

新横山橋ケーソン基礎軟弱地盤対策

伊吹 真一¹・高村 圭一²・竹中 敏雄²・磯 友治³

¹正会員 工修 鉄建建設株式会社 土木技術部 (〒101-8366 東京都千代田区三崎町二丁目5-3)

²正会員 鉄建建設株式会社 土木技術部 (〒101-8366 東京都千代田区三崎町二丁目5-3)

³鉄建・リエンガル異工種特定建設工事共同企業体 (〒501-0804 岐阜県揖斐郡揖斐川町東横山上平1097-2)

設計・施工一括発注方式である新横山橋工事において、ケーソン基礎支持層付近に事前の調査では発見されていない軟弱地盤の存在が確認された。調査の結果、 $\phi 7\text{m}$ 、深さ8mの軟弱地盤が存在し、基礎の安全性が損なわれると考えられた。軟弱地盤対策として、ケーソンを水平方向に6.0m移動、深さ方向に5.5m掘削し、軟弱地盤を包含し除去する方法を採用した。また、比抵抗トモグラフィーを実施し、軟弱地盤がケーソン周辺に存在しないことを確認した。

キーワード:軟弱地盤, ケーソン基礎, 比抵抗トモグラフィー

1. まえがき

高度技術提案型設計・施工一括発注方式の試行工事である新横山橋工事において、ケーソン基礎支持層付近に軟弱地盤が発見された。追加ボーリング調査の結果、局部的に直径7m前後、深さ8mの軟弱粘土地盤が存在し、ケーソン基礎の安全性が損なわれると考えられた。

ここでは、軟弱地盤の出現という想定外の事象の調査および対策について報告する。

2. 工事概要

本橋は横山ダムを横断する2径間連続PCエキス

トラードード橋であり、P1橋脚基礎には軟岩層を支持層とするニューマチックケーソン工法によるケーソン基礎を採用した。橋りょう側面図(当初設計)を図-1に示す。

一般に、2径間連続ラーメン橋の橋脚位置は、上部工の経済性と施工性の面から、できるだけ橋センター付近に配置した方がバランスがとれて有利である。しかし、本橋の地形条件では、橋脚位置をできるだけ水深が浅く地盤が平面に近い左岸側に配置した方が、下部工の経済性と施工性の面から有利である。したがって、橋脚位置は上下部含めた全体的な経済性と施工性を考慮し、湖底の地形から上下部含めて最も経済的となる径間割を選定した結果、図-1に示すような不等径間となった。

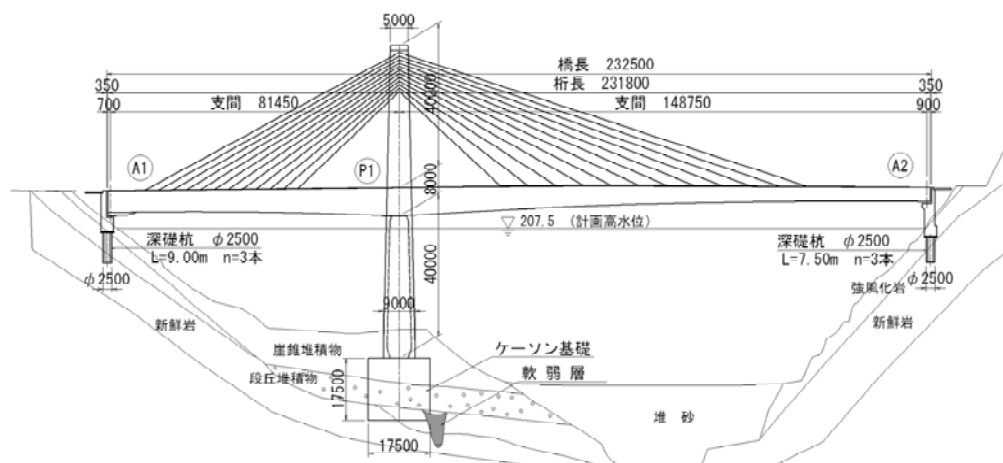


図-1 橋りょう側面図(当初設計)

