

グラウンドアンカーのグラウト周面摩擦に関する実験的研究

－自由長部周面摩擦が締付け効果に及ぼす影響－

Experimental study of the skin friction of grout in ground anchors

: Impact of the skin friction of the free length portion on the tightening effects

平成 22 年 9 月

片 山 直 樹

山口大学大学院理工学研究科

目次

第1章 序論

1. 1 研究の背景と目的	1
1. 2 本論文の構成	2
第1章の参考文献	

第2章 アンカー概論

2. 1 アンカー技術の変遷	5
2. 2 アンカーの基本構造と支持機構	9
2. 3 斜面对策としてのアンカー	18
2. 4 アンカーの設計概要	22
2. 5 アンカーの施工概要	27
2. 6 アンカーにおける課題	30
第2章の参考文献	

第3章 加圧注入の効果

3. 1 概説	33
3. 2 モデル実験	34
3. 2. 1 モデル実験の概要	34
3. 2. 2 モデル実験の方法	36
3. 2. 3 モデル実験の結果	39
3. 3 考察	46
3. 3. 1 加圧注入によるグラウトの注入過程	46
3. 3. 2 加圧注入によるグラウトの品質向上	47
3. 3. 3 加圧注入による τ 増加メカニズムの仮説	47
3. 4 まとめ	50
第3章の参考文献	

第4章 アンカー実大実験

4. 1 概説	53
4. 2 アンカー実大実験	55
4. 2. 1 アンカー実大実験の概要	55
4. 2. 2 アンカー実大実験の方法	55
4. 3 実験結果と考察	59
4. 3. 1 地盤内部のひずみ分布	59

4. 3. 2	テンドン拘束具軸力分布	63
4. 3. 3	グラウト内の圧縮力分布	63
4. 4	まとめ	65
第4章の参考文献		

第5章 アンカー模型実験

5. 1	概説	68
5. 2	アンカー模型実験	69
5. 2. 1	アンカー模型実験の概要	69
5. 2. 2	アンカー模型実験の方法	71
5. 3	実験結果と考察	73
5. 3. 1	地盤内応力分布	73
5. 3. 2	グラウト内の応力分布	79
5. 4	まとめ	81
第5章の参考文献		

第6章 数値実験

6. 1	概説	84
6. 2	数値実験	85
6. 2. 1	数値実験の概要	85
6. 2. 2	再現解析	85
6. 3	実験結果と考察	89
6. 3. 1	締付け力伝達状況の比較	89
6. 3. 2	自由長部地盤の強度の影響	93
6. 4	まとめ	96
第6章の参考文献		

第7章	結論	98
-----	----	----

謝辞	101
----	-----

本論文における主要な記号一覧

(第2章)

F_s	: 斜面安全率
c	: すべり面粘着力 (kN/m^2)
l	: 分割片で切られたすべり面弧長 (m)
W	: 分割片の重量 (kN/m)
u	: 間隙水圧 (kN/m^2)
b	: 分割片の幅 (m)
α	: 分割片で切られたすべり面角 (度)
ϕ	: すべり面せん断抵抗角 (度)
T	: アンカー力 (kN/m)
θ	: アンカー傾角 (度)
Tr	: 必要アンカー力 (kN/m)
F_{sp}	: 計画安全率
Td	: 設計アンカー力 (kN)
d_A	: アンカー体径 (m)
τ	: 周面摩擦抵抗 (MN/m^2)
f_s	: アンカー自体の安全率

(第3章)

τ_f	: 一面せん断試験における定圧せん断強さ (=摩擦応力) (kN/m^2)
σ_v	: 一面せん断試験における垂直応力 (kN/m^2)
q_u	: 一軸圧縮強さ (MN/m^2)
ρ_t	: 湿潤密度 (g/cm^3)
w	: 含水比 (%)
c	: 粘着力 (kN/m^2)
ϕ	: せん断抵抗角 ($^\circ$)

(第4章)

- τ_A : アンカー一体周面摩擦抵抗
 τ_F : アンカー自由長部周面摩擦抵抗
 T_{ug} : アンカーの極限引抜き力 (kN)
 T_{ys} : テンドンの降伏点荷重 (kN)
 ε_x : 地盤内ひずみの水平成分
 ε_z : 地盤内ひずみの鉛直成分

(第5章)

- E_{50} : 模型実験における地盤材の(割線)弾性係数 (MN/m²)
 σ_A : 模型実験におけるアンカー一体部のグラウト内応力 (MN/m²)
 σ_F : 模型実験における自由長部のグラウト内応力 (MN/m²)
 R_F : 模型実験におけるアンカー周面摩擦の負担割合

(第6章)

- E : 数値実験における弾性係数 (MN/m²)
 γ_t : 単位体積重量 (kN/m³)
 ν : 数値実験におけるポアソン比
 K_0 : 数値実験における静止土圧係数 (MN/m²)
 σ_z : 地盤内鉛直応力 (kN/m²)
 τ_{xz} : 数値実験におけるアンカー周面要素のせん断応力 (kN/m²)

要旨

グラウンドアンカー（以下、アンカーという）は、地すべりや斜面崩壊により不安定化した自然斜面や切土法面などの地盤自体の安定化や、地盤の上部または内部に建設される構造物の安定化を図る目的で用いられ、我が国において導入されて以来、既に 50 年余りが経過している。

地すべり対策におけるアンカーは、他の地すべり抑止工では得られない長所をもつため、地すべり対策工として多くの設計・施工実績がある。しかしながら、アンカーが施工された地すべり斜面がどのような挙動を示し、アンカーやすべり面にどのような力が作用するのかなど、未解明な部分が多く残されている状態であり、現状ではこのような不確定要素を多く抱えたまま現場での工事が先行している状況といえる。

このように未解明部分が多いアンカーではあるが、最近では、有限要素法などの応力解析を利用したアンカーの設計方法が試みられつつあり、適切な設計手法の確立が待たれる。

ここでアンカーの設計上、重要な要素として受圧板からの圧縮応力、すなわち締付け力の伝達がある。これは、アンカーの 2 大効果である締付け効果を見込む上で重要な要素であるが、実際にすべり面に対しどの程度作用しているかは明らかになっていない。

それに加え、アンカー自由長部にはグラウトの充填注入がなされるため、自由長部周面においても摩擦が発現することは明らかである。このため、アンカー緊張時には自由長部周面摩擦を介し、その周辺地盤内にはアンカーの緊張方向へ向かう（上向き）応力が伝達されていることが考えられ、その応力と受圧板からの締付け力が相殺する可能性が考えられる。その結果、締付け効果を発揮する上で必要な締付け力が、すべり面まで到達することを阻害している可能性が指摘される。

本研究は以上のことを背景とし、アンカーのグラウト周面摩擦に関する実験的な研究により、アンカー体における加圧注入の効果を明らかにするとともに、アンカー自由長部の周面摩擦の存在が受圧板からの締付け力へ及ぼす影響を評価したものである。

第 1 章および第 2 章では、研究の背景と目的とアンカーに関する基本的な事項をまとめるとともに、アンカーにおける課題を示し、本論文の導入部とした。

第 3 章では、アンカー体になされるグラウトの加圧注入の効果について、一定の評価を

与えるために、均質な地盤を想定したモデル実験を行った。その結果、加圧注入ではグラウトの浸透過程は生じえないことが明らかとなったものの、その一方で、加圧注入によるグラウトと地盤材との摩擦応力の増大が認められた。これに加え、加圧注入によるグラウトの脱水が生じ、その影響でグラウトが高密度化および高強度化したことを確認したことから、このことが加圧注入による摩擦抵抗増加の主要因であると結論付けた。

第4章では、自由長部周面摩擦の影響が受圧板の締付け力に及ぼす影響を評価するために、アンカーの実大実験を行った。実験では、自由長部の充填注入を行った場合と行わなかった場合の2種類のアンカーを打設し、アンカー緊張時におけるテンドン拘束具、グラウト、地盤内部のひずみの測定を行った。その結果、自由長部周面摩擦が存在するアンカーについては、相対的に締付け力が低い傾向となることが示され、その要因としては、自由長部周面摩擦を介して自由長部地盤に伝達される引張応力により、受圧板から伝達される締付け力が相殺される影響である可能性を指摘した。

第5章では、第4章の結果を受け、より均質な条件下での実験により検証する必要があると考え、人工的な地盤に小規模なアンカーを打設した模型アンカーによる実験を行った。アンカー模型実験では、アンカーを無限大の直径をもつものとした2次元平面ひずみ問題と考え、鋼製の実験土槽を用い、打設した模型アンカーの緊張時における地盤およびグラウトのひずみの測定し、比較検討を行った。その結果、自由長部周面摩擦が存在することで、それを介してアンカー緊張力が周辺地盤を引上げようとする上向きの応力として伝達され、この力と受圧板からの締付け力が相殺することで、締付け力がアンカー体設置地盤との境界部(=すべり面)まで伝達することを阻害する可能性を指摘した。

第6章では、これまでの結果を受け、アンカーが施工された地盤内部には、受圧板、アンカー体、自由長部の各部から伝達される応力が相互に影響し、複雑な応力伝達が行なわれるものと考えられたため、アンカー緊張時の地盤内応力状況をより詳細に把握することを目的とし、有限要素法による数値実験を行った。数値実験として、まず模型実験について再現解析を行い、アンカー緊張時の地盤内応力状態の比較を行った。また、地すべりのように自由長部地盤がより軟質な場合を想定したモデルについても有限要素解析を行い、自由長部周面摩擦の影響を考察した。

その結果、自由長部周面摩擦が存在することで、アンカー緊張時にはその周辺地盤に引張応力が作用し、その影響により受圧板からの締付け力が深部へ伝達され難い状態となる

ことが明らかとなった。また、自由長部周面摩擦がある場合、自由長部地盤の強度が低いほど、深部への締付け力の伝達割合が低くなる傾向が示された。

第7章では、本研究における各種実験結果を総括し、自由長部周面摩擦が存在することにより、従来考えられていたよりもアンカーの締付け効果が低く見込まれるものと結論付けた。

Abstract

Ground anchors (“anchor”) are used to stabilize grounds in the natural slopes or the cut earth slopes that were caused by landslides or slope failures, and to stabilize structures built on, or beneath the ground. The anchor has been used in Japan over 50 years, since its inception.

The anchor has advantages which other measures against landslides do not have and it has been designed or used for measures against landslides. Many details have not been discovered such as; how landslide slopes where the anchor is set behave and what force works on the anchor or the sliding surface. Currently, the anchor has been used on sites while these uncertainties have remained.

Although there are many undiscovered details in anchors, designing the anchor using stress analysis such as finite element methods, has been ongoing, and we have been waiting for improved designs and methods for more effective anchor use to be realized.

Compression stresses from a diaphragm, or transmission of tightening forces are important elements to designing the anchor. This is an important element in obtaining sufficient tightening, which is one of the two major purposes of the anchor; however, it has not been identified how the tightening effects work on the sliding surface.

In addition, grout is injected into the free length portion of the anchor and it is apparent that friction emerges on the skin of the free length portion. When tension is applied to the anchor, (upward) stress, toward the anchor tension, is probably transmitted into the surrounding areas via the skin friction of the free length portion, and the stress and tightening forces from the diaphragm are likely to be offset. Accordingly, it is possible that the tightening force required to exercise the tightening effect is obstructed from reaching to the sliding surface.

Using experimental study on the skin friction of the anchor grout, this study demonstrates the effects of pressurized injection of grout into the anchor body and evaluates the impact of the skin friction of the anchor free length portion on the tightening force from the diaphragm.

Chapter 1 and 2 summarize the background and purpose of this study and the basic components of the anchor, as well as presenting problems on the anchor. These are the introductory sections of this article.

In Chapter 3, model experiments were conducted where the homogeneous grounds were assumed in order to give a specific evaluation to the effects of pressurized injection of grout into the anchor body. The experiment demonstrated that grout did not penetrate by a pressurized injection. On the other hand, there was an increase in friction between grout by a pressurized injection and the ground material. In addition, there was dehydrating of the grout by a pressurized injection, leading to the grout gaining density and strength. We concluded that this would be the main factor in the increase of friction resistance by the pressurized injection.

Chapter 4 explains the actual experiments of the anchor to evaluate the impact of the skin friction of the free length portion on the tightening force of the diaphragm. In these experiments, two types of anchors were examined, one where the grout was injected into the free length portion, and the other where the grout was not injected. Both were cast and strains in the tendon hampers, grout, and beneath the ground were measured while tension was applied. In the anchor where there was skin friction of the free length portion, the tightening force was relatively low. As a factor of the low tightening force, it was thought that the tightening force transmitted from the diaphragm would be offset due to tension stresses transmitted to the ground where the free length portion was set via the skin friction of the free length portion.

In accordance with the results from Chapter 4, demonstrations in experiments under more specific conditions appeared to be necessary, and experiments using model anchors set in artificial ground are explained in Chapter 5. We regarded the anchor as a two dimensional strain problem with infinite diameter in the anchor model experiment, the strain on the ground and the grout was measured and weighed when stress was applied to the set model anchor in the experimental steel earth tank. The existence of skin friction of the free length portion transmitted the anchor tensioning force as an upward stress which attempts to raise the surrounding area. Offset of this force and the tightening force from the diaphragm were very likely to obstruct the tightening force from reaching to the border (= sliding surface) with the ground in which the anchor body is set.

According to the results obtained so far, the stress transmitted from the diaphragm, the anchor body and the free length portion appeared to mutually impact and the stresses were intricately transmitted inside of the ground where the anchor was set; therefore, in Chapter 6, numerical experiments using the finite element method were performed to further obtain the stress status of the ground when tension was applied to the anchor. For the numerical experiment, reproduction analysis of the model experiment was performed and the stress status of the ground when tension was applied to the anchor was compared. The finite element method analysis was used on the model where the ground of the free length portion was set in softer soil, such as during landslides, and the impact on the skin friction of the free length portion was discussed.

It was demonstrated that tension stresses worked on the surrounding areas, due to the existence of skin friction of the free length portion when tension was applied to the anchor; this made it difficult for the tightening force from the diaphragm to be transmitted to the deeper portions. The tendency was also presented, that the transmission rate of the tightening force to the deeper portions was lower as the ground where the free length portion was placed was stronger, when there was skin friction of the free length portion.

In Chapter 7, results of the experiments in this study are summarized. We have concluded that the tightening effects of the anchor would be lower than we expected due to the skin friction of the free length portion.

第1章 序論

1. 1 研究の背景と目的

グラウンドアンカー（以下、アンカーという）は、地すべりや斜面崩壊により不安定化した自然斜面や切土法面などの地盤自体の安定化や、地盤の上部または内部に建設される構造物の安定化を図る目的で用いられ、1957年（昭和32年）に我が国において導入¹⁾されて以来、既に50年余りが経過している。

特に、地すべり対策におけるアンカーは、他の地すべり抑止工では得られない長所をもつため、地すべり対策工として多くの設計・施工実績がある。しかしながら、アンカーが施工された地すべり斜面がどのような挙動を示し、アンカーやすべり面にどのような力が作用するのかなどについては、いまだ未解明な部分が多く残されている状態であり、現状ではこのような不確定要素を多く抱えたまま、現場での工事が先行している状況といえる。

このため、アンカーの設計においても便宜的な手法が用いられている。一般的な設計手法では、アンカーへの導入力アンカーと交わるすべり面位置において集中荷重として作用すると仮定しており、その力をすべり面角度から「締付け力」と「引き止め力」に分解して与え、2次元極限平衡法により安定解析を行っている。

しかし、実際にはアンカーへの導力は地表面に設置した受圧板からの圧縮応力として土塊に伝達され深部のすべり面へと伝わっていくため、その力は分散して伝わることとなる²⁾。さらに、その作用位置もアンカー軸上ではない研究結果³⁾も示されており、アンカーによる応力伝達状況と解析における考え方の乖離が指摘される。

それに加え、アンカー自由長部にはグラウトの充填注入がなされるため、自由長部周面においても摩擦抵抗が発現することは明らかである。このため、アンカー緊張時には自由長部周面摩擦を介し、その周辺地盤内にはアンカーの緊張方向へ向かう（上向き）応力が伝達されていることが考えられ、その応力と受圧板からの圧縮応力が相殺する可能性が考えられる。その結果、斜面对策におけるアンカーの1つの効果である「締付け効果」を発揮する上で必要な締付け力が、自由長部周面摩擦の影響により、すべり面まで伝達することを阻害されている可能性が指摘される。

また、アンカー支持機構を考える上で重要となるアンカー体周面摩擦抵抗についても、グラウトの加圧注入による摩擦抵抗の増加メカニズムをはじめ不明確な部分が多く残されており、自由長部周面摩擦との差異が示されるに至っていない。

このような現状を考慮し、本研究では地すべり等の斜面对策に供用されるアンカーを対象とし、アンカーの基本構造や設計施工概要を踏まえた上で、まず、モデル地盤に打設したグラウトについて、加圧の有無により異なる2パターンの供試体に対して一面せん断試験を行い、その結果を比較検討することで摩擦応力に対する加圧注入の効果を評価する。また、新第三系泥岩地帯の実地盤に打設した、充填注入の有無による2種類の実大アンカーに対して、緊張時における周辺地盤およびアンカーのひずみ分布を測定し、アンカー周辺の地盤内応力状況の比較により自由長部周面摩擦の影響を評価する。そして、これらの評価と併せ、アンカー緊張時における周辺の地盤内応力状態を室内模型実験および有限要素法による解析的なアプローチにより示し、自由長部周面摩擦がアンカーの締付け効果に及ぼす影響を明らかにする。

1. 2 本論文の構成

以下に本論文における各章の構成を紹介する。本論文は本章を含めて7つの章からなる。

第2章では、これまでのアンカー技術の移り変わりを整理するとともに、アンカーの構造および斜面对策としてアンカーを用いる場合の一般的かつ基本的な事項をまとめる。また、現状で考えられるアンカーの課題についても触れ、本研究における問題提起を行う。

第3章では、アンカー体のグラウト注入時に行われる加圧注入による、アンカー体周面摩擦抵抗への影響を評価する。ここでは均質な地盤状態を想定したモデル地盤に対し、グラウトを加圧もしくは無加圧で打設した供試体を使用し、地盤とグラウトの境界面における一面せん断強さを測定し、比較検討した上で加圧注入の影響とそのメカニズムについて言及する。

第4章と第5章では、自由長部周面摩擦の有無によるアンカー締付け力の違いを検討する。まず第4章では、実地盤に打設した実大アンカーによる実大実験を行い、自由長部の充填注入を行う場合と行わない場合について、アンカー緊張時における地盤のひずみを測定する。ひずみ分布の比較から、自由長部周面摩擦の影響について考察する。

第5章では、人工地盤に打設したアンカーによる模型実験を行い、自由長部周面摩擦がある場合とない場合の2パターンについて、アンカー緊張時における地盤のひずみを測定し、比較検討する。

第6章では、第5章で行った模型実験を有限要素法による再現を試みる。解析は3次元弾完全塑性有限要素解析とし、降伏規準には Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルには Drucker-Prager 式を用いた MC-DP モデルを採用する。地盤の材料定数を変えたパラメトリックスタディの結果も考慮し、地盤内の応力状態についての検討を行う。

最後に第7章では、各章で得られた知見を総括する。

なお、本論文では応力の圧縮側を正としている。また、第4章～第6章における各実験は鉛直打設のアンカーによるもののため、本論文中においては「受圧板からの圧縮応力」と「締付け力」を同等のものとして扱っている。

第1章の参考文献

- 1) (社)土質工学会 (1976) : アースアンカー工法-付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準-, pp.1-3.
- 2) 山上拓男・山川治(1990):斜面安定工におけるアンカー力の新しい算定法, 土と基礎, Vol.38, No.5, pp.51-56.
- 3) 蔡飛・鵜飼恵三 (2003) : アンカー工による斜面の補強効果-極限平衡法と弾塑性 FEM との比較, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.4, pp.8-14.

第2章 アンカー概論

2.1 アンカー技術の変遷

アンカーはヨーロッパで開発された工法であり、その歴史は古く、最初の実施は 20 世紀前半にさかのぼる¹⁾。世界でアンカーが最初に用いられたのは岩盤に対するものであり、1934 年にアルジェリアの Ceurfas ダムにおいて、Andre Coyne が注入型アンカーを施工してプレストレスを与えたものと言われている²⁾。

我が国におけるアンカーの歴史としては、1950 年代にヨーロッパからアンカー工法の技術が導入され、1957 年の藤原ダム（群馬県，利根川水系）の副ダムに用いられたプレストレスアンカーが最初である³⁾（図 2.1）。その後、1960 年代に入り仮設の土留工に用いられ始め、同時期に鉄塔や橋梁の基礎の補強などへ用途が拡大・普及していった。

1960 年代後半には、斜面对策工としてアンカー工法が用いられるようになり、この頃からアンカーの恒久的な利用への期待が高まっていった。我が国におけるアンカーの歴史として、この年代の段階としては「導入期」と表現できる。

一方、次の 1970 年代については、アンカー工法の「拡大期」とであると表現できる。アンカー工法の用途は次第に拡大をみせ、ちょうど大型建築工事ブームの時期に合致したこともあり、その施工実績は急速に高まっていった。

また、この頃に西ドイツから導入した高性能なロータリーパーカッション削孔機を導入し、その後国内で改良を行ったことで削孔技術が著しく向上し、アンカーの普及に大きく貢献した。

1977 年には、国内初のアンカーの基準となる「アースアンカー設計・施工基準（JSF 規格：D1-77）」が（社）土質工学会（現（社）地盤工学会）において制定された。この基準作成に取り組んだ当時は、西ドイツの DIN（Deutsche Industrie Norm）による基準や、FIP（Fédération Internationale de la Précontrainte：国際プレレストレストコンクリート連合、現 fib（Fédération Internationale du Béton：国際構造コンクリート連合））の指針が既にあり、これらが非常に参考となっている。この国内基準の制定によって、アンカー工法

はその信頼性を高め、多くの技術者のアンカー工法への認識を高めた。

1980年代は、アンカーの多重防食機能や耐久性の向上に対する議論が高まってきた年代であり、より高性能な防食機能が備わった高耐久性アンカー（以下、永久アンカーという）が要求されるようになった。この年代から、永久アンカーの本格的な開発が始まったといえる。

1988年には国内のアンカー基準が「グラウンドアンカー設計・施工基準（JSF規格：D1-88）」に改訂された。この基準は1977年の基準をベースとしつつも、国内で得られた多くの知見が取り入れられ、永久アンカーの要求性能についても明確化したものであった。特に永久アンカーは二重防食を原則とすることが規定されたことが、優れた防食構造を持つアンカーの開発に大きく寄与した。また、この年代は建築分野での本設アンカーの開発が行われた時期でもあり、5工法が（財）日本建築センターの評定を取得した。このように、1980年代は国内のアンカー工法が飛躍的に進歩した年代であり、いわば「成長期」であったといえる。

1990年代に入ると、材料技術の向上によりエポキシ塗装がされたPC鋼材や連続繊維補強材（炭素繊維CFCCやアラミド繊維AFRPなど）がアンカー鋼材として使用可能となったため、アンカーの構造を単純化することができるようになり、多種多様なアンカーが開発された。このような背景から、この年代における旧建設省が制定した技術審査証明を取得したアンカーは20工法以上にのぼった。また、施工技術の面でも、用途の拡大や、我が国特有の複雑な地盤への適用など、厳しい施工条件における実績の積み重ねから、施工技術がさらに進歩した年代でもある。

さらに、この年代の終わりである1999年には、1988年の基準が「グラウンドアンカー設計・施工基準（JGS4101-2000）」に改訂された。この基準では、多種多様な防食構造を持つアンカーを一律に規定することは実際的ではないとの議論から、防食を性能規定とし、二重防食という用語を削除するなど、多様化したアンカーの実態にも考慮する内容へと改善された。

この年代でもアンカー工法の市場規模は拡大をするが、2000年前後にそのピークを迎える。したがって、この年代はアンカーの技術的、市場的な「成熟期」といえる。

一方で、その後の2000年代は「転換期」ともいえる。アンカーの市場規模がピークを過ぎ下降線をたどる中で、これまで建設されたアンカーの維持管理の問題が新たな

技術的課題が提起されることとなる。

過去にも 1985 年の FIP 委員会で、S.Littlejohn がアンカー鋼材の腐食による損傷事例を紹介したことが一つのきっかけとなり、防食の重要性が再認識されはじめ、その後国内では既存アンカーの健全度調査を 1990 年頃から日本道路公団（現 NEXCO）が実施し、その後も各関連団体や地方自治体などにおいて実態把握、耐久性評価と維持管理の重要性が認識され始めていた。

そしてアンカーが建設され始め約 50 年が経過した 2000 年頃から、これまでのストックを活かすべく、既存アンカー補修補強、延命化の議論が行われ始め、その体系化が進んだ。

アンカーの基準としては、設計と施工の欧州統一基準化や ISO アンカー試験規格案発効など国際標準化への流れが鮮明になってきた。今後、アンカーの国内基準である地盤工学会基準も、維持管理、補修補強、国際標準化の動向も視野に入れた検討が求められている。

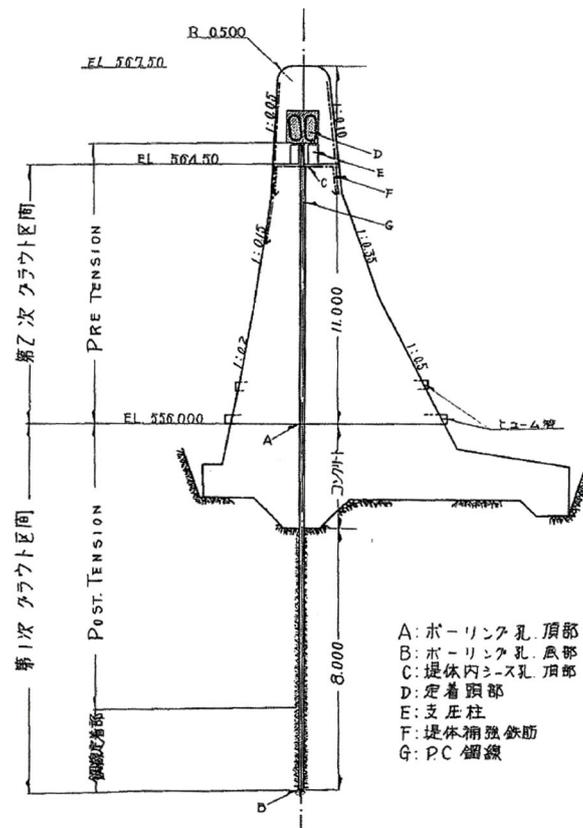


図 2.1 藤原ダムの副ダムに用いられたプレストレストアンカー⁴⁾

表 2.1 国内におけるアンカー技術の歴史と基準類の変遷⁵⁾

年代	主要事項	段階
1957年～ 1960年代	<ul style="list-style-type: none"> 藤原ダム副ダムで始めてアンカーを採用（1957） 土留め工事における仮設アンカーの実施（1964） 大迫ダムの地すべり対策で実施（1968） 第7回国際土質基礎工学会議（メキシコ市）で日本から1編発表（1969） 	導入期
1970年代	<ul style="list-style-type: none"> 西ドイツからロータリーパーカッション削孔機の導入（1972） 西ドイツ（DIN）で仮設アンカー基準が制定（1972） FIPで永久・仮設アンカーの指針が制定（1975） 国産ロータリーパーカッション削孔機の開発（1975） 西ドイツ（DIN）で永久アンカー基準が制定（1976） 土質工学会基準「アースアンカー設計・施工基準」（JSF規格：D1-77）の制定（1977） 第9回国際土質基礎工学会議（東京）で日本から1編発表（1977） 	拡大期
1980年代	<ul style="list-style-type: none"> 永久アンカー（カプセル型）の開発（1980～） FIPより腐食破断アンカーの報告（1985） 日本道路協会「道路土工のり面工・斜面安定工指針」制定（1986） 建築本設地盤アンカーの審査証明取得（1986） 土質工学会基準「グラウンドアンカー設計・施工基準」（JSF規格：D1-88）の改訂（1988） 	成長期
1990年代	<ul style="list-style-type: none"> 土木系アンカーの技術審査証明取得（1990～） 摩擦圧縮型アンカーの開発（1990～） 永久アンカー（エポキシ塗装）の開発（1990～） 日本建築学会「建築地盤アンカー設計施工指針・同解説」制定（1991） 日本道路公団「グラウンドアンカー工設計指針」制定（1992） 連続繊維補強材アンカーの審査証明取得（1994） グラウンドアンカー技術協会「グラウンドアンカー工法設計施工指針」の発刊（1996） 日本道路協会「道路土工のり面工・斜面安定工指針」改訂（1999） 地盤工学会基準「グラウンドアンカー設計・施工基準」（JGS4101-2000）の改訂（1999） 欧州統一施工規格（EN1537）の制定（1999） 	成熟期
2000年代	<ul style="list-style-type: none"> 日本アンカー協会「グラウンドアンカー施工のための手引書」の発刊（2003） prEN ISO 22477-5（ISOアンカー試験規格案）発効（2005） 地盤工学会基準改訂委員会発足（2006） 地盤工学会主催「グラウンドアンカー国際フォーラム」の開催（2006） 英国土木学会主催「グラウンドアンカー国際会議」（ロンドン）で日本から14編発表 fib Commission 9 TG9.12（fibアンカー基準委員会）発足（2006） グラウンドアンカー維持管理マニュアル出版（2008） 	転換期

2. 2 アンカーの基本構造と支持機構

(1) アンカーの基本構造

アンカーは、図 2.2 に示すような基本要素からなる。受圧板などの構造物に設ける「アンカー頭部」と、地盤内にグラウトにより造成する「アンカー体」を、「引張り部」で連結し、多くの場合プレストレスをかけることで構造物やその下位の地盤を安定化させる。

アンカー体は、通常セメント系の充填材である「グラウト (Grout)」と、PC 鋼より線や PC 鋼棒などで組み立てられた引張り材の「テンドン (Tendon)」によって構成され、地盤との周面摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって固定端として機能する。

引張り部は、アンカー頭部からの緊張力をアンカー体に伝達する部分である。この引張り部は、アンカー体から連続するテンドンと、テンドン自由長部とグラウト間の付着による摩擦抵抗が発生しないようにし、テンドンの弾性機能を確保するための「シース (Sheath)」で構成される。

アンカー頭部は、テンドンを固定するための「定着具」、定着具に発生する大きな支圧荷重を分散させるための鋼製の「支圧板」、および対象構造物の表面に対してテンドンの軸方向を垂直に保つための「台座」によって構成され、テンドンに発生している引張り力を受圧板などの構造物へ確実に伝達させる部分である。

