

地下ダム止水壁構築時における
基盤層深度の推定手法に関する研究

大村 啓介

目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 研究の目的.....	8
1.3 論文の構成と内容.....	14
第1章の参考文献.....	16
第2章 既往の研究.....	17
2.1 SMW工法の施工管理.....	17
2.2 負荷電流値による着底管理手法.....	18
2.3 古屋らによる研究.....	21
2.4 安部らによる研究.....	22
2.5 近藤らによる検討.....	25
2.6 小野らによる検討.....	25
2.7 まとめ.....	27
第2章の参考文献.....	29

第3章 実施工データを用いた基盤層深度推定に関する検討	30
3.1 実施工データを用いた事前検討	30
3.1.1 検討概要	30
3.1.2 対象地の地質	32
3.1.3 現地計測装置概要	38
3.1.4 吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層深度推定手法	39
3.1.5 結果	43
3.2 施工中におけるリアルタイム推定手法の検討	50
3.2.1 検討概要	50
3.2.2 対象地の地質	51
3.2.3 現地計測概要	66
3.2.4 吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層深度推定手法	70
3.2.5 注入圧力の変化からの基盤層深度推定手法	75
3.2.6 結果	78
3.3 まとめ	87
第3章の参考文献	87
第4章 模型を用いた検証実験	88
4.1 試験概要	88

4.2 装置概要	88
4.3 試験条件	93
4.3.1 土槽作製条件	93
4.3.2 モーターおよびポンプの設定	95
4.4 結果および考察	95
4.5 まとめ	111
第4章の参考文献	112
第5章 機械学習によるデータ解析	113
5.1 機械学習概要	113
5.2 使用ツール	116
5.3 学習方法	117
5.3.1 入力データ	117
5.3.2 解析モデル	118
5.4 解析モデルの比較結果	121
5.5 模型試験データでの検証結果および考察	122
5.6 実施工データでの検証結果および考察	130
5.7 まとめ	135
第5章の参考文献	136

第6章 総括	138
6.1 結論	138
6.2 今後の課題	141
【謝辞】	143

Study on Estimation Method of the Base Layer Depth in Construction of Cut-off Wall for Underground Dam

Keisuke Omura

An underground dam builds a water barrier in the underground aquifer to block outflow of groundwater and underground water. And it Store water in the gap in the ground. It is installed mainly for the purpose of utilizing groundwater as agricultural water or drinking water in areas where it is difficult to secure water resources. In Japan, there are examples of construction in Kagoshima (Amami Islands), Nagasaki, Fukui, Iwate, Okinawa, etc. In particular, there are many cases including dams under construction on remote islands in Okinawa. This study collected data from underground dam construction in Miyakojima

In order to secure the storage performance of the Underground dam, it is necessary to secure the water-stopping performance of the wall by constructing the water-stopping wall without clearance and by securely grounding it to the base layer (impermeable layer) below the aquifer. However, there is no way to determine the base layer in real time.

In this paper, in order to ensure the grounding to the foundation layer, we investigated a method of estimating the depth of the foundation layer from the data of the load and the current of the speed reducer by the ground improvement machine at the time of constructing the water stop wall by the SMW method. It was confirmed that the relationship between the suspension load and the electrical current changed. In addition, it was confirmed that the injection pressure of the drilling fluid tended to increase when the auger penetrated into the base layer. The method of estimating the depth of the base layer from the change of the injection pressure of the drilling fluid was also examined. These method was verified by using the data in Construction of Cut-off Wall and the model test.

And in this study, I examined the possibility of detecting the base layer using machine learning.

From the above examination, it was suggested that the depth of the foundation layer could be estimated from the data acquired from the ground improvement machine at the time of constructing the water stopper wall.

第1章 序論

1.1 研究の背景

地下ダムとは、地中の帯水層中に止水壁を構築し地下水や伏流水の流出を堰き止め、地盤の間隙に水を貯留させる施設である(図 1.1)。主に水資源の確保が困難な地域において地下水を農業用水や飲用水として利活用する目的で設置される。

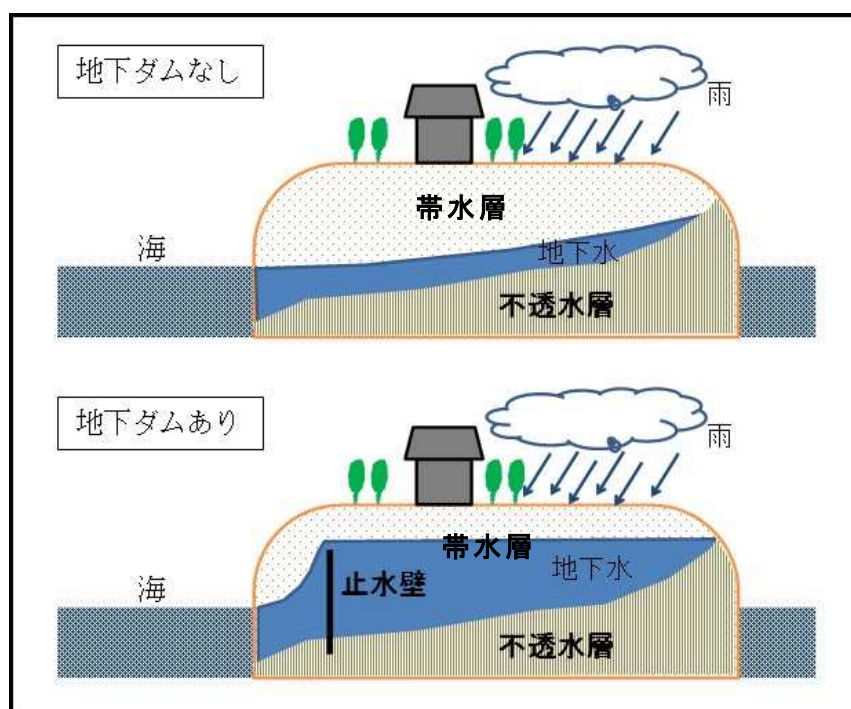


図 1.1 地下ダム概念図

地表に建設されるダムと比較すると以下のような利点や問題点を持つ。^{1.1)}

【利点】

- ①水没地域を伴わない
- ②蒸発量が非常に少なく, 蒸発による貯水量の減少がない
- ③寄生虫や病原菌が繁殖しにくく水質が良好で衛生的である
- ④力学的に安定している
- ⑤ 浅層地下水は現在の降雨によって涵養されており, 再生可能な資源を利用する

【問題点】

- ①建設適地の選定が難しい
- ②地層の有効間隙率により規制されるため, 貯水域容積に対する効率が低い
- ③下流域への地下水流が遮断され下流域で地下水の枯渇が生じる可能性がある

地下ダムは, 古くはローマ時代のサルデーニャ島や北アフリカの古代文明でも建設が行われ, ヨーロッパおよびアフリカ北西部では大規模な地下ダムが築造された. エチオピア, 東アフリカ, ナミビアでは小規模な地下ダムが使用されてきた. アメリカ南西部とメキシコ北部でも伝統的に地下ダムを建設されており, インドでも建設例が見られる(図 1.2)^{1,2)}.

東南アジアにおいては, 中国の大連市, 蓬萊市や韓国, 台湾, 日本で多くの地下ダムが築造されている(図 1.3)^{1,3)}.

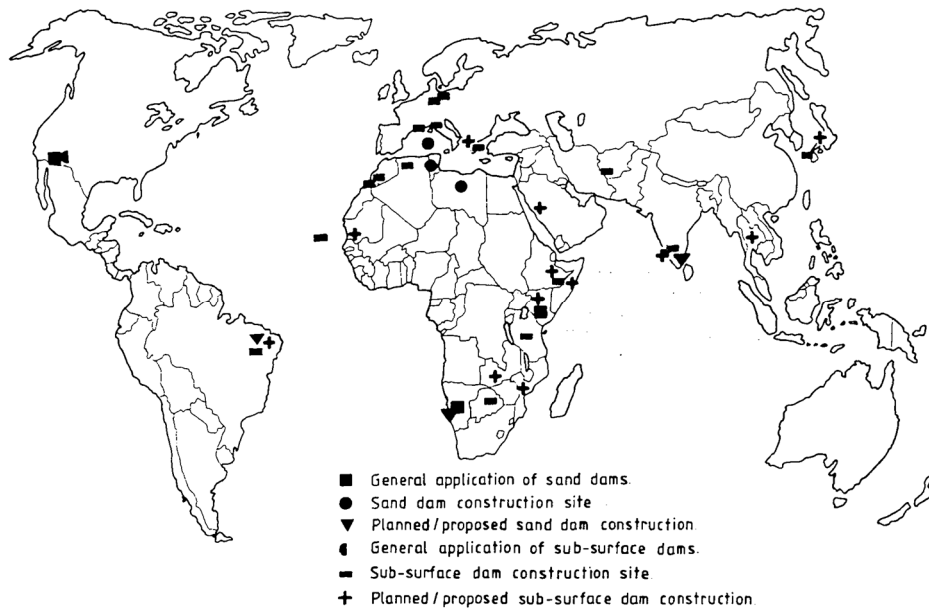


図 1.2 世界の地下ダムおよび建設中の地下ダム 1.2)



図 1.3 東アジア地域の地下ダム位置図 1.3)

日本国内においては、1934年に建設されたとされる愛知県春日井市の内津川ダムが開削して粘土壁を築造している。また、1973年に建設した長崎市野母崎樺島町の樺島地下ダムが、国内初の本格的な地下ダムとして建設された^{1.4)}。鹿児島(奄美諸島)、長崎、福井、岩手、沖縄などに施工例があり、特に沖縄県内の離島に施工中のダムも含め多くの事例がある。

本研究のデータ収集の舞台とした沖縄県宮古島は、沖縄本島の南西約300km、石垣島の北東約130kmに位置する面積159km²の島であり、島全体が平坦な台地であり大きな河川や池もない。島の地質は、地表面から大野越粘土層、琉球石灰岩、島尻層群泥岩からなっている^{1.5)}。地表面に降った雨水は、大野越粘土層を浸透して透水性の良い琉球石灰岩の間隙を通過し、不透水層である島尻層群泥岩で遮水され地下水盆形状になる。地下ダムのない場合、年間およそ2,100mmの降水のうち、地表流出3%、蒸発散40%で、残りの地下水となった水のほとんどは海へ流出していた^{1.6)}。そのため、比較的多くの降水量があるにもかかわらず農業などに用いる水資源が不足していた。

そこで宮古島では、農業用水確保を目的とした実験用ダムとして、1977年に皆福地下ダムの施工が開始された。その後、農用地整備公団事業により砂川地下ダム、福里地下ダムが完成し、現在は国営かんがい排水事業 宮古伊良部地区により仲原地下ダムの施工が行われている。

地下ダムの止水壁構築方法には、近代においては主に以下の4つの工法がある^{1.7)}。ダム建設場所の土質、透水係数、地下水位やダムの規模を考慮して工法が選定される。

①開削工法

不透水層(基盤層)まで掘削し、粘土などの不透水性材料にて止水壁を構築して埋め戻す工法

②地盤改良工法

止水壁を構築する箇所の地盤にグラウト等を注入・凝固させて止水性を確保する工法

③遮水材建込工法

鋼矢板等の遮水材を連続的に地中に打ち込み止水壁を構築する工法

④地中連続壁工法

重機を用いて地中を掘削し、破砕した岩・土とセメントスラリーを攪拌混合して固化させて連続的に止水壁を構築する工法

宮古島での地下ダムの止水壁構築方法には、地中連続壁工法と注入工法が用いられているが、ダム延長のうち大部分を占める不透水層深度が深い区間には地中連続壁工法が採用されている^{1.8)}。

地中連続壁工法による止水壁施工時において、地下ダムの貯留性能を確保するためには、帯水層に止水壁を隙間なく構築すること(止水壁の連続性確保)と、基盤層に確実に根入れを行うことにより、止水壁の遮水性能を確保することが重要である。

止水壁の連続性確保の方策としては、掘削の鉛直精度を保ち、孔曲がりを抑えるために、以下のさまざまな努力がなされてきた^{1.9)}。

①掘削トルクを向上させるなどして、掘削能力に余裕のある掘削機を用いた。

- ②先端ビットの改良により、掘削を容易にし、掘削時の負荷を軽減した。
- ③孔曲がり少なく、かつ経済性が失われない最適削孔速度を設定した。
- ④作業床をコンクリート盤とし、掘削機の足場を安定させるとともに、平坦性を高めた。さらに、掘削前の地盤を整地し、初期孔曲がりを少なくした。
- ⑤掘削に先立ち、掘削機の位置、鉛直性を測量等により確認し、地面に対して垂直に掘削できるようにした。
- ⑥ガイドウォールを設置するとともに、孔芯のずれを防止するため鋼製枠のガイド定規を溶接固定した。また、先行削孔時には、ケーシングを切り離しガイドとした。
- ⑦三軸オーガの振れ止め装置を改善した。
- ⑧先行削孔の精度はその後の掘削の精度に大きな影響を与えるため、施工管理基準値を可能なかぎり厳しく設定した。
- ⑨三軸削孔の施工順序を先行→先行→中抜き施工とし、オーガ先端荷重のバランスがとれるようにした。
- ⑩掘削時の孔曲がりの状況やビットへの負荷の状況をリアルタイムで計測・解析し、掘削機械のオペレーターに操作改善の指示を行った。

一方、基盤層への確実な根入れに関しては、根入れ部での掘削機の先端部の昇降を繰り返し行い、固化材である注入液量を多くするとともに、十分に混練するようにし、均一なソイルセメント壁を築造する方策がとられている¹⁾⁹⁾。根入れ長を確保するためには、基盤層上面

深度の把握が重要である。設計時にボーリング調査によりコア採取を行い、これに基づいて基盤層上面深度を決定しているが、ダム軸すべてにおいて正確に把握することは困難である。そこで、止水壁施工時に取得するデータから基盤層上面深度を推定する方法について、第 2 章にあげるようなさまざまな研究が行われているが、未だ実用化された事例は見あたらない。

1.2 研究の目的

宮古島地下ダム工事において地中連続壁は、透水性の良い地層である琉球石灰岩層から不透水層である島尻層群泥岩層まで、SMW (Soil Mixing Wall) 工法により三軸オーガーにて地盤を掘削しながらセメント系固化剤と混練して、ソイルセメントの連続壁を構築する。工事全体の施工手順を図 1.4 に示す。

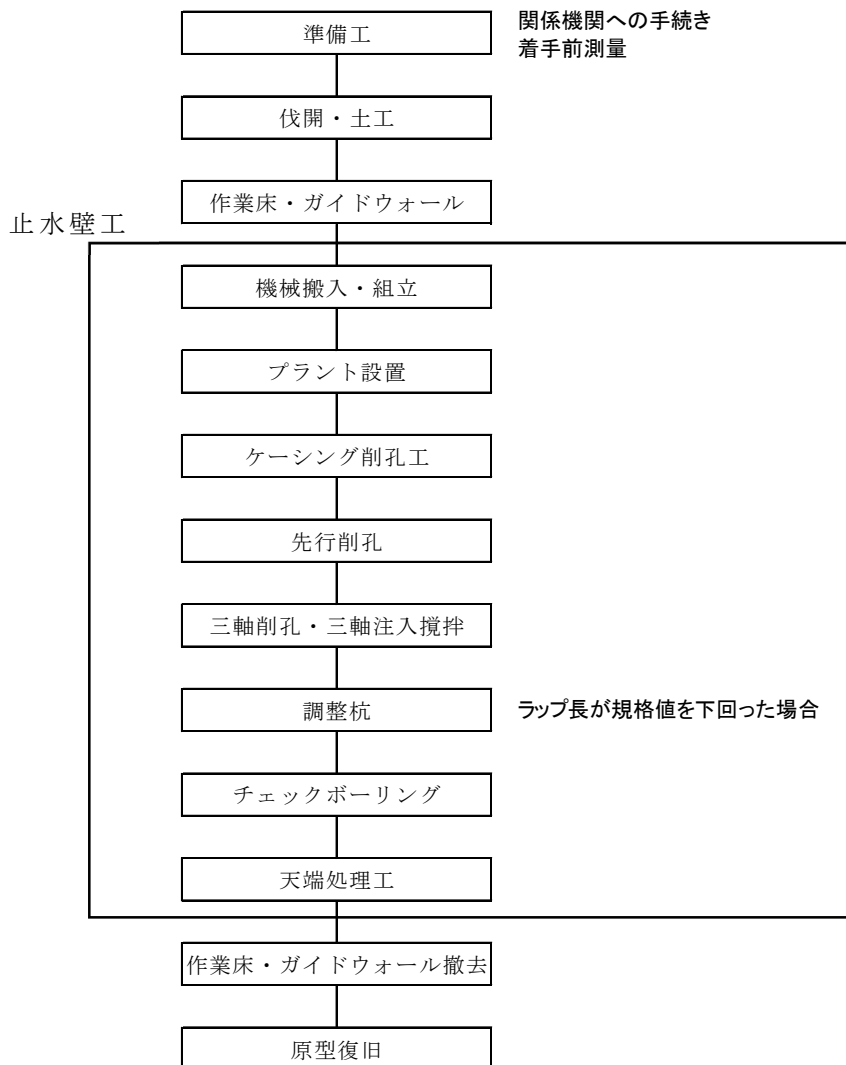


図 1.4 地下ダム工事の全体施工手順

次に止水壁工の詳細な施工フローを図 1.5 に、ケーシング削孔および先行削孔の施工手順図を図 1.6 に、三軸削孔の施工手順図を図 1.7 示す。

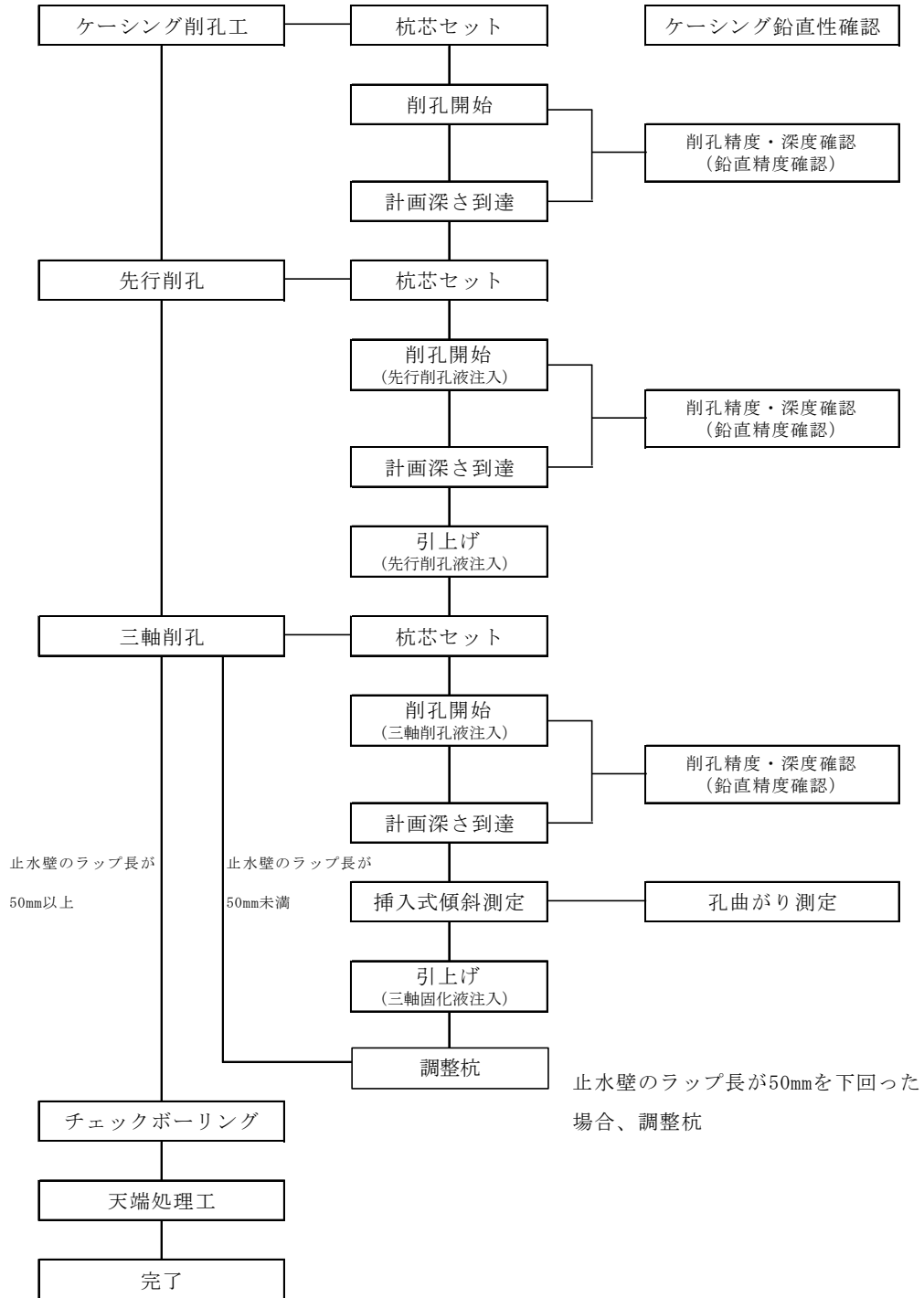


図 1.5 止水壁工施工フロー

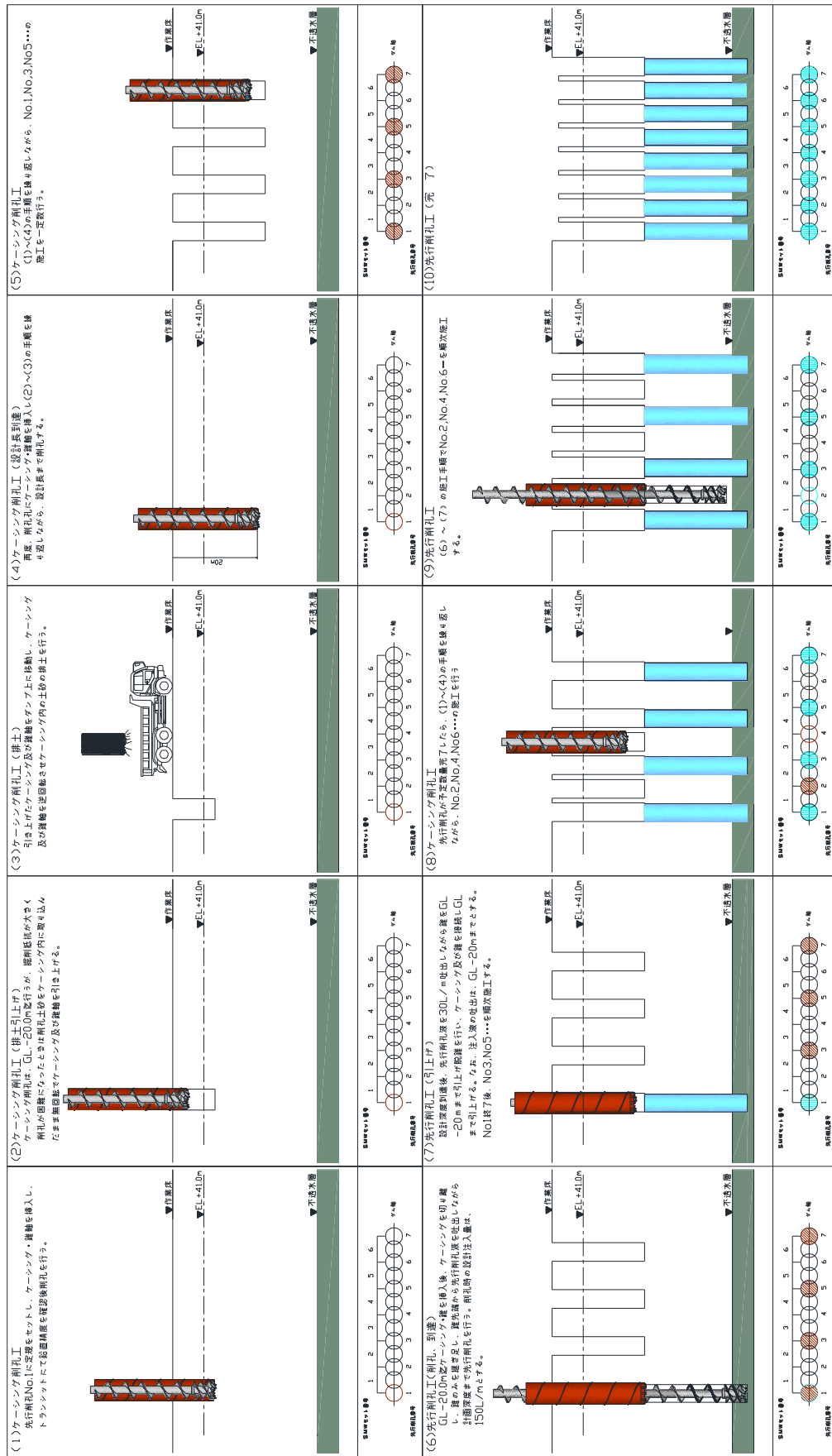


図 1.6 ケーシング削孔および先行削孔施工手順

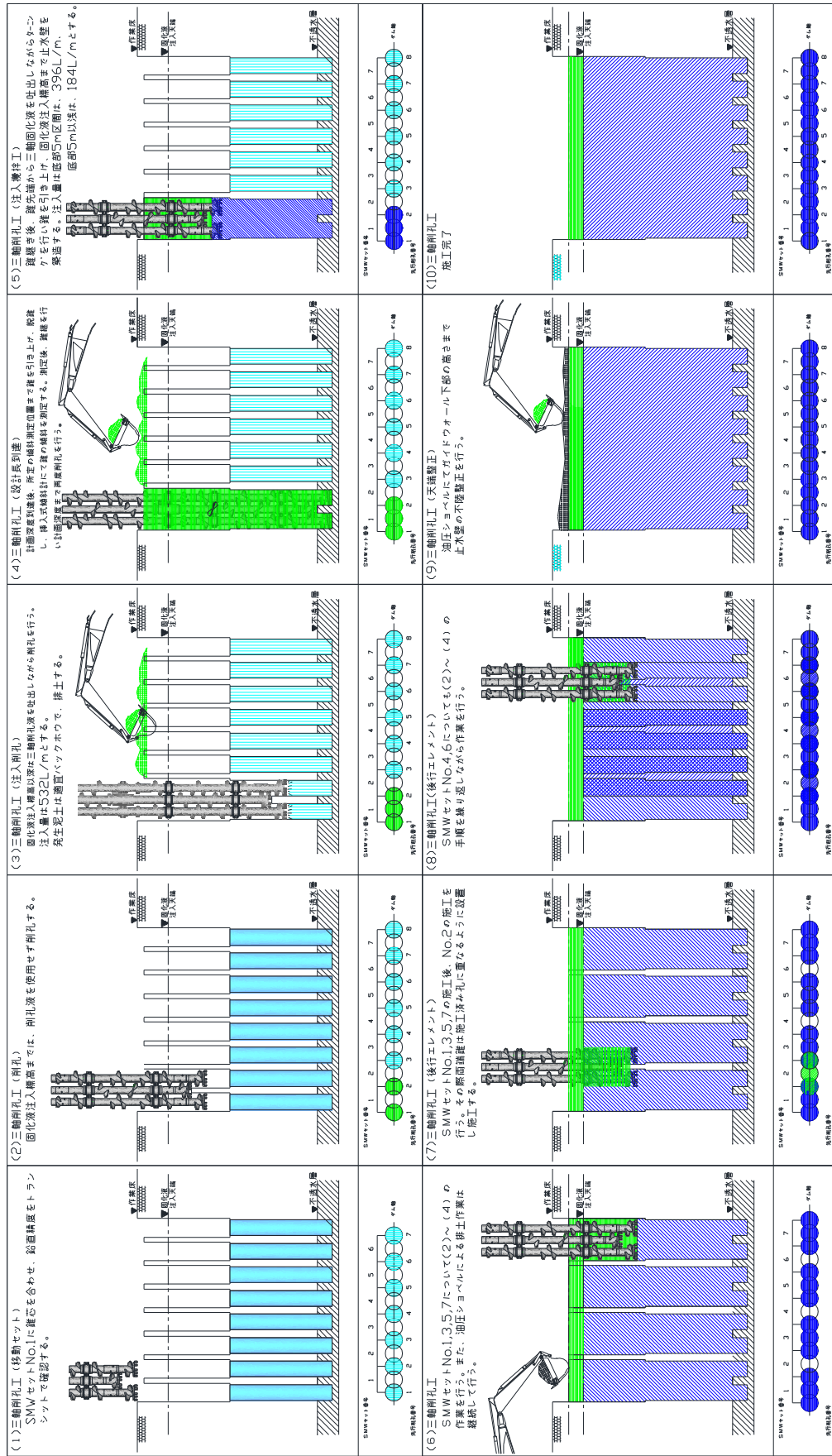


図 1.7 三軸削孔施工手順

琉球石灰岩層(帯水層)に止水壁を隙間なく構築(止水壁の連続性を確保)するために、三軸オーガーでの削孔の前段にケーシング削孔および単軸オーガーによる先行削孔を行うことにより三軸削孔でのずれを抑える方策がとられている。また杭の鉛直精度は先行削孔、三軸削孔の両段階にて傾斜計により鉛直精度を確認しながら施工することで杭の曲りを抑えるとともに、最終的に挿入式傾斜計により出来形の孔曲がりおよび偏心量を把握している(図 1.8)。

基盤層(不透水層)である島尻層群泥岩層への着底に関しては、基盤層の深度を正確に把握することが重要であり、設計時にボーリング調査によりコア採取を行い、これに基づいて基盤層深度を確定させている。しかし、事前調査段階では必ずしもダム軸上でボーリング調査が行われるわけではなく、近傍のボーリング結果を投影した基盤層深度により設計される場合もある。そして、ボーリング調査は調査地点のみの情報であり、連続的な深度変化を把握できないため、ボーリング調査地点間で地層境の大きな起伏が存在している場合には、これを捉えることが難しい。

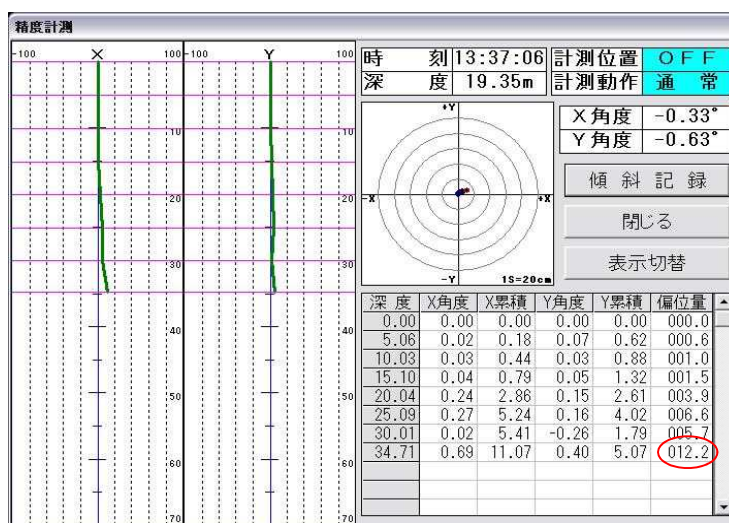


図 1.8 鉛直精度確認システム画面

そこで現状では、先行削孔施工時に、単軸オーガーによる削孔完了後、オーガーを引き抜き、オーガー刃先に付着した島尻層群泥岩の土塊を目視確認することで、基盤層に到達したことの確認を行っている(図 1.9)。

しかしながらこの手法では、目視による確実性はあるが、施工中に基盤層へ到達したか否かを判断し難く、基盤層上端の深度を把握できないため、根入れ長の管理が行えないという課題がある。そこで本研究では、SMW 工法による止水壁構築時に、施工中に得られるデータ(地盤改良機より得られるオーガー「吊荷重」と減速機の「負荷電流」のデータ、削孔液の「注入圧力」)よりリアルタイムで定量的かつ客観的に基盤層深度を推定する手法について検討を実施した。



図 1.9 島尻層群泥岩確認状況写真

1.3 論文の構成と内容

本論文は、図 1.10 に示すとおり全 6 章から構成される。

第 1 章では、研究の背景および目的、地下ダムの止水壁構築時に品質を確保するための課題および現状での標準的な対応策について明らかにした。

次に第 2 章では、地下ダム止水壁構築時に基盤層を把握する手法について行われた、既往の研究を整理した。

第 3 章では、地下ダム止水壁を構築する実施工時に地盤改良機からデータを収集し、解析することにより基盤層深度を推定する手法について検討を実施した。1 つ目の仲原地下ダム(モリガホ中央部)工事では、地盤改良機から深度ごとの「吊荷重」、「負荷電流」を収集し、基盤層での変化の傾向を把握した。次の仲原地下ダム(箕谷西部)工事では、「吊荷重」、「負荷電流」に加えて削孔液の「注入圧力」のデータを収集した。そして、試験杭のボーリングデータと照らし合わせてキャリブレーションを行い、基盤層を推定するシステムを構築した。システムによる推定結果とボーリングで確認された基盤層深度を比較することにより本手法の精度を確認し、適用可能性を評価した。

第 4 章は、実施工での検討では基盤層深度を正確に把握できている箇所が少なかったため、SMW 工法の先行削孔を模擬した小型オーガー掘削機を製作し模型試験を実施することで、本手法の再現性の確認と精度検証を行った。

第 5 章では、近年さまざまな分野で実用化が進んでいる機械学習による基盤層深度の検出を試みた。ロジスティック回帰分析のアルゴリズムを用いた機械学習の解析モデルを構築

し、第3章および第4章で収集したデータに対し基盤層の判定を行った。その結果として、機械学習による基盤層判定の適用可能性および課題についてまとめた。

第6章では、各章から得られた結果から、地下ダム止水壁構築時に地盤改良機から収集したデータを解析し基盤層を推定する本手法の有用性と留意点、今後の課題についてまとめ、これらを本研究の結論とした。

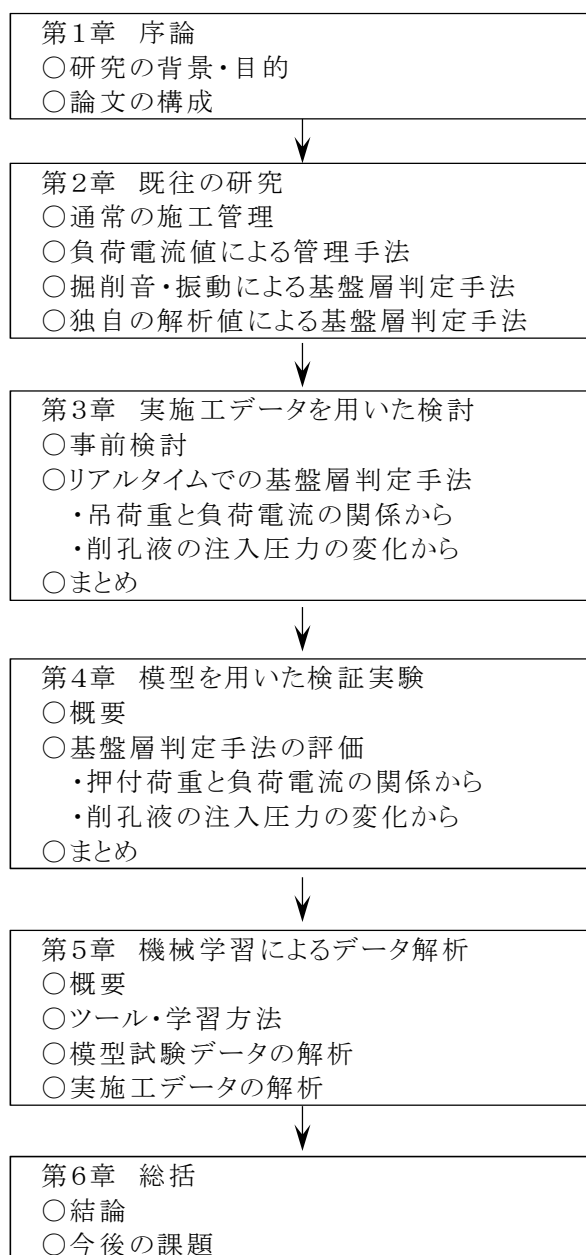


図 1.10 論文の構成

第 1 章の参考文献

- 1.1) 環境省, 社団法人海外環境協力センター:平成 15 年度環境省委託事業砂漠化防止
対策モデル事業地下ダム技術報告書, 2004
- 1.2)Goran Hanson, Ake Nilsson:Ground-Water Dams for Rural-Water Supplies in
Developing Countries , Groundwater 24(4), pp497-506, 1986
- 1.3) 富田友幸:地下ダム開発の現状と今後の展開～沖縄・奄美地域の農業用地下ダムを
中心として～, 地下水技術 51(1), pp29-39, 2009
- 1.4) 黒沼善博: 国内外における地下ダム史考, 水利科学, 60(3), pp1-33, 2016
- 1.5) 森一司, 浅野将人, 清水修, 白川俊明:宮古島砂川地下ダムの帯水層区分, 土と基
礎 45(4), pp21-24, 1997
- 1.6) 相場瑞夫, 黒川睦夫, 水田聡, 細谷裕士, 吉川満:宮古島における地下ダムの水文
挙動, 土と基礎, 31(3), pp17-23, 1983
- 1.7) 改訂地下水ハンドブック編集委員会:改訂地下水ハンドブック, 1998
- 1.8) 大澤敏彦:地下ダム止水壁の施工, 農業土木学会誌, 61(4), pp325-330, 1993
- 1.9) 緑資源機構:地下水有効開発技術マニュアル, 2004

第2章 既往の研究

2.1 SMW 工法の施工管理

SMW 工法の施工管理については、「ソイルミキシングウォール(SMW)設計施工指針」^{2.1)}にまとめられている。SMW の施工に際しては、施工管理表に基づいて施工管理を行うものとするとの記載があり、表 2.1 に SMW 施工管理表の例を引用する。SMW 工法は、主に土留め壁のソイルセメント連壁の築造に適用されることが多いため、支持層や基盤層への到達確認方法についての記載はみられない。

表 2.1 SMW 施工管理表の例 ^{2.1)}

施工順序フロー	管理項目		チェック方法		異常時の 処 置
	管理点	点検項目	時期	測定検査方法	
溝掘り ↓ 定規の 設置	位置の精度	壁 芯 位 置	掘 出 し	トランシットスケール	再施工
		定 規 目 綱 位 置	設 置 時	トランシットスケール	修 正
		定 規 目 割 レ ベ ル	設 置 時	レ ベ ル	修 正
		エレメントの割付け	割 付 け 時	ス ケ ー ル	再施工
S M W の 造 成	削孔精度	壁 芯	本体機設置後	ス ケ ー ル	再施工
		垂 直 精 度	削 孔 時	垂直計トランシット	再施工
		削 孔 速 度	削 孔 時	時 計	再施工
		削 孔 深 度	削 孔 後	ス ケ ー ル	再施工
		混練軸芯（壁芯）	削 孔 後	ス ケ ー ル	再施工
芯材の 建 込 み	芯材の精度	セメント懸濁液の配合	計 量 時	計 量 器	再施工
		一軸圧縮強さ透水係数	削 孔 時	試料採取試験	補 強
		混 練 状 態	削 孔 時	目 視	再施工
泥土処理	芯材の精度	芯材建込み定規位置	定規設置時	ス ケ ー ル	修 正
		芯 材 位 置	芯材建込み時	ス ケ ー ル	修 正
		垂 直 精 度	芯材建込み時	トランシット下げ振り	修 正
		芯 材 レ ベ ル	芯材建込み時	レ ベ ル	修 正
頭つなぎ梁 設 置	泥土の飛散・ 流出防止	飛散・流出の有無	削 孔 時	目 視	対 処
	泥土の搬出	泥土の強度と量	施 工 後	目 視	対 処
	頭つなぎの仕様 (断面、配筋)	頭 部 の 一 体 性	施 工 後 一次掘切り掘削前	目 視	補 強

2.2 負荷電流値による着底管理手法

杭基礎の施工にあたっての施工管理方法や施工の留意事項について示された「杭基礎施工便覧」^{2.2)}によると、埋め込み杭工法における支持層の確認は、掘削速度を一定に保ち、オーガーの積分電流値等を用いて試験杭に置いて定めた管理指標に合致する方法が一般的である。

杭基礎の施工法のうち SMW 工法に類似した工法として、ソイルセメント柱列壁に鋼管を組み合わせて支持杭を造成する鋼管ソイルセメント工法がある。鋼管ソイルセメント工法の施工管理項目については「鋼管ソイルセメント杭工法施工要領」^{2.3)}に記載されている。支持層の確認については、施工管理装置(図 2.1)を利用して、表 2.2 の項目を記録して、表 2.3 の管理項目・管理基準にて管理される。



図 2.1 施工管理装置写真 ^{2.3)}

表 2.2 鋼管ソイルセメント杭工法管理・記録項目 ^{2.3)}

工程	管理・記録項目
ソイルセメント柱造成工程	セメントミルク注入量 セメントミルク切換深度 掘削深度／掘削時間／掘削速度 オーガ駆動電流値／積分電流値

表 1.3 鋼管ソイルセメント杭工法管理基準 ^{2.3)}を加工

区分	対象	管理項目	管理方法	管理基準	確認時期・頻度	記録
ソイルセメント柱造成	支持層確認	オーガ駆動電流値, 積分電流値	施工管理装置	試験杭で定めた管理指標	全数	自動
		深度	施工管理装置	支持層から所定根入れ長以上	全数	自動

図 2.2 に支持層近傍での掘削抵抗値の変化傾向の模式例に示すが、積分電流値の上昇が掘削速度を低速にして施工時間の増加による上昇か、支持層に到達したことで施工負荷が増加したことによる数値の上昇かを積分電流値単独で判断することが難しいことがある。

よって鋼管ソイルセメント杭工法における支持層確認は、積分電流値が増加することを必要条件として、オーガ駆動電流値の変化状況と地盤調査結果を照合するとされている。さらに、施工機械の揺れやオーガ駆動装置の音の変化など極力多くの情報から支持層を判断することが推奨されている。

