

①

地盤アンカーの引抜き抵抗に関する研究

森 脇 登 美 夫

新潟大学大学院自然科学研究科
環 境 科 学 専 攻

天降るも雲は地を照らす如くの一衣にて覆はれ

夫美登美夫

林文相筆
書 筆 中 科 書 院

地盤アンカーの引抜き抵抗に関する研究

平成 6 年 3 月

森 脇 登 美 夫

目 次

第1章 序 論	1
1.1 まえがき	1
1.2 既往の研究	3
1.3 研究目的と範囲	5
1.4 本論文の内容	6
第2章 引抜き試験結果にみられる実アンカーの挙動	9
2.1 試験概要	9
(1) 試験地盤	9
(2) 試験アンカー	9
(3) 試験方法	10
2.2 アンカー頭部の荷重～変位置曲線	12
(1) 変形性状	12
(2) 降伏荷重および極限荷重	12
2.3 荷重伝達状況	13
(1) ひずみ分布	13
(2) 軸力分布	13
2.4 周面摩擦抵抗の発現状況	15
2.5 まとめ	17
第3章 単一地盤に定着したアンカー定着体の変位・応力計算法	36
3.1 概 要	36
3.2 アンカー定着体の変位・応力計算法	38
(1) 基本仮定	38
(2) 定着体に関する基礎微分方程式	39
(3) 全弾性状態時の解	41
(4) 弾塑性状態時の解	42
3.3 変位・応力計算法の検討	44
(1) 算定用定数	44
(2) 荷重～変位置曲線	44
(3) 伝達軸力	45
3.4 まとめ	47
第4章 多層地盤に定着したアンカー定着体の変位・応力計算法	56
4.1 概 要	56
4.2 多層地盤内アンカー定着体の変位・応力計算法	57
(1) 基本仮定	57
(2) 定着体に関する基礎微分方程式	58
4.3 二層地盤内アンカー定着体の変位・応力計算法	61
(1) 塑性域拡大のパターン	61
(2) タイプ①(全弾性状態)の解	62
(3) タイプ②(第1層が弾塑性状態)の解	63
4.4 二層地盤内変位・応力計算法の検討	65
(1) 算定用定数	65
(2) 荷重～変位置曲線	66
(3) 伝達軸力	67
4.5 まとめ	68

第5章 各種地盤におけるアンカーの引抜き試験結果	81
5.1 概 要	81
5.2 引抜き試験方法	82
(1) 試験概要	82
(2) 試験方法	82
(3) 結果の整理方法	83
5.3 各種地盤における引抜き試験結果	84
(1) 極限周面摩擦抵抗	84
(2) 降伏時の荷重・変位量	84
5.4 変位・応力計算法用の諸定数	86
5.5 まとめ	87
第6章 実施工アンカーの挙動予測と検討	118
6.1 概 要	118
6.2 引張型実施工アンカーの挙動予測	119
6.2.1 予測手法	119
6.2.2 仮設アンカーの事例	121
6.2.3 永久アンカーの事例	125
6.3 二層モデル地盤を用いた挙動検討	128
6.4 まとめ	130
第7章 圧縮型アンカーへの適用法	144
7.1 概 要	144
7.2 基本仮定	145
7.3 定着体に関する基礎微分方程式	146
7.4 圧縮型アンカーの挙動検討	148
7.5 硬質層深部に設置した引張型アンカーの検討	154
7.6 まとめ	156
第8章 結 論	167
参考文献	170

第1章 序 論

1. 1 まえがき

「地盤アンカー」は、図-1.1 に示すように、仮設山留め壁、建物の基礎、擁壁などの各種構造物と、その背面にある地盤の変形抑止および応力緩和を目的として設けられる。この地盤アンカーは、図-1.2 に示すように、アンカー自体を構造物に緊結する「アンカー頭部」、アンカー頭部からの緊張力を定着体に伝える「自由長部」、および自由長部からの荷重を硬質地盤に伝達させる「定着体」によって構成される。

地盤アンカーというよび方は日本建築学会の「建築地盤アンカー設計施工指針・同解説(1991年版)」の中で採用されているが、最近まで「アースアンカー」ともよばれていた。なお、土質工学会の基準¹⁾では、定着地盤として通常の地盤のほかにも岩盤にも採用されていることから、「Soil Anchors」と「Rock Anchors」双方の意味をもつ「グラウンドアンカー」とよんでいる。

わが国への地盤アンカーの導入は比較的新しい。フランスで開発された定着体の注入材を、あらかじめ挿入しておいたゴムチューブによって加圧する方式の「P S アンカー」が、1964年に本州四国連絡橋の地盤調査用鉛直載荷試験時の反力として使用されたのが最初であるといわれている²⁾。

また、時をほぼ同じくして、西ドイツで、現在の地盤アンカーの基本型にあたる注入材にセメントペーストを用いる「加圧注入型アンカー」が開発された。この加圧注入型アンカーは、注入材の入手および施工方法が、モルタルを使用するP S アンカーに比べて簡単であるため、わが国での施工件数も徐々に増えていった。1970年代前半になると、ケーシング掘り方式およびロータリーパーカッション機能をもつ削孔機が開発・導入された。これにともない、開削および根切り時の山留め用仮設アンカーとして、以後、その施工量は飛躍的に増加した。そして、現在では、国内の地盤アンカー施工量の約90%を占めるにいたっている。

このようなアンカー施工量の増加に応え、かつその信頼性を一定水準以上に保つため、土質工学会から1976年(昭和51年)に「アースアンカー工法」一付「アースアンカー」

スアンカー設計・施工基準(案)が発行された。また、施工面では、定着体部分を改良した新施工法も開発されるなど、施工性に対する信頼性も向上し、アンカー工法の有利性が改めて認識されるようになった。すなわち、アンカーは、山留め支保工、杭載荷試験時やケーソン沈設時の反力としての採用はもちろんのこと、擁壁・斜面の安定、地すべり防止、構造物の転倒・浮上がり防止対策など、永久アンカーとしても使われるようになってきた。永久アンカーの用途は、今後、ますます多様化していくことは明らかであり、大型構造物、海底構造物などのほか、自然災害の復旧工事などに利用されることが予想される。

以上のような背景のもと、1980年(昭和55年)から加圧注入型の地盤アンカーの引抜き抵抗に関し、大規模な野外実大実験および開発実験を行ない、引張荷重が加わるときの地盤アンカーの挙動を究明するとともに、より実状に即した地盤アンカーの挙動の評価方法を検討してきた。本論文は、これら一連の研究成果をまとめたものである。

1. 2 既往の研究

地盤アンカーの発祥の地は、ヨーロッパであることから、フランス、西ドイツ、イギリスなどで、1960年代初頭から多数の実物大試験アンカーに対して引抜き試験が行なわれた。この試験結果をもとに、定着体の設計法、地盤別の極限周面摩擦抵抗の値などについての提案が多数なされてきた。H. Ostermayerの研究^{3), 4)}は、その代表ともいえるものである。このうち、文献4)では、約300例におよぶ実物大の加圧注入型アンカーの引抜き試験結果を統計的に研究した。その結果、砂層、礫まじり砂層および礫層に定着したアンカーの極限引抜き抵抗力が、地盤の相対密度のほかに、定着体の長さおよび削孔径によっても影響されることを具体的に示した。また、H. Ostermayerは、アンカーの極限引抜き抵抗力は、施工条件によっても大きく変化することを指摘し、施工されたアンカーに対して「確認試験」を行ない、その性能を供用前に確認することを提案した。この提案はその後、制定された世界各国におけるアンカーの基準(例えば、文献1)、5)、6)など)に活かされている。

一方、国内におけるアンカーに関する研究は、1970年代初めから学会誌、学会主催の年次研究発表会などでみられるようになった。1970年代の研究は、支圧板と引張材で構成する「プレート型アンカー」^{7), 8)}(図-1.3 a)参照)、定着体部分の径を拡孔した「拡孔型アンカー」⁹⁾(図-1.3 b)参照)など、定着体と周面地盤間の「周面摩擦抵抗」のほかに定着体上部にある地盤の「支圧抵抗」を期待するタイプのアンカーに関する研究が多い。図-1.3 c)に示す「加圧注入型アンカー」に関する研究は、電力会社などが中心になって、鉄塔基礎の転倒防止の目的で行なわれた^{10)~14)}。このうち、文献11)~14)は、この種のアンカーに関する系統だてた初めての研究といってよく、沖縄5島で施工したアンカーについて、引抜き試験などの諸試験を行ない、岩盤における極限周面摩擦抵抗の値および定着体の応力分布を示した。

通常、地盤に定着した加圧注入型アンカー(以後、アンカーと略称する)に関する研究成果が、活発に発表されるようになったのは1980年前後からである。古藤田¹⁵⁾、柳田¹⁶⁾、山下¹⁷⁾、桂¹⁸⁾らは、大規模平面をもつ山留め工事で採用した仮設アンカーの引抜き試験結果から極限周面摩擦抵抗、また、掘削期間中の計測

結果をもとにアンカーの挙動を報告している。また、玉野ら¹⁹⁾は、中位の硬さをもつ礫混じりの砂層に、鉛直および45°方向に打設したアンカーに対して引抜き試験を行ない、極限周面摩擦抵抗と定着体応力の発生状況を詳細に検討している。定着体が長いアンカーに関する研究には、宮澤²⁰⁾、宮崎²¹⁾らの報告があり、定着体全長にわたって周面摩擦抵抗が一樣に働かないこと、地表面近くでは破壊面が定着体付近ではなく、逆円錐状に周辺地盤へと拡がることを指摘している。また、花村²²⁾、京谷²³⁾らは、定着体の引張材と注入材の応力について詳細に研究し、定着体部における荷重の伝達機構を考察している。

以上のように、地盤アンカーに関する研究は、引抜き試験、引張試験などを行ない、極限周面摩擦抵抗の値、定着体の応力などについて実証的に研究したものが多い。

一方、アンカーの変位性状および応力分布に関する解析的な研究は少なく、海外では、H. Ostermayer⁴⁾、G. Petrasovits²⁴⁾らの研究が目立つ。このうち、G. Petrasovitsは、砂礫層に定着したアンカーの引抜き試験を行ない、定着層が単一の場合の、変位と応力を解析的に研究している。

国内における、アンカー挙動の解析的な研究には、藤田、上田ら²⁵⁾、²⁶⁾による荷重～変位量曲線の予測手法の提案がある。この研究では、数多くの実測データをもとに、周面摩擦抵抗と相対変位量の関係を、降伏荷重までは指数関数、降伏荷重以後の周面摩擦抵抗は一定とし、アンカーの変位を予測したものである。しかし、これらの研究では、アンカー定着体の応力算出方法までは言及していない。

本研究は、施工方法が「加圧注入型」、地盤への定着方式が「摩擦定着タイプ」、引張材の注入材への応力伝達が「付着伝達型」のアンカー、いわゆる「引張型アンカー」を対象に、その引抜き抵抗機構について考察したもので、H. B. Seed and L. C. Reese²⁷⁾による杭周面摩擦抵抗に関する基礎微分方程式を応用して、アンカーの「変位」と「応力」の計算法を導出した。また、同計算法によるアンカーの変位と応力を、実アンカーの引抜き試験結果と比較した結果、若干の制限はあるものの、実用上十分満足する精度が得られることが確認された。

1. 3 研究目的と範囲

前節に示したように、地盤アンカーの極限引抜き抵抗、すなわち極限周面摩擦抵抗を実験的に研究した例は多いが、アンカーの変位性状、応力分布などに関する解析的な研究例は少ない。一方、開発から約30年経過したアンカーは、本来の「仮設部材」としての用途のほかに、本設構造物の一要素として使われる「永久アンカー」、また、掘削工事の後、除去が可能な「除去式アンカー」の開発など、アンカーの施工の改善は近年めざましい。しかし、永久アンカーの採用に際しては変位性状、除去式アンカーでは定着体応力の検討方法の確立が望まれている。

1. 3. 1 研究の目的

本研究の課題は、以下の2点に集約される。

- (1) 引張型アンカー定着体部分の挙動、すなわち変位性状と応力分布、および周面摩擦抵抗の発現状況を解明する。
- (2) 各種地盤における極限周面摩擦抵抗とその発現状況を把握する。

本研究は、上記課題を主として実験的に究明し、この結果に基づき、地盤アンカーの挙動の評価方法の確立を目的とするものである。

1. 3. 2 研究の範囲

本研究で対象とする範囲は、以下のとおりである。

- (1) 引張荷重が加わる引張型アンカーを対象にし、その定着体部分の挙動を取り扱う。
- (2) 単一アンカーを対象とする。その断面形状は、一般に、アンカーとして利用されている、直径 13.5cm前後、長さ 10m程度までとする。
- (3) 引張荷重は極限荷重に達するまでの範囲を取扱い、アンカーの破壊は、定着体と地盤間の周面摩擦抵抗の降伏、破壊によって生じるものとする。
- (4) 定着体は完全弾性体とし、周面摩擦抵抗は、弾性的な挙動を示す状態から降伏、極限状態までの範囲を対象とする。

1. 4 本論文の内容

本論文は、地盤アンカーの引抜き抵抗に関して研究した内容をまとめたものであり、8章より構成されている。

第1章は序論であり、地盤アンカーの開発過程、わが国への導入から現況までの経緯について紹介する。さらに、これまでの研究では、変位性状、応力分布などの解析的なものが少なく、その引抜き抵抗機構について解明すべき点があることを指摘し、最後に、本研究の目的を述べる。

第2章では、実物大の試験アンカーに対して行なった引抜き試験結果を示し、関東ローム層というほぼ均一な地層内での、アンカーの変形、極限周面摩擦抵抗および定着体応力の性状について考察する。

第3章では、単一地盤に定着したアンカーについて、定着体頭部の変位と応力の計算法を提示し、その算定値と(第2章)で示した引抜き試験結果を比較し、その適用性について考察する。

第4章では、実際に施工されるアンカーを想定して、多層地盤に定着したアンカー定着体頭部の変位と応力の計算法を導出し、(第2章)の試験結果との比較により、その適用性を検討する。

第5章では、東京都、福岡市など全国9ヶ所で行なった、合計30本の試験アンカーの引抜き試験結果を述べ、(第3章)、(第4章)で導出したアンカー定着体の変位・応力計算法に適用する諸定数についても考察する。

第6章では、本論文で示したアンカー定着体の変位・応力計算法を用いて、実際に施工されるアンカーの挙動予測手法を示し、仮設アンカー、永久アンカーを採用した事例への適用結果を示す。また、二層モデル地盤を想定してアンカーの挙動を試算し、地盤の堆積状況の違いによる影響を検討する。

第7章では、まず、圧縮型アンカー定着体の基礎微分方程式を誘導し、符号などを適切に設定すれば、引張型アンカーの解が圧縮型アンカーへも適用可能であることを示す。そして、この変位・応力計算法を用いて、周面摩擦抵抗を変化させたときの圧縮型アンカーの挙動を算定し、この種のアンカーの設計上の留意点について述べる。

第8章では、本研究によって得られた結論を述べる。

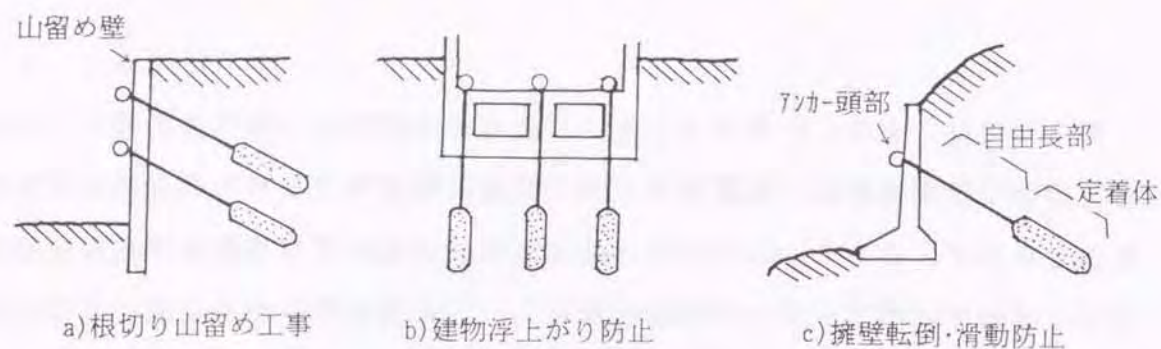


図-1. 1 地盤アンカーの採用例

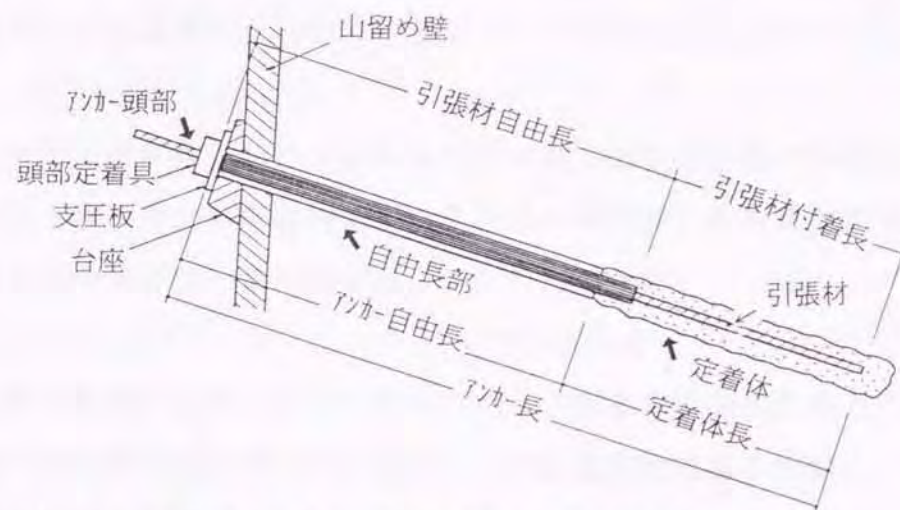


図-1. 2 地盤アンカーの構成と各部の名称

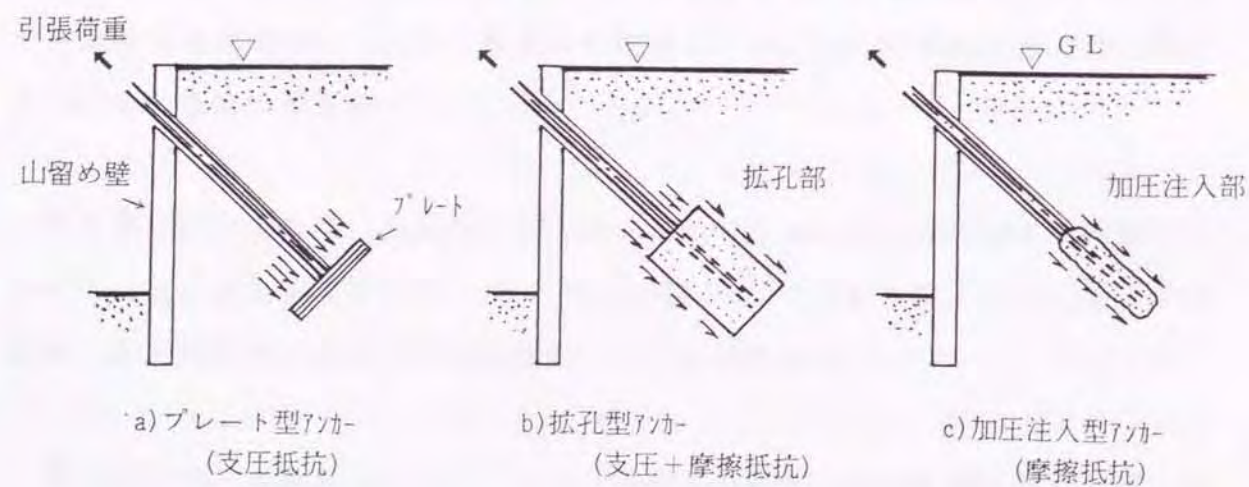


図-1. 3 定着体の地盤への定着方式による分類

第2章 引抜き試験結果にみられる実アンカーの挙動

本章では、関東ローム層に打設した合計5本の実物大の引張型アンカーに対して行なった引抜き試験結果^{2,8)}を述べ、引張荷重が加わるときの、アンカーの挙動について考察する。

2. 1 試験概要

(1) 試験地盤

試験地点は、図-2.1 に示すように、武蔵野台地の表土層を鋤取った実験ヤードである。実験ヤードの地盤は、地表面から深さ5.8mまで、N値=2~3、一軸圧縮強度($q_u=0.4\sim0.8\text{kgf/cm}^2$ 、平均値: 0.7kgf/cm^2)のほぼ均質な関東ローム層があり、以下、N値=50(回/20~29cm)の段丘礫層が続いている。

(2) 試験アンカー

試験アンカーは、いずれも約5mで施工しており、全長にわたって、定着体は関東ローム層の中にある。

図-2.2 は、試験アンカーの施工方法をフロー図にまとめたものである。まず、公称削孔径120mm(削孔用鋼管外径115mm、先端ビット部径120mm)のロータリー式削孔機で、深さ約5mまで削孔した。そして、注入材(セメントペースト)を孔内に注入・充填した後、引張材(高張力異形PC鋼棒: $\phi 32\text{mm}$)を挿入した。

なお、続いて行なった注入材への加圧は、図-2.1、2.2 に示すように、削孔用のケーシングを1.5mずつ2回引上げ、ケーシングヘッドパッカー方式により、それぞれ2分間ずつ、1回目は $1\sim1.5\text{kgf/cm}^2$ 、2回目は $1\sim3\text{kgf/cm}^2$ の圧力を加えた。

以下、引張材と注入材に使用した材料について記す。

○引張材: 高張力異形PC鋼棒(住友電気工業、ケビンデスタフ、JIS G 3109相当品、SBPD 95/110、直径:32mm、引張荷重:93.1tf、降伏荷重:83.2tf、

弾性係数:21,000kgf/mm²)

○注入材:セメントペースト(チチブセメント、普通ポルトランドセメント、
水セメント比:W/C=55%)

※ 注入材の施工性調査結果は、以下のとおりであった²⁾³⁾。

- ・圧縮強度(φ10cm×h20cm):充填時に地上に溢れでたものを採取。
平均値(4週経過時:237kgf/cm²、引抜き試験時:322kgf/cm²)。
- ・比重:引抜き試験後、掘り出した定着体から採取、水浸法で測定。
地表面(ρ=1.95)～定着体先端(ρ=2.2)で深さとともに増加。
比重から換算した水セメント比は、(W/C=55～25%)。
- ・以上から、自重圧密、周辺地盤への水の移動などにより、アンカー定着体部の注入材の比重は深さとともに増加しており、実際の圧縮強度は上記平均値より大きな値であったと想定される。

図-2.3 は、定着体応力の測定位置を示したもので、深さ方向の10断面について、各断面 4枚ずつのワイヤストレインゲージを貼付けた。

表-2.1 に、試験アンカーの仕様を示す。表-2.1 のうち、S-1、2 アンカーは、単一のアンカーとして施工したものである。これに対して、D-3-1、D-4-2およびD-5-2アンカーは、当初、二本組アンカー³⁾⁴⁾として行なった引抜き試験で抜けなかったアンカーであり、単一アンカーとして、改めて引抜き試験を行なったものである。なお、D-3、D-4およびD-5 アンカーにおける、二本のアンカー軸芯間の距離は、それぞれ、1.5m、3mおよび5mであった。

(3) 試験方法

試験アンカーの施工後、地上に出ている引張材が動かないように養生し、82～101日間静置した。

引抜き試験は、図-2.4 に示す加力装置を用いて、増荷時の荷重ステップが 1、2、3tf、荷重保持時間が処女荷重階10分、履歴荷重階 2分、サイクル間の零荷重階 5分の「多サイクル方式」で行なった。なお、極限荷重に到達した後の加力方法は、変位制御に切替え、所定の変位量に達するごとに荷重を測定した。

写真-2.1 は、S-1 アンカーの、引抜き試験の状況を撮影したものである。試験に用いた計器を一括して以下に示す。

○ジャッキ荷重:ひずみ式油圧計(東京測器研究所、PWH-700、
容量700kgf/cm²)

※ ジャッキ荷重は、ひずみ式油圧計によって得られた「油圧力」にジャッキシリンダーの「受圧面積」を乗じて算定した。なお、事前に、ロードセルによるジャッキ荷重の計測も検討したが、ジャッキとロードセルの設置軸芯のズレ、および直径の違いなどにより、計測誤差が生じやすいことが判明した。このため、実施工でも広く採用されている「ひずみ式油圧計」による油圧力の計測⁵⁾によってジャッキ荷重を管理した。

○アンカー頭部変位量:電気式変位計(東京測器研究所、LDP-100B、
ストローク100mm、最小読取目盛1/100mm)

※ 約50mmまでの変位量の計測には「電気式変位計」を使い、それ以後の計測では、変位計の他に、引張材の頭部に取付けたスケール(最小目盛:1mm)の動きをレベルによって読取った。

○引張材ひずみ:ストレインゲージ(東京測器研究所、FLA-3・60、60Ω)

※ 事前に、計 3 本の高張力異形PC鋼棒の引張試験を行ない、
・降伏荷重(83.3～83.5tf)、破断荷重(93.8～94.6tf)
・弾性係数(2.1×10^6 kgf/cm²)
を確認した。

なお、アンカー引抜き試験時に使用した計測器は、以下のとおりである。

・測定器(TDS-256/DC)、切替器(ASW324B):東京測器研究所製

2. 2 アンカー頭部の荷重～変位量曲線

(1) 変形性状

図-2.5 は、全試験アンカーの頭部における荷重(P_t)～変位量(S_t)の関係をまとめたものである。なお、(S_t)は地表面から30cmの高さに取り付けた変位計の読み値である。これによると、低荷重段階では荷重は変位量に比例してほぼ直線的に増加している。しかし、変位量が7～15mmに達すると荷重はピーク、すなわち「極限状態」に達する。この後、変位量の増加にともなって荷重は急激に減少し、変位量が50mm前後になると、荷重は平均で極限荷重の約55%相当まで低下している。

図-2.6 は、極限荷重までの(P_t)と(S_t)の関係を両対数用紙上にまとめたもので、いずれのアンカーも極限荷重に達する直前の荷重、すなわち20～30tfで変位量が急増し、一種の「降伏現象」を示している。

(2) 降伏荷重および極限荷重

図-2.7 は、S-1 アンカーの、各処女荷重階における変位量(S_t)と経過時間(t)を、それぞれ普通目盛軸、対数目盛軸でまとめたものである。この図-2.7によると、極限荷重の約94%にあたる荷重34tfで、変位量の増加速度が急増し始め、荷重36tfの2分経過時には極限状態に達している。

表-2.2 は、各試験アンカーについて、降伏荷重(P_v : 図-2.6において変位量が急増する荷重)とその時の変位量、極限荷重(P_u)とその時の変位量、変位量が50mmに達した時の残留荷重(P_r)、および公称削孔径(12cm)と平均実測径から求めた極限周面摩擦抵抗(τ_{u1} 、 τ_{u2})をまとめたものである。これによると、降伏荷重は極限荷重の90～94%相当の値を示していて、極限荷重に対する比率がかなり大きく、降伏状態から極限状態への移行が比較的早い。また、極限荷重を公称削孔径(12cm)による周面積で除して求めた極限周面摩擦抵抗(τ_{u1})は平均一軸圧縮強度($q_u=0.7\text{kgf/cm}^2$)の1.6～2.7倍ある。また、平均実測径から求めた(τ_{u2})も平均一軸圧縮強度の1.3～2.2倍あり、 τ_{u2} の下限値を採用しても、土質工学会¹⁾および日本建築学会の基準⁵⁾類での提案値($\tau_u=q_u/2$)の2.6倍の値を示している。

2. 3 荷重伝達状況

(1) ひずみ分布

図-2.8 は、S-1 アンカーの引張材、すなわち高張力異形PC鋼棒のひずみ分布をまとめたものである。まず、2tfおよび4tf荷重時のひずみ分布は、下方にいくにしたがってなだらかに減少しており、連続性を保っている。しかし、6tf荷重時には第①断面(GL-0.64m)のひずみが100 μ から300 μ へと、また、8tf荷重時には第②断面(GL-1.14m)～④断面(GL-2.14m)のひずみが、(100 μ ～150 μ)から(220 μ ～350 μ)へと急増し、それより下方のひずみ分布とは不連続になっている。そして、8tfより大きな荷重では、この不連続な部分は徐々に下方へと移行している。

これは、図-2.13 a)に示すように、「不連続な部分より下方」では荷重が引張材と注入材とで分担されるが、「不連続な部分より上方」では図-2.13 b)のように注入材に「ひび割れ」が入り、伝達荷重の大半が引張材だけで負担されているためと考えられる。なお、図-2.8 および図-2.9～2.12に示す各アンカーの試験結果から、ひび割れの発生は、100 μ ～200 μ のひずみが生じた時点と考えられる。

コンクリートの引張強度は、一般に、圧縮強度の約(1/10)程度といわれている³⁾。いま、注入材の圧縮強度を300kgf/cm²、弾性係数(E_s)を $2.1 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ とすると、引張強度に達した時のひずみ、すなわち、ひび割れ発生時のひずみ(ϵ_t)は、 $\epsilon_t = 300 \times (1/10) / (2.1 \times 10^5) = 143 \times 10^{-6}$ となり、図-2.8～2.12のひずみ分布から判断した値にほぼ等しい。

(2) 軸力分布

図-2.14は、注入材のひび割れ効果を考慮したS-1 アンカーの軸力分布である。この図の軸力は、図-2.8 でひずみが急増した時点に、注入材にひび割れが発生したものと判断し、ひび割れ発生前の部分は「引張材と注入材の合計軸力」、また、ひび割れ発生後は「引張材だけの軸力」として算定した。なお、引張材の弾性係数(E_s)は、事前に行なったPC鋼棒の引張試験で得られた値($2.1 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$)とした。また、注入材(セメントペースト)の弾性係数(E_s)は、施工地盤の状

態や深さによって異なるとも予想されたが、 (E_s) の $(1/10)$ にあたる $(2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2)$ とした。図-2.14によると、軸力分布は、全長にわたってなだらかな分布形状を示しており、2tf、4tfの低荷重でも、アンカーの先端まで荷重が伝わっている。また、頭部荷重が20tf以上になると、地表面から深さ1.6mまでの軸力は、頭部荷重の増加量とほぼ同じ荷重だけ増えるようになり、この区間の周面摩擦抵抗が極限状態に達していることがわかる。図-2.15、16、17、18に、それぞれ、S-2、D-3-1、D-4-2、D-5-2アンカーの軸力分布を示す。

2. 4 周面摩擦抵抗の発現状況

図-2.19、20は、それぞれ図-2.14、15の軸力分布から求めたS-1、S-2アンカーの相対変位量 (u) ～周面摩擦抵抗 (τ) 曲線である。なお、地表面に近い定着体に働く周面摩擦抵抗は、地盤内に逆円錐状の「せん断すべり面」を想定して求める必要がある^{3.21)・3.32)}と考えられる。しかし、引抜き試験の後、アンカーを除去した跡が定着体径にほぼ等しい形状をなしていたこと、および通常の引抜き試験では定着体径を計測できないことから、図-2.19、20に示す各断面間の周面摩擦抵抗 (τ_i) は、図-2.24に示すように、軸力変化量 (ΔP_i) をアンカー周面積 $\{A_i = \pi \times \text{公称削孔径}(12\text{cm}) \times \text{区間長}(\ell_i)\}$ で除して求めた。

また、相対変位量 (u_i) は、定着体と周辺地盤との相対的な変位を表わすものである。この (u_i) の値は、図-2.25に示すように、まず、各断面間の中央点のひずみ (ϵ_{av}) に材長 (ℓ_i) を乗じて各断面間の「変形量 (δS_i) 」を求め、次に、「頭部変位量 (S_t) 」から「変形量の累積値 $(\sum \delta S_i)$ 」を減じて求めた。

図-2.19、20によると、低荷重段階では周面摩擦抵抗と相対変位量はほぼ直線関係を示すが、変位量が2～4mmに達すると周面摩擦抵抗は降伏し、以後、相対変位量が4～7mmまで、ほぼ一定の値を保持している。なお、この周面摩擦抵抗の大きさは、図-2.1に示す一軸圧縮強度の深さ方向の分布形状とは逆に、深さとともに増加する傾向を示している。これは、定着体上部では、せん断すべり面の地盤内での発生^{3.21)}の他に、土被り厚さの影響、すなわち、周辺地盤による定着体の拘束が小さかったことも一因としてあげられる。なお、実施工アンカーでは、自由長が4m以上^{1.3)・5.1)}あって、十分な土被りが確保されているため、破壊は定着体沿いの周面摩擦の降伏、破壊によって発生するものと考えられる。

図-2.21、22、23に、それぞれD-3-1、D-4-2、D-5-2アンカーの (u) ～ (τ) 曲線を示したが、極限荷重付近まで軸力を測定できなかったため、図-2.19、20のような周面摩擦抵抗が十分稼働した状態の曲線は得られていない。

図-2.26～30は、全試験アンカーについて、頭部荷重を全周面積で除して求めた平均周面摩擦抵抗 (τ_{av}) と、定着体中央点にあたる深さ2.5m付近の相対変位量 (u_{av}) の関係を $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線としてまとめたものである。この相対変位量と平均周面摩擦抵抗の関係は、それぞれの図に記入した近似曲線のように、バイリ

ニア型で表わすことができる。

2. 5 まとめ

本章では、関東ローム層に打設した合計 5 本の実アンカーの引抜き試験結果を述べたが、以下にそのまとめを示す。

- (1) アンカー頭部における変位量は、低荷重域では荷重に比例してほぼ直線的に増加するが、荷重を増加させ続けると「降伏現象」を経て、「極限状態」に達する。なお、極限状態時の変位量は 7~15mm であり、この後、荷重は急激に減少し、変位量が 50mm になると、荷重は平均で極限荷重の約 55% 相当まで低下する。
- (2) 降伏荷重は極限荷重の約 90~94% で、いずれのアンカーも降伏状態から極限状態への移行が早い。
- (3) 実測径を用いて算定したローム層の極限周面摩擦抵抗は平均一軸圧縮強度(q_u)の 1.3~2.2 倍あり、土質工学会基準¹⁾で提唱している値($q_u/2$)の 2~4 倍の値を示す。
- (4) アンカー定着体の応力は頭部で最大値を示し、周面摩擦抵抗の稼働により、深さが増すにしたがって徐々に低下する。また、低荷重域においても、頭部荷重はアンカーの先端まで伝わる。
- (5) 周面摩擦抵抗は、低荷重段階では相対変位量とほぼ直線関係を示すが、相対変位量が 2~4mm で降伏する。降伏以後の周面摩擦抵抗は、相対変位量が約 4~7mm まで一定の値を保持しており、両者の関係はバイリニア型のモデル化が可能である。

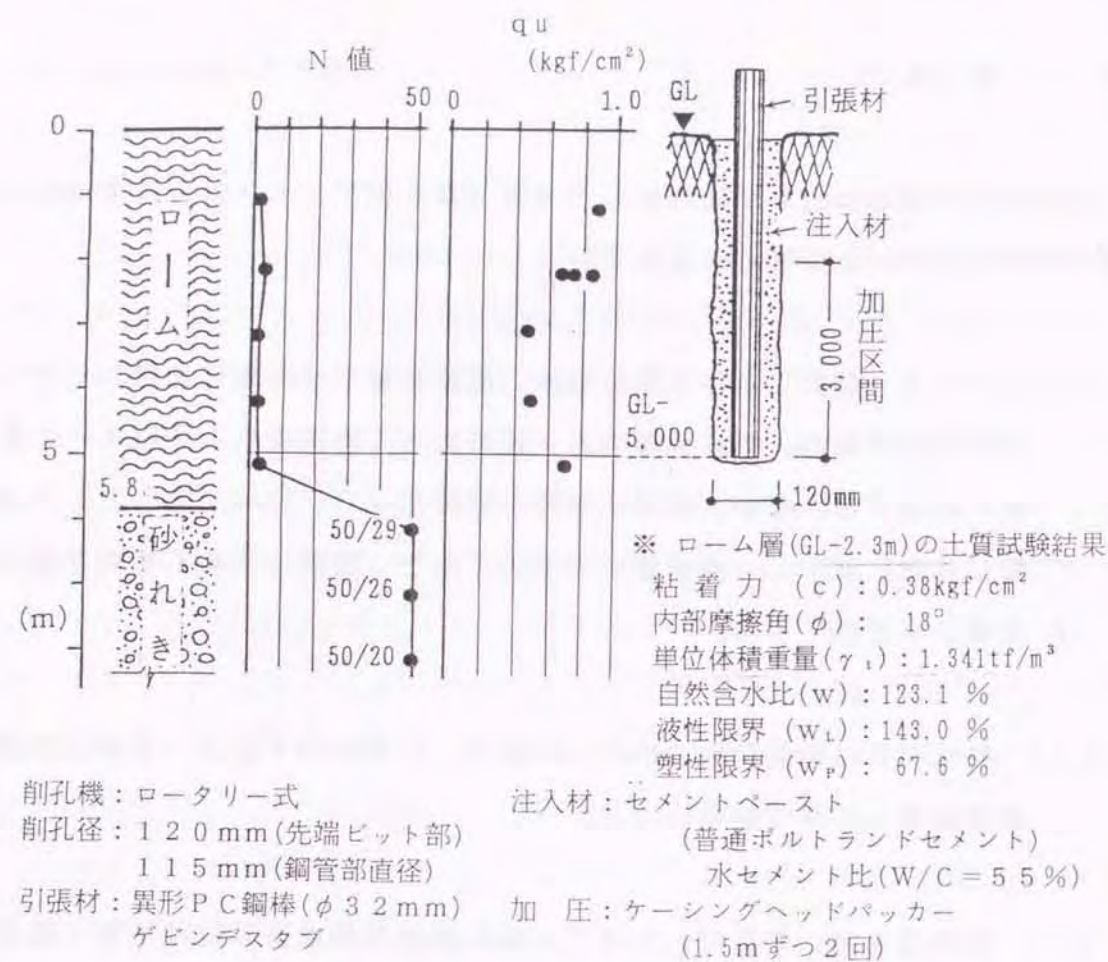


図-2. 1 試験地盤および試験アンカー

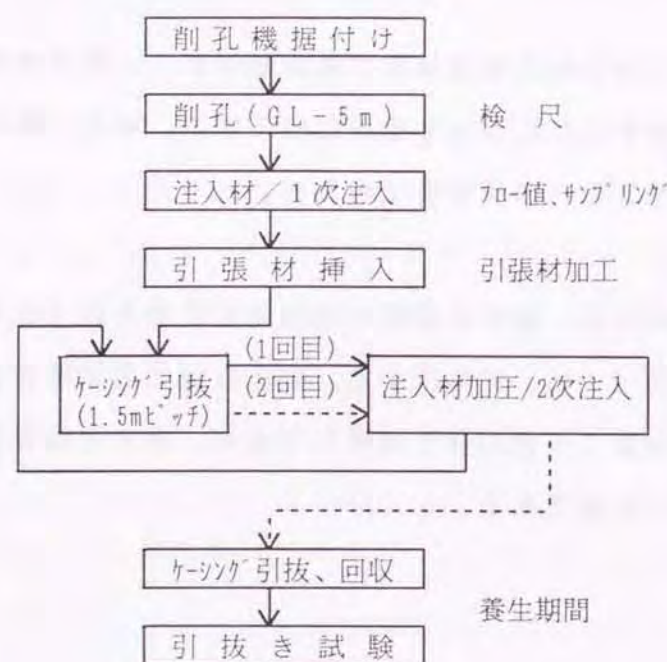


図-2. 2 試験アンカーの施工フロー

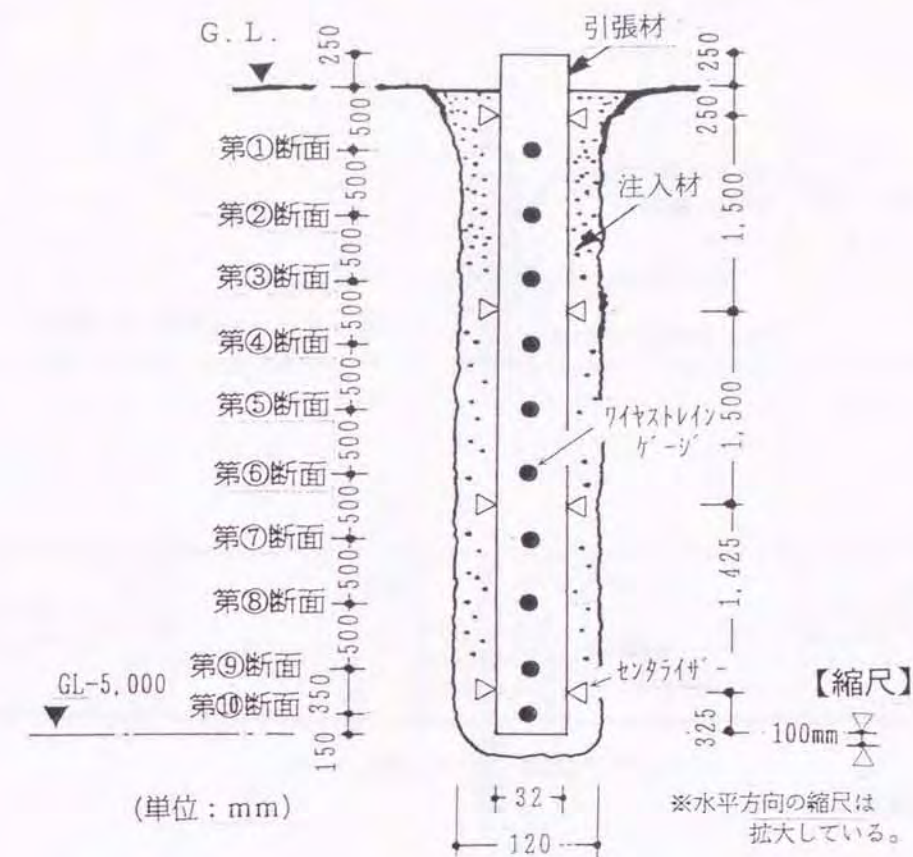


図-2. 3 試験アンカーのひずみ測定位置

表-2. 1 試験アンカーの仕様

試験アンカー 名称	先端 深さ GL-m	注入量 *1) (ℓ)			加圧力 *2) (kgf/cm ²)		施工 月日 '82	試験 月日 '82	養生 日数 (日)	*3) 実測径 (cm)
		1次	2次	合計	1回	2回				
S-1	5.14	82	135	217	1.5	2.5	2/27	5/24	86	14.5
S-2	5.09	78	135	213	1.0	2.5	2/28	5/21	82	15.0
D-3-1	5.04	—			1.0	3.0	2/24	5/27	92	15.2
D-4-2	5.10	78	117	195	1.5	2.0	2/28	5/28	89	14.7
D-5-2	5.07	82	146	228	1.0	1.0	3/1	6/2	101	14.0

ただし、*1)：2次注入量は、加圧時の合計注入量

*2)：削孔用ケーシング1.5m引上げ時＝1回目加圧力、

同3m引上げ時＝2回目加圧力、保持時間はいずれも2分間

*3)：引抜き試験後地上に引上げ、50cmビッチに測った周長から求めた直径の平均値

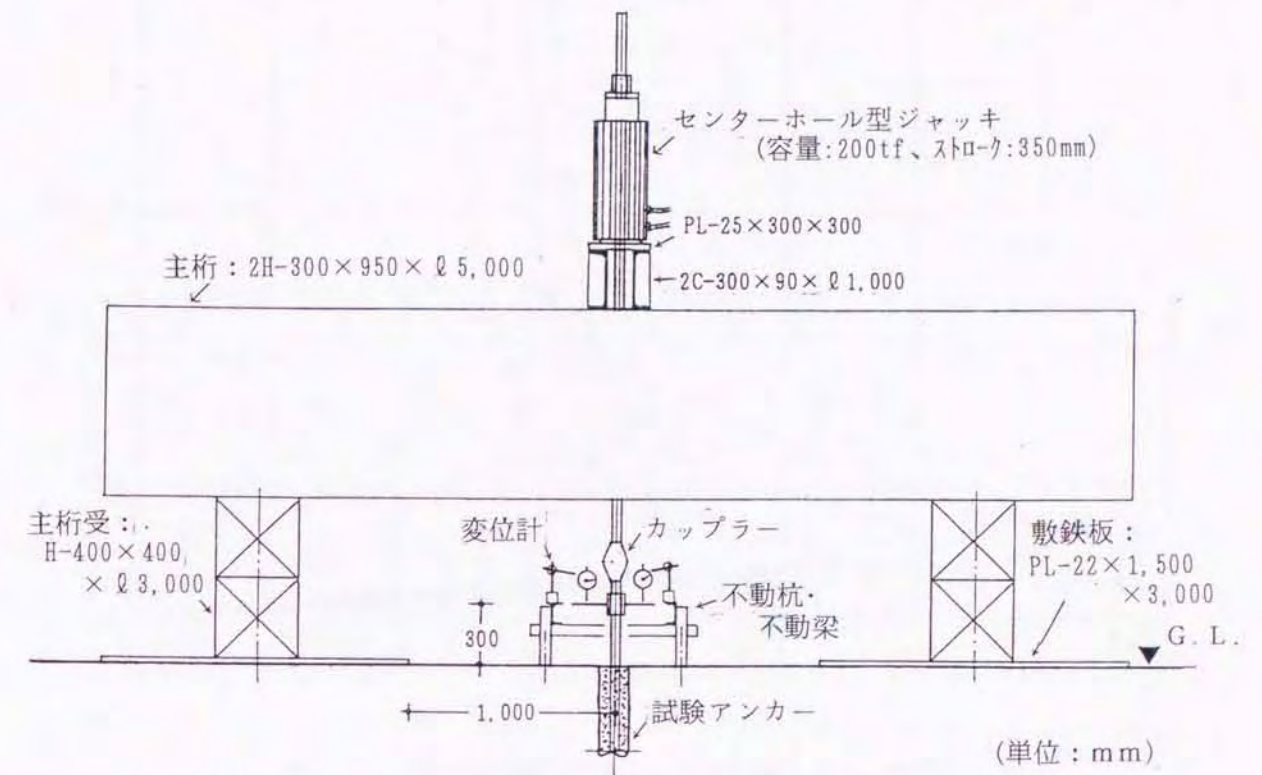


図-2. 4 引抜き試験装置



写真-2. 1 引抜き試験の実施状況
(於、関東ローマ層。S-17ノカー)

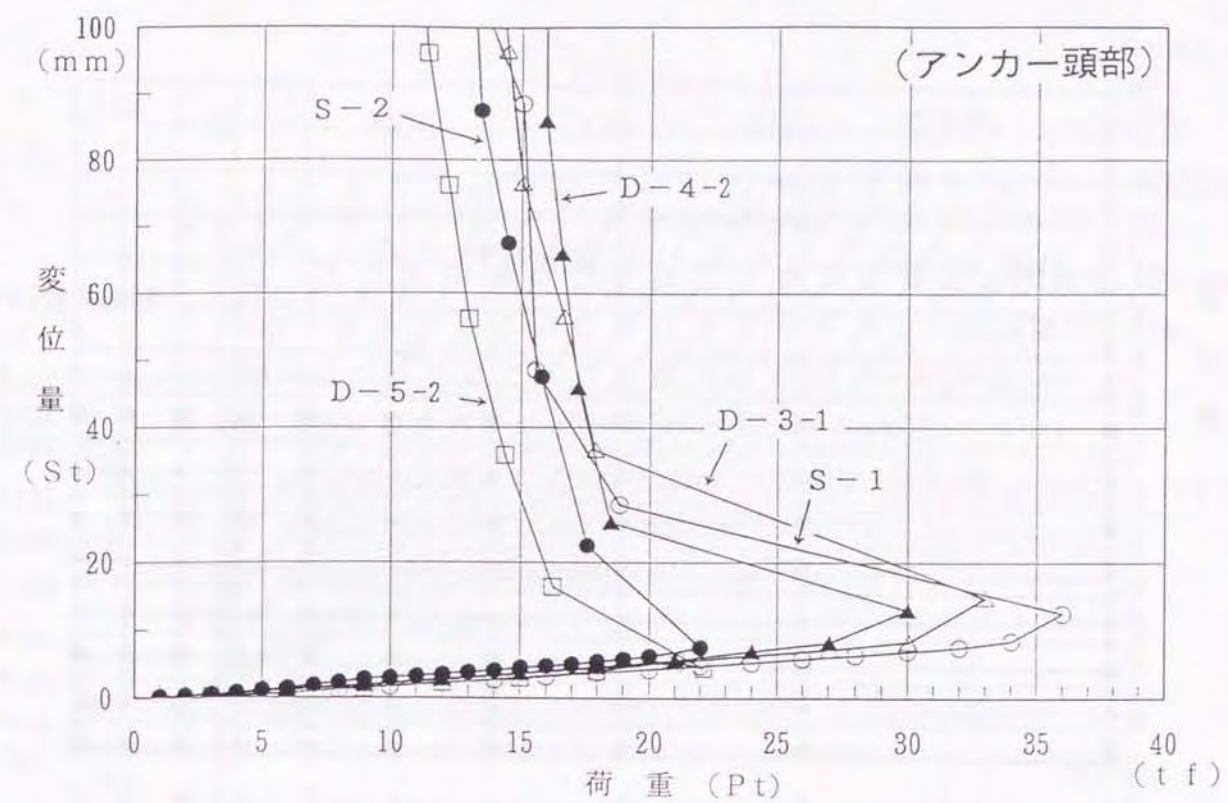


図-2. 5 荷重(Pt)～変位量(St)曲線

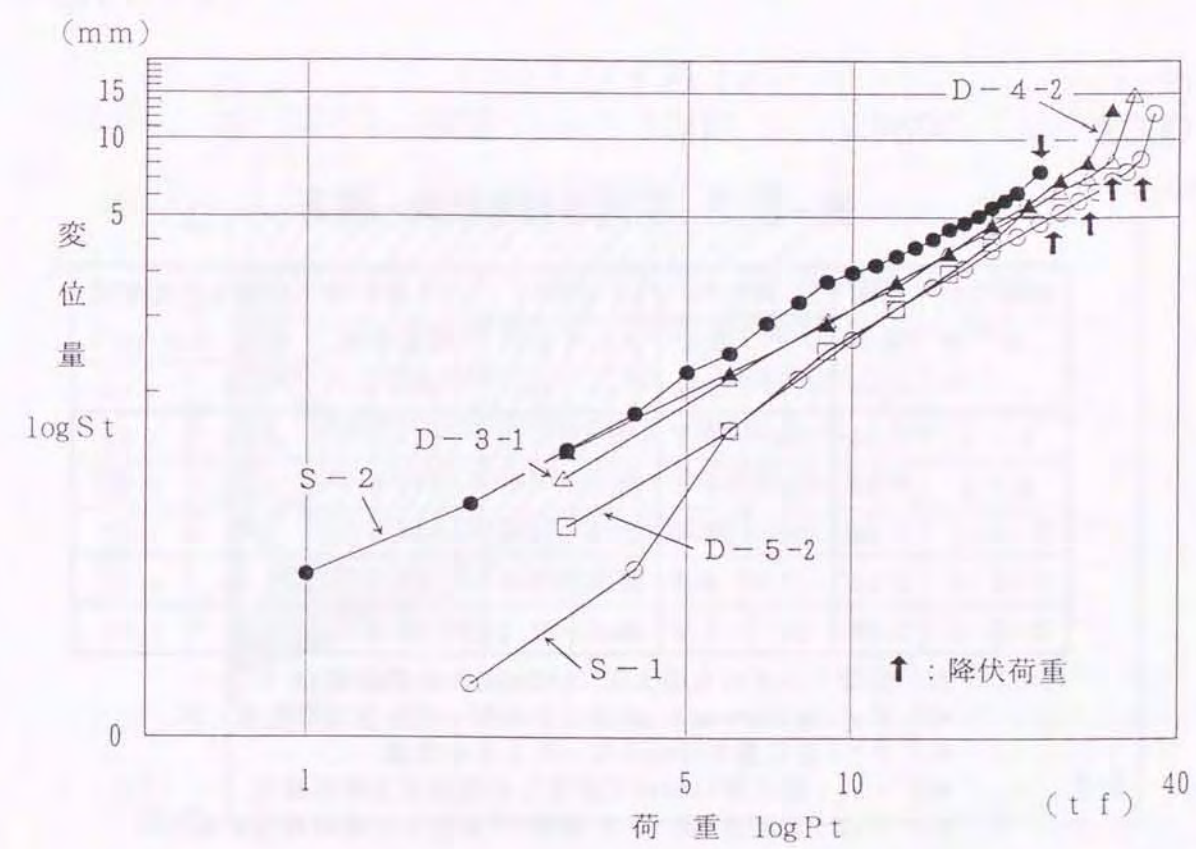


図-2. 6 $\log Pt \sim \log St$ 曲線

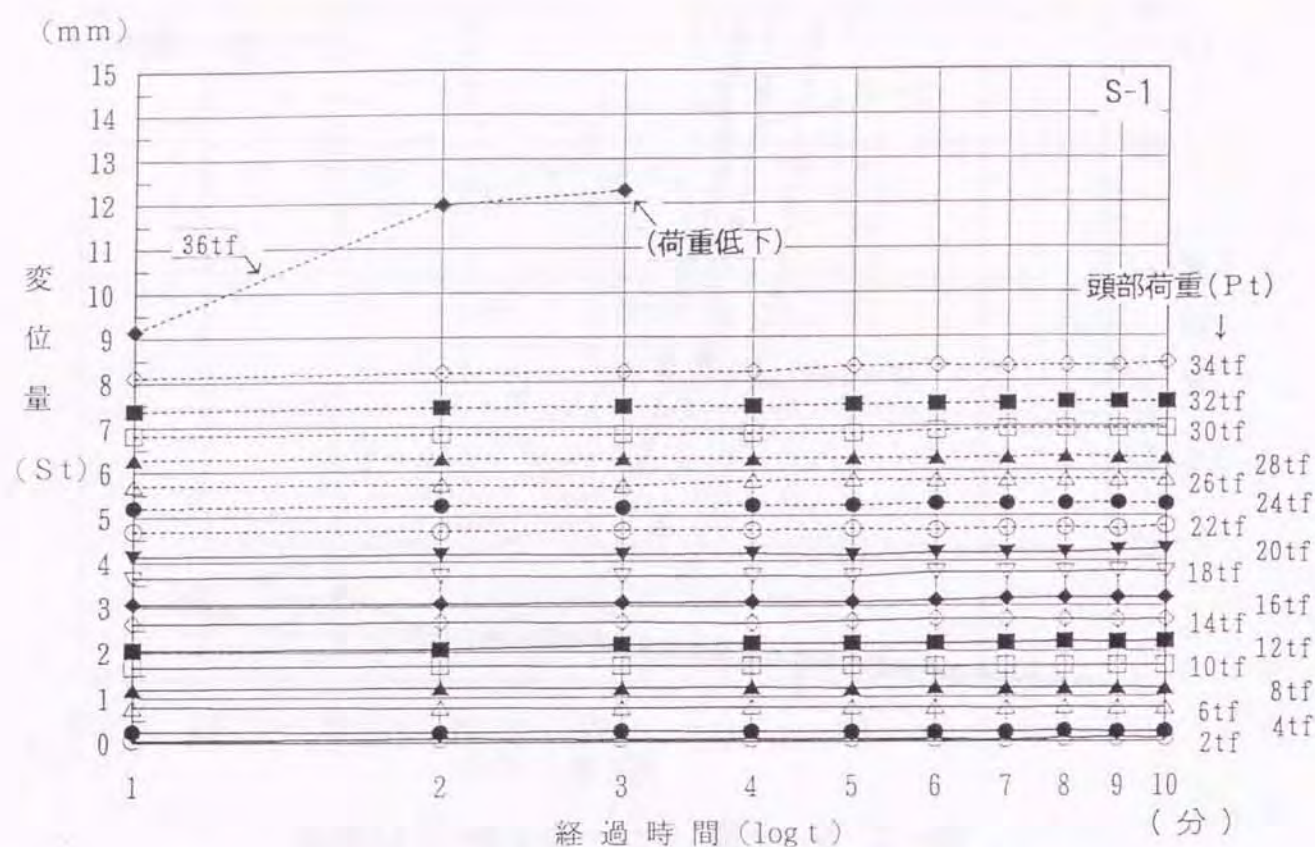


図-2. 7 経過時間(log t)～変位量(St)曲線
(S-1アンカー)

表-2. 2 引抜き試験結果一覧表

試験アンカー 名称	先端 深さ GL-m	a) 降伏時		b) 極限時		c) 大変形時 残留荷重 Pr (tf)	d) 極限周面摩擦 抵抗 (kgf/cm ²)	
		Py (tf)	変位 (mm)	Pu (tf)	変位 (mm)		τu1	τu2
S-1	5.14	34	8.4	36.0	12.6	15.6	1.86	1.54
S-2	5.09	20	6.2	22.0	7.5	15.6	1.15	0.92
D-3-1	5.04	30	8.3	33.0	14.8	17.0	1.74	1.37
D-4-2	5.10	27	8.2	30.0	13.0	17.0	1.56	1.27
D-5-2	5.07	21	5.5	23.3	7.5	13.4	1.22	1.04

ただし、*1) 変位：いずれも地上部(GL+30cm)での測定値(St)
 *2) Py: log Pt～log St曲線によりとった降伏点の荷重
 *3) Pr: 変位量が50mmになったときの荷重
 *4) τu1: 削孔径(12cm)で算定した極限周面摩擦抵抗
 *5) τu2: 実測径(表-2.1 参照)で算定した極限周面摩擦抵抗

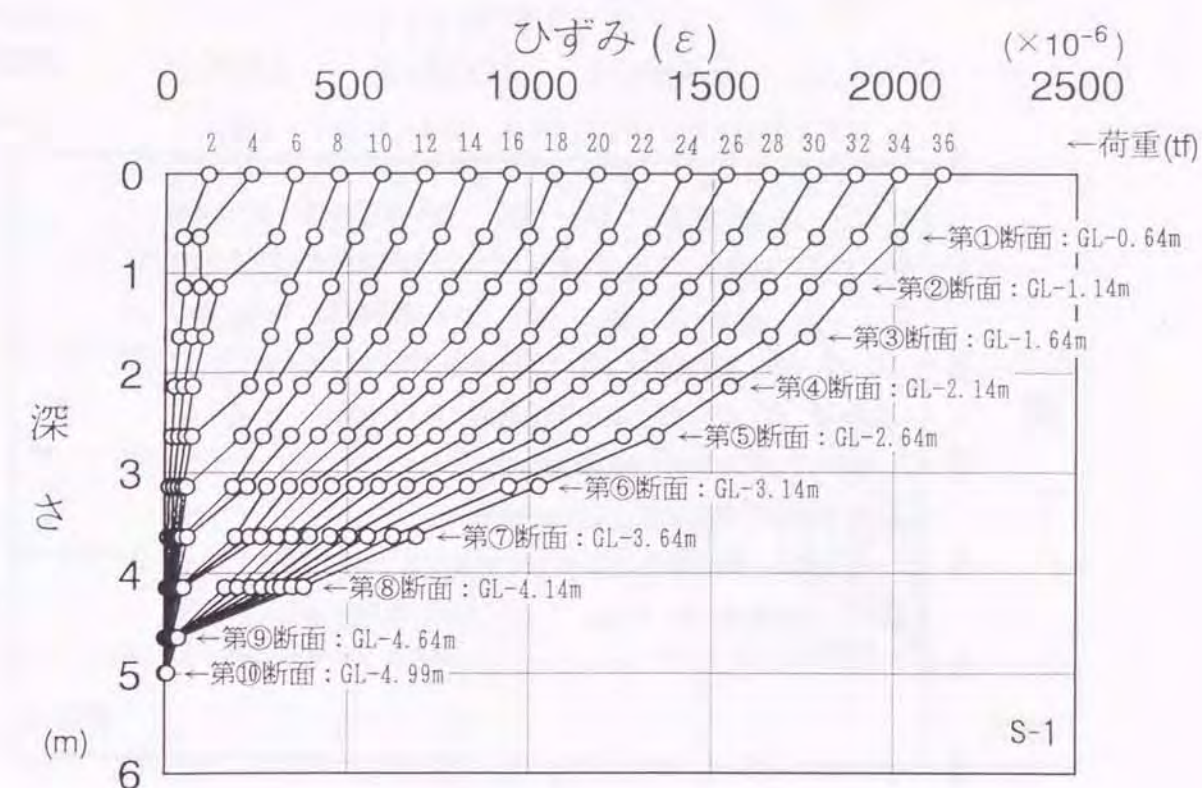


図-2. 8 ひずみ分布 (S-1アンカー)

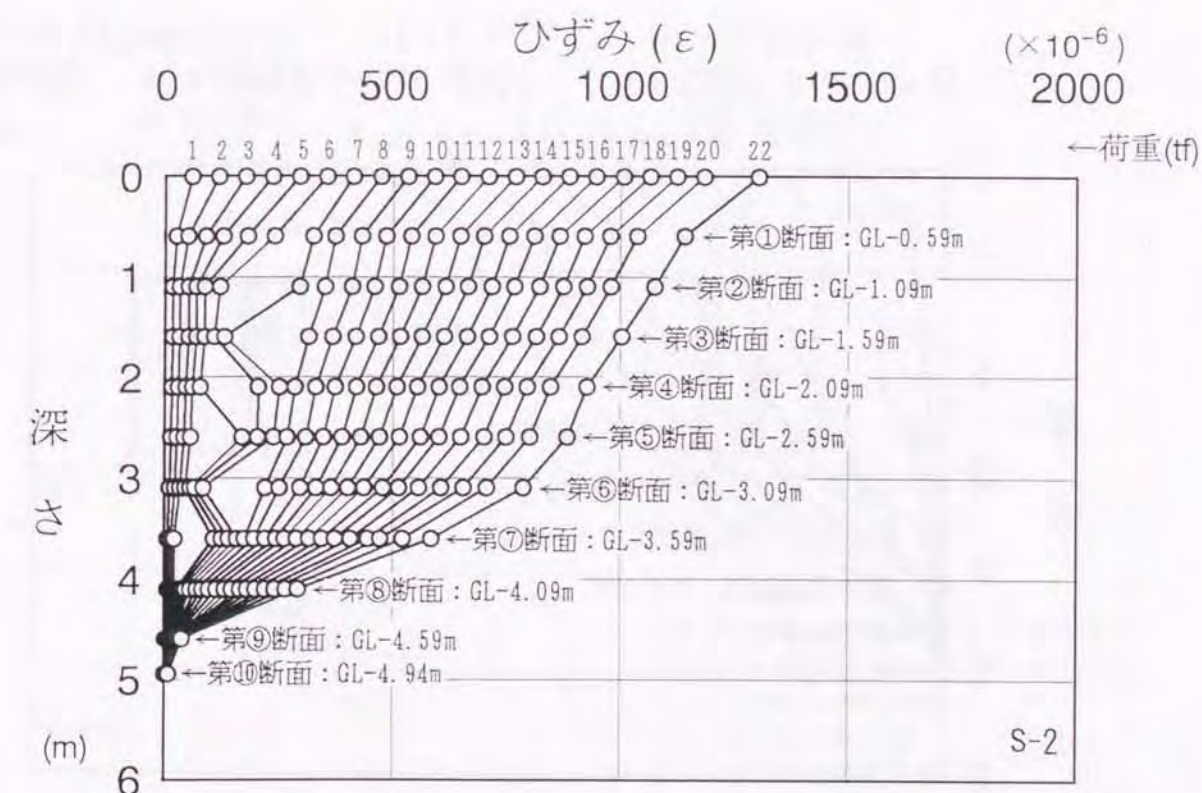


図-2. 9 ひずみ分布 (S-2アンカー)

