ＩＳＳＮ　０３８６－５８７８
土木研究所資料第 4183 号

土 木 研 究 所 資 料

アップグレードソイル（改良土）を用いた土構造物に関する研究

平成 22 年 11 月

独立行政法人　土木研究所
技術推進本部　施工技術チーム

土 木 研 究 所 資 料
第 4183 号 2010 年 11 月

アップグレードソイル（改良土）を用いた土構造物に関する研究

技術推進本部　施工技術チーム　　主席研究員　小橋　秀俊
総括主任研究員　藪　雅行
研究員　堤　祥一
研究員　澤松　俊寿*

*現職　寒地土木研究所　寒地構造チーム　研究員

要　旨

近年、工事現場で大量に発生する建設発生土に対し、セメント改良を行ない、従来の宅地・擁壁等の支持地盤としての利用に限らず、盛土材や擁壁の裏込め土、管渠等の埋戻し土として使用する事例が増えてきている。これは処分先や処分費用、仮置き施設の確保が難しく、施工計画への影響を最小限に留めなければならない現状があるものと考えられる。

セメント改良は、低品質土の性状を向上させ、通常土や構造物の代替材として適用用途を広げる可能性がある反面、力学特性上好ましくない利用用途が増える懸念もある。そのため、本研究ではセメント改良土を通常土やコンクリート構造物の代替材として活用する際の、設計・施工上の留意点や課題について検討を行った。本報告書はそれら一連の結果を取りまとめたものである。

キーワード：改良土，合理化，補強材，品質管理

目　　次

1. はじめに　……（　1　）
　1.1 研究の背景　……（　1　）
　1.2 研究の範囲　……（　1　）

2. 改良土の特性に関する文献・ヒアリング調査　……（　3　）

3. コンクリート構造物の代替材としての活用に関する研究　……（　9　）
　3.1 改良体の擁壁躯体に対する遠心模型実験　……（　9　）

4. 土構造物の合理化における基礎的研究　……（　45　）
　4.1 改良土のジオグリッド引抜き試験　……（　45　）
　4.2 改良土のアンカー引抜き試験　……（　48　）
　4.3 まとめと考察　……（　87　）

5. 改良土の施工方法に関する基礎的研究　……（　88　）
　5.1 施工時の混合方法が品質に与える影響に関する基礎的研究　……（　88　）
　5.2 施工時の混合の程度が品質に与える影響に関する基礎的研究　……（　108　）

6. 現場の強度を正確に把握できる品質管理に関する研究　……（　111　）
　6.1 提案する品質管理手法　……（　111　）
　6.2 コアボーリング機の品質管理試験　……（　113　）
　6.3 伊豆縦貫道（塚原 IC）における品質管理方法の検討　……（　116　）

7. 全体としてのまとめ　……（　136　）

【付録】

- 発表論文
- 最終報告書
- その他資料一式

１．　はじめに

近年、工事現場で大量に発生する建設発生土に対し、セメント改良を行ない、従来の宅地・擁壁等の支持地盤としての利用に限らず、盛土材や擁壁の裏込め土、管渠等の埋戻し土として使用する事例が増加してきている。これには建設発生土の処分先や処分費用の確保が難しくなっている現状や、現場内利用する場合においても仮置き施設の確保が難しく、施工計画への影響を最小限に留めなければならない現状が大きく影響しているものと考えられる。

セメント改良は、低品質土の性状を向上させ、通常土や構造物の代替材として適用用途を飛躍的に広げる可能性を有している反面で、力学特性上好ましくない利用用途が増えてしまう懸念もある。そのため、本研究ではセメント改良土を通常土やコンクリート構造物の代替材として活用する際の、設計・施工上の留意点や課題について検討を行った。結果、構造物の代替材としての適用については、擁壁躯体の滑動に対し余裕を設けた安全率を設定する必要があること。構造物の合理化に関しては、変形に対する靭性が乏しいため、改良土と補強材の組合せによる使用はあまり好ましくないこと。施工方法については、品質の確保に重要な要素は混合の回数（頻度）であり、混合の方法には依存しないこと。品質管理手法については、提案する手法の有効性を確認することができた。本報告書はこれら一連の成果を取りまとめたものである。

１．１　研究の背景

近年、工事現場で大量に発生する建設発生土に対し、セメント改良を行ない、従来の宅地・擁壁等の支持地盤としての利用に限らず、盛土材や擁壁の裏込め土、管渠等の埋戻し土として使用する事例が増加してきている。これには建設発生土の処分先や処分費用の確保が難しくなっている現状や、現場内利用する場合においても仮置き施設の確保が難しく、施工計画への影響を最小限に留めなければならない現状が大きく影響しているものと考えられる。

セメント改良は、低品質土の性状を向上させ、通常土や構造物の代替材として適用用途を飛躍的に広げる可能性を有している反面で、力学特性上好ましくない利用用途が増えてしまう懸念もある。そのため、セメント改良土を通常土やコンクリート構造物の代替材として活用する際の、設計・施工上の留意点や課題を明らかにすることが求められている。

１．２ 研究の範囲

本研究の範囲として、まず研究を始めるにあたり、改良との特性に関する文献調査並びに関係機関としてのセメント協会へのヒアリングを実施し、改良土の研究の現状と、研究の成果が十分な箇所と必ずしも充分とはいえない箇所の抽出を行った。

その上で、改良土のコンクリート代替材としての利用に関しては、一般的な改良土は、コンクリート異なり

① 発現強度が 1 ケタ小さいこと（約 20～30 分の 1）
② 重量が軽いこと（コンクリートの 3/4 程度）
③ 品質のバラツキが大きいこと（約 2 倍～3 倍）
④ 改良土を用いる際の力学的モデルなどが不明確であること
（C 材、φ材のどちら側に属するか）

から、当チームでは、まず改良土を利用する場合の適用条件示す必要があると考え、擁壁を模した改良土の躯体に対する遠心模型実験を実施し、適切な形状の抽出と破壊モデルの確認を行った。

続いて土工構造物の合理化に関して、様々な方法が考えられるものの、研究の余地があり、かつ改良土の固化特性を活用できる土工構造物に対象の絞り込みを行った。結果、補強材（ジオグリッド、アンカー体）と改良土を組合せ、改良土との一体化もしくは、粘着力の上昇を評価することによる、土工構造物のコスト縮減を企図し、改良土に対するジオグリッドの引き抜き試験並びに、遠心実験による改良土のアンカー体の引き抜き試験を基礎研究として実施し、改良土と補強材を組み合せた際の、強度特性の把握を行った。

施工方法の改善と適切な品質管理手法の導入に関しては、

① 改良土の品質に影響を与える要因は養生温度や土の含水比など様々であるが、改良時の施工方法（混合方法）や土質によるバラツキは、その中でも大きな要因（一般的に「室内/現場強度比」と定義されている）であり、それに関する研究は充分に行われていないこと。

② また、改良土の品質を正確に把握するには、現場にて直接強度を求める必要があるが、時間や手間、コストの問題から一般的には行われていないこと

が分かった。そのため、施工方法の改善については、改良時の混合の程度や方法の違いが品質に与える影響についても基礎的実験を実施し、実態の把握を行った。また、品質管理手法については、コアボーリング機と重錘落下試験を組合せた品質管理手法を提案し、室内と試験ヤード、実際の現場における確認試験を実施した。

本研究テーマにおいて実施した一連の実施事項を表 1-1 にまとめる。

表 1-1　本研究テーマにおいて実施した研究の実施事項

分類	本章	研究項目	実施事項
調査	2章	改良土の特性に関する文献･ヒアリング調査	
設計	3章	コンクリートの代替材としての活用に関する基礎的研究	改良土の擁壁躯体に対する遠心模型試験
	4章	土工構造物の合理化に関する基礎的研究	改良土のジオグリッド引抜試験
			アンカー体と改良土によるアンカー引き抜き試験
施工	5章	改良土の施工方法に関する基礎的研究	施工時の混合方法が品質に与える影響に関する基礎的実験
			施工時の混合の程度が品質に与える影響に関する基礎的実験
管理	6章	現場の強度を正確に把握できる品質管理に関する研究	コアボーリングと重錘落下試験による品質管理に関する実験

２．　改良土の特性に関する文献・ヒアリング調査

（１）文献調査

改良土の研究を始めるにあたり、改良土の研究の現状と、研究の成果が充分な箇所と必ずしも充分出ない箇所の抽出を目的として、改良土の品質に関する文献調査[1)2)3)]を行った。結果、抽出された改良土の品質に影響を与える要因を表 2-1 に、各要因から分類される各要素での特徴と主な原因を表 2-2 に整理する。

表 2-1　改良土の品質に影響を与える要因

要因	要素	
Ⅰ：安定材の性質	Ⅰ-1	安定（固化）材の種類*0
	Ⅰ-2	安定（固化）材の品質*1
	Ⅰ-3	セメント水比
Ⅱ：対象土の性質と状態	Ⅱ-1	土固有の性質*2
	Ⅱ-2	有機物含有量
	Ⅱ-3	土のPH
	Ⅱ-4	含水比*2
Ⅲ：混合処理条件	Ⅲ-1	混合度
	Ⅲ-2	再混合の影響
	Ⅲ-3	土隗径の影響
Ⅳ：養生条件	Ⅳ-1	養生温度
	Ⅳ-2	材令
	Ⅳ-3	乾燥繰返し、凍結融解
Ⅴ：施工条件	Ⅴ-1	締固めの影響

*0　具体的には、石灰、各種セメント（普通,早強,超早強,中庸熱,耐硫酸塩,高炉,シリカ,フライアッシュ）、特殊セメント（セメント系固化材）その他添加材など

*1　ここでは必要強度を達成するための安定材の添加量

*2　土の固有性質−含水比（土中の全水量）−セメント量の関係は一体で考えるため、厳密に切り離して考えることできない。

表 2-2　各要素の特徴と主な原因

要素		特徴/主な原因
Ⅰ-1	安定(固化)材の種類	固化材の成分構成、ポゾラン反応の程度、
Ⅰ-2	安定(固化)材の品質	土の鉱物組成・化学的性質と、安定材、水との反応
Ⅰ-3	セメント水比	qu(一軸圧縮強さ)が変化する。土の種類で傾向が異なる
Ⅱ-1	土固有の性質	粘土鉱物の種類、シリカ・アルミナ比、粒度構成等
Ⅱ-2	有機物含有量	ポゾラン反応を阻害
Ⅱ-3	土水のPH	pHが低い酸性土では強度が低い傾向
Ⅱ-4	含水比	高含水土では、多量の安定材が必要
Ⅲ-1	混合度	土と水との充分な接触、撹拌(施工)方法、撹拌時間
Ⅲ-2	再混合の影響	低含水(低流動性)の土であるほど、ばらつきが大きい
		硬化初期時に再混合する(過剰な撹拌になる)ことで、かえって強度の低下を招く
Ⅲ-3	土隗径の影響	玉になった土隗(ローム等の粘性土)が混合度に与える影響
Ⅳ-1	養生温度	養生温度が高いほど強度は大きくなる。
Ⅳ-2	材令	既存の文献によれば、 $q_{u28日}/q_{u7日}$＝1.4～2.3　$q_{u28日}/q_{u7日}$＝1.4～2.3 $q_{u91日}/q_{u7日}$＝1.6～1.8　$q_{u365日}/q_{u7日}$＝2.2～10.0　の関係がある。
Ⅳ-3	乾燥繰返し、凍結融解	地下水位の上下、地表面の裏込め土の凍結
Ⅴ-1	締め固めの影響	転圧回数(エネルギー)、締固めω、オーバーコンパクションが与える影響

改良土の品質に影響を与える主な要因はⅠ（安定材の性質)、Ⅱ（対象土の性質と状態)、Ⅲ（混合処理条件)、Ⅳ（養生条件)、Ⅴ（施工条件）が挙げられる。

特にⅠ、Ⅱ、Ⅳについては大学や民間会社（主に材料メーカー、施工会社）を中心に盛んに研究が行なわれているものの、Ⅲ、Ⅳについては、研究や既存の成果が必ずしも充分でないことが分かった。

既存の研究成果の状況を整理したものを表 2-3～2-4 に示す。

表 2-3　既存の研究成果・状況の整理（その１）

要素		研究の必要性と理由	備考（既存の研究成果・状況の整理）
Ⅰ-1	安定（固化）材の種類	大学、民間会社による既存の研究成果があり、成果の活用が可能	具体的には、石灰、セメントの固化作用のメカニズムが明らかであり、固化材と対象土質との相性について各種報告より知ることができる。
Ⅰ-2	安定（固化）材の品質		具体的には、各対象土と固化材添加量との関係に関して研究が行なわれており、セメントの各成分と対象土の含有物質（例：フミン酸、吸着Ca+）との相性や、対象土の細孔径分布がセメント強度に与える影響についてなどの研究が行なわれている。
Ⅰ-3	セメント水比	既存の成果が存在し、セメント水比は土中の全水量との関係に集約するため、重要な要素ではないと判断される。	具体的には、C/W_t（セメント水比）が増すとq_u（一軸圧縮強さ）は増大するが、土の種類が異なると同じC/W_tにおいてもq_uは大きく異なることが分かっており、土固有の性質（細粒分、土のコンシステンシーの性質）が改良効果に大きな影響を及ぼす。
Ⅱ-1	土固有の性質	大学、民間会社による既存の研究成果があり、成果の活用が可能	具体的には、各対象土が有する鉱物組成（カオリナイト、ハロイサイト、モンモリロナイト等）や有機物（フミン酸等）がポゾラン反応に与える影響について研究が行なわれている。
Ⅱ-2	有機物含有量	有機土の埋め戻しへの利用は、効率性,コストの面から、今は現実的でないと判断	有機質土は主に、湖・沼底質土のヘドロや泥炭土、ピート等が主対象で、非常に高含水であり、有機物質を含有する。そのため使用する場合、特殊セメントの大量使用や、高圧脱水による前処理が必要になり、直接の埋め戻し土としての利用には乏しいと考え、本研究の対象範囲からは除外することとする。
Ⅱ-3	土水のPH	既存の研究成果は少ないものの、要素としての重要性は低いと判断、	pHの低い酸性土ほど強度が低くなる傾向にあるとの報告がある。しかし、pH3.8と低くても改良効果が変化しない事例もあり、その影響についてははっきりしていないのが現状
Ⅱ-4	含水比	大学、民間会社による既存の研究成果があり、成果の活用が可能	既存の調査より、安定材添加率a_wと全水量W_t（土中水+練り混ぜ水）との関係を整理した結果があり、W_t（全水量）が低いほど、a_w（安定材添加率）が高いほどq_u（一軸圧縮強さ）は大きくなるが、同じa_wであっても対象土により改良効果には大きな差があること。W_t200%以上の土はa_wを大きくしてもq_uは大きくならず、特殊土であればW_t200%以下でも、a_wを増やしてもq_uは増加しない傾向がある。
Ⅲ-1	混合度	実験供試体のバラツキに関する研究成果はあるものの、施工方法、施工条件に関する研究はないのが現状（深層混合処理に関する研究は存在）	深層混合処理工法の開発の初期において、混合度の影響度の調査が実施されており、撹拌時間が1分以内の短時間ではバラツキが非常に大きく、ホバート型ソイルミキサーを用いる場合、7～10分程度の撹拌時間が必要である。深層混合処理工法の施工機械については、撹拌翼の開発や、回転数、処理機の昇降速度に関する調査が行われており、混合度を定量的に把握するため、羽切り回数などの尺度が提案されている。 しかしながら、裏込め土として改良土を混合する方法に関しては技術的に検証された結果はなく、検討が必要になるものと考えている。
Ⅲ-2	再混合の影響		
Ⅲ-3	土塊径の影響	既存論文が存在するものの、混合の度合いに影響を与える要素であるため、実験にて確認することも有効であると考える。	参考論文（土塊径がセメント安定処理土の強度に及ぼす影響　日本国土開発,中島,芳澤　H18土木学会）の中で、土塊径と一軸強度の関係を調査してあり、土塊径30㎜以上では強度比が7割まで落ち込むこと。土塊径が大きくなると強度の変動係数も上昇すること。また、材令による違いについては見られないことが報告されている。

表 2-4　既存の研究成果・状況の整理（その２）

要素		研究の必要性と理由	備考（既存の研究成果・状況の整理）
Ⅳ-1	養生温度	大学、民間会社による既存の研究成果があり、成果の活用が可能	室内配合試験では、温度20℃±3℃で水分の出入りのない密封養生が規定されており、安定処理土の強度は一般的に、同一の土、安定材、材令の基では養生温度が高いほど大きな値を示す傾向があることが分かっている。また、積算温度（養生日数×温度）と強度の関係についても研究が行なわれており、代表的な土質に応じた関係式の提案が行なわれている。
Ⅳ-2	材令		材令が改良効果に与える要因として、短期による材令と、長期による材令の影響があり、短期材令は、ポゾラン反応による土中内の温度が大きな影響を与え、マッシブなブロック状であれば、かなりの長期間、周辺環境と比べて高温な状態を維持できること。また、周辺温度の影響は、地中1～2m程であることが分かっている。 長期材令は、基本的には長期になるほど一定の強度に近づくものの、その詳細な影響は各機関ににてデータの蓄積が行われている。
Ⅳ-3	乾燥繰返し、凍結融解	従来工法の（深/浅層改良）は、地下水位の上下による乾湿繰返しの影響を想定していないため、既存の文献は少ない。しかしながら、擁壁の裏込め土として使用する際、その影響の考慮は必要であると考えられる 結融解の影響は、供用後（固化後）よりはむしろ施工時（固化中）における影響が大きいと考える。施工上の工夫（0°　以下では施工禁止、夜間は発熱灯を照らす等）を明示する事が必要と考える。	既存の文献では、繰返しの凍結・融解を繰返した環境下（-10～20℃）では、強度が発現せず、体積膨張の繰返しにより、徐々に強度が低下することが分かっている。また高含水の土の方が、体積膨張率が大きいことで強度が低いことが分かっている。
Ⅴ-1	締め固めの影響	〈Ⅲ混合処理条件〉とセットで検討する必要があり、有効な品質・施工管理方法の提案を行う。	セメント改良土を路床に用いることで、凍上をどの程度抑えることができるかについては、セメントの混合深さと地下水位を変化させた試験が行われており、それによれば、室内試験では凍上率が未改良土の1/8以下に、実大の野外試験では攪拌が不十分であったことから、凍上率の抑制は半分程度に留まったことが報告されている。

文献調査の結果、セメント等固化材の化学的な反応はその影響（養生温度、材令、凍結等）については、充分な研究がなされているが、施工に関する研究（施工方法、品質管理等）については、必ずしも充分ではないことが分かった。また、「セメント系固化材による地盤改良マニュアル」（セメント協会出版）において示されている施工のバラツキに関する表（表 2-5 参照）についても、調査の結果、ヒアリングによる取りまとめ成果であり、実験等により確認したものではないことが分かった。

表 2-5　浅層改良の場合の（現場/室内）強さ比の一例 [1)]

固化材の添加方式	改良の対象	施工機械	（現場/室内）強さ比
粉　　体	軟弱土	スタビライザ バックホウ	0.5～0.8 0.3～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	クラムシェル バックホウ	0.2～0.5
スラリー	軟弱土	スタビライザ バックホウ	0.5～0.8 0.4～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	処理船 泥上作業車 クラムシェル・バックホウ	0.5～0.8 0.3～0.7 0.3～0.6

注）締固めを行う場合も含む。
1980～1985年までのセメント協会調査データ

（2）セメント協会へのヒアリング調査

セメント協会へのヒアリングから、改良土、浅層改良地盤における品質管理の現状と問題点について、以下のことが分かった。

①代表的な混合方法は、改良土を現場で捲き出した後に、バックホー（以後 BH とする）で混合する方法であり、ほとんど全ての現場で適用されていること。（土質改良機などの使用は、大規模現場（数万㎥級）のみ）

②実際の現場では混合の程度は色ムラのみで判断しているのが現状であり、混合の程度を判断する指標はないこと。

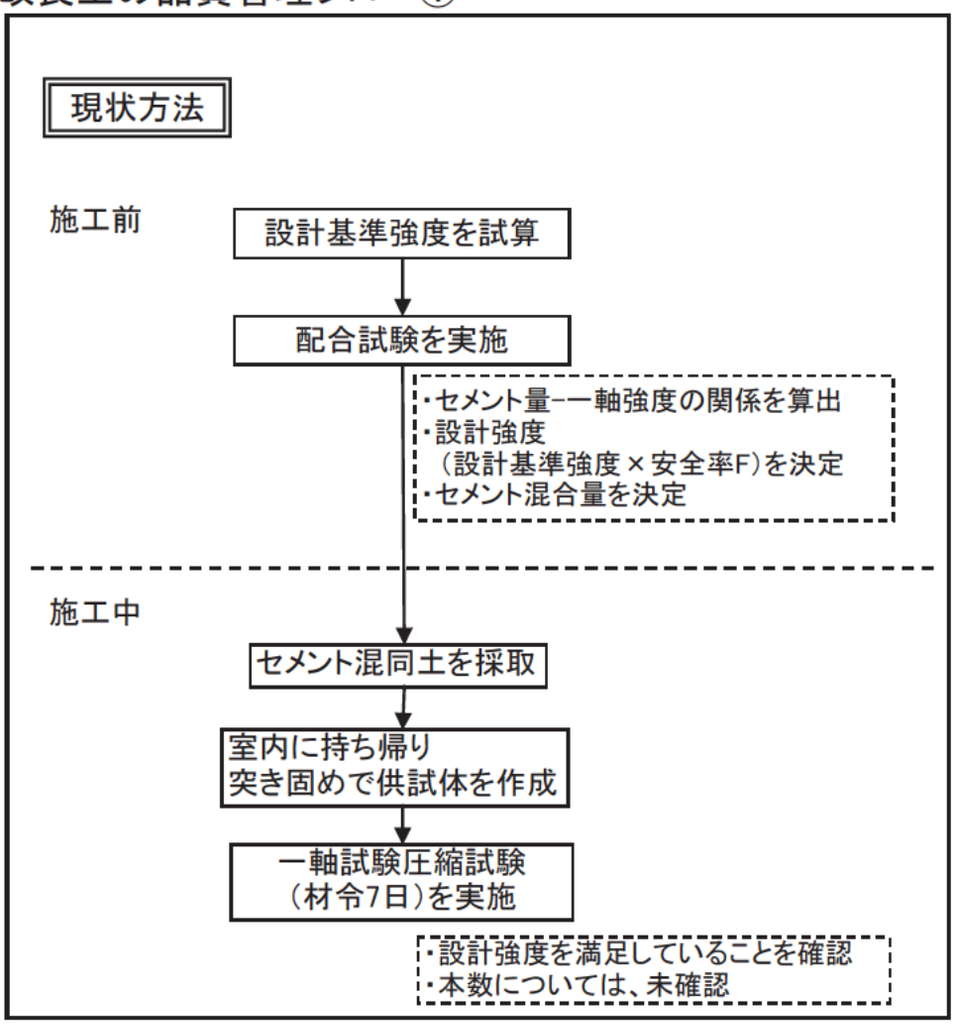
③現場での施工管理の方法として用いられている唯一の指標は一軸圧縮強度であるが、混合した試料を持ち帰り、締め固め試験（3 層、25 回/層）で作成しているため、密度が現場と合わず、発現強度にズレが生じており、厳密な施工管理は難しいこと。

④浅層改良の施工管理に関する試験データについては、データの蓄積に乏しく、具体的な安全率を設定できない状況であること。（路床のスタビライザー改良、深層混合処理については、データの蓄積があり、状況ごとの安全率が設定されている。）

⑤過去にコーン貫入試験機を用いて改良土の強度に換算する試みなど [4)]が行われており、協会でも試験を実施したものの、強度が 100ｋN/㎡を越えると相関性が怪しくなるため、実務で用いられるには至っていないのが現状であること。

改良土の品質管理の現状を図 2-1 に整理する。

改良土の品質管理フロー①



〈課題〉
1）セメント混合土を持ち帰る過程で、セメント固化が進行
2）対象土の自然含水比ωによって、オーバーコンパクションが発生
3）締め固め密度が現場と異なることで、室内/現場強度比が発生

〈利点〉
1）特殊な器具が不要で、一般的な締固め器具で作成可能

図 2-1　ヒアリングに基づいた改良土の品質管理方法の現状のまとめ

３．　コンクリート構造物の代替材としての活用に関する研究

３．１　改良体の擁壁躯体に対する遠心模型実験

（１）実験の目的と概要

改良土を従来のコンクリート構造物の代替材として用いる場合において、改良土はコンクリートに比べて単位体積重量が 60%程度（コンクリート：2.5ｔ/m³、改良体密度：1.5ｔ/m³程度）であること、発現強度が 3～5%に過ぎないなどの相違点があるため、滑動、転倒、内部応力による損傷の挙動について遠心模型実験による確認を試みた。

実験は、長さ 600mm×幅 200mm×高さ 400mm の土槽内に改良土で構築した擁壁と豊浦砂を裏込め土とした模型地盤を設置し、50G の遠心場で擁壁の安定性を確認した。50G の遠心場において擁壁を固定した治具を XYZ 装置で引き上げることによって擁壁に裏込め土の土圧を作用させたときの擁壁底面に発生する鉛直荷重と水平荷重の計測、擁壁本体の変位の計測、および改良土の擁壁の破壊状況の観測を行う実験とした。

なお、改良体の内部応力については計測および検討しないものとし、改良体の損傷等は実験後に目視によって確認した。

（２）実験ケース

実験模型の模式図を図 3-1～3-2 に、実験ケースと仕様を表 3-1 に示す。実験は擁壁底面の長さと改良土の強度をパラメータとして計 8 ケースを実施し、仕様を実験結果に応じて協議のうえ決定した。また、計測項目は、①荷重計 A による鉛直荷重、②荷重計 B による水平荷重、③レーザー変位計による擁壁の変位とした。

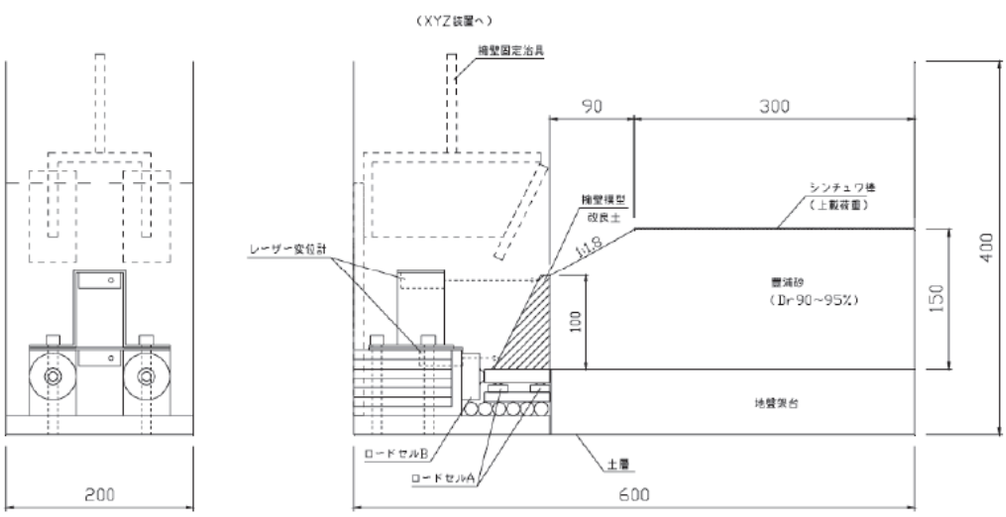


図 3-1　模型模式図（断面図）

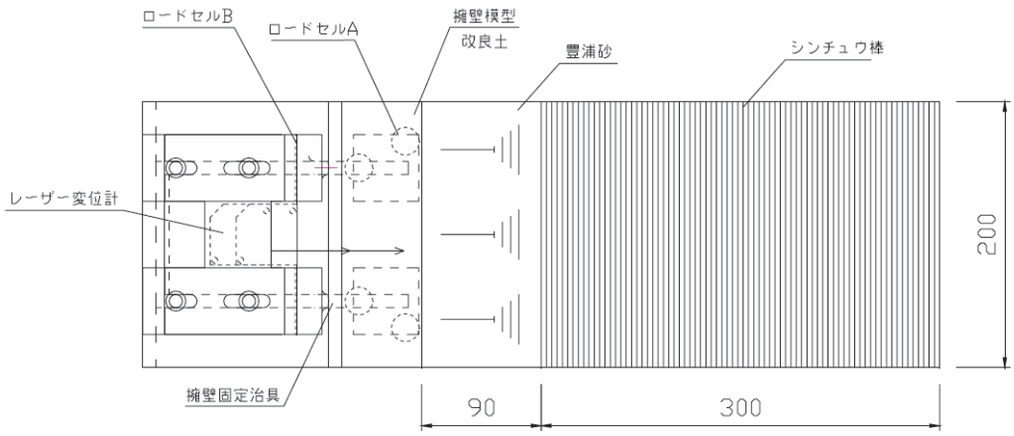


図 3-2　模型模式図（平面図）

表 3-1　実験ケースと仕様

ケース	底盤幅Ｂ（ｍｍ）	背面勾配	目標強度σ（Ｍｐａ）	摘要
1	１１０	１：０．５	１．０	裏込め Dr90%、真鍮棒 2 段
2	１４０	１：０．８	１．０	裏込め Dr90%、真鍮棒 2 段
3	９０	１：０．３	１．０	裏込め Dr90%、真鍮棒 2 段
4	６０	１：０．０	１．０	裏込め Dr90%、真鍮棒 2 段
5	６０	１：０．０	０．４	裏込め Dr90%、真鍮棒 2 段
6	６０	１：０．０	０．４	裏込め Dr90%、真鍮棒 9 段
7	６０	１：０．０	０．４	裏込め Dr60%、真鍮棒 2 段
8	６０	１：０．０	０．４	背面地盤を強制的に滑動

（３）実験手順

本実験の手順を図 3-3 に示す。遠心加速度を 50G（G：重力加速度、1G=9.81m/s^2）として実験を実施した。

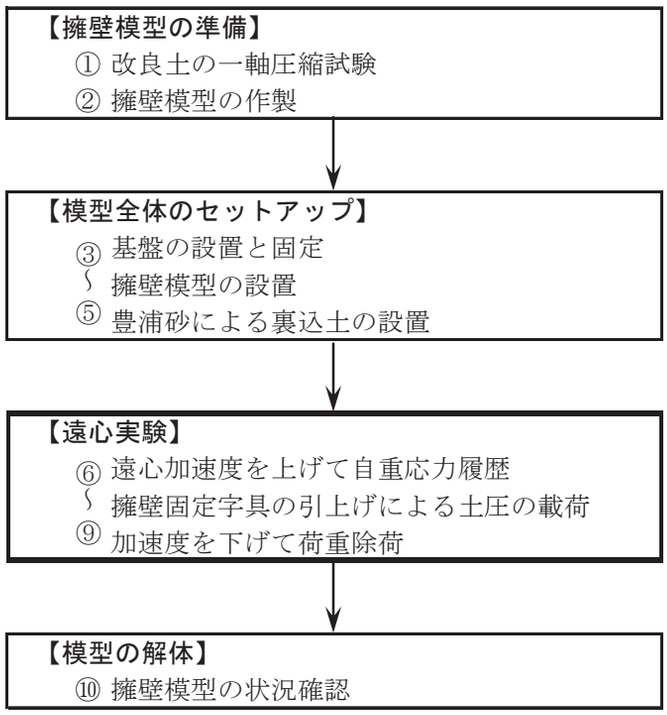


図 3-3　作業フロー

①早強セメントとカオリン粘土および水を混合した改良土を作製し、一軸圧縮試験により強度と配合量の関係を把握した。

②所定の強度が得られるように早強セメントとカオリン粘土および水を配合し、ミキサで混合して改良土を作製する。スラリー状の改良土を擁壁型枠に流し込み、気泡を抜くために型枠を木槌で叩きながら擁壁模型を作製する。また、擁壁模型は、改良土の打設が完了したら恒温室で 1 日間養生し、2 日目に脱型した。

③基盤、擁壁模型、裏込め土、レーザー変位計、ロードセルを模型容器内に設置した。また、裏込め土は所定の密度となるように空中落下または手詰めにより作製し、天端には交通荷重相当になる真鍮棒を敷きならべた。

④模型容器を遠心載荷装置のプラットフォームに固定した後、ロードセルやレーザー変形計を計測用アンプに接続し、計測器及び計測系が正常に動作していることを確認した。また、XYZ 装置を操作し、擁壁固定治具により擁壁を固定した。

⑤遠心力装置回転の前に初期値をとり、計測を開始した。計測センサーによって測定を毎秒 1 ポイント以上の割合で実施し、データ収録装置に収録した。また、実験中はカメラにより模型を撮影し、模型状況を確認した。

⑥遠心力載荷装置を回転させ、遠心加速度を 50G まで上げた。

⑦遠心加速度が 50G となったら計測モニターからロードセル、レーザー変位計が安定していることを確認するとともに、5 分程度安定時間を設けた。

⑧XYZ 装置の Z 軸を操作することで、擁壁固定治具を引き上げ、擁壁に土圧を作用させた。

⑨変位や荷重に変化がないことを確認し実験終了とし、遠心加速度を下げた。

⑩遠心力模型実験終了後、擁壁模型や裏込め土の変形状況を確認した。

（4）実験機器および装置類

遠心模型実験で使用する器具は、表 3-2 に示す。擁壁を作製するための型枠、擁壁土台、レーザー変位計架台など、実験で必要となる部材、材料、計測機器および備品である。

表 3-2　遠心模型実験で使用する器具一式

資機材名	個数	単位	備考
改良土打設型枠①	7	台	各ケース
地盤架台	1	台	
擁壁架台	1	枚	
ロードセル A 架台	1	枚	
ロードセル B 架台	1	枚	
金属球	100	本	φ15 ㎜
レーザー変位計架台	1	個	防護ボックス付
擁壁固定治具	1	個	XYZ 装置に接続、10kg 以下
早強セメント	1	体	
カオリン粘土	1	体	ガラス側の側面に 2cm のグリッドを記入
ロードセル A	4	個	小型圧縮型,定格容量 20kN, φ21
ロードセル B	2	個	小型圧縮型、定格容量 20kN, φ50
レーザー変位計 A	1	個	100mm±40mm
レーザー変位計 B	1	個	（75mm±40mm 程度）
真鍮棒	100	本	長さ 200mm
消耗品一式	1	式	タオル、ガムテープ、グリース等
XYZ 装置	1	式	
動画計測装置	1	式	
遠心土槽	1	台	600 ㎜×400 ㎜×200 ㎜

また、主な実験装置・模型としては、擁壁模型、擁壁固定するための XYZ 装置、基盤、擁壁背面地盤であり、これらの概要を以降に示す。

1）擁壁模型

擁壁模型は底盤幅と強度をパラメータとして作製した。擁壁模型の形状は、図 3-4 に示すとおりであり、高さを h=100mm（50G 場では 5m 相当）、擁壁前面の勾配が 1：0.5、底盤幅をパラメータとして背面勾配を 0（B=60mm）、0.3（B=90mm）、0.5（B=110mm）、0.8（B=140mm）とした。改良土の重量を表 3-3 に示す。

また、擁壁模型は、早強セメント、カオリン粘土および水を混合し、写真 3-1 に示すように混合した改良土を擁壁型枠に流し込んで作製した。改良土は、材令を実験工程の関係から 3 日とし、圧縮強度を qu=1.0MPa または 0.4MPa とした。

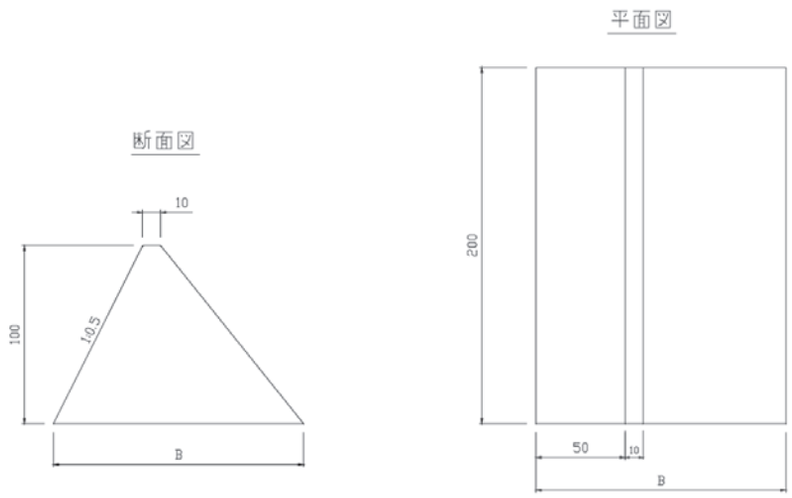


図 3-4　擁壁模型の例

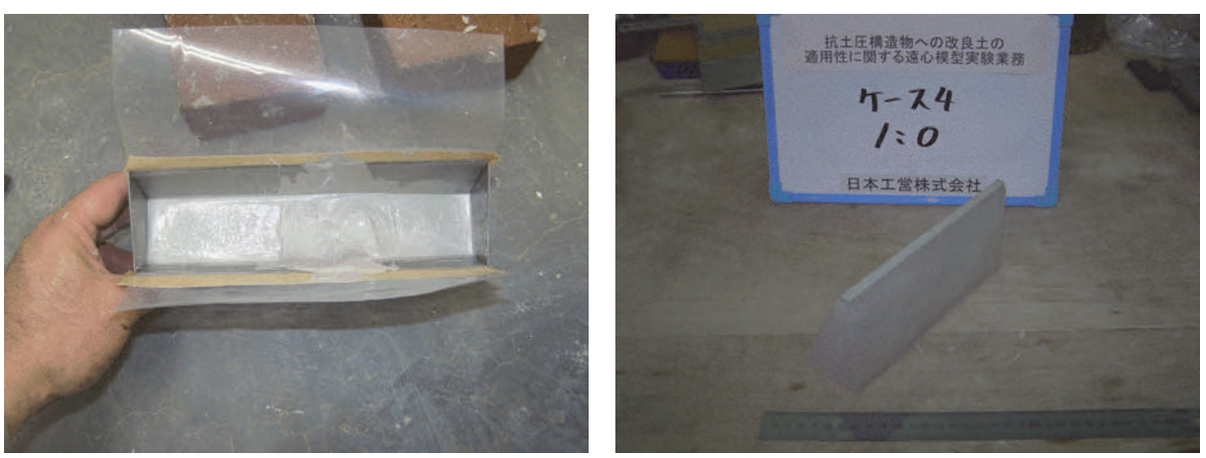


写真 3-1　擁壁模型（左：作成状況　右：型抜き後）

表 3-3　改良土の重量

ケース 1 1：0.5 1MPa	ケース 2 1：0.8 1MPa	ケース 3 1：0.3 1MPa	ケース 4 1：0.0 1MPa	ケース 5 1：0.0 0.4MPa	ケース 6 1：0.0 0.4MPa	ケース 7 1：0.0 0.4MPa	ケース 8 1：0.0 0.4MPa
1580.0g	1980.0g	1321.0g	944.5g	892.4g	892.4g	916.3g	895.6g

2）XYZ 装置

XYZ 装置は、写真 3-2 に示すとおりであり、50G の遠心場において擁壁を固定している治具を引き上げる装置である。固定治具を引き上げることによって擁壁に裏込め土の土圧が作用する。



写真 3-2　XYZ 装置（左）と擁壁の固定状況（右）

3）基盤

擁壁を載せる基盤は、アルミ製とし、その上面には写真 3-3 に示すように擁壁模型と基盤との摩擦係数が μ=0.5～0.6 となるように紙を貼り付けた。また、基盤の下面には鉛直荷重を計測するための荷重計 A（共和電業 LMR-S-20KNSA2Z5）を 4 個設置および、水平荷重（共和電業 LCN-A-20KNZ5）を計測するための荷重計 B を 2 個設置した。

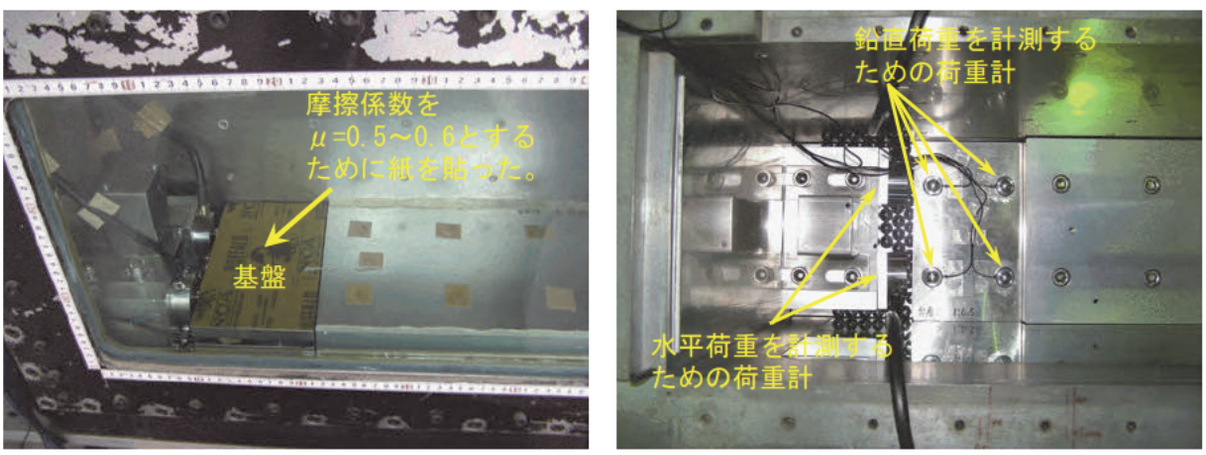


写真 3-3　基盤面の状況

4）擁壁背面地盤

擁壁の背面地盤は、裏込め土として豊浦砂を使用し、写真 3-4 に示すように、90cm の高さから空中落下により相対密度が Dr=90～95%程度（ρ_d=1.60～1.62g/cm^3）となるように作製した。また、緩い詰めのケースではハンドスコップにて静かに砂を置く方法で作製し、密度は ρ_d=1.325g/cm^3 程度となった。豊浦砂の重量を表 3-4 に示す。

また、背面地盤の天端面には写真 3-5 に示すように交通荷重相当の荷重として真鍮棒を 2 段または 9 段設置した。



写真 3-4　背面地盤の作製状況（左：空中落下法 Dr=90～95%）（右：ハンドスコップ法 Dr=60%）



写真 3-5　背面地盤の交通荷重（左：真鍮棒 2 段）（右：真鍮棒 9 段）

表 3-4　真鍮棒の重量および豊浦砂の重量と密度

項目	ケース 1 1：0.5 1MPa	ケース 2 1：0.8 1MPa	ケース 3 1：0.3 1MPa	ケース 4 1：0.0 1MPa	ケース 5 1：0.0 0.4MPa	ケース 6 1：0.0 0.4MPa	ケース 7 1：0.0 0.4MPa	ケース 8 1：0.0 0.4MPa
真鍮棒重量 g	1160	1160	1160	1160	1160	6920	1160	0
砂重量 g	17360	16840	17560	18240	18140	18140	15440	1660
砂密度 g/cm^3	1.615	1.611	1.604	1.621	1.612	1.612	1.325	1.393

（５）要素試験

1）一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は、改良土の目標強度を得るためのカオリン粘土（ASP-100）と早強セメントおよび水の配合量を検討するために実施した。試験条件については、強度が q_u=0.1～1.5MPa 程度が得られるように添加量 4 種×材令 1 種（材令 3 日）とした。また、供試体はスラリー状の改良土をφ50mm×H100mm のプラスチックモールドに 3 層程度に分けて入れ、各層ごとにタッピングにより気泡を抜きながら作製した。

一軸圧縮試験結果を表 3-5 および図 3-5 に示す。1MPa を得るためのセメント比は k=0.654 となり、また、低強度とした 0.4MPa のセメント比は k=0.4 となった。

表 3-5　一軸圧縮試験結果

項目	セメント比 %	配合比 ｶｵﾘﾝ:水:ｾﾒﾝﾄ	No.1	No.2	No.3	平均
湿潤密度　ρ_t　g/cm^3	0.2	1:1.25:0.103	1.406	1.405	1.406	1.406
	0.4	1:1.25:0.206	1.446	1.439	1.447	1.444
	0.6	1:1.25:0.309	1.485	1.480	1.482	1.482
	0.8	1:1.25:0.412	1.514	1.506	1.512	1.511
圧縮強度　q_u　kN/m^2	0.2	1:1.25:0.103	144	142	143	143
	0.4	1:1.25:0.206	379	395	402	392
	0.6	1:1.25:0.309	886	812	820	839
	0.8	1:1.25:0.412	1,534	1,450	1,541	1,508

※セメント比は既往配合試験におけるセメント量を基準として算定した値である。

※配合比はカオリン粘土の重量を1として基準とし、水および早強セメントの比を算定した。

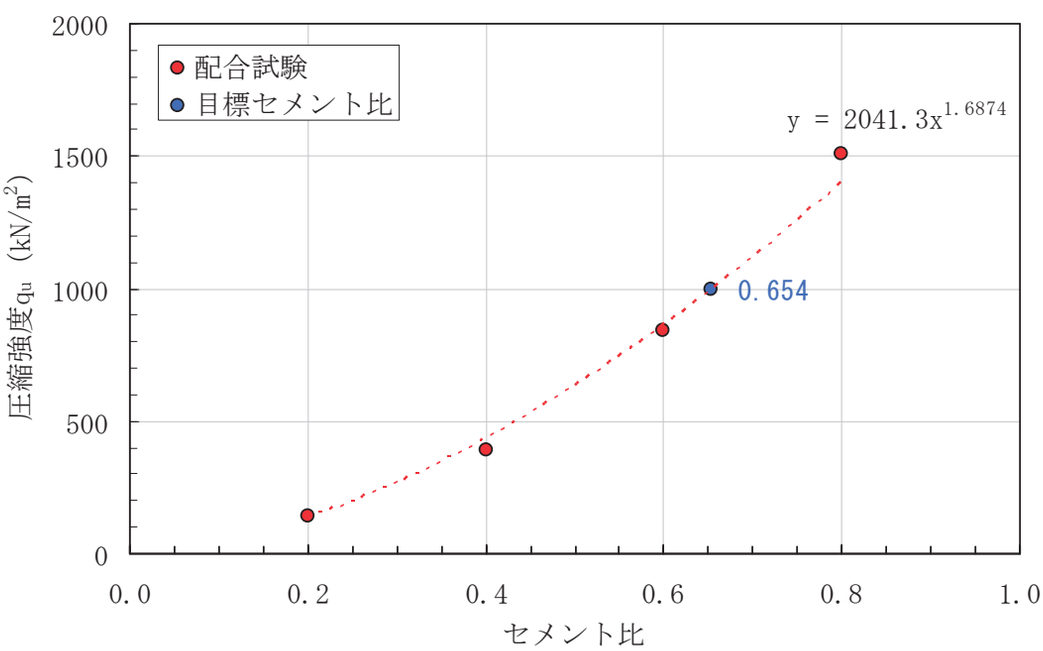


図 3-5　圧縮強度とセメント比の関係

2）一面せん断試験

①改良土とアルミ、②改良土と紙ヤスリ 180 番、③改良土と紙について一面せん断試験を実施し、擁壁と基盤面の摩擦係数を求めた。

試験結果を表 3-6 および図 3-6 に示す。垂直応力 σ_n は擁壁の単体を 14.5kN/m^3（一軸圧縮試験結果）とし、擁壁の高さを 5m として $\sigma_n \fallingdotseq 75$kN/m^2 とした。なお、供試体状況は写真 3-6 に示すとおりである。

目標とした摩擦係数は擁壁の設計で一般的に使用される μ=0.5～0.6 程度としたために、基盤面上には紙を貼り付けることにした。

表 3-6　一面せん断試験結果

材料	垂直応力 σn（kN/m^2）	せん断応力 τ（kN/m^2）	摩擦係数 tanφ
アルミ	75	28.0	0.37
紙ヤスリ180番	75	59.6	0.79
紙	75	43.1	0.57

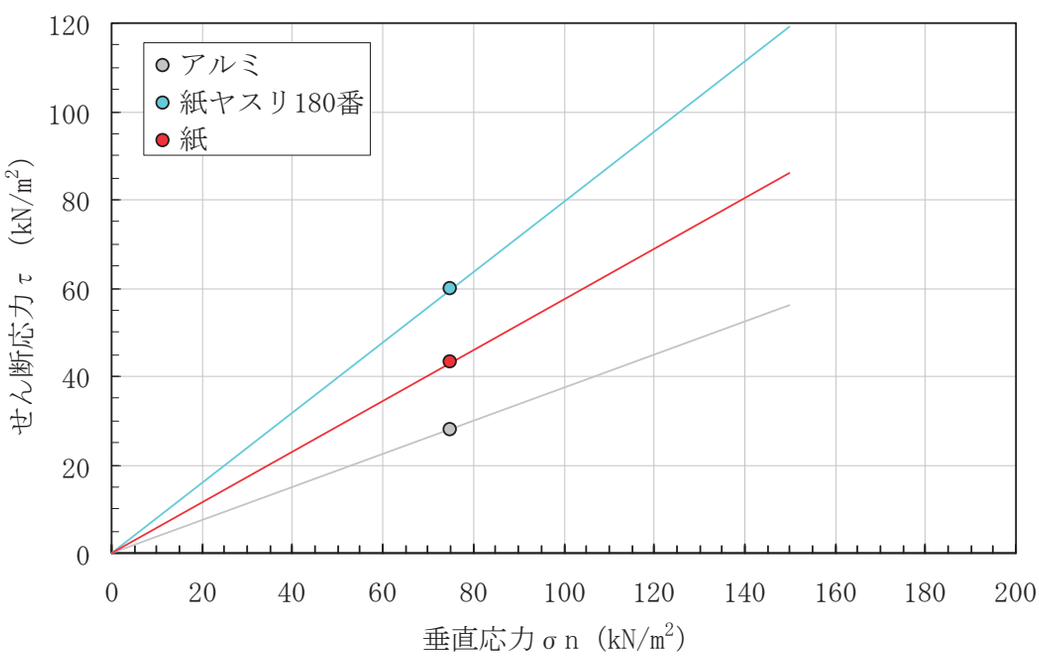
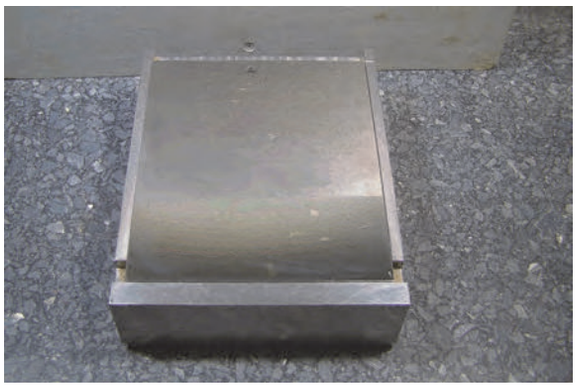


図 3-6　せん断応力と垂直応力の関係



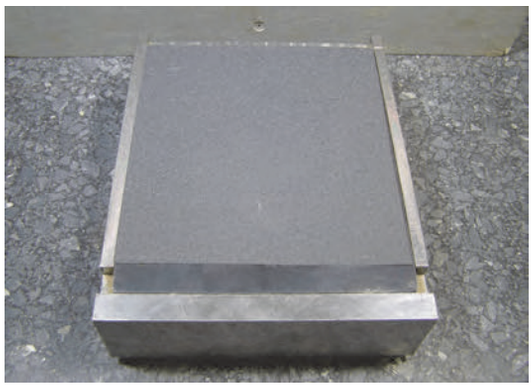




写真 3-6　摩擦係数を求めるための材料（左上：アルミ、右：紙ヤスリ 180 番、左下：紙）

（６）実験の結果

1）ケース 1

ケース 1 は、①擁壁が背面勾配を 1：0.5、強度を q_u=1.0MPa とし、②裏込め土が密度を ρ_d=1.615g/cm^3、③交通荷重相当の真鍮棒を 2 段として 1.16kg 載荷した実験仕様である。また、実験工程は、自重応力履歴載荷（1→50G）→50G 場で安定→土圧載荷→実験終了である。

実験全体の系時変化を図 3-7 に、土圧載荷時における各計測項目の変化を図 3-8 に、実験模型の状況を写真 3-7 に示す。なお、計測データは 50G 場の計測値であり、実物換算は行っていない。

○擁壁は土圧を載荷しても、滑動に伴うような明瞭な変位は見受けられなかった。変位量としては 0.05mm 程度であった。

○擁壁には変位が生じていないが、固定治具を引き上げると同時に変位が発生したように計測された。原因は、レーザー変位計の乱反射によることが想定された。

○固定治具を引き上げると、鉛直荷重が 150kN 低下した。原因は固定治具が擁壁を多少押していた可能性がある。また、低下後はほぼ一定で推移した。

○擁壁に土圧を載荷すると、水平荷重は最大で 108N 増加した。また、載荷中は僅かながら減少した。

○実験後に実験模型を目視で確認したところ、背面の裏込め土はくさび状のすべりなどは見受けられなかった。また、擁壁にはクラックなどの破損は認められなかった。

○擁壁は本条件では外部および内部的に安定した状態にあることが想定される。

※変位量のマイナスは谷側（滑動）への移動を示す。

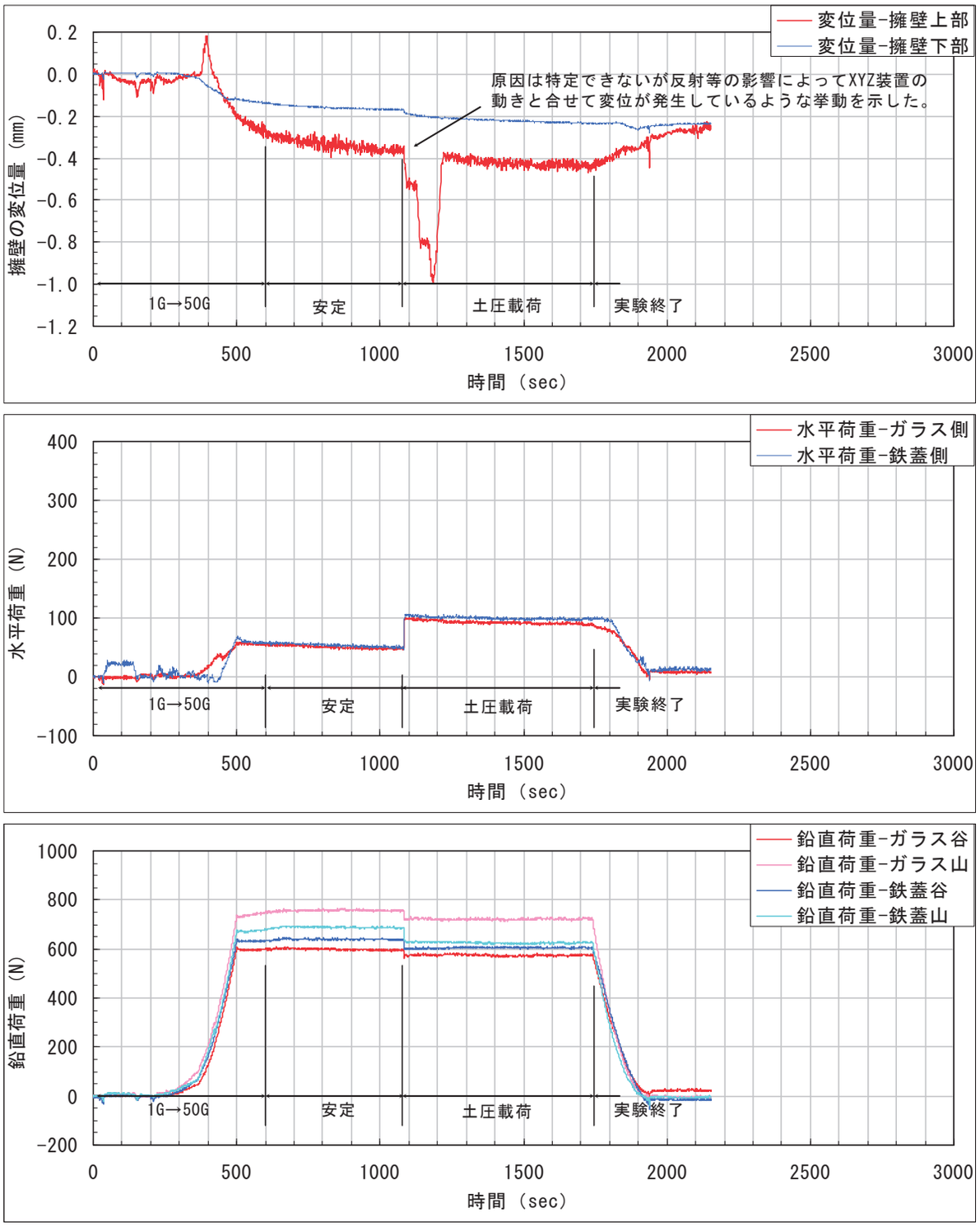
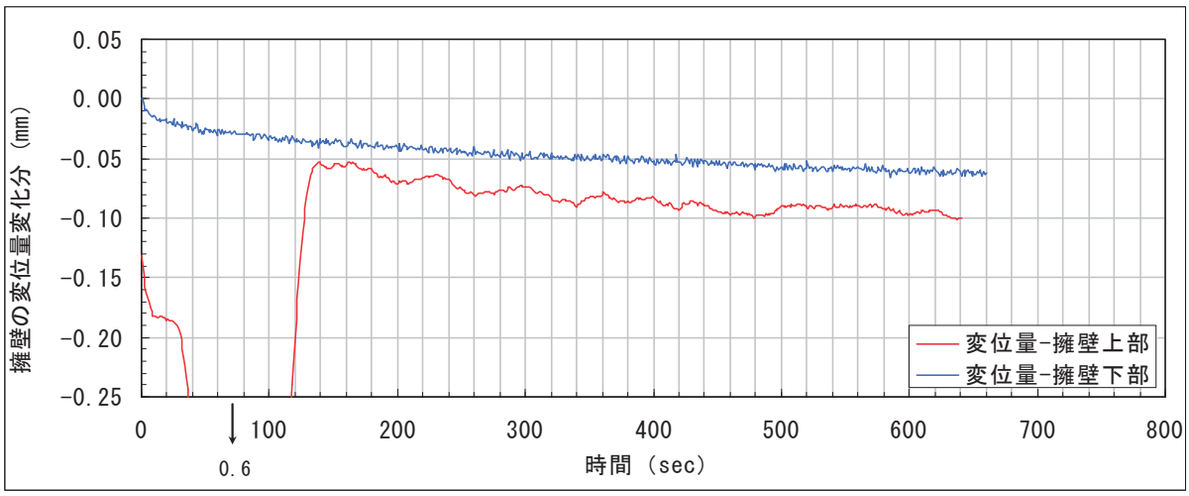
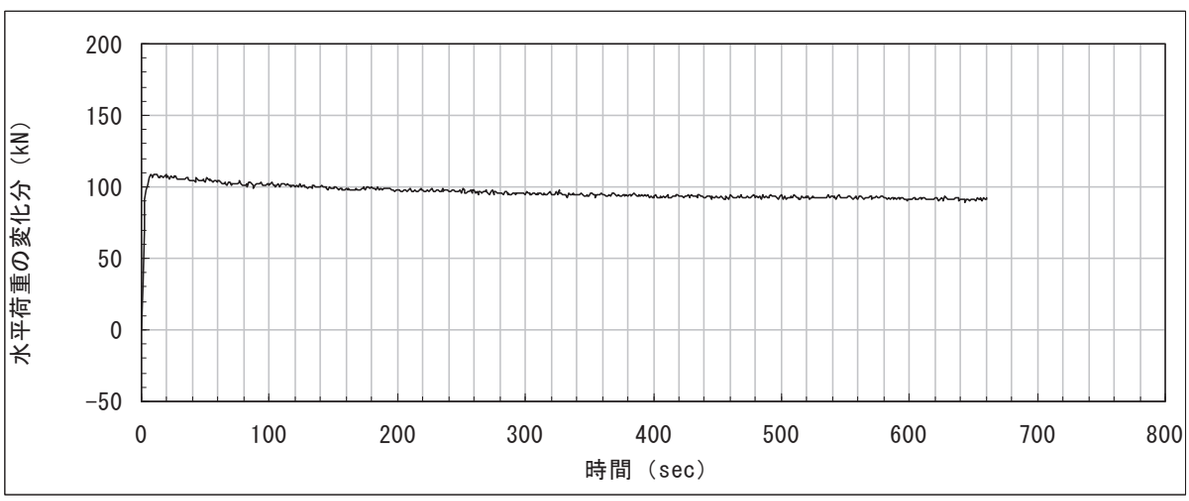


図 3-7　ケース 1 の系時変化

※変位計-擁壁上部は移動平均とした。
※水平荷重および鉛直荷重は合計で整理した結果である。





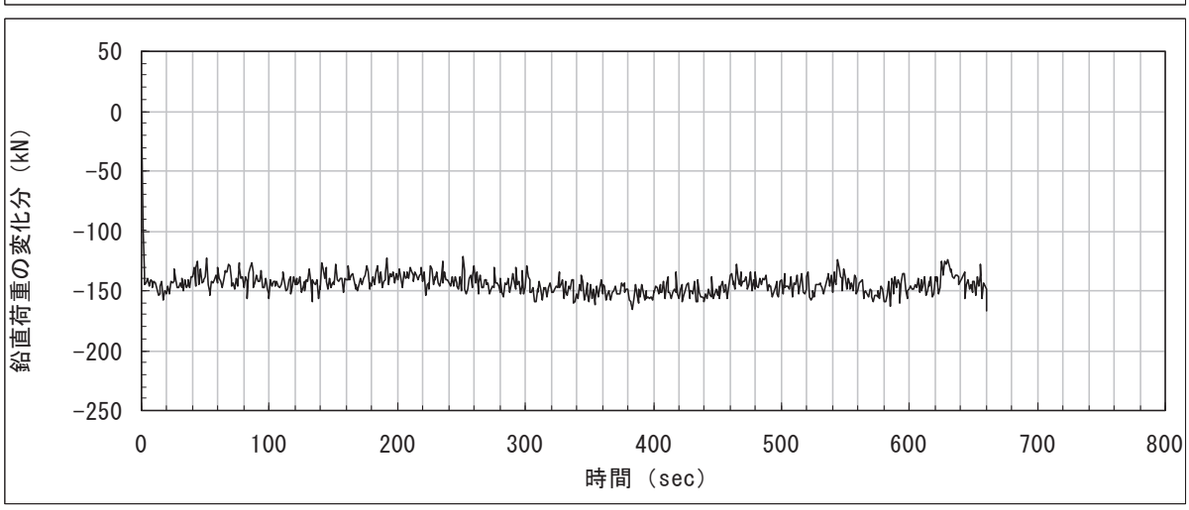


図 3-8　ケース 1 の土圧載荷時の変化分

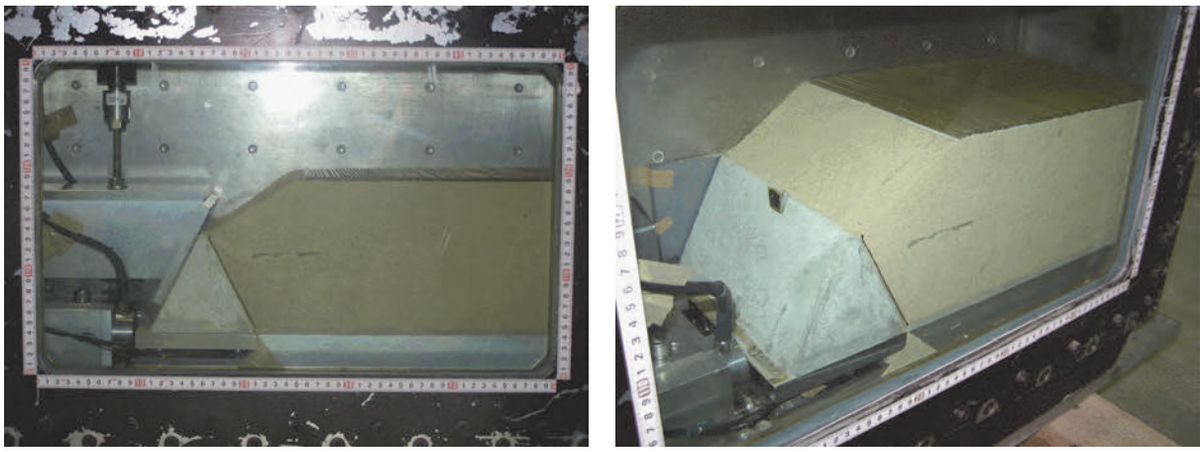


写真 3-7　ケース 1 の模型状況（左：実験前、右：実験後）

2）ケース 2

ケース 2 は、①擁壁が背面勾配を 1：0.8、強度を q_u=1.0MPa とし、②裏込め土が密度を ρ_d=1.611g/cm^3、③交通荷重相当の真鍮棒を 2 段として 1.16kg 載荷した実験仕様である。また、実験工程は、自重応力履歴載荷（1→50G）→50G 場で安定→土圧載荷→実験終了である。

実験全体の系時変化を図 3-9 に、土圧載荷時における各計測項目の変化を図 3-10 に、実験模型の状況を写真 3-8 に示す。なお、計測データは 50G 場の計測値であり、実物換算は行っていない。

○擁壁は土圧を載荷しても、滑動に伴う変位は見受けられなかった。
○擁壁には変位が生じていないが、固定治具を引き上げると同時に変位が発生したように計測された。レーザー変位計の乱反射によることが想定されていたので、反射を抑える改善を行ったが、ケース 1 と同様の現象が発生した。
○固定治具を引き上げると、鉛直荷重が 60kN 低下した。原因は固定治具が擁壁を多少押していた可能性がある。また、低下後はほぼ一定で推移した。
○擁壁に土圧を載荷すると、水平荷重は最大で 60N 増加した。また、載荷中はほぼ一定の値を示した。
○実験後に実験模型を目視で確認したところ、背面の裏込め土はくさび状のすべりなどは見受けられなかった。また、擁壁にはクラックなどの破損は認められなかった。
○擁壁は本条件では外部および内部的に安定した状態にあることが想定される。

※変位量のマイナスは谷側（滑動）への移動を示す。

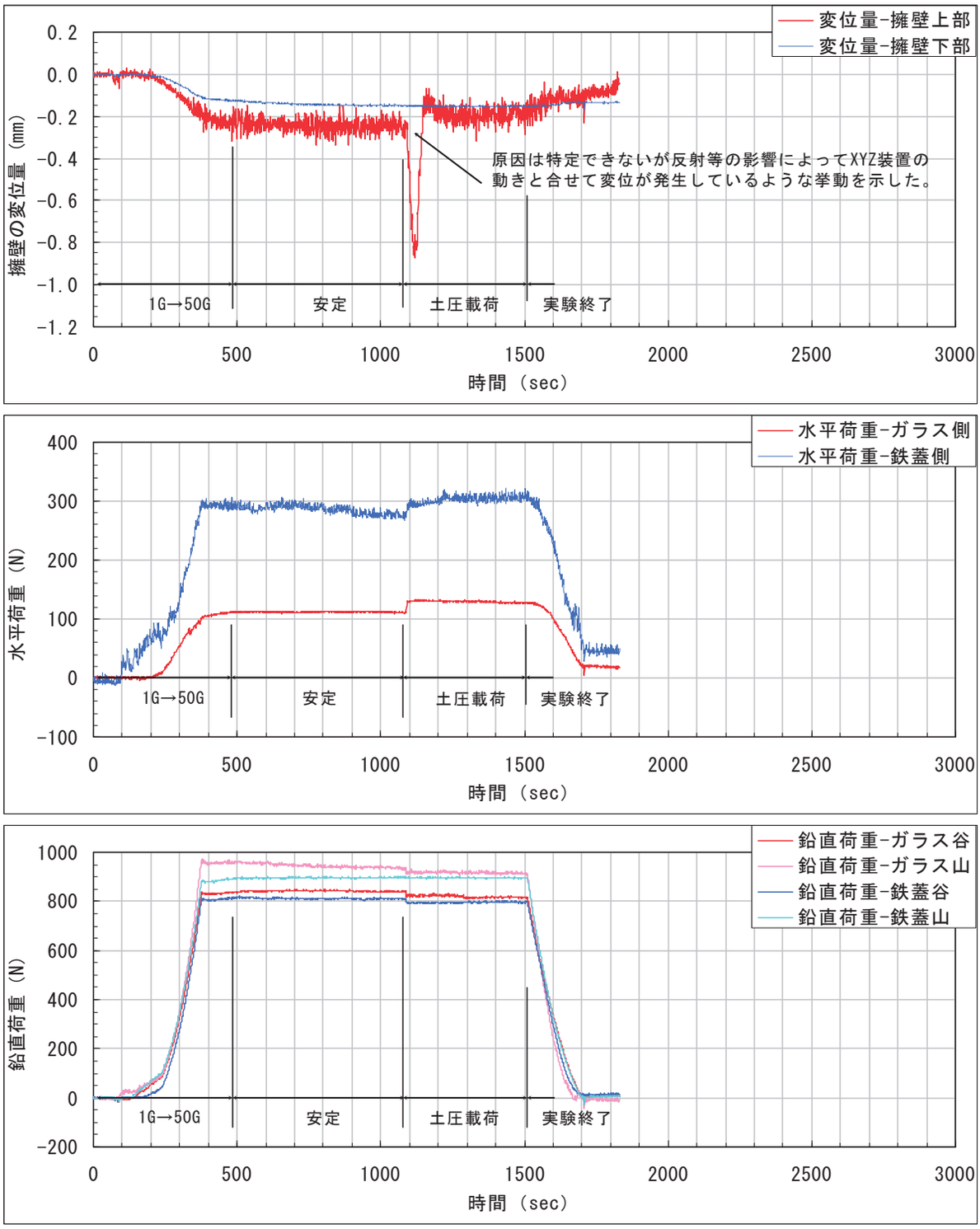
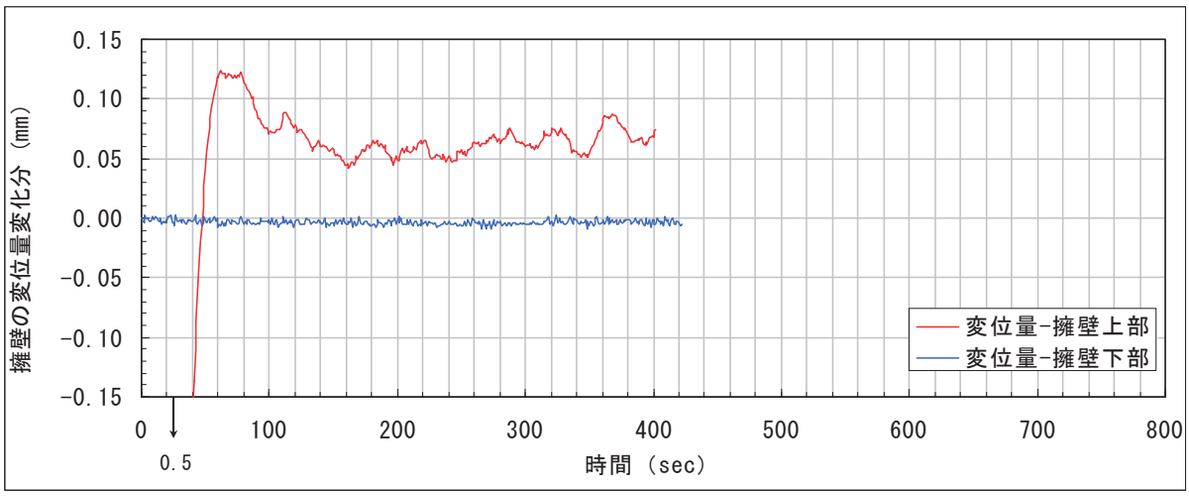
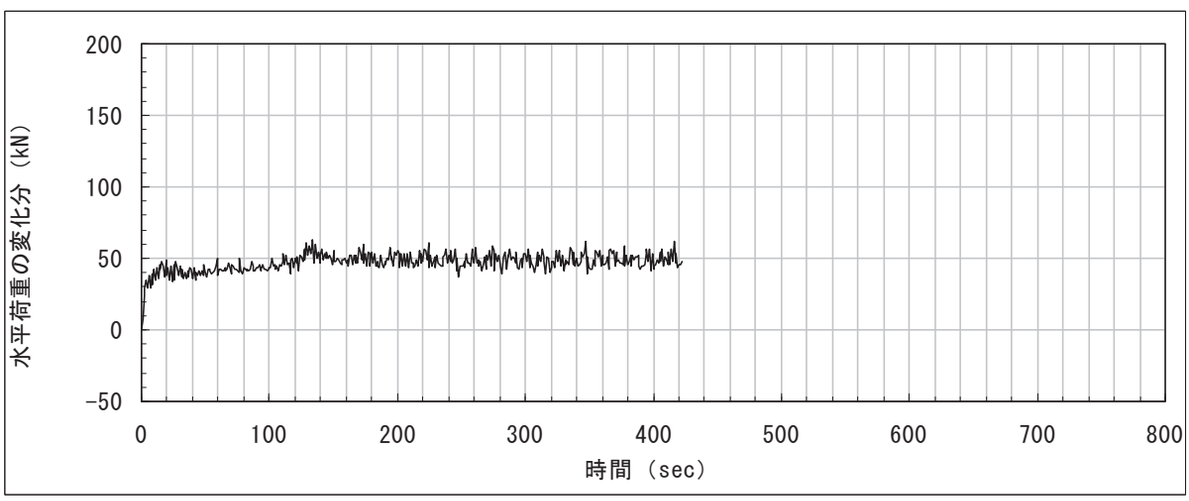


図 3-9　ケース 2 の系時変化

※変位計-擁壁上部は移動平均とした。
※水平荷重および鉛直荷重は合計で整理した結果である。





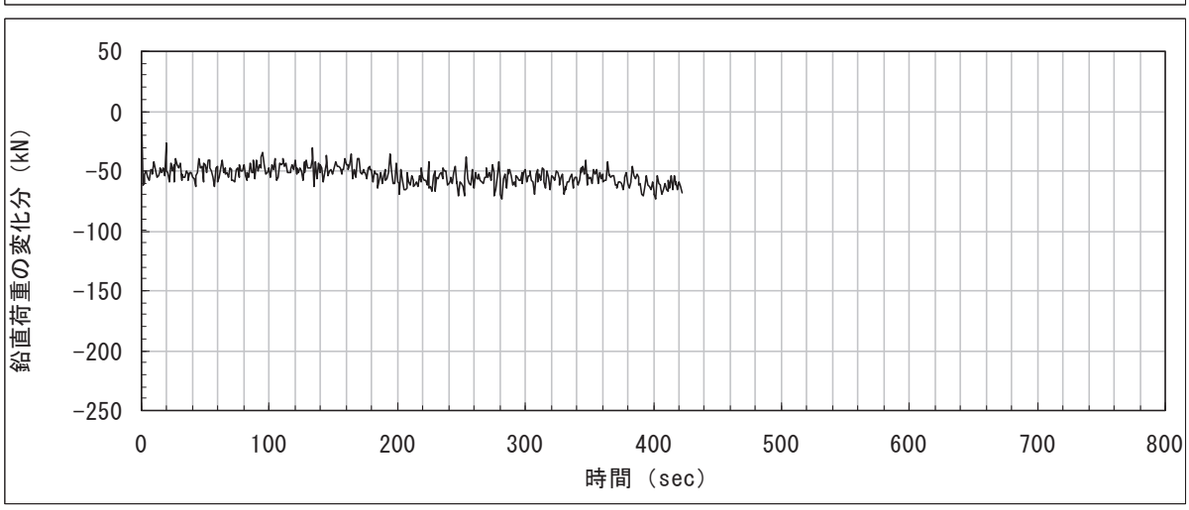


図 3-10　ケース 2 の土圧載荷時の変化分

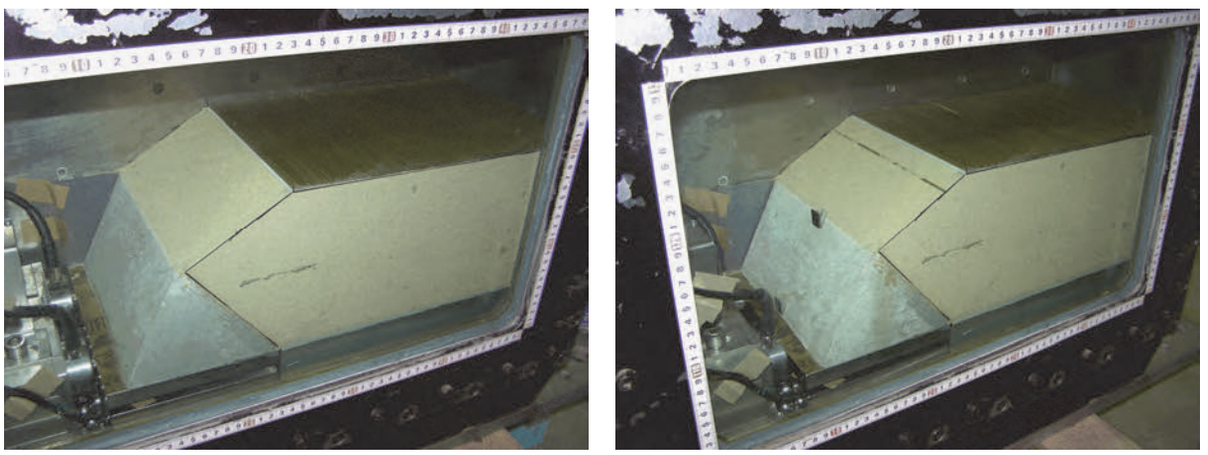


写真 3-8　ケース 2 の模型状況（左：実験前、右：実験後）

3）ケース 3

ケース 3 は、①擁壁が背面勾配を 1：0.3、強度を q_u=1.0MPa とし、②裏込め土が密度を ρ_d=1.604g/cm^3、③交通荷重相当の真鍮棒を 2 段として 1.16kg 載荷した実験仕様である。また、実験工程は、自重応力履歴載荷（1→50G）→50G 場で安定→土圧載荷→実験終了である。

実験全体の系時変化を図 3-11 に、土圧載荷時における各計測項目の変化を図 3-12 に、実験模型の状況を写真 3-9 に示す。なお、計測データは 50G 場の計測値であり、実物換算は行っていない。

○擁壁に土圧を載荷しても滑動に伴う変位は見受けられなかったが、擁壁下部で 0.12mm 程度の変位が発生した。
○ケース 1 およびケース 2 ではレーザー変位計が乱反射によると想定される不具合が発生していが、再度反射を抑える改善を行った結果、改善された。
○固定治具を引き上げると、鉛直荷重が 270kN 程度低下した。原因は固定治具が擁壁を押していた可能性がある。また、低下後はほぼ一定で推移した。
○擁壁に土圧を載荷すると、水平荷重は最大で 170N 増加した。また、載荷中はほぼ一定の値を示した。
○実験後に実験模型を目視で確認したところ、背面の裏込め土はくさび状のすべりなどは見受けられなかった。また、擁壁にはクラックなどの破損は認められなかった。
○擁壁は本条件では外部および内部的に安定した状態にあることが想定される。

※変位量のマイナスは谷側（滑動）への移動を示す。

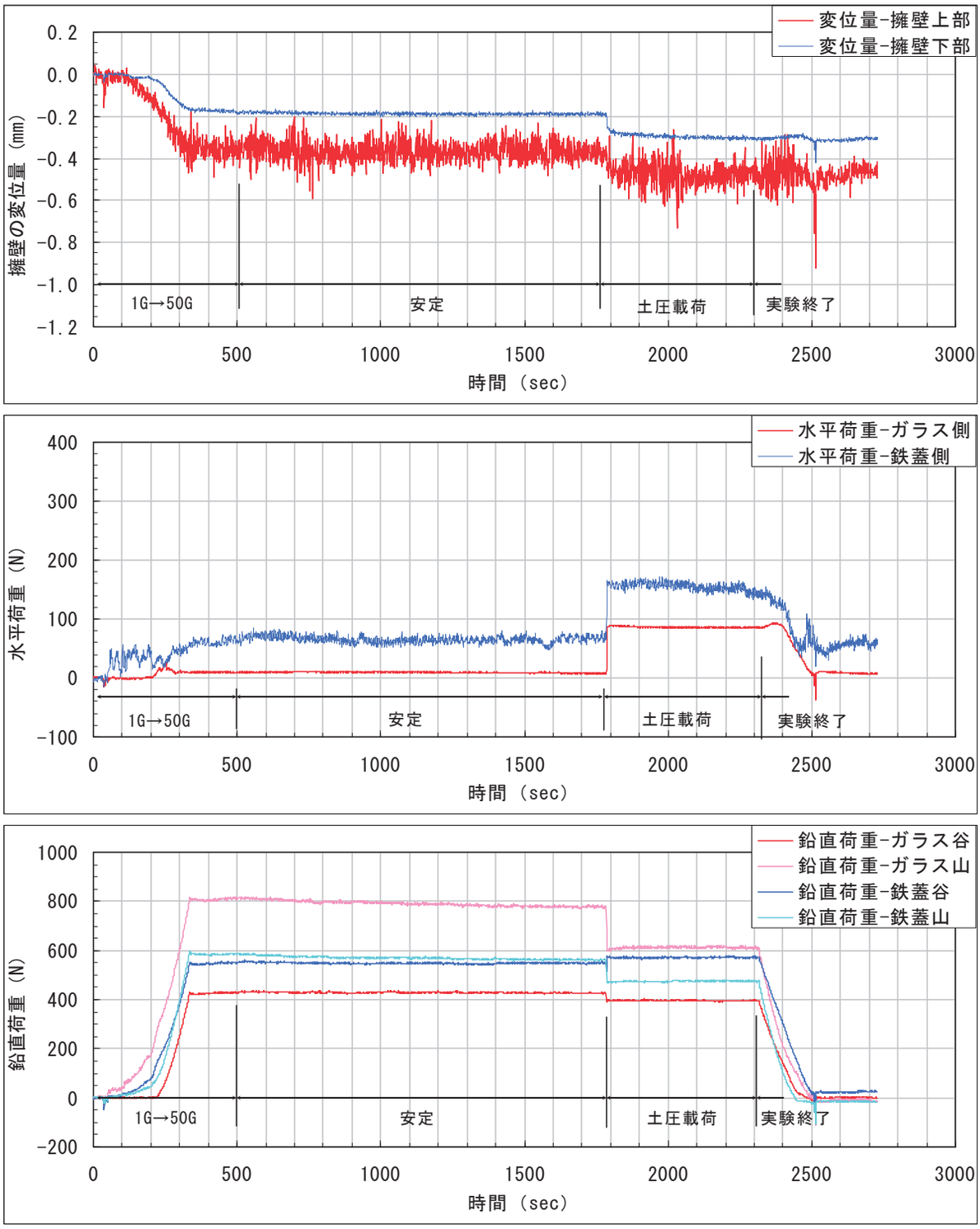
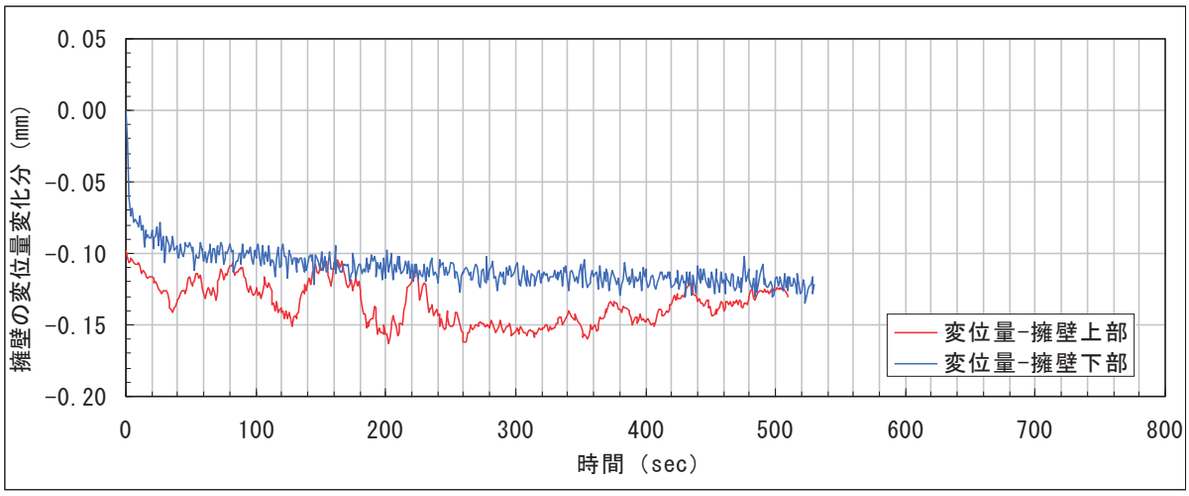
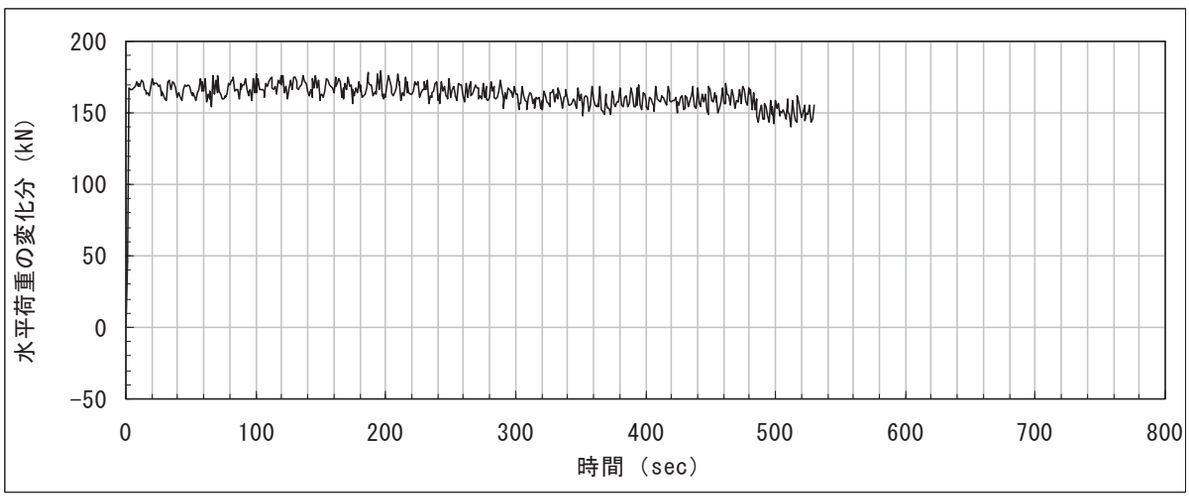