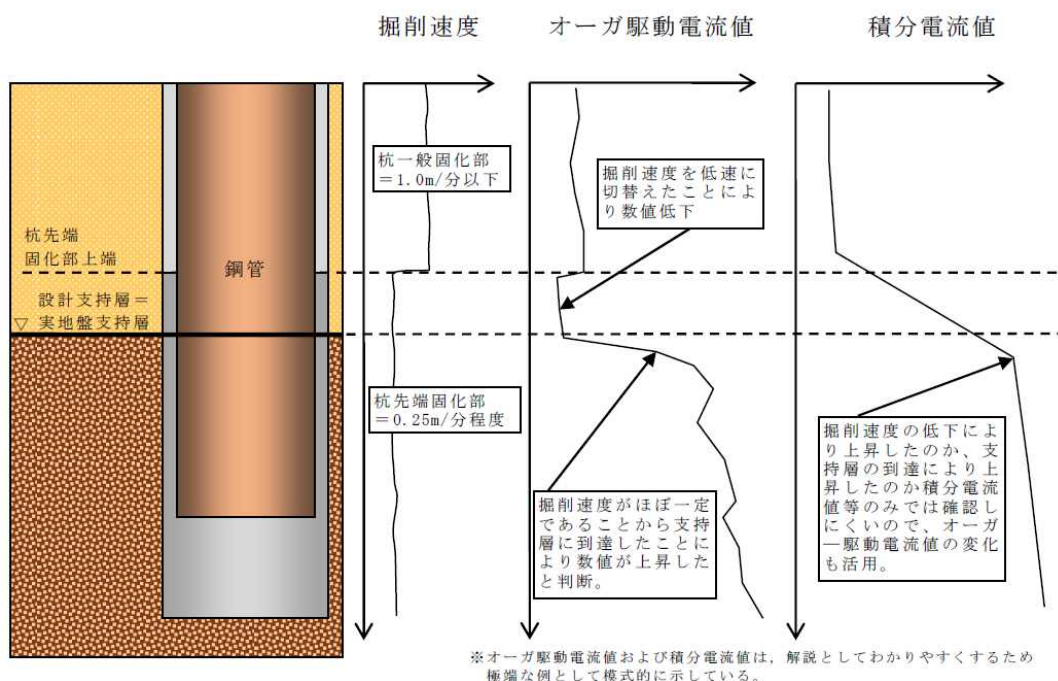


図 2.2 支持層近傍での掘削抵抗値の変化傾向^{2.3)}

以上のようにオーガ掘削機を用いた杭の施工の場合、オーガ駆動電流値や積分電流値によって支持層の確認を行う施工管理方法が一般的である。しかし本研究のデータ収集を行った宮古島の地層のように、上層部に位置する帯水層である琉球石灰岩が硬質で不均一であることやオーガの周辺摩擦等の影響から、従来のオーガ掘削機管理システムでは基盤層を判定することができないことが知られている^{2.4)}。

2.3 古屋らによる研究^{2,4)}

古屋らは、オーガー掘削機が地盤を切削するときに発生する振動に着目して SMW 工法における地層境界の判定に関する研究を行っている。

古屋らは、オーガーのモーター電流値による管理では、オーガー周辺摩擦に起因するトルク増大のため、かならずしも先端部分の情報を捉えられていない問題点を認識している。そのため、施工中にオーガー掘削機本体で地層を確認できる方法について検討している。古屋らが提案する手法は、オーガー掘削機に取り付けたセンサーにより掘削時に加速度データを計測し、平均化したフーリエスペクトルをもとめ、スペクトルデータの周波数帯域別振幅の最大値を比較することにより地層境界を判定するものである。

研究では、沖縄県糸満市で施工された地下ダム建設工事で、SMW 工法にてダムの遮水壁の施工を行った際に現場試験を実施している。遮水壁は、透水性の高い琉球石灰岩を貫き、不透水層である知念砂岩層に根入れをさせている。現場試験にあたり、衝撃波形記録計をオーガーロッドに、加速度ピックアップをリーダー底部、公害用振動レベル計を地表面の 3 点に設置して、それぞれ加速度 3 成分を計測している。暗振動時、再削孔時、削孔時の各段階で計測し、各地層ごとに平均化したフーリエスペクトルを用いて、ボーリング柱状図と比較し地層との関係を検討した結果、以下の主な知見と展望を述べている。

- 1) オーガー掘削機の振動源は、上部の回転・推進装置(オーガ減速機部分)、オーガー先端、エンジンの 3 ヶ所である。エンジンとオーガー減速機の振動は振動減衰装置などにより吸収される。
- 2) リーダー底部では、各振動発生源からの高周波成分の影をほとんど受けず、40Hz 以下に特徴のあるスペクトルが確認された。

- 3) オーガー先端からの切削振動は、ロッドを伝搬するものと、地盤中を上昇するものに分かれると推定したが、リーダー底部での振動は、主にロッドを伝搬したものであると考えられる。
- 4) 40Hz 以下のリーダー底部における鉛直成分のスペクトルデータの振幅を相対比較する手法が地盤の判定に有効であると考えられる。

しかしながら古屋らの研究では、3本の杭の掘削音データと1つの調査ボーリングの比較検証のみであり、実データでの検証が不足している。さらに、地層判定に有効であると考えられたリーダー底部における鉛直成分の40Hz以下の振幅最大値を抽出し、移動平均した連続データを用いたリアルタイムな判定の手法に関しても提案しているが、まだ実施はされていない。

2.4 安部らによる研究^{2.5)2.6)2.7)}

安部らは、SMW 施工時に発生する掘削音に着目して地層の変化を判断する手法について研究を行っている。

安部らは、まずボーリング時に発生するアコースティックエミッション(AE:固体材料が変形・破壊する際に、内部に蓄えていたひずみエネルギーが解放されて、弾性波として放出する現象^{2.8)})を計測し、地質状況を把握するための基礎実験を実施している。油圧式ボーリングマシンを用いて、ダイヤモンドコアビットにより4種の岩石(稲田花崗岩、三城目安山岩、葉山

粗粒砂岩，根岸泥岩)のコアボーリングを行った。AE センサーは岩石を固定した石膏に設置し，AE 波を収録している。AE を解析した結果から以下の知見を述べている。

- 1) AE 波の振幅の平均と一軸圧縮強度を比較すると，一軸圧縮強度が大きい岩石はボーリング時に発生する AE 波の振幅が大きくなる傾向を示す。
- 2) AE 波の高速フーリエ変換を行い，周波数分布を確認すると，稲田花崗岩，三城目安山岩では卓越周波数が確認できた。葉山粗粒砂岩，根岸泥岩は稲田花崗岩，三城目安山岩と比較して低い周波数を示す。葉山粗粒砂岩と根岸泥岩はフーリエ振幅が似通った数点のピークを示す。

次に安部らは，油圧ボーリングマシンに SMW 施工に使われるオーガーのビットを模擬した硬質ビットを装着し，岩石を掘削する時の掘削音を計測する模擬試験を行った。実施工時にオーガー内部にセンサーを取り付ける必要があると想定し，ビット内に加速度センサーを取り付けて掘削音を計測している。試験ケースは，琉球石灰岩(堅固)，琉球石灰岩(脆弱)，知念砂岩，島尻層シルト泥岩を4種類と岩石を掘削しない回転のみである。掘削音を解析した結果から以下の知見を述べている。

- 1) 琉球石灰岩(堅固)の掘削時は，振幅の大きな掘削音を発生する。そのほかの岩石は回転のみと大きな違いはない。
- 2) 高速フーリエ変換した結果を比較すると，琉球石灰岩(堅固)のみ他のデータと異なる傾向を示す。

- 3) 掘削中 2 分間の振幅分布を比較すると、琉球石灰岩(堅固)のグループ、琉球石灰岩(脆弱)と知念砂岩のグループ、島尻層シルト泥岩と回転のみのグループに区別できる。

続いて安部らは、実際の現場での SMW 施工時の掘削音を測定し、実現場での適用性について検討した。試験位置の根入れ設計深度は 67.2m だが、深度 53.5m まで通常のオーガヘッドで先行削孔してから一旦オーガーを引き上げ、掘削音測定用ヘッドに交換して再削孔後、根入れ深度まで掘削音を測定した。掘削音測定用オーガヘッドのロッド内に加速度センサー、プリアンプ、収録装置(DAT)を設置して、削孔後に計測機器を回収した後に DAT で掘削音を再生し、ポータブルマシンテスタを用いて振幅分布を解析している。対象とした地層は琉球石灰岩と知念層砂岩であり、掘削音による地層境界の判別を試みた結果、以下の知見を述べている。

- 1) 振幅レベルのしきい値(0.03v)を超えた掘削音発生数を 1 分毎に計測した結果とボーリング柱状図を比較した。固結度の高い琉球石灰岩の掘削では、振幅 0.03v 以上の発生数は毎分 1,000 以上だが、知念層砂岩では振幅 0.03v 以上の発生数が急減する。
- 2) 振幅 0.03v 以上の発生数の違いにより判別した地層境界と調査ボーリングによる地層境界は 40~70cm の差が見られる。
- 3) 上記差の原因は調査ボーリングの孔曲がりの影響と考察している。

しかしながら安部らの研究では、2本の杭の掘削音データと1つの調査ボーリングの比較検証のみであり、実データでの検証が不足している。また実際の岩盤への適用に際しては、振動音の収録・伝送方法、リアルタイムでのデータ処理装置の開発が必要である。

2.5 近藤らによる検討^{2.9)}

近藤らは、SMW 施工時に発生する振動および掘削音の両方に着目して基盤層を判断する手法について研究を行っている。

2.6 小野らによる検討^{2.10)}

小野らは、SMW 掘削機から削孔中にデータを取得し、そのデータを用いた計算値より基盤層を確認する手法について研究を行っている。

沖縄県宮古島の仲原地下ダム(新垣北部)建設工事での検証を行った。当該現場の地質は、島尻層群泥岩を基盤とし、それ覆う琉球石灰岩、さらに大野越粘性土が表層部を薄く覆っている。小野らのシステムは、先行削孔時に削孔データ(電流値、吊荷重、削孔速度)を計測し、モニター用 PC にて独自の解析値である FA 値を算出し、空洞・軟質部の判定を行うとともに基盤層の着底確認を行う。指標として用いる FA 値は以下の解析式で算出される。

$$\begin{aligned} \gamma &= \text{電流値の判定基準} \times \text{吊荷重の判定基準} \\ &= (250\text{A}) \times (\text{錐総荷重} \times \text{係数} \mu) \end{aligned}$$

$$\text{解析値 FA} = \{ \text{電流値} \times (\text{錐総荷重} - \text{吊荷重}) \} / \text{係数 } \gamma$$

係数 γ : 基盤層を判定するための指標係数

係数 μ : 吊荷重に関する判定係数

式中の電流値の判定基準および吊荷重の判定基準は、当該工事に係るボーリング調査で得られた地質柱状図と試験施工の削孔データとの対比、および過去の施工経験値から決定している。先行削孔時のデータを用いた検証を行った結果、以下の知見を述べている。

- 1) 電流値が 200 A 程度以下かつ FA 値が 0.3 程度以下の区間が深さ方向に 200 cm 以上続く場合は相応の大きさの軟質部の可能性があるとし、さらに削孔速度が 100 cm/min 程度以上まで急増する場合は空洞の可能性がある。
- 2) FA 値は、直上の石灰岩層で FA = 1 程度またはそれ以上の値に増加傾向を示し、基盤の泥岩層では FA = 0.5 前後に低下する傾向が認められた。
- 3) 基盤面位置の判定基準は、① FA 値 \geq 1.0 となる深度(硬質の石灰岩)②その後 FA 値 < 1.0 となる深度(泥岩の表面)③その後 FA 値 < 0.7 となる深度 と設定した。②、③の判定が難しいケースでは、FA 値の傾向から目視で判断した。
- 4) FA 値を用いた基盤面の推定深度は多少ばらつきがあるものの設計基盤線に対して最大では 1.0m 程度の誤差で、全体の傾向としては概ね ± 50 cm 程度の範囲の位置であった。
- 5) 基盤層である島尻層群泥岩に入ると、スラリーポンプの注入圧力の上昇も確認された。

しかしながら小野らの手法では、FA 値の機械的な判定だけでなく、人の目による判断の余地が残されている。また注入圧力に関して、基盤層に入ると注入圧力の上昇傾向は確認されたが、明確な判定基準に関しては検討されていない。

2.7 まとめ

本章は、通常の SMW 施工管理方法やオーガー掘削機を用いる一般的な杭基礎の着底管理手法をまとめ、地下ダム工事での基盤層確認手法に関する既往の研究の成果および課題をまとめ、本研究の意義を明確にした。

本章での整理した情報を以下に述べる。

- 1) 通常の SMW 工法の施工管理について、「ソイルミキシングウォール (SMW) 設計施工指針」に記載があるが、支持層や基盤層への到達確認手法については記載されていない。
- 2) オーガー掘削機を用いる杭基礎の着底管理手法は、「杭基礎施工便覧」によると、掘削速度を一定に保ち、オーガーの積分電流値等を用いて試験杭に置いて定めた管理指標に合致する方法が一般的である。しかし本研究対象である宮古島では、上層部に位置する帯水層である琉球石灰岩が硬質で不均一であることや、オーガーの周辺摩擦等の影響から、従来のオーガー掘削機管理システムでは基盤層を判定することができない。

3) 地下ダム工事での基盤層確認手法に関する既往の研究について、掘削時の「振動」や「発生音」、「電流値と吊荷重から算出する指標」などを用いて基盤層の判別を試みているが、研究に用いたデータ数が少なく、判定精度の検証が不足している。また、リアルタイムでの判定についても、系統的に完成していない。

以上のことから、本研究は SMW 工法による止水壁構築時に、施工中に得られるデータ（地盤改良機より得られるオーガー「吊荷重」と減速機の「負荷電流」のデータ、削孔液の「注入圧力」）よりリアルタイムで基盤層深度を推定する手法について検討し、調査ボーリングでの基盤層深度との比較検証を実施した。

第2章の参考文献

- 2.1) 日本材料学会:ソイルミキシングウォール(SMW)設計施工指針, 2012
- 2.2) 日本道路協会:杭基礎施工便覧, 2015
- 2.3) 鋼管杭・鋼矢板技術協会:鋼管ソイルセメント杭工法施工要領, 2017
- 2.4) 古屋弘, 伊藤不二夫, 串間正敏, 三田地利之:オーガー掘削施工中のリアルタイム地層判定手法の開発, 土木学会論文集, 665, pp19-29, 2000
- 2.5) 安部透, 石塚与志雄:ボーリング時の各種岩石の AE 特性, 土木学会第 52 回年次学術講演会, III-A280, 1997
- 2.6) 安部透, 石塚与志雄, 千葉哲, 上村一義, 古後英一:SMW 施工時の掘削音を用いた地層判定法, 土木学会第 54 回年次学術講演会, III-A340, 1999
- 2.7) 安部透, 石塚与志雄, 右田久, 上村一義, 古後英一:SMW 施工時の掘削音を用いた地層判別の現場試験, 土木学会第 55 回年次学術講演会, III-A281, 2000
- 2.8) 長谷安蘭:アコースティックエミッション計測の基礎, 精密工学会誌, 78(10), pp856-861, 2012
- 2.9) 近藤高弘, 大塚寿次, 平山 哲也:地下ダム施工における基盤評価装置および基盤評価方法の開発, 大成建設技術センター報, 45, pp63-1-63-4, 2012
- 2.10) 小野敦, 羽山里志, 阿部孝行, 佐藤靖彦:地下ダム工事における SMW 止水壁の施工管理, 西松建設技報, 40(9), 2017

第3章 実施工データを用いた基盤層深度推定に関する検討

3.1 実施工データを用いた事前検討

3.1.1 検討概要

本検討は、平成 24 年度宮古伊良部農業水利事業仲原地下ダム(モリガホ中央部)工事にて地盤改良機にセンサーを設置しデータ収集を行い、収集したデータを施工後に解析し、基盤層深度の推定が可能かどうかの事前検討を行った。

仲原地下ダムは、沖縄県宮古島の南東部に位置し(図 3.1)、国営宮古伊良部土地改良事業計画に基づき総延長 2,350m の地下ダムを建設するものである。そのうち仲原地下ダム(モリガホ中央部)工事は、施工延長 141.3 m、締切面積 2,657 m²、最大掘削深度 37.10 m(作業床より)の止水壁を SMW 工法で構築する工事である。本工事の施工位置を図 3.2 に、図 3.3 に SMW 工法による止水壁の施工状況写真を示す。

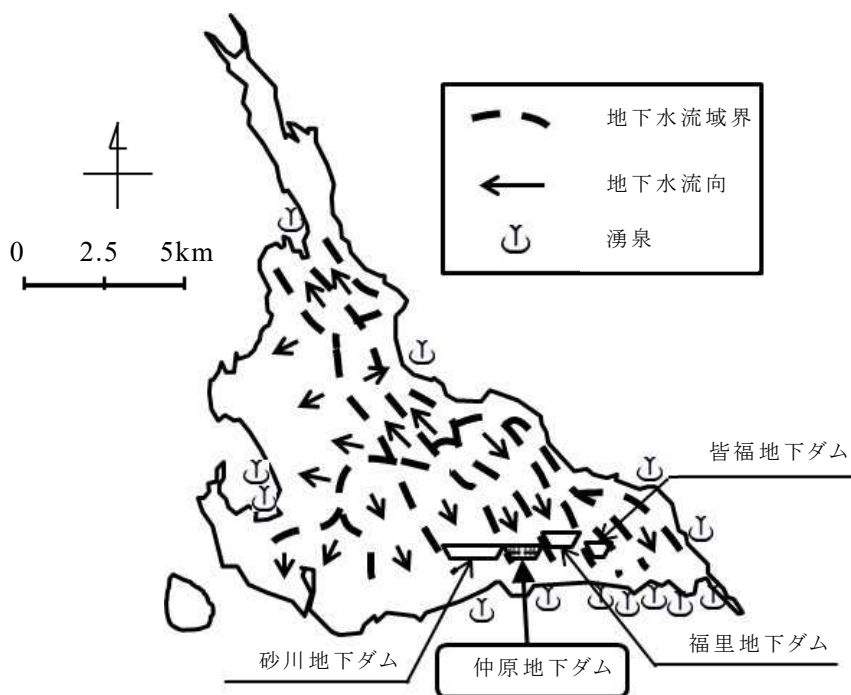


図 3.1 仲原地下ダム位置図

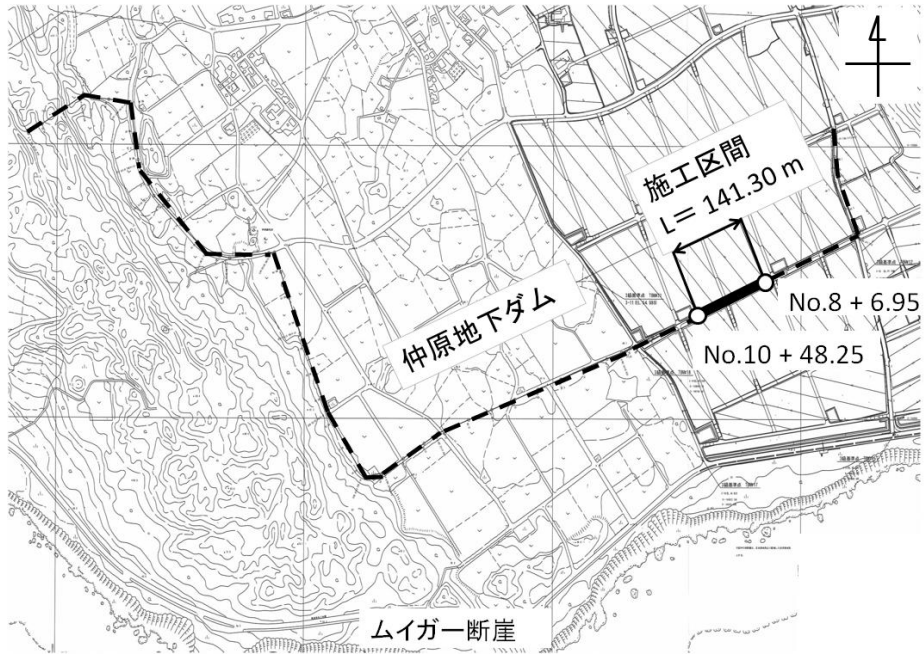


图 3.2 仲原地下ダム(モリガホ中央部)施工位置図



图 3.3 SMW 工法施工状況写真

3.1.2 対象地の地質

施工箇所の地質構成を図 3.4 に示す。地表には島尻マージと呼ばれる表土が存在し、その下層に帯水層である透水性の高い琉球石灰岩が厚く堆積しており、その下部に不透水層である島尻層群泥岩が分布している。事前の調査ボーリングの結果として、H18-N-2 の柱状図を図 3.5 に、コア写真を図 3.6 に、No.9 の柱状図を図 3.7 にコア写真を図 3.8 に、No.10 の柱状図を図 3.9 にコア写真を図 3.10 に示す。

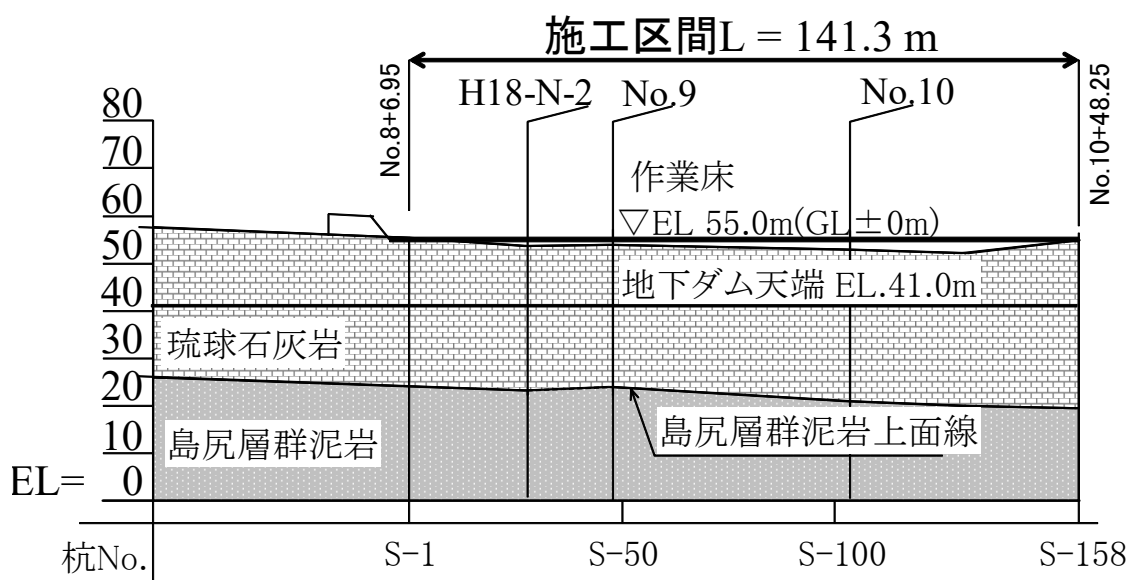


図 3.4 仲原地下ダム(モリガホ中央部)地質構成

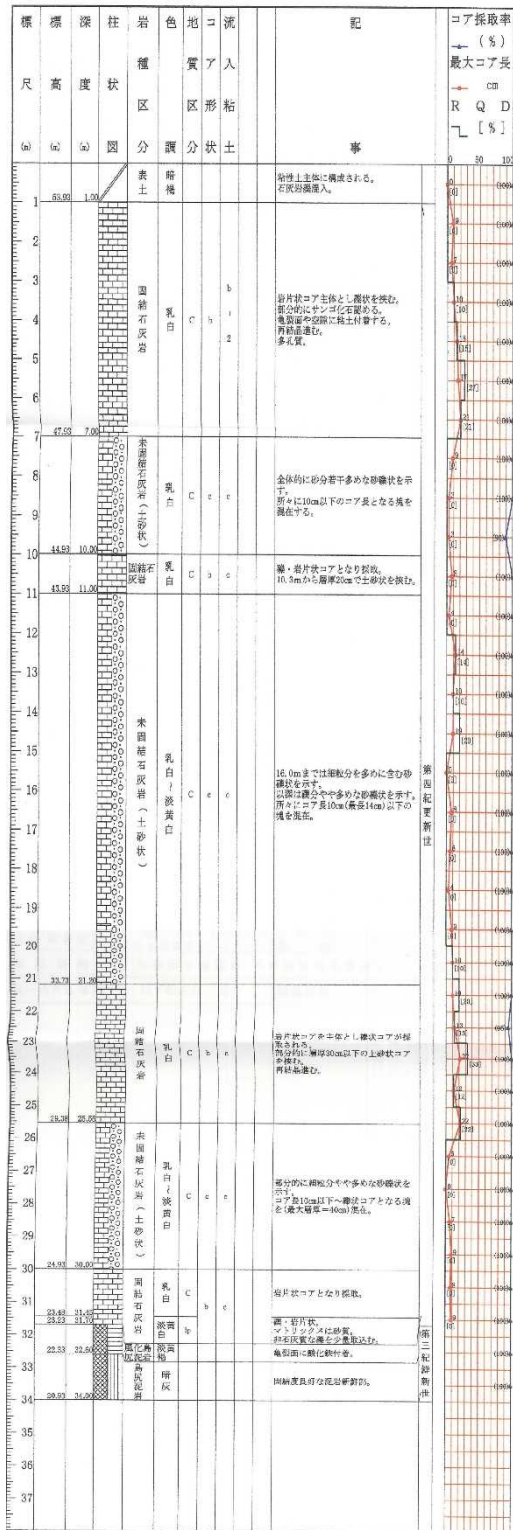


図 3.5 H18-N-2 柱状図



図 3.6 H18-N-2 コア写真

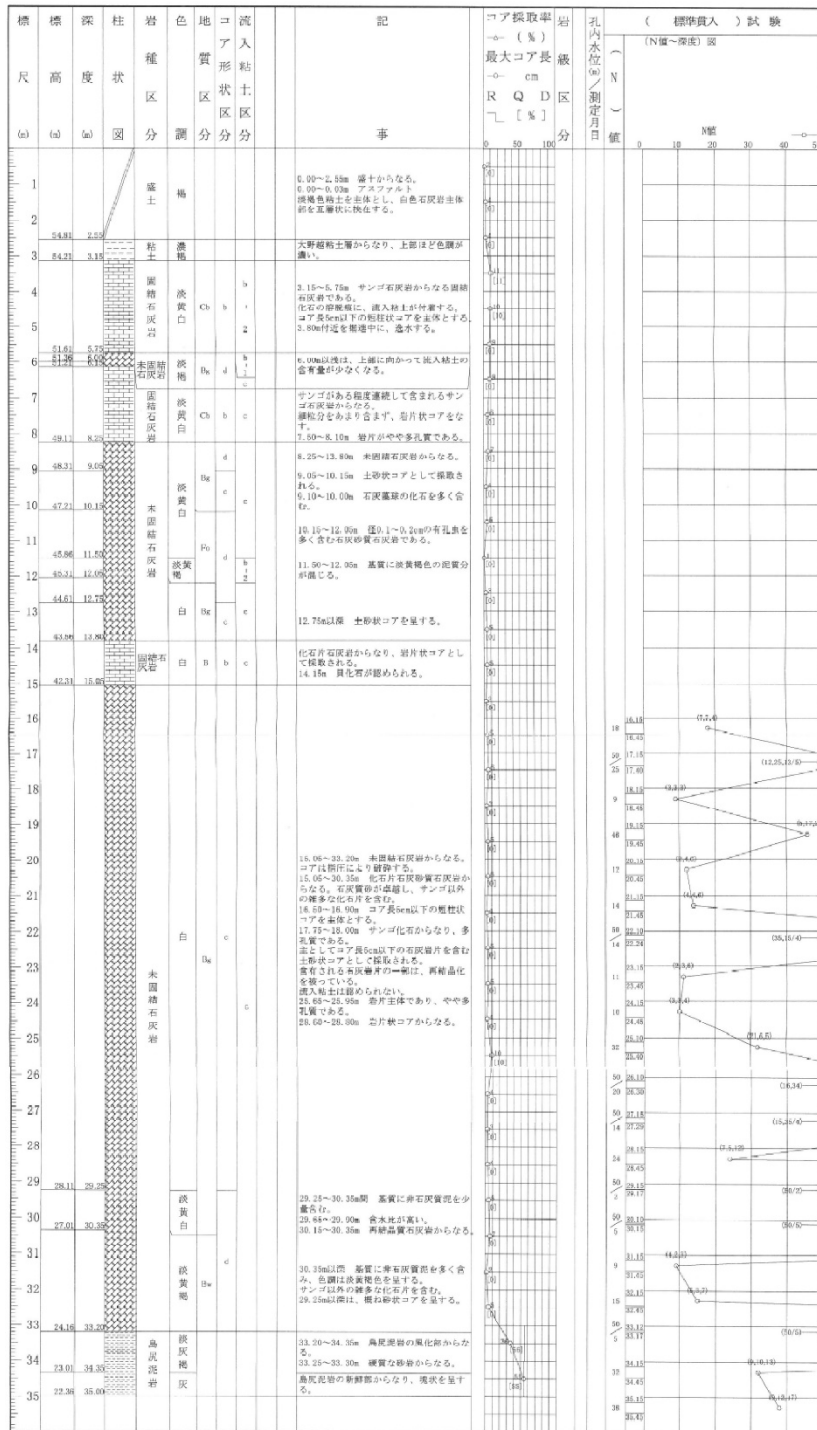


図 3.7 No.9 柱状図



図 3.8 No.9 コア写真

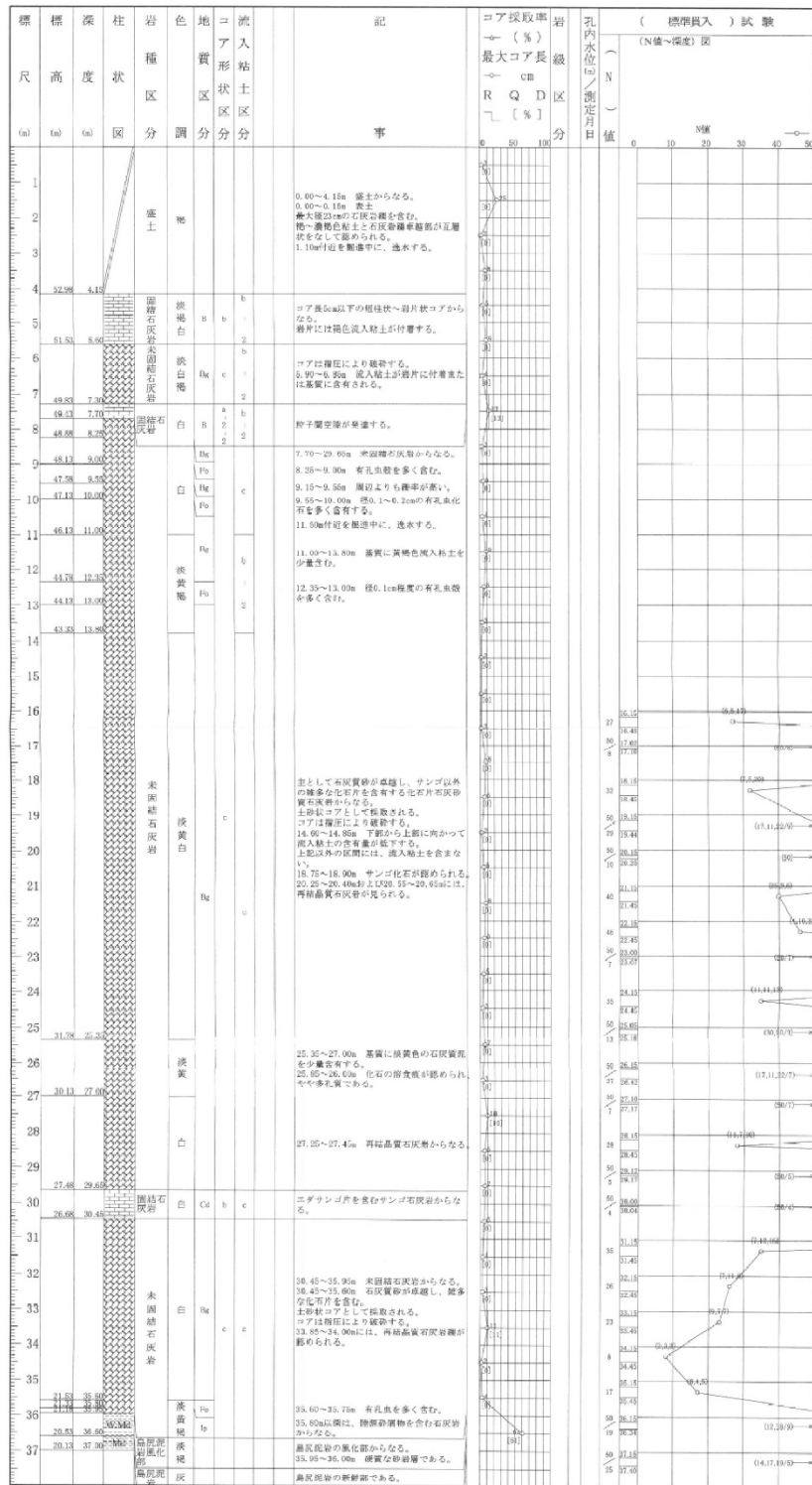


図 3.9 No.10 柱状図

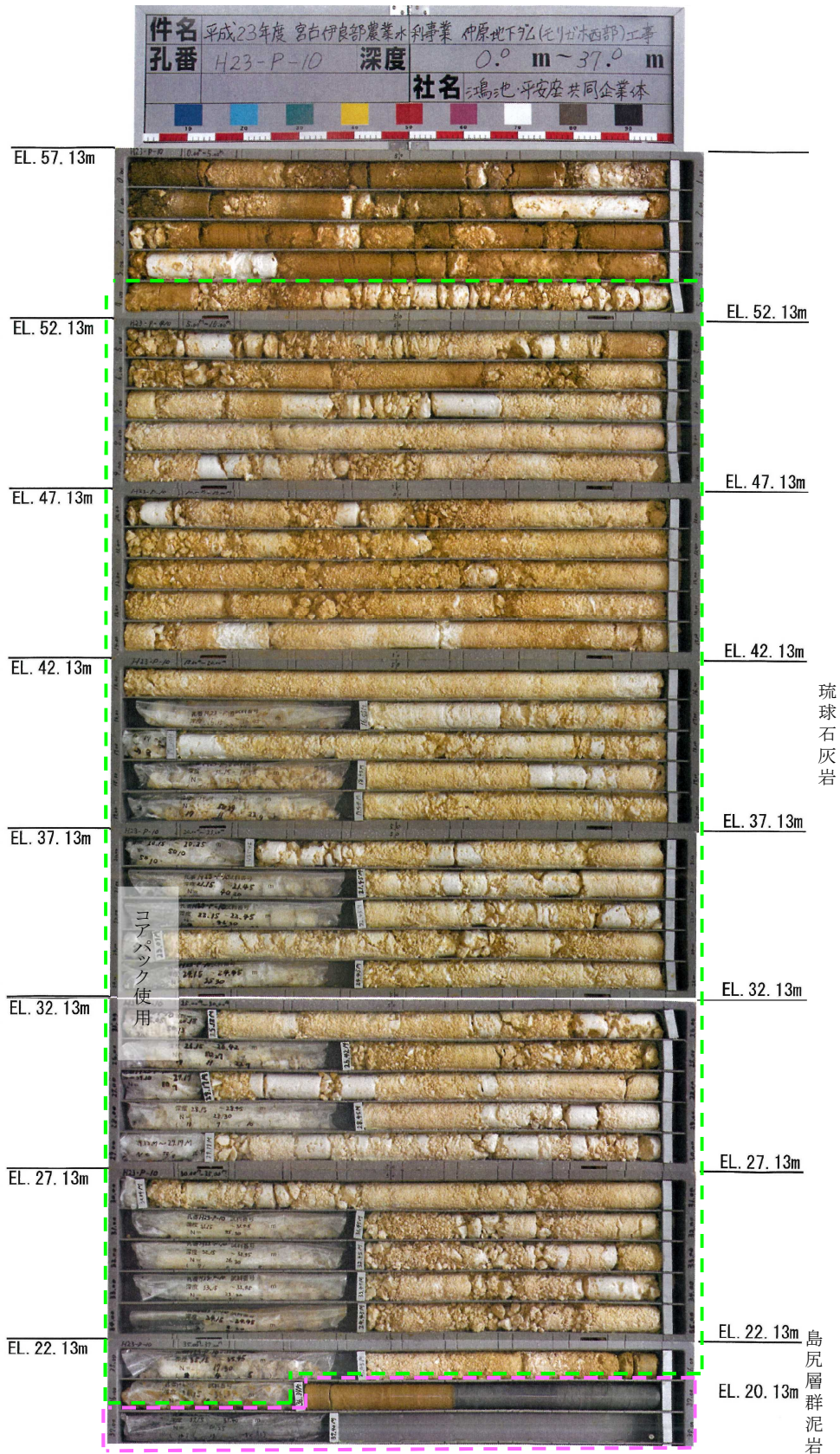


図 3.10 No.10 コア写真

3.1.3 現地計測装置概要

本検討で使用した、データ計測装置の概要を図 3.11 に示す。地盤改良機のリーダー上部にオーガー吊荷重を測定するロードセル(0~50kN),リーダー下部に掘削深度を測定するロータリーエンコーダー,減速機の動力盤内に負荷電流を測定する電流計(~2,000A)を取り付けた。1秒毎に計測されたデータは、地盤改良機のオペレーター室にあるデータ収集装置に集積した後、無線伝送で計測管理室にある管理用 PC に送信しハードディスクに記録した。

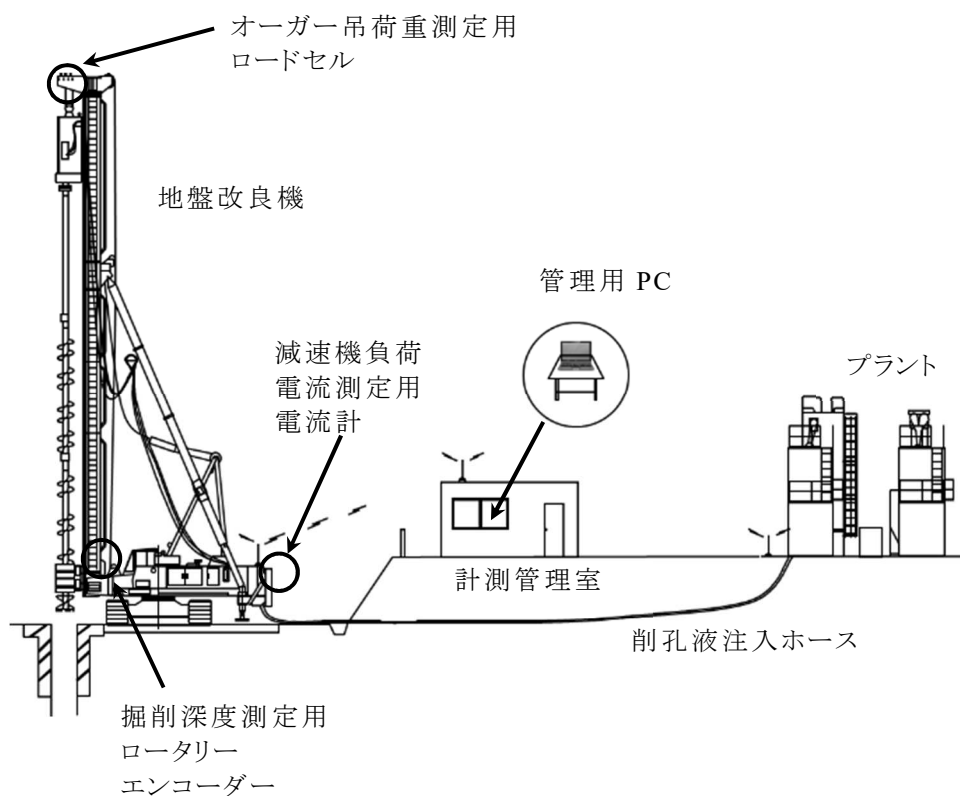


図 3.11 データ計測装置

3.1.4 吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層深度推定手法

基盤層に最初にオーガーが到達する先行削孔時のデータを検討対象とした。先行削孔は全 158 本あったが、そのうち 27 本の杭のデータを収集し、解析を行った。GL±0 ~ -20 m 区間はケーシング削孔を行っているため、GL-20 m 以深のデータを用いて基盤層の推定を行った。データ解析の方法を、ボーリング No.9 地点より 0.75 m 離れた杭 No.S-48 の計測値を例として説明する。杭 No.S-48 杭芯での島尻層群泥岩上面設計値は、EL+24.121 m (GL-30.879 m)となっている。地盤改良機に取り付けたセンサーにて 1 秒間隔で計測し、伝送され、何も加工していないデータ(生データとする)を図 3.12, 図 3.13 に示す。図 3.12 は経過時間と削孔深度の関係、図 3.13 は削孔深度と吊荷重および減速機の負荷電流の関係を示している。この生データには、図 3.12 に赤丸で示した箇所のように、一時的にオーガーを引き上げ再び削孔することなどにより、削孔により崩れた地盤を再度掘削した時のデータも含まれているので、本来の地盤状況を表すデータとは言えない。

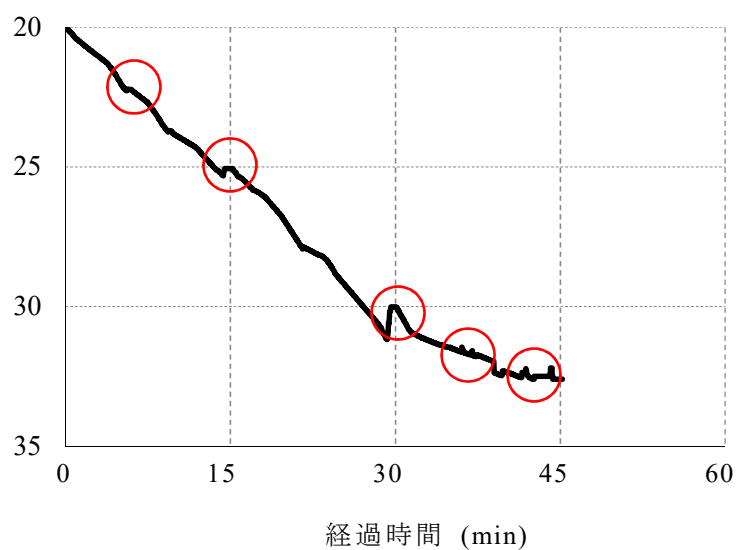


図 3.12 削孔状況杭 No.S-48(生データ)

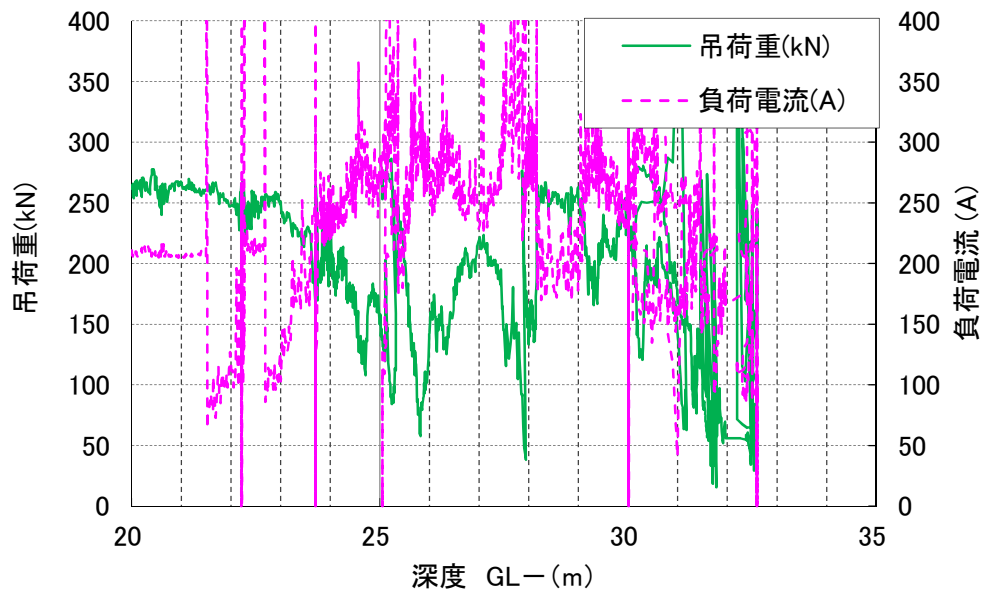


図 3.13 吊荷重と負荷電流の推移
杭 No.S-48(生データ)