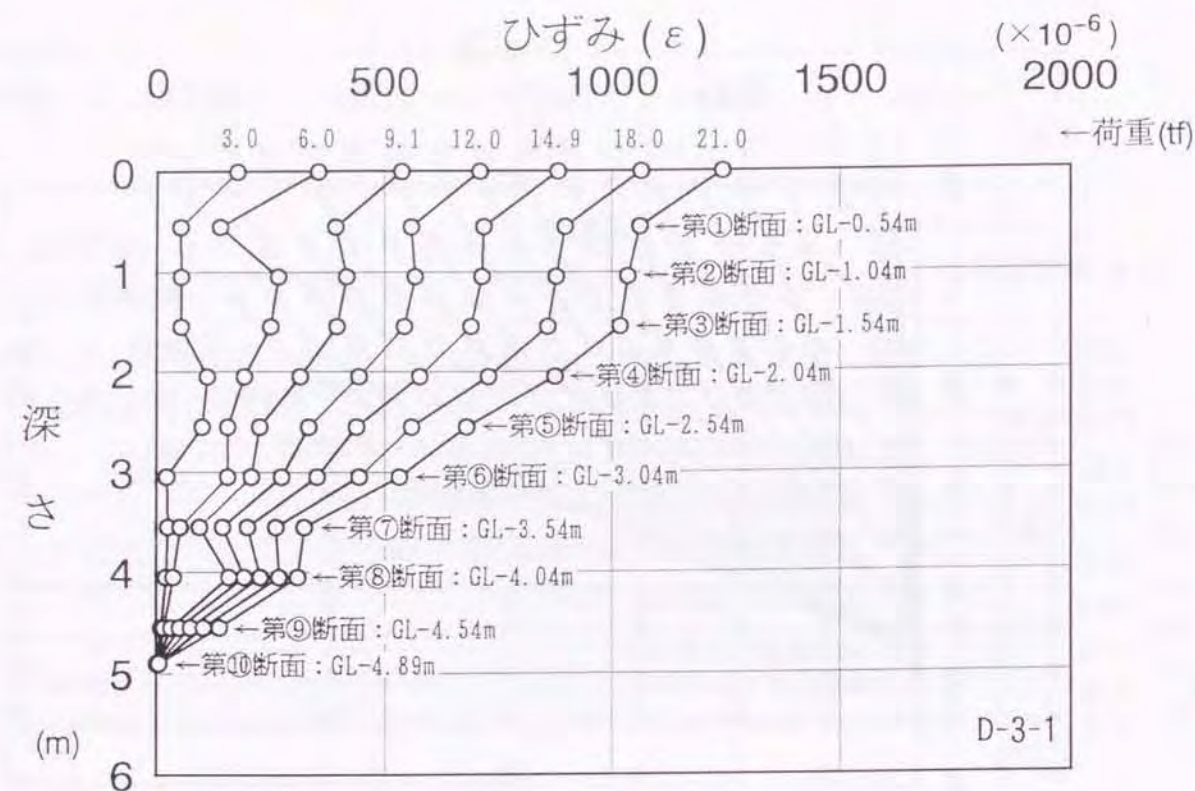


図-2.10 ひずみ分布 (D-3-17アンカー)

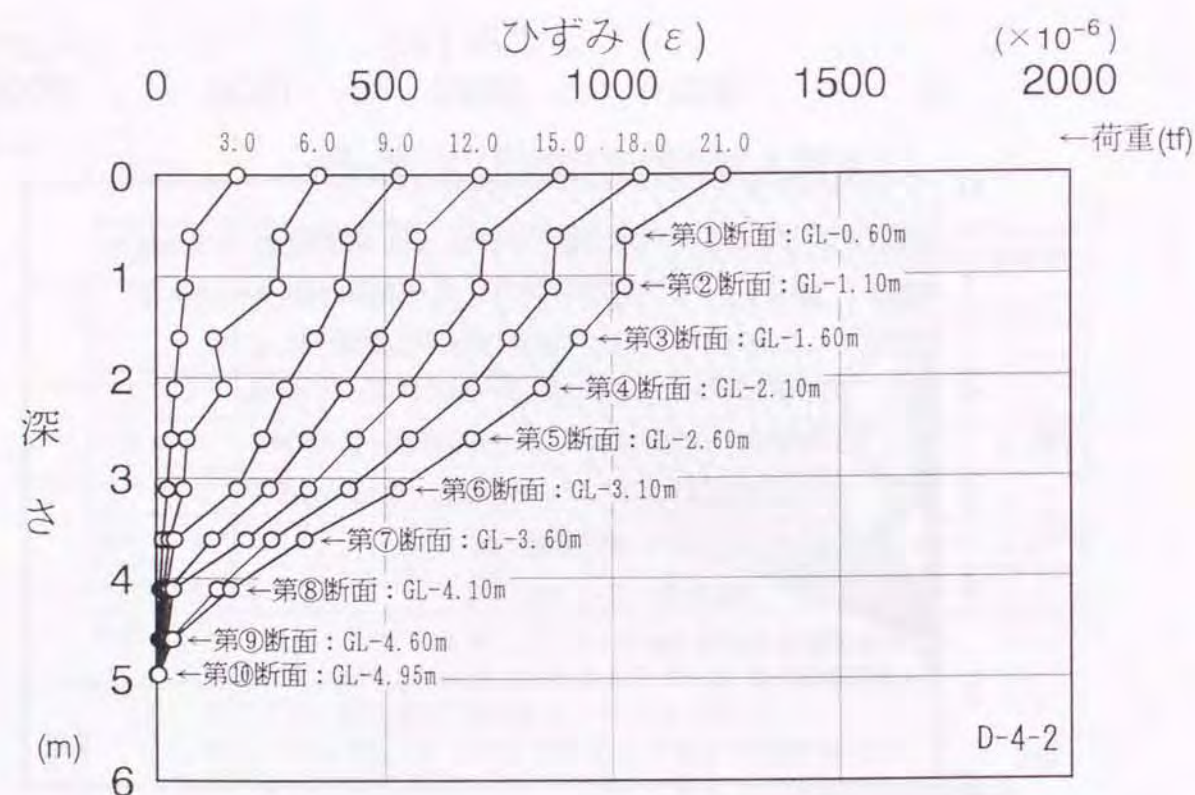


図-2.11 ひずみ分布 (D-4-27アンカー)

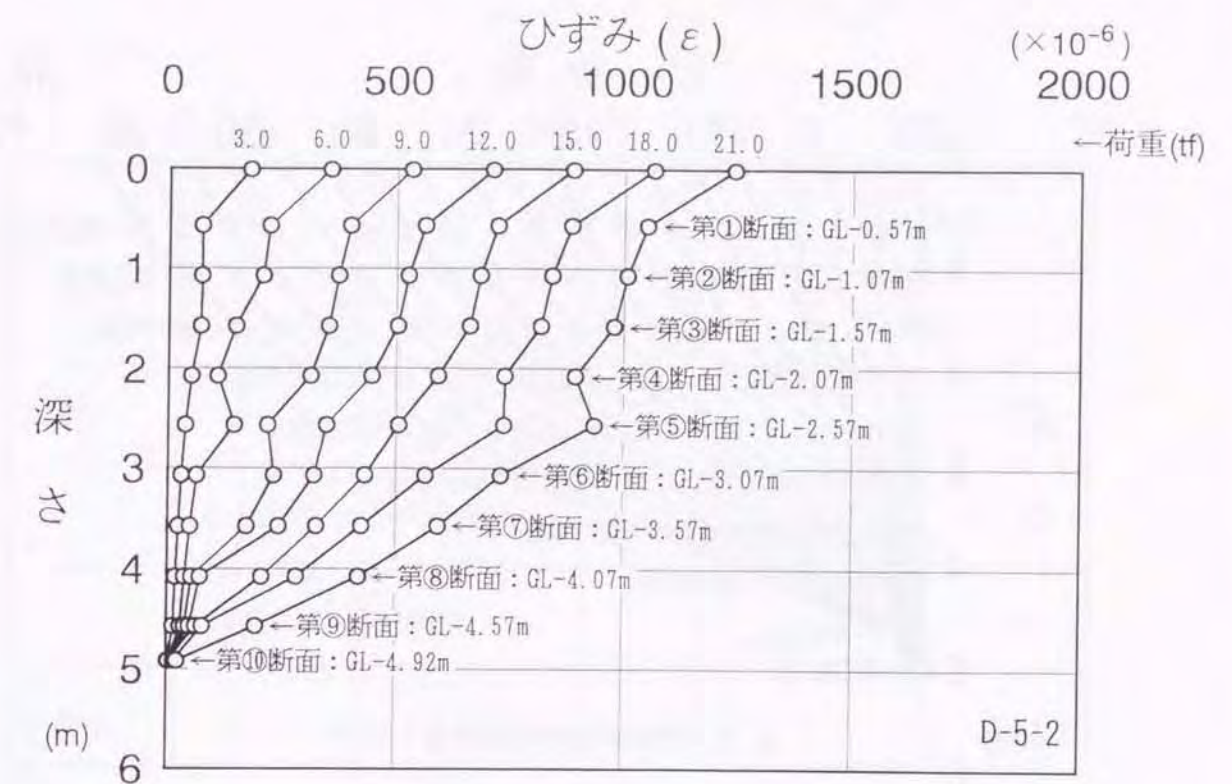
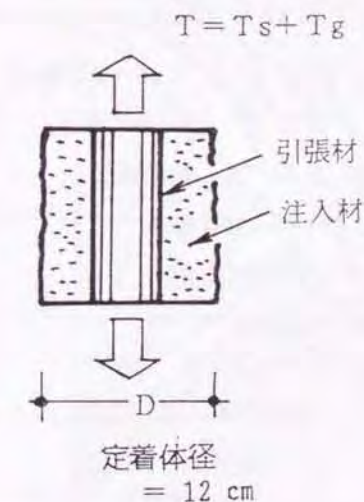


図-2.12 ひずみ分布 (D-5-27アンカー)

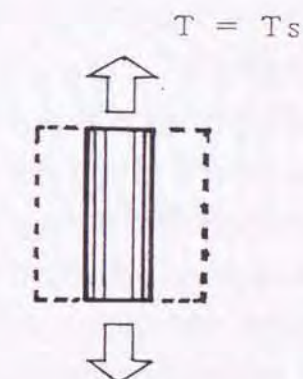
a) 全断面有効

- ※ 不連続部分より下方
- ※ 低荷重時



b) ひび割れ後

- ※ 不連続部分より上方
- ※ 高荷重時



- T : 伝達軸力
 Ts : 引張材の分担軸力 ($T_s = E_s \cdot A_s$)
 Tg : 注入材の分担軸力 ($T_g = E_g \cdot A_g$)
 Es : 引張材の弾性係数
 As : 注入材の断面積
 Eg : 引張材の弾性係数
 Ag : 注入材の断面積

図-2.13 アンカー定着体の荷重分担状況

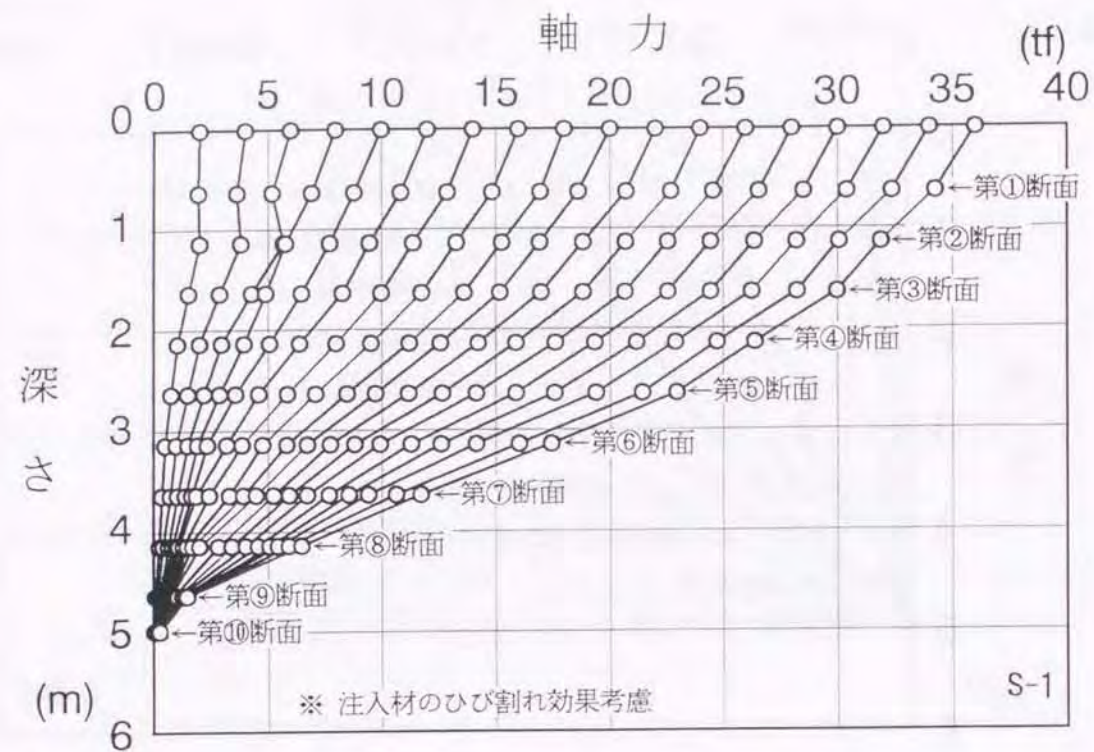


図-2.14 軸力分布 (S-1アアンカー)

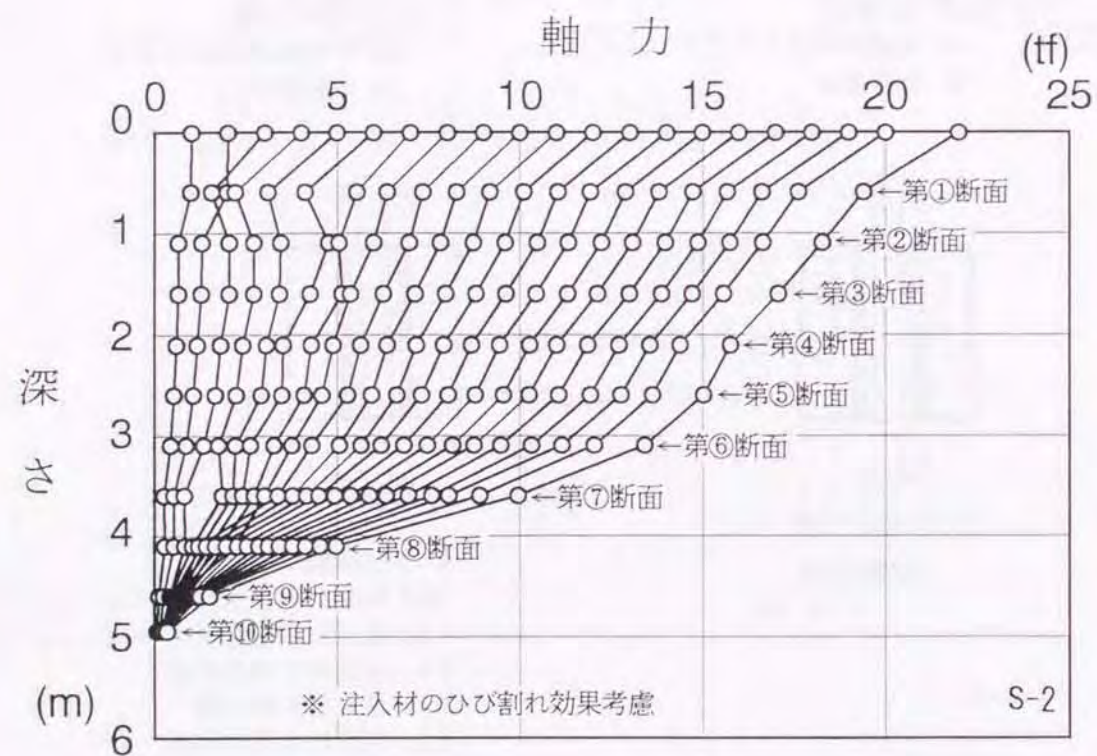


図-2.15 軸力分布 (S-2アアンカー)

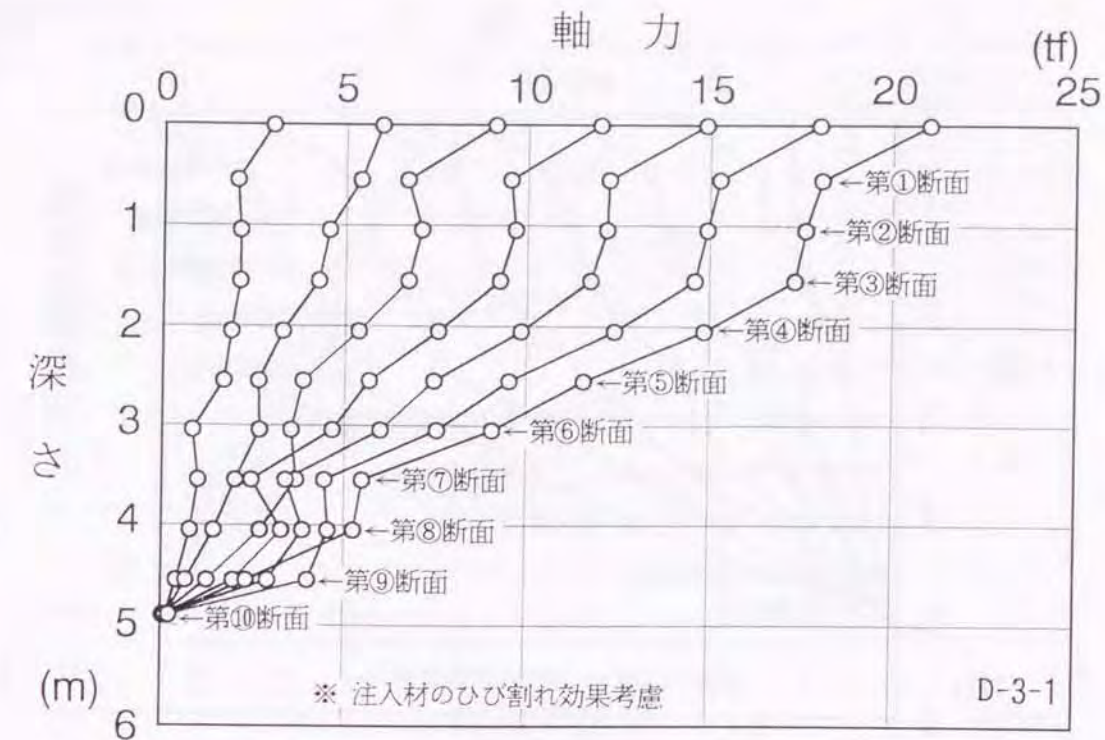


図-2.16 軸力分布 (D-3-1アアンカー)

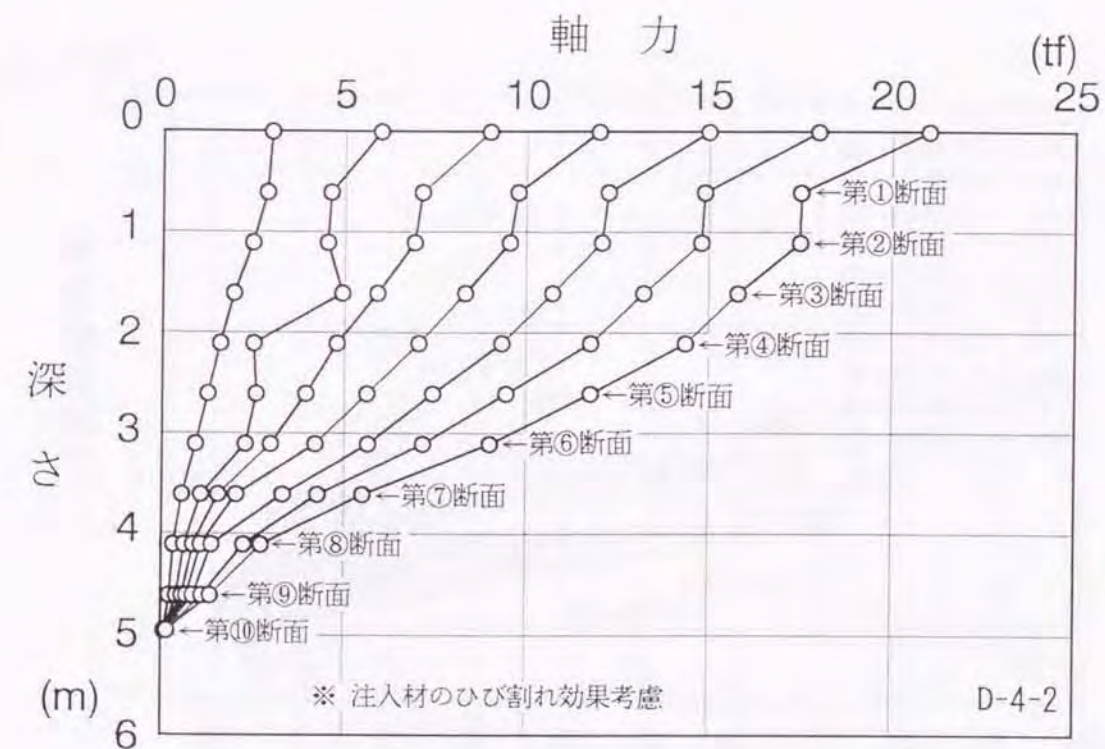


図-2.17 軸力分布 (D-4-2アアンカー)

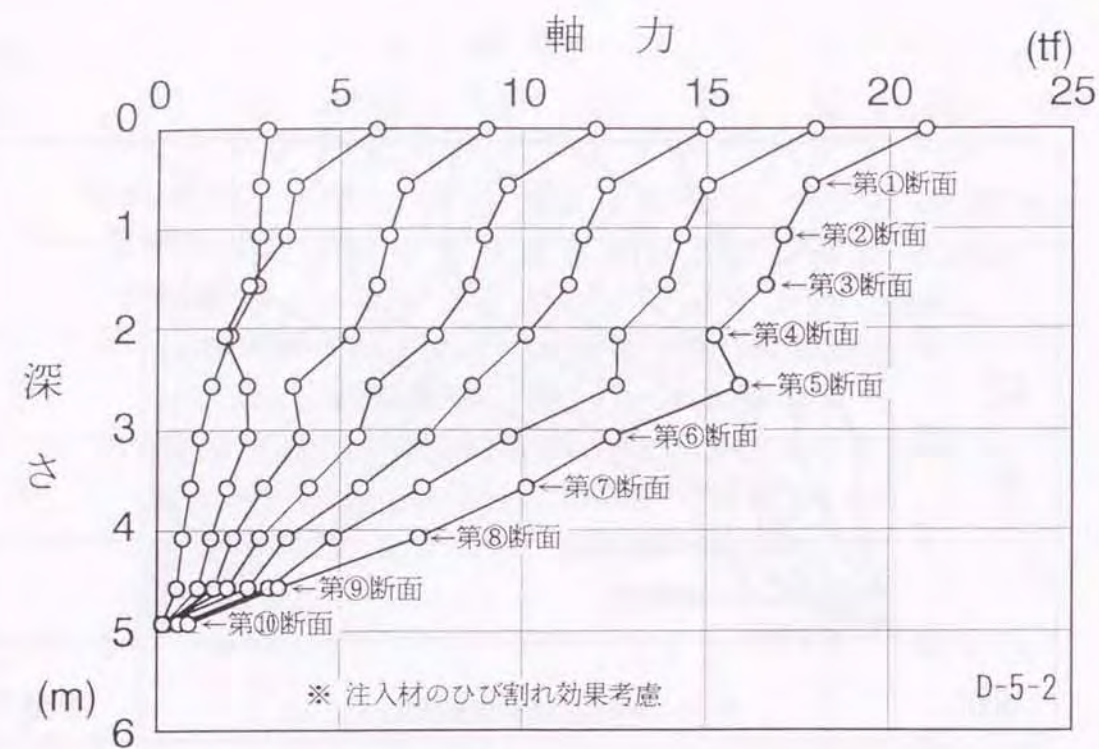


図-2.18 軸力分布 (D-5-27アンカー)

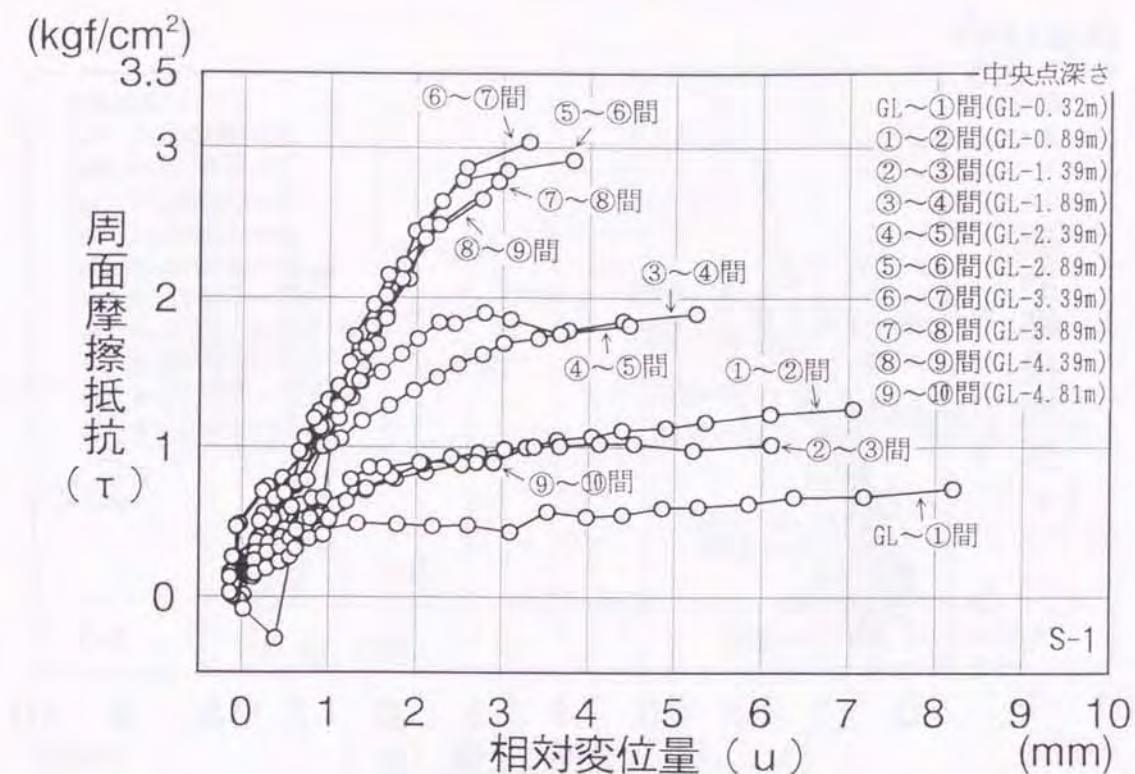


図-2.19 相対変位量～周面摩擦抵抗曲線 (S-17アンカー)

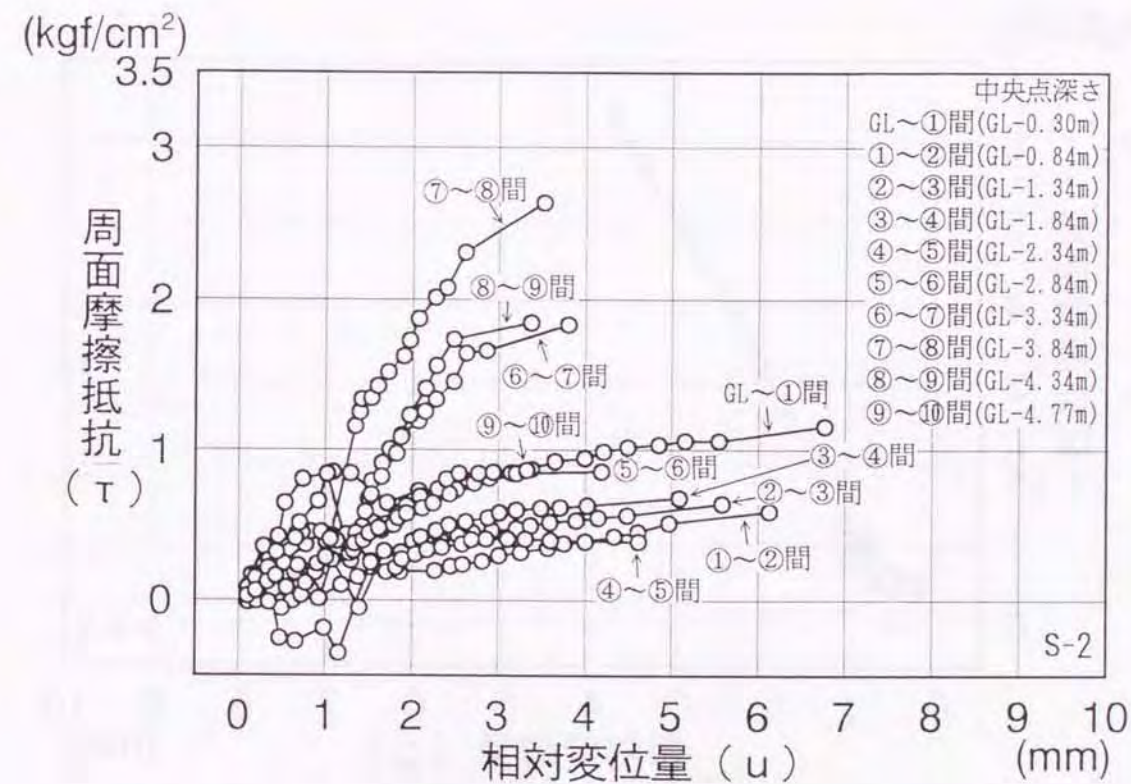


図-2.20 相対変位量～周面摩擦抵抗曲線 (S-2アンカー)

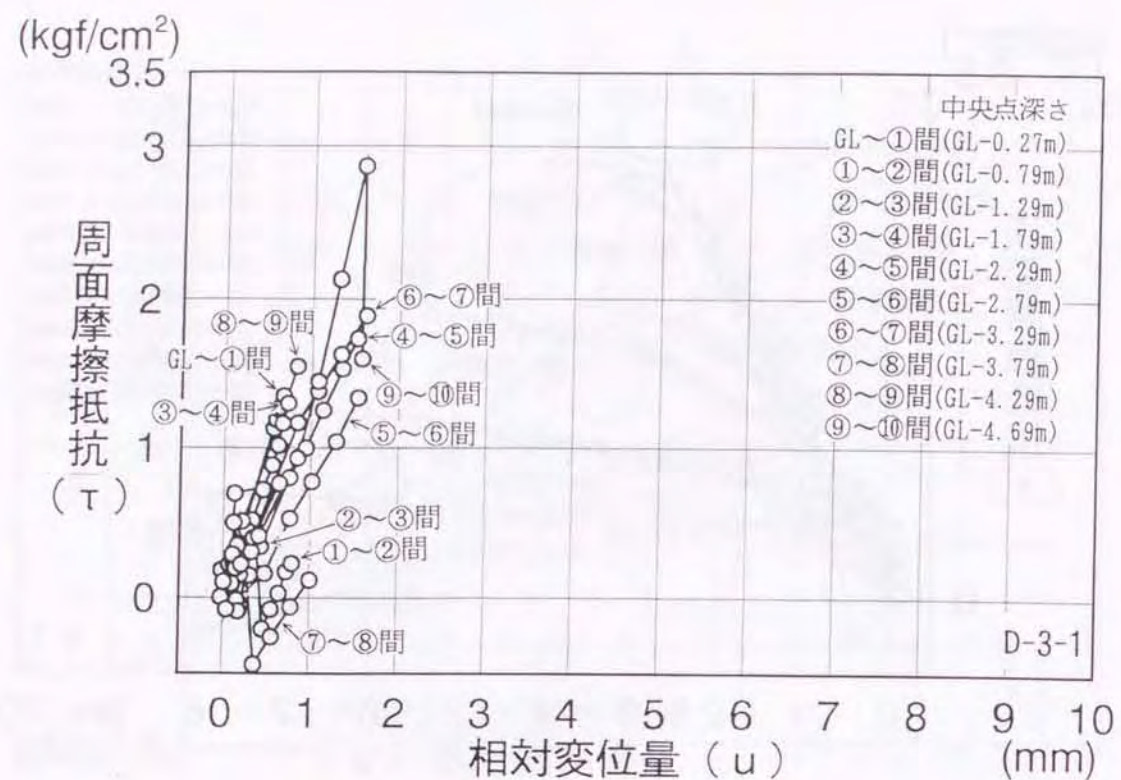


図-2.21 相対変位量～周面摩擦抵抗曲線 (D-3-1アーカー)

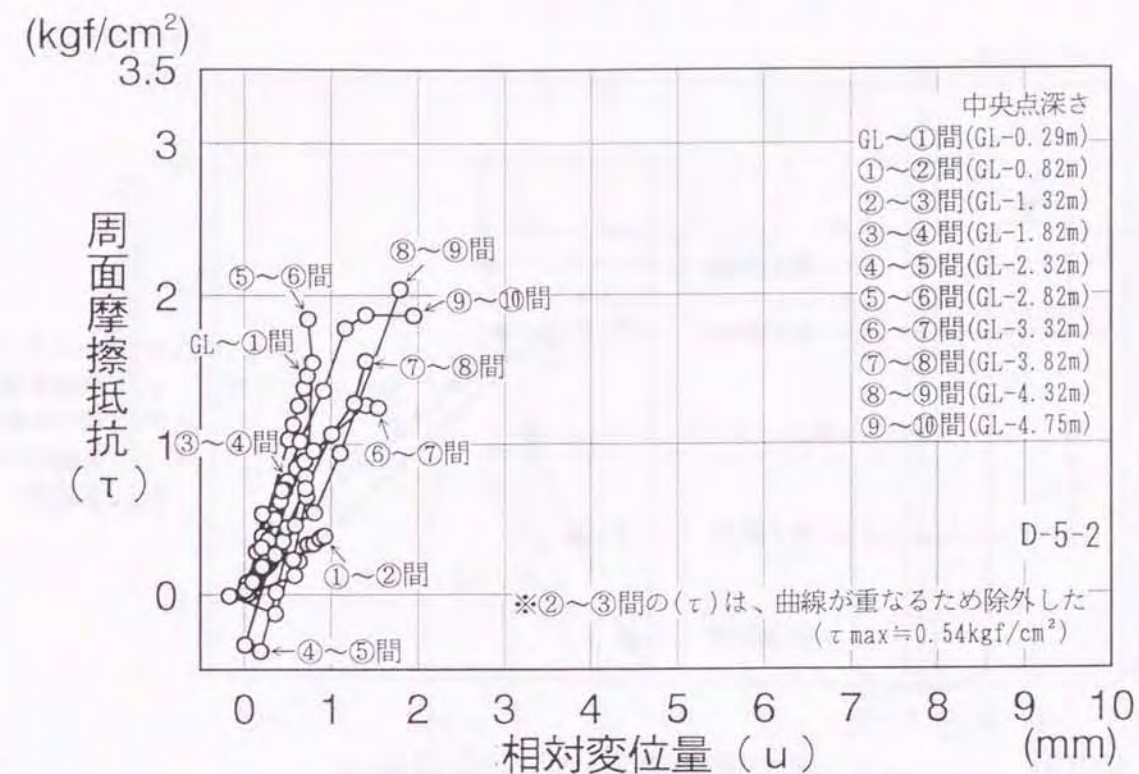


図-2.23 相対変位量～周面摩擦抵抗曲線 (D-5-2アーカー)

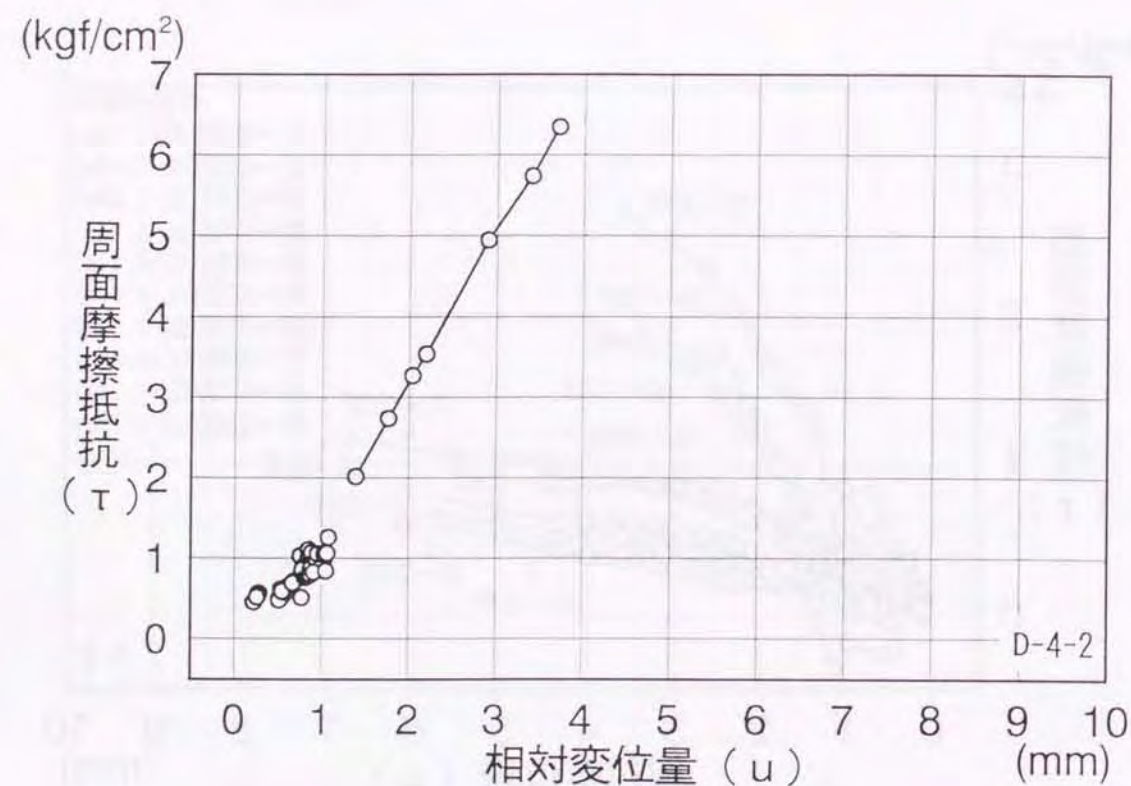


図-2.22 相対変位量～周面摩擦抵抗曲線 (D-4-2アーカー)

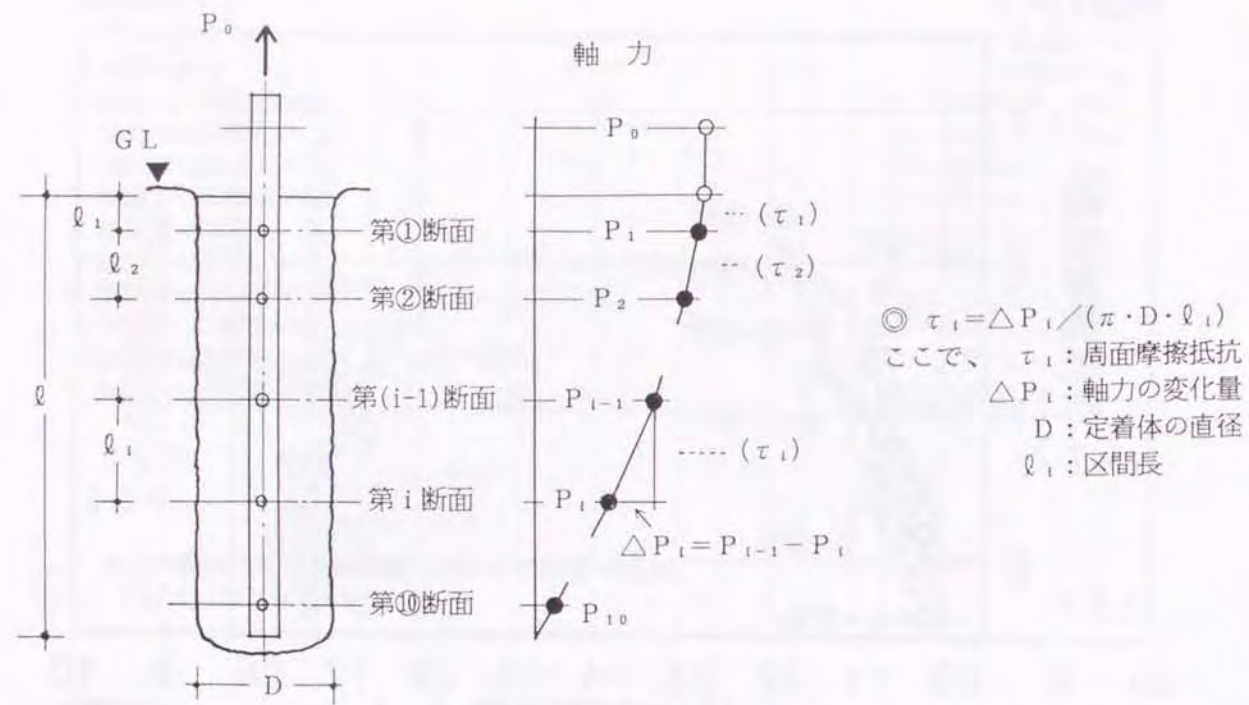


図-2.24 周面摩擦抵抗(τ_i)の算定法

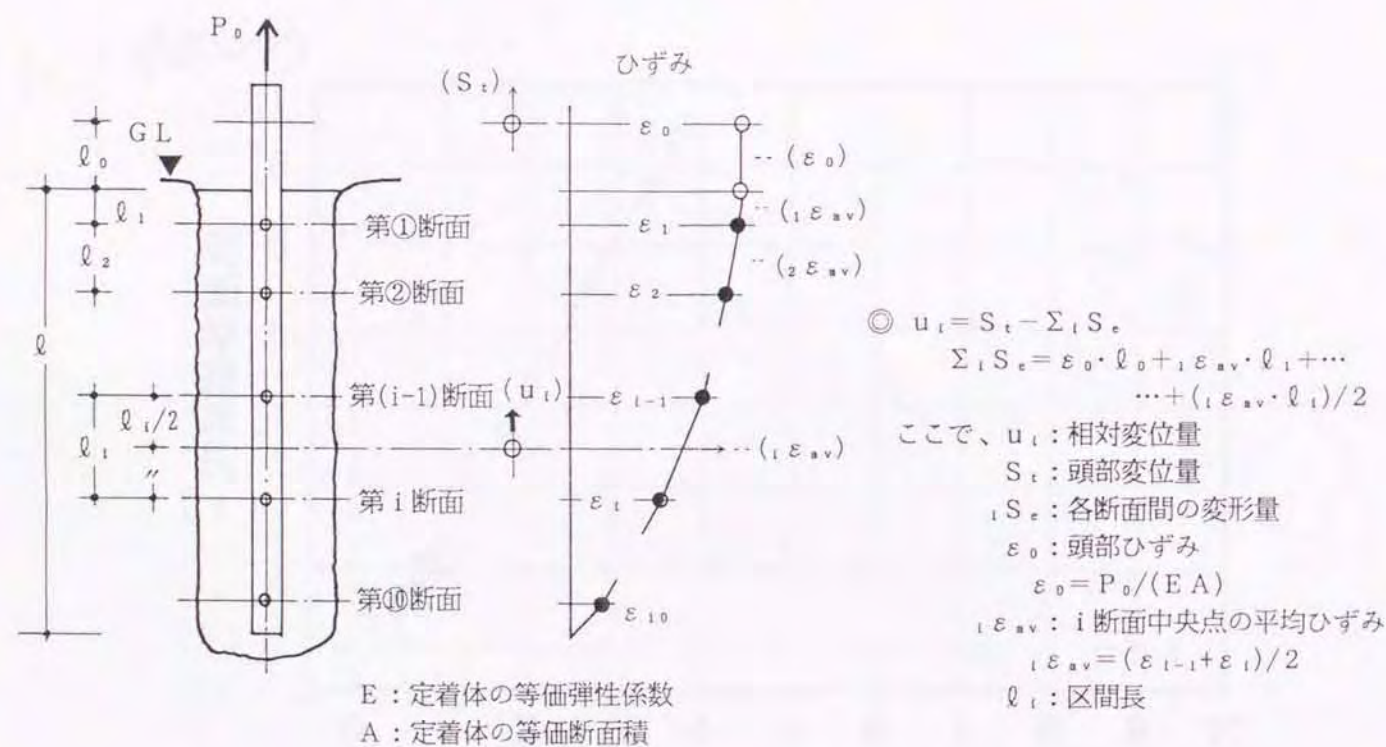


図-2.25 相対変位量(u_i)の算定法

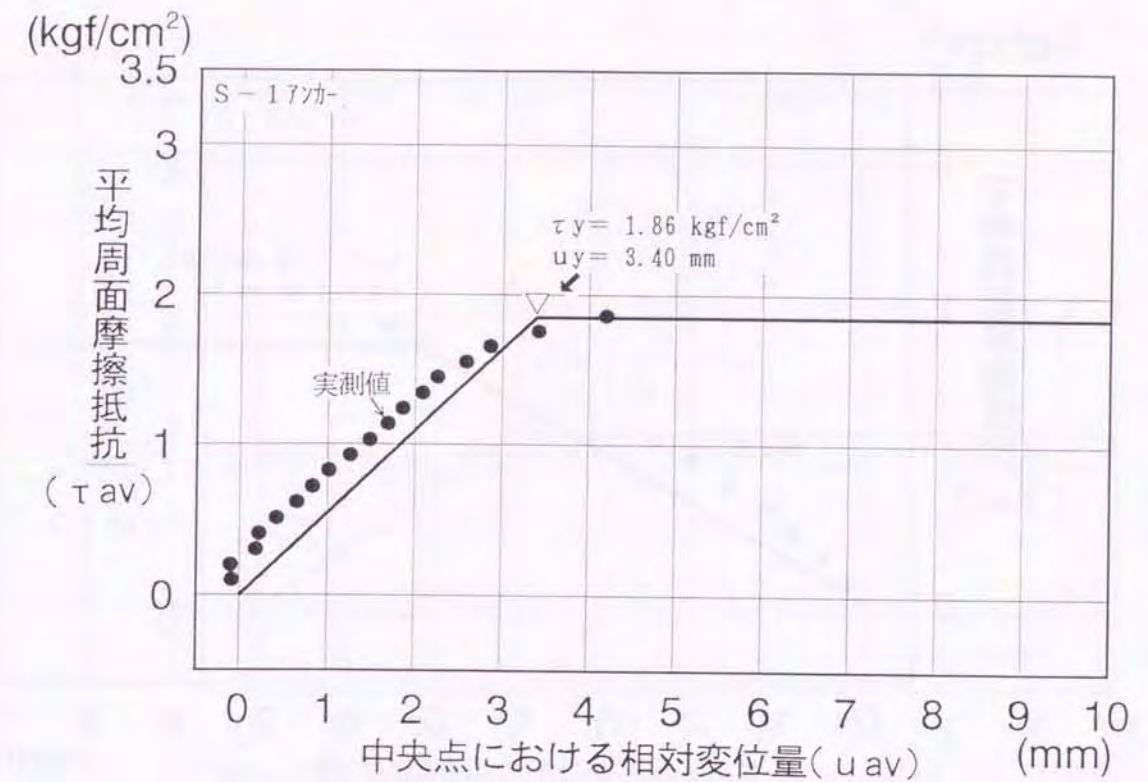


図-2.26 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (S-17アンカー)

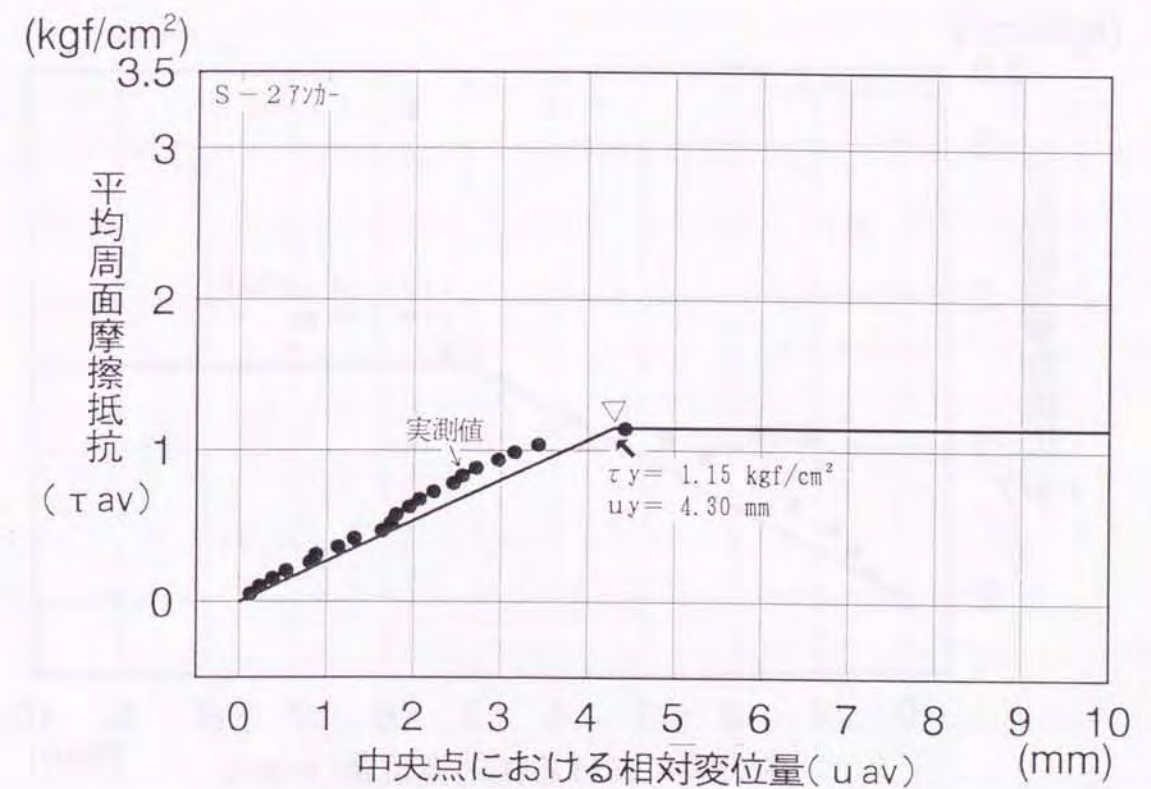


図-2.27 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (S-27アンカー)

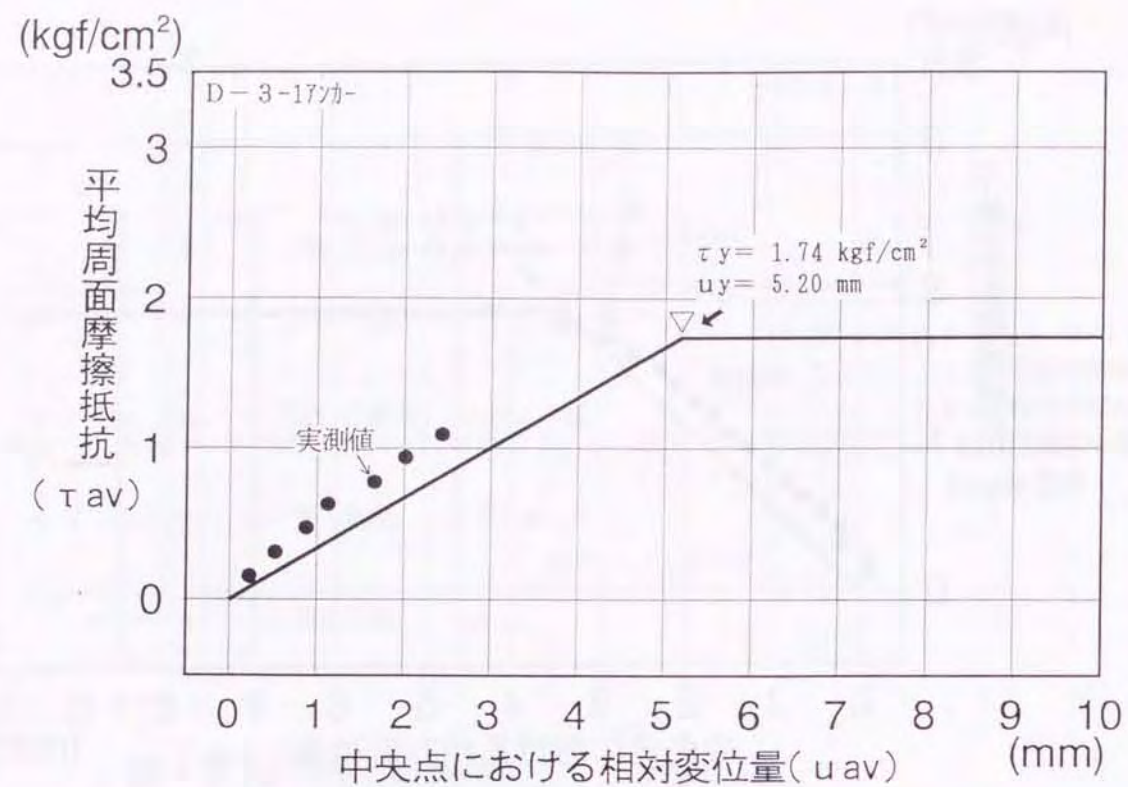


図-2.28 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (D-3-17ノカ-)

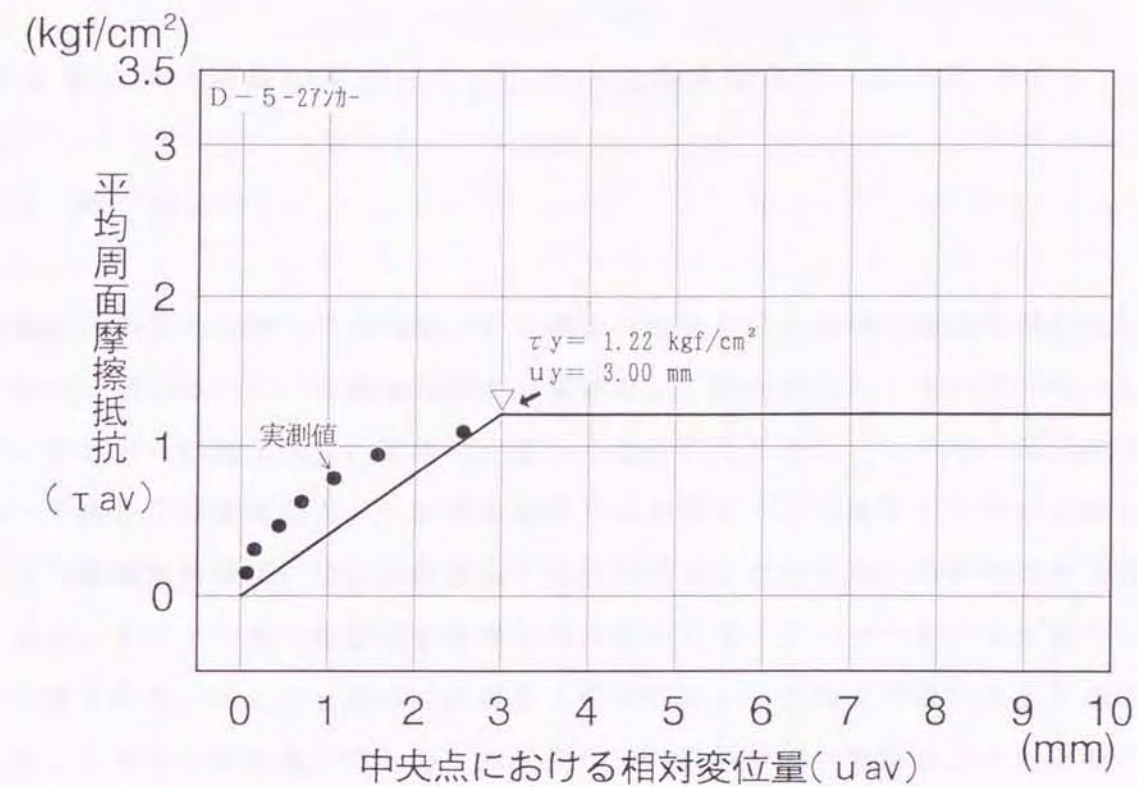


図-2.30 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (D-5-27ノカ-)

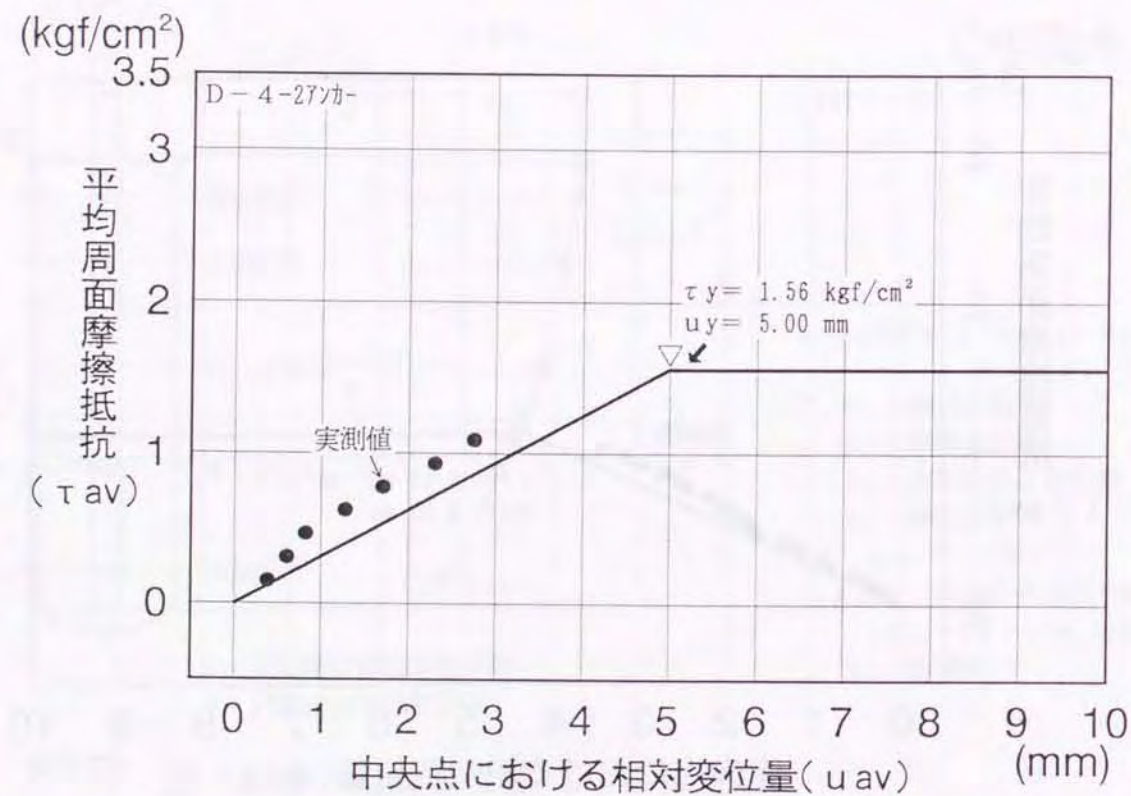


図-2.29 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (D-4-27ノカ-)

第3章 単一地盤に定着したアンカー定着体の変位・応力計算法

3.1 概 要

土留め、山留め工事への供用後、P C 鋼より線などの引張材の除去を可能にした「除去式アンカー」、本設構造物の一要素として開発された「永久アンカー」など、アンカーの施工法は、近年めざましく改善されてきた。しかし、除去式アンカーでは、「定着体応力」に関する検討不足が原因で、実施工アンカーに対して行なう確認試験時に、所定の荷重以下で引抜けるなどのトラブルが時折みられる。また、永久アンカーを採用する構造物の設計では、アンカーをバネ要素としてとり扱うため、アンカー頭部における「変位性状」の正確な評価が必要である。

一方、これまでの実施工アンカーの変位性状の解析では、自由長が4 m以上¹⁾あって、自由長部の弾性変形量が定着体の変形量に比べて大きく、ともすれば、定着体の挙動の検討は見逃されがちであった。しかし、アンカーの引抜き抵抗機構、すなわち、周面摩擦抵抗を適切に評価するためには、定着体の挙動に着目しなければならない。

引張型アンカーの頭部に荷重が加わると、図-3.1 に示すように、荷重は、引張材、注入材を経て、定着地盤へと流れる。したがって、「アンカー頭部」における変位量(S_t)は、自由長部における引張材の変形量(S_e)と、定着体頭部の変位量(S)の和として表わすことができる。最近のアンカーの施工では、引張材へのアンボンドP C 鋼より線の採用件数の増加、また、引張材自由長部の加工技術の向上などにより、自由長部の摩擦損失による荷重の低下はほとんどなくなっている。したがって、アンカー頭部の荷重(P_t)の95%以上の荷重が定着体頭部に伝わり、自由長部の変形量は既知、すなわち、 $[S_e \approx P_t \cdot L_e / (E_s \cdot A_s)]$ で与えられると考えてよい。

以上のような引張型アンカーの現状を考慮して、本章では、まず、H. B. Seed and L. C. Reese^{2,7)}、山肩^{3,4)}らが提案した杭周面摩擦抵抗に関する基礎微分方程式を用いて導出した、アンカー定着体の変位と応力の計算法を提示する。この計算では、第2章で紹介した引抜き試験結果をもとにして、アンカーに働く周面摩擦抵抗を

バイリニア型で評価している。杭の挙動解析で土の非線形性を評価する際、周面摩擦抵抗をバイリニア型で表現する手法は広く採用されており、一般的な方法といえる。したがって、本章で述べる計算法の周面摩擦抵抗の評価法は、実験的な背景に裏付けられていること、また、杭挙動解析法との対応からも、合理的であると考えられる。

次に、本章の後半では、同計算法による「荷重～変位量曲線」および「定着体の伝達軸力分布」と、第2章で紹介した関東ローム層を定着層とするアンカーの引抜き試験結果とを比較し、その適用性、妥当性について考察する。

3. 2 アンカー定着体の変位・応力計算法

本節では、図-3.2 に示すように、均質な地盤中に定着されている引張型アンカーの挙動解析法を示す。

(1) 基本仮定

解析を進めるにあたり、以下の仮定を設けた。

- 解析対象は、引張型アンカー定着体部分とする。
- 検討する荷重の範囲は、極限荷重に達するまでの値とする。
- アンカーの破壊は、定着体と地盤間の周面摩擦抵抗の降伏、および破壊によって生じるものとする。
- 定着地盤は、均質な単一層とする。
- 定着体と地盤間の周面摩擦抵抗と相対変位量は、バイリニア型とする。
- 定着体は、完全弾性体とする。

