

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 －

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

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（その1）

－ スプリッツアンカー －

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	
		前主席研究員	大下 武志	
		主任研究員	宇田川義夫	
		研究員	澤松 俊寿	
		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	
		部長	三上 登	
		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

要 旨

用地制限のある掘割構造等の土留め支保工の工期短縮・コスト削減を目的に、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、日特建設株式会社により、平成18年度から3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）」に関する共同研究を実施してきた。

本報告書は、アンカー体部を拡大させた拡径型アンカー工法の開発に向けて実施してきた共同研究の成果をとりまとめたものである。

キーワード：掘割構造、山留め、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、日特建設株式会社により、平成18年度から3ヵ年にわたり共同研究を実施した。

「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）」は、拡径型アンカーの引抜き特性に関する検討結果、アンカー体を機械的に拡径削孔する拡径型アンカー工法（スプリッツアンカー工法）の施工法に関する検討結果等を取りまとめたものであり、以下により構成される。

- ・ 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—
- ・ 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—

本報告は、上記のうち「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—」であり、アンカー体を機械的に拡径削孔する拡径型アンカー工法の施工法の検討結果や、設計・施工マニュアル等の研究成果を取りまとめたものである。なお、「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—」は遠心場引抜き実験や実大引抜き実験により拡径型アンカーの引抜き特性について検討した結果を取りまとめたものであり、拡径型アンカーの基本的な引抜き特性についてはこちらを参照されたい。

目次

第1部 工法開発	1
1. はじめに	2
1.1 研究の目的	2
1.2.1 拡径型アンカーの開発.....	3
1.2.2 拡径型アンカーの引抜き特性に関する基礎的実験.....	3
2. 拡径型アンカーの開発.....	4
2.1 回収型拡径ビット.....	4
2.2 袋体を用いたアンカー体.....	10
2.3 拡径アンカー造成試験.....	11
2.4 造成試験のまとめ.....	18
3. 拡径型アンカーの引張試験 (1)	19
3.1 アンカーの引抜き耐力の確認.....	19
3.2 実験土槽	19
3.3 アンカー体	21
3.4 引張試験の方法.....	22
3.5 実験結果	23
3.5.1 拡径型アンカー打設.....	23
3.5.2 引張試験結果.....	26
3.5.3 アンカー体掘り出し (1)	30
3.6 まとめと課題.....	33
4. 拡径型アンカーの引張試験 (2)	34
4.1 実験の概要	34
4.2 実験ケース	34
4.3 実験土槽	36
4.4 アンカー体	37
4.5 拡径型アンカー (CASE-1 アンカー体 A) 打設	39
4.5.1 施工状況.....	39
4.5.2 削孔ビットの拡径確認.....	41
4.5.3 グラウトの注入状況.....	44
4.6 引き抜き耐力試験.....	46
4.6.1 CASE-1 アンカー体 A	47
4.6.2 CASE-2 アンカー体 B	50
4.6.4 CASE-4 アンカー体 D 角度 45°	52
4.6.5 CASE-5 アンカー体 D 角度 60°	53

4.7 アンカー一体掘り出し (2)	54
4.7.1 アンカー体 A	54
4.7.2 アンカー体 B	56
4.8 引張試験結果に関する考察	57
4.8.1 引抜荷重の理論値	57
4.8.2 支圧効果と摩擦効果	61
4.8.3 アンカー設置角度	62
4.8.4 引抜き変位量に関する考察	63
5. 支圧効果確認試験	67
5.1 CASE-1	69
5.2 CASE-2	70
5.3 CASE-3	71
5.4 CASE-4	72
5.5 実験結果のまとめ	73
5.5.1 角度による影響	73
6. 結論	75
6.1 本研究の成果	75
6.2 今後の課題	75
第2部 スプリッツアンカー設計・施工マニュアル (案)	76

第 1 部 工法開発

1. はじめに

1.1 研究の目的

都市部の山留め工事でグラウンドアンカー工（以下、アンカー工）を施工する場合、定着層が深部にあるため自由長が長くなったり、その定着層の摩擦抵抗が小さいためにアンカー一体長が3.0～10.0m¹⁾に収まらず、アンカー本数を増やして荷重を小さくしたりするケースがある。また、図1.1のように、アンカーが長くなってしまふことにより、用地の境界を犯してしまうためアンカー工自体の計画を断念せざるを得ない場合がある。

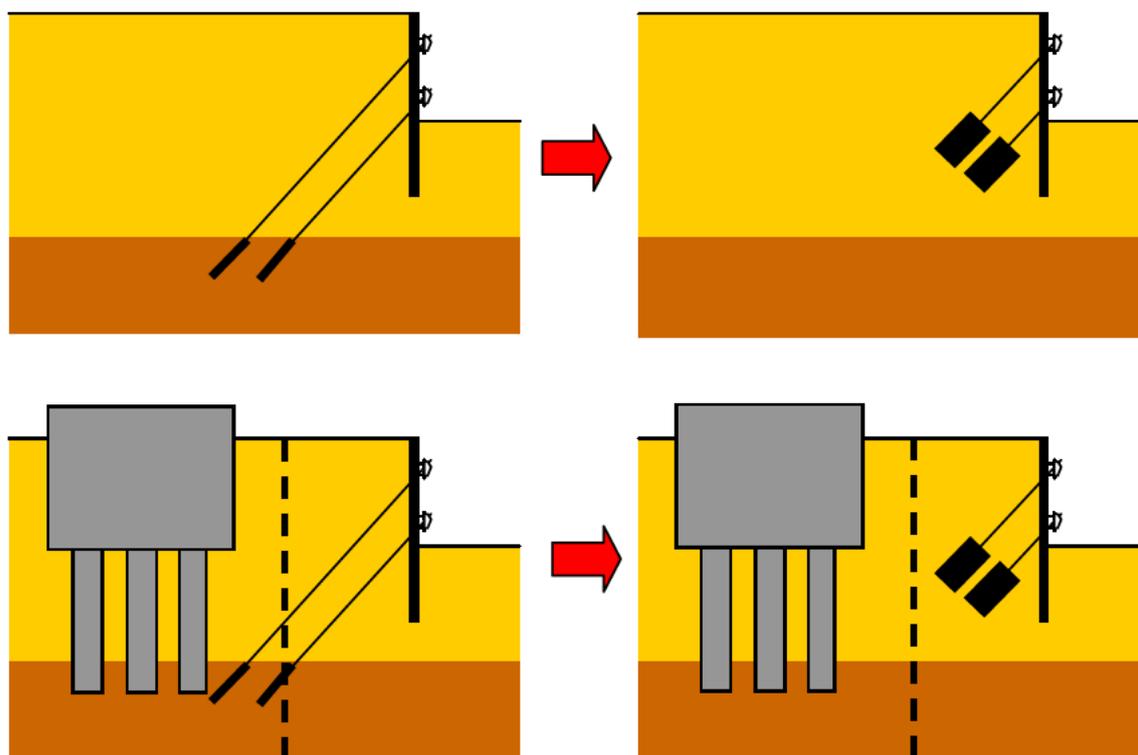


図 1.1 拡径型アンカーの利用例

このようなアンカー工を適用することが難しい地盤や施工条件下においても施工の信頼性・設計の優位性が発揮できるアンカーとして、アンカー体部を機械的に $\phi 800\text{mm}$ に拡径するアンカー工法を2000年頃から開発、実用化し、実績を増やしている。

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新たな拡径型アンカー工法の開発を目的としている。

1.2 研究内容

本研究開発における研究内容を以下に示す。

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

1.2.1 拡径型アンカーの開発

(1) 回収型拡径ビットの開発

従来型の拡径型アンカーは先端のビットをアンカー孔内に残置してしまうタイプであったが、コストダウンと確実なアンカー体を造成するために、新たに繰り返し使用でき、回収可能な拡径型削孔ビットを開発した。

(2) 袋体を用いたアンカー体

拡径した孔内に、アンカー体としてポリエステル製の袋体を用いる。

1.2.2 拡径型アンカーの引抜き特性に関する基礎的実験

拡径型アンカーの引張抵抗力は、アンカー体と地盤との摩擦効果と拡径することによって得られる大断面での支圧効果を合わせたものであるが、それら個別の効果については十分な知見は得られていない。そのため拡径型アンカーを造成し、引張試験を行い、拡径型アンカーの設計手法（摩擦効果＋支圧効果）について検証を行った。

2. 拡径型アンカーの開発

2.1 回収型拡径ビット

従来型の拡径ビットにおいては、図 2.1 に示すように、軸部削孔のときは拡径ビットを閉じたまま削孔し、拡径部削孔時はボーリングマシンに取り付けた油圧スイベルでインナーロッドを押し込むことにより機械的にビットを拡げ、拡径したビットでアンカー体部を削孔する仕組みである。抜管時にロッドを逆回転（削孔時は正転）させることにより、ビットとケーシングのストッパーが外れアンカー孔内にビットを残置してくる構造となっている。

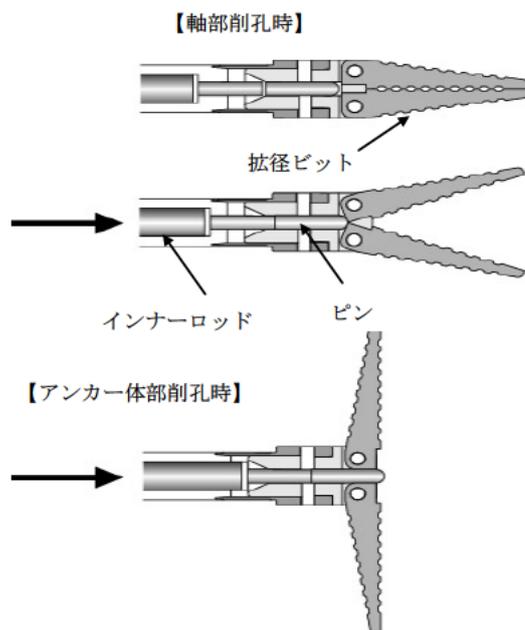


図 2.1 残置式拡径ビットの仕組み



図 2.2 残置式拡径ビット

残置式拡張ビットは、アンカー1本毎に孔内にビットを置いてきてしまうので、コストの面で不利になることから回収型のビットを開発した。

回収型拡張ビットの開発に関し、表 2.1 に示すような様々な拡張方法を試行錯誤し、水圧（圧力）を作用させることでピストンを押し込み拡張する機能とした。

表 2.1 回収型ビット案

拡張方法	必要な機構	概要	問題点	評価
油圧ジャッキ	スイベル内に油圧ジャッキ搭載	<ul style="list-style-type: none"> ・従来の拡張アンカーの機構を利用。 ・所定の長さのピンを押し込んで拡張させる ・ピンの押し込み長で拡張確認 	<ul style="list-style-type: none"> ・スイベルのメンテナンスに問題が残る ・新たなスイベルの開発 	△
	別系統で油圧ジャッキ搭載	<ul style="list-style-type: none"> ・別系統の押し込み専用のジャッキをケーシング内に装着 ・所定の長さのピンを押し込んで拡張させる ・ピンの押し込み長で拡張確認 	<ul style="list-style-type: none"> 新たなジャッキの開発 ジャッキ圧力 油圧系統のスイベル構造の開発が必要 	×
フィード圧	三重管	<ul style="list-style-type: none"> ・一旦ケーシングを切り離し、新たにインナーを挿入し、ボーリングマシンのフィード圧でインナーを押し込むことにより、強制的に拡張させる。 ・ビット回収時は、インナーを抜くことにより、ビットの開閉をフリーにする 	<ul style="list-style-type: none"> 拡張の確認 ビットの固定方法 ケーシング内の止水 ロッドの止水構造 	△
回転を利用	ダブルヘッド (外管と内管が、別々に回転)	<ul style="list-style-type: none"> ・一旦ケーシングを切り離し、新たにインナーを回転挿入し押し込むことにより、強制的に拡張させる。 ・ビット回収時は、インナーを抜くことにより、ビットの開閉をフリーにする 	<ul style="list-style-type: none"> 拡張の確認 ビットの固定方法 ケーシング内の止水 ロッドの止水構造 	○
水圧	水圧用スイベル	水圧を作用させて、拡張させる	<ul style="list-style-type: none"> 構造 ロッド内の止水構造 ポンプの仕様 	◎

これらのうち、スイベルの開発はコストや技術的な問題で断念した。また三重管構造もコスト的な問題が残った。

水圧式は、インナービットの先端に拡張ビットを装着し（従来の二重管構造と同じツール

ス可以使用できる)、インナービット内に圧力を掛けて拡張させれば、ビットだけを製作すれば良いという結論に達した。回収型拡張ビットを図 2.2、図 2.3 に示す。



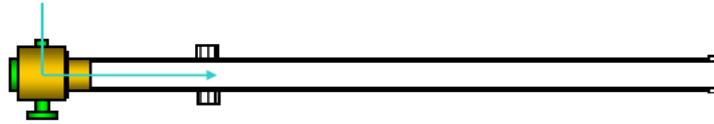
図 2.3 回収型拡張ビット (閉じた状態)



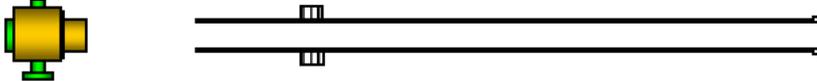
図 2.4 回収型拡張ビット (開いた状態)

回収型拡張ビットの施工方法は図 2.5、2.6 の通りとした。

① 削孔 原則として二重管スイベルを用いた単管削孔とする。



② 削孔完了 所定深度(アンカー長)まで削孔する。



③ 拡張ビット挿入 エキステンションロッドを取り付け、インナーロッド先端に拡張ビットを装着し、先端まで挿入する。



④ 二重管接続(1) 拡張ビットがケーシング(外管)より50cm程度突出させる。



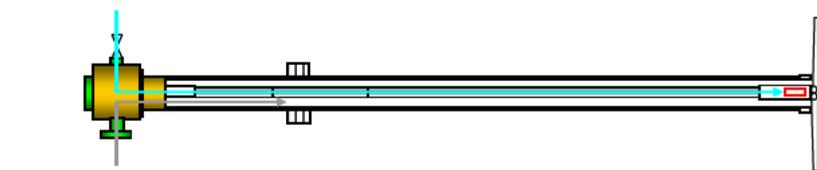
⑤ 二重管接続(2) 外管、内管ともスイベルに装着



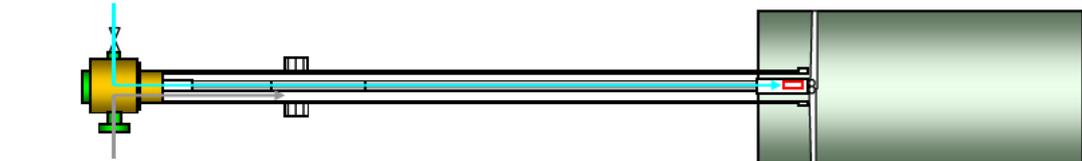
⑥ 拡張 ケーシングを回転させ、二重管スイベルから送水(インナー側は加圧)し、先端ビットを拡張する。



⑦ 拡張部の造成(削孔) 二重管スイベルから送水加圧した状態で、インナー、外管共に回転させながら、所定長削孔する。



⑧ 造成(削孔)完了



⑨ 孔内洗浄 (孔内を清水にて洗浄)

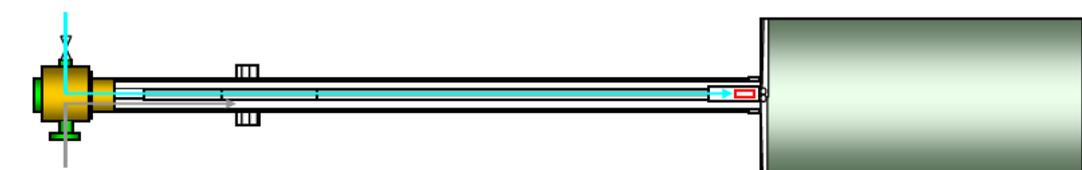
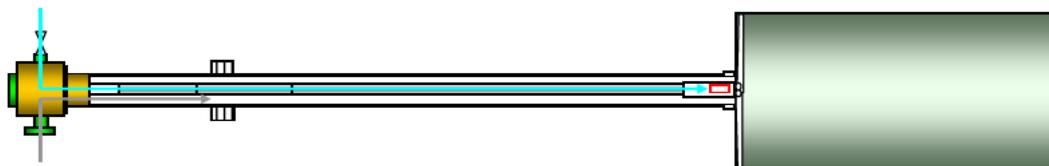


図 2.5 回収型拡張ビットの施工手順 (1)

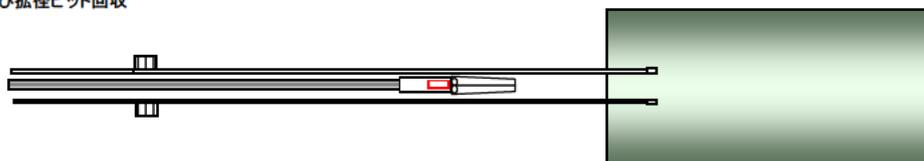
⑨ 孔内洗浄（孔内を清水にて洗浄）



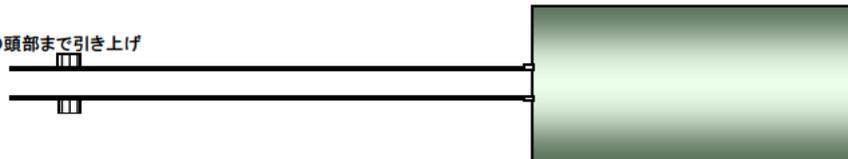
⑩ スイベル切り離し インナーケーシング内圧を解放した後、二重管スイベルを切り離す。



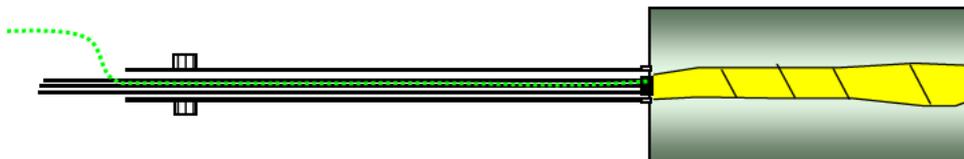
⑪ インナーケーシング及び拡張ビット回収



⑫ 回収完了 外管をアンカー体の頭部まで引き上げ



⑬ アンカー体挿入



⑭ グラウト注入



⑮ 完了 所定量注入後、外管を回収



図 2.6 回収型拡張ビットの施工手順（2）

- ① 削孔：二重管の削孔に用いるスイベルを用い、外管だけを装着し単管削孔を行う。
- ② 削孔完了：所定の深度まで（アンカー長）まで削孔し、アンカー体頭部まで外管を引き上げておく。
- ③ 拡張ビット挿入：アンカー体頭部まで外管をスイベルにエクステンションロッドを取

り付け、インナーロッド（内管）先端に拡径ビットを装着し、外管の中に挿入する。

- ④ 二重管接続（１）：拡径ビットが土中で開くように、先端を 50cm 程度、外管から出るように内管を接続する。
- ⑤ 二重管接続（２）：調整用外管を接続し、外管、内管ともスイベルに装着。
- ⑥ 拡径：回転させながら、二重管スイベルから送水（インナー側は加圧（1Mpa 程度））し、先端のビットを拡径する。
- ⑦ 拡径部造成（削孔）：二重管スイベルから送水加圧した状態で、内管、外管共に回転させながら所定長削孔する。
- ⑧ 造成（削孔）完了：所定の長さ（アンカー体長 1.5～2.0m）を削孔する。
- ⑨ 孔内洗浄：拡径削孔した孔内には、削孔スライムが充満していると考えられるので、できるだけ清水にて孔内洗浄（水を送水しながら、ロッドを上下させる）を行う。
- ⑩ スイベル切り離し；内管の水圧を開放し、二重管スイベルとロッドを切り離す。
- ⑪ インナーロッド、拡径ビット回収：外管の先端をアンカー体頭部に合わせて、インナーロッド、拡径ビットを回収する。
- ⑫ 回収完了：外管の先端をアンカー体の頭部まで引き上げておく。
- ⑬ アンカー体挿入：外管の中にアンカー体を挿入する。
- ⑭ グラウト注入：アンカー体に装着してあるグラウトホースを通し、注入を行う。
- ⑮ 完了：所定量注入後、外管を回収する。

2.2 袋体を用いたアンカー体

拡径（ $\phi 800\text{mm}$ ）削孔時に孔壁の崩壊や地下水の影響により、孔内に確実なアンカー体が造成されない恐れがある。そのため地盤内に確実なアンカー体を造成する方法として、袋状のアンカー体（大口径のフリクションパッカー）の開発を行った。袋状アンカーを使用する利点は以下が挙げられる。

- ① 確実なアンカー体の造成が期待できる。
- ② 地下水のある場所でも、セメントペーストが稀釈される懸念がない。
- ③ セメントペーストが滲み出る程度のメッシュの布を用いることで、アンカー体と地盤との摩擦力が期待できる。
- ④ ③と同様の理由で、セメントペーストが脱水され高強度が得られる。
- ⑤ 袋が膨れれば、アンカーテンドンが削孔径の中心に設置される。
- ⑥ 袋の容積が決まっているので、注入量が容易に管理できる。

袋体の仕様は、注入圧力は 0.5Mpa 、注入速度 $60\text{l}/\text{min}$ 、程度まで耐えうる強度とし、アンカー体と緊結させる部分で削孔径 $\phi 146$ （カップリング内径 $\phi 123$ ）以下となるように布の仕様を決定した。なお袋体の上端下端部は異径織物とし、緊結部の断面を小さくしている。図 2.7 に袋体の概要を示す。袋体の長さは、拡径した孔内（ $\phi 800\text{mm}$ 、 $L=2000\text{mm}$ ）に対し、 $L=2200\text{mm}$ にしている

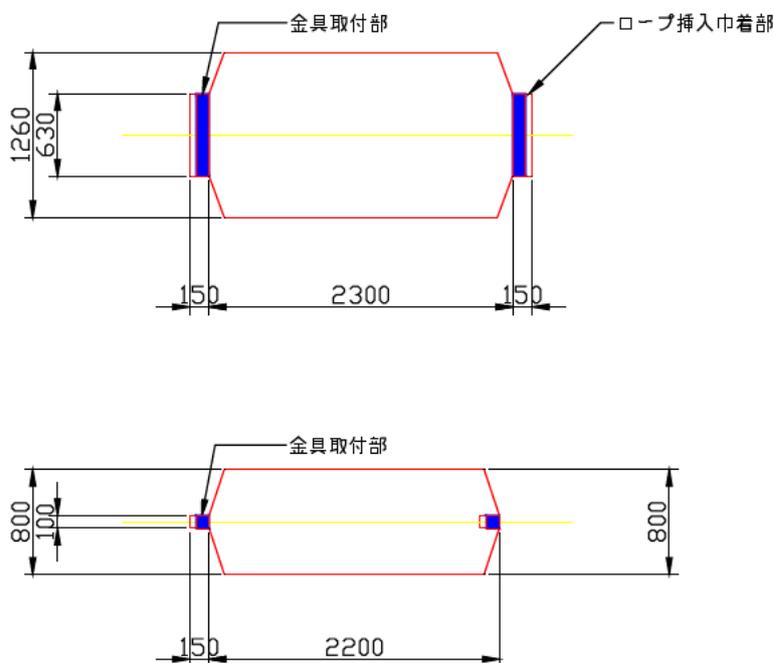


図 2.7 袋体の概要（上：展開図、下：充填時）

2.3 拡径アンカー造成試験

これまで述べてきた回収型拡径ビット、および袋体を用いてその有効性を確認するために気中および地盤中での施工実験を実施した。

場所：茨城県板東市 日特建設（株）猿島総合センター

実験内容

(1) CASE1（気中加圧実験）

袋体を装着したアンカー体（図 2.8、2.9）を水平に設置し、袋体にセメントミルクの注入を行う。加圧は、袋体が破断するまで実施し、セメントミルクの染み出しや荷締部の状況を確認する。

(2) CASE2（地盤内での注入実験）

新たに開発した回収型拡径ビットを用いて、削孔・拡径（図 2.10）した地盤内に、袋体を装着したアンカー体を挿入し（図 2.11）、袋体にセメントミルクの注入を行う。養生後、地盤を掘削しアンカー体の形状等を確認する。



図 2.8 袋体を装着したアンカー体



図 2.9 アンカー tendon



図 2.10 削工・拡径状況



図 2.11 アンカー体挿入

実験ケースを表 2.2 に示す。

事前に実施した予備実験にて、袋体が破損する場合は縦糸が破断することが多かったため縦糸を補強した袋体を用いている。実験①、③は縦糸補強、②は縦糸と横糸は同じ材料である。

表 2.2 実験ケース一覧

実験 No	CASE1 (気中加圧)	CASE2 (削孔地盤)	備考
①	○		縦糸を補強
②	○		縦糸・横糸同じ材料
③		○	縦糸を補強

2.3.1 試験結果

(1) CASE1 気中加圧試験

① 縦糸補強

図 2.12 に注入試験の状況（縦糸補強タイプ）を示す。

注入量が 13000 を超えた時点で、袋体は破れずに網目が開くことでセメントミルクが噴出した。荷締部のすべりは特に見られない。図 2.7 に示したように袋の形状を異径にしているので、先端部の片部で良好な出来型を有していることができる。

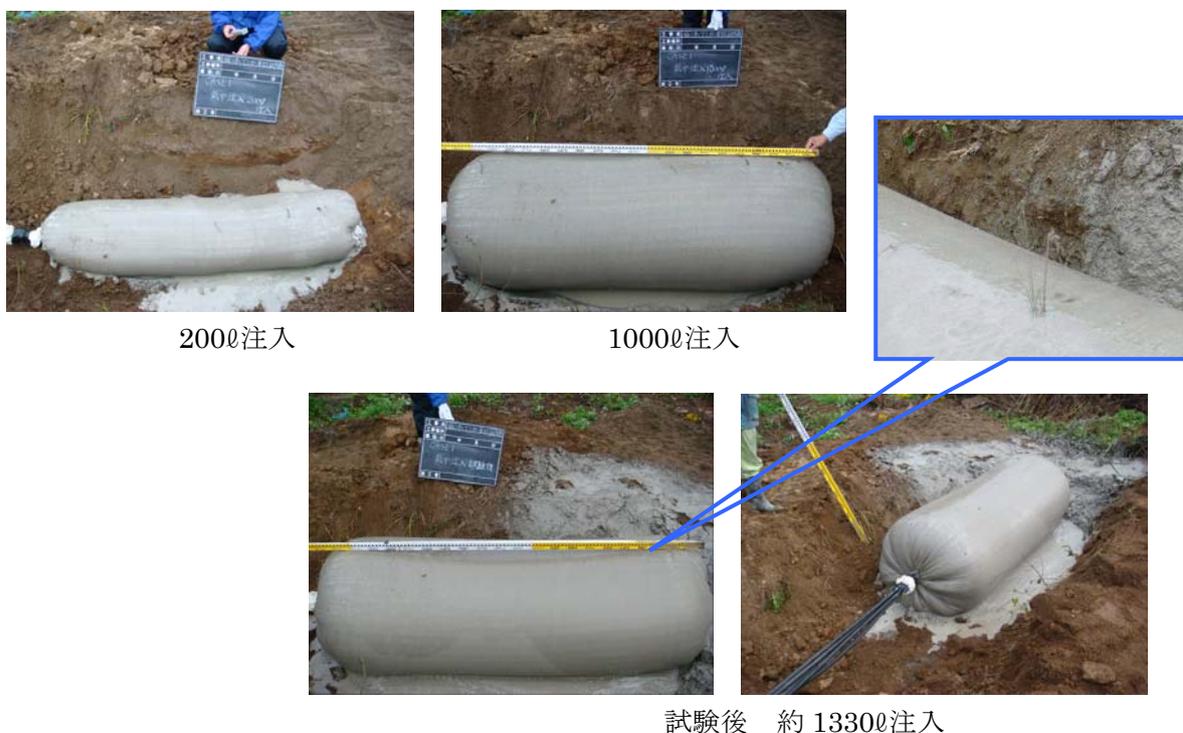


図 2.12 注入試験の状況（縦糸補強タイプ）

② 縦糸・横糸同じ材料

図 2.13 に注入試験の状況（無補強）を示す。注入量約 1280ℓで先端荷締部付近の側面が破断した。また、注入側荷締部付近の「シワ」がよっている部分にも数箇所破断を確認した。



(a) 2000ℓ注入

(b) 10000ℓ注入



(c) 試験後 約 1280ℓ注入

図 2.13 注入試験の状況（無補強）

(3)CASE2

③縦糸補強

図 2.14～2.17 に実験の状況を示す。



図 2.14 削孔状況



図 2.15 ビットが開いた状態（ピストンのストローク測定（6.5cm））



図 2.16 拡径削孔後のビット



図 2.17 アンカー体掘り出し

(削孔・拡径)

1時間程度で削孔および拡径が終了した。途中、削孔水のリークがあったものの、トラブルはなく順調であった。リークがあったのは土被りが浅いと土被り部が埋め土であり、緩い層のためと思われる。

装置の構造上、確実に拡径すると、ピストンのストロークが6.5cm移動する(図2.15)。インナーロッドに検尺棒を挿入し、ピストンのストロークが規定通りに下がっていることを確認した。外管(ケーシング)だけの単管による削孔時とは異なりビットが開くことで削孔中に抵抗を受け圧力が上がること、拡径ビットを上げた後根元から先端まで泥土が付着していたことから、ビットが開いた状態で拡径したことが確認できた。

(注入)

注入量8000を超える前より、削孔時に生じた水みちからセメントミルクがリークした(図2.18)。その後、削孔土量10000に対し、12000まで注入を行ってから終了した。図2.19にCASE-3注入圧力と積算流量を示す。



図2.18 セメントペーストの地表へのリーク

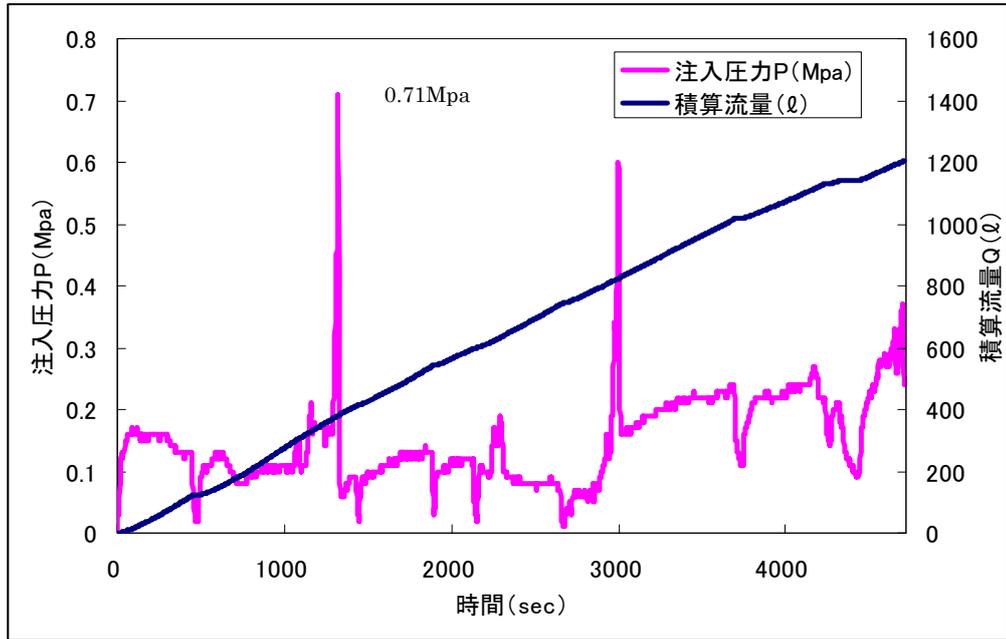


図 2.19 CASE-3 注入圧力と積算流量

(掘削)

800ℓでリークが始まったため計画通りの形状に造成されているか懸念されたが、アンカー体は、φ800×2150mm と良好であった。しかし、注入側の肩は台形のくぼみが形成され、先端は膨らみ不足で耐荷体がセンタリングされていなかった。

アンカー体の先端から 3/4 程度までは、袋体表面から染み出したセメントミルクが厚さ 1cm 程度の層を作っていた。その他にも、セメントミルクがアンカー体周囲の地盤内で脈状に固結しており、5cm 以上の厚さを持つ塊も確認できた。

アンカー体の先端には、20～30cm のスライム溜りが形成され、アンカー体の半分程度まではスライムの付着が著しい。

袋体の破断は確認できず、荷締部も良好であった。

(4) 注入圧力・注入量

注入圧力注入量を表 2.3 に示す。

表 2.3 総注入量・最大注入圧力

CASE	袋体の布タイプ	総注入量 (ℓ)	最大注入圧力 (MPa)	状態
①	縦糸補強	1324	0.55	気中
②	無補強	1290	0.85	気中
③	縦糸補強	1204	0.71	地盤中

図 2.19 に示した、注入圧力と積算流量の関係のように、圧力と流量には明確な相関は見られない (CASE-1、2 も同様な傾向)。アンカー体の容積 (ϕ 800mm、L=2.0m で、1005ℓ) を過ぎると、圧力が上がる傾向があるように見受けられる。

2.4 造成試験のまとめ

以下に本実験で得られた知見を示す。

(1) 荷締部の状態

荷締部に接着剤を使用し実験を行った。その結果、圧力が 0.7~0.8MPa に達しても荷締部の状態は良好で、荷締めがすべることはなかった。

(2) セメントペーストの染み出し

袋体表面からのセメントペーストの染み出し具合は、良好で地盤とグラウトの摩擦も期待できる。布目に関して改良の必要はない。

(3) 袋体の強度

注入圧力 0.7MPa でも袋体は破断せず、十分な強度を有していると考えられる。

(4) 耐荷体のセンタリング

気中加圧実験において、水平に設置した状態では、耐荷体が必ずセンタリングされる。

(5) 注入側肩部の形状

両端部を異径にしているため、膨らむと肩ができる。(ラグビーボール状とはならない)。

(6) 孔内洗浄

孔底にスライム溜まりがある。孔内洗浄が必要。

3. 拡径型アンカーの引張試験 (1)

3.1 アンカーの引抜き耐力の確認

本工法で造成したアンカーの引抜特性を確認するために、盛土地盤中うに鉛直に打設したアンカーの引抜実験を実施した。また、本工法のような拡径型アンカーは、アンカー体の支圧効果と周面の摩擦抵抗により引き抜き耐力が得られる。

アンカー体径を同じにして ($\phi 800\text{mm}$)、アンカー体長をそれぞれ、 $L_1=1.0\text{m}$ 、 $L_2=2.0\text{m}$ の2本施工し、各アンカーの引き抜き耐力を比較検討することにより、支圧効果、摩擦効果の特性を確認した。

3.2 実験土槽

実験は土木研究所内の試験土槽 ($6\text{m} \times 6\text{m} \times 12\text{m}$) に山砂を締め固めた模擬地盤で行った。アンカーの打設角度は引抜きが容易なように鉛直とし、アンカー体部の土被りが 6.0m になるように打設した。

