

JNC TJ1410 98-001

# 堆積岩を対象とした地下へのアクセス 坑道に関する研究

(核燃料サイクル開発機構 委託研究内容報告書)

1998年10月

大成建設株式会社

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松4番地49  
核燃料サイクル開発機構  
技術展開部 技術協力課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to :  
Technical Cooperation Section,  
Technology Management Division,  
Japan Nuclear Cycle Development Institute  
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1194,  
Japan

核燃料サイクル開発機構 ( Japan Nuclear Cycle Development Institute ) 1998

JNC TJ1410 98-001

堆積岩を対象とした地下へのアクセス  
坑道に関する研究

(核燃料サイクル開発機構 委託研究内容報告書)

1998年10月

大成建設株式会社

1998年10月

## 堆積岩を対象とした地下へのアクセス坑道に関する研究

杉原 豊\*

## 要 旨

堆積岩における深地層試験に係わる技術的課題の一つである、地上から地下の試験場（主試験水平坑道）へのアクセス坑道の仕様について、地盤条件、工事・試験研究の実施の安全性、試験研究環境の確保、設計、施工性、工期、費用の観点から検討し、その現実的な成立性を考察する事を目的として実施した。

地盤条件は、幌延町に広く分布している新第三紀の声問層及び稚内層を対象として設定した。過去に実施したD-1 ボーリングでは声問層主部相のデータは得られていないが、声問層上部相と同様と仮定しその物性値を設定した。また、稚内層は既往の資料から声問層主部相とほぼ同様の物性と推定した。地層構成は場所により幌延町内で大きく変化するため、地表より GL-500m あたりまで声問層主部相あるいは稚内層のみで構成されるものとした。

アクセス坑道のレイアウトは、どこまで一般に開放した施設にするかにより影響を受けるが、研究施設としての性格を重視する考え方で、従来の「立坑案」と「らせん坑道と立坑を組み合わせた案」（らせん坑道案と称す）を比較検討対象に選定した。

らせん坑道は総延長が 5,000m となることから、工期についての比較の観点から、らせん坑道断面に工事量が比較的少ない単線断面と、トンネルでの採用実績の多い複線断面の 2 種類を想定し、支保設計、施工検討において比較検討した。

支保設計は、一次支保は専ら地山応力の開放にあて二次覆工に緩み荷重を負担させるとの考え方で実施した。その結果、支保工厚さは 50~60cm 程度と見積もられた。

以上の前提に基づき、「立坑案」と「らせん坑道案」を比較すると、「立坑案」は総工期 63 ヶ月で「らせん坑道案（複線断面）」より 7 ヶ月短く、また、建設費に関しては、「立坑案」は「らせん坑道案（複線断面）」より約 80 億円程度安価であると見積もられた。

本報告書は、大成建設株式会社が核燃料サイクル開発機構の委託により実施した研究の成果である。

契約番号：100D02044

サイクル機構担当部課室および担当者：立地推進部 研究主幹 青木 和弘

\* 大成建設株式会社エンジニアリング本部エネルギー部

OCTOBER, 1998

## Feasibility study on an access drift in a sedimentary rock formation

Y. Sugihara<sup>1)</sup>

## ABSTRACT

As a technical problem to be solved in the underground research of sedimentary rock formation, the specification for access drift from the surface to the experimental area in the underground was studied. Considering ground condition, safety for construction and experiment execution, maintenance of experimental environment, construction period and cost, the feasibility of access drift was carried out.

The ground condition was postulated considering the data of the Neogene Koetoi formation and Wakkai formation which are covering widely over Horonobe-cho area. Although the data of the Main faces of Koetoi formation were not obtained in D-1 boring, we assumed it had same mechanical properties as the Upper faces of Koetoi formation. As for Wakkai formation, it was considered to have almost same mechanical properties as the Main faces of Koetoi formation based on the result of elastic wave test carried out before. The geology is varied according to the location even within the Horonobe-cho area, we assumed that the future site is wholly composed of Koetoi or Wakkai formation from the surface to the level around GL-500m deep.

As model layouts, which would be affected by how open it is to the public, two vertical shafts layout and a combination layout of a spiral drift and a vertical shaft were selected and studied. The construction period of the spiral drift was expected to be fairly long because its length is as long as 5,000m. We selected two different tunnel, one is single-lane tunnel which required less material and labor for its construction, the other is double-lane tunnel which we have experienced a lot and we understand it is convenient size for construction work.

We designed the primary lining was only for the support against to the primary relaxation due to the release of ground stresses and the inner lining was for the load of loosen ground around the tunnel by the excavation, because a fairly large lining would be expected due to the large initial stresses. 50~60 cm thickness lining is thought to be resulted from the calculation.

The construction period for two vertical shafts layout are figured that it would be 63 months which is 7 months shorter than that of the spiral-shaft combination layout (double-lane tunnel). As for the construction cost, it is estimate that the cost for vertical shafts layout is less expensive by about 8 billion yen compared with the spiral-shaft combination layout (double-lane tunnel).

Work performed by Taisei Corporation under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute

JNC Liaison : Site Planning Division • • • • • Kazuhiro Aoki

1) Taisei Corporation, Engineering Division

堆積岩を対象とした地下へのアクセス坑道に関する研究

担当者一覧

実施責任者 姉崎 進

実施担当者 杉原 豊

研究業務担当 姉崎 進

杉原 豊

五十嵐孝文

窪田 茂

安達 哲也

## はじめに

堆積岩における深地層試験に係わる技術的課題の一つとして、地上から地下の試験実施の場（主試験水平坑道）へのアクセス坑道の仕様の設定が挙げられる。

本研究は、地盤条件、工事・試験研究の実施の安全性、試験研究環境の確保、施工性、工期、費用の観点から検討を行い、その現実的な成立性を考察する事を目的として実施した。

地盤条件は、幌延町に広く分布している新第三紀の声間層及び稚内層を対象として既往データを利用して設定した。アクセス坑道のレイアウトとしては、従来の立坑案の他にスウェーデンの HRL にならい、らせん坑道と立坑を組み合わせた案を比較検討対象に選定し検討を進めた。

# 目 次

1. 地盤条件の設定 .....	1
1.1 地盤物性の設定について .....	1
1.2 稚内層・声問層の物性設定について .....	1
1.3 モデル地盤の設定について .....	4
1.4 今後の課題について .....	8
2. アクセス坑道レイアウトの検討 .....	9
2.1 立坑案 .....	9
2.1.1 基本レイアウト .....	9
2.1.2 選定理由 .....	9
2.2 らせん坑道案 .....	12
2.2.1 基本レイアウト .....	12
2.2.2 選定理由 .....	12
2.2.3 らせん坑道の線形 .....	12
2.2.4 らせんの周回（巻き数） .....	12
2.2.5 らせん坑道の形状 .....	12
2.2.6 制約条件 .....	13
2.2.7 本研究での基本レイアウト .....	13
2.2.8 らせんの線形 .....	14
2.2.9 水平試験坑道との接続 .....	14
2.2.10 換気用立坑 .....	14
2.3 今後の課題 .....	16
2.3.1 施設コンセプトの明確化 .....	16
3. アクセス坑道内空断面の設定 .....	17
3.1 立坑と坑底施設水平坑道 .....	17
3.1.1 立坑 .....	17
3.1.2 坑底施設水平坑道（中間の水平連絡坑道も含む） .....	18
3.2 らせん坑道 .....	18
3.2.1 単線断面 .....	19
3.2.2 複線断面 .....	21
4. アクセス坑道支保の検討 .....	23
4.1 支保工の設計方法 .....	23
4.1.1 一次支保の考え方 .....	23
4.1.2 二次覆工の考え方 .....	23
4.2 設計条件 .....	24
4.2.1 地盤物性 .....	24
4.2.2 地盤反力係数 .....	24
4.2.3 材料物性 .....	25
4.2.4 構造寸法 .....	25
4.2.5 初期応力 .....	25

4.3 立坑	26
4.3.1 一次支保	26
4.3.2 二次覆工	26
4.4 らせん坑道	28
4.4.1 単線断面	29
4.4.2 複線断面	32
4.5 坑底施設水平坑道	42
4.6 検討結果のまとめ	47
4.7 今後の課題	51
 5. アクセス坑道の施工の検討	.52
5.1 立坑案	52
5.1.1 施工法の概要	52
5.1.2 構方式について	52
5.1.3 立坑案の工程	55
5.1.4 立坑案の施工費	59
5.2 らせん坑道案	60
5.2.1 単線断面	60
5.2.2 複線断面	64
5.3 今後の課題	75
 6. とりまとめ	76
6.1 工事及びアクセス坑道掘削中及び掘削後に行う試験研究（地質構造調査、掘削影響試験、坑道掘削施工性試験、地下水の地球化学調査、水理・物質移行試験）に対する安全性や同試験研究環境の確保の観点からの考察	76
6.2 GL-50mごとにおける試験研究中に発生する1日当たりの工事待機費用の算出	76
6.3 掘削ズリの処分	77
6.4 堆積岩を対象とした地下へのアクセス坑道の現実的な成立性の考察	77
6.5 今後検討するべき項目等に関する提言	78
6.5.1 地盤条件の取得	78
6.5.2 施設概念の明確化	78
6.5.3 大初期地圧下での支保設計	78
6.5.4 アクセス坑道施工の検討	78

## 参考資料

## 1. 地盤条件の設定

### 1.1 地盤物性の設定について

今回の検討に当たっての地盤物性の設定に当たっては、以下の資料を用いて検討を実施した。

- 資料 1) 貯蔵工学センター立地環境調査 一深層ボーリング報告書, (動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書), 1987, PNC TJ1027 98-012
- 資料 2) 貯蔵工学センター基本計画策定のための調査 (IV) 報告書, (動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書), 1988, (未公表, サイクル機構で公表手続中)
- 資料 3) 北海道北部地域の断層に関する研究 (VI) 報告書, (動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書), 1997, (未公表, サイクル機構で公表手続中)
- 資料 4) 石油公団：国内石油・天然ガス基礎調査 基礎試錐「天北」調査書, 1995

### 1.2 稚内層・声問層の物性設定について

上記の報告書の中で、直接稚内層の物性について検討しているものは、資料 4) の石油公団 (1995) : 国内石油・天然ガス基礎調査以外には無い。しかしこの石油公団での報告書においても、報告書の本来の目的である石油・ガス胚胎層である地層が、稚内層より下位の地層であるため、稚内層の岩盤物性をボーリングコアの岩石試験や孔内試験で直接的に計測をしていない。

この報告書の中での稚内層の検討としては、ボーリング孔を用いた弾性波速度検層が実施され、各層の往復走時は表 1-1 のようになっている。この弾性波速度検層により得られた走時曲線を図 1-1 に示す。

表 1-1 各地層の掘削深度と往復走時

地層区分	掘削深度 (m below G.L.)	往復走時 (sec)
声問層基底	248	0.250
稚内層基底	1,271	1.147
増幌層基底	2,247	1.751
鬼志別層基底	2,364	1.817
曲淵層基底	2,968	2.160
羽幌層基底	3,625	2.532
函淵層群基底	4,553	2.957