※ {第2章、2.3 荷重伝達状況、(1)ひずみ分布}によると、荷重の増加にともない、実アンカーでは定着体にひび割れが入り、定着体の剛性が低下することを確認した。

本節に示す計算法は、周辺地盤とアンカー定着体間の周面摩擦抵抗の挙動解析という視点でとらえたものであり、定着体の剛性低下の評価とは別の議論となる。なお、第4章に述べる多層地盤内での定着体の変位・応力計算法の一部を変更すれば、定着体の剛性低下を考慮できることを、つけ加えておく。

- 低荷重時においても、定着体の先端まで荷重が伝わるものとする。

※ 定着体が長いアンカーでは、その応力状態が不明であるため、普通、地盤が硬い場合には、実際の定着体長より短い定着体長を仮定して、便宜的にその変形量を求めている。しかし、実アンカーでは、(第2章、2.3 荷重伝達状況)のひずみ分布、応力分布(図-2.14~2.18参照)に示すように、頭部荷重が小さくても、その荷重は先端まで到達している。

(2) 定着体に関する基礎微分方程式

引張型アンカーの定着体(長さ: l)の頭部に、荷重(T)を加えた場合、定着体と地盤の状態は、図-3.3 のように表わすことができる。

また、図-3.4 に示す頭部から深さ(z)にある定着体の微小区間(dz)での力のつりあい関係は以下になる。

$$dT + \tau \phi \cdot dz + \gamma A \cdot dz = 0 \quad (3.1)$$

ここで、 dT : 区間(dz)における荷重の増加量

τ : 周面摩擦抵抗

ϕ : 定着体の周長($= \pi D$)

γ : 定着体の等価単位体積重量

$$\gamma = (\gamma_s A_s + \gamma_g A_g) / (A_s + A_g)$$

A : 定着体の等価断面積($A = A_s + A_g$)

γ_s : 引張材の単位体積重量

A_s : 引張材の断面積

γ_g : 注入材の単位体積重量

A_g : 注入材の断面積

なお、上式は、(3.2)式のようにも表わすことができる。

$$\frac{dT}{dz} = -(\tau \phi + \gamma A) \quad (3.2)$$

また、微小要素のひずみ(ε)は区間(dz)で引張ひずみを生じるが、定着体と地盤との相対変位量(u : 以後、変位量とよぶ)は $(u) \rightarrow (u + du)$ へと変化しており、(du)は「負」となるから、

$$-\frac{du}{dz} = \varepsilon = \frac{T}{EA} \quad (3.3)$$

という関係が成立する。

ここで、 E : 定着体の等価弾性係数

$$EA = E_s A_s + E_g A_g$$

(3.3)式の両辺を z で微分し(3.2)式を代入すると、定着体の基礎微分方程式は次式で与えられる。

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = \frac{\phi}{EA} \tau + \frac{\gamma}{E} \quad (3.4)$$

この(3.4)式の右辺第2項を除いたものが、H. B. Seed and L. C. Reese²⁷⁾、山肩らが提案した杭周面摩擦抵抗に関する基礎微分方程式で、このうち、山肩は、杭周面摩擦抵抗が杭全長にわたって弾性状態の時と、その一部が塑性状態になった時の解を示した³⁴⁾。

本節では、以後、アンカーの自重項を含む基礎微分方程式である(3.4)式を展開していく。

次に、周面摩擦抵抗(τ)と変位量(u)の関係を図-3.5 のように仮定すると、降伏前と後の(τ)は次式で表わすことができる。

$$\tau = K_s \cdot u \quad : u \leq u_y \quad (\text{降伏前}) \quad (3.5)-1$$

$$\tau = \tau_y \quad : u \geq u_y \quad (\text{降伏後}) \quad (3.5)-2$$

ここで、 τ : 周面摩擦抵抗

τ_y : 降伏時の周面摩擦抵抗

u_y : 降伏時の相対変位量

K_s : ($= \tan \theta = \tau_y / u_y$)で与えられる周面摩擦抵抗係数

(3) 全弾性状態時の解

図-3.6 に示すように、定着体全長にわたって、変位量が降伏時変位量(u_v)以下、すなわち全弾性状態の場合、(3.5)-1式の $\tau \sim u$ 関係を用いると(3.4)式は、

$$\frac{d^2 u}{dz^2} - \frac{\phi K_s}{EA} \cdot u = \frac{\gamma}{E} \quad (3.6)$$

のようになる。

(3.6)式の一般解は、

$$u = B_1 \cdot \cosh(\alpha z) + B_2 \cdot \sinh(\alpha z) - \frac{A \gamma}{\phi K_s} \quad (3.7)$$

で与えられる。

ただし、 B_1 、 B_2 : 積分定数

$$\alpha = \sqrt{\frac{\phi K_s}{EA}} \quad (3.8)$$

(3.7)式中の B_1 、 B_2 を求めるにあたり、以下の境界条件を考慮する。

$$\left[\frac{du}{dz} \right]_{z=0} = -\varepsilon_0 \quad : \text{㊸点} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_0: \text{定着体頭部のひずみ} \quad \varepsilon_0 = \frac{T_0}{EA}$$

$$\left[\frac{du}{dz} \right]_{z=l} = 0 \quad : \text{㊹点} \quad (3.10)$$

なお、図-3.4 に示すように(u)と(z)の正の方向を逆にとったため、(3.9)式の右辺に「-」符号が付されていることに注意されたい。

(3.9)、(3.10)式から B_1 、 B_2 が求まり、変位量(u)とひずみ(ε)は、(3.11)、(3.12)式で与えられる。

$$u = \frac{\varepsilon_0}{\alpha \tanh(\alpha l)} \cosh(\alpha z) - \frac{\varepsilon_0}{\alpha} \sinh(\alpha z) - \frac{A \gamma}{\phi K_s} \quad (3.11)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon &= - \frac{du}{dz} \\ &= - \frac{\varepsilon_0}{\tanh(\alpha l)} \sinh(\alpha z) + \varepsilon_0 \cdot \cosh(\alpha z) \end{aligned} \quad (3.12)$$

(4) 弾塑性状態時の解

図-3.7 に示すように、定着体頭部から深さ(Z_v)までの区間で、変位量(u)が降伏時変位量(u_v)を上回る場合、すなわち、弾塑性状態の場合、塑性域の変位量は、(3.4)式と(3.5)-2式の $\tau \sim u$ 関係から、

$$\frac{d^2 u}{dz^2} - \frac{\phi \tau_v}{EA} = \frac{\gamma}{E} \quad (3.13)$$

で表わされる。

また、深さ Z_v より下方、すなわち弾性域の変位量(u_e)は、深さ Z_v を原点とする深さ(z_e)を用いると、(3.14)式で表わすことができる。

$$\frac{d^2 u_e}{dz_e^2} - \frac{\phi K_s}{EA} \cdot u_e = \frac{\gamma}{E} \quad (3.14)$$

まず、塑性域での関係をあらわす(3.13)式の一般解は次式で与えられる。

$$u = \frac{1}{2} \beta z^2 + C_1 z + C_2 \quad (3.15)$$

ただし、 C_1 、 C_2 : 積分定数

$$\beta = \frac{\phi \tau_v}{EA} + \frac{\gamma}{E} \quad (3.16)$$

次に、弾性域の変位量、ひずみ、すなわち(3.14)式の解は、(3.11)、(3.12)式において、 $\varepsilon_0 \rightarrow \varepsilon_v$ 、 $z \rightarrow z_e$ 、 $l \rightarrow l - Z_v$ にそれぞれ置き換えれば、下式で与えられる。

$$\begin{aligned} u_e &= \frac{\varepsilon_v}{\alpha \tanh \{ \alpha (l - Z_v) \}} \cosh(\alpha z_e) \\ &\quad - \frac{\varepsilon_v}{\alpha} \sinh(\alpha z_e) - \frac{A \gamma}{\phi K_s} \end{aligned} \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_e &= - \frac{du_e}{dz_e} \\ &= - \frac{\varepsilon_v}{\tanh \{ \alpha (l - Z_v) \}} \sinh(\alpha z_e) + \varepsilon_v \cdot \cosh(\alpha z_e) \end{aligned} \quad (3.18)$$

なお、(3.15)式の積分定数 C_1 、 C_2 および(3.17)、(3.18)式中の(ε_v)は、定着体頭部と先端の境界条件(㊸点、㊹点)および塑性域から弾性域への変位と応力の連続条件(㊹点)を考慮すると、以下のように求まる。

$$C_1 = -\varepsilon_0 \quad (3.19)$$

$$C_2 = -\frac{1}{2}\beta Z_v^2 + \varepsilon_0 Z_v + \frac{\varepsilon_v}{\alpha \tanh\{\alpha(\ell - Z_v)\}} - \frac{A\gamma}{\phi K_s} \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_0 - \beta Z_v \quad (3.21)$$

以上から、塑性域の変位量とひずみは、(3.22)、(3.23)式で与えられる。

$$u = \frac{1}{2}\beta z^2 - \varepsilon_0 z - \left[\frac{1}{2}\beta Z_v^2 - \varepsilon_0 Z_v - \frac{\varepsilon_v}{\alpha \tanh\{\alpha(\ell - Z_v)\}} + \frac{A\gamma}{\phi K_s} \right] \quad (3.22)$$

$$\varepsilon = -\frac{du}{dz} = \varepsilon_0 - \beta z \quad (3.23)$$

3. 3 変位・応力計算法の検討

ここでは、前節(3. 2)で述べた「変位・応力計算法」によって算定した均質地盤中における、アンカー定着体の変位と応力の算定値と、第2章で紹介した関東ローム層に定着した引張型アンカーの引抜き試験結果とを比較し、同計算法の適用性と問題点について考察する。

(1) 算定用定数

表-3.1 に、アンカー定着体の変位と応力の計算に用いた諸定数を示す。試験アンカーは、定着体の上方に「自由長部」を設けていないので、地中部分の長さをそのまま「 ℓ ：定着体長さ」とした。また、通常のアンカーでは、定着体部の直径を確認できないこと、および定着地盤の種類によって造成される定着体径が異なることも考えられる。したがって、降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)には、(第2章、表-2.2)に示す公称削孔径(12cm)で求めた極限周面摩擦抵抗(τ_{ult})を採用した。なお、前節では、定着体の重量を考慮した「変位・応力計算法」を示したが、試算したところ0.14tfで、極限荷重の1%未満と極小であったため、以下の計算では定着体の重量を省略した。

(2) 荷重～変位量曲線

図-3.8 ～3.12に、各試験アンカーの「変位・応力計算法」による変位量の算定結果と実験結果を示す。算定結果は3種類示したが、このうち算定値①は注入材の弾性係数(E_g)に $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、算定値②は E_g に $4.2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、そして、算定値③は E_g の値を「0」、すなわち定着体の剛性を引張材のみとしたときの変位量である。なお、いずれの算定値も、全弾性状態時は(3.11)式、弾塑性状態時には(3.22)式において($z=0$)として計算した。

図-3.8 によると、0～8tf間の実測変位量は算定値①に一致しているが、8～14tfの実測変位量は算定値②を経て算定値③に近づき、14tf以上では実測変位量は算定値③にほぼ等しくなっている。これは、「第2章 2. 3節：荷重伝達状況」にも述べたように、定着体の注入材部分に「ひび割れ」が発生したためと考えられる。なお、実測変位量が算定値①からはずれ始めた荷重(8tf)時のひずみを逆算

すると約 200μ になり、定着体のひずみ分布で不連続になった現象とも一致する(第2章、図-2.8~2.12参照)。また、他の試験アンカーにおいても、実測変位量が算定値①からはずれ始めた荷重を、図-3.9~3.12から読みとると6~12tfの範囲にあり、これをひずみに換算すると150~300 μ に相当する。

なお、図-3.8、3.10、3.11の最大荷重時の実測変位量は、いずれも算定値③より大きくなっている。これは、図-3.5に示す完全弾塑性モデルを使った本計算法で最大荷重付近の変位量を求めることには若干無理があることを示している。この理由として、(第2章、図-2.5)に示した荷重~変位量曲線で極限状態に達した後、変位量が急激に増加していることが一因としてあげられる。すなわち、図-3.13に示す相対変位量と周面摩擦抵抗の関係が、影響しているものと考えられる。まず、図-3.13 a)に示すように、相対変位量(u)が降伏時相対変位量(u_y)より小さい応力レベル④では、周面摩擦抵抗(τ)は(u)と線形関係にある。次に、図-3.13 b)では、(u)が(u_y)より大きい、まだ($\tau = \tau_y$)の関係を保っている。しかし、図-3.13 c)に示すように、(u)が約10mmをこえる応力レベル⑤では、周辺地盤と定着体表面間とのズレが大きくなり、(τ)の値が(τ_y)より低下し始め、図-3.5に示す($\tau = \tau_y$)の関係が成り立たなくなると考えられる。

(3) 伝達軸力

図-3.14、3.15は、それぞれS-1、S-2アンカーの応力、すなわち軸力分布の算定結果を実験結果と比較したものである。伝達軸力の算定値も3種類示しているが、変位量の算定値と同様に、注入材の弾性係数を3種類変化させた結果である。図-3.14の算定値のうち、まず、頭部荷重が10tfでは算定値①、②、③のすべてが、そして、20tf時の算定値①と算定値②が、全定着層での相対変位量が(u_y)以下の「全弾性状態」にある。次に、20tf時の算定値③と30tf時の算定値①、②、③が「弾塑性状態」にある。この図によると、10tf時にはいずれの算定値も実測軸力にほぼ一致しているが、これより高い荷重の20tf、30tfではいずれの算定値も実測軸力より小さくなっている。

S-2アンカーの軸力分布を示す図-3.15でも、5tf、10tfの時の算定値①、②、③は、ともに実験結果に比較的よく一致しているが、「弾塑性状態」である20tf時の算定値は、いずれも深さ1.5~3.5mの区間で実験結果より約5tf下回っている。

これは、定着体を完全弾性体と仮定したためで、極限荷重の約(1/3)程度までの低荷重では、算定値はほぼ実験結果に近い軸力分布を与えるが、それ以上の荷重段階になると、引張材と注入材間の付着抵抗の降伏が定着体上部でかなり進行し、定着体下方への伝達荷重が大きくなったためと考えられる。また、周面摩擦抵抗は深さによって値が異なっているにもかかわらず、定着体長さ(約5m)の区間で一定としたことも一因としてあげられる(第2章、図-2.19、2.20参照)。

3. 4 まとめ

アンカー定着体の変位量および軸力分布について、(3. 2)節に示した変位・応力計算法による「算定結果」と、第2章で紹介した関東ローム層での「引抜き試験結果」を比較した結果、以下の事項が判明した。

- (1) τ_v に極限周面摩擦抵抗(τ_u)、 u_v に $\tau \sim u$ 曲線から求めた降伏時相対変位量(u_v)を採用した定着体頭部の変位量の算定結果は、注入材にひび割れが発生する前の低荷重域で、実験結果によく一致する。また、それより大きな荷重域においても、注入材の弾性係数を適切に評価すれば、実験結果に近い算定変位量を得ることができる。
- (2) 軸力分布の算定結果は、極限荷重の約(1/3)程度までの低荷重域では、ほぼ実験結果に近い軸力分布を与えるが、それ以上の荷重になると、定着体の応力分担状況の変化、深さによる周面摩擦抵抗の違いなどにより実験結果との差が大きくなる。

以上の検討結果から、本章で示した定着体部分の「変位」および「応力」の計算法は、比較的簡便な式でありながら、実アンカーの挙動をよく説明する手法といえる。

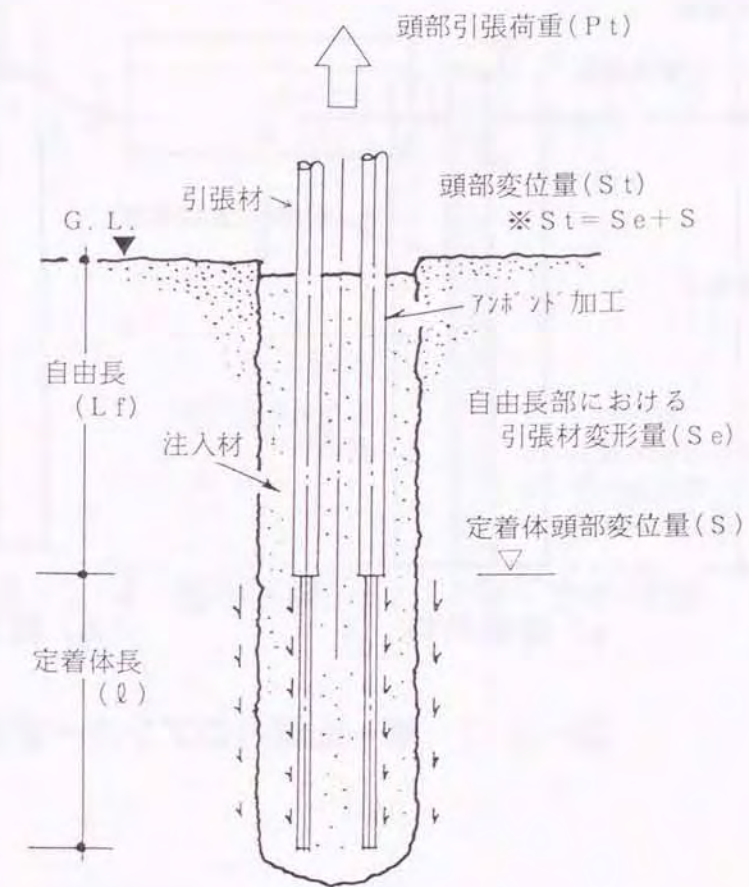


図-3. 1 引張型アンカーにおける荷重の伝達

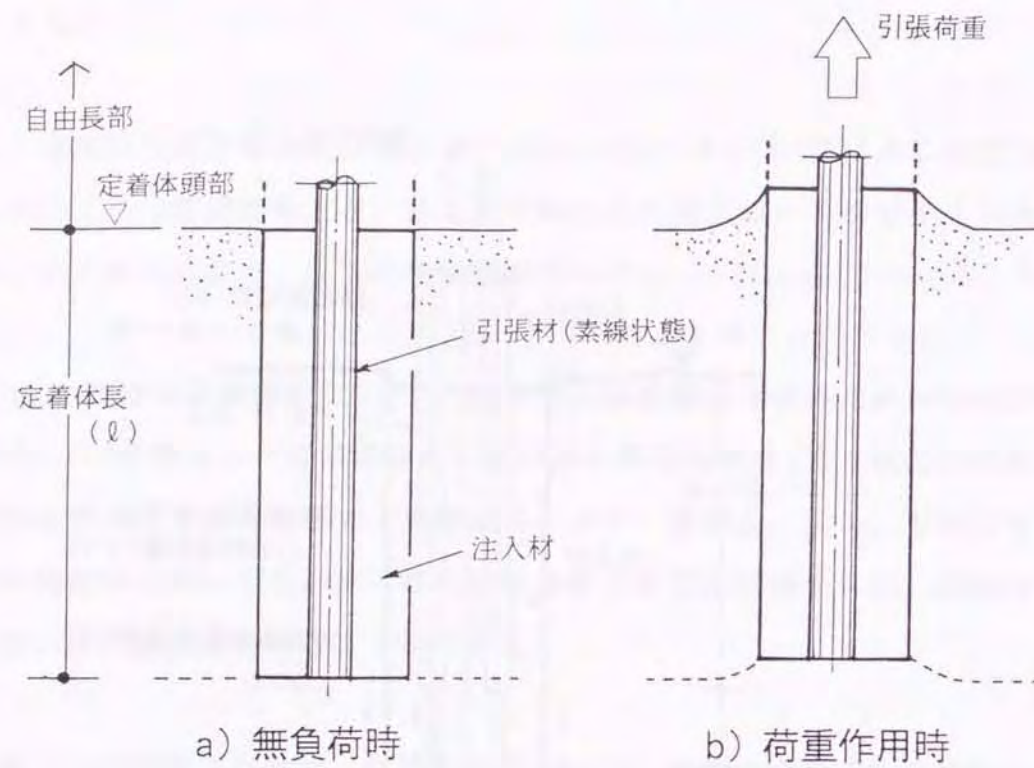


図-3. 2 単一地盤内のアンカー定着体

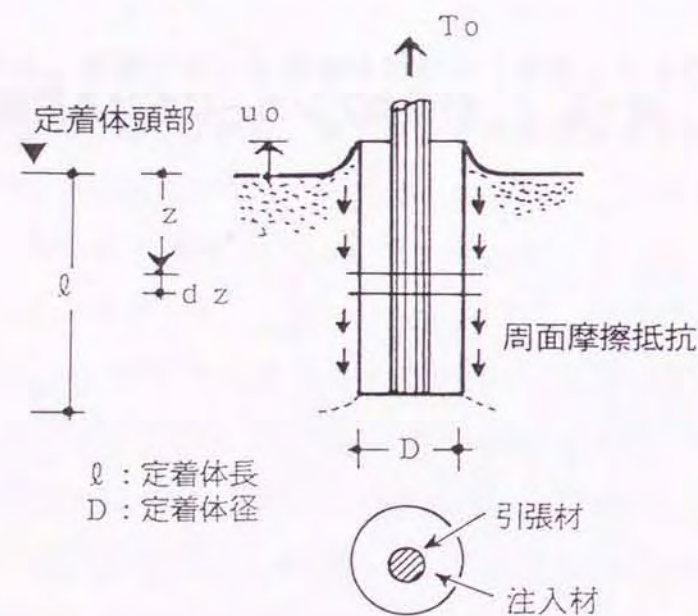


図-3. 3 単一地盤内アンカー定着体に働く力

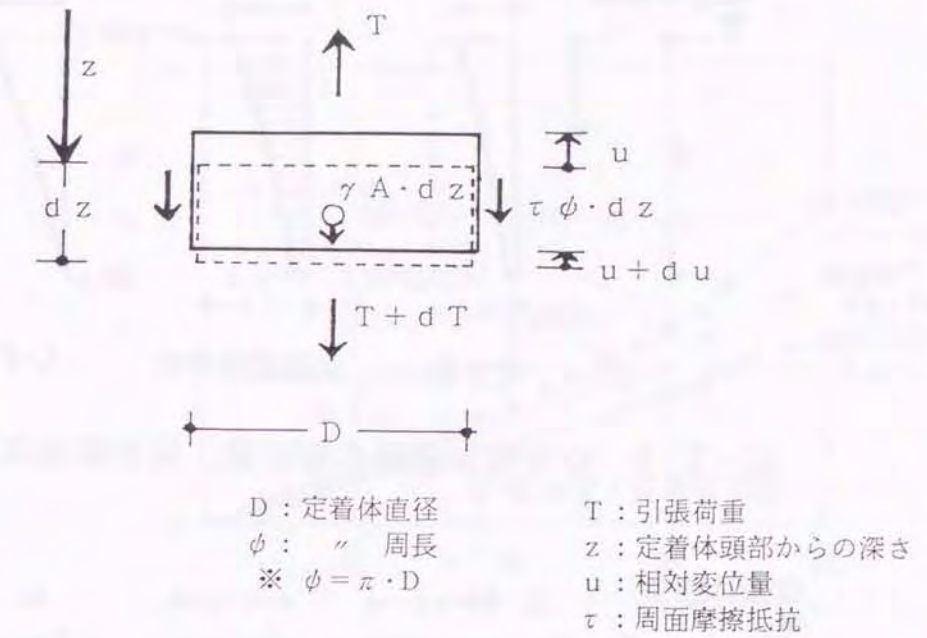


図-3. 4 微小区間(dz)に働く力の状態

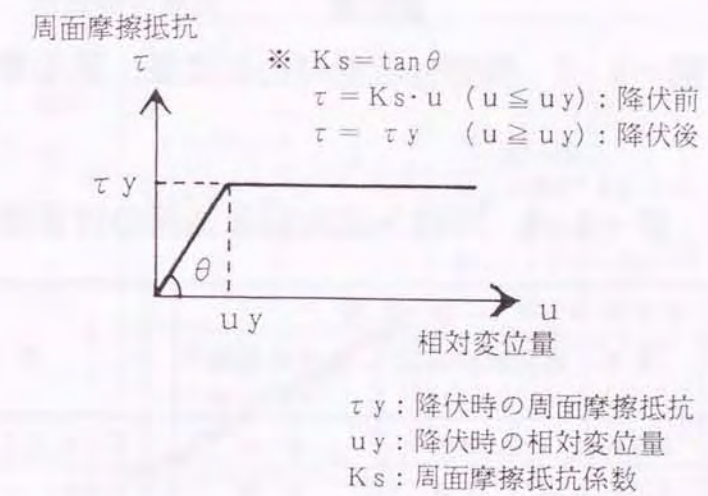


図-3. 5 周面摩擦抵抗(τ)と相対変位量(u)の関係

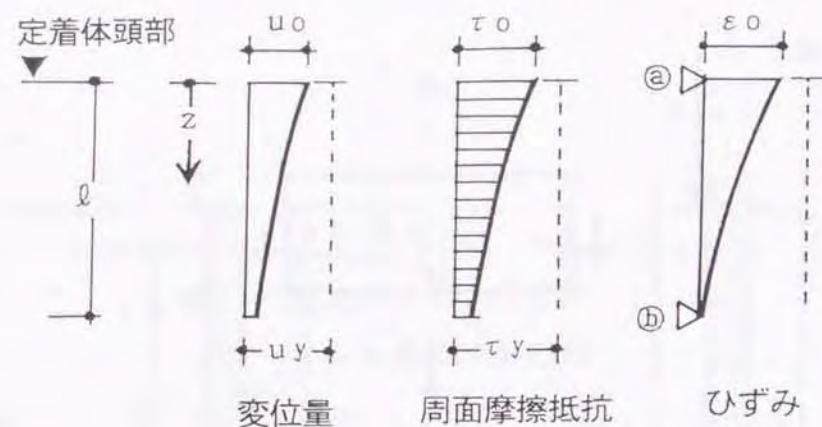


図-3.6 全弾性状態時の変位置量、周面摩擦抵抗、ひずみ

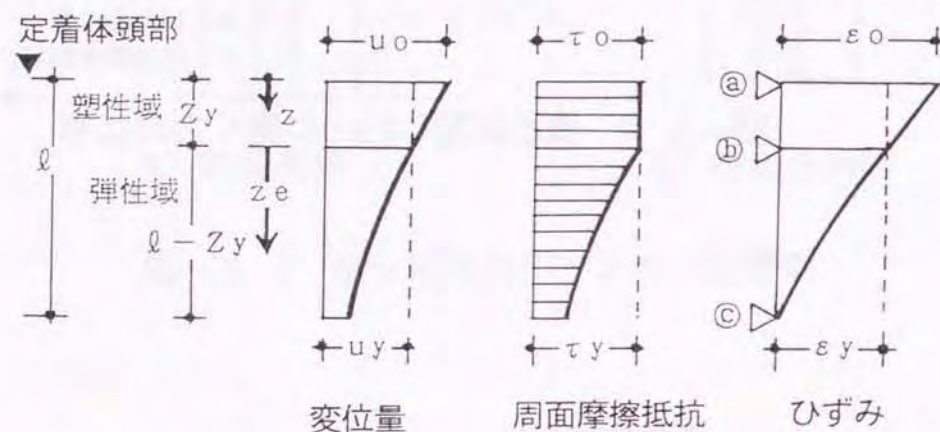


図-3.7 弾塑性状態時の変位置量、周面摩擦抵抗、ひずみ

表-3.1 変位・応力計算法用の諸定数

試験7ソカ 名称	定着体 長さ l (m)	降伏時		共通
		周面摩擦抵抗 τ_y (kgf/cm ²)	相対変位置量 u_y (mm)	
S-1	5.14	1.86	3.4	$E_s = 2.1 \times 10^6$ kgf/cm ²
S-2	5.09	1.15	4.3	$A_s = 8.04$ cm ²
D-3-1	5.04	1.74	5.2	$E_g = 2.1 \times 10^6$ kgf/cm ²
D-4-2	5.10	1.56	5.0	$A_g = 105.06$ cm ²
D-5-2	5.07	1.22	3.0	$D = 12$ cm

ただし、 u_y : 実測の $\tau_{av} \sim u_{av}$ 曲線から求めた降伏時の相対変位置量
(第2章、図-2.26~2.30参照)

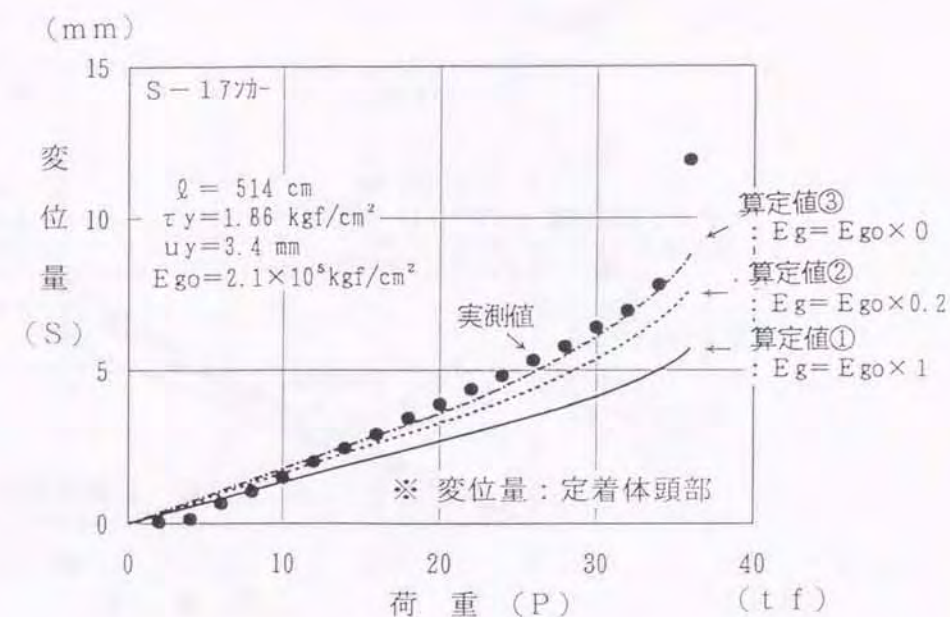


図-3.8 荷重～変位置量曲線 (S-17ソカ)

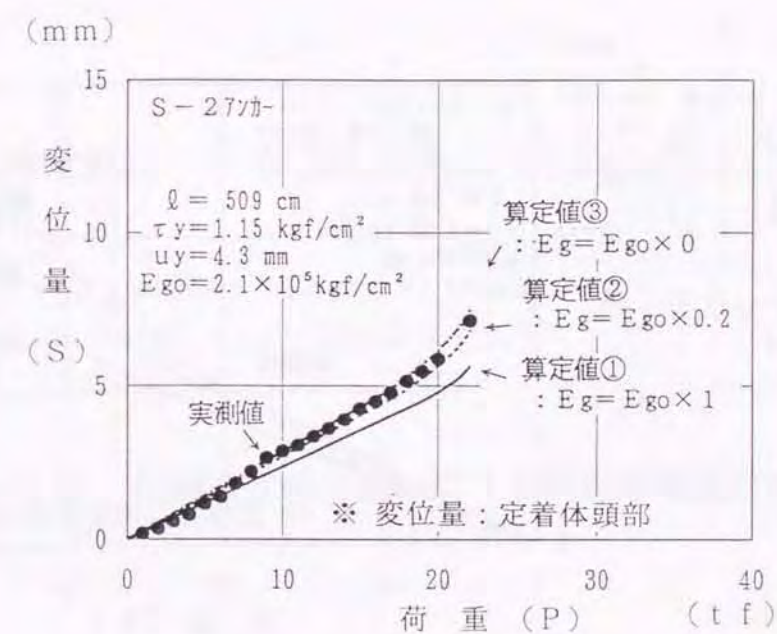


図-3.9 荷重～変位置量曲線 (S-27ソカ)

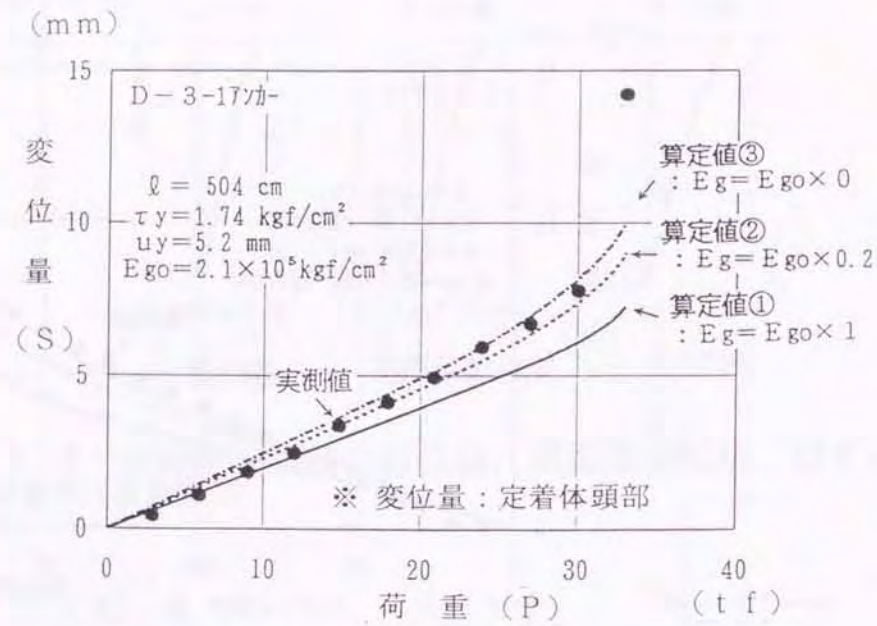


図-3.10 荷重～変位量曲線 (D-3-17アンカー)

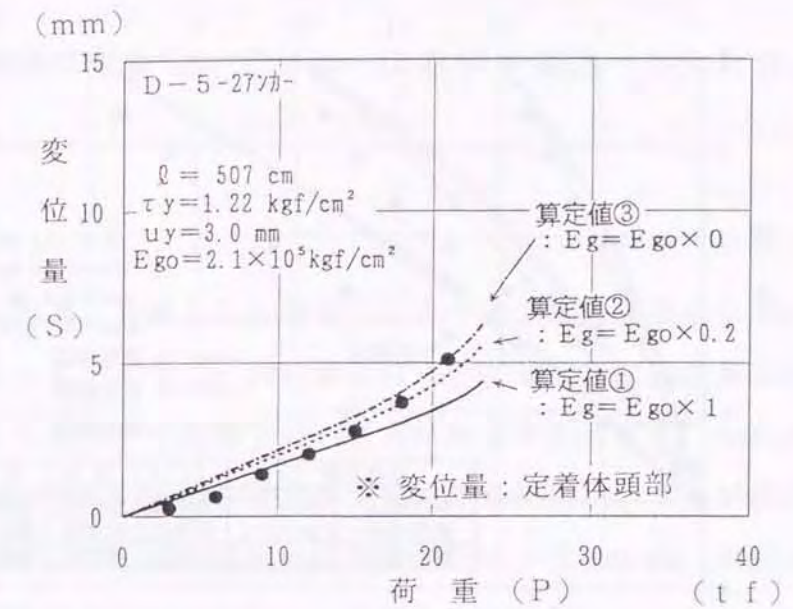


図-3.12 荷重～変位量曲線 (D-5-27アンカー)

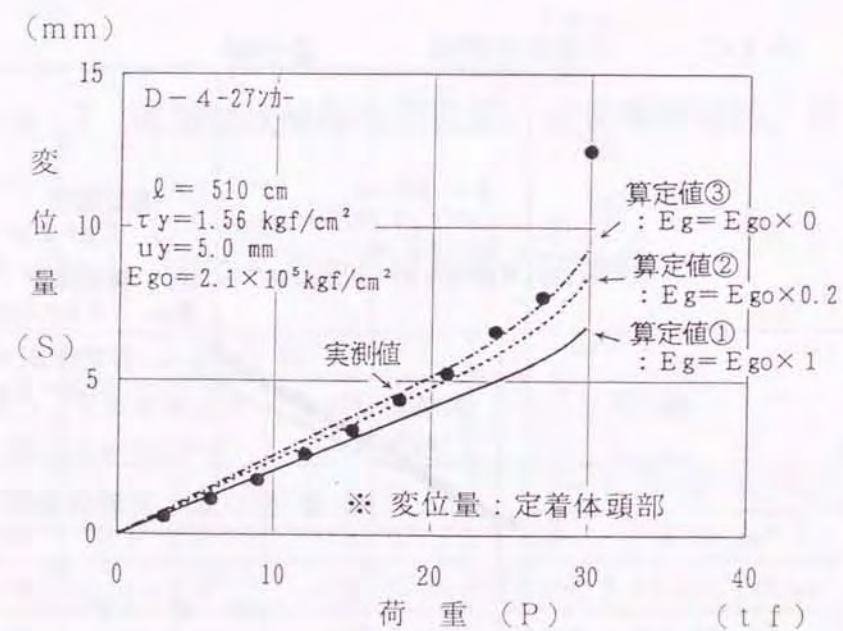


図-3.11 荷重～変位量曲線 (D-4-27アンカー)

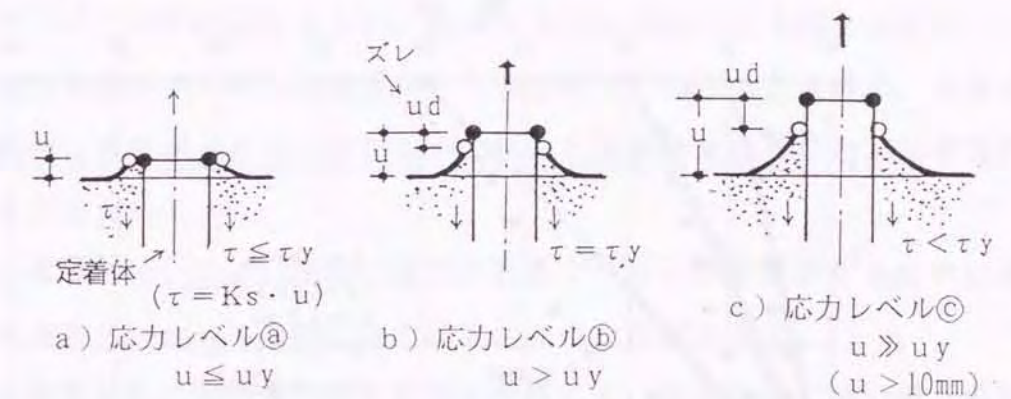


図-3.13 相対変位量の違いによる周面摩擦抵抗の発現状況

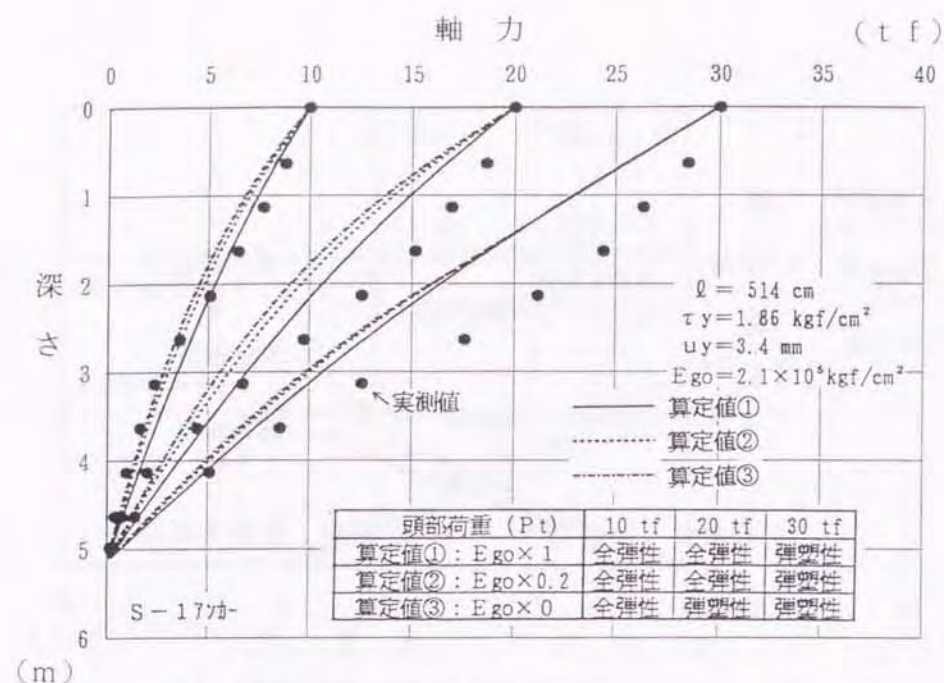


図-3.14 定着体応力の比較 (S-17アンカー)

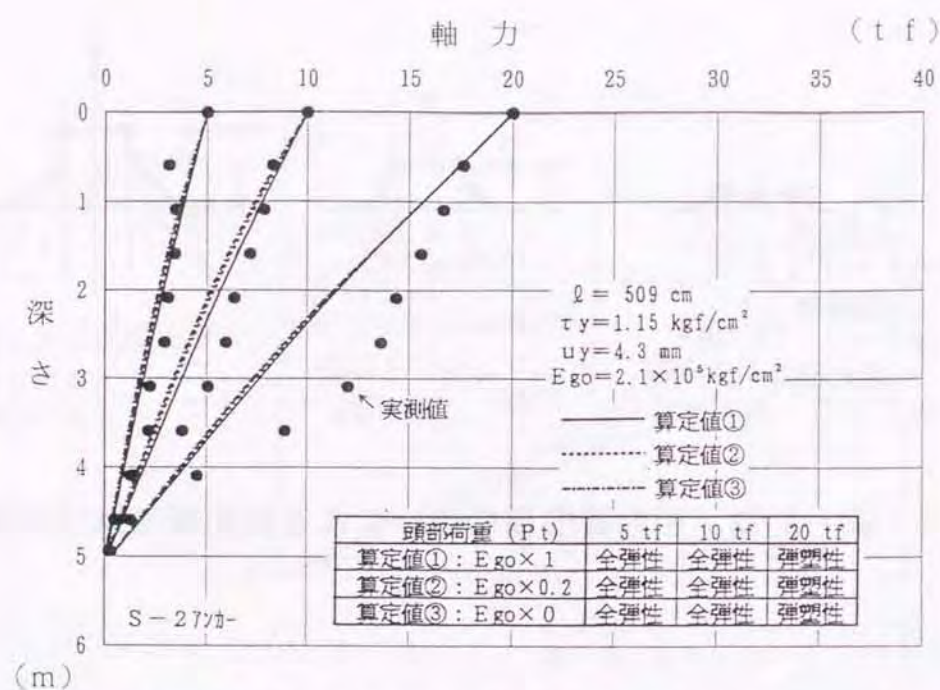


図-3.15 定着体応力の比較 (S-27アンカー)

第4章 多層地盤に定着したアンカー定着体の変位・応力計算法

4.1 概要

第3章では、単一地盤に定着した引張型アンカーの、定着体部分における変位・応力計算法を提示した。そして、同計算法によって算定した変位量と応力分布を、第2章で紹介した関東ローム層での引抜き試験結果と比較し、その適用性について考察した。その結果、定着体と地盤間の周面摩擦抵抗、および注入材の弾性係数を適切に評価すれば、同計算法は定着体部分の「変位」を、実用上ほど満足できる範囲で、予測することが可能であることを示した。しかし、「定着体の応力」算定結果は、極限荷重の約(1/3)程度までの低荷重域で、ほぼ実験結果に近い軸力分布を与えるが、それ以上の荷重域になると、実験結果との差が大きくなることが判明した。

一方、実際に施工されるアンカーの定着体長さは、設計荷重の大きさ、地盤の硬軟およびアンカーの形状にもよるが、数mから10m前後になる場合が多い。したがって、定着地盤がアンカーの全長にわたって均一ということは稀で、定着体が砂層と砂礫層にまたがったり、砂層の中に粘性土層が挟まれるなど、定着層が数種類になることがある。

以上から、本章では、まず、実際に施工されるアンカーの挙動解析を目的に導いた「多層地盤内アンカーの変位・応力計算法」の一般解を示す。

次に、周面摩擦抵抗の塑性域の発生状態を考慮した、定着層が二層の場合の計算法を提示し、同計算法による「荷重～変位量曲線」および「定着体の応力分布」を、第2章で紹介した引抜き試験結果と比較し、その適用性について考察する。

4. 2 多層地盤内アンカー定着体の変位・応力計算法

本節では、図-4.1 に示すように、多層地盤中に定着した引張型アンカーの挙動解析手法を示す。

(1) 基本仮定

- 解析対象は、引張型アンカー定着体部分とする。
- 検討荷重は、極限荷重に達するまでの範囲とする。
- アンカーの破壊は、定着体と地盤間の周面摩擦抵抗の降伏、および破壊によって生じるものとする。
- 定着体と地盤間の周面摩擦抵抗と相対変位量は、各層ともバイリニア型とする。
- 定着体は完全弾性体とし、定着体全長を通じて断面性能は一定とする。

※ {第3章、3.2 (1)基本仮定}にも述べたが、本節の計算法も、周辺地盤とアンカー定着体間の周面摩擦抵抗の挙動解析という観点から、この仮定を設けた。なお、次項{(2)定着体に関する基礎微分方程式}の中で、定着体の剛性を低下させる方法について簡単にふれる。

(2) 定着体に関する基礎微分方程式

図-4.2 に示すように、アンカーは n 層からなる定着地盤に設置されており、第 i 層での定着体の長さを (l_i) とする。このアンカーの定着体頭部に荷重 (T_0) を加えると、図-4.3 に示すように、第 i 層の上端から深さ (z_i) にある微小区間 (dz_i) での力のつりあいは、アンカーの自重を無視すると(4.1)式で表わすことができる。

$$dT_i + \tau_i \phi \cdot dz_i = 0 \quad (4.1)$$

ここで、 i : 地層区別 ($i = 1 \sim n$)

dT_i : 第 i 層の微小区間 (dz_i) における荷重の増加量

τ_i : 第 i 層における周面摩擦抵抗

ϕ : 定着体の周長 ($= \pi D$)

微小要素のひずみ (ε_i) は区間 (dz_i) で引張ひずみであるが、定着体と地盤との相対変位量 (u_i) : 以後、変位量とよぶは $(u_i) \rightarrow (u_i + du_i)$ へと変化しており (du_i) は「負」となるから、ひずみは(4.2)式で表わせる。

$$-\frac{du_i}{dz_i} = \varepsilon_i = \frac{T_i}{EA} \quad (4.2)$$

ここで、 E : 定着体の等価弾性係数

A : 定着体の等価断面積 ($A = A_s + A_g$)

$EA = E_s A_s + E_g A_g$

E_s : 引張材の弾性係数

A_s : 引張材の断面積

E_g : 注入材の弾性係数

A_g : 注入材の断面積

(4.1)、(4.2)式から、第 i 層における基礎微分方程式は、

$$\therefore \frac{d^2 u_i}{dz_i^2} - \frac{\phi}{EA} \tau_i = 0 \quad (4.3)$$

で与えられる。

なお、定着体の剛性低下を評価する場合は、(4.3)式において、定着体の等価剛性 (EA) の値を、ひび割れ前 $(E_s A_s + E_g A_g) \rightarrow$ ひび割れ後 $(E_s A_s)$ へと変えればよい。

また、図-4.4 に示すように、周面摩擦抵抗(τ_i)と変位量(u_i)の関係をバイリニア型と仮定すると、降伏前と後の周面摩擦抵抗は次式のようなになる。

$$\tau_i = {}_iK_s \cdot u_i \quad : u_i \leq {}_i u_y \text{ (降伏前)} \quad (4.4)-1$$

$$\tau_i = {}_i \tau_y \quad : u_i \geq {}_i u_y \text{ (降伏後)} \quad (4.4)-2$$

ここで、 τ_i : 周面摩擦抵抗

${}_i \tau_y$: 降伏時の周面摩擦抵抗

${}_i u_y$: 降伏時の相対変位量

${}_i K_s$: ($= \tan \theta_i = {}_i \tau_y / {}_i u_y$)で与えられる周面摩擦抵抗係数

定着体頭部の荷重が小さく、全長にわたって変位量が降伏時変位量以下、すなわち全層が弾性状態の場合、(4.4)-1式の(τ_i)と(u_i)の関係をを用いると(4.3)式は(4.5)式で表わすことができる。

$$\frac{d^2 u_i}{dz_i^2} - \frac{\phi \cdot {}_i K_s}{EA} \cdot u_i = 0 \quad (4.5)$$

(4.5)式の一般解は(4.6)式で、また、その一階微分は(4.7)式で与えられる。

$$u_i = {}_i B_1 \cdot \cosh(\alpha_i z_i) + {}_i B_2 \cdot \sinh(\alpha_i z_i) \quad (4.6)$$

$$\frac{du_i}{dz_i} = \alpha_i \cdot \{ {}_i B_1 \cdot \sinh(\alpha_i z_i) + {}_i B_2 \cdot \cosh(\alpha_i z_i) \} \quad (4.7)$$

ただし、 ${}_i B_1$ 、 ${}_i B_2$ は積分定数で、 α_i は(4.8)式で表わされる定数である。

$$\alpha_i = \sqrt{\frac{\phi \cdot {}_i K_s}{EA}} \quad (4.8)$$

(4.6)、(4.7)式に境界条件、

$$i=1 : (du_i/dz_i)_{z_i=0} = -\varepsilon_0 = -\frac{T_0}{EA} \quad (4.9)$$

$$i=n : (du_n/dz_n)_{z_n=l_n} = 0 \quad (4.10)$$

および各定着層両端における変位量と応力の連続条件(4.11)、(4.12)式を考慮すると積分定数 ${}_i B_1$ 、 ${}_i B_2$ が決まり、アンカー全長を通じて解を求めることができる。

$$\text{変位量} : (u_i)_{z_i=l_i} = (u_{i+1})_{z_{i+1}=0} \quad (4.11)$$

$$\text{ひずみ} : (du_i/dz_i)_{z_i=l_i} = (du_{i+1}/dz_{i+1})_{z_{i+1}=0} \quad (4.12)$$

ただし、 $i=1 \sim (n-1)$

次に、第*i*層で塑性域が発生した場合、(4.3)式は(4.4)-2式を用いて(4.13)式のようになり、前述と同様にして解を求めることができる。

$$\frac{d^2 u_i}{dz_i^2} - \frac{\phi \cdot {}_i \tau_y}{EA} = 0 \quad (4.13)$$

以上に示した計算法の一例として、定着地盤が二層の場合の解を次節に示す。

4. 3 二層地盤内アンカー定着体の変位・応力計算法

(1) 塑性域拡大のパターン

アンカーは、図-4.5 に示すように、第1層に長さ(l_1)、第2層に長さ(l_2)で定着されているものとする。定着体頭部の荷重(T_0)を増加させると、周面摩擦抵抗も増えて降伏状態に達し、「塑性域」が発生する。この塑性域は、各層の定着体長、降伏時の周面摩擦抵抗・相対変位量の大きさにより、第1層から発生することもある、第2層から発生する場合もある。

図-4.6 は、この周面摩擦抵抗の「塑性域」の拡がり方を模式的に表わしたものである。

まず、タイプ①は変位量(u_1)が全長にわたって降伏時変位量(${}_1u_y$)以下の「全弾性状態」にある。次に、タイプ②は、第1層上部で変位量(u_1)が降伏時変位量(${}_1u_y$)をこえて「塑性状態」に、また、タイプ③は第2層上部で変位量(u_2)が降伏時変位量(${}_2u_y$)をこえて「塑性状態」になった「弾塑性状態」にある。以後、「塑性域」の拡大していく過程は、地盤定数(降伏時の周面摩擦抵抗、相対変位量)、定着体の長さ・剛性などによって異なるが、最終的には、定着体全長にわたって「塑性域」が拡がった「全塑性状態」のタイプ④にいたる。

以下、「全弾性状態」のタイプ①と、7種類ある「弾塑性状態」のうちのタイプ②の解を示す。

(2) タイプ①(全弾性状態)の解

図-4.7 に示すように、定着体の全長にわたって変位量が降伏時変位量以下の場合、第1層、第2層での一般解は、(4.14)、(4.15)式で与えられる。

$$u_1 = {}_1B_1 \cdot \cosh(\alpha_1 z_1) + {}_1B_2 \cdot \sinh(\alpha_1 z_1) \quad (4.14)$$

$$u_2 = {}_2B_1 \cdot \cosh(\alpha_2 z_2) + {}_2B_2 \cdot \sinh(\alpha_2 z_2) \quad (4.15)$$

④点、③点の境界条件、および④点における変位量と応力の連続条件を考慮して(4.14)、(4.15)式を解くと、積分定数 ${}_1B_1 \sim {}_2B_2$ は以下のように求まる。

$${}_1B_1 = \frac{\varepsilon_0}{\Delta} \left\{ \cosh(\alpha_1 l_1) \cosh(\alpha_2 l_2) + \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \sinh(\alpha_1 l_1) \sinh(\alpha_2 l_2) \right\} \quad (4.16)$$

$${}_1B_2 = - \frac{\varepsilon_0}{\alpha_1} \quad (4.17)$$

$${}_2B_1 = \varepsilon_0 \cdot \frac{\cosh(\alpha_2 l_2)}{\Delta} \quad (4.18)$$

$${}_2B_2 = - \varepsilon_0 \cdot \frac{\sinh(\alpha_2 l_2)}{\Delta} \quad (4.19)$$

ただし、

$$\Delta = \alpha_1 \cdot \sinh(\alpha_1 l_1) \cosh(\alpha_2 l_2) + \alpha_2 \cdot \cosh(\alpha_1 l_1) \sinh(\alpha_2 l_2) \quad (4.20)$$

ε_0 : アンカー定着体頭部のひずみ

$$\varepsilon_0 = \frac{T_0}{EA} \quad (4.21)$$

(3) タイプ②(第1層が弾塑性状態)の解

図-4.8に示すように、第1層のアンカー定着体頭部から深さ(${}_1Z_v$)までの区間で、変位量(u_1)が降伏時変位量(${}_1u_v$)を上回っているタイプ②の場合の解を示す。

まず、第1層の塑性域の変位量は、(4.13)式で($i=1$)とおくと、(4.22)式によって表わすことができる。

$$\frac{d^2 u_1}{dz_1^2} - \frac{\phi \cdot {}_1\tau_v}{EA} = 0 \quad (4.22)$$

次に、深さ(${}_1Z_v$)より下方、すなわち第1層の弾性域の変位量(u_{e1})は、深さ(${}_1Z_v$)を原点とする深さ(z_{e1})を用いると、(4.23)式のようになる。

$$\frac{d^2 u_{e1}}{dz_{e1}^2} - \frac{\phi \cdot {}_1K_s}{EA} \cdot u_{e1} = 0 \quad (4.23)$$

また、全域が弾性状態の第2層における変位量は(4.24)式で表わせる。

$$\frac{d^2 u_2}{dz_2^2} - \frac{\phi \cdot {}_2K_s}{EA} \cdot u_2 = 0 \quad (4.24)$$

以下、(4.22)~(4.24)式の一般解を示す。

1) 第1層：弾塑性状態

① 塑性域： $0 \leq z_1 \leq {}_1Z_v$

$$u_1 = \frac{1}{2} \beta_1 z_1^2 + {}_1C_1 \cdot z_1 + {}_1C_2 \quad (4.25)$$

ただし、 ${}_1C_1$ 、 ${}_1C_2$ ：積分定数

$$\beta_1 = \frac{\phi \cdot {}_1\tau_v}{EA} \quad (4.26)$$

② 弾性域： $0 \leq z_{e1} \leq {}_1Z_v$

$$u_{e1} = {}_1B_1 \cdot \cosh(\alpha_1 z_{e1}) + {}_1B_2 \cdot \sinh(\alpha_1 z_{e1}) \quad (4.27)$$

2) 第2層：全域が弾性状態 ($0 \leq z_2 \leq {}_2\ell_2$)

$$u_2 = {}_2B_1 \cdot \cosh(\alpha_2 z_2) + {}_2B_2 \cdot \sinh(\alpha_2 z_2) \quad (4.28)$$

③点、④点の境界条件、および⑤点、⑥点での連続条件を考慮して、(4.25)、(4.27)、(4.28)式を解くと、まず、積分定数 ${}_1C_1$ 、 ${}_1C_2$ は以下のように求まる。

$${}_1C_1 = -\varepsilon_0 \quad (4.29)$$

$$\begin{aligned} {}_1C_2 = & -\frac{1}{2} \beta_1 \cdot {}_1Z_v^2 + \varepsilon_0 \cdot {}_1Z_v \\ & + \frac{{}_1\varepsilon_v}{\Delta'} [\cosh\{\alpha_1(\ell_1 - {}_1Z_v)\} \cosh(\alpha_2 \ell_2) \\ & + \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \sinh\{\alpha_1(\ell_1 - {}_1Z_v)\} \sinh(\alpha_2 \ell_2)] \end{aligned} \quad (4.30)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \Delta' = & \alpha_1 \cdot \sinh\{\alpha_1(\ell_1 - {}_1Z_v)\} \cosh(\alpha_2 \ell_2) \\ & + \alpha_2 \cdot \cosh\{\alpha_1(\ell_1 - {}_1Z_v)\} \sinh(\alpha_2 \ell_2) \end{aligned} \quad (4.31)$$

$${}_1\varepsilon_v = \varepsilon_0 - \beta_1 \cdot {}_1Z_v \quad (4.32)$$

第1層の深さ(${}_1Z_v$)より下方は、全域が弾性状態であるから、タイプ①の $\varepsilon_0 \rightarrow {}_1\varepsilon_v$ 、 $z_1 \rightarrow z_{e1}$ 、 $\ell_1 \rightarrow \ell_1 - {}_1Z_v$ にそれぞれ置き換えると、第1層の弾性域および第2層の積分定数、 ${}_1B_1$ 、 ${}_1B_2$ および ${}_2B_1$ 、 ${}_2B_2$ は(4.33)~(4.36)式のように求まる。

$$\begin{aligned} {}_1B_1 = & \frac{{}_1\varepsilon_v}{\Delta'} [\cosh\{\alpha_1(\ell_1 - {}_1Z_v)\} \cosh(\alpha_2 \ell_2) \\ & + \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \sinh\{\alpha_1(\ell_1 - {}_1Z_v)\} \sinh(\alpha_2 \ell_2)] \end{aligned} \quad (4.33)$$

$${}_1B_2 = -\frac{{}_1\varepsilon_v}{\alpha_1} \quad (4.34)$$

$${}_2B_1 = {}_1\varepsilon_v \cdot \frac{\cosh(\alpha_2 \ell_2)}{\Delta'} \quad (4.35)$$

$${}_2B_2 = -{}_1\varepsilon_v \cdot \frac{\sinh(\alpha_2 \ell_2)}{\Delta'} \quad (4.36)$$

以上、タイプ①とタイプ②の解を示したが、他のタイプについても同様の手法で解を求めることができる。

なお、本節で述べたアンカーの変位・応力計算法を、以後、「二層地盤内変位・応力計算法」あるいは「二層地盤内計算法」と略称する。

4. 4 二層地盤内変位・応力計算法の検討

ここでは、「二層地盤内計算法」によるアンカー定着体の変位と応力の算定結果を、第2章で示した関東ローム層での引抜き試験結果と比較し、同計算法の適用性について検討する。

(1) 算定用定数

表-4.1 に、アンカー定着体の変位と応力の計算に用いた諸定数を示す。第2章の引抜き試験用アンカーは、自由長部を設けていないために土被りがない状態で施工されていた。このため、地盤による定着体の拘束が小さくなり、定着体上部の周面摩擦抵抗は、下部より、かなり小さな値を示していた。したがって、表-4.1 に示す定着層における第1層と第2層の境界は、試験アンカーの軸力分布の形状(第2章、図-2.14~2.18参照)および周面摩擦抵抗の発現状況(同、図-2.19~2.23参照)を参考にして設定した。なお、各層の降伏時における周面摩擦抵抗(τ_v)と変位量(u_v)は、実測軸力から求めた相対変位量(u_{av})~平均周面摩擦抵抗(τ_{av})曲線をもとに決定した。

図-4.9~4.13は、各試験アンカーの(τ_v)および(u_v)の設定に用いた第1層、第2層の(u_{av})~(τ_{av})曲線を示したものである。なお、図-4.9~4.13の相対変位量(u_{av})は、各定着層の中央点におけるアンカーと周辺地盤との相対的な変位量を表わすもので、「頭部変位量」から各定着層の中央点までの累計「変形量」を減じて求めた(第2章、図-2.25参照)。また、平均周面摩擦抵抗(τ_{av})は、各定着層における軸力変化量をアンカー周面積で除した値である(第2章、図-2.24参照)。

(2) 荷重~変位量曲線

図-4.14~4.18は、「二層地盤内計算法」による定着体頭部における変位量の「算定結果」と「実験結果」を示したものである。算定結果は3種類示したが、このうち、算定値①は注入材の弾性係数(E_g)を $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、算定値②は E_g を $1.05 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、そして算定値③は E_g を $4.2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とした時の変位量である。なお、いずれの算定値も、全弾性状態時は(4.14)式、弾塑性状態のうちのタイプ①では(4.25)式において、それぞれ($\gamma_i = 0$)として計算した。

図-4.14に示すS-1アンカーでは、0tfから約10tfまでの低荷重における実測変位量は算定値①にほぼ等しいが、10~30tf時の実測変位量は算定値②を経て算定値③に近づき、30tf以上で実測変位量は算定値③に一致している。これは、定着体の注入材部分に「ひび割れ」が発生したためと考えられる。

図-4.15のS-2アンカーにおいても、図-4.14と同様に、極限荷重(P_u)の約30%までの低荷重段階で、実測変位量は算定値①に一致しており、以後、実測変位量は算定値②を経て算定値③に近づいている。また、D-3-1、D-4-2、D-5-2アンカーの算定結果を示す図-4.16、4.17、4.18においても、同様な傾向がみられる。

なお、図-4.14、4.16、4.17に示す極限荷重付近の実測変位量は、算定値③より大きくなっている。これは、アンカーと周辺地盤の相対変位量が約10mmをこえると、周面摩擦抵抗(τ_v)の値が(τ_v)より低下し始め、図-4.4に示す「 $\tau_v = \tau_v$ 」の関係が成り立たなくなったためと考えられる(第3章、図-3.13参照)。

(3) 伝達軸力

図-4.19~4.23は、全試験アンカーの定着体部分における応力、すなわち軸力分布の「算定結果」を「実験結果」と比較したものである。伝達軸力の算定値も、変位量の算定値と同様に、注入材の弾性係数(E_s)を変化させている。また、同図には、第3章で示した「単一地盤に定着した場合の変位・応力計算法」による算定結果(以後、単一層算定値とよぶ)も示しておいた。

図-4.19に示すS-1アンカーの軸力分布のうち、頭部荷重が30tfの時の算定値①と算定値③を比較すると、その差は最も大きいところで約1tfと小さく、注入材の弾性係数(E_s)による軸力算定値への影響は少ない。また、頭部荷重が10tf、20tfでは算定値①、②、③のすべてが図-4.6に示した「タイプ①」の全弾性状態にある。これに対して、頭部荷重が30tfでは、図-4.14からもわかるように、頭部の変位量が0.5~0.6cmの範囲にあって、第1層の降伏時変位量($u_y=0.75$ cm)より小さいために弾性状態、そして、第2層が弾塑性状態にある「タイプ③」の状態にある。