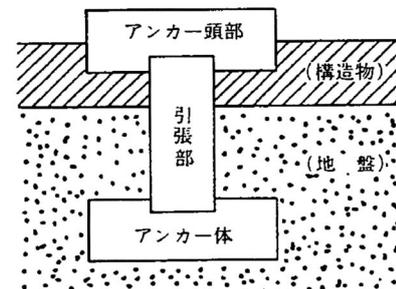


図 2.2 アンカーの基本要素⁶⁾

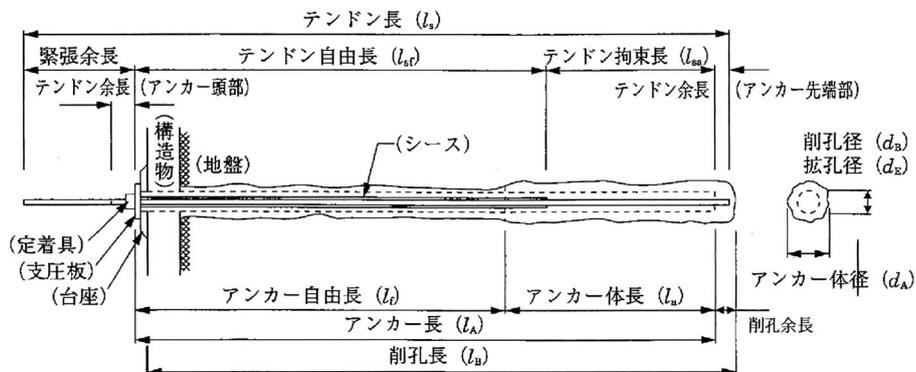


図 2.3 アンカー各部分の名称⁷⁾

(2) アンカー規格および材料

アンカーを打設するボーリング孔径，すなわちアンカーの断面は，特に上限あるいは下限は設けられていないが直径 90mm～165mm とする場合が多く，その全長は 30m 以内とすることが一般的である．また，アンカー体長については 3m 以上 10m 以下を標準とすることが，(社)地盤工学会が定める設計・施工基準に示されている．アンカー体長の下限值については，地盤の不均質性を考慮した安全側への配慮によるものであり，上限値については，これまでの研究事例からアンカー体長 10m 以上ではほとんど周面摩擦抵抗が増加しなくなる結果を踏まえてのものである．

アンカーを構成する主要部材であるテンドンは，近年では PC 鋼より線を使用するアンカーが多く開発されており，図 2.4 に示すような構造をとることが一般的である．

PC 鋼より線には，エポキシ樹脂等の塗膜で被覆され防錆・防食性能が確保されている．アンカー体では，この PC 鋼より線と注入するグラウトとが直接付着し，さらにはグラウトと地盤に摩擦抵抗が発現することで，アンカーの固定端として機能する．なお，アンカーの種類によっては，円筒状の非腐食性鋼材による「拘束具」がテンドンのアンカー体部に取り付けられ，緊張力が拘束具を介してより効率的にグラウトに伝達されるものもある．

また，アンカー自由長部においては PC 鋼より線と，注入するグラウトとが付着することを防ぐためのシースが被せられている．シースには，施工時に損傷しない程度の耐磨耗性や強度，施工後の有害な物質に対する耐久性および止水性が要求され，ポリエチレン等の合成樹脂が多く用いられている．シースと PC 鋼より線との間には，グリス等の潤滑材が充填されており，自由長部におけるテンドンとシース間の摩擦損失が発生しない構造となっている．

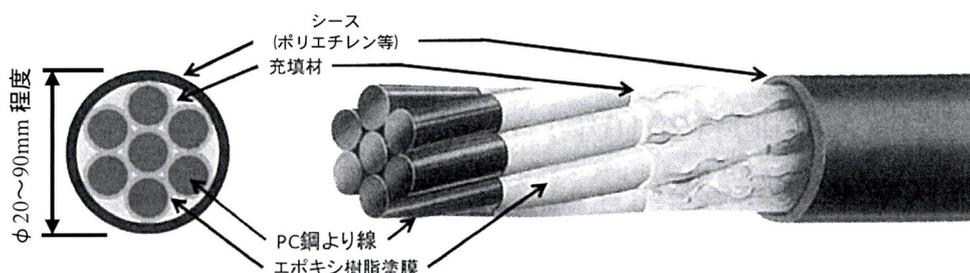
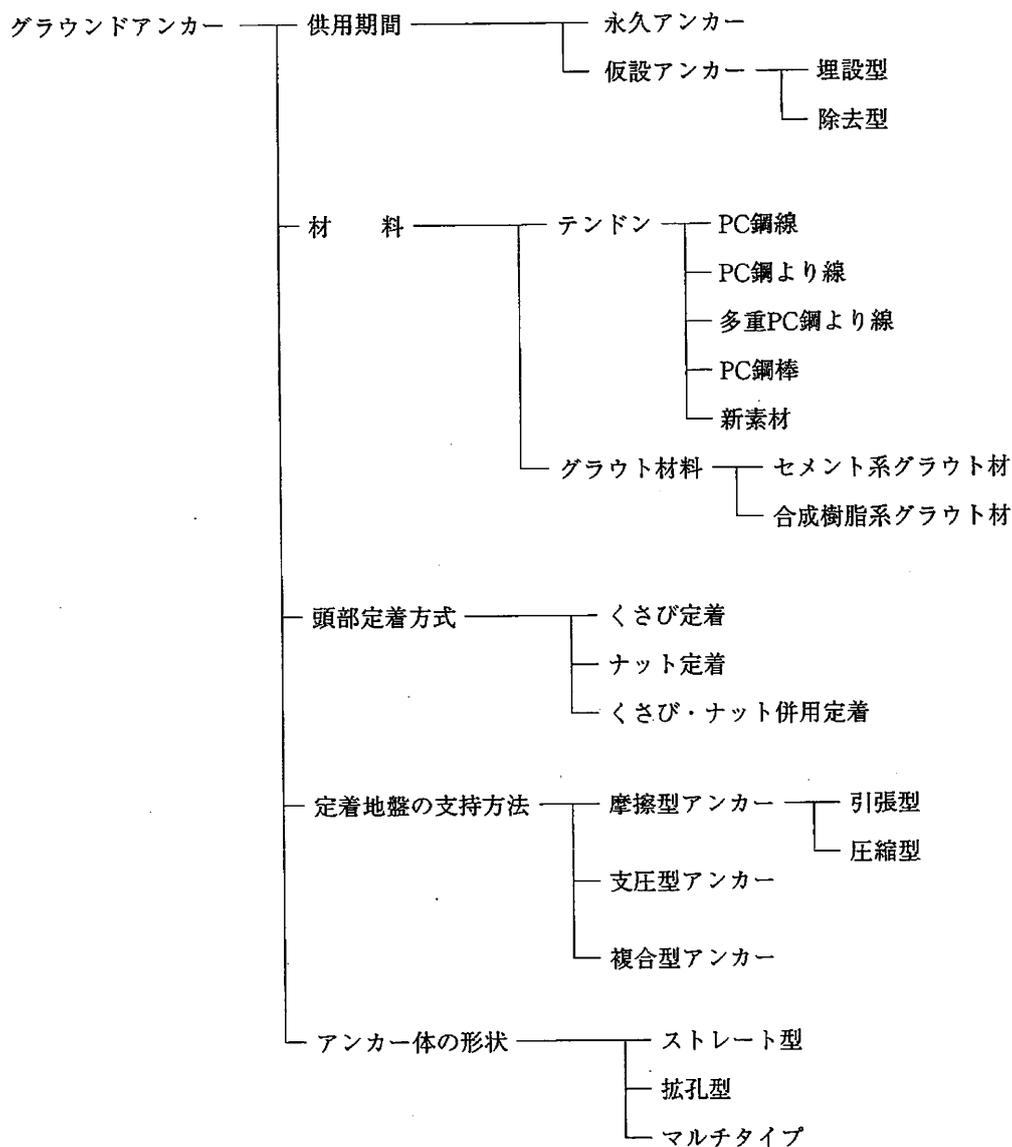


図 2.4 一般的なテンドンの構造 (PC 鋼より線の場合)

(3) アンカーの種類

アンカーは、供用期間、材料、頭部定着方式、定着地盤の支持方法、アンカー体の形状などによって表 2.2 のように分類され、現場条件に最も適合したものを選定する。

表 2.2 アンカーの分類⁸⁾



(4) アンカーの支持機構

アンカー工法ではアンカー体の支持機構が要であり、アンカーの性能を保証するために、その支持機構に様々な工夫がなされている。表 2.3 に主なアンカーの支持機構を示す。

最も一般的なアンカーは、アンカー体と地盤との間に発現する摩擦抵抗によってアンカーの支持力を得る方式の「摩擦型」であり、その中でもアンカー体内に発生する応力状態により「摩擦引張型」と「摩擦圧縮型」の2タイプに大別される。

摩擦引張型は、アンカー体部においてテンドンとグラウトが全面的に付着するために、アンカー緊張時におけるアンカー体のグラウト内部には、主に引張り応力が発生するものである（図 2.5）。引張り応力が発生することで、アンカー体にクラックが発生しやすい状態となり、防食性能の維持管理上好ましくないとの考えから、摩擦圧縮型のアンカーが開発された。

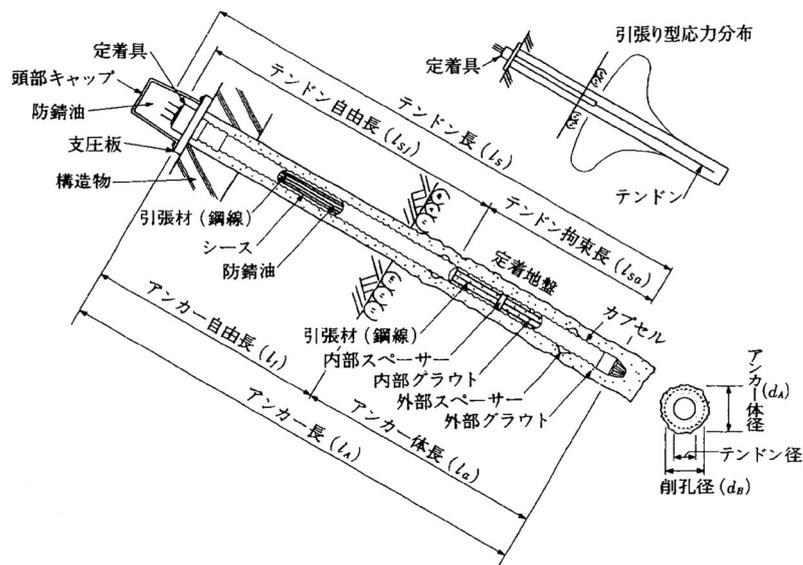


図 2.5 摩擦引張型アンカーの基本的な構造例と各部の名称⁹⁾

摩擦圧縮型は、アンカー先端部（最深部）のテンドン拘束具（耐荷体）を介してアンカー体グラウトに圧縮応力が発生するタイプのもので、アンカー体でのクラック発生を抑えたものである（図 2.6）。また、摩擦圧縮型と同じ発想で、圧縮応力をアンカー体に分散させ負担を軽減させた「圧縮分散型」のアンカーも開発された。

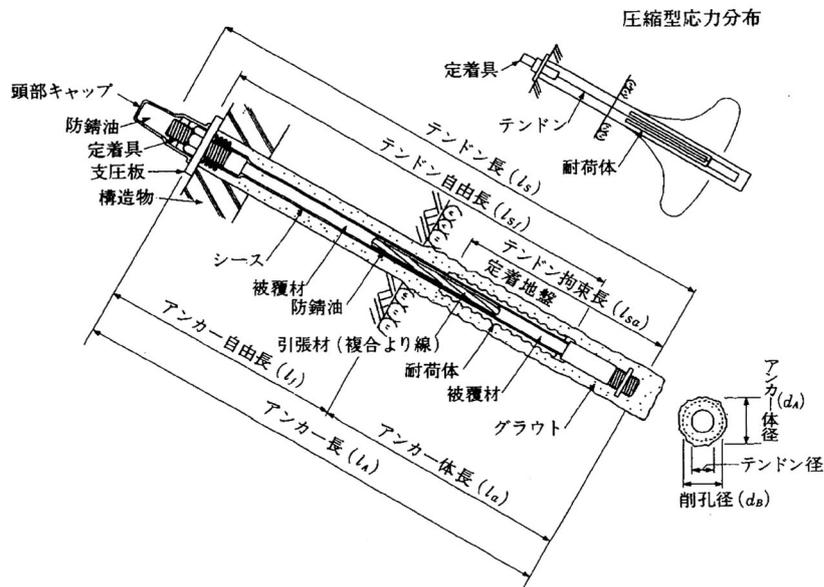


図 2.6 摩擦圧縮型アンカーの基本的な構造例と各部の名称⁹⁾

なお、抵抗応力のタイプが異なるアンカーの抵抗特性を調べた研究報告¹⁰⁾によると、引張型でも圧縮型でもアンカー体部のクラック発生は避けられないとされ、防食性能の維持にはエポキシ塗装等により防食性能を有する PC 鋼材を用いるなど、防食材料を効果的に組み合わせることが望ましいと考えられている。

一方、摩擦型の支持方式では支持力が得られないような風化地盤や軟弱地盤にも対応させるために、「拡孔支圧型」あるいは「拡孔型」のアンカーが開発された。

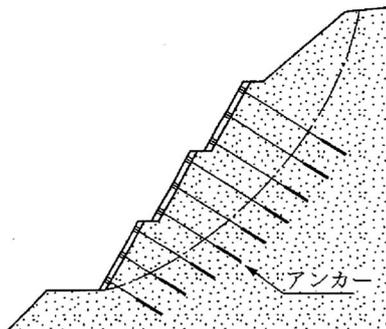
これら以外にも、我が国の国土に脆弱な地質・土質からなる地盤および斜面が広く分布している背景もあり、他国にはない多様な支持方式のアンカーを有している。しかし、アンカーの支持方式の違いによるアンカーの特性に関する研究報告は少なく、地盤条件に応じた効果的なアンカーの選定を行うには、今後一層の技術的知見の蓄積が必要と考えられる。

表 2.3 主なアンカーの支持機構¹⁾

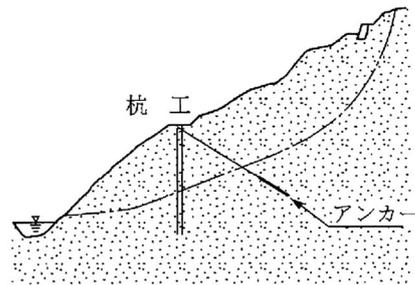
支持機構	概要図	応力分布	工法名
摩擦引張	<p>地山とアンカー体の周面摩擦抵抗によって引抜き抵抗力を得る</p>	<p>自由長部とアンカー体部の境界から引張応力を地盤に伝達する</p>	VSL永久アンカー工法 SHS永久アンカー工法 KTB引張SGアンカー工法 EGSアンカー工法 フロテックアンカー工法 スーパーフロテックアンカー工法 EHD永久アンカー工法 NMグラウンドアンカー工法 アラミドFRPグラウンドアンカー工法 CFRPグラウンドアンカー工法
摩擦圧縮	<p>地山とアンカー体の周面摩擦抵抗によって引抜き抵抗力を得る</p>	<p>アンカー体部の先端から引張応力を地盤に伝達する</p>	SEEE永久グラウンドアンカー工法(A型) SEEE永久グラウンドアンカー工法(U型) SuperMCアンカー工法
圧縮分散	<p>地山とアンカー体の周面摩擦抵抗によって引抜き抵抗力を得る</p>	<p>アンカー体部(耐荷体)の先端から引張応力を地盤に伝達する</p>	KTB永久アンカー工法(荷重分散型)
拡孔支圧	<p>拡径部の支圧抵抗によって引抜き抵抗力を得る</p>	<p>アンカー体部(耐荷体)の先端から引張応力を地盤に伝達する</p>	SSL永久アンカー工法 拡孔支圧型永久アンカー工法P型 SSL永久アンカー工法M型 拡孔支圧型永久アンカー工法M型
拡孔型	<p>アンカー自由長 アンカー体長</p>	<p>拡径部上面での支圧抵抗と周面摩擦抵抗により引抜き抵抗力を得る</p>	スプリッツアンカー工法

(5) アンカーの用途

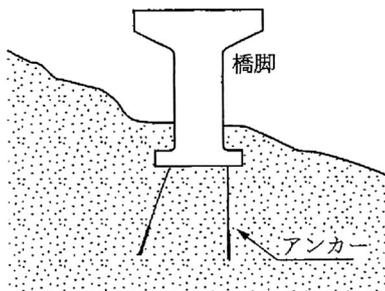
アンカーは、地中のアンカー体を固定端とし、テンドンに導入したプレストレスの反力をアンカー頭部で地盤もしくは構造物に作用させることができる唯一の工法であるため、その適用は広範囲に及ぶ。アンカーの使用目的と用途の例を以下にまとめる²⁾。



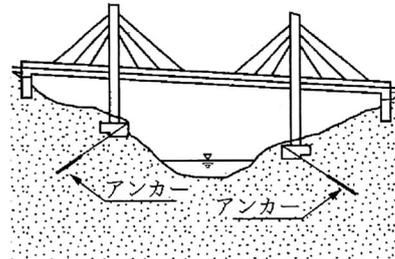
法面・斜面安定対策



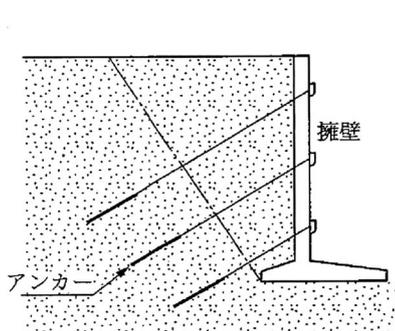
地すべり対策



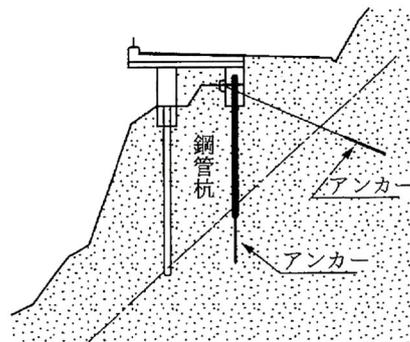
橋脚の安定



斜張橋橋脚の安定

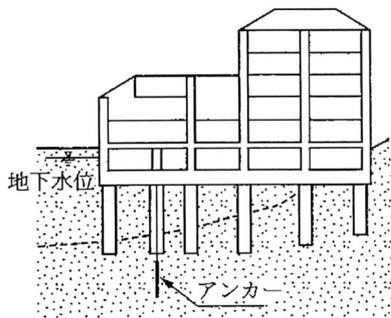


アンカー式擁壁の安定

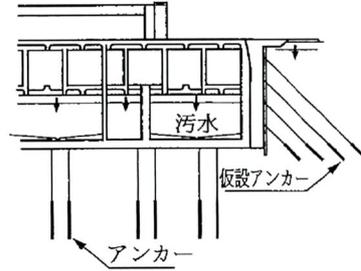


片栈道の安定

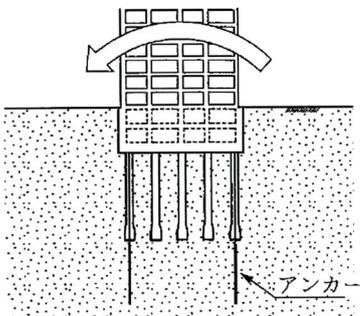
図 2.7 アンカーの使用目的と用途の例 (1)



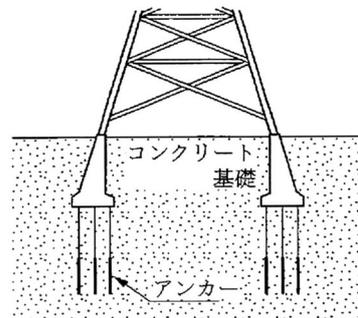
ビルの上り防止



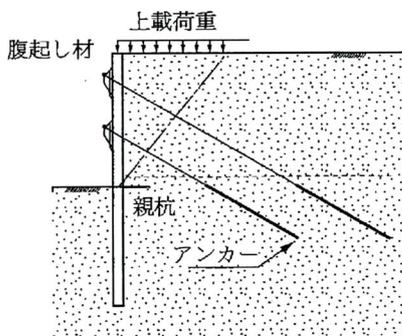
汚水処理場の上り防止



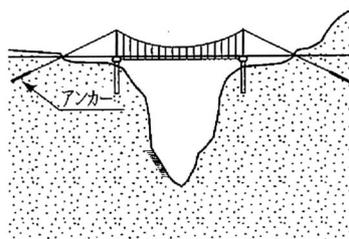
ビルの上り防止



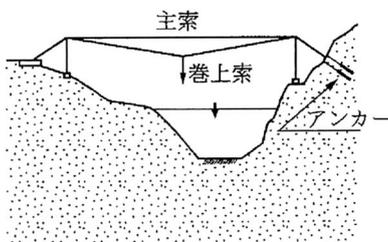
鉄塔基礎の安定



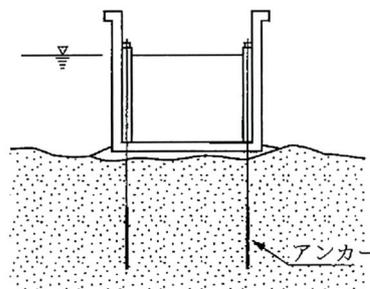
仮設土留め工の安定



吊り橋ケーブル反力用

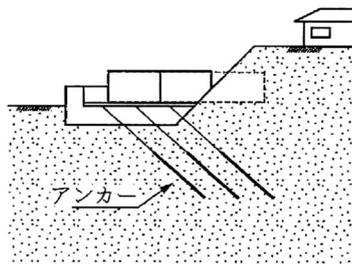


ケーブルクレーン基礎の安定

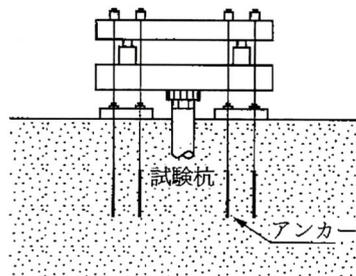


ケーソンの安定

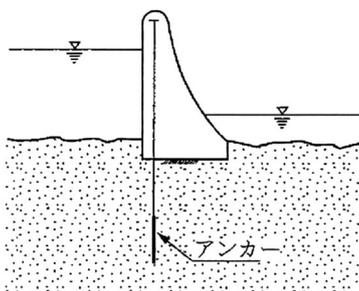
図 2.8 アンカーの使用目的と用途の例 (2)



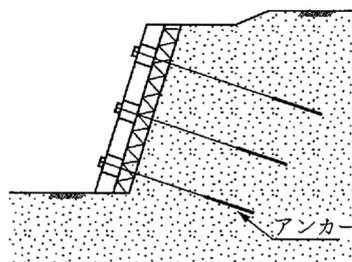
推進工法反力用



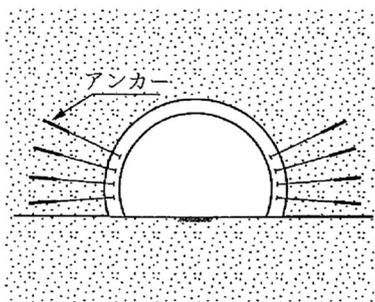
杭載荷試験反力用



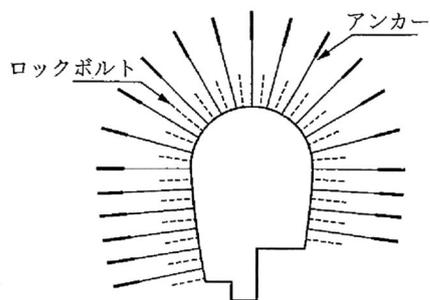
ダム の 安定



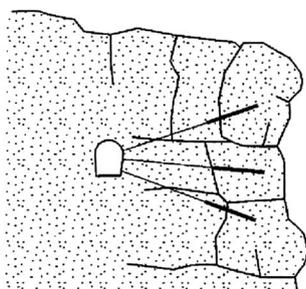
既設擁壁の補強



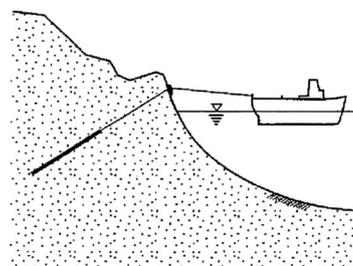
トンネルの補強



地下発電所壁面の補強



防災および景観の保全



係留用アンカー

図 2.9 アンカーの使用目的と用途の例 (3)

2. 3 斜面对策としてのアンカー

(1) 斜面对策工法の分類とアンカーの特徴

斜面で発生する土砂災害の形態としては、その規模や運動形態により「地すべり」や「崩壊」、「土石流」、「落石」など様々なものに分類されるが、このうちアンカーが対策工法としてよく検討される災害形態は「地すべり」と「崩壊」である。

地すべりは斜度 5～20° 程度の緩斜面において、ゆっくりと斜面が活動するものをいい、その規模は比較的大きく、移動土塊も原形を残したまま動くものが多い。一方、崩壊は一般には斜度 20° 以上の急斜面において、急激に斜面が崩れるものをいい、規模は比較的小さいが、移動土塊の原形を留めない程その動きは激しい（表 2.4）。

表 2.4 地すべりと崩壊の特性（区分）¹²⁾

	地すべり	崩 壊
① 地 質	特定の地質または地質構造の所に多く発生する	地質との関連は地すべりに比べて少ない
② 土 質	主として粘性土をすべり面として滑動する	主として地山中の不連続面（表土と下層の境界面であることが多い）を境として滑落する
③ 地 形	5°～20°の緩傾斜面に多く発生し、特に上部台地状の地形を持つ場合が多い	20°以上の急傾斜地に多く発生する
④ 活動状況	継続性、再発性	突発性
⑤ 移動速度	0.01～10mm/日のものが多く、一般に速度は小さい	10mm/日以上で速度は極めて大きい
⑥ 土 塊	土塊の乱れは少なく、原形を保ちつつ動く場合が多い	土塊は攪乱される
⑦ 誘 因	地下水による影響が大きい	降雨、特に降雨強度に影響される
⑧ 厚さ、規模	平均的な厚さは 20m. 1～100ha で規模が大きい	平均的な厚さは 2m. 規模が小さい
⑨ 徴 候	発生前にキレツの発生、陥没、隆起、地下水の変動などを生ずる	徴候の発生が少なく、突発的に滑落してしまう

これらの斜面災害を防止するための対策工法には、その誘因となる地下水の排除や土塊バランスの調整などを行う抑制工と、外力を加えることで強制的に斜面の動きを止める抑止工に大別される。一例として、地すべり防止工に用いられる防止工法の分類を図 2.10 に示す。

このうち、抑止工としては、アンカー工の他に杭工およびシャフト工が一般的に用いられている。これらの抑止工は、基本的には地すべり等による移動土塊の滑動に抵抗する待受け型の工法となるが、アンカー工のみが移動土塊に対し能動的に外力を導入できる工法である。このためアンカー工は、緊急性が高く早期に効果の発揮が望まれる場合等に有効な工法といえる。

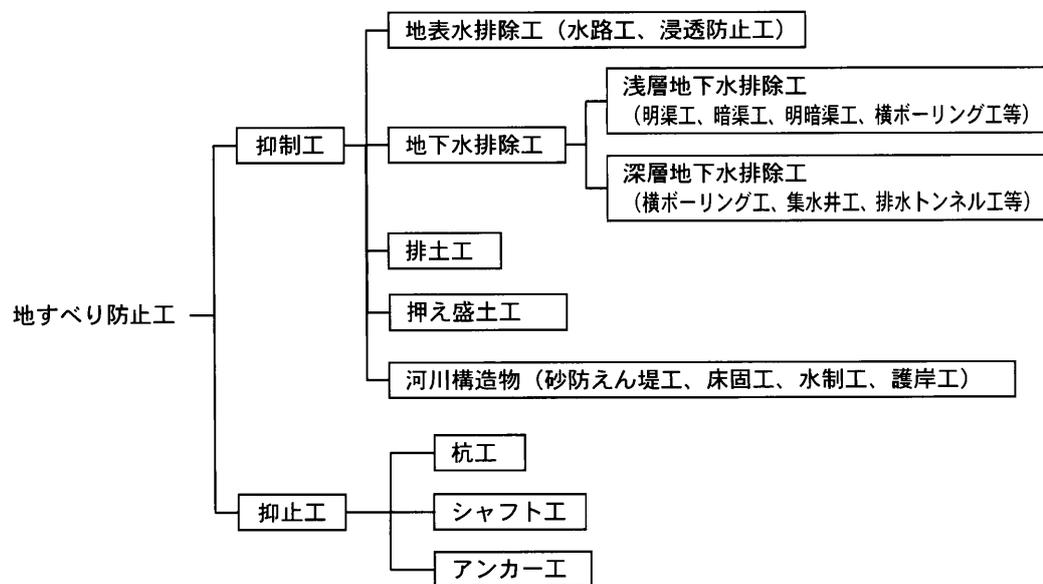


図 2.10 地すべり防止工の分類¹³⁾

斜面对策におけるアンカー工には次のような長所が挙げられる。

- ①. 比較的小断面の部材を用いて大きな抑止力が得られる。
- ②. プレストレスを導入することで、移動土塊の変位をコントロールできる。
- ③. 抑止効果に方向性がある。

一方で、次のような短所を挙げることができる。

- ①. 不均質な地盤に比較的大きな力を作用させるため、定着に関する安全率を高めにする必要があり、不経済となる場合がある。
- ②. 予想以上の外力によるアンカーの局部的破壊が、周辺のアンカーの破壊に連鎖する危険性がある。
- ③. 現時点で実用上は大きな問題となっていないが、アンカーの時間依存性挙動など耐久性の問題に関して不明な部分がある。

(2) アンカーの抑止効果

アンカーには、一般に次の2つの抑止効果があるとされている。

- ①. 締付け効果 …… プレストレスをかけ、滑落の危険のある移動土塊を押さえつけて安定化させるものであり、すべり面に対する垂直力を増大させ、せん断抵抗を増大させる効果を図ったものである。従来より、主に斜面崩壊の安定化の用途として用いられてきた。ただし、プレストレスをかけたときに、移動土塊に圧密や圧縮変形が少ないという条件が必要となる。また、すべり面深度が深い場合には、この効果の期待は難しいといえる。このため、中～小規模の岩盤地すべりや切土法面の安定に利用される場合が多い。