資料 4) 88p より

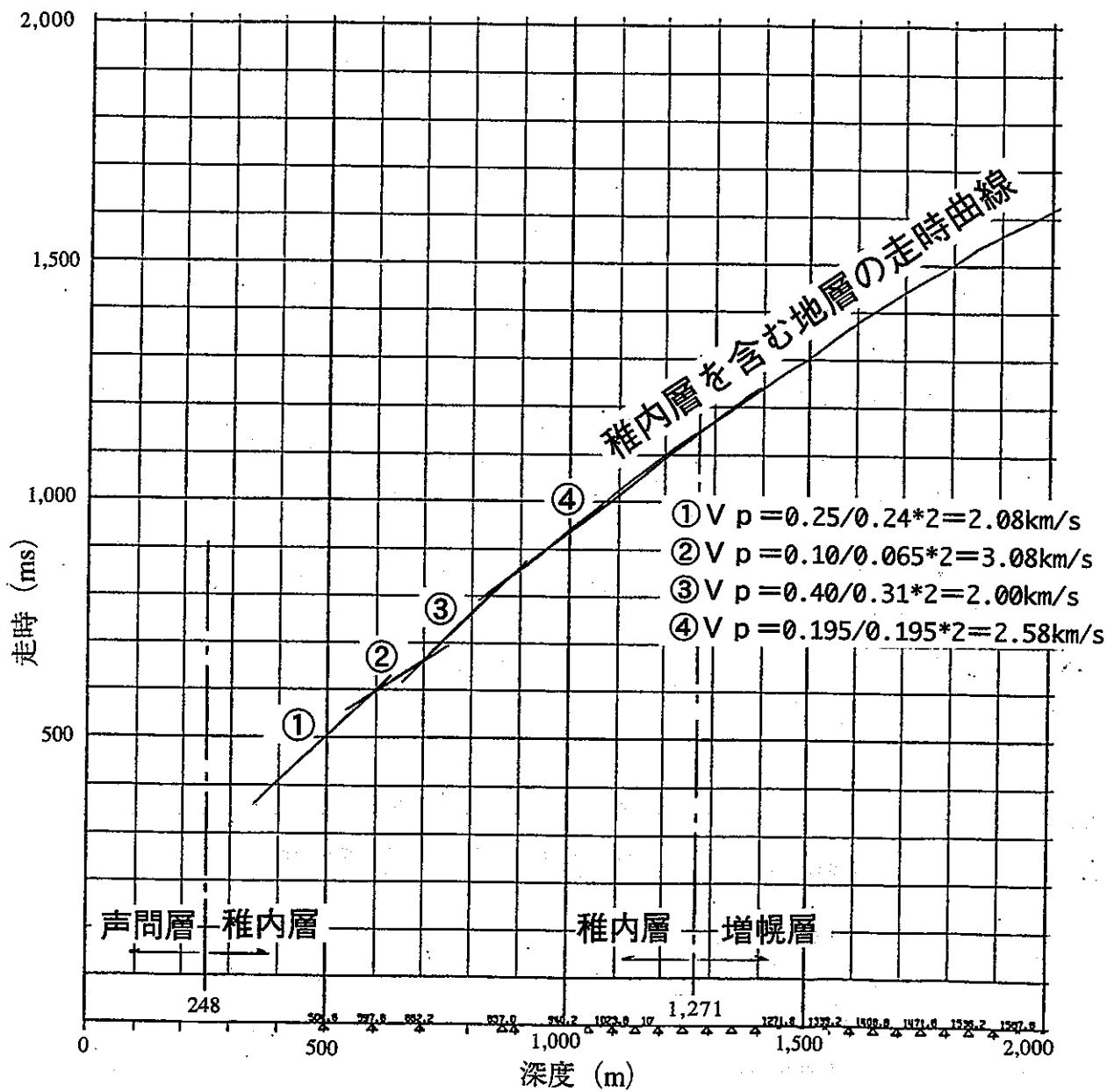


図 1-1 稚内層における走時曲線と求めた区間弾性波速度

(前出 4) の文献掲載資料第 43 図 (p89) の一部に加筆)

報告書中に示されている走時曲線は、GL-350m から地下深部の-5,050m までであり、今回の検討では、GL-350m から GL-1,271m までの稚内層部の走時曲線について検討を実施した。この検討手法としては、得られている走時曲線をもとに、地盤の弾性波速度（P 波速度( $V_p$ )）を求めた。

その具体的な手法は、走時曲線をその曲線の傾きからいくつかの直線性の高い部分に分割する。その分割した各区間の走時曲線をについて、直線（一次）近似を実施し、直線の傾きから各区間の弾性波を求めた。

その結果、稚内層中の走時曲線は①～④の 4 つの区間に分割でき、その 4 つの区間における各区間の弾性波速度（P 波速度( $V_p$ )）は以下の通りである。

$$\textcircled{1} V_p = 2.1 \text{ km/s}$$

$$\textcircled{2} V_p = 3.1 \text{ km/s}$$

$$\textcircled{3} V_p = 2.0 \text{ km/s}$$

$$\textcircled{4} V_p = 2.6 \text{ km/s}$$

この 4 つの区間に分割された稚内層全層（GL-350～-1,271m）の距離平均 P 波速度は 2.3km/s となっている。この値は、同じ天北試錐での稚内層の上位層である声問層の総平均（GL.0～-248m）が 2.0km/s であることと比較すると、有意な差を感じていると判断できる。

一方、資料 1.に記されている動燃事業団が 1986 年に同じく幌延町開進にて実施した深層ボーリング（D-1 ボーリング）での速度検層結果を表 1-2 に示す。

表 1-2 深層ボーリング（D-1 ボーリング）での速度検層結果

深度 (m)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	ポアソン比
30 ~ 95	1,640	420	0.465
95 ~ 190	1780	560	0.445
190 ~ 280	2,000	700	0.430
280 ~ 460	2,090	950	0.370
460 ~ 1,060	2,290	1,040	0.370
1,060 ~ 1,350	2,450	1,150	0.359

資料 1) 95p より

その結果、D-1 ボーリングにおける弾性波速度は、地表から地下深部（ボーリング深度 GL-1,350m）にかけて、深度が増すに従って順次増大していることが明らか

にされている。そして、声問層上部相（ボーリング深度で GL-450～1,355m）での弾性波速度（P 波速度）は、2.29～2.45km/s と求められている。

このことは、さきに述べた石油公団実施の天北試錐での地表部（GL-0～248m）の声問層総平均が 2.0km/s で、その下位（GL-350～-1,271m）の稚内層での弾性波速度の平均が 2.3km/s であることと比較すると、両ボーリング孔においては、同じ深度であれば稚内層も声問層もほぼ同等の弾性波速度を有していることを示している。言い換えれば、当地域の地盤物性は均質で安定しており、地層の違いよりはむしろ深度に依存した物性値を有すると判断できる。

したがって、弾性波速度から見る限り、稚内層と声問層（主部相および上部相）はほぼ同様の地盤物性を有していると判断でき、稚内層の地盤物性は声問層で直接コアから得られた地盤物性と同様と見なすことが出来ると判断した。

以上より、稚内層および声問層主部相の地盤物性は、D-1 ボーリングで得られた声問層上部相の下部における物性値をもってその物性値として評価して差し支えないと判断した。

### 1.3 モデル地盤の設定について

今回の地盤条件設定をもとに、表 1-3 に示すように 3 箇所についてモデル地盤を設定した。その幌延町内での位置を図 1-2 に示す。

このうち 1-1 および 1-2 については開進地区を想定し、その断面図を図 1-3 に示す。このモデルでは、1-1 については地表部に勇知層、その下位に声問層上部相、最深部に声問層主部相という構成を想定した。1-2 については地表部から声問層主部相が单一に分布するという構成を想定した。

2 については地表部から稚内層が单一に分布するという構成を想定した。

3 については、地表部に声問層上部相、その下位に声問層主部相が分布するという構成を想定した。

今回の検討では、これらの断面のうち地表部より深部にわたって单一の地層で構成され、地盤構成の均質性が高く、より地盤が安定していると推定される 1-2 および 2 のモデル地盤構成について検討することとした。

そこで実際の検討に際しては、前節の 1.2 節で述べたように、稚内層と声問層主部相および声問層上部相についての物性値は同一と見なせることから、今回の検討ではいずれも従来の調査で得られている声問層上部相の下部における物性値をもって、その地盤物性値として評価することとし、地表より地下深部まで单一相として評価することとした。

表 1-3 モデル地盤ごとの地盤物性一覧表

1-1 従来断面に近く、林道から約50m大曲断層側を坑口とする案

地層名	深度 (m)	単位体積重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比	備 考
勇知層	-100	2.2	20	15	2,500	0.35	声問層上部相
	-150	2.2	30	12	4,000	0.35	
	-200	2.3	25	25	7,000	0.35	
	-250	2.3	30	30	10,000	0.35	
声問層主部相	-500	2.3	30	30	10,000	0.35	声問層上部相下部の値で代用

1-2 従来断面より大曲断層側で、坑口直下より声問層主部相を掘削する案

地層名	深度 (m)	単位体積重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比	備 考
声問層主部相	-500	2.3	30	30	10,000	0.35	声問層上部相下部の値で代用

2 地表部から稚内層が分布する場所の案（上幌延採石場付近相当）

地層名	深度 (m)	単位体積重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比	備 考
稚内層	-500	2.3	30	30	10,000	0.35	声問層上部相下部の値で代用

3 大曲断層より東側の声問層分布域での計画案（南沢牧場、北星園付近相当）

地層名	深度 (m)	単位体積重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比	備 考
声問層上部相	-50	2.3	25	25	7,000	0.35	声問層上部相中部の値で代用
声問層主部相	-500	2.3	30	30	10,000	0.35	声問層上部相下部の値で代用

