

土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの 開発に関する研究

— 基礎的実験編 —

共同研究報告書

平成21年12月

独立行政法人 土木研究所
日特建設株式会社
三信建設工業株式会社
大日本土木株式会社
岡三リビック株式会社
ケミカルグラウト株式会社

Copyright © (2009) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの 開発に関する研究

— 基礎的実験編 —

独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術）	主席研究員	小橋 秀俊
日特建設株式会社	技術本部	次 長	菅 浩一
三信建設工業株式会社	技術開発本部	本部長	所崎 茂
大日本土木株式会社	土木本部エンジニアリング部	部 長	佐溝 時彦
岡三リビック株式会社	ジオテクノ本部 技術部	部 長	三澤 清志
ケミカルグラウト株式会社	西日本支社 設計部	設計部長	佐藤 守

(いずれも代表者のみ)

要 旨

用地制限のある掘削構造等の土留め支保工の工期短縮・コスト縮減を目的に、高耐力のアンカー技術である拡径型アンカー工法の開発を目的とし、独立行政法人土木研究所、日特建設株式会社、三信建設工業株式会社、大日本建設工業株式会社、岡三リビック株式会社、ケミカルグラウトにより、3グループの体制で平成18年度から3ヵ年にわたり「土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その1）～（その3）」に関する共同研究を実施してきた。

本報告書は、3グループの共同研究において共通の検討事項である、拡径型アンカーの引抜き特性について検討するために実施した遠心模型実験および実大実験等の基礎的実験の成果をとりまとめたものである。

キーワード：掘削構造、土留め、グラウンドアンカー、拡径型アンカー、引抜き

ま え が き

平成14年の「公共工事コスト構造改革プログラム」等において規格の見直し等によるコスト構造改革の推進が位置づけられている。これに伴い、掘割構造や土留・擁壁構造についても工期短縮・コスト縮減が望まれる。通常、掘割構造部を施工する際、山留め壁を構築し、切梁やグラウンドアンカーなどの支保工を併用するが、都市部等では、用地境界の問題でアンカー長を短くする必要があることや、地盤が軟弱な場合にはアンカー長が極端に長くなるなどの問題がある。これらの問題を解決できる高耐力のアンカー技術を開発することにより、最小限の用地内で工期短縮・コスト縮減が可能となる。

そこで、高耐力のアンカー技術であるアンカー体部を拡大させた拡径型アンカー工法を開発することを目的に、独立行政法人土木研究所と民間3グループにより、下表に示す体制で平成18年度から3年にわたり共同研究を実施した。

本報告は、3グループの共同研究における共通の検討事項である、拡径型アンカーの引抜き特性について検討するために実施した遠心模型実験および実大実験等の基礎的実験の成果をとりまとめたものである。

なお、拡径型アンカー工法の各工法の施工法等に関する内容については、以下を参照されたい。

- ・ 土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その1）－スプリッツアンカー－
- ・ 土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その2）－CPGアンカー－
- ・ 土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その3）－Expander Body Anchor－

共同研究の体制

土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その1）	独立行政法人土木研究所 日特建設株式会社
土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その2）	独立行政法人土木研究所 三信建設工業株式会社 大日本土木株式会社 岡三リビック株式会社
土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その3）	独立行政法人土木研究所 ケミカルグラウト株式会社

共同研究担当者

	所 属	役 職	氏 名
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術）	主席研究員	小橋 秀俊
	技術推進本部（施工技術）	前主席研究員	大下 武志
	技術推進本部（施工技術）	主任研究員	宇田川義夫
	技術推進本部（施工技術）	研 究 員	澤松 俊寿
	技術推進本部（施工技術）	交流研究員	林 豪人
日特建設株式会社	技術本部 技術開発グループ	次 長	菅 浩一
	技術本部 技術営業グループ	部 長	三上 登
	技術本部 技術開発グループ	課長代理	岡崎 賢治
	東京支店 事業部技術部	課 長	外崎 亘
	技術本部 技術開発グループ	係	板垣あすか
三信建設工業株式会社	技術開発本部	本 部 長	所崎 茂
	第二事業部	部 長	山崎 淳一
	技術開発本部	部 長	新坂 孝志
	技術開発本部	課 長	和田 宏幸
	技術開発本部	主 任	森脇 光洋
大日本土木株式会社	エンジニアリング部	部 長	佐溝 時彦
	エンジニアリング部	担当課長	伊藤 秀行
岡三リビング株式会社	ジオテクノ本部	部 長	三澤 清志
	ジオテクノ本部 技術部 技術企画室	室 長	小浪 岳治
	ジオテクノ本部 技術部 技術企画室	課 長	工藤 章光
	ジオテクノ本部 技術部 技術企画室	課長代理	小林 悟史
ケミカルグラウト株式会社	西日本支社 設計部	設計部長	佐藤 守
	首都圏支店 建築基礎部	工事課長	岩井田義夫

目次

1. はじめに.....	1
1.1. 研究の目的.....	1
1.2. 研究内容.....	1
2. 拡径型アンカー引抜き時における地盤の変形挙動.....	3
2.1. 概要.....	3
2.2. 遠心模型実験による地盤変形の観察.....	3
2.2.1. 実験概要.....	3
2.2.2. 実験方法.....	3
2.2.3. 実験ケース.....	10
2.2.4. 実験結果.....	11
2.3. 数値解析による地盤変形のシミュレーション.....	17
2.3.1. 解析方法.....	17
2.3.2. 解析結果.....	22
2.4. まとめ.....	26
3. 遠心場における拡径型アンカーの引抜き実験.....	27
3.1. 実験概要.....	27
3.2. 実験方法.....	27
3.3. 実験結果.....	31
3.3.1. 拡径型アンカーの引抜き挙動.....	31
3.3.2. アンカープレートの引抜き挙動.....	39
3.4. まとめ.....	48
4. 大型土槽を用いた拡径型アンカーの引抜き実験.....	49
4.1. 実験概要.....	49
4.2. 実験方法.....	49
4.3. 実験ケース.....	57
4.4. 実験結果.....	58
4.5. まとめ.....	59
5. 全体のまとめ.....	60

参考文献

1. はじめに

1.1. 研究の目的

平成14年の「公共工事コスト構造改革プログラム」等において規格の見直し等によるコスト構造改革の推進が位置づけられている。掘削構造や土留・擁壁構造についても工期短縮・コスト縮減が望まれる。従来、高架構造が一般的であった都心部の道路事情は、周辺環境への配慮やオープンスペースの有効利用のため、地下構造化、半地下構造化が進んでいる。

一般に、掘削構造部を施工する際、山留め壁を構築して切梁やグラウンドアンカー（以下、アンカーという）などの支保工を併用する。しかし、切梁工法では仮設の規模が大きくなりがちである。また、アンカー工法では支持層に定着させる必要があるため、支持層が深いとアンカー長が極端に長くなり、用地境界内での施工が困難な場合が多い。そのため、従来のアンカーに比べて、短いアンカー長で比較的軟弱な地盤でも確実に支保できるアンカー工法の必要性は大きい。

本共同研究は、このニーズに応えるべく、図 1-1に示すように自由長部に比べて先端の定着長部を拡大させたアンカーである拡径型アンカー工法の開発を目的としている。

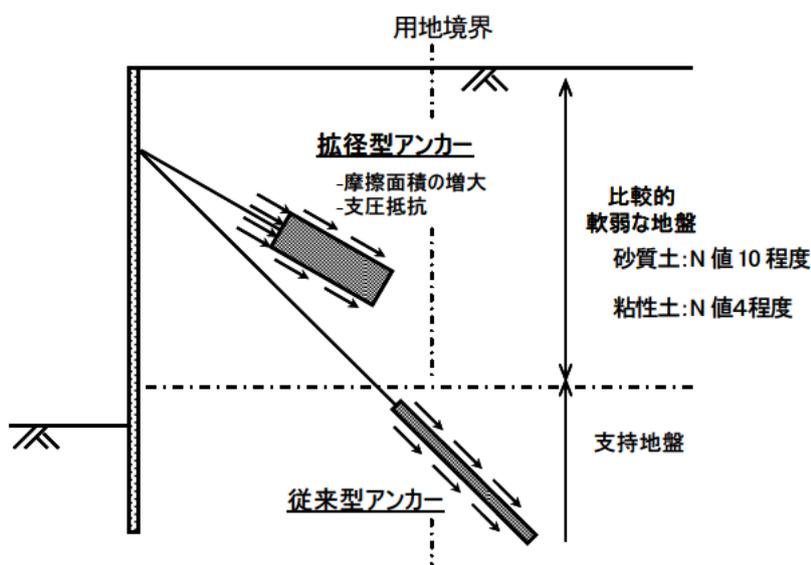


図 1-1 従来型のアンカーと拡径型アンカー

1.2. 研究内容

本共同研究における研究内容を以下に示す。

(1) 拡径型アンカーの引抜き特性に関する基礎的実験

拡径型アンカーは、アンカー体部の拡大により摩擦面積が増大することに加え、支圧抵抗が期待できる。しかしながら、引抜き時の摩擦成分と支圧成分の複合的な挙動は十分に解明されておらず、明確な設計法が確立していない。また、十分な引抜き試験データが蓄積されていないため、経験的に引抜き抵抗力を推定することも困難である。

そのため、拡径型アンカーの遠心場における引抜き実験および実大引抜き実験を実施し、拡径型アンカーの引抜き特性について検討した。

(2) 拡径型アンカー工法の開発

本共同研究においては、表 1-1に示す3グループでそれぞれ拡径型アンカー工法の実施した。土砂地盤中の半地下構造の山留壁は、柱列式ソイルセメント杭（略称：SMW）相当の山留壁の支保をアンカーとすることを想定し、本共同研究において開発するアンカーに要求される性能は以下を目標とした。

- ・ N値4程度（粘性土）、10程度（砂質土）：地下水（自由水）あり
- ・ 設計アンカー力400kN程度（極限耐力600kN以上）
- ・ 仮設アンカー

表 1-1 共同研究の体制

土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その1）	独立行政法人土木研究所 日特建設株式会社
土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その2）	独立行政法人土木研究所 三信建設工業株式会社 大日本土木株式会社 岡三リビック株式会社
土砂地盤を対象とした高耐力アンカーの開発に関する研究（その3）	独立行政法人土木研究所 ケミカルグラウト株式会社

本報告書は、このうち、(1) 拡径型アンカーの引抜き特性に関する基礎的実験の成果について取りまとめたものである。

2. 拡径型アンカー引抜き時における地盤の変形挙動

2.1. 概要

従来のアンカーは図 1-1に示すように、アンカー体周面と地盤との間の摩擦抵抗により引抜き抵抗を発揮する。これに対し、拡径型アンカーは、摩擦成分と支圧成分の複合的な挙動により引抜き抵抗を発揮する。しかしながら、それらの挙動には不明な点が多く、引抜き抵抗に関する明確な設計法が確立されていない。また、十分な引抜き試験データが蓄積されていないため、引抜き抵抗力の推定も困難である。

支圧抵抗を考慮した拡径型アンカーの引抜き力を算定するためには、アンカー体前面における支圧抵抗により地盤が破壊に至るまでの挙動を明らかにする必要がある。鉛直上向への引抜きに伴う支圧抵抗の挙動については、古くから鉄塔基礎等において多くの研究^(例えば¹⁾)がなされているが、土留め壁等においてアンカーが打設される水平や斜め方向への引抜きについては、十分とは言いがたい。

本章では、拡径型アンカーの引抜き挙動の特徴である支圧抵抗の発揮メカニズムについて検討するために、遠心模型実験によりアンカー傾角 0 から 90°の場合における支圧抵抗による地盤変形の観察を行った。また、有限要素法による数値解析を実施し、遠心模型実験との比較を実施した。

2.2. 遠心模型実験による地盤変形の観察

2.2.1. 実験概要

地盤が均質であれば、アンカーの引抜きによる地盤の変形は、アンカーの軸をとる鉛直面によって鏡像対称が成立すると考えられる。このとき、拡径型アンカー体の支圧面の形状は半円となる。

土槽ガラス面において鏡像対称を再現できる、半円形の拡径型アンカー模型を砂地盤中に設置し、遠心場において引抜きを行った。ガラス面における地盤変形の観察を容易にするために、ガラス面付近に色砂を線状に配置した。地盤変形は CCD カメラにより撮影した。

2.2.2. 実験方法

(1) 実験装置

① 遠心力载荷試験装置

土木研究所が所有する遠心力载荷試験装置を用いた。表 2-1に遠心力载荷試験装置の緒元を、写真 2-1に遠心力载荷試験装置を示す。

有効回転半径	3.5m
最大遠心加速度	140G
最大積載質量	1000kg



写真 2-1 遠心力载荷試験装置

② 载荷装置、土槽、土留め壁

図 2-1に実験装置の概要図を示す。土槽、土留め壁および载荷装置 (XYZ 3 方向载荷装置) からなる。水

平またはそれに近いアンカー傾角で設置された模型を引抜くために、土槽の中に空間を確保する目的で土留め壁を設置している。

土留め壁は鋼製で、30Gの遠心加速度において土圧に耐えられるよう、十分剛に設計している。また、土留め壁にはアンカー模型のロッド部を通すためにスリットを設けている。

荷重装置はX、Y、Zの3方向へ独立して移動可能であり、斜め方向へアンカー模型を引抜く場合には、XおよびZ方向に同時に移動させる。

写真 2-2に荷重装置の写真を、表 2-2に荷重装置の緒元を示す。アンカー模型の引張り側頭部と荷重装置は写真 2-2 (b)に示すようなアタッチメントを介して接続する。アンカー傾角 0°、30°、45°、90°に対応するアタッチメントを用いている。

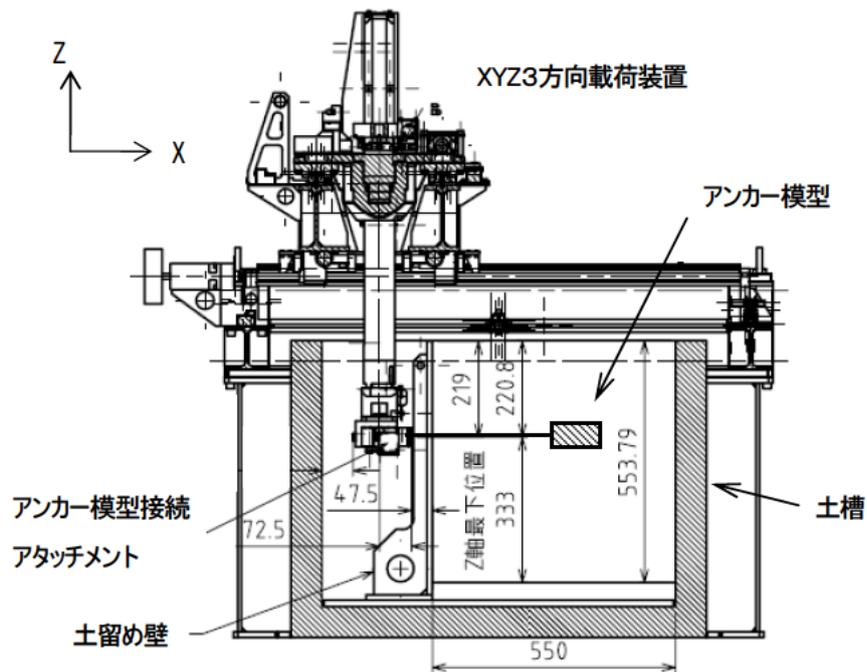
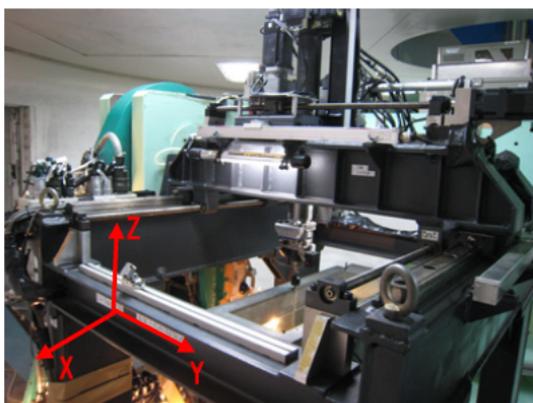
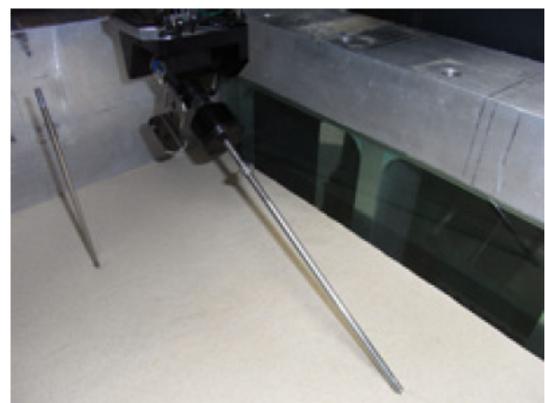


図 2-1 実験装置概要図



(a) XYZ 3 方向荷重装置



(b) アタッチメント (アンカー傾角 30°)

写真 2-2 荷重装置

表 2-2 载荷装置諸元

	X 方向	Y 方向	Z 方向
最大加力	10 kN	10 kN	20 kN
ストローク	0~700 mm	0~700 mm	0~385 mm
载荷速度	0.001~5.000 mm/sec	0.001~3.000 mm/sec	0.001~1.000 mm/sec

③アンカー体模型

アンカー体模型の平面図および断面図を図 2-2に、写真を写真 2-3に示す。载荷装置の構造と、载荷装置と土槽の位置関係上の制約より、ガラス面の内側からアンカー体模型のロッド中心までの距離を 60mmとせざるを得ないことから、Y方向の長さを 120mmとしている。また、支圧による引抜き抵抗を小さくするために、図 2-2に示すような断面形状としている。図 2-2の断面図において、ガラス面側の半円部分が、ガラス面における拡径型アンカーの支圧挙動を發揮する部分である。30Gの遠心場において実大換算スケールで 0.8mとなるように直径を定めている。

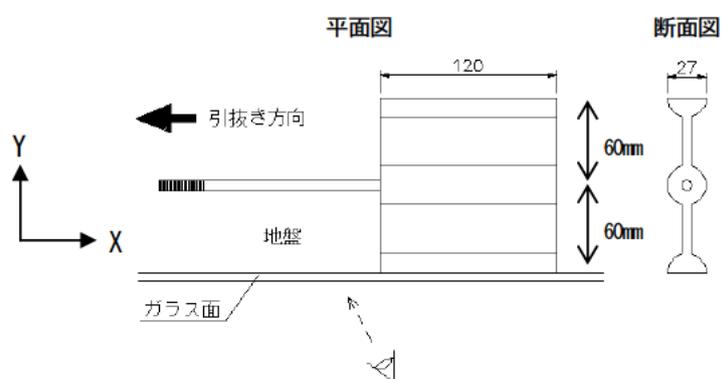


図 2-2 アンカー体模型

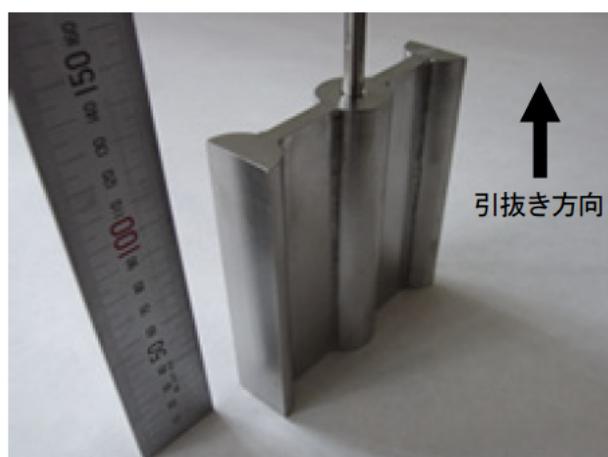


写真 2-3 アンカー体模型 (全景)

④砂降らせ装置

地盤作製法は空中落下法とし、砂降らせ装置は、図 2-3 のような構造のものを 4 つ使用している (写真 2-4)。上部の開口から砂を投入し、図中に示す孔から一定の流量で流下した砂を下部のフルイを通して均等に落下させる。フルイは粒度試験に用いる開口 2mm のものを 3 つ重ねている。事前にキャリブレーションを実施して、実験条件の密度の地盤が作製できる落下高さとし、孔の直径の組み合わせを決定した。

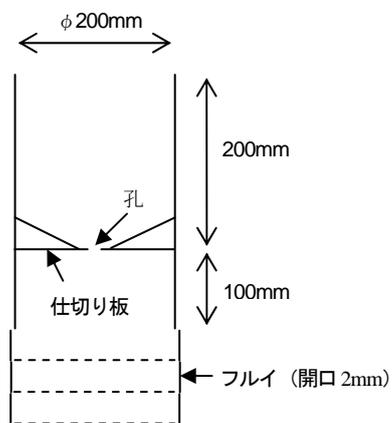


図 2-3 砂降らせ装置

写真 2-4 砂降らせ装置

(2) 地盤材料

① 豊浦砂

地盤材料として用いた豊浦砂の物理特性を表 2-3 に、三軸 CD 試験から求めたせん断抵抗角 ϕ_d と間隙比 e および相対密度 D_r の関係を図 2-4 に示す。なお、粘着力 c はほぼゼロである。