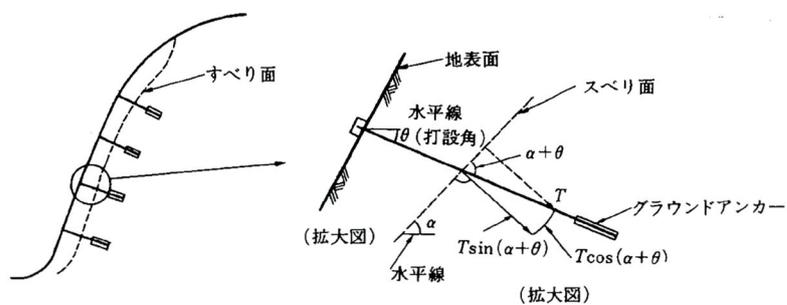


図 2.11 締付け効果を期待する場合⁹⁾

- ②. 引止め効果 …… 移動土塊の滑動力に対し、テンドンの引張り強さで抵抗し、滑動力を減少させ、移動土塊を引止める。地すべり対策としては、この効果を期待して設計することが多い。この場合、杭工などの待受け対策同様、移動層が動き出して初めてアンカーの効果が発揮されることになるが、予めある程度のプレストレスをかけておくことで、移動層の変位量が少ない段階で抑止効果をあげることができる点で、他の抑止工とは大きく異なる。

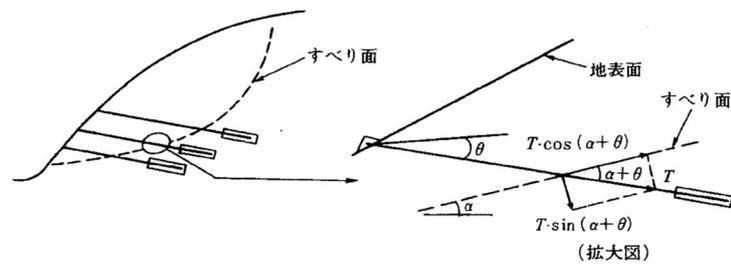


図 2.12 引止め効果を期待する場合⁹⁾

2. 4 アンカーの設計概要

(1) アンカーの設計フロー

地すべり等斜面对策に用いるアンカーの設計は、一般に図 2.13 に示すフローに従って行われる。

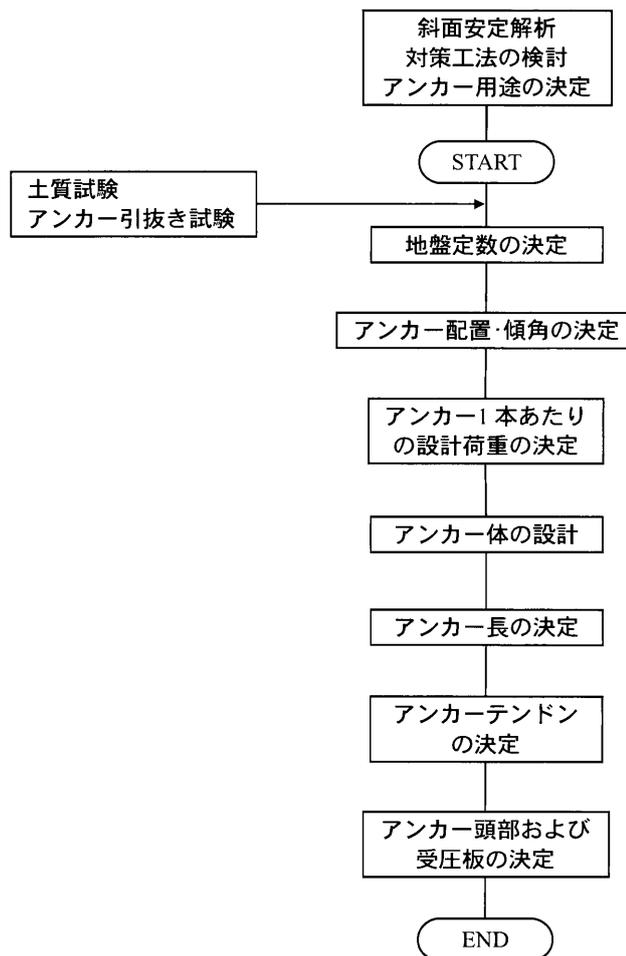


図 2.13 一般的なアンカー設計のフロー⁸⁾

斜面安定解析により、安定上必要な抑止力が算定される。これを考慮し、また、現場等の条件を勘案し各種対策工法が検討される。アンカーの適用にあたっては、前項で述べたように、締付け効果と引止め効果のどちらか、または両方を見込むのかを検討する。最近では、経済性の観点から、締付け効果と引止め効果の両方を考慮する場合

が多くなっている。

アンカーの適用が決定された段階から、アンカー設計のための作業が開始される。

まず、設計作業に先立ってアンカー引抜き試験や土質試験等により地盤定数が決定される。

次に、アンカーの利用用途や定着地盤（アンカー体設置地盤）の位置、近隣の状況等を考慮し、アンカーの配置、アンカーの傾角等を決定する。これにより、斜面安定解析により単位幅あたりの必要抑止力が決定しているため、アンカー1本あたりの設計アンカー力を求めることができる。

続いて、アンカー体の設計、アンカー長の決定という手順で設計は進められる。アンカー長の決定にあたっては、一般に地盤工学会基準に示される最低長以上を確保するように留意する。アンカー自由長においては4m以上、アンカー体長は3m以上10m以下を標準とする¹⁴⁾。なお、アンカー体の土被り厚については最小5mが標準であるため、これも考慮してアンカー長を決定しなければならない（図2.14）。

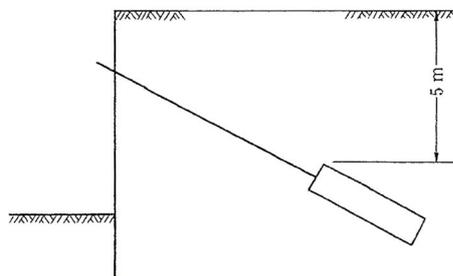


図 2.14 アンカー体の最小土被り厚¹⁴⁾

さらに、アンカー体設置地盤については、想定するすべり面外の安定地盤とすることは当然であるが、定着地盤の性状やアンカー体の配置などに十分注意して決定する必要がある。

その後、アンカーの設計としては、テンドンの決定、アンカー頭部および受圧板の決定という手順を経て完了する。

以上の設計手順の中でも、アンカーの設計荷重の決定およびアンカー体の設計が、アンカーの設計において重要となる部分といえるため、以下に詳しく述べる。

(2) 斜面安定解析における必要アンカー力の算出

地すべり等に斜面对策としてアンカーを用いる場合、一般には二次元極限平衡法による安定計算がなされる。この時の極限平衡法の式としては、斜面安定計算式として提唱されている様々な式があるが、最も基本的な式としてフェレニウス法によった場合の計算式を以下に示す⁹⁾。なお、式 2.1 の分子の第 3 項における Σ は、アンカーがすべり面と交わる分割片のみの総和を表わす。

$$F_s = \frac{\sum c \cdot l + \sum (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi + \sum T \{ \cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi \}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \dots (式 2.1)$$

ここに、

- F_s : 斜面安全率
- c : すべり面粘着力 (kN/m²)
- l : 分割片で切られたすべり面弧長 (m)
- W : 分割片の重量 (kN/m)
- u : 間隙水圧 (kN/m²)
- b : 分割片の幅 (m)
- α : 分割片で切られたすべり面角 (度)
- ϕ : すべり面せん断抵抗角 (度)
- T : アンカー力 (kN/m)
- θ : アンカー傾角 (度)

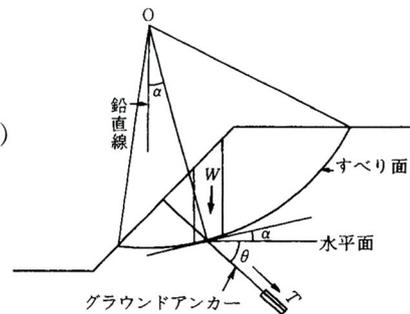


図 2.15 アンカーによる斜面安定概念図⁹⁾

一般には、安定化させる地すべり等斜面の計画安全率を定め、必要アンカー力を式 2.2 のように求める。

$$T_r = \frac{F_{sp} \cdot \sum W \cdot \sin \alpha - \{ \sum c \cdot l + \sum (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi \}}{\sum \{ \cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi \}} \quad \dots (式 2.2)$$

ここに、

- T_r : 必要アンカー力 (kN/m)
- F_{sp} : 計画安全率

なお、式 2.2 は図 2.16 に示すように、アンカーの 2 つの効果である「締め付け効果」と「引止め効果」の両方が発揮されるとした式である。最近では、経済的観点から両方の効果を見込んでアンカーを設計することが多く、一般に用いられる式といえる。ただし、状況によってはどちらか一方の効果のみを重点的に考慮し、必要アンカー力を算出することもある。

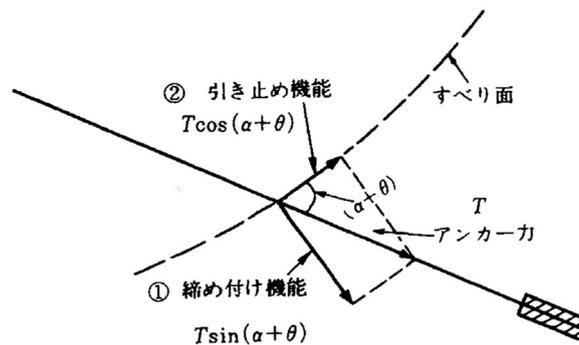


図 2.16 アンカーの 2 つの機能 (効果)⁹⁾

次に、式 2.2 により算出した単位幅あたりの必要アンカー力から、アンカーの配置を考慮して、アンカー 1 本に必要なアンカー力 (= 設計アンカー力 T_d) およびそれに見合ったアンカー規格を決定する。

(3) アンカー体の設計

アンカーの設計において最も重要となる部分が、アンカー体の設計である。机上設計段階では、事前にアンカー引抜き試験が実施されることが少ないため、調査結果より明らかとなった地質・土質状態を考慮し、地盤工学会基準に示される表 2.5 から極限周面摩擦抵抗を決定し、必要なアンカー体長を設計するが多い。

その後、アンカーの本工事に先立ち、試験アンカーの打設が行われ、アンカー引抜き試験が実施される。これにより、所定の緊張力に耐えられるだけの周面摩擦抵抗が発揮されているかが確認される。机上設計段階に想定したアンカー力に達せず引抜けた場合は、極限周面摩擦抵抗の見直しがなされ、アンカー体長やアンカー径の再設計が行われる。

表 2.5 アンカーの極限周面摩擦抵抗¹⁴⁾

地盤の種類			摩擦抵抗(MN/m ²)
岩盤	硬岩		1.5 ~ 2.5
	軟岩		1.0 ~ 1.5
	風化岩		0.6 ~ 1.0
	土丹		0.6 ~ 1.2
砂礫	N値	10	0.1 ~ 0.2
		20	0.17 ~ 0.25
		30	0.25 ~ 0.35
		40	0.35 ~ 0.45
		50	0.45 ~ 0.7
砂	N値	10	0.1 ~ 0.14
		20	0.18 ~ 0.22
		30	0.23 ~ 0.27
		40	0.29 ~ 0.35
		50	0.3 ~ 0.4
粘性土			1.0c (cは粘着力)

アンカー体長 (la) は式 2.3 により算出する.

$$la = fs \frac{Td}{\pi \cdot d_A \cdot \tau} \quad \dots (式 2.3)$$

ここに,

Td : 設計アンカー力 (kN)

d_A : アンカー体径 (m)

τ : 周面摩擦抵抗 (MN/m²)

fs : アンカー自体の安全率 (表 2.6)

表 2.6 アンカー自体の安全率¹⁴⁾

		安全率 f_s
仮設アンカー		1.5
永久アンカー	(常時)	2.5
	(地震時)	1.5 ~ 2.0

2. 5 アンカーの施工概要

アンカーの施工は、一般に図 2.17 に示すフローに従って行われる。また、参考として一般的に行われるロータリーパーカッション式削孔機による施工概要（二重管削孔方式）を図 2.18 に示す。

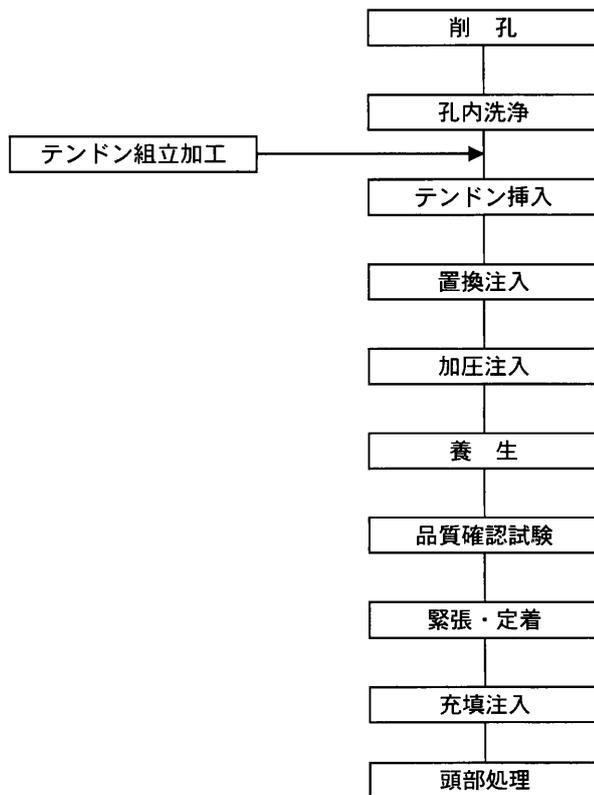


図 2.17 一般的なアンカーの施工フロー¹⁴⁾

現地の地質土質状況に適した削孔機を選定し、削孔を行う。アンカー挿入孔が掘り上がったら、テンドンを挿入し、孔内にグラウトの注入を行う。まず、孔内に残る掘削水を排水し、グラウトと入れ換えるための置換注入を行う。置換注入は、排水や排気を円滑に行うため、アンカー最深部から実施する。

その後はアンカー体部に対する加圧注入を行う。加圧注入は、アンカー体部のケーシングを引き上げ裸孔状態とし、ケーシング上端部からグラウトポンプにより圧力かけることで行う。図 2.19 にケーシング加圧による加圧注入の概要を示す。この他、パッカー加圧による方法もあるが、一般的にはケーシング加圧による場合が多い。パッ

カー加压は被圧水がある施工条件や上向き打設のアンカーなどに採用されている。

グラウトの注入完了後は、所定の期間養生を行い、品質確認試験により必要なアンカー力が発揮できることを確認し、緊張および定着がなされる。

その後、アンカー自由長部の空隙を充填させ、自由長部テンダンの防食機能の増加および、孔壁周囲の地盤の緩み防止を目的としたグラウトの充填注入がなされる。地盤工学会基準の施工フロー（図 2.17）には、緊張・定着後に充填注入を行う流れとなるが、一般的には定着後に充填注入を行うことが困難である場合が多く、加压注入の後、一連の流れで充填注入を行う場合がほとんどである。

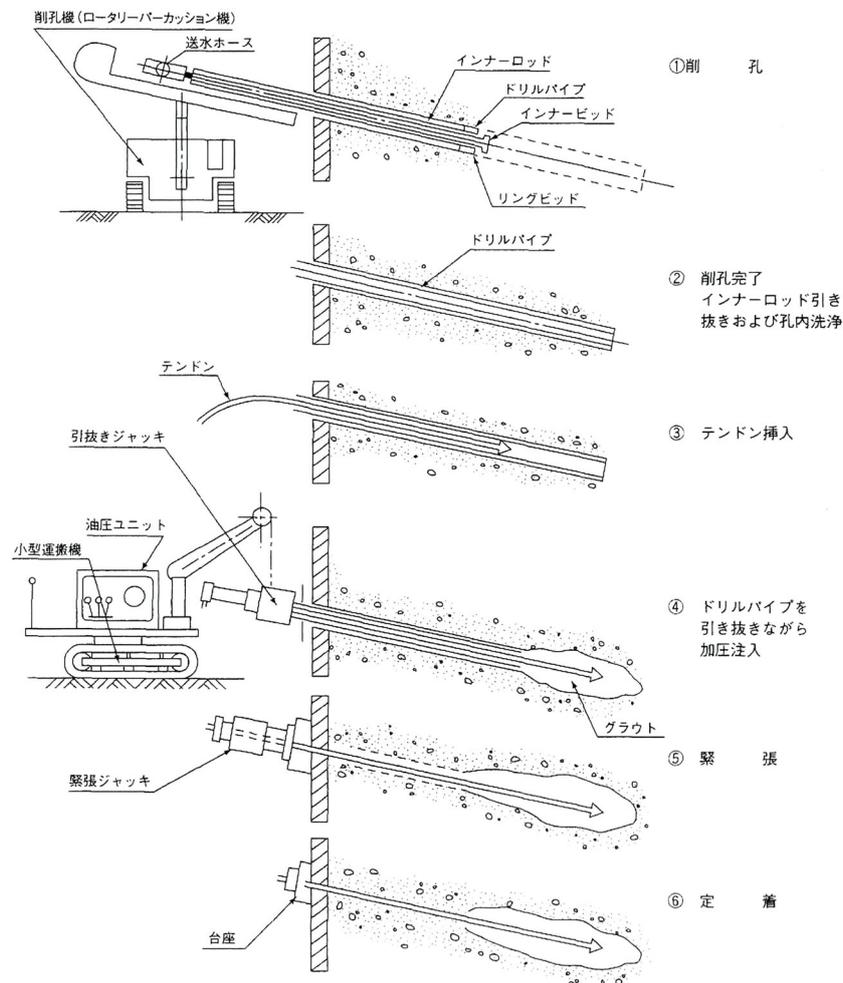
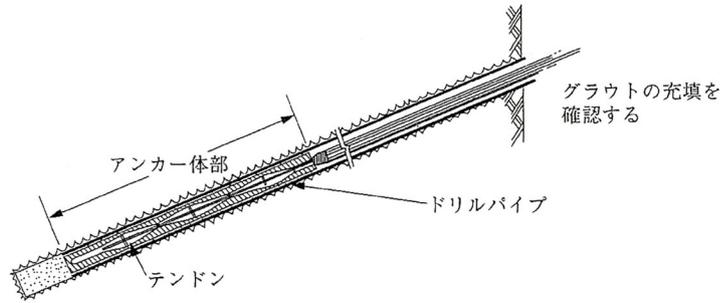
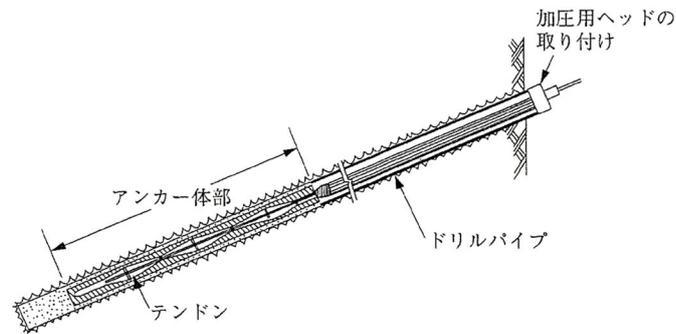


図 2.18 一般的なアンカーの施工概要¹⁵⁾

i) グラウトを口元まで注入し、テンドンを挿入する。



ii) ドリルパイプを加圧所定位置まで引き上げ、加圧ヘッドを取り付ける。



iii) アンカー体部へ加圧注入を行う。アンカー体部が長い場合には2～3m毎に加圧注入を繰り返す。

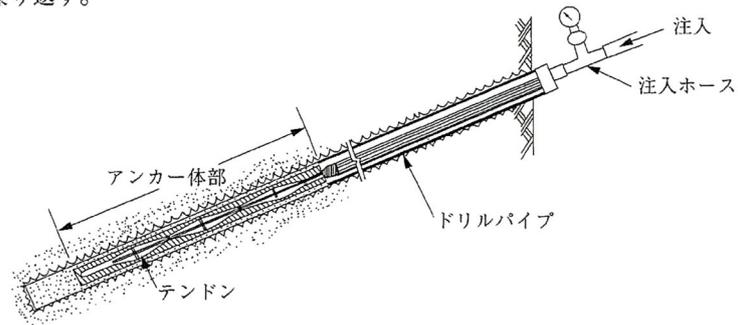


図 2.19 加圧注入（ケーシング加圧）の概要⁷⁾

2. 6 アンカーにおける課題

前項までに示したように、アンカーの歴史は古く、その設計および施工方法について、一応は確立されている状況である。しかしながら、アンカーにはいまだ解明されていない部分が多く残されており、斜面对策としての必要アンカー力の計算においても便宜的な方法によっているのが現状といえる。アンカー設計上の課題としては、アンカーのもつ機能的効果、初期緊張力の問題、アンカー工の配置、多段アンカー工の効果、定着部の支持機構に関するものなど、種々の課題があるが、次に挙げる 2 点については、斜面对策としてのアンカーの効果を考える上で基本的かつ重要な部分であり、早急に解明すべき課題と考えられるため、本研究における課題とした。

(1) 自由長部における周面摩擦の影響

アンカー体には加圧注入が、自由長部には充填注入がなされるため、アンカー全長にわたり一連のグラウトの柱体が形成される。このため、アンカー全長にわたって地盤との間に周面摩擦抵抗が発現することは明らかである。

このため、アンカー緊張時には自由長部周面摩擦を介し、その周辺地盤には上向きの応力が伝達されていることが考えられ、その応力と受圧板からの圧縮応力が干渉する可能性が考えられる。その結果、締付け効果を発揮する上で必要な締付け力がすべり面まで到達することを阻害されている恐れを有している。

(2) 加圧注入の効果

アンカーにおける一方の固定端として支持力を発揮するアンカー体は、基本的にグラウトを加圧注入し、地盤との摩擦抵抗(=摩擦応力)を向上させることとされている⁷⁾。これは一般的に、加圧注入によりグラウトの浸透が生じ、アンカー体径が拡大、すなわちアンカー体周面積の増大に伴い摩擦応力が増大すると考えられている¹⁴⁾。

しかし、加圧注入によるグラウトの注入形態や、それに伴う摩擦応力の変化については、既往研究においても明らかにされておらず、いまだ不明確な部分が多く残されている。

また、上記(1)における、アンカー緊張時の地盤内応力状況を評価する上で、自由

長部とアンカー体における周面摩擦抵抗の違いを知る意義は大きい.

第2章の参考文献

- 1) Ground Anchorages and Anchored Structures in Service (2007) : Proceedings of international conference in London, S.Littlejohn
- 2) (社)地盤工学会 (2005) : グラウンドアンカー設計・施工例 第一回改訂版, pp.1-7.
- 3) (社)土質工学会 (1976) : アースアンカー工法一付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準一, pp.1-3.
- 4) 川崎秀明・木戸俊朗・大町達夫 (2007) : ダム用アンカー技術の現状および海外事例, ダム工学, Vol.17, No.4, pp.282-294.
- 5) 山田浩 (1990) : グラウンドアンカー工法の技術の変遷, 土と基礎, Vol.54, No.10, pp.18-20.
- 6) グラウンドアンカー技術協会 (1996) : グラウンドアンカー工法設計施工指針, 21p.
- 7) (社)日本アンカー協会 (2003) : グラウンドアンカー施工のための手引書, 22p, 40p, 153p.
- 8) 中村浩之 (2005) : 抑止工による地すべり防止対策, 164p. , 177p.
- 9) (社)日本道路協会 (2009) : 道路土工 切土工・斜面安定工指針 (平成 21 年度版), pp.289-293.
- 10)橋本功・林一郎 (1997) : グラウンドアンカーの利用と設計 (土木), 基礎工, Vol.25, No.7, pp.14-19.
- 11)山田浩 (2008) : グラウンドアンカー工法技術の進歩とその歴史 (その 1) - 構造と施工技術 -, 斜面防災技術, Vol.35, No.2, 52p.
- 12)山田剛二・渡正亮・小橋澄治 (1971) : 地すべり・斜面崩壊の実態と対策
- 13)国土交通省砂防部・(独)土木研究所 (2008) : 地すべり防止技術指針及び同解説, 58p.
- 14)(社)地盤工学会 (2000) : 地盤工学会基準 グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説, pp.99-100, 113, 116-117, 130p.
- 15)(社)日本アンカー協会 (2004) : グラウンドアンカー標準施工マニュアル, 3p.

第3章 加圧注入の効果

3.1 概説

アンカーの施工上、アンカー体注入では一般に加圧注入が行われている。加圧注入は、削孔の影響などによる孔壁の緩みを防止するとともに、アンカー体グラウトと周面地盤との接触面における摩擦応力（以下、 τ とする）を増加させる目的で行われる¹⁾。また、礫質土や砂質土などの間隙が多い地盤では、加圧注入によりグラウトを地盤中に浸透させ、アンカー体径の肥大効果による τ の増加も期待されている²⁾。

しかしながら、グラウトの浸透など注入形態の不確かさなどから、加圧注入の効果について疑問視される場合もあるように³⁾、加圧注入によるグラウトの注入形態や、それに伴う τ の変化については、いまだ不明確な部分が多く残されている。

薬液注入の分野では、加圧注入による薬液の注入形態として、大別すると浸透注入と割裂注入の2つの概念がある。アンカーのグラウトとして一般的に使用される水セメント比 $W/C=50\%$ 前後のセメントミルクでは、粘土層などの間隙比が小さな地盤への浸透注入は不可能とされ、主に割裂注入の形態をとるとされている⁴⁾。ただし、一般的なアンカーでは、加圧力を高め地盤に割裂を生じさせ、その亀裂にグラウトを注入することは一般に行われていない^{5)~7)}。

セメントミルクなどの懸濁液型注入材料の浸透性を評価する指標の一つであるグラウトビリティ比（土粒子の10%粒径 D_{10} / 注入材の95%粒径 G_{95} ）からの判断では、普通セメントを使った場合、浸透注入が可能となる D_{10} は0.56mm以上となることから⁴⁾、細粒分を多く含む均質かつ密な状態の自然地盤に対しては加圧注入によるグラウトの浸透は起こり難いといえる。

また、グラウトの注入挙動に関する研究^{8),9)}によると、均質地盤においては $W/C=350\%$ 以下のセメントミルクでは、間隙閉塞の理論モデル¹⁰⁾における表面ろ層モデル（濁質粒子が間隙内に浸入できず表面に蓄積されるモデル）の状態となり、グラウトの浸透は非常に困難であることが示されている。

以上のように、アンカーの加圧注入によるグラウトの浸透は困難であるといえ、これ

に伴うアンカー体径の変化に起因した τ の増加は生じ難いといえる。

一方で、グラウトの加圧力および加圧時間と τ の関係に関する研究結果¹¹⁾では、加圧注入による τ の増加は、加圧によりアンカー体周面地盤が改良される影響であると結論づけており、加圧注入の効果および τ への影響については議論の余地が残されているように思われる。

自然地盤における加圧注入の効果は、地盤の不均質性に左右される要素を多く含むために、アンカー打設現場の地質・土質条件や削孔条件の影響を強く受ける。このため、加圧注入と τ の関係性について明らかにすることは容易ではない。

これまでの自然地盤におけるアンカーに関する既往研究および調査は、現場条件の違いや地盤の不均質性の影響を受けているといえ、まだ加圧注入の有効性および τ への影響について普遍的な関係性を見出すには至っていない。

そこで、本章では不均質性を排除した均質なモデル地盤について、グラウトの打設条件を変えた供試体を作製し、地盤材とグラウト接触面の τ を一面せん断試験により測定した結果を比較した。さらに、その試験結果をもとに、加圧注入がグラウトやその注入過程に及ぼす効果ならびに τ の増加メカニズムについて考察する。

3. 2 モデル実験

3. 2. 1 モデル実験の概要

実際のアンカー引抜き時には、多様なせん断破壊面が生じるため、アンカー体周面に発現する τ に対する一定の評価を行い難い。よって本研究では、この様なせん断破壊面の影響を極力抑えるために、任意の面におけるせん断が可能である一面せん断試験によりグラウトと地盤材間のせん断強さを測定した。

なお、既往研究^{12), 13)}では一面せん断試験により砂や粘性土などの地盤材料と、鋼材やコンクリートなどの構造物材料間のせん断強さを測定し、材料間の摩擦係数として評価したものもみられる。したがって、本研究では測定されたせん断強さを、グラウトと地盤材間で発現する摩擦応力として評価する。

また、既往研究により模型アンカーの3次元円筒形モデルと2次元平面モデルでは、

引抜き量と引抜き抵抗力の関係に同様の傾向が認められている¹⁴⁾。したがって、本研究では 3 次元的なアンカー体と周面地盤間のせん断問題を、簡便な平面的せん断問題に近似できるものとした (図 3.1)。

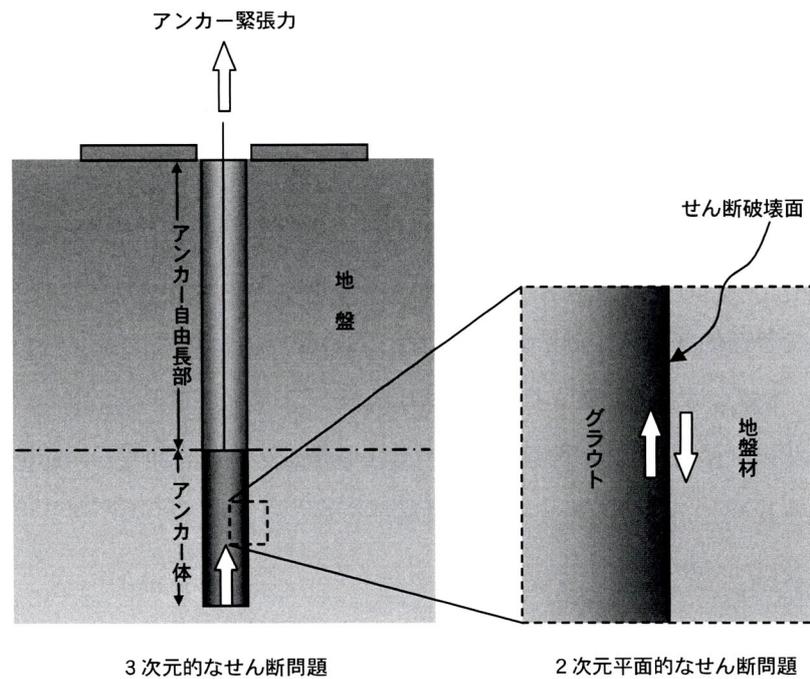


図 3.1 モデル実験概念図

試験は、直径 6cm、高さ 6cm の円筒状のモデル地盤の上に、セメントミルクによるグラウトを打設した供試体を作製し、モデル地盤とグラウトの接触面に対して一面せん断試験を実施し、せん断強さを求めた。