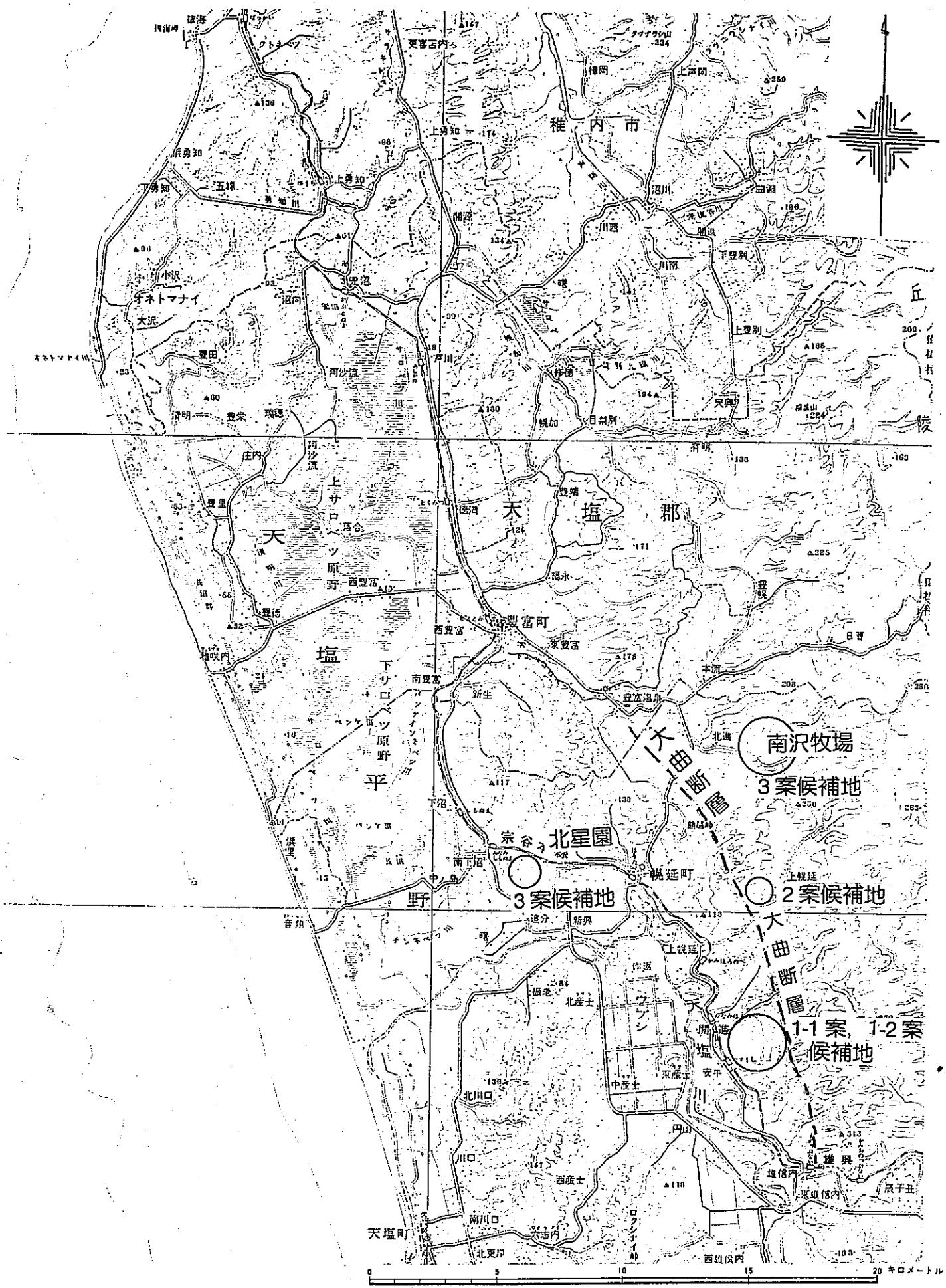


図 1-2 モデル地盤設定位置図

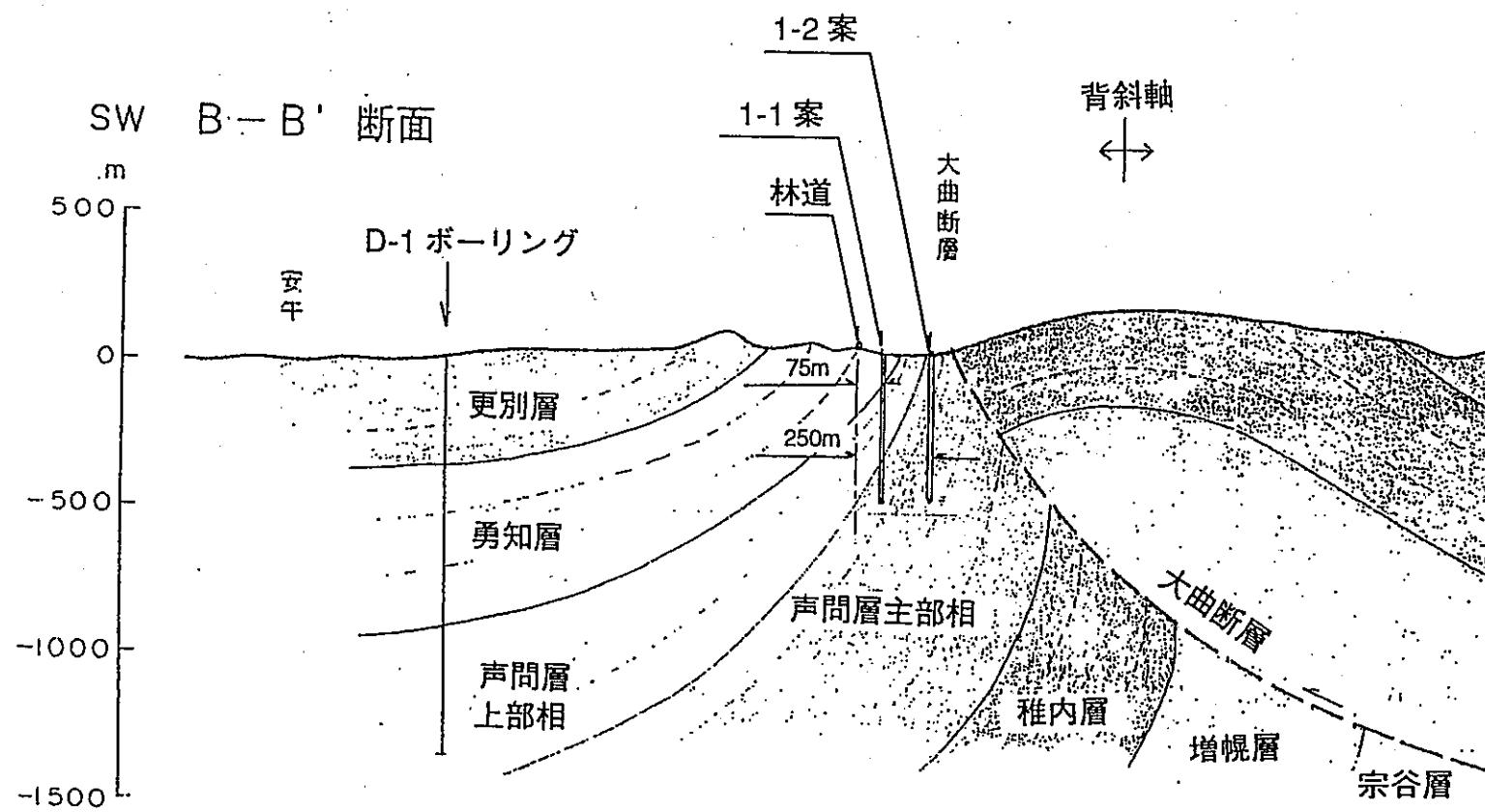


図 1-3 モデル地盤設定位置の地盤構成（地質断面図）

#### 1.4 今後の課題について

今回の検討において稚内層の地盤物性については、あくまで弾性波速度をもとにした推定を行うにとどまった。そのため今後は稚内層について、声問層からの連続したボーリング調査を実施し、得られたコアや地表部の岩石試料を用いた岩石試験およびボーリング孔内で各種試験を実施し、地盤物性を取得することが必要となる。このような調査により、深度（地層）毎のより詳細な地盤定数を求め、そこで得られた値を設計に取り入れることを目指す必要がある。

その他には、モデル地盤の1で取り上げた、大曲断層近傍の地盤物性については、断層の影響を考慮せずに検討を実施している。このためさらに詳細な検討を実施するためには、断層影響範囲の検討を実施する必要がある。具体的には、大曲断層の派生断層の有無や、破碎帯の規模、分布位置の把握をする必要がある。

## 2. アクセス坑道レイアウトの検討

レイアウトは、「立坑案」と「らせん坑道案」の2案検討する。このうち、らせん坑道の内空断面には単線断面と複線断面を想定し、支保設計、施工検討の両面から比較検討した。

- ・ 単線断面：坑道断面が小さく、一般部では車両が双方向では通過出来ない。掘削量や支保工厚の低減を狙ったものである。
- ・ 複線断面：一般部においても車両が双方向で通過出来る程度の断面を有する。掘削量等物量は単線断面に比較すると多いが、換気用風管の設置等の自由度が大きい。施工上、望ましい最低限の断面で施工の効率化で工期短縮を狙ったものである。

### 2.1 立坑案

#### 2.1.1 基本レイアウト

従来検討されてきた案を採用する。立坑（正、副）の2本は、2本とも内径 $6\text{ m}^1$ の立坑とし、その間に水平試験坑道を配する。また、250mレベルにも両立坑を連絡する水平坑道を設ける。水平坑道のレイアウトは試験内容によって大きく異なるので、ここでは、その一例として図-2.1に概念図を示す。この基本案は「貯蔵工学センター基本計画策定のための調査（IV）1988年6月」において検討されたものである。

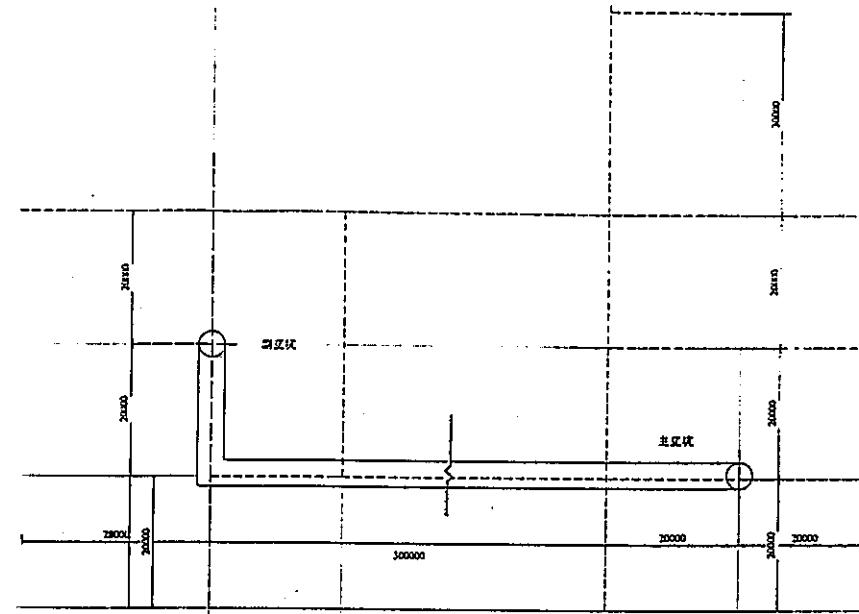
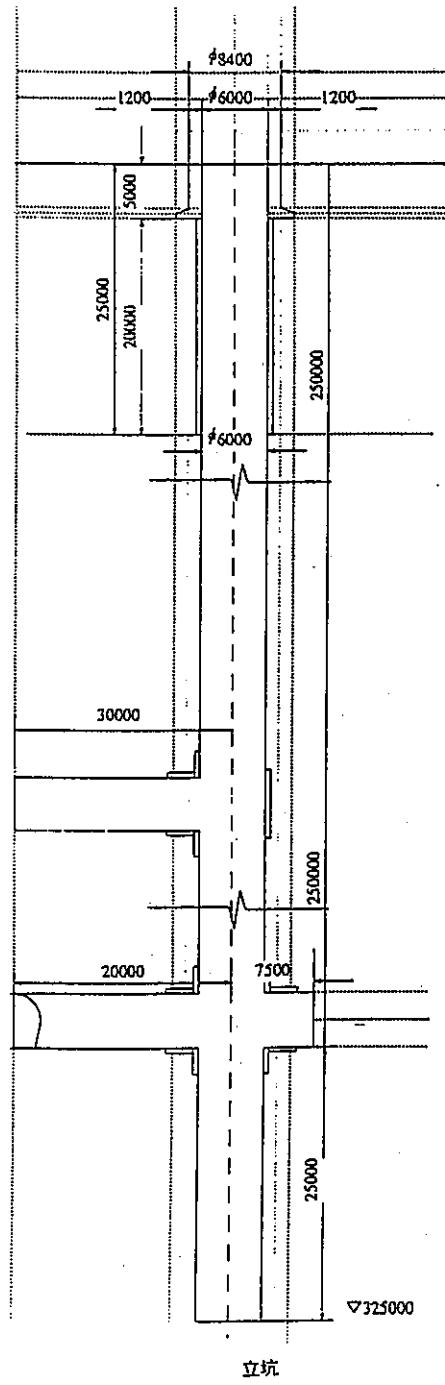
さらに、基本的にこのレイアウトによる鳥瞰図（イメージの表現に止めており水平坑道のレイアウトは簡略化した。）を図-2.2に示す。

