

地盤改良体による基礎地盤補強工法に関する研究

黄 詠

広島大学大学院国際協力研究科博士論文

2012年9月

地盤改良体による基礎地盤補強工法に関する研究

目 次

第 1 章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 既往の研究.....	3
1.2.1 軟弱地盤と地盤改良に関する従来の研究.....	3
1.2.2 杭の耐震補強工法.....	6
1.2.3 繊維混合補強改良土.....	9
1.3 本論文の構成と内容	11
参考文献	12
第 2 章 地盤改良体を併用したベタ基礎工法	15
2.1 序	15
2.2 地盤改良体を併用したベタ基礎工法の概要	17
2.3 実施工例について	20
2.4 有限要素法による数値解析	23
2.4.1 有限要素法の概要	23
2.4.2 地盤の弾塑性有限要素法解析	24
2.4.3 圧密解析に用いる関口・太田モデルについて	33
2.4.4 関口・太田モデルのパラメータの決定	35
2.4.5 解析モデルについて.....	39
2.5 解析結果.....	41
2.5.1 地盤改良体が存在する場合の解析結果（ケース（1））.....	41
2.5.2 地盤改良体が存在しない場合の解析結果（ケース（2））.....	44
2.6 まとめ	48
参考文献	49
第 3 章 地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法	51
3.1 序	51
3.2 地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法の概要	52
3.3 有限要素法による数値解析	55
3.3.1 解析モデルについて	55
3.3.2 ドラッカー・ブラガーモデルについて.....	59

3.3.3	解析ケース	61
3.4	解析結果の検討	63
3.4.1	杭の曲げモーメント	64
3.4.2	杭のせん断力	68
3.5	まとめ	73
	参考文献	74
第 4 章 地盤改良体によるライフラインの補強工法		75
4.1	序	75
4.2	地盤改良体によるライフラインの補強工法の概要	76
4.3	模型試験	77
4.3.1	試験の概要	79
4.3.2	試験装置	84
4.4	試験結果	92
4.5	有限要素法による数値解析	96
4.5.1	解析モデルについて	96
4.5.2	解析結果の検討	99
4.6	まとめ	101
	参考文献	102
第 5 章 改良体材料の力学特性の改善		103
5.1	改良体材料の弱点	103
5.2	竹チップを混入した地盤改良土の力学特性	107
5.2.1	曲げ試験	108
5.2.2	圧縮試験	118
5.2.3	割裂試験	129
5.3	まとめ	140
	参考文献	143
第 6 章 結論		145
本研究に関連して発表した論文		149

第1章 序 論

1.1 研究の背景

基礎は、地盤の上に構築され、上部構造からの鉛直荷重を地盤に伝達する構造である。上部構造物を安全に支持することは基礎が構築される目的である。従って、上部構造物の重量および下部地盤の状況等を考慮してその構造物に適切な基礎構造を構築することは極めて重要である。基礎構造の形式は大きく分けて浅い基礎と深い基礎の2種類がある。浅い基礎には、独立基礎、布基礎およびベタ基礎の3種類がある。深い基礎に最も多く使われているのは杭基礎である。杭基礎は、支持方式によって、支持杭と摩擦杭に分けられる。浅い基礎は、低層の建物を構築する場合、または地盤が良好な場合に用いられる。軟弱地盤が浅い場合には、ベタ基礎も多く用いられている。高層の建物を構築する場合、または軟弱地盤が厚い場合には、杭基礎を用いることが多い。一方、人口が集中している大都市はほとんどが河口部の軟弱地盤上にある。軟弱地盤に建物を構築する場合、地盤の支持力が十分でないと、建物にさまざまな障害が発生する。例えば、建物荷重により許容沈下量を超える沈下が生じ、荷重の偏在や地盤条件により不同沈下が発生する。軟弱地盤が厚い場合には、上部構造物の形式や重量に関わらず、全て杭基礎を用いることは長尺の杭基礎が必要なため、高価で長期間の工期を要する。さらに、建物周りの軟弱地盤の沈下や地震の襲来の度に、杭頭部の抜き上がりや破壊が生じ、地盤中に設置された建物へ接続されている通信、電気、ガス、上下水道などのライフライン設備に障害をきたし、建物の使用に不具合が生じる。このような背景のもとに軟弱地盤改良技術は急速に発展し、現在、多種多様な工法が実用に供され、工事の目的と条件に応じて適切に使い分けられている。

本研究では、第一に、軟弱地盤上に大型量販店や大型倉庫などの低層構造物を構築する工事に着目し、この場合に適用する基礎工法の開発研究を行う。大型量販店や大型倉庫などの建物の幅は高さよりかなり大きいため、不同沈下が生じやすい。この場合、杭基礎を用いれば、相対的にコストがかなり大きくなると考えられる。とくに、軟弱層が非常に厚い場合には、杭基礎の適用が困難である。そのため、これらの大型量販店や大型倉庫の不同沈下量を抑制する目的として、地盤改良体を併用したベタ基礎工法¹⁾の研究を行う。

前述のように、軟弱地盤が厚い場合には、杭基礎が多く用いられるが、建築物の大規模化に伴い、杭の高強度化、大口径化が進み、杭は構造体として扱わざるを得ないようになった。そのため、従来の杭基礎工法においては、杭頭部をフーチングに剛結合し、固定条件として設計することがほとんどであった。これは中小地震を対象とした一次設計において、杭頭固定として応力算定をする方が安全側となるためである。また、軸力が作用する場合には固定度が十分に発揮されるという、構造実験の結果を反映したのものである。しかし、杭頭を剛結することによって次のような問題点が発生する可能性が指摘されている

1.2)。

- ① 剛結することで、基本的に杭と上部構造の変形条件を適合させた一体解析による検討が必要となり、検討手法が難解となると共に、その設計の手間も増大する。
- ② 杭の設計に大地震時の外力を考慮すると、せん断補強筋など杭頭部の配筋量が多くなり、また杭頭断面・基礎梁断面が過大になるなど、経済性の面から不合理になる。
- ③ 地震力は地盤から杭および基礎を介して上部構造に入力されることから、剛結することで、より直接的に地震力が上部構造に入力される。すなわち、上部構造への地震入力が大きくなる。

そもそも杭基礎は、建築基礎構造においては、以前は鉛直荷重を支持するためだけに使われており、水平力に対する抵抗は考慮されていなかったため、1964年の新潟地震、1978年の宮城県沖地震において、既成 RC 杭の頭部に被害が生じた^{1.3)}。そのため、これらの地震による杭の被害から、現在では杭頭接合部を剛接とするのではなく、杭頭応力の低減を目的として、杭頭固定度を小さくするために、接合方法の見直し・開発研究が行われている^{1.4)}。従来、基礎構造物の耐震補強は、調査が困難で補強費用が高価となるため適用は少ない。本研究は、第二に、地震時に発生する水平力に対する杭の水平荷重分担率の低減を図ると同時に、低コスト化で容易かつ効率良く施工できる、杭基礎構造物の耐震補強工法の開発研究を行う。さらに、第三に、地震や地下水の過剰な汲み上げによる地盤沈下により被害が懸念されるライフラインに対して、ライフラインの敷設延長の下部に添って浅層地盤改良を施すことによる、管路系の補強工法の開発研究を行う。

これらの工法は、全て地盤改良体による改良工法である。地盤改良体は土にセメント系硬化材料を加え、固化させて造成することが多いため、硬化材料の量を調整すれば所要の強度が得られる。しかし、この地盤改良体に引張応力はもちろん、曲げ応力や圧縮応力が作用し、この応力が圧縮応力度を超えると脆性的な破壊が生じ、耐荷力が急激に低下する。つまり、地盤改良体そのものの靱性（粘り強さ）は小さい。従って、本研究は、最後に、改良体材料の力学特性を改善するために、補強材として竹材を地盤改良土に混入して地盤改良体の力学特性を向上させる研究を行った。

1.2 既往の研究

1.2.1 軟弱地盤と地盤改良に関する従来の研究

軟弱な地盤上に構造物を安全に築造する場合、地盤の支持力増加や沈下の抑制、液化の防止などを目的に、締固め・脱水・固結・置換などの地盤改良が行われ、それ自体の力学的性質が改善される^{1.5)}。

置換工法は軟弱地盤の表層の支持力を増加させることを目的として、施工が容易な地盤で軟弱土を除去し、良質土に置き換える工法である。短時間で施工できるが、3 m以下の浅い軟弱層にのみが対象となる。脱水工法には、設計荷重以上の盛土を事前に載荷して圧密を進行させ、構造物建設後の沈下を抑制するブレロード工法や地下水位を低下させる地下水低下工法、排水と盛り土載荷を併用するバーチカルドレーン工法、または生石灰による杭を打設し、水と生石灰の反応により吸水し含水比を低下させる生石灰杭工法等がある。これらの中で、ブレロード工法、地下水低下工法とバーチカルドレーン工法は地盤の圧密速度による工期が長く、生石灰杭工法で生石灰を使用するためにコストが高くなる。締固め工法は、振動や打撃により砂地盤を締固める工法であり、改良範囲により工費がかなり変動する。そして、ここでは、本研究に最も関連すると思われる固結工法について記述する。

固結工法は軟弱地盤対策工法のひとつで、薬剤やセメントなどの固結材を軟弱地盤中に攪拌注入し、土粒子間の化学的結合力を増大させることで、軟弱地盤の支持力の増加や透水性の改良を図る工法である。また、固結工法はコンパクトな施工機材で、小さな削孔径を用いて問題のある地盤を改良でき、高さ制限のある場所においても適用可能であるという特徴を有する。固結工法には、固結の施工方法によって次のような工法がある。

①凍結工法^{1.6)}

凍結工法は、軟弱な地盤中に凍結管を数多く打込み、冷却液を送ることで地盤を一時的に人工凍結し、その間に必要な建設工事を行い工事終了後に凍土を解凍させて地盤を元に戻す工法である。

②薬液注入工法^{1.7)}

薬液注入工法は、水ガラスなどの任意に固化時間を調整できる薬液を地盤中に注入して、地盤の透水性を減少させ、地盤強度の増加を図る地盤改良工法である。注入した薬液は掘削作業に支障をきたさない程度にしか固まらず、地盤を安定させ止水効果を発揮しながらも掘削作業を行うことができるため、地下管路工事などの掘削の安全を図る補助工法として用いられる。図 1-1 に薬液注入工法の施工手順を示す。

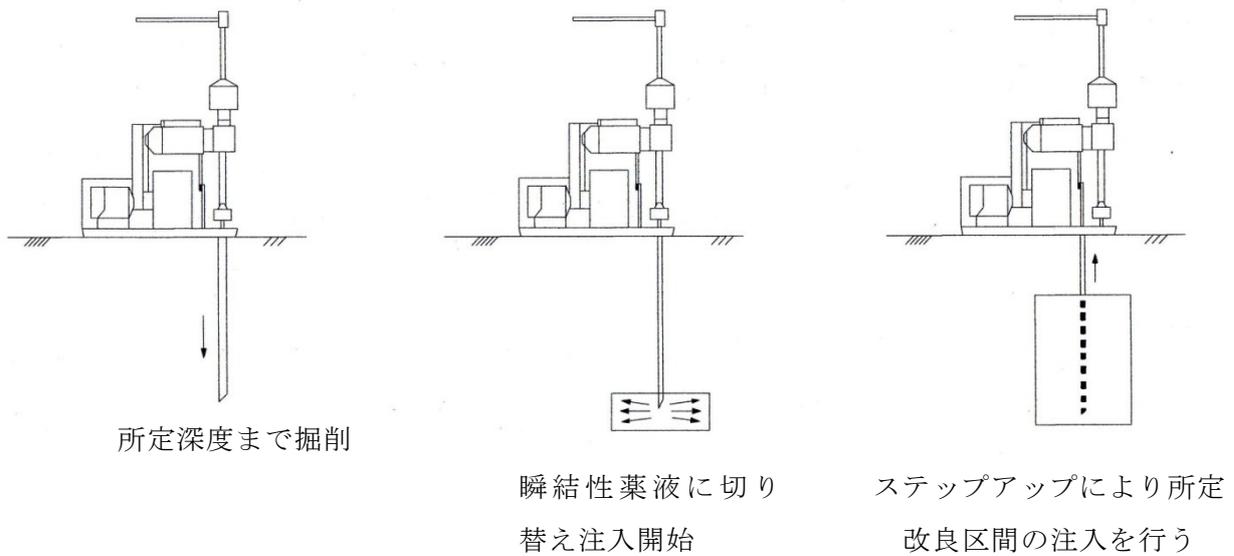


図 1-1 薬液注入工法の施工手順

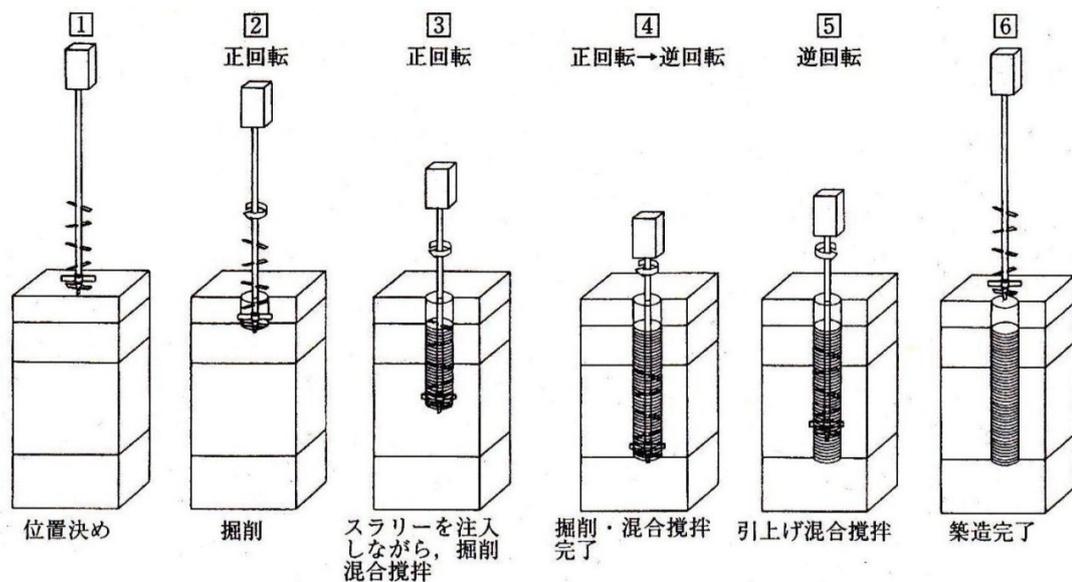


図 1-2 深層混合処理工法の施工手順

③深層混合処理工法^{1.8)}

深層混合処理工法は軟弱土に安定処理液(セメントミルク)を注入しながら特殊攪拌機により攪拌混合し、セメントの化学反応によって軟弱土を固結させ強固な円柱状の改良体を造成する。本工法は大きく機械攪拌方式、噴射攪拌方式、機械・噴射攪拌の併用の3つに分類され、改良土のデータが豊富な機械攪拌方式によるスラリー系の深層混合処理工法を建築物の基礎として用いることが多い。深層混合処理工法の主な用途は盛土・切土のすべ

り防止、地盤の支持力強化および沈下低減、液状化防止、腐食土等の有機質土の改良などであり、その施工手順を図 1-2 に示す。

④浅層混合処理工法^{1.9)}

浅層混合処理工法は軟弱地盤にセメント系固化材を散布し、バックホウ施工機(表層 2~3 m 程度)や覆帯式スタビライザー施工機(表層約 1.2m)などで攪拌・混合し、敷き均し・転圧により地盤表層を締め、固化する工法である。路盤の沈下防止や液状化対策、汚染土壌の不溶化・封じ込めなどが本工法の主な用途である。地表面から数メートルの範囲に軟弱な地盤が堆積している地盤に建築物を計画する場合、軟弱な土を掘削除去してコンクリートに置換するラップルコンクリート工法が採用されることが多い。しかし、掘削土の処分および建物を支持させるにはあまりにも圧縮強度の大きすぎるコンクリートで置換するなど、工期・経済性ともに得策とはいえない。これに対し、表層改良工法を用いた地盤改良によって軟弱な地盤が建築物の支持地盤としての要求性能を満足できる場合、掘削土量の低減、かつ工期短縮が可能となり、経済的になると考えられる。浅層混合処理工法の概略図を図 1-3 に示す。

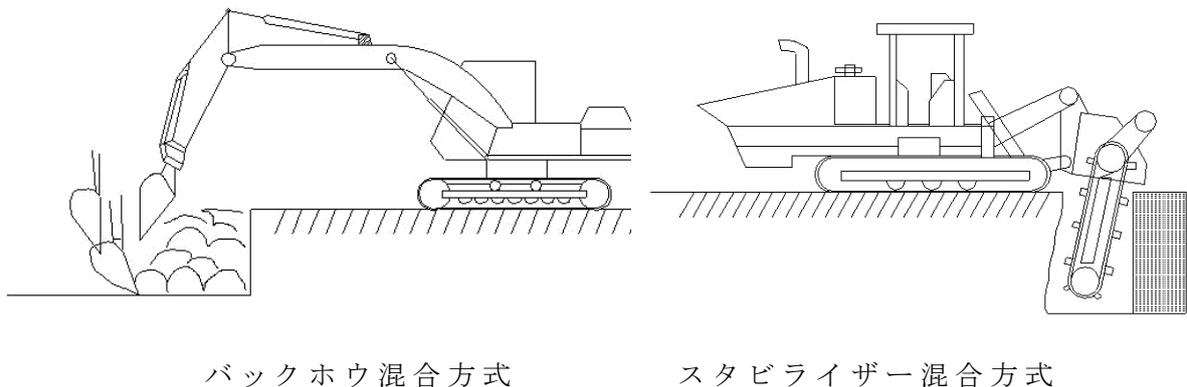


図 1-3 浅層混合処理工法の概略図

⑤中層混合処理工法^{1.9)}

改良を要する地盤の大部分が浅層改良工法のみを適用するには深く、部分的に支持層がさらに深くなる地盤では浅層混合処理工法と深層混合処理工法の 2 つの工法を併用することも考えられる。しかし、工法の違いによる改良地盤の品質のばらつきや経済性を考慮すると、1 つの工法で対処する方がよいと考えられる。このような場合に適用されるのが中層混合処理工法である。ここではトレンチャー型攪拌機を装備した中層混合処理工法(トレンチャー工法)を紹介する。本工法による改良地盤は、トレンチャーに装着された攪拌翼およびエアーを加速した吐出装置で原地盤を細かく切削して、セメントスラリーと攪拌混合することにより改良地盤の品質を向上させている。

1.2.2 杭の耐震補強工法

軟弱地盤改良技術は、道路、橋梁、トンネル、建築物、港湾等の工事で幅広く応用されている。例えば、高速道路を建設する場合、しばしば軟弱地盤に遭遇することがある。支持力を増加させるための地盤改良や、すべり防止のための地盤改良等様々な目的に対して異なる工法が採用される。また、建築物を構築する場合にも、軟弱層の深さにより、浅層地盤改良や深層地盤改良を行う。さらに、軟弱地盤上の建築物の基礎を補強するために、新たに多種多様な工法が開発された。

本研究におけるベタ基礎の補強工法およびライフラインの補強工法については、地盤改良体を用いて補強することは新たな試みである。一方、杭基礎構造物の補強については、すでにいろいろな工法が開発されている。

塩井らは、地盤改良を併用した杭基礎構造物の耐震補強工法（Incremental Capacity 工法、略称 In-Cap 工法）^{1.10)}を開発した。この工法は図 1-4^{1.11)}に示すような構造で、既設基礎フーチングを鋼矢板で所要の深さまで囲んで一体化し、鋼矢板内部を杭体周囲まで含め固化改良するものである。この工法は、橋脚補強、上部工の拡幅等の荷重増加により耐力不足した基礎を補強するが、主に、橋脚補強に適用される。

足立らは地盤固化工法を用いた杭基礎の耐震補強工法（Confining Pile Reinforcement Mothed、略称 CPR 工法）を開発した^{1.12)}。図 1-5 に示すように、この工法は構造物を地下で支えている複数の杭を補強体により一体化して上下の 2 層のラーメン構造とすることで、地震による水平荷重に強い基礎構造体を構築する補強工法である。補強体は、杭周辺地盤

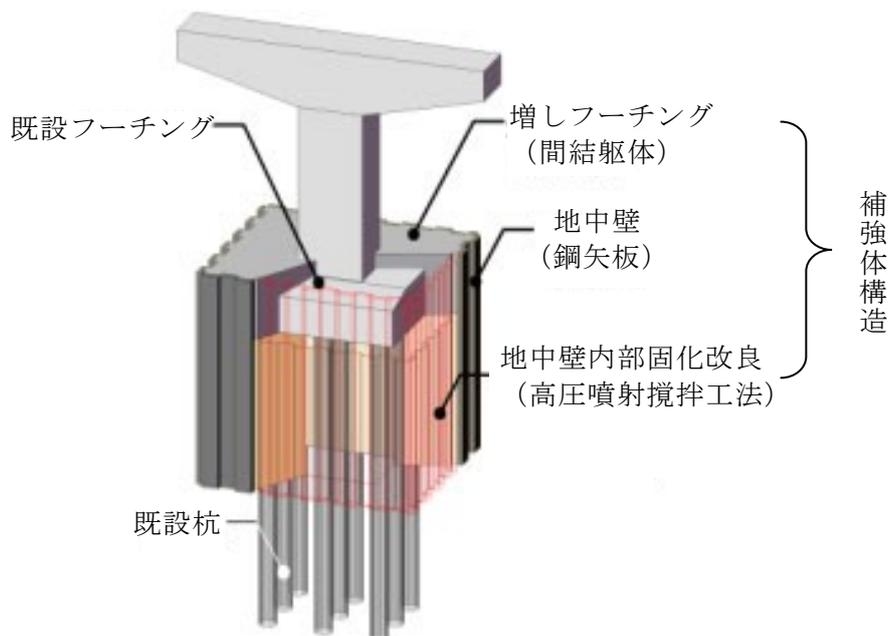


図 1-4 地盤改良を併用した杭基礎構造物の耐震補強工法（In-Cap 工法）

の一部に硬化性の材料（セメント系）を注入し、杭を板上に包み込むように構築する^{1.13}）。この工法は、橋脚補強や建物の杭基礎補強等に適用できるが、杭の間隔が大きい場合にはコストが高くなる。

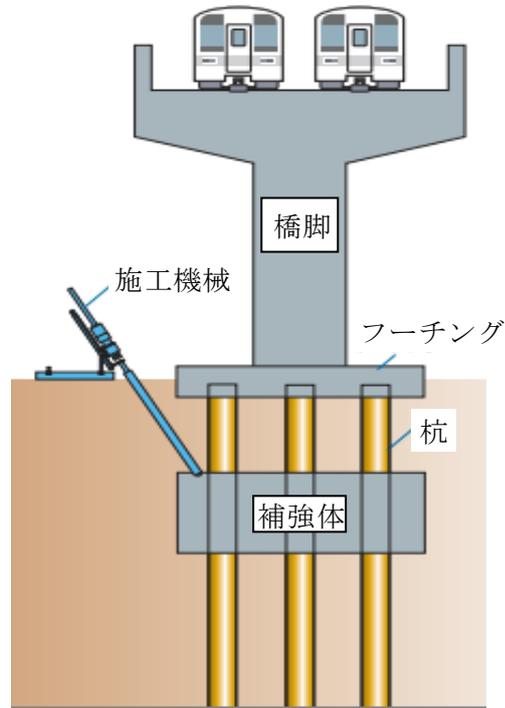


図 1-5 地盤固化工法を用いた杭基礎の耐震補強工法（CPR 工法）

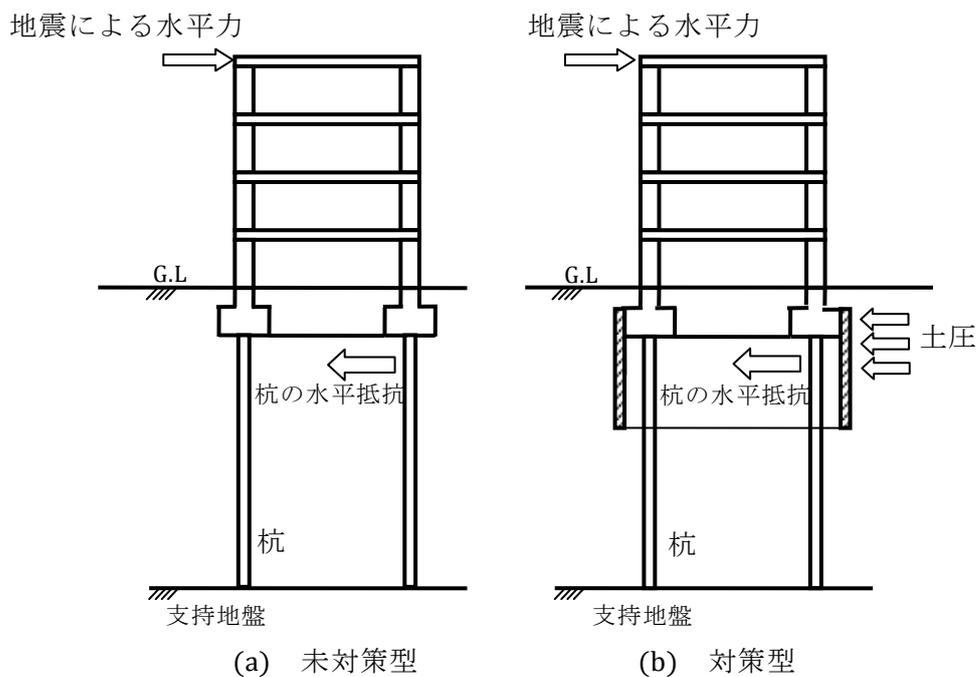


図 1-6 スカートウォール工法

一方、長瀧らは、スカートウォール工法を開発した^{1.14)}。この工法は、図 1-6 に示すように、杭基礎建物の周囲に浅い地中壁を構築することにより、地震による建屋の慣性力をこの地中壁に分担させ、杭に加わる水平力を低減させる^{1.15)}。スカートウォール工法の施工方法は、まず建物周囲をスカートウォール床付け面まで掘削し、配筋を行い、配筋された鉄筋を型枠で覆った後、上部注入口からコンクリート打設を行う。そして、コンクリート硬化後脱型し、土を埋め戻す^{1.16)}。従って、スカートウォール工法は改良する深さまで掘削することや、鉄筋コンクリートを造成することにより多大な工事費用や時間が要する。以上より、本研究では杭基礎の周辺に地盤改良のみを施すことで、地震時の水平力に対する杭の水平荷重分担率を低減させる杭基礎の補強工法の開発を行う。そして、本補強工法により杭頭部の曲げモーメントやせん断力の低減量の定量的評価を行った。

1.2.3 繊維混合補強改良土

本研究に用いた地盤改良体の形態は、主に平板状であり、荷重が作用すると、引張応力が生じる部分があり、前述した固化剤を混入する固結改良工法により、改良体の圧縮強度が増加し、地盤の支持力が向上するが、引張や曲げ強度の増加が期待できないものと考えられる。つまり、一般に地盤改良体は圧縮力に強く引張力には弱く、また靱性は極めて小さいという特性がある。そして、地盤改良体を造成する場合に、固化剤と共に引張強度がある繊維材料を混入すれば、地盤改良体の圧縮強度、圧縮靱性、曲げ強度や曲げ靱性を増加させることができるものと考えられる。

既往の研究において、この繊維状の補強材としては、図 1-7 に示すように、鋼鉄を削ったり引き伸ばしたりして製造される鋼繊維や炭素繊維、ポリプロピレン繊維およびビニロン繊維などの、比較的強度の高い繊維が良く用いられる。コンクリート中に鋼繊維を混入させた鋼繊維補強コンクリートは、力学特性の改善効果が大きいいため、構造部材としても



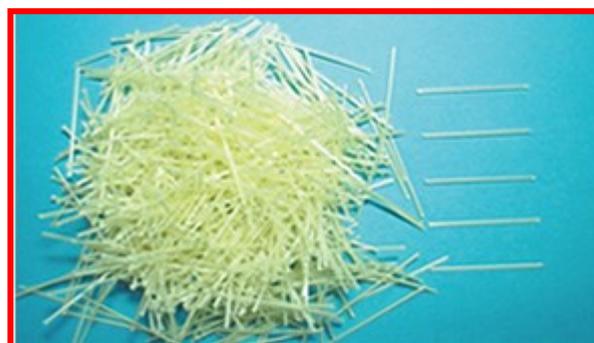
(a) 鋼繊維 1.17)



(b) 炭素繊維 1.18)



(c) ポリプロピレン繊維 1.19)



(d) ビニロン繊維 1.19)

図 1-7 繊維補強材

使用されている。炭素繊維を混入したコンクリートに関する研究も行われているが、他の繊維材料に比べて高価なものや、細くて混ぜ難い問題により、その使用範囲が限られている。ただし、炭素繊維は高強度で耐腐食性があるため、炭素繊維シートをコンクリート表面に巻きつけて、既存鉄筋コンクリート造等の構造物の耐震補強を行う工法が多く用いられている。ポリプロピレン繊維を混入したコンクリートは、コンクリートの剥落防止やコンクリート構造物の補強等に広く使用されている。ビニロン繊維は親水性に優れ、コンクリートとの付着が良く、ネット状に作製したビニロン繊維マットは構造物の表面剥落防止や補修に多く用いられている。

ただし、これらの繊維は人工物であるためコストが高くなるという問題がある。そこで、補強材として竹材（図 1-8 参照）を混入してその力学特性をさらに向上させることを考えた。天然資源として注目されている竹材は成長も早く再生能力も高いこと（2~3年で再生する）、また、力学特性にも優れていることなどの特徴がある。以上の理由により、本研究では、この竹材の利用を考え、地盤改良体の力学特性の改善に関する研究を行う。



図 1-8 竹材

1.3 本論文の構成と内容

本論文は全 6 章から構成されており、その概要は以下のとおりである。

第 1 章 「序論」では、地盤改良の工法と地盤改良体を用いた基礎・地盤の保護工法に関する既往の研究内容を示し、本研究の位置づけ並びに研究内容を示した。

第 2 章 「地盤改良体を併用したベタ基礎工法」では、地盤改良体を併用したベタ基礎工法を説明し、この基礎工法を用いて実際に構築された大型量販店をモデル化し、3 次元圧密沈下解析を行い、この基礎工法の不同沈下抑制効果を確かめた。

第 3 章 「地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法」では、杭基礎周辺に地盤改良による地盤改良体を造成して、地震水平力をこの改良体に負担させることで、杭に加わる水平力を低減させる工法に関する研究を行い、3 次元弾塑性有限要素解析を用いてこの基礎杭補強工法の補強効果を定量的に明らかにした。

第 4 章 「地盤改良体によるライフラインの補強工法」では、軟弱地盤における地中のライフラインを保護し耐久性を高めるために、浅層地盤改良層による補強工法を提案した。まずこの補強工法の模型試験を行い、改良体を設置ことの有効性について検討した。さらに、3 次元弾塑性有限要素解析を用いて模型試験のモデルを解析し、試験結果との比較、検討を行い、この工法の補強効果を明らかにした。

第 5 章 「改良体材料の力学特性の改善」では、セメント改良土に補強材として竹材を混入した地盤改良体の圧縮試験と曲げ試験を行い、その圧縮強度、圧縮靱性、曲げ強度、曲げ靱性に関して調べた。その結果、竹材を地盤改良体に混入することにより、力学特性が改善され、有効に利用できることを明らかにした。

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

参考文献

- 1.1) H.Yamamoto, W.Li, K.Takeuchi & M.Nishimura: A new raft foundation system with shallow soil improvement, ISEC-03 (Collaboration and harmonization in creative systems), pp.797-804, 2005
- 1.2) 奥林泰昭: 地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法に関する研究, 広島大学工学部第4類卒業論文, p.1, 2010
- 1.3) 三谷勲, 永井興史郎, 大谷恭弘, 中村儒士, 藤永隆, 神田直美: 兵庫県南部地震により被災した既製 RC 杭の被害とその力学特性, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第4号, pp.249-269, 2000.3
- 1.4) 松尾雅夫: 杭頭を固定しない接合法と設計, 建築技術, 第607号, pp.150-157, 2000.9
- 1.5) 山肩邦男: 建築基礎工学, 朝倉書店, pp.146-149, 1990.4
- 1.6) (株式会社精研):
<http://www.seikenn.co.jp/pages/section002/002.html>, (2012/04/23 アクセス)
- 1.7) (明協エンジニアリング株式会社):
http://www.meikyo-eg.jp/02chemical_injection/chemical_injection.html, (2012/04/23 アクセス)
- 1.8) 又吉直哉: 深層混合処理工法の施工および品質管理, 基礎工, Vol.36, No.8, pp.21-24, 2008
- 1.9) 大西智晴, 吉富宏紀, 田村裕之, 川村満: 建築基礎としての表層および中層改良工法の適用事例, 基礎工, Vol.36, No.8, pp.82-85, 2008
- 1.10) 塩井幸武, 瀬川信弘, 稲川浩一, 加藤康司: 地盤改良を併用した杭基礎構造物の耐震補強工法 (In-Cap 工法) の開発, 第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.307-314, 2004.1
- 1.11) (日特建設株式会社): <http://www.nittoc.co.jp/kouhou/incap.html>, (2012/04/23 アクセス)
- 1.12) 足立有史, 浦野和彦, 竹之下朋章, 丹澤宣彦, 河邑眞: 地盤固化工法を用いた杭基礎の耐震補強工法の実大実験, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.3, pp.752-762, 2007.8
- 1.13) (ハザマ株式会社):
<http://www.hazama.co.jp/pamphlet/pdf/doboku/cpr.pdf#search='CPR 工法'>,
(2012/04/23 アクセス)
- 1.14) 長瀧慶明, 妹尾博明: 建物周囲に設置した地中壁による杭基礎の水平力低減効果, 日本建築学会構造系論文集, 第467号, pp.73-82, 1995.1
- 1.15) (大成建設株式会社):
http://www.taisin-net.com/library/taisei_tech/skirt/b0da0e00000000api.html,

(2012/04/23 アクセス)

1.16) 長瀧慶明, 青島一樹, 若命善雄: 兵庫県南部地震で損傷した建築物杭基礎の補修と耐震補強, 土と基礎, Vol.45, No.3, pp27-29, 1997

1.17) (首都高速道路株式会社): http://www.yokokan-kita.com/now/sield_tu.html,

(2012/04/23 アクセス)

1.18) (東レ ACE 株式会社):

http://www.toray-ace.com/products/torayca_laminate/index.html,

(2012/04/23 アクセス)

1.19) (鹿島建設株式会社):

<http://www.kajima.co.jp/tech/material/longlife/hibi/index.html>,

(2012/04/23 アクセス)

第2章 地盤改良体を併用したベタ基礎工法

2.1 序

構造物を軟弱地盤上に構築する場合には、図 2-1 に示すように、様々な地盤問題が発生する可能性がある。均一な軟弱地盤の場合には、地盤沈下問題または建物の荷重の偏りによる地盤の不同沈下があり、不均一な軟弱地盤の場合には、不同沈下問題や安定性の問題がある。さらに、近接の盛土や建築物が構造物へ影響する場合や、そして地震による地盤の液状化問題などがある。その中でも、不同沈下が問題になることが多いため、それに対する様々な基礎工法が開発されている。

良好な地盤の場合には、直接基礎が使われることが普遍であり、軟弱地盤の場合には、床下全面にコンクリート版を設置するベタ基礎が多く使われている。さらに、軟弱な地盤の場合には、地盤を固めるために地盤改良を行う深層地盤改良工法^{2.1)}などの対策工法がある。軟弱層が厚い場合には、支持層まで杭を打ち込む支持杭基礎工法、または土と杭の間の摩擦特性を利用したパイルド・ラフト工法^{2.2)}などの対策工法もある。しかし、深層地盤改良工法は通常約 10m 程度までの軟弱地盤にしか対応できず、杭工法の経済的な適用深さは約 20m 程度であるが、支持層が相当深い場合には、技術的、経済的に適用困難である。

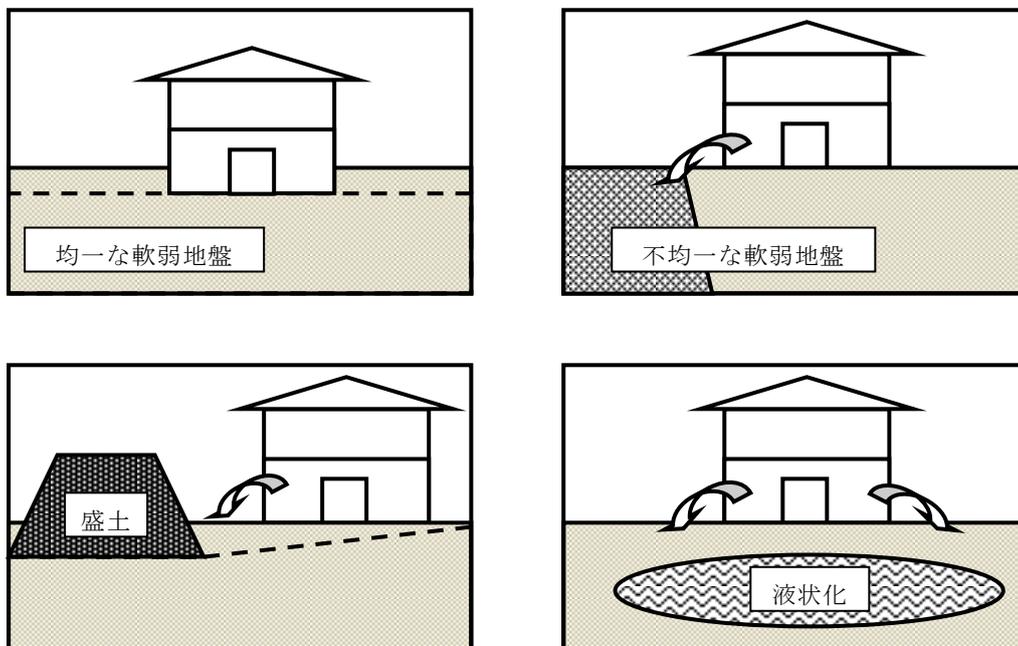


図 2-1 軟弱地盤で発生する様々な問題

また、軟弱地盤上に大型量販店や大型倉庫など低層構造物を構築する場合には、建物の高さに対して建物幅がかなり大きいため、不同沈下が生じやすい。このような構造物に深層地盤改良、支持杭基礎またはパイルド・ラフト工法を用いる場合は、建物の建築費用に対して基礎構築のコストが大きくなる場合が多い。このような問題に対して、軟弱地盤における構造物の不同沈下ならびに抜け上りを抑制することが可能であり、かつより経済的な地盤改良体を併用したベタ基礎工法が提案された^{2,3)}。この工法は、ベタ基礎の直下に必要な範囲のみ地盤改良を行い、建築物の荷重をできるだけ均等に地盤に伝達し、不同沈下を抑制することを目的とする。

本章では、この基礎工法を用いて実際に構築された大型量販店をモデル化し、3次元圧密沈下解析を行った。浅層地盤改良を行った場合の軟弱地盤沈下挙動を検討し、さらに浅層地盤改良を行っていない場合の沈下挙動を検討することにより、この基礎工法による、軟弱地盤上の構造物の不同沈下を抑制する効果について検証した。

2.2 地盤改良体を併用したベタ基礎工法の概要

建築物の底面全体を一体化したベタ基礎には、集中的に作用する上部荷重を分散させ、地盤に作用する集中応力を低減させるなどの効果が期待できる。また鉄筋コンクリート版により高い剛性を確保し、沈下量を均等化することも知られている。ただし、鉄筋コンクリート版により高い剛性を確保することは、上部荷重を分散させる一方、荷重という観点では、場合によって建築物本体に匹敵するほどの自重となり、軟弱地盤の深部まで影響し、沈下をさらに促進させてしまうこともある。つまり、均質なバランスの良い地盤でも軟弱層が厚い場合や建築物自体の偏重により、不同沈下を助長することもある。そこで、井桁状に造成した地盤改良層に基礎スラブコンクリートを直接打設する地盤改良体を併用したベタ基礎工法が提案された。

図 2-2 および 2-3 に、本基礎工法の模式図と改良部分の平面図、立体図を示す。一般に、鉛直方向の荷重が偏りなく作用しているベタ基礎の沈下形状においては、最大沈下量が載荷領域の中央部、最小沈下量が載荷領域の隅角部に生じる。本工法では、同一の荷重下において、中央部の沈下量を減少させ、不同沈下を緩和し、抑制することが期待できる。図 2-2 に示すように、荷重の大きさに対応して浅層地盤改良体の厚さを変え、柱の直下を厚めに改良し、地盤を井桁状に改良することで、地中応力を分散化できる。さらに、基礎直下の地盤の囲い込み効果により、沈下を抑制することができる。

図 2-3(a)中の交差する破線で示す部分は改良深さ $=H_1-H_2$ として、相対的に浅く改良する部分である。図 2-3(b)の立体図から、井桁状に改良されることが分かる。しかも、地盤の表層部の必要なところのみを改良する基礎工法なので、軟弱地盤がある程度厚い場

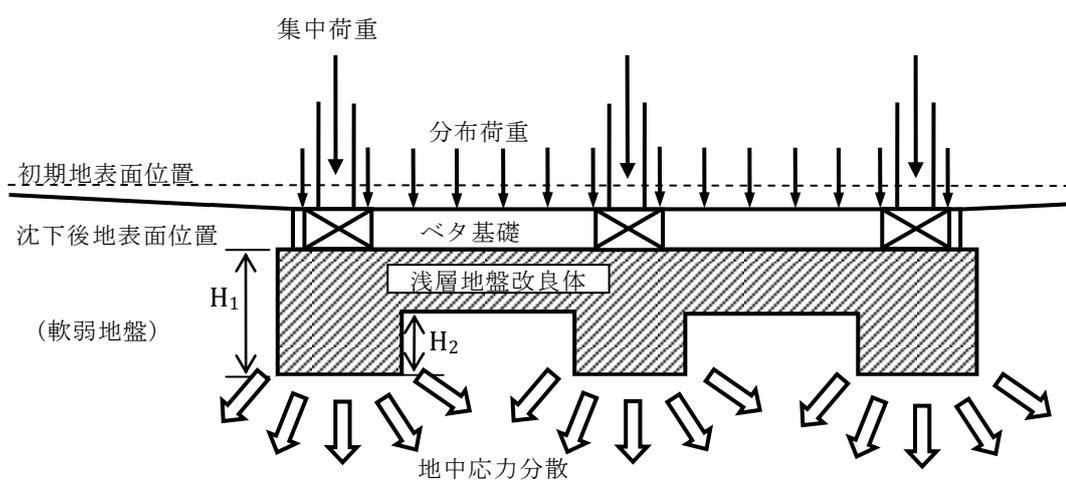


図 2-2 浅層改良を併用したベタ基礎工法の模式図

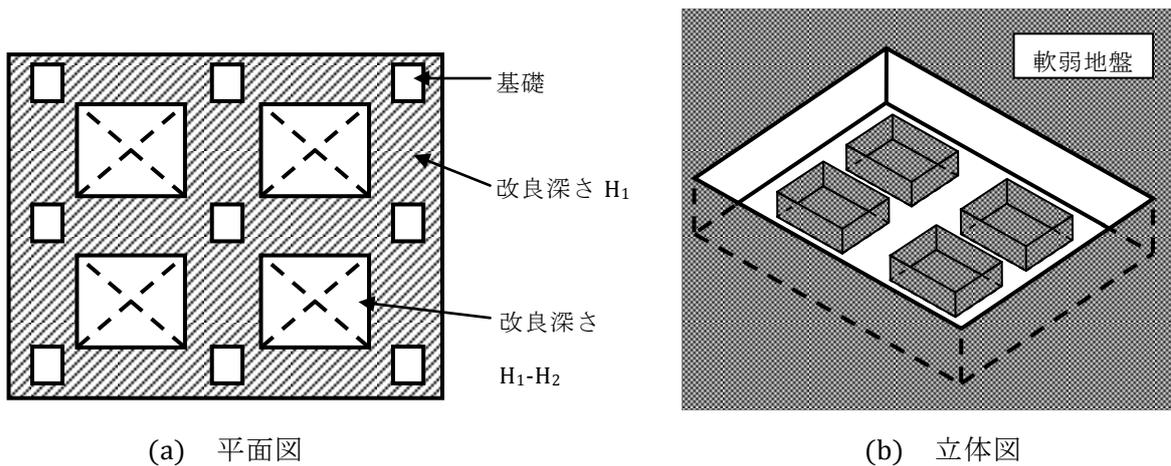


図 2-3 地盤改良体を併用したベタ基礎工法改良部分の平面図と立体図

合でも適用でき、周辺地盤と共に沈下するため支持杭基礎のような抜け上がり現象が生じない。そして、原位置の地盤を使用して改良体を造成するので、経済的な視点からも有利である。

なお、地盤改良体のディテール（改良深さおよび幅等）の設計は、直接基礎の構造設計方法を参考にして行った。図 2-4 には層状地盤の鉛直支持力の略算法を示している。基礎底面から砂層（改良層）を介して粘土層に伝わる応力 p' を式（2.1）に示す。

$$p' = \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)} + \gamma_1 \cdot (H_1 - D_f) \quad (2.1)$$

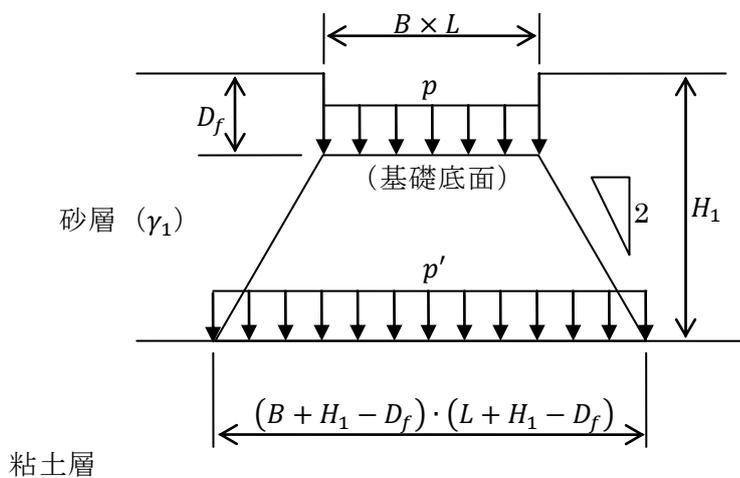


図 2-4 層状地盤の鉛直支持力の略算法^{2.4)}

ここに、 B は基礎の幅、 L は基礎の長さ、 p は基礎底面下の応力、 H_1 は粘土層までの深さ、 D_f は基礎底部までの深さ、 p' は粘土層上部の応力であり、 γ_1 は表層の砂の単位体積重量である。勾配 $1/2$ の分散角を用いて式 (2.1) から求めた p' と粘土層の支持力とを比較することによって、下部粘土層の安全性を確認する。

この方法を用いて、図 2-5 に示すように、地盤改良の範囲（幅 B' 、長さ L' 、深さ H ）を決定し、地盤改良体下の接地圧 p' が、現地盤の許容支持力 q_a を超えないことを確認する。さらに、室内配合試験結果によりセメント添加量を決定し、地盤改良体の許容圧縮強度は、基礎下接地圧 p 以上であることを確認する。

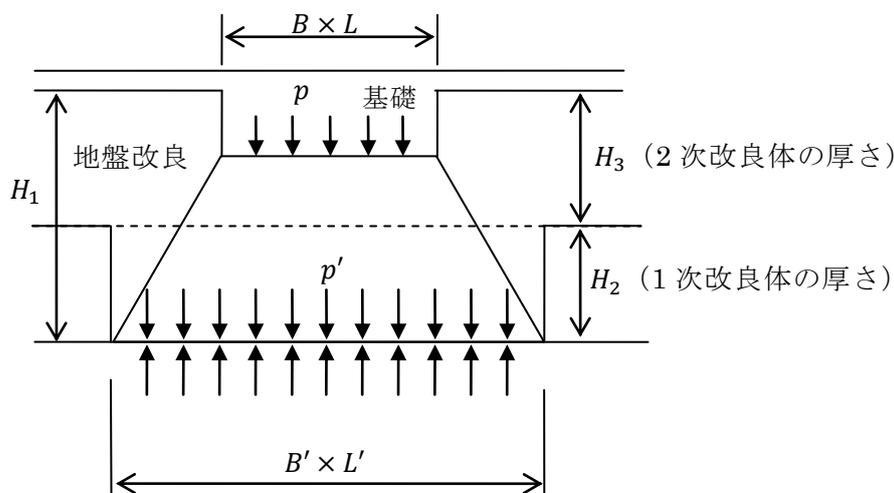


図 2-5 地盤改良体のディテールの設計

2次改良体の厚さ (H_3) については、建物の中央部の荷重をせん断力により外側の地盤に伝えるために、ある程度の厚さを要する。コンクリートスラブを厚くすれば、地盤に荷重を安全に伝達できると思われるが、厚いコンクリートが使われるため、かなり重くなり、コストも高くなる。その代わりに、2次改良を行うことにした。そして、2次改良体の厚さ (H_3) は、実際の設計において、改良体の剛性、基礎の深さ、地盤の状態、上部荷重、施工条件等の要因を考慮して総合的に判断され、これまでの設計例では $600\text{mm} \sim 1000\text{mm}$ の範囲内にある。

2.3 実施工例について

浅層改良を併用したベタ基礎工法を採用した建物の中の1例をもとに、本基礎工法の効果を検討する。この事例は広島県福山市にある鉄骨構造（S造）の大型量販店である。図2-6は事例の所在位置の地図と航空図を示す。図中の黒い実線に囲まれた部分は改良範囲である。図2-6（b）中の白い建物の部分は大型量販店であり、右隣の部分は駐車場として使用されている。

図2-7には事例建物の基礎下の改良形状と寸法を示す。竣工後の沈下計測は2ヵ月に一回程度の間隔で行われている。計測点は図2-7中の点Aから点Iまでの9点である。

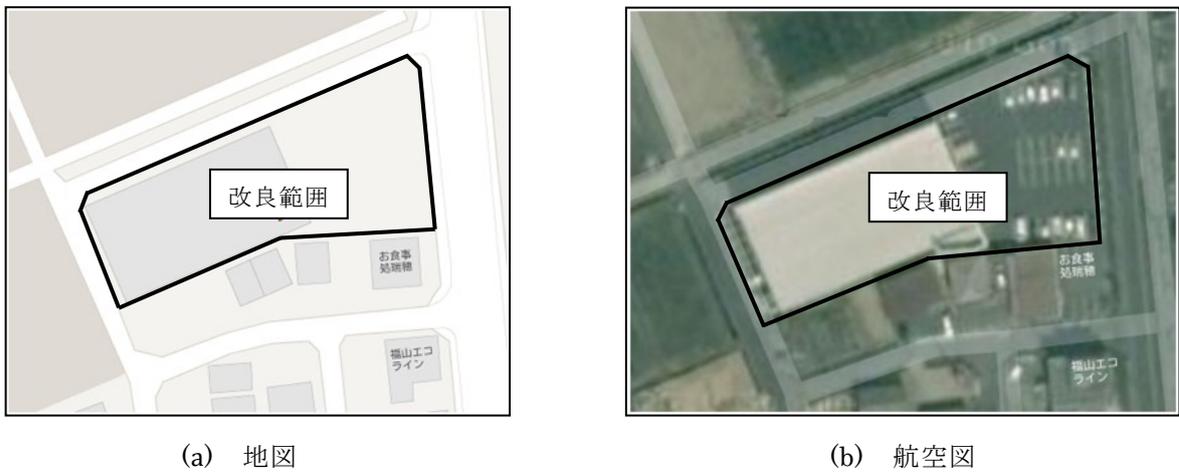


図 2-6 事例の所在位置の地図と航空図

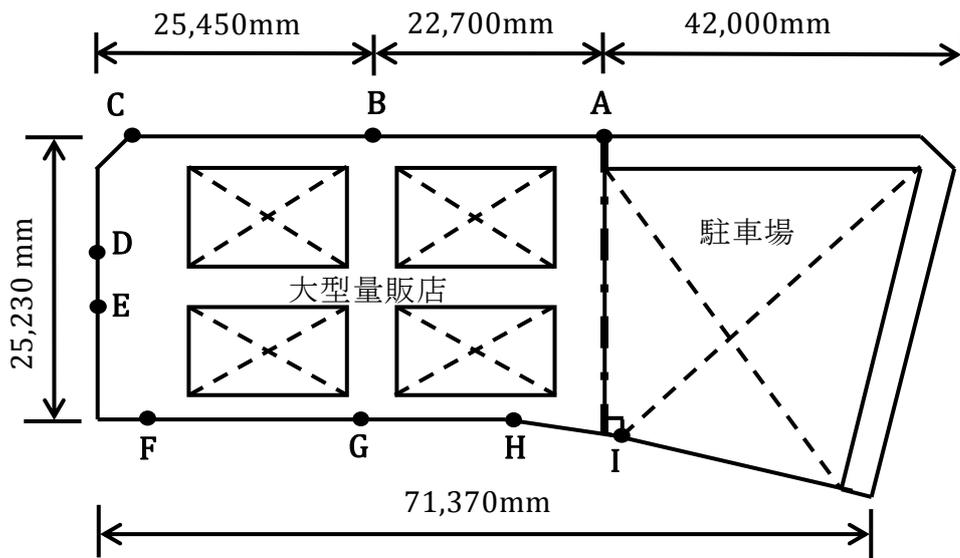


図 2-7 事例建物の基礎下の浅層改良形状図

図 2-8 の土質柱状図に示すように、地表面以下深さ 13m の範囲内では、ほぼ N 値が 0 のシルトであり、非常に軟弱である。

基礎と直下の浅層改良部分の詳細な断面図を図 2-9 に示す。駐車場部分については、大型量販店部分と同じ改良が行われているが、その上は総厚 400mm の碎石が敷設されている。図 2-7 中の 9 個の点の沈下計測値を図 2-10 に示す。同図に示しているように、最終

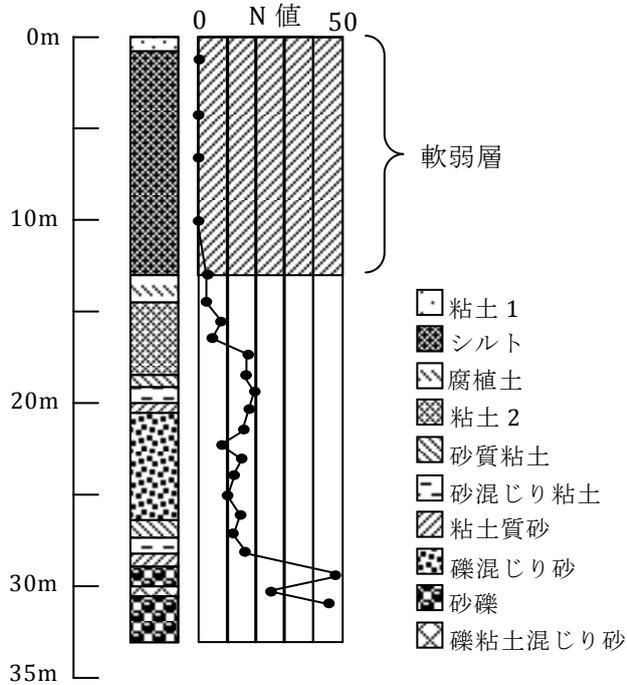


図 2-8 土質柱状図

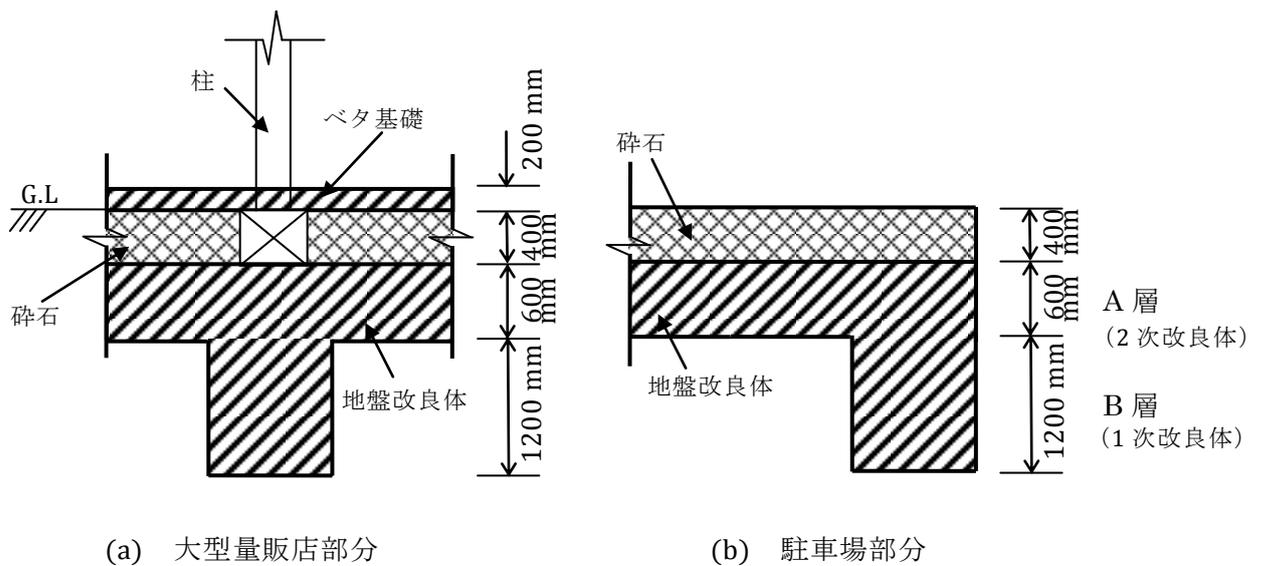


図 2-9 基礎と直下の浅層改良部分の詳細な断面図

測定日の最大沈下量は、計測点 B で 63mm、最小沈下量は計測点 C で 38mm である。この間の沈下量の差は 25mm であるが、傾斜角に換算すると、1/1000 程度であり、不同沈下による構造物の被害は全く生じていない^{2.5)}。