実験土槽の概略図を図 3.1 に示す。

図 3.2 にスウェーデン式サウンディング試験結果 (2 箇所) を示す。

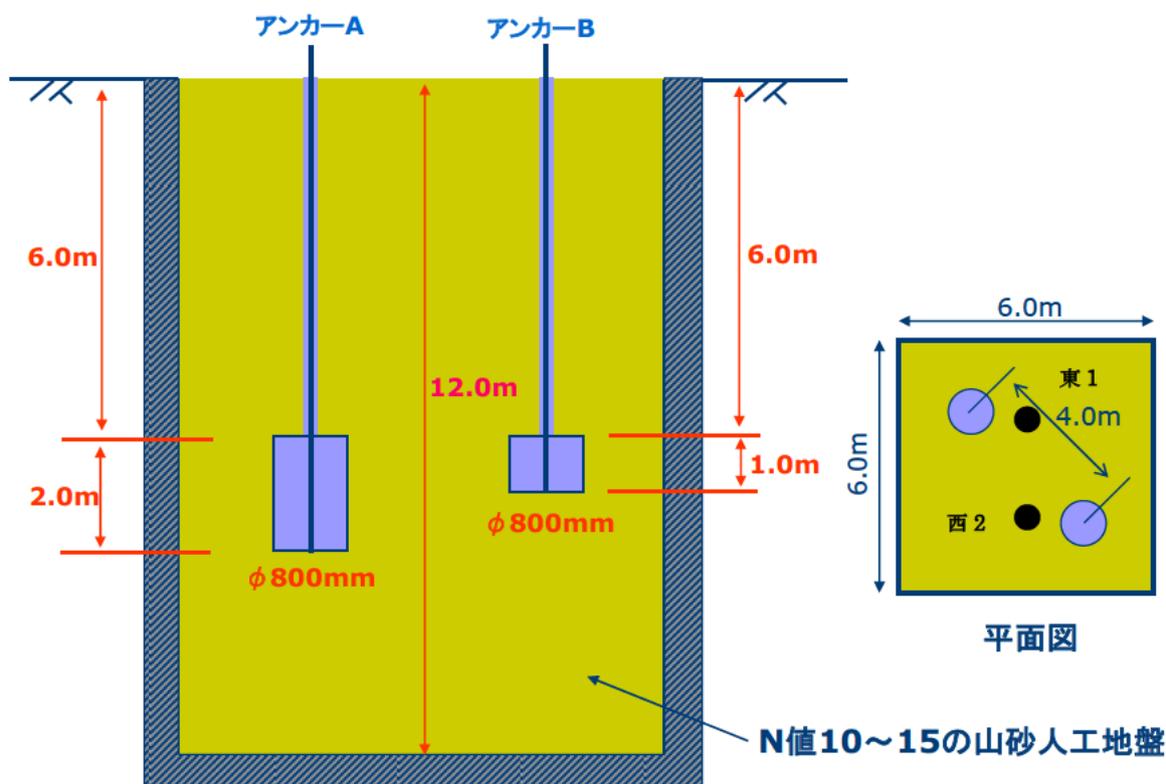


図 3.1 実験土槽の概略

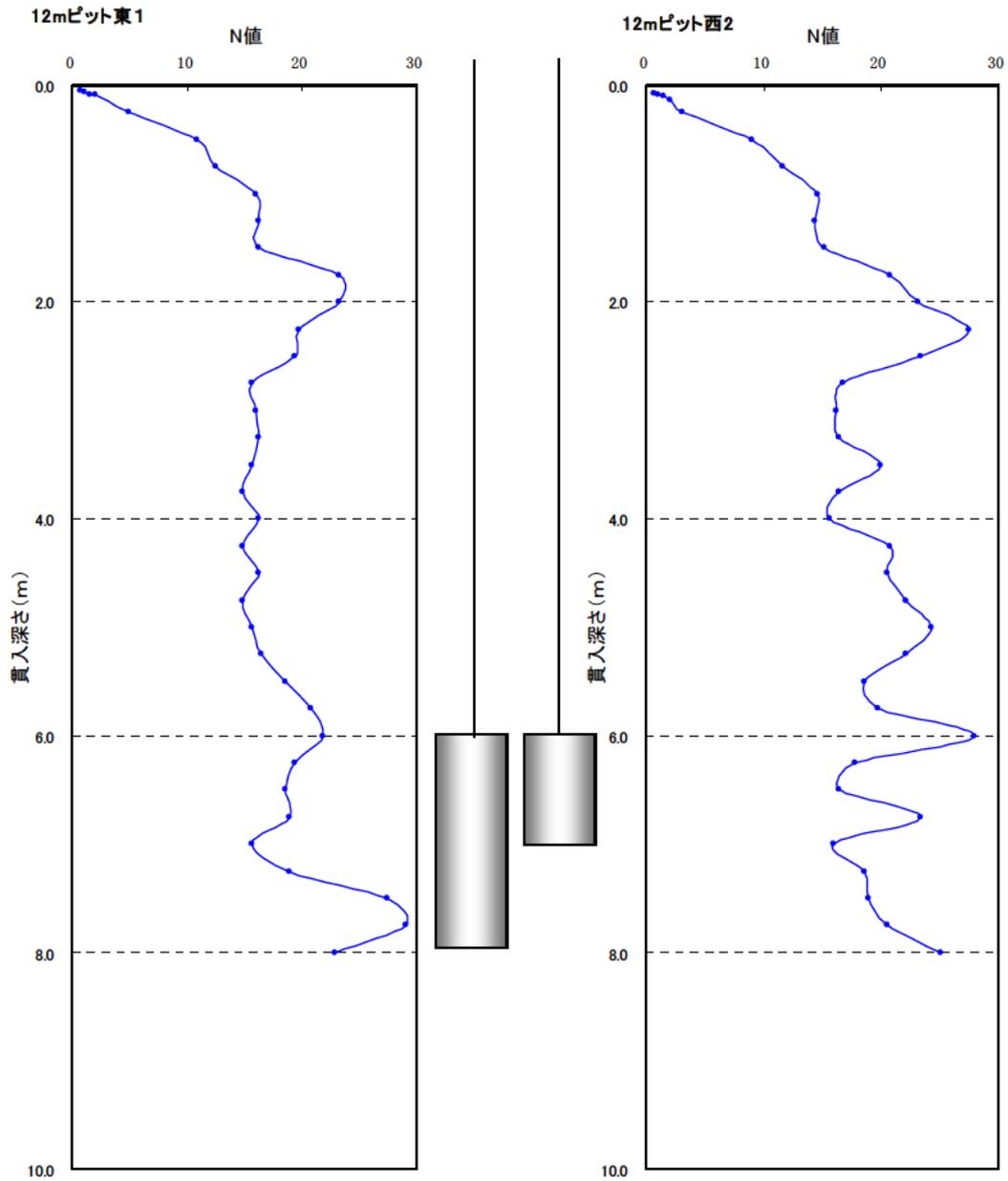


図 3.2 スーデン式サウンディング試験結果 (2 箇所)

このように、地盤はN値=15 程度であった。盛土であることを勘案し、周面摩擦等の計算に用いる N 値は N=10 とする。

3.3 アンカー体

アンカー体は異形 PC 鋼棒 $\phi 36\text{mm}$ を使用した。PC 鋼棒の仕様を表 3.1 に示す。

表 3.1 PC 鋼棒の仕様

呼び名	公称径 (mm ²)	母材部断面 積 (mm ²)	引張試験					リラクゼーション試験
			降伏点 (N/mm ²)	降伏点荷重 (kN)	引張強さ (N/mm ²)	引張荷重 (kN)	伸び (%)	リラクゼーション値 (%)
23mm	23.0	415.5	930 以上	386 以上	1、080 以上	449 以上	6 以上	4.0 以下
26mm	26.0	530.9	930 以上	494 以上	1、080 以上	573 以上	6 以上	4.0 以下
32mm	32.0	804.2	930 以上	748 以上	1、080 以上	869 以上	6 以上	4.0 以下
36mm	36.0	1018.0	930 以上	947 以上	1、080 以上	1、099 以上	6 以上	4.0 以下

アンカー体は $\phi 36$ の PC 鋼棒に長さ 1m、2m の袋体を装着したものを各 1 本用いた。アンカー体を図 3.3 に示す。

アンカー体 A： アンカー体長：La=2.0m

アンカー体 B： アンカー体長：La=1.0m



(a) アンカー体A (La=2.0m)



(b) アンカー体B (La=1.0m)

図 3.3 アンカー体

アンカー体部には、PC 鋼棒のひずみ分布がわかるように、ひずみゲージを貼付した。ひずみゲージの貼付位置を図 3.4 に示す。

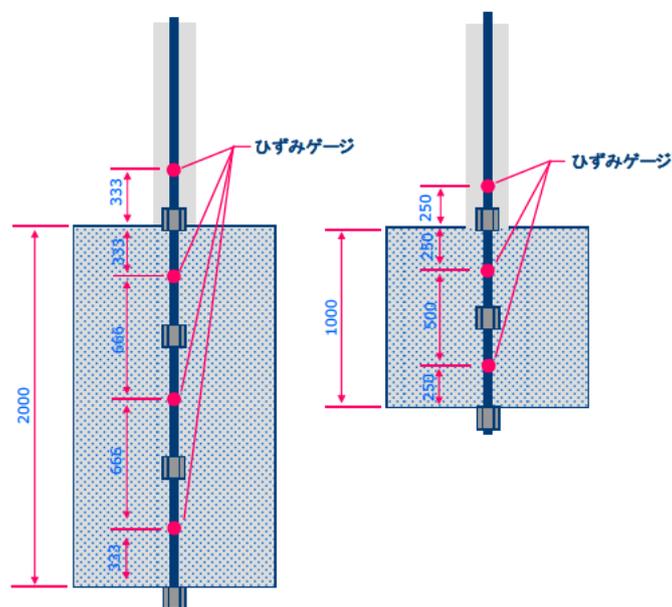


図 3.4 ひずみゲージ貼付位置

3.4 引張試験の方法

(1) 極限引抜き力の計算値

拡径型アンカーの極限引き抜き力 T_{ug} を表 3.2 に示す。

(計算省略、計算方法については 4 章)。

アンカー体 $\phi 800\text{mm}$ 、 $L_a=2.0\text{m}$ 、 1.0m

$N=10$ (砂層)、 $\tau=100\text{kN/m}^2$ 、(地盤工学会：グラウンドアンカー設計施工基準同解説)

$\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $c=0.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=27^\circ$ (道示式： $\phi=15+\sqrt{15N}$ より換算)

表 3.2 極限引き抜き耐力 (計算値)

	支圧効果 (k N)	摩擦効果 (k N)	極限引抜き力 (k N)	テンドンとグラウトの付着 (参考) ($\sigma=24\text{N/mm}^2$)
アンカー体 A	454	503	957	129.6
アンカー体 B	454	251	705	64.8

(2) 載荷方法

載荷方法は、地盤工学会基準¹⁾に順じ、多サイクル載荷とした。油圧ジャッキによる載荷で、初期荷重として 100kN 載荷した後、各サイクル毎に 100kN づつ増加させ、10 分間の荷重保持後、除荷を行っている。

3.5 実験結果

3.5.1 拡径型アンカー打設

(1) 施工状況

施工状況を図 3.5～図 3.7 に示す。



図 3.5 削孔状況



図 3.6 アンカー体挿入



図 3.7 注入状況

(2) 注入状況

注入時は、流量計、アンカー体の注入口元と袋体内部の圧力センサーを取り付け、流量と注入圧力を計測した（図 3.8）。

図 3.9 にアンカー体Aの注入圧力を示す。

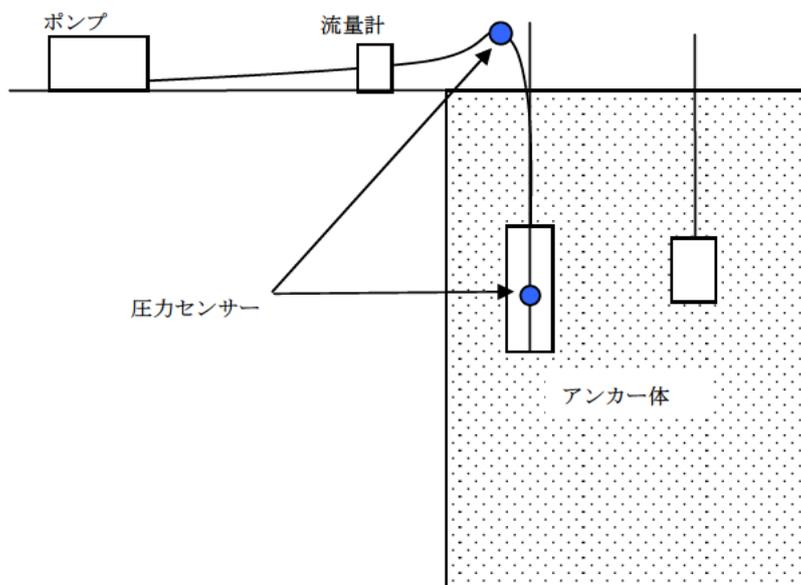


図 3.8 センサー取り付け概略

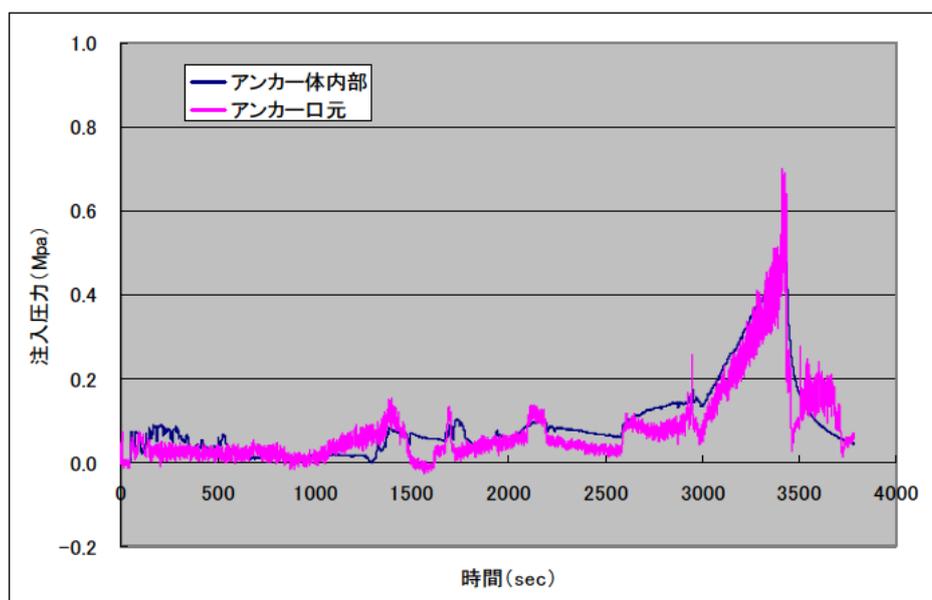


図 3.9 アンカー体A (La=2.0m) の注入圧力

実験時、流量計の故障により、流量計データは測定できなかった。アンカー体口元と内部の圧力のみ表示した。最大圧力時は、 $\phi 800$ 、 $L_a=2000$ の容積（ 10050l ）に対し、約 9600l 注入（ 95.5% ）で $P_{\max}=0.7\text{Mpa}$ 、最大注入量は 10600l であった。

アンカー体 B の注入圧力と積算流量を図 3.10 に示す。

アンカー体 A と異なり、内部の圧力がほとんど上昇していない。流量計と口元のセンサーは $400\sim 4500\text{l}$ （定量の $80\sim 90\%$ ）付近で圧力が上昇している。

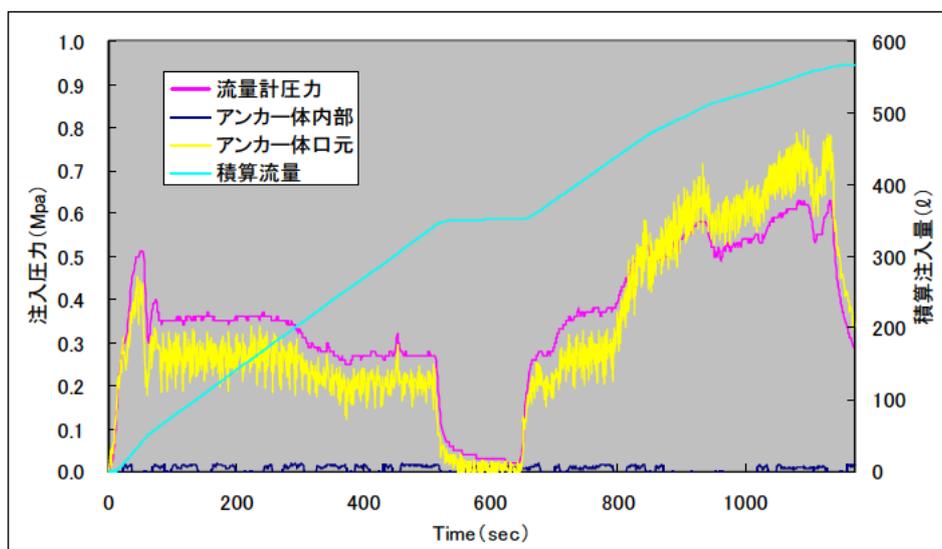


図 3.10 アンカー体 B ($L_a=1.0\text{m}$) の P-Q 図

3.5.2 引張試験結果

(1) 荷重—変位関係

図 3.11 にアンカー体 A の荷重～変位曲線と載荷サイクルを示す。最大 853kN で引抜変位の伸びが大きくなったので終了とした（鋼棒とグラウトの付着切れ）。通常の摩擦型のアンカーと比較した場合、塑性変位量が大きく出る傾向が顕著である。

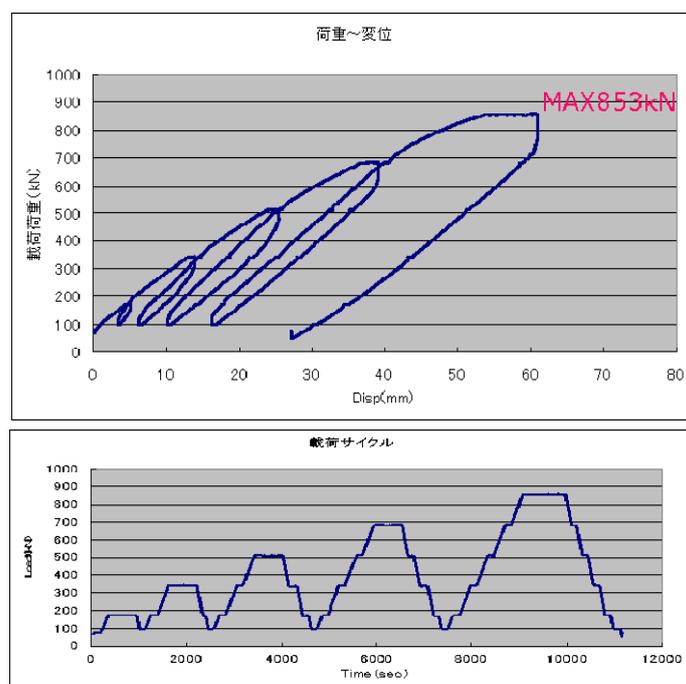


図 3.11 荷重～変位曲線と載荷サイクル

図 3.12 にアンカー体 B の荷重～変位曲線と載荷サイクルを示す。引抜き荷重 328kN で鋼棒とグラウトとの付着切れが生じている。

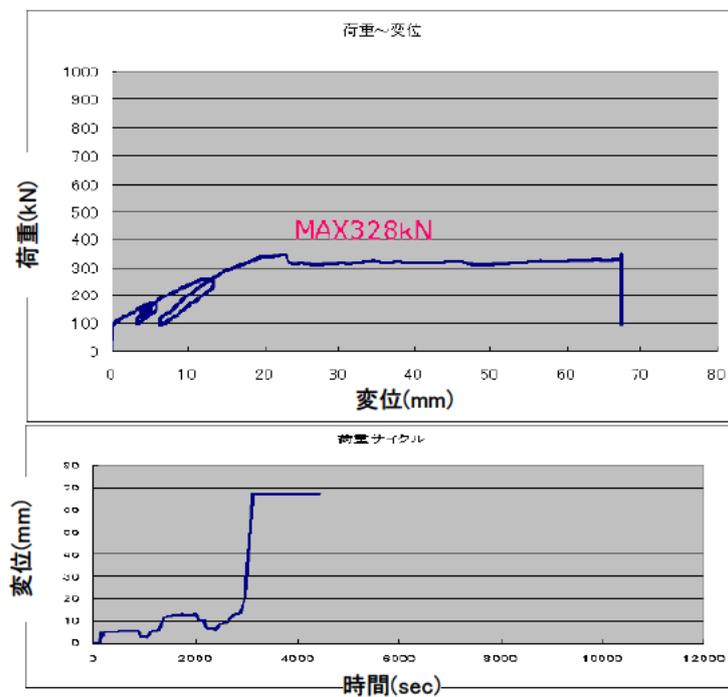


図 3.12 荷重～変位曲線と載荷サイクル
(アンカー体 B (La=1.0m))

(2) 時間—変位置関係

アンカー体 A の各荷重段階における載荷時間と変位置の関係を図 3.13 に示す。また荷重～クリープ係数曲線を図 3.14 に示す。なお、クリープ係数は式(3.1)により算出した。

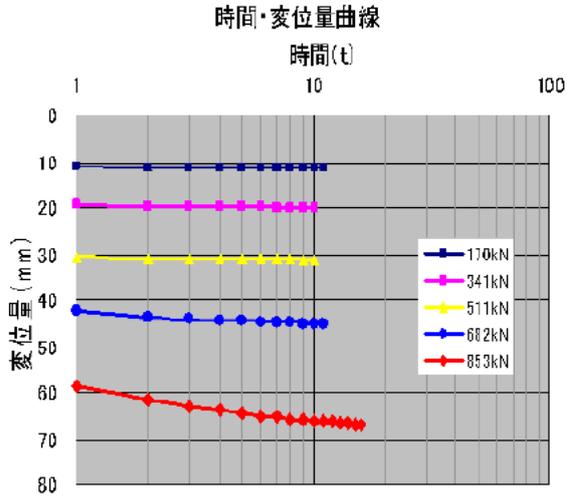


図 3.13 載荷時間と変位置
(アンカー体 A)

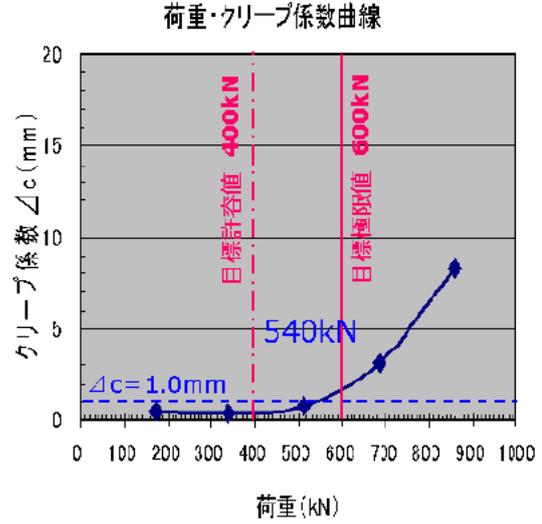


図 3.14 荷重～クリープ係数曲線
(アンカー体 A)

アンカー体 B の各荷重段階における載荷時間と変位置の関係を図 3.15 に示す。また荷重～クリープ係数曲線を図 3.16 に示す。328 kN で引き抜けた。

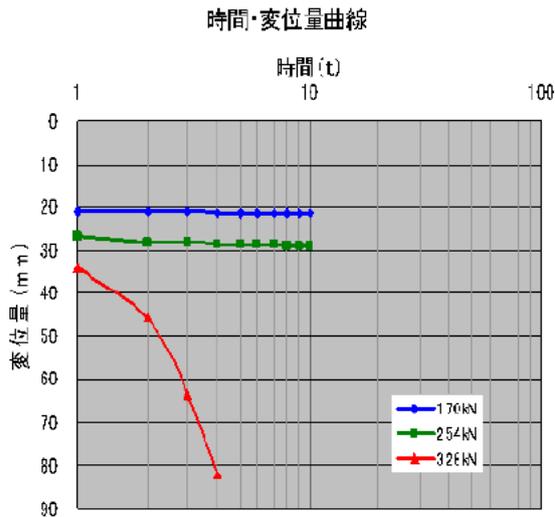


図 3.15 載荷時間と変位置
(アンカー体 B)

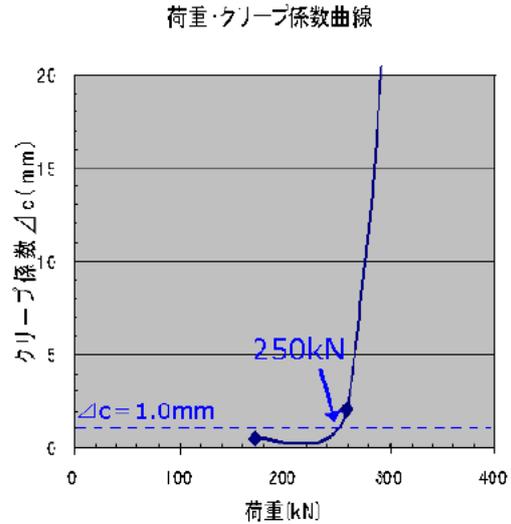


図 3.16 荷重～クリープ係数曲線
(アンカー体 B)

$$\text{クリープ係数} : \Delta c = \frac{(\delta_{t_2} - \delta_{t_1})}{\log(t_2/t_1)} \quad \text{式(3.1)}$$

ここに、

δ_{t_1} 、 δ_{t_2} : t_1 、 t_2 における頭部変位量 (mm)

t_1 、 t_2 : 荷重保持時間 ((t_2/t_1) は 10 にする)

クリープ係数 $\Delta c = 1.0\text{mm}$ を上限とした場合、極限荷重は以下のようなになる。

アンカー体A 極限荷重 $T_g = 540\text{kN}$

アンカー体B 極限荷重 $T_g = 250\text{kN}$

(3) アンカー体の軸力分布

PC 鋼棒に貼付したひずみゲージの値から鋼棒に作用する軸力に換算した図を図 3.17 に示す。

荷重の大きい段階では、ひずみの測定値から換算した軸力とロードセルで測定した引張荷重がほぼ一致する。

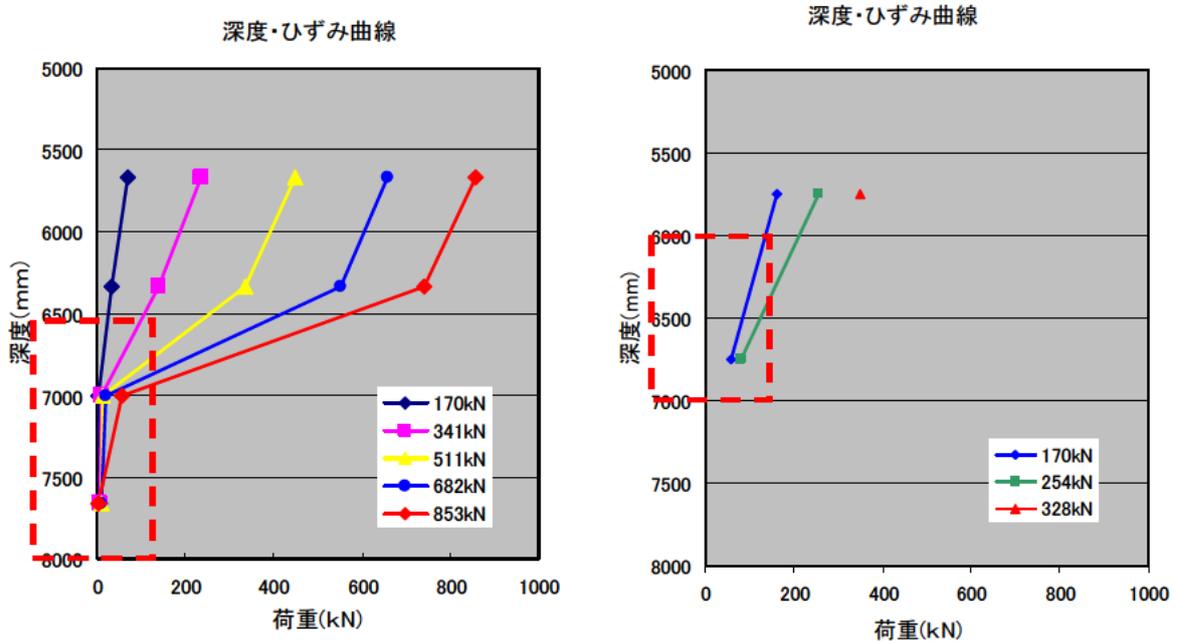


図 3.17 鋼棒に作用する深度方向の軸力分布 (点線はアンカー体)

3.5.3 アンカー体掘り出し (1)

(1) アンカー体 A

引抜試験後にアンカー体を試掘した。アンカー体 A の出来型を図 3.18、3.19 に示す。



図 3.18 アンカー A 頭部



図 3.19 アンカー体 A 全景

引張試験終了後、アンカー体の出来型はφ800mmは確保されていたが、アンカー体長は予定していた2mよりも短くLa=1.4mしか出来ていなかった。

φ800の場合の支圧効果を460kN(表3.2)とした場合、 $\Delta c = 1.0\text{mm}$ の極限荷重は540kNであれば、摩擦抵抗力、摩擦抵抗値は以下のとおりとなる。

$$\text{摩擦抵抗力 } P_F = 540 - 460 = 80\text{kN}$$

$$\text{摩擦抵抗値 } \tau = 80 \div (0.8 \times \pi \times 1.4) = 22.7\text{kN/m}^2$$

当初想定したN=10の砂層の摩擦抵抗値は $\tau = 100\text{kN/m}^2$

であるので、支圧が有効に作用していれば、 τ の効果は1/5程度しか見込めていない。

仮にアンカー体が2.0mであったなら、

$$T = 460 (\text{支圧}) + (0.8 \times \pi \times 2.0) \times 22.7 = 574\text{kN}$$

変位が大きく発生した時の荷重853kNを極限とすれば、摩擦抵抗力、摩擦抵抗値は以下のとおりとなる。

$$\text{摩擦抵抗力 } P_F = 853 - 460 = 393\text{kN}$$

$$\text{摩擦抵抗値 } \tau = 393 \div (0.8 \times \pi \times 1.4) = 111.7\text{kN/m}^2$$

仮にアンカー体が2.0mであったなら、

$T = 460 (\text{支圧}) + (0.8 \times \pi \times 2.0) \times 111.7 = 1021.5\text{kN}$ となり、計算で求めた極限荷重(957kN)の値に近い。

荷重～弾性(塑性)変位曲線を図3.20に示す。なお、テンドン自由長は出来型不足分の長さを考慮した。図3.20より鋼材の伸び(弾性変位量)は理論値とほぼ等しく、適正であることがわかる。

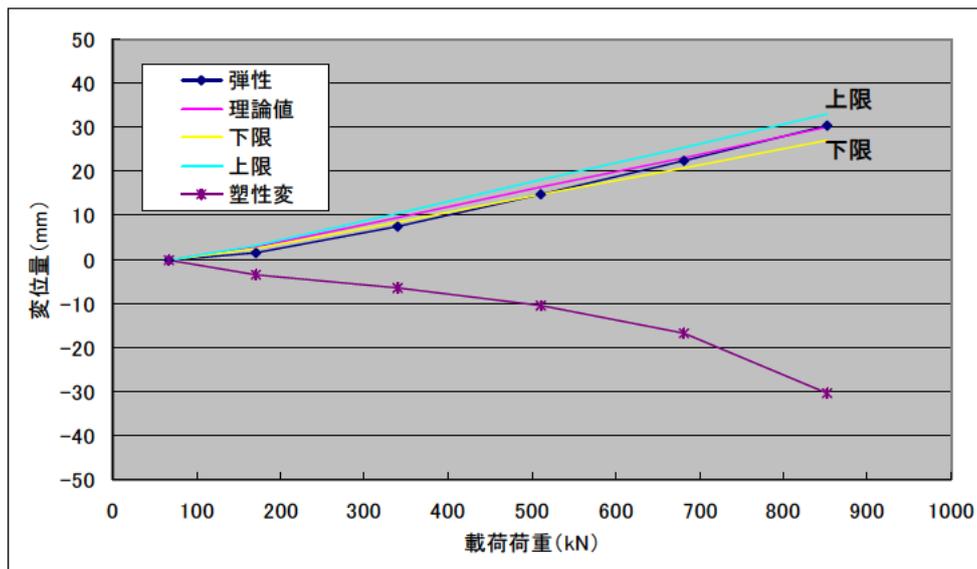


図 3.20 荷重～弾性(塑性)変位曲線

(2)アンカー体 B

アンカー体 B の出来型を図 3.21、グラウトとテンドンの付着切れの様子を図 3.22 に示す。アンカー体 B の長さの実測値はほぼ 1 m であった。天端のテンドン付近は細かい亀裂が多数入っており、テンドンとグラウトの付着切れを起こしていることがわかる。



図 3.21 アンカー体 B



図 3.22 アンカー体 B 付着切れ

3.6 まとめと課題

アンカー体 A の出来型が不良であった要因は、以下が考えられる。

- ① ビットの拡径（羽根が開く）を確認するため、一度、ケーシング、インナーを切り離し拡径ビットのストロークを検尺棒にて確認を行った。ストローク長を確認し一度は開いていたことは間違いないが、インナーロッド内の水圧を開放しているため、開いた羽根が確認後綴じてしまった可能性がある。
- ② 羽根が開いていると、通常の状態より回転トルクが増大するため、感覚的に開いているか閉じているか分かるが、今回はあまり分からなかった。
- ③ 削孔時、スライムの排出量が少ないことを懸念していた。

確実な出来型を確認するためには、以下の点に注意が必要である。

- 拡径を確認するために一端、ロッドを切り離したり、水圧を解放することは極力避ける必要がある。
- オペレーターの感覚で判断せず、物理的な方法で拡径を確認する。

対策として以下の事項を要する。

① 拡径確認装置

ビットが開いているのを確認できる装置を拡径ビットに装着する。

ビーコンセンサーの取り付けることにより、羽根が開いたときに、ビーコン出力器が ON になり、その出力を地上のセンサーで受信する。信号はあくまで、羽根が 100% 開放時に ON として、それ以外は OFF となる。

② 施工管理

残尺による管理を徹底する。拡径削孔開始と完了時の残尺は計測したが、そこで管理は終了している。削孔完了後ケーシングを引き上げて拡径孔の肩に当てるなどをして、拡径孔の長さを確認する。出来ていなければ再削孔する。

- ・ 削孔深度確認
- ・ 拡径開始残尺（拡径削孔開始）
- ・ 拡径削孔完了残尺
- ・ いったん、ケーシングを引き上げて、ビットを拡径孔の肩にあてる
- ・ 拡径天端確認（開始残尺と合致するか確認）

③ 品質について

- ・ 軟弱な地盤に打設するアンカーであるため、クリープ係数 $\Delta c = 1\text{mm}$ というのは、抜けていると判断するものなのか検討する必要がある。
- ・ 地盤の塑性変位が大きいことも含め、検討できるデータを得る。
- ・ 大きい荷重時（例えば、極限 600 k N 以上）での載荷保持時間を長くする

4. 拡径型アンカーの引張試験 (2)

4.1 実験の概要

3章で得られた課題から、再度拡径型アンカーの引抜き試験を行う。3章の実験との相違は以下のとおりである。

- ・アンカー体は。アンカー体径 $\phi 800\text{mm}$ 、アンカー体長 $L=2000\text{mm}$ とする。
- ・拡径確認装置（ビーコン波）の装着することによる拡径の確認
- ・施工管理として、ケーシングの検尺を行い、削孔深度、アンカー体造成長の管理を行う。
- ・引抜き試験の方法は、3章と同様。ただし、各載荷サイクル時の荷重保持時間を長くする。（変位が10分間で1mm以下となるまで）
- ・拡径型アンカーの支圧効果を調べるために、 $\phi 800\text{mm}$ のプレートの引抜き試験を打設角度を変えて3 CASE（ 90° 、 60° 、 45° ）実施する。

4.2 実験ケース

実験ケースを表 4.1 に示す。

表 4.1 実験ケース

CASE	アンカー体 径 ϕ	アンカー体 長 L	打設角度	土被り	根入れ	概略図
1	800 mm	2.0m	90°	5.0	5.0	図 4.1
2	146 mm	1.0m	90°	5.0	5.0	図 4.1
3	800 mm	0.0m	90°	4.7	4.7	図 4.2
4	800 mm	0.0m	45°	4.7	6.65	図 4.3
5	800 mm	0.0m	60°	4.7	5.43	図 4.4

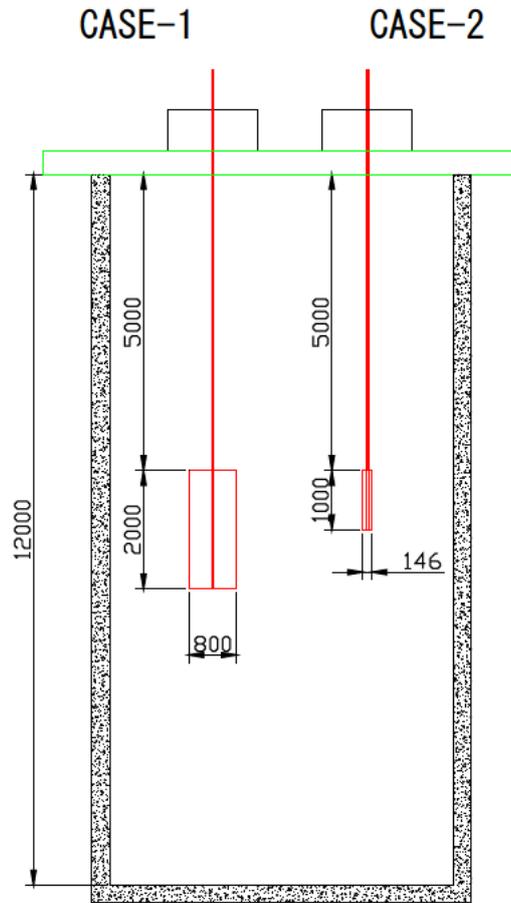


図 4.1 CASE-1、2 の概略図

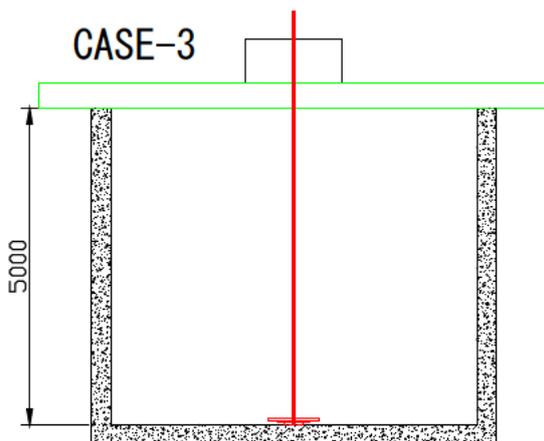


図 4.2 CASE-3 の概略図

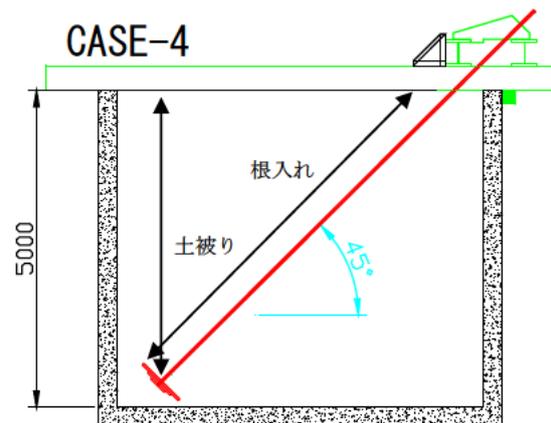


図 4.3 CASE-4 の概略図

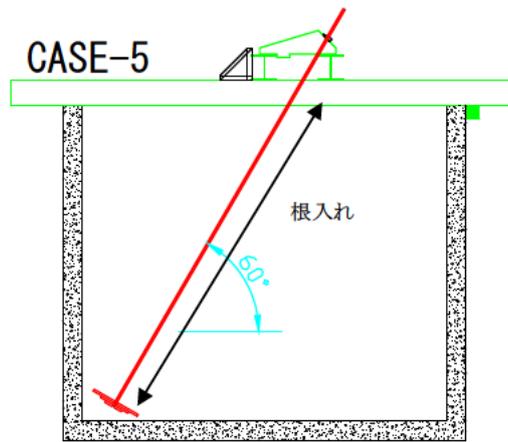


図 4.4 CASE-5 の概略図

4.3 実験土槽

実験は土木研究所内の試験土槽 A (幅 6m×6m×深さ 12m) に CASE-1、2 を、B (幅 5.75m×10m×深さ 5m) に CASE-3、4、5 を実施した。土槽内に山砂を N=10~15 程度に締め固めた模擬地盤で実験を行った。