図 3-11　ケース 3 の系時変化

※変位計-擁壁上部は移動平均とした。
※水平荷重および鉛直荷重は合計で整理した結果である。





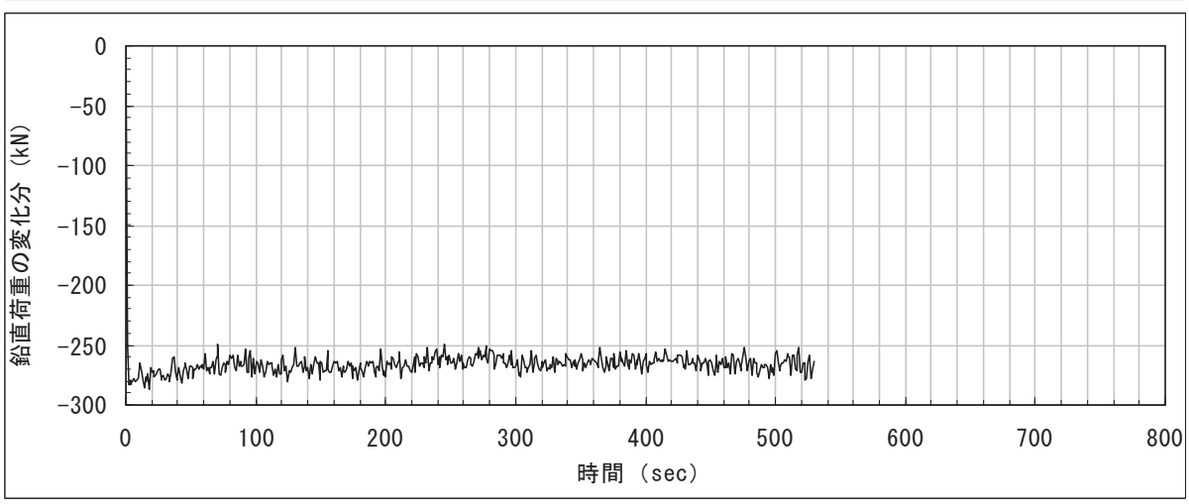


図 3-12　ケース 3 の土圧載荷時の変化分

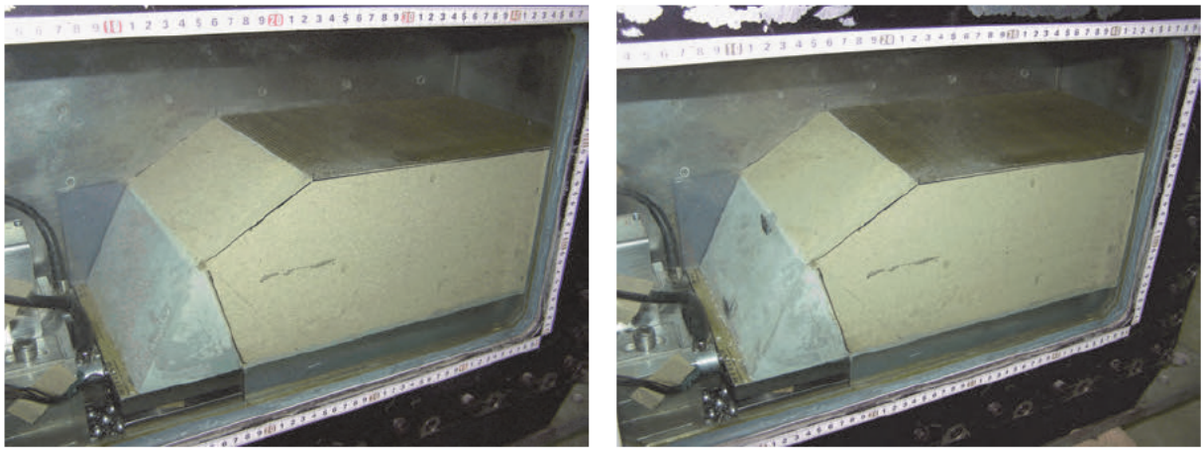


写真 3-9　ケース 3 の模型状況（左：実験前、右：実験後）

4）ケース 4

ケース 4 は、①擁壁が背面勾配を 1：0.0、強度を q_u=1.0MPa とし、②裏込め土が密度を ρ_d=1.621g/cm^3、③交通荷重相当の真鍮棒を 2 段として 1.16kg 載荷した実験仕様である。また、実験工程は、自重応力履歴載荷（1→50G）→50G 場で安定→土圧載荷→実験終了である。

実験全体の系時変化を図 3-13 に、土圧載荷時における各計測項目の変化を図 3-14 に、実験模型の状況を写真 3-10 に示す。なお、計測データは 50G 場の計測値であり、実物換算は行っていない。

○擁壁に土圧を載荷しても滑動に伴う変位は見受けられなかった。
○擁壁に土圧を載荷したが鉛直荷重は殆ど変化しなかった。
○擁壁に土圧を載荷したが水平荷重は 20N 程度の増加であった。また、載荷中はほぼ一定の値を示した。
○実験後に実験模型を目視で確認したところ、背面の裏込め土はくさび状のすべりなどは見受けられなかった。また、擁壁にはクラックなどの破損は認められなかった。
○擁壁は本条件では外部および内部的に安定した状態にあることが想定される。

※変位量のマイナスは谷側（滑動）への移動を示す。

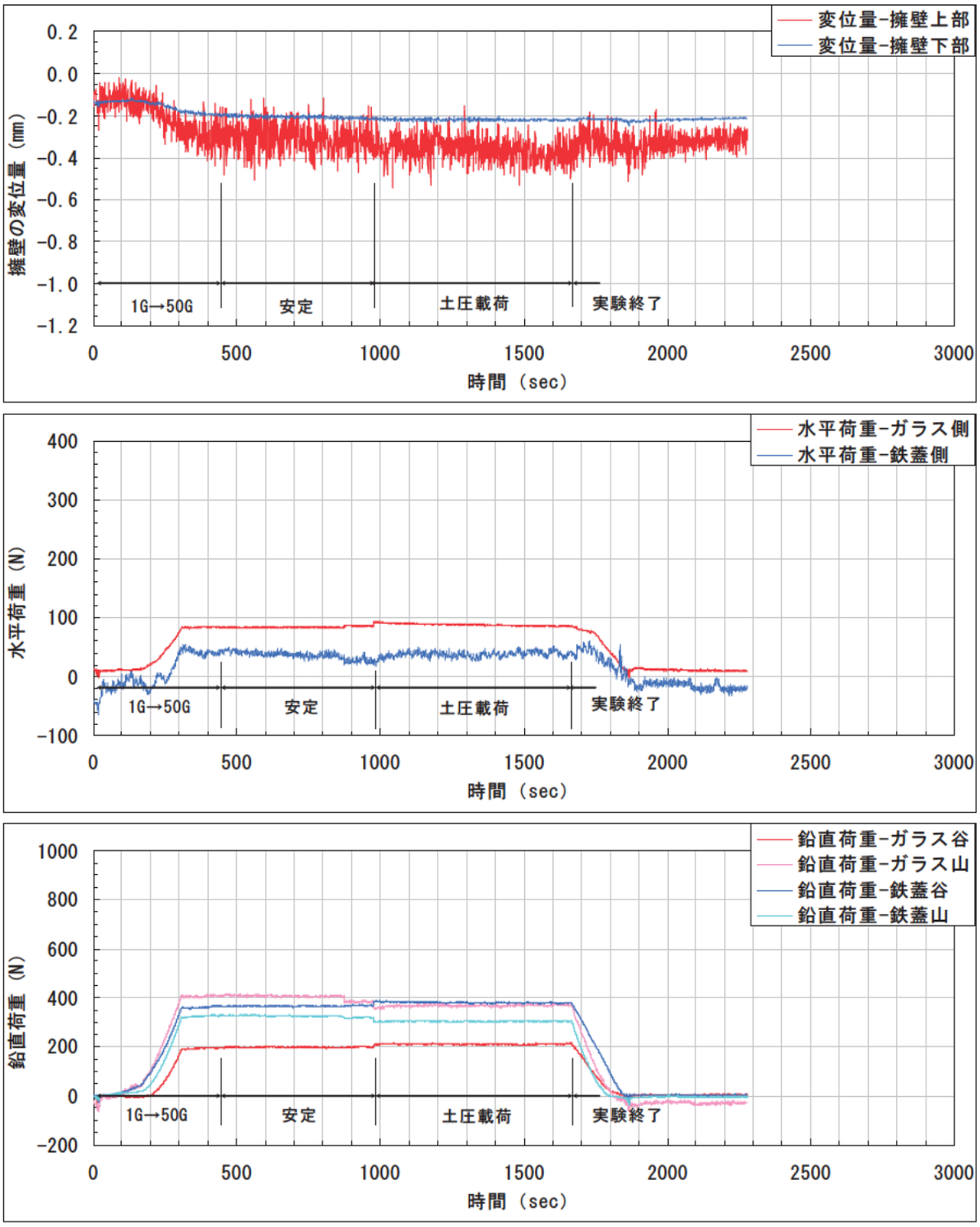


図 3-13　ケース 4 の系時変化

※変位計-擁壁上部は移動平均とした。
※水平荷重および鉛直荷重は合計で整理した結果である。

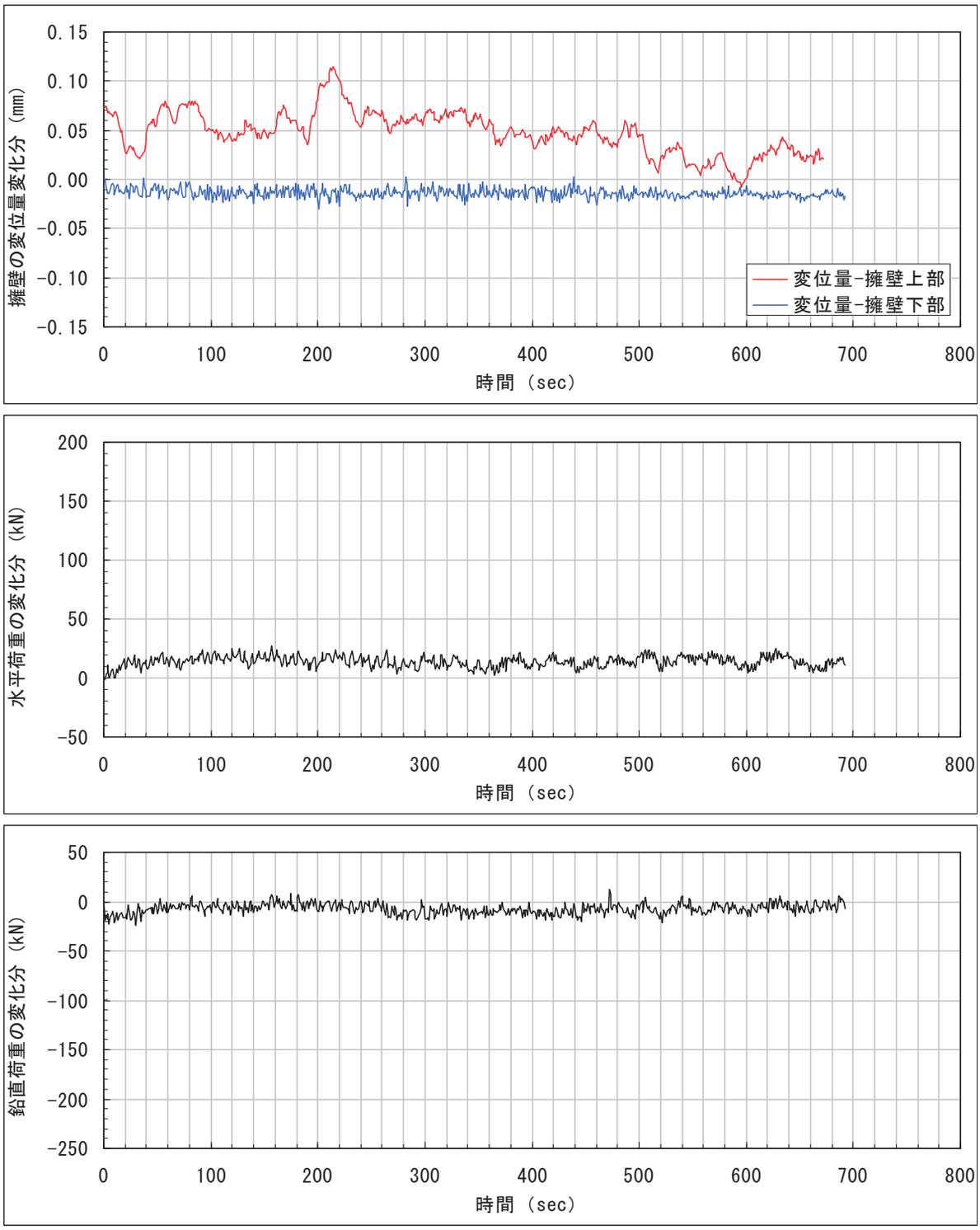


図 3-14　ケース 4 の土圧載荷時の変化分

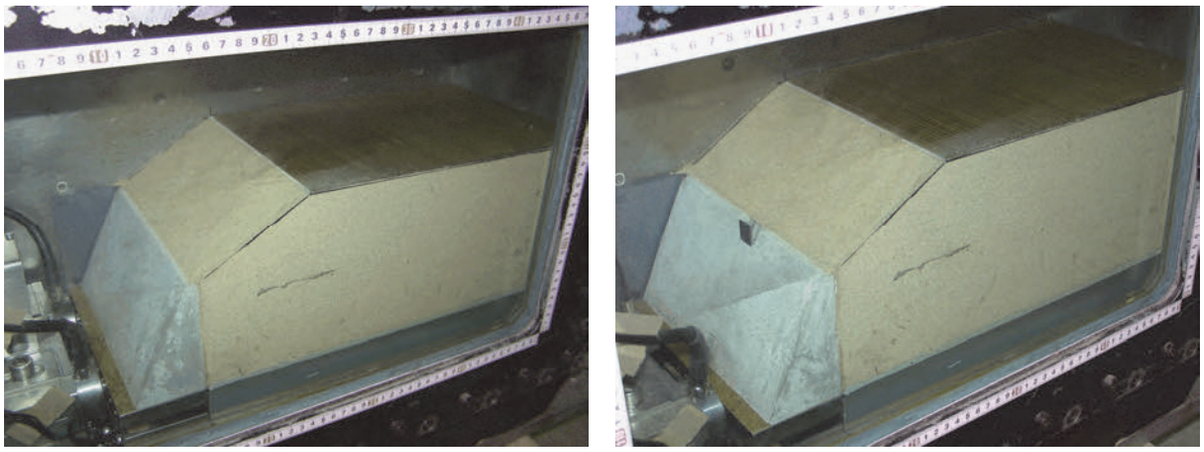


写真 3-10　ケース 4 の模型状況（左：実験前、右：実験後）

5）ケース 5

ケース 5 は、①擁壁が背面勾配を 1：0.0、強度を q_u=0.4MPa とし、②裏込め土が密度を ρ_d=1.612g/cm^3、③交通荷重相当の真鍮棒を 2 段として 1.16kg 載荷した実験仕様である。また、実験工程は、自重応力履歴載荷（1→50G）→50G 場で安定→土圧載荷→実験終了である。

実験全体の系時変化を図 3-15 に、土圧載荷時における各計測項目の変化を図 3-16 に、実験模型の状況を写真 3-11 に示す。なお、計測データは 50G 場の計測値であり、実物換算は行っていない。

○擁壁の強度を 1MPa から 0.4MPa に低下させたが、土圧を載荷しても変位は見受けられなかった。
○擁壁に土圧を載荷したが鉛直荷重は殆ど変化しなかった。また、載荷中はほぼ一定の値を示した。
○擁壁に土圧を載荷したが水平荷重は殆ど変化しなかった。また、載荷中はほぼ一定の値を示した。
○実験後に実験模型を目視で確認したところ、背面の裏込め土はくさび状のすべりなどは見受けられなかった。また、擁壁にはクラックなどの破損は認められなかった。
○擁壁は本条件では外部および内部的に安定した状態にあることが想定される。

※変位量のマイナスは谷側（滑動）への移動を示す。

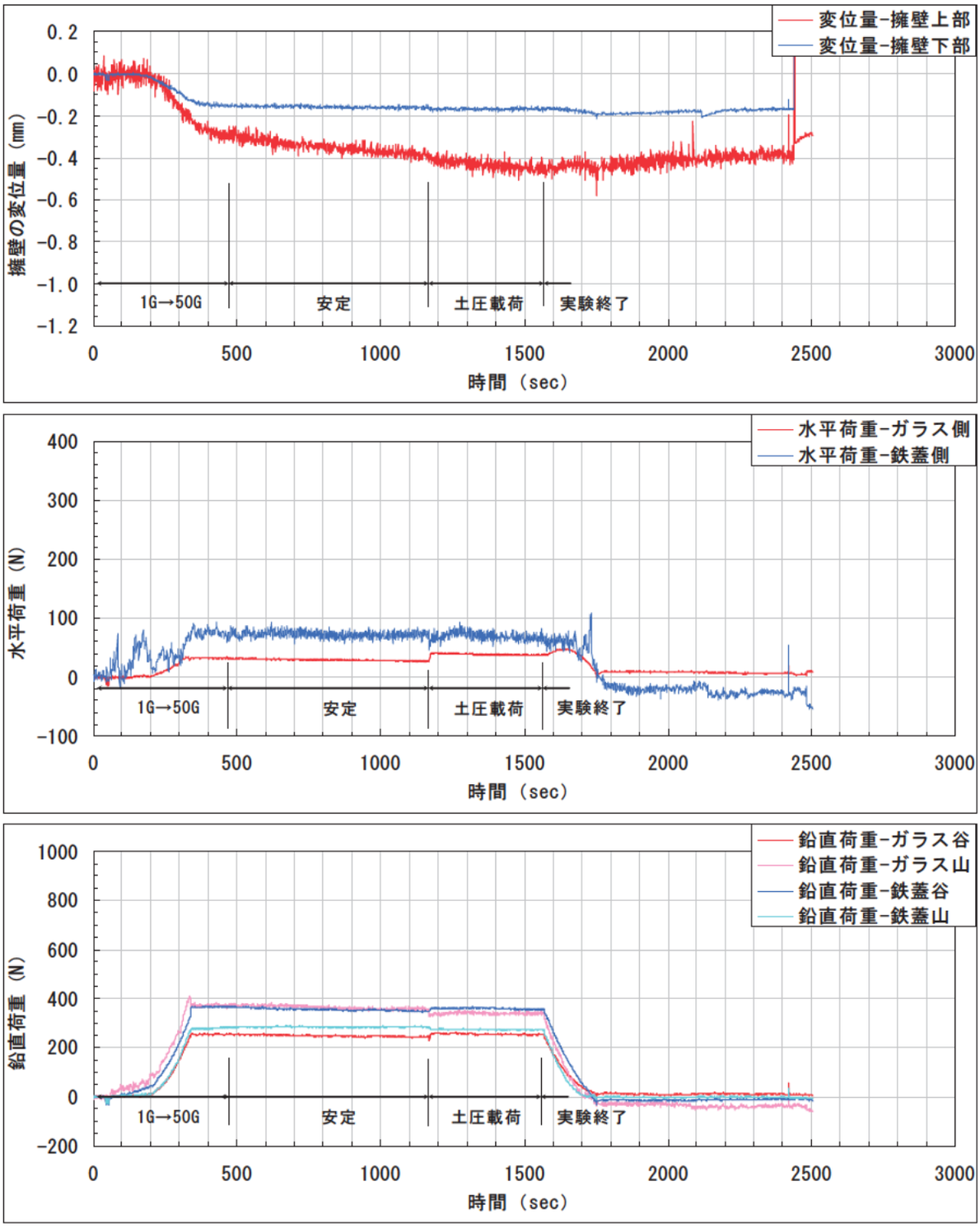


図 3-15　ケース 5 の系時変化

※変位計-擁壁上部は移動平均とした。
※水平荷重および鉛直荷重は合計で整理した結果である。

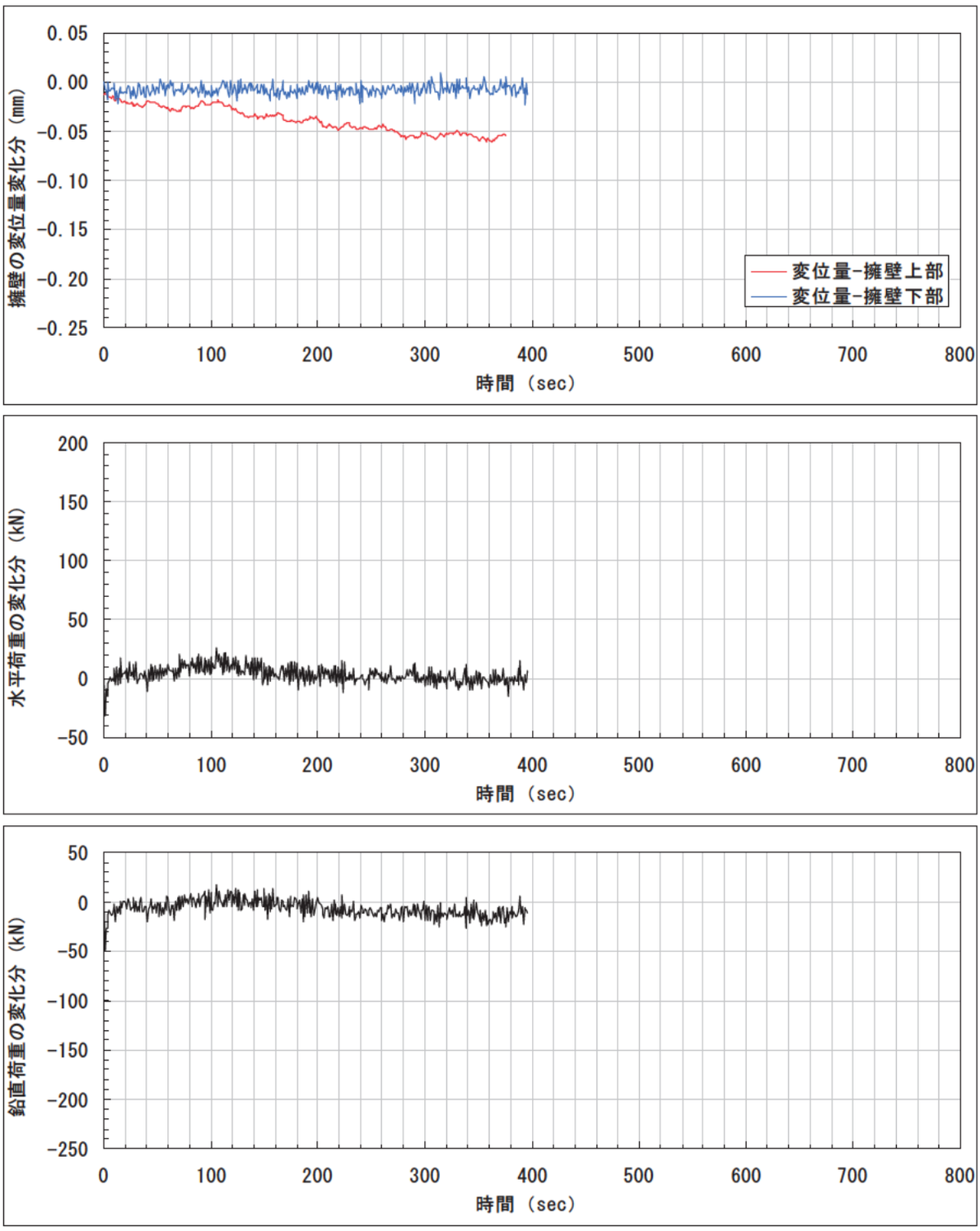


図 3-16　ケース 5 の土圧載荷時の変化分



写真 3-11　ケース 5 の模型状況（左：実験前、右：実験後）

6）ケース 6

ケース 6 は、①擁壁が背面勾配を 1：0.0、強度を q_u=0.4MPa とし、②裏込め土が密度を ρ_d=1.612g/cm^3、③交通荷重相当の真鍮棒を 9 段として 6.92kg 載荷した実験仕様である。また、実験工程は、自重応力履歴載荷（1→50G）→50G 場で安定→土圧載荷→実験終了である。

実験全体の系時変化を図 3-17 に、土圧載荷時における各計測項目の変化を図 3-18 に、実験模型の状況を写真 3-12 に示す。なお、計測データは 50G 場の計測値であり、実物換算は行っていない。

○ケース 5 よりも交通荷重を増加させたが、擁壁は土圧を載荷しても、滑動に伴うような明瞭な変位は見受けられなかった。変位量としては 0.05mm 程度であった。
○固定治具を引き上げると、鉛直荷重が 80kN 低下した。原因は固定治具が擁壁を多少押していた可能性がある。また、低下後はほぼ一定で推移した。
○擁壁に土圧を載荷すると、水平荷重は最大で 20N 増加した。また、載荷中はほぼ一定の値を示した。
○実験後に実験模型を目視で確認したところ、背面の裏込め土はくさび状のすべりなどは見受けられなかった。また、擁壁にはクラックなどの破損は認められなかった。
○擁壁は本条件では外部および内部的に安定した状態にあることが想定される。

※変位量のマイナスは谷側（滑動）への移動を示す。

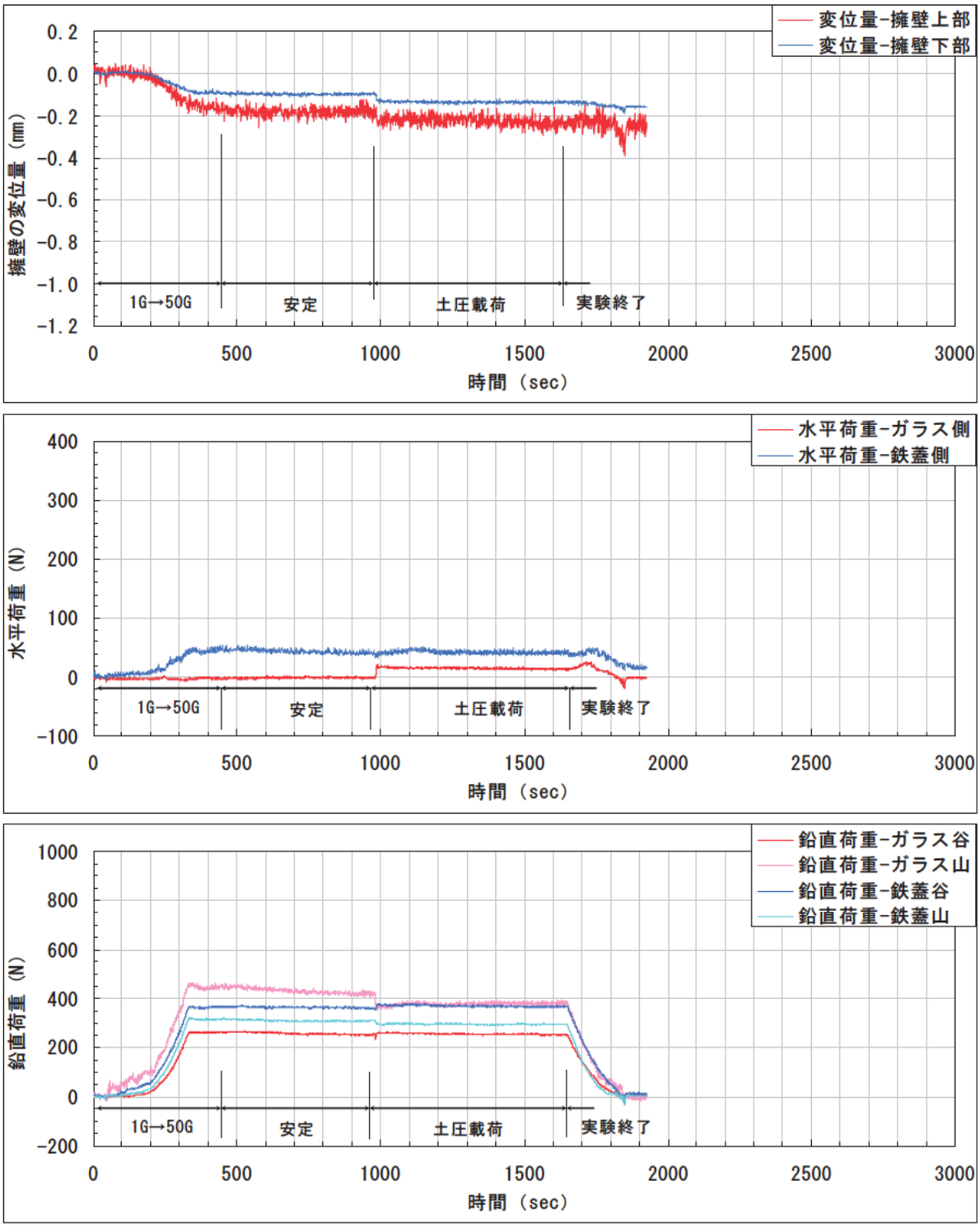
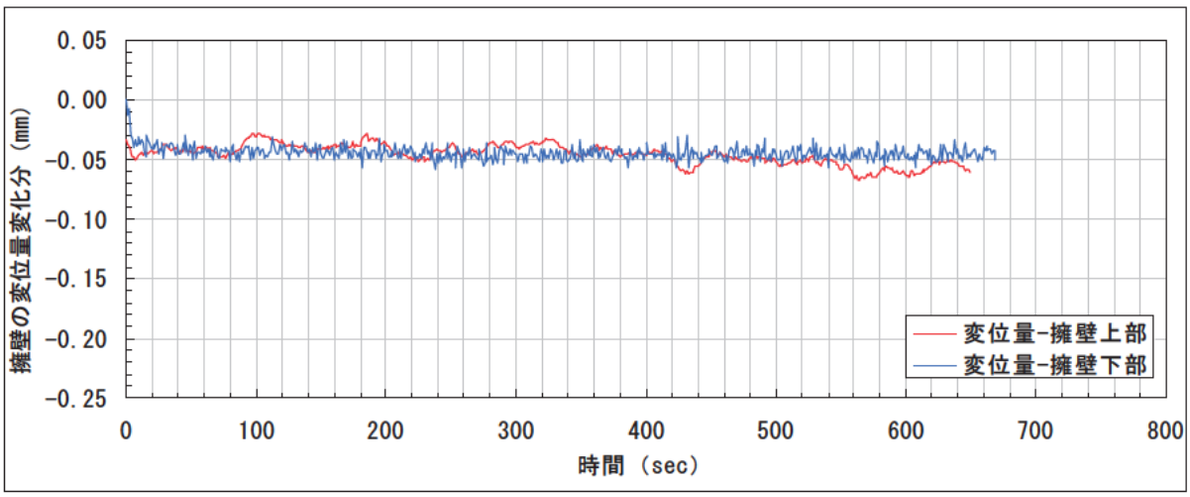
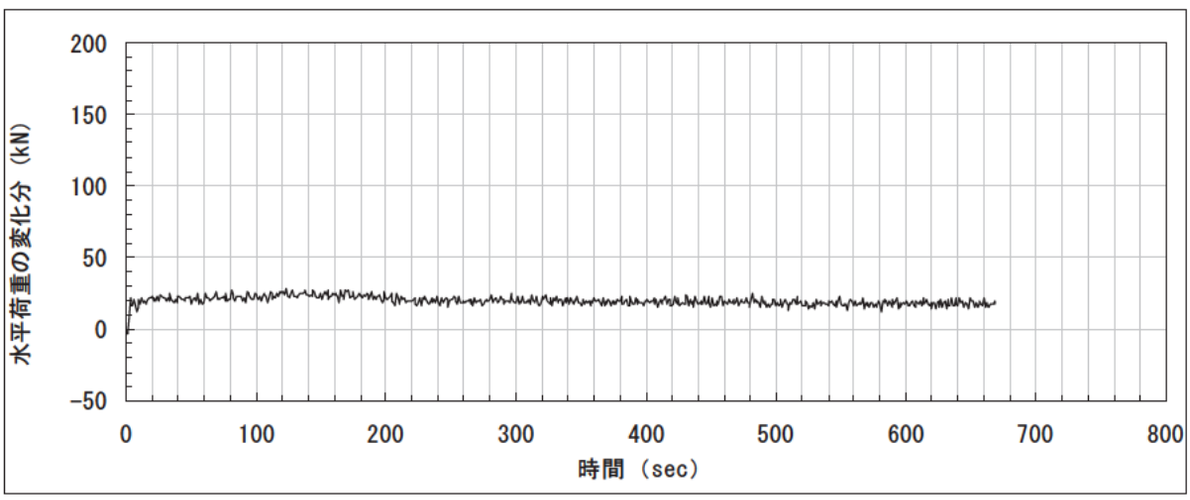


図 3-17　ケース 6 の系時変化

※変位計-擁壁上部は移動平均とした。
※水平荷重および鉛直荷重は合計で整理した結果である。





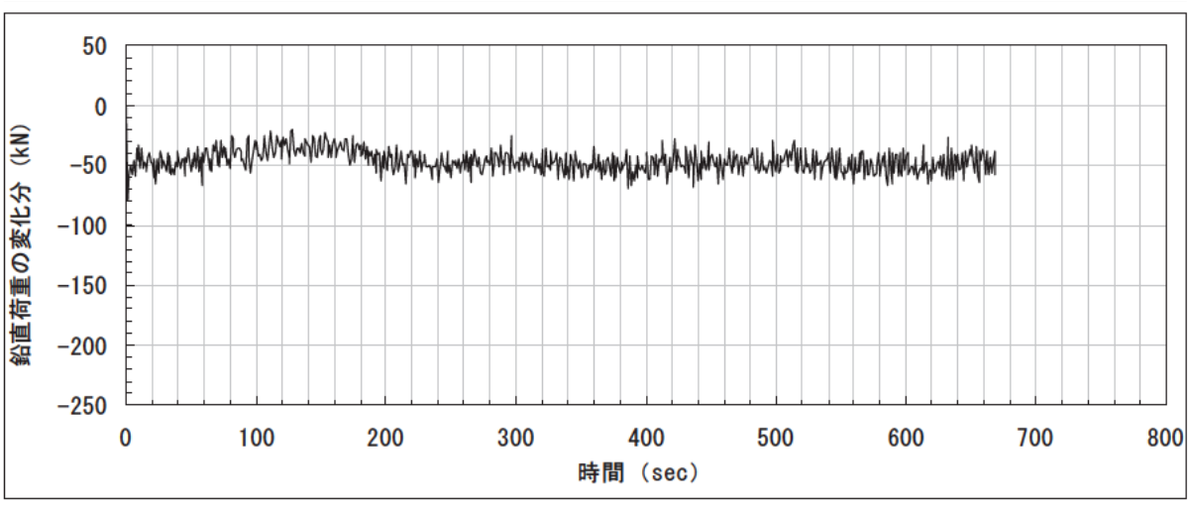


図 3-18　ケース 6 の土圧載荷時の変化分



写真 3-12　ケース 6 の模型状況（左：実験前、右：実験後）

7）ケース 7

ケース 7 は、①擁壁が背面勾配を 1：0.0、強度を q_u=0.4MPa とし、②裏込め土が密度を ρ_d=1.325g/cm^3、③交通荷重相当の真鍮棒を 2 段として 1.16kg 載荷した実験仕様である。また、実験工程は、自重応力履歴載荷（1→50G）→50G 場で安定→土圧載荷→実験終了である。

実験全体の系時変化を図 3-19 に、土圧載荷時における各計測項目の変化を図 3-20 に、実験模型の状況を写真 3-13 に示す。なお、計測データは 50G 場の計測値であり、実物換算は行っていない。

○裏込め土の密度を大幅に小さくしたが、擁壁は土圧を載荷しても、滑動に伴うような明瞭な変位は見受けられなかった。変位量としては 0.05mm 程度であった。
○固定治具を引き上げると、鉛直荷重が 50kN 程度低下した後、直ぐに 50kN 程度増加した。本ケースでは土圧載荷に伴って鉛直荷重が増加したのではないと想定する。
○擁壁に土圧を載荷すると、水平荷重は最大で 40N 程度増加した。また、載荷中は多少減少傾向にあった。
○実験後に実験模型を目視で確認したところ、背面の裏込め土はくさび状のすべりなどは見受けられなかった。また、擁壁にはクラックなどの破損は認められなかった。
○擁壁は本条件では未だ外部および内部的に安定した状態にあることが想定される。

※変位量のマイナスは谷側（滑動）への移動を示す。

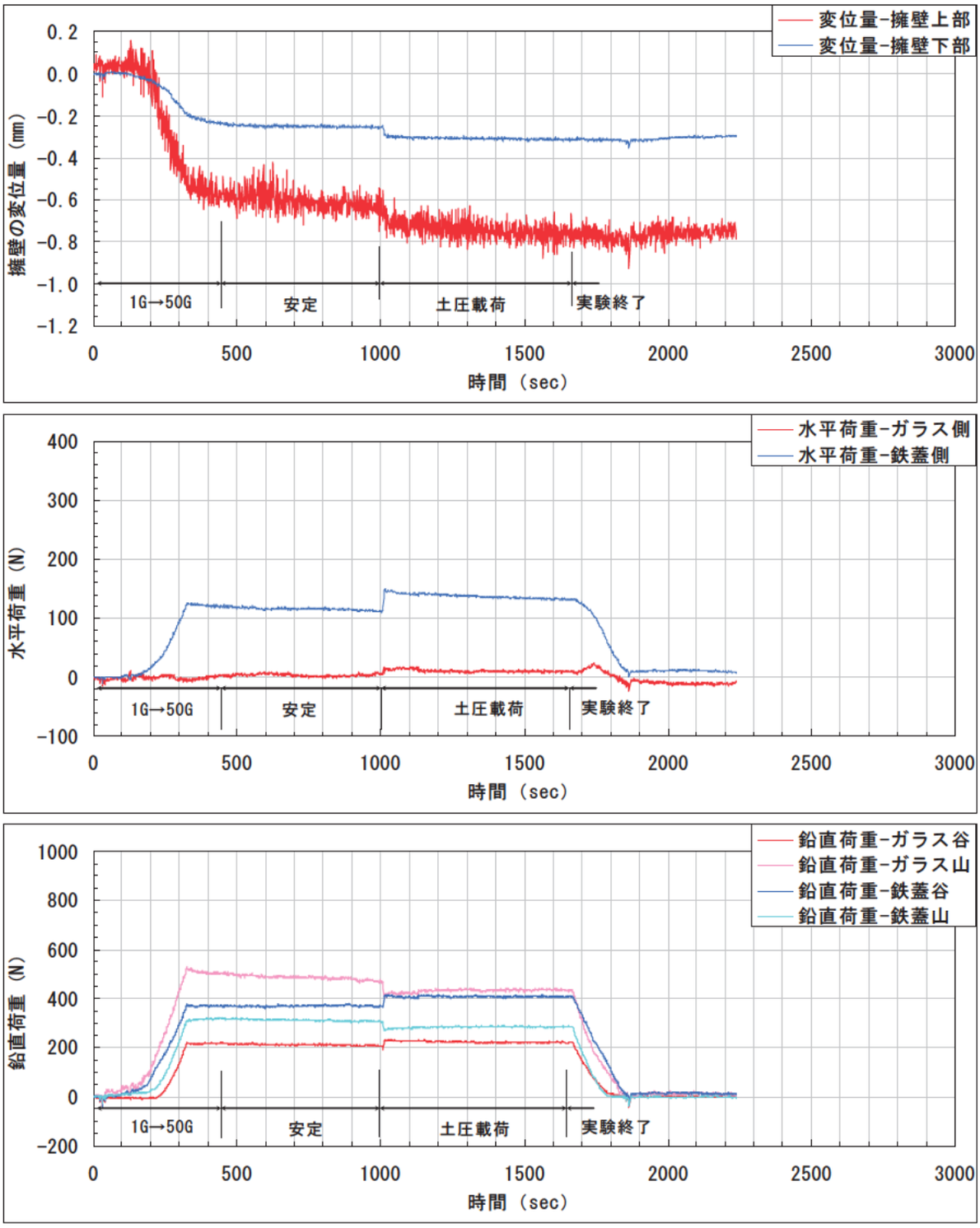


図 3-19　ケース 7 の系時変化

※変位計-擁壁上部は移動平均とした。
※水平荷重および鉛直荷重は合計で整理した結果である。

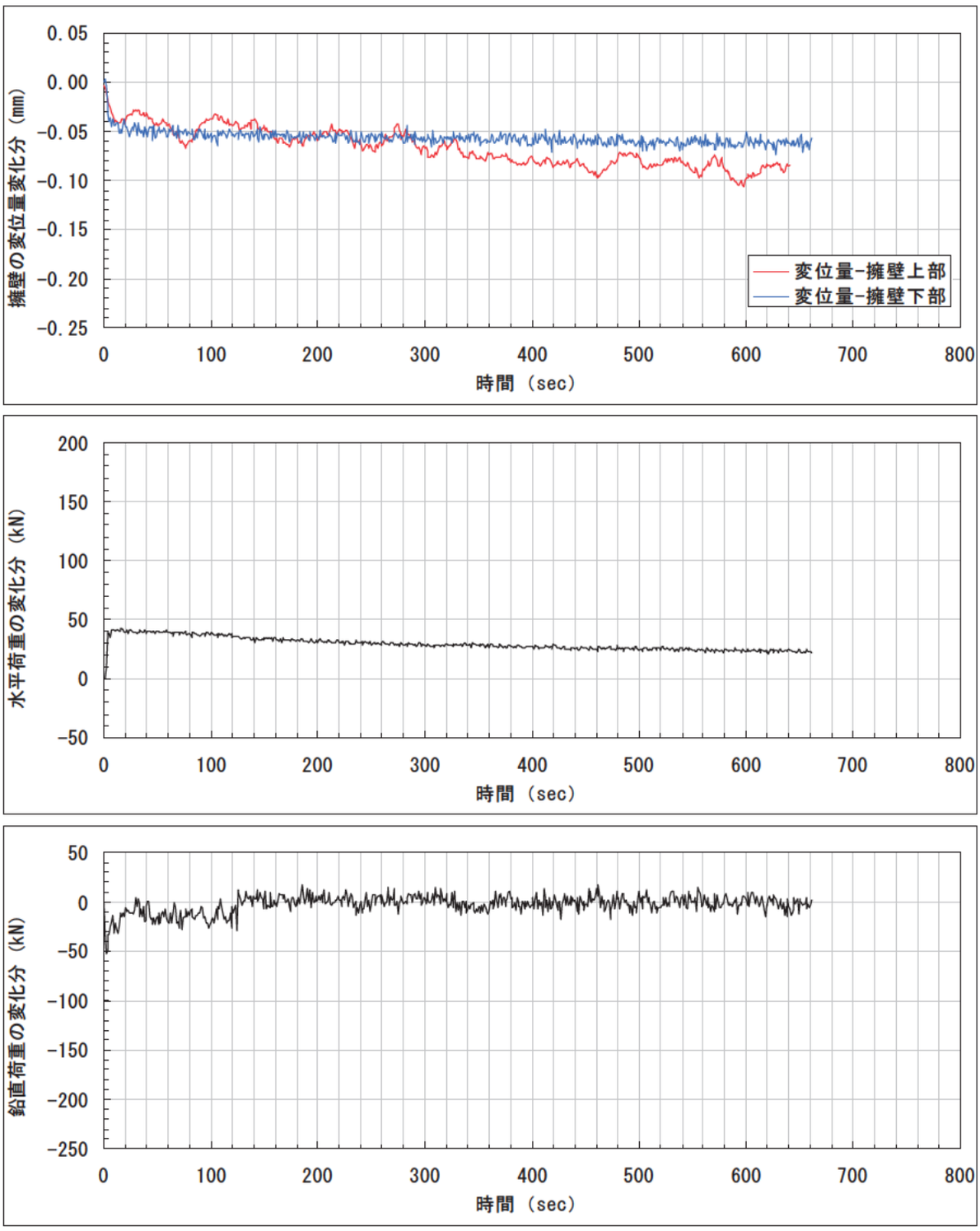


図 3-20　ケース 7 の土圧載荷時の変化分

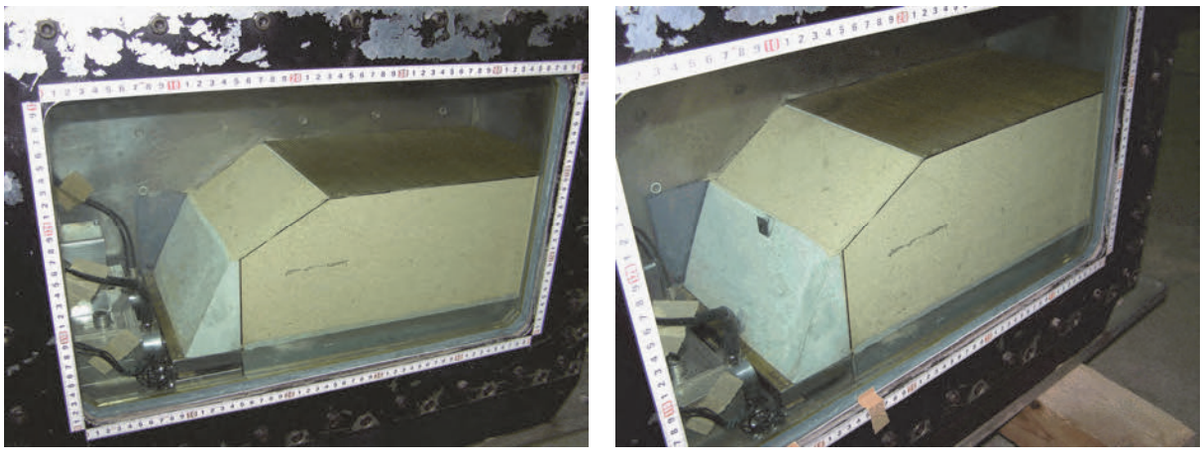


写真 3-13　ケース 7 の模型状況（左：実験前、右：実験後）

8)ケース 8

ケース 8 は、①擁壁が背面勾配を 1： 0.0、強度を低品質改良としても q_u=0.4MPa、②裏込め土が密度を緩詰め状態として ρ_d=1.393g/cm^3、③交通荷重相当の真鍮棒は載荷しない、④背面地盤は天端高さを擁壁の高さと同じとし、土塊を強制的にすべらせる実験仕様である。実験工程は、自重応力履歴載荷(1→50G) →50G 場で安定→土圧載荷→実験終了である。

実験全体の経時変化を図 3-21 に、土圧載荷時における各計測項目の変化を図 3-22 に、実験模型の状況を写真 3-14 に示す。なお、計測データは 50G 場の計測値であり、実物換算は行っていない。

○固定治具を引き上げると、擁壁は、滑動するが水平荷重を計測するためのロードセルまで到達することはなく、基盤内で停止した。擁壁の変位量は、上部・下部ともに 7.5mm 程度となった。
○背面地盤は強制すべり面を滑動していた。
○背面地盤の砂の強度を ϕ=25^0 と仮定し、すべり面が水平面となす角を ω=40^0(強制すべり面)とし、砂が強制すべり面の挙動に関わらず強度を発現するものと想定した場合の滑動に対する安全率は F=1.7 程度であった。しかし、擁壁が滑動していることから、背面地盤の砂は、強度を発揮することなく、強制すべりによってマスとしての挙動となり、擁壁に背面地盤全体が荷重として作用したものと判断する（荷重として作用した場合の安全率は F=1.0 来満である)。
○固定治具を引き上げた後の鉛直荷重は約 100kN 程増加し、載荷中はほぼ一定の植を示した。
○固定治具を引き上げた後の水平荷重は約 50kN 程増加し、載荷中はほぼ一定の値を示した。
○完験後に実験模型を目視で確認したところ、擁壁にはクラックなどの破損は認められなかった。この結果、滑動停止後には背面地盤からの土圧を受け持った状態となるが、クラックなどの破損が認められないことから内部的に安定した状態にあることが想定する。

※ 変位置のマイナスは谷側（滑動）への移動を示す。

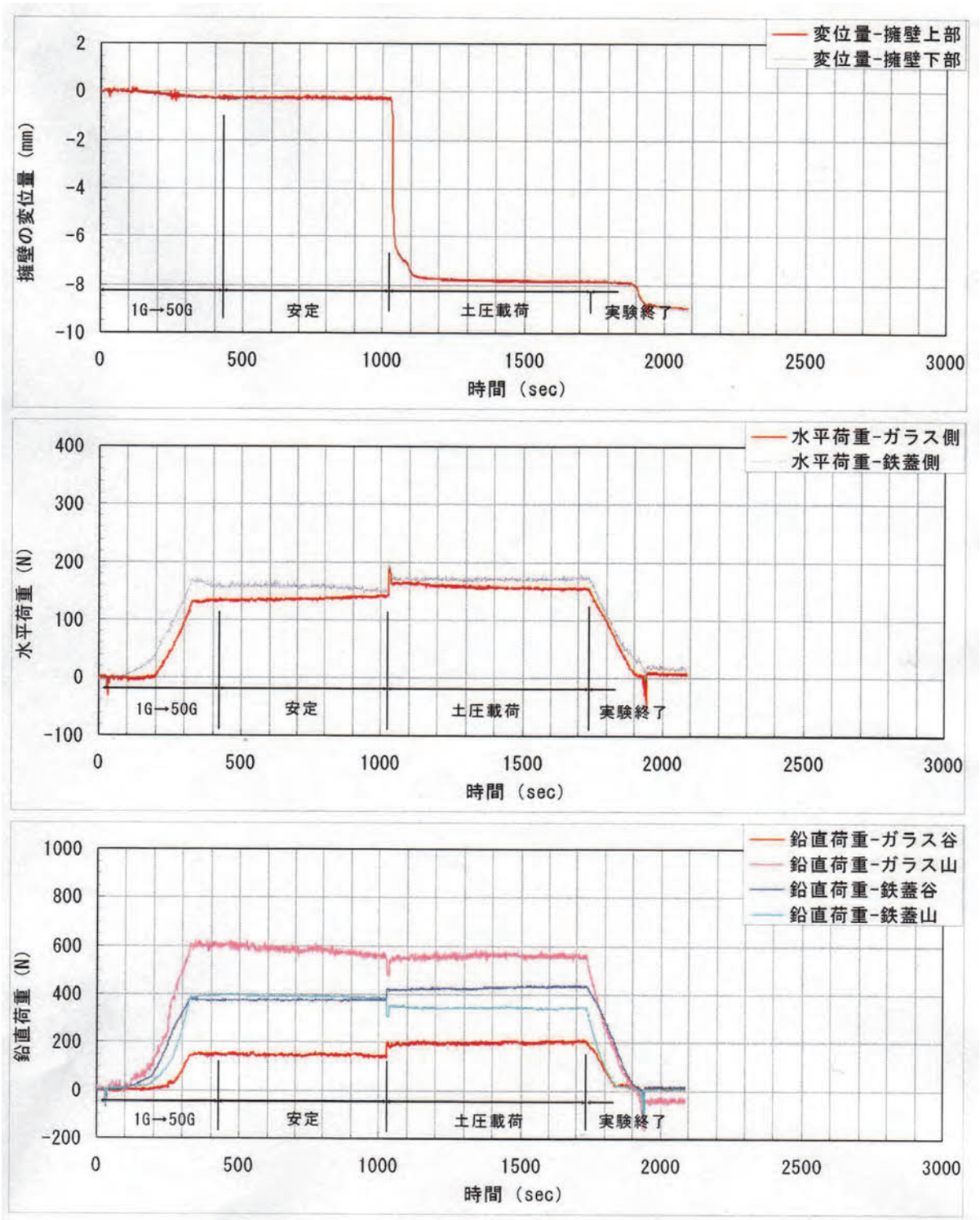


図 3-21　ケース 8 の経時変化

※ 変位計-擁壁上部は移動平均とした。

水平荷重および鉛直荷重は合計で整理した結果である。

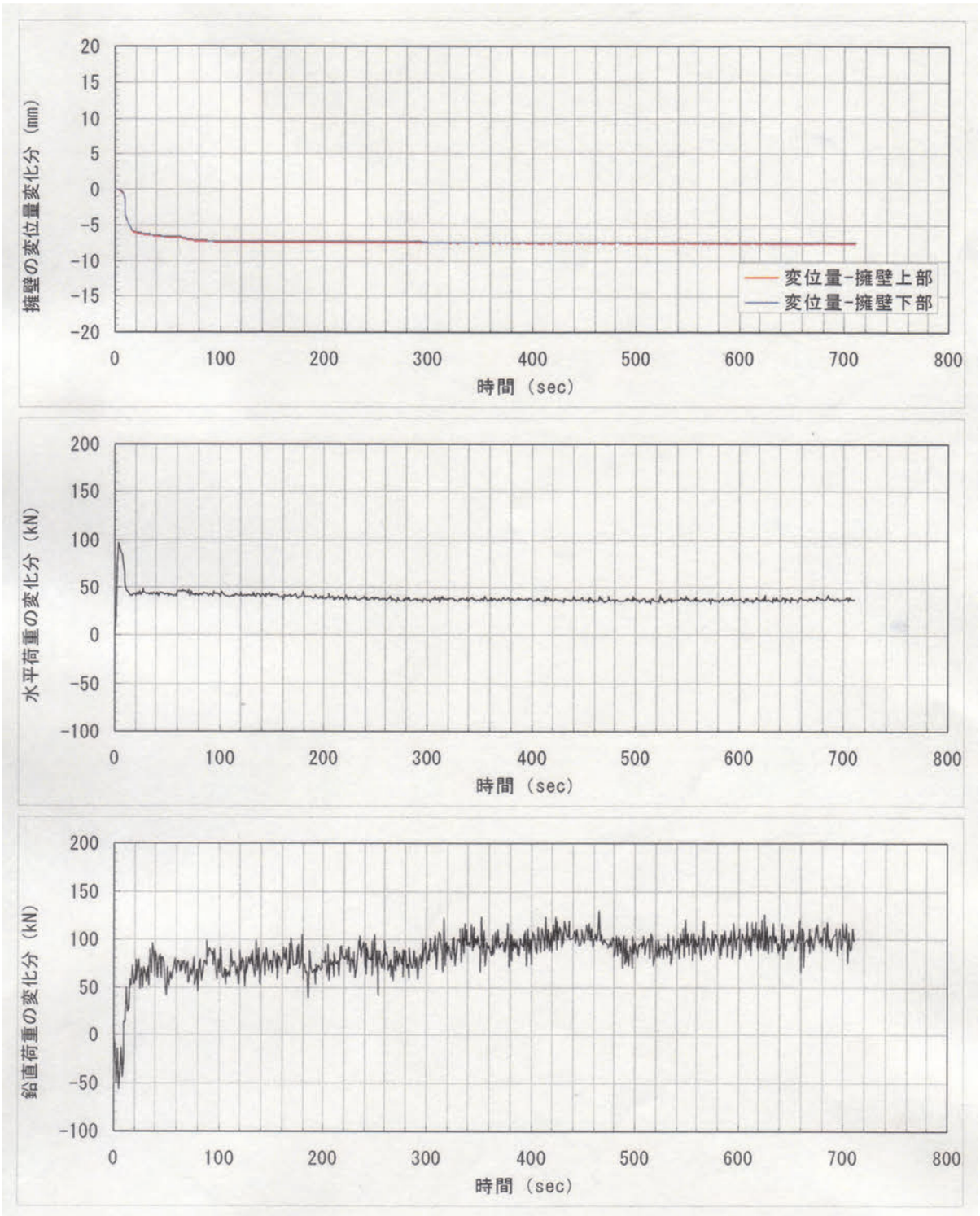
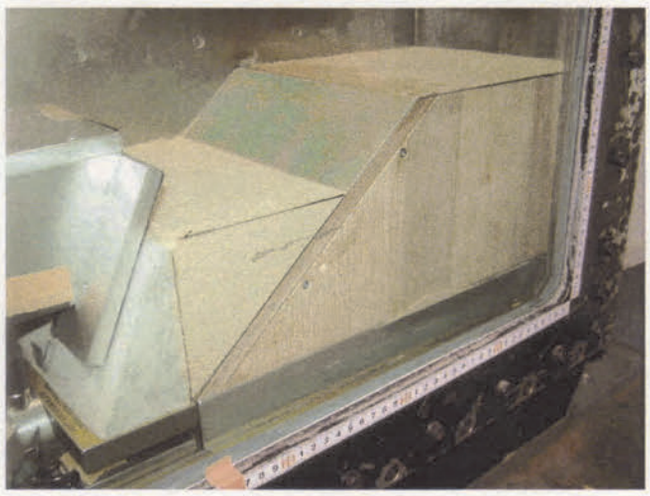
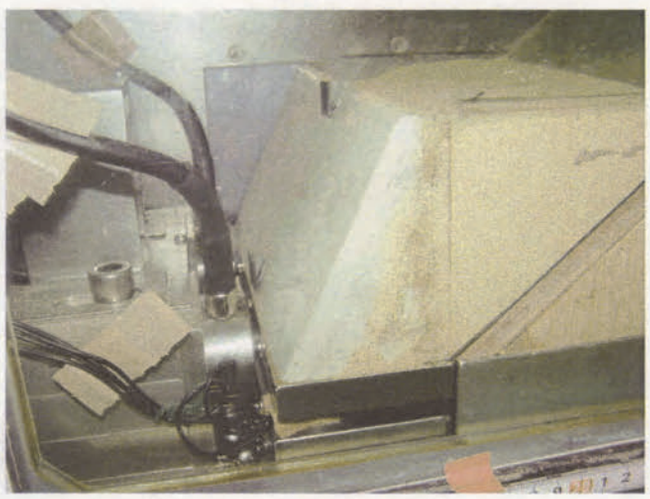


図 3-22　ケース 8 の土圧載似時の変化分

実験前の全景



実験後の全景



実験後の擁壁背面

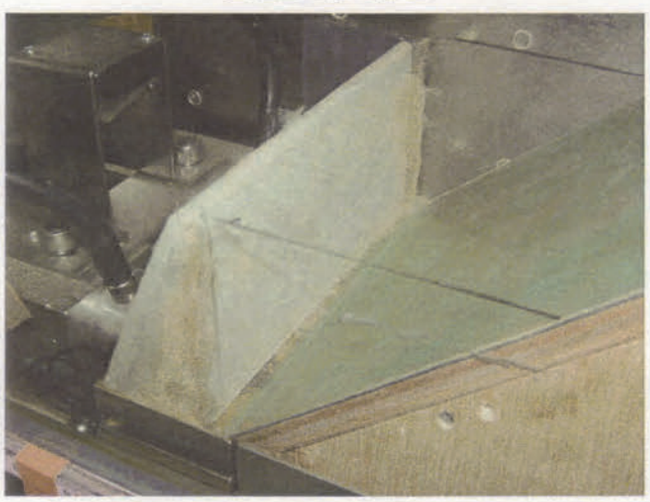


写真 3-14　ケース 8 の模型状況

（7）実験結果のまとめ

本実験は、①擁壁の背面勾配、②強度、③背面地盤の密度および、④形状をパラメータとして計 8 ケースを検討した。擁壁へ土圧を載荷した際に計測された荷重や変位を整理した結果を表 3-7 に示す。

その結果、ケース 1～ケース 7 においては、擁壁に土圧を載荷しても活動による変位や壁体自体に変形やクラックなどの変状が確認されなかった。また、ケース 8 の背面地盤を強制的に滑らせて土圧を載荷したケースでは、擁壁は滑動して大きく移動するものの、停止後に壁体が土圧を受けても先のケースと同様に壁体自体に変形やクラックなどの変状が確認されなかった。

背面均配が 0° のケース 4～ケース 7 は、土圧載荷直後の鉛直荷重が擁壁重量と始ど変わらないことから擁壁に土圧が加かっていないことが想定されるが、この結果から背面地盤が良好であれば改良土擁壁は外部および内部の安定性に問題がないと考える。また、背面地盤を強制的にすべらせたケース 8 では、擁壁は滑動して停止後に土圧を受けるが、壁体自体に変状が発生してないので内部的に安定した状態にあることが想定される。

本実験から、改良土擁壁は、背面地盤が良好であれば外部安定に問題はなく、土圧を受けたとしても内部的に安定した状態にあると判断するが、今後の課題としては以下が挙げられる。

① 内部的な安定については目視による確認に留めてあるために、今後は数値解析によって内部応力を検討し、本当に安定しているか照査したうえで、改良土の擁壁への適用を評価することが重要と判断する。

② 基盤面が堅固な条件での実験であったことこら、基盤が擁壁自重や鉛直土圧によって変形を伴うような地盤での壁体の挙動を把握することが必要である。

表 3-7　計測結果

ケース	背面勾配	擁壁強度 MPa	擁壁重量 N	鉛直荷重 N	鉛直荷重の変化分 N	水平荷重の変化分 N	擁壁下部の変位量 mm
ケース 1	1:0.5	1.0	775	1192	−167	109	−0.07
ケース 2	1:0.8	1.0	971	1692	−73	63	−0.01
ケース 3	1:0.3	1.0	648	886	−287	179	−0.14
ケース 4	1:0.0	1.0	463	444	12	27	−0.03
ケース 5	1:0.0	0.4	438	402	17	26	−0.02
ケース 6	1:0.0	0.4	449	491	17	42	−0.07
ケース 7	1:0.0	0.4	448	853	※	※	※
ケース 8	1:0.0	0.4	439	585	※	※	−7.47

※擁壁重量は、重力場で計測した模型重量に遠心加速度の 50G を乗じた値である。

※鉛直荷重は土圧載荷直後の基盤模型の重量を差し引いた値である。

４．　土構造物の合理化における基礎的研究

４．１　改良土のジオグリッド引抜き試験

（１）試験の概要

引抜試験の概要図を図 4-1 に、実験ケースを表 4-1 に示す。実験ケースは、通常の粘性土（関東ローム）での単調、繰り返し引張（Case1～2)、改良土での単調、繰り返し引張（Case3～4）と繰返し引張後の加水（Case5）で実施した。Case5 は地震等により、改良土に亀裂が生じた後に、地下水や雨水により浸水が生じた場合を想定したものである。また、引張速度は 1 ㎜/分であり、試料の締固め度は Dc=85%で管理を行っている。

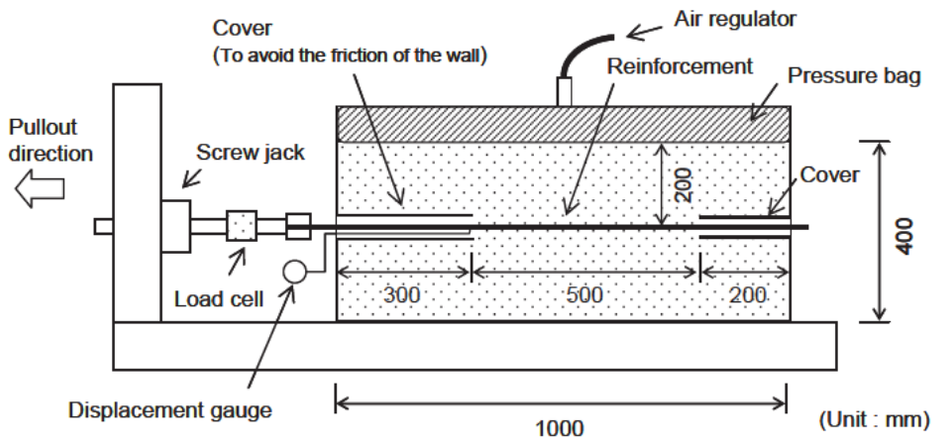


図 4-1　ジオグリッドの引抜試験の概要図

表 4-1　ジオグリッドの引抜試験ケース

Case	地盤材料	載荷パターン	地盤内への加水
Case1	関東ローム	単調	
Case2		多サイクル	
Case3	改良土	単調	
Case4		多サイクル	
Case5		多サイクル	2サイクル後-加水

＊引抜速度：1㎜/分　＊上載圧：40kN/m^2

（２）試験結果

結果を図 4-2 と図 4-3 に示す

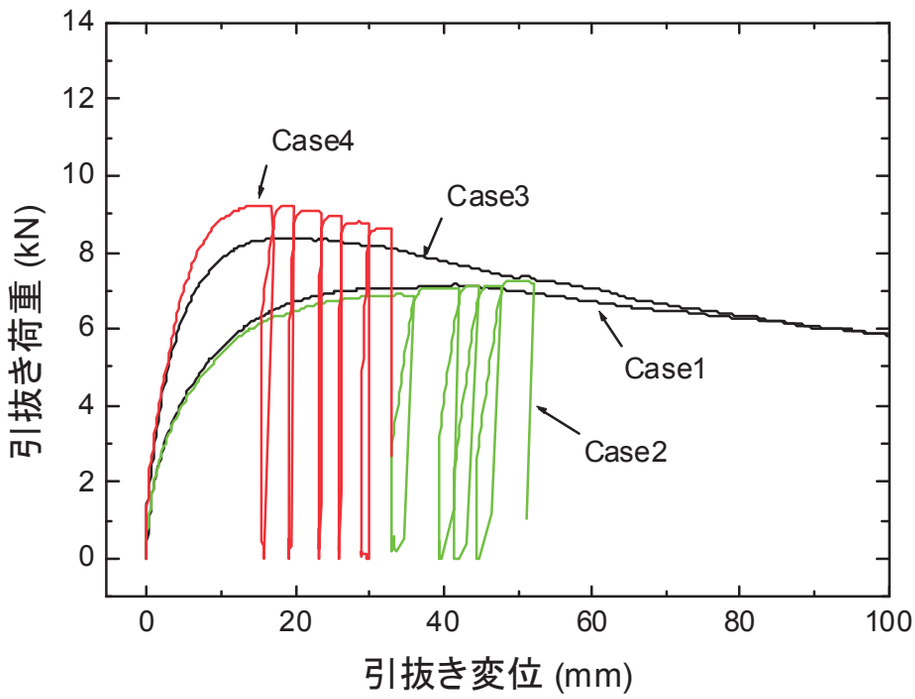


図 4-2　改良効果と多サイクル載荷の影響

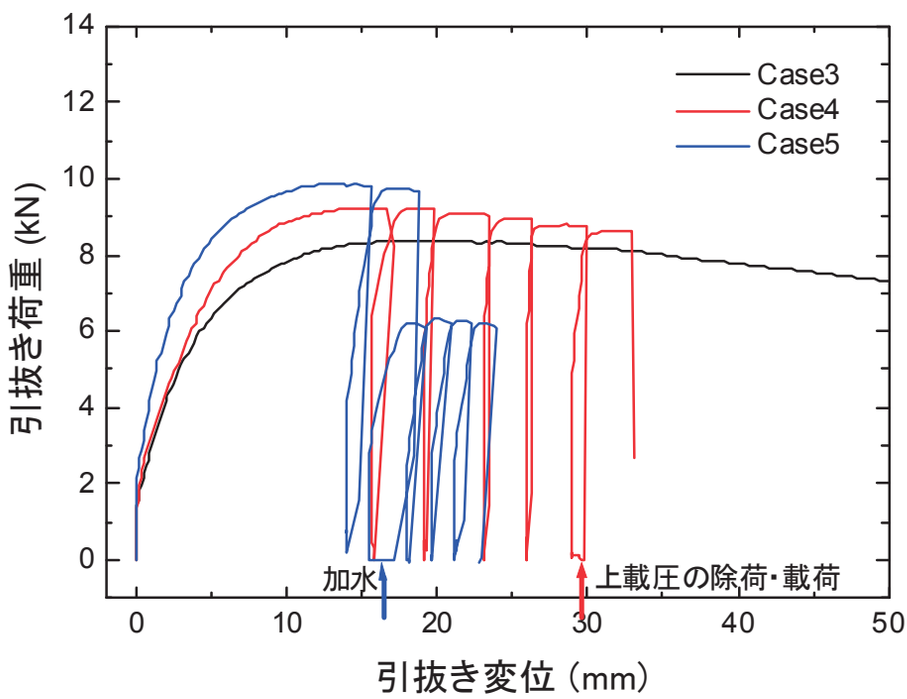


図 4-3　引張後の加水による定着減衰の状況

図 4-2 より、改良土（Case3）と通常の粘性土(Case1)を比較すると、ピーク値については、高い引張強度が出るものの、ピークを越えた後は、通常の粘性土の引抜き特性に近づくことが分かる。また、多サイクル載荷については、改良土、通常の粘性土ともに、単調載荷のラインに戻る傾向を示し、改良土と通常の粘性土の間で、大きな特性の変化は見られなかった。

図 4-3 より、加水による引抜き強度の減衰について、実際は諸条件により異なるものと考えられるが、本試験では、約 4 割程度の引抜き強度の低下を確認することができた。

（3）試験のまとめと考察

改良土に対するジオグリッドの引抜き試験を行った結果を以下のような所見を得た。

○セメント改良土とジオグリッドを併用することによって、引抜き力の最大値を向上させることは可能ではあるが、引き抜き変位の増加とともに引き抜き力が低減し、無改良土と同程度まで低下する可能性があることが分かった。

○加水を繰り返すことによって、ジオグリッドの引き抜き力は原土を下回る場合があることが分かった。

○残留抵抗力の減少を踏まえた用途選定や設計、補強領域に水が入らないことを前提とした用途選定及び設計としなければならない。

４．２　改良土のアンカー引抜き試験

４．２．１研究の背景

（１）研究の背景

擁壁・橋台の裏込め部は、通常、透水性に富んだ良質土を用いることが前提となっている。そこで、不良土として処分されている現場発生土をセメント混合により改良し、不良土の利用、擁壁背面部への作用土圧の低減を企図した設計により建設コストを縮減することが求められている。

しかしながら、セメント改良土を裏込め土として利用する際、以下の課題が挙げられる

・通常の擁壁・橋台における作用土圧の設計は「クーロン土圧」により行われており、実務上は、セメント改良により上昇する土の粘着力を見ていない。

・また、改良土はブロック体として固化するため、クーロン土圧の理論（砂質土を対象）とは根本的に相容れず、従来のクローン土圧の設計法の中で、改良土の定着力を評価することは非常に難しい。そこで、「補強土壁の中で、改良土の定着力を評価することを企図し、補強材と改良土を組み合わせた新しい設計方法・理論を提案する」ことで、改良土を裏込め材としての利用することを目的とするものである。

（２）研究の方針

補強材と改良土を組み合わせて使用する際の必要事項として、

①改良土の定着力特性を設計に組み込むこと。（地盤の定着力を設計に見込む）

②補強材の柔な構造特性を損なわないこと。（補強土壁として設計が有効）

が求められる。現在、宇部三菱セメントと山口大学が、ジオテキスタイル、テールアルメに関する改良土の引抜き試験を共同研究にて実施しており、住み分けと上記の２点に対する答えとして、多数アンカーに注目し、多数アンカーに注目し以下の提案を行う。

（３）実験の方針

改良土を多数アンカーの定着部に使用する際の検討事項として、以下の事項が考えられる。

表 4-2：必要となる検討事項

1:改良土の粘着力の評価		2007年	2008年度
1-1	改良土の粘着力が引抜き力に与える影響	◎	
1-2	アンカープレートの距離が引抜き力に与える影響		◎
1-3	改良土とアンカーとの組み合わせによる引抜き強度の評価	○	○
2:改良範囲・強度の検討		2007年	2008年度
2-1	改良土の被り深さの影響	◎	
2-2	改良土の影響範囲の抽出	○	○

H19 年度では、改良土の定着力がアンカープレートの引抜き強度に与える影響を、改良土の被り深さ、改良土の強度、荷重の広がりを踏まえた上で評価することを目的として、遠心模型による改良土のアンカー引抜き試験を実施した。

H20 年度では、改良土のアンカーピッチが改良土の全体の引抜き強度に与える影響について実験を行った。

４．２．２アンカー引抜き試験（単体）

（１）実験の概要

遠心場 30G（1/30 スケール）において、①改良土の強度、②アンカープレートの被り深さ、③アンカー径を実験パラメータとし、引抜き装置（最大引抜き能力２ｋＮ）にて引抜きを行った。（図 4-4：アンカー引抜き試験の概要参照）実験ケースは比較用の砂のケース（被り深さ 8cm、豊浦砂を使用）を２ケースと合わせて計 16 ケース実施した。（表 4-3：実験ケース参照）また改良土の材料は粒径の細かく、強度のバラツキの小さい東北硅砂の特砂８号を用いた。

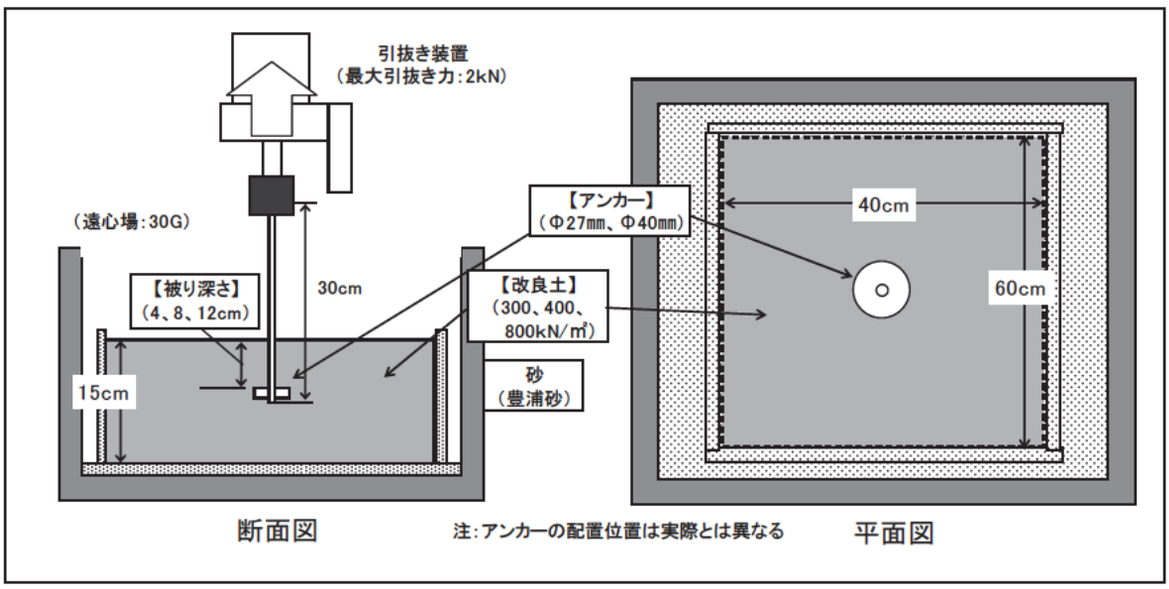


図 4-4　アンカー引抜き実験の概要

表 4-3　改良土のアンカー引抜き実験

Case	改良土強度（kN/㎡）	改良被り深さ（cm）	アンカー径（mm）	砂被り（cm）	砂状態	備考
Case1-1	－	－	27.0	8.0	乾燥	豊浦砂-Φ27
Case1-2			40.0			豊浦砂-Φ27
Case2-1	400.0	4.0	27.0	なし		被り(小)-強度(中)
Case2-2		8.0				被り(中)-強度(中)
Case2-3		12.0				被り(大)-強度(中)
Case3-1	800.0	4.0				被り(小)-強度(大)
Case3-2		8.0				被り(中)-強度(大)
Case4-1	300.0	4.0				被り(小)-強度(小)
Case4-2		8.0				被り(中)-強度(小)
Case4-3		12.0				被り(大)-強度(小)
Case5-1	400.0	4.0	40.0			被り(小)-強度(中)
Case5-2		8.0				被り(中)-強度(中)
Case6-1	800.0	4.0				被り(小)-強度(大)
Case6-2		8.0				被り(中)-強度(大)
Case7-1	300.0	4.0				被り(小)-強度(小)
Case7-2		8.0				被り(中)-強度(小)

遠心G：30G　　＊Case3-3は実施したものの、引抜き装置の能力を越えたため、降伏前に停止
数字は模型寸法
砂（豊浦砂）の密度は1.58 改良土の乾燥密度は1.36

（２）実験の手順

実験の手順と流れを以下に示す。

①改良土の型枠（図 4-5 参照）に所定強度になる配合（図 4-6 参照）を行った改良グラウドを流しこみ、改良体を作成する。（バイブレーターで充分に脱気を行い、セメントは早強セメント、7 日材令で試験を実施）

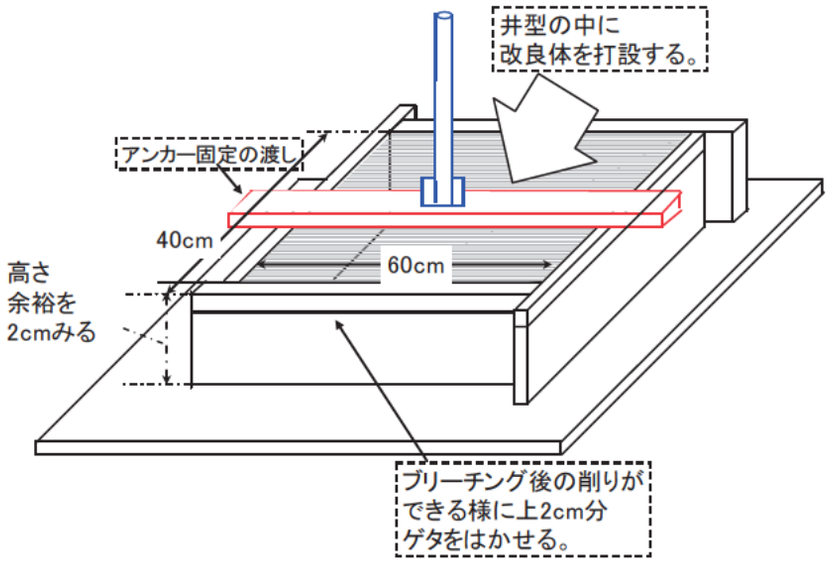


図　4-5　改良体の型枠

表 4-4　型枠の寸法

改良体高さ cm	型枠高さ cm	改良体縦幅 cm	改良体横幅 cm
11	13	60	40
13	15	60	40
15	17	60	40

目標強度 400 kN/㎡

硅砂特8号 g	水 g	セメント g	計 g	含水比 %
1000	450	62.5	1512.5	45
2000	900	125	3025	
4000	1800	250	6050	
8000	3600	500	12100	
16000	7200	1000	24200	

目標強度 800 kN/㎡

硅砂特8号 g	水 g	セメント g	計 g	含水比 %
1000	450	100	1550	45
2000	900	200	3100	
4000	1800	400	6200	
8000	3600	800	12400	
16000	7200	1600	24800	

目標強度 300 kN/㎡

硅砂特8号 g	水 g	セメント g	計 g	含水比 %
1000	450	50	1500	45
2000	900	100	3000	
4000	1800	200	6000	
8000	3600	400	12000	
16000	7200	800	24000	

図 4-6　改良体の配合

②改良体に亀裂が生じることを避けるため、改良体は型枠から外さずに土槽の底に設置する、その後、乾燥砂（豊浦砂）を充填し、改良体の面位置になる様に整形する。

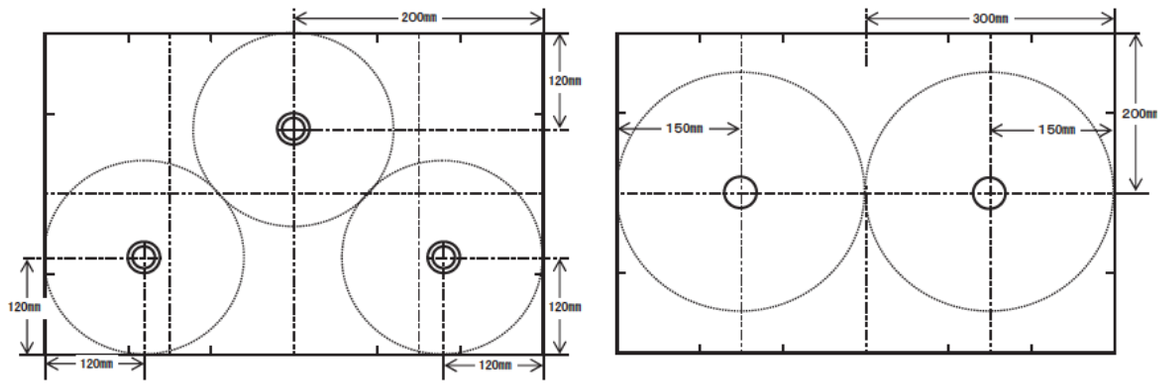
＊　豊浦砂の Case1-1, 1-2 においては、充分なバイブレーターを用いて、できる限りの締め固めを行った。

③アンカー引抜き装置にてアンカーをつかんだ状態で遠心場 30G にて最大 2ｋN（実大換算 1800

ｋN）にて引抜き試験を行う。
④改良体は事前に作成して置き、１日、２～３ケースのペースにて試験を行う。

アンカーの配置はΦ27 は 3 つ、Φ40 は 2 つ配置し引抜き試験を行う。図 4-7 にアンカーの配置図を示す。

＊引抜き時間について、最初と二つ目のケースは降伏荷重に到達し落ち着いた時点で停止し、最後に引き抜くケース（Case2-3、4-3、5-2、6-2、7-2）は 20 ㎜以上の引抜きを行い、亀裂の発生する範囲の把握を行った。