試験に用いた地盤材は、砂地盤、砂礫地盤、粘土地盤を想定した 3 種類の均質材料とした。各地盤材の粒度特性および物理特性をそれぞれ図 3.2、表 3.1 に示す。

また、グラウトの打設方法は、加圧する場合としない場合の 2 種類とし、それぞれの試験結果を比較することで加圧注入が τ に及ぼす影響を評価した。

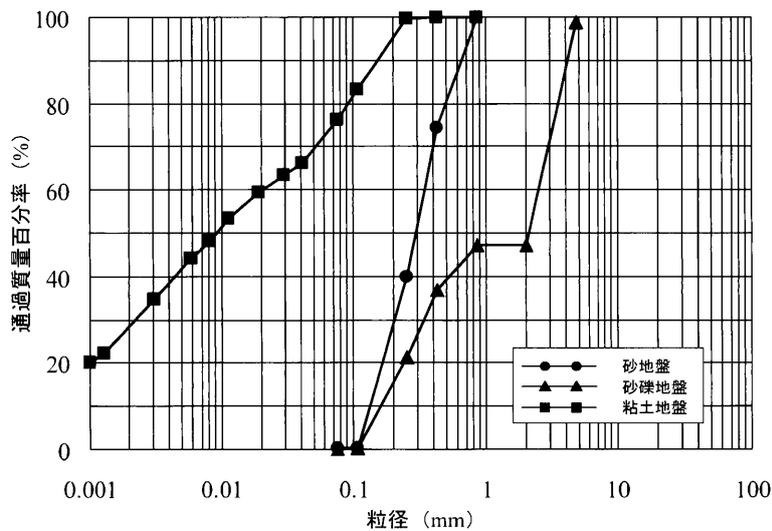


図 3.2 地盤材の粒度特性

表 3.1 地盤材の物理特性

	砂地盤	砂礫地盤	粘土地盤
工学的分類 (JGS0051)	S	GS	CLS
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.689	2.645	2.599
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.70	1.73	1.88
含水比 (%)	15.7	12.7	23.0
間隙比	0.83	0.72	0.70
透水係数 (cm/s)	5.1×10^{-3}	1.4×10^{-3}	1.0×10^{-6}

3. 2. 2 モデル実験の方法

(1) 実験供試体の作製

内径 6cm の円筒状である専用型枠下側の底部に、排水性・排気性を確保するために厚さ 1cm のポーラスストーンを敷き、その上に地盤材を密に詰めて作製した。

砂地盤は、鳥取砂丘砂（平均粒径 $D_{50}=0.288\text{mm}$ ）を水洗いしたものを専用型枠に入れ、水を加えながら締め固め、均質な密地盤を作製した。

砂礫地盤は、砂地盤で使用した鳥取砂丘砂に粒径 $\phi 2\sim 4.75\text{mm}$ に調整した花崗岩の細礫を質量比で 1:1 の割合でよく混ぜて均質化し ($D_{50}=2.335\text{mm}$)、砂地盤同様に水締

めて密な状態とした。

粘土地盤は、島根県産来待砂岩の粉体に加水して作った粘土 ($D_{50}=0.009\text{mm}$) を用いた。粘土を型枠に木製ランマー (直径 1cm) で突き固めながら充填し、十分密な状態となるようにして地盤を作製した。

モデル地盤を作製した後、専用型枠上側を取り付け、上端部開口部からグラウト (早強セメント $W/C=50\%$, P ロートによるフロー値 15 ± 3 秒) を流し込み、加圧する場合としない場合で 2 種類作製した。

グラウトを加圧する場合は、グラウトを流し込んだ後に、電動エアポンプを型枠上端開口部に接続し、空気圧を加えることによりグラウトの加圧注入を再現した。加圧力は地盤の種類によらず 200 kN/m^2 とし、圧力保持時間については 1 分間とした。グラウトは、打設後完全に硬化する前に、専用型枠上側を外し、厚さ 1cm となるように上部をカットして整形した (図 3.3)。

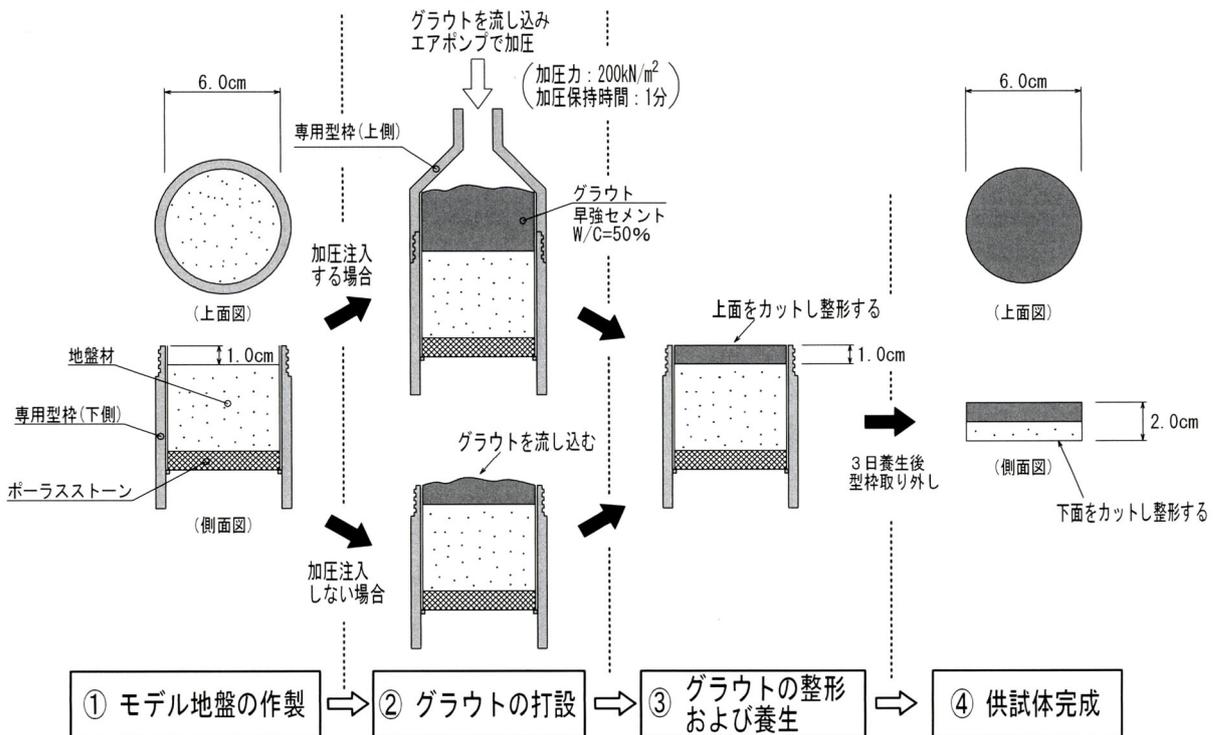


図 3.3 供試体作製方法

(2) 一面せん断試験

試験供試体のグラウトを3日間養生した後、一面せん断試験(JGS0561)を行った。専用型枠から取り出した供試体は、一面せん断試験機にセットするために、モデル地盤側を1cmの厚さにカットし、供試体全体の厚さを2cmに整形した。

一面せん断試験は全ての地盤材において定圧試験によるものとし、垂直応力 σ_v を50~400kN/m²間で変化させて試験を行った。圧密過程で変位量が十分落ち着いた後、せん断変位速度を0.2mm/minでせん断を行い、定圧せん断強さ(以下、 τ_f とする)を測定した。

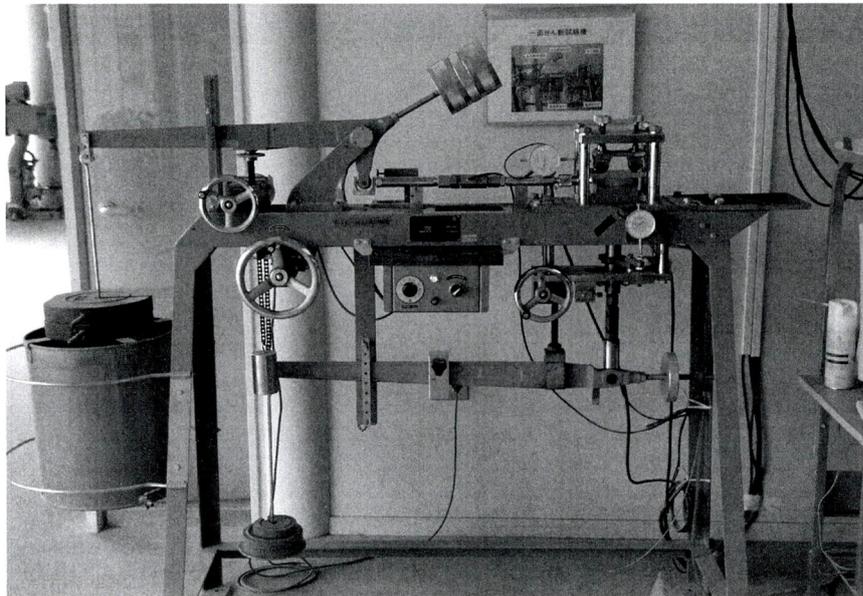


写真3.1 使用した一面せん断試験機

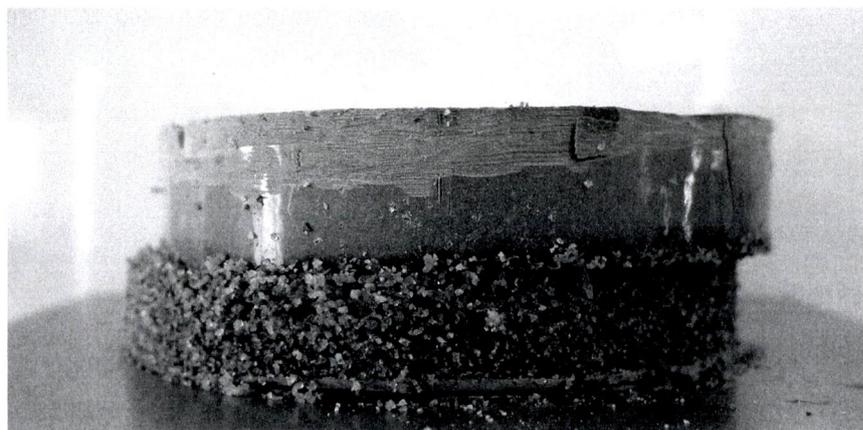


写真3.2 一面せん断試験後の供試体

3. 2. 3 モデル実験の結果

(1) 地盤材のせん断強度特性

モデル地盤自体のせん断強度特性を把握するために、それぞれの地盤材についても一面せん断試験を行った。得られた τ_f とそれらに対する近似直線を図 3.4 に示す。

なお、砂地盤については粘着力が認められた結果となったが、これは供試体の含水比が 16%程度の含水状態であったため、見かけの粘着力が発現した影響と考えられる。

また、砂礫地盤については一面せん断試験における一般的に許容される最大粒径である 0.85mm を超える材料を含むため、地盤材としての τ_f が大きい傾向となっていることに留意されたい。

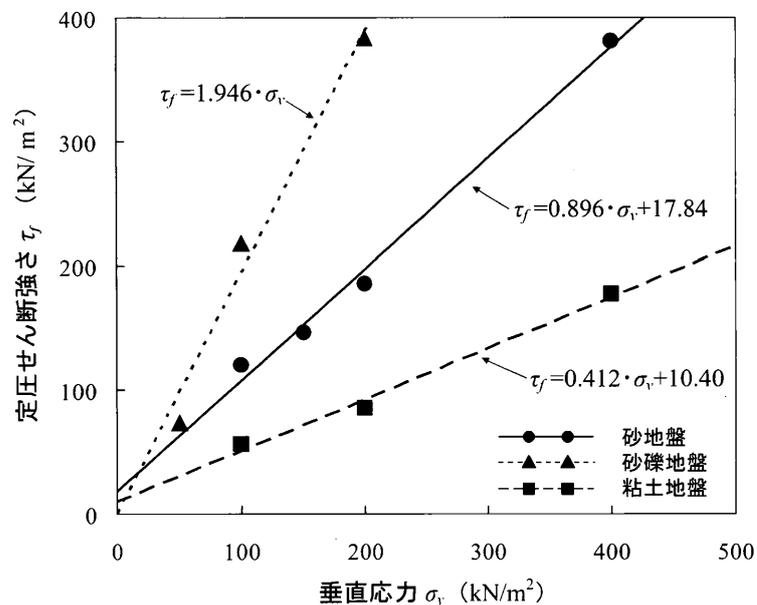


図 3.4 地盤材のせん断強度特性

(2) 砂地盤の場合

砂地盤の供試体における一面せん断試験の結果を図 3.5 にまとめる。

得られた τ_f にはばらつきが認められたが、全体的にはグラウトを加圧した場合の方が大きい τ_f が発現する結果となった。特にその傾向は σ_v が低圧時ほど顕著に現れており、

$\sigma_v=50\text{kN/m}^2$ 時における τ_f の平均値は、加圧供試体が無加圧供試体の1.49倍であった。 τ_f のばらつきの程度は、加圧供試体の方が大きい傾向が認められ、最もばらつきが大きかった $\sigma_v=100\text{kN/m}^2$ 時の標準偏差は54.6であった。

また、一部の加圧供試体（図3.5の▲）において、他のデータと比べ高い τ_f が発現した。これらの供試体については、試験後のせん断面がやや下に凸になっていたことが確認された（写真3.3）。これはグラウトと地盤材間の付着性が向上したため、せん断破壊面が地盤材内に形成され、正のダイレイタンスが生じて高い τ_f が発現したものと推測される。

このようにせん断面が地盤材内に形成されたものについては、正確にはグラウトと地盤材間の摩擦応力を示さないが、少なくとも得られた τ_f よりも高い摩擦応力がグラウトと地盤材間で発現しているものと予測される。したがって、本研究においてはこれら地盤材内にせん断面が生じた試験結果についても加圧供試体の τ_f として評価した。

なお、せん断面が地盤材内に形成されたものを除けば τ_f のばらつきは小さいといえることから、データのばらつきは地盤材内に形成されたせん断面の不均一性に起因したものと推測される。

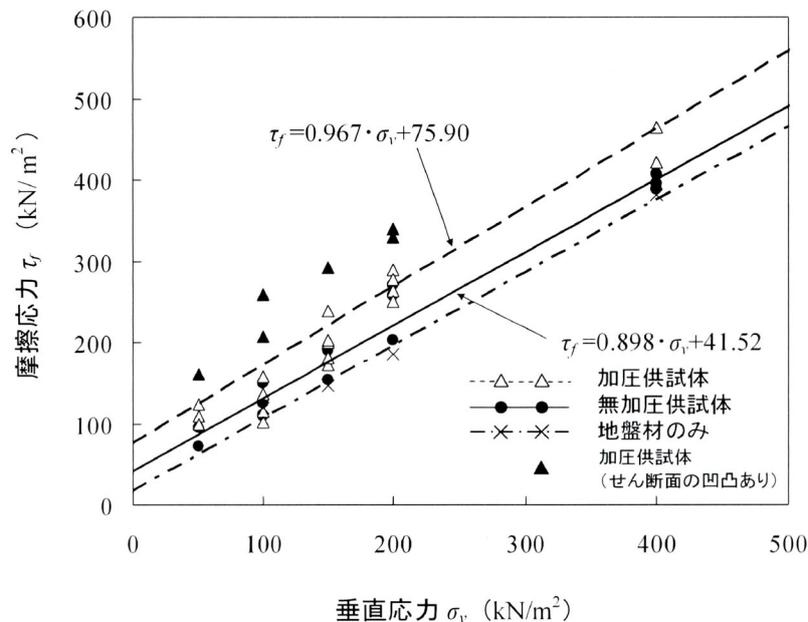


図3.5 砂地盤における摩擦応力と垂直応力の関係

試験後、供試体の地盤材部分にフェノールフタレイン溶液を吹付け、グラウトの浸透状況を確認したが、加圧の有無にかかわらずグラウトの浸透は認められなかった。しかし、加圧を行った供試体については、加圧後のグラウトはかなり粘性の高い状態を呈しており、加圧による脱水現象が認められた。

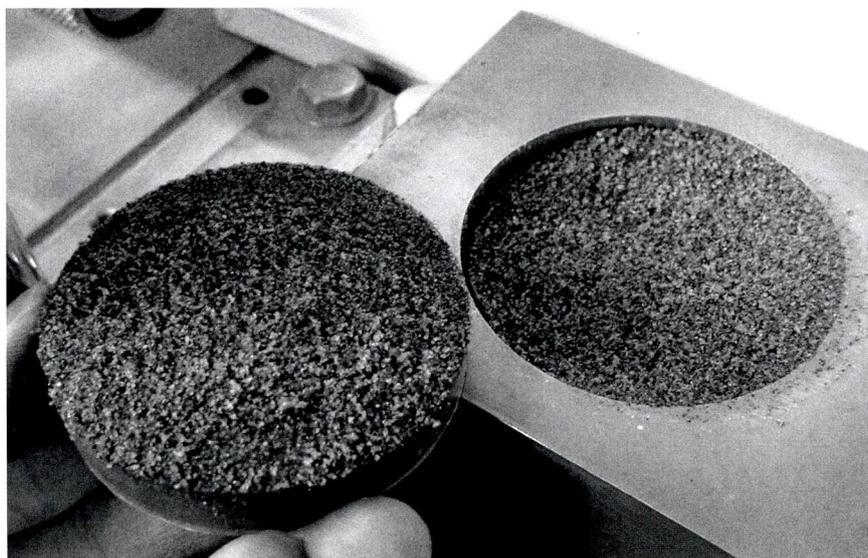


写真 3.3 試験後のせん断面（砂地盤 $\sigma_v=100\text{kN/m}^2$ ）

（3）砂礫地盤の場合

砂礫地盤における一面せん断試験の τ_f を図 3.6 にまとめる。なお、砂礫地盤では、いずれの供試体においても高い τ_f が発現したため、使用した一面せん断試験機の荷重計の許容量の関係から、 $\sigma_v=200\text{kN/m}^2$ より大きい垂直応力での試験は実施できなかった。

砂礫地盤における試験結果では、グラウトの加圧と無加圧による τ_f の差異が明瞭に表れ、全ての σ_v 条件下において、加圧した場合の τ_f の方が高い結果が示された。砂地盤の結果と同様に、 σ_v が低圧時ほどその傾向が顕著に表れ、 $\sigma_v=50\text{kN/m}^2$ 時には加圧供試体の τ_f が無加圧供試体の 1.53 倍であった。また、加圧後のグラウトは著しく脱水された状態にあり、グラウトのみで自立が可能な半固体状を示した（写真 3.4）。

フェノールフタレイン溶液により加圧注入によるグラウトの浸透状況を調べたとこ

ろ、グラウトとの接触部から 2cm 程度内部までが赤く染まり、アルカリ分が浸透した状況であることが示された (写真 3.5)。しかし、試験後に加圧注入を行った供試体を崩し、地盤材内部のグラウト浸透状況を確認したところ、硬質な状態のグラウトは接触面から 2mm 程度内部までの範囲の、礫の突出による表面的な地盤材の凹凸を充填する程度であった。

それより内部の地盤材に認められたフェノールフタレイン溶液の反応は、微量のセメント粒子が浸透した影響と考えられ、 τ_f に与えた影響は低いものと推察される。

なお、無加圧注入による供試体においても、地盤材の表面的な凹凸はグラウトにより充填されており、目視レベルでは加圧供試体と同様な接触面の状態であることを確認した。

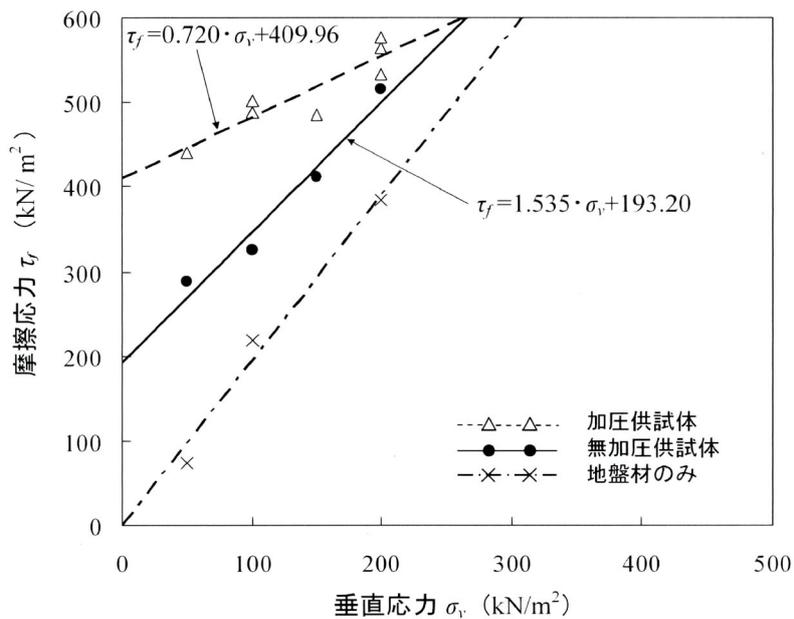


図 3.6 砂礫地盤における摩擦応力と垂直応力の関係



写真 3.4 加圧後のグラウト脱水（砂礫地盤）

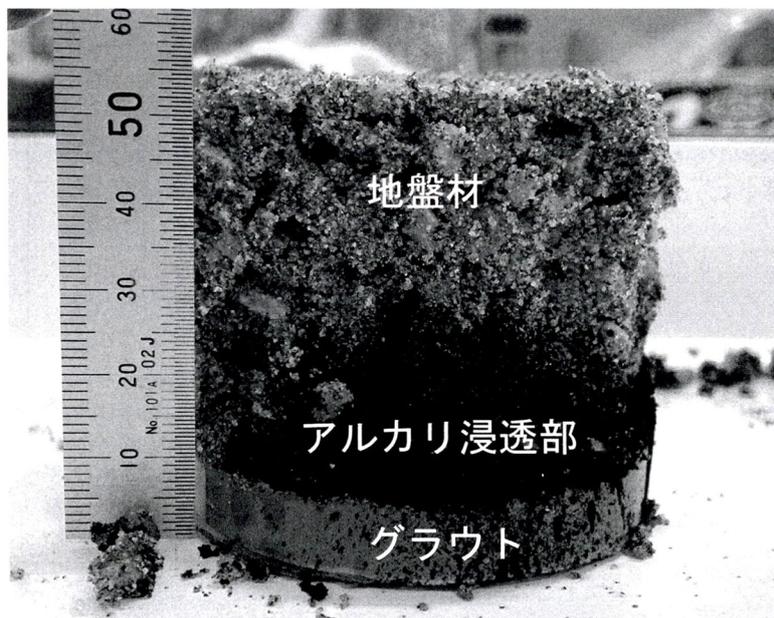


写真 3.5 加圧後のアルカリ浸透（砂礫地盤）

(4) 粘土地盤の場合

粘土地盤における一面せん断試験の τ_f を図 3.7 にまとめる. 全体的には砂地盤に比べ τ_f のばらつきは小さいが, グラウトの加圧と無加圧による τ_f の差異が不明瞭な結果といえる. 今回の試験結果では, σ_v が 200kN/m^2 よりも低い場合には加圧による τ_f の増加傾向がわずかに認められたものの, それ以上の σ_v 条件下となると加圧条件に関わらず τ_f のばらつきが大きくなり一意の傾向が認められない結果となった. このような高い σ_v 条件下における τ_f のばらつきは, 圧密過程において供試体の粘土に塑性変形が生じ, グラウトと粘土の付着性が損なわれた影響である可能性が考えられる.

一面せん断試験後の供試体地盤材部分にフェノールフタレイン溶液を吹付けたが, アルカリ分の浸透は認められなかった. また, 加圧供試体の加圧後のグラウトは, 他の地盤材ほどではないが若干の脱水が確認できた.

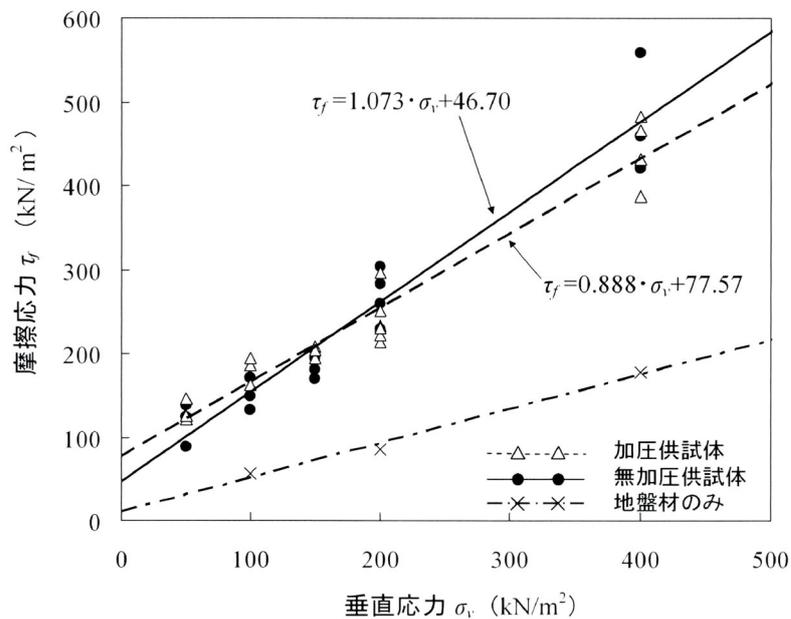


図 3.7 粘土地盤における摩擦応力と垂直応力の関係

(5) グラウトの一軸圧縮強さの違い

加圧注入の供試体においてグラウトの脱水が認められ、特に砂地盤、砂礫地盤での脱水が著しくみられた。この脱水作用がグラウトの強度に及ぼす影響をみるために、供試体を作製し一軸圧縮試験（JIS A 1216）を行った。

供試体は、グラウト（早強セメント $W/C=50\%$ 、P ロートによるフロー値 18 秒）を、砂の地盤材を詰めた専用型枠に加圧注入し脱水させたものと、脱水させないものをプラスチックモールド（直径 5cm、高さ 10cm）に入れ、それぞれ 4 個ずつ供試体を作製し、2 日養生後一軸圧縮試験を行った。試験結果を図 3.8 に示す。

一軸圧縮試験の結果、無加圧グラウトの一軸圧縮強さ q_u は平均 $q_u=18.57\text{MN/m}^2$ に対し、加圧グラウトは平均 $q_u=31.99\text{MN/m}^2$ と 1.72 倍強度が高い結果となった。また、加圧し脱水させたグラウトの方が q_u の個体差が小さいことが認められた。

試験供試体の湿潤密度 ρ_t および含水比 w の平均値は、無加圧グラウトが $\rho_t=1.778\text{g/cm}^3$ 、 $w=28.2\%$ に対し、加圧グラウトは $\rho_t=1.929\text{g/cm}^3$ 、 $w=19.7\%$ であり、加圧グラウトの方が密実な状態であることが示された。

これらのことから、加圧注入により脱水したグラウトは密実化し、それに伴う強度の増加および発現強度の安定が図れるものと判断される。

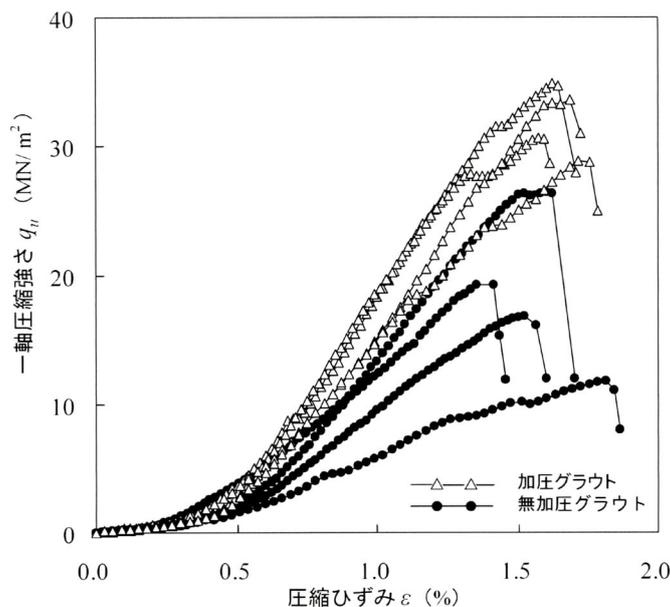


図 3.8 グラウトの一軸圧縮試験結果

3. 3 考察

3. 3. 1 加圧注入によるグラウトの注入過程

均質地盤に対するセメントベースのグラウトの注入過程は、セメント粒子の輸送過程、地盤間隙へのセメント粒子の充填過程および充填されたグラウト材の硬化過程から成り立っているとされる¹⁵⁾。なお、本文ではセメント粒子の輸送過程をグラウトの浸透過程と同義として扱うものとする。

上記の過程のうち浸透過程については、セメントミルクなどの懸濁液型注入材料は、前述のとおり均質な地盤内に浸透するためには $W/C=350\%$ 以上でなければ浸透は困難であることから、一般的なアンカーにおける $W/C=50\%$ 前後のグラウトでは浸透は生じ難いと考えられる。

今回の試験結果では、砂地盤および粘土地盤による加圧供試体については、グラウトの浸透は全く認められなかった。これはグラウトが $W/C=50\%$ であったため、表面層状態となりグラウトの浸透が生じなかったものと判断される。一方、砂礫地盤による加圧供試体についてはフェノールフタレイン溶液の反応から、わずかにセメントのアルカリ分の浸透が認められたが、固化体を形成するほどのセメント量は浸透しておらず、グラウトが浸透したとは言い難い。

これらの結果から、加圧注入によるグラウトの注入過程を考えると、アンカー定着層とされるような密実な自然地盤であり、かつ、均質な状態の地盤においては、グラウトの浸透過程は発生しないものと推定される。すなわち、アンカー工におけるグラウトの加圧注入では、グラウトの浸透によるアンカー体径の肥大効果や、それに伴った τ の増加は期待できないものと判断される。

既往研究におけるアンカー体の掘り出し結果^{16)~18)}においても、比較的密な土丹層や砂層では加圧注入によるアンカー体径が削孔径と同等もしくは 1.1 倍程度であった報告もあり、今回の試験結果と調和的であることから、上記の解釈が自然地盤の均質部においては当てはまるものといえよう。

一方、砂礫地盤についてはアンカー体径の肥大効果が著しい報告が多くみられる。掘り出し後のアンカー体の状態¹⁹⁾から判断すると、加圧注入によるグラウトの浸透によるアンカー体径の肥大ではなく、削孔の影響などにより生じた孔壁の凹凸にグラウ

トが充填された結果と考えられる。

これらのことから、自然地盤におけるグラウトの加圧による注入過程としては、浸透過程はなく、孔壁から連続する亀裂や間隙などへの充填過程がそのほとんどであると推定される。

3. 3. 2 加圧注入によるグラウトの品質向上

加圧注入し脱水が生じたグラウトについて、2日養生後の一軸圧縮強さを測定したところ、無加圧状態で打設したグラウトと比して平均値で約1.7倍高い値を示した。これは、コンクリートの加圧養生と同じく、グラウトに含まれる余分な水分を加圧注入により強制的に搾り出すことでグラウトの密度を高め、高強度化したためと考えられる。