また、図-4.19のうち単一層算定値は、頭部荷重が10tfの時には実測軸力にほぼ一致しているが、これより大きい荷重の20tf、30tfでは実測軸力よりかなり小さくなっている。これに対して、算定値①~③は、頭部荷重が10tf時に実測軸力よりやや大きめの値を示してはいるものの、20tf、30tfでは実測軸力によく一致している。

図-4.20~4.23でも算定値①~③は実測軸力にほぼ等しく、「二層地盤内計算法」による算定結果は、全荷重に対してかなり正確な軸力を与えている。

4.5 まとめ

本章では、まず、「多層地盤内アンカーの変位・応力計算法」の一般解を示した。次に、周面摩擦抵抗の塑性域の進行状況を考慮した、定着層が二層の場合の計算法(二層地盤内計算法)を導出した。そして、同計算法による「荷重~変位量曲線」および「定着体の伝達軸力分布」と、第2章で紹介した引抜き試験結果とを比較した結果、以下の事項が判明した。

- (1) 定着層を二層に分け、各層の(τ_v)に極限周面摩擦抵抗(τ_u)、(u_v)に $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線から求めた値を採用した「二層地盤内計算法」による定着体頭部の変位量は、ひび割れ発生前の低荷重域で実験結果によく一致する。また、それより大きな荷重域においても、注入材の弾性係数を適切に評価すれば、実験結果に近い変位量を得る。
- (2) 低荷重域でのみ実測軸力分布に近い値を示す単一層算定値に比べ、「二層地盤内計算法」による定着体応力の算定値は、全荷重域で実測軸力にほぼ等しい分布形状を示す。
- (3) 定着体上端が地表面に近いアンカーでは、土被り不足により、地盤による定着体の拘束が緩和され、定着体上端付近の周面摩擦抵抗は、定着体下方より小さな値を示す。このようなアンカーの挙動を正確に評価するためには、定着層を二層以上に分割して評価する必要がある。

以上の検討結果から、定着層を物理的・力学的性質に応じて複数の定着層に区分し、それぞれの層について相対変位量(u)~周面摩擦抵抗(τ)曲線を適切に設定すれば、本章で示した変位・応力計算法は、極限荷重までの荷重域で、引張型アンカーの変位性状と応力分布をよく説明する手法といえる。

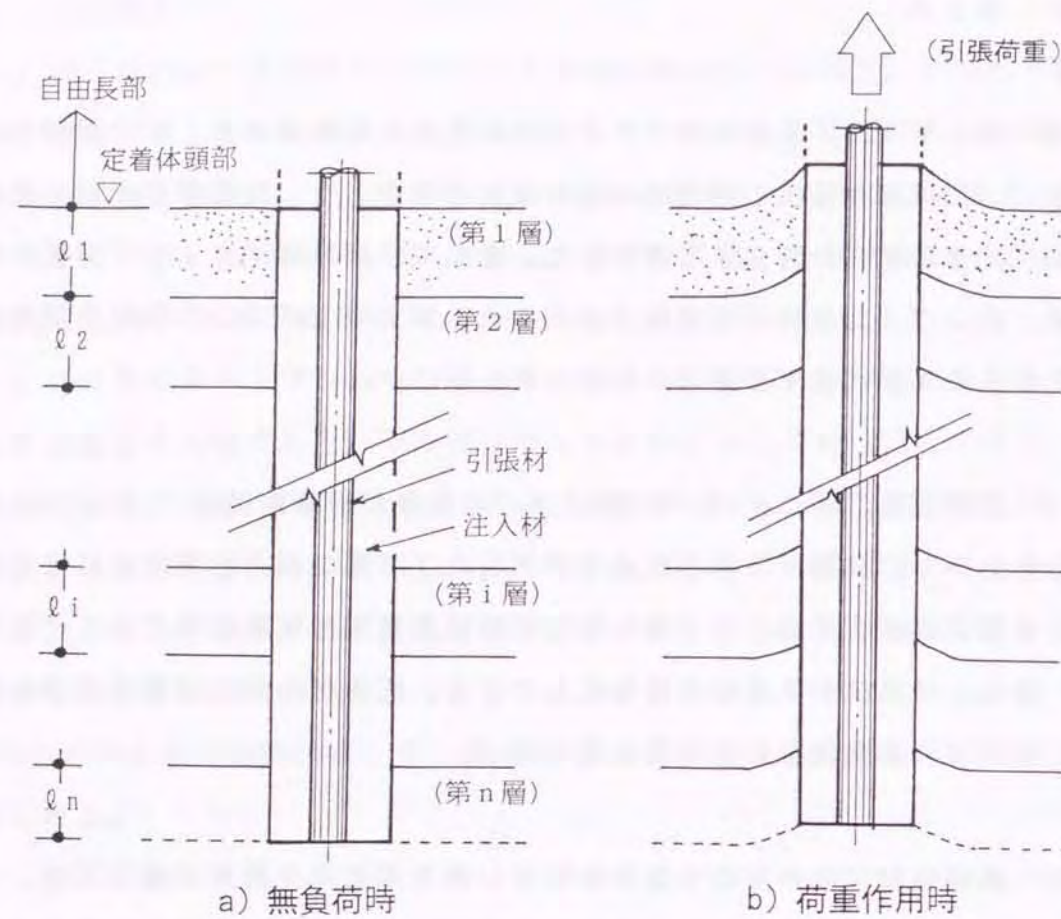


図-4. 1 多層地盤内のアンカー定着体

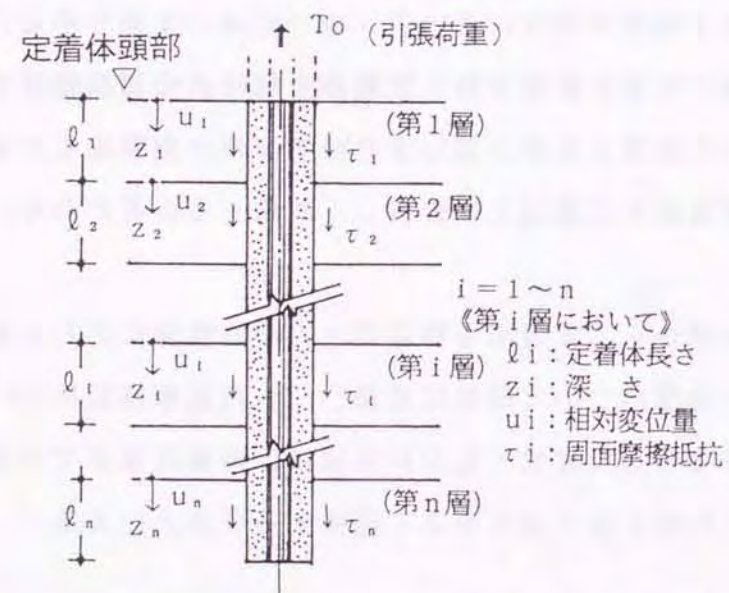


図-4. 2 多層地盤内アンカー定着体に働く力

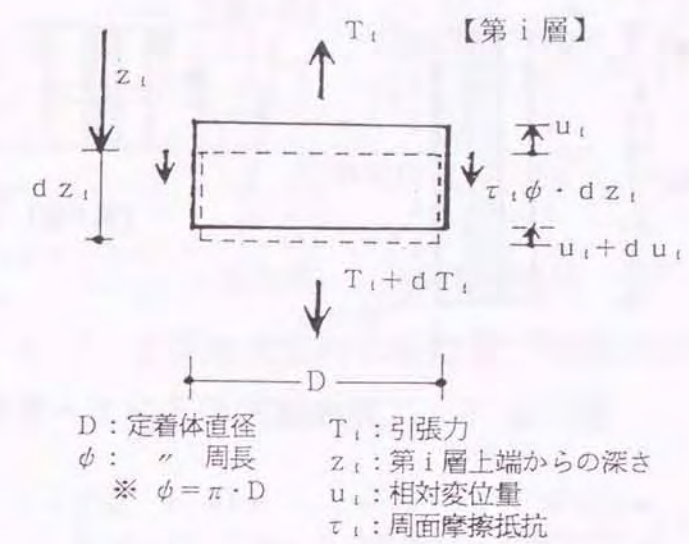


図-4. 3 微小区間(dzi)に働く力の状態

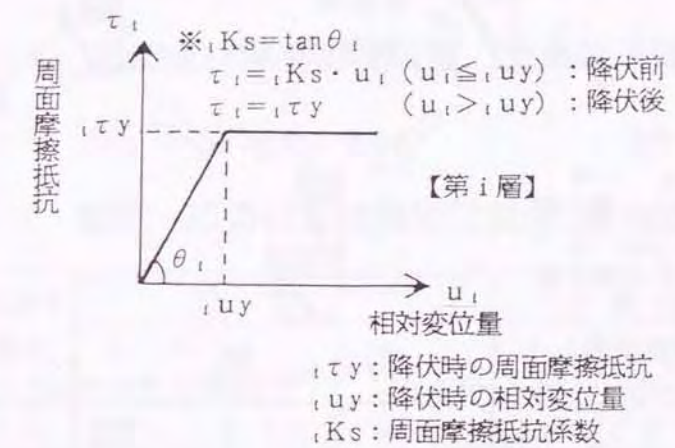


図-4. 4 第i層における(ui)と(τi)の関係

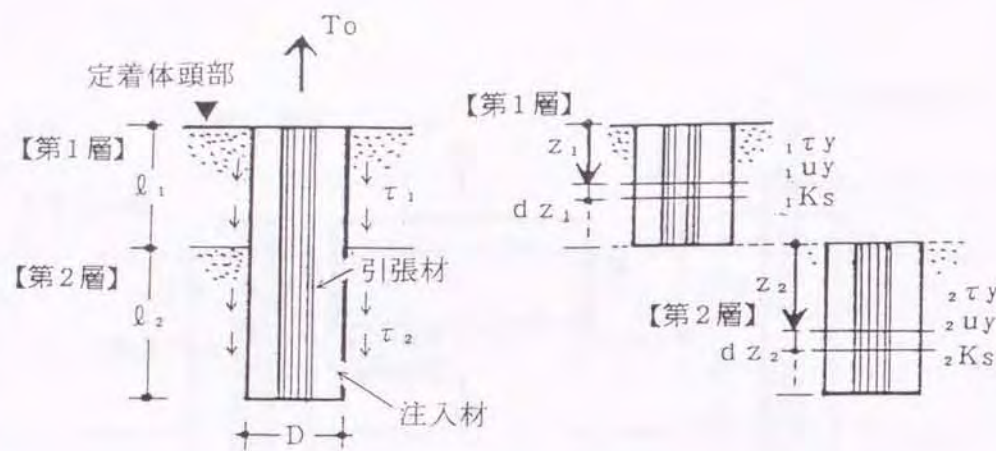


図-4.5 二層地盤内のアンカ一定着体

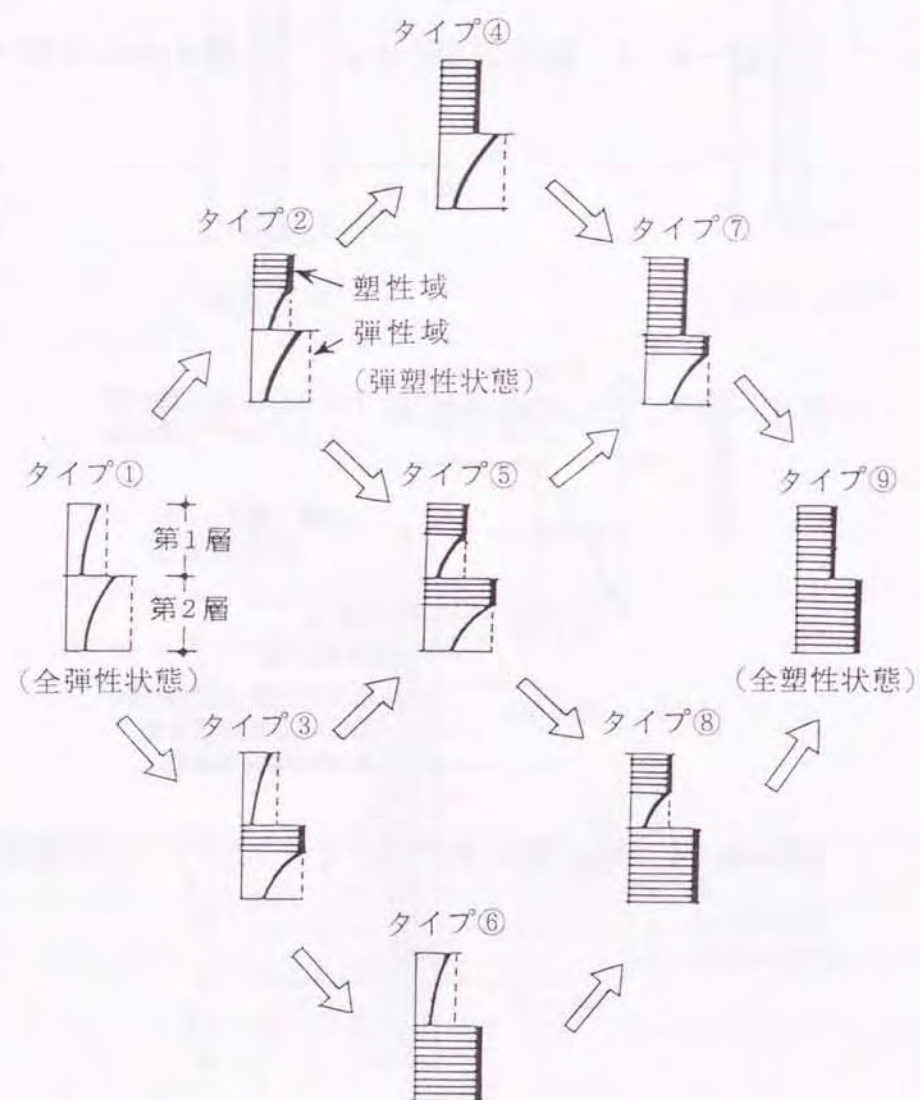


図-4. 6 二層地盤モデルにおける塑性域の拡がり
(周面摩擦抵抗での発生状況)

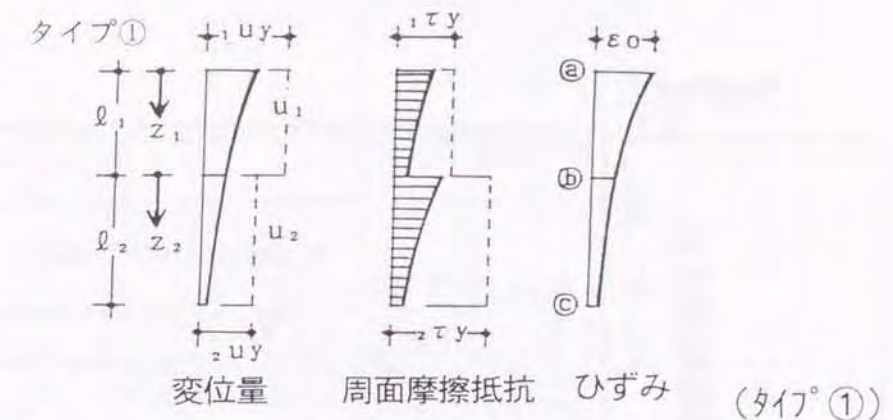


図-4.7 全弾性状態時の変位量、周面摩擦抵抗、ひずみ

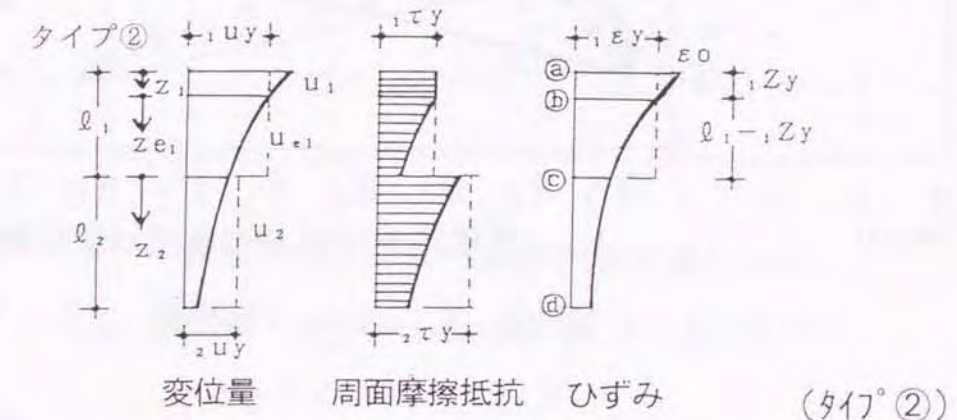


図-4.8 弾塑性状態時の変位量、周面摩擦抵抗、ひずみ

表-4. 1 変位・応力計算法用諸定数(二層地盤内計算法)

試験77カ- 名 称	定着体 全長 l (m)	第 1 層			第 2 層		
		l_1 (cm)	$i \tau_y$ (kgf/cm ²)	$i u_y$ (cm)	l_2 (cm)	$i \tau_y$ (kgf/cm ²)	$i u_y$ (cm)
S-1	5.14	164	1.00	0.75	350	2.26	0.32
S-2	5.09	209	0.80	0.62	300	1.39	0.39
D-3-1	5.04	154	0.65	0.50	350	2.22	0.45
D-4-2	5.10	160	0.90	0.55	350	1.87	0.43
D-5-2	5.07	157	0.75	0.48	350	1.43	0.28

ただし、

Es:引張材の弾性係数($2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)、As:引張材の断面積(8.04 cm^2)

Eg: 注入材の弾性係数(2.1×10^5 kgf/cm²)、Ag: 注入材の断面積(105.06 cm²)

D : 定着体の直径 (12 cm)

 $i\tau_y, iu_y$: 実測の $u \sim \tau$ 曲線から求めた降伏時の周面摩擦抵抗、相対変位量

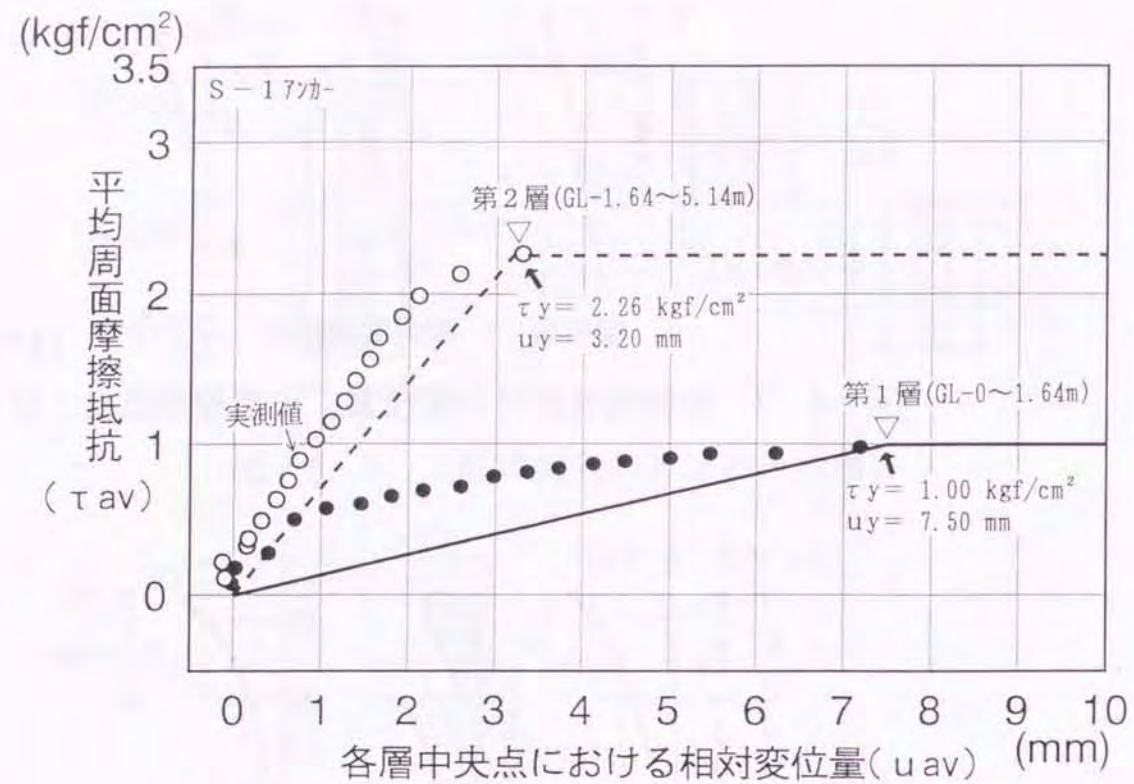


図-4.9 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (S-17)

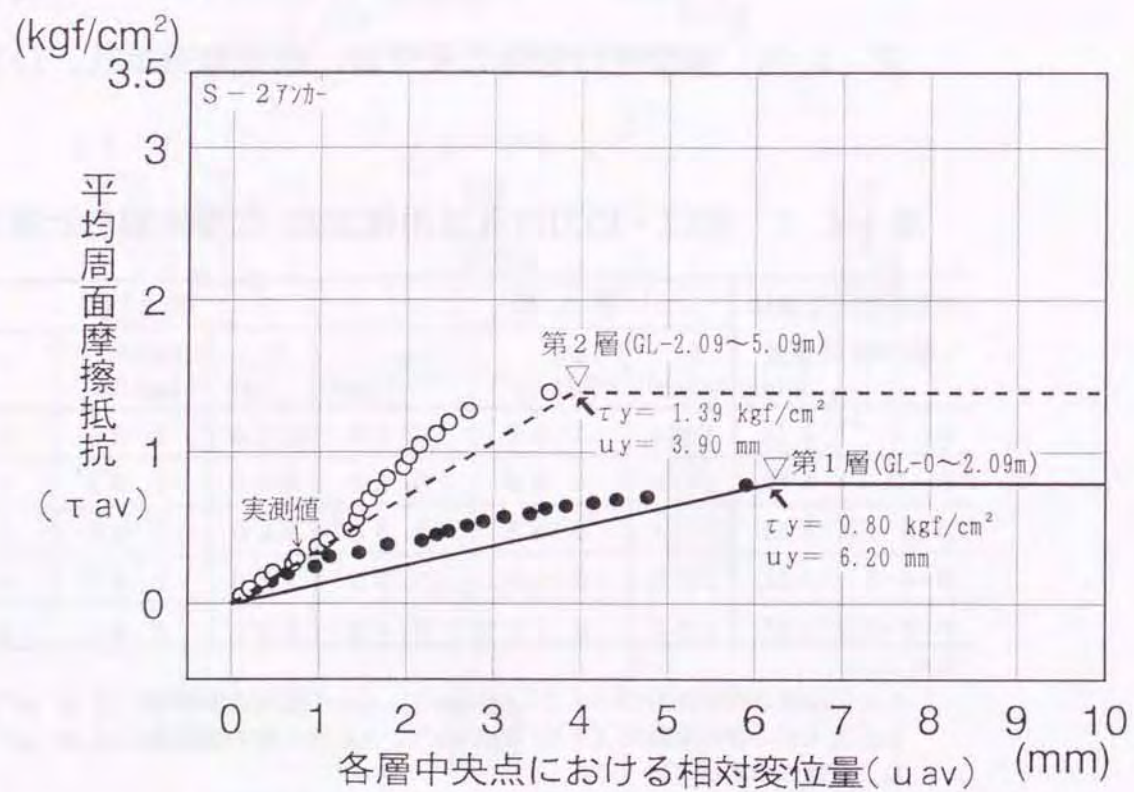


図-4.10 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (S-27)

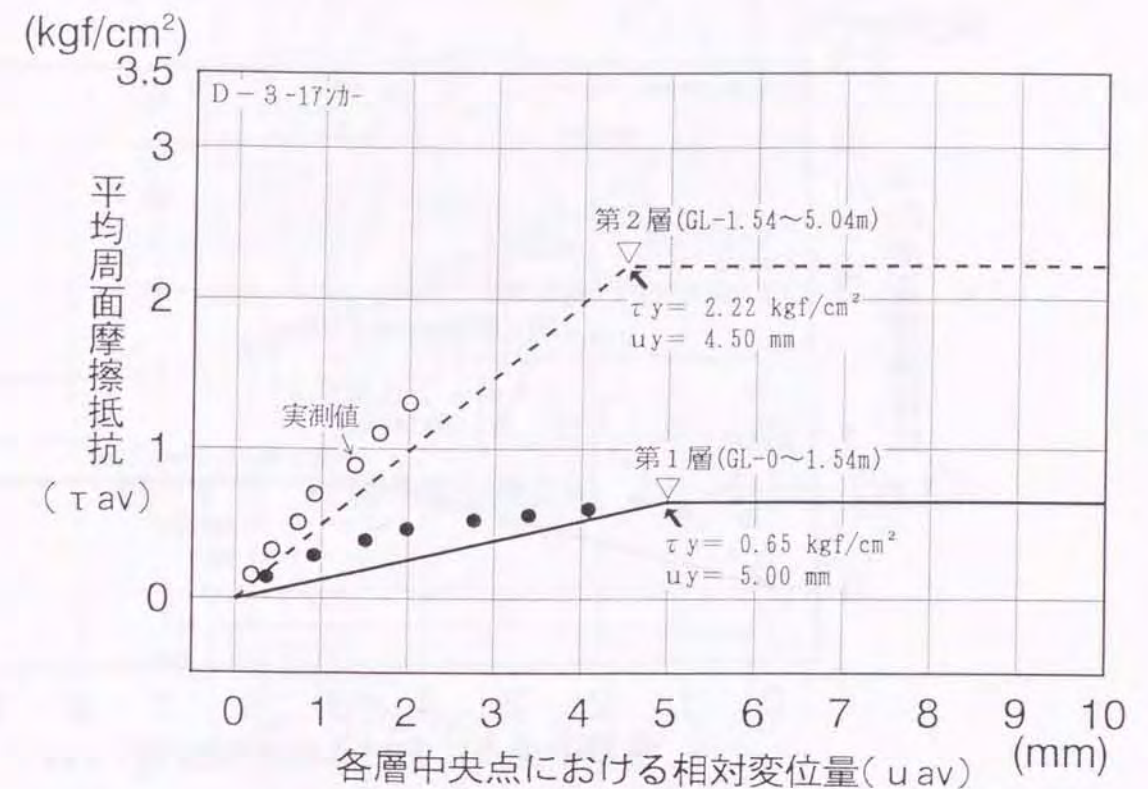


図-4.11 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (D-3-17)

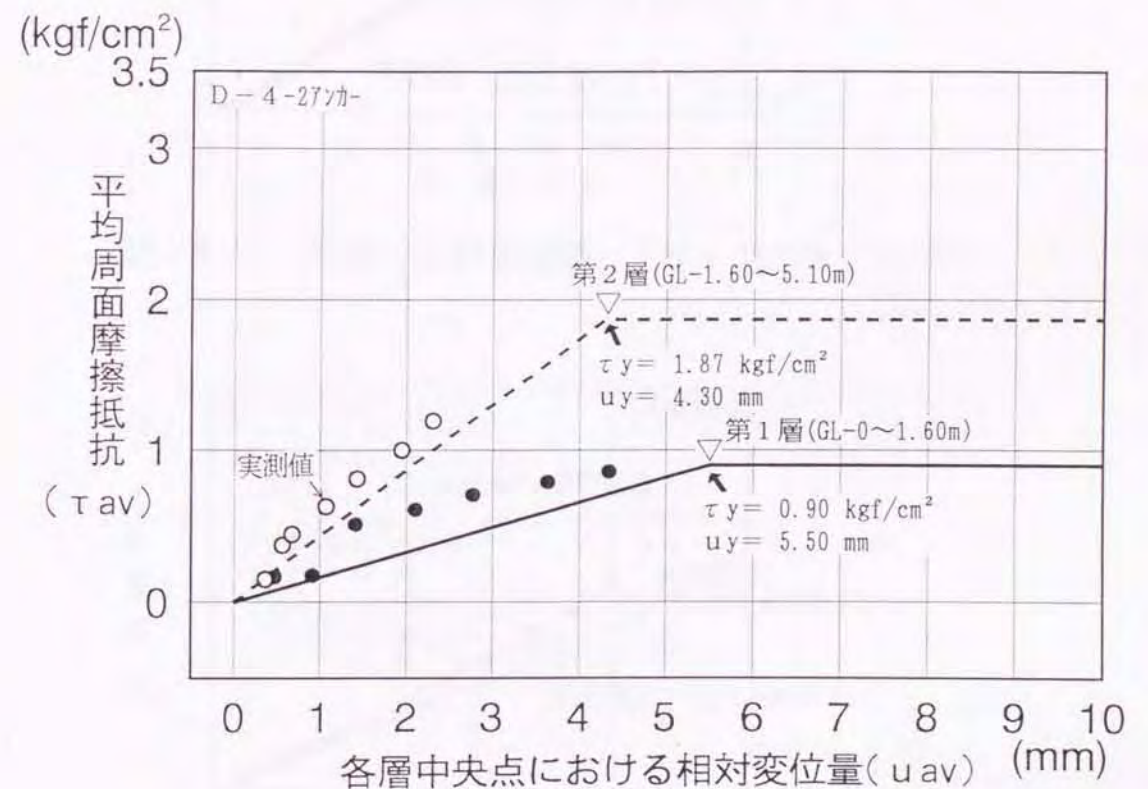


図-4.12 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (D-4-27)

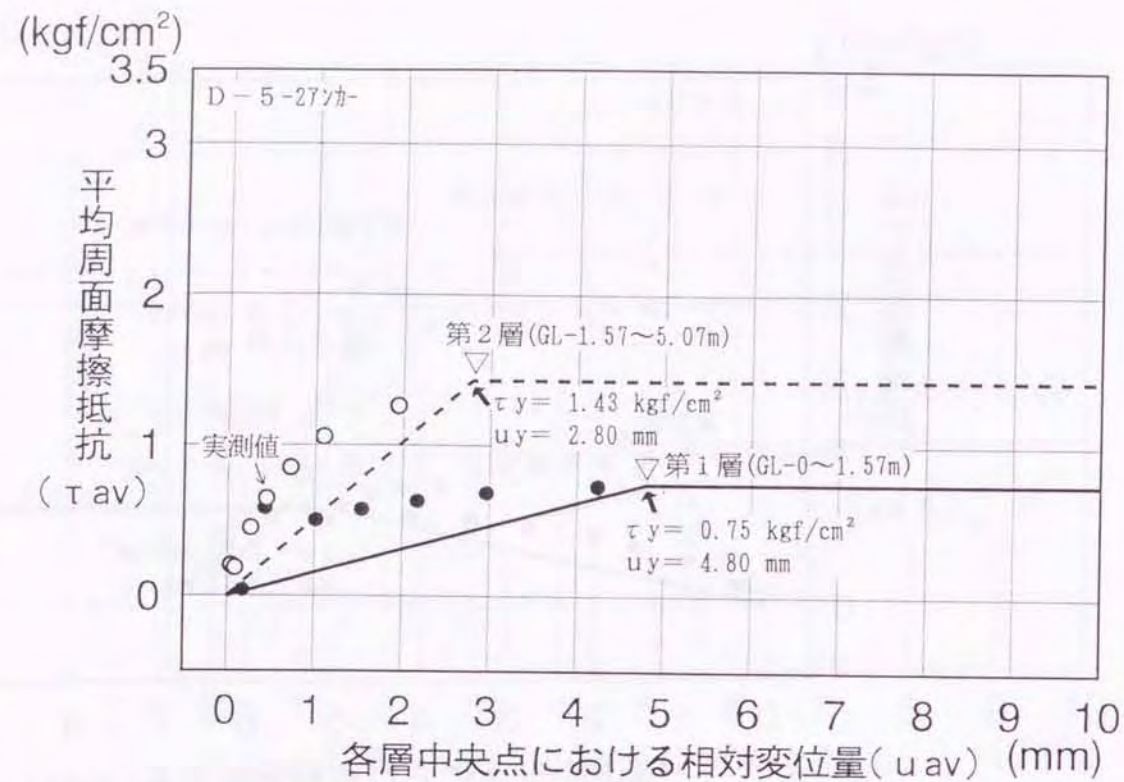


図-4.13 $u_{av} \sim \tau_{av}$ 曲線 (D-5-27ノカ)

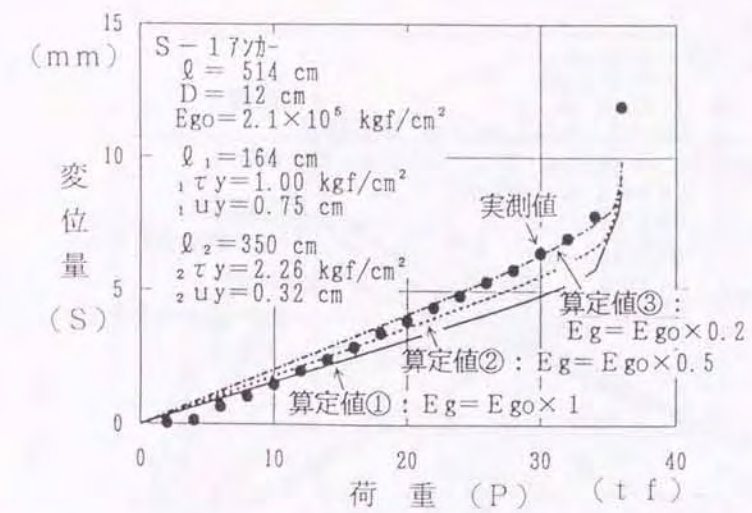


図-4.14 荷重～変位量曲線 (S-17ノカ)

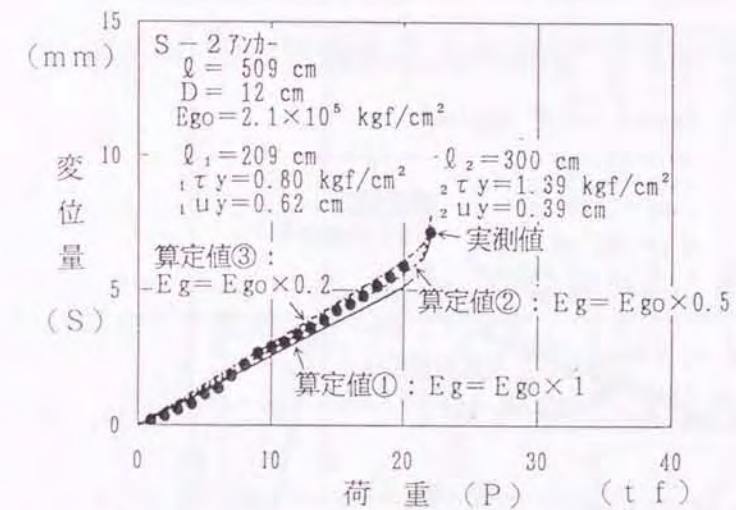


図-4.15 荷重～変位量曲線 (S-27ノカ)

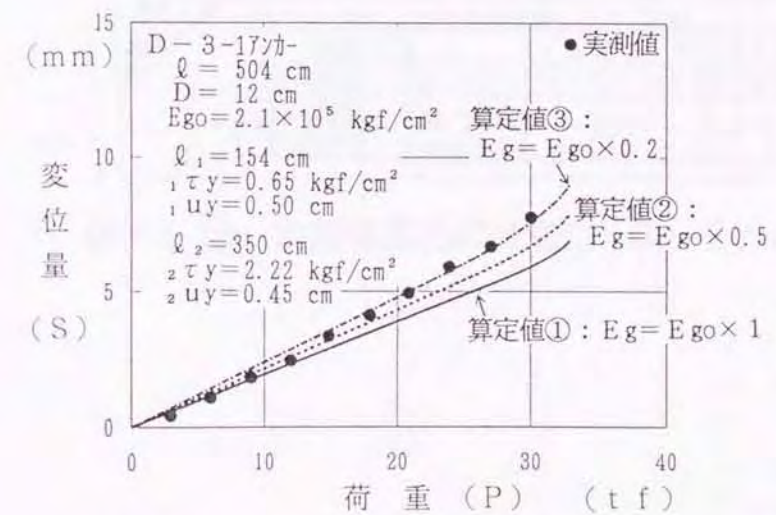


図-4.16 荷重～変位量曲線 (D-3-17ノカ)

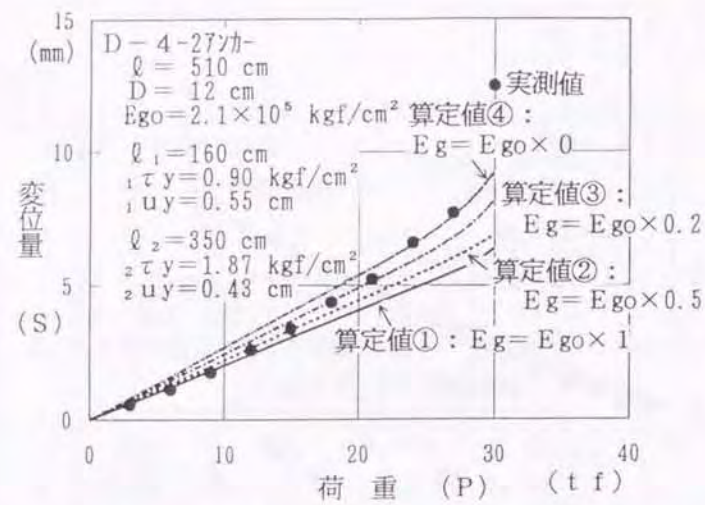


図-4.17 荷重～変位量曲線 (D-4-27カ-)

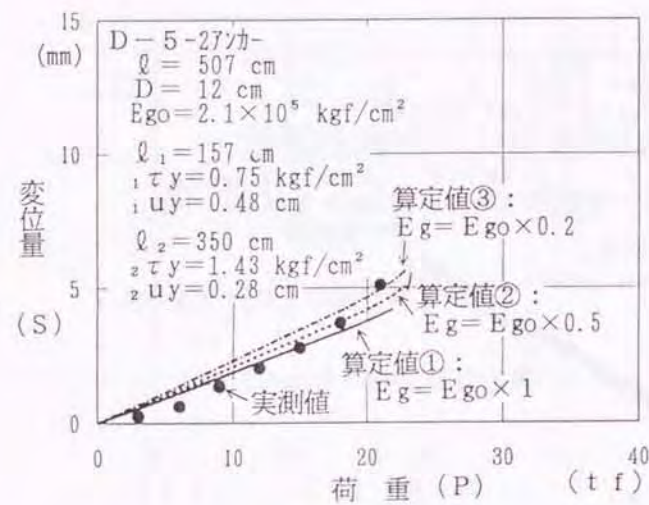


図-4.18 荷重～変位量曲線 (D-5-27カ-)

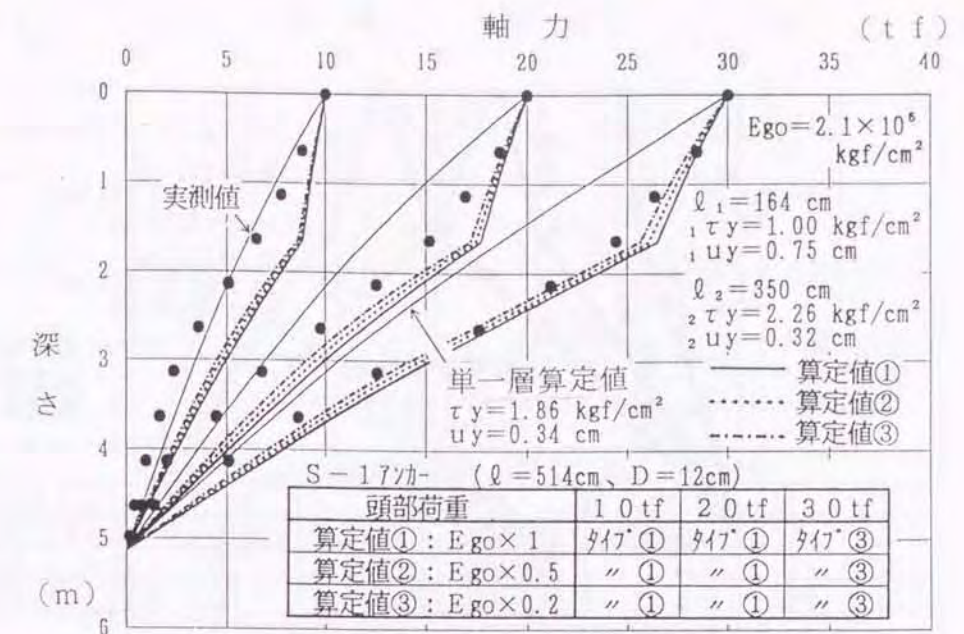


図-4.19 定着体応力の比較 (S-17カ-)

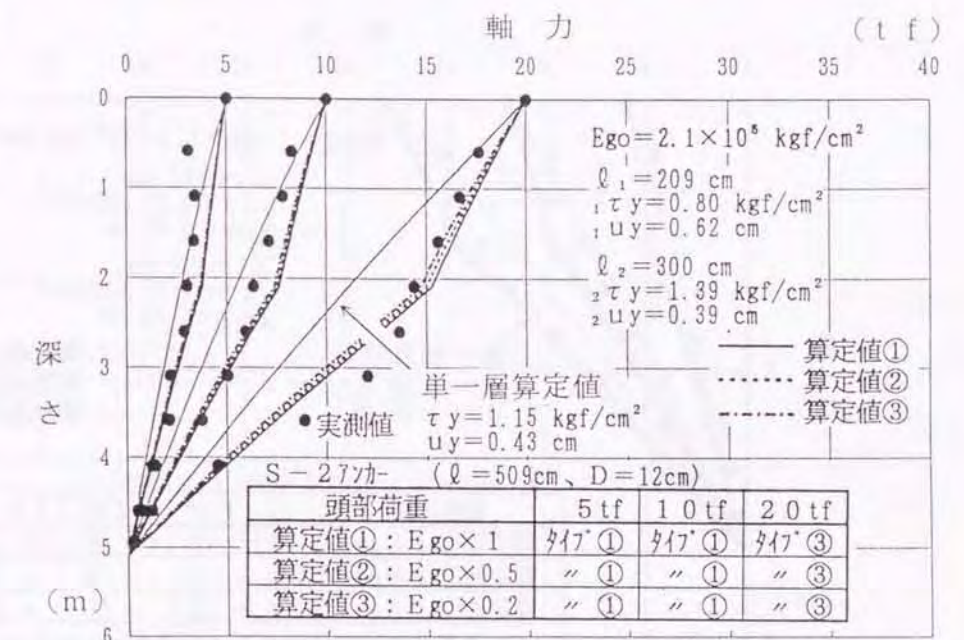


図-4.20 定着体応力の比較 (S-27カ-)

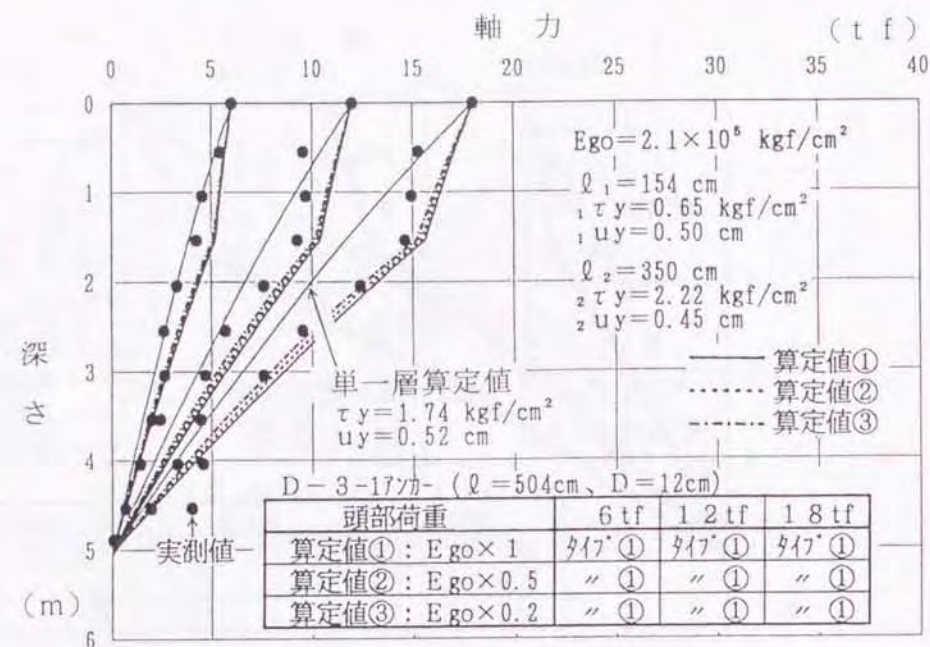


図-4.21 定着体応力の比較 (D-3-17カ-)

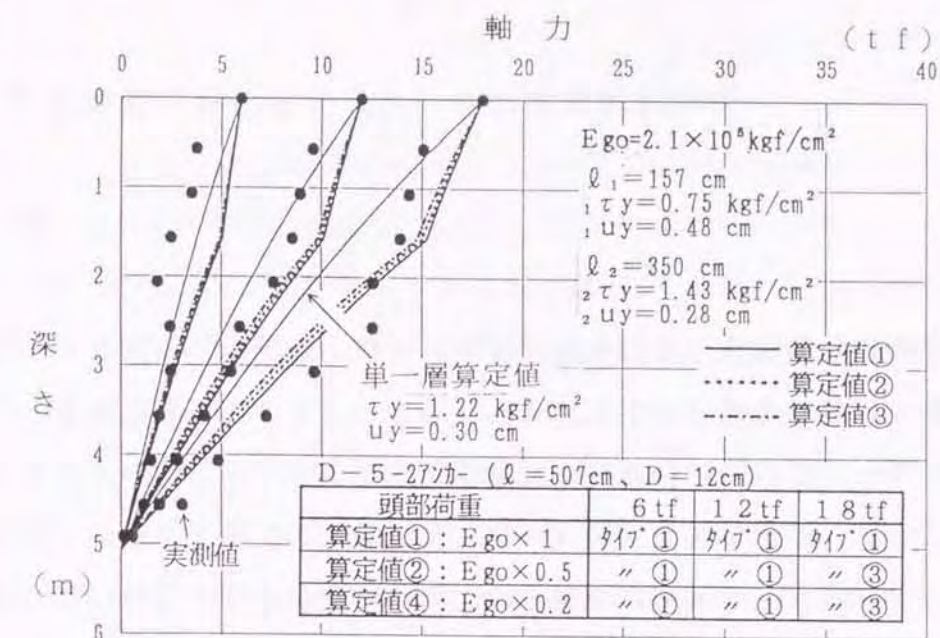


図-4.23 定着体応力の比較 (D-5-27カ-)

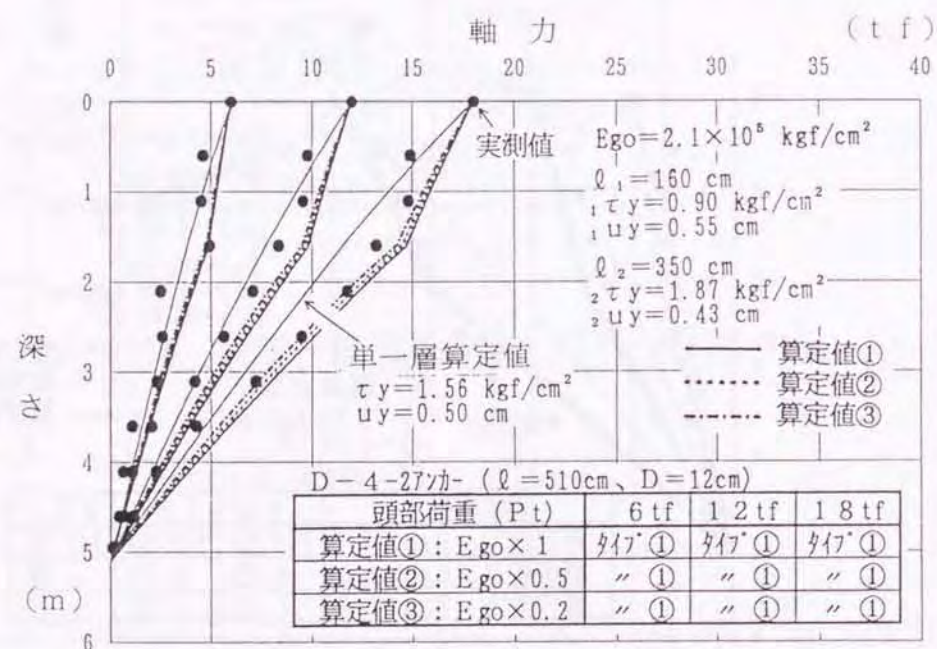


図-4.22 定着体応力の比較 (D-4-27カ-)

第5章 各種地盤におけるアンカーの引抜き試験結果

5.1 概 要

アンカーの引抜き試験は、地盤に対する極限引抜き抵抗、およびその挙動を調査する目的で、多数実施されてきた。しかし、これまでの引抜き試験は、標準的な実施方法によるものではなく、それぞれの試験担当者の判断に委ねられていた。

一方、土留め・山留め工事での「仮設アンカー」採用件数の増加、ならびに、擁壁等の転倒防止、水圧による構築物の浮上がり防止対策用の「本設(永久)アンカー」の開発に対応するため、学会・公的機関等によって、指針類^{1)・5)・35)}の改訂が数年前に行なわれた。これらの指針類のなかで、引抜き試験の実施が推奨され、具体的な試験方法が初めて提示された。以下、本章で述べる試験結果は、上記指針類で示された試験法にしたがって実施したものである。

本章では、まず、砂層、砂礫層、土丹、岩盤およびローム層で行なった引張型アンカーの引抜き試験結果を示し、次に、第3章および第4章に提示したアンカーの「変位・応力計算法」で必要となる諸定数の算定結果について述べる。

なお、ローム層での試験を除くと、いずれの試験アンカーも定着体長さは2mであり、ほぼ均一な地盤に施工されていること、自由長部の注入材を低強度の混合液で置換していることから、精度の高い試験結果が得られているものと考えられる。

5. 2 引抜き試験方法

(1) 試験概要

図-5.1 は、袋パッカーを定着体上部に設置する引抜き試験用アンカーの施工方法を示したものである⁵⁾。定着体の長さ(L_d)は2 mとし、ゴム製の袋パッカーには、水もしくは硬化後の強度が低いベントナイトとセメントの混合液を充填する。また、自由長部は、注入材(セメントペースト)を水洗いし、やはり低強度のベントナイトとセメントの混合液で充填する。

以下、試験アンカーの施工順序を記す。

- ・ 所定の深さまで削孔する。
- ・ 注入用ホースを孔底付近まで挿入し、注入材を圧送する。
- ・ 定着体上部に袋パッカーを取り付けた引張材を挿入する。
- ・ 削孔用鋼管を約3 m(=定着長+袋パッカー長+約50cm)引き上げる。
- ・ 削孔用鋼管の頂部に、アタッチメントを取り付け、ケーシングヘッドパッカー方式によって、注入材を圧送、加圧する。
- ・ 袋パッカーに、水もしくはベントナイトとセメントの混合液を圧送して、パッカーを膨らませ、圧送用チューブを密封する。
- ・ 水洗い用ホースを袋パッカー上部付近まで挿入し、水もしくはベントナイトとセメントの混合液を圧送して、自由長部の注入材と置換する。
- ・ 地中部に残っている削孔用鋼管を引き抜く。
- ・ 地上に出ている引張材を養生する。

(2) 試験方法

事前に予想する最大荷重の大きさにもよるが、増荷時の荷重ステップ2~5 tf、処女荷重階の荷重保持時間は、砂、砂礫の場合に2分間、また、粘性土の場合は10分間とした。

載荷方式は、原則として「1サイクル方式」としたが、残留変位量が大きいと予想される場合は、「多サイクル方式」を採用した。

(3) 結果の整理方法

図-5.2 はN値=10~15のゆるい砂地盤での引抜き試験結果を示したもので、荷重(P)はジャッキ荷重、変位量(S_t)は変位計で測定した地上部におけるアンカー頭部の変位量である。図-5.2 によると、自由長部での引張材の蛇行による緩みのため0~5 tfで変位量がやゝ大きい。以後、(S_t)は(P)に対してほぼ直線的に増加している。地上部変位量(S_t)には、定着体頭部の変位量(S)のほかに自由長部(長さ: L_f)の伸び量(S_e)が含まれており、地上部変位量を表わす図-5.2 によって定着体の挙動を直接評価することができない。このため、定着体頭部の変位量(S)を、「地上部変位量(S_t)」から自由長部の「蛇行による緩み」と「伸び量: $S_e = P \times L_f / (E_s \cdot A_s)$ 」を減じて求めた。図-5.3 は、図-5.2 で示したアンカーの定着体頭部における変位量(S)と荷重(P)の関係を表わしたもので、変位量が約14mmに達した時点で極限状態に達している。

以上の方法で整理した、砂層、砂礫層、土丹、および岩盤での合計25例の引抜き試験結果を、図-5.4 ~図-5.28に示す。

また、写真-5.1、5.2 に、それぞれ、(砂07)、(岩盤03)の引抜き試験状況を示しておく。

5. 3 各種地盤における引抜き試験結果

表-5.1 は、砂層、砂礫層、土丹、岩盤およびローム層(5例)で行なった合計30例の引抜き試験結果をまとめたものである。定着体の長さ(L_a)は、ローム層での試験を除き、すべて2mである。また、岩盤での5例の試験では、引張材降伏荷重の約90%相当荷重まで加力したが、アンカーは引抜けなかった。しかし、他の25例の試験は、いずれも周面摩擦抵抗の降伏により引抜けている。なお、ローム層での試験結果の詳細については、第2章を参照されたい。

(1) 極限周面摩擦抵抗

表-5.1 の極限周面摩擦抵抗(τ_u)は、極限荷重(P_u)を試験アンカーの定着体周面積で除したもので、引抜けなかったアンカーについては最大荷重をそのまま(P_u)とし周面積で除した。

図-5.29は、砂地盤での極限周面摩擦抵抗(τ_u)を、N値に対してまとめたもので、同図には土質工学会による提案値¹⁾を記入しておいた。図-5.29によると、(τ_u)はN値が大きくなるにしたがって増加しており、学会提案値の約2倍の値を示している。

一般に、(τ_u)は土被り圧、定着地盤の相対密度、粒度特性、および地下水位との関係などによって変化するといわれている。また、表-5.1 および図-5.29の(τ_u)の値は、打設角度、長期的な挙動の変化を考慮しておらず、定着体長2mの間の平均値として求めている。したがって、図-5.29に示す(τ_u)の値を、2m以上の定着体長をもつ本施工用アンカーの設計に適用する際には、施工状態、周面摩擦抵抗の発現状況などを考慮して、低減する必要がある。

(2) 降伏時の荷重・変位量

表-5.1 に示す降伏荷重(P_y)は、定着体頭部における $\log P$ (荷重)~ $\log S$ (変位量)曲線で、曲線の傾きが急変する時点を「降伏」と判断し、その時の荷重を採用したものである。図-5.30は、降伏荷重(P_y)の極限荷重(P_u)に対する比(P_y/P_u)を極限周面摩擦抵抗(τ_u)に対してまとめたものである。この図で(砂礫05)の値を除くと、降伏荷重(P_y)は極限荷重(P_u)の0.8~0.95倍の範囲にあり、い

ずれのアンカーも「降伏状態」から「極限状態」への移行が早い。

また、表-5.1 の定着体頭部における降伏時の変位量(S_y)は、地盤の種類、極限周面摩擦抵抗(τ_u)の値に関係なく3~13mmの範囲にあり、平均値は7.3mmとなっている。

以上、降伏状態から極限状態への移行が早いこと、また、(S_y)の平均値が約7mmであることから、定着長が約2mの試験アンカーでは、定着体頭部の変位量(S)が約10mmになると、「降伏状態」を経て「極限状態」に達すると考えてよい。

5. 4 変位・応力計算法用の諸定数

表-5.1に示す(算定用定数)のうち(u_v)は、「単一地盤内計算法」と「多層地盤内計算法」で定着体の挙動を解析する際に必要となる「降伏時の相対変位量」である(第3章 図-3.5、第4章 図-4.4 参照)。この(u_v)の値は、図-5.31(砂09)に示すように、0tfから極限荷重の30~40%までの低荷重域で、「単一地盤内計算法」による定着体頭部の算定変位量が、実測変位量に一致するように設定した値である。また、降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)の値には、表-5.1の極限周面摩擦抵抗(τ_u)をそのまま採用した。なお、図-5.4~5.28には、この手法で求めた(τ_v 、 u_v)の値を採用し、注入材の弾性係数を3種類変化させたときの、単一地盤内計算法による算定変位量を記入しておいた。

図-5.32は、降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)と相対変位量(u_v)の関係をまとめたもので、(u_v)の値は(τ_v)の増加、すなわち定着地盤の強度が増えるにしたがって小さくなっている。この図-5.32には、(砂礫05)、土丹、およびローム層の値を除いた砂質土系地盤(砂、砂礫、岩盤)の試験結果に対する回帰曲線を記入しておいた。(5.1)式は、その回帰曲線を表わす近似式である。

$$u_v = 0.00153 \cdot \tau_v^2 - 0.0775 \cdot \tau_v + 0.983$$

砂質土系地盤用(図-5.32参照) (5.1)

ただし、 $3\text{kgf/cm}^2 \leq \tau_v \leq 20\text{kgf/cm}^2$ の範囲を対象

ここで、 u_v : 降伏時の相対変位量(cm)

τ_v : 降伏時の周面摩擦抵抗(kgf/cm²)

図-5.33は、降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)と周面摩擦抵抗係数($K_v = \tau_v / u_v$)の関係を示したもので、各種地盤の(K_v)は、(τ_v)とともに増加していることがわかる。

5. 5 まとめ

本章では、砂層、砂礫層、土丹、岩盤およびローム層で行なった合計30例の引抜き試験結果を示した。以下にそのまとめを記す。

(1) 砂地盤での極限周面摩擦抵抗は、土質工学会による提案値¹⁾の約2倍相当の値を示していた。なお、2m以上の定着体長をもつ本施工用のアンカーを設計する際には、施工状態、周面摩擦抵抗の発現状況などを考慮して、この値を低減する必要がある。

(2) 降伏荷重は極限荷重の0.8~0.95倍の範囲にあり、いずれのアンカーも「降伏状態」から「極限状態」への移行が早い。

また、定着体頭部における降伏時の変位量(S_v)は、地盤の種類、極限周面摩擦抵抗(τ_u)の値に関係なく3~13mmの範囲にあり、平均値は7.3mmであった。

(3) 降伏時の相対変位量(u_v)の値は、周面摩擦抵抗(τ_v)の増加、すなわち定着地盤の強度が増すにしたがって小さくなっており、砂質土系地盤(砂、砂礫、岩盤)における(u_v)と(τ_v)の関係を(5.1)式で与えた。

なお、周面摩擦抵抗係数($K_v = \tau_v / u_v$)は、(τ_v)の増加とともに増えることを確認した。

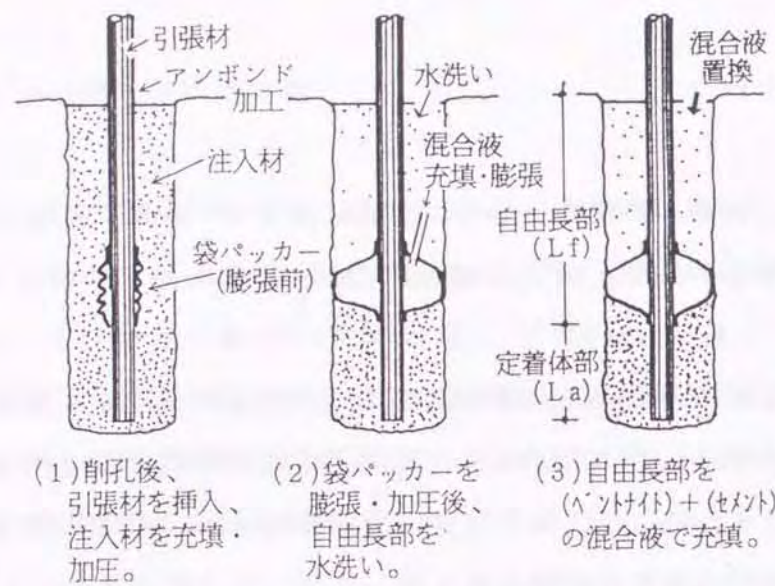


図-5. 1 試験アンカーの施工方法

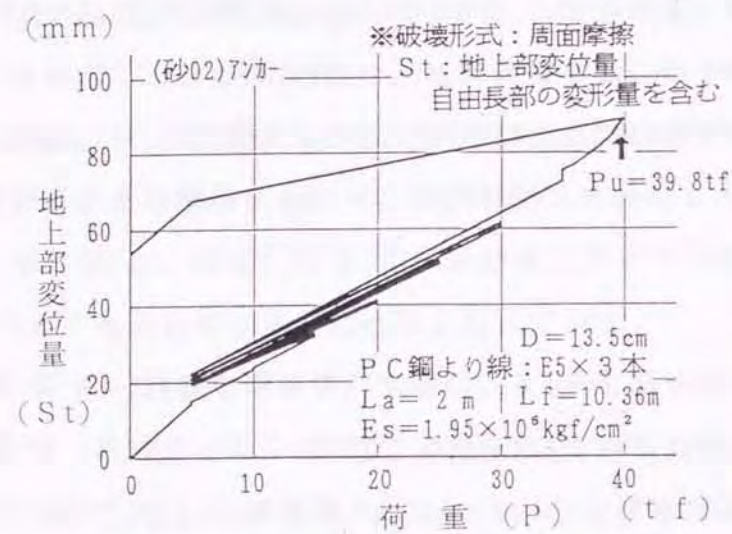


図-5. 2 引抜き試験結果の一例
 (砂02:図-5. 5、表-5. 1参照)

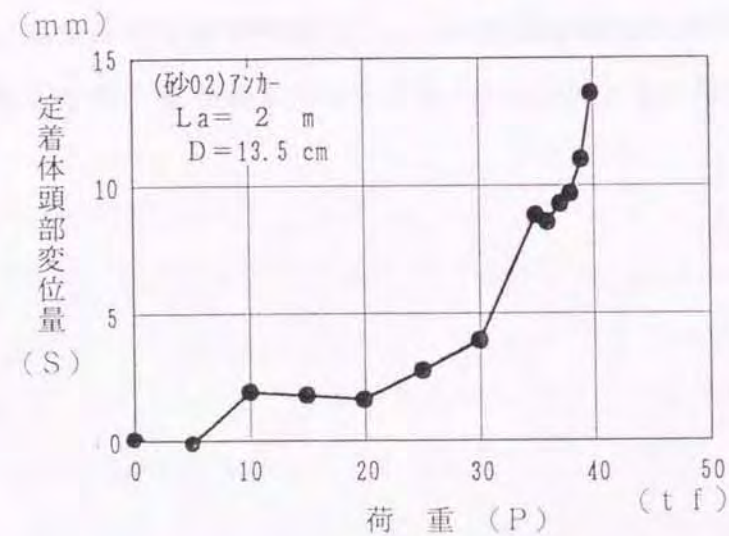


図-5. 3 定着体頭部における荷重～変位量曲線
 (砂02)

