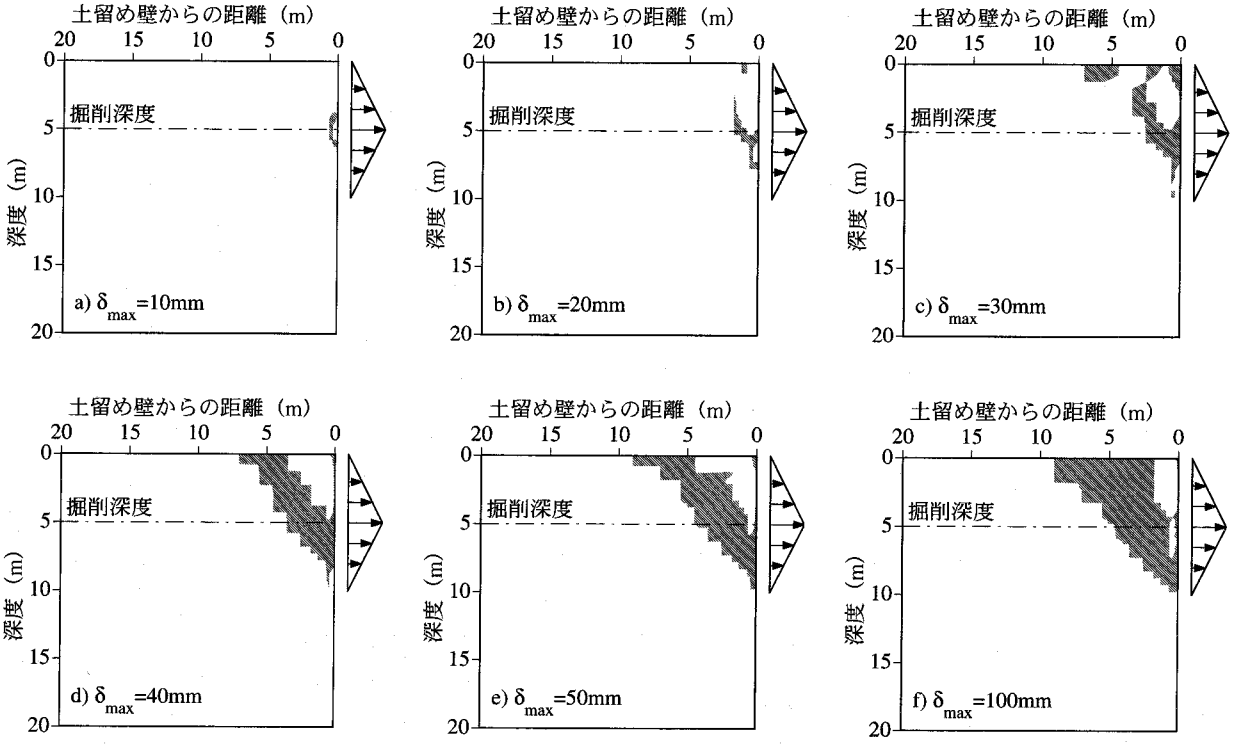


図-5-7-1　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化（CASE-II-05-20）

にはあまり変化が見られない。

図-5-7-2はCASE-II-20-20における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化を示している。δ_{max}が40mmの段階において，地盤の破壊は掘削深度付近に土留め壁と接するように生じている。δ_{max}が80mmになると，破壊域は土留め壁から約6m後方の深度約6mの位置から掘削深度付近にかけて細長い帯状になっている。土留め壁の水平変位の増大に伴い破壊域は土留め壁に向かって斜め下方に，また，地表面に向かって上方に拡大・移動している。そして，δ_{max}が140mmに達すると土留め壁近傍の深度約27mの位置から土留め壁から約12m後方の地表面まで破壊域が連続している。その結果，背面地盤中に土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域が形成される。この後，土留め壁の水平変位の増大に伴い，地表面付近における破壊域の位置が土留め壁から遠ざかるように移動している。このため，先に述べた楔状の領域は地表面付近において多少拡大している。ただし，それ以外，破壊域についてはほとんど変化が見られない。

図-5-5-4に示すCASE-II-10-20における対称面での破壊域の分布の変化と図-5-7-1および図-5-7-2に示すそれぞれCASE-II-05-20およびCASE-II-20-20におけるそれらを比較すれば，土留め壁の変形の増大に伴う破壊域の進展パターンにはそれぞれで差はあるものの，最終的には，掘削深度以深の土留め壁近傍から地表面に向かう連続した破壊域が生じ，その結果，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた楔状の領域が形成されている。楔状の領域が形成されるときの土留め壁の変形量に着目すれば，それは掘削深度が浅いほど小さい。そのときの地表面における破壊域の位置に着目すれば，それは掘削深度が深いほど

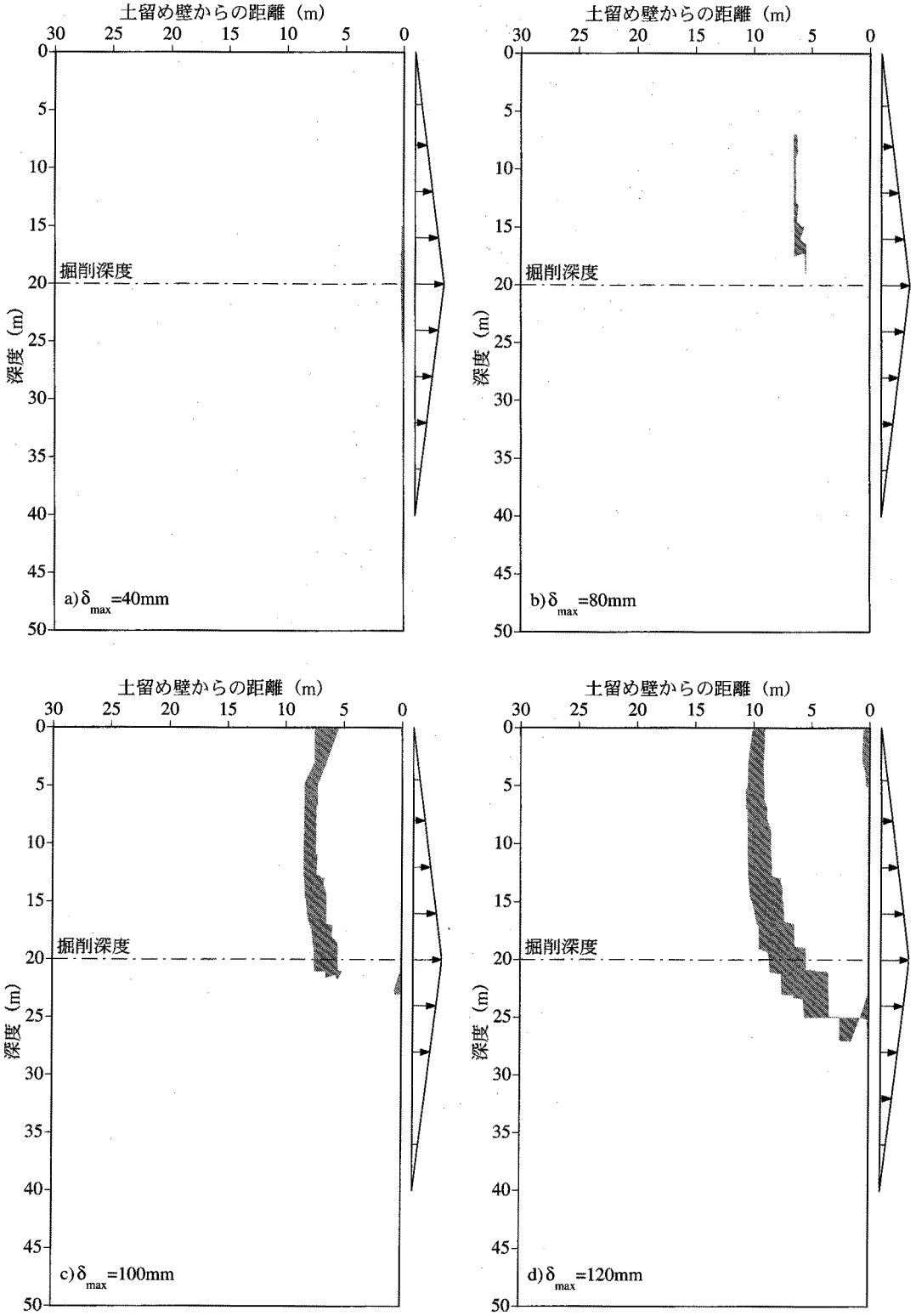


図 -5-7-2(a)　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の変化（CASE-II-20-20，その１）

土留め壁から離れている。そして，破壊域と水平面が成す角度は掘削深度が深いほど大きい。

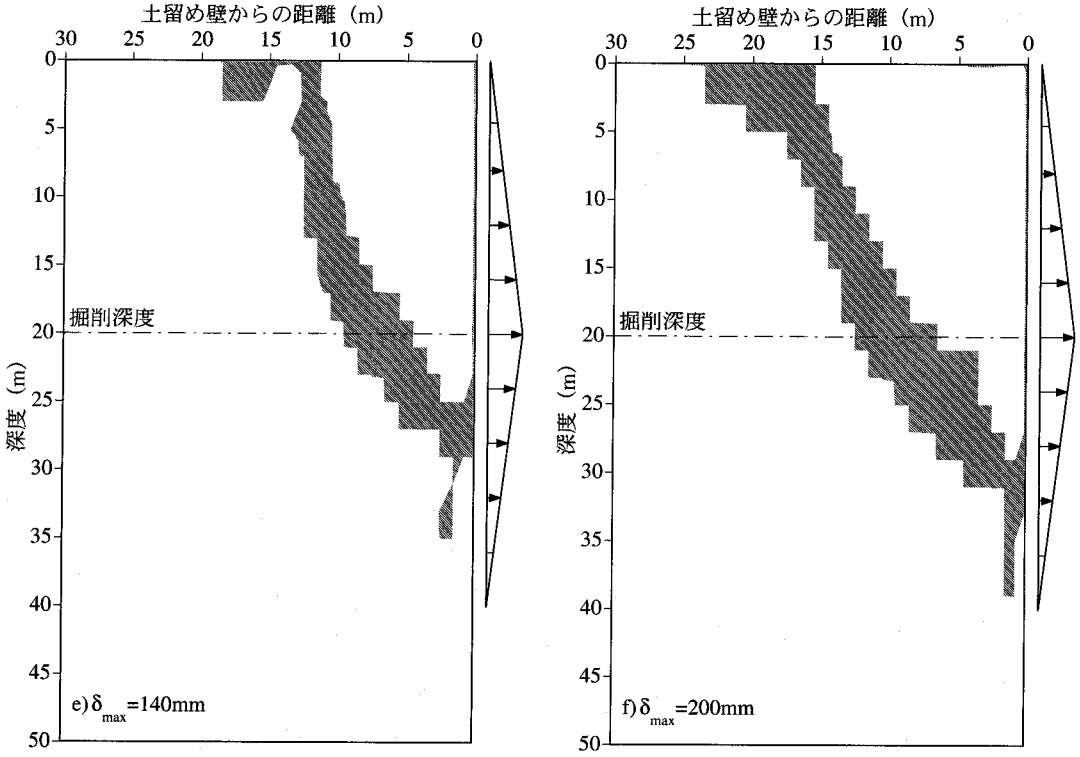


図 -5-7-2(b)　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化（CASE-II-20-20，その２）

５．７．２　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化に対する影響[15)]

図 -5-7-3 は CASE-II-05-20 における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布の変化を示している。ただし，鉛直変位は δ_{max} に対する百分率によって表されており，図中には破壊域の分布を併せて示している。土留め壁の水平変位の増大に伴い鉛直変位は単調に増加している。すなわち，δ_{max} が 10mm のときには δ_{max} の 5% 程度の鉛直変位が掘削深度以浅の土留め壁から約 4m 離れた範囲にしか生じていないが，最終段階の δ_{max} が 100mm のときには同範囲に生じている鉛直変位は δ_{max} の 50% 以上になっている。また，δ_{max} の 5% の鉛直変位の分布に着目すれば，それは土留め壁の強制変位を与えている部分の最深部付近から地表面の土留め壁から約 9m 離れた位置を結ぶ直線を斜辺とする直角三角形状になっている。したがって，δ_{max} の 50% 以下の鉛直変位の発生位置は地表面において土留め壁から最も離れている。

鉛直変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，土留め壁から地表面にまで連続した破壊域が形成された δ_{max} が 40mm 以上では，δ_{max} の 5% 以上の鉛直変位が生じている領域と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域とはほぼ一致している。

図 -5-7-4 は CASE-II-20-20 における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布の変化を示している。ただし，鉛直変位は δ_{max} に対する百分率によって表されており，図中には破壊域の分布を併せて示している。δ_{max} が 80mm に達するまでは，背面地盤に生じている鉛直変位は最大でも δ_{max} の 10% 程度であり，δ_{max} の 5% 以上の鉛直変位も掘削深度以

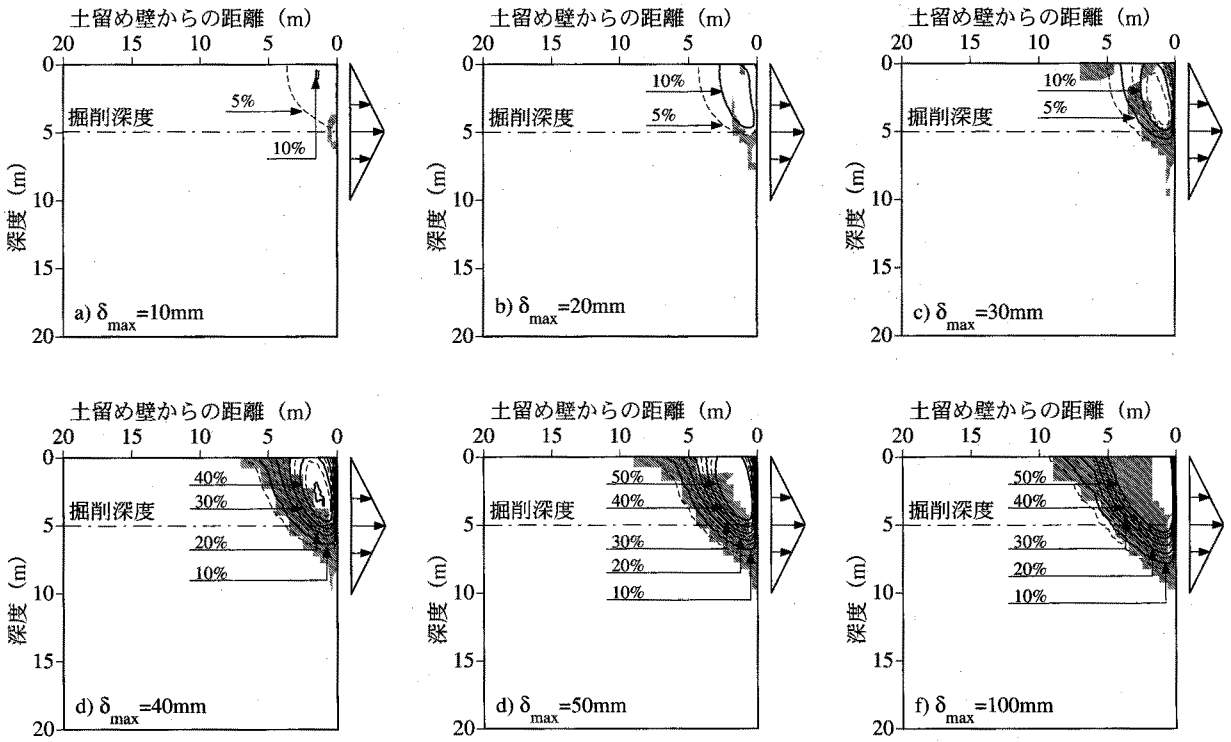


図 -5-7-3　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-II-05-20）

浅にしか生じていない。この後，土留め壁の水平変位の増大に伴い鉛直変位量そのものが増加するとともに，その鉛直変位が生じる範囲も拡大している。ただし，破壊域が土留め壁から地表面にまで連続している δ_{max} が 140mm 以上では，δ_{max} の 5% 以上の鉛直変位が生じている領域と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域とはほぼ一致している。また，最終段階において δ_{max} の 50% 以下の鉛直変位の発生位置は地表面において土留め壁から最も離れている。

図 -5-5-9 に示す CASE-II-10-20 における対称面での鉛直変位の分布の変化と図 -5-7-3 および図 -5-7-4 に示すそれぞれ CASE-II-05-20 および CASE-II-20-20 におけるそれらを比較すれば，その定性的な分布特性は一致している。すなわち，土留め壁の水平変位の増大に伴い，土留め壁背面地盤において生じる鉛直変位は増大し，しかもそれが生じている領域も単調に拡大している。特に，破壊域が土留め壁から地表面に達した段階以降では鉛直変位は顕著に増大している。そして，掘削深度に関わりなく δ_{max} の 5% 以上の鉛直変位が生じる範囲と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域とはほぼ一致している。また，δ_{max} の 5% の鉛直変位が生じる位置は掘削深度や土留め壁の水平変位の大きさに関わらず地表面において土留め壁からの距離が最も離れている。

５．７．３　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化に対する影響[10)]

図 -5-7-5 は CASE-II-05-20 における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるその最大値によって正規化されている。また，図中には破壊域の分布も併せて示している。5% の正

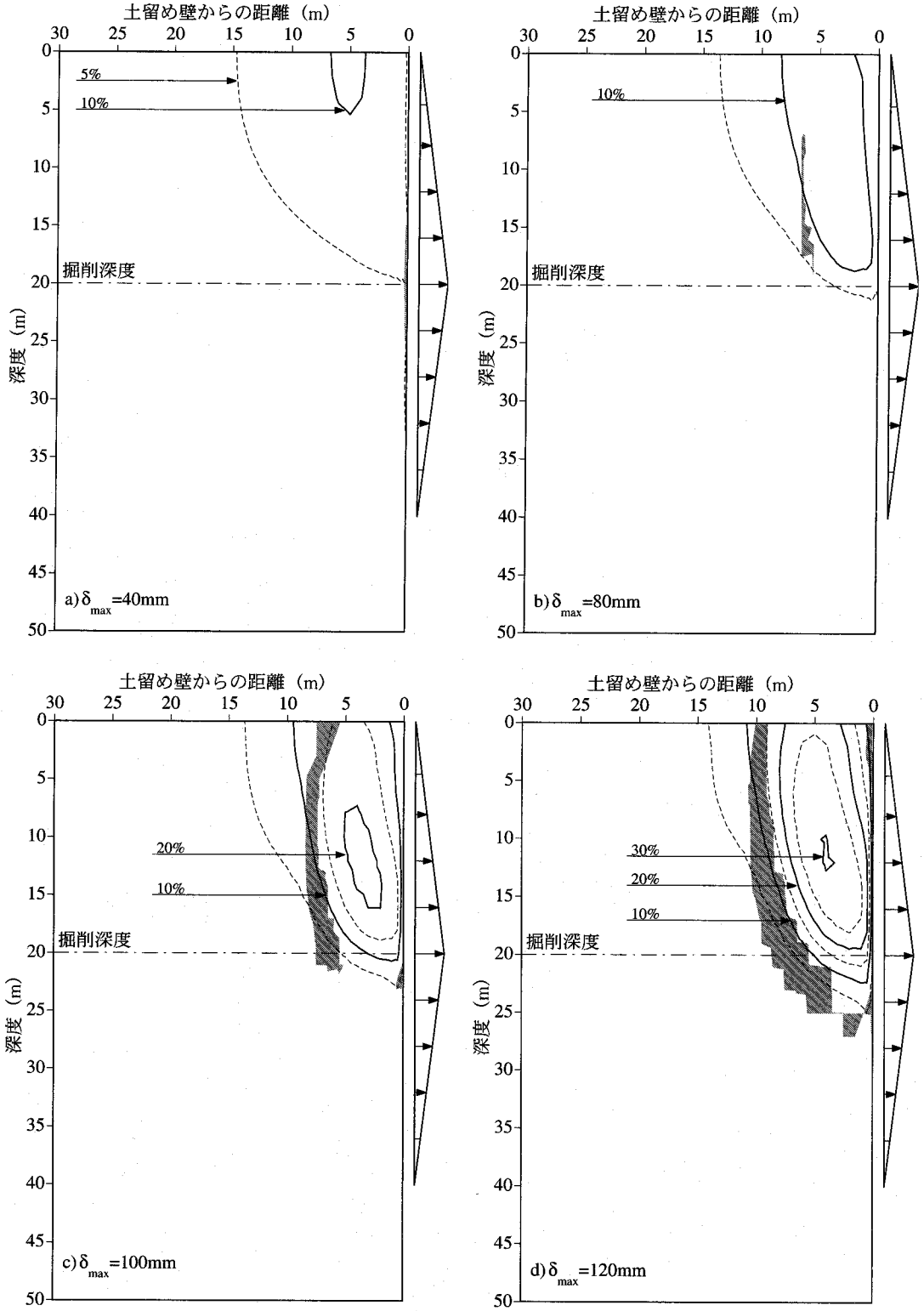


図 -5-7-4(a)　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-II-20-20，その１）

規化せん断ひずみに着目すれば，δ_{max} が 30mm 以下であれば，その分布域は，土留め壁の位置での掘削深度を中心とする半楕円形の形状を成しており，土留め壁の水平変位の増大に伴い深度方向の変化なしに土留め壁に近づくように単調に縮小している。δ_{max} が 40mm になる

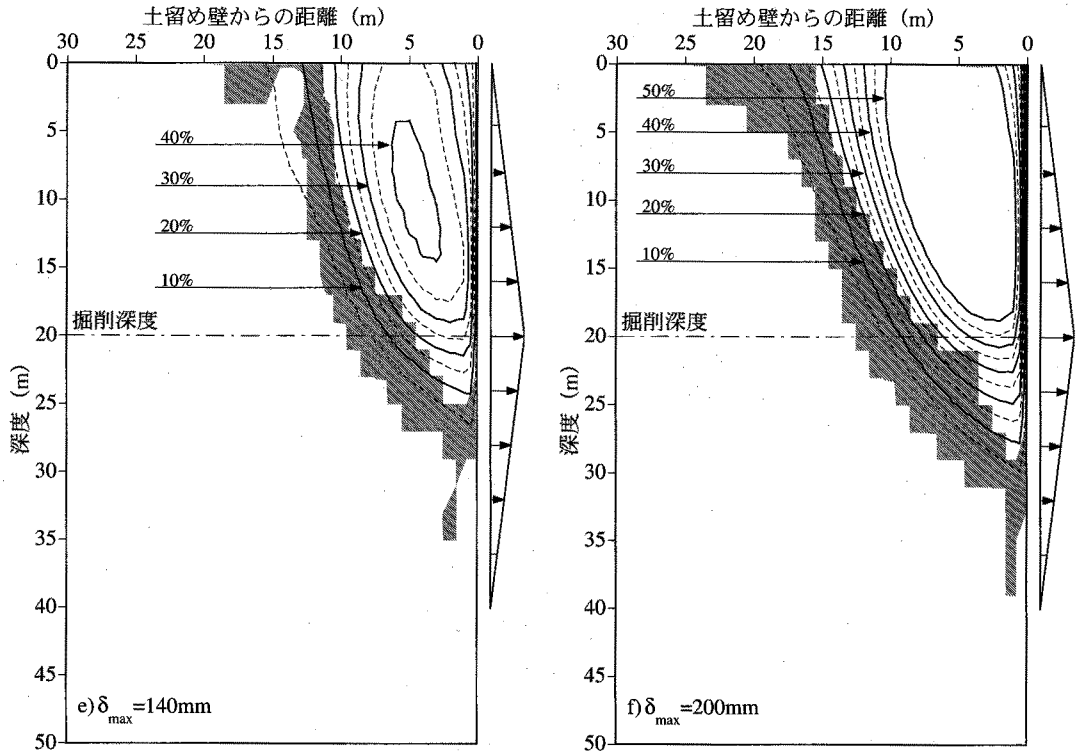


図 -5-7-4(b)　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-II-20-20，その２）

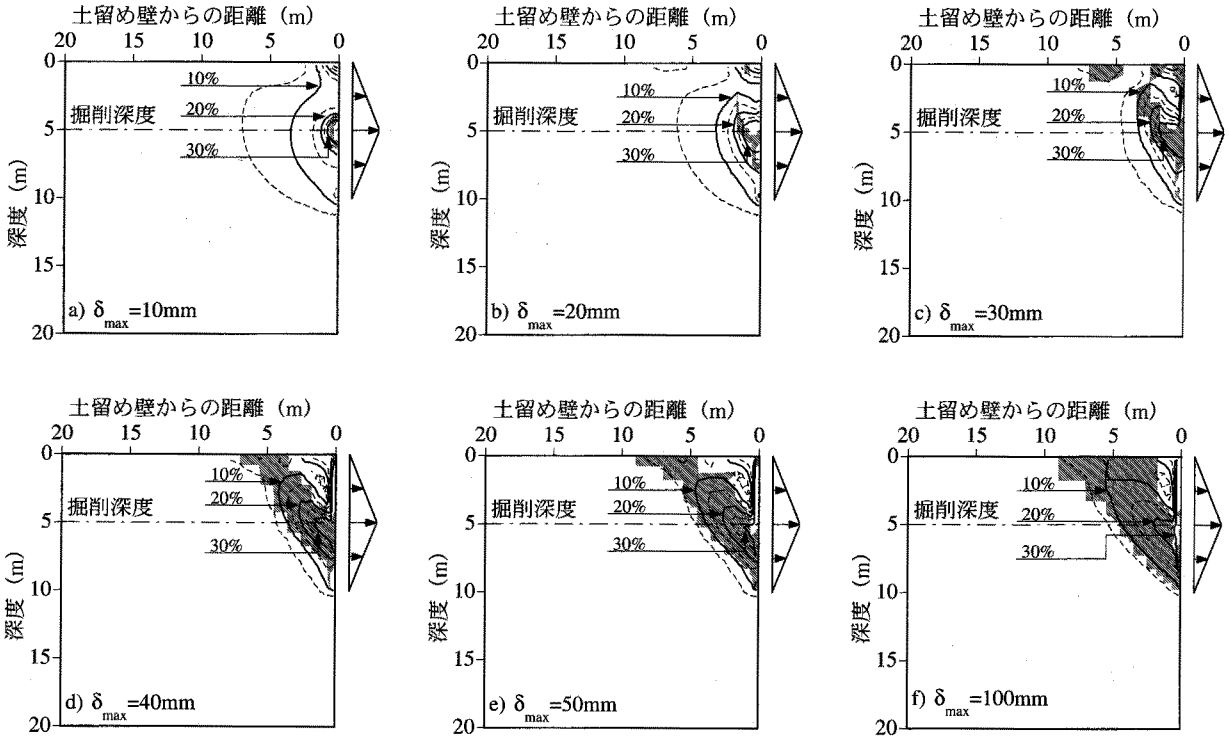


図 -5-7-5　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化（CASE-II-05-20）

と，地表面付近における5%の正規化せん断ひずみが生じている領域は拡大し，その分布域は三角形の楔状になっている。この後，土留め壁の水平変位が増加してもその分布域はほとんど変化していない。一方，10%から30%の正規化せん断ひずみに着目すれば，δ_{max}が10mmの時点では，それらは土留め壁の位置での掘削深度を中心としたごく限られた範囲に半円形の分布形状を成している。土留め壁の水平変位の増大に伴い，それらの分布域は単調に拡大している。特に，土留め壁から遠ざかりながら地表面に向かう斜め上方への拡大が顕著である。このため，δ_{max}が30mm以上になると，それらの分布形状は土留め壁の位置における掘削深度以深から地表面に向かって斜め上方に突き出した角のようになっている。

せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max}が20mm以下では，両者の間には明瞭な対応関係は認められない。δ_{max}が40mm以上になると，5%以上の正規化せん断ひずみが生じる領域は破壊域の外縁部とほぼ一致している。また，10%以上の正規化せん断ひずみの分布域はほぼ完全に破壊域と重なり合っている。すなわち，破壊域内において顕著なせん断ひずみが生じている。

図-5-7-6はCASE-II-20-20における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるその最大値によって正規化されている。また，図中には破壊域の分布も併せて示している。δ_{max}が40mmでは，せん断ひずみの分布の形状は，ひずみの大きさに関わらず掘削深度を対称とする台形状になっている。δ_{max}が80mm以上では，せん断ひずみの分布域は土留め壁から離れ

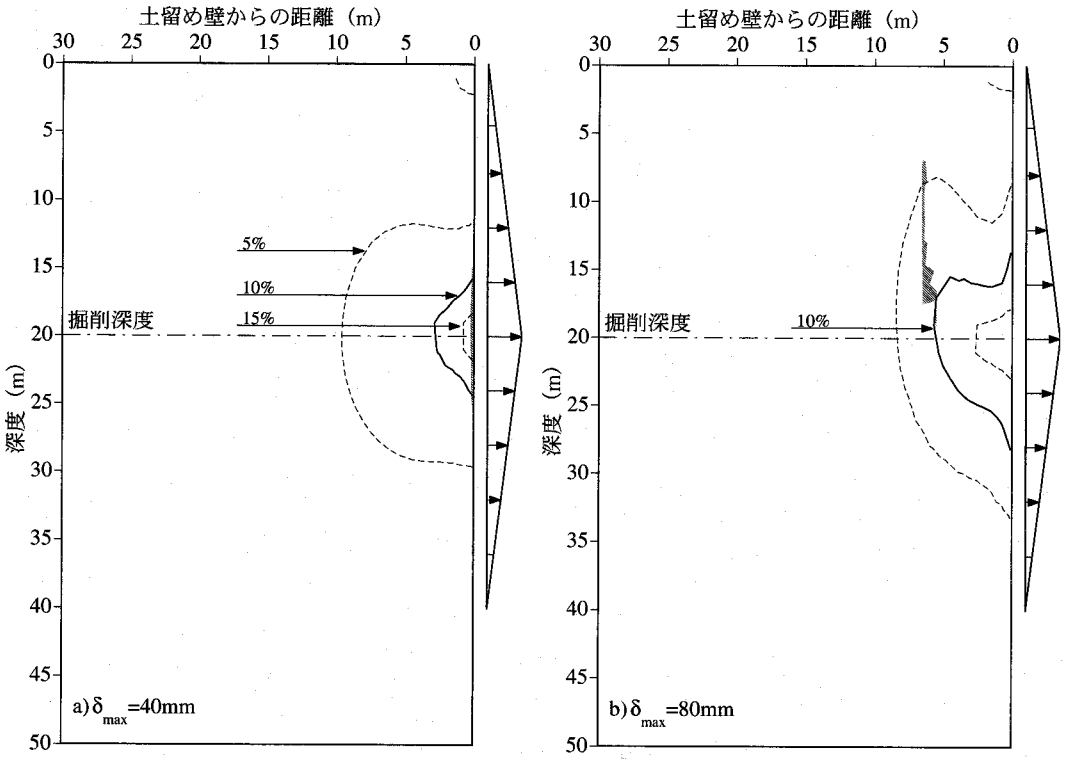


図-5-7-6(a)　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化（CASE-II-20-20，その１）

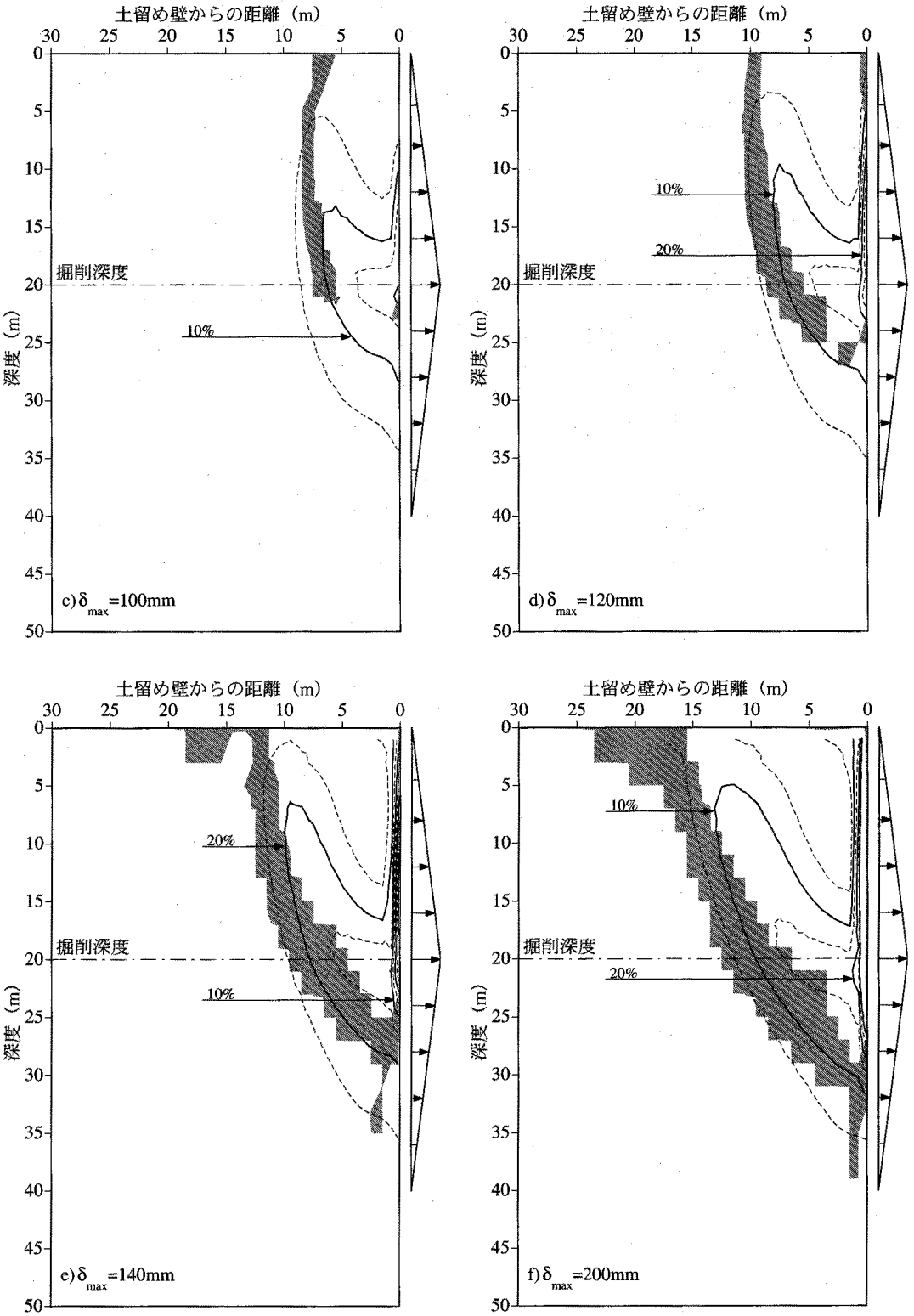


図 -5-7-6(b)　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での正規化せん断ひずみの分布の変化（CASE-II-20-20，その２）

た位置において上方に拡大している。その結果，それらは掘削深度以深の土留め壁の位置から地表面に向かって斜め上方に突き出した角のような形状になっている。

せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max} が 100mm 以上では，せ

ん断ひずみの分布の地表面方向への突出は破壊域と重なり合う位置で起こっている。すなわち，せん断ひずみの分布の尾根の部分は破壊域とはほぼ重なり合っている。このことは破壊域において顕著なせん断ひずみが生じていることを意味している。また，解析の最終段階においては5%の正規化せん断ひずみが生じている領域と破壊域の外縁部とはほぼ一致している。

図-5-5-11に示すCASE-II-10-20における対称面でのせん断ひずみの分布の変化と図-5-7-5および図-5-7-6に示すそれぞれCASE-II-05-20およびCASE-II-20-20におけるそれらを比較すれば，その定性的な特性は一致している。すなわち，土留め壁の水平変位が小さいときには，比較的大きなせん断ひずみは掘削深度付近の土留め壁近傍のごく限られた範囲に掘削深度を対称面とする半円形状に分布している。土留め壁の水平変位の増大に伴い，その分布は破壊域と重なり合う部分において地表面に向かって突出している。すなわち，分布の尾根の部分と破壊域とは重なり合っている。このことは，破壊域においてせん断変形が卓越し，顕著なせん断ひずみが生じていることを意味している。その結果，解析の最終段階では，せん断ひずみの分布形状は掘削深度以深の位置で土留め壁から突き出した角のようになっている。

５．７．４　変形メカニズムに及ぼす掘削深度の影響[10),15)]

以上，述べてきたように，それぞれ破壊域，鉛直変位およびせん断ひずみの分布について，CASE-05-20，CASE-10-20およびCASE-20-20の各ケースにおける土留め壁の水平変位の増大に伴うそれらの変化は定性的に一致している。また，各ケースにおけるそれぞれ鉛直変位およびせん断ひずみの分布と破壊域との関係についても定性的に一致している。すなわち，それぞれのケースにおける進展パターンには多少の差はあるものの，最終的には掘削深度以深の土留め壁近傍から地表面に向かって連続した破壊域が形成されている。この連続した破壊域では，周辺よりも大きなせん断ひずみが生じている。また，土留め壁，地表面および連続した破壊域によってに囲まれる領域では顕著な鉛直変位が生じている。以上のことから，CASE-05-20およびCASE-20-20についても掘削深度に関わりなく，５．５．６において考察したCASE-10-20と同様なメカニズムによって土留め壁背面地盤の変形が支配されているものと考えられる。すなわち，破壊域ではせん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしているため，この部分において顕著なせん断ひずみが生じる。さらに，破壊域が土留め壁から地表面まで連続することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが失われ，この部分の鉛直変位が急増する。

５．８　土留め壁背面地盤の変形特性に及ぼす掘削幅の影響

５．８．１　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展に対する影響[10),15)]

図-5-8-1はCASE-II-10-05における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の

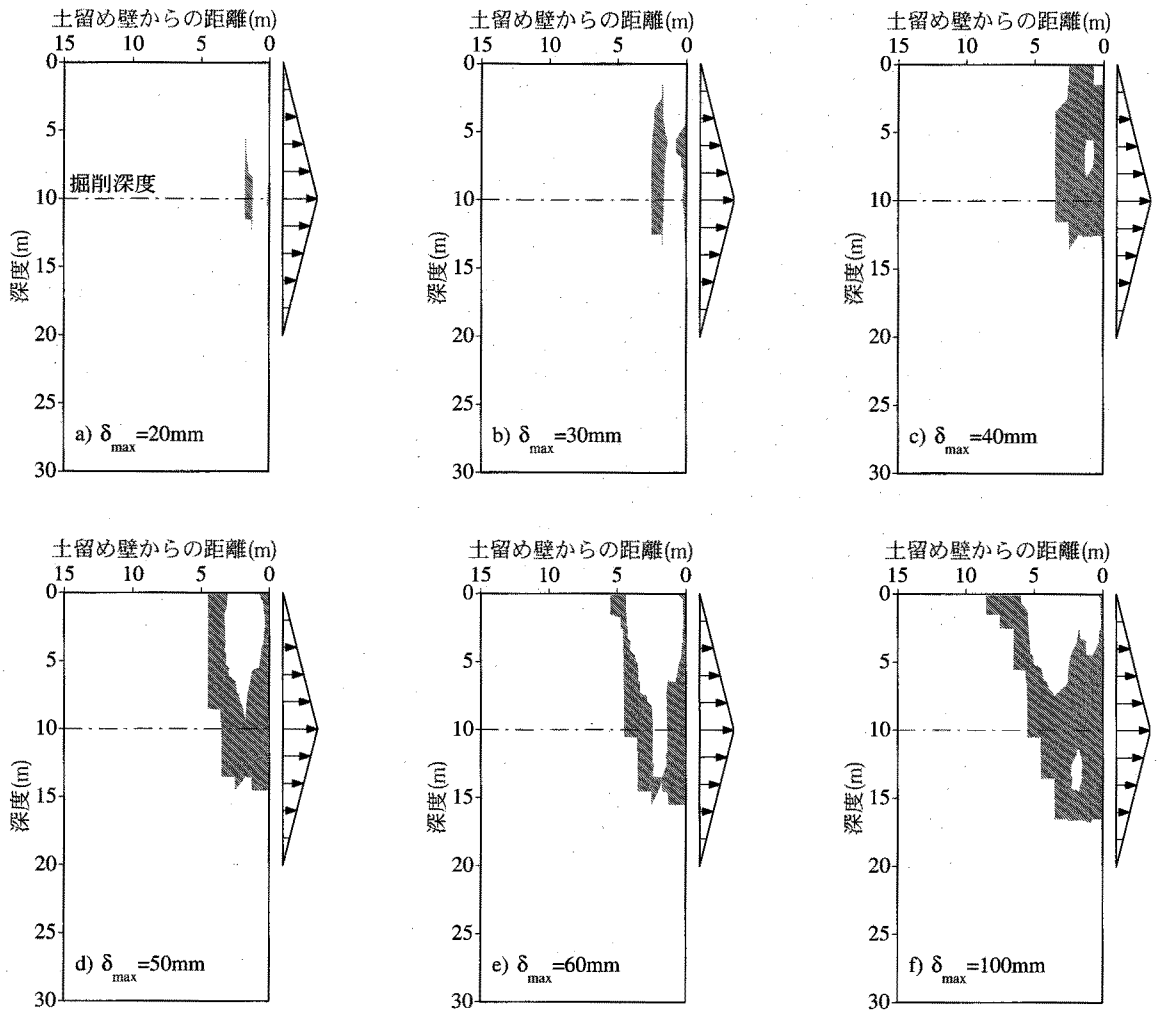


図 -5-8-1　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化（CASE-II-10-05）

分布の変化を示している。δ_{max} が 20mm の段階において，掘削深度付近の土留め壁と接する位置および土留め壁から約 2m 離れた位置において地盤の破壊が起こっている。特に，土留め壁から離れた位置における破壊域の形状は土留め壁とほぼ平行な真っ直ぐな帯状である。土留め壁の水平変位の増大に伴い，破壊域はその幅を広げながら主に鉛直上方に拡大している。δ_{max} が 40mm になると土留め壁から約 4m 離れた位置において，地表面から深度約 12m までの範囲内のほとんどの領域が破壊状態に達している。δ_{max} が 50mm になると掘削深度以浅では，破壊域は土留め壁に接する部分と土留め壁から約 4m 離れた部分の２つに分かれている。ただし，掘削深度以深では，破壊域は一体になっている。したがって，破壊域の形状は変則的なＶ字形になっている。δ_{max} が 60mm になると破壊域は地表面に近いほど土留め壁から遠ざかっており，Ｖ字の谷はさらに深くなっている。しかし解析の最終段階における δ_{max} が 100mm の時点では，掘削深度以深のＶ字の谷の部分は破壊域によって埋められている。

図 -5-8-2 は CASE-II-10-∞ における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化を示している。δ_{max} が 20mm になると，まず最初に掘削深度付近の土留め壁の極

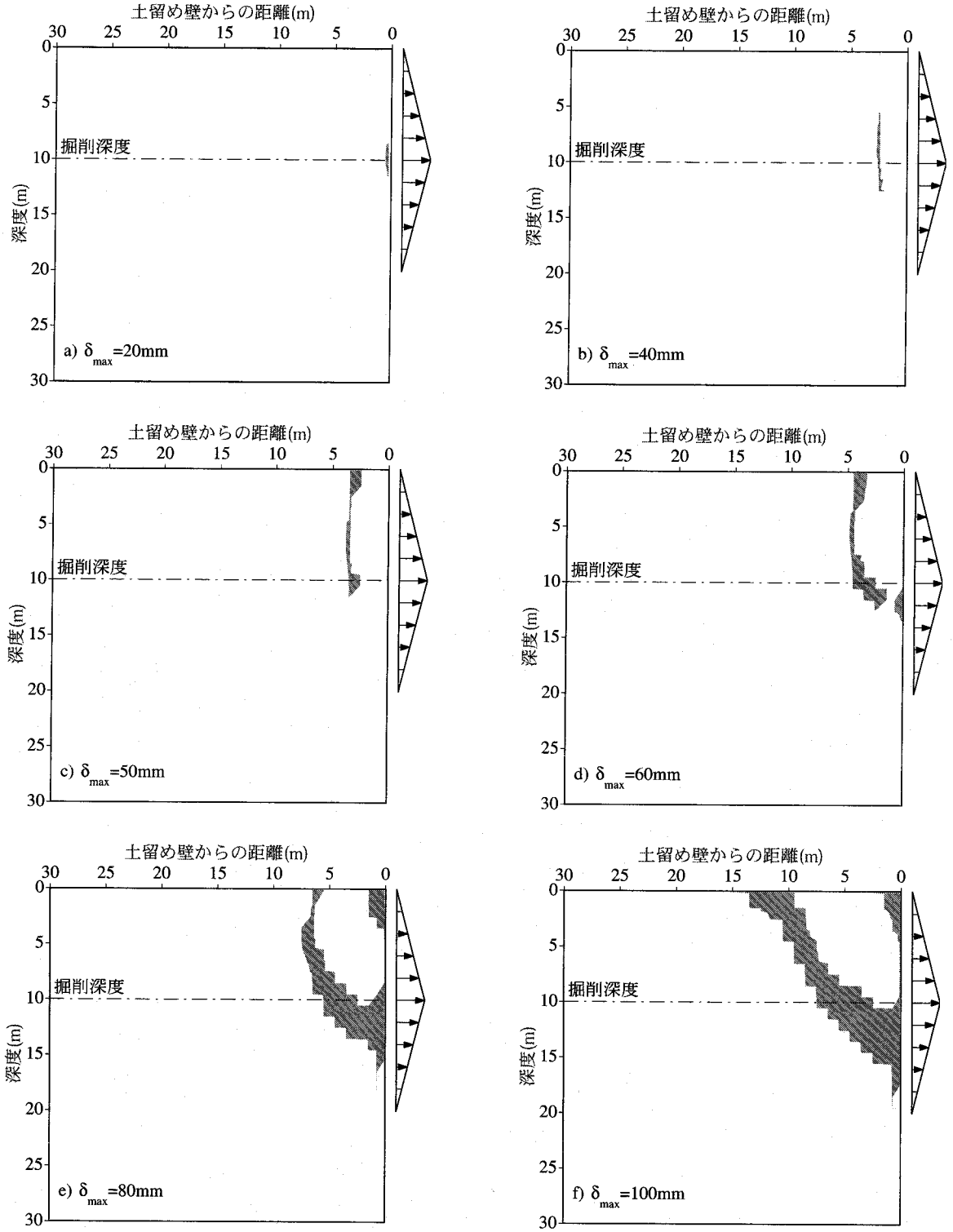


図-5-8-2　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化（CASE-II-10-∞）

近傍において地盤の破壊が生じる。δ_{max} が 40mm になると土留め壁から約 3m 後方で深度約 5m から約 13m にかけて細長い帯状の破壊域が形成されている。この後，土留め壁の水平変位の増大に伴い，破壊域は土留め壁に向かって斜め下方に，また，地表面に向かって上方に進展・拡大しながら土留め壁から遠ざかっている。そして，δ_{max} が 80mm に達すると掘削深度以深の土留め壁近傍から土留め壁から約 6m 後方の地表面まで破壊域が連続している。

そして解析の最終段階であるδ_{max}が100mmの時点では，地表面付近における破壊域の位置は前段階に比べ土留め壁からさらに遠ざかっており，その結果，破壊域の形状はほぼ真直ぐな帯状になっている。なお，破壊域と水平面のなす角はほぼ45°+1/2φであり，剛塑性論から導かれる主働状態における土塊のすべり角と一致している。

図-5-5-4に示すCASE-II-10-20における対称面での破壊域の分布の変化と図-5-8-1および図-5-8-2に示すそれぞれCASE-II-10-05およびCASE-II-10-∞におけるそれらを比較すれば，土留め壁の変形の増大に伴う破壊域の進展パターンにはそれぞれのケースにおいて差はあるものの，最終的には，掘削深度以深の土留め壁近傍から地表面に向かって破壊域が連続し，その結果，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた楔状の領域が形成されるという定性的な特性は一致している。また，解析の最終段階における地表面での破壊域の位置に着目すれば，それは掘削幅が広いほど土留め壁から離れている。そして，破壊域と水平面が成す角度は掘削幅が狭いほど大きい。

５．８．２　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化に対する影響[15)]

図-5-8-3はCASE-II-10-05における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布の変化を示している。ただし，鉛直変位はδ_{max}に対する百分率によって表されており，図中には破壊域の分布を併せて示している。土留め壁の水平変位の増大に伴い，鉛直変位は単調に増加するとともにその分布域も拡大している。すなわち，δ_{max}が20mmでは，土留め壁から約2m離れた掘削深度以深においてδ_{max}の5%程度の鉛直変位が帯状に生じるのみであるが，解析の最終段階のδ_{max}が100mmのときには，δ_{max}の5%の鉛直変位の分布は地表面において土留め壁の背後約7mの位置から土留め壁の深度約16mの位置を結ぶ線を斜辺とする直角三角形状になっている。そして，生じている鉛直変位もδ_{max}の50%を越えている。また，δ_{max}の40%以下の鉛直変位の発生位置は地表面付近において最も土留め壁から離れている。

鉛直変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，破壊域が土留め壁から地表面にまで連続するδ_{max}が40mm以上になると土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域とδ_{max}の5%の鉛直変位が生じている範囲とはほぼ一致している。

図-5-8-4はCASE-II-10-∞における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布の変化を示している。ただし，鉛直変位はδ_{max}に対する百分率によって表されており，図中には破壊域の分布を併せて示している。δ_{max}が50mmになるまでは背面地盤に生じている鉛直変位は最大でもδ_{max}の10%程度である。また，δ_{max}の5%の鉛直変位の分布形状は土留め壁の頂点を中心とする1/4楕円状であり，その分布域は土留め壁の水平変位の大きさに関わらずほとんど変化していない。δ_{max}が60mm以上になると，土留め壁の水平変位の増大に伴い生じている鉛直変位量そのものが増加し，有意な鉛直変位が生じる範囲も拡大している。解析の最終段階におけるδ_{max}が100mmのときには，δ_{max}の45%程度の鉛直変位が生じており，また，δ_{max}の5%の鉛直変位の分布は，地表面において土留め壁の約13m後方