4.4 アンカー体

図 4.5 にアンカー体 A を示す。拡径した孔に収まるように 20cm 長く作製している。

アンカーは圧縮分散型（除去式）アンカーを用いている。最大引抜き荷重を 900kN 程度を想定し、耐荷体は 3 個で PC 鋼より線 $\phi 12.7 \times 6$ 本とした。



図 4.5 アンカー体 A

図 4.6 にアンカー体 B を示す。PC 鋼棒 ($\phi 36$) に付着力を得るためにナットを取り付けたものをアンカー体とした。アンカー体長は 1.0m で自由長部に摩擦除去のためにブルーホースを巻き付けてある。施工はグラウト注入後に自由長部は水洗いしている。



図 4.6 アンカー体 B

図 4.7 にアンカー体 C～E を示す。

$\phi 800$ 、 500 、 300 の 3 段構造としてある。アンカープレートの表面（支圧面）において袋を用いた拡径アンカーと同等の摩擦を得るために、アンカー体 A で用いている袋体の布を

貼付してある。土被り圧が自由長部に作用しないように塩ビパイプ (VU100) で覆っている。地盤は砂質土を 50cm/層にミニバックホウで巻きだし、ランマーで締め固めている。(作成方法は CASE-1、2 も同様)



図 4.7 アンカー体 C~E



図 4.8 地盤作製状況

4.5 拡径型アンカー（CASE-1 アンカー体 A）の打設

4.5.1 施工状況

図 4.9～4.12 に施工状況を示す。



図 4.9 ボーリングマシン据付

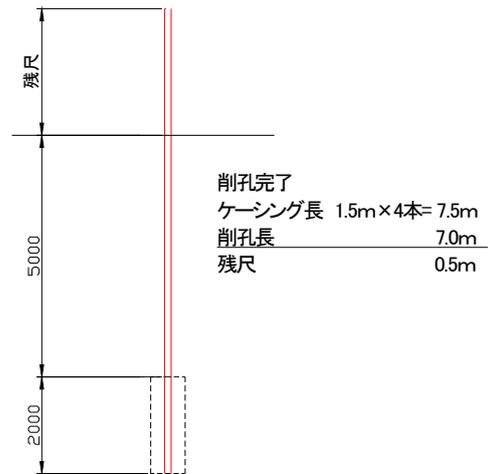


図 4.10 軸部削孔完了

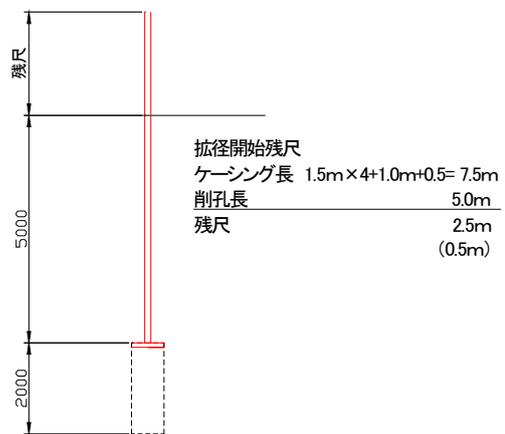


図 4.11 拡径開始残尺

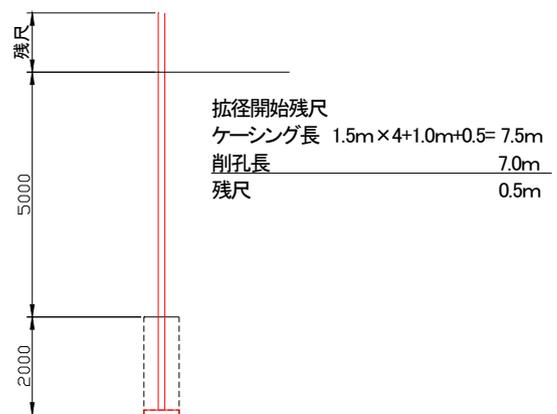


図 4.12 拡径削孔完了残尺

4.5.2 削孔ビットの拡径確認

拡径の確認方法として、図 4.13 のようにビーコンを出力するセンサーを取り付け、拡径するとマグネットスイッチが ON になりビーコン電波を発生させる。ビーコンからの信号は、インナーロード（内管）とケーシング（外管）の間の削孔水を通じて、ケーシング上部の受信機で受信しモニターが点灯する仕組みとなっている。図 4.14 にビーコンを用いた拡散確認装置を示す。

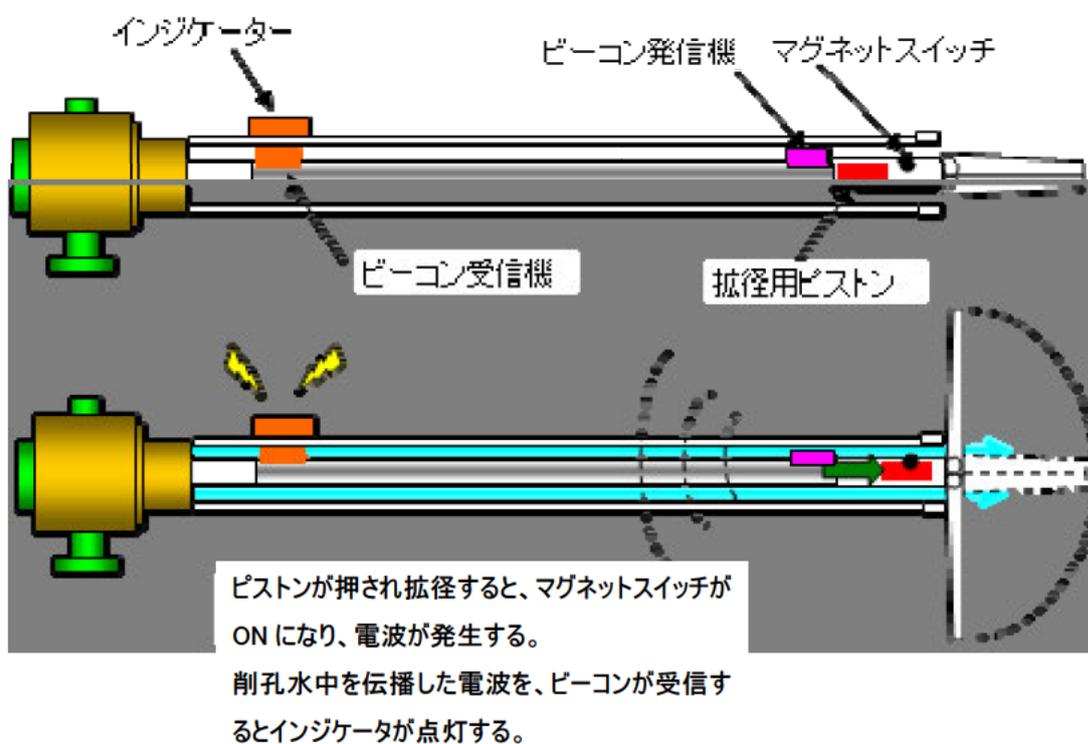


図 4.13 拡径確認装置の概要



(a)ビーコン受信機 (インジケータ)



(b)ビーコン受信機 (外管の内側に装)



(c)ビーコン受信機取り付け



(d)ビーコンモニター (外管の外側に装)



(e)ビーコン発信



(f)ビーコン発信機取り付け (内管)

図 4.14 拡径確認装置

インジケータ点滅中
(拡張確認)



図 4.15 拡張確認状況

4.5.3 グラウトの注入状況

注入時は、流量計、アンカー体の注入口元と袋体内部の圧力センサーを取り付け、流量と注入圧力を計測した（図 4.16）。図 4.17 にアンカー体Aの注入圧力を示す。

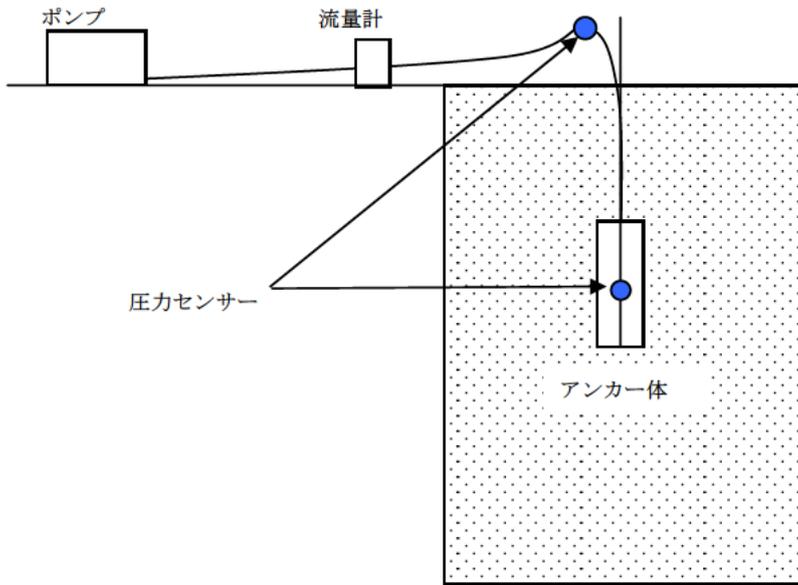


図 4.16 センサー取り付け概略

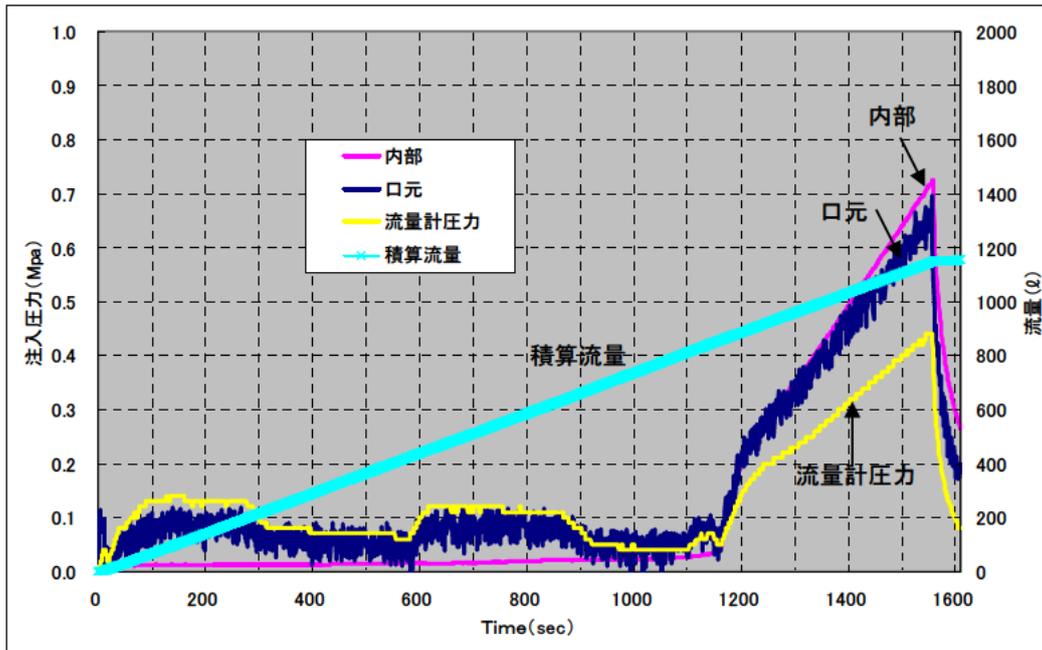


図 4.17 アンカー体A (La=2.0m) の注入圧力

注入圧力は、 $\phi 800$ 、 $L_a=2000$ のアンカー体の容積（1005 ℓ ）に対し、800 ℓ 付近より急上昇している。この結果は前章の実験時も同様であった。

最大圧力時は、 $\phi 800$ 、 $L_a=2000$ の容積（1005 ℓ ）に対し、約 1150 ℓ 注入（115%）で注入圧力最大となった。表 4.2 に注入圧力の計測位置と最大注入圧力を示す。

表 4.2 注入圧力の計測位置と最大注入圧力

計測位置	最大圧力 (Mpa)	最大圧力時の 積算注入量 (ℓ)
①アンカー体内部	0.72	1148
②アンカー体口元	0.7	1146
③流量計	0.44	1144

4.6 引き抜き耐力試験

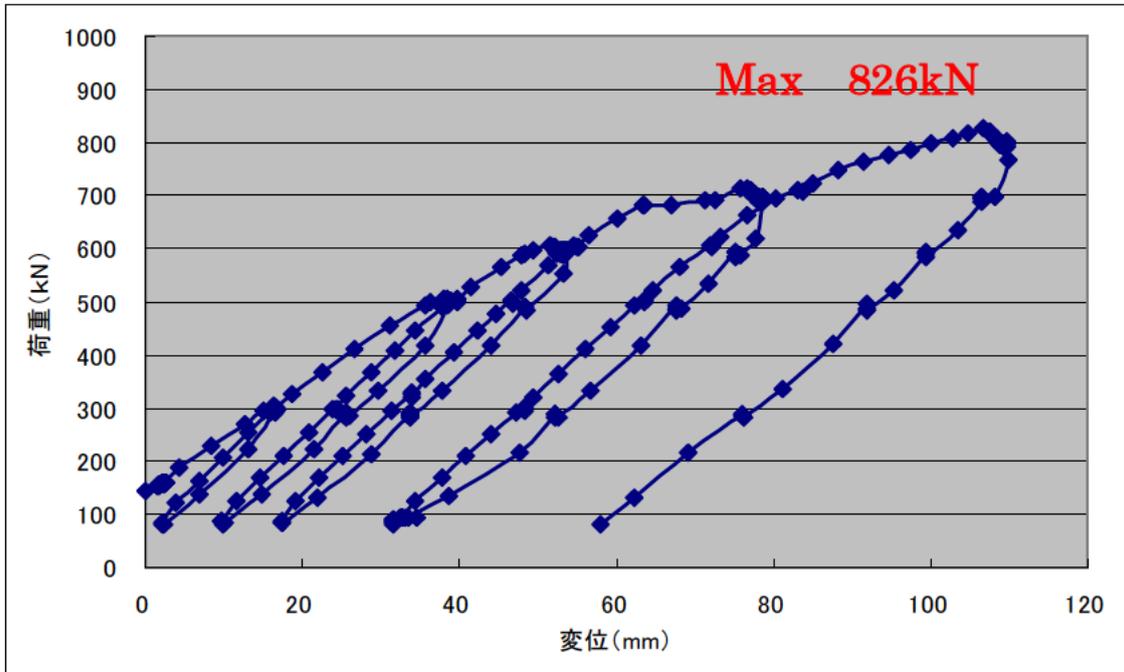
引抜き試験は多サイクル载荷試験とした。試験装置、試験状況を図 4.18 に示す。



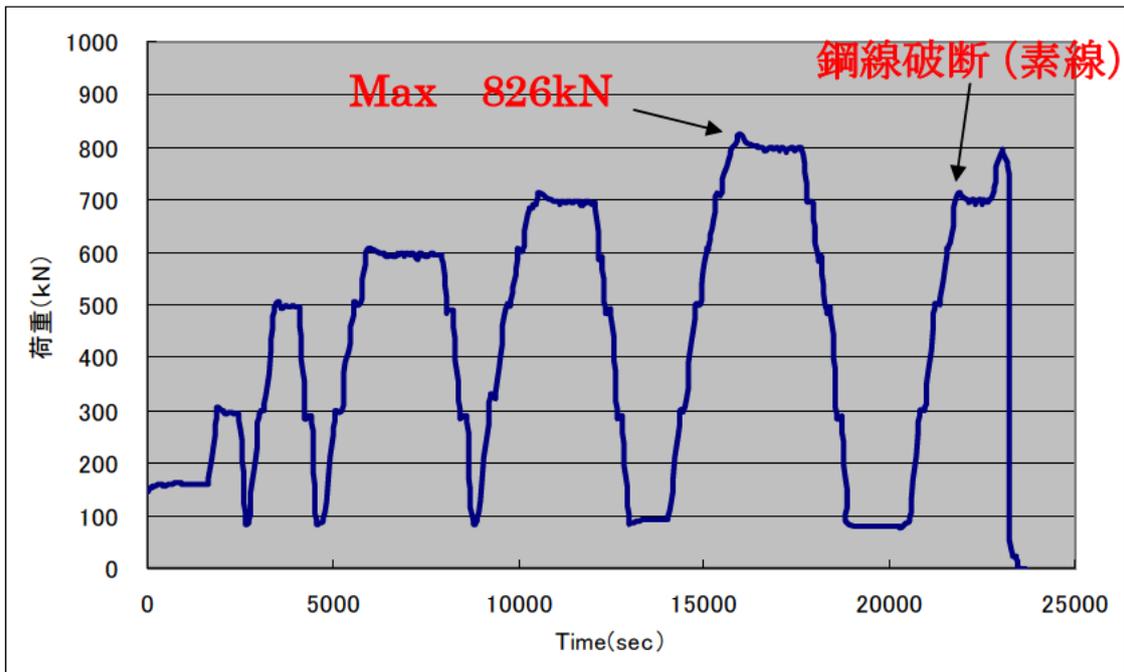
図 4.18 試験装置、試験状況

4.6.1 CASE-1 アンカー体 A

図 4.19 にアンカー体 A の荷重～変位曲線と載荷サイクルを示す。荷重～弾性（塑性）変位曲線を図 4.20 に示す。



(a)荷重－変位



(b)荷重－時間

図 4.19 アンカー体 A の荷重～変位曲線と載荷サイクル

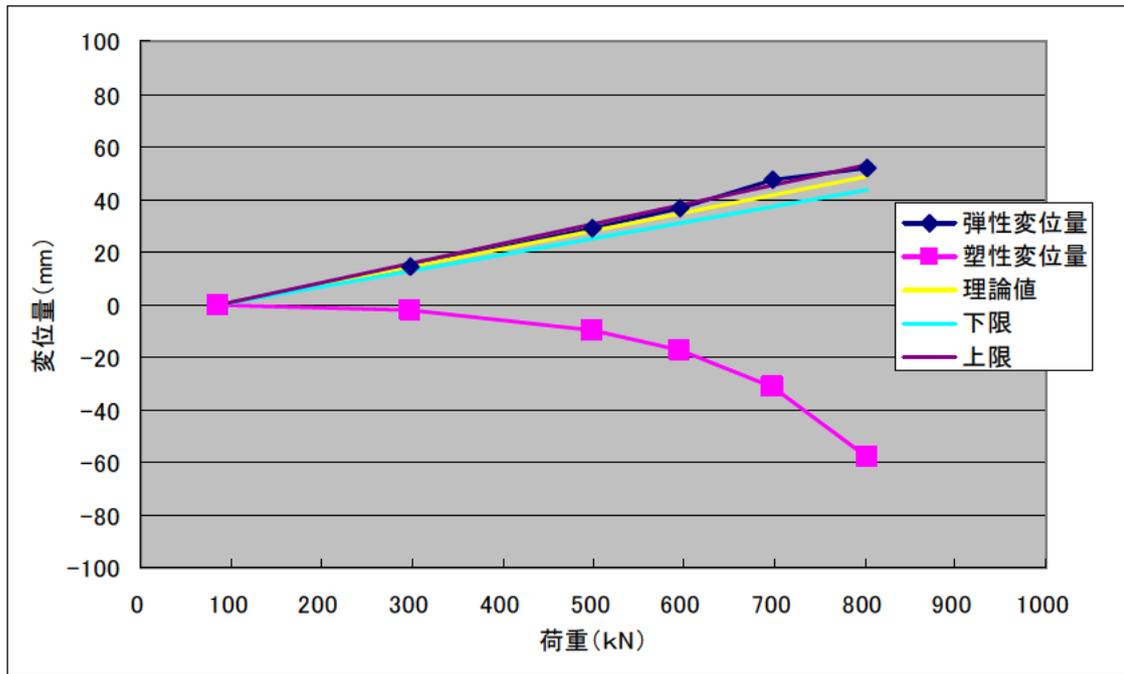


図 4.20 荷重～弾性（塑性）変位曲線

鋼材の伸び（弾性変位量）は、上限、下限の範囲内にあり適正である。

引抜試験は、800kN 荷重完了後クサビ、変位計の盛り替えを実施し、再度緊張したところ約 830 kN でアンカーの素線が破断し、それ以上荷重を大きくすることが不可能になったため終了とした。

アンカー体 A の各荷重段階における荷重時間と変位量の関係を図 4.21 に示す。

また荷重～クリープ係数曲線を図 4.22 に示す。

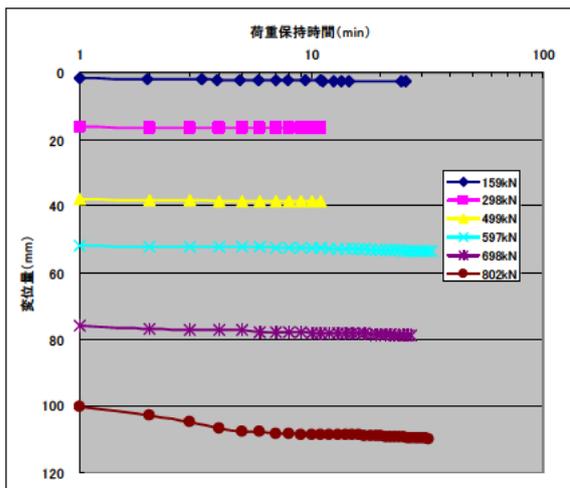


図 4.21 荷重時間と変位量
(アンカー体 A)

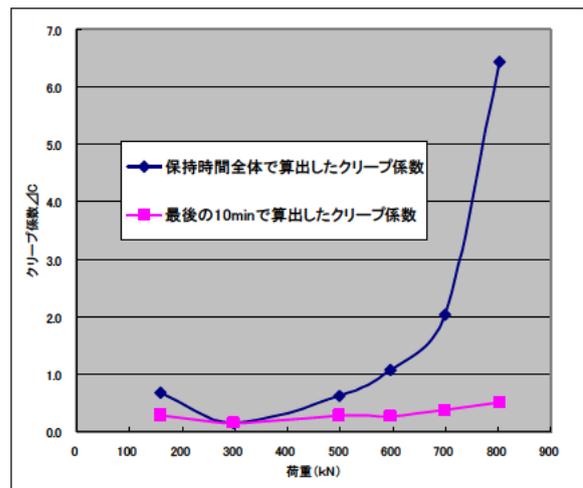


図 4.22 荷重～クリープ係数曲線
(アンカー体 A)

クリーブ係数は、式(3.1)により算出した。

$\triangle c = 1.0\text{mm}$ を最大とした場合：極限荷重 $T_g = 590\text{kN}$ （地盤工学会：摩擦型アンカー）

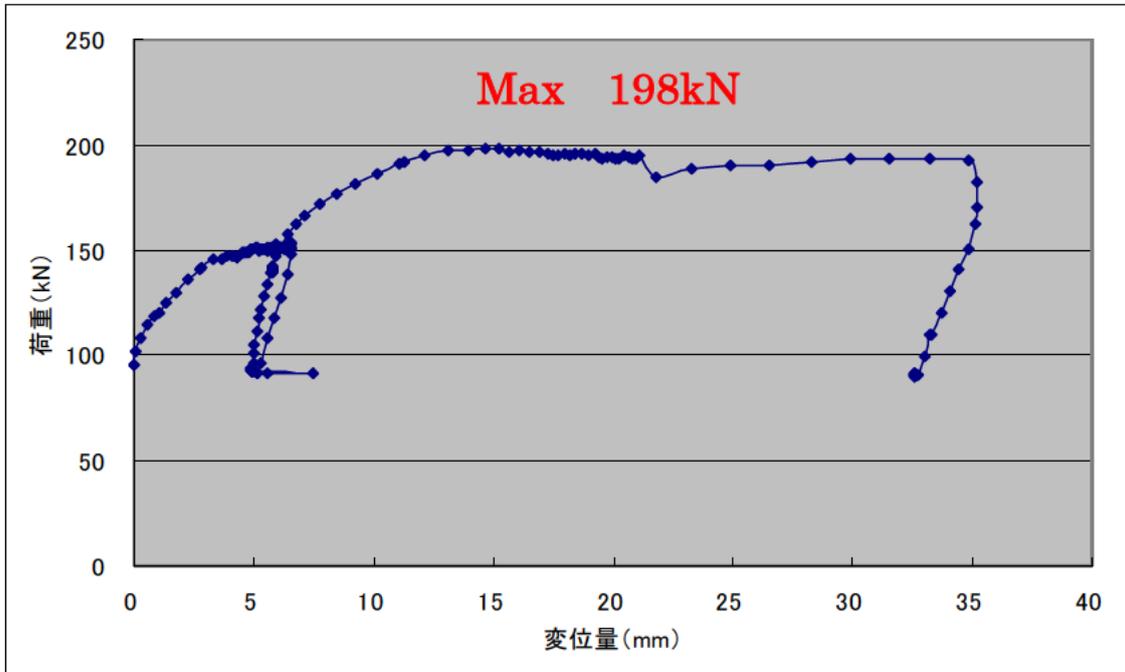
$\triangle c = 2.0\text{mm}$ を最大とした場合：極限荷重 $T_g = 700\text{kN}$ （DIN：摩擦型アンカー基準）

変位は載荷直後に大きく出る傾向があり、10min 以上では変位量は少ない。実験時では 500kN 以上の荷重載荷時は、10min 以上で変位量が 1mm 以下になるまで載荷時間を保持した。図 4.22 は載荷時間内で最後の 10min で $\triangle C$ を求めたものも表している。

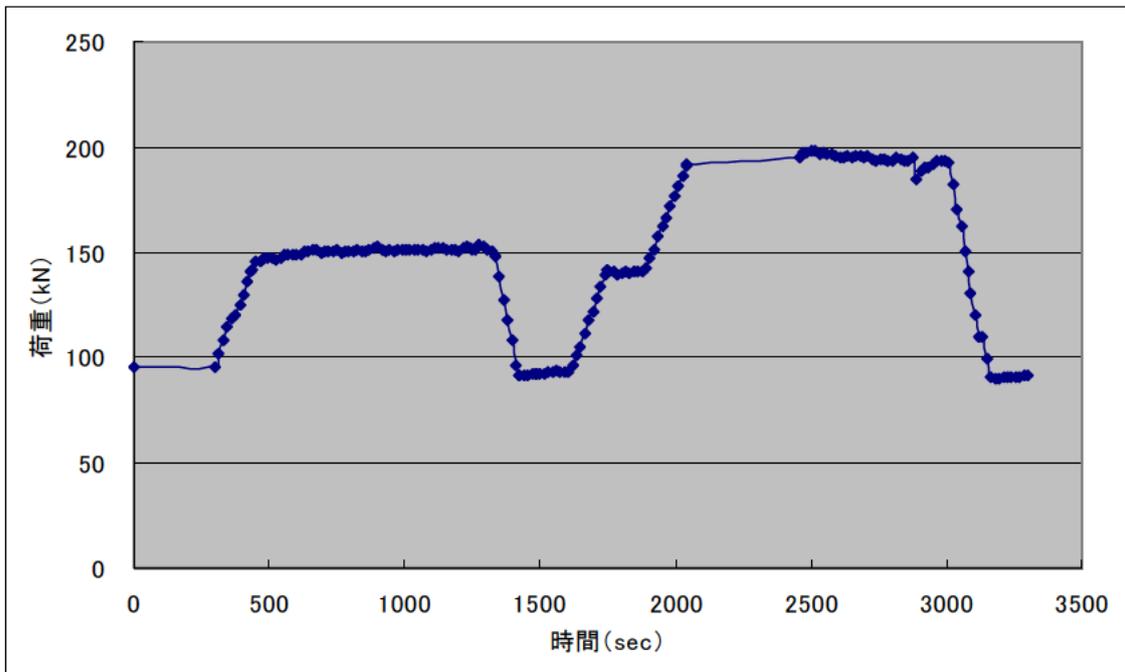
載荷後 10~15min で変位は安定し、30 分以上荷重を保持しても、最後の 10min では変位量は 1mm 以下である。