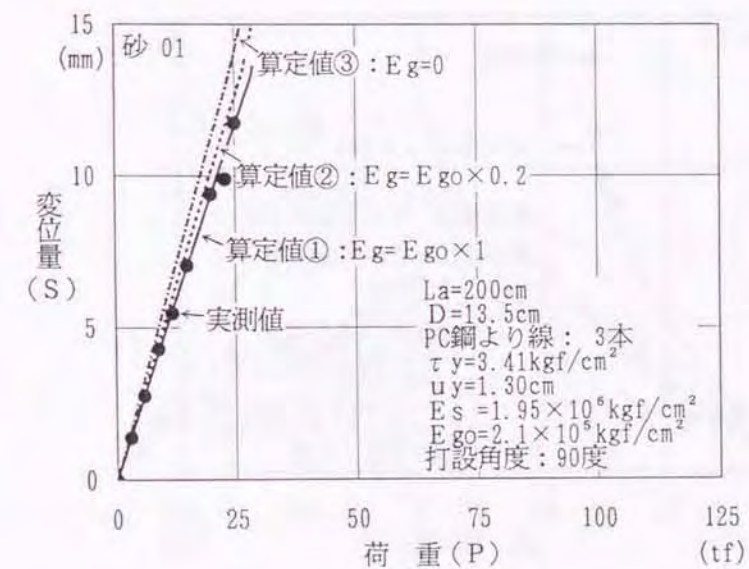
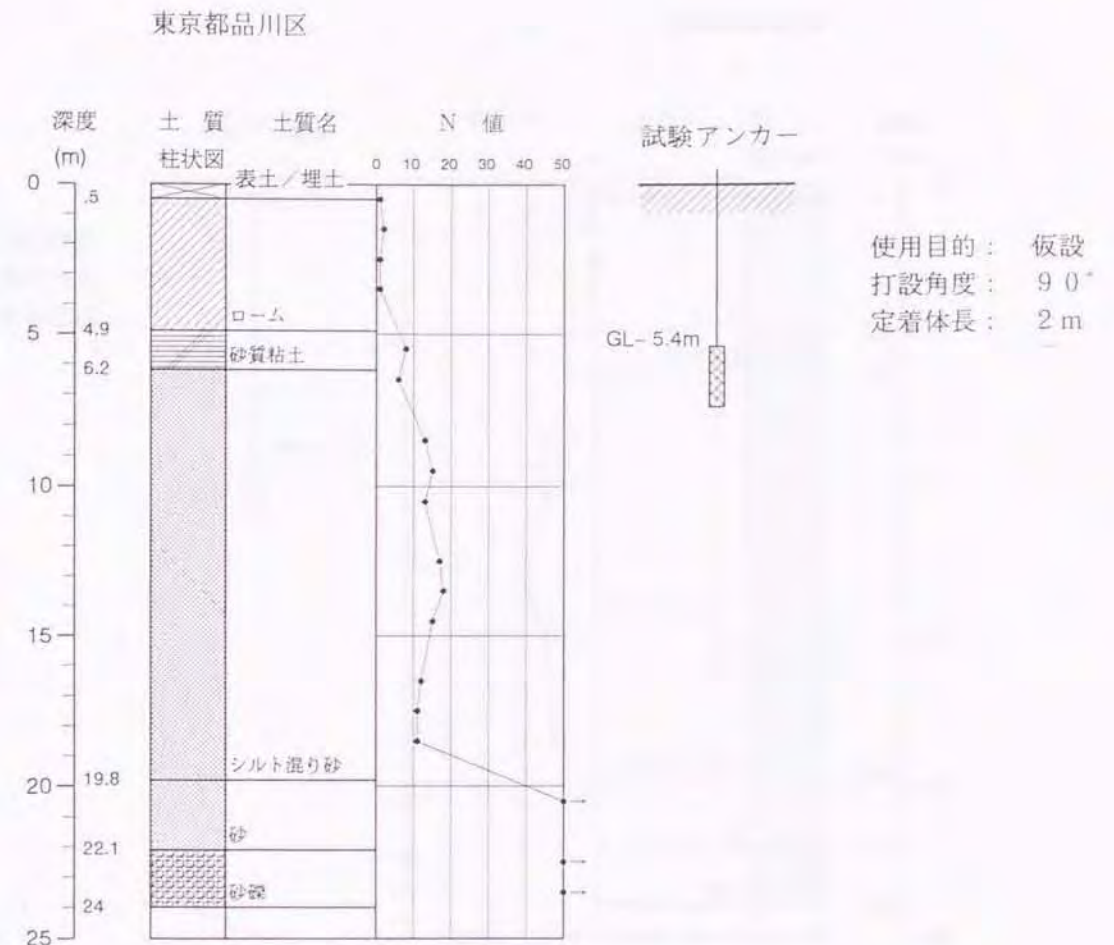
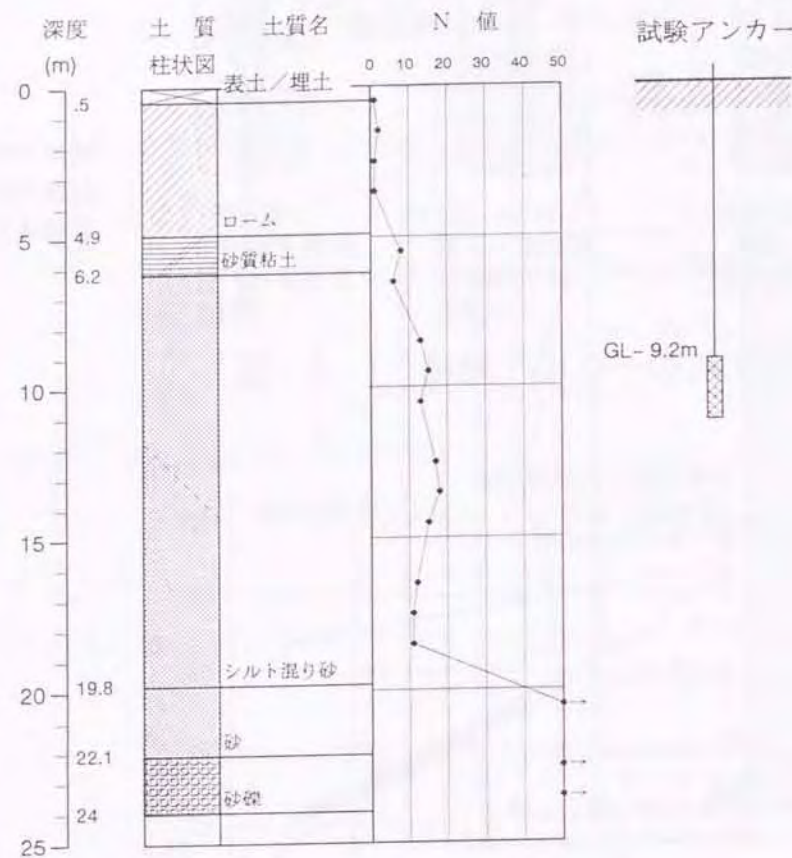


図-5. 4 引抜き試験結果 (砂 01)

東京都品川区



使用目的: 仮設
打設角度: 90°
定着体長: 2m

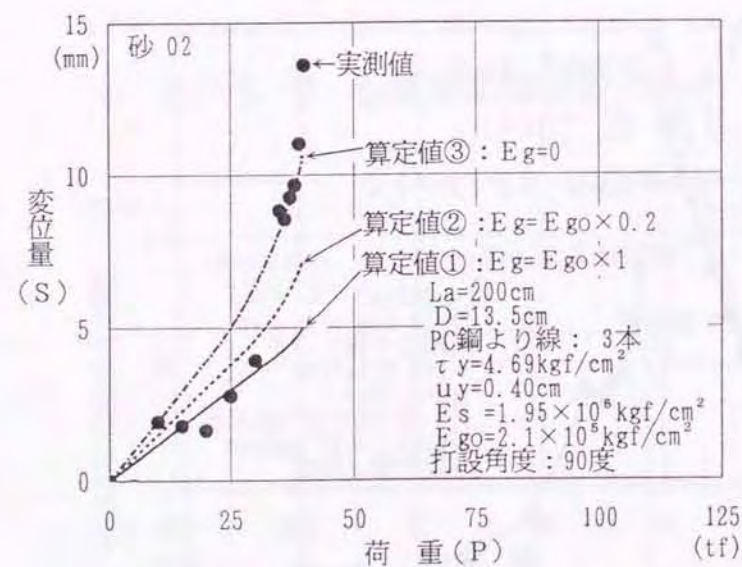
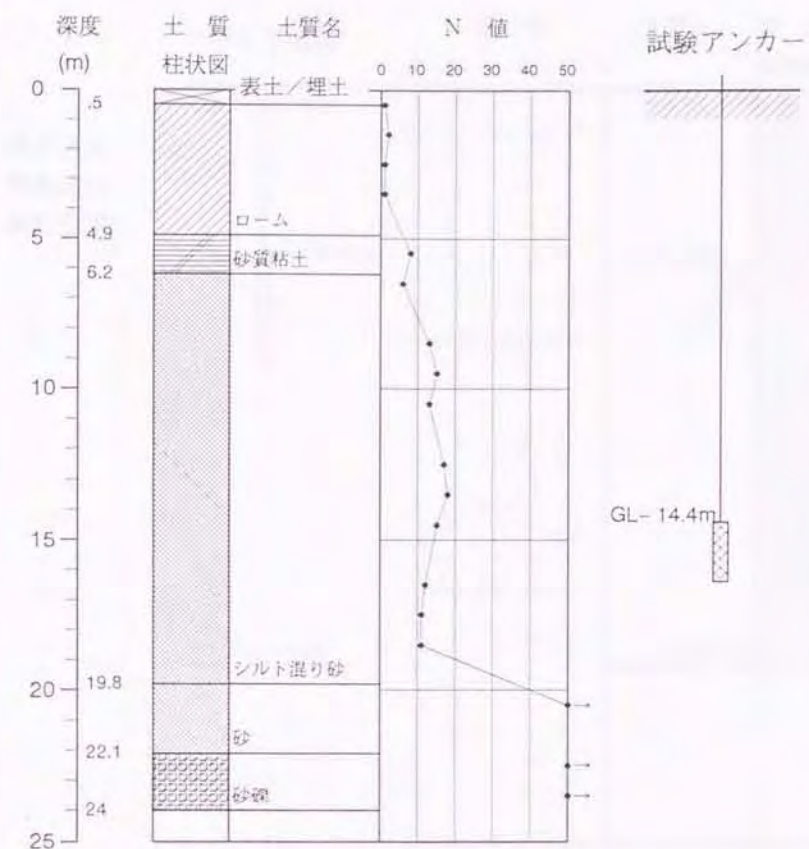


図-5.5 引抜き試験結果 (砂 02)

東京都品川区



使用目的: 仮設
打設角度: 90°
定着体長: 2m

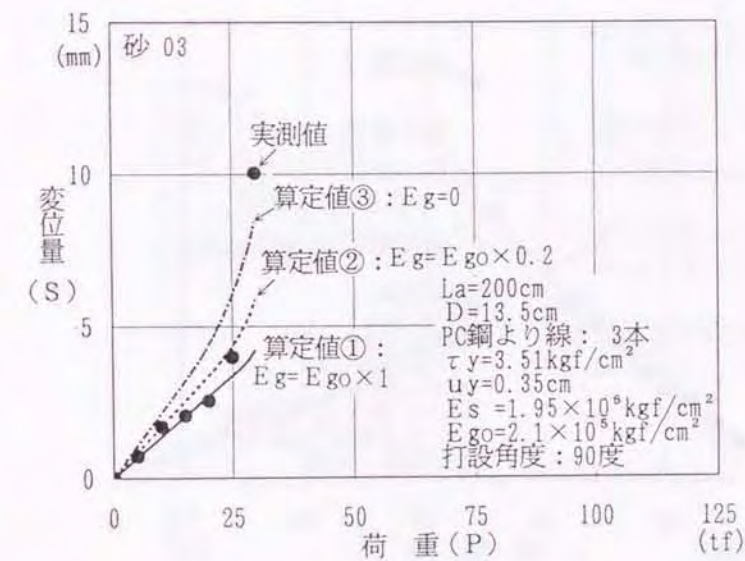


図-5.6 引抜き試験結果 (砂 03)

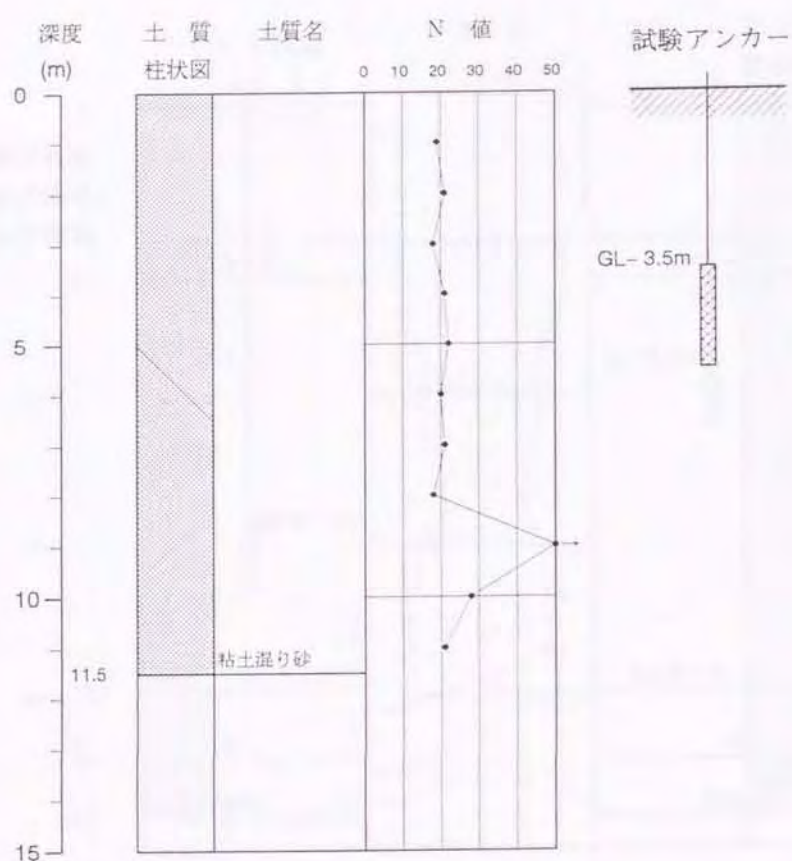


図-5.7 引抜き試験結果 (砂 04)

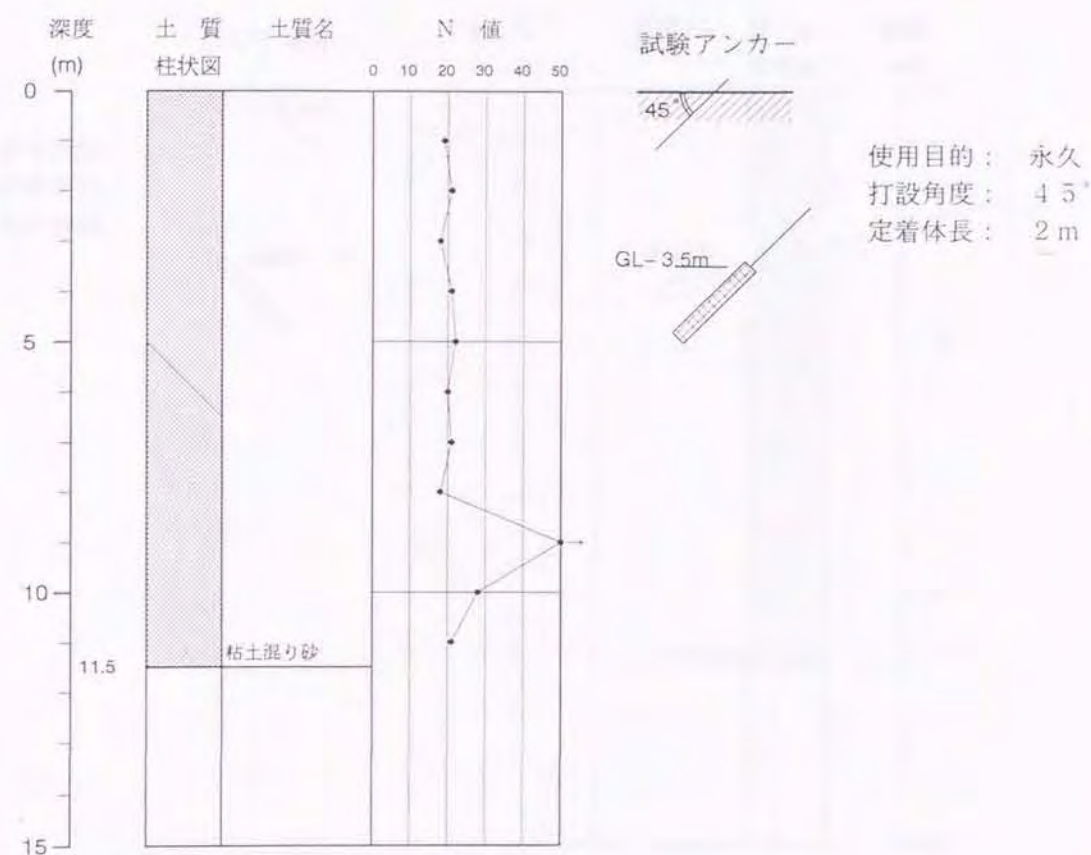
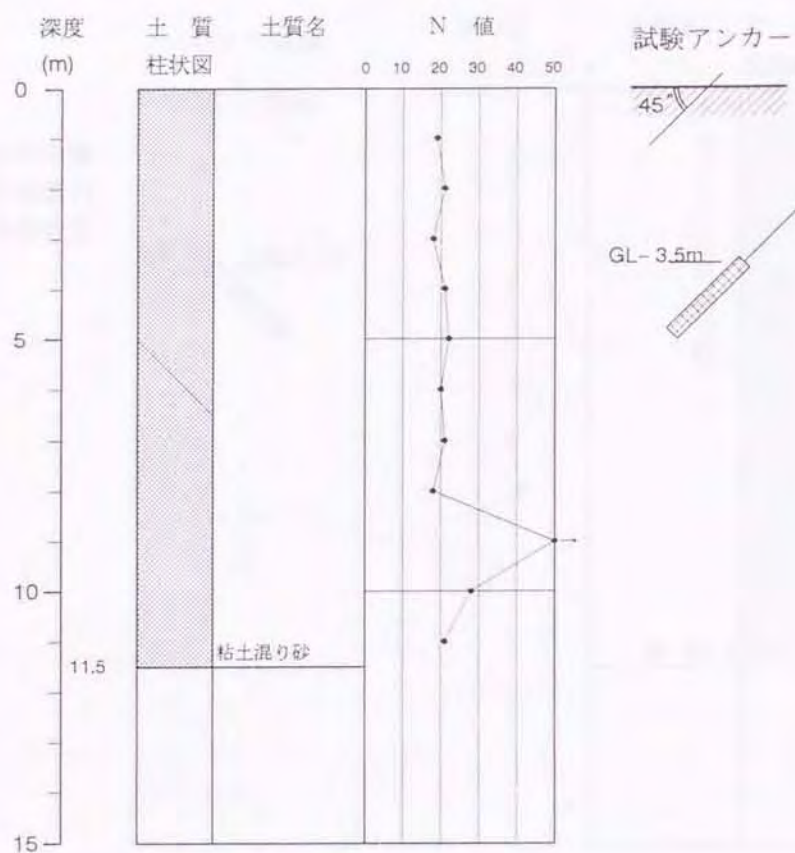


図-5.8 引抜き試験結果 (砂 05)



使用目的： 永久
打設角度： 45°
定着体長： 2 m

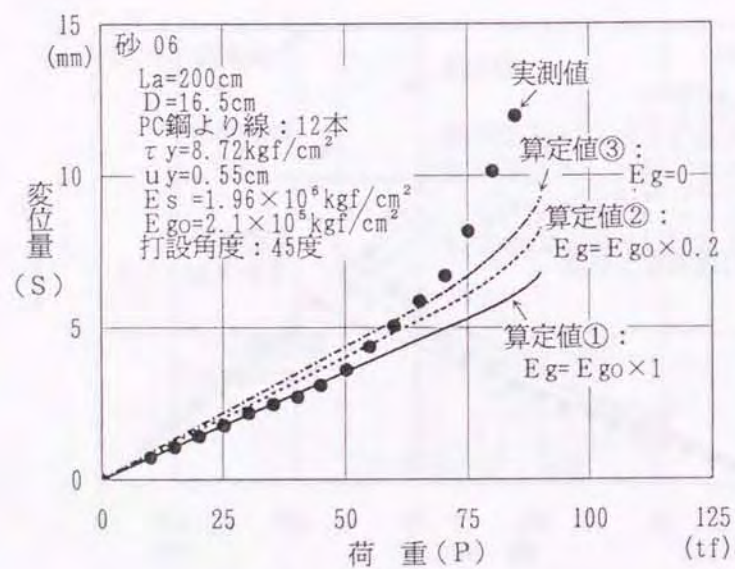
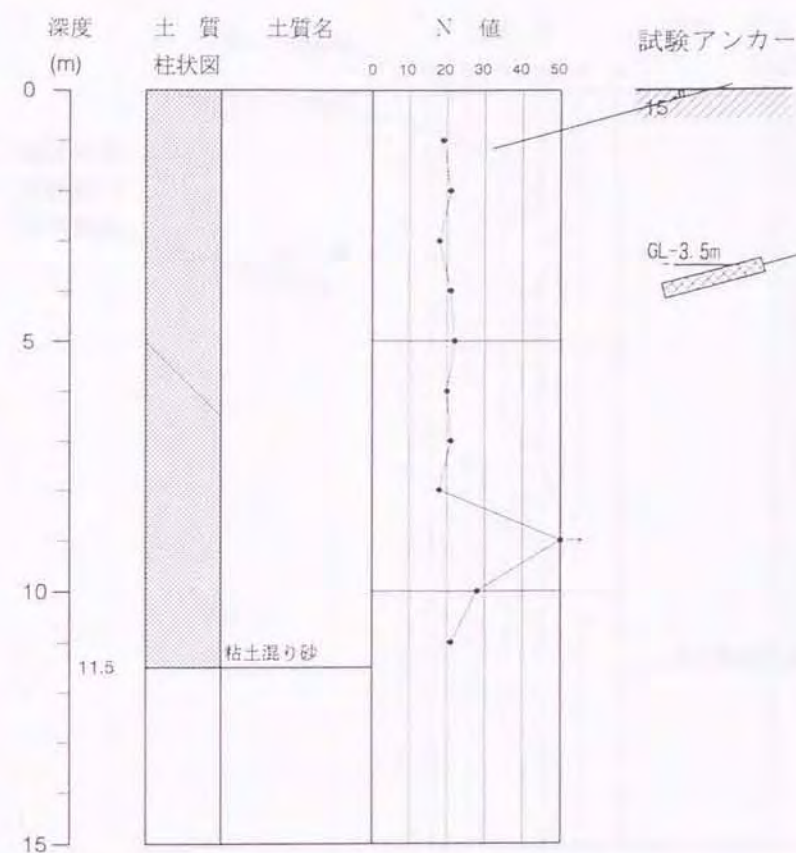


図-5.9 引抜き試験結果 (砂 06)



使用目的： 永久
打設角度： 15°
定着体長： 2 m

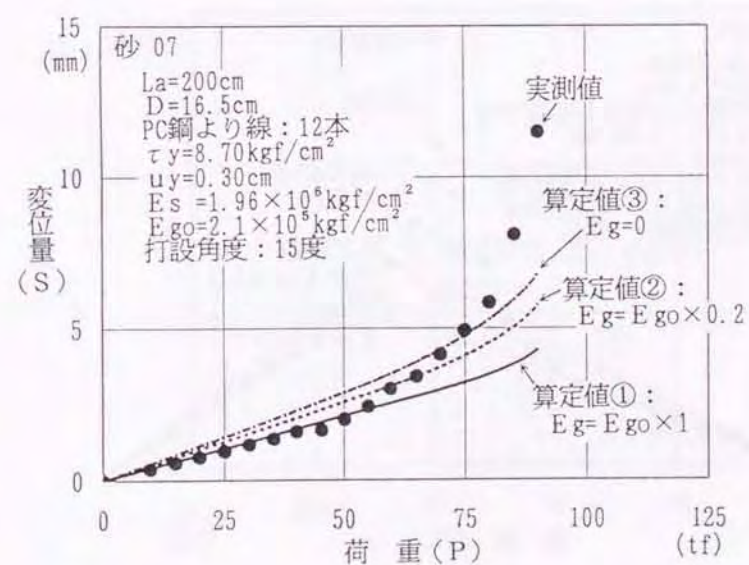


図-5.10 引抜き試験結果 (砂 07)

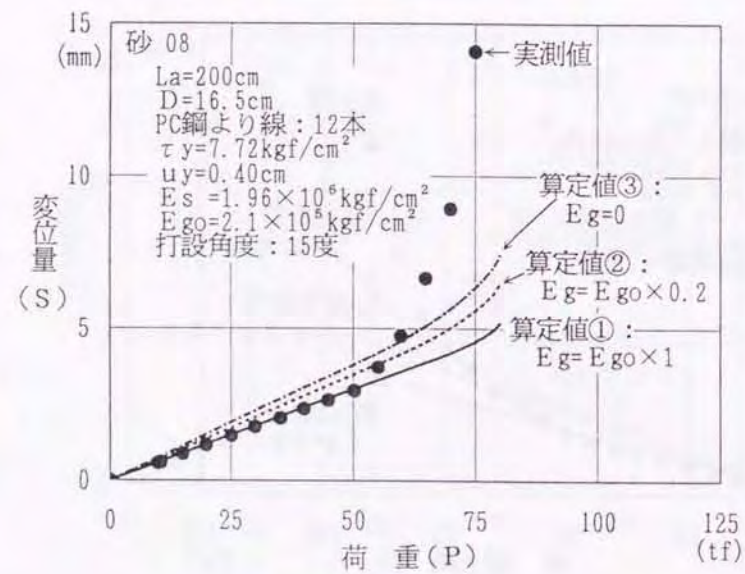
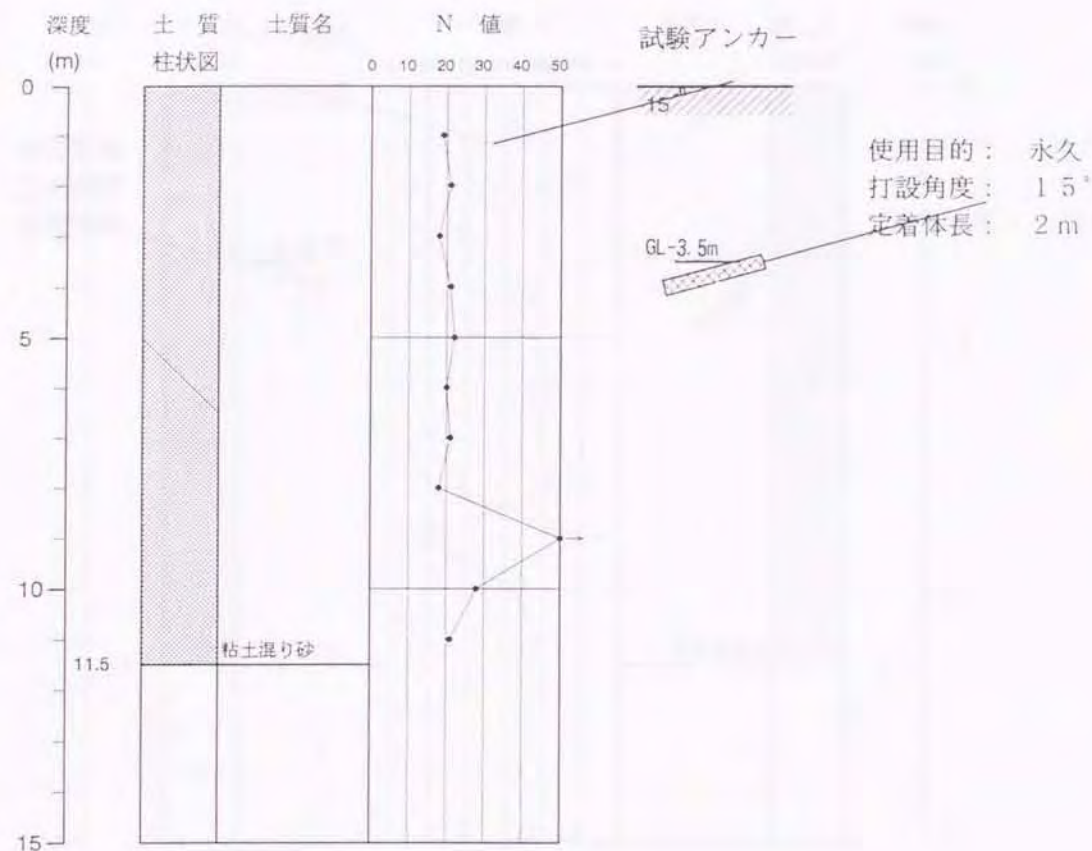


図-5.11 引抜き試験結果 (砂 08)

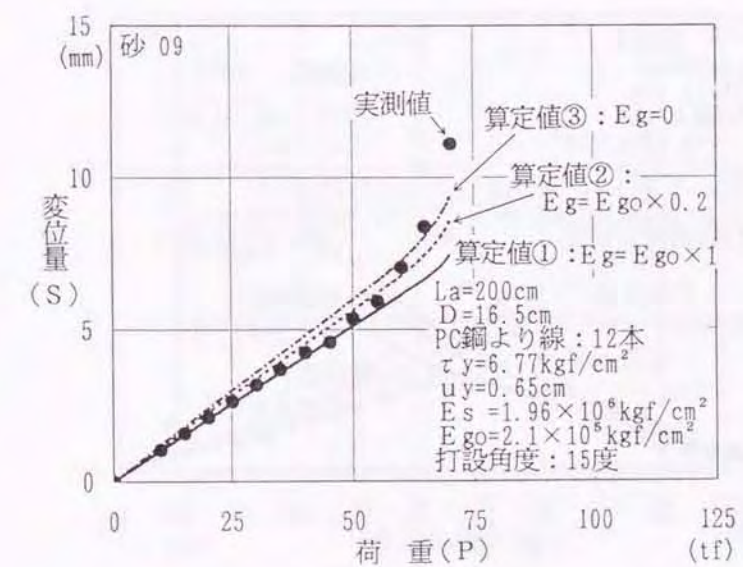
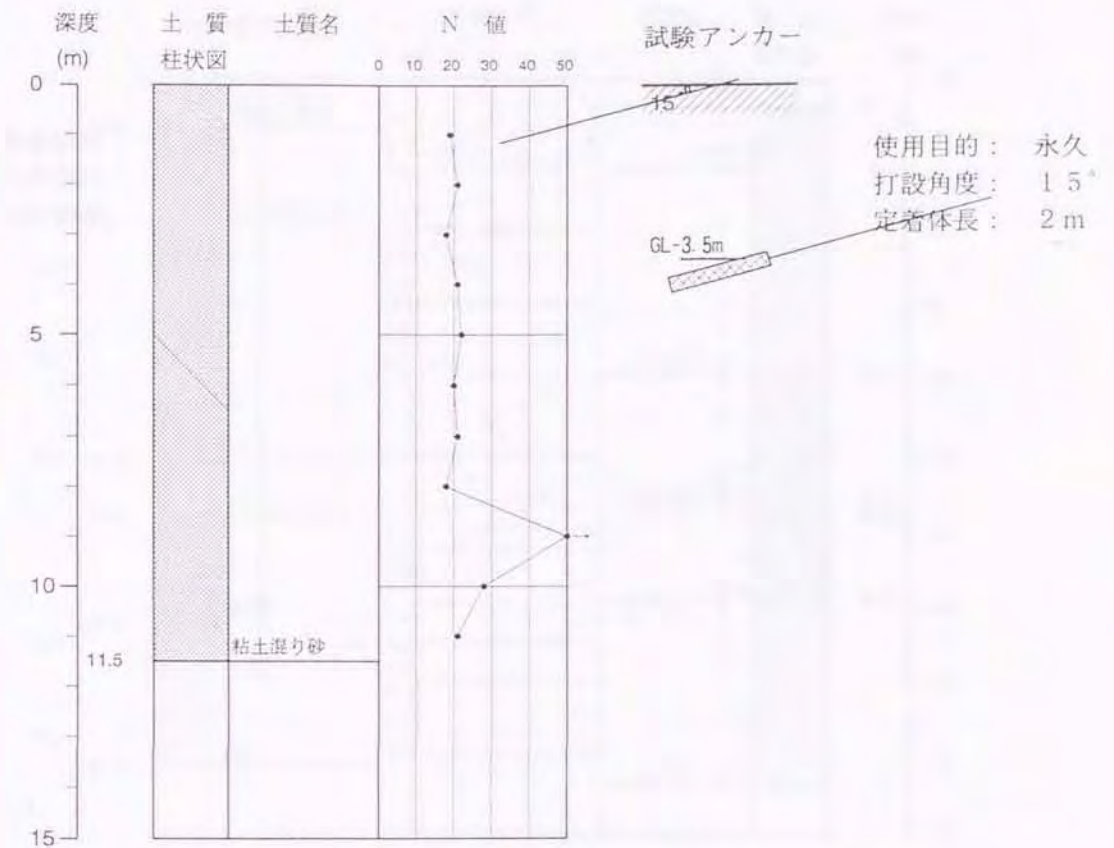


図-5.12 引抜き試験結果 (砂 09)

東京都台東区

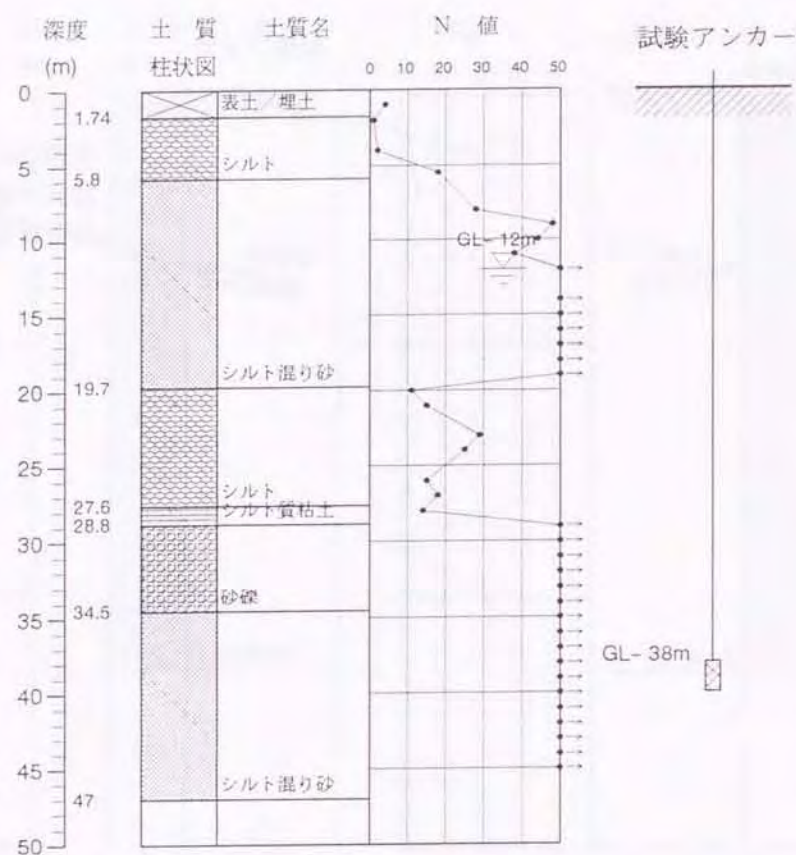


図-5.13 引抜き試験結果 (砂 10)

東京都千代田区

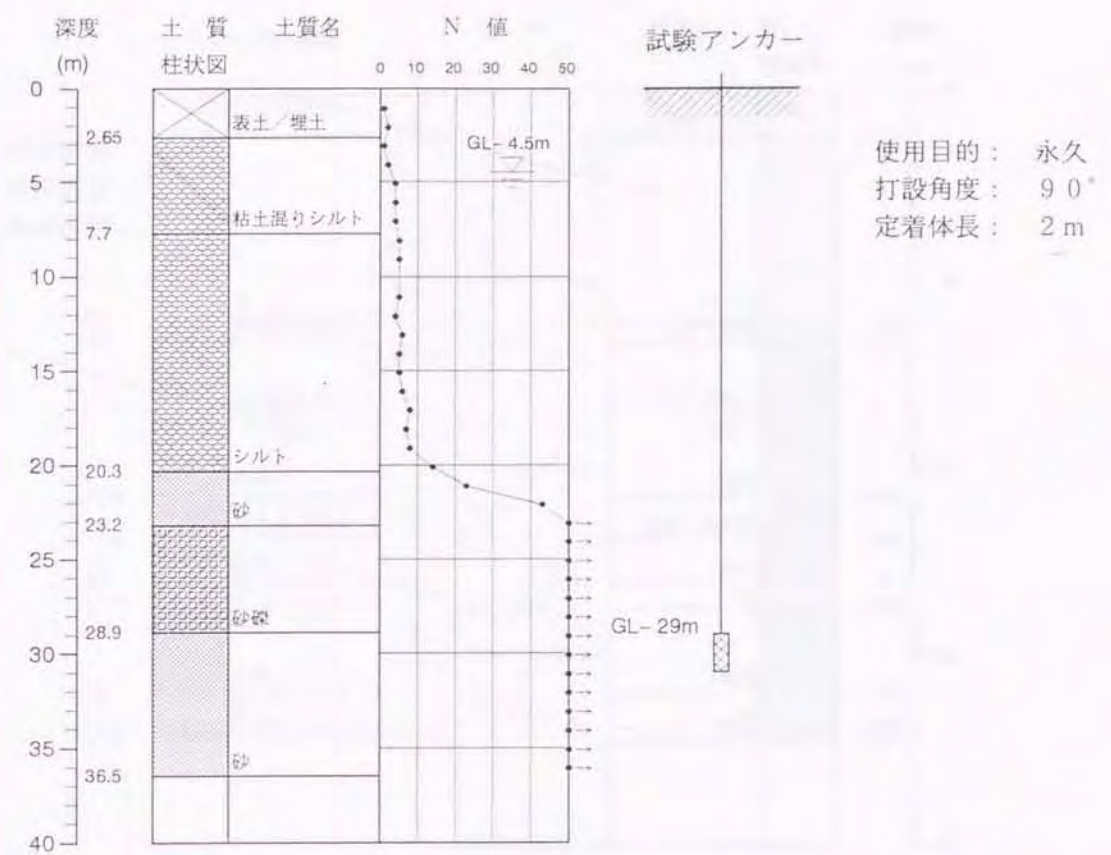


図-5.14 引抜き試験結果 (砂 11)

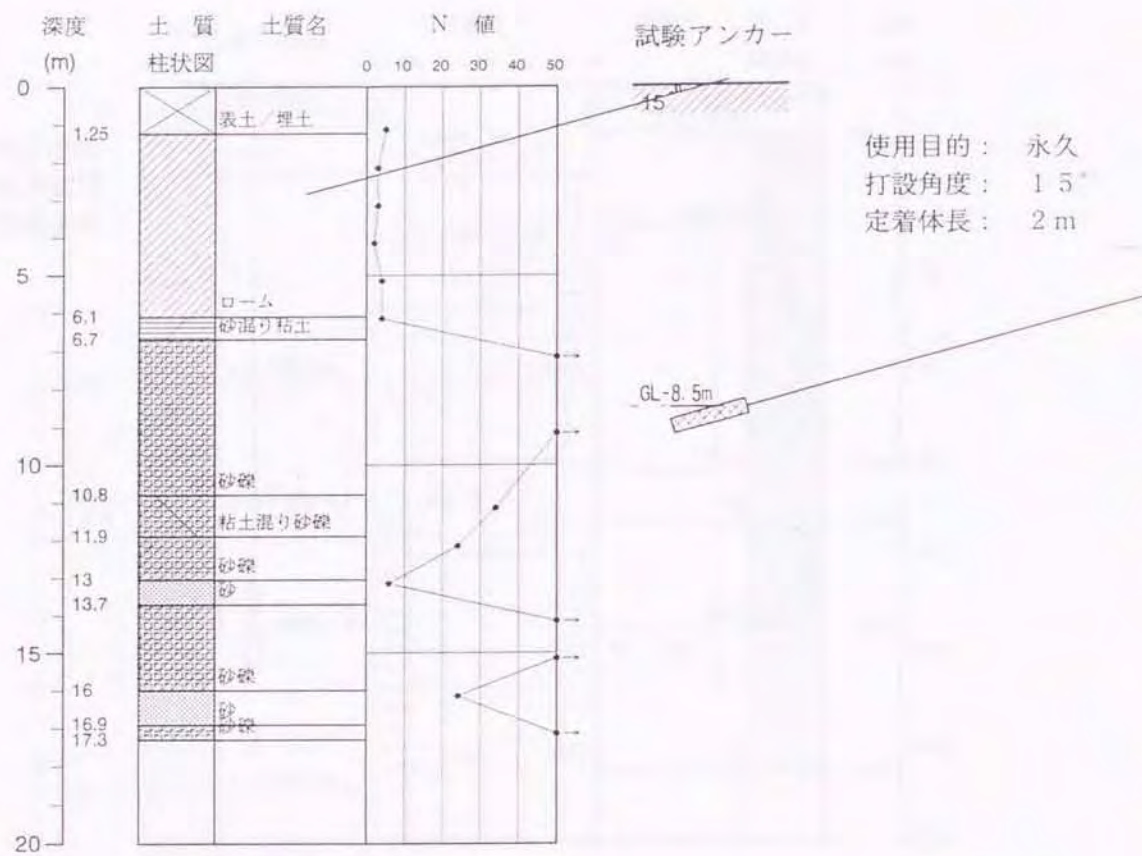


図-5.15 引抜き試験結果 (砂礫 01)

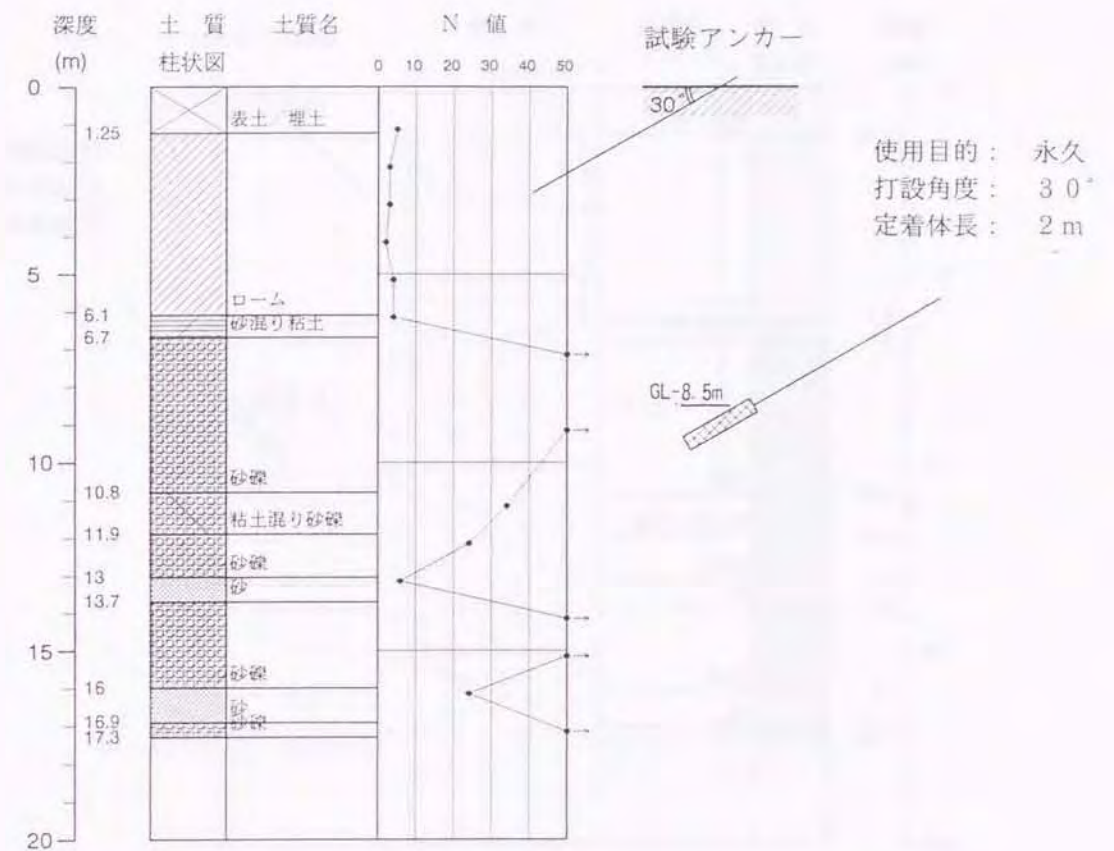


図-5.16 引抜き試験結果 (砂礫 02)

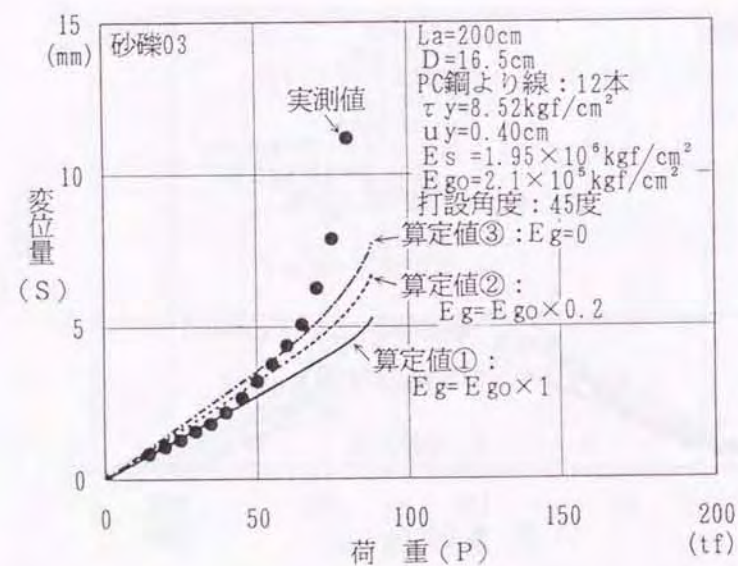
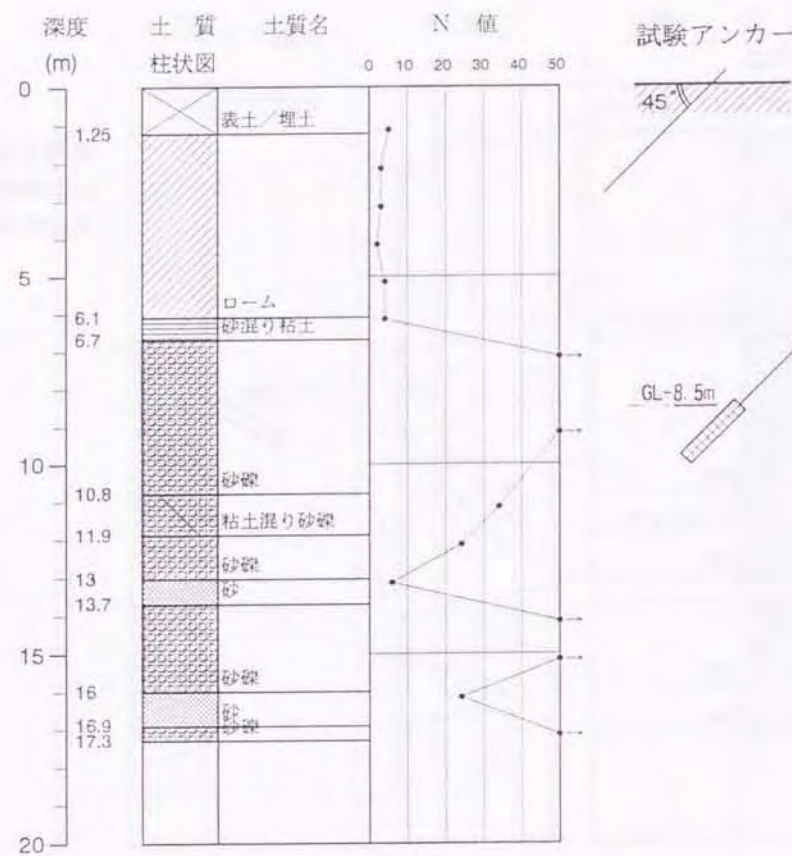


図-5.17 引抜き試験結果 (砂礫 03)

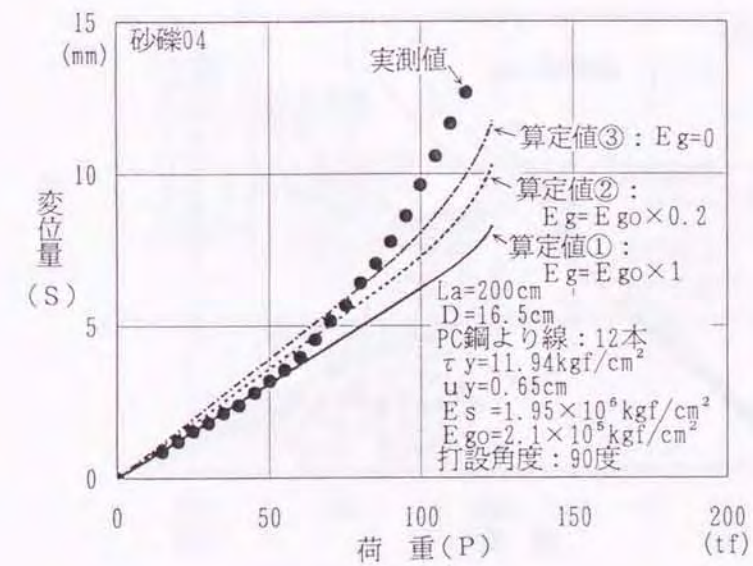
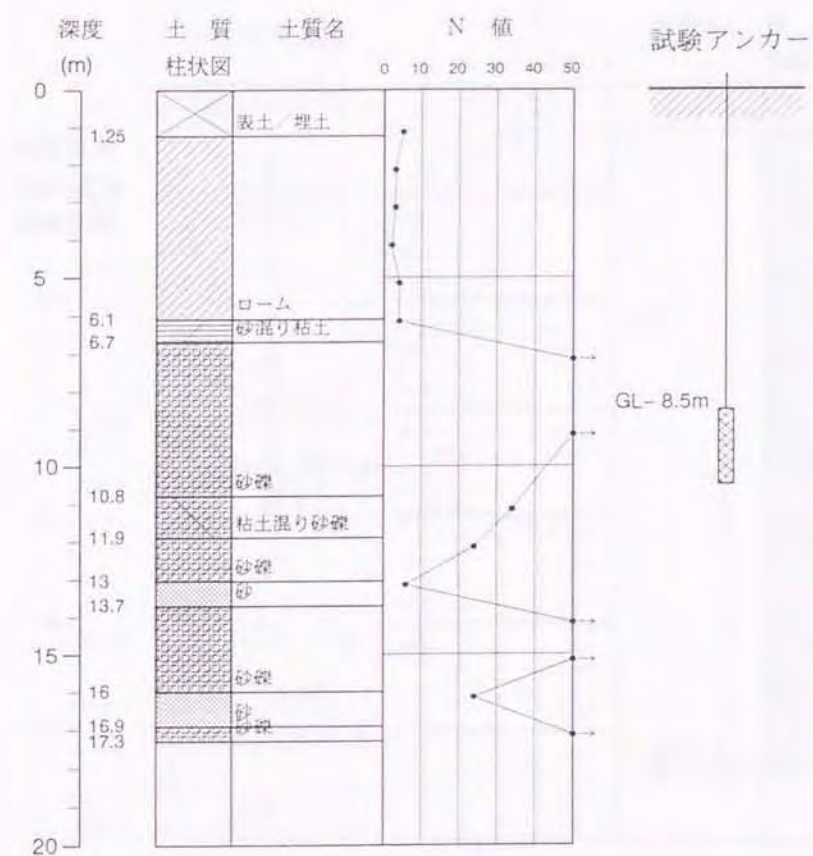
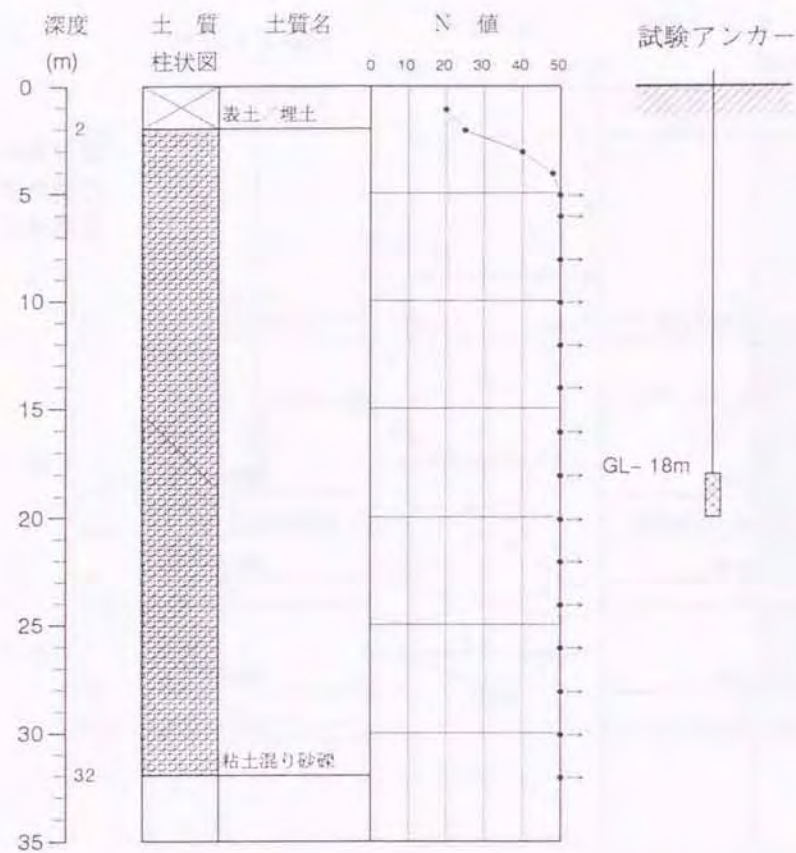


図-5.18 引抜き試験結果 (砂礫 04)

札幌市白石区



使用目的： 永久
打設角度： 90°
定着体長： 2 m

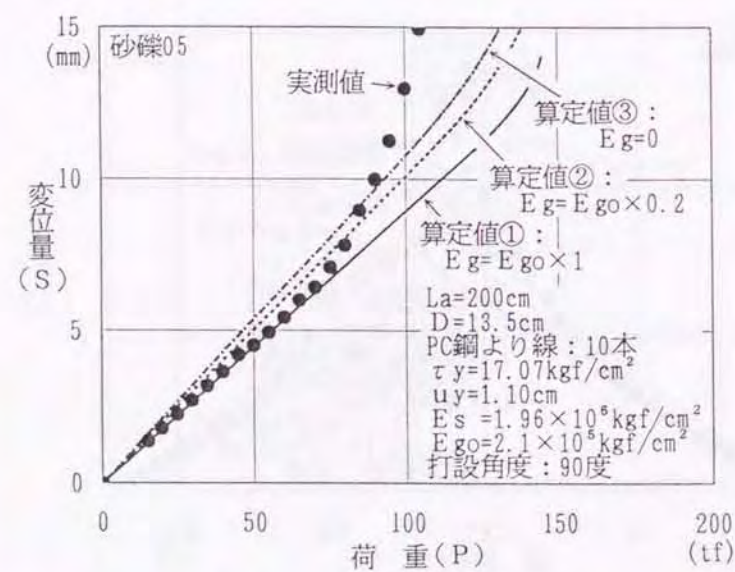
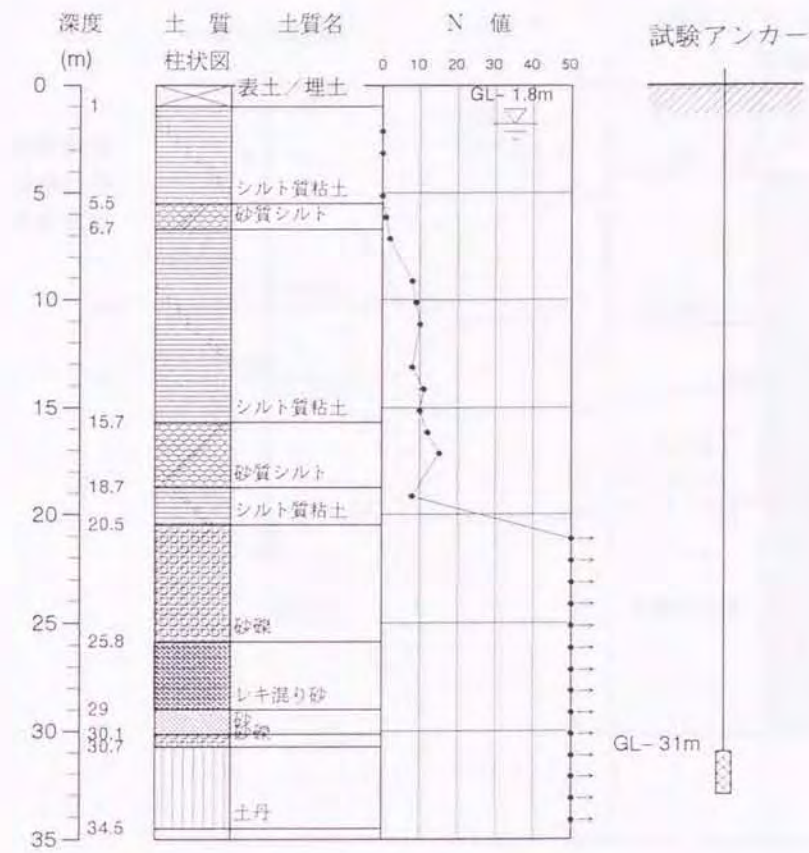


図-5.19 引抜き試験結果 (砂礫 05)

東京都品川区



使用目的： 永久
打設角度： 90°
定着体長： 2 m

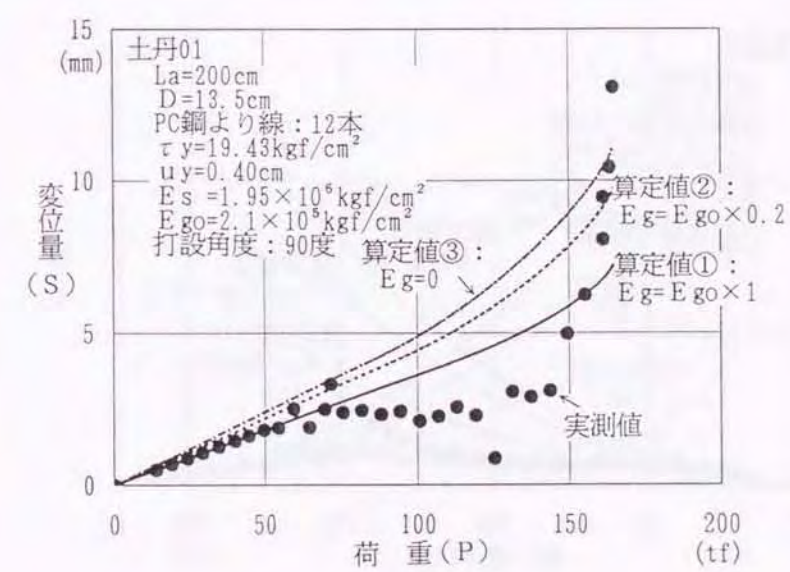
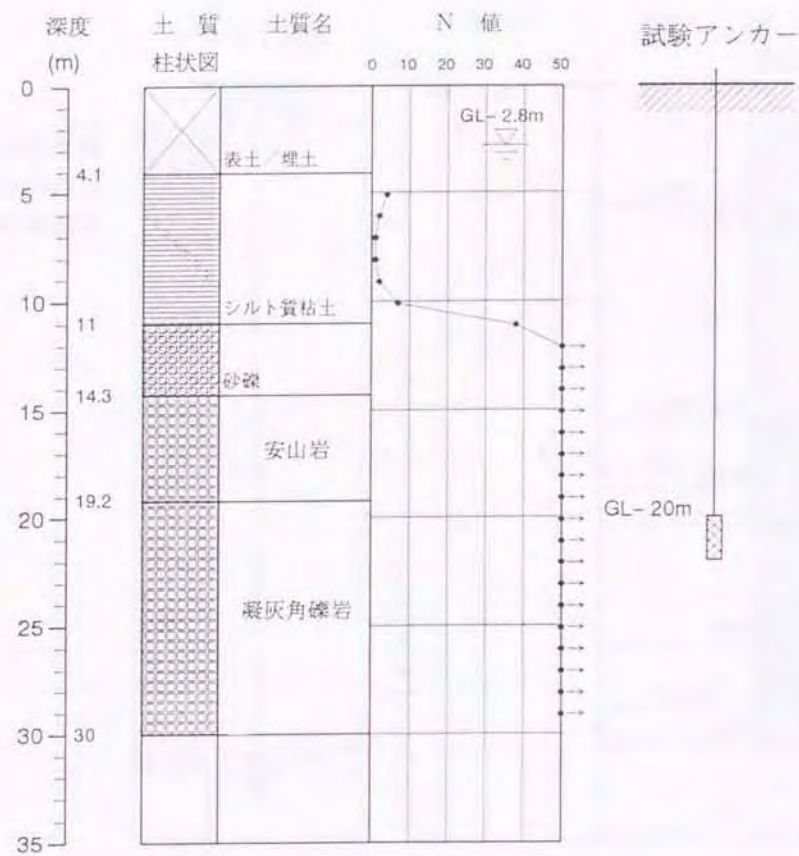


図-5.20 引抜き試験結果 (土丹 01)