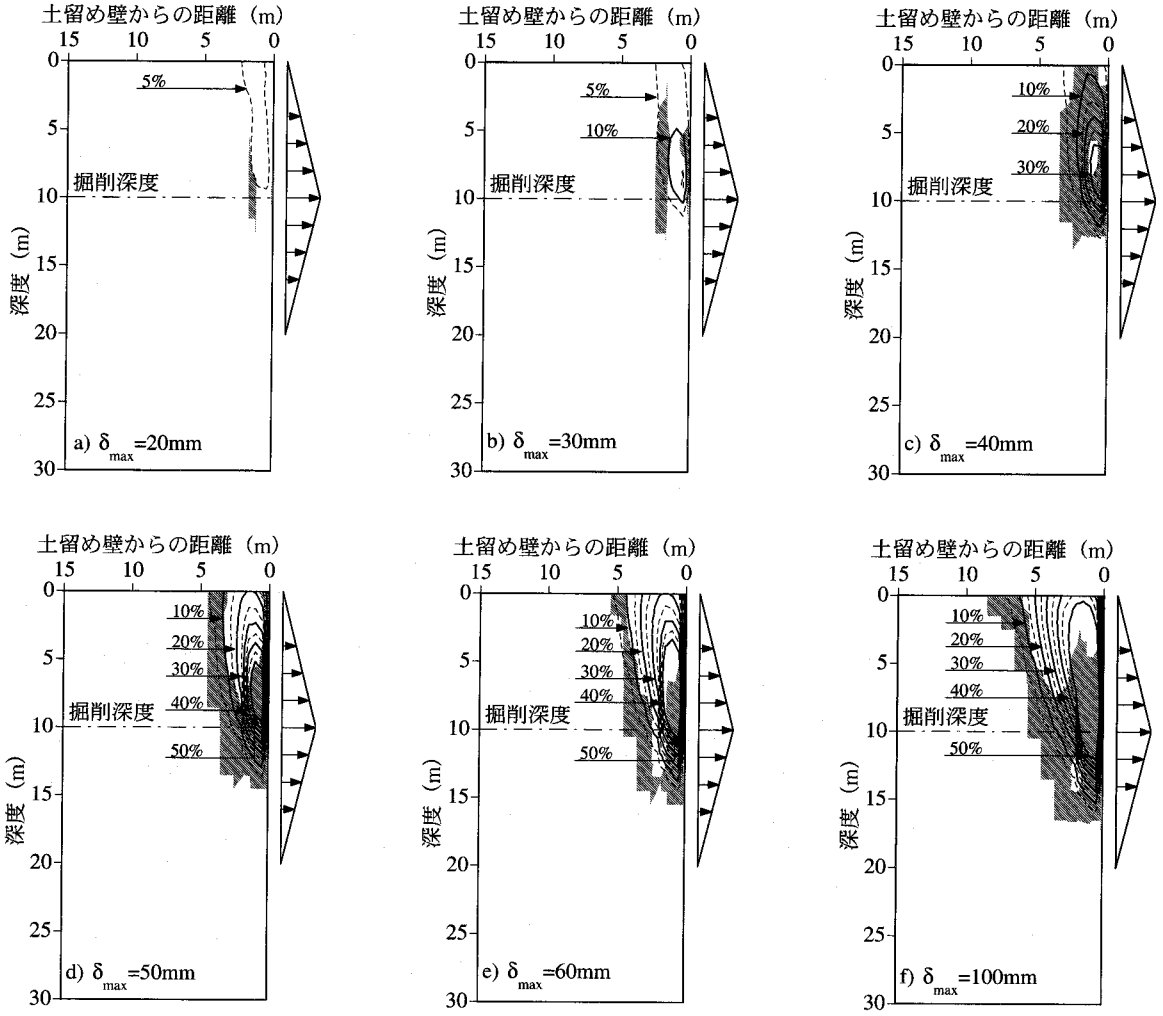


図-5-8-3　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-II-10-05）

の位置から土留め壁の深度約15mの位置を結ぶ線を斜面とする直角三角形状である。また，δ_{max}の45%以下の鉛直変位の発生位置は地表面において土留め壁から最も離れている。

鉛直変位の分布と破壊域のそれに着目すれば，破壊域が土留め壁から地表面にまで連続するδ_{max}が60mm以上になると，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる範囲と有意な鉛直変位が生じている領域とは重なり合っている。

図-5-5-9に示すCASE-II-10-20における対称面での鉛直変位の分布の変化と図-5-8-3および図-5-8-4に示すそれぞれCASE-II-10-05およびCASE-II-10-∞におけるそれらを比較すれば，その定性的な分布特性は一致している。すなわち，土留め壁の水平変位が大きくなるとともに発生する鉛直変位量は増大するとともにその領域も単調に拡大している。特に，土留め壁から地表面にまで連続した破壊域が形成された段階以降では，鉛直変位の増加は顕著である。そして，掘削幅に関わりなく有意な鉛直変位が生じる領域と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれるそれとは重なり合っている。また，有意な鉛直変位が生じる位置は地表面において最も土留め壁から離れており，その土留め壁からの距離は掘削幅

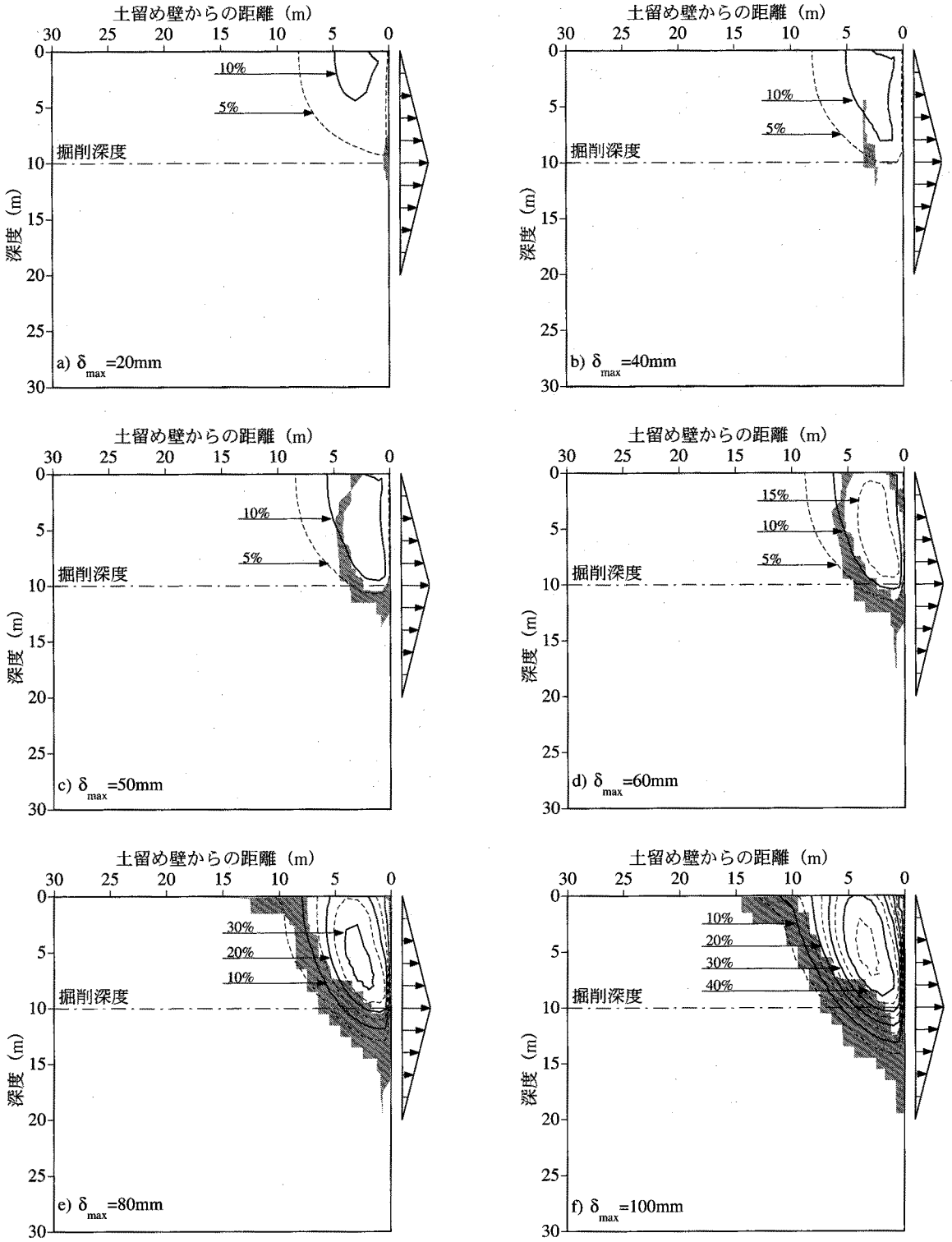


図 -5-8-4　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-II-10-∞）

が広くなるほど長くなっている。

５．８．３　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化に対する影響[10)]

図 -5-8-5 はCASE-II-10-05 における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるせん断ひ

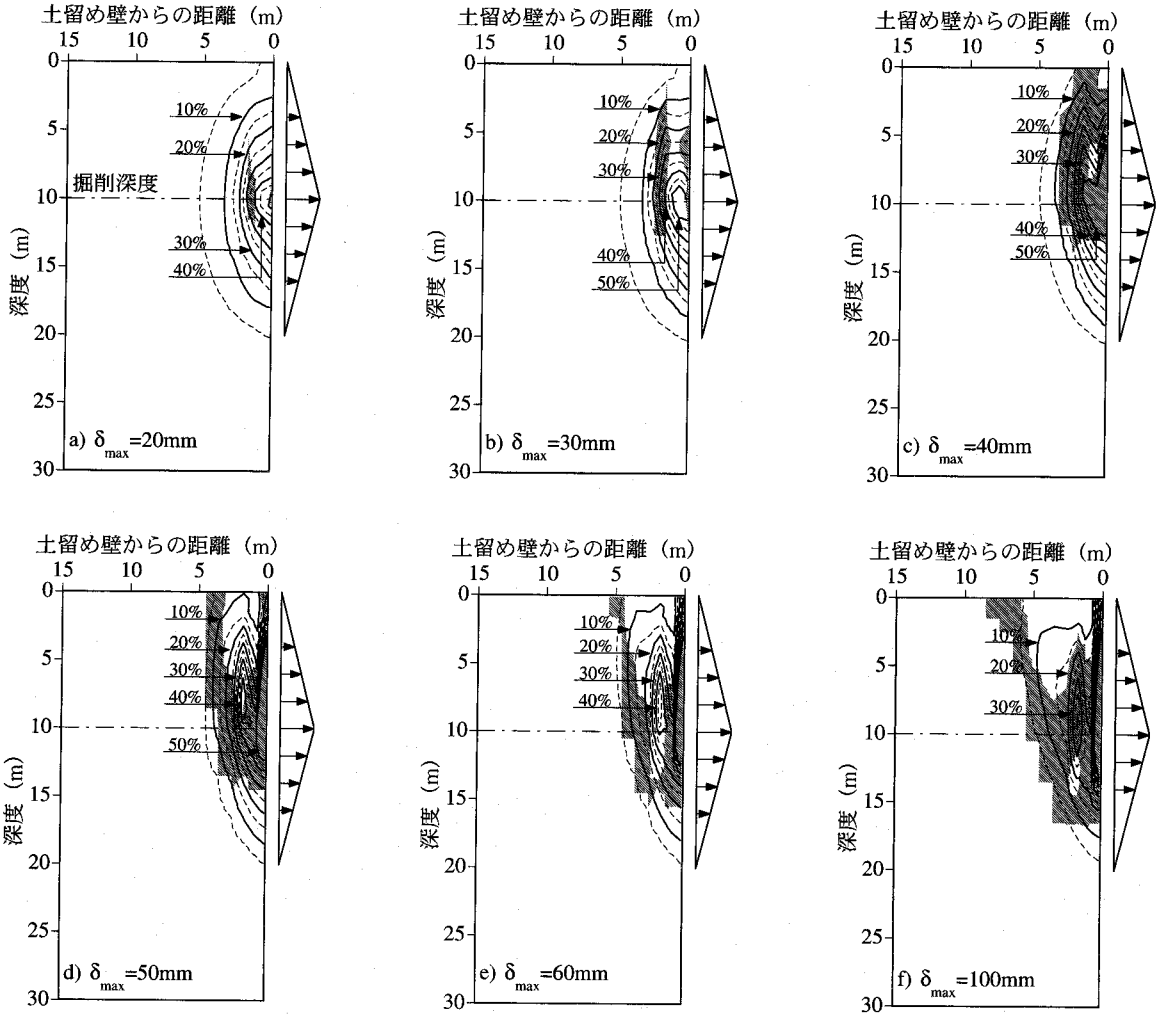


図-5-8-5　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化（CASE-II-10-05）

ずみの最大値によって正規化されており，また，図中には破壊域の分布も併せて示している。δ_{max} が 20mm では，正規化せん断ひずみの大きさに関わらず，その分布は掘削深度を対称面とする半楕円状になっている。δ_{max} が 30mm から 40mm 程度になると 5% の正規化せん断ひずみの分布形状はほぼ対称性を保っているが，それ以上の正規化せん断ひずみの分布域は破壊域と重なり合う部分において地表面に向かって拡大している。δ_{max} が 50mm 以上になると 5% の正規化せん断ひずみの分布形状も対称性を失い，土留め壁の頂点を中心とする 1/4 楕円状になっている。また，20% 以上の正規化せん断ひずみは掘削深度以深から地表面に向かって突き出した角のような分布形状をしている。

せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，先に述べたように δ_{max} が 30mm から 40mm では，正規化せん断ひずみの分布が拡大している部分と破壊域は重なり合っている。δ_{max} が 50mm 以上になると，顕著なせん断ひずみはV字形を示す破壊域の谷の部分において生じている。また，5% の正規化せん断ひずみの分布は破壊域の外縁と重なり合っている。すなわち，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域内において

顕著なせん断ひずみが生じている。

図-5-8-6はCASE-II-10-∞における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるせん断ひずみの最大値によって正規化されており，また，図中には破壊域の分布も併せて示してい

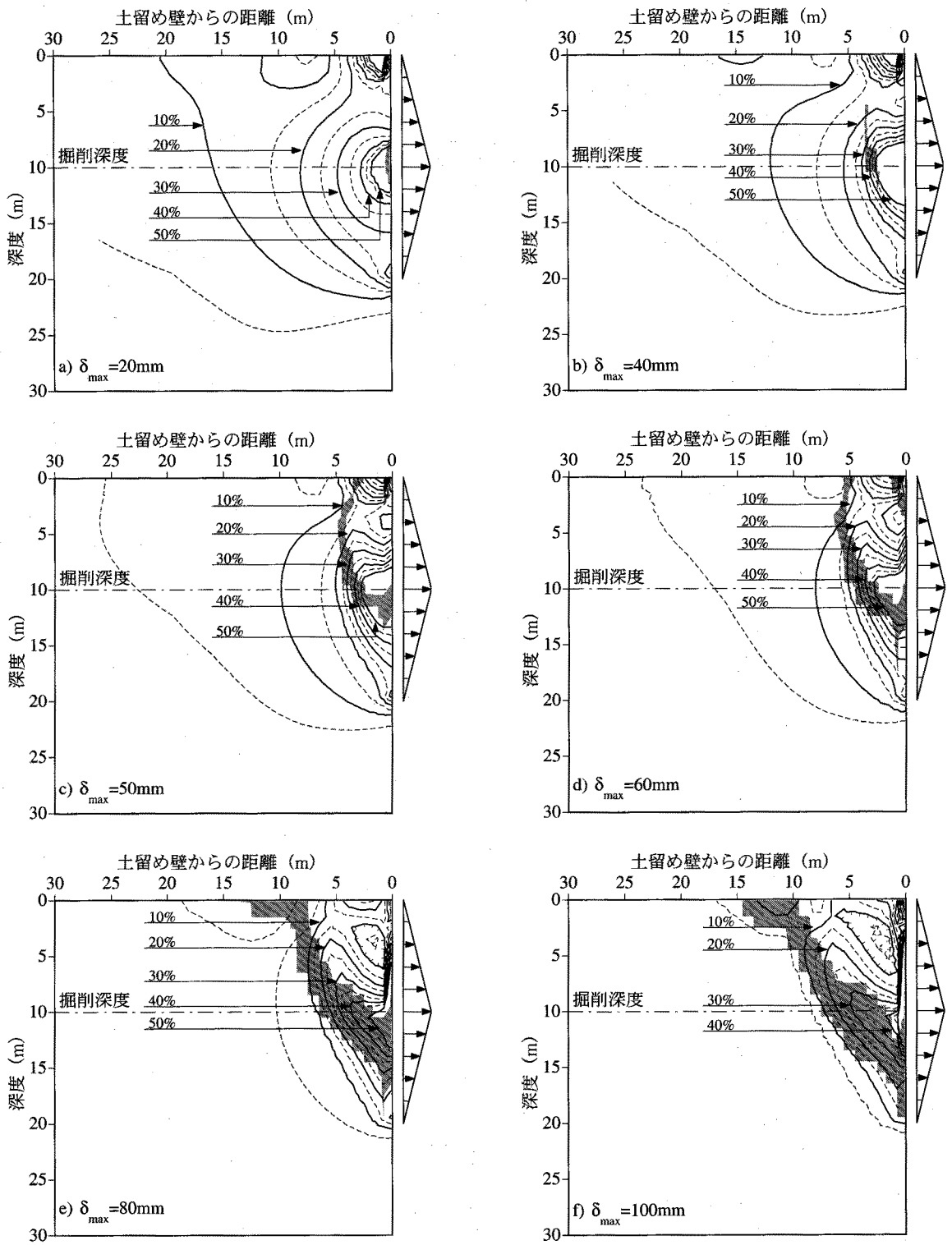


図-5-8-6　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化（CASE-II-10-∞）

る。δ_{max} が 20mm では，30% 以上の正規化せん断ひずみの分布の形状は，掘削深度を対称面とし，土留め壁の位置を中心とするほぼ半円形である。しかし，20% 以下の正規化せん断ひずみの分布は既に，対称性を失っており，特に，10% の正規化せん断ひずみの分布の形状は土留め壁の頂点を中心とする 1/4 円弧状になっている。土留め壁の水平変位の増大とともに 10% の正規化せん断ひずみの分布域は土留め壁に向かって単調に縮小している。しかし，20% 以上の正規化せん断ひずみの分布は破壊域と重なる部分においてその分布域を地表面方向に拡大させている。その結果，解析の最終段階の δ_{max} が 100mm では，それらは掘削深度以深の土留め壁の位置から地表面に向かって斜め上方に突き出した角のような形状になっている。

せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，先に述べたように，正規化せん断ひずみのコンターにおける尾根の部分と破壊域とはほぼ重なり合っている。すなわち，破壊域において顕著なせん断ひずみが生じている。

図 -5-5-11 に示す CASE-II-10-20 における対称面でのせん断ひずみの分布の変化と図 -5-8-5 および図 -5-8-6 に示すそれぞれ CASE-II-10-20 および CASE-II-10-∞ におけるそれらを比較すれば，まず，その相違点として掘削幅が狭くなるほど正規化せん断ひずみが生じる範囲は狭くなり，土留め壁の近傍に限られている。そして，その分布形状について，δ_{max} が比較的大きくなるまで掘削深度に対する対称性が保たれている。一方，類似点としては 10% 以上の正規化せん断ひずみの分布は破壊域と重なる部分において地表面方向に向かって突出している。この特徴は δ_{max} が大きくなるとともに顕著になり，その結果，解析の最終段階において，10% 以上の正規化せん断ひずみの分布は土留め壁の掘削深度以深から地表面に向かって突出した角のような分布形状になっている。また，せん断ひずみの分布の外縁部と破壊域は重なり合っており，破壊域内でせん断ひずみが顕著に増大している。

５．８．４　変形メカニズムに及ぼす掘削幅の影響[10),15)]

以上述べてきたように，それぞれ破壊域，鉛直変位およびせん断ひずみの分布について，CASE-10-05，CASE-10-20 および CASE-10-∞ の各ケースにおける土留め壁の水平変位の増大に伴うそれらの変化は，一部に相違点はあるものの基本的には定性的に一致している。また，各ケースにおけるそれぞれ鉛直変位およびせん断ひずみの分布と破壊域との関係についても定性的に一致している。すなわち，破壊域について，それぞれのケースにおいて土留め壁の水平変位の増大に伴う進展パターンには多少の差はあるものの，最終的にはそれは掘削深度以深の土留め壁近傍から地表面に向かう連続した領域を形成している。鉛直変位について，それは破壊域が土留め壁から地表面に達した段階以降において顕著に増加するとともに，顕著な鉛直変位が生じる範囲は，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域と一致する。また，破壊域内では周辺に比べ顕著なせん断ひずみが生じている。以上のことから，CASE-10-05 および CASE-10-∞ についても掘削幅に関わりなく，５．５．６において考察した CASE-10-20 と同様なメカニズムによって土留め壁背面地盤の変形が支

配されているものと考えられる。すなわち，破壊域ではせん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしているため，この部分において顕著なせん断ひずみが生じる。さらに，破壊域が土留め壁から地表面まで連続することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが失われ，この部分の鉛直変位が急増する。

５．９　土留め壁背面地盤の変形特性に及ぼす内部摩擦角の影響

５．９．１　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展に対する影響[16)]

図-5-9-1はCASE-I-10-20における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化を示している。δ_{max}が20mmになると地盤の破壊が土留め壁から約2m後方の地表面付近と掘削深度付近の２ヶ所において生じている。土留め壁の水平変位の増大に伴い地表面付近における地盤の破壊は起こったり起こらなかったりしている。一方，掘削深度付近における破壊域は土留め壁に向かって斜め下方ならびに地表面に向かって鉛直上方に進展しながら土留め壁から遠ざかるように移動している。δ_{max}が50mmに達すると土留め壁から地表面へと連続した破壊域が形成されている。δ_{max}が60mmに達すると地表面付近における破壊域の位置は前段階に比べ土留め壁からさらに遠ざかっている。その結果，破壊域はほぼ真っ直ぐな帯状になっている。この後，土留め壁の水平変位が増加しても破壊域が拡大するのみであり，破壊域の位置にはあまり変化がない。

図-5-9-2はCASE-III-10-20における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化を示している。δ_{max}が30mmに達すると掘削深度の土留め壁近傍において地盤の破壊が生じている。δ_{max}が40mmになると掘削深度付近に加え，深度約5mおよび地表面付近においても地盤の破壊が生じている。δ_{max}が50mmになると先に述べた破壊域が結合し，それは土留め壁から約4m離れた深度15mまでの範囲内で楔状の領域を形成している。また，これとは別に地表面付近の土留め壁の後方約5mから13mの範囲においても地盤の破壊が生じている。δ_{max}が60mmになると土留め壁付近における破壊域は地表面付近において土留め壁から約5m離れた位置にまで移動している。このため，掘削深度以深からこの部分まで連続した比較的細い帯状の破壊域が形成されている。また，先に述べた地表面付近の破壊域は土留め壁に向かって収縮し，連続した破壊域と一体になっている。この後，土留め壁の水平変位の増大に伴い，帯状の破壊域は土留め壁から離れるように斜め下方に移動している。このため，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域は多少拡大している。

図-5-5-4に示すCASE-II-10-20における対称面での破壊域の分布の変化と図-5-9-1および図-5-9-2に示すそれぞれCASE-I-10-20およびCASE-III-10-20におけるそれらを比較すれば，土留め壁の水平変位の増大に伴う破壊域の進展パターンにはそれぞれで差はあるものの，いずれのケースについても最終的には土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた楔状

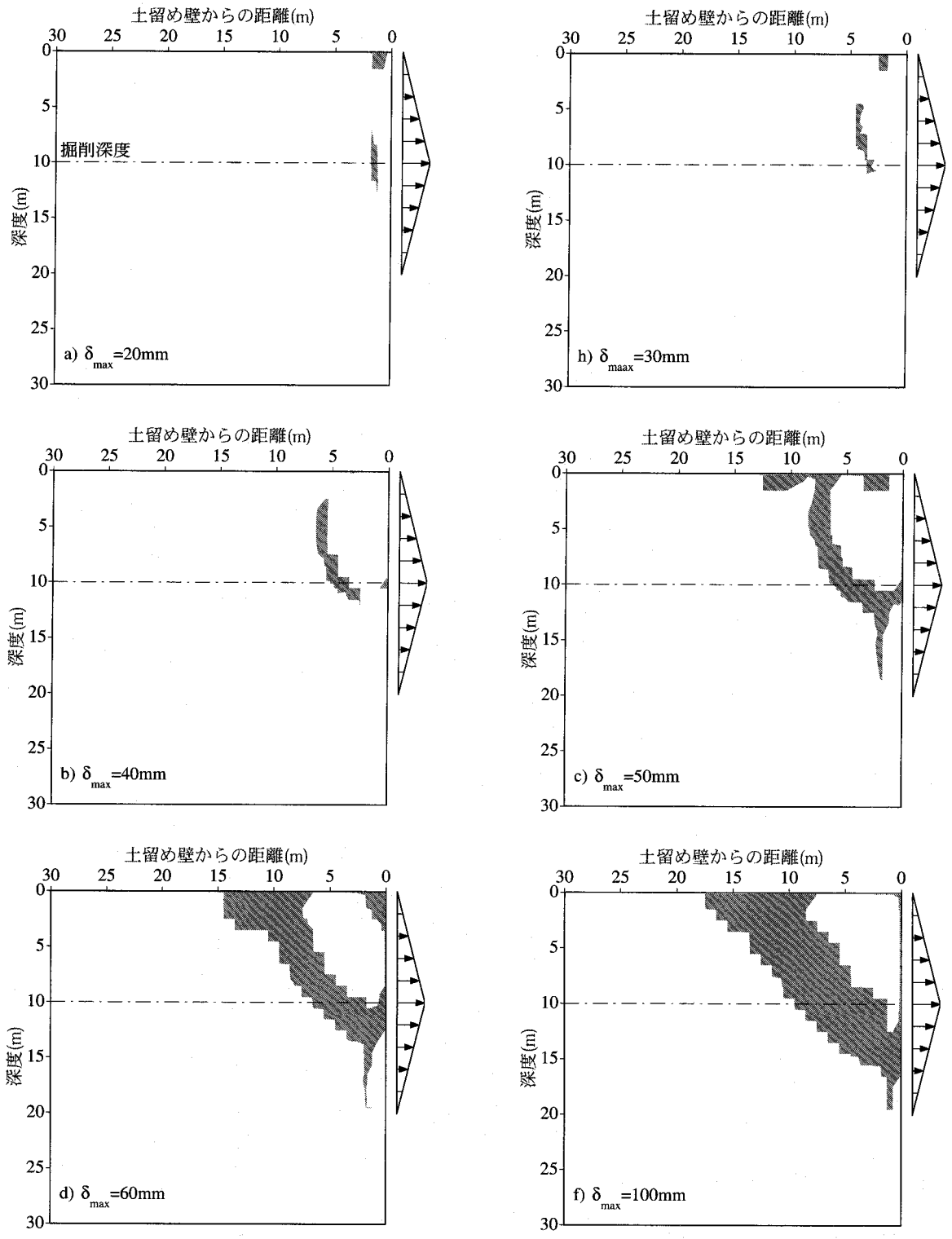


図 -5-9-1　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化（CASE-I-10-20）

の領域が形成されている。楔状の領域が形成される際の土留め壁の水平変位量に着目すれば，それは内部摩擦角が小さいほど小さい。また，そのときの地表面における破壊域の位置に着目すれば，それは内部摩擦角が小さいほど土留め壁から離れている。このため，破壊域と水平面が成す角度は内部摩擦角が小さいほど小さい。

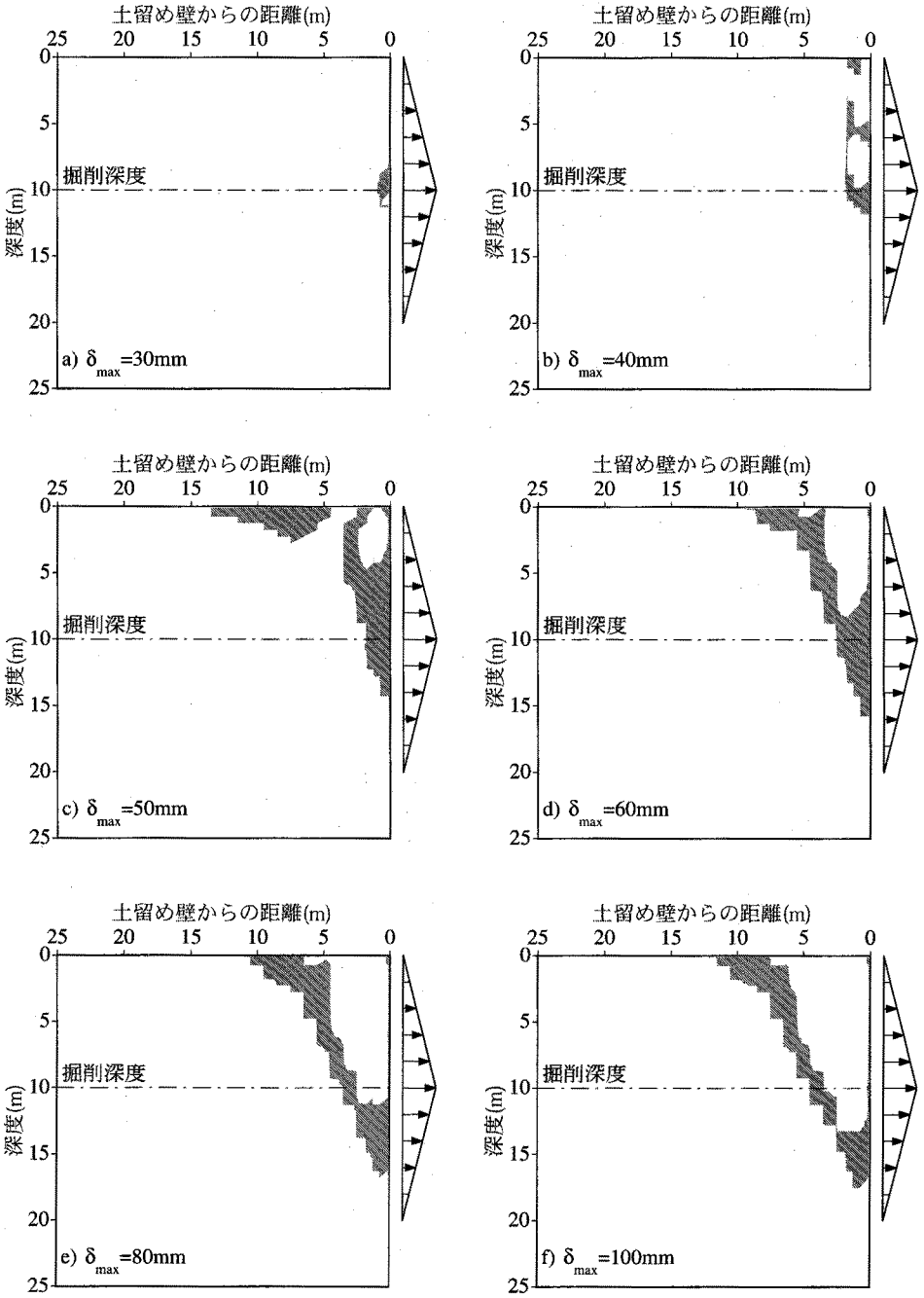


図 -5-9-2　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化（CASE-III-10-20）

５．９．２　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化に対する影響[16)]

図 -5-9-3 はCASE-I-10-20 における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布の変化を示している。ただし，鉛直変位は δ_{max} に対する百分率によって表されており，図中には破壊域の分布を併せて示している。土留め壁の水平変位の増大に伴い，鉛直変位は単調に増加するとともにその分布域も拡大している。すなわち，δ_{max} が 20mm では，δ_{max} の 5% 程度の鉛直変位の分布は，地表面で土留め壁の後方約 8m の位置と土留め壁付近の掘削深度付近の位置を結ぶ土留め壁の頂点を中心とする 1/4 楕円状の形状をしており，また，

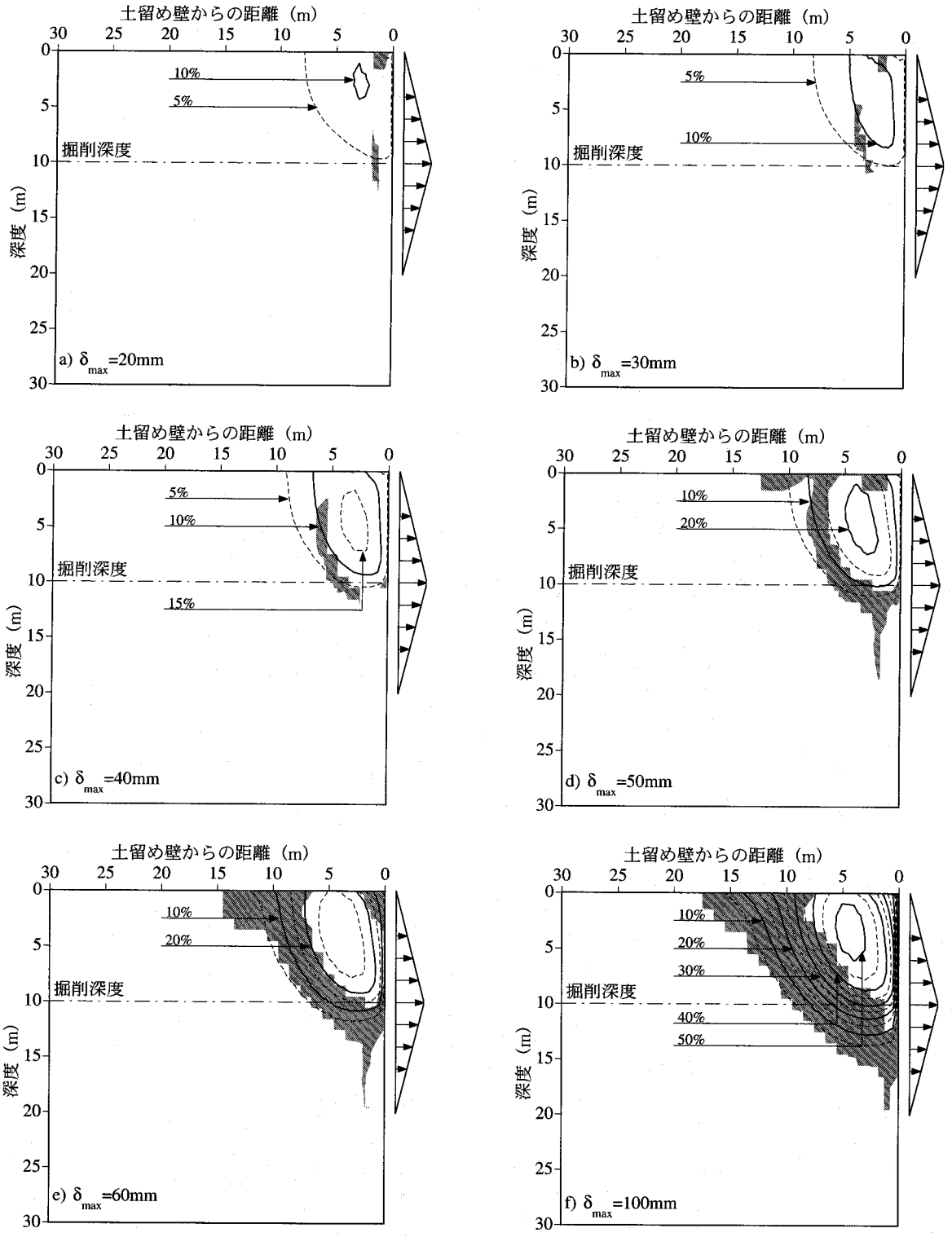


図-5-9-3　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-I-10-20）

生じている最大の鉛直変位も δ_{max} の 10% 程度である。しかし，解析の最終段階の δ_{max} が 100mm のときには，δ_{max} の 5% の鉛直変位の分布形状は地表面において土留め壁の背後約 15m の位置から土留め壁の深度約 16m の位置を結ぶ線を斜辺とする直角三角形状になっている。そして，生じている鉛直変位も δ_{max} の 50% を越えている。また，δ_{max} の 40% 以下の

鉛直変位の発生位置は地表面付近において最も土留め壁から離れている。

鉛直変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，破壊域が土留め壁から地表面にまで連続するδ_{max}が50mmになると鉛直変位は顕著に増加し始め，δ_{max}が50mm以上では，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域とδ_{max}の5%以上の鉛直変位が生じている範囲とはほぼ一致している。

図-5-9-4はCASE-III-10-17における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布の変化を示している。ただし，鉛直変位はδ_{max}に対する百分率によって表されており，図中には破壊域の分布を併せて示している。土留め壁の水平変位の増大に伴い，鉛直変位は増加するとともにその分布域も拡大している。すなわち，δ_{max}が30mmに達するまでは，δ_{max}の5%程度の鉛直変位の分布は，地表面で土留め壁の後方約8mの位置と土留め壁付近で掘削深度付近の位置を結ぶ土留め壁の頂点を中心とする1/4楕円状の形状であり，また，生じている最大の鉛直変位もδ_{max}の10%程度である。しかし，解析の最終段階のδ_{max}が100mmのときには，δ_{max}の5%の鉛直変位の分布は地表面において土留め壁の背後約10mの位置から土留め壁近傍の深度約17mの位置を結ぶ線を斜辺とする直角三角形状になっている。そして，生じている鉛直変位もδ_{max}の50%を越えている。また，その際，δ_{max}の50%以下の鉛直変位の発生位置は地表面付近において最も土留め壁から離れている。

鉛直変位の分布と破壊域のそれに着目すれば，破壊域の存在が顕著になるδ_{max}が40mmにおいて，δ_{max}の10%以上の鉛直変位が生じている範囲と破壊域とは重なり合っている。δ_{max}が50mmになると，δ_{max}の10%以上の鉛直変位が生じている範囲は土留め壁に接するように生じている破壊域とは重なり合っている。破壊域が土留め壁から地表面にまで帯状に連続し，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域が形成されるδ_{max}が60mm以上になると，その領域とδ_{max}の5%以上の鉛直変位が生じている領域とは一致している。

図-5-5-9に示すCASE-II-10-20における対称面での鉛直変位の分布の変化と図-5-9-3および図-5-9-4に示すそれぞれCASE-I-10-20およびCASE-III-10-20におけるそれらを比較すれば，分布の進展パターンには多少差はあるものの最終的な段階における分布特性は一致している。すなわち，δ_{max}が小さく，破壊域の存在が顕著でない段階では，δ_{max}の5%の鉛直変位の分布は土留め壁の頂点を中心とする1/4楕円状であり，また，生じている鉛直変位量も最大でδ_{max}の10%程度である。土留め壁の水平変位が大きくなり，破壊域の存在が顕著になるとともに，発生する鉛直変位量は増大し，その発生領域も単調に拡大している。特に，破壊域が土留め壁から地表面に達した段階以降では鉛直変位の増加は顕著である。その際，内部摩擦角の値に関わりなくδ_{max}の5%以上の鉛直変位が生じる範囲と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域とは一致している。なお，解析の最終段階において，生じている鉛直変位量は内部摩擦角が大きいほど大きい。また，地表面付近においてδ_{max}の5%の鉛直変位が生じる位置は内部摩擦角の値が小さいほど土留め壁からの距

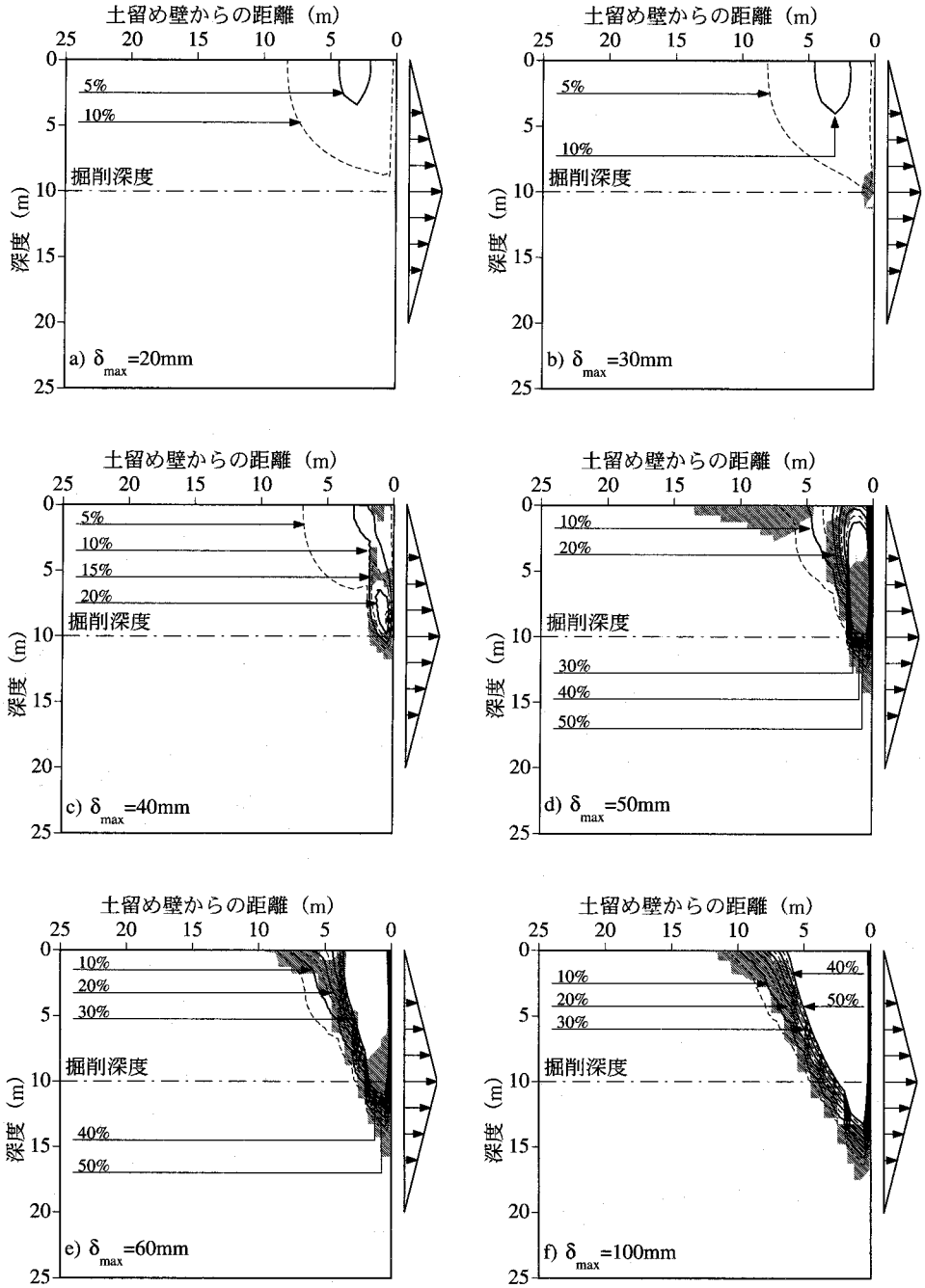


図-5-9-4　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-III-10-20）

離が離れている。

5．9．3　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化に対する影響

図-5-9-5はCASE-I-10-20における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるせん断ひずみの最大値によって正規化されており，また，図中には破壊域の分布も併せて示している。δ_{max}が20mmでは，土留め壁頂点付近の一部を除き，正規化せん断ひずみの分布の形状は掘削深度を対称面とし，土留め壁の位置を中心とするほぼ半円形である。土留め壁の水

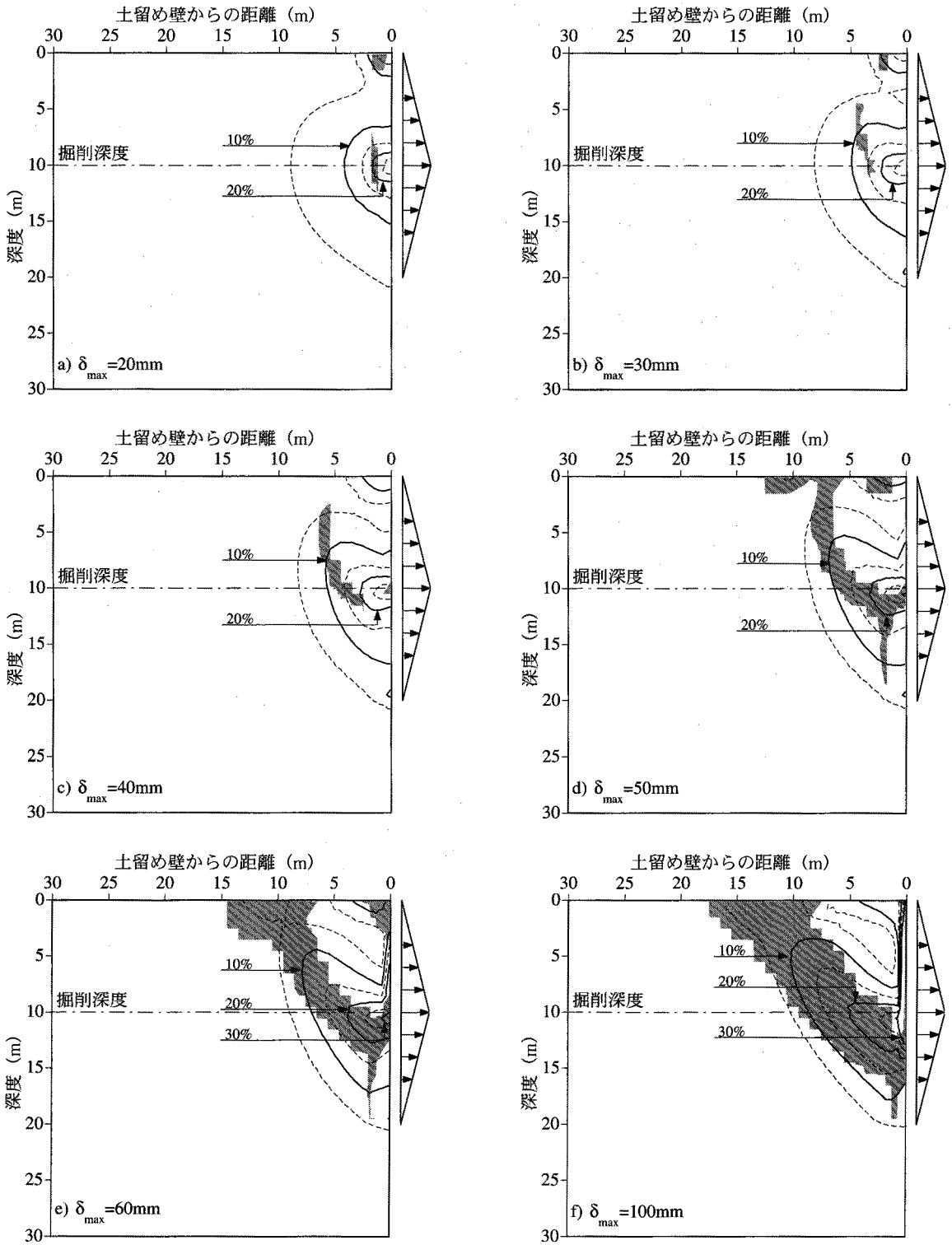


図-5-9-5　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化（CASE-I-10-20）

平変位の増大に伴い，正規化せん断ひずみの分布形状は掘削深度に対する対称性を失い，半ハート形から半鏃型へと変化している。その結果，解析の最終段階の δ_{max} が 100mm では，正規化せん断ひずみの分布は掘削深度以深の土留め壁の位置から地表面に向かって斜め上方に突き出した角のような形状になっている。特に，正規化せん断ひずみが 15% 以下では

その特徴が顕著である。

せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，破壊域と重なり合う部分において正規化せん断ひずみが進展している。すなわち，正規化せん断ひずみの分布の尾根と破壊域とは重なり合っている。このことは，他の領域に比べ，破壊域においてせん断ひずみの発生が顕著であることを示している。

図-5-9-6はCASE-III-10-20における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるせん断ひずみの最大値によって正規化されており，また，図中には破壊域の分布も併せて示している。δ_{max}が30mmまでは，土留め壁の頂点付近を除き，正規化せん断ひずみ分布はその大きさに関わらず掘削深度を対称面とする半楕円状になっている。特に，5%の正規化せん断ひずみは強制変位を与えている部分の背後においてかなり広範に生じている。δ_{max}が40mmになると正規化せん断ひずみの分布は前段階に比べ大きく変化している。正規化せん断ひずみの分布は掘削深度に対する対称性を完全に失い，土留め壁の背後約2mの深度約5mから15mの範囲において半鏃形状になっている。δ_{max}が50mmになると土留め壁に接する部分と土留め壁の背後約2mの2ヶ所で顕著なせん断ひずみが生じている。この後，土留め壁の水平変位の増大に伴い，10%以下の正規化せん断ひずみが生じている領域は拡大しているが，顕著なせん断ひずみに関する特徴は変化していない。

せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，破壊域の存在が顕著になるδ_{max}が40mmおよび破壊域が地表面にまで達するδ_{max}が50mmの両段階において正規化せん断ひずみの分布域と破壊域とは重なり合っている。土留め壁の掘削深度以深から地表面にまで真っ直ぐな帯状の破壊域が連続し，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域が形成されるδ_{max}が60mm以上では，5%および10%の正規化せん断ひずみの分布の外縁部は破壊域と重なり合っている。すなわち，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域内において顕著なせん断ひずみが生じている。

図-5-5-11に示すCASE-II-10-20における対称面でのせん断ひずみの分布の変化と図-5-9-5および図-5-9-6に示すそれぞれCASE-I-10-20およびCASE-III-10-20におけるそれらを比較すれば，分布の進展パターンには多少の差はあるものの，定性的な特性は一致している。すなわち，破壊域の存在が顕著でないδ_{max}が小さな段階では，5%程度の正規化せん断ひずみは強制変位を与えている背後の部分に広範に生じているが，10%以上の正規化せん断ひずみは土留め壁近傍の掘削深度付近の限られた範囲にしか生じていない。また，その分布形状は掘削深度を対称面とする半円形である。破壊域の存在が顕著になると，5%程度の正規化せん断ひずみの分布域は縮小する一方，10%以上の正規化せん断ひずみの分布域は拡大している。また，破壊域と重なる部分において正規化せん断ひずみが大きくなるため，その分布形状における対称性は失われる。そして，解析の最終段階では，せん断ひずみの分布の外縁部と破壊域は重なり合っており，破壊域内でせん断ひずみが顕著に増大している。