表 2-3 豊浦砂の物理特性

土粒子密度 ρ_s	2.64 g/cm ³
最小間隙比 e_{\min}	0.605
最大間隙比 e_{\max}	0.977

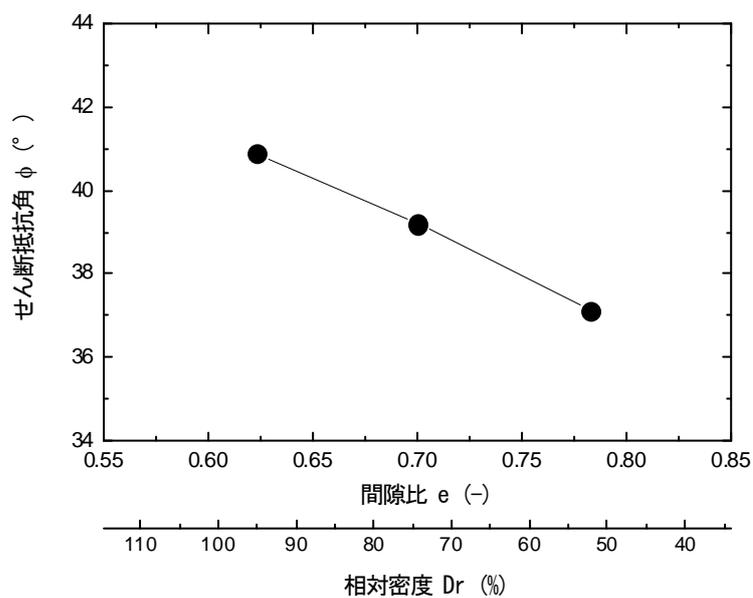


図 2-4 間隙比とせん断抵抗角の関係 (豊浦砂)

(3) 地盤の作製方法

土槽と土留め壁を写真 2-5 に示す。スリットから砂が流出しないように、ロッドの設置位置以外についてはガムテープにより閉塞する。地盤変形の観察を容易にするために、写真 2-6 に示すようにグリッドと色砂を用いて土槽のガラス面に観察用のラインを設ける。

アンカー模型下端から 50mm 下より深い地盤（下部地盤）は引抜き挙動に影響を与えないと判断し、タンパーを用いて締め固めて地盤を作製した。

写真 2-7 に示すように、ロッドを設置する位置にロッドが通る大きさの穴を開けた不織布を土留め壁の内側に設置し、ロッド周辺からの砂の流出を防ぐ。

アンカー体模型の周面と地盤との摩擦により地盤が変形することにより、支圧挙動の観察が阻害されるのを防ぐために、写真 2-8、写真 2-9 に示すような、石膏製の治具を用いてアンカー体模型を覆った状態でアンカー模型を設置する。

写真 2-10 に示すように、不織布とロッドの間の摩擦抵抗を低減するために不織布とロッドの接触部分にグリッドを塗布し、不織布に設けた孔にロッドを通してアンカー体の模型を所定の位置に設置する。

アンカー体模型設置後、写真 2-11 のように砂降らせ装置を用いて空中落下法により地盤を作製する。このときの砂降らせ装置の高さおよび孔の大きさは事前の試験により所定の相対密度となるよう設定している。所定の地盤高さを超えるまで砂を落下させた後、所定の地盤高さになるように地表面を整形する。砂の投入重量から地盤の相対密度を算出する。写真 2-12 に完成後の地盤を示す。

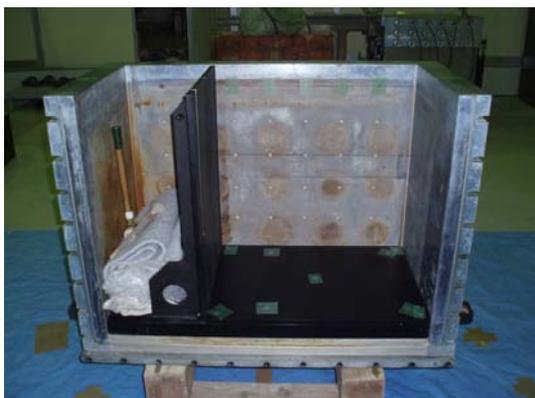


写真 2-5 土槽と土留め壁

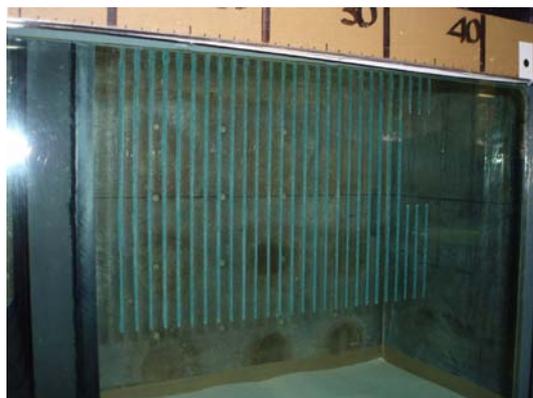


写真 2-6 色砂を塗布したガラス面

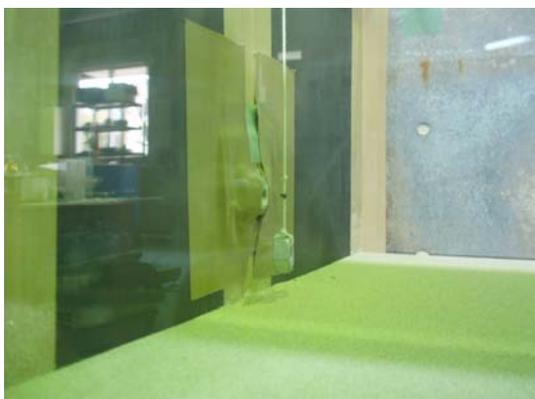


写真 2-7 不織布の設置

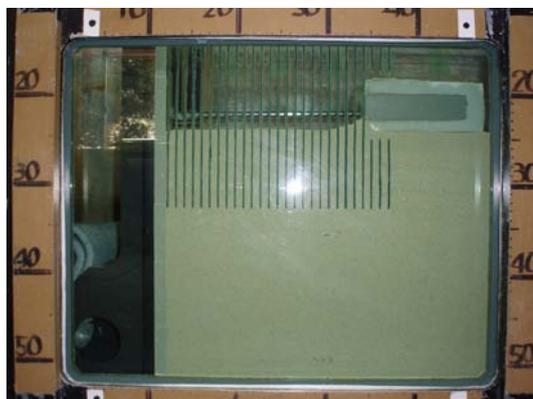


写真 2-8 アンカー模型と治具の設置



写真 2-9 アンカー模型と治具（石膏）の設置



写真 2-10 不織布とアンカーとの接点
(上方より撮影)



写真 2-11 地盤作製の様子

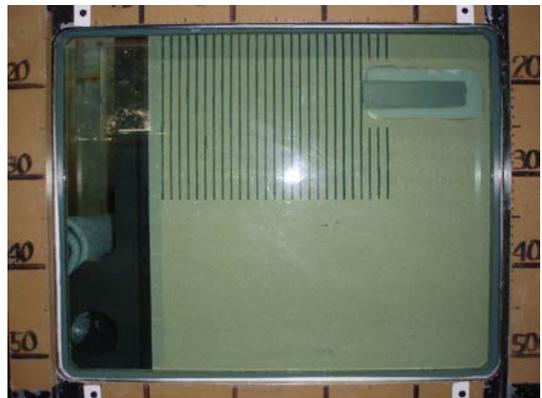


写真 2-12 地盤完成

(4) 載荷方法

XYZ 3 方向載荷装置を用いてアンカー傾角と一致する方向に、変位制御により載荷速度 0.05mm/sec のもと引抜きを実施する。アンカー傾角 30° のケースにおいては、XYZ 3 方向載荷装置の X、Z 軸の 2 つを同時に作動させ、アンカー軸方向の引抜き速度を 0.05mm/sec にしている。

(5) 計測方法

①引抜き荷重

ロードセルによりアンカー軸方向の引抜き荷重を測定する。ロードセルは、写真 2-2(b)に示すように、XYZ 3 方向載荷装置とアンカー模型の接続部（アタッチメント）に取り付けている。

②地盤変形

引抜き中の土槽ガラス面における地盤の変形を CCD カメラにより撮影する。地盤変形の観察を容易にするために、色砂を用いて地盤に等間隔に横方向のラインを入れている。なお、アンカー傾角 0° の場合においては、土槽ガラス面の大きさと載荷装置の機構等との関係から、地表面付近は撮影範囲外である。

③引抜き変位

引抜き変位は、引抜きの変位速度に時間を乗じることで算出した。

2.2.3. 実験ケース

表 2-4に実験ケースを示す。プレート径D、アンカー傾角 α は、現在、土留め壁等に用いられている実際の拡径型アンカーの仕様に近い値とした。

表 2-4 実験ケース

ケース	プレート径 D	アンカー傾角 α	土被り厚 H (mm)	相対密度 D_r	
				目標	実測値
Case1	27mm (0.8m)	90°	167mm (5.0m)	中詰め	78.0 %
Case2	27mm (0.8m)	30°	100mm (3.0m)	密詰め	93.3 %
Case3	27mm (0.8m)	0°	100mm (3.0m)	密詰め	97.9 %
Case4	27mm (0.8m)	0°	150mm (4.5m)	密詰め	96.5 %

()内は実大換算寸法

2.2.4. 実験結果

(1) Case1

図 2-5 はCase1の引抜き荷重－引抜き変位関係である。引抜き変位量15mm程度まで、引抜き荷重が単調に増加してピークを示している。その後、引抜き変位量の増加とともに、緩やかに荷重が減少していき、引抜き変位量38mm付近で急激に荷重が減少していることがわかる。

図 2-6はCase1における地盤の変形状況である。引抜き前の写真と引抜き中の写真を半透明にして重ねて示している。引抜き変位の小さい段階ではアンカープレート近傍の地盤の変形領域は球根状に発達しており、引抜き変位の増加とともに変形領域が拡大している。引抜き荷重がピークを示す引抜き変位量15mmで、縦方向、横方向にプレート径の2倍程度の大きさに地盤の変形領域が拡大している。さらに引抜き変位量が大きくなると、地盤の変形領域が鉛直上方へ拡大していく。引抜き変位量40mm付近において、アンカープレート端部より鉛直から18°（右側）および26°（左側）程度の角度で地表面に向かって直線のすべり線が生じている。アンカープレートが円形であるため、すべり面はコーン状に生じている。すべり線の発生した瞬間と、図 2-5 における引抜き変位量38mm付近の荷重の急減点が一致すると考えられる。

(2) Case2

図 2-7はCase2（アンカー傾角30°）における引抜き変位－引抜き荷重関係である。なお、アンカー模型は写真 2-3に示すような形状であるため、荷重の値は円柱形のアンカー体の挙動を表したものではないことから、定性的な挙動の評価に留める。引抜き変位の増加とともに荷重も単調に増加してピークを示した後、わずかに減少し残留状態に至っている。この傾向は、後述するアンカー傾角0°のCase3、Case4についても同様である（図 2-9、図 2-11）。

図 2-8はCase2における地盤の変形状況である。引抜き荷重がピークを示す引抜き変位7.5mmにおいては、支圧面前方に楕円ないし、くさび型の変形領域が生じている。引抜き変位量15mmにおいては、7.5mmの場合に生じていた変形領域の先端から、鉛直より約29°の方向にすべり線が生じている。

(3) Case3

図 2-9はCase3における引抜き変位－引抜き荷重関係である。傾向はCase2とほぼ同様であるが、より粘り強い挙動を示している。

図 2-10はCase3における地盤の変形状況である。荷重がピークを示す引抜き変位量12.5mmにおいては、引抜き方向の支圧面前面から楕円ないし、くさび状の変形領域が生じている。くさびの下面において色砂のラインが不連続になっており、上面に比べ大きなひずみが生じている。荷重が残留状態に至った引抜き変位量25mmにおいては、12.5mmにおいて生じていたくさび状の変形領域の先端から、鉛直より約37°の方向にすべり線が生じている。

(4) Case4

図 2-11はCase4における引抜き変位－引抜き荷重関係である。挙動の傾向はCase2とほぼ同様な挙動を示している。

図 2-12はCase4における地盤の変形状況である。図 2-12(b)に、実験終了後に1G場において測定した地表面の隆起分布をあわせて示している。地盤の変形状況は、Case3と同様である。引抜き変位量30mmにおけるすべり線を延長すると、地表面が隆起している部分の端部とほぼ一致する。

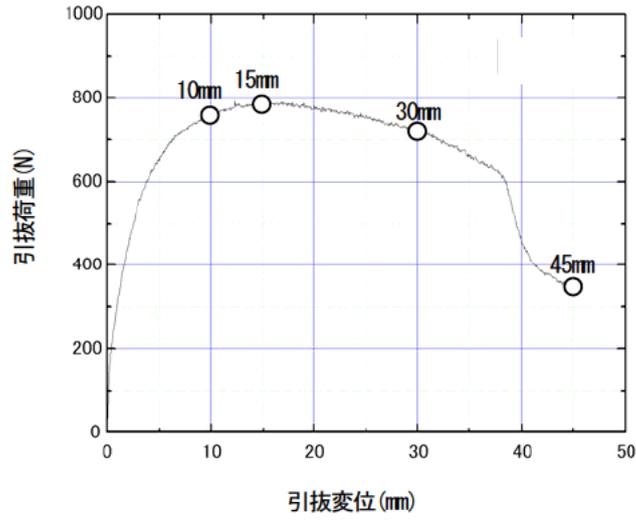
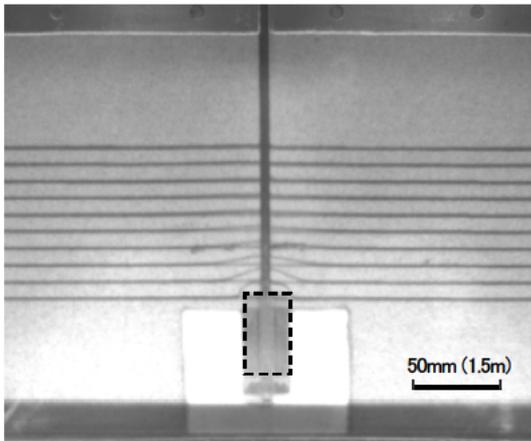
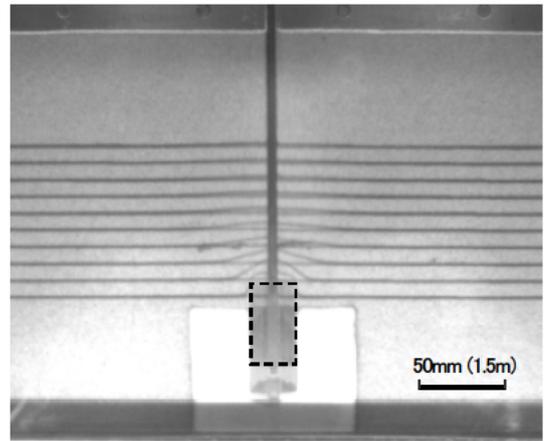


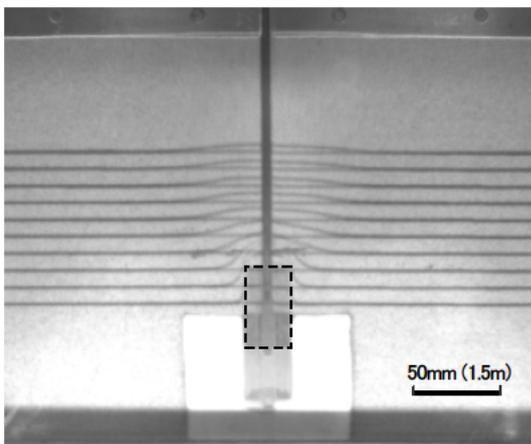
図 2-5 引抜き荷重－引抜き変位関係 (Case1)



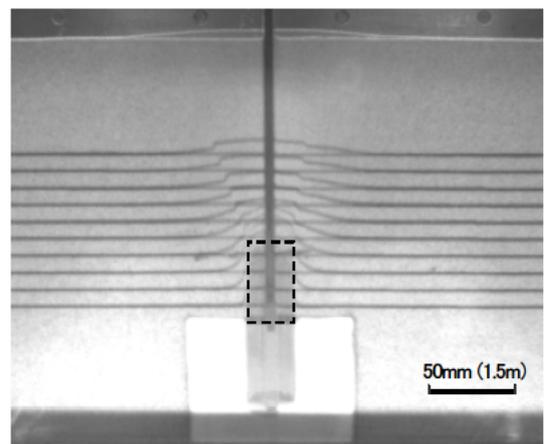
(a)引抜き変位量 10mm



(b)引抜き変位量 15mm



(c)引抜き変位量 30mm



(d)引抜き変位量 45mm

図 2-6 支圧抵抗による地盤変形(Case1) (図中の () 内は実大換算寸法)

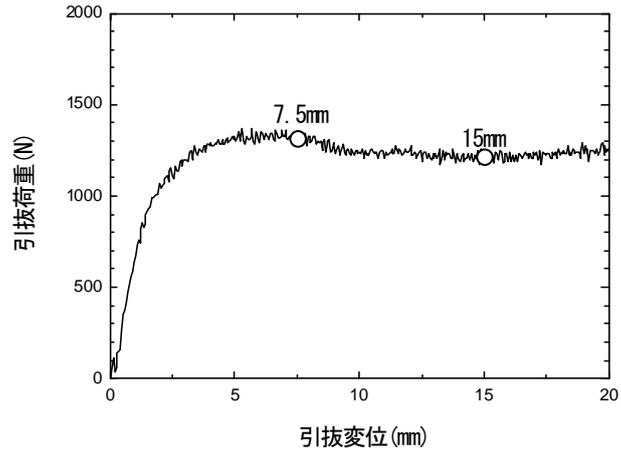
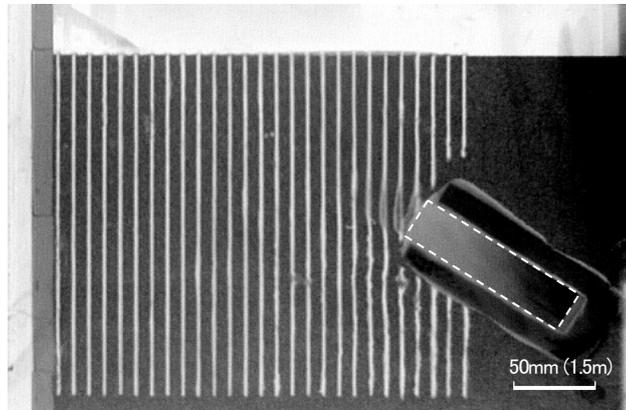
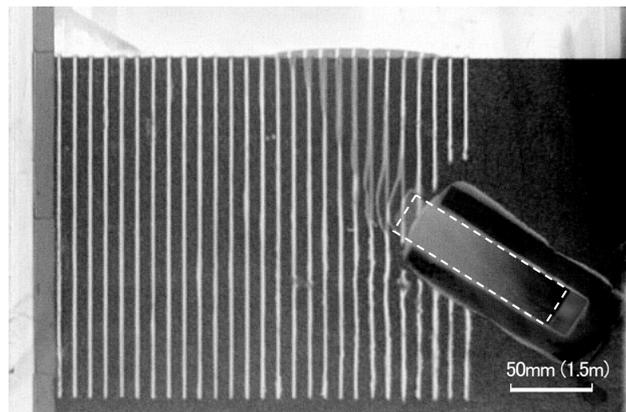


図 2-7 引抜き荷重-引抜き変位関係 (Case2)



(a) 引抜き変位量 7.5mm



(b) 引抜き変位量 15mm

図 2-8 支圧抵抗による地盤変形 (Case2) (図中の () 内は実大換算寸法)

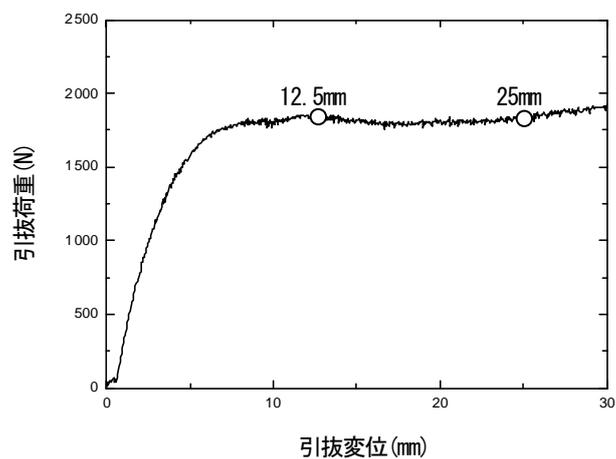
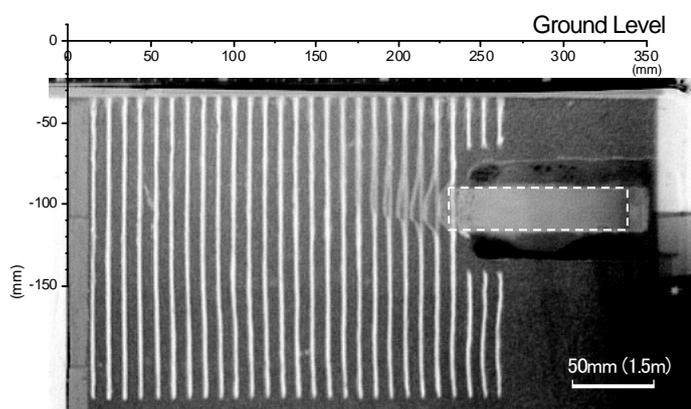
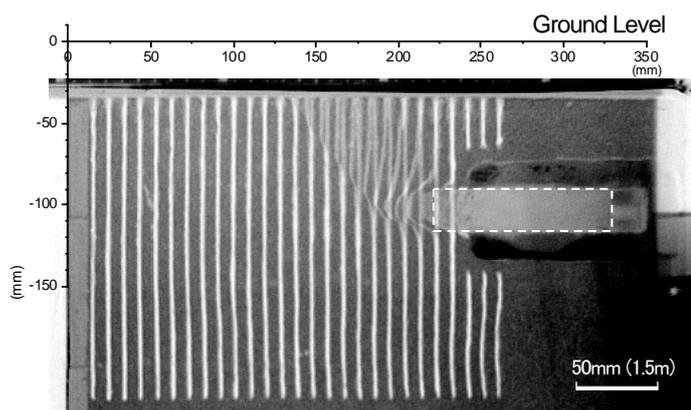