このことから、グラウトの加圧注入は、注入過程の最後である硬化過程に対しても良好な影響を及ぼすことが確認された。すなわち、加圧注入を行うことで、より密実なアンカー体造成に寄与できるものと考えられ、これにより水密性や耐ブリージング性の向上を図ることができ、養生後のアンカー体周囲の付着力低下を抑制する効果をもつものと判断される。

また、脱水させたグラウトの一軸圧縮強さの方が値のばらつきが少ない傾向が認められたことから、加圧注入を行うことでアンカー体のグラウトの品質を安定させる効果もあるものと思われる。

ただし、これらの効果は加圧注入によりグラウトの脱水が行われる場合のみ期待できるため、粘土や亀裂をあまり含まない岩盤など、透水性の低い地盤に対しては効果的ではないといえよう。

3. 3. 3 加圧注入による τ 増加メカニズムの仮説

アンカー体周囲に発現する τ は、グラウトと地盤の付着力、地盤自体の強度、接触面の面積およびその形状に大きく影響を受けると考えられる。

今回の試験結果では、加圧によるグラウトの浸透が認められなかったことから、加圧

の有無によるグラウトと地盤材間の接触面積およびその形状に差はなかったものと判断できる。また、地盤材の作製方法も同一であったことから地盤材の強度差もない。したがって、今回の試験で認められた τ_f の差は、グラウトと地盤の付着力の差である可能性が示唆される。

砂および砂礫の地盤材を用いた試験結果には、加圧の有無により τ_f に有意な差異が認められ、特に低 σ_v 時の差が顕著であった。また、図 3.5~3.7 に示した τ_f - σ_v 関係から、 τ_f をクーロンの破壊規準 ($\tau=c+\sigma \tan \phi$) により粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ に分解した結果、全ての地盤材において加圧供試体の c 値が 1.5 倍以上大きい値となることが確認された (表 3.2)。

垂直応力の大小に依存しない強度定数である c 値は、グラウトと地盤材の付着力の大きさをそのまま反映していると判断される。このことから、加圧注入の影響によりグラウトと地盤の付着力が強化され、その結果 τ_f が増加したものと推定される。

なお、砂礫地盤においては、図 3.6 のグラフからわかるように、加圧供試体の結果を近似する直線の傾きが無加圧供試体と比べ緩くなる結果となった。このことは、つまり ϕ が低下したことを示すと解釈される。このような結果となった要因については明らかでないが、加圧注入によりグラウトと砂礫地盤との接触面の状態が変化した可能性が考えられる。

このように、加圧供試体の付着力が増加した要因としては、試験結果に有意な差異が認められた砂地盤および砂礫地盤において、顕著にみられたグラウトの脱水現象が考えられる。砂地盤におけるグラウトの加圧・脱水に伴う含水比の変化とグラウトの q_u および ρ_s 、せん断面の τ_f ($\sigma_v=50\text{kN/m}^2$ 時の平均値) および c の関係を図 3.9 にまとめる。

表 3.2 τ_f - σ_v 関係に基づく c 値

地 盤 材	加 圧 状 況	c (kN/m ²)
砂	加 圧	75.9
	無 加 圧	41.5
砂 礫	加 圧	410.0
	無 加 圧	193.2
粘 土	加 圧	77.6
	無 加 圧	46.7

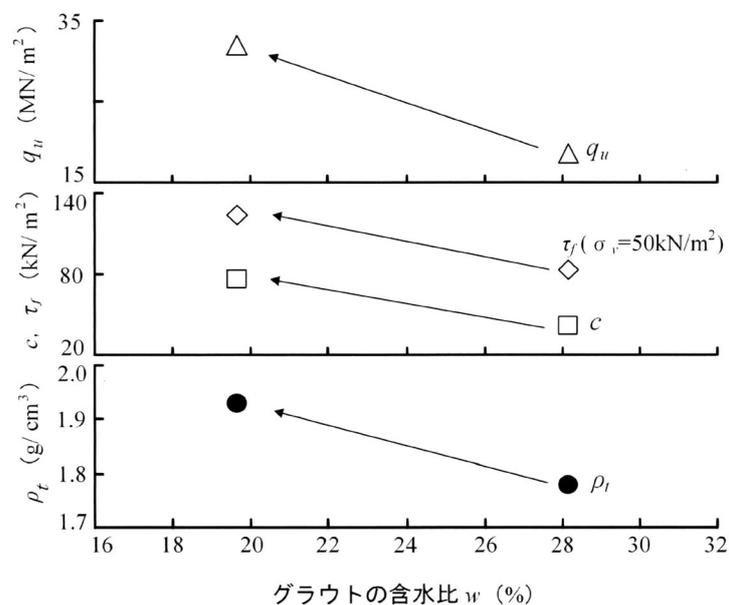


図 3.9 グラウトの含水比と q_u , c , τ_f , ρ_t の関係 (砂地盤)

図 3.9 より、加圧による脱水が行われたグラウトは、その密度が増加し、それに伴い一軸圧縮強さも増していることが読み取れる。また、グラウトと地盤間の付着力と評価される c 値も脱水に伴う強度増加が認められ、同様な傾向であることが示されている。これらの傾向から、脱水により高密度化および高強度化したグラウトは地盤との付着力が増加し、その結果 τ_f も増加したものと判断される。したがって、グラウトの脱水現象と τ_f の増加には良好な関係性が認められた結果といえる。

以上のことから、均質地盤におけるグラウトの加圧注入による τ の増加メカニズムは、グラウトの浸透による効果はなく、グラウトの脱水現象に起因する強度増加に伴った付着力増加による部分が多いと考えられる。

3. 4 まとめ

本章では砂・砂礫・粘土の3種類のモデル地盤に対し、グラウトを加圧もしくは無加圧の状態で作成した供試体を作製し、それらについて一面せん断試験を行い、発現する摩擦応力の違いなどから加圧注入の効果および τ 増加メカニズムについて考察した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 今回の試験における地盤材全てにおいて、グラウトの加圧による浸透注入が認められなかったことから、自然地盤の均質部における加圧注入ではグラウトの浸透過程は生じ得ず、亀裂など地盤に存在する空隙への充填過程が大半を占めるものと考えられる。
- (2) 加圧注入によるグラウトの浸透過程は認められなかったものの、砂地盤と砂礫地盤の低い垂直応力時 ($\sigma_v=50\text{kN/m}^2$) において、加圧供試体の方が約 1.5 倍高い τ_f の差が認められたことなどから、加圧注入によりグラウトと地盤材接触面における付着力が増加したことが示された。
- (3) また、加圧注入により τ_f に有意な差異が認められた砂地盤と砂礫地盤については、加圧に伴うグラウトの脱水現象が顕著にみられ、砂地盤については脱水による密実化の影響で、グラウトの強度が約 1.7 倍増加したことが確認された。
- (4) 加圧注入によりグラウトの脱水が効果的であれば、密実なアンカー体が造成され、水密性や耐ブリージング性の向上が図れ、養生後のアンカー体周囲の付着力低下を抑制する効果があるものと判断される。
- (5) 上記 (1) ~ (4) より、均質地盤における加圧注入による τ 増加のメカニズムは、グラウトの脱水現象に伴う密実化および強度増加に起因する付着力の増加が主要因であるものと考えられる。

第3章の参考文献

- 1) ㈱日本アンカー協会 (2003) : グラウンドアンカー施工のための手引書, 22p, 150p.
- 2) ㈱地盤工学会 (2000) : グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2000), 116p.
- 3) ㈱地盤工学会 (1997) : グラウンドアンカー工法の調査・設計から施工まで, 9p.
- 4) 最新地盤注入工法技術総覧編集委員会 (1997) : 最新地盤注入工法技術総覧, 産業技術サービスセンター, pp.40-43, pp.104-107.
- 5) ㈱土質工学会 (1976) : アース・アンカー工法一付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準一, 210p.
- 6) 建設産業調査会 (1987) : 土木・建築技術者のための最新建築基礎・地盤設計施工便覧, 1003p.
- 7) グラウンドアンカー技術協会編 (1996) : グラウンドアンカー工法設計施工指針, 森北出版, 33p.
- 8) 古賀誠・島田英樹・松井紀久男 (2001) : 均質地盤に対するグラウト材の一次元注入解析ーグラウチングにおけるグラウト材の浸透挙動に関する研究 (第1報)ー, 資源と素材, Vol.117, pp.209-214.
- 9) 古賀誠・島田英樹・松井紀久男 (2002) : グラウト材の模擬地盤への注入実験と過理論を導入した注入解析の適用性ーグラウチングにおけるグラウト材の浸透挙動に関する研究 (第2報)ー, 資源と素材, Vol.118, pp.29-35.
- 10) 伊藤次郎 (1976) : 数学モデル, 丸善出版, pp.15-17.
- 11) 筒井通剛・山崎淳一・富山哲次・原郁正・稲村利男 (1992) : 永久地盤アンカー工法の研究 (その16.グラウト加圧力・加圧時間とアンカー耐力の関係), 日本建築学会大会 (北陸) 学術講演梗概集, pp.1343-1344.
- 12) Potyondy, J.G. (1961) : Skin Friction between Various Soils and Construction Materials, Geotechnique, Vol.11, No.4, pp.339-353.
- 13) 新城俊也・小宮康明・永吉功治・国吉真文 (2004) : 砂と鋼材の摩擦特性に及ぼす粒径と粗度の影響, 琉球大学農学部学術報告, 第51号, pp.101-106.
- 14) 林鍾鉄・龍岡文夫・宮崎啓一 (1990) : 砂地盤内の剛な鉛直アンカーの引抜き抵抗メカニズム, 土と基礎, Vol.38, No.5, pp.33-38.

- 15)古賀誠・笹岡孝司・島田英樹・久保田士郎・松井紀久男(2000): 破碎性岩盤へのグラウト注入に関する基礎的研究, 第21回西日本岩盤工学シンポジウム論文集, pp.161-166.
- 16)有山峰夫・平野栄・根本恒(1990): 圧縮型本設地盤アンカー工法に関する研究(その1) - アンカーの構造概要および掘り出し結果 -, 第25回土質工学会研究発表講演集, pp.1541-1542.
- 17)小林勝巳・西村憲義・森本敏幸(1990): 圧縮型本設地盤アンカー工法に関する研究(その2) - 引抜き試験 -, 第25回土質工学会研究発表講演集, pp.1543-1546.
- 18)栗原和夫・斉藤顕次・小林康之・田村昌仁(1992): グラウト圧によるアンカー体周面地盤の加圧状況, 土木学会論文集, No.453, pp.145-154.
- 19)大屋準三(1990): PTC 本設地盤アンカー工法, 土と基礎, Vol.38, No.5, pp.9-14 (口絵写真-1) .

第4章 アンカー実大実験

4.1 概説

斜面对策としてのアンカーは、大別してアンカー頭部、引張り部（自由長部）、アンカー体部の3つの基本要素に分けられる。このうち自由長部には、防食機能の増加と孔壁周辺地盤の緩み防止を主な目的としたグラウトの充填注入が行われる¹⁾。これにより、アンカー体部と自由長部には一連のグラウトによる柱体が形成され、アンカー全長にわたり周面が地盤と付着することになる。

一般的な施工では、アンカー体部でのグラウトの加圧注入と自由長部での充填注入は連続的に行われるため、アンカー頭部の緊張時にはアンカー体のみならず自由長部においても周面摩擦抵抗が発現することは明らかである。

一方、アンカー体の周面摩擦抵抗（以下、 τ_A とする）を最終的に決定する際に引抜き試験を行うが、この場合、自由長部のグラウトの充填注入は実施しない¹⁾。このため、アンカー設計時には、引抜き試験結果による τ_A から必要なアンカー体長・径が決定され、自由長部に発現する周面摩擦抵抗（以下、 τ_F とする）は設計上考慮されていないのが現状である。

しかしながら、実際的には τ_F がアンカー緊張力に対し抵抗力として働いていることは十分に考えられることから、 τ_F はアンカー引抜けに対する安全率的な役割を担っており、引抜け事故が予防されている可能性もある。

自由長部周面に発現する τ_F は、周辺地盤の状態にもよるが、決して小さくはないことがこれまでの研究によって報告されている。アンカー打設地盤の周辺を掘削し、アンカーへの影響を調査した研究²⁾によると、アンカー体部を完全に露出させた場合でも、完全な引抜けには至らず、緊張力の約半分（39.2t）を τ_F が負担していることが示されている。また、アンカーの引張材であるテンドンからグラウトへの応力伝達機構に関する研究³⁾では、自由長部グラウト内に大きな圧縮ひずみが発生していることから、自由長部周面にも比較的高い周面摩擦抵抗が発現していることが示されている。

一方、アンカー引抜き時の周面摩擦抵抗に関する模型実験⁴⁾においても、自由長部

でもアンカー体部と同じように周面摩擦抵抗が発現していることが確認されている。

これらのアンカーの実大実験および模型実験により、自由長部にも周面摩擦抵抗が発現することや、その負担割合が比較的大きいことが明らかにされている。

ここで、受圧板に比較的近い自由長部においても周面摩擦抵抗が発現することによる、アンカー機能上の問題点が指摘される。アンカー緊張時の地盤内部には、周面摩擦抵抗を介して周辺地盤に伝達される上向きの応力と、受圧板から伝達される下向きの応力が発生する。このとき、受圧板に近い位置、すなわち自由長部において τ_F による上向きの応力伝達が周辺地盤になされた場合、受圧板からの締付け力が地盤深部へ伝達されるのを阻害される恐れがある。

また、 τ_F の存在により、受圧板の締付け力を期待する上で必要な、周辺地盤の適正な変位が生じ難くなる可能性も考えられる。つまり、受圧板の締付けに伴う地盤の変位が τ_F により妨げられ、締付け力はアンカーグラウトを下に押し込む作用に変換される可能性が示唆される。これは、基礎杭の周辺地盤沈下に伴うネガティブフリクションと同じメカニズムの問題と考えられる。

しかしながら、このような τ_F がアンカーの効果に及ぼす影響についてはほとんど注目されておらず、現状ではアンカーの設計にも考慮されていない。現行のアンカー設計では、アンカー力の 100% がすべり面に作用する前提に立ち、「締付け効果」と「引止め効果」の 2 つの概念が考慮されている。しかし、受圧板から伝達されるアンカー力は、地盤内部で分散し、すべり面へ伝わる応力度が減少することは明らかであり、設計思想と実際現象の乖離が指摘されている⁵⁾。このため、最近では模型実験や有限要素法（以下、FEM とする）などを利用した数値実験による研究^{6) ~8)} がなされているが、これらにおいても τ_F の影響を考慮したものは認められない。

そこで第 4 章と第 5 章においては、 τ_F が締付け力に及ぼす影響を評価することを目的とし、実地盤に打設した実大アンカー（第 4 章）と、2 種類のモデル地盤を対象とした模型アンカー（第 5 章）について、自由長部に周面摩擦抵抗がある場合と無い場合の 2 種類のアンカーを緊張した際の地盤内部のひずみ分布を測定し、応力伝達状況を比較した。さらに、続く第 6 章では FEM による数値実験も行い、これらの実験結果から、 τ_F がアンカーの地すべり抑止効果の一つである締付け効果へ及ぼす影響を考察する。

4. 2 アンカー実大実験

4. 2. 1 アンカー実大実験の概要

アンカー実大実験では、自由長部にグラウトの充填注入を行うものと、行わないものの 2 種類の実大アンカーを地盤に打設し、アンカー緊張時のテンドン拘束具、グラウト、地盤内部のひずみ測定を行った。図 4.1 に実験概要図を示す。

実験地は、新第三系の泥岩が分布する地区であり、同質岩による盛土 (N=4~10 程度) が上位を 5m 程度覆っている箇所である。また、泥岩層は上位 5m 程度までは風化帯 (N=20~40 程度) である。泥岩は全体的に塊状無層理な状態であり、概ね均質な地盤状態である。

なお、地表面から GL-10m 付近より現れる泥岩新鮮部 (N \geq 50) においてアンカー引抜き試験を行った結果、 $\tau_A=0.50\text{MN/m}^2$ の結果を得た。

4. 2. 2 アンカー実大実験の方法

(1) アンカーの打設

アンカーの打設方向は鉛直下向きとし、充填注入の有無により 2 種類のアンカーを打設した。以下、充填注入を行わず τ_F が無いアンカーを Case-1、充填注入を行い τ_F があるアンカーを Case-2 とする。

実験に供するアンカーは、摩擦圧縮型アンカー (SEEE 永久グラウンドアンカー工法 タイプアンカー F70UA) とし、アンカー自由長 10.0m、アンカー体長 3.0m とした。

削孔はロータリーパーカッション式削孔機を使用し、削孔径 $\phi 115\text{mm}$ とした。削孔後、入念な孔内洗浄を行い、テンドン挿入およびグラウト (普通セメント W/C=50%) の注入を行った。

アンカー体部にはケーシング加圧による加圧注入 (200kN/m^2) を行った。より確実なアンカー体造成のために、アンカー体長 3.0m に対し、1.5m 毎に 2 回に分けて加圧注入を行っている。その後、充填注入を行い、Case-1 のアンカーについてはラップ管使用長期保護材 (NETIS 登録番号 No.CG-030013) によりグラウトを排出し、自由長部に周

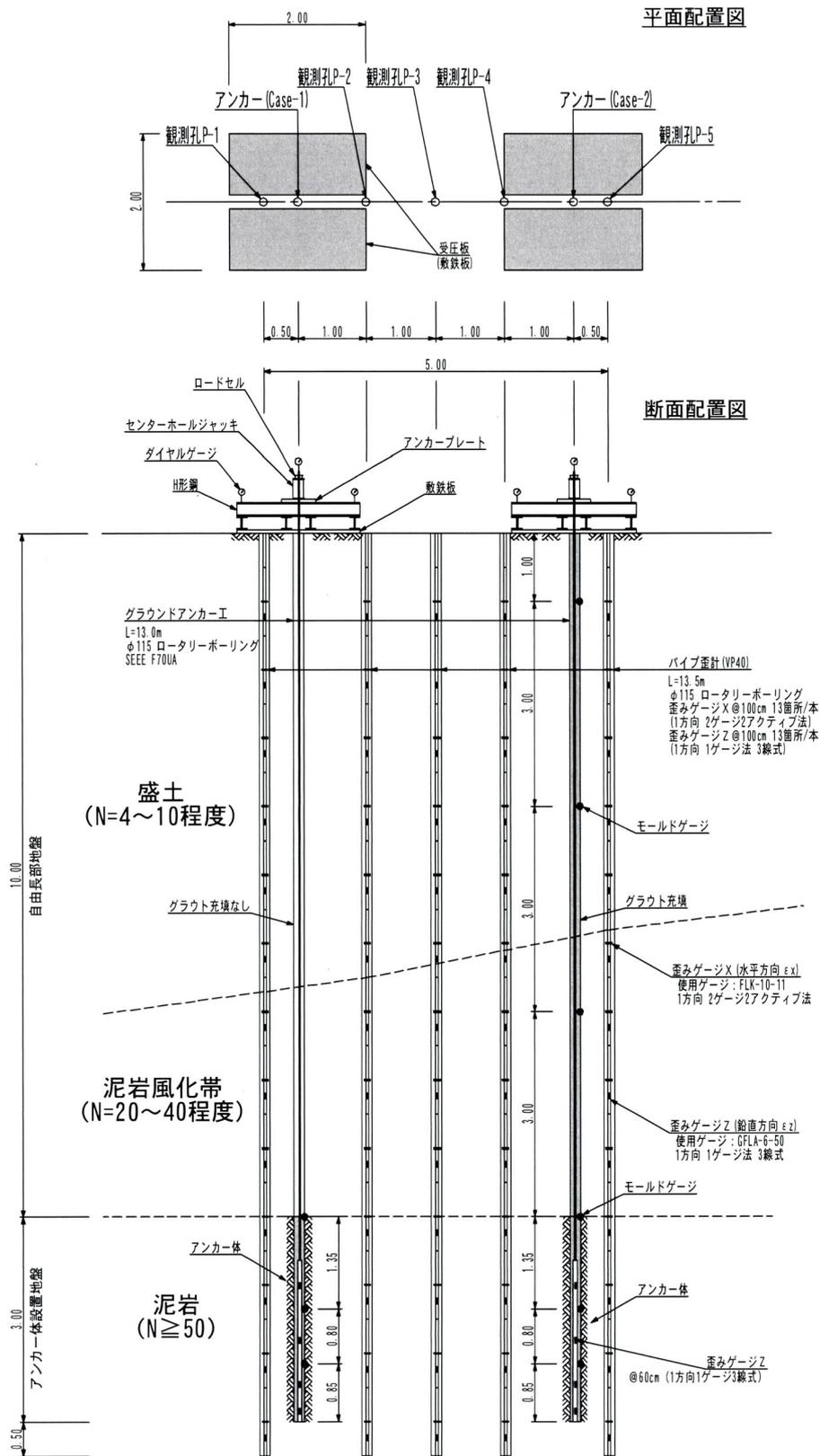


図 4.1 アンカー実大実験概要図

面摩擦抵抗が生じない構造とした。

なお、このアンカーの極限引抜き力 (T_{lg}) は 541.7 kN、テンドンの降伏点荷重 (T_{ys}) は 608 kN である。

(2) ひずみゲージの設置

地盤内部のひずみ測定は、地すべり調査で一般的に用いられるパイプ式ひずみ計（測商技研製 P401SL）を用い、アンカーの緊張に伴う地盤の水平方向へのひずみを測定した。また、ひずみゲージを貼付した塩化ビニル板（長さ 100mm 幅 30mm 厚さ 3mm）をパイプ式ひずみ計に取り付け、地盤の鉛直方向のひずみも測定できる構造とした。

観測孔の周囲はベントナイトを配合した貧配合のセメントミルク（一軸圧縮強さ $q_u \approx 1\text{MN/m}^2$ ）で充填し、周囲の地盤との力学的強度の連続性をもたせるように努めた。

アンカーには、テンドン拘束具に 4 箇所ひずみゲージを貼付し、拘束具の軸ひずみを測定した。また、アンカー体および自由長部のグラウト充填部分にはモールドゲージを配置し、グラウト内に発生するひずみを測定した。

各ひずみゲージの設置位置については前出図 4.1 および図 4.2 に示し、設置箇所の詳細を図 4.2 に示す。

(3) 実験方法

打設した 2 種類のアンカーについて多サイクル確認試験を行い、各荷重段階におけるアンカーおよび周辺地盤に設置したひずみゲージのひずみを測定した。

多サイクル確認試験は初期荷重を 50kN とし、計画最大荷重である 500kN までを 6 サイクルとした。各サイクルでの新規荷重は 100kN, 160kN, 230kN, 310kN, 400kN, 500kN である。

荷重保持時間は新規荷重段階で 10 分間、履歴荷重段階で 2 分間を標準とし、ひずみの測定は、各荷重段階における荷重保持時間の開始と終わりで測定した。ただし、結果比較に用いるひずみは、各サイクルにおける新規荷重 10 分保持後の値を用いている。

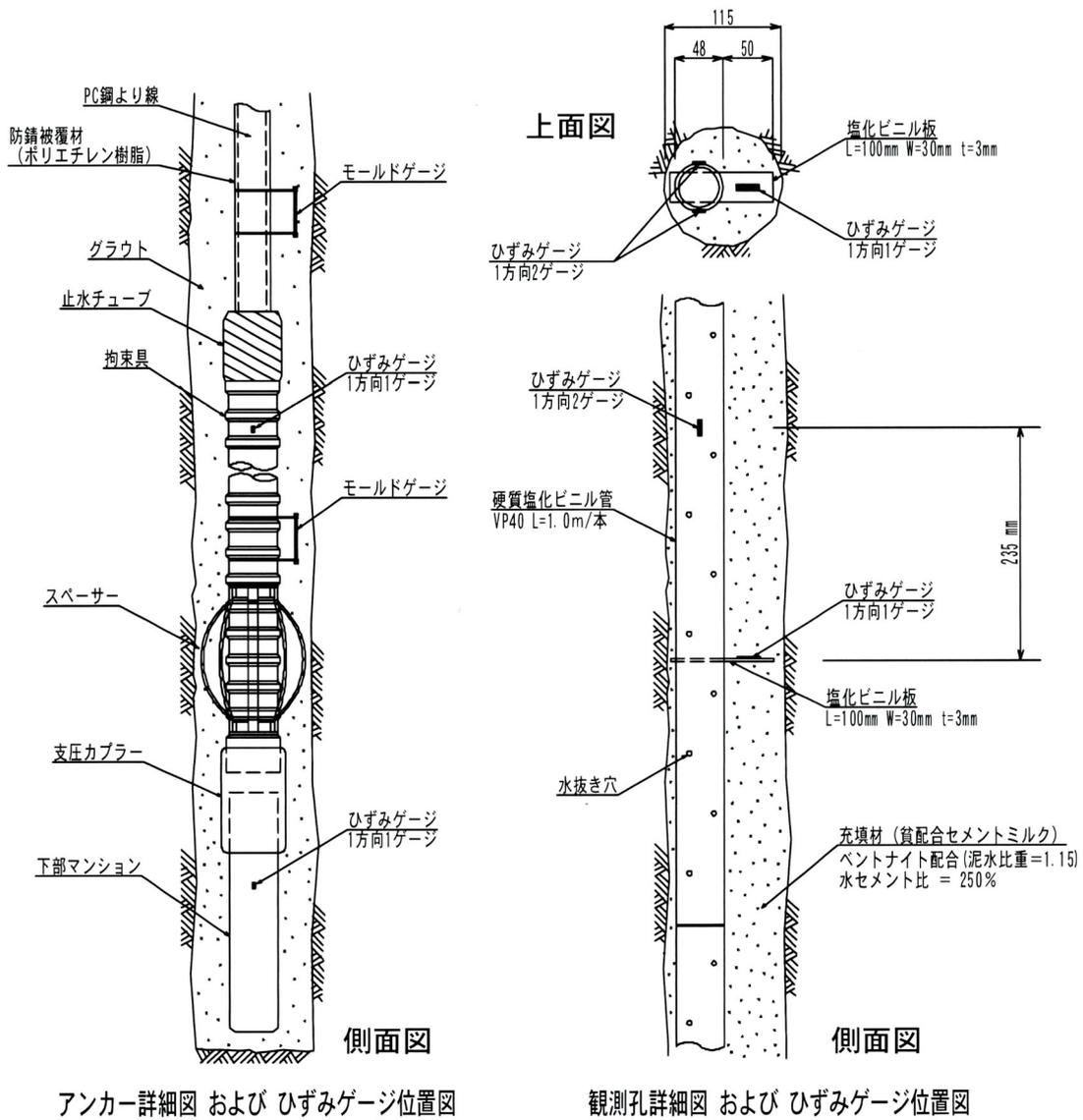


図 4.2 ひずみゲージ設置箇所詳細図

4. 3 実験結果と考察

4. 3. 1 地盤内部のひずみ分布

各載荷段階における地盤内部のひずみ分布状況を図 4.3 および図 4.4 に示す。図 4.3 はパイプ式ひずみ計に貼付したひずみゲージから測定した地盤応力の水平成分によるひずみ（以下、 ε_x とする）を示し、図 4.4 は塩化ビニル板に貼付したひずみゲージから測定した地盤応力の鉛直成分によるひずみ（以下、 ε_z とする）を示したものである。なお、 ε_x はアンカーを基準軸とし、外側へ向かう方向を圧縮方向、内側へ向かう方向を引張方向とした。

(1) ひずみの水平成分 ε_x

Case-1 では全体的に地表面付近で荷重増加に伴うひずみの累積増加が認められた。観測孔 P-1, P-2 において、ひずみゲージ S13 が圧縮方向に最も大きく、その下位の S12 がそれに次いで大きい値を示しており、受圧板の締付けによる地盤内部応力の側方向への伝達が伺える性状を示している。

また、P-1 ではアンカー体直近の S2～S4 において、S4 をピークとした引張方向へのひずみの累積が認められる。これはアンカー体の引抜き抵抗が τ_A を介して周辺地盤に生じ、発生した引張応力による弾性的な地盤挙動を捉えたものと考えられ、既往研究⁹⁾ による摩擦圧縮型アンカーのアンカー体周辺地盤の応力状態と調和的な結果である。

Case-2 でも、地表面付近での圧縮方向へのひずみの累積が顕著であり、Case-1 と同様な応力状況下にあることが伺える。なお、P-5 の S13 では 500kN 載荷時にひずみ方向が反転している現象がみられるが、地盤もしくは観測孔充填材の局所的な破壊に伴う応力開放の影響と考えられる。

地盤の不均質性を考慮すると単純には比較できないが、ひずみ量としては Case-1 の方が全体的に大きく、比較的低い荷重段階で深部までひずみが到達していることから判断すると、Case-1 の方が高い締付け力を発揮していると考えられる。