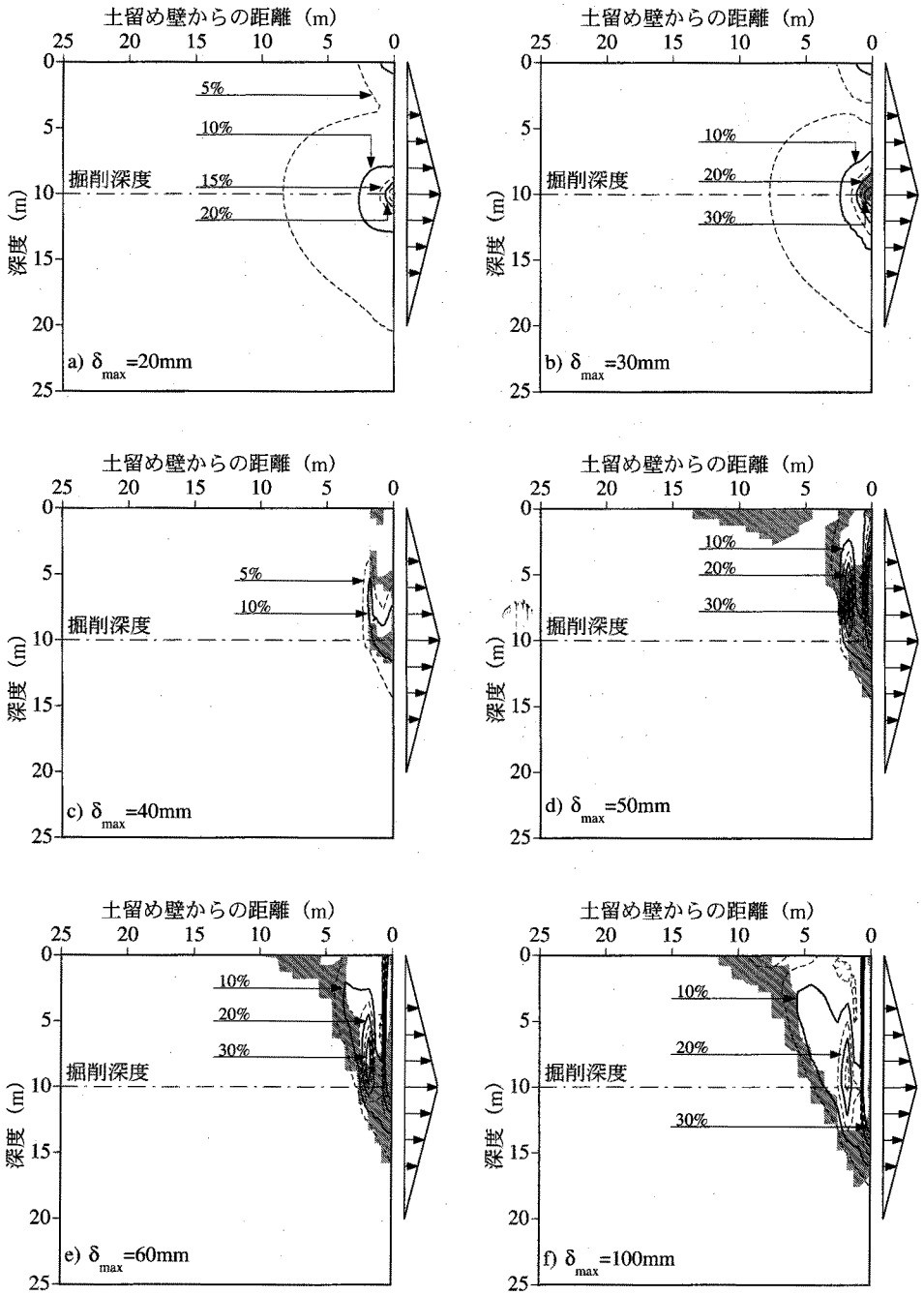


図 -5-9-6　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化（CASE-III-10-20）

なお，内部摩擦角が小さいほど正規化せん断ひずみが顕著に生じている領域は広く，土留め壁から離れた位置にまで達している。

５．９．４　変形メカニズムに及ぼす内部摩擦角の影響[16)]

以上述べてきたように，それぞれ破壊域，鉛直変位およびせん断ひずみの分布について，CASE-I-10-20，CASE-II-10-20 および CASE-III-10-20 の各ケースにおける土留め壁の水平変位の増大に伴うそれらの変化は，一部に相違点はあるものの基本的には定性的に一致している。また，各ケースにおけるそれぞれ鉛直変位およびせん断ひずみの分布と破壊域との

関係についても定性的に一致している。すなわち，破壊域について，それぞれのケースにおいて土留め壁の変形の増大に伴う進展パターンには多少の差はあるものの，最終的にそれは掘削深度以深の土留め壁近傍から地表面に向かって連続した帯状の領域を形成している。鉛直変位について，それは破壊域が土留め壁から地表面に達した段階以降において顕著に増加するとともに，顕著な変位が生じる範囲は，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域と一致する。また，破壊域内では周辺に比べ顕著なせん断ひずみが生じている。以上のことから，CASE-I-10-20 および CASE-III-10-20 についても内部摩擦角の値に関わりなく，５．５．６において考察した CASE-II-10-20 と同様なメカニズムによって土留め壁背面地盤の変形が支配されているものと考えられる。すなわち，破壊域ではせん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしているため，この部分において顕著なせん断ひずみが生じる。さらに，破壊域が土留め壁から地表面まで連続することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが失われ，この部分の鉛直変位が急増する。

５．１０　土留め壁背面地盤の変形特性に及ぼす土留め壁の変形形状の影響[17)]

５．１０．１　土留め壁の変位の増加に伴う破壊域の進展に対する影響

図 -5-10-1 は CASE-B における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化を示している。δ_{max} が 20mm になると地盤の破壊が土留め壁の頂点部分の直ぐ背後において生じる。δ_{max} が 30mm になると破壊域は土留め壁に沿うように鉛直下方および地表面付近において土留め壁から遠ざかるように水平方向に拡大している。δ_{max} が 40mm になると土留め壁に接する部分を除けば，破壊域は土留め壁から地表面へと連続したほぼ真っ直ぐな帯状になり，土留め壁の直ぐ背後の深度約 5m 以浅の部分において，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた非破壊領域が楔状に形成される。この後，土留め壁の水平変位の増大に伴い，土留め壁に接する部分での破壊域は鉛直下方に，また，帯状の破壊域は斜め下方に移動している。このため，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた楔状の領域は単調に拡大している。

図 -5-10-2 は CASE-C における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化を示している。δ_{max} が 20mm になるとごく僅かであるが土留め壁頂点部分に接する部分において地盤の破壊が生じている。δ_{max} が 30mm になると掘削深度以浅において土留め壁に接する部分で破壊域は拡大している。また，土留め壁から約 5m 後方の地表面付近においても地盤の破壊が生じている。δ_{max} が 40mm になると，土留め壁に接する部分を除けば，破壊域は土留め壁から地表面へと連続したほぼ真っ直ぐな帯状になっている。このため，土留め壁背後の掘削深度以浅の部分において，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた非破壊領域が楔状に形成される。この後，土留め壁の水平変位の増加に伴い，土留め

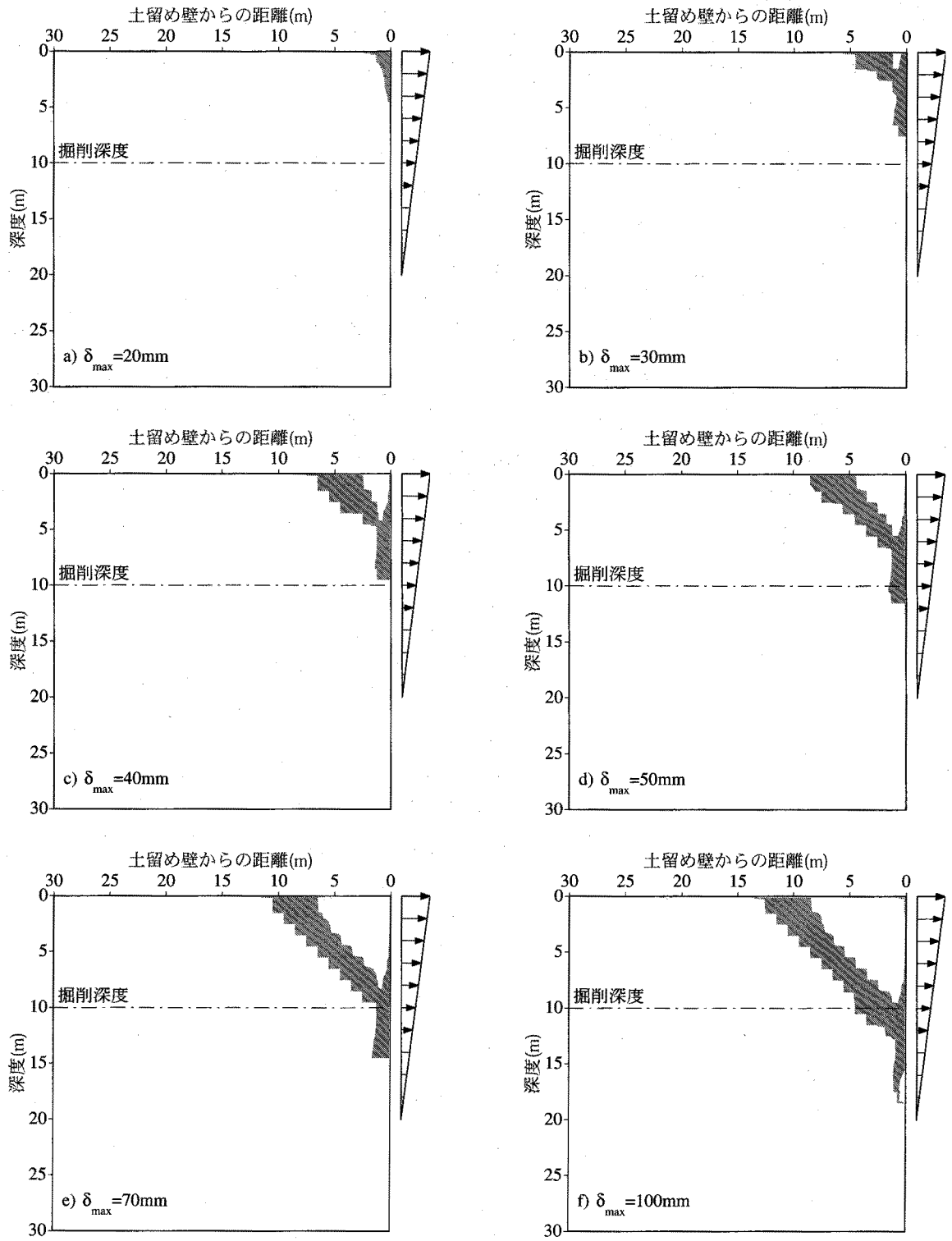


図 -5-10-1　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化（CASE-B）

壁に接する部分での破壊域は鉛直下方に，また，帯状の破壊域は斜め下方に移動している。このため，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた楔状の非破壊領域は単調に拡大している。

図 -5-5-4 に示す CASE-A における対称面での破壊域の分布の変化と図 -5-10-1 および図 -5-10-2 に示すそれぞれ CASE-B および CASE-C におけるそれらを比較すれば，土留め壁の水

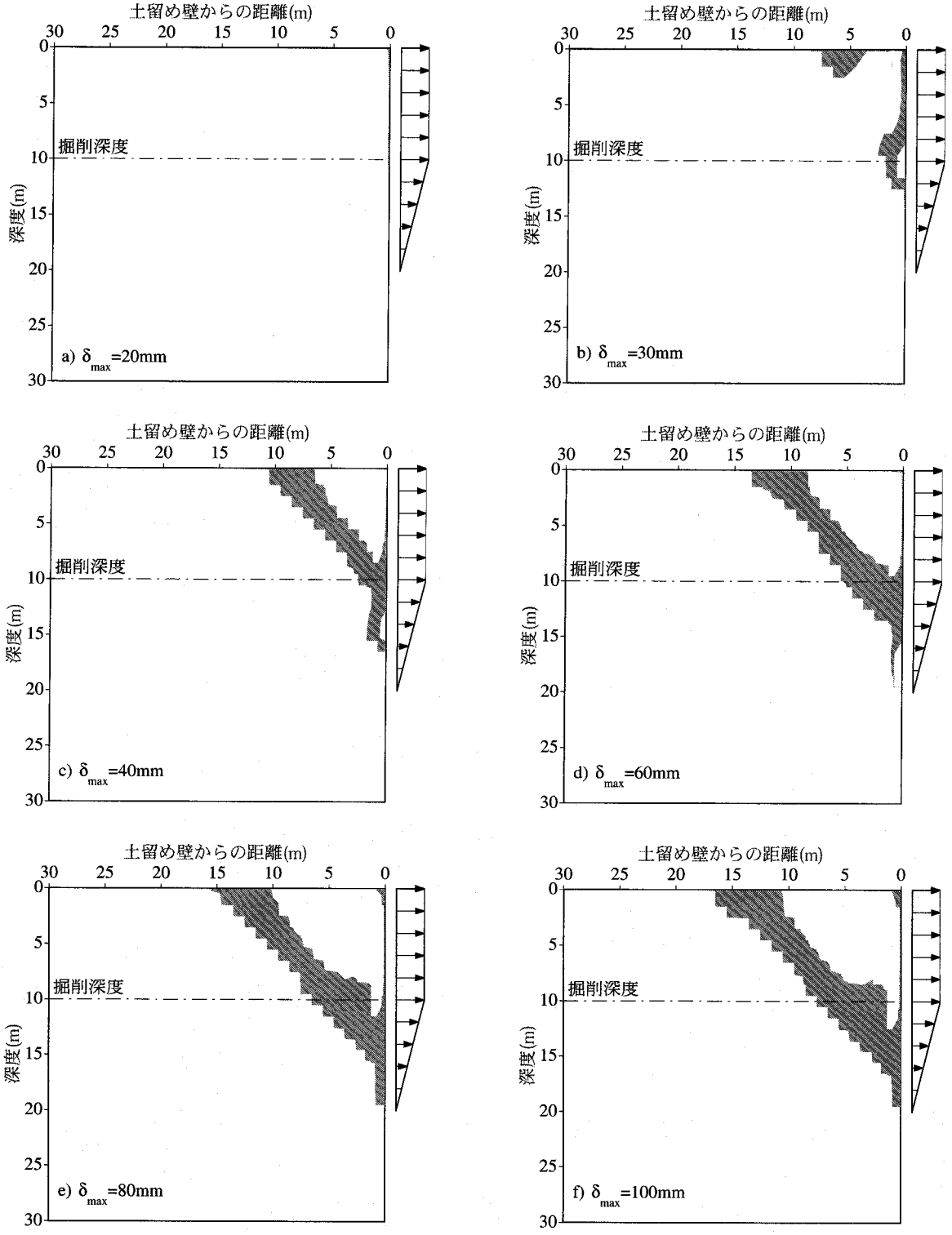


図 -5-10-2　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での破壊域の分布の変化（CASE-C）

平変位の増大に伴う破壊域の進展パターンにはそれぞれで差はあるものの，いずれのケースについても最終的には土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた楔状の領域が形成されている。

５．１０．２　土留め壁の変位の増加に伴う鉛直変位分布の変化に対する影響

図 -5-10-3 は CASE-B における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布

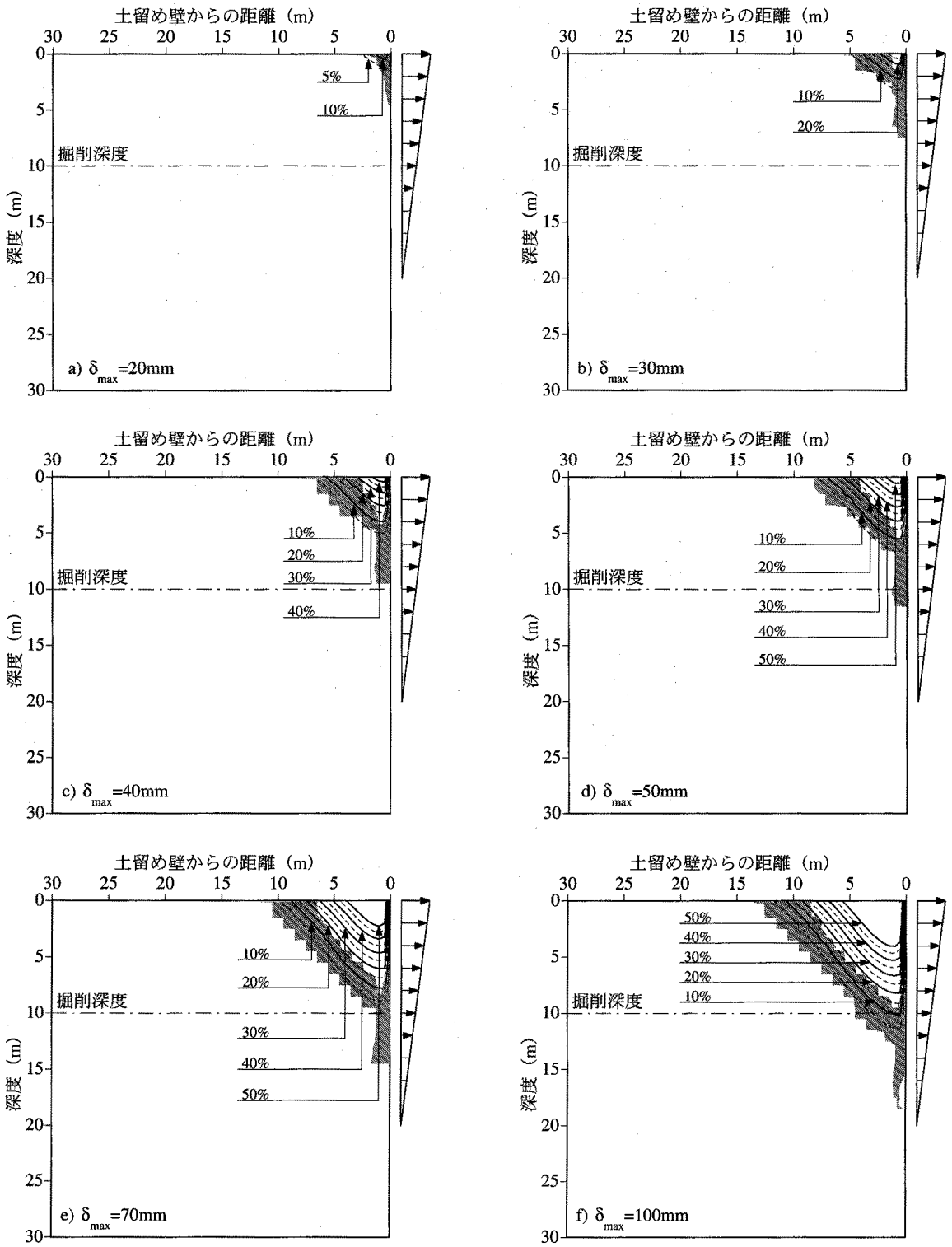


図 -5-10-3　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-B）

の変化を示している。ただし，鉛直変位は δ_{max} に対する百分率によって表されており，図中には破壊域の分布を併せて示している。δ_{max} が 20mm では，最大でも δ_{max} の 10% 程度の鉛直変位しか生じておらず，また，δ_{max} の 5% の鉛直変位は土留め壁頂端付近の背後にしか生じていない。土留め壁の水平変位の増大に伴い，鉛直変位は単調に増加するとともにその分布域も拡大している。すなわち，解析の最終段階の δ_{max} が 100mm のときには，δ_{max} の

50%を越える鉛直変位が生じている。また，δ_{max}の5%の鉛直変位の分布形状は地表面において土留め壁の背後約12mの位置から土留め壁の深度約12mの位置を結ぶ線を斜辺とする直角三角形状になっている。なお，鉛直変位の値に関わらずその発生位置は地表面付近において最も土留め壁から離れている。

鉛直変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，δ_{max}の値に関わらず土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域とδ_{max}の5%以上の鉛直変位が生じている範囲とはほぼ一致している。

図-5-10-4はCASE-Cにおける土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位分布の変化を示している。ただし，鉛直変位はδ_{max}に対する百分率によって表されており，図中には破壊域の分布を併せて示している。δ_{max}が20mmの時点では，δ_{max}の5%程度の鉛直変位しか生じておらず，また，それが生じている範囲は掘削深度以浅の土留め壁の背後約2mの範囲に限られている。δ_{max}が30mmになると，δ_{max}の15%程度の鉛直変位が生じている。また，δ_{max}の5%の鉛直変位が生じている範囲の形状は地表面部分の土留め壁の後方約8mの位置と土留め壁近傍の掘削深度付近を結ぶ線を斜辺とする直角三角形になっている。この後，土留め壁の水平変位の増大に伴い，その分布形状をほとんど変化させずに鉛直変位は増加するとともにその分布域も拡大している。そして，解析の最終段階のδ_{max}が100mmのときには，δ_{max}の5%の鉛直変位の分布形状は，地表面において土留め壁の背後約15mの位置から土留め壁近傍の深度約17mの位置を結ぶ線を斜辺とする直角三角形になっている。そして，生じている鉛直変位もδ_{max}の50%を越えている。また，その際，鉛直変位の大きさに関わらずその発生位置は地表面付近において最も土留め壁から離れている。

鉛直変位の分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，土留め壁の掘削深度付近から地表面に向かって真っ直ぐな帯状の破壊域が形成されるδ_{max}が40mmよりも大きい段階では，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域とδ_{max}の5%以上の鉛直変位が生じている範囲とはほぼ一致している。

図-5-5-9に示すCASE-Aにおける対称面での鉛直変位の分布の変化と図-5-10-3および図-5-10-4に示すそれぞれCASE-BおよびCASE-Cにおけるそれらを比較すれば，鉛直変位分布の進展パターンには多少差はあるものの最終的な段階における分布特性は一致している。すなわち，土留め壁から地表面に達する真っ直ぐな帯状の破壊域が形成された段階以降では，δ_{max}の5%以上の鉛直変位が生じる範囲と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域とはほぼ一致している。

５．１０．３　土留め壁の変位の増加に伴うせん断ひずみ分布の変化に対する影響

図-5-10-5はCASE-Bにおける土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるせん断ひずみの最大値によって正規化されており，また，図中には破壊域の分布も併せて示している。δ_{max}が20mmでは，5%の正規化せん断ひずみの分布形状は土留め壁の頂端を中心とし，半

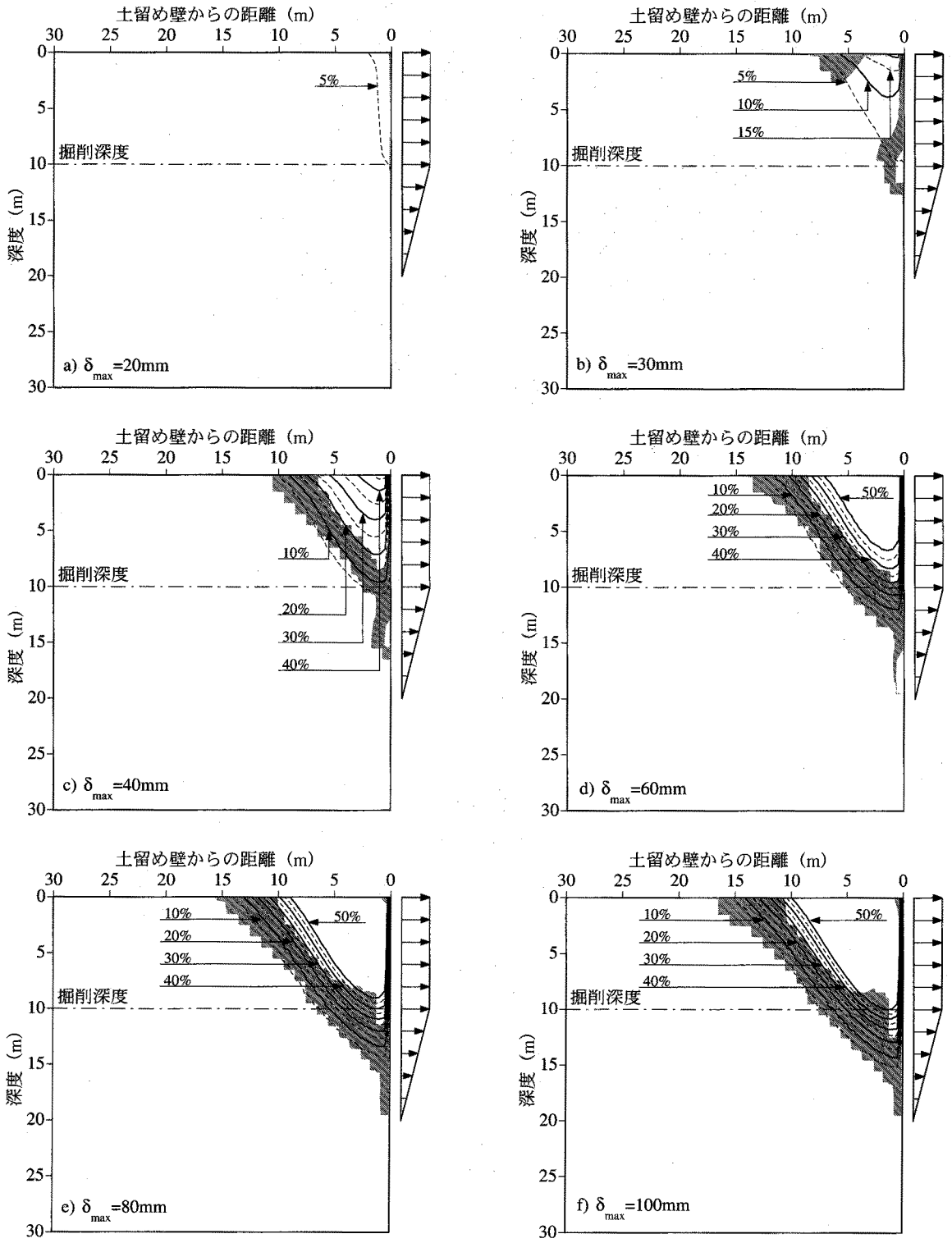


図-5-10-4　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面での鉛直変位の分布の変化（CASE-C）

径が約9mの1/4円形である。一方，10%以上の正規化せん断ひずみの分布形状は二等辺三角形をなしている。土留め壁の水平変位の増加に伴い，5%の正規化せん断ひずみはその分布域をあまり変化させず，形状のみが直角三角形に変化している。一方，10%以上の正規化せん断ひずみはその分布形状を変化させずに拡大している。δ_{max}が70mm以上になると5%の正規化せん断ひずみの分布域は拡大している。ただし，正規化せん断ひずみ自体は減

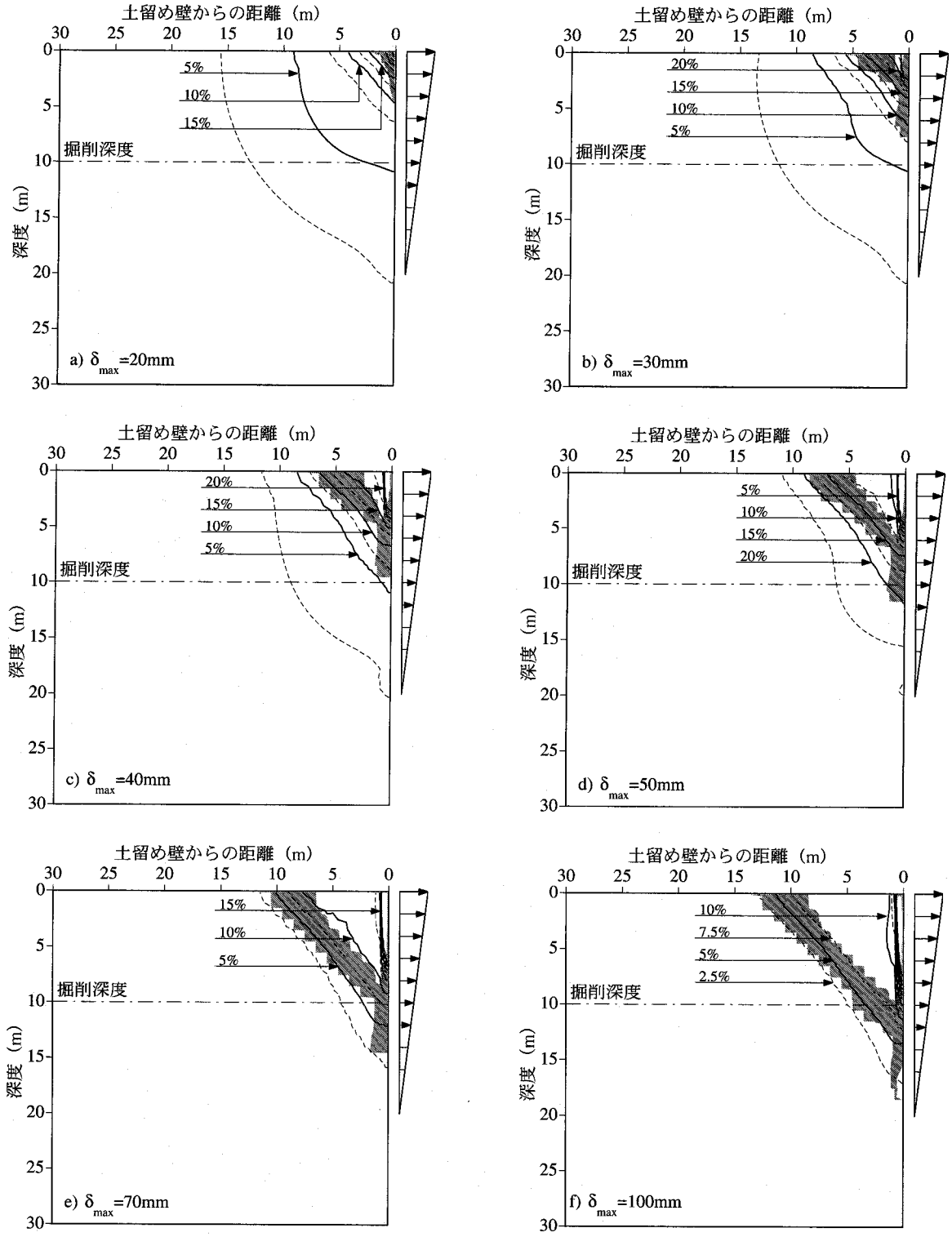


図-5-10-5　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化（CASE-B）

少に転じている。

せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる楔状の領域と5%の正規化せん断ひずみが生じている領域とはほぼ一致している。

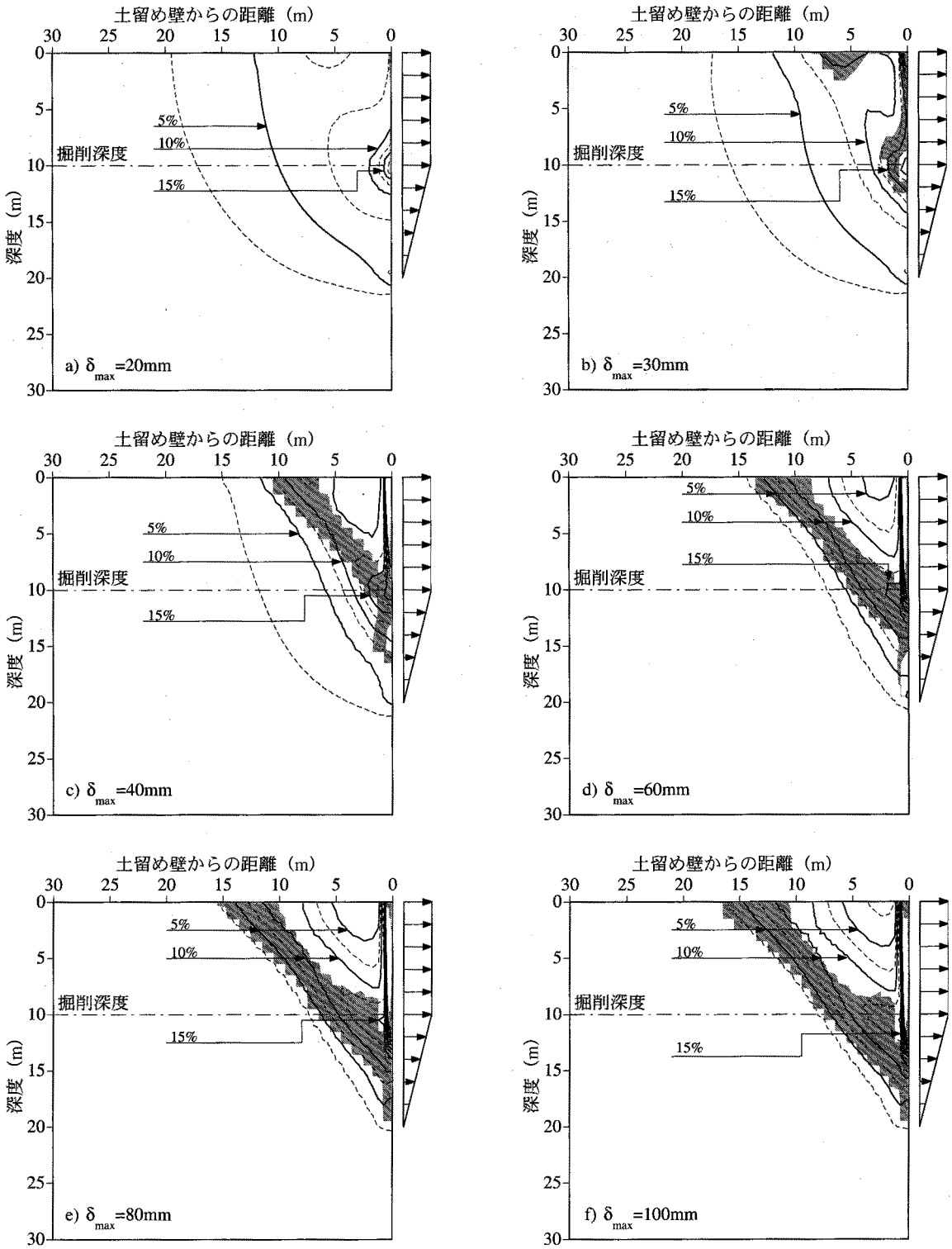


図 -5-10-6　土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化（CASE-C）

図 -5-10-6 は CASE-C における土留め壁の水平変位の増加に伴う対称面でのせん断ひずみの分布の変化を示している。ただし，せん断ひずみは解析モデル内におけるせん断ひずみの最大値によって正規化されており，また，図中には破壊域の分布も併せて示している。δ_{max} が 20mm の時点では，5% の正規化せん断ひずみは強制変位を与えている部分の背後に

広範に生じている。この後，δ_{max} が 40mm から 60mm に達するまで，その分布域は単調に縮小するとともに，その分布形状も三角形に変化している。δ_{max} が 60mm 以上では，土留め壁の頂端背後に 5% 以下の正規化せん断ひずみしか生じない領域ができるため，その分布形状は土留め壁から地表面に達する幅広の真っ直ぐな帯状になっている。一方，10% 以上の正規化せん断ひずみは土留め壁近傍の掘削深度の位置を中心とする半円状をなしている。δ_{max} が 30mm になると，15% 以上の正規化せん断ひずみの分布形状はほぼ半円形を保っているが，10% の正規化せん断ひずみの分布は鏃の先を半分にしたような形状になっている。δ_{max} が 40mm 以上になると 10% の正規化せん断ひずみは土留め壁の掘削深度付近から地表面に達する真っ直ぐな帯状の分布形状になっている。また，15% 以上の正規化せん断ひずみの分布域は土留め壁のごく近傍に限られている。

せん断ひずみの分布と破壊域のそれとの関係に着目すれば，破壊域の存在が顕著になる δ_{max} が 30mm 以上では，10% 以上の正規化せん断ひずみの分布は破壊域と重なり合っている。さらに，δ_{max} が 60mm 以上になると 5% の正規化せん断ひずみの分布の外縁部は破壊域の分布のそれと重なり合うようになっている。

図 -5-5-11 に示す CASE-A における対称面でのせん断ひずみの分布の変化と図 -5-10-3 および図 -5-10-4 に示すそれぞれ CASE-B および CASE-C におけるそれらを比較すれば，分布の進展パターンには多少の差はあるものの，土留め壁から地表面に真っ直ぐな帯状の破壊域が形成される時点以降では，正規化せん断ひずみ分布の外縁部は土留め壁から地表面に至る真っ直ぐな形状を成している。そして，破壊域において顕著なせん断ひずみが生じている。

５．１０．４　変形メカニズムに及ぼす土留め壁の変形形状の影響

以上述べてきたように，それぞれ破壊域，鉛直変位およびせん断ひずみの分布について，CASE-A，CASE-B および CASE-C の各ケースにおける土留め壁の水平変位の増大に伴うそれらの変化は，δ_{max} が小さい段階において相違点はあるものの，最終的な状態については定性的に一致している。また，各ケースにおけるそれぞれ鉛直変位およびせん断ひずみの分布と破壊域との関係についても定性的に一致している。すなわち，破壊域について，それぞれのケースにおいて土留め壁の水平変位の増大に伴う進展パターンには多少の差はあるものの，解析の最終段階では掘削深度以深の土留め壁近傍から地表面に達する真っ直ぐな帯状になっている。また，顕著な鉛直変位が生じる範囲は，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれた領域とほぼ一致している。さらに，破壊域では周辺に比べ顕著なせん断ひずみが生じている。以上のことから，CASE-B および CASE-C についても土留め壁の変形形状に関わりなく，５．５．６において考察した CASE-A と同様なメカニズムによって土留め壁背面地盤の変形が支配されているものと考えられる。すなわち，せん断変形に対する抵抗メカニズムが完全にモビライズしている破壊域が土留め壁から地表面まで連続することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが

失われる。このため，この部分における鉛直変位の急増し，破壊域におけるせん断ひずみも増大する。

５．１１　土留め壁背面地盤における変形影響範囲の推定手法

５．１１．１　変形影響範囲の評価指標[10),18),19)]

土留め壁の水平変位の増大に伴い，土留め壁背面地盤において顕著な変形が発生する範囲（変形影響範囲，以下e）を評価するためには，それを代表する何らかの指標を導入しなければならない。そこで，本研究では土留め壁背面地盤の変形メカニズムに基づき，その指標を次のように定義する。すなわち，土留め壁背面地盤の変形は，土のせん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしている破壊域が土留め壁から地表面に達することにより，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる土塊のすべり抵抗が失われるために起こる。したがって，破壊域の位置によってeを評価できることは明かである。しかし，前節の解析結果からも分かるように，有限要素解析の性格上，破壊域は線ではなくある幅を持っている。このため，eを代表する値を明確に規定できない。そこで，その周辺に比べ破壊域においてせん断ひずみが卓越して生じることから図-5-11-1に示す方法によってeを決定することとした[10),19)]。すなわち，対称面かつ地表面の破壊域においてせん断ひずみが最大となる位置と土留め壁との距離をeとして定義する。ただし，掘削深度が浅い場合や掘削幅が狭い場合にはせん断ひずみの分布に明確なピークが現れない場合がある。そのような場合は鉛直変位分布によって次のようにeを定義する。まず，図-5-11-2に示すように掘削幅が無限大であるケースにおいて，対称面かつ地表面でのせん断ひずみが最大となる位置を求め，その位置における正規化鉛直変位量を限界相対変位として定義する。そして，この限界相対変位が生じる位置と土留め壁との距離をeとして定義する[18)]。

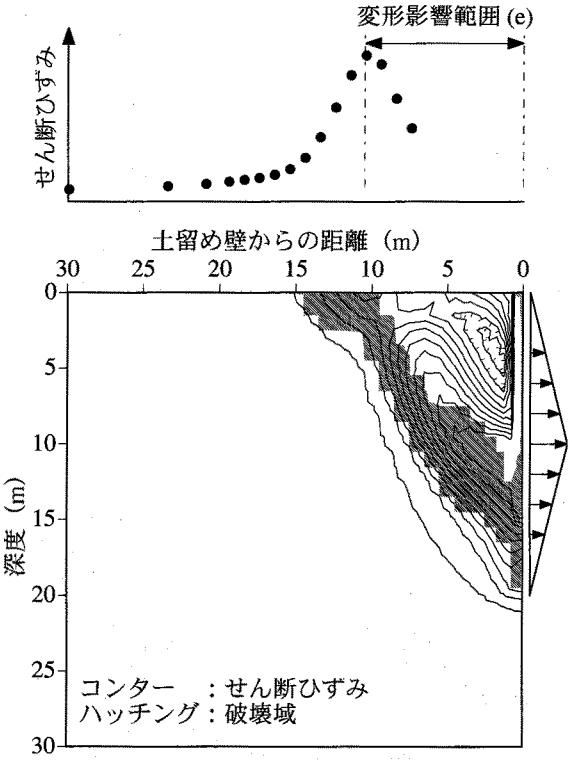


図-5-11-1　変形影響範囲の定義

５．１１．２　変形影響範囲の特性

（１）掘削深度の影響

図-5-11-3はeとDの関係を示している。Group-IIIのW=10mの場合を除けば，Wやφに関わらず，Dの増加に伴いeは単調に増加している。ただし，Dの増加に伴うeの増加率はWが狭いほど小さくなっている。また，W=∞の場合，φに関わらずeはDに比例して増加して

いるが，Wが有限の場合，Dの増加に伴うeの増加率はDが深くなるほど小さくなっている。さらに，Dの増加に伴うeの増加率は，φが小さいほど大きい。

（2）掘削幅の影響

図-5-11-4はeと掘削幅（W）の関係を示している。掘削深度（D）や内部摩擦角（φ）に関わらず，Wの増加に伴いeは増加している。ただし，eは2次元掘削における変形影響範囲（e_∞）以上になることはない。なお，eがe_∞に達する際のWはDが浅いほど狭い。

（3）内部摩擦角の影響

図-5-11-5はeとφの関係を示している。Dが5mの場合を除けば，WやDに関わらず，φが大きくなるにつれてeはほぼ線形にに減少している。また，φの増加に伴うeの減少率はDが大きいほど大きい。なお，Dが5mの場合，φの変化に対してeがほとんど変化しなかったのは土留め壁による拘束効果の影響が大きかったためであると考えられる。すなわち，本解析では地盤と土留め壁との間のすべりなどを考慮していないため，eが小さくなるほど土留め壁による地盤変形の拘束効果の影響が顕著に働いたためである。したがって，Dが5m以外のケースにおいてもeが小さい場合ではこの影響を顕著に受けているものと考えられる。

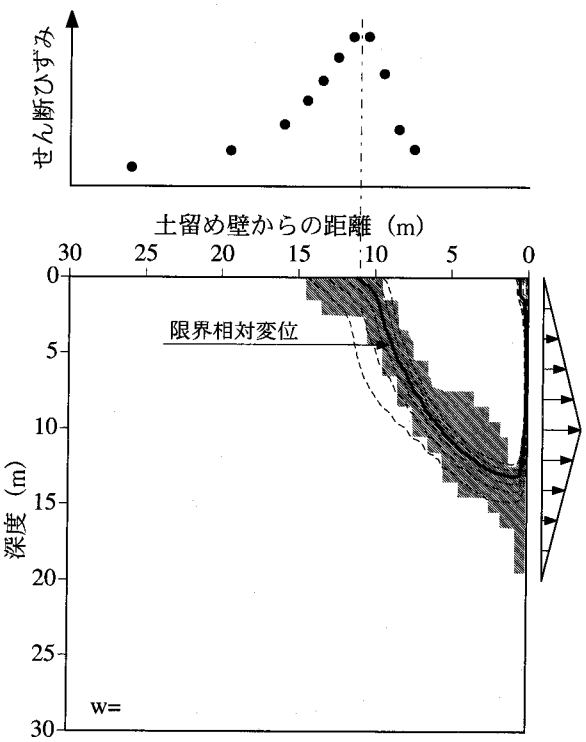


図-5-11-2　限界相対変位の定義

5．11．3　変形影響範囲の推定手法

（1）変形影響範囲の正規化

図-5-11-3から分かるようにeはWが増加するとともに大きくなるが，Wがある値以上になればe_∞に収束する。一方，e_∞はDおよびφの影響を受け変化する。そこで，掘削幅が有限であることによる土留め壁背面地盤の変形抑止効果，すなわち，3次元効果を合理的に解釈するためにeをe_∞によって正規化する。また，掘削範囲の幾何学的条件を的確に表現するために，WをDによって正規化する。図-5-11-6はそのようにして定義した正規化影響範囲（e/e_∞）と正規化掘削幅（W/D）の関係を示している。W/Dが大きくなるにつれてe/e_∞も大きくなっているが，W/Dが3以上になるとe/e_∞はほぼ1.0になっている。すなわち，WがDの3倍以上であれば3次元効果は無視してよく，背面地盤における変形影響範囲は2次元掘削におけるそれと等しい。また，Dに関わりなくe/e_∞とW/Dの関係は同一になっている。

図-5-11-7はすべてのケースにおけるe/e_∞とW/Dの関係を合わせて示している。W/Dが

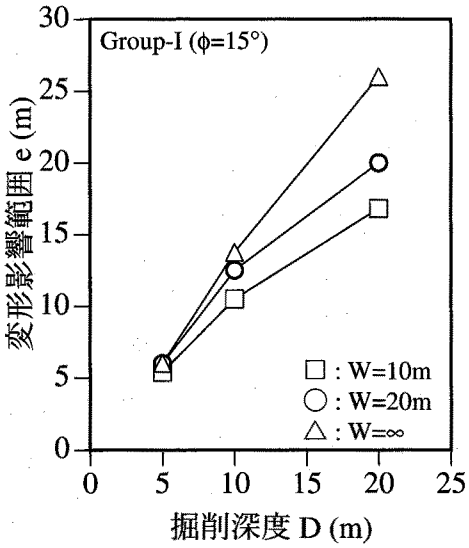


図 -5-11-3(a) 変形影響範囲と掘削深度の関係（Group-I）

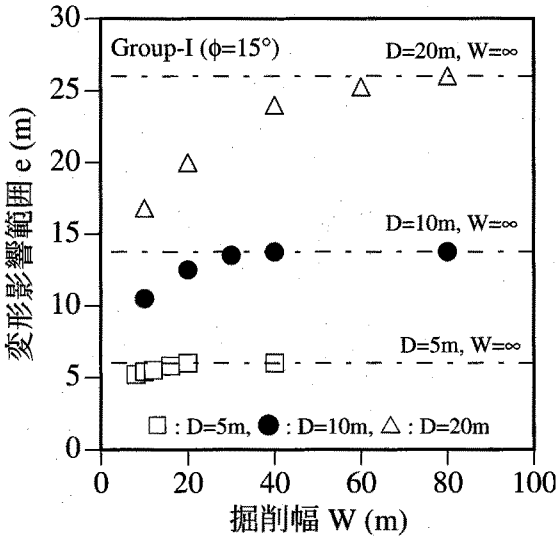


図 -5-11-4(a) 変形影響範囲と掘削幅の関係（Group-I）

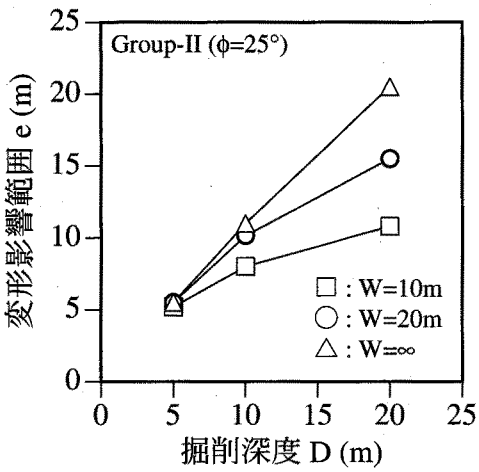


図 -5-11-3(b) 変形影響範囲と掘削深度の関係（Group-II）

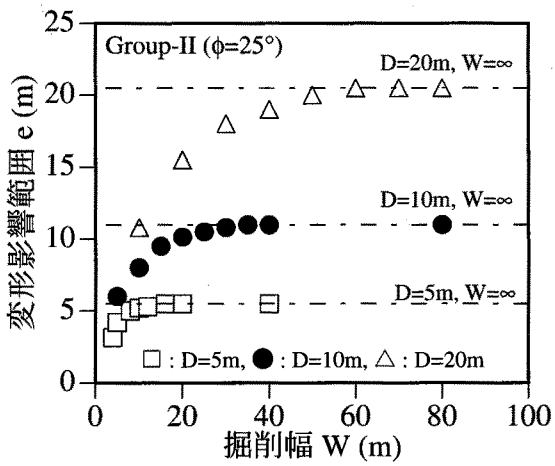


図 -5-11-4(b) 変形影響範囲と掘削幅の関係（Group-II）

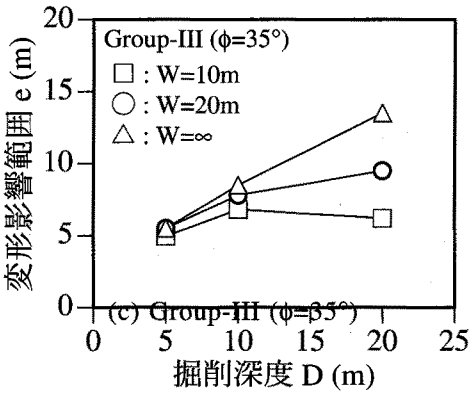


図 -5-11-3(c) 変形影響範囲と掘削深度の関係（Group-III）

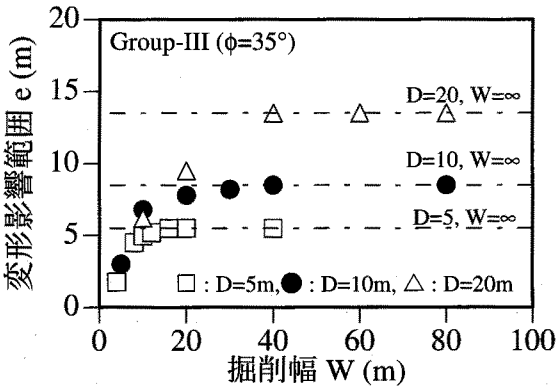


図 -5-11-4(c) 変形影響範囲と掘削幅の関係（Group-III）

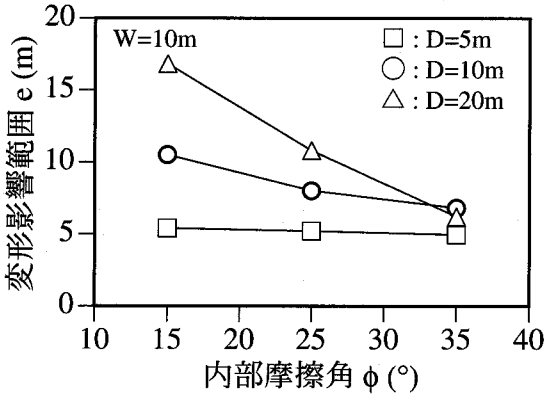


図 -5-11-5(a) 変形影響範囲と内部摩擦角の関係（W=10m）

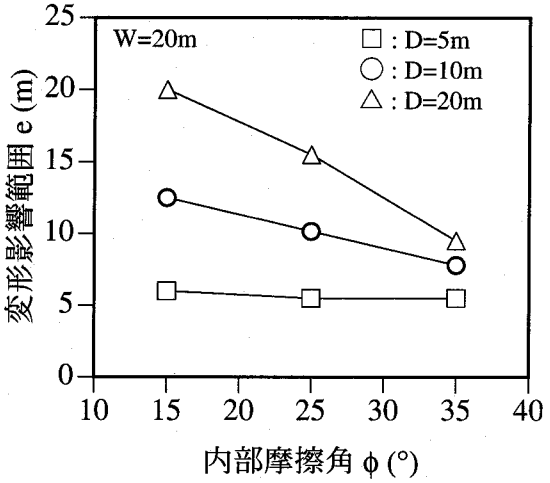


図 -5-11-5(b) 変形影響範囲と内部摩擦角の関係（W=20m）

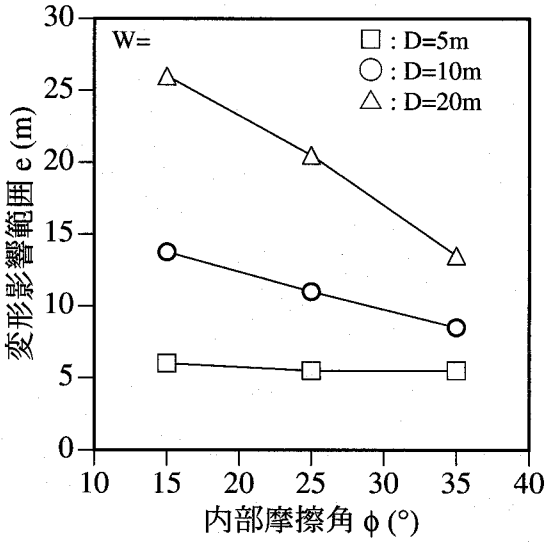


図 -5-11-5(c) 変形影響範囲と内部摩擦角の関係（W=∞）

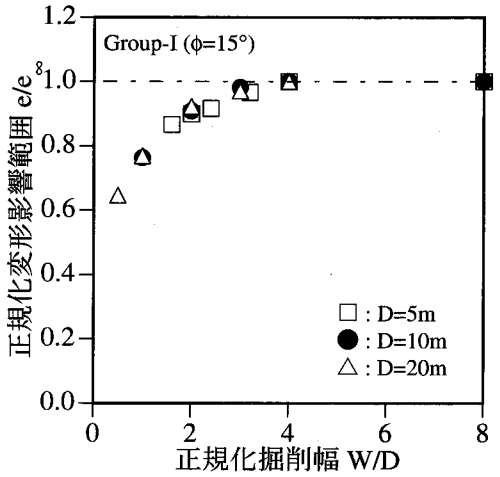


図 -5-11-6(a)　正規化変形影響範囲と正規化掘削幅の関係（Group-I）

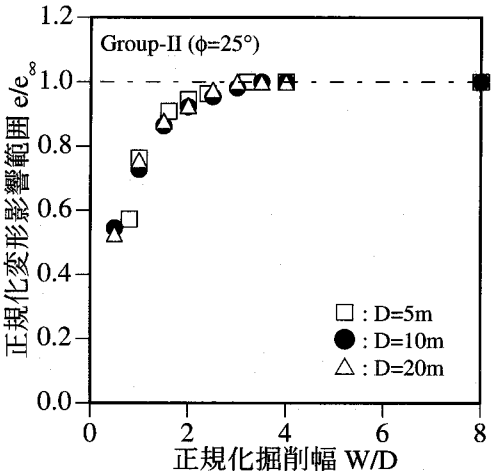


図 -5-11-6(b)　正規化変形影響範囲と正規化掘削幅の関係（Group-II）

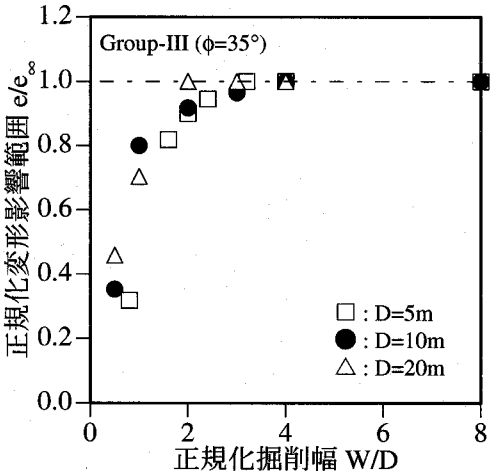


図 -5-11-6(c)　正規化変形影響範囲と正規化掘削幅の関係（Group-III）

１付近では e/e_∞ がばらついているがそれ以上では ϕ に関わりなく e/e_∞ と W/D の間には同一の関係が認められる。この関係を指数関数を利用して近似すれば以下の近似式を得る。

$$e/e_\infty = 1.0 - \exp\{-1.27(W/D)\} \qquad (5\text{-}11\text{-}1)$$

この近似式は 0.94 という高い相関係数を与えている。なお，W/D が１付近において e/e_∞ がばらついている理由は，先に述べた土留め壁による拘束効果に加え，円筒立坑の掘削時の安定問題から推察されるように，D に比べ W が小さい範囲では D に関わらず掘削影響範囲が一定になることによる影響と考えられる[20]。