#### 2.1.2 選定理由

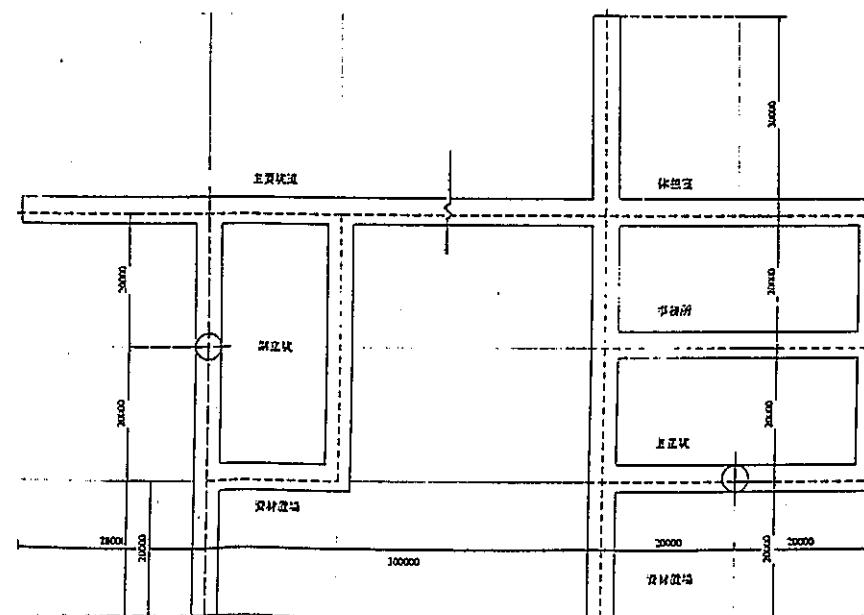
諸外国の例をみても、地下研究施設は立坑タイプが多く、それも立坑1本案が多い。しかし、ある程度、外部からの見学者を広く受け入れる事も想定すれば、避難経路の確保などの点から自由度の多い立坑2本案を採用することが望まれる。さらに、次のらせん坑道案と工費・工期の点から比較するためにも望ましいと考える。

---

<sup>1</sup> 内径の設定理由・根拠については、3章アクセス坑道内空断面の設定の項を参照のこと。



GL-250m レベルでの水平坑道展開



GL-500m レベルでの水平坑道展開

図-2.1 立坑案概念設計図

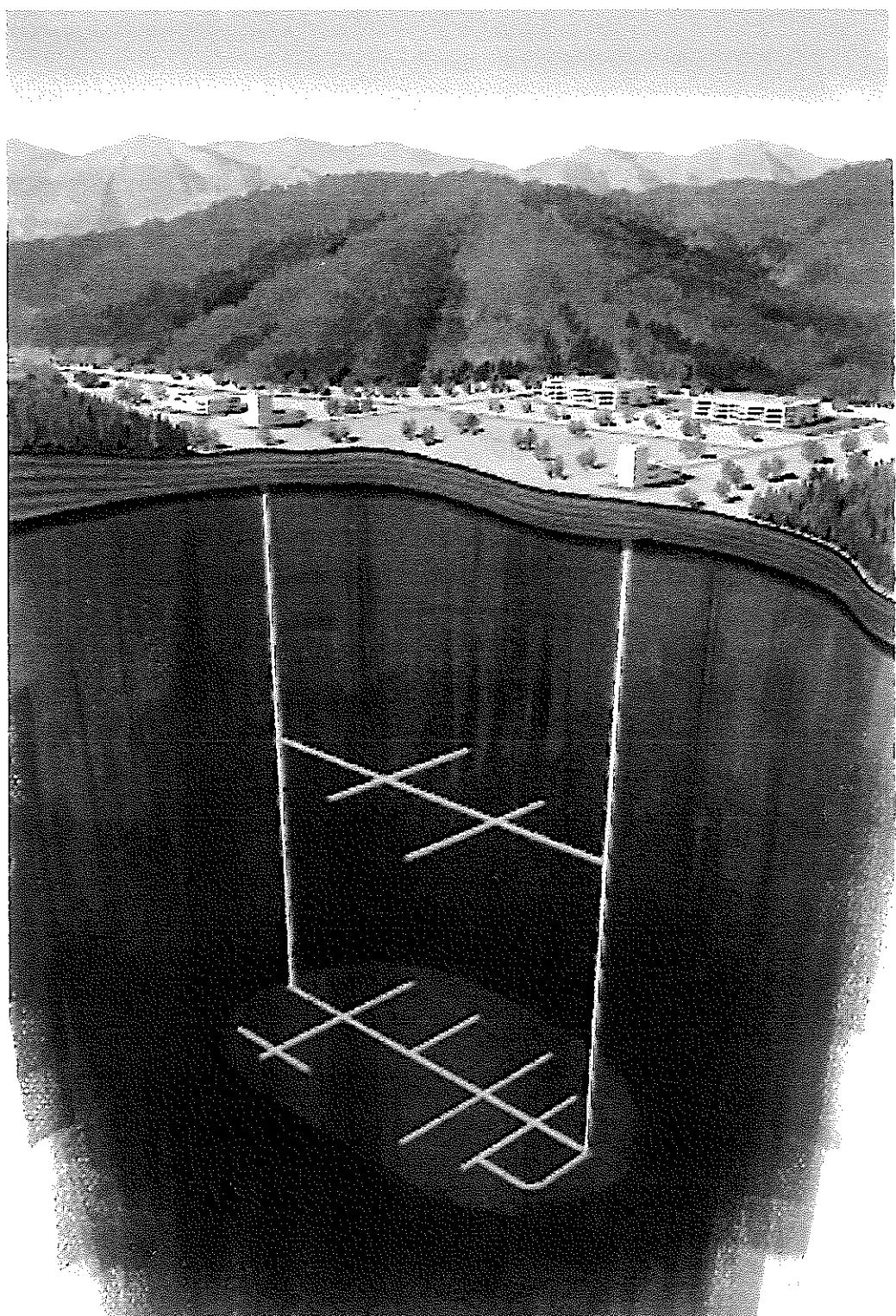


図-2.2 立坑案の鳥瞰図

## 2.2 らせん坑道案

### 2.2.1 基本レイアウト

らせん坑道と立坑の組み合わせとする。

### 2.2.2 選定理由

らせん坑道は、外からの車両等をそのまま地下の水平試験坑道まで受け入れられること、及び比較的大量の資材を車両で運搬出来る等の長所がある。立坑は、輸送量には限界があるものの比較的短時間で水平試験坑道までアクセスする事が可能で、互いに機能的に補完する事が出来る。

また、非常時に複数の避難経路を確保する意味から、2つの系統を用意することは望ましい。

### 2.2.3 らせん坑道の線形

らせん坑道は、総延長を出来るだけ短く設定したいので、平均勾配を道路構造令<sup>2</sup>で許される上限に近い10%とする。この勾配に基づくと地下500mに位置する水平試験坑道まで5000mの距離となる。

らせんの径は、らせん坑道の特徴である「広範囲に対象とする地盤の地質環境を調査することが可能」を考慮すると、調査対象の拡がりがどの程度かにより、設定されるべきものである。現段階では、この条件の設定は行わない。

### 2.2.4 らせんの周回（巻き数）

坑道の総延長とらせん坑道の径が決まれば、自動的に周回数が決定するが、調査するべき項目にも影響される。すなわち、深度依存物性のように異なる深度で同種の物性を調査するような場合、周回数が優先される場合も予想できよう。この条件の設定はない。

### 2.2.5 らせん坑道の形状

らせん坑道であっても、通行する車両の運転操作の安全確保の観点から連続する曲線は避け、直線を組み合わせた多角形とする。また、敷地の範囲や形状に応じて制約を受け形状が変化する状況も考えられるが、本研究では、その条件が無いので正多角形を基

<sup>2</sup> 道路法第30条で道路構造の技術的基準については政令で定めるよう定義されており、道路構造令はこの主旨に沿って制定されたものである。ここで対象とされている「道路」とは、トンネルや橋梁も含むが、高速自動車国道、一般国道、都道府県道、市町村道を指す。したがって、私有地内に設置される道路やトンネルには適用する義務は無いが、通行する車両が同様であれば技術的な事項については参考にすべきところが大であると考えられるので技術的根拠とした。

本に考える。

## 2.2.6 制約条件

総延長 5,000 m の坑道であるため、「道路トンネル非常用施設設置基準」<sup>3</sup> に則れば非常時に避難するための避難通路の設置が望まれる。この避難通路は、700~800 m の間隔で設置することが望ましいとされている。<sup>4</sup>

これを適用するとすれば、らせん坑道を上下線 2 系統設け、2 本のらせん坑道を避難連絡坑道で連絡するか、あるいは他のアクセス坑道（本研究では立坑）に連絡させるかの方法が考えられる。

## 2.2.7 本研究での基本レイアウト

### (1) 周回の距離

一周 800m とする。らせん坑道の周回数が先に決まれば、自動的に一周の距離が設定されるが、この条件は無い。そこで、避難通路の設置を先の基準に則り 800m に一ヶ所設置するとし、かつ避難先を立坑と想定すると、周回距離は 800m となる。本施設に一般道路トンネルを対象とした「道路トンネル非常用施設設置基準」を適用するかどうかは未定であるが、現存している法令にある設置間隔基準を尊重してそれに準拠する立場