(2) ひずみの鉛直成分 ε_z

Case-1 では、アンカー直近の観測孔 P-1 において、全体にわたって顕著なひずみの変

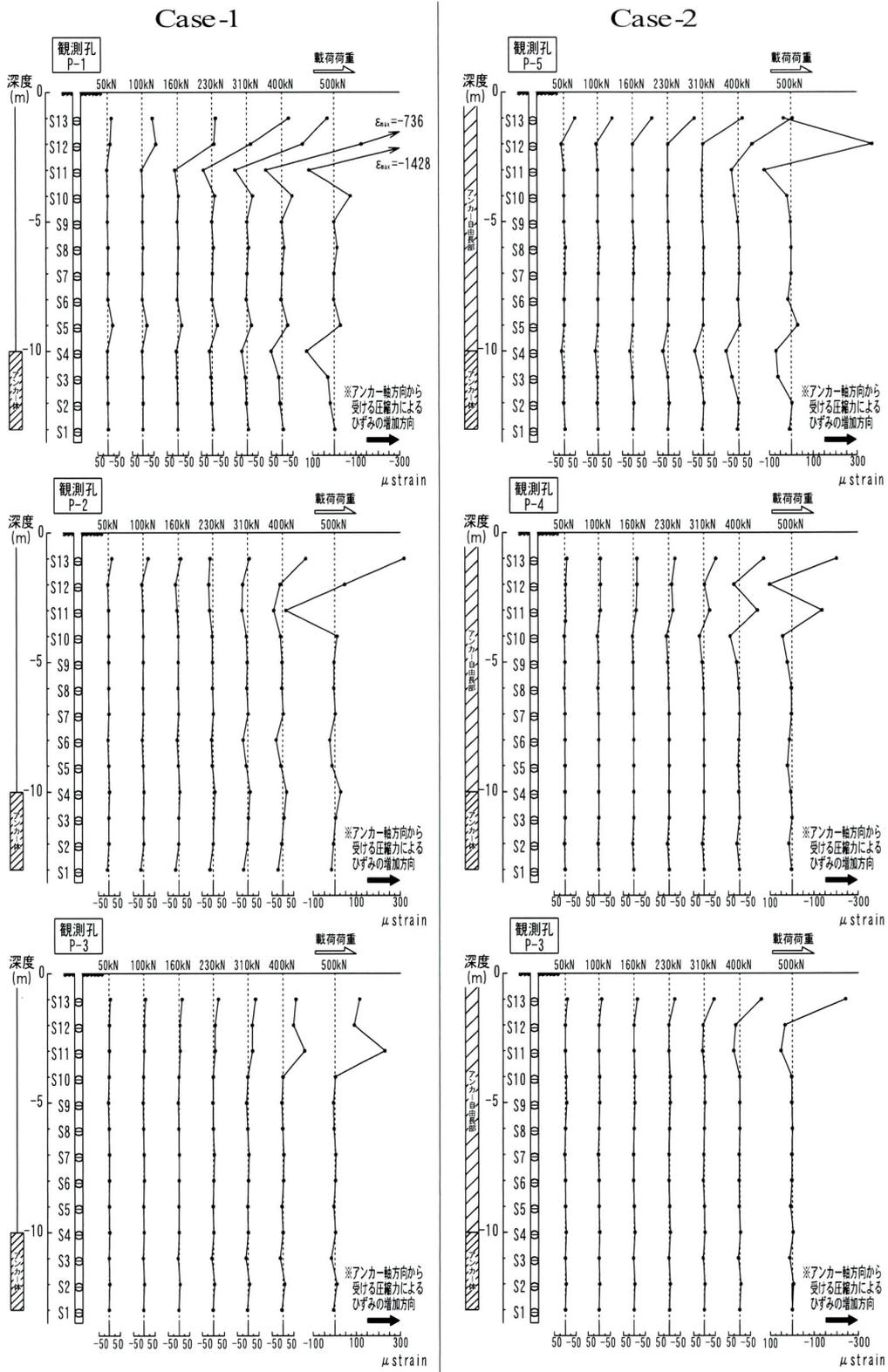


図 4.3 地盤の水平ひずみ分布

化が認められた。低荷重段階においては、S12～S13 に下向きの応力状態を示すひずみの累積が認められるが、荷重段階が 230kN を越えた辺りから、ひずみの累積方向が反転する現象がみられる。一方で、その下位の S9～S10 では一貫して下向きの応力状態を示すひずみの累積を示している。

前述した ε_x のひずみ分布を考慮すると、S12～S13 にみられたひずみ方向の反転は、受圧板による締付け力の増加に伴い地表付近でパイプが水平方向に大きく変形し、その影響でパイプに設置した塩化ビニル板も追従して変形したことが要因と推察される。なお、P-1 の S11 については荷重段階に関わらずひずみが測定されず、ゲージに不具合があったものと考えられる。

また、アンカー体周辺地盤のひずみゲージでは、P-1 の S2 と S5 で上向き、S3 と S4 で下向きの応力状態を示すひずみが測定された。地盤が弾性状態である場合、アンカー体の上方への変位に伴い、周辺地盤には τ_A を介して上向きの応力が発生する。このことを考慮すると、S3 と S4 のひずみは別の要因が影響した可能性が考えられる。

前述の ε_x のひずみ分布から、S2～S4 においては载荷に伴う引張りひずみが測定されており、地盤とともにひずみ計がアンカー側に引張られた状況にあることが考えられた。このため、S3～S4 においても地表付近同様、水平方向の変位に影響を受けた可能性が考えられる。

ただし、S5 についてはアンカー体上端部よりも上に位置しているため、アンカー体からの上向きの応力による地盤のひずみを捉えたものと考えられる。

一方 Case-2 では、全体的にあまりひずみが認められない結果となった。最もひずみが表れた P-5 においては、地表面下 2m までの範囲に顕著なひずみが認められたが、Case-1 とは異なりアンカー体周辺においてはひずみが認められない。なお、P-5 の S13 のひずみ累積方向が上向きとなっていることについては、Case-1 と同じく、地表付近のパイプの変形が影響している可能性が考えられる。

以上の結果から、Case-1 では地表面下 5m 付近まで受圧板から下向きの圧縮応力が伝達され、また、アンカー体周辺では τ_A を介した引張応力が作用していると判断される。また、アンカー体上端部よりやや上部の周辺地盤については、アンカー体から伝達された上向きの圧縮応力が作用していると判断される。

一方、Case-2 では地表面下 3m 付近まで受圧板から下向きの圧縮応力が伝達されてい

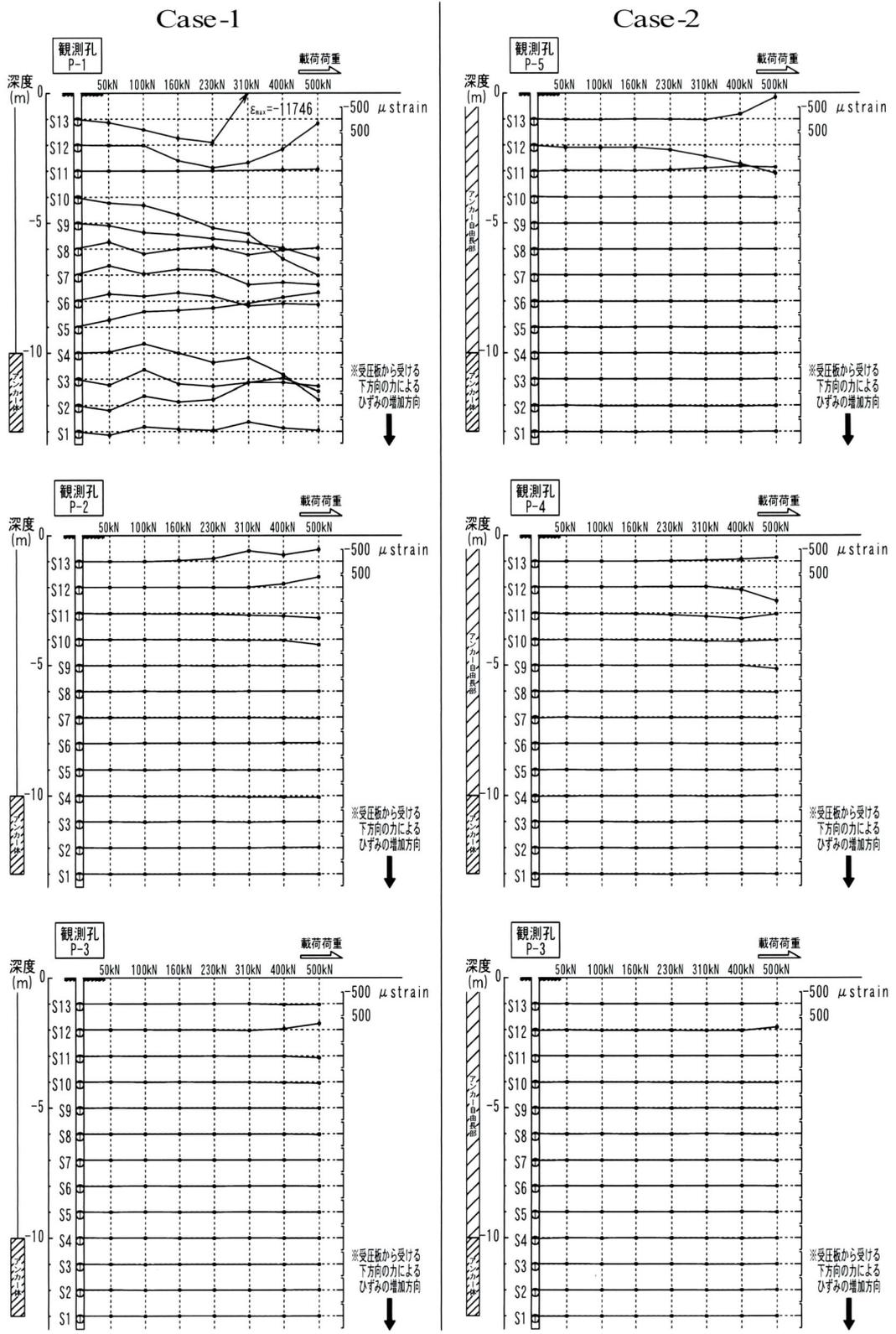


図 4.4 地盤の鉛直ひずみ分布

るが、その大きさは Case-1 よりも小さいと考えられる。また、それ以深の地盤に大きなひずみが分布しないことから、アンカー周囲から地盤へ伝達される応力は小さいことが示された。

4. 3. 2 テンドン拘束具軸力分布

テンドン拘束具のひずみから換算した軸力分布を図 4.5 に示す。なお、拘束具の弾性係数は $E=2.07 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ を用いた。

いずれのケースも先端部で大きな圧縮力が発生しており、摩擦圧縮型アンカーの性状を表している。ケースによる軸力分布の差は極めて少なく、アンカー緊張時における拘束具からアンカー体への応力伝達状況は同等であったことを示している。

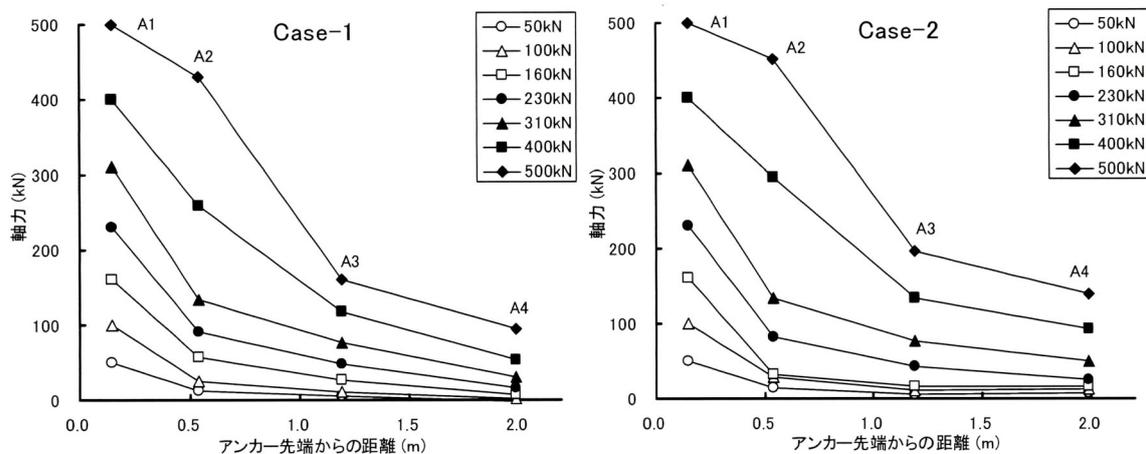


図 4.5 テンドン拘束具軸力分布

4. 3. 3 グラウト内の圧縮力分布

アンカー体および自由長部におけるグラウトに設置したモールドゲージからは全てにおいて圧縮側のひずみが測定された。ひずみから換算した圧縮力の分布を図 4.6 に示す。なお、モールドゲージの弾性係数は $E=2.35 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ を用いた。

アンカー体におけるグラウト内の圧縮力は、載荷荷重 400kN までは Case-1 の方が相対的に高いものの、荷重増加に伴う圧縮力の増加割合においては Case-2 の方が大きい傾向にあり、最大荷重である 500kN 載荷時では Case-2 の方が高い圧縮力を示す結果となった。

また、Case-2 の自由長部中央のモールドゲージ M5 に着目すると、アンカー体とは対照的に、低い荷重段階から比較的大きな圧縮力が発生しており、160kN 載荷時にはアンカー体グラウトと同等の圧縮力が発生しているが、そこで圧縮力の増加は頭打ちとなっている。

これらのことから、Case-2 の周面摩擦抵抗は、低い荷重段階では τ_F が負担する摩擦抵抗が大きい傾向にあり、載荷荷重の増加に伴い摩擦抵抗の負担割合が深部ほど小さくなった状況を示すものと考えられる。すなわち、荷重段階が上がるに従い、周面摩擦抵抗の主要な発現位置が浅部から深部へと遷移する性状であったといえる。

なお、低い荷重段階から M5 で大きな圧縮力が働いた要因としては、この深度付近が盛土層との境界付近であることを考慮すると、ルーズな盛土からの側圧を受け摩擦抵抗が大きくなった影響が考えられる。

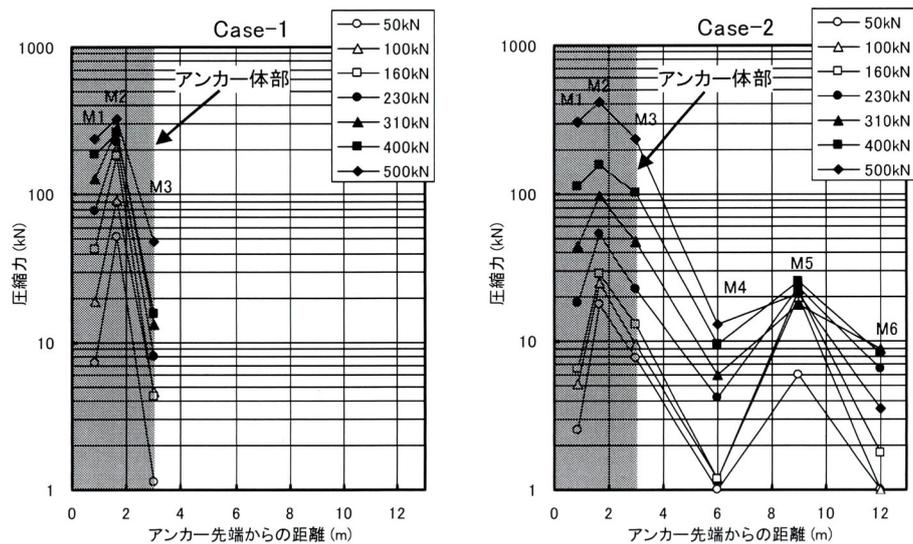


図 4.6 グラウト圧縮力分布

4. 4 まとめ

本章では、自由長部にグラウトの充填注入を行うものと、行わないものの 2 種類の実大アンカーを地盤に打設し、アンカー緊張時のテンドン拘束具、グラウトおよび地盤内部のひずみ測定を行い、結果を比較した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 地盤内部のひずみ分布の比較から、地表付近のひずみに関しては、 τ_F の無い Case-1 のアンカーについて、地表面下 5m 付近までの範囲で受圧板からの締付け力によると考えられるひずみが比較的顕著に検出された。一方、 τ_F がある Case-2 のアンカーは、地表面下 3m 付近までの範囲でひずみが確認できたものの、その大きさは相対的に小さい特徴が認められた。
- (2) アンカー体深度付近の地盤内部のひずみの分布から、アンカー緊張に伴いアンカー側へ引張られるひずみが検出されたが、これは地盤の弾性的な挙動を捉えたものと考えられた。このことから、アンカー緊張時には、アンカー体周辺の地盤は緊張する方向に追随しようとするため、その内部には主に引張応力が作用するものと判断される。したがって、グラウトと地盤が付着している周辺地盤内には、アンカー緊張に伴い、主として引張応力が作用するものと考えられ、 τ_F があるアンカーについては、その全長にわたり、周辺地盤に引張応力が作用している可能性が指摘される。
- (3) テンドン拘束具における軸力の比較からは、 τ_F の有無による差異がほとんど認められなかった。このことから、 τ_F の存在がテンドン拘束具からグラウトへ伝える応力状態に影響を与えないといえる。
- (4) グラウト内の圧縮力分布より、Case-2 においては低荷重段階に τ_F が負担する摩擦抵抗の割合が大きく、荷重段階が上がるに従い τ_A が負担する割合が増大する傾向が認められた。したがって、アンカー緊張力が比較的軽荷重である場合などにおいては、 τ_F を介して自由長部地盤に引張応力が相対的に大きく作用するものと推定

される。

- (5) 上記(1)～(4)より、 τ_F が存在するアンカーについては、相対的に締付け力が低い傾向となるものと考えられる。この要因としては、 τ_F を介して自由長部地盤に伝達される引張応力が、受圧板から伝達される締付け力（圧縮応力）を相殺する影響である可能性が指摘される。

第4章の参考文献

- 1) (社)地盤工学会 (2000) : グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2000), pp.143-144, 154-155.
- 2) 土井茂樹・黒坂誠・筒井道剛・吉田直弘 (1992) : 永久地盤アンカー工法の研究 (その 20. アンカー定着部付近の掘削とアンカー耐力との関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp.1351-1352.
- 3) 佐藤守・宮崎祐助・境野典夫・滝口健一・吉田直弘・長谷川昌弘 (1992) : 永久地盤アンカー工法の研究 (その 21. 応力伝達機構), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp.1353-1354.
- 4) 桑島正樹・西川純一・日下部祐基 (1995) : アンカー引抜き時の周面摩擦抵抗に関する模型実験, 開発土木研究所月報, No.501, pp.2-10.
- 5) 山上拓男・山川治 (1990) : 斜面安定工におけるアンカー力の新しい算定法, 土と基礎, Vol.38, No.5, pp.51-56.
- 6) 蔡飛・鶴飼恵三 (2003) : アンカー工による斜面の補強効果—極限平衡法と弾塑性 FEM との比較, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.4, pp.8-14.
- 7) 田中尚・石井靖雄・藤澤和範・森下淳 (2006) : 模型実験の再現によるアンカー工弾塑性 3次元 FEM 解析モデルの検討, 土木技術資料, Vol.48, No.4, pp. 64-69.
- 8) 石田孝司・藤澤和範・田中尚・倉岡千郎・太田敬一 (2008) : 遠心载荷模型実験の FEM 再現解析によるグラウンドアンカー工の締付け効果の検討, 第47回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.233-236.
- 9) 瀬崎茂・小瀧辰人・峯谷正・浜野浩幹 (2005) : アンカー形式による支持機構と支持力の違い, 第44回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.271-274.

第5章 アンカー模型実験

5.1 概説

第4章におけるアンカー実大実験の結果から、 τ_F が存在するアンカーについては相対的にその締付け力が低い傾向となることが確認された。この要因としては、自由長部へ充填注入を行ったアンカーでは、低荷重時から τ_F が負担する摩擦抵抗の割合が高いことから、 τ_F を介して自由長部周辺地盤に作用した引張応力と、受圧板からの締付け力（圧縮応力）が相殺し、締付け力の深部への伝達を妨げた可能性が考えられる。

しかし、この結果は地盤の不均質性などによる影響も含まれていることも考えられることから、より均質な条件下での実験により検証する必要があると考え、人工的な地盤に小規模なアンカーを打設した模型アンカーによる実験を行うこととした。

アンカーに関する模型実験は、これまで特に1970～80年代にかけていくつか行われている。これらの実験の多くは、アンカーの引抜き抵抗や引抜き時の地盤破壊線の推定や、荷重と変位量の推定に関するものである。

例えば、勝見らによる研究^{1)～3)}では、引抜き抵抗力の算定に際し、最も重要となる極限時の地盤の破壊形状（すべり面）を決定するために模型実験が行われているが、これらの実験では砂中に埋設したプレート型アンカー（一部は摩擦+支圧型支持方式）の引抜き実験であり、現在主流となっている摩擦型アンカーによる地盤の破壊形状とは大きく異なるものと考えられる。

一方、松本による研究⁴⁾では、実際に共用されるような摩擦型アンカーを縮小した円筒型の模型アンカーを砂地盤に打設しており、また、加圧注入を表現するために膨張材（アルミニウム粉）をグラウトに混入させるなど、より実際の事象に近づける工夫がなされている。この研究結果では、アンカー引抜き時の地盤表面の亀裂分布から地盤破壊の影響範囲を推定し、そこから地盤内部の破壊面の形状の推定を行っている。

しかしながら、これらの研究結果では、地盤の破壊形状に主眼を置いており、斜面对策として用いる上で重要となる受圧板の締付け力に関しては全く触れていない。このため、いずれの研究においても受圧板を設置しておらず、受圧板の影響も含めた地盤内応力について触れた研究結果はみられない。このため、本研究におけるアンカー模

型実験の意義は大きいものとする。

5. 2 アンカー模型実験

5. 2. 1 アンカー模型実験の概要

アンカー模型実験は、アンカーを無限大の直径をもつものとした2次元平面ひずみ問題と考え、高さ600mm、幅550mm、奥行き100mmの鋼製の実験土槽を用いて行った。なお既往研究により、模型アンカーの3次元円筒形モデルと2次元平面ひずみモデルでは、引抜き量と引抜き抵抗力の関係に同様の傾向が認められている⁵⁾。したがって、本研究では3次元的なアンカーが周辺地盤に及ぼす影響を、簡便な平面的ひずみ問題として近似的に評価できるものとした。

模型実験は、島根県産来待砂岩粉体と普通セメントを主体とした人工地盤に打設したアンカーを引張り、その時のアンカーおよび地盤内部のひずみを測定することで実験を行った。地盤内部のひずみ測定は、地盤材打設時に埋設した3本のひずみ計にて行った。図5.1にアンカー模型実験の概要を示す。

実験に供した地盤材は、全体的に均質な1層モデルと、アンカー体設置地盤の強度が高い2層モデルの2種類とし、それぞれのモデル地盤で自由長部周面摩擦がある場合とない場合で2種類、計4種類の実験を行っている。実験ケースの一覧を表5.1に示す。

表 5.1 模型実験ケース一覧表

ケース名	自由長部 周面摩擦	地盤材 層構成	荷重ステップ (kN)	極限引抜き力 (kN)
Case-11	なし	1層	0.98	18.64
Case-12			0.49	12.75
Case-13			0.49	15.21
Case-14		2層	0.49	22.07
Case-21	あり	1層	0.98	29.43
Case-22			0.49	25.51
Case-23			0.49	29.92
Case-24		2層	0.49	31.88

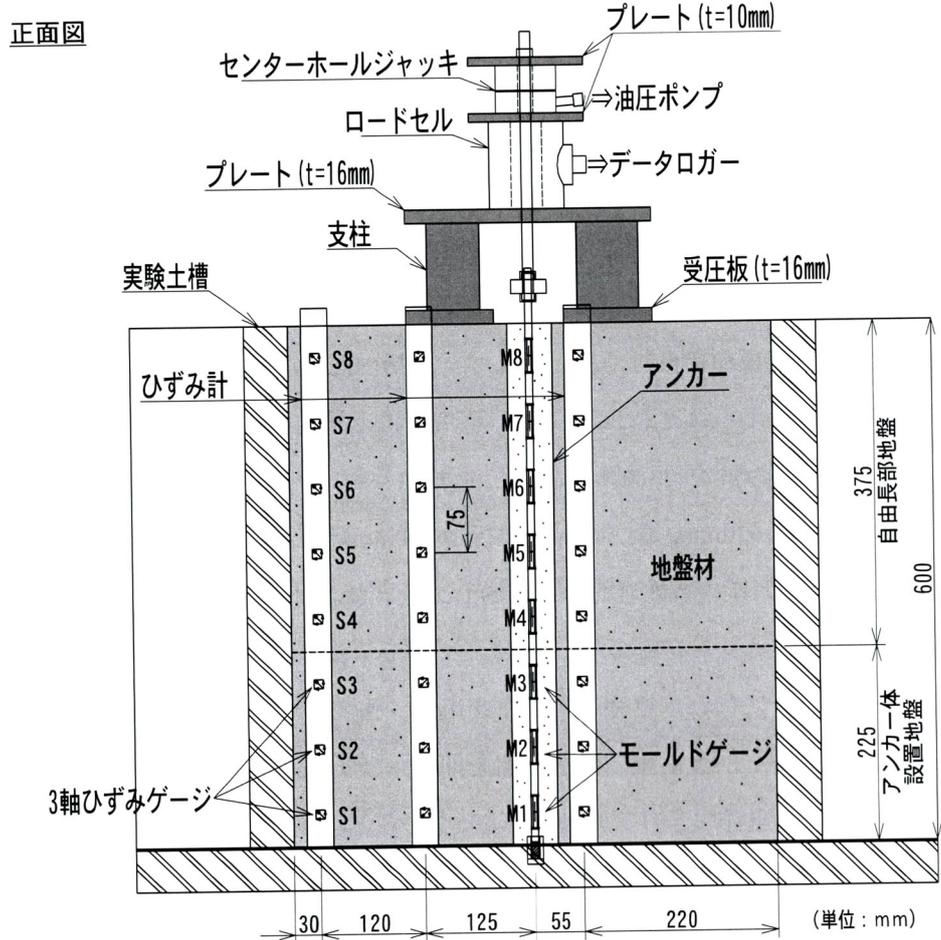
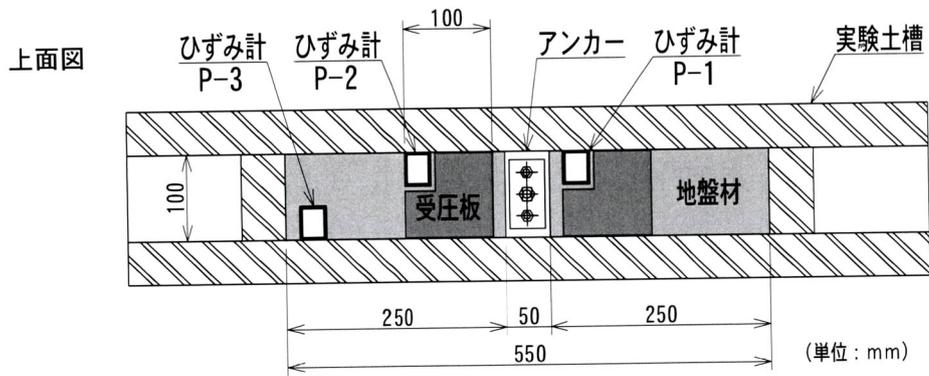


図 5.1 アンカー実大実験概要図

5. 2. 2 アンカー模型実験の方法

(1) ひずみ計の作製

ひずみ計は、長さ 620mm の塩化ビニル製角パイプ（断面寸法 40×30mm）の内部に三軸ひずみゲージを貼付したものをを用いた。

ひずみゲージは、深度方向に 75mm 間隔で貼付し、1 本あたり 8 箇所のひずみゲージを貼り付けた。ひずみ計は、ゲージコードをパイプ内に通した内管型とし、充填する地盤材に疎密が生じ難い構造とした。

ひずみ計内部にはシリコン材を充填し、角パイプのねじれに対する剛性を高め、全体的に均一な挙動をするようにした。また、ひずみ計の表面には、#80 のサンドペーパーで十分な粗面加工を施し、地盤材との付着性・連続性を高めるように努めた。

(2) 模型地盤の作製

実験土槽の内面には、シリコングリスを塗布し、その上に厚さ 0.1mm のフィルムをかぶせ、地盤材と土槽内面との摩擦を極力低くする構造とした。これにより、アンカーの緊張力や受圧板の締付け力などと比べ、土槽内面との境界で発生する摩擦力は十分小さいものと考えられる。このため、本研究では土槽内面の摩擦は考慮していない。

土槽内部にひずみ計を 3 箇所に設置し、また、アンカー打設箇所にはボイド管として角パイプ（長さ 620mm、幅 50mm、奥行き 100mm）を設置し、地盤材を打設した。

地盤材は、島根県産来待砂岩粉体と普通セメントおよび水を質量比 3 : 2 : 2 で配合した貧配合ソイルセメントを用いた。ただし、2 層モデルのアンカー体設置地盤については、普通セメントに代わり早強セメントを用い、強度が強い地盤条件を想定したモデルとしている。また、養生後の体積収縮を抑え、ひずみ計と地盤材との密着性を保つために膨張材（太平洋マテリアル製ハイパーエキスパン）を添加している。

なお、地盤材に来待砂岩粉体を混合させることで、軟岩に近い強度をもち、均質かつ等方的な性質の人工軟岩が、少ない単位水量で作製できることから、ブリージングの発生を大幅に抑えることができ、良好な人工地盤を作製することができる。

地盤材打設 1 日後に、アンカー打設箇所のボイド管を抜き、アンカーを打設し 3 日間養生した。このため、地盤材の養生日数は 4 日としている。

テストピースによる要素試験より、1層モデルの地盤材は一軸圧縮強さ $q_u=6\text{MN/m}^2$ 、弾性係数 $E_{50}=500\text{MN/m}^2$ 程度であり、2層モデルのアンカー体設置地盤については $q_u=10\text{MN/m}^2$ 、 $E_{50}=600\text{MN/m}^2$ 程度であった。

(3) アンカーの打設

アンカー tendon として、 $\phi 8\text{mm}$ のステンレス製ネジ材を2本用いた。Tendon の先端には $\phi 26\text{mm}$ の支圧板および M8 ナットを取り付けており、摩擦圧縮型アンカーと同様な構造とした。また、支圧板より上部の tendon にはポリプロピレン製のシーシ材を被せグラウトとの付着を防ぎ、アンカー頭部での緊張力が tendon 先端部まで直接届く構造としている。

2本の tendon の間には、モールドゲージを深度方向に 75mm 間隔で計8箇所を設置し、アンカー緊張時におけるグラウト内のひずみ測定も行った。

グラウトは一般的なアンカーと同じく普通セメントを用い、水セメント比は50%とした。また付着性向上のため、地盤材と同様に膨張材を添加した。なお、通常のアンカーではアンカー体部にグラウトの加圧注入を行うが、本模型実験では加圧注入は行っていない。

自由長部周面摩擦を除去するケースについては、自由長部の地盤材内壁にシリコングリスを塗布し、さらに厚さ 0.1mm のフィルムをかぶせた上でグラウトの打設を行った。図5.2に模型アンカーの構造を示す。

(4) 実験方法

模型実験は、1サイクルの引抜き試験とした。荷重段階は、1段階につき 0.49kN もしくは 0.98kN とし、アンカーの引抜けが確認できるまで単調荷重を行った。また、各荷重段階における荷重保持時間は2分間を標準とし、ひずみの測定は、各荷重保持時間経過後に測定した。

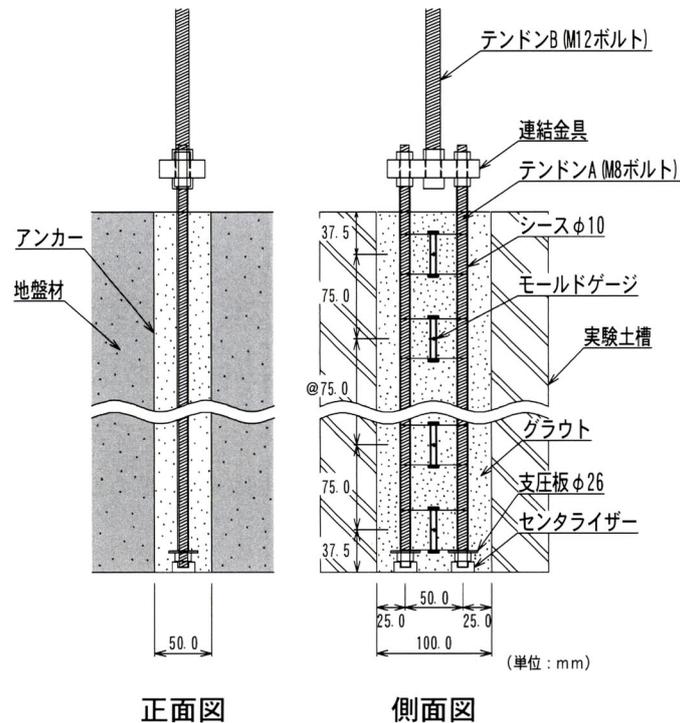


図 5.2 模型アンカーの構造

5. 3 実験結果と考察

5. 3. 1 地盤内応力分布

(1) 1層モデル

1層モデルの模型実験は、 τ_F の有無により各3回ずつ、計6回の実験を行った。表 4.2.1 に示した実験ケースのうち、代表として Case-13 と Case-23 について、地盤内部の最大主応力分布を図 5.3 に示す。なお、ひずみ計 P-1 については、地盤内部の応力分布に対称性があるものと考え、アンカーを中心軸とし位置の反転を行っている。