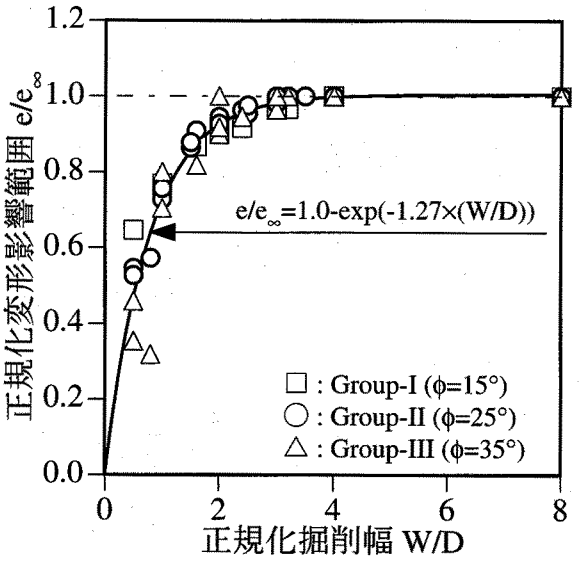


図 -5-11-7　正規化変形影響範囲と正規化掘削幅の関係

（２）２次元掘削における変形影響範囲の特性

図 -5-11-8 は II-10-∞ における破壊域の分布と e_∞ を用いて決定される剛塑性論に基づく仮想すべり面との関係を示している。ここで，仮想すべり面は地表面部分の土留め壁から e_∞ 後方の位置から水平面との角度が 45°+φ/2 となるように引いた直線である。すなわち，この直線は主働側のすべり線に対応している。仮想すべり線はほぼ破壊域上を通過しており，また，その土留め壁における到達点は強制変位を作用させている下限とほぼ一致している。同様に，図 -5-11-9 および図 -5-11-10 はそれぞれ II-05-∞ および II-20-∞ における破壊域の分布と仮想すべり面との関係を示している。また，図 -5-11-11 および図 -5-11-12 はそれぞれ I-10-

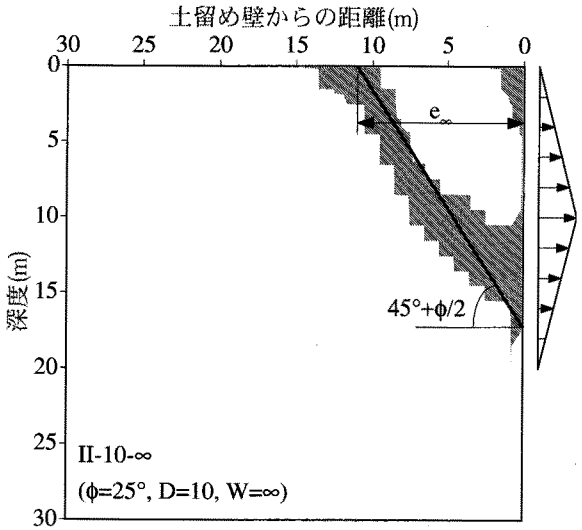


図 -5-11-8　破壊域と仮想すべり面との関係（II-10-∞）

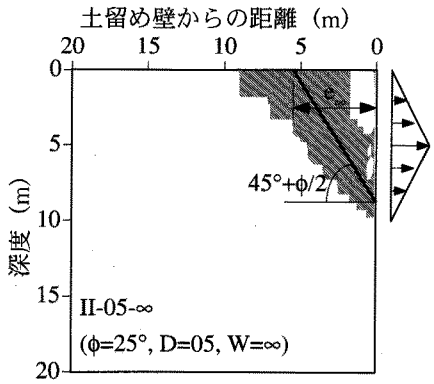


図 -5-11-9　破壊域と仮想すべり面との関係（II-05-∞）

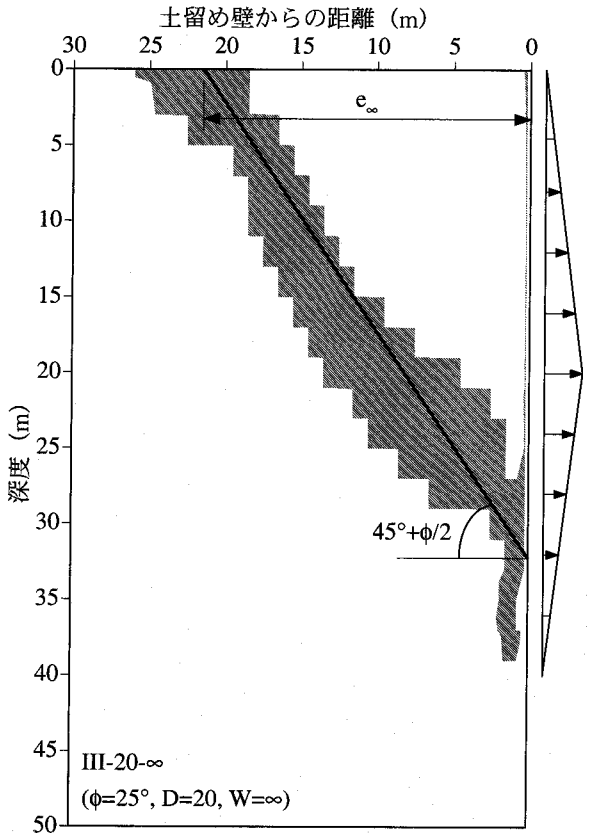


図-5-11-10　破壊域と仮想すべり面との関係（II-20-∞）

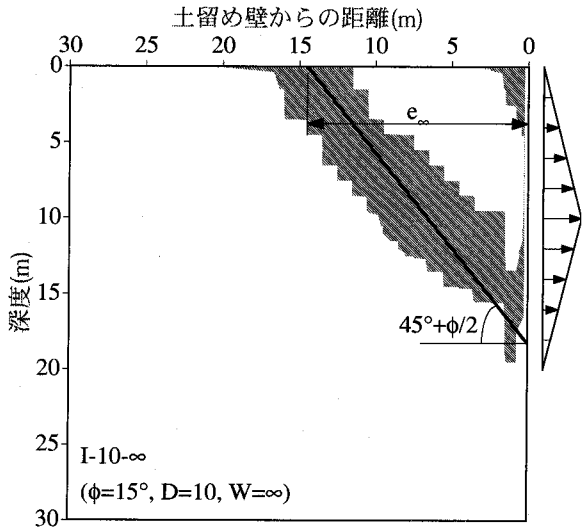


図-5-11-11　破壊域と仮想すべり面との関係（I-10-∞）

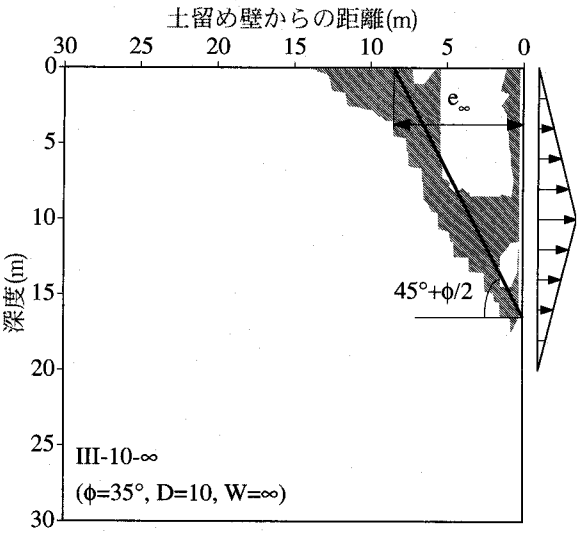


図-5-11-12　破壊域と仮想すべり面との関係（III-10-∞）

∞およびIII-10-∞における破壊域の分布と仮想すべり面との関係を示している。いずれの関係においても地表面部分の土留め壁からe_∞後方の位置から水平面との角度が45°+φ/2となるように引いた仮想すべり線の土留め壁における到達点は強制変位を作用させている下限とほぼ一致している。以上のことから，有意な変形が生じる範囲が分かれば，剛塑性論に基づく主働側のすべり線を引くことによってe_∞を推定できることが分かる。

（３）推定フロー

図-5-11-13は立坑掘削における土留め壁背面地盤の変形影響範囲を推定するためのフローを示している。まず，弾塑性法などの手法によって掘削時における土留め壁の変形形状を推定する。次に，計算結果から得られた土留め壁の不動点から水平面との角度が45°+φ/2となる仮想すべり面を地表面に向かって引く。そして，仮想すべり面が地表面に到達する点と土留め壁の距離がe_∞になる。一方，式(6-11-1)を利用し，掘削領域の幾何学的条件からe/e_∞を求める。そして，両者を掛け合わすことによってeを一義的に決定することができる。

なお，粘土地盤についても本手法の適用性は既に確認されている[19),21)]。

５．１２　結論

本章では，拡張TYPE-C予測手法によって，立坑掘削における土留め壁背面地盤の３次元的変形メカニズムとその変形特性を考察するとともに，有意な変形が生じる範囲の合理的な推定手法を検討した。

その結果，土塊のすべりに基づく土留め壁背面地盤の変形メカニズムを解明するとともに，変形メカニズムに及ぼす掘削幅，掘削深度，地盤材料の内部摩擦角および土留め壁の変形パターンの影響を明らかにした。さらに，土留め壁の変形に伴い，有意な変形が生じる範囲の評価指標を提案するとともに，その推定方法を提案した。

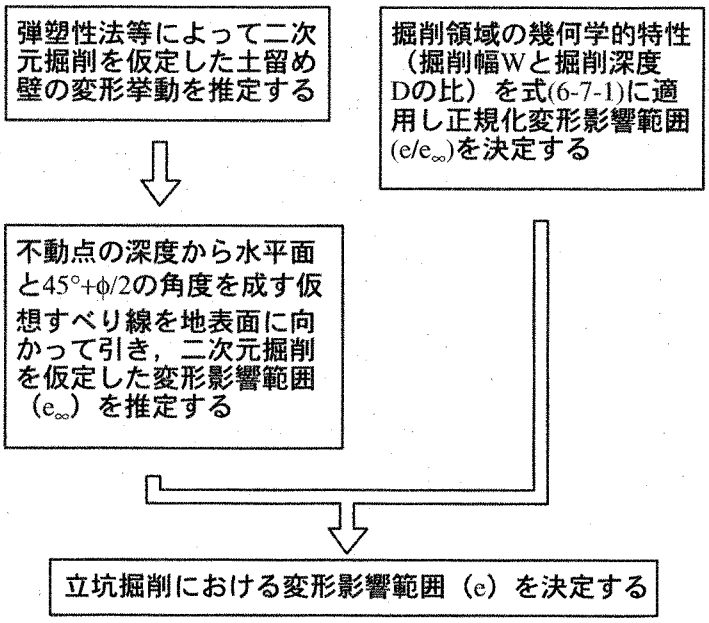


図-5-7-13　立坑掘削における変形影響範囲の推定フロー

以下に，本章において得られた具体的な知見を列挙する。

１．数値シミュレーションに用いる解析モデルに関する模型実験に関する知見

1.1 検討対象の土留め壁背面地盤において，土留め壁の最大水平変位の20%以上の水平変位分布は，その両側の土留め壁の変形の影響をほとんど受けない。また，対称面では，土留め壁の最大水平変位の2%程度の水平変位でも，その発生位置は両側の土留め壁の変形の影響をほとんど受けない。

1.2 解析領域の幅が土留め壁の半分の２倍程度以上であれば，土留め壁の最大水平変位の20%以上の水平変位分布は解析領域の大きさの影響をほとんど受けない。また，対称面では，土留め壁の最大水平変位の2%程度の水平変位でも，その発生位置は解析領域の影響をほとんど受けない。

２．試験掘削工事に対するTYPE-C予測に関する知見

2.1 試験掘削工事における土留め壁背面地盤の変形挙動を再現した数値シミュレーションの結果は，試験掘削工事において各掘削段階にわたり観測されたそれぞれ水平変位および鉛直変位の深度分布と良好に一致する。したがって，適用した数値解析によるTYPE-C予測は妥当である。

３．立坑掘削における土留め壁背面地盤の力学挙動に関する知見

3.1 土留め壁背面地盤における土要素の破壊は，土留め壁の水平変位が比較的小さい段階において，最も大きな変位勾配が生じている土留め壁端部の掘削深度付近において生じる。土留め壁の水平変位の増大に伴い，破壊域は，それ自身を拡大させつつ，

対称面および地表面に向かって進展するとともに，土留め壁から遠ざかるように移動する。やがて，土留め壁の掘削深度よりやや深い位置から地表面付近の土留め壁後方の位置にまで連続した破壊域が形成される。そして，解析の最終段階では，破壊域は，掘削深度よりもやや深い位置から地表面に向かうほぼ真っ直ぐな帯状となる。

3.2 土要素の破壊は土留め壁の強制変位を与えている部分の背後のみに生じる。

3.3 土留め壁の最大水平変位に対し有意な水平変位について，それが生じる範囲は土留め壁の変形が小さい時ほど広い。土留め壁の水平変位の増大に伴い，その範囲は縮小する。ただし，土留め壁の水平変位に関わらず，その発生位置は，地表面上の対称面の位置において土留め壁から最も離れている。

3.4 水平変位の分布と破壊域のそれとの間には，土留め壁の水平変位が比較的大きな段階でも明瞭な対応関係は認められない。

3.5 土留め壁の最大水平変位に対して有意な鉛直変位は，土留め壁の水平変位が比較的大きくならないと生じない。それは，まず，掘削深度以浅において，土留め壁からやや離れた位置に生じる。土留め壁の水平変位の増大に伴い，その分布域は全体的に拡大し，解析の最終段階では，４分の１の楕円のようになる。ただし，土留め壁の最大水平変位に対して有意な鉛直変位は，土留め壁の背面の部分を超えて拡大することはなく，また，その発生位置は常に地表面上の対称面の位置において土留め壁から最も離れている。

3.6 鉛直変位の分布と破壊域のそれとの間には，土留め壁から地表面に至る連続した帯状の破壊域が形成されるまで明瞭な対応関係は認められない。ただし，連続した帯状の破壊域が形成される段階と鉛直変位が増大し始める段階は一致しており，また，有意な鉛直変位が生じる範囲と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域とはほぼ一致する。

3.7 せん断ひずみの分布について，土留め壁の水平変位が小さく，破壊域の存在が顕著でない段階では，比較的大きなせん断ひずみは土留め壁近傍の掘削深度付近にしか生じない。土留め壁の水平変位が増大し，破壊域の存在が顕著になるとともに，比較的大きなせん断ひずみが生じる領域は拡大する。そして，そのときの分布形状は土留め壁の掘削深度付近から地表面に向かって突出した角のようになる。

3.8 比較的大きなせん断ひずみが生じる領域と破壊域と重なり合う。

４．土留め壁背面地盤の変形メカニズムに関する知見

4.1 土留め壁の変形が小さく，背面地盤に破壊域が形成されていない段階では，土留め壁の変形によって背面地盤に生じる応力は地盤中を滑らかに分散し，変形も特定の箇所に集中せず広範囲に生じる。土留め壁の水平変位の増大に伴い，土要素の破壊が生じる。その結果，破壊した部分からの応力の分散が妨げられるため，地盤変形

は土留め壁背面にのみ限定されるようになる。破壊域は土留め壁から地表面に向かって斜め上方に拡大・進展する。そして，破壊域が地表面に達することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた領域が形成される。ここで，破壊域ではせん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしているため，土留め壁，地表面および破壊域によって囲い込まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが失われ，土塊の鉛直変位が急増する。

4.2 変形メカニズムは水平変位ではなく，主に鉛直変位やせん断ひずみに反映される。

５．土留め壁背面地盤の変形メカニズムと変形特性に及ぼす掘削深度の影響に関する知見

5.1 破壊域に及ぼす掘削深度の影響について，土留め壁の水平変位の増大に伴う破壊域の進展パターンには影響が認められるものの，最終的には土留め壁から地表面に向かって連続した破壊域が形成されるという定性的な特性には違いがない。ただし，連続した破壊域が形成されるときの土留め壁の変形量は掘削深度が浅いほど小さい。また，そのときの地表面における破壊域の位置は掘削深度が深いほど土留め壁から離れている。そして，破壊域と水平面が成す角度は掘削深度が深いほど大きい。

5.2 鉛直変位に及ぼす掘削深度の影響について，特に，破壊域が土留め壁から地表面に達した段階以降では，①土留め壁の水平変位の増大に伴い鉛直変位が顕著に増大するおよび②顕著な鉛直変位が生じる領域と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域とは重なり合うというそれぞれの定性的な特性には掘削深度の影響がない。また，掘削深度に関わらず有意な鉛直変位が生じる位置は地表面において土留め壁からの距離が最も離れている。

5.3 せん断ひずみに及ぼす掘削深度の影響について，①土留め壁の水平変位が小さな段階では，比較的大きなせん断ひずみは土留め壁近傍のごく限られた範囲のみに生じ，その分布形状は半円形である。②土留め壁の水平変位の増大に伴い，比較的大きなせん断ひずみが生じている領域は地表面に向かって拡大し，その分布形状は突出した角のようになるおよび③比較的大きなせん断ひずみが生じる領域と破壊域とは重なり合うというそれぞれの定性的な特性には掘削深度の影響がない。

5.4 せん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしている破壊域が土留め壁から地表面まで連続することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが失われ，この部分における鉛直変位が急増し，また，破壊域におけるせん断ひずみも増大するという土留め壁背面地盤の変形メカニズムには掘削深度の影響はない。

６．土留め壁背面地盤の変形メカニズムと変形特性に及ぼす掘削幅の影響に関する知見

6.1 破壊域に及ぼす掘削幅の影響について，土留め壁の水平変位の増大に伴う破壊域の進展パターンには影響が認められるものの，最終的には土留め壁から地表面に向

かって連続した破壊域が形成されるという定性的な特性には違いがない。ただし，連続した破壊域が形成されるときの破壊域の位置は掘削幅が広いほど土留め壁から離れている。そして，破壊域と水平面が成す角度は掘削幅が狭いほど大きい。

6.2 鉛直変位に及ぼす掘削幅の影響について，特に，破壊域が土留め壁から地表面に達した段階以降では①土留め壁の水平変位の増大に伴い鉛直変位が顕著に増大するおよび②顕著な鉛直変位が生じる領域と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域とは重なり合うというそれぞれの定性的な特性には掘削幅の影響がない。また，掘削幅に関わらず有意な鉛直変位が生じる位置は地表面において土留め壁からの距離が最も離れており，その土留め壁からの距離は掘削幅が広くなるほど長くなっている。

6.3 せん断ひずみに及ぼす掘削幅の影響について，①土留め壁の水平変位の増大に伴い，比較的大きなせん断ひずみが生じている領域は地表面に向かって拡大し，その分布形状は突出した角のようになるおよび②比較的大きなせん断ひずみが生じる領域と破壊域とは重なり合うというそれぞれの定性的な特性には掘削幅の影響がない。ただし，掘削幅が狭くなるほど有意なせん断ひずみが生じる範囲は狭くなり，土留め壁の近傍に限られている。

6.4 せん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしている破壊域が土留め壁から地表面まで連続することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが失われ，この部分における鉛直変位が急増し，また，破壊域におけるせん断ひずみも増大するという土留め壁背面地盤の変形メカニズムには掘削幅の影響はない。

7．土留め壁背面地盤の変形メカニズムと変形特性に及ぼす地盤材料の内部摩擦角の影響に関する知見

7.1 破壊域に及ぼす内部摩擦角の影響について，土留め壁の水平変位の増大に伴う破壊域の進展パターンには影響が認められるものの，最終的には土留め壁から地表面に向かって連続した破壊域が形成されるという定性的な特性には違いがない。ただし，土留め壁から地表面にまで連続した破壊域が形成されるときの土留め壁の変形量は内部摩擦角が小さいほど小さい。また，そのときの破壊域の位置は内部摩擦角が小さいほど土留め壁から離れている。そして，破壊域と水平面が成す角度は内部摩擦角が小さいほど小さい。

7.2 鉛直変位に及ぼす内部摩擦角の影響について，特に，破壊域が土留め壁から地表面に達した段階以降では，①土留め壁の水平変位の増大に伴い鉛直変位が顕著に増大するおよび②顕著な鉛直変位が生じる領域と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域とは重なり合うというそれぞれの定性的な特性には内部摩擦角の影響がない。また，内部摩擦角に関わらず有意な鉛直変位が生じる範囲は地表面にお

いて最も広くなっている。そしてその範囲は内部摩擦角の値が小さいほど広い。さらに，解析の最終段階において，生じている鉛直変位量は内部摩擦角が大きいほど大きい。

7.3 せん断ひずみに及ぼす内部摩擦角の影響について，①土留め壁の水平変位が小さいときには比較的大きなせん断ひずみは土留め壁近傍のごく限られた範囲のみに生じ，その分布形状は半円形である。②土留め壁の水平変位の増大に伴い，比較的大きなせん断ひずみが生じている領域は地表面に向かって拡大し，その分布形状は突出した角のようになるおよび③比較的大きなせん断ひずみが生じる領域と破壊域とは重なり合うというそれぞれの定性的な特性には内部摩擦角の影響がない。ただし，内部摩擦角が小さいほど有意なせん断ひずみが生じる範囲は広くなる。

7.4 せん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしている破壊域が土留め壁から地表面まで連続することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが失われ，この部分における鉛直変位が急増し，また，破壊域におけるせん断ひずみも増大するという土留め壁背面地盤の変形メカニズムには内部摩擦角の影響はない。

８．土留め壁背面地盤の変形メカニズムと変形特性に及ぼす土留め壁の変形形状の影響に関する知見

8.1 破壊域に及ぼす土留め壁の変形形状の影響について，土留め壁の水平変位の増大に伴う破壊域の進展パターンには影響が認められるものの，最終的には土留め壁から地表面に向かって連続した破壊域が形成されるという定性的な特性には違いがない。

8.2 鉛直変位に及ぼす土留め壁の変形形状の影響について，鉛直変位分布の進展パターンは変形形状の影響を受けるものの，土留め壁から地表面に達する連続した破壊域が形成された段階以降では有意な鉛直変位が生じる範囲と土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域とは重なり合っている。

8.3 せん断ひずみ分布に及ぼす土留め壁の変形形状の影響について，その進展パターンは土留め壁の変形形状の影響を受けるものの，土留め壁から地表面に達する連続した破壊域が形成された段階以降では，比較的大きなせん断ひずみが生じている領域は土留め壁から地表面に向かう帯状および角状の形状を成しており，また，その領域の外縁部は破壊域の外縁部と重なり合っている。

8.4 せん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしている破壊域が土留め壁から地表面まで連続することにより，土留め壁，地表面および破壊域で囲まれた土塊のすべり抵抗メカニズムが失われ，この部分における鉛直変位が急増し，また，破壊域におけるせん断ひずみも増大するという土留め壁背面地盤の変形メカニズムには土留め壁の変形形状の影響はない。

９．土留め壁背面地盤において土留め壁の水平変位の増大に伴い顕著な変形が発生する

範囲の特性およびその推定方法に関する知見

9.1 対称面かつ地表面において地盤の破壊が生じている範囲でのせん断ひずみが最大となる位置と土留め壁との距離を変形影響範囲として定義した。ただし，せん断ひずみの分布に明確なピークが現れない場合には，補助的に鉛直変位分布を利用した変形影響範囲の決定方法を提案した。

9.2 変形影響範囲は掘削深度の増加に伴い単調に増加する。ただし，掘削深度に対する変形影響範囲の増加率は掘削幅が狭いほど小さい。また，それは，内部摩擦角が小さいほど大きい。

9.3 変形影響範囲は掘削幅の増加に伴い単調に増加する。ただし，２次元掘削における変形影響範囲を超えることはない。

9.4 変形影響範囲は内部摩擦角の増加に伴い単調に減少する。ただし，内部摩擦角に対する変形影響範囲の減少率は掘削深度が深いほど大きい。

9.5 掘削幅が無限大，すなわち２次元掘削における変形影響範囲によって立坑掘削時の変形影響範囲を正規化した正規化変形影響範囲と掘削深度によって掘削幅を正規化した正規化掘削幅との関係から，掘削幅が掘削深度の３倍以上であれば変形特性に関する３次元効果は無視してよく，変形影響範囲は２次元掘削におけるそれと等しい。

9.6 正規化変形影響範囲と正規化掘削幅との間には一意的な関係が認められる。その関係は，指数関数を利用した近似曲線によって表すことができる。

9.7 ２次元掘削における変形影響範囲は剛塑性論に基づく主働側のすべり線解析によって推定することができる。

9.8 立坑掘削における土留め壁背面地盤における変形影響範囲は，２次元掘削における変形影響範囲に正規化変形影響範囲と正規化掘削幅との関係から得られる補正係数を乗ずることにより推定することができる。

参考文献（第５章）

1) 地盤工学会編 (1989)：第１章　近接施工に関する一般的事項，*土質基礎工学ライブラリー３４　近接施工*，pp. 1-80.

2) 地盤工学会編 (1989)：第２章　開削工事による近接施工，*土質基礎工学ライブラリー３４　近接施工*，pp. 80-144.

3) 日本道路協会 (1987)：*道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針*.

4) 建設省土木研究所基礎研究室 (1983)：近接基礎設計施工要領（案），*土木研究所資料*，第2009号.

5) (社)日本トンネル技術協会 (1985)：地中送電線土木工事における構造物近接部設計・施工指針.

6) 坂本眞徳，橋本良之，前川順道，林勝巳 (1993)：土留周辺地盤の変形挙動計測，*土木学会第４８回年次学術講演会講演概要集*，III-534-535.

7) 小田和広，松井保，初田浩也 (1998)：土留め壁の変位に伴う背面地盤の変形特性に関する三次元解析，*平成１０年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要*，III-62-1- III-62-12.

8) 小田和広，松井保，初田浩也 (1998)：土留め壁の背面地盤の変形特性にに及ぼす掘削長さの影響，*第３３回地盤工学研究発表会*，pp. 1629-1630.

9) 初田浩也，小田和広，松井保 (1998)：三次元有限要素解析による土留め壁背面地盤の変形特性，*土木学会第５３回年次学術講演会講演概要集*，III-A, pp. 530-531.

10) 小田和広，松井保，鍋島康之，初田浩也，趙勇相，吉田浩 (2001)：立坑掘削における土留め壁背面地盤の変形特性，*第４６回地盤工学シンポジウム平成１３年度発表論文集*，pp. 171-176.

11) 地盤工学会 (1992)：*N値およびc・φ　－考え方と利用法－*

12) 地盤工学会 (1987)：第２章　土の要素のせん断強度，*入門シリーズ１３　土の強さと地盤の破壊入門*，pp. 27-174.

13) 小田和広，松井保，初田浩也 (1999)：三次元数値解析による土留め壁背面地盤の変形挙動におよぼす解析領域の影響，*平成１１年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要*，III-64-1- III-64-2.

14) 小田和広，初田浩也，松井保 (1999)：立坑掘削における土留壁背面地盤の三次元的変形メカニズム，*第３４回地盤工学研究発表会*，pp. 1625-1626.

15) 初田浩也，小田和広，松井保 (1999)：立坑掘削における土留壁背面地盤の変形特性におよぼす掘削幅ならびに掘削深度の影響，*第３４回地盤工学研究発表会*，pp. 1627-1628.

16. 初田浩也，小田和広，松井保 (2000)：土留め壁背面地盤の三次元的変形特性におよぼ

す内部摩擦角の影響，*第３５回地盤工学研究発表会*，pp. 1327-1328.

17) 初田浩也，小田和広，松井保 (1999)：立坑掘削における土留め壁背面地盤の変形特性に及ぼす土留め壁変形形状の影響，*土木学会第５４回年次学術講演会講演概要集*，III-B156, pp.312-313.

18) 初田浩也，小田和広，松井保 (2000)：土留め壁背面地盤の変形範囲の特性とその評価手法，*土木学会第５５回年次学術講演会講演概要集*，III-B185. CD-ROM

19) 松井保，吉田浩，小田和広，初田浩也 (2001)：立坑掘削における土留壁背面地盤の変形影響範囲の特性とその評価手法，*土木学会第５６回年次学術講演会講演概要集*，III-B144, pp.288-289.

20) 日下部治著，（社）地盤工学会編 (1992)：土質力学と基礎工学－その考え方と基本問題（安定問題を中心として）－，*わかりやすい土質力学原論*，pp.155-186.

21) 吉田浩，小田和広，松井保，初田浩也 (2001)：粘着性地盤の立坑掘削における土留め壁背面地盤の変形特性，*第３６回地盤工学研究発表会*，pp. 1021-1022.

第６章　拡張 TYPE-C 予測手法の有効性と信頼性

６．１　概説

本章では，まず，第３章から第５章までの拡張 TYPE-C 予測手法の適用例における成果を簡略にまとめ，それらを通じて本手法の有効性について総括する。次に，TYPE-C 予測過程において，モデルの再現能力を検証するために利用される情報とその役割について議論する。最後に，モデルの再現能力に対する検証と拡張 TYPE-C 予測手法による成果の信頼性の関係について考察する。

６．２　拡張 TYPE-C 予測手法の有効性

表 -6-2-1 は，本論文における拡張 TYPE-C 予測手法の適用例のまとめ，すなわち，第３章から第５章における内容と成果を示している。いずれの適用例においてもまず，TYPE-C 予測を通じて検討対象の力学現象の解明とそれを支配するメカニズムの考察が行われている。次に，拡張 TYPE-C 予測過程を通じて，その力学現象や支配メカニズムが特定パラメータの変化によってどの様に変化するのか，検討対象の力学現象とその支配メカニズムの特性が明らかにされている。つまり，図 -6-2-1 に示すように，観測結果だけでは困難であった力学現象とその支配メカニズムを，TYPE-C 予測結果を利用することにより効果的に解明して

表 -6-2-1　本論文における拡張 TYPE-C 予測手法の適用例のまとめ

	TYPE- C予測によって解明されたポイント	TYPE- C予測における検証項目と検証事例数	拡張TYPE-C予測による主な成果	変動パラメータ
第３章	複合地盤の圧密沈下メカニズムとその特性，応力分担特性および沈下低減特性	・地盤材料の力学挙動 ・沈下量，鉛直土圧，過剰間隙水圧 ・条件の異なる複数の実験事例	・圧密沈下メカニズムとその特性 ・応力分担特性 ・沈下低減メカニズムとその特性	・改良率 ・載荷圧力増分
第４章	薄層支持杭の鉛直支持力メカニズム，特に杭先端での支持メカニズムと特性	・荷重と沈下量の関係，杭の軸力分布，杭先端での地盤の変形 ・２つの異なる実事例	・先端支持メカニズムと支持力の特性 ・先端支持力の評価方法	・支持層厚
第５章	立坑掘削における土留め壁背面地盤の３次元的変形メカニズムと変形特性	・背面地盤の水平および鉛直変位 ・１つの実事例	・土留め壁背面地盤の３次元的変形メカニズムとその特性 ・変形影響範囲の特性とその評価方法	・掘削幅 ・掘削深度 ・地盤材料の内部摩擦角 ・土留め壁の変形パターン

いる。一方，拡張 TYPE-C 予測によって行われた力学現象とその支配メカニズムの特性に対する検討については，検討対象事例における観測結果と TYPE-C 予測結果との比較を通じたモデルの適用性に対する検証を通じて，その結果に定量的な信頼性を与えている。このように，拡張 TYPE-C 予測手法では，直接的手法と間接的手法とがお互いにその弱点を補い合うことにより，地盤の力学現象に係わる諸問題が高い信頼性を保ちながら効果的に解決される。したがって，本手法が地盤の力学現象に係わる諸問題を解決する方法として，直接的手法および間接的手法それぞれ単独によるものに比べて有効であることは明白であろう。

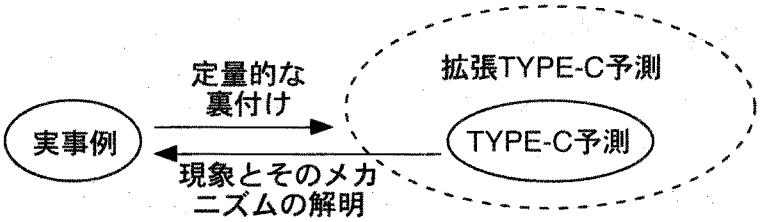


図 -6-2-1　実事例と拡張 TYPE-C 予測の関係

６．３　拡張 TYPE-C 予測手法による成果に対する信頼性

６．３．１　モデルの再現能力と必要条件

拡張 TYPE-C 予測手法の成果に対する信頼性は，TYPE-C 予測が検討対象の事例における力学現象を十分忠実に再現しているか否かという点に大きく依存している。すなわち，TYPE-C 予測において使用するモデルは検討対象の事例における力学現象とそれを支配するメカニズムを再現するに十分な能力を有していなければならない。

ところで，モデルの再現能力は検討対象の事例における様々な情報を利用することによって検証される。その際，それらの情報は検討対象の事例における力学現象とそのメカニズムを再現するのに十分な能力を持つモデルを選ぶための必要条件として働く（第２章参照）。つまり，モデルはそれらの情報によってもたらされる条件を満足させる能力を有していなくてはならない。したがって，情報の種類が豊富であり，それらの量が多く，さらに，それらの信頼性が高いほど検討対象の現象を再現する可能性の高いモデルを構築することができることに加え，それらの中から TYPE-C 予測に使用可能なモデルを厳選することができる（図 -6-2-2 参照）。以下に，モデルの再現能力を検証する際に利用される情報およびそれによってモデルが保持しておくべき必要条件について考察する。

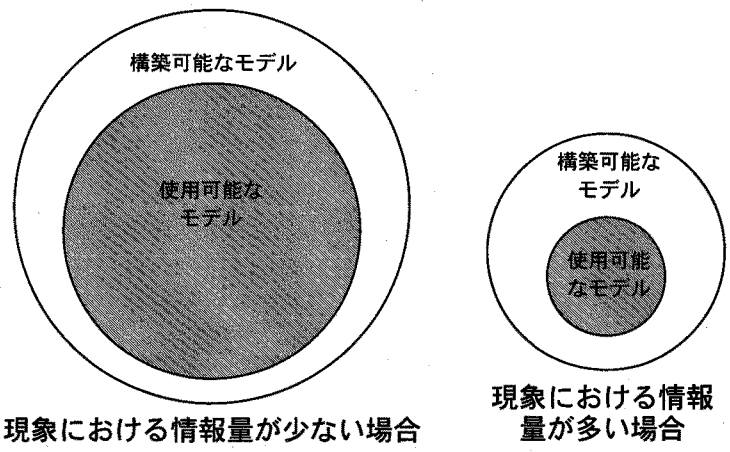


図 -6-2-2　現象における情報とそれによるモデルに対する必要条件に関する概念図

（1）観測情報による必要条件

TYPE-C 予測の実施に関わらず，検討対象となる現象をその発達過程を含めて観測することは，その事例における地盤または構造物の挙動の把握，現象の解明および支配メカニズムの考察にあたって，重要であることは言うまでもない。というのも，我々は観測情報を通さない限り，地盤の中で生じている現象を把握することができないからである。したがって，構築したモデルが実現象を再現する能力を有しているか否かに関する検証は，観測情報と TYPE-C 予測結果との比較を通じて行うより他はない。このため，できうる限りの観測情報を収集し，それらを有効に活用しなければならない。原則として，TYPE-C 予測に用いるモデルはすべての観測情報を再現できなくてはならないため，観測情報はモデルの再現能力に対する必要条件となる。したがって，観測情報が豊富であればあるほど，モデルに課せられる必要条件の数は多くなり，その結果，構築可能なモデルの中から，より信頼性の高い，再現能力に富んだモデルを選ぶことができる（図 -6-2-3 参照）。

この貴重な観測情報の活用にあたっては，まず，できるだけ多種類の情報を収集することが重要である。このことにより，TYPE-C 予測結果を多面的に検証することができる。例えば，第 3 章の事例では，沈下量といった長さの次元を持つ量だけでなく，鉛直土圧や過剰間隙水圧といった力の次元を持つ量が計測されている。次に，観測点が多いほど多くのポイントで TYPE-C 予測結果を検証できる。このため，数多くの観測点を設けることも重要である。第 4 章の事例における杭の軸力や先端支持地盤における鉛直および水平変位，また，第 5 章の事例における土留め壁背面地盤の水平および鉛直変位などはその好例であろう。そして，最後に，第 3 章から第 5 章までのすべての事例において実施されているが，現象が変化していく段階毎の挙動に対する観測結果がないと検討対象の現象を支配するメカニズムに対するモデルの再現能力を検証することはできないことは言うまでもない。

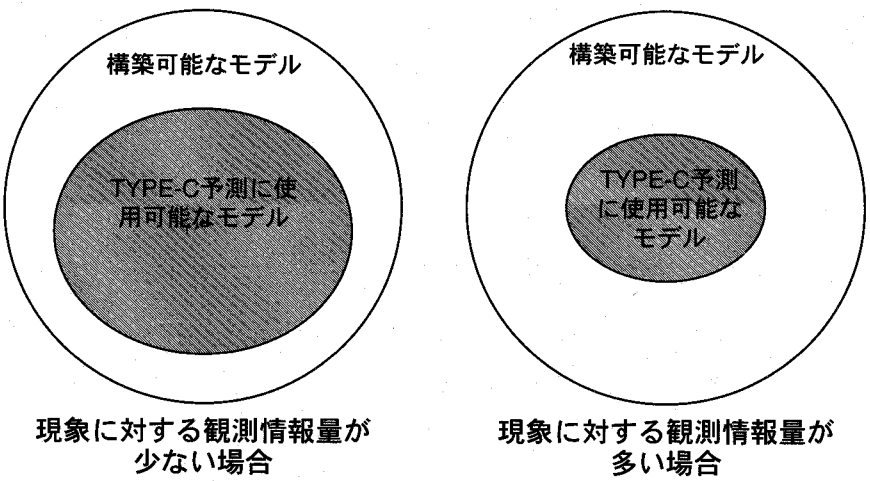


図 -6-2-3　現象の観測情報量が TYPE-C 予測に使用可能なモデルに与える影響に関する概念図

（2）モデル構築時の情報による制約条件

言うまでもなく，モデル構築時において地盤情報なしにモデルの構築はできないし，たとえ適切なモデルが構築されたとしても，外力情報がなければ力学現象を再現することは不可能である。一般的に，検討対象の事例に対するモデルを構築する際に，地盤情報はモ

デルが本来備えておくべき必要条件として扱われる。つまり，地盤調査の結果から得られる地盤構成，地盤材料の力学特性ならびに地盤の状態量（透水係数，間隙比および応力状態など）などの特性をモデルは備えておかなければならない。これらの情報が量的にも質的にも豊富であればあるほど，地盤の忠実なモデル化が可能となる。詳細には述べていないが，第４章と第５章の事例では，検討対象の事例において行われた地盤調査結果だけでなく，その周辺で行われた過去の地盤調査や原位置試験の結果も利用して，できるだけ忠実なモデルの構築に努めた。また，第３章の事例では，予測の対象が模型実験であり，模型地盤に使用した材料と同等な力学特性を有する材料を容易に取得することができたため，通常の地盤調査では行われないような，土の力学特性に関する詳細な土質試験が行われている。その結果，現状では可能な限り忠実な地盤のモデル化に成功している。

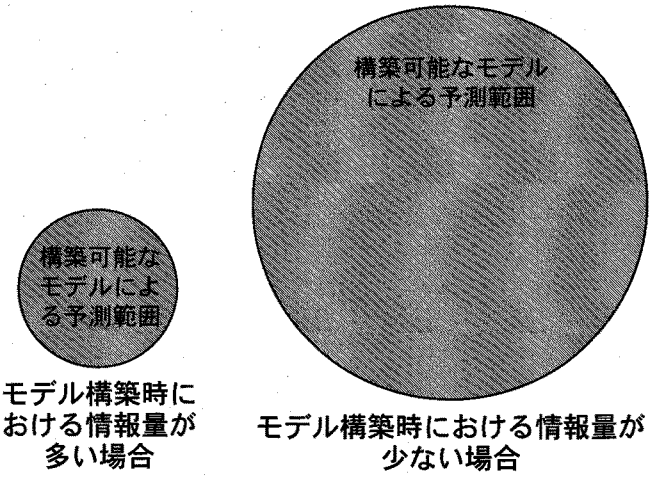


図 -6-2-4　モデル構築時の情報量が構築可能なモデルに与える影響に関する概念図

一方，外力情報には，仮定した初期状態から再現しようとする時点までに地盤が受けるすべての履歴が含まれる。それは，地盤に伝達される地表上の構造物に作用する荷重だけでなく，掘削，盛土および地盤改良といった施工時および完工後に地盤が受ける様々な履歴も含まれる。近年では，化学作用や温度も地盤の力学現象に影響を与えることが指摘されている。地盤材料の力学挙動は，地盤が受けてきた様々な履歴の影響を受けるため，時間的な履歴を含む詳細な外力情報が必要である。本論文におけるいずれの事例においても，予め十分な外力情報が与えられている。

以上，地盤情報および外力情報が量的にも質的にも豊富であればあるほど，検討対象の事例に対するより忠実なモデル化が可能となり，信頼性の高い予測結果を与えることができる（図 -6-2-4 参照）。

（３）類似事例情報による制約条件

検討対象の事例における力学現象とそれに類似した現象が生じているいくつかの事例があった場合，一部のパラメータの変更などだけで，モデルは類似事例における力学現象を再現しなくてはならない。つまり，力学現象が類似している原因を現象を支配する力学メカニズムが同一であるものと考えるならば，その力学メカニズムを再現できるモデルは，各類似事例における力学現象を再現できなければならない。逆に，モデルが他の類似した事例における力学現象を再現できない場合，たとえ，その事例以外の類似事例における TYPE-C 予測が妥当であったとしても，その結果から推定される力学メカニズムは実現象における

ものと異なっていると考えられる。したがって，類似事例の情報は検討対象の力学メカニズムに関するモデルの再現能力に対する必要条件として働く（図-6-2-5参照）。本論文の第４章では異なる用法で打設された薄層支持杭の２つの実事例，第３章では砂杭が打設されたものに限っても３つの実験シリーズの１０ケースに対してTYPE-C予測を行い，それぞれで共通した力学メカニズムによって力学現象が支配されていることを明らかにしている。

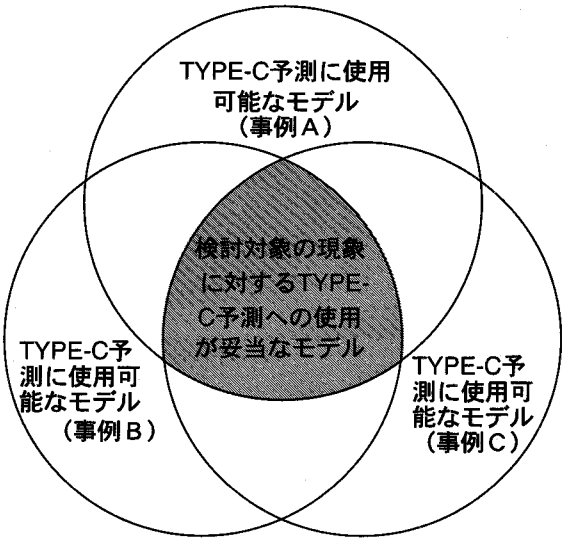


図-6-2-5　類似事例によるモデルに対する制約条件に関する概念図

（４）モデルの検証における各必要条件の適用方法

TYPE-C予測に用いるモデルの検証にあたっては，先の述べた（１）から（３）の３種類の情報を利用するわけであるが，それぞれ単独にモデルを検証することは非効率だけでなく，効果的でない。例えば，観測情報について，それは第１章で述べた直接的手法による成果であるため，既に第１章で列挙したような問題点を基本的に有している。このため，観測情報のみによってモデルの検証を行うことは非常に困難である。次に，モデル構築時の情報について，もし，それらのみの情報によってモデルの再現能力を検証できるということは，第２章で述べたTYPE-A予測を行うことに他ならない。一般的に，現状の地盤工学のレベル，特に原地盤に対する地盤情報の収集の観点から見れば，TYPE-A予測を行うに十分な情報を得ることはほとんど不可能と言ってよい。したがって，モデル構築時の情報のみによってモデルを検証することも非常に難しい。最後に類似事例情報について，そもそも類似事例と判断するための情報が必要である。すなわち，それは観測情報やモデル構築時の情報に他ならない。つまり，類似事例情報は元々単独では存在せず，観測情報やモデル構築時の情報を当然含んでいる。したがって，TYPE-C予測に用いるモデルの検証にあたっては，先の述べた（１）から（３）の３種類の情報をそれぞれ単独に用いるのではなく，それぞれを組み合わせ，バランスよく用いる方が効率的かつ効果的である。

６．３．２　必要条件と拡張TYPE-C予測手法による成果の信頼性

ところで，６．３．１（１）から（３）で述べた３つの必要条件について，それらは全てモデルが持つべき能力や特性を規定した必要条件であり，モデルの能力を保証する十分条件ではない。つまり，これらの条件をいくら積み重ねても，現象をより忠実に再現できる信頼性の高いモデルは構築できるが，現象を必ず再現できるモデルの構築はできない。それは，現象をモデルによって再現する手法，すなわち間接的手法の宿命である。つまり，モデルはあくまで検討対象のエッセンスを抽出し，それを近似的に表現したものであって，検