図 2-9 引抜き荷重-引抜き変位関係 (Case3)



(a) 引抜き変位量 12.5mm



(b) 引抜き変位量 25mm

図 2-10 支圧抵抗による地盤変形 (Case3) (図中の () 内は実大換算寸法)

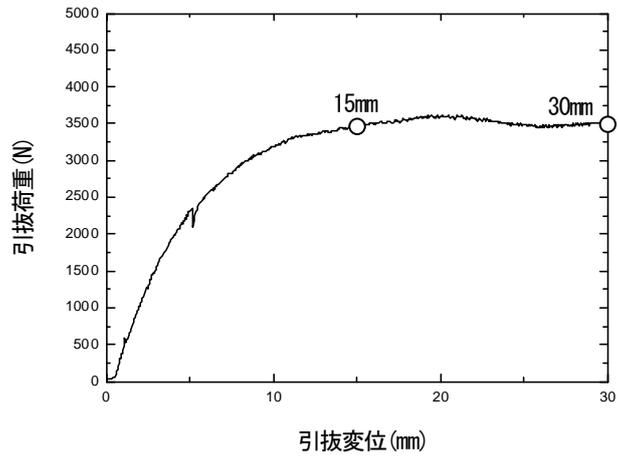
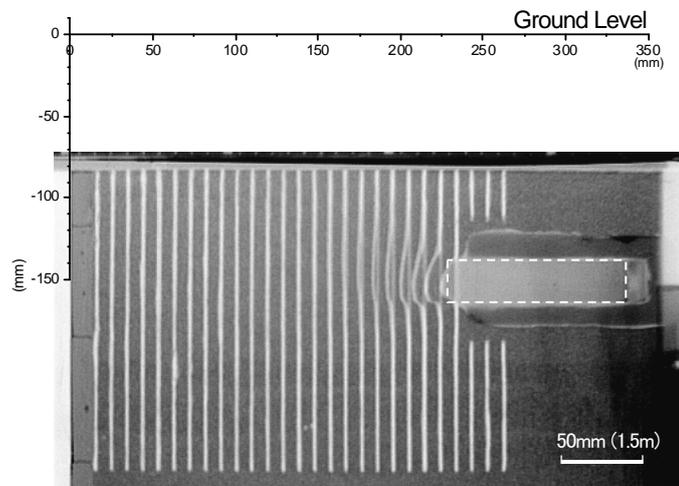
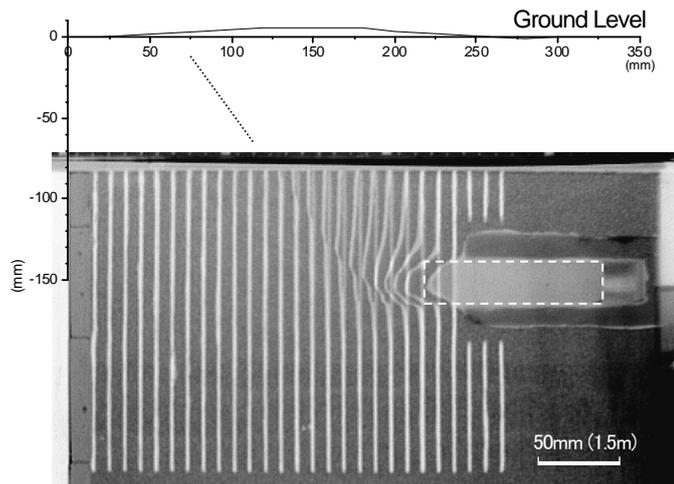


図 2-11 引抜き荷重—引抜き変位関係 (Case4)



(a) 引抜き変位量 15mm



(b) 引抜き変位量 30m

図 2-12 支圧抵抗による地盤変形 (Case4) (図中の () 内は実大換算寸法)

上記の結果より、支圧抵抗による地盤の破壊メカニズムは図 2-13のように2つに分けることができると考えられる。すなわち、アンカー傾角が大きい場合には、プレートの端部からすべり線が生じる（メカニズムA）。アンカー傾角が小さい場合には、くさびの先端およびプレートの上端からすべり線が生じる（メカニズムB）。

上界法²⁾に基づく、支圧抵抗による破壊メカニズムの可容速度場は図 2-13の矢印のように表される。 $\phi \neq 0$ の地盤において速度場が可容となるためには、左右のすべり線（速度の不連続線）から、ダイレイタンシー角 ν をなした方向が土塊abcdの速度の方向と一致する必要がある。一般に ν は ϕ に依存した値であるため、 ϕ の大きな地盤ほど土塊abcdが大きくなり、これに伴い支圧抵抗も大きくなると考えられる。

図 2-13の可容速度場において外力仕事と内部消散を計算することで、破壊時の支圧抵抗を求めることが可能である。しかしながら、本実験ではアンカー軸を通る鉛直面における2次元的な破壊メカニズムを把握するに留まっており、3次元的な破壊メカニズムについて詳細な検討が必要である。

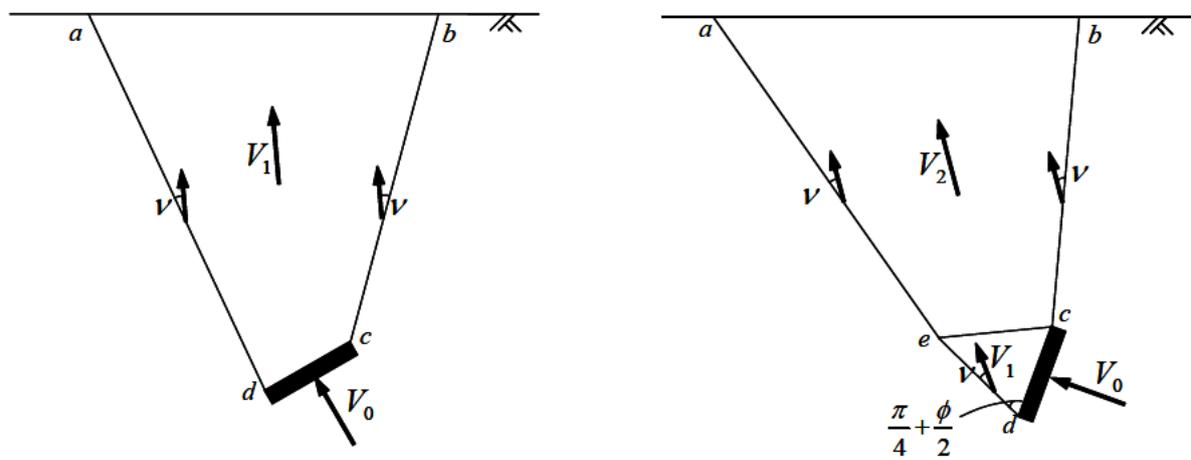


図 2-13 支圧による地盤の破壊メカニズム

2.3. 数値解析による地盤変形のシミュレーション

前節の遠心模型実験結果の妥当性を検証するために、有限要素法によるダイレイタンシー特性を考慮した弾塑性解析を実施し、遠心模型実験の再現解析を行った。

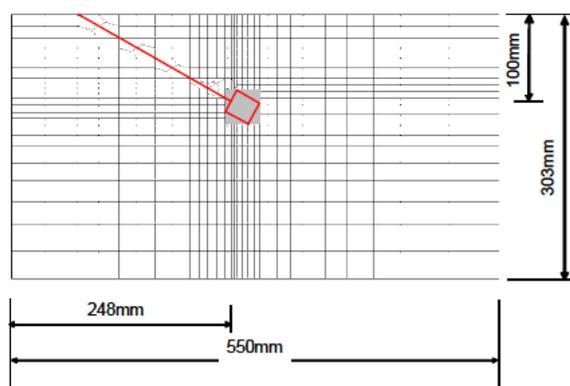
2.3.1. 解析方法

(1) 解析ソフト

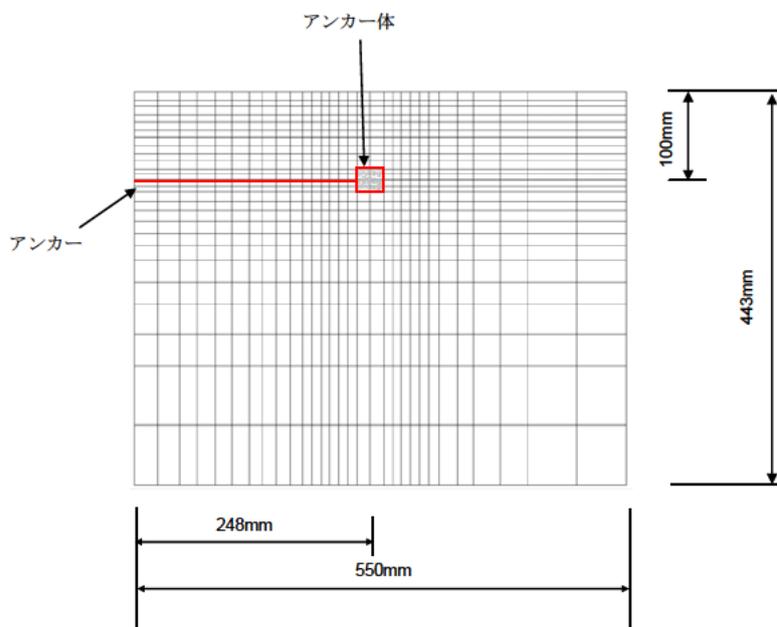
数値解析に用いたプログラムは、地盤解析汎用プログラムGeoFem³である。

(2) 解析断面

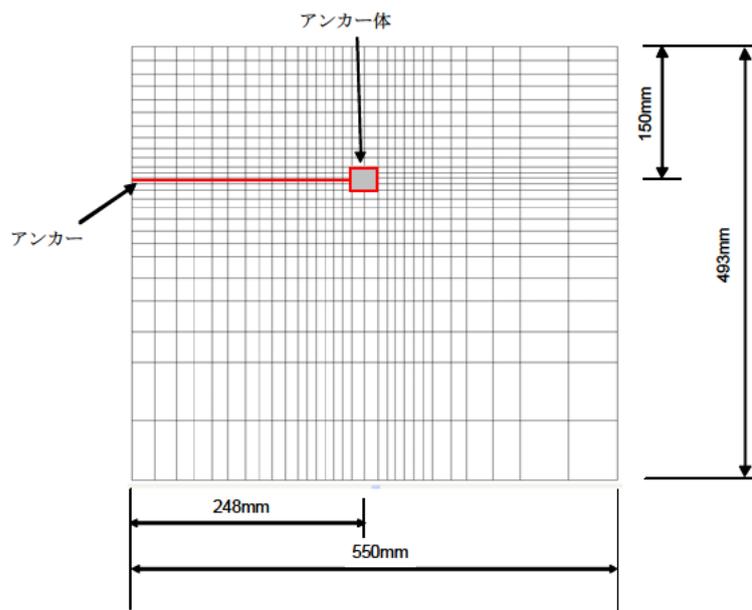
解析は前節の遠心模型実験におけるCase2、Case3、Case4 について実施した。解析断面は、二次元平面ひずみ状態とした。解析断面は模型スケールとしている。アンカー体は、27mm×30mmでモデル化した。なお、アンカー体周りの石膏はモデル化していない。図 2-14に解析断面を示す。



(a) Case2



(b) Case3



(c) Case4

図 2-14 解析断面

(3) 要素のモデルと入力定数

要素のモデルと入力定数を表 2-5に示す。地盤はMohr-Coulombによる弾塑性モデル、アンカー体は線形弾性体、アンカーは弾性線材とした。地盤の弾性係数は、地盤の変形による地盤の剛性低下を考慮して、 $1.0 \times 10^4 \text{kPa}$ とした。内部摩擦角は別途実施した三軸CD試験結果を基に設定した。計算を安定させるため、粘着力に小さな値を設定した。アンカー体を剛体として扱うために、アンカー体の弾性係数は十分に大きな値とした。引張り材は、引張りによる伸びが生じないように、圧縮に対する剛性を十分大きくとり、曲げに対する剛性は、地盤の変形に寄与しないように、十分に小さな値とした。アンカーと地盤の接触面には、図 2-15に示すようにジョイント要素を設置し、引張り材と地盤との間のせん断抵抗が引き抜きに対して影響しないようにした。

表 2-5 入力定数

名称	要素のモデル	入力定数	
		入力定数	値
砂地盤	Mohr-Coulomb (Solid 要素、節点 8、積分点 4)	弾性係数 E (kN/m^2)	1.0×10^4
		ポアソン比 ν	0.333
		内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	41.0
		粘着力 c (kN/m^2)	1.0
アンカー体	線形弾性 (Solid 要素、節点 8、積分点 4)	弾性係数 E (kN/m^2)	1.0×10^9
		ポアソン比 ν	0.1
引張り材	線形弾性 (梁要素)	圧縮剛性 EA (kN/m^2)	1.0×10^9
		曲げ剛性 EI ($\text{kN/m}^2 \cdot \text{m}^2$)	1.0
ジョイント	線形ジョイント	接線剛性 E_s ($\text{kN/m}^2/\text{m}^3$)	1.0
		法線剛性 E_n ($\text{kN/m}^2/\text{m}^3$)	1.0×10^7

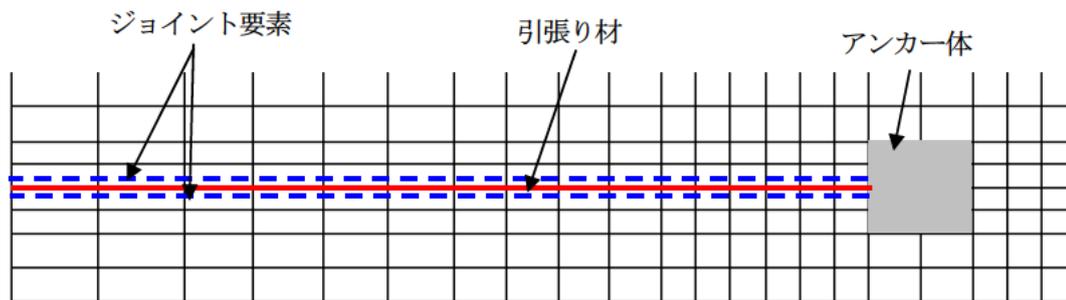


図 2-15 引張り材と地盤との間のジョイント要素

(4) 力学モデルの特徴（ダイレイタンス特性）

地盤要素に用いたMohr-Coulombの弾完全塑性モデルの応力～軸ひずみ（ $q-\epsilon_a$ ）関係、およびダイレイタンス特性である体積ひずみ～軸ひずみ（ $\epsilon_v-\epsilon_a$ ）関係の模式図を図 2-16に示す。

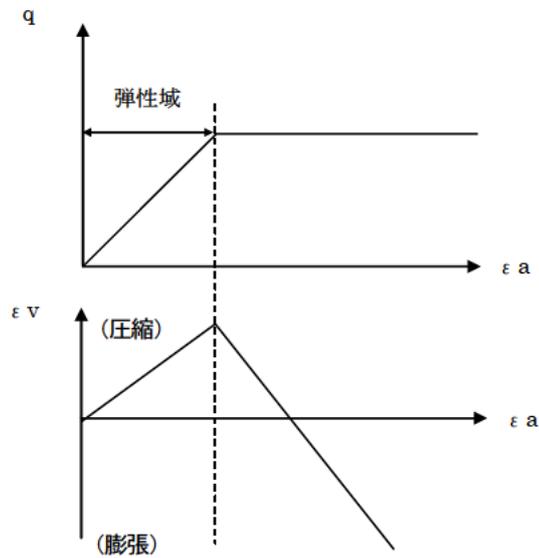


図 2-16 モールクーロンの応力ひずみ関係

地盤要素は、圧縮に伴い軸差応力と軸ひずみが増加する。この間では、体積ひずみは正のひずみ（体積圧縮）を示す。その後、地盤要素が降伏すると、軸差応力は一定となり、軸ひずみはさらに増加する。このとき体積ひずみは負のひずみ（体積膨張）を示す。地盤の降伏条件は、式(2-1)に示すように、モールクーロンの破壊基準によって規定される。

$$f = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (2-1)$$

ただし、 f は降伏関数、 σ_1 は最大主応力、 σ_3 は最小主応力である。

したがって、Mohr-Coulomb モデルのダイレイタンス特性は、降伏関数 f により決定されるので、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ に依存する。