そこで、自然な状態の地盤状況を把握するため、深度が重複するデータを削除し、オーガーが最初に地盤に接触した際のデータのみを抽出した。この処理をトリミング処理とする。図 3.14 にトリミング処理後の削孔深度と吊荷重および減速機の負荷電流の関係を示すが、瞬間的に吊荷重や負荷電流が変化する箇所が多くあり傾向がつかみにくい。

そのため、ある一定の区間の平均値を連続してとる移動平均処理により、データを平滑化し傾向を読み取り易くした。本検討では、移動平均処理時間を 20 秒間(20 データ区間)とした。図 3.15 に移動平均処理後の削孔深度と吊荷重および減速機の負荷電流の関係を示す。

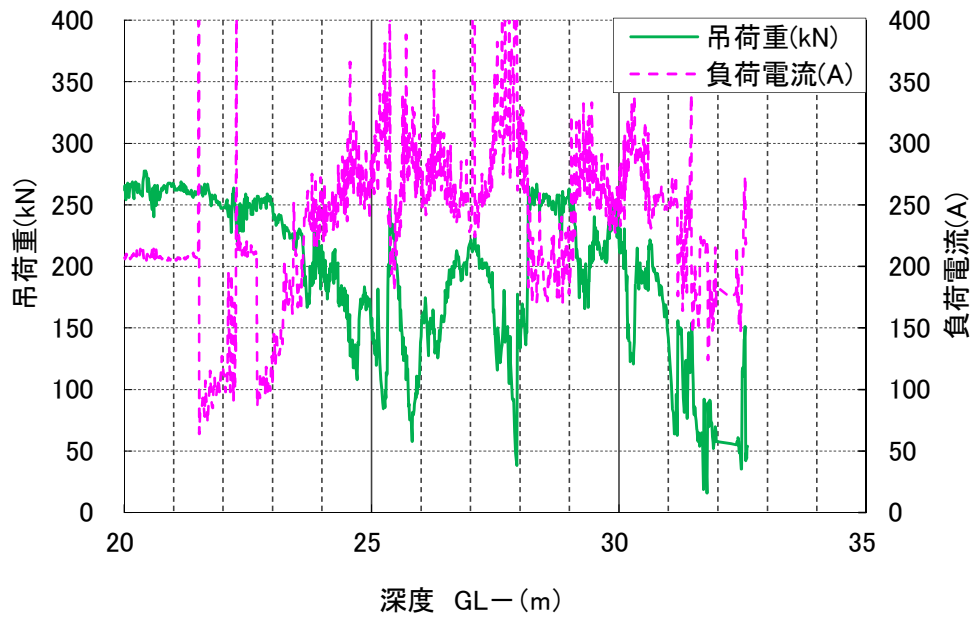


図 3.14 吊荷重と負荷電流の推移
杭 No.S-48(トリミング処理後)

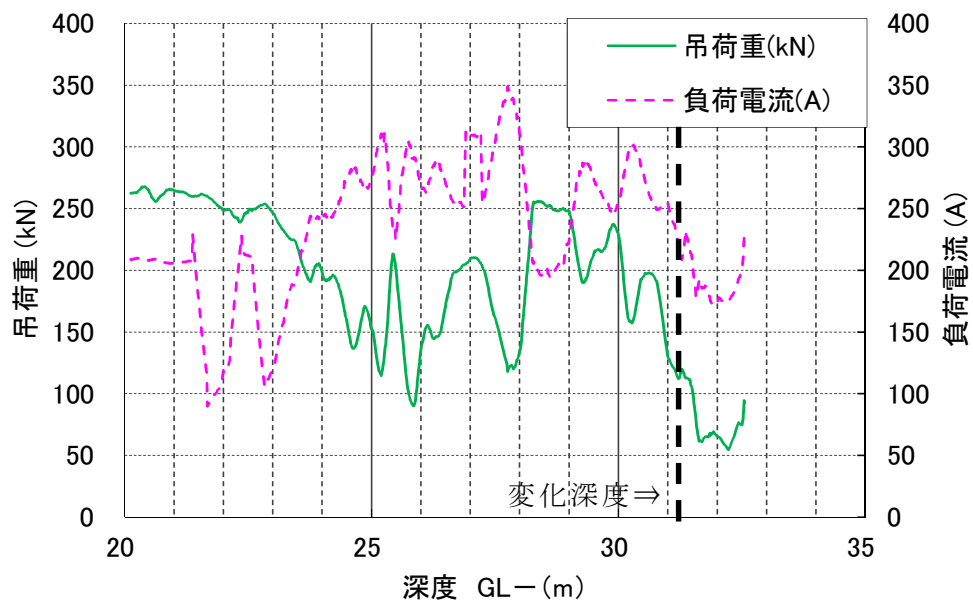


図 3.15 吊荷重と負荷電流の推移
杭 No.S-48(トリミング処理後+移動平均処理)

吊荷重と負荷電流の傾向を見ると、ある深度までは吊荷重が減少すると負荷電流が増加し、吊荷重が増加すると負荷電流が減少する負の相関がみられるが、図中に示す変化深度以降は、吊荷重と負荷電流がともに減少する正の相関に変化する。

ここで横軸に減速機の負荷電流を縦軸に吊荷重として図 3.16 にプロットすると、2つの領域に大別される。グラフでは識別しやすいように、それぞれの領域に対し近似曲線を加えている。ここで負の相関関係を形成する領域が未固結石灰岩層であり、正の相関関係を形成する領域が島尻層群泥岩（不透水層）であり、2つの領域の境界に位置するプロットが島尻層群泥岩の上面深度であると推定し、目視で変化点を抽出し深度を求めた。この深度は、図 3.15 の変化深度と同じであり、島尻層群泥岩上面の設計値が GL-30.879 m に対し、本評価手法による推定値は GL-31.15 m となり、差は 0.271 m であった。

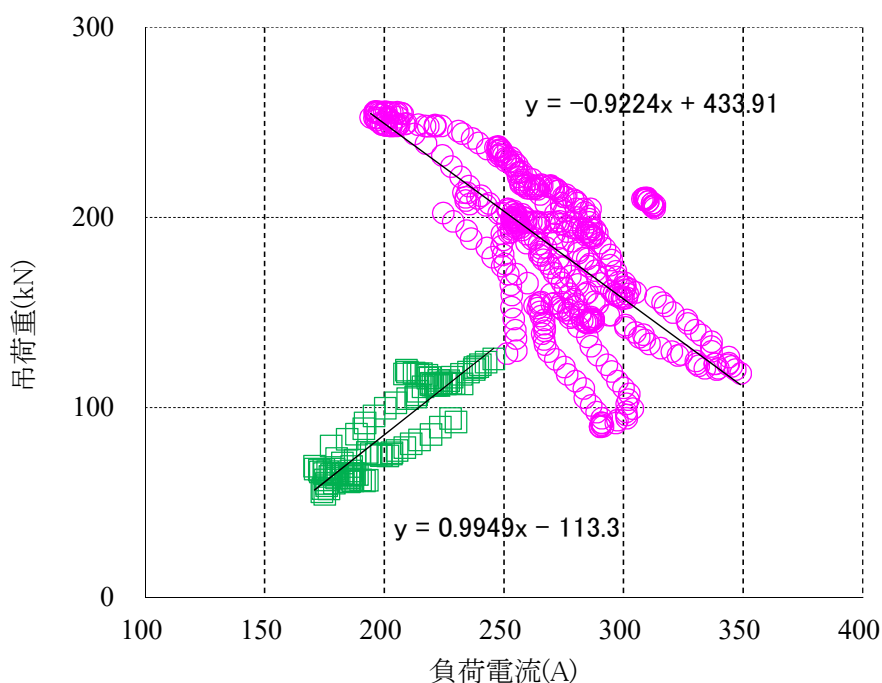


図 3.16 吊荷重と負荷電流の関係(トリミング処理後+移動平均処理)

このような挙動を示す主な根拠として、以下の2点を推測した。

琉球石灰岩中では、吊荷重が小さくなると地盤にかかる鉛直荷重が大きくなり掘削抵抗である負荷電流も大きくなる。また地盤の固さが固くなるにつれて抵抗により負荷電流は大きくなり、それに伴い地盤にオーガーが載った状態になり、地盤からの反力が大きく、吊荷重は小さくなる。

①しかし島尻層群泥岩(基盤層)中では、削られて生じた粘土粒子が削孔液と混ざり懸濁液状になり、オーガー先端が滑り掘削抵抗が小さくなるため負荷電流が減少する。

②それとともに、オーガーが滑り掘削しにくい状態になるため地盤からの反力が大きくなり、吊荷重が減少する傾向になる。

③不透水層に貫入したため、削孔液が地盤中に浸透せずに削孔液の注入圧力が上昇することにより上向きの力が加わり、吊荷重が減少する。

と考えた。

3.1.5 結果

同様にその他の杭データについても解析を行った。各杭の吊荷重と負荷電流の関係を図 3.17～3.42 に示し、島尻層群泥岩上面の設計深度と吊荷重と負荷電流の関係から推定した深度を図 3.42 に示す。

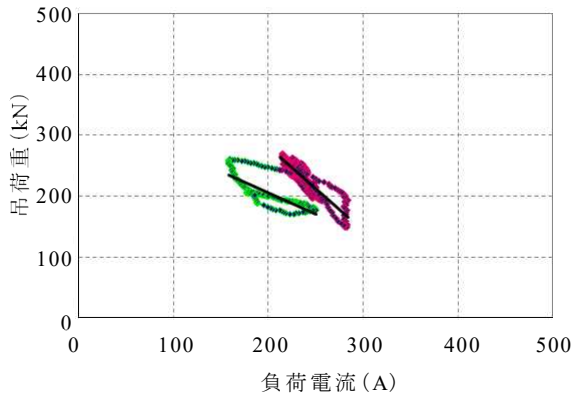


図 3.17 吊荷重と負荷電流の関係(S-4)
(トリミング処理+移動平均処理後)

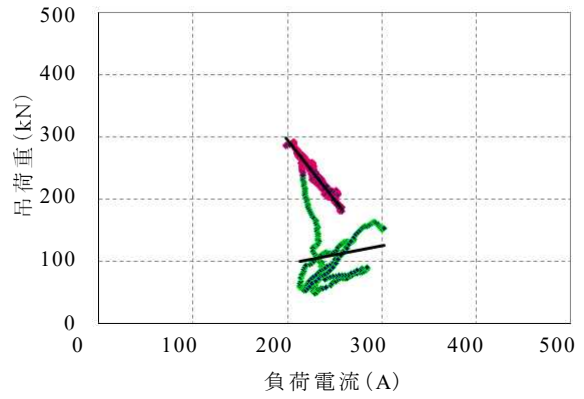


図 3.18 吊荷重と負荷電流の関係(S-5)
(トリミング処理+移動平均処理後)

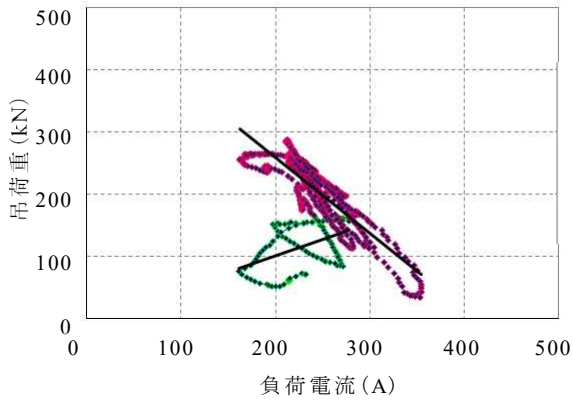


図 3.19 吊荷重と負荷電流の関係(S-6)
(トリミング処理+移動平均処理後)

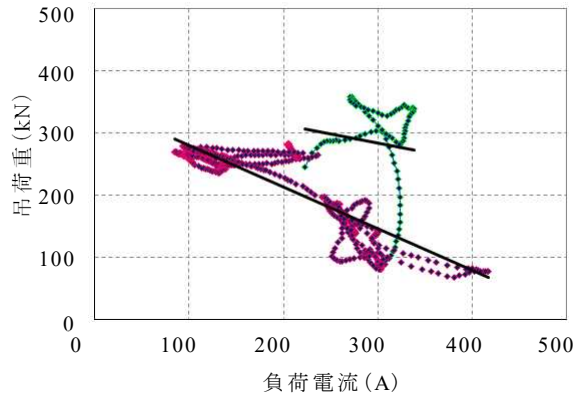


図 3.20 吊荷重と負荷電流の関係(S-7)
(トリミング処理+移動平均処理後)

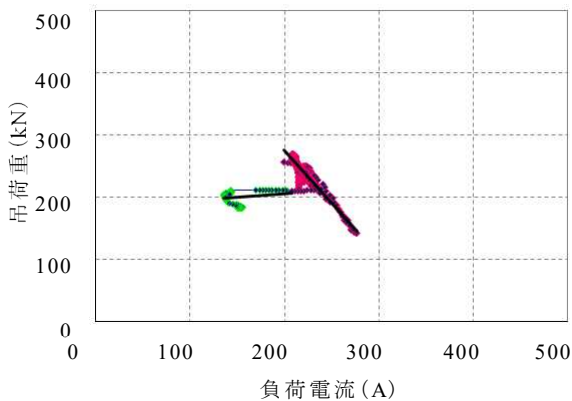


図 3.21 吊荷重と負荷電流の関係(S-8)
(トリミング処理+移動平均処理後)

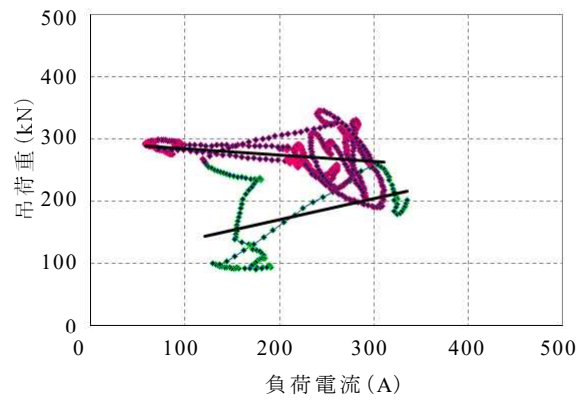


図 3.22 吊荷重と負荷電流の関係(S-9)
(トリミング処理+移動平均処理後)

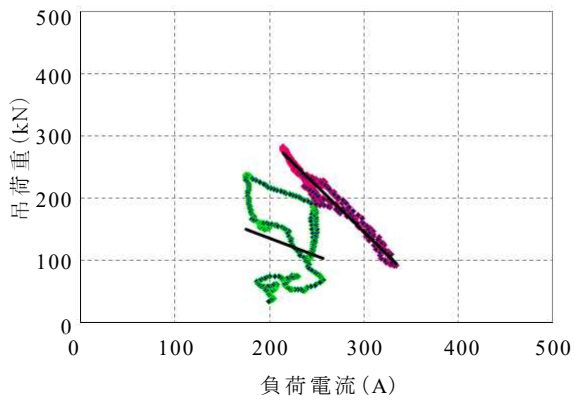


図 3.23 吊荷重と負荷電流の関係(S-10)
(トリミング処理+移動平均処理後)

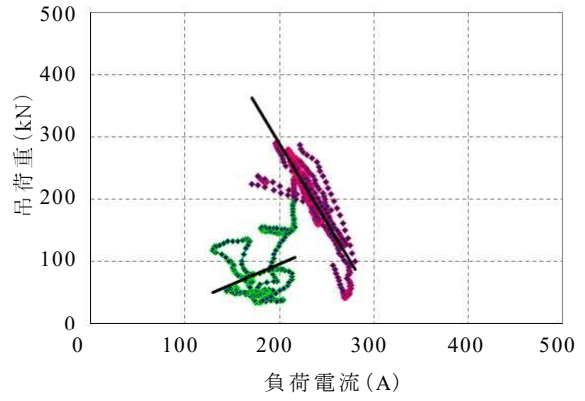


図 3.24 吊荷重と負荷電流の関係(S-11)
(トリミング処理+移動平均処理後)

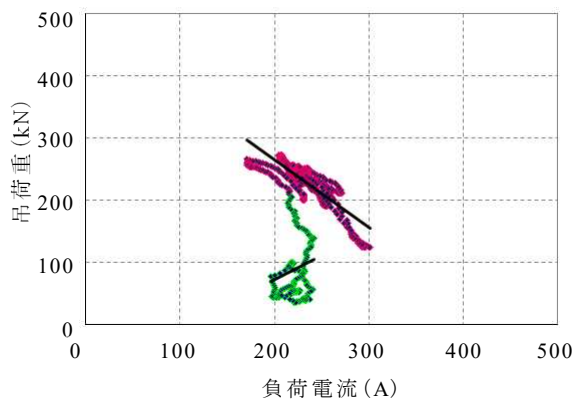


図 3.25 吊荷重と負荷電流の関係(S-12)
(トリミング処理+移動平均処理後)

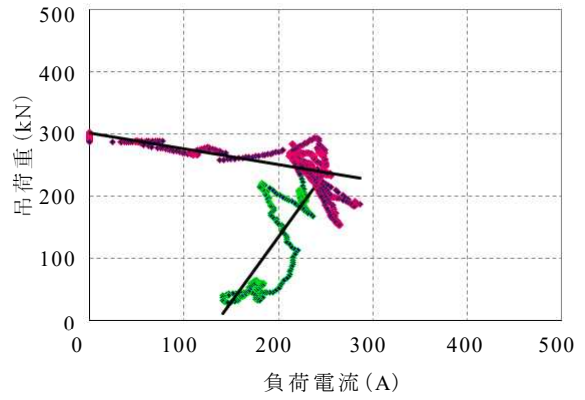


図 3.26 吊荷重と負荷電流の関係(S-14)
(トリミング処理+移動平均処理後)

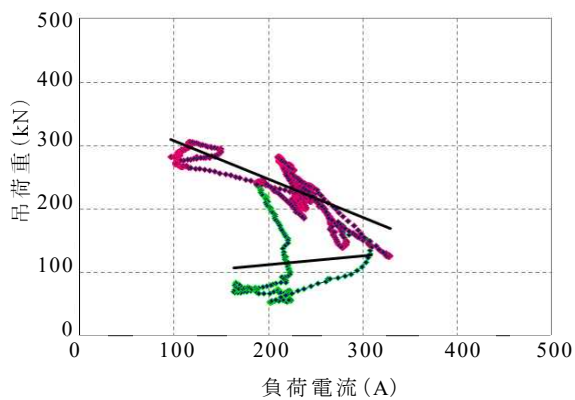


図 3.27 吊荷重と負荷電流の関係(S-16)
(トリミング処理+移動平均処理後)

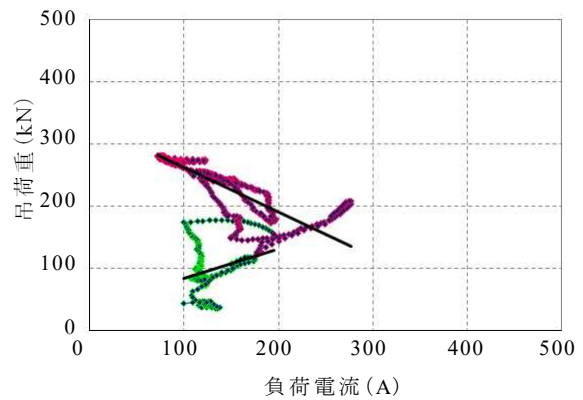


図 3.28 吊荷重と負荷電流の関係(S-27)
(トリミング処理+移動平均処理後)

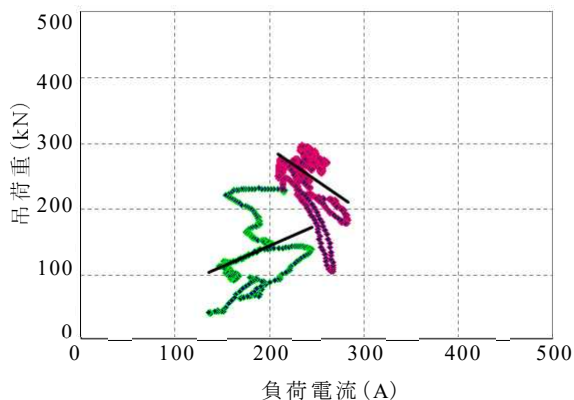


図 3.29 吊荷重と負荷電流の関係 (S-29)
(トリミング処理+移動平均処理後)

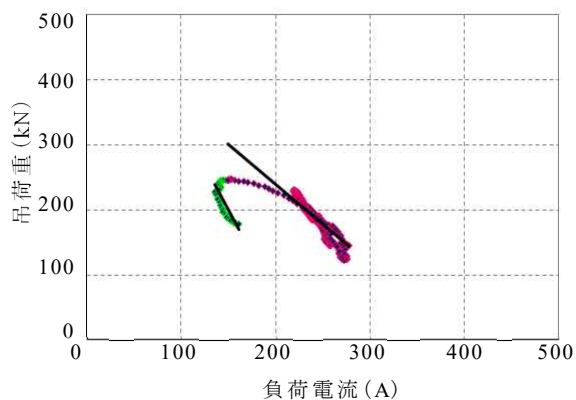


図 3.30 吊荷重と負荷電流の関係 (S-32)
(トリミング処理+移動平均処理後)

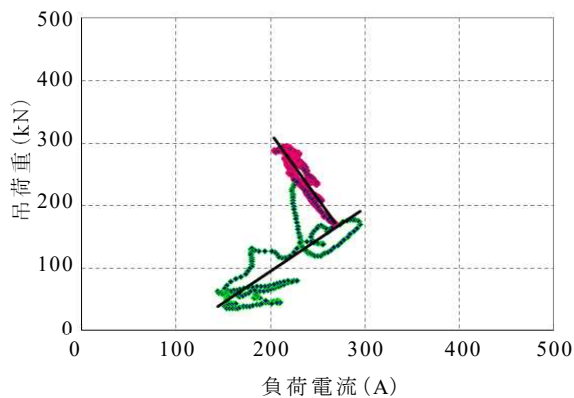


図 3.31 吊荷重と負荷電流の関係 (S-33)
(トリミング処理+移動平均処理後)

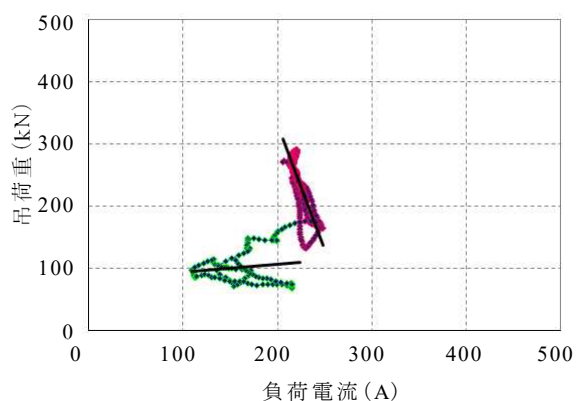


図 3.32 吊荷重と負荷電流の関係 (S-35)
(トリミング処理+移動平均処理後)

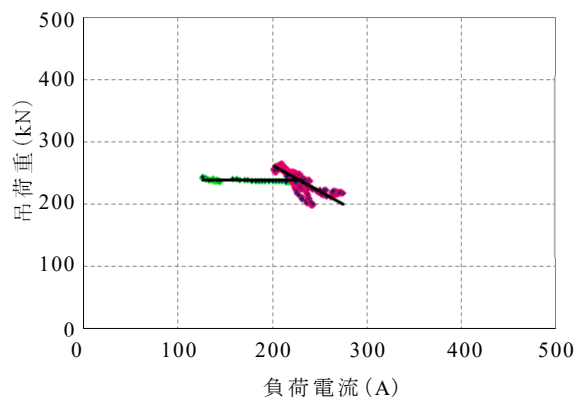


図 3.33 吊荷重と負荷電流の関係 (S-38)
(トリミング処理+移動平均処理後)

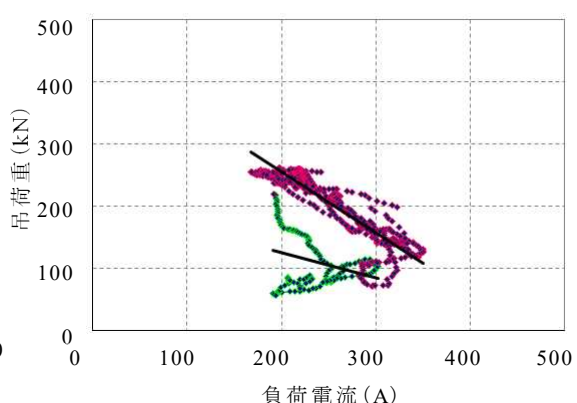


図 3.34 吊荷重と負荷電流の関係 (S-40)
(トリミング処理+移動平均処理後)

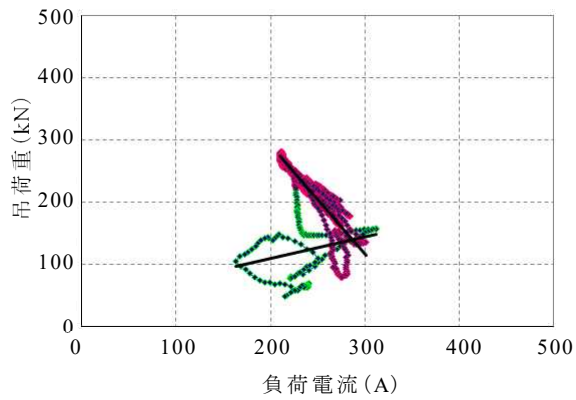


図 3.35 吊荷重と負荷電流の関係 (S-41)
(トリミング処理+移動平均処理後)

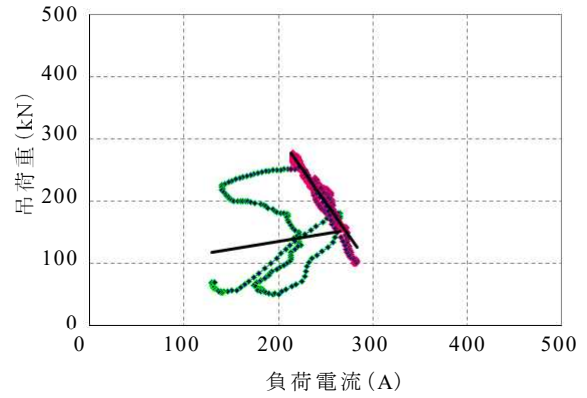


図 3.36 吊荷重と負荷電流の関係 (S-42)
(トリミング処理+移動平均処理後)

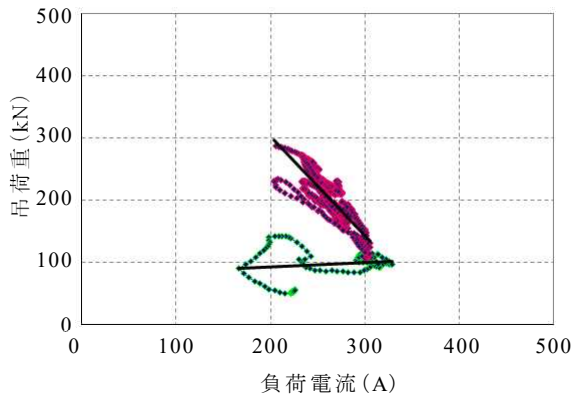


図 3.37 吊荷重と負荷電流の関係 (S-45)
(トリミング処理+移動平均処理後)

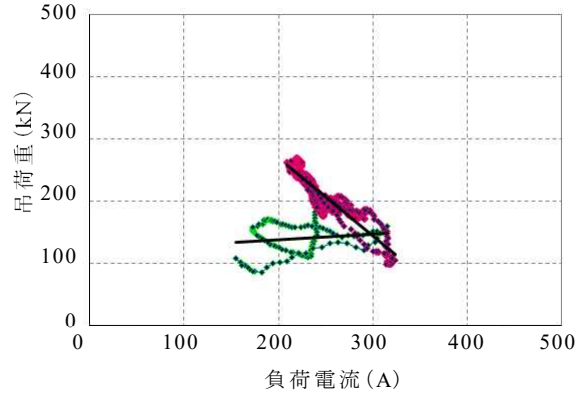


図 3.38 吊荷重と負荷電流の関係 (S-46)
(トリミング処理+移動平均処理後)

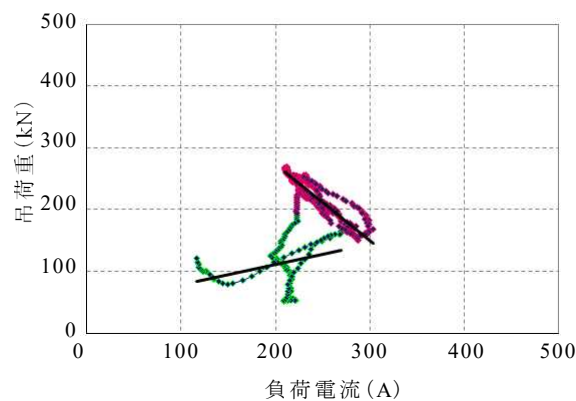


図 3.39 吊荷重と負荷電流の関係 (S-50)
(トリミング処理+移動平均処理後)

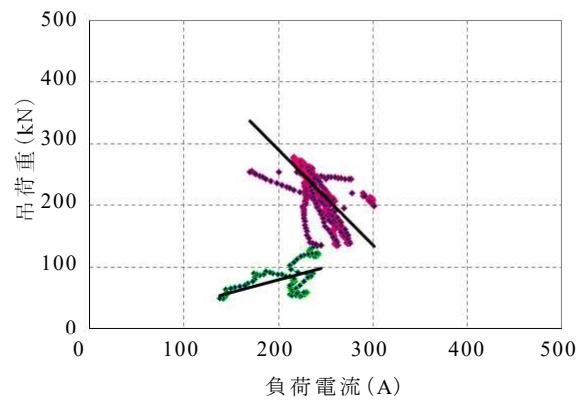


図 3.40 吊荷重と負荷電流の関係 (S-52)
(トリミング処理+移動平均処理後)

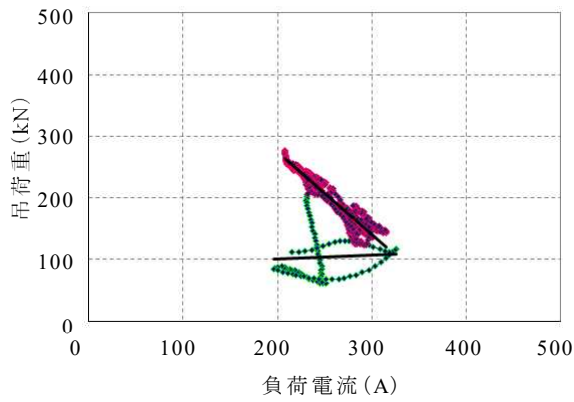


図 3.41 吊荷重と負荷電流の関係 (S-50)
(トリミング処理+移動平均処理後)

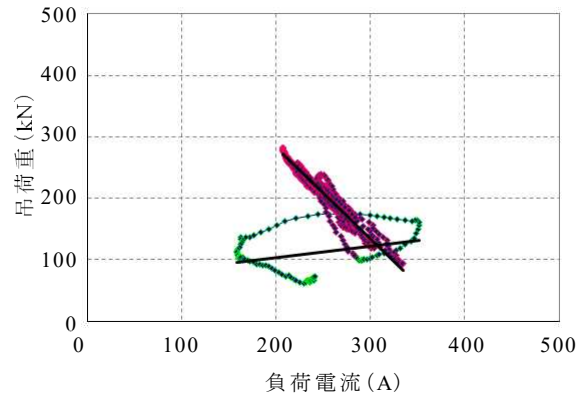


図 3.42 吊荷重と負荷電流の関係 (S-52)
(トリミング処理+移動平均処理後)

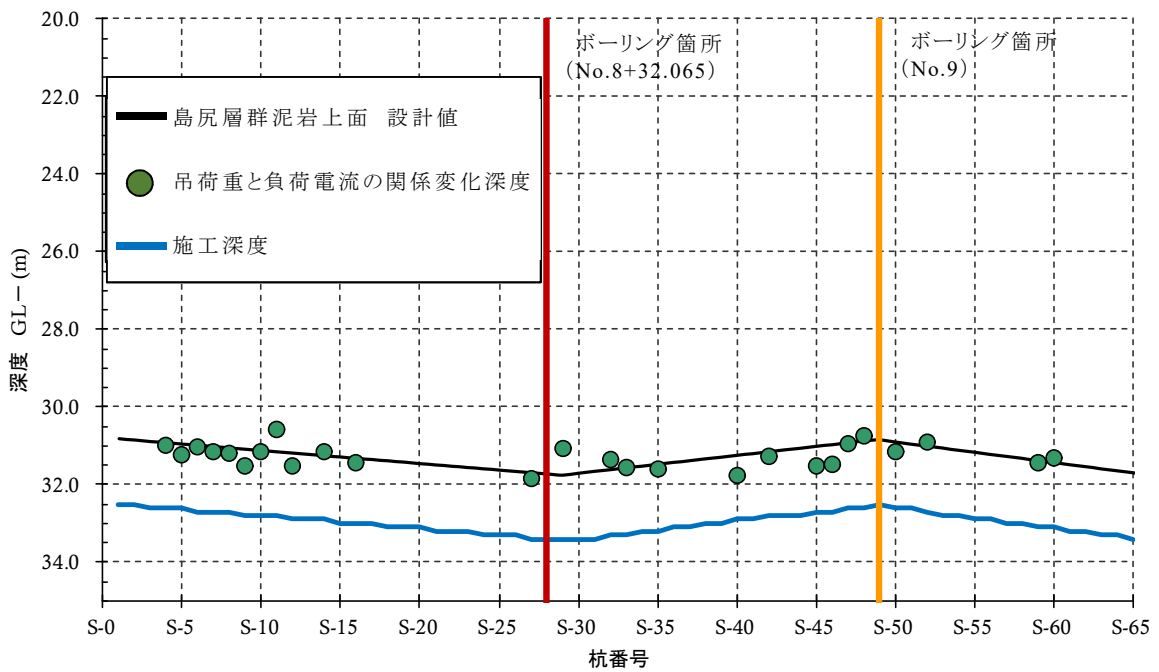


図 3.43 島尻層群泥岩上面の設計深度と
吊荷重と負荷電流の関係から推定した基盤層深度

設計値と本手法による推定値との差は平均で±0.30 m であり、当該施工区間は設計値と同じく島尻層群泥岩がほぼ水平に堆積した地層であったと推測する。本手法による推定値が、設計値に対し上下している原因としては、設計値がボーリングで得られた深度を直線で結んだ推定線であり実際の地盤状況と異なる可能性や、隣接する杭が施工済みであるケースでは地盤が緩められていた可能性が考えられた。

この後の実施工での研究においては、これらの問題を解決するために調査ボーリングの実施箇所を増やし地盤情報を細かく把握するとともに、隣接する杭の影響を排除するために 1 本ごとのデータを解析対象とすることとした。また、不透水層である島尻層群泥岩に貫入すると削孔水の注入圧力が上昇することが想定されたため、圧力計を追加で設置し注入圧力を計測することとした。

3.2 施工中におけるリアルタイム推定手法の検討

3.2.1 検討概要

本検討は、平成 28 年度宮古伊良部農業水利事業仲原地下ダム(箕濟西部)工事にて先行削工中のデータ収集およびリアルタイムでの基盤層推定を試みた。仲原地下ダム(箕濟西部)工事は、図 3.44 に示すように仲原地下ダムのうち平地から丘陵部にさしかかる範囲に延長 108m、最大掘削深度 52m の止水壁を SMW 工法にて構築する。

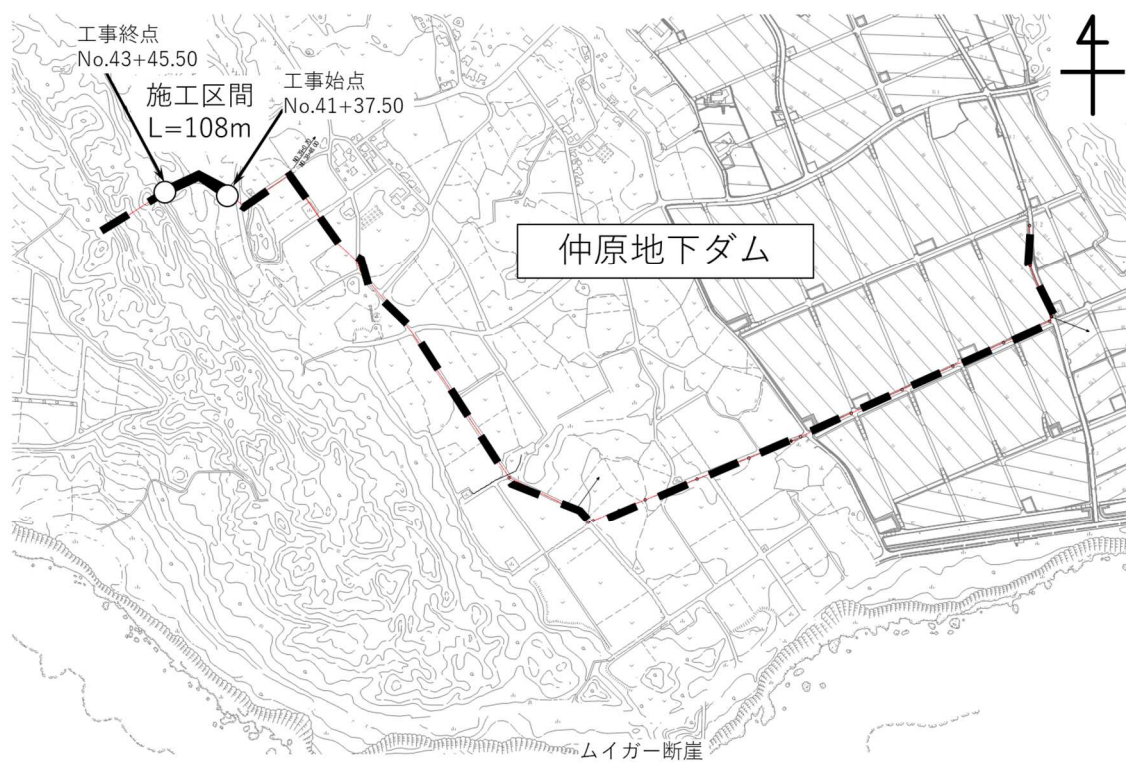


図 3.44 仲原地下ダム(箕濟西部)工事施工位置図

3.2.2 対象地の地質

対象地の地質を把握するため杭番号 S-1, S-31, S-51, S-57, S-71, S-87, S-101, S-105, S-121 の近傍(図 3.45 に示す地点)でボーリング調査を行った。ダム軸の直上でボーリングを行った S-31 の地質柱状図を図 3.46 に、コア写真を図 3.47 示し、その他のボーリング調査結果は、ダム軸に対し垂直に切った断面図とコア写真として図 3.48～3.63 に示す。ダム軸を挟んで上流側、下流側での調査結果を比較すると、S-1 付近の基盤層はほぼ同じ深度で存在するが、S-51, S-101 付近ではわずか 4m の距離で急激に変化していることが確認でき、真の基盤層深度の把握が困難なため、精度検証の対象からは除外した。

また透水係数を求めるために、S-1, S-51, S-87, S-101 にてボーリング孔を利用した原位置透水試験としてルジオン法に準拠した低圧ルジオン試験^{3.1)}を行った。求めた透水係数を表 3.1 に示す。島尻層群泥岩の透水係数は琉球石灰岩に比べ 2～3 オーダーほど小さいことが確認できた。

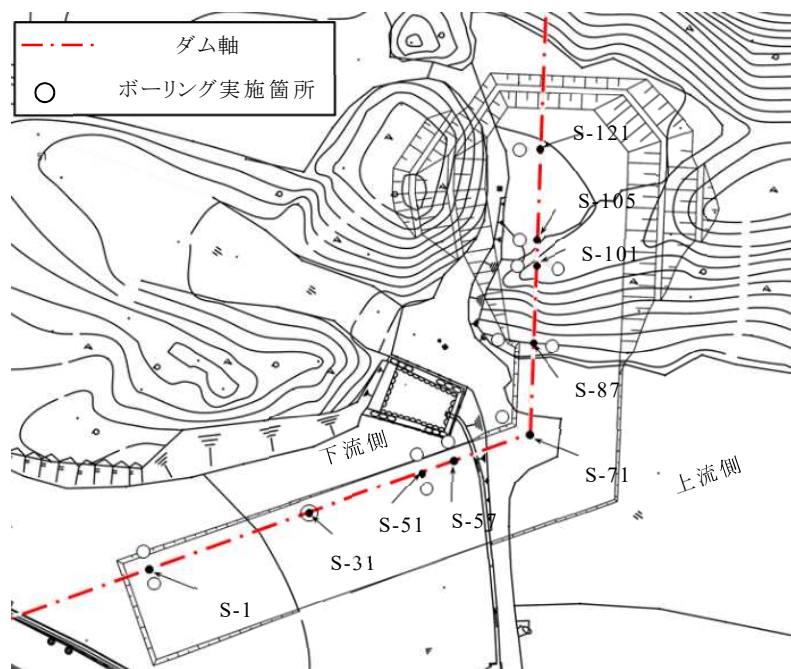


図 3.45 ボーリング位置図

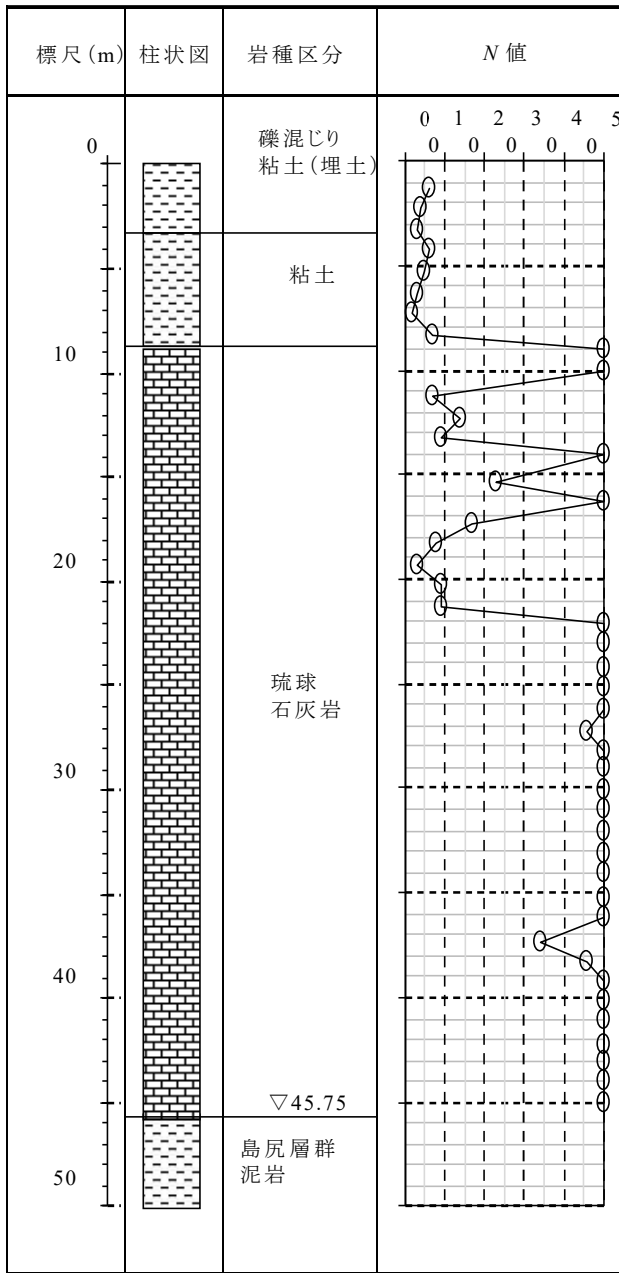


図 3.46 地質柱状図 (S-31)