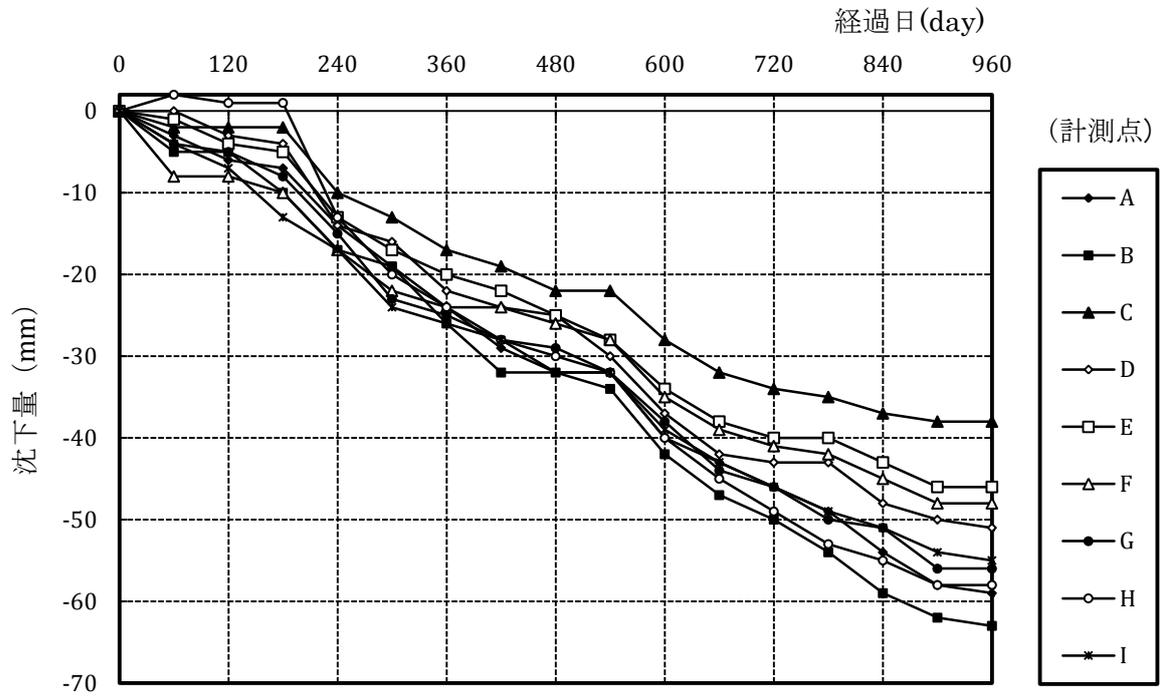


図 2-10 沈下計測結果

2.4 有限要素法による数値解析

2.4.1 有限要素法の概要

有限要素法 (Finite Element Method) とは、図 2-11 に示すように^{2.6)}、連続体を複数の単純形状の要素から構成される集合体に近似化し、この集合体に対して成立する支配方程式を解くことによって、連続体の挙動を近似的に予測する方法である。

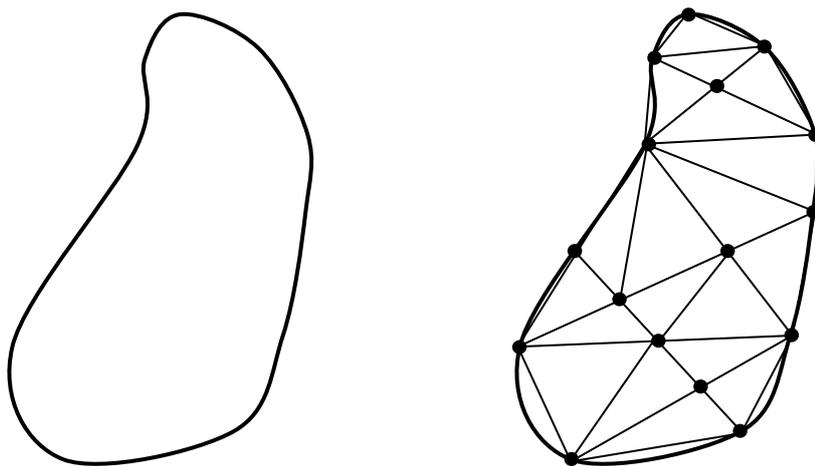
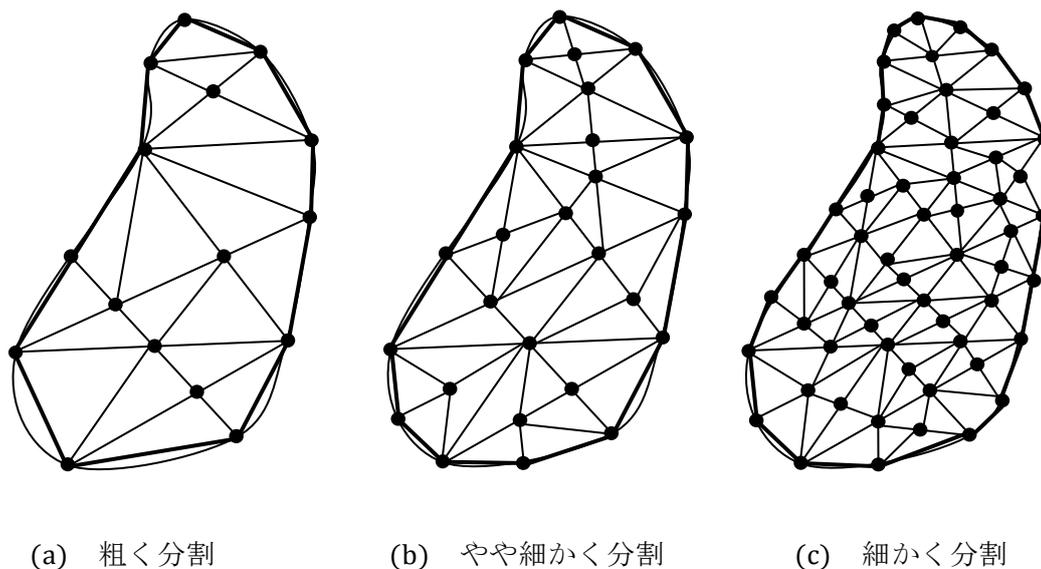


図 2-11 有限要素法による領域分割



(a) 粗く分割

(b) やや細かく分割

(c) 細かく分割

図 2-12 有限要素法のイメージ

有限要素法は厳密解を導く方法ではなく、図 2-12 に示すように、要素形状の選択と要素分割を行うことによって、かなりの精度で厳密解を近似することができる方法である。有限要素法の特徴は、構造体の形状が複雑な場合にでも、複数の材料で構成されたものにも簡単に適用することができ、さらに、細かく分割するほど解析精度を向上させることができることである。

2.4.2 地盤の弾塑性有限要素法解析^{2.7)}

土は弾性体材料ではないため、作用する荷重が大きくなると、元の状態に戻れない塑性変形が生じる。従って、地盤の変形初期から破壊までの状態を解析するには弾塑性解析が必要である。

弾塑性理論では、式 (2.2) に示すように、全ひずみ $\{\varepsilon\}$ は、除荷すると元に戻る弾性ひずみ $\{\varepsilon^e\}$ と除荷しても残留する塑性ひずみ $\{\varepsilon^p\}$ の2つの部分で表されるものと仮定する(図 2-13 参照)。

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^e\} + \{\varepsilon^p\} \quad (2.2)$$

図 2-13 の点 P を現時点の応力状態とする場合、全ひずみ $\{\varepsilon\}$ の次の瞬間の微小変化量をひずみ増分 $\{d\varepsilon\}$ とし、 $\{d\varepsilon\}$ も $\{\varepsilon\}$ と同様に弾性成分 $\{d\varepsilon^e\}$ と塑性成分 $\{d\varepsilon^p\}$ の和で表される。

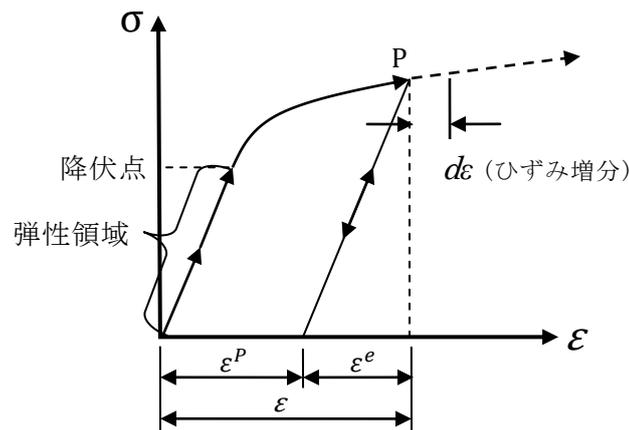


図 2-13 弾性ひずみと塑性ひずみ

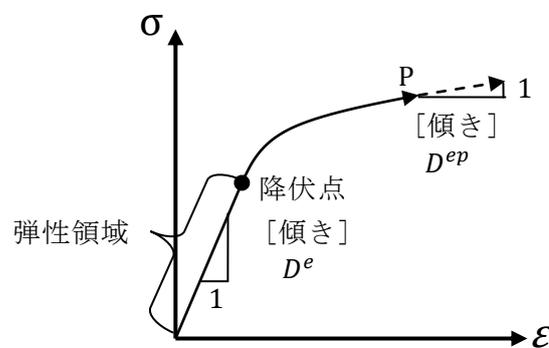


図 2-14 弾塑性マトリックスの意味

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \quad (2.3)$$

図 2-13 に示すように、降伏点に到達する前の領域を弾性領域とし、ひずみ $\{\varepsilon\}$ の変化量は弾性成分のみである。そして、次のフックの法則が成立する。

$$\{d\sigma\} = [D^e]\{d\varepsilon\} \quad (2.4)$$

ここに、 $[D^e]$ は弾性応力～ひずみ関係マトリクスである。3次元応力状態では、次式のように表される。

$$\{d\sigma\} = \begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\sigma_z \\ d\tau_{xy} \\ d\tau_{yz} \\ d\tau_{zx} \end{Bmatrix}, \quad [D^e] = \begin{bmatrix} D1 & D2 & D2 & 0 & 0 & 0 \\ D2 & D1 & D2 & 0 & 0 & 0 \\ D2 & D2 & D1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D3 \end{bmatrix}, \quad \{d\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\varepsilon_z \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{yz} \\ d\gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (2.5)$$

ここに、 $D1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$, $D2 = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$, $D3 = \frac{E}{2(1+\nu)}$ である。 E はヤング係数、 ν は

ポアソン比である。

降伏点に達した後では、応力増分とひずみ増分の間の関係式は次式となる。

$$\{d\sigma\} = [D^{ep}]\{d\varepsilon\} \quad (2.6)$$

この式からひずみ増分 $\{d\varepsilon\}$ に対応する応力増分 $\{d\sigma\}$ を求めることができる。 $[D^{ep}]$ は図 2-14 に示すように応力～ひずみ曲線の接線勾配を表す弾塑性応力～ひずみ関係マトリクスである。

材料の降伏は、応力が降伏基準の式を満足した場合に発生するものと考えられる。すなわち、降伏関数 $f=0$ 満たす応力状態である。降伏関数は、材料の変形や破壊挙動を解析ための構成則を構築ために用いられる。金属やコンクリート、ならびに土に対してよく用いられる降伏関数を主応力で表示し、以下に示す。

Von Mises (フォン・ミーゼス) 基準

$$f = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} - \sigma_Y \quad (2.7)$$

Drucker-Prager (ドランカー・プラガー) 基準

$$f = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} - \alpha(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - \kappa \quad (2.8)$$

Mohr-Coulomb (モール・クーロン) 基準

$$f = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (2.9)$$

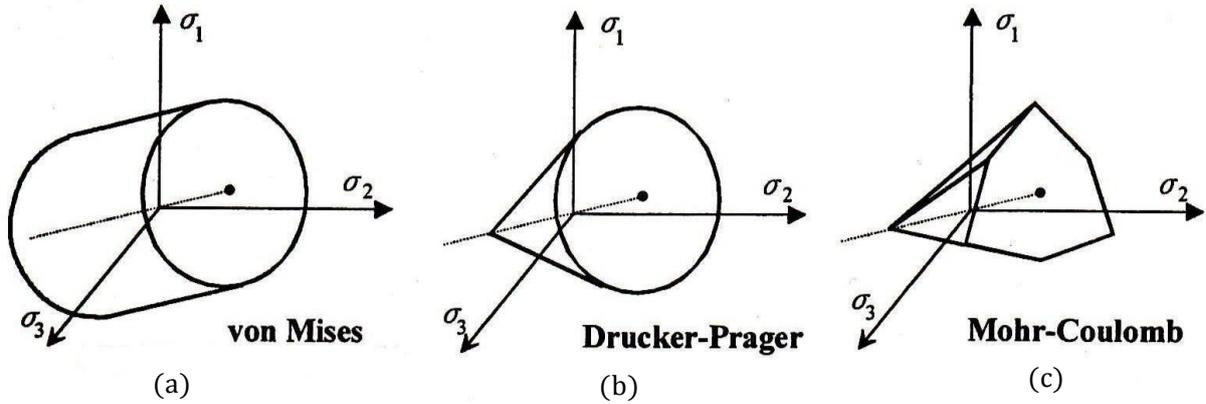


図 2-15 降伏関数の 3 次元応力空間内での形状

ここに、 σ_y 、 α および κ は強度定数であり、 c と ϕ はそれぞれ粘着力、内部摩擦角である。これらの降伏関数の 3 次元応力空間内での形状は図 2-15 のように表わされる。

材料降伏後に、降伏曲面の大きさや形状が変化しないと仮定するモデルは弾完全塑性モデルである。これに対して、材料降伏後に、塑性ひずみの増加につれて降伏曲面が徐々に大きくなるモデルはひずみ硬化モデルと呼ばれる。逆に、塑性ひずみの増加につれて降伏曲面が徐々に小さくなるモデルはひずみ軟化モデルと呼ばれる (図 2-16 参照)。

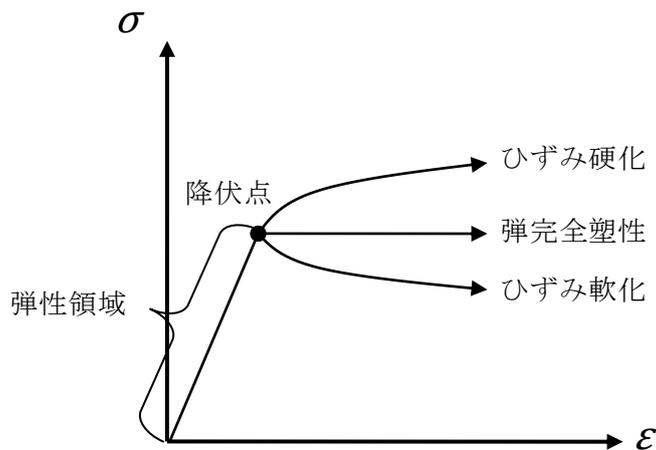


図 2-16 降伏後のひずみ硬化と軟化

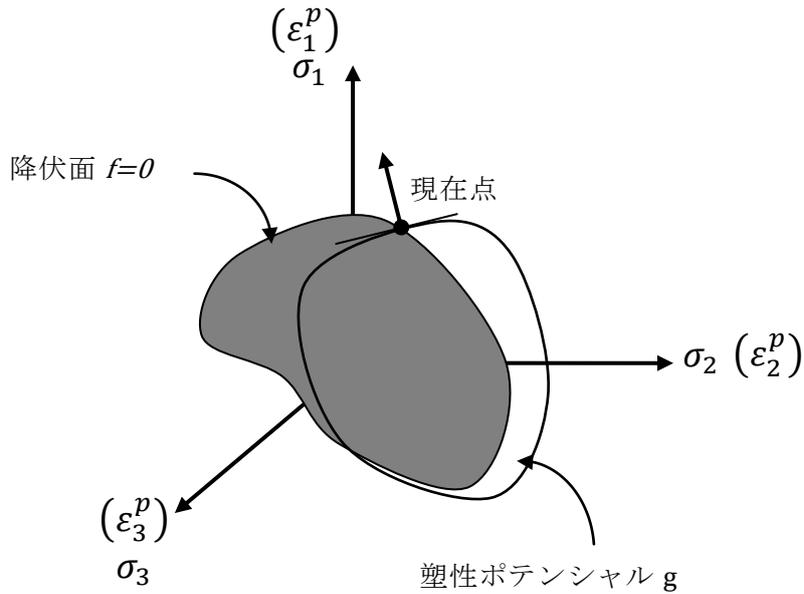


図 2-17 塑性ポテンシャルの意味

図 2-17 のように塑性ひずみ増分が発生する方向を流れ則と呼び、これを表す関数が塑性ポテンシャル g である。降伏後 ($f=0$) の次の瞬間に生じる塑性ひずみ増分 $\{d\varepsilon^p\}$ と塑性ポテンシャル g との関係を表したものが次式である。

$$\begin{aligned} \{d\varepsilon^p\} &= (d\varepsilon_x^p \quad d\varepsilon_y^p \quad d\varepsilon_z^p \quad d\gamma_{xy}^p \quad d\gamma_{yz}^p \quad d\gamma_{zx}^p)^T \\ &= d\lambda \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_x} \quad \frac{\partial g}{\partial \sigma_y} \quad \frac{\partial g}{\partial \sigma_z} \quad \frac{\partial g}{\partial \tau_{xy}} \quad \frac{\partial g}{\partial \tau_{yz}} \quad \frac{\partial g}{\partial \tau_{zx}} \right)^T = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \end{aligned} \quad (2.10)$$

この式は、塑性ひずみ増分が発生する方向が塑性ポテンシャル面と直交する方向であることを定義する。関連流れ則では、降伏関数 f と塑性ポテンシャル g は同じ関数を用い、非関連流れ則では、降伏関数 f と塑性ポテンシャル g は異なる関数を用いる。以上の関係を用いれば、式 (2.11) の弾塑性応力～ひずみマトリックスが導かれる。

$$[D^{ep}] = [D^e] - \frac{[D^e] \left(\frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} \right) \left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right)^T [D^e]}{-\frac{\partial f}{\partial h} \left(\frac{\partial h}{\partial \{\varepsilon^p\}} \right)^T \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}} + \left(\frac{\partial f}{\partial \{\sigma\}} \right)^T [D^e] \frac{\partial g}{\partial \{\sigma\}}} \quad (2.11)$$

なお、弾塑性応力～ひずみマトリックス $[D^{ep}]$ は一般的に非対称型であるが、関連流れ則 ($g=f$) を採用する場合は対称となる。

一方、排水に関連する土水連成問題については、土の三相性（空気、土粒子骨格、水）を考慮しなければならない。ただし、飽和土の場合は、土に空気が入っていないため、土粒子骨格と水のみを考慮する。

飽和土に荷重が作用すれば、飽和土から水が排出されるが、土の透水係数が小さい時、水が完全に排出されるまでに長い時間を要する。このように時間の経過につれて間隙水が排出され、土の骨格が圧縮される現象が圧密である。図 2-18 に示すように地盤上に盛土を盛り立てる場合を想定すると、盛り立てに伴い地盤に作用する荷重は次第に増加する。それにつれて地盤の沈下量も増加するが、盛り立て終了時点でも沈下が未だに終了していない。盛り立て終了時点で生じた過剰間隙水圧が消散する過程で、沈下は徐々に進行する。つまり、土水連成問題については、時間も重要なパラメータである。

圧密理論を構成するためには、次に示す条件が必要である。

- ①つり合い条件式
- ②粒子骨格の構成式
- ③ひずみの適合条件式
- ④粒子骨格と間隙水の応力の分担則
- ⑤間隙水の流動則
- ⑥連続条件式

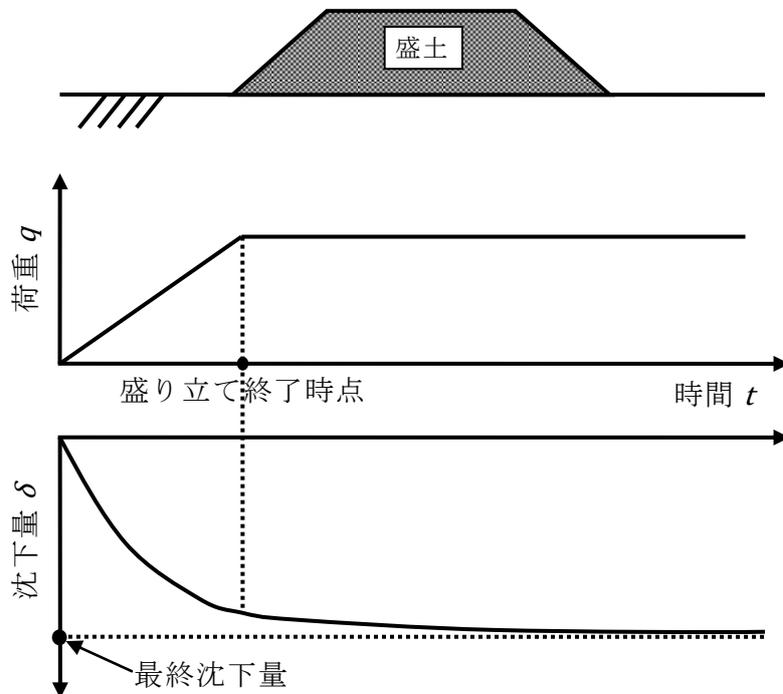


図 2-18 圧密現象における荷重～沈下量～時間の関係

圧密現象は、変形現象と透水現象の連成問題であり、条件式①～④は変形現象、条件式⑤および⑥は透水現象を表す条件である。これらの条件式は次式のようになる。

①つり合い条件式

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - \rho f_x &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} - \rho f_y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \rho f_z &= 0\end{aligned}\tag{2.12}$$

ここに、 σ_x 、 σ_y 、 σ_z は全応力であり、 ρ は土の湿潤密度、 f_x 、 f_y と f_z は単位質量当たりの物体力ベクトル成分である。

②粒子骨格の構成式（線形弾性の場合）

$$\begin{aligned}\sigma'_x &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y + \nu\varepsilon_z\} \\ \sigma'_y &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{\nu\varepsilon_x + (1-\nu)\varepsilon_y + \nu\varepsilon_z\} \\ \sigma'_z &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{\nu\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y + (1-\nu)\varepsilon_z\} \\ \tau_{xy} &= G\gamma_{xy} \\ \tau_{yz} &= G\gamma_{yz} \\ \tau_{zx} &= G\gamma_{zx}\end{aligned}\tag{2.13}$$

ここに、 σ'_x 、 σ'_y 、 σ'_z は有効応力、 E は土粒子骨格のヤング率、 ν はポアソン比であり、 $G = E/2(1+\nu)$ はせん断弾性係数である。

③ひずみの適合条件式（微小変形の場合）

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= -\frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= -\frac{\partial v}{\partial y} \\ \varepsilon_z &= -\frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x}\end{aligned}\tag{2.14}$$

$$\gamma_{yz} = -\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial y}$$

$$\gamma_{zx} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z}$$

ここに、引張側の応力が正とする。

④粒子骨格と間隙水の応力の分担則（有効応力原理）

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma'_x + U \\ \sigma_y &= \sigma'_y + U \\ \sigma_z &= \sigma'_z + U \\ \tau_{xy} &= \tau'_{xy} \\ \tau_{yz} &= \tau'_{yz} \\ \tau_{zx} &= \tau'_{zx}\end{aligned}\tag{2.15}$$

ここに、 U は間隙水圧である。

⑤間隙水の流動則（Darcyの法則）

$$\begin{aligned}v_x &= k_x \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{U}{\gamma_w} \right) \\ v_y &= k_y \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{U}{\gamma_w} \right) \\ v_z &= k_z \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{U}{\gamma_w} + Z \right)\end{aligned}\tag{2.16}$$

ここに、 v_x 、 v_y 、 v_z は流速、 γ_w は水の単位体積重量、 Z は位置水頭である。

⑥連続条件式

間隙水の非圧縮性を仮定すれば、連続条件式は次のように表される。

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) - \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = 0\tag{2.17}$$

ここに、 $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ は体積ひずみである。

上記では、土の変形は線形弾性を仮定したが、実際には、土は非線形的な性質を持っている。土の非線形、非弾性的な材料特性を考慮したものは非線形圧密理論である。

非線形圧密理論と線形圧密理論との基本的な違いは、条件式②の粒子骨格の構成式にある。非弾性材料の場合、応力とひずみの関係は増分形を用いて次式により表すことができ

る。

$$\{d\sigma\} = [D]\{d\varepsilon\} - \{d\sigma^r\} \quad (2.18)$$

ここで、 $\{d\sigma^r\}$ はクリープ（時間と共に変化）等による応力の変化量である。

数多く提案されている弾塑性圧密構成モデルの中でも、最も多く使われているのは Schofield と Wroth が提案した Cam-Clay（カムクレイ）モデル^{2.8)}である。このモデルは、正規圧密粘土、過圧密粘土の力学挙動を表現でき、パラメータの決定も比較的容易である。さらに、地盤の変形解析など、多くの実務で関口・太田による弾塑性・弾粘塑性構成モデルが使われている。本研究における地盤改良体を併用したベタ基礎補強工法の解析にも、関口・太田モデルを採用した。

2.4.3 圧密解析に用いる関口・太田モデルについて

解析条件を単純化するために、地盤改良体、ベタ基礎および砕石層は弾性材料と仮定して解析を行った。ただし、粘土地盤の要素に対しては関口・太田の圧密モデルを採用した^{2.9)}。このモデルは1977年に発表された土の弾粘塑性モデルであり、異方性正規圧密、軽い過圧密粘土の時間依存性挙動を表現することができる。このモデルはオリジナルカムクレイモデルを基に修正されたもので、図2-19に示すように、カムクレイモデルの初期等方応力線を K_0 線に修正している。

カムクレイモデルの降伏関数は次式のように表せる。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D_c \frac{q}{p'} - \varepsilon_v^p = 0 \quad (2.19)$$

そして、3次元空間での関口・太田モデルの降伏関数を式(2.20)に示す^{2.10)}。

$$f = M \cdot D_c \cdot \ln \left(\frac{p'}{p'_0} \right) + D_c \cdot \eta^* - \varepsilon_v^p \quad (2.20)$$

ここに、 M は限界応力比、 p' は平均主応力、 p'_0 は初期平均主応力、 η^* は応力比、 D_c はダイレタンシー係数であり、現在の塑性体積ひずみ ε_v^p は式(2.21)で表される。

$$\varepsilon_v^p = \alpha \cdot \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right\} \quad (2.21)$$

ここに、 α は二次圧密係数、 $(\dot{v}_0 = \alpha/t_c)$ は初期体積ひずみ速度であり、 t_c は一次圧密終了までに必要な時間である。

時間に依存しないパラメータは M および D_c であり、 M と D_c の関係は式(2.22)で表される。

$$M = \frac{\lambda - \kappa}{D_c(1 + e_0)} \quad (2.22)$$

ここに、 λ は圧縮指数、 κ は膨張指数、 e_0 は降伏応力時の間隙比である。

応力比 η^* は式(2.23)で表される。

$$\eta^* = \sqrt{3/2(\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} - \eta_{ij0})} \quad (2.23)$$

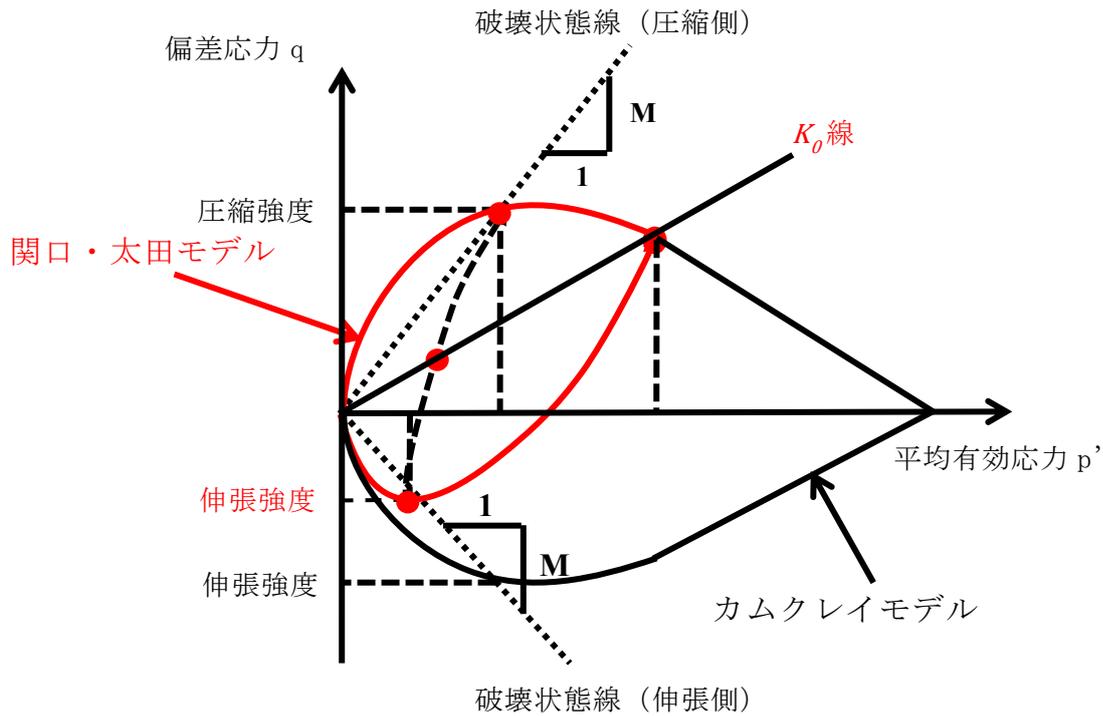


図 2-19 カムクレイモデルと関口・太田モデルの比較

ここに、 $\eta_{ij} = (\sigma'_{ij} - p' \cdot \delta_{ij})/p'$ 、 $\eta_{ijo} = (\sigma'_{ijo} - p'_0 \cdot \delta_{ij})/p'_0$ であり、

σ'_{ijo} は異方圧密終了時の応力、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタである。等方圧密状態下の粘土に対しては、 $\eta^* = \sqrt{3\eta_{ij}\eta_{ij}/2} = q/p'$ となり、この時、関口・太田モデルはオリジナルカムクレイモデルに帰着する。

2.4.4 関口・太田モデルのパラメータの決定

表 2-1 に関口・太田モデルに用いられるパラメータを示している。これらのパラメータの相互関係とそれらを定める手順が図 2-20 に示されており、通常の標準圧密試験データから得られる圧縮指数 λ と降伏時の間隙比 e_0 を基に、他のパラメータは同図から求められる (2.11)。

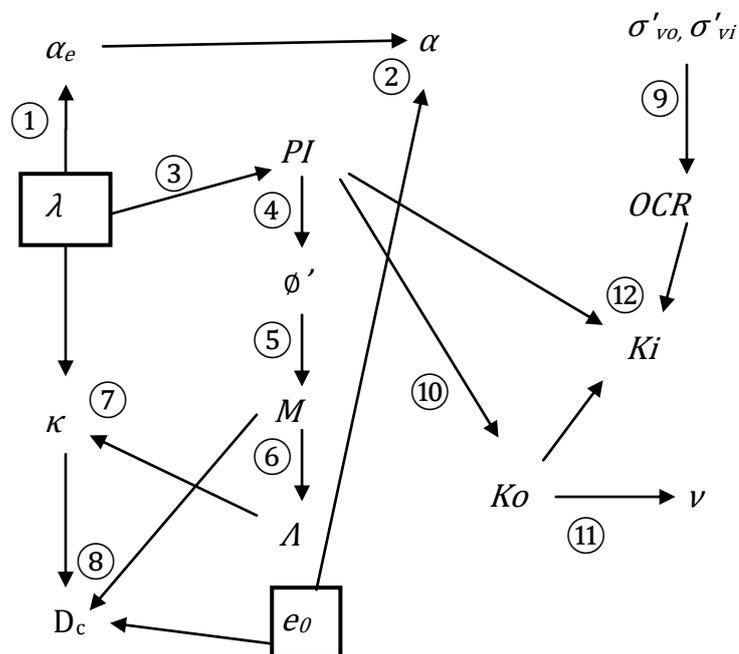
本章で解析対象にする実例のボーリングデータによれば、軟弱層の厚さは 13m であり、土の水中単位体積重量は $\gamma' = \gamma - \gamma_w = 14 - 10 = 4 \text{ kN/m}^3$ である。初期の鉛直有効応力は地表面から軟弱層の底部位置まで鉛直応力の平均値と仮定した。つまり、軟弱層の中間位置の鉛直応力を用い、 $\sigma'_{vi} = \gamma' \times (13 \times 0.5) = 26 \text{ kN/m}^2$ となる。そして、構造物の総重量は、固定荷重 (上部構造 + 下部構造) + 積載荷重である。(表 2-2 参照)

表 2-1 関口・太田モデルに用いるパラメータの定義

パラメータ	定義
A	λ と κ の関係を表す非可逆比
M	限界応力比
D_c	ダイレタンシー係数
ν	ポアソン比
α	二次圧密係数
\dot{v}_0	初期体積ひずみ速度
σ'_{v0}	圧密降伏応力
K_0	正規圧密終了時の静止土圧係数
σ'_{vi}	初期の鉛直有効応力
K_i	原位置での静止土圧係数
k	透水係数
e_0	圧密降伏応力時の間隙比

表 2-2 構造物の重量表

上部構造	1.53kN/m ²
下部構造（土間コン）	4.9 kN/m ²
下部構造（碎石層）	5.75 kN/m ²
積載荷重	2.94 kN/m ²
総重量（合計）	15.12 kN/m ²



- ① $\alpha_e = 0.05\lambda$
- ② $\alpha = \alpha_e / (1 + e_0)$
- ③ $PI = (\lambda - 0.015) / 0.007$
- ④ $\sin\phi' = 0.81 - 0.2331 \times \log PI$
- ⑤ $M = 6 \sin\phi' / (3 - \sin\phi')$
- ⑥ $A = M / 1.75$
- ⑦ $\kappa = (1 - A)\lambda$
- ⑧ $D_c = (\lambda - \kappa) / M / (1 + e_0)$
- ⑨ $OCR = \sigma'_{vo} / \sigma'_{vi}$
- ⑩ $K_o = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} PI$
- ⑪ $\nu = K_o / (1 + K_o)$
- ⑫ $K_i = K_o \times OCR^{0.54} \exp(-PI/122)$

図 2-20 物性値の相互関係とそれらを定める手順図

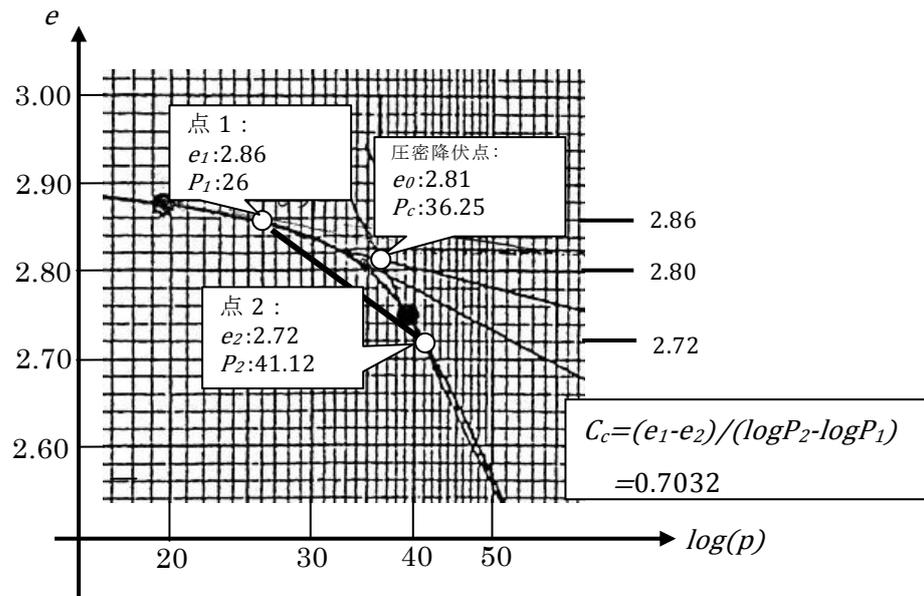


図 2-21 圧密試験の $e \sim \log(p)$ 曲線

最大平均圧密圧力は 41.12 kN/m^2 となり（初期応力 (26 kN/m^2) + 総重量 (15.12 kN/m^2)), 平均圧密圧力の範囲は、初期応力 (26 kN/m^2) ~ 最大平均圧密圧力 (41.12 kN/m^2) となる。

この応力レベルの範囲の圧縮指数を定めるために、圧密試験から得られた $e \sim \log(p)$ 関係を図 2-21 に示している。初期応力に対応する点 1 (e_1, P_1) と最大平均圧密圧力に対応する点 2 (e_2, P_2) を定めて、2 つの点の直線勾配を圧縮指数として採用する。従って、圧縮指数 C_c は 0.7032 となった。そして、 C_c と λ の関係は、 $\lambda = 0.434 C_c$ であるため、 λ の値は 0.3052 である。

また、圧密試験から得られた $e \sim \log(p)$ 関係より、圧密降伏応力時の間隙比は $e_0 = 2.81$ であるため、図 2-20 の物性値の相互関係とそれらを定める手順図に従い、解析に用いた材料定数を表 2-3 のように定めた。

平均圧密圧力の範囲は $26 \text{ kN/m}^2 \sim 41.12 \text{ kN/m}^2$ の間にあり、圧密試験データから、この間の透水係数を $8.043 \times 10^{-4} \text{ m/d}$ と定めた。

ベタ基礎の弾性係数は、コンクリートの標準的な値を用い、地盤改良体の弾性係数は改良体 A 層（2 次改良体）と B 層（1 次改良体）のそれぞれの一軸圧縮試験結果から得られたものである。碎石層の弾性係数については、十分に転圧されていることより、道路舗装のために使用されている碎石層の弾性係数の範囲の上限^{2.12)}に近い値を設定した。ベタ基礎、改良体 A 層、改良体 B 層並びに碎石層のポアソン比については、それぞれ 0.2 あるいは 0.3 と仮定した。

表 2-3 解析に用いる材料定数

粘土地盤	値
A	0.5785
M	1.0123
D_c	0.0458
ν	0.3805
α	0.00401
\dot{v}_0	1.2×10^{-6}
σ'_{v0}	36.25 kN/m ²
K_0	0.6141
σ'_{vi}	26 kN/m ²
K_i	0.6977
k	8.043×10^{-4} m/d
e_0	2.81
ベタ基礎	値
E	2.5×10^7 kN/m ²
ν	0.2
改良体 A (厚さ 600mm)	値
E	2.65×10^6 kN/m ²
ν	0.3
改良体 B (厚さ 1200mm)	値
E	1.425×10^6 kN/m ²
ν	0.3
碎石層	値
E	7×10^5 kN/m ²
ν	0.3

2.4.5 解析モデルについて

図 2-7 に示した実施工例の解析モデルを図 2-22 に示す。同図中には沈下計測点に対応する位置も併記した。解析モデルの寸法は、できるだけ境界の影響を受けないように大きくし、同図中に示すように x 方向に 270m、y 方向に 168.5m、z 方向に軟弱層厚分の 13m とした。本解析モデルでは 6 節点三角柱要素と 8 節点直方体要素の 2 種類を使用した。総要素数は 53,573 であり、総節点数は 42,548 である。変形に対する境界条件は、下面節点の z 方向と側面節点の x あるいは y 方向を固定し、それ以外は自由である。排水に対する境界条件は、粘土地盤の上下面共に排水面であり、側面は非排水面とした。載荷重は、大型量販店の部分と駐車場の部分で異なっており、大型量販店の部分には建物の自重、積載、碎石層の各重量の合計 $W_1=15.12 \text{ kN/m}^2$ を載荷した (表 2-2 参照)。そして、駐車場の部分

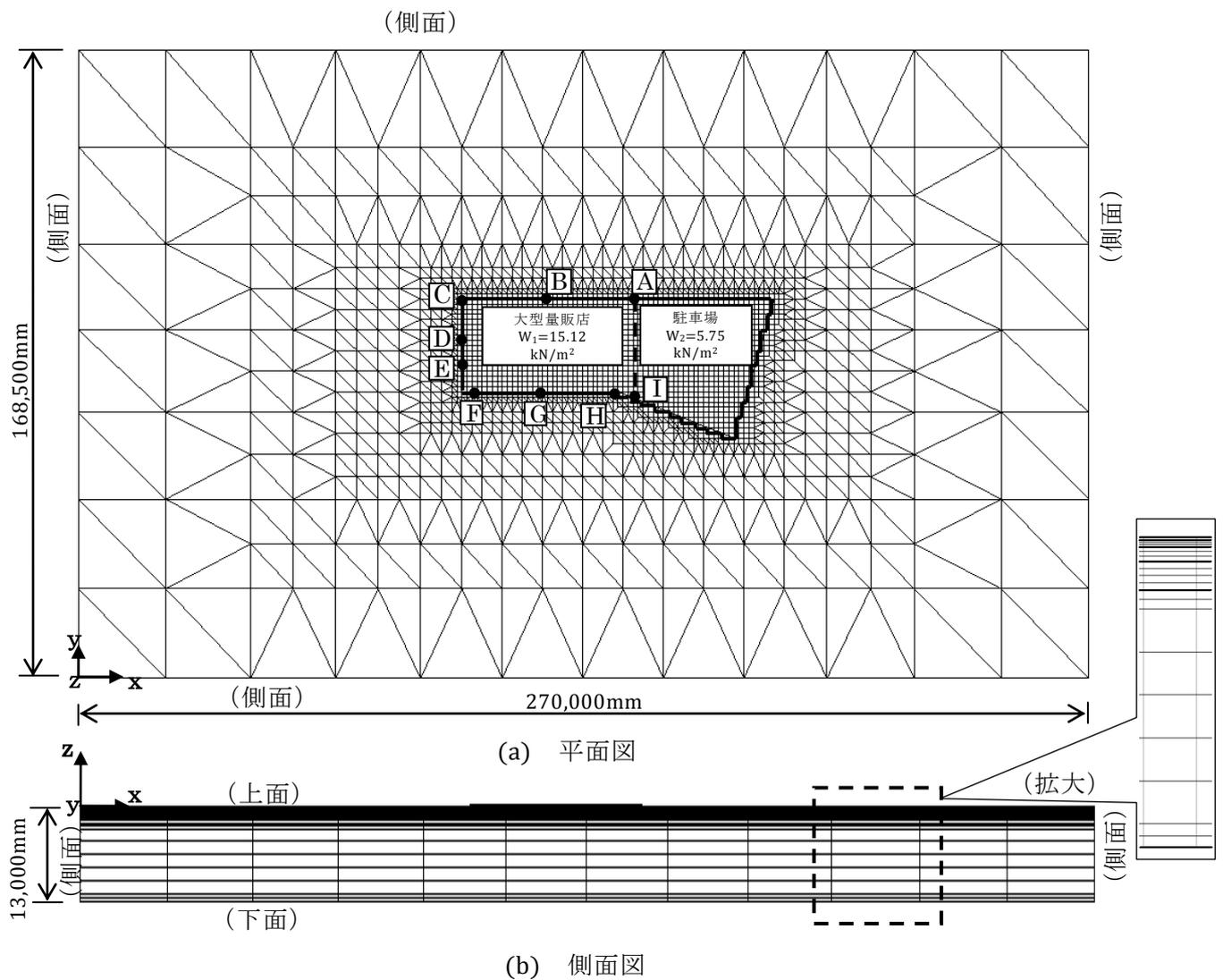


図 2-22 解析モデル

は大型量販店の部分と同じ厚さの砕石層が設置されているため、砕石層のみの荷重 $W_2=5.75\text{ kN/m}^2$ を載荷した（表 2-2 参照）。ただし、これらの荷重は、施工開始から竣工・供用開始までの時間（約 60 日）に対して線形的に増加するものと仮定して解析した。

2.5 解析結果

本工法の不同沈下を抑制する効果を検証するために、地盤改良体が存在する場合（ケース（1））と地盤改良体が存在しない場合（ケース（2））の2ケースの解析を行った。

まず、地盤改良体が存在する場合の解析結果と計測結果を比較することによって、本解析の推定精度を検証した。次に、地盤改良体が存在する場合と地盤改良体存在しない場合の解析結果を比較することで、本工法の不同沈下を抑制する効果を検討した。

2.5.1 地盤改良体が存在する場合の解析結果（ケース（1））

図 2-23 にケース（1）の解析結果を示す。図 2-22（a）の解析モデルの平面図における大型量販店部分の载荷重は、駐車場部分の载荷重の約3倍である。そして、本敷地の地盤はほぼ一樣なので、改良体の厚さや材料に大きな相違がない場合、大型量販店部分の沈下量は駐車場部分より大きくなるものと考えられる。点 B は計測点の中で大型量販店部分の载荷中心に最も近い点であるため、図 2-23 に示すように、各時点での沈下量の最大値を示している。

なお、計測点 G が計測点 B より载荷中心の左側に僅かにずれているため、点 B の沈下量より小さい。これらの計測点の中で沈下量の最小値は、大型量販店部分の载荷中心から最も遠い点 C である。大型量販店部分の载荷中心からの計測点 A と C の距離はほぼ一致しているが、点 A は駐車場に近いので、駐車場部分に作用する载荷の影響で、点 C よりも大きな沈下量が生じている。そして、同じ理由により、大型量販店の左側にある計測点 C、D、

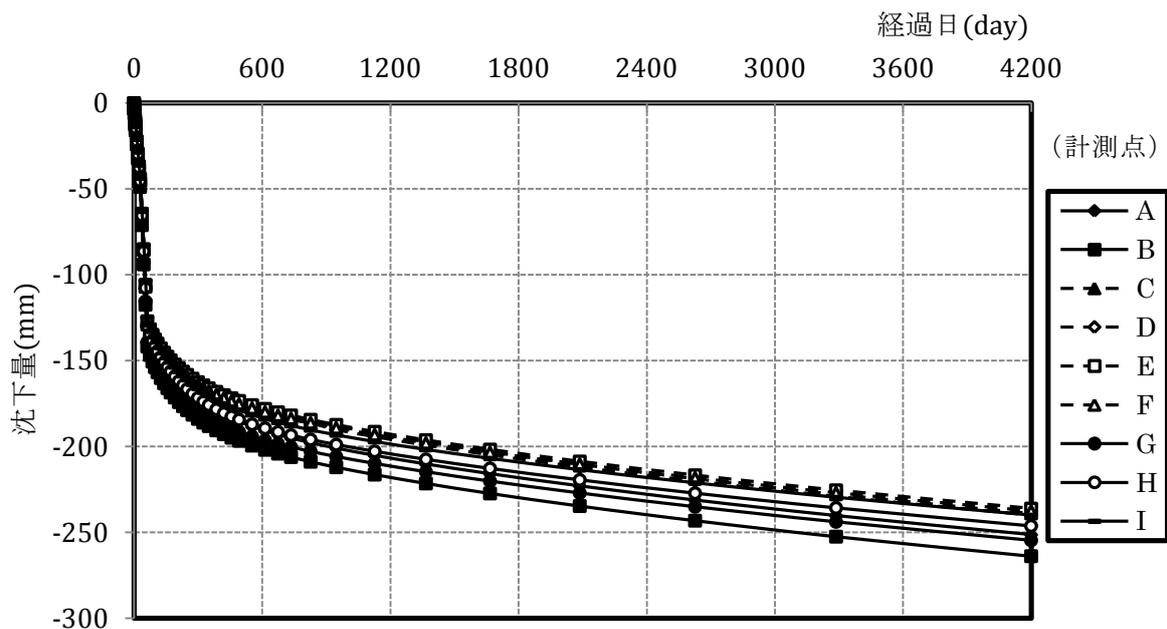


図 2-23 ケース（1）の解析結果

E と F (図 2-23 中には破線で示している) の沈下量が右側にある計測点 A、H と I の沈下量よりも小さい。これらの傾向は、解析結果と計測結果 (図 2-10 参照) とでよく一致していることが分かる。

同図に示すように、解析結果の初期の 60 日間の沈下量は急速に発生しており、この間は施工期間であるため、荷重が増加しつつあり、建物の周辺地盤のせん断変形が卓越しているものと考えてられる。ただし、前述の図 2-10 に示すように、沈下計測は竣工時から開始されているため、ケース (1) の解析結果も竣工時点以後の沈下量のみを取り出して、計測沈下量と比較したものが図 2-24 である。

なお、同図には代表的な計測点 A、B、C のみの解析結果と計測結果を非較している。経過時間が 960 日目の計測点 B と C の沈下量の差は、それぞれ約 13mm (解析結果) と約 20mm (計測結果) であるが、計測結果と解析結果共に、点 A と点 B の沈下曲線が近い位置にあり、同様の傾向を示している。

一方、計測結果の内、初期の 180 日間の部分では、沈下がほとんど発生しておらずほぼ水平線に近い状態を示しており、通常の圧密沈下曲線に対して不自然な状態であると思われる (原因不明)。そこで、図 2-24 の点線に示すように、180 日以後の計測データを滑らかな曲線で近似して、竣工時点に対応する曲線の起点を推定した。同図中に示すように、これらの起点はほぼ同じところに集中しており、原点から約 20mm の差があった。沈下測定データの補正にこの差を利用して書き直し (下方に 20mm 平行移動)、解析結果と比較して示したものが図 2-25 である。同図より、初期の 180 日間の部分では当然一致しないが、それ以後は、前述の定性的傾向はもちろん、定量的にもかなり一致していることが分かる。

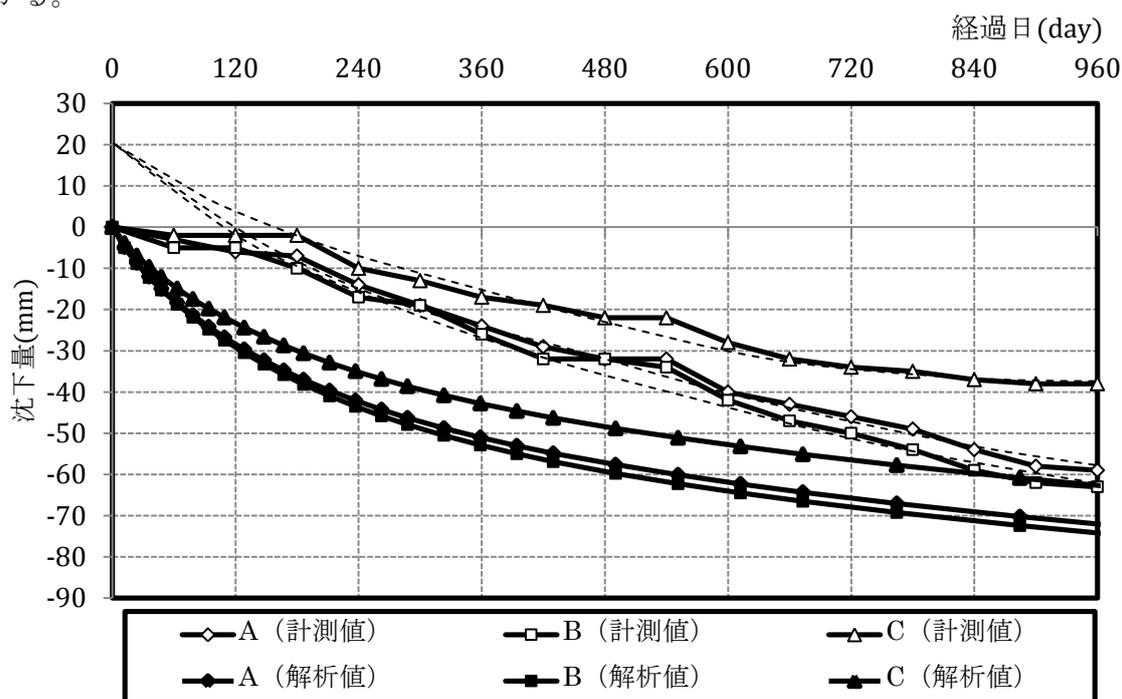


図 2-24 計測結果と解析結果との比較

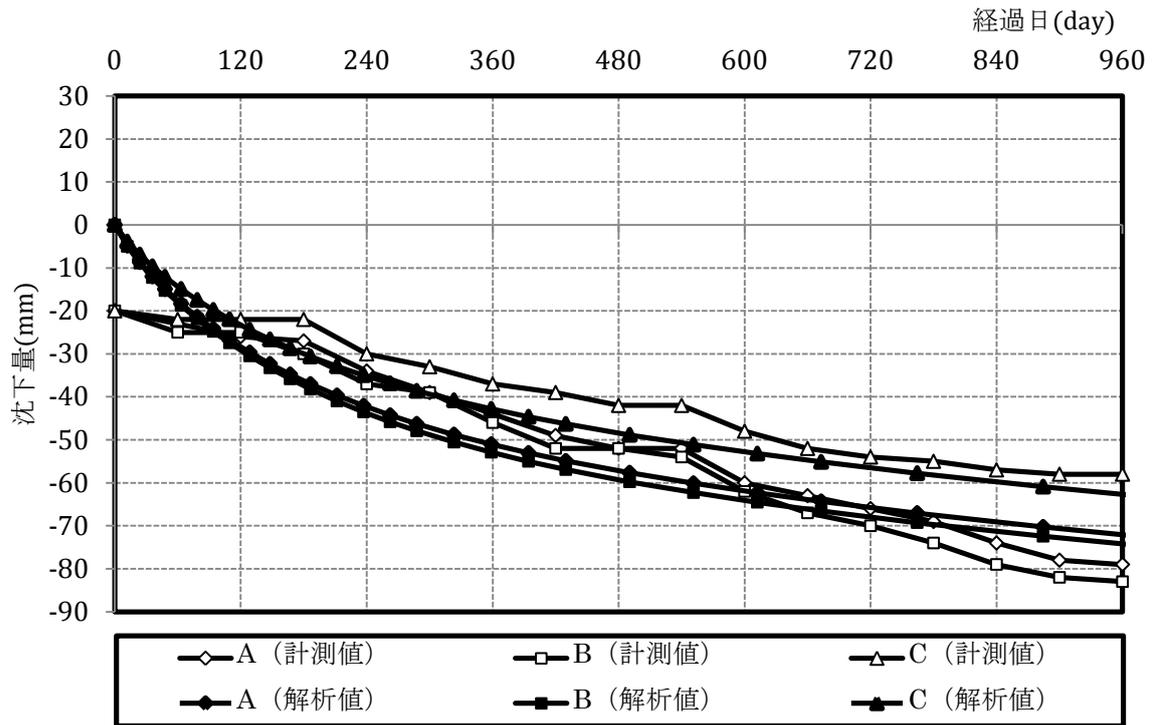


図 2-25 補正後の計測結果と解析結果の比較図

2.5.2 地盤改良体が存在しない場合の解析結果（ケース（2））

地盤改良体の有無による、不同沈下量の違いを調べるために、地盤改良体が存在する場合と存在しない場合の解析結果について検討する。

図 2-26 に地盤改良体が存在しない場合のケース（2）の解析結果を示す。駐車場部分に作用する荷重の影響で、ケース（1）の場合と同様に大型量販店の左側にある計測点 C、D、E と F の沈下量が右側にある計測点 A、H と I の沈下量よりも小さくなっている。図 2-27 にケース（1）とケース（2）の解析結果を比較して示す。ただし、図 2-24 と同様に代表的な計測点 A、B、C のみを示している。ケース（1）の場合には、最大沈下量は点 B で 264mm、最小沈下量は点 C の 239mm となり、この間の沈下量の差は 25mm である。それに対して、ケース（2）の場合には、最大沈下量は点 B で 361mm、最小沈下量は点 C で 251mm となり、この間の沈下量の差は 110mm である。つまり、ベタ基礎の下に地盤改良体を設置することにより、この間の不同沈下量は 85mm 減少し、本工法により不同沈下を大幅に抑制する効果が明らかになった。

なお、地盤改良体が存在する場合（ケース（1））の断面 A-A'（図 2-28 参照）位置の解析領域表面の沈下量を図 2-29 および 2-30 に示す。図 2-29 には、竣工時点の断面 A-A' 位置の解析領域表面の沈下量を示している。同図より、駐車場部分に作用する荷重の影響で、