また、材料の降伏関数は弾性範囲内では、 $f < 0$ であり、降伏後（塑性）は $f = 0$ となる。

(5) 初期応力

地盤内の初期応力は、相対密度 95% に相当する単位体積重量を 30 倍にし、遠心加速度 30g を模擬した。

(6) 境界条件

境界条件を図 2-17に示す。引張り材の左端節点をアンカー傾角の方向に強制変位させることにより引抜きを再現した。強制変位量は、10mmとした。

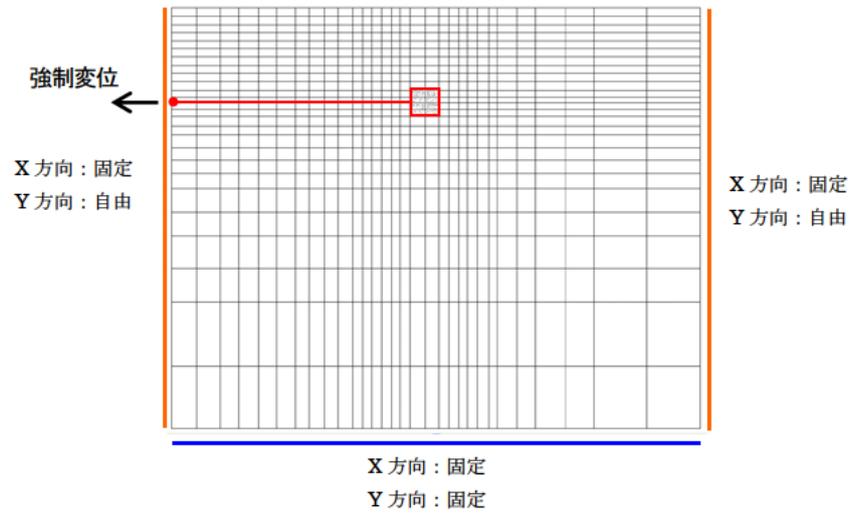


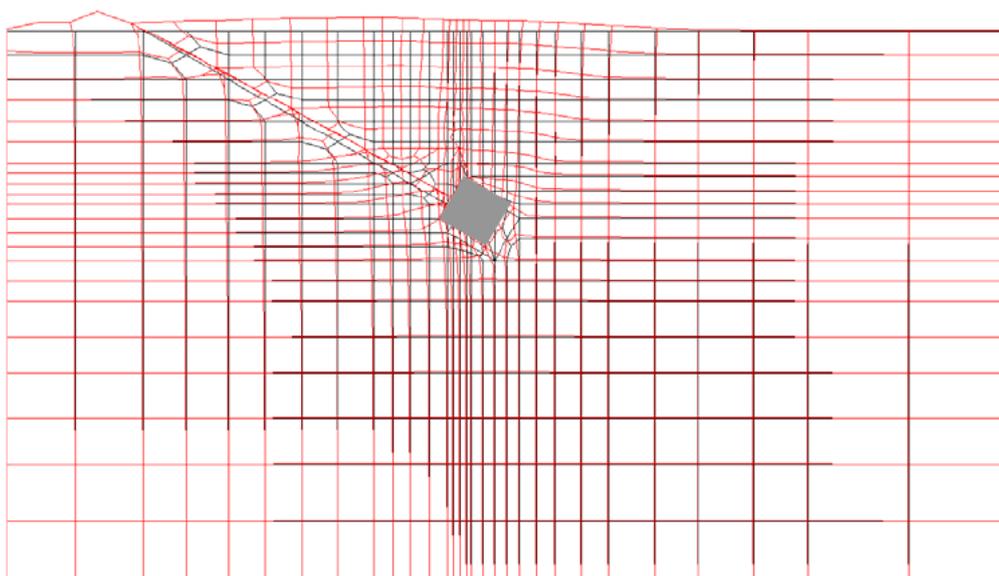
図 2-17 境界条件

2.3.2. 解析結果

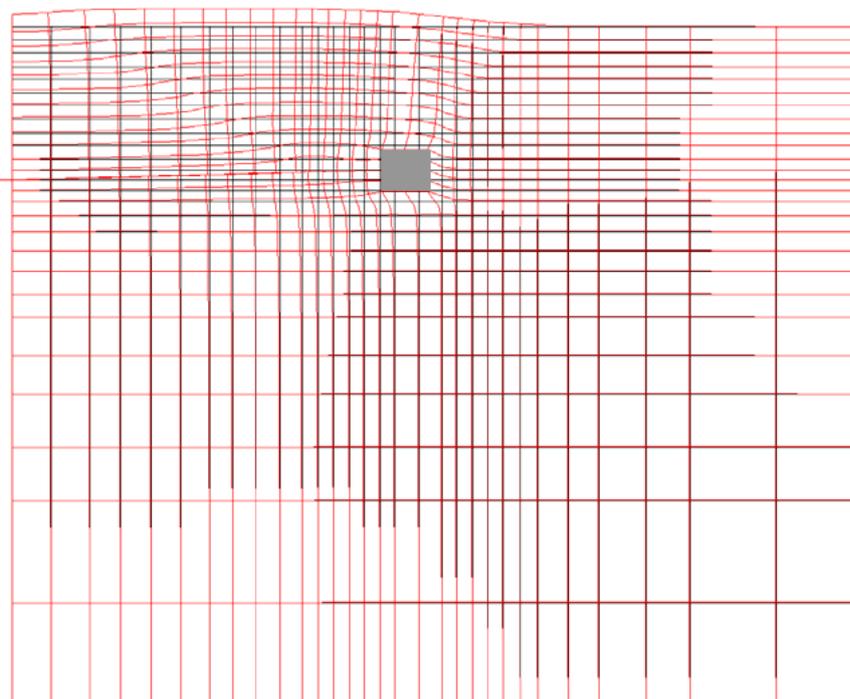
以下に解析結果を示す。

(1) 変形図

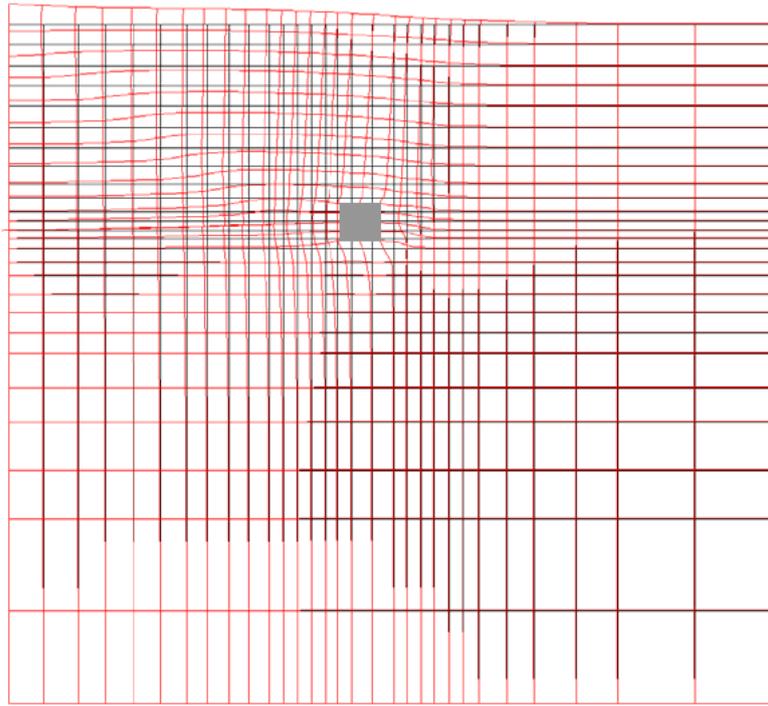
地盤の変形図を図 2-18に示す。なお、Case2 は引抜き変位量 5.5mm、Case3、Case4 は引抜き変位量 10mm の結果である。せん断ひずみの集中する部分（すべり線）の角度が、遠心模型実験結果より水平に近く、また、解析結果では遠心模型実験に比べ、アンカー体上方の地盤が上向きに大きな変形が生じているものの、地盤全体の変形は同様な傾向を示している。



(a) Case2 (引抜き変位量 10mm)



(b) Case3 (引抜き変位量 5.5mm)

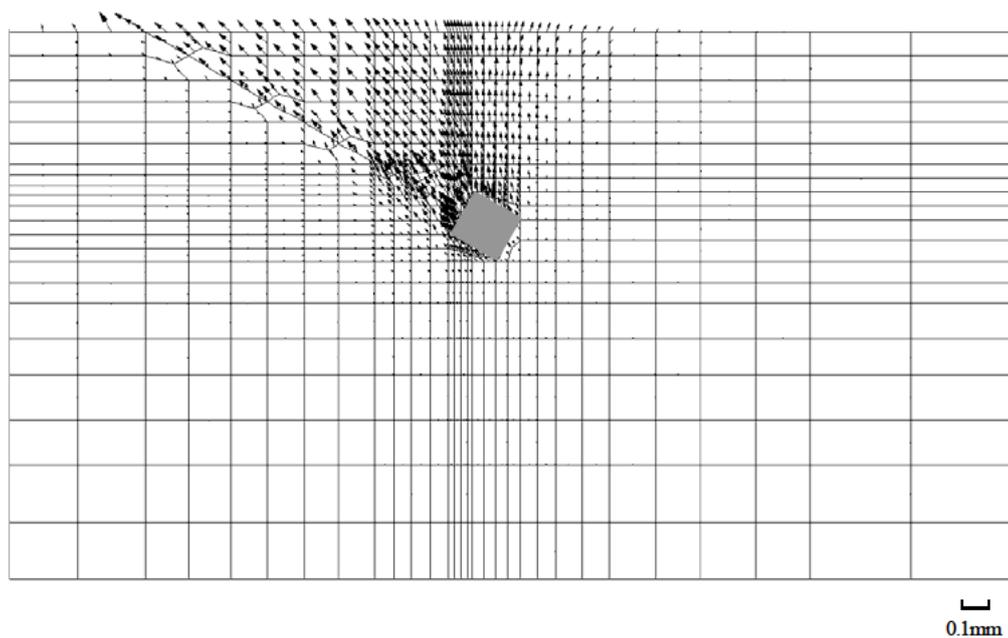


(c) Case4 (引抜き変位量 10mm)

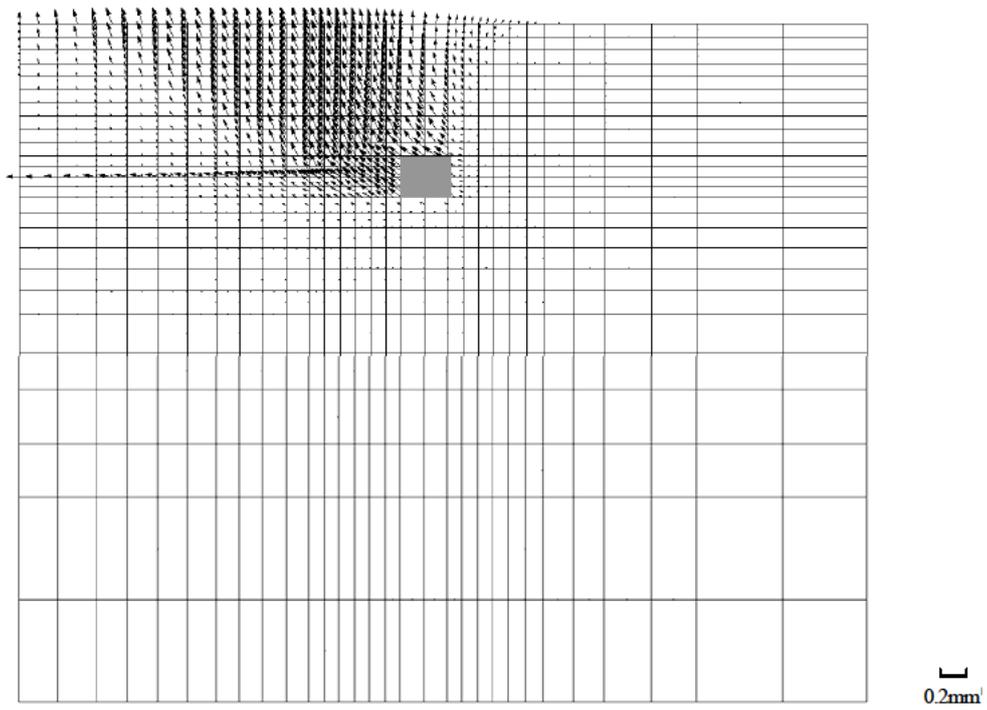
図 2-18 変形図

(2) 変位ベクトル図

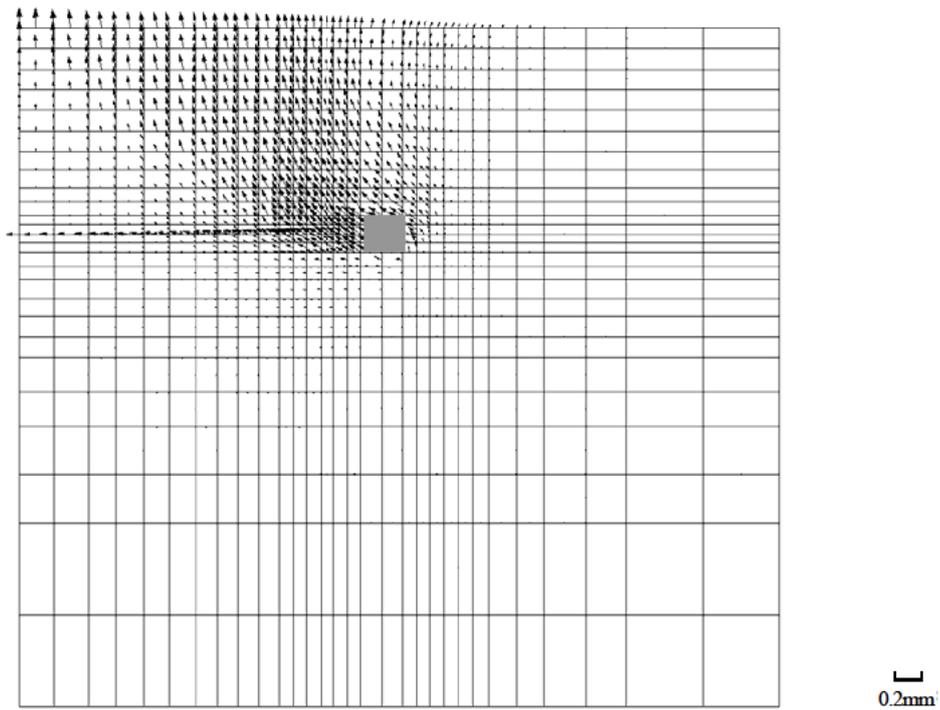
変位ベクトルを図 2-19に示す。Case3、Case4 はアンカー引抜き量 10mm、Case2 はアンカー引抜き量 5.5mm の結果である。



(a) Case2 (引抜き変位量 10mm)



(b) Case3 (引抜き変位量 5.5mm)



(c) Case4 (引抜き変位量 10mm)

図 2-19 変位ベクトル図

(3) 引抜き荷重—引抜き変位関係

引抜き変位—引抜き荷重の関係を図 2-20に示す。なお、引抜き変位および引抜き変位量は、強制変位を与えた節点の節点変位および節点力としている。アンカープレートの端部で大きなひずみが生じるため計算が安定しづらく、Case4 の引抜き荷重—引抜き変位関係が滑らかでない。Case2 では、引抜き変位量が 5.5mm を超えたところで計算が発散したため、引き抜き抵抗が 0 となった。しかしながら、アンカー傾角 45° よりも 0° のほうが、また土被りが大きいほうが大きな引抜き抵抗が生じていることがわかる。

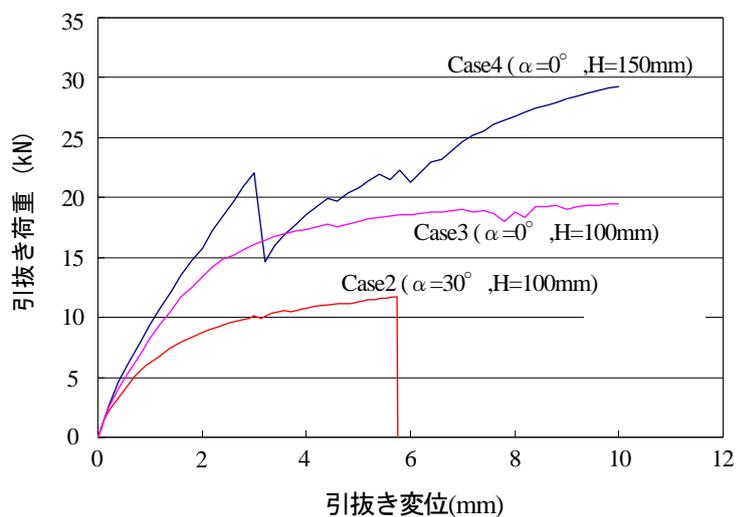


図 2-20 引抜き荷重—引抜き変位関係

2.4. まとめ

拡径型アンカーの引抜き挙動の特徴である支圧抵抗の発揮メカニズムについて検討するために、遠心模型実験によりアンカー傾角 0° から 90° の場合における支圧抵抗による地盤変形の観察を行った。また、有限要素法による数値解析を実施し、遠心模型実験結果との比較を行った。以下に本章で得られた知見を示す。

- 遠心模型実験結果より、支圧抵抗による地盤変形は、引抜き変位量が小さい段階においては、支圧面の前方にくさび、ないし半楕円状の変形領域が生じる。
- 引抜き変位量が大きくなると、アンカー傾角 0° においては、プレートの端部からすべり線が生じ、アンカー傾角 0° および 30° においてはくさびの先端からすべり線が生じる。また、このすべり線はアンカー傾角が小さいほど、鉛直からの角度が大きくなる。
- 上記より、支圧抵抗による地盤の破壊メカニズムは2つに分けることができる。
- 有限要素法を用いたダイレイタンスー特性を考慮した数値解析により、遠心模型実験における地盤変形を概ね再現できる。
- 有限要素法を用いた数値解析において、アンカー傾角が水平に近いほど、土被りが大きいほど大きな引抜き抵抗が得られる。

3. 遠心場における拡径型アンカーの引抜き実験

3.1. 実験概要

これまでに、拡径型アンカーの引抜き挙動を解明するために、いくつかの研究がなされている。しかしながら、比較的小さな模型を用いた実験⁴⁾や強固な地盤を対象としたもの⁵⁾など、限定的な条件での検討である。

本章では、以下の事項について検討することを目的に、拡径型アンカーおよびアンカープレート模型の遠心場における引抜き実験を実施した。

- (1) 摩擦抵抗と支圧抵抗の関係
- (2) 砂地盤および粘土地盤での引抜き挙動
- (3) 支圧面の形状が異なる場合の引抜き特性
- (4) アンカー体直径、土被り、強度定数、アンカー傾角が異なる場合の引抜き特性

3.2. 実験方法

(1) 実験装置

①遠心力载荷試験装置

2章と同様のものを用いた。

②载荷装置、土槽、土留め壁

2章と同様のものを用いた。なお、アンカー傾角 30° および 45° の場合については、土留め壁は使用しない。

③アンカー体模型

(a) 拡径型アンカー模型

拡径型アンカー模型は、セメントグラウト製のもの、ステンレス製のものを用いた。セメントグラウト製の模型は、アンカープレートと、所定の長さおよび直径の拡径型アンカー体の箱抜き模型を鉛直に設置し、アンカー体上端の天端まで地盤を作製した。その後、箱抜き模型を取り除き地盤内に空洞を設けた。この空洞にセメントミルクを流し込んでアンカー体を作製した。3日間養生した後、所定の土被りまで地盤を作製した。実験後に取り出したアンカー体を写真 3-1に示す。

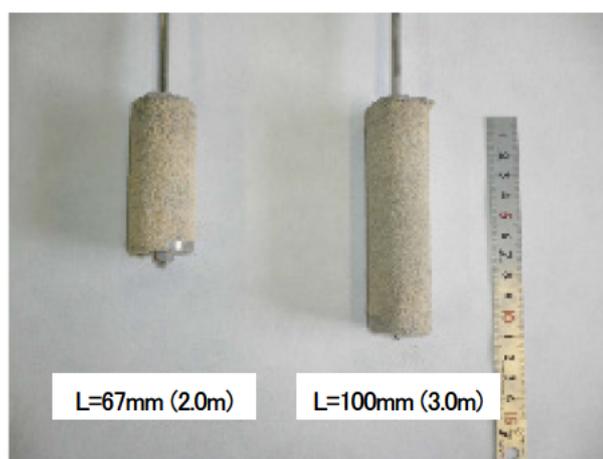


写真 3-1 拡径型アンカーの模型 (セメントミルク)

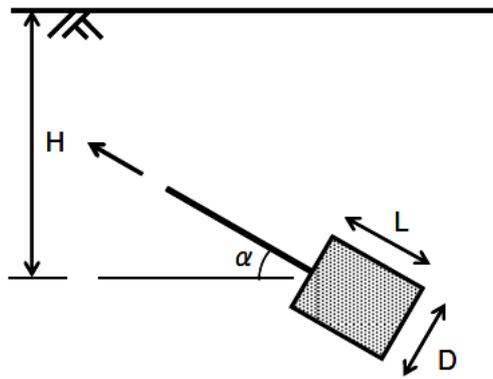


図 3-1 拡径型アンカーのパラメータ

(b)アンカープレート

アンカープレートは、アンカー体周面と地盤との摩擦抵抗を小さくするために厚さ 5mm のステンレス製プレートを用いた。

④砂降らせ装置

2章と同様のものを用いた。

(2)地盤材料

①豊浦砂

2章と同様のものを用いた。

②カオリンクレイ

粘土地盤材料として用いたカオリンクレイ (ASP-100) の物性を表 3-1に示す。

表 3-1 カオリンクレイの物性

液性限界 w_L	81.9%
塑性限界 w_P	30.5%
塑性指数 I_P	51.5%
土粒子密度 ρ	2.639g/cm ³
強度増加率 Cu/P	0.23
圧縮指数 Cc	0.632

(3) 地盤の作製方法

①砂地盤

前章とほぼ同様の方法により地盤を作製した。下部地盤の作製後、治具を用いてアンカー模型を所定の位置に固定し、砂降らし装置を用いて空中落下法により地盤を作製した。写真 3-23 から写真 3-5 に地盤の作製状況を示す。



写真 3-2 アンカープレート模型の設置 (アンカー傾角 0°)



写真 3-3 アンカープレート模型の設置 (アンカー傾角 30° 、 45°)

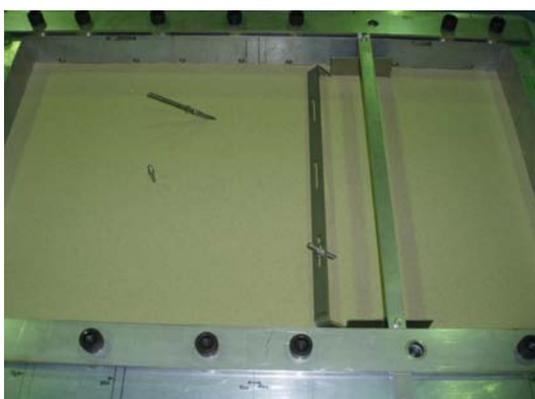


写真 3-4 アンカー模型を固定するための治具



写真 3-5 地盤作製完了後 (アンカー傾角 90°)

②粘土地盤

乾燥した粉末状のカオリンクレイと水を含水比が 85%になるように配合し、ハンドミキサーにより混合する。その後 2 日間静置してカオリンクレイと水をなじませ、拡張型アンカー模型設置予定位置のアンカー一体上端まで投入する。アンカー体の設置位置には、ダミーのアンカー体を設置する。30G の遠心場において 1 次圧密が完了するまで圧密を行う。その後、ダミーのアンカー体模型を取り除き、グラウトを流し込んで、アンカー体を造成した。アンカー体作製後、3 日間の養生を行い、所定の土被り深さになるようにカオリンクレイを投入し、真鍮製の棒を用いて地盤に所定の上載荷重を等分布に载荷した後、75G の遠心場で圧密を行う。1 次圧密終了後に真鍮製の棒を撤去し、所定の土被り深さに地表面を整形した。

(4) 載荷方法

2章と同様の方法とした。

(5) 計測方法

①引抜き荷重

2章と同様の方法とした。

②引抜き変位

2章と同様の方法とした。

3.3. 実験結果

3.3.1. 拡径型アンカーの引抜き挙動

(1) 砂地盤における引抜き挙動

砂地盤における拡径型アンカーの基本的な引抜き特性について検討するために、図 3-2に示すようなアンカー一体直径Dが同一で長さLの異なるモデルを用いて、鉛直引抜き実験を実施した。実験条件を表 3-2に示す。