図 3.47 コア写真 (S-31)

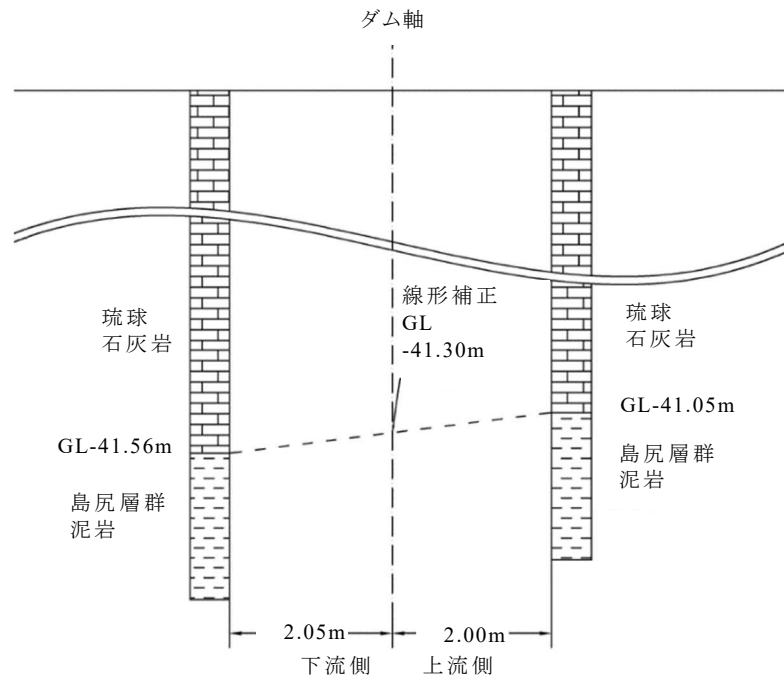


図 3.48 断面図(S-1)

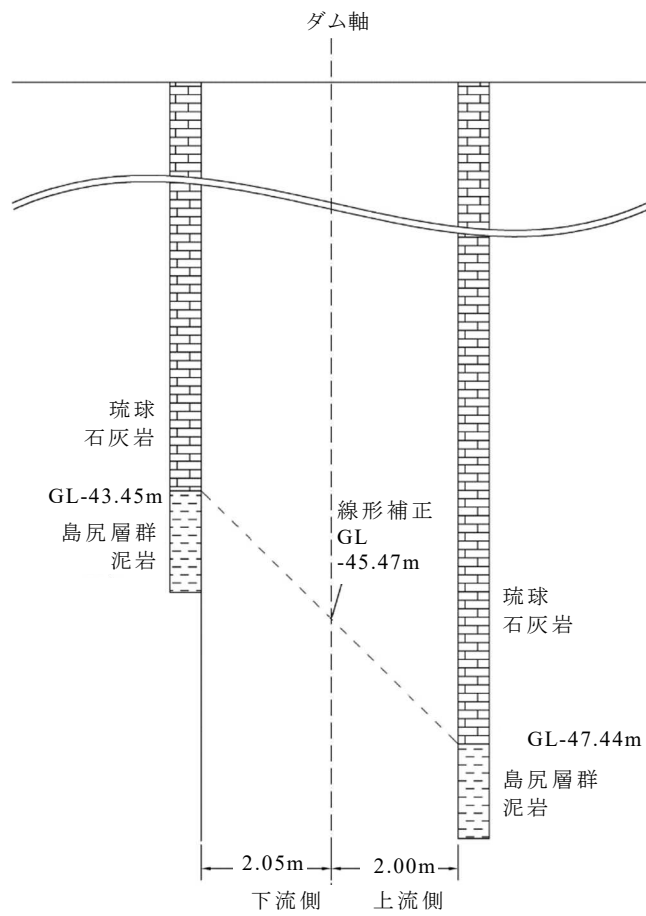


図 3.49 断面図(S-51)



図 3.50 S-1 下流側ボーリングコア写真



図 3.51 S-51 下流側ボーリングコア写真

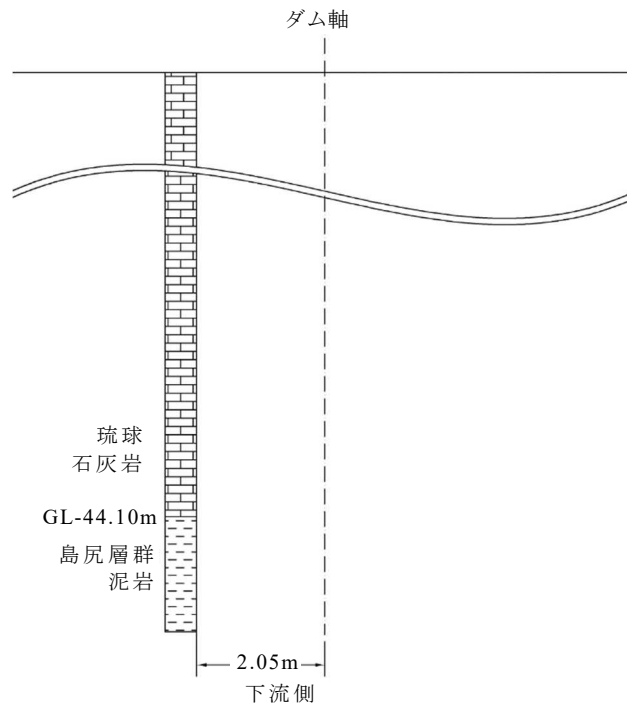


図 3.52 断面図 (S-57)

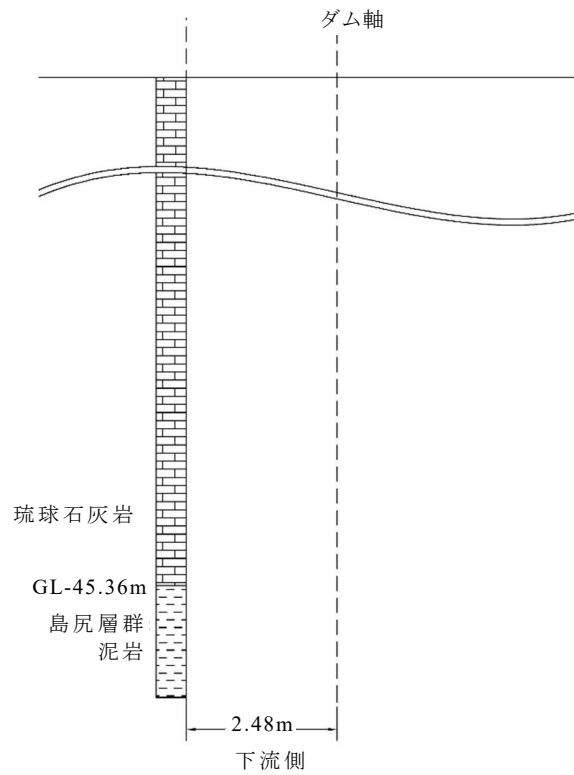


図 3.53 断面図 (S-71)



図 3.54 S-57 下流側ボーリングコア写真



図 3.55 S-71 下流側ボーリングコア写真

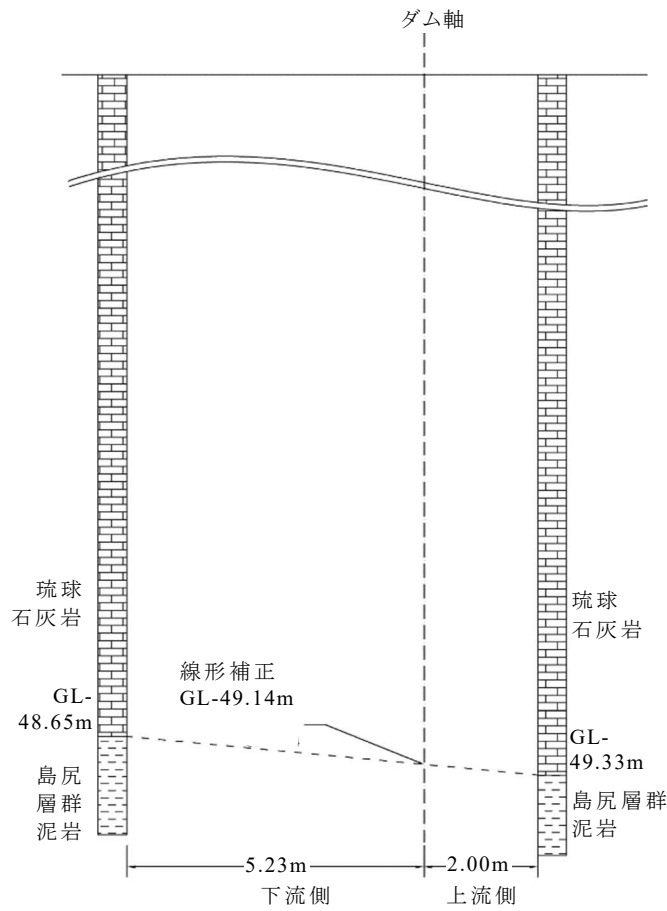


図 3.56 断面図 (S-87)

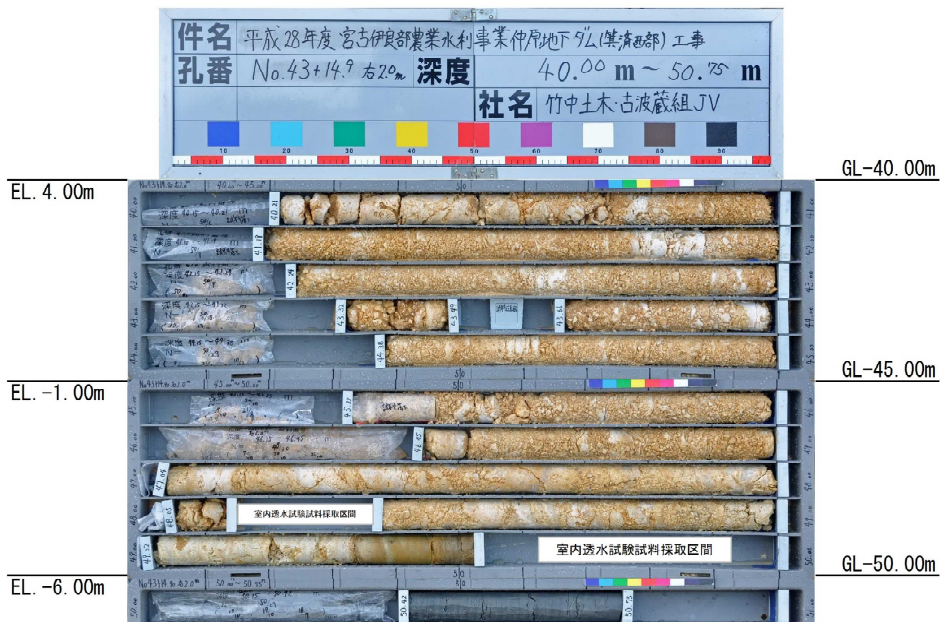


図 3.57 S-87 下流側ボーリングコア写真

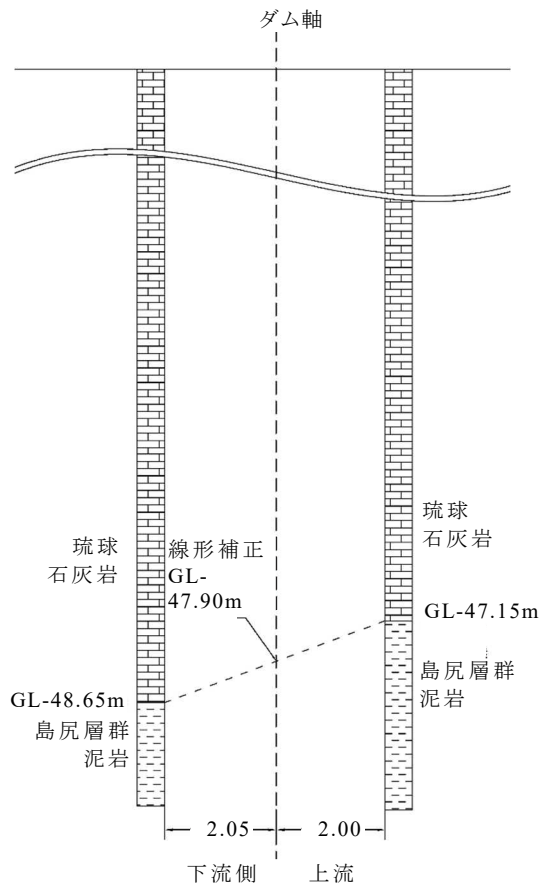


図 3.58 断面図(S-101)

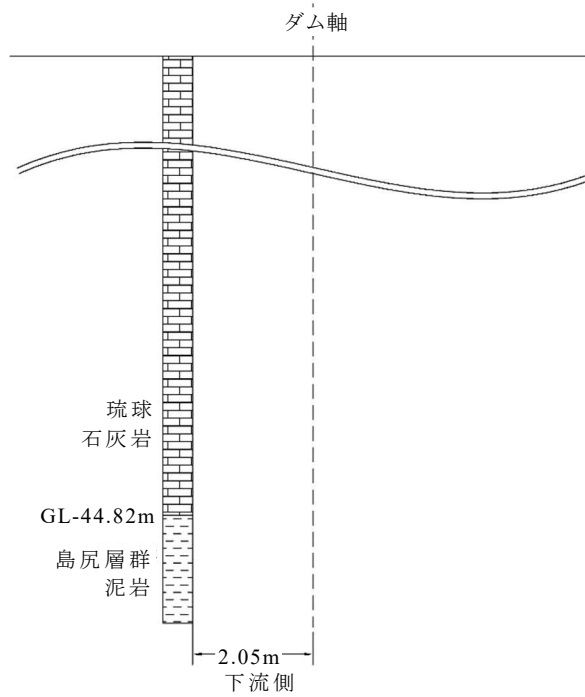


図 3.59 断面図(S-105)



図 3.60 S-101 下流側ボーリングコア写真

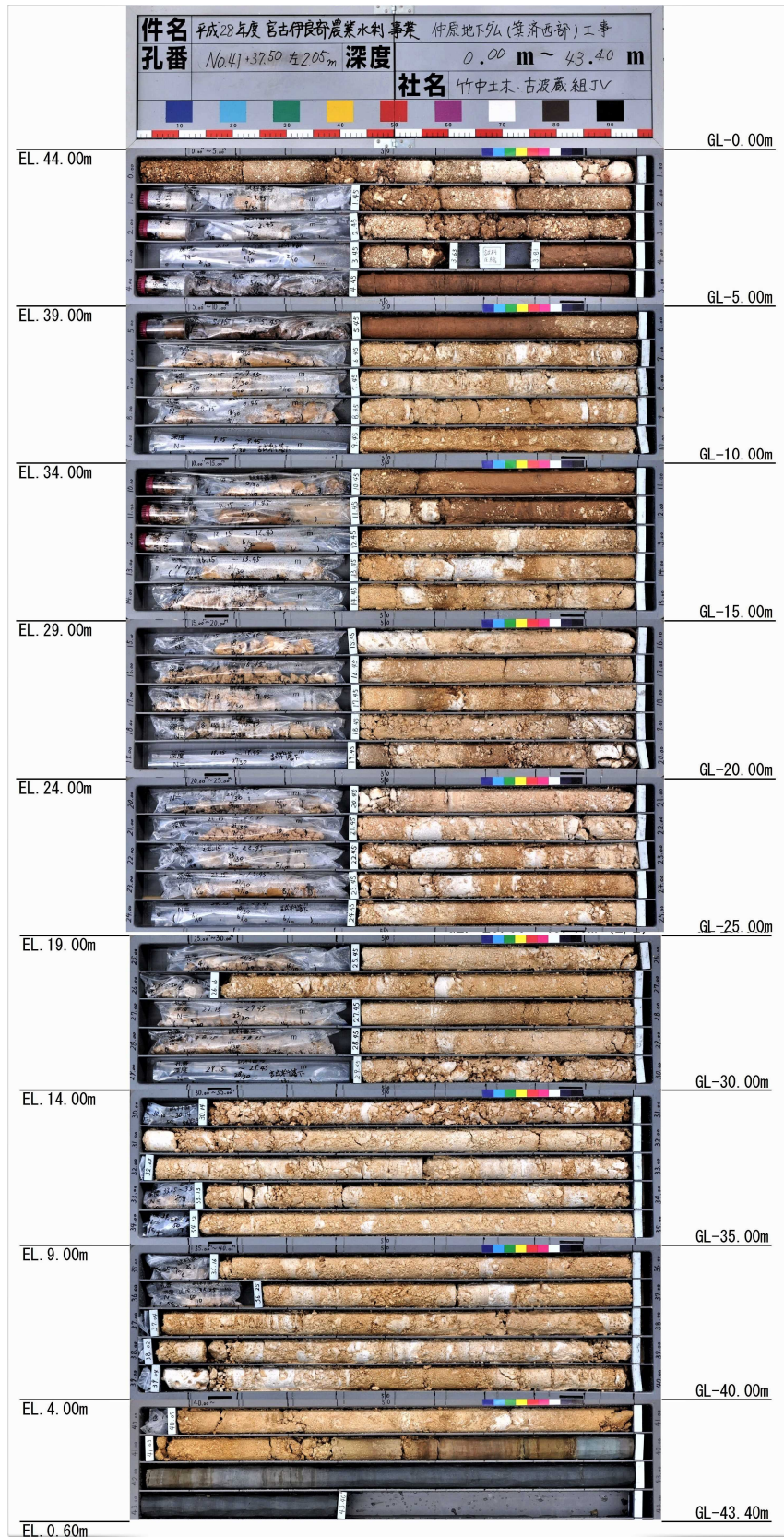


図 3.61 S-105 下流側ボーリングコア写真

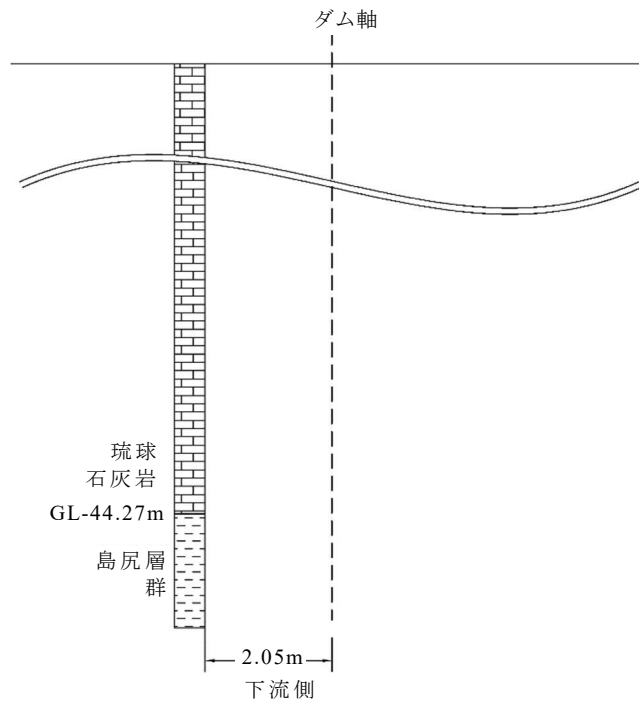


图 3.62 断面图(S-121)



図 3.63 S-121 下流側ボーリングコア写真

表 3.1 現場透水試驗結果

杭番号	透水係数 (m/s)	
	琉球石灰岩	島尻層群泥岩
S-1	9.35E-06	1.70E-09
S-51	2.70E-06	7.72E-09
S-87	1.51E-06	1.85E-08
S-101	1.82E-05	1.85E-09

3.2.3 現地計測概要

本検討で使用した、データ計測装置の概要を図 3.64 に示す。仲原地下ダム(モリガホ中央部)工事と同じように、地盤改良機のリーダー上部にオーガー吊荷重を測定するロードセル(0~50kN) (図 3.65), リーダー下部に掘削深度を測定するロータリーエンコーダー(図 3.66), 減速機の動力盤内に負荷電流を測定する電流計(~2,000A)を取り付けた。さらにセンサーを追加して地盤改良機後方の削孔液配管に注入圧力を測定する圧力計(0~5MPa)を取り付けた(図 3.67)。1 秒毎に計測されたデータは、地盤改良機のオペレーター室にあるデータ収集装置に集積した後、無線伝送で計測管理室にある解析用 PC(図 3.68)に送信しハードディスクに記録するとともに基盤層の推定を行った。推定結果は地盤改良機のオペレーター室に設置したモニター(図 3.69)にも表示させた。

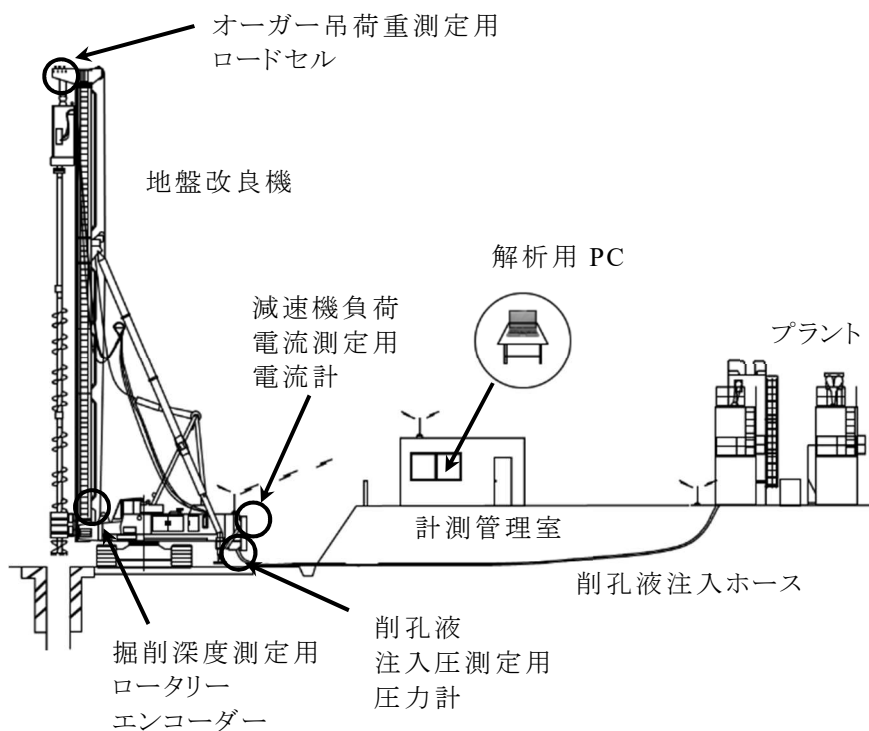


図 3.64 データ計測装置概要

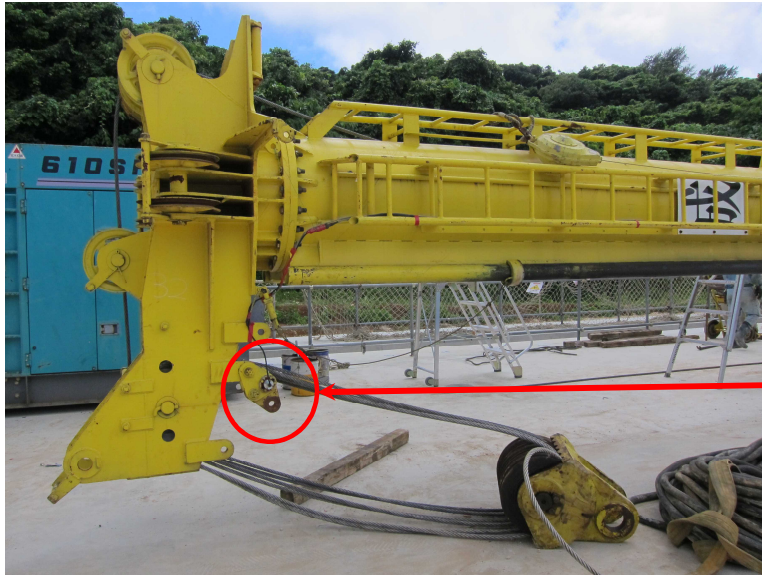


図 3.65 ロードセル

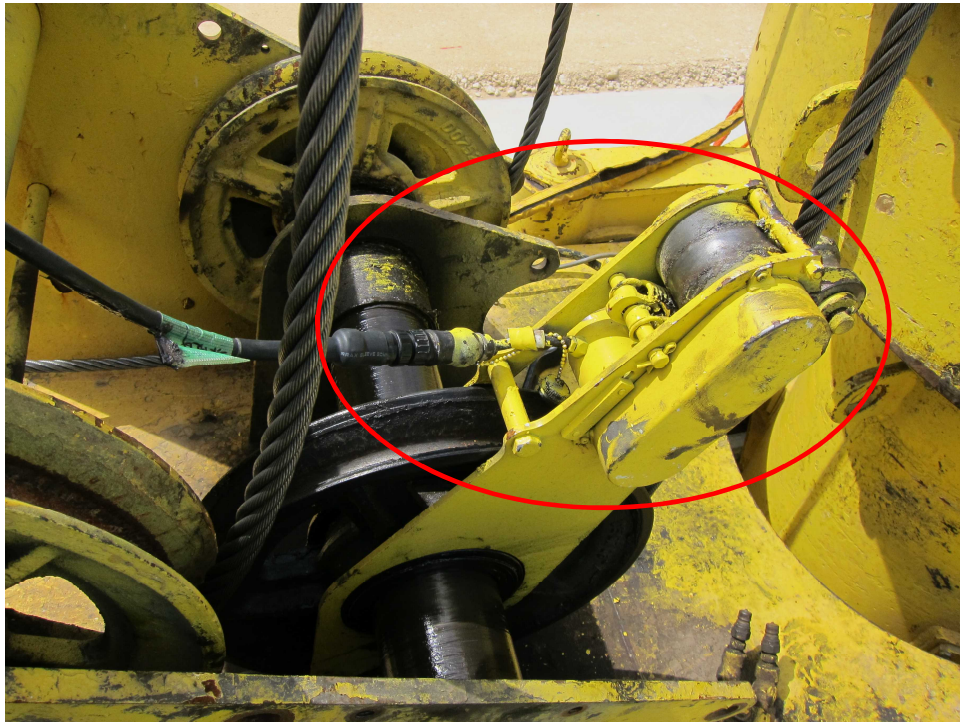


図 3.66 ロータリーエンコーダー



図 3.67 圧力計



図 3.68 解析用 PC



図 3.69 オペレーター用モニター

3.2.4 吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層深度推定手法

計測対象としては基盤層に最初にオーガーが到達する先行削孔時のデータとした。隣接する杭の影響を排除するため、図 3.70 に示す施工手順にて止水壁を構築した。まず奇数 No.の杭を GL-20m までのケーシング削孔を行い、それ以深をφ 600mm 単軸オーガーで先行削孔を行う。その後、奇数 No.杭と同様に偶数 No.の杭のケーシング削孔および先行削孔を行った後、三軸切崩し、削孔注入を行い止水壁を構築する。偶数 No.の杭には奇数 No.の杭施工による地盤のゆるみ等が考えられるため、検討には全 121 本の杭のうち奇数 No.杭の全 61 本のデータのみ使用した。

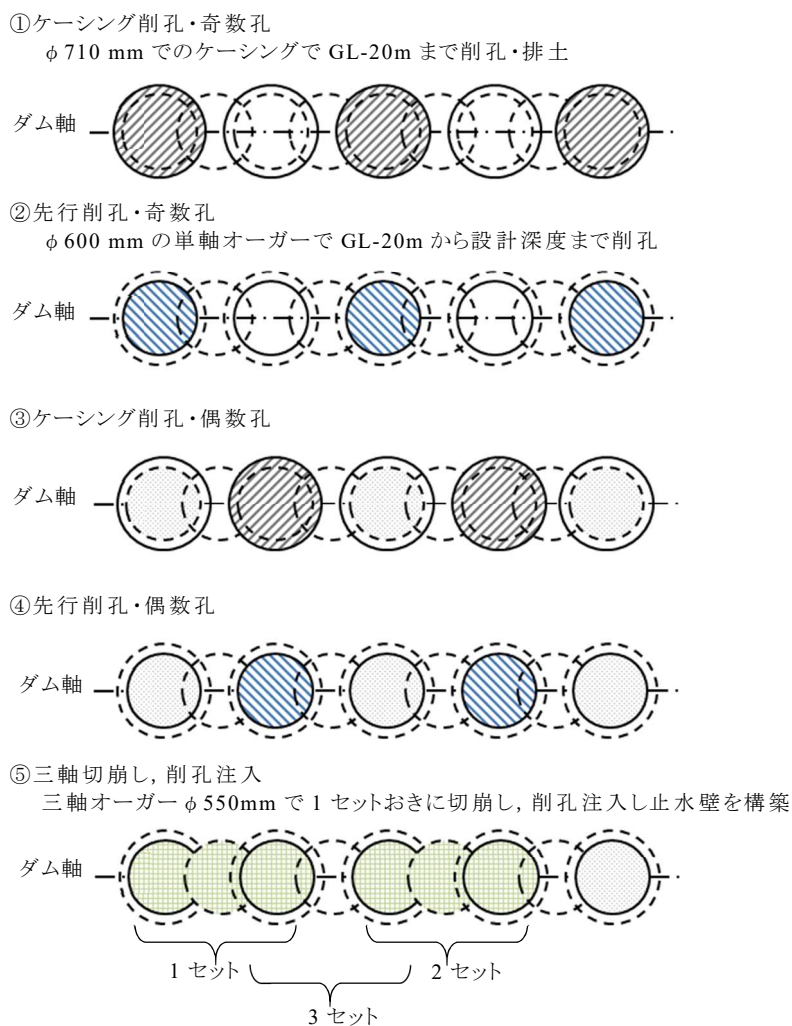


図 3.70 止水壁構築施工手順

仲原地下ダム(モリガホ中央部)工事と同じように、先行削孔時に計測した吊荷重と負荷電流に対し、トリミング処理を行い、移動平均処理を行った後に、吊荷重と負荷電流の関係が負の相関から正の相関に変化する深度を基盤層上面深度とした。本検討では、吊荷重と負荷電流の関係から目視で推定するのではなく、S-31 杭を試験杭としてボーリングデータとのキャリブレーションを行い、データから自動的に深度を推定するシステムとした。

トリミング処理および 20 点の移動平均処理を行った S-31 杭の吊荷重と負荷電流の推移を図 3.71 に、吊荷重と負荷電流の関係を図 3.72 に示す。図 3.72 の○の領域は琉球石灰岩層で吊荷重と負荷電流は、負の相関がある。×の領域は正の相関であるが、負荷電流が上昇したためにオペレーターがオーガーを吊り上げた操作の結果、吊荷重も上昇した状況を表している。そこで、吊荷重、負荷電流ともに減少傾向で吊荷重と負荷電流の相関が正となる(□の領域に入る)深度を検出することとした。

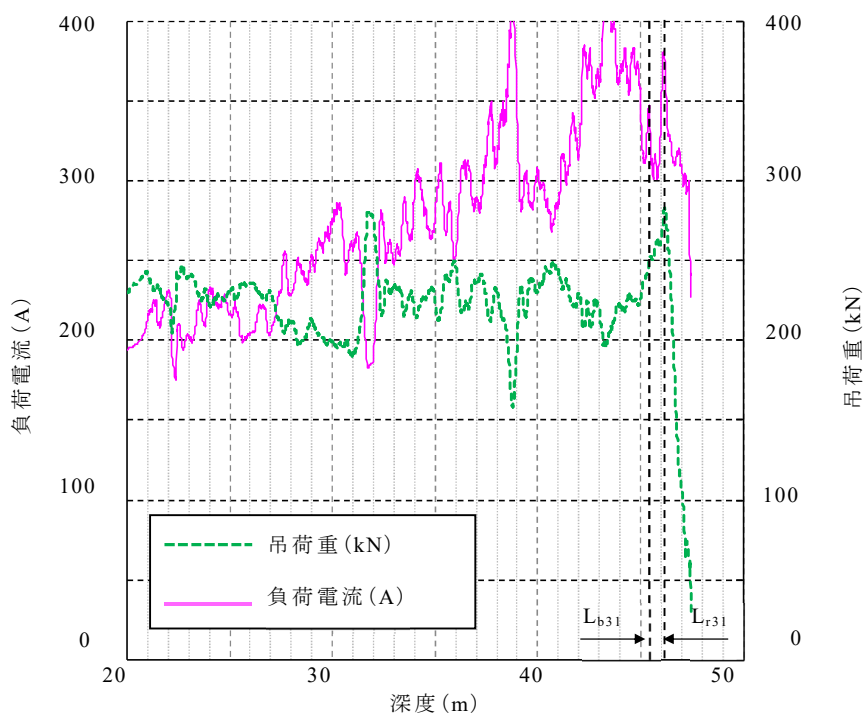


図 3.71 吊荷重と負荷電流の推移(S-31)

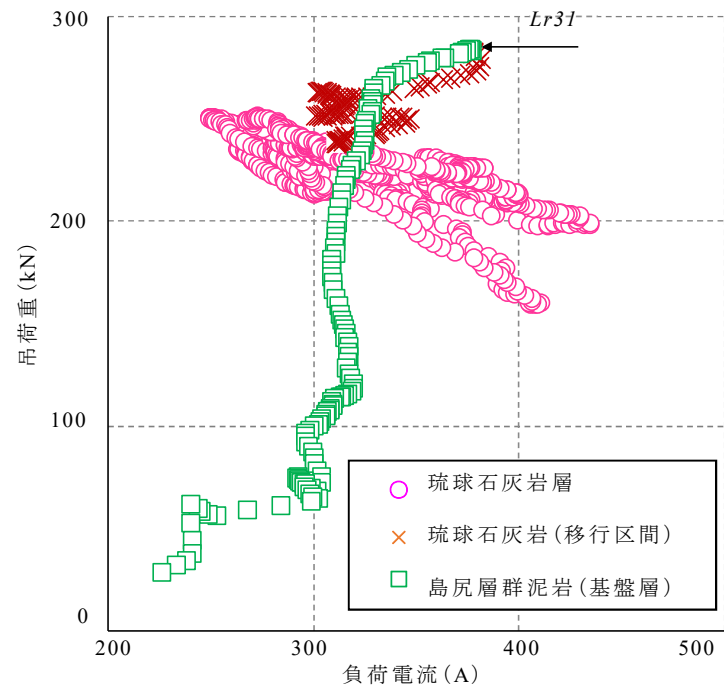


図 3.72 吊荷重と負荷電流の関係(S-31)

図 3.71 における吊荷重と負荷電流のそれぞれ 20 データ区間を線形近似として，増減の割合を表す傾き a_l , a_e を求め図 3.73 に示した．また図 3.71 における相関係数 γ を図 3.74 に示す．そして，吊荷重の傾き $a_l \leq 0$ かつ負荷電流の傾き $a_e \leq 0$ かつ吊荷重と負荷電流の相関係数 $\gamma \geq 0$ となる深度を吊荷重と負荷電流の関係の変化深度 (GL-46.18m) とした．

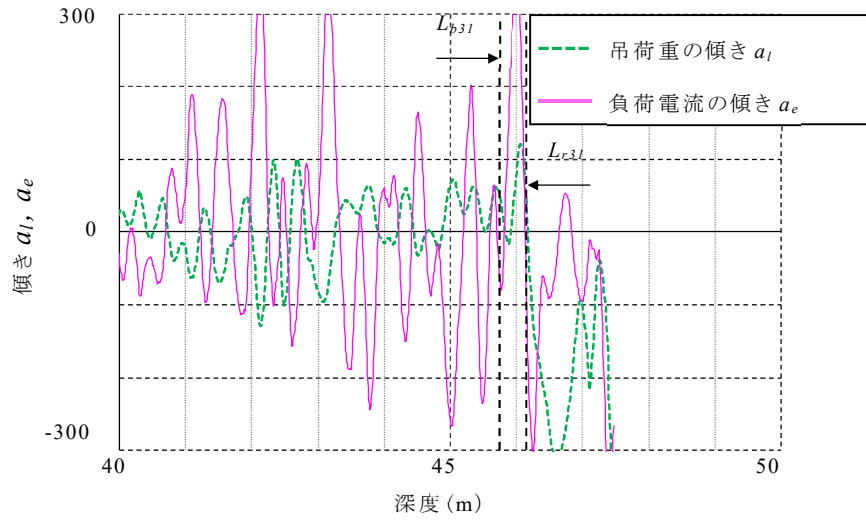


図 3.73 吊荷重と負荷電流の傾き(S-31)

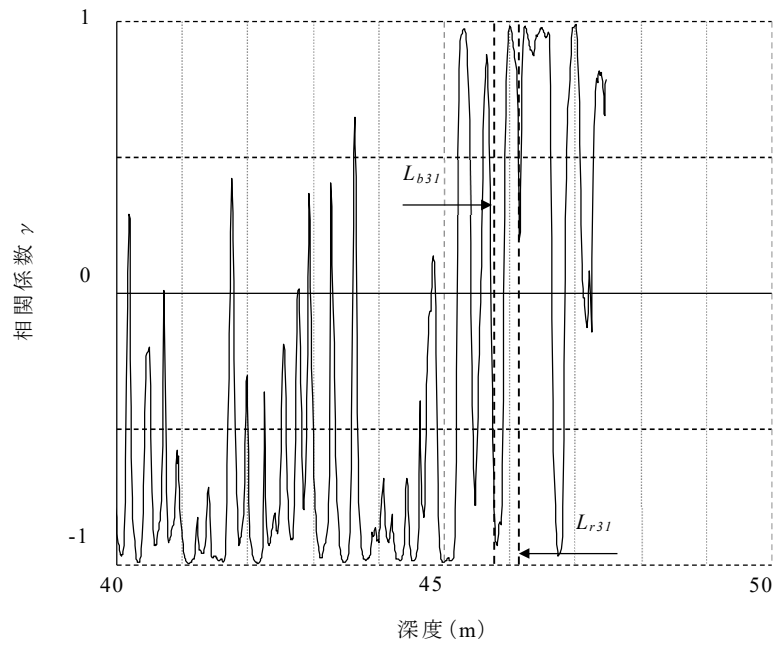


図 3.74 吊荷重と負荷電流の相関係数(S-31)

このような現象となる要因として仲原地下ダム(モリガホ中央部)工事のデータ解析時に以下のように考えた。琉球石灰岩を削孔中は、吊荷重が小さくなると地盤にかかる鉛直荷重が大きくなり掘削抵抗である負荷電流も大きくなる。また地盤が固くなった場合も掘削抵抗である負荷電流は上昇し、掘削しにくい状態になるために地盤からの反力が大きくなり吊荷重は減少傾向となる。しかし島尻層群泥岩(基盤層)中では削られて生じた粘土粒子が削孔液と混ざり懸濁液状になり、オーガー先端が滑り掘削抵抗が小さくなるため負荷電流が減少傾向になると考えた。それとともに、掘削しにくい状態になるため地盤からの反力が大きくなり、吊荷重が減少する傾向になると考えた。また同時に、削孔液の注入圧力が上昇することにより上向きの力が加わることも吊荷重が減少する一因と考えられる(図 3.75)。

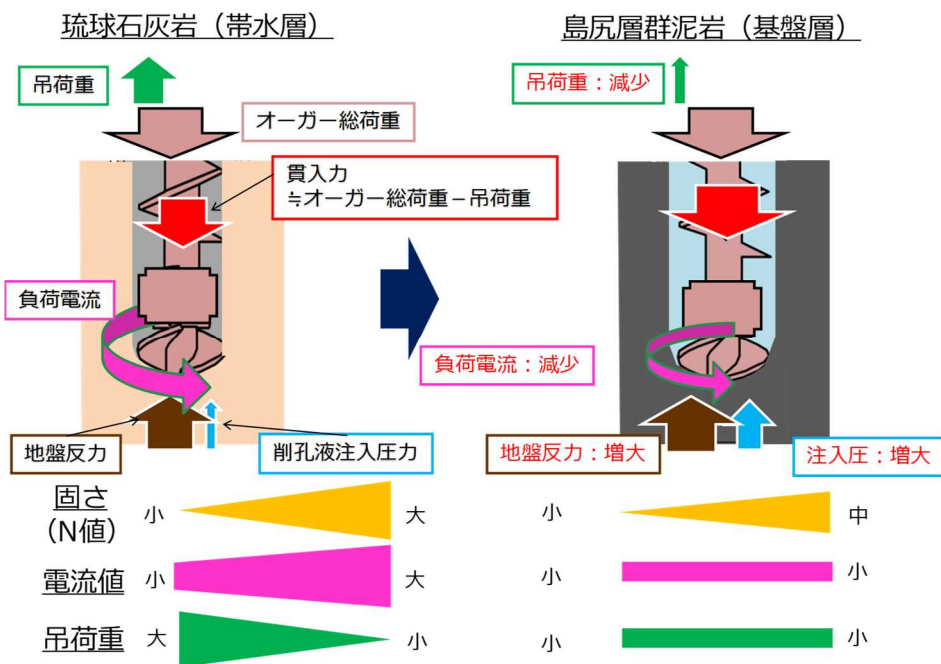


図 3.75 吊荷重と負荷電流の関係が変化する原因の推定

しかし上記のような現象が生じるには、ある程度の長さの島尻層群泥岩を掘削し、オーガー先端の掘削抵抗が小さくなる必要がある。また、移動平均処理によるタイムラグの影響も発生する。よってその差異を補正することとした。式(3.1)に示すように S-31 杭の吊荷重と負荷電流の関係の変化深度とボーリング結果からの基盤層上面深度 (GL-45.75m) を用いて補正值を決定した。

$$\Delta L_1 = L_{r31} - L_{b31} \quad (3.1)$$

ここで、 L_{r31} : S-31 杭での変化深度 (m)、 L_{b31} : S-31 ボーリング結果からの基盤層上面深度 (m)、 ΔL_1 : 補正值 (m)。

そして、吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度を以下の式で算出することとした。

$$L_{rpn} = L_{rn} - \Delta L_1 \quad (3.2)$$

ここで、 L_{rpn} : n 杭での吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度 (m)、 L_{rn} : n 杭での吊荷重と負荷電流の関係変化深度 (m)。

3.2.5 注入圧力の変化からの基盤層深度推定手法

不透水層である島尻層群泥岩にオーガーが貫入すると削孔液の注入圧力が上昇する傾向に着目し、その変化から基盤層を判別する手法について検討した。図 3.76 に、S-31 杭施工中の注入圧力の変化を示す。琉球石灰岩の削孔中は、注入圧力は 0.2~0.4MPa 間の値を示しているが、ある深度付近から急激に注入圧力が上昇している。

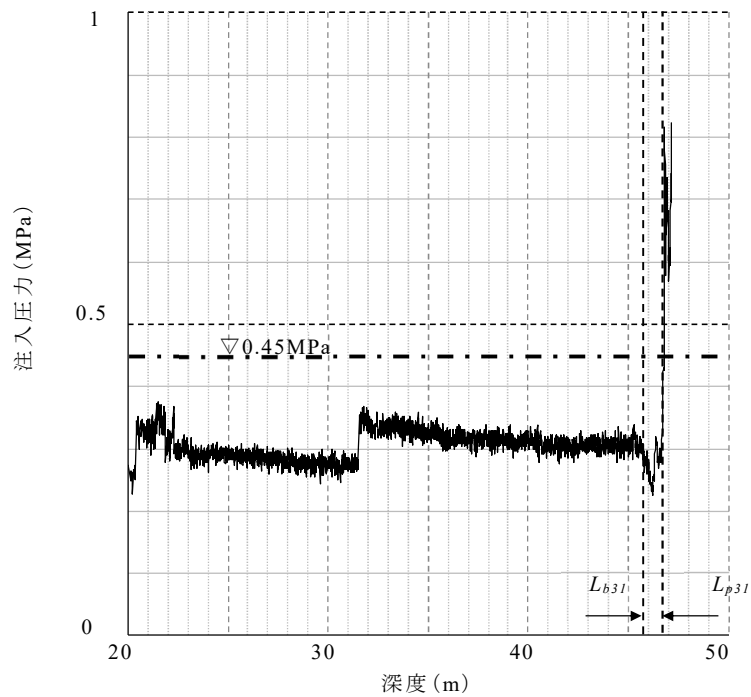


図 3.76 注入圧力の変化(S-31)

オーガー先端が、基盤層に到達しただけでは注入圧力は上昇せず、透水性の低い基盤層にある程度の長さの貫入することで削孔液の逃げ場がなくなり、注入圧力が上昇すると考えた。そこでしきい値を 0.45MPa とし、しきい値以上に注入圧力が上昇した深度を注入圧力上昇深度とし、注入圧力が上昇するまでの貫入長さを補正することとした。そこで式(3.3)に示すように、S-31 杭での注入圧力上昇深度と、ボーリング結果からの基盤層上面深度を用いて補正值を決定した。

$$\Delta L_2 = L_{p31} - L_{b31} \quad (3.3)$$

ここで、 L_{p31} : S-31 杭でしきい値以上に注入圧力が上昇した深度 (m),

ΔL_2 : 補正值 (m).