アンカーΦ27 ㎜の配置　　アンカーΦ40 ㎜の配置

図 4-7　アンカーの配置図（Φ27 ㎜、Φ40 ㎜）

（３）実験の様子

実施した実験の様子を写真 4-1～4-27 にまとめる。



写真 4-1　引抜き試験（予備）引抜き結果①



写真 4-2　引抜き試験（予備）引抜き結果②

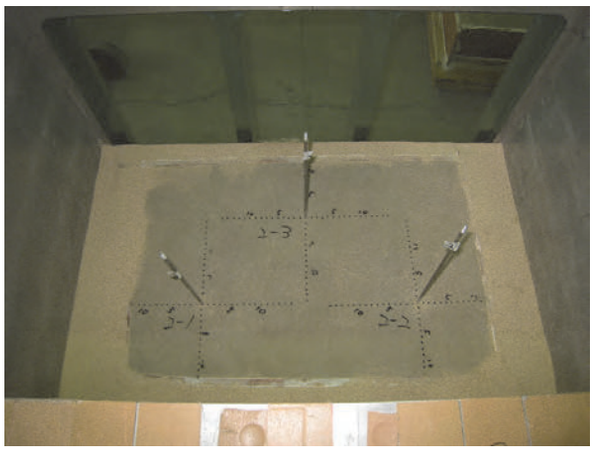


写真 4-3　引抜き試験（Case2）試験前

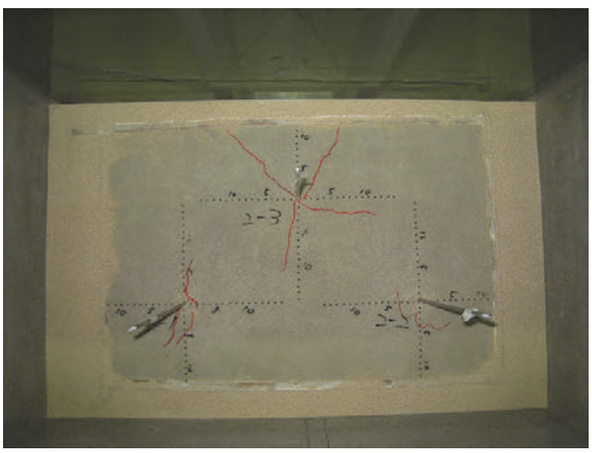


写真 4-4　引抜き試験（Case2）試験後

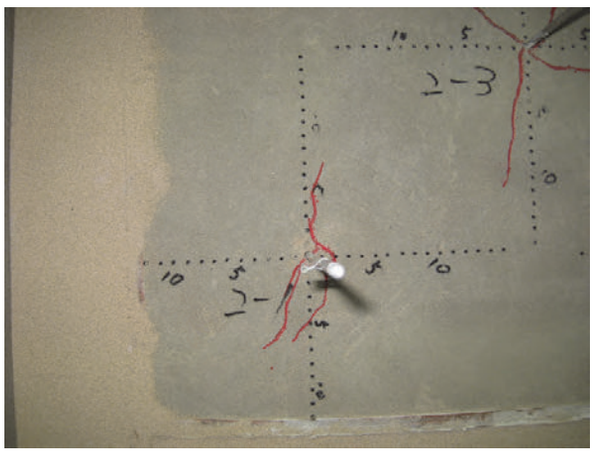


写真 4-5　引抜き試験（Case2-1）試験後

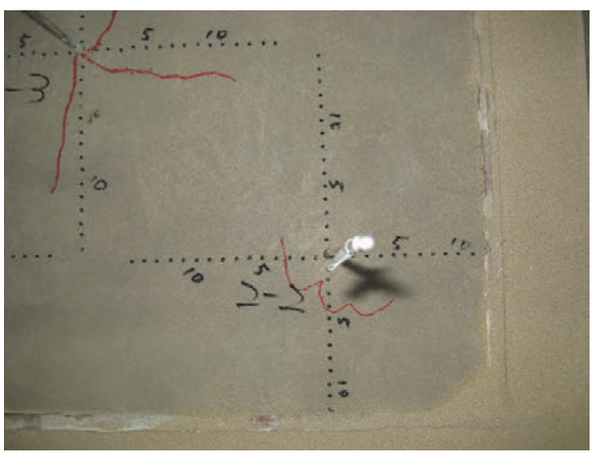


写真 4-6 引抜き試験（Case2-2）試験後

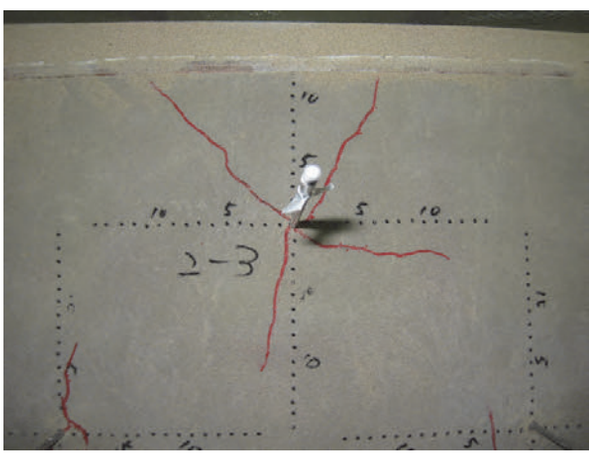


写真 4-7　引抜き試験（Case2-3）試験後

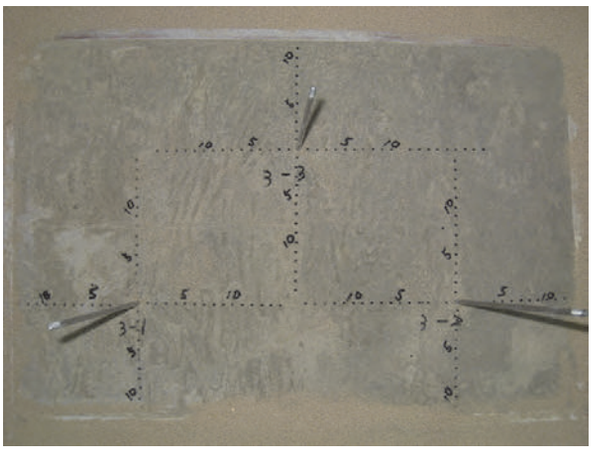


写真 4-8　引抜き試験（Case3）試験前



写真 4-9　引抜き試験（Case3-1）試験後

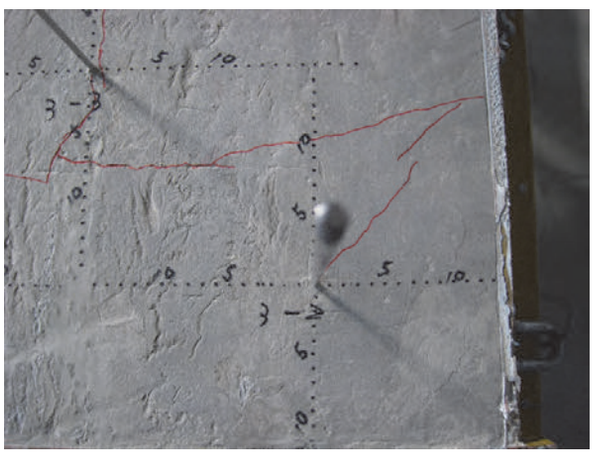


写真 4-10　引抜き試験（Case3-2）試験後

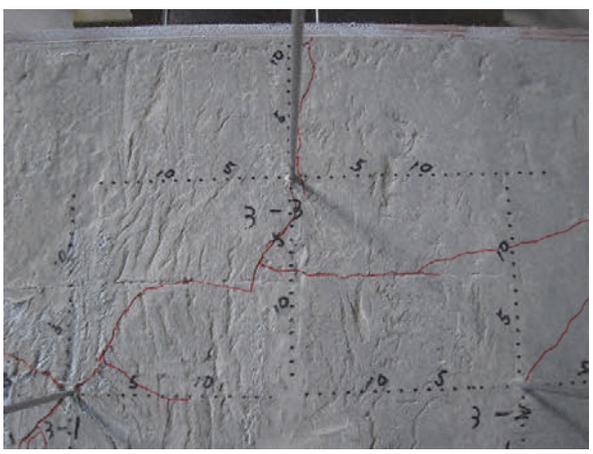


写真 4-11　引抜き試験（Case3-3）試験後

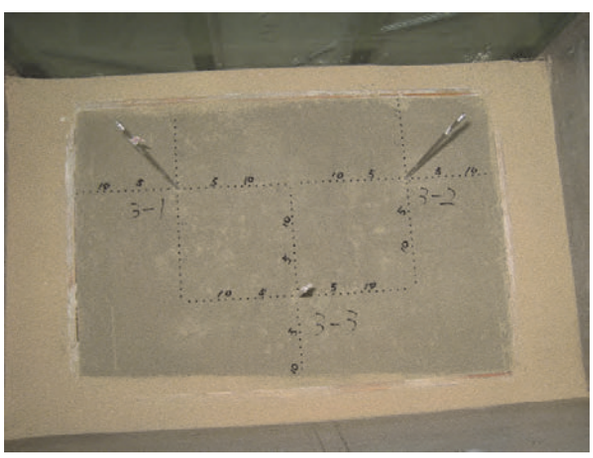


写真 4-12　引抜き試験（Case4）試験前

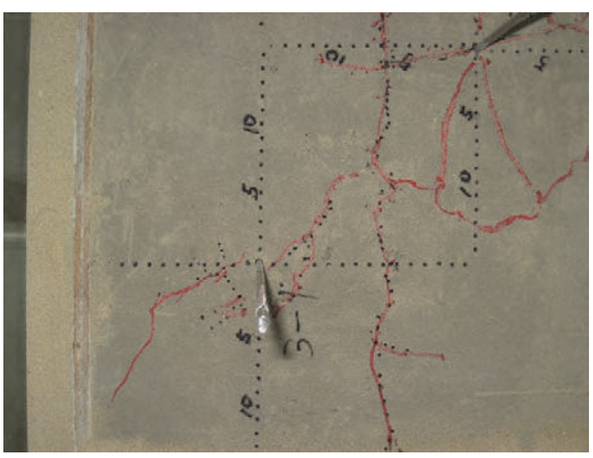


写真 4-13　引抜き試験（Case4-1）試験後

＊写真は Case3 と書いてあるものの、Case4 の書き間違い

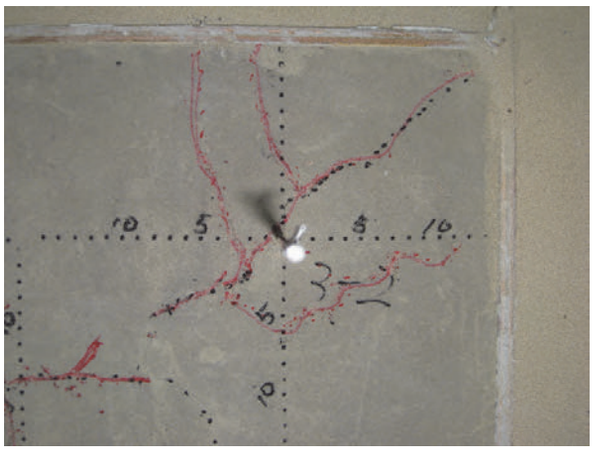


写真 4-14　引抜き試験（Case4-2）試験前

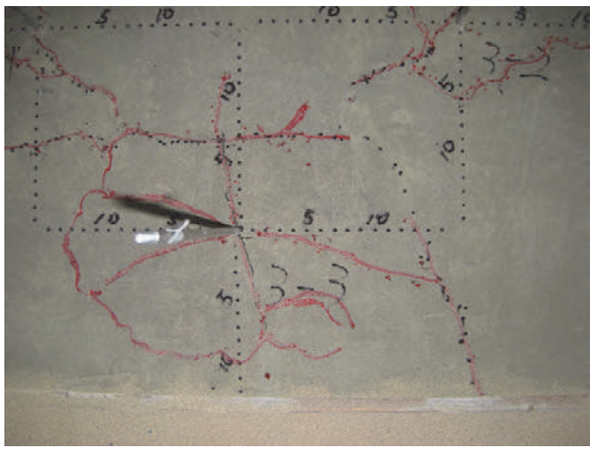


写真 4-15　引抜き試験（Case4-3）試験後

＊写真は Case3 と書いてあるものの、Case4 の書き間違い

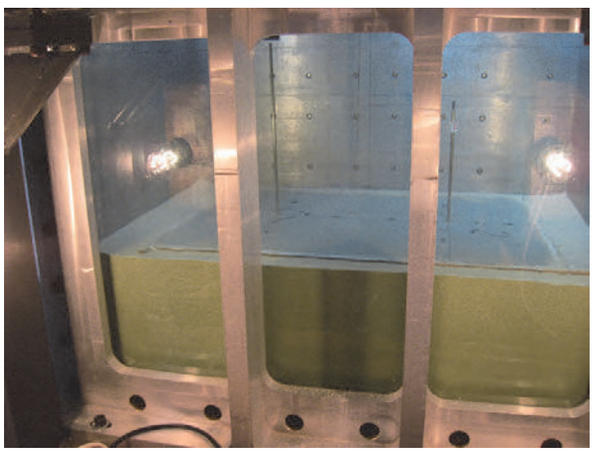


写真 4-16　引抜き試験（Case5）試験前

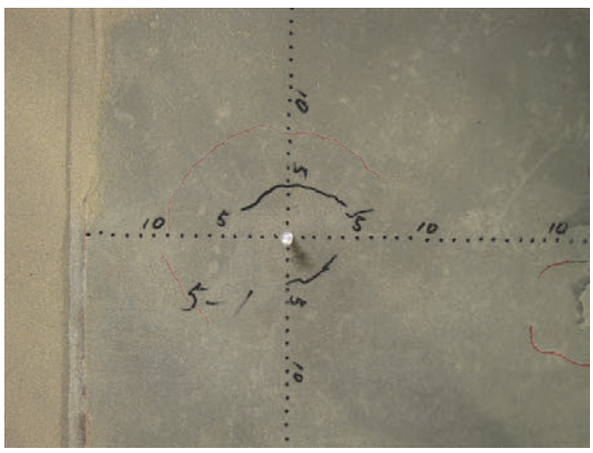


写真 4-17　引抜き試験（Case5-1）試験後

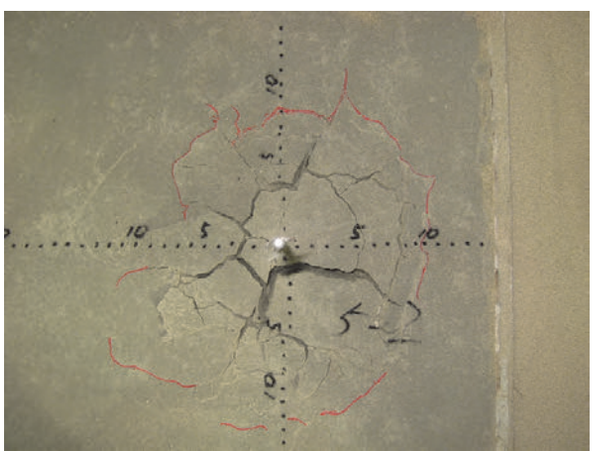


写真 4-18　引抜き試験（Case5-2）試験後

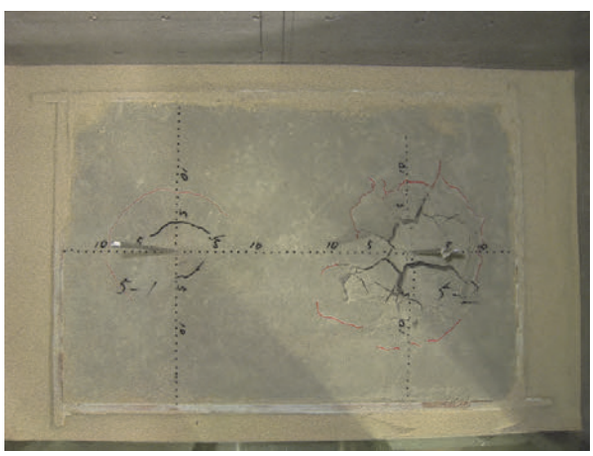


写真 4-19　引抜き試験（全体）試験後

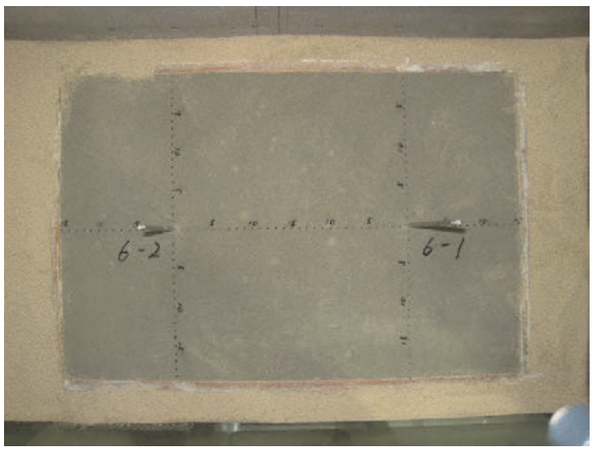


写真 4-20　引抜き試験（Case6）試験前

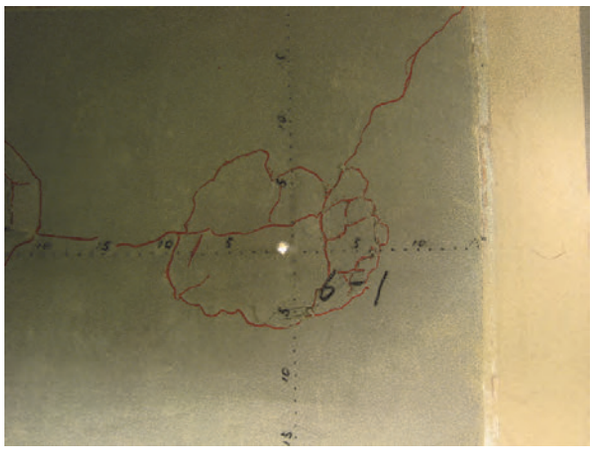


写真 4-21　引抜き試験（Case6-1）試験後



写真 4-22　引抜き試験（Case6-2）試験後

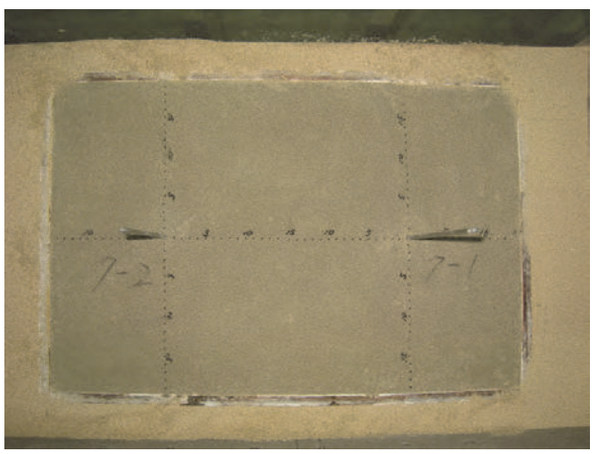


写真 4-23　引抜き試験（Case7）試験前

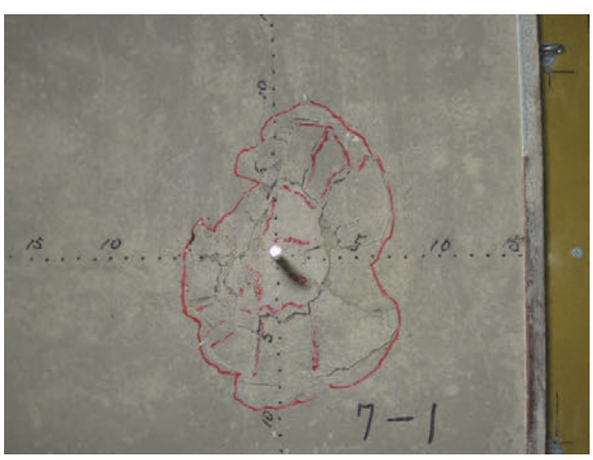


写真 4-24：引抜き試験（Case7-2）試験後

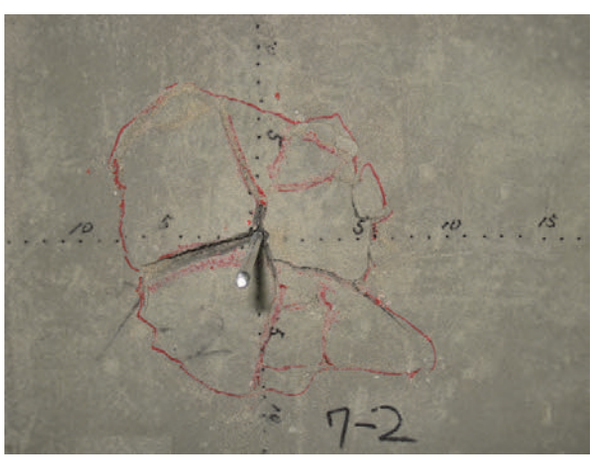


写真 4-25：引抜き試験（Case7-2）試験後

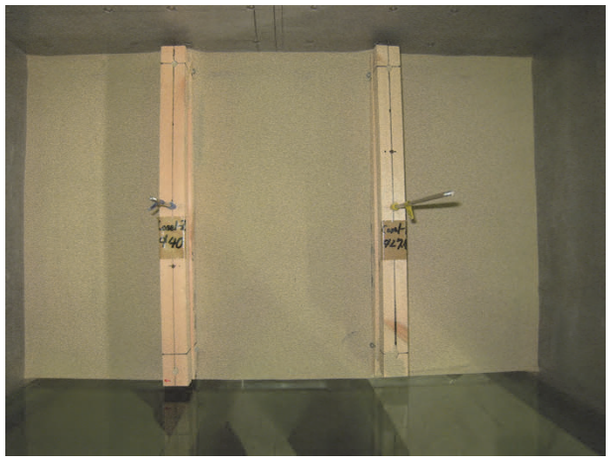


写真 4-26：引抜き試験（Case1）試験前

＊試験の前後で変化なし

（４）実験結果

Case1-1 から、Case7-2 までのひずみ - 引抜き荷重の関係を図 4-8～4-18 に示す。

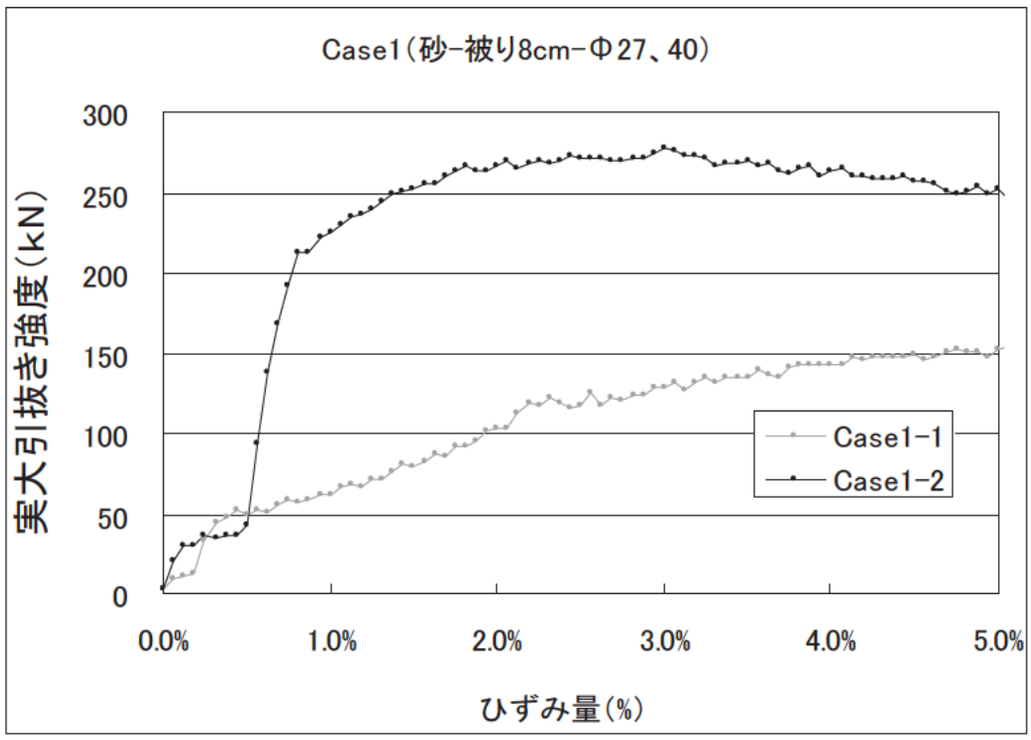


図 4-8　Case1-1（砂-被り 8cm-Φ27）Case1-2（砂-被り 8cm-Φ40）
ひずみ量－引抜き荷重（実大）の関係

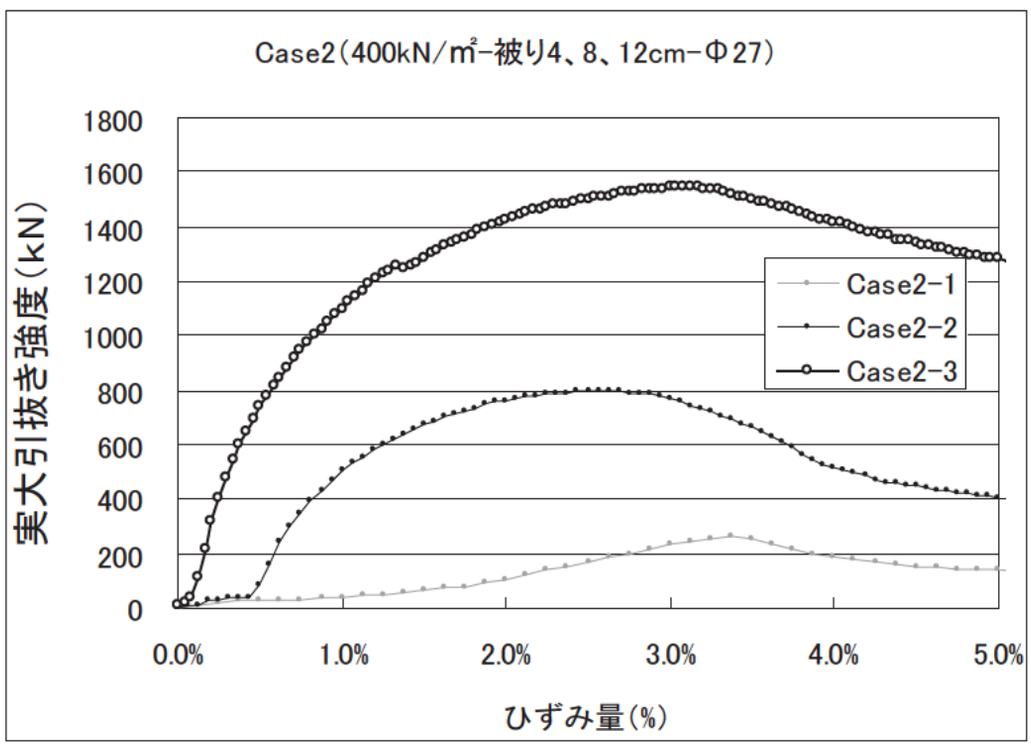


図 4-9　Case2-1（400ｋN/㎡-被り 4cm-Φ27）Case2-2（400ｋN/㎡-被り 8cm-Φ27）
Case2-3（400ｋN/㎡-被り 12cm-Φ27）ひずみ量－引抜き荷重（実大）の関係

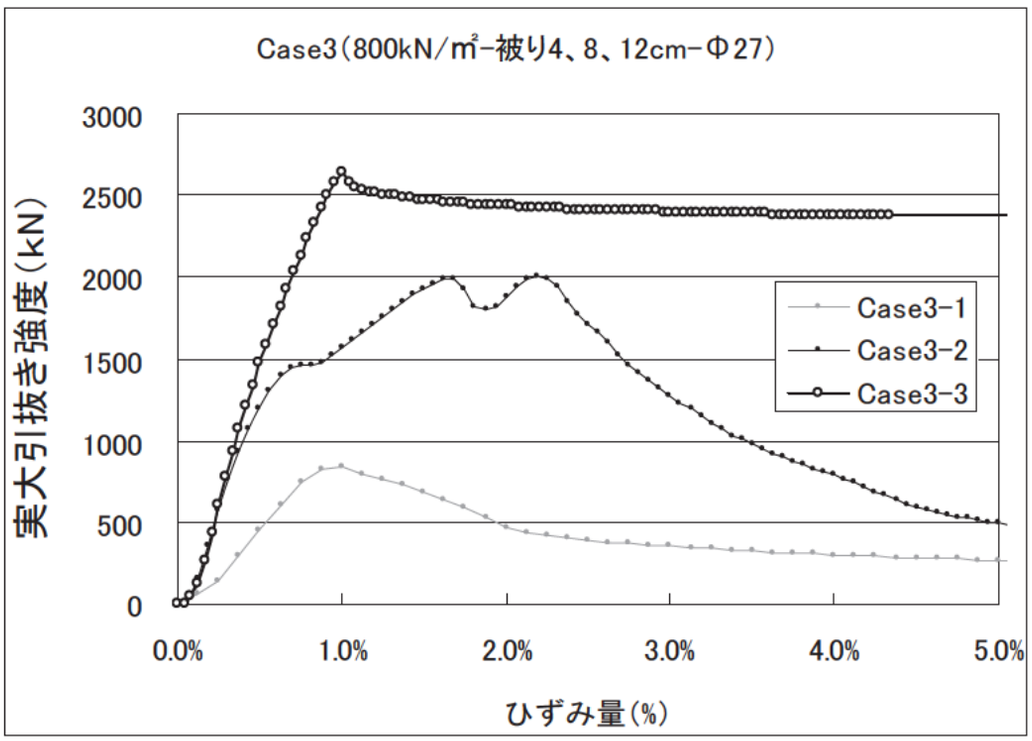


図 4-10　Case3-1（800ｋN/㎡-被り 4cm-Φ27）Case3-2（800ｋN/㎡-被り 8cm-Φ27）
Case3-3（800ｋN/㎡-被り 12cm-Φ27）ひずみ量ー引抜き荷重（実大）の関係

＊Case3-3 は降伏に到達する前に引抜き停止（理由：引抜き機の能力オーバー）

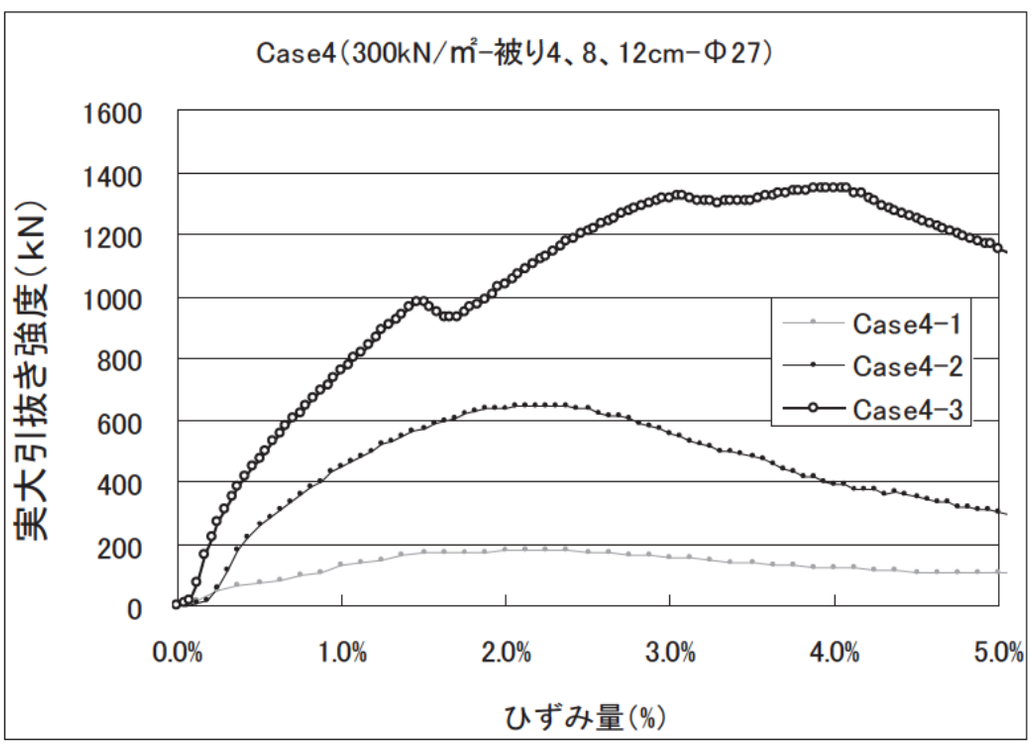


図 4-11　Case4-1（300ｋN/㎡-被り 4cm-Φ27）Case4-2（300ｋN/㎡-被り 8cm-Φ27）
Case4-3（300ｋN/㎡-被り 12cm-Φ27）ひずみ量ー引抜き荷重（実大）の関係

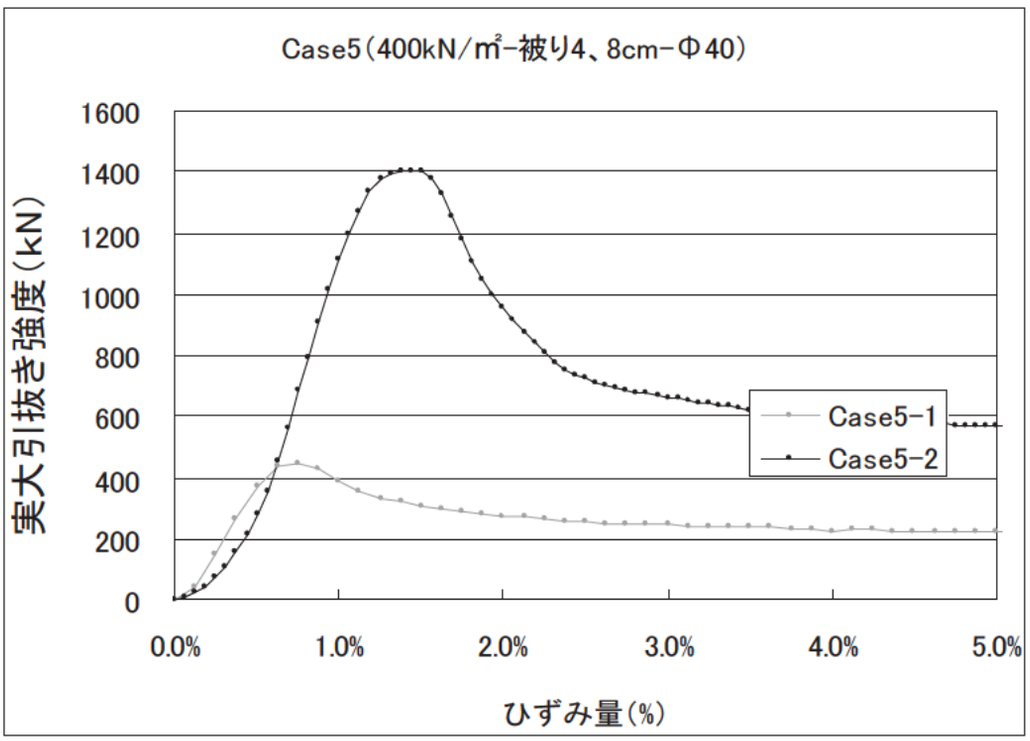


図 4-12　Case5-1（400ｋN/㎡-被り 4cm-Φ27）Case4-2（400ｋN/㎡-被り 8cm-Φ27）
ひずみ量－引抜き荷重（実大）の関係

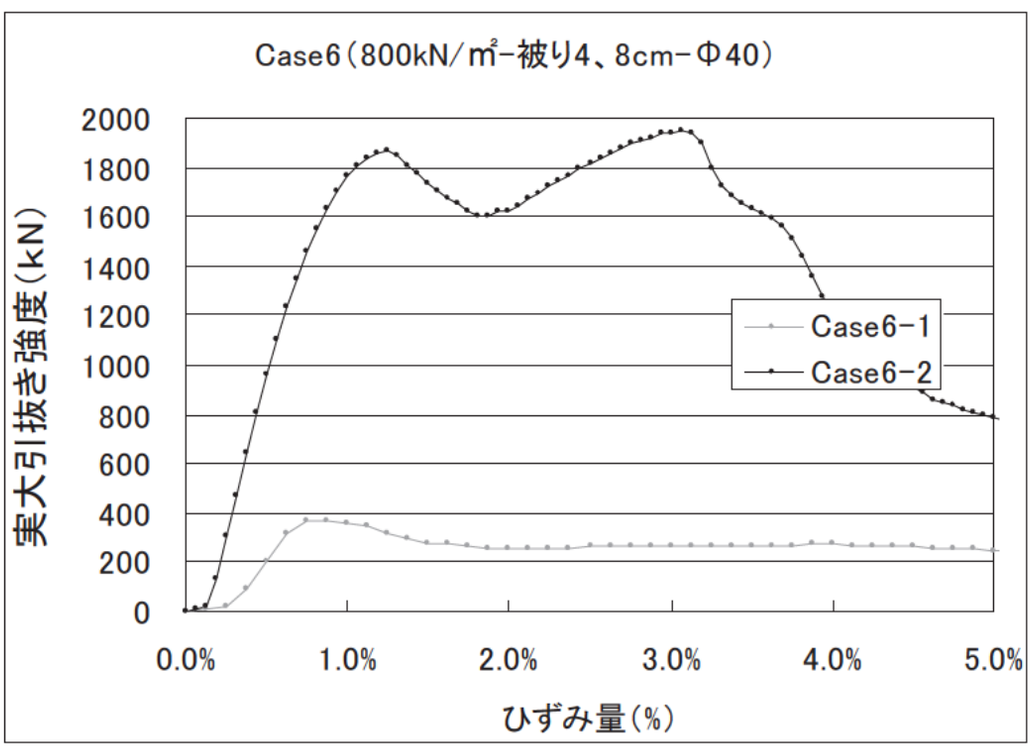


図 4-13　Case6-1（800ｋN/㎡-被り 4cm-Φ40）Case6-2（　800ｋN/㎡-被り 8cm-Φ40）
ひずみ量－引抜き荷重（実大）の関係

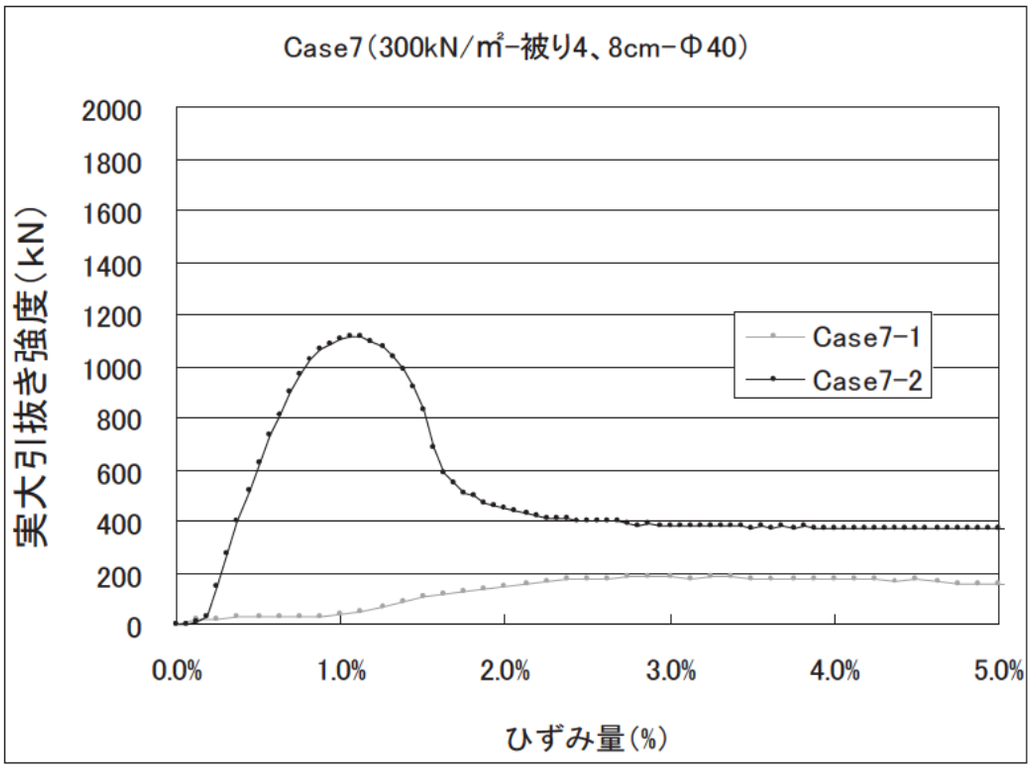


図 4-14　Case7-1（300ｋN/㎡-被り 4cm-Φ40）Case7-2（300ｋN/㎡-被り 8cm-Φ40）
ひずみ量－引抜き荷重（実大）の関係

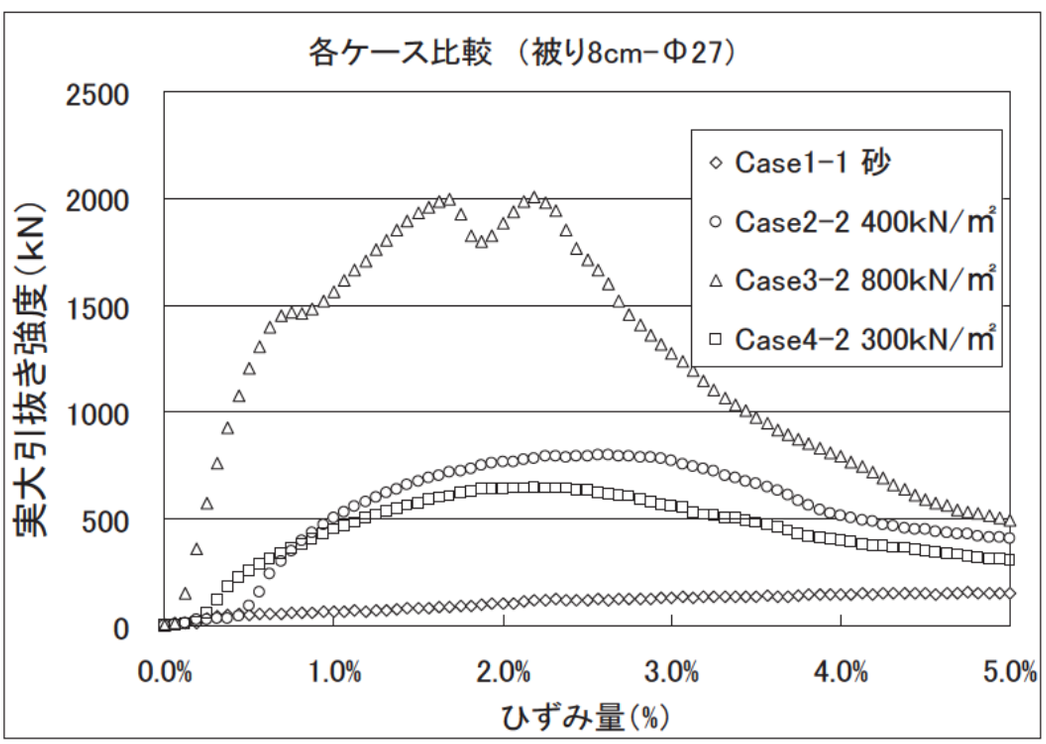


図 4-15　各ケース比較（被り 8cm - Φ27）
＜Case1-1, Case2-2, Case3-2,　, Case4-2＞

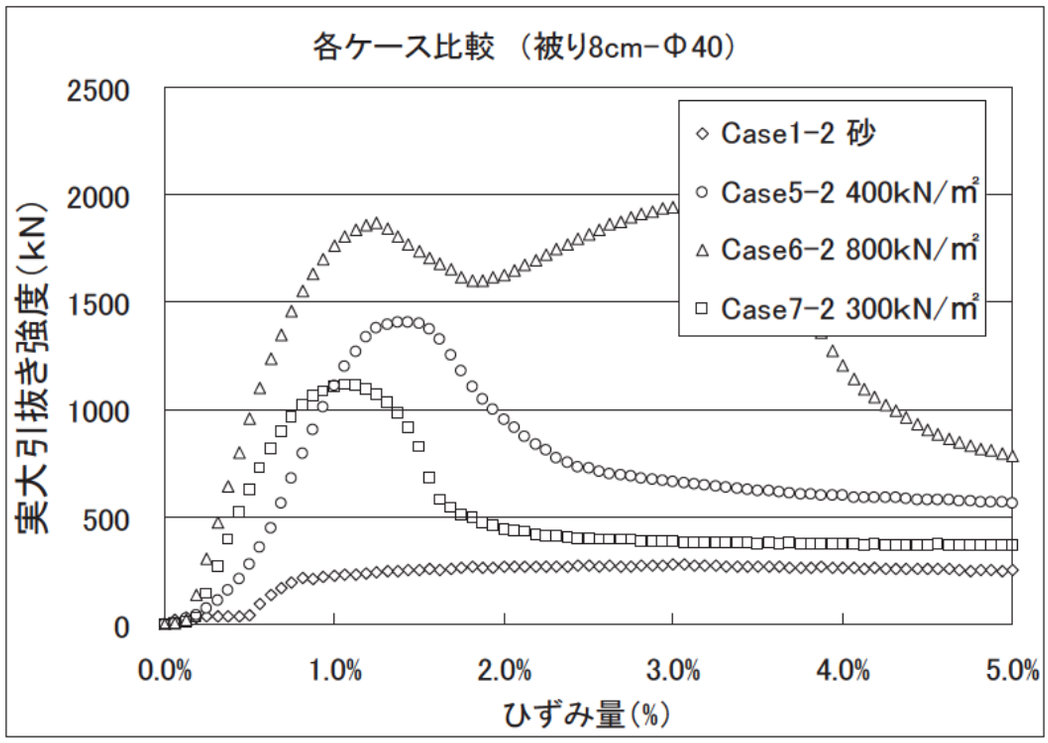


図 4-16　各ケース比較（被り 8cm - Φ40）

＜Case1-2, Case5-2, Case6-2, , Case7-2＞

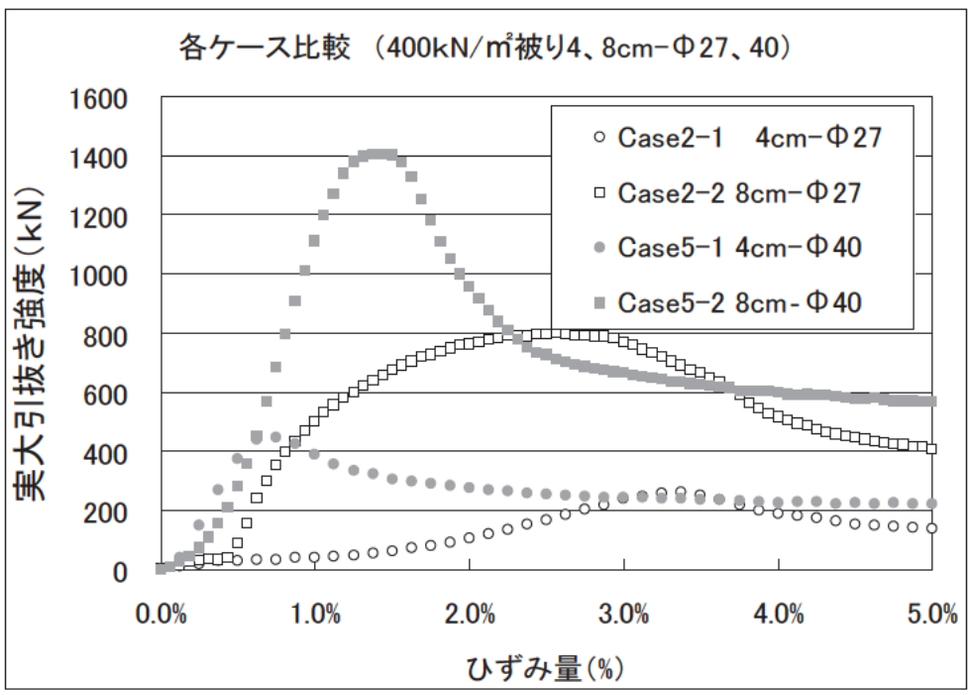


図 4-17　各ケース比較（400ｋN/㎡ - 被り 4、8cm - Φ27、Φ40）

＜Case2-1, Case2-2, Case5-1, , Case5-2＞

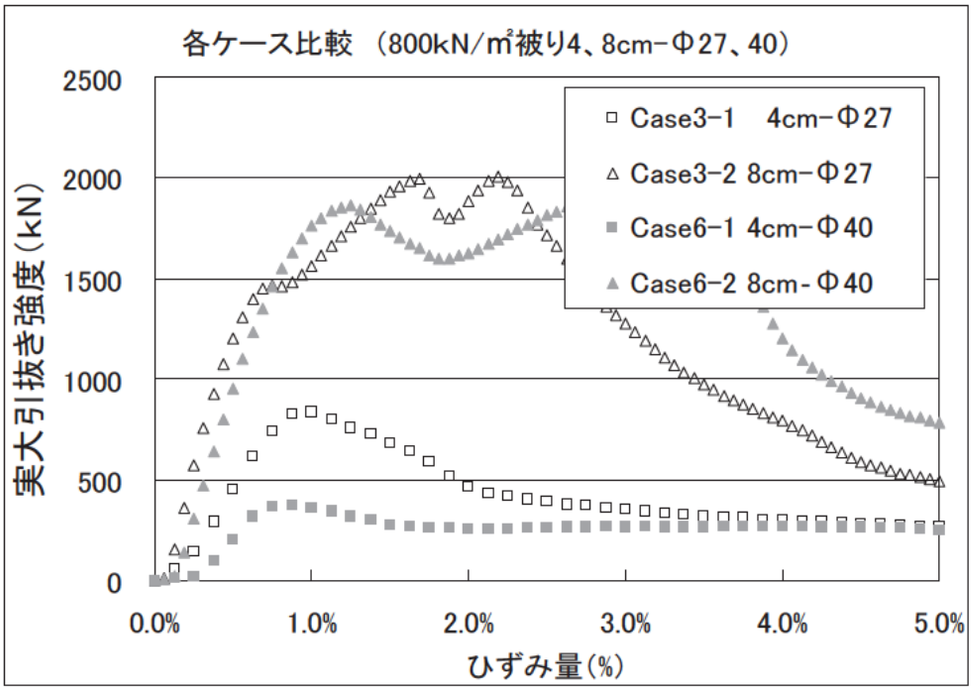


図 4-18　各ケース比較（800ｋN/㎡ - 被り 4、8cm - Φ27、Φ40）

＜Case3-1, Case3-2, Case6-1, ,Case6-2＞

（５）実験結果の考察

これらの実験結果からいえることを以下にまとめる。

- ひずみ－荷重曲線は一軸圧縮試験と同様な分布を示し、砂を除いたどのケースにおいてもひずみ量が約 1～1.5%程度の範囲で降伏荷重に到達していることが分かる。これは通常の一軸圧縮試験において、降伏に到達するひずみ量に近い。また、ひずみ量が 5%まで行くと、セメント固化による定着力は大幅に低下していることが分かる。
- 荷重のヒビ割れ範囲より、荷重の伝わる範囲はほぼ円錐状に広がっているものと考えられ、ひび割れの範囲から、荷重の分散角を算出すると約 35° 程度になり、一般的な砂の内部摩擦角（Φ35° ）と一致する傾向であることが分かる。（図 4-19 参照）

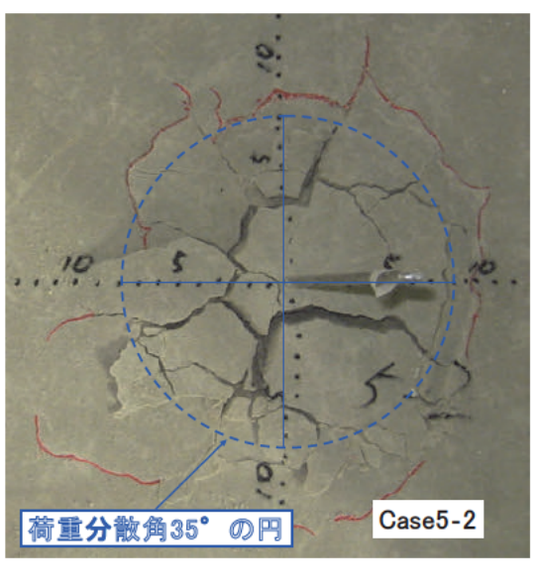


図 4-19　想定される荷重の影響範囲とヒビ割れとの比較

・　改良土の強度、被り深さともにが大きくなるにつれ、荷重-ひずみの線形も大きくなる傾向があるが、被り深さが荷重の立ち上がりに与える影響が大きいことが分かる。

アンカー径の違いについては、改良強度が小さい範囲では降伏荷重に与える影響が大きいものの、改良土が強度高いケースにおいては、その影響は小さくなる傾向が得られた。

（６）設計モデルと実験値との比較分析

実験結果より、改良土の引抜きにおける荷重の伝達は一般的な砂の内部摩擦角Φ（ここでは35°で設定）で円錐状に広がることが考えられる。そこで、円錐の側面積と引抜き降伏強度の相関を比較し、改良土のせん断強度、引張強度等を掛け合わせることで、最大引き抜き荷重を定量的に評価できる設計モデルの構築を試みた。(図 4-20：改良土のアンカー引抜きの定量評価の試み　参照)

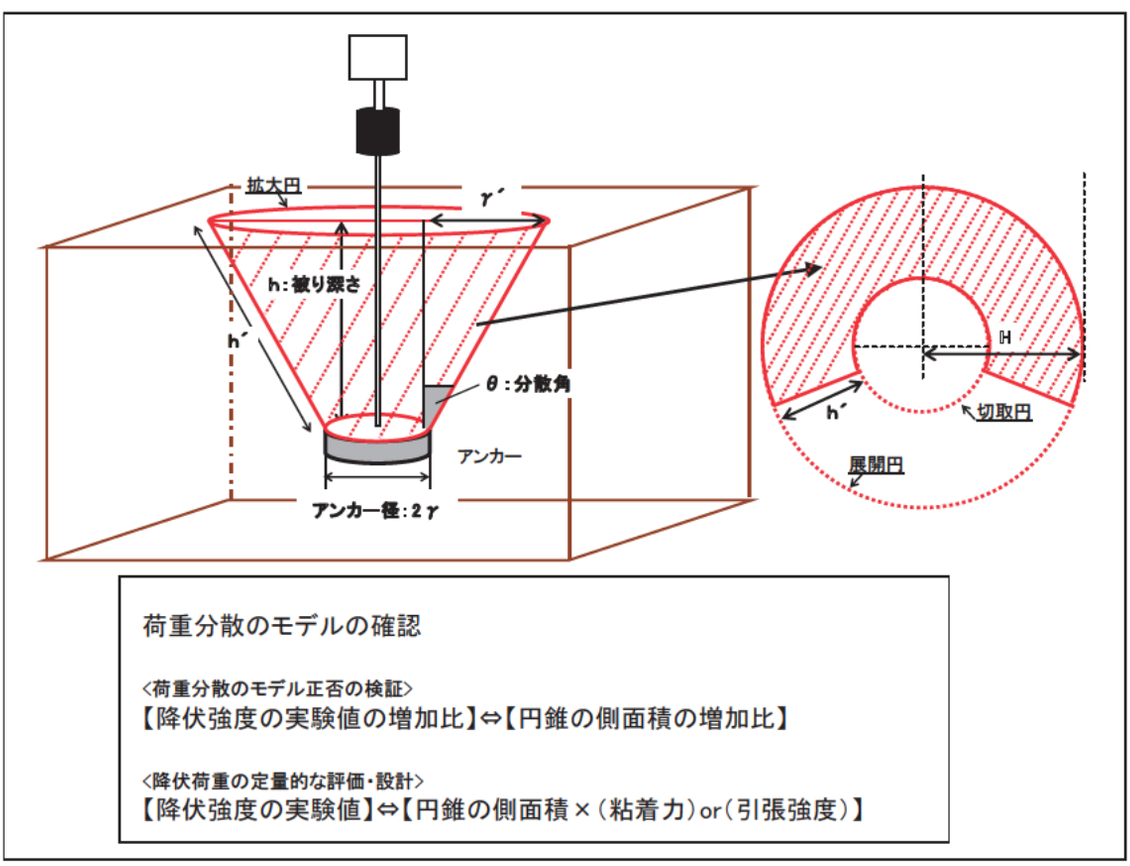


図 4-20　改良土のアンカー引抜きの定量評価の試み

表 4-5　荷重分散を想定した円錐の側面積

項目	単位	Φ27-被り4cm	Φ27-被り8cm	Φ27-被り12cm	Φ40-被り4cm	Φ40-被り8cm
2γ	cm	2.7	2.7	2.7	4.0	4.0
h	cm	4.0	8.0	12.0	4.0	8.0
θ	°	35				
対象Case		Case2-1 Case3-1 Case4-1	Case2-2 Case3-2 Case4-2	Case2-3 Case4-3	Case5-1 Case6-1 Case7-1	Case5-2 Case6-2 Case7-2
tanθ		0.7				
h´	cm	4.88	9.77	14.65	4.88	9.77
アンカーの円周	cm	8.48			12.57	
アンカー円の面積	cm²	5.73			12.57	
γ´	cm	2.8	5.6	8.4	2.8	5.6
拡大円の直径	cm	8.3	13.9	19.5	9.6	15.2
拡大円の円周	cm	26.1	43.7	61.3	30.2	47.8
拡大円の面積	cm²	54.1	151.8	298.8	72.4	181.5
γ+γ´	cm	4.2	7.0	9.8	4.8	7.6
Sinθ		0.57				
H	cm	7.2	12.1	17.0	8.4	13.3
展開円の円周	cm	45.5	76.2	106.8	52.6	83.3
展開円の角度	°	206.5				
展開円の面積	cm²	164.5	461.5	908.2	220.1	551.8
切取円の半径	cm	2.4			3.5	
切取円の面積	cm²	17.40			38.20	
側面積(模型)	**cm²**	**84.39**	**254.71**	**510.96**	**104.33**	**294.59**
側面積(実大)	**m²**	**7.59**	**22.92**	**45.99**	**9.39**	**26.51**

続いて、検討結果を表 4-5 に示す。これより、

①被り深さに対する降伏荷重の増加比率と側面積の比率は近い傾向にあること。

（特にΦ27 において顕著）

②円錐の側面積に引張破壊が起きたと想定して、設計値を算出すると実験値と一致する傾向に有ることが分かった。

設計値（側面積×引張強度）と実験値との比較結果を表 4-6、図 4-21 にまとめる。

表 4-6　設計モデルと実験値の比較結果

実験Case	試算条件						降伏荷重の比較		側面積-実験値比率	
	アンカー径	荷重分散角	被り深さ	側面積	改良強度	引張強度	設計値*1	実験値	側面積比率	実験値比率
	cm	°	m	m²	kN/m²	kN/m²	kN	kN		
Case2-1	81	35	1.2	7.59	400	40	304	260	1.0	1.0
Case2-2	81	35	2.4	22.92	400	40	917	799	3.0	3.1
Case2-3	81	35	3.6	45.99	400	40	1839	1549	6.1	6.0
Case3-1	81	35	1.2	7.59	800	80	608	837	1.0	1.0
Case3-2	81	35	2.4	22.92	800	80	1834	1996	3.0	2.4
Case4-1	81	35	1.2	7.59	300	30	228	180	1.0	1.0
Case4-2	81	35	2.4	22.92	300	30	688	647	3.0	3.6
Case4-3	81	35	3.6	45.99	300	30	1380	1347	6.1	7.5
Case5-1	120	35	1.2	9.39	400	40	376	445	1.0	1.0
Case5-2	120	35	2.4	26.51	400	40	1061	1405	2.8	3.2
Case6-1	120	35	1.2	9.39	800	80	751	371	1.0	1.0
Case6-2	120	35	2.4	26.51	800	80	2121	1866	2.8	5.0
Case7-1	120	35	1.2	9.39	300	30	282	184	1.0	1.0
Case7-2	120	35	2.4	26.51	300	30	795	1113	2.8	6.0

＊3-3は降伏荷重に到達せず、(許容量オーバー)

数字は全て実大換算

*1　設計値＝側面積×引張強度

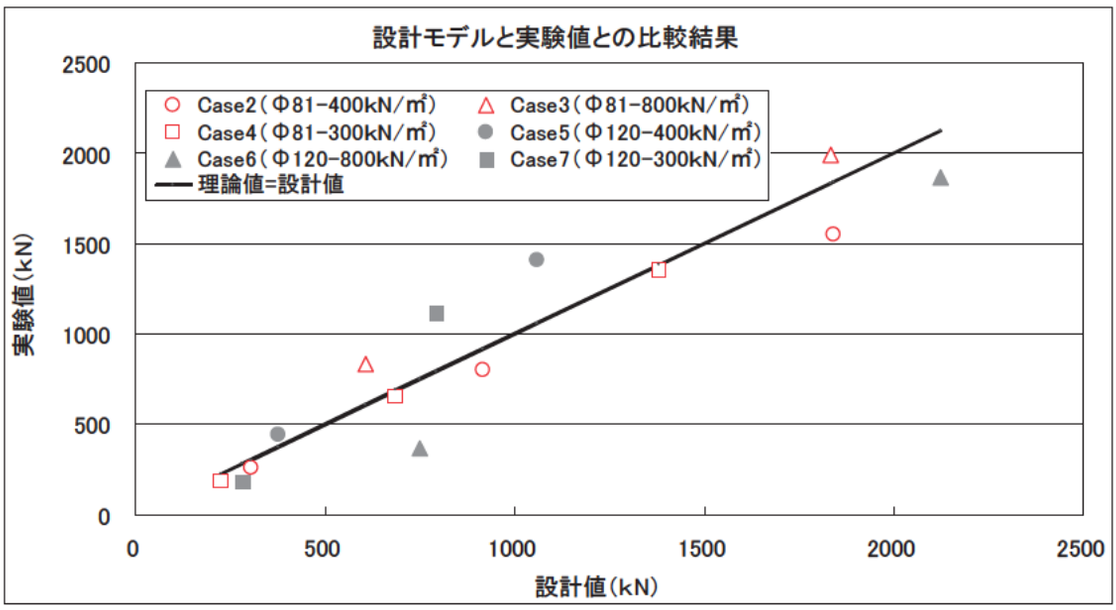


図 4-21　設計値と実験値の比較結果

（７）まとめと考察

今回の改良土に対するアンカープレートの引抜き遠心模型実験の結果を以下にまとめる。

1）ひずみ－荷重曲線は一軸圧縮試験と同様な分布を示し、砂を除いたどのケースにおいてもひずみ量が約 1～1.5%程度の範囲で降伏荷重に到達していること。

2）これは通常の一軸圧縮試験において、降伏に到達するひずみ量に近く、ひずみ量が 5%まで行くと、セメント固化による定着力は大幅に低下していること。

3）設計モデルの検討結果と写真によるひび割れ範囲より、改良土の荷重伝達の分散角は、一般の砂の内部摩擦角と同じ約 35° 程度であること。

4）設計モデルの検討の結果、荷重の伝達を想定した円錐の側面積に、引張破壊が作用するものとして求めた設計値と、実験による降伏荷重値との間に良い整合が得られること。

5）これより改良土は通常の砂と異なり、せん断による滑りではなく、荷重の伝達域と非伝達域との間でセメントの結合切れて剥離する現象が起きているものと考えられること。
（図 4-22：想定される改良土の破壊現象　参照）

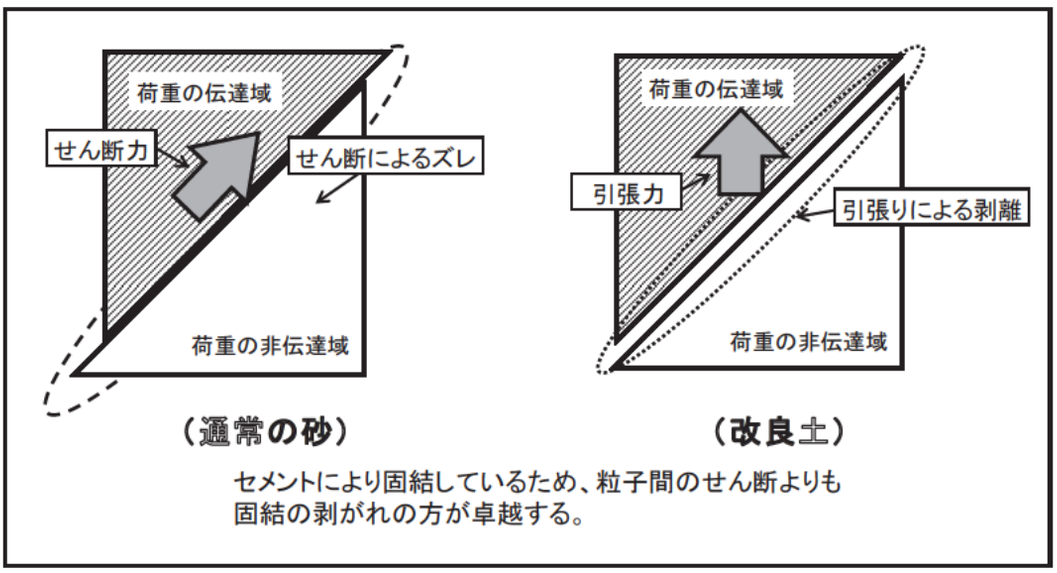


図 4-22　想定される改良土の破壊現象

6）今回の結果から改良土と補強土の補強材との適用性を考える場合、非常にすくない変形量で（ひずみ 1%程度）降伏破壊に到達しており、補強土が持つ柔な変形特性（変形を許容し作用土圧の低減しつつ、補強材が作用し必要以上の変形を抑制する特性）と相容れない（補強土としての理論が適用できない）こと。

<参考文献>

5）補強土壁工法のアンカープレート引抜き抵抗メカニズムに関する実験的検討　2001 年　土木研究所資料第 3812 号

6）多数アンカー式補強土壁工法　設計・施工マニュアル　第 3 版　2002 年　（財）土木研究センター

４．２．２アンカー引抜き試験（複数）

（１）実験の概要

遠心場 30G（1/30 スケール）において、干渉距離を考慮した配置にて、アンカープレートを 2 本同時の引抜きを行い、荷重の伝達範囲の干渉が、引抜き強度にどの程度の影響を与えるかの把握を行った。（図 4-23）

今回の実験で用いた引抜き装置の仕様を表 4-7 に示す。セメントと配合率と実験材料については、前年度の実験を踏襲することとした。

実験ケースについては、計 6 ケースを実施した。（表 4-8 参照）

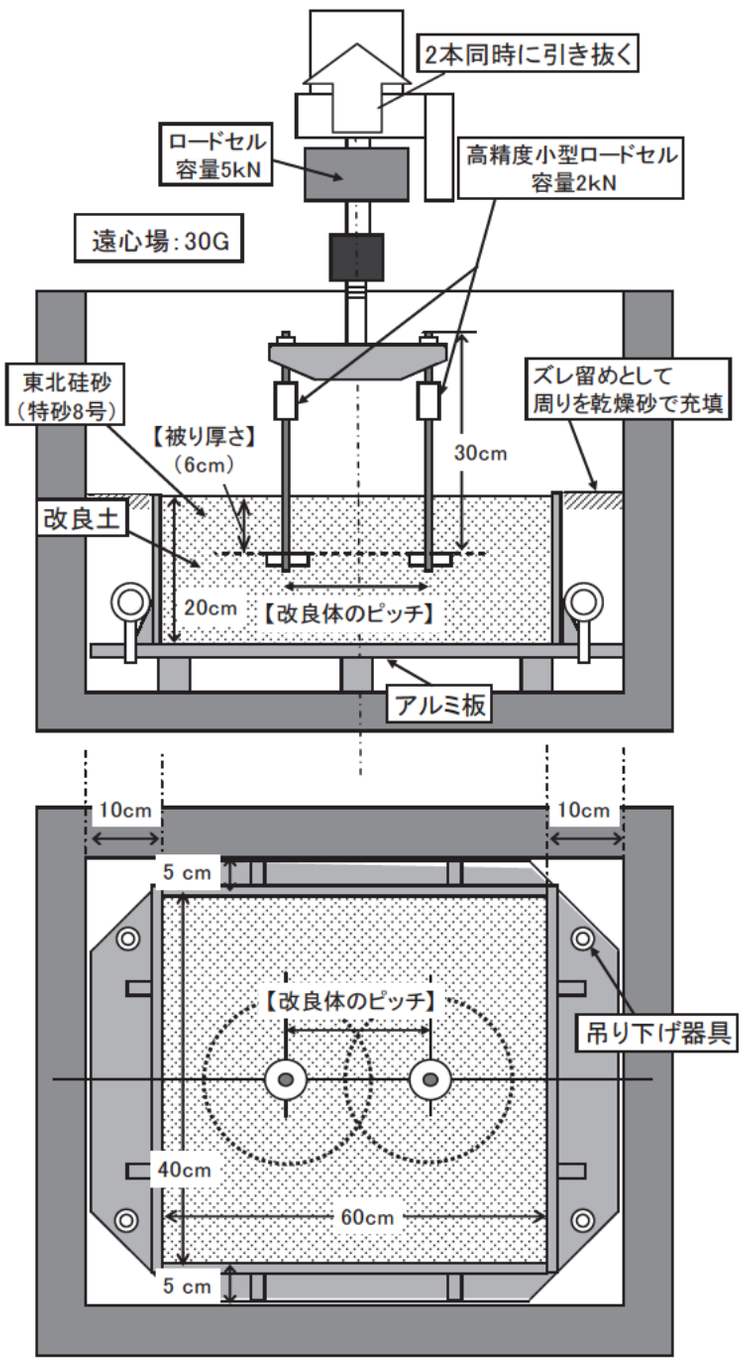


図 4-23　アンカー引抜き実験【アンカー複数】の概要

表 4-7　アンカー引抜き実験【アンカー複数】の仕様

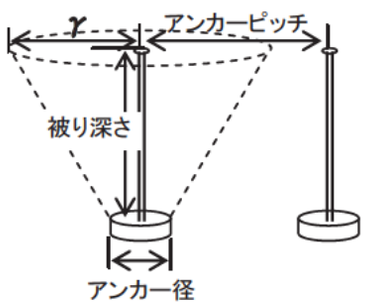
大項目	項目		単位	備考
装置	引抜き装置能力	20	kN	XYZ装置能力
	ロードセル容量	5	kN	2本分の荷重計測用
	小型ロードセル容量*1	2	kN	個別の荷重計測用
改良体	改良土の圧縮強度	400	kN/m²	目標強度
	改良土の材料	東北硅砂特砂8号 早強セメント		前年度実績
	配合比率	80	砂	前年度実績
		36	水	
		5	セメント	
	改良体寸法	400×600×200	mm	
遠心場	遠心G	30	G	

*1　SSK製　引張･圧縮両用荷重計　LT25-200　を使用

表 4-8　アンカー引抜き実験【アンカー複数】の実験ケース

Case	アンカー径 cm	被り深さ m	改良強度 kN/m²	引張強度 kN/m²	アンカーピッチ m	備考
Case1	81	1.8	400	40	1.47	0.7γ
Case2	81	1.8	400	40	1.68	0.8γ
Case3	81	1.8	400	40	2.49	1.1γ
Case4	81	1.8	400	40	2.94	1.3γ
Case5	81	1.8	400	40	3.33	1.5γ
Case6	81	1.8	400	40	4.38	2.0γ

＊γ…影響範囲の拡大円の半径　（γ　…2.2m）



（２）作業の流れ

実験期間は 2 ケースごとに実験を行うこととし、基本的には 1 日目に改良体打設（2Case 分）、3 日目に改良体の整形（2Case 分）、7 日目に引抜き実験（2Case 分）の流れで作業をすすめた。本業務における実験の流れを表 4-9 に示す。

表 4-9　遠心模型実験の流れ【アンカー複数】

日付	実験工程	作業内容	備考
1日目	改良体打設	試料の計量	コンクリートミキサーを使用 バイブレーターを使用
		改良体の打設	
		改良体の脱気	
		一軸試験用ピースの採取	
		アンカー体の固定	
		改良体の養生	
3日目	改良体整形	改良体の切削	
		切削面の養生	
7日目	実験準備	アンカー固定器具の取外し	型枠周囲の埋戻しに使用 2つのアンカーを掴む
		型枠の土槽への据付	
		砂の投入	
		アンカーの掴み器具の取付け	
		重量計測	
		カウンターバランス調整	
		遠心架台にセット	
		XYZ装置（上部）の接続	
		配線機器の接続	
	品質確認	一軸圧縮・割裂試験	改良土の品質を確認
	遠心実験	遠心装置運転	遠心装置の運転、データ計測は甲にて行う
		引抜き試験	
		遠心装置の停止	
		データの収集・写真撮影	
	撤去・片付け	配線機器の取外し	
		XYZ装置（上部）の取外し	
		遠心架台からの取外し	
		型枠の土槽からの取外し	
		写真撮影	
		改良土の撤去	
	次Caseの準備	次のケースに入る準備をする	1日に2Case行う

一軸ピースは3つ/Case採取する。

1）改良体打設

改良体は早強セメントと砂（東北硅砂　特砂 8 号)、水の混合体であり、表 4-10 に示す配合に基づいた。打設の手順は下記の①～⑦の通りである。

表 4-10　改良土のセメント配合

セメント目標強度		400	kN/㎡	
硅砂特8号 (kg)	水 (kg)	セメント (kg)	計 (kg)	含水比 (%)
8.0	3.6	0.5	12.1	45%
16.0	7.2	1.0	24.2	
24.0	10.8	1.5	36.3	
32.0	14.4	2.0	48.4	
40.0	18	2.5	60.5	
48.0	21.6	3.0	72.6	
56.0	25.2	3.5	84.7	
64.0	28.8	4.0	96.8	
72.0	**32.4**	**4.5**	**108.9**	1Case分
80.0	36	5.0	121.0	

① コンクリートミキサーの中に水を始めに投入した後、砂とセメントを充分に混合させた試料をミキサー内に入れる。

② ミキサーを傾けて型枠内（余盛り分の枠を取り付けた状態）に改良土を3回に分けて流し込む。

③ 流しこむごとに、バイブレーターにて脱気を行う。

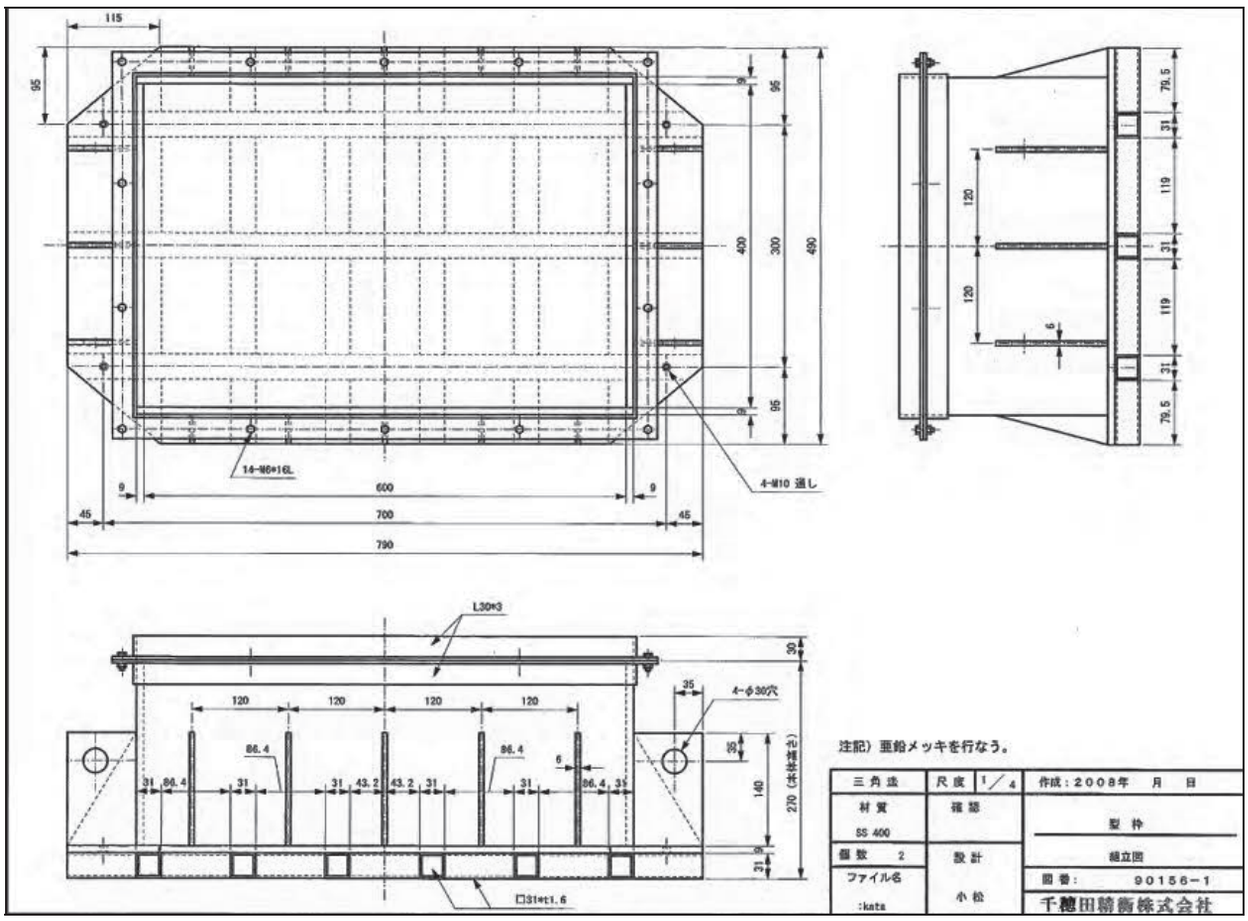
④ アンカーの固定器具を用いてアンカー体を所定の位置に固定する。（＊この時、アンカー体が鉛直になるように極力気をつけること）

⑤ しばらくおいて（15分程度)、直後にブリーチングした水を、キムタオルで吸い取り、減少した分、改良土を継足す。

⑥ また、余った改良土を容器（φ30㎜×h 60㎜ 6つ/Case）に詰めて試験ピースを作成する。

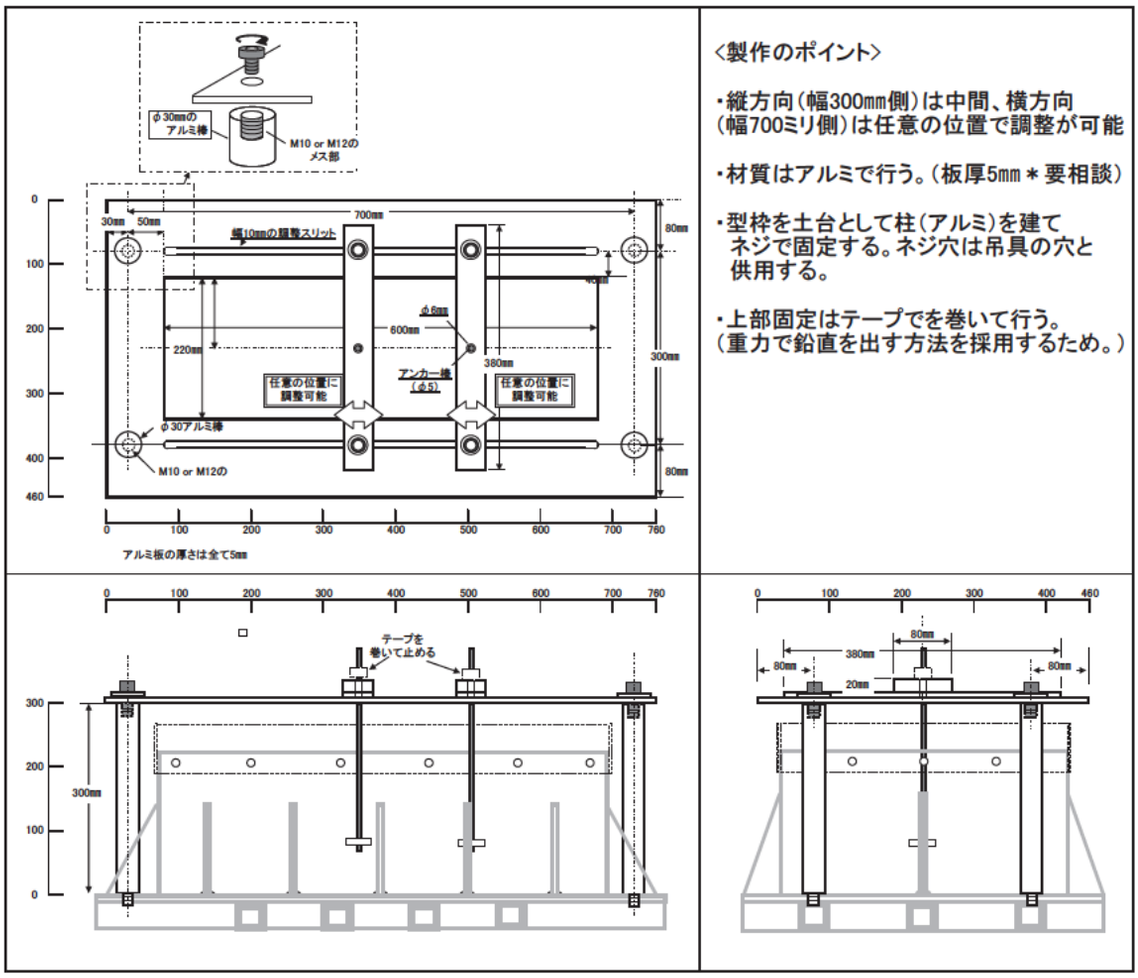
⑦ 水で湿らせたキムタオルで表面を覆い、ビニールを被せて密閉した後、恒温室に搬入し養生（室温20℃）を行う。

参考として、作成した型枠の図面と固定器具の図面を図 4-24～4-25 に示す。



（＊移動用のキャスター付）

図 4-24　改良体の型枠図面



〈製作のポイント〉

・縦方向（幅300㎜側）は中間、横方向（幅700ミリ側）は任意の位置で調整が可能

・材質はアルミで行う。（板厚5㎜＊要相談）

・型枠を土台として柱（アルミ）を建てネジで固定する。ネジ穴は吊具の穴と供用する。

・上部固定はテープでを巻いて行う。（重力で鉛直を出す方法を採用するため。）

図 4-25　アンカー固定器具の図面

2）改良体整形

削り易い固さ（3 日強度が目安）になった時点で、余盛り枠を外して、改良体の削りを行なう。削った後は再び濡れたキムタオルで覆い、養生を行う。

3）実験準備

下記に示す①～⑦の手順の流れで実験準備を行う。

① アンカーの固定器具の取外しを行う。（アンカー固定器具が外れにくいこともあるので、改良体に亀裂が生じない様に、慎重に作業を行なうこと）

② 型枠に吊具を取り付け、クレーンにて持ち上げた後、土槽（アルミ製土槽　図4-26参照）に据付ける。

③ 土槽と型枠の隙間に砂（硅砂7号）を流し込む。

④ アンカー掴みの固定器具を取り付ける。

⑤ 土槽全体の重量を計測する。

⑥ 遠心装置のカウンターバランスを調整する。

⑦ 土槽をクレーンで吊り上げて、遠心架台に設置する。

⑧ XYZ装置（上部）を吊降ろし、XYZ装置の下部と接続する。

⑨ 計測機器の配線を行なう。

⑩ XYZ装置を動かし、アンカー掴み器具とXYZ装置のアンカーアタッチメントを接続する。

（アンカーアタッチメントは、遠心場にて引張られる現象を考慮して、多少の遊びがある）

⑪ 実験前の写真を取る。

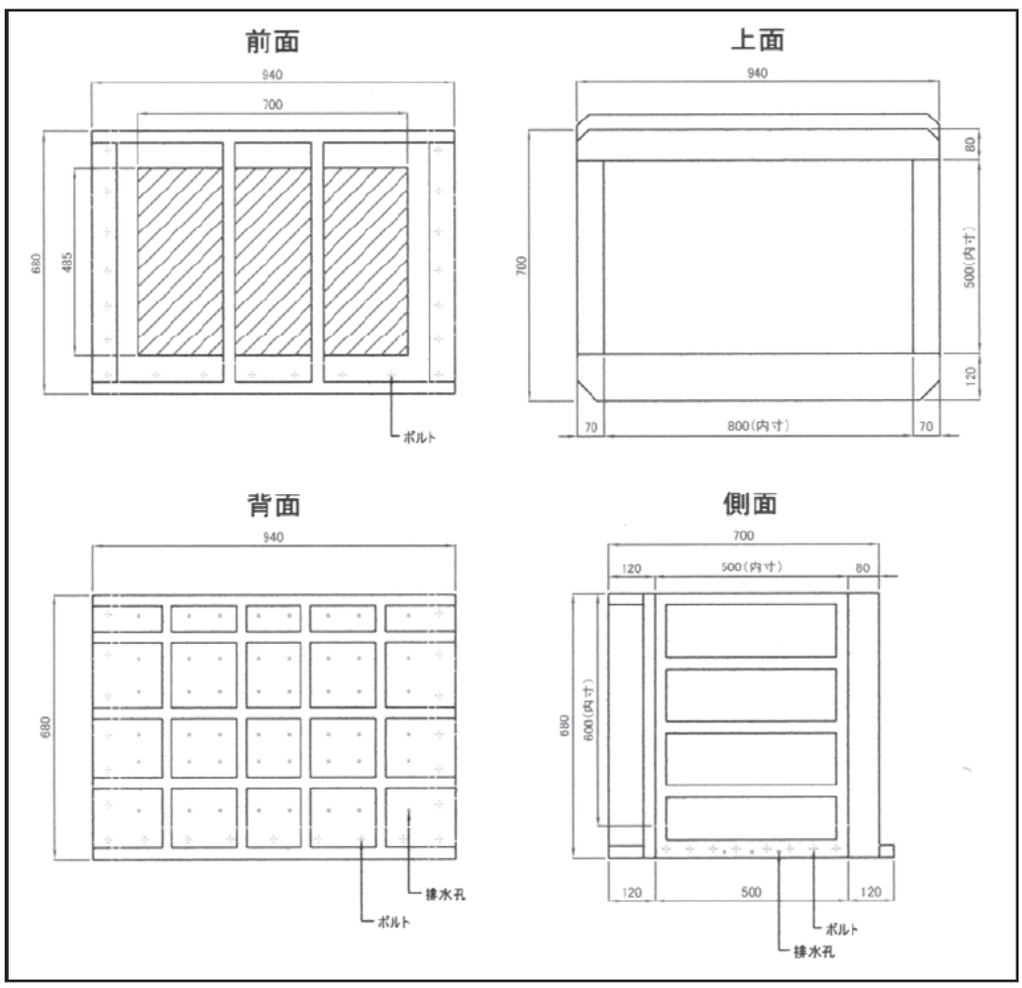


図 4-26　アルミ土槽の図面

4）遠心実験

遠心場 30G にて、アンカー体を２つ同時に引き抜く。遠心装置の運転並びに、実験の計測作業は甲にて行う。

5）撤去・片付け

実験終了後、実験後の写真を撮る。その後、XYZ 装置の配線を外し。XYZ 装置の取外し。土槽の遠心架台からの取外し、最後の写真撮影を行った後、次のケースの準備を行う。型枠内の改良土はブレーカーで壊して、土のう袋に詰め、処分ヤードに運んで処分する。

（3）計測機器、使用機材

今回の実験において、下記の計測機器と実験部材の購入・製作をおこなった。表 4-11 に計測機器・使用機材のリストを、図 4-27～4-29 に計測機器の仕様と製作図面を示す。

表 4-11　計測機器・使用機材

分類	機材名称	個数	単位	備考
計測機器	5kNロードセル	1	個	XYZアタッチ取付け
	引張･圧縮両用荷重計	2	個	SSK製
機材（大）	遠心装置	1	台	実験
	10tクレーン	1	台	搬入･搬出
	XYZ載荷装置（本体）	1	台	実験
	XYZ装置引抜きアタチメント	1	個	実験
	アルミ土槽	1	個	実験
	コンクリートミキサー	1	台	打設
機材（中）	バイブレーター	1	個	打設
	ハンドブレーカー	1	個	撤去
	型枠	2	個	打設から実験
	アンカー固定器具	2	個	打設
	アンカー掴み器具	2	個	実験
	アンカー模型（φ27）	多数	個	実験
	吊具とワイヤー	一式	式	搬入･搬出
機材（小）	土嚢袋	多数	袋	撤去
	早強セメント	75	kg	材料
	東北硅砂（特砂8号）	800	kg	材料
	水	360	kg	材料
	東北硅砂（7号）	多数	kg	材料