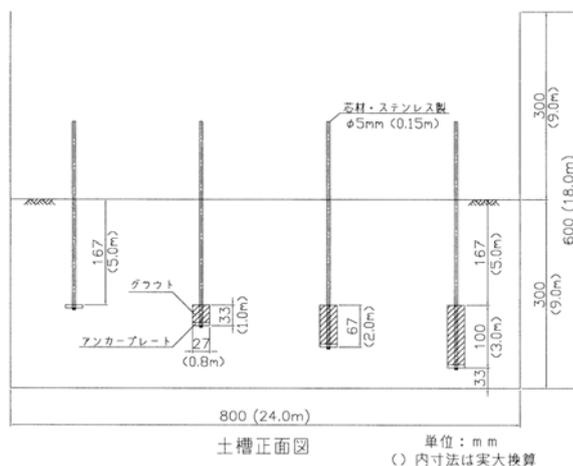


図 3-2 実験条件

表 3-2 実験条件 (砂地盤)

地盤材料	相対密度 Dr	含水比 w	プレート径 D	アンカー体長 L	土被り厚さ H
豊浦砂	50%	10%	27mm (0.8m)	0mm (プレート)	167mm (5.0m)
				33mm (1.0m)	
				67mm (2.0m)	
				100mm (3.0m)	

() 内は実大スケール換算寸法

引抜き試験結果の荷重－変位関係を図 3-3に示す。なお、図 3-3の凡例に示すL=0mはアンカープレートを引き抜いた結果であり、アンカー体周面の摩擦抵抗が極めてゼロに近いケースの結果である。図よりアンカー長が長いほど引抜き荷重が大きいことがわかる。

拡径型アンカーの引抜き抵抗を構成する摩擦抵抗と支圧抵抗をそれぞれ分離できると仮定する。L=1、2、3mのケースの引抜き荷重から、支圧抵抗であるL=0mの引抜き荷重を減じて摩擦力を算出したものが図 3-4である。図 3-4の摩擦力には、アンカー体長Lにかかわらず同一の引抜き変位量において明瞭なピークがあり、その後荷重が減少している。これは、一般に知られている円柱体の摩擦特性と同様な傾向である。したがって、引抜きに伴い支圧力と摩擦力は互いに独立に抵抗力を発揮しており、拡径型アンカーの引抜き抵抗Pは次式のように表すことができると考えられる。

$$P = P_{fric} + P_{bear} \quad (3-1)$$

ここに、 P_{fric} は摩擦抵抗、 P_{bear} は支圧抵抗である。

図 3-4には、支圧荷重 ($L=0\text{m}$) も併せて示している。摩擦力はピーク後、脆性的な挙動を示すのに対して、支圧力は引抜き変位の増加に伴い引抜き荷重が単調に増加している。拡径型アンカーの引抜き挙動が摩擦力と支圧力の和として表されると考えると、拡径型アンカーは支圧効果を併用することで、摩擦抵抗に期待した従来型のアンカーと比較し、図 3-3のように脆性的な挙動が大きく改善されることがわかる。

摩擦抵抗の極限值とアンカー体の周面積より、単位面積あたりの極限值である極限周面摩擦抵抗は $0.09 \sim 0.12 \text{ MN/m}^2$ となる。実験より得られた極限周面摩擦抵抗について検討する。道路橋示方書におけるN値とせん断抵抗角の関係⁶⁾を用いて実験に用いた地盤のN値を推定する。

$$\phi = 4.8 \ln \left(\frac{170N}{\sigma_v' + 70} \right) + 21 \quad (3-2)$$

ここに、 ϕ はせん断抵抗角 ($^\circ$)、 N はN値、 σ_v' は有効上載圧 (kN/m^2) である。地盤の相対密度 $Dr=50\%$ であることから、図 2-4より地盤のせん断抵抗角 $\phi=37^\circ$ 、単位体積重量 $\gamma=14.5\text{kN/m}^3$ である。

アンカー体中央の深さにおける土被り圧を σ_v' として上式より得られるN値と、実験結果から得られた極限周面摩擦抵抗の関係を図 3-5に示す。図にはグラウンドアンカー設計・施工基準、同解説⁷⁾ (以下、地盤工学会基準という) で示されている、N値と土質から定まる極限周面摩擦抵抗の経験的な値をあわせて示している。図より、実験結果の極限周面摩擦抵抗は同程度の値を示しており、摩擦抵抗はアンカー体長にほぼ比例していると考えられる。

極限周面摩擦抵抗の大きさは、地盤工学会基準の値より遠心模型実験結果が小さいことがわかる。しかしながら、地盤工学会基準で示されている極限周面摩擦抵抗は、グラウトを加圧注入して施工したアンカーの引抜き試験結果から定められたものである。加圧注入すると地盤にグラウトが浸み込みやすいため、未加圧と比べ大きな周面摩擦抵抗が得られる。実験では1G場において未加圧でアンカー体模型を作製していることから、地盤にグラウトが浸み込みにくく、小さめの極限周面摩擦抵抗が示されたと考えられる。このことを考慮すると、実験における摩擦抵抗の挙動は実際のグラウンドアンカーの挙動をある程度再現できていると考えられる。

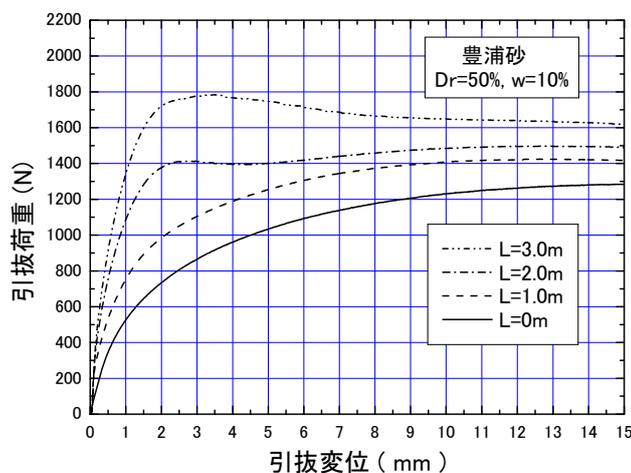


図 3-3 引抜き荷重—引抜き変位関係

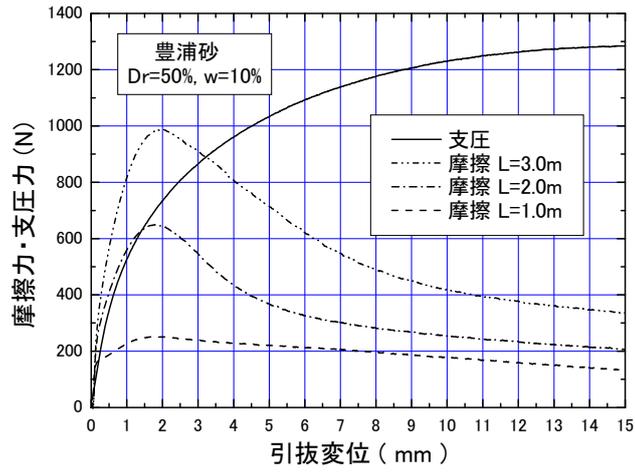


図 3-4 摩擦成分と支圧成分の比較

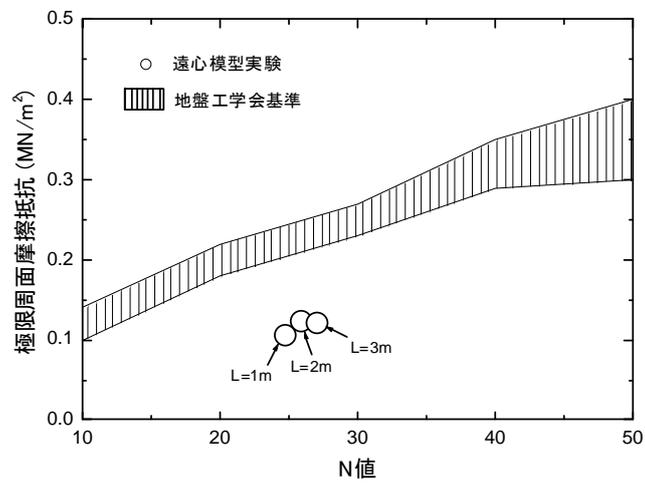


図 3-5 極限周面摩擦抵抗と N 値の関係

(2) 粘土地盤における引抜き挙動

粘土地盤における拡張型アンカーの引抜き特性について検討するために、図 3-6に示すような、アンカー一体直径Dは同一で長さLの異なる模型を用いて、鉛直引抜き実験を実施した。実験条件を表 3-3に示す。

比較的強度の大きな地盤を作製するために、地表面の非排水せん断強度が 12.3kN/m^2 になるように地表面に、真鍮製の棒で上載荷重を載荷し、遠心加速度 $75G$ の遠心場で圧密させた後に引抜きを実施した。三軸圧縮試験より算出したカオリンクレイの強度増加率、地盤作製過程における応力履歴、および以下の式より、アンカー一体中心の深さでの非排水せん断強度は 22.8kN/m^2 と推定される。

$$\sigma_m' = \frac{1+2K}{3} \gamma' H \quad (3-3)$$

$$c_u = \left(\frac{c_u}{p} \right) \sigma_m' \quad (3-4)$$

ここに、 σ_m' は平均有効拘束圧、 K は側圧係数、 γ' は有効単位体積重量、 H はアンカー一体中心の土被り深さ、 c_u は非排水せん断強度、 (c_u/p) は強度増加率である。なお側圧係数は 0.5 としている。

図 3-7に引抜き荷重-引抜き変位関係を示す。砂地盤に比べて引抜き荷重が小さく、また降伏に至るまでの変形量も 0.5mm 程度と小さい。

$L=2\text{m}$ のケースの引抜き荷重から支圧荷重である $L=0\text{m}$ の引抜き荷重を差し引いて摩擦抵抗成分を算出する。摩擦抵抗と支圧抵抗を図 3-8に示す。定性的には砂地盤における引抜きの結果と同様な傾向である。しかし、支圧強度、摩擦強度とも砂地盤の実験ケースと比較すると 1 割程度であり、拡張型アンカーにおいても、従来の摩擦型アンカーと同様に粘土地盤への適用は難しいと考えられる。

摩擦抵抗の極限値を周面積で除して算出した極限周面摩擦抵抗 τ は、 0.0248MN/m^2 である。地盤工学会基準によると、粘性土における極限周面摩擦抵抗 τ は式(3-5)で与えられる。

$$\tau = 1.0c \quad (3-5)$$

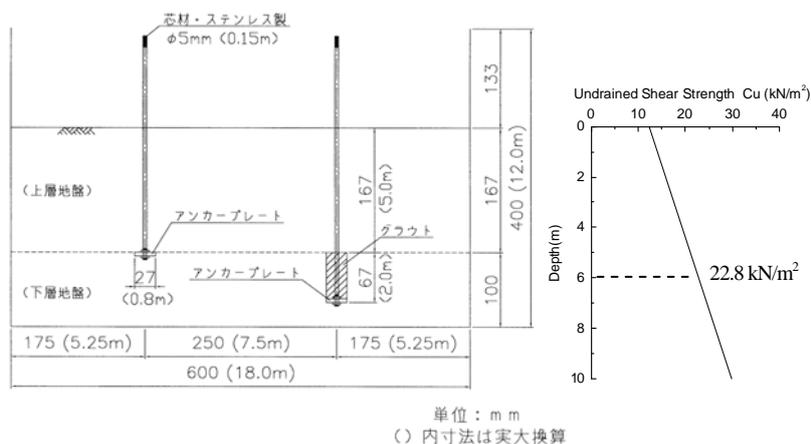


図 3-6 実験条件

表 3-3 実験条件 (粘土地盤)

地盤材料	プレート径 D	アンカー一体長 L	土被り厚さ H
カオリンクレイ	27mm (0.8m)	0mm (プレート) 67mm (2.0m)	167mm (5.0m)

() 内は実大スケール換算寸法

ここに、 τ は極限周面摩擦抵抗、 c は粘着力である。アンカー体中心の深さにおける非排水せん断強度 C_u は 22.8kN/m^2 と推定されることから、上式より地盤強度から推定される極限周面摩擦抵抗は 0.0228MN/m^2 となり、引抜き実験から算出した極限周面摩擦抵抗、式(3-5)を用いて地盤強度から推定した極限周面摩擦抵抗は比較的良好一致していることがわかる。

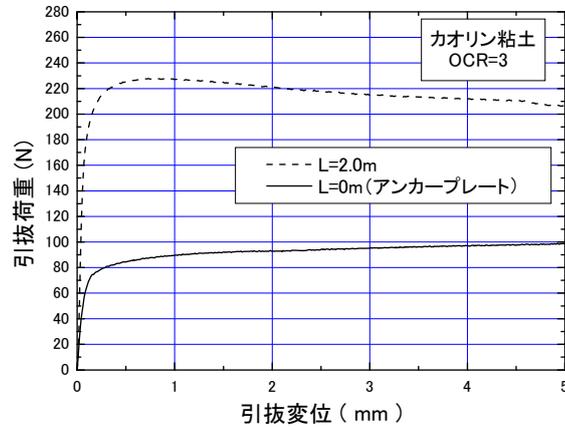


図 3-7 引抜き荷重—引抜き変位関係 (粘土地盤)

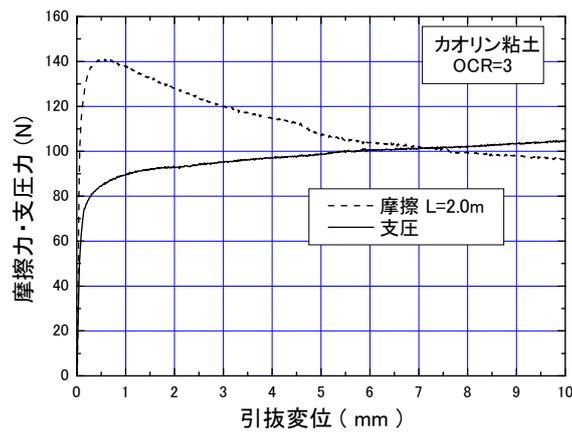


図 3-8 摩擦成分と支圧成分の比較

(3) 拡径部の形状

既往の拡径型アンカーの設計における引抜き力の算定は、アンカー体を円柱として、支圧面積（円柱の断面）および摩擦面積（円柱の周面）から、支圧抵抗と摩擦抵抗を算出している⁸⁾。しかしながら、写真 3-6に示すように、実際の拡径型アンカーには角が丸いものもあり、必ずしも完全な円柱体ではなく、角の形状の影響が引抜き挙動に与える影響を把握する必要がある。そのため、アンカー体の形状が円柱体でない場合の引抜き特性について検討するために、角がとれたアンカー体およびテーパを有するアンカー体模型の鉛直方向への引抜き実験を実施した。



写真 3-6 バルーン型の拡径型アンカー⁸⁾

①角のとれたアンカー

図 3-9に示すような角のとれたアンカー模型を用いて、砂地盤において引抜き実験を行った。アンカー体の模型はアルミ製である。相対密度 D_r と含水比 w の異なる3種類の地盤条件について、R0、R5、R10の模型を2本ずつ鉛直上方に引抜いた。実験条件を表 3-4に示す。

図 3-10に引抜き実験から得られた引抜き荷重-引抜き変位関係の1例として、相対密度 $D_r=100\%$ のケースの結果を示す。図より、アンカー体の角の形状に係わらず同様な傾向をしめしていることがわかる。

図 3-11に、各ケースにおけるR0とR5およびR10の引抜き荷重の比較を示す。なお、引抜き荷重は引抜き変位量5mmのときの値としている。全てのケースにおいて、円柱体であるR0に比べて、角のとれたアンカー体R5、R10の方が、荷重が大きいことがわかる。これは、支圧面端部における地盤の応力集中が低減されたことが理由として考えられる。

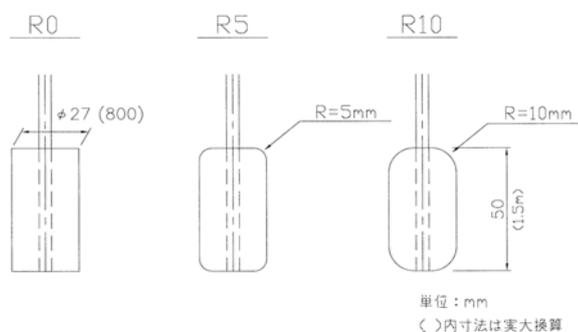


図 3-9 角のとれたアンカー体

表 3-4 実験条件 (角のとれたアンカー)

地盤材料	相対密度 D_r	含水比 w	アンカー体直径 D	アンカー体長 L	土被り厚 H	角の形状
豊浦砂	50%	0%	27mm (0.8m)	50mm (1.5m)	167mm (5.0m)	R0
	70%	0%				R5
	100%	10%				R10

() 内は実大スケール換算寸法

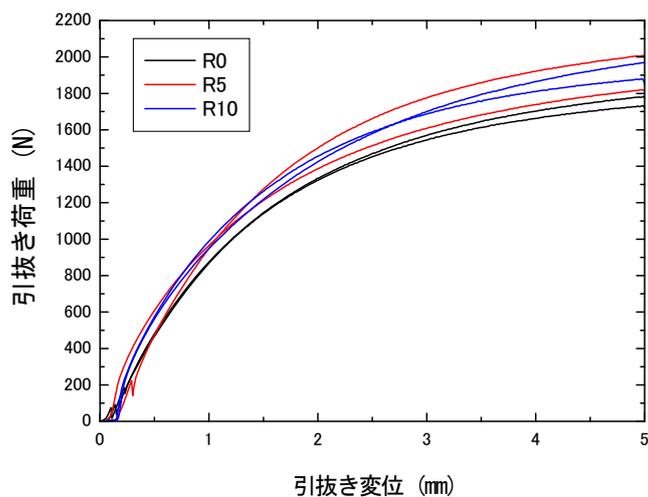


図 3-10 引抜き荷重—引抜き変位関係 ($D_r=100\%$)

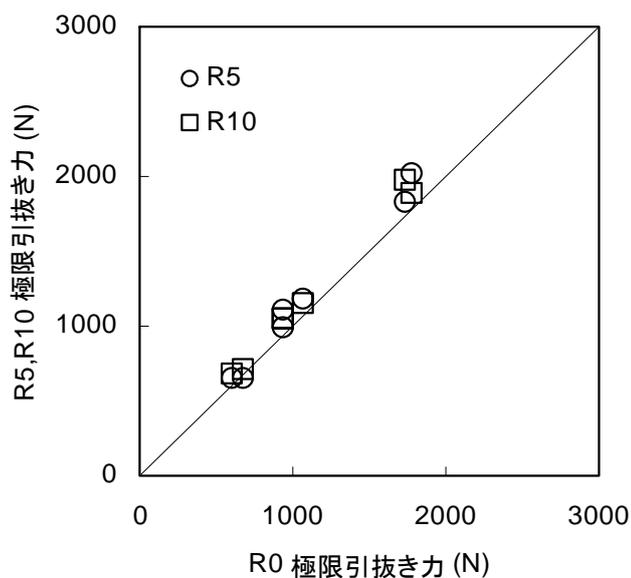


図 3-11 円柱形アンカーR0 と角のとれたアンカーR5,R10 の引抜き力の比較

②テーパーを有するアンカー

テーパーを有するアンカーと円柱体のアンカーの引抜き特性を比較するために、図 3-12に示す模型を用いて鉛直引抜き実験を実施した。模型の材料にはアルミを用いた。実験条件を表 3-4に示す。

図 3-13に実験から得られた引抜き荷重—引抜き変位関係を示す。図より、テーパーを有する場合の方が円柱体より大きな引抜き荷重を示している。これは、角の取れたアンカーと同様に、地盤の応力集中が緩和されたことが理由として考えられる。

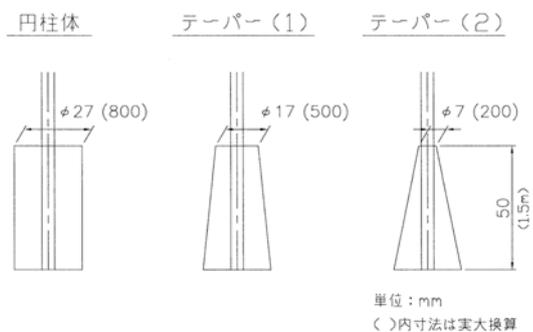


図 3-12 アンカー体模型（テーパーを有するアンカー）

表 3-5 実験条件（テーパーを有するアンカー）

地盤材料	相対密度 Dr	含水比 w	アンカー体直径 D (アンカー体下端)	アンカー体長 L	土被り厚 H	支圧面の 直径
豊浦砂	80%	0%	27mm (0.8m)	50mm (1.5m)	167mm (5.0m)	27mm 17mm 7mm