そして、注入圧力からの基盤層推定深度 L_{ppn} を以下の式で算出することとした。

$$L_{ppn} = L_{pn} - \Delta L_2 \quad (3.4)$$

ここで、 L_{ppn} : n 杭での注入圧力からの基盤層推定深度 (m), L_{pn} : n 杭での注入圧力上昇深度 (m).

3.2.6 結果

吊荷重と負荷電流の関係から基盤層深度の推定を試みた代表的なデータとして、図 3.77～3.82 に S-1, S-21, S-41, S-61, S-81, S-101 杭の吊荷重と負荷電流の関係を示す。図中には 3.3.4 節に記載した推定手法を用いて、負の相関がある範囲(○)と吊荷重、負荷電流ともに減少傾向で吊荷重と負荷電流の相関が正となった深度 L_{rn} 以降の範囲(□)に分けてプロットした。これらから琉球石灰岩層と島尻層群泥岩との境界で吊荷重と負荷電流の関係が変化することが確認できた。

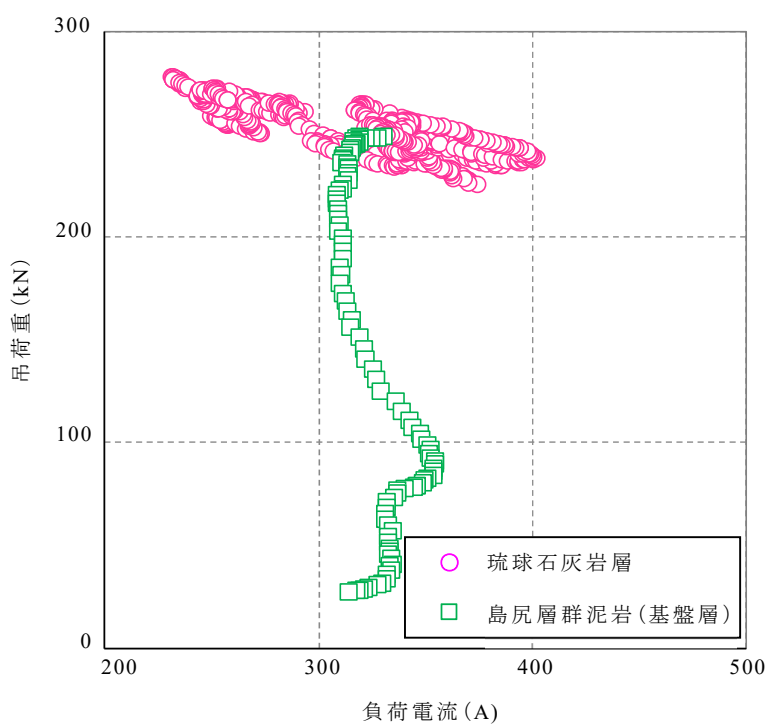


図 3.77 吊荷重と負荷電流の関係 (S-1)

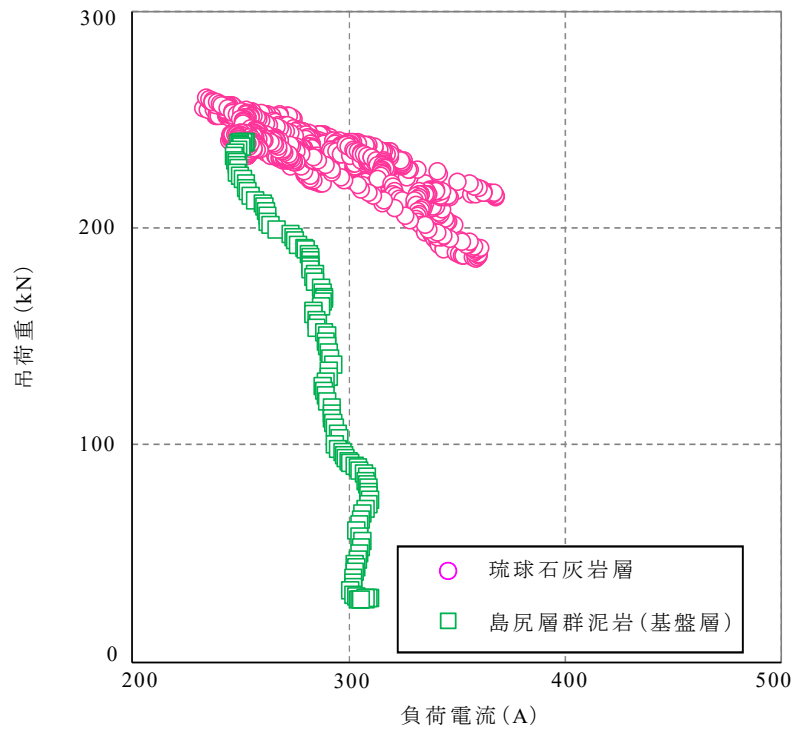


図 3.78 吊荷重と負荷電流の関係(S-21)

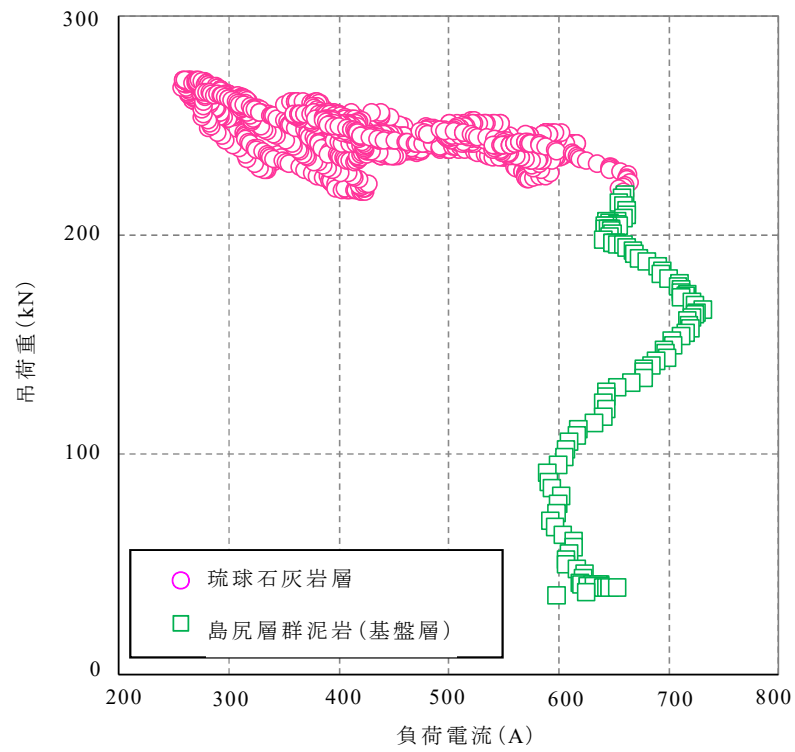


図 3.79 吊荷重と負荷電流の関係(S-41)

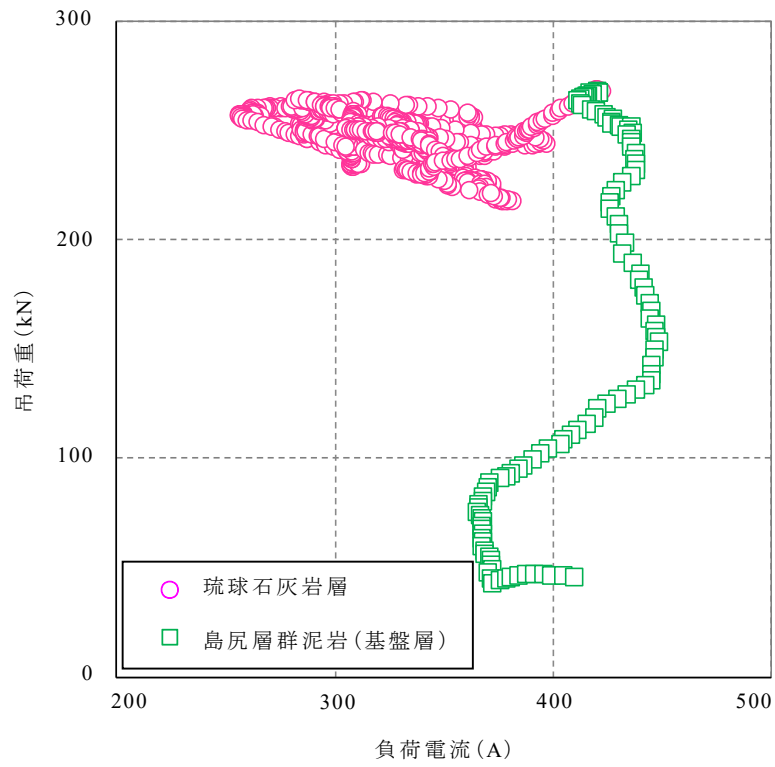


図 3.80 吊荷重と負荷電流の関係(S-61)

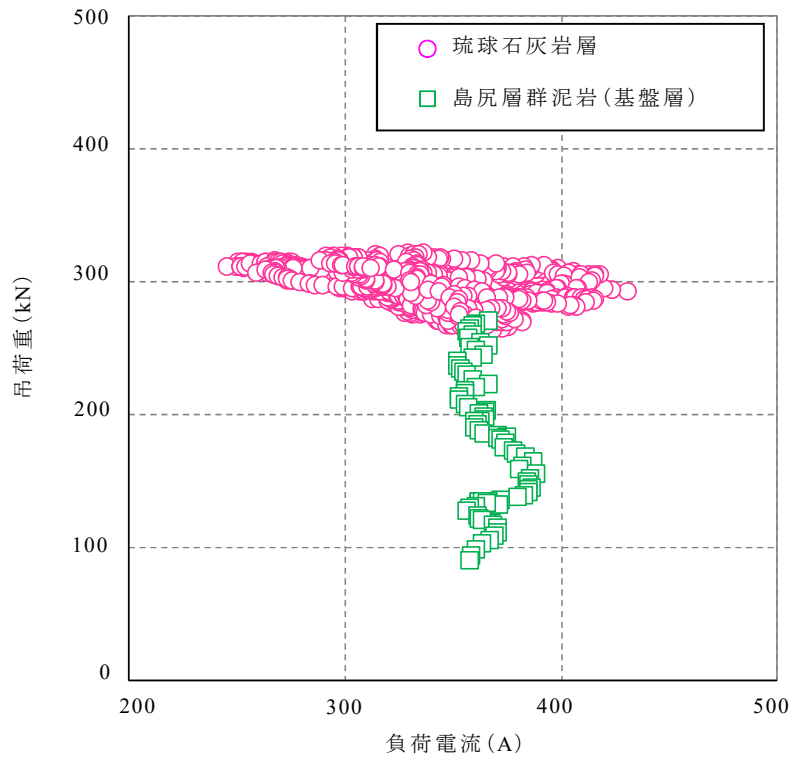


図 3.81 吊荷重と負荷電流の関係(S-81)

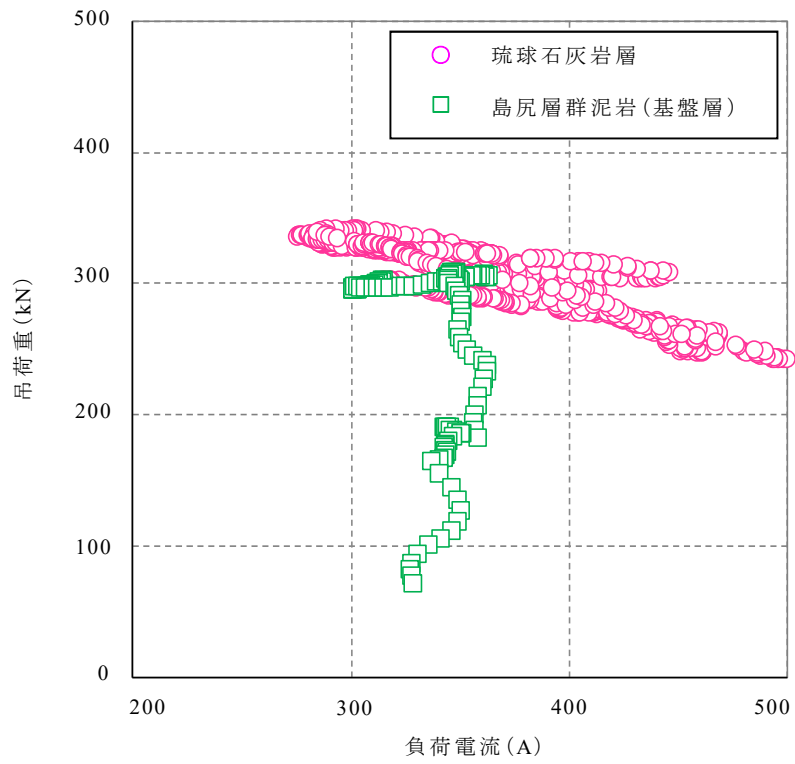


図 3.82 吊荷重と負荷電流の関係 (S-101)

つぎに、ボーリング調査を行った箇所での基盤層深度の推定結果を表 3.2 に示す。ボーリングによる基盤層深度 L_{bn} と吊荷重と負荷電流の関係から推定した基盤層推定深度 L_{rpn} 、注入圧力の変化から推定した基盤層推定深度 L_{ppn} を比較した。ダム軸を挟んで急激な地層変化が確認された S-51, S-101 を除いた杭でボーリングによる基盤層深度と推定深度を比較すると、S-105 で最大の差 (L_{rpn} は 1.38m の差, L_{ppn} は 1.32m の差) となった。しかし、S-105 ではダム軸や上流側での基盤層深度は確認できなかったため、下流側のボーリングのみでの評価である。

表 3.2 ボーリングによる基盤層深度と基盤層推定深度

杭番号	ボーリングによる 基盤層深度 L_{bn}		吊荷重と負荷電流 の関係からの 基盤層推定深度 L_{rpn}		注入圧力からの 基盤層推定深度 L_{ppn}	
	位置	深度 GL- (m)	推定深度 GL- (m)	差 (m)	推定深度 GL- (m)	差 (m)
S-1	下流側 2.05m	41.56		0.39		0.36
	上流側 2.00m	41.05	41.17	0.12	41.20	0.15
	線形補正	41.30		0.13		0.11
S-31	±0m	45.75	45.75	0.00	45.75	0.00
S-51	下流側 2.05m	43.45		4.36		4.46
	上流側 2.00m	47.44	47.81	0.37	47.91	0.47
	線形補正	45.47		2.34		2.44
S-57	下流側 2.05m	44.10		0.54		0.93
			43.56		43.17	
S-71	下流側 2.48m	45.36		0.75		0.67
			46.11		46.03	
S-87	下流側 5.23m	48.65		0.48		0.04
	上流側 2.00m	49.33	48.17	1.16	48.69	0.64
	線形補正	49.14		0.97		0.45
S-101	下流側 2.05m	48.65		0.47		0.54
	上流側 2.00m	47.15	49.12	1.97	49.19	2.04
	線形補正	47.90		1.22		1.29
S-105	下流側 2.05m	44.82		1.38		1.32
			43.44		43.50	
S-121	下流側 2.05m	44.27		0.47		0.08
			43.80		44.19	

また、全 61 本の先行削孔データからの推定深度をボーリング調査により把握した基盤層深度を直線で結んだラインとともに図 3.83 に示した。ダム軸を挟んで上流側、下流側の 2 点ボーリングを行った箇所もあるが、浅い深度を結んだラインをボーリングによる基盤層ライン(上側)、深い深度を結んだラインをボーリングによる基盤層ライン(下側)とした。 L_{rpn} 、 L_{ppn} とも同じような深度を推定している。S-1 から S-31 の間と S-105 から S-121 の間では、ボーリングによる基盤層ラインより浅い深度を推定しており、それ以外の区間では、ボーリングによる基盤層ラインの下側の深度付近に分布している。

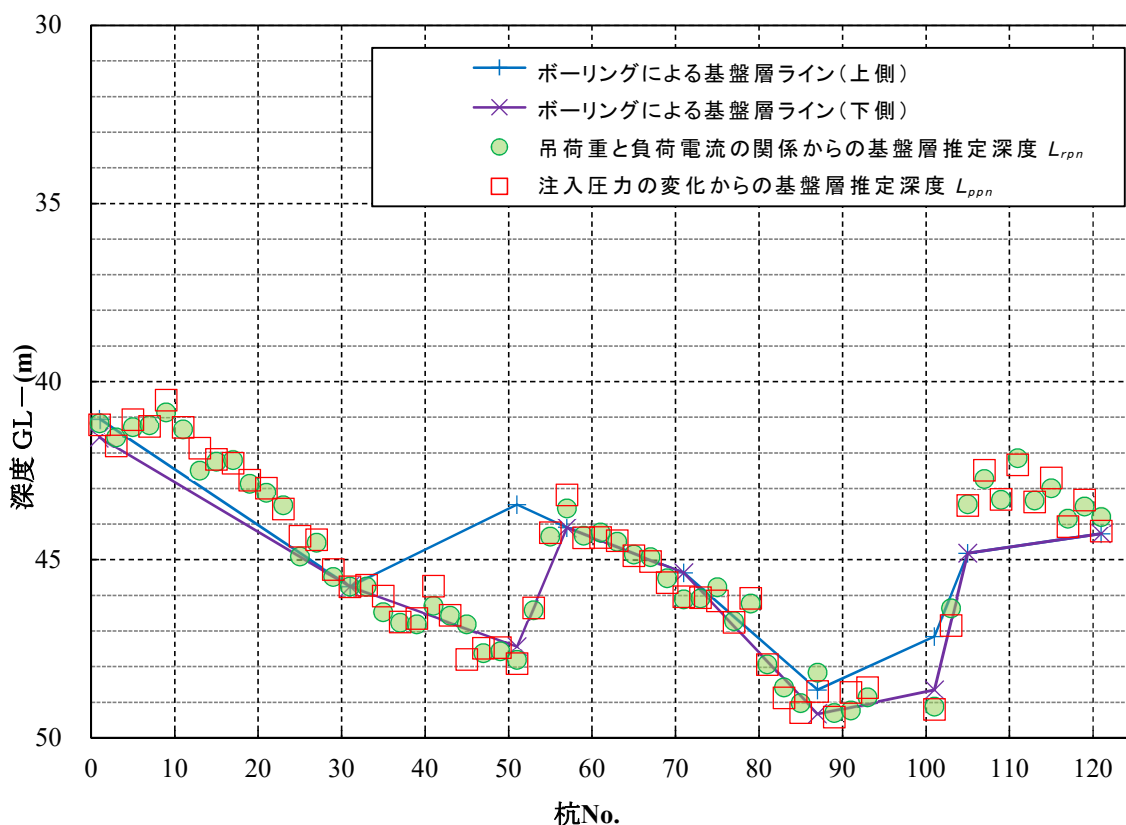


図 3.83 ボーリングによる基盤層深度と基盤層推定深度の分布

続いて、吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度 L_{rpn} とボーリングによる基盤層深度を比較し相関を確かめた(図 3.84)。上流側, 下流側でボーリングを行った箇所は線形補正の値を用い, 下流側のみの箇所はその深度を用いた。相関を決定係数で評価した結果は, $R^2=0.9165$, 回帰式の有意性を示す有意確率 P 値は 0.0027 となり, 強い相関が確認された。

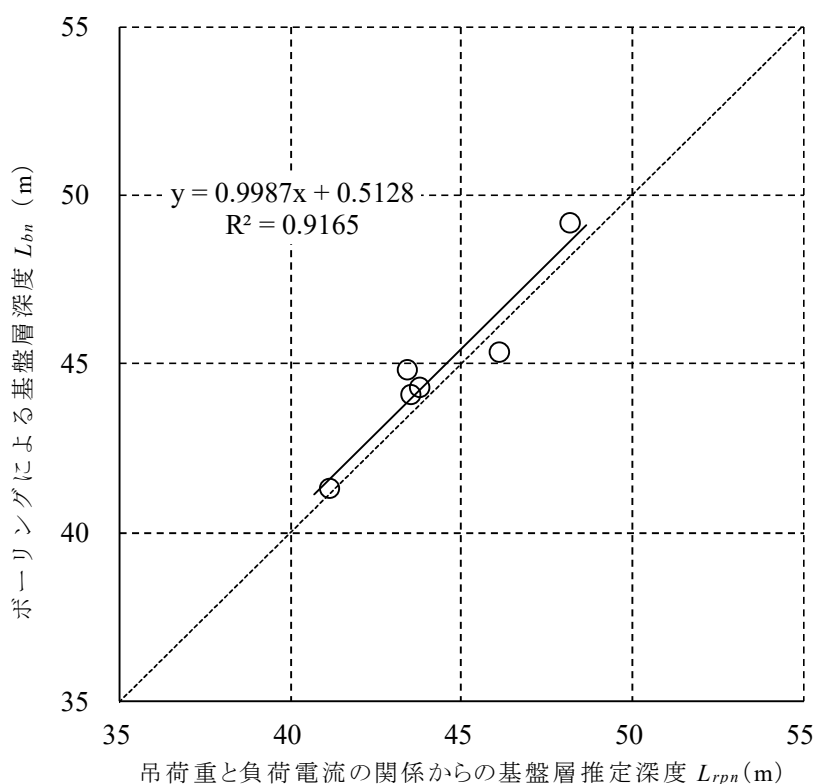


図 3.84 ボーリングによる基盤層深度と吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度の比較

同じように、注入圧力の変化からの基盤層推定深度 L_{ppn} とボーリングによる基盤層深度との比較を図 3.85 に示す。決定係数は $R^2=0.9255$ 、P 値は 0.0021 となり、こちらも強い相関が確認された。

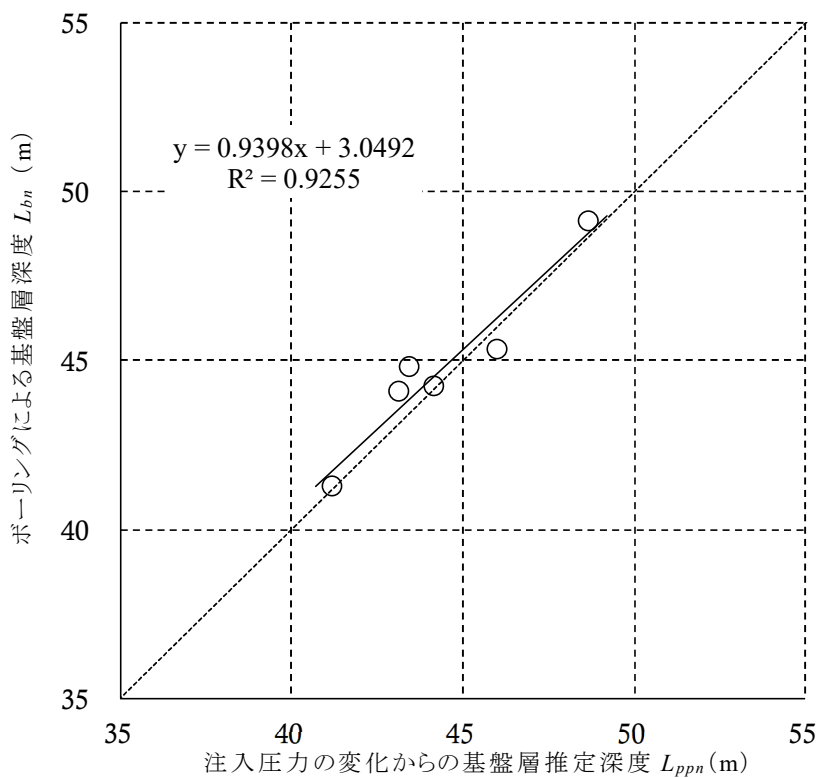


図 3.85 ボーリングによる基盤層深度と注入圧の変化からの基盤層推定深度の比較

ここで、2種類の推定深度のうち深い方の深度を統合基盤層推定深度 L_{ipn} とした。同様に、統合基盤層推定深度 L_{ipn} とボーリングによる基盤層深度との比較を図 3.86 に示す。決定係数は $R^2=0.9287$ 、P 値は 0.0020 となり、個別の推定よりも多少だが強い相関が確認できた。

以上の結果より、吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定手法と注入圧力の変化からの基盤層推定手法により、基盤層深度が推定できる可能性が示唆された。さらに2つの推定手法を組み合わせることで、基盤層をより精度高く推定できることが確認できた。またこの方法によると、基盤層により多く根入れすることとなり施工管理として安全側の推定となる。

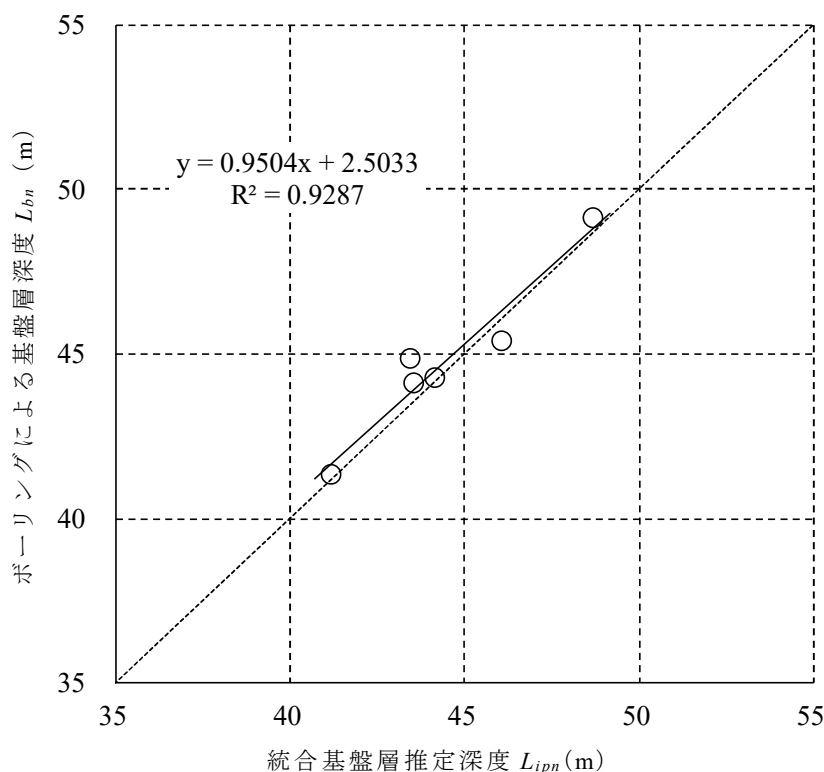


図 3.86 ボーリングによる基盤層深度と統合基盤層推定深度の比較

3.3 まとめ

本章においては、宮古島での地下ダム止水壁構築工事において、SMW工法の先行削孔中に地盤改良機より得られるオーガー吊荷重と減速機の負荷電流の関係から基盤層深度を推定する手法について検討するとともに、削孔液の注入圧力の変化から基盤層深度を推定する手法についても検討を行った。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 基盤層の深度付近にて吊荷重と負荷電流の関係が変化する現象が確認でき、吊荷重と負荷電流の関係から推定した基盤層深度は、ボーリングによる基盤層深度と強い相関があることを確認した。
- (2) オーガー先端が基盤層に貫入した後、削孔液の注入圧力が上昇する傾向を確認し、注入圧力の変化から推定した基盤層深度は、ボーリングによる基盤層深度と強い相関があることを確認した。
- (3) 上記の2つの推定手法を組み合わせるにより、基盤層により多く根入れする安全側の推定かつ、基盤層深度をより精度高く推定できることを確認した。

以上のことから、先行削孔中に取得できるデータであるオーガー吊荷重、減速機の負荷電流、削孔液の注入圧力から、リアルタイムで基盤層深度の推定が可能であることを確認した。

第3章の参考文献

- 3.1) 山口嘉一，水戸義忠，木下直人：不連続性岩盤の透水性と調査・試験法，不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書，地盤工学会岩の力学委員会，1995

第4章 模型を用いた検証実験

4.1 試験概要

第3章で行った実施工データを用いた検討では、先行削孔中に取得できるデータであるオーガー吊荷重、減速機の負荷電流、削孔液の注入圧力からリアルタイムで基盤層深度を推定できる可能性が示唆された。しかし基盤層上面深度を全て把握することは不可能であり、ボーリング調査実施箇所での精度検証のみだったため、有効性に疑問が残る。そこで本研究では、実際の SMW 工法の先行削孔施工状況を定性的に模擬した試験を行うために、土槽内に現地地盤の地層構成を模擬し、小型オーガー掘削機により掘削する模型試験を実施した。そして、地層境の条件を変化させた土槽での削孔時に、オーガーマーターの負荷電流、押付荷重、削孔液の注入圧力のデータを収集して、3.2.4 節および 3.2.5 節で示した推定手法の再現性を確認するとともに精度検証を行った。また第5章で検討した機械学習による基盤層深度推定の検証にもデータを用いた。

4.2 装置概要

図 4.1 に製作した小型オーガー掘削機の正面図および側面図を示す。実機のオーガー外径 $\phi 600$ に対し、模型試験用のオーガーは $\phi 80$ で製作し、模型試験を実施した。オーガーおよびオーガー回転用ギアモーターを固定した架台を昇降用ギアモーターにて昇降させる機構とした。オーガー回転用ギアモーターおよび昇降用ギアモーターの入力電源にインバーターを介し周波数を変更することによりオーガー回転数および掘削速度を設定可能とした。

各種センサーおよび削孔液ポンプの配置を、装置の全景写真(図 4.2)に示す。

削孔液は、塩ビ管をシリンダーとしてプランジャーを一定速度で押し出すことにより定量で吐出するピストンポンプから供給する。ポンプから吐出された削孔液はオーガー接続部のスィベルを介してオーガーロッド内部を通りオーガー先端から吐出される。

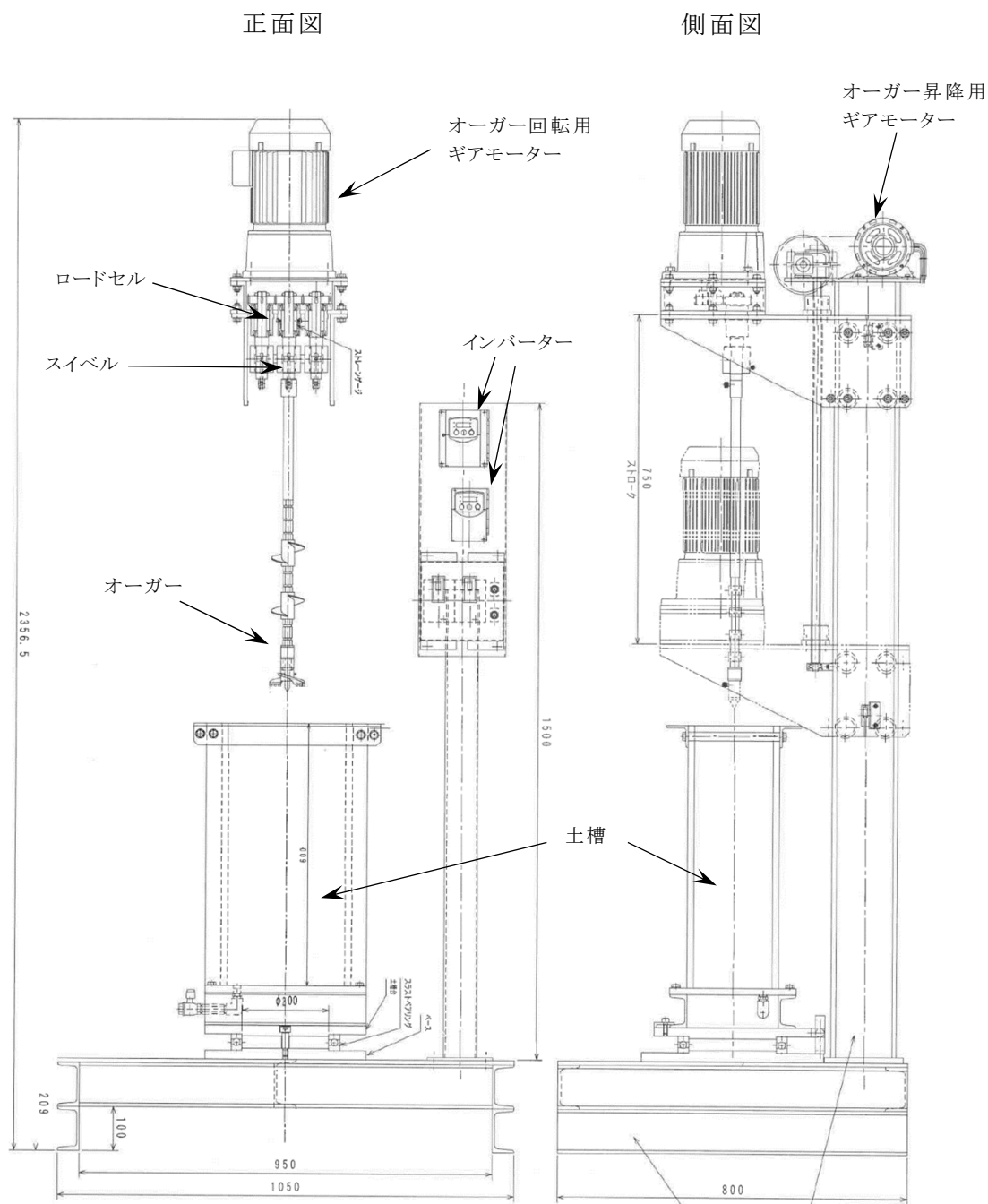


図 4.1 小型オーガー掘削試験機正面図・立面図

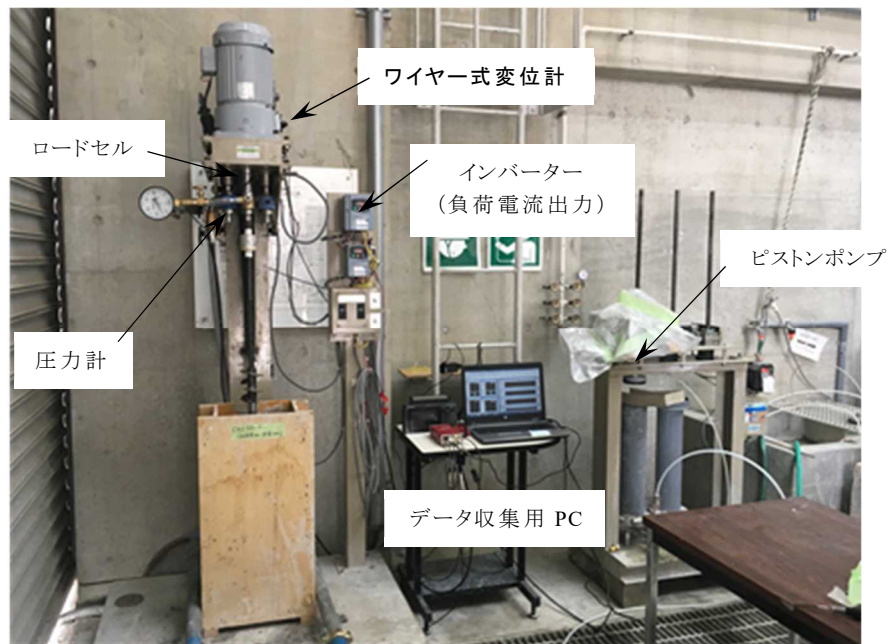


図 4.2 試験装置全景

オーガー回転用ギアモーターとスイベルとの間にロードセルを設置し、オーガーを地盤に押し付ける荷重＝地盤からの反力を計測した(図 4.3)。オーガー回転用ギアモーターの負荷電流はインバーターより出力した。削孔液の注入圧力はスイベルへ接続する配管を分岐し圧力計を設置して計測した。掘削深度はワイヤー式変位計によりオーガー固定用架台の昇降長さを測定した(図 4.4)。表 4.1 に各センサーの仕様をまとめた。

表 4.1 センサー仕様

機器名	計測対象	品番	仕様	製造元・メーカー
ロードセル	押付荷重	—	0～2kN	エンター電子工業
インバーター	オーガー負荷電流	L100-015LFR	1.5kw, 三相 200V アナログ出力電流モニタ設定 0～10A	HITACHI
圧力計	削孔液注入圧力	PGM-20KE	0～2MPa	KYOWA
ワイヤー式変位計	掘削深度	DTPA-A-1K	0～1m	KYOWA

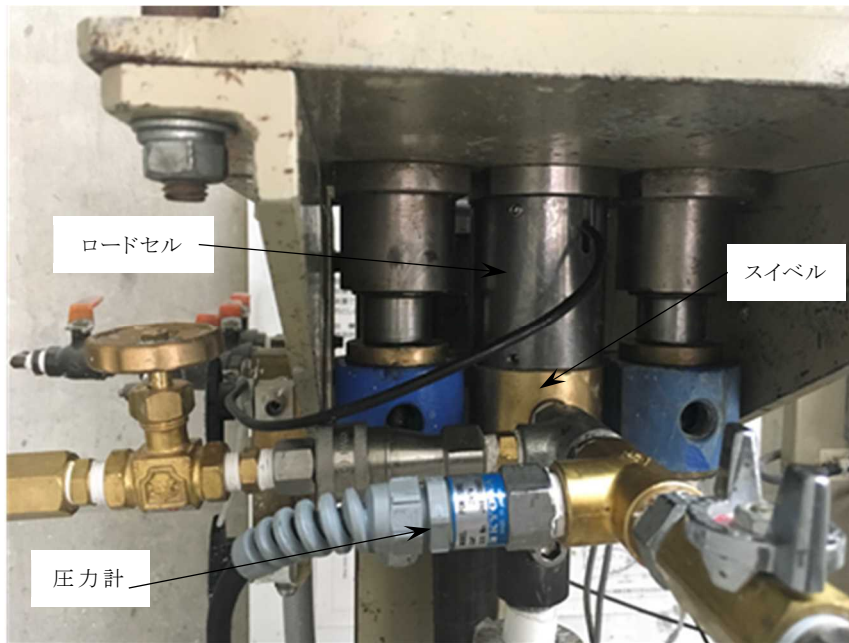


図 4.3 オーガー接続部



図 4.4 ワイヤー式変位計

模型試験用に製作したオーガー(図 4.5)の形状は、実施工で用いたオーガー(図 4.6)を模擬した先端形状として、削孔液は同じく先端中央 1 箇所からの吐出とした。



図 4.5 模擬試験用オーガー



図 4.6 実施工で使用したオーガー

4.3 試験条件

4.3.1 土槽作製条件

試験には $200 \times 250 \times H600$ の木製土槽を用いた。下部に島尻層群泥岩を模擬した泥岩層を作製し、固結する前に琉球石灰岩を模擬した層を作製した(図 4.7)。島尻層群泥岩層は蛙目粘土にセメント、水を混合して模擬的な泥岩層を作製し、琉球石灰岩層は粒状の琉球石灰岩(8~13mm)にセメント、水を混合して作製した。

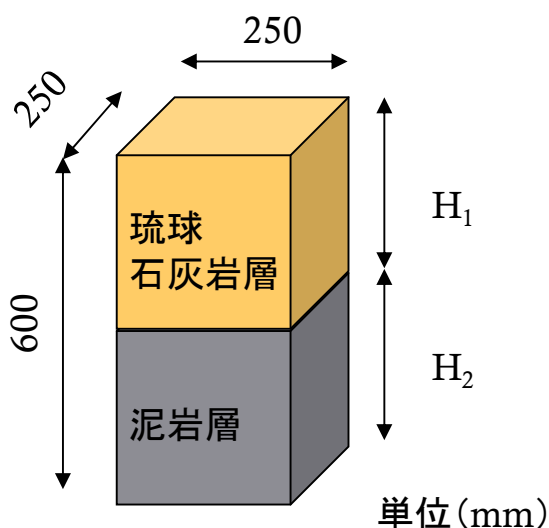


図 4.7 土槽寸法図

模擬土槽を作製するにあたり、現地盤の強度を把握するため仲原地下ダム(箕碕西部)でボーリングにより採取したコアを用いて一軸圧縮試験を行った。表 4.2 にコア写真と一軸圧縮強度試験の結果を示す。この結果から、琉球石灰岩層は一軸圧縮強度 $2,000\text{kN/m}^2$ 程度、透水係数 10^{-5} 程度、泥岩層は一軸圧縮強度 500kN/m^2 程度、透水係数 10^{-8} 程度を目指して配合を決定した。決定した配合および配合試験時に作製した供試体を用いて行った一軸圧縮強度試験の結果と三軸圧縮試験装置を用いた透水試験^{4.1)}の結果を、表 4.3 に示す。

表 4.2 一軸圧縮強度および透水係数

試料No.	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
資料採取位置	S-51			S-87		
地質	琉球石灰岩	島尻層群泥岩 風化部	島尻層群泥岩 新鮮部	琉球石灰岩	島尻層群泥岩 風化部	島尻層群泥岩 新鮮部
コア写真						
一軸圧縮強度 qu (kN/m ²)	12,341	185	190	2,383	540	177
透水係数 (m/s)	2.70E-06	7.72E-09		1.51E-06	1.85E-08	