地盤内応力は、設置した各ひずみゲージから導かれた最大主ひずみに、地盤材の弾性係数 E_{50} を乗じ応力としたものであり、測定点間は平均により補完している。なお、応力算出にあたり、ひずみ計は地盤材に対し十分軟らかい強度であるため、埋設したひずみ計は周囲の地盤と同じ挙動をするものと考え、地盤材の E_{50} を用いた。

図 5.3 より、各ケースの地盤内応力分布を比較すると、地盤内の応力分布は、初期の荷重段階から、各ケースで地盤内に発生する応力状況に大きな差異が認められる結果となった。Case-13 については、低荷重段階から比較的大きな圧縮応力がアンカー周辺に作用している状況が認められ、荷重段階が上がるに従い、その特徴が顕著にみられるようになった。圧縮応力の作用範囲が受圧板直下からアンカー体上端付近までのアンカー周辺であることと、その主応力方向から判断すると、受圧板の締付けによる下向きの応力と、アンカー体の引抜き抵抗に伴う上向きの応力により、その間の地盤が圧縮された状態を表しているものと考えられる。

一方、アンカー体設置地盤においては、主に引張応力が働いていることが認められる。このことは、アンカー体周面は地盤と十分に付着しており、アンカーへの導入力が地盤に伝達され、その抵抗力としての引張応力が地盤に作用している状況を示している。

アンカーから最も離れたひずみ計 P-3 の中段部（ひずみゲージ S4～S6）には圧縮応力が集中しており、その上下には引張応力が分布する特徴が認められた。これらの応力の境界線は、受圧板およびアンカー体それぞれに起因する応力の伝播範囲を示すものと考えられ、概ね 45 度の広がりであることがわかる。この圧縮と引張の応力状態の境界部は、地盤破壊の危険性が高いせん断帯が形成されつつある部分と考えられる。ただし、今回の模型実験においては、いずれのケースでも地盤破壊は認められず、アンカーと地盤との摩擦切れにより実験を終えている。

対照的に Case-23 は、低荷重段階における地盤内の応力変化が小さく、15kN 程度の荷重から地盤内の応力変化が明瞭に認められた。載荷荷重 14.7kN 時の応力分布は、受圧板直下付近とアンカー体付近にやや高い圧縮応力が作用しているが、その大きさは Case-13 よりもかなり小さいことがわかる。

アンカー引抜き直前の 29.4kN 載荷時には、アンカー体下端付近に高い圧縮応力が認められたが、その主応力方向が水平に近いことから、局所的な地盤破壊に伴った応力方向の変化が現れたものと考えられる。

なお、ひずみ計 P-2 などで受圧板直下よりもその下位の応力が高くなっている場合が認められたが、これはひずみ計上端部は地盤材との付着長が短いために付着性が悪く、地盤のひずみがひずみ計に伝達され難かったことによるものと考えられる。

以上のように、1 層モデルでのアンカー模型実験の結果から、 τ_F が無いアンカーにつ

いては、アンカー緊張に伴う地盤内応力の状態から、受圧板による下向きの圧縮応力に加え、アンカー体から伝達される上向きの圧縮応力が作用し、その間の地盤が圧縮される状態となることが示された。

これに対し、 τ_F があるアンカーについては、アンカー緊張に伴う地盤内応力の変化が比較的少ない特徴がみられ、受圧板からの締付け力が地盤深部まで効果的に伝達されていない状況が示された。

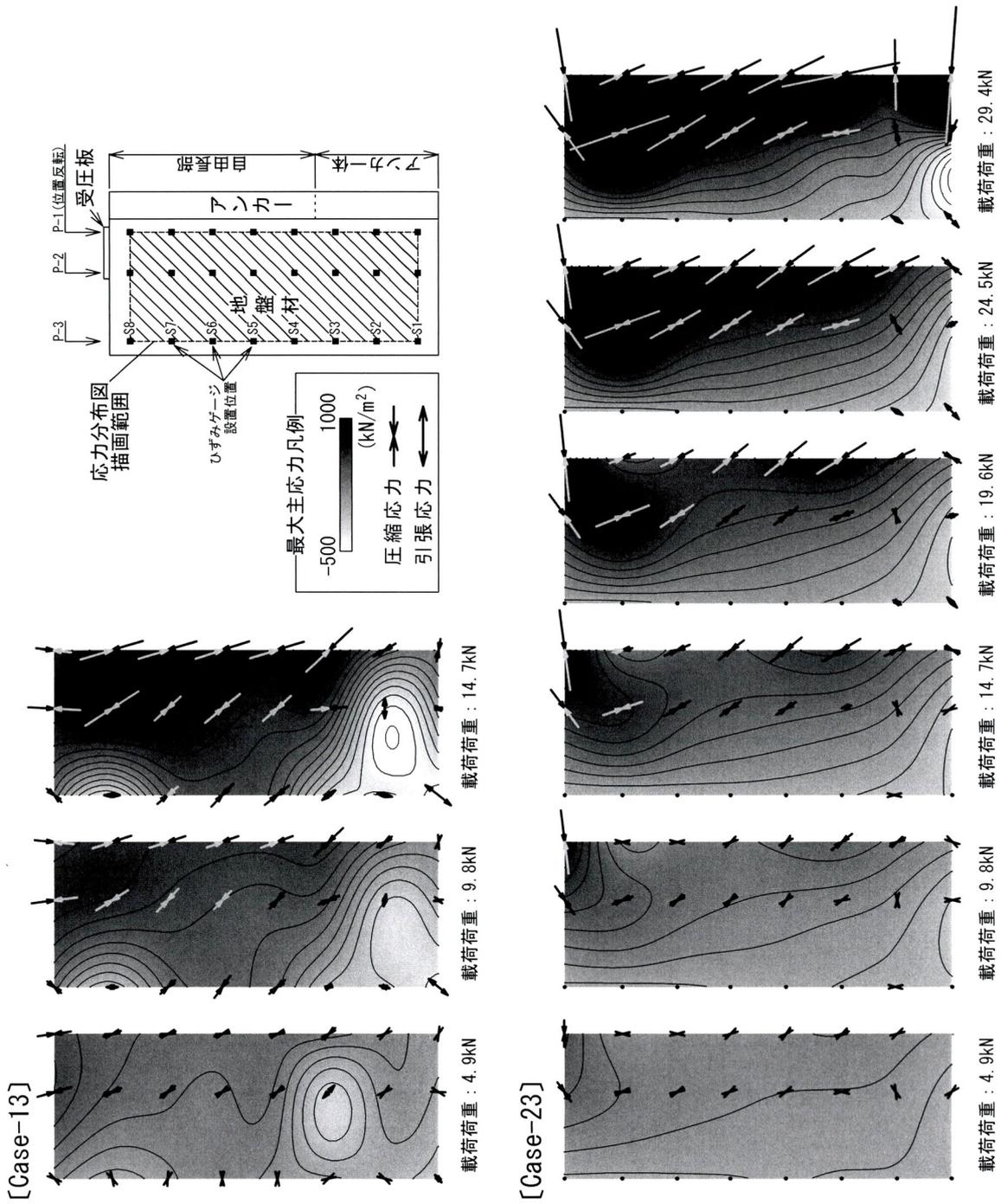


図 5.3 地盤内部の最大主応力分布 (1 層モデル)

(2) 2層モデル

アンカー一体設置地盤と自由長部地盤との間に強度差がある場合の地盤内応力分布を調べるために、2層モデルによるアンカー模型実験を行った。図5.4に、Case-14とCase-24における地盤内部の最大主応力分布を示す。なお、極限引抜き力 T_{ug} については、Case-14では $T_{ug}=22.1\text{kN}$ と1層モデルの1.2~1.7倍、Case-24では $T_{ug}=31.9\text{kN}$ と1層モデルの1.1~1.3倍であり、 τ_F が無いケースの方が T_{ug} の増大が著しかった。

Case-14の地盤内応力分布からは、1層モデル同様、低荷重段階からアンカー周辺に圧縮応力が作用している状況が観察され、載荷荷重の増加に伴い、その強さおよび作用範囲が広がる傾向が認められた。また、1層モデルと同様に、圧縮応力の作用範囲の外側には引張応力が作用しており、周辺地盤がアンカー一体の引上げに抵抗している応力状況であることが伺える。ただし、Case-13と比較すると、引張応力の大きさが小さく、作用範囲も狭い特徴がみられることから、アンカー一体設置地盤の強度が上がったことによる影響を表していると考えられる。

したがって、アンカー一体から伝達される上向きの応力が、Case-13よりも低減されているものと考えられる。このため、自由長部地盤には受圧板からの締付け力が優勢に作用し、その結果、ひずみ計P-2の最大主応力方向が全体的に鉛直方向となったものと考えられる。また、このことから、Case-13において自由長部地盤で発生した圧縮応力は、アンカー一体から伝達された上向きの応力の影響を強く受けていたものと判断できる。

Case-24については、載荷荷重15kN程度までは、地盤内の応力変化が小さく、1層モデルと同様の傾向が認められた。しかし、載荷荷重19kNあたりから2層の地盤材の層境界付近における引張応力の発生が認められ、地盤材が層境界で分断されつつある状況を示している。これは、 τ_F の影響により、自由長部地盤が引上げられている状況であると考えられ、受圧板から下向きに伝達される応力が、層境界（地すべりの場合はすべり面）に対し、締付け力として有効に作用していないことを表している。

このことから、地盤内に地層境界やすべり面などの力学的不連続面が存在する場合、 τ_F の影響により、アンカーの緊張力が不連続面で地盤を分断する力として作用し、効果的な締付け力の伝達がなされない可能性が示唆される。

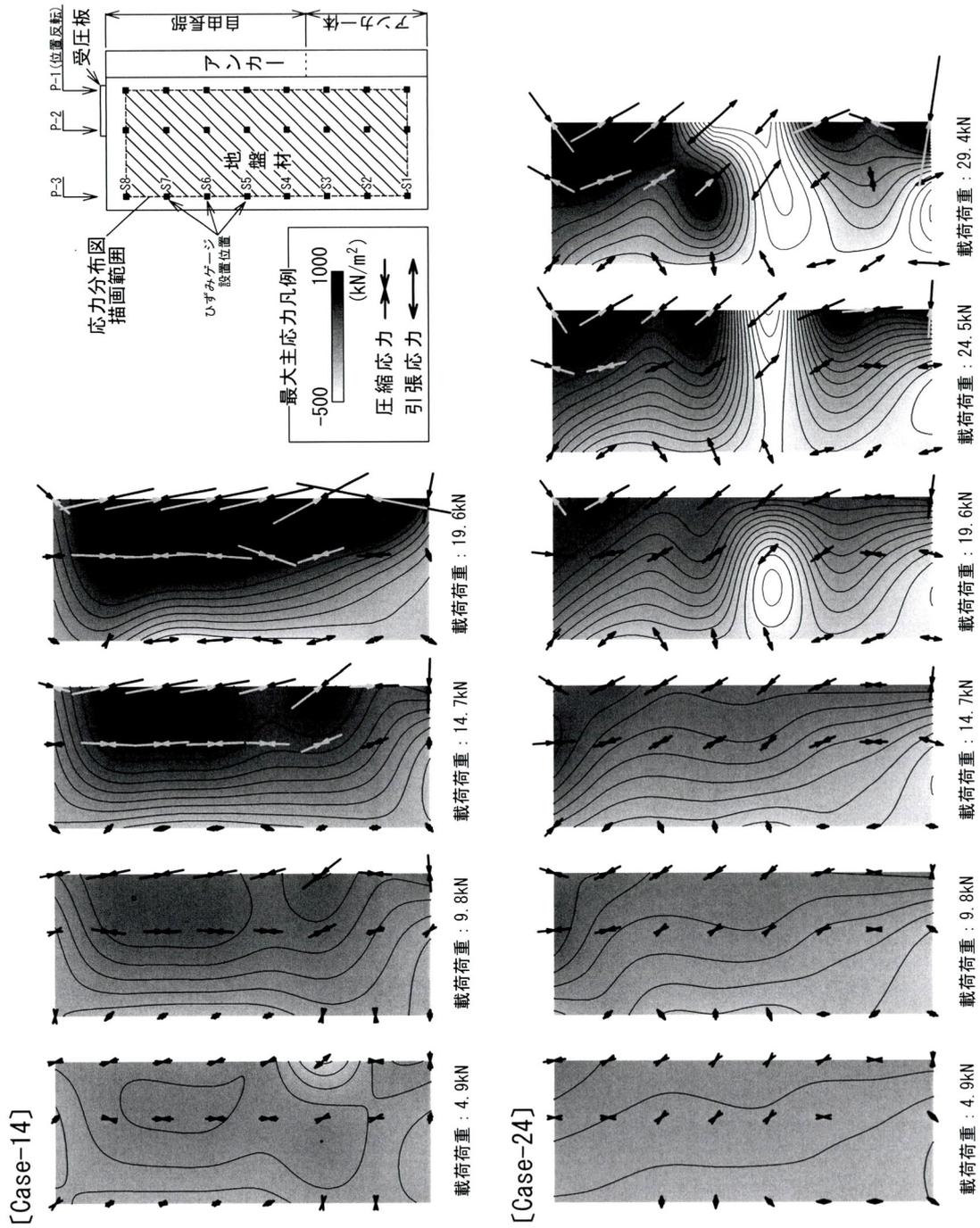


図 5.4 地盤内部の最大主応力分布 (2 層モデル)

5. 3. 2 グラウト内の応力分布

図 5.5 に、1 層モデル、2 層モデルの各代表ケースにおける、荷重段階ごとのグラウト内部の応力分布を示す。なお、図の応力は、モールドゲージにより得られたひずみに、グラウトの弾性係数 E_{50} を乗じ応力としたものであり、圧縮側を正とする。

全体的に、アンカー体下端部の圧縮応力が高く、摩擦圧縮型アンカーの特徴が認められた。Case-13 および Case-14 は、自由長部の圧縮応力がほぼゼロであることから τ_F が発現しておらず、一方、自由長部にも圧縮応力が作用する Case-23 および Case-24 では τ_F が発現していることがわかる。なお、今回の模型実験で行った全てのケースにおいて、載荷荷重の増加に伴った各深度での応力増加割合はほぼ一定であり、荷重段階による周面摩擦抵抗の負担割合の深度遷移は認められなかった。

本模型実験におけるアンカー表面積は深度によらず一定であることから、グラウト内に発生する圧縮応力と周面摩擦抵抗は比例関係にあると考えることができる。このため、 τ_F があるケースについて、アンカー全体の周面摩擦抵抗に対する τ_F の摩擦負担割合（以下、 R_F とする）を、グラウト内の応力状態から間接的に求めることができる。

ここで、自由長部におけるグラウト内応力を σ_F 、アンカー体部のものを σ_A とすると、摩擦負担割合 R_F は式 5.1 によって導かれる。

$$R_F = \frac{\sum \sigma_F}{\sum \sigma_F + \sum \sigma_A} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5.1)}$$

1 層モデルである Case-23 は、 σ_A に対して σ_F が比較的大きいことから、 τ_F の摩擦負担割合は $R_F=0.48$ と高く、アンカー体とほぼ同じ割合となることがわかる。一方、2 層モデルである Case-24 は、 $R_F=0.26$ と大幅に低下する。これは、図 5.5 に示すとおり Case-23 と Case-24 で σ_F に大きな差異が認められず τ_F も同等であったと考えられることから、アンカー体設置地盤の高強度化に伴った τ_A の増大が大きく影響した結果といえる。

これらの比較により、アンカー体設置地盤と自由長部地盤の強度差が R_F に大きな影響を及ぼすことが示された。したがって岩盤斜面のように、地盤の強度差があまり無い地盤条件に打設されたアンカーにおいては、 R_F が大きくなることが予想され、 τ_F を

考慮したアンカーの設計を行う必要があると考えられる。

ただし、本模型実験ではアンカー体への加圧注入を行っていない。一般的に、加圧注入により τ_A が増大することがわかっており、本研究における第3章では、均質な地盤においては加圧注入によるグラウトの高強度化により、 τ_A が概ね 1.5 倍となることを示した⁶⁾。

このことを考慮し、今回の模型実験結果における σ_A を 1.5 倍として R_F を再計算すると、Case-23 では $R_F=0.38$ 、Case-24 では $R_F=0.19$ となり、その割合は減るものの、厳密に T_{ug} を決定する上では決して無視できない割合であると考えられる。特に自由長部が長いアンカーの場合は、その影響を大きく受けることが予想され、より正確な T_{ug} の算出および経済的なアンカーの設計においては、 τ_F を考慮する必要があると考えられる。

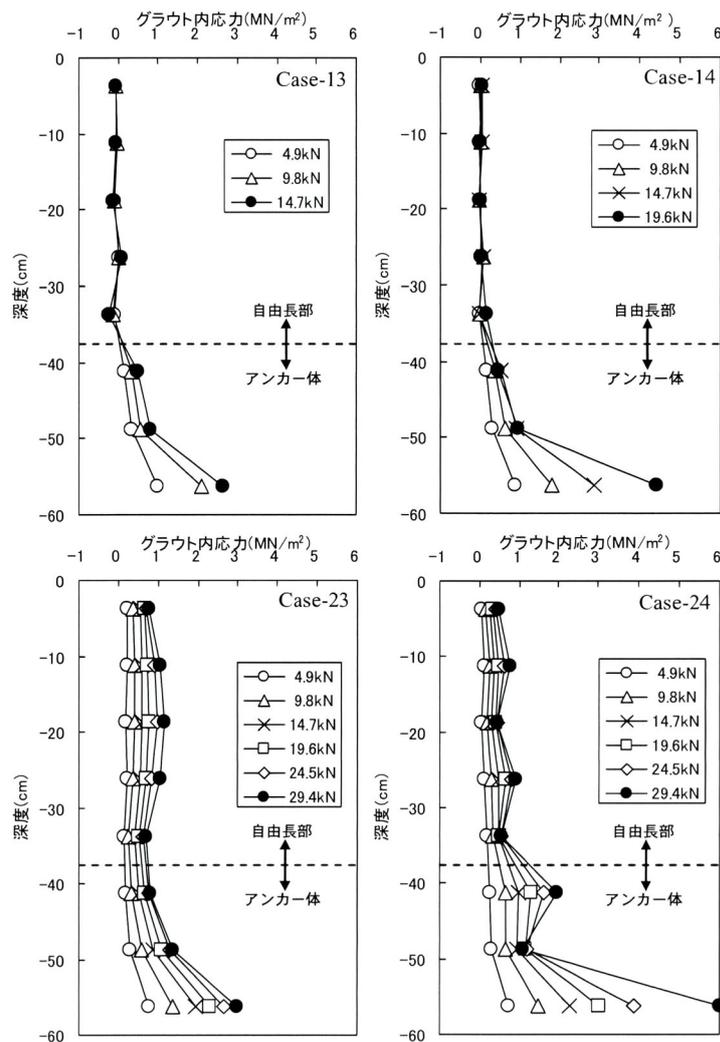


図 5.5 グラウト内部の応力分布

5. 4 まとめ

本章では、アンカーを2次元平面問題とした模型実験を行った。人工的な地盤材に、 τ_F がある場合と無い場合の2種類のアンカーを打設し、アンカー緊張時における地盤内部およびグラウトのひずみを測定し、各部での応力分布の比較を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 地盤全体が均質な1層モデルでは、 τ_F が無いアンカーを緊張した場合の地盤内応力分布から、自由長部地盤が受圧板からの締付け力だけでなく、アンカー体から伝達される上向き圧縮応力も加わり、上下方向から圧縮される性状にあることが示された。
- (2) 一方、 τ_F があるアンカーについては、アンカー緊張時の地盤内応力の変化に乏しく、受圧板からの締付け力が地盤深部まで効果的に伝達され難い性状であることが示された。
- (3) また、アンカー体設置地盤の強度を増加させた2層モデルにおいては、 τ_F があるアンカーでは、地盤材の層境界で上下に分断される応力が働いていることが確認された。これは、 τ_F の影響により自由長部地盤が引上げられている状況を示したものであり、このため、受圧板からの締付け力が、本来作用させるべき層境界まで伝達されていない状況を示している。
- (4) グラウト内の応力分布からは、 τ_F が負担する摩擦抵抗の割合が、1層モデルでは τ_A とほぼ同じであり、2層モデルでは τ_A の約半分であることが示された。これらの比較から、アンカー体設置地盤と自由長部地盤の強度差が τ_F の負担する摩擦抵抗に大きく影響するといえる。これはつまり、岩盤斜面のような地盤強度の差があまり無いような条件下では、 τ_F が負担する摩擦抵抗の割合が大きいことを示し、上記(3)を考慮すると、受圧板からの締付け力が、作用させるべき部分にまで伝達され難いことを示唆する。

- (5) 上記(1)～(4)より、 τ_F が存在することで、アンカー緊張力が τ_F を介して自由長部地盤内に引上げようとする上向きの応力を作用させ、この応力と受圧板からの締付け力が相殺することで、締付け力がアンカー一体設置地盤との境界部（=すべり面）まで伝達され難いメカニズムが働くものと推察される。

第5章の参考文献

- 1) 勝見雅・藤村尚（1977）：アース・アンカーの引抜き抵抗に関する模型実験的研究，鳥取大学工学部研究報告，第8巻，pp.177-185.
- 2) 勝見雅・西原晃（1980）：アース・アンカーの引抜き抵抗に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第276号，pp.65-76.
- 3) 勝見雅・木山英郎・藤村尚・岩成敬介（1981）：深いアースアンカーの引抜き抵抗について，鳥取大学工学部研究報告，第12巻，pp.179-187.
- 4) 松本進（1978）：アースアンカーに関する実験的研究，鹿児島大学工学部研究報告，第20号，pp.109-115.
- 5) 林鍾鉄・龍岡文夫・宮崎啓一（1990）：砂地盤内の剛な鉛直アンカーの引抜き抵抗メカニズム，土と基礎，Vol.38，No.5，pp.33-38.
- 6) 片山直樹（2009）：アンカー体摩擦応力に対するグラウト加圧注入の効果，日本地すべり学会誌，Vol.45，No.5，pp.26-32.

第6章 数値実験

6.1 概説

第4章および第5章の各種アンカー実験の結果、 τ_F が存在することで自由長部地盤に上向きの応力が伝達されるため、受圧板からの締付け力が、本来作用させるべきアンカー一体設置地盤まで伝達され難い状況となることが確認された。

また、アンカー模型実験結果（第5章）からは、 τ_F が無いケースにおいて、アンカー体上端部付近から地盤へ伝達される上向きの応力の存在が明らかとなり、この影響もあり自由長部地盤に高い圧縮力が作用していることも確認された。

このため、アンカーが施工された地盤内部には、受圧板、アンカー体、自由長部の各部分から伝達される応力が相互に影響し、複雑な応力伝達がなされるものと考えられる。

そこで本章では、アンカー緊張時の地盤内応力状況をより詳細に把握することを目的とし、有限要素法（以下、FEM と略）による数値実験を行う。

なお、アンカーに関する過去の FEM 解析事例は少なく、最近になって FEM を利用したアンカーの研究がなされつつある。

これまでの主な研究事例としては、吉松ら¹⁾によるアンカー工の抑止効果に関する検討、東ら²⁾の摩擦圧縮型アンカーのアンカー体定着時の挙動についての FEM 解析、蔡ら³⁾によるアンカー工で補強された斜面におけるせん断強度低減法を組み込んだ三次元弾塑性 FEM 解析等の事例、田中ら⁴⁾による模型実験を再現するための弾塑性三次元 FEM 解析のモデル検討などがある。

これらの研究事例から、FEM がアンカーおよび地盤挙動の解析に非常に有効であることが示されており、今後 FEM は斜面安定解析を含めた、より実際的なアンカーの設計手法の確立に大きく寄与されるものと考えられる。

6. 2 数値実験

6. 2. 1 数値実験の概要

アンカー模型実験結果から、 τ_F が無いケースの方が自由長部地盤に高い圧縮応力が作用することが明らかとなった。ただし、この圧縮応力は受圧板からの締付け力に加え、アンカー体から伝達される上向きの応力が作用した結果、自由長部地盤が上下からの圧縮を受けた影響である可能性が考えられる。

一方、 τ_F があるケースについては、周辺地盤の応力変化が小さく、受圧板からの締付け力も地盤深部まで伝達されていない状況が確認された。

このような各ケースにおける地盤内応力伝達状況を詳細に把握し、その伝達機構の違いを検討するために、FEMによる数値実験を行った。

数値実験として、まず1層モデルでの模型実験について再現解析を行い、モデルの妥当性を検討した後、受圧板中央直下における地盤の鉛直応力分布に加え、アンカー周面要素のせん断応力分布から、アンカー緊張時の地盤内応力状況の比較を行った。また、地すべりのように自由長部地盤がより軟質な場合を想定したモデルについてもFEM解析を行い、 τ_F の影響を考察した。

6. 2. 2 再現解析

(1) 解析モデル

模型実験はアンカーを中心に左右対称で、奥行き方向へも対称性をもつことから、解析モデルはアンカーを中心とした模型実験の半分の領域（半空間）とし、奥行き方向へは1/10のモデル化を行った。有限要素メッシュを図6.1に示す。

解析は、3次元弾完全塑性有限要素解析とし、有限要素は20節点6面体アイソパラメトリック要素を用い、積分点（Gauss点）が8点の減退積分要素とした。また、構成則は、降伏規準をMohr-Coulomb式、塑性ポテンシャルをDrucker-Prager式としたMC-DPモデルとした。

地盤材、アンカー、受圧板を構成する各要素は、全てソリッド要素としている。地盤

とアンカー間には摩擦切れが生じるため、本来はジョイント要素を用いることが望ましいが、今回は簡単のため、周面要素として通常のソリッド要素を薄く配置することで摩擦切れを表現した⁵⁾。ただし本数値実験では、アンカーが摩擦切れを生じた時点までの地盤内応力分布を調べることに主眼を置いているため、要素タイプの違いによる影響はほとんどないものと考えられる。

境界条件は、側面については各側面と直交する方向への変位を拘束し、底面については鉛直上方への変位のみを許す条件とした。載荷荷重は、アンカー下端に上向きの荷重として与え、その反力を受圧板表面に下向きの等分布荷重として与えた。1ステップ当りの載荷荷重は、0.6kNとした。

解析ケースは模型実験と同じく τ_F の有無により 2 パターンとし、 τ_F が無い場合を Case-1A、 τ_F がある場合を Case-2A とする。

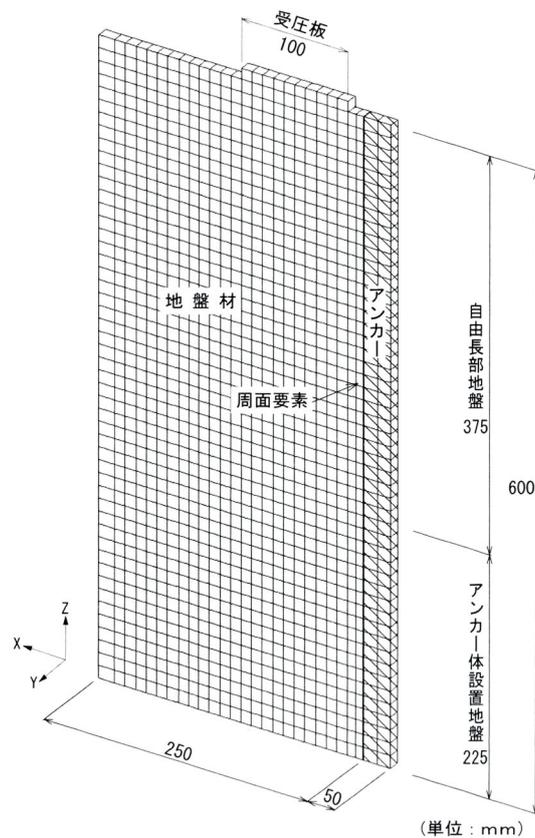


図 6.1 有限要素メッシュ

(2) 材料定数の決定

各要素の材料定数を表 6.1 に示す。地盤材の弾性係数 E および粘着力 c 、単位体積重量 γ_t については、模型実験時に測定した要素試験の値を参考に決定した。また、ポアソン比 ν は 0.3 とし、静止土圧係数 K_0 については式 6.1 より求めた⁶⁾。

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \dots\dots\dots (式 6.1)$$

アンカーおよび受圧板の破壊は考えず、 E および c は十分高い値とした。また、自由長部およびアンカー体周面要素については、模型実験におけるグラウトの一軸圧縮強さ q_u に加え、測定したグラウト内の応力分布を参考に、数種の E および c を与え、要素毎に最も再現性の高い値を採用した。Case-1A における自由長部周面要素については、 E および c を極めて小さい値としている。

なお、本研究における FEM 解析では、内部摩擦角およびダイレイタンシー角は考慮していない。

表 6.1 材料定数一覧

材料名	E (MN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	γ_t (kN/m ³)	K_0
地盤	500	0.3	3000	18.0	0.43
周面要素 (自由長部)	10~20 ^{*1}	0.3	200~400 ^{*1}	18.0	0.43
周面要素 (アンカー体)	15~100 ^{*1}	0.3	300~2000 ^{*1}	18.0	0.43
アンカー	Large	0.2	Large	23.0	0.25
受圧板	Large	0.2	Large	79.0	0.25

※1: 要素試験結果および模型実験におけるグラウト内の応力分布を参考に、要素毎に最も再現性の高い値を採用した。

(3) 再現解析の結果

再現解析の結果, Case-1A の極限引抜き力は $T_{ug}=22.2\text{kN}$, Case-2A は $T_{ug}=33.5\text{kN}$ となり, 概ね模型実験結果に近い T_{ug} を示す結果が得られた.

図 6.2 に, FEM 解析による 15.6kN 荷重時における地盤内部の最大主応力分布を示す. 最大主応力の分布には, 図 6.3 に再掲する模型実験結果と同様な傾向が認められ, 全体的な再現性は良好と考えられる.