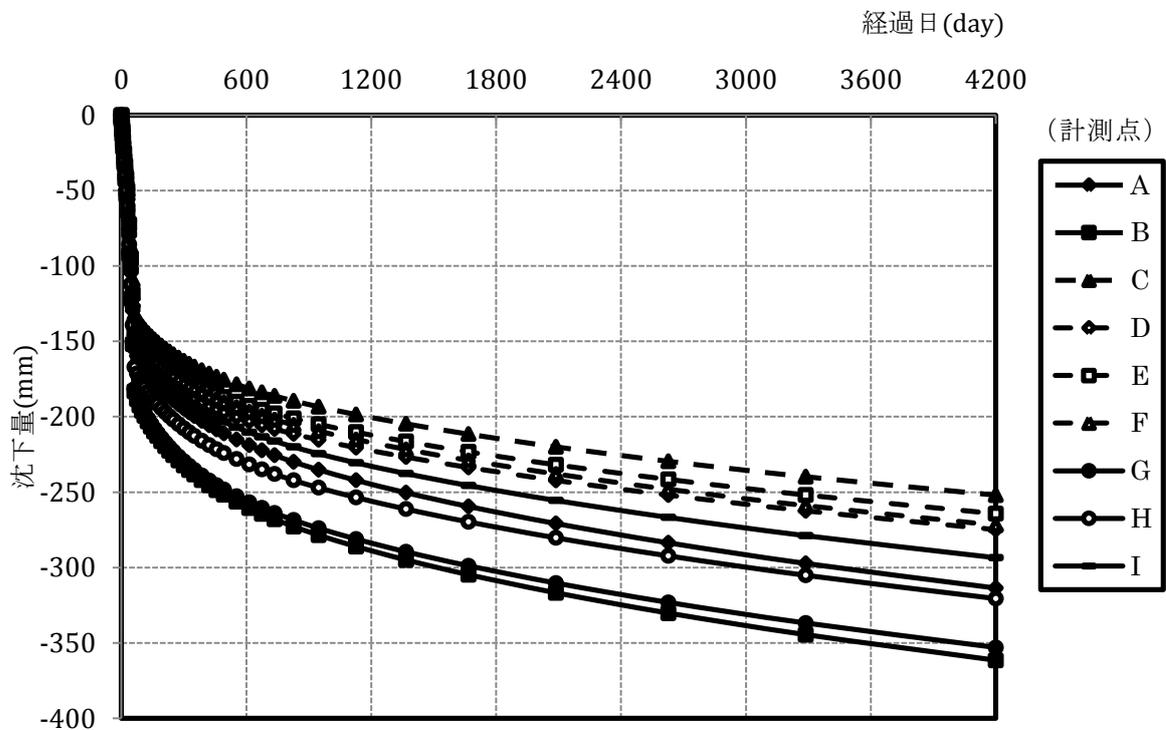


図 2-26 ケース（2）の解析結果

大型量販店の右側の沈下量が左側の沈下量より大きく、最大沈下量も大型量販店の中央部よりやや右側の位置で生じることが分かる。さらに、竣工時点では、荷重領域周辺の地盤が盛り上がり状態になることが分かる。図 2-30 には、断面 A-A'位置の解析領域表面の最終沈下量を示している。荷重領域に近い位置の地盤は未だやや盛り上がっているが、盛り上がり量はかなり小さくなっている。そして、少し離れているところの解析領域表面の沈下量はほぼ零であり、圧密沈下量は収束しつつあることが分かる。

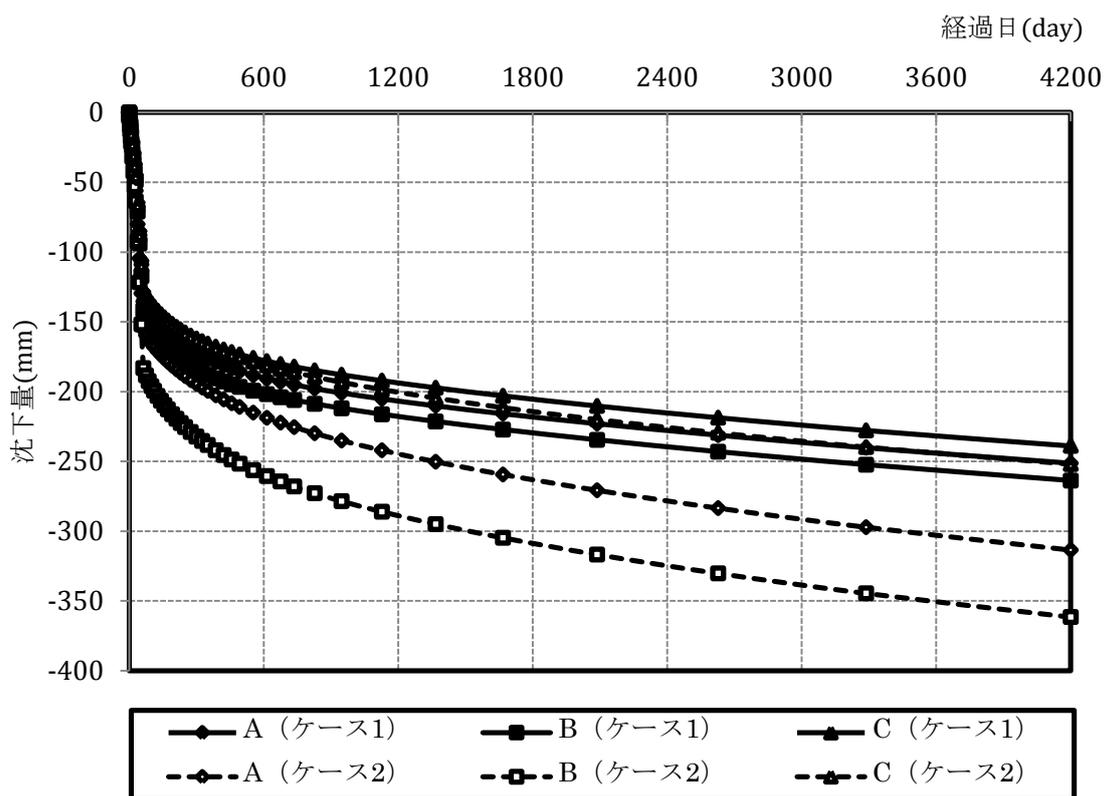


図 2-27 ケース (1) とケース (2) の解析結果の比較

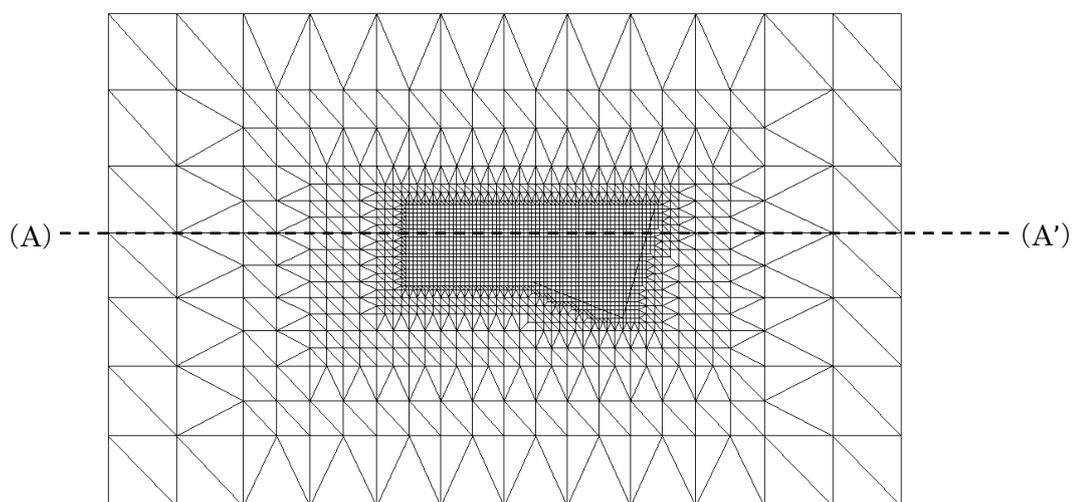


図 2-28 解析モデル

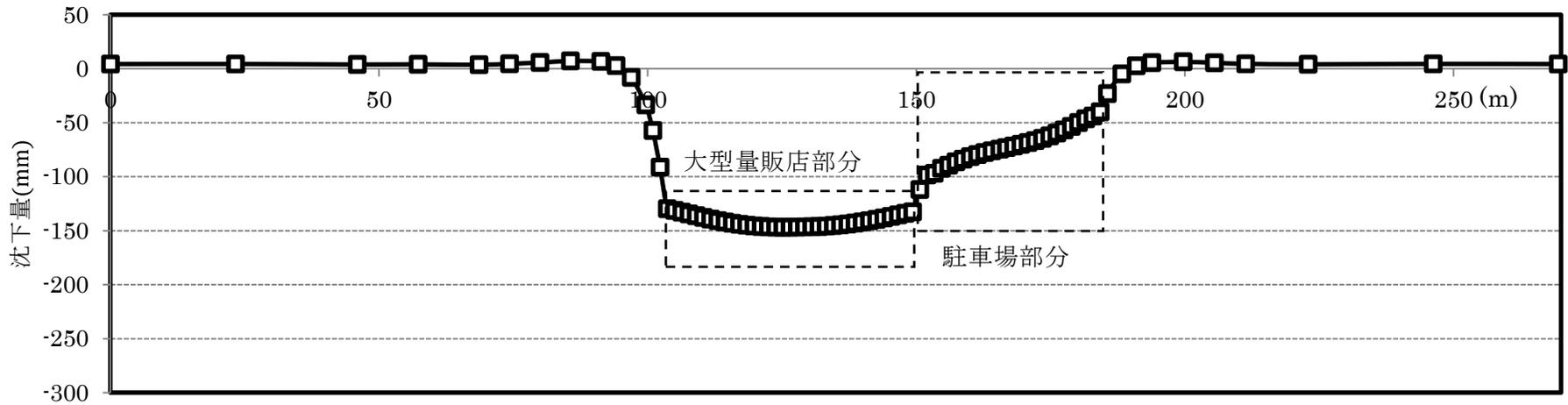


図 2-29 竣工時点の断面 A-A' 位置の解析領域表面の沈下量

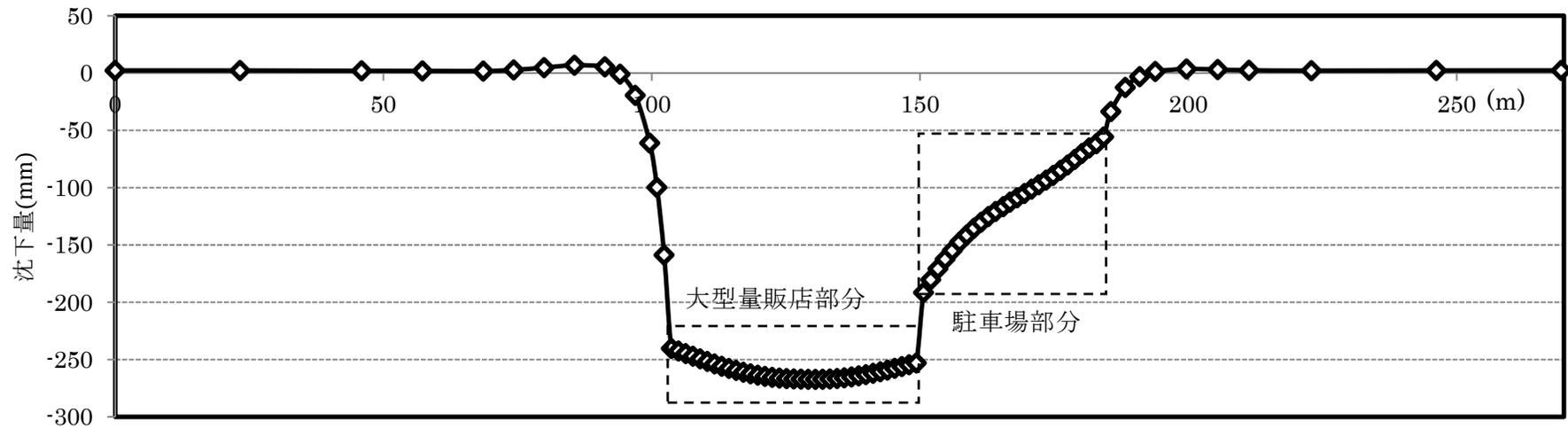


図 2-30 断面 A-A' 位置の解析領域表面の最終沈下量

さらに、解析の終局段階において改良体が存在する場合と改良体が存在しない場合の載荷部直下の地盤断面 B-B' (図 2-31 参照) の応力 (鉛直方向有効応力) 分布図 (4200 日目) を図 2-32 に示している。

改良体が存在する場合の鉛直有効応力の範囲は 0 から 30kN/m^2 であり、これらに対して、改良体が存在しない場合の鉛直有効応力の範囲は 30 から 40kN/m^2 である。改良を施すことによって、粘土地盤に比べ改良体がかなり剛なものになるため、建物の中央の荷重をせん断力により改良体外側の地盤に伝達し、改良体周辺地盤のせん断力および地盤と改良体との摩擦力で、上部荷重を支えることになる。したがって、同じ載荷重の下で、改良体が存在する場合の平均的な鉛直有効応力は改良体が存在しない場合よりも小さくなり、改良体の剛性効果により、沈下量が抑制されたものと考えられる。

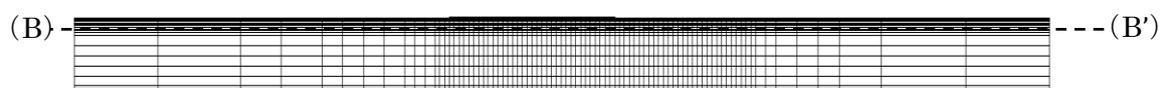


図 2-31 解析モデル側面図

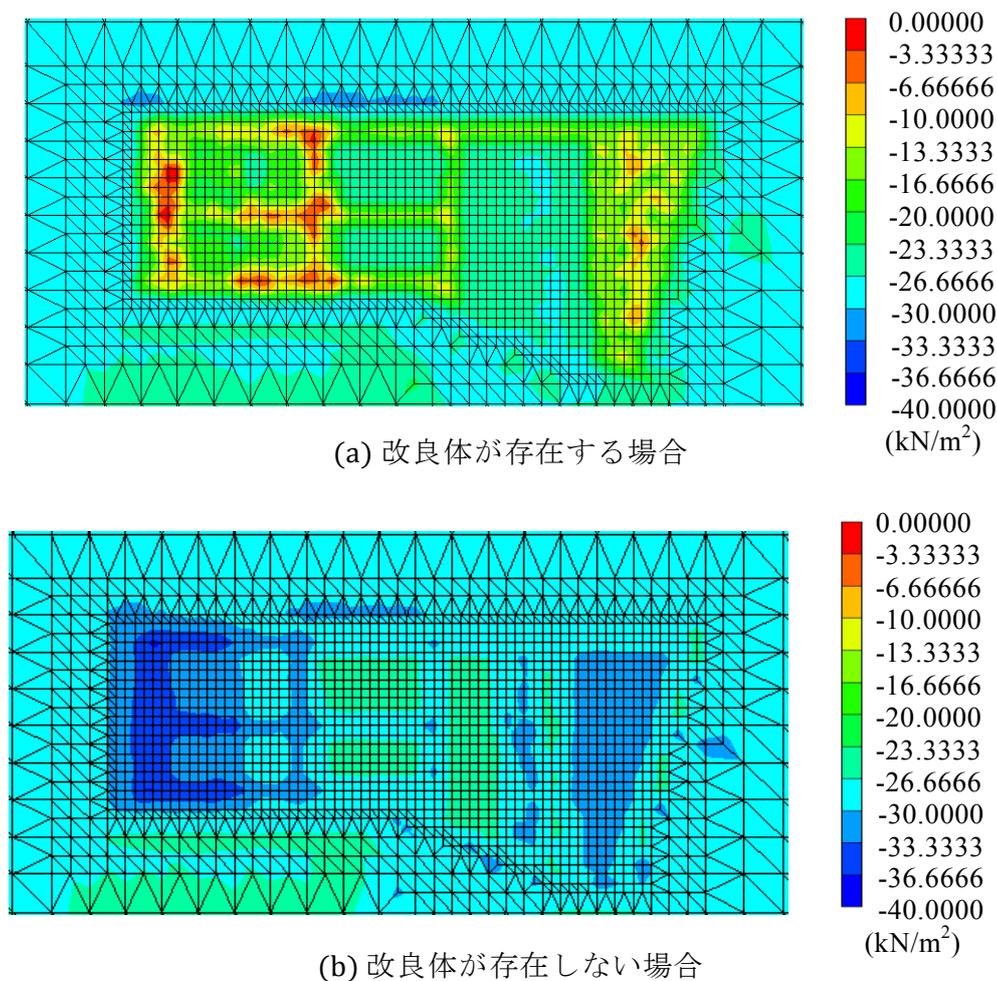


図 2-32 断面 B-B' の地盤部の鉛直方向有効応力コンター図

2.6 まとめ

建物の底面全体を一体の基礎梁とスラブで支持するベタ基礎は、荷重の分散効果はあるが、高い剛性を確保するために、建物本体に匹敵するほどの自重を持つ場合もあり、全体が傾斜することに対しては抵抗力がない等の問題がある。本章では、ベタ基礎のこれらの問題点の対策として地盤改良体を併用したベタ基礎工法について述べた。この工法は、基礎梁が不要で、原地盤に固化材を混入して改良層を築造するため地盤の荷重とほぼ等しい基礎重量となり、余分な荷重増加が無いので沈下量を軽減できる等のメリットがある。そして、この工法の不同沈下抑制効果を検証するために、本工法を採用した施工例をモデル化し 3 次元圧密沈下解析を行った。粘性土地盤の圧密沈下解析に多く用いられている関口・太田モデルを用いて 3 次元有限要素法による非線形圧密沈下解析の結果は以下のとおりである。

- ① 地盤改良体を併用したベタ基礎工法を用いた建物のうち、広島県にある 2005 年に竣工した大型量販店を解析の対象とした。竣工後の沈下計測は 2 カ月に 1 回程度で約 2 年半続けた。圧密沈下解析の時間については、沈下が安定する状態になると考えられる約 11 年間に設定した。
- ② 竣工後初期 180 日間の沈下計測曲線は圧密沈下理論に不整合な状態になっており、この部分の補正を行った計測結果と解析結果とは良く一致した。
- ③ 地盤改良体が存在する場合と存在しない場合の 2 つのケースの解析結果を比較検討したところ、ベタ基礎の下に地盤改良体を設置する場合、実例をモデル化した本解析例では、最大沈下量と最小沈下量の差（不同沈下量）は地盤改良体が存在しない場合の約 20%程度に低減していることが分かった。つまり、この地盤改良体を併用したベタ基礎工法により軟弱地盤上の構造物の不同沈下量を抑制できることが定量的に明らかになった。
- ④ 地盤改良体を設置する場合には、改良体の剛性により、上載荷重を改良体の周辺地盤に伝達し、改良体直下の地盤の鉛直有効応力を減少させ、沈下量が小さくなったものと考えられる。

地盤改良体を併用したベタ基礎工法の沈下抑制効果について検討したが、地震動が作用する際、井桁状の 1 次地盤改良体はその間の地盤の移動を拘束する効果も期待できる。この効果に関する研究については今後の課題とする。

参考文献

- 2.1) 鈴木吉夫：深層混合処理工法偏のポイントと課題，基礎工，Vol.36, No.8, pp.7-9, 2008.8
- 2.2) 加倉井正昭，山下清：パイルド・ラフト基礎（直接基礎と摩擦杭併用基礎）の設計法，基礎工，Vol.26, No.5, pp.44-48, 1998.5
- 2.3) H.Yamamoto, W.Li, K.Takeuchi & M.Nishimura: A new raft foundation system with shallow soil improvement, ISEC-03 (Collaboration and harmonization in creative systems), pp.797-804, 2005
- 2.4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.116-117, 2001.10
- 2.5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.153, 2001.10
- 2.6) 三好敏郎，白鳥正樹，座古勝，坂田信二：有限要素法構造要素の変形・破壊挙動の解析，実教出版，pp.1-2, 1982
- 2.7) （社）地盤工学会：地盤技術者のための FEM シリーズ ②，pp.28-135, 2003.8
- 2.8) 木村孟：カムクレイに学ぶ：1. 講座を始めるにあたって，土と基礎，Vol.41, No.5, pp.81-82, 1993
- 2.9) Sekiguchi,H. & Ohta,H: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp.229-238, 1977
- 2.10) Murayama,S., Sekiguchi,H. & Ueda,T: A study of the stress-strain-time behavior of saturated clays based on as theory of nonlinear viscoelasticity, Soil and Foundations, JSSMFE, Vol.14, No.2, pp.19-33, 1976
- 2.11) Iizuka,A. & Ohta,H: A determination procedure of input parameters in elastio-viscoplastic finite element analysis, Soils and foundations, JSSMEF, Vol.27, No.3, pp.71-78, 1987
- 2.12) 伊藤正秀（他 13 名）：舗装設計便覧，社団法人日本道路協会，pp.116-118, 2006

第3章 地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法

3.1 序

杭基礎は深い基礎形式の一種である。鉛直荷重に対して、積載能力が高く、安定性がよく、沈下抑制能力が高いため、様々な領域で幅広く応用されている。

近年、大規模地震が頻発し、従来の建物の耐震レベルが大規模地震に対応できないケースが多くなっている。また、建物の上部構造の耐震診断と補強は進行しているが、杭基礎の調査には基礎下の地盤の掘削が必要となり、コストも高くなると思われる。故に、基礎の補強は進まず、今後の大規模地震において杭基礎の被害が発生する可能性もある。従って、これらの建物に低コストで有効な補強工法の開発が求められている。

技術の発展による杭の高支持力化により、鉛直耐荷力は満足しても、地震時の水平抵抗力には未だ弱点を持つものもある。特に、杭頭部の周囲の地盤が軟弱で、杭頭部がフーチングに剛結合されている場合には、地震時の慣性力により杭頭部に過大な曲げモーメントおよびせん断力が生じるため、杭頭部の破壊が生じ易い。これらの問題を解決するために、杭基礎構造物の補強に関する様々な工法が開発が行われている^{3.1)}。鉄筋コンクリートによる同杭基礎補強工法に対して、本研究では杭基礎の周辺に地盤改良を施すことで、地震時の水平力に対する杭の水平荷重分担率を低減させる杭基礎の補強工法を開発を行う。

3.2 地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法の概要

地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法の目的は、杭に加わる水平力を低減させることである。そのため、杭基礎周辺に地盤改良により地盤改良体を造成して、地震水平力をこの改良体に負担させる。つまり、改良体の前面地盤の受働土圧が水平抵抗要素として加わることにより、杭の負担を低減させるものである。地盤改良体を用いた杭基礎の耐震補強工法の原理を図 3-1 に模式的に示す。

前述したように、杭基礎構造物の水平抵抗に関する様々な工法の開発・研究が行われている。具体的には、深層混合処理工法により形成した複合地盤における杭設計手法^{3.2)}、既存・新設複合杭基礎の水平抵抗機構に関する研究^{3.3)}などがある。しかし、基礎下の掘削などに伴う経済的な負担が大きい点、既存建物に適用困難な点などが問題となる。本工法が杭基礎補強工法の一つとして実用化されれば、原位置地盤を混合処理工法により必要な範囲のみを改良すれば良いため、地盤を掘削する必要がなく原地盤の土を使うことにより比較的容易に施工可能であり、工期短縮・コスト削減を実現できる工法である。

図 3-2 に示しているように、改良深さ H と改良厚さ D については、フーチングと杭頭部の力つり合いを考慮して設計式を展開することにより、合理的に検討することが可能である。

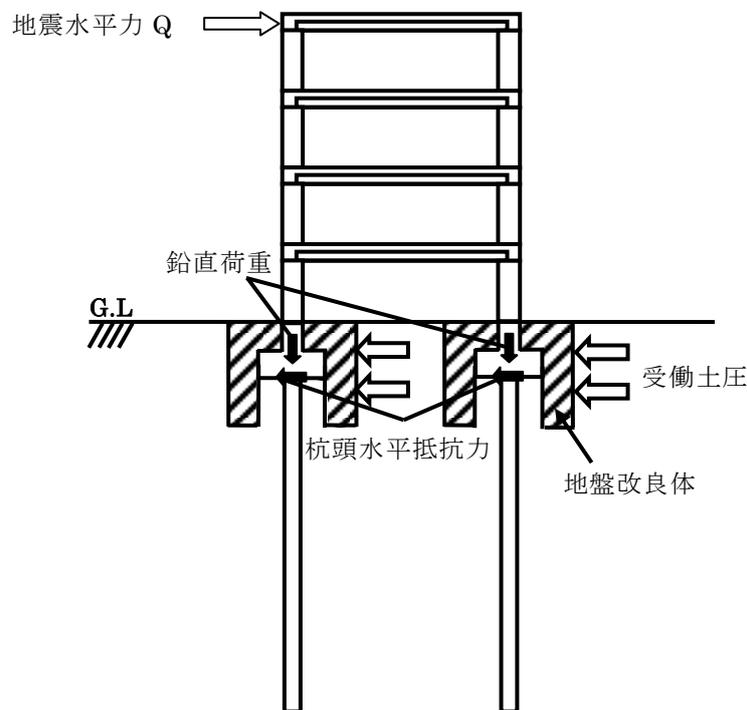


図 3-1 地盤改良体を用いた杭基礎の耐震補強工法の原理

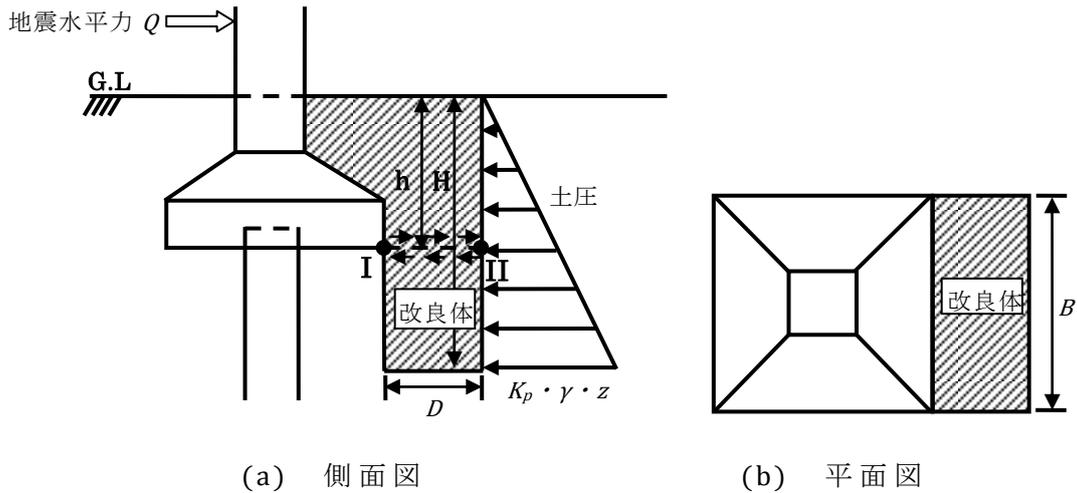


図 3-2 杭基礎頭部付近の拡大図

図 3-2 (a) の側面図に示すように、水平方向力の条件から、不等式 (3.1) が導かれる。

$$(K_p \cdot \gamma \cdot H^2 / 2) \cdot B > Q \quad (3.1)$$

ここに、 K_p は受働土圧係数、 γ は前面土の単位体積重量、 H は改良深さ、 B は改良幅、 Q は地震水平力である。不等式 (3.1) より

$$H > \sqrt{2 \cdot Q / K_p \cdot \gamma \cdot B} \quad (3.2)$$

となり、不等式(3.2)から改良深さ H を検討することができる。

さらに、フーチング底面位置改良体の断面 (図 3-2(a)中の I-II) のせん断破壊条件から、不等式 (3.3) が導かれる。

$$\tau_{max} \cdot B \cdot D > \int_h^H (K_p \cdot \gamma \cdot z) dz \times B \quad (3.3)$$

ここに、 D は改良体の厚さ、 h は地表面からフーチング底面までの深さ、 z は深さである。また、最大せん断抵抗力はモールの応力円から $\tau_{max} = q_u / 2$ であり (図 3-3 参照)、 q_u は改良体の一軸圧縮強度である。不等式 (3.3) より、

$$D > K_p \cdot \gamma \cdot (H^2 - h^2) / q_u \quad (3.4)$$

となり、不等式 (3.4) から改良体の厚さ D を検討することができる。

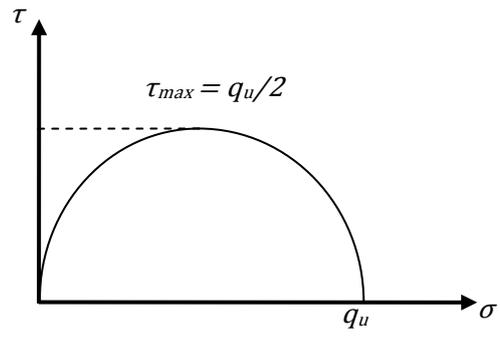


図 3-3 モールの応力円図

3.3 有限要素法による数値解析

改良体を用いた杭基礎の補強工法における改良効果を検討するために簡単なモデルを設定し、3次元有限要素法を用いて解析を行い、杭の曲げモーメントおよびせん断力、特に杭頭の曲げモーメントおよびせん断力の低減率を調べる。

3.3.1 解析モデルについて

地盤改良体による杭基礎の補強工法の改良効果を確認することと、より改良効果の良い改良深さおよび厚さの決定に向けて、簡易な杭基礎構造物のモデルを設定し、杭基礎周辺に改良体を設置した場合の補強効果を3次元有限要素法により解析し、検討した。

本解析に用いたモデルの杭配置と断面図を図3-4および3-5に示している。杭（柱）スパンは8m×10mと仮定する（短辺方向に10mの1スパンで、長辺方向に8mのスパンが連なっている建物を想定）。解析で設定した構造物のモデルは、床・屋根の単位荷重が10kN/m²の4階建て鉄筋コンクリート構造である。杭は場所打ちコンクリート杭（杭径φ=900mm、杭長L=14.5m）を想定し、杭頭部はフーチングに剛結合しており、また杭先端部は支持層に定着しているものとする。解析を簡単化するために、1スパンの範囲を解析対象とし、1スパンあたりの建物重量Wは4000kN(=10kN/m²×10m×8m×5)である。従って、各基礎フーチングにそれぞれ2000kN(=W/2)の鉛直荷重が作用している。解析に用いた材料の物性値を表3-1に示している。地盤は弾塑性体と仮定し、杭、フーチング、柱、梁と地中梁は弾性体と仮定して解析を行った。

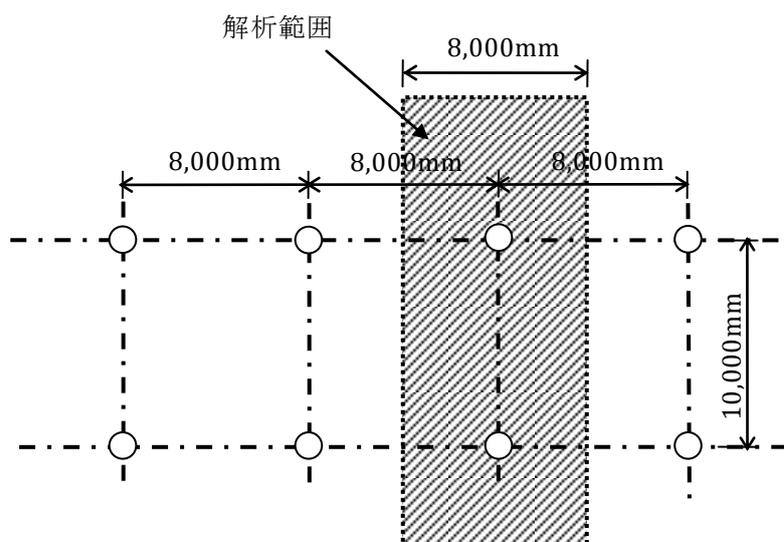


図 3-4 杭配置図

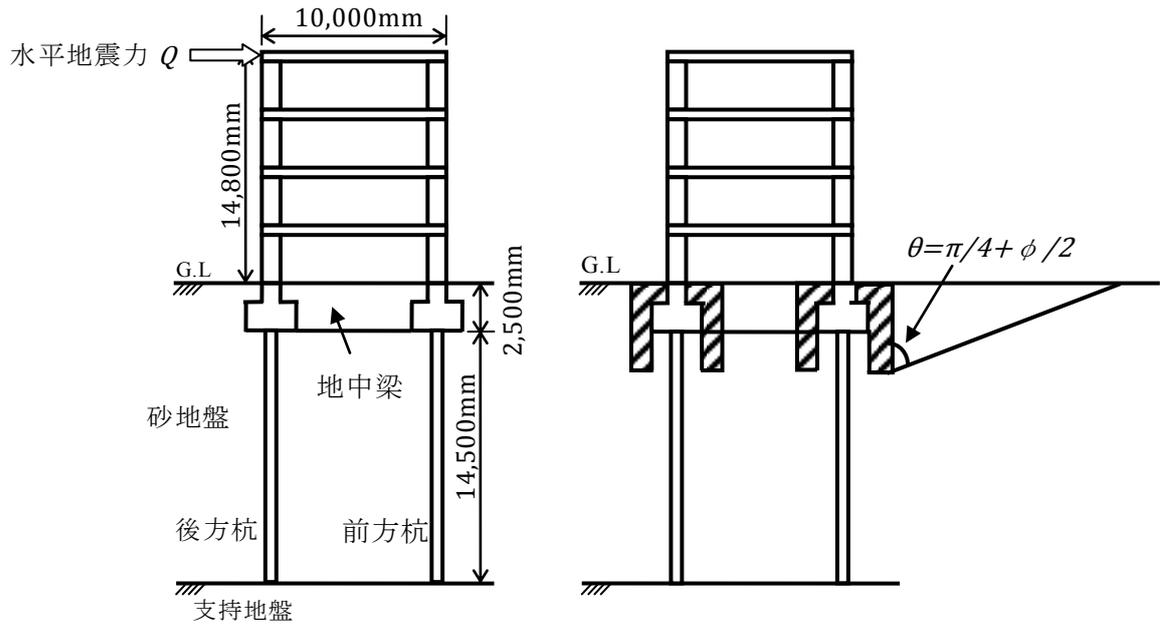


図 3-5 モデル断面図

表 3-1 解析に用いた物性値

	弾性係数 $E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン 比 ν	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 ϕ	単位体積 重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$
改良体	347600	0.2	1000	5	17
フーチング	2.5×10^7	0.2	1000	5	23.5
	弾性係数 $E(\text{kN/m}^2)$	断面二次モーメント		せん断係数 $G(\text{kN/m}^2)$	単位体積 重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$
		$I_z (\text{m}^4)$	$I_y (\text{m}^4)$		
杭 ($\phi = 900\text{mm}$)	2.5×10^7	0.0322	0.0322	1.04×10^7	24
梁 (1,000mm×350mm)	2.5×10^7	0.003573	0.02917	1.04×10^7	24
柱 (600mm×600mm)	2.5×10^7	0.0108	0.0108	1.04×10^7	24
地中梁 (2,500mm×600mm)	2.5×10^7	0.7813	0.1528	1.04×10^7	24

砂地盤の弾性係数については既往の研究^{3.4)}で用いられている値を採用した。改良体の弾性係数は、砂地盤の弾性係数の約 50 倍としている^{3.5)}。これに対して杭の弾性係数は場所打ち杭の標準弾性係数 $2.5 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ を用いる。そして、同じ弾性要素として扱っている梁、柱もコンクリート材と仮定し、同じ弾性係数を用いる。

なお、一般に砂地盤は粘着力がない材料とし、 $C=0$ を用いて解析を行う。しかし、より安定な解析を行うため、砂地盤をある程度の粘着力を持つ材料として使用した。ただし、粘着力が大きいと大きな引張抵抗力が作用してしまい、実際の地盤の場合より破壊が遅れて発生するので、軟弱地盤を想定し、かなり小さめの値 $C=5\text{kN/m}^2$ を設定した。そして、土の内部摩擦角度 ϕ に関しては図 3-6 により、豊浦砂の凹凸係数 $FU=0.747$ 、相対密度 $Dr=25\%$ のゆる詰めに対応する内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ とした。地盤改良体とフーチングの粘着力と内部摩擦角については、破壊せずに弾性材料のままの引張抵抗力を表すために $C=1000\text{kN/m}^2$ と $\phi=5^\circ$ を設定した。

解析範囲の長さは受働破壊域の領域角度 $\theta=\pi/4+\phi/2$ (図 3-5 参照) を考慮して設定した。解析範囲は幅 8m×長さ 50m×深さ 17m である。地盤、フーチングと改良体については、8 節点直方体要素を用い、杭、柱、梁と地中梁については、2 節点梁要素を使用した。図 3-7 に要素分割図を示している。梁要素数は 222、8 節点立方体要素数は 54400 であり、総節点数は 60225 である。図 3-7(b) に示すように、本解析ではフーチングの四辺の外周に正形状に改良体を造成することを仮定した。つまり、改良厚さ D の増加につれて、改良

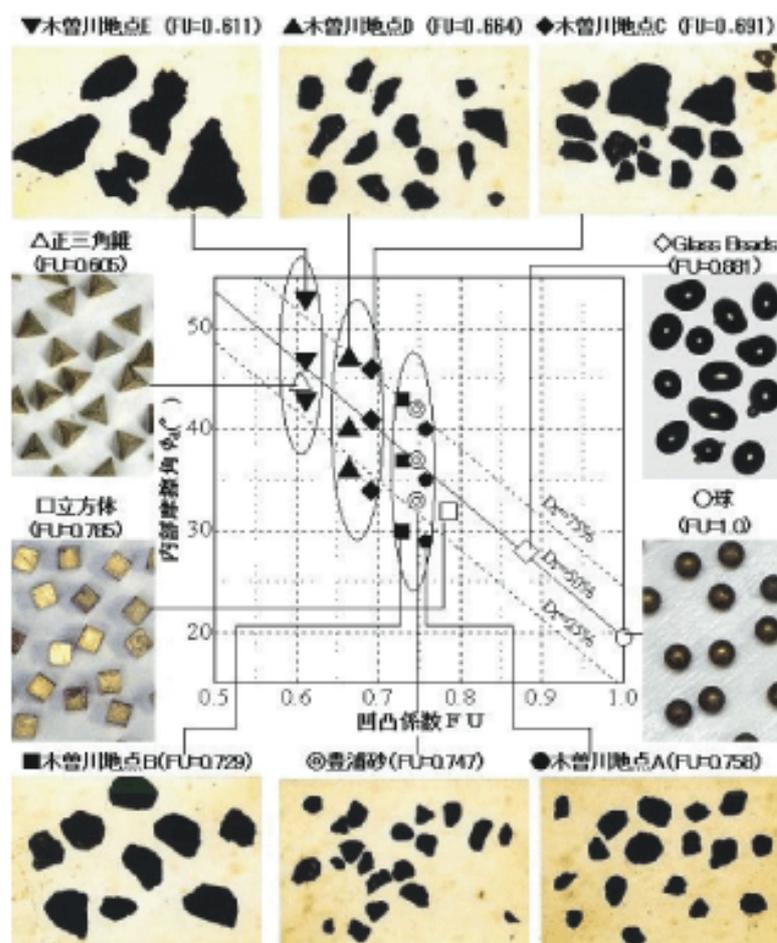


図 3-6 内部摩擦角 ϕ と凹凸係数 FU の関係 ^{3.6)}

幅も 2D 分を増加する。さらに、不等式 (3.1) により、改良幅が 2D 分大きくなると、改良深さの最小限界値が小さくなるため、より経済的になる可能性がある。

一般に地震力が作用する構造について、動的解析と静的解析の 2 種類の解析方法がある。動的解析では過去の地震で実際に観測された地震波データやモデル地震波を入力地震動とし、荷重条件が時間とともに変化し、物体の慣性力や振動周期、減衰の影響を考慮する必要がある。今回の解析モデルは 4 階建ての低層構造物であるため、水平地震力に対する慣性力は常に逆方向に作用しているものと考えられる。さらに、改良効果の検討が解析の目的であり、慣性力や減衰の動的な影響を無視し、静的問題に置き換えることにした。そして、静的解析を行うため、構造物に作用する地震力を慣性力に置き直し、これを構造物に水平方向に作用させる。最終の地震水平力は自重とほぼ一致する $Q=4200\text{kN}$ (水平震度 $k=1.05$) まで作用させ、地震水平力を 21 ステップに分けて増分解析を行った。

なお、原位置地盤を混合処理工法により改良する工法では、改良体の重さは現地盤より大きく増加がしないため、解析においては、改良体の重さ (慣性力) を無視した。

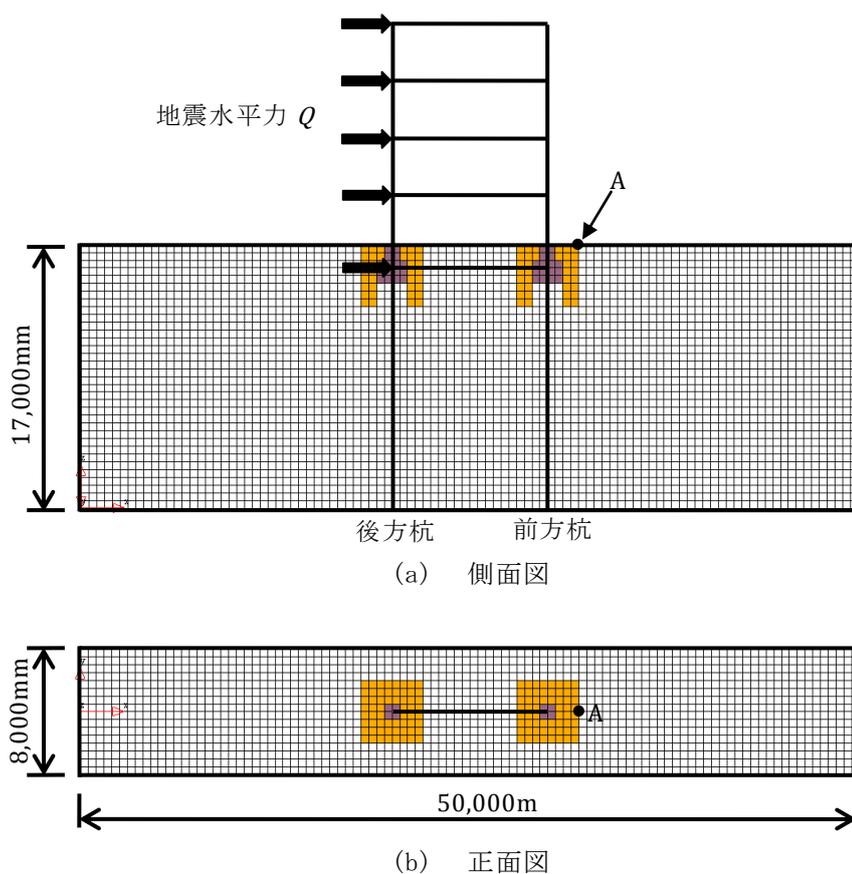


図 3-7 要素分割図

3.3.2 ドラッカー・プラガーモデルについて

地盤の弾塑性解析にはドラッカー・プラガーモデルの関連流れ則を採用した。つまり、塑性ポテンシャル g と降伏関数 f とを一致させる。

応力ひずみ関係は完全弾塑性体として扱い、この関係を図 3-8 に示す。変形が小さい範囲内は弾性変形であり、荷重が増加し続けて降伏応力点を超えると降伏し、降伏応力を一定値に維持したまま塑性変形が進む。図 3-9 に示すように、実地盤は状況によってひずみ軟化やひずみ硬化を生じる。過圧密粘土地盤や密の砂地盤などはひずみ軟化を、正規圧密粘土地盤やゆるい砂地盤などはひずみ硬化を生じる。弾完全塑性モデルは、これらの挙動を無視し、理想化した解析モデルである。

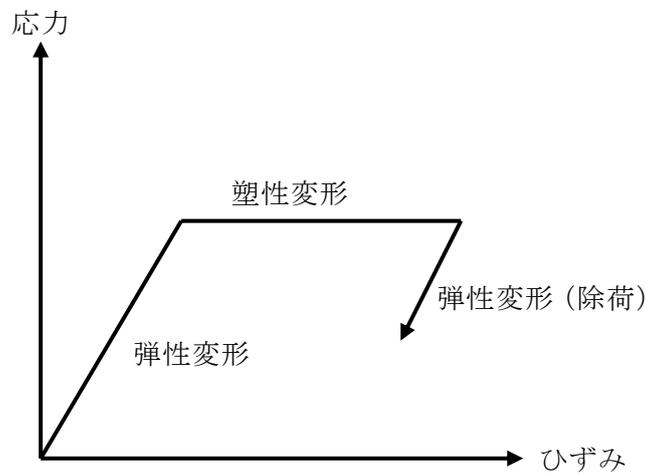


図 3-8 弾完全塑性モデル

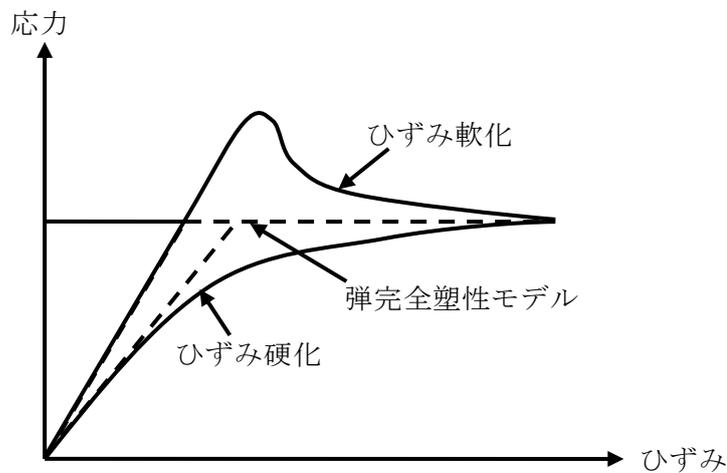


図 3-9 土の応力-ひずみ関係

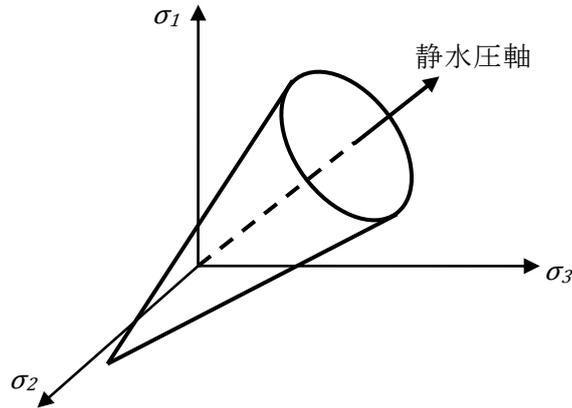


図 3-10 主応力空間内のドラッカー・プラガーの降伏曲面

一般の土の降伏条件としては、モール・クーロンの降伏基準を多く使われている。しかし、主応力空間内のモール・クーロン基準の降伏関数の形状は 6 角錐であり、 π 面上の 6 角形の頂点での塑性ひずみ増分方向が不定である。そのため、計算結果もこの点における処理方法に依存し、解析の精度にも影響がある。そこで、1952 年に D.C. Drucker と W. Prager が主応力空間内の降伏曲面が円錐となるドラッカー・プラガーモデルを提出した。このモデルの降伏曲面は図 3-10 に示すように主応力空間内で中心軸を静水圧軸(静水圧軸の方向余弦 $(1/\sqrt{3}, 1/\sqrt{3}, 1/\sqrt{3})$) とする円錐形状である。

3 次元応力状態における降伏条件としてのドラッカー・プラガー式は式(3.5)で与えられる。

$$-\alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - \kappa = 0 \quad (3.5)$$

ここに、 I_1 は応力の第 1 不変量であり、 J_2 は偏差応力の第 2 不変量である。

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (3.6)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} [(\sigma_x - \sigma_m)^2 + (\sigma_y - \sigma_m)^2 + (\sigma_z - \sigma_m)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad (3.7)$$

α および κ は、式 (3.8) 並びに式 (3.9) に示しているように、粘着力 C と内部摩擦角 ϕ により表わされる。

$$\alpha = \tan \phi / \sqrt{9 + 12 \cdot \tan^2 \phi} \quad (3.8)$$

$$\kappa = 3 \cdot C / \sqrt{9 + 12 \cdot \tan^2 \phi} \quad (3.9)$$

3.3.3 解析ケース

本解析では、この補強工法の効果を検証するために、2つのパラメータ（改良深さ H と改良厚さ D ）の検討を行った。図 3-11 に示すように厚さ D は 0.5m~2.0m、深さ H は 2.5m~5.5m の範囲で組み合わせを変え、さらに $D=0.0\text{m}$ 、 $H=0.0\text{m}$ の無改良のケースも加えた計 10 ケースの解析を行った。表 3-2 にそれぞれのケースの改良体の厚さ D と深さ H の組み合わせを示している。図 3-11(d) に示すように、改良深さ $H=2.5\text{m}$ の場合にはフーチングの底面位置まで改良体が造成されているものとする。一見、フーチングの厚さが大きくなるようにのみ改良されているとしか見えるかもしれないが、この場合にも杭の曲げモーメントにどのような影響を与えるかについて検討を行う。

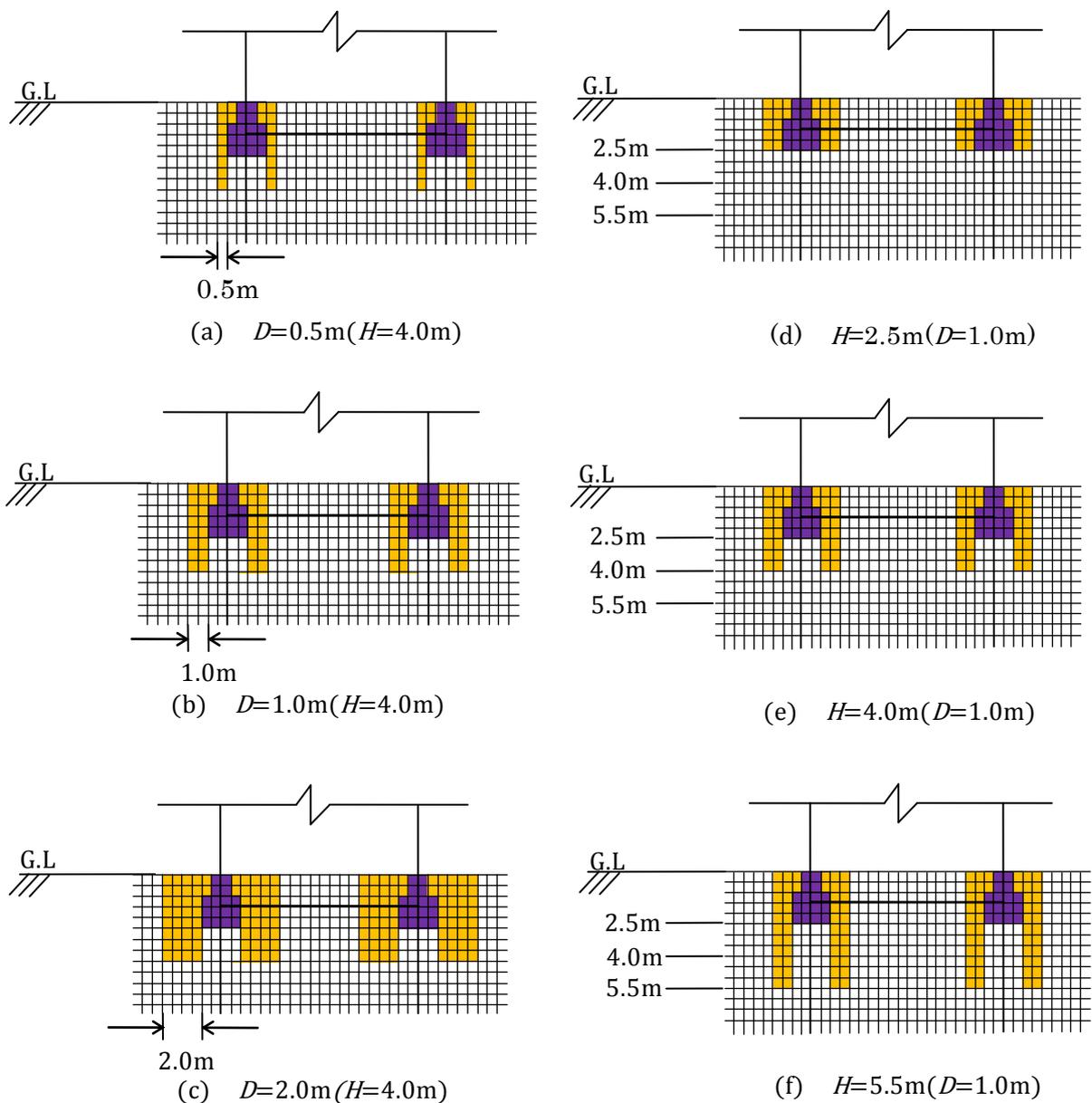


図 3-11 改良厚さと深さの組み合わせ例

表 3-2 解析ケース

改良厚さ D	$D=0.0\text{m}$	$D=0.5\text{m}$	$D=1.0\text{m}$	$D=2.0\text{m}$
改良深さ H $H=0.0\text{m}$	ケース①			
$H=2.5\text{m}$		ケース②	ケース⑤	ケース⑧
$H=4.0\text{m}$		ケース③	ケース⑥	ケース⑨
$H=5.5\text{m}$		ケース④	ケース⑦	ケース⑩

3.4 解析結果の検討

図 3-12 に改良体が存在しないケース①の水平荷重と水平変位（図 3-7 の A 点）の関係図を示している。同図により、荷重段階毎の改良効果を検討するために、改良体が存在しないケース①の弾性段階の解析結果（1 ステップ）、最大水平荷重の 1/3（安全率 3）載荷時の解析結果（7 ステップ）、ほぼ終局段階の解析結果（21 ステップ）に対応する各ケースの解析結果を比較して検討する。

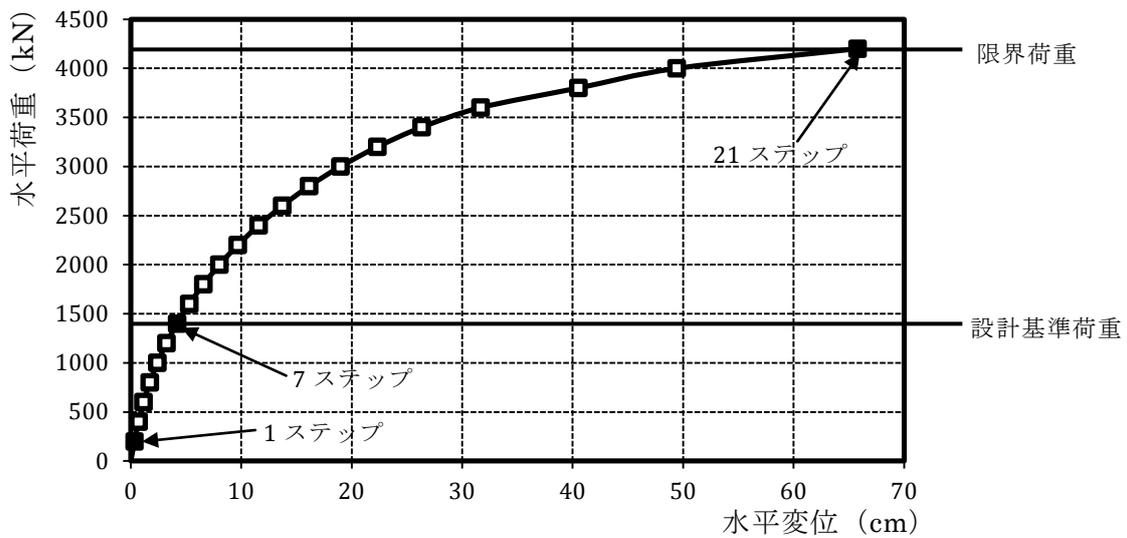


図 3-12 水平荷重～水平変位関係（ケース①）

3.4.1 杭の曲げモーメント

図 3-7 に示すように、水平荷重載荷方向に対して前方に位置する杭を前方杭、後方に位置する杭を後方杭とする。一般に、群杭効果により前方杭周辺の地盤改良体の前面受働土圧が後方杭周辺の受働土圧よりも大きくなるため、前方杭の杭頭せん断力と曲げモーメントは後方杭より大きい値が得られる。しかしながら、杭が離れるほど前後での差は小さくなる。本解析例の場合には前後の杭の間隔が十分に大きく、これらの差は小さいため、前方杭の解析結果のみ例として検討する。

図 3-13、3-14 と 3-15 には、それぞれ改良厚さ $D=0.5\text{m}$ 、 1.0m と 2.0m の場合の杭の曲げモーメント分布図を示している。改良体を造成することで杭全体の曲げモーメントが減少することが明らかに分かる。さらに、改良厚さが厚く、改良深さが深くなるほど杭の曲げモーメントがより減少し、改良効果が良くなる。しかし、ほぼ終局段階の 21 ステップの曲げモーメントの改良効果による減少率は 1 ステップや 7 ステップより小さい。なお、改良深さ $H=2.5\text{m}$ の場合はフーチングの底面位置までにしか改良体が存在しないが、改良厚さ D の 2 倍分改良幅が増加するため、杭の曲げモーメントがかなり減少し、改良効果があることが分かる。すなわち、図 3-15(a)より、改良深さ $H=2.5\text{m}$ の場合の杭の曲げモーメントは改良体が存在しない場合に対して約 50%に減少することが分かる。