表 4.3 配合および一軸圧縮強度および透水係数

	セメント添加量 (kg/m ³)	W/C (%)	一軸圧縮強度 qu (kN/m ²)	透水係数 (m/s)
泥岩層	120	80	476	4.19E-07
琉球石灰岩層	180	70	2193	1.09E-04

試験条件として琉球石灰岩層と泥岩の層厚を変化させた(表 4.4)。

表 4.4 試験条件

		キャリブレーション用	試験条件			
			ケース A	ケース B	ケース C	ケース D
地層構成	琉球石灰岩層 (mm)	300	100	200	300	400
	泥岩層 (mm)	300	500	400	300	200
試験実施数		1	3	4	4	5

4.3.2 モーターおよびポンプの設定

模型試験を実施するにあたり、表 4.5 に示した値で各モーターおよびポンプを設定した。

表 4.5 設定値一覧

項目	模型試験設定値	実施工での設定値
削孔速度	40 mm/min	0.3 m/min
オーガー回転数	20 rpm	20 rpm
削孔液注入量	0.1 L/min	45 L/min

4.4 結果および考察

(1) 押付荷重と負荷電流の関係からの基盤層深度推定

3.2.4 節に記載した手法で、基盤層（泥岩層）深度の推定を試みた。ただし模型試験機では、その機構から「吊荷重」ではなく、オーガーの押付荷重を計測した。押付荷重は

$$(\text{押付荷重}) = (\text{貫入抵抗}) = (\text{地盤からの反力})$$

である。

実施工においては

$$(\text{吊荷重}) = (\text{オーガー総重量}) - (\text{地盤からの反力})$$

であるので、模型試験での押付荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定手法の相関は、正負が逆になる。よって押付荷重の傾き $a_p \geq 0$ かつ負荷電流の傾き $a_e \leq 0$ かつ押付荷重と負荷電流の相関係数 $\gamma \leq 0$ となる深度を変化深度とした。

キャリブレーション用土槽掘削時のデータに対し、トリミング処理および移動平均処理を行った。押付荷重と負荷電流の推移を図 4.8 に、押付荷重と負荷電流の関係を図 4.9 に示す。

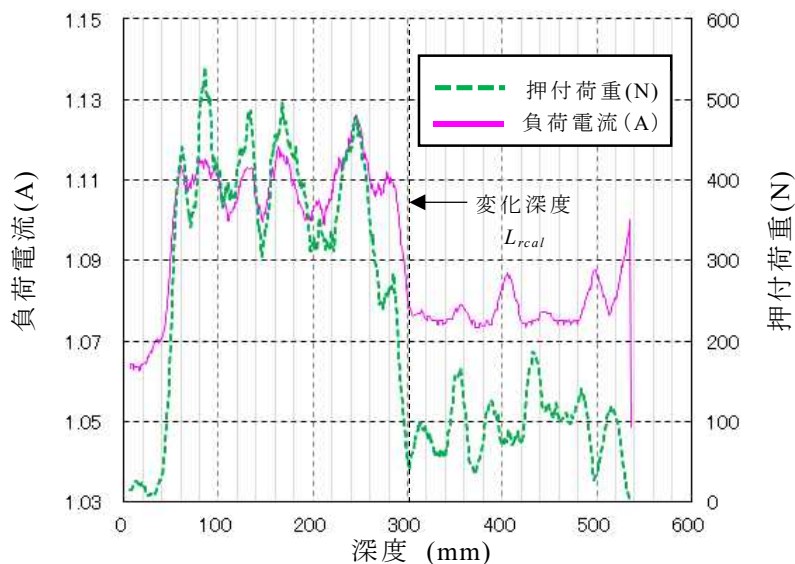


図 4.8 押付荷重と負荷電流の推移 (キャリブレーション土槽掘削時)

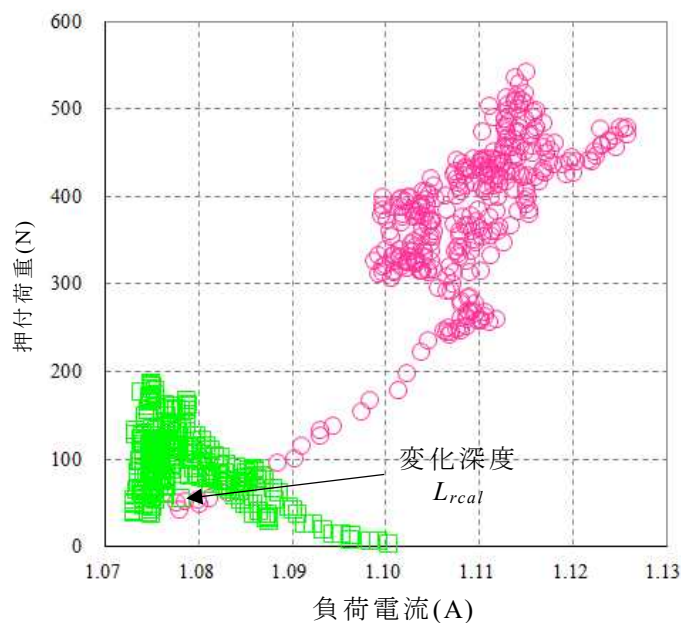


図 4.9 押付荷重と負荷電流の推移 (キャリブレーション土槽掘削時)

変化深度 L_{rcal} は 305mm であった。キャリブレーションに用いた土槽の基盤層は GL-300mm のため補正值 ΔL_I を決定した。

$$\begin{aligned}\Delta L_I &= L_{rcal} - L_{bcal} \\ &= 5\end{aligned}\tag{4.1}$$

ここで、 L_{rcal} :キャリブレーション土槽での押付荷重と負荷電流の変化深度 (mm)、 L_{bcal} :キャリブレーション土槽の基盤層深度 300 (mm)

よって、模型試験における押付荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度は以下の式で算出することとした。

$$L_{rpn} = L_{rn} - \Delta L_I\tag{4.2}$$

ここで、 L_{rpn} :ケース n での押付荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度 (mm)、 L_{rn} :ケース n での押付荷重と負荷電流の関係変化深度 (mm)

模型試験で押付荷重と負荷電流の関係から基盤層深度を推定したデータとして図 4.10 ~4.25 に押付荷重と負荷電流の関係を示す。

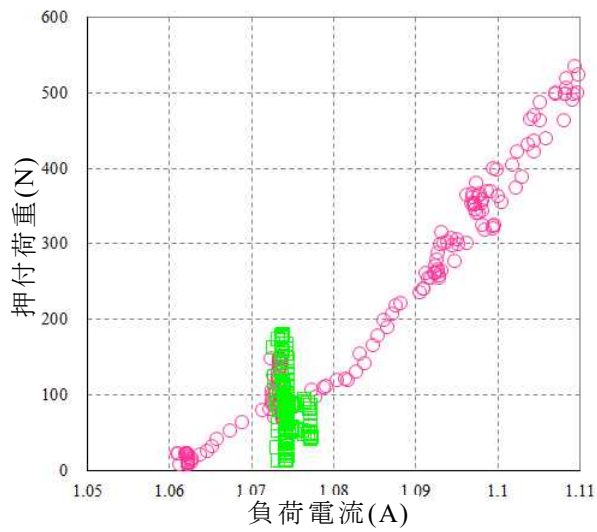


図 4.10 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース A-1 基盤層深度 GL-100mm)

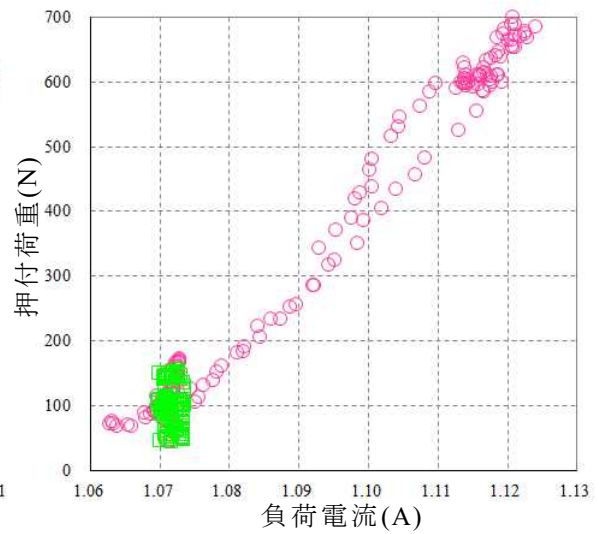


図 4.11 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース A-2 基盤層深度 GL-100mm)

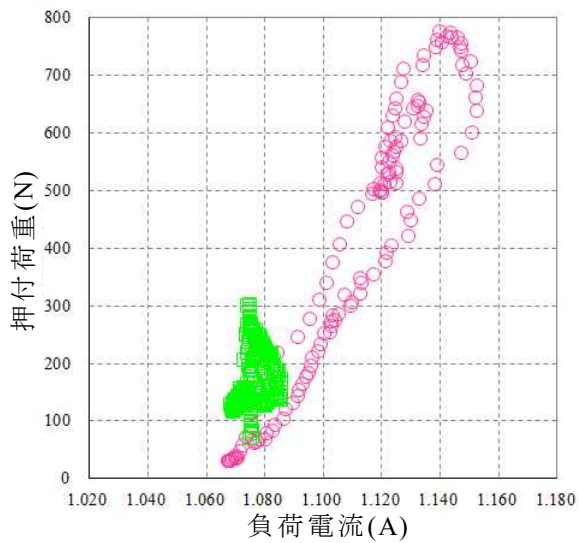


図 4.12 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース A-3 基盤層深度 GL-100mm)

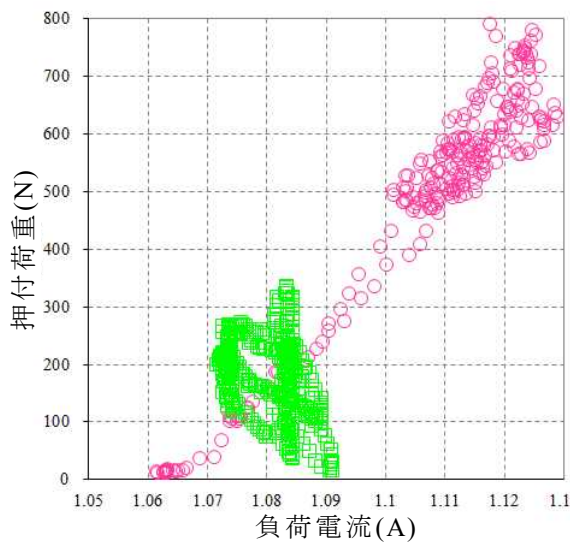


図 4.13 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース B-1 基盤層深度 GL-200mm)

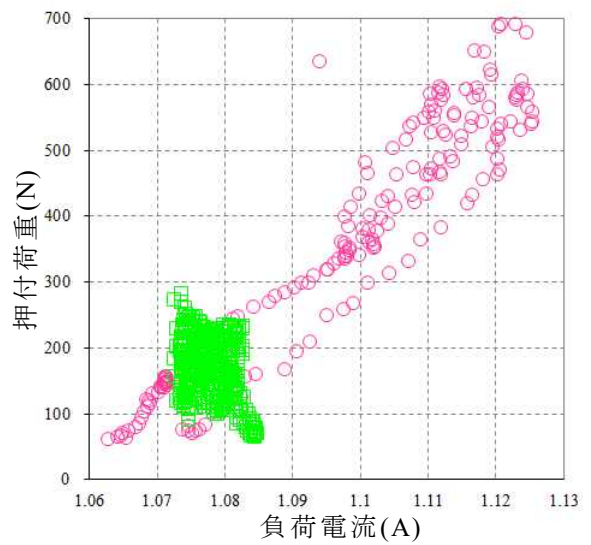


図 4.14 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース B-2 基盤層深度 GL-200mm)

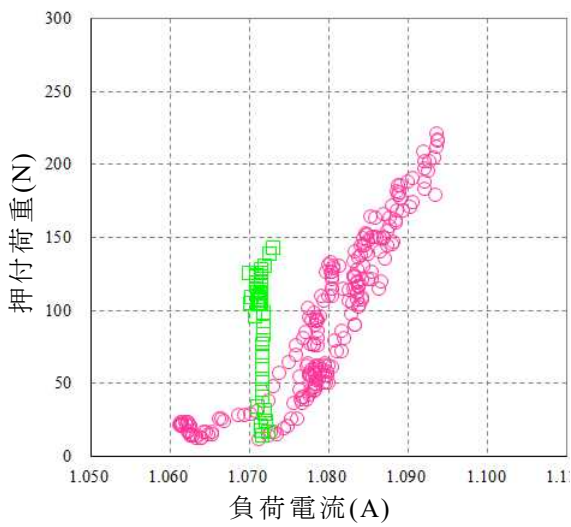


図 4.15 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース B-3 基盤層深度 GL-200mm)

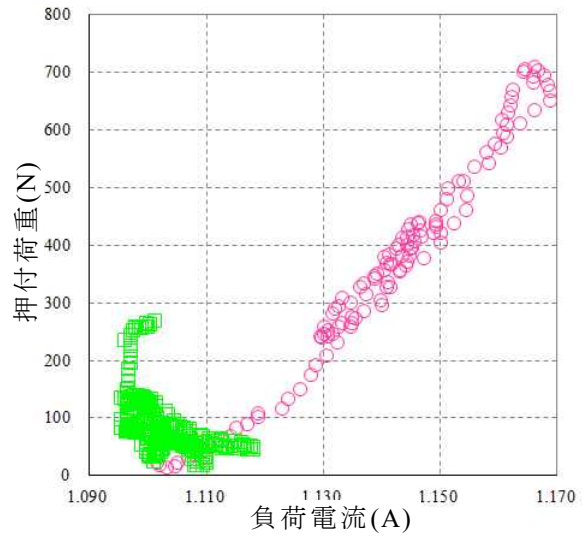


図 4.16 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース B-4 基盤層深度 GL-200mm)

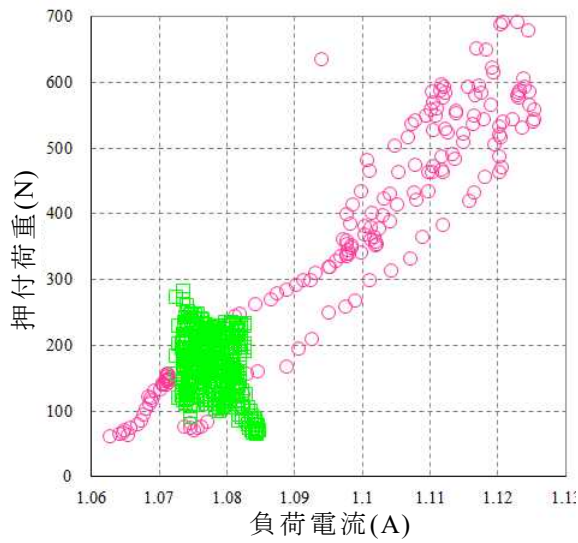


図 4.17 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース C-1 基盤層深度 GL-300mm)

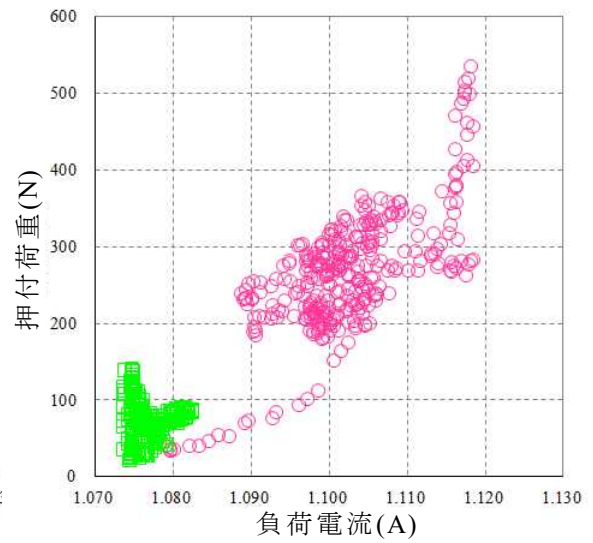


図 4.18 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース C-2 基盤層深度 GL-300mm)

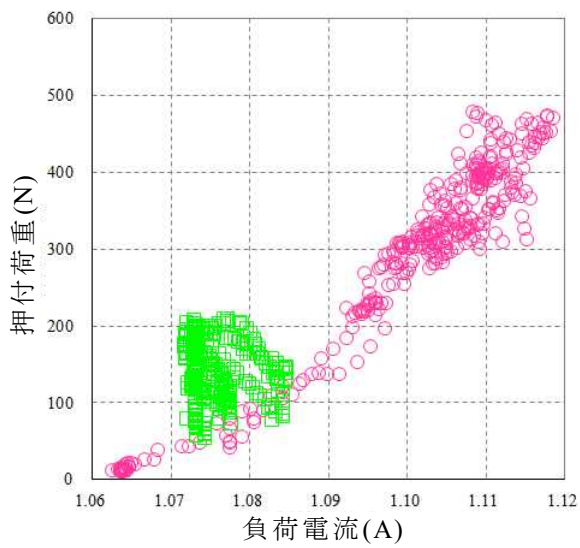


図 4.19 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース C-3 基盤層深度 GL-300mm)

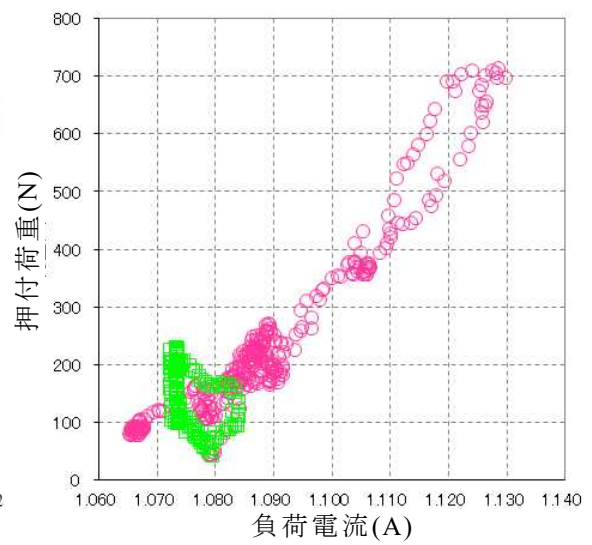


図 4.20 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース C-4 基盤層深度 GL-300mm)

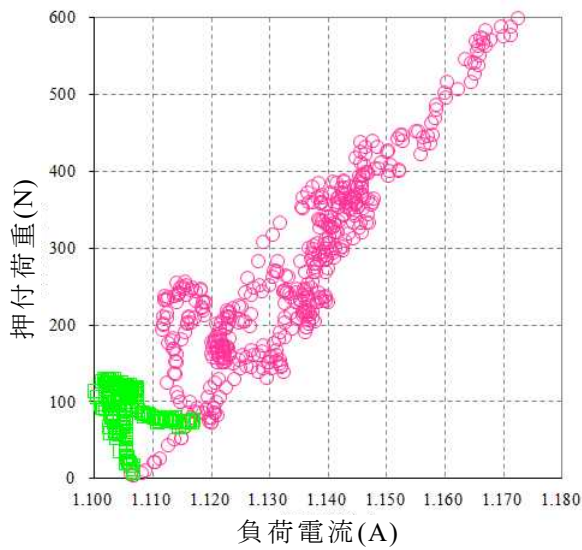


図 4.21 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース D-1 基盤層深度 GL-400mm)

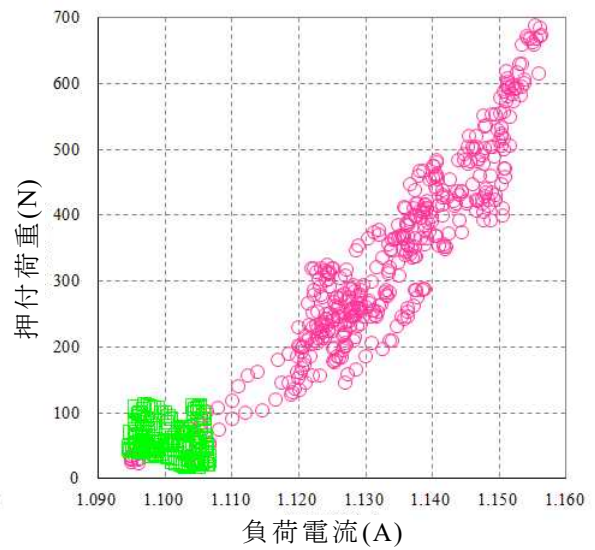


図 4.22 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース D-2 基盤層深度 GL-400mm)

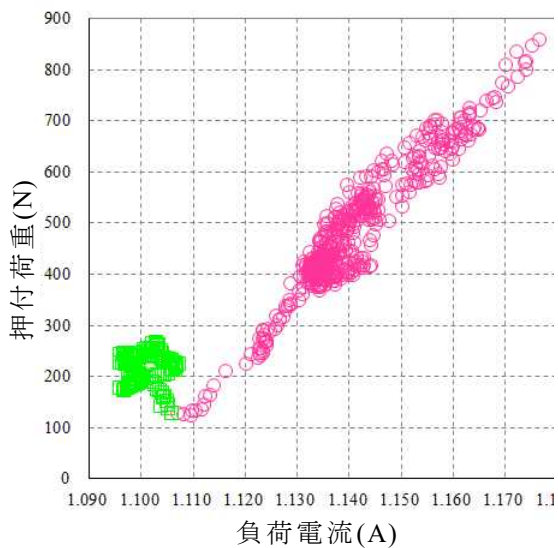


図 4.23 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース D-3 基盤層深度 GL-400mm)

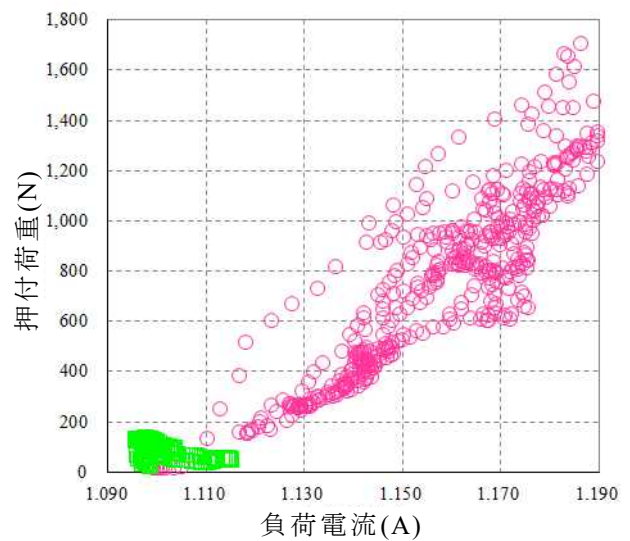


図 4.24 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース D-4 基盤層深度 GL-400mm)

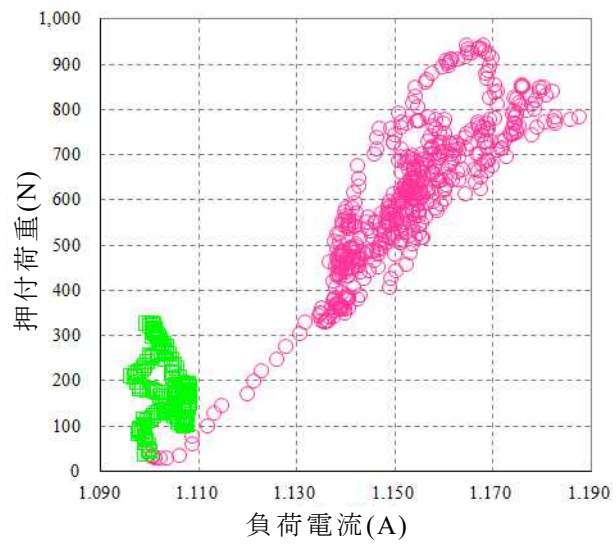


図 4.25 押付荷重と負荷電流の関係
(ケース D-5 基盤層深度 GL-400mm)

表 4.6 に押付荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度 L_{rpn} と土槽として作製した基盤層深度 L_{dn} をまとめた。ケース A-2 で最大誤差 39mm, 全体の平均絶対誤差は 8.2mm であり, 非常に精度よく基盤層深度を推定できた。ケース A-1 においても 31mm の誤差であったが, 基盤層深度が 100mm のケースでは琉球石灰岩層が薄く, 掘削が不安定であった可能性がある。ケース A を除いた平均絶対誤差は 4.46mm で, さらに高精度で基盤層深度を推定可能であった。

表 4.6 押付荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度 L_{rpn} と土槽として作製した基盤層深度 L_{dn}

試験条件		押付荷重と負荷電流の 関係からの 基盤層推定深度 L_{rpn} (mm)	作製土槽 基盤層深度 L_{dn} (mm)	差 $L_{rpn} - L_{dn}$ (mm)	平均誤差 (mm)
ケース A	1	131	100	31	22
	2	139		39	
	3	97		-3	
ケース B	1	189	200	-11	-9.0
	2	187		-13	
	3	196		-4	
	4	192		-8	
ケース C	1	298	300	-2	-0.25
	2	299		-1	
	3	302		2	
	4	300		0	
ケース D	1	401	400	1	-0.20
	2	406		6	
	3	401		1	
	4	392		-8	
	5	399		-1	

また図 4.26 で、作製土槽の基盤層深度 L_{dn} と押付荷重と負荷電流の関係からの推定深度 L_{rpn} を比較し相関を確かめた。相関を決定係数で評価した結果、 $R^2=0.986$ 、回帰式の有意性を示す有意確率 P 値は 2.18×10^{-14} となり非常に強い相関が認められた結果となり、本手法の有効性が確認できた。

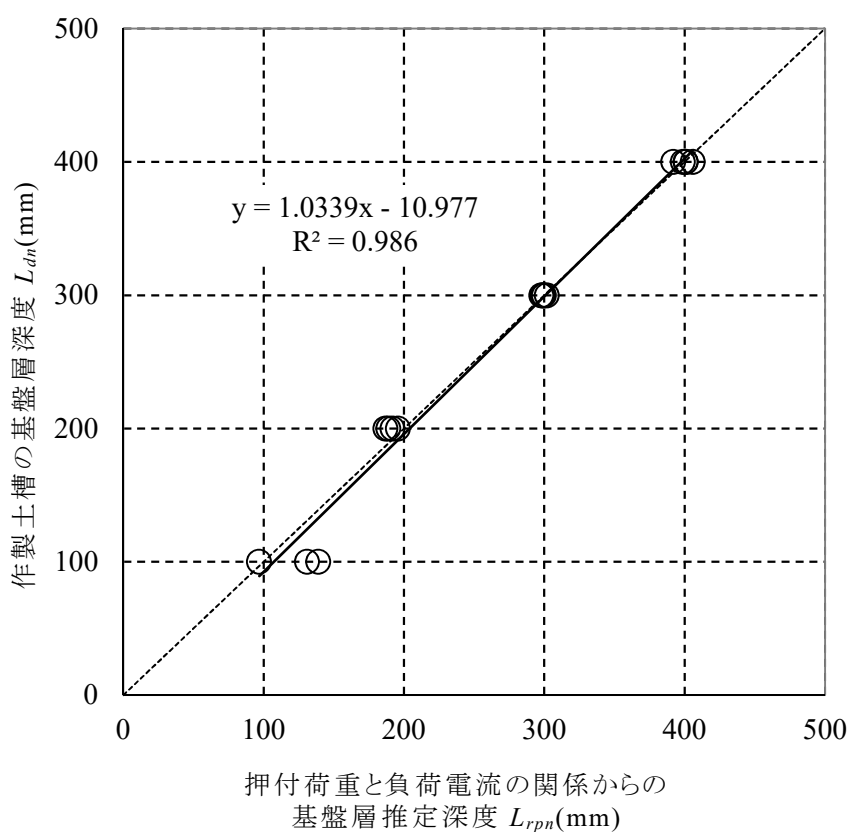


図 4.26 作製土槽の基盤層深度と押付荷重と負荷電流の関係からの推定深度の比較

(2) 注入圧力の変化からの基盤層深度推定

3.2.5 節に記載した手法で、基盤層深度(琉球石灰岩層と泥岩層との地層境)の推定を試みた。

図 4.27 にキャリブレーション土槽掘削時の注入圧力の推移を示す。琉球石灰岩の削孔中は、注入圧力はほぼ 0 MPa であり、基盤層深度を超えたあたりから急激に注入圧力が上昇している。実施工時と比較すると、地下水位の水頭もなく地盤の拘束も弱いため、注入圧力は上昇したままではなく、オーガーロッド周辺から圧力を解放して、その後何度か圧力の上昇と解放を繰り返した。そこでしきい値を 0.05MPa とし、しきい値以上に注入圧力が上昇した深度を注入圧力上昇深度 L_{pcal} とし、注入圧力が上昇するまでの貫入長さの補正值 ΔL_2 を決定した。

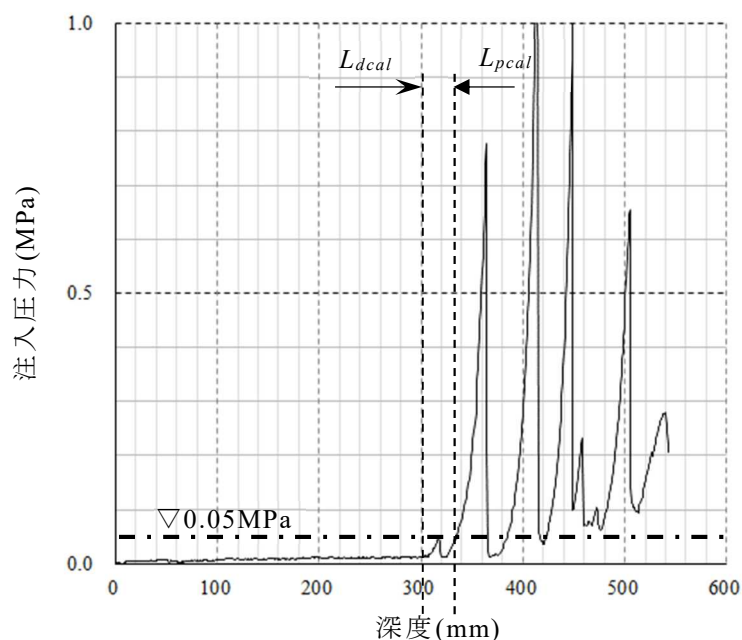


図 4.27 注入圧力の推移
(キャリブレーション土槽掘削時基盤層深度 300mm)

$$\Delta L_2 = L_{pcal} - L_{dcal} \quad (4.3)$$

$$= 35$$

ここで、 L_{pcal} : キャリブレーション土槽でしきい値以上に注入圧力が上昇した深度 (mm), ΔL_2 : 補正值 (mm).

そして、注入圧力からの基盤層推定深度 L_{ppn} を以下の式で算出する.

$$L_{ppn} = L_{pn} - \Delta L_2 \quad (4.4)$$

ここで、 L_{ppn} : ケース n での注入圧力からの基盤層推定深度 (mm), L_{pn} : ケース n での注入圧力上昇深度 (mm).

模型試験で注入圧力から基盤層深度を推定したデータとして図 4.28～4.43 に全ケースの注入圧力の推移を示す.

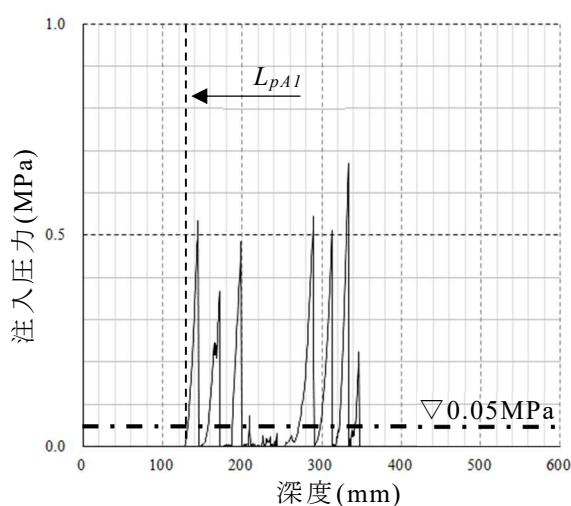


図 4.28 注入圧力の推移
(ケース A-1 基盤層深度 100mm)

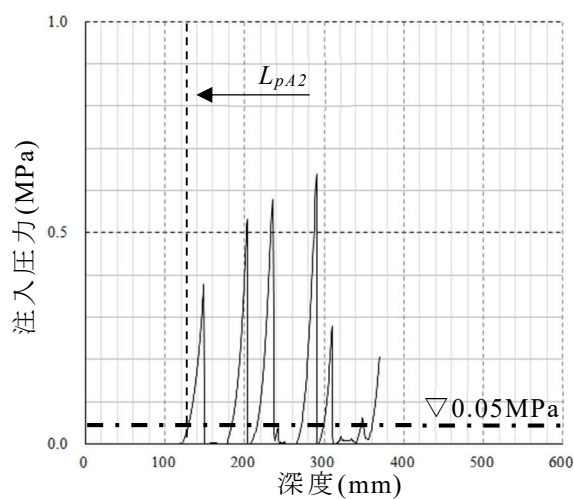


図 4.29 注入圧力の推移
(ケース A-2 基盤層深度 100mm)

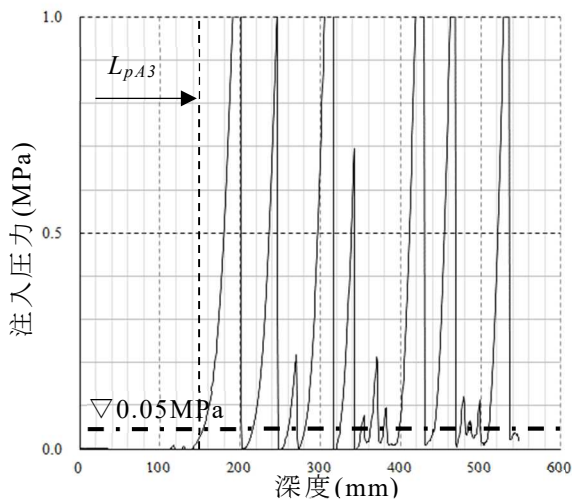


図 4.30 注入圧力の推移
(ケース A-3 基盤層深度 100mm)

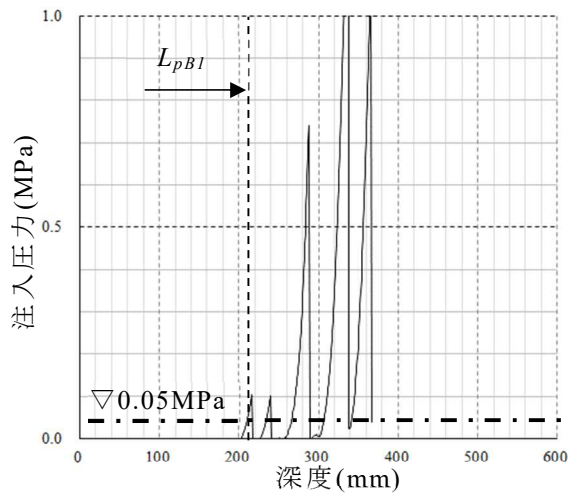


図 4.31 注入圧力の推移
(ケース B-1 基盤層深度 200mm)

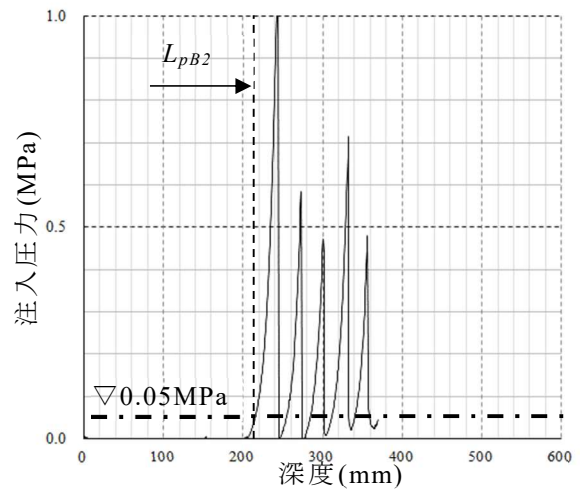


図 4.32 注入圧力の推移
(ケース B-2 基盤層深度 200mm)

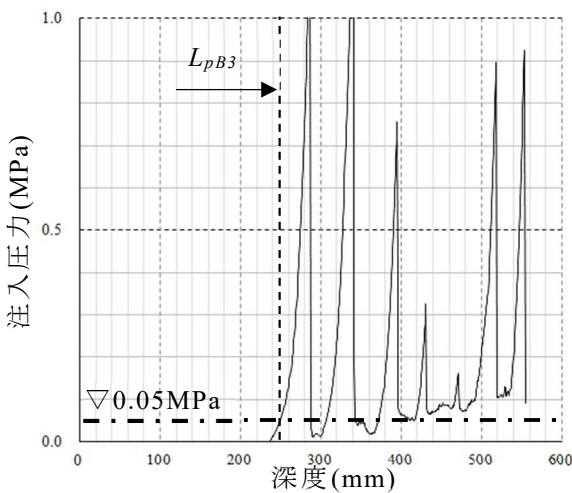


図 4.33 注入圧力の推移
(ケース B-3 基盤層深度 200mm)

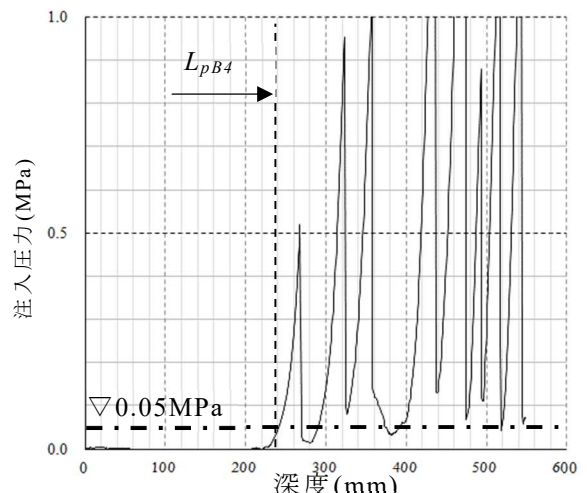


図 4.34 注入圧力の推移
(ケース B-4 基盤層深度 200mm)

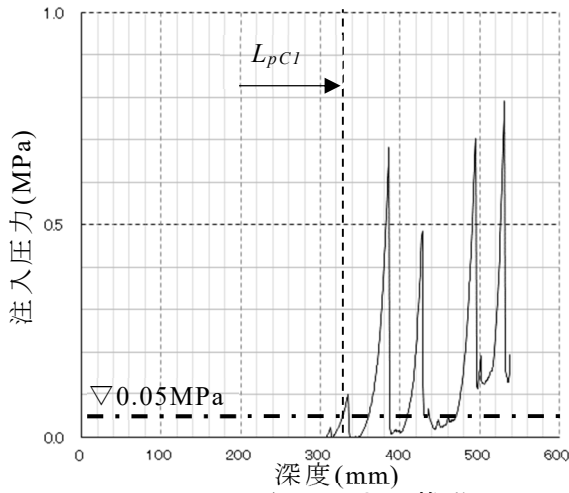


図 4.35 注入圧力の推移
(ケース C-1 基盤層深度 300mm)

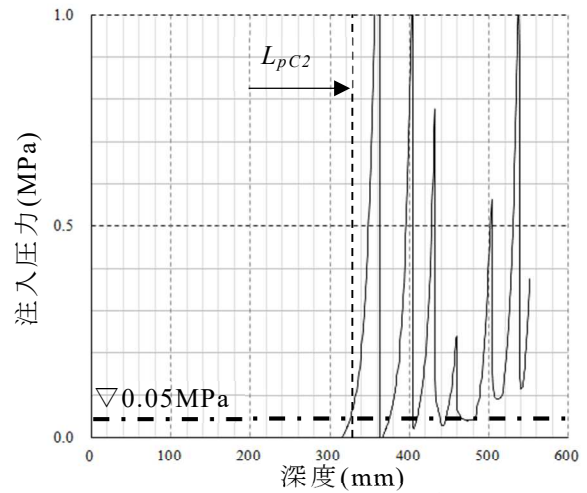


図 4.36 注入圧力の推移
(ケース C-2 基盤層深度 300mm)

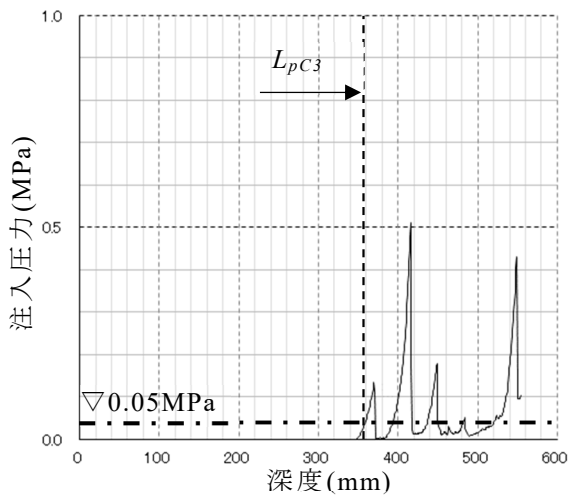


図 4.37 注入圧力の推移
(ケース C-3 基盤層深度 300mm)

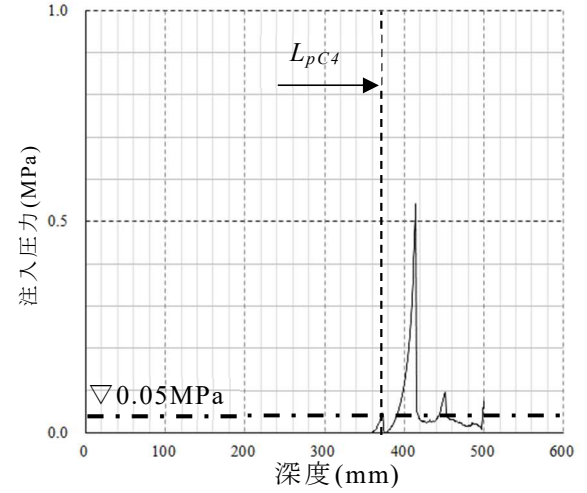


図 4.38 注入圧力の推移
(ケース C-4 基盤層深度 300mm)

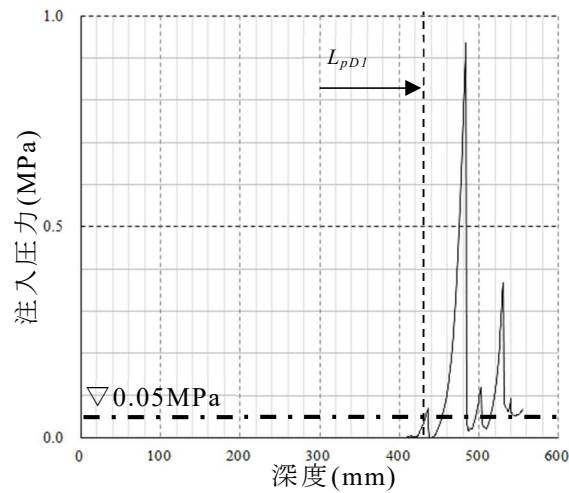


図 4.39 注入圧力の推移
(ケース D-1 基盤層深度 400mm)

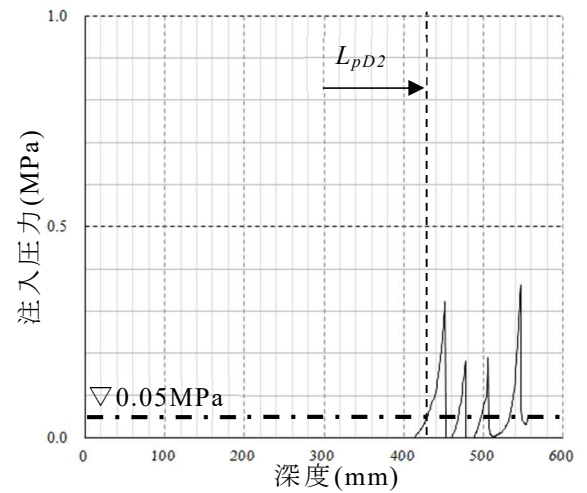


図 4.40 注入圧力の推移
(ケース D-2 基盤層深度 400mm)

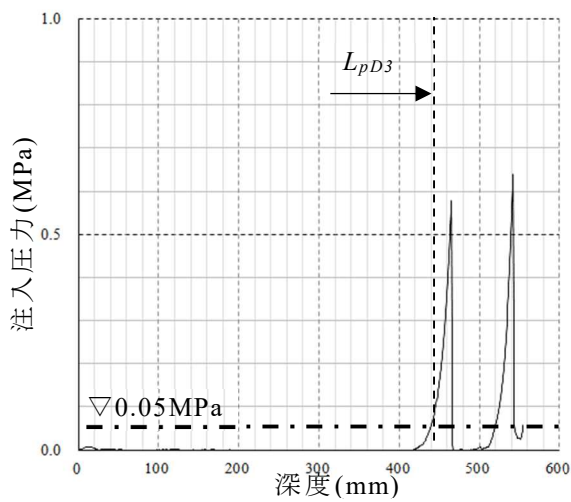


図 4.41 注入圧力の推移
(ケース D-1 基盤層深度 400mm)

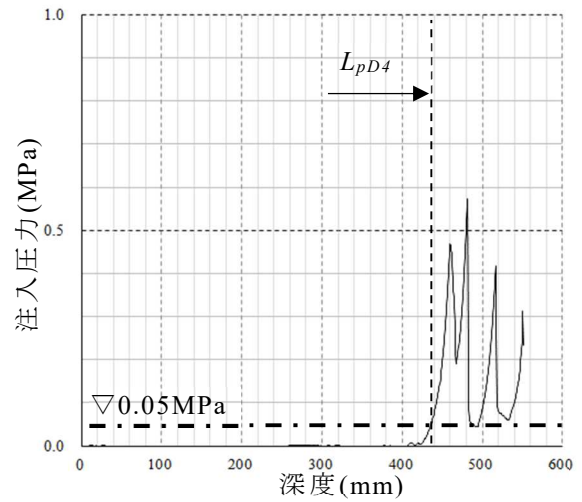


図 4.42 注入圧力の推移
(ケース D-1 基盤層深度 400mm)

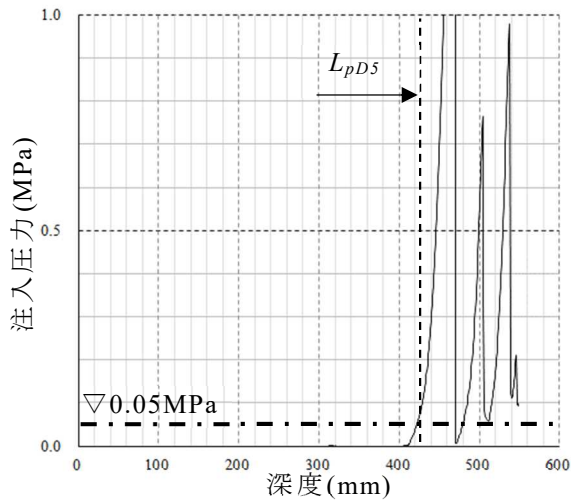


図 4.43 注入圧力の推移
(ケース D-1 基盤層深度 400mm)

表 4.7 に注入圧力の変化からの基盤層推定深度 L_{ppn} と土槽として作製した基盤層深度 L_{dn} をまとめた. ケース C-4 で最大誤差 38mm, 全体の平均絶対誤差は 12.25mm であり, 非常に精度よく基盤層深度を推定できた.