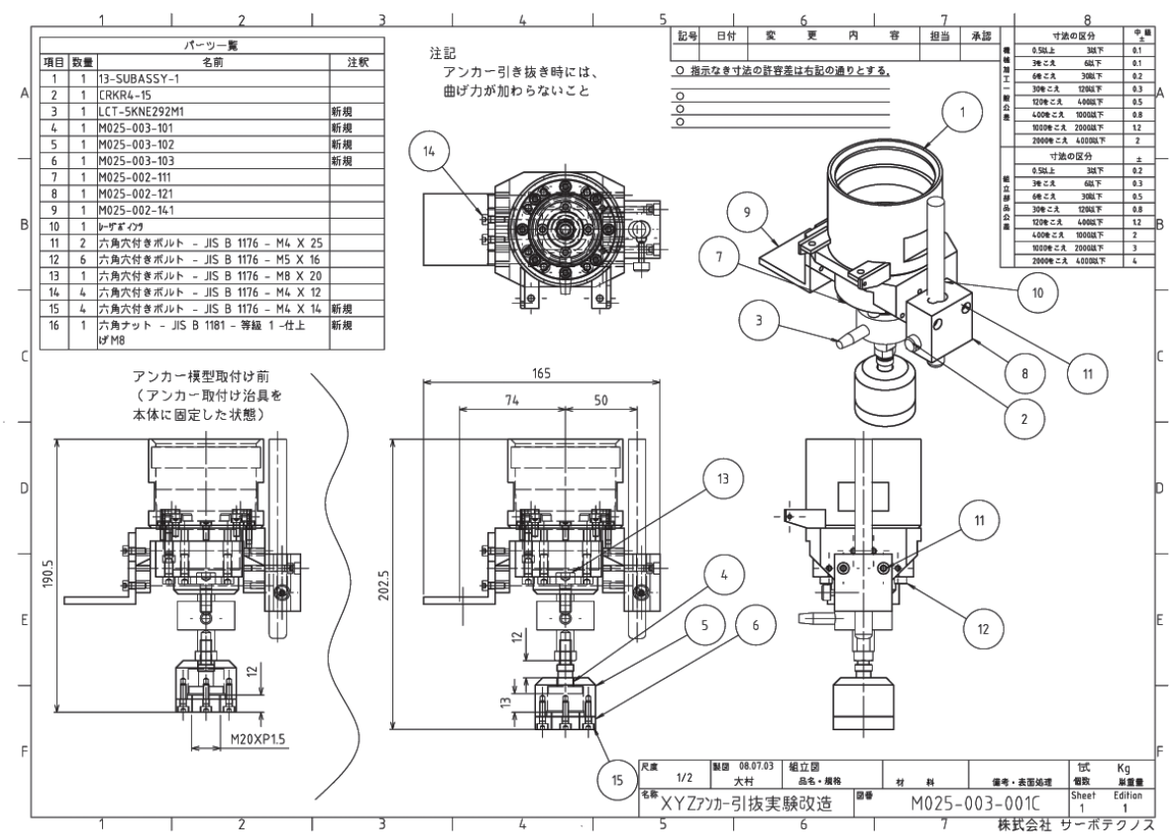


図 4-27　XYZ 装置引抜きアタッチメントの図面

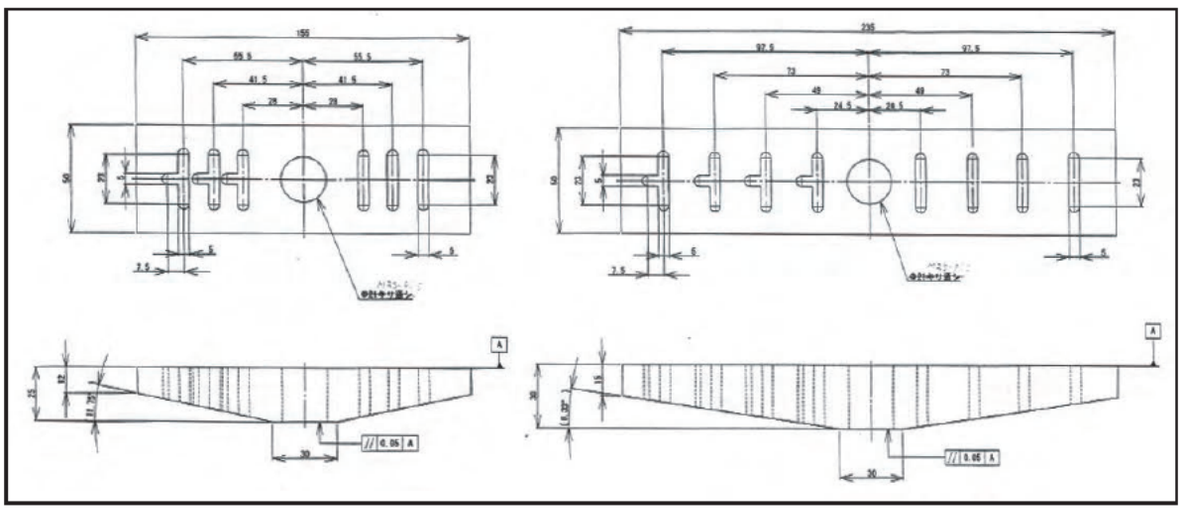


図 4-28　アンカー掴み器具の図面

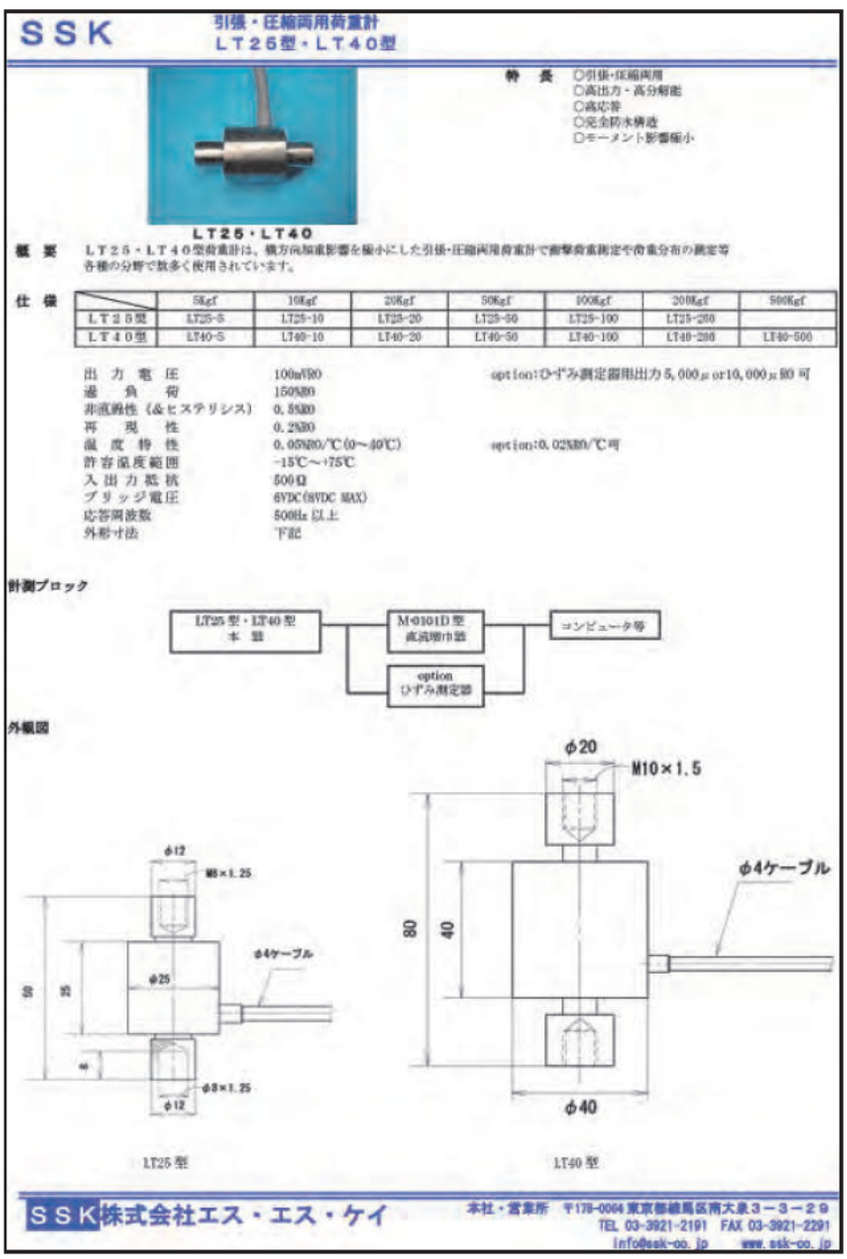


図 4-29　引張・圧縮両用荷重計の仕様

（４）実験の様子

今回の実験における実験の準備と様子を写真 4-27～4-39 に示す。

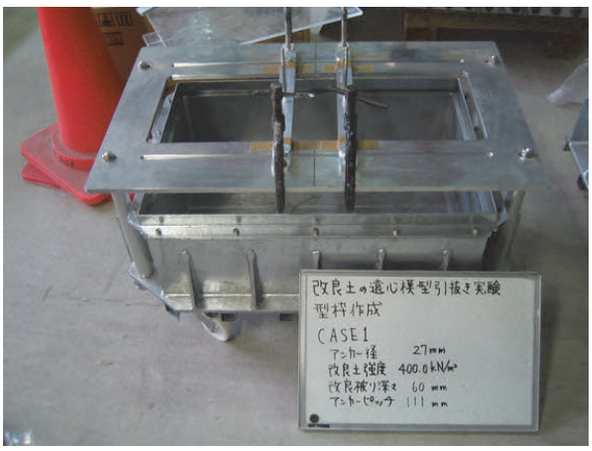


写真 4-27　実験型枠



写真 4-28　改良体の混合状況

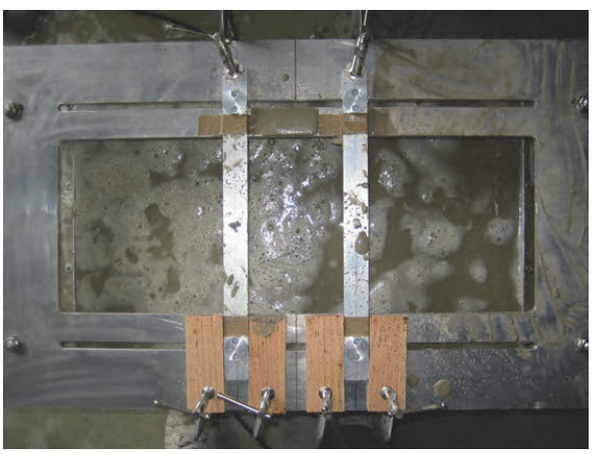


写真 4-29　改良体の型枠充填

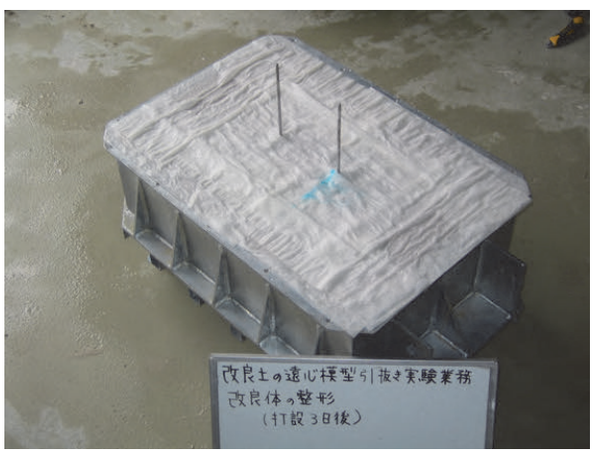


写真 4-30　充填完了（濡れた布で表面を保護）



写真 4-31　密閉養生の様子（恒温養生）



写真 4-32　改良体の表面切削の様子（材令 3 日）



写真 4-33　引抜きアンカー設置状況

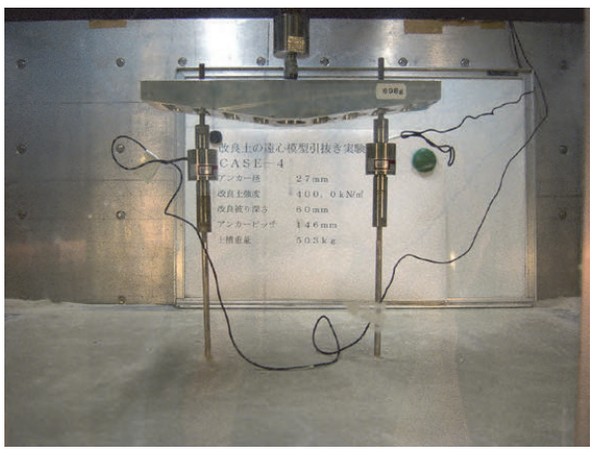


写真 4-34　引抜きアンカー設置状況



写真 4-35　引抜き試験後の状況

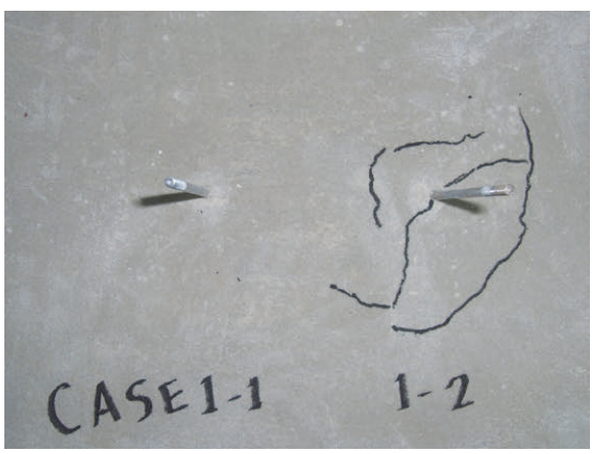


写真 4-36　浮上がりクラックの発生状況



写真 4-37　浮上がりクラックの発生範囲



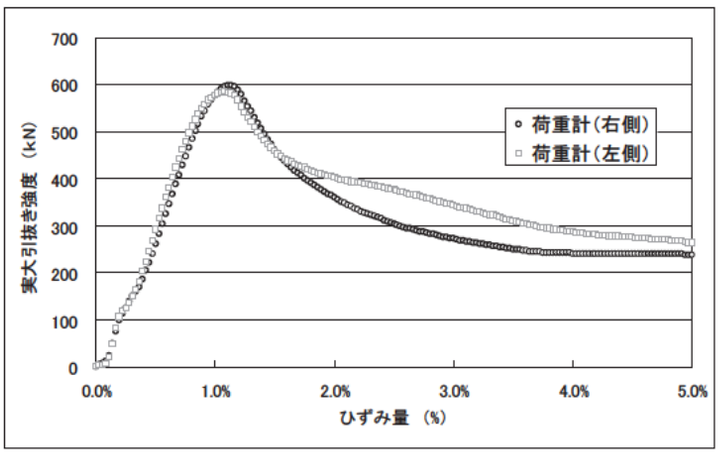
写真 4-38　改良土の剥離状況



写真 4-39　改良土の剥離状況（上から）

（５）実験の結果

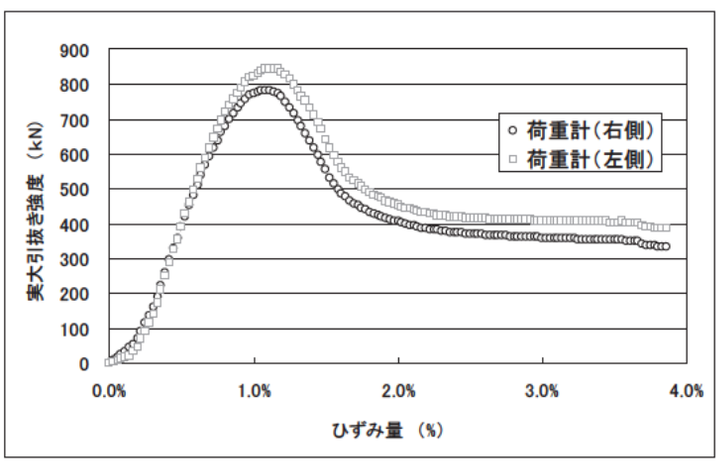
各ケースの引抜き試験の結果を図 4-30～4-35　に示す。



最大引抜き 荷重値		
荷重計(右側)	600	kN
荷重計(左側)	586	kN
平均値	593	kN

最大引抜き荷重時のひずみ量		
荷重計(右側)	1.11%	%
荷重計(左側)	1.08%	%

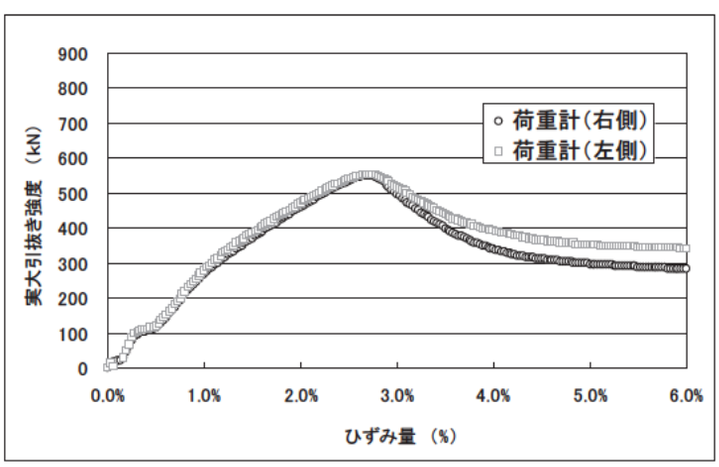
図 4-30　アンカー引抜き試験の結果（Case1　アンカーピッチ 1.47m）



最大引抜き 荷重値		
荷重計(右側)	783	kN
荷重計(左側)	844	kN
平均値	813	kN

最大引抜き荷重時のひずみ量		
荷重計(右側)	1.08%	%
荷重計(左側)	1.11%	%

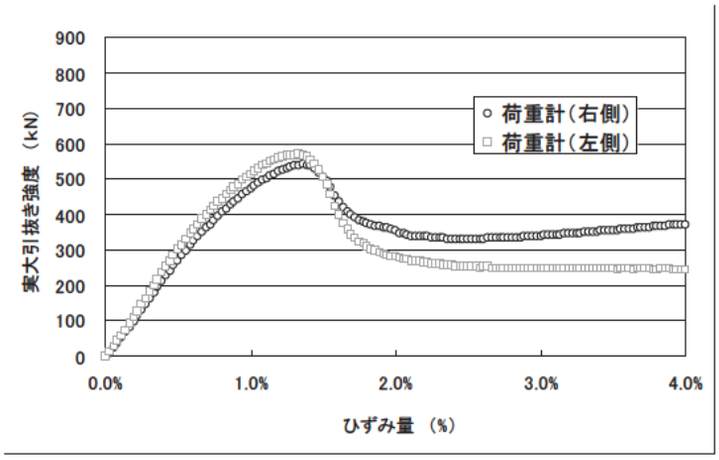
図 4-31　アンカー引抜き試験の結果（Case2　アンカーピッチ 1.68m）



最大引抜き 荷重値		
荷重計(右側)	545	kN
荷重計(左側)	553	kN
平均値	549	kN

最大引抜き荷重時のひずみ量		
荷重計(右側)	2.61%	%
荷重計(左側)	2.69%	%

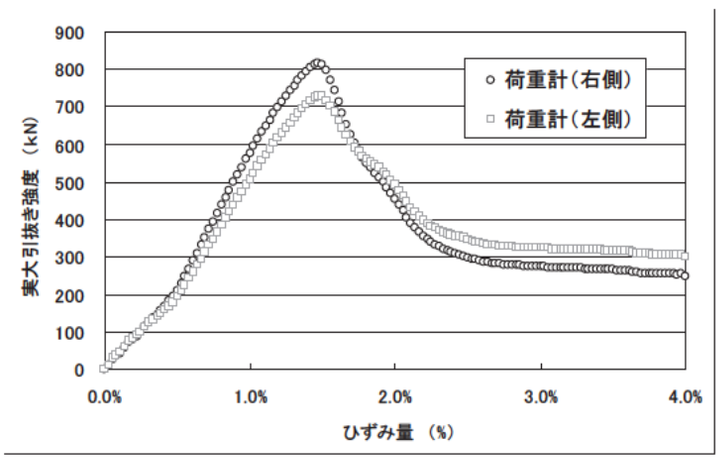
図 4-32　アンカー引抜き試験の結果（Case3　アンカーピッチ 2.49m）



最大引抜き 荷重値		
荷重計(右側)	540	kN
荷重計(左側)	568	kN
平均値	554	kN

最大引抜き荷重時のひずみ量		
荷重計(右側)	1.36%	%
荷重計(左側)	1.33%	%

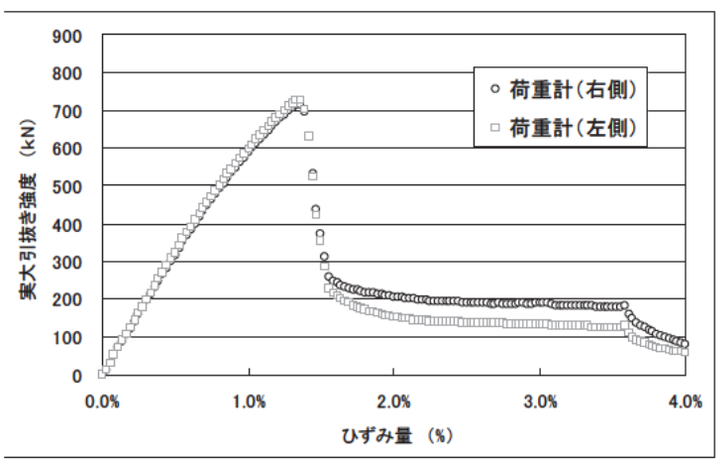
図 4-33　アンカー引抜き試験の結果（Case4　アンカーピッチ 2.94m）



最大引抜き 荷重値		
荷重計(右側)	817	kN
荷重計(左側)	730	kN
平均値	774	kN

最大引抜き荷重時のひずみ量		
荷重計(右側)	1.47%	%
荷重計(左側)	1.47%	%

図 4-34　アンカー引抜き試験の結果（Case5　アンカーピッチ 3.33m）



最大引抜き 荷重値		
荷重計(右側)	716	kN
荷重計(左側)	725	kN
平均値	720	kN

最大引抜き荷重時のひずみ量		
荷重計(右側)	1.36%	%
荷重計(左側)	1.33%	%

図 4-35　アンカー引抜き試験の結果（Case6　アンカーピッチ 4.38m）

表 4-12　実験結果のまとめ

Case	実験条件				実験結果				
					アンカー（右側）		アンカー（左側）		平均値
	アンカー径	被り深さ	改良強度	アンカーピッチ	引抜き荷重値	破壊歪み	引抜き荷重値	破壊歪み	引抜き荷重値
	cm	m	kN/m2	（m）	（kN）	（%）	（kN）	（%）	（kN）
Case1	81	1.8	400	1.47	600	1.11%	586	1.08%	593
Case2	81	1.8	400	1.68	783	1.08%	844	1.11%	813
Case3	81	1.8	400	2.49	545	2.61%	553	2.69%	549
Case4	81	1.8	400	2.94	540	1.36%	568	1.33%	554
Case5	81	1.8	400	3.33	817	1.47%	730	1.47%	774
Case6	81	1.8	400	4.38	716	1.36%	725	1.33%	720

今回の試験結果を下記にまとめる。

○ 2 本同時のアンカー引抜き試験より、2 つのアンカー体は、歪み-引抜き荷重の関係について、ほぼ同じ履歴を描いた。これより、2 本のアンカー体に均等に引抜き荷重が作用していることを確認することができた。また、最大引抜き荷重時でのひずみ値についても、ほぼ同値であることを確認することができた。

○ 引抜き荷重試験後の状況から、どちらか片側のアンカー体に改良体の浮上り（剥離）による、クラックを目視できる形で確認することができた。この結果は、前年度の結果を踏襲するものであり、前年度に提案した改良土の剥離（引張り破壊）にともなう破壊モデルを再確認する事ができた。

○ どちらか片側にのみ改良土の浮上りによるクラックを目視できる点については、クラックが無いアンカー体も塑性破壊域に到達していることから、2 本のアンカー体の引抜き破壊時の若干の時間差により、引抜き治具が傾斜を起こして、それが浮上りのクラックに反映されたのではないかと考えられる。

○ 浮上りクラックの範囲について、影響範囲の計測を行った。結果、影響範囲は直径 14～15cm の範囲に納まることが分かった。（図 4-36）

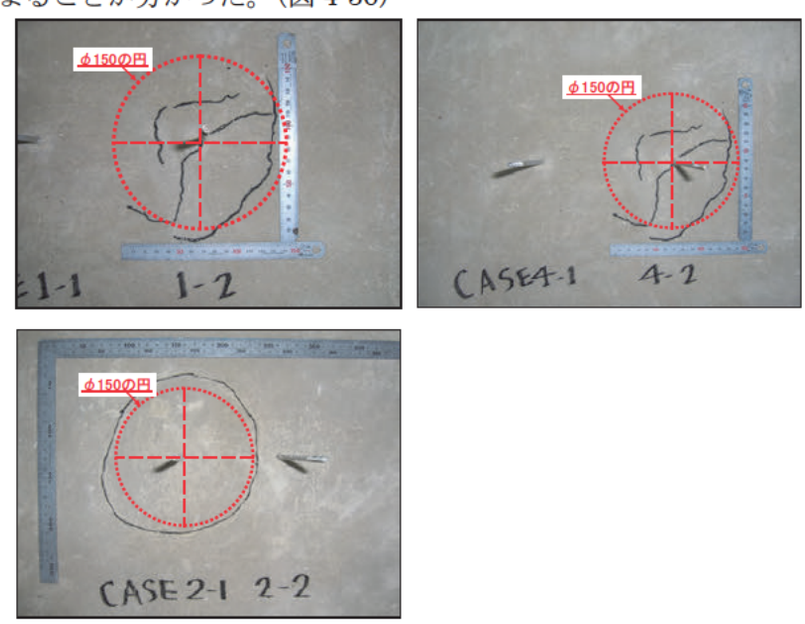


図 4-36　浮上りクラックの影響範囲の検討

○ 最大となるアンカー引抜き荷重値は、Case2 のみ高い値であるものの、Case 1 、3 と Case5、

6 との比較において、アンカーピッチが引抜き荷重に影響を与えていることが分かった。Case2 の値は他の Case と比較して、値がかなり大きいことから、改良強度が他の Case より高かったのではないかと考えられる。そのため、Case2 の結果は、実験の分析対象からは外すこととした。

○ 最大となる引抜き荷重時での引張りひずみ量は、大抵の Case で 1.0～2.0%の範囲に納まっていることが分かった。これは、前年度のアンカー単体での引張り試験の結果をほぼ踏襲したものとなっており、2 本同時引抜き時においても、引張り破壊時のひずみ量は 1.0～2.0%付近として設計することが望ましいものと考えられる。

（６）実験結果の分析

1）荷重の拡大範囲の検討

アンカー引抜き試験で発生した改良土の浮上りクラックと、提案した引抜き荷重の設計との照らし合わせを行い、荷重の分散角の試算を行った。クラック範囲を実測した結果、φ150 ㎜と仮定し、そこから、分散角の逆算を行った。(図 4-37　参照)

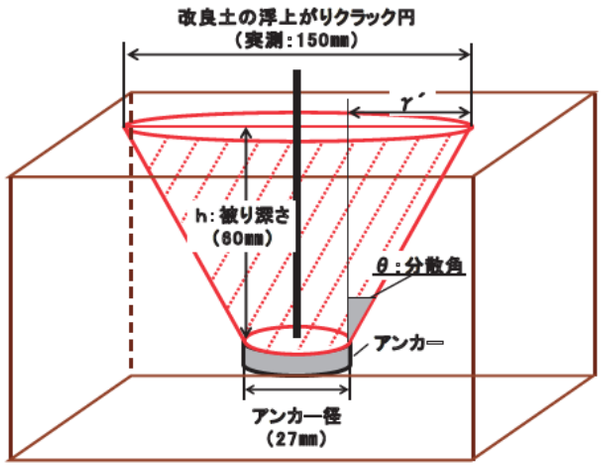


図 4-37　荷重の分散角のイメージ

表 4-13　荷重分散等の試算結果

（模型寸法）			（実大寸法換算）		
浮上り円の直径φ	150	㎜	浮上り円の直径φ	4.5	m
被り深さ:h	60	㎜	被り深さ:h	1.8	m
アンカー径	27	㎜	アンカー径	0.81	m
γ´	6.15	cm	γ´	1.84	m
tanθ	1.025		tanθ	1.025	
θ	45.7	°	θ	45.7	°
アンカーの円周	8.48	cm	アンカーの円周	2.54	m
アンカー円の面積	5.73	cm²	アンカー円の面積	0.52	m²
浮上り円の円周	47.11	cm	浮上り円の円周	14.13	m
浮上り円の面積	176.64	cm²	浮上り円の面積	15.90	m²
側面積:A	238.8	cm²	側面積:A	21.5	m²
改良体の引張強度:σ_{st}	40	kN/m²	改良体の引張強度:σ_{st}	40	kN/m²
設計引抜き強度	955	N	設計引抜き強度	859.72	kN

結果、荷重の分散角は約 45° であると見なすことができる。

2) アンカー体通しの干渉の影響の検討

アンカー体の設置距離が引抜き荷重に与える影響について、検討を行った。各 Case でのアンカーピッチと引抜き強度との関係を図 4-38 に示す。

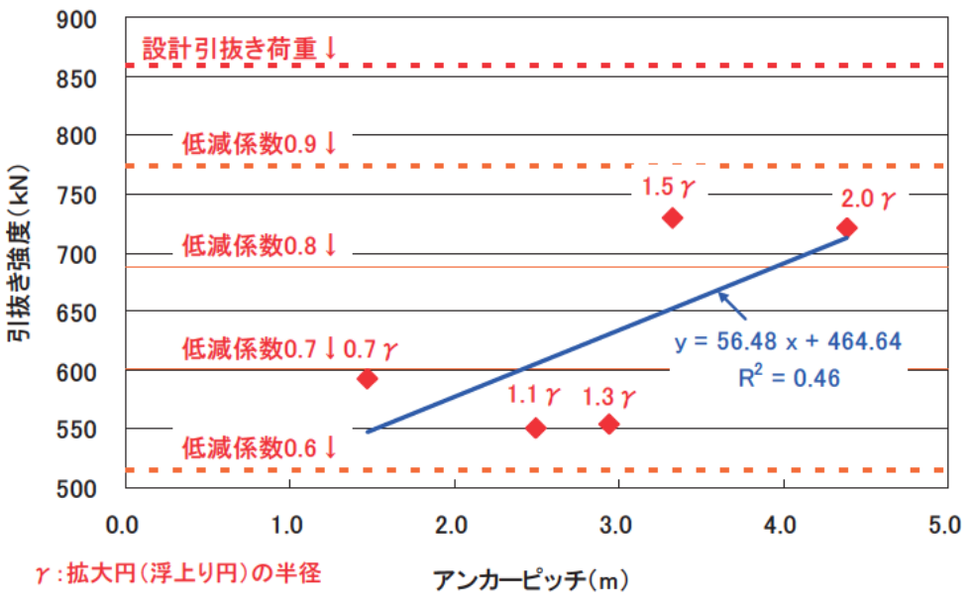


図 4-38　各 Case でのアンカーピッチと引抜き強度との関係

結果を下記にまとめる。

○ アンカーピッチが引抜き強度に与える影響について、1.5γ以上の影響は小さいが、1.5γを切ると大きな影響を受けることが分かる。

○ アンカーピッチの距離が引抜き荷重に与える影響について、定量的な傾向は見ることが出来なかった。これより、アンカーピッチが引抜き強度を決める支配的な要因ではないことがわかる。しかしながら、Case1, 3, 4 と Case5, 6 との比較より定性的な影響はあるものと考えられる。

○ これより、アンカーピッチが引抜き荷重に与える影響の評価方法としては、低減係数を設定し、安全率をみる方法が望ましいものと考えられる。

○ 引抜き試験の結果より、少なくともアンカーピッチは拡大円（浮上がり円）の半径から 1.5γ以上（できれば 2.0γ（拡大円の直径）以上）を確保し、低減係数 0.8 程度の低減率（F 安全率=1/0.8≒1.25）を見込んで設計を行うことが望ましい。

○ やむを得ず 1.5γよりアンカーピッチが小さくなる場合は、少なくとも低減係数 0.6 以下（F 安全率=1/0.6≒1.7）を見込む必要があるものと考える。

（7）まとめ

今回の実験の結果を下記にまとめる。

○ アンカー体の同時引抜き時における、最大引抜き荷重到達時のひずみ量は、おおよそ 1.0～2.0%であった。これより、設計時には、最大変形量がこの範囲に納まる形ことが求められる。（必要となる定着長が定まる。）

○ 分散角について、今回の実験においては約 45° であった。しかしながら、アンカー単体での引抜き試験では、35° 近辺であり、前年とは異なる値となった。これは荷重の分散角には、改良土の強度や施工のバラツキの影響を強く受けることが考えられる。そのため、設計時における荷重の分散角の設定について、一様な値を決めるのではなく、10° 程度の分散角の幅（安全率に換算して F=1.46）を持たせて（分散角の変化は、拡大円錐の側面積の変化に直結する。）設計を行うことが望ましい。

○ アンカー同士の干渉がアンカー体の引抜き強度に与える影響について、定量的な影響については、見ることができないものの、定性的な影響は見ることができた。そのため、アンカー体の設置距離に応じて、低減係数を設定し、アンカー体の干渉の影響を考慮することが望ましい。

○ 前年度と今年度の結果を踏まえ、改良土中に設置されたアンカー体の引抜き強度の設計フローの提案を行う。（図 4-39　参照）これにより、任意に設定した改良体とアンカー体の引抜き強度の設計でき、静的時・地震時において、アンカー体に作用する引張り荷重に応じて、アンカー径、セメント混合量、必要定着長を求めることができる。

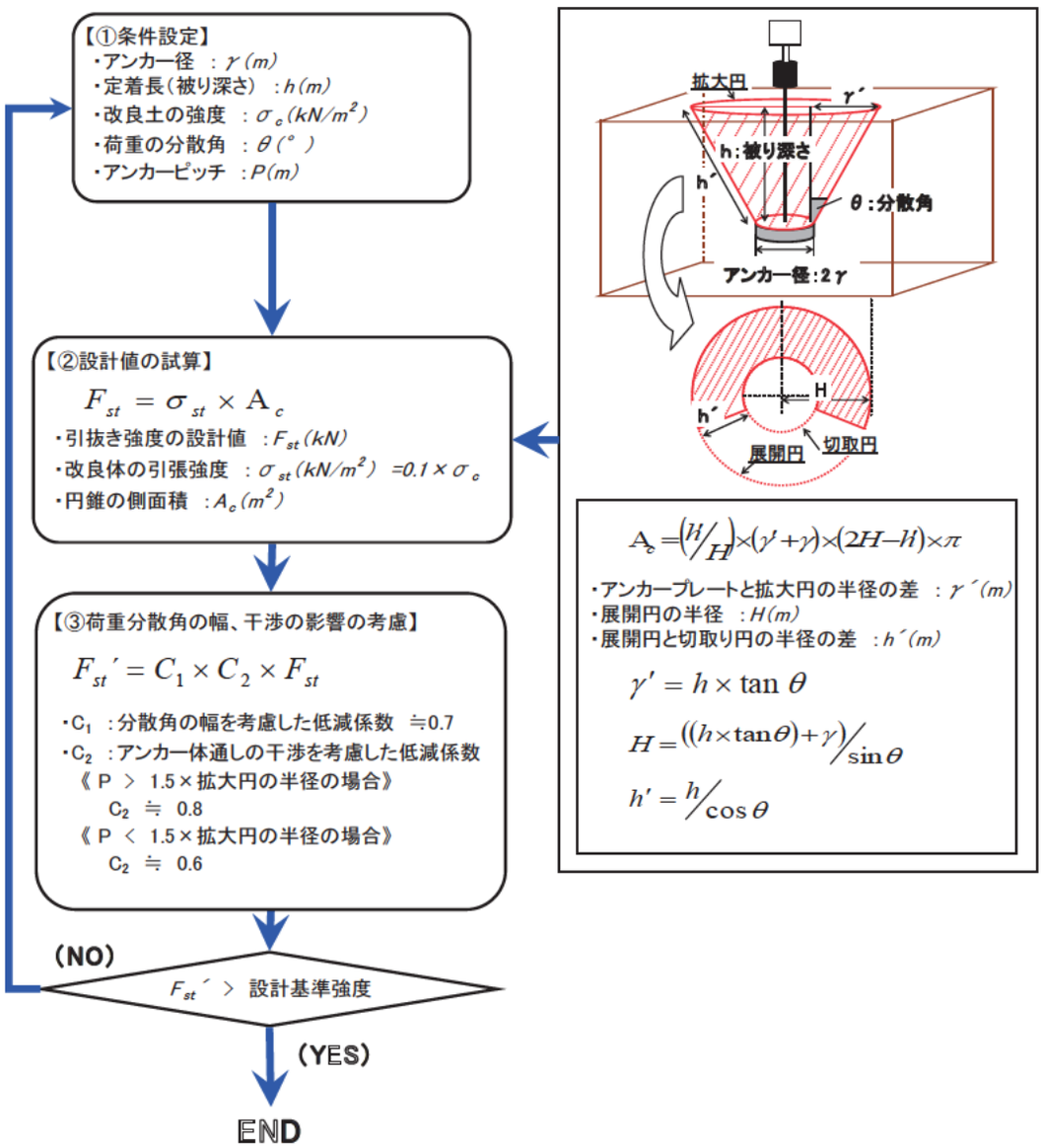


図 4-39　改良土に設置されたアンカー体の引抜き強度の設計フロー

次年度においては、静的時、地震時において作用する引張り強度の試算と設計方法と提案することで、改良土とアンカー体を組み合わせた工法の設計マニュアルを完成させる予定である。

４．３ まとめと考察

補強材と改良土の引抜き試験の結果を下記に整理する。

○無改良土と比較してピーク値の上昇を確認することができた。改良土の強度を上げることにより、値を上昇させることができるものと考えられる。

○しかしながら、ピーク後の靭性域においては、著しい減衰傾向を示し、最終的には無改良の状態まで収束するものと考えられる。

○そのため、改良土と補強材との組合せる際、靭性域の応力低下を考慮し、ピーク値を設計に用いることは好ましくなく、残留抵抗力の減少を踏まえた用途選定や設計、補強領域に水が入らないことを前提とした用途選定及び設計としなければならない。（図 4-40 参照）

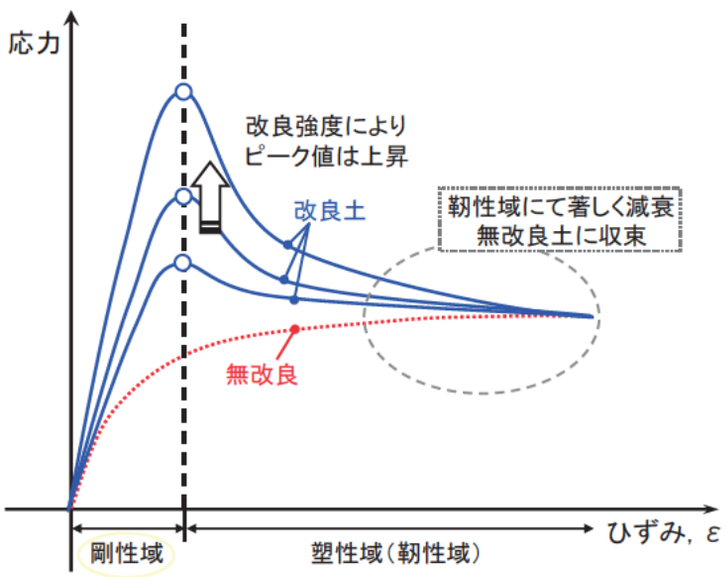


図 4-40　改良土の引抜き強度特性のまとめ

５．　改良土の施工方法に関する基礎的研究

５．１　施工時の混合方法が品質に与える影響に関する基礎的研究

（１）実験の目的

設計にて、改良土の定着力（固結力）を評価する際、改良土の現場強度は、施工方法や土質により大きくバラツキ、設計にて要求された強度をどの程度担保できているか、どのような施工方法（混合程度は？混合方法は？）に基づくことが望ましいかはっきりしていないのが実態であり、設計にて改良土の定着力を評価する際の大きな障害となっている。まず、本研究を始めるにあたり、文献調査並びに、セメント協会に対するヒアリングを実施した。（本報告書２章　参照）結果、改良土の品質に影響を与える他の要因、養生温度、化学成分、土の含水率、などについては様々な研究や知見があるものの、施工方法に関する研究や現場の品質を正確に把握する研究はあまり行われておらず、実務の現場ではそれら諸要因を「現場室内強度比」として丸めて評価し、混合量に大きな安全率を設定していることが分かった。

当チームでは上記の実態を踏まえた上で、施工方法の改善に対する基礎研究を実施し、混合方法の違いや混合の程度によりどの程度のムラが生じるか、一般的な粘性土として設定した関東ローム土を対象に基礎的実験を実施した。

（２）試験の概要

混合機器の選定において、バックホウによる混合方法が圧倒的多数を占めており、施工範囲や量が膨大になるにつれスタビライザー（図 5-1 参照）による攪拌混合が用いられている。プラント混合によるケースもあるが、少数の大規模工事に限られた方法であること、相応のコストがかかることから、本実験では、２つの混合方法に関して試験を実施した。



図 5-1　スタビライザー

バラツキの確認方法に関しては、後述する品質管理手法に基づき、コアボーリング機による採取試料と重錘落下試験による地盤剛性値より、現場の強度を直接確認する形式で評価を行った。

試験の概要を図 4-2 に試験ケースを表 5-1 に示す。

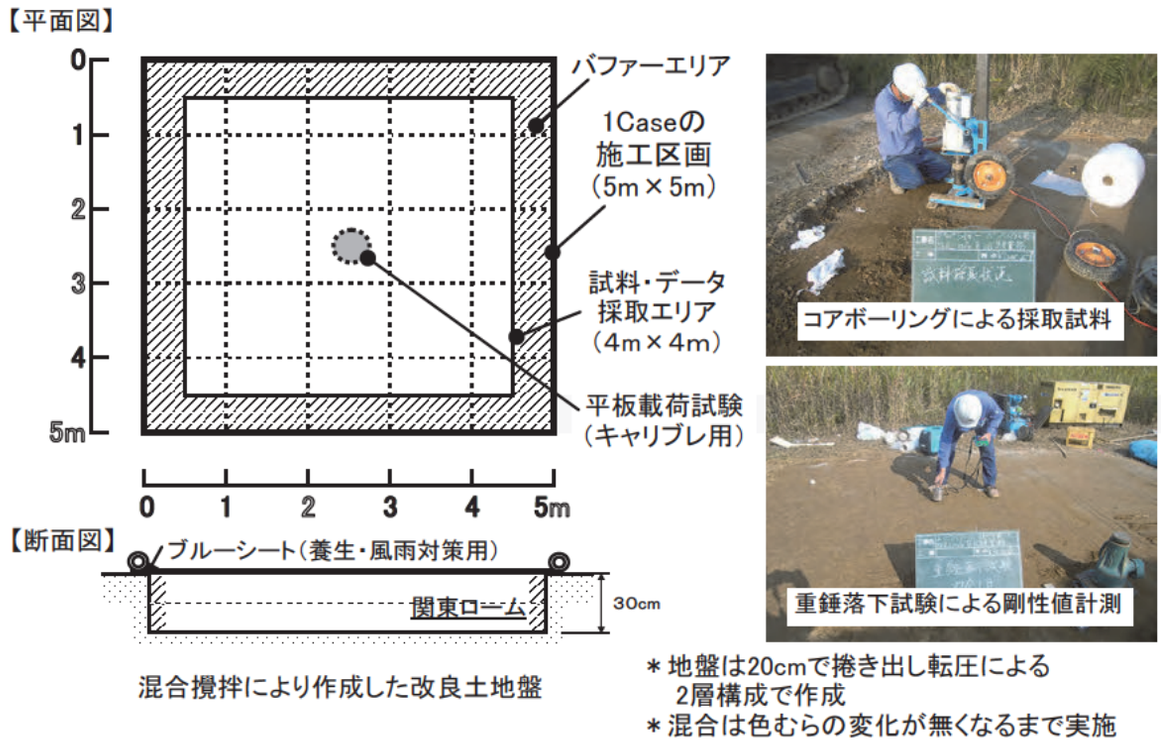


図 5-2　混合方法の違いによる品質確認試験の概要

表 5-1　混合方法の違いによる品質確認試験ケース

Case	混合方法	採取区間	試料採取（個）	重錘試験（地点）
Case1	スタビライザー	2つ	36	200
Case2	バックホウ	3つ	65	300
Case3	無改良	1つ	32	100

＊1　セメントは高炉B種　混合量は133kgf/m^3
＊2　一軸圧縮試験の材令7日
＊3　重錘落下試験数＝100地点/1区間
＊4　1区間の面積は16m^2
＊5　地盤試料は関東ローム（ωn=80%前後）
＊6　1区間ごとに、重錘落下試験のキャリブレ
　　として平板載荷試験を実施
＊7　試料採取は地盤の固化前の施工当日に実施
　　そのためCaseにより複数区間を使用

（３）試験の手順

本実験における大まかな流れを図 5-3～5-4 にまとめる。

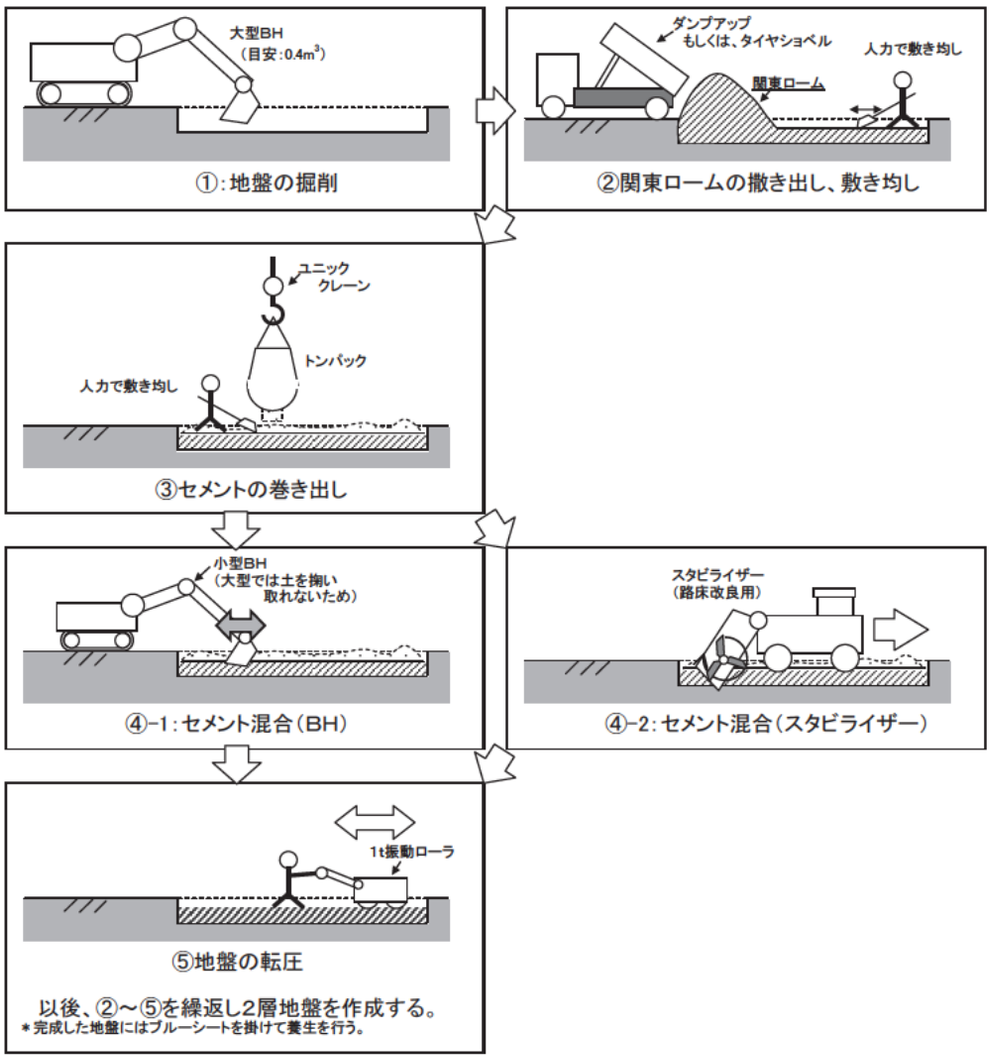


図 5-3　地盤作成の手順

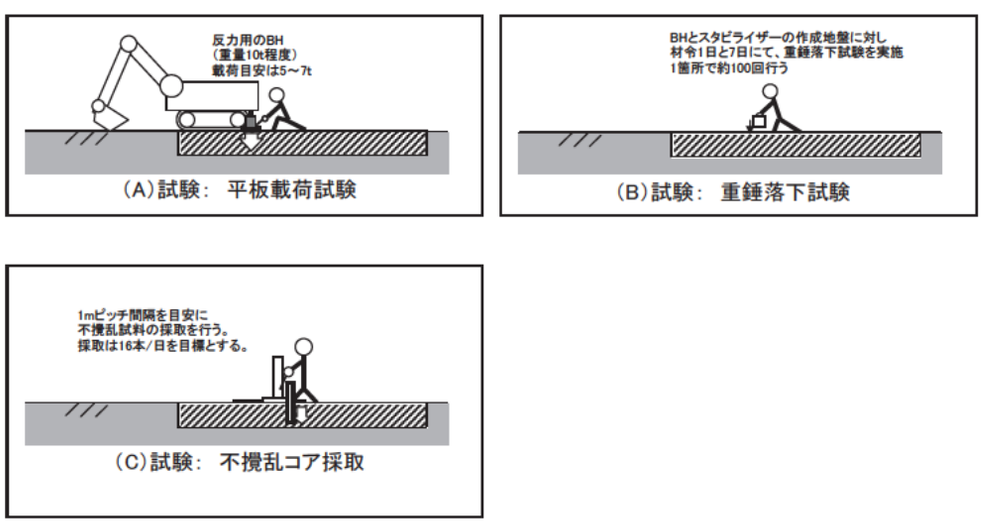


図 5-4　実験の流れ

1）地盤の掘削

バックホウにて、地盤の掘削を行い、30cm 掘り下げる。1Case 分の広さは 5m×5m の正方形（面積 5m×5m=25 ㎡）する。

2）関東ロームの撒き出し、敷き均し

1 層分（仕上がり厚さ 15cm）の関東ローム（甲側で購入）をダンプで撒き出し、敷き均しを行う。

3）セメントの撒き出し

トンパックに入ったセメントをユニックで吊り上げ、ユニックを動かしながら、対象となる範囲に撒き出しを行う。

4-1）セメントの混合（バックホーの場合）

バックホーを用いて、セメントの混合を行う。混合回数はこれ以上やっても混合ムラに変化がないと判断できる回数（1 箇所で 8～10 振りを目安）実施する。

4-2）セメントの混合（スタビライザーの場合）

スタビライザーを用いて、セメントの混合を行う。混合は 1 回とし、混合にムラが有る場合のみ、もう一度混合を行う。

なお、セメントの混合量は関東ロームの乾燥重量比の 10%（133kg/m³）とする。

5）地盤の転圧

1 層 15cm となる様に地盤の転圧を行う。転圧は振動ローラを用い、転圧回数は 5 往復（前年度実績）とする。

地盤の作成が出来た後、直に不攪乱試料の採取を行う（コア採取の地盤が対象）。

作業終了後は、養生と風雨防止のために、ブルーシートで地盤を覆うものとする。

6）各種試験

6-1）重錘落下試験

今回使用した重錘落下試験機（図 5-5）は、小型（ハンディタイプ）の重錘（加速度計を内蔵）を落下させ、重錘の衝突時の最大加速度から地盤反力を換算することにより、地盤反力を直接計測する器具である。

この試験機の長所は、「手間をかけずに非常に短時間で多くの計測点を得る事ができること」であり、逆に短所としては、「現地盤に合わせてキャリブレーション（平板載荷試験）が必要」であることである。影響範囲は約 20cm（カタログ値）で、主に路床、路盤、埋め戻し地盤の締め固め管理に用いられているものである。（詳細は付録資料を参照）

材令 1 日、7 日において試験を行う。データの採取は最低で 100 点以上取得するものとする。



図 5-5　重錘落下試験機

6-2）平板載荷試験機

重錘落下試験機と同様の地盤に対し、材令 1 日、7 日において、平板載荷試験を実施する。（図 5-6　参照）平板載荷試験とは、φ300 の円盤を、重機で反力を取った上で、ジャッキで載荷することで、載荷重-沈下量の関係を把握し、地盤反力係数（荷重-沈下量の傾き）を求める試験である。重錘落下試験値と平板載荷試験で得られる地盤反力係数には相関性があり、重錘落下試験値の校正値の取得のために、試験を実施するものである。また、この試験に関連して必要な機材一式を表 5-2 に示す。

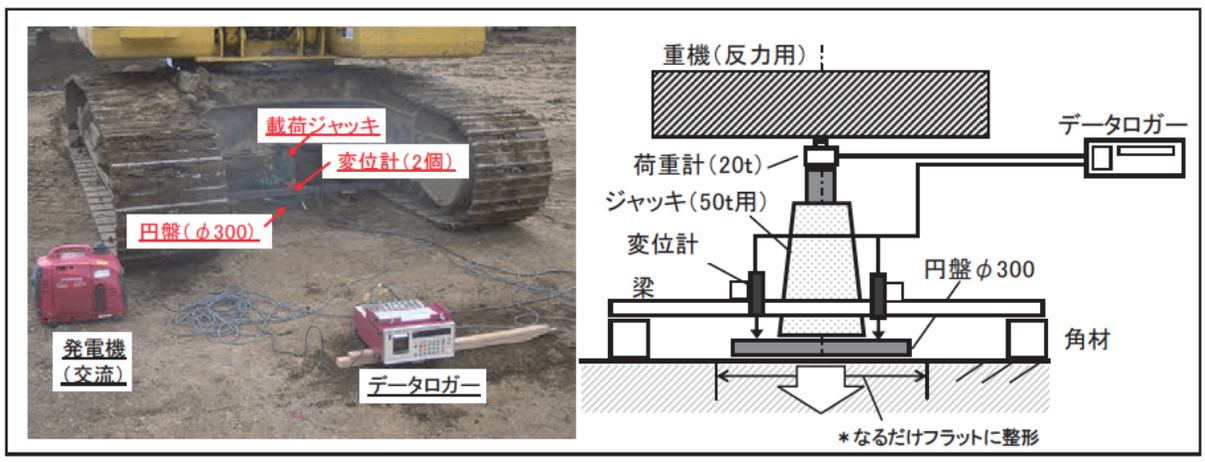


図 5-6　平板載荷試験の様子

表 5-2　平板載荷試験で必要な機材一式

No	機材名	個数	単位	調達	備考
1	データロガー	1	台	甲	
2	発電機	1	台	乙	データロガーの電気用 （交流対応（PCが使用可能な）の発電機であること）
3	円盤φ300	1	個	甲	
4	ジャッキ	1	台	甲	50tジャッキを使用する予定
5	梁	1	本	甲	変位計の不動位置の取得のため
6	角材	2～3	本	甲	梁の渡しとして使用
7	調整板	数	枚	甲	梁の高さの微調整用に使用
8	土圧計	1	個	甲	容量20tfのものを用意する
9	変位計	2	個	甲	容量50㎜のものを使用する予定（円盤の左右に設置）
10	重機	1	台	乙	最大載荷重10tであるため、それに対する充分な反力が得られること。

*変位計の梁は水平となる様に調整を行なう。
*変位計の値は2つの変位計の値を平均したものを使用する。

6-3）不攪乱コアの採取と一軸圧縮試験

転圧し作成した地盤に対して、一軸圧縮試験用の不攪乱試料の採取を行なう。（図 5-7　参照）不攪乱試料の採取は転圧した直後から行ない、1 つのコア採取で 2 供試体（寸法φ50×高さ 100）分を採取するものとし、コアの採取はセメントの固化発現を考慮して 12 時間以内に目標本数（1Case あたり 16 本、32 供試体分）を確保するものとする（ただし、セメント混合をしていない Case5 のみ、採取時間の制限は設けない）。

整形した試料は、φ50 の半割りモールドとカッターを用いてその場で整形し、ラップで包んだ上で、ビニール袋の中に入れ、エアーパッキンで包む形で養生と保護を行う。

不攪乱コア採取にて使用する機材一式を表 5-3 に示す。

一軸圧縮試験は、材令 1 日と材令 7 日にて、試料の断面欠損による荷重の偏りを防ぐため、石膏でキャッピングを実施して行う。詳細な計測方法は JIS 規格「土の一軸圧縮試験方法」（JIS A 1216）に基づいて実施した。

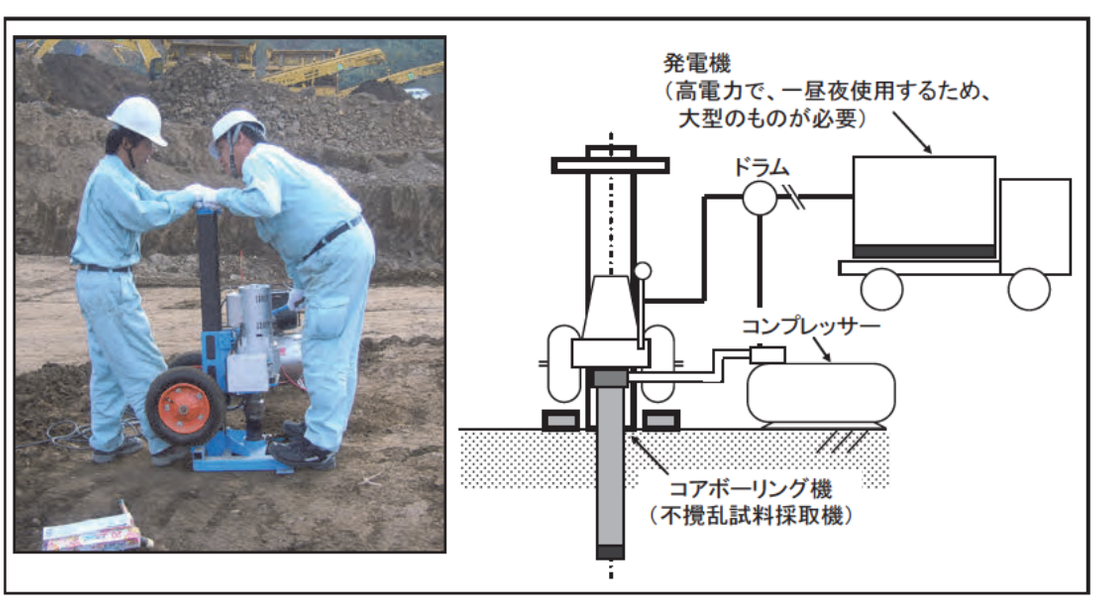


図 5-7　不攪乱コア採取の様子

表 5-3　不撹乱コア採取に必要な機材一式

No	機材名	個数	単位	調達	備考
1	コアボーリング機	1	台	甲	
2	発電機	1	台	乙	高容量の発電機であること。
3	ドラム	1	個	乙	
4	コンプレッサー	1	台	乙	タンク容量の大きいものを希望（容量4L以上）
5	ボーリング刃	2	本	甲	予備1つ
6	整形モールド一式	1	式	甲	モールド、カッター
7	ラップ	2	巻	甲	試料の乾燥防止用
8	ビニール袋	多数	袋	甲	試料の乾燥防止用
9	エアパッキン	多数	巻	甲	試料の衝撃防止用

*変位計の梁は水平となる様に調整を行なう。
*変位計の値は2つの変位計の値を平均したものを使用する。

（4）実験の様子

今回行った各試験の様子を写真 5-1～5-18 に示す。

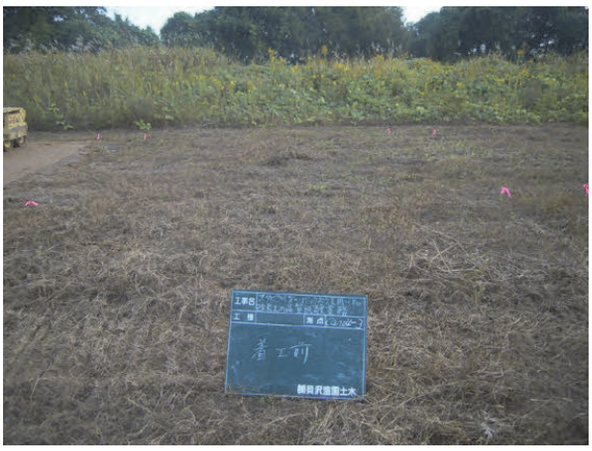


写真 5-1　掘削前の状況



写真 5-2　掘削状況



写真 5-3　掘削後の状況



写真 5-4　試料の投入状況



写真 5-5　セメントの捲き出し状況



写真 5-6　セメントの敷き均し状況



写真 5-7　スタビライザーの全景



写真 5-8　スタビライザーの刃の様子



写真 5-9　スタビライザーの刃（内側）



写真 5-10　スタビライザーの刃（外側）



写真 5-11　スタビライザー混合の様子



写真 5-12　BH の混合の様子



写真 5-13　地盤の転圧の様子



写真 5-14　実験地盤の完成状況



写真 5-15　重錘落下試験の様子



写真 5-16　平板載荷試験の様子



写真 5-17　不攪乱コア採取の様子

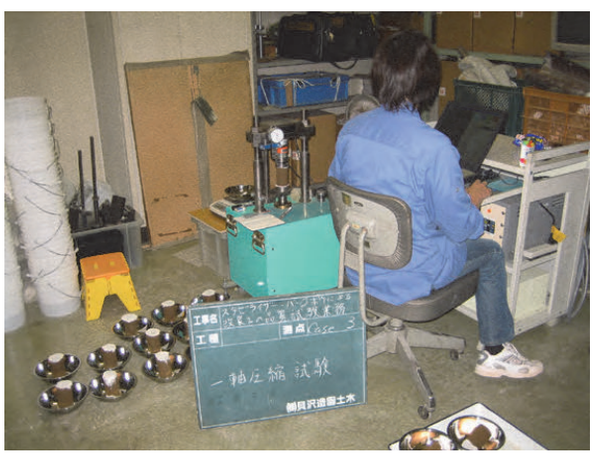


写真 5-18　一軸圧縮試験の様子

（５）実験結果

１）一軸試験結果

結果を表 5-4～5-10　に整理する。

表 5-4　Case1（材令 7 日、スタビライザー　セメント混合量 133kg/m^3）の結果①

	寸法			重量・密度					圧縮応力		
供試体No	径	高さ	体積	重量		湿潤体積重量	含水	乾燥体積重量			
	(mm)	(mm)	(cm^3)	(kg)	(g)	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(kgf/cm^2)	(kN/m^2)	(N/mm^2)
1	52.25	81.23	174.2	0.248	248	1.42			2.06	206	0.206
2	51.85	96	202.7	0.302	302	1.49			1.57	157	0.157
3	52.12	102.62	218.9	0.315	315	1.44			1.50	150	0.150
4	52.31	99.28	213.4	0.31	310	1.45			1.07	107	0.107
5	51.88	93.2	197.0	0.29	290	1.47			2.20	220	0.220
6	52.12	95.58	203.9	0.306	306	1.50			1.61	161	0.161
7	52.4	98.38	212.2	0.316	316	1.49			1.32	132	0.132
8	51.98	97.83	207.6	0.308	308	1.48			2.37	237	0.237
9	52.47	91.37	197.6	0.292	292	1.48			1.30	130	0.130
10	52.6	91.22	198.2	0.273	273	1.38			1.18	118	0.118
11	52.42	95.55	206.2	0.295	295	1.43			1.49	149	0.149
12	53.8	96.88	220.2	0.288	288	1.31			1.24	124	0.124
13	49.97	101.27	198.6	0.3	300	1.51			1.96	196	0.196
14	52.64	98.82	215.1	0.313	313	1.46			1.50	150	0.150
15	52.87	90.2	198.0	0.286	286	1.44			1.47	147	0.147
16	52.21	99.44	212.9	0.319	319	1.50			1.14	114	0.114
17	52.36	98.52	212.1	0.307	307	1.45			1.22	122	0.122
18	52.16	98.38	210.2	0.308	308	1.47			1.54	154	0.154

＊Case2-1においては、試料の含水比は未計測

表 5-5　Case1（材令 7 日　スタビライザー　セメント混合量 133kg/m^3）の結果②

	寸法			重量・密度					圧縮応力		
供試体No	径	高さ	体積	重量		湿潤体積重量	含水比	乾燥体積重量			
	(mm)	(mm)	(cm^3)	(kg)	(g)	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(kgf/cm^2)	(kN/m^2)	(N/mm^2)
1	50.88	104.84	213.2	0.309	309	1.45	30.9	1.11	0.803	80	0.080
2	52.07	108.18	230.4	0.328	328	1.42	35.3	1.05	0.915	92	0.092
3	52.23	104.58	224.1	0.316	316	1.41	32.6	1.06	0.667	67	0.067
4	52.36	103.94	223.8	0.303	303	1.35	33.3	1.02	0.649	65	0.065
5	52.03	107.77	229.1	0.313	313	1.37	29.3	1.06	1.301	130	0.130
6	51.51	107.97	225.0	0.332	332	1.48	35.3	1.09	1.004	100	0.100
7	52.66	106.68	232.3	0.328	328	1.41	29.2	1.09	0.853	85	0.085
8	51.93	105.03	222.5	0.312	312	1.40	32.2	1.06	0.896	90	0.090
9	52.16	104.56	223.4	0.323	323	1.45	34.0	1.08	1.242	124	0.124
10	50.46	105.38	210.7	0.317	317	1.50	36.1	1.11	0.745	74	0.074
11	51.91	104.93	222.1	0.302	302	1.36	37.0	0.99	0.554	55	0.055
12	52.31	108.44	233.0	0.328	328	1.41	29.9	1.08	0.950	95	0.095
13	52.01	106.3	225.8	0.31	310	1.37	37.3	1.00	0.975	98	0.098
14	53.05	105.86	234.0	0.316	316	1.35	28.6	1.05	0.669	67	0.067
15	51.01	107.82	220.3	0.33	330	1.50	34.4	1.11	0.939	94	0.094
16	52.43	99.27	214.3	0.304	304	1.42	35.4	1.05	1.082	108	0.108
17	51.64	97.8	204.8	0.294	294	1.44	34.7	1.07	1.223	122	0.122
18	52.47	90.85	196.4	0.273	273	1.39	27.0	1.09	0.949	95	0.095

表 5-6　Case2（材令 1 日　BH　セメント混合量 133kg/m³）の結果①

供試体No	寸法			重量・密度					圧縮応力		
	径	高さ	体積	重量		湿潤体積重量	含水比	乾燥体積重量			
	(mm)	(mm)	(cm^3)	(kg)	(g)	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(kgf/cm^2)	(kN/m^2)	(N/mm^2)
1	51.9	69.87	147.8	0.22	220	1.49	54.6	0.96	2.56	256	0.256
2	52	70.59	149.9	0.224	224	1.49	61.4	0.93	1.97	197	0.197
3	51.66	89.5	187.6	0.285	285	1.52	58.8	0.96	2.88	288	0.288
4	51.82	93.49	197.2	0.289	289	1.47	56.4	0.94	1.72	172	0.172
5	52.62	91.85	199.7	0.268	268	1.34	56.2	0.86	1.00	100	0.100
6	51.34	89.48	185.2	0.266	266	1.44	65.0	0.87	1.75	175	0.175
7	51.54	82.53	172.2	0.252	252	1.46	55.7	0.94	2.20	220	0.220
8	52.8	91.9	201.2	0.285	285	1.42	63.3	0.87	1.87	187	0.187
9	51.57	91.37	190.8	0.278	278	1.46	68.0	0.87	1.67	167	0.167
10	50.55	96.09	192.8	0.29	290	1.50	59.9	0.94	2.31	231	0.231
11	51.61	96.52	201.9	0.301	301	1.49	65.3	0.90	2.49	249	0.249
12	51.61	96.52	201.9	0.301	301	1.49	61.0	0.93	2.49	249	0.249
13	51.6	95.87	200.5	0.28	280	1.40	68.3	0.83	1.20	120	0.120
14	51.61	92.75	194.0	0.296	296	1.53	60.0	0.95	2.81	281	0.281
15	52.44	92	198.7	0.29	290	1.46	63.5	0.89	2.14	214	0.214
16	51.27	98.26	202.9	0.301	301	1.48	55.6	0.95	2.79	279	0.279
17	50.13	95.17	187.8	0.286	286	1.52	60.5	0.95	1.68	168	0.168
18	51.56	91.1	190.2	0.267	267	1.40	59.4	0.88	1.82	182	0.182
19	51.98	96.75	205.3	0.313	313	1.52	52.5	1.00	2.69	269	0.269
20	51.98	93.16	197.7	0.302	302	1.53	58.4	0.96	2.64	264	0.264

表 5-7　Case2（材令 7 日　BH　セメント混合量 133kg/m³）の結果②

供試体No	寸法			重量・密度					圧縮応力		
	径	高さ	体積	重量		湿潤体積重量	含水比	乾燥体積重量			
	(mm)	(mm)	(cm^3)	(kg)	(g)	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(kgf/cm^2)	(kN/m^2)	(N/mm^2)
1	51.56	109.02	227.6	0.31	310	1.36	57.9	0.86	2.24	224	0.224
2	51.22	92.75	191.1	0.284	284	1.49	65.4	0.90	1.97	197	0.197
3	51.6	101.21	211.6	0.2864	286.4	1.35	59.0	0.85	1.97	197	0.197
4	51.43	99.23	206.1	0.396	396	1.92	59.2	1.21	1.72	172	0.172
5	51.6	108.79	227.5	0.316	316	1.39	56.3	0.89	2.03	203	0.203
6	51.88	107.77	227.8	0.3128	312.8	1.37	58.5	0.87	1.73	173	0.173
7	50.51	107.19	214.8	0.306	306	1.42	59.3	0.89	1.52	152	0.152
8	50.67	109.98	221.8	0.336	336	1.52	62.9	0.93	2.04	204	0.204
9	50.57	104.82	210.5	0.318	318	1.51	65.1	0.91	2.30	230	0.230
10	51.02	105.37	215.4	0.319	319	1.48	60.9	0.92	2.07	207	0.207
11	51.22	100.89	207.9	0.285	285	1.37	59.8	0.86	1.88	188	0.188
12	50.88	108.54	220.7	0.302	302	1.37	53.5	0.89	1.65	165	0.165
13	51.07	108.88	223.0	0.294	294	1.32	59.4	0.83	2.67	267	0.267
14	51.64	109.52	229.4	0.308	308	1.34	54.2	0.87	1.82	182	0.182
15	51.07	108.88	223.0	0.294	294	1.32	60.1	0.82	1.59	159	0.159
16	52.05	101.3	215.5	0.314	314	1.46	67.8	0.87	2.60	260	0.260
17	51.67	109.57	229.8	0.348	348	1.51	50.7	1.00	3.88	388	0.388
18	51.17	103.51	212.9	0.389	389	1.83	61.2	1.13	2.15	215	0.215
19	50.37	106.72	212.7	0.31	310	1.46	50.0	0.97	2.19	219	0.219

表 5-8　Case2（材令 7 日　BH　セメント混合量 133kg/m³）の結果③

供試体No	寸法			重量・密度					圧縮応力		
	径	高さ	体積	重量		湿潤体積重量	含水比	乾燥体積重量			
	(mm)	(mm)	(cm^3)	(kg)	(g)	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(kgf/cm^2)	(kN/m^2)	(N/mm^2)
1	50.13	100.65	198.7	0.353	353	1.78	60.7	1.11	1.63	163	0.163
2	50.13	100.65	198.7	0.353	353	1.78	20.6	1.47	1.77	177	0.177
3	43.32	107.29	158.1	0.336	336	2.12	63.7	1.30	1.56	156	0.156
4	47.08	91.69	159.6	0.287	287	1.80	57.6	1.14	1.47	147	0.147
5	45.7	73.25	120.2	0.24	240	2.00	62.6	1.23	2.59	259	0.259
6	45.9	106.33	175.9	0.331	331	1.88	50.0	1.25	1.29	129	0.129
7	50.13	100.65	198.7	0.353	353	1.78	61.7	1.10	1.25	125	0.125
8	46.34	90.98	153.4	0.294	294	1.92	62.0	1.18	2.78	278	0.278
9	46.7	98.63	168.9	0.297	297	1.76	54.0	1.14	2.00	200	0.200
10	45.13	97.95	156.7	0.317	317	2.02	56.9	1.29	1.75	175	0.175
11	51.84	90.35	190.7	0.265	265	1.39	60.6	0.87	1.39	139	0.139
12	51.17	99.51	204.6	0.281	281	1.37	62.4	0.85	1.08	108	0.108
13	51.47	98.73	205.4	0.281	281	1.37	69.7	0.81	1.30	130	0.130
14	51.81	114.4	241.2	0.284	284	1.18	54.1	0.76	1.22	122	0.122
15	51.38	95.34	197.7	0.27	270	1.37	47.8	0.92	1.42	142	0.142
16	51.63	108.37	226.9	0.311	311	1.37	59.1	0.86	1.41	141	0.141
17	51.42	108.37	225.0	0.311	311	1.38	59.7	0.87	1.61	161	0.161
18	51.23	111.74	230.3	0.24	240	1.04	54.9	0.67	1.33	133	0.133
19	51.77	81.68	171.9	0.24	240	1.40	80.5	0.77	2.08	208	0.208

表 5-9　Case2（材令 7 日　BH　セメント混合量 133kg/m³）の結果④

供試体No	寸法			重量・密度					圧縮応力		
	径	高さ	体積	重量		湿潤体積重量	含水比	乾燥体積重量			
	(mm)	(mm)	(cm^3)	(kg)	(g)	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(kgf/cm^2)	(kN/m^2)	(N/mm^2)
1	51.53	107.99	225.2	0.31	310	1.38	74.1	0.79	1.4	136	0.136
2	51.46	109.37	227.5	0.324	324	1.42	71.7	0.83	2.0	201	0.201
3	47.21	79.16	138.6	0.216	216	1.56	72.0	0.91	1.5	150	0.150
4	52.17	108.56	232.1	0.324	324	1.40	72.8	0.81	1.8	184	0.184
5	51.1	108.34	222.2	0.319	319	1.44	71.2	0.84	2.1	207	0.207
6	50.8	99.42	201.5	0.278	278	1.38	71.8	0.80	1.7	167	0.167
7	51.23	103.98	214.3	0.309	309	1.44	70.6	0.85	2.6	258	0.258
8	51.36	92.14	190.9	0.266	266	1.39	71.6	0.81	1.6	165	0.165
9	50.79	107.34	217.5	0.31	310	1.43	48.6	0.96	1.6	159	0.159
10	51.39	109.08	226.3	0.327	327	1.45	71.6	0.84	2.6	259	0.259
11	51.69	107.75	226.1	0.321	321	1.42	70.5	0.83	2.2	216	0.216
12	51.24	107.68	222.0	0.321	321	1.45	70.7	0.85	3.0	301	0.301
13	50.68	84.32	170.1	0.242	242	1.42	69.5	0.84	2.3	232	0.232
14	50.22	102.46	203.0	0.293	293	1.44	70.7	0.85	2.0	199	0.199
15	50.02	79.87	156.9	0.211	211	1.34	71.8	0.78	1.6	155	0.155
16	50.81	105.81	214.5	0.286	286	1.33	72.7	0.77	1.4	144	0.144
17	51.26	107.08	221.0	0.31	310	1.40	69.5	0.83	1.9	190	0.190
18	50.49	105.67	211.6	0.299	299	1.41	75.4	0.81	1.5	151	0.151
19	49.94	91.82	179.9	0.241	241	1.34	72.8	0.78	1.0	100	0.100
20	51.21	97.45	200.7	0.274	274	1.37	70.6	0.80	1.5	150	0.150
21	50.85	105.2	213.6	0.303	303	1.42	69.5	0.84	2.4	241	0.241
22	50.38	84.67	168.8	0.235	235	1.39	75.4	0.79	1.5	150	0.150
23	51.38	84.67	175.6	0.229	229	1.30	68.5	0.77	2.5	247	0.247
24	51.36	90.76	188.0	0.252	252	1.34	72.0	0.78	1.1	108	0.108
25	50.74	89.57	181.1	0.246	246	1.36	69.1	0.80	1.2	120	0.120
26	50.78	81.43	164.9	0.206	206	1.25	72.1	0.73	1.4	144	0.144
27	51.35	100.49	208.1	0.278	278	1.34	71.5	0.78	1.3	125	0.125

表 5-10　Case3（無改良）の結果

	寸法			重量・密度					圧縮応力		
供試体No	径	高さ	体積	重量		湿潤体積重量	含水比	乾燥体積重量			
	(mm)	(mm)	(cm^3)	(kg)	(g)	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(kgf/cm^2)	(kN/m^2)	(N/mm^2)
1	43.38	109.07	161.2	0.285	285	1.77	99.0	0.89	0.48	48	0.048
2	49.11	108.65	205.8	0.28	280	1.36	99.9	0.68	0.29	29	0.029
3	49.67	109.47	212.1	0.297	297	1.40	97.0	0.71	0.50	50	0.050
4	49.72	109.41	212.4	0.288	288	1.36	100.1	0.68	0.30	30	0.030
5	49.36	105.41	201.7	0.284	284	1.41	99.3	0.71	0.27	27	0.027
6	49.76	108.81	211.6	0.289	289	1.37	98.4	0.69	0.37	37	0.037
7	48.37	109.19	200.6	0.285	285	1.42	101.3	0.71	0.29	29	0.029
8	50.38	109.59	218.5	0.292	292	1.34	98.5	0.67	0.46	46	0.046
9	48.5	109.107	201.6	0.28	280	1.39	96.7	0.71	0.36	36	0.036
10	49.27	95.65	182.4	0.253	253	1.39	99.2	0.70	0.12	12	0.012
11	49.02	109.53	206.7	0.29	290	1.40	101.6	0.70	0.41	41	0.041
12	49.74	96.32	187.2	0.253	253	1.35	95.2	0.69	0.29	29	0.029
13	50.7	109.37	220.8	0.295	295	1.34	94.3	0.69	0.33	33	0.033
14	48.55	101.04	187.1	0.266	266	1.42	99.7	0.71	0.37	37	0.037
15	50.43	108.82	217.4	0.291	291	1.34	95.9	0.68	0.38	38	0.038
16	49.85	109.85	214.4	0.29	290	1.35	98.8	0.68	0.28	28	0.028
17	48.57	108.5	201.0	0.286	286	1.42	101.7	0.71	0.32	32	0.032
18	49.49	94.36	181.5	0.25	250	1.38	99.8	0.69	0.33	33	0.033
19	49.41	107.5	206.1	0.288	288	1.40	99.9	0.70	0.35	35	0.035
20	50.16	106.15	209.8	0.279	279	1.33	94.7	0.68	0.26	26	0.026
21	49.4	107.52	206.1	0.287	287	1.39	98.2	0.70	0.54	54	0.054
22	50.13	106.67	210.5	0.287	287	1.36	101.1	0.68	0.28	28	0.028
23	49.05	95.43	180.3	0.25	250	1.39	99.6	0.69	0.34	34	0.034
24	49.31	103.45	197.6	0.265	265	1.34	99.6	0.67	0.38	38	0.038
25	49.64	104.79	202.8	0.278	278	1.37	99.4	0.69	0.40	40	0.040
26	49.49	107.69	207.2	0.295	295	1.42	90.8	0.75	0.55	55	0.055
27	48.94	107.59	202.4	0.286	286	1.41	95.3	0.72	0.36	36	0.036
28	49.12	107.27	203.3	0.255	255	1.25	101.0	0.62	0.30	30	0.030
29	49.75	102.17	198.6	0.276	276	1.39	99.7	0.70	0.44	44	0.044
30	49.93	106.04	207.6	0.284	284	1.37	98.6	0.69	0.42	42	0.042
31	49.01	95.18	179.6	0.256	256	1.43	99.4	0.72	0.42	42	0.042
32	49.53	109.2	210.4	0.294	294	1.40			0.46	46	0.046