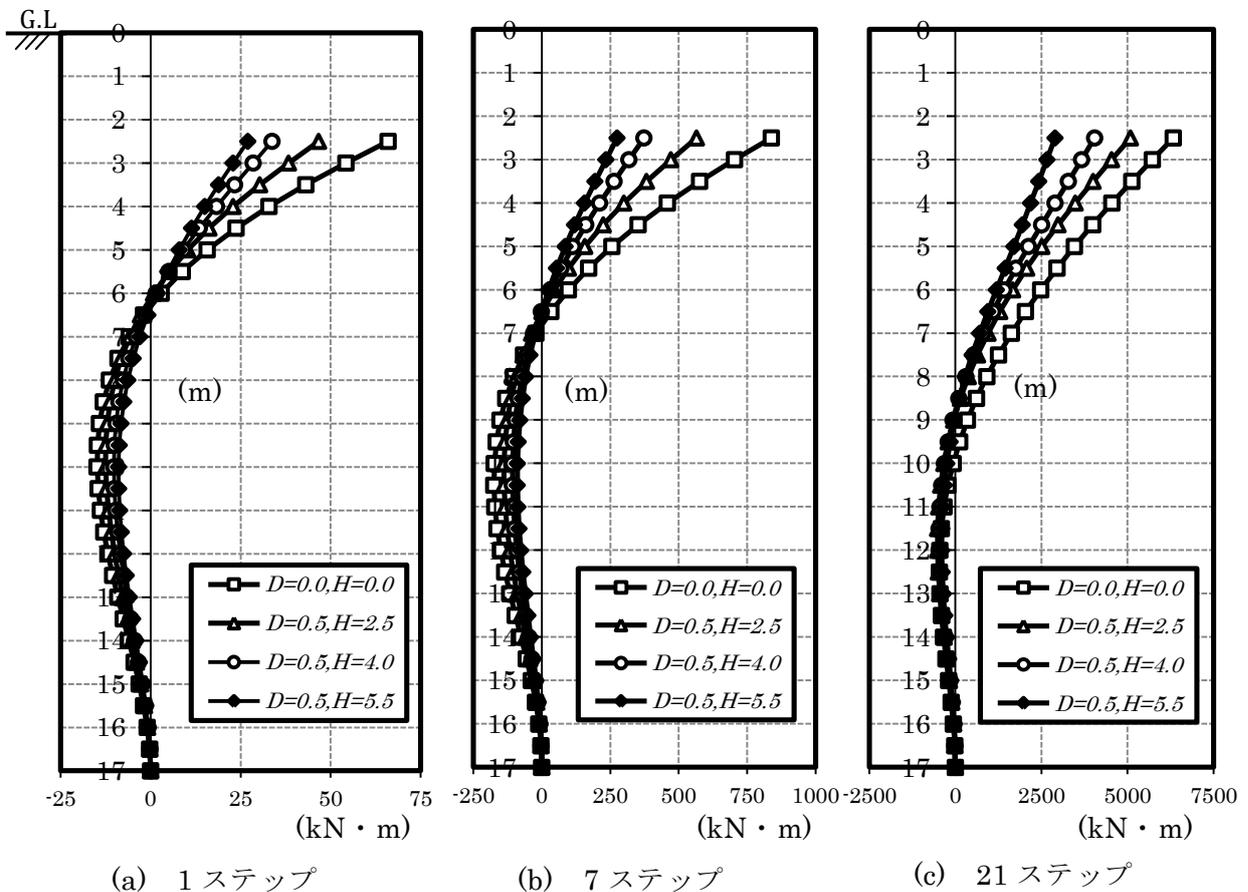


図 3-13 杭の曲げモーメント分布図($D=0.5\text{m}$)

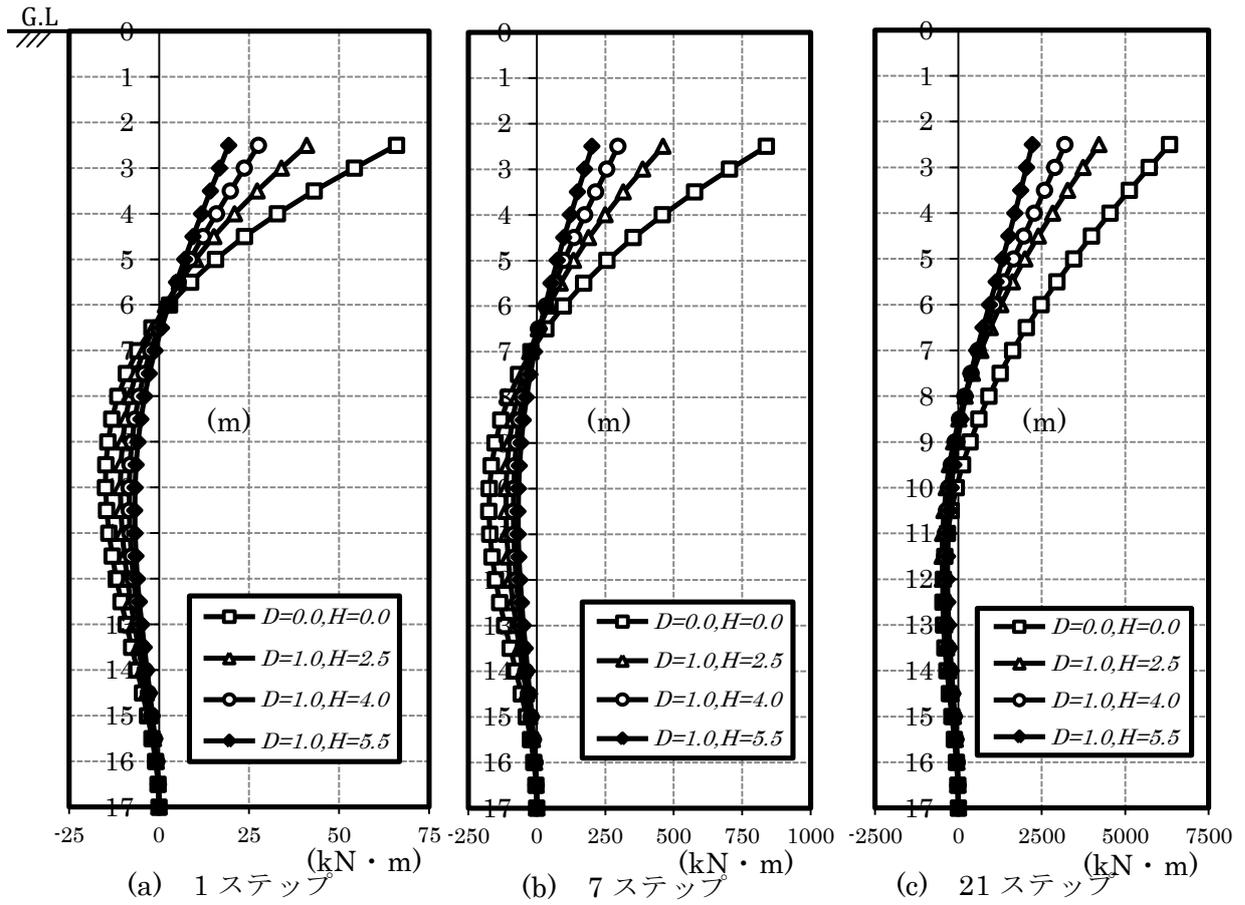


図 3-14 杭の曲げモーメント分布図($D=1.0\text{m}$)

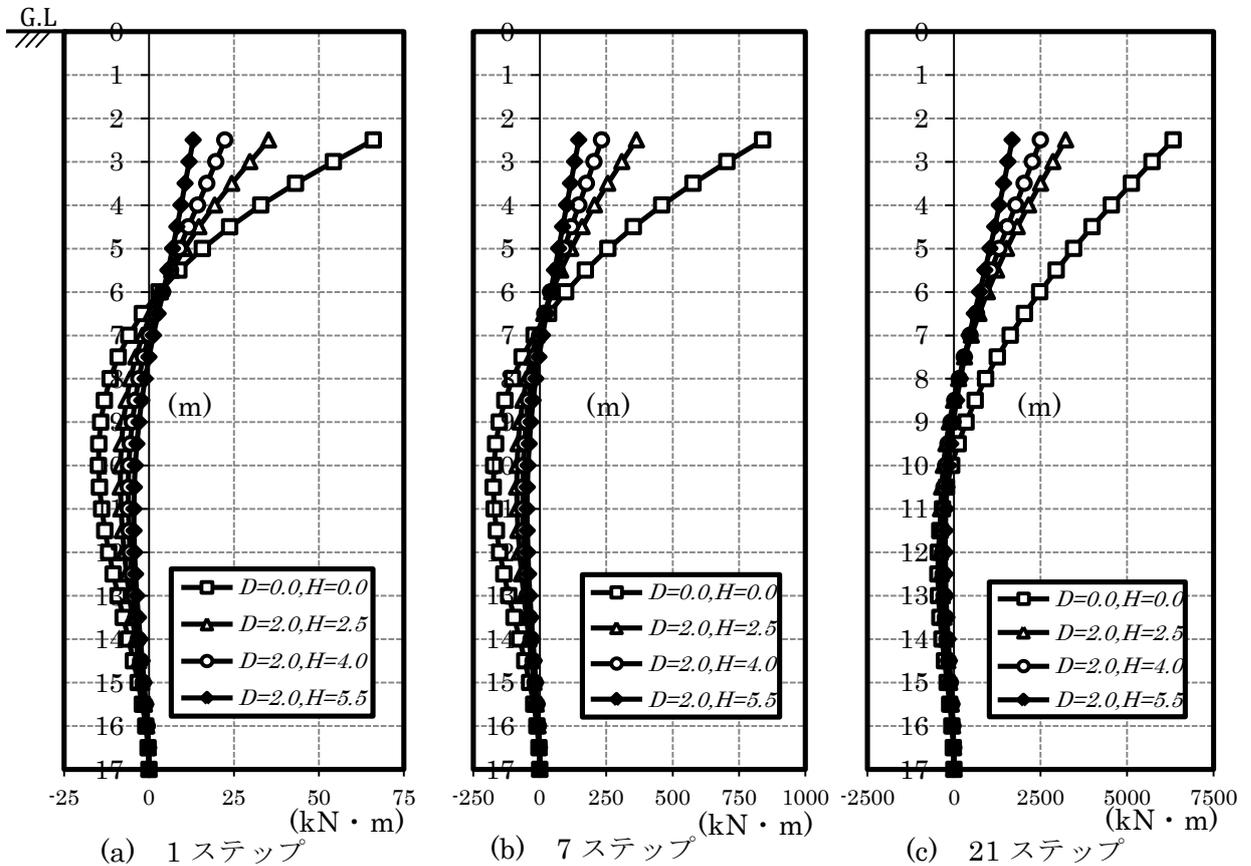
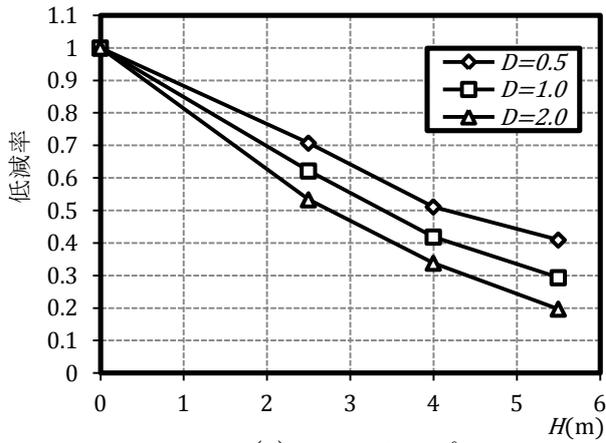
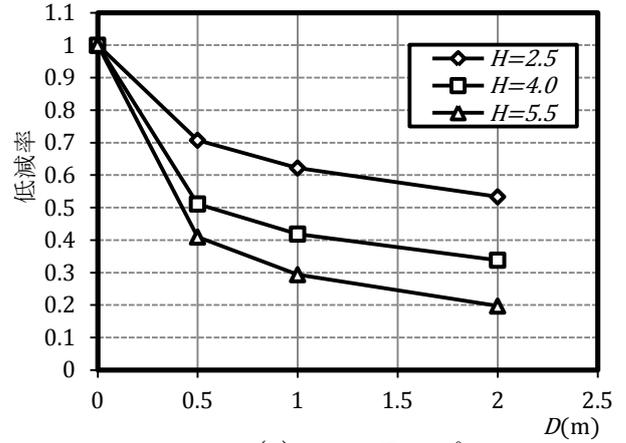


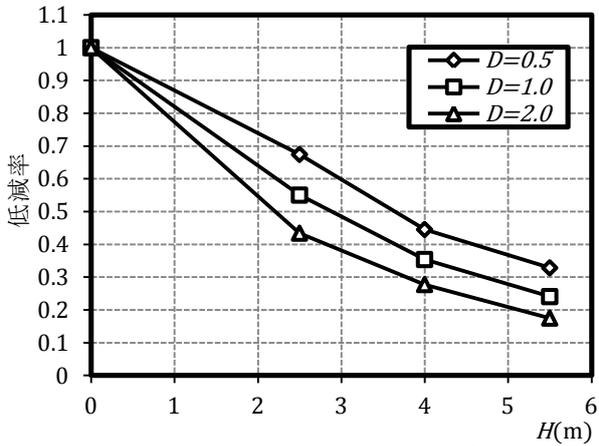
図 3-15 杭の曲げモーメント分布図($D=2.0\text{m}$)



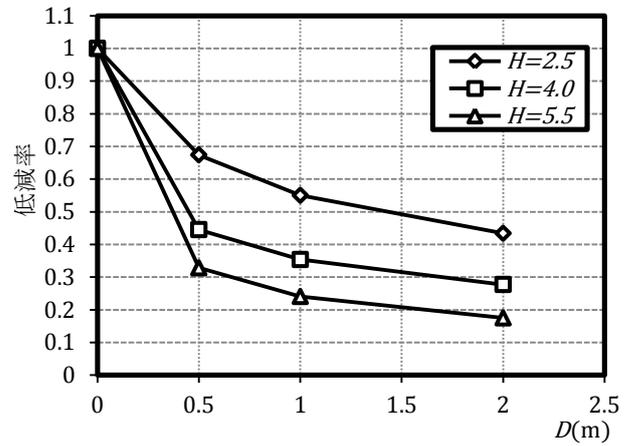
(a) 1 ステップ



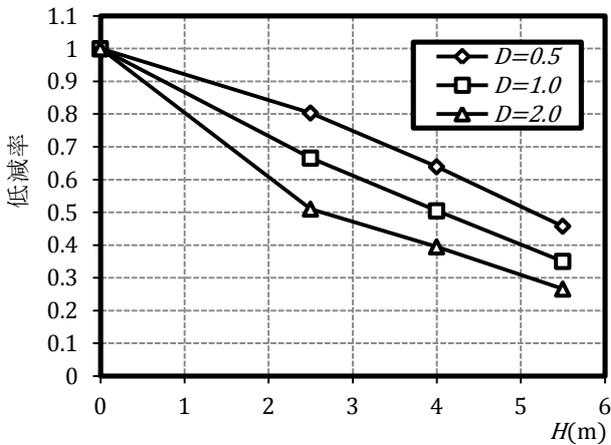
(b) 1 ステップ



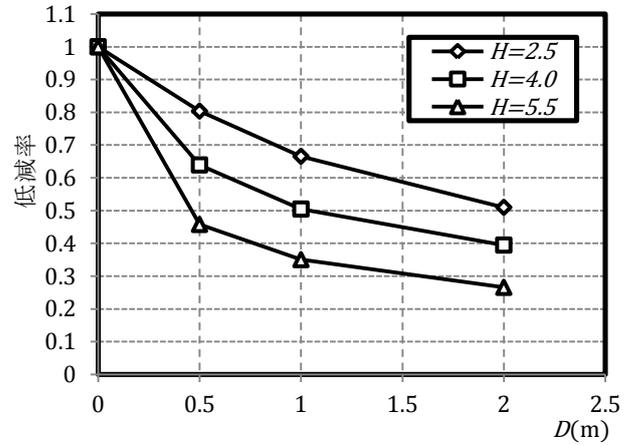
(c) 7 ステップ



(d) 7 ステップ



(e) 21 ステップ



(f) 21 ステップ

図 3-16 曲げモーメントの低減率

改良効果をより明らかにするために、改良体が無いケース①の杭頭せん断力または曲げモーメントを基準とし、各ケースの結果とこの基準値の比を低減率として図に示す。

図 3-16 に杭頭曲げモーメントの低減率を示している。改良深さ H と厚さ D が低減率に与える影響を検討するために、図 3-16(a)、(c) と (e) 中のそれぞれの曲線は同じ改良厚さ D をもつ解析結果を示し、図 3-16(d)、(e) と (f) 中のそれぞれの曲線は同じ改良深さ H をもつ解析結果を示す。これらの図から、改良厚さ D 、改良深さ H が大きいほど低減率が小さくなって、改良効果が良くなることが分かる。さらに、図 3-16(a)、(c) と (e) から、改良厚さ D が一定の場合、改良深さ H と低減率の関係がほぼ直線に近い傾向を示していることが分かる。ただし、図 3-16(b)、(d) と (f) から、改良厚さ D が 0.5m を超えると、曲線が収斂する傾向があり、低減率の変化量が小さくなることが分かる。例えば、図 3-16(b) 中の改良深さ $H=5.5\text{m}$ の場合、改良厚さ D が 0.0m から 0.5m に変化すれば、杭頭曲げモーメントの低減率は 1.0 から 0.4 に減少するが、改良厚さ D が 0.5m から 4 倍の 2m に増加しても、低減率は約 0.2 しか減少しないことが分かる。

3.4.2 杭のせん断力

図 3-17、3-18 と 3-19 には杭のせん断力の分布図を示している。これらの図から改良体を作成することで杭全体のせん断力が減少し、改良厚さが厚く、改良深さが深くなるほど改良効果が良くなることが分かる。図 3-17(c)、3-18(c)と 3-19(c)から、改良深さ $H=4.0\text{m}$ と 5.5m の場合には、杭頭ではなく改良底面位置で杭のせん断力が最大となり、この値は改良体が存在しない場合（ケース①）のせん断力の最大値よりかなり小さくなることが分かる。

図 3-20 には杭頭せん断力の低減率を示している。図 3-20(a)、(c)と(e)中のそれぞれの曲線は同じ改良厚さ D をもつ解析結果を示し、図 3-20(b)、(d)と(f)中のそれぞれの曲線は同じ改良深さ H をもつ解析結果を示す。これらの図から、改良厚さ、改良深さが大きいほど低減率が小さくなって、改良効果が良くなることが分かる。さらに、図 3-20(a)と(c)中の曲線の形はよく似ており、改良深さ $H=4.0\text{m}$ のところに屈曲点がある。その後、曲線の傾斜率が小さくなり、改良深さがそれ以上深くなっても、杭頭せん断力の低減率の変化量は小さくなる可能性が高いと考えられる。ただし、図 3-20(e)（ほぼ終局段階の解析結果）

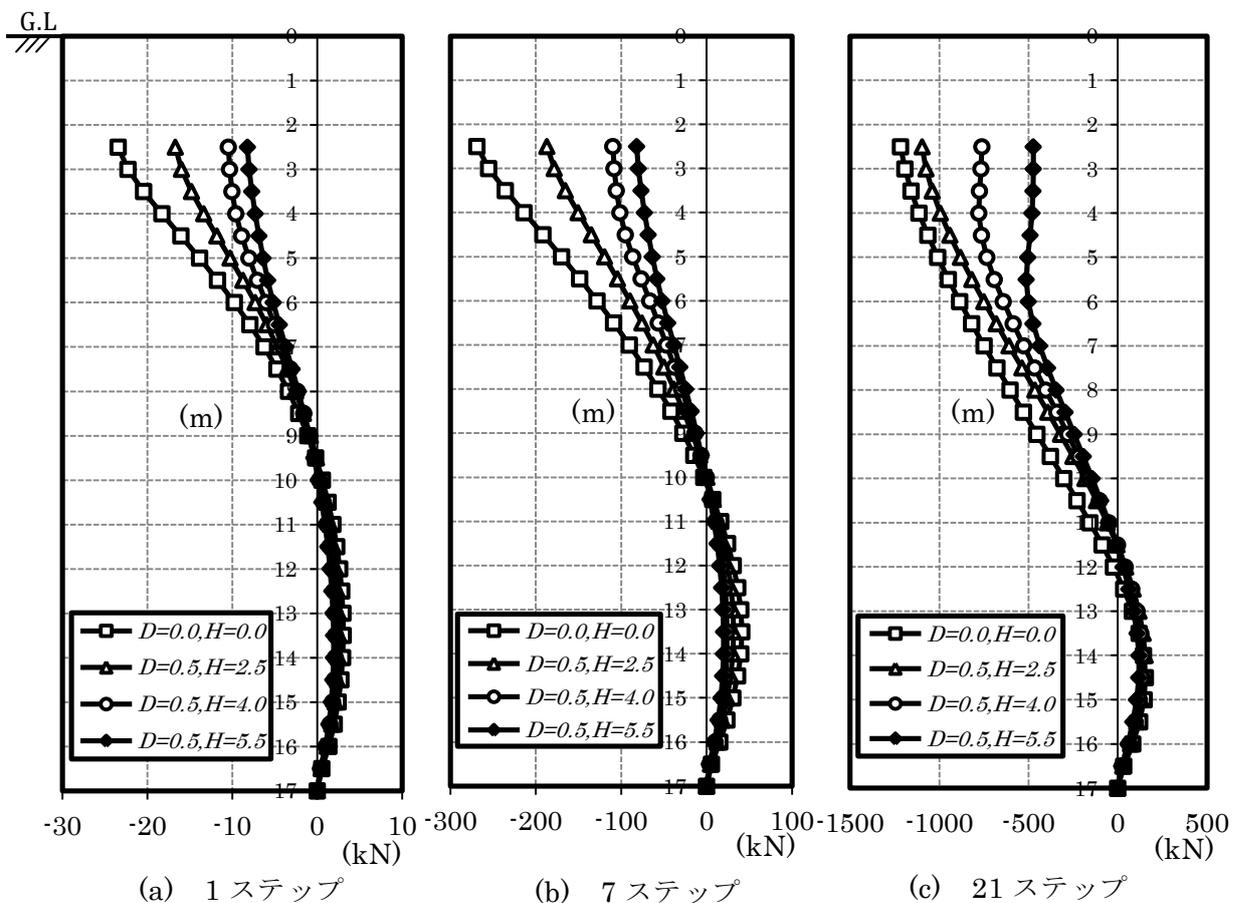


図 3-17 杭のせん断力分布図($D=0.5\text{m}$)

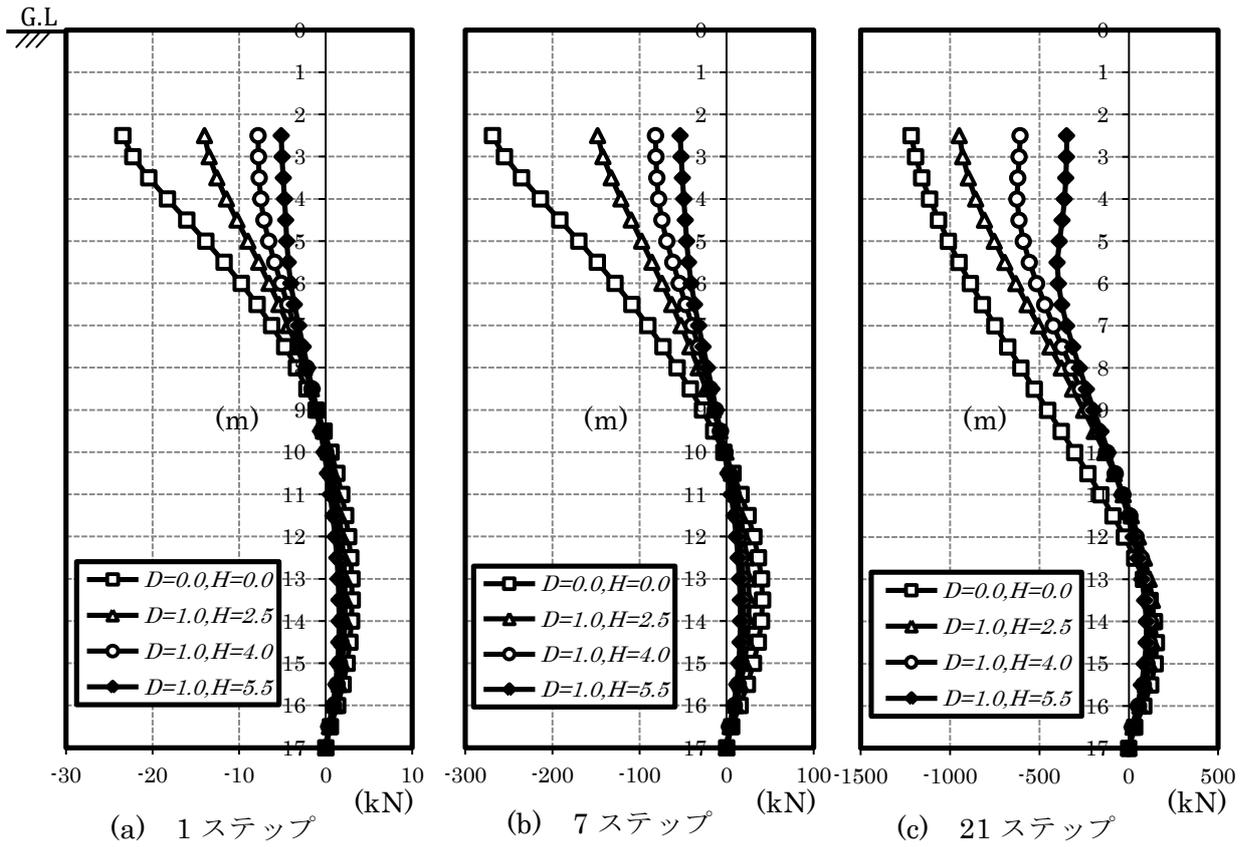


図 3-18 杭のせん断力分布図($D=1.0\text{m}$)

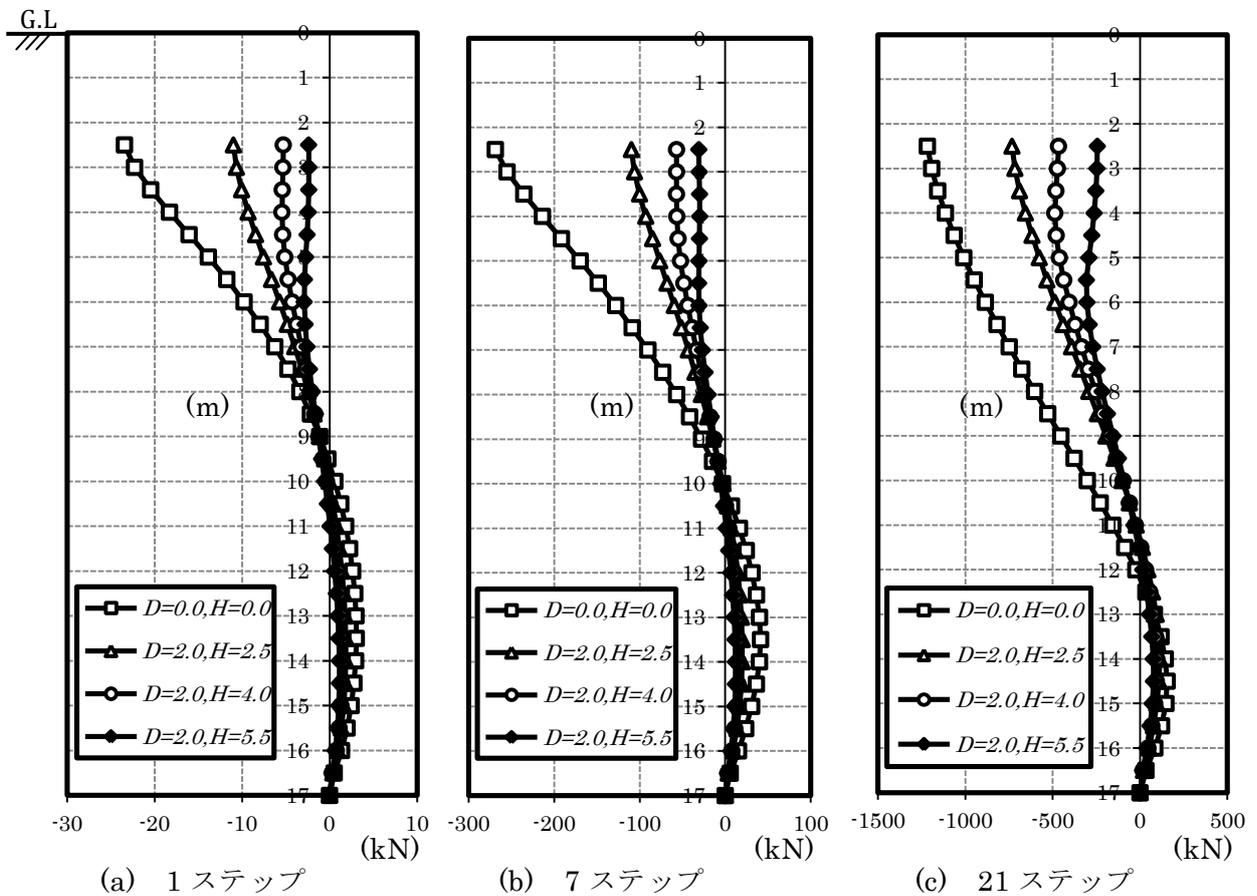
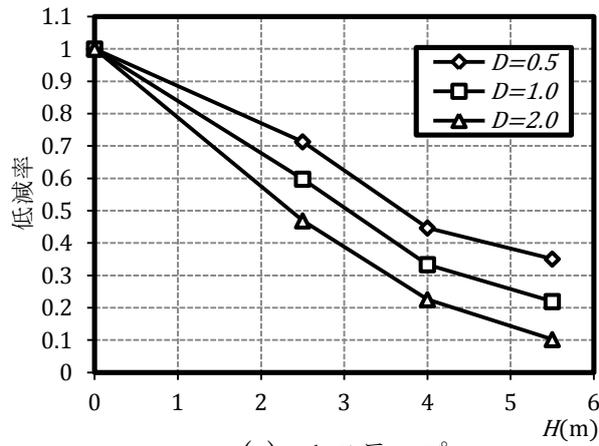
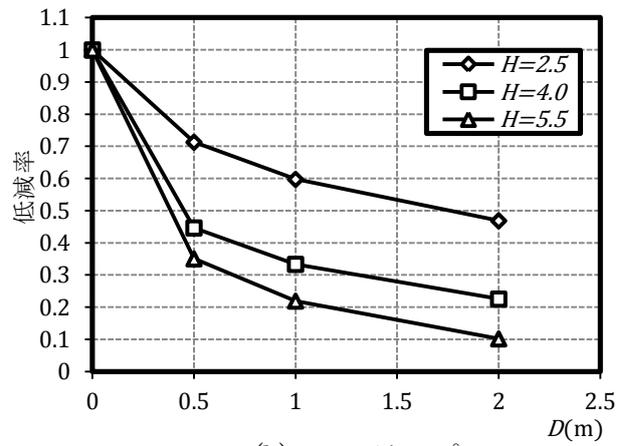


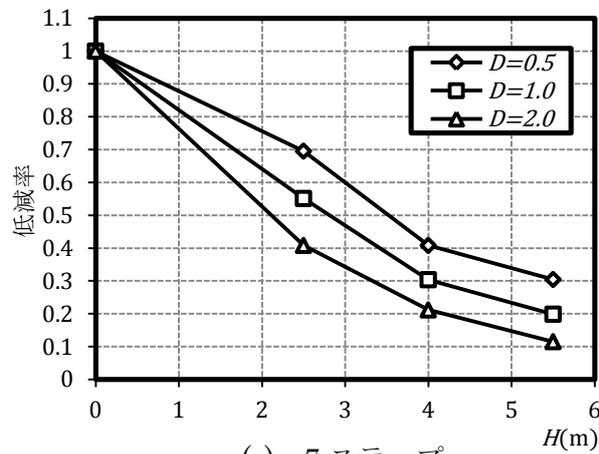
図 3-19 杭のせん断力分布図($D=2.0\text{m}$)



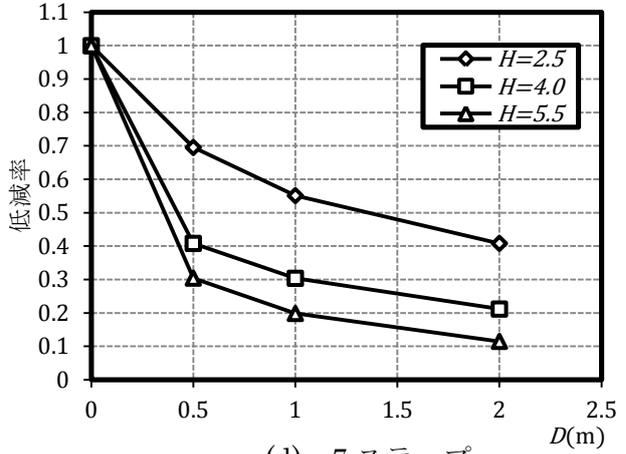
(a) 1 ステップ



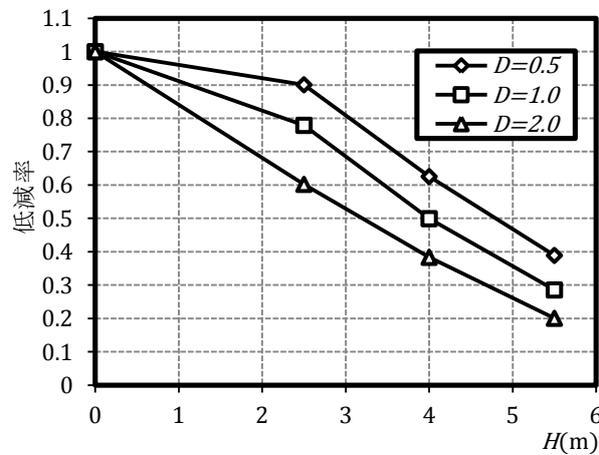
(b) 1 ステップ



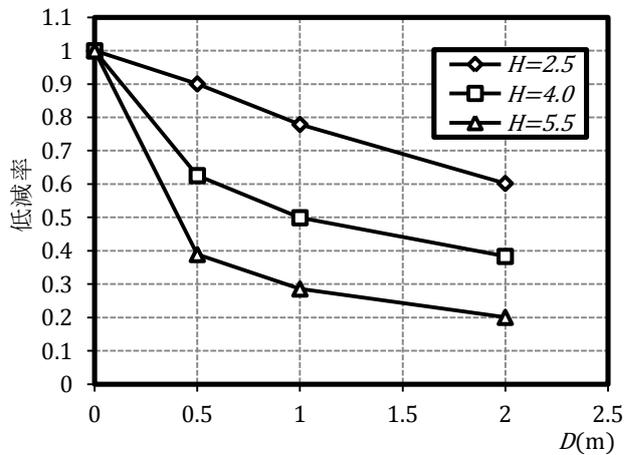
(c) 7 ステップ



(d) 7 ステップ



(e) 21 ステップ



(f) 21 ステップ

図 3-20 せん断力低減率図

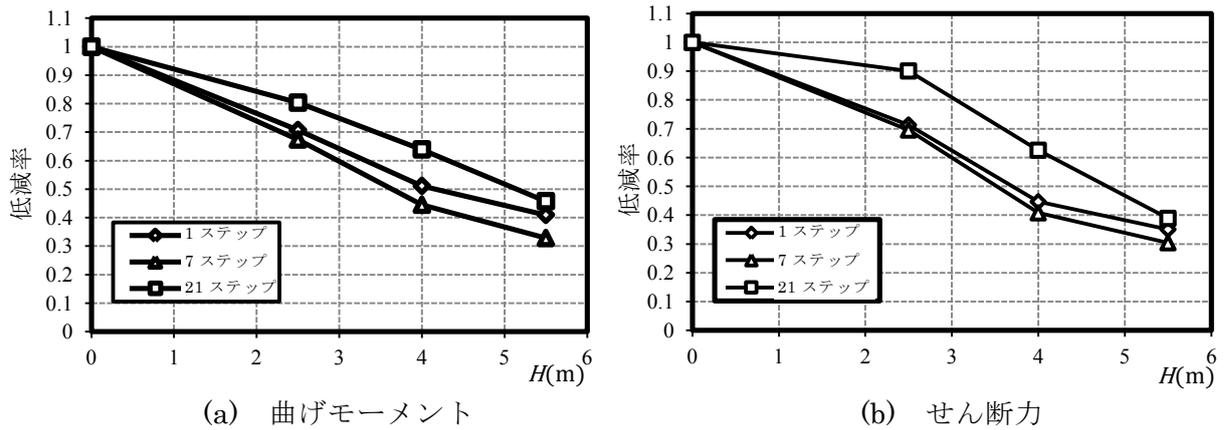


図 3-21 せん断力低減率図

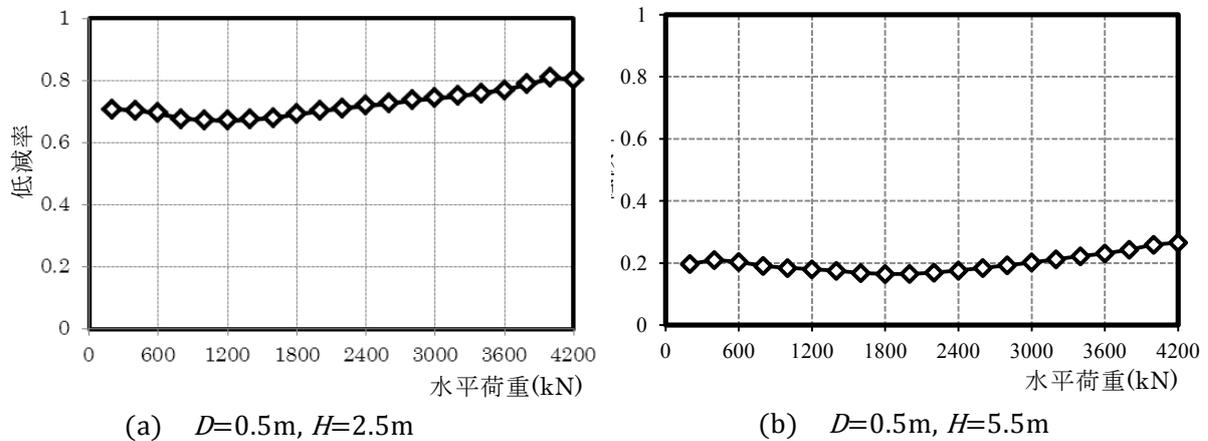


図 3-22 杭頭曲げモーメント低減率追跡図

中の曲線については、傾斜率が小さくなるような屈曲点は見当たらず、改良深さが深くなれば、低減率がさらに小さくなるものと考えられる。一方、図 3-20(b)、(d)と(f)から、改良厚さ D が 0.5m を超えると、曲線が収斂する傾向にあり、低減率の変化量が小さくなるのが分かる。例えば、図 3-20(b)中の改良深さ $H=5.5m$ の場合、改良厚さ D が 0.0m から 0.5m に変化する場合、杭頭せん断力の低減率は 1.0 から 0.35 に減少するが、改良厚さが 0.5m から 4 倍の 2m に増加しても、低減率は約 0.25 しか減少しないことが分かる。

図 3-21 に、改良体厚さ $D=2.5m$ の場合の 1、7 と 21 ステップの杭頭曲げモーメントとせん断力の低減率を示している。これらの図より、地盤が塑性段階にある 21 ステップの改良効果は弾性状態にある 1 ステップと 7 ステップより小さくなるのがより明確となる。なお、ステップ 1 とステップ 7 の低減率が近い。

荷重の増加に伴う杭頭のせん断力および曲げモーメントの低減率を調べるために、図 3-22(a)に 1 例として、($B=0.5m, H=2.5m$) の杭頭曲げモーメント低減率を全 21 ステップ示している。最初のステップ 1 と 2 の低減率はほぼ一致している。理論的に、弾性状態に

ある場合、低減率が同じである。しかし、荷重の進行により、3 ステップから低減率が小さくなり、6 ステップで最小の低減率をしめし、その後、低減率が徐々に大きくなって塑性段階に向かうことが分かる。その理由については、荷重の増加により、改良体前面の地盤は先に破壊し、水平抵抗力の増分は小さくなるが、その時、改良体に囲まれた部分の地盤はまだ破壊しない状態に留まる可能性が大きいと考えられる。つまり、改良体に囲まれた部分の地盤の破壊はより遅く発生し、より大きな水平荷重を分担する。荷重がさらに大きくなり、改良体に囲まれた部分の地盤が破壊し始めると、杭頭が分担する水平荷重が次第に大きくなり、改良効果が小さくなるものと考えられる。したがって、図 3-22(b)に示すように、改良深さ H が大きいほど、改良体に囲まれた部分が大きくなり、破壊がより遅く発生するために、低減率が最小になるステップがより遅く現れる。

3.5 まとめ

地震時の慣性力等の水平外力が基礎杭に作用する場合、杭頭に大きな損傷を受ける可能性がある。杭頭部を保護するために、地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法の検討を行った。本章では、地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法について述べ、杭基礎構造物のモデルを設定し、有限要素法を用いて解析を行い、杭基礎の補強工法の効果を検討した。その結果をまとめると、以下のようになる。

- ① 4層建ての低層構造物を解析モデルとし、構造物に作用する水平地震力を慣性力に置き直し、静的解析を行うこととした。
- ② 杭基礎周辺地盤に改良体が無い解析ケースに対し、改良体を設置したケースでは杭頭の曲げモーメントおよびせん断力の大きな低減効果を確認した。
- ③ 改良深さ H および改良厚さ D を増大させることで、杭頭曲げモーメントとせん断力の低減効果は良くなる。ただし、その効果については、 H と D の組み合わせにより様々であり、 D の増大よりも、 H の増大に対する低減効果が大きい。すなわち、改良厚さ D の増大に伴い、低減率はほぼ一定の値に収束する傾向を見せた。さらに、この収束状況については、荷重のレベルが弾性段階でも設計基準荷重時でも同じ傾向であることを確認した。
- ④ 前項で述べた改良深さ H と改良厚さ D の組み合わせについては、実際に本工法を採用する場合、弾性解析を行うことにより定められるものと考えられる。その場合、地盤改良に要する費用と改良効果の程度を考慮し、合理的に改良体の深さおよび厚さを決定する必要がある。

参考文献

- 3.1) 長瀧慶明, 青島一樹, 若命善雄: スカートウォール工法による杭基礎の耐震補強, 基礎工, Vol.27, No.4, pp.73-76, 1999.4
- 3.2) 富澤幸一, 西川純一: 深層混合処理工法により形成した複合地盤における杭設計手法, 土木学会論文集, No.799/III-72, pp.183-193, 2005
- 3.3) 伊勢本昇昭, 根本恒, 武内義夫, 山崎勉, 林隆浩: 格子状地盤改良杭工法に関する研究(その1: 試験計画及び試験結果の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1, pp.565-566, 2009.8
- 3.4) He Huang, Haruyuki Yamamoto and Lingyu Meng: Behavior of Reinforced Lifelines using Shallow Soil Improvement, The Sixth International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-6), pp.627-632, 2011.6
- 3.5) 富澤幸一, 三浦清一, 渡辺忠朋: 複合地盤の改良範囲および改良強度が杭の地震時挙動に及ぼす影響, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.1, pp.121~143, 2007
- 3.6) 松岡元: 地盤工学の新しいアプローチー構成式・試験法・補強法, 京都大学学術出版, pp.220~221, 2003
- 3.7) (社)地盤工学会: 弾塑性有限要素法がわかる 地盤技術者のためのFEMシリーズ ②, pp.83~104. 2003.8

第4章 地盤改良体によるライフラインの補強工法

4.1 序

上下水道管・ガス管・電気通信系の埋設管などといったライフラインは、一般に舗装構造を有する道路の下に埋設して使用される。管路の設計においては、管上土による土圧や路面からの活荷重（車両等）にり地中に生じる土圧によって埋設管に生じる応力が、管体材料の許容応力より小さくなるように設計が行われている。そして、活荷重としては、日本道路協会に示すT-25 荷重（一後輪荷重 100 k N）を用いて設計を行うことが一般である。ところで、近年の道路交通量の著しい増加や、重量車両比率の増大によって、埋設管を变形させ、損傷を与える可能性が大きくなっている（図 4-1 参照）。

さらに、地震の襲来の際に、損傷のあるライフラインは破壊しやすくなっており、しかも、一旦被害を受けると復旧にかなりの労力と時間を要する。一方、都市部は、軟弱地盤上に発達しており、輪荷重や地下水の過剰な汲み上げによる地盤沈下により、ライフライン等の損傷が懸念される。したがって、このような外力に対して、ライフラインの变形をできるだけ抑制することが必要である。しかも、ライフラインの敷設延長は長距離に亘るため、その補強工法はかなりの低コストで実現する必要がある。以上の問題を解決するために、本章においては、ライフラインの敷設延長の下部に添って浅層地盤改良を施すことによる、管路系の補強工法の開発を行う。

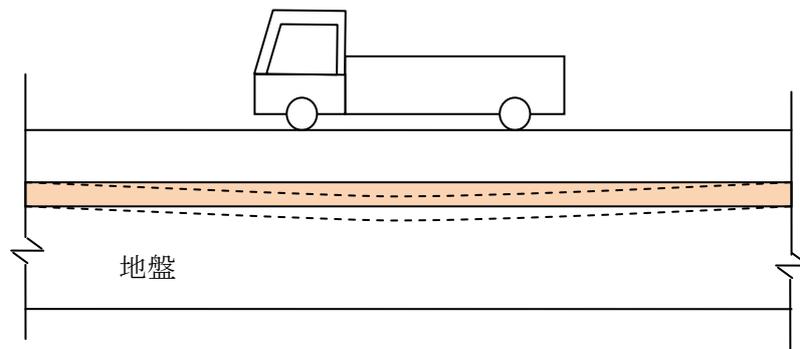


図 4-1 車両輪荷重による埋設管の变形

4.2 地盤改良体によるライフラインの補強工法の概要

軟弱地盤中におけるライフラインを保護し耐久性を高めるために、図 4-2 の模式図に示すような浅層地盤改良層によるライフラインの補強工法を提案する。ライフラインの直下に地盤改良による改良体を造成することでライフラインを保護する。軟弱地盤全体、あるいは大部分を強固に改良しようとするこれまでの発想とは異なり、必要な部分を必要な範囲だけ改良し、新規のライフラインの補強工法技術を具現化しようとするものである。このような軟弱地盤での補強工法の技術が実用化できれば、軟弱層厚が非常に深い場合やライフライン経路のように長大となる場合において必要な部分のみの改良であるため、従来の工法に比べてかなり低コストで実現できる可能性がある。

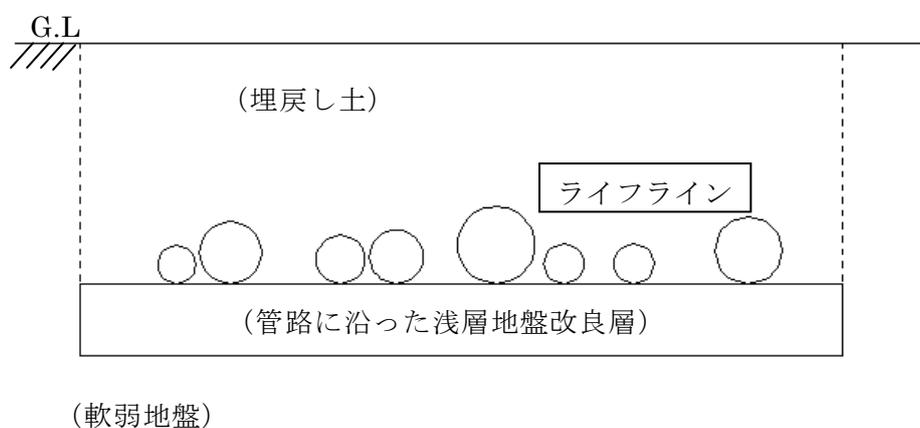


図 4-2 ライフラインの補強工法

4.3 模型試験

地盤内の構造物の挙動を調査するための試験を行う場合には、実物大のものを対象にするとそのスケールの大きさからさまざまな困難さがあるため、模型試験を行うことが多い。本研究では、車道下部 1.5m に埋設する外径が 0.18m のライフラインを想定し（図 4-3 参照）、前後輪間隔が 2m の車両の輪荷重を分布荷重に仮定して地表面に作用し、縮尺 1 : 10 で模型試験を行うことにした。具体的な模型試験は、図 4-4 に示すとおりである。

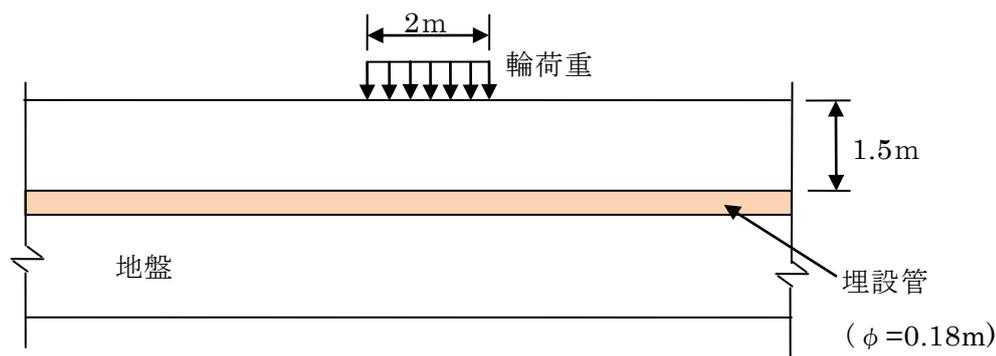


図 4-3 模型試験の原型地盤

(i) 模型地盤のみへの載荷試験。

模型ライフラインを埋設する位置の元の地盤変形とその場合の地表面変位を調べるために、地盤のみの模型試験を行う。地中変位を測定するための、地中変位計 Shape Accel Array (Measurand 製) 4.1) を模型ライフラインを埋設する位置に設置する。

(ii) 模型地盤にパイプの模型ライフラインを埋設した地盤への載荷試験。

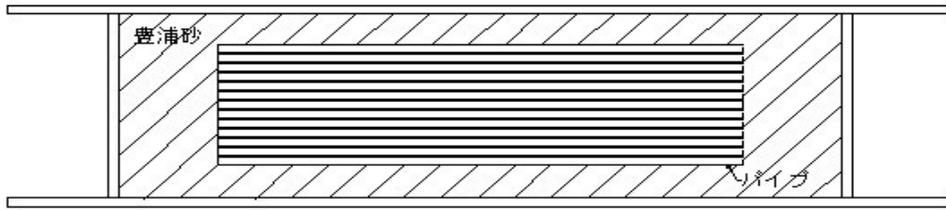
図 4-4 (a) に示すように、模型地盤に模型ライフラインとして実ライフラインにも採用される塩化ビニルパイプを複数並べて設置する。パイプのひずみを調べるために中央の 1 本にストレインゲージを設置する。

(iii) 模型地盤にパイプの模型ライフラインと木製板の疑似模型改良体を埋設した地盤への載荷試験。

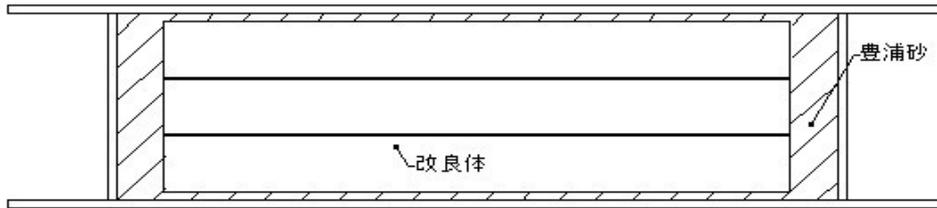
疑似模型改良体として木製板を採用したが、実際の改良体の曲げ剛性と模型地盤改良体材料の曲げ剛性を一致させることにより、模型地盤改良体の断面形状を決定することができる。

試験 (iii) では、図 4-4 (b) (c) に示すように、試験 (ii) と同様にパイプを設置し、その直下に模型改良体として採用した木製板を並べて置く。

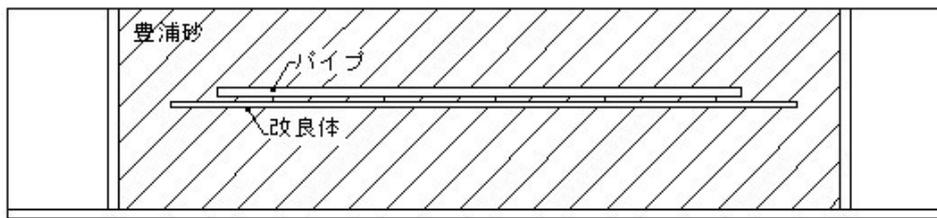
なお、模型地盤の中央部表面に荷重を載荷することによって模型地盤への強制変位を与える。これらの試験から、模型改良体の設置によって模型ライフラインのひずみが小さくなる結果ほど望ましい。



(a) 平面図 (パイプ)



(b) 平面図 (改良体)

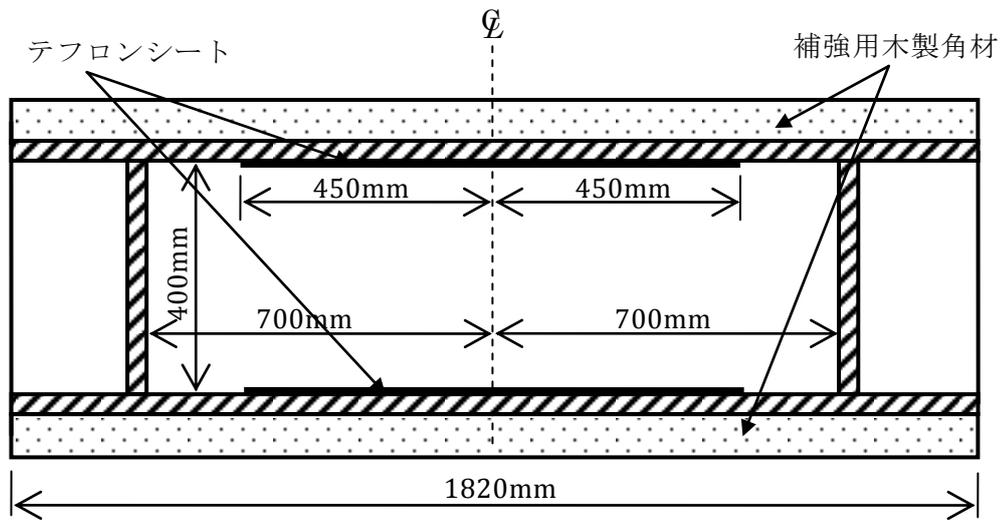


(c) 断面図

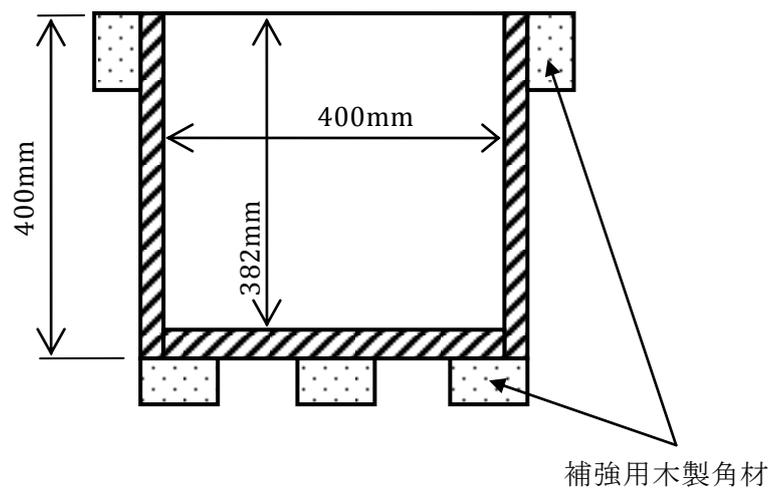
図 4-4 模型試験の略図

4.3.1 試験の概要

本試験の模型地盤は、図 4-5 に示すように土槽の中に砂を詰めて作成し、この土槽は、厚さ 18mm の木製板を組み合わせて作っている。なお、砂を入ると土槽に作用する土圧が生じ、模型地盤に载荷すると、この土圧がさらに上がる。そして、この土圧で木製板に変形が生じないように木製の角材で補強した。一方、試験中に、土槽の内壁と砂との相対変位による摩擦力が生じるものと考えられる。そこで、载荷時に、その摩擦力の影響を低減させるために、土槽の内側にシリコングリスで貼り合わせた 2 重のテフロンシート（一枚の厚さ：0.05mm）を貼り付けた。



(a) 平面図



(b) 側面図

図 4-5 模型試験土槽

模型地盤には、豊浦砂を使用した。安定した均一の地盤を得るために、サンド・レイナ一法により豊浦砂の相対密度が $D_r \approx 90\%$ になるように作成した。

砂を容器に詰める場合に、詰め方により密度が異なることは周知のことである。図 4-6 に示すように、砂 A と砂 B があって、これらを十分に詰めたときの間隙比をそれぞれ e_{Amin} 、 e_{Bmin} 、できるだけ緩く詰めたときの間隙比をそれぞれ e_{Amax} 、 e_{Bmax} とし、それらの大きさの関係が同図に示されている。砂 A と砂 B の両方の砂が、図に記入した同じ e という間隙比を持っているとすれば、砂 A は締まった状態にあるのに対して、砂 B は緩い状態にあるといえる。そこで、相対密度 D_r が式 (4.1) のように定義されている。

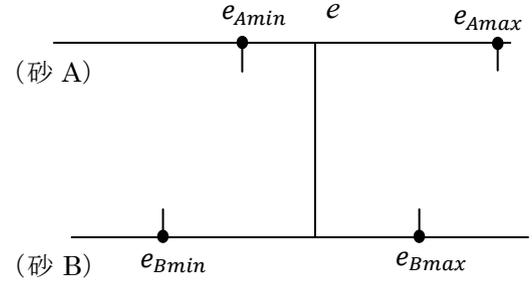


図 4-6 相対間隙比

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (4.1)$$

ここに、 e : 砂の間隙比

e_{max} : 最もゆるい状態の砂の間隙比 (容器に砂を静かに注ぎこんだ状態で測定)

e_{min} : 最も締まった状態の砂の間隙比 (容器に砂を十分に締め固めた状態で測定)