<sup>3</sup> 「道路トンネル非常用施設設置基準」は昭和 56 年 4 月 21 日付建設省都市局長・道路局長通達である。一日当たりの交通量とトンネル延長距離に応じてトンネルの等級が定められている。それを適用した場合、本らせん坑道は A ランクに分類され、避難通路を「必要に応じて設置する」ことが求められる。（巻末の参考資料を参照）

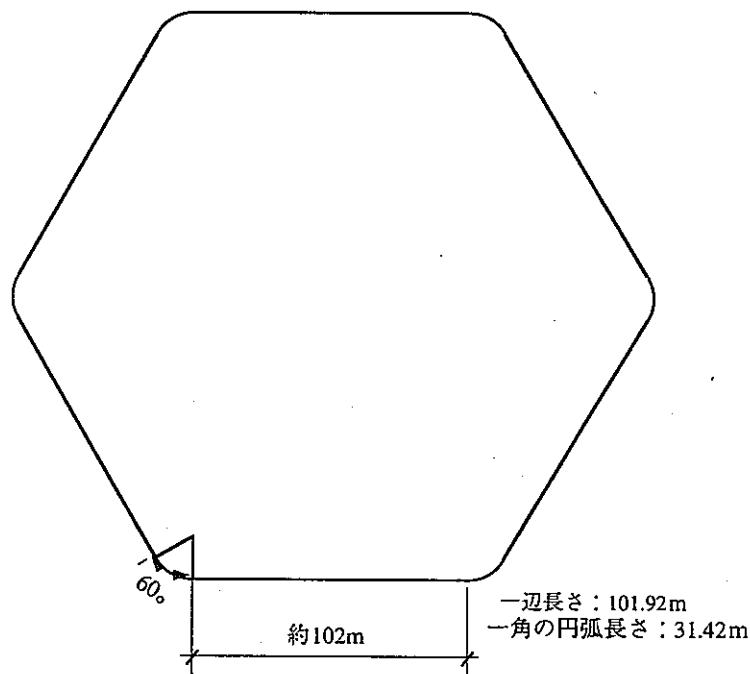
<sup>4</sup> 「道路トンネル非常用施設設置基準」には避難通路の設置間隔についての記述はない。道路構造令などと類似の基準である高速自動車道を対象にした道路公団の設計要領第三集 トンネル、平成 9 年 10 月には、避難通路の設置間隔として 700m~800m が望ましいと記述されており、実質的に設置が義務づけられている。また、刊行が遅れているが「道路トンネル非常用施設設置基準」の解説と運用編には、道路公団の記述例を文中で紹介する予定と言われている。これは、無設置の在来トンネルの存在に配慮しつつ、新設トンネルには実質的に設置を義務づける意向と思われる。

この基準の適用は、先の道路構造令の部分で述べたように、あくまで一般の高速自動車国道、一般国道、都道府県道、市町村道を対象にしたものである。本件のらせん坑道はそれらに該当せず、したがって適用の義務は無い。ただし、適用しない場合は、独自の安全管理方法の立案や避難対策の設備を設置することが必須と考える。

で考えた。

### 2.2.8 らせんの線形

前節の条件設定から、立坑を1本とし一周800mの正六角形の線形としてらせんを設定する。このモデル概念図を図-2.3に示す。



一周 800m 坑道平面図

図-2.3 らせん坑道平面図

### 2.2.9 水平試験坑道との接続

GL-500mに位置する水平試験坑道は、2方向避難が出来るよう一方を立坑に、残る一方をらせん坑道に接続するレイアウトとする。

### 2.2.10 換気用立坑

換気用の立坑は設置する可能性は高いが、本研究の検討対象ではないので考慮しない。

以上の検討をもとに作成したらせん坑道案の鳥瞰図を図-2.4に示す。

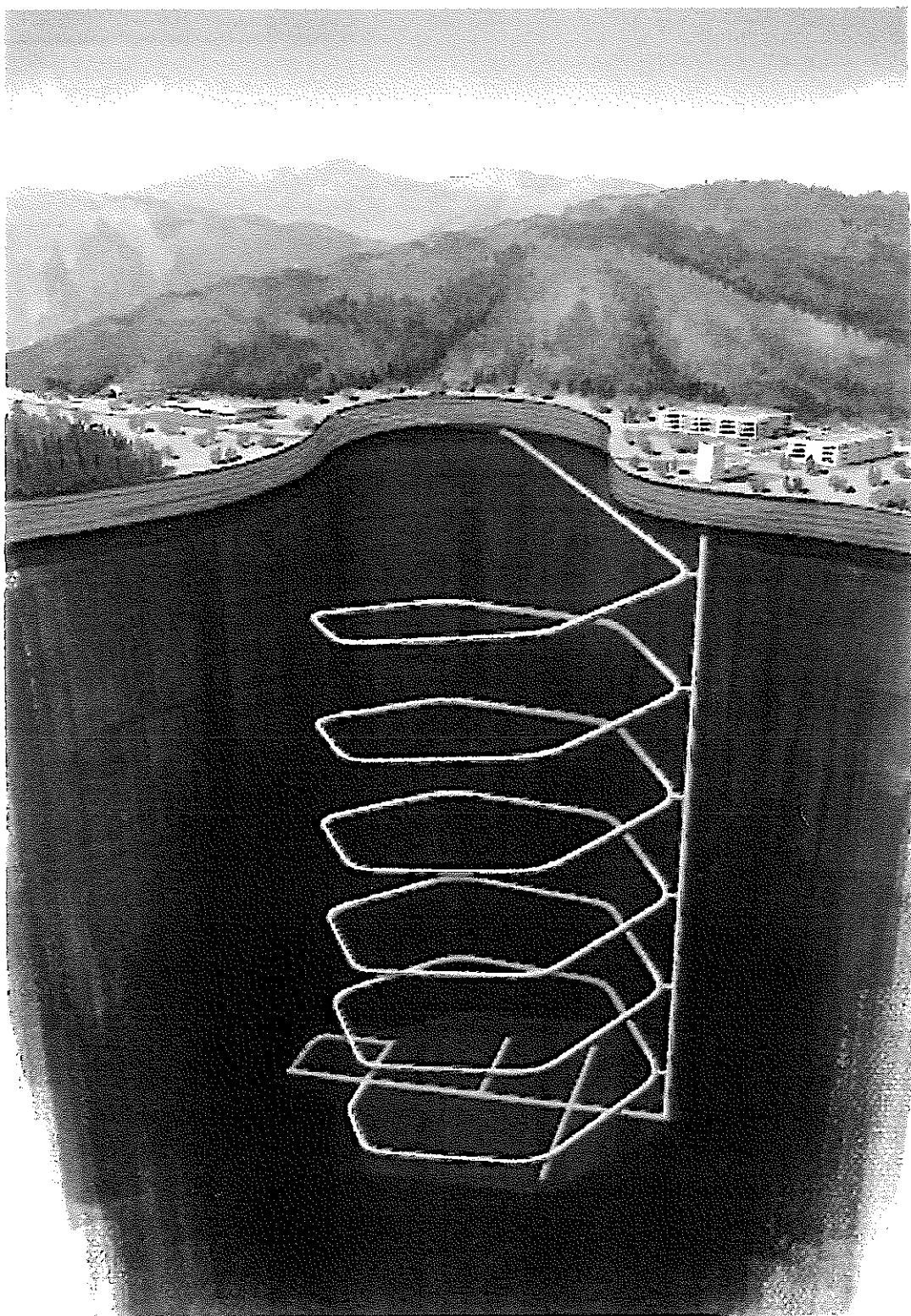


図-2.4 らせん坑道案の鳥瞰図

## 2.3 今後の課題

放射性廃棄物処分研究のための地下研究施設として求められる機能から、従来の研究成果などをもとにして、施設のレイアウトを検討した。今後、さらにこの検討を詳細にしていくためには、以下の課題の解決が必要と考える。

### 2.3.1 施設コンセプトの明確化

地下研究施設は本来的に、廃棄物処分に係わる研究を行う場としてのコンセプトのもとで検討が進められている。一方、PA 施設としての役割を期待する考えも少なからず有る。

本来の研究者やその関係者以外に一般の不特定多数の人を多数施設内に受け入れる事を想定し、どこまで公開するか等を明確にしておくことが施設概念を設定する上で影響が大きいと考える。

一例をあげれば、GL-100m 程度に一般公開用の施設を設置し、それ以深の施設については特別に申し込みをした少数のみに入場を許可する、という運営方法を前提とすれば、その範囲にしたがって適用される関連法規<sup>5</sup>が明らかとなり施設レイアウトやエレベーターに求められる仕様がもっと明確になると見える。さらに、避難システムについても要求事項が明確になる。

- 1) 道路構造令の解説と運用、社団法人 日本道路協会、昭和 58 年 23 月
- 2) 道路トンネル非常用施設設置基準、昭和 56 年 4 月 21 日付建設省都市局長・道路局長通達、（平成 11 年度に本基準の解説と運用編が発行される予定）
- 3) 設計要領第三集 トンネル、日本道路公団、平成 9 年 10 月、pp29～30

---

<sup>5</sup> 同種の施設が無く明確には断言出来ないが、一般公衆が施設に立ち入るので有れば、地下の坑道であっても施設は建築物と見なされる可能性が高く、建築基準法、建築基準法施行令及びそれに関する建設省告示に準拠して許認可と検査を受けなければならない。これに対して、非公開施設であり特定の人員のみが利用するので有れば、地下の坑道は建設現場等と同様、労働安全衛生法、労働安全衛生法施行令及び労働省告示などに準拠するだけとなる。

前者（建築基準法等の適用を受ける施設）に適合するエレベーターで現在昇降行程が最大のものは、横浜のランドマークタワーにおけるもので、約 290m である。同様なエレベーターの昇降行程の限度は 600m 程度といわれており、地下研究施設に同様なものを設置するなら、今後、技術開発を必要とする。

### 3. アクセス坑道内空断面の設定

#### 3.1 立坑と坑底施設水平坑道

##### 3.1.1 立坑

立坑の内空断面は、使用上の便利さを優先させて矩形の断面を採用している例が古くはあったが、現在は構造力学的に最も安定していることから円形の内空断面が採用される。カナダやスウェーデンの地下研究施設の立坑も円形断面である。本研究での立坑案及びらせん坑道案における立坑の内空断面においても円形断面とし、内径を従来から設定されている値を踏襲して6m<sup>1</sup>とする。（図-3.1 参照）この内空断面積は28.3 m<sup>2</sup>である。