() 内は実大スケール換算寸法

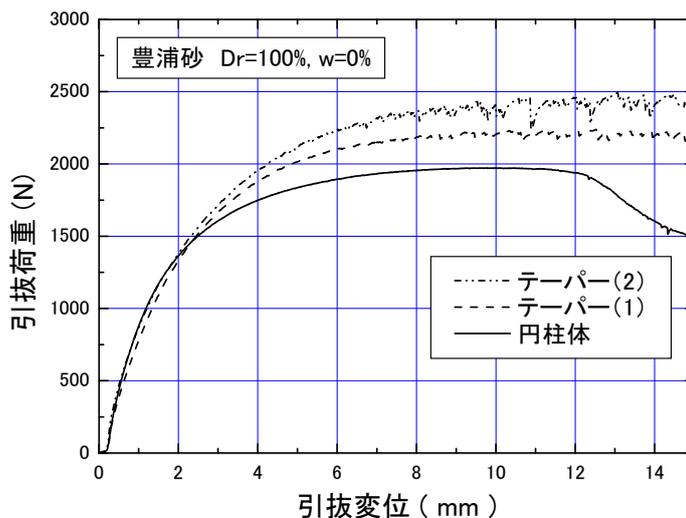


図 3-13 引抜き荷重—引抜き変位関係（テーパー）

3.3.2. アンカープレートの引抜き挙動

拡径型アンカーの引抜き抵抗力は、摩擦抵抗成分と支圧抵抗成分の和で表すことができ、またそれらは互いに独立であることがわかった。引抜き抵抗力を摩擦抵抗成分に期待する従来のグラウンドアンカーにおいては、土質の種類とN値によって経験的に与えられる周面摩擦抵抗⁷⁾を用いて極限引抜き力を算出する。拡径型アンカーにおいても、アンカー体長が短く、アンカー体の長手方向に一樣な摩擦抵抗が発揮されやすいため、土質の種類とN値によって経験的に与えられる周面摩擦抵抗を用いて、拡径型アンカーの引抜き抵抗に占める摩擦抵抗を求めることができると考えられる。

合理的に拡径型アンカーの引抜き力を算定するためには、支圧抵抗を考慮することが望まれる。鉛直上向への引抜きに伴う支圧抵抗の挙動に関しては、古くから鉄塔基礎等において多くの研究^{例えば¹⁾}がなされている。しかしながら、これらは鉛直上向きへの引抜きであるため、山留め等で水平に近い角度に引抜き力を発揮する必要がある拡径型アンカーにおいて適用できるものとは言いがたい。その他に支圧抵抗の算定法として支持力の算定式が考えられるが、水平方向への引抜きに対しては過大になると考えられる。このように拡径型アンカーの支圧抵抗を適切に計算できる算定法がないのが現状である。また、小型の模型実験に基づく極限引抜き力の解析解⁹⁾や有限要素法による数値解析¹⁰⁾により、水平方向への引抜き特性が報告されている。しかし鉄塔基礎などの鉛直方向への引抜き载荷試験を実施した研究と比較し、解析結果を裏付ける水平方向あるいは斜め方向への引抜きに関する研究は少ない。

拡径型アンカーの極限引抜き力の算定法を開発するために、アンカー体直径（プレート直径） D 、土被り厚 H 、地盤密度 D_r 、アンカー傾角 α をパラメータとして、砂地盤中に設置したアンカープレートの遠心場における引き抜き実験を実施した。ここでは、アンカー体周面の摩擦抵抗を限りなくゼロにして純粋な支圧抵抗について検討するためにアンカープレートを用いている。図 3-14にパラメータの解説図を、表 3-6に実験ケースを示す。

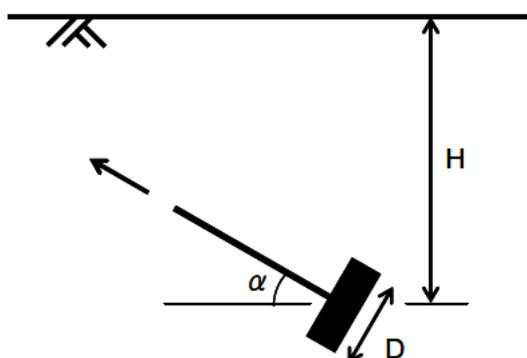


図 3-14 パラメータ解説図

表 3-6 実験ケース

アンカー体直径（プレート直径） D	17, 27, 40mm (0.51, 0.8, 1.2m)
土被り厚 H	100, 150, 200, 250mm (3.0, 4.5, 6.0, 7.5m)
相対密度 D_r	60, 90, 100%
アンカー傾各 α	0, 30, 45, 90°

() 内は実大換算寸法

(1) プレート直径

アンカー体の直径の大きさが引抜き抵抗に与える影響について検討するために、直径の大きさが異なるアンカープレートの引抜き実験を実施した。地盤の相対密度は90%程度である。

図 3-15に引抜き荷重—引抜き変位関係を示す。なお、アンカー傾角 α が 0° 、 45° の場合について示している。図より、アンカープレートの直径が大きいほど、引抜き荷重が大きいことがわかる。

図 3-16に極限引抜き力とプレート直径の関係を示す。なお、アンカー傾角 $\alpha=0^\circ$ では明瞭なピークを示さなかったため、引抜き変位量 50mmでの引抜き荷重を極限引抜き力としており、以後の結果についても同様とする。図より、アンカープレート直径と極限引抜き力に明瞭な相関関係がある。また、プレート直径D—極限引抜き力P関係の勾配は、アンカー傾角 0° のほうが大きい。

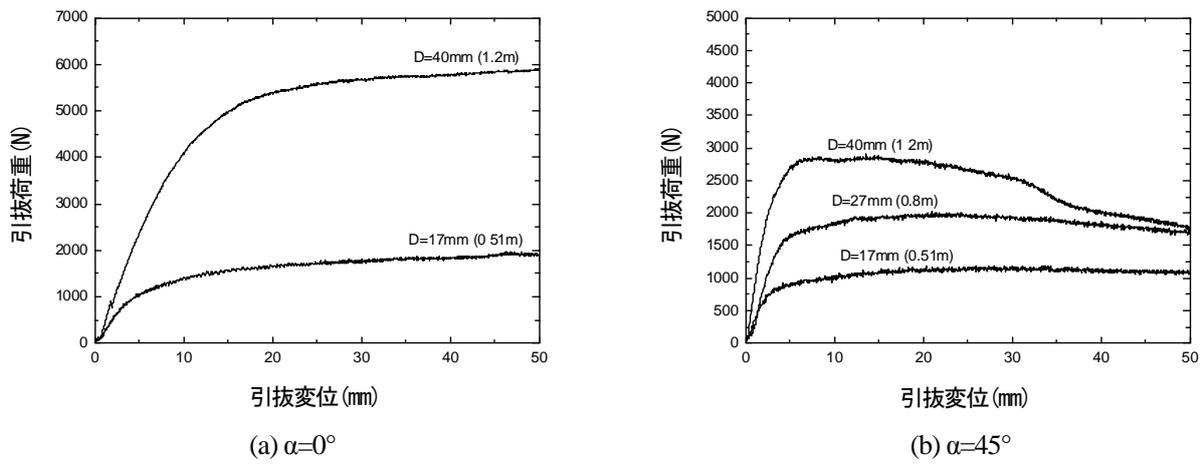


図 3-15 引抜き荷重—引抜き変位関係 (プレート直径 D)

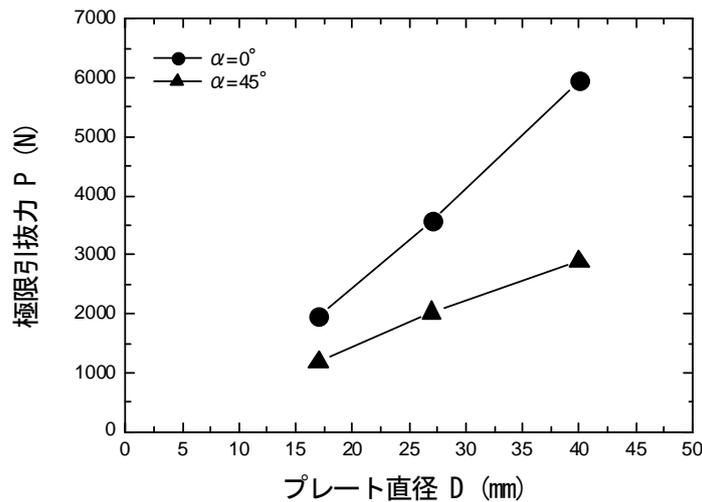


図 3-16 極限引抜き荷重 P—プレート直径 D

(2) 土被り圧

土被り圧が引抜き抵抗に与える影響について検討するために、異なる土被り圧においてアンカープレート
の引抜き実験を実施した。プレート直径は27mm、地盤の相対密度は90%程度である。

図 3-17に引抜き荷重—引抜き変位関係を示す。なお、アンカー傾角 α が 0° 、 30° 、 45° 、 90° の場合について示
している。図より、土被り深さ H が大きいほど、引抜き荷重が大きいことがわかる。

図 3-18に極限引抜き力と土被り圧 γH の関係を示す。ここで、単位体積重量 γ は相対密度より算出しており、
 16kN/m^2 程度である。また、明瞭なピークを示さなかったケースについては、引抜き変位量 50mmでの引抜
き荷重を極限引抜き力とし、図中に上向きの矢印を示している。図より、土被り圧 γH と極限引抜き抵抗の間
には、明瞭な線形関係があることがわかる。

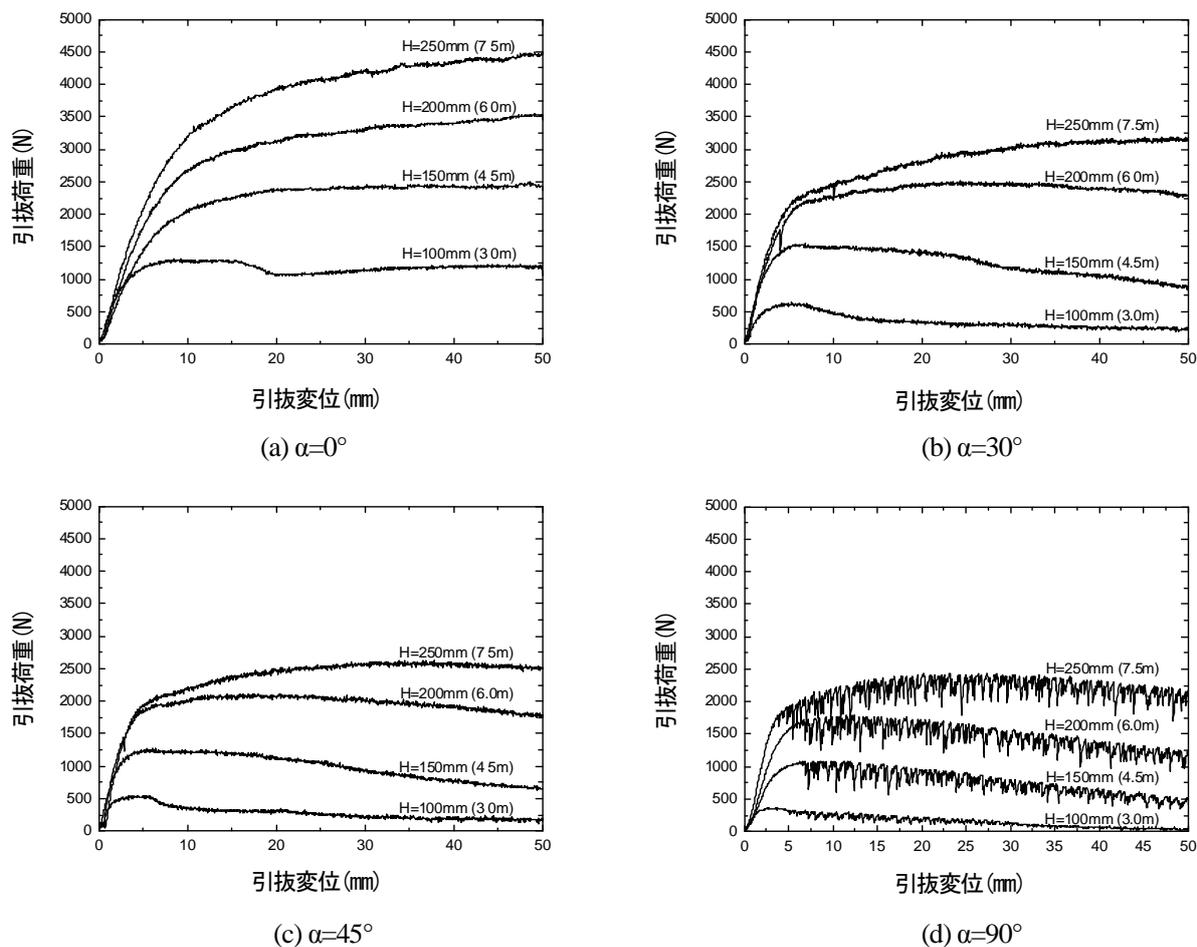


図 3-17 引抜き荷重—引抜き変位関係（土被り圧）

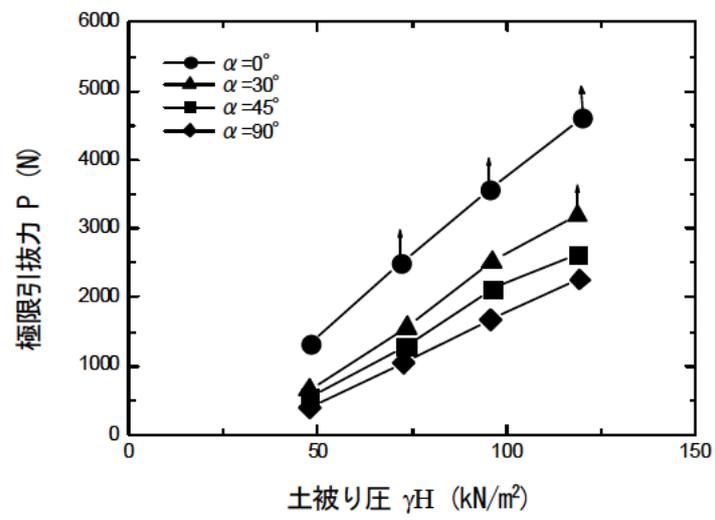


図 3-18 極限引抜き荷重 P —土被り圧 γH

(3) 地盤密度

地盤強度が引抜き抵抗に与える影響について検討するために、異なる相対密度 D_r の地盤においてアンカープレート引抜き実験を実施した。プレート直径は27mm、土被り厚は150mmである。

図 3-19に、引抜き荷重—引抜き変位関係を示す。なお、アンカー傾角 α が 0° 、 30° 、 90° の場合について示している。図より、相対密度 D_r が大きいほど、引抜き荷重が大きいことがわかる。

図 3-20に、図 2-4の関係を用いて相対密度より換算したせん断抵抗角 ϕ と、極限引抜き力の関係を示す。せん断抵抗角 ϕ と極限引抜き力 P の間に相関があることがわかる。また、実験における ϕ の幅は $38\sim 42^\circ$ と狭いものの、せん断抵抗角 38° と 42° で極限引抜き力は2~3倍程度あり、極限引抜き力に与える影響が大きい。支持力理論においては、せん断抵抗角 ϕ が大きくなると支持力係数は指数関数的に大きくなり¹⁾、アンカープレート引抜き挙動についても同様のことが考えられるため、 ϕ の小さい地盤についても検討が必要である。

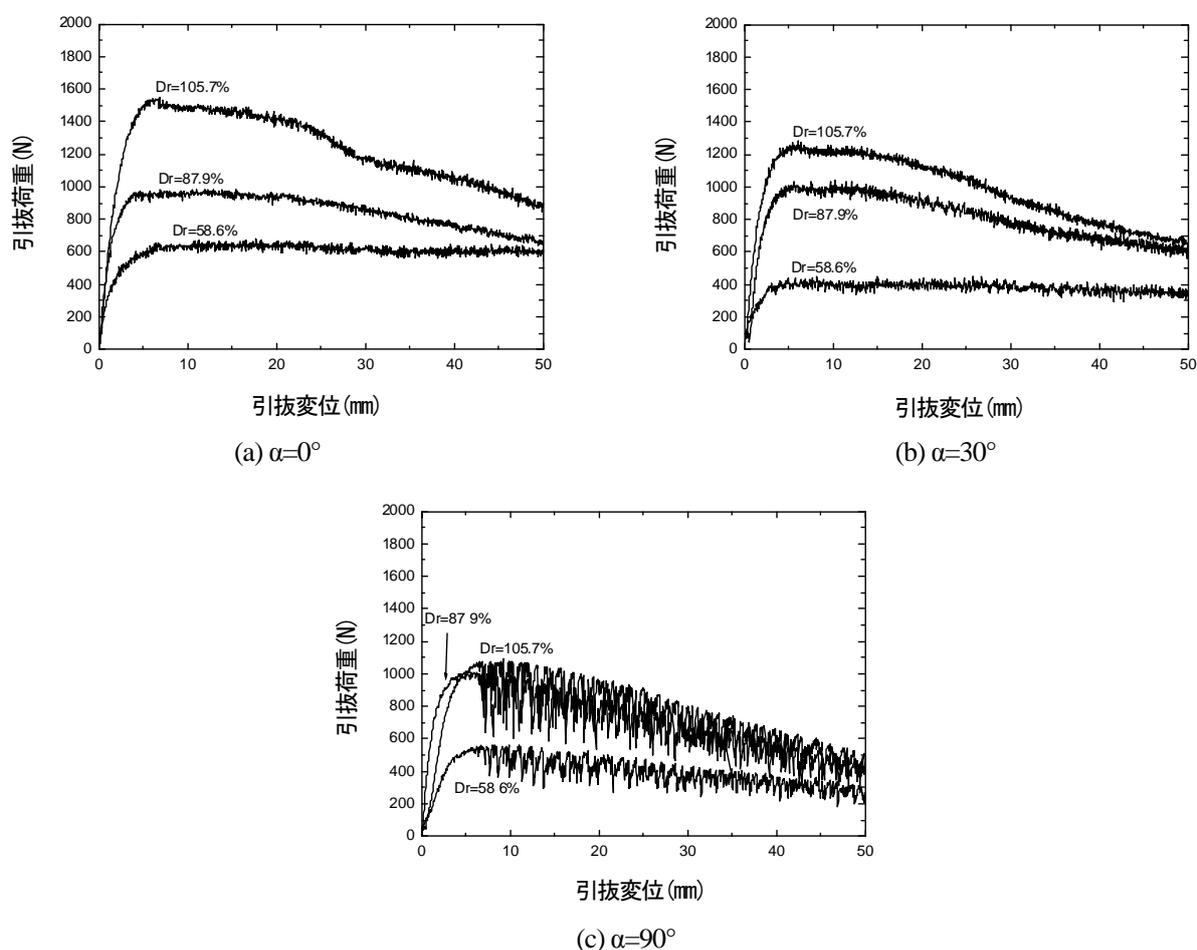


図 3-19 引抜き荷重—引抜き変位関係 (地盤密度)

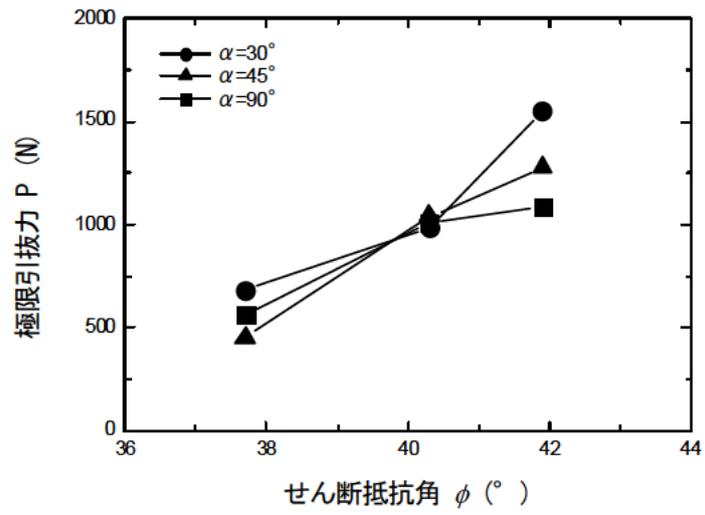


図 3-20 極限引抜き荷重P—せん断抵抗角 ϕ

(4) アンカー傾角

アンカー傾角 α が引抜き抵抗に与える影響について検討するために、異なるアンカー傾角 α においてアンカープレートの引抜き実験を実施した。プレート直径は27mm、地盤の相対密度は90%程度である。

図 3-21に、引抜き荷重－引抜き変位関係を示す。なお、土被り深さ $H=100\text{mm}$ 、 150mm 、 200mm 、 250mm の場合について示している。図より、アンカー傾角 α が小さいほど引抜き荷重が大きく、靱性を有した挙動を示している。