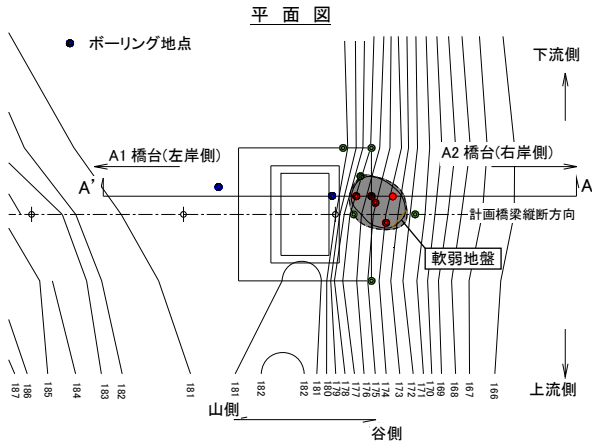


図-2 軟弱地盤位置図



写真-1 軟弱粘土

また、当工事では、水深が深く高压気となりケーソン躯体のみでは沈設荷重が不足するため、橋脚躯体の構築とケーソンの沈設を併行して行うピアケーソン工法を採用している。

3. 軟弱地盤の調査

ケーソン施工に先立つ地中ガス調査ボーリング時に N 値 = 0 (ロッド自沈) の軟弱粘土がケーソン床付け部に存在することが判明した。このため、計画ケーソン付近において追加ボーリング調査を実施し、軟弱地盤の分布範囲と成因について調査した。

(1) ボーリング調査

計画ケーソン付近のボーリング調査位置を図-2に示す。当該地盤には基盤として美濃帯(中生代)の砂岩やチャートを主体とする強風化岩、その上位に層厚5m程度の段丘堆積物、崖錘堆積物が分布し、最上部には横山ダム建設時に造成されたと考えられる旧盛土層が分布している。

追加ボーリング調査の結果、軟弱地盤について以下のことが判明した。

- ・含水が多く、極めて軟質でクリーム状を示すが

強い粘性を有する。また、 $\phi 10\text{mm}$ 程度の礫を有している。

- ・軟弱地盤の範囲は直径7m前後、深さ8mであり、ケーソン谷側に局部的にポットホール状に分布する。

(2) 軟弱地盤の成因

軟弱地盤の成因推定するために、以下の方法を用いた。

- ・ボーリング柱状図
- ・文献調査 (横山ダム工事誌など)
- ・強熱減量試験
- ・簡易スレーキング試験 (浸水崩壊度試験)
- ・放射性炭素年代測定

調査結果を基に軟弱地盤の成因として、以下が挙げられた。

- (1) 旧河床の凹地部に溜まった堆積物
- (2) 人工的に掘削した坑に溜まった堆積物
- (3) 基盤岩の強風化帯
- (4) 空隙(鍾乳洞)に溜まった堆積物

放射性炭素年代測定から粘性土の形成年代が27000年前であり、段丘堆積物とほぼ同時期に形成されたと推定されるが、段丘堆積物が上位に堆積しているにも関わらず、軟弱粘性土は圧密しておらずN値は0を示している。また、簡易スレーキング試験からも基盤岩は粘土化に至らず、基盤岩の強風化が原因でないと考えられたなど、いずれも矛盾点があり、成因の特定をすることが出来なかった。

(3) 調査結果

ボーリング調査および成因の推定の結果、軟弱地盤は局所的なもので、通常のボーリング調査で見えが困難であり、またその発生要因も特定できない。したがって、ケーソン床付部の軟弱地盤を事前に予測することができない特別なケースと考えられた。

4. 軟弱地盤対策

軟弱地盤対策は『軟弱部の影響を解消して構造物を構築する』ことを基本方針とし、軟弱地盤処置およびケーソン位置、構造形式の変更を検討した。

(1) 橋脚位置

軟弱地盤対策は、構造成立性、施工性、経済性から図-5、表-1に示す4案に絞り比較検討を行った。比較検討の結果、ケーソン位置を水平方向に6.0m移動、5.5m追加掘削し、ケーソンで軟弱地盤を包含し除去する④案を採用した。

この対策の決定要因は軟弱地盤を直接掘削し確実に除去できるため信頼性が高いことである。他の対策は軟弱地盤を高圧ジェットで切削し、水中不分離コンクリートで置換するのに対し、採用案はケーソン掘削と同時に軟弱層を撤去できる。ケーソン沈下完了後、完全に除去したことを目視で確認することが可能である。

なお、ニューマチックケーソン工法において水深40m以上では圧気装置にヘリウム設備が必要となることから、軟弱地盤の撤去が可能でヘリウム設備が必要とならない掘削深さをを設定した。