ここに、間隙比 e は、式 (4.2) によって与えられる。

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (4.2)$$

G_s : 土粒子の比重

γ_w : 水の単位体積重量

γ_d : 乾燥単位体積重量

式 (4.2) より、 γ_d が最大値 γ_{dmax} になるとき e_{min} となり、 γ_d が最小値 γ_{dmin} になるとき e_{max} となることに注意して、式 (4.2) を式 (4.1) に代入すると式 (4.3) を得る。

$$D_r = \frac{\left(\frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d \min}} - 1\right) - \left(\frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1\right)}{\left(\frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d \min}} - 1\right) - \left(\frac{G_s \gamma_w}{\gamma_{d \max}} - 1\right)} = \frac{\frac{1}{\gamma_{d \min}} - \frac{1}{\gamma_d}}{\frac{1}{\gamma_{d \min}} - \frac{1}{\gamma_{d \max}}} \quad (4.3)$$

表 4-1 豊浦砂の諸定数

土粒子の比重	Gs=2.63
最も緩い状態の砂の密度	$\gamma_{d \min} = 1.341(\text{g}/\text{cm}^3)$
最も締まった状態の砂の密度	$\gamma_{d \max} = 1.641(\text{g}/\text{cm}^3)$

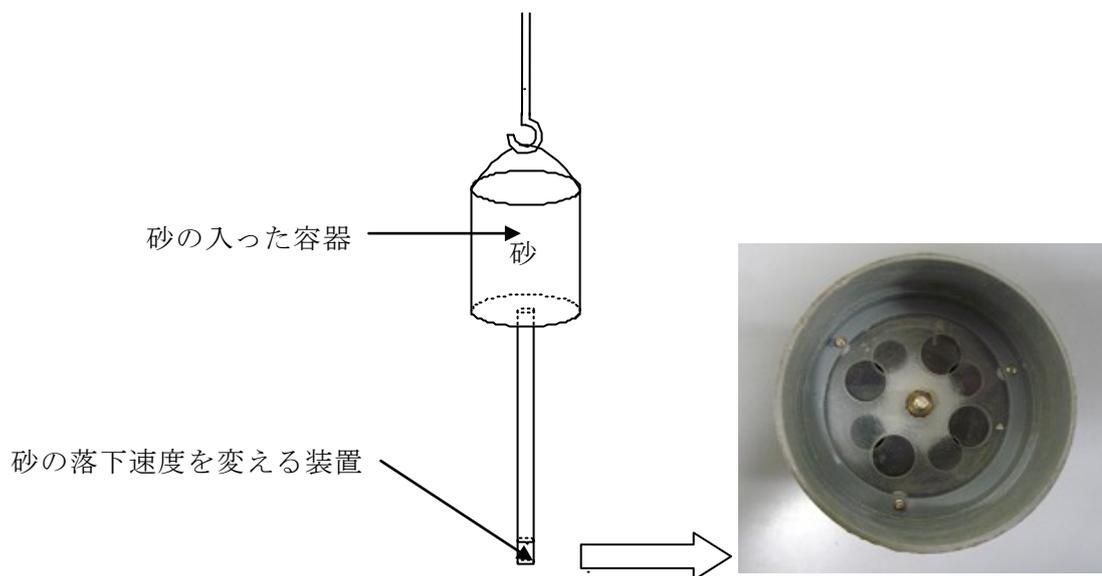


図 4-7 サンド・レイナー装置

表 4-1 の豊浦砂の諸定数から、 $\gamma_{d \max} = 1.641$ 、 $\gamma_{d \min} = 1.341$ を式 (4.3) に代入して計算すれば、相対密度が $D_r \doteq 90\%$ の時、 $\gamma_d = 1.605$ となる。

砂を詰めるとき、相対密度を均一にするために、土槽の上方に砂が入った容器を吊るして、その容器の下端にホースを接続する。そして、そのホースの下端に図 4-7 の右側の写真に示すような砂の落下速度を調整する装置を接続している。この装置には、それぞれに丸い穴 4 個を開けた硬いプラスチック円板 2 枚が内部にある。2 枚のプラスチック板の穴を重ねると、早く砂が落下し、重ねる穴の大きさを調整することによって砂の落下速度を変化させることができる。単位時間に落下する砂の量が多いほど低密度の模型地盤ができ、逆に、砂の量が少ないほど高密度の模型地盤ができる。従って、重ねる穴の大きさにより模型地盤の密度を調整することができ、この方法は、サンド・レイナー法と呼ばれる。相

対密度 $D_r \approx 90\%$ の模型砂地盤を得るために、容積が分かっている容器にこの装置を使用して砂を満たし、その砂の重量を測定して密度を求め、キャリブレーションを行った。

なお、試験の前に、同じ応力状態下で模型改良体の変形は模型ライフラインの変形より小さいこと、すなわち、模型改良体の剛性が相対的に大きいことを確認した。図 4-8 に示すような、簡単なヤング係数測定試験（曲げ試験）から模型改良体として採用した木製板と模型ライフラインとして採用した塩化ビニールパイプのヤング係数を求めた。

塩化ビニールパイプと木製板の断面 2 次モーメントは、それぞれの断面形状から式 (4.4)、(4.5) によって求められる。

塩化ビニールパイプの断面 2 次モーメント：

$$I = \frac{\pi(D_p^4 - d^4)}{64} \quad (D_p: \text{外径} = 0.018\text{m}, d: \text{内径} = 0.013\text{m}) \quad (4.4)$$

木製板の断面 2 次モーメント：

$$I = \frac{B_w t_w^3}{12} \quad (B_w: \text{板幅} = 0.118\text{m}, t_w: \text{板厚} = 0.009\text{m}) \quad (4.5)$$

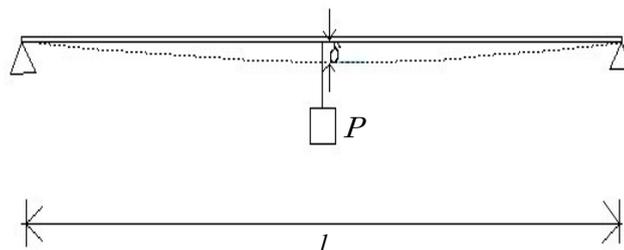


図 4-8 材料のヤング係数を求める曲げ試験の略図

表 4-2 材料のヤング係数を求める試験のデータ

	l (m)	P (kg)	δ (m)
塩化ビニールパイプ	0.97	0.40035	0.00553
木製板	1.1	0.80035	0.00295

なお、図 4-8 に示す材料の中央部に集中荷重を受ける曲げ変形の場合では、材料のヤング係数は、式 (4.6) で与えられる。

ヤング係数：

$$E = \frac{Pl^3}{48\delta I} \quad (P: \text{荷重}, \delta: \text{曲げ変形}) \quad (4.6)$$

試験の結果は、表 4-2 に与えている。以上の公式を適用すると、木製板とパイプのヤング係数は、

塩化ビニールパイプのヤング係数： $E = 3.66978 \times 10^6$ (kN/m²)

木製板のヤング係数： $E = 1.0587 \times 10^7$ (kN/m²)

である。したがって、改良体として採用した木製板の剛性がライフラインとして採用したパイプの剛性より約 3 倍程度大きいことが分かる。

また、第 3 章の解析において設定した地盤改良体のヤング係数に対して本モデルの改良体のヤング係数は約 3 倍の値となっているが、厚さ約 0.013m の模型地盤改良体と考えれば、曲げ剛性 $E I$ が同じ場合、ヤング係数も同じになる。つまり、ライフラインの外径の約 0.72 倍の厚さの模型地盤改良体を設定したことになる。すなわち、原型においては 0.13m の厚さの地盤改良体を埋設管の直下に敷設することを想定したものである。

4.3.2 試験装置

試験装置は、模型地盤表面に載荷する試験機部分とその荷重、変位、ひずみを測定するデータ計測部分の2つの部分から構成されている。試験時には、この2つの部分を同時に始動させることにより、計測部分で得られた測定値を用いて検討する。

ロードセルは、高精度載荷ロードセルを使用し、50KN まで計測可能となっており、変位計は、最大 20mm まで計測可能なものを使用した。パイプのひずみと改良体を模擬した木製板のひずみを測定するために用いたストレインゲージは、パイプと木製板の中央の上端面と下端面に貼り付けた。ひずみの測定において、ストレインゲージは温度の変化によって抵抗値が変化し、ひずみの測定値が変化する可能性があるため、ダミーゲージを使用した。ダミーゲージを使用する目的は、試験の計測時の温度変化によってひずみが増加することを修正することにある。ダミーゲージはそれぞれの試験で用いたパイプ、木製板と同じ材料にストレインゲージを貼り、試験用土槽の隣の別の容器に砂を入れて、そのダミーゲージを埋めた。なお、土槽内の土の変位を測定するために、前述の地中変位計も使用した。

計測は、データロガーをスタートさせ、それと共に載荷用のモーターを駆動させて、データの収録は 5 秒に一回の割合で行っている。今回の試験では、試験機の変位速度を 1.0mm/min とした。試験装置は、図 4-9 および図 4-10 に示している。なお、地盤への強制変位は、今回の試験では、図 4-11 のような土槽の中央部の表面 200×350mm の部分に載荷することによって与えた。

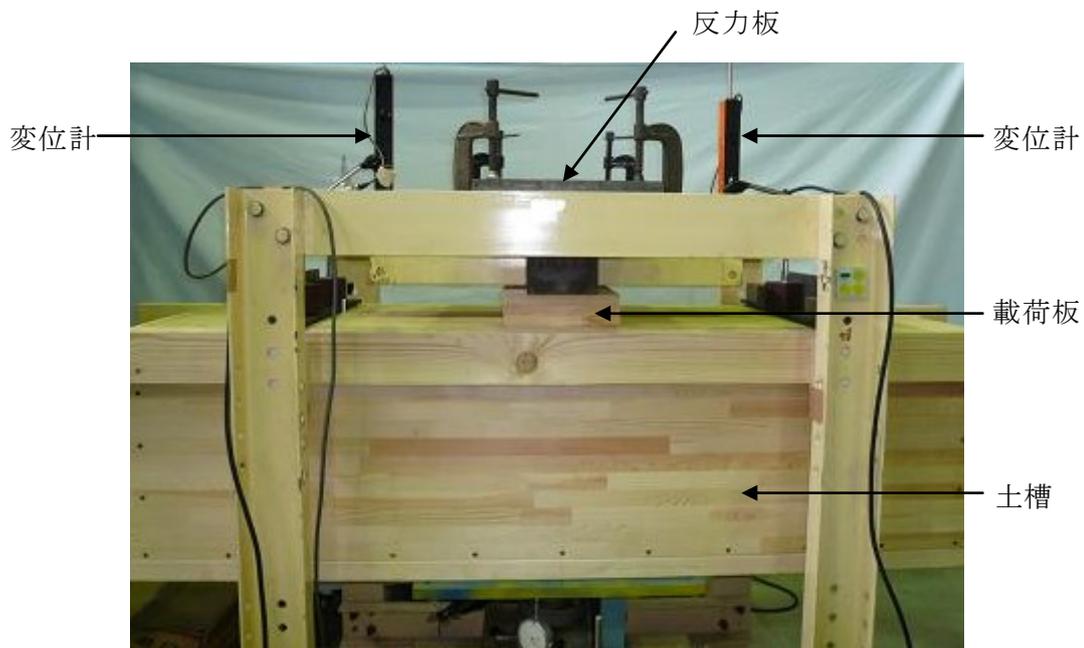


図 4-9 試験装置

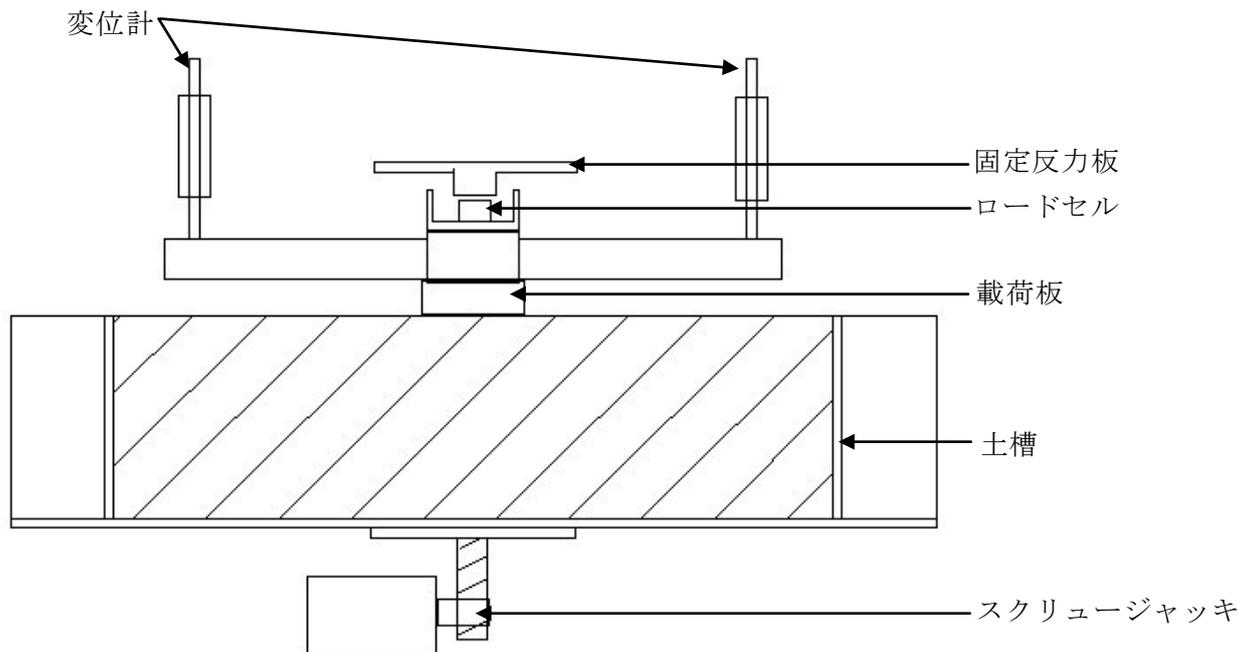
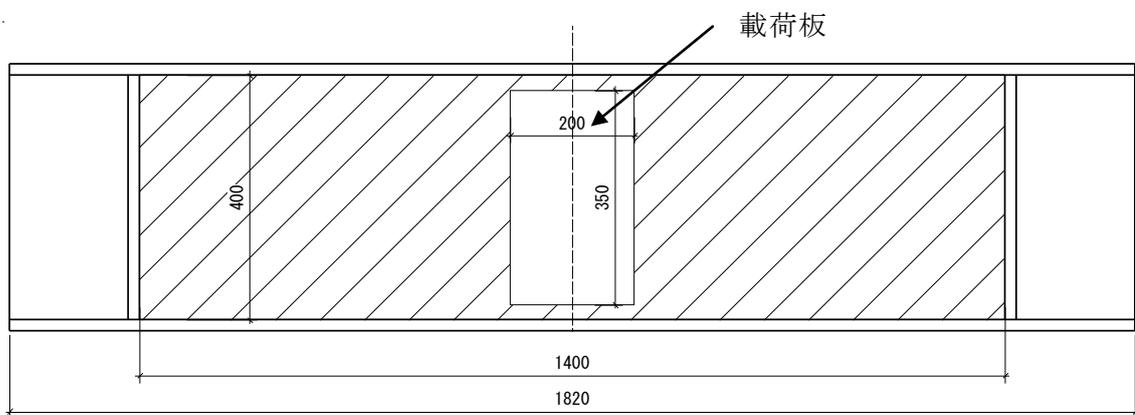


図 4-10 模型試験装置断面図



(単位 mm)

図 4-11 地表面への載荷範囲

なお、試験 (i) では、ライフラインを埋設する位置の元の地盤変形とその場合の地表面変位を調べるために、地盤のみの場合の測定試験を行った。ここで、地中変位計の測定原理について簡単に説明する。地中変位計は、8つの加速度センサーを組み合わせているものである。加速度センサーは、測定対象物に接触させたり、取り付けたりしてその傾斜角を加速度の変化により測定するもので、幅広く利用されている。加速度センサーには種々の形式のものがあるが、その主要部は、枠の中に一定の質量の錘をばねなどで取り付け、

加速度が作用したときの錘の動きや、ばねのひずみなどを機械的あるいは電気的方法で検出する仕組みになっている。1 個の錘のついた加速度センサーでは、あらかじめ定められた方向の加速度しか測定できないが、3 個の錘を使って、それぞれ直角な 3 つの方向の加速度を測定する 3 軸加速度センサーもある。今回の試験では、1 方向の加速度を測定する加速度センサーを採用した。図 4-12 に示すように、長さ L の 1 つ加速度センサーの左端の位置が分かると、式 (4.7) より、右端の位置が求められている。この原理より、ある n 番目の変位は、1 番から $n - 1$ 番までのセンサーに対して求められた相対変位を順次加え合わせることによって求められる (式 4.8 参照)。図 4-13 に地中変位計における変位の重ね合わせの原理を示している。

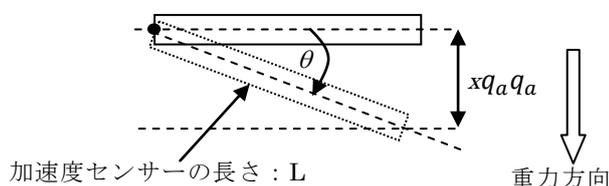


図 4-12 地中変位計の計測原理

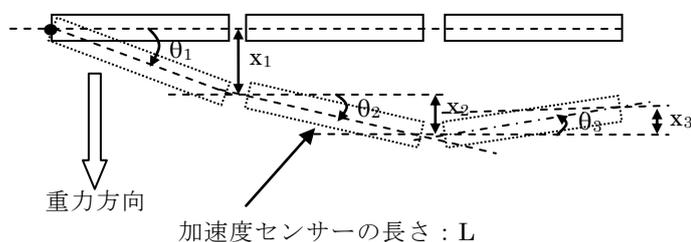


図 4-13 地中変位計における変位の重ね合わせ

$$x = L \sin(\theta) \tag{4.7}$$

$$X = \sum x_i \tag{4.8}$$

地中変位計を模型地盤中に設置する前に、地中変位計の測定結果の精度確認のためのキャリブレーション試験を行った。具体的に、地中変位計を木製板に固定し、木製板を变形させることによりキャリブレーションを行った (図 4-14 参照)。そして、図 4-15 にキャリブレーション試験装置を示している。同図中 A の部分は载荷装置である。木製板の中心位

置にバケツを釣り上げ、荷重として 3 回に分け 1L ずつバケツの中に水を入れた。同図中 B の部分は地中変位計の変位を測定する装置であり、C の部分は木製板の変形を測定する装置である。C の部分には、木製板の 4 箇所に変位計を設置し、木製板の変形を測定した。模型地盤改良体として使用する木製板と同じものを用いているので、前述した木製板の弾性係数 E を用いて木製板の理論上の変形量が求められる。変位計の計測値と地中変位計 (SAA) の測定値を比較し、地中変位計の計測値の測定精度を検討した。

図 4-16 にキャリブレーション試験の結果の比較図を示している。SAA や変位計による測定結果と理論値は非常に近い値を示すことが分かる。さらに、SAA は 1 秒 50 回の頻度で

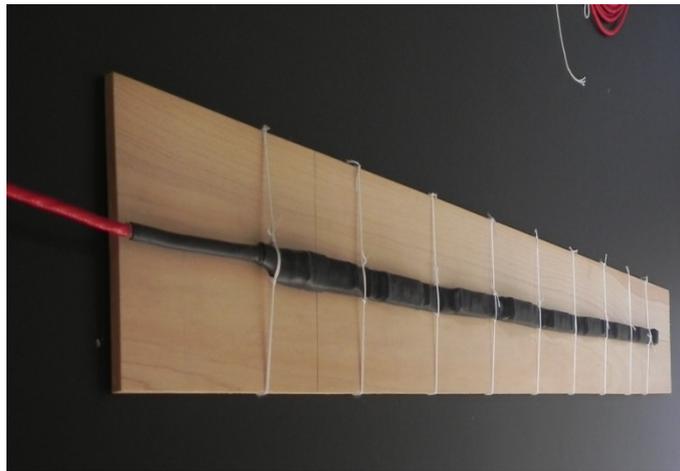


図 4-14 地中変位計

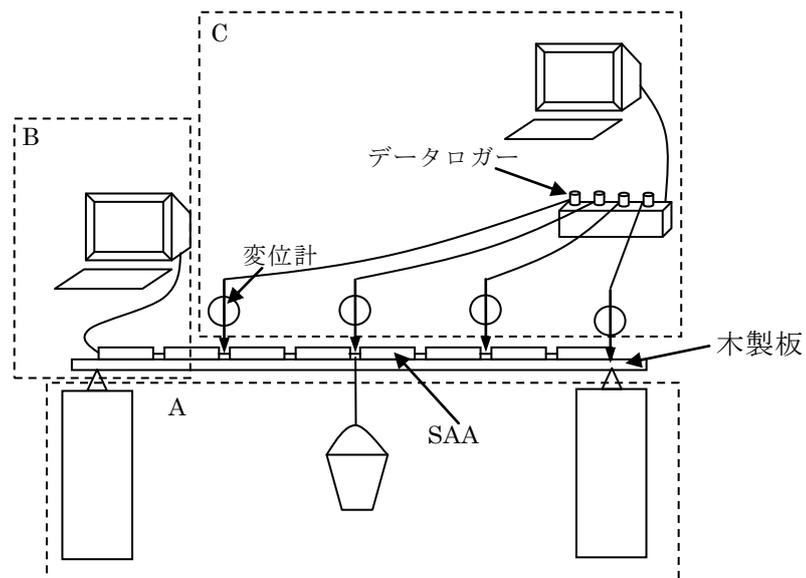


図 4-15 キャリブレーション試験装置

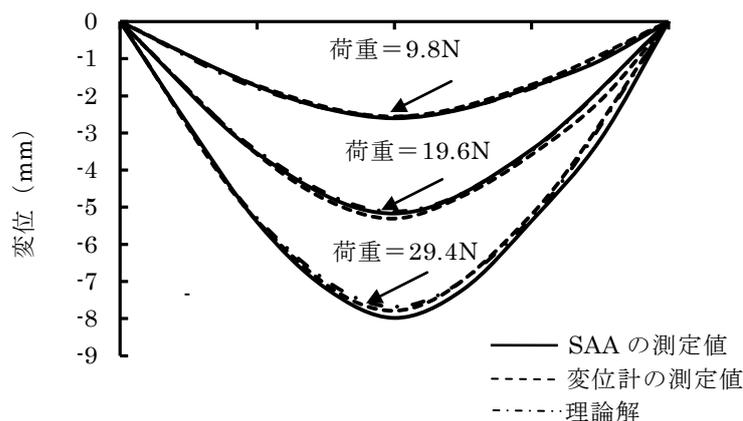


図 4-16 キャリブレーション試験の結果

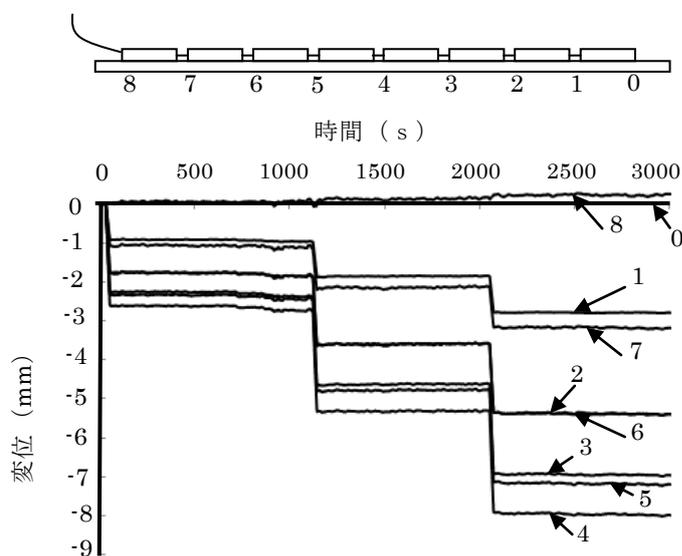


図 4-17 SAA の安定性試験の結果

測定データを記録するため、荷重の変化がない時も測定結果の安定性が重要である。この安定性を確認するために、図 4-17 に SAA の測定結果をセンサー毎に示している。

図 4-17 中の測定値は、荷重の変化がない時には、一定に保もたれており非常に安定な状態を示している。なお、本キャリブレーションにおいては、同図中地中変位計の 0 点は固定点となるので、この点の測定値は常に零である。この試験モデルは対称であり、図 4-15 から、対称点の測定結果は同じであることが予想できる。しかし、図 4-17 中の対称点 (0 と 8、1 と 7、2 と 6、3 と 5 対称) の測定結果がほぼ等しいが、計測誤差により僅かに異なっていることが分かる。

試験中、地中変位計を模型地盤表面から深さ 150mm の位置に埋設した。地中に埋設する場合は、基準点として設定したセンサーも、実際には変位する。したがって、あるセンサーの実際の変位は、計測値に基準点の変位量を加えたものである。ここで、基準点の変

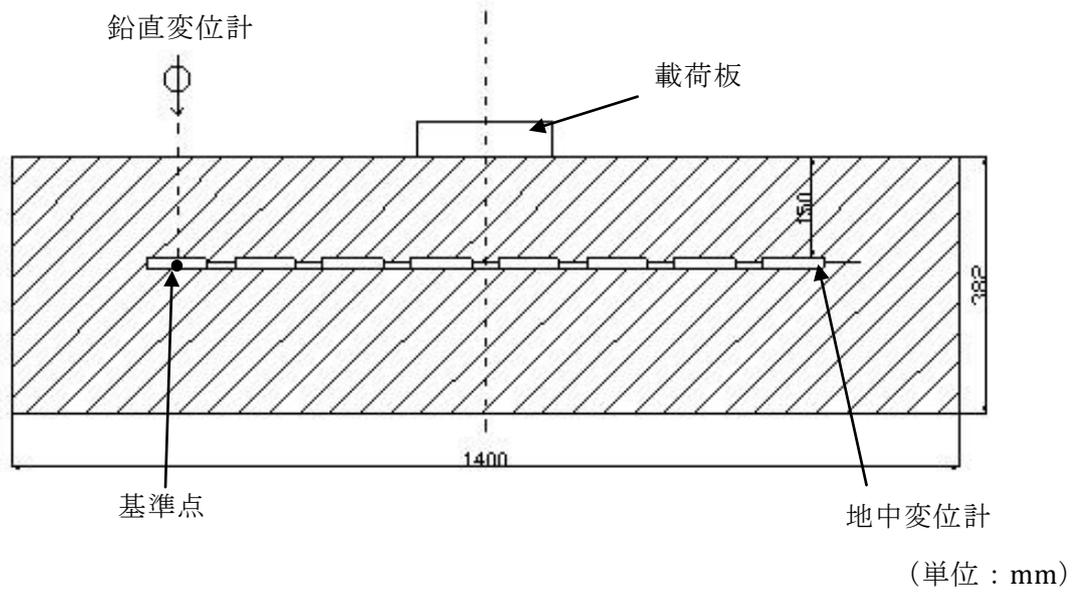


図 4-18 断面図（地中変位計の設置位置）

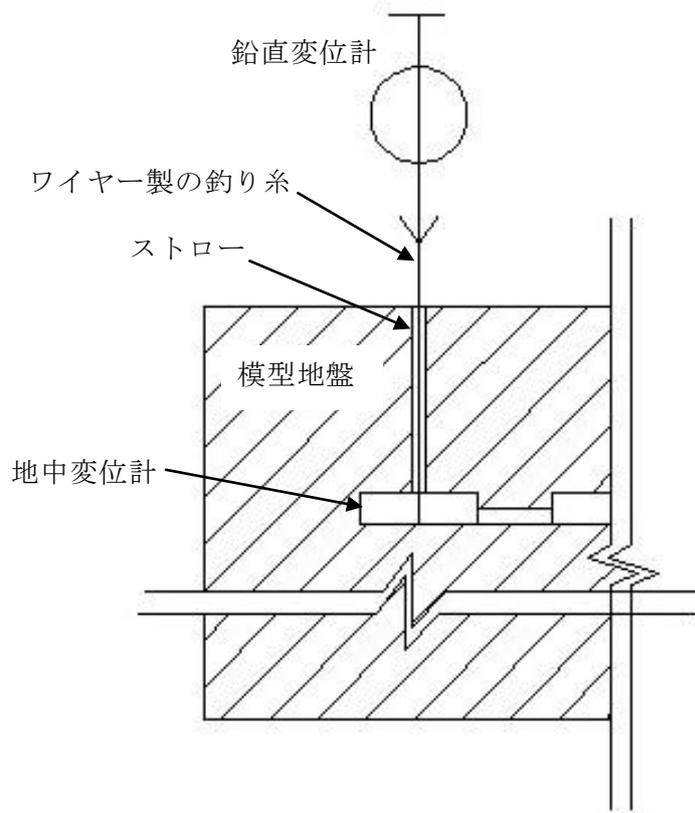
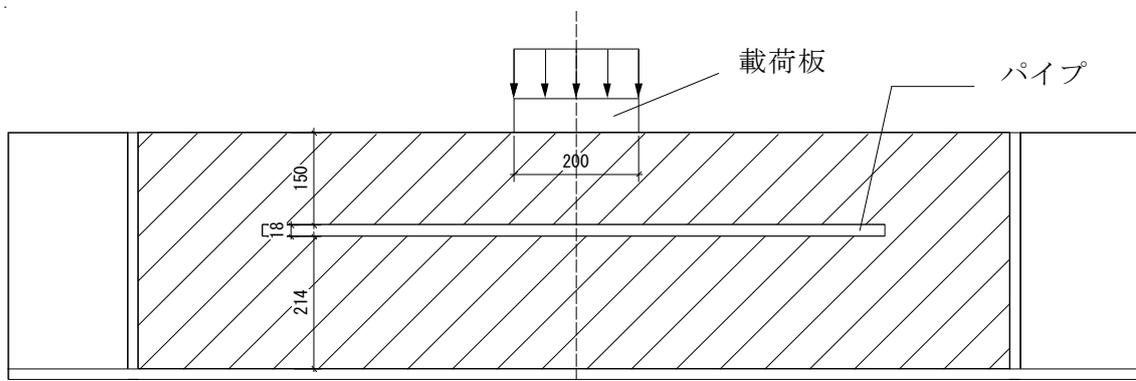


図 4-19 地中変位計の基準点位置の拡大図

位を測定するために、1つの変位計を使用して、地表面から直接測定した(図 4-18 参照)。図 4-19 に示すように、ワイヤー製の細い釣り糸を使用して変位計とセンサーの基準点を接続つなげる。釣り糸と砂の間の摩擦力の影響を少なくするために、釣り糸はストローの中を通して設置した。

図 4-20 に示すように、試験 (ii) におけるパイプの埋設位置はパイプの上端面部分が地表面から 150mm の位置になるようにして、なるべく平面ひずみ状態での試験ができるように、長さ 1000mm、外径 18mm、内径 13mm のパイプを図 4-21 のように 13 本並べて設置した。中央の 1 本にはストレインゲージを貼り付けている。

試験 (iii) では、図 4-22 に示すように、試験 (ii) と同様にパイプの上端面部分が地表面から 150mm の位置になるようにして 13 本並べた。パイプの下に 10mm 厚さの砂層を



(単位 mm)

図 4-20 断面図 (パイプ)

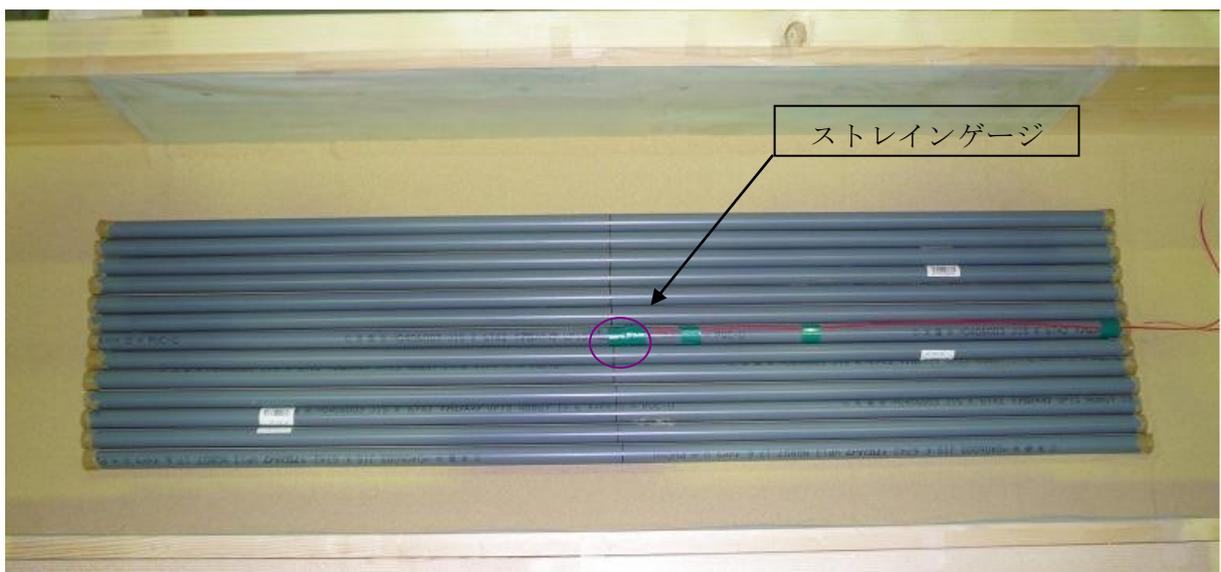


図 4-21 平面図 (パイプ)

設置し、その下には長さ 1200mm、幅 118mm、厚さ 9mm の木製板を図 4-23 のように 3 枚並べて設置している。木製板の中央の 1 枚にはストレインゲージを貼り付けている。実際に想定されるライフラインの補強工法ではライフラインと改良体との間には間隙がないが、今回の模型試験ではパイプと木製板が接触するとストレインゲージが壊れる可能性があるため、パイプと木製板の間に砂層を入れている。

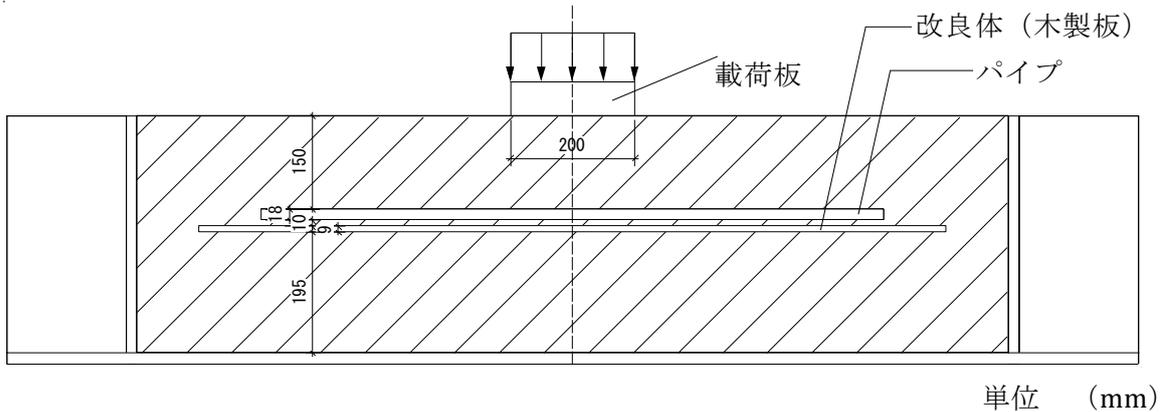


図 4-22 断面図 (パイプと改良体)

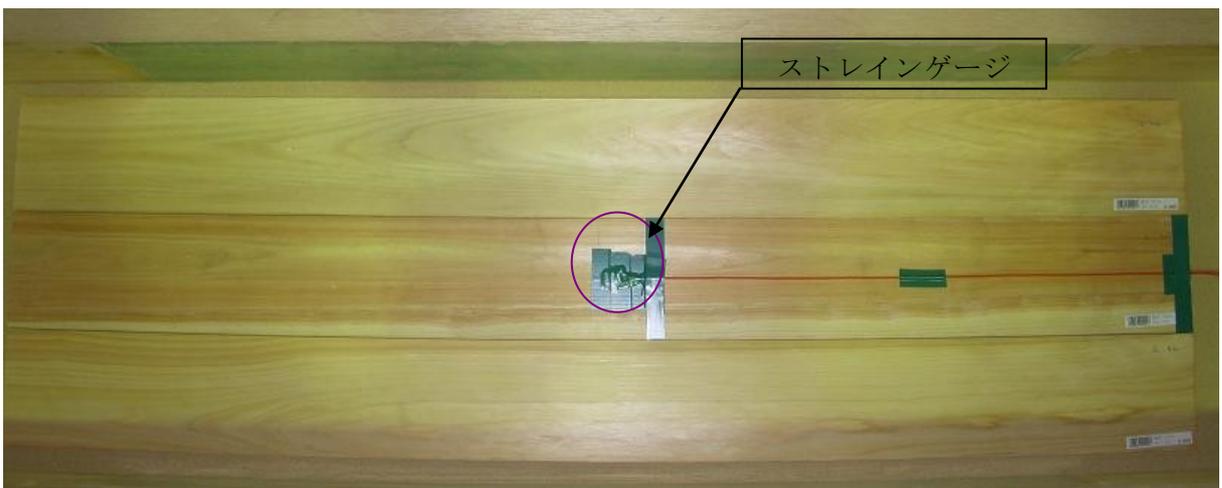


図 4-23 平面図 (木製板)

4.4 試験結果

3種類の試験の荷重板直下の地表面変位～荷重応力関係を図4-24に示している。同図から、同じ荷重下では改良体を設置することにより地表面変位は小さくなっていることが分かる。荷重応力が 200kN/m^2 に達する時、改良体がある場合（試験(iii)）の荷重板直下地表面の変位は、模型地盤のみ（試験(i)）の地表面変位の約 $2/3$ 程度である。これは、パイプに比べて改良体の剛性が相対的に大きいので、地表面からの荷重を分散し、支えているものと考えられる。したがって、改良体の剛性をさらに高めればさらにパイプのひずみを低減でき、補強効果が増すと考えられる。なお、図4-25には、試験(iii)における荷重板直下の地表面の変形を示している。

図4-26には、試験(ii)（パイプのみの場合）と試験(iii)（改良体がある場合）のパイプのひずみ～荷重応力関係を示している。なお、本試験では、前述の図4-10に示すように、荷重板の変位を測るために2個の変位計を使っており、これらの測定結果の平均値を荷重板直下の地表面変位の値としている。さらに、パイプと改良体の曲げひずみを測るためにそれぞれの中央部の上端面と下端面にストレインゲージを貼り付けており、これらの測定結果の絶対値の平均値をパイプと改良体のひずみの値としている。図4-26から、荷重応力が 100kN/m^2 に達する時、改良体がある場合（試験(iii)）のパイプのひずみは、改良体がない場合（試験(ii)）のパイプのひずみの約 $4/5$ 程度であり、荷重応力が 200kN/m^2 に達する時、改良体がある場合（試験(iii)）のパイプのひずみは、改良体がない場合（試験(ii)）のパイプのひずみの約 $2/3$ 程度である。この結果より、同じ荷重を与えた時、パイプのひ

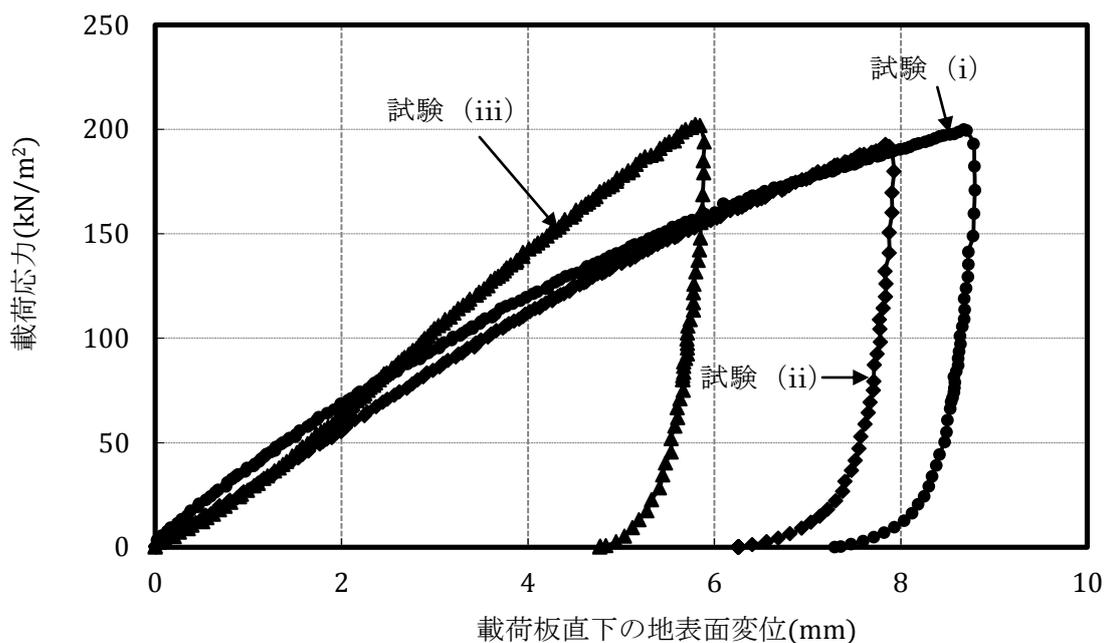


図4-24 荷重板直下の地表面変位～荷重応力関係

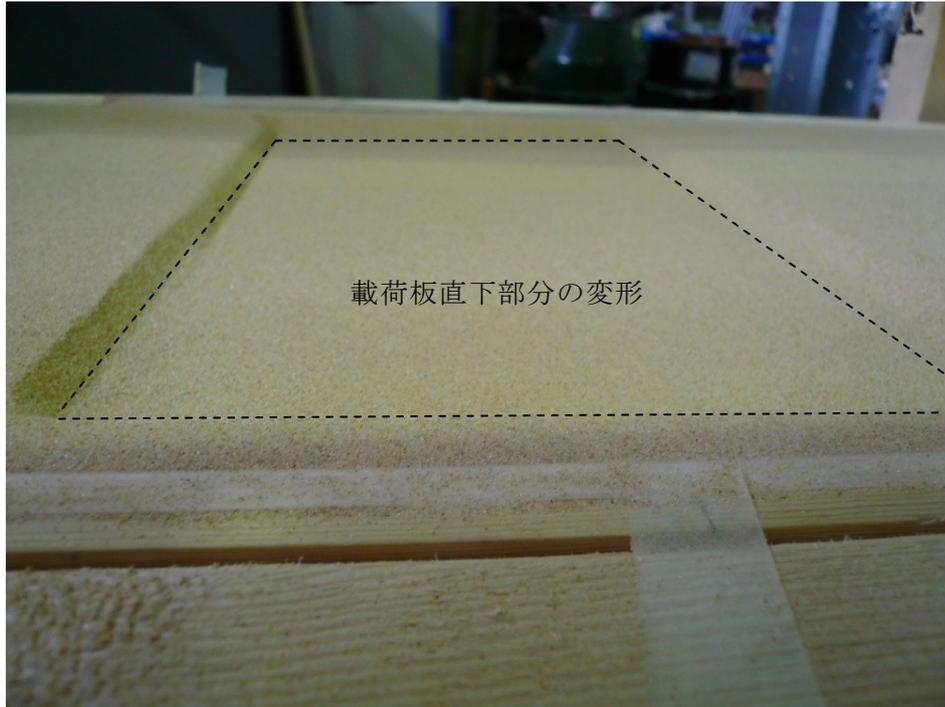


図 4-25 载荷板直下の地表面の変形

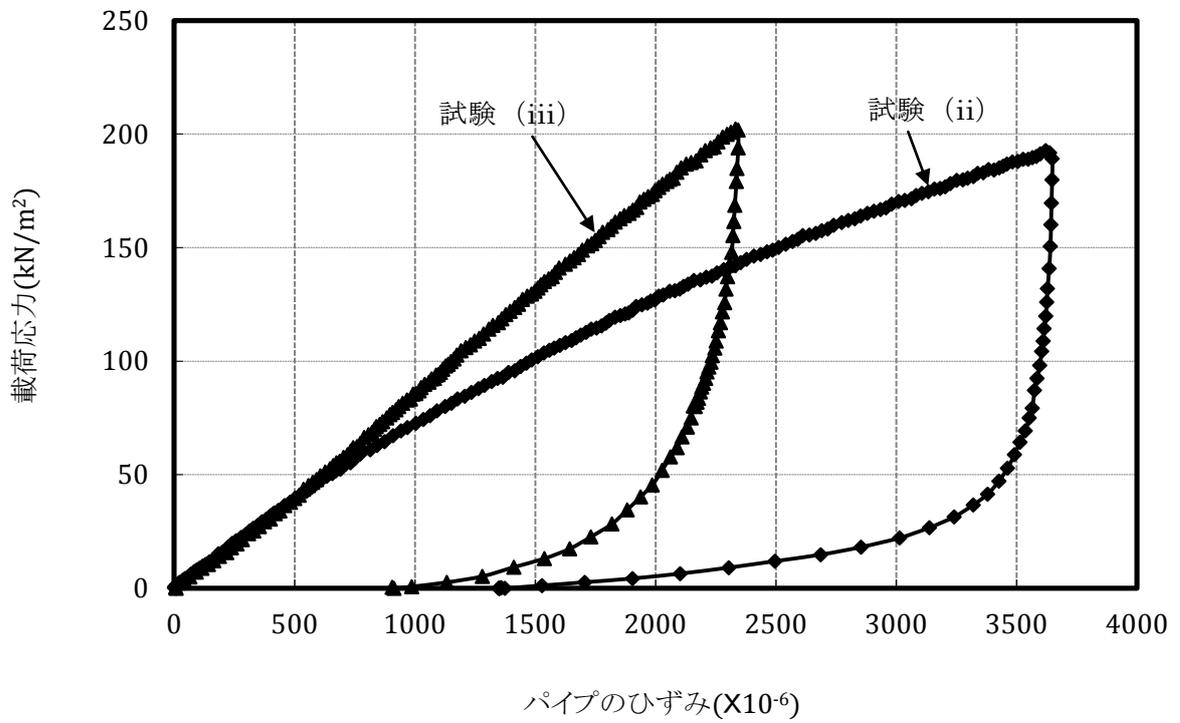


図 4-26 パイプのひずみ～载荷応力関係

ずみはかなり小さくなるのが分かる。そして、荷重の増加と共にパイプのひずみがかなりの割合で小さくなっていくことが分かる。さらに、載荷応力が約 200kN/m^2 に達したところで除荷し、完全に除荷した時も、改良体がある場合のパイプのひずみ（試験 (iii)）が小さくなっていることも確認できる。

なお、図 4-27 に試験 (iii) における改良体とパイプのひずみ～載荷応力関係を示している。同じ載荷応力状態では、改良体に生じるひずみはパイプよりもかなり小さいことが確認できた。

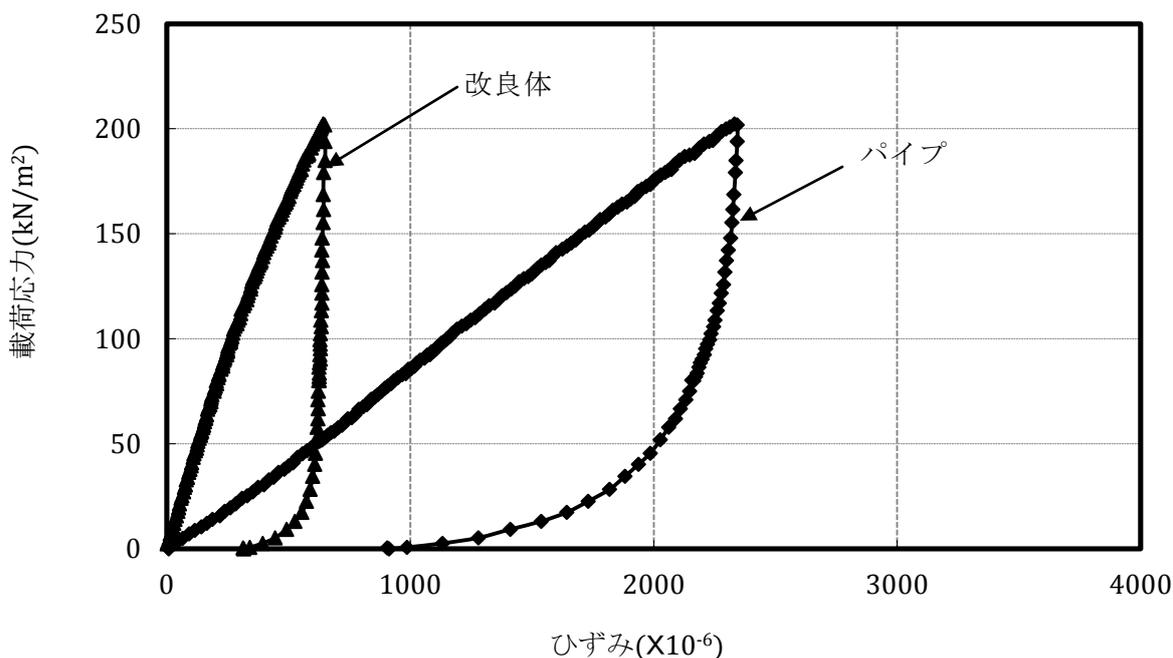


図 4-27 ひずみ～載荷応力関係（パイプと改良体との比較）

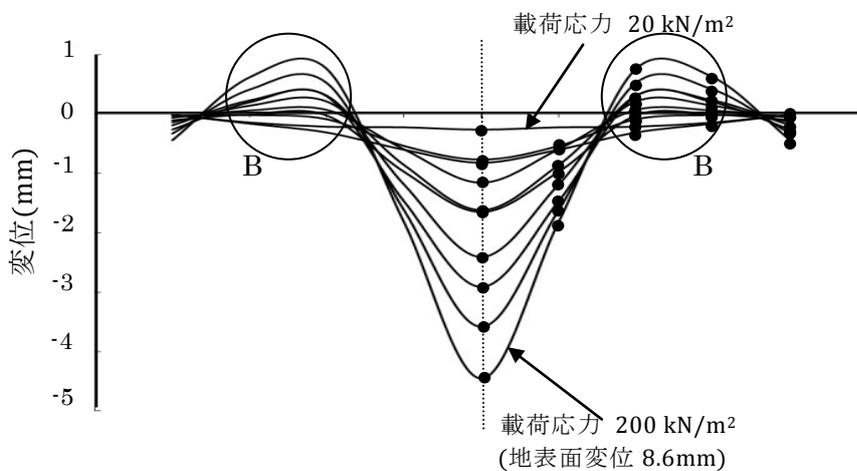


図 4-28 SAA で測定した地中変位

図 4-28 は、試験 (i) における載荷応力が 20 kN/m^2 増加する毎の、地中変位計で測定した変位を示している。今回の試験では、地中変位計の右側 4 つのセンサーを使って測定しており、図 4-28 では、これらの測定データ（同図中の●で示す）を使用して中心線について対称形に描いている。同図より、地表面変位の増加につれて、地中変位計を設置した位置の最大変位値もほぼ比例的に増加することが分かる。地表面変位が 8.6 mm に達した時、地中変位計位置の最大変位値は約 4.4 mm であった。

なお、図 4-28 中の B の部分については、載荷の初期段階においては沈下するが、載荷応力の増加につれて徐々に盛り上がった。つまり、載荷の初期段階では、地盤がほとんど破壊していないため、地中変位計を設置した位置の地盤は全体的に沈下するが、荷重の増加につれて、地盤が徐々に破壊していき、砂は応力がより小さい領域に移動し、上部へ盛り上がるものと考えられる（図 4-29 参照）。本試験のように、土槽底面で模型地盤の下方への移動が拘束されている場合は、このような現象はより一層顕著になると思われる。

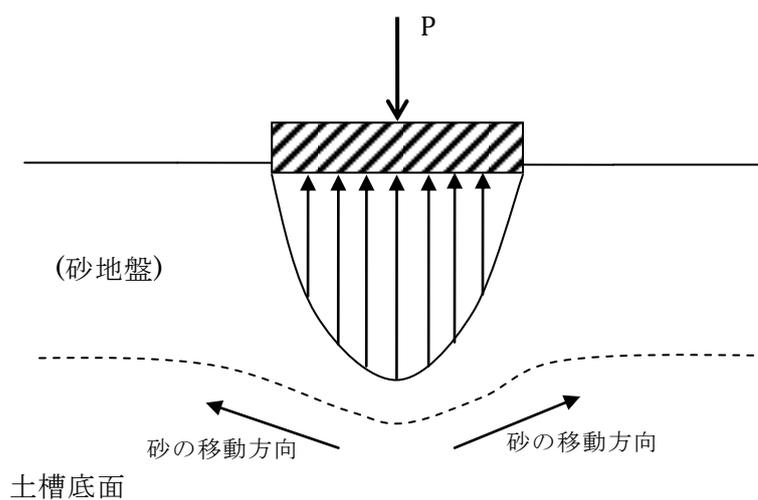


図 4-29 地盤の破壊の進行により砂の移動

4.5 有限要素法による数値解析

4.5.1 解析モデルについて

有限要素解析により模型試験の数値シミュレーションを実施した。本試験のモデルは左右対称であるので、中心軸から左半分の長さ 500mm×幅 200mm×高さ 382mm の領域を解析対称モデルとした。解析ケースは試験と同じ 3 種類 ((i) : 模型地盤のみの場合、(ii) : 模型ライフラインを埋設する場合、(iii) : 模型ライフラインと模型地盤改良体を埋設する場合) であるが、ケース毎に地盤中に設置するものが異なるため、3 種類の要素分割を行った。解析領域の境界条件は、領域の側面では水平方向を固定・鉛直方向自由とし、底部では水平方向および鉛直方向ともに固定した。3 種類の要素分割を図 4-30 から 4-32 に示す。解析に用いた模型地盤、模型ライフラインおよび模型地盤改良体の材料定数を表 4-3 に示す。模型地盤の弾性係数については、既往の研究^{4.2)}で用いられている式 (4.9) により算定した。

$$E_i = K \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^{n_1} \quad (4.9)$$

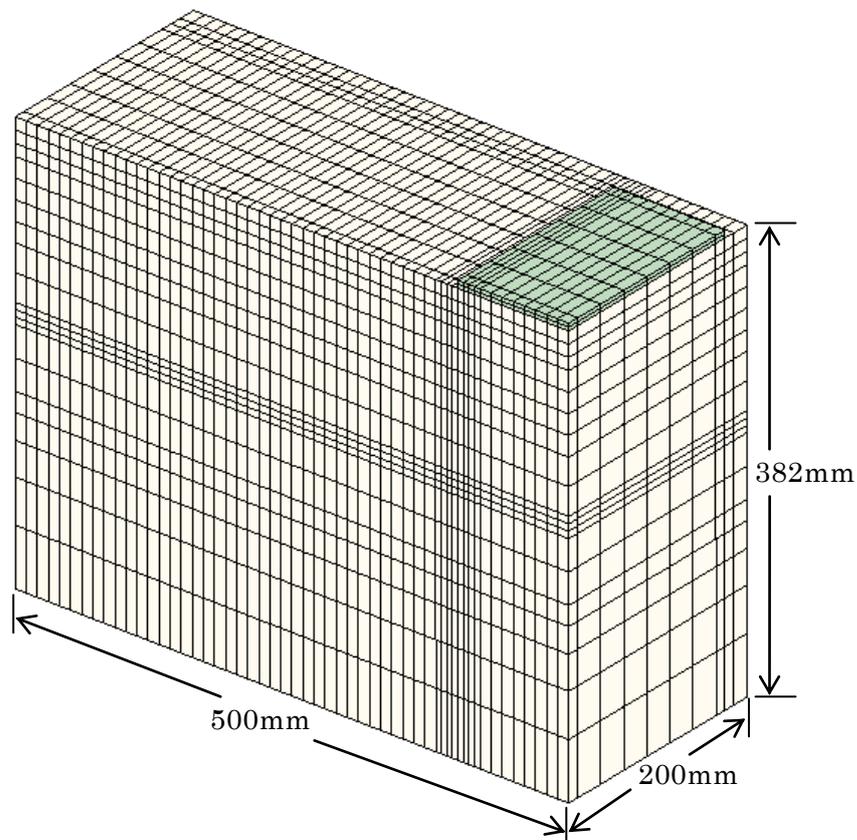


図 4-30 試験 (i) に対応する解析要素分割 (要素数 10452、節点数 12334)