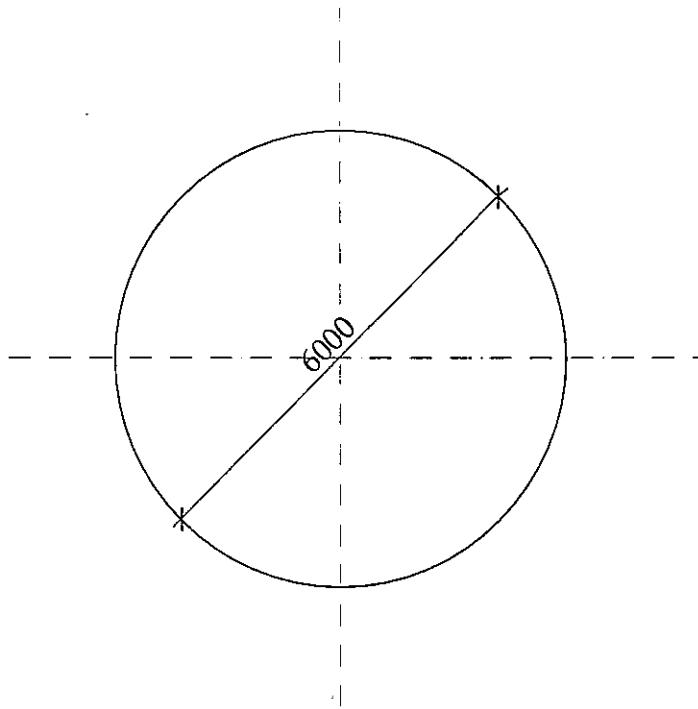


図-3.1 立坑内空断面

<sup>1</sup> 立坑断面内径の決定経緯については、「貯蔵工学センター基本計画策定のための調査」に記載されている。(a)ロックボルトの施工上必要な内空、(b)止水用グラウト注入工事の際の最小スペース、(c)立坑完成後、水平坑道掘削用の重機の搬入のための空間、の3点について仕上がり内径4.5mと6.0mの2案について比較検討している。その結果、総合的に判断して立坑の仕上がり内径として最低6mは必要との結論が出されている。

### 3.1.2 坑底施設水平坑道（中間の水平連絡坑道も含む）

GL-500m に位置する坑底水平坑道の内空断面及び GL-250m レベルにおける水平連絡坑道の内空断面は、そこで実施される試験研究を行う上で必要な空間（研究資材の寸法、運搬設備の寸法、施工機械の寸法などが納まる空間）に基づき設定されるものである。これらが今後十分検討されるまでは、過去の設定例を参考にするものとする。ここでは「貯蔵工学センター基本計画策定のための調査」で設定されているものを使用する。内空断面を図-3.2 に示す。この内空断面の面積は  $16.8 \text{ m}^2$  である。

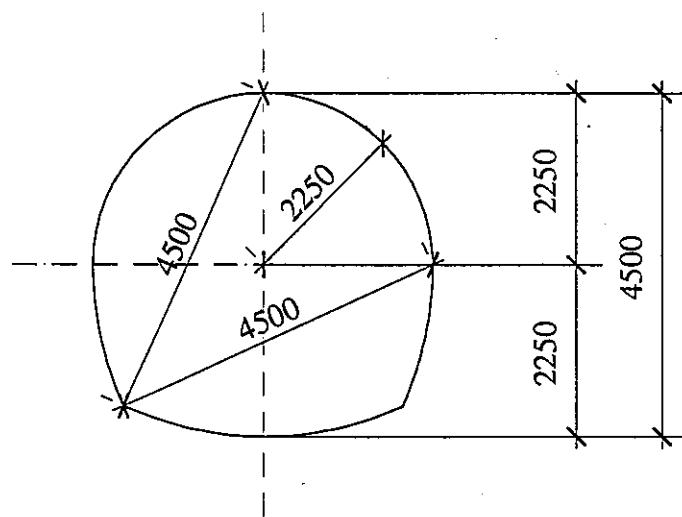


図-3.2 水平試験坑道内空断面

### 3.2 らせん坑道

らせん坑道の内空断面は、立坑がほとんど円形断面であるのに比較して様々な内空断面の設定が可能である。そこで、らせん坑道の内空断面を設定するにあたり考慮すべき事項を表 3.1 に示す。

表3.1 地下研究施設らせん坑道の内空断面の設定に関して考慮すべき事項

項目	内 容
用途（使用目的）	通過物の最大寸法や通過する頻度を考慮して、建築限界を設定する。
地形・地質	岩盤が堅硬であれば、力学的な制約は少なく内空の形状を比較的自由に選択できる。しかし、軟弱な地盤や岩盤及び地圧が強大である時は力学的な制約が大きく、局所的な応力集中が少ない形状が選ばれる。
施工法（施工性）	内空断面を小さくし物量を少なくしても、必ずしも経済的でない場合がある。掘削や支保工設置、ズリ搬出の作業効率のため望ましい大きさがあり、断面が多少大きくても逆にコスト上有利な場合がある。
支保工	地下研究施設特有の事項である。力学的な安定を確保するために、あまりに厚い支保工が必要となれば、本来の目的である岩盤を対象とした各種の計測・試験が円滑に行えない可能性がある。
その他の要因	坑道を利用した換気方式を採用する場合は、換気量により断面の大きさが影響を受ける。また、工事中に風管換気を採用する場合は風管の占める面積を確保した断面であることが必要。この他、各種のユーティリティ配管や安全通路、待避所などの配慮が必要である。

本検討では、地下研究施設としての使用は決定しているものの、アクセス坑道にどのような車両を通行させるのか、構想の段階であり具体化していない。

地下研究施設に一般の見学者まで車両で直接入場させるコンセプトであれば、アクセス坑道として観光バス程度の車両が対面交通出来る断面が望まれる場合もある。純粋に研究者の行き来と研究用資材の搬出入のみに限定されるなら、普通乗用車程度の車両を対象に単線断面として部分的に拡幅部分を設置することで十分と考えられる。これらは、今後施設コンセプトの検討のなかで設定されると判断するが、現時点で本研究では、実例があるスウェーデンの HRL のように単線断面の場合と、その対案としての複線断面の2つの場合を想定し検討を進めるものとする。

### 3.2.1 単線断面

アクセス坑道としてらせん坑道を採用しているスウェーデンの HRL (Hard Rock Laboratory) の内空断面を図-3.3 に示す。HRL は母岩が花崗岩であり、断面の選定に際しては自由度が高く、図に示すように幌形断面が選ばれている。幅員は 4.5m で、車幅 1.7m 程度の自動車であれば、徐行しつつそれ違えるが、基本的に単線断面と言える内空断面を採用している。

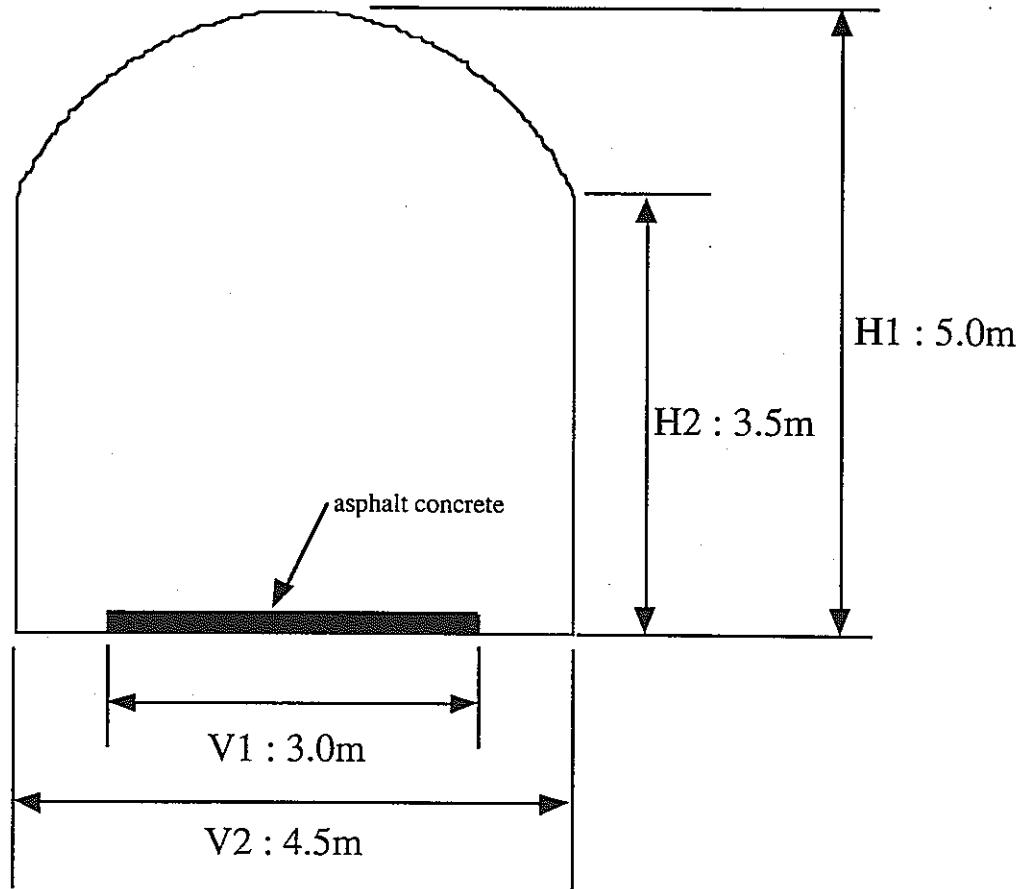


図-3.3 スウェーデン HRL のらせん坑道内空断面

アクセス坑道の内空断面を設定する上で、我が国で参考とするべき法令・基準として、「道路構造令」が挙げられる。小断面の隧道の規定がある農道や林道の規定（それぞれ「土地改良事業計画設計基準」や「林道規定」）も、基本的に道路構造令に準拠しているので、これを参考にする。

道路構造令は通過交通量に応じて車線幅員や車線数を設定している<sup>2</sup>。最も交通量の少ない道路は、一車線（単線）道路として幅員4mが定められている。そこでこの4mの幅員をもとに設定される建築限界が納まる内空断面を図-3.4に示す。これを本研究の単線断面の内空断面として採用する。この内空断面の面積は24.2m<sup>2</sup>である。

<sup>2</sup> 道路構造令第3条及び第5条に規定されている。自動車専用道路かそれ以外の道路かの相違、及び道路の所在が都市部か地方部の相違で第1種から第4種に分類されている。さらに、それぞれの種毎に一日当たりの交通量（計画交通量）により第1級から第5級に分類される。ちなみに、地方部の市町村道で計画交通量が500台未満の道路（すなわち、最も利用度が低いと見なされる道路）は第3種5級に分類され、車道の幅員を4メートルにする規定がある。