ケーソン沈下完了後、残りの軟弱地盤は人力作業により撤去し、完全に軟弱地盤が除去されたことを目視により確認し、コンクリートで置換する。

(2) ケーソン構造の変更

設置位置が谷側に6.0m移動し、水深が深くなるため、当初計画の鋼矢板一重締切り工による築島方式では安全性が確保できず、二重締切り工または鋼管矢板締切り工に変更する必要がある。さらに、工程短縮の要請からダム水位が高い時期での施工が必要であるため、鋼殻吊降し方式に変更を行った。

鋼殻ケーソンの吊降し手順を図-4に示す。組立架台上で組立てられた鋼殻ケーソンをグリッパーロッドとセンターホールジャッキ(200t×6台)で吊り、組立架台を撤去したのちに鋼殻ケーソンを吊り下ろした。(写真-2,3)

また、軟弱地盤掘削のためケーソン位置を5.5m深い位置に変更し軟岩層へ根入れが深くなった。そのため、ケーソン基盤として安定性が高まり、ケーソン寸法が小さくなった。

なお、本工事における鋼殻寸法は平面16m×16m、高さ18mであり、鋼殻吊降し式では、国内最大のものとなっている。

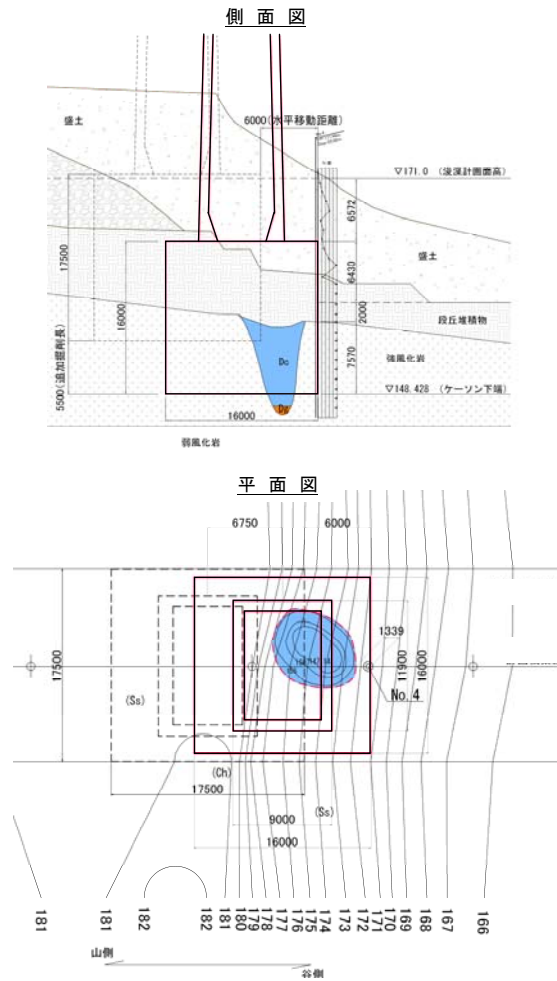


図-3 ケーソンと軟弱地盤の位置

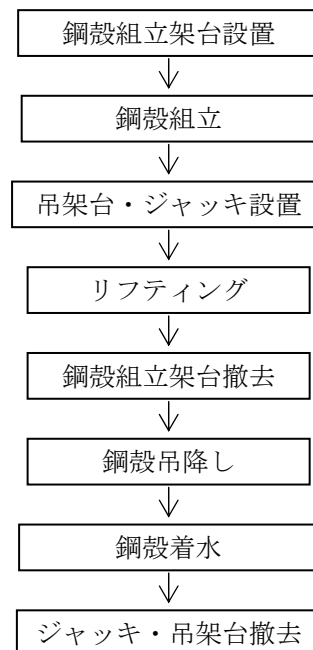


図-4 鋼殻ケーソン吊降し手順

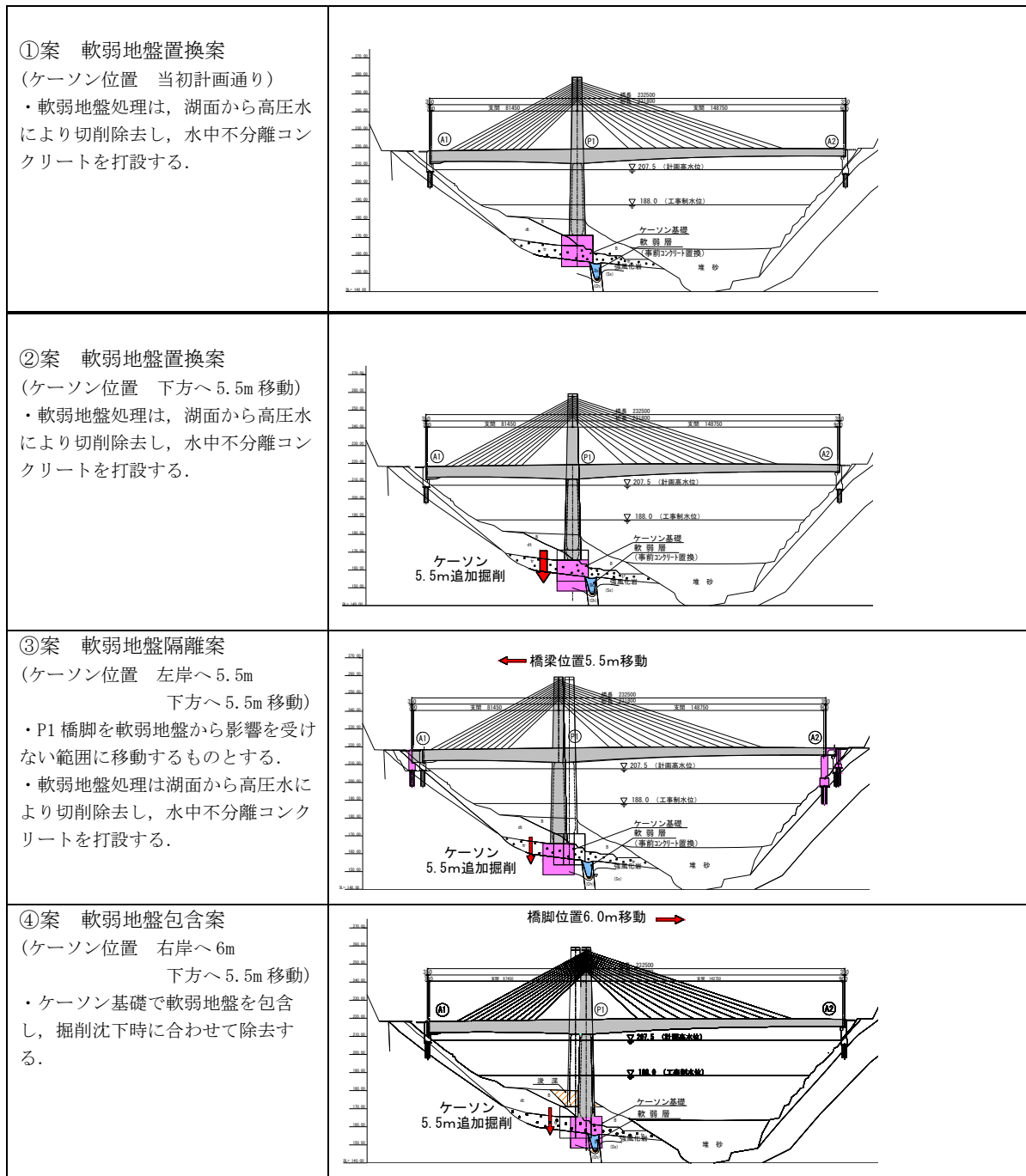


図-5 軟弱地盤対策工

表-1 軟弱地盤対策工の比較

	①案 軟弱地盤置換案		②案 軟弱地盤置換案		③案 軟弱地盤隔離案		④案 軟弱地盤包含案	
軟弱地盤処理	事前コンクリート置換	△	事前コンクリート置換	△	事前コンクリート置換	△	直接撤去	◎
ケーソン施工	止水壁必要	△	止水壁必要	△	当初計画どおり	○	止水壁必要	△
上部工	当初計画どおり	○	当初計画どおり	○	当初計画どおり	○	支間長変更 アンバランスモーメント有利	◎
工程(遅れ)	10ヶ月	△	10.5ヶ月	△	9.5ヶ月	△	10.5ヶ月	△
コスト	○		×		×		○	
総合評価	×		×		×		○	