使用目的： 永久
打設角度： 90°
定着体長： 2m

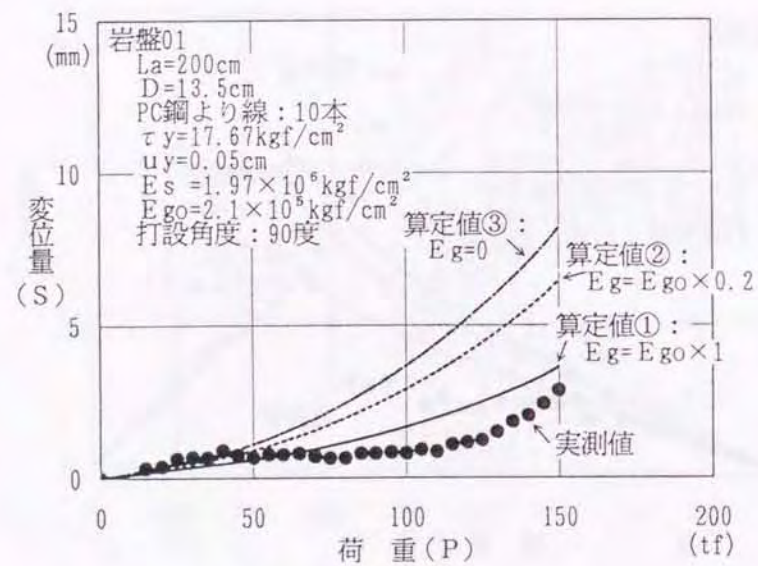
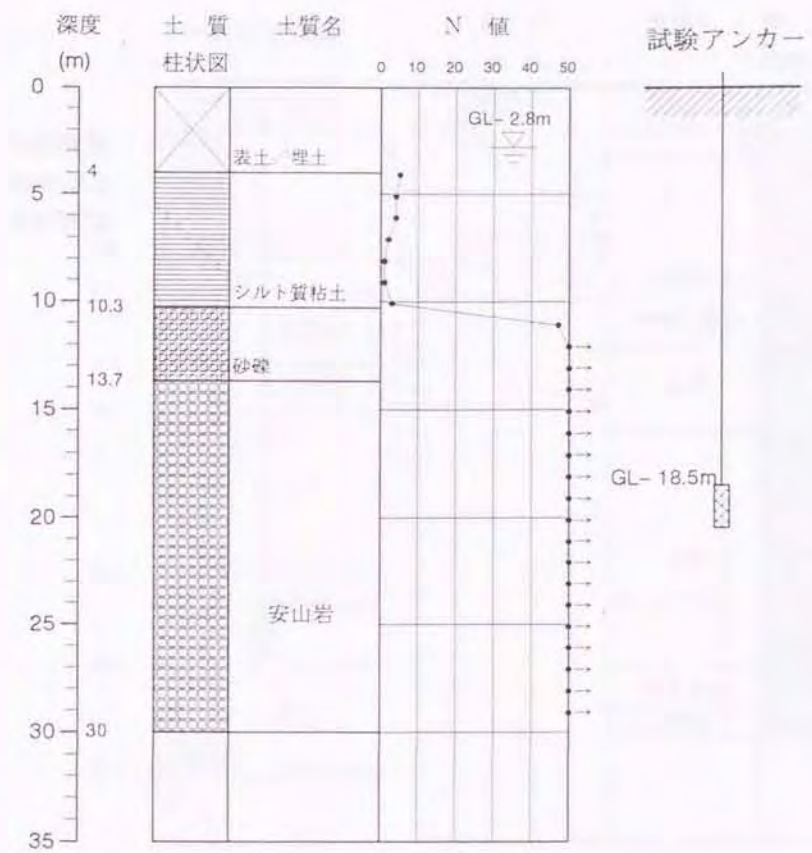


図-5.21 引抜き試験結果 (岩盤 01)



使用目的： 永久
打設角度： 90°
定着体長： 2m

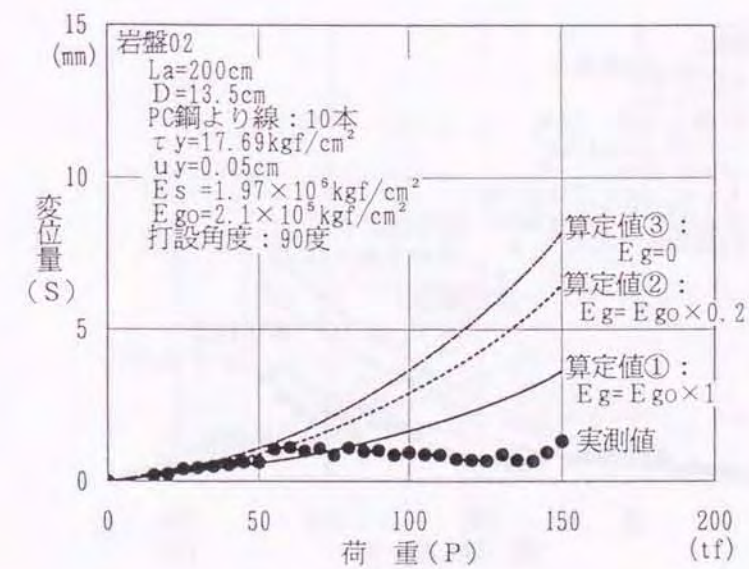


図-5.22 引抜き試験結果 (岩盤 02)

福岡市東区

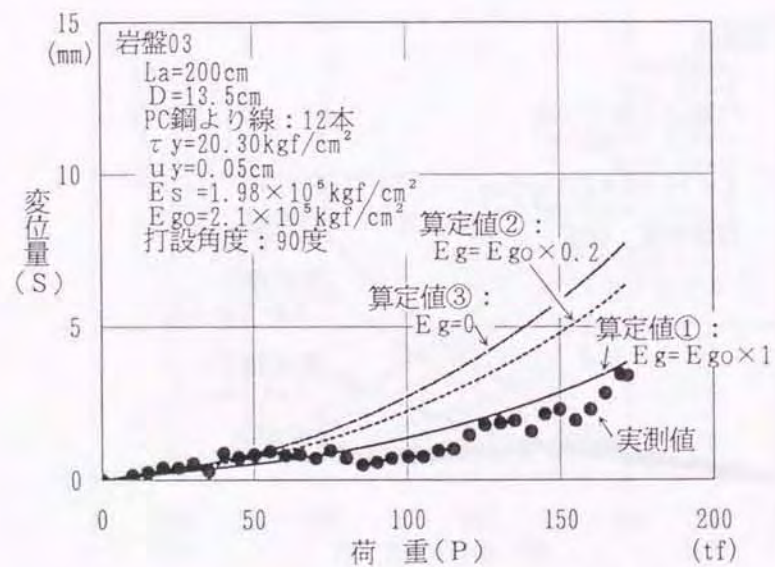
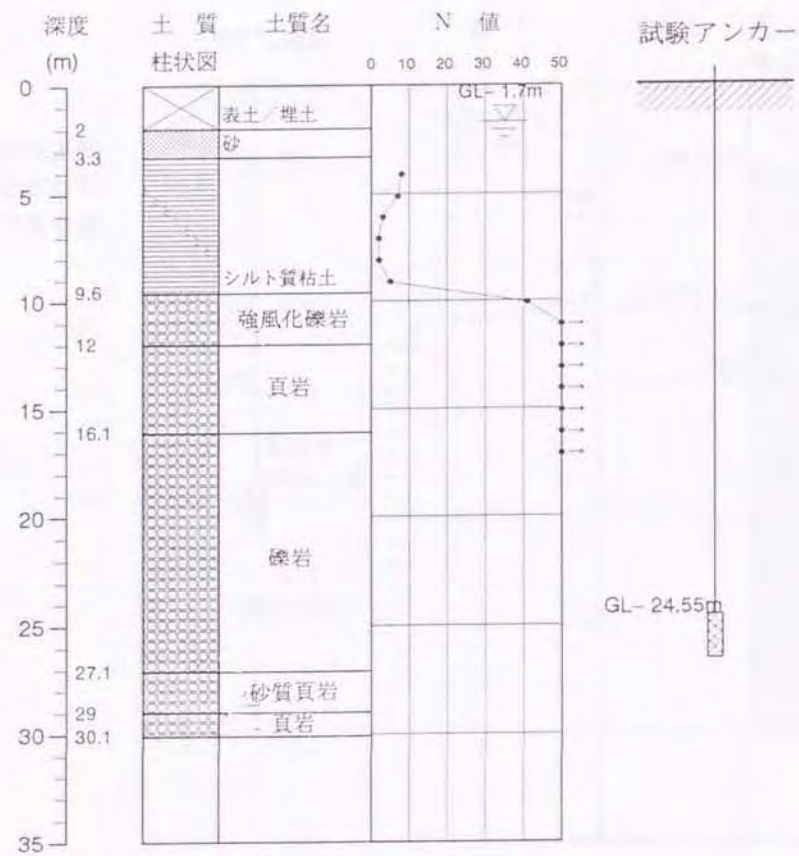


図-5.23 引抜き試験結果 (岩盤 03)

福岡市東区

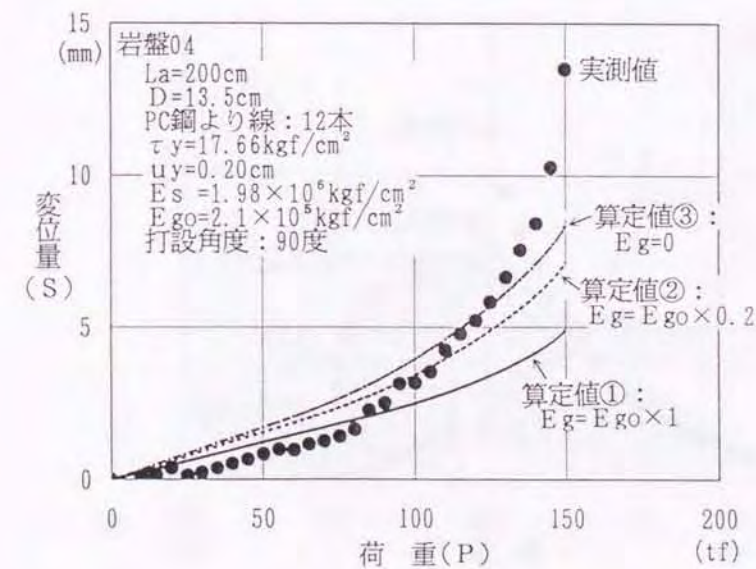
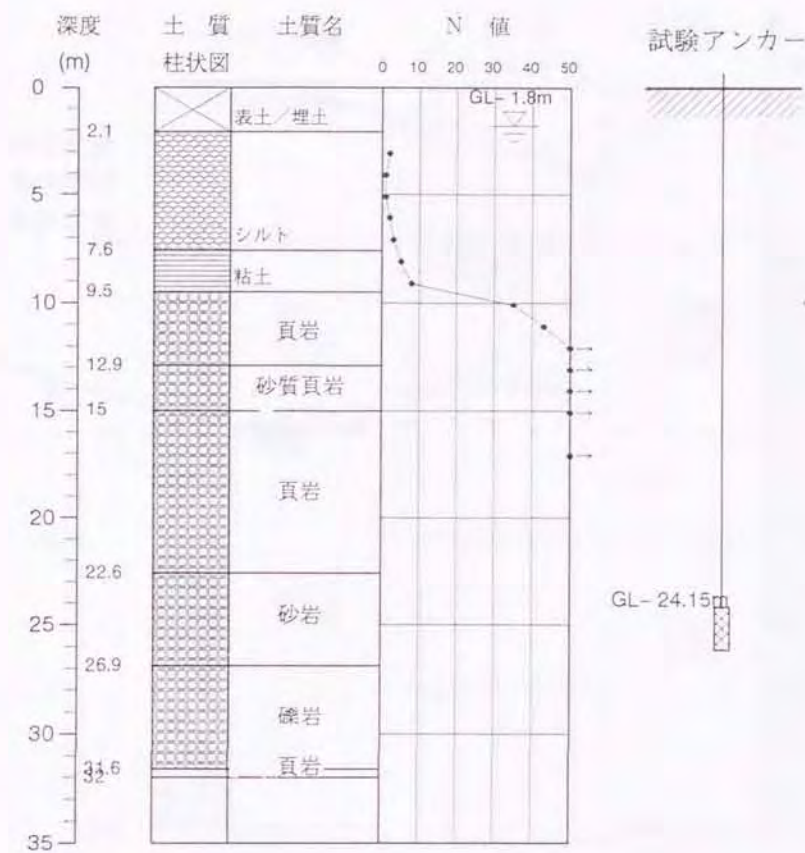


図-5.24 引抜き試験結果 (岩盤 04)

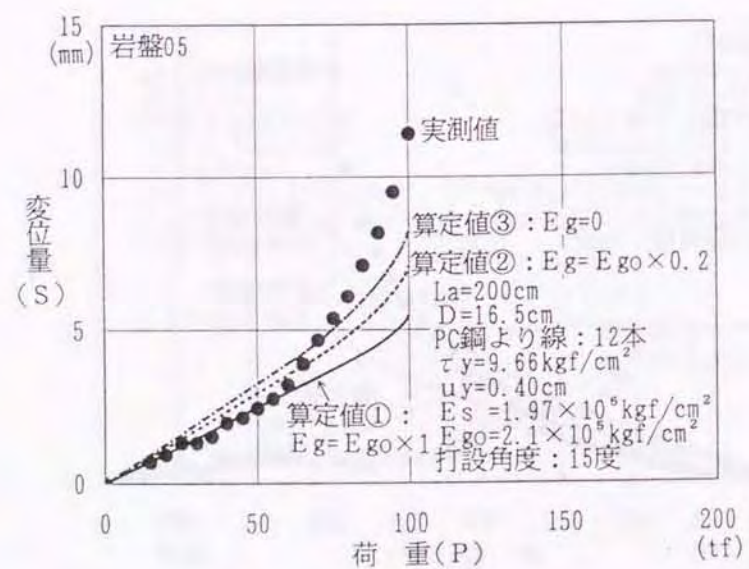
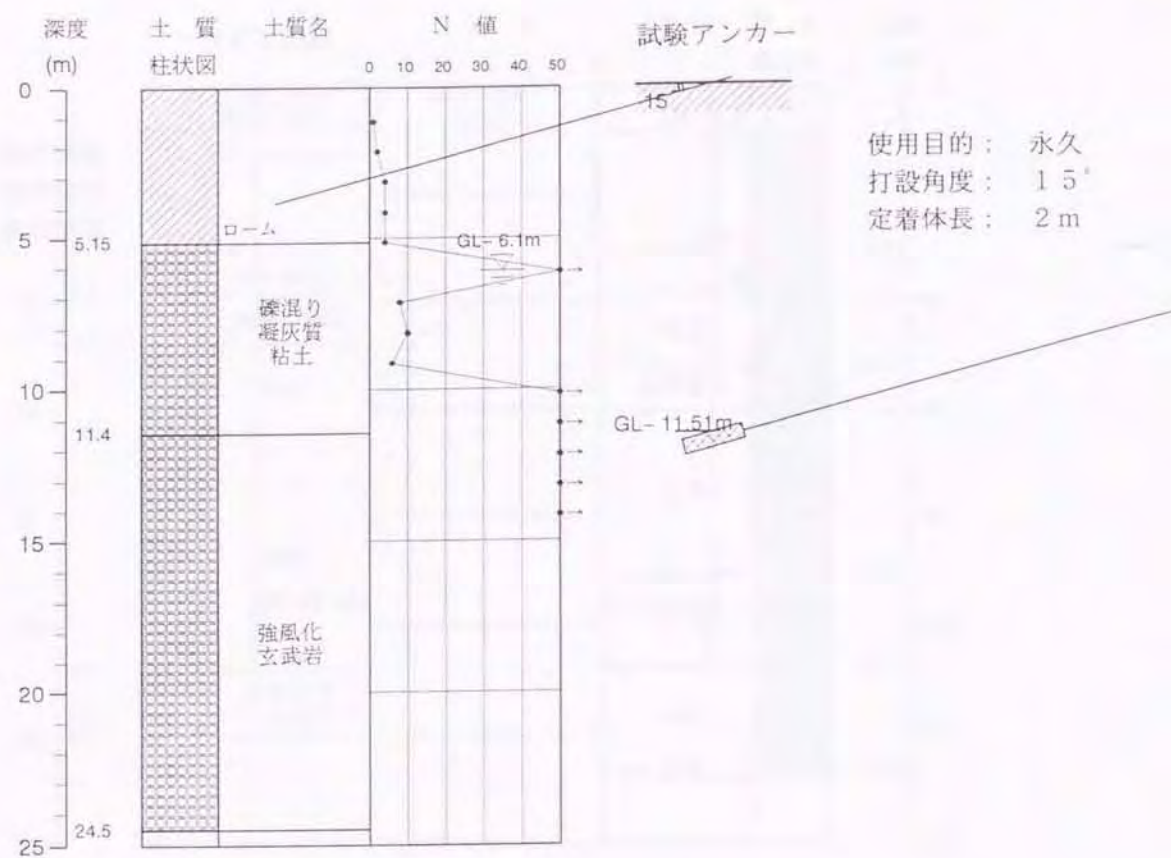


図-5.25 引抜き試験結果 (岩盤 05)

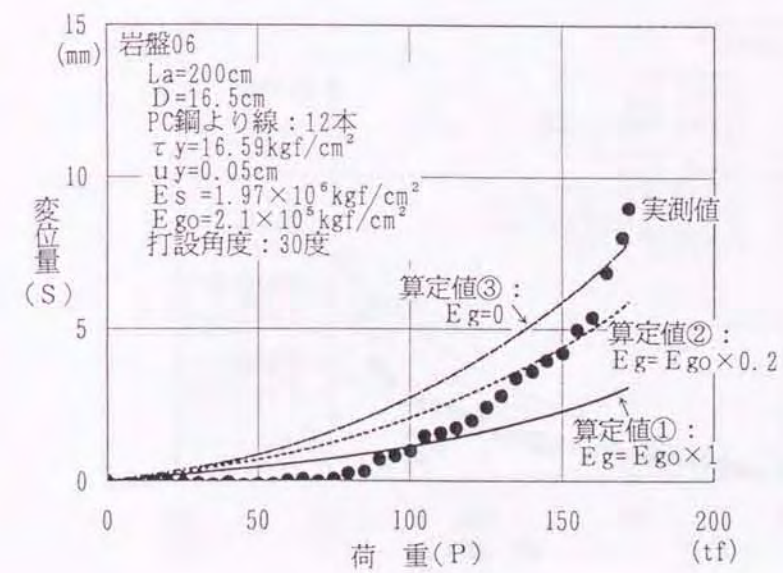
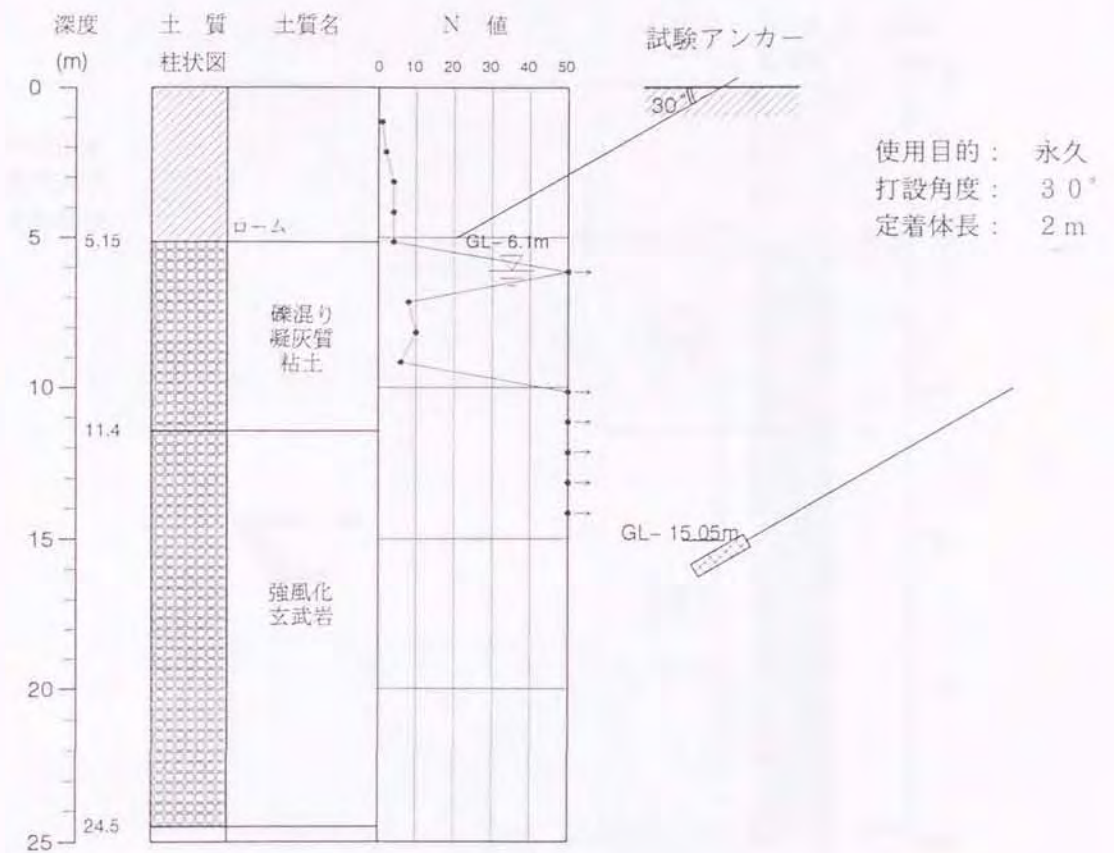


図-5.26 引抜き試験結果 (岩盤 06)

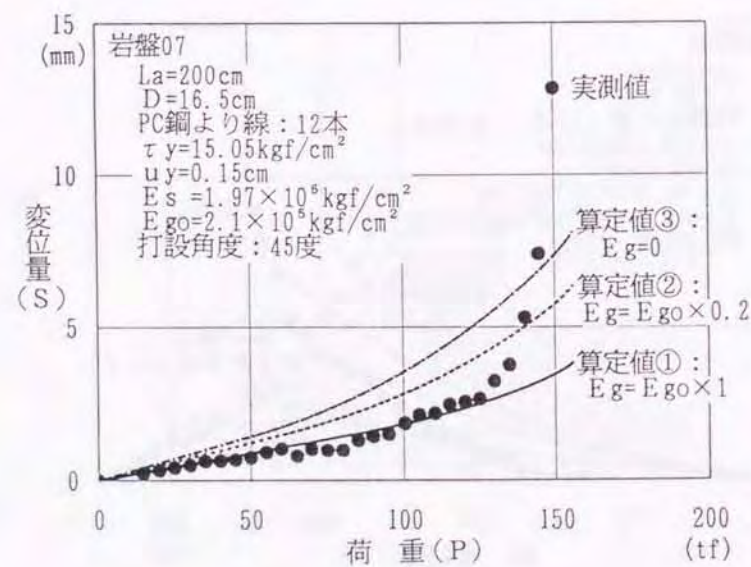
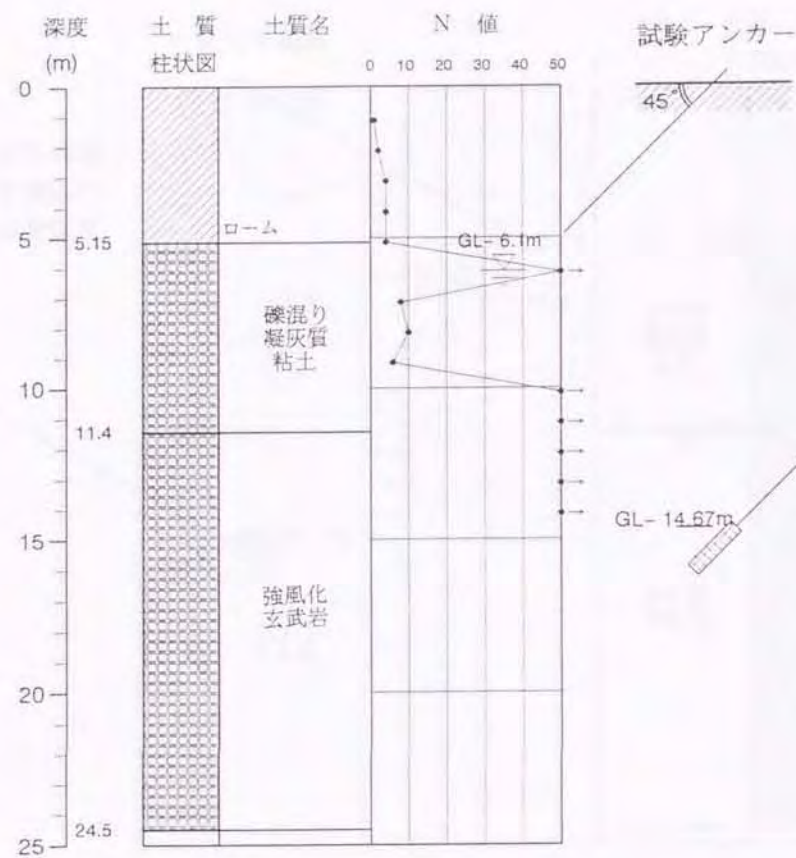


図-5.27 引抜き試験結果 (岩盤 07)

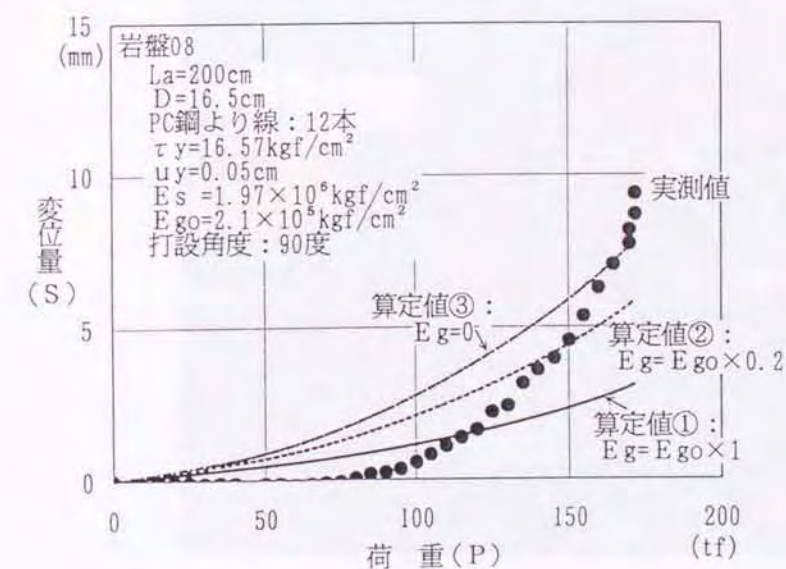
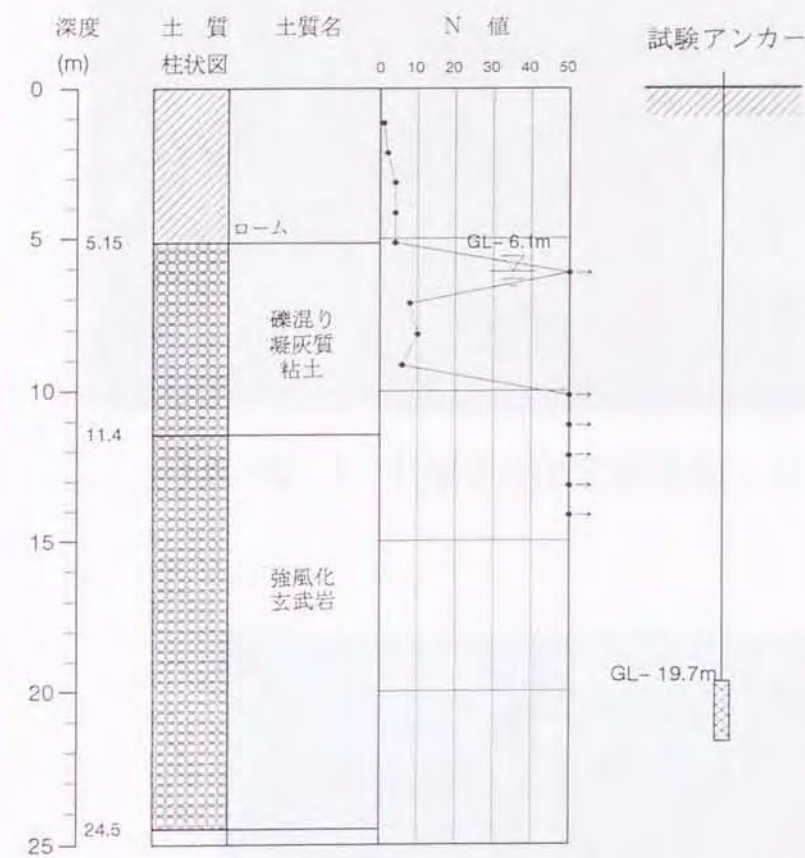


図-5.28 引抜き試験結果 (岩盤 08)



写真-5. 1 引抜き試験実施状況 (砂 07)



写真-5. 2 引抜き試験実施状況 (岩盤03)

表-5. 1 各種地盤における引抜き試験結果

定着 地盤 の 種類	試験 NO	実施場所	定着地盤		77カ- 種別	打設 角度 (度)	定着体		P C 鋼線 本数 (本)	E s *10 ⁶ (kgf /cm ²)	試験時 自由長 L f (m)	最大荷重時		降伏時(定着体頭部)		算定用定数			
			土 質 名	平均 N 値			直径 D (cm)	長さ L a (cm)				破壊 性状	荷重 P u (tf)	τu (kgf/ cm ²)	荷重 P y (tf)	変位 S y (mm)	P u / P y	変位 u y (cm)	K s (kgf/cm ³)
砂	砂 01	東京都品川区	砂質粘土/細砂	8	仮設	90	13.5	200	3	1.95	6.53	周面	28.90	3.41	24.0	11.5	0.83	1.30	2.6
	砂 02	東京都品川区	砂混じり細砂	12	仮設	90	13.5	200	3	1.95	10.36	周面	39.80	4.69	34.5	6.5	0.87	0.40	11.7
	砂 03	東京都品川区	砂混じり細砂	15	仮設	90	13.5	200	3	1.95	15.50	周面	29.80	3.51	23.5	2.9	0.79	0.35	10.0
	砂 04	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	90	16.5	200	12	1.96	5.30	周面	70.05	6.76	58.0	8.0	0.83	0.80	8.5
	砂 05	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	45	16.5	200	12	1.96	5.30	周面	100.10	9.66	88.0	7.0	0.88	0.50	19.3
	砂 06	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	45	16.5	200	12	1.96	5.00	周面	90.35	8.71	75.0	7.7	0.83	0.55	15.8
	砂 07	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	15	16.5	200	12	1.96	13.02	周面	90.20	8.70	82.0	5.8	0.91	0.30	29.0
	砂 08	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	15	16.5	200	12	1.96	12.98	周面	80.00	7.72	73.0	10.5	0.91	0.40	19.3
	砂 09	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	15	16.5	200	12	1.96	12.84	周面	70.20	6.77	57.0	6.0	0.81	0.65	10.4
	砂 10	東京都台東区	砂混じり細砂	>50	永久	90	13.5	200	12	1.96	39.10	周面	83.85	9.89	75.0	9.0	0.89	0.30	33.0
	砂 11	東京都千代田	細 砂	>50	永久	90	13.5	200	12	1.97	30.50	周面	94.30	11.12	85.0	6.0	0.90	0.30	37.1
砂	砂礫 01	東京都清瀬市	段丘礫	>50	永久	15	16.5	200	12	1.95	23.45	周面	79.67	7.68	74.0	2.8	0.93	0.10	76.8
	砂礫 02	東京都清瀬市	段丘礫	>50	永久	30	16.5	200	12	1.95	12.45	周面	94.20	9.09	82.0	4.6	0.87	0.25	36.4
	砂礫 03	東京都清瀬市	段丘礫	>50	永久	45	16.5	200	12	1.95	9.45	周面	88.30	8.52	73.0	6.2	0.83	0.40	21.3
礫	砂礫 04	東京都清瀬市	段丘礫	>50	永久	90	16.5	200	12	1.95	9.08	周面	123.80	11.94	116.0	12.5	0.94	0.65	18.4
	砂礫 05	札幌市白石区	粘土混じり砂礫	>50	永久	90	13.5	200	10	1.96	18.90	周面	144.80	17.07	103.0	13.0	0.71	1.10	15.5
土丹	土丹 01	東京都品川区	土丹	>50	永久	90	13.5	200	12	1.95	32.73	周面	164.80	19.43	140.0	3.2	0.85	0.40	48.6
	岩盤 01	長崎市茂里町	凝灰角礫岩	>50	永久	90	13.5	200	10	1.97	21.90	せず	149.91	>17.67	×	×	×	0.05	353.4
	岩盤 02	長崎市茂里町	安山岩	>50	永久	90	13.5	200	10	1.97	20.24	せず	150.07	>17.69	×	×	×	0.05	353.8
岩	岩盤 03	福岡市東区	頁岩/砂岩	>50	永久	90	13.5	200	12	1.98	26.00	せず	172.17	>20.30	×	×	×	0.05	406.0
	岩盤 04	福岡市東区	砂岩	>50	永久	90	13.5	200	12	1.98	25.72	周面	149.83	17.66	140.0	8.5	0.93	0.20	88.3
盤	岩盤 05	静岡県熱海市	強風化玄武岩	>50	永久	15	16.5	200	12	1.97	19.30	周面	100.10	9.56	94.9	9.5	0.95	0.40	24.2
	岩盤 06	静岡県熱海市	強風化玄武岩	>50	永久	30	16.5	200	12	1.97	17.50	せず	172.02	>16.59	×	×	×	0.05	331.8
	岩盤 07	静岡県熱海市	強風化玄武岩	>50	永久	45	16.5	200	12	1.97	12.10	周面	156.00	15.05	140.0	3.7	0.90	0.15	100.3
	岩盤 08	静岡県熱海市	強風化玄武岩	>50	永久	90	16.5	200	12	1.97	12.50	せず	171.80	>16.57	×	×	×	0.05	331.4
ローム	ローム 01	東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	514	鋼棒	2.10	0.30	周面	36.00	1.86	34.0	8.4	0.94	0.34	5.5
	ローム 02	東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	509	鋼棒	2.10	0.30	周面	22.00	1.15	20.0	6.2	0.91	0.43	2.7
	ローム 03	東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	504	鋼棒	2.10	0.30	周面	33.00	1.74	30.0	8.3	0.91	0.52	3.3
	ローム 04	東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	510	鋼棒	2.10	0.30	周面	30.00	1.56	27.0	8.2	0.90	0.50	3.1
	ローム 05	東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	507	鋼棒	2.10	0.30	周面	23.33	1.22	21.0	5.5	0.90	0.30	4.1

ただし、1)打設角度は水平面に対する角度。

2)：P C鋼線はE 5 (φ12.7mm)で、(鋼棒)は高張力異形P C鋼棒φ32mm。

3)：(周面)は周面摩擦抵抗の降伏での破壊を、(せず)は破壊状態に

達しなかったものをさす。

4)：(降伏時)は定着体頭部のlog P ~ log S 曲線で判定した。

5)：(u y)は繰返し計算によって求めた(図-5.31参照)。

6)：(K s) = $\tau u / u y = \tau y / u y$

7)：ローム層の(u y)は、定着体の実測軸力をもとにして求めた。

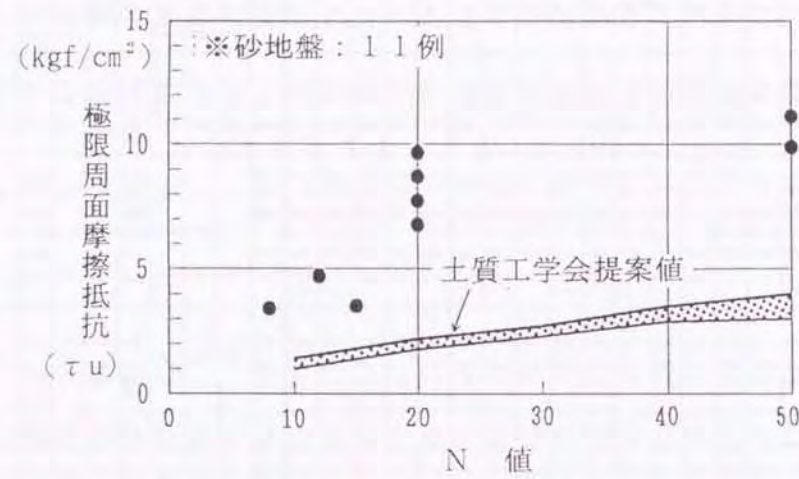


図-5.29 砂地盤における(N値)と(τu)の関係

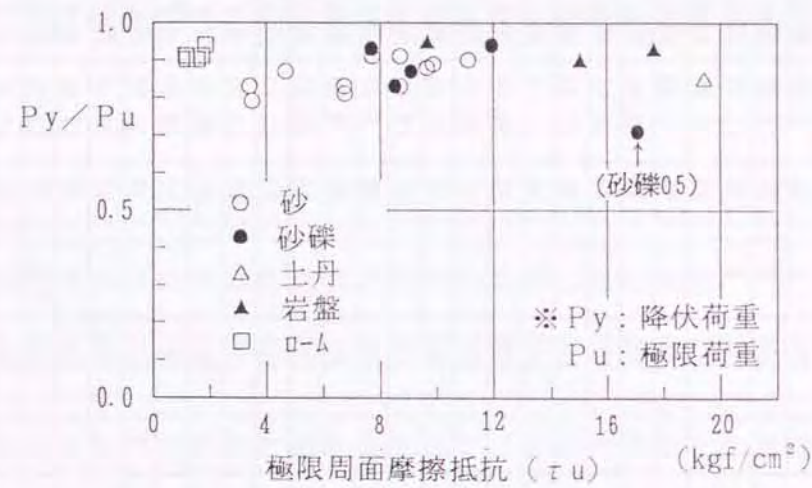


図-5.30 (τu)と(Py/Pu)の関係

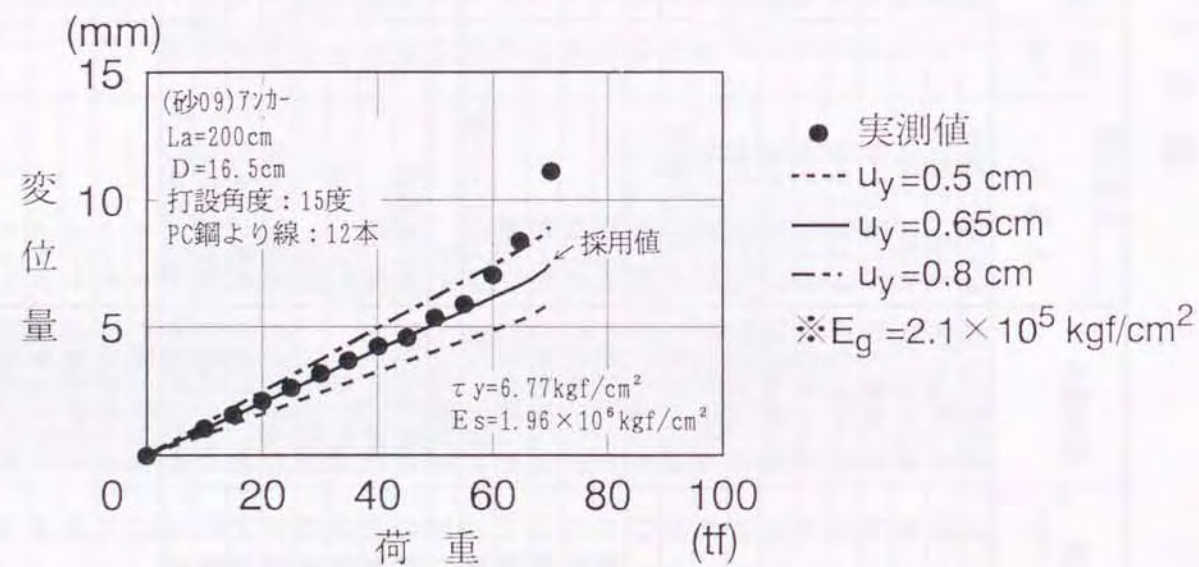


図-5.31 (uy)の求め方の一例
(砂09:図-5.12、表-5.1参照)

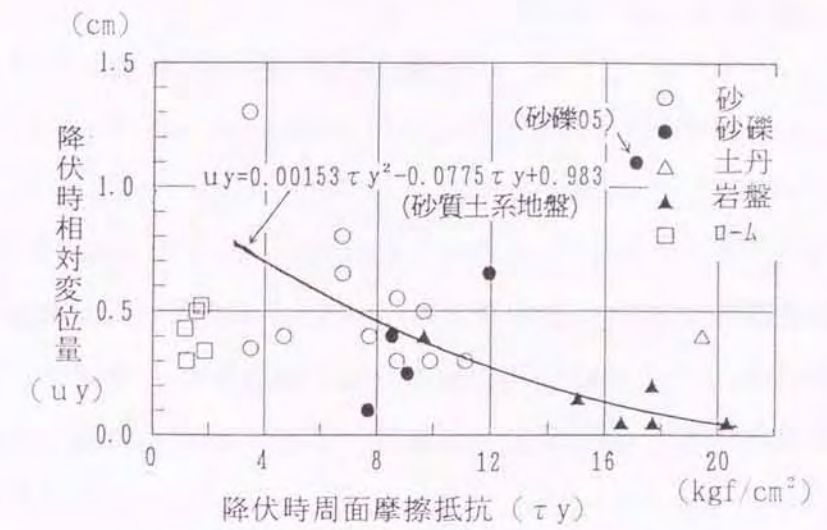


図-5.32 (τy)と(uy)の関係

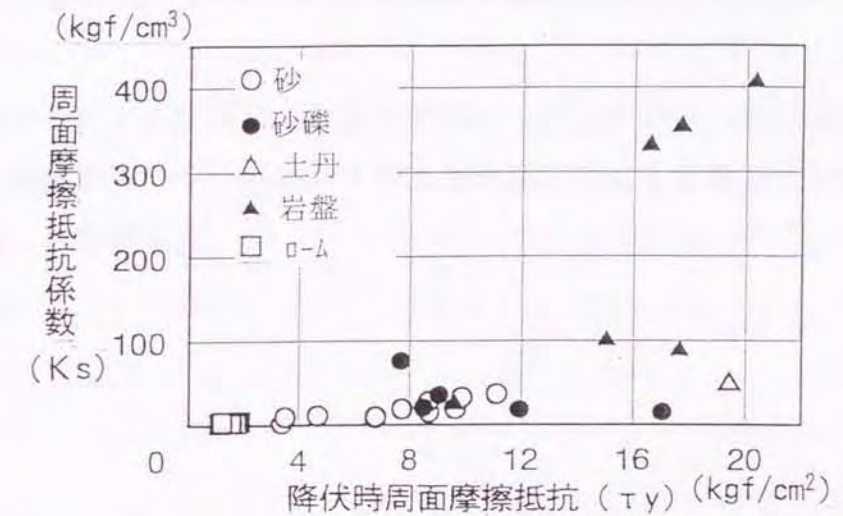


図-5.33 (τy)と(Ks)の関係

第6章 実施工アンカーの挙動予測と検討

6.1 概 要

第3章では単一地盤中のアンカー、また、第4章では、実使用状態を想定して多層地盤に定着したアンカーの「変位・応力計算法」を提示した。そして、若干の制限はあるものの、同計算法はアンカー定着体の変位性状と応力分布を、比較的よく説明することを示した。

本章では、まず、引張型実施工アンカーの「挙動予測手法」を示す。そして、仮設および永久部材としてアンカーを採用した事例を対象に、予測変位量と実施工アンカーの引張試験結果を比較し、上記挙動予測手法の適用性について検討する。

次に、第5章の引抜き試験結果から得た「変位・応力計算法」用の諸定数を用いて二層モデル地盤を想定し、地盤の堆積状況の違いによる引張型アンカーの挙動への影響について考察する。

6. 2 引張型実施工アンカーの挙動予測

ここでは、まず、第3章と第4章の「変位・応力計算法」を組み合わせた引張型実施工アンカーの「挙動予測手法」を示す。

そして、実際に施工した「引張型」の仮設アンカー、永久アンカー1事例ずつを対象に、「予測値」と実施工アンカーで行なった「引張試験結果」とを比較し、その適用性と問題点について検討する。

6.2.1 予測手法

図-6.1 は、実施工アンカーの挙動の予測手法をフロー図にまとめたものである。この予測手法は、

- まず、第3章で示した変位・応力計算法（以後、「単一地盤内計算法」とよぶ）により、引抜き試験結果から、降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)と相対変位量(u_v)を求める。
- 次に、この予測用の諸定数を用いて、第4章に示した変位・応力計算法、すなわち「多層地盤内計算法」によって、実際に施工するアンカーの変位と応力を求める。

と、大きく2段階に分けることができる。

以下、「単一地盤内計算法」による引抜き試験結果の整理方法、および「多層地盤内計算法」によって実施工アンカーの挙動を予測する方法について、順を追って述べる。

③引抜き試験の実施：

定着体が二以上の複数層におよぶと予想される場合には、それぞれの地層において引抜き試験を行なう。

④引抜き試験結果の整理：

アンカー頭部の荷重(P_i)～変位量(S_i)曲線から、引張材材自由長部の弾性変形量($S_e=(P_i \cdot L_f)/(E_s \cdot A_s)$)を減じて、定着体頭部の荷重(P)～変位量(S)曲線を求める。なお、引張材自由長部における荷重の低減(摩

擦損失)はないものとして、 $(P)=(P_i)$ とする。

◎変位・応力計算法用諸定数の決定：

まず、降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)の値は極限周面摩擦抵抗(τ_u)に等しいとする。次に、低荷重域で、④で得た実測(P)～(S)曲線に、「単一地盤内計算法」による算定変位量が一致するよう、降伏時相対変位量(u_v)の最適値を求める。

④実施工アンカーの挙動予測：

◎で得た各層の(τ_v 、 u_v)を用いて、多層地盤内計算法により、実際に施工されるアンカーの(P)～(S)曲線、および設計荷重が加わる時の軸力分布を求める。

◎確認試験結果との比較：

実施工アンカー対して行なわれる確認試験結果と、④で得た定着体頭部における(P)～(S)曲線を比較・検討する。

6.2.2 仮設アンカーの事例

本項では、地表面が敷地内で傾斜しているため、偏土圧が加わる山留めに用いた仮設アンカーの事例^{3.6), 3.7)}について述べる。

(1) 山留めおよび地盤概要

図-6.2 に、山留めの断面を示す。親杭横矢板工法による山留め壁に、アンカーを2段架け、最終掘削深さGL-7.8mを3段階に分けて掘削した。

地盤は、図-6.2 に示すように、武蔵野台地特有の層序をなしており、関東ローム層、砂質粘土層の下に、アンカーの定着層としたN値=6~18のシルト混じり細砂層があり、以下、N値50以上の細砂層、砂礫層が続いている。

(2) アンカーの設計

まず、日本建築学会編「山留め設計施工指針：1988年版」^{3.8)}にしたがって、山留めの設計を行なった。設計用の外力、すなわち設計側圧には、山留め壁頭部で 1tf/m^2 、床付け深さ位置で 7.5tf/m^2 の台形分布を採用した。山留め架構の応力解析は弾塑性法拡張法^{3.8)}で行ない、1段、2段アンカーの設計荷重は、水平方向で、それぞれ (10.3tf/m) 、 (11.7tf/m) と算出した。

この単位幅あたりの設計荷重に、親杭の打設間隔、アンカーの施工角度を考慮して、アンカー1本あたりの設計荷重(P_d :軸方向)を以下のとおりとした。

1段アンカー: $P_d=39.3\text{tf}$ (水平間隔=2.7m, 施工角度=45°)

2段アンカー: $P_d=44.7\text{tf}$ (水平間隔=2.7m, 施工角度=45°)

次に、設計荷重(P_d)を満足するよう、日本建築学会編「建築地盤アンカー設計施工指針・同解説、1991年」^{3.9)}(以後、建築学会指針とよぶ)により、アンカーの引張材断面(PC鋼より線の本数)、定着体の長さなどを決定した。

図-6.2 に示すように、TP+8.5m以深にあるローム層、砂質粘土層、およびTP+2.8mからあらわれるシルト混じり細砂層を、アンカーの定着層とした。なお、シルト混じり細砂層での設計用極限周面摩擦抵抗(τ_u)は 1.7kgf/cm^2 としたが、N値が6~18と小さいため、事前に引抜き試験を行ない、(τ_u)の設計値を確認することにした。

(3) 引抜き試験および確認試験結果

ここでは、まず、アンカーの実施工前に行なった引抜き試験結果を述べる。次に、低荷重域で、この引抜き試験結果から求めた定着体頭部における(P)~(S)曲線と、「単一地盤内計算法」による算定変位量が一致するよう求めた降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)と相対変位量(u_v)を示す。

そして、この予測用の諸定数(τ_v 、 u_v)を用いて、「二層地盤内計算法」により、実施工アンカーの変位量を求め、確認試験結果と比較する。

a) 引抜き試験結果と変位・応力計算法用諸定数

試験用のアンカーは合計5本施工した。このうち、「引抜き試験」用は3本、設計荷重を加えて約2週間のクリープ性状を調査した「長期引張試験」用は2本である^{3.6)}。本項では、両試験結果のうち、引抜き試験結果について述べる。

図-6.3 は、試験地盤および試験アンカーの施工状況を示したもので、引抜き試験用アンカーは、長さ($L_s=2\text{m}$)の定着体頭部に、袋パッカーの一種である布パッカーを設置し、自由長部を水洗いした。

注入材のセメントペーストには、早強ポルトランドセメントを使用し、施工後、4~6日間の養生期間をとった。

引抜き試験は、増荷時のステップが3tfと5tf、処女荷重階の保持時間が10分、また、残留変位量が大きいと予想されたので「多サイクル方式」による載荷方法とした。

なお、極限荷重に到達した後は、変位制御に切替え、所定の変位量に達するごとに荷重を測定した。

①引抜き試験結果

図-6.4 は、A-1、A-2、A-37の頭部における荷重(P)~変位量(S_r)の関係をまとめたものである。この図によると、設置時における引張材の孔内での蛇行による緩みのため、0~5tfの低荷重段階で変位量が大きくなっているが、以後、荷重と変位量はほぼ直線的に増加している。荷重が25~35tfになると変位量の増加速度が徐々に増え始め、その後、約5tfの荷重増加で、いずれのアンカーも極限状態に達している。

表-6.1は、降伏時($\log P \sim \log S$ 曲線において変位量が急増した時点)と極限時における荷重とその時の変位量をまとめたものである。この表によると、N値13~15の細砂層に定着した「A-27ソカ-」の極限荷重(P_u)が約40tfで、最も大きい。砂質粘土層と細砂層に定着した「A-17ソカ-」と、N値12~15の細砂層中の「A-37ソカ-」の極限荷重(P_u)は、いずれも約30tfで、「A-27ソカ-」より約10tf小さく、定着地盤の力学特性に対応した値が得られている。また、極限荷重から求めた全アンカーの周面摩擦抵抗(τ_u)は、表-6.1に示すように、3.4~4.7kgf/cm²であった。

②変位・応力計算法用諸定数

図-6.5は、各アンカーの定着体頭部における荷重(P)~変位量(S)曲線をまとめたものである。この図のうち、定着体頭部の荷重(P)はアンカー頭部に加えたジャッキ荷重、また、変位量(S)は、アンカー頭部変位量(S_t)から引張材の自由長部の「蛇行による緩み」と「伸び量; $S_e = P \times L_t / (E_s \cdot A_s)$ 」を減じて求めた値である。図-6.5のうち、「A-17ソカ-」の結果をあらわす図-6.5 a)には、降伏時の周面摩擦抵抗を($\tau_y = \tau_u = P_u / \text{周面積} = 3.41 \text{kgf/cm}^2$)、降伏時相対変位量(u_y)を1.0cm、1.3cmおよび1.5cmとしたときの「単一地盤内計算法」による算定変位量を記しておいた。この図-6.5 a)によると、0tf~25tfの範囲で、 $u_y = 1.3 \text{cm}$ とした算定値が試験結果に最も近い値を示している。これから、実施工アンカーの挙動予測用の値として、($\tau_y = 3.41 \text{kgf/cm}^2$ 、 $u_y = 1.3 \text{cm}$)を採用することにした。同様にして求めた「A-27ソカ-」、「A-37ソカ-」の採用値は、それぞれ、($\tau_y = 4.70 \text{kgf/cm}^2$ 、 $u_y = 0.4 \text{cm}$)、($\tau_y = 3.51 \text{kgf/cm}^2$ 、 $u_y = 0.35 \text{cm}$)であった。

b) 予測値と確認試験結果の比較

アンカー工法では、実施工のアンカー全数に対して、所定の品質が達成された状態で施工されているか否かを緊張、定着前に確認する。この確認方法は、学会・公的機関等の指針類で定められており、設計荷重(P_d)の1.1倍⁵⁾あるいは1.2倍¹⁾以上の荷重を最大とする「多サイクル試験」と、設計荷重の1.1倍^{12)・3)}を最大荷重とする「1サイクル試験」の2種類ある。

ここでは、1段、2段の実施工アンカーに対して、($P_d = 39.3 \text{tf}$ (1段)、 44.7tf (2段))の1.2倍相当の荷重を加えた「多サイクル試験結果」と、前項で求めた τ_y 、 u_y を用いた「二層地盤内計算法による算定結果(予測値)」を比較する。

表-6.2は、挙動予測用の諸定数を示したものである。各地層におけるアンカーの定着体長さは地盤調査結果から決め、 τ_y 、 u_y の値は「A-17ソカ-」と「A-27ソカ-」の試験結果を採用した(図-6.5 a)、6.5 b)参照)。

図-6.6は、定着体頭部の予測変位量と実測変位量(確認試験結果)を示したものである。この図によると、設計荷重(P_d)以下では、予測変位量は実測変位量にほぼ等しく、所定の品質が確保されているといえる。なお、1段、2段アンカーともに、約40tf以下で実測変位量が予測変位量よりわずかではあるが小さい。これは、(第7章、図-7.11)に示すように、実施工アンカーでは自由長部にも注入材があり、この部分の周面摩擦抵抗も働いたためと考えられる。

また、この図には、設計荷重(P_d)と極限荷重(P_u)も記入しておいた。(P_d / P_u)は安全率(F_s)に相当するもので、1段アンカーでは $F_s = 3.5$ 、2段アンカーでは $F_s = 4.0$ とかなり大きい。これは、打設角度が鉛直方向の引抜き試験用アンカーに対して、実施工アンカーは水平面に対して45°で施工されていたこと、また、長期引張試験結果から、定着荷重の10~30%が供用終了時までには減少すると予想されたことから、許容周面摩擦抵抗の値を低減したためである(第7章、7.4、(4)定着体の長さ、参照)。

6.2.3 永久アンカーの事例

永久アンカーは、高層建物、塔状建物の地震・暴風時の転倒防止、および水圧による浮上がり防止などを目的として開発された。

本項では、永久アンカーを、地震時における基礎の一部の浮上がり防止に採用した事例³³⁾について述べる。

(1) 建物および地盤概要

建物の基準階伏図と軸組図を、図-6.7に示す。建物は、地上26階(鉄骨造)、地下3階(鉄骨鉄筋コンクリート造)の構造規模をもつ。基準階の柱間は、東西間が19.1m、南北間が18.0mで、最高部高さがGL+106.35mの高層建築物である。

敷地は、山の手台地に発達した開析谷低地に位置している。地盤は、地表面から埋土(層厚2.0m)、沖積層(層厚4.0m)があり、以下、洪積層が続いている。洪積層は、細砂層・粘性土層の上部東京層(層厚14.0m)、東京礫層(層厚5.0m)、および江戸川層で構成されている。基礎は、床付け深さ(最終掘削深さ)をGL-16.35mとし、GL-10~20mにあるN値50以上の細砂層を支持層とする「べた基礎」である。なお、地下外周部には、掘削深さが比較的深いため、「山留め壁」と「建物の浮上がり防止」の機能をもたせた壁厚70cmの連続地中壁を配置した。

(2) アンカーの設計

この建物では、最高高さが100mをこえ、塔状比(=建物高さ/建物短辺長さ)が約6という高層かつ塔状建物のため、建物基部に大きな転倒モーメントが発生する。この転倒モーメントに対処するために、通常の設計では、耐圧版を厚くして建物重量を増やすなどの方法を採用している。しかし、床付け深さをGL-16.35mより深くすると、東京礫層中の被圧水によって盤ぶくれが発生するおそれがあった。また、深井戸工法で水位を低下させても、適切な排水処理方法がない、などの施工上の問題が予想されたため、「永久アンカー」を採用することになった。

永久アンカーの設計は、日本建築センター『地盤アンカー工法の個別評定に関する基本方針』³⁵⁾、およびVSL永久アンカー共同研究会『VSL-J1永久アンカー工法・設計・施工指針』⁴⁰⁾に準拠した。

永久アンカーの基本的な設計手法は、以下のとおりである。

- ① 地盤については、Steinbrennerの式^{41)、42)}により、各柱位置で地盤バネとしての値を算出した。
- ② 建物については、基礎梁・地下階壁体部の剛性を評価した格子梁とし、①で算出した地盤バネを付した弾性支承モデルを設定した。
- ③ 外力には、アンカー緊張前と後、長期、洪水時、中地震時、暴風時および大地震時を想定した。
- ④ ③に示す各々の外力において、浮上がりの検討、接地圧・沈下量の検討およびアンカー・基礎梁の設計を行なった。

以上の架構応力解析結果から、図-6.8に示すように、永久アンカーは、N値50以上のシルト混じり細砂層(以後、細砂層とよぶ)に定着することにした。また、引張材はP C鋼より線φ12.7mm×12本で構成し、自由長17.69m、定着長を12.0mとして設計した。なお、事前設計における定着体部の極限周面摩擦抵抗(τ_u)は10kg/cm²とし、定着完了時緊張力140tf、設計有効緊張力を120tfとした。

図-6.9は、アンカーの平面配置を示したもので、地下構造体部分の剛性によって、外力およびアンカーの緊張力がともに分散されるため、地下平面全体にわたって、アンカーを配置することになった。

(3) 引抜き試験および確認試験結果

a) 引抜き試験結果と変位・応力計算法用諸定数

引抜き試験用のアンカーは、(6.2.2)項と同様に袋パッカーを設け、自由長部を水洗いした定着体長(L_a)2mのアンカーである(図-6.8参照)。

引抜き試験は、初期緊張力10tf、増荷時の荷重ステップ5tf、処女荷重階の荷重保持時間が2分の「1サイクル」方式で実施した。なお、極限荷重到達後は変位制御に切替えて残留荷重を測定した。

図-6.10は、アンカー頭部における荷重(P)~変位量(S)曲線をまとめたもので、75tf付近で変位量が増加し始め、83.9tfで極限状態(P_u)に達している。なお、極限状態に達した後は、変位制御に切り替えて約50mm引抜いているが、この間、約10tf程度の荷重増加はあるものの、減少傾向は認められなかった。

次に、図-6.11は、引張材自由長部の「曲がり」と「伸び」を考慮した、定着

体頭部における荷重(P)～変位量(S)曲線である。この図には、降伏時の周面摩擦抵抗を($\tau_v = \tau_u = 9.89 \text{ kgf/cm}^2$)の一定値とし、相対変位量(u_v)を0.2cm、0.3cm、および0.4cmとしたときの「単一地盤内計算法」による算定変位量も記しておいた。図-6.11によると、0tf～極限荷重 $\times (1/3)$ までの低荷重域で、 $u_v = 0.3 \text{ cm}$ とした算定値が試験結果に最も近い。これから、細砂層における挙動予測用の値として、($\tau_v = 9.89 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $u_v = 0.3 \text{ cm}$)を採用することにした。

なお、予測計算に際して、細砂層の上部にある砂礫層での定数は、既往の試験結果を参考にして、($\tau_v = 10.88 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $u_v = 0.3 \text{ cm}$)とした。

b) 予測値と確認試験結果の比較

ここでは、設計荷重($P_d = 120 \text{ tf}$)の1.43倍⁴⁰⁾相当の荷重(172tf)を加えた「多サイクル試験結果」と、引抜き試験結果から求めた τ_v 、 u_v を用いた「二層地盤内計算法」による予測値を比較する。

図-6.12は、0tf～200tf間および0tf～600tf間の、定着体頭部における予測変位量と合計4本の実測変位量(確認試験結果)を示したものである。まず、図-6.12 a)によると、設計荷重以下では、いずれの実測変位量も予測変位量の範囲内におさまっている。150tfをこえると、(N0.22)、(N0.65)の実測変位量が、注入材の弾性係数(E_s)を「0」とした予測変位量より大きくなっている。しかし、この2本のアンカーの最大試験荷重(172tf)における1分～30分経過時の変位増加量は、0.02mm以下と極小であった。したがって、150tf以上の荷重で、実測変位量が予測変位量より大きくなった原因は、施工時における「自由長部の曲がり」と考えた。

以上から、本事例における永久アンカーは、所定の品質が確保されていると判断した。

6.3 二層モデル地盤を用いた挙動検討

本節では、図-6.13に示すように、二種類のモデル地盤を想定し、それぞれの地盤に定着したアンカーの挙動を「二層地盤内計算法」によって試算し、その結果に若干の考察を加える。

モデル地盤のうち、地盤④は上部に軟質層、下部に硬質層のある通常の堆積状態を示す。また、地盤⑤は硬質層の下に軟質層があり、通常とは逆の堆積状態になっている。なお、変位量および軸力の分布形状の違いを評価するため、全定着長は5m、軟質層、硬質層内での定着長をそれぞれ1m、4mとした。

(1) 算定用諸定数 (τ_v 、 u_v)

アンカーの直径は13.5cm、引張材は $\phi 12.7 \text{ mm}$ のP C 鋼より線($E_s = 1.96 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)を12本使うものとした。

算定用定数のうち(τ_v)は、軟質層、硬質層でそれぞれ 3 kgf/cm^2 、 10 kgf/cm^2 とし、これに対応する相対変位量(u_v : cm)は、近似曲線式($u_v = 0.00153 \cdot \tau_v^2 - 0.0775 \cdot \tau_v + 0.983$: 砂質土系地盤用、第5章、図-5.32参照)によって求めた。

なお、注入材の弾性係数(E_s)は($2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)の一種類とした。

表-6.3 に、算定用諸定数の一覧表を示しておく。

(2) 算定結果

a) 荷重～変位量曲線

図-6.14は、「二層地盤内計算法」による定着体頭部における荷重(P)～変位量(S)曲線である。図-6.14によると、全荷重域にわたって、地盤④での変位量のほうが地盤⑤より大きい。これは、地盤④では定着体上部に軟質層があり、この軟質層におけるアンカーの変形特性が、変位量(S)に影響を及ぼしたためである。また、地盤④での変位量は、極限荷重までの全荷重域にわたってほぼ均一に増加している。これに対して、地盤⑤での変位量は、176tfをこえると急激に増え始め、極限荷重($P_u = 182 \text{ tf}$)で地盤④での変位量にほぼ等しくなっている。

図-6.14には、各定着層における周面摩擦抵抗の降伏状況を示すタイプ名(第4章、図-4.6 参照)を記入しておいた。これによると、地盤④のアンカーでは、

まず、0～96.2tfまで全長が弾性状態の(タイプ①)、96.2～113tfでは第2層が弾塑性状態の(タイプ③)、113～149tfでは第1層、第2層の両層が弾塑性状態の(タイプ⑤)、そして149tf～極限荷重では第1層が全塑性状態、第2層が弾塑性状態の(タイプ⑦)になっている。

これに対して、地盤⑤に定着したアンカーは、0～87.9tfまで全弾性状態の(タイプ①)、87.9～176tfで第1層が弾塑性状態の(タイプ②)、そして176～182tfまで第1層が全塑性状態、第2層が弾性状態の(タイプ④)となっており、182tfをこすと急速に(タイプ⑦)を経て極限状態に達している。

b) 伝達軸力

図-6.15は、頭部荷重が60tfと140tfにおける軸力分布の算定結果を示したものである。図-6.15のうち頭部荷重が60tfの時の軸力分布を比較すると、軟質層が上部にある地盤④の軸力のほうが、地盤⑤より全長にわたって大きくなっている。これからも、図-6.14に示した荷重(P)～変位量(S)曲線において、地盤④での変位量が地盤⑤より大きいことがわかる。次に、頭部荷重が140tfの時の軸力を比較すると、やはり地盤④の軸力ほうが地盤⑤より大きくなっているが、地盤⑤の深さ4m、すなわち軟質層の上端の軸力は約3tfと非常に小さい。