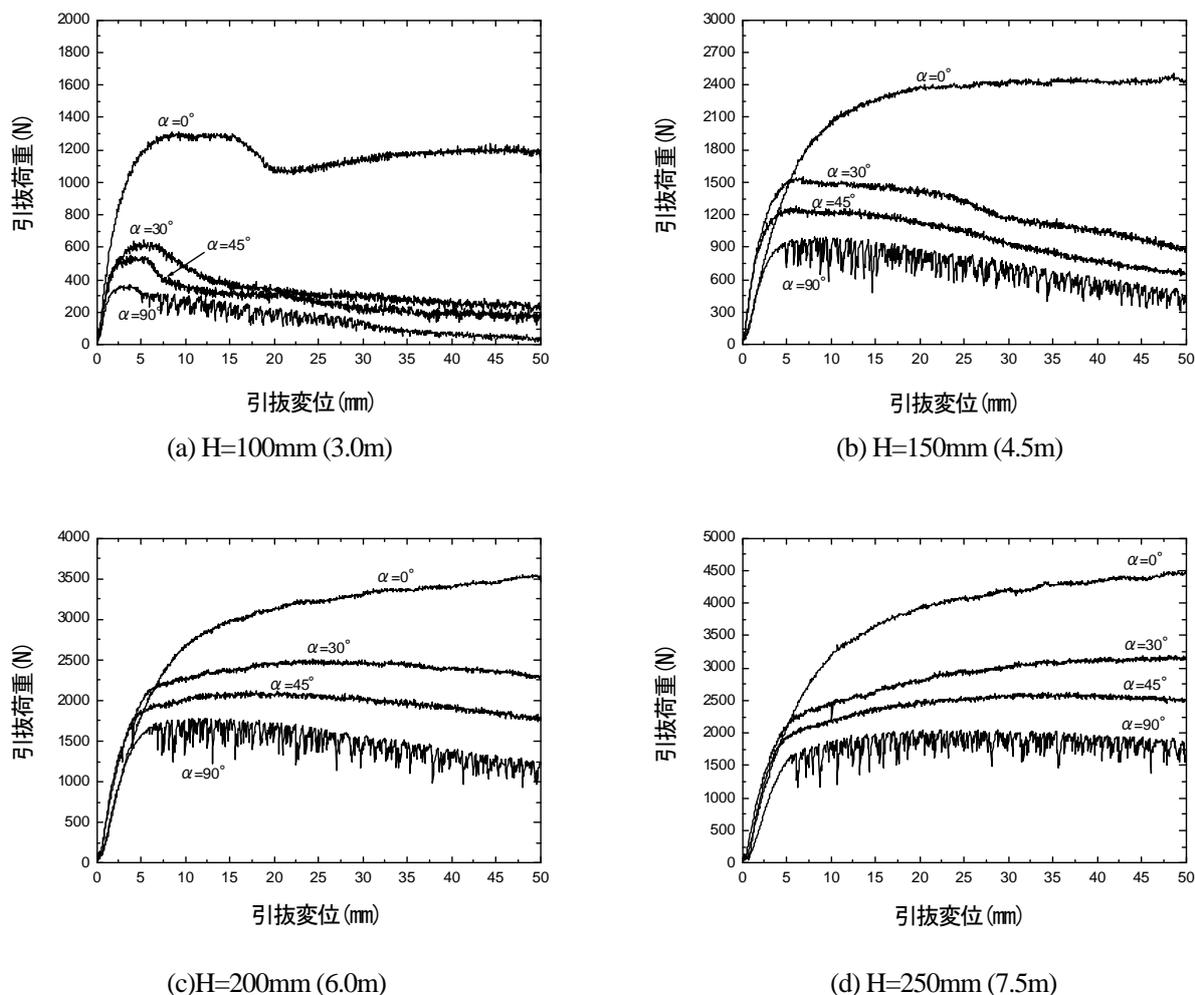


図 3-21 引抜き荷重－引抜き変位関係（アンカー傾角 α ）

図 3-22に、アンカー傾角 α と極限引抜き力の関係を示す。明瞭なピークを示さず、極限值に至らなかったケースについては、引抜き変位量 50mm での引抜き荷重を極限引抜き力とし、図中に上向きの矢印で示している。鉛直下向きへのアンカープレートの引抜きは基礎の鉛直支持力と同義であるため、道路橋示方書に示される以下の極限支持力式⁶⁾を用いて計算した支持力を、鉛直下向き ($\alpha = -90^\circ$) への極限引抜き力として図中に合わせて示している。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\} \quad (3-6)$$

ここに、 Q_u ：荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)、 c ：地盤の粘着力

(kN/m²)、 q : 上載荷重(kN/m²)で $q=\gamma_2 D_f$ 、 A_e : 有効載荷面積(m²)、 γ_1 : 支持地盤の単位重量(kN/m³)、 γ_2 : 根入れ地盤の単位重量(kN/m³)、 B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m) $B_e=B-2e_B$ 、 B : 基礎幅(m)、 e_B : 荷重の偏心量(m)、 D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)、 α 、 β : 基礎の形状係数 (円形基礎の場合、 $\alpha=1.3$ 、 $\beta=0.6$)、 κ : 根入れ効果に対する割り増し係数、 N_c 、 N_q 、 N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数、 S_c 、 S_q 、 S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数である。

根入れ効果に対する割り増し係数は以下の式で表される。

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B_e} \tag{3-7}$$

ここに、 D_f' : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした長さ(m)である。

支持力係数の寸法効果に関する補正係数は以下の式で表される。

$$\begin{aligned} S_c &= (c^*)^\lambda \\ S_q &= (q^*)^\gamma \\ S_\gamma &= (B^*)^\mu \end{aligned} \tag{3-8}$$

ここに、 $c^*=c/c_0$ 、 c : 地盤の粘着力(kN/m²)、 $c_0=10$ (kN/m²)、 $q^*=q/q_0$ 、 q : 上載荷重(kN/m²)、 $q_0=10$ (kN/m²)、 $B^*=B/B_0$ 、 B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)、 $B_0=1.0$ (m)である。なお、 $\lambda=\gamma=\mu=1/3$ としている。

図 3-22より、 α と極限引抜き力の間には相関があり、 α が小さいほど極限引抜き力が大きく、 $\alpha=0^\circ$ と 90° では2倍程度の差があり、アンカー傾角によって極限引抜き力が大きく異なることが分かる。

図 3-23に、道路橋示方書の極限支持力式から計算したアンカー傾角 90° での極限引抜き力で正規化した極限引抜き力 P/P_{90} と α の関係を示す。

$\alpha=0^\circ$ で式(3-6)により計算した極限支持力の0.6~0.7倍、 $\alpha=30^\circ$ で0.4倍、 $\alpha=90^\circ$ で0.3倍程度である。山留めなどに用いるアンカーは $\alpha=0\sim 30^\circ$ 程度で打設されるため、铁塔基礎の極限引抜き力 (アンカー傾角 90°) などの算定式を用いれば、安全側の値を得ることができると考えられる。

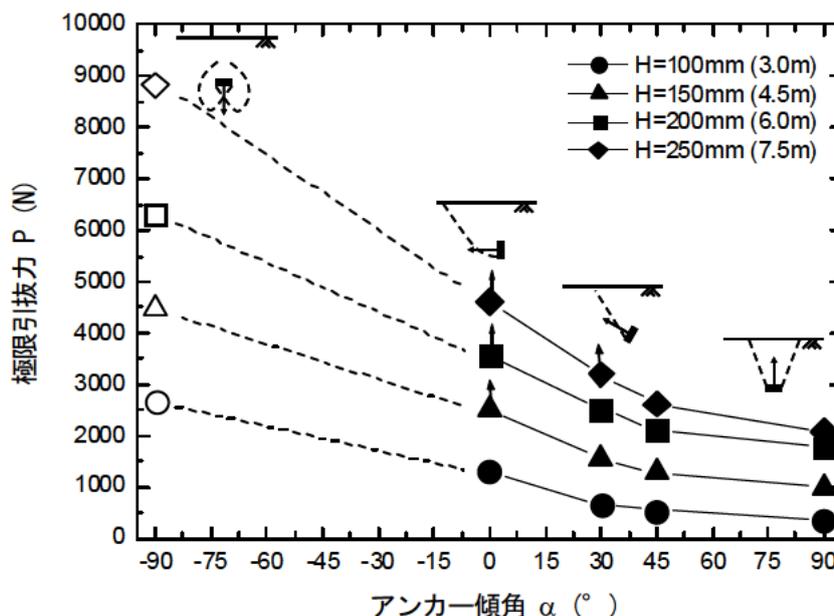


図 3-22 極限引抜き荷重 $P-\alpha$

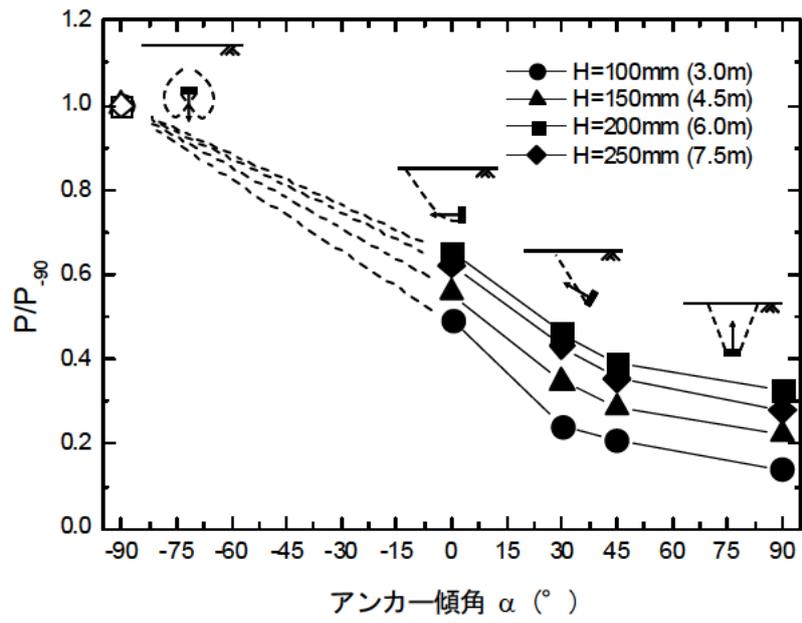


図 3-23 $P/P_{-90} - \alpha$

3.4. まとめ

本章では、拡径型アンカーの引抜き挙動について検討するために、遠心模型実験により拡径型アンカー模型およびアンカープレートの引抜き実験を行った。以下に本実験で得られた知見を示す。

- 拡径型アンカーの引抜き特性は、摩擦成分と支圧成分の和として表現できる。支圧成分は、引抜き変位量の増加とともに引抜き荷重が単調に増加し、支圧成分が極限に達するには大きな引抜き変位量が必要である。これに対し、摩擦成分は小さな引抜き変位でピークを示すものの、その後荷重が大きく低下し脆性的な挙動を示す。
- 粘土地盤においては、砂地盤に比べ引抜き抵抗力がかなり小さく、土留めの支保としての適用は難しいと考えられる。
- 角が取れた形状のアンカー体においても、支圧面の投影面積が同じ円柱体のアンカー体と同様の支圧抵抗が得られる。
- アンカー体直径、土被り圧、せん断抵抗角が大きいほど、またアンカー傾角が小さいほど、支圧抵抗は大きい。
- 支持力式を用いて拡径型アンカーの支圧力を算定すると、危険側の値となる可能性がある。そのため、支持力式を用いて支圧力を算定する場合には、実測値との比較を実施し、算定式の特徴をよく理解する必要がある。これに対し、鉄塔基礎などの鉛直上方への支圧抵抗の算定式を用いると、過度に安全側になる可能性がある。

4. 大型土槽を用いた拡径型アンカーの引抜き実験

4.1. 実験概要

実大規模の拡径型アンカー模型の引抜き挙動について検討するために、直径 500mm、800mm のアンカープレート、アンカー体直径 500mm、長さ 3000mm の拡径型アンカー模型を盛土地盤に設置し、水平方向（アンカー傾角 0°）への引抜き実験を実施した。

4.2. 実験方法

(1) 実験装置

①土槽

図 4-1に実験装置の概要図を示す。実験は土木研究所土工実験棟内のコンクリートピットの一部（幅 5.0m、深さ 4.2m、長さ 15.0m）を使用して行った（写真 4-1 (a)）。本実験では引抜きの最大計画荷重が 80tに設定されており、それに耐える反力壁の構築が必要となる。ピット内にH鋼部材でフレームを組み、載荷時の反力を切梁（H鋼部材）を介しピット端部のコンクリート壁で確保する構造とした。組立完了時の状況を写真 4-1 (b)に示す。山留壁は親杭横矢板形式を採用した。横矢板には厚さ 40mmの杉矢板を使用している。

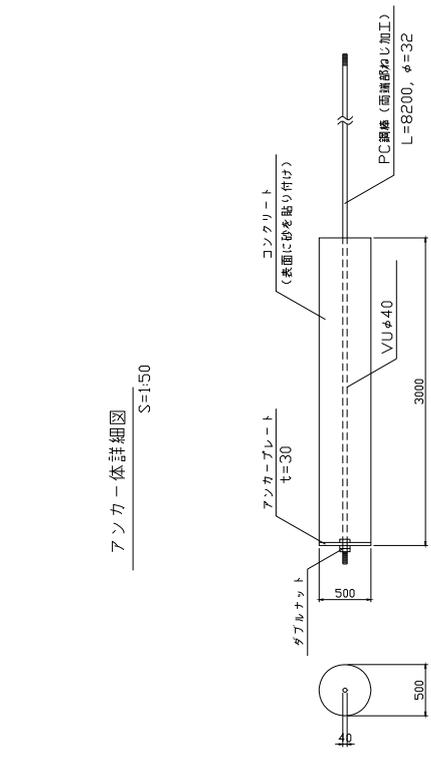


(a) コンクリートピット



(b) 土留め壁

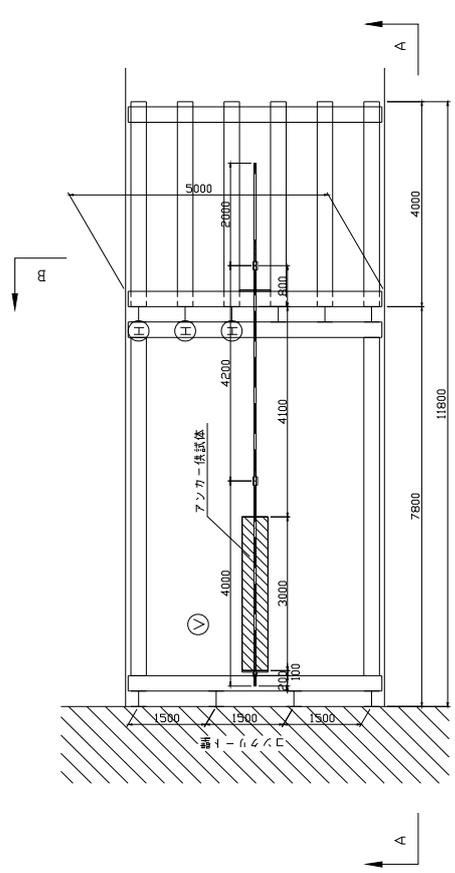
写真 4-1 土槽



アンカー一体詳細図 S=1:50

アンカー正面図

アンカー側面図



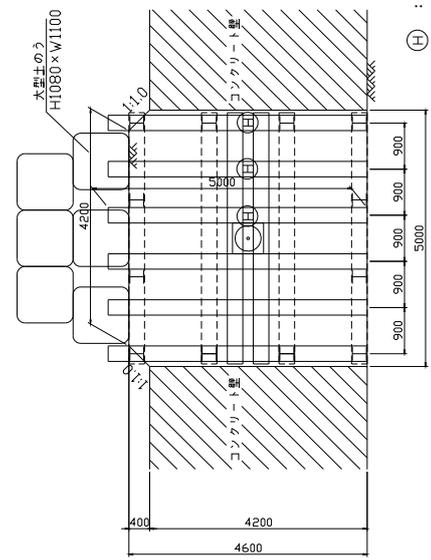
平面図

正面図 (B-B)

側面図 (A-A)

⊙ : 鉛直土圧計
⊕ : 水平土圧計

* 土圧計はアンカーと同じ高さに設置。



側面図 (A-A)

図 4-1 実験装置概要図

② 拡径型アンカーの模型

本実験で作製したアンカー模型は図 4-1のアンカー体詳細図に示すように、PC鋼棒とコンクリート円柱体および円形の支圧鉄板（アンカープレート）から構成されている。

(a) PC 鋼棒

φ32、B 種 1 号の PC 鋼棒を使用した。丸鋼で両端部にネジ加工を行っている。試験成績書の結果から弾性限界荷重は約 784kN (80tf) である。

(b) コンクリート円柱体

コンクリート円柱体は、φ500mmで長さ 3.0mである。コンクリートの配合は呼び強度 24N/mm²、スランプ 8cm、最大粗骨材寸法 20mmとした。打設後、4 週間の養生を行っている。作製したアンカー体はアンボンドタイプの圧縮型アンカーであり、コンクリートとPC鋼棒の付着を切るために、内径 40 mmの塩ビパイプ（VU-40）を用いて縁切りをしている。型枠には剥離剤を塗ったボイド管を用いた（写真 4-2 (a)）。打設後、アンカー体表面の摩擦を大きくするために、アスファルト乳剤を塗布し、川砂を貼り付けている（写真 4-2 (b)）。別途実施した実験の結果から、アンカー体と地盤との摩擦係数 $\mu=0.82$ であることを確認している。

(c) 支圧鉄板（アンカープレート）

用いた支圧鉄板(SS400 相当)の種類はφ500 とφ800 の 2 タイプであり、厚さは 30 mmである（写真 4-2 (c)）。なお、アンカープレート単体での引き抜き実験では、プレートの強度の問題から 2 枚あるいは 3 枚のプレートを重ねて実験を行った。写真 4-2 (d)はケース 3 のアンカー体である。φ800 の支圧板に対し、φ500、φ300 のプレートをそれぞれ重ねることで補強を行っている。



(a) 拡径型アンカー模型打設状況



(b) 拡径型アンカー模型（川砂貼り付け完了）



(c) アンカープレート



(d) アンカープレート設置

写真 4-2 アンカー体模型 (φ500×t30)

(2) 実験方法

① 模型地盤の作製方法

山留め支保工および横矢板の設置が完了後、土槽内に地盤を作製した。用いた地盤材料は山砂を用いた。山砂の物理特性を表 4-1に、粒径加積曲線を図 4-2示す。

表 4-1 山砂の特性

液性限界 w_L	81.9%
塑性限界 w_P	30.5%
塑性指数 I_P	51.5%
土粒子密度 ρ	2.702 g/cm ³
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.746 g/cm ³
最適含水比 w_{opt}	17.2%
せん断抵抗角 ϕ	34.6°
粘着力 c	20 kN/m ²

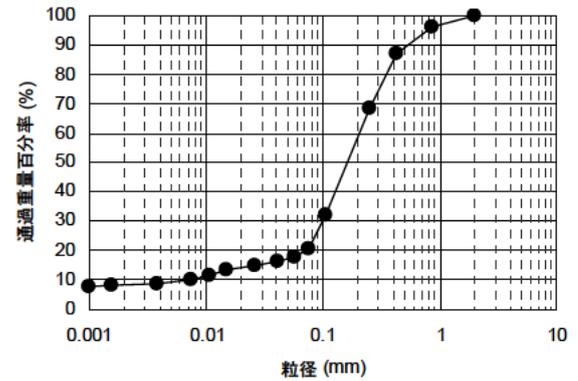


図 4-2 山砂の粒径加積曲線

1層 20cm ごとに撤出し・転圧を行った。盛土材の撤出しには、アンカー体の設置高さ (H=2.4m) までは 15t 級天井クレーンを使用し、その後の盛り立てには 0.4m³ 級のバックホウを用いた。また、転圧機械は主に 1t 級振動ローラを使用し、土槽端部にはプレートコンパクタを使用した。

転圧は予め含水比調整した山砂に対し、振動ローラ (写真 4-3) で 4 往復を目安に行った。事前の試験施工において、この地盤作製方法で、締固め度 95% を確保できることを確認している。

アンカー体設置高 (土槽下端から 2.4m) まで地盤作製完了後、アンカー体を設置した。アンカー体設置後は同じ要領で土槽端部 (土槽下端から 4.8m) まで地盤を作製した。

計画高さまで地盤を作製した後、上載荷重として大型土のうを 2 段載荷した。大型土のうは 1 袋当たり約 10kN (1tf) であり、合計 33 袋の土のうを載荷している。写真 4-4 に大型土のう載荷後の写真を示す。地盤の作製フローを図 4-3 に示す。