表 4.7 注入圧力の変化からの基盤層推定深度 L_{ppn} と
土槽として作製した基盤層深度 L_{dn}

試験 条件		注入圧力の変化 からの基盤層推定深度 L_{ppn} (mm)	作製土槽 基盤層深度 L_{dn} (mm)	差 $L_{ppn} - L_{dn}$ (mm)	平均誤差 (mm)
ケースA	1	96	100	-4	3.0
	2	95		-5	
	3	118		18	
ケース B	1	176	200	-24	6.3
	2	179		-21	
	3	214		14	
	4	206		6	
ケース C	1	292	300	-8	12.3
	2	292		-8	
	3	326		26	
	4	338		38	
ケース D	1	399	400	-1	3.2
	2	394		-6	
	3	403		3	
	4	401		1	
	5	387		-13	

また図 4.44 で、作製土槽の基盤層深度 L_{dn} と注入圧力の変化からの推定深度 L_{ppn} を比較し相関を確かめた。相関を決定係数で評価した結果、 $R^2=0.9795$ 、回帰式の有意性を示す有意確率 P 値は 3.27×10^{-13} となり非常に強い相関が認められた結果となり、本手法の有効性が確認できた。

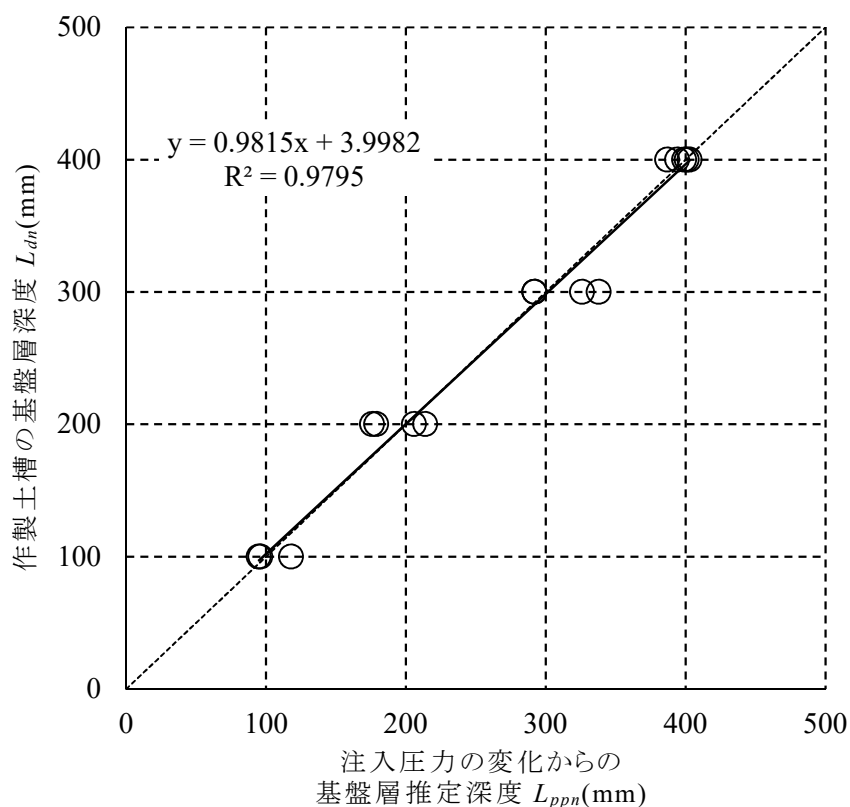


図 4.44 作製土槽の基盤層深度と
注入圧力の変化からの推定深度の比較

4.5 まとめ

本章においては、土槽内に現地地盤の地層構成を模擬し、小型オーガー掘削機により掘削することで先行削孔を定性的に模擬した模型試験を実施した。そして、正確に基盤層深度を把握している地盤に対し、削孔中の押付荷重、オーガーモータの負荷電流、削孔液の注入圧力のデータを収集して、3.2.3 節および 3.2.4 節で示した推定手法の再現性を確認した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 実施工で確認された傾向と同様に、荷重と負荷電流の関係が変化する現象が確認できた。3.2.3 節で示した手法により押付荷重と負荷電流の関係から推定した基盤層深度は、作製土槽の基盤層深度と非常に強い相関があることを確認した。

(2)実施工と同様にオーガー先端が基盤層に貫入した後、削孔液の注入圧力が上昇する傾向を確認した。3.2.4節で示した手法により注入圧力の変化から推定した基盤層深度は、作製土槽の基盤層深度と非常に強い相関があることを確認した。

以上のことから、本研究で提案している先行削孔中に取得できるデータであるオーガー吊荷重、減速機の負荷電流、削孔液の注入圧力からリアルタイムで基盤層深度を推定する手法の有効性を確認することができた。

第4章の参考文献

4.1) (社)地盤工学会：土質試験の方法と解説，pp.415～417，2000

第5章 機械学習によるデータ解析

5.1 機械学習概要

第3章、第4章では、先行削孔中に地盤改良機からオーガー吊荷重、減速機の負荷電流、削孔液の注入圧力のデータを取得し、吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層深度推定と注入圧力の変化からの基盤層深度推定を試みた。それぞれの手法では、計算式を用いて算出したしきい値により地盤の変化を検出している。

一方、分類や予測を行う手法として人工知能 (AI)、機械学習 (Machine Learning)、深層学習 (Deep Learning) の技術があり、近年では様々な業種で研究され、実際に活用され始めている。それぞれの関係性は AI > 機械学習 > 深層学習であるが、概念を図 5.1 に示す。

1956 年に開かれたダートマス会議 (Dartmouth conference on artificial intelligence) で AI (Artificial Intelligence) と呼ばれ始めた^{5.1)}。明確な定義はないが、AI とは「知的な機械、特に、知的なコンピュータプログラムを作る科学と技術」と言われ^{5.2)}、広い概念である。

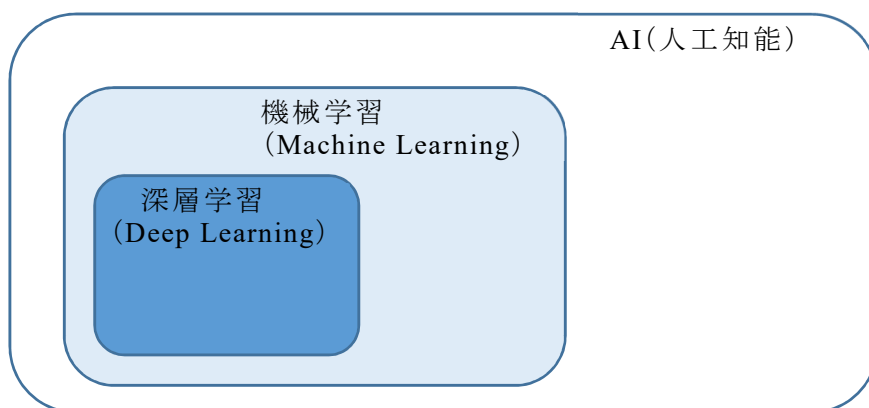


図 5.1 AI 概念図

人工知能のうちの分類の1つに機械学習がある。機械学習は、Arthur Lee Samuel が述べた「明示的にプログラミングすることなく、コンピュータに学ぶ能力を与えようとする研究分野」という定義が知られている^{5.3)}。つまり、人間から与えられたデータを機械自らが解析し、自動的に特徴量(ルール)を発見し学習する仕組みである。そして新たなデータを与えた時に、登録された特徴量(法則, ルール)に従って推定, 分類, 予測などを行う。機械学習の手法としてはいくつもあるが、人間の脳神経細胞(ニューロン)の仕組みを模倣してコンピュータ上に再現し学習させるニューラルネットワークがある。

そして、そのニューラルネットワークを多層に結合させて構成した学習モデルを用いる機械学習は **Deep Learning** と呼ばれ、近年実用化が進んでいる。

以下に、機械学習の建設業以外および建設業での研究、活用例を示す。

建設業以外での研究、活用例

(1) ゲーム

囲碁, 将棋, チェスなどのゲームに対し、強化学習という手法を用いた AI が一流のプレイヤーに勝利するなど成果を上げている。特に 2016 年に Google DeepMind 社から発表された AlphaGo が、トップ棋士のイ・セドルを破ったことは有名である^{5.4)}。

(2) 医療

医療で使われる画像(X線画像など)を機械学習で解析処理することで、異常を検知し所見や疾患の推定を行うソフトウェアなどが開発されている。それらはコンピュータ支援診断(CAD)と呼ばれ、読影精度向上や医師の負担軽減が期待されている^{5.5)}。

(3) 経済, 金融

機械学習は、過去の大規模データから現在の状態と似た過去の状況を見つけ、将来の動向を推定することは得意であるため金融や経済の市場予測に活用され始めている。しかし、金融市場の構成要素は複雑なため完全な予測は難しいため、現在は他の市場参加者の反応や、未だ起きていない状況への対応などさまざまな研究が行われている^{5.6)}。

(4) 自然言語処理

人が普段使っている言語を深層学習の手法を用いてコンピュータに様々な処理をさせる試みが行われている。具体的には、「Google 翻訳」などの機械翻訳や「Amazon Echo」などの音声認識を行うスマートスピーカー、「元女子高生 AI りんな」などの SNS 対話システムなどがある^{5.7)}。

建設業での研究, 活用例

(1) トンネル

トンネル現場では、施工時に地質の専門家が実際の切羽を見て、その地山の状態を評価し、その状況に応じて設計の変更や対策の検討を行う必要がある。評価の省力化や個人差をなくすために CNN 法による画像認識技術を活用して、切羽写真を解析し「風化変質」、「割れ目の間隔」、「割れ目の状態」を評価するシステムを開発している^{5.8)}。また、掘削直後の不安定な切羽の剥落危険度を、切羽画像を CNN により定量評価する研究も行われている^{5.9)}

(2) 打音検査

橋梁の下部工や擁壁, トンネル壁面などのコンクリート構造物の健全性を検査する方法として, 点検ハンマによる打音検査がある. 打音データをAIで評価することにより打音点検者の経験やノウハウに依存せずに浮きや剥離を検出可能としている^{5.10)}.

このように大量の画像や音声, 数値データからの分類や推定, 予測に活用され成果を上げている. また, 質の良い学習データを蓄積するほど判定の精度が向上するという特徴がある. そこで本章では, 先行削孔中に地盤改良機から取得できるデータである「掘削速度」, オーガー「吊荷重」, 減速機の「負荷電流」, 削孔液の「注入圧力」を複合的に判定することができるとともに, 将来的にデータを蓄積することにより判定精度の向上が期待できることから, 機械学習を用いた基盤層深度の検出を試み, その適用可能性について検討した.

5.2 使用ツール

機械学習を行う方法としては, Python, R 言語, SQL 言語などのプログラミング言語を使ってコードを書いて実装する方法や RpidMiner, Tensorflow, Keras などのソフトウェア(ツール)を使用して実装する方法がある. ツールにもプログラミングなしで実装できるものと Python, C++などのプログラミング言語により操作するものがある. プログラミングなしにディープラーニングを実装できるツールとして Neural Network Console がある. Sony 社が開発し, 2017年8月に Sony Network Communications Inc.が無償公開した. Neural Network Console は, ①ドラッグ&ドロップ操作でネットワークを作製できる②ボタン1つで学習と評価を実行できる③ネットワークと学習のパラメーターを自動で最適化できる といった特徴をもつ

ている。また、Neural Network Console は Neural Network Libraries をベースとしており、Neural Network Libraries は Sony 社の製品で多くの実績がある^{5.11)}。

そこで本研究では、信頼性もありプログラミングなしで容易に機械学習を行うことができるツールである Neural Network Console を使用して機械学習を行った。

5.3 学習方法

5.3.1 入力データ

使用するデータは、トリミング処理および 20 点移動平均処理後の「深度」、「削孔速度」、「吊荷重」、「負荷電流」、「注入圧力」とした。ただし、「深度」に関しては学習データとしてではなくデータのラベルとしてのみ使用した。その理由は、深度は他の 4 つのデータに比べ学習させる要素としては影響力が大きく、その数値だけで判断してしまう恐れがあるためである。そして時間の連続性を表現させるため、5 深度分の「削孔速度」、「吊荷重」、「負荷電流」、「注入圧力」を 1 セットとし、前のセットの 1 点目を除いた 4 点分を重複させたものに新しいデータ 1 つを 5 点目として加え次のセットとし、それを繰り返すことでデータセットを作製した。目的変数のラベル y は琉球石灰岩を「0」、島尻層群泥岩を「1」として学習データセットを作製した。

5.3.2 解析モデル

機械学習には、学習させる方法として大きく3つあり「教師あり学習」、「教師なし学習」および「強化学習」がある。

「教師あり学習」は、入力データと正解データをセットで学習させ、特徴量を抽出させ、それに基づいて判定、予測をさせる。「教師なし学習」は正解を人が教えずに入力データの構造をもとにグループ分けを行う。「強化学習」は、ゲームなどの報酬を最大にすべく学習する方法である^{5.12)}。

本研究では、キャリブレーション時の入力データ(荷重, 負荷電流, 注入圧力)と正解データ(琉球石灰岩層か島尻層群泥岩)をセットにして学習させる「教師あり学習」を用いた。

教師あり学習の代表的な手法の一つがニューラルネットワーク(Neural Network)であり、人間の脳が情報を処理する仕組みをコンピュータで再現したものである。人間の脳は膨大な数の脳神経細胞(ニューロン)が様々に結合して成り立っており、それらが情報伝達、処理を行うことで記憶、モノの判別、会話などを可能としていると考えられている、この仕組みをコンピュータ上に「入力された情報を分析する入力層」と「入力層からの情報を判断し、解答を出力する出力層」、「情報処理の過程を増やすことでより汎用的な判断を模索させる中間層」の3つの層で設ける。それぞれの層にニューロンの働きを模した形式ニューロンを配置し、それらに情報を処理させることで脳の働きを疑似的に再現している。(図 5.2)

また、ニューラルネットワークの発展形であるディープニューラルネットワークが近年注目を集めている。中間層を多層化させることで人間における「深く考える」思考を再現させるために構築されたもので、ニューロンと層が増えることにより情報伝達と処理を増やし、特徴量を抽出しやすくし、汎用性、予測精度の向上を見込むことができる。

本研究では、ニューラルネットワークのうち、分類問題などに使われるロジスティック回帰分析のアルゴリズムを用いることとした。そして、最もシンプルな中間層 1 層 (100) を基本とし、中間層 1 層 (ニューロン数 10)、中間層 2 層 (ニューロン数 100)、中間層 3 層 (ニューロン数 100) の解析モデルも構築し、模型試験データの解析結果の正答率を比較して、使用する解析モデルを決定した (図 5.3)。

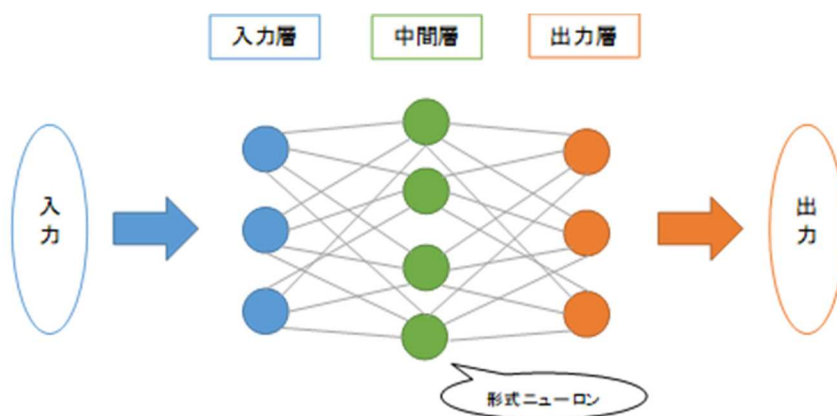


図 5.2 ニューラルネットワーク概念図

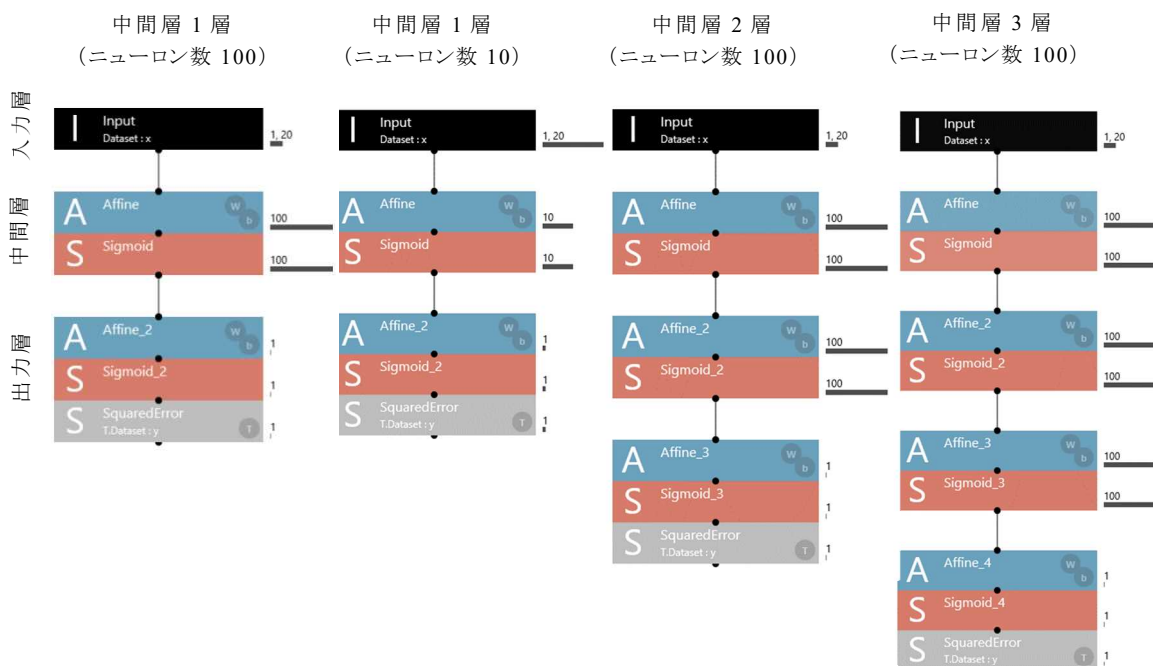


図 5.3 解析モデル

以下に解析モデルに使用した層の説明を記載する。

(1) Input

ニューラルネットワークの入力層であり、入力のサイズを指定する。画像データの場合は「色数, 高さ, 幅」のフォーマットで指定する。CSV データの場合は「行数, 列数」のフォーマットで指定する。本研究では, CSV データで入力し「1,20」のサイズで入力した。

(2) Affine

入力値から `OutShape` プロパティで指定した数の全ニューロンへの結合をもつ全結合層である。本研究では, `OutShape` で「10」と「100」を指定した解析モデルを構築した。

(3) Sigmoid

活性化関数の層である。活性化関数は、上流の層からの出力値に対して特定の関数を当て、ある閾値範囲の部分だけを次の層に返す活性化関数の層である。出力値が無限に近づくことや 0 付近に停滞することを防ぐため、学習の健全性を保つ役割を持つ、また抽出された特徴をより強調することができる。関数には幾つかの種類があるが、本研究では `Sigmoid` 関数を使用した。`Sigmoid` 関数は入力を 0.0~1.0 の出力に変換し、確率の算出などに使われる(図 5.4)。

(4) SquaredError

ニューラルネットワークの出力層の一つである。`SquaredError` はデータセットの変数との二乗誤差を最小化させる。回帰問題を解く際に使用される。

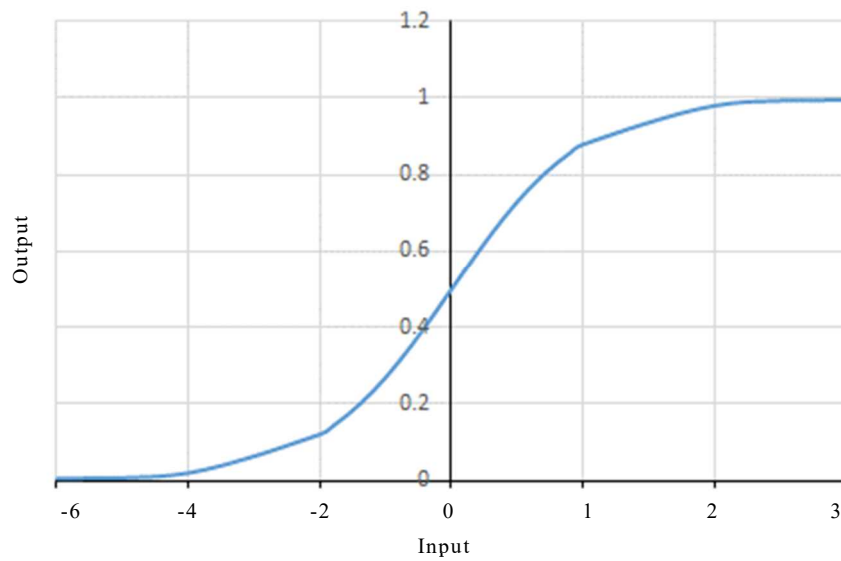


図 5.4 Sigmoid 関数

5.4 解析モデルの比較結果

模型試験(4章)で収集したデータに対し、4.4節のキャリブレーション土槽(基盤層深度 GL-300mm)で収集したデータを学習データとして、残りの土槽 16 ケースに対する評価を各解析モデルで評価を行い、正解率(Accuracy)を比較した(表 5.1)。中間層を 3 層以上多くしても精度の向上が望めないとして、この後の解析には中間層 2 層、ニューロン数 100 の解析モデルを使用することとした。

表 5.1 各解析モデルの正解率

試験条件		基盤層深度 GL-(mm)	中間層			
			1層	1層	2層	3層
			ニューロン数			
			100	10	100	100
ケースA	1	100	0.7271	0.7233	0.7398	0.7411
	2		0.9590	0.9449	0.9590	0.9487
	3		0.5329	0.5093	0.6397	0.6136
ケースB	1	200	0.6225	0.6518	0.7089	0.6699
	2		0.6515	0.6449	0.7433	0.7140
	3		0.6527	0.6539	0.6970	0.7118
	4		0.7139	0.7177	0.7670	0.7632
ケースC	1	300	0.9281	0.9188	0.9468	0.9561
	2		0.8590	0.8603	0.8353	0.7632
	3		0.9421	0.9327	0.9757	0.9730
	4		0.6075	0.5879	0.6160	0.6230
ケースD	1	400	0.8115	0.7918	0.7865	0.8208
	2		0.8500	0.8333	0.8388	0.8541
	3		0.7238	0.7107	0.7599	0.7425
	4		0.9849	0.9773	0.9849	0.9886
	5		0.8849	0.8702	0.9082	0.9069
平均			0.7782	0.7706	0.8067	0.7994

5.5 模型試験データでの検証結果および考察

模型試験(4章)で収集したデータに対し、4.4節のキャリブレーション土槽(基盤層深度GL-300mm)で収集したデータを学習データとして、残りの土槽16ケースに対する評価をロジスティック回帰分析のアルゴリズムの中間層2層、ニューロン数100の解析モデルを用いて評価した。図5.5~5.22に深度ごとに出力されたラベル y' の変化をまとめた。「0」に近いほど琉球石灰岩らしく、「1」に近いほど泥岩に近い傾向であることを示す。

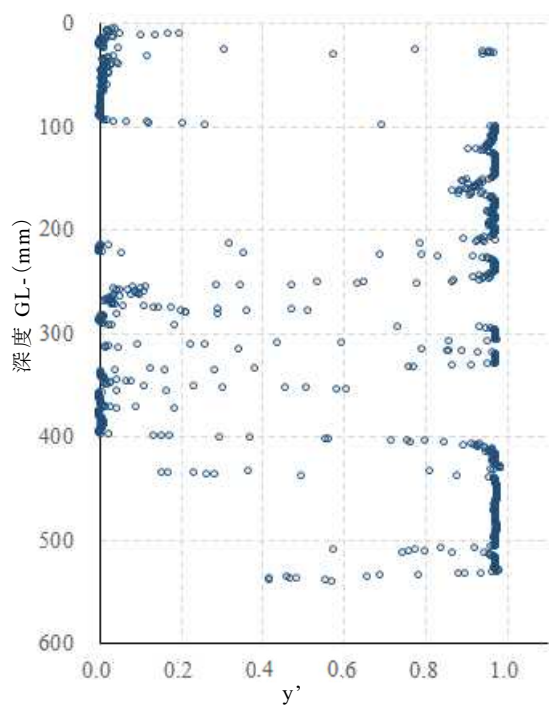


図 5.5 ラベル y' の変化
(A-1 基盤層深度 GL-100mm)

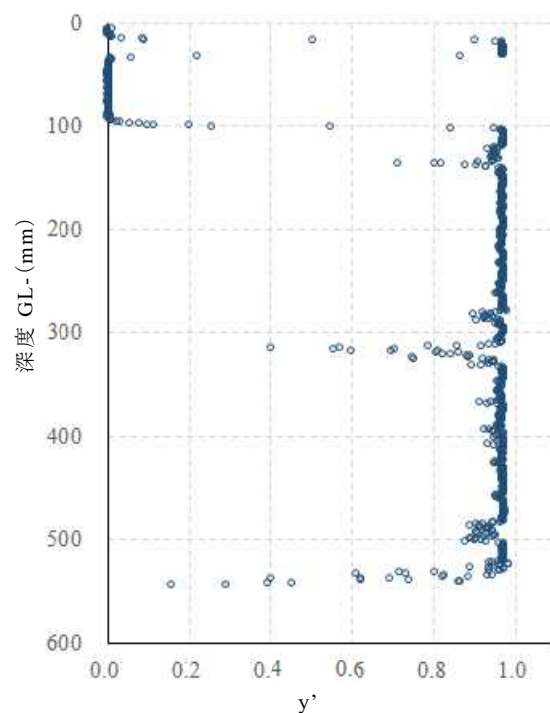


図 5.6 ラベル y' の変化
(A-2 基盤層深度 GL-100mm)

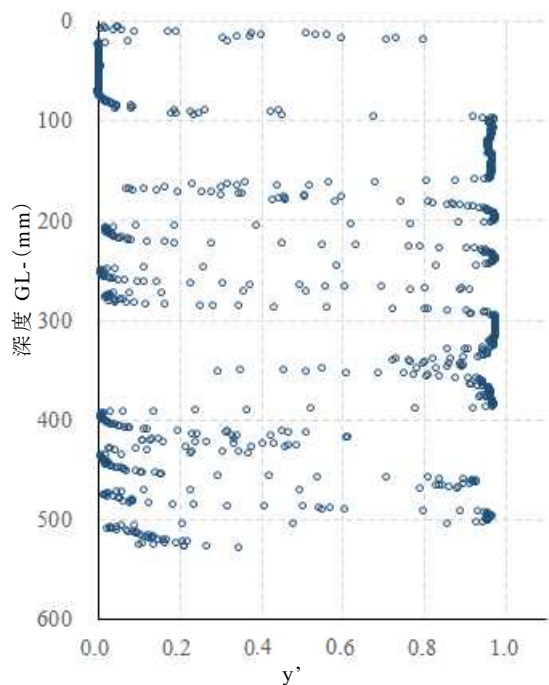


図 5.7 ラベル y' の変化
(A-3 基盤層深度 GL-100mm)

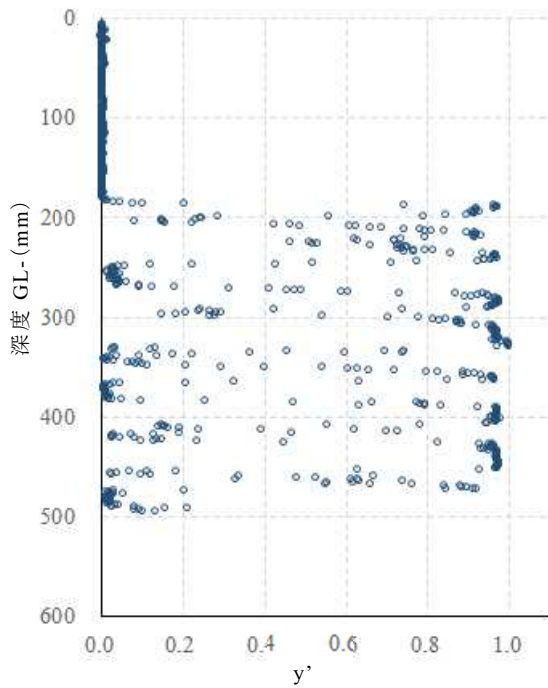


図 5.8 ラベル y' の変化
(B-1 基盤層深度 GL-200mm)

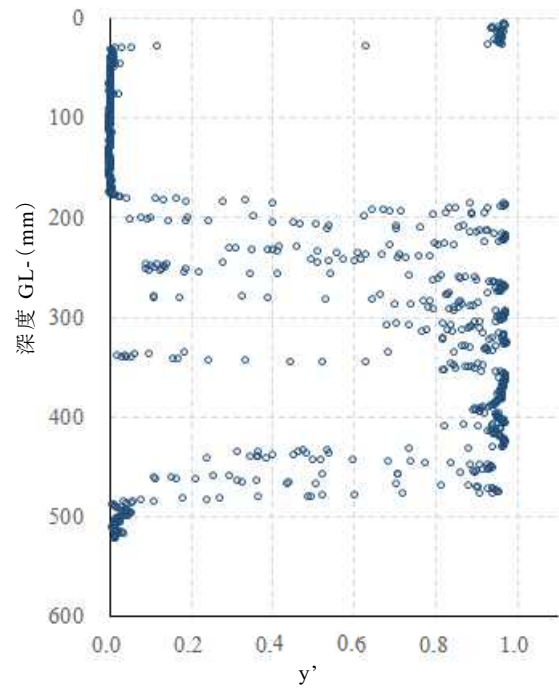


図 5.9 ラベル y' の変化
(B-2 基盤層深度 GL-200mm)

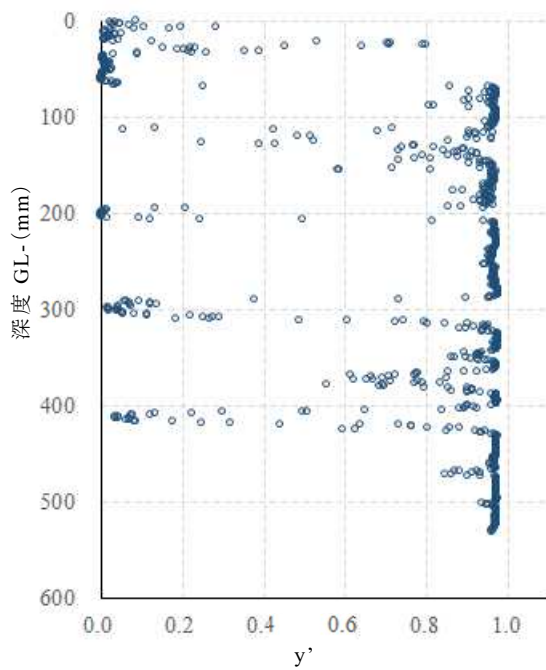


図 5.10 ラベル y' の変化
(B-3 基盤層深度 GL-200mm)

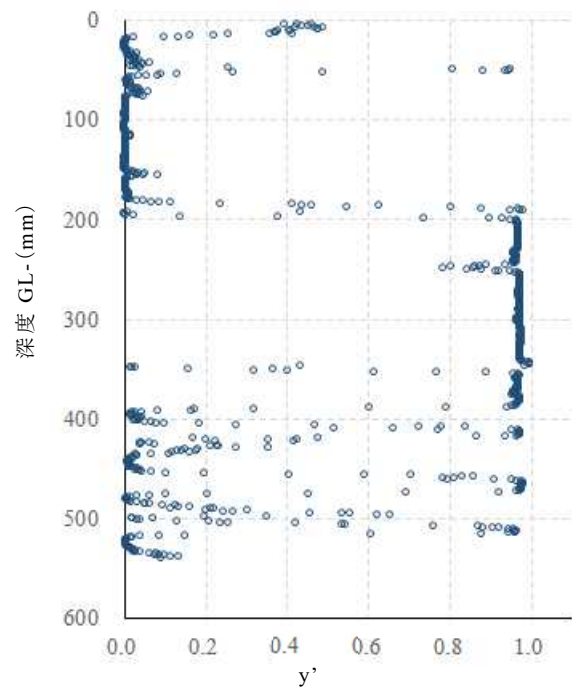


図 5.11 ラベル y' の変化
(B-4 基盤層深度 GL-200mm)

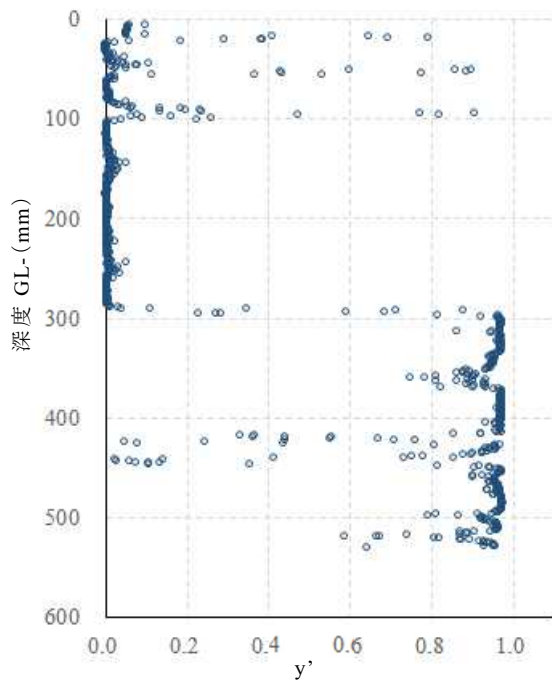


図 5.12 ラベル y' の変化
(C-1 基盤層深度 GL-300mm)

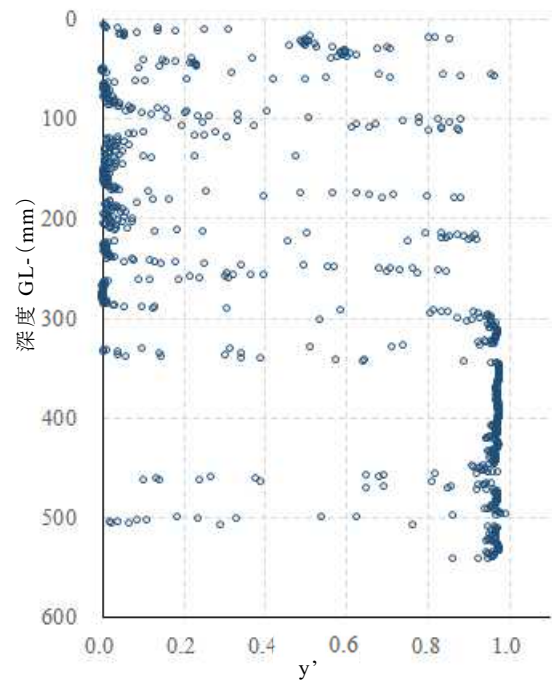


図 5.13 ラベル y' の変化
(C-2 基盤層深度 GL-300mm)

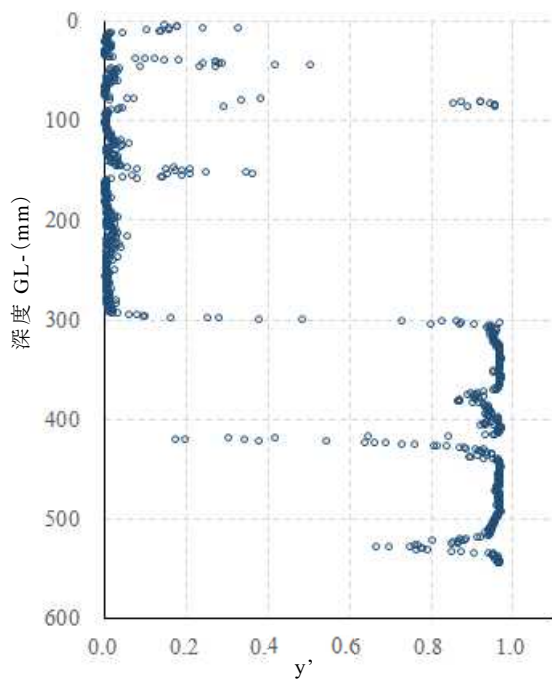


図 5.14 ラベル y' の変化
(C-3 基盤層深度 GL-300mm)

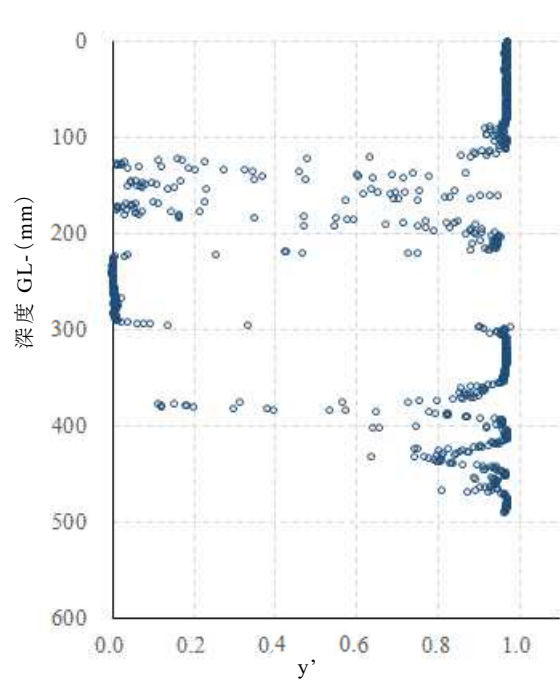


図 5.15 ラベル y' の変化
(C-4 基盤層深度 GL-300mm)

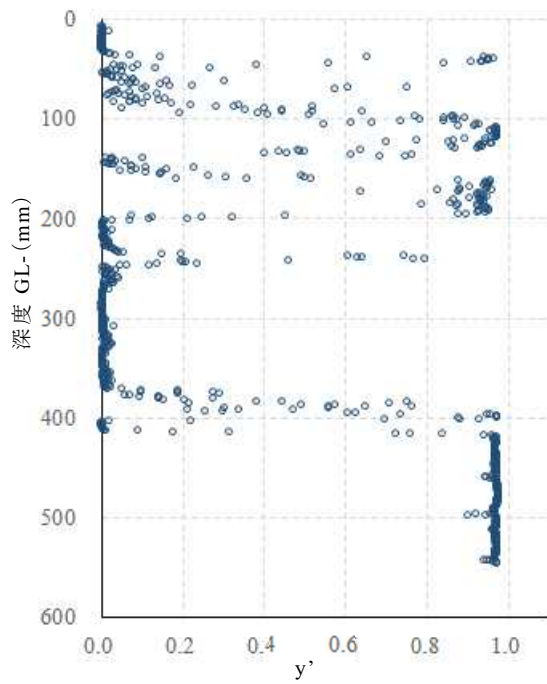


図 5.18 ラベル y' の変化
(D-1 基盤層深度 GL-400mm)