討対象そのものではない。視点を変えれば，モデルの評価は相対的なものであって絶対的なものでない。つまり，検討対象に対する正しいモデルというものは存在せず，より忠実，より適切，より妥当であるかどうかが評価の分かれ目となる。この意味において，６．３．１（1）から（3）で述べた３つの必要条件をできうる限り適用することができれば，モデルの再現能力を鍛え上げることができる。そして，いくつもの条件によってモデルを鍛え上げることによって TYPE-C 予測の信頼性を高めることができ，さらに，拡張 TYPE-C 予測の結果が TYPE-C 予測の結果を演繹的に拡張したものであることを考慮すれば，結果的にそのことが拡張 TYPE-C 予測による成果の信頼性を向上させることになる。

６．４　結論

本章では，拡張 TYPE-C 予測手法の有効性について適用例の総括を通じて検討するとともに，拡張 TYPE-C 予測手法の成果の信頼性について，使用するモデルの再現能力の点から考察した。

その結果，まず，地盤の力学現象に係わる諸問題に対する拡張 TYPE-C 予測手法の有効性を検証した。次に，拡張 TYPE-C 予測手法の成果の信頼性は，使用するモデルの再現能力に依存していることに加え，その信頼性を高めるためには，検討対象の事例におけるあらゆる情報を利用してモデルの再現能力を高めることが重要であることを指摘した。

本章において得られた具体的な知見は，以下のとおりである。

1．拡張 TYPE-C 予測手法を用いることにより，実物の地盤に実際に生じた力学現象の把握とその支配メカニズムの解明を効果的に行うことができる。さらに，力学現象とその支配メカニズムに対して，定量的な信頼性を保ちつつ，影響要因分析を行うことができる。
2．拡張 TYPE-C 予測は TYPE-C 予測の演繹的な拡張であることから，拡張 TYPE-C 予測の成果に対する信頼性には，使用するモデルの再現能力が重大な影響を与える。
3．検討対象の事例における様々な情報を利用することにより，その事例における力学現象を再現する可能性が高いモデルを構築することができ，また，構築されたモデルのなかから，力学現象を再現するうえで最も適切なものを選ぶことができる。そのため，検討対象の事例における諸情報は，検討対象の事例のモデル化に対し，必要条件としての役割を果たす。
4．検討対象の事例における観測情報は，その事例において生じた力学現象に対する使用するモデルの再現能力に関する必要条件として働く。
5．検討対象の事例におけるモデル構築時の情報は，モデルが本来備えておくべき特性に関する必要条件として働く。
6．検討対象の事例に対する類似事例情報は，検討対象である力学現象の支配メカニズ

ムに対するモデルの再現能力に関する必要条件として働く。

7．モデルの再現能力を検証するための情報，すなわち，観測情報，モデル構築時の情報および類似事例情報を，それぞれ単独で用いることは非効率であり効果的でない。それらを組み合わせ，バランスよく用いる方が効率的かつ効果的である。

8．モデルの再現能力の評価は，絶対的なものでなく，相対的なものであるため，必要条件によって検証を重ねるほどより再現能力の高いモデルを構築することができる。その結果，拡張 TYPE-C 予測手法の成果に対する信頼性をより高めることができる。

第７章　結論

地盤の力学現象に係わる問題の解決に当たっては，実際に生じている現象の把握，その現象を支配しているメカニズムの解明および現象に対する影響要因分析が必要である。これを遂行するための手法としては，実際に生じている現象を直接観測する直接的手法と検討対象を理想化・単純化することによりそれを物理モデルまたは数学モデルに置き換え，モデルの挙動を観察する間接的手法の２つに大別される。一般に，直接的手法の結果は，実物そのものであるため非常に信頼性の高いものであるが，種々の理由から直接的手法のみによって問題の解決が図られる場合は非常に希である。一方，間接的手法は非常に効率的かつ効果的であるが，検討対象に対するモデル化の近似度の問題が常に存在する。このため，間接的手法の成果，特に定量的な面については無条件に受け入れることはできない。

本研究の目的は，直接的手法と間接的手法の成果を相互に補わせることにより，地盤の力学現象に係わる問題を効率的かつ効果的に解決する一手法を提案するとともに，この手法をいくつかの地盤の力学現象に係わる問題に対して適用することにより，その有用性を検証することである。

本論文では，まず，そのような手法として，Lambe による TYPE-C 予測を利用・拡張する方法について検討した。次に，３つの地盤の力学現象に係わる工学的な問題，すなわち，砂杭が打設された軟弱粘土地盤の力学特性，薄層支持杭の鉛直支持力および立坑掘削における土留め壁背面地盤の変形特性の問題に対し，提案手法を適用した。最後に，適用例を通じて，提案手法の有効性を検討した。

その結果，地盤の力学現象に係わる諸問題を高い信頼性を保ちつつ，効率的に解決する方法として，拡張 TYPE-C 予測手法を提案した。次に，本論文で取り上げた３つの問題に対する拡張 TYPE-C 予測手法の適用性について確認した。最後に，適用例における成果を総括するとともに，拡張 TYPE-C 予測手法の有効性を検証した。

本論文の各章において得られた主な内容と知見をまとめれば，以下の通りである。

第１章では，本研究の背景と目的および論文の構成と各章の概要について述べた。

第２章では，まず，Lambe によって分類された地盤工学における３種類の予測のうち，TYPE-C 予測は検討対象の力学現象の再現だけでなく，使用するモデルの適用性の検証を意味していることを明らかにした。次に，検討対象の事例とそのモデルとの間で物理的対応が客観的に明確であり，かつ，その変動がモデルの根本的な特性に影響を及ぼさないようなパラメータを選び，それを変化させたモデルによる予測は，TYPE-C 予測の演繹的な拡張と見なすことができることを指摘した。そして，この演繹的な拡張過程を拡張 TYPE-C 予測

として新たに提案した。さらに，これを利用すれば，力学現象に対する影響要因分析を合理的かつ効果的に行うことができることを指摘した。最後に，TYPE-C 予測を通じ，検討対象の力学現象に対するモデルの適用性を検証する一方，力学現象の把握とそのメカニズムの解明を TYPE-C 予測結果を利用することにより行うことに加え，拡張 TYPE-C 予測を通じて力学現象の影響要因分析を行うことにり，地盤の力学現象に係わる諸問題を解決する手法として拡張 TYPE-C 予測手法を提案した。

第３章から第５章まででは，３つの地盤の力学現象に係わる諸問題に対し，拡張 TYPE-C 予測を適用した。

第３章では，砂杭が打設された軟弱粘土地盤，すなわち複合地盤の圧密沈下の問題に拡張 TYPE-C 予測を適用した。

まず，TYPE-C 予測の対象として選んだ複合地盤の圧密挙動に関する模型実験において，模型地盤を構成する砂および粘土の要素レベルでの力学挙動は，それぞれ拡張された Drucker-Prager の基準に基づく弾塑性モデルならびに松井・阿部によって提案された弾粘塑性モデルによって十分再現可能であることを検証した。さらに，模型実験に対する TYPE-C 予測を通じて構築したモデルの適用性を検証した。

次に，複合地盤の圧密沈下時の力学的挙動について，砂杭については，粘土との剛性差に起因する応力集中によって圧密初期段階に破壊状態に達し，その状態が圧密中継続する，一方，粘土については，砂杭が破壊状態に達するまでは状態の変化がほとんど生じないが，砂杭が破壊状態に達した後は，各有効応力が増加し始め，過剰間隙水圧が完全に消散するまで有効応力経路は η_{K0} 線上を移動し，破壊状態に達しないことを明らかにした。そして，複合地盤の圧密沈下メカニズムは，砂杭の破壊による非線形圧縮せん断挙動と粘土の非線形体積圧縮挙動の両者の力学的相互作用によって支配されることを明らかにした。

さらに，複合地盤の力学特性には改良率および載荷圧力増分の影響が存在するものの，圧密沈下メカニズムそのものには影響がないことを明らかにした。

最後に，砂杭と粘土との応力分担特性について，砂杭における応力集中係数および粘土における応力低減係数は両者ともに改良率が低いほど大きいが，応力分担比は改良率が低いほど小さく，その特性は載荷圧力増分が大きいほど顕著であることを明らかにした。また，改良範囲に作用する載荷重に対する砂杭と粘土との分担割合を表す指標として荷重分担率を新たに提案し，その指標を用いた考察の結果，改良率が 30% 以上であれば改良範囲に作用する載荷重はほとんど粘土に作用しないことを明らかにした。さらに，複合地盤の沈下低減メカニズムは，粘土に作用する載荷圧力の低減に加え，砂杭による側方からの圧縮効果によって支配されることを明らかにした。そして，粘土に作用する載荷圧力を低減させることによる沈下低減効果と砂杭による側方からの圧縮に起因する沈下低減効果のそ

れぞれを独立に評価するための新たな指標を提案し，前者については応力分担比との間に，後者については改良率との間にそれぞれ固有な関係があることを明らかにした。

第４章では，薄層支持杭の鉛直支持力特性，特に杭先端での支持力メカニズムとその特性の問題に拡張TYPE-C予測手法を適用した。

まず，異なる工法で施工した２種類の薄層支持杭の現場載荷試験を対象としたTYPE-C予測を通じ，構築したモデルの適用性について検証した。

次に，現場載荷試験における杭の周面摩擦抵抗と先端抵抗のそれぞれの発現挙動を明らかにした。さらに，杭先端の支持地盤においてパンチングせん断破壊が生じていること，支持地盤の降伏挙動はパンチングせん断破壊によって支配されることをパンチングせん断破壊の発展メカニズムも含め明らかにした。

最後に，杭の先端支持特性に及ぼす支持層厚の影響について，支持層厚が杭径の３倍程度まではパンチングせん断破壊によって支持地盤の降伏挙動が支配されること，杭径の10%の沈下量が生じた時点における先端抵抗力を支持力とする場合，支持層厚が杭径の３倍程度以上であれば，支持層が完全である場合の支持力とほとんど差のないこと，先端抵抗は支持層厚の増加に伴い単調に増加することなどを明らかにした。

第５章では，立坑掘削における土留め壁背面地盤の３次元的変形特性の問題に拡張TYPE-C予測手法を適用した。

まず，立坑掘削の試験掘削工事を対象としたTYPE-C予測を通じて，構築したモデルの適用性について検証した。

次に，立坑掘削の典型的な仮想事例に対する拡張TYPE-C予測を通じて，土留め壁背面地盤での有意な変形は，せん断変形に対する抵抗が完全にモビライズしている破壊域が土留め壁から地表面に達することにより，土留め壁，地表面および破壊域によって囲まれる領域のすべり抵抗メカニズムが失われることによって生じることを明らかにした。

さらに，立坑掘削における土留め壁背面地盤の３次元的変形特性には，掘削幅，掘削深度，地盤の内部摩擦角および土留め壁の変形パターンが影響を与えるが，変形メカニズムそのものにはこれらの変動パラメータがほとんど影響を及ぼさないことを明らかにした。

最後に，解明された変形メカニズムに基づき，土留め壁背面地盤において有意な変形が生じる範囲を合理的に評価するための指標として変形影響範囲を新たに提案した。そして，変形影響範囲は，掘削幅が狭くなるほど，掘削深度が深くなるほど，内部摩擦角が大きくなるほど小さくなることが分かった。また，２次元掘削の場合の変形影響範囲によって正規化された立坑掘削のそれは，掘削深度によって正規化された掘削幅と一意的な関係があることを明らかにした。さらに，掘削幅が掘削深度の３倍以上であれば３次元効果を無視してよいことを明らかにするとともに，掘削幅が掘削深度の３倍以下の場合，明らかにし

た一意的な関係を利用することにより，２次元掘削の場合の変形影響範囲から立坑掘削時における変形影響範囲を推定する方法を提案した。

第６章では，まず，第３章から第５章の成果の総括を通じて，拡張 TYPE-C 予測手法の有効性について検証した。次に，拡張 TYPE-C 予測手法による成果の信頼性について，それはモデルの再現能力に依存していることを指摘した。さらに，検討対象の力学現象に関する様々な情報は，モデルに対する必要条件として働くことに加え，再現能力の高いモデルの構築ならびに選択のためには，できうる限りの情報を利用することが重要であることを明らかにした。最後に，モデルの再現能力の評価は，絶対的なものでなく，相対的なものであるため，検討対象に対する情報によって検証を重ね，モデルに対する必要条件を課すほどより再現能力の高いモデルを構築することができ，その結果，拡張 TYPE-C 予測手法の成果に対する信頼性をより高めることができることを指摘した。

第７章では，第１章から第６章までの内容を総括するとともに，各章で得られた成果をまとめて本論文全体の結論とした。

謝　辞

本論文は，著者が大阪大学工学部土木工学科土質基礎工学研究室（現在　大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻社会基盤工学講座地盤工学領域）の助手として採用されてから今日に至るまでに行ってきた研究のいくつかをとりまとめたものです。本論文をまとめるにあたって，多くの方々にご指導とご援助をいただきました。ここに，謹んで感謝の意を表します。

大阪大学大学院工学研究科教授　松井保先生には，著者の研究・教育活動全般だけでなく私生活においても暖かいご指導とご鞭撻をいただき，心より厚くお礼申し上げます。先生の薫陶に対する感謝の念は，言葉として表すことのできないものです。今後も，優れた研究者・教育者だけでなく，”大きな人間”となるべく努力していきます。

大阪大学大学院工学研究科教授　西村宣男先生には，学生時代の著者に模型実験と有限要素解析のイロハを教えていただいただけでなく，著者の進路についてお世話いただきました。また，先生と大阪大学大学院工学研究科教授　谷本親伯先生には，ご多忙の中，本論文の審査をお引き受けいただき，貴重なご意見・ご指導をいただきました。

大阪大学大学院工学研究科助教授　阿部信晴先生，同講師　鍋島康之先生には，同じ研究室のスタッフとしていろいろとご援助をいただきました。特に，鍋島先生には，整理の悪い著者に代わり研究室運営のための雑用を一人で引き受けていただき，感謝の念が耐えません。事務補佐員の岩元（旧姓　亀田）典子さん，坂田（旧姓　照屋）充香さん，佐野（旧姓　鳥井）恭子さん，大森真由美さん，竹崎郁さんには著者の雑用も快く引き受けていただき心より感謝いたします。また，本研究の遂行にご協力いただいた本研究室の卒業生および在学生の方々も心より感謝いたします。

最後に，著者を陰ながら忍耐強く支えてくれた親愛なる家族に感謝し，謝辞とさせていただきます。

A. 付録

Ａ．拡張 TYPE-C 予測手法のための数値解析手法

Ａ．１　多次元圧密有限要素解析手法 ..... Ａ．１
　Ａ．１．１　概説　Ａ．１
　Ａ．１．２　支配方程式　Ａ．１
　Ａ．１．３　仮想仕事の原理　Ａ．５
　Ａ．１．４　空間および時間に関する離散化　Ａ．８
Ａ．２　地盤材料の力学モデル ..... Ａ．１２
　Ａ．２．１　概説　Ａ．１２
　Ａ．２．２　砂質土の力学モデル　Ａ．１３
　Ａ．２．３　粘土の力学モデル　Ａ．１９
　Ａ．２．４　土の破壊基準に基づく力学モデル　Ａ．２７
Ａ．３　力学モデルの離散化方程式への適用 ..... Ａ．３０
　Ａ．３．１　概説　Ａ．３０
　Ａ．３．２　応力積分による方法　Ａ．３０
　Ａ．３．３　リターンマッピング手法　Ａ．３６
Ａ．４　土－構造物間の不連続性のモデル化 ..... Ａ．３９
　Ａ．４．１　概説　Ａ．３９
　Ａ．４．２　ジョイント要素の定式化　Ａ．４１
　Ａ．４．３　不連続面の摩擦特性のモデル化　Ａ．４４
Ａ．５　サブストラクチャー法に基づく支配方程式の解法 ..... Ａ．４７
　Ａ．５．１　概説　Ａ．４７
　Ａ．５．２　サブストラクチャー法　Ａ．４７
参考文献 ..... Ａ．５２

A．拡張TYPE-C予測手法のための数値解析手法

A．1　多次元圧密有限要素解析手法

A．1．1　概説

土と水との連成挙動に対する有限要素解析手法には，基礎方程式，特に連続条件式の取り扱いの違いから，大きく分けて２つの手法が存在する[1),2)]。一つは，Sandhu and Wilson[3)]によって提案された手法に代表されるものである。Sandhuらは，粘土を等方線形弾性体，間隙水を非圧縮性流体と仮定し，Gurtinの変分原理に基づき，釣合い方程式および連続方程式に対する汎関数を誘導した。そして，まず，空間領域においてこの汎関数を，次に，得られた変位および間隙水圧に関する連立マトリックス方程式を時間領域において離散化し，その後，逐次数値積分（convolution integral）する方法を提案した。この方法では，未知量は節点における変位と間隙水圧であり，任意の有限要素を使用することが可能である。

他方は，Christian and Boehmer[4)]によって提案された手法に代表されるものである。Christianらは，非圧縮性材料の仮想仕事の原理に基づく釣合い方程式を誘導した。他方，連続方程式に関しては，時間差分によって変分原理によらない直接的な離散化を計っている。すなわち，４辺形要素の重心位置で間隙水圧を代表させ，その要素に隣接する他の要素との間に２次の内挿関数を導入し，空間的な離散化を図っている。これを時間において差分近似した連続方程式に適用させ，間隙水圧と体積変化の関係式を直接的に導いている。この方法では，未知量は節点における変位と要素毎の間隙水圧となり，応力，ひずみおよび間隙水圧は各要素内において一定であると仮定されるため，使用することのできる有限要素の種類が極めて限られるという特徴を持っている。

この両者の方法にはそれぞれ優劣が存在する。Christianらの方法に代表されるものと比較して，Sandhuらの方法に代表されるものは，有限要素の種類をかなり自由に選択できること，および間隙水圧を節点毎に代表できることなどの理由から，応力，ひずみおよび間隙水圧の分布をきめ細かく再現することができる。しかし，非排水状態および圧密初期の段階において，間隙水圧の解の精度が悪く，解析上不安定になることがある。Christianらの方法では非排水挙動を厳密に解析できるため，このような不安定現象は現れない。したがって，解析の安定性という観点から本論文では，Christianらの方法の一つである松井・阿部の手法[5)]を用いること都市，以下にその解析手法を説明する。

A．1．2　支配方程式

圧密とは，荷重の影響により粘土の構造骨格の変形と間隙水の流動およびそれに伴う間隙水圧の消散が同時に生じる現象である。したがって，この現象を支配する基礎方程式も粘土骨格に関するものと間隙水圧に関するものとが同時に存在する。そして，基本的には，

これらの方程式が同時に満足されなければならない。ここでは，上述の基礎方程式について速度（増分）境界値問題としての定式化を行う。ただし，以下では，飽和土を対象とした微小変形および疑似静的な重力場問題に限定する。したがって，外荷重によって引き起こされる過剰間隙水圧の発生とその消散過程における地盤の変形に問題は限定される。言い換えれば，土自身の自重による圧密等の問題については取り扱わないこととする。

（1）土の力学挙動に関する基礎方程式

有効応力の原理に基づき，全応力速度，有効応力速度および過剰間隙水圧速度ベクトルを次のように定義する。

$$\{\dot{\sigma}\}=\{\dot{\sigma}'\}+\{\dot{p}_w\} \tag{A-1-1}$$

ここに，$\{\dot{\sigma}\}$は全応力速度ベクトル，$\{\dot{\sigma}'\}$は有効応力速度ベクトルおよび$\{\dot{p}_w\}$は過剰間隙水圧速度ベクトルであり，それぞれ次式で定義される。

$$\{\dot{\sigma}\}=\left\{\dot{\sigma}_x,\dot{\sigma}_y,\dot{\sigma}_z,\dot{\tau}_{xy},\dot{\tau}_{yz},\dot{\tau}_{zx}\right\}^T \tag{A-1-2}$$

$$\{\dot{\sigma}'\}=\left\{\dot{\sigma}'_x,\dot{\sigma}'_y,\dot{\sigma}'_z,\dot{\tau}'_{xy},\dot{\tau}'_{yz},\dot{\tau}'_{zx}\right\}^T \tag{A-1-3}$$

$$\{\dot{p}_w\}=\left\{\dot{p}_e,\dot{p}_e,\dot{p}_e,0,0,0\right\}^T \tag{A-1-4}$$

ここに，$\dot{p}_e$は過剰間隙水圧速度である。

釣合い方程式は全応力に基づき次式によって与えられる。

$$\frac{\partial\dot{\sigma}_x}{\partial x}+\frac{\partial\dot{\tau}_{yx}}{\partial y}+\frac{\partial\dot{\tau}_{zx}}{\partial z}=0 \tag{A-1-5$_1$}$$

$$\frac{\partial\dot{\tau}_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial\dot{\sigma}_y}{\partial y}+\frac{\partial\dot{\tau}_{zy}}{\partial z}=0 \tag{A-1-5$_2$}$$

$$\frac{\partial\dot{\tau}_{xz}}{\partial x}+\frac{\partial\dot{\tau}_{yz}}{\partial y}+\frac{\partial\dot{\sigma}_z}{\partial z}=0 \tag{A-1-5$_3$}$$

上式では，準静的な重力場の問題に限るという仮定から，物体力に関する項は消去されている。また，式(A-1-5)に式(A-1-1)を適用すると次式になる。

$$\frac{\partial\dot{\sigma}'_x}{\partial x}+\frac{\partial\dot{\tau}'_{yx}}{\partial y}+\frac{\partial\dot{\tau}'_{zx}}{\partial z}+\frac{\partial\dot{p}_e}{\partial x}=0 \tag{A-1-6$_1$}$$

$$\frac{\partial\dot{\tau}'_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial\dot{\sigma}'_y}{\partial y}+\frac{\partial\dot{\tau}'_{zy}}{\partial z}+\frac{\partial\dot{p}_e}{\partial y}=0 \tag{A-1-6$_2$}$$

$$\frac{\partial\dot{\tau}'_{xz}}{\partial x}+\frac{\partial\dot{\tau}'_{yz}}{\partial y}+\frac{\partial\dot{\sigma}'_z}{\partial z}+\frac{\partial\dot{p}_e}{\partial z}=0 \tag{A-1-6$_3$}$$

一方，ひずみ速度ベクトルを次式で定義する。

$$\{\dot{\varepsilon}\}=\left\{\dot{\varepsilon}_x,\dot{\varepsilon}_y,\dot{\varepsilon}_z,\dot{\gamma}_{xy},\dot{\gamma}_{yz},\dot{\gamma}_{zx}\right\}^T \tag{A-1-7}$$

ここに，$\{\dot{\varepsilon}\}$はひずみ速度ベクトルであり，$\{\dot{\varepsilon}\}$の各成分は次式で定義される。

$$\dot{\varepsilon}_x = -\frac{\partial \dot{u}_x}{\partial x}, \dot{\varepsilon}_y = -\frac{\partial \dot{u}_y}{\partial y}, \dot{\varepsilon}_z = -\frac{\partial \dot{u}_z}{\partial z},$$

$$\dot{\gamma}_{xy} = -\left(\frac{\partial \dot{u}_x}{\partial y} + \frac{\partial \dot{u}_y}{\partial x}\right), \dot{\gamma}_{yz} = -\left(\frac{\partial \dot{u}_y}{\partial z} + \frac{\partial \dot{u}_z}{\partial y}\right), \dot{\gamma}_{zx} = -\left(\frac{\partial \dot{u}_z}{\partial x} + \frac{\partial \dot{u}_x}{\partial z}\right) \qquad (A\text{-}1\text{-}8)_{1\sim6}$$

ここに，$\dot{u}_x$，$\dot{u}_y$および$\dot{u}_z$はそれぞれ変位速度のx，yおよびz方向成分である。なお，応力とひずみは共に圧縮を正とする。

以上が圧密現象における土の力学挙動に関与する基礎方程式である

（2）土中の水理現象に関する基礎方程式

次に，間隙水の挙動に関する基礎方程式について述べる。先にも述べたように，本論文では外荷重によって引き起こされる過剰間隙水圧（p_e）の発生とその消散過程における地盤の変形に問題を限定しているため，ダルシー則はp_eに関して次式で与えられる。

$$v_x = -\frac{k_x}{\gamma_w}\frac{\partial p_e}{\partial x}, v_y = -\frac{k_y}{\gamma_w}\frac{\partial p_e}{\partial y}, v_z = -\frac{k_z}{\gamma_w}\frac{\partial p_e}{\partial z} \qquad (A\text{-}1\text{-}9)_{1\sim3}$$

ここに，v_x，v_yおよびv_zはそれぞれx，yおよびz方向の流速成分であり，また，k_x，k_yおよびk_zはそれぞれx，yおよびz方向の流れに対する透水係数である。また，γ_wは水の単位体積重量である。

連続の条件より次式が導かれる。

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} = \dot{\varepsilon}_{vol} \qquad (A\text{-}1\text{-}10)$$

ここに，ε_{vol}および$d\varepsilon_{vol}$はそれぞれ体積ひずみと体積ひずみ速度である。式(A-1-10)に式$(A\text{-}1\text{-}9)_{1\sim3}$を代入すると次式を得る。

$$-\left(\frac{k_x}{\gamma_w}\frac{\partial^2 p_e}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w}\frac{\partial^2 p_e}{\partial y^2} + \frac{k_z}{\gamma_w}\frac{\partial^2 p_e}{\partial z^2}\right) = \frac{\partial \varepsilon_{vol}}{\partial t} = \dot{\varepsilon}_{vol} \qquad (A\text{-}1\text{-}11)$$

また，$\dot{\varepsilon}_{vol}$は次式でも定義される。

$$\dot{\varepsilon}_{vol} = \dot{\varepsilon}_x + \dot{\varepsilon}_y + \dot{\varepsilon}_z \qquad (A\text{-}1\text{-}12)$$

式$(A\text{-}1\text{-}8)_{1\sim3}$を上式に代入すると，次式が得られる。

$$\dot{\varepsilon}_{vol} = -\left(\frac{\partial \dot{u}_x}{\partial x} + \frac{\partial \dot{u}_y}{\partial y} + \frac{\partial \dot{u}_z}{\partial z}\right) \qquad (A\text{-}1\text{-}13)$$

以上が圧密現象のうち水理学的側面に関わる基礎方程式である。

（3）境界条件

図-A-1-1に示すように，境界条件は，土のマスに課せられるものと間隙水の運動に課せられるものの２つが存在する。土のマスに課せられる力学的な境界条件は，応力境界条件

と変位境界条件の２つに大別される。ここで，応力境界条件とは，境界面で応力ベクトルが与えられる場合であり，一方，変位境界条件とは，境界面で変位ベクトルが与えられる場合である。また，間隙水の運動に課せられる境界条件は，過剰間隙水圧境界条件と流速境界条件の２つに大別される。ここで，過剰間隙水圧境界条件とは，境界面で過剰間隙水圧が規定される場合であり，流速境界条件とは，境界面から土のマスに流出および流入する間隙水の流速が規定される場合である。

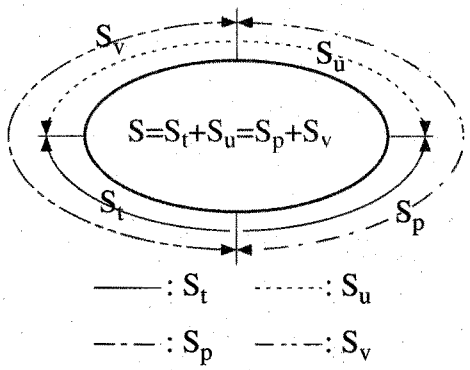


図 -A-1-1　境界条件

a. 応力境界条件　　境界 S の一部 S_t 上において単位面積当たりの表面力速度ベクトルが次式によって与えられる。

$$\{\bar{\dot{T}}\} = \left\{\bar{\dot{T}}_x, \bar{\dot{T}}_y, \bar{\dot{T}}_z\right\}^T \qquad \text{(A-1-14)}$$

$$\bar{\dot{T}}_x = -\left(\dot{\sigma}_x n_x + \dot{\tau}_{xy} n_y + \dot{\tau}_{xz} n_z\right) \qquad \text{(A-1-15)}_1$$

$$\bar{\dot{T}}_y = -\left(\dot{\tau}_{yx} n_x + \dot{\sigma}_y n_y + \dot{\tau}_{yz} n_z\right) \qquad \text{(A-1-15)}_2$$

$$\bar{\dot{T}}_z = -\left(\dot{\tau}_{zx} n_x + \dot{\tau}_{zy} n_y + \dot{\sigma}_z n_z\right) \qquad \text{(A-1-15)}_3$$

ここに，$\{\bar{\dot{T}}\}$ は表面力速度ベクトル，n_x，n_y および n_z はそれぞれ表面力速度が加えられている表面 S_t の単位法線ベクトルの x，y および z 方向の成分である。

b. 変位境界条件　　境界 S の一部 S_u 上における既知の変位速度ベクトルが次式によって与えられる。

$$\{\bar{\dot{u}}\} = \left\{\bar{\dot{u}}_x, \bar{\dot{u}}_y, \bar{\dot{u}}_z\right\}^T \qquad \text{(A-1-16)}$$

ここに，$\{\bar{\dot{u}}\}$ は S_u 上における変位速度ベクトルである。

c. 過剰間隙水圧境界条件　　境界 S の一部 S_u 上において既知の過剰間隙水圧が次式によって規定される。

$$p_e = \bar{p}_e \qquad \text{(A-1-17)}$$

d. 流速境界条件　　境界 S の一部 S_v 上において，面を介しての系内への流出・流入量が次式によって与えられる。

$$v_x = \bar{v}_x, v_y = \bar{v}_y, v_z = \bar{v}_z \qquad \text{(A-1-18)}_{1\sim3}$$

（４）初期条件

境界値問題を解くにあたり，基準として時間 t=0 における初期応力条件と初期過剰間隙水圧条件の２つが必要となる。それぞれ次式で与えられる。

a. 初期応力条件：

$$\{\sigma'\} = \{\sigma'\}\big|_{t=0} \tag{A-1-19}$$

b. 初期過剰間隙水圧条件：

$$p_e = p_e\big|_{t=0} \tag{A-1-20}$$

A．1．3　仮想仕事の原理

与えられた境界条件および初期条件の下で，前節で誘導した支配方程式群を解くためには，何らかの近似解法に頼らざるを得ない。そこで，まず，釣合い式に仮想仕事の原理を適用し，多次元圧密解析に関する基礎方程式を誘導する。

釣合い方程式および境界条件を満足し，平衡状態にある物体を考える。変位境界上でゼロとなり，少なくとも１回微分可能な任意の関数である仮想変位速度ベクトルおよび仮想ひずみ速度ベクトルを導入する。それぞれは次式で与えられる。

$$\{\delta\dot{u}\} = \left\{\delta\dot{u}_x, \delta\dot{u}_y, \delta\dot{u}_z\right\}^T \tag{A-1-21}$$

$$\{\delta\dot{\varepsilon}\} = \left\{\delta\dot{\varepsilon}_x, \delta\dot{\varepsilon}_y, \delta\dot{\varepsilon}_z, \delta\dot{\gamma}_{xy}, \delta\dot{\gamma}_{yz}, \delta\dot{\gamma}_{zx}\right\}^T \tag{A-1-22}$$

ここに，$\{\delta\dot{u}\}$および$\{\delta\dot{\varepsilon}\}$はそれぞれ仮想変位速度ベクトルおよび仮想ひずみ速度ベクトルである。また，物体に作用してる外力は式(A-1-14)で与えられる応力境界上での$\{\bar{\dot{T}}\}$のみを考える。このとき，仮想仕事（δW）は次式で与えられる。

$$\delta W = \int_S \left(\bar{\dot{T}}_x \delta\dot{u}_x + \bar{\dot{T}}_y \delta\dot{u}_y + \bar{\dot{T}}_z \delta\dot{u}_z\right) dS \tag{A-1-23}$$

ここに，δWを計算するに当たり，$\{\bar{\dot{T}}\}$は$\{\delta\dot{u}\}$に無関係に一定である。また，変位境界S_u上では$\{\delta\dot{u}\} = 0$であるので，積分は全表面で行うものとする。

式(A-1-23)の右辺に式$(A\text{-}1\text{-}15)_{1\sim3}$を代入すると次式が成立する。

$$\begin{aligned}
&\int_S \left(\bar{\dot{T}}_x \delta\dot{u}_x + \bar{\dot{T}}_y \delta\dot{u}_y + \bar{\dot{T}}_z \delta\dot{u}_z\right) dS \\
&= -\int_S \Big\{\left(\dot{\sigma}_x n_x + \dot{\tau}_{xy} n_y + \dot{\tau}_{xz} n_z\right)\delta\dot{u}_x + \left(\dot{\tau}_{yx} n_x + \dot{\sigma}_y n_y + \dot{\tau}_{yz} n_z\right)\delta\dot{u}_y \\
&\quad + \left(\dot{\tau}_{zx} n_x + \dot{\tau}_{zy} n_y + \dot{\sigma}_z n_z\right)\delta\dot{u}_z\Big\} dS
\end{aligned} \tag{A-1-24}$$

上式の右辺にGaussの発散定理を適用すると，次式を得る。

$$\begin{aligned}
&\int_S \left(\bar{\dot{T}}_x \delta\dot{u}_x + \bar{\dot{T}}_y \delta\dot{u}_y + \bar{\dot{T}}_z \delta\dot{u}_z\right) dS \\
&= -\int_V \Big\{\frac{\partial}{\partial x}\left(\dot{\sigma}_x \delta\dot{u}_x + \dot{\tau}_{yx} \delta\dot{u}_y + \dot{\tau}_{zx} \delta\dot{u}_z\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\dot{\tau}_{xy} \delta\dot{u}_x + \dot{\sigma}_y \delta\dot{u}_y + \dot{\tau}_{zy} \delta\dot{u}_z\right) \\
&\quad + \frac{\partial}{\partial z}\left(\dot{\tau}_{xz} \delta\dot{u}_x + \dot{\tau}_{yz} \delta\dot{u}_y + \dot{\sigma}_z \delta\dot{u}_z\right)\Big\} dV
\end{aligned} \tag{A-1-25}$$

したがって，式(A-1-25)は次式のようになる。

$$\int_S \left(\bar{\dot{T}}_x \delta\dot{u}_x + \bar{\dot{T}}_y \delta\dot{u}_y + \bar{\dot{T}}_z \delta\dot{u}_z\right) dS$$

$$= -\int_V \left\{ \left(\frac{\partial \dot{\sigma}_x}{\partial x} + \frac{\partial \dot{\tau}_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{\tau}_{xz}}{\partial z} \right) \delta\dot{u}_x + \left(\frac{\partial \dot{\tau}_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{\sigma}_y}{\partial y} + \frac{\partial \dot{\tau}_{yz}}{\partial z} \right) \delta\dot{u}_y + \left(\frac{\partial \dot{\tau}_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{\tau}_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{\sigma}_z}{\partial z} \right) \delta\dot{u}_z \right\} dV$$

$$-\int_V \left(\dot{\sigma}_x \frac{\partial \delta\dot{u}_x}{\partial x} + \dot{\tau}_{xy} \frac{\partial \delta\dot{u}_y}{\partial x} + \dot{\tau}_{xz} \frac{\partial \delta\dot{u}_z}{\partial x} + \dot{\tau}_{yx} \frac{\partial \delta\dot{u}_x}{\partial y} + \dot{\sigma}_y \frac{\partial \delta\dot{u}_y}{\partial y} + \dot{\tau}_{yz} \frac{\partial \delta\dot{u}_z}{\partial y} \right.$$

$$\left. + \dot{\tau}_{zx} \frac{\partial \delta\dot{u}_x}{\partial z} + \dot{\tau}_{zy} \frac{\partial \delta\dot{u}_y}{\partial z} + \dot{\sigma}_z \frac{\partial \delta\dot{u}_z}{\partial z} \right) dV \qquad \text{(A-1-26)}$$

式(A-1-26)の右辺第1項に対して式$(A\text{-}1\text{-}5)_{1\text{-}3}$を代入し，右辺第2項に対してせん断応力の共役性と式$(A\text{-}1\text{-}8)_{1\sim6}$を適用すると，次式が成立する。

$$\int_S \left(\bar{\dot{T}}_x \delta\dot{u}_x + \bar{\dot{T}}_y \delta\dot{u}_y + \bar{\dot{T}}_z \delta\dot{u}_z\right) dS$$

$$= \int_V \left(\dot{\sigma}_x \delta\dot{\varepsilon}_x + \dot{\sigma}_y \delta\dot{\varepsilon}_y + \dot{\sigma}_z \delta\dot{\varepsilon}_z + \dot{\tau}_{xy} \delta\dot{\gamma}_{xy} + \dot{\tau}_{yz} \delta\dot{\gamma}_{yz} + \dot{\tau}_{zx} \delta\dot{\gamma}_{zx}\right) dV \qquad \text{(A-1-27)}$$

また，式(A-1-27)は次式のように書き表すこともできる。

$$\int_{S_t} \{\delta\dot{u}\}^T \{\bar{\dot{T}}\} dS - \int_V \{\delta\dot{\varepsilon}\}^T \{\dot{\sigma}\} dV = 0 \qquad \text{(A-1-28)}$$

式(A-1-27)および式(A-1-28)は変形する物体に対する仮想仕事の原理である。式(A-1-27)の左辺および式(A-1-28)の左辺第1項は物体に対する外力による仮想仕事を，一方，式(A-1-27)の右辺および式(A-1-28)の左辺第2項は内力による仮想仕事をそれぞれ表していると考えてよい。つまり，物体が平衡状態であるための必要条件は，幾何学的に適合であるすべての仮想変位に対し，平衡な表面力による仮想仕事と内力による仮想仕事とが等しくなることである。また，式(A-1-27)および式(A-1-28)を導出した誘導過程を逆にたどれば，釣合い方程式$(A\text{-}1\text{-}5)_{1\text{-}3}$と応力境界条件式$(A\text{-}1\text{-}15)_{1\sim3}$を得ることができる。したがって，仮想仕事の原理を満足することは平衡に対する必要十分条件であることが分かる。また，式(A-1-27)および式(A-1-28)の誘導過程では，いかなる構成関係式も無関係であるため，微小変形という制限下において，式(A-1-27)および式(A-1-28)はすべての材料に対して適用できる[6),7)]。

ところで，$\{\delta\dot{u}\}$を式$(A\text{-}1\text{-}5)_{1\text{-}3}$の両辺に乗じ，領域Vで積分を行うと次式を得る。

$$\int_V \left\{ \left(\frac{\partial \dot{\sigma}_x}{\partial x} + \frac{\partial \dot{\tau}_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{\tau}_{xz}}{\partial z} \right) \delta\dot{u}_x + \left(\frac{\partial \dot{\tau}_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{\sigma}_y}{\partial y} + \frac{\partial \dot{\tau}_{yz}}{\partial z} \right) \delta\dot{u}_y \right.$$

$$\left. + \left(\frac{\partial \dot{\tau}_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{\tau}_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{\sigma}_z}{\partial z} \right) \delta\dot{u}_z \right\} dV = 0 \qquad \text{(A-1-29)}$$

上式に部分積分を適用すると，次式を得る。

$$\int_V \left\{ \frac{\partial}{\partial x}\left(\dot{\sigma}_x \delta\dot{u}_x + \dot{\tau}_{yx}\delta\dot{u}_y + \dot{\tau}_{zx}\delta\dot{u}_z\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\dot{\tau}_{xy}\delta\dot{u}_x + \dot{\sigma}_y\delta\dot{u}_y + \dot{\tau}_{zy}\delta\dot{u}_z\right) \right.$$

$$\left. + \frac{\partial}{\partial z}\left(\dot{\tau}_{xz}\delta\dot{u}_x + \dot{\tau}_{yz}\delta\dot{u}_y + \dot{\sigma}_z\delta\dot{u}_z\right) \right\} dV$$

$$-\int_V \left(\dot{\sigma}_x \frac{\partial\delta\dot{u}_x}{\partial x} + \dot{\tau}_{xy}\frac{\partial\delta\dot{u}_y}{\partial x} + \dot{\tau}_{xz}\frac{\partial\delta\dot{u}_z}{\partial x} + \dot{\tau}_{yx}\frac{\partial\delta\dot{u}_x}{\partial y} + \dot{\sigma}_y\frac{\partial\delta\dot{u}_y}{\partial y} + \dot{\tau}_{yz}\frac{\partial\delta\dot{u}_z}{\partial y} \right.$$

$$\left. + \dot{\tau}_{zx}\frac{\partial\delta\dot{u}_x}{\partial z} + \dot{\tau}_{zy}\frac{\partial\delta\dot{u}_y}{\partial z} + \dot{\sigma}_z\frac{\partial\delta\dot{u}_z}{\partial z} \right) dV = 0 \qquad \text{(A-1-30)}$$

上式の左辺第１項に対し Gauss の発散定理を適用し，第２項にはせん断応力増分の共役性を考慮するとともに，式$(A\text{-}1\text{-}8)_{1\sim6}$を適用すると，次式を得る。

$$\int_S \left\{ \left(\dot{\sigma}_x\delta\dot{u}_x + \dot{\tau}_{yx}\delta\dot{u}_y + \dot{\tau}_{zx}\delta\dot{u}_z\right)n_x + \left(\dot{\tau}_{xy}\delta\dot{u}_x + \dot{\sigma}_y\delta\dot{u}_y + \dot{\tau}_{zy}\delta\dot{u}_z\right)n_y \right.$$

$$\left. + \left(\dot{\tau}_{xz}\delta\dot{u}_x + \dot{\tau}_{yz}\delta\dot{u}_y + \dot{\sigma}_z\delta\dot{u}_z\right)n_z \right\} dS$$

$$+\int_V \left(\dot{\sigma}_x\delta\dot{\varepsilon}_x + \dot{\sigma}_y\delta\dot{\varepsilon}_y + \dot{\sigma}_z\delta\dot{\varepsilon}_z + \dot{\tau}_{xy}\delta\dot{\gamma}_{xy} + \dot{\tau}_{yz}\delta\dot{\gamma}_{yz} + \dot{\tau}_{zx}\delta\dot{\gamma}_{zx}\right) dV = 0 \qquad \text{(A-1-31)}$$

$\{\delta\dot{u}\}$はS_u上において零であることから，S_t上においてのみ積分を実行すればよい。式(A-1-31)に式$(A\text{-}1\text{-}15)_{1\sim3}$を代入すると，最終的に次式を得る。

$$\int_{S_t} \left(\dot{\bar{T}}_x\delta\dot{u}_x + \dot{\bar{T}}_y\delta\dot{u}_y + \dot{\bar{T}}_z\delta\dot{u}_z\right) dS$$

$$-\int_V \left(\dot{\sigma}_x\delta\dot{\varepsilon}_x + \dot{\sigma}_y\delta\dot{\varepsilon}_y + \dot{\sigma}_z\delta\dot{\varepsilon}_z + \dot{\tau}_{xy}\delta\dot{\gamma}_{xy} + \dot{\tau}_{yz}\delta\dot{\gamma}_{yz} + \dot{\tau}_{zx}\delta\dot{\gamma}_{zx}\right) dV = 0 \qquad \text{(A-1-32)}$$

また，式(A-1-32)は次式のように書き表すことができる。

$$\int_{S_t} \{\delta\dot{u}\}^T \{\dot{\bar{T}}\} dS - \int_V \{\delta\dot{\varepsilon}\}^T \{\dot{\sigma}\} dV = 0 \qquad \text{(A-1-33)}$$

式(A-1-32)は式(A-1-27)と，また式(A-1-33)は式(A-1-28)と全く一致する。式(A-1-32)および(A-1-33)は釣合い方程式の弱形式表現と呼ばれるものである。すなわち，その特徴は，応力速度場の空間１階微分を含む釣合い方程式に比べ，速度場の１階微分しか現れず，また，釣合い方程式が局所的記述であるのに対し，領域にわたる積分形で表されていることである。したがって，仮想仕事の原理は釣合い方程式の弱形式表現と言い換えてもよい[6),7)]。

式(A-1-27)または式(A-1-32)および式(A-1-28)または式(A-1-33)に式(A-1-1)を代入すると，次式を得る。

$$\int_S \left(\dot{\bar{T}}_x \delta\dot{u}_x + \dot{\bar{T}}_y \delta\dot{u}_y + \dot{\bar{T}}_z \delta\dot{u}_z\right) dS$$

$$= \int_V \left(\dot{\sigma}'_x \delta\dot{\varepsilon}_x + \dot{\sigma}'_y \delta\dot{\varepsilon}_y + \dot{\sigma}'_z \delta\dot{\varepsilon}_z + \dot{\tau}'_{xy} \delta\dot{\gamma}_{xy} + \dot{\tau}'_{yz} \delta\dot{\gamma}_{yz} + \dot{\tau}'_{zx} \delta\dot{\gamma}_{zx}\right) dV$$

$$+ \int_V \left(\dot{p}_e \delta\dot{\varepsilon}_x + \dot{p}_e \delta\dot{\varepsilon}_y + \dot{p}_e \delta\dot{\varepsilon}_z\right) dV \qquad \text{(A-1-34)}$$

また，式(A-1-34)は次式のように書き表すことができる。

$$\int_{S_t} \{\delta\dot{u}\}^T \{\dot{\bar{T}}\} dS - \int_V \{\delta\dot{\varepsilon}\}^T \{\dot{\sigma}'\} dV - \int_V \{\delta\dot{\varepsilon}\}^T \{\dot{p}_w\} dV = 0 \qquad \text{(A-1-35)}$$

式(A-1-34)および式(A-1-35)は有効応力に基づく仮想仕事の原理または釣合い方程式の弱形式表現である。

A．1．4　空間および時間に関する離散化

前節において導かれた仮想仕事の原理（もしくは釣合い方程式の弱形式）を空間的に離散化するとともに，連続条件式をまず空間領域において離散化し，その後，差分近似によって時間領域における離散化を行う。

図-A-1-2は，体積Vおよび表面積Sを持ち，S_t上で表面力速度$\dot{\bar{T}}$およびS_u上で変位速度$\dot{\bar{u}}$を受け，平衡状態にある物体に対する離散化モデルを示している。この離散化モデルを構成する有限要素のうち，任意の要素を選ぶ。内挿関数を$[N_u]$で表すと，その要素内の変位速度と節点変位速度の関係は次式によって表される。

$$\{\dot{u}\} = [N_u]\{\dot{u}^N\} \qquad \text{(A-1-36)}$$

また，式(A-1-36)は次式のように分割して書き表すこともできる。

$$\dot{u}_x = \lfloor N_u^1 \rfloor \{\dot{u}^N\} \qquad \text{(A-1-37)}_1$$

$$\dot{u}_y = \lfloor N_u^2 \rfloor \{\dot{u}^N\} \qquad \text{(A-1-37)}_2$$

$$\dot{u}_z = \lfloor N_u^3 \rfloor \{\dot{u}^N\} \qquad \text{(A-1-37)}_3$$

ここで，$\{\dot{u}\}$は要素内の変位速度ベクトル，$\{\dot{u}^N\}$は要素の節点変位速度ベクトル，$\lfloor N_u^1 \rfloor$，$\lfloor N_u^2 \rfloor$および$\lfloor N_u^3 \rfloor$は$[N_u]$の第1，2および3行の成分をそれぞれ示している。式(A-1-8)に式(A-1-36)を代入すると，要素内の$\{\dot{\varepsilon}\}$と$\{\dot{u}^N\}$の関係が次式で与えられる。

$$\{\dot{\varepsilon}\} = [B_e]\{\dot{u}^N\} \qquad \text{(A-1-38)}$$

ここに，$[B_e]$は次式のようになる。

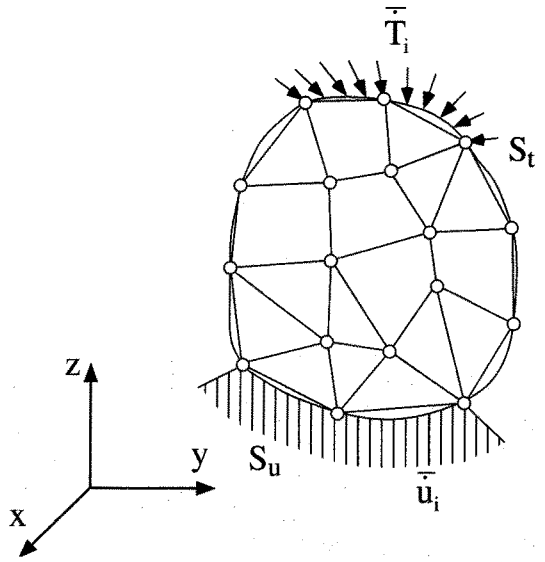


図-A-1-2　離散化モデル

$$[B_e]=$$

$$\left\{\left[\frac{\partial N_u{}^1}{\partial x}\right],\left[\frac{\partial N_u{}^2}{\partial y}\right],\left[\frac{\partial N_u{}^3}{\partial z}\right],\left[\frac{\partial N_u{}^1}{\partial y}\right]+\left[\frac{\partial N_u{}^2}{\partial x}\right],\left[\frac{\partial N_u{}^2}{\partial z}\right]+\left[\frac{\partial N_u{}^3}{\partial y}\right],\left[\frac{\partial N_u{}^3}{\partial x}\right]+\left[\frac{\partial N_u{}^1}{\partial z}\right]\right\}^T \tag{A-1-39}$$

したがって，$[N_u]$がx，yおよびzに関する一次の関数であれば，ひずみは有限要素内において一定になる。また，式(A-1-13)に式(A-1-38)を代入すると，$\dot{\varepsilon}_{vol}$は次式で与えられる。

$$\dot{\varepsilon}_{vol}=[B_V]\{\dot{u}^N\} \tag{A-1-40}$$

ここに，$[B_V]$は$\dot{\varepsilon}_{vol}$と$\{\dot{u}^N\}$とを関係付ける行列であり，次式で与えられる。

$$[B_V]=\left[\frac{\partial N_u{}^1}{\partial x}+\frac{\partial N_u{}^2}{\partial y}+\frac{\partial N_u{}^3}{\partial z}\right] \tag{A-1-41}$$