写真 4-3 転圧機械



写真 4-4 大型土のう設置完了

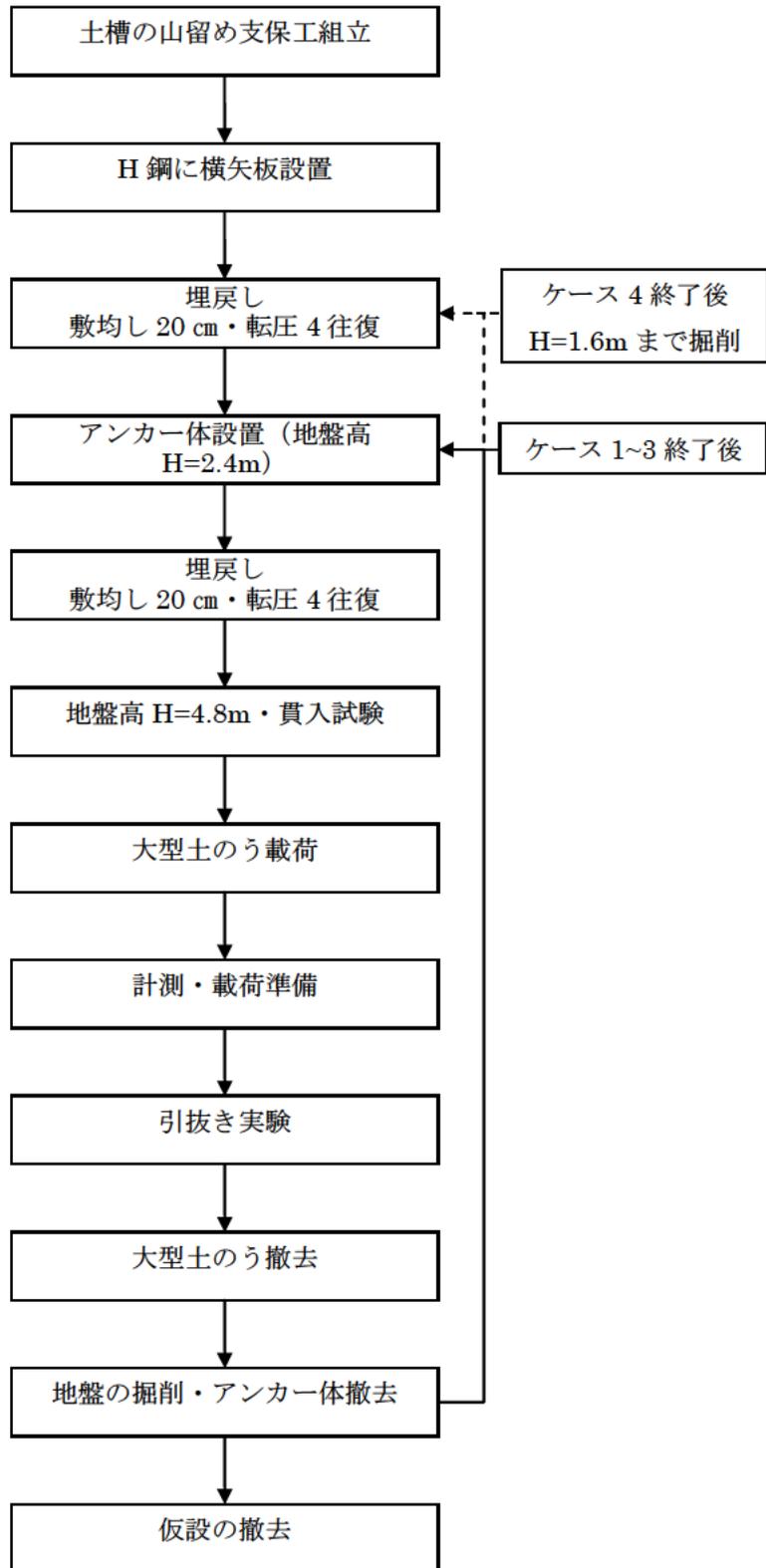


図 4-3 模擬地盤の作成手順

②地盤の品質管理方法

模型地盤の品質管理は、盛土高 1.0m ごとの密度試験による密度管理、地盤作製後に貫入試験による地盤強度の確認によって行った。

(a)密度試験

地盤作成中の密度管理は盛土高 1.0mごとに土槽内の任意点において、サンプルを採取し行った。本実験の密度管理の目標値と各実験ケースの密度試験結果の平均値を表 4-2に示す。密度試験結果より、概ね目標どおりの値を満足している。

表 4-2 密度試験結果

目標値	湿潤密度 ρ_t	乾燥密度 ρ_d	含水比 w	締固め度 D_c
		1.900 g/cm ³	1.645 g/cm ³	15.5 %
Case1	1.846 g/cm ³	1.604 g/cm ³	15.1 %	91.9 %
Case2	1.912 g/cm ³	1.655 g/cm ³	15.6 %	94.8 %
Case3	1.901 g/cm ³	1.650 g/cm ³	15.2 %	94.5 %

(b)貫入試験

地盤作製後に、地盤強度を調査するために簡易動的コーン貫入試験およびスウェーデン式サウンディング試験を実施した。図 4-4に、各実験ケースの土槽中央付近における簡易動的コーン貫入試験およびスウェーデン式サウンディング試験の結果を示す。なお、スウェーデン式サウンディング試験はCase1のみ実施した。また、試験結果は次式を用いてN値に換算して示している。

$$N = N_d / 1.5 \quad (4-1)$$

$$N = 0.022W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (4-2)$$

ここに、NはN値、 N_d は土研式貫入試験の10cm貫入に要する打撃回数、 W_{sw} はスウェーデン式サウンディング試験のおもりの重量、 N_{sw} はスウェーデン式サウンディング試験の貫入量1.0m当たりの半回転数である。

表 4-3に貫入試験で得られた換算N値の平均値を示す。

表 4-3 平均N値

	Case1	Case2	Case3
平均N値	10	11	11

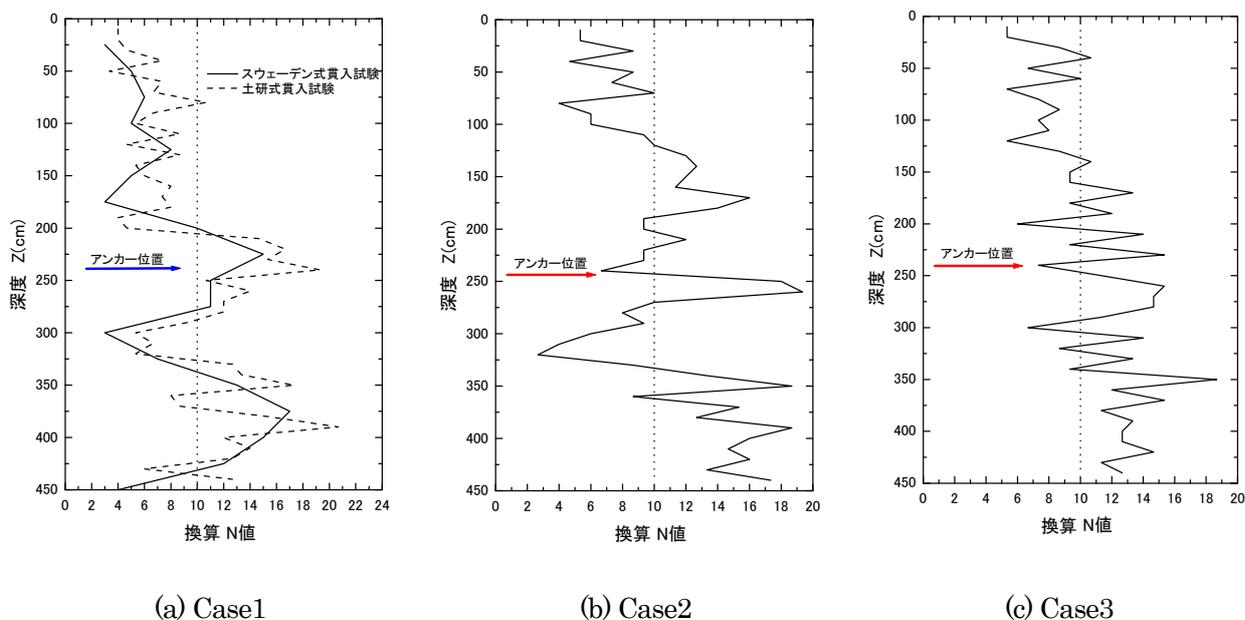


図 4-4 貫入試験結果

③計測項目

(a)引抜荷重

引抜荷重は、センターホール型ロードセル（容量 980kN（100tf））により計測した。

(b)引抜変位

引抜変位は、ジャッキの変位量を測定した。Case1 では接触型の変位計を Case2、3 ではレーザー変位計を用いた。

④引抜き

引抜き試験は 980kN（100tf）用センターホール型油圧ジャッキにて荷重制御で載荷を行った。土留壁前面の腹起しに反力用鉄板（60cm×60cm×t45mm）を取り付け、ロードセル、アンカープレート、ラムチェア、油圧ジャッキの順に設置した（写真 4-5）。

使用した油圧ジャッキはラムの最大ストロークが 15cm であり、それ以上の変位が生じると、ジャッキを盛りかえる必要がある。ジャッキ盛り換え時にはジャッキの荷重が 0 になるため、アンカープレートとラムチェアを入れ、ナットで固定することで、盛り換え時の荷重を保持した（図 4-5）。

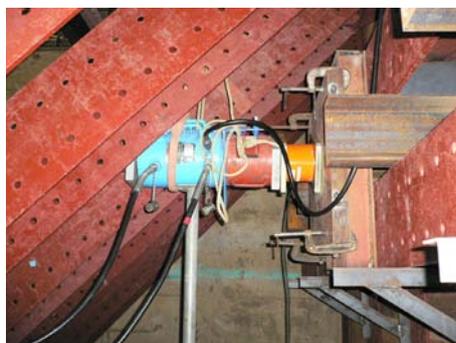


写真 4-5 載荷装置（右から反力板、ロードセル、ラムチェア、油圧ジャッキ）

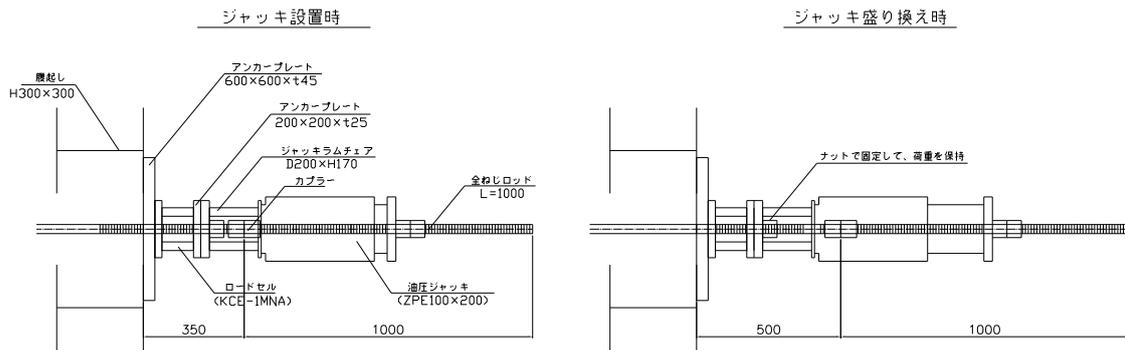


図 4-5 ジャッキの盛り換え

(a) 載荷方法

載荷は、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説⁷⁾の基本調査試験に準じて行った。すべてのケース共通で計画最大荷重を 590kN (60tf) に設定し、10 サイクルで計画最大荷重に到達するように、1 段階 59kN (6tf) の多サイクル載荷とした。ただし、初期荷重として 29kN (3tf) を載荷している。

載荷荷重の時刻歴を図 4-6 に示す。荷重の保持時間は、処女載荷時で 5 分、履歴内では 1 分とした。所定の荷重保持時間が経過後は、まだクリープ変位が完全には収まっていない場合でも次の載荷段階に移った。

なお、計画最大荷重まで載荷してもアンカーの限界状態が確認できない場合は、サイクル数と荷重段階数を増やして実験を継続した。ただし、PC 鋼棒の弾性限界が約 784kN (80tf) であるので、764kN (80tf) を上限とした。

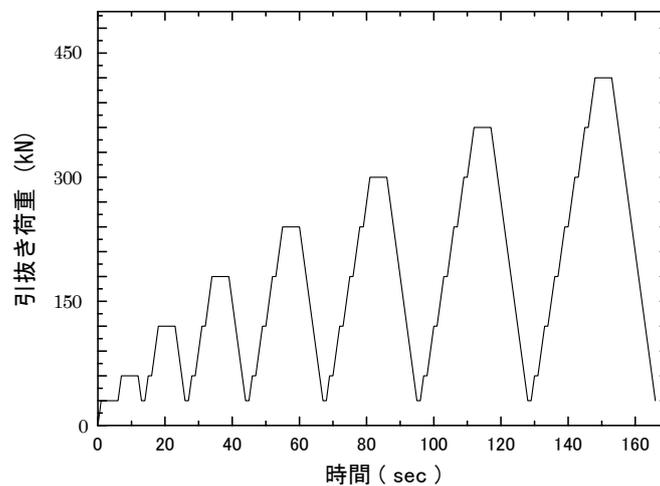


図 4-6 荷重載荷時刻歴

(b) 測定ピッチ

荷重 5kN (0.5tf) ごとに目視してデータロガーに取り込んだ。荷重保持時は 10 秒のインターバルで自動計測を行っている。

4.3. 実験ケース

実験ケースを表 4-4に示す。各ケースのアンカー体設置完了時の写真を写真 4-6以下に示す。

表 4-4 実験ケース

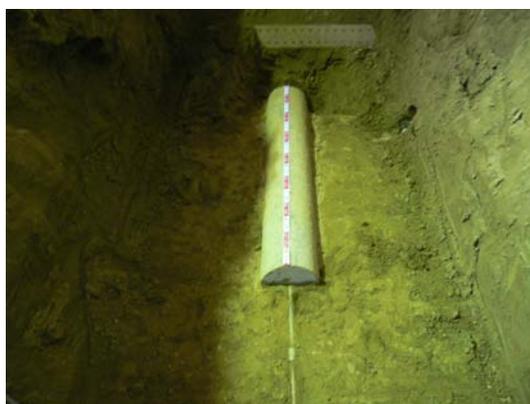
	プレート直径D	アンカー体長L	土被りH
Case1	0.5m	アンカープレート	4m
Case2	0.8m	アンカープレート	4m
Case3	0.5m	3.0m	4m



(a) ケース 1 (φ500 プレート)



(b) ケース 2 (φ800 プレート)



(c) ケース 3 (φ500×L3000)

写真 4-6 アンカー体模型の設置

4.4. 実験結果

各ケースの荷重変位曲線を図 4-7 に示す。Case1、Case2 のアンカープレートでは、引抜き変位の増加に伴い単調に荷重も増加している。これは遠心模型実験と同様の傾向であり、支圧抵抗の特徴である。また、小さな土被り (H=4m) という条件において、Case2 の直径 800mm のアンカープレートでは、変位は大きいものの 800kN 程度の極限引抜き力が得られている。

また、除荷・再載荷時の挙動より、全てのケースにおいて、荷重の初期段階から塑性変位が発生していることがわかる。また除荷・再載荷の勾配はほぼ鋼棒の弾性勾配に一致しており、地盤の弾性変形はごくわずかである。

Case1 と Case3 を比較すると、引抜き変位量 25mm 程度までの載荷初期では Case3 の方が大きな引抜き抵抗を示している。しかし、引抜き変位がさらに大きくなると、Case1 と Case3 で同程度の勾配になっていることがわかる。これは、遠心模型実験結果と同様に、摩擦抵抗は小さなひずみレベルでピークを示し、その後脆性的に荷重が低下して残留状態に至るのに対し、支圧抵抗は引抜き変位の増加に伴い引抜き荷重が単調に増加するためである。

図 4-8 に、アンカープレートの引抜き実験結果である Case1 および Case2 の極限引抜き力と、道路橋示方書の極限支持力式を用いて計算した極限支持力との比較を示す。図より、支持力の計算結果と比較して、引抜き実験結果のほうが小さく、0.3~0.5 倍程度であることが分かる。これは遠心模型実験と同様の傾向である。

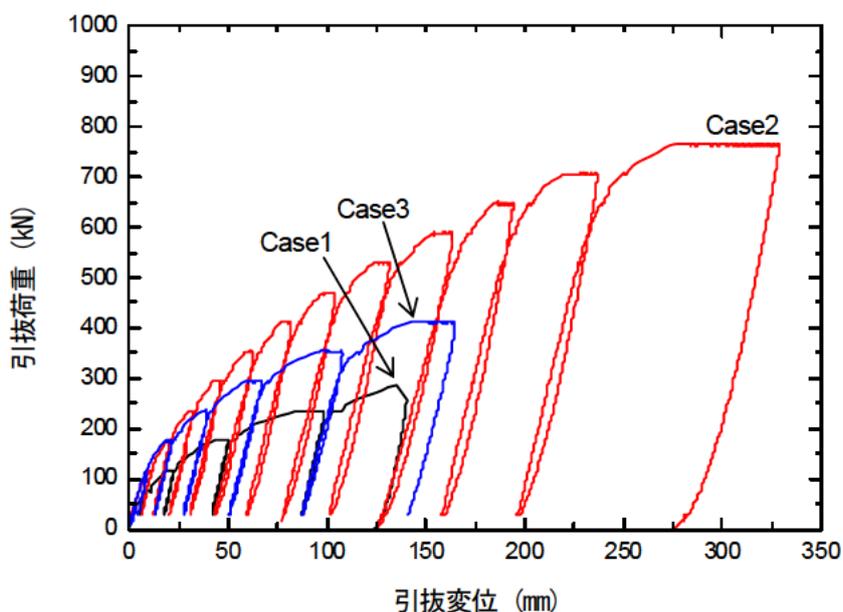


図 4-7 引抜き荷重—引抜き変位関係

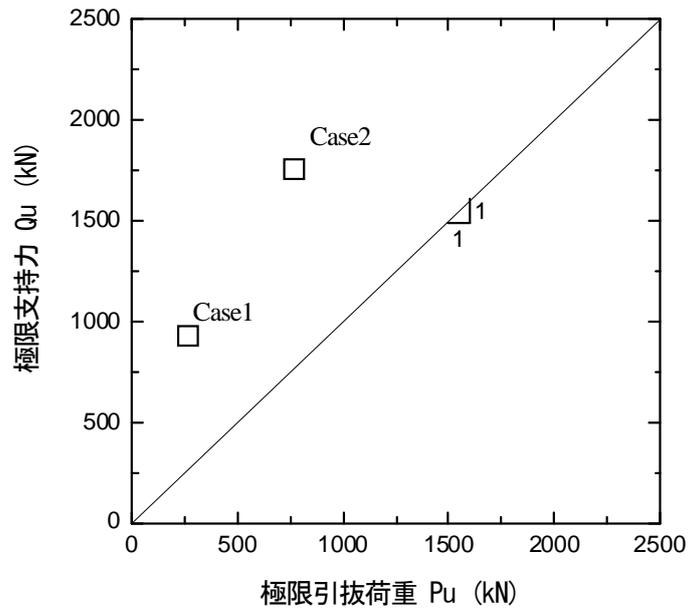


図 4-8 アンカープレートの極限引抜き力と極限支持力の比較

4.5. まとめ

本章では、拡径型アンカーの引抜き挙動について検討するために、盛土地盤中において実大規模の拡径型アンカー模型およびアンカープレートの引抜き実験を行った。以下に本実験で得られた知見を示す。

- 摩擦抵抗と支圧抵抗の挙動について、遠心模型実験と同様の傾向が得られた。
- 土被り 4m で直径 800mm のアンカープレートを引抜いた結果、800kN 程度の極限引抜き力が得られた。
- 道路橋示方書の極限支持力式を用いて計算した鉛直支持力と比較すると、アンカープレートの極限引抜き力は 0.3~0.5 倍程度であり、遠心模型実験結果と同様の傾向である。

5. 全体のまとめ

拡径型アンカーの引抜き特性について検討するために、遠心模型実験、実大実験を実施した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 拡径型アンカーの引抜き抵抗は、アンカー体周面の摩擦抵抗と、支圧面での支圧抵抗の和として表すことができ、支圧抵抗が付加されることで摩擦抵抗のみの場合の進行性の破壊を低減することができる。
- 摩擦抵抗と支圧抵抗が極限を示す引抜き変位量は異なり、摩擦抵抗のほうが小さな変位量で極限を示すため、支圧抵抗と摩擦抵抗の極限同士を足して引抜き抵抗を算出すると危険側の値になる。
- 支圧抵抗による地盤の破壊メカニズムは、アンカー傾角により大きく2つに分けることができる。すなわち、アンカー傾角が大きい場合には支圧面の端部よりすべりが生じ、アンカー傾角が小さい場合には支圧面前方の地盤にくさびが形成され、くさびの先端からすべりが生じる。
- 粘土地盤では、砂地盤に比べ摩擦抵抗だけでなく支圧抵抗もかなり小さく、土留め支保工としての適用は難しいと考えられる。
- 角が取れた形状のアンカー体においても、支圧面の投影面積が同じ円柱体のアンカー体と同様の支圧抵抗が得られる。
- 支圧抵抗はアンカー傾角に大きく依存しており、支持力式を用いて極限支圧抵抗を算出すると危険側の値となる可能性がある。そのため、支持力式を用いて支圧力を算定する場合には、実測値との比較を実施し、算定式の特徴をよく理解する必要がある。また、鉄塔基礎などの鉛直上方への支圧抵抗の算定式を用いると過度に安全側の値になる。

参考文献

- 1) A.Balla : The resistance to breaking out of Mushroom Foundations for Pylons, Proceedings of 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pp.569-576, 1961.
- 2) (社)土質工学会 : 土の強さと地盤の破壊入門、pp.300-312、1987.
- 3) (財)沿岸開発技術センター : GeoFem (地盤解析汎用プログラム) マニュアル, 1997.
- 4) 保国、栗原、深澤 : 球根部を持つアースアンカーの引抜き抵抗に関する一実験、第 5 回土質工学研究発表会、II-27、pp.233-236、1970.
- 5) 野尻、笹尾、木下、持田 : 密な砂層に定着した拡径地盤アンカーの引抜き抵抗、第 22 回土質工学研究発表会 pp.1367-1368、1987.
- 6) (社)日本道路橋会 : 道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2002.3
- 7) (社)地盤工学会 : 地盤工学会基準 グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、(社)地盤工学会、2000.3
- 8) 日本エキスパンダ・ボディ協会 : Expander Body Anchor 技術資料、pp.29、2002
- 9) W.J.Neely, J.G.Stuart and J.Graham. : Failure load of vertical anchor plates in sand, Journal of the soil mechanics and foundation division, 669-685, 1979.3
- 10) R.S.Merifield and S.W.Sloan. : The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils, Canadian Geotechnical Journal, 43: 852-868, 2006.
- 11) 吉国ほか : 土の力学、技報堂出版、1990

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.401 December 2009

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754