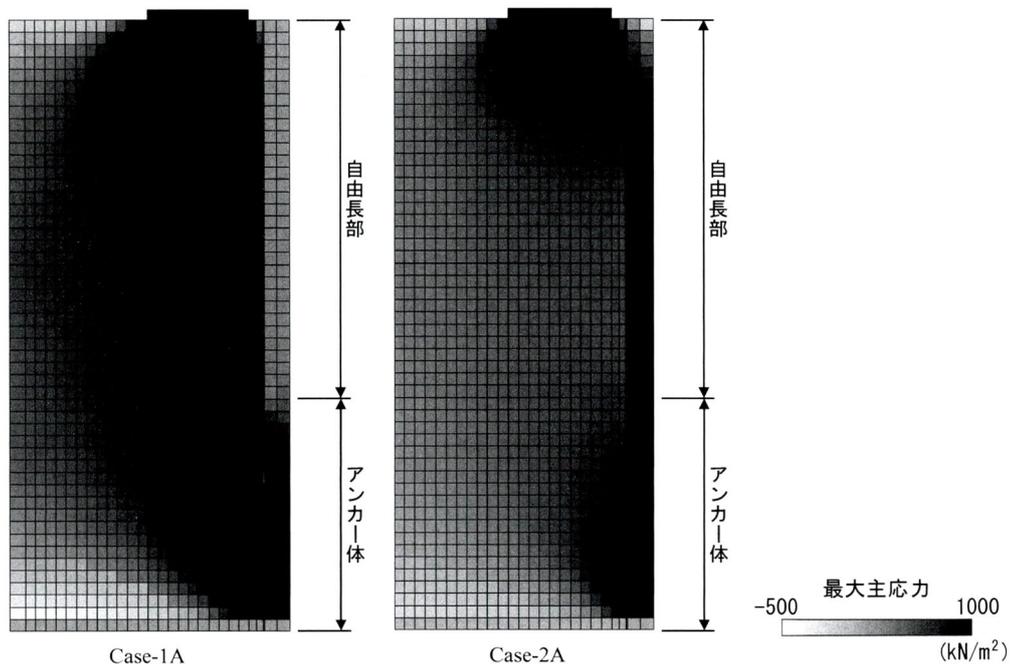


図 6.2 FEM 解析による地盤内部の最大主応力分布 (荷重:15.6kN)

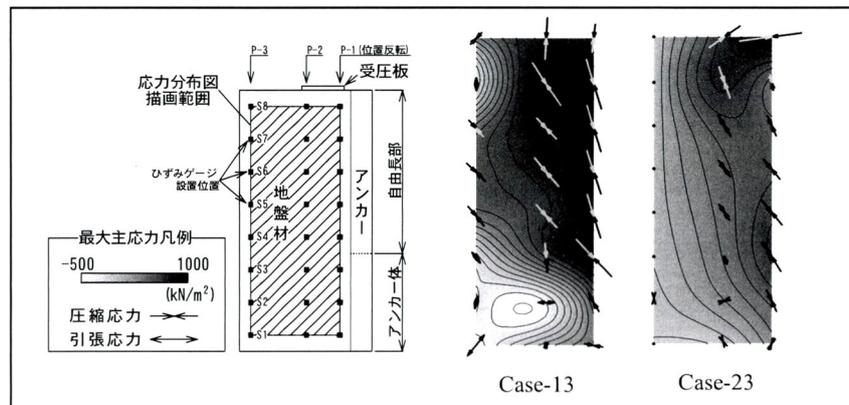


図 6.3 模型実験による地盤内部の最大主応力分布 (荷重:14.7kN)

局所的な再現性を検討するために、受圧板下部地盤における鉛直応力の比較を行った。図 6.4 および図 6.5 に、模型実験でのひずみ計 P-1 の各ひずみゲージ位置における、載荷荷重に伴う鉛直応力 σ_z の応力経路を示す。

τ_F の有無に関わらず、全体的には高い再現性が認められる結果といえる。ただし、 τ_F があるケースの S8 に関しては模型実験結果から大きく乖離しており、S7 についてもやや再現性が低い結果となった。これらの部分にみられた結果の乖離については、前述のように模型実験において、ひずみ計上端部の地盤材との付着長の短さが影響したことに加え、アンカーから τ_F を介した上向きの応力が加わり、地盤材が上下からの強い圧縮を受けた影響で、ひずみ計上端部が地盤材との付着性が損なわれ、地盤のひずみが過小に計測された可能性が考えられる。このため、Case-1A での再現性の高さを考慮すると、模型実験においても解析結果と同等の応力が発生していたものと判断される。

以上より、全体的には良好な再現性であるといえるため、本モデルを用い、 τ_F が地盤に伝達される締付け力に及ぼす影響を考察する。

6. 3 実験結果と考察

6. 3. 1 締付け力伝達状況の比較

図 6.6 に、載荷荷重 15.6kN 時における、各ケースでの受圧板中央直下の鉛直応力 σ_z と、アンカー周面要素のせん断応力 τ_{xz} の深度分布を示す。また、鉛直応力の基準値として、アンカー体への載荷は行わず、受圧板の締付けのみを考慮した場合の解析値も示す。基準値の解析は、アンカーおよび周面要素を地盤材に置換えて解析を行ったものである。

解析結果より、 σ_z が地盤内に伝達される大きさは、基準値よりも Case-1A で高く Case-2A で低い傾向が示された。

Case-1A では、地盤材表面から GL-22.2cm までは σ_z が基準値より 6~19% 程度高い値で分布するが、それ以深では徐々に応力値が高くなり、GL-37.8cm では基準値より 45% 高い値となるピークが認められた。

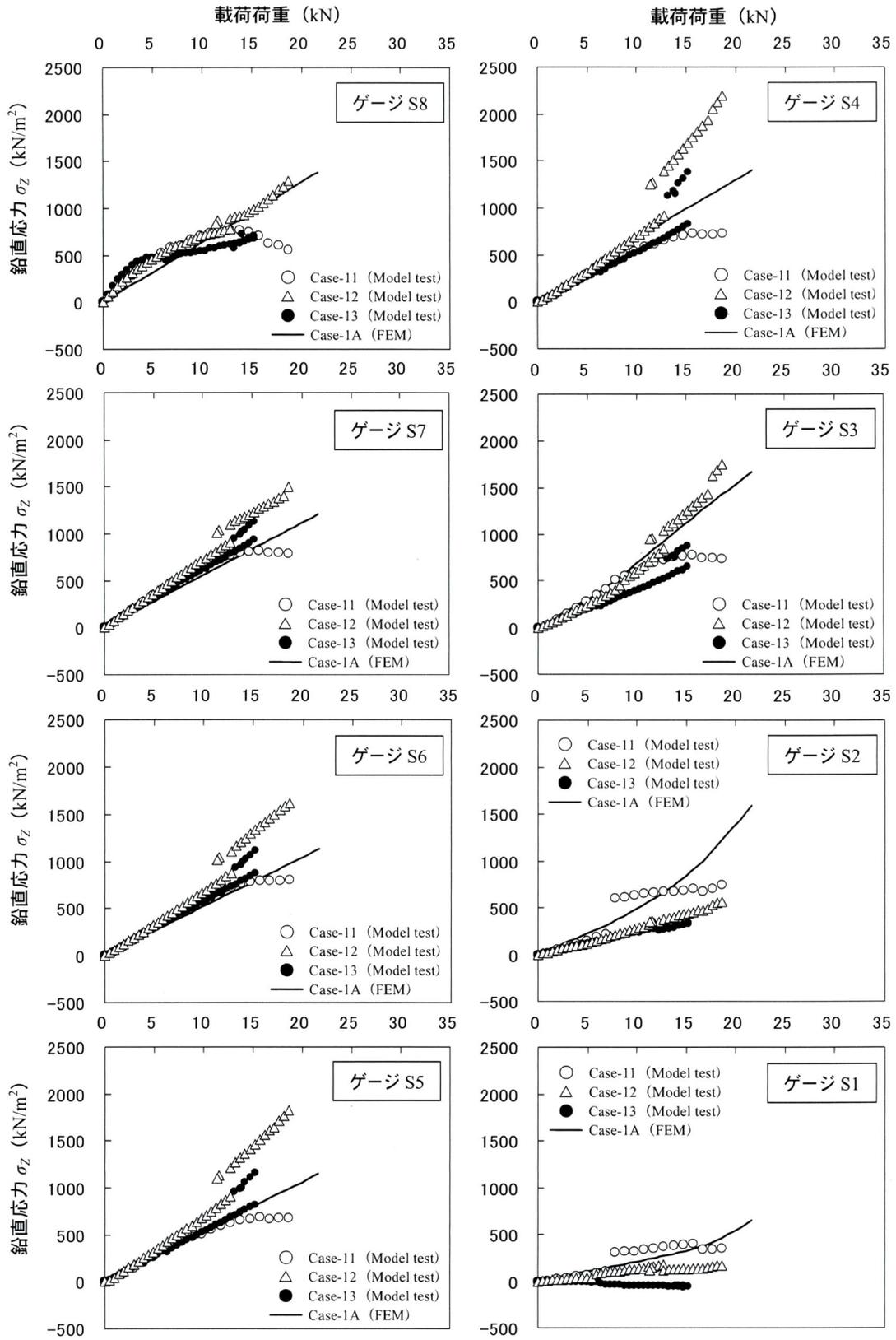


図 6.4 地盤内鉛直応力経路 (τ_r が無い場合)

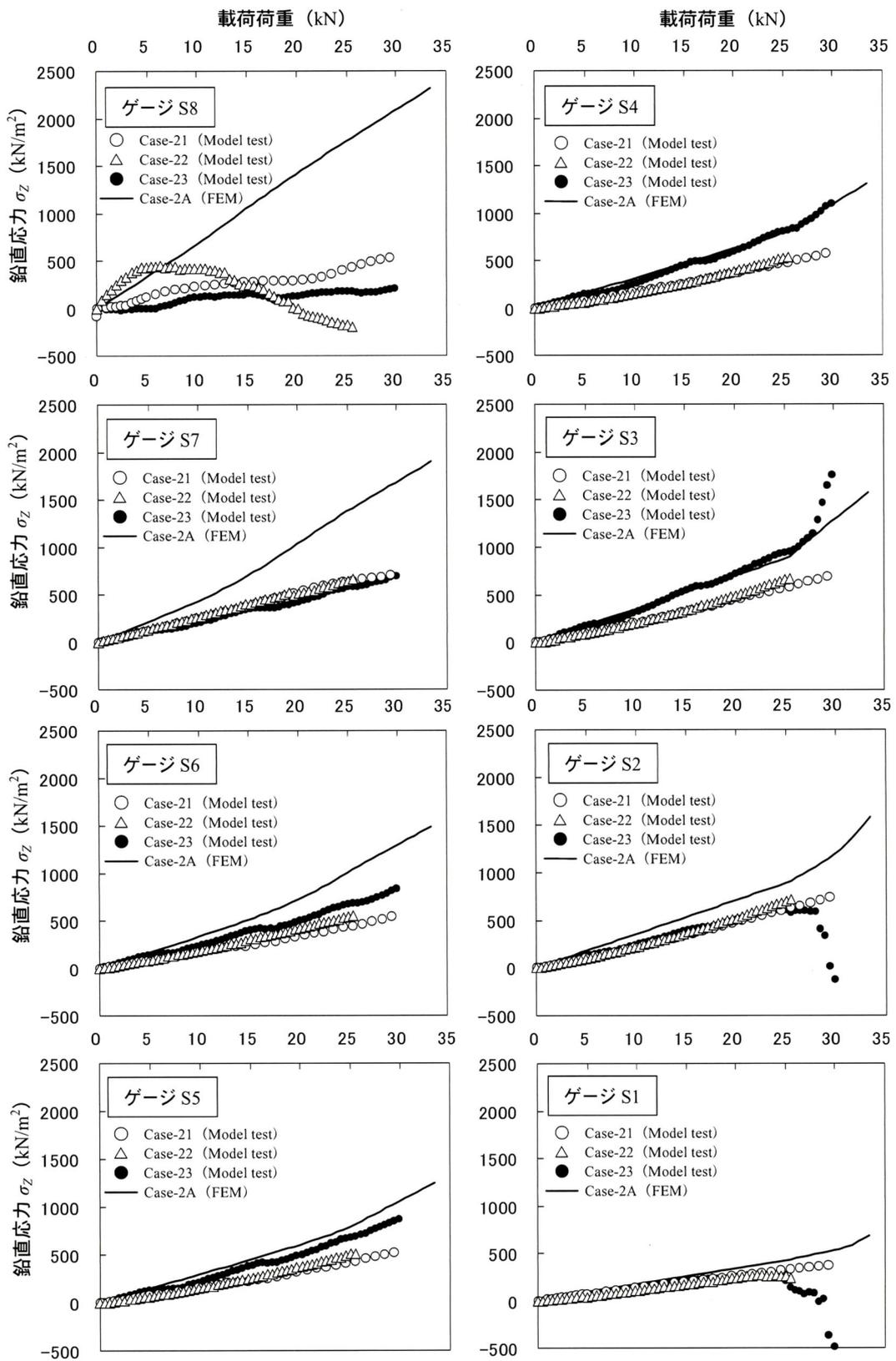


図 6.5 地盤内鉛直応力経路 (τ_F がある場合)

アンカー周面要素の τ_{xz} の分布より、GL-45.0cm 以深にせん断応力が高く発現していることから、主として GL-45.0cm 以浅における周辺地盤には、アンカー体から上向きの圧縮応力が伝達されたものと考えられ、この応力の影響で GL-37.8cm をピークとした σ_z の増加が生じたものと考えられる。

この σ_z のピークよりも深部については、深度に伴う急激な応力低下が認められた。一方、この部分はアンカー周面要素の τ_{xz} が高く発現している深度でもあることから、アンカー体の引上げに対する反力としての引張応力が、 τ_A を介して周辺地盤に伝達されている部分と考えられる。したがって、この σ_z の低下は、地盤に発生した引張応力と干渉したことによる応力の相殺が生じた影響と考えられる。

Case-2A については、地盤材表面から深部に向かう σ_z の低下量が Case-1A よりも大きく、GL-30.6cm では基準値より約 38% の低下が認められた。それ以深は、基準値と同じ傾向の応力の深度分布を示すが、GL-45.0cm から再び急激な応力低下を示す傾向がみられた。

地盤材表面付近における σ_z の低下は、GL-8~10cm 付近に高い τ_{xz} が発現していることから、その周辺地盤にはアンカー緊張に伴い、 τ_F を介した引張応力が作用していたものと推察され、応力の相殺が生じた影響により Case-1A よりも大きく σ_z の低下が生じたものと考えられる。

また、GL-45.0cm 以深での σ_z の低下は、Case-1A と同様、 τ_A を介し周辺地盤に発生した引張応力と干渉し、応力の相殺が生じた影響と考えられる。

以上の解析結果から、受圧板から地盤に伝達される鉛直応力は、アンカーの周面摩擦抵抗を介して発生した地盤の引張応力領域では、応力の相殺により低下する傾向にあることが示された。すなわち、 τ_F や τ_A により周辺地盤に引張応力が発生している地盤領域においては、受圧板からの σ_z は効果的に伝達され難いことを意味する。

したがって、自由長部周面摩擦が発現するアンカーについては、すべり面などの地盤深部における締付け効果が低減されるものと考えられる。

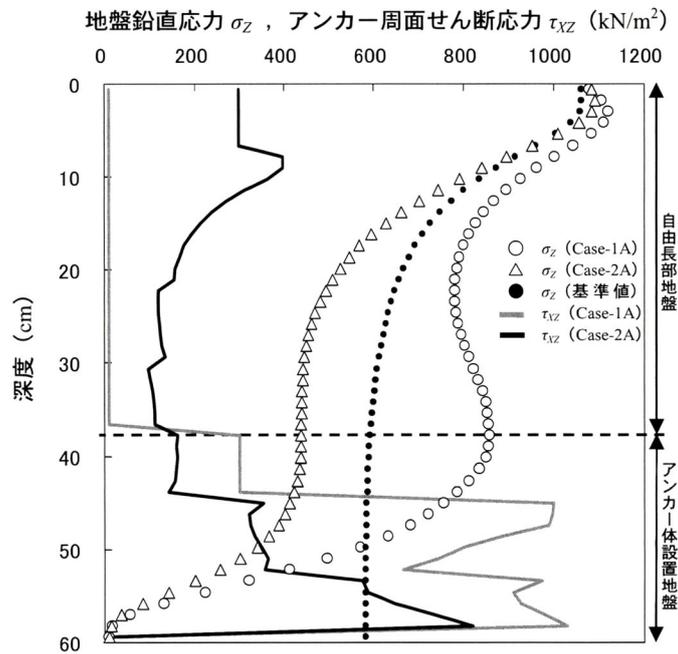


図 6.6 鉛直応力とせん断応力の深度分布 (荷重:15.6kN)

6. 3. 2 自由長部地盤の強度の影響

アンカーを対策工として用いる地すべり等の斜面では、不安定層である自由長部地盤の方が、アンカー一体設置地盤と比較して軟質な場合がほとんどである。このため、自由長部地盤の弾性係数 E および粘着力 c を低減させたケースについても数値実験を行い、自由長部地盤の強度が与える影響について調べた。

解析モデルは、再現解析を行ったモデルを基本とし、自由長部地盤の E を 0.2 倍および 0.5 倍に低減させたケースについて、 τ_F がある場合と無い場合、それぞれについて FEM 解析を行った。

なお、弾性領域であれば E と c は比例関係にあると考えられることから、ここでは E に比例させて c の低減を行っている。その他の材料定数および諸条件については、再現解析モデルと同じとした。また、結果の比較は、載荷荷重 15.6kN 時とした。

図 6.7 に、解析結果による受圧板中央直下の σ_z の深度分布を示す。また、アンカー一体

への荷重は行わず、受圧板の締付けのみを考慮した場合の鉛直応力を基準値とし、基準値に対する σ_z の増減割合の深度分布を図 6.8 に示す。

図 6.7 に示す σ_z の分布から、 τ_F の有無に関わらず、自由長部地盤の強度が高いケースほど、深部への応力伝達度が高い傾向がみられた。

また、図 6.8 に示す σ_z の増減割合からは、 τ_F が無い場合は、GL-20cm 付近でいずれのケースについても一旦基準値の約 20% 増の値となった後、深部に向かい応力値が増大する傾向が認められた。深部での σ_z の増大は、アンカー体から τ_A を介し伝達される上向きの応力の影響と考えられることから、地盤内部で下向きに作用する締付け力としては、いずれのケースでも基準値より 20% 程度高いものと推察される。

一方、 τ_F がある場合は、深部に向かい σ_z の低下量が大きい傾向が認められた。特に、地盤強度が低い場合ほどその傾向が著しいことがわかる。 σ_z の増減割合からも、地盤強度が低いケースほど応力の低下割合が著しく、 E を 0.2 倍としたケースの地盤境界部では、 σ_z が基準値から 53% 低下していることがわかる。

これらの数値実験の結果から、 τ_F が無い場合については、自由長部地盤の強度に関わらず、地盤深部への締付け力の伝達状況には大きな差が無いことが示された。

一方 τ_F がある場合、自由長部地盤の強度が低いほど、締付け力の低下量が深部ほど大きい傾向にあることが示された。

なお、これらの影響は、アンカーを平面ひずみ問題として扱ったため、周面摩擦の有無の影響が大きく表れた可能性が高く、今後 3 次元モデルを用いた解析結果との比較検討が必要と考える。

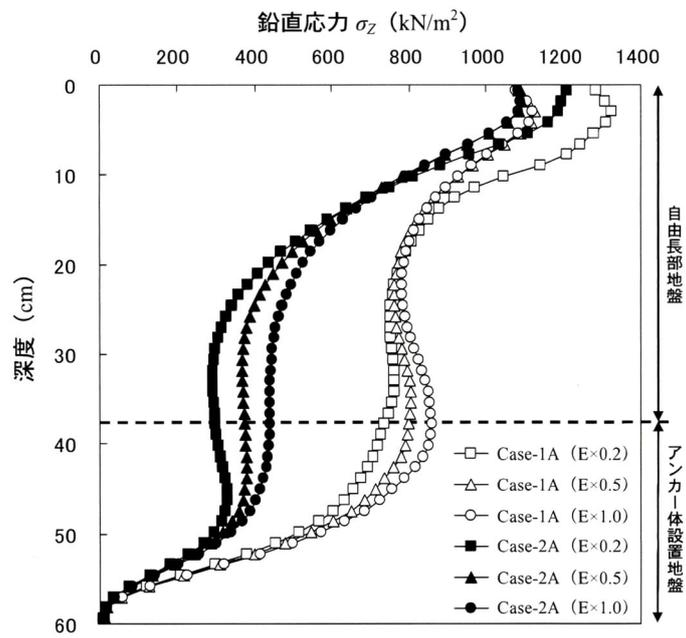


図 6.7 鉛直応力の深度分布 (荷重:15.6kN)

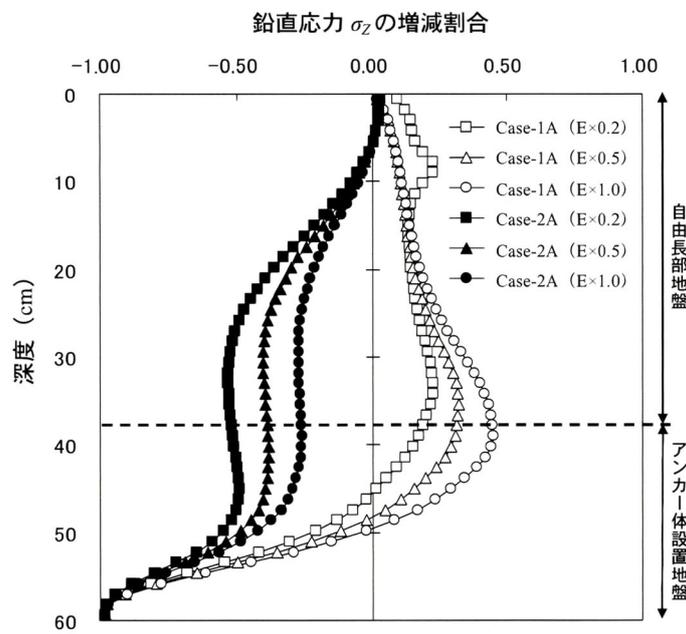


図 6.8 鉛直応力増減割合の深度分布 (荷重:15.6kN)

6. 4 まとめ

本章では、アンカー模型実験（第5章）をFEMで再現解析を行い、 τ_F の有無による締付け力伝達状況の比較を行った。また、パラメトリックスタディとして、自由長部地盤が軟質な場合を想定したケースについてもFEM解析を行い、 τ_F の影響について調べた。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) τ_F が無いケースについては、アンカー体から上向きの圧縮応力が自由長部地盤に伝達されたことが確認され、アンカー模型実験結果と一致する結果といえる。これにより、自由長部の τ_F が無い場合のアンカーにおいては、その緊張時には受圧板による下向きの締付け力と、アンカー体からの上向きの応力により、自由長部地盤が圧縮される性状となることが示された。
- (2) 一方、 τ_F があるケースにおいては、 τ_F 介して自由長部地盤内に引張応力が作用しており、それが受圧板からの締付け力と干渉することで応力の相殺が生じ、締付け力の深度に伴う低下が認められた。
- (3) 自由長部地盤の強度を低下させたケースにおけるFEM解析結果の比較から、 τ_F が無いケースでは、自由長部地盤の強度によらず、同程度の締付け力が深部に伝達していたのに対し、 τ_F があるケースでは、自由長部地盤の強度が低いほど、締付け力の低下量が深部ほど大きくなる傾向であることが示された。

第6章の参考文献

- 1) 吉松弘之・中山守人 (1993) : 離散化モデル解析によるアンカー工抑止効果, 地すべり, Vol.30, No.1, pp.36-44.
- 2) 東康治・加藤邦雄 (1998) : 周面摩擦・圧縮型永久アンカーの定着時挙動について, 平成10年度地すべり学会シンポジウム「地すべりに関わるモデル解析と実際」, pp.74-80.
- 3) 蔡飛・鵜飼恵三 (2003) : アンカー工による斜面補強効果—極限平衡法と弾塑性 FEM の比較, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.4, pp.8-14.
- 4) 田中尚・石井靖雄・藤澤和範・森下淳 (2006) : 模型実験の再現によるアンカー工弾塑性 3次元 FEM 解析モデルの検討, 土木技術資料, Vol.48, No.4, pp.64-69.
- 5) 若井明彦・鵜飼恵三 (1995) : 単杭の水平載荷挙動に関する模型実験と解析, 土木学会論文集, No.517, III-31, pp.159-168.
- 6) (社)地盤工学会 (2003) : 弾塑性有限要素法をつかう, 51p.

第7章 結論

本研究は、アンカーにおける課題として（１）自由長部における周面摩擦の影響と、（２）加圧注入の効果を挙げ、それらを解明するために実験的研究を行ったものである。本論文の結論として、第3章～第6章のまとめを整理し、以下に述べる。

第3章では、アンカー一体になされるグラウトの加圧注入の効果について、一定の評価を与えるために、均質な地盤を想定したモデル実験を行った。

その結果、加圧注入ではグラウトの浸透過程は生じえないことが明らかとなったものの、その一方で、加圧注入によるグラウトと地盤材との摩擦応力の増大が認められた。

このことに加え、加圧注入によるグラウトの脱水が生じ、その影響でグラウトが高密度化および高強度化したことを確認したことから、このことが加圧注入による摩擦抵抗増加の主要因であると結論付けた。

第4章では、自由長部周面摩擦の影響が受圧板の締付け力に及ぼす影響を評価するために、アンカーの実大実験を行った。実験では、自由長部の充填注入を行った場合と行わなかった場合の2種類のアンカーを打設し、アンカー緊張時におけるテンドン拘束具、グラウトおよび地盤内部のひずみの測定を行った。

その結果、自由長部周面摩擦が存在するアンカーについては、相対的に締付け力が低い傾向となるものと考えられ、その要因としては、自由長部周面摩擦を介して自由長部地盤に伝達される引張応力が、受圧板から伝達される締付け力と干渉し相殺する影響である可能性を指摘した。

第5章では、第4章の結果を受け、より均質な条件下での実験により検証する必要があると考え、人工的な地盤に小規模なアンカーを打設したモデルアンカーによる実験を行った。アンカーモデル実験は、アンカーを無限大の直径をもつものとした2次元平面ひずみ問題と考え、高さ600mm、幅550mm、奥行き100mmの鋼製の実験土槽を用い、打設したモデルアンカーの緊張時における地盤およびグラウトのひずみの測定し、比較

検討を行った。

その結果、自由長部周面摩擦が存在することで、それを介してアンカー緊張力が周辺地盤を上げようとする上向きの応力として伝達され、この応力と受圧板からの締付け力が干渉し相殺する影響で、締付け力がアンカー一体設置地盤との境界部（＝すべり面）まで伝達することを阻害する可能性を指摘した。

第6章では、これまでの結果を受け、アンカーが施工された地盤内部には、受圧板、アンカー一体、自由長部の各部から伝達される応力が相互に影響し、複雑な応力伝達が行なわれるものと考えられたため、アンカー緊張時の地盤内応力状況をより詳細に把握することを目的とし、FEMによる数値実験を行った。

数値実験として、まず1層モデルでの模型実験について再現解析を行い、アンカー緊張時の地盤内応力状況の比較を行った。また、地すべりのように自由長部地盤がより軟質な場合を想定したモデルについてもFEM解析を行い、自由長部周面摩擦の影響を考察した。

その結果、自由長部周面摩擦があることで、アンカー緊張時にはその周辺地盤に引張応力が作用し、受圧板からの締付け力が深部へ伝達され難い状態となることが明らかとなった。また、自由長部周面摩擦がある場合、自由長部地盤の強度が低いほど、深部への締付け力の伝達割合が低くなる傾向が示された。

以上のことから、自由長部周面摩擦が作用することにより、従来考えられていたよりもアンカーの締付け効果が低く見込まれるものと考えられる。今後、アンカーを実際の現象に沿った設計方法を考案していく上で、このことは十分考慮しなければならない問題であると考えられる。

現行の2次元極限平衡法によるアンカーの設計手法では、この自由長部周面摩擦の影響を全く考慮することができないため、今後はFEMなどの応力解析手法を取り入れ、アンカーの設計がなされるようになると思われる。

このような場合において、本研究では、アンカーの具体的な設計手法については検討していないため、本研究結果の具体的な活用方法については言及できないものの、本研究の結果から導かれた、自由長部周面摩擦がアンカー締付け効果に及ぼす影響に関

する基礎的な考察が、今後の研究に対して多くの示唆を与えるものとする。

また、今後は自由長部周面摩擦が発生しないように、アンカー自由長部の構造の見直しも必要であるとする。現行の施工方法では、自由長部に対してもアンカー体と同じ配合のセメントミルクを充填注入する機会が多いが、このために自由長部においても周面摩擦が生じることとなる。充填注入の目的としては、アンカーを挿入した孔の孔壁崩壊に伴う周辺地盤の緩み防止および自由長部の防錆・防食である。したがって、地盤との摩擦が生じ難い比較的軟質な材料（例えばベントナイトなどを混合した貧配合ソイルセメント）など、自由長部に充填注入する材料を改めて検討する必要があると思われる。

謝辞

本研究は、著者が建設コンサルタントとして斜面災害の業務に従事する間に、グラウンドアンカーの設計に関して抱いた疑問を解決したいという思いに端を發したものです。業務に従事する傍ら、社会人として山口大学大学院理工学研究科に入学し、多くの方々の御支援や御協力によって、研究を完遂することができたことを大変有難く思っています。

本研究の全般にわたり、山口大学大学院理工学研究科の金折裕司教授には、指導教員として終始あたたかい御指導と御教示を頂きました。また、島根大学大学院総合理工学研究科の横田修一郎教授には、論文の内容に関して貴重な議論をして頂くとともに、多くの御助言を頂きました。

山口大学大学院理工学研究科の田中和広教授、宮田雄一郎教授、澤井長雄准教授ならびに鈴木素之准教授には、論文をまとめるにあたり、貴重な御指摘と御助言を頂きました。特に第3章の内容に関して、同研究科の故山本哲朗教授には査読を御願ひして貴重な御助言を頂きました。同研究科の吉本憲正助教ならびに山本修三専門技術員には、第5章に述べたひずみ測定のためのデータロガー等の機器の使用を御快諾して頂くとともに、多くの御支援を得ました。

最後になりましたが、筆者が勤務する株式会社日本海技術コンサルタンツの中田昭彦社長ならびに大坂理常務には、本研究について多大なる御理解を示して頂き、研究を遂行する機会を与えて頂きました。また、同社隠岐支社の浜崎晃支社長には、本研究を遂行するために、筆者が社会人の立場で山口大学大学院に入学することに対し御理解と御支援を頂きました。

上記の方々に、衷心より感謝の意を表します。