写真-2 鋼殻組立て



写真-3 鋼殻ケーソン吊降し

(3) 斜面地盤の安定性の検討

ケーソンの設置位置が斜面側に6.0m移動したため、施工中におけるケーソン基礎の安定性が確保できているかを、円弧すべりを想定した安定検討を行った。

その結果、頂版コンクリート打設時において、斜面地盤の安定性が確保できていないことから、地盤改良を行うことにより安定性を確保することとした。

また、刃口先端が山側は崖錐堆積物に到達するのに対し谷側は盛土層中であることから刃口先端部の地盤支持力が山側と谷側で異なることとなる。そこで、盛土層の地盤支持力を強化させることにより掘削沈下時の不等沈下を抑止する目的でも地盤改良を施工するものとした。

地盤改良は鋼殻ケーソン組立前に、砂礫土に適し水質に影響の小さい二重管ダブルパッカー工法で実施した。改良強度を $q_u = 300\text{N/m}^2$ 、改良幅は1.9mと

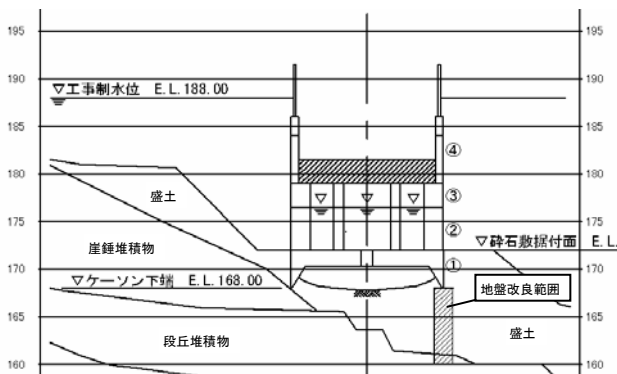


図-6 地盤改良範囲

した。ダム湖水の水質の影響を低減するため、リーク対策として改良体の上側にシリカゾル（中性グラウト）を注入した。

5. 比抵抗トモグラフィ

軟弱地盤対策として、橋脚位置を変更し軟弱地盤をケーソンで包含し掘削撤去する案が最適と考えられた。しかし、ボーリング調査で確認されている軟弱地盤の規模がこれ以上大きくないこと、また更なる軟弱地盤が周辺に存在しないことなど、同様な地盤リスクが繰返し発生することを回避する必要がある。ここでは、ケーソン周辺の地盤状況を把握することができる比抵抗トモグラフィを実施した。

(1) 調査概要

比抵抗トモグラフィは地盤に人工的に電流を流し、そのとき生じる電位を測定することにより比抵抗値を求め、地盤状況を推定する方法である。測定された見かけの比抵抗値から、地盤の真の比抵抗値を数値解析により求め、その分布を映像出力し、出力された映像パターンにより地盤構造、地盤状況の判定を行う。

図-7に示すように比抵抗トモグラフィは8断面で実施した。測定に際してはP1ケーソン位置を取り囲むように測線を設定し、測線上に一定間隔で電極を多数配置して多くの地点での測定を行った。

(2) 電極の配置

使用ボーリング孔はA～Eの5孔である。そのうち、A～Dの4孔はケーソン基礎の隅角部とし、ケーソン基礎の谷側傾斜部はケーソンの安定上重要な

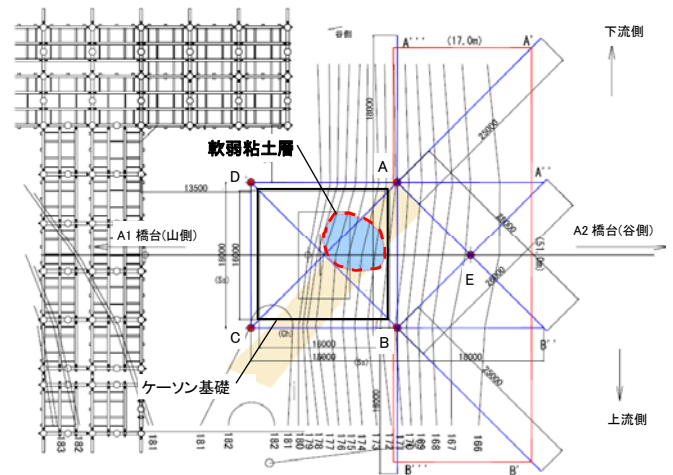


図-7 比抵抗トモグラフィ調査概要図

要素であったため、E孔を設け5孔とした。

湖底電極ならびに孔内電極は、多芯ケーブルに予め一定間隔で電極とする裸金属線を巻きつけたものであり、設置位置がずれないように適当な間隔で絶縁処理した錘をつけた。電極配置図を図-8に示す。湖底電極の配置は、多芯電極ケーブル(電極間隔2m)を湖底に敷設することで行った。また、孔内電極の設置は、多芯電極ケーブル(電極間隔1m)をボーリング孔内に垂らすことで行い、遠電極は測定位置から上流および下流方向に300m程度離れた湖岸(陸上部)に電極棒を打ち込み設置した。