4.6.2 CASE-2 アンカー体 B

図 4.23 にアンカー体 A の荷重～変位曲線と載荷サイクルを示す。最大荷重 198 kN で変位が大きく発生し、アンカーの引き抜けが起こっている。



(a)荷重－変位

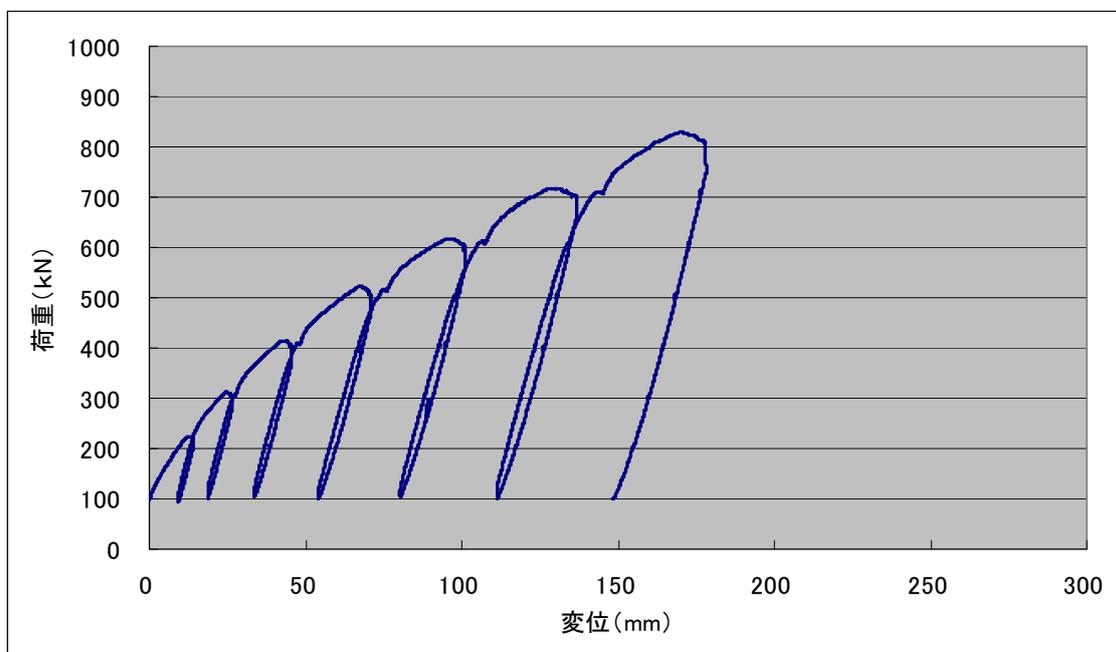


(b)荷重－時間

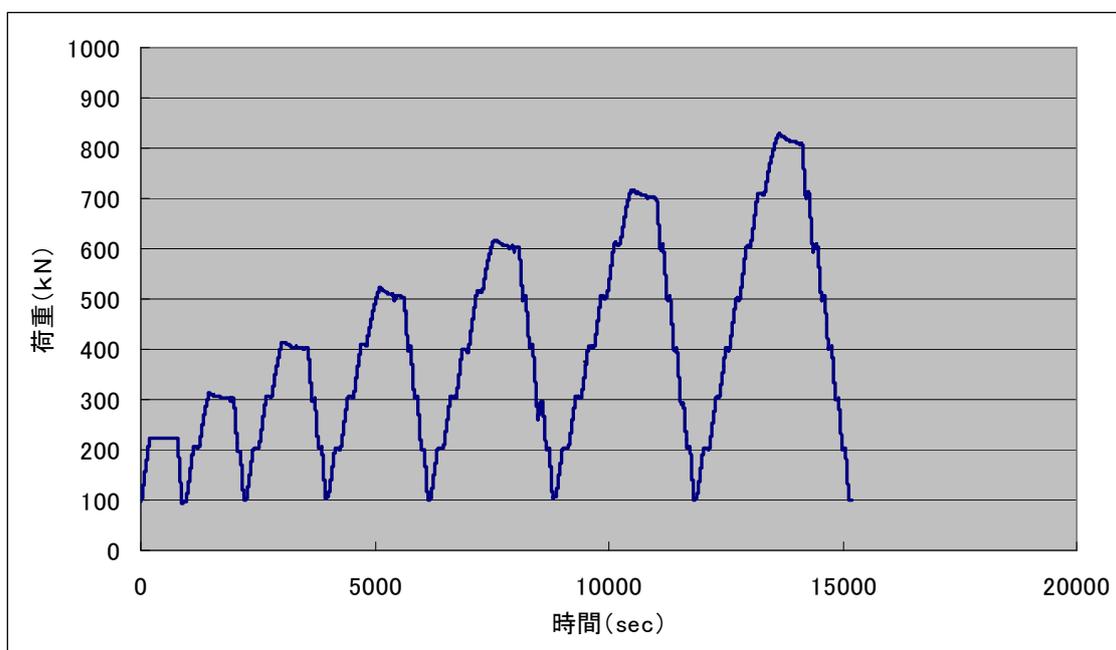
図 4.23 アンカー体 B の荷重～変位曲線と載荷サイクル

4.6.3 CASE-3 アンカー体 C 角度 90°

図 4.24 にアンカー体 C の荷重～変位曲線と載荷サイクルを示す。荷重 700 kN で変位が大きく発生し、アンカーの引き抜けが起こっている。



(a)荷重－変位

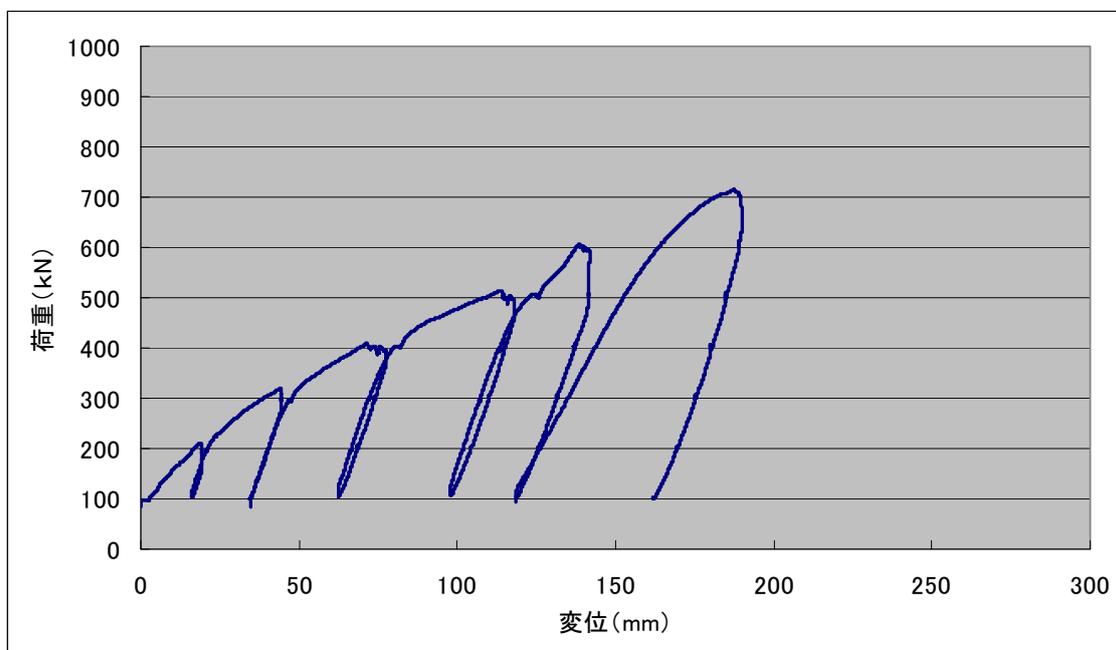


(b)荷重－時間

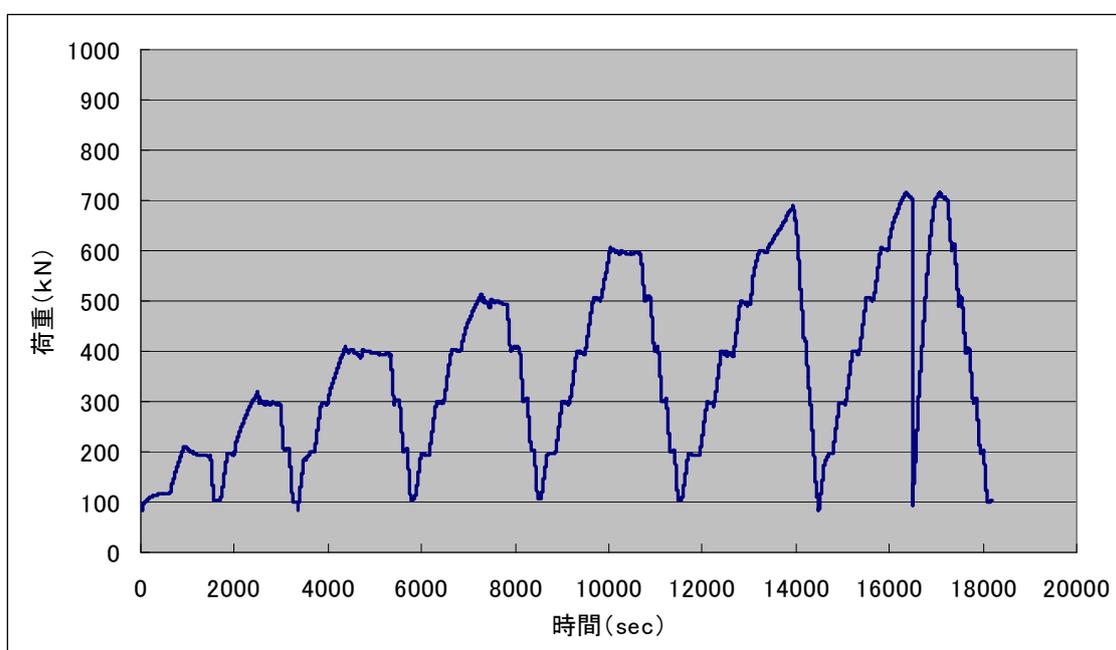
図 4.24 アンカー体 C の荷重～変位曲線と載荷サイクル

4.6.4 CASE-4 アンカー体D 角度 45°

図 4.25 にアンカー体 D の荷重～変位曲線と載荷サイクルを示す。荷重 700 k N で変位が大きく発生し、アンカーの引き抜けが起こっている。



(a)荷重－変位

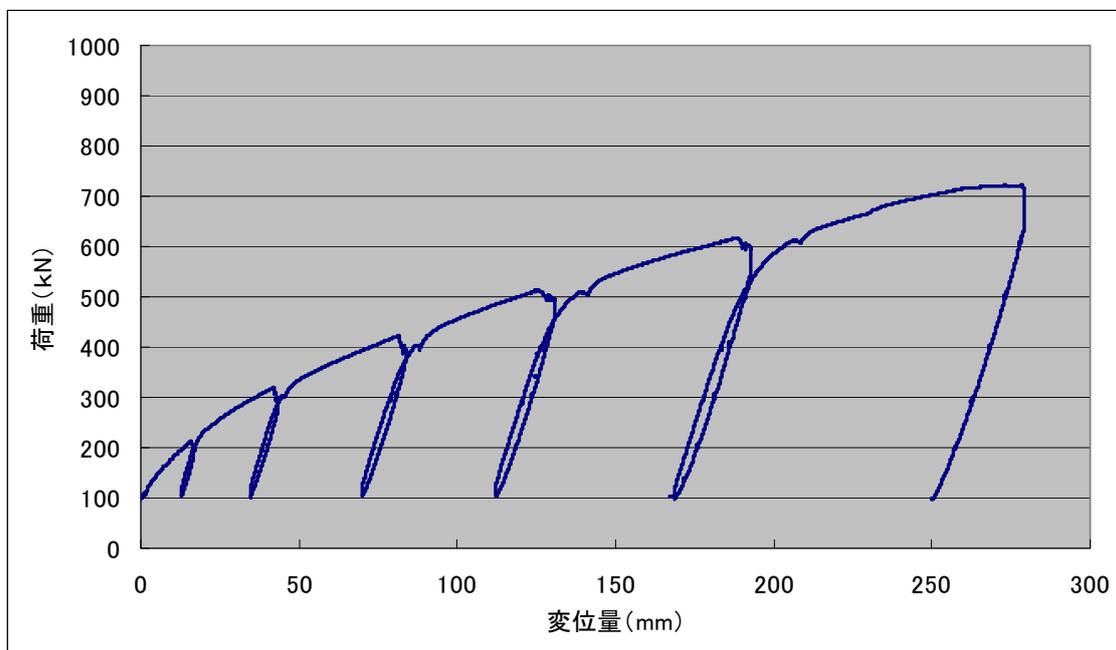


(b)荷重－時間

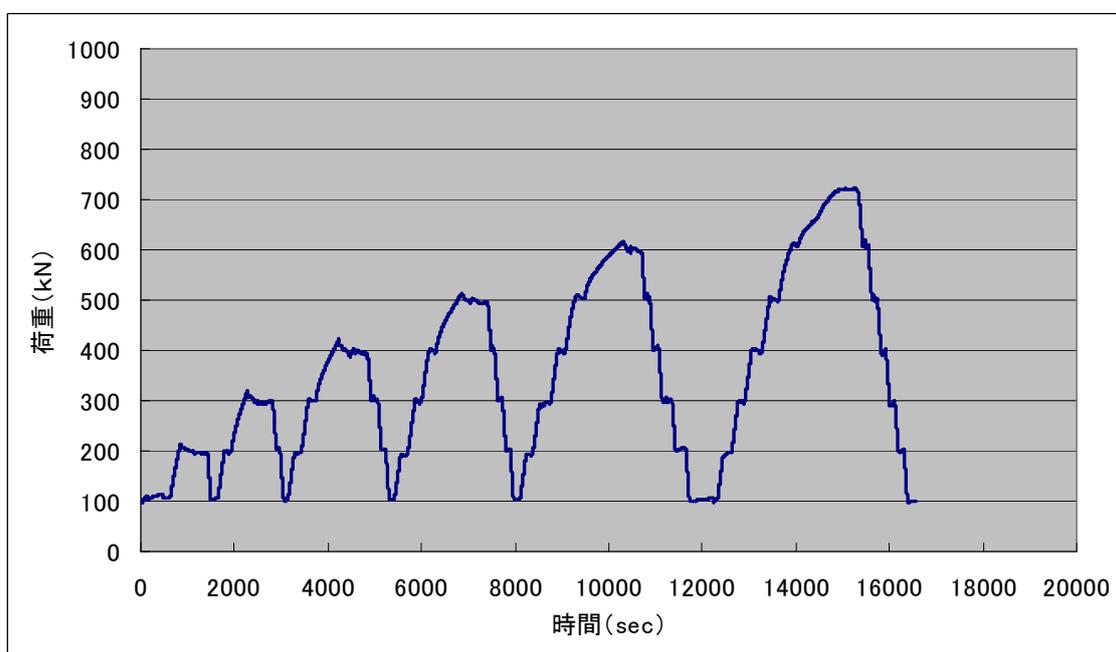
図 4.25 アンカー体 D の荷重～変位曲線と載荷サイクル

4.6.5 CASE-5 アンカー体D 角度 60°

図 4.26 にアンカー体 E の荷重～変位曲線と載荷サイクルを示す。荷重 700 kN で変位が大きく発生し、アンカーの引き抜けが起こっている。



(a)荷重－変位



(b)荷重－時間

図 4.26 アンカー体 E の荷重～変位曲線と載荷サイクル

4.7 アンカー体掘り出し (2)

4.7.1 アンカー体 A

掘り出したアンカー体Aの状況を図 4.27 に示す。



図 4.27 アンカー体 A

アンカー体Aを掘り出したところ、直径 ϕ 800mmは確保されているものの、アンカー体長は、計画では2.0mであったが実際には1.7m程度のアンカー体長しか造成できていなかった。

アンカー体の底部に比較的粒径の大きい砂がこびり付いていたことから、スライムの排出が十分でなく、抗底にスライムが沈殿したためと思われる。

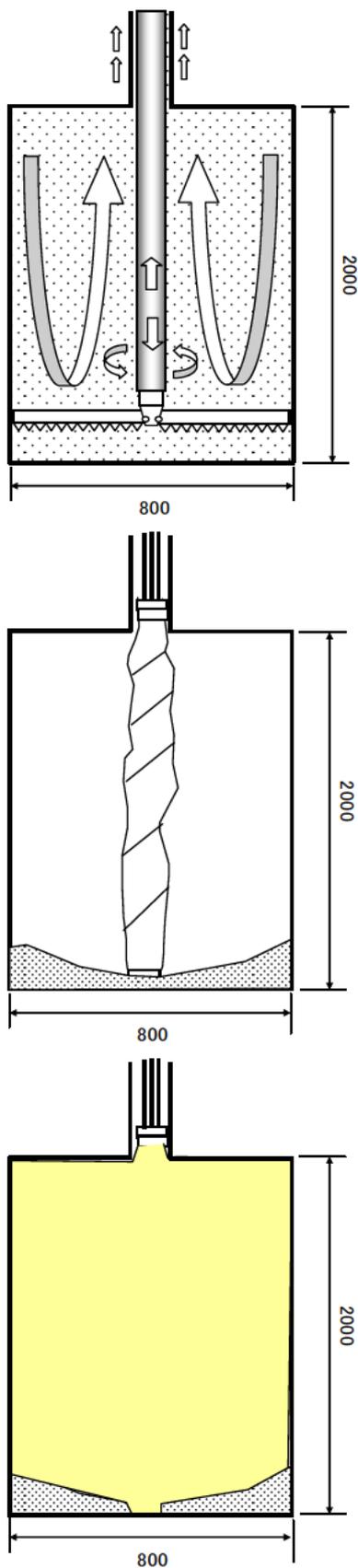


図 4.28 スライム溜まり

以下に、スライムが十分に除去できなかった原因について考察する。

拡径削孔完了後、削孔水を送水した状態でケーシングおよび拡径ビットを回転させながら上下させ（フラッシング）孔内を洗浄しスライム除去作業を行っている。

スライムは、現状の拡径システムの構造上ケーシングと地山間のクリアランスから排出される。削孔径 $\phi 800$ に比べて削孔径（ $\phi 145$ ケーシング（外管））と地山のクリアランスは非常に小さいため、スライムを完全に取り除くことは難しい。

孔内には排出しきれないスライムが充満していると予想される。孔底（およそ 20cm 程度か？）にスライムが沈殿している。そこにアンカー体が挿入され、グラウトを注入する。

注入完了後、沈殿したスライムの分だけアンカー体長が短くなる。

このような出来型不足を解消するには、20cm 程度余堀を行えば出来型は確保できる。今回の実験では給水設備が無いため、削孔水を循環して用いた。つまり、削孔水自体にスライム混じりのものを用いていた。実際に施工では削孔水は清水を使用することとする。

4.7.2 アンカー体 B

図 4.29 に掘り起こしたアンカー体の外観を示す。アンカー体 B は実測で、 $\phi 180\text{mm}$ 、 $L=2.0\text{m}$ であった。



図 4.29 アンカー体 B

4.8 引張試験結果に関する考察

4.8.1 引抜荷重の理論値

出来型を $L=1.7\text{m}$ $\phi 800\text{mm}$ とすると ($\tau=100\text{kN/m}^2$ とした場合) 極限引抜荷重は、Terzaghi が提案した式によれば、

$$T_{ug} = D \cdot \pi \cdot L_a \cdot \tau + q_{pu} \cdot A_p$$

ここで、 D_1 : 拡孔径 (0.8m)
 D_2 : 軸部径 (削孔径 0.145m)
 L_a : 拡径部の定着長
 τ : 極限周面摩擦抵抗 (MN/m^2)
 q_{pu} : 極限支圧抵抗 (kN/m^2)

$$q_{pu} = \alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_1 \cdot N_r + \gamma \cdot L_f \cdot N_q$$

A_p : 支圧面積 (m^2)

$$A_p = \frac{D_1^2 - D_2^2}{4} \cdot \pi$$

C : 粘着力 (0.0kN/m^2)
 ϕ : 内部摩擦角 ($^\circ$)
 γ : 拡孔肩部より上の土の単位体積重量 (18kN/m^3)
 L_f : アンカー体頂部の土被り厚さ (ここでは 5.0m とする)
 N_c , N_r , N_q : 諸定数 (表 4.3)
 α : 基礎の形状に対する係数 1.3
 β : 基礎の形状に対する係数 0.3
 N : 拡孔肩部の N 値 (=10)
 A_p : 有効支圧面積 (m^2)

表 4.3 N_c , N_r , N_q の諸定数

ϕ	N_c	N_r	N_q
0°	5.3	0.0	3.0
5°	5.3	0.0	3.4
10°	5.3	0.0	3.9
15°	6.5	1.2	4.7
20°	7.9	2.0	5.9
25°	9.9	3.3	7.6
28°	11.4	4.4	9.1
32°	20.9	10.6	16.1
36°	42.2	30.5	33.6
40°	95.7	114.0	83.2

土槽内の盛土砂が $N=10$ とすれば、

$$\begin{aligned}\phi &= 15 + \sqrt{15 \cdot N} = 15 + \sqrt{15 \times 10} \\ &= 27.2^\circ\end{aligned}$$

表 4.3 より、 $\phi = 27^\circ$ とすれば、

$$N_c = 10.9, N_r = 4.0, N_q = 8.6$$

$$\begin{aligned}\therefore q_{pu} &= \alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_1 \cdot N_r + \gamma \cdot L_f \cdot N_q \\ &= 1.3 \times 0.0 \times 10.9 + 0.3 \times 18 \times 0.8 \times 4.0 + 18 \times 5.0 \times 8.6 \quad \dots \dots \dots \textcircled{1} \\ &= 791 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

極限周面摩擦抵抗力 τ は、 $N=10$ 砂地盤として、 $\tau = 0.1 \text{ MN/m}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$ とする。

【CASE-1】

$$\begin{aligned}T_{ug1} &= D \cdot \pi \cdot L_a \cdot \tau + q_{pu} \cdot A_p \\ &= 0.8 \times \pi \times 1.7 \times 100 + 791 \times \frac{0.8^2 - 0.145^2}{4} \cdot \pi \quad \dots \dots \dots \textcircled{2} \\ &= 427 + 385 = 812 \text{ kN}\end{aligned}$$

CASE-2 の実験から得られた極限引抜き荷重を $T_{ug} = 198 \text{ kN}$ とし、摩擦抵抗値 τ を逆算する。

$$\tau = \frac{T_{ug}}{l_a \cdot D \cdot \pi}$$

T_{ug} : 引抜き荷重 (= 198 kN)

l_a : アンカー体長 (= 2.0m)

D : アンカー体径 (実測値より = 0.18m)

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{T_{ug}}{l_a \cdot D \cdot \pi} \quad \dots \dots \dots \textcircled{3} \\ &= \frac{198}{2.0 \times 0.18 \times \pi} = 175 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

この τ を用いると、アンカー体 A の極限引抜き力は、

$$\begin{aligned}
T_{ug1} &= D \cdot \pi \cdot L_a \cdot \tau + q_{pu} \cdot A_p \\
&= 0.8 \times \pi \times 1.7 \times 175 + 791 \times \frac{0.8^2 - 0.145^2}{4} \cdot \pi \quad \dots \dots \dots \textcircled{4} \\
&= 748 + 385 = 1133kN
\end{aligned}$$

【CASE-3】

自由長部を塩ビ管 VU100（外形φ114mm）で箱抜きしてあるので断面積より控除する。
土被りを表 4.1 のように、4.7mとした場合、

$$\begin{aligned}
\therefore q_{pu} &= \alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_2 \cdot N_r + \gamma \cdot L_f \cdot N_q \\
&= 1.3 \times 0.0 \times 10.9 + 0.3 \times 18 \times 0.145 \times 4.0 + 18 \times 4.7 \times 8.6 \\
&= 745kN/m^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_{ug2} &= q_{pu} \cdot A_p \\
&= 745 \times \frac{0.8^2 - 0.114^2}{4} \pi \quad \dots \dots \dots \textcircled{5} \\
&= 367kN
\end{aligned}$$

CASE-1 アンカー一体 A の支圧効果とほぼ同等である。

【CASE-4】

アンカー一体の深さを土被りでなく、根入れ長にした場合、
4.7m→6.65m

$$\begin{aligned}
\therefore q_{pu} &= \alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_2 \cdot N_r + \gamma \cdot L_f \cdot N_q \\
&= 1.3 \times 0.0 \times 10.9 + 0.3 \times 18 \times 0.145 \times 4.0 + 18 \times 6.65 \times 8.6 \\
&= 1047kN/m^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_{ug2} &= q_{pu} \cdot A_p \\
&= 1047 \times \frac{0.8^2 - 0.114^2}{4} \pi \\
&= 513kN
\end{aligned}$$

【CASE-5】

アンカー一体の深さを土被りでなく、根入れ長にした場合、
4.7m→5.43m

$$\begin{aligned} \therefore q_{pu} &= \alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_2 \cdot N_r + \gamma \cdot L_f \cdot N_q \\ &= 1.3 \times 0.0 \times 10.9 + 0.3 \times 18 \times 0.8 \times 4.0 + 18 \times 5.43 \times 8.6 \\ &= 858 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{ug2} &= q_{pu} \cdot A_p \\ &= 858 \times \frac{0.8^2 - 0.114^2}{4} \pi \\ &= 420 \text{ kN} \end{aligned}$$

表 4.4 に各 CASE の極限引き抜き耐力（計算値）を示す。

表 4.4 極限引き抜き耐力（計算値）

	支圧効果 (k N)	摩擦効果 (k N)	極限引抜き力 (k N)	備考
CASE-1 (La=2.0 の場合) ($\tau=100\text{kN/m}^2$)	385	503	888	N=10 の砂質地盤の τ
CASE-1 (La=1.7 実測) ($\tau=100\text{kN/m}^2$)	385	427	812	N=10 の砂質地盤の τ
CASE-1 (La=2.0 の場合) ($\tau=175\text{kN/m}^2$)	385	748	1133	CASE-2 の実験で得られた τ を用いる
CASE-2 ($\tau=100\text{kN/m}^2$)	0	45.9	45.9	N=10 の砂質地盤の τ
CASE-2 ($\tau=175\text{kN/m}^2$)	0	198	198	実測値
CASE-3	367	0	367	
CASE-4	367 (513)	0	367 (513)	() 内は、アンカー一体深度を根入れ長とした場合
CASE-5	367 (420)	0	367 (420)	() 内は、アンカー一体深度を根入れ長とした場合

計算値を求める際は、CASE-3、4、5については、傾角の影響があると考えられる。表 4.1 にも示したが、傾角が変わると、アンカー一体頭部から地表面までの深さ（ここでは根入れ長と呼ぶ）が異なるため、アンカー一体に作用する土塊の重量が変わるので注意が必要である。表内は括弧書きにしているが、通常は根入れ長で計算する。

支圧の効果と摩擦の効果を加算して求めているが、両者の極限は同時に生じない可能性があるため、注意が必要である。

4.8.2 支圧効果と摩擦効果

図 4.30 に変位～荷重曲線 (CASE-1: $\phi 800$ _La=1.7m、CASE-3: $\phi 800$ プレート傾角 90°) を同一グラフ上に表す。両者とも支圧効果の特徴として、明確な降伏点はない。変位の増加に伴い荷重は増えていくが、荷重が大きくなるほど変位も大きくなる。

また荷重・除荷時の勾配はプレートの場合、鋼棒の弾性勾配に近く、荷重の初期段階から塑性変位が発生している。

一方 CASE-1 のようにアンカー体長 2m (実際には 1.7m) の場合には、同一の荷重レベルにおいて塑性変位は抑制される効果がある。

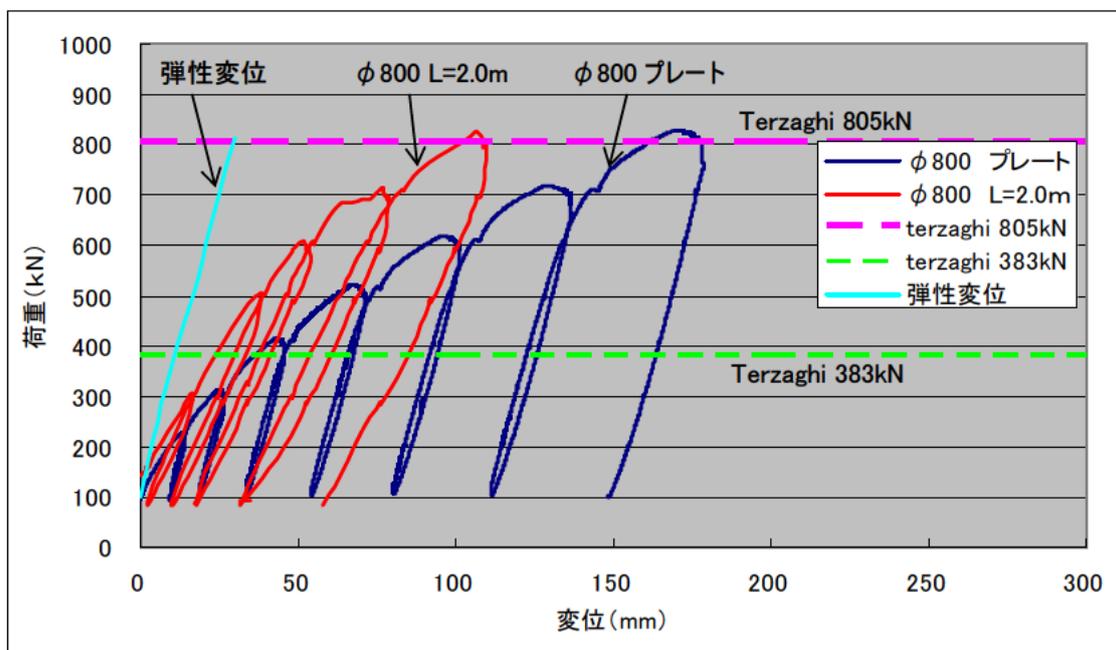


図 4.30 変位荷重曲線

4.8.3 アンカー設置角度

図 4.31 にプレートの設置角度を変えた CASE3~5 の荷重変位曲線を表す。図 4.31 より鉛直に荷重させた角度を付けた方が同じ荷重段階に置いて変位が大きく発生している。鉛直荷重の場合 (CASE-1) は、敷き鉄板、受圧構造物とおよびプレートにより地盤を拘束している (図 4.1、図 4.18 参照) ことと、図 4.32 のように、斜め方向へ引抜いた場合の地盤の破壊線が土槽のコンクリート壁 (床) または側壁に到達していることが考えられる。

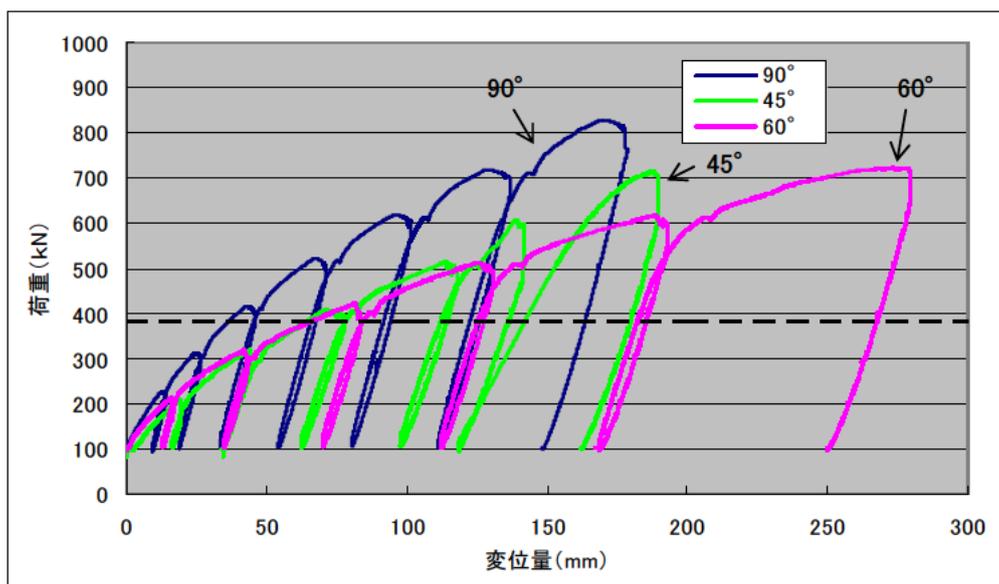


図 4.31 CASE-3~5 荷重変位曲線

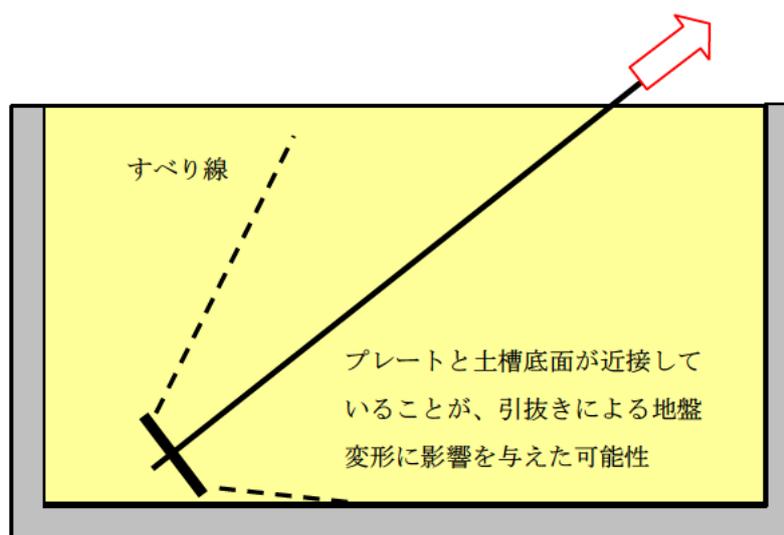


図 4.32 境界の影響

4.8.4 引抜き変位量に関する考察

図 4.1 の拡径型アンカーの試験と図 4.2~4.4 の $\phi 800$ のプレート試験では、異なるテンドン（拡径型アンカー：PC 鋼より線、 $\phi 800$ プレート：PC 鋼棒）を用いたため、弾性勾配が異なり、両者の荷重変位特性を直接比較するのは難しいことが分かった。そのため、1 回目の拡径アンカーの試験（3 章）と 2 回目以降の $\phi 800$ プレートの試験（図 4.2~4.4 であれば同じ PC 鋼棒を使用している）ので、両者の実験について比較検討を行った。図 4.33 に 1 回目（3 章の実験）の PC 鋼棒を用いた拡径アンカーの試験結果を付記する。図中の赤線が、CASE-1 の試験でテンドンに PC 鋼より線を使用。紫線は、3 章で述べた実験結果で、テンドンに PC 鋼棒を使用している。水色線の PC 鋼棒の弾性変位を記載している。

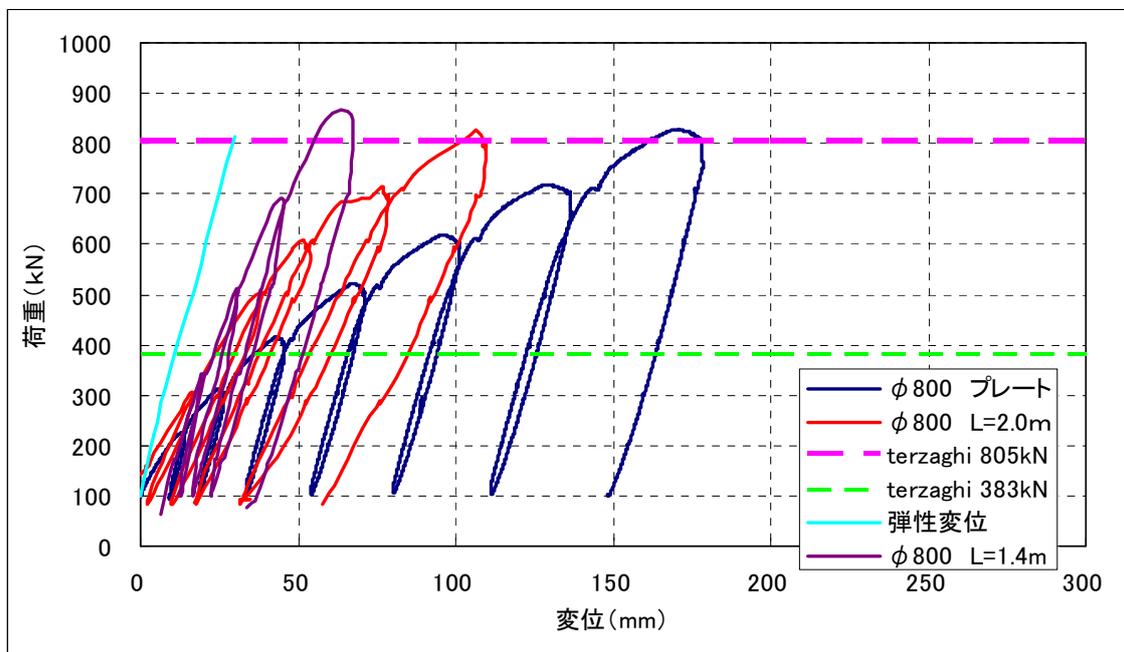


図 4.33 変位荷重曲線

各試験において、各荷重サイクルの除荷点における変位と荷重の関係をプロットしたものを骨格曲線として、図 4.34 に全 CASE の骨格曲線を示す。これは図 4.30 の骨格曲線である。

アンカー長があると初期変位を大いに抑制していることが分かる。

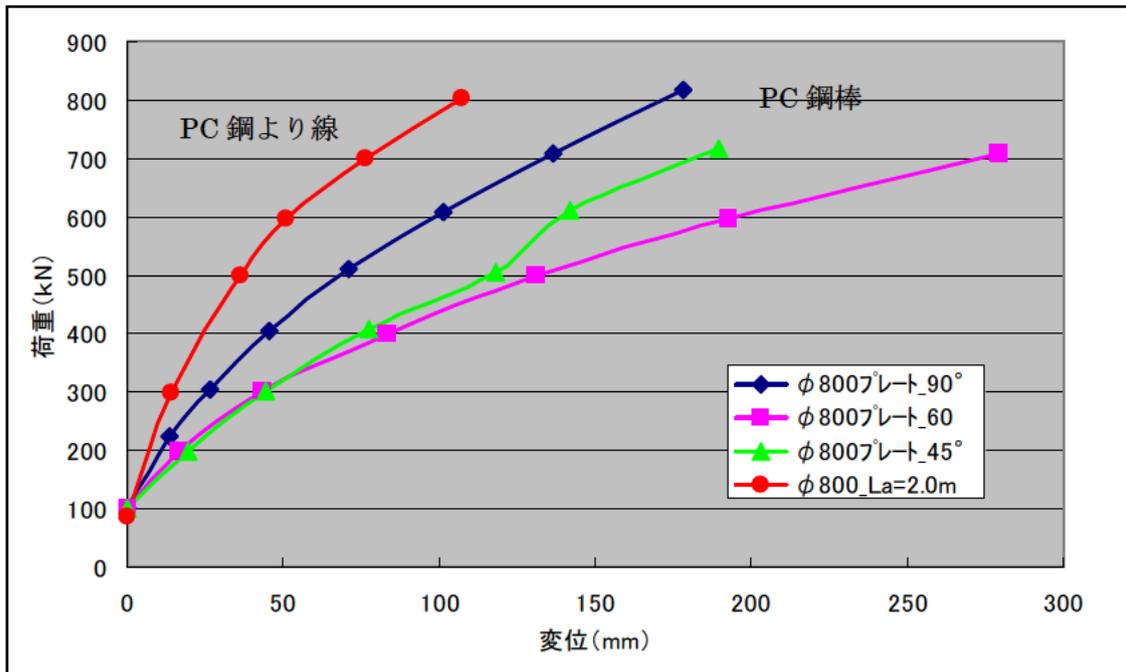


図 4.34 骨格曲線 (1)

図 4.33 の骨格曲線を図 4.35 に示す。

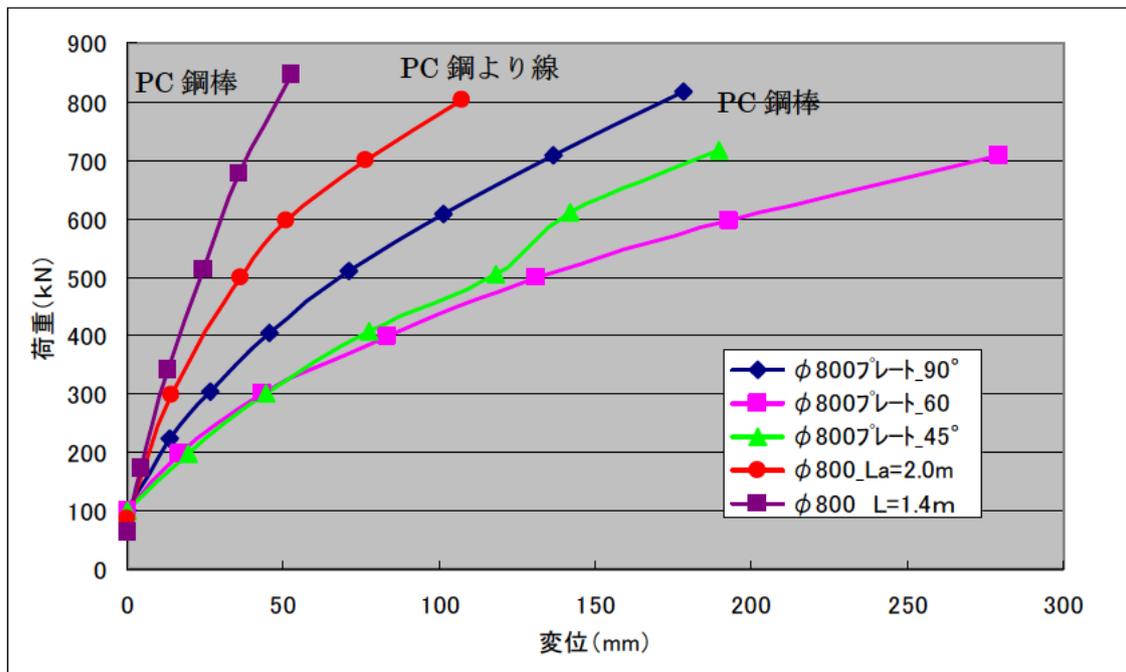


図 4.35 骨格曲線 (2)

図 4.33 から、変位-荷重曲線の傾きが異なることから、摩擦、支圧の傾向を見るには

同じ引張材の方が良いと考えられる。

各ケースにおける同じ変位時の荷重を比較することにより、摩擦と支圧の効果を確認する。図 4.36 に図 4.35 の変位 0~50mm までの領域の荷重-変位関係を示す。図中にはアンカー傾角の影響、テンドンの弾性係数の影響を除くため、3章で実験した拡径型アンカー（実測値 $\phi 800\text{mm}$ 、 $L=1.4\text{m}$ 、傾角 90° ）の試験結果（骨格曲線）と、CASE-3 の $\phi 800\text{mm}$ プレート、傾角 90° の試験結果のみを併記する。

拡径型アンカーの骨格曲線を支圧効果 P+摩擦効果 F と表すことができると仮定する。 $\phi 800$ のプレートの骨格曲線を支圧効果 P とすれば、以下のようなになる。

$$\text{拡径アンカーの結果 (P+F)} - \phi 800 \text{ プレートの結果 P} = \text{摩擦効果 F} \quad (4.1)$$

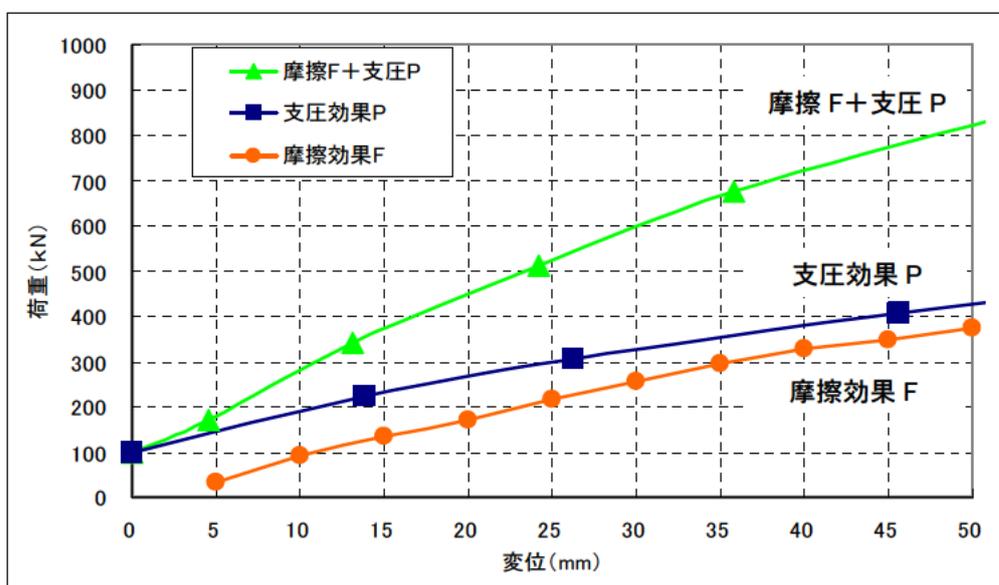


図 4.36 摩擦効果と支圧効果

表 4.5 に、図 4.36 で示した摩擦効果と支圧効果および差と比の値を示す。摩擦抵抗は、変位が大きくなるほど（極限状態に近づくほど）、支圧抵抗と同等な値に近づく。