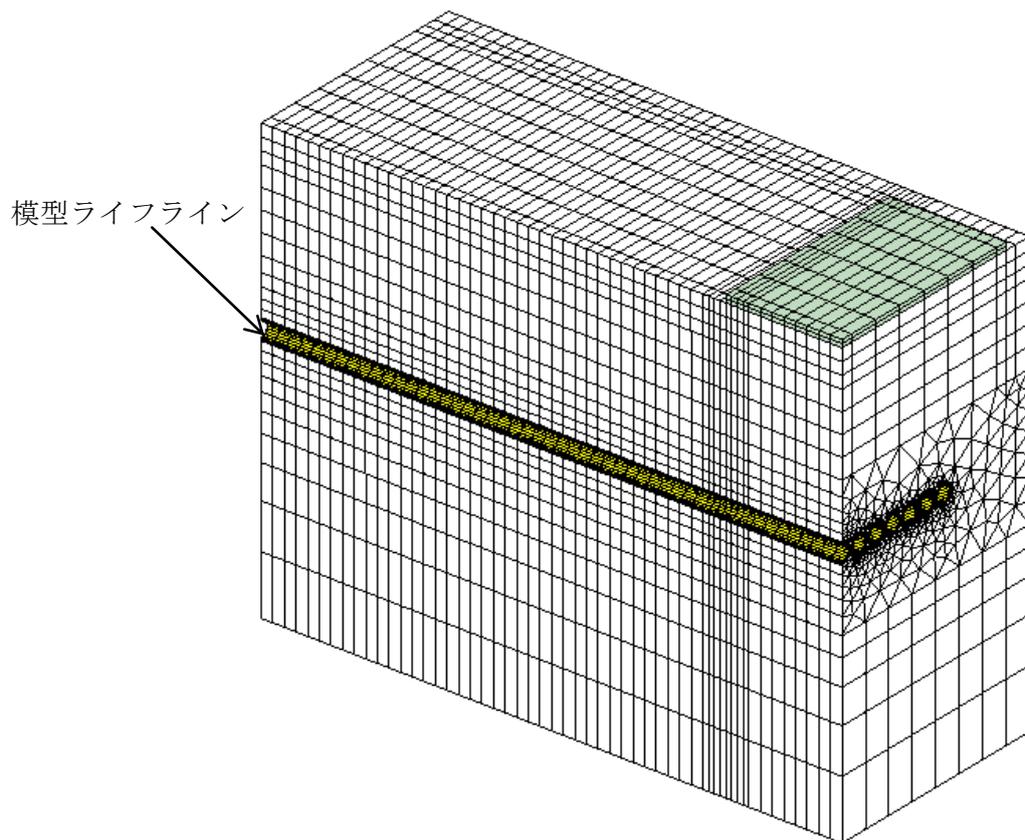


図 4-31 試験 (ii) に対応する解析要素分割 (要素数 70014、節点数 61889)

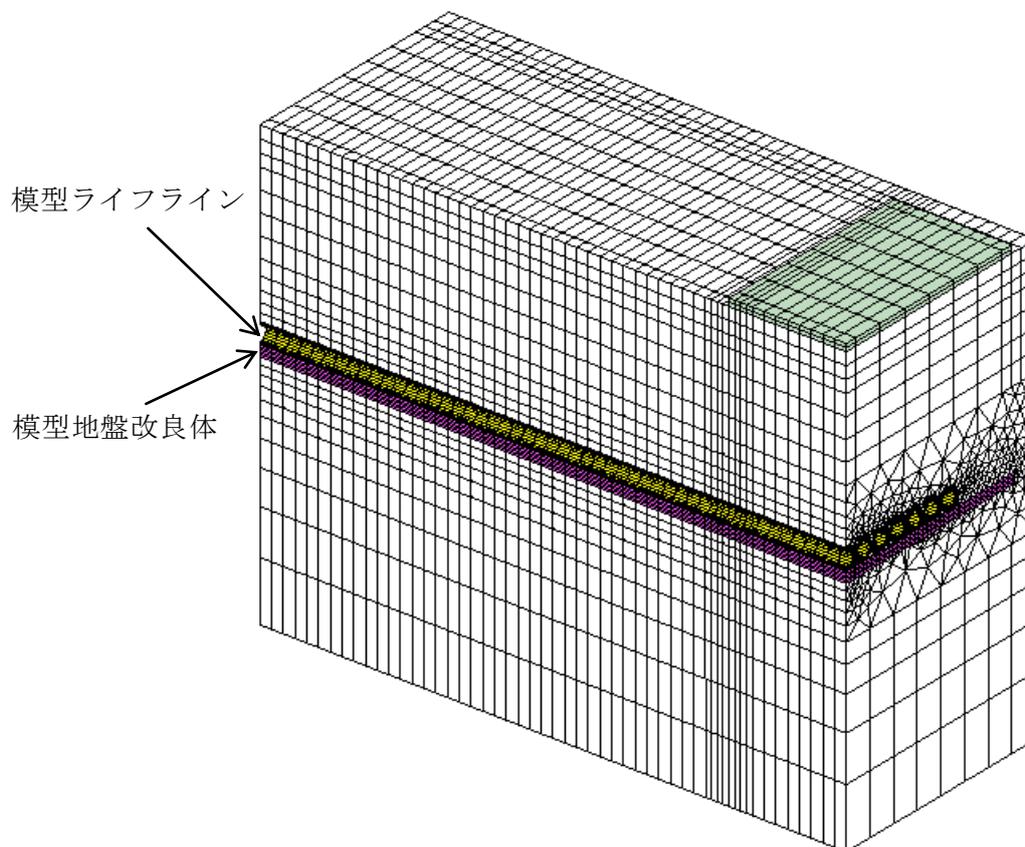


図 4-32 試験 (iii) に対応する解析要素分割 (要素数 84540、節点数 74429)

表 4-3 解析に用いた材料定数

模型地盤（豊浦砂）	$E=6952 \text{ kN/m}^2, \nu=0.3, C=20 \text{ kN/m}^2, \phi=35^\circ, \gamma=1.605 \text{ g/cm}^3, K_0=0.5, \sigma_{tf}=0 \text{ kN/m}^2.$
模型ライフライン（パイプ）	$E=3.66978 \times 10^6 \text{ kN/m}^2, \nu=0.3.$
模型地盤改良体（木製板）	$E=1.0587 \times 10^7 \text{ kN/m}^2, \nu=0.3.$

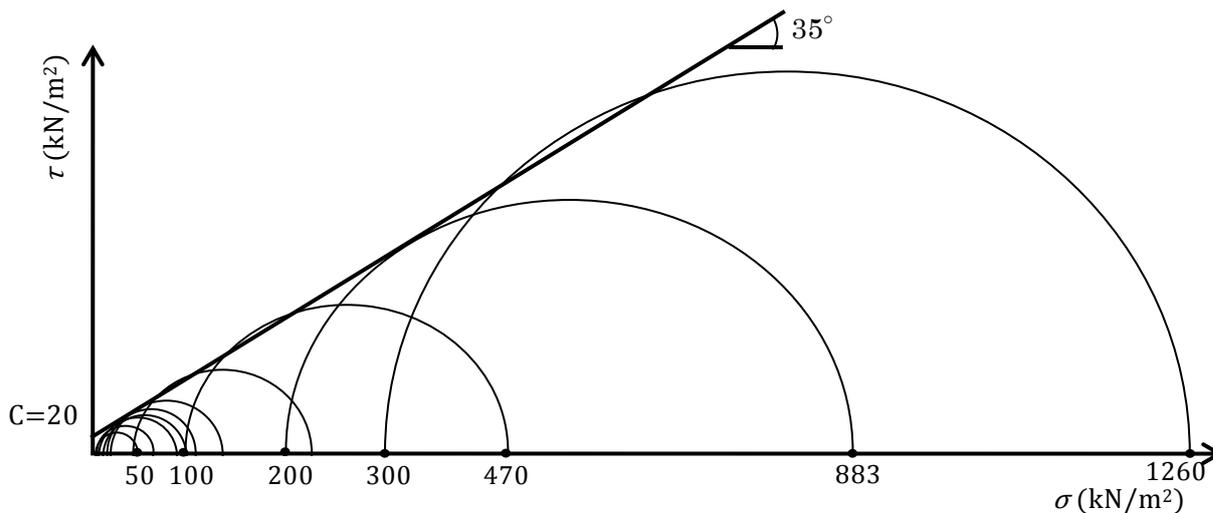


図 4-33 三軸圧縮試験結果のモールの応力円

ここに、 $K(=801)$ と $n_1(=0.585)$ は三軸圧縮試験^{4.3)} ($\sigma_3=2.5\sim 300 \text{ kN/m}^2$) から求められる初期剛性に関する係数であり、 P_a は大気圧、 σ_3 は最小主応力である。模型地盤は第 3 章で述べたドラッカー・プラガーの破壊基準に基づく弾塑性要素とし、模型ライフラインと模型地盤改良体は弾性要素とした。模型ライフライン並びに模型地盤改良体の材料定数は、前述したそれぞれの曲げ試験により決定されたものである。

なお、砂地盤では設計計算時に $C=0$ とする場合が多いが、ドラッカー・プラガー基準を用いた有限要素法による弾塑性解析を行う場合に $C=0$ と仮定すると圧縮応力が小さい時には、解が不安定となり発散する場合がある。従って、 C と ϕ は、前述した三軸圧縮試験データを用いて描いたモールの応力円から求めたものを採用した（図 4-33 参照）。また、砂は引張抵抗力がない材料とし、引張強度 $\sigma_{tf}=0$ を用いた（解析上引張応力が発生しないように制限する；テンションカット）。そして、模型地盤、模型ライフラインと模型地盤改良体のポアソン比は 0.3 と仮定した。

4.5.2 解析結果の検討

解析結果と試験結果における載荷板直下の地表面変位～載荷応力関係を図 4-34 に示す。同図より、載荷応力が 50kN/m^2 より小さい場合、解析による変位は試験値にほぼ等しいことが分かる（同図中 A の部分）。従って、模型地盤に用いた初期弾性係数 E の値が妥当であったものと考えられる。載荷応力の増大に伴い、試験 (i) と (ii) では、地盤が徐々に破壊し、載荷板直下の地表面変位が非線形的に増加していくが、解析ではそれほど顕著ではなかった。試験 (iii) については、解析結果と試験結果との差が見られず、これは、改良体を設置することにより、地表面からの荷重を分散させ、地盤の破壊の進行が遅れているものと考えられる。図 4-35 は、試験 (i) における載荷応力が 40kN/m^2 増加する毎の、模型ライフラインを設置した位置の変位の解析結果と地中変位計の測定結果との比較を示している。載荷応力が 200kN/m^2 の場合では、模型ライフラインを設置した位置の最大変位値の解析結果は約 4mm 、地中変位計の測定結果は約 4.5mm であり、ほぼ等しい。このように、図 4-35 中の A の部分（載荷板の直下）の解析結果と測定結果は近い値を示しているが、B 部分の盛り上がり量の解析結果は試験結果よりも小さく、その発生位置も異なっていることが分かる。

その原因として、解析の簡便化のために、実際には発生するものと考えられる砂とパイプと木製板との間の相対変位を無視し、この間の変位は連続すると仮定したためと考えられる。異質材料の間ではその変位は不連続であり、材料の間にある伝達力が小さくなり材

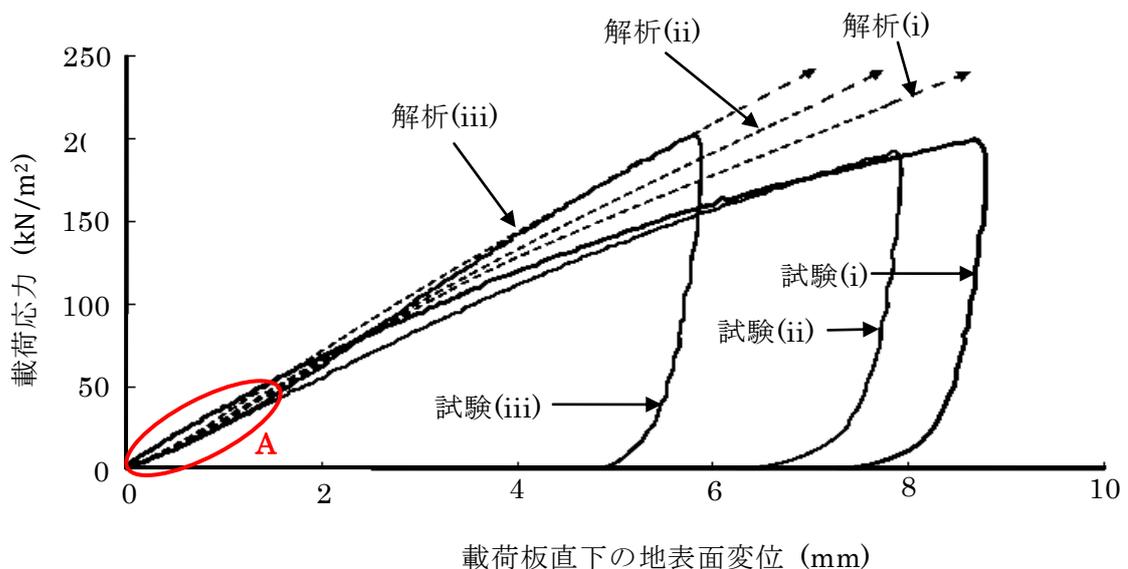


図 4-34 載荷板直下の地表面変位～載荷応力関係（解析結果と試験結果との比較）

料同士が相互に拘束ため、試験の変位が大きくなる。従って、Bの部分の盛り上がり量の解析結果は試験結果よりも小さく、砂の盛り上がりも抑制されたため、その発生位置も異なっている。同じ理由で、解析における模型ライフラインと模型地盤改良体のひずみが小さい目に評価され、同じ荷重応力が作用する場合、試験(ii)と(iii)のパイプの解析におけるひずみは対応するそれぞれの試験結果の約1/3である(図4-36参照)。

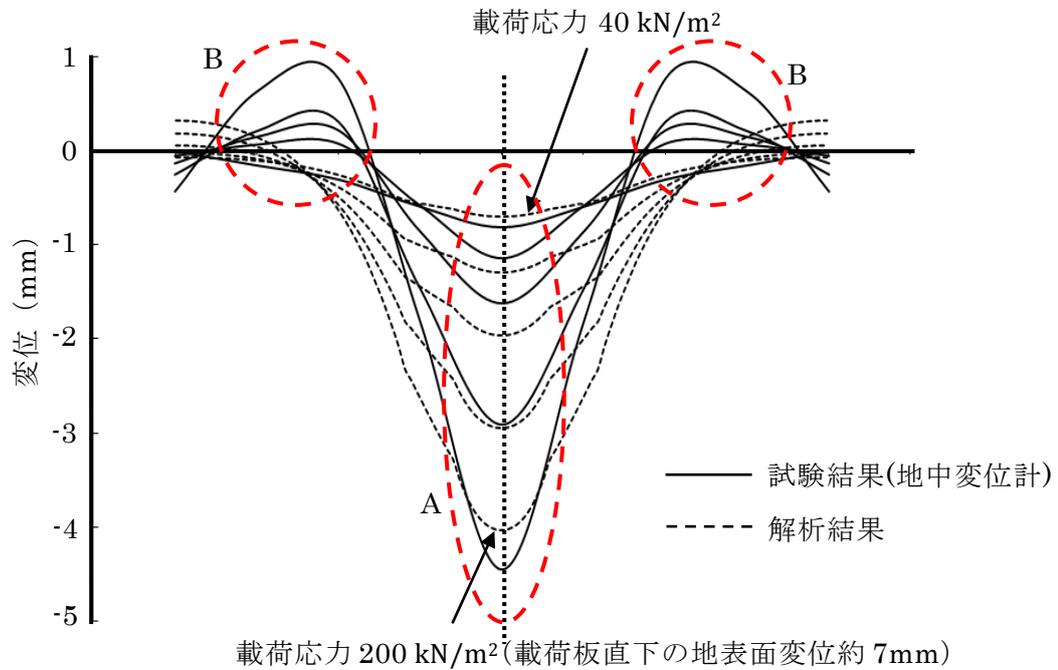


図 4-35 解析結果と試験結果の地中変位の比較 (荷重応力増分 40 kN/m²)

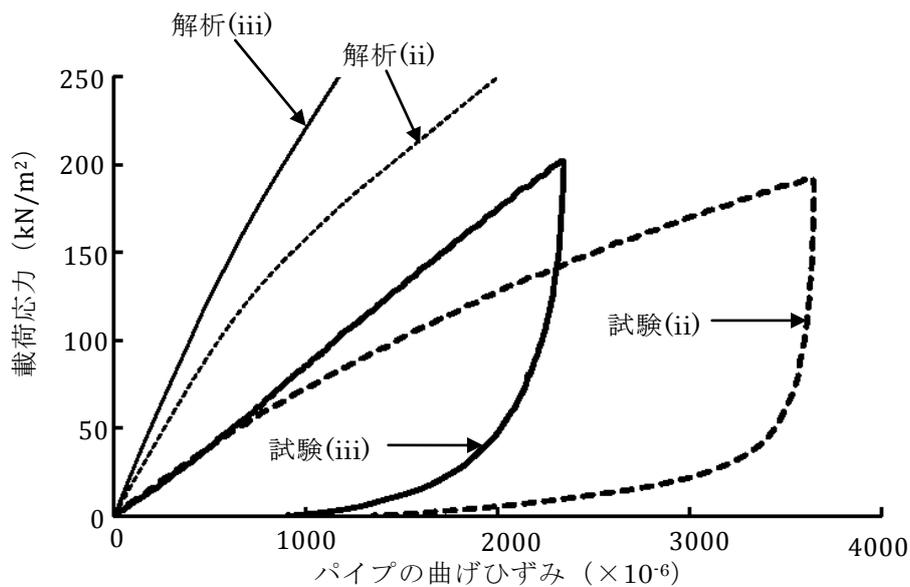


図 4-36 パイプの曲げひずみ～荷重応力関係 (解析結果と試験結果との比較)

4.6 まとめ

本章では、車道下に埋設するライフラインの変形を抑制するために、浅層改良体を用いたライフラインの補強工法を提案した。車両輪荷重を想定した分布荷重を作用させた地中埋設管の模型試験により、ライフラインの直下に改良体がある場合とない場合の変形挙動を調べ、浅層改良の有効性について検討した。さらに、模型試験結果を弾塑性有限要素法により解析し、試験結果との比較・検討を行った。これらの試験と解析から得られた結果は次のとおりである。

- ① 実ライフラインにもよく用いられている塩化ビニールパイプを模型ライフラインとして採用し、原型地盤の 1/10 モデルで模型試験を行った。
- ② 模型試験結果と解析結果と共に、改良体を設置することによりライフラインの変形を小さく制御できることが認められた。
- ③ FEM 弾塑性解析で求めた地表面変位は、模型試験の測定結果とよく一致した。改良体を設置すれば、同じ荷重で載荷板直下の地表面変位がかなり小さくなることが分かった。また、より剛性の高い改良体をライフライン直下に設置すると補強効果がさらに高まることが期待できる。
- ③ 本研究では、解析の簡便化のために、土とパイプと改良体間の変位は連続しているものと仮定し、その間の相対的なすべり変位を無視した。しかし、実際には異質材料間の境界の変位は不連続となる。本試験でも土とパイプ、土と改良体の境界で不連続な変位が生じていることが考えられる。したがって、同じ載荷応力が作用する場合、変位やひずみの解析結果は試験結果よりも小さくなった。今後、より精度の高い解析結果を得るためには、この境界変位の不連続性を考慮して解析プログラムを修正する必要がある。

浅層改良体を用いたライフラインの補強工法について、ライフラインの変形を抑制できることを確認したが、実構造物への適用については、施工方法等の検討が必要となる。

参考文献

- 4.1) (新川電機株式会社) : <http://www.shinkawa.co.jp/shape/shapeaccelarray.html>
(2012/04/23 アクセス)
- 4.2) Huang He : 浅層改良を用いて補強した基礎地盤の挙動解析とその開発研究, 2009年度広島大学国際協力研究科修士論文, pp.34, 2010
- 4.3) 山本春行, 富永晃司 : 浸透力載荷装置による摩擦杭の相似模型実験, 構造工学論文集 Vol.37B, pp.11-22, 1991.3

第5章 改良体材料の力学特性の改善

5.1 改良体材料の弱点

杭基礎補強工法の有限要素法による解析ケースについて、解析を簡単化するため、改良体とフーチング要素、改良体と地盤要素の境界面の節点を一致させ、連続的な変形が生じるものとしたが、実際には材料の間に隙間が生じると思われる。図 5-1 のように地震水平力が作用する場合の隙間が生じる可能性のある位置を示す。

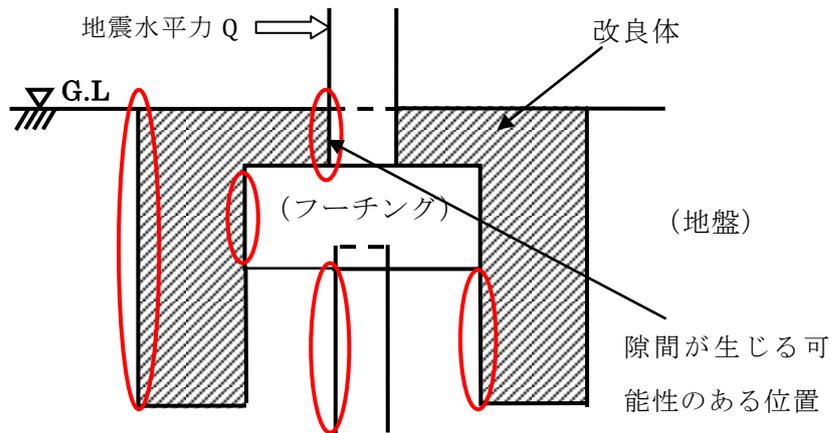


図 5-1 材料の境界面に隙間が生じる可能性のある位置

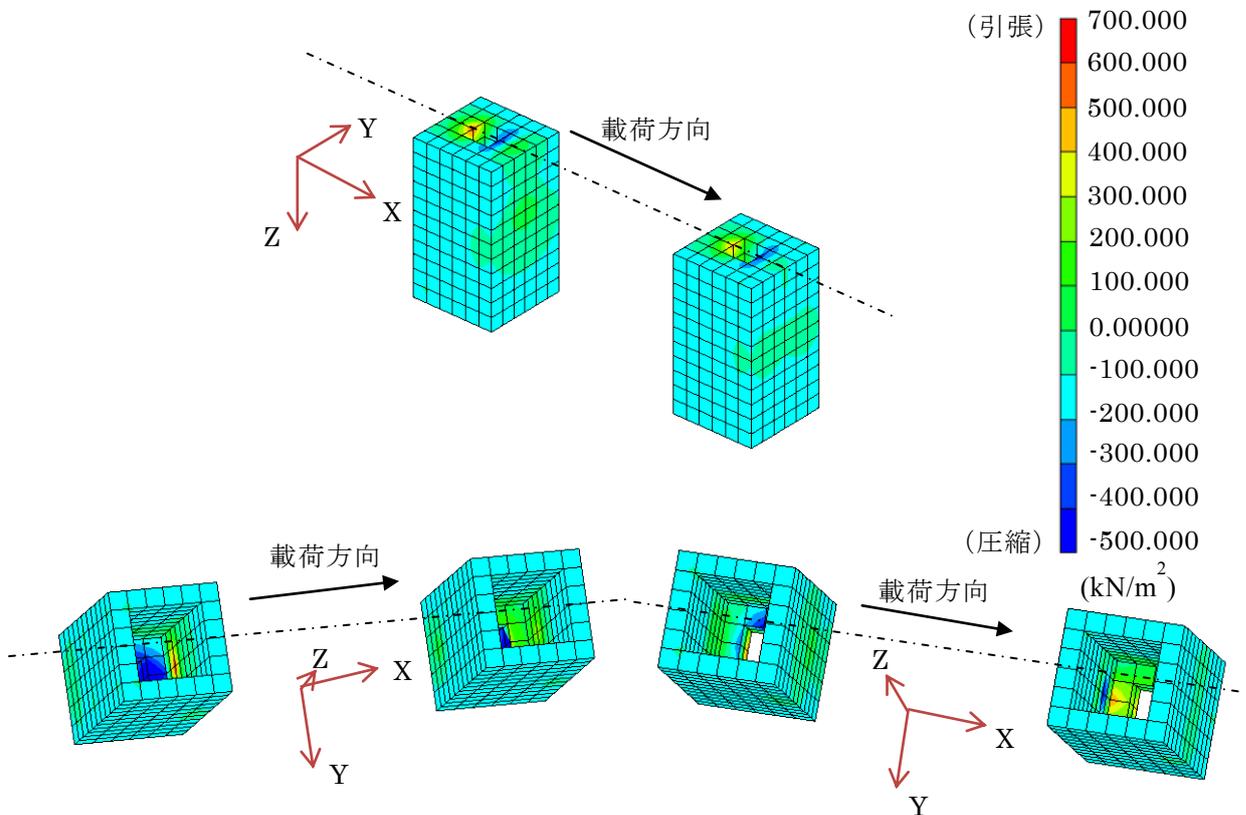
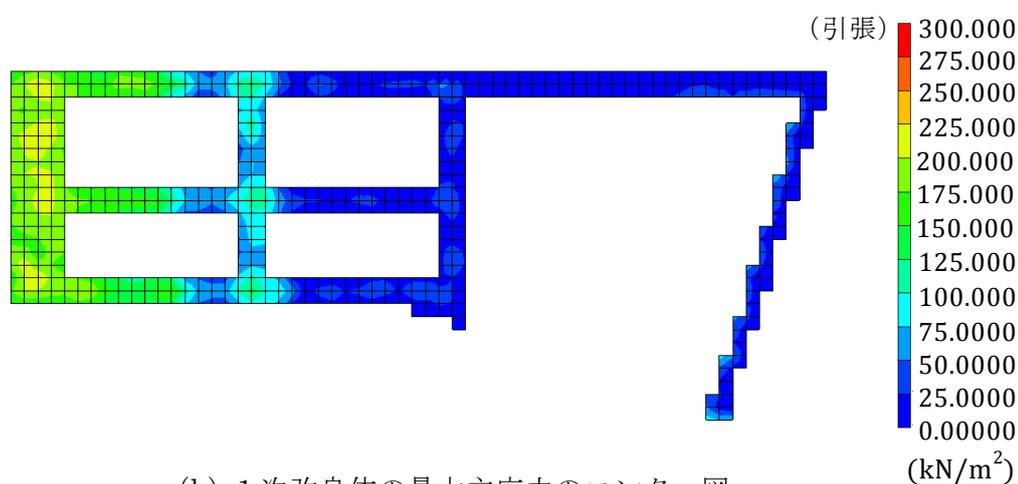


図 5-2 改良体部の最大主応力のコンター図 (杭基礎補強工法 $B=0.5, H=5.5$)

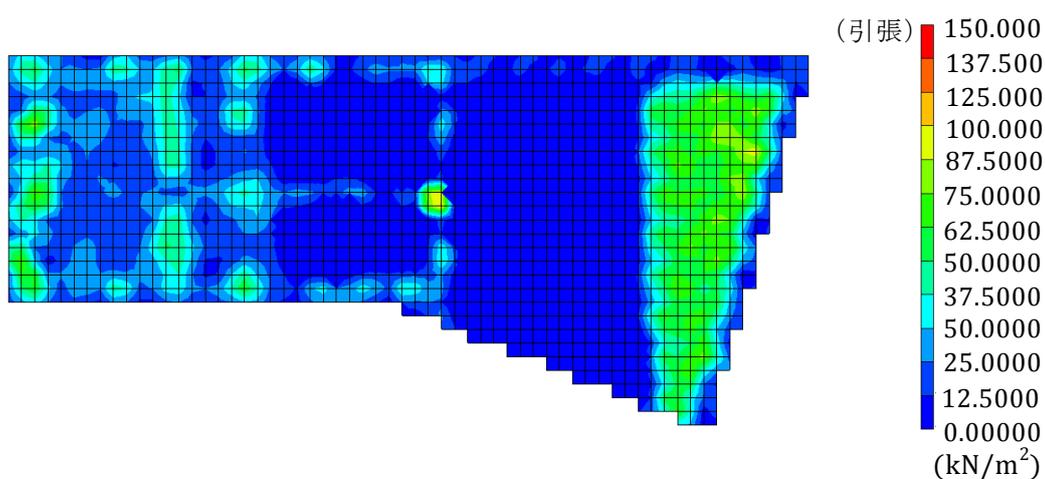
なお、解析においては、地盤改良体を弾性体として扱い、弾性材料としての引張抵抗力を維持させるために、非常に大きな粘着力 $C=1000\text{kN/m}^2$ を設定し、破壊しないようにした。しかし、実際には、地盤改良体は引張応力に弱く、ある限度以上の引張応力が作用すると、引張破壊するものと思われる。図 5-2 に載荷荷重 4200kN 時（限界荷重に相当する荷重値）の改良体部の最大主応力コンター図（杭基礎補強工法 $B=0.5, H=5.5$ ）を示す。同



(a) 立体図 1



(b) 1次改良体の最大主応力のコンター図



(c) 2次改良体の最大主応力のコンター図（4200 日目）

図 5-3 改良体部の最大主応力のコンター図
(地盤改良体を併用したベタ基礎工法の 2 次改良体)

図中には、3つの方向から改良体の応力分布を示している。改良体に生じた引張応力はほぼ $0 \sim 200 \text{ kN/m}^2$ の範囲（同図中緑色）内にあるが、局所的にはより大きな引張応力が生じる部分も存在している(黄色と赤い部分)。これらの部分は、改良体とフーチングとの境界面上にあり、簡便化のために解析モデルでは改良体とフーチングとの境界面の節点が繋がっているため、引張応力が過大に評価されたものと考えられる。実際には、この部分で分離するため、このような引張応力が発生しないものと思われる。

さらに、地盤改良体を併用したベタ基礎工法およびライフライン補強工法に用いた地盤改良体にも引張抵抗に弱い部分があるものと考えられる。図 5-3 (a) は地盤改良体を併用したベタ基礎工法に用いた井桁状地盤改良体を示している。同図 (b)、(c) に、1次改良体下端面の最大主応力コンター図（4200 日目）と 2次改良体の下面の最大主応力コンター図をそれぞれ示している。1次改良体を 2次改良体の直下に設置し、両者は繋がっているため、1次改良体の下端面により大きな引張応力が生じるが、両者の引張応力はともに 200 kN/m^2 以下である。図 5-4 はライフライン保護工法に用いた地盤改良体部の下端面最大主応力コンター図（地表面載荷応力 200 kN/m^2 時）を示している。改良体の引張応力は $0 \sim 35 \text{ kN/m}^2$ の範囲内にあるが、載荷部直下の地盤改良体はより大きく曲げ変形するため、この部分の引張応力も大きくなり、B'方向へ徐々に小さくなっていく。

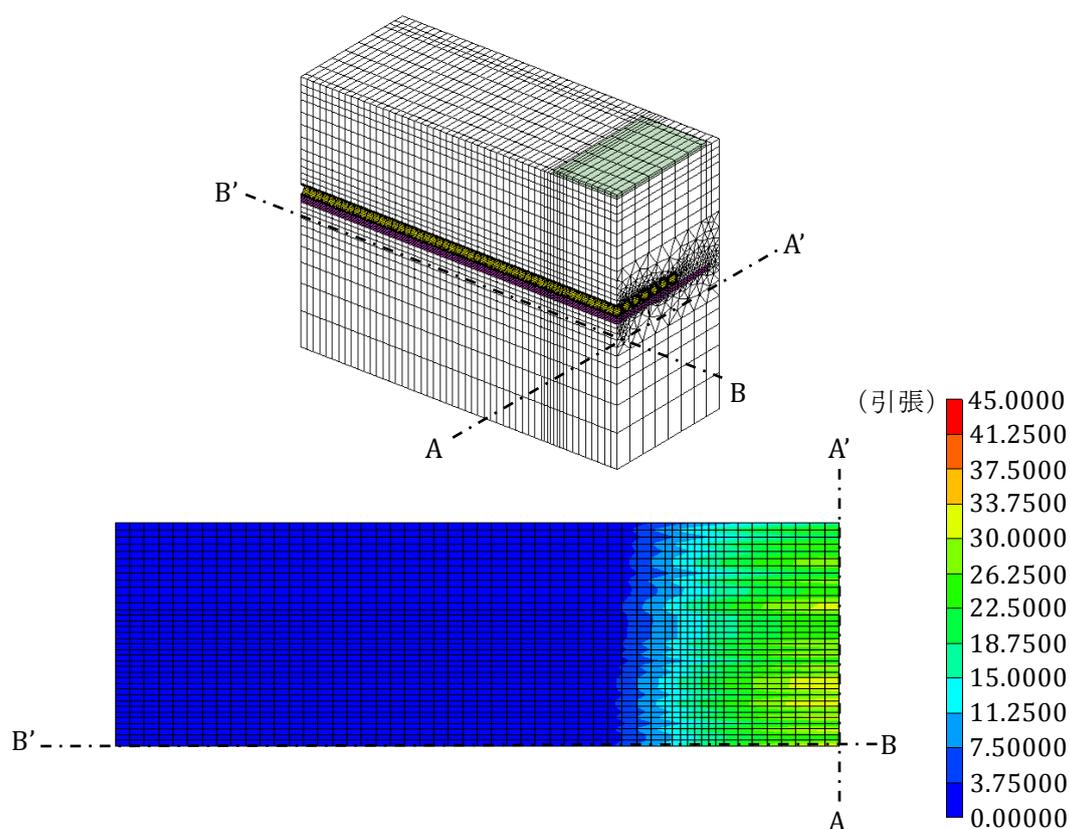


図 5-4 改良体部の最大主応力の下端面コンター図（ライフライン補強工法）

地盤改良体は現地の土にセメント系硬化材料を加え、固化させて造成する。現地の土質に応じて、セメントの量を調整すれば所要の強度が得られる。しかし、この地盤改良体に圧縮応力が作用し、この応力が最大圧縮応力度を超えると、脆性的な圧縮破壊が生じ、耐荷力が急激に低下する。つまり、地盤改良体そのものの靱性（粘り強さ）は小さい。

地盤改良体の靱性は小さく、引張抵抗力も小さいという弱点に対して、改良土に引張抵抗に強い材料を混入すれば、改良体の靱性と強度ならびに引張抵抗力も改善できると考えられる。そして、前述した改良体の引張応力が生じる部分を補強できる。

5.2 竹チップを混入した地盤改良土の力学特性

地盤改良体の高い強度や靱性を得るために、既往の研究において、改良土にポリエステル繊維やビニロン繊維を混入した繊維混合補強土の研究が行われている^{5.1)}。しかし、これらの繊維は人工物であるためコストが高くなるという問題がある。そこで、改良土に竹チップを混入することにより、地盤改良土の力学特性を向上させることが考えられる。竹は天然資源であるため、人工物に比べて安価であり、成長期間が短く、引張強度や曲げ強度が高いなどの力学特性に優れている等の利点がある。さらに、昭和初期には、竹筋コンクリートの研究が行われており^{5.2)}、その当時に建設された竹筋コンクリート製の橋等も現存することから、コンクリートの中の竹の耐久性は比較的優れているものと思われる^{5.3)}。

本研究では、地盤改良土の補強材として供試体に竹繊維や竹チップを混入して曲げ試験、圧縮試験と引張試験を行い、曲げ強度、曲げ靱性、圧縮強度、圧縮靱性、引張強度および引張靱性に関して調べた。セメント配合量が 100kg/m^3 、 200 kg/m^3 のそれぞれに対して、竹繊維や竹チップの混入率を0.0%、1.0%(砂量に対する竹の重量比)としてそれぞれの試験を行った。

5.2.1 曲げ試験

本試験の土材料並びに固化剤として、含水比 15%の豊浦砂（平均粒径 0.19mm）と普通ポルトランドセメントを用いた。図 5-5 に示している長さ 30mm×太さ 0.4mm の程度の竹繊維を用いて曲げ試験を行った。図 5-6 は曲げ供試体の作製に使用した高さ 100mm×幅 100mm×長さ 500mm の型枠を示している。供試体は、セメントの配合量が 100kg/m³、200 kg/m³ の場合と竹繊維混入率（重量比）が 0.0%、1.0% の場合、および養生期間 3 日、7 日、28 日の場合と組み合わせて作製した（表 5-1 に示すように、同じ種類の試験パラメータに対して 3 体ずつ作製している）。

一方、セメントの硬化阻害が懸念される竹材中の遊離糖分は、竹繊維を煮沸することにより除去できることが報告されている^{5.4)}。そこで、竹繊維を 1~2 時間程度煮沸して乾燥させた。その後、セメントモルタル（W/C=60%）に竹繊維を混入し、手動で十分に混練した。



図 5-5 竹繊維試料（長さ 30mm×太さ 0.4mm）



高さ 100mm×幅 100mm×長さ 500mm

図 5-6 曲げ供試体の作製に使用した型枠

表 5-1 曲げ試験体の一覧

セメント量	豊浦砂の重量に対する竹繊維の重量比							
	0.0%				1.0%			
100kg/m ³	A 組				B 組			
	A1	3 日	3 体	9 体	B1	3 日	3 体	9 体
	A2	7 日	3 体		B2	7 日	3 体	
	A3	28 日	3 体		B3	28 日	3 体	
200kg/m ³	C 組				D 組			
	C1	3 日	3 体	9 体	D1	3 日	3 体	9 体
	C2	7 日	3 体		D2	7 日	3 体	
	C3	28 日	3 体		D3	28 日	3 体	

次に、突固め方法により竹繊維混入セメントモルタルを型枠に入れて供試体を作製した。利用できる恒温器に対して今回の供試体は大き過ぎるので、養生する際、供試体の水分を保つため、型枠の上端面にフィルムを貼り、3 日後に型枠を外してビニールシートで包んだ。図 5-7 は養生の様態を示している。

図 5-8 は曲げ試験装置を示している。曲げ試験装置は鉛直方向載荷する試験機部分とその荷重と変位を測定するデータ計測部分から構成されている。試験時において、この 2 つの部分と同時に始動させることにより、必要なデータを計測する。データの収録は 1 秒に 1 回の割合で行っている。今回の試験では試験機の載荷速度を 1.0mm/min とした。載荷は変位制御方式により最大荷重の半分以下になるまで続けた。



図 5-7 曲げ供試体の養生の様態

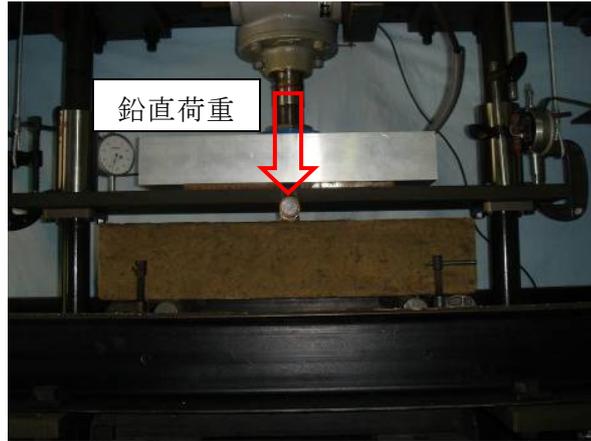


図 5-8 曲げ試験装置

供試体の曲げ強度および曲げ靱性は次式によりそれぞれ求めた。

$$\sigma_{bmax} = \frac{3P_{max}L}{2B_bH_b^2} \quad (5.1)$$

ここに、 σ_{bmax} は最大曲げ強度、 P_{max} は最大鉛直荷重、 L は支店間の距離、 B_b は曲げ供試体断面の幅、 H_b は曲げ供試体の高さである（図 5-9 参照）。

$$\mu_b = \frac{\delta_{50}}{\delta_{max}} \quad (5.2)$$

ここに、 μ_b は曲げ靱性、 δ_{50} はピーク荷重以後の $\sigma_{bmax}/2$ 時の供試体中央の曲げたわみ、 δ_{max} は曲げ強度時の中央の曲げたわみである。図 5-10 に曲げ応力と曲げたわみの関係を示している。

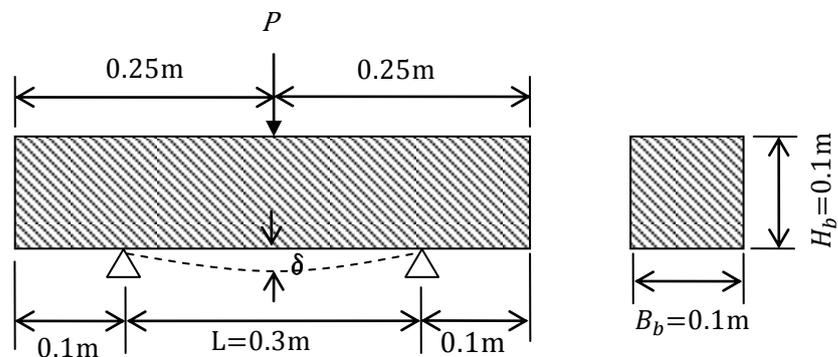


図 5-9 曲げ供試体の寸法

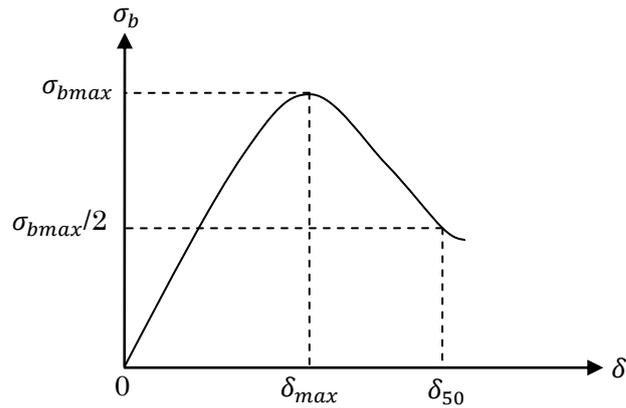


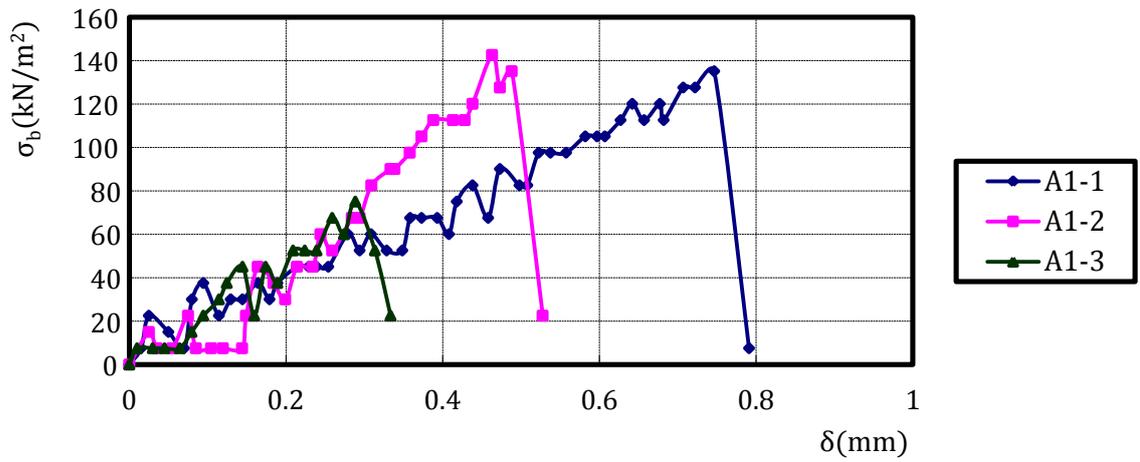
図 5-10 曲げ応力～曲げたわみの関係



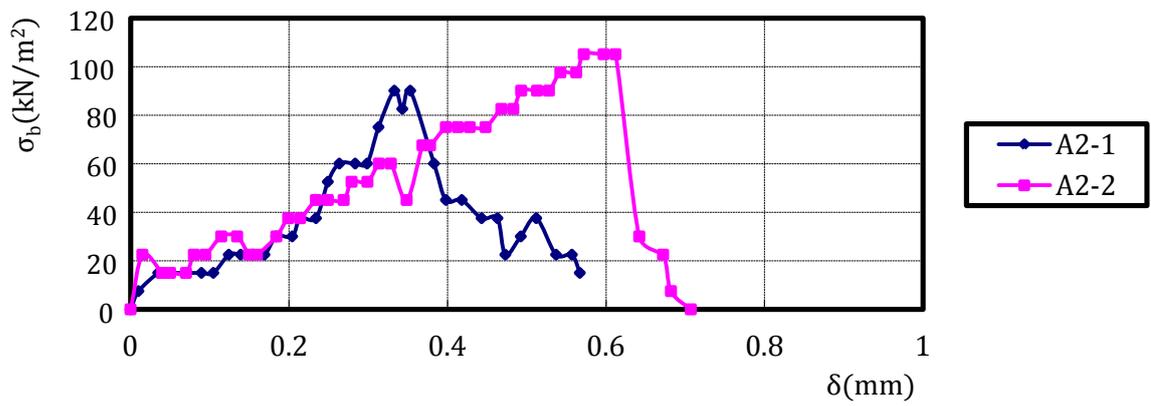
図 5-11 曲げ供試体の破壊の様相

図 5-11 に曲げ供試体の破壊の様相を示している。図 5-12 から 5-15 には、それぞれ A 組（セメント量 100kg/m^3 、竹繊維の重量比 0.0%）、B 組（セメント量 100kg/m^3 、竹繊維の重量比 1.0%）、C 組（セメント量 200kg/m^3 、竹繊維の重量比 0.0%）および D 組（セメント量 200kg/m^3 、竹繊維の重量比 1.0%）の曲げ試験結果の曲げ応力と曲げたわみの関係図を示している。A2 の 3 つの供試体の中の 1 つが設置中に壊れたため、図 5-12 中には、2 つの供試体のみを示している。

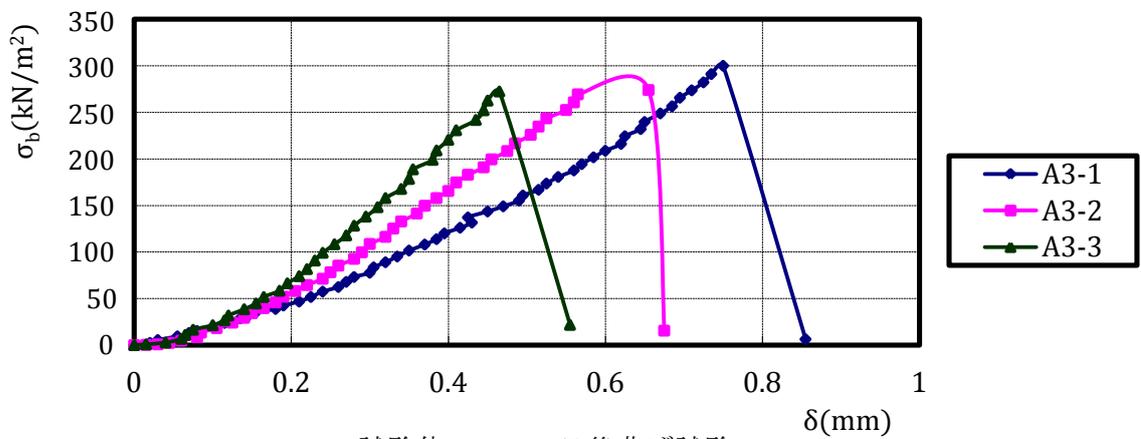
図 5-16 および図 5-17 に養生期間と曲げ強度の関係を示している。セメント量が 100kg/m^3 、養生期間が 28 日の場合には、竹繊維を混入すると曲げ強度が約 70% 増加したことが分かる（図 5-16 参照）が、セメント量が 200kg/m^3 、養生期間が 28 日の場合には、竹繊維の混入効果が見られない。図 5-18 および 5-19 に養生期間と曲げ靱性の関係を示している。セメント量配合が 100kg/m^3 の養生期間が短い場合を除いて、曲げ靱性には、セメントの配合量のいずれの場合にも竹繊維の混入効果が見られなかった。ただし、曲げ靱性は、前述したようにピーク荷重以後の $\sigma_{bmax}/2$ 時の曲げたわみにより定義している。竹



試験体 A1 3 日後曲げ試験



試験体 A2 7 日後曲げ試験



試験体 A3 28 日後曲げ試験

図 5-12 曲げ応力～曲げたわみの関係 (セメント量 100kg/m³、竹繊維 0.0%)

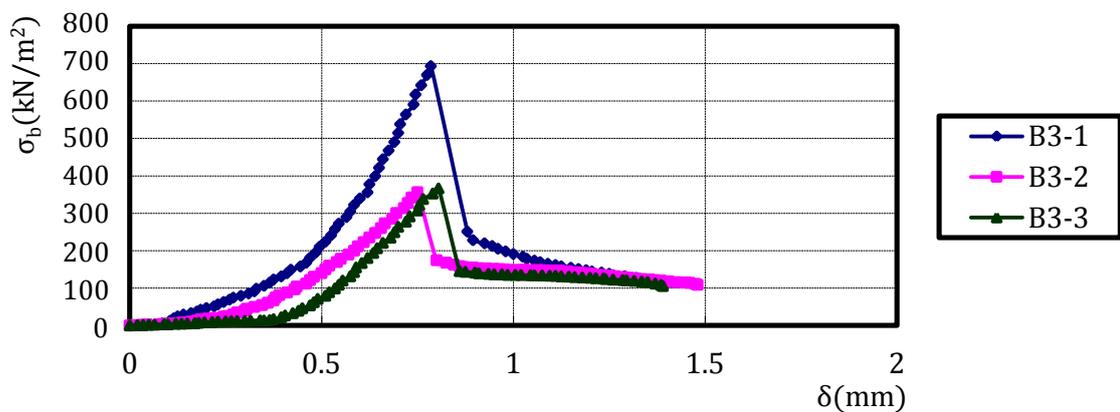
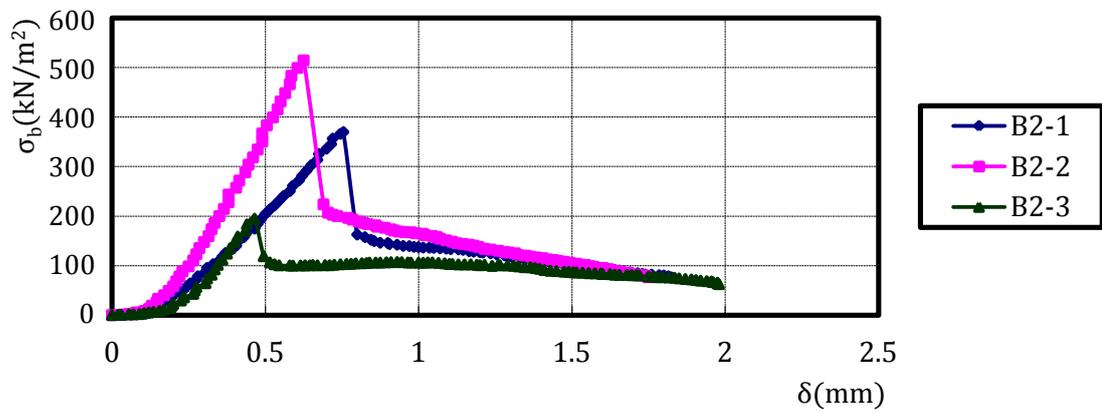
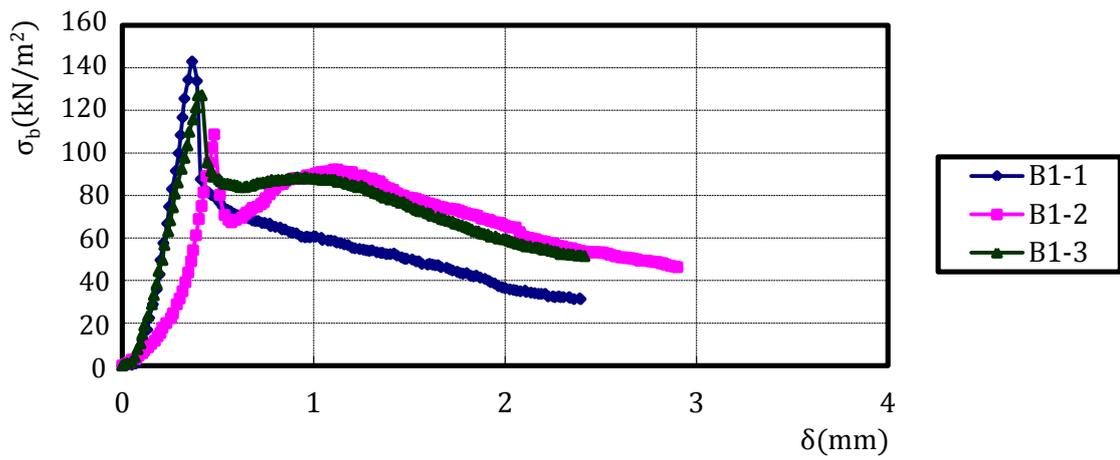


図 5-13 曲げ応力～たわみの関係 (セメント量 100kg/m³、竹繊維の重量比 1.0%)

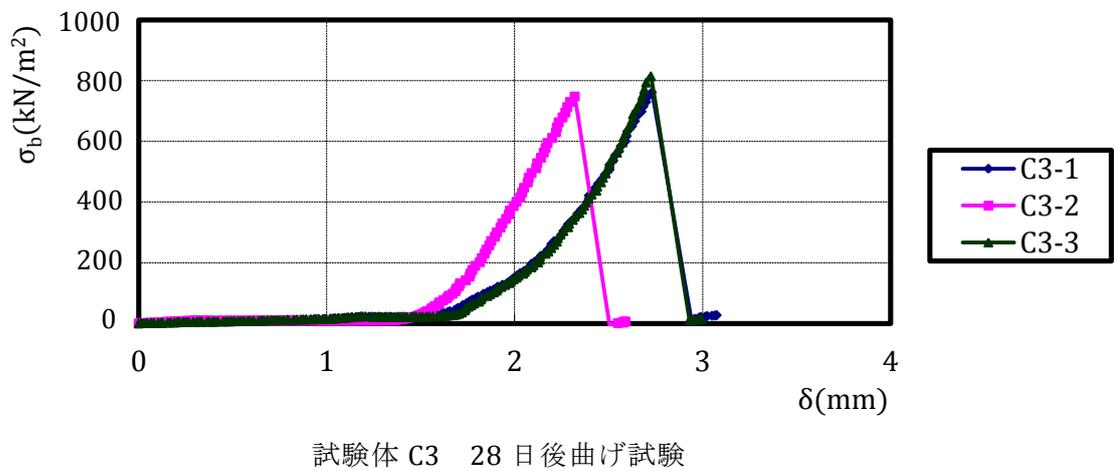
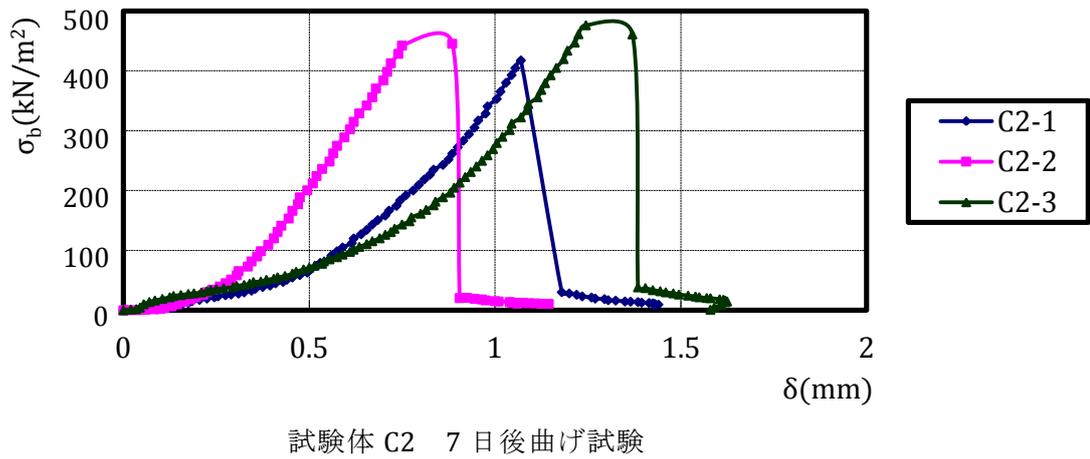
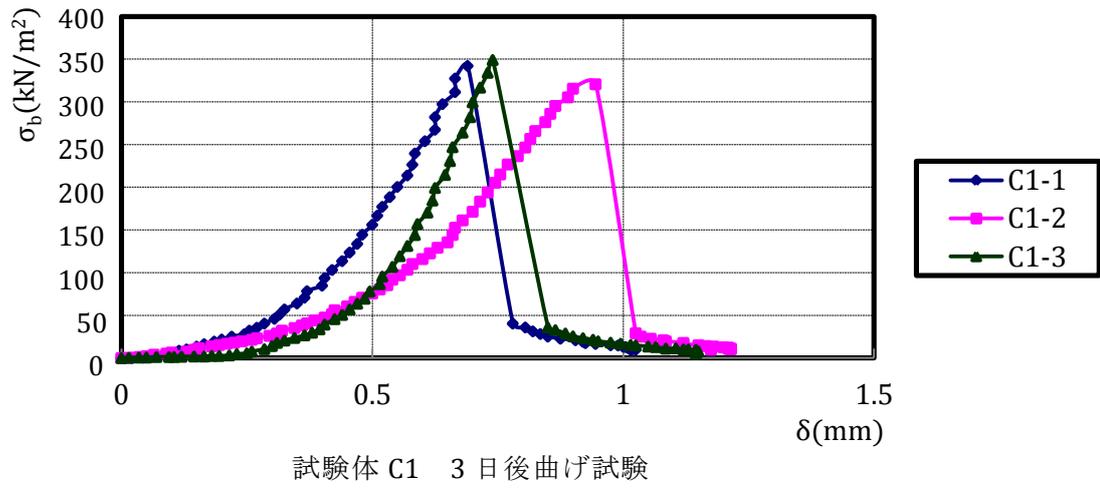


図 5-14 曲げ応力～たわみの関係 (セメント量 200kg/m³、竹繊維の重量比 0.0%)