ここで，仮想節点変位速度ベクトルを導入すると，要素内における仮想変位速度ベクトルおよび仮想ひずみ速度ベクトルはそれぞれ次式で与えられる。

$$\{\delta\dot{u}\}=[N_u]\{\delta\dot{u}^N\} \tag{A-1-42}$$

$$\{\delta\dot{\varepsilon}\}=[B_e]\{\delta\dot{u}^N\} \tag{A-1-43}$$

ここに，$\{\delta\dot{u}^N\}$は仮想節点変位速度ベクトル，$\{\delta\dot{u}\}$は要素内における仮想変位速度ベクトルおよび$\{\delta\dot{\varepsilon}\}$は仮想ひずみ速度ベクトルである。これを式(A-1-36)に代入すると次式を得る。

$$\int_{S_t}\{\delta\dot{u}^N\}^T[N_u]^T\{\bar{T}\}dS$$

$$-\int_V\{\delta\dot{u}^N\}^T[B_e]^T\{\dot{\sigma}'\}dV-\int_V\{\delta\dot{u}^N\}^T[B_e]^T\{\dot{p}_w\}dV=0 \tag{A-1-44}$$

式(A-1-44)はいかなる$\{\delta\dot{u}^N\}$に対して成立しなければならない。したがって，次式が成立しなくてはならない。

$$\int_{S_t}[N_u]^T\{\bar{T}\}dS-\int_V[B_e]^T\{\dot{\sigma}'\}dV-\int_V[B_e]^T\{\dot{p}_w\}dV=0 \tag{A-1-45}$$

また，$\dot{p}_e$が有限要素内で一定であると仮定すると，$\{\dot{p}_w\}$は次式になる。

$$\{\dot{p}_w\}=\{1,1,1,0,0,0\}^T\dot{p}_e \tag{A-1-46}$$

したがって，次式が成立する。

$$[B_e]^T\{\dot{p}_w\}=[B_V]^T\dot{p}_e \tag{A-1-47}$$

式(A-1-47)を式(A-1-45)に代入すると，次式を得る。

$$\int_{S_t}[N_u]^T\{\bar{T}\}dS-\int_V[B_e]^T\{\dot{\sigma}'\}dV-\dot{p}_e\int_V[B_V]^TdV=0 \tag{A-1-48}$$

ところで，ある時間tからt+dtまでの増分について，次式が成り立つと仮定する。

$$\int_t^{t+dt}\{\dot{\overline{T}}\}dt=\{d\overline{T}\} \tag{A-1-49}$$

$$\int_t^{t+dt}\{\dot{\sigma}'\}dt=\{d\dot{\sigma}'\} \tag{A-1-50}$$

$$\int_t^{t+dt}\dot{p}_e dt=dp_e \tag{A-1-51}$$

$$\int_t^{t+dt}\{\dot{u}\}dt=\{du\} \tag{A-1-52}$$

$$\int_t^{t+dt}\{\dot{\varepsilon}\}dt=\{d\varepsilon\} \tag{A-1-53}$$

式(A-1-48)について，時間 t から t+dt までの間，$[N_u]$および$[B_e]$が変化しないと仮定し，式(A-1-49)から式(A-1-51)を代入すれば，次式が成り立つ。

$$\int_{S_t}[N_u]^T\{d\overline{T}\}dS-\int_V[B_e]^T\{d\sigma'\}dV-dp_e\int_V[B_V]^T dV=0 \tag{A-1-54}$$

式(A-1-54)は，式(A-1-34)または(A-1-35)の離散化形，すなわち離散化された有効応力の原理（釣合い方程式の弱形式）である。

一方，時間 t から t+dt までに生じる体積ひずみ増分（$d\varepsilon_{vol}$）を式(A-1-13)を使い，次のように差分近似する。

$$d\varepsilon_{vol}=dt\dot{\varepsilon}_{vol}=dt\left(\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_y}{\partial y}+\frac{\partial v_z}{\partial z}\right) \tag{A-1-55}$$

式(A-1-55)に式$(A-1-9)_{1\sim3}$を代入すると次式を得る。

$$d\varepsilon_{vol}=dt\left(\frac{k_x}{\gamma_w}\frac{\partial^2 p_e}{\partial x^2}+\frac{k_y}{\gamma_w}\frac{\partial^2 p_e}{\partial y^2}+\frac{k_z}{\gamma_w}\frac{\partial^2 p_e}{\partial z^2}\right) \tag{A-1-56}$$

いま，図-A-1-3 に示すように，要素 i の p_e を次式によって空間的に近似する。

$$p_e=\alpha_1+\alpha_2\overline{x}+\alpha_3\overline{y}+\alpha_4\overline{z}+\alpha_5\overline{x}^2+\alpha_6\overline{y}^2+\alpha_7\overline{z}^2 \tag{A-1-57}$$

ここに，$\overline{x}$，$\overline{y}$および$\overline{z}$はそれぞれ要素 i の重心に原点を持つ局所座標である。また，$\alpha_i(i=1\sim7)$は定数である。ここで，α_iは要素 i とそれに隣接する 6 つの要素の重心位置にお

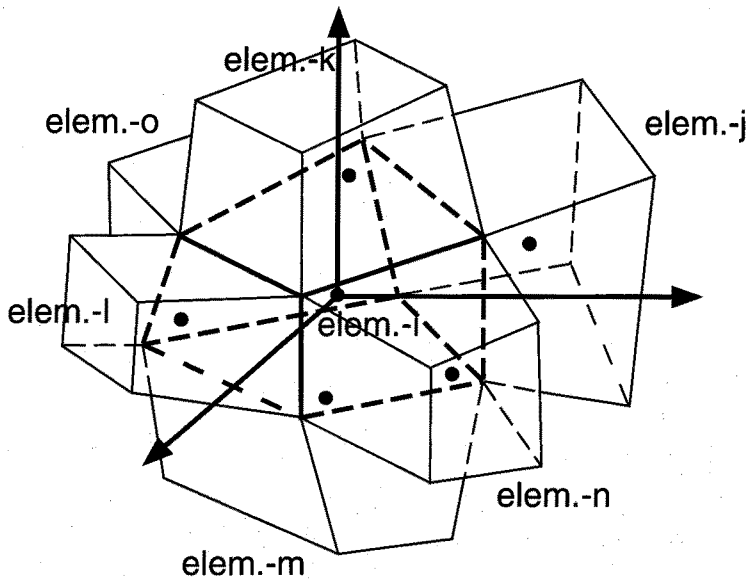


図-A-1-3　過剰間隙水圧の空間近似

ける過剰間隙水圧および局所座標の値から次式によって決定される。

$$\{\alpha\}=[A]^{-1}\{p_e{}^E\} \tag{A-1-58}$$

ここに，$\{\alpha\}$および$\{p_e{}^E\}$は，それぞれ定数ベクトルおよび要素 i とそれに隣接する 6 つの要素の重心位置における過剰間隙水圧ベクトルを示している。また，$[A]$は次式によって与えられる。

$$[A]=\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & \bar{x}_j & \bar{y}_j & \bar{z}_j & \bar{x}_j{}^2 & \bar{y}_j{}^2 & \bar{z}_j{}^2 \\ 1 & \bar{x}_k & \bar{y}_k & \bar{z}_k & \bar{x}_k{}^2 & \bar{y}_k{}^2 & \bar{z}_k{}^2 \\ 1 & \bar{x}_l & \bar{y}_l & \bar{z}_l & \bar{x}_l{}^2 & \bar{y}_l{}^2 & \bar{z}_l{}^2 \\ 1 & \bar{x}_m & \bar{y}_m & \bar{z}_m & \bar{x}_m{}^2 & \bar{y}_m{}^2 & \bar{z}_m{}^2 \\ 1 & \bar{x}_n & \bar{y}_n & \bar{z}_n & \bar{x}_n{}^2 & \bar{y}_n{}^2 & \bar{z}_n{}^2 \\ 1 & \bar{x}_o & \bar{y}_o & \bar{z}_o & \bar{x}_o{}^2 & \bar{y}_o{}^2 & \bar{z}_o{}^2 \end{bmatrix} \tag{A-1-59}$$

ここで，次式で定義されるベクトルを導入する。

$$\{\bar{x}\}=\left\{1,\bar{x},\bar{y},\bar{z},\bar{x}^2,\bar{y}^2,\bar{z}^2\right\}^T \tag{A-1-60}$$

式(A-1-58)ならびに式(A-1-60)を式(A-1-57)に代入すれば，次式を得る。

$$p_e=\{\bar{x}\}^T\{\alpha\}=\{\bar{x}\}^T[A]^{-1}\{p_e{}^E\} \tag{A-1-61}$$

ところで，時間増分 dt 間における過剰間隙水圧の時間代表値（$\bar{p}_e$）を差分近似によって次式で与える。

$$\bar{p}_e=(1-\theta)p_e{}^t+\theta p_e{}^{t+dt} \tag{A-1-62}$$

ここに，$p_e{}^t$および$p_e{}^{t+dt}$はそれぞれ時間 t および t+dt における過剰間隙水圧である。また，式(A-1-62)は次式のように表すことができる。

$$\bar{p}_e=p_e{}^t+\theta dp_e \tag{A-1-63}$$

式(A-1-56)に式(A-1-61)を代入すると次式を得る。

$$d\varepsilon_{vol}=\frac{2dt}{\gamma_w}\{\bar{k}\}^T[A]^{-1}\{\bar{p}_e{}^E\} \tag{A-1-64}$$

ここに，$\{\bar{k}\}$は次式によって与えられる。

$$\{\bar{k}\}=\left\{0,0,0,0,k_x,k_y,k_z\right\}^T \tag{A-1-65}$$

したがって，時間増分 dt 間における体積変化（dV）は次式によって与えられる。

$$dV=\int_V d\varepsilon_{vol}dV=\int_V\frac{2dt}{\gamma_w}\{\bar{k}\}^T[A]^{-1}\{\bar{p}_e{}^E\}dV \tag{A-1-66}$$

一方，$d\varepsilon_{vol}$ は式(A-1-40)から次式によって与えられる。

$$d\varepsilon_{vol} = [B_V]\{du^N\} \tag{A-1-67}$$

したがって，体積変化は次式によって与えられる。

$$dV = \int_V d\varepsilon_{vol} dV = \int_V [B_V] dV \{du^N\} \tag{A-1-68}$$

式(A-1-66)と式(A-1-68)は等しいことから次式が成り立つ。

$$dV = \int_V \frac{2dt}{\gamma_w} \{\bar{k}\}^T [A]^{-1} dV \{\bar{p}_e{}^E\} = \int_V [B_V] dV \{du^N\} \tag{A-1-69}$$

式(A-1-69)に式(A-1-63)を代入すれば次式を得る。

$$[L]^T \{du^N\} - \theta [C_a] \{dp_e{}^E\} = [C_a] \{p_e{}^{E,t}\} \tag{A-1-70}$$

ここに，$[L]$および$[C_a]$はそれぞれ次式によって与えられる。

$$[L] = \int_V [B_V]^T dV \tag{A-1-71}$$

$$[C_a] = \int_V \frac{2dt}{\gamma_w} \{\bar{k}\}^T [A]^{-1} dV \tag{A-1-72}$$

したがって，式(A-1-54)と式(A-1-70)を連立させることにより，土と水の連成挙動を解くことができる。

A．2　地盤材料の力学モデル

A．2．1　概説

土の力学挙動は非線形かつ非可逆的であり，ダイレイタンシー，異方性，応力依存性および時間依存性などといった様々な特徴を有している。この力学特性を解明するために，様々な土に対して多種多様な力学試験が適用されてきた。そして，それらの力学挙動とその力学特性に影響を与える種々の要因について明らかにされてきている。土の力学モデルは，それら力学試験から得られた成果に対し，固体力学に基づく様々な理論・考え方を適用することによって構築されてきた。現在までに，様々な力学モデルが提案されており，それらのうちのいくつかは地盤の力学現象に関わる工学上の問題に適用され，顕著な成果を上げている。しかしながら，土の力学挙動に影響を及ぼす要因は多種多様であるため，現在までに土，特に不撹乱試料の採取が困難な原地盤における土の力学特性が完全に解明されたとは言い難い。このため，現在までに提案されているいかなる土の力学モデルも完全ではなく，その表現能力には限度がある。

ところで，解析的手法によって地盤の力学現象を再現しようとするとき，観測結果と再現結果の違いが許容できる範囲で地盤は理想化・単純化される。このとき，土もその力学

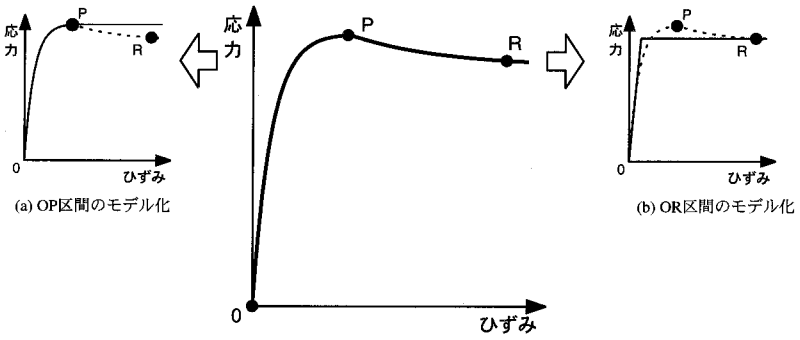


図 -A-2-1　応力－ひずみ関係のモデル化

挙動を表現する力学モデルによって置き換えられる。ただし，このとき用いる力学モデルは必ずしも土の力学挙動を完全に再現するものでなくてもよい。すなわち，図 -A-2-1 のような力学挙動を示す土を例として考えてみる。もし，検討対象とする力学現象において，土の応力とひずみの挙動がＯＰ間のみに留まるならば，ＯＰ間の力学挙動のみを対象とした力学モデルを用いてもその力学現象を十分に再現することが可能であろう。また，土の状態が点Ｒに達するような場合，点Ｒに至る過程を忠実に再現するのではなく，図 -A-2-1 中の図 (b) のようにその力学挙動を簡略化して表現する力学モデルを用いても再現される力学現象は実際の力学現象と大差がないのかもしれない。つまり，地盤の力学現象に関わる工学上の問題に対して解析的手法を適用する目的は，検討対象である力学現象を許容できる水準で再現することである。したがって，この目的を達成するためには，単に土の力学モデルのパフォーマンスだけでなく，地盤の力学現象を再現するための数学モデル全体の表現能力が問題となる。確かに，土の力学モデルは地盤の数学モデルにおいて非常に重要な役割を果たす。しかし，それはあくまで数学モデルを構成する一つの部品でしかない。したがって，土の力学モデルのパフォーマンスは，検討対象である地盤の力学現象を再現するために必要とされる数学モデルの表現能力に応じて決定されるべきである。このような点を考慮すれば，必ずしも土の力学挙動を完全に表現する力学モデルを用いる必要はなく，再現対象である力学現象に応じて力学モデルを使い分けてもよいことが理解されよう。

以下では，本論文において用いた土の力学モデルを紹介する。まず，図 -A-2-1 のＯＰ間のように，破壊状態に達するまでの土の非線形力学挙動を表現する力学モデルについて，砂質土と粘性土を対象にしたものに分け，それぞれに対して，現在までに提案されたいくつかの力学モデルについてその特徴を概観するとともに，それらのうちで本論文において用いた力学モデルについて詳細に説明する。次に，図 -A-2-1 中の図 (b) のように，土の破壊による非線形力学挙動を表現する力学モデルについて，現在までに提案されているいくつかの土の破壊基準を紹介するとともに，本論文で用いた Drucker-Prager タイプの降伏関数と塑性ポテンシャルを用いる力学モデルについて説明する。

Ａ．２．２　砂質土の力学モデル

（１）砂質土を対象とした既往の力学モデル

松井・阿部[8)9)]は，土の構成式を単調負荷に関するものと繰返し負荷に関するものとに分類し，その特徴について整理を行っている。以下では，その分類・整理方法に従い，いく

つかの砂の単調負荷モデルについて，その特徴を簡潔に述べる。

a. 単一の降伏関数を有し関連流れ則に基づくモデル　Schofield and Wroth[10] は，Granta-gravel モデルと呼ばれる Cam-clay モデルを拡張した構成モデルを提案し，砂への適用を試みている。このモデルは Cam-clay モデルとほぼ等価であるため，正のダイレイタンシー特性を表現することは難しい。DiMaggio and Sandler[11] および Sandler, DiMaggio and Baron[12] は，指数型の破壊包絡面と楕円型の降伏曲面を有するキャップモデルと呼ばれる構成モデルを提案している。また，Khosla and Wu[13] は Drucker-Prager の破壊基準と楕円型の降伏曲面を有する構成モデルを提案している。これらのモデルでは，消散エネルギー式，ダイレイタンシー特性式，塑性ひずみ増分比関係などによらず演繹的に降伏曲面が誘導されている。Miura, Murata and Yasufuku[14] は Cam-clay モデルの消散エネルギー式を高圧下の砂の挙動に適用した。この構成モデルの基本的な表現能力は Cam-clay モデルと同等であるため，正のダイレイタンシー挙動は表現することができない。

b. 単一の降伏関数を有し非関連流れ則に基づくモデル　Poorooshasb, Holbec and Sherbourne[15),16] は，実験的な裏付けに基づき，応力比一定型の降伏関数とこれとは異なる紡錘形の塑性ポテンシャルを有する等方硬化型の構成モデルを提案している。ただし，このモデルでは，応力比一定の異方圧密過程において降伏しないことになる。この問題を解消するため，Poorooshasb [17] は応力比と平均主応力の関数である降伏曲面を有するモデルの提案を行っている。Lade and Duncan[18] は応力の１次と３次の不偏量で表現される降伏曲面と塑性ポテンシャル曲面を有する等方硬化型の構成モデルを提案した。Nova and Wood[19] は，応力比によって２つの降伏曲面を使い分け，低応力比の領域では関連流れ則，高応力比の領域では非関連流れ則を適用した構成モデルを提案している。安福ら[20),21] は，低圧から高圧までの砂のせん断挙動を実験的に検討し，試験結果に基づく降伏曲面と塑性ポテンシャル曲面を持つ等方硬化型の構成モデルを提案している。このモデルは，破壊応力比やダイレイタンシー特性におよぼす拘束圧の影響を考慮できるという特徴を有している。また，安福[22] は，異方圧密された砂の三軸試験結果[23] に基づき，このモデルを異方硬化型の構成モデルに拡張している。

c. ２つの降伏関数を有し関連流れ則に基づくモデル　土の降伏挙動は，せん断のみならず等方圧縮によっても引き起こされる。以下では，せん断および等方圧縮による降伏挙動を別々の降伏曲面を使って記述しているモデルを紹介する。Prevost and Höeg[24] は，Roscoe and Burland の revised Cam-clay モデルの考え方に基づき，ひずみ硬化のみならず非排水せん断時のひずみ軟化挙動も表現できるモデルを提案している。Nakai[25] は，せん断によって生じる塑性ひずみ増分のダイレイタンシー成分が空間活動面の概念[26] に基づく力学量 t_{ij} による応力空間において関連流れ則を満足するという仮定から，等方硬化型のモデルを提案している。このモデルは，中間主応力の影響やひずみ増分方向の応力経路依存性を考慮できる。また，このモデルは応力誘導異方性や主応力回転の影響を考慮できるように移動硬

化型モデル[27]に，さらに，固有異方性を考慮できるようにも拡張されている[28]。

d. 2つの降伏関数を有し非関連流れ則に基づくモデル　Lade[29]は，1次と3次の応力の不偏量によって表現されるせん断降伏曲面に球形の体積降伏曲面を付加した等方硬化型のモデルを提案している。前者の降伏関数には非関連流れ則を，後者の降伏関数には関連流れ則が適用されている。Vermeer[30]は，平均主応力の増加とともに大きさのみならず，その形状も変化する応力比一定型のせん断降伏曲面と平均有効主応力一定の体積降伏関数を有するモデルを提案している。このモデルでは等方圧縮に対しては関連流れ則が適用されている。一方，せん断に対しては非関連流れ則が用いられており，その際，Rowの応力－ダイレイタンシー式[31]が適用されている。Nishi and Esashi[32]は，応力比一定のせん断降伏関数と平均有効応力一定型の体積降伏関数を有するモデルを提案している。村田・兵動・安福[33]は実験結果に基づき，拘束圧の影響を考慮した等方硬化型の弾塑性構成式を提案している。このモデルでは，①降伏関数，塑性ポテンシャル，破壊包絡線および硬化関数の拘束圧依存性，②一般化せん断応力のみで決定される付加的な降伏関数，塑性ポテンシャルならびに硬化関数，③応力比によって使い分けられる2つの塑性ポテンシャル，などの特徴を有している。

（2）中井のモデル(t_{ij}-sand model)

中井ら[25]は豊浦標準砂を用いた一連の実験結果に基づき，空間活動面（SMP）の概念を一般化させた力学量{t}に基づく等方硬化型の弾塑性モデルを提案した。このモデルの特徴としては，①力学量{t}を用いているため三次元応力経路下の土の挙動を同一パラメータで説明できる，②硬化パラメータとして応力経路に依存しない状態量である塑性仕事相当量が用いられており，正のダイレイタンシー挙動が説明できる，③土の塑性ひずみ増分が等方圧縮性分とダイレイタンシー成分に分離できるため，ひずみ増分方向の応力経路依存性が表現できる，④基本的なパラメータが等方圧縮・膨潤試験結果と側圧一定三軸圧縮試験の破壊応力比および破壊時のひずみ増分比より決定できるなどが挙げられる。

中井らは，砂の全ひずみ増分（$d\varepsilon$）が弾性ひずみ増分（$d\varepsilon^{e}$），塑性ひずみ増分の等方圧縮成分（$d\varepsilon^{p(IC)}$）および塑性ひずみ増分のダイレイタンシー成分（$d\varepsilon^{p(AF)}$）の和によって表すことができると仮定した。

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^{e}\} + \{d\varepsilon^{p(IC)}\} + \{d\varepsilon^{p(AF)}\} \qquad \text{(A-2-1)}$$

ここに，$\{d\varepsilon\}$は全ひずみ増分ベクトル，$\{d\varepsilon^{e}\}$は弾性ひずみ増分ベクトル，$\{d\varepsilon^{p(IC)}\}$は塑性ひずみ増分の等方圧縮成分ベクトルおよび$\{d\varepsilon^{p(AF)}\}$塑性ひずみ増分のダイレイタンシー成分ベクトルである。以下にそれぞれのひずみ成分について説明する。

a. 弾性ひずみ増分　図-A-2-1は等方圧縮・膨潤試験における体積ひずみと等方圧縮応力の関係を模式的に示している。等方圧縮・膨潤試験における除荷時を弾性状態であると仮定すると，そのときの体積ひずみ（$\varepsilon_{vol}{}^{e}$）は次式によって表される。

$$\varepsilon_{vol}{}^{e} = C_e\left\{\left(\frac{p'}{P_a}\right)^m - \left(\frac{p'_0}{P_a}\right)^m\right\} \qquad (A\text{-}2\text{-}2)$$

ここに，P_aは大気圧，p'_0およびp'はそれぞれ基準状態および現在の状態における平均主応力，m は材料定数である。また，C_eは除荷時の体積ひずみと圧密圧力の関係における直線の傾きを表している。式(A-2-2)から弾性体積ひずみ増分（$d\varepsilon_{vol}{}^{e}$）と平均主応力増分（dp'）の関係が次式によって与えられる。

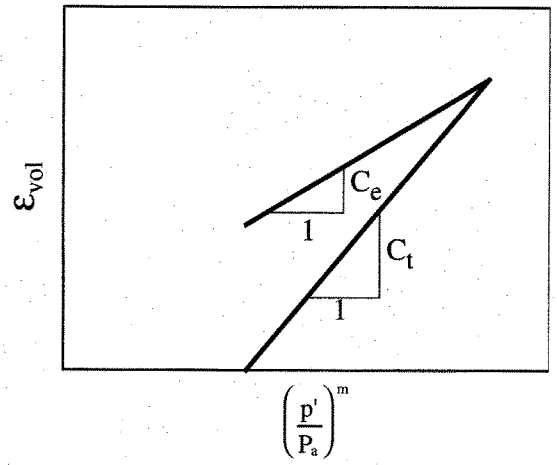


図-A-2-1　等方圧縮・膨潤試験における体積ひずみと等方圧縮応力の関係

$$dp' = \frac{P_a{}^m}{mC_e p'^{\,m-1}} d\varepsilon_{vol}{}^{e} = K_e d\varepsilon_{vol}{}^{e} \qquad (A\text{-}2\text{-}3)$$

ここに，K_eは体積弾性係数である。また，せん断弾性係数（G_e）は次式によって与えられる。

$$G_e = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K_e \qquad (A\text{-}2\text{-}4)$$

ここに，ν はポアソン比である。

b. 塑性ひずみ増分の等方圧縮成分　　図-A-2-1 から等方圧縮・膨潤試験における載荷時の体積ひずみ（ε_{vol}）を次式によって表すことができる。

$$\varepsilon_{vol} = C_t\left\{\left(\frac{p'}{P_a}\right)^m - \left(\frac{p'_0}{P_a}\right)^m\right\} \qquad (A\text{-}2\text{-}5)$$

ここに，C_tは載荷時の体積ひずみと圧密圧力の関係における直線の傾きを表している。式(A-2-2)を考慮すると，等方圧縮時の体積ひずみの塑性成分（$\varepsilon_{vol}{}^{p}$）は次式で与えられる。

$$\varepsilon_{vol}{}^{p} = (C_t - C_e)\left\{\left(\frac{p'}{P_a}\right)^m - \left(\frac{p'_0}{P_a}\right)^m\right\} \qquad (A\text{-}2\text{-}6)$$

したがって，塑性体積ひずみ増分（$d\varepsilon_{vol}{}^{p}$）とdp'の関係は次式によって与えられる。

$$d\varepsilon_{vol}{}^{p} = m(C_t - C_e)\frac{p'^{\,m-1}}{P_a{}^m}\langle dp'\rangle = K_p\langle dp'\rangle \qquad (A\text{-}2\text{-}7)$$

ここに，〈〉は Macauley Bracket である。また，$d\varepsilon^{p(IC)}$が等方的に生じると仮定すると，次式が成立する。

$$\{d\varepsilon^{p(IC)}\} = \{K_p\}\langle dp'\rangle \qquad (A\text{-}2\text{-}8)$$

ここに，$\{K_p\}$は次式によって与えられる。

$$\{K_p\}=\left\{\frac{K_p}{3},\frac{K_p}{3},\frac{K_p}{3},0,0,0\right\}^T \qquad \text{(A-2-9)}$$

c. 塑性ひずみ増分のダイレイタンシー成分　　中井らは豊浦標準砂を用いた排水せん断試験の結果から，SMP 上での応力比（X）と塑性ひずみ増分比（Y）との間に，図-A-2-2 に示す線形関係が存在することを明らかにした。この関係は次式で表すことができる。

$$Y=\frac{X_f-X}{\alpha}+Y_f \qquad \text{(A-2-10)}$$

ここに，X と Y は次式によって与えられる。

$$X=\frac{T_S}{T_N} \qquad \text{(A-2-11)}$$

$$Y=\frac{d\varepsilon_{SMP}^{*p(AF)}}{d\gamma_{SMP}^{*p(AF)}} \qquad \text{(A-2-12)}$$

図-A-2-3 に示すように，式(A-2-11)における T_N および T_S は SMP 上での直応力とせん断応力であり，また，式(A-2-12)における $d\varepsilon_{SMP}^{*p(AF)}$ および $d\gamma_{SMP}^{*p(AF)}$ は SMP 上での塑性体積ひずみ増分と塑性せん断ひずみ増分である。T_N および T_S は次式によって与えられる。

$$T_N=3\frac{I_3}{I_2} \qquad \text{(A-2-13)}$$

$$T_S=\frac{\sqrt{I_1I_2I_3-9I_3^{\,2}}}{I_2} \qquad \text{(A-2-14)}$$

ただし，I_1，I_2 および I_3 はそれぞれ応力の１次，２次および３次の不変量である。

式(A-2-10)における X_f および Y_f はそれぞれ破壊時における X および Y の値であり，それぞれ次式で与えられる。

$$X_f=\frac{\sqrt{2}}{3}\left(\sqrt{R_f}-\frac{1}{\sqrt{R_f}}\right) \qquad \text{(A-2-15)}$$

$$Y_f=\frac{1-\sqrt{R_f}(1-D_f)}{\sqrt{2}\{R_f+0.5(1-D_f)\}} \qquad \text{(A-2-16)}$$

ここに，R_f および D_f は材料定数であり，図-A-2-4 に示す３軸圧縮試験の結果から次式によって与えられる。

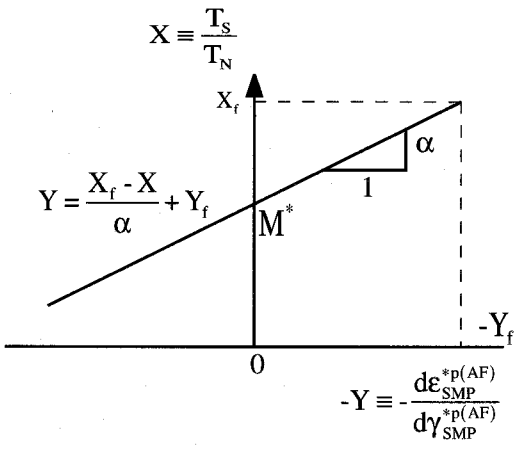


図-A-2-2　SMP 上での応力比（X）と塑性ひずみ増分比（Y）との関係

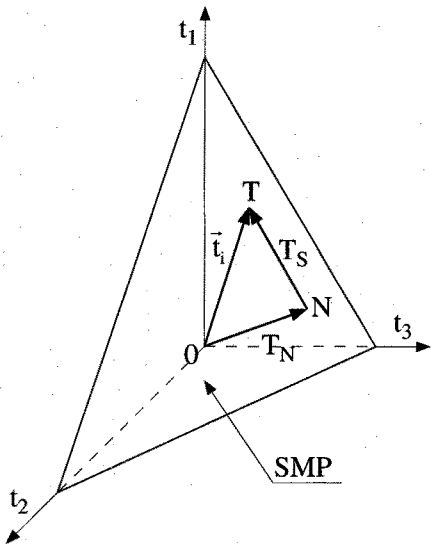


図 -A-2-3(a)　SMP 上での直応力（T_N）とせん断応力（T_S）

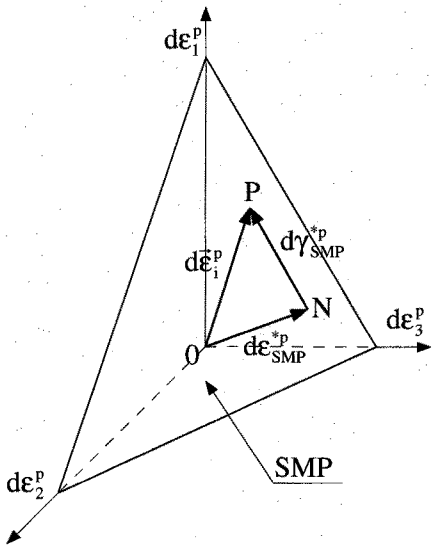


図 -A-2-3(b)　SMP 上での塑性体積ひずみ増分（$d\varepsilon_{SMP}^{*p(AF)}$）と塑性せん断ひずみ増分（$d\gamma_{SMP}^{*p(AF)}$）

$$R_f = \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{f(comp.)} = \frac{1+\sin\phi'_{(comp.)}}{1-\sin\phi'_{(comp.)}} \qquad (A-2-17)$$

$$D_f = \left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right)_{f(comp.)} \qquad (A-2-18)$$

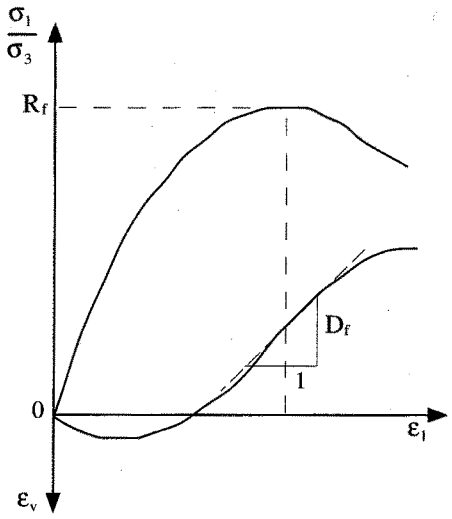


図 -A-2-4　R_f および D_f

一方，t_{ij} 空間で関齢 <ャれ則が成立するという仮定から，$d\varepsilon^{p(AF)}$ は次式で与えられる。

$$\{d\varepsilon^{p(AF)}\} = \Lambda\left\{\frac{\partial f}{\partial t}\right\} \qquad (A-2-19)$$

ここに，f は降伏関数であり，Λ は正の定数である。さらに，式(A-2-20)で示される normality rule を適用すると，降伏関数として式(A-2-21)を得る。

$$\{dt\}^T\{d\varepsilon^{p(AF)}\} = dT_N d\varepsilon_{SMP}^{*p(AF)} + dT_S d\gamma_{SMP}^{*p(AF)} = 0 \qquad (A-2-20)$$

$$f = \ln T_N + \frac{-\alpha}{1-\alpha}\ln\left|1-(1-\alpha)\frac{X}{M^*}\right| - \ln T_{N1} = 0 \qquad (A-2-21)$$

ここで，硬化パラメータとして，次式によって表される t_{ij} に基づく塑性仕事相当量（W^{*p}）を選ぶ。

$$W^{*p} = \int T_N d\varepsilon_{SMP}^{*p(AF)} \qquad (A-2-22)$$

その結果，式(A-2-21)は最終的に次式で与えられる。

$$f = \ln T_N - \frac{\alpha}{1-\alpha}\ln\left|1-(1-\alpha)\frac{X}{M^*}\right| - \frac{1}{m+1}\ln\left(\frac{W^{*p}}{K_1} + T_{N0}{}^{m+1}\right) = 0 \qquad \text{(A-2-23)}$$

ここに，K_1は次式によって与えられる。

$$K_1 = \frac{m(C_t - C_e)}{\sqrt{3}(m+1)P_a{}^m} \qquad \text{(A-2-24)}$$

図-A-2-5はT_N~T_S空間における降伏曲面ならびに応力の増分方向と塑性ひずみ増分の関係を示している。発生するひずみ増分成分は，応力の増分方向に対応してその組合せが変更される。

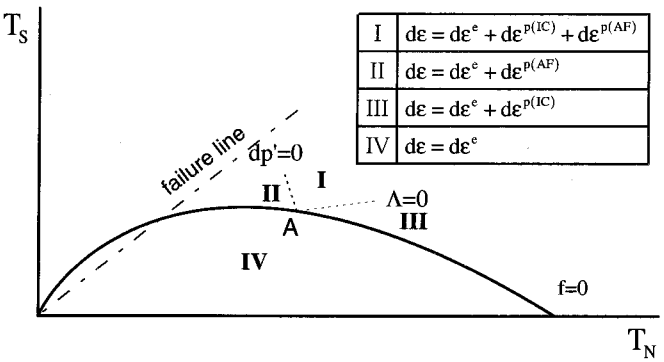


図-A-2-5　T_N~T_S空間における降伏曲面ならびに応力の増分方向と塑性ひずみ増分の関係

A．2．3　粘土の力学モデル

（1）粘土を対象とした既往の弾塑性モデル

Roscoe, Schofield and Thurairajah[34]は，せん断中に消費されるエネルギーはすべて摩擦として消散されるという消散エネルギーの仮定や塑性ひずみ増分ベクトルが降伏曲面と直交するという関連流れ則の仮定から，指数関数型の降伏関数を持つCam-clayモデルを誘導した。彼らによって提案されたCam-clayモデルは，単に正規圧密粘土の構成式としてのみならず，状態境界曲面や限界状態といった基本概念とともに，今日までの粘土の弾塑性構成式の基本となっている。Burland[35]はCam-clayモデルの基本概念の基づき，Cam-clayモデルとは異なる消散エネルギー式を使って，楕円型の降伏曲面を持つmodified Cam-clayモデルを提案した。Hata, Ohta and Yoshitani[36]は，柴田によって実験的に得られたダイレイタンシー特性式を用い，Cam-clayモデルの理論構成とは独立に等価な構成モデルを誘導した。また，このモデルはOhta and Hata[37]によって異方圧密粘土に適用できるよう拡張されている。さらに，Sekiguchi and Ohta[38]は，新たに提案した応力比パラメータを用い，このモデルを異方性や主応力の回転を考慮しうるように拡張している。Mitachi and Kitago[39]はダイレイタンシー特性式の関数形を実験的に決定し，Ohtaらと同様な考え方に基づく異方圧密の影響を考慮できる構成式を誘導している。Matsui and Abe[5]は塑性ひずみ増分比～応力（応力比）関係を仮定せず，フィッテングパラメータを導入して個々の粘土の変形特性を直接的に評価し，これを導入した構成式を誘導した。彼らの誘導した構成式は異方圧密粘土へも適用されている。

以上は，単一の降伏曲面を有し関連流れ則に従う正規圧密粘土を対象とした弾塑性構成式である。以下では，それ以外の弾塑性構成式について述べる。Nakai and Matsuoka[40),41]は，彼らが砂質土に対する構成モデルとして提案したtij-sand modelの基本概念を粘土にも適用

し，構成式を誘導した。すなわち，粘土の全ひずみ増分を弾性成分，等方的な塑性成分およびダイレイタンシーによる塑性成分の３つの成分に分離し，そのうち，ダイレイタンシーによる塑性成分が，空間活動面の概念を一般化させた力学量 t_{ij} による関連流れ則から決定されると仮定し，中間主応力の影響を考慮した弾塑性構成式（tij-clay model）を誘導した。Ohmaki[42] は塑性ひずみ増分が応力比による成分と等方応力による成分の２つに分離できると仮定し，それぞれ２つの降伏関数，塑性ポテンシャル関数を有する非関連流れ則に従う構成式を提案した。Hirai[43] は拡張された Ziegler の移動硬化則を用い，非関連流れ則による異方圧密粘土の構成式を導いている。Asaoka, Nakano and Noda[44] は Hashiguchi and Ueno[45] および Hashiguchi[46] によって提案された下負荷面モデルの考え方を Cam-clay モデルに適用し，下負荷面 Cam-clay モデルを導いた。そして，それを非常に過圧密比の大きい粘土の力学挙動に適用している。また，Asaoka, Nakano and Noda[47] は下負荷面 Cam-clay モデルの正規降伏曲面の外側に上負荷面を仮定した上負荷面 Cam-clay モデルを提案した。Asaoka, Nakano, Noda and Kaneda[48] はこのモデルを自然堆積粘土の一次元圧密挙動に適用している。

（２）粘土を対象とした既往の弾粘塑性モデル

粘土の力学挙動は載荷時間や載荷速度など，いわゆる時間依存性（速度依存性）の影響が大きいことが知られている。弾塑性構成式では，これらの影響を考慮することができないため，何らかの形で時間依存挙動を構成式に取り込む努力がなされてきた。その結果，塑性と粘性の両方を考慮した弾粘塑性構成理論に基づく粘土の構成式がいくつか提案されている。粘土の弾粘塑性構成式を大別すると，①応力空間内に静的降伏曲面と動的負荷曲面を考慮し，その差が材料のひずみ速度依存挙動，すなわち粘塑性挙動であるとした Perzyna の理論に基づく超過応力型の弾粘塑性構成式，および②理論構成のなかに粘性効果や時間依存性を表現する内部変数を導入し，降伏曲面が時間とともに変化するという概念に基づく流動曲面型の弾粘塑性構成式の２つが主流である[49),50)]。

a. 超過応力型の弾粘塑性モデル[51)]　Adachi and Okano[52] は Perzyna の弾粘塑性理論に基づいて Cam-clay モデルを弾粘塑性モデルへと拡張した。この構成式では，ひずみ効果パラメータとして非弾性最大ひずみが用いられている。Oka[53]，Adachi and Oka[54] は硬化パラメータとして非弾性体積ひずみを仮定し，Adachi and Okano の構成式を拡張し，二次圧密，クリープ，ひずみ速度効果等の粘土の時間依存的挙動を表現できる理論を提案した。一方，Perzyna の超過応力型の弾粘塑性理論ではクリープ破壊現象に代表される加速クリープ挙動が説明できない[55),56)]。Oka, Adachi and Mimura[57] は，この点を粘塑性パラメータの応力比依存性として捉え，第２材料関数を導入することによりモデルの拡張修正を行った。さらに，この構成モデルは非線形移動硬化則を導入することにより，異方圧密粘土や繰返し挙動が表現できるように拡張されている[58)]。Akai, Adachi and Nishi[59),60] は，大谷石（多孔質凝灰岩）のクリープ挙動を調べ，体積膨張を伴う粘塑性挙動を表現できる堆積軟岩の構成式を誘導している。Katona[61] は，３種類の曲面で定義された静的降伏曲面を有する構成モデルを

提案した。このモデルは，粘塑性キャップモデルと呼ばれる。Kaliakin and Dafalias[62),63)]は，正規圧密状態のみならず過圧密状態における粘土の弾塑性および粘塑性挙動を表現するために，境界曲面モデルを適用した構成モデルを提案している。

b. 流動曲面型の弾粘塑性モデル　　いわゆる流動曲面型の弾粘塑性理論では，全ひずみ速度は弾性成分と粘塑性成分の和として与えられる。そして，粘塑性ひずみ速度の方向は，非定常な流動曲面上の応力点における外向き法線ベクトルと一致すると仮定される[49)]。Sekiguchi and Ohta[38)]およびSekiguchi[64)]はこの考えに基づき粘土のひずみ速度依存性，クリープおよびリラクゼーション挙動を表現できる弾粘塑性構成モデルを提案した。さらに，Sekiguchi[65)]はこの理論に基づき，粘土の非排水強度に与える時間依存性の影響およびクリープ破壊挙動について考察を行っている。Nova[66)]は，流動曲面と塑性ポテンシャルの関数形を応力比によって規定し，非関連流れ則に基づく弾粘塑性モデルを提案している。Matsui and Abe[67),68),69)]は，時間依存性の内部変数として粘性体積ひずみを考え，その移行方程式に関する考察に基づく弾粘塑性モデルを提案している。Nakai and Tsuzuki[70)]はNakai and Matsuoka[40),41)]によって提案された弾塑性構成式にSekiguchi[64)]による非定常流動曲面型の粘塑性理論を導入し，中間主応力の影響，ひずみ増分方向の応力経路依存性および時間依存的変形特性を考慮した弾粘塑性構成式を誘導した。

（3）松井・阿部による弾塑性モデル

松井・阿部[5)]は，一般的な消散エネルギー式やダイレイタンシー特性式を仮定せず，粘性土個々の変形特性を直接的に評価するという考えに基づき，正規圧密粘性土の弾塑性構成式を誘導した。この構成式の特徴は，①塑性ひずみ増分比～応力比関係を仮定せず，フィッティングパラメータを導入することにより，個々の正規圧密粘性土の変形特性を直接的に構成式に反映できる，②圧密に起因する応力誘導異方性を考慮することができる，③異方圧密時の応力比$\eta_0=\eta_{K0}$において主導側および受働側の２つの降伏関数が共通の外向き法線方向を有している，④異方圧密時の応力比$\eta_0=\eta_{K0}$においてK_0圧密変形条件が成立する，⑤塑性ひずみ増分は関連流れ則によって決定され，塑性体積ひずみを硬化パラメータとしている，などが挙げられる。以下に，その構成モデルについて説明する。

まず，関連流れ則が成立することから，塑性ひずみ増分ベクトルの方向は降伏関数の外向き法線方向に一致する。

$$\frac{d\gamma^p}{dv^p}=-\frac{dp'}{dq} \qquad \text{(A-2-25)}$$

ここに，塑性ひずみ増分比（φ）ならびに応力比（η）をそれぞれ次式によって与える。

$$\frac{d\gamma^p}{dv^p}=-\frac{dp'}{dq}=\frac{1}{\varphi} \qquad \text{(A-2-26)}$$

$$\eta=\frac{q}{p'} \qquad \text{(A-2-27)}$$

式(A-2-26)および式(A-2-27)を用いると，式(A-2-25)は次式のようになる。

$$p'\,d\eta + \eta dp' = -\varphi dp' \qquad \text{(A-2-28)}$$

したがって，次式が成り立つ。

$$\frac{dp'}{p'} + \frac{d\eta}{\varphi + \eta} = 0 \qquad \text{(A-2-29)}$$

ところで，松井・阿部はφをηのみの関数として次式で与えた。

①主働応力状態の場合

$$\frac{1}{\varphi} = \frac{d\gamma^p}{dv^p} = \frac{\alpha_a}{M_a - \eta} \qquad \text{(A-2-30)}$$

②受働応力状態の場合

$$\frac{1}{\varphi} = \frac{d\gamma^p}{dv^p} = -\frac{\alpha_p}{M_p + \eta} \qquad \text{(A-2-31)}$$

ここに，M_aおよびM_pは，それぞれ主働応力状態および受働応力状態における限界状態での応力比，α_aおよびα_pは，それぞれ主働応力状態および受働応力状態における塑性増分比パラメータである。ただし，$M_p>0$である。塑性増分比パラメータはフィッティングパラメータであり，要素試験結果に基づき決定される。また，積分にあたっては定数とみなされる。

式(A-2-29)に式(A-2-30)または式(A-2-31)を代入し，$\eta=\eta_{K0}$において$p_y=p'$という条件の下に積分すると，次式を得る。

①主働応力状態の場合

$$f_a = p'\left\{\frac{M_a + (\alpha_a - 1)\eta}{M_a + (\alpha_a - 1)\eta_{K0}}\right\}^{\left(\frac{\alpha_a}{\alpha_a - 1}\right)} = p'_y \qquad \text{(A-2-32)}$$

②受働応力状態の場合

$$f_p = p'\left\{\frac{M_p + (1 - \alpha_p)\eta_{K0}}{M_p + (1 - \alpha_p)\eta}\right\}^{\left(\frac{\alpha_p}{1 - \alpha_p}\right)} = p'_y \qquad \text{(A-2-33)}$$

ここに，α_aおよびα_pは，$\alpha_a<1$および$\alpha_p<1$を満足するものとする。

図-A-2-6は，式(A-2-32)および式(A-2-33)から得られるp'-q平面上における降伏曲面ならびに対応する間隙比と平均有効主応力の関係を示している。図から，p'_yはη_{K0}線と降伏曲面が交わる点における平均有効主応力であることが分かる。つまり，降伏曲面上の点Aから点Bに状態が移動するとき，p'_yはe-ln p'曲線上を点A'から点B'に移動する。したがって，A'点におけるp'_yに代表される降伏曲面上の応力状態からB'点におけるp'_yに代表される降伏曲面上の応力状態へ至るいかなる経路においても，生じる間隙比の変化の塑性

成分すなわち塑性体積ひずみ増分は常に等しいことが分かる。図-A-2-6を参考にすると，間隙比（e）の弾性成分（e^e）と塑性成分（e^p）はそれぞれ次式のようになる。

$$de = -\lambda \frac{dp'_y}{p'_y} \qquad (A-2-34)$$

$$de^e = -\kappa \frac{dp'_y}{p'_y} \qquad (A-2-35)$$

$$de^p = -(\lambda - \kappa) \frac{dp'_y}{p'_y} \qquad (A-2-36)$$

ここに，λおよびκはそれぞれe-lnp'曲線における圧縮指数および膨潤指数である。したがって，塑性体積ひずみ増分（dv^p）および塑性体積ひずみ増分（dv^e）はそれぞれ次式で与えられる。

$$dv^p = \frac{-de^p}{1+e} = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \frac{dp'_y}{p'_y} \qquad (A-2-37)$$

$$dv^e = \frac{de^e}{1+e} = \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp'_y}{p'_y} \qquad (A-2-38)$$

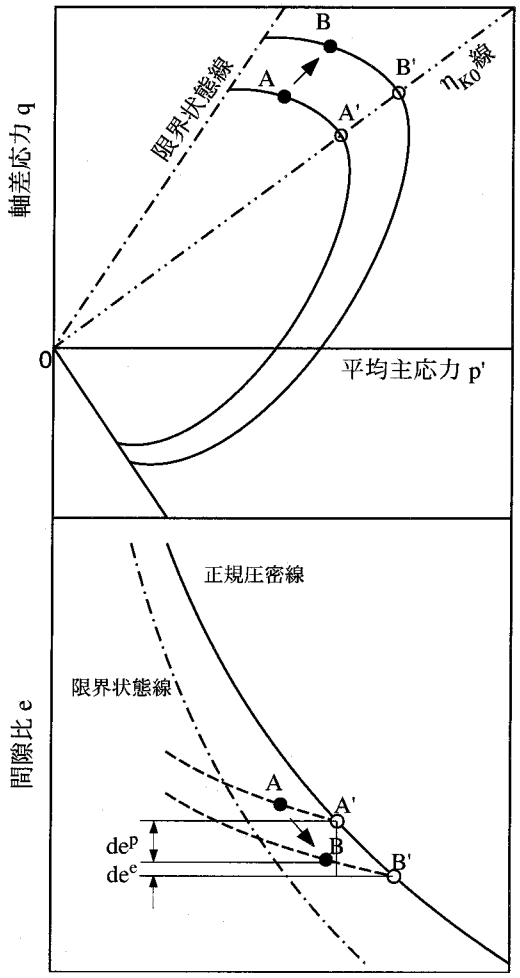


図-A-2-6　降伏曲面と圧縮曲線の関係

弾性状態では，p'_yがp'と等しいことを考慮すれば，式(A-2-38)は次のようになる。

$$dv^e = \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp'}{p'} = \frac{1}{K_e} dp' \qquad (A-2-39)$$

ここに，K_eは体積弾性係数である。弾性変形が等方的に起こると仮定するすれば次式が成り立つ。

$$E = 3(1-2\nu)K_e = \frac{3(1-2\nu)(1+e)p'}{\kappa} \qquad (A-2-40)$$

ここに，Eおよびνはそれぞれ弾性係数とポアソン比である。

ところで，式(A-2-29)に式(A-2-30)を代入し，降伏関数としてp'_yを考えると次式が成り立つ。

$$\frac{dp'_y}{p'_y} - \frac{dp'}{p'} - \frac{d\eta}{(M-\eta)/\alpha_a + \eta} = 0 \qquad (A-2-41)$$

式(A-2-41)を式(A-2-37)に代入すれば，dv^pは次式のようになる。

$$dv^p = \frac{-de^p}{1+e} = \frac{\lambda-\kappa}{1+e}\left(\frac{dp'}{p'} + \frac{d\eta}{(M-\eta)/\alpha_a + \eta}\right) \qquad (A-2-42)$$