また表 4.5 には摩擦+支圧、支圧、摩擦の各効果の値を示しているが、変位が 35mm 以上で、摩擦効果の値は支圧の効果の約 90%以上に達していることが分かる。

実験から得られた値より、極限摩擦抵抗値を求める。

摩擦抵抗力を F とした場合、

$F = \tau \times L \times D \times \pi$ で表すことができる。

ここに、

τ : 極限摩擦抵抗値 (kN/m²)

L ; アンカー体長 (m)、 D : アンカー体径 (m)

極限摩擦抵抗値を表-2 より $F=375\text{kN}$ とし、 $L=1.4\text{m}$ 、 $D=0.8\text{m}$ とした場合、 τ は以下のようになる。

$$\tau = \frac{F}{L \times D \times \pi} = \frac{375}{1.4 \times 0.8 \times \pi} = 107 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2)$$

この値は、 $N=10$ の砂地盤の $\tau = 100\text{kN/m}^2$ とほぼ同等の値を示す。このことから極限引抜き荷重=摩擦抵抗値+支圧抵抗値は妥当性があると考えられる。

表 4.5 摩擦効果と支圧効果および差と比の値

変位量 (mm)	① 摩擦+支圧 P+F (kN)	② 支圧効果 P (kN)	③=①-② 摩擦効果 F (kN)	④=②/③ P/F
5	174	140	34	0.24
10	268	176	92	0.52
15	349	216	133	0.62
20	414	244	170	0.70
25	495	277	218	0.79
30	562	307	255	0.83
35	623	329	294	0.89
40	678	349	329	0.94
45	724	377	347	0.92
50	776	401	375	0.94

5. 支圧効果確認試験

支圧効果を確認するために砂の種類を変えて、同様なアンカープレートの引張試験を行った。

3、4章の試験は、細流分を含む山砂をN値10程度に締め固め、引張試験を実施しているが、5章では細粒分がほとんど含まれていない川砂をN値10程度に締め固め、引張試験を実施した。

図5.1に、川砂を用いて作製した地盤において実施したスウェーデン式貫入試験(2箇所)の結果を示す。

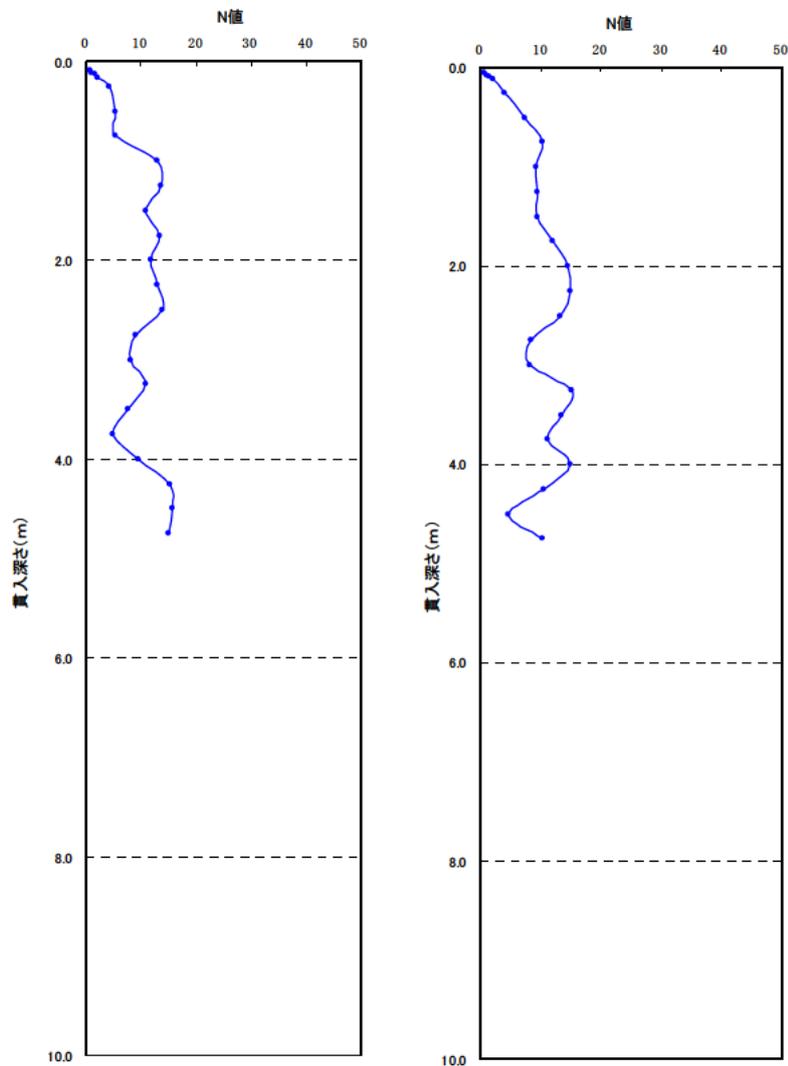


図 5.1 川砂のスウェーデン式貫入試験結果

実験ケースを図 5.2、表 5.1 に示す。

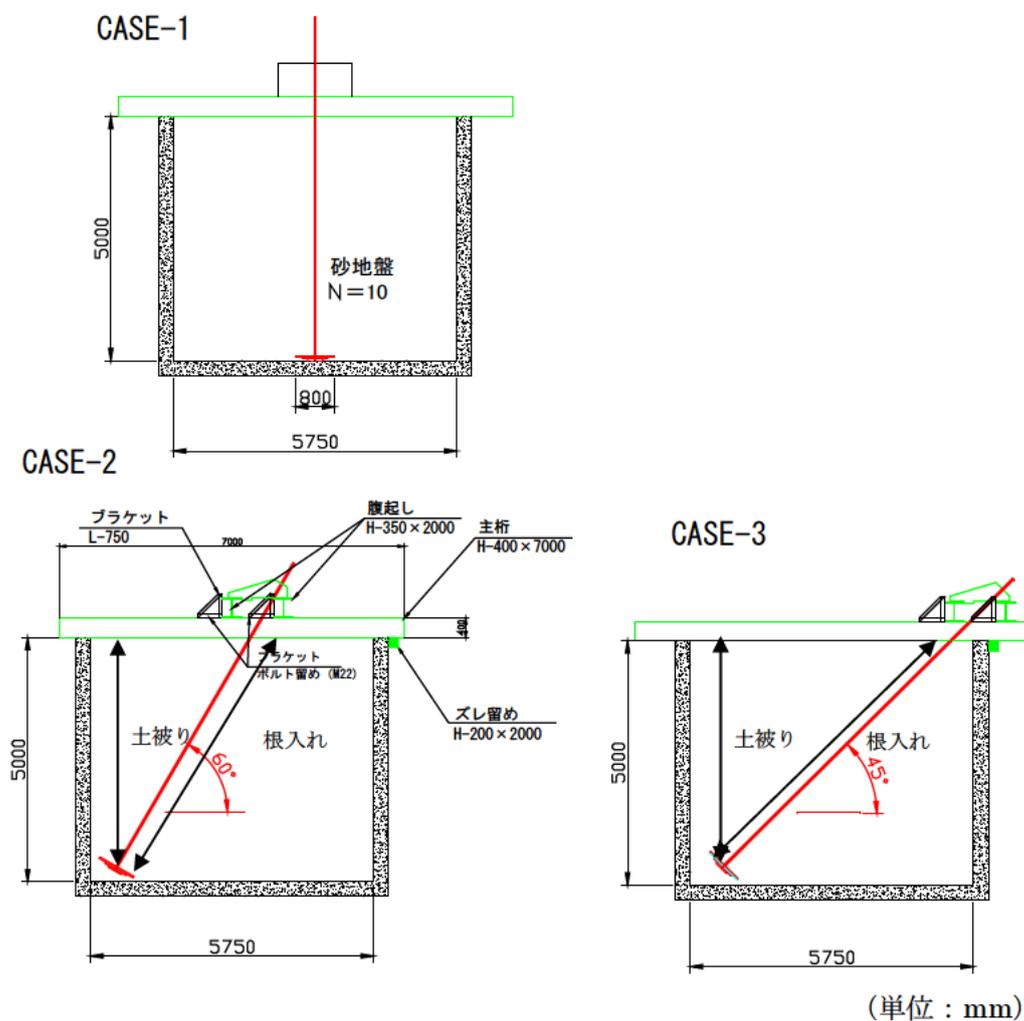


図 5.2 実験条件

表 5.1 実験ケース

CASE	アンカー体	角度	土被り	根入れ	地盤材料
CASE-1	φ 800 プレート	90°	4.7m	4.7m	川砂
CASE-2	φ 800 プレート	45°	4.7m	6.65m	川砂
CASE-3	φ 800 プレート	60°	4.7m	5.43m	川砂
CASE-4	φ 800 プレート	90°	4.7m	4.7m	山砂

CASE-1、4 は鉛直方向に引張試験を行う。地盤の上に鉄板を敷設して反力盤を設置し、その上にジャッキを設置した。そのため反力を地盤から得ていたため土をアンカー体と反力盤で挟み込むように載荷していた。

本実験では純粋に土被りのみが作用した状態における実験結果を得るために、地盤の上に反力盤を設置せず、土槽の壁上に H 型鋼を並べて反力を土槽の天端に作用させて実験を行った。また、表 4.3 より、N=10 の砂地盤の極限引抜き力は、365kN となる。

5.1 CASE-1

図 5.3 に荷重～変位曲線を、図 5.4 に載荷サイクルを示す。

載荷荷重は 500kN 程度で変位が大きく増加し、それ以上荷重が増えなかった。

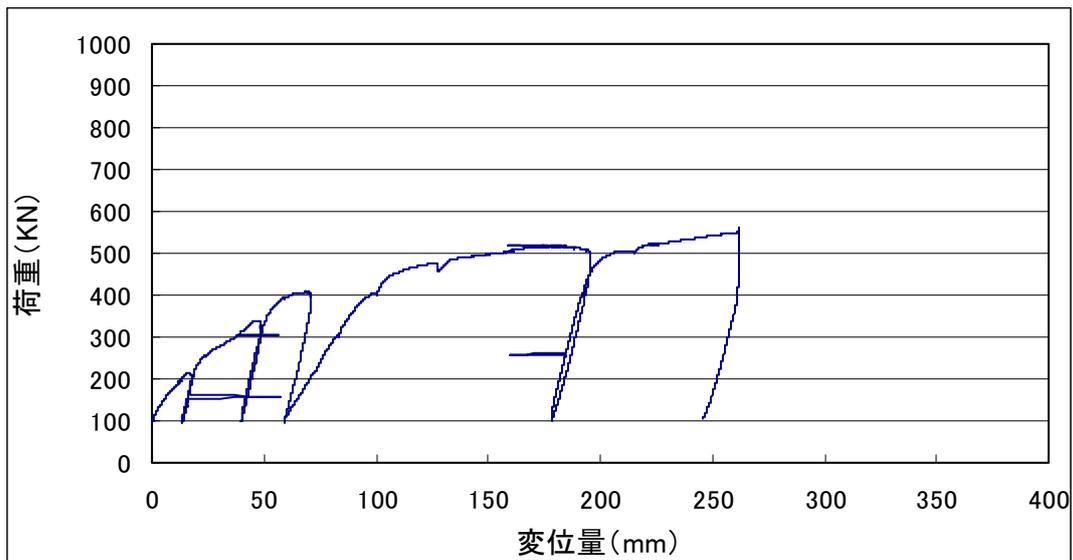


図 5.3 CASE-1 荷重～変位曲線

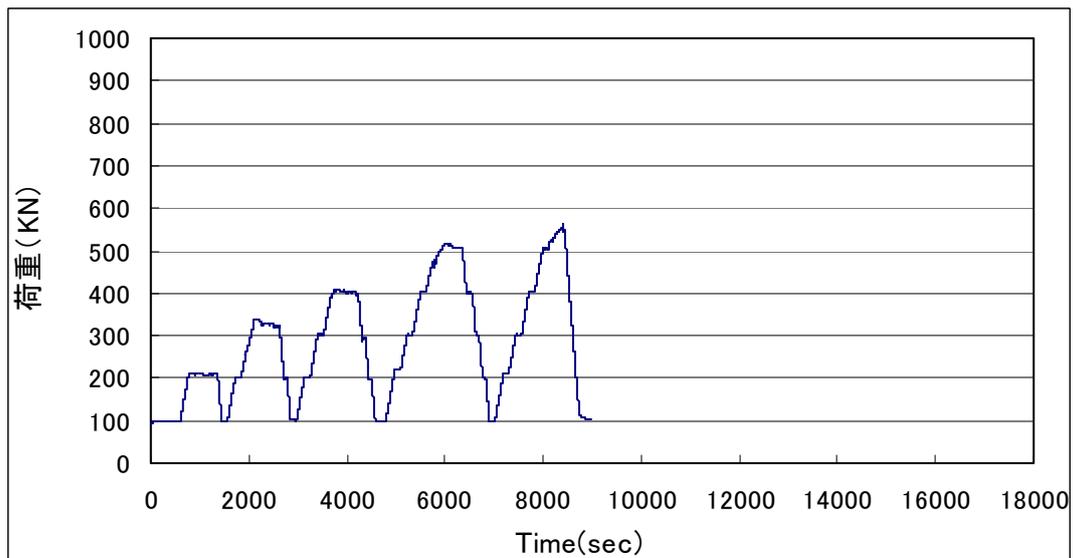


図 5.4 CASE-1 載荷サイクル

5.2 CASE-2

図 5.5 に荷重～変位曲線を、図 5.6 に載荷サイクルを示す。

載荷荷重 600kN 程度で変位が大きく増加し、それ以上荷重が増えなかった。

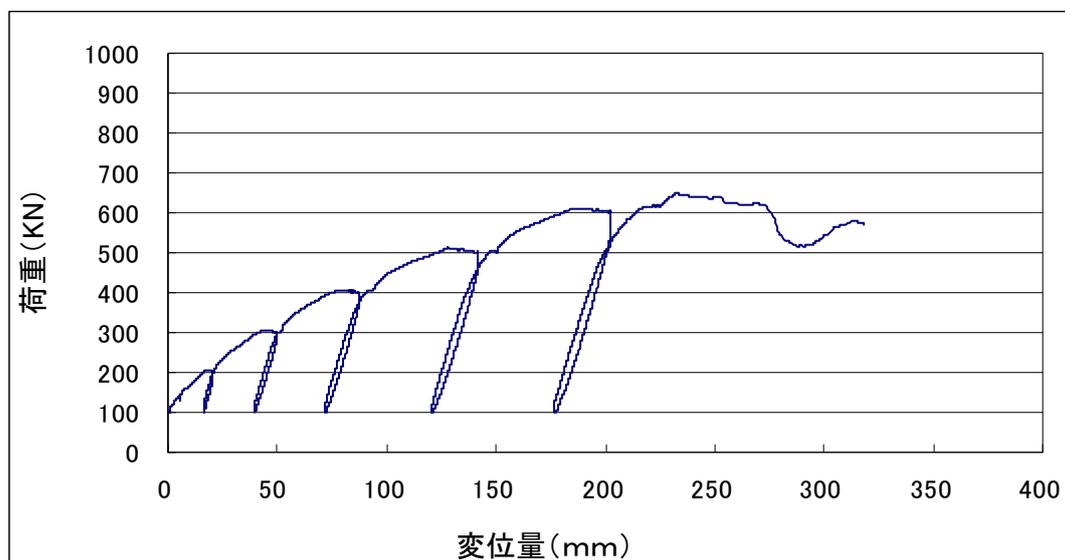


図 5.5 CASE-2 荷重～変位曲線

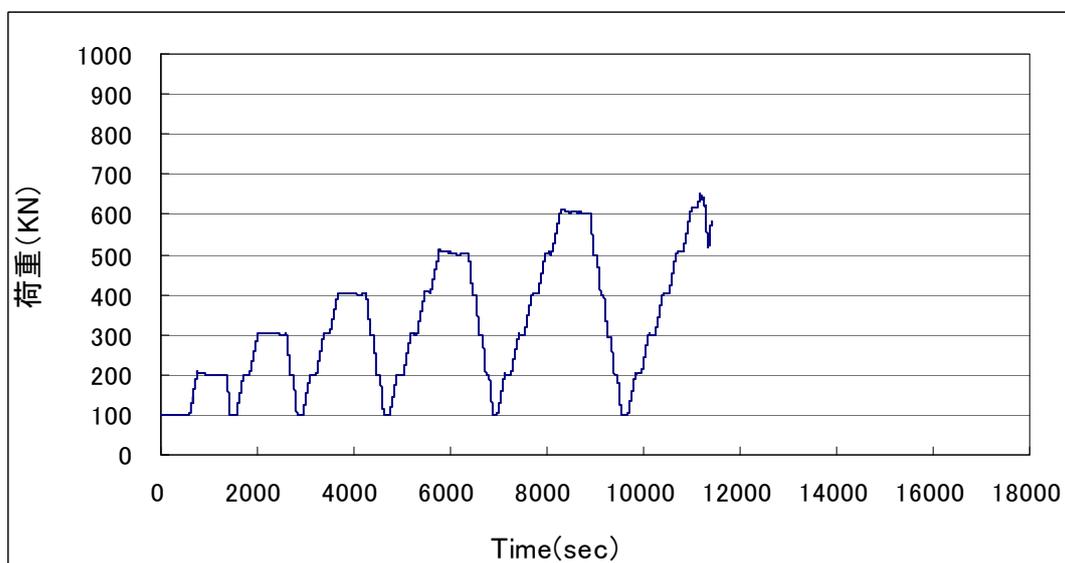


図 5.6 CASE-2 載荷サイクル

5.3 CASE-3

図 5.7 に荷重～変位曲線を、図 5.8 に載荷サイクルを示す。

載荷荷重 400kN 程度で変位が大きく増加し、それ以上荷重が増えなかった。

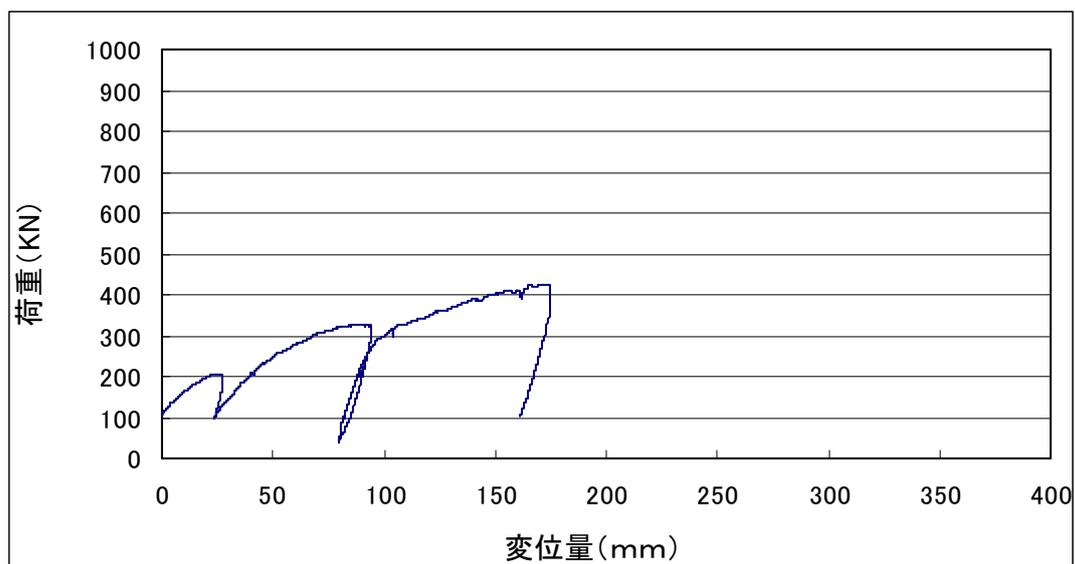


図 5.7 CASE-3 荷重～変位曲線

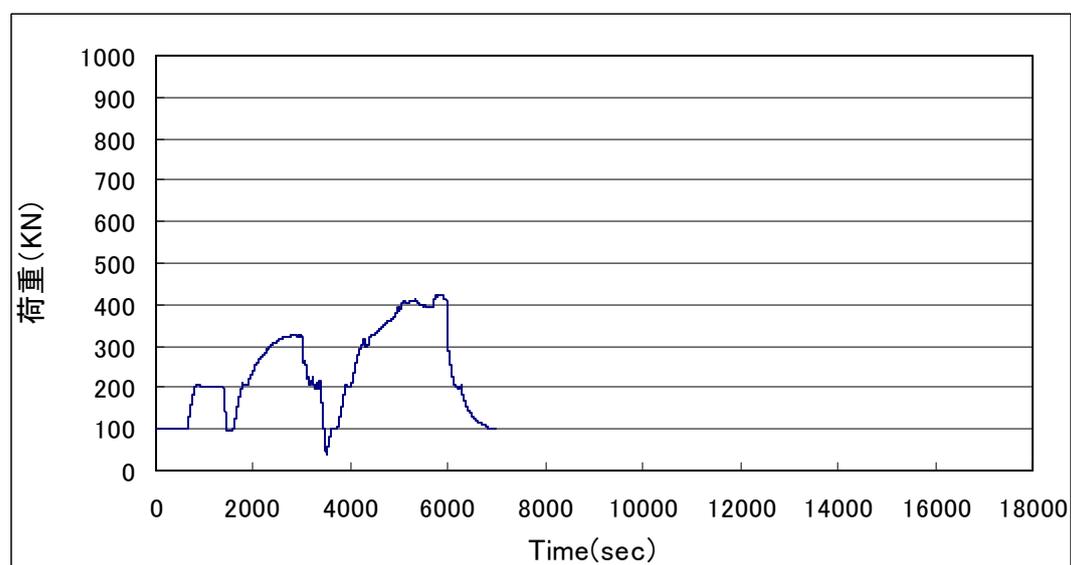


図 5.8 CASE-3 載荷サイクル

5.4 CASE-4

図 5.9 に荷重～変位曲線、図 5.10 に載荷サイクルを示す。

載荷荷重 700 kN 程度で変位が大きく増加し、それ以上荷重が増えなかった。

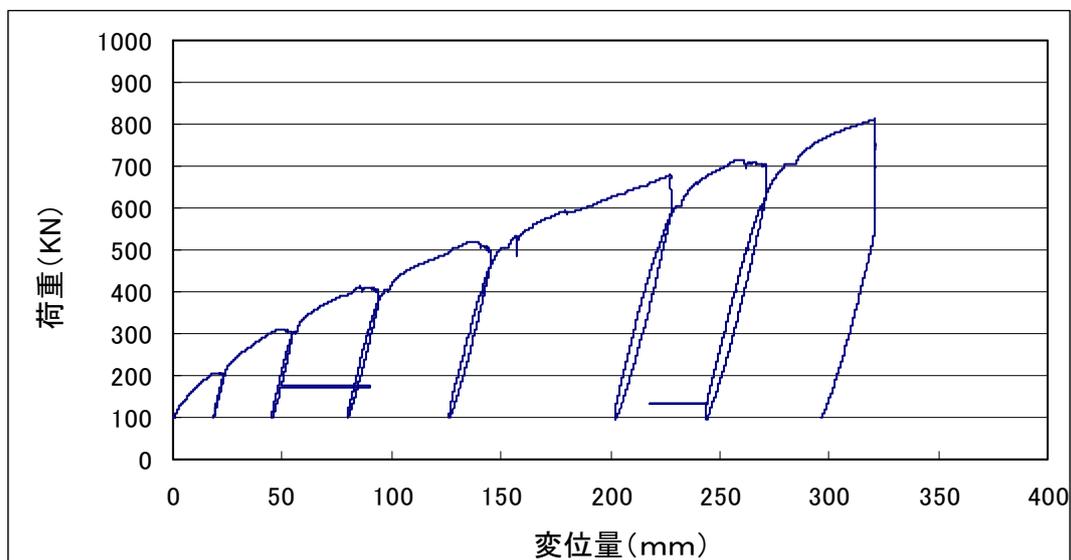


図 5.9 CASE-4 荷重～変位曲線

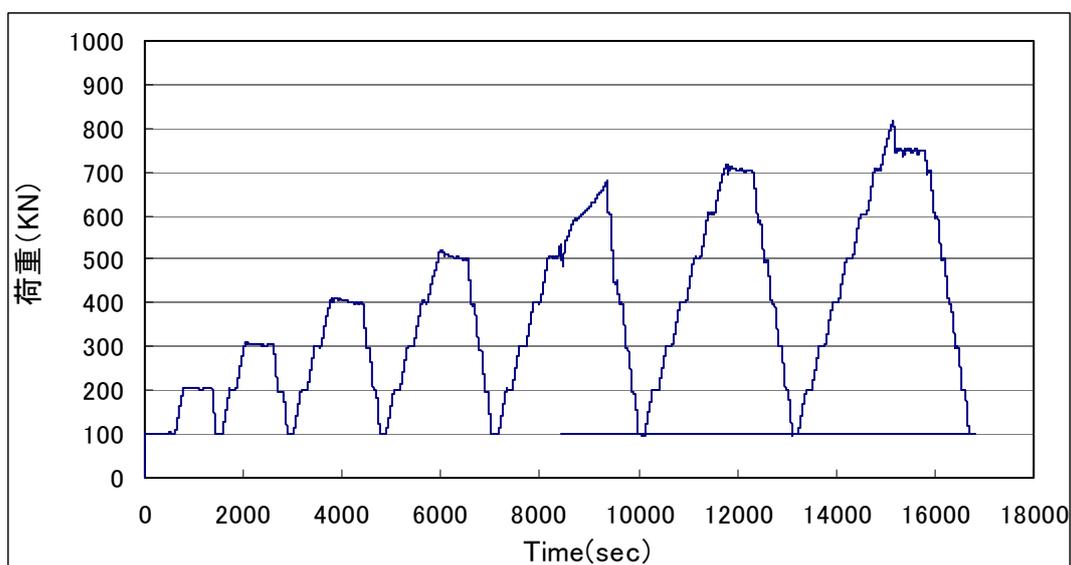


図 5.10 CASE-4 載荷サイクル

5.5 実験結果のまとめ

5.5.1 角度による影響

図 5.11 に CASE-2~4 のアンカー一体設置角度による違いを示す。図 5.12 に 4 章の $\phi 800$ プレート引抜き試験を山砂で行った 45° 60° の試験の変位荷重曲線を示す。

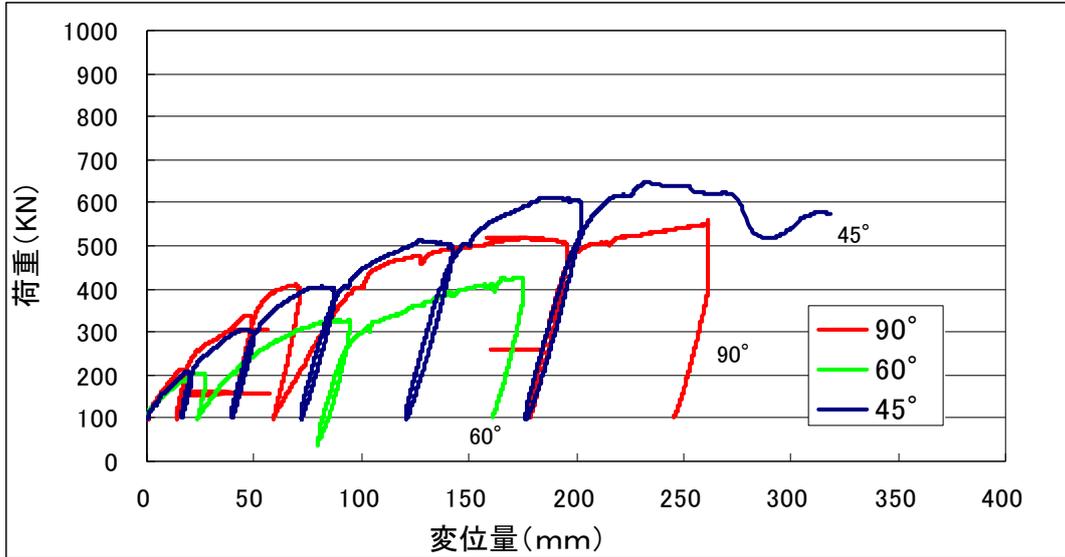


図 5.11 変位荷重曲線（川砂）

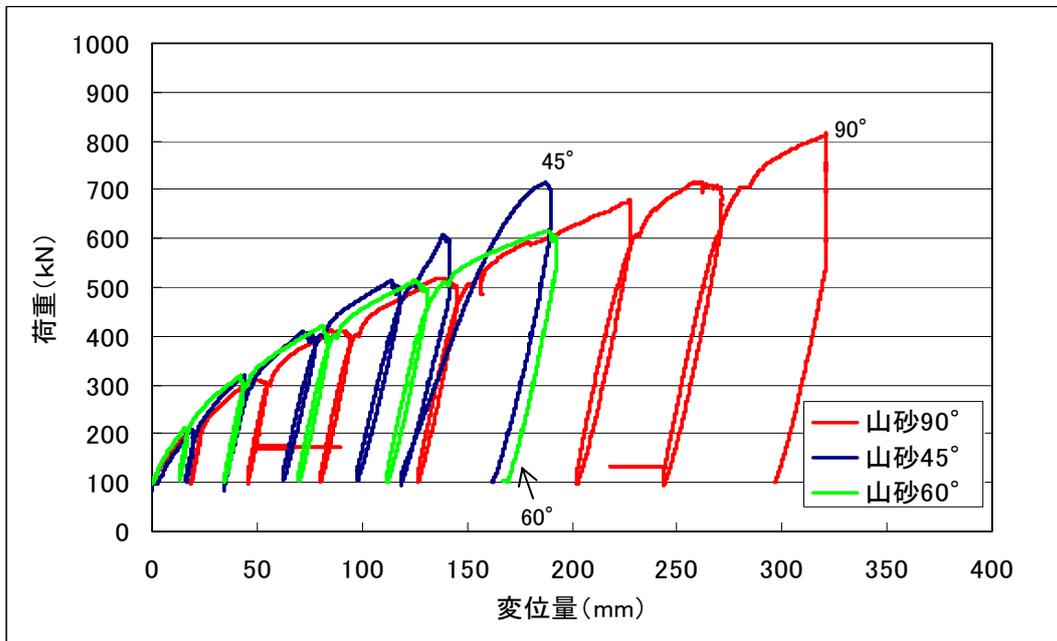


図 5.12 変位荷重曲線（山砂）

図 5.11、5.12 より、極限引抜き力を求める。
設置角度と極限引抜き力の関係を図 5.13 に示す。

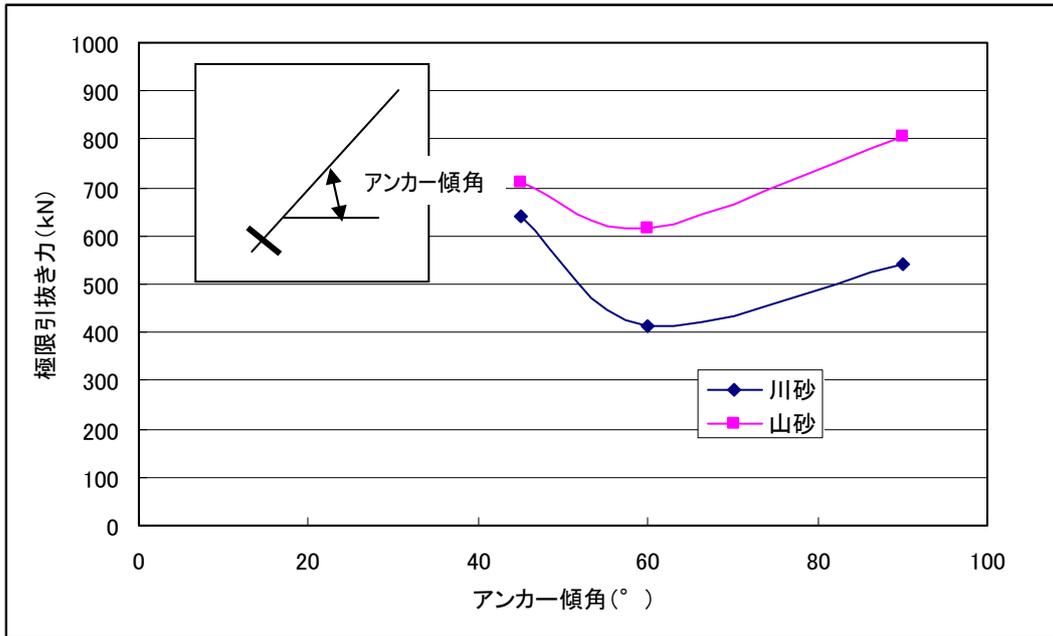


図 5.13 設置角度と極限引抜き力の関係

設置角度が 60° の場合が極限引抜き力の値が小さい。地盤条件が同じなら、アンカー傾角が小さいほどアンカー体に作用する土塊重量が大きくなるため、引抜き抵抗力が大きくなると考えられるが、山砂、川砂とも 60° の場合が小さい。これは 5 章でも述べたが土槽壁との境界条件の影響が大きいと考えられる。

6. 結論

6.1 本研究の成果

本研究開発に当たっての開発目標は以下と通りである。

粘性土（N 値 4 程度）、砂質土（N 値 10 程度）の地盤において、

- ・ アンカー荷重：400kN（極限耐力 600kN 以上）
- ・ アンカー体長：5m以内
- ・ アンカー体径：（拡大径） ϕ 800mm

上記の目標を達成すべく従来型のスプリッツアンカーを改良し、以下の事項について研究開発を行った。

- ・ コスト減に繋がる回収型の拡径ビット（ ϕ 800mm）の開発
- ・ 確実なアンカー体の造成するための袋体を用いたアンカー体
- ・ 拡径型アンカーの特長である、摩擦効果と支圧効果を特性の把握

その結果、以下の成果を得た。

- ・ ϕ 800mm に拡径できる回収型の削孔ビットを開発した。ただし、本ビットを用いて目標のアンカー体長を得るには余堀が必要となる。
- ・ 良好な出来高を確認できる袋体を用いたアンカー体の造成を可能とした。砂地盤、粘性土地盤においてもその有効性を確認した。
- ・ アンカー体径 ϕ 800、アンカー体長 $L=2.0\text{m}$ あれば、砂質土（N 値 10 程度）の地盤でアンカー荷重 400 k N（極限 600 k N）をクリアできる（粘性土については未実施）。
- ・ 拡径型アンカーの引抜き抵抗は支圧抵抗と摩擦抵抗の和として表すことができることが分かった。

6.2 今後の課題

拡径型アンカーの特長である、支圧効果と摩擦効果の特性をある程度把握することができたが、その理論値を適切に把握するに至っておらず、妥当性の高い理論式が必要である。

実用化されている拡径型アンカーは、ほとんどが仮設として適用されている。今後は法面防護などの永久アンカーとしても使用できるような確実なデータを蓄積していく必要がある。

第2部 スプリッツアンカー設計・施工マニュアル（案）

目次

1章 概要.....	79
1.1 適用.....	79
1.2 用語の説明.....	80
1.3 工法の特長.....	83
1.4 適用範囲.....	85
2章 スプリッツアンカーの使用資材.....	86
2.1 使用する資材.....	86
3章 計画および調査.....	91
3.1 一般事項.....	91
3.2 計画.....	93
3.3 調査.....	94
4章 設計.....	96
4.1 設計に関する一般事項.....	96
4.2 スプリッツアンカーの仕様.....	97
4.3 アンカー角度, 配置.....	99
4.4 定着地盤の確認.....	100
4.5 外力の算定 (山留めに用いる場合).....	101
4.5 設計アンカー力の決定 (山留めに用いる場合).....	102
4.6 構造物全体の安定.....	109
5章 施工.....	110
5.1 一般事項.....	110
5.2 施工計画.....	112
5.3 残置式拡径ビットによる削孔.....	115
5.4 回収型拡径ビットによる削孔.....	118
5.6 施工管理.....	123
6章 設計事例.....	128
6.1 比較条件.....	128
6.2 摩擦型と拡径型の設計比較.....	129
6.3 スプリッツアンカーの設計例.....	129
7章 試験.....	135
8章 維持管理.....	137
8.1 一般.....	137
8.3 点検などの期間と頻度.....	141
8.4 点検などの結果の評価および対応.....	142

8.5 記録	143
参考文献	144

1章 概要

1.1 適用

(1) 本マニュアルは、『スプリッツアンカー』の計画、設計、施工、調査、試験および維持管理に適用する。

(2) 本マニュアルで規定していない事項については、関連の基準に準拠する。

【解説】

本マニュアルはこれら機能を有するスプリッツアンカーの計画、設計、施工、調査、試験および維持管理に適用する。

本マニュアルで規定していない事項については、以下の基準、指針類に準拠する。各基準の改定に際しては新しいものに準拠する。

- | | |
|----------------------|-------------------|
| ・道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編 | 平成14年3月（日本道路協会） |
| ・道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編 | 平成14年3月（日本道路協会） |
| ・道路土工 のり面斜面安定工指針 | 平成21年6月（日本道路協会） |
| ・道路土工 仮設工指針 | 平成11年3月（日本道路協会） |
| ・道路土工 擁壁工指針 | 平成11年3月（日本道路協会） |
| ・設計要領第一集 土工 | 平成20年3月（NEXCO 総研） |
| ・グラウンドアンカー設計施工基準同解説 | 平成12年4月（地盤工学会） |
| ・グラウンドアンカー施工のための手引き書 | 平成15年5月（日本アンカー協会） |
| ・建築基礎構造設計指針 | 平成2年（日本建築学会） |
| ・山留め設計施工指針 | 平成14年2月（日本建築学会） |
| ・グラウンドアンカー維持管理マニュアル | 平成20年8月（鹿島出版会） |
| ・各種アンカー工法の設計施工資料 | |