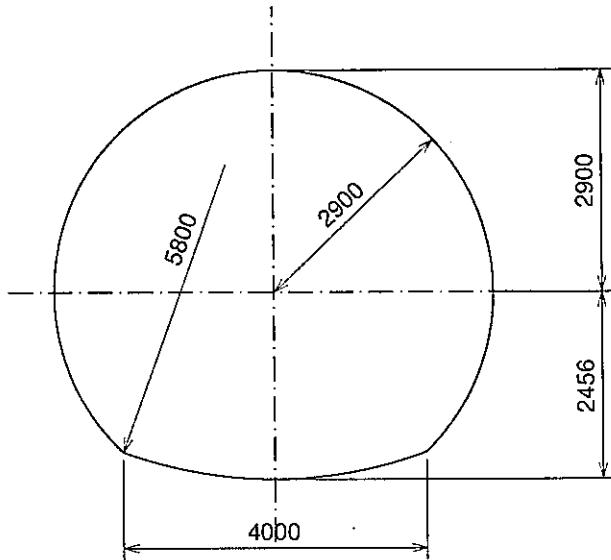


図-3.4 らせん坑道単線断面の内空断面

### 3.2.2 複線断面

通過交通量が少ないと予想される深地層試験場のアクセス坑道であるが、全長 5,000m にも及ぶ長大トンネルを、単線断面で掘り進むのは容易な工事ではない。トンネル工法として近年一般的になってきた NATM（ナトム）工法を例に取ると、掘削・ズリ出し、吹き付けコンクリート（一次支保）・ロックボルト、二次支保と段階を踏んで支保工を設置していくが、それぞれのステップで専用の施工機械の出入りと、資材などの物流がある。施工機械の大きさに起因する望ましい内空の大きさがあり、施工性の面からは 2 車線断面程度が望ましいとされる。

また、完成後の通過車両の設定如何によっては、2 車線断面が望まれる場合も有る。そこで、本検討では单線断面の対案として、複線断面の内空も検討対象として取り上げる事にする。複線断面の例として図-3.5 に示すものを選定する。この内空断面の面積は  $55.3 \text{ m}^2$  である。

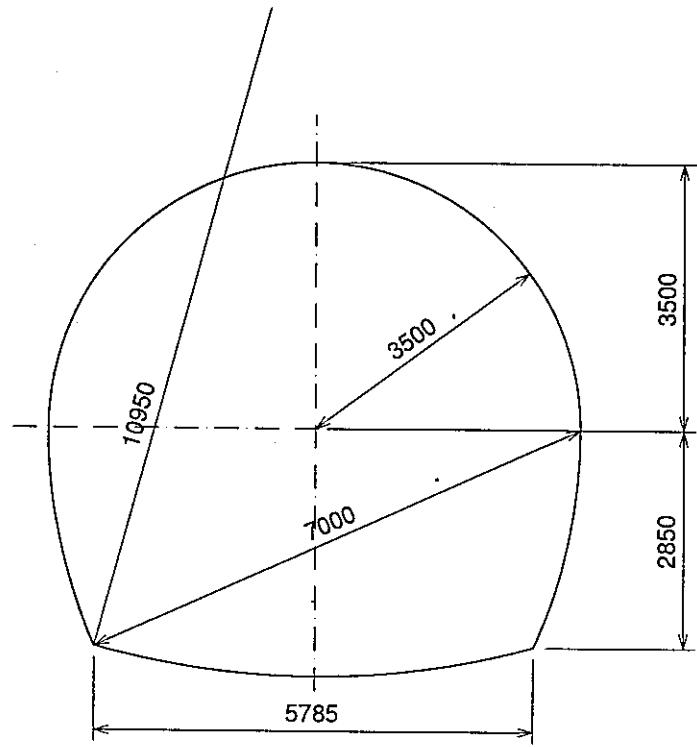


図-3.5 らせん坑道複線断面の内空断面

## 4. アクセス坑道支保の検討

### 4.1. 支保工の設計方法

大深度トンネルにおける支保工設計の考え方を下記に示す。

なお、設計上の前提条件として、一次支保および二次覆工には水圧は作用しないものとする。

#### 4.1.1. 一次支保の考え方

- ・ 設計検討は、岡式弾塑性法<sup>①)</sup>により検討を行う。

\*1) 参考資料-1：特性曲線法によるトンネル支保工の応力算定プログラム参照

- ・ 地山の解放応力を剛な支保で受けるのではなく、柔な支保で受け変形を出す。  
(このため、充分な変形余裕量を見込む。)
- ・ 吹付コンクリートに発生する応力度は、設計基準強度内に納める。
- ・ 吹付コンクリートの打設時期は、坑壁部が岡式弾塑性法による検討で、弾性限界範囲内にある状態で打設する。
- ・ 吹付コンクリートのコンクリート強度は、設計基準強度  $180\text{kgf/cm}^2$  程度のものを用いる<sup>②)</sup>。  
②) 参考資料-11：トンネル標準示方書(山岳工法編)同解説参照
- ・ 吹付コンクリートにクラックが入った場合は、再吹付けを行う。
- ・ 吹付コンクリートには、クラックが入ることが予測されるため金網またはファイバーを併用し、落石等を防止する。
- ・ ロックボルトは、標準支保パターンに従い配置する。

#### 4.1.2. 二次覆工の考え方

- ・ 設計検討は、原則として二次元骨組み構造解析（梁バネモデル）で行う。  
梁バネモデルとは、二次覆工を梁で、地盤をバネでモデル化した解析手法。  
(立坑の場合は、円筒に等方圧が作用する場合の理論式により検討を行う。)
- ・ 二次覆工に発生する応力度は、許容応力度内に納める。
- ・ 二次覆工の打設時期は、地山の変形が収束した後に打設する。
- ・ 通常トンネルの二次覆工は、化粧巻として施工される場合が大半で、力学的な検討は行なわず  $25\text{cm} \sim 30\text{cm}$  程度の厚さが採用される場合が多い。しかし、当検討書では、大深度での検討となるため、二次覆工にも緩み土圧分の荷重を考慮することとした。

## 4.2.設計条件

### 4.2.1.地盤物性

1.3 モデル地盤の設定にて示したように、地層は声問層主部相均質である。

立坑・らせん坑道の支保設計に用いる地盤物性値を表-4.1 に示す。

表-4.1 地盤物性値

地層名	深 度 (m)	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比	備 考
声問層主部相	-250 -500	2.3	30	30	10,000	0.35	声問層上部相下部の値で代用

### 4.2.2.地盤反力係数

地盤反力係数は、道路橋示方書同解説(下部構造編)\*3)に従い次式より推定する。

$$k = k_0 \left( \frac{B}{30} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\text{ここで } k_0 = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad B = \sqrt{A}$$

k : 地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$k_0$  : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数(kgf/cm<sup>3</sup>)

B : 基礎の換算載荷幅 (cm)

$E_0$  : 地盤の変形係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

A : 載荷面積 (cm<sup>2</sup>)

\*3) 参考資料-5：道路橋示方書・同解説(下部構造編)参照

上式より、単位幅における地盤反力係数を下記に示す。

#### ①らせん坑道（単線断面）

$$k = 132.6 \text{ (kgf/cm}^3\text{)} \times 100 \text{ (cm)}$$

$$= 1.326 \times 10^4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$= 1.326 \times 10^5 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

( $E_0 = 1.0E+4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$  … 表-4.1 地盤物性値より,  $\alpha = 4$  … 一軸又は三軸圧縮試験の場合,

掘削断面積  $A = 33.293 \text{ m}^2$ ,  $B = 2 \times \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  より  $B = 651 \text{ (cm)}$  … 等価円に換算した場合の直径)

## ②らせん坑道（複線断面）

$$k=1.110 \times 10^5 \quad (\text{tf/m}^2)$$

( $E_0=1.0E+4(\text{kgf/cm}^2)$ ・表-4.1 地盤物性値より,  $\alpha=4$ ・一軸又は三軸圧縮試験の場合,

掘削断面積  $A=53.479\text{m}^2$ ,  $B=2 \times \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  より  $B=825\text{ (cm)}$ ・等価円に換算した場合の直径)

## ③坑底施設水平坑道

$$k=1.479 \times 10^5 \quad (\text{tf/m}^2)$$

( $E_0=1.0E+4(\text{kgf/cm}^2)$ ・表-4.1 地盤物性値より,  $\alpha=4$ ・一軸又は三軸圧縮試験の場合,

掘削断面積  $A=24.916\text{m}^2$ ,  $B=2 \times \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  より  $B=563\text{ (cm)}$ ・等価円に換算した場合の直径)

### 4.2.3. 材料物性

#### (1) 吹付コンクリート

吹付コンクリートは、若材齢で変形を受けるため弾性変形以外にも相当量のクリープ変形や乾燥収縮変形を示す。吹付コンクリートの弾性係数は、NATM 設計施工指針(平成8年2月：日本鉄道建設公団)<sup>\*4)</sup>に従い、 $E=3.4 \times 10^4(\text{kgf/cm}^2)$ とする。

\*4) 参考資料-6:NATM 設計施工指針参照

#### (2) 場所打ちコンクリート

覆工コンクリートの弾性係数  $E_c$  は、コンクリート標準示方書(設計編)<sup>\*5)</sup>に定める値を用いる。

\*5) 参考資料-7:コンクリート標準示方書(設計編)参照

$$E_c=2.5 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2 \quad (\text{設計基準強度 } \sigma_{ck}=240(\text{kgf/cm}^2))$$

### 4.2.4. 構造寸法

立坑 : 内径  $\phi 6.0\text{m}$  円形

らせん坑道 : 2 心円( $R_1=2.9\text{m}, R_2=5.8\text{m}$ ) 馬蹄形：単線断面

3 心円( $R_1=3.5\text{m}, R_2=7.0\text{m}, R_3=10.95\text{m}$ ) 馬蹄形：複線断面

水平坑道 : 3 心円( $R_1=2.25\text{m}, R_2=4.5\text{m}, R_3=4.5\text{m}$ ) 馬蹄形

### 4.2.5. 初期応力

初期応力は土被り厚相当で等方応力状態（側圧係数： $K_0=1.0$ <sup>\*6)</sup>）を仮定する。

\*6) 参考資料-6:NATM 設計施工指針参照

### 4.3.立坑

立坑は、内径6mとした場合の一次支保および二次覆工の検討を行う。

また、立坑の施工方法は、1掘進長を1.5mの発破によるショートステップ工法とする。

#### 4.3.1.一次支保

一次支保は、ロックボルト・吹付コンクリート・金網を施工する。

表-4.2に岡式弾塑性法<sup>7)</sup>によるGL-250およびGL-500での解析結果を示す。

\*7) 参考資料-1:特性曲線法によるトンネル支保工の応力算定プログラム参照

表-4.2 立坑検討結果

深度 (m)	掘削径 (m)	一次覆工厚 (cm)	コンクリート強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	安全率	壁面変位量 (cm)	塑性領域 (m)
-250	7.1	25	180	70.96	2.54	0.65	0.00
-500	7.1	25	180	166.75	1.08	1.53	0.53

\*) 詳細は、参考資料-2を参照

声間層主部相の地山等級は、日本道路公団設計要領第三集<sup>8)</sup>の地山分類表より、弾性波速度2.3(km/sec)、地山強度比1.0~1.6、第三紀層泥岩であることを考慮し、D II-Lとした。

ロックボルトは、道路公団の標準支保パターン<sup>8)</sup>を参考に、L=2.0mを18本設置する。

\*8) 参考資料-8:日本道路公団設計要領第三集参照

#### 4.3.2.二次覆工

二次覆工の検討は、円筒の理論式<sup>9)</sup>により行なった。二次覆工の厚さは道路公団の小断面トンネルの支保パターン<sup>8)</sup>を参考に、大深度での施工を加味して30cmと仮定した。本検討では、覆工厚30cmで緩み荷重に耐えるかどうかの確認を行なった。