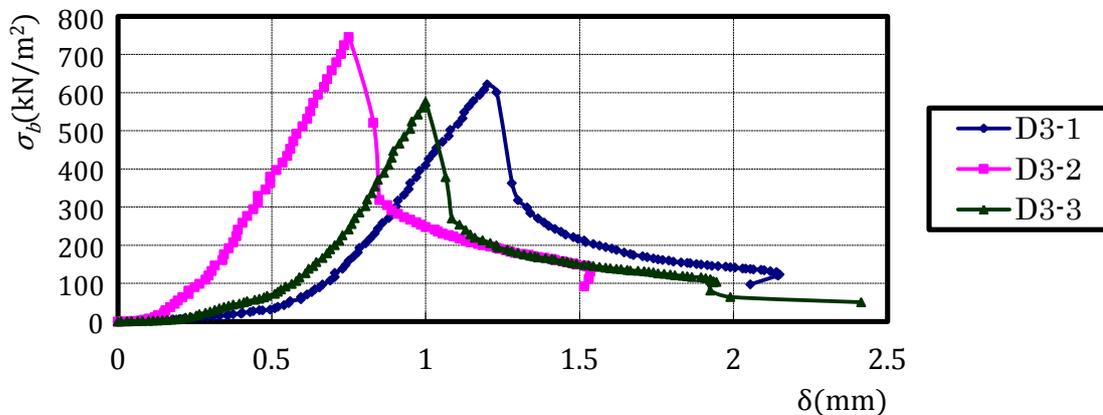
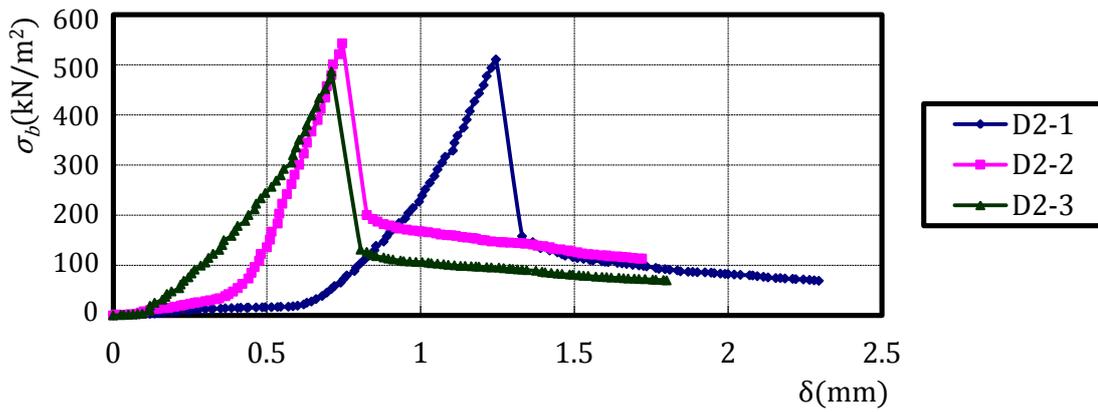
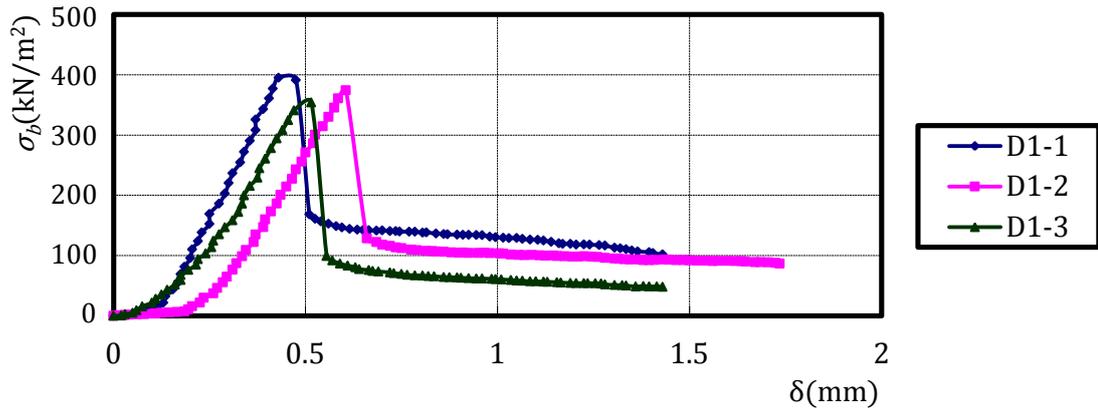


図 5-15 曲げ応力～たわみの関係（セメント量 200kg/m³、竹繊維の重量比 1.0%）

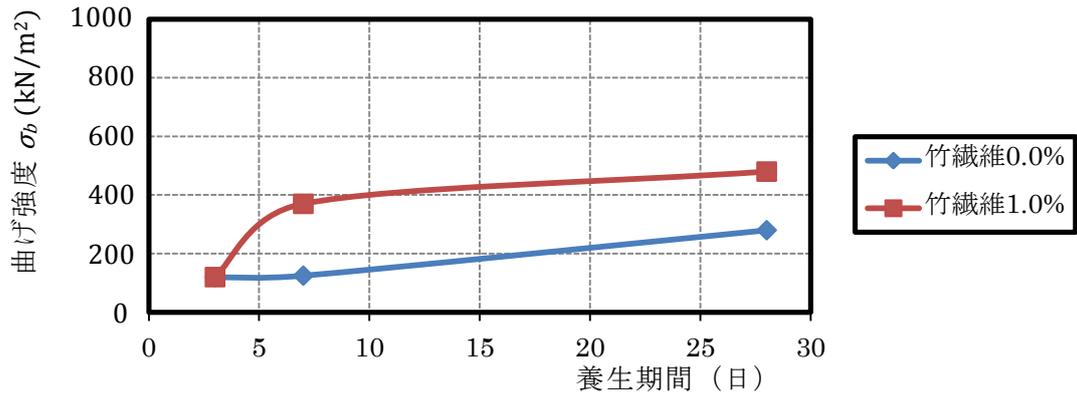


図 5-16 養生期間と曲げ強度の関係(セメント量 100kg/m³)

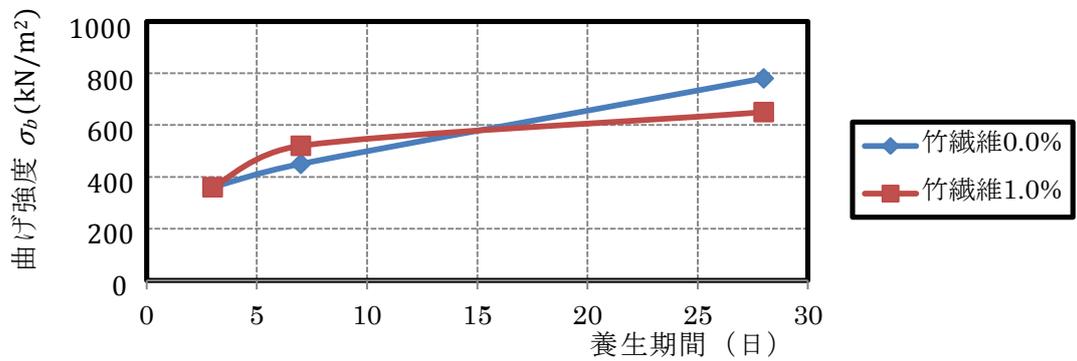


図 5-17 養生期間と曲げ強度の関係(セメント量 200kg/m³)

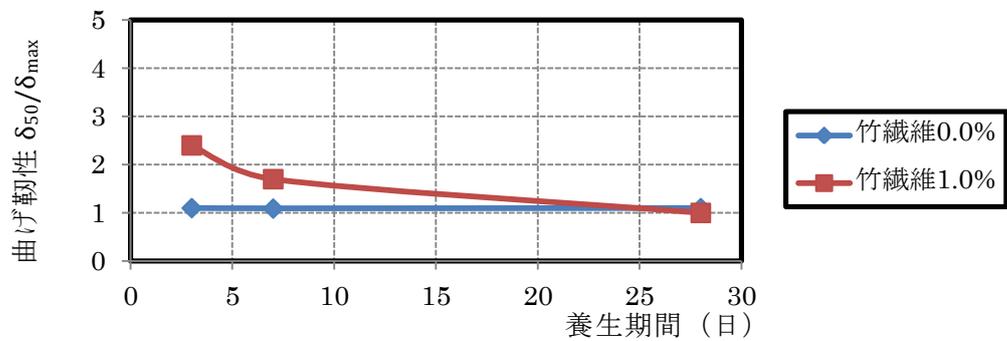


図 5-18 養生期間と曲げ靱性の関係(セメント量 100kg/m³)

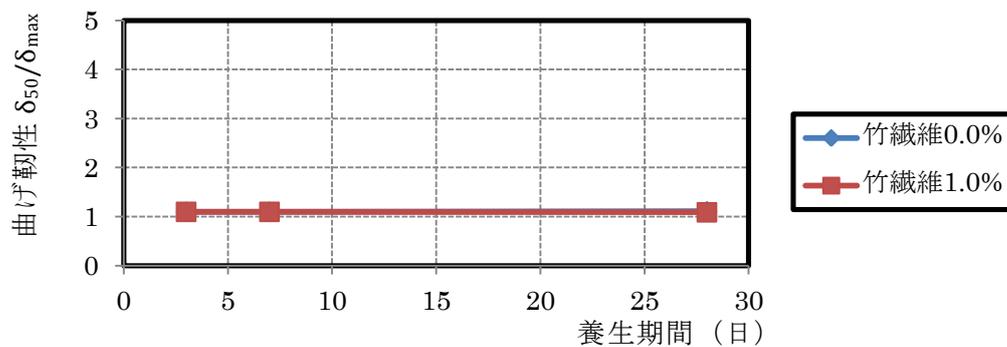


図 5-19 養生期間と曲げ靱性の関係(セメント量 200kg/m³)

繊維のない場合には、最大曲げ強度に達すると耐力が急激に低下しほとんど零になる（図 5-12、5-14 参照）のに対して、竹繊維がある場合には、耐力が低下した後も混入効果によりある程度の抵抗力を保持し続けることが分かる。

竹繊維を混入した曲げ試験の結果から、セメント配合量が少ない場合（ 100kg/m^3 ）にはある程度の竹繊維の混入効果があり、セメント配合量が多い場合（ 200kg/m^3 ）ではほとんど竹繊維の混入効果が見られなかった。さらに、竹繊維を混入すると曲げ強度は増加したが、曲げ靱性はほとんど増加しないことが分かった。その理由については、混練することにより竹繊維の配置方向は制御できないため、曲げモーメントにより引張応力が発生する方向に竹繊維が効率的に配置できないためと考えられる。従って、さらに効率的な竹繊維の混入方法を考えることが必要であると考えられる。なお、竹繊維は糸状に細いため攪拌時に繊維が絡んで分散し難いことも分かった。以上の結果を考慮し、補強材としての竹繊維を竹チップに換え、圧縮試験を行った。

5.2.2 圧縮試験

先ず、図 5-20(b)に示している長さ 60mm×幅 7mm×厚さ 0.9mm の竹チップを用いて圧縮試験を行ったが、混入効果が悪かった。その原因は、竹チップの混入本数が足りないものと考えられた。つまり、混入量が供試体の重さに対して一定である場合（重量比 1.0%）には、竹チップの幅が大きいほど、混入本数（約 100 本）は少なくなる。従って、混入本数を増加させるために、図 5-20(a)に示しているように、竹チップを幅方向に、元の幅の大きさにより、4 等分か 6 等分にして、幅 1mm から 2mm にすると、混入本数が約 600 本に増加した。

図 5-21 は、圧縮供試体の作製に使用した高さ 200mm×直径 100mm のモールドを示している。供試体は、セメントの配合量が 100kg/m³、200 kg/m³ の場合と竹チップ混入率（重量比）が 0.0%、1.0% の場合、および養生期間 3 日、7 日、28 日の場合を組み合わせることで作製した（表 5-2 に示すように、同じ種類の試験パラメータに対して 3 体ずつ作製している）。

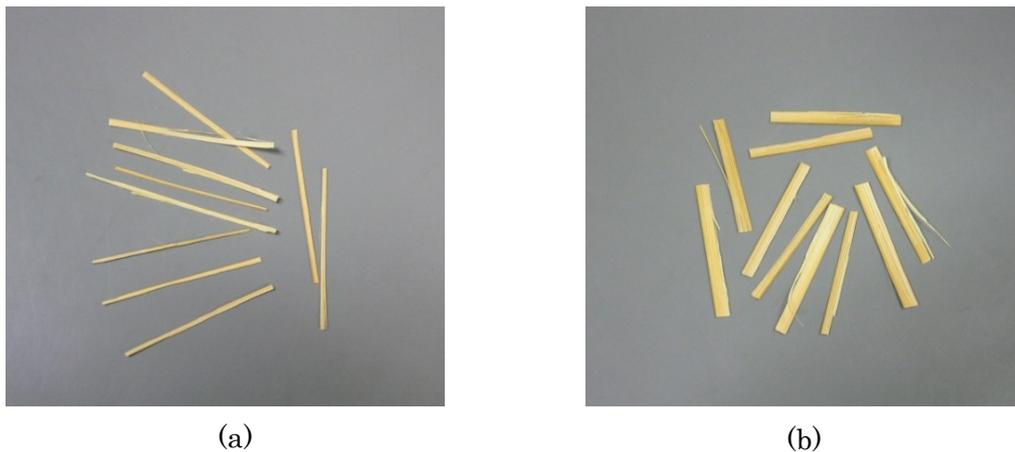


図 5-20 竹チップ試料



図 5-21 試験用モールド

表 5-2 圧縮試験体の一覧

セメント量	豊浦砂の重量に対する竹チップの重量比							
	0.0%				1.0%			
100kg/m ³	E 組				F 組			
	E1	3 日	3 体	9 体	F1	3 日	3 体	9 体
	E2	7 日	3 体		F2	7 日	3 体	
	E3	28 日	3 体		F3	28 日	3 体	
200kg/m ³	G 組				H 組			
	G1	3 日	3 体	9 体	H1	3 日	3 体	9 体
	G2	7 日	3 体		H2	7 日	3 体	
	G3	28 日	3 体		H3	28 日	3 体	

曲げ試験の場合と同様に、竹チップを 1~2 時間程度煮沸して乾燥させた。その後、セメントモルタル (W/C=60%) に混入し、手動で十分に混練した。材料をモールドに 3 回に分けて入れ、各層毎に突固めることにより供試体を作製した。作製時に使用した突固め方法については、直径 5cm、重量が 2.5kg のランマーを使って 300mm の高さから各層 10 回ずつ突き固めた。そして、供試体の水分を保つために、圧縮供試体は少量の水を入れたビニール袋に入れて、20° に設定した恒温器内で養生した。図 5-22 に養生中の模様を示している。

図 5-23 に圧縮試験装置を示している。試験装置は、圧縮試験機部分とその圧縮荷重と変位を測定するデータ計測部分から構成されている。データの収録は 1 秒に 1 回の割合で行い、载荷速度を 1.0mm/min とした。载荷は変位制御により最大荷重の半分以下になるまで続けた。



図 5-22 圧縮供試体の養生中の模様



図 5-23 圧縮試験装置

供試体の圧縮強度と圧縮靱性は、次式によりそれぞれ求めた。

$$\sigma_{max} = \frac{P_{max}}{A} \quad (5.3)$$

ここに、 σ_{max} は圧縮強度、 P_{max} は最大圧縮荷重、 A は圧縮供試体の断面積である（図 5-24 参照）。

$$\mu = \frac{\varepsilon_{50}}{\varepsilon_{max}} \quad (5.4)$$

ここに、 μ は圧縮靱性、 ε_{50} はピーク荷重以後の $\sigma_{max}/2$ 時の圧縮ひずみであり、 ε_{max} は圧縮強度時の圧縮ひずみである（図 5-24 参照）。

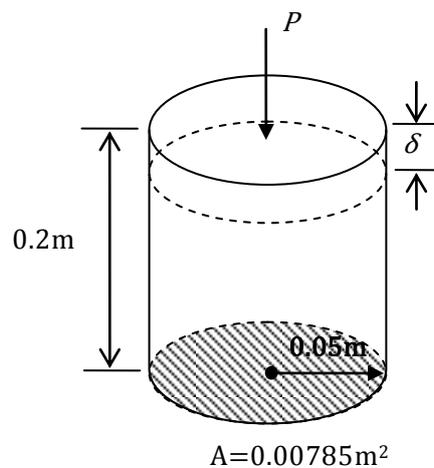


図 5-24 圧縮供試体の寸法

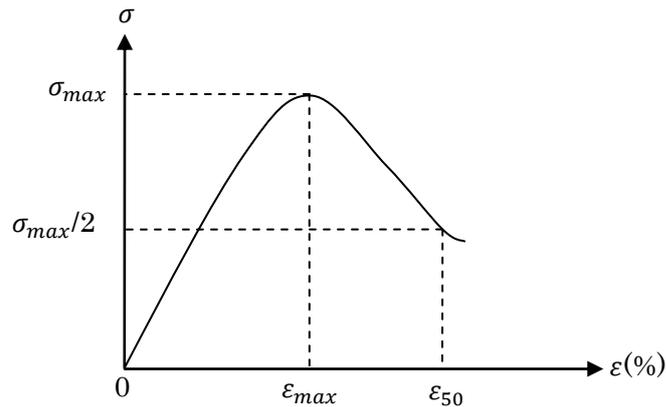


図 5-25 圧縮応力～圧縮ひずみの関係



図 5-26 供試体の破壊模様

図 5-26 は、供試体の破壊模様の一例を示している。図 5-27 から 5-31 には、それぞれ E 組（セメント量 100kg/m^3 、竹チップの重量比 0.0%）、F 組（セメント量 100kg/m^3 、竹チップの重量比 1.0%）、G 組（セメント量 200kg/m^3 、竹チップの重量比 0.0%）および H 組（セメント量 200kg/m^3 、竹チップの重量比 1.0%）の圧縮試験結果の圧縮応力と圧縮ひずみの関係図を示している。ただし、F 組については、前述したように 2 種類の竹チップ（図 5-20 参照）を用いた 2 通りの場合について示している。これらの図から、竹チップを混入しない供試体では最大荷重後に圧縮応力が急減する脆性的な性質を示すが、混入した供試体では最大荷重以後もある程度の強度を保持し、急な強度低下を起さなかった。このことにより、竹チップを混入させることによる靱性の改善効果が確認でき、同時に、セメント改良土に竹チップを混入することで、圧縮強度も増大することが分かった。

図 5-32 および 5-33 に養生期間と圧縮強度の関係を示している。これらの図より竹チップを混入したセメント改良土の圧縮強度の増大効果を確認することができる。例えば、養生 28 日後の圧縮強度を比較すると、竹チップ混入率 1.0%の供試体は竹チップを混入していない供試体に対してセメント配合量が 100kg/m^3 の場合（図 5-32 中の E と F(a)の比較）

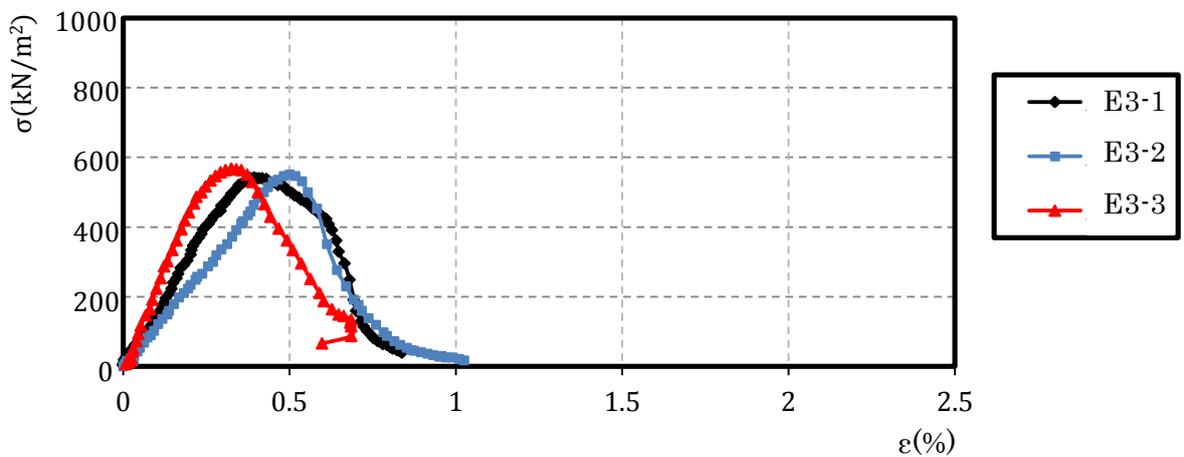
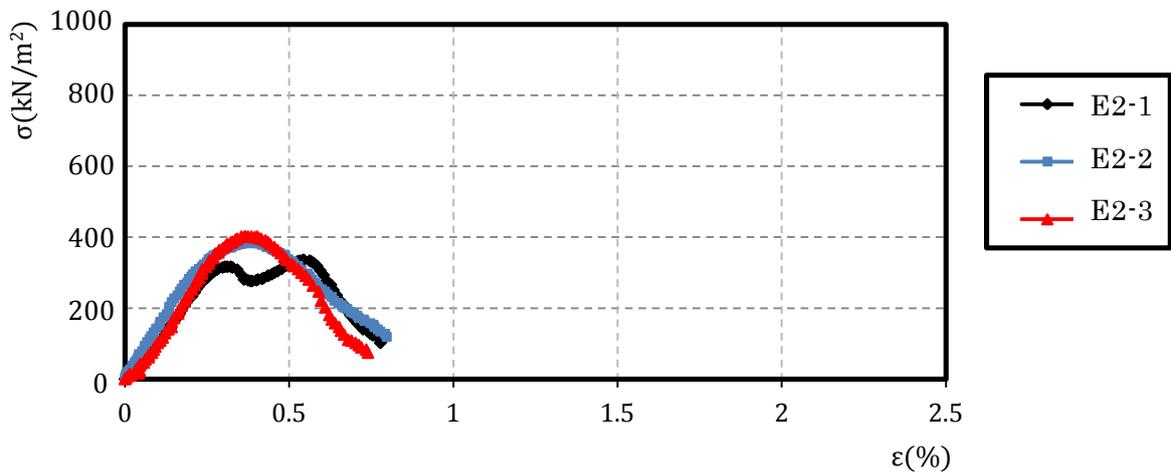
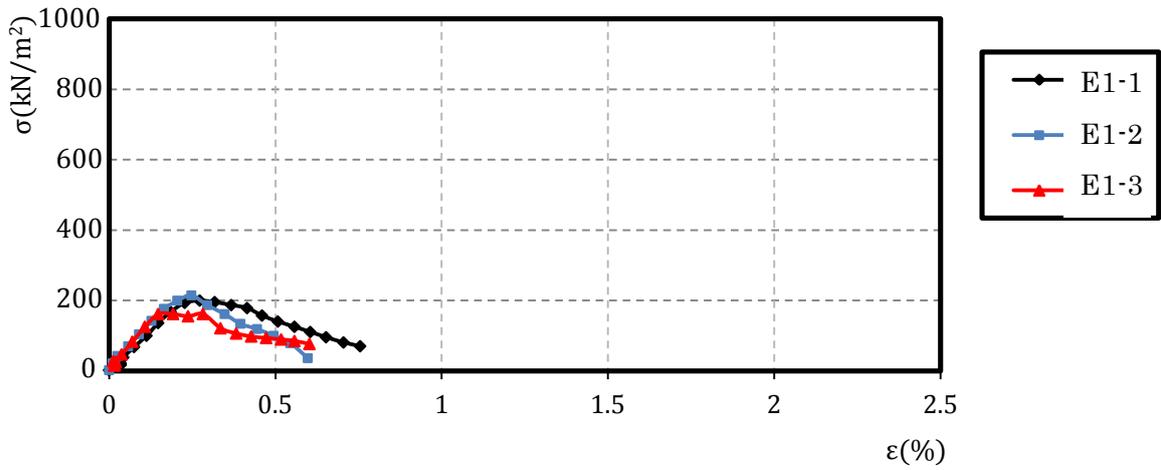


図 5-27 圧縮応力～ひずみの関係 (セメント量 100kg/m³、竹チップの重量比 0.0%)

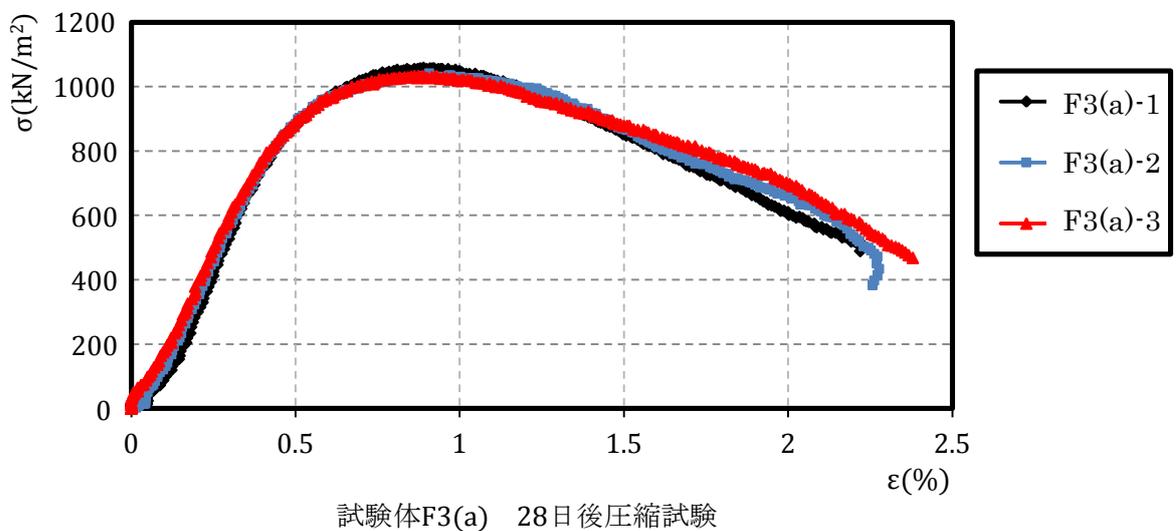
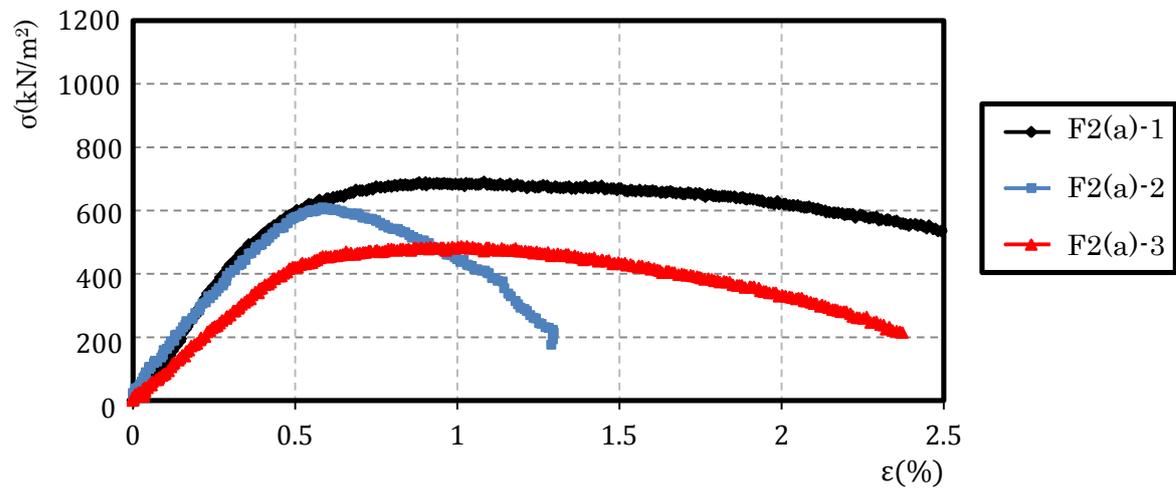
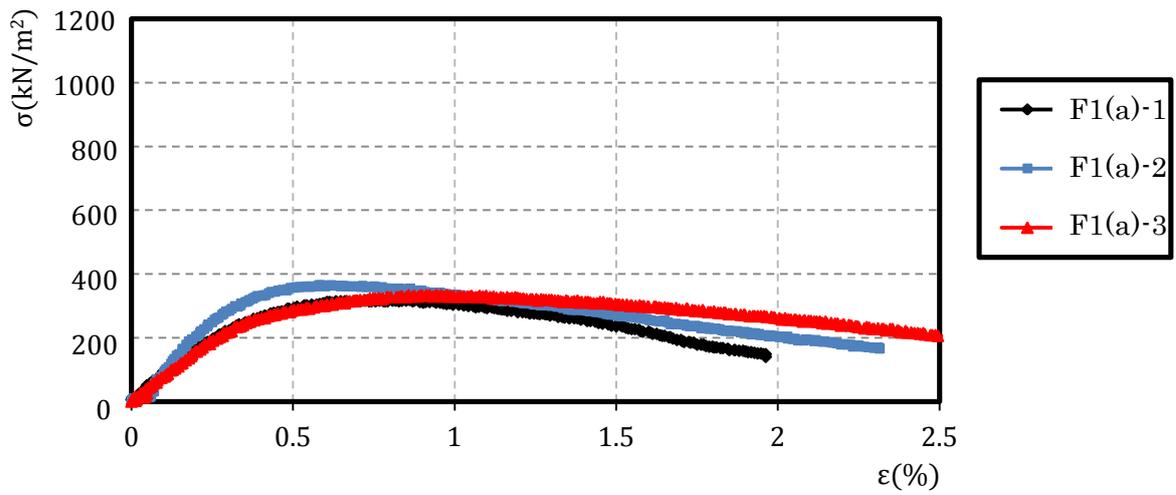
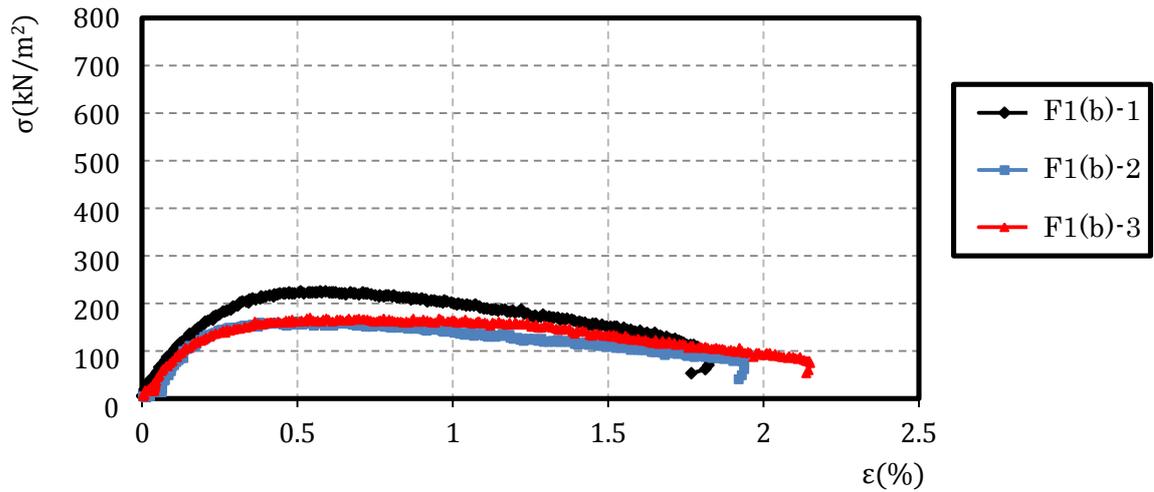
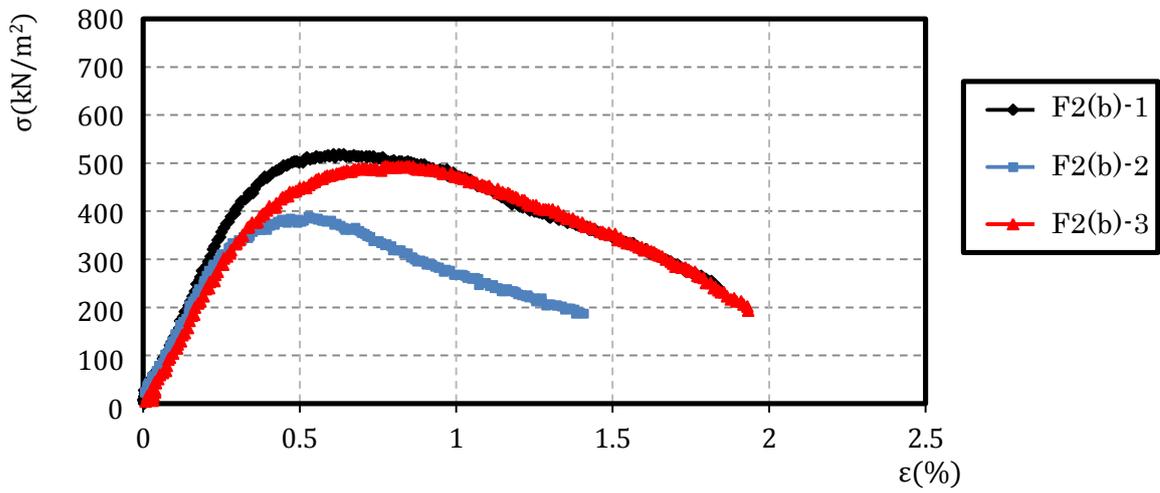


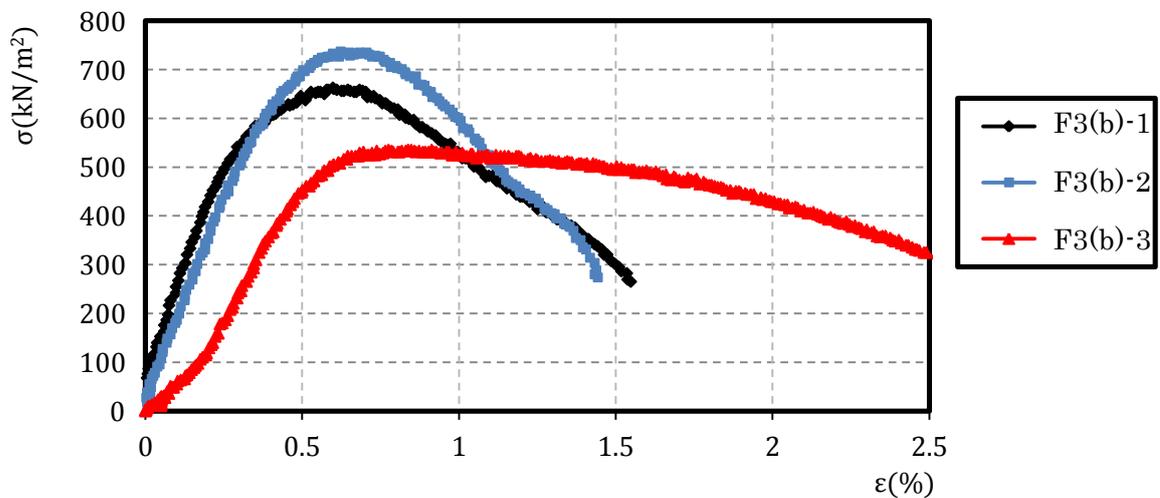
図 5-28 圧縮応力～ひずみの関係 (セメント量 100kg/m³、竹チップの重量比 1.0%)



試験体F1(b) 3日後圧縮試験

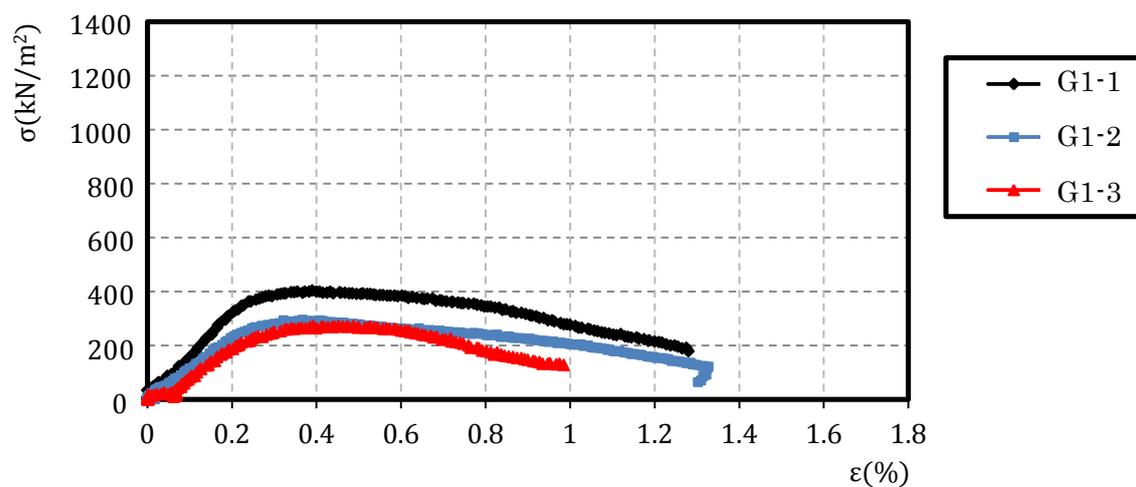


試験体F2(b) 7日後圧縮試験

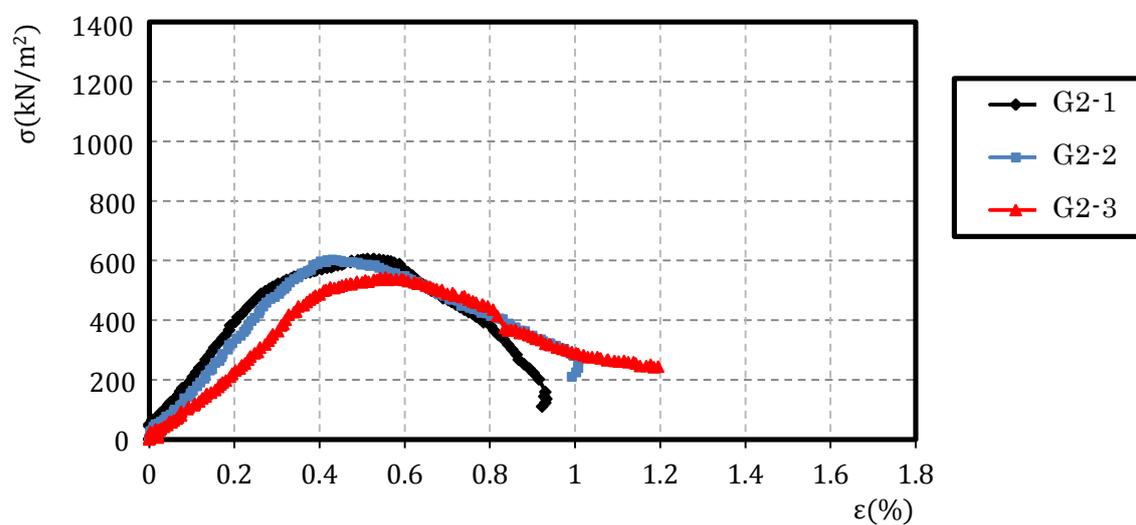


試験体F3(b) 28日後圧縮試験

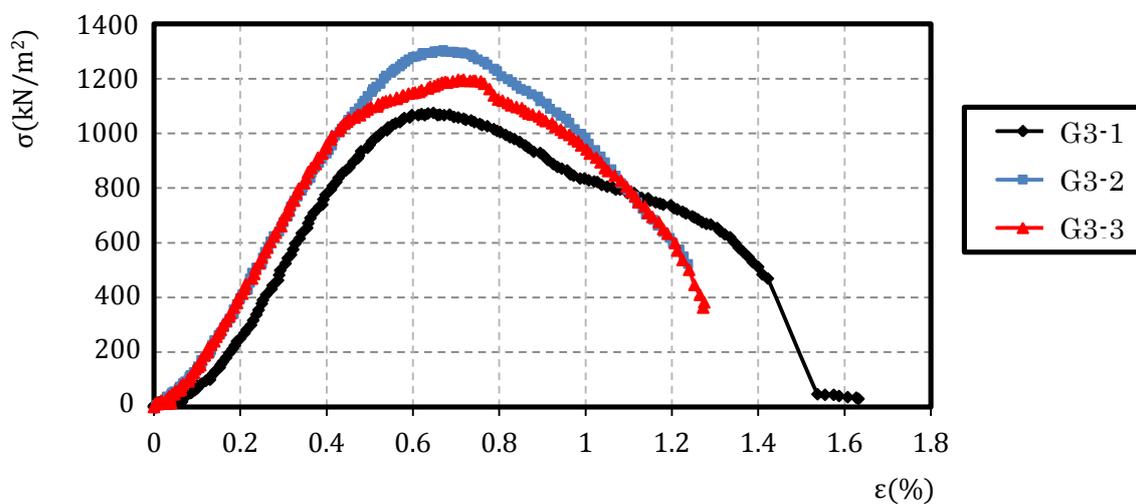
図 5-29 圧縮応力～ひずみの関係 (セメント量 100kg/m³、太い竹チップの重量比 1.0%)



試験体G1 3日後圧縮試験



試験体G2 7日後圧縮試験



試験体G3 28日後圧縮試験

図 5-30 圧縮応力～ひずみの関係 (セメント量 200kg/m³、竹チップの重量比 0.0%)

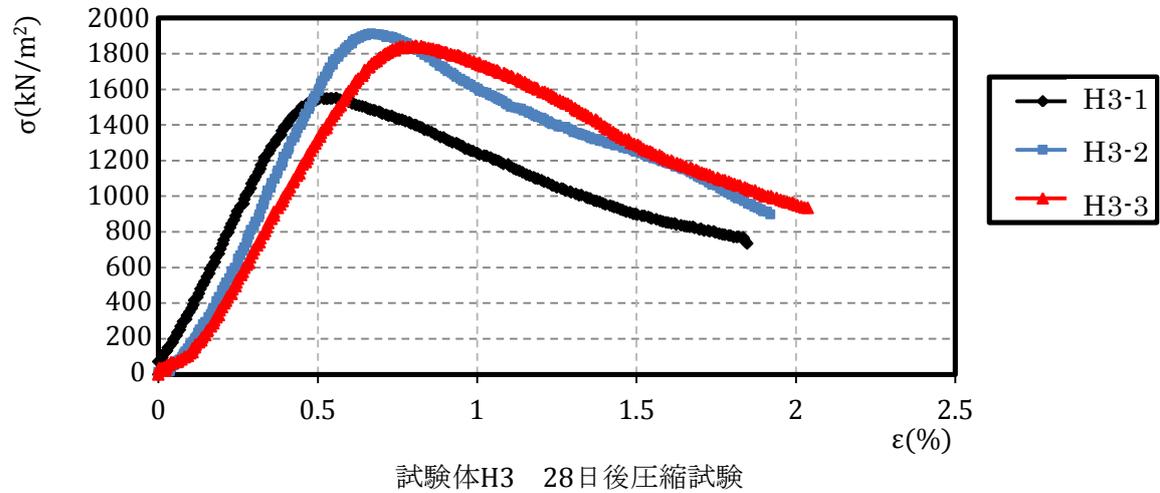
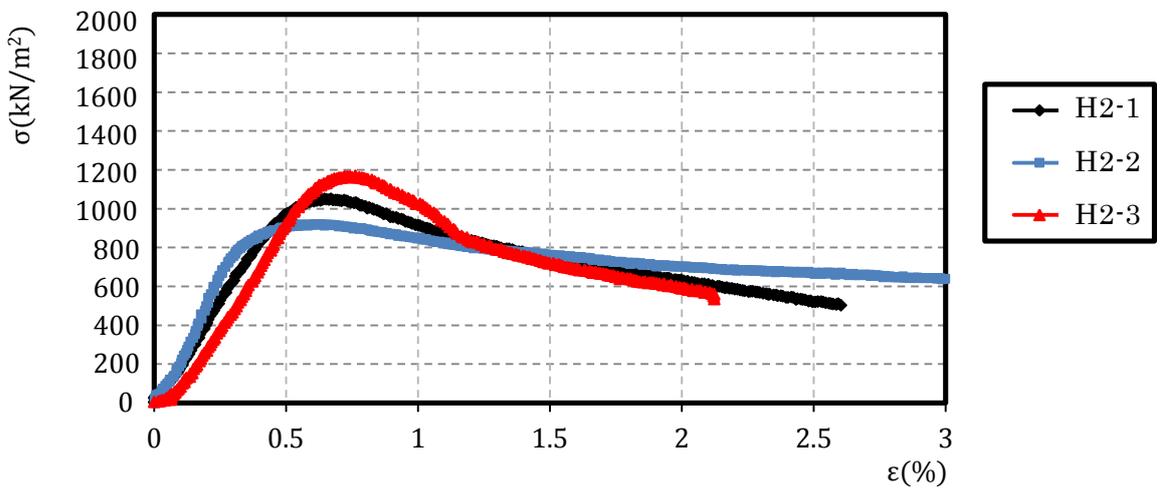
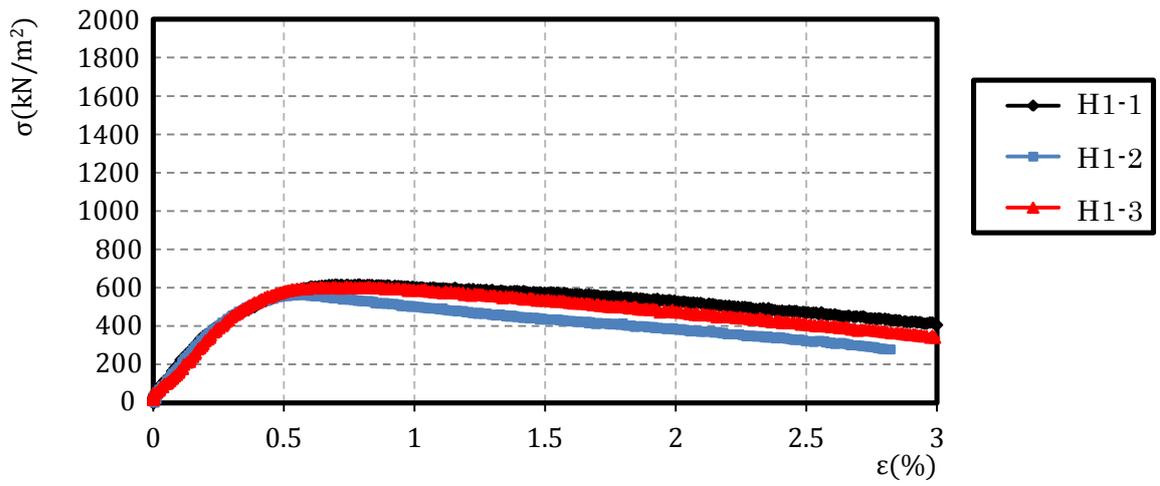


図 5-31 圧縮応力～ひずみの関係 (セメント量 200kg/m³、竹チップの重量比 1.0%)

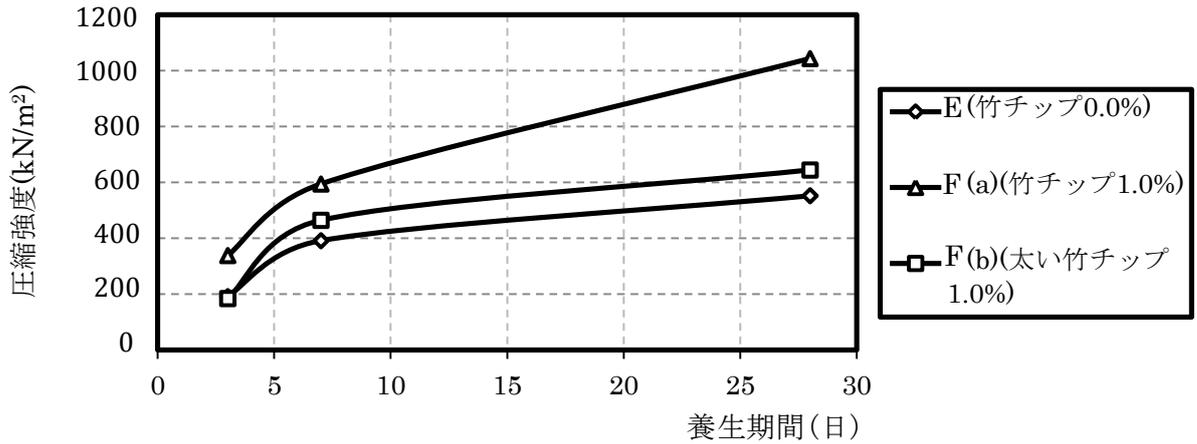


図 5-32 養生期間と圧縮強度の関係(セメント量 100kg/m³)

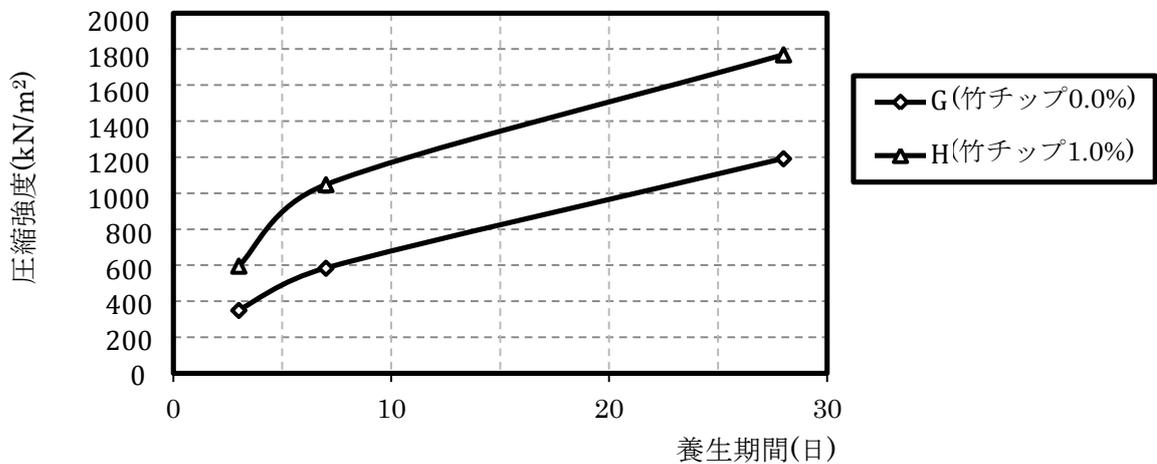


図 5-33 養生期間と圧縮強度の関係(セメント量 200kg/m³)

では約 90%増加し、セメント配合量が 200kg/m³の場合 (図 5-33 中 G と H の比較) では約 50%増加した。また、太い竹チップを混入した供試体 F(b)では、竹チップを混入していない場合に対して圧縮強度は約 15%程度しか増加しておらず、細い竹チップを混入した供試体 F(a)よりも圧縮強度に対する混入効果は本数が少ないため格段に劣ることが分かった。

図 5-34 と 5-35 は、セメントの配合量が 100kg/m³と 200kg/m³の場合の養生期間と圧縮強度との関係を示している。これらの図より、セメント改良土に竹チップを混入することによる、供試体の圧縮強度の向上効果を確認することができる。養生 28 日後の圧縮強度を比較すると、竹チップ混入率 1.0%の供試体は竹チップを混入していない供試体に対してセメント配合量が 100kg/m³の場合 (図 5-34 中 E と F(a)の比較) では約 60%増加し、セメント配合量が 200kg/m³の場合 (図 5-35 中 G と H の比較) では約 70%増加した。これらのことから、竹チップの混入による改良土の圧縮強度は、セメント配合量に関わらず

向上するものと考えられる。また、太い竹チップを混入した供試体 F(b)と細い竹チップを混入した供試体 F(a)とを比較すると、全ての養生期間において供試体 F(a)の方が圧縮靱性の向上効果が僅かに大きい傾向にあるが、両者の圧縮靱性の値は近い。以上より、糸状ではなくて、ある程度の幅のある竹チップであれば、幅の大きさに関係なく圧縮靱性に対する混入効果は発揮されるものと考えられる。

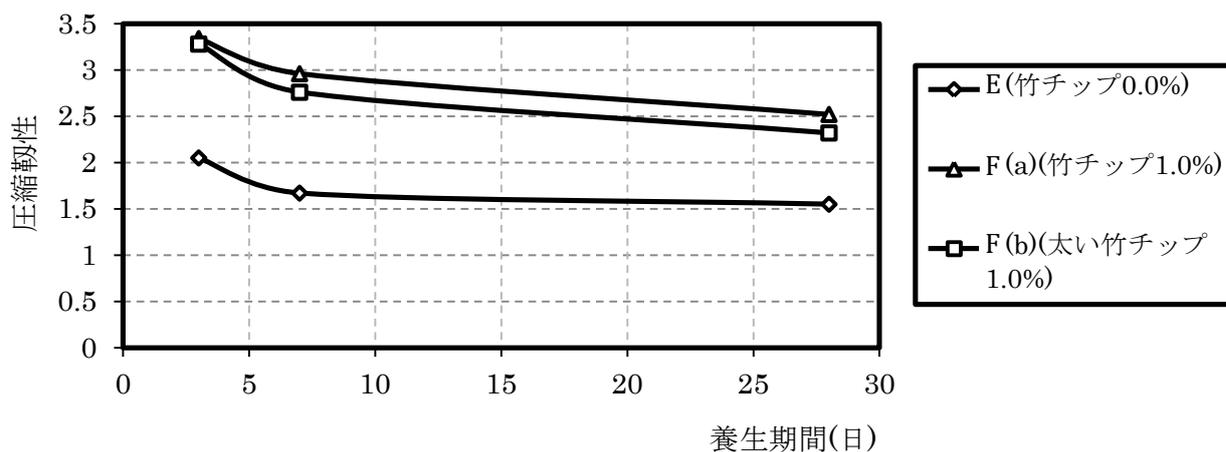


図 5-34 養生期間と圧縮靱性の関係(セメント量 100kg/m³)

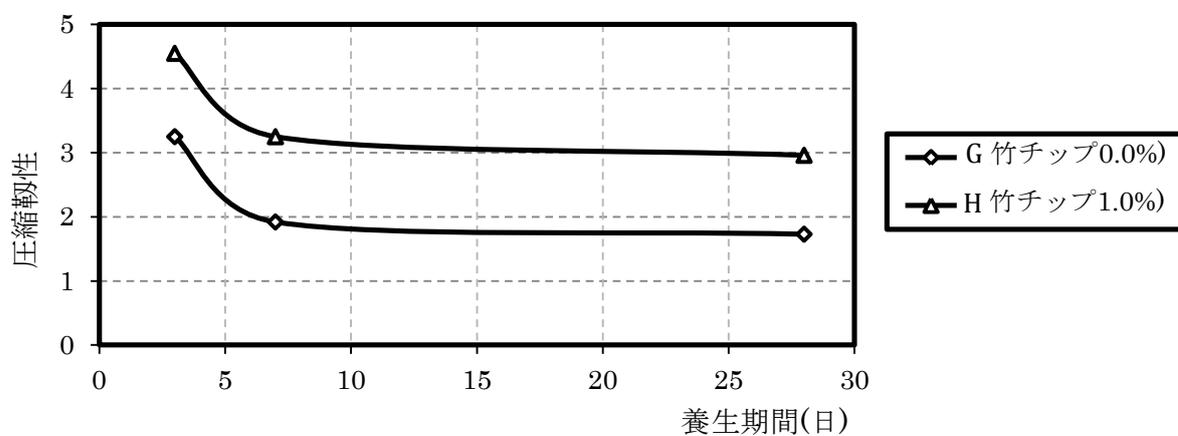


図 5-35 養生期間と圧縮靱性の関係(セメント量 200kg/m³)

5.2.3 割裂試験

曲げ試験と圧縮試験により、竹材の混入量、供試体のサイズに対して竹材の長さや厚さが一定の場合、幅が細すぎると竹繊維のように絡んで分散し難いが、逆に幅があまりに大きくなると混入本数が足りないため、混入効果が良くないことが分かった。そして、試験に使用した3種類の竹材の中に、長さ 60mm×幅 1~2mm×厚さ 0.9mm の竹チップを用いた圧縮供試体の混入効果が最も良いことが分かった。この最も混入効果が良かった竹チップを用いて改良体の引張強度の補強効果を検討するために、引張強度を測定する試験を行った。

引張強度を測定する試験は、直接引張試験と割裂試験がある。割裂試験は、直接引張試験のように特別な形状の試料を作るための型枠や試験装置を必要とせず、簡単に引張強度を測定できる。また、曲げ試験は直接、供試体の曲げ強度を測定できるが、曲げ試験の試料のサイズが利用可能な恒温器に対して大き過ぎるため、引張強度試験法の中でも比較的容易に行うことができる割裂試験を行うことにした。

圧縮試験の場合と同様な試験材料、モールド（直径 100mm×長さ 200mm）を使用し、作製方法、材料の配合量と養生条件も圧縮試験供試体の作製と同じである。表 5-3 に割裂供試体の組合せを示している。図 5-36 に割裂試験装置を示している。荷重は供試体に衝撃を与えないように一様に加え、変位制御方式での載荷速度は一定の毎分 1mm とする。

表 5-3 割裂供試体の一覧

セメント量	豊浦砂の重量に対する竹チップの重量比							
	0.0%				1.0%			
100kg/m ³	J 組				K 組			
	J1	3 日	3 体	9 体	K1	3 日	3 体	9 体
	J2	7 日	3 体		K2	7 日	3 体	
	J3	28 日	3 体		K3	28 日	3 体	
200kg/m ³	L 組				M 組			
	L1	3 日	3 体	9 体	M1	3 日	3 体	9 体
	L2	7 日	3 体		M2	7 日	3 体	
	L3	28 日	3 体		M3	28 日	3 体	