1.2 用語の説明

本マニュアルで用いる主な用語は以下のとおりである。

- スプリッツアンカー : スプリッツアンカーは、先端のビットで拡径することにより、所定のアンカー体径を確保し、そこに設置したアンカー体で作用する引張り力を地盤に伝達できる工法である。拡孔された大断面の摩擦抵抗と拡孔部の支圧抵抗により、摩擦型アンカーに比べて大きな極限引抜き抵抗が得られる。
- 仮設アンカー : 工事中に仮設構造物などに加わる引張力を地盤に伝えて、その変位・変形量を抑制するために用いるもので、簡易な防食・防錆を行ったもの、あるいはその必要がないものをいう。
- 永久アンカー : アンカーによって安定を図る永久構造物あるいは斜面などに用いるもので、腐食のおそれのある使用材料に対しては確実な防食・防錆（二重防食構造）を行ったもの。
- 除去式アンカー : 除去式アンカーとは、仮設アンカーのうちアンカーあるいはその一部を撤去することが可能なものをいう。
- アンカー体設置地盤 : アンカーの緊張定着が可能な比較的良好な地盤。
- 支圧抵抗 : アンカー体の軸に直角方向のアンカー体グラウト等の表面と地盤との接触面において、アンカー体の引抜きを地盤が支えることができる大きさの極限值、あるいは単にその支える現象を示す。
- 摩擦抵抗 : アンカー体グラウトの周面と地盤との接触面において、アンカー体の引抜きに抵抗する極限值、あるいは単に抵抗の現象を示す用語として定義されている。これを“周面摩擦抵抗”と呼ぶことも多い。
この抵抗の大きさは、アンカー体周面の各位置に加わる有効応力、接触面のグラウトと土粒子の粗さと強度特性、アンカー体各部と地盤の相対変位量、あるいはアンカー体の軸方向と半径方向に生じるひずみによって変わる。

テンドン	: 引張部を伝達する部材で、通常、PC 鋼線、PC 鋼より線、PC 鋼棒、あるいは連続繊維補強材などコンクリート補強用の材料として J I S あるいは学会の規格として認められたものが用いられている。
アンカー体	: アンカー体とは、グラウトの注入により造成され、引張部から引張力を地盤との摩擦抵抗や支圧抵抗によって地盤に伝達するために設置する抵抗部分をいう。
袋状アンカー体	: アンカー体部に装着し、拡張削孔部に挿入された後セメントペーストで充填させ膨らませることにより拡張部内にアンカー体を造成する。
引張部	: アンカー頭部からの引張力をアンカー体に伝達するために設置する部分をいう。
アンカー頭部	: 構造物からの力を引張力として引張部に伝達させるための部分で、定着具と支圧板からなる。
定着具	: 定着具とはアンカー頭部で定着させる道具をいう。
拡張ビット	: ケーシング先端で機械的にまたは圧力を用いて強制的に羽根を上げ、大口径のアンカー体を掘削造成する装置。
残置式拡張ビット	: 拡張削孔した後、孔内に残置してくるタイプの拡張ビット
回収型拡張ビット	: 二重管構造のインナービットの先端に装着する。インナーロッドに注水し水圧を付与させることで拡張ビットのシリンダーを押し込み羽根が開く構造となっている。また水圧を除荷することにより、羽根自体はフリーになるので、インナーを引き抜くことで羽根の外側が外管に当たり閉じることにより、外管内に格納することができる。
基本調査試験	: アンカーの設計のために実施するもので、引抜き試験と長期試験がある。引抜き試験は試験によってアンカー頭部における荷重－変位量曲線、荷重－弾性変位量曲線、荷重－塑性変位量

曲線を作成し、テンドン自由長とテンドンの摩擦損失量、並びに極限引抜き力を求めるものである。

品質保証試験 : 実際に用いるアンカーの全部または一部に対して行うもので、多サイクル確認試験、1サイクル確認試験のほか、定着時緊張力確認試験などがある。

多サイクル確認試験 : 計画最大荷重は、テンドンの強度特性などを考慮して定めるが、永久アンカーの場合、設計アンカー力（常時）の 1.5 倍、または設計アンカー力（地震時）の 1.0 倍のうち大きい荷重とする。載荷方法および計測項目は引抜き試験に準拠し、設計アンカー力に対して十分に安全であることを確認する。

1 サイクル確認試験 : 計画最大荷重は、テンドンの強度特性などを考慮して定めるが、永久アンカーの場合、設計アンカー力（常時）の 1.2 倍、または設計アンカー力（地震時）の 1.0 倍以上とする。載荷方法は計画最大荷重まで載荷したのち、初期荷重（計画最大荷重の 0.1 倍）まで除荷する 1 サイクルとする。計測項目は荷重、変位量、時間などで、多サイクル確認試験の結果と比較し、設計アンカー力に対して十分に安全であることを確認する。

1.3 工法の特長

スプリッツアンカーは、アンカー体部を呼び径φ800mmに拡大削孔して造成するので、従来型アンカーの引抜き抵抗として作用する“摩擦抵抗”だけでなく、拡大されたアンカー体の断面に作用する“支圧抵抗”により強度の小さい土砂地盤においても、大きな体力が得られる。

【解説】

スプリッツアンカーは、アンカー体部をφ800mmに拡大削孔して造成するので、従来型アンカーの引抜き抵抗として作用する“摩擦抵抗”だけでなく、拡大されたアンカー体の断面に作用する“支圧抵抗”により強度の小さい土砂地盤においても、大きな体力が得られる。

スプリッツアンカーは以下のような特徴を有する。

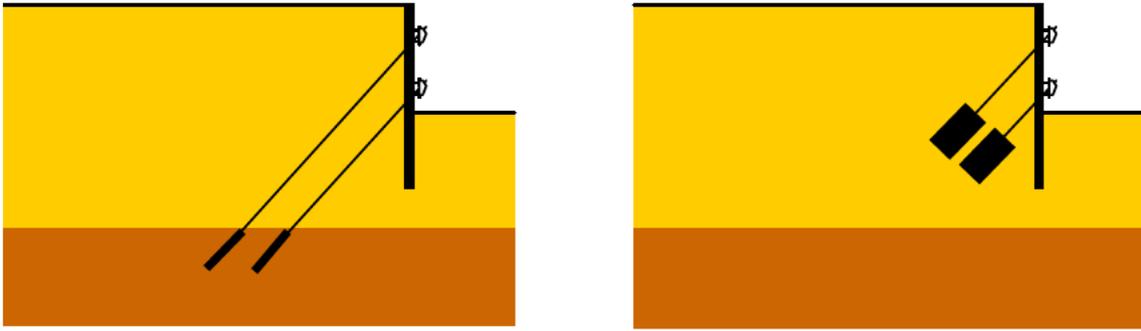
- ① 大口径のアンカー体を造成することにより、摩擦抵抗と支圧抵抗が発揮され大きな引抜き抵抗を得られる。
- ② 大きな抵抗を得られるので、従来定着できなかった強度の小さい土砂地盤でもアンカーの定着が可能である。
- ③ 強度の小さい（摩擦抵抗の小さい）地盤に定着できるので、従来型アンカーより自由長を短くできる場合がある。
- ④ 上記理由により、アンカーを短くできるので、用地境界の近い場所でもアンカーの打設が可能。
- ⑤ アンカー体に袋体を用いているので、確実なアンカー体の造成が期待できる。
- ⑥ 回収型の拡径ビットを使用するので経済的である。
- ⑦ アンカーテンドンの種類は問わない。

都市部における地下構造物の施工では、大規模な山留め壁が構築され、その支保工として切梁工法やグラウンドアンカー工法が広く用いられている。

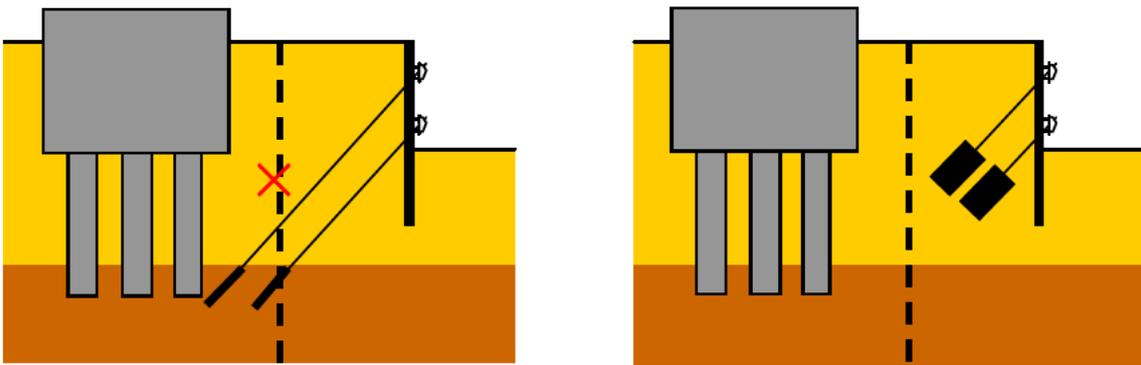
切梁工法は仮設規模、施工手間、地下空間が限られる等の問題がある。一方、グラウンドアンカー工は支持層の制約（比較的堅固な地盤に定着させる）があるため、アンカー長が極端に長くなり、用地境界の問題から計画そのものを見直す場合や、アンカー長が長いために不経済となる場合が生じる。

そのため短いアンカー長で比較的緩い土砂地盤においても確実に定着できるグラウンドアンカー工の必要性は大きい。

図 1.1 に従来工法とスプリッツアンカーの適用例を示す。



(a) 定着可能な層が深い場合



(b) 用地境界を犯してしまう場

図 1.1 従来工法とスプリッツアンカー

1.4 適用範囲

(1) スプリッツアンカーが適用可能な地盤条件は

砂質地盤： $5 \leq N \leq 20$

粘性地盤： $2 \leq N \leq 10$

とする。ただし引抜き試験等により耐力が確認可能であれば、その限りではない。

(2) スプリッツアンカーは基本的に山留め等に用いる仮設アンカーに適用する。のり面崩壊防止や地すべり対策のような永久使用で用いる場合は、地盤のクリープ等を検討する必要がある。

【解説】

(1) スプリッツアンカーの適用範囲は、以下のとおりとする。

砂質地盤： $5 \leq N \leq 20$

粘性地盤： $2 \leq N \leq 10$

ただし事前に引抜き耐力試験等を実施し、引抜き耐力が確認されていれば上記の値以下でも可能である。その他後述するアンカー体部の土被り深さ、アンカーの打設間隔等を十分検討を行う。

(2) スプリッツアンカーは基本的に、山留めに用いる仮設アンカーに適用する。のり面崩壊防止、地すべり対策等永久目的で用いる場合は、地盤のクリープ等を十分に検討し、その他に適切な抑止対策、地盤補強あるいは地盤改良などのすべり防止対策を別途実施した後に計画を行う。

2章 スプリッツアンカーの使用資材

2.1 使用する資材

スプリッツアンカーでは主として以下の資材から構成される。

- (1) 拡径ビット
 - ①残置式拡径ビット
 - ②回収型拡径ビット
- (2) 袋状アンカー体
- (3) アンカーテンドン
- (4) グラウト

【解説】

(1) 拡径ビット

ケーシング先端で地盤内で、機械的にまたは圧力を用いて強制的に羽根を拡げ、大口径のアンカー体を掘削造成する装置であり、残置型と回収型がある。拡径ビットを用いた削孔方法等については5章で詳述する。

①残置式拡径ビット

従来型のスプリッツアンカーに使用されるものであり、図 2.1 に示すようなビットを使用する。

先端に取り付けたビットの羽根を、ボーリングマシンのスイベルに取り付けた油圧シリンダーで強制的に押し出し、地盤内で拡径させる。



図 2.1 残置式拡径ビット

②回収式拡径ビット

新たに開発した拡径ビットで、二重管構造のインナービットの先端に装着する。インナーロッドに注水し水圧を付与させることで拡径ビットのシリンダーを押し込み羽根が開く構造となっている。また水圧を除荷することにより、羽根自体はフリーになるので、インナーを引き抜くことにより羽根の外側が外管に当たり閉じる。図 2.2 に回収型拡径ビットを示す。

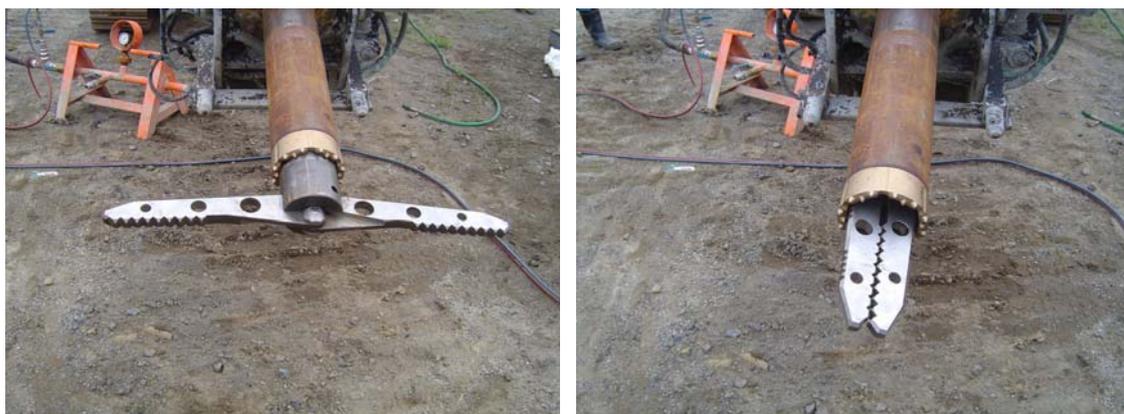


図 2.2 回収型拡径ビット（左；開いた時、右；回収時）

(2) 袋状アンカー体

スプリッツアンカーのアンカー体には、孔壁が確実に自立する場合や、被圧水による土砂や地下水の噴出がある場合を除き、大型の袋状パッカーを使用する。

袋状アンカーを使用する利点は以下が挙げられる。

- ① 確実なアンカー体の造成が期待できる。
- ② 地下水の影響がある場所でも、セメントペーストが稀釈される懸念がない。
- ③ 袋が膨れれば、アンカー tendon が削孔径の中心に設置される。
- ④ 袋の容積が決まっているので、注入量の管理が容易。

表 2.1 に袋体の仕様を、図 2.3 に袋状のアンカー体を示す。

袋体の特長として以下があげられる。

- ① シームレス袋なので大口径でありながら高耐圧である。
- ② 取り付け部は細径にすることでコンパクト化が可能である。
- ③ 適度な目開きの織組織でグラウトの染み出しと脱水固化が可能である。
- ④ かさ高加工糸を用いることでグラウトとの付着が取りやすい。

表 2.1 袋体の仕様

【織物形態】		異径筒状シームレス袋
【織組織】		平織り
【口径】		φ 800mm (取り付け部は約 φ 400mm)
【材質】	タテ糸	高強力ポリエステル繊維
	ヨコ糸	かさ高加工高強力ポリエステル繊維
【目付】		460g/m ² (取り付け部は除く)
【厚み】		0.9mm (取り付け部は 1.2 mm)
【引張強度】	筒長方向	500N/cm 以上
	円周方向	1000N/cm 以上
【設計耐圧】		0.2MPa 以上 (気中フリー状態)

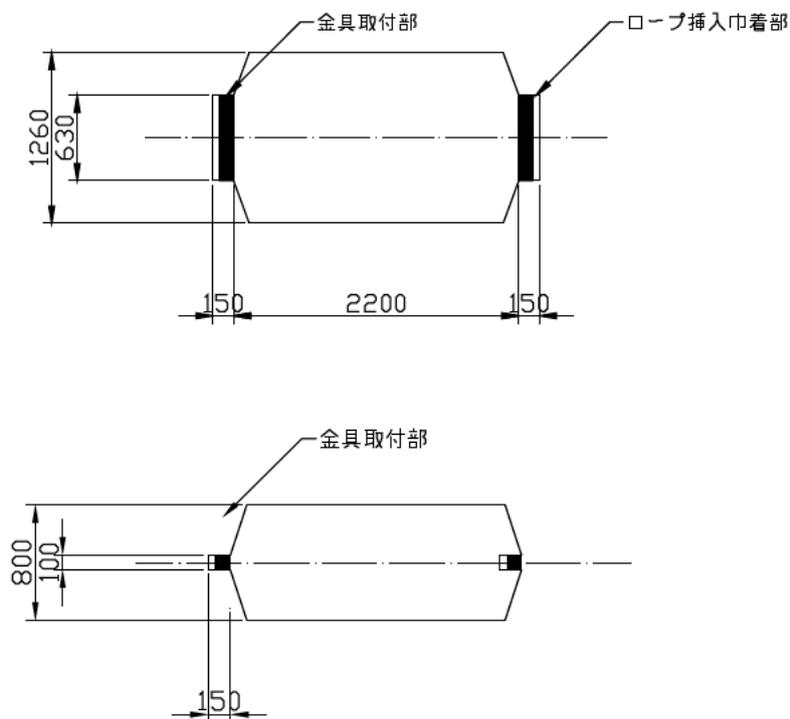


図 2.3 袋体 (上：展開図、下：膨張時)

図 2.3 のように、アンカー体長 2.0m に対し、拡径された孔内で確実に膨張するように、袋体は 2.2m としている。

袋体を取り付け状況と袋体アンカーを図 2.4、2.5 に示す。袋体を装着したアンカー体を図 2.5 に示す。



図 2.4 袋体取り付け状況 (1)



図 2.5 袋体取り付け状況 (2)



図 2.6 袋体を装着したアンカー体

(3) アンカーテンドン

アンカーテendonは残置式ビットφ135、回収型ビットφ146mm ケーシングに入るすべてのテendonを使用できる。通常仮設に用いる場合は、圧縮分散型の除去式アンカーを用いることが多い。

また除去しない場合や永久目的で引張型のアンカーテendonを用いる場合は、スプリッツアンカーは通常のグラウンドアンカーのアンカー体よりも短いので、テendonとグラウトの拘束長について十分な検討が必要である。

(4) グラウト

スプリッツアンカーで用いるグラウト材は、セメントペーストを用いる。セメントペーストの配合例を表 2.2 に示す。

表 2.2 セメントペーストの配合例

材料名	配合比	1m ³ 当り配合量
セメント	1	1230kg
水	0.50~0.55	615~677kg l
混和剤	C×0.2~1.5%	

3章 計画および調査

3.1 一般事項

スプリッツアンカーの実体調査に当たっては、スプリッツアンカーの特性をよく理解したうえで、構造物を安全かつ経済的に構築し、長期にわたって所要の機能が維持できることを目的に行う。

【解説】

スプリッツアンカーの計画から施工までのフローを図 3.1 に示す。

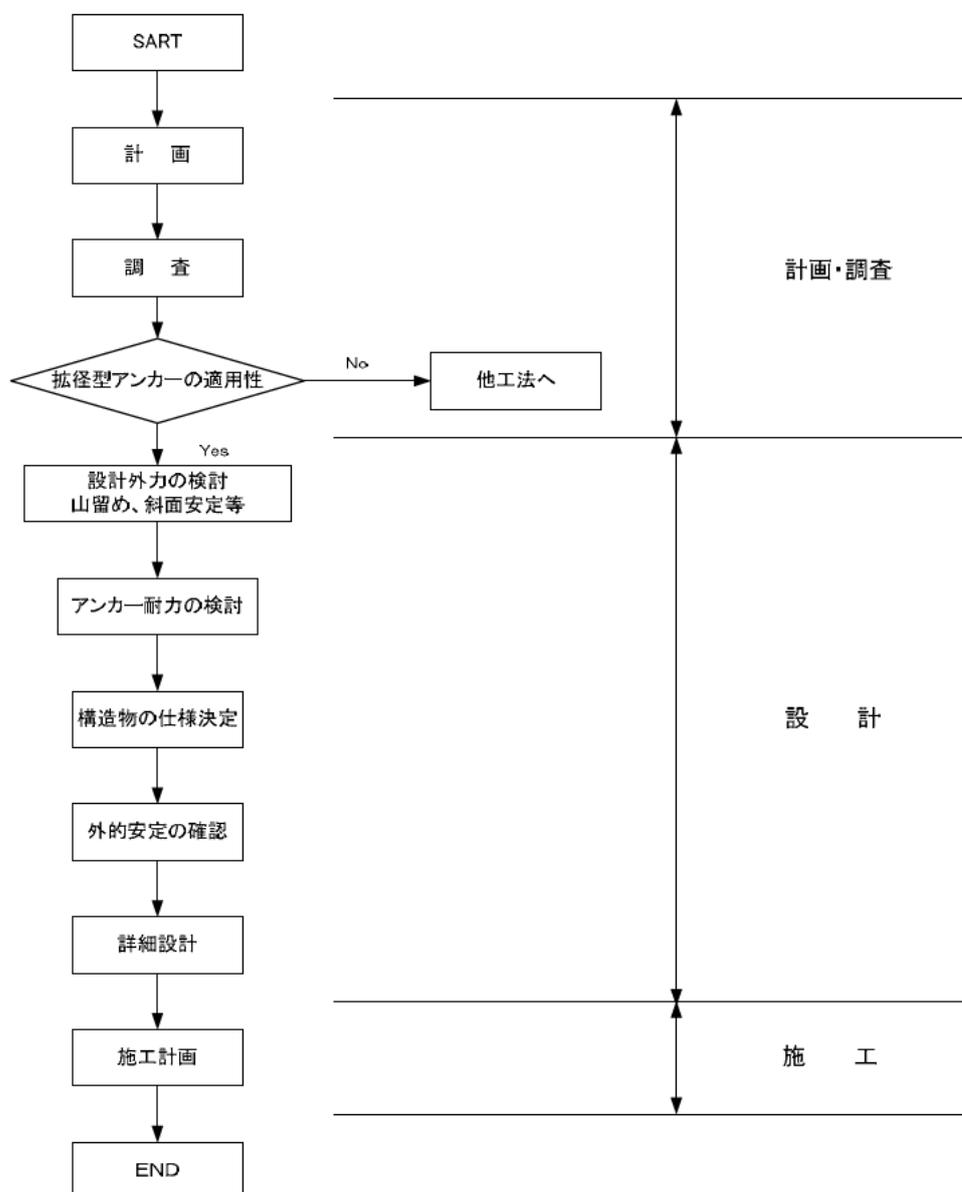


図 3.1 計画・施工フロー

スプリッツアンカーを計画する場合、設置位置、計画高さ、計画設計地盤、地盤条件（地質、地形条件）、工期（アンカー工期、全体工期等）、ならびに施工条件など総合的な検討を必要とする。特に山留めで用いる場合は、山留め工との施工条件、制約、手順などを考慮する必要がある。

また調査は、スプリッツアンカーの設計、施工、維持管理を合理的かつ経済的に行うための情報入手を目的とする。

山留め壁等にアンカーを適用する場合に必要な調査には、一般調査、地盤調査、地盤環境調査、施工条件に関する調査がある。特殊なビットを用いるスプリッツアンカーは地盤の条件で使用が限られる場合があるので、地盤の性状はできるだけ詳細に調査することが望ましい。

3.2 計画

スプリッツアンカーを計画する場合、以下の項目を総合的に検討する。

- (1) 地盤条件
- (2) 地下水の影響
- (3) 安定性・経済性
- (4) 施工計画と管理方法

【解説】

- (1) スプリッツアンカーを打設するような地盤は、通常アンカーでは定着させることが難しいような緩い地盤である。そのため、地層の性状や地盤状況を的確に把握することが必要で、地すべり地形等の場合には基礎地盤の安定性に十分留意しなければならない。スプリッツアンカーが適用可能な地盤条件は、以下とする。ただし引抜き試験等により耐力が確認可能であれば対応可能となる。

砂質土地盤： $5 \leq N \leq 20$

粘性土地盤： $2 \leq N \leq 10$

特に $N < 5$ の砂地盤や 20mm 以上のレキが存在している地盤は、周辺地盤の沈下や削孔不能、液状化現象が懸念され、レキがあると拡張ビットを破損する恐れがある。また、地盤内の細粒分含有率、粒土分布によって、設計する式が異なるので調査が必要である（4章参照）。また 20mm 以下のレキ分がある場合でも、削孔時にレキが地上に排出されないため孔内に沈殿し、所定の出来型が確保できない恐れがあるため十分な検討が必要である。

- (2) 地下水位が高い場合や、削孔位置が被圧水以下になると、削孔した孔から地下水が逆流する。このような場合は施工が困難になり、地下水の噴出、アンカー体が挿入出来なくなったり、孔壁の崩壊、山留め壁背面の崩壊、背面地山の陥没等の危険性があるので、設計・施工する際は十分に留意する必要がある。今までの施工実績では、スプリッツアンカーの施工可能な範囲は、アンカー孔口と地下水位との水頭差が、4m程度である。それ以上の水頭差がある場合は、別途対策を必要とし、対策が施せない場合はスプリッツアンカーの適用外となる。
- (3) 地盤条件や地下水の影響等の施工性を検討した結果、スプリッツアンカーの施工が可能である場合、構造物全体の安定性や従来工法や他工法との経済性等を照査しスプリッツアンカーの適用性を判断する。
- (4) 施工計画には、施工手順の確認、工期の想定、施工スペースの確保、仮設計画、削孔方式の選定、使用するアンカー tendon の選定などがある。

3.3 調査

スプリッツアンカーの調査には、以下の項目がある。

- (1) 一般調査（地形、周辺の既設構造物など）
- (2) 地盤調査（ボーリング調査、土質定数、標準貫入試験、地下水調査など）
- (3) 地盤環境調査（土壌環境など）
- (4) 施工条件に関する調査（仮設、時期、工期、環境など）

(1) 一般調査

一般調査は、主に地形、土地利用の状況、接近する構造物、埋設物、気象条件、施工に関する事項などについて行う。調査すべき周辺の埋設物や構造物には以下のようなものがある。

- ・地中埋設物：上下水道、ガス、電気、電信電話ケーブルなど
- ・周辺構造物：地下室、基礎、杭、地下鉄、共同構など

(2) 地盤調査

地盤調査は、アンカーおよびアンカーされる構造物によって影響を受ける範囲について、地盤の地質学的構成および工学的特性、地下水の状況などについて行う。

特に定着地盤となる地層の深度や層厚、力学特性を明確にするために、ボーリング調査、場合によっては各種物理探査、物理検層などで地盤の状況を把握する。特にスプリッツアンカーを適用する場合には、地盤に礫層がある場合や非常にゆるい砂層では、削孔が困難になったり、周辺の地盤に影響を与える可能性があるため注意が必要である。

地下水に関する調査も重要で、地下水が豊富で水圧が高い場合には、設計通りの安全性を確保するには十分な対策が必要である。地盤調査には以下の項目が挙げられる。

- ① 調査ボーリング（土質、層厚の確認）
- ② サウンディング（標準貫入試験等）
- ③ 地下水位測定
- ④ 室内試験（土質試験、ふるい分け試験、土質定数の決定）

(3) 地盤環境調査

アンカーの腐食に大きな影響を与える特殊な地盤条件下では、腐食に関する調査を実施する。表 3.1 に主な調査試験内容を示す。

表 3.1 腐食に関する調査・試験

項 目	主な調査・試験内容
調 査	施工周辺の温泉およびガスの有無、工場排水、塩害など
試 験	地下水の pH、硫酸イオン濃度、溶存酸素量

(4) 施工条件調査

スプリッツアンカーの施工を安全かつ経済的に行うには、施工に関わる様々な制約や条件を的確に把握する必要がある。特に、施工周辺箇所の既設構造物による施工上の制約、建設資材や建設機械の搬入に関連する道路環境や施工スペースなどの制約、工事による騒音・振動規制などの環境条件からの制約などについて、あらかじめ情報を得ることが重要である。施工条件に関する主な調査内容を表 3.2 に示す。

表 3.2 施工条件に関する調査内容

項 目	主な調査内容
仮 設	資材搬入、作業空間、資機材の搬入・搬出、用水、動力など
施 工	施工機械、施工時期、手順、期間など
環 境	騒音、振動、廃液など

4章 設計

4.1 設計に関する一般事項

スプリッツアンカーの設計に当たっては、想定する作用に対して使用目的に適合した構造物を安全かつ経済的に構築し、所要の機能を維持するために、アンカーに関する諸条件の確認、構造形式の選定、土留め安定性、ならびに地盤全体の安定性（斜面安定）を検討する。

【解説】

スプリッツアンカーの設計は、目的に適合した構造物を安全かつ経済的に構築することであり、構築されたスプリッツアンカーは、構造物の供用期間中わたって所要の機能が維持されなくてはならない。

ここでは適用事例の多い山留め壁にスプリッツアンカーを用いた設計手法を主に記す。図 4.1 に設計手順のフローを示す。

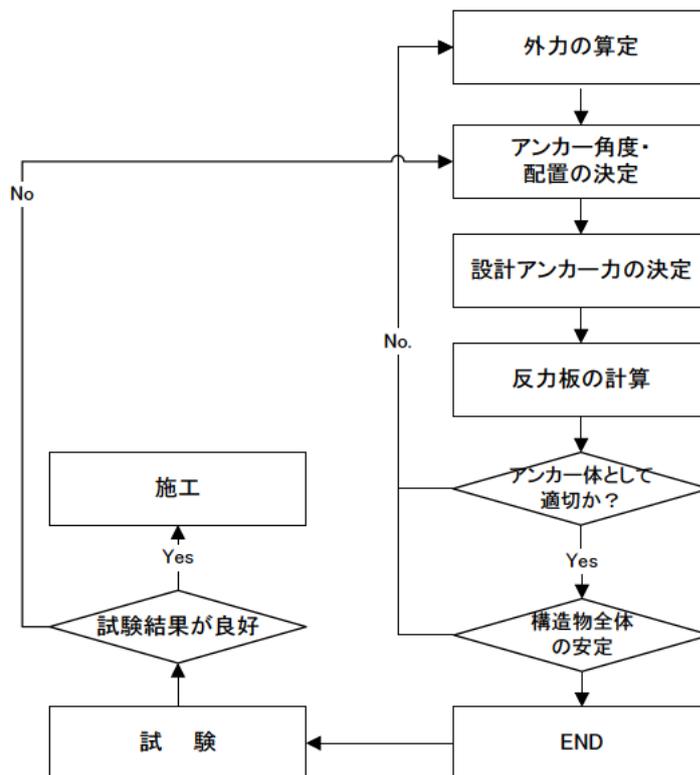


図 4.1 設計手順のフロー

4.2 スプリッツアンカーの仕様

スプリッツアンカーの仕様は以下のように定める。

(1) アンカー自由長

アンカー自由長は、4.0m以上を原則とする。

(2) テンドン自由長

テンドン自由長は、変形を考慮し、かつ所要の緊張力を確保できるように定める。

(3) アンカー体長

アンカー体長は1.5m以上、2.0m以下とする。

(4) アンカー体の直径（拡張部）

アンカー体の直径（拡張部）はφ800mmを標準とする。

【解説】

(1) アンカー自由長

アンカーの自由長部は、アンカー頭部からテンドンに導入された緊張力をアンカー体に伝達する部分である。アンカー自由長が短すぎると、アンカー頭部の変位量が小さくてもアンカーされる構造物とアンカー体設置地盤の間の地盤に大きな力が加わり、破壊したり大きな変形が生じたりする。これを緩和するにはある程度の長さが必要とされる。ここではグラウンドアンカーに関する各指針等に従い、4.0m以上とする。

また、アンカー自由長はアンカーおよび地盤を含めた全体の安定に対して安全となるように設定する。

図4.2のように山留めの場合、主働すべり線よりも深い位置にアンカー体を設置するように自由長を決定する。

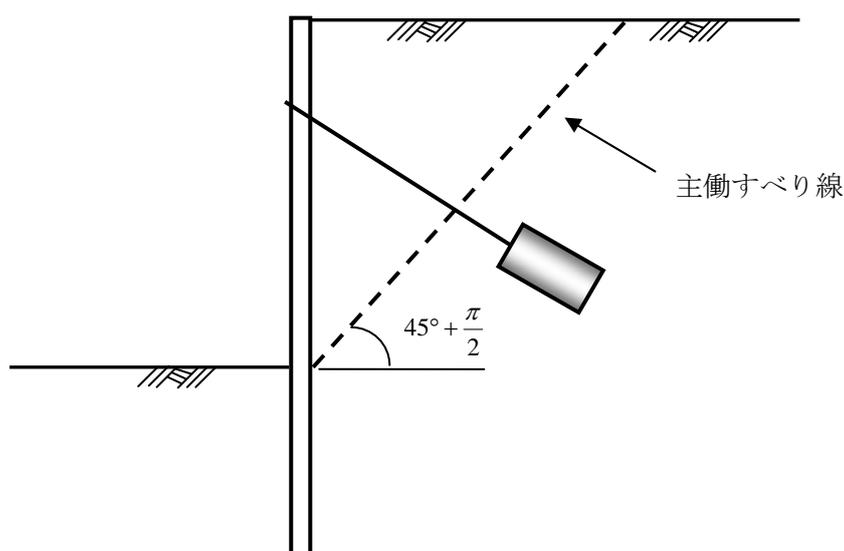


図 4.2 アンカー体の位置

(2) テンドン自由長

テンドン自由長が長いと、アンカー定着後、構造物に変位が生じた場合でも残存引張力を保持する緩衝材としての機能が期待できる。

(3) アンカー体長

アンカー体長は施工性・経済性から 1.5m 以上 2.0m 以下とする。これはアンカー体長を伸ばしても、地盤との摩擦で得られる引抜き耐力はアンカー体長に比例しないと考えられるためこのように設定した。

これ以上長い場合は、地下水がない場合や、拡径削孔された孔壁が完全に自立する場合には適用可能である。どうしても設計上長くなる場合は、水平打設間隔を短縮するか、施工段数を増やし、設計アンカー力を低減してアンカー体長を短くするような設計を行う。

スプリッツアンカーは圧縮分散型のアンカーや、摩擦圧縮型のアンカーを使用する機会が多いが、摩擦引張型のアンカーを用いる場合は、グラウトとテンドンの拘束長の検討に注意する。

(4) アンカー体径

アンカー体の径は $\phi 800\text{mm}$ を標準とする。 $\phi 800\text{mm}$ 以外のスプリッツアンカーを計画する場合は、施工条件（地盤、深度、地下水）、経済性、納期、設計条件を十分に検討しなければならない。

4.3 アンカー角度、配置

アンカー打設傾角は、水平面より -5° ～ $+5^{\circ}$ の範囲は避けるものとする。配置間隔は $2.5D$ 以上とする。また、アンカーの定着体の最小土被り厚さは $5m$ を基本とする。

【解説】

アンカー打設傾角は、水平面より -5° ～ $+5^{\circ}$ の範囲は避けるものとする。ただし袋状アンカー体を用いる場合は、この範囲内でも適用は可能であるが、施工性、安定性を検討の上適用する。

水平間隔はアンカーの相互作用を考慮して配置するが、親杭横矢板式の場合は親杭打設間隔の倍数となる。ただし、配置間隔は $2.5D$ 以上とする。また、アンカー体部の最小土被り厚さは $5m$ を基本とする。

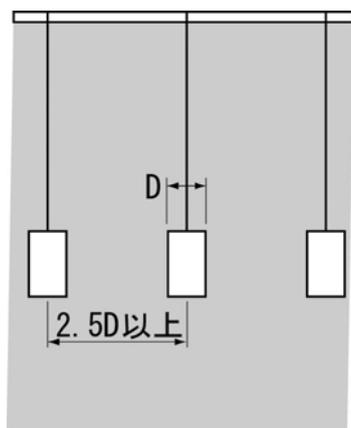


図 4.3 配置間隔

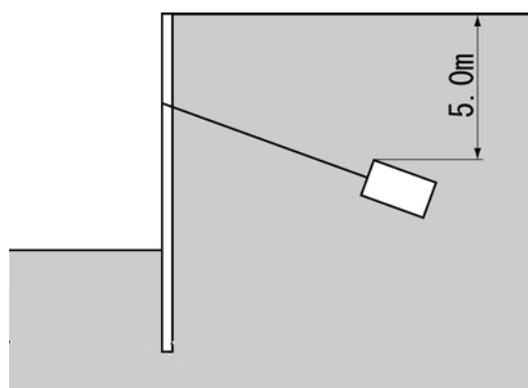


図 4.4 最小土被り厚さ

4.4 定着地盤の確認

調査で得られた情報から、アンカーを定着する地盤を決定する。

【解説】

スプリッツアンカーが適用可能な地盤条件は以下の通りである。

砂質土地盤： $5 \leq N \leq 20$

粘性土地盤： $2 \leq N \leq 10$

ただし引抜き試験等により耐力が確認できれば対応可能となる。

特に $N < 5$ の砂地盤や 20mm 以上のレキが存在している地盤は、削孔に伴う地盤の沈下や削孔不能になったり、拡張ビットが破損する恐れがある。

実際の施工例では

- ・ 東京都八王子市：粘性土 $N=10$
- ・ 東京都港区：粘性土 $N=4$
- ・ 東京都文京区：砂質土 $N=23$
- ・ 千葉県：砂質土 $N=10$