以上のように、第3章、第4章に提示した変位・応力計算法は、定着地盤の堆積状況や力学的性状の違いによる、定着体の変形状態および軸力分布への影響を説明する手段としても有効であるといえよう。

6.4 まとめ

本章では、まず、引張型アンカーの2実施工例をとりあげ、第3章、第4章の「変位・応力計算法」を用いて算定した予測変位量と、実施工アンカーの確認試験(多サイクル引張試験)結果とを比較し、その適用性について検討した。

次に、二層モデル地盤内の引張型アンカーを想定し、地盤の堆積状況の違いによる定着体の変形状態と応力分布への影響を考察した。

以上の検討の結果、次の事項が明らかになった。

(1) 第3章、第4章に提示した変位・応力計算法は、確認試験結果にみられる実施工アンカーの変形状態をよく説明する。

(2) また、同変位・応力計算法は、定着地盤の堆積状況や力学的性状の違いによる、定着体の挙動(変形状態、軸力分布)への影響を推定する手法としても有効である。

図-6. 1 実施工アンカーの挙動予測フロー

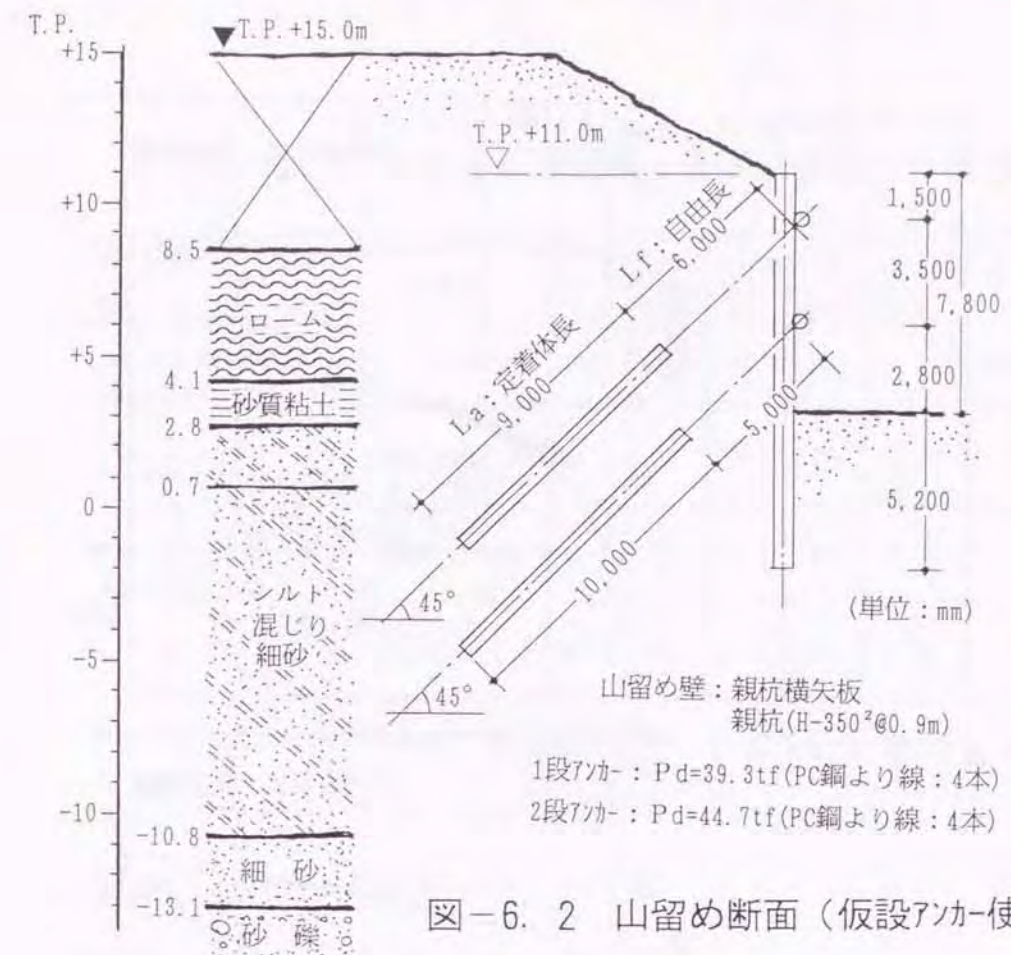
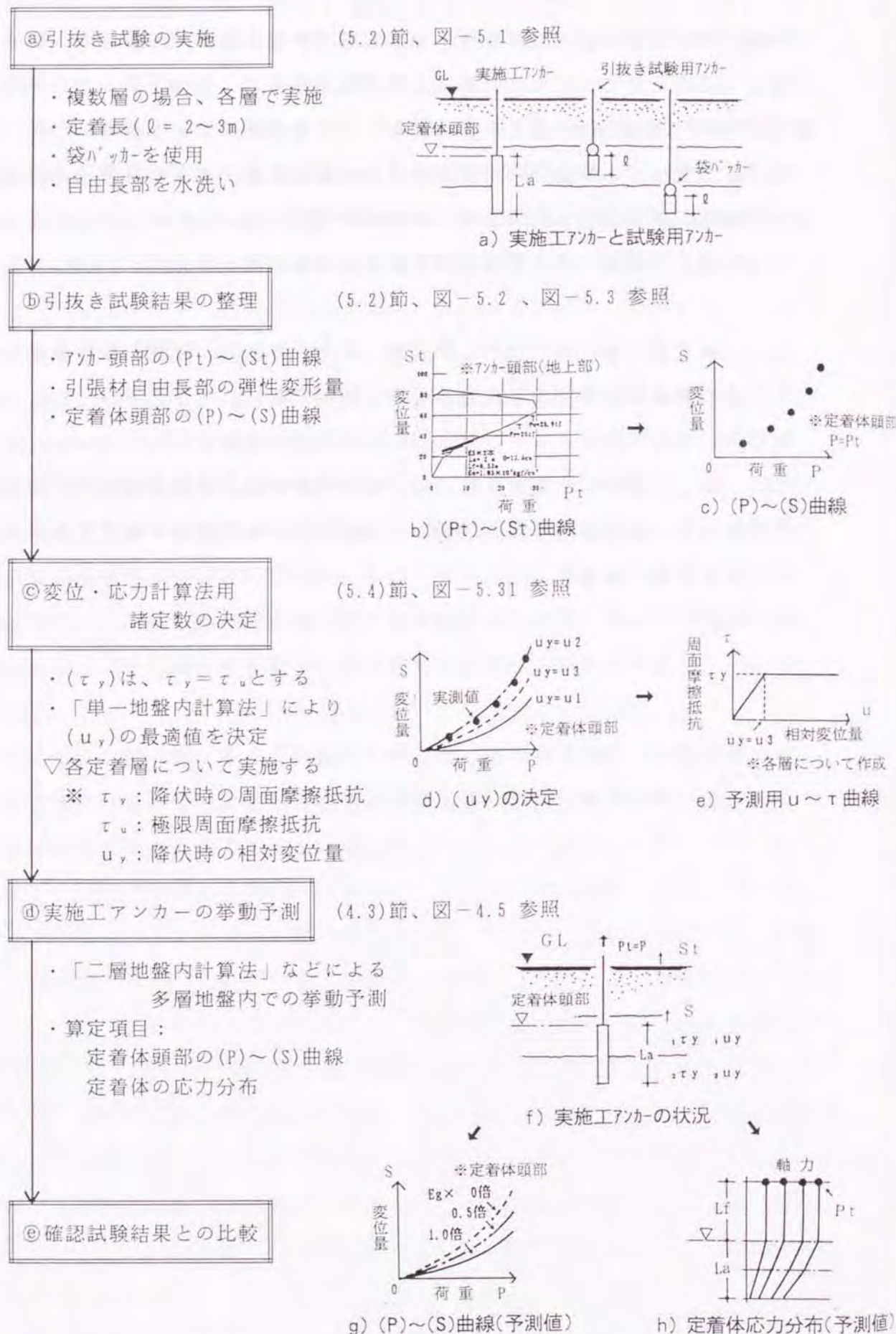


図-6. 2 山留め断面 (仮設アンカー使用例)

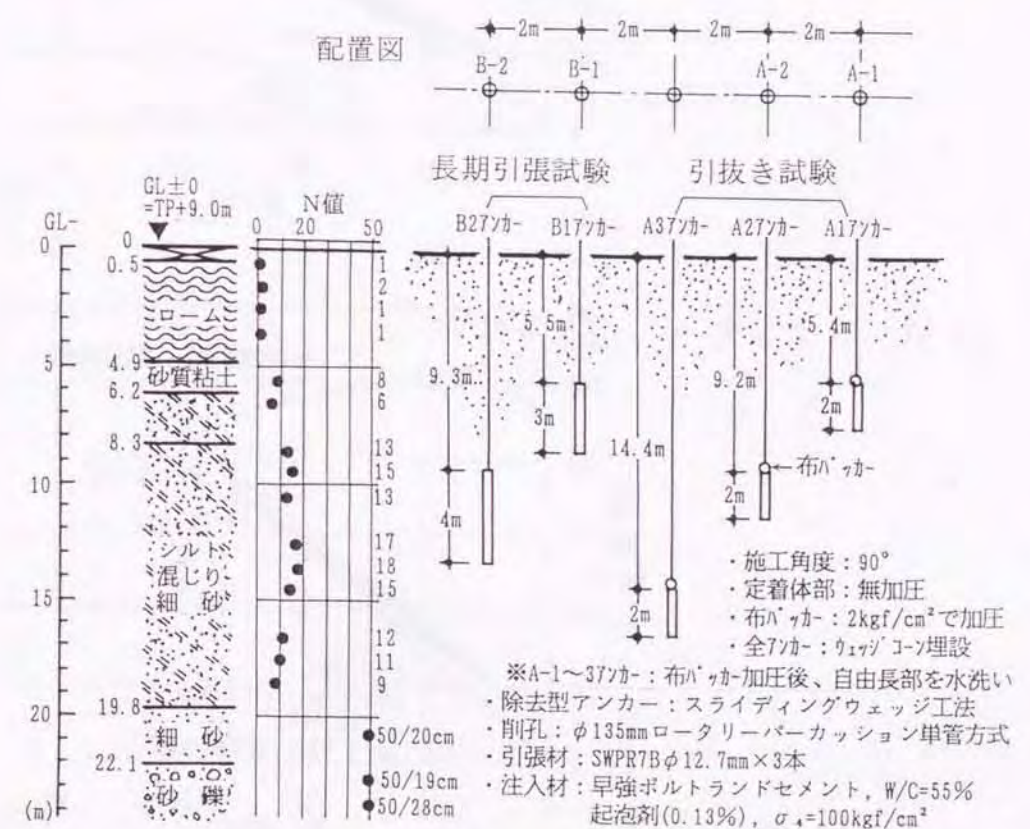
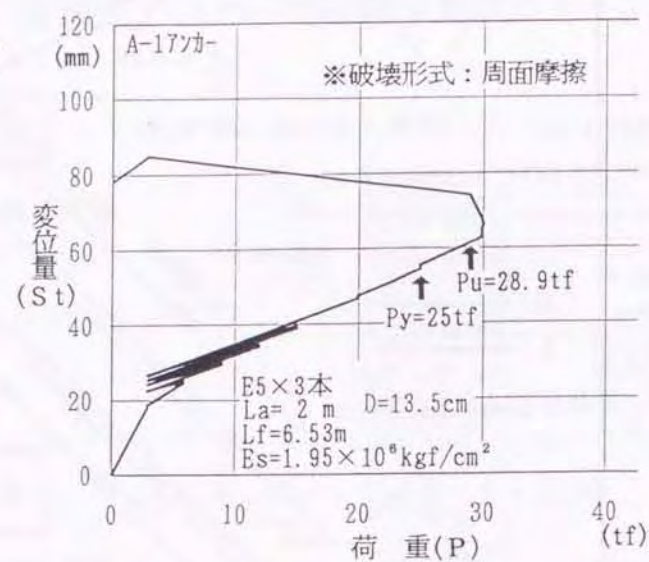
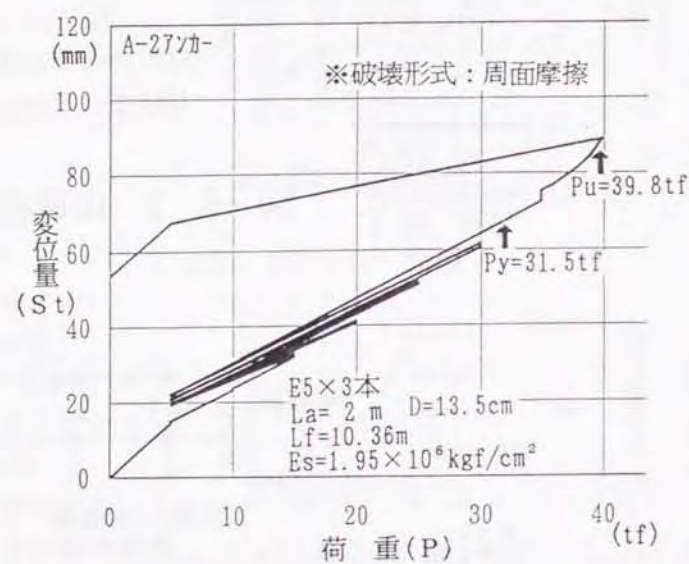


図-6. 3 試験地盤および試験アンカー (仮設アンカー使用例)

a) A-1 アンカー



b) A-2 アンカー



c) A-3 アンカー

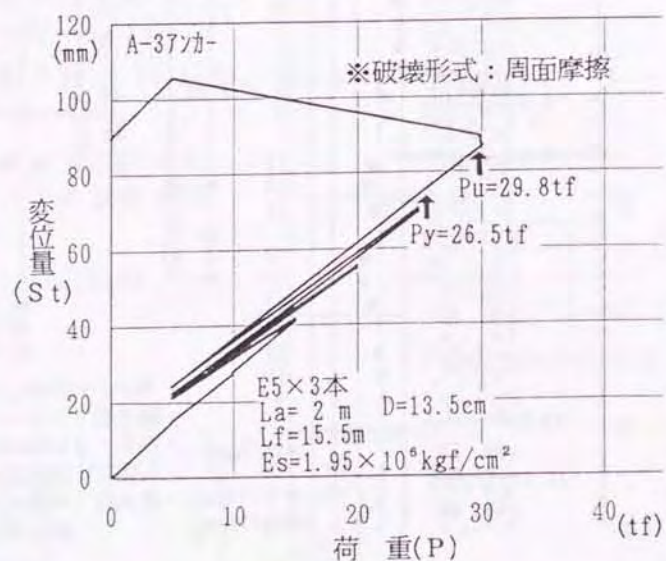


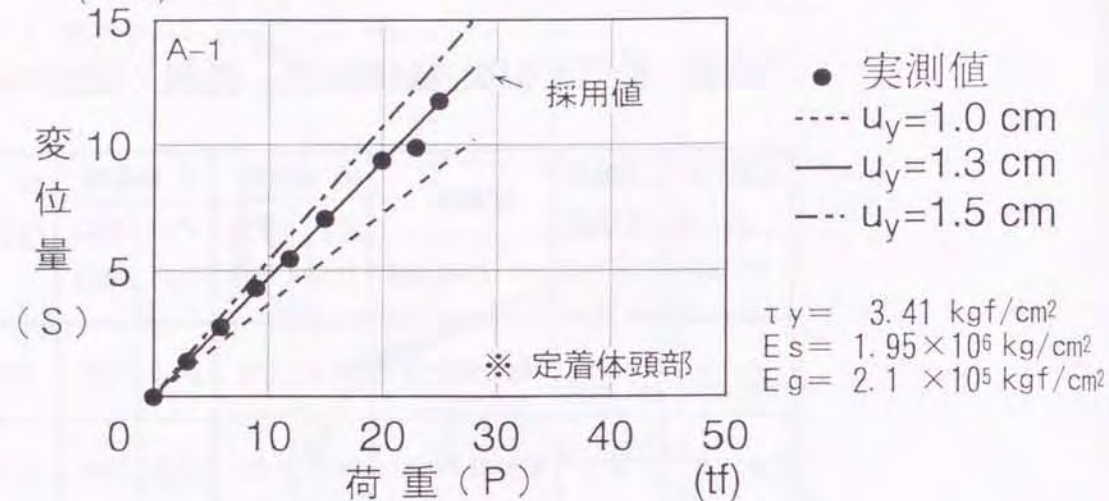
図-6.4 荷重(P)～変位量(St)曲線 (仮設アンカー使用例)

表-6.1 引抜き試験結果一覧表 (仮設アンカー使用例)

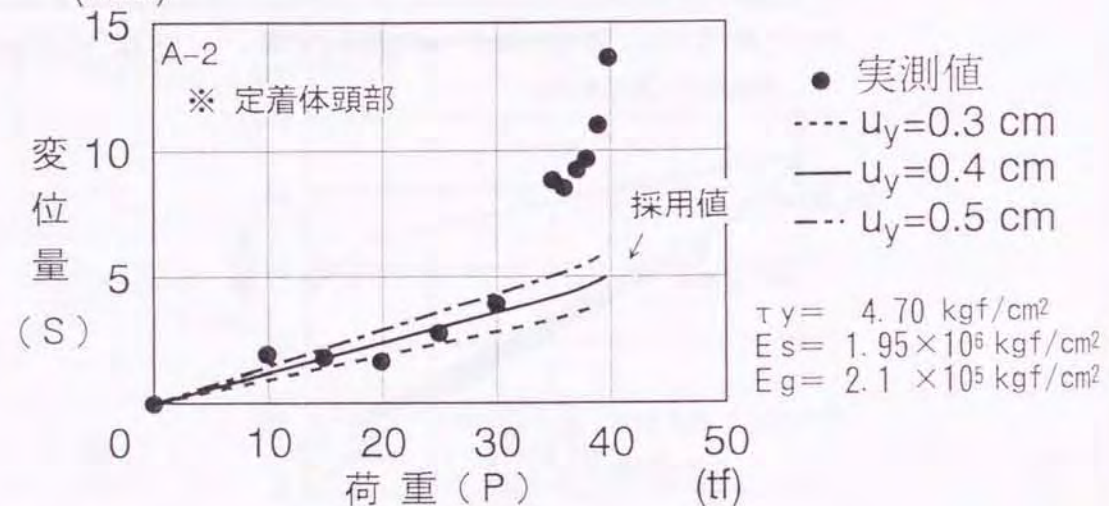
試験アンカー 名称	定着体 天端深 GL-(m)	定着層 ()内:N値	a) 降伏時		b) 極限時		c)	d)
			Py (tf)	変位 (mm)	Pu (tf)	変位 (mm)	Py/Pu	τ_u (kgf/cm ²)
A-1	5.4	粘土/細砂(6)	25.0	52	28.9	62	0.87	3.41
A-2	9.2	細砂(13~15)	31.5	65	39.8	89	0.79	4.70
A-3	14.4	細砂(12~15)	26.5	72	29.8	86	0.89	3.51

※ ただし、降伏点はlogP～logSt曲線で判定。 $\tau_u = Pu / (\pi \cdot D \cdot La)$ 。

a) A-1 アンカー
(mm)



b) A-2 アンカー
(mm)



c) A-3 アンカー
(mm)

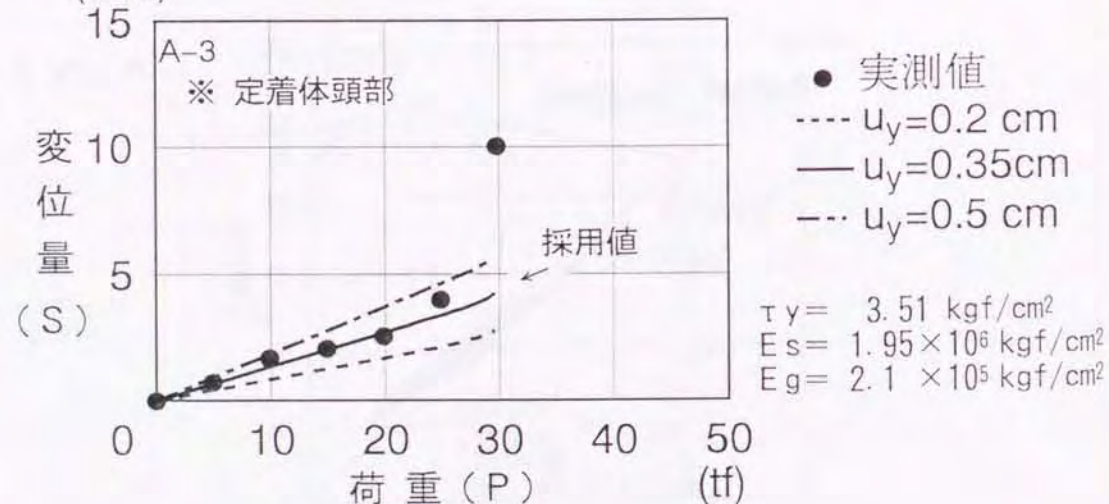


図-6.5 定着体頭部の荷重(P)～変位置(S)曲線
(仮設アンカー使用例)

表-6.2 挙動予測用諸定数(仮設アンカー使用例)

アンカー 段数	定着体 全長 l (m)	第1層 (A-17カ-結果から)			第2層 (A-27カ-結果から)		
		l_1 (cm)	$1\tau_y$ (kgf/cm ²)	$1u_y$ (cm)	l_2 (cm)	$2\tau_y$ (kgf/cm ²)	$2u_y$ (cm)
1 段	9.0	744	3.41	1.3	156	4.70	0.4
2 段	10.0	348			652		

ただし、 E_s :引張材の弾性係数(1.95×10^6 kgf/cm²)
 A_s :引張材の断面積 (1段、2段ともに 3.95 cm²/PC鋼より線4本)
 E_g :注入材の弾性係数(2.1×10^5 kgf/cm²)
 D :定着体の直径 (13.5 cm)
 $1\tau_y, 1u_y$:低荷重域で、引抜き試験結果のP～S曲線に一致するよう求めた
 降伏時の周面摩擦抵抗、相対変位置(図-6.5 参照)

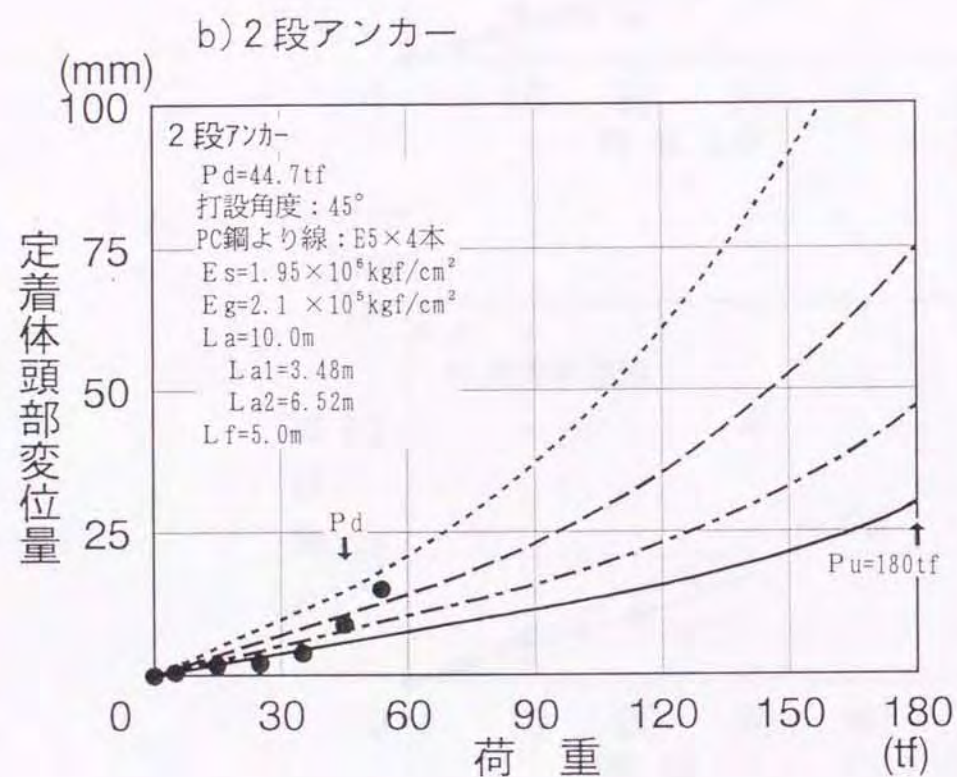
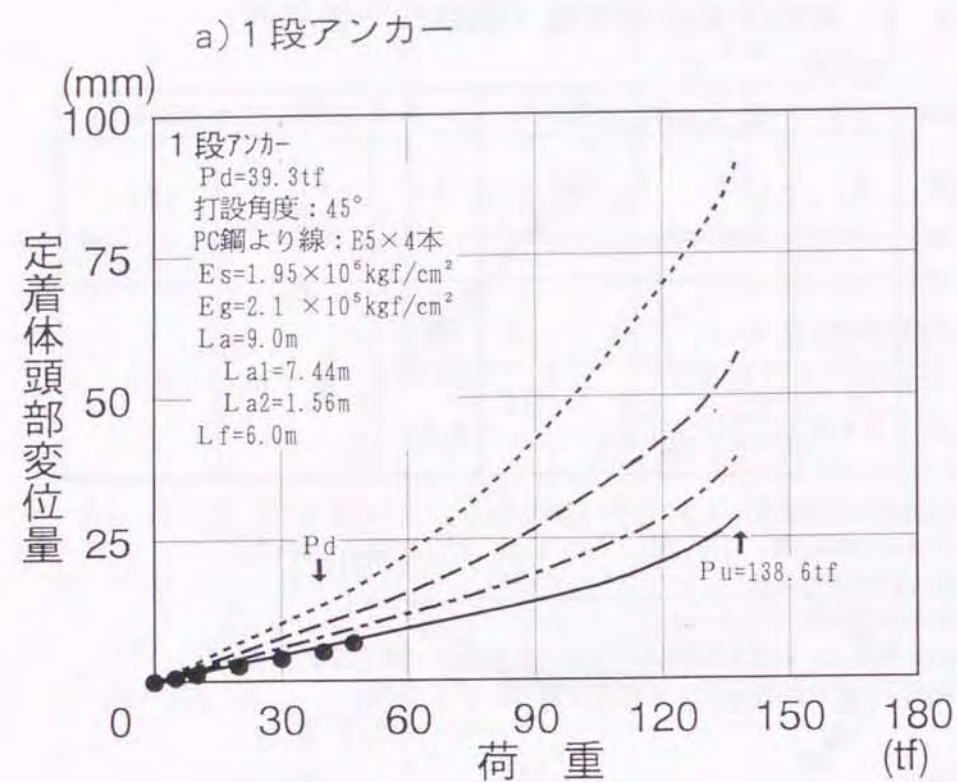


図-6. 6 予測変位量と実測変位量の比較 (仮設アンカー使用例)

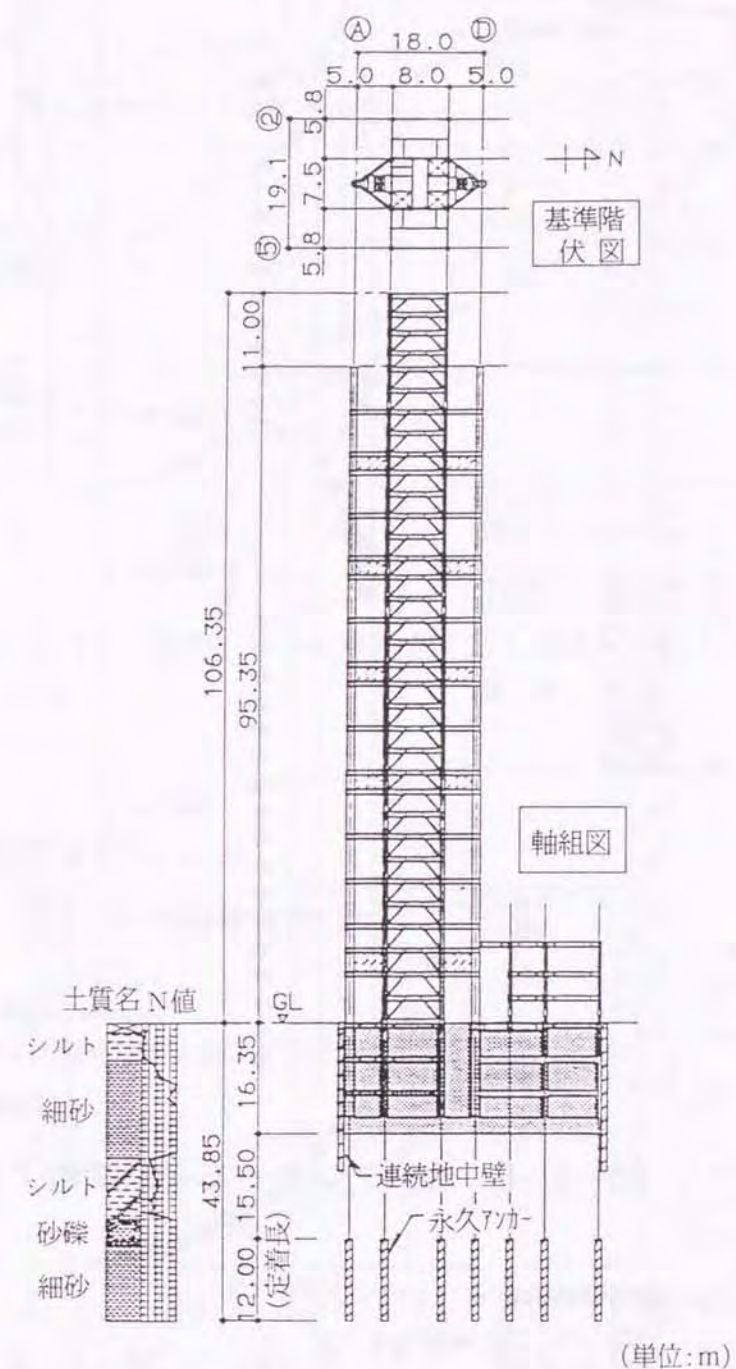


図-6. 7 建物概要図 (永久アンカー使用例)

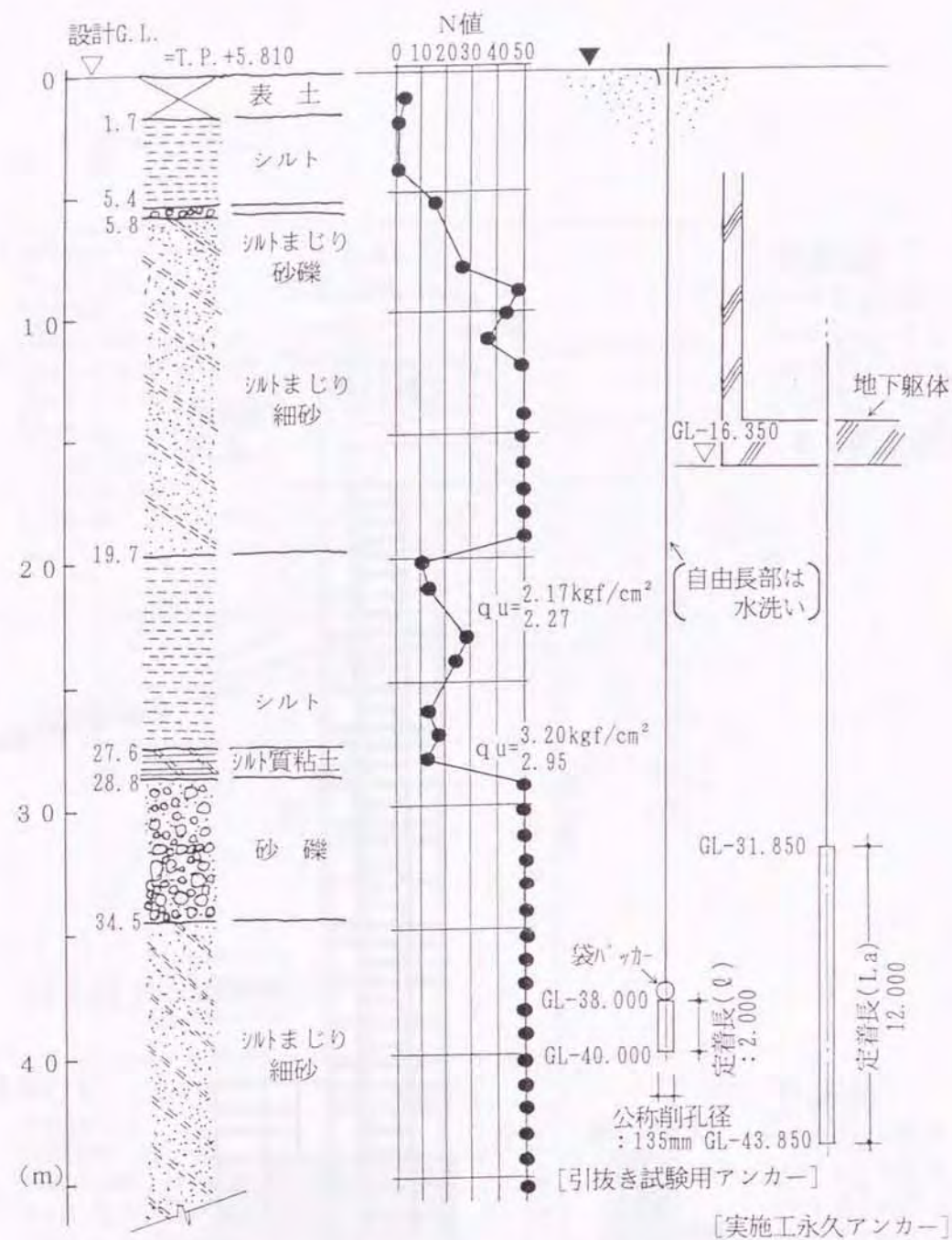


図-6.8 永久アンカーおよび試験アンカー

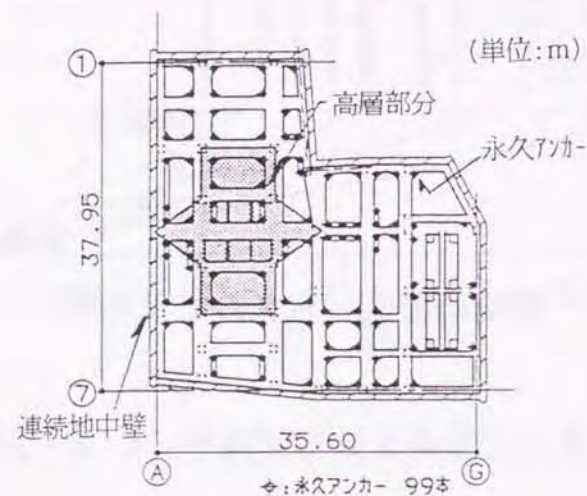


図-6.9
永久アンカーの平面配置図

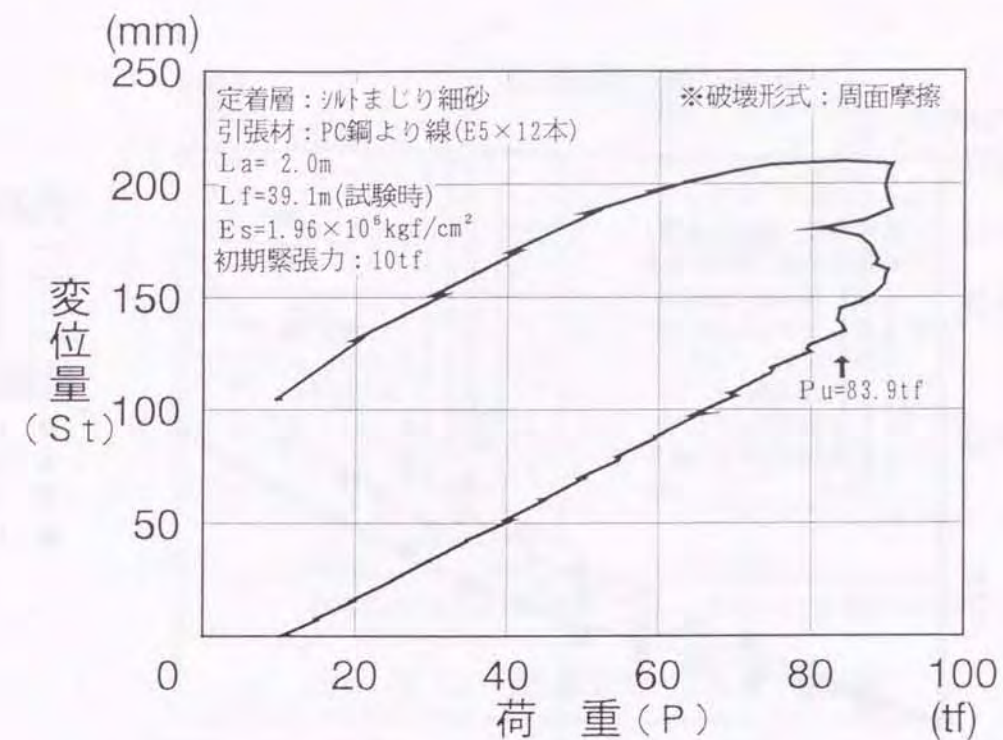


図-6.10 荷重(P)～変位量(St)曲線 (永久アンカー使用例)

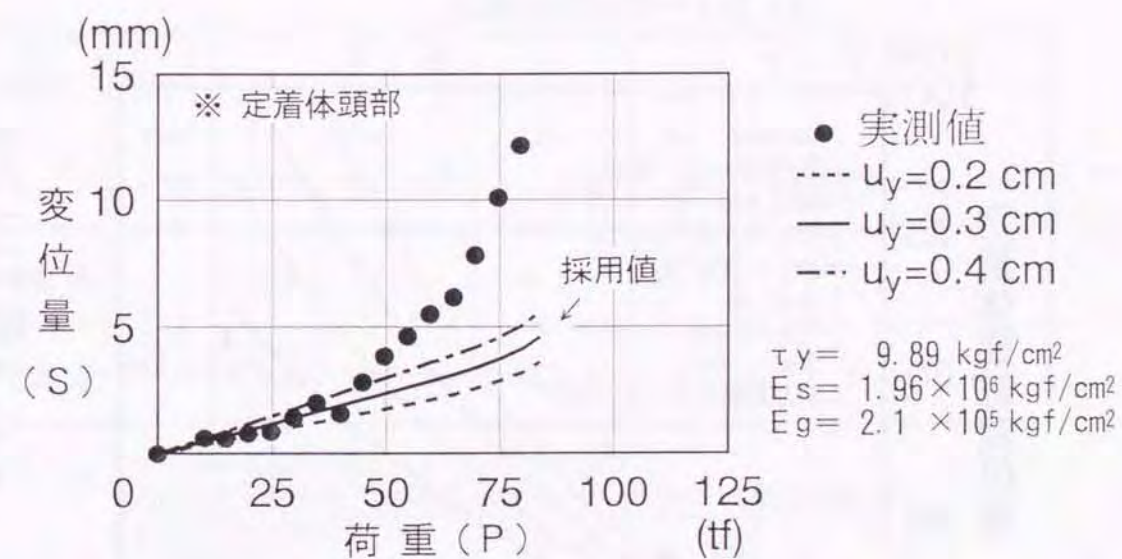


図-6.11 定着体頭部の荷重(P)～変位量(S)曲線
(永久アンカー使用例)

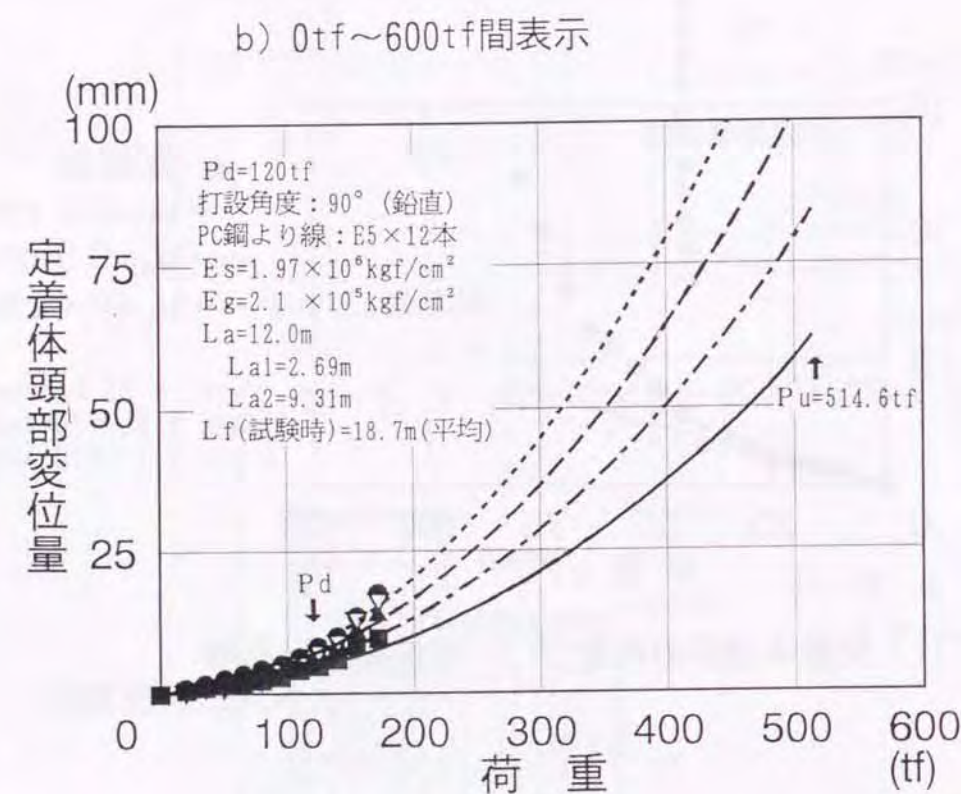
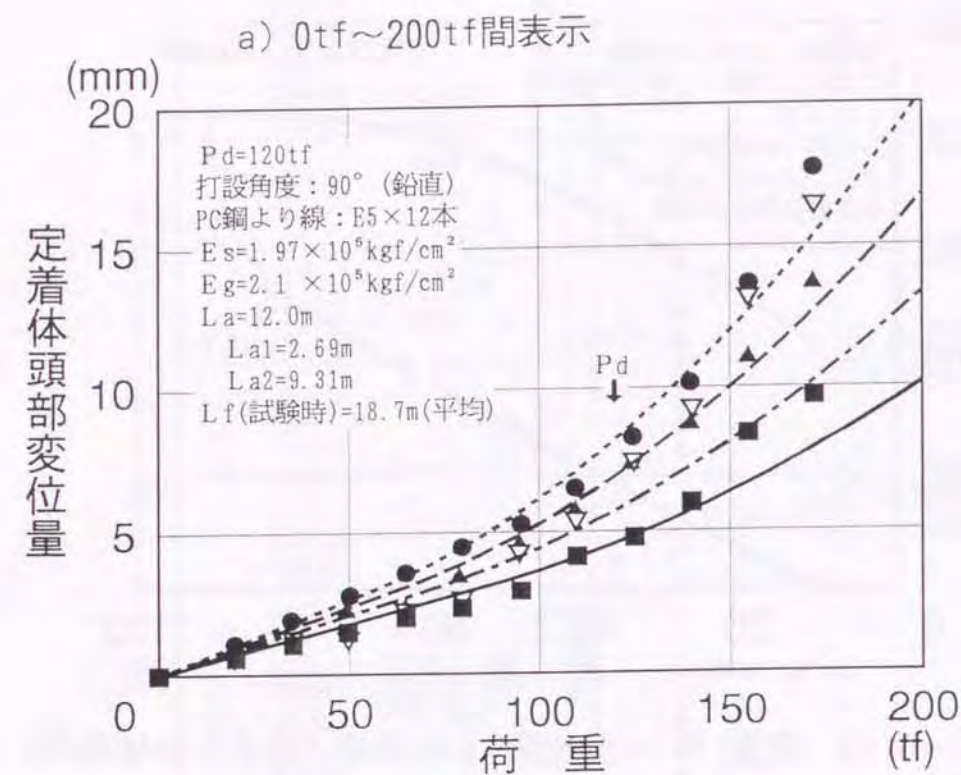


図-6.12 予測変位量と実測変位量の比較
(永久アンカー使用例)

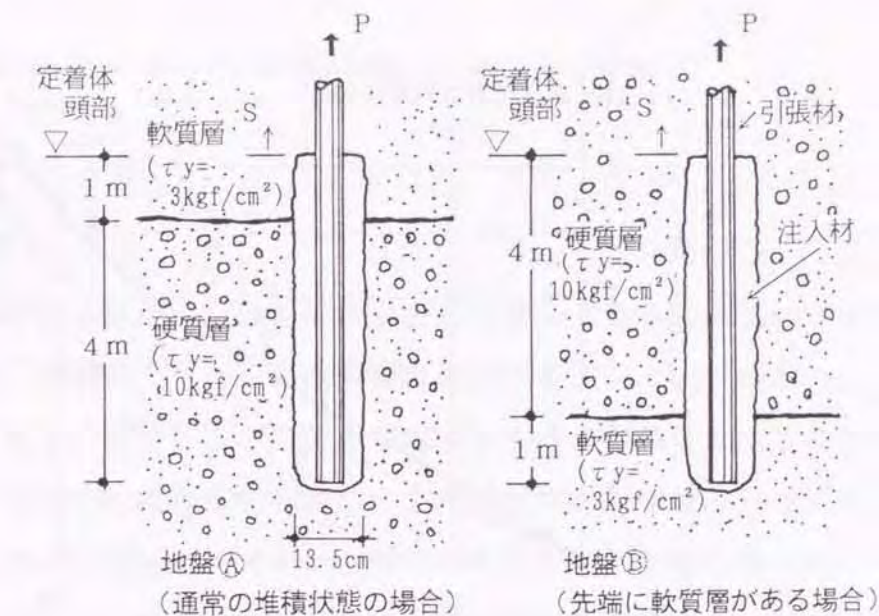


図-6.13 試算対象のモデル地盤

表-6.3 試算用の諸定数 (モデル地盤)

地盤名	定着体 全長 l (m)	第1層			第2層		
		l_1 (cm)	$i\tau_y$ (kgf/cm²)	$i u_y$ (cm)	l_2 (cm)	$z\tau_y$ (kgf/cm²)	$z u_y$ (cm)
地盤A	5.0	100	3.0	0.76	400	10.0	0.22
地盤B		400	10.0	0.22	100	3.0	0.76

ただし、 E_s : 引張材の弾性係数 ($1.96 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)
 A_s : 引張材の断面積 (地盤A, Bともに 11.84 cm^2 / PC鋼より線12本)
 E_g : 注入材の弾性係数 ($2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)
 D : 定着体の直径 (13.5 cm)
 $i u_y$: 近似曲線式 ($u_y = 0.00153 \cdot \tau_y^2 - 0.0775 \cdot \tau_y + 0.983$: 砂質土系地盤用、第5章、図-5.32参照) によって求めた。

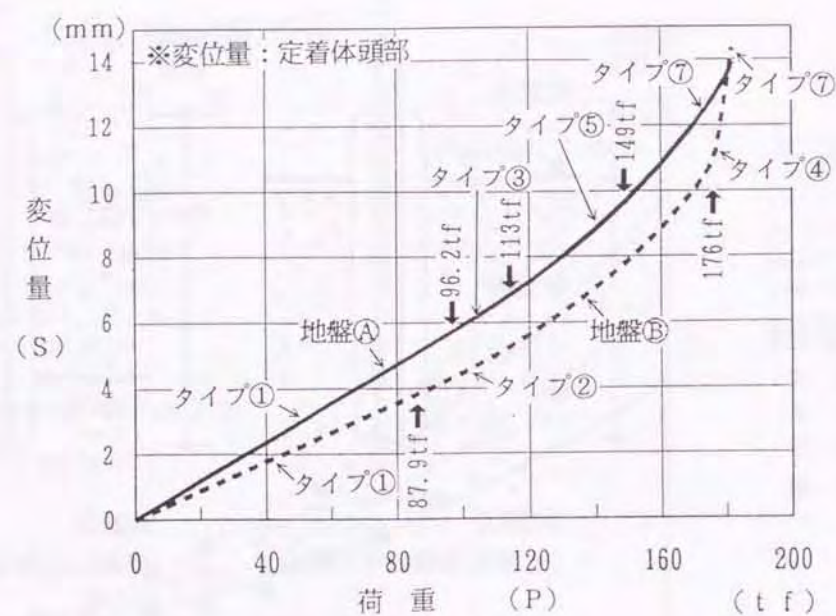


図-6.14 荷重(P)～変位量(S)曲線 (モデル地盤)

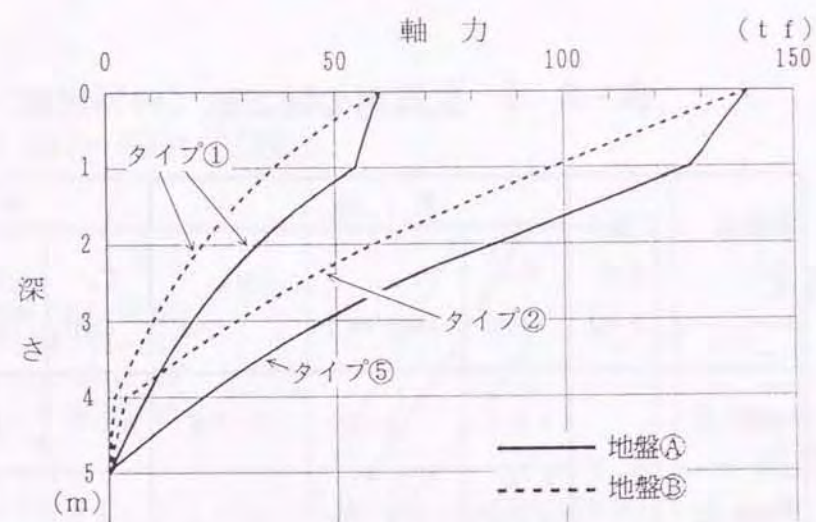


図-6.15 定着体の応力 (モデル地盤)

第7章 圧縮型アンカーへの適用法

7.1 概要

市街地での山留め工事では、供用後に引張材を撤去できる「除去式アンカー」の採用例が多い。除去式アンカーには、通常の引張型アンカーのほかに、「圧縮型アンカー」がある。図-7.1 は、この圧縮型アンカーの概要を示したもので、定着体の先端付近に「耐荷体」を設置し、この耐荷体に引張材を緊結する。また、引張材には、全長にわたってアンボンド加工したPC鋼より線を用いる。したがって、このタイプのアンカーの注入材には、圧縮応力が発生する。

本章では、まず、この圧縮型アンカーを対象に、定着体が均質な地盤中にある場合の「変位・応力計算法」を示す。そして、定着体および耐荷体の変位性状と応力分布を試算し、この種のアンカーの設計時の留意点について述べる。

次に、硬質層深部に定着体を施工した引張型アンカーに働く周面摩擦抵抗の評価方法について考察する。

7. 2 基本仮定

圧縮型アンカーの挙動解析にあたり、以下の仮定を設ける。

- 解析対象は、圧縮型アンカーの定着体部分とする。
- 検討する荷重の範囲は、極限荷重に達するまでの値とする。
- アンカーの破壊は、定着体と地盤間の周面摩擦抵抗の降伏、および破壊によって生じるものとする。
- 定着地盤は、均質な単一層とする。
- 定着体と地盤間の周面摩擦抵抗と相対変位量は、バイリニア型とする。
- 定着体部材のうち、引張材と下端の支圧板は剛体、その他の部分（注入材、耐荷体など）は完全弾性体とする。

※ ここでは、一応、引張材を「剛体」と仮定している。

なお、引張材頭部の変位量(S_t)は、次式によって求めることができる。

$$S_t = S_* + S_b$$

ここに、 S_t ：引張材頭部の変位量

S_* ：頭部から定着体先端までの引張材弾性変形量

S_b ：定着体先端部の変位量（(7.3)項を参照）

なお、 $S_* = (P \cdot L_t) / (E_* \cdot a_*)$

P ：引張材頭部の荷重

L_t ：引張材の自由長（頭部～定着体先端）

E_* ：引張材の弾性係数

a_* ：引張材の断面積

7. 3 定着体に関する基礎微分方程式

圧縮型アンカーに荷重(T)を加えると、引張材にアンボンド加工が施してあるため、頭部荷重のほとんどが、定着体（定着長= l ）の底部で上向きに働き、定着体には圧縮応力が発生する。図-7.2 は、このときの定着体と周囲の地盤の状態を表わしたものである。なお、図-7.2 では、引張材と支圧板は剛体であり、引張材と注入材間に摩擦抵抗は働かないものとして表現している。

また、図-7.3 に示す座標系を設定して、アンカー頭部から深さ(z)にある微小区間(dz)での力のつりあい関係を調べると、(7.1)式が成立する。

$$dC + \tau \phi \cdot dz + \gamma A \cdot dz = 0 \quad (7.1)$$

ここで、 dC ：区間(dz)において定着体に働く圧縮荷重の増加量

τ ：周面摩擦抵抗

ϕ ：定着体の周長（ $=\pi D$ ）

γ ：定着体の等価単位体積重量

$$\gamma = (\gamma_* A_* + \gamma_g A_g) / (A_* + A_g)$$

A ：定着体の等価断面積（ $A = A_* + A_g$ ）

A_* ：耐荷体鋼材部分の断面積

ただし、 A_* には引張材の断面積(a_*)は含まれない

A_g ：注入材部分の断面積

γ_* ：耐荷体鋼材部分の単位体積重量

γ_g ：注入材の単位体積重量

上式は、(7.2)式のようにも表わすことができる。

$$\frac{dC}{dz} = -(\tau \phi + \gamma A) \quad (7.2)$$

また、微小要素のひずみ(ε)は区間(dz)で圧縮ひずみとなるが、定着体と地盤との相対変位量(u)は $(u) \rightarrow (u + du)$ へと変化しており、(du)は「負」となるから、

$$-\frac{du}{dz} = \varepsilon = \frac{C}{EA} \quad (7.3)$$

という関係にある。

ここで、 E : 定着体の等価弾性係数

A : 定着体の等価断面積

$$EA = E_s A_s + E_g A_g$$

E_s : 耐荷体鋼材部分の弾性係数

E_g : 注入材部分の弾性係数

(7.3)式の両辺を z で微分し(7.2)式を代入すると、定着体の基礎微分方程式は次式で与えられる。

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = \frac{\phi}{EA} \tau + \frac{\gamma}{E} \quad (7.4)$$

次に、周面摩擦抵抗(τ)と相対変位量(u)の関係を、図-7.4に示すように、バイリニア型完全弾塑性体と仮定すると、降伏時前と後の周面摩擦抵抗は次式で表わすことができる。

$$\tau = K_s \cdot u \quad : u \leq u_y \quad (7.5)-1$$

$$\tau = \tau_y \quad : u \geq u_y \quad (7.5)-2$$

ここで、 τ : 周面摩擦抵抗

τ_y : 降伏時の周面摩擦抵抗

u_y : 降伏時の相対変位量

K_s : ($= \tan \theta = \tau_y / u_y$)で与えられる周面摩擦抵抗係数

以上、単一地盤における圧縮型アンカーの、定着体部分に関する基礎微分方程式を示したが、応力、座標系の符号などの設定方法の違いはあるものの、(7.4)、(7.5)式は、(3.2)節に示した(3.4)、(3.5)式とまったく同じ形をしている。

したがって、圧縮型アンカーであっても、符号、断面定数などを適切に設定すれば、引張型アンカーを対象とする第3章の「単一地盤内計算法」、また、第4章に示した多層地盤中の「変位・応力計算法」を、そのまま適用できることがわかる。

次項では、定着地盤の硬軟による、圧縮型アンカーの変位量、応力への影響を検討する。

7.4 圧縮型アンカーの挙動検討

本項では、除去式の仮設アンカーとして用いることが多い「圧縮型アンカー」を対象に、定着地盤の硬軟、すなわち極限周面摩擦抵抗の大きさの違いによる変位性状、応力分布への影響を検討する。

このタイプのアンカーの引張材には、供用後の除去に対応するため、全長にわたってアンボンド(オールボンド)加工したP C鋼より線を使う。施工法は、まず、P C鋼より線を、図-7.5 a)に示す「耐荷体」先端のU字部に沿わせて、引張材を組立てる。次に、削孔の終わった孔内に引張材を挿入し、注入材で充填する。供用時には、P C鋼より線両端の素線部を同時に緊張し、山留め壁などの構造物に定着する(図-7.5 b)参照)。そして、供用が終わると、耐荷体は定着地盤中に残りはするが、P C鋼より線の素線の片方を引き、P C鋼より線全体を引抜く工法である。

したがって、引張型アンカーのように、注入材に引張力が加わって「ひび割れ」や、注入材と引張材間の「付着切れ」が生じることはない。しかし、定着地盤が軟らかいと、耐荷体先端に加わった圧縮荷重の大部分が、耐荷体後方の注入材に伝わり、注入材部分で「圧縮破壊」するおそれがある。

耐荷体には、鋼管あるいは高強度樹脂モルタルを補強材として用いるものもある。本項では、図-7.5 a)のように、異形鉄筋(SD35-D19)を用いるタイプの圧縮型アンカーをとりあげる。

定着地盤は均質な単一層とし、その極限周面摩擦抵抗(τ_u)を2~8kgf/cm²の間で4種類変化させる。そして、定着体頭部の荷重~変位量曲線、および応力分布を、(7.3)節に示した変位・応力計算法によって算定し、その算定結果をもとに、圧縮型アンカーの挙動について考察、検討する。

なお、許容周面摩擦抵抗の設定、ならびに定着体長の算定は、建築学会指針に準拠して行なう。

(1) アンカーの仕様

- ・アンカーのタイプ : 圧縮型アンカー、仮設部材として使用(期間: 2年未満)
- ・定着体直径 : 公称削孔径 ($D=13.5\text{cm}$)

- ・引張材：φ12.7mmのP C鋼より線（JIS G 3536に準拠）（素線部）
7ヶ所加工部外径：φ15.2mm（欠損面積 $A=1.815\text{cm}^2$ /本）

引張荷重（ $P_u=18.7\text{tf}$ /本）

降伏荷重（ $P_y=15.9\text{tf}$ /本）

- ・注入材：セメントペースト/28日圧縮強度（ $F_c=270\text{kgf/cm}^2$ ）、

許容圧縮応力度（ $\sigma_{fs}=180\text{kgf/cm}^2$ ）

弾性係数（ $E_s=2.1\times 10^5\text{kgf/cm}^2$ ）

- ・耐荷体：（図-7.5 a）参照）

長さ（ $l=60\text{cm}$ /1ユニット）

補強鋼材（SD35-D19×4本）

許容圧縮応力度（ $\sigma_{fs}=2,200\text{kgf/cm}^2$ ）

弾性係数（ $E_s=2.1\times 10^5\text{kgf/cm}^2$ ）

（2）設計荷重

耐荷体1ヶにP C鋼より線を1本掛ける場合、および2本掛ける場合の設計荷重（ P_d ）を以下のように設定する。

- ・1本掛け（ $n=2$ ）： $P_d=0.55\times P_u\times 2=0.55\times 18.7\times 2=20.57\text{tf}\rightarrow 20\text{tf}$
- ・2本掛け（ $n=4$ ）： $P_d=0.55\times P_u\times 4=0.55\times 18.7\times 4=41.14\text{tf}\rightarrow 40\text{tf}$

なお、P C鋼より線は、耐荷体先端でU字形に曲げるので、その影響を考慮して、1本あたりの許容引張荷重を引張荷重（ P_u ）の（0.55倍）に低減している。

（3）定着地盤およびその諸定数

- ・定着地盤：砂質土層
- ・極限周面摩擦抵抗（ τ_u ）：2, 4, 6, 8kgf/cm²の4種類
- ・許容周面摩擦抵抗（ τ_a ）：仮設部材として使用するので（7.6）式で算定する。

$$\tau_a=(\tau_u/3)\times 1.5=\tau_u/2 \quad (7.6)$$

なお、定着体長が（耐荷体長さ+3m）をこえる区間については、

$$\tau_a=(\tau_u/2)\times 0.6 \quad (7.7)$$

に低減する。

- ・降伏時周面摩擦抵抗（ τ_y ）： $\tau_y=\tau_u$

- ・降伏時相対変位量（ u_y ）：（7.8）式によって算定する。

$$u_y=0.00153\cdot \tau_y^2-0.0775\cdot \tau_y+0.983$$

砂質土系地盤用（第5章、図-5.32参照）（7.8）

（4）定着体の長さ

設計荷重（ P_d ）=20tf、極限周面摩擦抵抗（ τ_u ）=2kgf/cm²の場合の、定着体長（ L_a ）の算定例を以下に示す。

許容周面摩擦抵抗： $\tau_a=\tau_u/2=2/2=1\text{kgf/cm}^2$

（耐荷体長さ+3m）の区間で分担する許容引張荷重（ ${}_3P_a$ ）は、

$${}_3P_a=\pi\times D\times \tau_a\times (l+300)/1,000 \quad (7.9)$$

$$=\pi\times 13.5\times 1\times (60+300)/1,000$$

$$=15.3\text{tf}$$

$$L_a-(60+300)=(P_d-{}_3P_a)/(\pi\times D\times \tau_a\times 0.6)$$

$$=(20-15.3)\times 1,000/(\pi\times 13.5\times 1\times 0.6)$$

$$=186\text{cm}$$

$$L_a=186+(60+300)=546\text{cm}$$

なお、極限周面摩擦抵抗（ τ_u ）が大きく、（耐荷体長さ+3m）の区間の許容引張荷重（ ${}_3P_a$ ）が設計荷重（ P_d ）をこえる場合には、（7.10）式で定着体長（ L_a ）を算定する。

$$L_a=P_d/(\pi\times D\times \tau_a) \quad (7.10)$$

以上の算定方法で計算した、P C鋼より線が、1本掛け、2本掛けの場合の定着体長を、表-7.1に示す。

なお、地盤は均一としたが、定着体は、「耐荷体」部分とその上方の「一般部」に分けて算定した。

（5）算定結果

表-7.1の値を採用し、第4章に示した「二層地盤内計算法」によって圧縮型アンカー定着体の変位および応力を算定した。なお、表-7.1のうち、ケース①、②、③の設計荷重（ P_d ）および耐荷体長（ l ）は、それぞれ、（ $P_d=20\text{tf}$, $l=60\text{cm}$ ）、（ $P_d=40\text{tf}$, $l=60\text{cm}$ ）、（ $P_d=40\text{tf}$, $l=120\text{cm}$ ）とした。

a) 荷重～変位量曲線

図-7.6 は、極限荷重($P_u: P_u = \pi \times D \times \tau_u$)までの、ケース①、②、③の定着体頭部における変位量の算定結果を示したものである。このうち、図-7.6 a)に示すケース①(設計荷重: $P_d=20\text{tf}$, 耐荷体長 $\ell=60\text{cm}$)の(荷重)~(変位量)曲線によると、降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)が小さくなるにしたがい、変位量が徐々に大きくなっている。これは、所定の設計荷重(20tf)を得るために、(τ_v)が小さい場合には定着体長(L_a)を長くしており、定着体自体の変形量も大きくなったためと考えられる。また、図-7.6 a)のうち、($\tau_v=2\text{kgf/cm}^2$)の荷重~変位量曲線は、設計荷重($P_d=20\text{tf}$)の約 2.3 倍の 46tf 付近まで伸びており、(τ_v)が小さいアンカーでは、通常的安全率($F_s=2$)以上の値が確保されていることがわかる。このように極限荷重が大きくなった原因は、図-7.6 a)の中にも示しておいたが、(τ_v)が小さいために(耐荷体長さ+3m)をこえた区間について、許容周面摩擦抵抗(τ_a)を60%まで低減し、定着体長が 546cm になったためである(7.7式参照)。