2）平板載荷試験

試験結果を下記にまとめる。

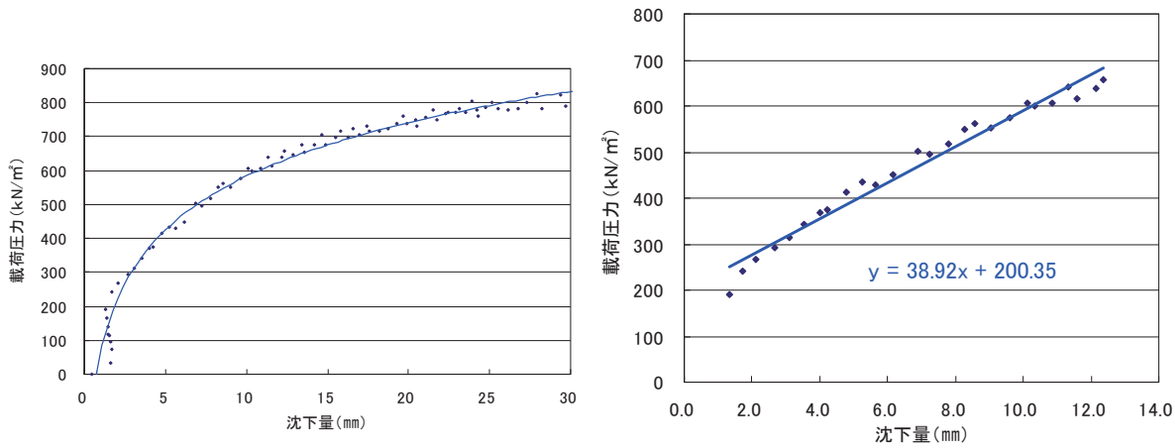


図 5-8　平板載荷試験（左：全体-Case1 材令 7 日　右：剛性部-Case1 材令 7 日）①の地盤

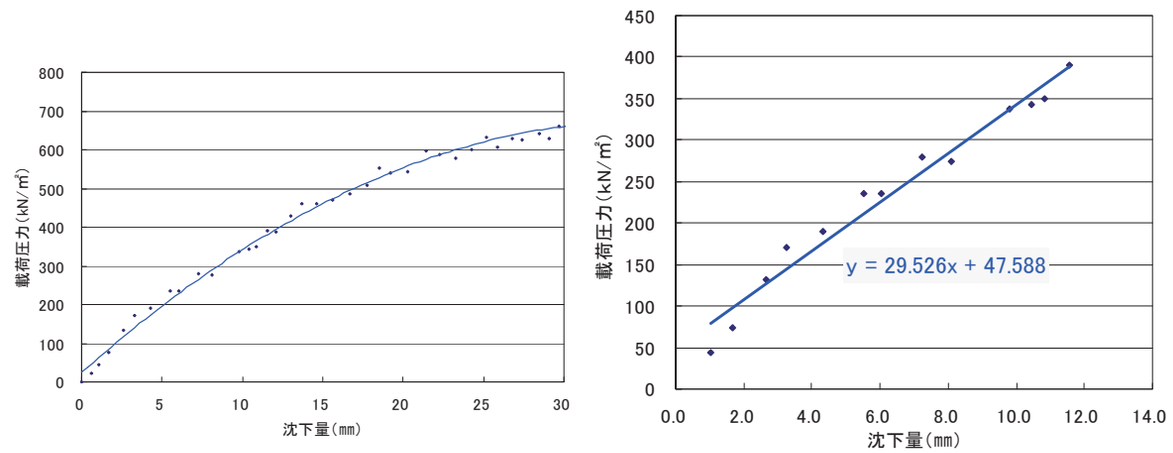


図 5-9　平板載荷試験（左：全体-Case1 材令 7 日　右：剛性部-Case2-2 材令 7 日）②の地盤

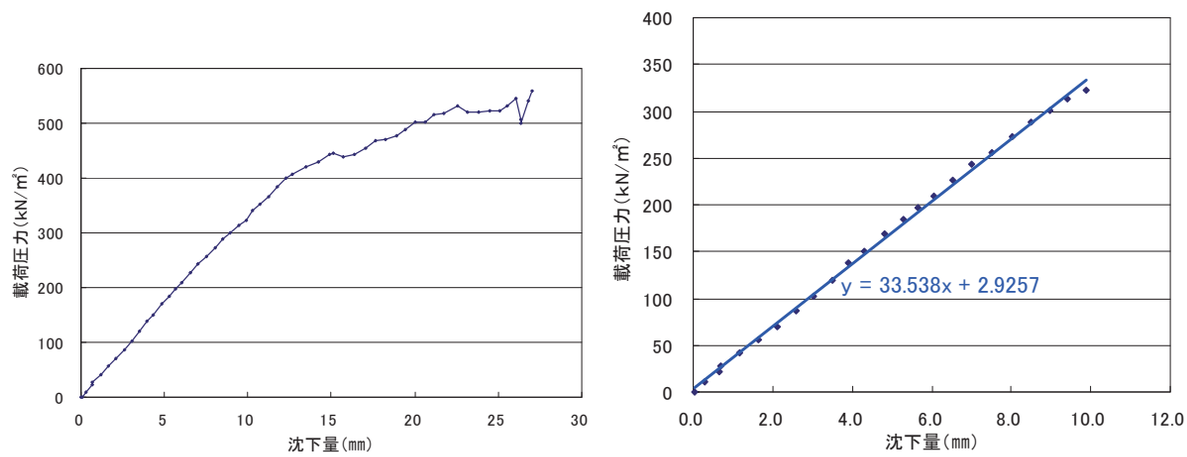


図 5-10　平板載荷試験（右：全体-Case２ 材令 1 日　右：剛性部-Case3 材令 1 日）①の地盤

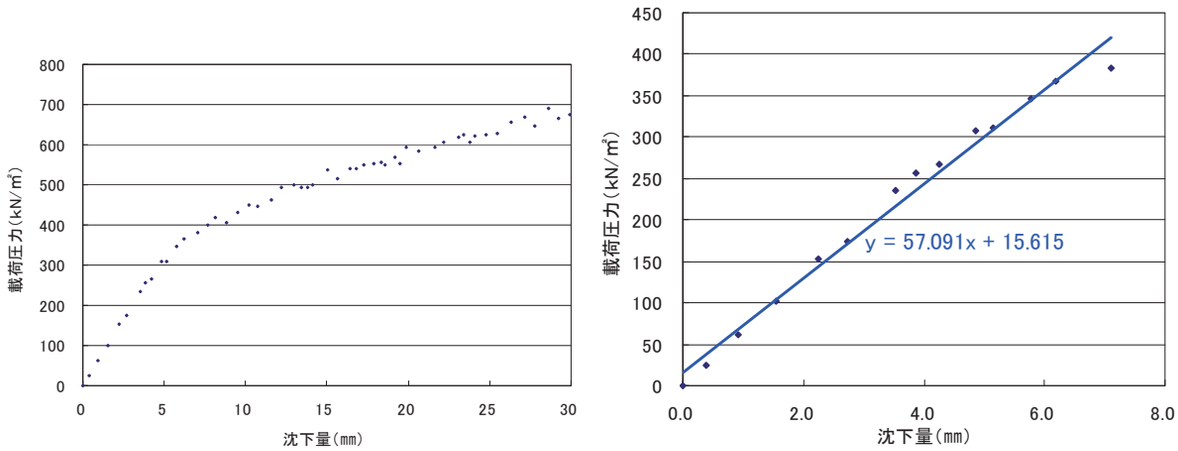


図 5-11　平板載荷試験（左：全体-Case2 材令 7 日　右：剛性部-Case4-1 材令 7 日）②の地盤

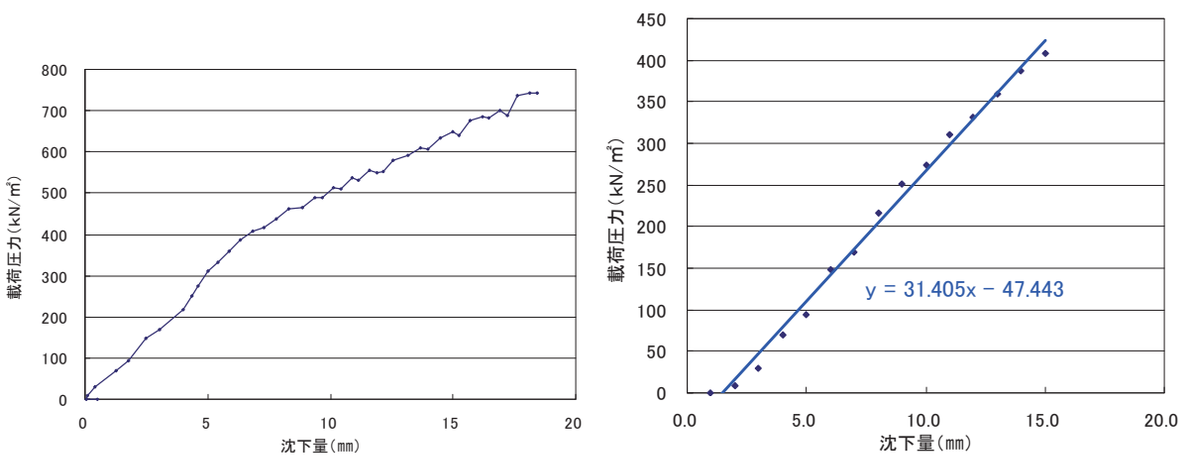


図 5-12　平板載荷試験（左：全体-Case2 材令 7 日　右：剛性部-Case2 材令 7 日）③の地盤

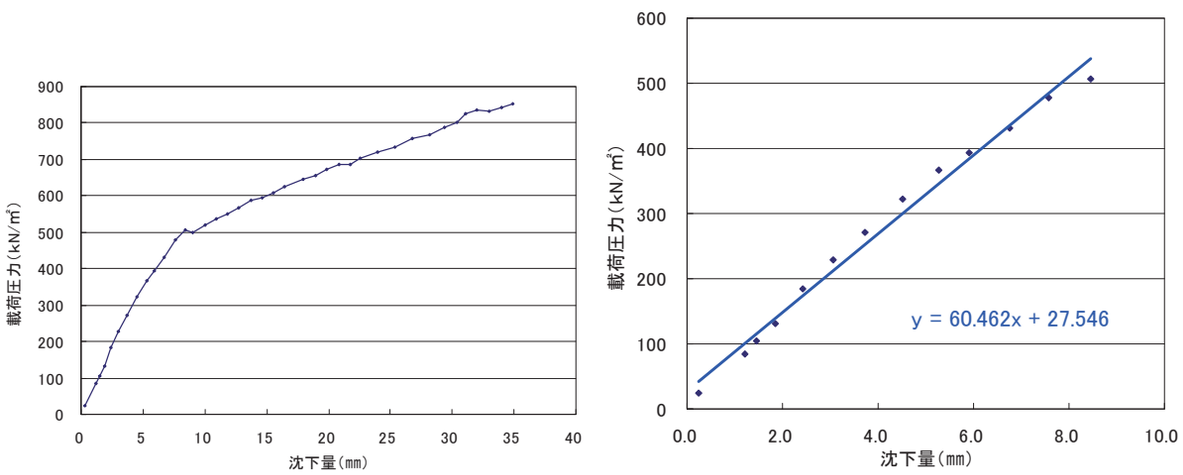


図 5-13　平板載荷試験（左：全体-Case4-3 材令 7 日　右：剛性部-Case4-3 材令 7 日）④の地盤

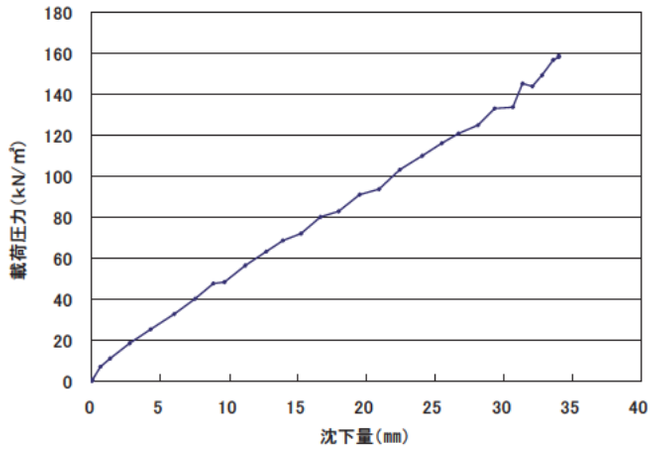


図 5-14　平板載荷試験（全体-Case3 無改良）

表 5-11　平板載荷試験のまとめ

実験ケース	混合方法	一軸圧縮試験	セメント混合量	地盤反力係数
Case1-①	スタビライザー	材令7日	133kg/m^3	38.05(MN/m^3)
Case1-②				33.49(MN/m^3)
Case2-①	バックホウ	材令1日		32.82(MN/m^3)
Case2-②		材令7日		59.25(MN/m^3)
Case2-③				59.85(MN/m^3)
Case2-④				58.95(MN/m^3)
Case3	無改良	材令に無関係		4.52(MN/m^3)

平板載荷試験の結果、Case2-②～④の値は、Case1-①～②と Case2-①の値より高い値を示した。この傾向は一軸圧縮試験値とリンクしていない。これは平板載荷試験が、地表面部の強度を計測していること。計測箇所によるバラツキの影響を含んでいるものと考えられる。

3）重錘落下試験

重錘落下試験の結果については、データ数が多すぎるため、データの統計値を整理したものを表 5-12 に示す。

表 5-12　重錘落下試験の結果の整理

Case	Case1		Case2				Case3
混合方法	スタビライザー		BH				無改良
セメント量	133(kg/m^3)						−
材令	7日強度		1日強度	7日強度			−
データ数	100	101	101	100	100	100	99
平均値μ	**52**	**41**	**33**	**56**	**43**	**42**	**9**
分散値	208	113	61	197	49	104	3
標準偏差値σ	14	11	**8**	14	**7**	**10**	**2**
変動係数V*1	0.28	0.26	0.24	0.25	0.16	0.24	0.20
A: $\mu-1.28\sigma$	**34**	**28**	**23**	**38**	**34**	**29**	**6**
A´: $\mu+1.28\sigma$	**70**	**55**	**43**	**74**	**51**	**55**	**11**
A´/A:バラツキ	2.10	1.98	1.86	1.94	1.53	1.89	1.70
B: $\mu-0.8\sigma$	**40**	**33**	**27**	**45**	**37**	**34**	**7**
B´: $\mu+0.8\sigma$	**63**	**50**	**39**	**68**	**48**	**50**	**10**
B´/B:バラツキ	1.57	1.52	1.46	1.50	1.30	1.48	1.39

*1　V=σ/μ

A:10%でのバラツ:B:20%でのバラツキ評価

*太字の単位は全て(MN/m^3)

結果を下記にまとめる。

○バラツキに関しては、混合方法、材令によらず 10%バラツキでの差は約 2～2.5 倍、20%バラツキでは約 1.5 倍程度であった。これは、伊豆-塚原での現場結果（7 日材令で V=0.23　10%バラツキ幅 1.82）（本報告書　6 章参照）と比較しても、大差がない結果となった。

○混合ムラが生じ安い関東ローム土（伊豆-塚原も同様）を用いたものの、バラツキ幅が小さい点に関して、考察を行った。結果、①混合方法が異なっていても、混合に充分な時間を要すれば、混合によるバラツキは相殺する事ができる。②バラツキ具合でみれば、混合方法やセメント量によらず、ほぼ同程度であること。

○よって、BH を用いても、充分な撹拌時間（目視でこれ以上やっても変化がない状態まで行うこと）をかけることで、品質（強度のバラツキ）を向上させるには可能であることが分かった。しかしながら、2 倍程度の品質のバラツキは必ず生じる（10%の品質で見た場合）ため、その分の安全率を見ることが求められる。

4）試験結果分析とまとめ

現場採取資料による一軸圧縮試験（材令 7 日）結果の分布状況と、重錘落下試験（材令 7 日地盤）の分布状況を図 5-15、図 5-16 に示す。

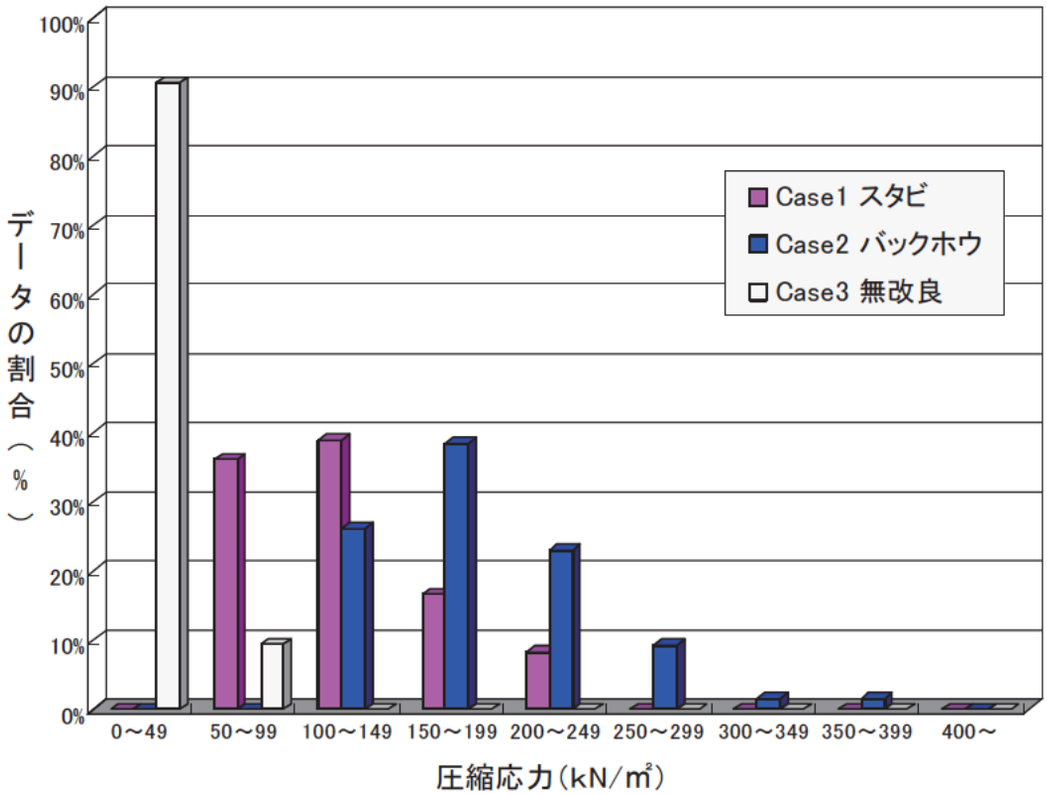


図 5-15　コアボーリングによる採取試料の分布状況

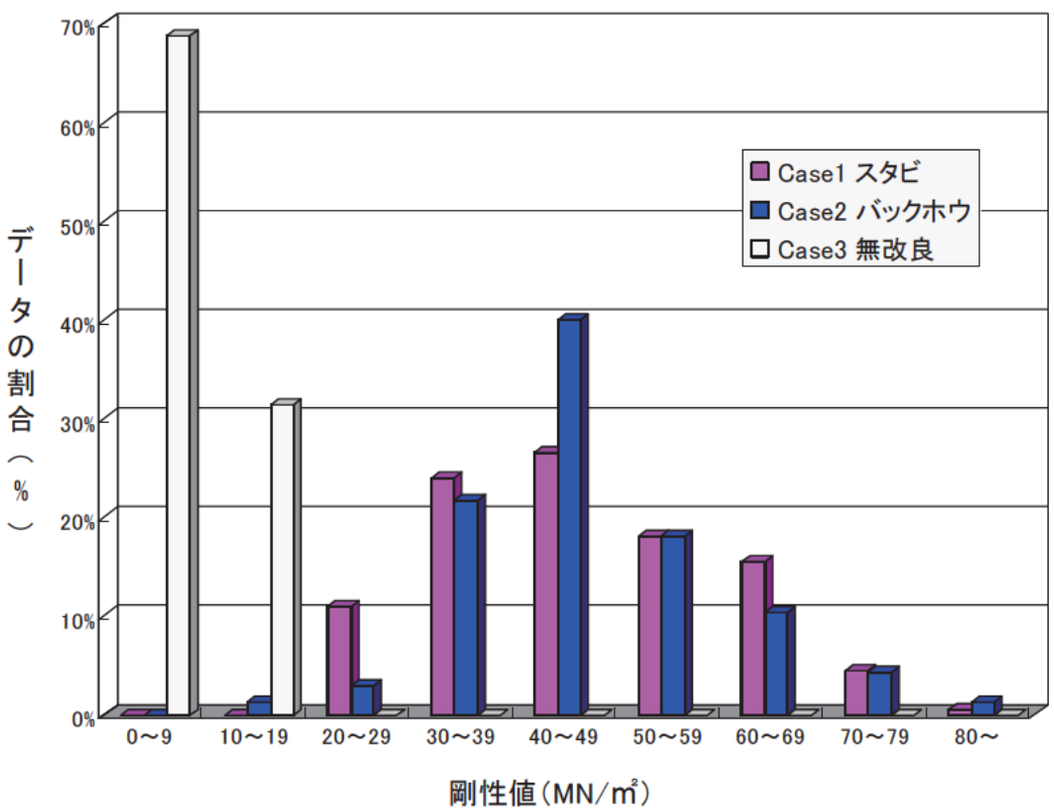


図 5-16　重錘落下試験による計測値の分布状況

図 5-15、図 5-16 より、スタビライザー、バックホウのケースともにピークとなる領域を有し、無改良土のケースよりピーク位置が上昇していることから、ともに改良土の強度が発現している様子を見ることができる。一軸圧縮試験と重錘落下試験の分布状況を比較すると、全体としては相関性のある分布となっていることが分かる。しかしながら、一軸圧縮試験ではピーク位置のずれが見られた。これは、採取時の誤差や、試験の実施日が異なり、試験期間中に雨天を挟んだため、気温や湿度、試料の状態などの諸要因が影響しているのではないかと考えられる。そのため、ここでは変動係数により、バラツキ状況の評価を実施した。ケースごとに整理したバラツキ状況を表 5-13 にまとめる。

表 5-13　混合方法の違いによる品質確認試験の結果

試験	指標		Case1 スタビ	Case2 バックホウ	Case3 無改良
一軸圧縮試験	平均値	kN/m^2	123	184	36
	標準偏差値		43.2	52.5	8.8
	変動係数		0.35	0.29	0.24
重錘落下試験	平均値	MN/m^2	46.6	47.1	8.7
	標準偏差値		13.7	12.6	1.8
	変動係数		0.29	0.27	0.21

表 5-13 より、変動係数で評価すると一軸圧縮試験のスタビの Case のバラツキが若干高いものの、その差は小さいことが分かる。結果、土の種類や混合量などの与条件の変化により、バラツキ度合いは変わることが考えられるものの、混合方法の違い自体が改良土の品質に与える影響は小さいものと考えられる。

５．２　施工時の混合の程度が品質に与える影響に関する基礎的研究

（１）実験の目的と概要

５．１の結果より、混合方法の違いのみでは、改良土の品質に与える影響は小さいことが分かった。そこで、混合の程度が改良土の品質にどの程度の影響を与えるか、基礎的実験を実施することとした。これは、実際には土の種類や混合量、気温などの与条件により、絶対的な値は大きく変化するものの、バラツキが収束するまでの傾向等について現況を把握する必要があると考えたためである。試料には前述の試験と同様に関東ローム土を用いたが、テーパーモールドに試料を詰める関係上、篩により粒径調整を行った。概要図を図 5-17 に示す。混合方法は再現性を保持するために、①試料にセメントを撒き出し、②バックホウで掬い取り、規定の高さから落下させ、③改良土の山を移し変える回数を、混合の程度として規定し、バラツキの把握を行った。実験ケースを表 5-14 に示す。

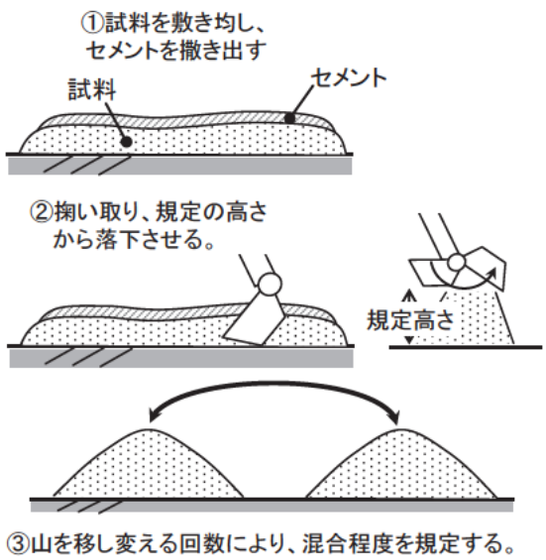


図 5-17　混合の程度に関する品質確認試験の概要

表 5-14　混合の程度に関する品質確認試験のケース

Case	混合程度*1（回）	試料数（個）	備考
Case1	4	50	1バッチ目
Case2	8	50	
Case3	1	50	2バッチ目
Case4	2	50	
Case5	4	50	
Case6	6	50	

*1　混合程度は山を移し変えた回数
*2　一軸供試体の作成にはテーパー付モールドを使用
*3　試料の採取の際は、改良土を敷き均し、任意の箇所で採取

（２）実験の様子

各試験の様子を写真 5-19～5-22 に示す。

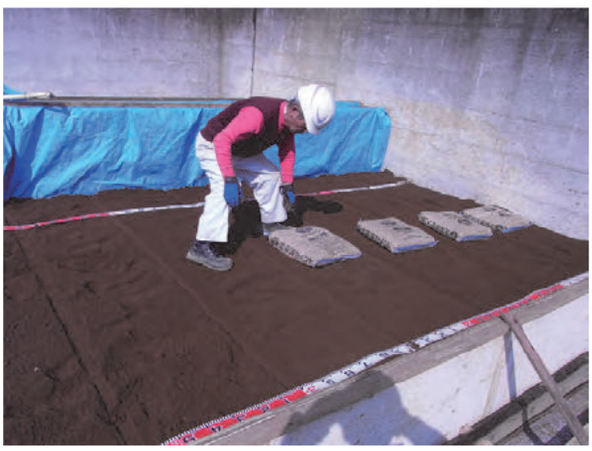


写真 5-19　セメントの敷設



写真 5-20　BH による攪拌混合の様子



写真 5-21　セメント混合（1 回目終了時）



写真 5-22　セメント混合（2 回目終了時）



写真 5-21　セメント混合（4 回目終了時）



写真 5-22　試料採取の様子

（３）試験の結果

混合回数（混合程度）ごとの変動係数の変化を図 5-18 に示す。図 5-18 より、1 回しか混合していないケースでは大きな変動係数を示し、充分に混合されたケースと比較して倍以上の差があり、混合が不十分な場合はバラツキがほぼ倍になることが分かった。また、一軸圧縮試験の平均強度に関しては、混合回数（８回以内）との間に一定の傾向（例えば、混合回数とともに平均強度が増す傾向にあるなど）は見られなかった。

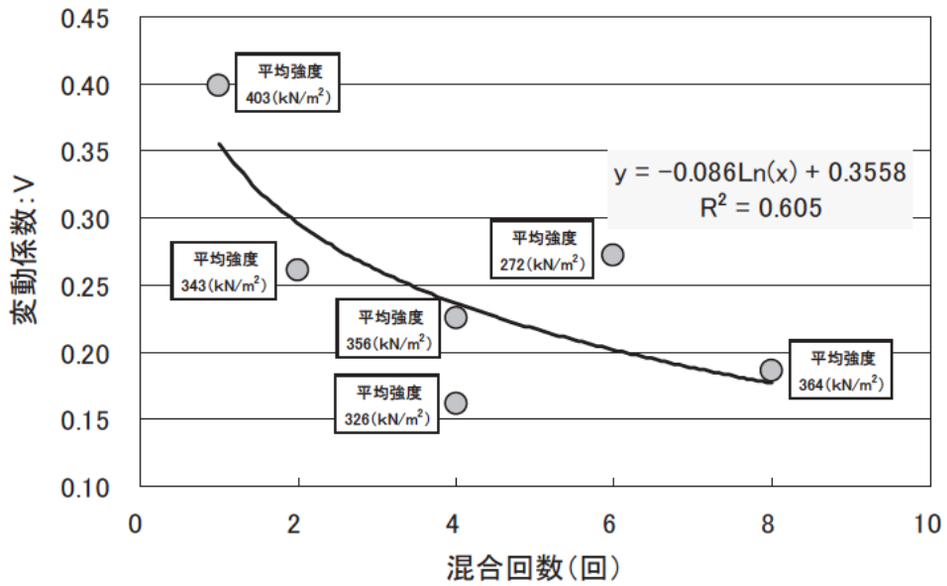


図 5-18　混合程度における状況

（４）試験のまとめと考察

混合の程度に関する品質確認試験の結果を下記に整理する。

○混合回数の増加とともに、一軸圧縮強度の変動係数が低減しており、施工品質のばらつきが縮小することが確認できた。混合回数 4 回を超えると色むらがなくなり均等に混合していることが確認された。

○一軸圧縮強度の平均値については、混合回数増加にともなう明確な傾向は確認できなかった。

６．　現場の強度を正確に把握できる品質管理に関する研究

６．１　提案する品質管理手法

盛土材や裏込め材として改良土を使用し、その固結強度（粘着力）を設計に見込むためには、現場にて改良土の品質を正確に把握し、その性能を担保できることを確認することが求められる。しかしながら、従来の品質管理方法は、①現場でセメント混合した土を室内に持ち帰り、供試体を作成していること（時間が経過し、初期の養生状況が異なり、発現強度にズレが生じる）②供試体の作成方法が現場と異なる（室内の静的・動的突き固めと、現場の撒き出し転圧では、密度が異なる）ことから、現場の強度をバラツキ込みで正確に把握しているとは言えないのが実態である。（図 6-1）

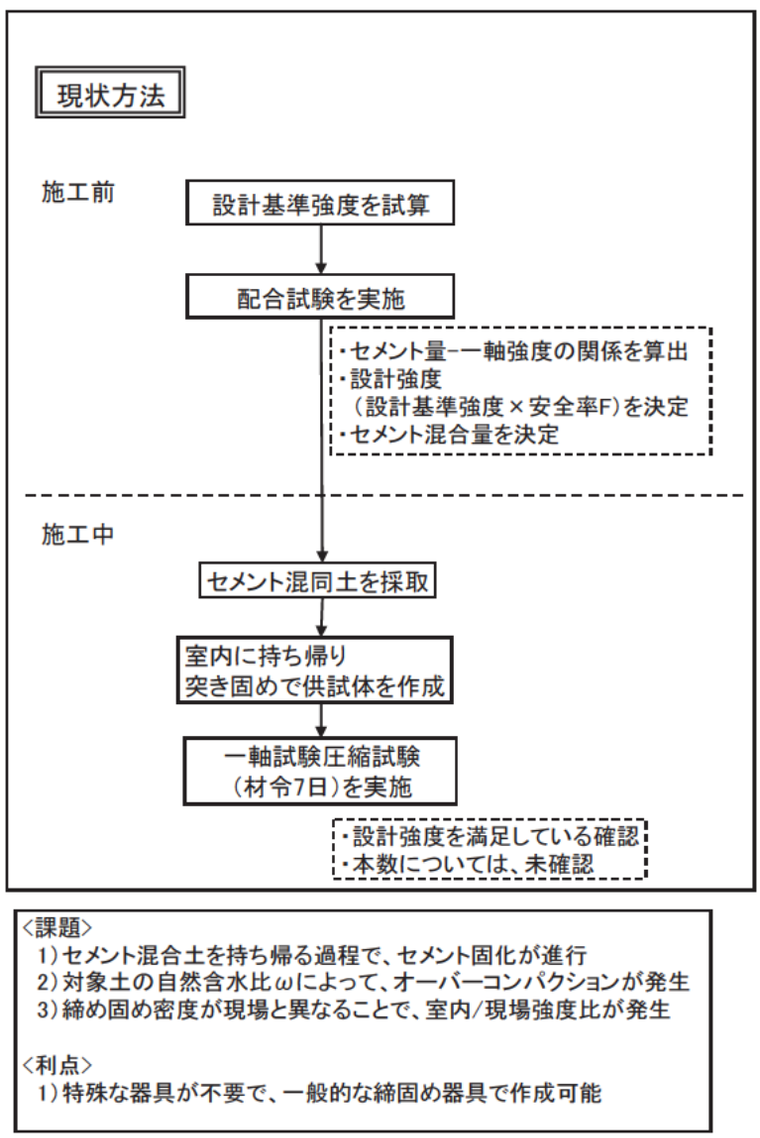


図 6-1　ヒアリングに基づいた改良土の品質管理方法の現状

そのため、現場の強度をバラツキ込みで正確に把握できる、新しい品質管理方法の提案を行うに至った。提案する品質管理方法は、

①施工後すぐに、試料を現場から直接採取可能なコアボーリング機（土木研究所にて開発）を用いて、固化前の試料を採取・養生を行う。

②7 日後に一軸圧縮試験を行い、現場での改良土の強度の平均値を把握する。

③重錘落下試験（改良地盤の剛性を計測　短時間での多点計測が可能）を実施し、現場における施工のバラツキを把握する。

これにより、現状の品質管理方法の問題点を解決し、施工のバラツキを正確に把握することができるものと考えている。（図 6-2）

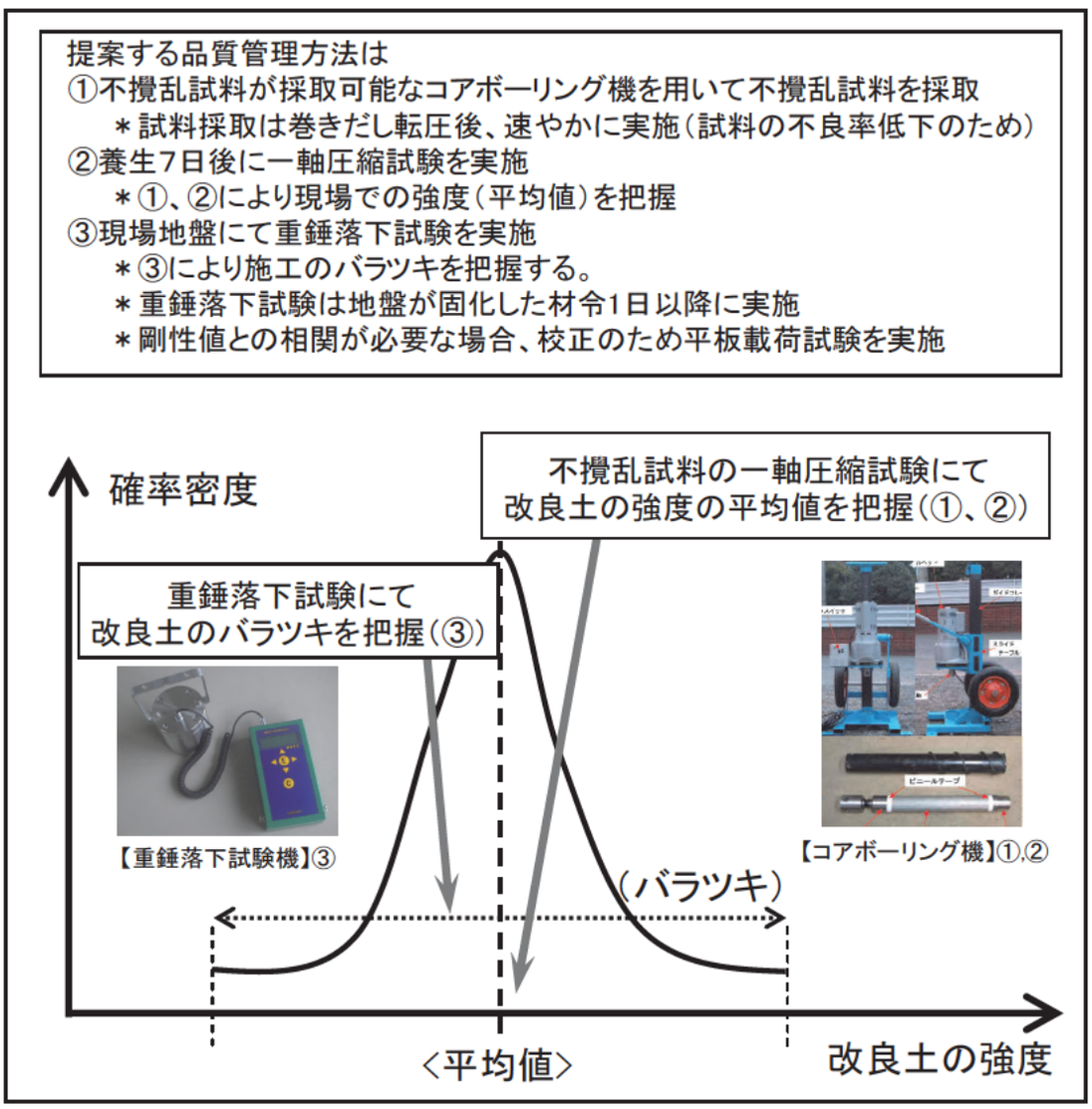


図 6-2　提案する改良土の現場での品質管理方法

６．２　コアボーリング機の品質管理試験

（１）試験の概要

研究を始めるにあたり、地盤から直接試料を採取することができるコアボーリング機を探したものの、大深度用の大型機や、水を使用するタイプ（強度が乱れるため不適）などが大半であり、今回の研究のニーズに合う、採取深度が浅く、無水で、扱いが簡易なタイプのコアボーリング機を見つけることが出来なかった。そのため、図 6-3 に示す浅層型のボーリング機の自主開発を行うに至った。方式は二重管方式とし、水の変わり圧縮エアにより試料の固着を防ぐ機構を取っている。

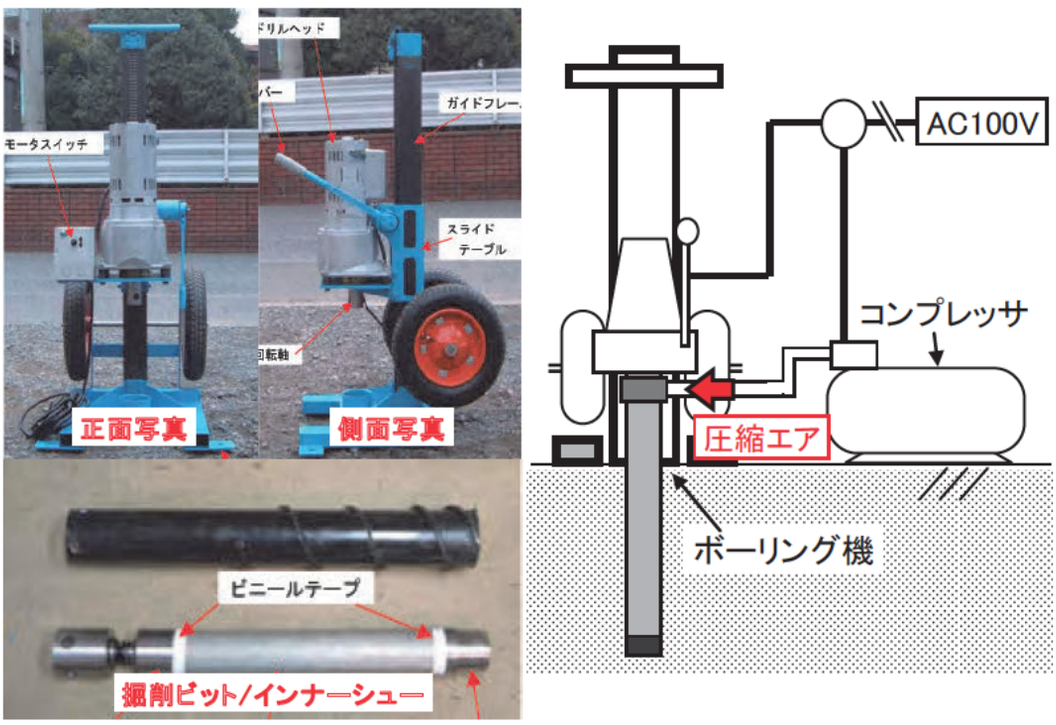


図 6-3　浅層型のコアボーリング機

しかしながら、自主開発の機器が、現場の強度をきちんと把握できているか、通常のブロックサンプリング法と比較して、どの程度の精度を有するか確認を行う必要性があり、そのためコアボーリング機の確認試験を実施することとした。試験の概要を図 6-4 に、試験ケースを表 6-1 に示す。

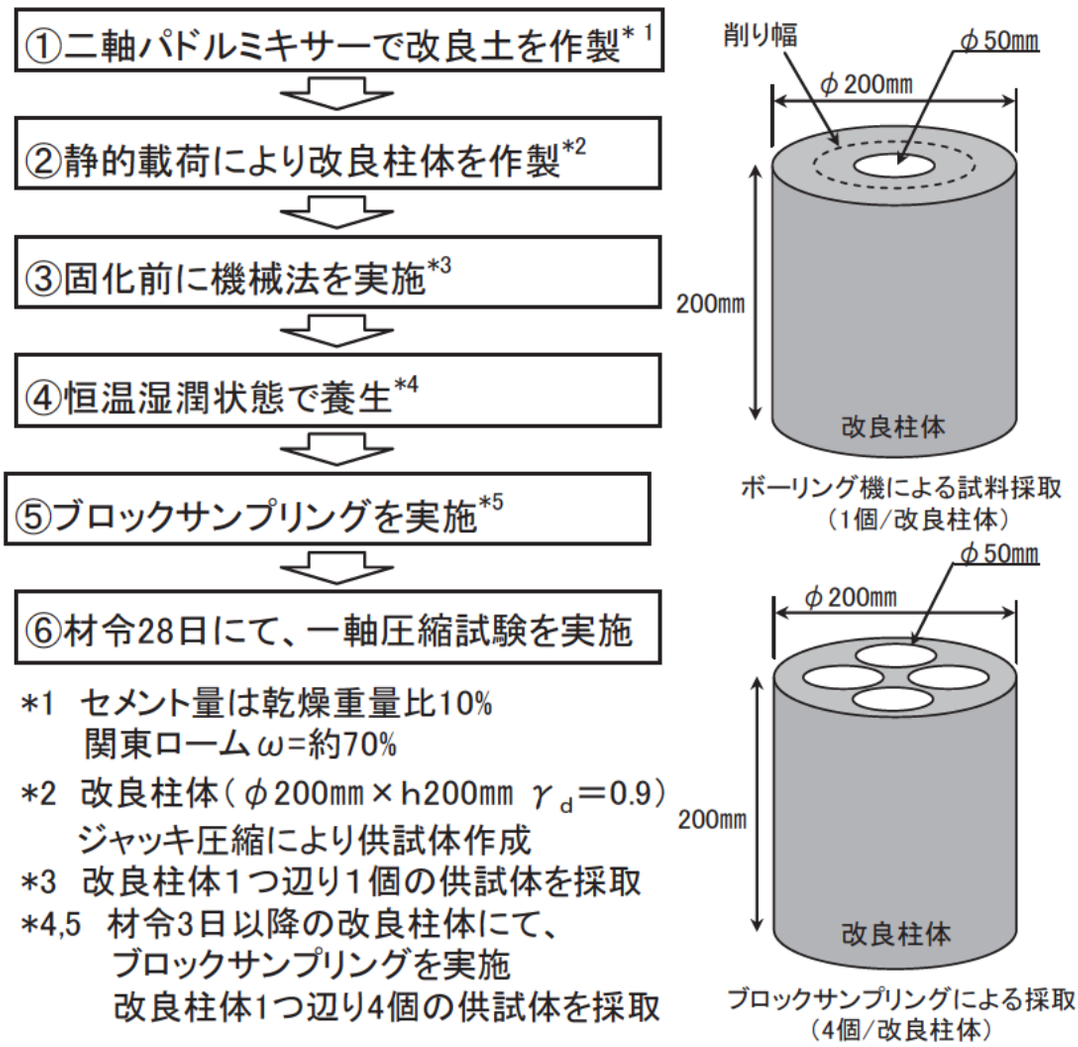


図 6-4　コアボーリング機の品質確認試験の概要

表 6-1　コアボーリング機の品質確認試験のケース

Case	採取方法	供試体本数	
Case1	コアボーリング機	50	本
Case2	ブロックサンプリング	66	本

＊供試体寸法　φ50mm×h100mm

(2) 試験結果

各採取方法による一軸圧縮試験の分布状況を図 6-5 に、整理結果を表 6-2 に示す。これより、両者ともにピークとなる領域を有しており、正規分布に従うこと。平均値については、多少ズレが生じるものの、変動係数で見ると差はほとんど見られないことが分かった。

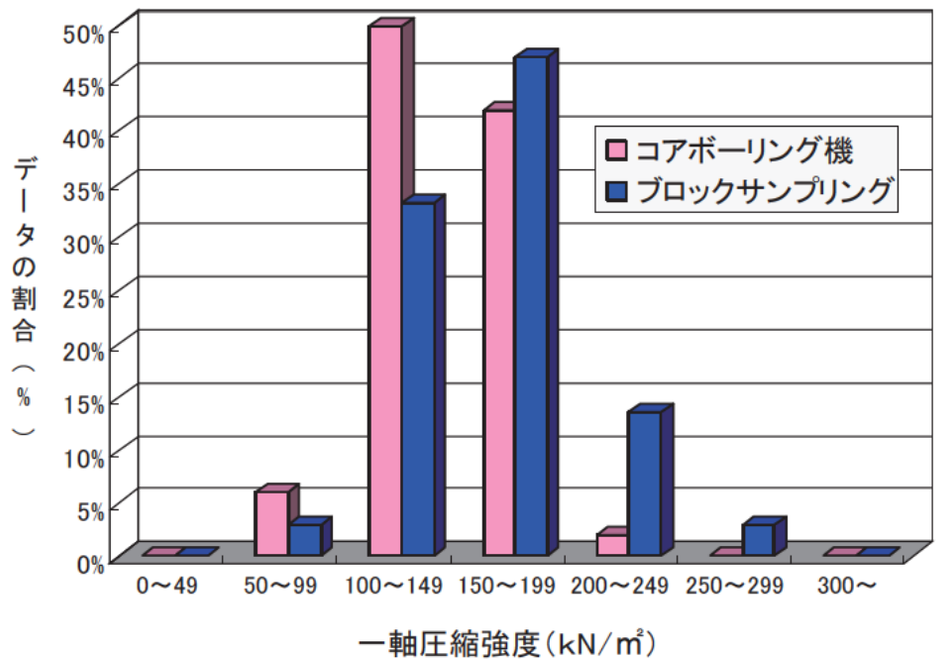


図 6-5　各採取方法による一軸圧縮強度の分布状況

表 6-2　各採取方法による整理結果

指標		採取方法	
		コアボーリング機	ブロックサンプリング
平均値：μ	(kN/㎡)	147	166
分散値	$(kN/㎡)^2$	864	1097
標準偏差値：σ	(kN/㎡)	29	33
変動係数：V		0.199	0.200

＊$V = \sigma / \mu$

平均値がずれている点については、サンプリングの時期が異なる（ボーリング：材令 0 日　ブロック：材令 3 日以降）ことが多少影響したものと考えられるが、変動係数に差が見られないことから、コアボーリング機自体の最低限度の性能は満足しているものと考えられる。

６．３　伊豆縦貫道（塚原 IC）における品質管理方法の検討

（１）現場の概要

1）工事現場の概要

提案する品質管理方法が実際の工事現場において有効であるか把握するために、伊豆縦貫道の塚原 IC 建設工事改良土盛土現場を対象として、有効性の検討を行った。

伊豆縦貫道 塚原 IC の現場（発注者：中部地方整備局、沼津河川・国道事務所　元請：西松建設）の位置を図 6-6 に、工事の仕様を表 6-3 示す。

H18 年 4 月～H20 年 12 月まで第 1 期工事が行われており、実験実施時期は H19 年 10 月 24～26 日の 3 日間（準備 1 日、撤去 1 日　実験 1 日）である。

表 6-3　伊豆縦貫道 塚原 IC の工事の仕様

工事延長	320 m
最大盛土高さ	40 m
工事土量	33 万/m^3
土質	ローム土（愛鷹ローム（俗称）、Alm） 火山灰質粘性土（Lm） 箱根軽石堆積物（Hp2） ＊伊豆縦貫道建設工事の他現場より搬入
使用セメント	特殊土用 セメント系固化材
セメント添加量	180～220kg/m^3
混合方法	連続機械混合式土質改良工法 ＊定置式プラント　2基



図 6-6　伊豆縦貫道 塚原 IC 工事現場の位置

2）工事現場の様子



写真 6-1　定置プラントの様子（1）



写真 6-2　定置プラントの様子（2）

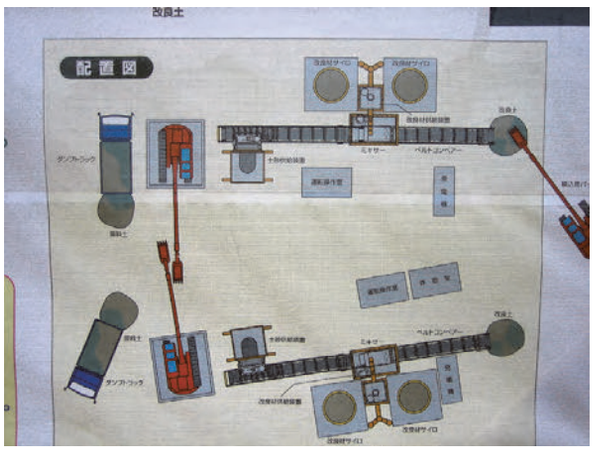


写真 6-3　定置プラントの様子（3）



写真 6-4　工事現場の外景



写真 6-5　工事の様子（現場試料のふるい作業）



写真 6-6　工事の様子（前日施工のシート養生）



写真 6-7　現場の試料の様子

3）施工の管理方法　現場の土質物性

伊豆縦貫道 塚原 IC の工事現場における施工管理に関して、工事事務所、元請施工者よりヒアリングを行った。ヒアリング結果を表 6-4 に整理する。

表 6-4　施工の管理方法

1層の巻き出し厚	30 cm
転圧回数	20tの湿地用ブルトーザにて、5回転圧 *通常転圧ではオーバーコンパクションが発生するため、試験施工により上記仕様に設定
品質管理方法	砂置換法を1000m3当りに1回（3供試体）実施 *当実験以降、不攪乱試料採取の一軸圧縮試験に変更（毎日実施）
現場試料の状態管理	土質変化時と搬入時の含水比計測 *現場での含水比調整は不可能であること。また、自然含水比が100%を越えていること。固化材添加率が15%あることから、自然降雨による含水比は相対的に小さく強度に与える影響は小さいと判断
排水対策	通常の排水対策と同様

現場試料の基本的な土質物性について、表 6-5 に示す。

表 6-5　現場試料の基本的な土質物性

土質名	記号	ρ_s(g/cm^3)	Wn(%)	ρ_t(g/cm^3)	Cu(kgf/cm^2)	Φu(°)
愛鷹ローム	Alm	2.63～2.78	149～184	1.23～1.28	0.27～0.98	2.63～17.74
火山灰質粘性土	Lm	2.61～2.80	73～171	1.24～1.66	0.08～0.88	2.3～16.2
箱根軽石堆積物	HP2	2.64～2.86	43～123	1.32～1.69	0.26～1.6	2.1～12.2

土質名	記号	粒度(%)			
		2mm以上	2～0.42mm	042～0.075m	0.075mm未満
愛鷹ローム	Alm	2.2	4.4	9.5	83.0
火山灰質粘性土	Lm	0.5	1.0	43.2	55.3
箱根軽石堆積物	HP2	0.0	2.2	6.0	91.9

4）現場の断面図・平面図

伊豆縦貫道 塚原 IC の工事現場における現場の断面図と平面図を図 6-7、6-8 に示す。

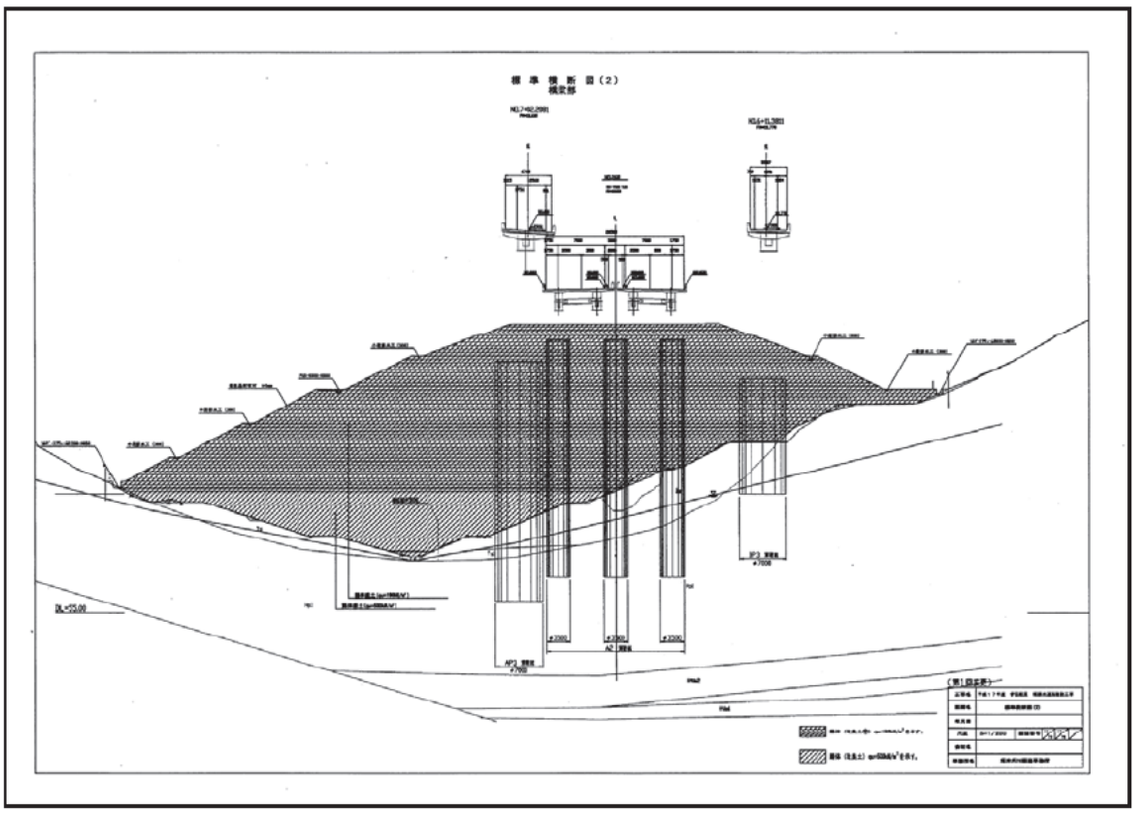


図 6-7　伊豆縦貫道 塚原 IC の工事現場（断面図）

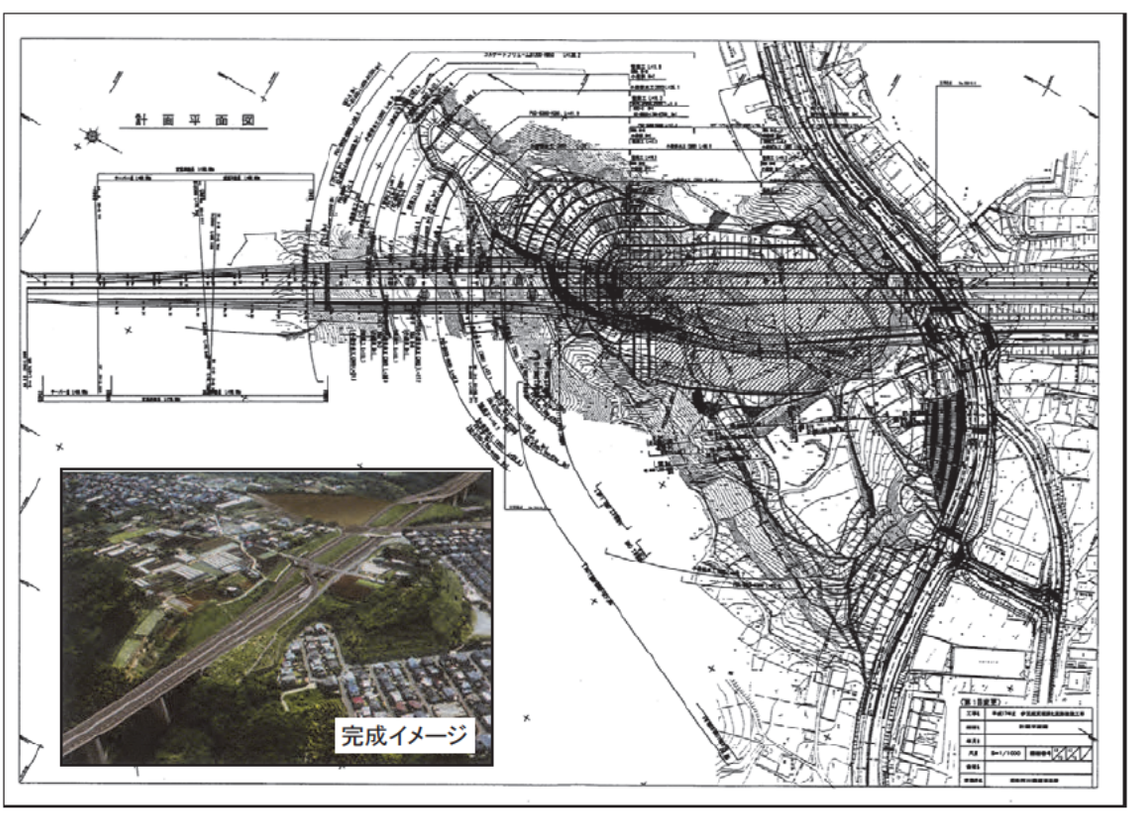


図 6-8　伊豆縦貫道 塚原 IC の工事現場（平面図）

（２）実験の概要

本実験は、提案する改良土の品質管理方法の有効性の検証と、現場の改良土の品質把握と評価を目的として、1 日強度地盤、7 日強度地盤を対象に、不攪乱試料に対する一軸圧縮試験、重錘落下試験、平板載荷試験を行った。（参照：表 6-6）実験の手順を図 6-9 に作業内容、使用機材等を表 6-7～6-8 に示す。

表 6-6　実施した試験

試験項目	材令	試験数	実施日
一軸圧縮試験（不攪乱試料）	1日強度	18	西松建設の供与データ
	2日強度	6	
	3日強度	24	
	7日強度	43	
	28日強度	9	平成19年11月22日
重錘落下試験	1日強度	100	平成20年2月20日
	7日強度	542	平成19年10月25日
平板載荷試験	1日強度	1	
	7日強度	1	

*西松建設の試験時期はH19年12月～H20年1月

*28日強度の供試体は平成19年10月25日に採取

*重錘落下試験（1日強度）は採取数が少なすぎたため、再試験を実施

*平板載荷試験は重視落下試験の校正値取得を目的として実施

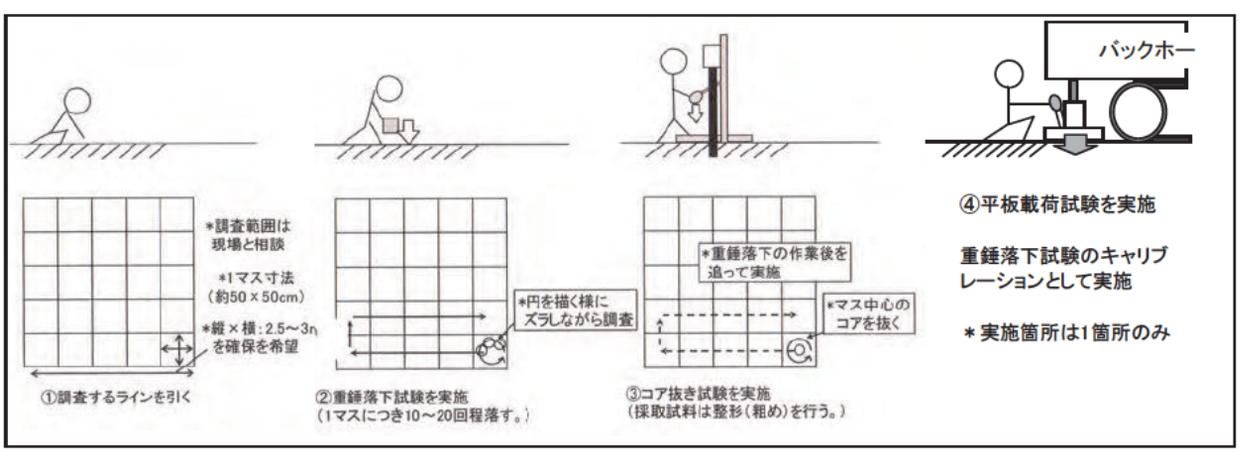


図 6-9　実験の手順（10 月 25 日に実施した実験の流れ）

表 6-7　作業項目の内容

	作業項目	作業の内容
1	朝礼・機材の準備	作業内容の確認、機材の積降し、テントの設営、
2	試験場の設営	地盤の慣らし、ライン引き、
3	重錘落下試験	試験、落下作業、データの記録
4	不撹乱試料採取	試験機の移動・設置、試料の掘削・採取、試料の整形
5	平板載荷	地盤の慣らし、円板の設置、機材の設営、実験作業
6	片付け・撤去	機材の片付け、撤去

表 6-8　実験で使用した機材一式

分類	必要機材	個数	単位	備考	分類
大機材	乗用車	1	台	小備品の買出し、送迎等	全般
	2tトラック	1	台	機材の運搬・輸送用	全般
	発電機（大容量）	1	台	コアボーリング機、ベビコン用	不撹乱試料
	コンプレッサー	1	台	コアボーリング機	不撹乱試料
	発電機（正弦コンバータ）	1	台	U-CAM、PC用	平板載荷
	ガソリンエンジン溶接機	1	台	コアボーリングの刃の取替え用	全般
中機材	コアボーリング機	1	一式	本体、コア部、シース部	不撹乱試料
	重錘落下試験機	1	一式	ソイルインパクトテスター	重錘落下
	平板載荷試験機	1	一式	円板（k30）、ジャッキ、載荷梁	平板載荷
小機材	U-CAM	1	台	平板載荷用	平板載荷
	土圧計	1	個	試料の保護	平板載荷
	変位計	2	個	沈下の量計測	平板載荷
	渡しの梁	1	個	沈下の量計測	平板載荷
	足場の角材	1	個	沈下の量計測	平板載荷
	コンベックス	2	個	試験場の慣らし	平板載荷
	角材	5、6	個	高さの微調整調整用	平板載荷
	電動丸ノコ	1	台	高さの微調整調整用	平板載荷
	ガソリンタンク（20L）	1	個	発電機の予備タンク	不撹乱試料
	試料整形のモールド	2	個	試料の整形用	不撹乱試料
	カッターの刃	1	箱	試料の整形用	不撹乱試料
	ラップ	3	個	試料の保護	不撹乱試料
	バット	3	個	試料の保管	不撹乱試料
	エアーパッキン	1	巻	試料の保護	不撹乱試料
	石灰	1	袋	現場の設営	全般
	石灰引き	1	台	現場の設営	全般
	ドラム	3	台	現場の設営	全般
	鍬	1	台	現場の設営	全般
	テント	2	台	現場の設営	全般
	椅子	4～5	台	現場の設営	全般
	照明	2	台	現場の設営（夜間）	全般
	溶接器具	1	式	溶接の備品	全般
	モバイルPC	1	台	データの整理用	全般

（３）実験の様子

今回行った各試験の様子を写真 6-8～6-15 に示す。



写真 6-8　重錘落下試験現場

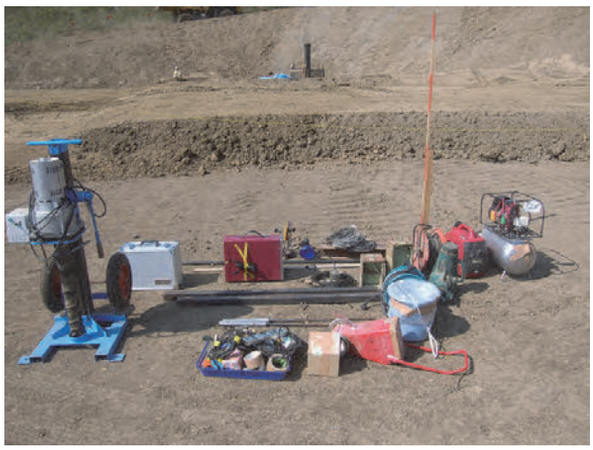


写真 6-9　使用機材一式



写真 6-10　コアボーリング機の据付



写真 6-11　不攪乱試料の採取の様子



写真 6-12　採取された不攪乱試料（1）



写真 6-13　採取された不攪乱試料（2）



写真 6-14　重錘落下試験の様子



写真 6-15　平板載荷試験の様子

（４）実験結果

１）一軸圧縮試験

採取した不攪乱試料を、現場にて端面整形を行い、乾燥防止の養生（ラップで巻いて、ビニール、エアーパッキンでの 3 重巻き）した各材令の供試体（材令 1、2、3、7、28 日）に対し、一軸圧縮試験を実施した。試験結果を表 6-9 に、最大応力の分布を表 6-10、図 6-10～6-11 にまとめる。

表 6-9　不攪乱試料の一軸圧縮試験の結果

材令7日

NO	最大応力 kN/m²	湿潤密度 g/cm³	乾燥密度 g/cm³	含水比 %
1	167	1.51	0.94	61.2
2	366	1.55	1.02	52.8
3	362	1.48	0.90	63.7
4	208	1.43	0.89	60.6
5	142	1.53	1.07	42.6
6	148	1.54	1.11	38.3
7	129	1.44	1.02	41.4
8	312	1.53	0.99	54.4
9	212	1.56	1.05	48.3
10	388	1.54	1.03	48.5
11	432	1.52	0.99	53.3
12	298	1.51	0.99	51.8
13	129	1.47	0.98	49.4
14	347	1.56	1.01	54.8
15	330	1.59	1.07	49.29
16	187	1.49	0.91	64.71
17	213	1.56	1.00	55.66
18	791	1.60	1.06	51.2
19	312	1.54	0.95	63.04
20	397	1.52	1.06	43.51
21	302	1.46	0.97	51.45
22	331	1.44	0.95	51.16
23	272	1.63	1.04	57.03
24	338	1.63	1.05	55.28
25	313	1.60	0.96	65.9
26	567	1.72	1.19	44.43
27	394	1.71	1.14	50.14
28	588	1.70	1.16	46.38
29	290	1.53	0.96	58.54
30	126	1.49	0.84	77.65
31	269	1.52	0.89	71.75
32	159	1.49	0.83	79.37
33	226	1.60	0.90	77.89
34	243	1.49	0.84	75.84
35	170	1.39	0.72	91.72
36	233	1.40	0.75	87.59
37	378	1.43	0.78	83.65
38	235	1.49	0.84	77.76
39	302	1.47	0.83	77.58
40	226	1.44	0.80	79.34
41	136	1.60	1.05	53.45
42	248	1.67	1.10	51.33
43	278	1.62	0.88	85.45

材令3日

NO	最大応力 kN/m²	湿潤密度 g/cm³	乾燥密度 g/cm³	含水比 %
1	236	1.57	1.09	44.4
2	147	1.58	1.12	41.0
3	114	1.52	1.04	46.9
4	289	1.57	0.95	64.74
5	211	1.54	0.95	62.7
6	171	1.55	0.93	66.58
7	134	1.72	1.13	51.72
8	141	1.70	1.14	49.44
9	251	1.72	1.16	48.16
10	277	1.66	1.12	47.59
11	192	1.75	1.23	42.1
12	253	1.58	0.99	59.43
13	314	1.80	1.28	40.86
14	475	1.70	1.16	46.22
15	385	1.76	1.21	45.07
16	72	1.50	0.98	52.91
17	250	1.58	1.05	50.06
18	199	1.53	1.02	50
19	238	1.51	0.85	77.41
20	308	1.52	0.85	79.17
21	228	1.53	0.88	72.85
22	152	1.61	1.01	59.39
23	151	1.63	1.06	53.6
24	176	1.58	1.02	55.42

材令1日

NO	最大応力 kN/m²	湿潤密度 g/cm³	乾燥密度 g/cm³	含水比 %
1	282	1.48	0.93	58.6
2	154	1.51	0.98	53.7
3	184	1.55	0.97	58.5
4	132	1.54	0.87	76.5
5	27	1.48	0.84	74.8
6	103	1.50	0.96	56.4
7	258	1.66	1.08	54.3
8	287	1.54	0.94	64.4
9	236	1.63	0.99	64.4
10	138	1.51	0.94	61.3
11	197	1.50	1.50	68.2
12	197	1.44	0.80	79.1
13	310	1.43	0.83	72.3
14	286	1.49	0.86	73.5
15	162	1.50	0.89	69.6
16	110	1.46	0.92	58.4
17	62	1.41	0.94	49.7
18	38	1.46	0.95	53.1

材令2日

NO	最大応力 kN/m²	湿潤密度 g/cm³	乾燥密度 g/cm³	含水比 %
1	125	1.55	0.95	63.5
2	178	1.53	0.87	76.39
3	148	1.47	0.83	76.07
4	185	1.43	0.83	71.7
5	202	1.45	0.90	60.6
6	130	1.41	0.81	73.8

材令28日

NO	最大応力 kN/m²	湿潤密度 g/cm³	乾燥密度 g/cm³	含水比 %
1	281.2	1.29	0.68	88.6
2	297.4	1.43	0.79	80.7
3	262.8	1.33	0.82	62.7
4	308.0	1.32	0.73	80.0
5	442.0	1.48	0.90	64.5
6	361.3	1.43	0.78	83.2
7	321.2	1.50	0.94	60.9
8	269.5	1.44	0.79	81.9
9	291.7	1.42	0.85	67.7

表 6-10　各材令の一軸圧縮応力の分布状況

一軸圧縮応力 (kN/m^2)	材令28日 (個)	材令7日 (個)	材令3日 (個)	材令2日 (個)	材令1日 (個)	計 (個)
0～100	0	0	1	0	3	4
100～200	0	10	10	5	9	34
200～300	5	14	9	1	5	34
300～400	3	15	3	0	1	22
400～500	1	1	1	0	0	3
500～600	0	2	0	0	0	2
600～	0	1	0	0	0	1

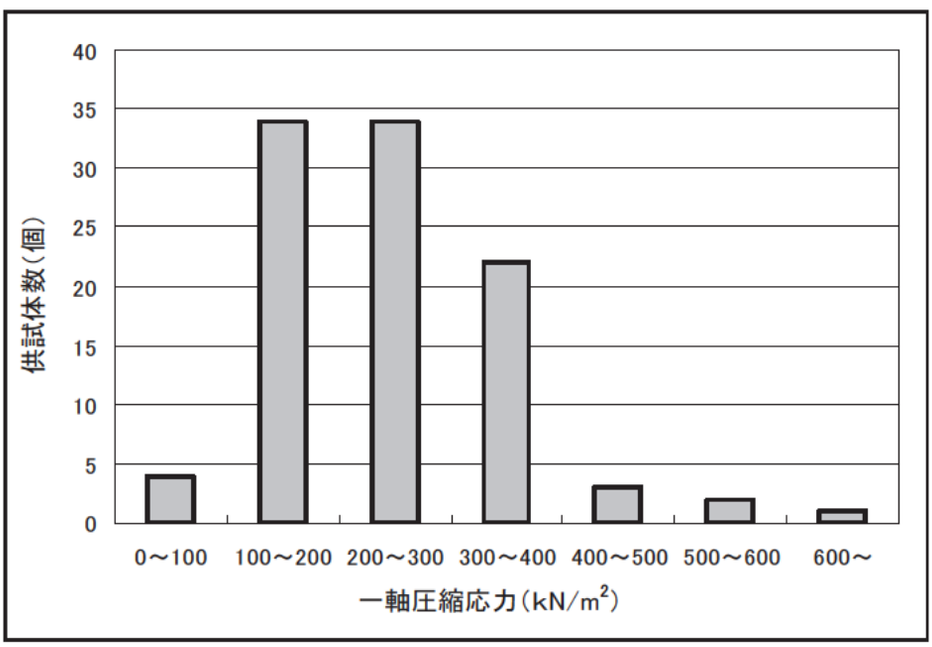


図 6-10　一軸圧縮応力の分布状況（全体）

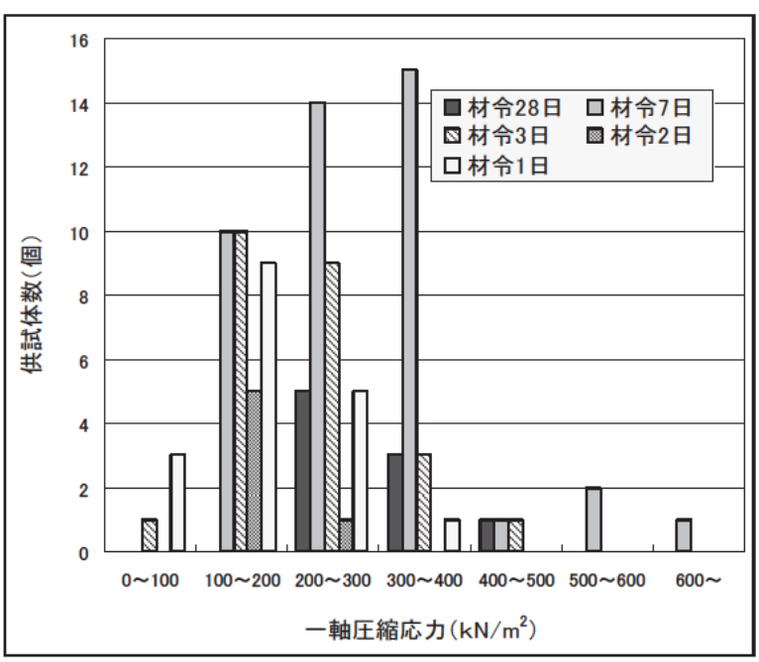


図 6-11　一軸圧縮応力の分布状況（材令ごと）

2）平板載荷試験

続いて、平板載荷試験（材令 1 日、7 日）の結果を表 6-11～6-12、図 6-12～6-13 にまとめる。

表 6-11　平板載荷試験の結果（材令 1 日地盤）

				変位量		
載荷重 (kg)	載荷重 (kN)	載荷面積 (㎡)	載荷圧力 (kN/㎡)	変位計1 (mm)	変位計2 (mm)	平均沈下量 (mm)
1	0.01	0.24	0.04	0.00	0.00	0.00
182	1.78	0.24	7.57	0.11	0.15	0.13
561	5.50	0.24	23.33	0.38	0.54	0.46
651	6.38	0.24	27.08	0.51	0.74	0.63
1010	9.90	0.24	42.01	0.72	1.06	0.89
1163	11.40	0.24	48.37	0.93	1.16	1.05
1317	12.91	0.24	54.78	0.99	1.37	1.18
1476	14.46	0.24	61.39	1.23	1.59	1.41
1733	16.98	0.24	72.08	1.34	1.80	1.57
1898	18.60	0.24	78.94	1.44	2.01	1.73
1810	17.74	0.24	75.28	1.44	2.01	1.73
2089	20.47	0.24	86.89	1.65	2.22	1.94
2157	21.14	0.24	89.72	1.75	2.43	2.09
2417	23.69	0.24	100.53	1.91	2.64	2.28
2617	25.65	0.24	108.85	2.02	2.74	2.38
2729	26.74	0.24	113.51	2.16	3.06	2.61
2946	28.87	0.24	122.53	2.26	3.17	2.72
2967	29.08	0.24	123.40	2.48	3.37	2.93
3184	31.20	0.24	132.43	2.57	3.58	3.08
3023	29.63	0.24	125.73	2.57	3.59	3.08
3174	31.11	0.24	132.01	2.78	3.80	3.29
3501	34.31	0.24	145.62	2.85	3.90	3.38
3449	33.80	0.24	143.45	2.88	4.00	3.44
3530	34.59	0.24	146.82	2.88	4.07	3.48
3697	36.23	0.24	153.77	2.99	4.22	3.61
3968	38.89	0.24	165.04	3.09	4.32	3.71
3930	38.51	0.24	163.46	3.19	4.43	3.81
4118	40.36	0.24	171.28	3.39	4.74	4.07
4163	40.80	0.24	173.15	3.60	5.06	4.33
4459	43.70	0.24	185.46	3.70	5.17	4.44
4578	44.86	0.24	190.41	3.80	5.27	4.54
4423	43.35	0.24	183.96	3.81	5.28	4.55
4664	45.71	0.24	193.99	3.91	5.48	4.70
4873	47.76	0.24	202.68	4.01	5.59	4.80
5023	49.23	0.24	208.92	4.31	5.91	5.11
地盤反力係数:Kvs (MN/m^3)						
45.72						

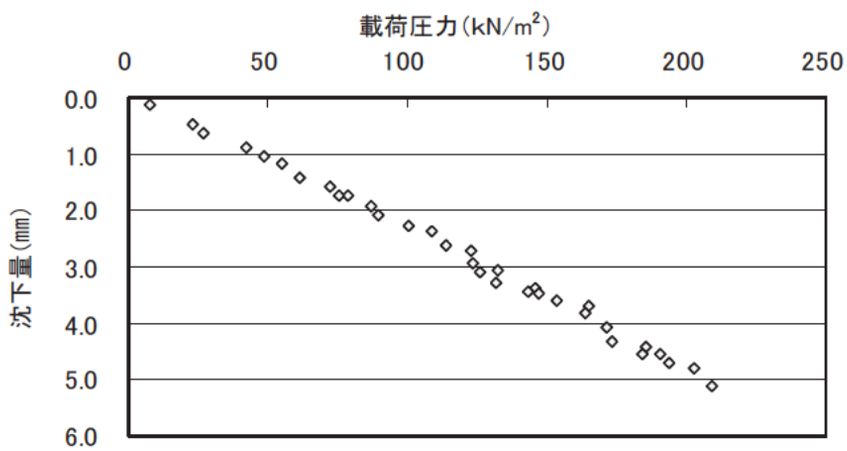


図 6-12　平板載荷試験（材令 1 日）の結果

表 6-12　平板載荷試験の結果（材令 7 日地盤）

載荷重 (kg)	載荷重 (kN)	載荷面積 (m^2)	載荷圧力 (kN/m^2)	変位計1 (mm)	変位計2 (mm)	平均沈下量 (mm)
535	5.24	0.24	22.25	0.11	0.11	0.11
1003	9.83	0.24	41.72	0.32	0.25	0.29
1596	15.64	0.24	66.38	0.42	0.41	0.42
1901	18.63	0.24	79.07	0.64	0.52	0.58
2143	21.00	0.24	89.13	0.64	0.52	0.58
2154	21.11	0.24	89.59	0.64	0.52	0.58
2432	23.83	0.24	101.15	9.22	0.63	0.69
2598	25.46	0.24	108.06	0.85	0.68	0.77
2713	26.59	0.24	112.84	0.85	0.72	0.79
3036	29.75	0.24	126.27	0.95	0.72	0.84
3261	31.96	0.24	135.63	1.06	0.82	0.94
3635	35.62	0.24	151.19	1.04	0.93	0.99
3847	37.70	0.24	160.01	1.17	0.93	1.05
3991	39.11	0.24	166.00	1.17	1.03	1.10
4131	40.48	0.24	171.82	1.28	1.03	1.16
4362	42.75	0.24	181.43	1.37	1.13	1.25
4635	45.42	0.24	192.78	1.49	1.13	1.31
4804	47.08	0.24	199.81	1.48	1.24	1.36
4880	47.82	0.24	202.97	1.48	1.24	1.36
5159	50.56	0.24	214.58	5.55	1.3	1.47

地盤反力係数:Kvs (MN/m^3)
141.41

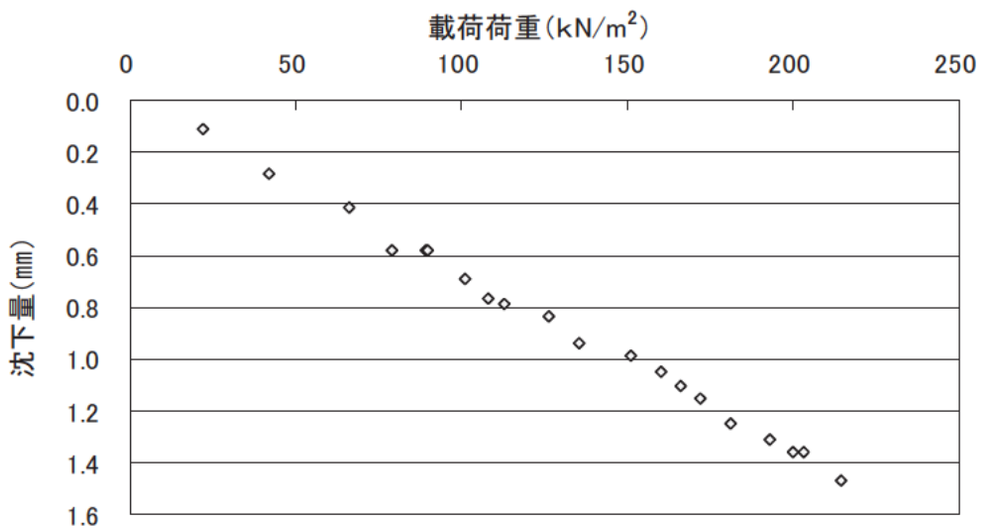


図 6-13　平板載荷試験（材令 7 日）の結果

結果、材令 7 日地盤の剛性（地盤反力係数 K_{vs}：141.41（MN/m^3））は、材令 1 日地盤の剛性（地盤反力係数 K_{vs}：45.72（MN/m^3））に対して約 3 倍に増加していることが分かる。

3）重錘落下試験

材令 7 日地盤、材令 1 日地盤を対象として、重錘落下試験機（アプライド社製：ソイルインパクトテスター）の試験を行った。結果を表 6-13～6-14 と図 6-14～6-15 にまとめる。

表 6-13　重錘落下試験結果（材令 1 日地盤）

No	生値 K_{30}	K_{30}（補正） MN/m^3	No	生値 K_{30}	K_{30}（補正） MN/m^3	No	生値 K_{30}	K_{30}（補正） MN/m^3	No	生値 K_{30}	K_{30}（補正） MN/m^3
1	69	36.4	31	65	34.3	61	109	57.5	91	89	46.9
2	61	32.2	32	57	30.0	62	112	59.0	92	117	61.7
3	74	39.0	33	82	43.2	63	136	71.7	93	95	50.1
4	79	41.6	34	90	47.4	64	126	66.4	94	104	54.8
5	50	26.4	35	86	45.3	65	128	67.5	95	121	63.8
6	61	32.2	36	57	30.0	66	80	42.2	96	112	59.0
7	86	45.3	37	93	49.0	67	99	52.2	97	98	51.7
8	79	41.6	38	103	54.3	68	103	54.3	98	145	76.4
9	81	42.7	39	88	46.4	69	122	64.3	99	114	60.1
10	91	48.0	40	112	59.0	70	120	63.3	100	153	80.7
11	77	40.6	41	101	53.2	71	107	56.4			
12	64	33.7	42	91	48.0	72	124	65.4			
13	67	35.3	43	74	39.0	73	100	52.7			
14	48	25.3	44	85	44.8	74	115	60.6			
15	45	23.7	45	80	42.2	75	101	53.2			
16	86	45.3	46	90	47.4	76	99	52.2			
17	72	38.0	47	95	50.1	77	101	53.2			
18	86	45.3	48	88	46.4	78	125	65.9			
19	71	37.4	49	110	58.0	79	146	77.0			
20	64	33.7	50	76	40.1	80	162	85.4			
21	57	30.0	51	79	41.6	81	143	75.4			
22	129	68.0	52	84	44.3	82	123	64.8			
23	144	75.9	53	88	46.4	83	149	78.5			
24	116	61.1	54	95	50.1	84	213	112.3			
25	116	61.1	55	111	58.5	85	149	78.5			
26	111	58.5	56	112	59.0	86	130	68.5			
27	130	68.5	57	94	49.6	87	95	50.1			
28	109	57.5	58	98	51.7	88	213	112.3			
29	70	36.9	59	109	57.5	89	178	93.8			
30	69	36.4	60	101	53.2	90	133	70.1			

平均値 MN/m^3
53.5
換算係数
0.527

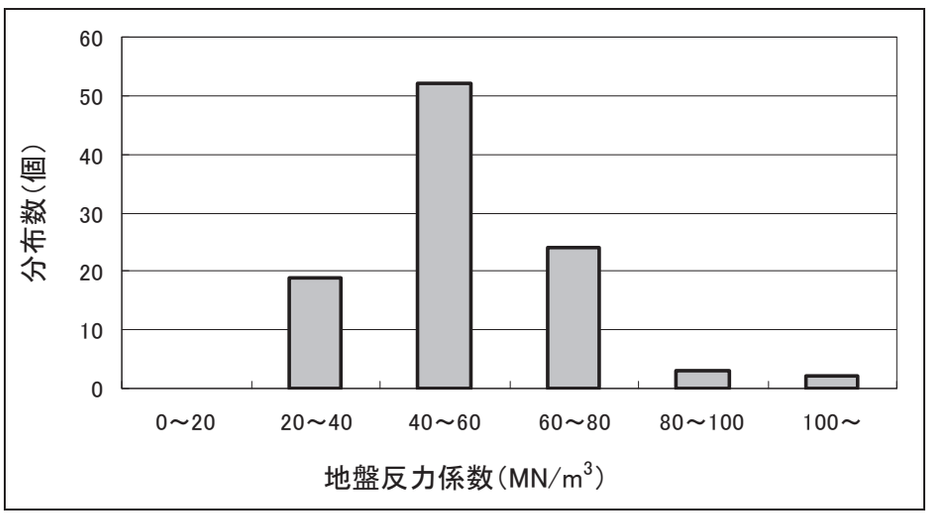


図 6-14　重錘落下試験の分布状況（材令 1 日地盤）

表 6-14　重錘落下試験結果（材令 7 日地盤）

K_{30}（被正前）

エリア:1-1	233	253	227	224	174	192	259	190	180	210	214	214	216	245	260	231	249	248	242	265			
エリア:1-2	266	288	281	265	343	302	301	252	267	198	212	221	218	210	272	336	263	330	357	250	213		
エリア:1-3	340	278	266	329	238	261	249	216	246	245	250	261	243	296	332	261	321	273	263	285			
エリア:1-4	193	209	219	249	247	383	242	272	219	221	255	236	142	214	289	193	268	234	217	208			
エリア:1-5	320	307	247	214	251	238	266	266	294	305	286	268	279	285	192	223	282	305	249	312	285	261	345
エリア:2-1	181	164	188	244	229	221	242	178	195	193	209	181	208	222	198	237	216	255	205	257	305	155	
エリア:2-2	227	218	178	218	270	224	174	211	153	307	160	243	248	263	227	219	257	219	197	193	258	199	
エリア:2-3	168	200	278	289	216	248	211	251	296	318	255	165	160	251	245	267	249	283	173	238			
エリア:2-4	266	280	219	226	231	217	192	232	204	313	324	303	193	344	290	236	217	233	258	346	380	285	
エリア:2-5	271	253	254	264	348	279	192	294	218	306	263	302	276	434	238	208	306	224	264	271	332	306	
エリア:3-1	229	249	241	237	293	256	262	193	250	203	266	225	190	247	278	208	259	213	186	280	271	280	
エリア:3-2	277	257	220	257	225	225	273	252	237	254	200	216	203	201	269	220	289	249	253	339	297	335	
エリア:3-3	211	235	222	196	235	197	269	261	324	313	280	230	279	394	304	303	457	292	248	296	306	347	
エリア:3-4	344	315	341	335	352	403	339	265	313	298	324	366	277	279	465	303	260	268	373	357	428	291	
エリア:3-5	272	271	283	294	257	390	332	266	290	272	272	303	304	332	297	349	277	298	275	306	265	265	
エリア:4-1	246	195	252	236	259	176	193	237	205	241	177	164	185	176	243	212	182	237	234	217	234	258	
エリア:4-2	255	274	278	254	178	135	217	184	216	201	210	243	234	262	255	168	205	248	228	216	217	255	
エリア:4-3	189	286	216	265	255	259	244	264	253	366	312	256	233	200	269	244	233	201	233	218	317	278	
エリア:4-4	230	356	356	330	268	310	268	389	383	356	370	312	374	349	336	406	358	258	410	334	228	348	
エリア:4-5	337	335	309	421	395	389	393	329	351	367	321	333	266	293	334	281	246	233	266	314	280	228	
エリア:5-1	183	238	206	100	114	148	173	171	214	182	246	165	151	134	309	176	195	204	260	247	311	230	
エリア:5-2	265	281	199	233	218	210	262	306	267	267	210	221	226	256	252	202	218	232	221	239	269	193	
エリア:5-3	267	266	218	214	195	249	244	165	197	246	236	190	214	235	282	301	289	236	216	228	206	290	
エリア:5-4	301	261	133	206	179	330	300	239	276	269	304	298	297	252	326	249	381	294	313	379	307	361	
エリア:5-5	389	380	369	400	387	348	369	345	299	297	323	388	339	222	329	407	287	385	423	477	395	330	

全体での平均値	平板載荷試験値		換算係数
262.4	141.4	(MN/m³)	0.539

K_{30}（被正後）

エリア:1-1	126	136	122	121	94	103	140	102	97	113	115	115	116	132	140	125	134	134	130	143			
エリア:1-2	143	155	151	143	185	163	162	136	144	107	114	119	117	113	147	181	142	178	192	135	115		
エリア:1-3	183	150	143	177	128	141	134	116	133	132	135	141	131	160	179	141	173	147	142	154			
エリア:1-4	104	113	118	134	133	206	130	147	118	119	137	127	77	115	156	104	144	126	117	112			
エリア:1-5	172	165	133	115	135	128	143	143	158	164	154	144	150	154	103	120	152	164	134	168	154	141	186
エリア:2-1	98	88	101	132	123	119	130	96	105	104	113	98	112	120	107	128	116	137	110	139	164	84	
エリア:2-2	122	117	96	117	146	121	94	114	82	165	86	131	134	142	122	118	139	118	106	104	139	107	
エリア:2-3	91	108	150	156	116	134	114	135	160	171	137	89	86	135	132	144	134	153	93	128			
エリア:2-4	143	151	118	122	125	117	103	125	110	169	175	163	104	185	156	127	117	126	139	186	205	154	
エリア:2-5	146	136	137	142	188	150	103	158	117	165	142	163	149	234	128	112	165	121	142	146	179	165	
エリア:3-1	123	134	130	128	158	138	141	104	135	109	143	121	102	133	150	112	140	115	100	151	146	151	
エリア:3-2	149	139	119	139	121	121	147	136	128	137	108	116	109	108	145	119	156	134	136	183	160	181	
エリア:3-3	114	127	120	106	127	106	145	141	175	169	151	124	150	212	164	163	246	157	134	160	165	187	
エリア:3-4	185	170	184	181	190	217	183	143	169	161	175	197	149	150	251	163	140	144	201	192	231	157	
エリア:3-5	147	146	153	158	139	210	179	143	156	147	147	163	164	179	160	188	149	161	148	165	143	143	
エリア:4-1	133	105	136	127	140	95	104	128	110	130	95	88	100	95	131	114	98	128	126	117	126	139	
エリア:4-2	137	148	150	137	96	73	117	99	116	108	113	131	126	141	137	91	110	134	123	116	117	137	
エリア:4-3	102	154	116	143	137	140	132	142	136	197	168	138	126	108	145	132	126	108	126	117	171	150	
エリア:4-4	124	192	192	178	144	167	144	210	206	192	199	168	202	188	181	219	193	139	221	180	123	188	
エリア:4-5	182	181	167	227	213	210	212	177	189	198	173	179	143	158	180	151	133	126	143	169	151	123	
エリア:5-1	99	128	111	54	61	80	93	92	115	98	133	89	81	72	167	95	105	110	140	133	168	124	
エリア:5-2	143	151	107	126	117	113	141	165	144	144	113	119	122	138	136	109	117	125	119	129	145	104	
エリア:5-3	144	143	117	115	105	134	132	89	106	133	127	102	115	127	152	162	156	127	116	123	111	156	
エリア:5-4	162	141	72	111	96	178	162	129	149	145	164	161	160	136	176	134	205	158	169	204	165	195	
エリア:5-5	210	205	199	216	209	188	199	186	161	160	174	209	183	120	177	219	155	208	228	257	213	178	