(3) 調査結果

図-9に断面A'-Cの比抵抗トモグラフィ解析結果を示す。軟弱部を反映した低比抵抗部(100~125 Ω m)が認められ、その分布は既往ボーリング調査で確認された軟弱地盤の分布範囲とほぼ一致していることが確認できた。

また、比抵抗トモグラフィ結果から、ボーリング調査で確認された軟弱部以外の軟弱部は存在せず、再発リスクが回避できると判断できた。

6. おわりに

新横山橋工事における、ケーソン支持層付近の軟弱地盤対策について報告した。軟弱地盤対策として、ケーソンで軟弱地盤を包含し、確実に撤去できる方法を選択した。また、比抵抗トモグラフィにより、周辺に軟弱部がないことを確認し、再発リスクを回避した。

現在、鋼殻の吊降しおよびケーソン構築が終了し、橋脚を構築しながら、同時に沈下掘削を行っている。本工事はピアケーソン工法でダム湖底に橋脚基礎を構築するため、高さ47.0mの橋脚を構築しながら掘削を行うピアケーソンとして、沈下精度も要求されている。また作業気圧も高く、支持層付近は軟岩であることから発破掘削が必要となるため、現場全員のリスク管理意識の向上を図って対応している。

最後に、新横山橋の設計・施工および軟弱地盤対策にあたりご指導、ご助言をいただいた「新横山橋工事P1橋脚軟弱層検討委員会」の岐阜大学教授である八嶋厚委員長をはじめとする委員の皆様など関係各位に対して、紙面を借りて深く感謝を申し上げます。

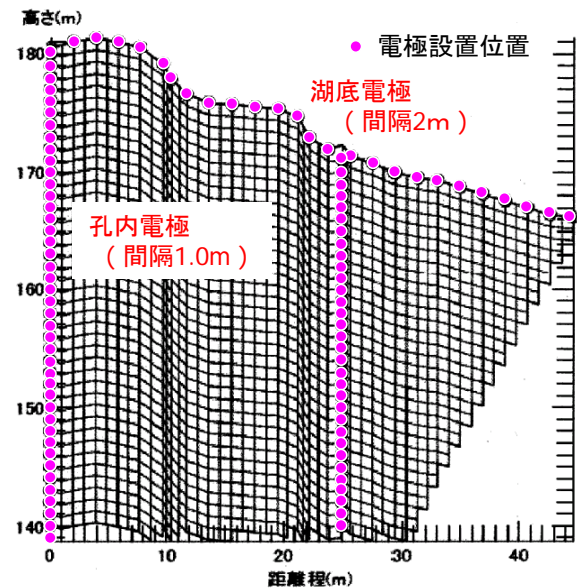


図-8 電極配置

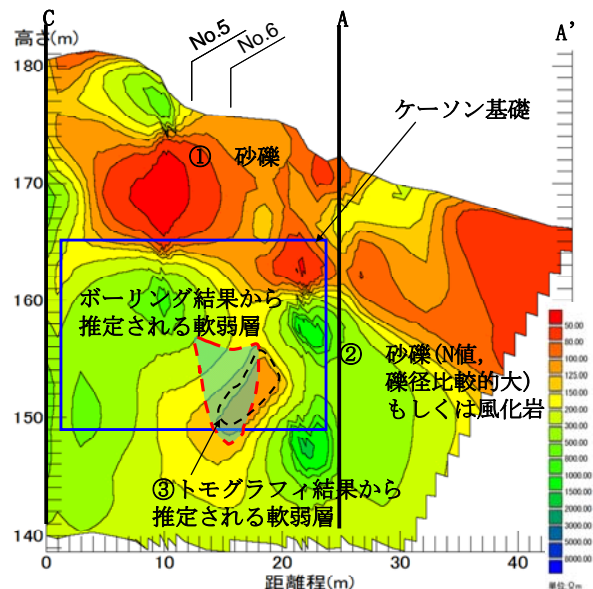


図-9 比抵抗トモグラフィ解析結果



図-10 完成予想図