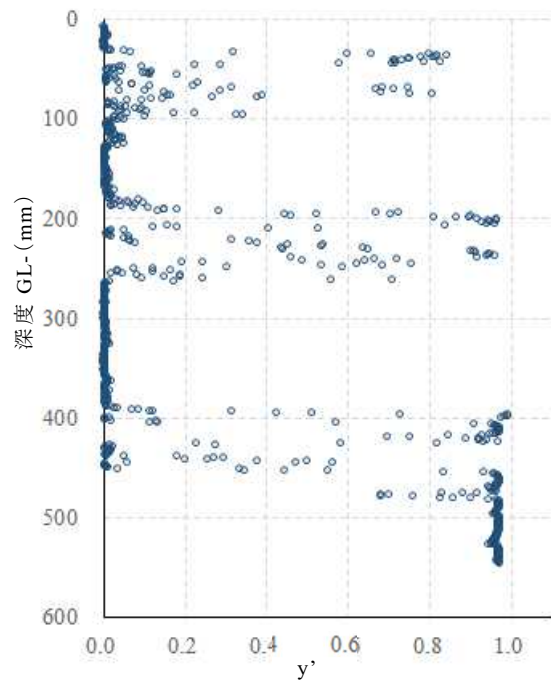


図 5.19 ラベル y' の変化
(D-2 基盤層深度 GL-400mm)

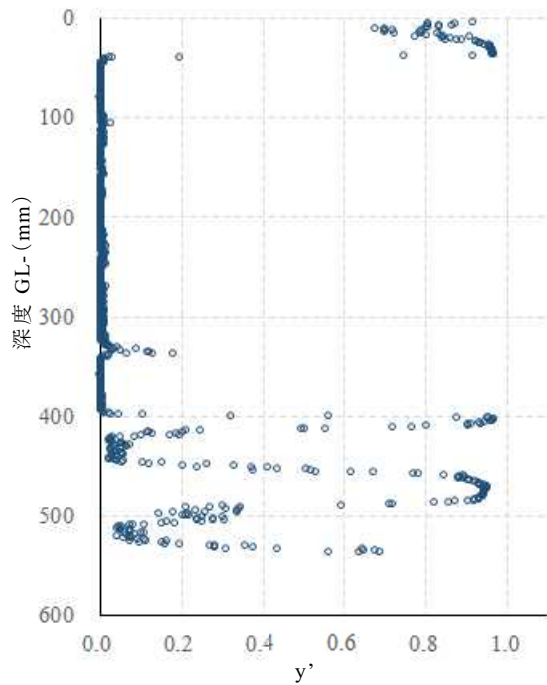


図 5.20 ラベル y' の変化
(D-3 基盤層深度 GL-400mm)

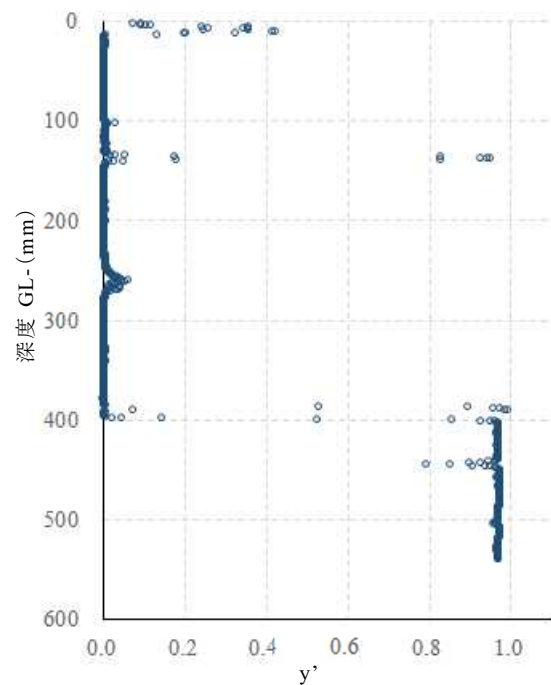


図 5.21 ラベル y' の変化
(D-4 基盤層深度 GL-400mm)

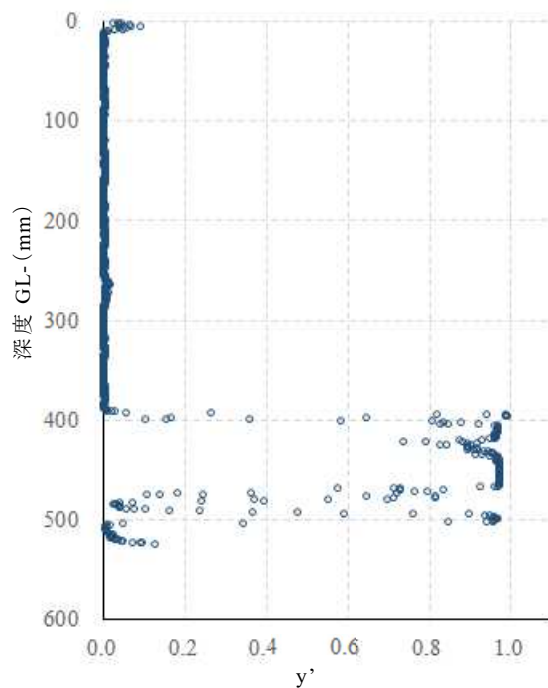


図 5.22 ラベル y' の変化
(D-5 基盤層深度 GL-400mm)

以上のデータから、 y' の値が安定して 0.5 以上になった深度を抽出して、その深度を機械学習での基盤層判定深度 L_{Mn} とした。表 5.2 に、模型試験データに対するに機械学習による基盤層判定深度をまとめた。ケース B-3 で最大誤差 71mm、全体の平均絶対誤差は 9.63mm であり、精度よく基盤層深度を推定できた。また、ケース B-3 を除いた平均絶対誤差は 5.53mm であった。

つぎに図 5.23 に、作製土槽の基盤層深度 L_{dn} と機械学習での基盤層判定深度 L_{Mn} を比較し相関を確かめた。相関を決定係数で評価した結果、 $R^2=0.9788$ 、回帰式の有意性を示す有意確率 P 値は 4.08×10^{-13} となり非常に強い相関が認められた結果となり、機械学習による基盤層判定の可能性が示唆された。

表 5.2 機械学習での基盤層判定深度

試験条件		機械学習での 基盤層判定深度 L_{Mn} GL-(mm)	作成土槽 基盤層深度 L_{dn} GL-(mm)	基盤層深度 $L_{Mn} - L_{dn}$ (mm)
ケースA	1	99	100	-1
	2	102		2
	3	96		-4
ケースB	1	188	200	-12
	2	186		-14
	3	129		-71
	4	188		-12
ケースC	1	297	300	-3
	2	292		-8
	3	301		1
	4	297		-3
ケースD	1	416	400	16
	2	405		5
	3	400		0
	4	400		0
	5	402		2

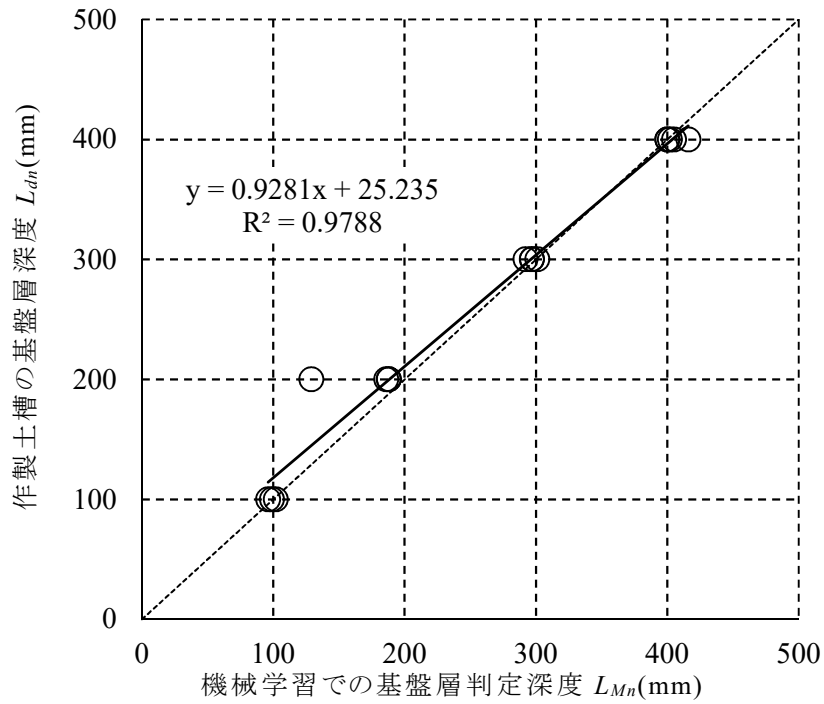


図 5.23 作製土槽基盤層深度と機械学習での基盤層判定深度の比較

B-3 の誤差の原因を考察するにあたり、図 5.24 にキャリブレーション土槽を学習データとし、ケース B-3 を検証 (VALIDATION) データとして解析した場合の学習曲線を示す。

TRAINING ERROR は減少し収束していったが、VALIDATION ERROR は Epoch (学習回数) 5 以降は減少していないので、過学習の可能性やキャリブレーション土槽と B-3 土槽のデータの特徴が異なる可能性が考えられる。

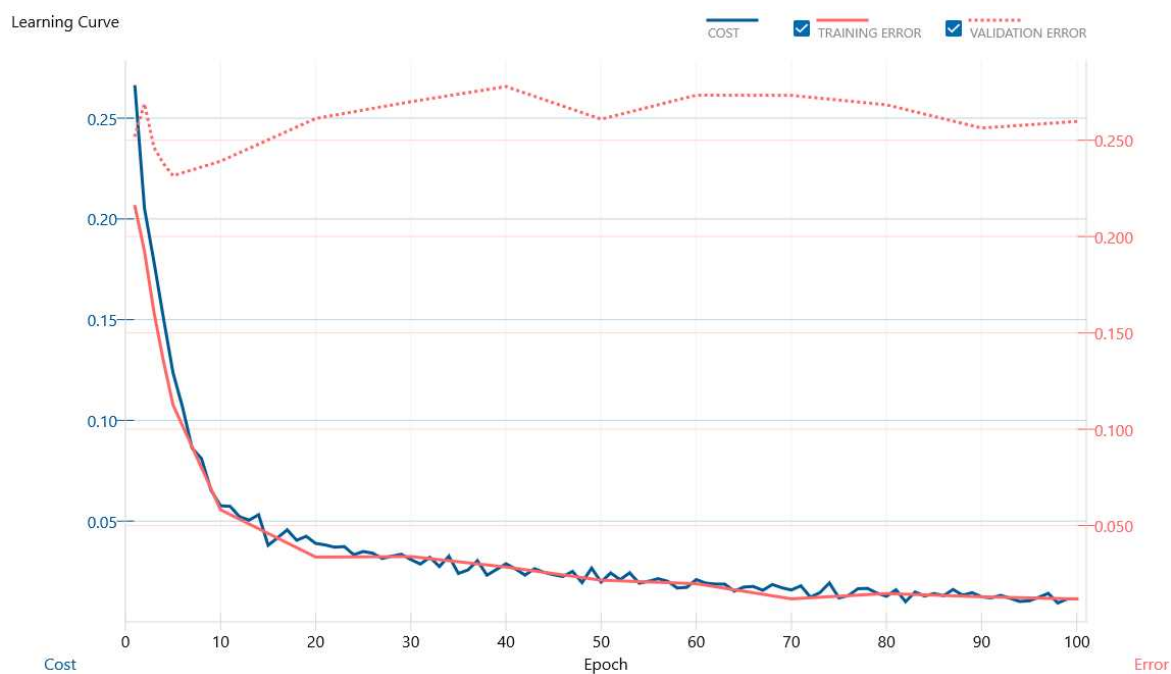


図 5.24 学習曲線

5.6 実施工データでの検証結果および考察

平成 28 年度宮古伊良部農業水利事業仲原地下ダム(箕濟西部)工事(3.2 節)で収集したデータに対し, 試験杭 S-31 杭で収集したデータを学習データとして, 他にボーリング調査を行った付近の杭 8 本の収集データに対する評価をロジスティック回帰分析のアルゴリズムの中間層 2 層, ニューロン数 100 の解析モデルを用いて評価した. 表 5.3 にボーリングによる地層に対する解析結果の正解率を示すが, 概ね良好に判定しているといえる. 図 5.25~5.32 に深度ごとに出力されたラベル y' の変化をまとめた. 「0」に近いほど琉球石灰岩らしく, 「1」に近いほど泥岩に近い傾向であることを示す.

表 5.3 実施工データに対する機械学習による基盤層判定正解率

杭番号	正解率
S1	0.9636
S51	0.8783
S57	0.9294
S71	0.8964
S87	0.9654
S101	0.9019
S105	0.9701
S121	0.8473
平均	0.9191

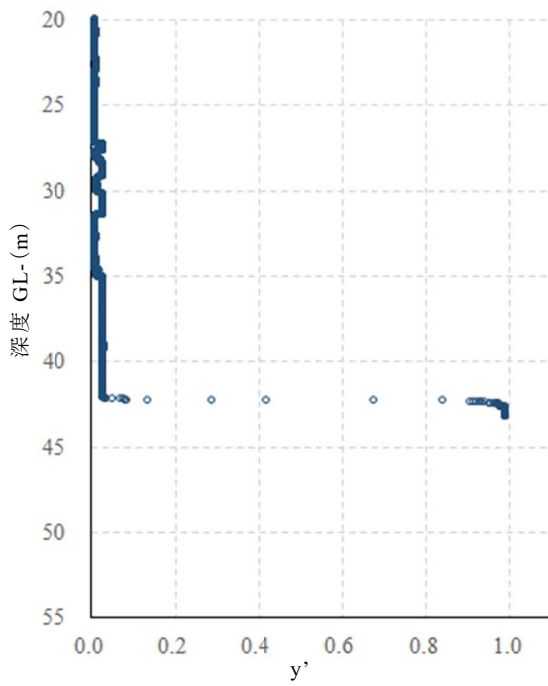


図 5.25 ラベル y' の変化
(S-1 基盤層深度 GL-41.3m)

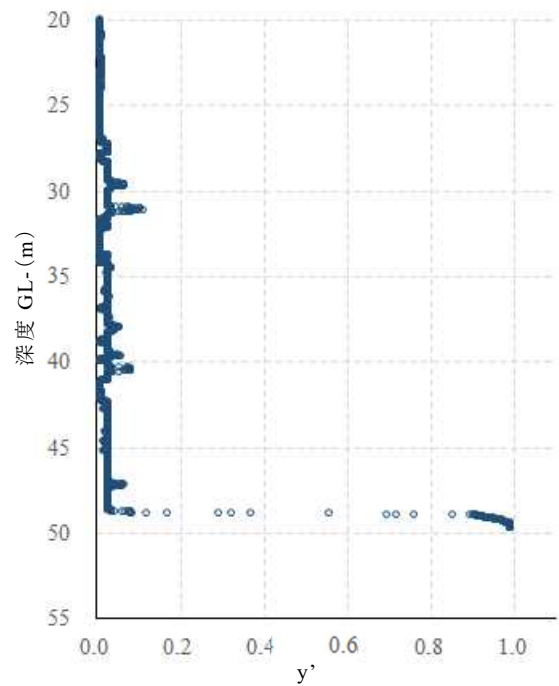


図 5.26 ラベル y' の変化
(S-51 基盤層深度 GL-45.47m)

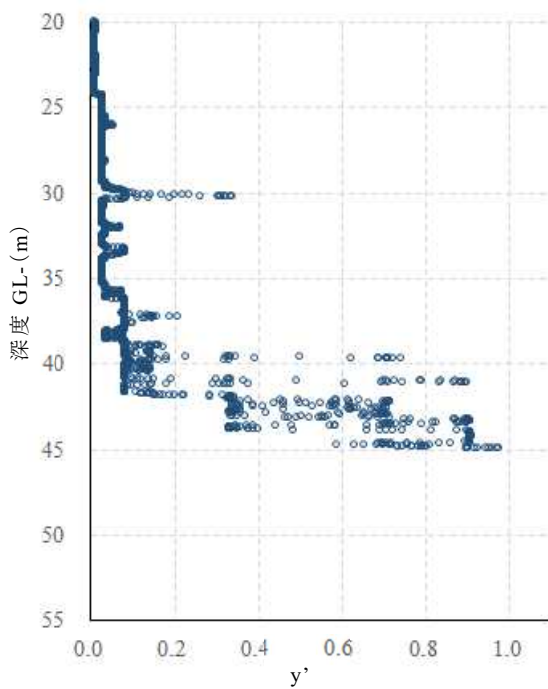


図 5.27 ラベル y' の変化
(S-57 基盤層深度 GL-44.1m)

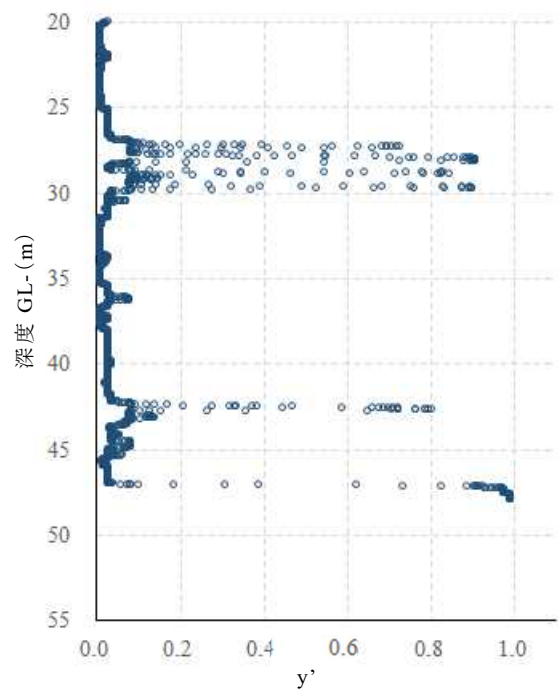


図 5.28 ラベル y' の変化
(S-71 基盤層深度 GL-45.36m)

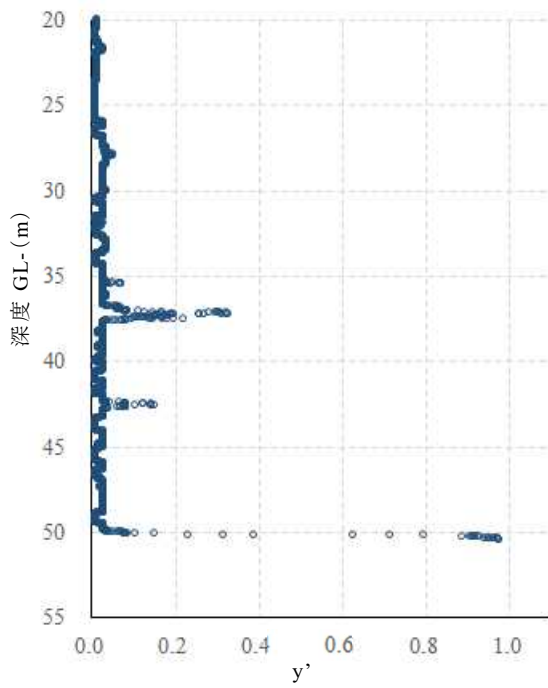


図 5.29 ラベル y' の変化
(S-87 基盤層深度 GL-49.14m)

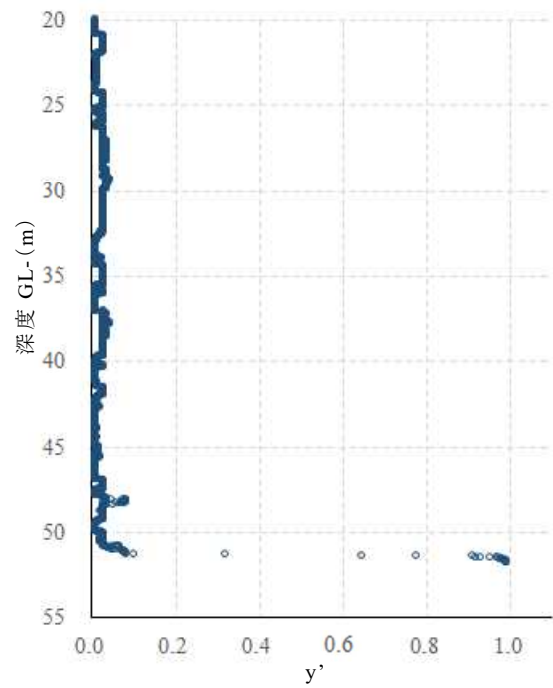


図 5.30 ラベル y' の変化
(S-101 基盤層深度 GL-47.90m)

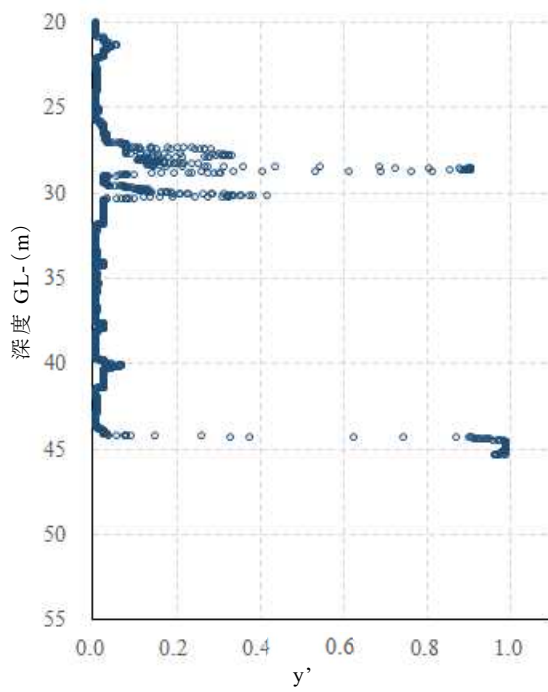


図 5.31 ラベル y' の変化
(S-105 基盤層深度 GL-44.82m)

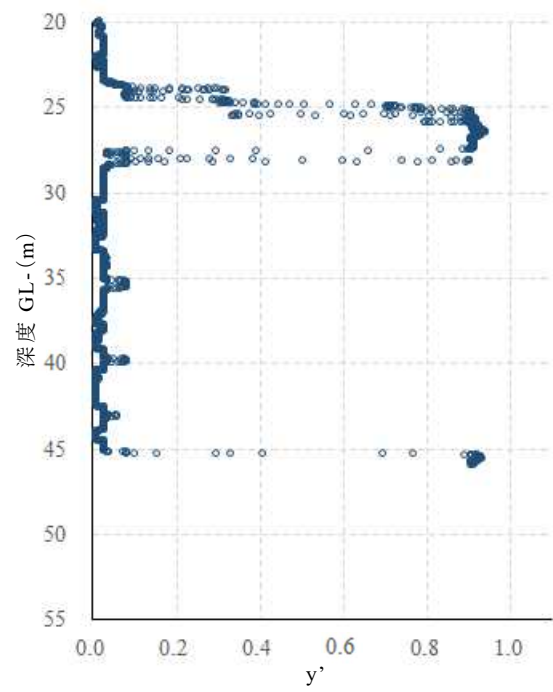


図 5.32 ラベル y' の変化
(S-121 基盤層深度 GL-44.27m)

以上のデータから、 y' の値が安定して0.5以上になった深度を抽出して、その深度を機械学習での基盤層判定深度 L_{Mn} とした。一部にGL-25~30m付近で「1」側の値を示す箇所があるが、明らかに島尻層群泥岩ではないので判定には使用しなかった。表5.4に、実施工で採取したデータに対するに機械学習による基盤層判定深度 L_{Mn} をまとめた。参考に吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度 L_{rpn} と注入圧力の変化からの基盤層推定深度 L_{ppn} も併記している。ダム軸を挟んで急激な地層変化が確認されたS-51,S101を除いた杭でボーリングによる基盤層深度と機械学習での基盤層判定深度を比較すると、S-71で最大誤差1.78mであった。また、吊荷重と負荷電流の関係からの基盤層推定深度 L_{rpn} と注入圧力の変化からの基盤層推定深度 L_{ppn} に比べ、機械学習での基盤層判定深度は1m程度深い値となっている。これは3.2節で述べたように、吊荷重、負荷電流、注入圧力が基盤層の傾向に変化し始めるには、ある程度オーガー先端が基盤層に入る必要がある(補正值 ΔL_1 および ΔL_2)。本研究で使用した解析モデルでは、この傾向が反映されていない可能性がある。

表 5.4 実施工データに対する機械学習での基盤層判定深度

杭番号	ボーリングによる 基盤層深度 L_{bn}		機械学習での 基盤層判定深度 L_{Mn}			吊荷重と負荷電流の関係 からの基盤層予測深度 L_{rp}		注入圧力からの 基盤層予測深度 L_{pp}	
	位置	深度GL-(m)	判定深度GL-(m)	差(m)	予測深度GL-(m)	差(m)	予測深度GL-(m)	差(m)	
S-1	下流側2.05m	41.56	42.34	-0.78	41.17	0.39	41.20	0.36	
	上流側2.00m	41.05		-1.29		-0.12		-0.15	
	線形補正	41.30		-1.04		0.13		0.10	
S-31	± 0 m	45.75	-	-	-	-	-	-	
S-51	下流側2.05m	43.45	48.91	-5.46	47.81	-4.36	47.91	-4.46	
	上流側2.00m	47.44		-1.47		-0.37		-0.47	
	線形補正	45.47		-3.44		-2.34		-2.44	
S-57	下流側2.05m	44.10	43.88	0.22	43.56	0.54	43.17	0.93	
S-71	下流側2.48m	45.36	47.14	-1.78	46.11	-0.75	46.03	-0.67	
S-87	下流側5.23m	49.33	50.19	-0.86	48.17	1.16	48.69	0.64	
	上流側2.00m	48.65		-1.54		0.48		-0.04	
	線形補正	49.14		-1.05		0.97		0.45	
S-101	下流側2.05m	48.65	51.37	-2.72	49.12	-0.47	49.19	-0.54	
	上流側2.00m	47.15		-4.22		-1.97		-2.04	
	線形補正	47.90		-3.47		-1.22		-1.29	
S-105	下流側2.05m	44.82	44.35	0.47	43.44	1.38	43.50	1.32	
S-121	下流側2.05m	44.27	45.35	-1.08	43.80	0.47	44.19	0.08	

つぎに図 5.33 に、ボーリングによる基盤層深度 L_{bn} と機械学習での基盤層判定深度 L_{Mn} を比較し相関を確かめた。相関を決定係数で評価した結果、 $R^2=0.904$ 、回帰式の有意性を示す有意確率 P 値は 0.0036 となり、機械学習での基盤層判定深度の値が深くなる傾向が認められるが、強い相関があることが確認できた。

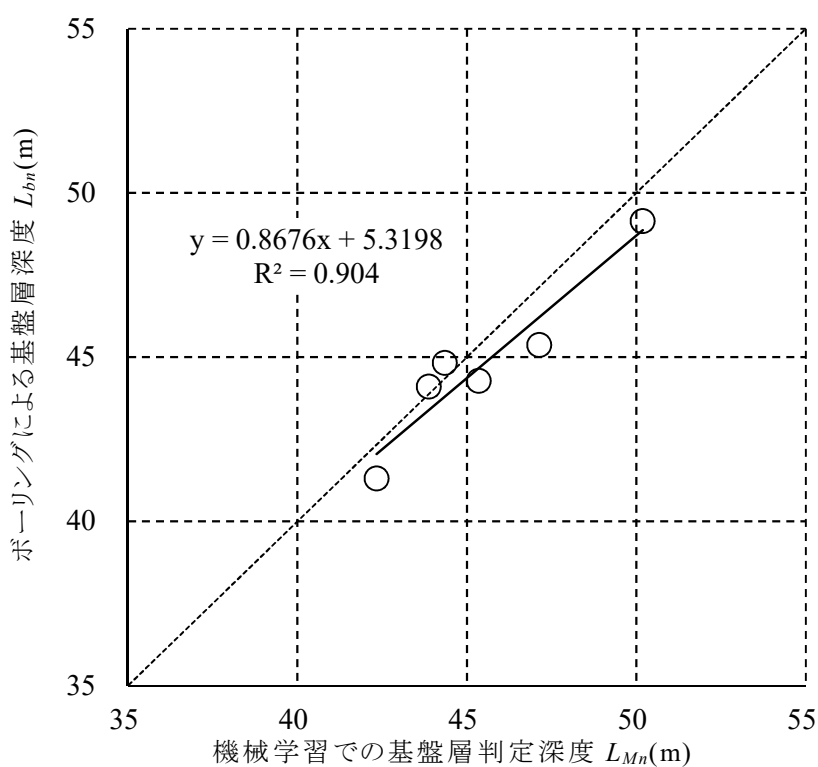


図 5.33 ボーリングによる基盤層深度と機械学習での基盤層判定深度の比較

5.7 まとめ

本章においては、模型試験で収集したデータを用いて、ロジスティック回帰分析のアルゴリズムを使用した機械学習の解析モデルを設計した。そして、その解析モデルを使用して4章の模型試験で収集した「削孔速度」、「押付荷重」、「負荷電流」、「注入圧力」のデータおよび3.2節の実施工時に地盤改良機から収集した「削孔速度」、「吊荷重」、「負荷電流」、「注入圧力」のデータに対して、機械学習を用いた基盤層深度の検出を試み、その適用可能性について検討した。得られた成果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 模型試験で収集したデータに対し、機械学習を用いて判定した基盤層深度は、作製土槽の基盤層深度と非常に強い相関があることを確認した。
- (2) 模型試験で収集したデータに対し、機械学習を用いて判定した基盤層深度の誤差大きかった1ケースについては、過学習かモデルが適応していない可能性がある。
- (3) 実施工時に地盤改良機から収集したデータに対し、機械学習を用いて判定した基盤層深度は、ボーリングによる基盤層深度に比べ大きい(深い)値となる傾向が認められたが、強い相関があることが確認できた。
- (4) 実施工時に地盤改良機から収集したデータに対し、機械学習を用いて判定した基盤層深度は、ボーリングによる基盤層深度に比べ大きい(深い)値となる要因としては、吊荷重、負荷電流、注入圧力が基盤層の傾向に変化し始めるには、ある程度オーガー先端が基盤層に入る必要がある(補正值 ΔL_1 および ΔL_2) が、本研究で使用した解析モデルでは、この傾向が反映されていないことが考えられる。

以上のことから、本章で行った機械学習によるデータ解析により、地下ダム止水壁構築時に機械学習による基盤層深度を判定できる可能性が示唆された。しかし、以下の課題も確認できた。

- (1) 過学習を抑えるなど解析モデルの設定パラメーターの最適化を図る必要がある。
- (2) 本研究では、シンプルなアルゴリズムであるロジスティック回帰分析を用いたが、時系列データを扱うアルゴリズムとして RNN (Recurrent Neural Network) や LSTM (Long-short term model) が知られているが、それらの使用も含めてモデルの検討が必要である。
- (3) リアルタイムで機械学習による基盤層深度の判定を行うには、プログラミング言語によりパッケージ化をすることで、基盤層判定システムに組み込む必要がある。

第5章の参考文献

- 5.1) Bruce G. Buchanan : A (Very) Brief History of Artificial Intelligence, AI Magazine, 26(4), pp53-60, 2005
- 5.2) 人工知能学会:人工知能の FAQ
- 5.3) 神寫敏弘:変わりゆく機械学習と変わらない機械学習, 日本物理学会誌 74(1), pp5-13, 2019

- 5.4) David Silver, Julian Schrittwieser, Karen Simonyan, Ioannis Antonoglou, Aja Huang, Arthur Guez, Thomas Hubert, Lucas Baker, Matthew Lai, Adrian Bolton, Yutian Chen, Timothy Lillicrap, Fan Hui, Laurent Sifre, George van den Driessche, Thore Graepel, Demis Hassabis: Mastering the Game of Go without Human Knowledge, Nature, 550, pp354–359, 2017
- 5.5) 近藤堅司, 小澤順, 清野正樹, 藤本真一, 田中雅人, 安達登志樹, 伊藤春海, 木村浩彦: U-Net を用いた胸部 X 線画像からの解剖学的構造の領域抽出, 第 32 回人工知能学会全国大会, 2J4-04, 2018
- 5.6) 和泉潔: ビッグデータと人工知能を用いたファイナンス研究の潮流, 金融研究, pp15-28, 2019
- 5.7) ディープラーニング研究会: 60 分でわかる! ディープラーニング最前線, 2018
- 5.8) 畑浩二, 中岡健一: 山岳トンネル切羽評価への人工知能適用に関する研究, トンネル工学報告集, 27(I-24), 2017
- 5.9) 戸邊勇人, 宮嶋保幸, 福島大介, 西澤勇祐, 本間伸一, 山本拓治: CNN によるトンネル切羽の剥落危険度評価, 第 33 回人工知能学会全国大会, 4Q3-J-13-01, 2019
- 5.10) SIP インフラ維持管理・更新・マネジメント技術: インフラ技術総覧, 2019
- 5.11) 足立悠: ソニー開発の Neural Network Console 入門, 2018
- 5.12) 長橋 賢吾: 図解入門 よくわかる最新機械学習の基本と仕組み, 2019

第6章 総括

6.1 結論

地下ダムの貯留性能を確保するためには、止水壁を隙間なく構築し、帯水層下部の基盤層(不透水層)まで、確実に止水壁を着底させることによって、壁の止水性能を確保することが重要である。確実な基盤層への着底には基盤層上面深度の把握が不可欠だが、現状は設計時にボーリング調査によりコア採取を行い、これに基づいて基盤層上面深度を決定している。しかしダム軸すべてにおいて正確に基盤層深度を把握することは困難である。そこで、止水壁施工時に取得するデータから基盤層上面深度を推定する方法について、第2章にあげたようなさまざまな研究が行われているが、未だ実用化された事例は見あたらなかった。よって本研究では、SMW工法による地下ダム止水壁構築時に得られるデータ(地盤改良機より収集するオーガー「吊荷重」と減速機の「負荷電流」のデータ、削孔液の「注入圧力」)よりリアルタイムで基盤層深度を推定する手法について検討を実施した。

第3章では、地下ダム止水壁を構築する実施工時に地盤改良機からデータを収集し、解析することにより基盤層深度を推定する手法について検討を実施した。1つ目の仲原地下ダム(モリガホ中央部)工事では、地盤改良機から深度ごとの「吊荷重」、「負荷電流」を収集し、基盤層での変化の傾向を把握した。次の仲原地下ダム(箕谷西部)工事では、「吊荷重」、「負荷電流」に加えて削孔液の「注入圧力」のデータを収集した。そして、試験杭のボーリングデータと照らし合わせてキャリブレーションを行い、基盤層を推定するシステムを構築した。システムによる推定結果とボーリングで確認された基盤層深度を比較することにより以下の結果を得た。

(1) 基盤層の深度付近にて吊荷重と負荷電流の関係が変化する現象が確認でき、吊荷重と負荷電流の関係から推定した基盤層深度は、ボーリングによる基盤層深度と強い相関があることを確認した。

(2) オーガー先端が基盤層に貫入した後、削孔液の注入圧力が上昇する傾向を確認し、注入圧力の変化から推定した基盤層深度は、ボーリングによる基盤層深度と強い相関があることを確認した。

(3) 上記の2つの推定手法を組み合わせることにより、基盤層により長く着底する安全側の推定かつ、基盤層深度をより精度高く推定できることを確認した。

以上のことから、先行削孔中に取得できるデータであるオーガー吊荷重、減速機の負荷電流、削孔液の注入圧力からリアルタイムで基盤層深度の推定が可能であることを確認した。

第4章は、実施工での検討では基盤層深度を正確に把握できている箇所が少なかったため、SMW工法の先行削孔を定性的に模擬した小型オーガー掘削機を製作し模型試験を実施することで、本手法の再現性の確認と精度検証を行うことにより、以下の結果を得た。

(1) 実施工で確認された傾向と同様に、荷重と負荷電流の関係が変化する現象が確認できた。3.2.3節で示した押付荷重と負荷電流の関係から推定した基盤層深度は、作製土槽の基盤層深度と非常に強い相関があることを確認した。

(2) 実施工と同様にオーガー先端が基盤層に貫入した後、削孔液の注入圧力が上昇する傾向を確認した。3.2.4 節で示した注入圧力の変化から推定した基盤層深度は、作製土槽の基盤層深度と非常に強い相関があることを確認した。

以上のことから、本研究で提案している先行削孔中に取得できるデータであるオーガー吊荷重、減速機の負荷電流、削孔液の注入圧力からリアルタイムで基盤層深度を推定する手法の有効性を確認することができた。

第 5 章では、近年さまざまな分野で実用化が進んでいる機械学習による基盤層深度の検出を試みた。ロジスティック回帰分析のアルゴリズムを用いた機械学習の解析モデルを構築し、第 3 章および第 4 章で収集したデータに対し基盤層の判定を行った。その結果として、機械学習による基盤層判定の適用可能性および課題についてまとめると以下のとおりである。

(1) 模型試験で収集したデータに対し、機械学習を用いて判定した基盤層深度は、作製土槽の基盤層深度と非常に強い相関があることを確認した。

(2) 模型試験で収集したデータに対し、機械学習を用いて判定した基盤層深度の誤差が大きかった 1 ケースについては、過学習かモデルが適応していない可能性がある。

(3) 実施工時に地盤改良機から収集したデータに対し、機械学習を用いて判定した基盤層深度は、ボーリングによる基盤層深度に比べ大きい(深い)値となる傾向が認められたが、強い相関があることが確認できた。

(4) 実施工時に地盤改良機から収集したデータに対し、機械学習を用いて判定した基盤層深度は、ボーリングによる基盤層深度に比べ大きい(深い)値となる要因としては、吊荷重、負荷電流、注入圧力が基盤層の傾向に変化し始めるには、ある程度オーガー先端が基盤層に貫入する必要がある(補正值 ΔL_1 および ΔL_2) が、本研究で使った解析モデルでは、この傾向が反映されていないことが考えられる。

以上のことから、本章で行った機械学習によるデータ解析により、地下ダム止水壁構築時に機械学習による基盤層深度を判定できる可能性を確認した。

6.2 今後の課題

本研究では、SMW 工法による地下ダム止水壁構築時に得られるデータ(地盤改良機より収集するオーガー「吊荷重」と減速機の「負荷電流」のデータ、削孔液の「注入圧力」)よりリアルタイムで定量的かつ客観的に基盤層深度の推定が可能であることを確認した。しかし、実施工での精度検証のデータ数がまだ不足している。より信頼性を得るためにさらなる調査・研究が必要であり、現在もデータの蓄積を継続している。

また、機械学習に関しては、非常に大きな可能性を秘めているが、過学習を抑えるなど解析モデルの設定パラメーターの最適化を図る必要や時系列データを扱う RNN (Recurrent Neural Network) や LSTM (Long-short term model) のアルゴリズムの使用も含めてモデルの検討が必要であると考えられる。

今後の検討により、システムの推定精度と信頼性を向上させることにより、図 6.1 に示すように、オーガー刃先に付着した土塊を目視確認することに加えて本手法を活用し着底深度

を連続的に把握することにより、確実な根入れ長を確保することができ、遮水性の向上を図ることができる。と考える。

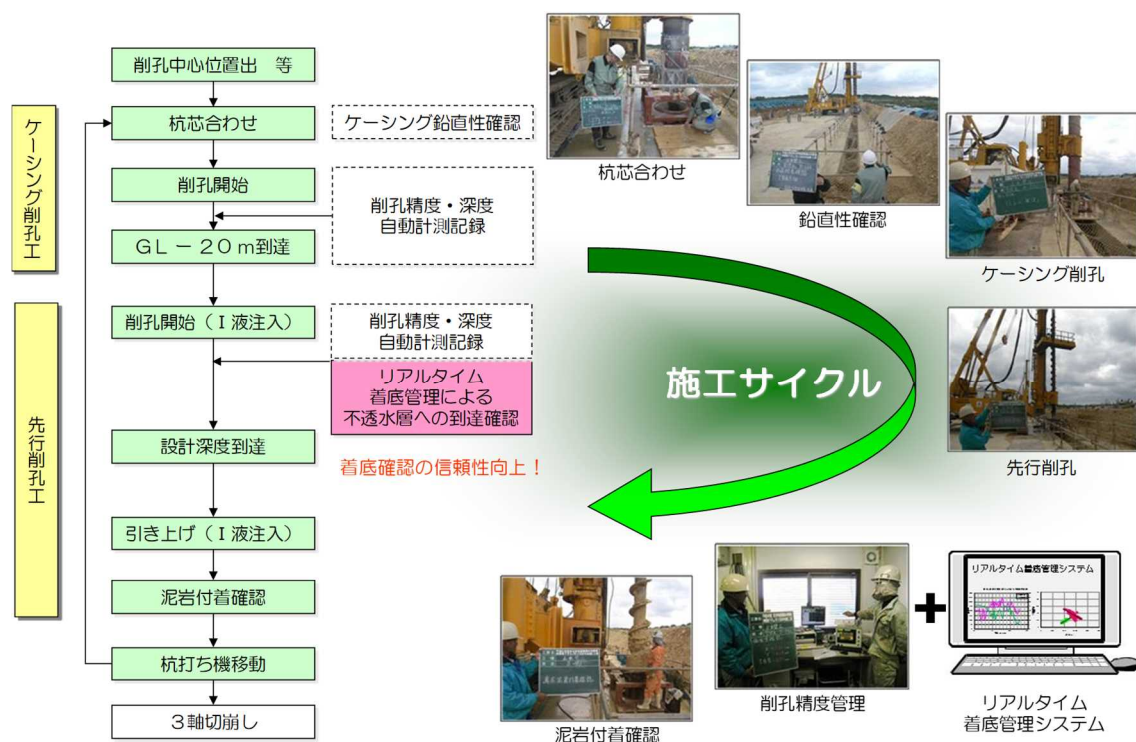


図 6.1 本手法を活用した施工サイクル

【謝辞】

本研究を進めるにあたり、多くの方々からご指導、ご協力、ご支援いただきました。ここに深く感謝申し上げます。

まず、本研究を熱心に御指導いただき、学位論文としてまとめる機会を与えていただいた日本大学大学院生産工学研究科土木工学専攻 渡部正教授に心より感謝申し上げます。社会人博士課程としての3年間は、なかなか研究に専念する時間を取れず、何度も諦めかけましたが、ここまで来ることができたのも全て先生の御指導・アドバイスあってのことです。

副査である日本大学大学院生産工学研究科土木工学専攻 小田 晃教授、西尾伸也教授には、博士論文のとりまとめ、研究発表に向けてのご指導、ご鞭撻を賜り深く感謝申し上げます。

また勤務先である株式会社竹中土木には、このような研究機会を与えて頂き深く感謝しております。技術・生産本部技術開発部長 川崎哲人様をはじめ、技術開発部のメンバーには、研究遂行するにあたり様々な面で御指導、御協力頂き、心より感謝申し上げます。

3章において、株式会社竹中土木 荻野寿一様、大谷長由様、松下正明様、市川晃央様およびライト工業様、成幸利根様には、実施工での検証に御協力いただき深く感謝申し上げます。4章においては、株式会社竹中土木 川口育英様、大坪孝太郎様には、模型試験をサポートしていただき心から感謝いたします。5章においては、日本大学大学院生産工学研究科 小久保雅人様には、機械学習のモデル作成やパラメーター設定について御協力いただき深く感謝申し上げます。

最後に、心身ともにサポートしてくれた妻に深く感謝申し上げます。