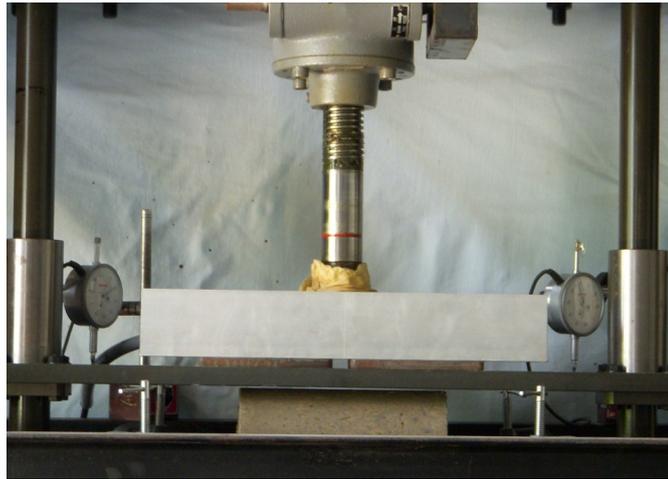


図 5-36 割裂試験装置

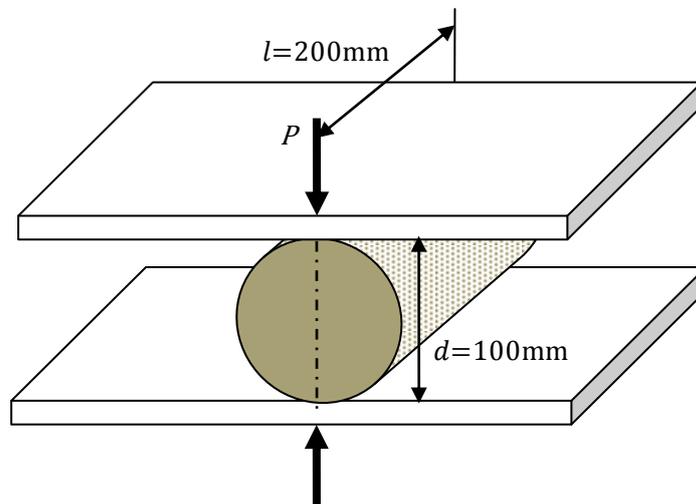


図 5-37 割裂供試体の寸法

引張強度は弾性理論により次式から求められる。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dl} \quad (5.5)$$

ここに、 σ_t は引張強度、 P は最大荷重、 d は供試体の直径、 l は供試体の長さである（図 5-37 参照）。

図 5-38 には割裂供試体の破壊の様態を示している。竹チップを混入しない供試体には、荷重の作用位置に沿ってほぼ真っすぐなひび割れが生じ、割裂破壊が発生し（図 5-38 (a) 参照）、均等に供試体が分離した。竹チップを混入した供試体では、同様に破壊線は生じるが、竹チップの摩擦抵抗力が働いているため、供試体の分離は生じない（図 5-38 (b) 参照）。



(a) 供試体 L3 の破壊模様 (セメント 200kg/m³、竹繊維 0.0%)

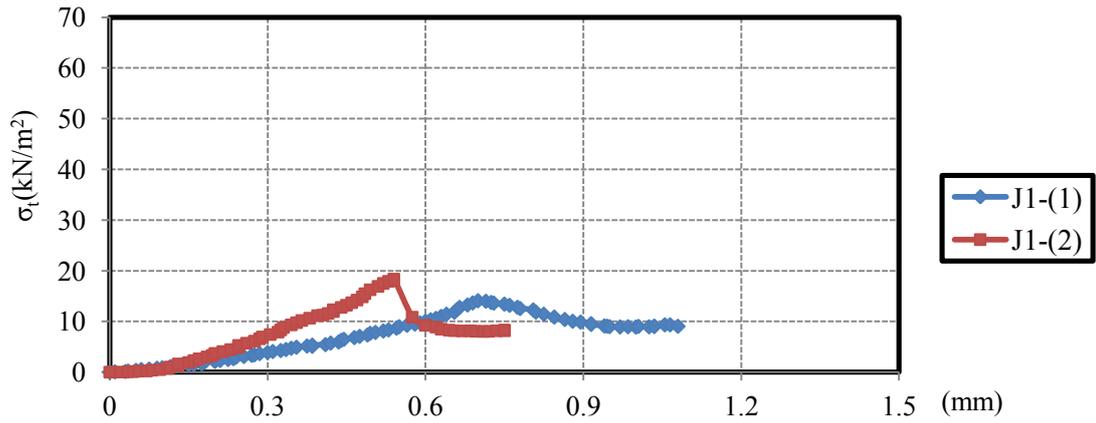


(b) 供試体 M3 の破壊模様 (セメント 200kg/m³、竹繊維 1.0%)

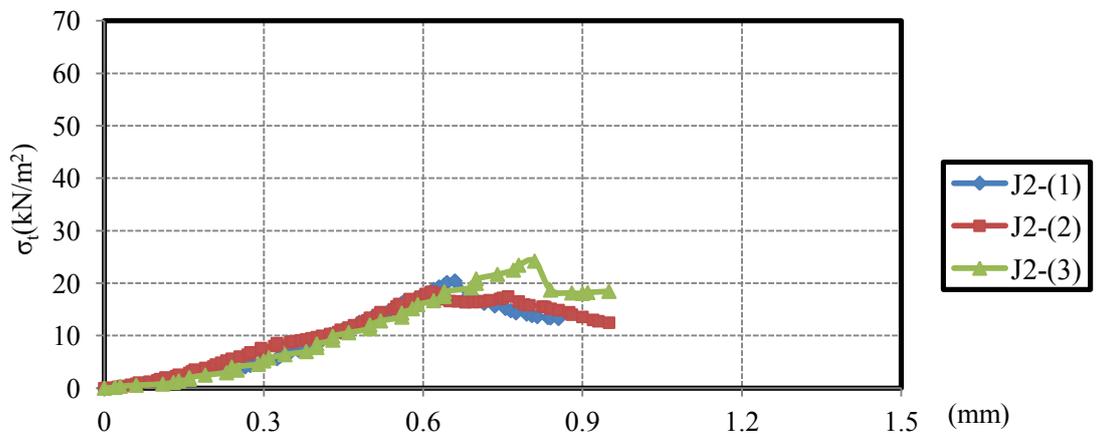
図 5-38 割裂供試体の破壊の模様

図 5-39 から 5-42 には、それぞれ J 組 (セメント量 100kg/m³、竹チップの重量比 0.0%)、K 組 (セメント量 100kg/m³、竹チップの重量比 1.0%)、L 組 (セメント量 200kg/m³、竹チップの重量比 0.0%) および M 組 (セメント量 200kg/m³、竹チップの重量比 1.0%) の割裂試験結果の引張応力と変位の関係図を示している。図 5-39 と 5-41 の竹チップを混入しない場合には、ピーク荷重を迎えた後、急激に引張応力の低減を起こしている。これに対して、図 5-40 と 5-42 の竹チップを混入した供試体ではピーク荷重以後も急な強度低下は見られなく、ある程度の荷重を保持し続けている。このことにより、竹チップを混入することによる改良土の粘り強さが大きくなることを確認した。

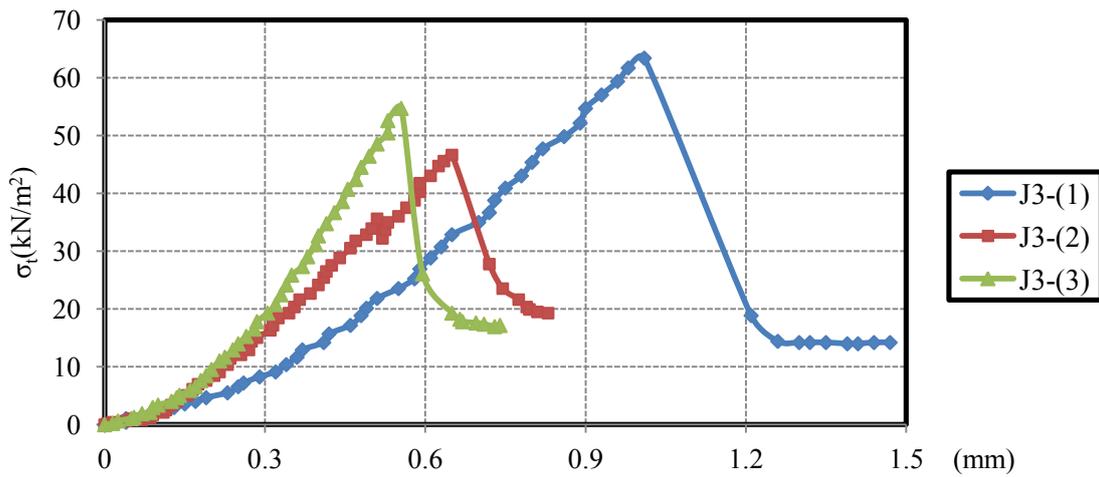
図 5-43 および 5-44 には、養生期間と引張強度の関係を示している。養生期間が 28 日、セメント配合量が 100kg/m³ の場合には、竹チップを混入すると供試体の引張強度は約 2 倍になった。一方、セメント配合量が 200kg/m³ の場合には、竹チップを混入すると供試体の引張強度は約 40% しか増加しないことが分かった。竹チップの混入率は、両者ともに 1.0% であるが、セメント配合量が高い場合 (200kg/m³) には、供試体本来の強度に対して竹チップの混入量が少ないものと考えられる。前述したように、圧縮試験でも同じ傾向が示されていた。



供試体 J1 3日後の引張試験



供試体 J2 7日後の引張試験



供試体 J3 28日後の引張試験

図 5-39 引張応力～変位の関係 (セメント量 100kg/m³、竹チップ 0.0%)

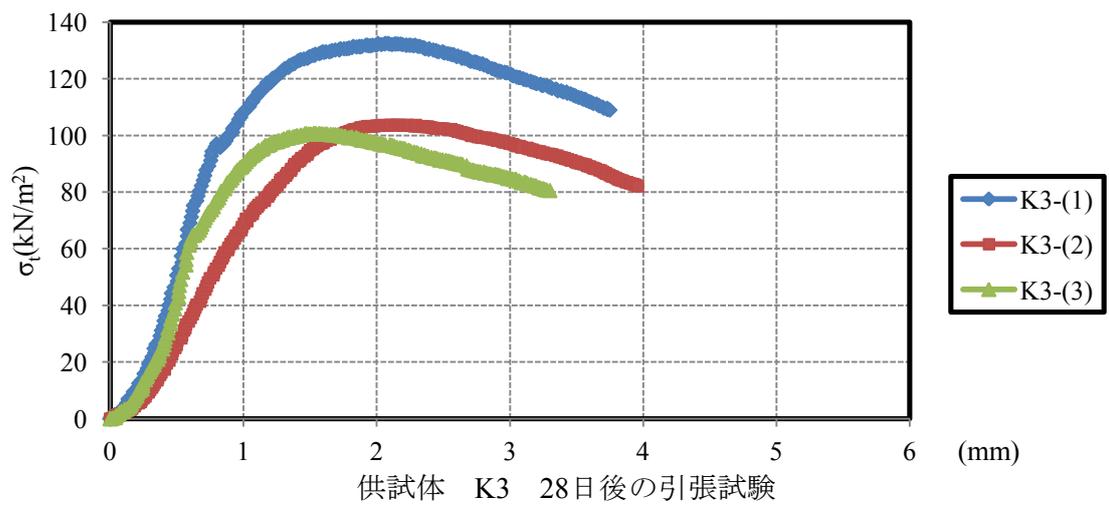
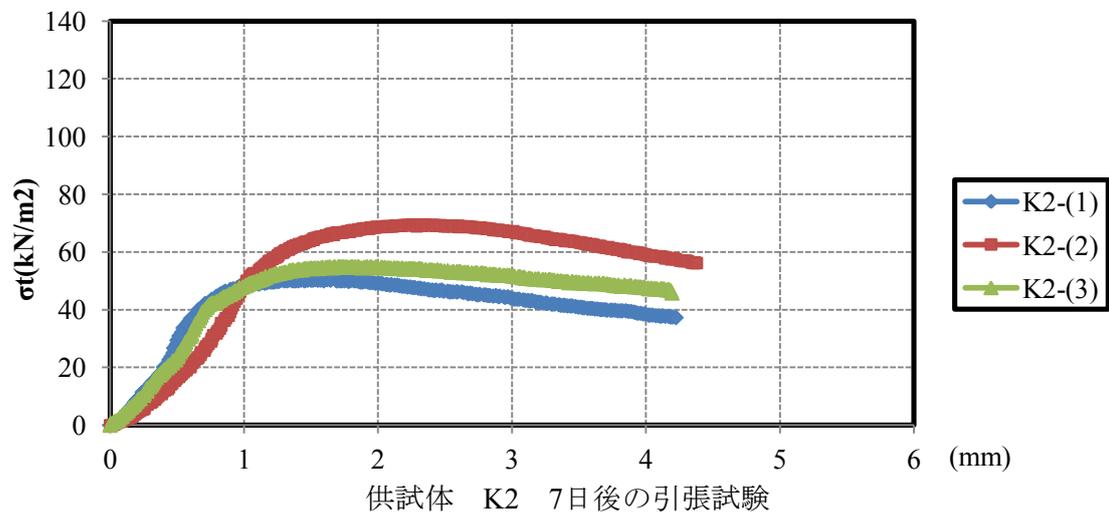
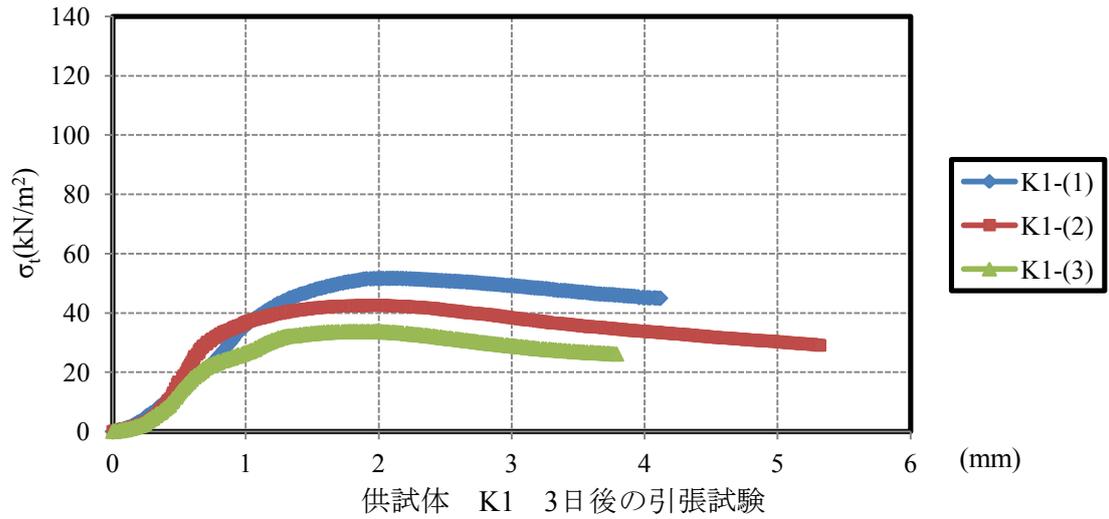


図 5-40 引張応力～変位の関係 (セメント量 100kg/m³、竹チップ 1.0%)

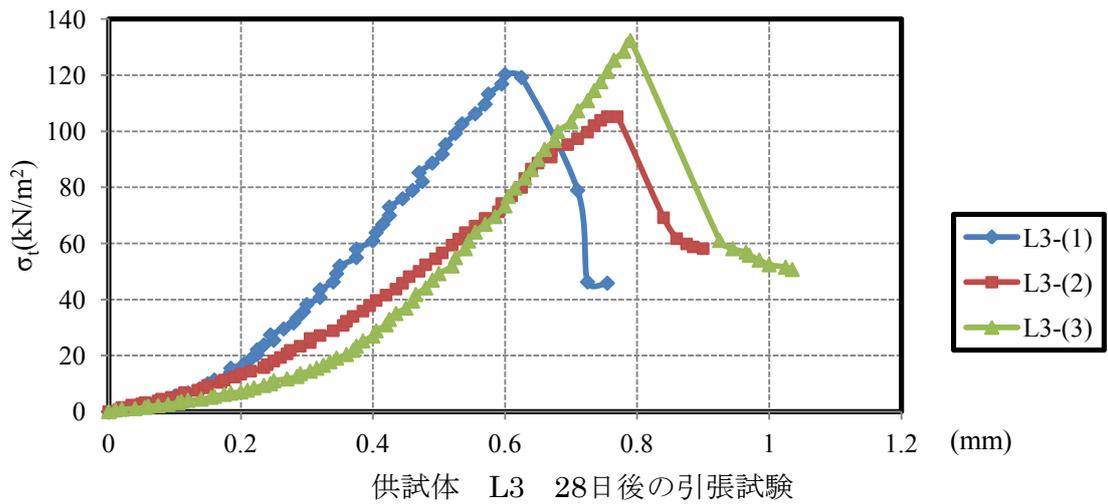
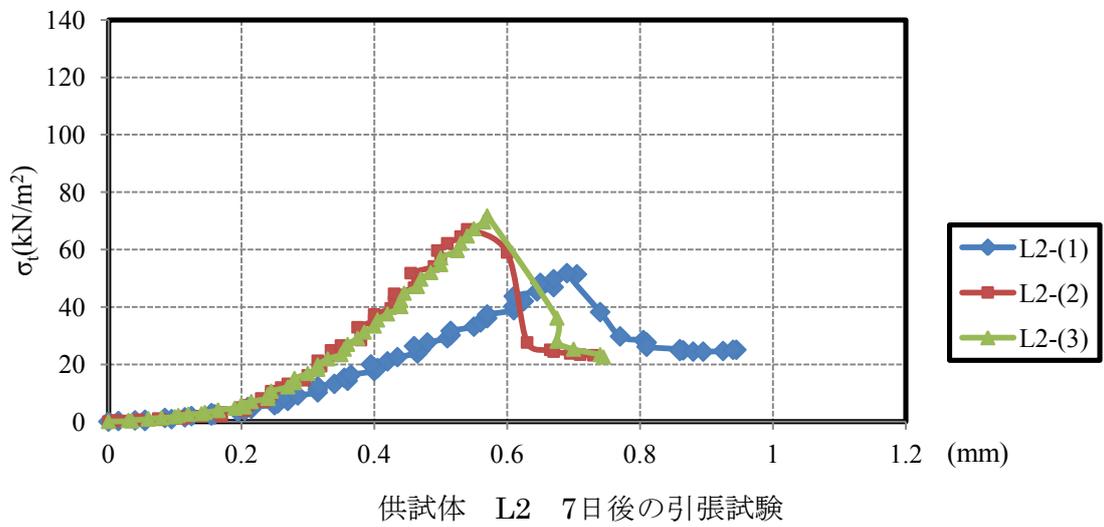
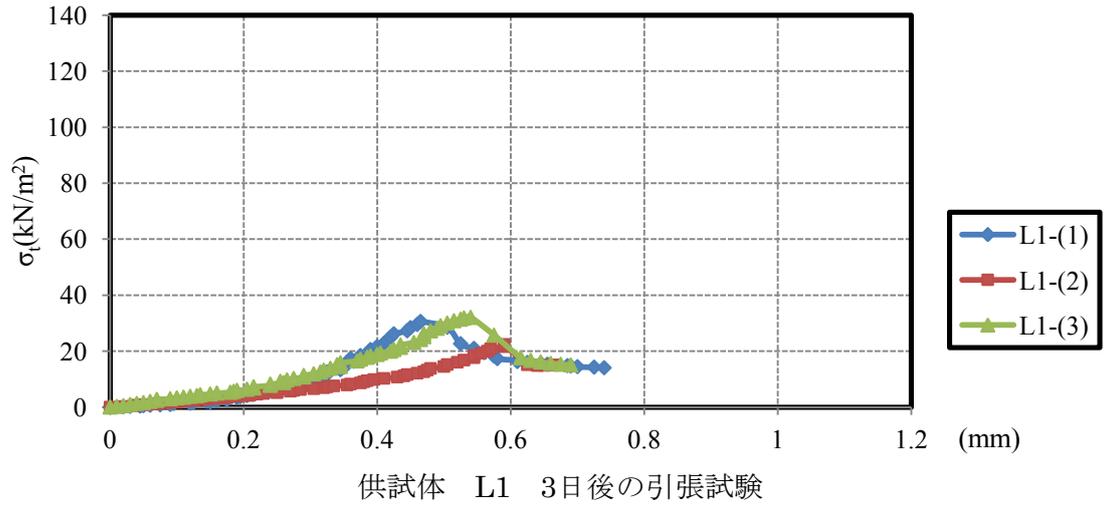


図 5-41 引張応力～変位の関係 (セメント量 200kg/m³、竹チップ 0.0%)

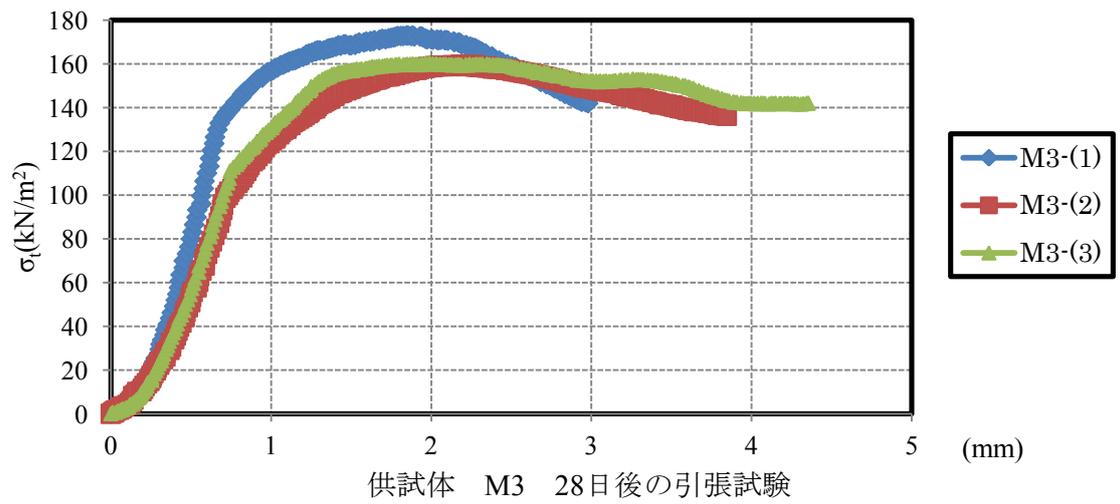
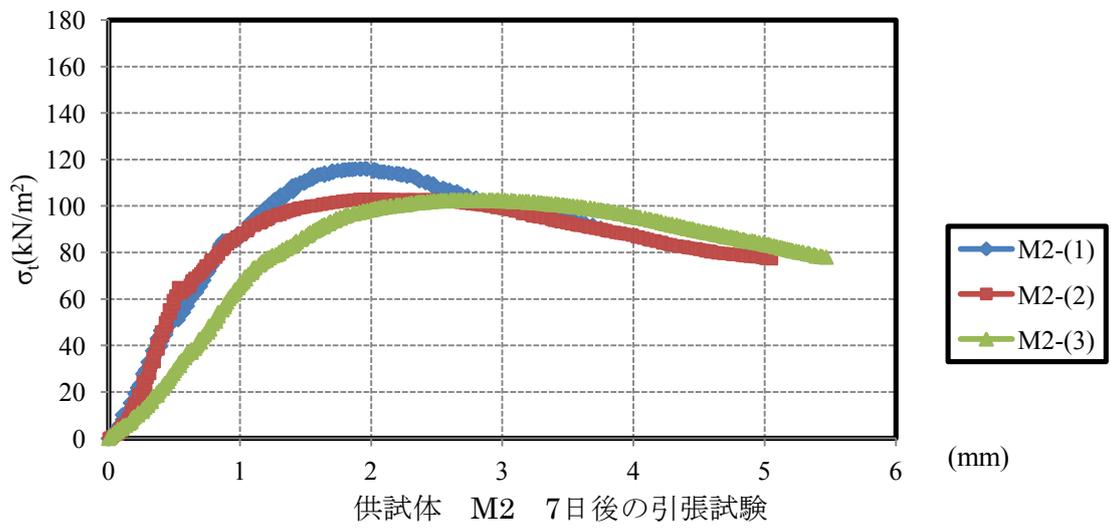
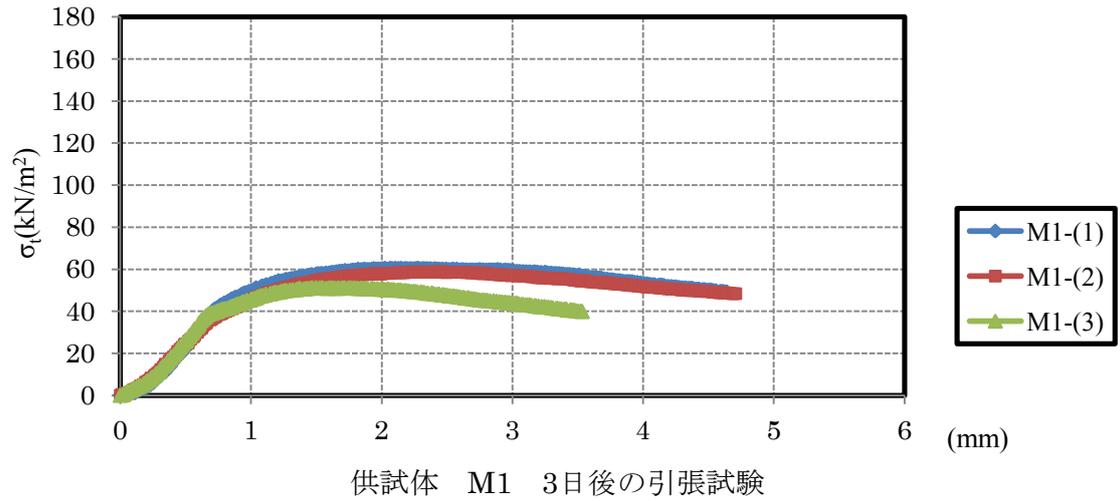


図 5-42 引張応力～変位の関係 (セメント量 200kg/m³、竹チップ 1.0%)

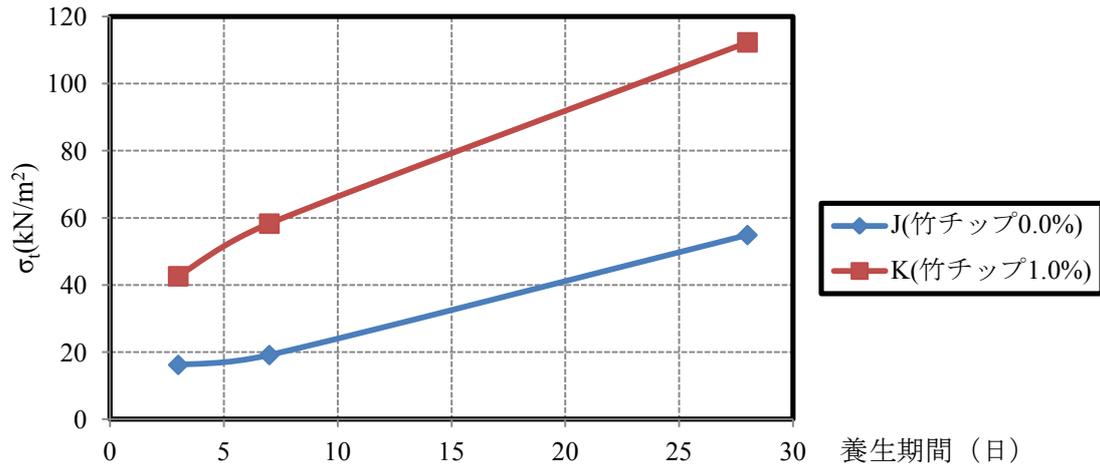


図 5-43 養生期間と引張強度の関係(セメント量 100kg/m³)

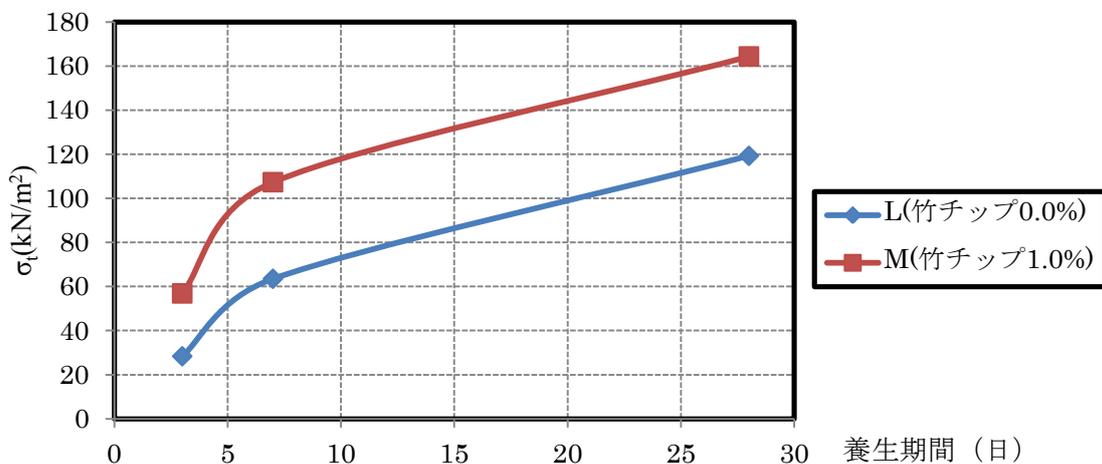


図 5-44 養生期間と引張強度の関係(セメント量 200kg/m³)

前述した圧縮靱性については、ピーク荷重以後の $\sigma_{\max}/2$ 時の圧縮ひずみと圧縮強度時の圧縮ひずみの比を用いて検討したが、割裂試験では、ピーク荷重に達した以後割裂破壊しても供試体はその位置にあるため、最大荷重の 1/2 に下がり切らず、その後の荷重が増加することもあるので、荷重が急激に減少した時点で試験を終了した。従って、引張靱性の検討には、各試験結果の最大引張強度 σ_{\max} と最大引張強度時の変位 δ_{\max} を規準にして、その他の時点の試験結果と基準値との比を描いて比較検討する(図 5-45 と 5-46 参照)。各試験結果の最大引張強度点を重ねて描いた図 5-45 と 5-46 により、竹チップを混入しない供試体 J (セメント配合量 100kg/m³) と L (セメント配合量 200kg/m³) は、最大引張強度後の引張強度の低下曲線は急な勾配を示している。それに対して、竹チップを混入した供試体 K (セメント配合量 100kg/m³) と M (セメント配合量 200kg/m³) は、最大引張強度後の引張強度の低下曲線の勾配は小さく、引張靱性がかなり大きくなることが分かった。

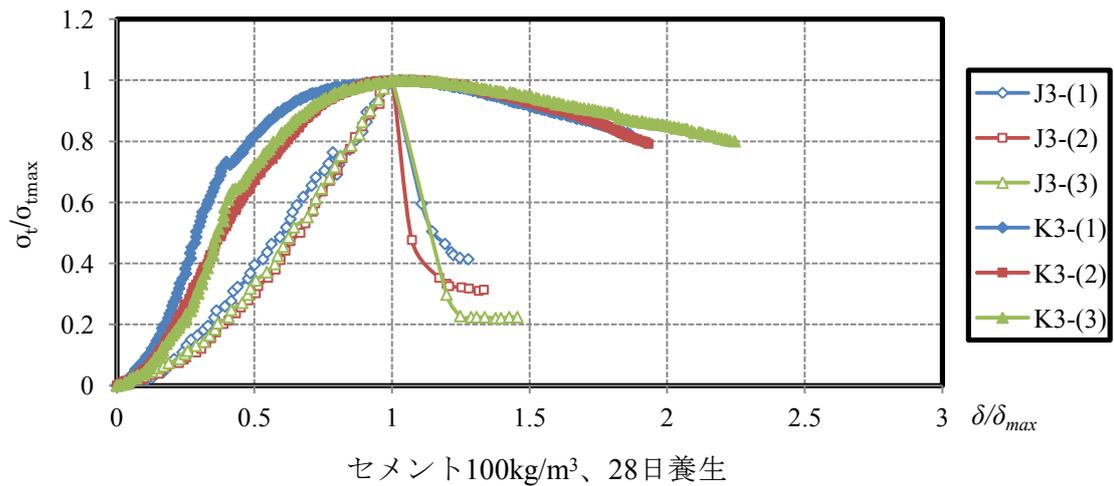
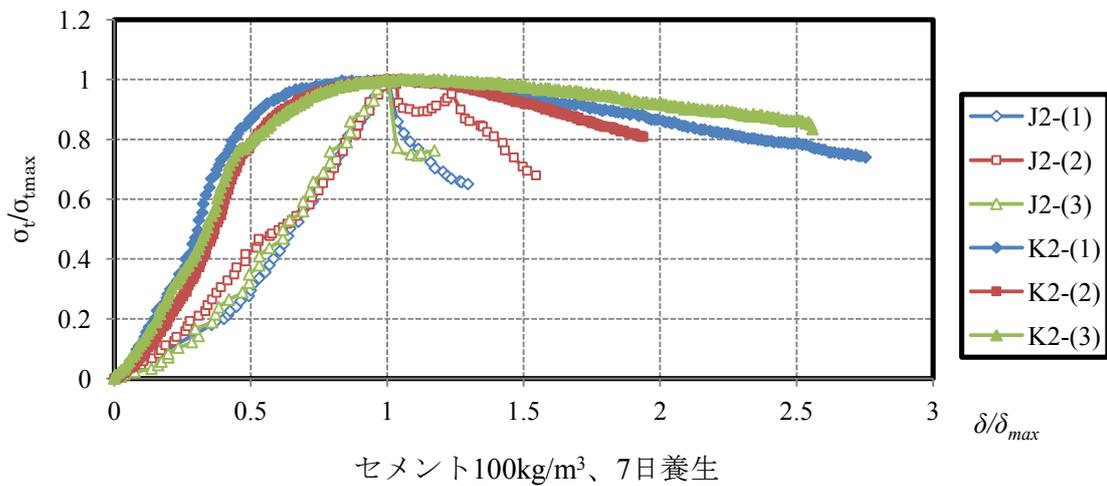
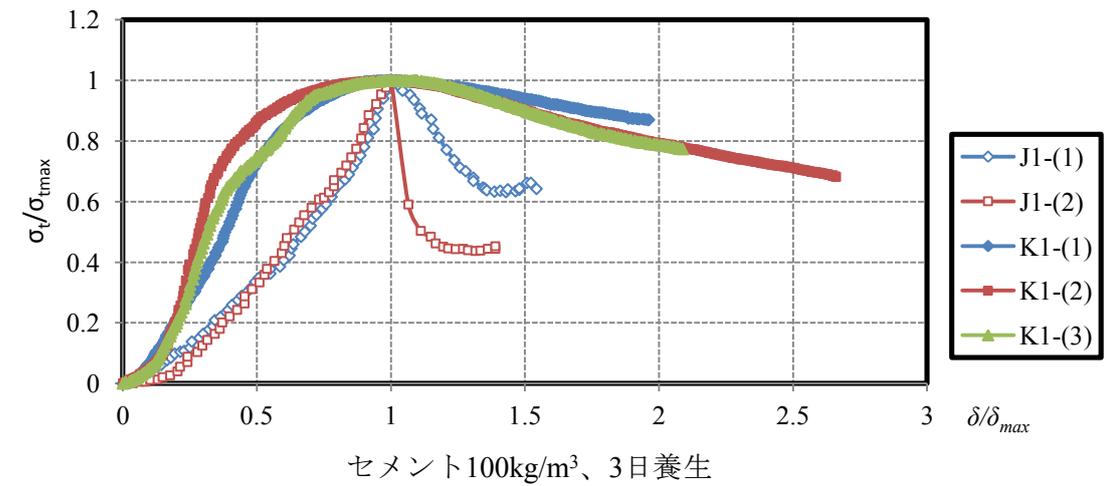


図 5-45 引張強度以後の応力低下曲線の比較図

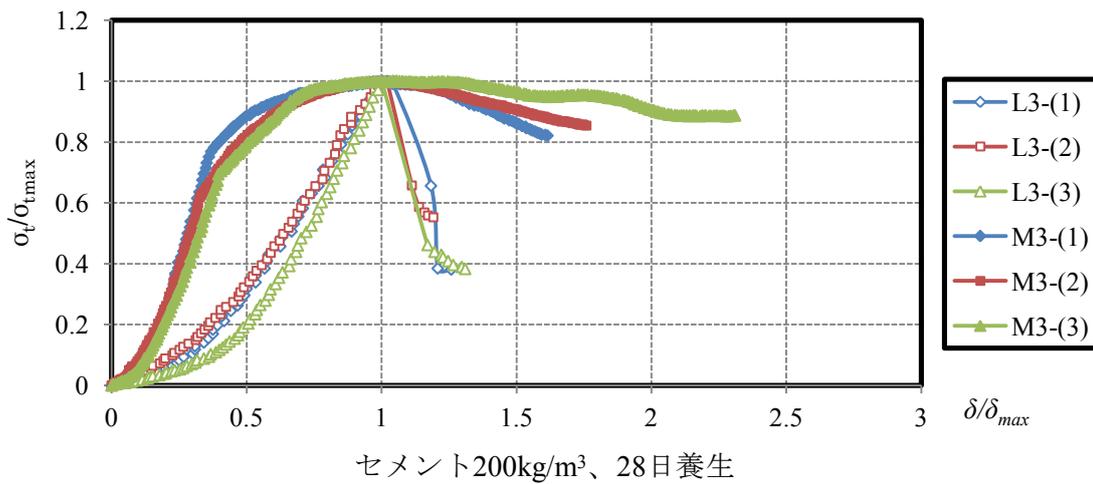
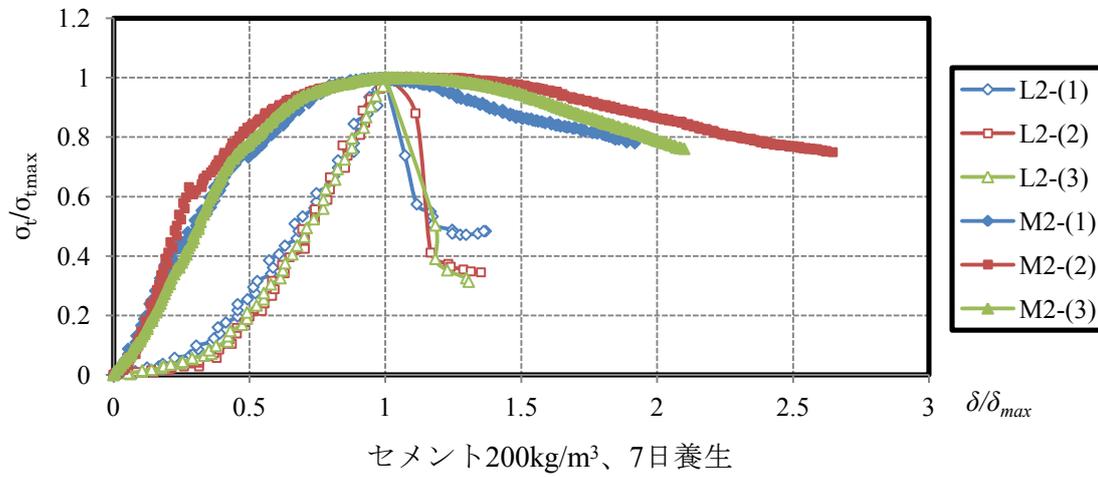
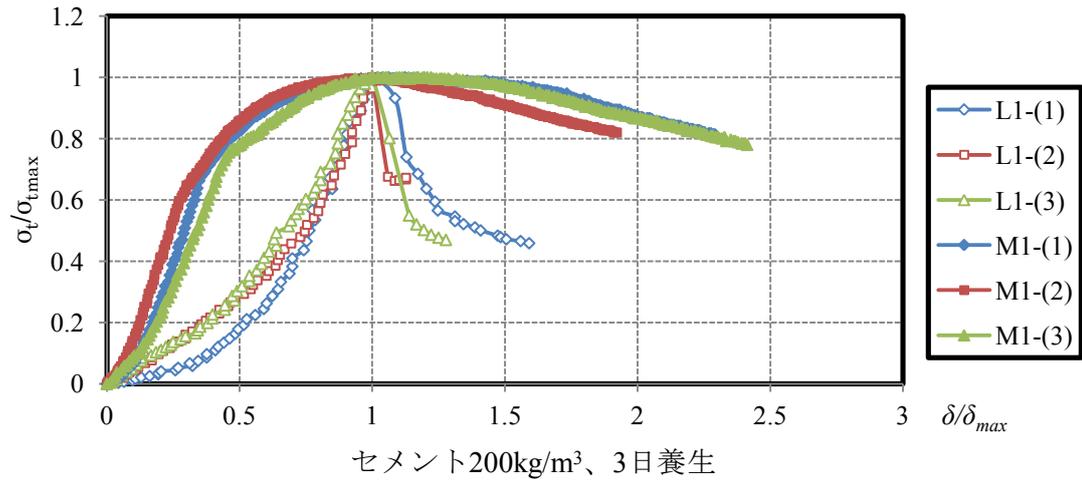


図 5-46 引張強度以後の応力低下曲線の比較図

なお、5.1 節に示した各工法の改良体の引張応力分布図により、改良体に生じた引張応力の大きさはほぼ $100\sim 200\text{kN/m}^2$ 程度になっており、割裂試験から得られた竹チップを混入した改良体の引張強度の最大値は 165kN/m^2 （セメント 200kg/m^3 、28 日養生）であるが、竹チップの混入量を増加させることにより、これらの引張応力より大きな引張強度を付与することができるものと考えられる。つまり、前述の工法に竹チップを混入した地盤改良体を採用すれば、大きな地震や過大な外力が作用し無い場合には、改良体に引張亀裂は生じないものと考えられる。

5.3 まとめ

今回の試験では、地盤改良体の曲げ強度、曲げ靱性、圧縮強度、圧縮靱性、引張強度および引張靱性などの力学的特性を向上させるために、セメント改良土に竹繊維、竹チップを混入した場合の効果を曲げ試験、圧縮試験と割裂試験により調べた。これらの試験結果から得られた結果を以下に示す。

- ① セメント改良土に竹繊維を混入することで、セメント量が 100kg/m^3 の場合曲げ強度が増大することを確認した。
- ② セメント改良土に竹チップを混入することで、圧縮強度と圧縮靱性の両方が増大することを確認した。
- ③ セメント改良土に竹チップを混入することで、引張強度と引張靱性の増大を確認した。
- ④ 竹チップを混入しない供試体では、最大荷重に到達後に圧縮荷重が急減する脆性的性質を示すが、竹チップの混入により最大荷重以後もある程度の抵抗力を保持し、急激な強度低下を起こさなかった。このことにより、竹チップを混入させることによる圧縮靱性の改善効果を確認した。
- ⑤ 細い竹チップを混入した供試体 F(a)と太い竹チップを混入した供試体 F(b)の比較から、同じ混入率でも竹チップの幅が小さく本数の多いものほど圧縮強度および圧縮靱性の増加割合は大きくなることが分かった。供試体 F(a)と F(b)の重さは同一であり、また混入した竹チップの重量も同一である。しかし、竹チップの混入本数は供試体 F(a)が約 600 本であるのに対して、供試体 F(b)では約 100 本しか竹チップが混入されておらず、図 5-47 に示すように、供試体 F(b)の破断面に存在する竹チップの本数は、供



供試体 F(a)の破断面



供試体 F(b)の破断面

図 5-47 圧縮供試体の破断面

試体 F(a)に対してかなり少ないことが確認できる。このことから、セメント改良土に混入する竹チップの本数の違いが、混入効果に及ぼす影響は非常に大きいものと考えられる。

なお、供試体の破断面から竹チップが抜けてしまう場合もあり、竹チップと改良土の付着力がさらに大きくなるように工夫できれば、より高い混入効果を得られるものと考えられる。

以上のことから、本研究ではセメント改良土に補強材料として竹繊維、竹チップを混入することにより、曲げ強度、圧縮強度、圧縮靱性、引張強度および引張靱性の向上効果が得られることが確認できた。

改良範囲全体に竹チップを混入する場合に比べて、図 5-2 から 5-4 に示す大きな引張応力が生じやすい範囲のみ強度が増大すれば、より効率的な改良工法になると思われる。従って、より効果的な新たな曲げ強度を改善する方法を今後考える必要がある。

例えば、地盤改良体の曲げ強度を改善する方法は以下のようなものがある。この方法は、鉄筋コンクリート材料の補強の方法と同様に、大きな引張応力が生じやすい部分に、高い引張強度を持つ連続した竹材を挿入することで、断面の抵抗力が増大するものと考えられる。図 5-48 および 5-49 に竹材を設置するイメージ図を示している。鉄筋コンクリートの配筋設計は、この方法における竹材の配置方法の参考になると考えられる。

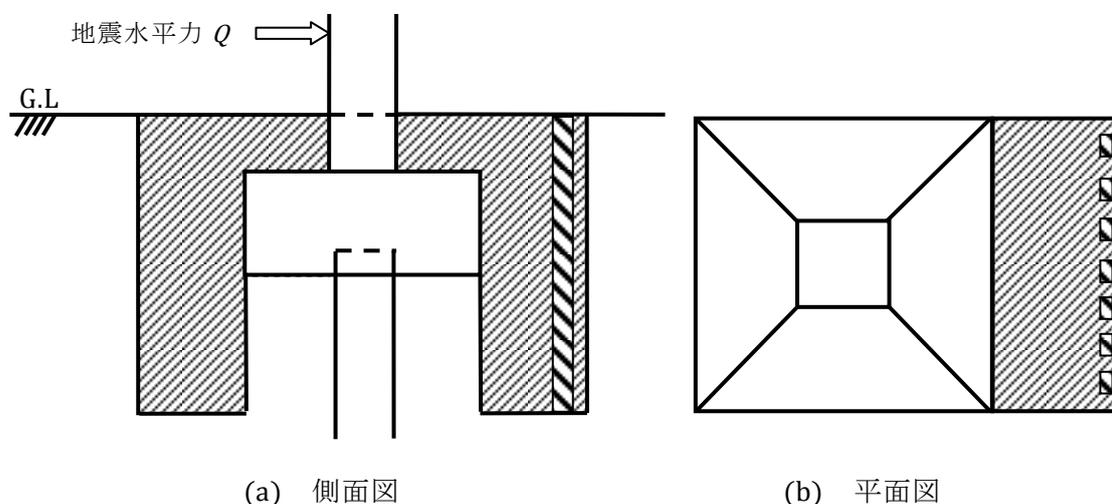


図 5-48 竹片を挿入する改良体のイメージ図（杭基礎補強工法）

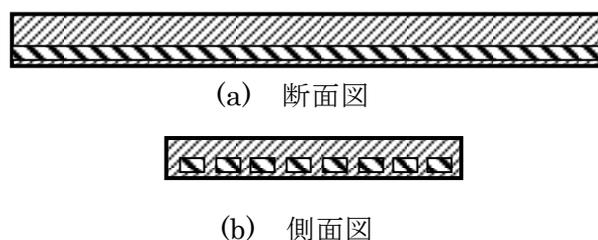


図 5-49 竹材を挿入する改良体のイメージ図（ライフライン保護工法）

これらの連続した竹材の挿入により、地盤改良体の力学特性を改善する工法が実現できれば、より低コストで改良体の曲げ強度が改善できると考えられる。地盤改良土に竹チップを混入する工法と併用すれば、改良体の他の部分の靱性と曲げ強度は同時に改善できると考えられるが、竹材と改良体の付着力や、竹材の配置設計の問題は今後の研究課題である。

参考文献

- 5.1) 足立有史, 浦和和彦, 山田淳夫, 河邑眞: 繊維混合改良土による杭基礎構造物の耐震補強効果の検討、第 45 回地盤工学研究発表会, pp.841~842, 2010
- 5.2) 河村協: 竹筋コンクリート, 山海堂出版部, 1941.7
- 5.3) 菊地弘悦, 出村克宣: 竹補強セメントモルタルの機械的性質, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2, pp.794-798, 2007
- 5.4) 佐藤嘉昭, 大谷俊浩, 清原千鶴, 永松静也, 平居孝之, 小野篤徳: 木炭と竹繊維を使用したセメント系複合材料の開発に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1025-1026, 2000.9

第6章 結 論

本論文では、地盤改良体による基礎・地盤の補強工法に着目し、まず、大型量販店や大型倉庫に適用する地盤改良体を併用したベタ基礎工法の研究を行った。大型量販店の実施工例をモデル化し圧密沈下解析を行い、実施工例の沈下計測値と解析結果との比較・検討により解析の精度を確かめた。そして、改良体が存在する場合と改良体が存在しない場合の解析結果を比較することで、改良体を併用したベタ基礎工法は不同沈下量をかなり制御する効果があることを明らかにした。つづいて、杭基礎を研究対象として、地震時の杭頭部に生じる過大な曲げモーメントおよびせん断力を低減させるために、杭基礎の周辺地盤に地盤改良を施すことで、地震時の水平力に対する杭の水平荷重分担率を低減させる杭基礎の補強工法の開発研究を行った。有限要素法を用いて弾塑性解析を行い、補強工法の効果を検討した。さらに、軟弱地盤の沈下や地震の襲来の度に、発生する被害から通信、電気やガス等のライフライン設備を保護するために、地盤改良体によるライフラインの補強工法の研究を行った。模型試験を行い、模型ライフラインの直下に模型地盤改良体を設置することで、模型ライフラインの変形を抑制できることが分かった。有限要素法を用いてこの模型試験の解析を行い、地盤改良体によるライフラインの補強工法の改良効果を定量的に明らかにした。最後に、地盤改良体のより大きな強度や靱性を得るために、竹材の引張強度や曲げ強度が高いなどの優れている力学特性を利用して、地盤改良土の力学特性を向上させることを考え、地盤改良土に竹繊維や竹チップを混入して曲げ試験、圧縮試験と割裂試験を行い、曲げ強度、曲げ靱性、圧縮強度、圧縮靱性、引張強度および引張靱性に関して調べた。

本研究を通じて得られた結論を要約して以下に示す。

<地盤改良体を併用したベタ基礎工法の研究から得られた結論>

- 1) 地盤改良体を併用したベタ基礎を用いた大型量販店の実施工例をモデル化し圧密沈下解析を行った。解析結果と沈下計測結果との比較を通じて、解析結果の精度を検証した。
- 2) 実施工例の地盤改良部分については大型量販店と量販店右側の駐車場の 2 つの部分があり、駐車場部分の載荷重は、大型量販店部分の載荷重の約 1/3 である。駐車場部分の載荷重の影響で、大型量販店の中心にほぼ同じ距離で離れた左側にある計測点の沈下量が右側にある計測点の沈下量よりも小さい。これらの傾向は、解析結果と計測結果共によく一致していることが分かった。
- 3) 改良体が存在する場合と存在しない場合の 2 つのケースの解析結果を比較することにより、本解析例では、改良体を設置することによって計測点の中の最大沈下量と最小沈下量の差、不同沈下量は約 30%に減少したことが分かった。

<地盤改良体を用いた杭基礎の補強工法の研究から得られた結論>

- 1) 有限要素法を用いた数値解析結果により、杭基礎の周辺に地盤改良体を造成することで、杭全体の曲げモーメントやせん断力はかなり減少することが分かった。
- 2) 改良厚さが厚く、改良深さが深くなるほど杭の曲げモーメントやせん断力はより減少し、改良効果が良くなる。ただし、その効果については、改良深さと改良厚さの組み合わせにより様々であり、改良厚さの増大より、改良深さの増大に対する改良効果が効率的である。つまり、改良厚さの増大に伴い、改良効果は一定の値に収束する傾向があった。
- 3) 改良効果をより明らかにするために、改良体が無いケースの杭頭曲げモーメントまたはせん断力を基準とし、各解析ケースの結果とこの基準値の比を低減率と定義した。荷重の増加に伴う杭頭の曲げモーメントやせん断力の低減率を調べると、荷重がより小さい荷重の初期段階で、低減率は先ず小さくなり、その後また徐々に大きくなっていくことが分かった。その理由については、荷重の増加により、改良体前面の地盤は先に破壊し、水平抵抗力の増分は小さくなるが、その時、改良体に囲まれた部分の地盤はまだ破壊しない状態に留まる可能性が大きいと考えられる。つまり、改良体に囲まれた部分の地盤の破壊はより遅く発生し、より大きな水平荷重を分担する。荷重がさらに大きくなり、改良体に囲まれた部分の地盤が破壊し始めると、杭頭が分担する水平荷重が次第に大きくなり、改良効果が低下していくものと考えられる。

<地盤改良体によるライフラインの補強工法の研究から得られた結論>

- 1) 地盤改良体によるライフラインの補強効果を調べるために、模型試験を行い、模型ライフラインとして用いた塩化ビニールパイプのひずみを計測した。その結果、模型改良体を設置することによって、模型ライフラインの変形が小さくなるように制御できることが分かった。
- 2) 有限要素法により模型試験の数値解析を行った。解析結果からも地盤改良体によるライフラインの補強工法の改良効果を定量的に確認できた。
- 3) 本研究では、解析の簡便化のために、本来、土とパイプと改良体の間に生じると考えられる不連続な変位は連続しているものと仮定し、この相対変位を無視した。従って、同じ荷重下で模型ライフラインのひずみの解析結果は試験結果よりかなり小さくなった。

<地盤改良体の力学特性の改善方法の研究から得られた結論>

- 1) 地盤改良体の曲げ強度、曲げ靱性を向上させるために、セメント改良土に竹繊維を補強材として混入した場合の効果を曲げ試験により調べた。セメント改良土に竹繊維を混入することで、セメント量が 100kg/m^2 の場合、曲げ強度は増大したが、しかし、曲げ靱性の増大はほとんどなかった。
- 2) セメント改良土に竹チップを混入することで、圧縮強度の増大が確認できた。
- 3) セメント改良土に竹チップを混入することで、引張強度と引張靱性の増大を確認した。
- 4) 竹チップの混入がない供試体では、最大荷重に到達直後に圧縮荷重が急減する脆性的性質を示すが、竹チップを混入すれば、最大荷重以後もある程度の耐荷力を保持し、急激な強度低下を起こさなかった。このことにより、竹チップを混入することによる靱性の改善効果を確認した。
- 5) 細い竹チップを混入した供試体と太い竹チップを混入した供試体の比較から、同じ混入率（重量比）では竹チップの幅が小さく本数の多いものほど圧縮強度および圧縮靱性の増加割合は大きくなることが分かった。このことから、セメント改良土に混入する竹チップの本数の違いが、混入効果に及ぼす影響は非常に大きいものと考えられる。
- 6) 供試体の破壊断面から竹チップが抜けてしまう場合もあり、竹チップと改良土の付着力がさらに大きくなるように工夫できれば、より高い混入効果が得られるものと考えられる。

本研究に関連して発表した論文

1. 査読付き論文

- 1) Wei Li, Fei Gao, He Huang, Haruyuki Yamamoto and Kinji Takeuchi: Consolidation Settlement Analyses on a Composite Foundation System Combined with Walled and Columniform Soil Improvement, *Advanced Materials Research Vols. 163-167*, pp.2318-2327, 2011
- 2) He Huang, Haruyuki Yamamoto and Lingyu Meng: Behavior of Reinforced Lifelines using Shallow Soil Improvement, *The Sixth International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-6)*, pp.627-632, 2011.6
- 3) He Huang, Haruyuki Yamamoto and Lingyu Meng: Measurement of Ground Deformation using Shape-Accel-Array and Numerical Analysis, *Fifth International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials (IS-Seoul)*, pp.1333-1339, 2011.9
- 4) He Huang, Shaohong Jin and Haruyuki Yamamoto: Study on Strength Characteristics of Reinforced Soil by Cement and Bamboo Chips, *Applied Mechanics and Materials Vols. 71-78*, pp. 1250-1254, 2011
- 5) H. Huang, H. Yamamoto and K. Takeuchi: A New Raft Foundation with Shallow Ground Improvement and Its Numerical Analysis of Settlement, *International Conference On Geotechnics For Sustainable Development*, pp.381-386, 2011.10
- 6) He Huang and Haruyuki Yamamoto: Aseismic Reinforcement Method for Existing Pile Foundation with Improvement Soil, *15th World Conference on Earthquake Engineering (2012.9 発表予定)*

2. 口頭発表論文

- 1) He Huang、津村雄介、山本春行：地盤改良による基礎地盤補強工法の開発研究（ライフライン保護工法について），日本建築学会中国支部研究報告集，第32巻，2009.3
- 2) 山本春行、He Huang、津村雄介、竹内謹治：浅層改良を用いたライフライン保護工法の開発研究，第44回地盤工学研究会，pp.745-746，2009.8
- 3) He Huang, Haruyuki Yamamoto and Lingyu Meng : Analytical Study of Lifeline Behavior Reinforced by Shallow Improvement, 日本建築学会中国支部研究報告集，第33巻，2010.3
- 4) 金韶紅、貫目美智恵、He Huang、佐藤亘、竹内謹治、山本春行：竹繊維を混入した地盤改良体の変形・強度特性に関する基礎研究，日本建築学会中国支部研究報告集，第33巻，2010.3

- 5) He Huang、金韶紅、奧林泰昭、Tep Visal、山本春行：竹チップを混入した地盤改良体の強度特性に関する研究，日本建築学会中国支部研究報告集，第 34 卷，2011.3
- 6) He Huang、山本春行、松岡元：局所圧密による地盤強化に関する研究（三次元線形圧密解析による検討），日本建築学会中国支部研究報告集，第 34 卷，2011.3
- 7) He Huang、山本春行、大澤陽介：地盤改良体を用いた杭基礎補強工法に関する研究，日本建築学会中国支部研究報告集，第 35 卷，2012.3
- 8) 山本春行、He Huang、松岡元：段階局所圧密による地盤強化工法に関する研究，日本建築学会中国支部研究報告集，第 35 卷，2012.3
- 9) He Huang、山本春行：杭基礎補強工法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（投稿中）