全体での平均値
141.4

＊材令 7 日地盤に対する重錘落下試験は、計測エリアを 5×5 のマス目で区切り（1 マス 1m×1m）、1 マスに約 20 回計測を行った。

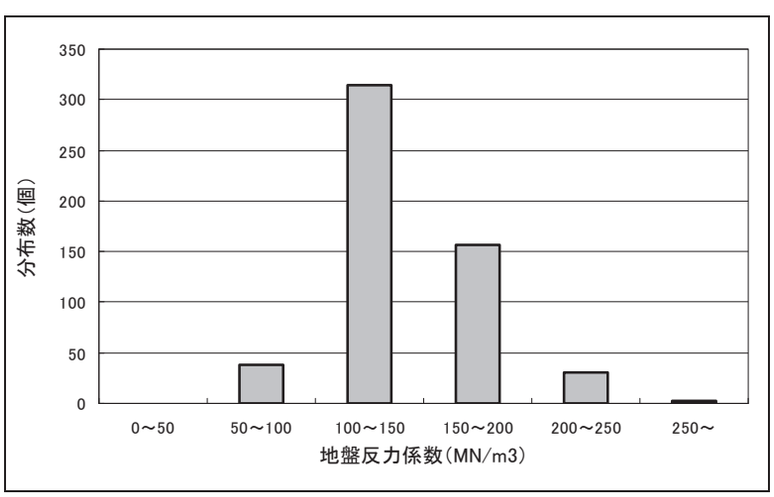


図 6-15　重錘落下試験の分布状況（材令 1 日地盤）

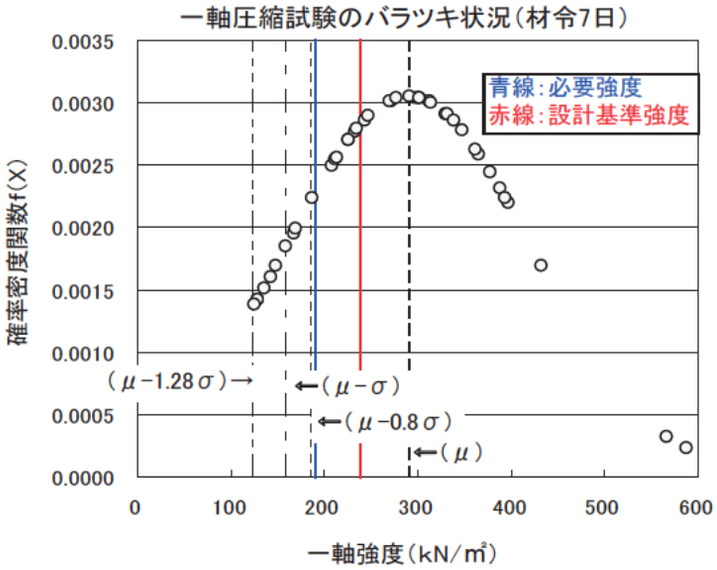
重錘落下試験の材令の違いを比較すると、換算係数がほぼ 0.5 付近で近い値を示しており、重錘落下試験と平板載荷試験の結果には、かなり近い相関があることから、重錘落下試験による試

験値は、地盤の剛性を高い精度で計測しているものと考えることができる。

（５）実験結果の分析

1）一軸圧縮試験

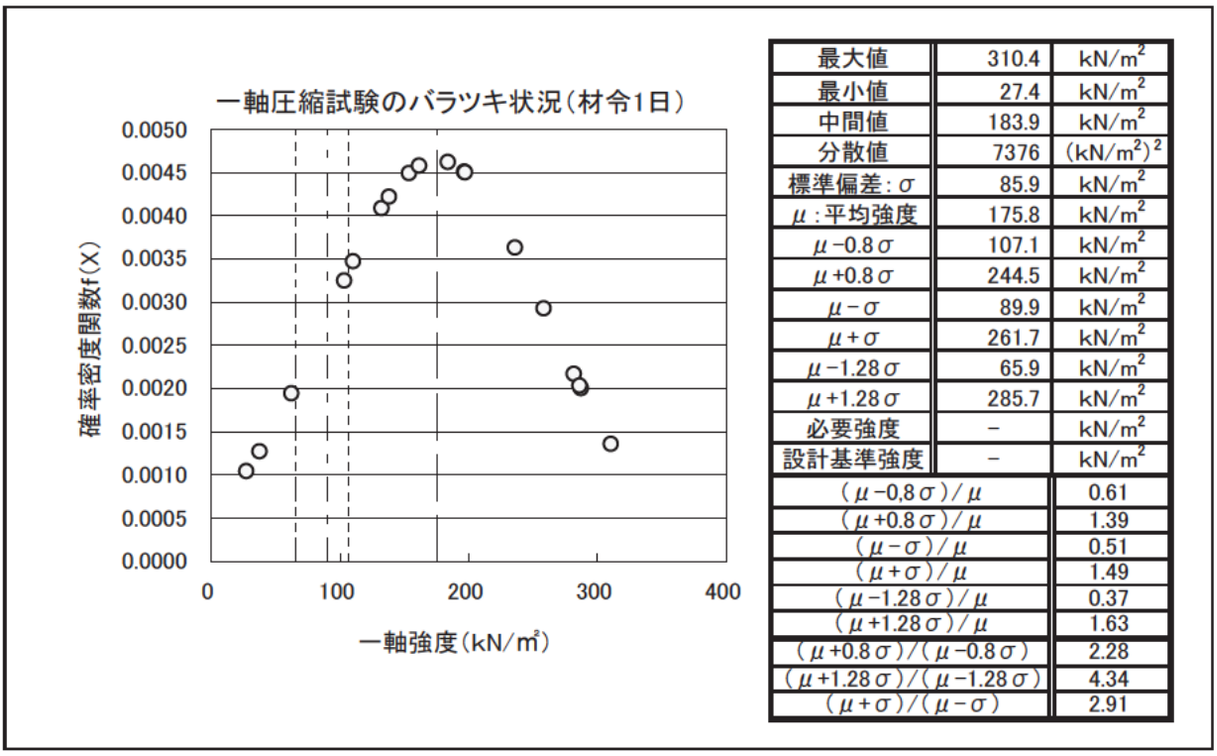
一軸圧縮試験によって得られた各一軸圧縮応力値に対し、平均値と、バラツキを把握するために、一軸圧縮強度の分布（図 6-10、6-11 参照）から正規分布に従うと判断し、正規分布に基づく整理を行った。また、今回の施工に先立ち元請業者（西松建設）により行われた室内一軸強度より設定された目標強度（190kN/㎡）、設計基準強度（237.5kN/㎡　安全率 F=0.8）との重ね合わせを行った。結果を図 6-16、6-17 に示す。



最大値	791.0	kN/m^2
最小値	125.8	kN/m^2
中間値	277.8	kN/m^2
分散値	17160	(kN/m^2)^2
標準偏差：σ	131.0	kN/m^2
μ：平均強度	290.6	kN/m^2
μ−0.8σ	185.8	kN/m^2
μ+0.8σ	395.4	kN/m^2
μ−σ	159.6	kN/m^2
μ+σ	421.6	kN/m^2
μ−1.28σ	122.9	kN/m^2
μ+1.28σ	458.3	kN/m^2
必要強度	190.0	kN/m^2
設計基準強度	237.5	kN/m^2
（μ−0.8σ）/μ	0.64	
（μ+0.8σ）/μ	1.36	
（μ−σ）/μ	0.55	
（μ+σ）/μ	1.45	
（μ−1.28σ）/μ	0.42	
（μ+1.28σ）/μ	1.58	
（μ+0.8σ）/（μ−0.8σ）	2.13	
（μ+1.28σ）/（μ−1.28σ）	3.73	
（μ+σ）/（μ−σ）	2.64	

*不良率10%のライン　（μ−1.28σ）
*不良率15%のライン　（μ−σ）
*不良率20%のライン　（μ−0.8σ）
一般な不良率の評価範囲（10～20%）、
状況により30%前後で見る場合もある。

図 6-16　一軸圧縮試験（7 日強度）のバラツキ結果



最大値	310.4	kN/m^2
最小値	27.4	kN/m^2
中間値	183.9	kN/m^2
分散値	7376	(kN/m^2)^2
標準偏差：σ	85.9	kN/m^2
μ：平均強度	175.8	kN/m^2
μ−0.8σ	107.1	kN/m^2
μ+0.8σ	244.5	kN/m^2
μ−σ	89.9	kN/m^2
μ+σ	261.7	kN/m^2
μ−1.28σ	65.9	kN/m^2
μ+1.28σ	285.7	kN/m^2
必要強度	−	kN/m^2
設計基準強度	−	kN/m^2
(μ−0.8σ)/μ		0.61
(μ+0.8σ)/μ		1.39
(μ−σ)/μ		0.51
(μ+σ)/μ		1.49
(μ−1.28σ)/μ		0.37
(μ+1.28σ)/μ		1.63
(μ+0.8σ)/(μ−0.8σ)		2.28
(μ+1.28σ)/(μ−1.28σ)		4.34
(μ+σ)/(μ−σ)		2.91

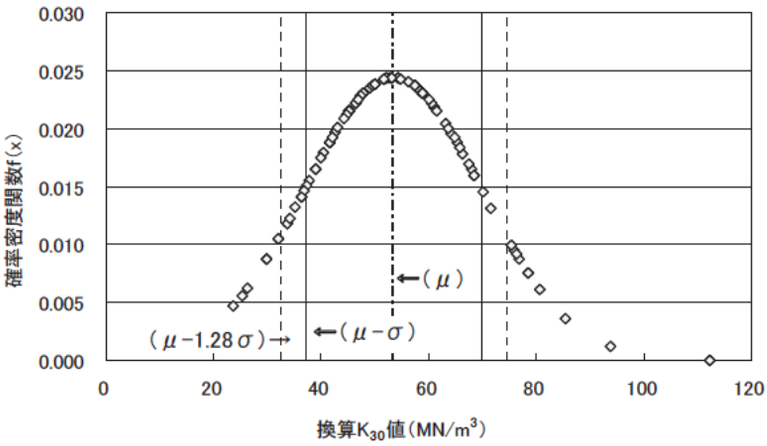
図 6-17　一軸圧縮試験（1 日強度）のバラツキ結果

これより、言える事を以下にまとめる。

- 材令による強度のバラツキについては、大きな差を見ることはできなかった。
- 不攪乱にて採取した試料が、7 日強度の時点で必要強度を越える確率は約 80%（正規分布の確率面積より）であることが分かった。
- 材令 28 日まで強度が立ち上がることを考慮すると、不良率は 10～20%の範囲内に入り設計条件は充分に満たすことができるものと考えられる。
- 1 日、7 日材令ともに、不良率を約 10%で評価する場合の強度のバラツキは約 4 倍、不良率を 15%で評価する場合の強度のバラツキは約 2.5～3 倍、20%で評価する倍は約 2 倍であった。不良率は通常 10～20%（良品率 80～90%）の範囲で評価・設定する[3]ため、経験則によるバラツキ幅（Fc＝0.3）は現状を反映した妥当な値であると考えることができる。

2）重錘落下試験

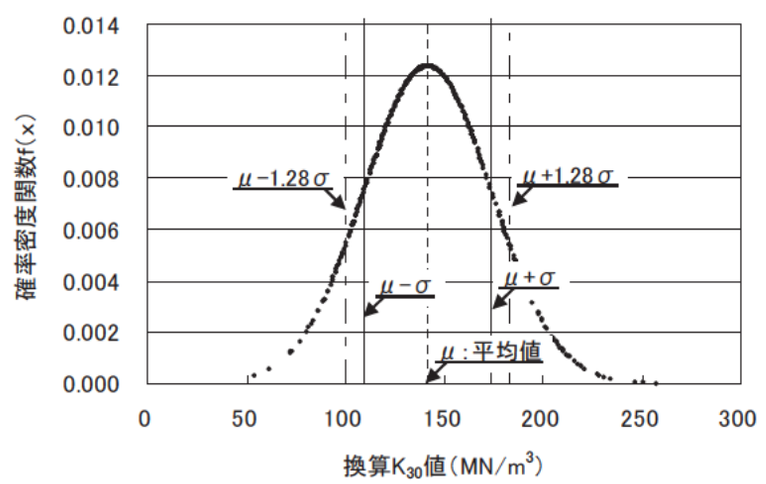
材令 7 日、材令 1 日でのバラツキを正規分布に基づいて整理した結果を図 6-18、6-19 に示す。



最大値	113.5	MN/m^3
最小値	24.0	MN/m^3
中間値	52.8	MN/m^3
分散値	268.5	(MN/m^3)^2
標準偏差：σ	16.4	MN/m^3
μ：平均値	53.5	MN/m^3
μ−0.8σ	40.4	MN/m^3
μ+0.8σ	66.6	MN/m^3
μ−σ	37.1	MN/m^3
μ+σ	69.9	MN/m^3
μ−1.28σ	33	MN/m^3
μ+1.28σ	74	MN/m^3
(μ−0.8σ)/μ		0.75
(μ+0.8σ)/μ		1.25
(μ−σ)/μ		0.69
(μ+σ)/μ		1.31
(μ−1.28σ)/μ		0.61
(μ+1.28σ)/μ		1.39
(μ+0.8σ)/(μ−0.8σ)		1.65
(μ+1.28σ)/(μ−1.28σ)		2.29
(μ+σ)/(μ−σ)		1.88

*不良率10%のライン （μ−1.28σ）
*不良率15%のライン （μ−σ）
*不良率20%のライン （μ−0.8σ）

図 6-18　重錘落下試験（材令 1 日地盤）のバラツキ結果



最大値	257.0	MN/m^3
最小値	54.0	MN/m^3
中間値	138.0	MN/m^3
分散値	1039.5	(MN/m^3)^2
標準偏差：σ	32.2	MN/m^3
μ：平均値	141.4	MN/m^3
μ−0.8σ	115.6	MN/m^3
μ+0.8σ	167.2	MN/m^3
μ−σ	109.2	MN/m^3
μ+σ	173.7	MN/m^3
μ−1.28σ	100	MN/m^3
μ+1.28σ	183	MN/m^3
(μ−0.8σ)/μ		0.82
(μ+0.8σ)/μ		1.18
(μ−σ)/μ		0.77
(μ+σ)/μ		1.23
(μ−1.28σ)/μ		0.71
(μ+1.28σ)/μ		1.29
(μ+0.8σ)/(μ−0.8σ)		1.45
(μ+1.28σ)/(μ−1.28σ)		1.82
(μ+σ)/(μ−σ)		1.59

*不良率10%のライン （μ−1.28σ）
*不良率15%のライン （μ−σ）
*不良率20%のライン （μ−0.8σ）

図 6-19　重錘落下試験（材令 7 日地盤）のバラツキ結果

ここで、言えることを以下にまとめる。

- 一軸圧縮試験のバラツキと比較して、重錘落下試験によるバラツキはかなり小さいことが分かる。
- 材令 1 日と材令 7 日のバラツキを比較すると、材令の違いによるバラツキの度合いはかなり小さく、セメントの固化による強度の立ち上がりをはっきり捉えているものと考えられる。
- 不良率 10%で評価する場合のバラツキ幅は約 2 倍程度であり、不良率 20%程度では約 1.5 倍程度のバラツキ幅であった。これは一軸圧縮試験による強度のバラツキと比較してかなり小さい。理由としては、現場の剛性を直接計測しているため、一軸圧縮試験と異なり、試料採取や整形による人為的な影響や、試料内の礫などの混入や、わずかな亀裂といった実験に伴う誤差を無視できることが、大きいものと考えられる。
- 一軸圧縮試験と重錘落下試験の比較結果を表 6-15 にまとめる。

表　6-15　一軸圧縮試験と重錘落下試験の比較結果

実施試験	材令 日	平均値 μ kN/㎡	標準偏差 σ kN/㎡	不良率20% $\mu-0.8\sigma$ kN/㎡	不良率15% $\mu-\sigma$ kN/㎡	不良率10% $\mu-1.28\sigma$ kN/㎡
一軸圧縮	1日	175.8	85.9	107.1	89.9	65.8
	7日	290.6	131.0	185.8	159.6	122.9
重錘落下	1日	175.8	−	154.7	149.4	142.4
	7日	290.6	−	238.3	223.8	206.3

*重錘落下試験は一軸圧縮の平均値を使用して、比率により値を試算

3）提案する品質管理方法への適用の方針

今回の試験より、一軸圧縮試験と重錘落下試験には明らかなバラツキの差をみることができた。これは、試料の整形・採取時の微細な乱れ等による誤差が入らざるを得ない一軸圧縮試験と異なり、誤差が入り込まない分、精度良く品質を把握できたものと考えられる。

しかしながら、重錘落下試験のバラツキ範囲をそのまま、地盤のバラツキとして評価・設計するには、安全率を非常に過大に設計する事になり、何らかの補正係数を考慮する必要があるものと考えられ、今後のデータ蓄積が求められる。

また、今回の試験データをもとに、材令によるバラツキを平均化する形で以下の補正係数の提案を行う。（表 6-16、図 6-20 参照）今回提案する補正係数については、状況に応じて適切な数字反映させることが望ましく、今後の課題であると言える。適用例としては、施工初期の段階で一軸圧縮試験と重錘落下試験の変動係数を抑えた上で、提案する管理方法に移行することなどが考えられる。

表 6-16　補正係数の算出と補正計算の結果

実施試験	材令	V:変動係数	平均	C:補正係数
一軸圧縮	材令1日	0.49	0.47	1.78
	材令7日	0.45		
重錘落下	材令1日	0.30	0.26	
	材令7日	0.23		

＊V＝(標準偏差値)/(平均値)
＊C＝(一軸のV)/(重錘落下のV)

実施試験	材令	平均値 μ (q_{uf}) kN/m²	不良率20% $\mu-0.8\sigma$ kN/m²	不良率15% $\mu-\sigma$ kN/m²	不良率10% $\mu-1.28\sigma$ kN/m²
一軸圧縮	材令1日	175.8	107.1	89.9	65.8
	材令7日	290.6	185.8	159.6	122.9
重錘落下	材令1日	175.8	109.74	93.23	70.10
	材令7日	290.6	181.4	154.1	115.9

$$F_c = (1 - m \times V_1) \times \overline{q_{uf}}$$
$$= (1 - m \times V_2 \times C) \times \overline{q_{uf}}$$

F_c :設計基準強度
$\overline{q_{uf}}$:現場平均一軸圧縮強さ
m:地盤改良強度のバラツキ
　(一般値　m＝1.3　不良率10%)
V_1 :一軸圧縮試験による変動係数
V_2 :重錘落下試験による変動係数
C　:補正係数(V_1/V_2)

図 6-20　設計基準強度試算の補正式

（6）まとめ

今回の実験の結果を以下にまとめる。

1）不攪乱試料採取による一軸圧縮試験

- 一軸圧縮試験のバラツキに関して、材令の違いによる、バラツキの差は見られなかった。
- 強度のバラツキが 3 倍になる範囲は不良率約 15%であり、通常の品質管理で設定される不良率の範囲（10～20%）と比較して、経験則に基づくバラツキ幅（F＝0.3）は現状を反映した値であることが分かった。

2）重錘落下試験

- 重錘落下試験は、平板載荷試験との相関が非常に良く取れており、改良地盤の剛性、強度の立ち上がりを充分に把握できていることが分かった。
- 材令ごとのバラツキについては、材令 1 日と材令 7 日においてバラツキに差を見ることができた。これは、材令 1 日の採取点数が少ないこと、改良土の強度の発現自体にバラツキがあるため、それが反映されたことが考えられ、各材令での強度のバラツキについては、今後の検討が必要になるものと考えられる。

3）不攪乱試料の一軸圧縮試験と重錘落下試験との比較

- 一軸圧縮試験と重錘落下試験とのバラツキについて、重錘落下試験のバラツキが一軸圧縮試験より、かなり小さいことが分かった。これは地盤剛性を直接計測しているため、一軸圧縮試験と比較して、試験による誤算が入り込まないことが考えられる。
- そのため、重錘落下試験のバラツキ具合をそのまま、一軸圧縮試験のバラツキ幅に適用して、設計基準強度の算出・照査を行うと、求められる設計基準強度 F_c の値がかなり大きくなり、安全率を過大に評価することになるため、なんらかの補正が必要になるものと考えられる。
- 今回の検討から、提案する品質管理方法の適用方針を以下に示す。
    ① 平均強度把握のための一軸圧縮試験（不攪乱試料）の際、ある程度の供試体（目安 10 本以上）を取り、一軸圧縮試験での変動係数についても把握を行う。【施工初期】
    ② 重錘落下試験を実施し、変動係数を把握する。【施工初期】
    ③ 一軸圧縮試験と重錘落下試験の値から補正係数を求め、以後の施工においては、少数の不攪乱試料による一軸圧縮試験と重錘落下により品質管理を行う。【施工全体】

７．　全体としてのまとめ

本研究テーマにおける一連の研究結果について、下記に整理する。

1）コンクリート構造物の代替材としての活用に関する基礎的研究

改良土を高さ５m 程度の擁壁躯体としての利用する際、最も重要な要素は躯体の重量であり、改良土の強度などについては特段問題にはならないことが分かった。むしろ重量が軽いことにより、滑動に対する安全率に余裕を設ける必要があることが分かった。

2）土工構造物の合理化に関する基礎的研究

土工構造物の合理化に関する基礎研究について、改良土と補強材を組合せることにより、引抜き抵抗(強度)のピーク値が上昇する傾向を確認することができた。しかしながら、ピーク後の靭性域（塑性域）にて、著しい減衰傾向を確認することができた。そのため、構造物全体に靭性域での伸びを期待することは適切でなく、ピーク値をそのまま使用することは危険であることが分かった。そのため、安全率を充分に設けた弾性挙動の範囲内にて設計を行うこと、もしくは無改良の強度にて設計を行うことが望ましいものと考えられる。

3）改良土の施工方法・品質管理方法に関する基礎的研究

○改良土の施工方法に関する基礎研究について、混合方法自体による品質への影響は小さく、混合の程度が品質に与える影響が大きいこと。施工方法による品質のバラツキを抑えるには、色むらがなくなるまで攪拌混合を行い、それが可能となる混合方法を適時選択することが望ましいことが分かった。

○コアボーリング現場採取試料と重錘落下試験との組合せによる品質管理方法を提案し、変動係数の補正を行うことで、現場への適用の有効性を確認することができた。今後は現場データの積上により、管理手法の精度の向上を図ることが望まれ、以降に関連する類似研究に本研究の成果が活用されることが期待される。

＜参考文献 一覧＞

1)（社）セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版)、2003年

2）馬場崎　亮一,寺師　昌明,鈴木　健夫,前川　淳,川村政史,深沢　栄造：安定処理土の強度に及ぼす影響因子、セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集-委員会報告 2、pp.20-41,2004年

3)（財）日本建築センター：改訂版　建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針−セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法−、pp. 198-226　2004年

4）福島　伸二,北島　明,富岡　進,道前　京太郎,：セメント系固化材で改良した関東ロームによる地盤造成とその強度・沈下特性、土木学会論文集No.610/Ⅲ-45、pp.135-144、1998.12

5）補強土壁工法のアンカープレート引抜き抵抗メカニズムに関する実験的検討　　2001 年　土木研究所資料第3812号

6）多数アンカー式補強土壁工法　設計・施工マニュアル　第 3 版　　2002 年　（財）土木研究センター

7)金子　治､伊勢本　昇昭:浅層混合処理工法の品質管理事例､第37回地盤工学研究発表会､No82、pp.161-162、2002

8)境　友昭、極檀　邦夫：重錘落下による地盤反力係数の測定、第41回地盤工学会研究発表会、No488、pp.975-976、2005

9)山下　健太郎、片野　定男、極檀　邦夫、境　友昭：接触インピーダンス法によるセメント改良地盤の品質管理への適用、第62回土木学会年次講演会、6-207、2007

＜発表論文 一覧＞

1)堤ら: 改良土の品質管理に関する取り組み　土木技術資料 50-7 2008 p24-27

2)堤　祥一、大下　武志、宮武　裕昭：改良土・浅層改良地盤の品質管理に関する試験的アプローチ、第62回土木学会年次講演会、3-374、2007

3)堤　祥一、大下　武志：改良土の盛土工事における不攪乱試料並びに重錘落下試験による品質管理方法の検討　第63回土木学会年次講演会　Ⅲ-154 2008. 9

4)堤　祥一、大下　武志：セメント改良土の定着力評価のためのアンカープレート引抜き遠心模型実験　第43回地盤工学会研究発表会　329 2008

5)澤松ら：セメント改良土中における補強材の引抜き特性　第45回地盤工学会研究発表会（投稿中）

6)Shoichi Tsutsumi, Hidetoshi Kohashi, Saiichi Sakajo : Proposal of New Quality Management of Improved Soils (aiming to raise Height of Embankment with a large Slope), INTERNATIONAL CONFERENCE ON SLOPE 2010 （投稿中）

【付録】

○発表論文

○最終報告書

○その他資料一式

◆報　文◆

改良土の品質管理に関する取り組み

堤　祥一*小橋　秀俊**宮武　裕昭***澤松　俊寿****小林　悟史*****

1. はじめに

近年、大量に発生する建設発生土や不良土に対し、セメント改良を行なうことで、盛土や擁壁の裏込め土としての積極的な利用が求められている。しかしながら、現状の品質管理方法では、①不撹乱試料の現場採取には、かなりの手間と熟練した技術が必要であること。②締固め試料による室内試験では、締固め密度の違いにより現場/室内強度比が発生すること。③充分な数をこなすことが厳しいため、混合の度合いによる施工のバラツキを考慮できないことから、現場の改良土の品質を正確に把握できないことが問題となっている。(図-1) そこで、伊豆縦貫道の塚原IC建設工事における改良土盛土の現場を対象として、現場/室内強度比や施工のバラツキを考慮できる、新しい品質管理方法の提案並びに有効性の検討を行った。

現状の品質管理方法
①セメント撹拌した現場試料を採取
②モールド内での突固めにより供試体を作成
③一軸圧縮試験を実施
↓ しかしながら
問題点(1)現場/室内強度比が発生
問題点(2)混合の度合いによる施工のバラツキが発生
↓ そのため
現場の強度を正確に把握・評価できない
実態(1)大きな安全率を取り、施工を実施
実態(2)設計において土・改良土の粘着力は評価しない

*不撹乱試料の採取は現実的な方法でないため、通常行われていない。

図-1　現状の品質管理方法の問題点

2. 提案する品質管理方法

ここで提案する品質管理方法について説明を行う。まず、誰でも簡易的に不撹乱試料が採取可能なコアボーリング機（既存の機械は存在しないため、土木研究所にて開発）(図-2) を用いて、不撹乱試料を採取・養生し、7日後に一軸圧縮試験を行い、現場での改良土の強度の平均値を把握する。次に、重錘落下試験（改良地盤の剛性を計測）(図-3) を実施し、現場における施工のバラツキを把握するものである。これにより、従来の品質管理方法の問題点を解決し、要求される設計基準強度を、現場の品質管理にて、確認・保証することができる様になるものと期待している。(図4-5)



図-2　不撹乱試料採取ボーリング機
(土木研究所にて開発)



図-3　重錘落下試験機
(内部に加速度計を搭載)

＜提案する新しい品質管理方法＞

手順(1)
不撹乱試料が採取可能なコアボーリング機を用いて不撹乱試料を採取する。
＊試料採取は巻きだし転圧後、速やかに実施する。(試料の不良率低下のため)

手順(2)
養生7日後に一軸圧縮試験を実施する。
＊手順(1)、(2)により現場での強度(平均値)を把握する。

手順(3)
地盤が固化した材令1日以降の現場地盤にて重錘落下試験を実施する。
＊手順(3)により施工のバラツキを把握する。
＊剛性値との相関が必要な場合、校正のための平板載荷試験を実施する。

図-4　提案する品質管理方法の概要

The approach and development of new quality control method for cement soil

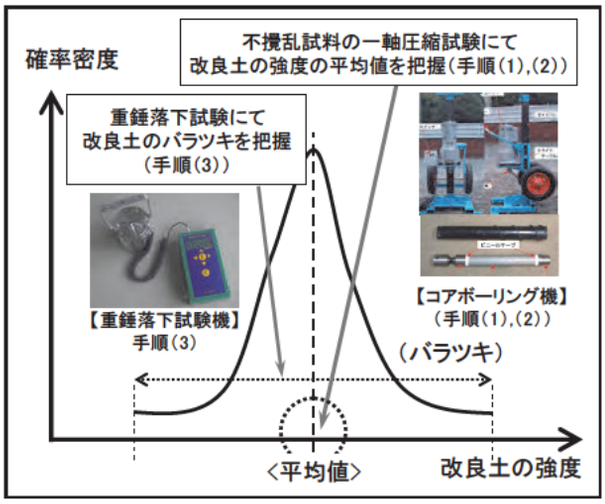


図-5　提案する品質管理方法の適用のイメージ

3. 現場における品質管理方法の検証試験

3.1 伊豆縦貫道-塚原IC工事現場の概要

今回、品質管理方法の検討を行った伊豆縦貫道-塚原IC工事の概要を表-1に、工事の様子を図-6に示す。最大盛土高さ40m、工事土量33万m³の大規模な工事現場であり、主にロームを主体とした建設発生土に対し、プラント式の土質改良機によりセメント混合した後、1層30cm厚にて巻き出し、転圧（湿地ブルトーザにて5回転圧-試験施工より規定）する形で施工が行われている。

表-1　伊豆縦貫道-塚原IC工事の概要

工事規模	最大盛土高さ	40m
	工事土量	33万/m³
施工方法	巻き出し厚さ	30cm
	転圧回数	20tの湿地用ブルトーザにて、5回転圧
セメント混合	使用セメント	特殊土用 セメント系固化材
	セメント添加量	180～220kg/m³
	混合方法	連続機械混合式土質改良工法
現場土質	愛鷹ローム	粒度0.075mm未満…83.0%
		自然含水比…149～184%
	火山灰質粘性土	粒度0.075mm未満…55.3%
		自然含水比…73～171%
	箱根軽石堆積物	粒度0.075mm未満…91.9%
		自然含水比…43～123%

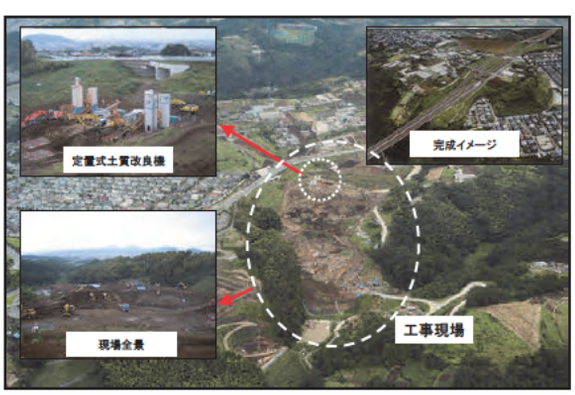


図-6　伊豆縦貫道-塚原IC工事の様子

3.2 試験の概要

今回実施した試験ケースと試験数を表2に示す。ともに材令1、7日強度を対象に、不撹乱試料による一軸圧縮試験、重錘落下試験を実施した。また、重錘落下試験の値の校正と、重錘落下試験機の地盤剛性の精度を確認するために、別途平板載荷試験を実施した。

表-2　試験項目と試験数

試験項目	材令	試験数
一軸圧縮試験（不撹乱試料）	1日強度	18
	7日強度	43
重錘落下試験	1日強度	100
	7日強度	542
平板載荷試験*	1日強度	1
	7日強度	1

*平板載荷試験は重錘落下試験の校正値取得を目的として実施

3.3 試験の結果と分析

まず、材令1、7日強度における一軸圧縮試験値と重錘落下試験値の分布を図-7に示す。これより両試験ともに、ピークとなる領域を有しており、正規分布に従うものと判断できる。

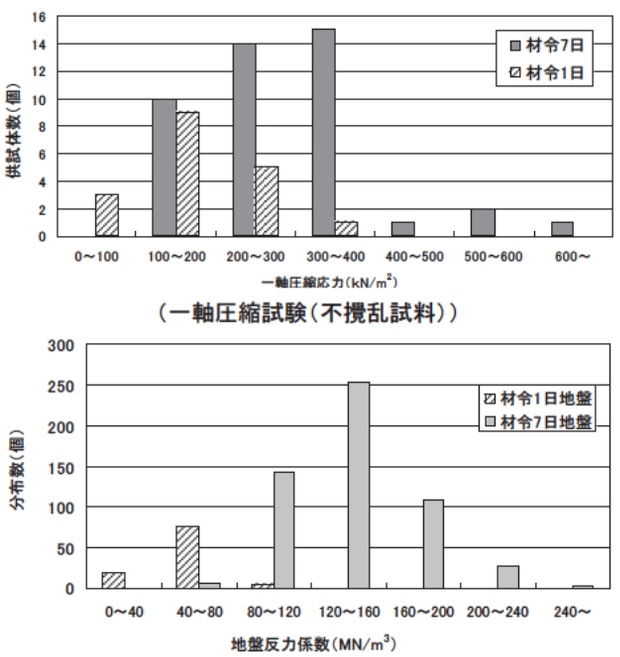


図-7　一軸圧縮試験と重錘落下試験の分布状況

そこで、横軸に試験値を、縦軸に確率密度関数を取ることで正規分布に基づく整理を行い、バラツキ状況の把握を行った。

図8-9に一軸圧縮強度と重錘落下試験値のバラツキ状況を、整理した結果を表-3に示す。

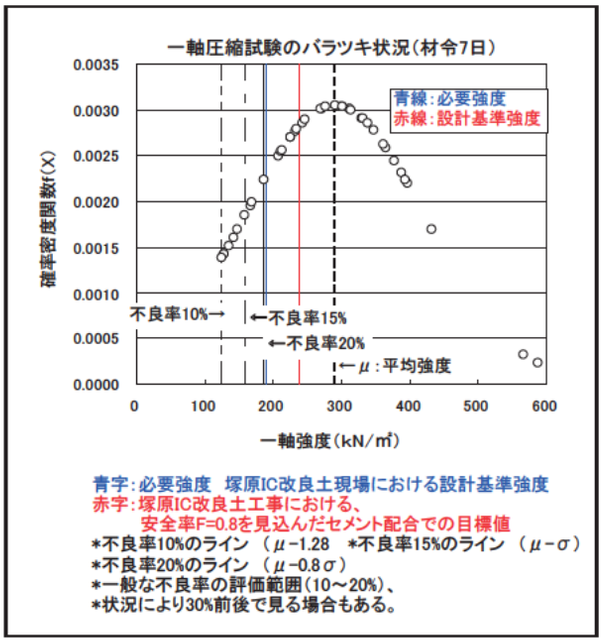


図-8 一軸圧縮試験（材令7日）のバラツキ状況

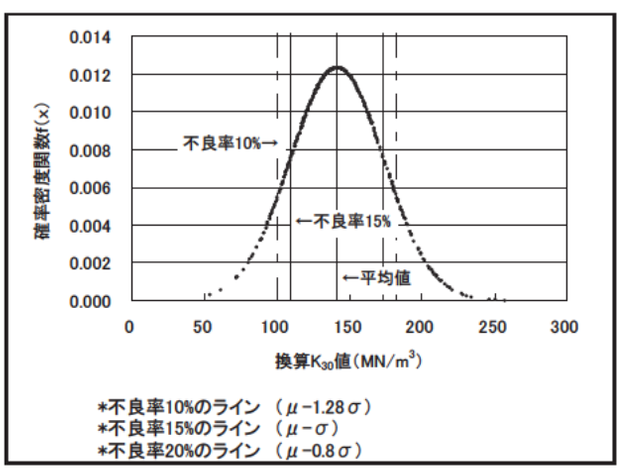


図-9 重錘落下試験（材令7日）のバラツキ状況

表-3 各試験のバラツキ状況のまとめ

項目	一軸圧縮試験(kN/m²)		重錘落下試験(MN/m³)	
	材令1日	材令7日	材令1日	材令7日
平均値:μ	176	291	53	141
標準偏差:σ	86	131	16	32
不良率20%:μ-0.8σ	107	186	40	116
不良率15%:μ-σ	90	160	37	109
不良率10%:μ-1.28σ	66	123	33	100
不良率20%の変動幅 (μ+0.8σ)/(μ-0.8σ)	2.3	2.1	1.6	1.4
不良率15%の変動幅 (μ+σ)/(μ-σ)	2.9	2.6	1.9	1.6
不良率10%の変動幅 (μ+1.28σ)/(μ-1.28σ)	4.3	3.7	2.3	1.8
変動係数:V: =(σ/μ)	0.49	0.45	0.31	0.23

これより、分かることを以下にまとめる。

・変動係数の値より、材令による強度のバラツキについて、大きな差を見ることはできなかった。

・一軸圧縮試験の材令1、7日ともに、不良率を約10%で評価する場合の強度のバラツキ幅は約4倍、15%では約2.5～3倍、20%では約2倍であった。不良率は通常10～20%（良品率80～90%）の範囲で評価・設定する[*1)]ため、経験則によるバラツキ幅（$F_c=0.3$[*2)]）は現状を反映した妥当な値であると考えることができる。

・重錘落下試験によるバラツキは、一軸圧縮試験よりかなり小さく、不良率約10%で約2倍、20%では約1.5倍であった。これは地盤剛性を直接計測しているため、一軸圧縮試験と異なり試料採取や整形に伴う実験誤差を排除できることが、理由として考えられる。

3.4 提案する品質管理方法の適用方針

今回の検討結果より、一軸圧縮試験と重錘落下試験には大きなバラツキの差が見られた。そのため重錘落下試験のバラツキを、そのまま地盤のバラツキとして評価する場合、設計基準強度が高い値となり、安全率を過剰に見ることが懸念される。そのため実際の使用においては、試験施工もしくは施工初期の段階で、一軸圧縮試験と重錘落下試験のバラツキ範囲を求め、補正を行う必要があるものと考えられる。(図-10、表-4)

$$F_c = (1 - m \times V_1) \times \overline{q_{uf}}$$
$$= (1 - m \times V_2 \times C) \times \overline{q_{uf}}$$

F_c :設計基準強度
$\overline{q_{uf}}$:現場平均一軸圧縮強さ
m:地盤改良強度のバラツキ
(一般値 m=1.3 不良率10%)
V_1 :一軸圧縮試験による変動係数
V_2 :重錘落下試験による変動係数
C :補正係数(V_1/V_2)

図-10 一軸圧縮と重錘落下試験値の補正

表-4 一軸圧縮と重錘落下試験値の補正結果

実施試験	材令	V:変動係数*1	Vを平均化	C:補正係数*2	備考
一軸圧縮	材令1日	0.49	0.47	1.75	C=0.47/0.27
	材令7日	0.45			
重錘落下	材令1日	0.31	0.27		
	材令7日	0.23			

実施試験	材令	平均値 μ(q_{uf}) kN/m²	不良率20% μ-0.8σ kN/m²	不良率15% μ-σ kN/m²	不良率10% μ-1.28σ kN/m²
一軸圧縮	材令1日	175.8	107.1	89.9	65.8
	材令7日	290.6	185.8	159.6	122.9
重錘落下	材令1日	175.8	109.74	93.23	70.10
	材令7日	290.6	181.4	154.1	115.9

*1 V=(標準偏差値)/(平均値) 太字:補正式による補正値
*2 C=(一軸のV)/(重錘落下のV)

4. まとめ

品質管理方法における検証を行った結果を以下にまとめる。

・一軸圧縮試験、重錘落下試験ともに材令の違いによる強度のバラツキは小さいことが分かった。
・重錘落下試験は一軸圧縮試験と比較して、試験誤差が小さい分バラツキが小さく、実際の使用では、一軸圧縮試験との間に補正を行う必要があることが分かった。
・今回の検証から、提案する品質管理方法の適用方針を以下に示す。
（1）平均強度把握のための一軸圧縮試験（不攪乱試料）の際、ある程度の供試体（目安10本以上）を取り、一軸圧縮試験での変動係数についても把握を行う。【施工初期】
（2）重錘落下試験を実施し、変動係数を把握する。【施工初期】
（3）一軸圧縮試験と重錘落下試験の値から補正係数を求め、以後の施工においては、少数の不攪乱試料による一軸圧縮試験と重錘落下により品質管理を行う。【施工全体】

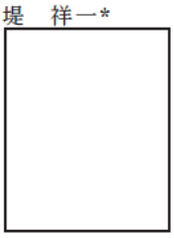
今回の試験より、提案する改良土の品質管理方法により、現場の設計基準強度に基づく品質管理が可能であることを、実際の現場にて確認することができた。今後は土や施工方法の異なる現場を対象としてデータのさらなる蓄積を行う予定である。

謝　辞

本実験を実施するにあたりご協力いただきました、沼津河川国道事務所、西松建設、㈱セロリ、セメント協会、並びに関係各者の皆様に深く感謝いたします。

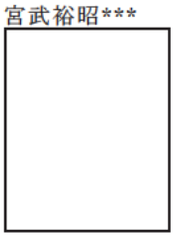
参考文献

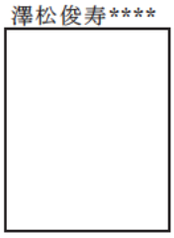
1）（財）日本建築センター：改訂版　建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針―セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-、pp. 198-226　2004
2）（社）セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版）、2003
3）堤　洋一、大下　武志：改良土の盛土工事における不攪乱試料並びに重錘落下試験による品質管理方法の検討、第63回土木学会年次講演会、2008（投稿中）
4）堤　洋一、大下　武志、宮武裕昭：改良土・浅層改良地盤の品質管理に関する試験的アプローチ、第62回土木学会年次講演会、3-374、2007
5）山下健太郎、片野　定男、極檀　邦夫、境　友昭：接触インピーダンス法によるセメント改良地盤の品質管理への適用、第62回土木学会年次講演会、6-207、2007
6）境　友昭、極檀　邦夫：重錘落下による地盤反力係数の測定、第41回地盤工学会研究発表会、No488、pp.975-976、2005
7）金子　治、伊勢本　昇昭：浅層混合処理工法の品質管理事例、第37回地盤工学研究発表会、No82、pp.161-162、2002

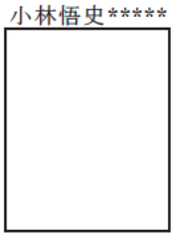
堤　洋一*

独立行政法人土木研究所つくば中央研究所技術推進本部施工技術チーム研究員
Shoichi TSUTSUMI

小橋秀俊**

独立行政法人土木研究所つくば中央研究所技術推進本部施工技術チーム主席研究員
Hidetoshi KOHASHI

宮武裕昭***

国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所長（前独立行政法人土木研究所技術推進本部施工技術チーム総括主任研究員）
Hiroaki MIYATAKE

澤松俊寿****

独立行政法人土木研究所つくば中央研究所技術推進本部施工技術チーム研究員
Toshikazu SAWAMATSU

小林悟史*****

岡三リビック株式会社技術部技術企画室（前独立行政法人土木研究所技術推進本部施工技術チーム交流研究員）
Satoshi KOBAYASHI

改良土・浅層改良地盤の品質管理に関する試験的アプローチ

独立行政法人土木研究所　　正会員　○堤　祥一　正会員　　大下　武志
宮武　裕昭

1. はじめに

近年、工事現場で大量に発生する建設発生土や不良土に対し、セメントで改良を行ない、従来の宅地・擁壁等の支持地盤としての利用に限らず、擁壁の裏込め土、管渠等の埋め戻し土として使用することが求められている。しかしながら、擁壁の裏込め土の品質管理項目や、施工管理手法について明らかでないのが現状である。そのため、改良土・浅層改良地盤の品質管理の方法について、施工時のバラツキも含めた試験的な試みを実施し、適切な施工方法、品質管理方法の提案を行う。

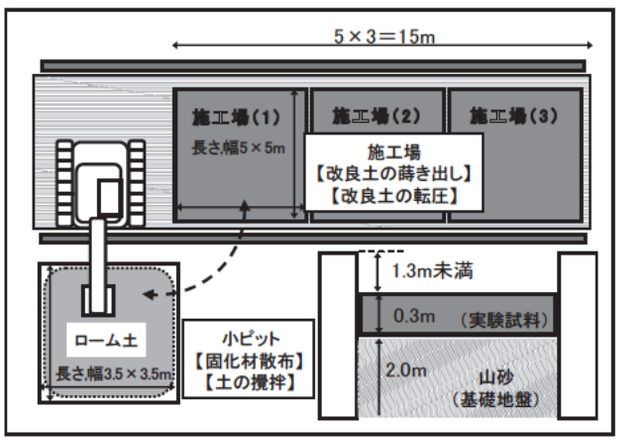


図１　実験の概要

2. 実験概要

実験の概要を図１に、ケースを表１に示す。施工(撹拌)方法により、改良土に生じる品質(発現強度)のバラツキを、重錘落下試験機、不撹乱試料採取ボーリング機を用いて、評価する形で実験を行った。改良地盤は 15cm 巻き出しでの２層仕上げにて、深さ 30cm の地盤の作成を行った。作業の流れとしては、①撹拌混合（小ピットに試料と所定量のセメントを投入し、試料のムラが無くなるまで（時間にして約 15～20 分）ＢＨ（通常/スケルトン/ロータリー）で撹拌を行う。　*耕うん機のケースでは、施工場にて直接掻き出し撹拌を行った。）②敷き均し・転圧（混合済みの試料を均一に敷き均し、１ｔ振動ローラにて５往復（最大締固め）で回数を規定して締固めを行った。）の順序で施工を行った。

表１　実験のケース

実験case	混合方法	土質の種類	セメント種類	混合量
Case1	通常BH(無処理)*1	関東ローム*7	高炉B種セメント*7	20% (乾燥重量比)
Case2	通常BH(前処理)*2			
Case3	スケルトンBH*3			
Case4	ロータリーBH*3			
Case5	耕うん機(スタビ)*5			

*　締固めについては、BHの往復回数で規定
*1　通常BHで大きな粒径を砕く処理を行わず、固化材散布、撹拌を行う
*2　通常BHで試料を敷き均し、大きな粒径を砕く処理の後、固化材散布、撹拌
*3　スケルトン(スリット付のバケット)を用いて撹拌混合を行う
*4　ロータリー付(回転羽根付のバケット)を用いて撹拌混合を行う
*5　スタビライザーの代用として、市販の耕うん機を用いる
*6　関東ロームは含水比:約70%程度で均質な試料を使用
*7　セメント種は土木分野で一般的な高炉B種セメントを使用した

3. 品質管理手法

改良土と浅層改良地盤の品質管理における問題として、室内突き固め試験と現場での密度の違いによる現場/室内強度比と、計測点が少ないため、混合の度合い等による強度のバラツキが不明瞭であることが上げられる。そこで本実験では、品質を管理する新たな手法として、前者に対しては不撹乱試料の採取が可能なコアボーリング機（図 2）を使用し、後者に対しては重錘落下試験機（図 3）により多点計測（キャリブレーションのため平板載荷試験も実施）を行うことで、改良土の品質の把握を行った。



図３　重錘落下試験機



図２　不撹乱試料採取機

重錘落下試験においては、各ケースで 20 点以上の計測点を採取し、不撹乱試料については、ＢＨ（前処理）のケースで８つ、スケルトンのケースで７つ採取し、一軸圧縮試験を行った。

キーワード：改良土、浅層改良、品質管理、重錘落下試験、不撹乱試料
連絡先：〒305-8516　茨城県つくば市南原 1-6　（独）土木研究所　施工技術チーム　Tel：029-879-6759

4. 試験結果

始めに、まず、重錘落下試験の値をケースごとに、X 軸を地盤反力、Y 軸を確立密度関数で示したものを図 4 に示す。これより、いえること以下にまとめる。

- ＢＨ処理ありのケースとスケルトンのケースは品質のバラツキが小さく、ともに大きな差は見られなかった。また、最大値と最小値の差は概ね 1.5 倍程度であった。
- ＢＨ処理なしと処理有りのケースにおいて、平均値に違いがあるものの、バラツキの程度としては差が小さい物と考えられる。また、平均値が若干異なる理由としては、施工した日時と施工者が異なることが主な要因であり、気温差や個人差の影響が合ったことが考えられる。
- ロータリーのケースと、耕うん機のケースにおいては、BH やスケルトンのケースと比較して、大きなバラツキが見られた（最大値と最小値の差は 2～3 倍程）主な理由としては、耕うん機、ロータリーＢＨともに攪拌翼の形状が、土を改良するのには適しておらず、単に土をかき乱す程度に終始していたことが考えられる。

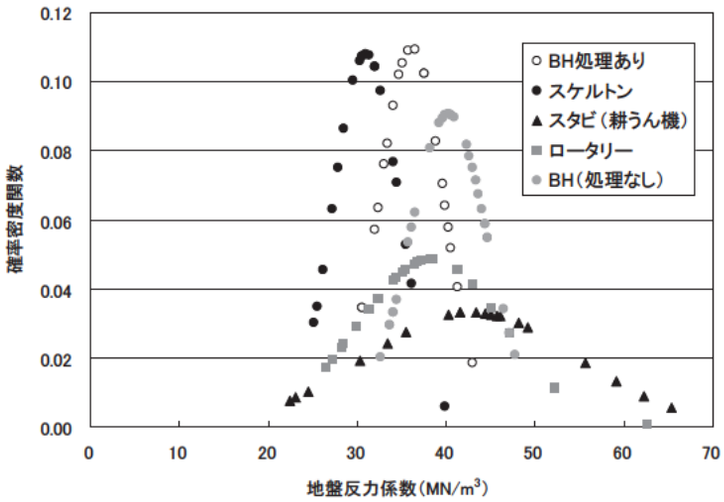


図 4　重錘落下試験による地盤のバラツキ状況

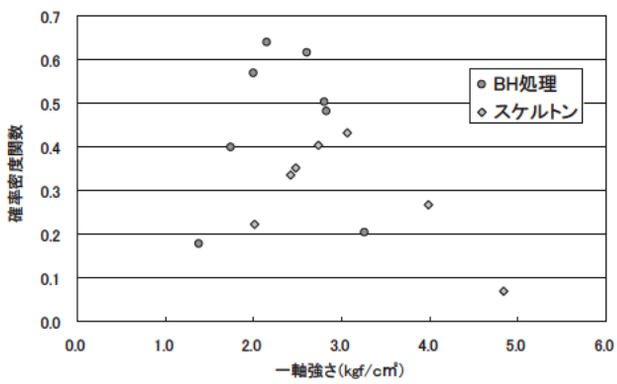


図 5　一軸圧縮強さのバラツキ状況

続いて、不攪乱試料の一軸圧縮試験の結果（一軸強さと変形係数のバラツキ）を図 5、6 に示す。これより、

- BH とスケルトンのバラツキについて、重錘落下試験の値との相関は今の所見ることはできない。しかしながら、その相関性の有無の判断については、より多くの供試体数を確保し、試験を行う必要があるものと考えられる。
- 一軸圧縮試験より計算した変形係数については、バラツキの度合いについて相関が見られる。本来、初期値を原点とすると、理屈としての相関はあるので、これを裏付けるものと考えられる。

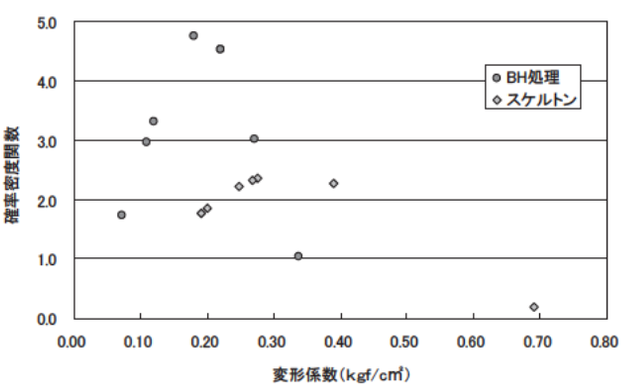


図 6　変形係数のバラツキ状況

5. まとめ

本試験における結果を以下にまとめる。

- 通常 BH による施工でも、充分な攪拌混合により品質の確保は充分可能であり、品質がうまく確保された場合のバラツキは 1.5 倍程度、充分な品質でない場合は 3 倍程度まで開くことが分かった。
- 浅層改良地盤の品質管理において、多点計測による重錘落下試験でバラツキ度合いを把握し、複数個の不攪乱供試体による一軸圧縮試験により、平均の設計強度を確認する手法が一有効な方法で有るものと考えられる。

参考文献

セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第３版）　（社）セメント協会
土質改良マニュアル　（社）北陸建設弘済会

改良土の盛土工事における不攪乱試料並びに重錘落下試験による品質管理方法の検討

独立行政法人土木研究所　　正会員　○堤　祥一　正会員　　大下　武志

1. はじめに

近年、大量に発生する建設発生土や不良土に対し、セメント改良を行なうことで、盛土や擁壁の裏込め土としての積極的な利用が求められている。しかしながら、現状の品質管理方法では、現場と室内試験との締固め密度の違いによる現場/室内強度比や、混合の度合いによる施工のバラツキを考慮できず、現場の改良土の品質を正確に把握できないことが問題となっている。（図 1）そこで、伊豆縦貫道の塚原 IC 建設工事における改良土盛土の現場を対象として、現場/室内強度比や施工のバラツキを考慮できる、新しい品質管理方法の提案並びに有効性の検討を行った。

現状の品質管理方法
①セメント撹拌した現場試料を採取
②モールド内での突固めにより供試体を作成
③一軸圧縮試験を実施
↓ しかしながら
問題点(1)現場/室内強度比が発生
問題点(2)混合の度合いによる施工のバラツキが発生
↓ そのため
現場の強度を正確に把握･評価できない
実態(1)大きな安全率を取り、施工を実施
実態(2)設計において土･改良土の粘着力は評価しない

図 1　現状の品質管理方法の問題点

2. 提案する品質管理方法

ここで提案する品質管理方法について説明を行う。まず不攪乱試料が採取可能なコアボーリング機（土木研究所にて開発）を用いて、不攪乱試料を採取・養生し、7 日後に一軸圧縮試験を行い、現場での改良土の強度の平均値を把握する。次に、重錘落下試験（改良地盤の剛性を計測）を実施し、現場における施工のバラツキを把握するものである。（図 2）これにより、現状の品質管理方法の問題点である、現場/室内強度比の影響を排除し、混合の度合いによる施工のバラツキを正確に把握することができるものと考えている。

提案する品質管理方法は
①不攪乱試料が採取可能なコアボーリング機を用いて不攪乱試料を採取
＊試料採取は巻きだし転圧後、速やかに実施(試料の不良率低下のため)
②養生7日後に一軸圧縮試験を実施
＊①、②により現場での強度(平均値)を把握
③現場地盤にて重錘落下試験を実施
＊③により施工のバラツキを把握する。
＊重錘落下試験は地盤が固化した材令1日以降に実施
＊剛性値との相関が必要な場合、校正のため平板載荷試験を実施

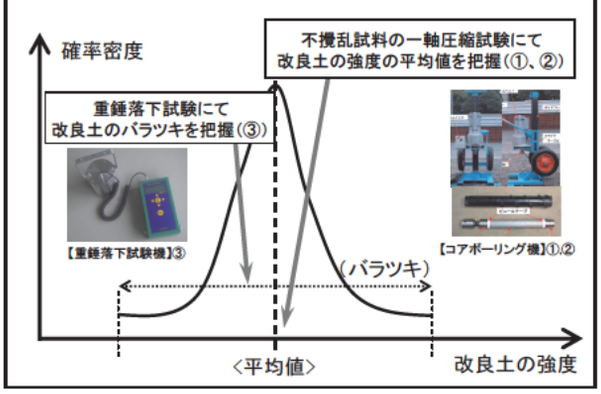


図 2　提案する品質管理方法の概要

3. 工事現場の概要

今回、品質管理方法の検討を行った伊豆縦貫道-塚原 IC 工事の概要を表 1 に、工事の様子を図 3 に示す。最大盛土高さ 40m、工事土量 33 万 m^3 の大規模な工事現場であり、主にロームを主体とした建設発生土に対し、プラント式の土質改良機によりセメント混合した後、1 層 30cm 厚にて巻き出し、転圧（湿地ブルトーザにて 5 回転圧-試験施工より規定）する形で施工が行われている。

表 1　伊豆縦貫道-塚原 IC 工事の概要

工事規模	最大盛土高さ	40m
	工事土量	33万/m^3
施工方法	巻き出し厚さ	30cm
	転圧回数	20tの湿地用ブルトーザにて、5回転圧
セメント混合	使用セメント	特殊土用 セメント系固化材
	セメント添加量	180～220kg/m^3
	混合方法	連続機械混合式土質改良工法
現場土質	関東ローム	粒度0.075mm未満…83.0% 自然含水比…149～184%
	火山灰質粘性土	粒度0.075mm未満…55.3% 自然含水比…73～171%
	箱根軽石堆積物	粒度0.075mm未満…91.9% 自然含水比…43～123%



図 3　伊豆縦貫道-塚原 IC の工事の様子

4. 実験の概要

今回実施した試験ケースと試験数を表 2 に示す。ともに材令 1、7 日強度を対象に、不攪乱試料による一軸圧縮試験、重錘落下試験を実施した。また、重錘落下試験の値の校正と、重錘落下試験機の地盤剛性の精度を確認するために、別途平板載荷試験を実施した。

5. 試験結果と分析

まず、材令 1,7 日強度における一軸圧縮試験値と重錘落下試験

キーワード：改良土、品質管理、重錘落下試験、不攪乱試料
連絡先：〒305-8516　茨城県つくば市南原 1-6　（独）土木研究所　施工技術チーム　Tel：029-879-6759

値の分布を図 4 に示す。これより両試験ともに、ピークとなる領域を有しており、正規分布に従うものと判断できる。そこで、横軸に試験値を、縦軸に確率密度関数を取ることで正規分布に基づく整理を行い、バラツキ状況の把握を行った。図 5 と表 3 に一軸圧縮強度と重錘落下試験値のバラツキ状況を示す。これより、分かることを以下にまとめる。

・変動係数の値より、材令による強度のバラツキについては、大きな差を見ることはできなかった。

・一軸圧縮試験の材令 1,7 日ともに、不良率を約 10%で評価する場合の強度のバラツキ幅は約 4 倍、15%では約 2.5～3 倍、20%では約 2 倍であった。不良率は通常 10～20%（良品率 80～90%）の範囲で評価・設定する[*1)] ため、経験則によるバラツキ幅（$F_c=0.3$[*2)]）は現状を反映した妥当な値であると考えることができる。

・重錘落下試験によるバラツキは、一軸圧縮試験よりかなり小さく、不良率約 10%で約 2 倍、20%では約 1.5 倍であった。これは地盤剛性を直接計測しているため、一軸圧縮試験と異なり試料採取や整形に伴う実験誤差を排除できることが、理由として考えられる。

表 2　試験ケースと試験数

試験項目	材令	試験数
一軸圧縮試験（不撹乱試料）	1日強度	18
	7日強度	43
重錘落下試験	1日強度	100
	7日強度	542
平板載荷試験*	1日強度	1
	7日強度	1

*平板載荷試験は重錘落下試験の校正値取得を目的として実施

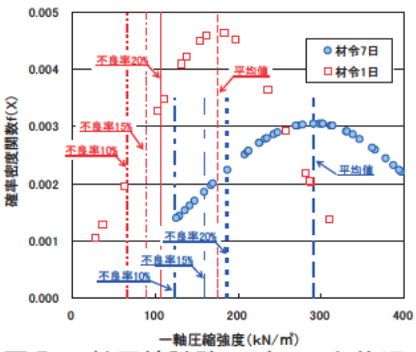


図 5 一軸圧縮試験のバラツキ状況

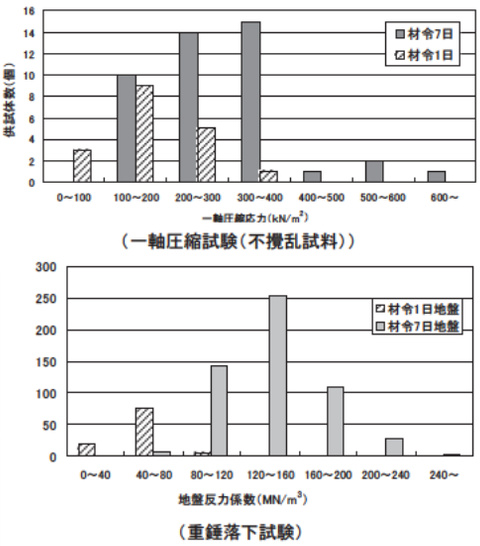


図 4 一軸圧縮試験，重錘落下試験の分布

表 3　各試験のバラツキ状況のまとめ

項目	記号	一軸圧縮試験(kN/m²)		重錘落下試験(MN/m³)	
		材令1日	材令7日	材令1日	材令7日
平均値	μ	176	291	53	141
標準偏差	σ	86	131	16	32
不良率20%の境界値	$\mu-0.8\sigma$	107	186	40	116
不良率15%の境界値	$\mu-\sigma$	90	160	37	109
不良率10%の境界値	$\mu-1.28\sigma$	66	123	33	100
不良率20%の変動幅	$(\mu+0.8\sigma)/(\mu-0.8\sigma)$	2.3	2.1	1.6	1.4
不良率15%の変動幅	$(\mu+\sigma)/(\mu-\sigma)$	2.9	2.6	1.9	1.6
不良率10%の変動幅	$(\mu+1.28\sigma)/(\mu-1.28\sigma)$	4.3	3.7	2.3	1.8
変動係数	$V:(\sigma/\mu)$	0.49	0.45	0.31	0.23

$$F_c = (1 - m \times V_1) \times \overline{q_{uf}}$$
$$= (1 - m \times V_2 \times C) \times \overline{q_{uf}}$$

F_c : 設計基準強度
$\overline{q_{uf}}$: 現場平均一軸圧縮強さ
m : 地盤改良強度のバラツキ
（一般値　m＝1.3　不良率10%）
V_1 : 一軸圧縮試験による変動係数
V_2 : 重錘落下試験による変動係数
C : 補正係数(V_1/V_2)

図 6　一軸圧縮と重錘落下試験値の補正

表 4　一軸圧縮と重錘落下試験値の補正結果

実施試験	材令	V:変動係数*1	Vを平均化	C:補正係数*2	備考
一軸圧縮	材令1日	0.49	0.47	1.75	C=0.47/0.27
	材令7日	0.45			
重錘落下	材令1日	0.31	0.27		
	材令7日	0.23			

実施試験	材令	平均値 μ (q_{uf}) kN/m²	不良率20% $\mu-0.8\sigma$ kN/m²	不良率15% $\mu-\sigma$ kN/m²	不良率10% $\mu-1.28\sigma$ kN/m²
一軸圧縮	材令1日	175.8	107.1	89.9	65.8
	材令7日	290.6	185.8	159.6	122.9
重錘落下	材令1日	175.8	**109.74**	**93.23**	**70.10**
	材令7日	290.6	**181.4**	**154.1**	**115.9**

*1 V=(標準偏差値)/(平均値)　　太字:補正式による補正値
*2 C=(一軸のV)/(重錘落下のV)

6. 提案する品質管理方法の適用方針

今回の検討結果より、一軸圧縮試験と重錘落下試験には大きなバラツキの差が見られた。そのため重錘落下試験のバラツキを、そのまま地盤のバラツキとして評価する場合、設計基準強度が高い値となり、安全率を過剰に見ることが懸念される。そのため実際の使用においては、試験施工もしくは施工初期の段階で、一軸圧縮試験と重錘落下試験のバラツキ範囲を求め、補正を行う必要があるものと考えられる。（図 6　表 4）

7．まとめ

本試験における結果を以下にまとめる。

・ 一軸圧縮試験、重錘落下試験ともに材令の違いによる強度のバラツキは小さいことが分かった。

・ 重錘落下試験は一軸圧縮試験と比較して、試験誤差が小さい分バラツキが小さく、実際の使用では、一軸圧縮試験との間に補正を行う必要があることが分かった。

謝辞　本実験を実施するにあたりご協力いただきました、沼津河川国道事務所様、西松建設様、セロリ様並びに関係各者様に深く感謝いたします。

参考文献　*1）建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針（改訂版）　（財）日本建築センター
*2）セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第３版）　（社）セメント協会

セメント改良土の定着力評価のためのアンカープレート引抜き遠心模型実験

ソイルセメント　引抜き試験　模型実験

独立行政法人土木研究所　　正会員　○堤　祥一
独立行政法人土木研究所　　大下　武志

1．はじめに

擁壁・橋台の裏込め部に用いられる土は、排水性の良好な土であることが前提となっているものの、排水性や強度等の問題から、不良土として処分されている建設発生土に対し、セメント混合による改良を行ない、不良土の利用や擁壁背面部への作用土圧の低減を企図した設計を行うことで、建設コストの縮減や建設発生土の減少による環境への配慮が求められている。しかしながら、セメント改良土を裏込め土として利用する際、通常の擁壁・橋台の設計にて用いられるクーロン式は、ブロック体として挙動するセメント改良土に適用することは理論的に難しく、また実務においても、安全を見て土の粘着力は設計に見込んでいないのが現状である。そのため改良土の定着力（固結力）を評価する設計法が求められている。

そこで、改良土の定着力を設計に組み込むことができる補強材として、アンカープレートに注目し、セメント改良土を裏込め材として使用することを企図して、セメント改良土の定着力を評価するためのアンカープレート引抜き遠心模型実験を行った。

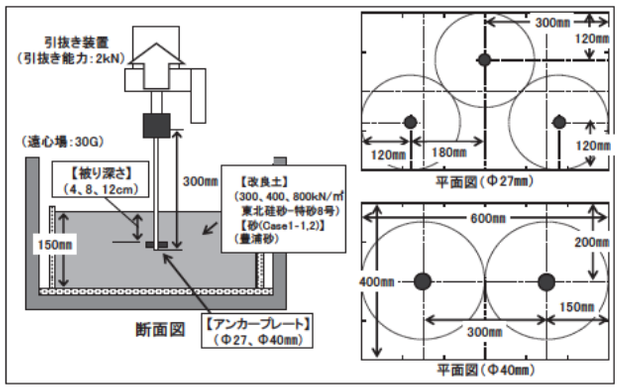


図１　実験の概要

表１　実験のケース

Case	改良土強度 (kN/㎡)	アンカー径 (mm)	被り深さ (cm)	備考
Case1-1	-	27.0	8.0	砂（豊浦砂）-Φ27
Case1-2	-	40.0	8.0	砂（豊浦砂）-Φ27
Case2-1	400.0	27.0	4.0	被り（小）-強度（中）
Case2-2	400.0	27.0	8.0	被り（中）-強度（中）
Case2-3	400.0	27.0	12.0	被り（大）-強度（中）
Case3-1	800.0	27.0	4.0	被り（小）-強度（大）
Case3-2	800.0	27.0	8.0	被り（中）-強度（大）
Case4-1	300.0	27.0	4.0	被り（小）-強度（小）
Case4-2	300.0	27.0	8.0	被り（中）-強度（小）
Case4-3	300.0	27.0	12.0	被り（大）-強度（小）
Case5-1	400.0	40.0	4.0	被り（小）-強度（中）
Case5-2	400.0	40.0	8.0	被り（中）-強度（中）
Case6-1	800.0	40.0	4.0	被り（小）-強度（大）
Case6-2	800.0	40.0	8.0	被り（中）-強度（大）
Case7-1	300.0	40.0	4.0	被り（小）-強度（小）
Case7-2	300.0	40.0	8.0	被り（中）-強度（小）

＊Case3-3は実施したものの、引抜き装置の能力を越えたため、降伏前に停止
＊遠心G：30G
＊砂（豊浦砂）は乾燥状態、密度は1.58
＊セメントは早強セメントを使用
＊数字は模型寸法
＊改良土の乾燥密度は1.36
＊引抜き速度は0.05mm/sec

2．実験概要

図１に実験の概要図を示す。改良土の定着力がアンカープレートの引抜き強度に与える影響を評価するために、改良土の被り深さ（4、8、12cm）、改良土の強度（300、400、800 kN/㎡）、アンカープレート（円形）の径（Φ27、40 mm）をパラメータとして、遠心 30G 場にて引抜き試験を行った。実験ケースを表１に示す。砂の地盤のケース（Case1-1、1-2）では豊浦砂を用い、改良土の地盤では強度のバラツキを低減するために粒径の小さい東北硅砂（特砂８号）を用いた。Φ27 のケースは１回の改良土地盤で３ケースずつ、Φ40 のケースは２ケースずつ、できるだけ距離を離す形でアンカープレートの配置を行った。

3．実験の様子

3-1．アンカープレート引抜きの影響範囲

引抜き試験後の供試体の引抜き状態と試験後の亀裂の発生状況を図２に示す。これより、アンカープレートの引抜き破壊は従来言われている荷重分散の分散を考えないパンチング破壊ではなく、荷重伝達は通常の砂と同様に拡散することが分かる。また、荷重伝達の角度は砂の内部摩擦角と同様の約 35° 程度であるものと考えられる。

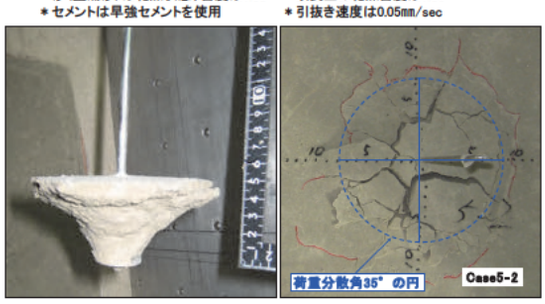


図２　引抜き試験後の供試体の状態と亀裂の発生状況

3-2．実験結果

続いて、ひずみと引抜き荷重（実大換算）の関係を被り深さ（4cm、8cm）、アンカー径（Φ27 mm、Φ40 mm）、改良体の強度（400 kN/㎡、800 kN/㎡）ごとに比較した結果を図３、４に示す。これより、言える事を以下にまとめる。

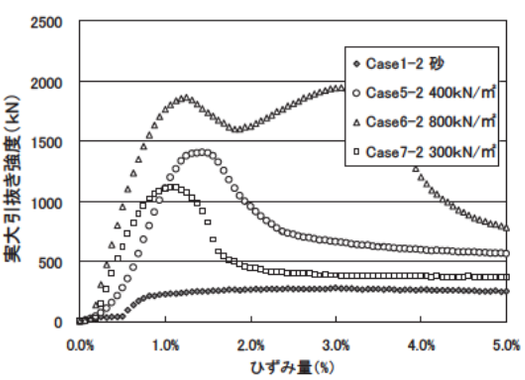


図３　ひずみ-引抜き強度の関係（被り 8cm - Φ40）

・ひずみ－荷重曲線は一軸圧縮試験と同様な分布を示し、砂以外のどのケースにおいてもひずみ量が約１～1.5%程度の範囲で降伏荷重に

The pulling resistance test of anchor plate for cement soil by centrifuge experiment.

TSUTSUMI Shoichi, OSHITA Takeshi

到達しており、通常の一軸圧縮試験での降伏ひずみ量に近いこと。

・また、ひずみ量が 5%まで行くと、セメント固化による定着力は大幅に低下していること。

・改良土の強度、被り深さともにが大きくなるにつれ、荷重−ひずみの線形も大きくなる傾向があるが、被り深さが荷重の立ち上がりに与える影響が大きいこと。

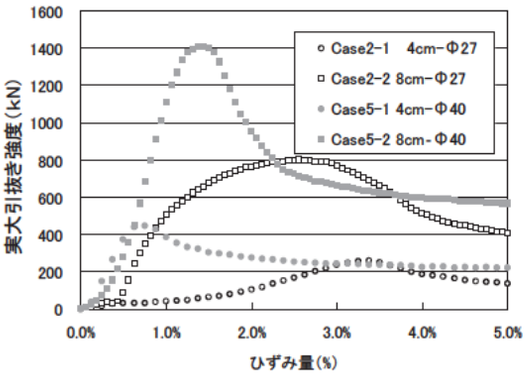


図 4　ひずみ−引抜き強度の関係
(400 kN/m²被り 4、8cm−Φ27、40)

4. 設計モデルの提案と実験値との比較

4-1. 設計モデルの提案

今回の実験結果を受けて、アンカープレートの径から円錐状に荷重の伝達が発生し、円錐の側面積部において、改良土が引張破壊を起す形を想定した設計モデルの提案を行う。提案する設計モデルと提案する設計式を図 5 に示す。なお、設計値の試算に当たっては、荷重伝達の分散角は一般的な砂で用いられる 35° を用いた。

4-2. 実験値との比較

提案した設計式による設計値と実験値との計算結果と比較結果を表 2 と図 6 に示す。これより、設計値と実験値との間にはかなり良い整合が得られている。これは、改良土は通常の砂と異なり、粒子のせん断による滑りではなく、荷重伝達の分散を考慮した円錐の側面部において、セメントによる固結が切れる形での引張破壊が作用しているものと考えられる。

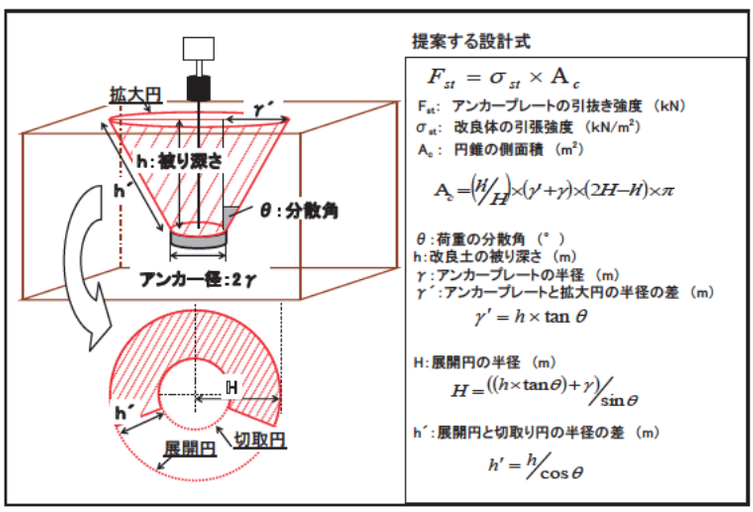


図 5　提案する設計モデルと設計式

表 2　設計値と実験値の結果

実験Case	試算条件						降伏荷重の比較	
	アンカー径 cm	荷重分散角 °	被り深さ m	側面積 m²	改良強度 kN/m²	引張強度 kN/m²	設計値*1 kN	実験値 kN
Case2-1	81	35	1.2	7.59	400	40	304	260
Case2-2			2.4	22.92			917	799
Case2-3			3.6	45.99			1839	1549
Case3-1			1.2	7.59	800	80	608	837
Case3-2			2.4	22.92			1834	1996
Case4-1			1.2	7.59	300	30	228	180
Case4-2			2.4	22.92			688	647
Case4-3			3.6	45.99			1380	1347
Case5-1	120		1.2	9.39	400	40	376	445
Case5-2			2.4	26.51			1061	1405
Case6-1			1.2	9.39	800	80	751	371
Case6-2			2.4	26.51			2121	1866
Case7-1			1.2	9.39	300	30	282	184
Case7-2			2.4	26.51			795	1113

＊3-3は降伏荷重に到達せず、(許容量オーバー)
数字は全て実大換算
*1　設計値＝側面積×引張強度

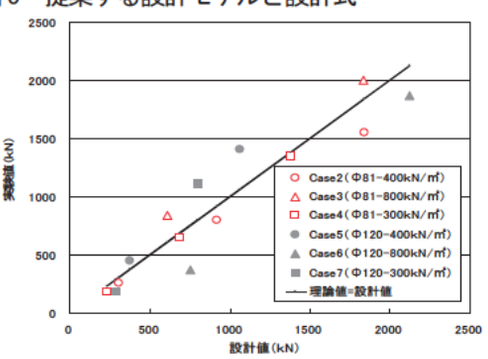


図 6　設計値と実験値の比較結果

5. まとめ

今回の実験で分かったことを以下にまとめる。

- ひずみ−荷重曲線は一軸圧縮試験と同様な分布を示し、砂を除いたどのケースにおいてもひずみ量が約 1〜1.5%程度の範囲で降伏荷重に到達し、ひずみ量が 5%まで行くと、セメント固化による定着力は大幅に低下していること。
- 設計モデルの検討結果と実験によるひび割れ範囲により検討した結果、改良土の荷重伝達の分散角は、一般の砂の内部摩擦角と同じ約 35° 程度であること。
- 設計モデルと実験値との比較より、荷重の伝達を想定した円錐の側面積に、引張破壊が作用するものとして求めた設計値と、実験による降伏荷重値との間に良い整合が得られること。
- これより改良土は通常の砂と異なり、せん断による滑りではなく、荷重の伝達域と非伝達域との間でセメントの結合が切れて剥離する現象が起きているものと考えられること。

【参考文献】

1) 補強土壁工法のアンカープレート引抜き抵抗メカニズムに関する実験的検討　2001 年　土木研究所資料第 3812 号

2) 多数アンカー式補強土壁工法　設計・施工マニュアル　第 3 版　2002 年　(財) 土木研究センター

セメント改良土中における補強材の引抜き特性

補強材　引抜き試験　セメント改良土

（独）土木研究所　正会員　○澤松 俊寿
国土交通省沼津河川国道事務所　宮武 裕昭
（独）土木研究所　正会員　小橋 秀俊
（独）土木研究所　藪 雅行
（独）土木研究所　正会員　林 豪人

１．はじめに

近年、コンクリート擁壁の代替として補強土壁[1)]が適用されることがある。補強土壁は、砂質土において実績を重ねてきた工法であるが、現地発生土の有効利用の観点から現地発生土にセメント等による改良を施すなどして適用されるケースがある。しかしながら、改良土中における補強材の引抜き特性、特に長期的な挙動については未解明な部分が多い。本研究では、補強土壁へのセメント改良土の適用性を把握するために、補強材の引抜き試験装置を用いて多様な条件の下で摩擦系の補強材である帯鋼とジオグリッドの引抜き試験を実施し、多サイクル載荷の影響、引抜き中における浸水の影響について検討した。

２．引抜き試験方法

図1に引抜き試験装置を示す。引抜き試験装置は土槽、引抜きのための加力装置スクリュージャッキから構成されており、土槽の上蓋に設置されたエアバックを用いて空気圧により最大120kPaの上載圧を載荷することができる。土槽の内寸は横1000mm、奥行き600mm、高さ400mmである。土槽の壁面付近においては、壁面と地盤との摩擦により上載圧が十分に伝達しづらいため、壁面摩擦の影響を受けにくい領域において試験を実施するために、図1に示すように土槽内に鋼製のカバーを設置している。

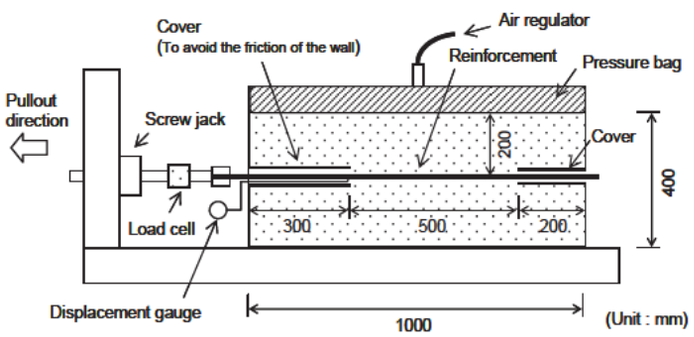


図1　引抜き試験装置

地盤材料には含水比を80%に調整した関東ロームおよびセメント改良した関東ロームを用いた。表1に関東ロームの特性を示す。補強材にはジオグリッドとリブ付きの帯鋼の2種類を用いた。補強材の土槽奥行き方向の寸法については、ジオグリッドは300mm、帯鋼は60mmとした。固化材には早強セメントを用い、セメントの添加量は湿潤状態の土1m^{3}あたり100kgとした。

表1　関東ロームの特性

土粒子密度 ρ_s	2.784 g/cm^3
細粒分含有率 Fc	93 %
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	0.747 g/cm^3
最適含水比 w_{opt}	81.2 %
せん断抵抗角 ϕ_{cu}	18.8°
粘着力c_{cu}	17.3 kN/m^2

引抜き試験は次のような手順で行なった。引抜き試験装置の土槽内において、締固め度D_cが85%になるように仕上がり厚さを50mmで管理しながらタンパーで締め固めて地盤を作製した。地盤の作製中に、所定の位置に補強材およびカバーを設置し、補強材と加力装置を連結した。なお、地盤材料としてセメント改良した関東ロームを用いる場合には、締め固めを行なう前に小型バックホウにより土とセメントを十分に混合した。その後、土槽に上蓋を設置して所定の上載圧を載荷し、加力装置により補強材を引き抜いた。荷重計および変位計により補強材の引抜き荷重および引抜き変位を測定した。引抜きは変位制御で載荷速さは1mm/minである。引抜きの載荷パターンは、単調載荷と多サ

表2　引抜き試験ケース

	補強材	地盤材料	上載圧σ_v (kN/m^2)	載荷パターン	地盤内への加水
Case1	ジオグリッド	関東ローム	40	単調	－
Case2				多サイクル	－
Case3		改良ローム注1)		単調	－
Case4				多サイクル	－
Case5				多サイクル	2サイクル目終了後
Case6	帯鋼		20	多サイクル	1サイクル目終了後

注1）セメント改良した関東ローム

Pullout Characteristics of Reinforcement in Cement-treated Soil

Toshikazu SAWAMATSU, Hiroaki MIYATAKE
Hidetoshi KOHASHI, Masayuki YABU
and Taketo HAYASHI
Public Works Research Institute

イクル載荷の2種類とした。引抜き中における浸水の影響について検討するためのケースでは、引抜きの途中において引抜き荷重、上載圧を除荷した後に、土槽の上蓋を取り外して地表面から土槽容積の半分程度の水を浸透させ、再度、上蓋の設置、上載圧の載荷、引抜きを行なった。なお、本引抜き試験装置の土槽は完全な水密性は有しておらず、地表面から浸透させた水が補強材位置における土槽の開口部から浸出したことを確認して、その後の引抜きを実施した。

３．引抜き試験結果

図2にCase1からCase4までの荷重－変位関係を示す。改良した場合のほうが改良しない場合と比較して最大荷重が大きく、また改良した場合ではより明瞭なピークを有する形状になっている。引抜き変位量が大きな範囲では、改良の有無によらず同程度の引抜き荷重となっていることがわかる。これは、改良に伴う土粒子間の固結により、引抜きの初期においては大きな引抜き抵抗が発揮されるが、引抜き変位量が大きくなると補強材周辺の地盤のせん断変形に伴い土粒子間の固結が消失し、改良していない場合と同様な地盤の状態に至ったためであると考えられる。

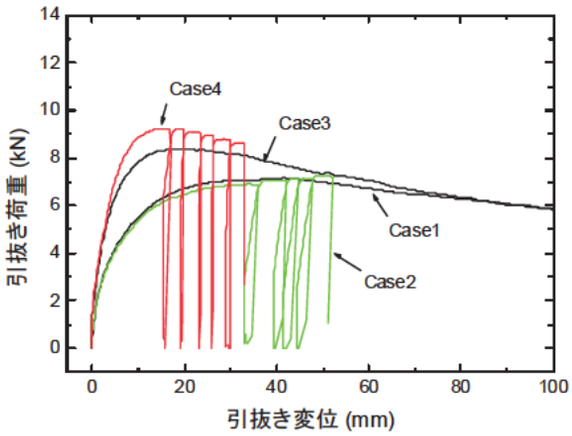


図2　セメント改良、多サイクル載荷の影響

また改良の有無に関わらず単調載荷と多サイクル載荷では、同様な形状の荷重－変位関係を示すことがわかる。

図3にCase3、Case4およびCase5の荷重－変位関係を示す。Case5では２サイクル目の引抜き終了後に地盤内に水を浸透させている。同図より、加水後である３サイクル目以降の各サイクルの最大引き抜き荷重が加水前と比較して減少していることが分かる。地盤材料に用いた関東ロームは、一般に、含水量が大きくなるに伴い強度が低下する土質材料である。前述のように、補強材の引抜き時には補強材周辺の地盤の土粒子間の固結が消失し、改良していない場合と同様な地盤の状態に至ると考えられる。このような状態における浸水により地盤強度が低下したことに伴い、引抜き荷重が減少したと考えられる。なお、引抜き中の加水にあたっては一時的に上載圧を除荷していることから、この影響について検討するために、Case4の５サイクル終了時に一時的に上載圧を除荷した後に、再度、上載圧を載荷し引抜きを行なったが、６サイクル目の最大引抜き荷重は、５サイクル目の最大引抜き荷重と同程度であった。このことから、一時的な上載圧の除荷は、補強材の引抜き挙動に影響していないと考えられる。

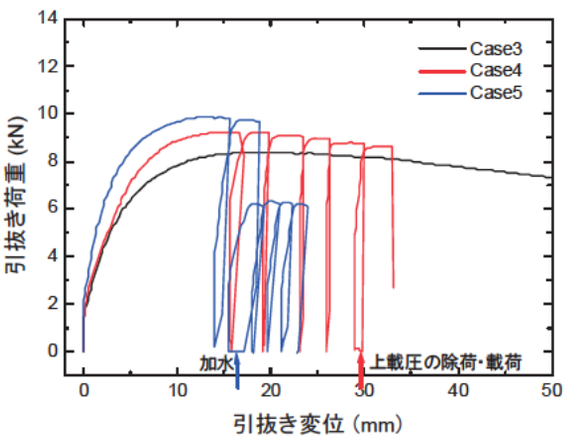


図3　引抜き中における加水の影響
（ジオグリッド）

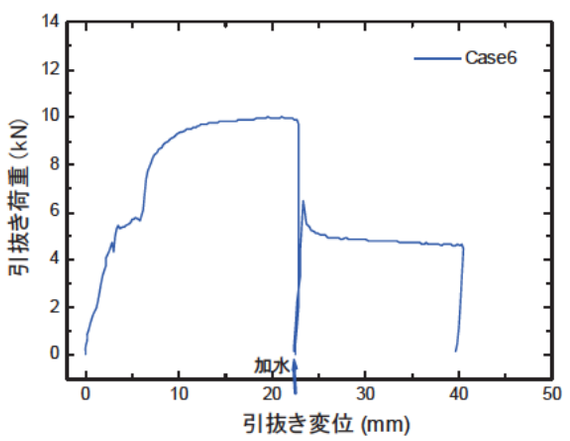


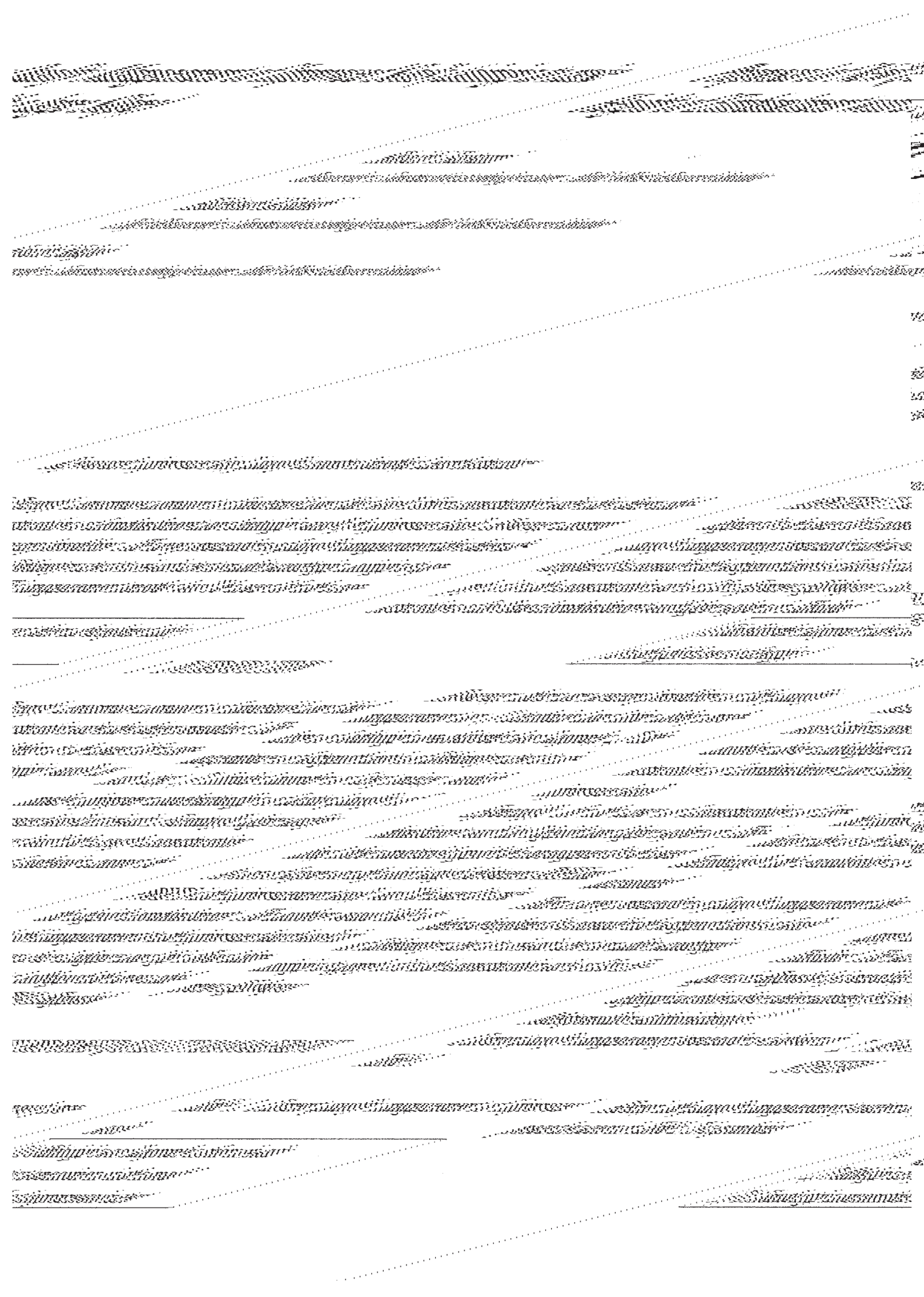
図4　引抜き中における加水の影響（帯鋼）

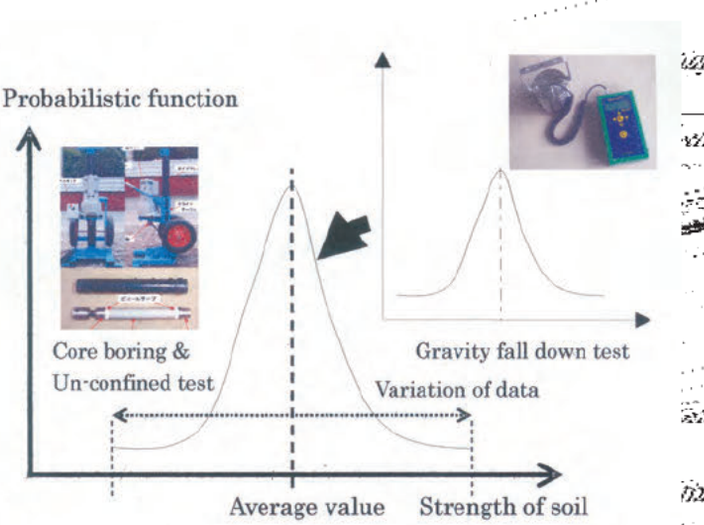
図4にCase6の荷重－変位関係を示す。１サイクル目の引抜き終了後に地盤内に水を浸透させているが、Case5のジオグリッドの場合と同様に、帯鋼においても加水後である２サイクル目の最大引き抜き荷重が加水前と比較して減少している。

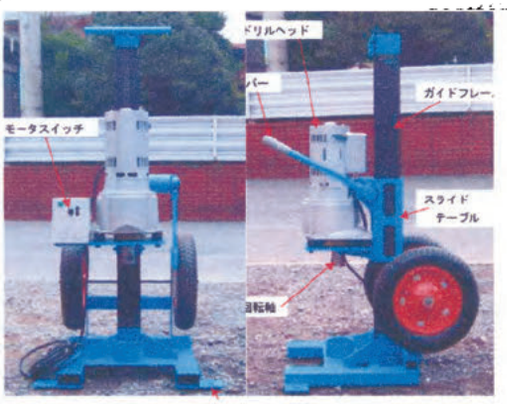
４．結論

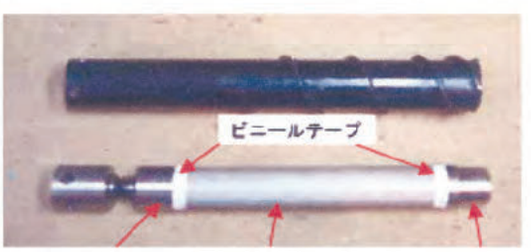
セメント改良土中における補強材の引抜き試験を実施した結果、引抜き中に地盤に浸水することにより引抜き抵抗力が低下する場合があることが分かった。このことは、補強土壁の長期的な安定性の観点から、セメント改良土の使用については、浸水等による強度への経年的な影響に着目することの必要性を示唆するとともに、改めて入念な排水の重要性を示すものである。

参考文献1)社団法人日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，pp.132-149，1999.3




Probabilistic function
Core boring &
Un-confined test
Gravity fall down test
Variation of data
Average value
Strength of soil


ドリルヘッド
ガイドフレー
モータスイッチ
スライド
テーブル


ビニールテープ



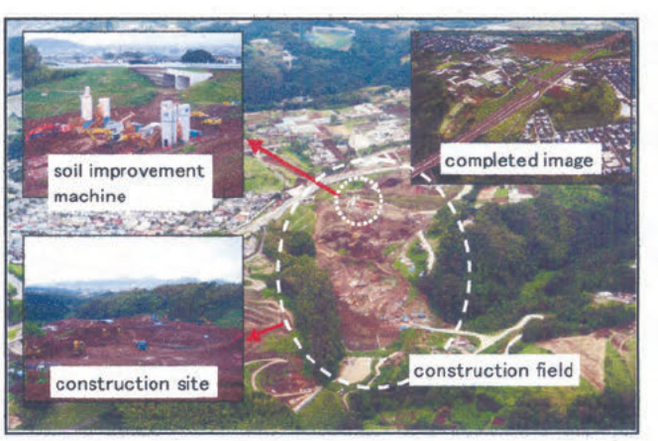

soil improvement
machine
completed image
construction site
construction field

Table 3. Abstract of Tsukahara IC, Izu Express Highways

Embank-ment	Maximum height	40m
	Volume of soils	330,000m^3
Construc-tion me-thod	Splendid thickness	30cm
	Number of compactions	5timescompression with bulldozer weighting 20tons
Cement	Type of cement	Cement for local soils
	Volume of cement	180 to 220 kg/m^3
	Mixing method	Mechanical soil mixing machine
In-situ soils	Aitaka loam	83% particles less than 75μ
		W_n=43-123%
	Volcanic clay	55.3%particles less than 75μ
		W_n=43-123%
	Hakone light	91.9% particles less than 75μ
		W_n=43-123%

3.2 Abstract of series of test

All tests are listed in Table 4. Unconfined test and gravity fall down test were conducted one day old and seven days old sample. As these results, a re-bound factor of gravity fall down test to convert to unconfined strength was obtained. Plate loading test was conducted to verify the accuracy of stiffness of soils.