次に、図-7.6 b)に示すケース②($P_d=40\text{tf}$, $\ell=60\text{cm}$)の荷重~変位量曲線によると、ケース①の 2 倍の設計荷重であるため、定着体長が長くなり、それに応じて変位量も大きくなっている。また、図-7.6 b)のうち、定着体長が(耐荷体長さ+3m)をこえるものは、 $\tau_v=2\text{kgf/cm}^2$ と 4kgf/cm^2 の 2 種類で、その荷重~変位量曲線は、設計荷重($P_d=40\text{tf}$)の2.3~2.8倍相当の荷重付近まで伸びている。

図-7.6 c)に示すケース③は、耐荷体後方の注入材の圧縮破壊に対処するため、耐荷体の補強鋼材の長さを、通常の 2 倍の長さ(120cm)にした場合の算定結果である。図-7.6 c)を図-7.6 b)のケース②と比較すると、耐荷体長を 60cm から 120cm へと長くすることにより、まず、 $\tau_v=2\text{kgf/cm}^2$ と 4kgf/cm^2 の定着体長が、ともに 40cm ずつ短くなっている。また、図-7.6 c)のすべての変位量は、図-7.6 b)に比べて、わずかではあるが少なくなっている。これは、耐荷体長を 60cm から 120cm へと 60cm 長くすることにより、その部分の剛性(EA)が大きくなったためである。

以上、設計荷重(P_d)および耐荷体長(ℓ)を、それぞれ、($P_d=20\text{tf}$, $\ell=60\text{cm}$)、($P_d=40\text{tf}$, $\ell=60\text{cm}$)、($P_d=40\text{tf}$, $\ell=120\text{cm}$)とした場合の荷重~変位量曲線について検討した。検討の結果、変位量は極限周面摩擦抵抗(τ_u)に大きく影響されること、すなわち、同一の設計荷重の場合、(τ_u)が小さい場合には定着体長が長くなり、それに応じて、定着体の変位量が大きくなることを示した。

b) 伝達軸力

図-7.7 は、ケース①($P_d=20\text{tf}$, $\ell=60\text{cm}$)の応力算定結果を示したものである。このうち、図-7.7 a)の「ひずみ分布」によると、降伏時の周面摩擦抵抗(τ_v)が大きくなるにしたがい、発生ひずみが徐々に小さくなっている。また、定着体先端の 60cm の区間に耐荷体を設置しているため、耐荷体上端でひずみ分布は不連続となっており、耐荷体上方の一般部(注入材のみ)におけるひずみが大きく、また下方の耐荷体部のひずみは小さくなっている。

これに対して、図-7.7 b)の「軸力分布」では、耐荷体上端における応力の連続性を考慮しているため、いずれの軸力分布も耐荷体上端で連続性を保っており、上方にいくにしたがって、なだらかに減少している。また、この図-7.7 b)には、許容圧縮軸力(P_c :表-7.2参照)を記入しておいたが、どの軸力分布もこの許容圧縮軸力(P_c)以下におさまっている。

しかし、図-7.8 に示すように、耐荷体を 2 ヶ以上設ける場合は、第 1 耐荷体による発生軸力が、第 2 耐荷体による発生軸力に加わる。また、第 2 耐荷体より上方では、アンボンド P C 鋼より線(欠損断面積)の本数が多くなり、注入材断面積はかなり減少する(図-7.8 b)参照)。したがって、耐荷体が複数の場合、定着体上方の注入材の発生軸力が予想以上に大きくなり、(P_c)をこえることが考えられるので、耐荷体を適切に配置する必要がある。

次に、図-7.9 は、耐荷体に P C 鋼より線を 2 本掛けたケース②($P_d=40\text{tf}$, $\ell=60\text{cm}$)の算定結果を示したものである。図-7.9 a)の「ひずみ分布」は、設計荷重をケース①の 2 倍としたため、図-7.7 a)の 2 倍相当のひずみが発生している。しかし、図-7.9 b)に示すように、すべての(τ_v)に対して、耐荷体の直上付近の定着体一般部で発生軸力が(P_c)以上となっており、注入材の「圧縮破壊」を示唆している。

この圧縮破壊に対処するため、耐荷体の補強鋼材の長さを 2 倍にしたものがケース③($P_d=40\text{tf}$, $\ell=120\text{cm}$)で、その算定結果を図-7.10 に示す。図-7.10 b)によると、発生軸力が許容圧縮軸力(P_c)を上回っているのは、(τ_v)が 2 、 4kgf/cm^2 の場合で、(τ_v)が 6 、 8kgf/cm^2 では(P_c)以下におさまっており、補強鋼材を長くした効果があらわれている。

以上、図-7.7、7.9、7.10の応力算定結果をもとに、耐荷体長(l)による圧縮型アンカーの発生軸力への影響を検討した。その結果、設計荷重が小さくても耐荷体を2個以上設ける場合には、軸力分布を十分に検討して耐荷体を配置する必要があること、および発生軸力の低減対策として、耐荷体の補強鋼材長を長くする方法は適切な処置であること、が明らかになった。

7. 5 硬質層深部に設置した引張型アンカーの検討

以上、本章では、圧縮型アンカーの変位・応力計算法、およびその算定例を述べたが、ここでは、実際に施工される「引張型アンカー」の挙動予測への適用について考える。

図-7.11は、引抜き試験のための「試験アンカー」、および現場で供用されている「実施工アンカー」の施工状態を示したものである。図-7.11 a)に示す試験アンカーでは、定着体上部に「袋パッカー」をとりつけ、施工時に自由長部の注入材を水洗いしているため、定着体には「引張応力」だけが発生する。

これに対して、図-7.11 b)に示すように、実施工アンカーでは、自由長部にも注入材が充填されている。このため、「定着体部」では全断面に「引張応力」が発生するが、「自由長部の注入材」には「圧縮応力」が発生する。

自由長部が軟弱な地層、定着体が硬質層というように、地層が明確に区別されるアンカーの場合には、自由長部における周面摩擦抵抗は小さいので、その影響は無視できる。しかし、定着体が硬質層の深い位置、すなわち硬質層での「土被り」が深い状態で施工されたアンカーでは、硬質層にある自由長部の周面摩擦抵抗を無視できない。このように、定着体が硬質層深くにある場合の、「引張型アンカー」の変位量を、より正確に算定するためには、図-7.12に示す以下のような手法が考えられる。

- まず、アンカー体を、引張応力の発生する「定着体部」と、注入材に圧縮応力が発生する「自由長部」に分ける(図-7.12 b)参照)。
- そして、定着体部の荷重～変位量を、第3章、第4章に示した引張型アンカーの「変位・応力計算法」で、また、自由長部の荷重～変位量は、本章に示した圧縮型アンカーの「変位・応力計算法」で算定する。

なお、このとき変位量の算定は、定着体頭部で行なう(図-7.12では(S)で図示)。

- 最後に、定着体部の荷重(T_0)～変位量(S)曲線と、自由長部の荷重(C_0)～変位量(S)曲線を、図-7.12 c)に示すように重ねあわせ、アンカー全長の周面摩擦抵抗を考慮した荷重($T=T_0+C_0$)～変位量(S)曲線を得る。

そして、この定着体頭部の変位量(S)に、引張材自由長部の変形量($S_0 \approx T$

$\cdot L_1 / (E_s \cdot A_s)$]]を加え、地上に現れている「アンカー頭部」の変位量(S_1)を得る。

以上、硬質層の深い位置に定着体がある「引張型アンカー」の変位量の一算定法を示した。この手法で変位量を算定する場合、現時点では、次のような問題点がある。すなわち、荷重の増加にともない、引張材と注入材間の付着応力の降伏が、定着体頭部から深部へと徐々に進行していくため、算定用の定着体頭部をどの位置にするのか、また、定着体部と自由長部における周面摩擦抵抗の発現状況の違いをどのように評価するのか、などである。これらの問題点のうち、「引張材の付着応力」については、実地盤の硬軟を想定して、注入材の拘束圧を変化させた引張材の室内引抜き試験などを行ない、その性状を把握する必要がある。また、引張応力が生じる定着体部の周面摩擦抵抗より大きいといわれている「自由長部の周面摩擦抵抗」に関しては、袋パッカーを用いた圧縮型アンカーの引抜き試験を行ない、今後、定量的に解明していくべき課題であろう。

7. 6 まとめ

本章では、まず、「圧縮型アンカー」の定着体部分における変位・応力計算法を示し、耐荷体を埋設した定着体の変位性状と応力分布を試算し、設計上の留意点について述べた。

また、硬質層深部に施工した引張型アンカーの周面摩擦抵抗、特に、注入材に圧縮応力が発生する自由長部に働く周面摩擦抵抗の評価方法について考察した。

以上の検討結果から、以下の事項が明らかになった。

- (1) 圧縮型アンカーの場合でも、符号、断面定数などを適切に設定すれば、引張型アンカーを対象とする「変位・応力計算法」を、そのまま適用できる。
- (2) 圧縮型アンカーの発生軸力を検討した結果、耐荷体を複数設ける場合には、軸力分布を十分に検討して耐荷体を配置する必要があること、および発生軸力の低減対策として、耐荷体の補強鋼材長を長くする方法は適切な処置であることを示した。
- (3) 硬質層の深部に定着体がある、実施工引張型アンカーの変位量を正確に算定するには、引張材と注入材間の付着応力、および自由長部と定着体部の周面摩擦抵抗の発現状況などを適切に評価する必要がある。

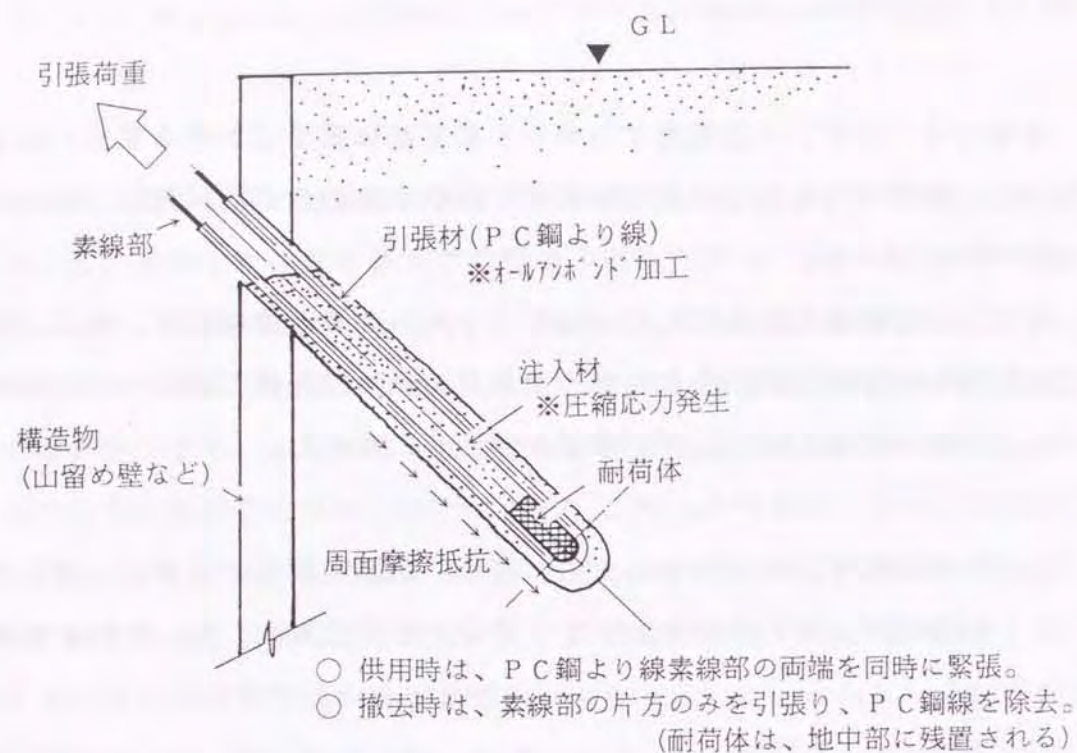


図-7. 1 圧縮型アンカーの概要

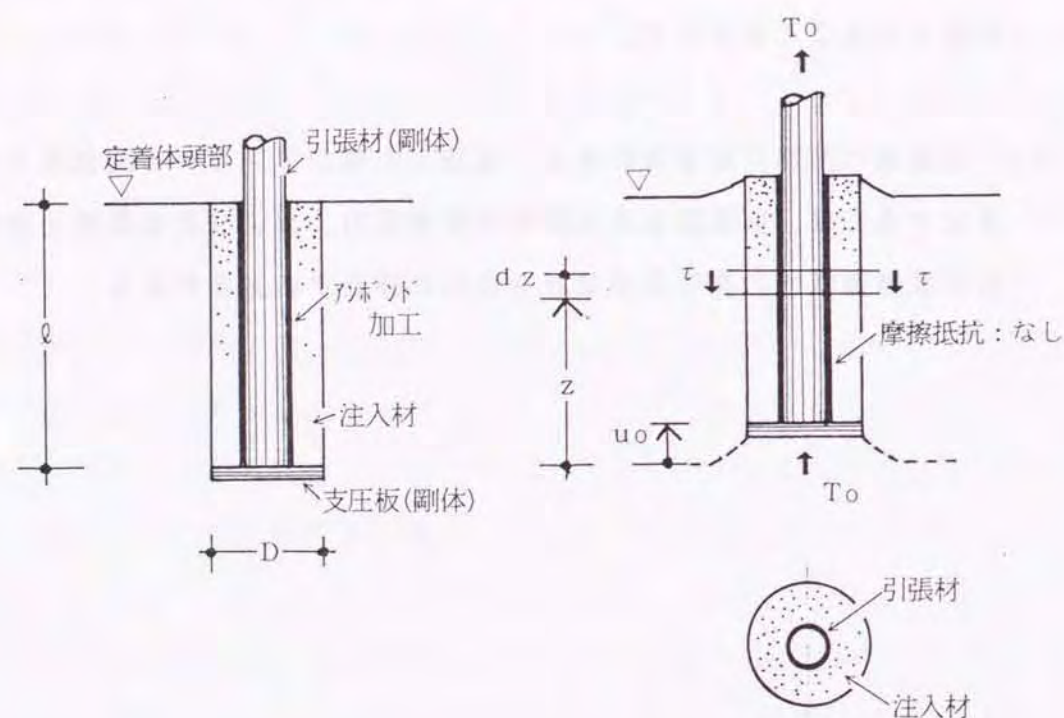


図-7. 2 単一地盤内の圧縮型アンカー定着体

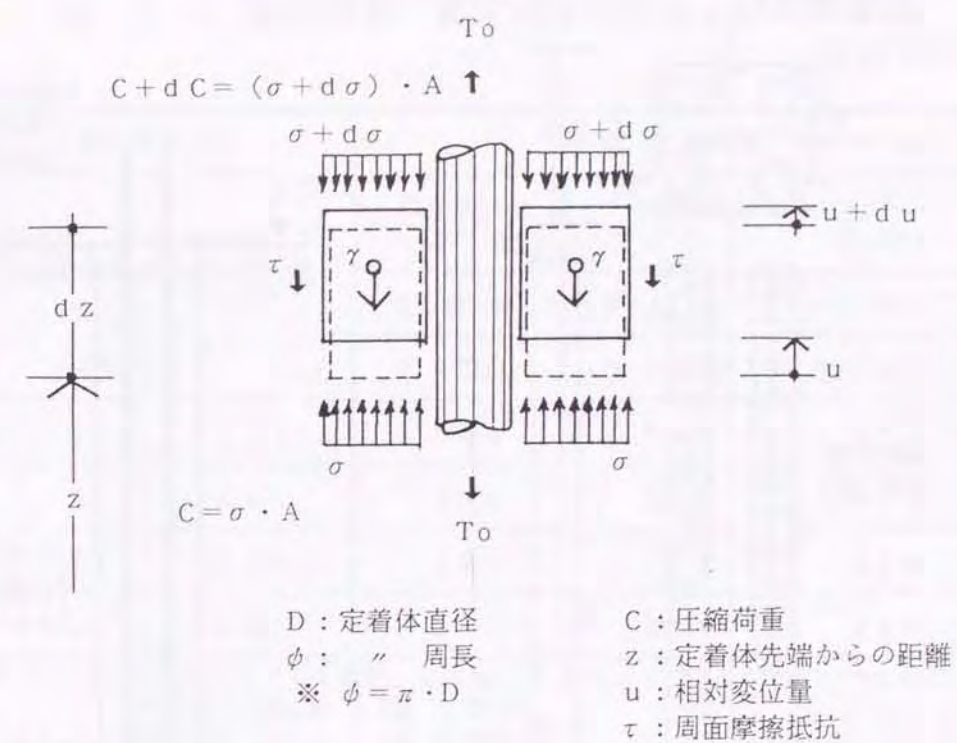


図-7. 3 微小区間(dz)に働く力の状態

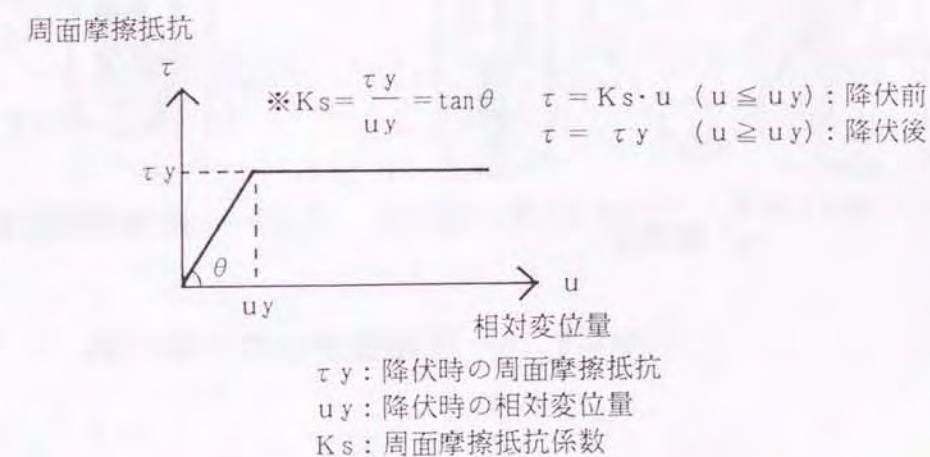


図-7. 4 周面摩擦抵抗(τ)と相対変位量(u)の関係

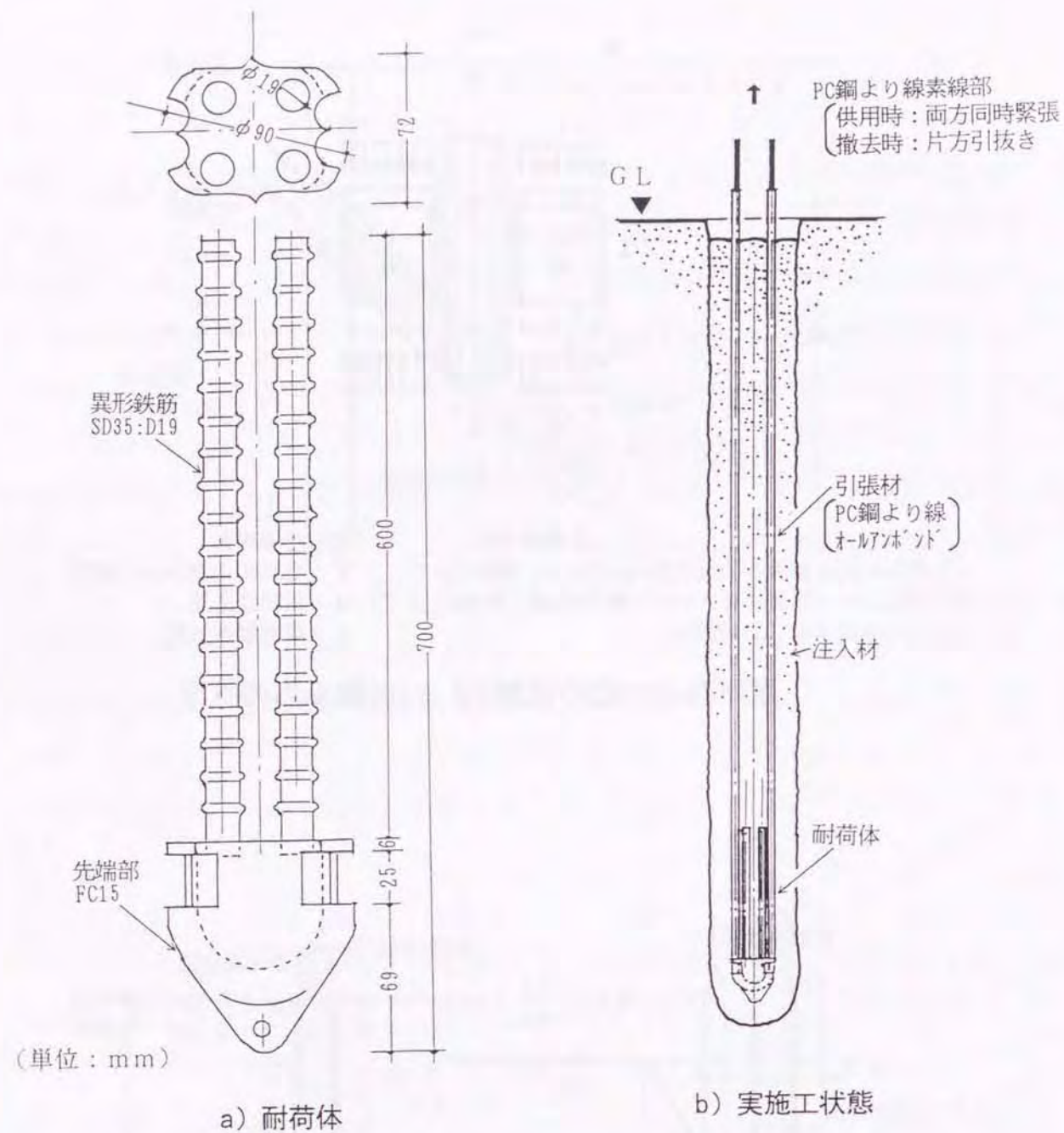


図-7.5 圧縮型アンカーの一例

表-7.1 設計荷重、算定用諸定数および定着体長
(圧縮型アンカー)

算定用諸定数		定着体長 (La) *3) (cm)		
降伏時 周面摩擦抵抗 τ_y (kgf/cm ²)	降伏時 相対変位量 u_y (cm)	1本掛け(n=2) Pd*2)=20tf	2本掛け(n=4) Pd=40tf	
		$\ell = 60$ cm	$\ell = 60$ cm	$\ell = 60 + 60$ cm*4)
		ケース①	ケース②	ケース③
2	0.834	546	1,332	1,292
4	0.697	236	546	506
6	0.573	157	314	314
8	0.461	118	236	236

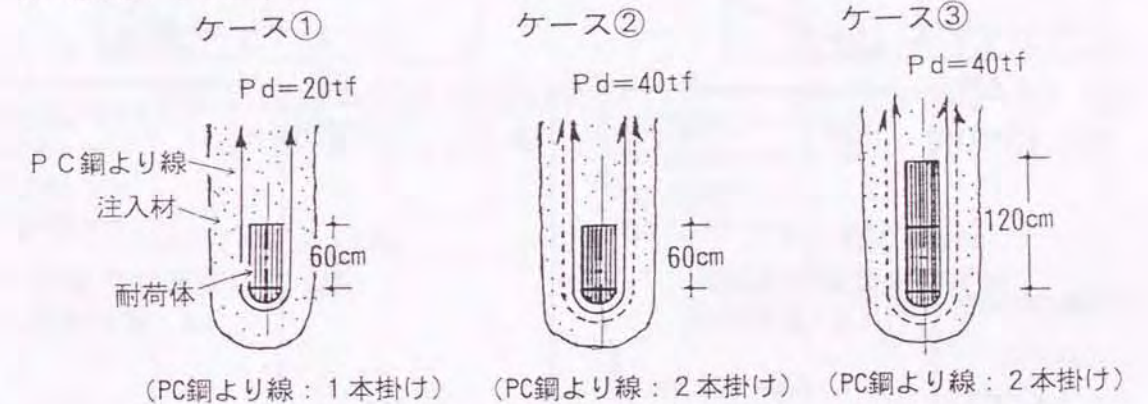
※ ただし、*1) 次式によって算定。 $u_y(\text{cm}) = 0.00153 \cdot \tau_y^2 - 0.0775 \cdot \tau_y + 0.983$

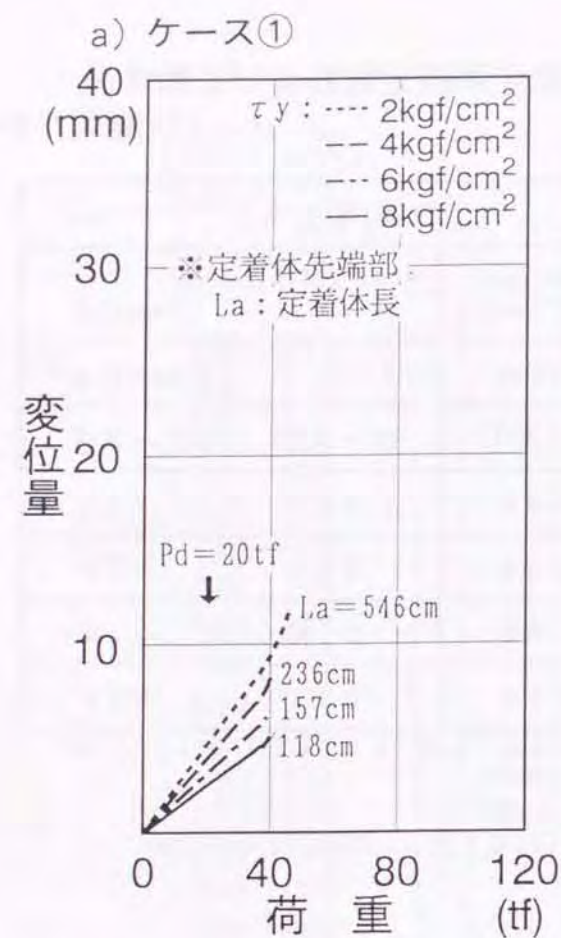
*2) 設計荷重(Pd: 7.4節 (2)参照)

*3) 定着体長(La: 7.4節 (4)参照)

*4) 耐荷体の補強鋼材長さ(ℓ)を2倍にした場合($\ell = 60 + 60$ cm)

※ 耐荷体の設置状況





※ 耐荷体の設置状況

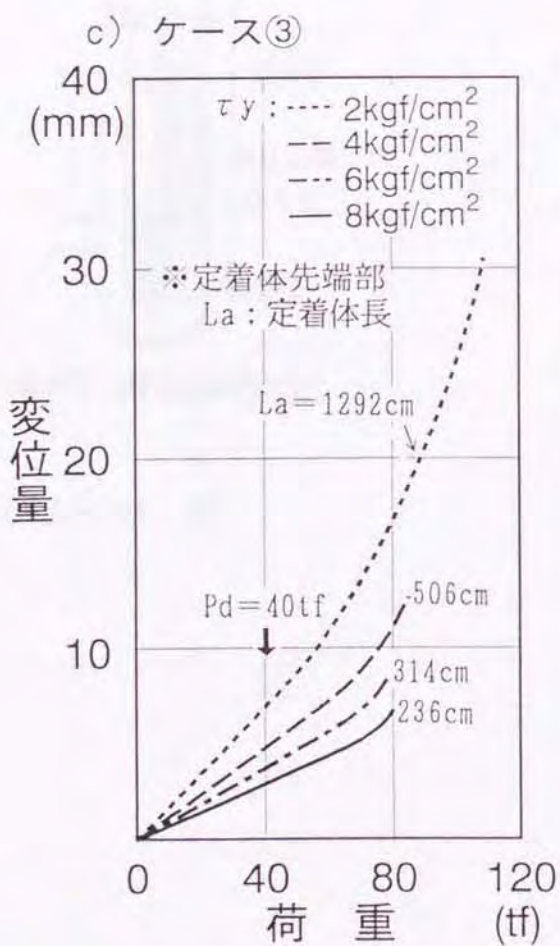
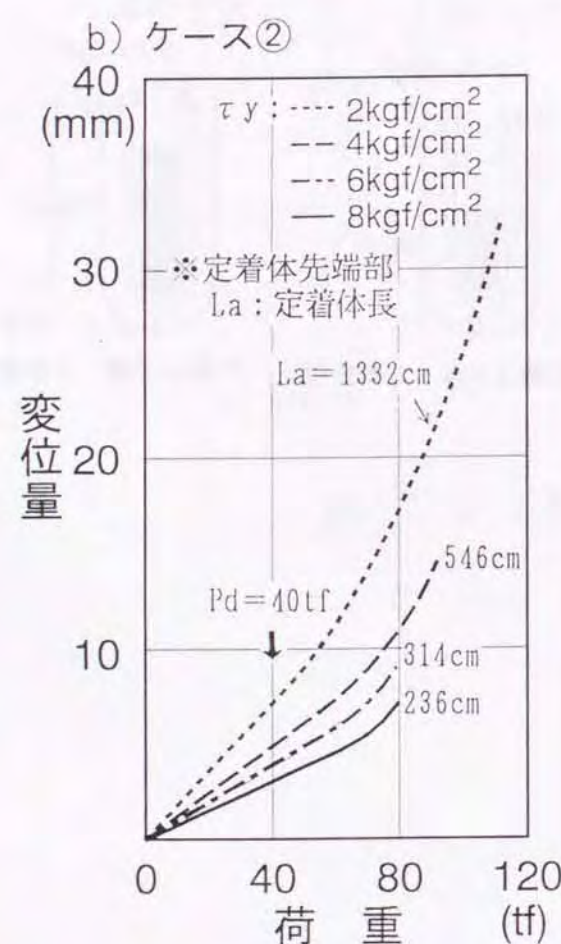
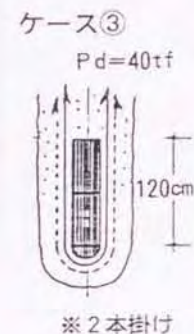
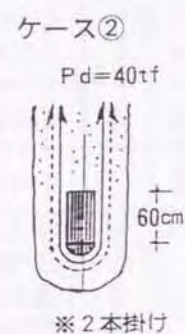
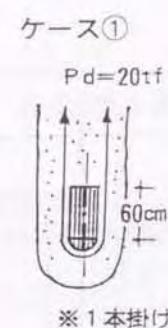
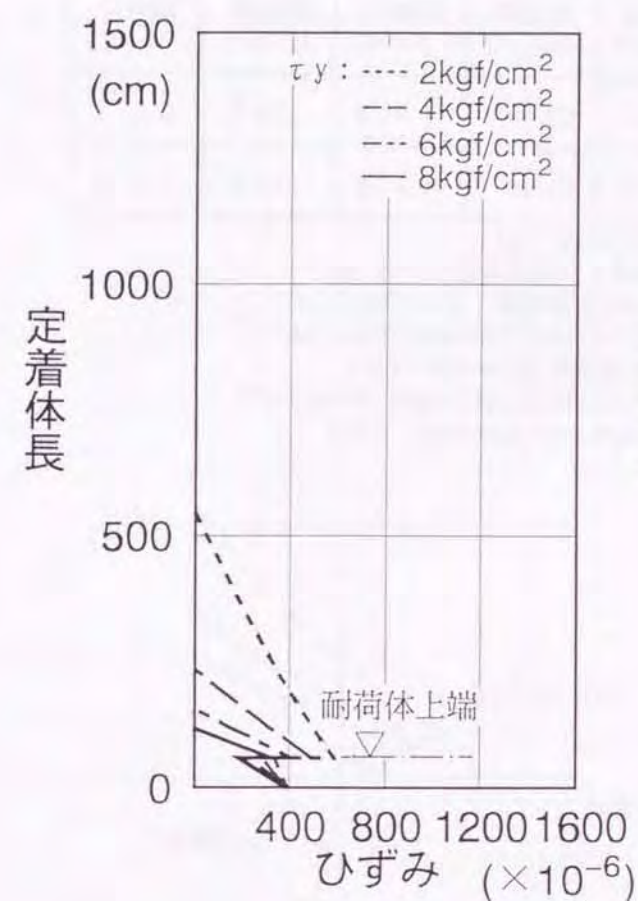
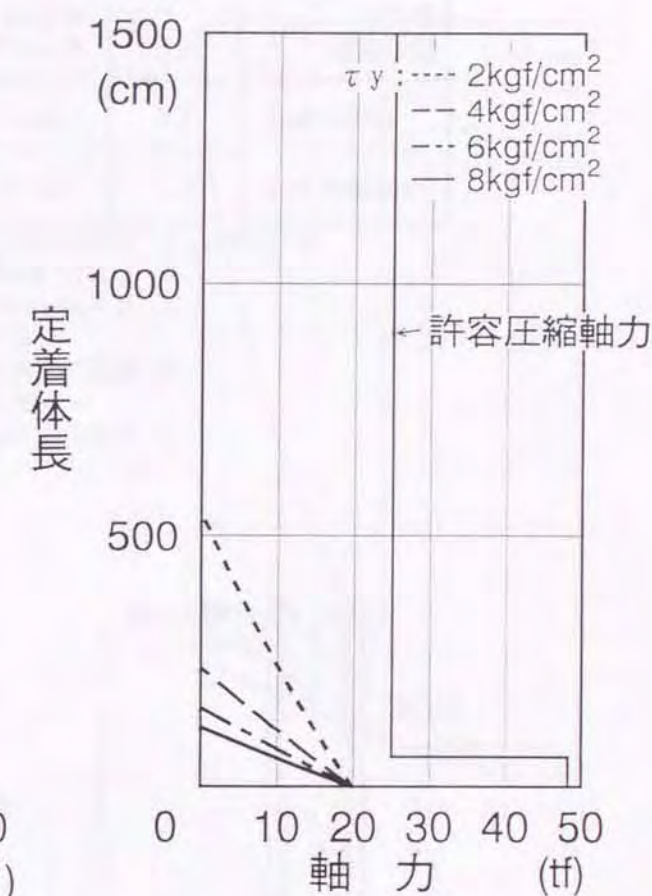


図-7.6 荷重(P)～変位量(S)曲線 (圧縮型アンカー)



a) ひずみ分布



b) 軸力分布

※ 耐荷体の設置状況

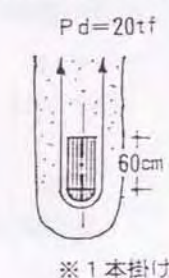


図-7.7 ケース①の応力算定結果 (圧縮型アンカー)

表-7. 2 定着体部の許容圧縮軸力（圧縮型アンカー）

定着体の位置 P C 鋼より 線の本数	設計 軸力 Pd(tf)	㊤ 耐荷体部			㊤ 一般部	
		注入材 断面積 Ag(cm ²)	鋼材 断面積 As(cm ²)	許容圧 縮軸力 Pc(tf)	注入材 断面積 Ag(cm ²)	許容圧 縮軸力 Pc(tf)
1 本掛け(n=2)	2 0	128.0	11.48	4 8. 3	139.5	2 5. 1
2 本掛け(n=4)	4 0	124.4	11.48	4 7. 6	135.9	2 4. 4

※ ただし、1) 定着体直径(D=13.5cm)、
2) アンカー PC鋼より線部直径(φ=15.2mm)
3) 注入材：28日圧縮強度 (Fc=270kgf/cm²)、
許容圧縮応力度(cfg=180kgf/cm²)
4) 耐荷体の補強鋼材/SD35-D19×4本：
許容圧縮応力度(cfg=2,200kgf/cm²)
5) $P_c(tf) = (A_g \times c_{fg} + A_s \times c_{fg}) / 1,000$

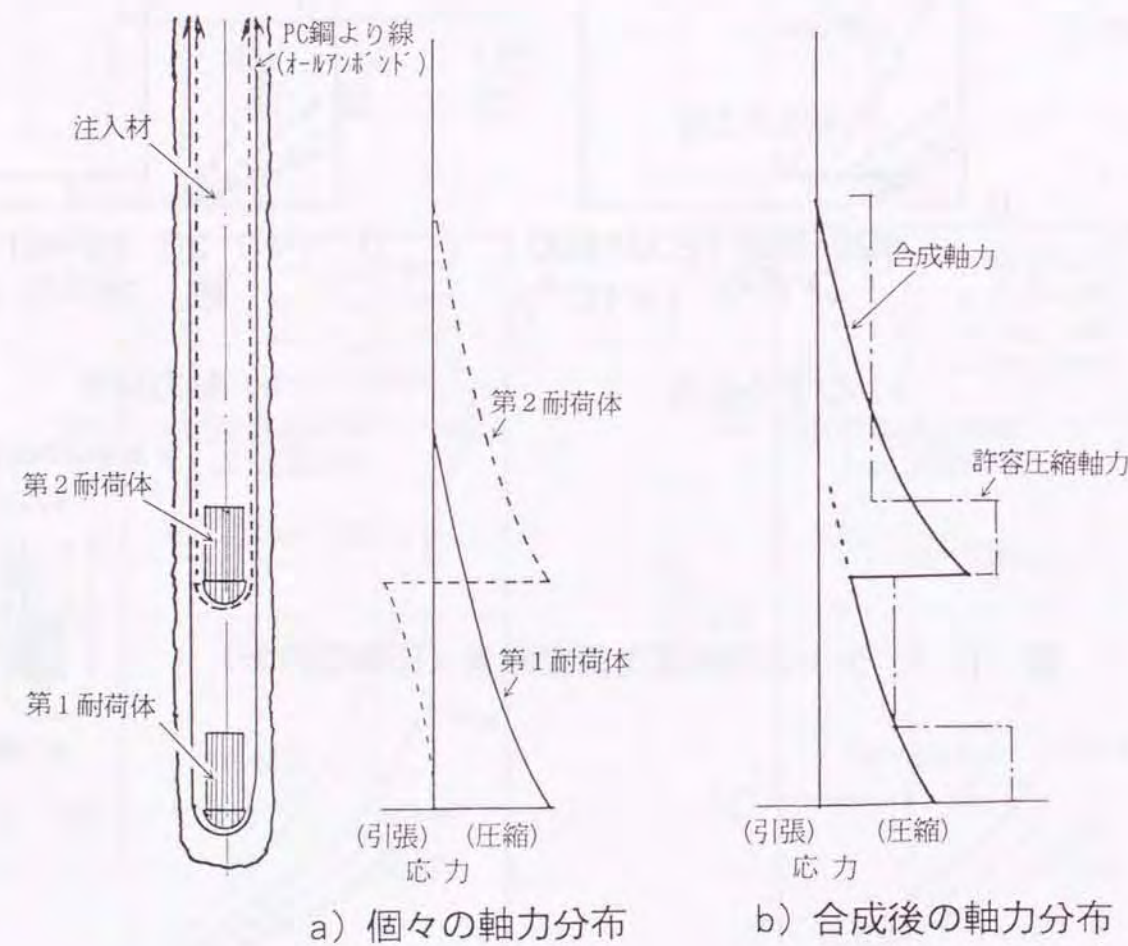


図-7. 8 耐荷体2ヶの場合の軸力分布

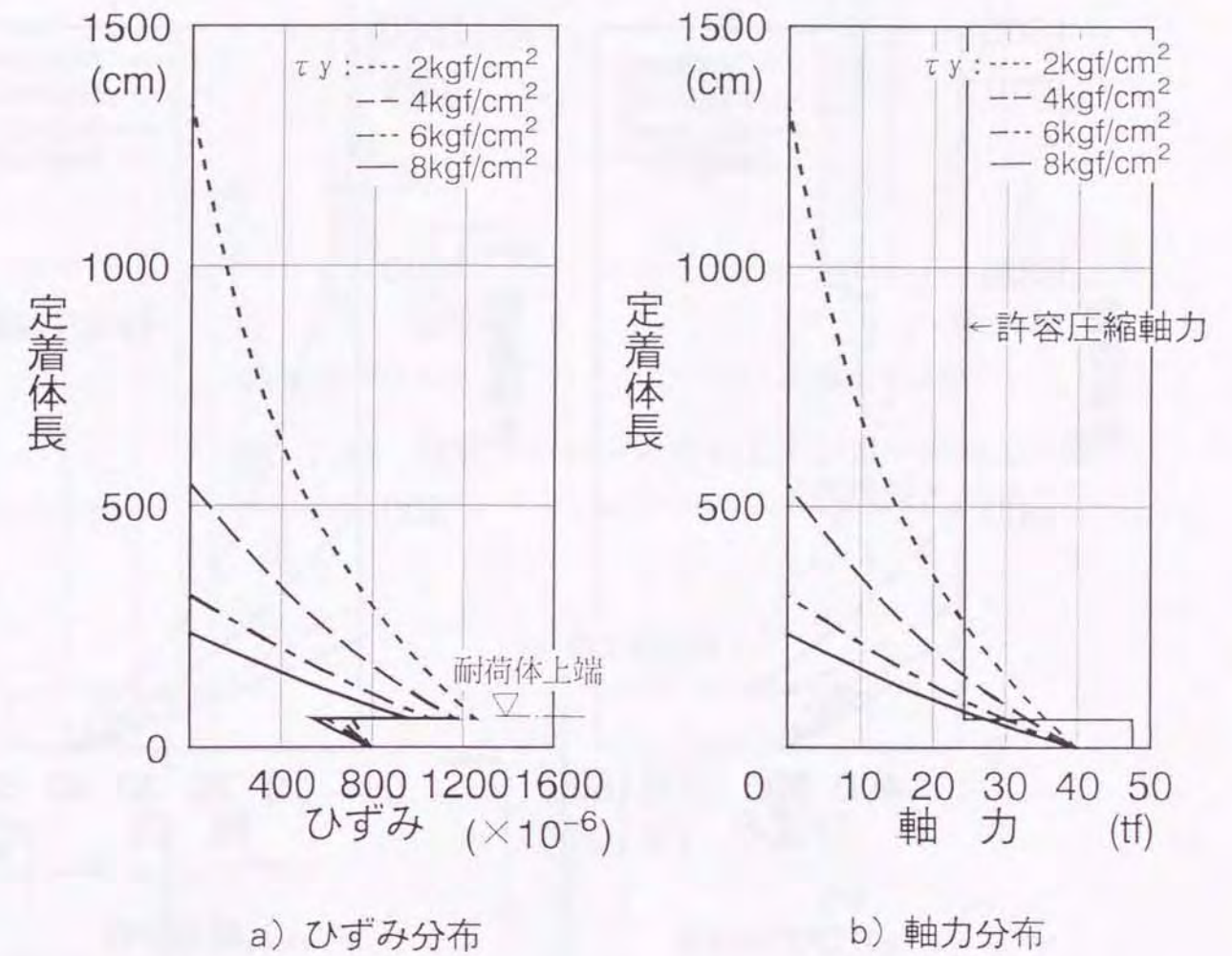


図-7. 9 ケース②の応力算定結果（圧縮型アンカー）

※ 耐荷体の設置状況
Pd=40tf
60cm
※ 2本掛け

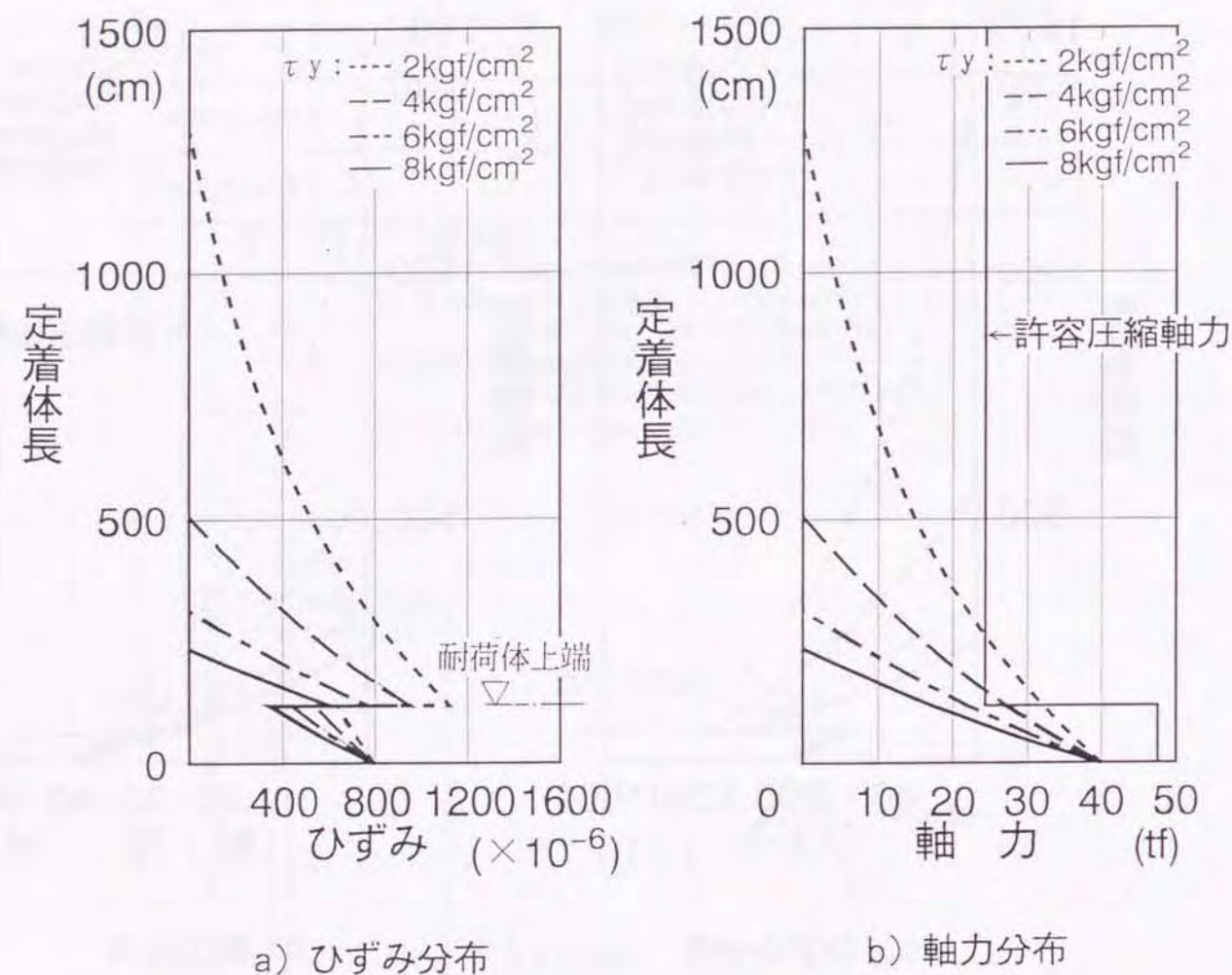


図-7.10 ケース③の応力算定結果 (圧縮型アンカー)

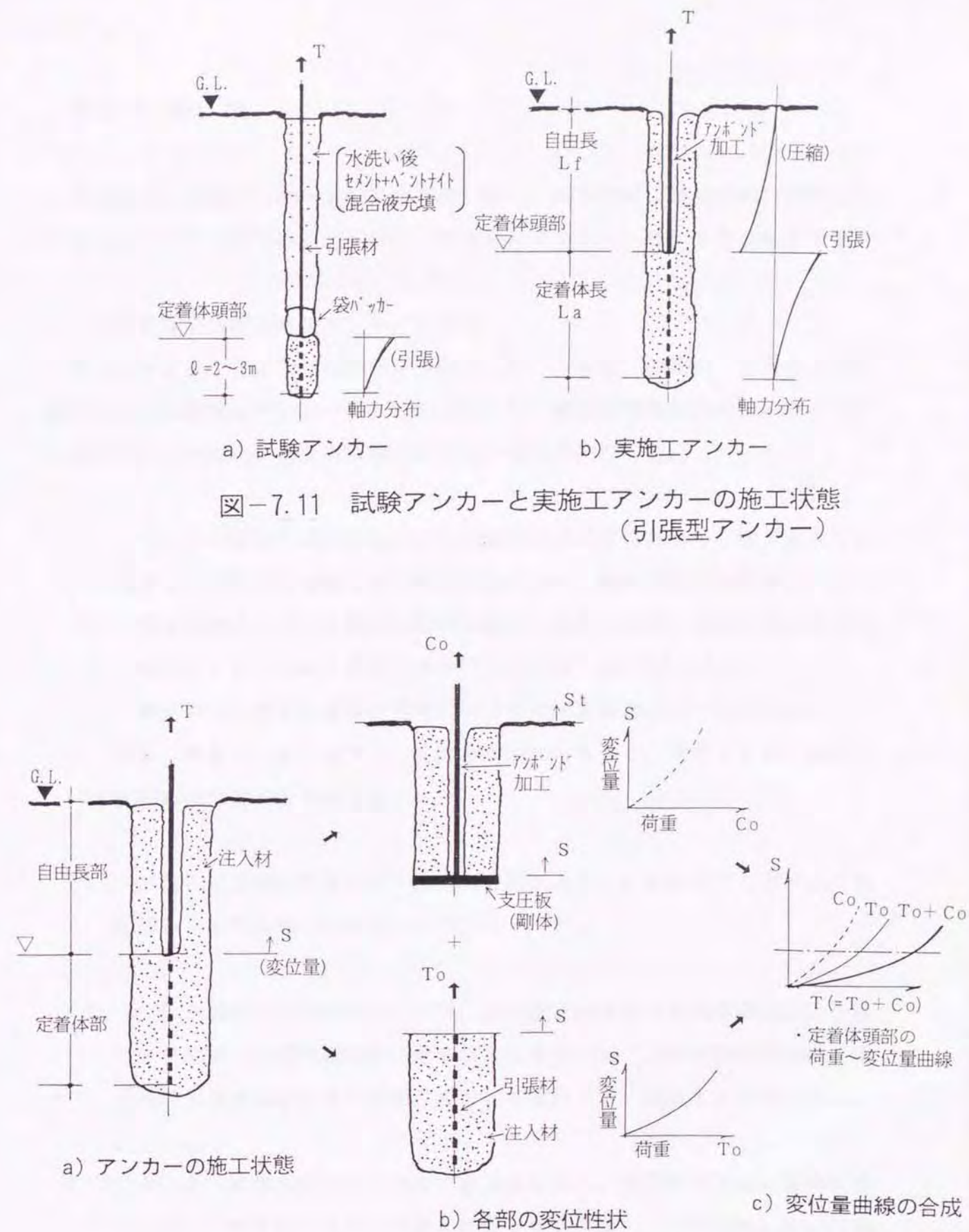


図-7.12 実施工アンカーの変位性状
 (硬質層深部の引張型アンカー)

第8章 結 論

本論文は、地盤アンカーの引抜き抵抗に関し、実験的および解析的に研究した内容をまとめたものである。以下に、本研究から得られた結果を要約して示す。

1. 引張荷重を受ける地盤アンカーの挙動

関東ローム層に打設した実物大の試験アンカー、砂層、砂礫層、土丹および岩盤に定着した実施工アンカーに対して行なった引抜き試験結果から、以下に示す引張型アンカーの引抜き抵抗に関する特徴が明らかになった。

(1) アンカー頭部の変位量は、低荷重段階では荷重に比例してほぼ直線的に増加し、荷重を加え続けると降伏現象を経て、極限状態に達する。

定着体頭部における降伏時の変位量は、地盤の種類、極限周面摩擦抵抗に関係なく3～13mmの範囲にあり、平均値は7.3mmであった。

関東ローム層での極限状態時における頭部変位量は7～15mmであり、この後、荷重は急激に減少し、変位量が50mmになると、荷重は平均で極限荷重の約55%相当まで低下する。

(2) 降伏荷重は極限荷重の80～95%の範囲にあり、いずれのアンカーも降伏状態から極限状態への移行が早い。

(3) 引抜き試験による関東ローム層、砂地盤での極限周面摩擦抵抗は、土質工学会基準¹⁾の提唱値の約2倍の値を示すが、実アンカー設計時には、施工状態、周面摩擦抵抗の発現状況などを考慮して、低減する必要がある。

(4) アンカー定着体の応力は頭部で最大値を示し、周面摩擦抵抗の稼働により、深さが増すにしたがって徐々に低下する。また、低荷重域においても、頭部荷重はアンカーの先端まで伝わる。

2. 周面摩擦抵抗の特性および評価方法

周面摩擦抵抗の稼働状況を考慮したアンカーの変位・応力計算法を示し、その算定値と関東ロームでの引抜き試験結果を比較した。また、砂層、砂礫層、土丹、岩盤で行なった引抜き試験結果から、周面摩擦抵抗に関する諸定数を求めた。

(1) 定着地盤とアンカー間の相対変位量と周面摩擦抵抗の関係は、バイリニア型曲線で近似できる。

(2) 周面摩擦抵抗を完全弾塑性体と仮定した変位・応力計算法による算定変位量は、低荷重域で実験結果によく一致する。また、注入材の弾性係数を適切に評価すれば、高荷重域でも実験結果に近い値を与える。

(3) 定着層を物理的・力学的性質に応じて複数の定着層に区分し、それぞれの層について相対変位量～周面摩擦抵抗曲線を適切に設定すれば、上記の変位・応力計算法による定着体の算定応力は、全荷重域で、実測応力にほぼ等しい分布形状を与える。

(4) 定着体上端が地表面に近いアンカーでは、土被りの不足によって地盤の拘束が低下し、定着体上部の周面摩擦抵抗が見かけ上小さくなる。このようなアンカーの挙動は、定着層を二以上に分割して評価する必要がある。

(5) 降伏時の相対変位量の値は、降伏時周面摩擦抵抗、すなわち極限周面摩擦抵抗の増加にともなって小さくなる。また、砂質土系地盤における降伏時周面摩擦抵抗と降伏時相対変位量の関係式を示した。

3. 地盤アンカーの引抜き抵抗の実用的評価方法

実際に施工される引張型アンカーの変位量の予測手法を示すとともに、第3章、第4章に示した変位・応力計算法による予測結果を、実施工アンカーの確認試験結果と比較した。また、圧縮型アンカーの変位・応力計算法を示し、定着体の変位性状と応力分布を試算した。以上の検討から、次の事項が明らかになった。

(1) 変位・応力計算法は、確認試験結果にみられる実施工アンカーの挙動判断の一手法として有用である。

(2) 圧縮型アンカーの場合でも、符号、断面定数などを適切に設定すれば、引張型アンカーを対象とする上記の変位・応力計算法が適用可能である。

(3) 圧縮型アンカーで、耐荷体を複数設ける場合には、軸力分布を検討して耐荷体を配置する必要がある。また、発生軸力の低減対策として、耐荷体の補強鋼材長を長くする方法は有効である。

(4) 硬質層の深いところに設置した実施工引張型アンカーの挙動を解析する場合は、引張材と注入材間の付着応力、自由長部の周面摩擦抵抗を適切に評価する必要がある。

以上から、本論文で示した変位・応力計算法は、周面摩擦抵抗が支配的な加圧注入型アンカー、すなわち引張型、圧縮型ともに、(周面)摩擦型アンカーの挙動をよく説明する実用的な手法として有用であると判断される。

本研究では、引張型アンカーの実挙動について考察し、杭の周面摩擦抵抗に関する基本式から、多層地盤中の実施工アンカーへの適用が可能な変位・応力計算法を導出し、圧縮型アンカーへの適用も可能であることを示した。しかし、この計算法では、極限荷重までの荷重範囲を取り扱っており、相対変位量が大きくなったときの周面摩擦抵抗の低下は考慮していない。なお、多層地盤として取り扱えば、定着体の剛性低下をある程度評価できるが、引張材と注入材間の付着応力の変化性状も評価していない。今後とも、引抜き試験、確認試験などの実施により、周面摩擦抵抗、付着応力の発現状況に関する研究を重ね、同計算法の精度を高めていきたい。また、実施工アンカーの供用時における挙動観測を通じて、隣接アンカーによる相互作用などについても検討していきたいと考えている。

【参考文献】

- 1) 土質工学会編：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，1990年
- 2) 山門明雄：グラウンドアンカーの発展の経緯と提案，土と基礎，Vol. 38，No. 5，pp. 5～8，1990年
- 3) H. Ostermayer :Construction of ground anchors. Discussion, Proc. 5th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, vol. 2, pp. 334～336, 1972
- 4) H. Ostermayer :Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors. Diaphragm walls and anchorages. Institution of Civil Engineers, London, pp. 141～151, 1975
- 5) 日本建築学会編：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説，1991年
- 6) British Standards Institution (BSI DD81) :Draft for Development. Recommendations for Ground Anchorages, 1982. 2
- 7) 保国光敏・栗原宏武・深澤栄造：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，土質工学会，pp. 233～236，1970年
- 8) 金谷祐二・佐藤 寛・秋野矩之：模型基礎の引抜き実験および解析，第8回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 439～442，1973年
- 9) 藤田圭一・松吉謙雄・下村嘉平衛・寺井希代嗣：拡孔したアースアンカーの引抜き抵抗について，第6回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 703～706，1971年
- 10) 赤司六哉・永津忠治・山本繁登：アースアンカーグイの引抜き抵抗について，第6回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 371～374，1971年
- 11) 神村貞治・広谷泰夫・寺畑秀夫・佐藤 允・石橋昌三：鉄塔基礎のアンカー工法(1)(無線中継所鉄塔のアンカー工法について)，第12回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 1105～1108，1977年
- 12) 神村貞治・広谷泰夫・寺畑秀夫・佐藤 允・石橋昌三：鉄塔基礎のアンカー工法(2)(調査と現地試験及びその考察)，第12回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 1109～1112，1977年
- 13) 神村貞治・広谷泰夫・寺畑秀夫・佐藤 允・石橋昌三：鉄塔基礎のアンカー工法(3)(アンカー工法による鉄塔基礎の設計)，第12回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 1113～1116，1977年
- 14) 神村貞治・広谷泰夫・寺畑秀夫・佐藤 允・石橋昌三：鉄塔基礎のアンカー工法(4)(現位置アンカー引張り、引抜き試験とその考察)，第12回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 1117～1120，1977年

- 15) 古藤田喜久雄・松浦良治・井根達比古・堤 泰彦・宇田良夫：シラス地盤の根切工事における諸計測について(その2)―アースアンカーの支持力特性―，第16回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.1437～1440，1981年
- 16) 柳田眞司・一條昌幸・神立哲男・中村兵次：アースアンカー緊張時の地下連続壁挙動解析，第16回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.1461～1464，1981年
- 17) 柿添光男・伊藤 武・山下丞二・間瀬淳平・今井 亘：山留めの設計管理・その1(軟弱シルト地盤)，第16回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.1469～1472，1981年
- 18) 桂 豊：アースアンカーを用いた山留め架構の挙動，第18回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.1111～1112，1983年
- 19) 玉野富雄・福井 聡・結城庸介・村上 仁：打設状態がアースアンカー耐力に及ぼす影響について，第16回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.1877～1880，1981年
- 20) 宮澤 徹・坂巻 毅・渡辺英之：定着長が長いアースアンカーの、地盤との摩擦抵抗分布，第20回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.1335～1338，1985年
- 21) 宮崎啓一・平野舜一・小林康之・大原 直：定着長の長い摩擦型アースアンカーの挙動，第21回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.1471～1474，1986年
- 22) 花村昌彦・木下文男・田中俊平：アースアンカーの支持力機構に関する一考察，第17回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.997～1000，1982年
- 23) 京谷 修・伊藤利昭・大野 清・沢内至武・泉 博允：軟岩を対象としたアンカー定着部支持機構に関する研究，第22回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.1357～1360，1987年
- 24) G.Petrasovits :Interaction between Soil and Ground Anchor, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, pp.213～217, 1981
- 25) 藤田圭一・上田勝基・草深守人：アースアンカーの荷重―変位量関係の予測方法，間組研究年報，pp.1～5，1977年
- 26) 上田勝基・草深守人：アースアンカーの荷重―変位量関係の簡単な予測方法，土質工学会，土と基礎，Vol.27, No.2, pp.9～15，1979年
- 27) H.B.Seed and L.C.Reese: The Action of Soft Clay Along Friction Piles, Proc. ASCE Vol.81, No.842, pp.1～28, 1955
- 28) 金谷祐二・宮崎祐助・森脇登美夫・清 広歳：アースアンカー耐力に関する実験報告(その3. 単アンカーの引抜き抵抗)，全国大会学術講演梗概集，日本建築学会，pp.1077～1078，1987年
- 29) 金谷祐二・宮崎祐助・森脇登美夫：アースアンカー耐力に関する実験報告(その2. グラウト材の性状)，全国大会学術講演梗概集，日本建築学会，pp.

- 2713～2714，1983年
- 30) 金谷祐二・宮崎祐助・森脇登美夫・清 広歳：アースアンカー耐力に関する実験報告(その4. 群アンカーの引抜き抵抗)，全国大会学術講演梗概集，日本建築学会，pp.1079～1080，1987年
- 31) 日本建築学会編：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.60，1975年
- 32) 松尾 稔：基礎の引揚げ抵抗力の算定法と粘性土中の基礎の現場引揚げ試験の解析，土質工学会，土と基礎，Vol.14, No.10, pp.11～21，1966年
- 33) 青木雅路・幾田悠康・尾崎 修・小粥庸夫：圧縮型永久地盤アンカーに関する研究(その9)―地盤内せん断すべりに関する考察―，全国大会学術講演梗概集，日本建築学会，pp.1115～1116，1988年
- 34) 山肩邦男：支持杭の沈下に関する理論的考察，日本建築学会論文報告集，第68号，pp.89～97，1961年
- 35) 基礎評定委員会：基礎評定委員会の基本方針について(B.地盤アンカー)，日本建築センター，ビルディングレター，pp.62～65，1992年9月
- 36) 宮崎祐助・森脇登美夫・佐原守：ゆるい砂層に定着した引張型アンカーの引抜き抵抗(その1：性能基本試験結果)，全国大会学術講演梗概集，日本建築学会，pp.1695～1696，1993年
- 37) 森脇登美夫・宮崎祐助・佐原守：ゆるい砂層に定着した引張型アンカーの引抜き抵抗(その2：荷重～変位量曲線の算定法)，全国大会学術講演梗概集，日本建築学会，pp.1697～1698，1993年
- 38) 日本建築学会編：山留め設計施工指針，1988年
- 39) 秋山 猛・清水敬三・松岡利隆・森脇登美夫：永久地盤アンカー工法の一設計例，全国大会学術講演梗概集，日本建築学会，pp.1703～1704，1993年
- 40) V S L 永久アンカー共同研究会：V S L-J 1 永久アンカー工法設計・施工指針，1988年3月
- 41) W.Steinbrenner: Tafeln zur Setzungsberechnung, Die Straße, Vol.1, 1934
- 42) W.Steinbrenner: Bodenmechanik und neizeitlicher Straßenbau, Symposium by 24 authors, Volk und Reich Verlag, Berlin, 1936