また，式(A-2-41)を式(A-2-30)に代入することにより，塑性せん断ひずみ増分（$d\gamma^p$）を得る。

$$d\gamma^p = \frac{\lambda-\kappa}{1+e}\left(\frac{dp'}{p'} + \frac{d\eta}{(M-\eta)/\alpha_a + \eta}\right)\frac{\alpha_a}{M-\eta} \qquad (A-2-43)$$

同様の定式化は受働側においても可能であることはいうまでもない。

式(A-2-37)を $p'_y=p'_{y0}$ において $v_p=0$ という条件のもとに積分すると，次式を得る。

$$v^p = \frac{\lambda-\kappa}{1+e}\ln\frac{p'_y}{p'_{y0}} \qquad (A-2-44)$$

式(A-2-44)に式(A-2-32)および式(A-2-33)を代入すると，次式を得る。

①主働応力状態の場合

$$v^p = \frac{\lambda-\kappa}{1+e}\left[\ln\left(\frac{p'}{p'_{y0}}\right) + \left(\frac{\alpha_a}{\alpha_a-1}\right)\ln\left\{\frac{M_a+(\alpha_a-1)\eta}{M_a+(\alpha_a-1)\eta_{K0}}\right\}\right] \qquad (A-2-45)$$

②受働応力状態の場合

$$v^p = \frac{\lambda-\kappa}{1+e}\left[\ln\left(\frac{p'}{p'_{y0}}\right) + \left(\frac{\alpha_p}{1-\alpha_p}\right)\ln\left\{\frac{M_p+(1-\alpha_p)\eta_{K0}}{M_p+(1-\alpha_p)\eta}\right\}\right] \qquad (A-2-46)$$

ところで，式(A-2-32)および式(A-2-33)から，降伏曲面は異方圧密時の応力比において接続する２つの降伏曲面から構成されている。この点が降伏曲面における特異点になってはならない。したがって，異方圧密時の応力比において２つの降伏関数は共通の外向き法線方向を有することが必要である。つまり，式(A-2-30)と式(A-2-31)が $\eta=\eta_{K0}$ において等しくなくてはならない。

$$\frac{\alpha_a}{M_a-\eta_{K0}} = -\frac{\alpha_p}{M_p+\eta_{K0}} \qquad (A-2-47)$$

また，異方圧密時の応力比において，粘性土の変形特性が正確に表現されなければならない。このため，次に示す２つの制約条件が課せられる。

①等方圧密モデル ($\eta_{K0}=0$) の場合：

等方圧密時においてせん断ひずみ増分が生じない。したがって，式(A-2-30)と式(A-2-31)が $\eta_{K0}=0$ においてゼロでなければならない。つまり，次式が成立しなくてはならない。

$$\left(\alpha_a\right)_{\eta=\eta_{K0}}=\left(\alpha_p\right)_{\eta=\eta_{K0}}=0 \tag{A-2-48}$$

②K_0圧密モデルの場合

異方圧密時の応力比において，次式のK_0圧密条件を満足しなければならない。

$$\frac{d\varepsilon_v}{dv}=1 \tag{A-2-49}$$

ここに，ε_vは鉛直ひずみである。

式(A-2-49)は次式が成立すれば常に成り立つ。

$$\frac{d\varepsilon_v{}^e}{dv^e}=1 \tag{A-2-50}$$

$$\frac{d\varepsilon_v{}^p}{dv^p}=1 \tag{A-2-51}$$

式(A-2-50)に関しては，νとK_0の関係が次式を満足すれば自動的に成立する。

$$\nu=\frac{K_0}{1+K_0} \tag{A-2-52}$$

一方，式(A-2-51)は，$\eta=\eta_{K0}$において，次式を満足しなければならない。

$$\left(\frac{d\gamma^p}{dv^p}\right)_{\eta=\eta_{K0}}=\frac{2}{3}\frac{d\varepsilon_v{}^p}{dv^p}=\frac{2}{3} \tag{A-2-53}$$

式(A-2-30)および式(A-2-31)に式(A-2-50)を代入すると，$\eta=\eta_{K0}$においてα_aおよびα_pが満足すべき条件がそれぞれ次式で与えられる。

①主働応力状態の場合

$$\alpha_a\Big|_{\eta=\eta_{K0}}=\frac{2}{3}\left(M_a-\eta_{K0}\right) \tag{A-2-54}$$

②受働応力状態の場合

$$\alpha_p\Big|_{\eta=\eta_{K0}}=-\frac{2}{3}\left(M_p+\eta_{K0}\right) \tag{A-2-55}$$

（4）松井・阿部による弾粘塑性モデル

松井・阿部は，粘性土の時間依存的変形特性が時間に依存しない弾塑性変形と時間依存特性を有する粘性変形のcouplingによって表現されると考えた。そこで，塑性体積ひずみ（$\varepsilon_{vol}{}^p$）と粘性体積ひずみ（v^v）の和で与えられる粘塑性体積ひずみ（v^{vp}）を仮定し，これをひずみ硬化パラメータとした弾粘塑性構成式を提案した[67),68),69)]。

通常，粘性土の粘性圧縮特性は長期圧密試験等から求めることができる。これらの実験結果によれば，粘性体積ひずみ速度（$\dot{v}^v$）は次式によって表すことができる。

$$\dot{v}^v = \frac{\dot{v}_r^v}{(1+\beta t)^{\alpha+1}} \qquad \text{(A-2-56)}$$

ここに，tは時間，αおよびβはそれぞれ材料定数である。また，（$\dot{v}_r^v$）も材料定数であり，基準粘性体積ひずみ速度と呼ばれるものである。

体積ひずみのクリープ挙動は時間の対数に比例して生じるとみなせる場合が多い。式(A-2-56)においてα=0の場合，体積ひずみが時間の対数に比例して生じることを意味している。したがって，α=0の場合，式(A-2-56)は次式のように表すことができる。

$$\frac{v^v}{\mu} = -\ln\left(\frac{\dot{v}^v}{\dot{v}_r^v}\right) \qquad \text{(A-2-57)}$$

松井・阿部によれば，式(A-2-57)は移行式と呼ばれるものであり，以下の特徴を有している。

①$\dot{v}^v < \dot{v}_r^v$において$v^v > 0$。したがって，$v^{vp} > v^p$。

②$\dot{v}^v = \dot{v}_r^v$において$v^v = 0$。したがって，$v^{vp} = v^p$。

③$\dot{v}^v > \dot{v}_r^v$において$v^v < 0$。したがって，$v^{vp} < v^p$。

ここに，②の条件から$\dot{v}_r^v$はv^vが0となる境界の$\dot{v}^v$であることが分かる。また，この状態においても，$\dot{v}^v = \dot{v}_r^v$という$\dot{v}^v$を有していることから，この構成式で使用される$\varepsilon_{vol}{}^p$は完全に粘性効果のない非弾性（非可逆）体積ひずみを意味するものでなく，$\dot{v}^v = \dot{v}_r^v$という状態における非弾性（非可逆）体積ひずみを意味している。

図-A-2-7は，式(A-2-57)から得られる$\dot{v}^v$とv^vの関係を示している。図から，$\dot{v}^v/\dot{v}_r^v$がゼロに近づいてもv^vは有限値に収束しない。つまり，たとえ粘性体積ひずみ速度が0になったとしても，無限にv^{vp}が生じてしまうことになる。松井・阿部はこの問題を解決するために次式の移行式を提案した。

$$\frac{v^v}{\mu} = -\ln\left(\frac{\dot{v}^v}{\dot{v}_r^v} + \delta\right) \qquad \text{(A-2-58)}$$

ここに，δは材料定数であり，0<δ<1である。図-A-2-8は，式(A-2-58)から得られる$\dot{v}^v$とv^vの関係を示している。図から，$\dot{v}^v/\dot{v}_r^v$がゼロに近づくにつれ，v^vは次式で定義される有限値に収束することが分かる。

$$v^v = -\mu\ln(\delta) \qquad \text{(A-2-59)}$$

また，式(A-2-58)を時間tに関して積分すると，次式を得る。

$$v^v = \mu\ln\left|\frac{1}{\delta}\left[1-\exp\left\{-\frac{\delta\dot{v}_r^v}{\mu}(t+C)\right\}\right]\right| \qquad \text{(A-2-60)}$$

ここに，t=0の負荷の瞬間においてv^{vp}が発生せず，粘塑性剛性が最大になると仮定すると，次式が成立する。

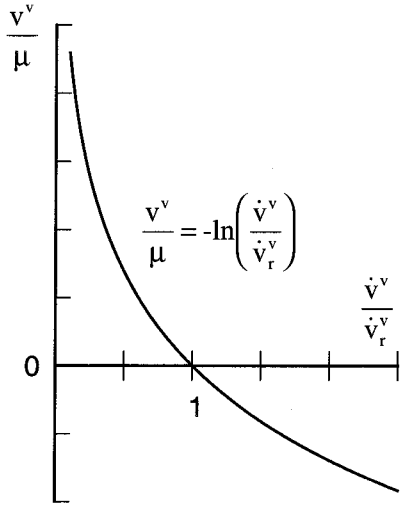


図-A-2-7　移行曲線（その１）

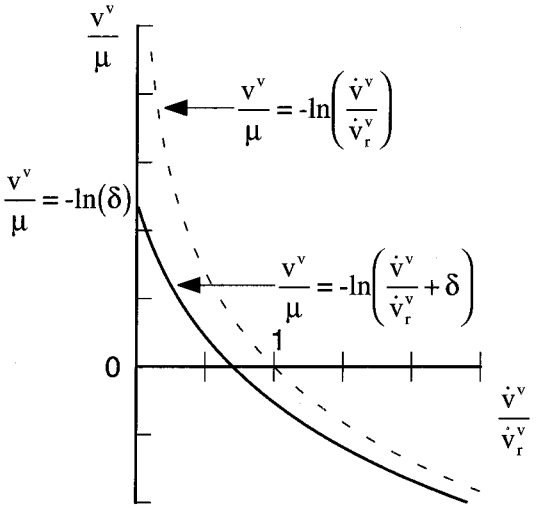


図-A-2-8　移行曲線（その２）

$$v^v\Big|_{t=0} = -v^p\Big|_{t=0} \tag{A-2-61}$$

したがって，積分定数Cは次式で与えられる。

$$C = -\frac{\mu}{\delta\dot{v}_r^v}\ln\left\{1-\delta\exp\left(-\frac{v^p}{\mu}\right)\right\} \tag{A-2-62}$$

式(A-2-60)に式(A-2-62)を代入すると，v^vは次式で与えられる。

$$v^v = \mu\ln\left|\frac{1}{\delta}\left[1-\exp\left(-\frac{\delta\dot{v}_r^v}{\mu}t\right)\left\{1-\delta\exp\left(-\frac{v^p}{\mu}\right)\right\}\right]\right| \tag{A-2-63}$$

v^{vp}がv^pとv^vの和で与えられることから，次式を得る。

$$v^{vp} = \mu\ln\left|\frac{1}{\delta}\left[\left\{1-\exp\left(-\frac{\delta\dot{v}_r^v}{\mu}t\right)\right\}\exp\left(\frac{v^p}{\mu}\right)+\delta\exp\left(-\frac{\delta\dot{v}_r^v}{\mu}t\right)\right]\right| \tag{A-2-64}$$

したがって，流動関数（f）は次式によって与えられる。

$$f = \mu\ln\left|\frac{1}{\delta}\left[\left\{1-\exp\left(-\frac{\delta\dot{v}_r^v}{\mu}t\right)\right\}\exp\left(\frac{v^p}{\mu}\right)+\delta\exp\left(-\frac{\delta\dot{v}_r^v}{\mu}t\right)\right]\right| - v^{vp} = 0 \tag{A-2-65}$$

A．2．4　土の破壊基準に基づく力学モデル

（1）土の破壊基準

土の破壊基準として古くから用いられているMohr-Coulombの基準は，破壊面上のせん断強度は垂直応力に比例して増加するというCoulombの条件と，せん断強度を破壊面上の垂直応力の関数として表すことができるというMohrの条件を結合させたものである。この基準は次式のように表される。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c\cos\phi + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi \qquad \text{(A-2-66)}$$

ここに，σ_1およびσ_3はそれぞれ最大および最小主応力であり，また，cおよびϕは粘着力とせん断抵抗角である。この基準は，式(A-2-66)から分かるように，中間主応力の影響を受けない。また，この基準を主応力空間において図示した場合，左右対称，上下非対称の六角錐が形成される。このため，隅各部において曲面の法線方向余弦を唯一に決定することができない。

Drucker and Prager は，引張強度と圧縮強度の異なる材料の降伏，または破壊基準として次式を提案した[71]。

$$\sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \qquad \text{(A-2-67)}$$

ここに，J_2は偏差応力の第２不変量，I_1は応力の第１不変量である。また，αは材料定数，k はせん断降伏応力を表している。この基準は，中間主応力の影響を考慮しているとともに，主応力空間において円錐を形成する。したがって，曲面の法線方向余弦を唯一に決定することができる。

Lade[72] は砂の降伏および破壊基準として次式を提案した。

$$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right)\left(\frac{I_1}{P_a}\right)^m = k \qquad \text{(A-2-68)}$$

ここに，I_1およびI_3は応力の第１および第３不変量，P_aは大気圧，m および k は材料定数である。また，松岡・中井[73] は粒状体を対象とした空間活動面（SMP）に基づく破壊基準として次式を提案した。

$$\frac{I_1 I_2}{I_3} = k \qquad \text{(A-2-69)}$$

ここに，I_1，I_2およびI_3はそれぞれ，応力の第１，第２および第３不変量，k は材料定数である。Lade ならびに松岡・中井の基準は，砂などの粒状体を対象とした基準であり，粘着性を有する土には適用できない。このため，松岡は，松岡・中井の基準を粘着成分を有する材料に適用できるよう拡張している[74]。

図-A-2-9 はπ面上における各基準の形状を示している。Mohr-Coulomb の基準は六角形，Drucker-Prager の基準は円形をしている。また，松岡・中井の基準は Mohr-Coulomb の基準 に外接している。このことから，松岡・中井の基準は２次元の摩擦則を表した Mohr-Coulomb の基準の３次元表示であると考えられる。

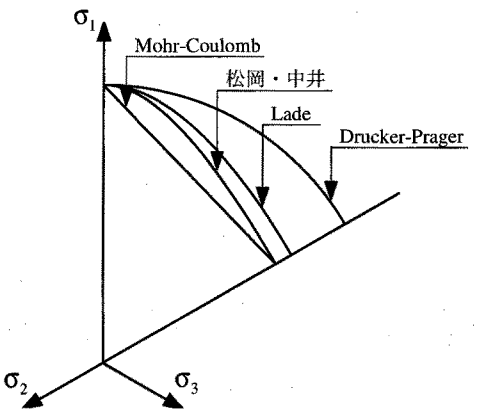


図-A-2-9　π面上における各破壊基準の比較

本節では，破壊状態に達した土の応力～ひずみ関

係を規定するために，簡便であるとともに定数の工学的意味が明確なDrucker-Pragerの破壊基準を拡張した降伏関数と同形の塑性ポテンシャルに基づく弾塑性モデルについて説明する。

（2）拡張されたDrucker-Pragerの基準に基づく力学モデル

式(A-2-67)のDrucker-Pragerの破壊基準を用い，次式によって降伏関数を与える。

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k \qquad \text{(A-2-70)}$$

つまり，f<0では弾性状態にあり，f=0に達した時点で塑性ひずみが生じる。また，図-A-2-9に示すように，π面上においてDrucker-Pragerの基準とMohr-Coulombのそれが接すると仮定すると，αとkは次のように決定される。

$$\alpha = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\sin\phi}{3 - \sin\phi} \qquad \text{(A-2-71)}$$

$$k = \frac{6}{\sqrt{3}} \frac{\cos\phi}{3 - \sin\phi} c \qquad \text{(A-2-72)}$$

したがって，式(A-2-70)は次式のように表すこともできる。

$$f = q - \frac{6\sin\phi}{3 - \sin\phi} p' - \frac{6\cos\phi}{3 - \sin\phi} c \qquad \text{(A-2-73)}$$

ただし，qは偏差応力ならびにp'は平均主応力である。

この降伏基準を見掛け上ひずみ軟化特性を示す材料に拡張するため，cおよびφをそれぞれ次式によって与える。

$$c = c_r + (c_p - c_r)\exp\left\{-\left(\frac{\gamma^p}{\gamma_c}\right)^2\right\} \qquad \text{(A-2-74)}$$

$$\phi = \phi_r + (\phi_p - \phi_r)\exp\left\{-\left(\frac{\gamma^p}{\gamma_\phi}\right)^2\right\} \qquad \text{(A-2-75)}$$

ここに，c_pおよびc_rはそれぞれピーク時および残留時の見かけの粘着力成分，γ_cは粘着成分に関するひずみ軟化指数，ϕ_pおよびϕ_rはそれぞれピーク時および残留時の内部摩擦角，γ_ϕは内部摩擦角に関するひずみ軟化指数である。また，γ^pは一般化せん断ひずみの塑性成分である。

一方，材料が基準に達した後に発生する不可逆ひずみを塑性ひずみとみなすと，流れ則から塑性ひずみ増分を決定することができる。

$$\{d\varepsilon^p\} = \Lambda\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\} \qquad \text{(A-2-76)}$$

ここに，$\{d\varepsilon^p\}$は塑性ひずみ増分ベクトル，gは塑性ポテンシャルおよびΛは正の定数であ

る。ここで，gを次式によって表すことにする。

$$g = q - \alpha_{dil} p' \qquad \text{(A-2-77)}$$

ここに，α_{dil}は材料のダイレイタンシー特性を表すパラメータであり，式(A-2-76)と式(A-2-77)から次のように与えられる。

$$\alpha_{dil} = -\frac{dv^p}{d\gamma^p} \qquad \text{(A-2-78)}$$

ここに，dv^pおよび$d\gamma^p$はそれぞれ塑性体積ひずみ増分および塑性せん断ひずみ増分である。したがって，α_{dil}は塑性ひずみ増分比を示している。

ところで，各種の実験結果から，地盤材料のダイレイタンシー特性はせん断ひずみの増加とともにある一定の値に収束する傾向がある。そこで，α_{dil}を次式で近似することにする。

$$\alpha_{dil} = \alpha_{dil,r} + \left(\alpha_{dil,p} - \alpha_{dil,r}\right)\exp\left\{-\left(\frac{\gamma^p}{\gamma_d}\right)^2\right\} \qquad \text{(A-2-79)}$$

ここに，$\alpha_{dil,p}$および$\alpha_{dil,r}$はそれぞれピーク時および残留時の塑性ひずみ増分比，γ_dはα_{dil}に関するせん断ひずみ変化指数である。

A．3　力学モデルの離散化方程式への適用

A．3．1　概説

A．2で説明した弾塑性または弾粘塑性理論に基づく土の力学モデルをA．1で説明した多次元圧密有限要素法に適用するためには，それらを増分形のマトリックス表示に書き直す必要がある。また，A．2．4で説明した破壊基準に基づく力学モデルはひずみ硬化しないため，その適用にあたっては解が不安定になる場合が多い。以下では，まず，A．2で説明した力学モデルの有限要素法への適用方法として，ひずみ硬化を考慮する力学モデルを対象とした解析法である，応力増分とひずみ増分の関係を陽な形で与える応力積分による方法について説明する。次に，ひずみ硬化を考慮していない力学モデルに対する解析法である，応力増分とひずみ増分の平衡状態を反復計算によって求めるリターンマッピング法について説明するとともに，応力積分による方法とリターンマッピング法を組合せることにより，地盤材料の破壊を考慮した新たな多次元圧密有限要素解析手法を提案する。

A．3．2　応力積分による方法

（1）弾塑性モデルのマトリックス表示と離散化方程式への適用

全ひずみ増分を弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和として与える。

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \qquad \text{(A-3-1)}$$

ここに，$\{d\varepsilon\}$は全ひずみ増分ベクトル，$\{d\varepsilon^e\}$は弾性ひずみ増分ベクトル，および$\{d\varepsilon^p\}$は塑性ひずみ増分ベクトルである。$d\varepsilon^p$が流れ則に従うと仮定し，塑性ポテンシャルをgとすれ

ば次式が成立する。

$$\{d\varepsilon^p\} = \Lambda\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\} \tag{A-3-2}$$

ここに，Λは正の定数である。

ところで，降伏関数（f）は，一般に次式によって表現できる。

$$f = f(\sigma, \{\varepsilon^p\}, \kappa) \tag{A-3-3}$$

ここに，κは硬化パラメータである。κは硬化の程度を表し，降伏曲面の大きさに寄与する。一般に，κは塑性ひずみと共に変化することから，κの変化は次式で表される。

$$d\kappa = d\kappa(\{d\varepsilon^p\}) \tag{A-3-4}$$

$d\kappa$が$\{d\varepsilon^p\}$の同次一次形であると仮定すると，次式のように表すことができる。

$$d\kappa = \{h\}^T\{d\varepsilon^p\} \tag{A-3-5}$$

ここに，$\{h\}$として応力ベクトル（$\{\sigma'\}$）を用いると，式(A-3-5)は次のようになる。

$$d\kappa = \{\sigma'\}^T\{d\varepsilon^p\} \tag{A-3-6}$$

したがって，κは塑性仕事に対応する。また，$\{h\}$としてKronecker delta関数を用いると，式(A-3-5)は次のようになる。

$$d\kappa = dv^p \tag{A-3-7}$$

したがって，κは塑性体積ひずみに対応する。

いま，fに対し，Pragerの適応の条件を適用すると，式(A-3-3)は次式のようになる。

$$df = \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^T\{d\sigma'\} + \left\{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^p}\right\}^T\{d\varepsilon^p\} + \frac{\partial f}{\partial \kappa}d\kappa = 0 \tag{A-3-8}$$

式(A-3-8)に式(A-3-2)を代入し，また，式(A-3-5)からΛは次のようになる。

$$\Lambda = -\frac{\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^T\{d\sigma'\}}{\left\{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^p}\right\}^T\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\} + \frac{\partial f}{\partial \kappa}\kappa\left(\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}\right)} \tag{A-3-9}$$

ここで，式(A-3-9)の分母を次式ののように置く。

$$\frac{1}{h} = -\left\{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^p}\right\}^T\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\} + \frac{\partial f}{\partial \kappa}\kappa\left(\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}\right) \tag{A-3-10}$$

このhは硬化関数と呼ばれる。式(A-3-9)を式(A-3-2)に代入すれば，$\{d\varepsilon^p\}$は次式で与えられる。

$$\{d\varepsilon^p\} = h\left\langle\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^T\{d\sigma\}\right\rangle\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}$$

ここに，$\langle\ \rangle$はMacauley bracketである。したがって，負荷・除荷の判定基準は次のようになる。

①負荷　：　$f=0,\ \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^T\{d\sigma'\}>0$　　$(A\text{-}3\text{-}12)_1$

②中立負荷　：　$f=0,\ \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^T\{d\sigma'\}=0$　　$(A\text{-}3\text{-}12)_2$

③除荷　：　$f<0,\ \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^T\{d\sigma'\}<0$　　$(A\text{-}3\text{-}12)_3$

ところで，$\{d\sigma'\}$は次式の線形関係から与えられる。

$$\{d\sigma'\}=[D^e]\{d\varepsilon^e\} \qquad (A\text{-}3\text{-}13)$$

ここに，$[D^e]$は$\{d\sigma'\}$と$\{d\varepsilon^e\}$を関係づけるマトリックスである。式(A-3-1)を適用すれば，式(A-3-13)は次式のようになる。

$$\{d\sigma'\}=[D^e]\{d\varepsilon^e\}=[D^e]\left(\{d\varepsilon\}-\{d\varepsilon^p\}\right) \qquad (A\text{-}3\text{-}14)$$

式(A-3-14)を式(A-3-8)に代入し，$d\kappa$が$\{d\varepsilon^p\}$の同次一次形であると仮定すると，次式を得る。

$$\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^T[D^e]\{d\varepsilon\}-\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^T[D^e]\Lambda\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}+\left\{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^p}\right\}^T\Lambda\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}+\frac{\partial f}{\partial \kappa}\Lambda d\kappa\left(\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}\right)=0 \qquad (A\text{-}3\text{-}15)$$

式(A-3-15)から，Λは次式のようになる。

$$\Lambda=\frac{\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^T[D^e]\{d\varepsilon\}}{\frac{1}{h}+\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^T[D^e]\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}} \qquad (A\text{-}3\text{-}16)$$

式(A-3-14)に式(A-3-2)および式(A-3-16)を代入すると，最終的に次の$\{d\sigma'\}$と$\{d\varepsilon\}$の関係を得る。

$$\{d\sigma'\}=[D^{ep}]\{d\varepsilon\} \qquad (A\text{-}3\text{-}17)$$

ここに，$[D^{ep}]$は次式によって与えられる。

$$\left[D^{ep}\right]=\left[D^{e}\right]-\frac{\left[D^{e}\right]\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^{T}\left[D^{e}\right]}{\frac{1}{h}+\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^{T}\left[D^{e}\right]\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}} \tag{A-3-18}$$

式(A-3-17)を式(A-1-54)に代入すれば，次式を得る。

$$\{dF\}-[K^{ep}]\{du^{N}\}-[L]dp_{e}=0 \tag{A-3-19}$$

ここに，$\{dF\}$，$[K^{ep}]$および$[L]$はそれぞれ次式によって与えられる。

$$\{dF\}=\int_{S_t}[N_u]^{T}\{d\overline{T}\}dS \tag{A-3-20}$$

$$\left[K^{ep}\right]=\int_{V}\left[B_e\right]^{T}\left[D^{ep}\right]\left[B_e\right]dV \tag{A-3-21}$$

$$[L]=\int_{V}\left[B_V\right]^{T}dV \tag{A-3-22}$$

また，$\{du^{N}\}$およびdp_eはそれぞれ節点変位増分ベクトルおよび過剰間隙水圧増分である。したがって，式(A-3-19)と式(A-1-70)を連立させて解くことにより，土をひずみ硬化する弾塑性体としてモデル化した場合の土と水の連成挙動を解くことができる。また，水との連成挙動を考えない場合，すなわち過剰間隙水圧の挙動を考慮しない場合には，式(A-3-23)のように式(A-3-19)の左辺第３項を消去すればよい。

$$\{dF\}-\left[K^{ep}\right]\{du^{N}\}=0 \tag{A-3-23}$$

（２）弾粘塑性モデルのマトリックス表示と離散化方程式への適用

全ひずみ速度を弾性ひずみ速度と粘塑性ひずみ速度の和として与える。

$$\{\dot{\varepsilon}\}=\{\dot{\varepsilon}^{e}\}+\{\dot{\varepsilon}^{vp}\} \tag{A-3-24}$$

ここに，$\{\dot{\varepsilon}\}$は全ひずみ速度ベクトル，$\{\dot{\varepsilon}^{e}\}$は弾性ひずみ速度ベクトル，および$\{\dot{\varepsilon}^{vp}\}$は粘塑性ひずみ速度ベクトルである。ここで，$\{\dot{\varepsilon}^{vp}\}$が流れ則に従い，粘塑性ポテンシャル関数をｇとすれば次式が成り立つ。

$$\{\dot{\varepsilon}^{vp}\}=\overline{\Lambda}\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\} \tag{A-3-25}$$

ここに，$\overline{\Lambda}$は正の定数である。

いま，ｆを次式で定義する。

$$f=\left(\sigma',\{\varepsilon^{vp}\},\kappa,\eta\right) \tag{A-3-26}$$

ここに，κはひずみ硬化パラメータ，ηは時間のみの関数である。式(A-3-26)に適応の条件を適用すると次式を得る。

$$\dot{f}=\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^{T}\{\dot{\sigma}\}+\left\{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}}\right\}^{T}\{\dot{\varepsilon}^{vp}\}+\left\{\frac{\partial f}{\partial \kappa}\right\}^{T}\dot{\kappa}+\frac{\partial f}{\partial \eta}\frac{d\eta}{dt}=0 \tag{A-3-27}$$

$\dot{\kappa}$が$\{\dot{\varepsilon}^{vp}\}$の同次１次関数であると仮定し，式(A-3-25)を適用すれば，

$$\dot{\kappa}=\overline{\Lambda}\dot{\kappa}\left(\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}\right) \tag{A-3-28}$$

式(A-3-25)と式(A-3-28)を式(A-3-27)に代入すると，次式を得る。

$$\overline{\Lambda}=-\frac{\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^{T}\dot{\sigma}'+\frac{\partial f}{\partial \eta}\frac{\partial \eta}{\partial t}}{\left\{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}}\right\}^{T}\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}+\frac{\partial f}{\partial \kappa}\dot{\kappa}\left(\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}\right)} \tag{A-3-29}$$

ここで，式(A-3-29)の分母を次式のように置く。

$$\frac{1}{\overline{h}}=-\left\{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^{vp}}\right\}^{T}\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}+\frac{\partial f}{\partial \kappa}\dot{\kappa}\left(\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}\right) \tag{A-3-30}$$

ここに，$\overline{h}$は硬化関数である。したがって，式(A-3-25)は次のようになる。

$$\{\dot{\varepsilon}^{vp}\}=\overline{h}\left\langle\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^{T}\dot{\sigma}'+\frac{\partial f}{\partial \eta}\frac{\partial \eta}{\partial t}\right\rangle\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\} \tag{A-3-31}$$

ここに，$\langle\ \rangle$は Macauley bracket である。したがって，負荷・除荷基準は次式のようになる。

負荷　：　$f=0,\quad \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^{T}\dot{\sigma}'+\frac{\partial f}{\partial \eta}\frac{\partial \eta}{\partial t}>0$　　(A-3-32)$_1$

中立負荷　：　$f=0,\quad \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^{T}\dot{\sigma}'+\frac{\partial f}{\partial \eta}\frac{\partial \eta}{\partial t}=0$　　(A-3-32)$_2$

除荷　：　$f<0,\quad \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^{T}\dot{\sigma}'+\frac{\partial f}{\partial \eta}\frac{\partial \eta}{\partial t}<0$　　(A-3-32)$_3$

ところで，応力速度は次式で与えられる。

$$\{\dot{\sigma}'\}=[D^{e}]\{\dot{\varepsilon}^{e}\} \tag{A-3-33}$$

ここに，$\{\dot{\sigma}'\}$は応力速度ベクトルである。また，式(A-3-24)を用いれば式(A-3-33)は次のようになる。

$$\{\dot{\sigma}'\}=[D^{e}]\left(\{\dot{\varepsilon}\}-\{\dot{\varepsilon}^{vp}\}\right) \tag{A-3-34}$$

式(A-3-25)および式(A-3-34)を式(A-3-27)に代入し，式(A-3-30)を適用すると，

$$\{\dot{\sigma}'\}=[D^{evp}]\left(\{\dot{\varepsilon}\}-\{\dot{\varepsilon}^{c}\}\right) \tag{A-3-35}$$

ここに，$[D^{evp}]$および$\{\dot{\varepsilon}^{c}\}$はそれぞれ次式によって与えられる。

$$\left[D^{evp}\right]=\left[D^{e}\right]-\frac{\left[D^{e}\right]\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^{T}\left[D^{e}\right]}{\frac{1}{\bar{h}}+\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma'}\right\}^{T}\left[D^{e}\right]\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\}} \tag{A-3-36}$$

$$\left\{\dot{\varepsilon}^{c}\right\}=\bar{h}\frac{\partial f}{\partial \eta}\frac{d\eta}{dt}\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma'}\right\} \tag{A-3-37}$$

ここに，$\{\dot{\varepsilon}^{c}\}$はクリープひずみ速度ベクトルと呼ばれる。

さて，式(A-3-35)は速度形によって記述されているので，増分形の関係を誘導する。ある微小時間増分 dt を仮定すると，この間に生じるクリープひずみ増分ベクトル（$\{d\varepsilon^{c}\}$）は次式によって与えられる。

$$\{d\varepsilon^{c}\}=\int_{t}^{t+dt}\{\dot{\varepsilon}^{c}\}dt \tag{A-3-38}$$

式(A-3-38)を次式によって差分近似する。

$$\{d\varepsilon^{c}\}=dt\left\{(1-\theta)\dot{\varepsilon}_{t}^{c}+\theta\dot{\varepsilon}_{t+dt}^{c}\right\} \tag{A-3-39}$$

ここに，$\dot{\varepsilon}_{t}^{c}$および$\dot{\varepsilon}_{t+dt}^{c}$は，それぞれ t および t+dt におけるクリープひずみ速度であり，θ は差分近似のための定数である。$\dot{\varepsilon}_{t+dt}^{c}$を Taylor 展開すると，次式を得る。

$$\left\{\dot{\varepsilon}_{t+dt}^{c}\right\}=\left\{\dot{\varepsilon}_{t}^{c}\right\}+\left[\frac{\partial \dot{\varepsilon}^{c}}{\partial \sigma'}\right]_{t}\{d\sigma'\}+\left\{\frac{\partial \dot{\varepsilon}^{c}}{\partial t}\right\}_{t}dt+R \tag{A-3-40}$$

ここに，R は高次の項である。式(A-3-40)を式(A-3-39)に代入し，R に関する項を無視すれば，次式を得る。

$$\left\{d\varepsilon^{c}\right\}=\left\{\dot{\varepsilon}_{t}^{c}\right\}dt+[G]\{d\sigma'\}+\{H\}dt \tag{A-3-41}$$

ここに，[G]および{H}はそれぞれ次式によって与えられる。

$$[G]=\theta dt\left[\frac{\partial \dot{\varepsilon}^{c}}{\partial \sigma'}\right]_{t} \tag{A-3-42}$$

$$\{H\}=\theta dt\left\{\frac{\partial \dot{\varepsilon}^{c}}{\partial t}\right\}_{t} \tag{A-3-43}$$

また，応力増分ベクトル（$\{d\sigma'\}$）は次式によって与えられる。

$$\{d\sigma'\}=\left[D^{e}\right]\left\{d\varepsilon^{e}\right\} \tag{A-3-44}$$

ここに，$\{d\varepsilon^{e}\}$は弾性ひずみ増分ベクトルであり，$\left[D^{e}\right]$は，$\{d\sigma'\}$と$\{d\varepsilon^{e}\}$を関係付けるマトリックスである。また，全ひずみ増分ベクトル（$\{d\varepsilon\}$）を次式で定義する。

$$\{d\varepsilon\}=\int_{t}^{t+dt}\{\dot{\varepsilon}\}dt \tag{A-3-45}$$

式(A-3-41)を式(A-3-35)に代入し，式(A-3-44)および(A-3-45)を適用すれば，次式を得る。

$$\{d\sigma'\} = [\overline{D}^{evp}](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon^c\}) \qquad \text{(A-3-46)}$$

ただし，$[\overline{D}^{evp}]$は次式によって与えられる。

$$[\overline{D}^{evp}] = ([I] + [G][D^{evp}])^{-1}[D^{evp}] \qquad \text{(A-3-47)}$$

ここに，$[I]$は単位マトリックスである。

式(A-3-46)を式(A-1-54)を代入すれば次式を得る。

$$\{dF\} - [K^{evp}]\{du^N\} + \{dF^c\} - [L]dp_e = 0 \qquad \text{(A-3-48)}$$

ここに，$[K^{evp}]$および$\{dF^c\}$はそれぞれ次式によって与えられる。

$$[K^{evp}] = \int_V [B_e]^T [\overline{D}^{evp}][B_e]dV \qquad \text{(A-3-49)}$$

$$\{dF^c\} = \int_V [B_e]^T [\overline{D}^{evp}]\{d\varepsilon^c\}dV \qquad \text{(A-3-50)}$$

また，$\{dF\}$および$[L]$はそれぞれ式(A-3-20)および式(A-3-22)に示すとおりであり，$\{du^N\}$およびdp_eはそれぞれ節点変位増分ベクトルおよび過剰間隙水圧増分である。したがって，式(A-3-48)と(A-1-70)を連立させて解くことにより，土を弾粘塑性体としてモデル化した場合の土と水の連成挙動を解くことができる。

A．3．3　リターンマッピング手法

前項では，弾塑性および弾粘塑性構成モデルに対する陽な増分形式のマトリックス表示について詳述した。この手法は，ひずみ硬化型の弾塑性および弾粘塑性構成モデルにのみ適用でき，完全弾塑性体やひずみ軟化挙動を示す材料には適用できない。これらの材料の応力増分とひずみ増分関係は陽な形では与えられず，場の支配方程式とともに境界値問題の解として与えられる。このような材料に対する解析手法はいくつか存在するが，地盤工学上の問題へ適用された手法としては，Zienkiewiczらによって提案された仮想粘塑性ひずみを用いる方法[75]，およびOritz and Simoによるリターンマッピング手法[76]が代表的であろう。Zienkiewiczらによって提案された手法は，小林[77]および飯塚ら[78),79]によって軟弱地盤の支持力問題に適用されている。一方，リターンマッピング手法は，田中ら[80]によって模型砂地盤の支持力問題に，また，松井ら[81]によってＳＣＰ改良地盤の圧密沈下の問題にも適用されている。本論文では，リターンマッピング手法を用いることとし，以下にその一般的な説明を行うとともに，Ａ．２．４（２）おいて説明した拡張されたDrucker-Pragerの基準に基づく力学モデルの適用例について述べる。

（１）リターンマッピングアルゴリズム

任意の物体の応力ベクトルを$\{\sigma_n\}$とし，応力点が降伏基準内の弾性領域にあると仮定す

る。新たなひずみ増分ベクトル$\left\{d\varepsilon_{n+1}^{(0)}\right\}$が与えられたとき，そのすべてが弾性ひずみであると仮定すると，このときの応力増分は次式によって与えられる。

$$\left\{d\bar{\sigma}_{n+1}\right\}=\left[D^{e}\right]\left\{d\varepsilon_{n+1}^{(0)}\right\} \tag{A-3-51}$$

ここに，$\left\{d\bar{\sigma}_{n+1}\right\}$は応力増分ベクトル，$\left[D^{e}\right]$は弾性状態の応力増分とひずみ増分を関係付けるマトリックスである。したがって，新たな状態における応力ベクトル（$\left\{\bar{\sigma}_{n+1}\right\}$）は次式によって与えられる。

$$\left\{\bar{\sigma}_{n+1}\right\}=\left\{\sigma_{n}\right\}+\left\{d\bar{\sigma}_{n+1}\right\} \tag{A-3-52}$$

いま，この新たな応力状態が応力空間において降伏曲面の外側に位置したとする。降伏曲面の外側には応力点が存在してはいけないため，破壊基準を満足するように応力状態を引き戻さなくてはならない。この引き戻しの過程において，ひずみ増分が変化しないと仮定すると，次式が成り立つ。

$$\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{e(1)}\right\}+\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{p(1)}\right\}=\left\{d\varepsilon_{n+1}^{(0)}\right\} \tag{A-3-53}$$

ここに，$\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{e(1)}\right\}$および$\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{p(1)}\right\}$はそれぞれ引き戻し過程において生じる弾性および塑性ひずみ増分ベクトルである。したがって，引き戻される応力増分ベクトルは次式で与えられる。

$$\left\{d\bar{\sigma}_{n+1}^{b(1)}\right\}=-\left[D^{e}\right]\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{p(1)}\right\} \tag{A-3-54}$$

ここに，$\left\{d\bar{\sigma}_{n+1}^{b(1)}\right\}$は新たな応力状態から引き戻される応力増分ベクトルである。したがって，修正された応力増分ベクトル（$\left\{d\sigma_{n+1}^{(1)}\right\}$）は次式によって与えられる。

$$\left\{d\sigma_{n+1}^{(1)}\right\}=\left\{d\bar{\sigma}_{n+1}\right\}+\left\{d\bar{\sigma}_{n+1}^{b(1)}\right\} \tag{A-3-55}$$

式(A-3-55)に式(A-3-51)，式(A-3-53)および式(A-3-54)を適用すれば，$\left\{d\sigma_{n+1}^{(1)}\right\}$は次式によって与えられる。

$$\left\{d\sigma_{n+1}^{(1)}\right\}=\left[D^{e}\right]\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{e(1)}\right\} \tag{A-3-56}$$

ところで，塑性流れ則を適用すれば，$\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{p(1)}\right\}$は次式によって与えられる。

$$\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{p(1)}\right\}=\Lambda\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma}\right\}\Bigg|_{\sigma=\sigma_{n+1}} \tag{A-3-57}$$

ここに，Λは正の定数であり，gは塑性ポテンシャルである。

さて，塑性ポテンシャルとしてDrucker-Pragerタイプの基準を用いれば，次式が成り立つ。

$$\Lambda=d\gamma^{p} \tag{A-3-58}$$

ただし，$d\gamma^{p}$は一般化塑性せん断ひずみ増分であり，次式で与えられる。

$$d\gamma^{p}=\frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{\left(d\varepsilon_{x}^{p}-d\varepsilon_{y}^{p}\right)^{2}+\left(d\varepsilon_{y}^{p}-d\varepsilon_{z}^{p}\right)^{2}+\left(d\varepsilon_{z}^{p}-d\varepsilon_{x}^{p}\right)^{2}+\frac{3}{2}\left(d\gamma_{xy}^{p\ 2}+d\gamma_{yz}^{p\ 2}+d\gamma_{zx}^{p\ 2}\right)} \tag{A-3-59}$$

また，硬化および軟化係数として一般化塑性せん断ひずみ（γ^p）を選べば，次式が成り立つ。

$$d\kappa = d\gamma^p \tag{A-3-60}$$

$$\kappa = \gamma^p = \int d\gamma^p \tag{A-3-61}$$

いま，f をテーラー展開し，高次の項を無視すれば次式を得る。

$$f(\{\sigma\},\kappa) = f\left(\left\{\sigma_{v+1}^{(0)}\right\},\kappa_{n+1}^{(0)}\right) + \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^T \left(\{\sigma\} - \left\{\sigma_{n+1}^{(0)}\right\}\right) + \frac{\partial f}{\partial \kappa}\left(\kappa - \kappa_n^{(0)}\right) \tag{A-3-62}$$

式(A-3-62)に式(A-3-58)および(A-3-60)を代入すれば，次式を得る。

$$f(\{\sigma\},\kappa) - f\left(\left\{\sigma_{n+1}^{(0)}\right\},\kappa_{n+1}^{(0)}\right) = \Lambda\left(\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^T [D^e]\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma}\right\} - \frac{\partial f}{\partial \kappa}\right) \tag{A-3-63}$$

ここに，Λは次式によって与えられる。

$$\Lambda = \frac{f(\{\sigma\},\kappa) - f\left(\left\{\sigma_{n+1}^{(0)}\right\},\kappa_{n+1}^{(0)}\right)}{\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^T [D^e]\left\{\frac{\partial g}{\partial \sigma}\right\} - \frac{\partial f}{\partial \kappa}} \tag{A-3-64}$$

したがって，式(A-3-57)および式(A-3-64)から$\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{p(1)}\right\}$が決定される。$\left\{d\bar{\varepsilon}_{n+1}^{p(1)}\right\}$が決定されれば，修正された応力状態が式(A-3-54)および式(A-3-55)を使って決定される。修正された応力状態が降伏基準を満たすまでこの過程が繰り返される。計算過程では，応力増分と弾性ひずみ増分を関係付けるマトリックスのみが使用されるため，安定して解を求めることができる。

（2）多次元圧密有限要素解析法へのリターンマッピング手法の導入[81)]

リターンマッピング手法は，反復計算により降伏条件を満足する応力状態を決定しようとする手法である。多次元圧密有限要素解析法の連成方程式は増分形で記述されているため，リターンマッピング手法を適用するためには，圧密解析手法の改良が必要となる。以下に，本解析で用いた圧密解析手法について述べる。

前項において誘導した多次元圧密有限要素解析法の剛性方程式を一般的に記述すれば，次式で与えられる。

$$[K]\{du^N\} + [L]\{dp_e{}^E\} = \{d\bar{F}\} \tag{A-3-65}$$

また，空間および時間によって離散化された連続式は，次式で与えられる。

$$[L]^T\{du^N\} - \theta[C_a]\{dp_e{}^E\} = [C_a]\{p_e{}^{E,t}\} \tag{A-3-66}$$

いま，第 i 回目の繰返し計算によって得られる節点変位増分ベクトルと間隙水圧増分ベクトルをそれぞれ$\{du^{N,i}\}$および$\{dp_e{}^{E,i}\}$とすると，これらの総和は式(A-3-65)および

(A-3-66)を満足する必要がある。すなわち，次式が成立しなくてはならない

$$[K]\sum_{i=0}^{n}\{du^{N,i}\}+[L]\sum_{i=0}^{n}\{dp_e^{E,i}\}=\{d\bar{F}\}+\sum_{i=0}^{n}\{R^{N,i}\} \qquad \text{(A-3-67)}$$

$$[L]^T\sum_{i=0}^{n}\{du^{N,i}\}-\theta[C_a]\sum_{i=0}^{n}\{dp_e^{E,i}\}=[C_a]\{p_e^{E,t}\} \qquad \text{(A-3-68)}$$

ここに，$\{R^{N,i}\}$は不釣り合い力ベクトルである。また，i=0は初期段階，i=1からが修正計算段階を表している。ここで，初期段階において次式が満足されなければならない。

$$[K]\{du^{N,0}\}+[L]\{dp_e^{E,0}\}=\{d\bar{F}\} \qquad \text{(A-3-69)}$$

$$[L]^T\{du^{N,0}\}-\theta[C_a]\{dp_e^{E,0}\}=[C_a]\{p_e^{E,t}\} \qquad \text{(A-3-70)}$$

式(A-3-67)および式(A-3-68)に式(A-3-69)および式(A-3-70)を適用し，$\{R^{N,0}\}=0$であることを考慮すれば，次式が成り立つ。

$$[K]\sum_{i=1}^{n}\{du^{N,i}\}+[L]\sum_{i=1}^{n}\{dp_e^{E,i}\}=\sum_{i=1}^{n}\{R^{N,i}\} \qquad \text{(A-3-71)}$$

$$[L]^T\sum_{i=1}^{n}\{du^{N,i}\}-\theta[C_a]\sum_{i=1}^{n}\{dp_e^{E,i}\}=0 \qquad \text{(A-3-72)}$$

したがって，上式を常に満足させるためには，各段階毎に次式が満足されなければならない。

$$[K]\{du^{N,i}\}+[L]\{dp_e^{E,i}\}=\{R^{N,i}\} \qquad \text{(A-3-73)}$$

$$[L]^T\{du^{N,i}\}-\theta[C_a]\{dp_e^{E,i}\}=0 \qquad \text{(A-3-74)}$$

式(A-3-73)と(A-3-74)を$\{R^{N,i}\}$が無視できるほど小さくなるまで解くことにより，解を得ることができる。

A．4　土－構造物間の不連続性のモデル化

A．4．1　概説

地盤における不連続性は，次の２つに大別される。

①あらかじめ破壊面の位置や方向が明かでない連続状態から，応力あるいはひずみの状態に応じて局所的な破壊面が発生し，さらにこれらが逐次進行するため，結果として不連続状態に達する場合。

②構造物と地盤との接触面や岩盤内の断層や節理などのように，あらかじめ潜在的な不連続面が決定されており，応力やひずみの状態に応じて必ずその部分に不連続面が発生する場合。

ここでは，後者の場合のような不連続性を有限要素法において表現するために開発されたジョイント要素について，①ジョイント要素の誘導過程および②不連続面における力学挙動のモデル化の観点から，いくつかの研究成果を概観する。

表 -A-4-1 は現在までに提案されたいくつかのジョイント要素に対し，それらの誘導過程における特徴を示している。現在までに，あらゆる幾何条件（平面ひずみ，軸対称，３次元）に対応したジョイント要素が提案されている。ジョイント要素の種類は，その剛性行列の誘導過程の違いによって，大きく２つに分けることができる。すなわち，一方は，Goodman ら[82] によって最初に提案された，長さが l，幅が 0 の仮想長方形のジョイント要素であり，他方は，Zienkiewisz ら[84] によって提案された，長さが l，仮想的な幅厚が t である長方形要素である。また，Goodman ら[87] は，ブロック状の岩塊の接触の問題のために，岩塊のモーメントによる不連続面における回転剛性を考慮できるジョイント要素を提案している。

表 -A-4-2 は，不連続面における力学挙動のモデル化とその適用対象を示している。不連続面における力学挙動のモデル化にあたっては，不連続面におけるせん断挙動を的確に表現することが非常に重要である。ほとんどのせん断強度のモデル化は，次式で表される

表 -A-4-1　誘導過程に注目したジョイント要素の分類

著者	要素の幾何形状			要素の厚さ
	平面ひずみ	軸対称	三次元	
1) Goodman, Taylor, Brekke (1968)[82]	○			
2) Mahtab, Goodman (1970)[83]			○	
3) Zienkiewicz, Best, Dullage, Stagg (1970)[84]	○		○	○
4) Goodman, Dubois (1972)[85]	○			
5) Ghaboussi, Wilson, Isenberg (1973)[86]	○	○		○
6) Goodman, St. John (1977)[87]	○			
7) Xiurun (1981)[88]	○			
8) Heuze, Barbour (1982)[89]		○		○
9) Belytschko, Plesha, Dowding (1984)[90]	○			
10) Desai, Sargand (1984)[91]	○			○
11) Matsui, San (1989)[92]	○			

表 -A-4-2　力学挙動ならびに適用事例によるジョイント要素の分類

著者	ダイレイタンシー	ひずみ軟化	モデル化の対象
1) Goodman, Dubois (1972)[85]	○	○	岩盤の不連続面における挙動
2) Ghaboussi, Wilson, Isenberg (1973)[86]	○		不連続面を有する問題全般
3) Goodman, St. John (1977)[87]	○	○	岩盤の不連続面における挙動
4) Xiurun (1981)[88]		○	岩盤の不連続面における挙動
5) Heuze, Barbour (1982)[89]	○		岩盤の不連続面における挙動
6) Zaman, Desai, Drumm (1984)[93]	○		構造物と地盤の不連続面における動的挙動
7) Matsui, San (1989)[92]	○		補強材と地山との境界における摩擦特性

Coulombの摩擦則に基づいている。

$$\tau=c+\sigma_n\tan\phi \qquad \text{(A-4-1)}$$

ここに，τおよびσ_nは，それぞれ不連続面に沿う方向のせん断応力および不連続面に垂直な方向の圧縮応力であり，cおよびϕは，それぞれ粘着力と摩擦角である。cおよびϕはせん断変位とともに硬化または軟化特性を示す。また，不連続面の形状や材料特性の影響によって，せん断変位に伴い不連続面において開口側の変位が生じる。このダイレイタンシー特性は強度特性と密接に関連しており，ほとんどのモデル化において考慮されている。