Table 4. List of all tests

Test	Oldness	Number of tests
Unconfined test	1 day old	18
	7 days old	43
Gravity fall down test	1 day old	100
	7 days old	542
Plate loading test*	1 day old	1
	7 days old	1

Notice: Conducting for plate loading test to obtain the factor gravity fall down test

3.3 Analyses of test results

Analyses of test results are form several points as follows. Fig 5 shows the results of un-confined tests for 1 day and seven days old specimen. From these, normal distribution can be observed.

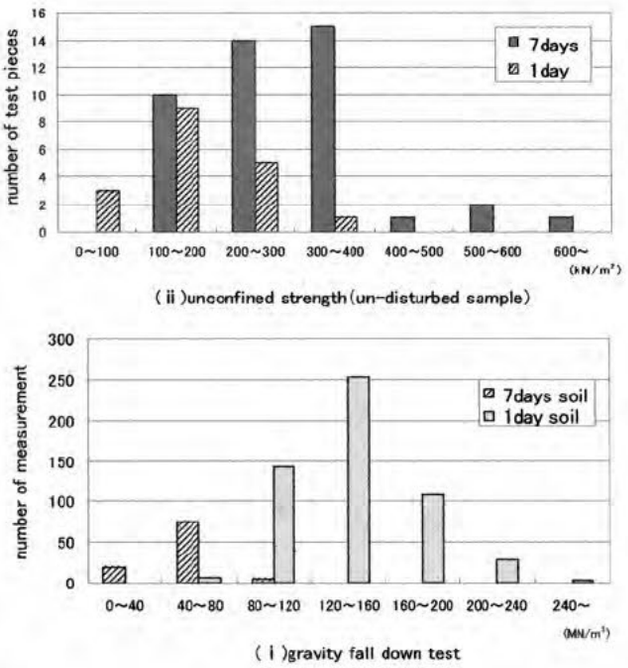


Fig 5. Distribution of results of Unconfined and Gravity fall down tests

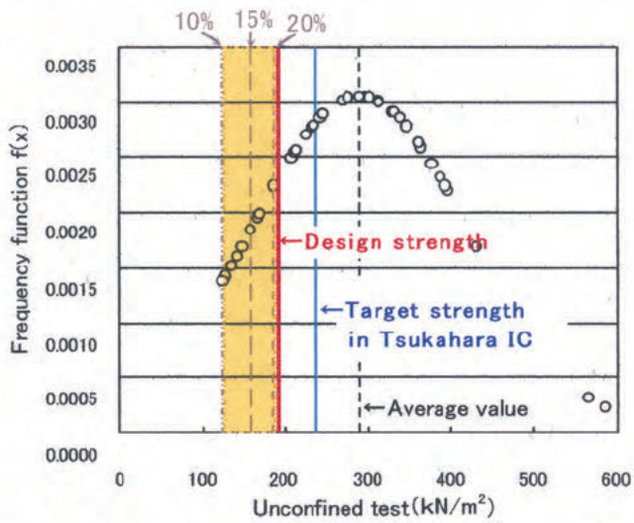


Fig 6. Scattering of unconfined test (7 days old)

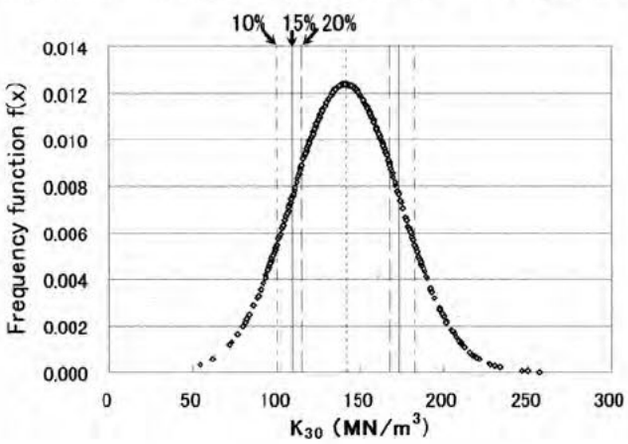


Fig 7. Gravity fall down test (7 days old specimen)

Table 5. The scattering of data

		Unconfined test		Gravity fall down test	
		One day old	Seven days old	One day old	Seven days old
Average value:μ		176	291	53	141
Standard deviation :σ		86	131	16	32
Value of percent defective	10%	66	123	33	100
	15%	90	160	37	109
	20%	107	186	42	116
Variation of range	10%	4.3	3.7	2.3	1.8
	15%	2.9	2.6	1.9	1.6
	20%	2.3	2.1	1.6	1.4
coefficient of variance		0.49	0.45	0.31	0.23

The concluding remarks developed from the above study are as below.

- The coefficient of variation using one day old specimen is different from that using 7 days old specimen.
- In one day old and seven days old unconfined strength, the scattering is 4 times for 10 % NG data, 2.5 to 3 times for 15 % NG data, 3 times for 20 % NG data. Normally NG data is set to be 10 ~20 % (Good data is 80~90%)[7]. The 10% is for material easily to be mixed and the 20% is for material not easily to be mixed. So, this result coincides the experimental value of safety factor F_s=0.3[8] for data variation.
- Gravity fall down test shows the smaller scattering data than unconfined test. The variation times of data is 2 and 1.5 in assuming 10% and 20% NG data. This reason is why stiffness of soils could be directly measured to exclude the several errors in laboratory tests.

3.4 Future application of new quality management

From the above analytical results, it was found that there is a big difference of scattering of data between unconfined test and gravity fall down test. Therefore, it is afraid that design criteria will increase because the scattering of data obtained by gravity fall down test is too high safety. To avoid this mistake, at the early stage of trial construction and real construction, unconfined test and gravity fall down test, test result must be corrected by considering the scattering of data seen in Table 6.

$$F_c = (1 - m \times V_1) \times \overline{q_{uf}} \quad \_(1)$$

$$F_c' = (1 - m \times V_2 \times C) \times \overline{q_{uf}} \quad \_(2)$$

Where, F_c is design strength given by experiment and F_c' is one given by simulation, $\overline{q_{uf}}$ is the average strength, the m is degree of scattering data (m=1.3 is typical value for 10% NG ratio), the V_1 and V_2 are coefficients of variation for unconfined test and gravity fall down test. And the C is the correction factor. Fig 8 shows the comparative result between seven days date and simulation date. Two different date become near in around F_c value. The Coefficient of variation V_1,V_2 and correction factor C are used in table 6. The experiment F_c value =123 kN/m^2 can be computed by F_c' value=112 kN/m^2 given from formula (2) .

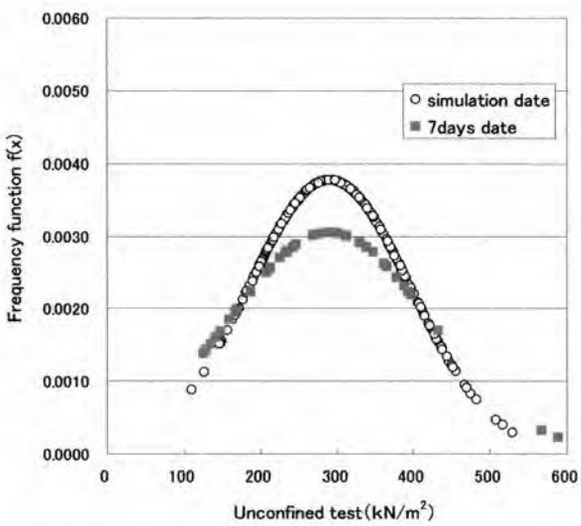
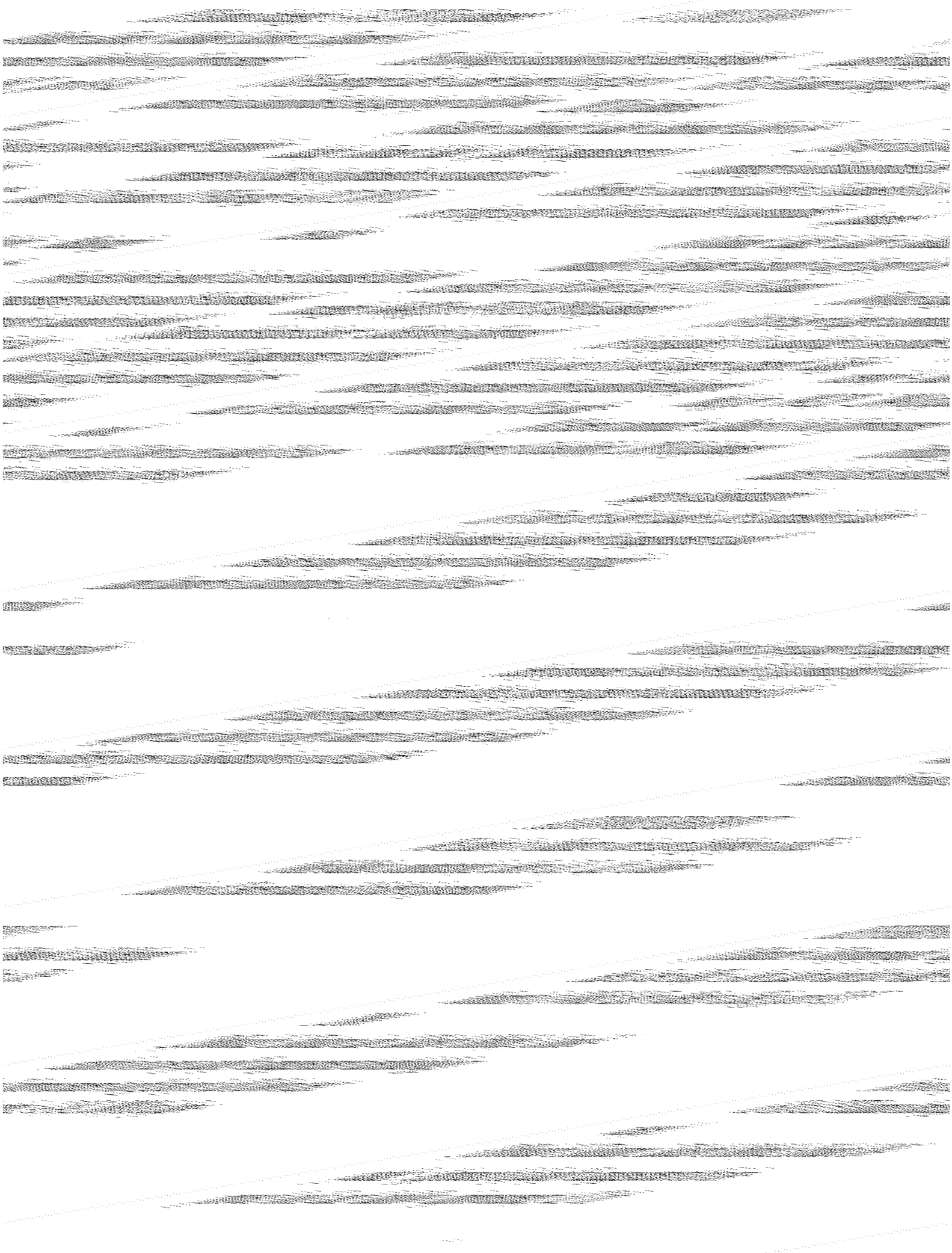


Fig 8. the comparison between 7days date and simulation date

Table 6.Unconfined test and corrected gravity fall down test

Test	Age	Coefficient of variation	Average coefficient of variation	Correction factor C
Unconfined test	1day old	0.49	0.47 (V_1)	1.75 (0.47/0.27)
	7days old	0.45		
Gravity fall down test	1day old	0.31	0.27 (V_2)	
	7days old	0.23		

*1: coefficient of variation, V (=standard variation/average)
*2: correction factor, C (unconfined strength/gravity fall down test)



戦 7　アップグレードソイルを用いた土構造物に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）
研究期間：平 18～平 21
担当チーム：技術推進本部（施工）
研究担当者：小橋秀俊、藪雅行、堤祥一、
澤松俊寿

【要旨】

近年、工事現場で大量に発生する建設発生土に対し、セメント改良を行ない、従来の宅地・擁壁等の支持地盤としての利用に限らず、盛土材や擁壁の裏込め土、管渠等の埋戻し土として使用する事例が増加してきている。これには建設発生土の処分先や処分費用の確保が難しくなっている現状や、現場内利用する場合においても仮置き施設の確保が難しく、施工計画への影響を最小限に留めなければならない現状が大きく影響しているものと考えられる。

セメント改良は、低品質土の性状を向上させ、通常土や構造物の代替材として適用用途を飛躍的に広げる可能性を有している反面で、力学特性上好ましくない利用用途が増えてしまう懸念もある。そのため、本研究ではセメント改良土を通常土やコンクリート構造物の代替材として活用する際の、設計・施工上の留意点や課題について検討を行った。結果、構造物の代替材としての適用については、擁壁躯体の滑動に対し余裕を設けた安全率を設定する必要があること。構造物の合理化に関しては、変形に対する靭性が乏しいため、改良土と補強材の組合せによる使用はあまり好ましくないこと。施工方法については、品質の確保に重要な要素は混合の回数（頻度）であり、混合の方法には依存しないこと。品質管理手法については、提案する手法の有効性を確認することができた。

キーワード：改良土、合理化、補強材、品質管理

1.　はじめに

1. 1　研究の背景

近年、工事現場で大量に発生する建設発生土に対し、セメント改良を行ない、従来の宅地・擁壁等の支持地盤としての利用に限らず、盛土材や擁壁の裏込め土、管渠等の埋戻し土として使用する事例が増加してきている。これには建設発生土の処分先や処分費用の確保が難しくなっている現状や、現場内利用する場合においても仮置き施設の確保が難しく、施工計画への影響を最小限に留めなければならない現状が大きく影響しているものと考えられる。

セメント改良は、低品質土の性状を向上させ、通常土や構造物の代替材として適用用途を飛躍的に広げる可能性を有している反面で、力学特性上好ましくない利用用途が増えてしまう懸念もある。そのため、セメント改良土を通常土やコンクリート構造物の代替材として活用する際の、設計・施工上の留意点や課題を明らかにすることが求められている。

1. 2 研究の範囲

本研究における範囲を下記にまとめる。

(1) コンクリート構造物の代替材としての活用に関する基礎的研究
- 改良体の擁壁躯体に対する遠心模型実験

(2) 土工構造物の合理化に関する基礎的研究
- 改良土のジオグリッドの引抜試験
- 改良土のアンカー体の引抜試験

(3) 上記 (1) (2) に関する改良土の施工方法・品質管理方法に関する基礎的研究
- 施工時の混合方法が品質に与える影響に関する実験
- 施工時の混合の度合いが品質に与える影響に関する実験
- 現場の品質把握のため品質管理手法に関する実験

2. コンクリート構造物の代替材としての活用に関する基礎的研究

2. 1　改良体の擁壁躯体に対する遠心模型実験

(1) 実験の目的と概要

改良土を従来のコンクリート構造物の代替材として用

いる場合において、改良土はコンクリートに比べて単位体積重量が 60%程度（コンクリート：2.5 t /㎥、改良体密度：1.5 t /㎥ 程度）であること、発現強度が 3～5%に過ぎないなどの相違点があるため、滑動、転倒、内部応力による損傷の挙動について遠心模型実験による確認を試みた。遠心模型実験は図 2-1 に示す通り、実大換算高さ 5m の改良土による重力式擁壁（寸法はコンクリートの重力式擁壁の標準断面に基づく）を、一軸圧縮強度 400 kN/㎡、改良体密度 1.4t/㎥の条件にて作成し、実験ケースは、表 2-1 に示す通り、裏込めが密な砂（Case1）緩い砂（Case2）、緩いすなで背面にすべり線を入れた場合（Case3）の 3 ケースで実施した。またロードセルを用いて躯体に作用する水平方向力、鉛直方向力の測定を行った。

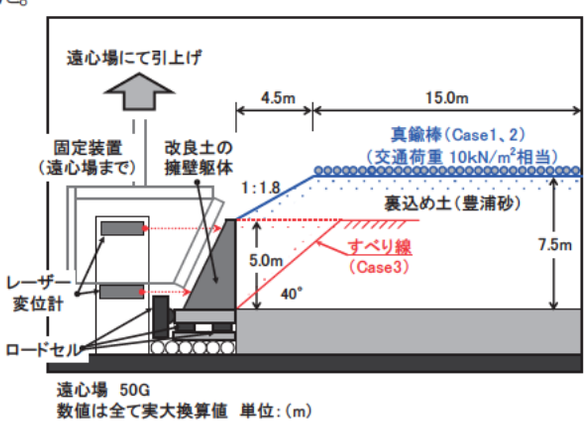


図 2-1　改良体の擁壁躯体に対する遠心実験の概要

表 2-1　改良体の擁壁躯体に対する遠心実験のケース

Case	裏込め土の密度 g/cm³	特徴
Case1	1.610	背面Dr=90%以上
Case2	1.3～1.4	背面Dr=0%
Case3		背面Dr=0% 土塊を強制滑動

＊改良体強度：400kN/m²
＊改良体密度：約1.4g/cm³
＊裏込め土の密度Dr=0%：砂を降らせずに地盤作成

(2) 実験の結果

Case1～3 のいずれにおいても、躯体に亀裂が生じるなどの内部応力に対する損傷、躯体の傾斜や転倒は確認されなかった。しかしながら Case3 においては、滑動現象を確認することができた。躯体に作用した水平方向力（実スケール換算）について、図 2-2 に示す様に緩詰めの Case2 は密詰めの Case1 に比べて大きな値で推移し、すべり線を入れた Case3 では躯体の滑動が発生し、水平方向力の跳ね上がりが確認され、その後 Case2 と同程度の値に推移した。躯体の鉛直方向力については、いずれのケースにおいても、増加が見られなかった。

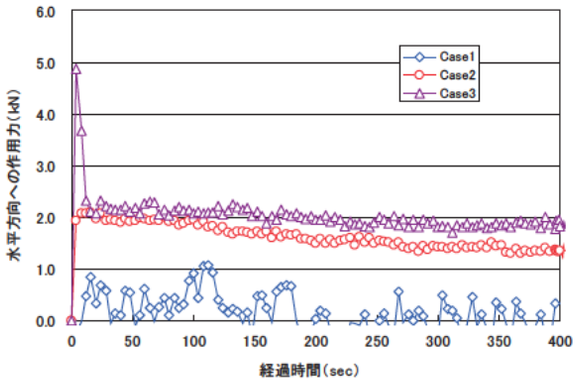


図 2-2　擁壁躯体の水平方向への作用力

(3) 実験のまとめ

改良体の擁壁躯体に対する遠心模型実験の結果を踏まえ、以下の所見を得た。

○高さ 5m 程度、一軸圧縮強度 400kN/㎡程度の重力式擁壁においては、背面側に何らかの原因ですべりが発生した場合に、躯体の滑動が先行し、内部応力不足による損傷，傾斜や転倒は顕在化しないことが確認できた。

○躯体背面に作用する土圧の鉛直下向き成分は、躯体底面における躯体の摩擦抵抗力増加に有効にはたらいていなかった。

○改良体を用いた重力式擁壁の設計で躯体の滑動を検討する場合、背面土圧の鉛直成分の影響を過大に見込まぬよう注意することが必要と考えられる。

3. 土工構造物の合理化に関する基礎的研究

3. 1 実験の目的

不良土の処分先や処理費用、仮置き場の確保が困難である現状や、施工計画への影響を最小限に留めなければならない必要性から、建設発生土にセメント混合による改良を行ない、擁壁の裏込め土として利用するケースが増加しており、高盛土や直壁のケースでは、改良土の固化特性を評価することが試みられつつある。

しかしながら、現状の設計方法において、通常土の設計に用いられるクーロン式等を、ブロック体として挙動するセメント改良土に適用することは理論的に難しく、また実務においても、安全を見て土の粘着力は評価していないのが現状である。そこで、改良土の固化特性を活用できる方法の検討を行い、結果、補強材（ジオグリッド、アンカー体）と改良土を組合せ、改良土と補強材の定着力（固結力）を評価する方法による検討を行った。補強材はジオグリッドとアンカー体を選択し、ジオグリッドについては、改良土と無改良土との比較、繰り返し

引張、引張後の加水による定着減衰の把握を研究の主目的とし、アンカー体については、土被り深さとアンカー径、改良強度、設置間隔をパラメータとした場合の引抜強度の試算を研究の主目的として引抜実験を実施した。

3. 2　改良土のジオグリッドの引抜試験

(1) 試験の概要

引抜試験の概要図を図 3-1 に、実験ケースを表 3-1 に示す。実験ケースは、通常の粘性土（関東ローム）での単調、繰り返し引張（Case1～2）、改良土での単調、繰り返し引張（Case3～4）と繰返し引張後の加水（Case5）で実施した。Case5 は地震等により、改良土に亀裂が生じた後に、地下水や雨水により浸水が生じた場合を想定したものである。また、引張速度は 1 ㎜/分であり、試料の締固め度は Dc=85%で管理を行っている。

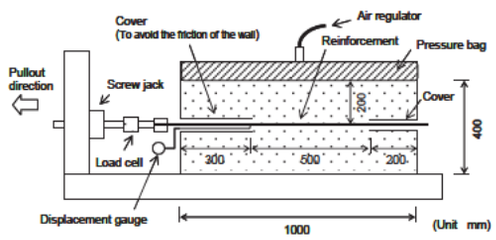


図 3-1　ジオグリッドの引抜試験の概要図

表 3-1　ジオグリッドの引抜試験ケース

Case	地盤材料	載荷パターン	地盤内への加水
Case1	関東ローム	単調	
Case2		多サイクル	
Case3	改良土	単調	
Case4		多サイクル	
Case5		多サイクル	2サイクル後-加水

＊引抜速度：1㎜/分　＊上載圧：40kN/m^2

(2) 試験の結果

結果を図 3-2 と図 3-3 に示す

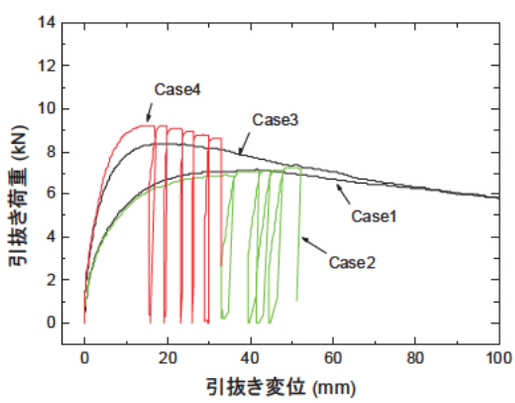


図 3-2　改良効果と多サイクル載荷の影響

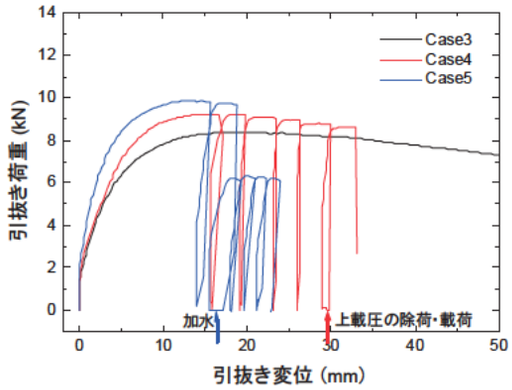


図 3-3　引張後の加水による定着減衰の状況

図 3-2 より、改良土（Case3）と通常の粘性土(Case1)を比較すると、ピーク値については、高い引張強度が出るものの、ピークを越えた後は、通常の粘性土の引抜き特性に近づくことが分かる。また、多サイクル載荷については、改良土、通常の粘性土ともに、単調載荷のラインに戻る傾向を示し、改良土と通常の粘性土の間で、大きな特性の変化は見られなかった。

図 3-3 より、加水による引抜き強度の減衰について、実際は諸条件により異なるものと考えられるが、本試験では、約 4 割程度の引抜き強度の低下を確認することができた。

(3) 試験のまとめと考察

改良土に対するジオグリッドの引抜き試験を行った結果を以下のような所見を得た。

○セメント改良土とジオグリッドを併用することによって、引抜き力の最大値を向上させることは可能ではあるが、引き抜き変位の増加とともに引き抜き力が低減し、無改良土と同程度まで低下する可能性があることが分かった。

○加水を繰り返すことによって、ジオグリッドの引き抜き力は原土を下回る場合があることが分かった。

○残留抵抗力の減少を踏まえた用途選定や設計、補強領域に水が入らないことを前提とした用途選定及び設計としなければならない。

3. 3　改良土のアンカー体の引抜試験

(1) 試験の概要

アンカー体の引抜き試験の概要を図 3-4、3-5 に示す。アンカー体の引抜き試験については、試験の効率性や土被り深さを確保する必要性から、遠心模型実験を実施した。また、土被り深さ、アンカー径、改良強度を主なパラメータとした試験（1 本引抜き）と、設置間隔を主な

パラメータとした試験（複数引抜き）を２ヵ年に渡り実験を実施している。

土被り深さ、アンカー径等を主なパラメータとした試験ケースと表 3-2 に、設置間隔をパラメータとした試験ケースを表 3-3 に示す。

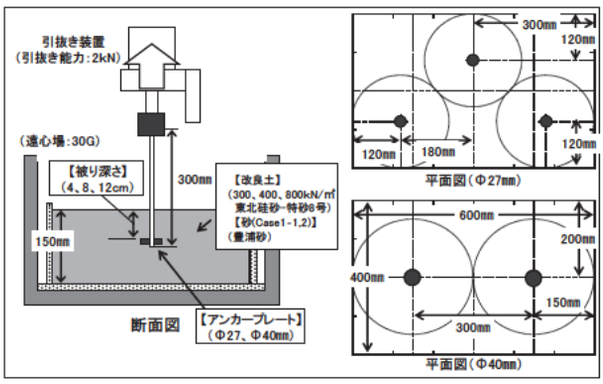


図 3-4　アンカー体の引抜き試験の概要図（1 本引抜き）

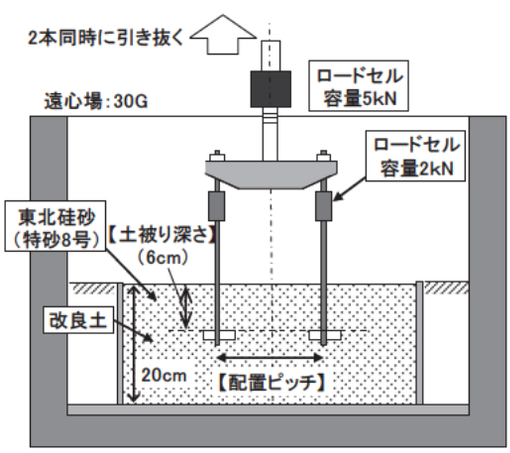


図 3-5　アンカー体の引抜き試験の概要図（複数引抜き）

表 3-2　アンカー体の引抜き試験（1 本）の試験ケース

Case	改良強度 (kN/㎡)	アンカー径 (m)	土被り深さ (m)
Case1-1	–	0.8	2.4
Case1-2		1.2	
Case2-1	400	0.8	1.2
Case2-2			2.4
Case2-3			3.6
Case3-1	800		1.2
Case3-2			2.4
Case4-1	300		1.2
Case4-2			2.4
Case4-3			3.6
Case5-1	400	1.2	1.2
Case5-2			2.4
Case6-1	800		1.2
Case6-2			2.4
Case7-1	300		1.2
Case7-2			2.4

*Case1-1、1-2は砂(豊浦砂:乾燥状態、密度1.58)
*Case3-3は装置能力を越えたため、降伏前に停止
*数字は実大寸法　　*改良土(乾燥密度1.36)
*セメントは早強セメントを使用
*引抜き速度は0.05mm/sec

表 3-3　アンカー体の引抜き試験（複数）の試験ケース

Case	アンカー径 (m)	被り深さ (m)	改良強度 (kN/m²)	配置ピッチ m
Case1	0.8	1.8	400	1.47
Case2				2.49
Case3				2.94
Case4				3.33
Case5				4.38

(2) 試験の結果

単本引抜き試験にて、無改良と改良強度の違いごとに整理した結果を図 3-6 に、土被り深さ、アンカー径の違いごとに整理した結果を図 3-7 に示す。

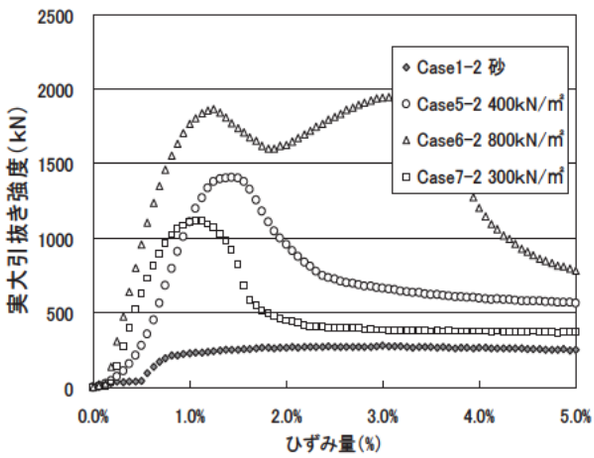


図 3-6　アンカー体引抜き試験結果
（1 本 改良強度ごと）

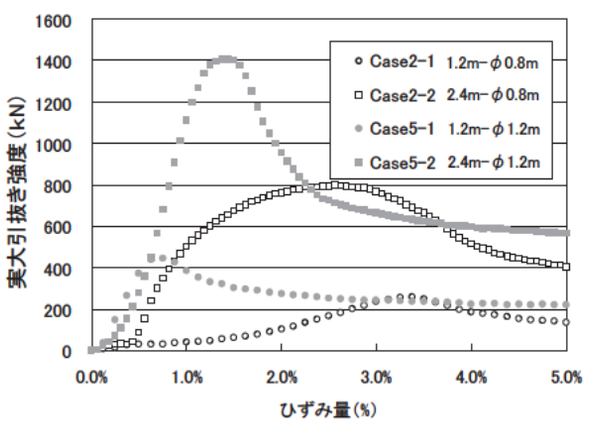


図 3-7　アンカー体引抜き試験結果（1 本）
（土被り深さ、アンカー径ごと）

図 3-6、図 3-7 より、改良強度や土被り深さ、アンカー径が大きくなるにつれ、引抜強度のピーク値が上昇する傾向を示し、特に改良強度による影響が大きいことが分かった。ピーク値を越えた後は、ジオグリッドによる実験と同様に、引張強度が大きく減衰し、無改良のケースに近づく様子を把握することができた。

続いて、引抜き試験後の様子を図 3-8 に示す。



図 3-8　アンカー体の引抜き試験後の様子

図 3-8 より、改良土のタンカー引抜きによる破壊モデルは、通常の土と異なり、アンカーから荷重の伝達分散の境目にて、改良土の固結が切れる形で破壊が起きるものと考えるに至った。図 3-9 に想定される破壊モデルを示す。

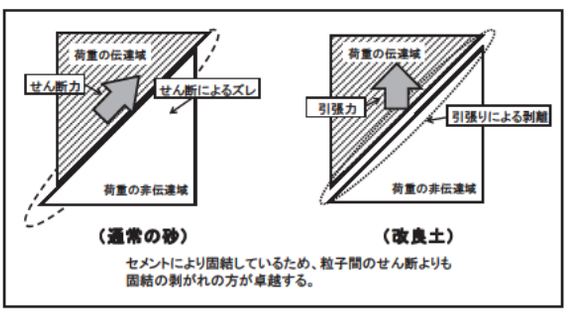


図 3-9　改良土のアンカー引抜き時に想定される破壊モデル

そこで、図 3-10 に示す様に、荷重の伝達が円錐上に分布し、円錐面積部にて引張破壊が作用するモデルにて、引張荷重の算出モデル式を考え、1 本での引抜き試験結果との重ね合わせを実施した。荷重の伝達角度（分散角）については、実測結果の 35° を用いた。結果を図 3-11 に示す。

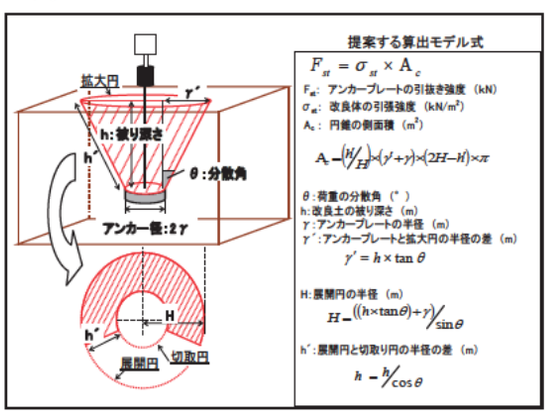


図 3-10　改良土のアンカー体引張荷重の算出モデル

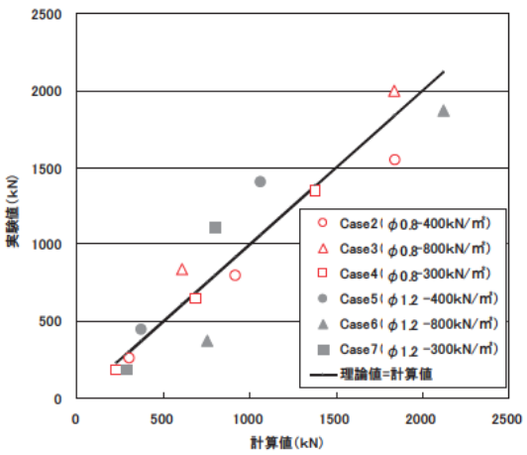
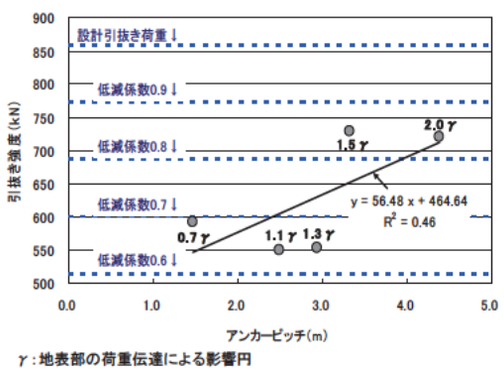


図 3-11　引抜き試験値と算出式との比較結果

図 3-11 より、多少の違いは見られるものの、破壊モデルと算出式の整合性を確認することができた。安全率を設けることにより、この算出式にて引抜き強度の見積もりが可能になるものと考えている。

最後に、配置ピッチをパラメータとして複数本の同時引抜き強度の減衰結果を図 3-12 に示す。



γ：地表部の荷重伝達による影響円

図 3-12　配置ピッチによる引抜き強度の減衰結果

図 3-12 より、アンカー体の配置ピッチが接近する場合、干渉により 6～7 割程度まで引張強度が減少することが分かった。そのため配置間隔は、影響円の範囲より余裕を設けることが望ましいことが分かった。

(3) 試験のまとめと考察

今回の改良土のアンカー体引抜き試験の結果を下記に整理する。

○アンカー体を改良土と併用した場合には、引き抜き強度の最大値は未改良時と比べて向上する。その度合いは、アンカー体の直径，土被り厚さ，配置間隔を考慮した効果を上回った。しかしながら、引き抜き変位量の増加にともない、引抜き抵抗力が最大値の半分程度まで低減する可能性があることが確認された。

3. 4　土工構造物の合理化に関する研究のまとめ

補強材と改良土の引抜き試験の結果を下記に整理する。

○無改良土と比較してピーク値の上昇を確認することができた。改良土の強度を上げることにより、値を上昇させることができるものと考えられる。

○しかしながら、ピーク後の靭性域においては、著しい減衰傾向を示し、最終的には無改良の状態まで収束するものと考えられる。

○そのため、改良土と補強材との組合せる際、靭性域の応力低下を考慮し、ピーク値を設計に用いることは好ましくなく、残留抵抗力の減少を踏まえた用途選定や設計、補強領域に水が入らないことを前提とした用途選定及び設計としなければならない。（図 3-13 参照）

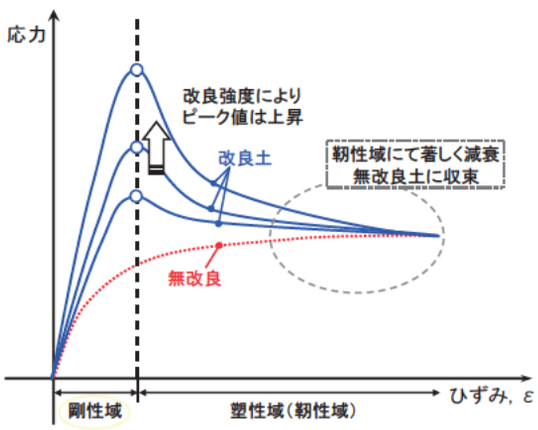


図 3-13　改良土の引抜き強度特性のまとめ

4. 改良土の施工方法に関する基礎的研究

4.1　実験の目的

設計にて、改良土の定着力（固結力）を評価する際、改良土の現場強度は、施工方法や土質により大きくバラツキ、設計にて要求された強度をどの程度担保できているか、どのような施工方法（混合程度は？混合方法は？）に基づくことが望ましいかはっきりしていないのが実態であり、設計にて改良土の定着力を評価する際の大きな障害となっている。まず、本研究を始めるにあたり、文献調査並びに、セメント協会に対するヒアリングを実施した。結果、改良土の品質に影響を与える他の要因、養生温度、化学成分、土の含水率、などについては様々な研究や知見があるものの、施工方法に関する研究や現場の品質を正確に把握する研究はあまり行われておらず、実務の現場ではそれら諸要因を「現場室内強度比」として丸めて評価し、混合量に大きな安全率を設定していることが分かった。

当チームでは上記の実態を踏まえた上で、施工方法の改善に対する基礎研究を実施し、混合方法の違いや混合の程度によりどの程度のムラが生じるか、一般的な粘性土として設定した関東ローム土を対象に基礎的実験を実施した。

4.2　施工時の混合方法が品質に与える影響に関する基礎的実験

（1）試験の概要

混合機器の選定において、バックホウによる混合方法が圧倒的多数を占めており、施工範囲や量が膨大になるにつれスタビライザー（図 4-1 参照）による攪拌混合が用いられている。プラント混合によるケースもあるが、少数の大規模工事に限られた方法であること、相応のコストがかかることから、本実験では、2 つの混合方法に関して試験を実施した。



図 4-1　スタビライザー

バラツキの確認方法に関しては、後述する品質管理手法に基づき、コアボーリング機による採取試料と重錘落下試験による地盤剛性値より、現場の強度を直接確認する形式で評価を行った。

試験の概要を図 4-2 に試験ケースを表 4-1 に示す。

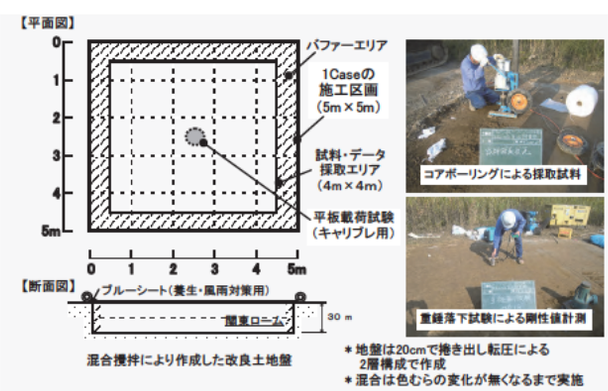


図 4-2　混合方法の違いによる品質確認試験の概要

表 4-1　混合方法の違いによる品質確認試験ケース

Case	混合方法	採取区間	試料採取（個）	重錘試験（地点）
Case1	スタビライザー	2つ	36	200
Case2	バックホウ	3つ	65	300
Case3	無改良	1つ	32	100

*1　セメントは高炉B種　混合量は133kgf/m^3
*2　一軸圧縮試験の材令7日
*3　重錘落下試験数＝100地点/1区間
*4　1区間の面積は16m^2
*5　地盤試料は関東ローム（ωn=80%前後）
*6　1区間ごとに、重錘落下試験のキャリブレとして平板載荷試験を実施
*7　試料採取は地盤の固化前の施工当日に実施そのためCaseにより複数区間を使用

(2) 試験の結果

始めに、現場採取資料による一軸圧縮試験（材令 7 日）結果の分布状況と、重錘落下試験（材令 7 日地盤）の分布状況を図 4-3、図 4-4 に示す。

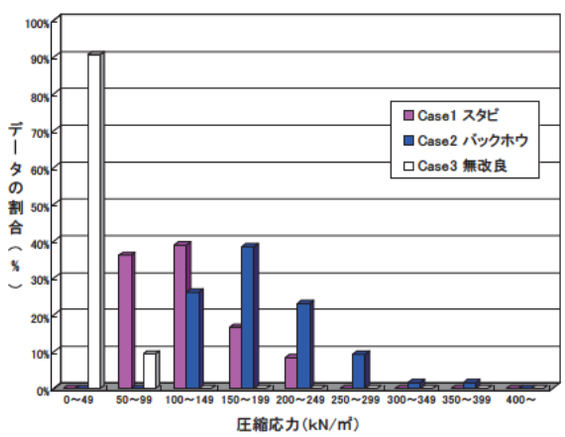


図 4-3　コアボーリングによる採取試料の分布状況

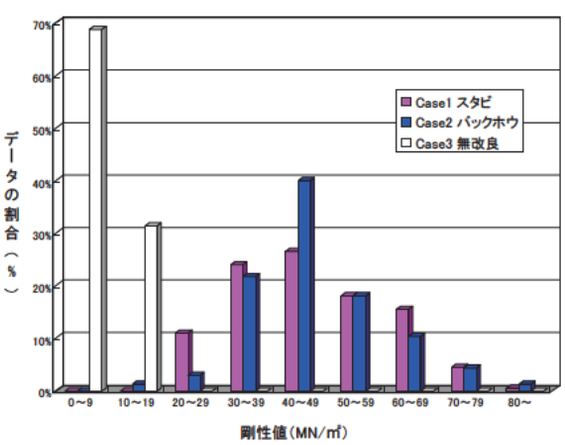


図 4-4　重錘落下試験による計測値の分布状況

図 4-3、図 4-4 より、スタビライザー、バックホウのケースともにピークとなる領域を有し、無改良土のケースよりピーク位置が上昇していることから、ともに改良土の強度が発現している様子を見ることができる。一軸圧縮試験と重錘落下試験の分布状況を比較すると、全体としては相関性のある分布となっていることが分かる。しかしながら、一軸圧縮試験ではピーク位置のずれが見られた。これは、採取時の誤差や、試験の実施日が異なり、試験期間中に雨天を挟んだため、気温や湿度、試料の状態などの諸要因が影響しているのではないかと考えられる。そのため、ここでは変動係数により、バラツキ状況の評価を実施した。ケースごとに整理したバラツキ状況を表 4-2 にまとめる。

表 4-2　混合方法の違いによる品質確認試験の結果

試験	指標		Case1 スタビ	Case2 バックホウ	Case3 無改良
一軸圧縮試験	平均値	kN/m^2	123	184	36
	標準偏差値		43.2	52.5	8.8
	変動係数		0.35	0.29	0.24
重錘落下試験	平均値	MN/m^2	46.6	47.1	8.7
	標準偏差値		13.7	12.6	1.8
	変動係数		0.29	0.27	0.21

表 4-2 より、変動係数で評価すると一軸圧縮試験のスタビの Case のバラツキが若干高いものの、その差は小さいことが分かる。結果、土の種類や混合量などの与条件の変化により、バラツキ度合いは変わることが考えられるものの、混合方法の違い自体が改良土の品質に与える影響は小さいものと考えられる。

(3) 試験のまとめと考察

バックホウ混合とスタビライザー混合との間で、改良土の施工品質のバラツキの比較を行った。その結果、下記の所見が得られた。

○混合回数などの調整を行えば、一軸圧縮強度と重錘落下試験強度における変動係数はほぼ同程度とすることができることが確認された。

4.3　施工時の混合の程度が品質に与える影響に関する基礎的実験

(1) 試験の概要

混合方法の違いのみでは、改良土の品質に与える影響は小さいことが分かった。そこで、混合の程度が改良土の品質にどの程度の影響を与えるか、基礎的実験を実施することとした。これは、実際には土の種類や混合量、気温などの与条件により、絶対的な値は大きく変化するものの、バラツキが収束するまでの傾向等について現況を把握する必要があると考えたためである。試料には前述の試験と同様に関東ローム土を用いたが、テーパーモールドに試料を詰める関係上、篩により粒径調整を行った。概要図を図 4-5 に示す。混合方法は再現性を保持するために、①試料にセメントを撒き出し、②バックホウ

で掬い取り、規定の高さから落下させ、③改良土の山を移し変える回数を、混合の程度として規定し、バラツキの把握を行った。実験ケースを表 4-3 に示す。

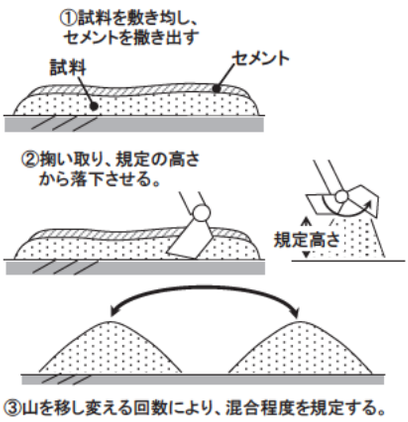


図 4-5　混合の程度に関する品質確認試験の概要

表 4-3　混合の程度に関する品質確認試験のケース

Case	混合程度*1（回）	試料数（個）	備考
Case1	4	50	1バッチ目
Case2	8	50	
Case3	1	50	2バッチ目
Case4	2	50	
Case5	4	50	
Case6	6	50	

*1 混合程度は山を移し変えた回数
*2 一軸供試体の作成にはテーパー付モールドを使用
*3 試料の採取の際は、改良土を敷き均し、任意の箇所で採取

(2) 試験の結果

混合回数（混合程度）ごとの変動係数の変化を図 4-5 に示す。図 4-6 より、1 回しか混合していないケースでは大きな変動係数を示し、充分に混合されたケースと比較して倍以上の差があり、混合が不十分な場合はバラツキがほぼ倍になることが分かった。また、一軸圧縮試験の平均強度に関しては、混合回数（8回以内）との間に一定の傾向（例えば、混合回数とともに平均強度が増す傾向にあるなど）は見られなかった。

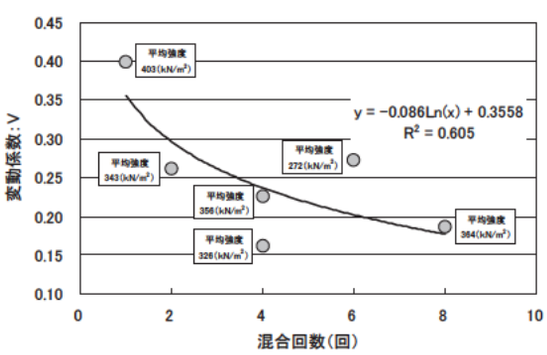


図 4-5　混合程度における状況

(3) 試験のまとめと考察

混合の程度に関する品質確認試験の結果を下記に整理する。

○混合回数の増加とともに、一軸圧縮強度の変動係数が低減しており、施工品質のばらつきが縮小することが確認できた。また、フェノールフタレイン溶液の変色状況も、混合回数 4 回を超えると色むらがなくなり均等に混合していることが確認された。

○一軸圧縮強度の平均値については、混合回数増加にともなう明確な傾向は確認できなかった。

5. 現場の強度を正確に把握できる品質管理に関する研究

5. 1　提案する品質管理手法

盛土材や裏込め材として改良土を使用し、その固結強度（粘着力）を設計に見込むためには、現場にて改良土の品質を正確に把握し、その性能を担保できることを確認することが求められる。しかしながら、従来の品質管理方法は、①現場でセメント混合した土を室内に持ち帰り、供試体を作成していること（時間が経過し、初期の養生状況が異なり、発現強度にズレが生じる）②供試体の作成方法が現場と異なる（室内の静的・動的突き固めと、現場の撒き出し転圧では、密度が異なる）ことから、現場の強度をバラツキ込みで正確に把握しているとは言えないのが実態である。

そのため、現場の強度をバラツキ込みで正確に把握できる、新しい品質管理方法の提案を行うに至った。提案する品質管理方法は、

①施工後すぐに、試料を現場から直接採取可能なコアボーリング機（土木研究所にて開発）を用いて、固化前の試料を採取・養生を行う。

②7 日後に一軸圧縮試験を行い、現場での改良土の強度の平均値を把握する。

③重錘落下試験（改良地盤の剛性を計測　短時間での多点計測が可能）を実施し、現場における施工のバラツキを把握する。

これにより、現状の品質管理方法の問題点を解決し、施工のバラツキを正確に把握することができるものと考えている。（図 5-1 参照）

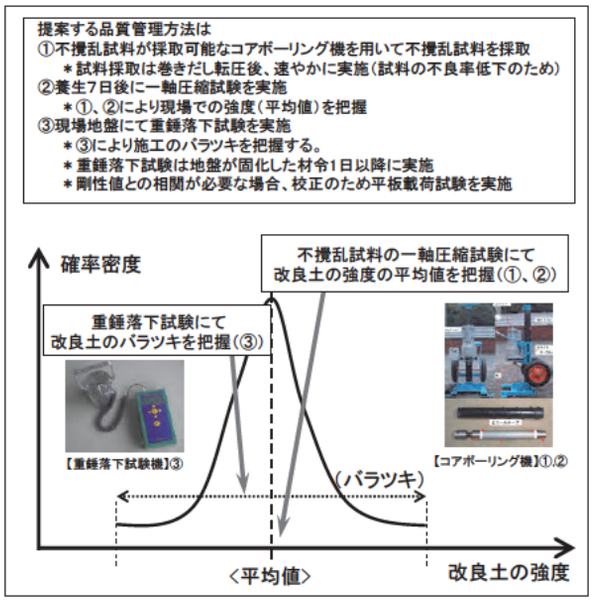


図 5-1　提案する改良土の現場での品質管理方法

5. 2　コアボーリング機の品質確認試験

(1) 試験の概要

研究を始めるにあたり、地盤から直接試料を採取することができるコアボーリング機を探したものの、大深度用の大型機や、水を使用するタイプ（強度が乱れるため不適）などが大半であり、今回の研究のニーズに合う、採取深度が浅く、無水で、扱いが簡易なタイプのコアボーリング機を見つけることが出来なかった。そのため、図 5-2 に示す浅層型のボーリング機の自主開発を行うに至った。方式は二重管方式とし、水の変わり圧縮エアにより試料の固着を防ぐ機構を取っている。

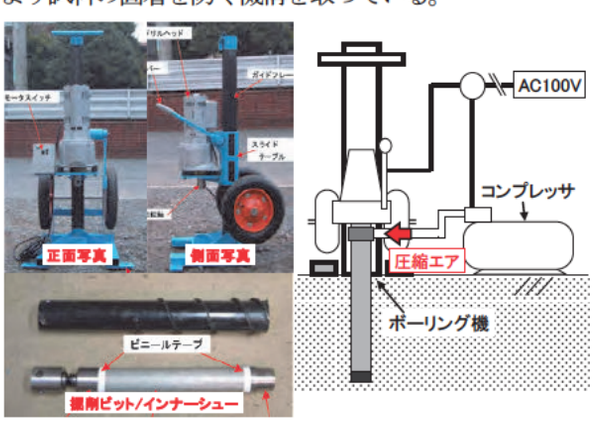


図 5-2　浅層型のコアボーリング機

しかしながら、自主開発の機器が、現場の強度をきちんと把握できているか、通常のブロックサンプリング法と比較して、どの程度の精度を有するか確認を行う必要性があり、そのためコアボーリング機の確認試験を実施することとした。試験の概要を図 5-3 に、試験ケースを表 5-1 に示す。

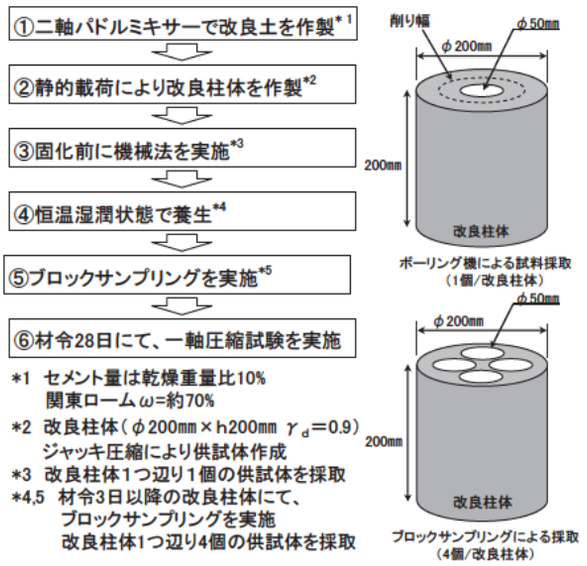


図 5-3　コアボーリング機の品質確認試験の概要

表 5-1　コアボーリング機の品質確認試験のケース

Case	採取方法	供試体本数	
Case1	コアボーリング機	50	本
Case2	ブロックサンプリング	66	本

＊供試体寸法　φ50mm×h100mm

(2) 試験の結果

各採取方法による一軸圧縮試験の分布状況を図 5-4 に、整理結果を表 5-2 に示す。これより、両者ともにピークとなる領域を有しており、正規分布に従うこと。平均値については、多少ズレが生じるものの、変動係数で見ると差はほとんど見られないことが分かった。

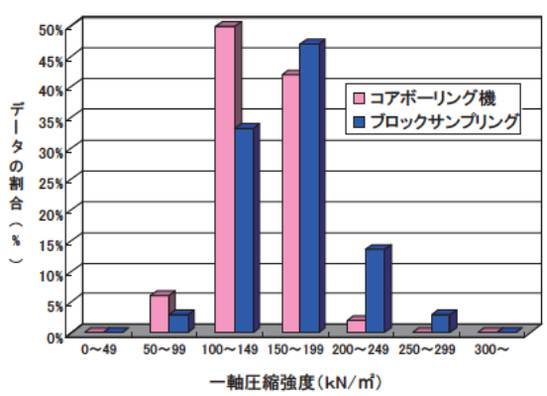


図 5-4　各採取方法による一軸圧縮強度の分布状況

表 5-2　各採取方法による整理結果

指標		採取方法	
		コアボーリング機	ブロックサンプリング
平均値：μ	(kN/m²)	147	166
分散値	$(kN/m^2)^2$	864	1097
標準偏差値：σ	(kN/m²)	29	33
変動係数：V		0.199	0.200

＊$V=\sigma/\mu$

平均値がずれている点については、サンプリングの時期が異なる（ボーリング：材令 0 日　ブロック：材令 3 日以降）ことが多少影響したものと考えられるが、変動係数に差が見られないことから、コアボーリング機自体の最低限度の性能は満足しているものと考えられる。

5. 3　伊豆縦貫道（塚原 IC）における品質管理方法の検討

(1) 試験の概要

提案する品質管理方法が実際の工事現場において有効であるか把握するために、伊豆縦貫道の塚原 IC 建設工事改良土盛土現場を対象として、有効性の検討を行った。現場の概要を表 5-3 に、工事の様子を図 5-5 に示す。

最大盛土高さ 40m、工事土量 33 万 m³ の大規模な現場であり、現場発生のローム土に対し、プラントによるセメント混合の後、30cm で撒き出し転圧（湿地ブル 5 回転圧）する形で施工が行われている。

表 5-3　伊豆縦貫道-塚原 IC 工事の概要

工事規模	最大盛土高さ	40m
	工事土量	33万/m³
施工方法	巻き出し厚さ	30cm
	転圧回数	20tの湿地用ブルトーザにて、5回転圧
セメント混合	使用セメント	特殊土用 セメント系固化材
	セメント添加量	180～220kg/m³
	混合方法	連続機械混合式土質改良工法
現場土質	愛鷹ローム	粒度0.075mm未満…83.0% 自然含水比…149～184%
	火山灰質粘性土	粒度0.075mm未満…55.3% 自然含水比…73～171%
	箱根軽石堆積物	粒度0.075mm未満…91.9% 自然含水比…43～123%



図 5-5　伊豆縦貫道-塚原 IC 工事の様子

実施した試験ケースと試験数を表 5-4 に示す。材令 1 日、7 日を対象に、コア採取試料への一軸圧縮試験、施工地盤への重錘落下試験を実施した。また、重錘落下試験のキャリブレーションのため、別途平板載荷試験を実施している。

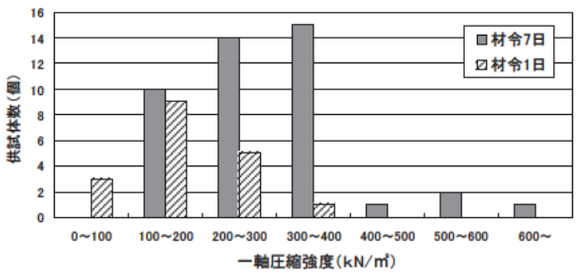
表 5-4　現場における品質管理方法の試験ケース

試験項目	材令	試験数
一軸圧縮試験	1日強度	18
	7日強度	43
重錘落下試験	1日強度	100
	7日強度	542
平板載荷試験*	1日強度	1
	7日強度	1

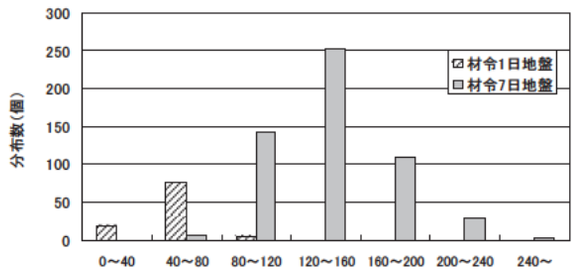
＊平板載荷試験は重錘落下試験の校正値取得を目的として実施

(2) 試験の結果

図 5-6 にケースごとの一軸圧縮試験、重錘落下試験の分布状況を示す。これより、一軸圧縮試験、重錘落下試験ともに、材令に従いピーク値が上昇していること。重錘落下試験値と一軸圧縮試験値に相関性があり、ともにピークを有し正規分布に従うこと、実際の現場は複数のローム土を扱っているため、実験フィールドと比べて、強度の発現幅が大きいことが分かった。



コアボーリング機による採取試料



重錘落下試験の計測値

図 5-6　一軸圧縮試験、重錘落下試験の分布状況

続いて、現場データの整理結果を表 5-4 にまとめる。

表 5-4　伊豆縦貫道-塚原 IC のデータ整理結果

項目	一軸圧縮試験（kN/m²）		重錘落下試験（MN/m³）	
	材令1日	材令7日	材令1日	材令7日
平均値：μ	176	291	53	141
標準偏差：σ	86	131	16	32
不良率20%：$\mu-0.8\sigma$	107	186	40	116
不良率15%：$\mu-\sigma$	90	160	37	109
不良率10%：$\mu-1.28\sigma$	66	123	33	100
不良率20%の変動幅 $(\mu+0.8\sigma)/(\mu-0.8\sigma)$	2.3	2.1	1.6	1.4
不良率15%の変動幅 $(\mu+\sigma)/(\mu-\sigma)$	2.9	2.6	1.9	1.6
不良率10%の変動幅 $(\mu+1.28\sigma)/(\mu-1.28\sigma)$	4.3	3.7	2.3	1.8
変動係数：V：$=(\sigma/\mu)$	0.49	0.45	0.31	0.23

＊塚原IC工事現場における設計基準強度　190kN/㎡
＊現場安全率（割増し1.25倍）を見た際の目標強度　238kN/㎡

表 5-4 より、変動係数の値において、材令による強度のバラツキにあまり大きな差は見られなかった。また、一軸圧縮試験の材令 1、7 日ともに、不良率を約 10%で評価する場合の強度のバラツキ幅は約 4 倍、15%では約 2.5～3 倍、20%では約 2 倍であった。不良率は通常 10～20%（良品率 80～90%）の範囲で評価・設定するため [1]、経験則によるバラツキ幅（F_c=0.3）は現状を反映した妥当な値であると考えることができる。

重錘落下試験によるバラツキについて、一軸圧縮試験よりかなり小さく、不良率約 10%で約 2 倍、20%では約 1.5 倍であった。これは地盤剛性を直接計測しているため、一軸圧縮試験と異なり試料採取や整形に伴う実験誤差を排除できることが、理由として考えられる。

必要強度となる設計基準強度については、塚原 IC 工事現場では 190 kN/㎡であり、不良率約 20%のラインで性能を満足していることを確認することができた。また、割増による目標強度 238 kN/㎡は、材令 7 日の平均値 291 kN/㎡に近いことを確認することができた。

(3) 試験のまとめと考察

伊豆縦貫道塚原 IC にて実施した品質管理方法の検討結果を以下にまとめる。

○改良土の盛土の品質管理方法において、一軸圧縮強度の代替指標としての重錘落下強度を用いた多点管理方法の適用性が確認された。

○一軸圧縮強度による管理水準に相当する重錘落下試験強度の管理水準（例えば、一軸圧縮強度の不良率 10%に対応する重錘落下試験強度の管理水準）を、所定の頻度（数千㎥に一回）でチェックし補正係数を定めて管理水準とするものである。変動係数による補正例を図 5-7 に示す。

$$F_c = (1 - m \times V_1) \times \overline{q_{uf}}$$
$$= (1 - m \times V_2 \times C) \times \overline{q_{uf}}$$

F_c：設計基準強度
$\overline{q_{uf}}$：現場平均一軸圧縮強さ
m：地盤改良強度のバラツキ
（一般値　m＝1.3　不良率10%）
V_1：一軸圧縮試験による変動係数
V_2：重錘落下試験による変動係数
C：補正係数（V_1/V_2）

図 5-7 一軸圧縮と重錘落下試験値の変動係数の補正例

○今回の検討事例では、重錘落下試験強度による不良率の水準は、一軸圧縮強度の不良率の水準よりも厳しく設定するための補正が必要であることが確認された。

6. まとめ

本研究テーマにおける一連の研究結果について、下記に整理する。

1）コンクリート構造物の代替材としての活用に関する基礎的研究

○改良土を高さ 5m 程度の擁壁躯体としての利用する際、最も重要な要素は躯体の重量であり、特に滑動に対する安全率に余裕を設ける必要があることが分かった。

2）土工構造物の合理化に関する基礎的研究

○土工構造物の合理化に関する基礎研究について、改

良土と補強材を組合せることにより、引抜き抵抗(強度)のピーク値が上昇する傾向を確認することができた。しかしながら、ピーク後の靭性域（塑性域）にて、著しい減衰傾向を確認することができた。そのため、ピーク値をそのまま使用することは危険であり、無改良の強度にて設計を行うことが望ましいものと考えられる。

3) 改良土の施工方法・品質管理方法に関する基礎的研究

○改良土の施工方法に関する基礎研究について、混合方法自体による品質への影響は小さく、混合の程度が品質に与える影響が大きいこと。施工方法による品質のバラツキを抑えるには、色むらがなくなるまで攪拌混合を行い、それが可能となる混合方法を適時選択することが望ましいことが分かった。

○コアボーリング現場採取試料と重錘落下試験との組合せによる品質管理方法を提案し、変動係数の補正を行うことで、現場への適用の有効性を確認することができた。

参考文献

1)（財）日本建築センター：改訂版　建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針−セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法−、pp. 198-226　2004 年

2)（社）セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第 3 版）、2003 年

3) 土木研究所資料第 3812 号：補強土壁工法のアンカープレート引抜き抵抗メカニズムに関する実験的検討、2001 年

4)（財）土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法　設計・施工マニュアル第 3 版、2002 年

5) 金子　治、伊勢本　昇昭：浅層混合処理工法の品質管理事例、第 37 回地盤工学研究発表会、No82、pp. 161-162、2002

6) 境　友昭、極檀　邦夫：重錘落下による地盤反力係数の測定、第 41 回地盤工学会研究発表会、No488、pp. 975-976、2005

7) 山下　健太郎、片野　定男、極檀　邦夫、境　友昭：接触インピーダンス法によるセメント改良地盤の品質管理への適用、第 62 回土木学会年次講演会、6-207、2007

8) 堤ら：改良土の品質管理に関する取り組み　土木技術資料 50-7 2008 p24-27

9) 堤　祥一、大下　武志、宮武　裕昭：改良土・浅層改良地盤の品質管理に関する試験的アプローチ、第 62 回土木学会年次講演会、3-374、2007

10) 堤　祥一、大下　武志：改良土の盛土工事における不攪乱試料並びに重錘落下試験による品質管理方法の検討　第 63 回土木学会年次講演会　Ⅲ-154 2008. 9

11) 堤　祥一、大下　武志：セメント改良土の定着力評価のためのアンカープレート引抜き遠心模型実験　第 43 回地盤工学会研究発表会　329 2008

12) 澤松ら：セメント改良土中における補強材の引抜き特性　第 45 回地盤工学会研究発表会（投稿中）

A STUDY ON THE IMPROVED SOIL USED FOR EARTH STRUCTURE

Abstract : Because of the shortage of dump yards, it is required to reduce and recycle the construction surplus soil. From the cost reduction for public works, reasonable design and quality of the earth structure is required as well. If the strength characteristic of improved soil is considered for the earth structure, for example the retaining wall, it is possible to design reasonable and economical earth structure.

However, we have some problems for the use of improved soil. The one problem is to be difficult to know the quality of improved soil at construction field. The other is to not be able to use the Coulomb design theory because the target model is difference between improved soil and ordinary soil and so on.