などがあるが、適用に当たっては事前の検討が必要である。

4.5 外力の算定（山留めに用いる場合）

山留め壁の計算方法は、「山留め設計施工指針」¹⁾、「道路土工指針 仮設構造物土工指針」²⁾などの各指針に準拠し、アンカーに作用する外力を算定する。

アンカーに作用する外力は、自重、上載荷重、土圧、水圧、地震荷重等から求まる。

【解説】

山留め壁の計算方法は、「山留め設計施工指針」、「道路土工指針 仮設構造物土工指針」などの各指針に準ずる。山留め壁は、通常、腹起こし材や根入れ部分で支持された梁として取り扱っているが、これらの支持点は工事の進捗状況によって変化するので、各施工段階の状況を把握して、山留め壁の腹起こし反力を計算し、設計アンカー力を求める。

4.5 設計アンカー力の決定（山留めに用いる場合）

- (1) 設計アンカー力は、アンカーで抑止する荷重に応じて、計画されたアンカーの配置や打設角度を考慮して算定する。
- (2) 設計アンカー力 (T_d) は、許容アンカー力 (T_a) を越えてはならない。
- (3) 許容アンカー力 (T_a) は、以下の項目について検討を行い、最も小さい値を採用する。
 - ① テンドンの供用引張力 (T_{as})
テンドンの供用引張力 (T_{as}) は、テンドンの極限引張力 (T_{us}) およびテンドンの降伏引張力 (T_{ys}) に対して安全率を考慮していずれか小さい値とする。
 - ② テンドンの許容拘束力 (T_{ab})
テンドンの許容引張力 (T_{ab}) は、テンドンの極限拘束力 (T_{ub}) に対して安全率を考慮して決定する。
 - ③ アンカーの許容引抜き力
テンドンの許容引抜き力 (T_{ag}) は、テンドンの極限引抜き力 (T_{ug}) に対して安全率を考慮して決定する。
- (4) 設計アンカー力の制限
引抜き試験を実施しない場合は、設計アンカー力は 600kN 以下とする。

【解 説】

山留め設計時に求められるアンカー位置における腹起こし反力の値から求める。

(1) 設計アンカー力

設計アンカー力 T_d は許容アンカー力 T_a を超えないものとし、式(4.1)で求める。

$$T_d = \frac{P_a \times m}{\cos \theta} \quad (4.1)$$

ここで、 T_d : 設計アンカー力 (kN/本)

P_a : 山留め壁の腹起こし反力 (kN/m)

m : アンカー間隔 (m)

θ : アンカー削孔角度 (°)

(2) 設計アンカー力の算出

設計アンカー力 (T_d) は、許容アンカー力 (T_a) を越えてはならない。

(3) 許容アンカー力

許容アンカー力 T_a は、テンドンの許容引張り力 T_{as} 、テンドンの許容拘束力 T_{ab} 、アンカーの許容引抜き力 T_{ag} のうち最も小さい値を使用する。

許容アンカー力 $T_a = \min \{T_{as}, T_{ab}, T_{ag}\}$ である。

① テンドンの許容引張り力 T_{as}

テンドンの許容引張り力 T_{as} は、テンドンの極限引張り力 T_{us} およびテンドンの降伏引張り力 T_{ys} に対して安全率を考慮していずれか小さい値とする。

② テンドンの許容拘束力 T_{ab} (摩擦引張型アンカー使用の場合)

テンドンからグラウトへの応力伝達方式は、テンドンとグラウトとの付着力で伝達する方式と、テンドンに取り付けた拘束具とグラウトの付着力もしくは摩擦力、支圧力、およびこれらの複合により伝達させる方式とに大別できる。

テンドンとグラウトの許容付着力よりテンドン拘束長を求める場合は式 4.2 を用いる。

$$l_{sa} = \frac{T_d}{U \cdot \tau_{ba}} \quad \text{式 4.2}$$

ここで、 T_d : 設計アンカー力

U : テンドンの見かけの周長

τ_{ba} : 許容付着応力度

l_{sa} : テンドンの拘束長

③ アンカーの許容引抜き力 T_{ag}

テンドンの許容引抜き力 (T_{ag}) は、テンドンの極限引抜き力 (T_{ug}) に対して安全率を考慮して決定する。

アンカーの極限引抜き力 T_{ug} は、終局的な破壊が生ずる場合に必要な力をいう。極限引抜き力は基本調査試験により確認することを原則とし、少なくとも重要構造物やアンカーが破壊したときに周囲に与える影響の大きい場合は必ず試験を行い、その値から設計を行うものとする。また、試験は実際のアンカーの使用条件に近い状態で行うことが望ましい。

周囲に与える影響が大きい場合には、動態観測等の計測を行い地盤の挙動を把握することが適切である。

a) 基本調査試験によって求める方法

極限引抜き力を基本調査試験により確認した場合は、これに表 4.1 に示す安全率 F_s を考慮し、式(4.3)によってアンカーの許容引抜き力 T_{ag} を求める。

$$T_{ag} = F_s \cdot T_{ug} \quad (4.3)$$

表 4.1 試験によって求めた極限引抜き力 T_{ug} に対する安全率

		安全率 F_s
仮設アンカー		2/3
永久アンカー	常時	1/3
	地震時	2/3

b) 計算によって求める方法

アンカーの極限引抜き力 T_{ug} は図 4.5 に示すような摩擦抵抗と支圧抵抗の考え方から、式(4.4)より推定することが出来る。

$$\begin{aligned}
 T_{ug} &= D_1 \cdot \pi \cdot L_{a1} \cdot \tau + D_2 \cdot \pi \cdot L_{a2} \cdot \tau + q_{pu} \cdot A_p \\
 &= D_1 \cdot \pi \cdot L_{a1} \cdot \tau + D_2 \cdot \pi \cdot L_{a2} \cdot \tau + q_{pu} \cdot \frac{(D_2^2 - D_1^2) \cdot \pi}{4} \quad (4.4)
 \end{aligned}$$

- ここで、
- D_1 : 削孔径 (m)
 - D_2 : 拡孔径 (m)
 - L_{a1} : 軸部の定着長 (m)
 - L_{a2} : 拡孔部の定着長 (m)
 - τ : 極限周面摩擦抵抗 (MN/m^2) (表 4.2)
 - q_{pu} : 極限支圧抵抗 (kN/m^2)

この式は、P.Habib が提案したものであり、アンカー一体が比較的深い位置にある場合、アンカーの極限引抜き力 T_{ug} は、アンカー体周面の摩擦抵抗と拡径した断面位置での支圧抵抗の和よりなるとされる。このとき、アンカーの許容引抜き力 T_{ag} は、式 4.4 で求められる極限引抜き力に表 4.3 に示す安全率 f_{s1} で除した値となる。また、スプリッツアンカーでは 1 項は $L_{a1}=0$ なので計算では考慮しない (図 4.5)。

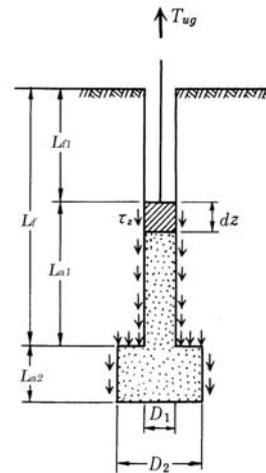


図 4.5 拡径型アンカーの考え方

表 4.2 アンカー周面の摩擦抵抗³⁾

地盤種類		摩擦抵抗 (N/mm ²)	
岩盤	硬岩	1.5~2.5	
	軟岩	1.0~1.5	
	風化岩	0.6~1.0	
	土丹	0.6~1.2	
砂礫	N 値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N 値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.30~0.40
粘性土		1.0 c (cは粘着力)	

表 4.3 推定した値に対する安全率

		安全率 f _{s1}	安全率 f _{s2}
仮設アンカー		1.5	1.5
永久アンカー	常時	2.5	3.0
	地震時	1.5~2.0	1.5~2.0

よって、計算によって推定した許容引抜き力 T_{ag} は式(4.5)によって求められる。

$$T_{ag} = \frac{1}{f_{s1}} \cdot R_f + Q_a = \frac{1}{f_{s1}} \cdot R_f + \frac{1}{f_{s2}} \cdot q_{pu} \cdot A_p \quad (4.5)$$

ここで、許容支圧抵抗（支持力） Q_a は図 4.6 に示す三角座標を目安とした土質の粒度分布（図 4.6 参照）により、以下の 2 式を提案している。

砂質土粘性土（細粒分含有率 15%以上、図 4.6 の青色部分）：Terzaghi の支持力式
 砂地盤（細粒分含有率 15%未満、図 4.6 の緑色部分）：N 値による杭の支持力式

赤色で囲まれている範囲（礫質土、礫）は対象外となる。ただし、最大礫径は 20mm 未満とする。なお礫分の含有率は 20%以下とした。これ以上レキが多い場合は、N 値がスプ

リッツアンカーの適用外（通常のアンカーの適用範囲内）になるか、削孔不能になる恐れがあるのでこのような定義とした。また礫分は削孔時にスライムとして排出されないため、余堀（礫溜まり）を行う等の措置が必要となる。ただし、事前に削孔試験を行い施工が可能と判断されれば適用可能である。

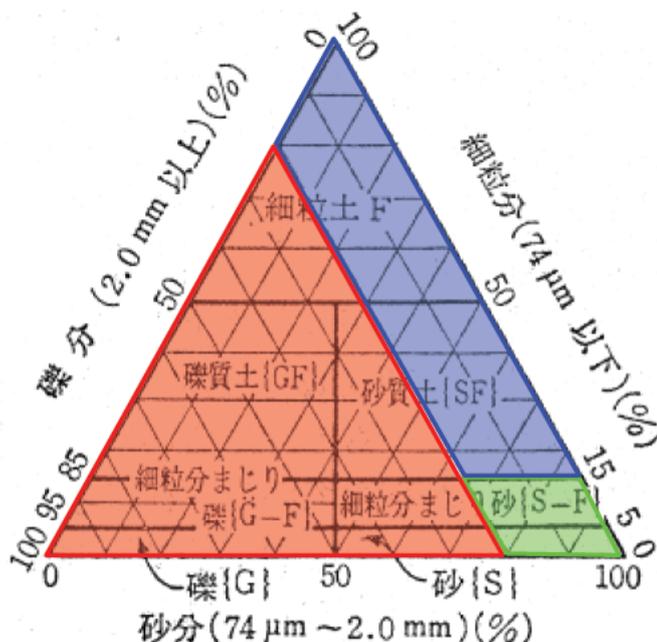


図 4.6 礫分、砂分、細粒分の割合の三角座標

i) 砂質土、粘性土（細粒土）地盤の場合 Terzaghi の支持力式

Terzaghi が提案した式に安全率を考慮した式⁴⁾で支圧抵抗 q_{pu} を求め、それに支圧面積 A_p を乗じて許容支持力 Q_a を求める。永久の場合の算出式を式(4.6)に、仮設の場合を式(4.7)に示す。粘性土で用いた場合、括弧内の 2 項は、 $\phi = 0$ なので $N_r = 0$ で 0 となる。永久と仮設では、括弧内第 3 項が異なるので注意する。

$$\text{永久} : q_{pu} = \frac{1}{3} (\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_2 \cdot N_r + \gamma \cdot L_f \cdot N_q) \quad (4.6)$$

$$\text{仮設} : q_{pu} = \frac{1}{1.5} \left(\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_2 \cdot N_r + \frac{1}{2} \gamma \cdot L_f \cdot N_q \right) \quad (4.7)$$

ii) 砂地盤の場合 杭の先端支持力式

図 4.6 の緑色で囲まれた範囲の地盤の場合では、N 値で求める支持力式⁵⁾に安全率を考慮した式で許容支持力 Q_a を求める。永久の場合を式(4.8)に、仮設に場合を式(4.9)に示す。

$$\text{永久} : Q_a = \frac{1}{3} \times 150 \cdot N \cdot A_p \quad (4.8)$$

$$\text{仮設} : Q_a = \frac{1}{1.5} \times 150 \cdot N \cdot A_p \quad (4.9)$$

- ここで、 q_a : 許容支圧抵抗 (kN/m^2)
 Q_a : 許容支持力 (kN)
 C : 粘着力 (kN/m^2)
 ϕ : 内部摩擦角 ($^\circ$)
 γ : 拡孔肩部より上の土の単位体積重量 (kN/m^3)
 L_f : 自由長、有効根入れ深さ (m)
 N_c, N_r, N_q : 諸定数 (表 4.4)
 α : 基礎の形状に対する係数 1.3
 β : 基礎の形状に対する係数 0.3
 N : アンカー体肩部の N 値
 A_p : 有効支圧面積 (m^2)

表 4.4 N_c, N_r, N_q の諸定数

ϕ	N_c	N_r	N_q
0	5.3	0.0	3.0
5	5.3	0.0	3.4
10	5.3	0.0	3.9
15	6.5	1.2	4.7
20	7.9	2.0	5.9
25	9.9	3.3	7.6
28	11.4	4.4	9.1
32	20.9	10.6	16.1
36	42.2	30.5	33.6
40	95.7	114.0	83.2

iii) 適用に当たっての留意事項

支圧抵抗を求める計算式は多数提案されているが、適用には十分な検討が必要である。スプリッツアンカーにおいては、上記の方法によって算出した引抜き抵抗力は安全側の設計になることを現場引抜き試験から確認しており、原則として式(4.3)に示す極限摩擦抵抗に表 4.1 に示す安全率を考慮した許容摩擦抵抗値と式(4.6)～(4.9)で求めた許容支圧抵抗値を足すことにより、許容引抜き力 T_{ag} を求めることとした。

(4) 設計アンカー力の制限

スプリッツアンカーは、軟弱な地盤に最大 600kN 程度のアンカー体を設置することを目的として、開発したものである。したがって、比較的強固な地盤に高耐力のアンカーを設置することには適さないと考え、設計アンカー力の上限值を設けた。ただし、引抜き試験等で耐力が確認できた場合には、この限りではない。

4.6 構造物全体の安定

アンカーされた構造物の外的および内的安定に対する安全性について検討する。

【解説】

構造物をアンカーにより安定させる場合、極限アンカー力に関する安全性だけでなく、構造物、アンカー、地盤を含む全体系の安定を検討する。検討は外的安定と内的安定について行う。

外的安定は、図 4.7 のようなアンカー体を含む地盤全体の崩壊に対する安定であり、円弧や複合すべり面を仮定した分割法が一般に用いられる。斜面崩壊や地すべり抑止工としてアンカーを採用する場合は、すべり面位置が変化する場合が考えられるのですべり形状を変化させてアンカー先端を通る種々のすべり面を考え、アンカー設置位置に対する安定性の検討を行う。

内的安定は、想定されるすべり線の外側にアンカー体を設置した場合に、地盤がアンカー体とともに過大な変位を生じないための検討である。

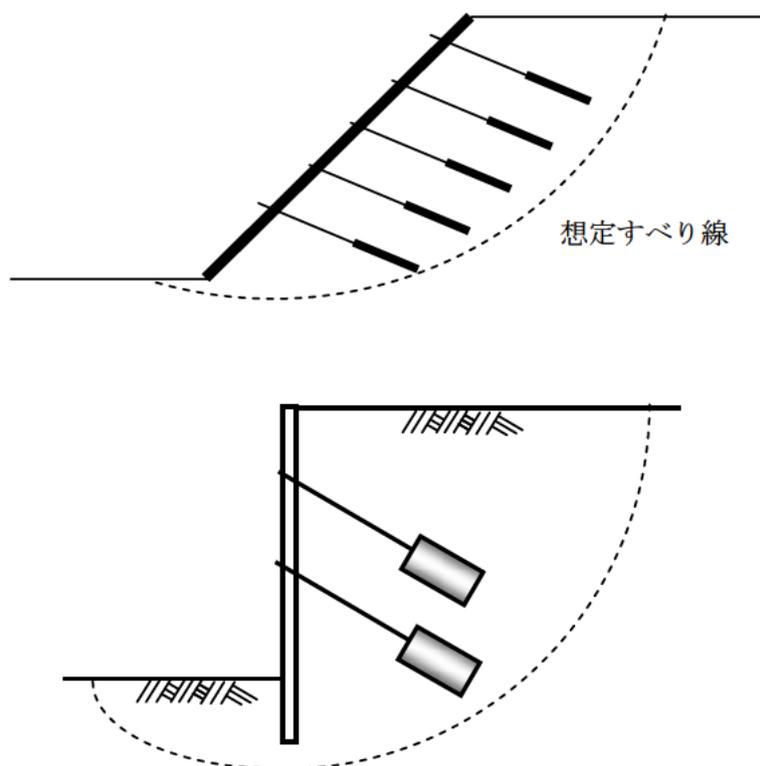


図 4.7 構造物全体の安定（上：斜面崩壊、下：山留め）

5章 施工

5.1 一般事項

スプリッツアンカーの施工に当たっては、適切な施工計画を立案し、施工する。なお、スプリッツアンカーの施工においては、残置型と回収型で施工方法が異なるため留意する必要がある。

【解説】

スプリッツアンカーは通常は回収型の拡径ビットを用いて施工を行うが、地下水位が高い場合や被圧されている箇所に用いる場合は、残置式の拡径ビットを用いる。

図 5.1 に残置式のビットを用いた場合の施工フローを、図 5.2 に回収型拡径ビットを用いた場合の施工フローを示す。

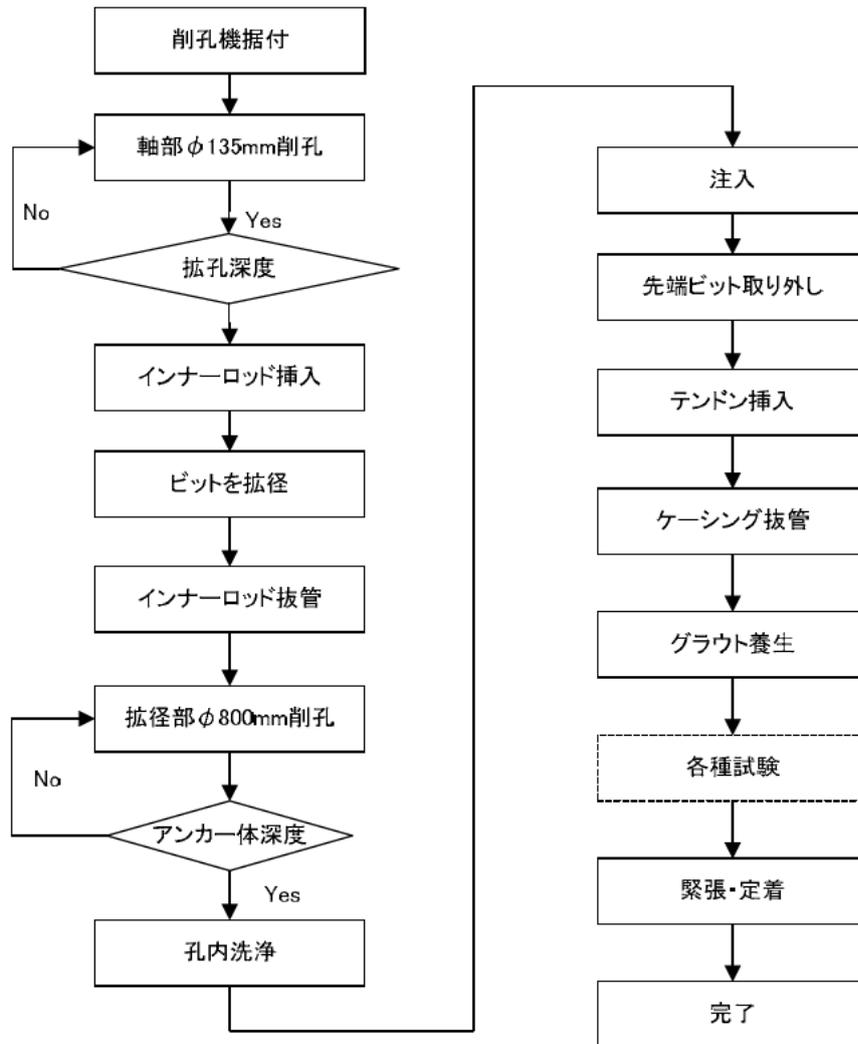


図 5.1 残置式ビットの施工フロー

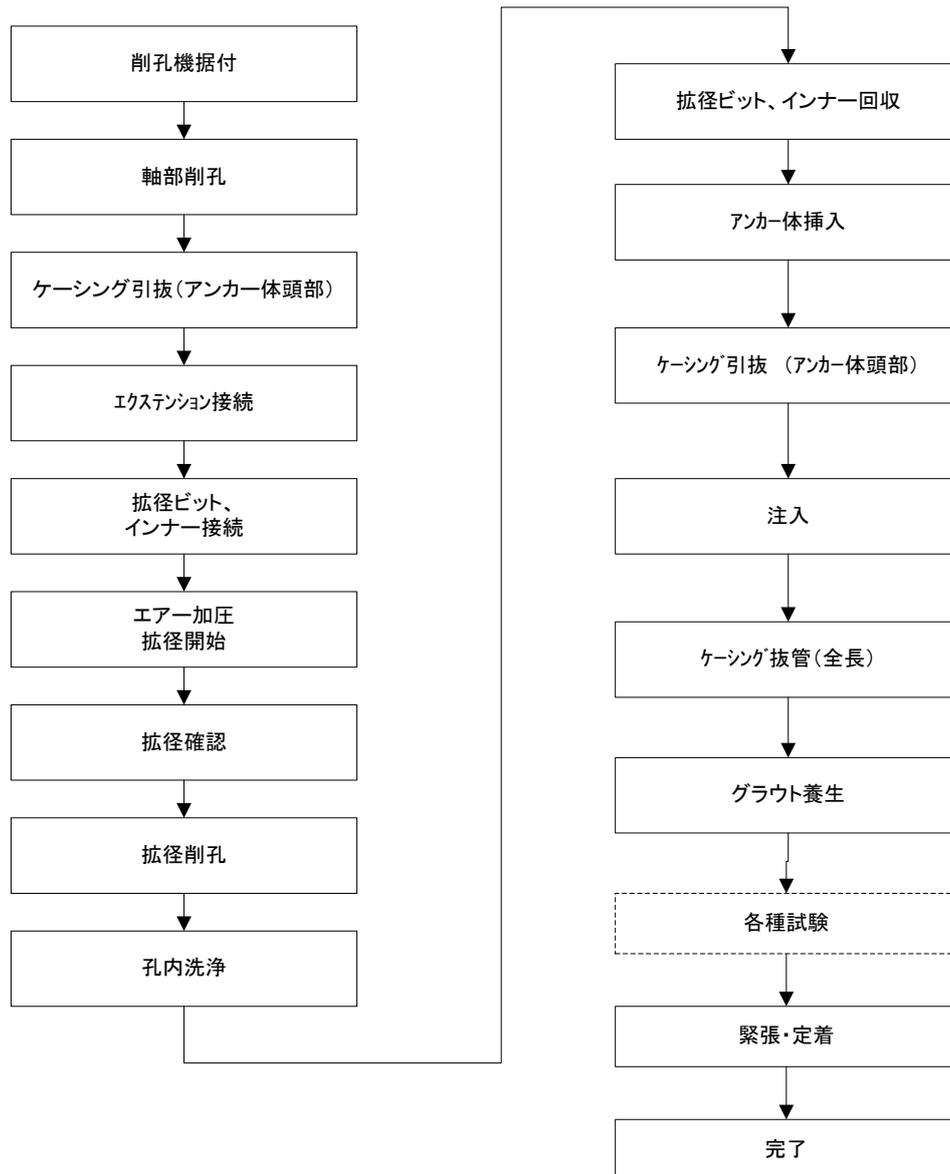


図 5.2 回収型拡径ビットによる施工フロー

5.2 施工計画

施工計画は、設計図書の確認、近隣への影響調査を行い、現場状況に応じた使用機械の選定、プラントヤードの確保、必要な安全対策や仮設計画などについて十分に検討して立案する。

【解説】

(1) 設計図書の確認

仮設計画や施工計画に必要な項目（施工位置、規模、地質、工事用道路など）を設計図書により確認する。

(2) 近隣への影響調査等

工事に伴い周辺環境に与える影響（騒音、振動、粉塵、排水など）について事前に調査し、必要な場合、対応策を検討する。

(3) 使用機械の選定

スプリッツアンカーで標準的に使用される主な機械を表 5.1 に示す。これらの使用機械は、プラントヤードから法面までの距離やヤードの広さなどの他、機材の搬入状況や施工性を考慮して選定する。

(4) プラントヤードの確保

スプリッツアンカー工法で使用される機械設備は、通常のグラウンドアンカーに用いられるものと同様である。プラントヤードは、資材の仮置きスペースが必要で、全体として5m×10m程度を確保する必要がある。機械配置例を図 5.3 に、標準的な機械配置概要図を図 5.4 に示す。



図 5.3 プラントの例

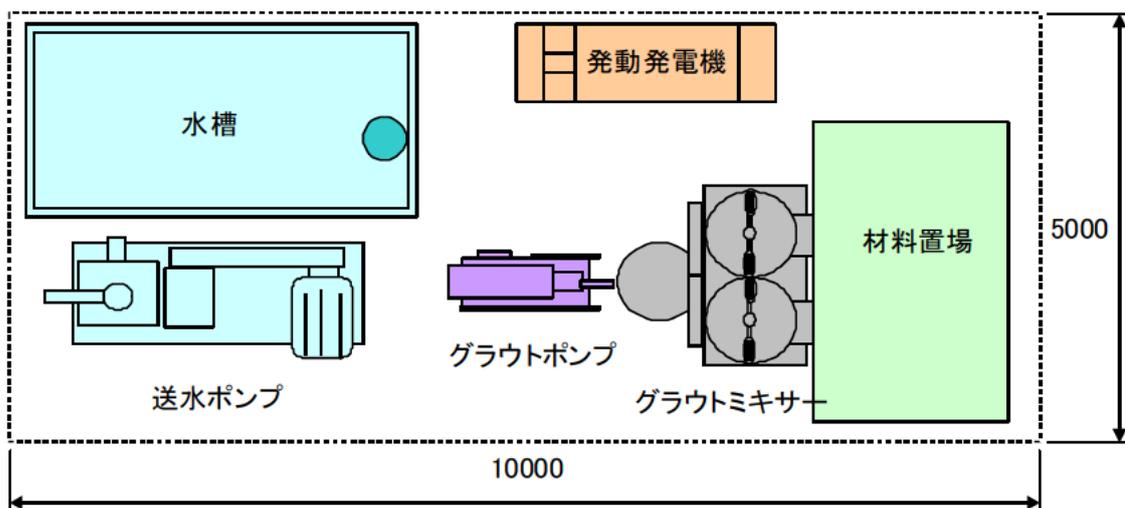


図 5.4 プラント配置の例

(5) 安全対策・仮設計画

施工に際しては、現場状況に応じて、立ち入り禁止措置や安全通路等の第三者に対する安全対策を策定する。また、現場状況に応じて安全及び施工性に関わる仮設計画を検討する。

表 5.1 使用機械設備一覧の例

名称	仕様	台数
削孔機 (クローラータイプ)	定格出力 : 75 ~ 120PS	1
	質量 : 9, 000kg	
送水ポンプ	寸法 : 1、120mm × 765mm × 2、700mm	1
	質量 : 700kg	
	吐出量 : 217、300 /min	
	吐出圧力 : 3.2、2.3MPa	
	原動機 : 15kw	
グラウトポンプ	寸法 : 1、690mm × 580mm × 980mm	1
	質量 : 370kg	
	吐出量 : 91 ~ 120 /min	
	吐出圧力 : 3.7MPa	
	原動機 : 7.5kw	
グラウトミキサー	寸法 : 1、100mm × 890mm × 1、900mm	1
	質量 : 380kg	
	タンク容量 : 200 × 2	
	回転数 : 150rpm	
	原動機 : 2.2kw	
発電機	寸法 : 1、800mm × 750mm × 1、000mm	1
	質量 : 740kg	
	出力 : 25kVA	
流量計	最大流量 : 100 /min	1
水槽	容量 : 10.0m ³	1
サンドポンプ	電力 : 5.5kw	1
キャリアクレーン	最大吊容量 : 950kg 吊	1
緊張ジャッキ	: アンカー種類、荷重による	1
オイルポンプ	: -	

5.3 残置式拡径ビットによる削孔

地下水位が高い場所や被圧されている場合、または、孔壁の崩壊の心配が無い場合には、残置式拡径ビットを用いる。

【解説】

残置式拡径ビットを用いたスプリッツアンカーの施工は、図 5.1 のフローに従い実施する。

(1) 軸部削孔

削孔は単管削孔方式で行う。軸部を削孔するときはビットが閉じているので削孔径はφ135mmである。

(2) インナーロッド挿入

拡孔する深度まで到達したら、拡径作業のためにインナーロッドを挿入する。

(3) 拡径

(2) のインナーロッドを挿入し、油圧により拡孔ビットを開く。

(4) インナーロッド抜管、拡径部の削孔

ビットの拡径が終了したら、インナーロッドを抜管する。インナーロッドを抜管した後、拡径したビットで所定の定着長を拡径削孔する。

(5) 孔内洗浄

定着長下端まで拡径削孔したら、孔内洗浄を実施する。

(6) 注入

① 注入材配合

注入材の投入順序は、水→混和剤→セメントとし、注入材練り混ぜ時間は、セメント投入完了後3分以上5分以内とする。また、練り混ぜ終了後ただちにグラウトミキサーから注入材を採取し、フロー値を確認する。

材料計量方法は以下のとおりとする。

セメント	袋数
水	水量計（体積計量）
混和剤	計量カップ

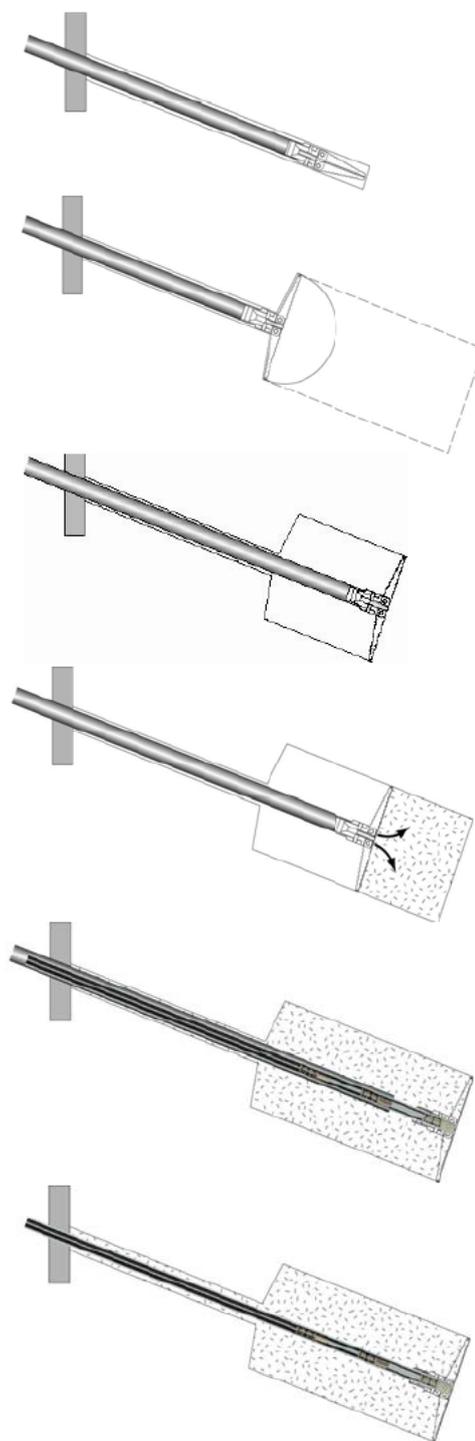


図 5.5 残置式拡径ビットの施工

②グラウト注入

注入は、孔底より置換注入を行なう。

(7) 先端ビット取り外し

残置式のビットを取り外す。

(8) テンドン挿入

注入完了後、組立てたアンカーテンドンの各部を点検し、付着泥や油脂等の除去を行ってから、有害な損傷を与えないように注意して挿入する。

(9) ケーシング抜管

ケーシングの引き抜きは、削孔機を用いてアンカーのとも上がりに注意しながら行う。

(10) 固定養生

ケーシング抜管完了後、テンドンに緩みや移動が生じないように単管等を利用して固定する。

(11) 緊張定着

注入材養生後に各種アンカー試験、緊張・定着を行う。



図 5.6 残置式拡径型ビット (1)



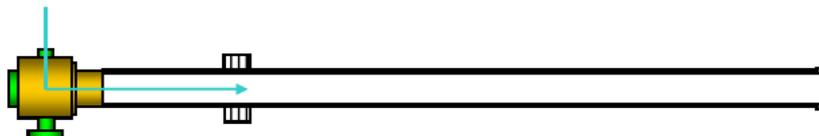
図 5.7 残置式拡径ビット (2)

5.4 回収型拡径ビットによる削孔

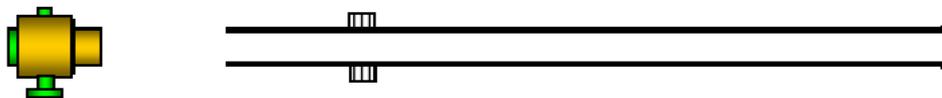
スプリッツアンカーは通常の場合、回収型の拡径ビットを用いて施工を行う。

回収型拡径ビットを用いたスプリッツアンカーの施工は、図 5.2 のフローに従い実施する。
 図 5.8 に回収型ビットの施工模式図を示す。

1. 削孔 原則として二重管スイベルを用いた単管削孔とする。



2. 削孔完了 所定深度(アンカー長)まで削孔する。



3. 拡径ビット挿入 エキステンションロッドを取り付け、インナーケーシング先端に拡径ビットを装着し、先端まで拡径翼を挿入す。



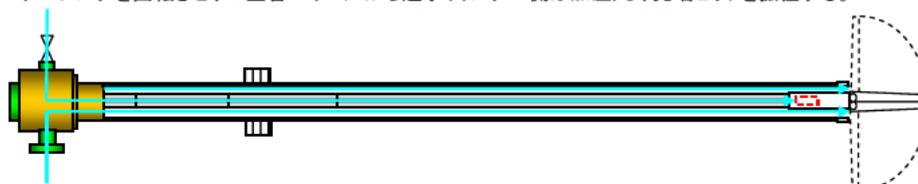
4. ケーシングパイプ引き抜き 先端ビットがケーシングより約50cm突出させる。



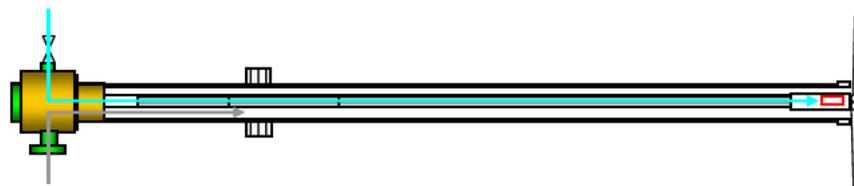
5. 二重管ケーシング接続



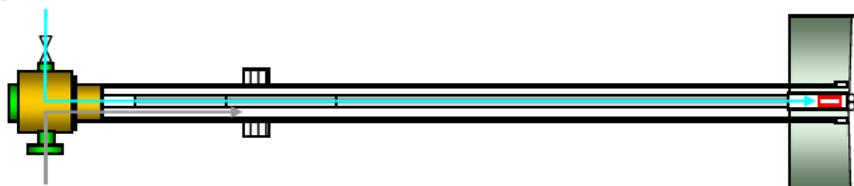
6. 拡径 ケーシングを回転させ、二重管スイベルから送水(インナー側は加圧)し、先端ビットを拡径する。



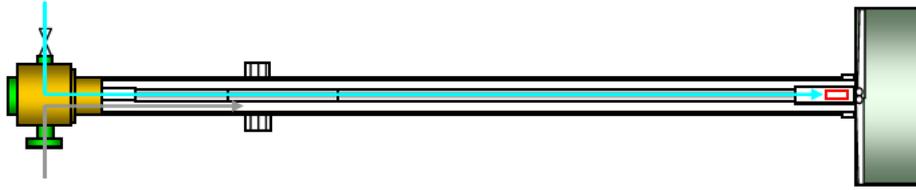
7. 拡径部の造成(削孔) 調整用外管を装着し、二重管スイベルから送水加圧した状態で、インナー、外管共に回転させながら、所定長削孔する。



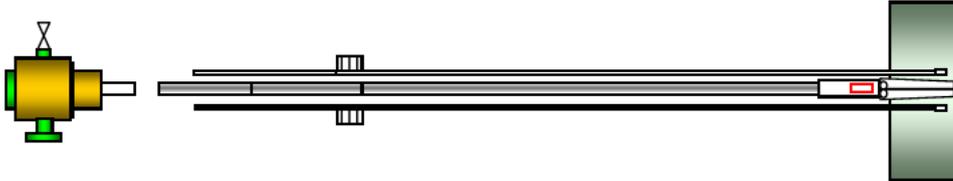
8. 造成(削孔)完了



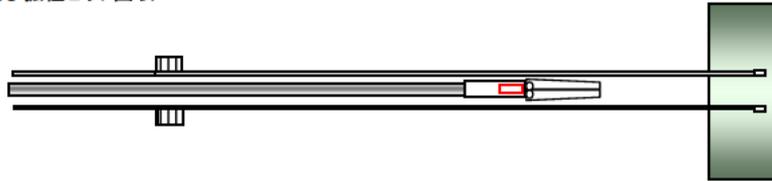
9. 孔内洗浄（孔内を清水にて洗浄）



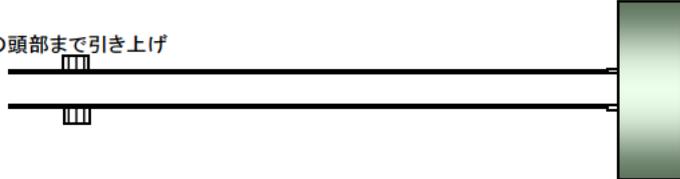
10. スイベル切り離し インナーケーシング内圧を解放した後、二重管スイベルを切り離す。