以下では，Goodmanら[82]の方法に基づき，平面ひずみおよび軸対称問題におけるジョイント要素の剛性行列を誘導するとともに，不連続面における任意の摩擦特性を表現するために，Rudnicki-Rice[94]による摩擦性材料の構成式を応用し，不連続面における摩擦特性の新たなモデルを提案する。

A．4．2　ジョイント要素の定式化

図-A-4-1は平面ひずみ条件におけるジョイント要素の配置を示している。図では，ジョイント要素は厚みを持つ長方形要素のように取り扱われているが，初期状態では第1節点と第4節点，第2節点と第3節点が同一の座標を持っている。したがって，ジョイント要素の厚さはゼロとなる。図に示すように，xおよびzを全体系座標軸，sおよびnを局所系座標軸とし，$\{dU\}$を全体座標系における変位増分ベクトル，$\{du\}$を局所座標系における変位増分ベクトルとする。ここに，$\{dU\}$および$\{du\}$を，それぞれ次式によって表す。

$$\{dU\}=\left\{dU_x^1,dU_z^1,dU_x^2,dU_z^2,dU_x^3,dU_z^3,dU_x^4,dU_z^4\right\}^T \qquad \text{(A-4-2)}$$

$$\{du\}=\left\{du_s^1,du_n^1,du_s^2,du_n^2,du_s^3,du_n^3,du_s^4,du_n^4\right\}^T \qquad \text{(A-4-3)}$$

$\{dU\}$と$\{du\}$の間には次の関係がある。

$$\{du\}=[T]\{dU\} \qquad \text{(A-4-4)}$$

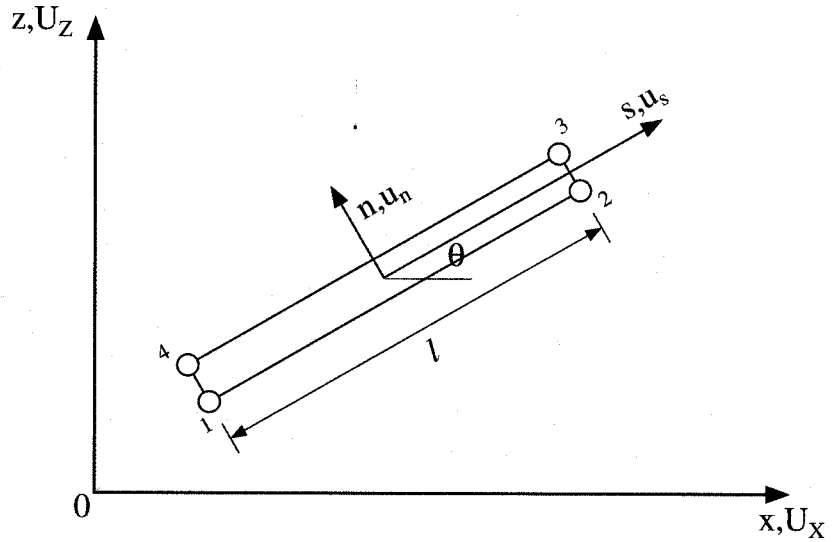


図-A-4-1　ジョイント要素の配置（平面ひずみ条件）

[T]は座標変換マトリックスであり，次式で与えられる。

$$[T]=\begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta & & & & & & \\ -\sin\theta & \cos\theta & & & & & & \\ & & \cos\theta & \sin\theta & & & & \\ & & -\sin\theta & \cos\theta & & & & \\ & & & & \cos\theta & \sin\theta & & \\ & & & & -\sin\theta & \cos\theta & & \\ & & & & & & \cos\theta & \sin\theta \\ & & & & & & -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \qquad \text{(A-4-5)}$$

ここに，ジョイント要素の相対変位増分ベクトル（$\{dw\}$）を次のように定義する。

$$\{dw\}=\begin{Bmatrix} dw_s \\ dw_n \end{Bmatrix} \qquad \text{(A-4-6)}$$

ここに，dw_s および dw_n は，それぞれジョイントに沿う方向（せん断方向）の相対変位増分およびジョイントに直角方向の相対変位増分である。ここで，$\{dw\}$ を各節点変位増分の線形内挿関係によって以下のように表すものとする。

$$\{dw\}=[B_j]\{du\} \qquad \text{(A-4-7)}$$

$[B_j]$ は以下のようになる。

$$[B_j]=\frac{1}{2}\begin{bmatrix} -A & 0 & -B & 0 & B & 0 & A & 0 \\ 0 & -A & 0 & -B & 0 & B & 0 & A \end{bmatrix} \qquad \text{(A-4-8)}$$

ここに，A および B は，それぞれ次式によって与えられる。

$$A=1-\frac{2s}{l},\ B=1+\frac{2s}{l} \qquad \text{(A-4-9)}_{1,2}$$

ここに，l はジョイント要素の長さである。

次に，ジョイント要素の応力増分ベクトルを次式にように定義する。

$$\{d\sigma\}=\begin{Bmatrix} d\sigma_s \\ d\sigma_n \end{Bmatrix} \qquad \text{(A-4-10)}$$

ここに，$d\sigma_s$ および $d\sigma_n$ は，それぞれせん断応力増分および垂直応力増分である。$\{d\sigma'\}$ と $\{dw\}$ の間に次式の関係を仮定する。

$$\{d\sigma\}=[D_j]\{dw\} \qquad \text{(A-4-11)}$$

ここに，$[D_j]$ はジョイント要素の力学特性を表現する行列であり，次式によって与えられる。

$$[D_j]=\begin{bmatrix} D_j^{11} & D_j^{12} \\ D_j^{21} & D_j^{22} \end{bmatrix} \qquad \text{(A-4-12)}$$

以上から，仮想仕事の原理に基づいてジョイント要素の剛性マトリックスは次式によって与えられる。

$$[K_L]=\int_V [B_j]^T [D_j][B_j]dV \qquad \text{(A-4-13)}$$

ここに，$[K_L]$は局所座標系の剛性行列である。平面ひずみ条件の場合（図-A-4-1），式(A-4-13)は次式のようになる。

$$[K_L]=\frac{l}{6}\begin{bmatrix} 2D_j & D_j & -D_j & -2D_j \\ D_j & 2D_j & -2D_j & -D_j \\ -D_j & -2D_j & 2D_j & D_j \\ -2D_j & -D_j & D_j & 2D_j \end{bmatrix} \qquad \text{(A-4-14)}$$

また，軸対称条件の場合（図-A-4-2），

$$[K_L]=\frac{2\pi l}{6}\begin{bmatrix} (2a_0-a_1)D_j & a_0D_j & -a_0D_j & -(2a_0-a_1)D_j \\ a_0D_j & (2a_0+a_1)D_j & -(2a_0+a_1)D_j & -a_0D_j \\ -a_0D_j & -(2a_0+a_1)D_j & (2a_0+a_1)D_j & a_0D_j \\ -(2a_0-a_1)D_j & -a_0D_j & a_0D_j & (2a_0-a_1)D_j \end{bmatrix} \qquad \text{(A-4-15)}$$

ここに，a_0およびa_1はそれぞれ次式によって与えられる。

$$a_0=\frac{r_1+r_2}{2},\ a_1=\frac{r_1-r_2}{2} \qquad \text{(A-4-16)}_{1,2}$$

ここに，r_1およびr_2は，図-A-4-2に示すように，それぞれ中心軸からの第１（第４）節点および第２（第３）節点までの半径方向の距離である。

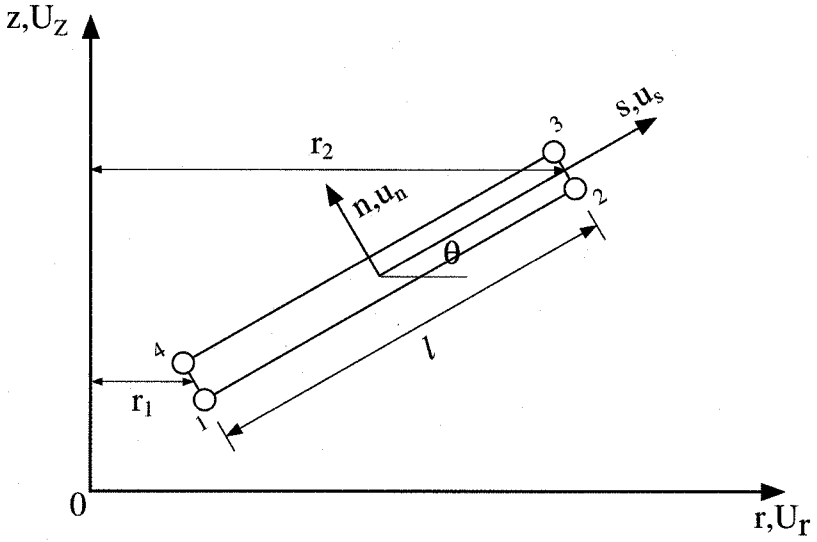


図-A-4-2　ジョイント要素の配置（軸対称条件）

最終的に式(A-4-4)を適用すると，$[K_L]$は次式によって全体座標系の剛性行列へ変換することができる。

$$[K_G]=[T]^T[K_L][T] \qquad \text{(A-4-17)}$$

ここに，$[K_G]$は全体座標系の剛性行列である。

A．4．3　不連続面の摩擦特性のモデル化

地盤と構造物の境界において生じる現象を大別すると，以下の 3 領域になる。

領域Ⅰ：地盤と構造物とは密着しており，相対変位（スリップ）も生じていない。

領域Ⅱ：地盤と構造物とは接触しているが，相対変位（スリップ）が生じている。

領域Ⅲ：地盤と構造物が剥離している。

図-A-4-3 および-A-4-4 は，これらの現象のモデル化を示している。ただし，説明を分かり易くするために，次のような仮定が設けられている。

①開口方向の変形に対する粘着成分は存在しない。

②最大摩擦応力（τ_{max}）はw_sによらず一定値を保つ。

③ダイレイタンシーは生じない。

図-A-4-3 はσ_nとw_nの関係を示している。σ_nが正，すなわち，地盤と構造物の境界面に圧縮応力が働いている場合，地盤と構造物とが接触しているものと見なされる。一方，σ_nが 0 になると構造物と地盤とは分離しているものと見なされる。そのため，σ_nは 0 よりも小さくなることはない。次に，図-A-4-4 はσ_sとw_sの関係を示している。$|\sigma_s|$がτ_{max}よりも小さい領域Ⅰでは，σ_sとw_sの間に線形関係が存在するものと仮定する。σ_sのw_sに対する傾きであるk_sが非常に大きな値であれば，$|\sigma_s|$がτ_{max}に達する際の$|w_s|$は無視し得るほど小さくなり，実質的に地盤と構造物が一体となって挙動するとみなすことができる。$|\sigma_s|$がτ_{max}に達した領域Ⅱでは，両者の間の線形関係が失われ，$|\sigma_s|$の増加無しに$|w_s|$が増加する。このことによっ

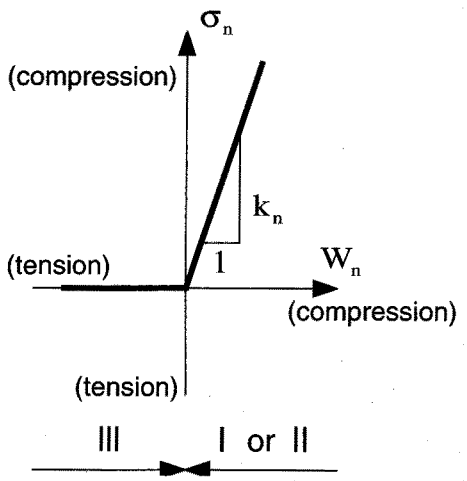


図-A-4-3　境界面における不連続挙動のモデル化

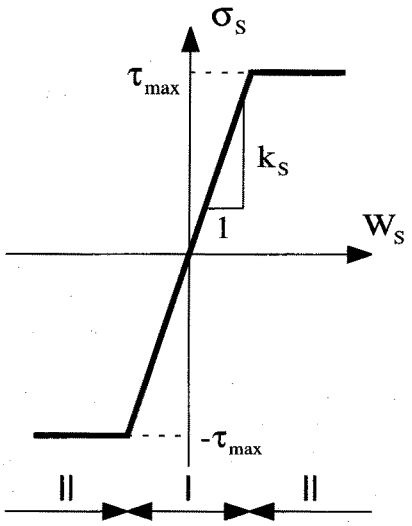


図-A-4-4　境界面におけるせん断挙動のモデル化

て，地盤と構造物との相対的な変位（スリップ）を表現することができる。

以上のような力学的な特徴を表現するため，$[D_j]$に対して以下のようなモデル化を行う。

a. 地盤と構造物の間に相対変位がない場合（領域Ⅰ）　図-A-4-3および-A-4-4から分かるように，$d\sigma_s$はdw_sのみと，また，$d\sigma_n$はdw_nのみとそれぞれに線形関係が存在する。したがって，次式が成り立つ。

$$d\sigma_s = k_s dw_s \qquad (A\text{-}4\text{-}18)_1$$

$$d\sigma_n = k_n dw_n \qquad (A\text{-}4\text{-}18)_2$$

式$(A\text{-}4\text{-}18)_{1\sim2}$を式(A-4-12)に代入すると，次式を得る。

$$[D_j] = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \qquad (A\text{-}4\text{-}19)$$

b. 地盤と構造物の間に相対変位が生じている場合（領域Ⅱ）　ジョイントがスリップ状態，つまり，ジョイント要素の相対する２面においてジョイントの方向に相対的なずれが生じている場合，発生する相対変位増分を可逆成分と不可逆成分に分離する。

$$dw_s = dw_s^e + dw_s^p \qquad (A\text{-}4\text{-}20)_1$$

$$dw_n = dw_n^e + dw_n^p \qquad (A\text{-}4\text{-}20)_2$$

ここに，dw_s^eおよびdw_n^eは，それぞれせん断方向ならびに鉛直方向の相対変位増分の可逆成分を示している。また，dw_s^pおよびdw_n^pは，それぞれせん断方向ならびに鉛直方向の相対変位速増分の不可逆成分を示している。dw_s^eおよびdw_n^eは，それぞれ次式で与えられる。

$$dw_s^e = \frac{1}{k_s} d\sigma_s \qquad (A\text{-}4\text{-}21)_1$$

$$dw_n^e = -\frac{1}{k_n} d\sigma_n \qquad (A\text{-}4\text{-}21)_2$$

ところで，地盤と構造物との間の相対変位が顕著になり始める時点において，境界面に働くσ_sとσ_nの関係が図-A-4-5の曲線によって表されるものとする。この曲線上の点（σ_n, σ_s）における接線の傾きは次式で表すことができる。

$$\mu = \frac{d\sigma_s}{d\sigma_n} \qquad (A\text{-}4\text{-}22)$$

μは摩擦係数に相当する。また，この点における不可逆変位増分の比を次式で表す。

$$\beta = \frac{dw_n^p}{dw_s^p} \qquad (A\text{-}4\text{-}23)$$

βは境界面におけるダイレイタンシー特性を表

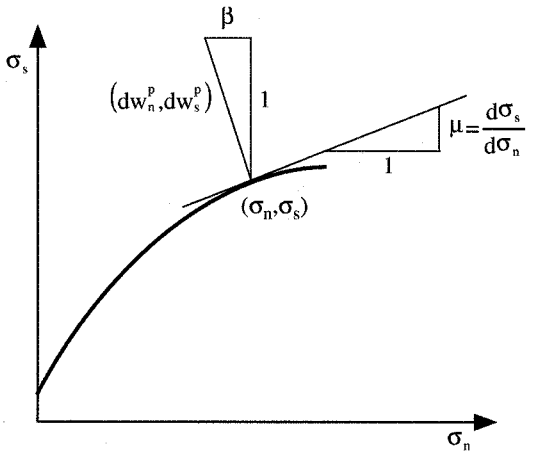


図-A-4-5　境界面におけるせん断強度と鉛直応力の関係

す係数である。

一方，図-A-4-6 に示すように，σ_n が一定の条件下において，σ_s と w_s^p 関係における接線係数を h' とすると，$d\sigma_s$ と dw_s^p の間には次式が成り立つ。

$$d\sigma_s = h'\,dw_s^p \qquad \text{(A-4-24)}$$

また，σ_n が変化する場合には次式のようになる。

$$d\sigma_s - \mu d\sigma_n = h'\,dw_s^p \qquad \text{(A-4-25)}$$

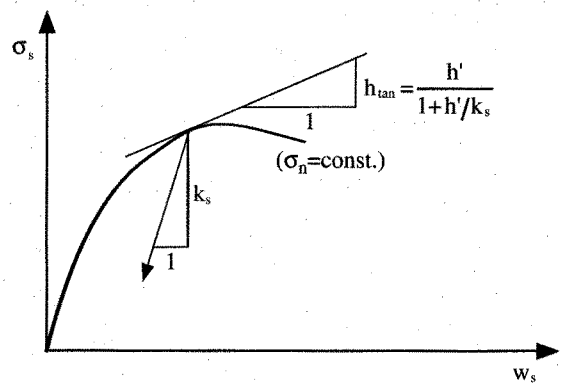


図-A-4-6　境界面におけるせん断強度とせん断変位の関係

したがって，式(A-4-25)および式(A-4-23)から，dw_s^p と dw_n^p はそれぞれ次式によって表すことができる。

$$dw_s^p = \frac{d\sigma_s - \mu d\sigma_n}{h'} \qquad \text{(A-4-26)}_1$$

$$dw_n^p = \beta\frac{d\sigma_s - \mu d\sigma_n}{h'} \qquad \text{(A-4-26)}_2$$

さらに，式$(A-4-21)_{1\sim2}$および式$(A-4-26)_{1\sim2}$を式$(A-4-20)_{1\sim2}$に代入すると，次式を得る。

$$dw_s = \frac{1}{k_s}d\sigma_s + \frac{d\sigma_s - \mu d\sigma_n}{h'} \qquad \text{(A-4-27)}_1$$

$$dw_n = -\frac{1}{k_n}d\sigma_n + \beta\frac{d\sigma_s - \mu d\sigma_n}{h'} \qquad \text{(A-4-27)}_2$$

ここで，式$(A-4-27)_{1\sim2}$を次式のように表現する。

$$\{dw\} = \left[D_j\right]^{-1}\{d\sigma\} \qquad \text{(A-4-28)}$$

ここに，$\left[D_j\right]^{-1}$は次式によって与えられる。

$$\left[D_j\right]^{-1} = \begin{bmatrix} \dfrac{1}{k_s}+\dfrac{1}{h'} & -\dfrac{\mu}{h'} \\ \dfrac{\beta}{h'} & -\dfrac{1}{k_n}-\beta\dfrac{\mu}{h'} \end{bmatrix} \qquad \text{(A-4-29)}$$

式(A-4-29)の逆関係求めると，次式を得る。

$$\left[D_j\right] = \begin{bmatrix} \dfrac{k_s h' + \beta\mu k_s k_n}{h' + k_s + \beta\mu k_n} & -\dfrac{\mu k_s k_n}{h' + k_s + \beta\mu k_n} \\ \dfrac{\beta k_s k_n}{h' + k_s + \beta\mu k_n} & -\dfrac{k_n h' + k_s k_n}{h' + k_s + \beta\mu k_n} \end{bmatrix} \qquad \text{(A-4-30)}$$

上記の誘導過程では，構造物と地盤との不連続変位の発生を規定する応力に基づく基準ならびに不連続面における不可逆変位速度比を具体的な関数として与えていない。したがって，求めようとする解の性格にしたがって，実事例に基づく任意の関係を導入することができる。

c. 地盤と構造物が剥離している場合（領域Ⅲ）　$\{dw\}$と$\{d\sigma'\}$には全く関係がないため，$[D_j]$の成分は次式のようになる。

$$D_j^{11}=D_j^{12}=D_j^{21}=D_j^{22}=0 \qquad \text{(A-4-31)}$$

したがって，$[D_j]$は次式で表される。

$$[D_j]=[0] \qquad \text{(A-4-32)}$$

A．5　サブストラクチャー法に基づく支配方程式の解法

A．5．1　概説

離散化モデルを構成する有限要素毎に作成される支配方程式や剛性方程式は，離散化モデル全体でアセンブルされ，離散化モデルの力学挙動を支配する多元連立１次方程式が形成される。この連立１次方程式に対し，境界条件を付加して解くことにより，その境界条件下における離散化モデルの挙動を得ることができる。有限要素法に基づく数値シミュレーションでは，計算の大部分がこの連立１次方程式の解法に費やされるため，それをいかに早く解くかが解析の効率化の鍵となる。

多元連立１次方程式の解法は直接法と反復法の２つに大別される。直接法はガウスの消去法に代表されるものであり，連立１次方程式を厳密に解くものである。一方，反復法は解に対する推定値を許容誤差内に入るまで反復計算によって逐次補正する方法であり，ＳＱＲ法や共役勾配法がその代表である[95)]。

以下では，直接法に基づく多元連立１次方程式の効率的な解法であるサブストラクチャーを応力積分法に基づく多次元圧密有限要素解析手法に適用することにより，効率的な解法の開発をおこなう。

A．5．2　サブストラクチャー法

いま，図-A-5-1のような離散化モデルを考える。式(A-3-19)および式(A-1-70)より，この離散化モデル全体に対する土－水連成挙動の支配方程式は次式のようになる。

$$[\boldsymbol{K}^{ep}]\{\boldsymbol{du}\}+[\boldsymbol{L}]\{\boldsymbol{dp}\}=\{\boldsymbol{dF}\} \qquad \text{(A-5-1)}$$

$$[\boldsymbol{L}]^T\{\boldsymbol{du}\}-\theta[\boldsymbol{C}_a]\{\boldsymbol{dp}\}=[\boldsymbol{C}_a]\{\boldsymbol{p}^t\} \qquad \text{(A-5-2)}$$

ここに，$[\boldsymbol{K}^{ep}]$は剛性行列，$[\boldsymbol{L}]$は変位増分と体積ひずみ増分を関係付ける行列，$\{\boldsymbol{dF}\}$は離散化モデルに作用する外力ベクトル，$[\boldsymbol{C}_a]$は過剰間隙水圧増分と体積ひずみ増分を関係付ける

行列，$\{du\}$は変位増分ベクトル，$\{dp\}$は過剰間隙水圧増分ベクトル，$\{p^t\}$は時刻 t における過剰間隙水圧ベクトルである。また，θは差分パラメータである。

この離散化モデルを図 -A-5-2 のように４つのサブストラクチャーに分割する。図中●はサブストラクチャーの境界に位置する節点を示しており，それらは複数のサブストラクチャーによって共有される。一方，○はサブストラクチャー内部に位置する節点を示しており，それらは自らのサブストラクチャーのみに属す。また，ハッチングが施された要素は他のサブストラクチャーと接する要素であり，他のサブストラクチャーに属する要素と関係を持つ。その他の要素は自らのサブストラクチャーに属する要素とのみ関連を持つ。ここで，各サブストラクチャー毎の支配方程式は次のようになる。

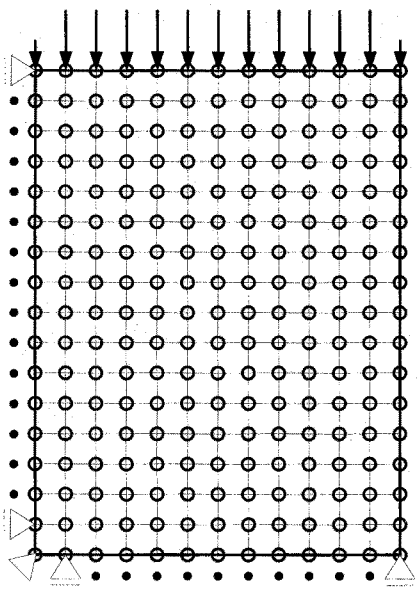


図 -A-5-1　離散化モデル

$$\left[K^{ep}{}_{ii}\right]^N\{du_i\}^N+\left[K^{ep}{}_{ib}\right]^N\{du_b\}^N+\left[L_{ii}\right]^N\{dp_i\}^N+\left[L_{ib}\right]^N\{dp_b\}^N=\{dF_i\}^N \qquad (A\text{-}5\text{-}3)_1$$

$$\left[K^{ep}{}_{bi}\right]^N\{du_i\}^N+\left[K^{ep}{}_{bb}\right]^N\{du_b\}^N+\left[L_{bi}\right]^N\{dp_i\}^N+\left[L_{bb}\right]^N\{dp_b\}^N=\{dF_b\}^N \qquad (A\text{-}5\text{-}3)_2$$

$$\left[L_{ii}\right]^{T,N}\{du_i\}^N+\left[L_{ib}\right]^{T,N}\{du_b\}^N-\theta\left[C_{a,ii}\right]^N\{dp_i\}^N-\theta\left[C_{a,ib}\right]^N\{dp_b\}^N$$

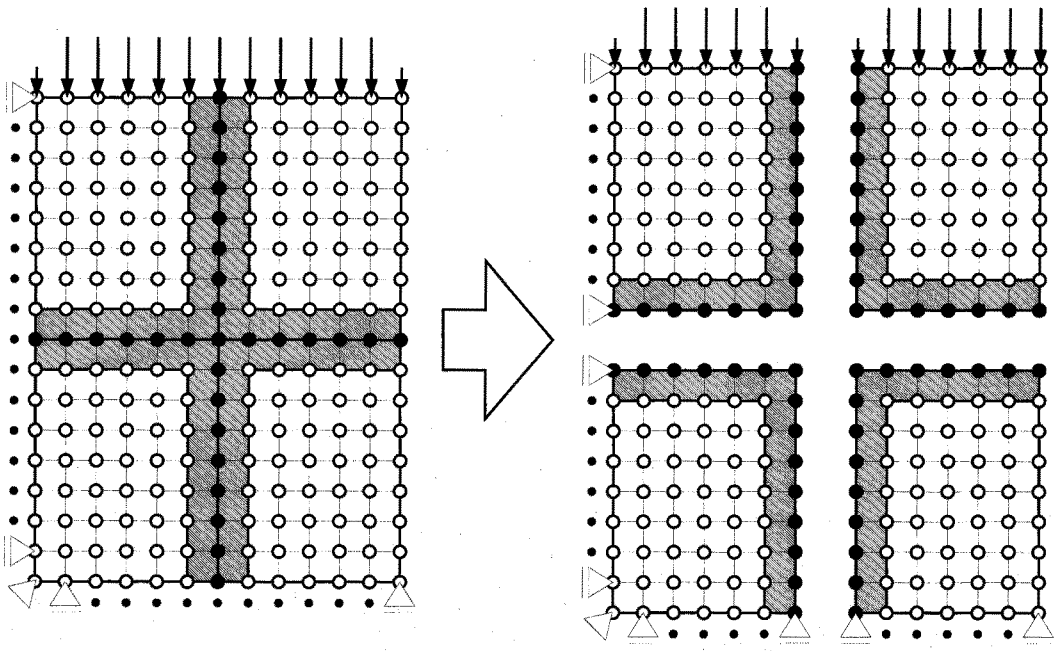


図 -A-5-2　分割された離散化モデル

$$=\left[C_{a,ii}\right]^N\left\{p_i^t\right\}^N+\left[C_{a,ib}\right]^N\left\{p_b^t\right\}^N \qquad \text{(A-5-4)}_1$$

$$\left[L_{bi}\right]^{T,N}\left\{du_i\right\}^N+\left[L_{bb}\right]^{T,N}\left\{du_b\right\}^N-\theta\left[C_{a,bi}\right]^N\left\{dp_i\right\}^N-\theta\left[C_{a,bb}\right]^N\left\{dp_b\right\}^N$$

$$=\left[C_{a,bi}\right]^N\left\{p_i^t\right\}^N+\left[C_{a,bb}\right]^N\left\{p_b^t\right\}^N \qquad \text{(A-5-4)}_2$$

ここに，上添字のNはサブストラクチャーの番号を表している。また，下添字のiは内部節点または内部要素を，bは境界節点または境界要素をそれぞれ示している。式(A-5-3)および式(A-5-4)をまとめれば，次式のようになる。

$$\left[G_{ii}\right]^N\left\{dx_i\right\}^N+\left[G_{ib}\right]^N\left\{dx_b\right\}^N=\left\{df_i\right\}^N \qquad \text{(A-5-5)}$$

$$\left[G_{bi}\right]^N\left\{dx_i\right\}^N+\left[G_{bb}\right]^N\left\{dx_b\right\}^N=\left\{df_b\right\}^N \qquad \text{(A-5-6)}$$

ここに，

$$\left[G_{ii}\right]^N=\begin{bmatrix}\left[K^{ep}{}_{ii}\right] & \left[L_{ii}\right]\\ \left[L_{ii}\right]^T & -\theta\left[C_{a,ii}\right]\end{bmatrix}^N \qquad \text{(A-5-7)}_1$$

$$\left[G_{ib}\right]^N=\begin{bmatrix}\left[K^{ep}{}_{ib}\right] & \left[L_{ib}\right]\\ \left[L_{ib}\right]^T & -\theta\left[C_{a,ib}\right]\end{bmatrix}^N \qquad \text{(A-5-7)}_2$$

$$\left[G_{bi}\right]^N=\begin{bmatrix}\left[K^{ep}{}_{bi}\right] & \left[L_{bi}\right]\\ \left[L_{bi}\right]^T & -\theta\left[C_{a,bi}\right]\end{bmatrix}^N \qquad \text{(A-5-7)}_3$$

$$\left[G_{bb}\right]^N=\begin{bmatrix}\left[K^{ep}{}_{bb}\right] & \left[L_{bb}\right]\\ \left[L_{bb}\right]^T & -\theta\left[C_{a,bb}\right]\end{bmatrix}^N \qquad \text{(A-5-7)}_4$$

$$\left\{df_i\right\}^N=\begin{Bmatrix}\left\{dF_i\right\}\\ \left[C_{a,ii}\right]\left\{p_i^t\right\}+\left[C_{a,ib}\right]\left\{p_b^t\right\}\end{Bmatrix}^N \qquad \text{(A-5-8)}_1$$

$$\left\{df_b\right\}^N=\begin{Bmatrix}\left\{dF_b\right\}\\ \left[C_{a,bi}\right]\left\{p_i^t\right\}+\left[C_{a,bb}\right]\left\{p_b^t\right\}\end{Bmatrix}^N \qquad \text{(A-5-8)}_2$$

$$\left\{dx_i\right\}^N=\begin{Bmatrix}\left\{du_i\right\}\\ \left\{dp_i\right\}\end{Bmatrix}^N \qquad \text{(A-5-9)}_1$$

$$\left\{dx_b\right\}^N=\begin{Bmatrix}\left\{du_b\right\}\\ \left\{dp_b\right\}\end{Bmatrix}^N \qquad \text{(A-5-9)}_2$$

である。

式(A-5-5)を$\{dx_i\}^N$について解けば次のようになる。

$$\{dx_i\}^N = [G_{ii}]^{-1,N}\left(\{df_i\}^N - [G_{ib}]^N\{dx_b\}^N\right) \qquad \text{(A-5-10)}$$

式(A-5-10)を式(A-5-6)に代入すれば，次式を得る。

$$\left([G_{bb}]-[G_{bi}][G_{ii}]^{-1}[G_{ib}]\right)^N\{dx_b\}^N = \left(\{df_b\}-[G_{bi}][G_{ii}]^{-1}\{df_i\}\right)^N \qquad \text{(A-5-11)}$$

ここで，式(A-5-11)はサブストラクチャーの内部節点変位増分ベクトルおよび内部要素の過剰間隙水圧増分ベクトルを消去し，サブストラクチャーの境界での節点変位増分ベクトルおよび過剰間隙水圧増分ベクトルに縮合したことを意味している。各サブストラクチャー毎に式(A-5-11)によって作成される連立１次方程式をすべてのサブストラクチャーにおいてアセンブルすれば，離散化モデル全体の挙動を支配する連立１次方程式を得る。ただし，このとき作成される連立１次方程式は離散化モデルすべての節点変位増分および過剰間隙水圧増分を未知量とするものではなく，図-A-5-3 に示すように，サブストラクチャーの境界での節点変位増分および過剰間隙水圧増分のみを未知量とするものである。次に，この連立１次方程式を解けば，$\{dx_b\}^N$を得る。この$\{dx_b\}^N$を式(A-5-10)に代入すれば，$\{dx_i\}^N$を得る。すなわち，離散化モデルの未知量である節点変位増分ベクトルと過剰間隙水圧増分ベクトルを得ることができる。

このように，離散化モデルを複数のサブストラクチャーに分割して解く利点は以下の通りである。一般に，消去法を用いて多元連立１次方程式を解く場合，連立方程式の元数を n とすれば，必要な演算回数は $n^3/6$ のオーダーである。離散化モデルを m 個のサブストラクチャーに分割すれば，各サブストラクチャーの元数はほぼ n/m となる。したがって，一つのサブストラクチャーを解くために必要な演算回数は $(n/m)^3/6$ のオーダーとなる。サブストラクチャーは m 個であるため，すべてのサブストラクチャーを解くために必要となる演算回数は $m\times(n/m)^3/6$ のオーダーとなる。また，式(A-5-11)によって作成される連立１次方程式をサブストラクチャー毎にアセンブルして得られる離散化モデル全体の挙動を支配する連立１次方程式の元数をほぼ n/m と等しく設定すれば，最終的に離散化モデルを支配する多元連立１次方程式を解くための演算回数は $(m+1)\times(n/m)^3/6$ のオーダーとなる。したがって，何も処理をしない場合に必要となる演算回数 $n^3/6$ と比べ，ほぼ m^2 分の１になることが分かる。これに加え，近年の計算機は計算を複数のプロセッサーに分割し，それぞれを同

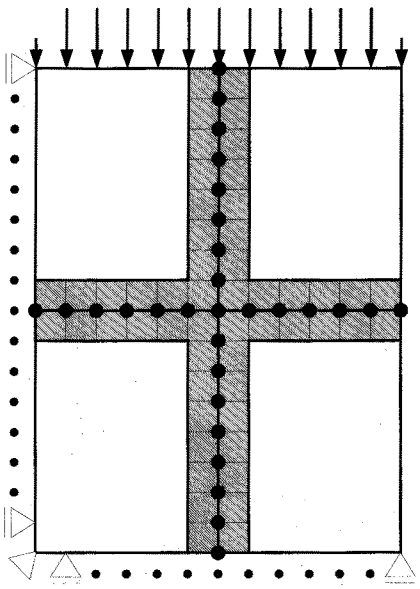


図-A-5-3　サブストラクチャーと離散化モデル

時に処理する並列型が主流となってきている。個々のサブストラクチャー毎にプロセッサーを割り当てるようなプログラムを作成することができれば，個々のサブストラクチャーの計算は同時並行して行うことができる。このため，実質の演算回数を変化させずに計算時間をさらに1/mだけ縮めることができる[97]。

参考文献 （付録）

1) 山上拓男，田村武 (1989)：有限要素法による数値解析入門　5．地盤の圧密解析，*土と基礎*, Vol. 31, No. 1, pp. 81-89.

2) 山上拓男，田村武 (1989)：有限要素法による数値解析入門　5．地盤の圧密解析，*土と基礎*, Vol. 31, No. 2, pp. 95-102.

3) Sandhu, R. S. and Wilson, E. L. (1969) : Finite-element analysis of seepage in elastic media, *Journal of Engineering Mechanics Division,* ASCE, Vol.95, EM 3, pp. 641~652.

4) Christian, J. T. and J. W. Boehmer (1970) : Plane strain consolidation by finite elements, *Journal of Soil Mechanics & Foundation Division,* ASCE, Vol.96, SM 4, pp. 1435~1457.

5) Matsui, T. and Abe, N. (1981) : Multi-dimensional elasto-plastic consolidation analysis by finite element method, *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 1, pp. 79-95.

6) 久田俊明 (1992)：*非線形有限要素法のためのテンソル解析の基礎*，丸善．

7) 久田俊明，野口祐久 (1995)：*非線形有限要素法の基礎と応用*，丸善．

8) 松井保，阿部信晴 (1983)：土の構成式入門，5．弾塑性体理論と適用（その１），*土と基礎*, Vol. 31, No. 11, pp. 97-105.

9) 松井保，阿部信晴 (1983)：土の構成式入門，5．弾塑性体理論と適用（その２），*土と基礎*, Vol. 31, No. 12, pp. 73-79.

10) Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968) : *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill.

11) DiMaggio, F. L. and Sandler, I. S. (1971) : Material model for granular soil, *Journal of Engineering Mechanics Division,* ASCE, Vol. 97, EM 3, pp. 935-950.

12) Sandler, I. S., DiMaggio, F. L. and Baladi, G. Y. (1976) : Generalized cap model for geological materials, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, GT 7, pp. 683-699.

13) Khosla, V. K., and Wu, T. H. (1977) : Stress-strain behavior of sand, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, GT 4, pp. 303-321.

14) Miura, N., Murata, H. and Yasufuku, N. (1984) : Stress-strain characteristics of sand in a particle-crushing region, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 1, pp. 77-89.

15) Poorooshasb, H. B., Holubec, I. and Sherbourne, A. N. (1966) : Yielding and flow of sand in triaxial compression : part I, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 3, No. 4, pp. 179-190.

16) Poorooshasb, H. B., Holubec, I. and Sherbourne, A. N. (1967) : Yielding and flow of sand in triaxial compression : part II and III, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 4, No. 4, pp. 376-397.

17) Poorooshasb, H. B. (1971) : Deformation of sand in triaxial compression, *Proceedings of*

4th ARCSMFE, Bangkok,Vol. 1, pp. 63-66.

18) Lade, P. V. and Duncan J. M. (1975) : Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, GT 10, pp. 1037-1053.

19) Nova, R. and Wood, D. M. (1979) : A constitutive model for sand in triaxial compression, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 3, No. 3, pp. 255-278.

20) Yasufuku, N., Murata, H. and Hyodo, M. (1988) : Application of elasto-plastic constitutive model to undistturbed soil 'Masado', *Proceedings of International Conference on Enginnering Problems of Residual Soils*, Vol. 1, pp. 759-764.

21) 安福規之 (1990) : 広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性と弾塑性構成式に関する研究 , 九州大学学位論文

22) Yasufuku, N., Murata, H., Hyodo, M. and Hyde, F. L. (1991) : A stress-strain relationship for anisotropically consolidated sand over a wide stress region, *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 4, pp. 75-92.

23) Yasufuku, N., Murata, H. and Hyodo, M. (1991) : Yield characteritcs of anisotropically consolidated sand under low and high stresses, *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 1, pp. 95-109.

24) Prevost, J. and Höeg, K. (1975) : Effective stress-strain strength model for soils, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, GT 3, pp. 259-278.

25) Nakai, T. (1989) : An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 119-137.

26) 中井照夫 , 松岡元 (1980) : ３主応力下の土のせん断挙動に関する統一的解釈 , *土木学会論文集* , No. 303 III-11, pp. 65-77.

27) Nakai, T., Fujii, J. and Taki, H. (1989) : Kinematic extension of an isotropic hardening model for sand, *Proceedings of NUMOG III*, pp. 36-45.

28) Nakai, T. and Funada, T. (1992) : Constitutive model for sand considering induced and inherent anisotropy, *Proceedings of NUMOG IV*, pp. 63-72.

29) Lade, P. V. (1977) : Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surface, *International Journal of Solids and Structure*, Vol. 13, pp. 1019-1035.

30) Vermeer, P. A. (1978) : A double hardening model for sand, *Géotechnique*, Vol. 28, No. 4, pp. 413-433.

31) Rowe, P. W. (1962) : The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proceedings of The Royal Society of London, Series A*, Vol. 269, pp. 500-527.

32) Nishi, K. and Esashi, Y. (1978) : Stress-strain relationships of sand based on elasto-plasticity theory, *Proceedigs of JSCE*, No. 280, pp. 111-122.

33) 村田秀一，兵動正幸，安福規之 (1988)：低・高圧下における砂の降伏特性を評価した弾塑性構成式について，*土木学会論文集*，No.394/III-9, pp. 11-20.

34) Roscoe, K. H., Schofiled, A. N. and Thurairajah, A. (1963) : Yielding of clay in state wetter than critical, *Géotechnique*, Vol. 13, No. 3, pp. 211-240.

35) Burland, J. B. (1965) : The yielding and dilation of clay, correspondence, *Géotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 211-214.

36) Hata, S., Ohta, H. and Yoshitani, S. (1969) : On the state surface of soils, *Proceedigs of JSCE*, No. 172, pp. 97-117.

37) Ohta, H. and Hata, S. (1971) : On the state surface of anisotropically consolidated clays, *Proceedigs of JSCE*, No. 196, pp. 117-124.

38) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977) : Induced anisotoropy and time dependency in clay, *Proceeding of Specialty Session No. 9 of 9th ICSMFE*, Tokyo, pp. 163-175.

39) Mitachi, T. and Kitago, S. (1979) : The influence of stress history and stress system on the stress-strain-strength properties of saturated clay, *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 2, pp. 45-61.

40) Nakai, T. and Matsuoka, H. (1986) : A generalized elastoplastic constitutive model for clay in three-dimensional stresses, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 3, pp. 81-98.

41) Nakai, T. and Matsuoka, H. (1986) : True triaxial tests on normally consolidated clay and analysis of the observed shear behavior using elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 4, pp. 67-78.

42) Ohmaki, S. (1979) : A mechanical model for the stress-strain behaviour of normally consolidated cohesive soil, *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 3, pp. 29-44.

43) Hirai, H. (1989) : A combined hardening model for anisotropically consolidated clays, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 3, pp. 14-24.

44) Asaoka, A., Kakano, M. and Noda, T. (1997) : Soil-water coupled behavior of heavily overconsolidated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 1, pp. 13-28.

45) Hashiguchi, K., and Ueno, M. (1977) : Elasto-plastic constitutive laws of granular materials, Constitutive equations of soils, *Proceeding of Specialty Session No. 9 of 9th ICSMFE*, Tokyo, pp. 73-82.

46) Hashiguchi, K. (1989) : Subloading surface model in unconventional plasticity, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, pp. 917-945.

47) Asaoka, A., Kakano, M. and Noda, T. (2000) : Superloading yield surface concept for

highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp. 99-110.

48) Asaoka, A., Kakano, M., Noda, T. and Kaneda, K. (2000) : Delayed compression/ consolidation of natural clay due to degradation of soil structure, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 3, pp. 75-85.

49) 松井保，阿部信晴 (1984)：土の構成式入門，５．弾塑性体理論と適用（その３），*土と基礎*, Vol. 32, No. 1, pp. 71-79.

50) Sekiguchi, H. (1985) : Macrometric approaches - Static intrinsically time dependent, *Report of ISSMFE Subcommittee on Constitutive Laws of Soils and Proceedings of Discussion Session 1A, 11th ICSMFE*, San Francisco, pp. 66-98.

51) 岡二三生 (1993)：粘土の構成式，*土質技術者のための構成式入門講習会テキスト*，（社）地盤工学会関西支部，pp.53-88.

52) Adachi, T. and Okano, M. (1974) : A constitutive equation for normally consolidated clay, *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 4, pp. 55-73.

53) Oka, F. (1981) : Prediction of time-dependent behaviour of clay, *Proceedings of 10th ICSMFE, Stockholm*, Vol. 1, pp. 215-218.

54) Adachi, T. and Oka, F. (1982) : Constitutive equations for normally consolidated clays based on elasto-viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 4, pp. 57-70.

55) Adachi, T. Oka. F. and Mimura, M. (1987) : An elasto-viscoplastic theory for clay failure, *Proceedings of 8th ARCSMFE*, Kyoto, Vol. 1, pp. 5-8.

56) Adachi, T., Oka, F. and Mimura, M. (1987) : Mathematical structure of an overstress elasto-viscoplastic model for clay, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 31-42.

57) Oka, F., Adachi, T. and Mimura, M. (1988) : Elasto-viscoplastic constitutive models for clay, *Proceeding of International Conference on Rheology and Soil Mechanics*, pp. 12-16.

58) Oka, F. (1992) : A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proceedings of NUMOG IV*, pp. 105-114.

59) Akai, K., Adachi, T. and Nishi, K. (1977) : Mechanical properties of soft rocks, *Proceedings of 9th ICSMFE*, Tokyo, Vol. 1, pp. 7-10.

60) 赤井浩一，足立紀尚，西好一 (1979)：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の時間依存特性と構成式，*土木学会論文報告集*, No.282. pp. 75-87.

61) Katona, M. G. (1984) : Evaluation of viscoplastic cap model, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 110, No. GT 8, pp. 1106-1125.

62) Kaliakin, V. N. and Dafalias, Y. F. (1990) : Theoretical aspect of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesice soils, *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 3, pp. 11-24.

63) Kaliakin, V. N. and Dafalias, Y. F. (1990) : Verification of the elastoplastic-viscoplastic

bounding surface model for cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 3, pp. 25-36.

64) Sekiguchi, H. (1977) : Rheological characteristics of clays, *Proceedings of 9th ICSMFE*, Tokyo, Vol. 1, pp. 289-292.

65) Sekiguchi, H. (1984) : Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 1, pp. 129-147.

66) Nova, R. (1982) : A viscoplastic constitutive model for normally consolidated clay, *Proceedings of IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*, pp. 287-295.

67) 阿部信晴 (1985) : 粘土の非弾性構成関係式とその多次元圧密解析への適用に関する研究 , 大阪大学学位論文

68) Matsui, T. and Abe, N. (1982) : Application of elasto-plastic and elasto-viscoplastic models to multi-dimensional consolidation analysis, *Proceedings of NUMOG*, pp. 711-720.

69) Matsui, T. and Abe, N. (1985) : Elaso/viscoplastic constitutive equation of normally consolidated clays based on flow surface theory, *Proceedings of 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Vol. 1, pp. 407-413.

70) Nakai, T. and Tsuzuki, K. (1988) : A model for predicting the viscoplastic stress-strain behaviour of clay in three-dimensional stresses, *Proceedings of 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Vol. 1, pp. 521-527.

71) 土木学会 (1989) : *材料特性の数理モデル入門～構成則主要用語解説集～*, 5．弾塑性体 , p.45.

72) Lade, P. V. (1977) : Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surface, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 13, pp. 1019-1035.

73) 松岡元 , 中井照夫 (1974) : Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stress, *土木学会論文報告集*, No. 232, pp. 59-70.

74) 松岡元 , 孫徳安 (1993) : 粘着成分を有する摩擦性材料の変形・強度特性の統一的解釈 , *土木学会論文報告集*, No. 463/III-22, pp. 163-172.

75) Zenkiewicz, O. C. and Cormeau, I. C. (1974) : Viscoplasticity and creep in elastic-solids - a unified numerical solution approach, *International Journal for Numerical Method in Engineering*, Vol. 8, pp. 821-845.

76) Ortiz, M. and J. C. Simo (1986). An Analysis of a New Class of Integration Algorithms for Elastoplastic Constitutive Relations, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 23, pp.353-366.

77) 小林正樹 (1984) : 有限要素法による地盤の安定解析 , *港湾技術研究所報告*, Vol. 23, No. 1, pp. 83-101.

78) 飯塚敦，良峰透，太田秀樹，畠昭治郎 (1987)：極限支持力と地盤内応力変化の有限要素解析，*土木学会論文報告集*，No. 382/III-7, pp. 255-263.

80) 庄子幹雄，松本喬，太田秀樹，飯塚敦 (1987)：仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析，*土木学会論文報告集*，No. 388/III-8, pp. 121-130.

80) 田中忠次 (1990)：せん断帯を含む弾塑性構成モデルへのリターンマッピング法の適用と非局所場有限要素解析，*第３５回土質工学シンポジウム*，pp.55-58.

81) Matsui, T., Oda, K. and Nabeshima, Y. (1996) : Analytical study on settlement behavior of soft ground improved by SCP, *Proceedings of ISOPE '96*, Vol.4, pp.582-587.

82) Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L. (1968) : A model for the mechanics of jointed rock, *Journal of Soil Mechanics & Foundation Division,* ASCE., Vol.94, SM 3, pp. 637-659

83) Mahtab, M. A. and Goodman, R. E. (1970) : Three dimensional finite element analysis of jointed rock slopes, *Proceedings of 2nd Congress of International Society for Rock Mechanics*, Vol-III, pp. 353-360.

84) Zienkiewicz, O. C., Best, B., Dullage, C. and Stagg, K. G. (1970) : Analysis of non linear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock systems, *Proceedings of 2nd Congress of International Society for Rock Mechanics*, Vol-III, pp. 501-509.

85) Goodman, R. E. and Dubois, J. (1972) : Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks, *Journal of Soil Mechanics & Foundation Division,* ASCE, Vol. 98, SM 4, pp. 399-423.

86) Ghaboussi, J., Wilson, E. L. and Isenberg, J. (1973) : Finite element for rock joints and interface, *Journal of Soil Mechanics & Foundation Division,* ACSE, Vol. 99, SM 10, pp. 833-848.

87) Goodman, R. E. and St. John, C. (1977) : Finite element analysis for discontinuous rocks, Desai, C. S. and Cristian J. T. (eds), *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, McGraw-Hill, pp. 148-175.

88) Xiurun, G. (1981) : Non-linear analysis of a joint element and its application in rock engineering, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 5, pp. 229-245.

89) Heuze, F. E. and Barbour, T. G. (1982) : New modeks for rock joints and interfaces, *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, GT 5, pp. 757-776.

90) Belytschko, T., Plesha, M. and Dowding, C. H. (1984) : A computer method for stability analysis of caverns in jointed rock, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, pp. 473-492.

91) Desai, C. S. and Sargand, S. (1984) : Hybrid FE procedure for soil-structure interaction,

Journal of Soil Mechanics & Foundation Division, ASCE, Vol. 110, SM 4, pp. 473-486.

92) Matsui, T. and San, K. C. (1989) : An elastoplastic joint element with its application to reinforced slope cutting, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 3, pp. 95-104.

93) Zaman, Md. M., Desai, C. S. and Drumm., E. C. (1984) : Interface model for dynamic soil-structure interaction, *Journal of Soil Mechanics & Foundation Division,* ASCE, Vol. 110, SM 9, pp. 1257-1273.

94) Rudnicki, J. W. and Rice, J. R. (1975) : Conditions for the localization of deformantion in pressure-senstitive dilatant materials, *Journal of Mechanics and Physics in Solids*, Vol. 23, pp. 371-394.

95) 例えば，小国力編著，村田健郎，三好俊郎，ドンガラ，J. J.，長谷川秀彦 (1991)：*行列計算ソフトウェア*，丸善．

96) 例えば，Zienkiewicz, O. C. 著；吉識雅夫，山田嘉昭監訳 (1975)：*基礎工学におけるマトリックス有限要素法*，培風館．

97) 例えば，矢川元基，塩谷隆二 (1998)：*超並列有限要素解析*，朝倉書店．