We have 3 stages in this research subject. As the first design stage, we conducted the centrifuge model tests and pulling resistance tests to know the effectiveness of improved soil in case used as gravity-type retaining wall and used with reinforcement material. And as second construction stage, we conducted the quality control method test to know that the difference of mixing methods and mixing degree are influence in the quality of improved soil. As the last quality control stage, we conducted verification whether new quality control method of improved soil we propose is effective or not in construction field

Key words : improved soil, reinforcement, quality control method, earth structure

セロリ celery

これは、土木研究所が製造・開発を委託し、開発したコアボーリング機『dk-1』の製品カタログである。

コアボーリング機　『 dk－1 』

取扱説明書　& パーツリスト



お願い

●コアボーリング機「ｄｋ－１」を安全に効率よくお使いいただくため、ご使用前に本取扱説明書を必ずお読みください。

●本取扱説明書、パーツリストは大切に保管してください。

●製品は、性能向上のため予告なしに寸法や仕様を変更することがあります。

■安全にお使いいただくために

●ご使用の前に、必ずこのページからお読みいただき、正しく安全にお使いください。

●ここに記載した事項は、本製品をご使用いただく際に必要となる、運転者やその周囲の人への危害や損害を未然に防ぐための情報です。

⚠ 危険　人が死亡または重症を負う差し迫った危険の可能性が想定される内容が記載されています。

⚠ 警告　人が死亡または重症を負う可能性が想定される内容が記載されています。

⚠ 注意　人が傷害を負う可能性および物的損害の発生が想定される内容が記載されています。

絵記号の意味

⚠：危険、警告や注意を促す内容を示します。

🚫：禁止される行為であることを示します。

❗：強制される行為や指示される内容を示します。

安全操作のための注意事項

1. 作業者の体調・服装について

⚠警告

■こんなときは運転しないでください

- 過労・病気・薬物の影響・その他の理由により作業に集中できないとき
- 視力不足のため表示内容が読めない人
- 取扱説明書の内容が理解できない人
- 酒類を飲んだとき
- 妊娠をしているとき

［守らないと］

重大な傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■作業に適した服装と安全保護具の着用

作業に適した服装をしてください。

作業するときはヘルメット、安全靴、手袋を適時着用してください。

石綿は人体に有害です。やむなく掘削するときは十分な防塵対策をしてください。

［守らないと］

思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

2. 使用する機械・作業について

⚠警告

■作業場の周囲状況について

散らかった場所での作業は事故の原因になります。

電気機器ですので、雨の中で使用したり、ぬれた場所では使用しないでください。

作業場は十分に明るくしてください。

可燃性の液体やガスのあるところでは使用しないでください。

［守らないと］

感電や発火、機械の転倒などにより、思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■作業時以外はドリルヘッドの真下に手指や足、体をいれない

ドリルヘッドの真下に体や体の一部を絶対にいれないでください。コアサンプラの継ぎ足し、取り外し作業時は、ドリルを完全に停止させてから起こってください。

また、ドリルヘッドの不意な落下や転倒を防止するため、作業しない時は、本体を倒した状態で車止めをして保管してください。

［守らないと］

人身事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■電源電圧は交流１００Ｖ（ボルト）

表示を超える電圧で使用すると速度が異常に高速になったり、火災をひきおこして大変危険です。

［守らないと］

感電または思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■必ずアース（接地）する

電源ケーブルのアース（接地）を必ずおこなってください。

［守らないと］

感電または思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■埋設物の確認

作業する箇所に電線管、水道管、ガス管などの埋設物がないことを作業前に十分に確認してください。

［守らないと］

感電、火災、または思わぬ傷害や重大な事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■感電に注意

使用中に体をアース（接地）しているものに接触させないでください。

ぬれた手（軍手）で作業しないでください。

［守らないと］

感電または思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■電源コードを乱暴に扱わない

コードを持って引張ったり、コードを熱、油、角のとがったところに近づけないでください。

［守らないと］

コードの断裂により、感電または思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■子供を近づけない

作業者以外、本体や電源コードに触れさせないでください。

特に子供など、作業者以外は作業場に近づけないでください。

［守らないと］

傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■安定した場所に保管する

乾燥した平坦で安定した場所で錠のかかるところに保管してください。

また、不用意に機械が動かないよう措置してください。

［守らないと］

傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■掘削作業以外は電源から差込プラグを抜く

掘削作業を行わない時は、電源から差込プラグを抜いてください。

［守らないと］

思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■作業環境に合った延長コードを使用する

電源を延長する場合は、機械に合ったキャブタイヤコードまたはキャブタイヤケーブルを使用してください。また、延長コードはアース線を備えた 3 心のものを使用してください。

［守らないと］

コードが発熱したり、断線して、思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■機械をほかの人に貸すときは

取扱方法をよく説明し、使用前にこの「取扱説明書」を必ず読み、理解してから使うように指導してください。

［守らないと］

説明不足により重大な傷害や機械の破損をまねく恐れがあります。

⚠警告

■点検・整備の励行

掘削中の振動などによって、ボルト・ナット類は緩むことがあり、思わぬ事故が起きることもあります。始業時のネジ緩み点検を励行してください。

［守らないと］

思わぬ事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■点検・整備は平坦な安定した場所で

点検・整備は、交通の危険が無く機械が倒れたり動いたりしないよう、平坦で安定した場所でおこなってください。

［守らないと］

機械が転倒するなど、思わぬ事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■点検・整備中は電源から差込プラグを抜く

点検、整備、修理、掃除をするときは必ずスイッチを切り、電源から差込プラグを抜いてください。

［守らないと］

思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠注意

■機械から離れるときは平坦地に置く

機械から離れるときは、平坦で安定した場所に置き、不意に機械が動かないよう措置してください。

［守らないと］

機械が動き出し、事故をまねく恐れがあります。

3. 操作について

⚠警告

■無理な姿勢で作業をしない

本機は垂直掘削専用です。機体は平坦で安定した場所に設置してください。また、回転反力を確保するために専用のボーリングバーでアンカを取り、常に足元を安定させて無理のない姿勢で作業してください。

［守らないと］

機械が転倒し手指や足をはさまれたり、思わぬ傷害や事故をまねく恐れがあります。

⚠危険

■右レバーの操作（ドリルヘッドの上下操作）

右レバーを操作すると、ドリルヘッドが上下します。不用意に右レバーを操作するとドリルヘッドが落下して手指や足を挟んだり、工具が飛散したりしてたいへん危険です。

［守らないと］

人身事故をまねく恐れがあります。

⚠警告

■高温部への接触によるやけどの危険

ドリルヘッド部は、長時間の連続運転により高温になることもあります。不用意に素手で触れるとやけどを負う可能性があり危険です。

また、シュー，オーガビットおよび接続用の継ぎ手部品なども、掘削時の摩擦によって高温になることもありますので、これらの分解作業においては保護具を着用し、やけどには十分注意してください。

［守らないと］

やけど、けがをする恐れがあります。

⚠警告

■掘削具の分解接続作業中のけが

コアサンプラ，スプリットバレル、シューなどの掘削具の分解接続作業において、ご使用になる汎用工具で手指や足を挟まないように注意してください。また、コアサンプラ構成部品の突起や鋭角部などで手を切らないよう、保護具を着用して作業するようにしてください。

［守らないと］

けがをする恐れがあります。

⚠注意

■運転の停止

運転中ドリルヘッドから煙が出ている、異臭・異音がする、変形している、発熱しているなど異常を感じたら直ちに機械を停止してください。

［守らないと］

重大な傷害や機械の破損をまねく恐れがあります。

4. その他

⚠注意

■取扱説明書の遵守

ドリルヘッドに搭載したギヤドモータなど､本取扱説明書に添付してある単独の機器の取扱説明書についても、本取扱説明書同様、内容を十分に理解したうえで作業してください。

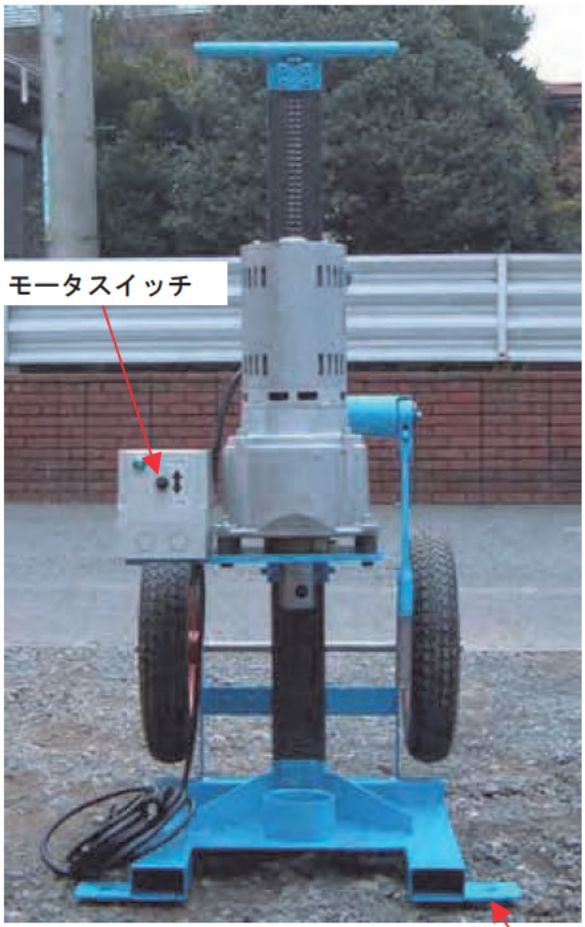
⚠注意

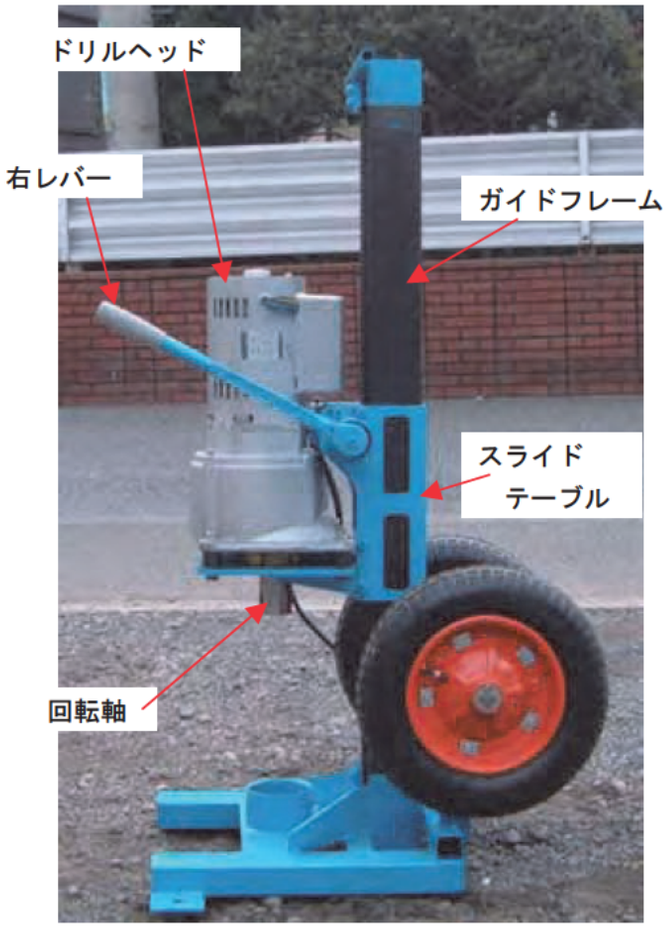
■問合せの励行

安全に作業をするため、本取扱説明書への記載の有無に関わらず、資機材の異常や安全に関する疑問については、お客様が独自に判断することなく当社サービスマンにお問い合わせください。

お問合せ先　：　㈱セロリ
〒243-0815　神奈川県厚木市妻田西 1-7-9
tel 046-222-0247　fax 046-222-0447

コアボーリング機本体各部の名称





本機の用途について

本機は、独立行政法人土木研究所内土工実験棟における改良土の品質試験に供するための不撹乱試料を採取することを目的に開発されたコアボーリング機であります。

屋内での使用と、管理整地された改良土表面に据付することを条件とし、購入仕様書（特記仕様）に基づく性能を基本としております。

アンカ用ボーリングバーについて

コアボーリング機本体ベースの両サイドには専用のアンカを打込むための穴があります。

コアボーリング機本体の回転反力を確保するために、この穴に付属のボーリングバーを鉛直に差し込んでボーリングバーのハンマがベースに当たるまで打込みます。

コアボーリング機を移動する際は、ハンマを上に打ち当てて（逆打ちして）ボーリングバーを抜き取ります。

ボーリングバーのハンマは自由にストロークしますので、運ぶ時はハンマの動きに注意し、指を挟まないように配慮してください。



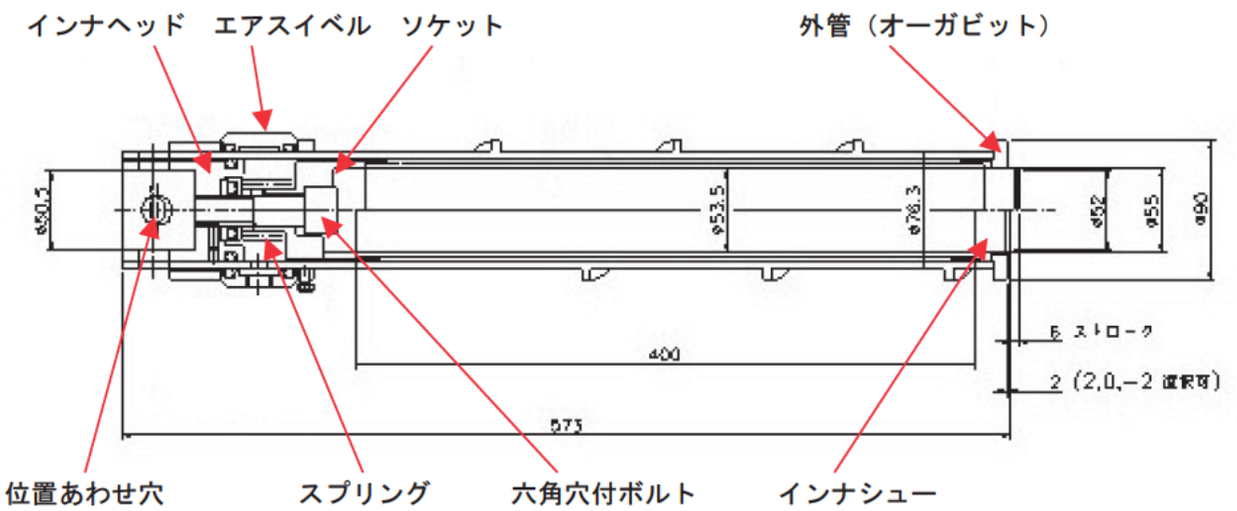
コアサンプラ各部の名称

コアサンプラは、外管がオーガビットであり、内管は両側からインナシューおよびソケットで挟み込まれたスプリットバレルが、六角穴付ボルトでインナヘッドに回転自在に固定された二重管構造となっています。

この内管は、インナヘッドとの間に組み込まれたスプリングによって常にオーガビットの先端からインナシューが突き出ていますが、地盤の固さやビットの掘進状態に応じて突き出し量が自在に変化します。

さらに、インナシューの突き出し量の最小長さは、外管と内管の取り付け位置変更によって２mm、０mm、－２mmと３種類の選択が可能となっております。

エアスイベルにエアコンプレッサから圧縮空気を供給することによりエア掘削も行えます。



運転と作業のしかた

1. 本体のセット

差込プラグが電源から抜けていることを確認し、掘削位置まで移動して本体を垂直に起こしてください。

コアボーリング機の据付までは不安定な状態での重量物操作になるので、転倒や、手指や足の挟みなど安全には十分配慮してください。

掘削位置を確認し、ベースの両サイドにあるアンカ用穴に付属のボーリングバー２本を鉛直に打込んでください。

2. 掘削のしかた

【ドリルヘッドの上下】（右レバー操作）

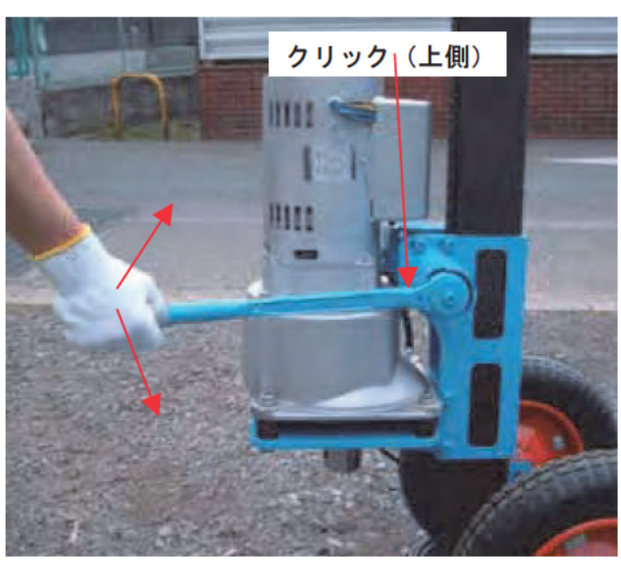
ドリルヘッドの上げ下げの動作は右レバーを上下に動かして行います。

右レバーはラチェット機構が組み込まれていて、クリックの押し引きでドリルヘッドの上下動を切替ます。

クリック（上側）を押して「上げモード」、クリック（上側）を引いて「下げモード」となります。

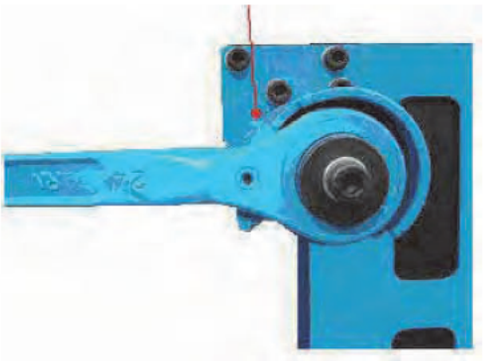
ドリルヘッドの上げ動作は「上げモード」にして右レバーを下から上に引き上げて行います。

ドリルヘッドの下げ動作は「下げモード」にして右レバーを上から下に押し下げて行います。



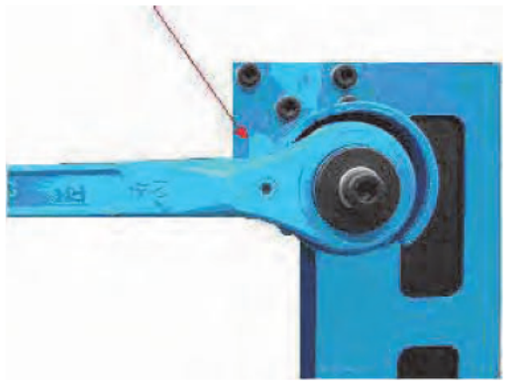
スライドテーブルの右レバー

クリック（上側）を押す



上げモード＝クリック（上側）が前方

クリック（上側）を引く



下げモード＝クリック（上側）が手前

【電源】

モータスイッチが中立になっていることを確認してから電源に差込プラグを確実に差込みます。通電によりスイッチボックスのパイロットランプが点灯します。



【回転】（モータスイッチ）

モータスイッチは、右回転、停止、左回転が選択できます。

コアサンプラをドリルに取り付けて地面に押し付け、スイッチを入れるとコアサンプラが回転します。

サンプリング（掘進）は右回転で行い、左回転は、オーガビットの回収時に必要に応じて使用します。

モータの回転と同時に本体が反転し、エアスイベルの回り止めやホースなどが動きますので、運転者や作業者などが振り回されることにないよう、周囲の安全には十分に配慮してください。

【掘削】（サンプリング）

コアボーリング機の右ハンドルを操作して本体ベースのガイドにコアサンプラを誘い込み、地面にサンプラのシューを押し付けて掘削の準備をしてください。

モータスイッチを右回転側に倒すとオーガビットが回転し、コアサンプラのシューが地盤に貫入してオーガビットが掘削を開始します。

モータスイッチを倒すと同時にエアスイベルの回り止めとエアホースが動きますので、機械各部と接触しないように注意してください。

地盤が固い時は、十分にシューが貫入しないことがありますので、右レバーを操作してコアサンプラに押し込み力を与えてください。このとき、本体が持ち上がらないようにベースの上に安全な重りを載せるなど必要な措置を講じてください。

圧縮空気を供給して掘削する時は、掘削前にインナシューの周りからエアが吹き出ていることを確認するとともに、掘削中もオーガビット外周から地表にエアが戻っていることを確認してください。

【コアサンプラの引き抜き】

右レバーのクリックを切り替えてドリルヘッドを引き上げ、コアサンプラを抜き取ります。引き抜き抵抗が大きい時はドリルヘッド引き上げの状態でモータスイッチを左回転側に倒し、コアサンプラを逆転させると楽になります。

逆転によってエアスイベルの回り止めが動きますので、回り止めやエアホースが機械各部に接触しないよう十分に注意してください。

【試料回収】（コアサンプラの分解）

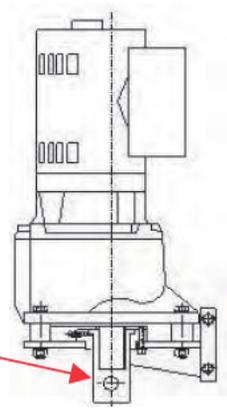
スプリットバレルの中に入った試料を保護するために、コアサンプラの取り扱いはできるだけ静かに行ってください。

ドリルヘッドの回転軸に刺してあるピンを抜き取るとコアサンプラが下に抜けますので、ガイドに板を載せて穴を塞ぐなど、コアサンプラを下に落とさないように気をつけてください。

コアサンプラの位置合わせ穴には、絶対に指を入れないでください。

コアサンプラのインナシューを平坦な面に静かに預けてオーガビットを押し下げ、インナヘッドがオーガビットから少し顔を出すようにした後に、横に倒してインナヘッドを掴み、オーガビットからスプリットバレルを静かに抜き取ります。

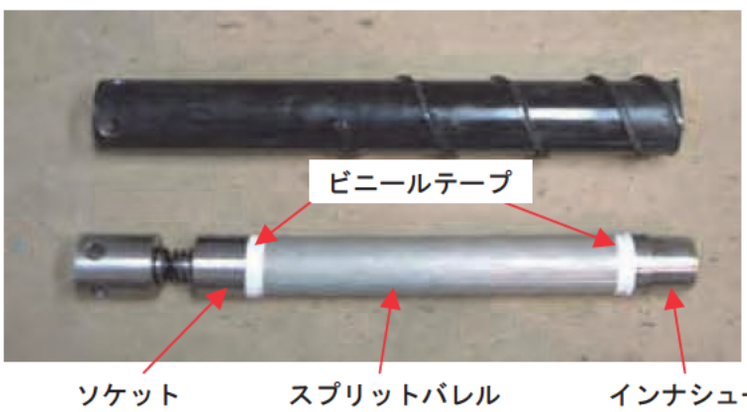
スプリットバレルを止めているビニルテープを剥がしてソケットおよびシューをはずし、スプリットバレルからサンプルを取り出します。



【コアサンプラの組み立て】

清掃したスプリットバレル、ソケット、インナシューを組み合わせてビニルテープで仮固定します。これをオーガビットに差し込んで組み立ては完了です。

ビニルテープは、組み合わせた部品が差し込み時にばらけるのを防ぐ目的で使用しますのでできるだけ幅の広いものをご使用ください。



また、ビニルテープの接着面は、きれいに清掃・乾燥した状態にしてください。

【シュー突き出し長さの調節】

オーガビットの刃先から突き出すシューの長さは次のように調整します。

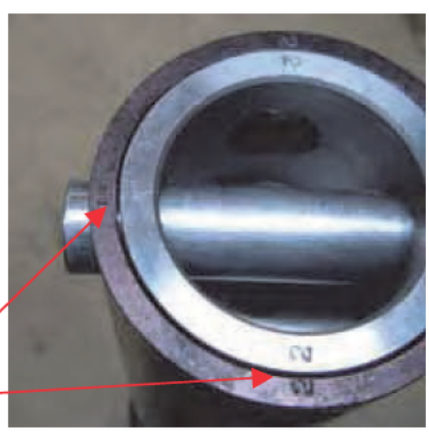
①地盤が固く、掘進効率が悪いとき　→　突き出し長さを短くする(4㎜)

②地盤が軟らかく、試料が乱れやすいとき　→　突き出し長さを長くする（8㎜）

③その中間のとき　→　標準(6㎜)

オーガビットにはピンを刺すための４個の取り付け穴があり、インナヘッドにも同じ数の穴がありますが、それぞれの穴は対向するもの同士で中心位置が２㎜ずれています。

オーガビットとインナヘッドを互いに直交するように組み合わせることで、上記①、②、③が選択できますので合いマーク(数字の１と２)で確認してください（下表参照）。



合マーク	オーガビット	インナヘッド
硬質地盤	2	2
軟質地盤	1	1
標　　準	2	1
	1	2

差込ピンにてドリルヘッドにコアサンプラを取り付けますが､差込ピンはできるだけ左右均等に配置するようにしてください。

【エアスイベル】

コアサンプラには、簡便なエアスイベルが用意されておりますので、必要に応じてお使いいただけます。供給エア量と圧力は、１００l/min 以上で０．７MPa を推奨します。

エアホース接続口は、エアスイベルの回り止め兼用のパイプで１/４PT メネジになりますので、規格に合うホース金具をご用意ください。

右回転、左回転の切り替えの際は、回り止めと機械各部（特に車輪）との接触に注意してください。

ドリルヘッドの位置によっては､回り止めが車輪に当たって逆回転できないことがありますので､その際は車輪の止めピンを外して一時的に車輪を外すなど、適切に対処してください。

エアスイベルの内部には、回転用シールとしてＯリング（Ｐ-80）が２本組み込まれておりますが、消耗してエアが漏れるようになったら交換してください。

また、時々少量のグリスなどでＯリングを潤滑してください。

なお、インナヘッドにもＯリング（Ｐ-55）が１本組み込まれておりますが、同様に潤滑するとともに傷などがついたときには交換してください。

3. ドリルヘッドが自重で滑り落ちるようになったら

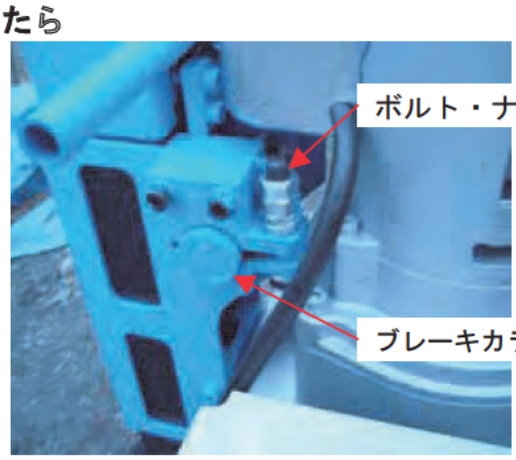
ブレーキカラーが磨耗すると、ドリルヘッドが徐々に滑り落ちるようになります。

ブレーキ体のボルト・ナットを適度に締めてブレーキカを保持してください。

締めすぎると上下できなくなります。

緩いまま放置しますとドリルヘッドが不意に落下して大変危険です。

また、安全のためにこの作業は必ず本体を寝かせてから行ってください。



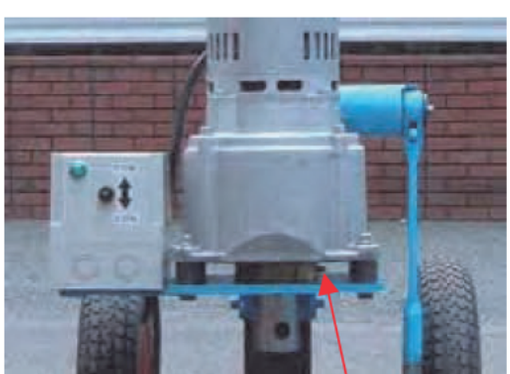
4. グリスアップ

グリスニップルには定期的にグリスポンプで確実にグリスアップをおこなってください。

グリスの種類は、カップグリスなど一般用です。

記載されている場所以外にも、摩擦部、摺動部には定期的に必ず注油・グリス塗布をおこなってください。作動不良をまねいて故障や事故の原因となるおそれがあります。

ブレーキ体、ブレーキカラーにも注油・グリス塗布をおこなってください。



コアボーリング機本体仕様

名　　称	コアボーリング機
型　　式	ｄｋ－１
機　体　寸　法	運搬時：L660mm×W600mm×H1200mm 掘削時：L660mm×W600mm×H1340mm
電　　源	ＡＣ100Ｖ
計　算　質　量	約 75kg
消　費　電　力	750W
回　　転　　数	Max.15rpm
回　　転　　力	Max.460N・m（計算値）
引　　抜　　力	約 3kN
押　　込　　力	約 3kN
ス ト ロ ー ク	700mm（マニュアルハンドレバー式）

コアボーリング機『 ｄｋ－１ 』パーツリスト

このたびは当社製品をお買い上げいただき、ありがとうございます。

パーツリストは、製品の構成部品とその構造、大きさなど、ご使用に際して必要とされる情報を図面の形で提供するものです。

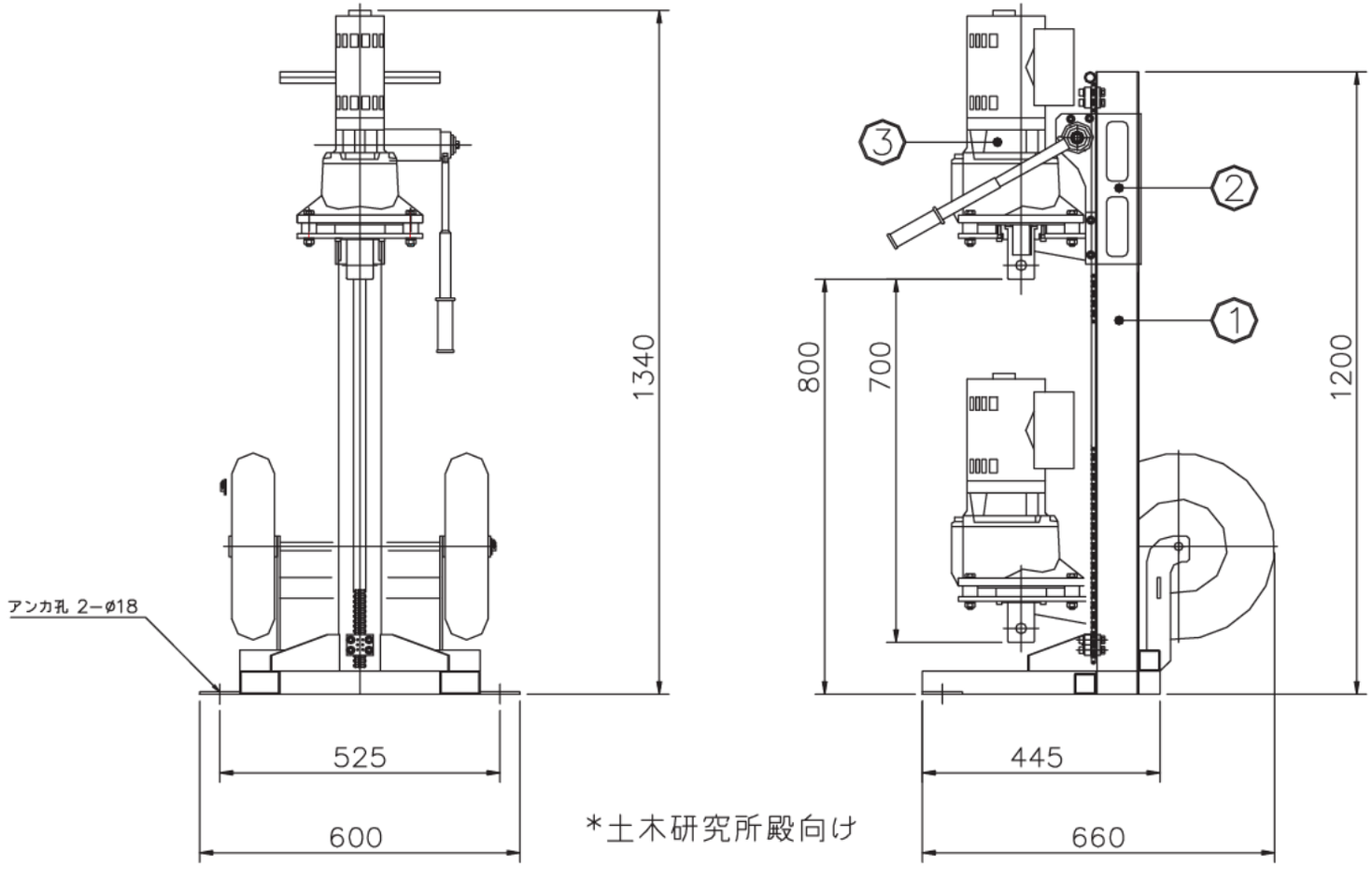
本機の故障、不具合、改造、消耗部品などに関するお問い合わせ、ご相談は、本取扱説明書の内容とパーツリストをご参照の上、下記にお願いいたします。

なお、納入製品に関する無料保証の範囲は、設計、製造上の瑕疵、および取扱説明書記載の範囲でお使いいただく場合の機能、性能不良に限るものとし、パッキン、ベアリング類など一般消耗部品、ならびに掘削ツールは対象となりません。

上記保証期間は納入後 6 ヶ月間とさせていただきますので、ご了承願います。

株式会社　セロリ
〒243-0815　神奈川県厚木市妻田西 1-7-9
TEL 046-222-0247　FAX 046-222-0447
URL http://www.celery.co.jp
E-mail　celery@celery.co.jp

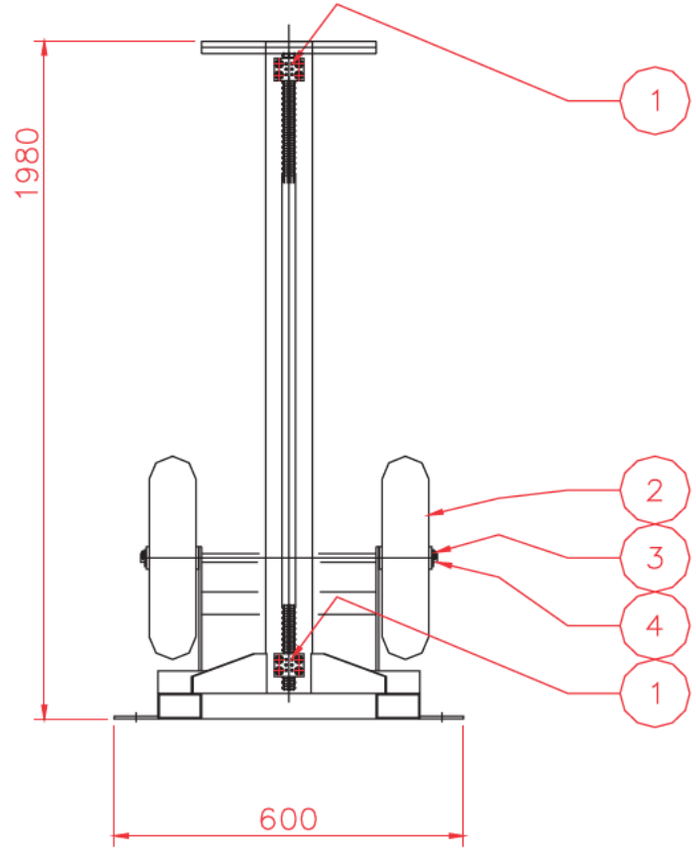
Created by celery　2007/4/10

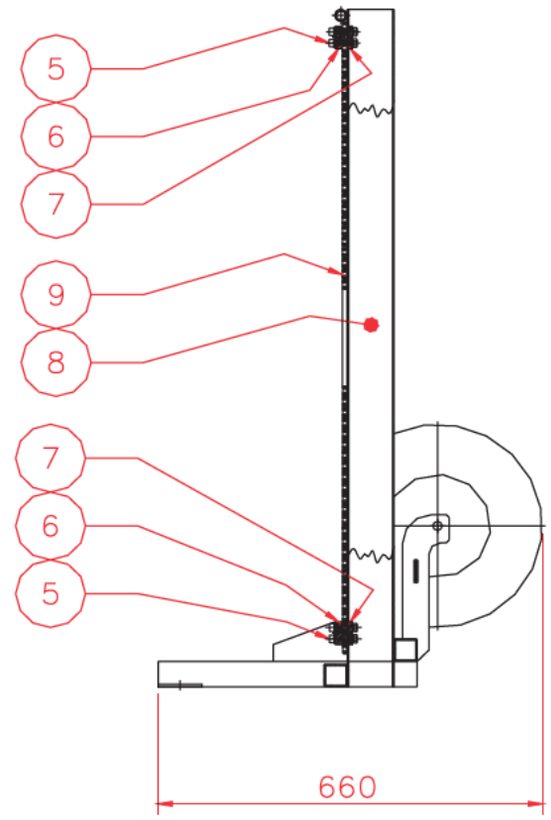


*土木研究所殿向け

番号	品番	品名	備考	数量
3	37***	ドリルヘッド		1
2	37***	スライドテーブル		1
1	37***	ガイドフレーム		1

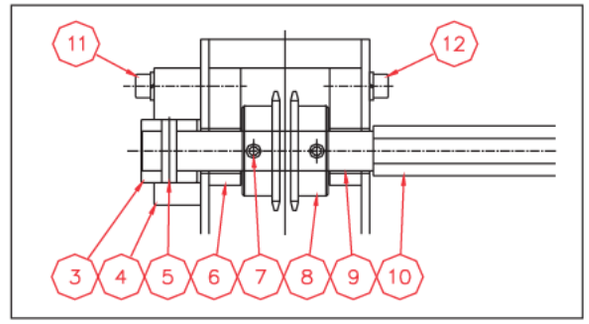
尺度		型式	dk−1	承認		審査	製図
作成	'07−02−01	名称	コアボーリング機	図番	37036		
セロリ celery							

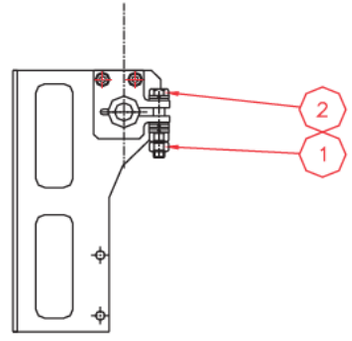


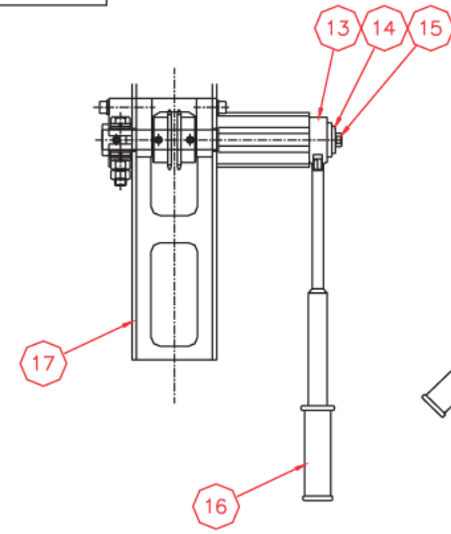


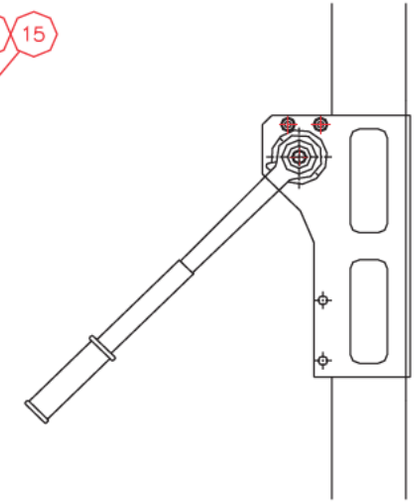
番号	品番	品名	備考	数量
9		2列チェーン	RS35−2　長さ1900	1
8	37038	ガイドフレーム		1
7	46149	プレート		2
6	43071−1	チェーンホルダ		2
5		六角穴付ボルト	M8×40 (Sﾜｯｼｬ,平ﾜｯｼｬ,ﾅｯﾄ付)	8
4	43074	車軸		1
3		スナップピン	呼び16	2
2		車輪		2
1		スプリングピン	ø4×20	12

尺度		型式	dk−1	承認	審査	製図
作成	'07−02−05					
セロリ celery		名称	ガイドフレーム	図番	37045	









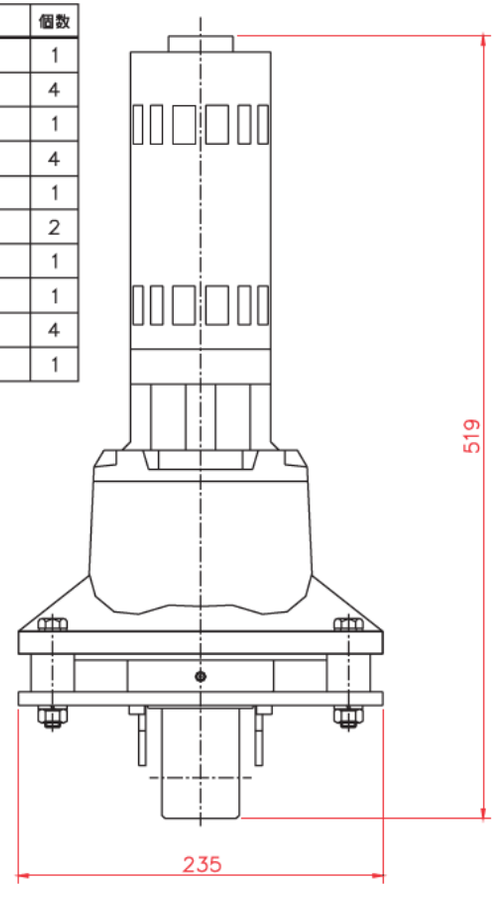
番号	品番	品名	備考	数量
14	43087	ワッシャB		1
13	36298	右レバー		1
12		六角穴付ボルト	M8×20,スプリングワッシャ付	10
11		六角穴付ボルト	M8×45,スプリングワッシャ付	4
10	36253	六角軸		2
9		ドライベアリング	DUB2220	2
8	44301	スプロケット		2
7		スプリングピン	ø8×50	2
6	46131	軸受け		1
5		スプリングピン	ø8×35	1
4	36254	ブレーキ体		1
3	46129	カラー		1
2		六角ボルト	M12×70,スプリングワッシャ,平ワッシャ付	1
1		六角ナット	スプリングワッシャ、平ワッシャ付	2

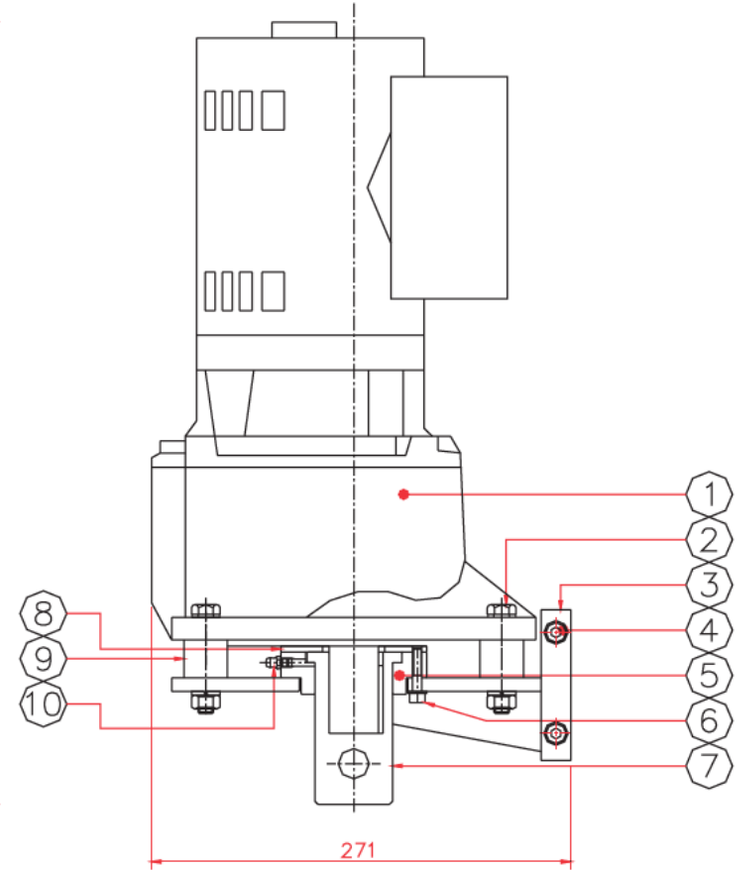
17	37039	スライドテーブル		1
16		グリップ		1
15		六角ボルト	M8×20,スプリングワッシャ付	1

尺度		型式	dk−1	承認		審査	製図
作成	'07−02−05	名称	スライドテーブル	図番	37044		
セロリ celery							

37044

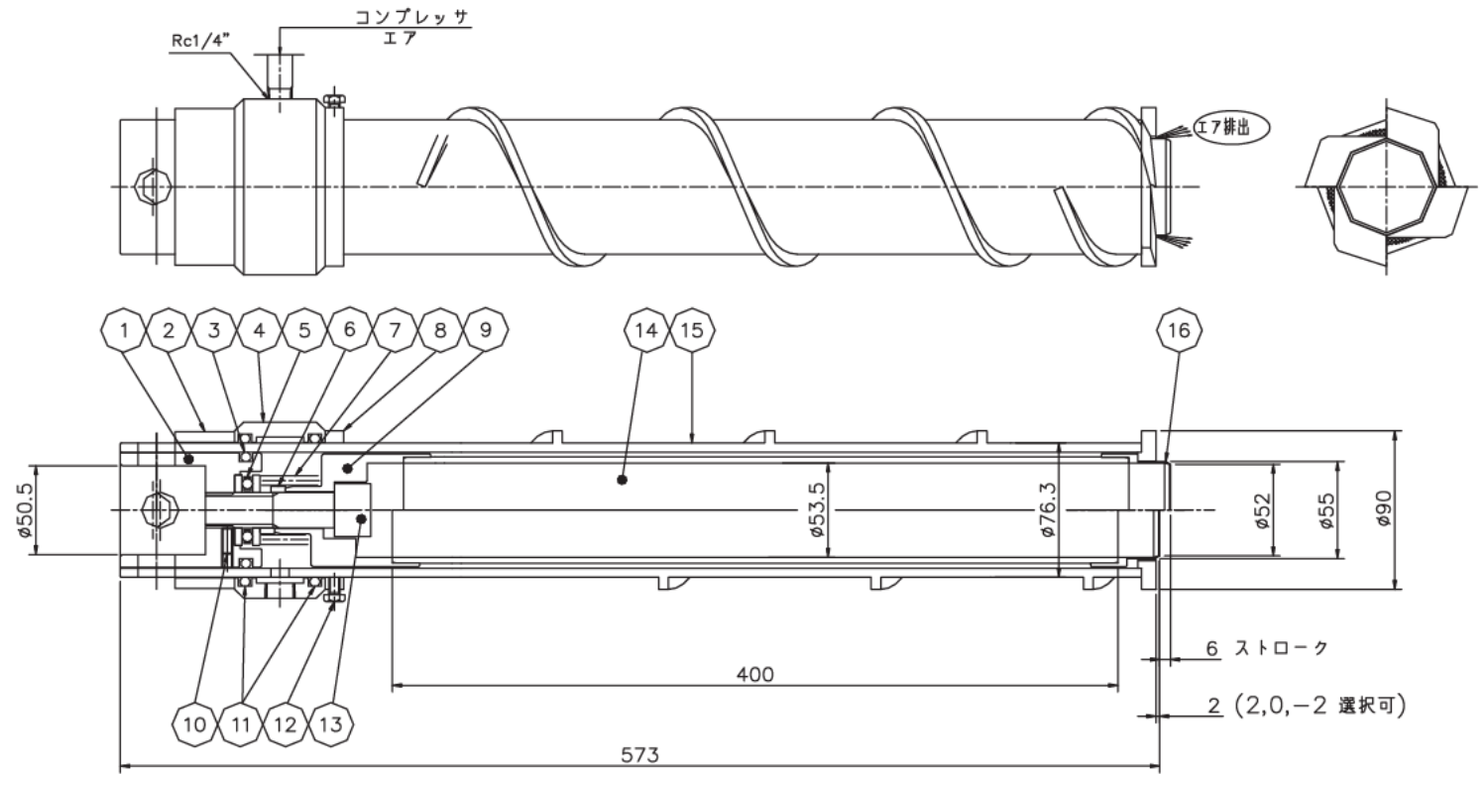
番号	品番	名称	個数
1	VX08-10SF	ギヤードモータ	1
2	M10*65 N, SW付き	六角ボルト	4
3	37042	モータベース	1
4	M8*20 SW付き	六角穴付きボルト	4
5	47025	主軸受け	1
6	M6*30 SW付き	六角穴付きボルト	2
7	47024	主軸	1
8	47023	スラストプレート	1
9	47026	モータスペーサ	4
10	M6	グリスニップル	1





尺度		型式	dk−1	承認		審査	製図
作成	'07−02−05	名称	ドリルヘッド	図番	37043		
セロリ celery							

番図	37092



番号	品番	品名	備考	数量
7−2	47019−A	圧縮コイルバネ	線径 ø3.2 左巻き 外側	1
7−1	47019	圧縮コイルバネ	線径 ø2.9 右巻き 内側	1
6		カラー	#V20−D27−L8	1
5		スラストころ軸受け	#51204	1
4	47055	スイベルケース		1
3		Oリング	#P−55	1
2		塩ビカラー		1
1	37031	ヘッドサブ		1

12		六角ボルト	M6−10	1
11		Oリング	#P−80	2
10		六角穴付止ネジ	M6*15	1
9	47016	インナソケット		1
8	47062	ストッパ		1

16	47053	インナシュー		1
15	37030	オーガビット		1
14	37032	スプリットバレル		1
13		六角穴付ボルト	M20−80	1

配管部品 1/4" 長ニップル、ソケット 各1

※圧縮コイルバネ
・標準仕様；ø2.9とø3.2のダブル

尺度		型式	dk−1	承認	遠藤	審査	万里	製図	小川
作成	'07−03−09								
	セロリ celery	名称	コアサンプラ	図番	37092				

超小型動的平板載荷試験装置 IST-03

取扱説明書

［概要］

超小型動的平板載荷試験装置　IST-03 (Impact Soil Tester Serial 3)は，建設省土木研究所(現 独立行政法人　土木研究所)が保有する国有特許（特許第 2516020 号　地盤強さの測定方法）に基づいた地盤の締固め度合いの測定管理装置です.

装置は，①重錘，②測定装置，③ケーブル，で構成されます．(図－１)



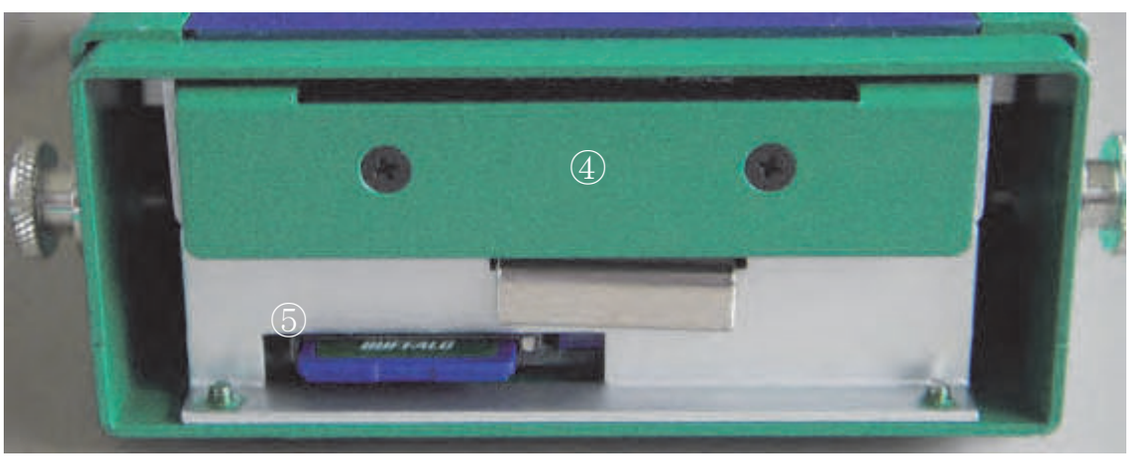
図－１　IST-03 の構成

［測定方法］

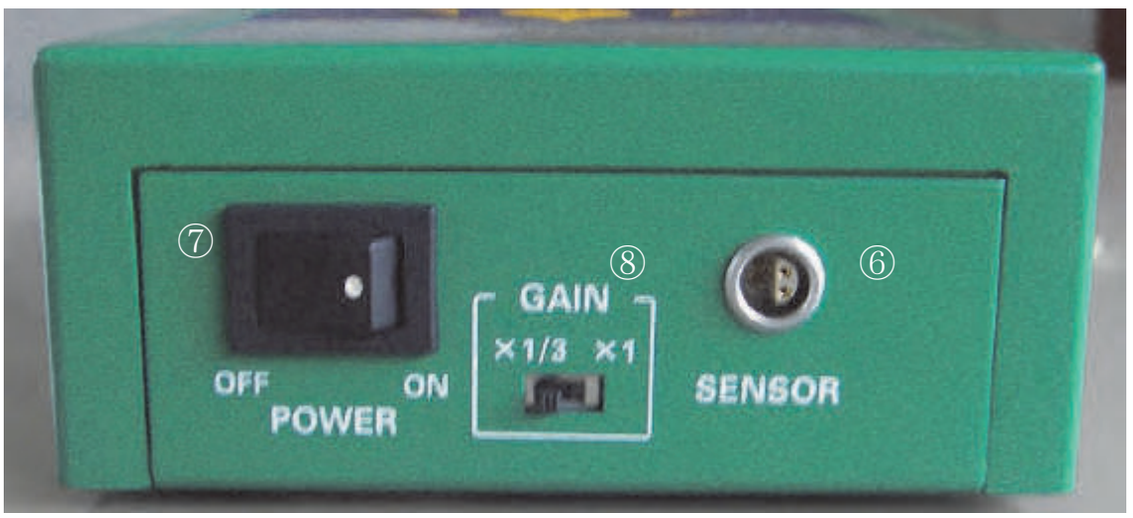
地盤に重錘を概ね 10cm～20cm の高さから自由落下させます. 重錘をハンマのように使い地盤を叩いても同じです．重錘が地盤に衝突し，この時の地盤の抵抗が測定装置によって計測・記録されます．落下高さは，厳密に管理する必要はありません．測定装置が自動的に落下高さ(重錘と地

盤の衝突速度)を検知し，強度補正を行います.

[装置の動作]
測定装置は，乾電池(単Ⅲ 6 本)で駆動します．アルカリ乾電池で，８時間連続使用が可能です.
単Ⅲ型の電池であれば，充電式のもの(公称 1.2V)からマンガン乾電池(1.5V)まで，その種類を問いません．ただし，電池の性能によって使用時間には違いがありますのでご注意ください.
裏蓋を開けると，図－２のように，④電池ボックス，⑤SD カード，があります．電池の確認，取り替えでは，電池ボックスの下端を軽く手前に引きます．電池ボックスが本体から外れるようになっています．電池が不足している場合には，規定の電圧となるように新しい電池と取り替えてください．SD カードは，測定データを記録するための媒体です．また，記録して波形データ，測定データをパーソナルコンピュータ(以下「PC」)に転送するときに使用します.
測定に必要なパラメータは，SD カードに書き込まれたデータを測定装置が読み取って使用するようになっています．このため，測定に先立ち，PC 側のプログラムで SD カードに必要なパラメータを書き込む必要があります．SD カードに必要なデータが書き込まれていないと測定装置は作動しません.
電源電圧は，測定装置がモニターしています．本体 LCD 画面に現在の電圧が表示されるようになっています．この電圧値が 60%以下になると，「電圧低下」のメッセージを表示後，測定装置の電源が自動的に切れるようになっています.
前面には,⑥センサー用のレセプタと⑦電源スイッチがあります.電源スイッチを ONにすると，電源が入ります.③ケーブルで測定装置と重錘間を接続し,測定に入ります.ケーブルの両端は,同じコネクタとなっています.方向性はありませんので,どちらに差し込んでも問題ありません.



図－２ 裏蓋を開けた状態



図－３　前面パネル

前面パネルには，電源スイッチ⑦，センサーコネクタ⑥，およびアンプゲインの切り替えスイッチ⑧があります．アンプゲインは，地盤の硬さに応じて選択します．ただし，同一地盤では，同じゲインを用いてください．アンプゲインによって，測定値に違いが生じます．通常は，×１で使用します．非常に硬い地盤の場合には，×１／３を使用します．

[IST-03 のデータ管理方法]
IST-03 のデータは，次のように管理されます．

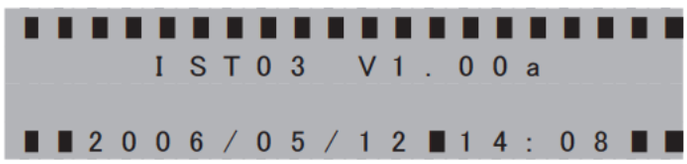
(1) SITE 番号
(2) Block 番号(縦，横)
(3) 測定番号
(4)

です．
SITE 番号は，現場の番号を表します．初期状態では，SITE 番号は１となっています．Block 番号は，現場での測定点の位置を示します．横１２，縦１０のブロックに分割されています．測定番号は，同一 SITE，同一 Block 内での測定回数を示します．SITE 数および測定数に制限はありませんが，SD カード容量の制限を受けます．また，SD カードにデータが多く蓄積されるとデータの書き込み速度が極端に低下する可能性がありますので，測定データは，こまめに PC に転送し SD カードから削除されることをお勧めいたします．

[測定装置の操作]

SD カードが挿入されていることを，SD カードに所定のパラメータが記述されていることを確認します．電源を ON にすると，次のオープニング画面が表示されます．IST-03 内部プログラムのバージョン情報と，SD カードに記録されている時刻から算出した現在の日付と時刻が表示され

ます.

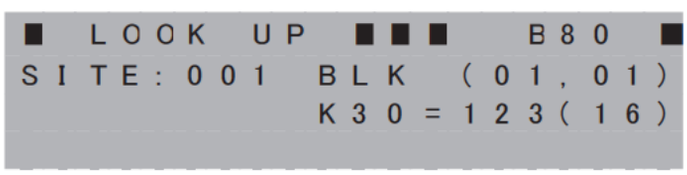


図－４　初期画面

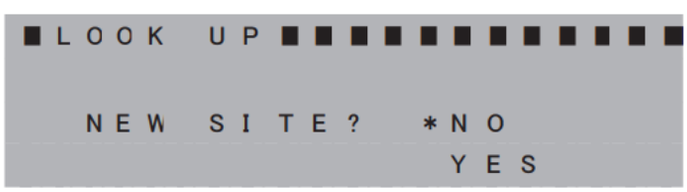
電源投入後，約３秒で「LOOK UP」モードとなり，その画面が表示されます．LOOK UP モードは，過去の測定記録(平均値)を見ること，およびどのブロックで測定がすんでいるか，が表示されます．上１行目の B××は，電池の残量を示します．測定装置を駆動するために必要な電圧が低下し，規定の値以下になったら，電圧低下に対する警告がでます．

サイトの変更

LOOK UP モードでは，SITE(サイト，現場)番号の設定，ブロック番号を選択します．サイトの変更は，E キーを長押し(２秒以上押す)します．ビープ音が鳴動し，図－６のサイト変更モードとなります．サイトを変える場合には，↓キー(▼)で，＊を YES の位置に移動して E キーを押します．サイト番号が現在の値より１つ大きくなります．変更しない場合には，＊ら位置が NO にあることを確認し，そのまま E キーを押します．



図－５　LOOK UP モード

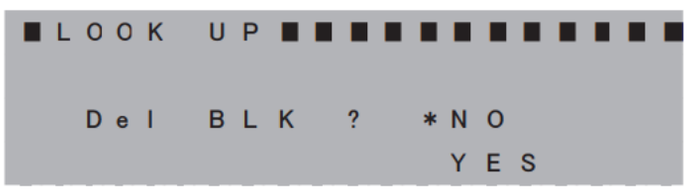


図－６　サイト変更

ブロックの変更

ブロックは，カーソルキーで移動します．ブロックは，(X,Y)の平面座標となっています．左右の矢印キーで，X，上下の矢印キーで Y の値が動きます．移動した先のブロックに既に測定値があると，図－５のように，そのブロックでの K30 の値の平均値と()内に測定数が表示されます．

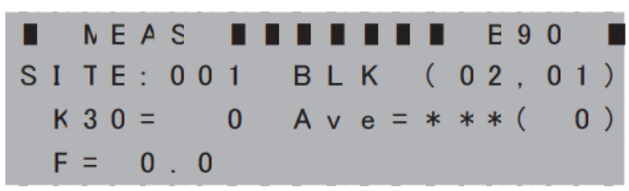
測定データが既にあるブロックにデータを追加することはできません．データが保存されていないブロックに移動するか，そのブロックのデータを消去するかを選択します．移動する場合には，そのままカーソルキーを操作して測定したいブロックに移動します．消去するときは，C キーを押します．画面が図－７のように変わります．消去する場合には，下↓キーを用いて＊印を YES に移動し，E キーを押します．これで，そのブロックの古いデータは消去され，新しい測定を行うことができるようになります．データを消去しない場合には，NO にして E キーを押します．



図－７　ブロック内データの消去

測定開始

LOOK UP モードで空白のブロックを指定し E キーを押すと，図－８となり，測定できる状態となります．重錘を測定しようとしている地盤に衝突させると，その瞬時値が K30=125 というように表示されます．また，そのブロックでの平均値が Ave=120，測定回数が()内に表示されます．F=1.2 という値は，打撃力の最大値を kN 単位で表示したものです．



図－８　測定開始

測定データのキャンセル

測定したデータが間違ったデータであった場合には，次の測定に入る前に C キー(Cancel)を押してデータを削除します．測定した直後のデータを取り消すことはできますが，C キーを続けて押しても，既に記録されているデータを消去することはできません．

PC 側プログラム取り扱い説明書

[.NET 環境]
PC 側プログラムは，Micro Soft .NET 環境下で作動します．Windows 2000，NT では，.NET Frame Work をインストールする必要があります．Windows NT では，サービスパック 6 が必要です．Windows XP 以降の Windows では，すでに.NET が導入されていますので，そのインストールは必要ありません．

http://www.microsoft.com/japan/msdn/netframework/downloads/
ここから，下記の二つのファイルを Down Load します．初めに「再頒布パッケージ」，次に「日本語 Language Pack」をインストールします．
.NET Framework 2.0 再頒布パッケージ
Microsoft .NET Framework Version 2.0 日本語 Language Pack

[プログラムのコピー]
PC 側プログラムでは，次の 2 つのファイルを使用します．

IST03PC.EXE
XlsCrtNet.dll

この 2 つのファイルを同じフォルダーにコピーして使用します．IST03OC.EXE は，PC 側プログラムの本体です．XlsCrtNet.dll は，IST-03 で測定したデータをエクセル形式で出力するために必要な Dll プログラムです．この 2 つは，同じフォルダーになければなりません．

[データ読み取り操作]
SD カードを CP 側の SD カード読み取り装置に差し込みます．SD カードの挿入スロットがない PC の場合には，USB ポートで使用できる SD カードリーダなどが市販されていますので，それらをご利用ください．読み取り装置に制限はありません．
SD カードを挿入すると，SD カードのドライブが表示されます．複数の SD カードドライブが見つかると，IST-03 用の SD カードを区別するために，リストから選択するようにしてください．
SD カードが見つからない場合には，「再検索」のボタンをクリックしてみてください．その後，SD カードのドライブを見ると，SD カードドライブ名がリストとして表示されます．IST-03 用の SD カードが見つかった段階では，データは SD カードのみにあり，PC 側には転送されていません．
データを PC 側に転送する場合には，まず PC 側のディレクトリ(フォルダー)を指定します．これは，画面の上端にある「プロジェクトディレクトリ」です．「参照」ボタンを押してフォルダーを選択します．フォルダーが選択されると図のように，プロジェクトディレクトレが表示されます．
データを SD カードから PC にコピーする場合には，「データコピーSD->Project」ボタンを押します．コピーするファイルがある場合には，SD カードのデータを読み取って，設定したフォルダー内にコピーします．コピーしたファイルの数はメッセージボックスで表示されます．

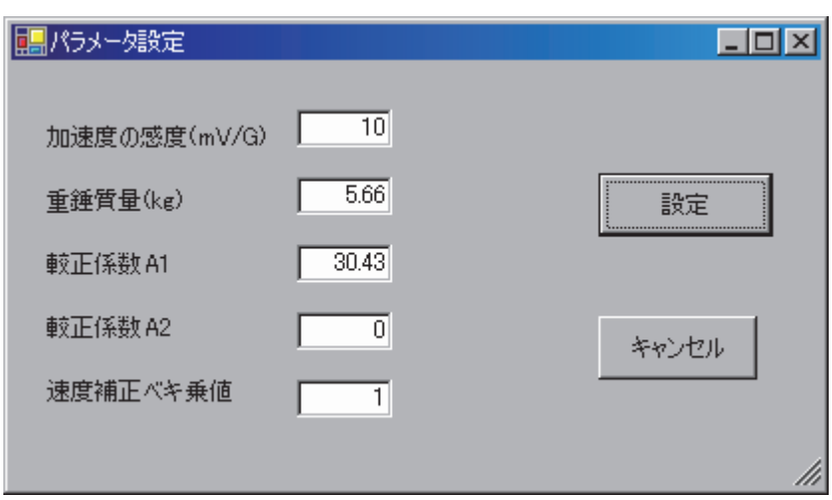


図－１　PC 側プログラムのメイン画面

[機能説明]

1)　パラメータ設定

SD カードに必要なパラメータを設定します．SD カードを新しくした場合には，最初に設定が必要です．必要な値を入力して「設定」ボタンを押すとパラメータファイルが更新され，その後の測定では，新しいパラメータが使用されます．



図－２　パラメータの設定

設定情報は，画面のとおりです.
加速度計の感度は，10mV/G で固定です．この値を変更しても K30 の測定値に影響は与えませんが，力の値や速度の値に影響があります.
重錘質量は，使用されている重錘の実質量を kg で入力します.
較正係数は，測定値 X から，K30 値を算出するとき，[K30]=[A1]X + [A2]として線形変換するための係数です．A1 の値は，砂質系地盤の場合には，当初設定どおりの値をご使用ください．A2 の値は通常 0 としてください．速度補正ベキ乗値は，１とします．これは，地盤ではなく，岩盤やコンクリートなどを測定する場合に必要な補正値です.

2) IST の時刻設定

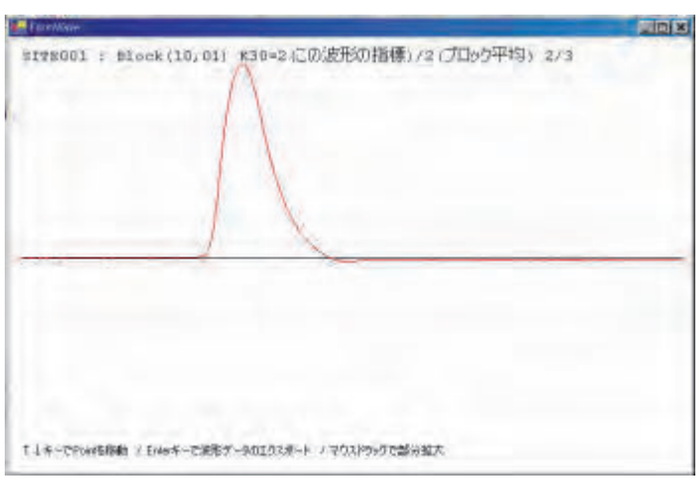
IST は，内部に時計を持っていますが，その時刻を装置本体で設定する方法がありません．このため，SD カードに時刻を書き込み，IST-03 の電源が ON になったとき，SD カードに書かれている時刻の方が新しい場合には，その時刻に更新する，というシステムになっています．SD カードに新しい時刻を書き込んだときには，できるだけ速やかに SD カードを IST-03 の本体に挿入して，IST-03 の電源を ON にしてください.

3) SD カードのファイル消去

SD カードに記録されたデータを消去します．パラメータファイルは，消去されません．SD カード内のデータを削除する場合には，このボタンを用いてください．SD カードを PC 側でフォーマットする場合には，FAT32**ではなく，何も記載されていない** FAT **を使用してください**．FAT32 では，IST-03 が読み取りできません.

4) 波形表示

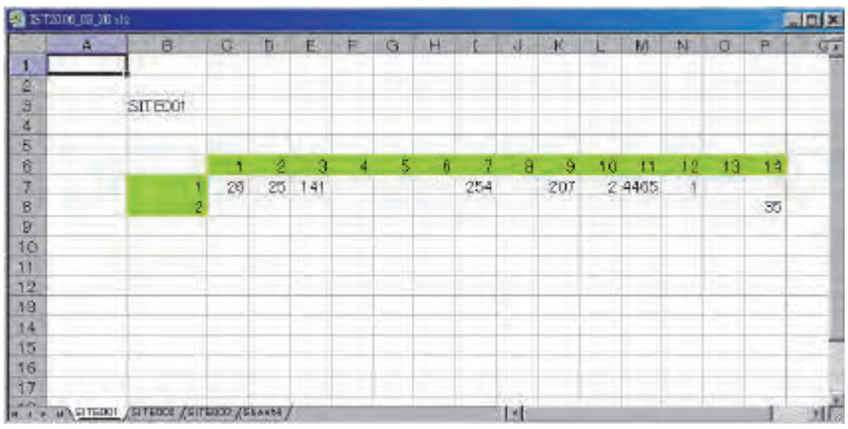
データファイルが SD カードから PC 側にコピーされていれば，そのデータの波形を見ることができます．SITE を指定して，「波形表示」ボタンを押せば，別のウィンドウがポップアップし，最初の波形を表示します．上下のカーソルキー↑↓で表示するファイルを移動します.



図－3 波形表示

5) 結果をエクセルで整理

測定データの平均値(K30 推定値)をエクセルファイルとして出力します．SITE ごとにシートを分け，IST-03 の Map 画面イメージで数値出力します.



図－４　エクセルファィルの例

6)　波形をテキストデータに変換

測定した全ての波形を一括してテキストファィルに変換します．波形データファィルのヘッダは，次のようになっています．

SITE001	サイト番号
X 1	横方向の位置
Y 1	縦方向の位置
n/N 1/1	その点での測定順／測定点の数
K30 34/26	K30 の推定値　／平均値
dT(usec) 20	サンプリング時間(μs)
SampleN 4096	波形データを構成するデータの長さ

この後数値データが続きます．値は，2048 付近が物理値の 0 です．

7)　統計値

測定したデータの分布を表示します．

IST-03 による締固めの施工管理について

IST-03 の開発背景と特長

IST-03 (Impact Soil Tester Type3)は，平板載荷試験による K30 値を重錘落下によって求めるものです．本装置は，旧建設省土木研究所での締固め管理に関する研究開発プロジェクトの中で開発された技術です．ローラなどによる締固めの施工管理を非破壊，リアルタイムおよび面的に実施することを目標として開発されました．このため，次のような特長があります．

① 重錘落下時の落下高に制限がない．
② 測定時間が，実時間(リアルタイム)であること．
③ 重錘落下後，直ちに K30 値(換算値)が表示されること．
④ 地盤表面に大きなキズを付けないこと．

IST-03 による施工管理

盛土地盤の品質管理基準としては，締固め度，すなわち地盤の乾燥密度による管理が行われますが，IST-03 は，「締固め度」の測定装置ではありません．IST-03 は，重錘落下時の地盤反力を発生させる要因としての地盤の単位面積当たりのバネ係数を測定します．このため，地盤が一定の組成であれは，平板載荷試験による K30 値(1.25mm 沈下時の値)と非常に良い相関関係にあります．
この性質を利用し，平板載荷試験で施工管理あるいは品質管理されている締固め工事では，IST-03 の値を利用して平板載荷試験の代用とすることも可能です．また，密度管理を基準としている場合には，地盤の強度と密度に，密度が増加すれば地盤強度も増加する，という関係があることを利用して施工管理に利用することができます．

平板載荷試験

品質管理として平板載荷試験による地盤反力係数(K30 など)が用いられる場合，砂質系地盤であれば，IST-03 の初期設定パラメータ値で施工管理することができます．ただし，地盤反力係数を正しく表示したい場合には，較正試験が必要です．
平板載荷試験の地盤反力係数と，IST-03 による地盤反力係数は直線関係にありますので，その換算係数を設定すれば換算できることになります．(参考資料参照)
その手順は，次のとおりです．

① 所定の地盤で平板載荷試験を行う.
② 平板載荷試験終了後，平板の凹痕周囲で IST-03 による地盤反力測定を行う.
③ IST-03 のパラメータを変更する.

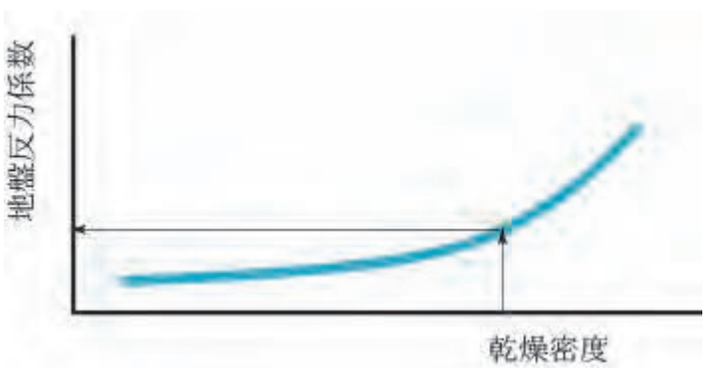
新しいパラメータ(A1)の値は，次のようになります.

$$[\text{新}A1\text{係数}] = [\text{旧}A1\text{係数}] \times \frac{[\text{平板載荷試験による地 盤反力係数 }]}{[\text{ISTによる地盤反力係数 }]}$$

このようにして算出した，新しいパラメータ値を SD カードにセットし，施工管理に使用してください．なお，複数の締固め条件で較正試験を実施された場合には，上の式で計算した[新しい A1 係数]の平均値を SD カードにセットされることをお勧めします.

締固め度

一般に締固めか進行するほど，締固め度は向上し，地盤反力係数も大きくなります．両者の関係を概念的に示すと，下図のようになります．両者は正比例関係にはありません．締固め度が高くなると急速に地盤反力係数が上昇する傾向にあります.



締固め度と地盤反力係数の関係(概念図)

締固め度で品質管理が行われる盛土工事では，締固め度測定のためのサンプリング位置近傍で IST-03 により地盤反力係数を測定します．所定の締固め度が確保されている位置での地盤反力係数を施工管理基準値とします．施工管理が必要な場所で IST-03 を用いて地盤反力係数を測定し，その位置での地盤反力係数が施工管理基準値以上となっていれば，測定位置での締固め度は規定に達していると判断することができます.

埋戻し地盤

管渠の埋設工事では，道路を開削，管埋設後，埋戻しをします．この，埋戻し時に締固めが十分でないと，交通解放後に道路に凹みが生じたりします．そのようにならないため，埋戻し作業の施工管理に IST-03 を使用します.
開削位置の舗装版を波剥がし，掘削を進める過程で深度ごとに IST-03 で大凡の地盤反力係数を測定しておきます.
埋戻し時には，開削時に測定しておいた地盤反力係数に近付くよう，締固め作業を行います．また，締固め度合いにばらつきがないかどうか IST-03 でとチェックします.

面的管理

IST-03 が最も得意とする施工管理方法は，締固め度合いの面的管理です．測定データは，５０×５０のメッシュ状に配置されますので，測定後，地盤の締固め度合いの分布を知ることができます．地盤反力係数が所定の施工管理基準に達していない箇所の分布を見つけ，その部分だけ再度締固めを行えば，比較的均質な良質地盤の造成が可能になるものと思われます.

IST-03 の適用限界

地盤は深さ方向の比較に的均質であること
　IST-03 は，重錘落下によって地盤を打撃します．このとき発生する最大打撃力は，IST-03 の表示部にも示されますが，大凡 2 から 3kN です．直径 30cm の平板載荷試験で載荷される荷重と比較すると 1/10 程度です.
このため，地盤反力係数を測定するときに動員される地盤の変形範囲に違いがあります．荷重が小さい分，変形範囲が小さくなります．このため，静的な平板載荷試験と比較して変形が及ぶ深さが浅いと推測され，地盤が深さ方向に比較的均質でない場合には K30 の推定値の誤差が大きくなります．IST-03 では，深さ 30cm 程度までの地盤強度を反映できますが，それ以上深い位置での地盤情報を反映できません.
土質が異なる場合には較正試験をおこなうこと
　IST-03 では，地盤の微小変形域での地盤反力係数の指標値(地盤反力係数に比例する値)を測定しますが，K30 の値を直接計測しているわけではありません．測定値から K30 へは，SD カードに書き込まれた較正係数を使用しています．微小変形領域での地盤反力係数と変形量の大きい場合の地盤反力係数では，比例関係にあるものの，その比例係数は地盤によって異なると考えられます．このため，地盤反力係数の正しい値をえるためには，地盤ごとに較正試験が必要となります．なお，施工管理ではそこまで必要としません.

2．平成19年度　治水関係事業概要

1．河川関係

狩野川は、昭和42年5月に一級河川として指定され、このうち本支川（狩野川 24.9km、黄瀬川 2.7km、柿田川 1.2km、大場川 2.6km、来光川1.5km、柿沢川 0.9km）の直轄管理区間（33.8km）及び、放水路（3.0km）の改修ならびに維持管理を行っている。

＜狩野川の水害防止に向けて＞

○狩野川中流域の深刻な内水被害の軽減に向けて

・平成14年10月の台風21号により深刻な内水被害が発生した伊豆の国市四日町地先で、床上浸水の解消（確率規模1/10対応）に向けた床上浸水対策特別緊急事業を継続実施。

・平成16年10月の台風22号により深刻な内水被害が発生した伊豆の国市小坂地先で、床上浸水の解消（確率規模1/10対応）に向けた床上浸水対策特別緊急事業を継続実施。

○平成10年8，9月出水で被害を受けた支川の完成に向けて

・平成10年8，9月出水では支川来光川・柿沢川流域で深刻な浸水被害が発生し、これらの支川の改修に取り組んできたが、その完成に向けて堂川樋管と原木樋管の改築及び築堤を継続実施。

○狩野川の無堤部の解消に向けて

・狩野川で無堤部として残っている沼津市木瀬川地区において、用地取得を推進し、木瀬川第1樋管及び築堤を継続実施し、完成させる予定。

○橋梁による流下能力阻害解消に向けて

・支川黄瀬川において、流下能力が不足している黄瀬川橋の改築を特定構造物改築事業として継続実施。

○狩野川の適正な維持・管理に向けて

・狩野川本川・支川及び老朽化した狩野川放水路の護岸等の補修、堤防を含む河川管理施設の維持補修の実施。

・引き続き適正な維持・管理を実施。

＜身近に感じられる狩野川に向けて＞

・狩野川の河川空間を活用する基盤整備として、清水町徳倉地区において狩野川コリドー利用推進事業を継続実施。

・狩野川の自然再生事業として、函南町肥田地区において水際推移帯整備

富士海岸保全事業位置図



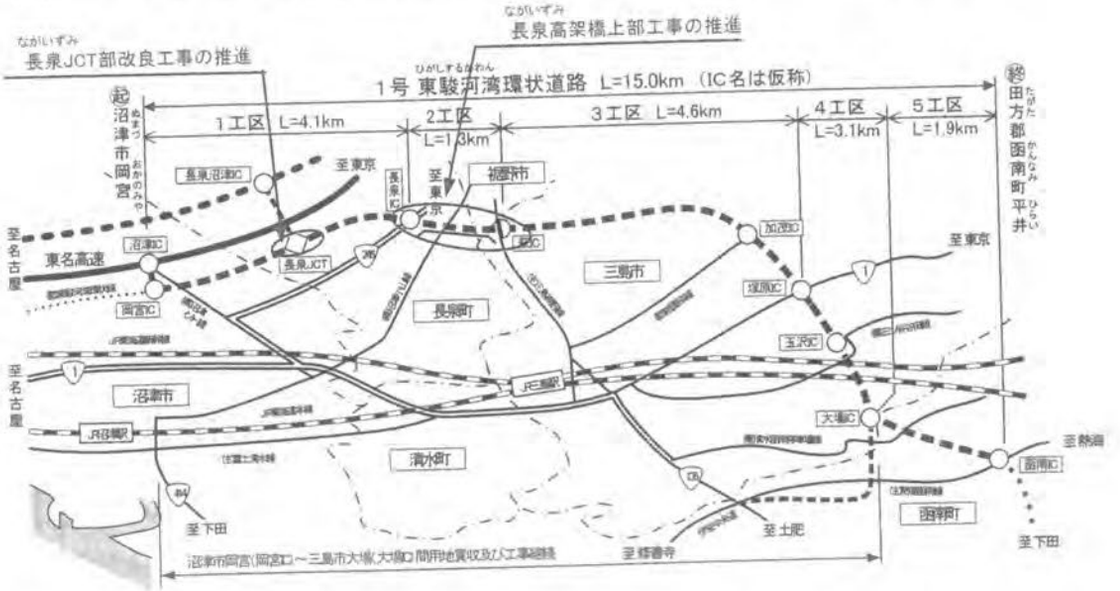
主　要　事　業

○伊豆縦貫自動車道（東駿河湾環状道路）

東駿河湾環状道路（延長１５．０km）の内、沼津市岡宮（岡宮IC）から三島市大場（大場IC）間（延長約１３km）で全面的に工事を実施。

沼津市岡宮（岡宮IC）から（主）熱海函南線間で用地買収を継続。

平成１９年度は、長泉高架橋の上部工事及び長泉JCT部で改良工事を推進する。



○伊豆縦貫自動車道（天城北道路）

天城北道路（延長６．７km）の内、伊豆市修善寺（修善寺IC）から同市大平（大平IC）間（延長１．６km）を重点的に整備を推進。

平成１９年度は、伊豆市大平で改良及び橋梁工事推進。修善寺IC～大平IC(L=1.6km)を供用予定。また、大平IC～天城湯ヶ島IC間では、用地買収を継続。



伊豆縦貫自動車道

東駿河湾環状道路



国土交通省 沼津河川国道事務所

伊豆縦貫自動車道
東駿河湾環状道路

事業の経緯

昭和48年度	調査開始
昭和62年10月２日	都市計画決定（１～４工区）
昭和63年度	事業化（２、３工区）
平成２年度	事業化（４工区）
平成３年度	事業化（１工区）
平成４年度	事業化（５工区）
平成７年２月21日	都市計画決定（５工区）
平成７年度	工事着手（Ｈ８．６起工式）

計画概要

区　　間	静岡県沼津市岡宮～静岡県田方郡函南町平井
延　　長	１５．０ｋｍ
道路規格	１種３級（自動車専用道路）
設計速度	８０ｋｍ/ｈ
車線数	４車線

完成予想図

※名称はすべて仮称


岡宮インターチェンジ


長泉ジャンクション


長泉インターチェンジ


萩インターチェンジ


加茂インターチェンジ


塚原インターチェンジ

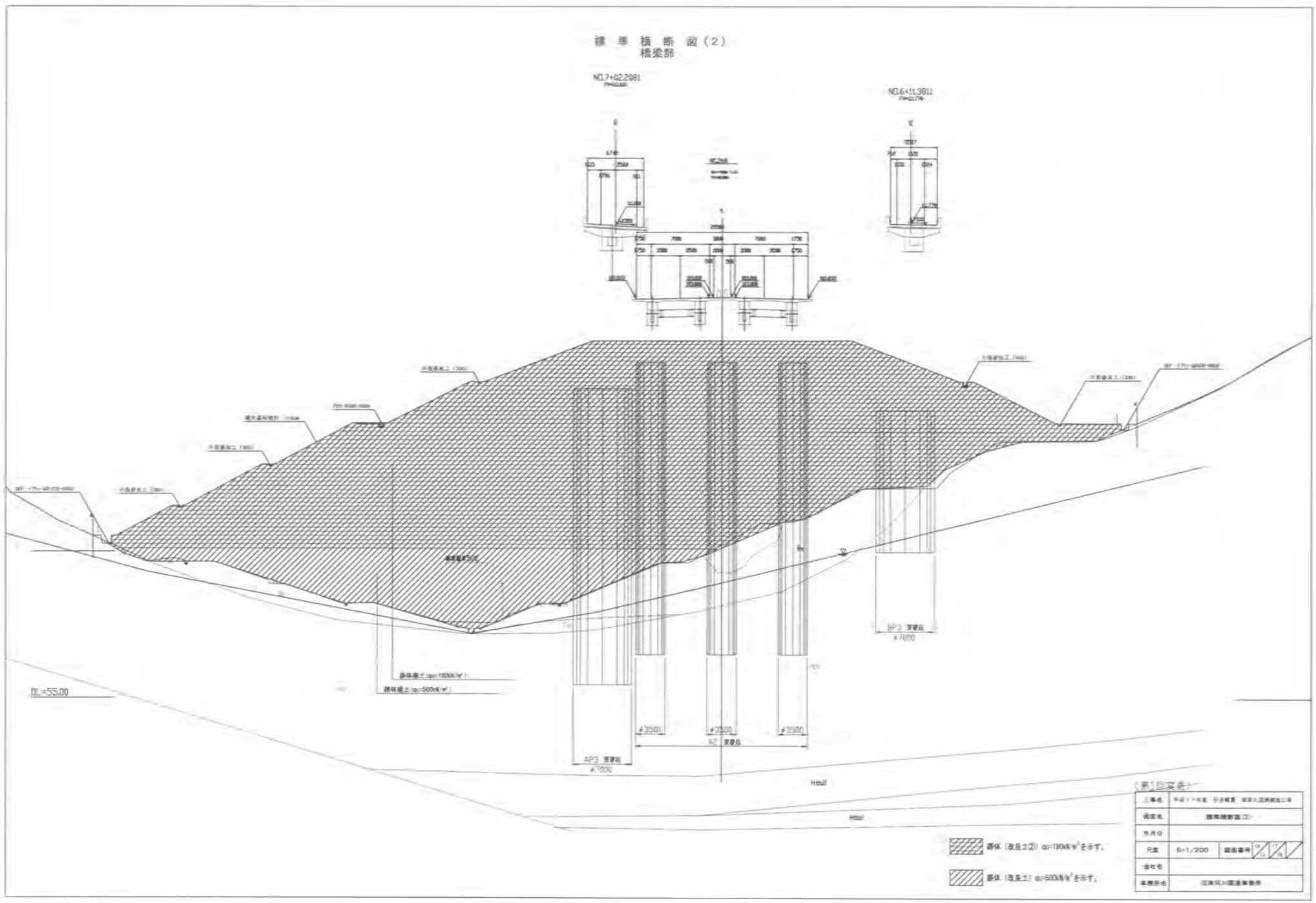

玉沢インターチェンジ


大場インターチェンジ



この地図は、国土地理院長の承認を得て、同院発行の5万分の1地形図を複製したものである。　承認番号

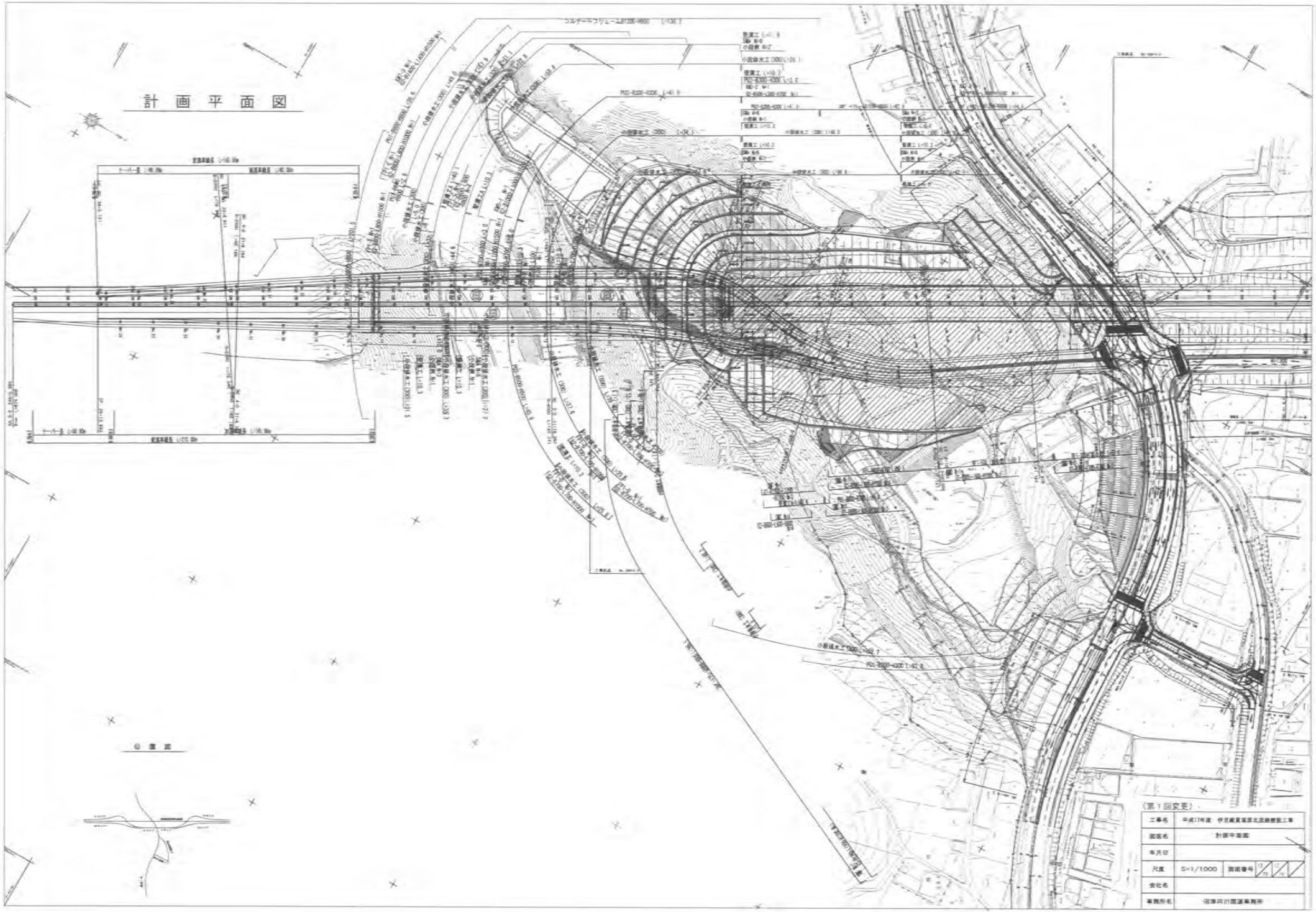
標準横断図（2）
橋梁部



（第1回変更）

工事名	平成３０年度 一般改良 国道３３９号岩内二期
図面名	標準横断図（2）
年月日	
尺度	S=1/200
図面番号	18 / 21 — 17 / 78
会社名	
事務所名	北海道開発局

計 画 平 面 図



◎ 位 置 図

（第１回変更）

工事名	平成17年度　伊豆縦貫道原木北道路建設工事
図面名	計画平面図
年月日	
尺度	S=1/1000　図面番号
会社名	
事務所名	沼津河川国道事務所

土木研究所ヒアリングに対する回答

平成 19 年 10 月 24 日

Q1：なぜこの現場では、改良土を用いて施工を行うことになりましたか？

A1：本工事で使用する盛土材は、この道路整備事業の各所より発生する土を盛土材に使用するものとされており、それらの土質は愛鷹ローム（Alm）、火山灰質粘性土（Lm）、箱根軽石堆積物（Hp2）が主材料である。表 1 に示す土質性状により盛りこぼし橋台を含む約 40mの高盛土を行なうには補強工法が必須であり、盛こぼし橋台の条件で補強土盛土構造（ジオテキスタイル）と比較検討した結果、“変形係数（Esp=10,000kN/m2)”、“外的水平力に対する水平抵抗性”において改良土構造の方が適応しているため、改良土を用いて施工を行うことにした。

表 1　盛土材料の性状

土質名	記号	ρs (g/cm^3)	Wn(%)	ρt (g/cm^3)	Cu(kgf/cm^2)	ϕu (°)
愛鷹ローム	Alm	2.626～2.775	149.9～183.6	1.225～1.279	0.272～0.983	2.63～17.74
火山灰質粘性土	Lm	2.612～2.804	72.9～171.0	1.238～1.656	0.08～0.88	2.3～16.2
箱根軽石堆積物	HP2	2.640～2.858	43.4～128.7	1.323～1.685	0.26～1.60	2.10～12.20

表 2　盛こぼし橋台適合表

	条　件　項　目	改良盛土	補強土盛土
①	盛土前面の勾配が1：1.8である。	○	○
②	N=15程度の良質な盛土である。（Esp=700N≒10,000kN/m2）	○	△
③	外的水平力（地震）に対して相当な水平抵抗力を有す。	○	△

Q2：通常の施工と比較して、どのような点に気をつけていますか？

A2：品質・環境において、以下の事項に対して注意して施工を行っている。

①　過転圧による強度の低下

改良土の母材となる原料土は火山灰質粘性土を使用することから、通常（良質土を用いた盛土）に対して、オーバーコンパクションを起し易く、それにより密度に伴って固結反応も阻害するため、転圧機種の選定や状況に応じた転圧回数等の配慮を行っている。

②　固化材の混合状態

固化材が均一に混合されているかの確認。確認方法としては、通常の目視確認（色ムラ）の他に、原料土の湿潤密度と固化材添加後の湿潤密度を比較して固化材分の密度増加を確認している。しかし、水和反応や固化材の吸水等の要因もあるため、測定値を直接的な合否の判断材料とせずに確認の値として扱っている。

③　原料土の状態監視

他工事からの発生土については当工事で管理（含水比調整など）が不可能なため、土質自体の変化と搬入時の含水比測定を行なっている。しかし、現況は自然含水比が 100%を超えている土性が主体な上、固化材添加率が 15%程度あることから自然現象（降雨）による含水比増加による強度低下は顕著に表れない状況である。

④　まだ固まらない改良土の六価クロム溶出抑制

技術提案題目でもあった、表題の事項について法面への覆土や、降雨時のシート養生、簡易溶出試験等の対策・監視を行っている。

Q3：排水性の確保に関して、通常土の施工と比べなんらかの対策を設けていますか？

A3：特になし。

Q4：改良土の C、φの評価について、発注者としてどのように考えていますか？

A4：（案）改良土による強度評価（土質定数）は、qu=２C により一軸圧縮強度に依存し、φについては期待しないというのが地盤改良では一般的である。しかし、実際には固化材の添加によって土質性状の変化や固結反応からφも確実に増加しており、なんらかの形でφを見込むべきと思われる。そこで、問題になるのが現位置での確認・管理方法で、簡易に C、φを測定できる手段・手法が確立されること希望する。

Q5：工事の実施にあたり、三軸試験を行い、C、φの算出をおこなっていますか？

A5：改良土については実施していない。

（当工事においては、各所からの発生土を混在して扱うため母材となる土質が特定できない。また、前問の理由により実施工でφの管理も不可能という判断のため。）

Q6：改良土を用いた現場図面（断面図、平面図）を頂ければ幸いです。

A6：別途添付（全体平面図、標準断面図）