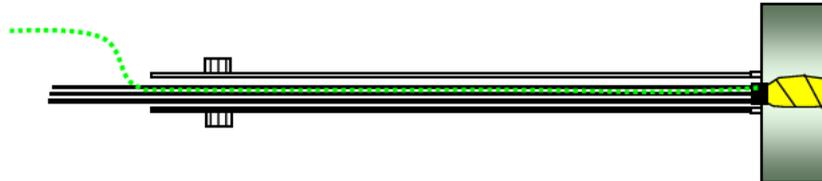
11. インナーケーシング及び拡径ビット回収



12. 回収完了 外管をアンカー体の頭部まで引き上げ



13. アンカー体挿入



14. グラウト注入



15. 完了 所定量注入後、外管を回収

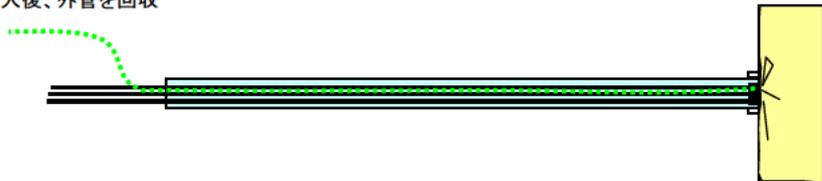


図 5.8 回収型ビットの施工

拡径部の削孔の詳細は以下の通りである。

①インナーロッド拡径ビット装着

単管削孔にて所定の深度削孔後、インナーロッドおよび回収型拡径ビットを装着する。この際、外管ケーシングより拡径翼が突出するようにエクステンションロッド（インナー）を繋ぐ。

②拡径

内管から圧力を作用させ（1Mpa程度）拡径翼を開かせる。このときロッドは常時回転させておく。

③拡径完了

拡径した状態でアンカー体部を削孔する。

④回収

圧力を開放すると、ビットはフリーな状態となる。インナーを引き上げると外管に拡径ビットの肩があたり閉じるようになる（インナーロッド回収）。

施工状況を図 5.10～13 に示す。



図 5.9 回収型拡径ビット



图 5.10 施工状况①



图 5.11 施工状况②



图 5.12 施工状况③



图 5.13 施工状况④

5.6 施工管理

- (1) スプリッツアンカーの施工および施工管理は、施工計画書に基づき慎重かつ確実に実施する。
- (2) スプリッツアンカーの施工において計画時に想定した条件と異なる事態が生じた場合には、その原因を速やかに調査し、必要に応じて適切な対策を講じる。

【解説】

- (1) スプリッツアンカーの施工は、施工計画書に基づき行われるものであるが、責任技術者はその内容を十分理解し、把握しておく必要がある。施工管理は作業手順の項目ごとに管理項目を定めて行う。施工管理項目の例を表 5.2 に示す。

表 5.2 施工管理項目の例

作業項目		一般管理項目	スプリッツアンカーにおける管理項目例	
削孔	機械搬入			
	機械据付			
	削孔	①削孔長検尺 全長 アンカー体長		拡径開始、完了
		②拡径確認		ピストンストローク 拡径確認装置 削孔機の回転抵抗(油圧)計測等
	孔内洗浄	洗浄水濃度		
テンドン 組立加工	材料納入	材料品質	材料証明等	
	材料保管	保管状況	枕木、シート	
	組立加工	① テンドン本数 ② テンドン配列 ③ テンドン全長 ④ テンドン自由長 ⑤ テンドン拘束長 ⑥ テンドン組立状況 ⑦ テンドン保管状況 ⑧ 袋体取り付け状況	③余長も含む ④受圧構造物の厚みも含む ⑧荷締め部 アンカー体長確認	
	挿入	① 損傷・汚れ ② 緊張余長		
アンカー体注入	材料納入	材料本質		
	練り混ぜ	① 材料の計量 ② 水温 ③ 流動性	②冬季 ③フロー値	
	注入	① 注入量 ② グラウト強度	① 削孔体積以上	
	加圧	加圧力・加圧時間		
緊張・定着	緊張装置搬入	緊張装置の検収	キャリブレーション成績表	
	定着具搬入	定着具の検収	ヘッド、クサビ 数量等	
	定着具保管	定着具保管状況	錆対策	
	養生	グラウト強度		
	台座設置	① 受圧構造物の強度 ② 頭部背面処理 ③ 台座設置状況	プレートの支圧応力等	
	定着具取付	取付精度	位置、角度 等	
	緊張	① 緊張力 ② 荷重-変位関係		
	定着	定着時緊張力	セット量など	

拡径を確認する方法は以下の種類がある。

1) 残置式の場合

ビット拡径時のインナーロッドストロークが 50mm 以上圧入されていることを、ケーシングを切り離したときに確認する。

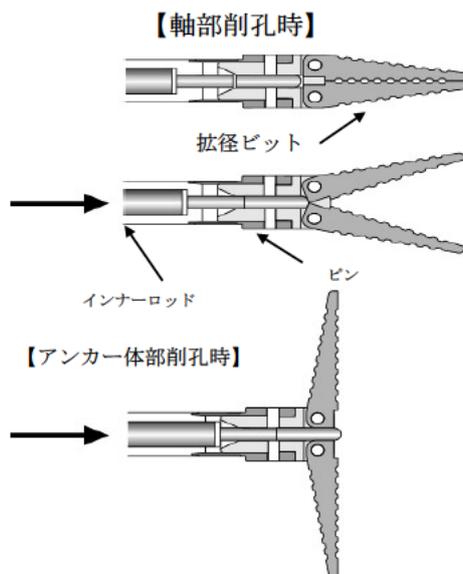


図 5.14 残置式ビットの拡径確認

2) 回収型の場合

- ① インナーロッドに検尺ロッド等を挿入し、拡径ピストンのストローク 65mm 移動していることを確認する。
- ② 図 5.15 に示すように拡径するとマグネットスイッチが ON になりビーコン電波を発生させる装置を取り付け、ビットの拡径を確認する。ビーコンはインナーロッド（内管）とケーシング（外管）の間の削孔水を通じて、ケーシング上部の受信機で受信しモニターが点灯する。図 5.16 にビーコンの受信状況を示す。

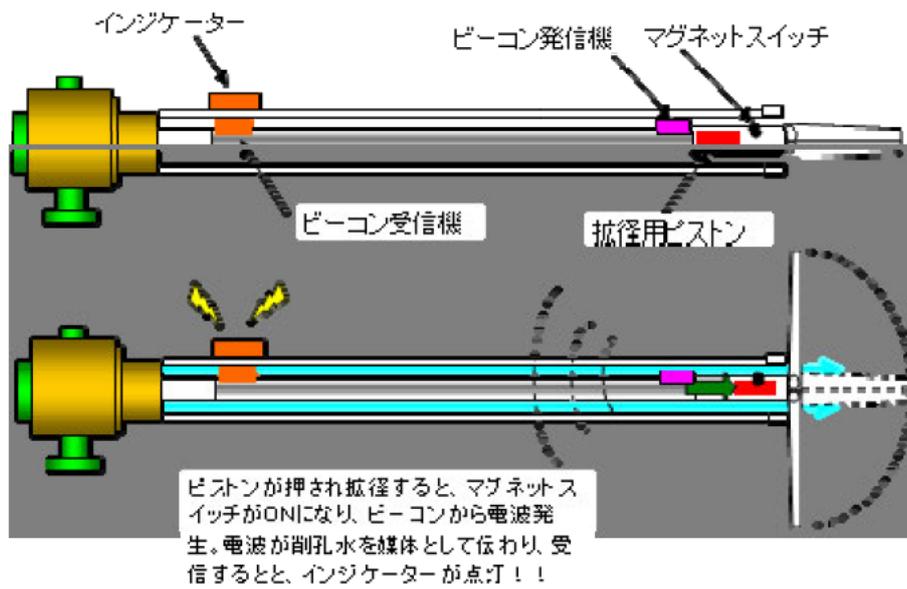


図 5.15 拡張確認装置の概要



図 5.16 拡張確認状況

③ ボーリングマシンの油圧計測

ボーリングマシンの油圧（回転）を計測する。拡張することにより回転トルクが上昇する。図 5.17 に油圧計測の一例を示す。

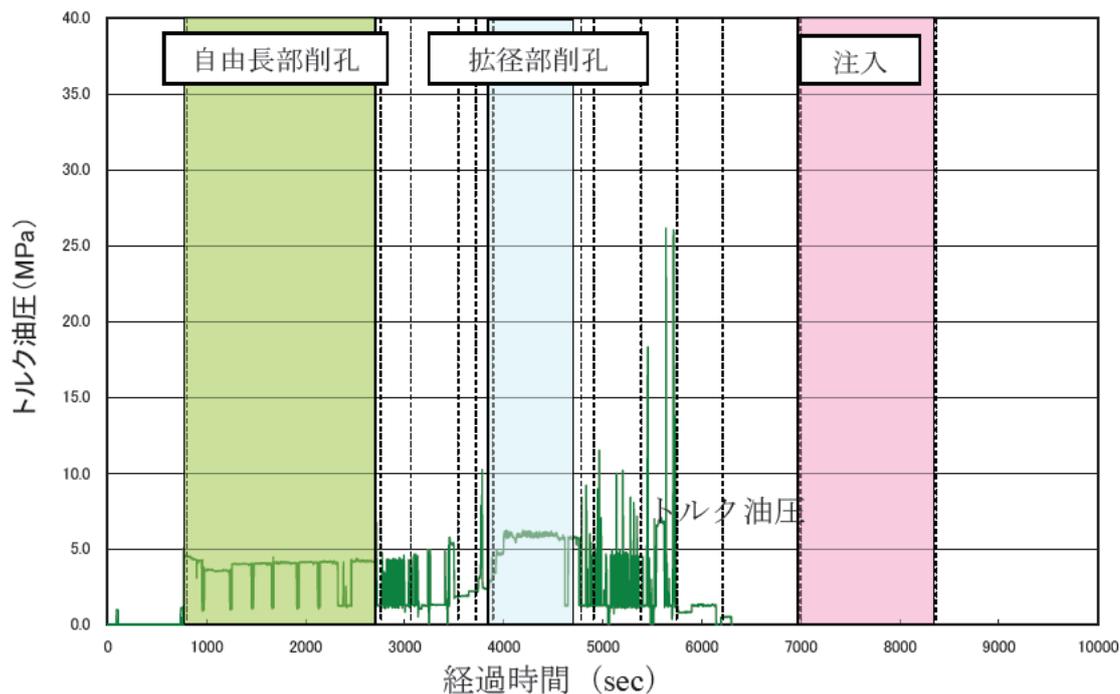


図 5.17 油圧計測の一例

(2) スプリッツアンカーの施工において、計画時に想定できずにトラブルが生じる事例は下表のとおり分類される。

表 5.3 施工時に生じる可能性があるトラブル例

トラブルの要因	原因	現象
①地盤条件	地層の不陸、礫の存在 想定より弱い、硬い	<ul style="list-style-type: none"> • 所定のアンカー体設置地盤が得られない。 • 削孔能率の低下、削孔不能、ビット破損 • 削孔水、グラウトの逸水
②地下水位	被圧水の高压水 地下水流速	<ul style="list-style-type: none"> • 削孔口元から地下水、土砂が噴出。アンカー体の挿入不能、グラウト注入不能 • グラウトが周辺地盤に流出
③地中障害物	事前調査不足、削孔精度	<ul style="list-style-type: none"> • 地下構造物、埋設物破壊 • 削孔不能、ビット破損

6章 設計事例

4章の設計方法を用いて、山留めに用いたスプリッツアンカーの設計事例を示す。

6.1 比較条件

図 6.1 に示す条件で、スプリッツアンカー工と摩擦型アンカー工と比較を行う。

【比較条件】

- ・ 水平反力 : 1 段目 115kN/m、2 段目 105kN/m
- ・ 地盤条件 : 図 6.1 参照
- ・ 山留め壁 100m 当りで比較
- ・ アンカー体径 : 摩擦型 $\phi 135\text{mm}$ 拡径型 $\phi 800$
- ・ 定着層 : 摩擦型 : GL-15m 以深の $N=20$ の砂質土
拡径型 : GL-5.7~10.7m の $N=10$ の砂質土

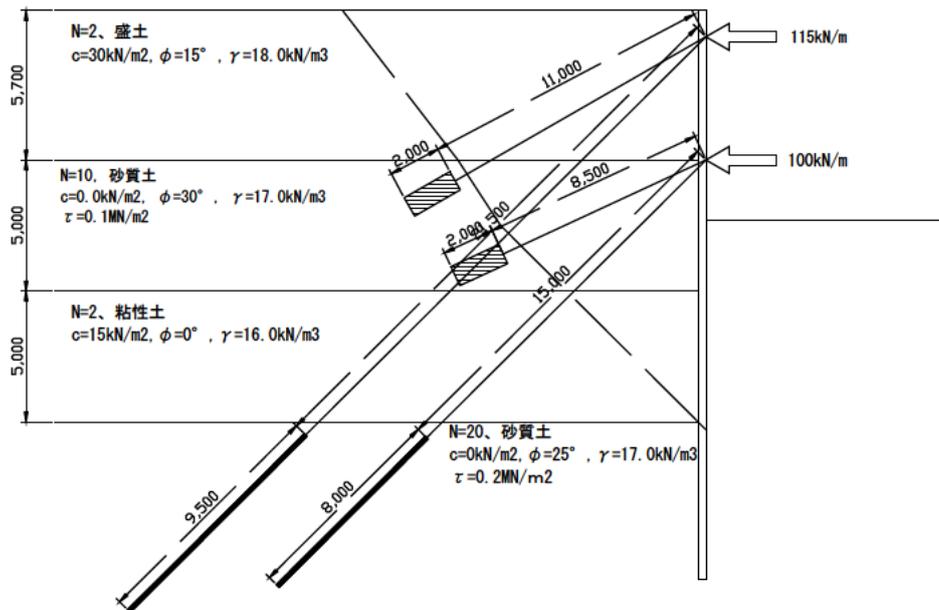


図 6.1 比較検討断面

6.2 摩擦型と拡径型の設計比較

「6.1 比較条件」に示した条件で、摩擦型アンカーとスプリッツアンカーを比較した結果を表 6.1 に示す。

表 6.1 比較結果

	摩擦型	拡径型	摩擦型	拡径型
水平反力	115 kN/m		100 kN/m	
ピッチ	3.0m	4.5m	3.0m	4.5m
アンカー傾角	45°	30°	45°	25°
設計荷重	488 kN	598 kN	424 kN	545 kN
本数	33 本	22 本	33 本	22 本
アンカー体長	9.5m	2.0m	8.0m	2.0m
自由長	21.5m	11.5m	15.0m	8.5m
アンカー長	31.0m	13.5m	23.0m	10.5m

6.3 スプリッツアンカーの設計例

図 6.1 に示す条件において仮設アンカーとして設計した例を以下に示す。なお、ここでは 4 章で示した計算式を用いて求めた許容アンカー力およびテンドンの許容引張力が、設計アンカー力を満足することを確認する。

《1 段目》

(1) 外力の算定

山留め壁の腹起こし反力を以下に示す。

$$P_{al} : 115kN$$

(2) アンカー角度、配置の決定

図 6.1 に示す地質から、以下のように設定した。

水平ピッチ 4.5m、アンカー傾角 30°

(3) 設計アンカー力の決定

① 設計アンカー力

設計アンカー力 T_d は、

$$\begin{aligned}
T_d &= \frac{P_a \times m}{\cos \theta} \\
&= \frac{115kN/m \times 4.5m}{\cos 30^\circ} \\
&= 598kN/\text{本}
\end{aligned}$$

ここで、 T_d : 設計アンカー力 (kN/本)
 P_a : 山留め壁の腹起し反力 (kN/m)
 m : アンカー間隔 (m)
 θ : アンカー削孔角度 (°)

②許容アンカー力

許容アンカー力 T_a は、テンドンの許容引張り力 T_{as} 、テンドンの許容拘束力 T_{ab} 、アンカーの許容引抜き力 T_{ag} のうち最も小さい値を使用する。ただし、ここで使用するアンカーテンドンはアンボンド PC 鋼より線を用いた圧縮分散型アンカーとするので、テンドンの許容拘束力 T_{ab} の検討は行わない。

【テンドンの許容引張り力 T_{as} 】

ここでは、仮設のため安全率をそれぞれ 0.65、0.8 とする。また、PC 鋼より線は耐荷体先端部でループ加工をしているため 90% の耐力として許容引張り力 T_{as} を求めると、

$$\begin{aligned}
T_{as} &= \min[0.65 \times 0.9 \times T_{us} \times 8\text{本}, 0.8 \times 0.9 \times T_{ys} \times 8\text{本}] \\
&= \min[0.65 \times 0.9 \times 183kN \times 8\text{本}, 0.8 \times 0.9 \times 156kN \times 8\text{本}] \\
&= \min[856kN, 899kN] \\
&= 856kN
\end{aligned}$$

ここで、 T_{as} : PC 鋼より線 1 本当りの許容引張り力 (kN)
 T_{us} : PC 鋼より線 1 本当りのテンドン極限引張り力 (kN)
 T_{ys} : PC 鋼より線 1 本当りのテンドン降伏引張り力 (kN)

【アンカーの許容引抜き力 T_{ag} 】

1) Terzaghi の式で許容支持力を求める

拡径部の支圧抵抗力 q_a は、

$$\begin{aligned}
q_a &= \frac{1}{1.5} \left(\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_2 \cdot N_r + \frac{1}{2} \gamma \cdot L_f \cdot N_q \right) \\
&= \frac{1}{1.5} \left(1.3 \times 0.0 \times 16.2 + 0.3 \times 18 \times 0.8 \times 7.5 + \frac{1}{2} \times 18 \times 11.5 \times 12.6 \right) \\
&= \frac{1}{1.5} (32.4 + 1304.1) \\
&= 891 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

ここで、 q_a : 許容支圧抵抗 (kN/m^2)

Q_a : 許容支持力 (kN)

C : 粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 内部摩擦角 ($^\circ$)

γ : 拡孔肩部より上の土の単位体積重量 (kN/m^3)

L_f : 自由長、有効根入れ深さ (m)

N_c, N_r, N_q : 諸定数 (表 4.4)

α : 基礎の形状に対する係数 1.3

β : 基礎の形状に対する係数 0.3

N : アンカー体肩部の N 値

A_p : 有効支圧面積 (m^2)

として求められる。アンカーの許容支持力 Q_a は、

$Q_a = q_a \times A_p$ で表され、アンカーの許容引抜き力 T_{ag} は、アンカーの許容支持力 Q_a と許容摩擦抵抗値との和で求められるので、

$$\begin{aligned}
T_{ag} &= \frac{1}{1.5} \cdot D_2 \cdot \pi \cdot L_a \cdot \tau + q_a \cdot A_p \\
&= \frac{1}{1.5} \cdot 0.8 \text{ m} \times \pi \times 2.0 \text{ m} \times 0.1 \text{ MN/m}^2 \times 1000 + 891 \text{ kN} \times \frac{0.8^2 - 0.15^2}{4} \pi \\
&= 335.1 \text{ kN} + 427.7 \text{ kN} \\
&= 763 \text{ kN}
\end{aligned}$$

さらに、許容アンカー力 T_a は、

$$\begin{aligned}
T_a &= \min [T_{as}, T_{ag}] \\
&= \min [856 \text{ kN}, 763 \text{ kN}] \\
&= 763 \text{ kN} / \text{本} \geq T_d = 598 \text{ kN} / \text{本} \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

設計アンカー力より、許容引抜き力が大きいので、このアンカーは設計荷重を満足する。

2) 4章に示した N 値で求める支持力式で許容支持力 Q_a を求める。

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{1}{1.5} \times 150 \times N \times A_p \\ &= \frac{1}{1.5} \times 150 \times 10 \times \frac{(0.8^2 - 0.15^2) \times \pi}{4} \\ &= 485kN \end{aligned}$$

ここで、 Q_a : 許容支持力 (kN)
 A_p : 有効支圧面積 (m^2)
 N : 定着長部の砂層の平均 N 値
 L_s : 定着部の砂層の周面積 (m^2)

アンカーの許容引抜き力 T_{ag} は、アンカーの許容支持力 Q_a と許容摩擦抵抗値との和で求められるので、

$$\begin{aligned} T_{ag} &= \frac{1}{1.5} \cdot D_2 \cdot \pi \cdot L_a \cdot \tau + Q_a \\ &= \frac{1}{1.5} \times 0.8m \times \pi \times 2.0m \times 0.1MN/m^2 \times 1000 + 476kN \\ &= 336kN + 485kN \\ &= 821kN \end{aligned}$$

ここで、 D_1 : 削孔径 (m)
 D_2 : 拡孔径 (m)
 L_a : 定着長 (m)
 τ : 極限周面摩擦抵抗 (MN/m^2) (表 4.2)

さらに、許容アンカー力 T_a は、

$$\begin{aligned} T_a &= \min[T_{as}, T_{ag}] \\ &= \min[856kN, 821kN] \\ &= 821kN / \text{本} \geq T_d = 633kN / \text{本} \quad \text{o.k.} \end{aligned}$$

設計アンカー力より、許容引抜き力が大きいので、このアンカーは設計荷重を満足する。

《2 段目》

(1) 外力の算定

山留め壁の腹起こし反力を以下に示す。

$$P_{a2} : 100kN$$

(2) アンカー角度、配置の決定

図 6.1 に示す地質から、以下のように設定した。

水平ピッチ 4.5m、アンカー傾角 25°

(3) 設計アンカー力の決定

①設計アンカー力

設計アンカー力 T_d は、

$$\begin{aligned} T_d &= \frac{P_a \times m}{\cos \theta} \\ &= \frac{100kN/m \times 4.5m}{\cos 25^\circ} \\ &= 496kN/\text{本} \end{aligned}$$

②許容アンカー力

【テンドンの許容引張り力 T_{as} 】

ここでは、仮設のため安全率をそれぞれ 0.65、0.8 とする。また、PC 鋼より線は耐荷体先端部でループ加工をしているため 90%の耐力として許容引張り力 T_{as} を求めると、

$$\begin{aligned} T_{as} &= \min[0.65 \times 0.9 \times T_{us} \times 6\text{本}, 0.8 \times 0.9 \times T_{ys} \times 6\text{本}] \\ &= \min[0.65 \times 0.9 \times 183kN \times 6\text{本}, 0.8 \times 0.9 \times 156kN \times 6\text{本}] \\ &= \min[642.3kN, 637.9kN] \\ &= 642.3kN \end{aligned}$$

【アンカーの許容引抜き力 T_{ag} 】

1) Terzaghi の式で許容支持力 Q_a を求める

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{1.5} \left(\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot D_2 \cdot N_r + \frac{1}{2} \gamma \cdot L_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{1.5} \left(1.3 \times 0.0 \times 16.2 + 0.3 \times 18 \times 0.8 \times 7.5 + \frac{1}{2} \times 18 \times 8.5 \times 12.6 \right) \\ &= \frac{1}{1.5} (32.4 + 963.9) \\ &= 664kN/m^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_{ag} &= \frac{1}{1.5} \cdot D_2 \cdot \pi \cdot L_a \cdot \tau + q_a \cdot A_p \\
&= \frac{1}{1.5} \times 0.8m \times \pi \cdot 2.0m \times 0.1MN/m^2 \times 1000 + 664kN \times \frac{0.8^2 - 0.15^2}{4} \pi \\
&= 335.1kN + 318.7kN \\
&= 654kN
\end{aligned}$$

さらに、許容アンカー力 T_a は、

$$\begin{aligned}
T_a &= \min[T_{as}, T_{ag}] \\
&= \min[642kN, 654kN] \\
&= 642kN / \text{本} \geq T_d = 496kN / \text{本} \quad \text{o.k.}
\end{aligned}$$

設計アンカー力より、許容引抜き力が大きいので、このアンカーは設計荷重を満足する。

2) 4章に示した N 値で求める支持力式で許容支持力支圧抵抗 q_a を求める。

$$\begin{aligned}
Q_a &= \frac{1}{1.5} \times 15 \cdot N \cdot A_p \\
&= \frac{1}{1.5} \times 150 \times 10 \times \frac{(0.8m^2 - 0.15m^2) \times \pi}{4} \\
&= 485kN
\end{aligned}$$

アンカーの許容引抜き力 T_{ag} は、アンカーの許容支持力 Q_a と許容摩擦抵抗値との和で求められるので、

$$\begin{aligned}
T_{ag} &= \frac{1}{1.5} \cdot D_2 \cdot \pi \cdot L_a \cdot \tau + Q_a \\
&= \frac{1}{1.5} \times 0.8m \times \pi \times 2.0m \times 0.05MN/m^2 \times 1000 + 476kN \\
&= 336kN + 485kN \\
&= 821kN
\end{aligned}$$

設計アンカー力より、許容引抜き力が大きいので、このアンカーは設計荷重を満足する。

7章 試験

アンカーの設計および施工に当たって実施する試験は以下のものがある。

- (1) 基本調査試験
 - ① 引抜き試験
 - ② 長期試験
- (2) 品質保証試験
 - ① 多サイクル確認試験
 - ② 1サイクル確認試験
 - ③ その他の確認試験
- (3) その他の試験

【解説】

アンカーの設計および施工に当たって実施する試験を以下のように分類する。

- (1) 基本調査試験
 - ① 引抜き試験
アンカーの極限引抜き力およびその挙動を把握し、アンカーの設計に用いる諸定数を決定するために行う試験
 - ② 長期試験
アンカーの長期的挙動を把握し、アンカーの設計に用いる諸定数を決定するために行う試験
- (2) 品質保証試験
 - ① 多サイクル確認試験
実際に使用するアンカーに多サイクルで所定の荷重まで載荷し、その荷重～変位量特性から、アンカーの設計および施工が適切であるか否かを確認するために行う試験
 - ② 1サイクル確認試験
実際に使用するアンカーに1サイクルで所定の荷重まで載荷し、アンカーが設計アンカー力に対して安全であることを確認するために行う試験
 - ③ その他の確認試験
アンカーの用途に応じて実施する定着時緊張力確認試験や残存引張力確認試験など
- (3) その他の試験
特殊な目的あるいは特殊な条件下で使用するアンカーについては、必要に応じて、そのアンカーの挙動の把握、安全性の確認を行なうために、繰り返し試験、郡アンカー

試験、テンドンやグラウトなどの材料の強度試験などを行なう。

8章 維持管理

8.1 一般

アンカーとアンカーされた構造物およびその周辺に変位、変形、クラックなどの変状が生じた場合は、観測・計測等の調査を実施し、必要に応じて補修、再緊張、アンカーの増し打ちあるいは緊張力緩和などの適切な対策を講じる。

【解説】

点検、観測および計測を行う目的は、アンカーおよびアンカーされた構造物が、供用期間中にその機能を十分に果たしているかどうかを確認し、必要な処置について検討することにある。

施工上問題がない場合でも、アンカーは地盤や地下水などの周辺環境の影響を受けやすいため、定期的に点検、観測および計測を行い、経年的な変化を把握する必要がある。さらに、豪雨などの異常気象や地震が発生した場合は斜面やアンカーされた構造物などが不安定化している可能性があるため、必要に応じて臨時の点検を行い、アンカーあるいはその周辺環境の変化を確認する。

アンカーがその機能を十分に果たしているかどうかは、アンカー頭部やアンカーされた構造物の変形や変位を定期的に点検すること、周辺地盤の動きを観測・測定することおよび残存引張り力の変化を測定することなどによって確認可能である。図 8.1 に維持管理のフローを示す。

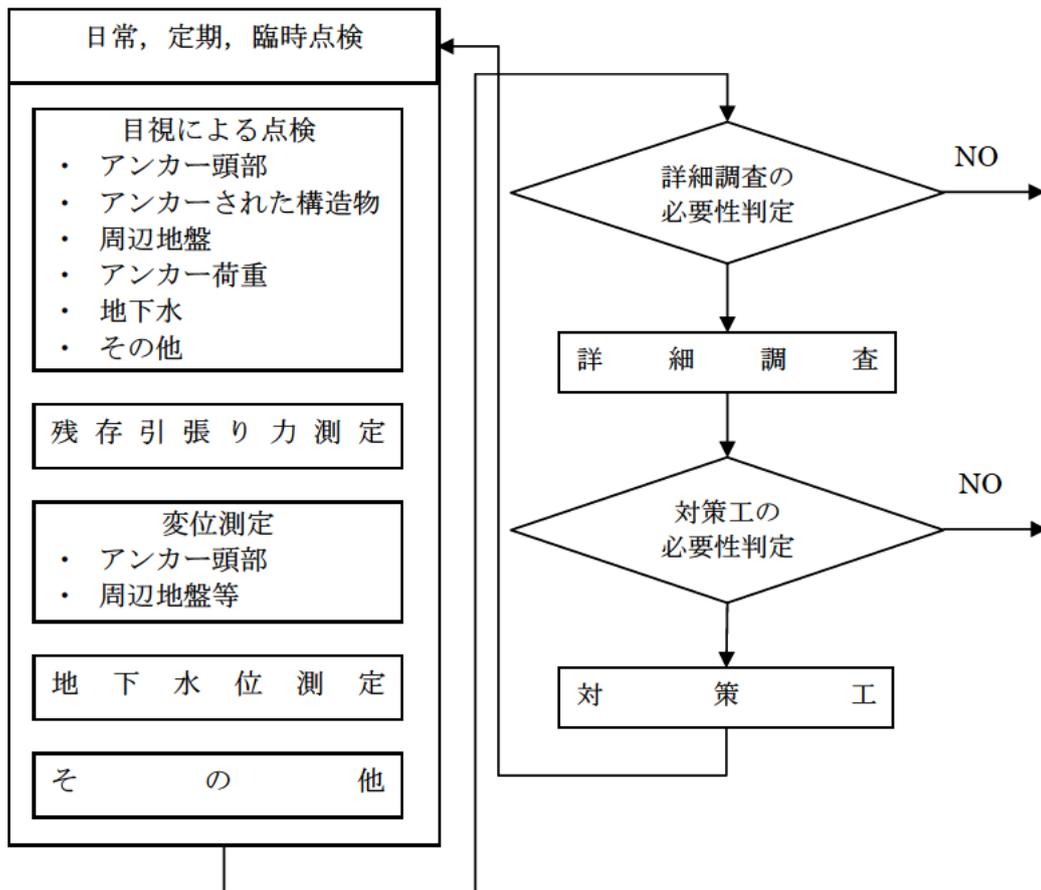


図 8.1 維持管理の流れ⁶⁾

8.2 点検などの項目および方法

アンカーとアンカーされた構造物および周辺の地盤の点検・観測・計測は次の項目のうち必要な項目について行う。

- (1) アンカー頭部の変位，変形および腐食
- (2) アンカーされた構造物の変位，変形およびクラック
- (3) 周辺地盤の変位，変形およびクラック
- (4) アンカーに生じている荷重および変位
- (5) 地下水位
- (6) その他

【解説】

点検・観測・計測は、アンカーの設置状況などを考慮し、必要な項目について行う。

(1) アンカー頭部の変位、変形および腐食

アンカー頭部は、直接外部環境にさらされているため、落石等による外部損傷や、防錆キャップの取付不良による防錆材の流出や、水分の侵入による頭部部品の腐食や劣化を生じさせる恐れがある。アンカー頭部は、目視点検やハンマーによる打撃音検査により、頭部の保護工および定着具の破損、防錆油の油漏れなどの異常について定期的に点検を行うことが必要である。目視やハンマーによる概略の点検によりアンカー頭部に異常が認められた場合や変状の状況が不明な場合には、必要により詳細調査を実施する。

(2) アンカーされた構造物の変位、変形およびクラック

引張り力を地盤に伝える役目をするアンカーされた構造物(受圧板)の変位、変形は、アンカーの機能を維持するうえで重大な問題となる場合がある。また、受圧板の変位、変形を観察することにより、斜面全体の動きが把握できることもある。

構造物の亀裂、ひび割れ、破損およびコンクリートの劣化などについては目視により定期的に点検する。また、変形、沈下については目視による定期点検のほか、必要に応じ測量などにより点検する。

(3) 周辺地盤の変位、変形およびクラック

周辺地盤の変位および変状については、目視点検によって定期的に状況を把握するが、施工中に変位が認められたような場合には、施工後も観測機器による計測を継続して行うことが望ましい。

(4) アンカーに生じている荷重および変位

アンカーの残存引張り力は、定着時にいくつかのアンカーにあらかじめロードセルを設置し、連続計測することが好ましい。ただし、耐久性、計測期間、設置環境を考慮して使用するロードセルを決定する必要がある。

(5) 地下水位

集中豪雨等による予期しない地下水位の上昇や、逆に下降によって構造物を含めた地盤全体が不安定になり、アンカーに過大な外力が作用する可能性がある。

地下水位はボーリング孔を利用した水位もしくは水圧の計測によって調査する。

(6) その他

アンカーに悪影響を及ぼす外的要因として、地表水や地下水の水質汚染、大気汚染などの影響が考えられる。特に水質はテンドン、グラウトおよび定着具の腐食に対して重大な影響を与えることから、調査段階での詳細な検討が必要である。しかしながら、人工的な要因などにより、水質は経年的に変化する可能性があるため、pH、比抵抗値および有害物質について定期的に調査することが望ましい。

8.3 点検などの期間と頻度

維持管理に必要な点検・観測・計測は、アンカーの供用期間中継続して行うことが望ましい。その頻度は、アンカーの使用目的、用途、周辺の状態などを考慮して設定する必要がある。

【解説】

測定の期間および頻度は、次の条件を検討したうえで定める。

- (1) 家屋、道路、鉄道等の重要構造物の有無および構造物への影響度
- (2) アンカー体が設置された地盤の強度および性状
- (3) 地下水の有無、地下水位の増減、水質
- (4) アンカーされる構造物の種類および重要度

また、工事完了直後は測定の頻度を短くし、残存引張り力の変化や構造物の変位・変形が認められなくなれば、頻度を長くする。

残存引張り力および変位については定期的に測定することが望ましいが、豪雨などの異常気象あるいは地震が発生した場合の臨時点検は必要に応じて行う必要がある。

通常の点検頻度は、グラウンドアンカー維持管理マニュアル⁷⁾等を参考として実施する。

8.4 点検などの結果の評価および対応

調査・点検等により変状を認められた場合には、調査結果を総合的に判断して変状の原因を明確にし、適切な対策を決定する。

【解説】

点検で異常が認められた場合、各点検・観測・計測項目ごとの調査結果を総合的に判断して異常などの原因を明確にした上で適切な対応をする必要がある。

(1) 個別アンカーの補修

防錆キャップの補修、アンカーの突出防止など

(2) 残存引張り力の増加・減少

- ・外力の増加対策 アンカー増し打ち
- ・テンドンの破断回避 引張り力緩和

(3) 地下水対策

地下水排除工など。ただし、地下水分析の結果、アンカー体、引張り部、アンカー頭部に悪影響を及ぼす物質が発見された場合は別途検討が必要

8.5 記録

- (1)維持管理にあたっては、作業工程、施工方法、地盤の状況、試験結果などの工事記録により、維持管理上必要な設計諸元などについて把握しておく必要がある。
- (2)点検・観測・計測結果、補修などに関する資料などの維持管理記録は、アンカーの供用期間中保存しておくことが望ましい。

【解説】

- (1) 維持管理上必要な工事記録項目は表 8.1 のとおりである。

表 8.1 維持管理上必要な工事記録項目（例）

工事段階	記録の種類	項目
準備段階	使用機械リスト	
施工段階	作業日報	
	機械点検記録	
	材料品質記録	・テンドン、注入材、防食材料など
	削孔工事記録	・地質、削孔速度、地下水状況など
	テンドン加工記録	・ミルシート、発錆状況など
	注入工事記録	・注入量、注入圧力など
完了段階	試験記録	・初期緊張力、定着緊張力、有効緊張力、変位量等
		・頭部定着工法名、施工図、（当初設計、変更設計、出来型図等）、本数、自由長、定着長、防食方法等

- (2) 維持管理記録

維持管理記録は、「8.2 点検などの項目および方法」を参考にして整理し、アンカーの供用期間中わたって保存することが望ましい。

参考文献

- 1) (社)日本建築学会：山留め設計施工指針、H.14.2
- 2) (社)日本道路協会：道路土工 仮設工施工指針、H.11.3
- 3) (社)地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、H.12.4
- 4) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.119～123、H.2.5
- 5) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.232、H.2.5
- 6) (社)地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、pp.182、H.12.4
- 7) (独) 土木研究所、(社) 日本アンカー協会：グラウンドアンカー維持管理マニュアル、鹿島出版会、H.20.7

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.403 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