\*9) 参考資料-10:山岳トンネルの立坑と斜坑参照

覆工に作用する荷重は池田和彦による地圧の推定方法<sup>10)</sup>より推定した。

\*10) 参考資料-9:トンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書参照

・発破工法の場合のゆるみ地圧の算定法(池田の式)

$$R = 0.015(D+H) \left( 6.0 - \frac{\nu}{V} \right)^2$$

ここに、R : ゆるみ層厚 (m)

D : トンネル掘削幅 (m) = 7.1m

H : トンネル掘削高 (m) = 7.1m

$\nu$  : 地山の弾性波速度(km/sec)

V : 試料の弾性波速度(km/sec)

弾性波探査試験結果<sup>\*11)</sup>より、 $\nu = 2.3$  (km/sec),  $V = 2.0$  (km/sec)から ( $\nu / V$ ) > 1 となるが、ここでは過去の実績<sup>\*12)</sup>を参考に設計的に安全側を考慮し ( $\nu / V$ ) = 1.0 として計算を行なった。

\*11) 第1章地盤条件の設定参照

\*12) 参考資料-9：トンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書参照  
算定の結果、ゆるみ層厚は  $R = 2.9$  (m) となった。

・二次覆工に働く応力度の照査

圧縮応力度  $\sigma = N / A$  より

$$\sigma = 22.1 / 0.30$$

$$\approx 73.7 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

故に、 $\sigma = 7.37 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_a = 55 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

ここで、 $N = P \cdot R_0$  (円筒の理論式)

A : 断面積 ( $m^2$ ) = 0.30  $m^2$

N : 軸力 (tf) = 22.1 tf

$R_0$  : 半径 (m) = 3.30 m

$\gamma$  : 単位体積重量( $tf/cm^3$ ) = 2.3  $tf/m^3$

P : 外部均等圧力 ( $tf/m^2$ )

$$= \text{ゆるみ層厚 } R \times \gamma$$

$$P = 2.9 \times 2.3 = 6.7 \text{ tf/m}^2$$

$\sigma_a$  : 許容応力度(無筋)<sup>\*13)</sup> = 55kgf/cm<sup>2</sup>

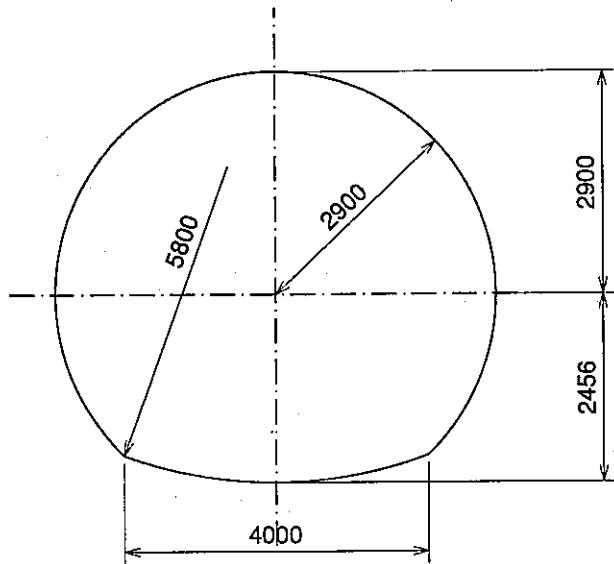
\*13) 参考資料-7：コンクリート標準示方書(設計編)参照

上記結果より、二次覆工厚を 30cm とする。

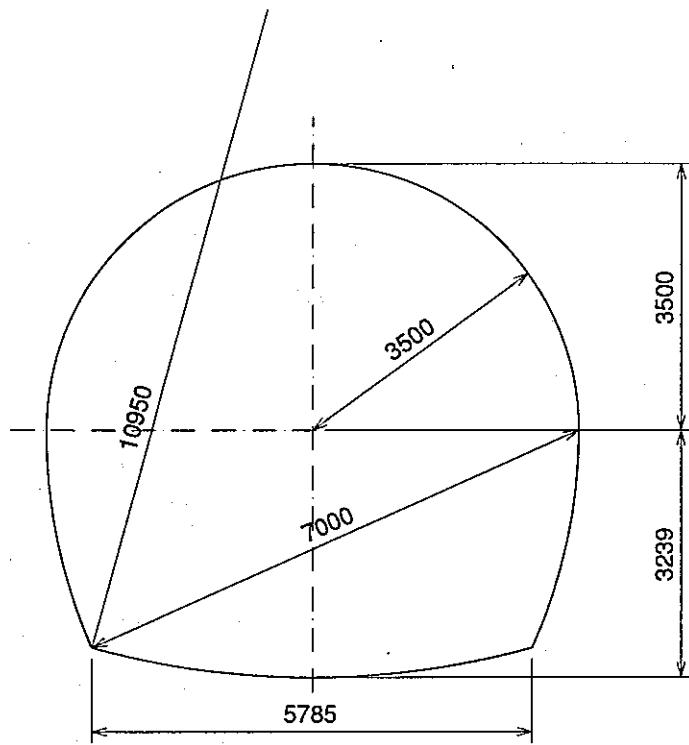
#### 4.4. らせん坑道

らせん坑道の施工は、掘進長 1.5m とする。

らせん坑道は、図-4.1 に示す単線断面および複線断面について検討を行う。



(1)らせん坑道（単線断面）



(2)らせん坑道（複線断面）

図-4.1 らせん坑道内空断面

#### 4.4.1. 単線断面

らせん坑道単線断面の施工は機械掘削により行い、掘進長 1.5m とする。

##### (1) 一次支保

一次支保は、ロックボルト・吹付コンクリート・金網を施工する。

表-4.3 に岡式弾塑性法による GL-250 および GL-500m での解析結果を示す。

表-4.3 らせん坑道単線断面検討結果

深 度 (m)	掘削径 (m)	一次覆工厚 (cm)	コンクリート強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	安全率	壁面変位量 (cm)	塑性領域 (m)
-250	6.51	20	180	68.17	2.64	0.58	0.00
-500	6.51	20	180	166.20	1.08	1.41	0.53

\*) 詳細は、参考資料-3.1 を参照

ロックボルトは標準支保パターンに従い、L=2.0m を 14 本設置する。

##### (2) 二次覆工

二次覆工の検討は、梁バネモデルにより行なった。また、二次覆工の厚さは 30cm とし、覆工に作用する荷重は池田和彦による地圧の推定方法より推定した。

- ・機械掘削工法の場合のゆるみ地圧の算定法(池田の式)

$$R = 0.006(D+H)\left(6.0 - \nu \frac{v}{V}\right)^2$$

ここに、R : ゆるみ層厚 (m)

D : トンネル掘削幅 (m) = 6.8m

H : トンネル掘削高 (m) = 6.3m

v : 地山の弾性波速度(km/sec)

V : 試料の弾性波速度(km/sec)

ここで(v/V)は、立坑同様安全側を考慮して 1.0 とし、D=6.8m,H=6.3m より、ゆるみ層厚は R=1.1 (m) となる。

- ・二次覆工に作用する外部均等圧力

$$\begin{aligned} P &= \text{ゆるみ層厚} \times \gamma \quad (\text{tf/m}^2) \\ &= 1.1 \times 2.3 \\ &= 2.5 \quad (\text{tf}) \end{aligned}$$

上記の外部均等圧力を用いて梁バネモデルにて検討を行なった結果を下記に示す。

＜梁バネモデルの計算結果＞

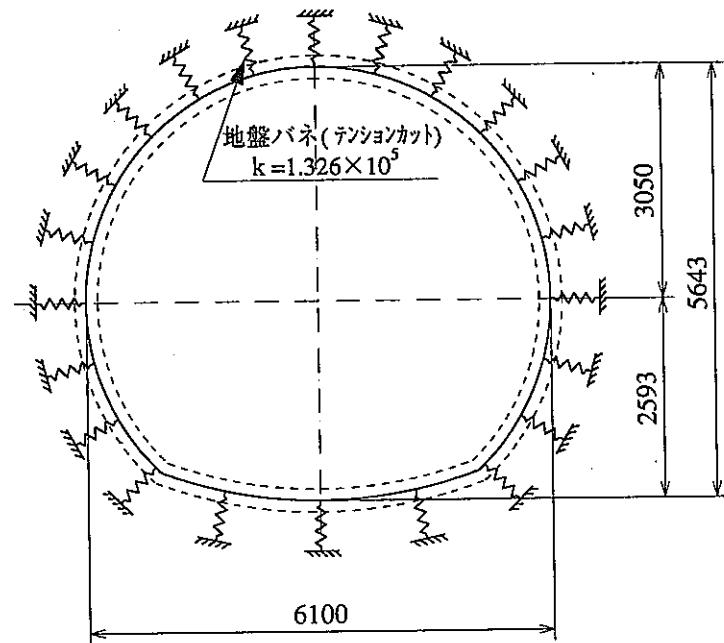
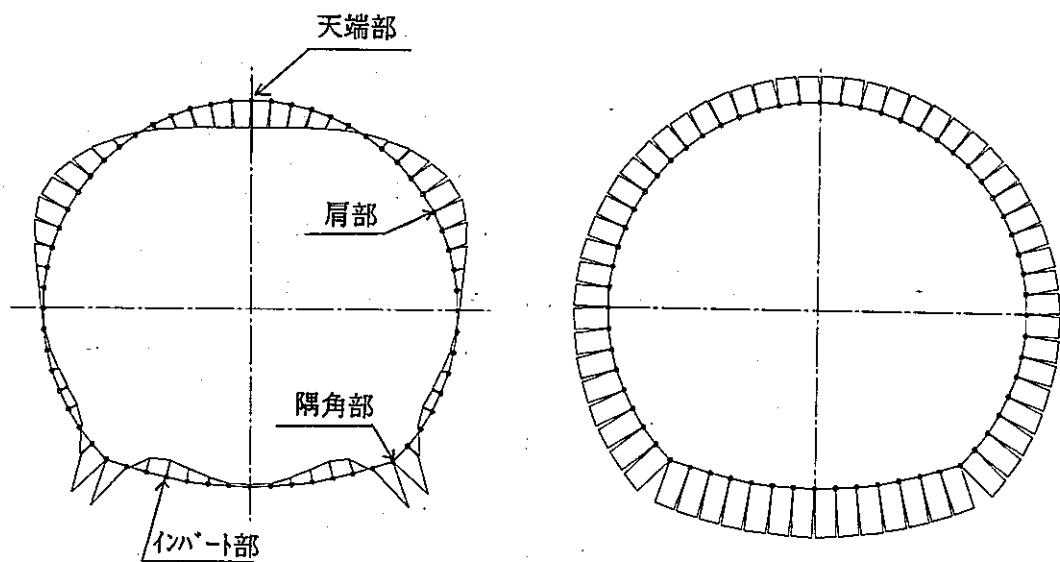


図-4.2 骨組構造図



Max : 0.478(天端部)

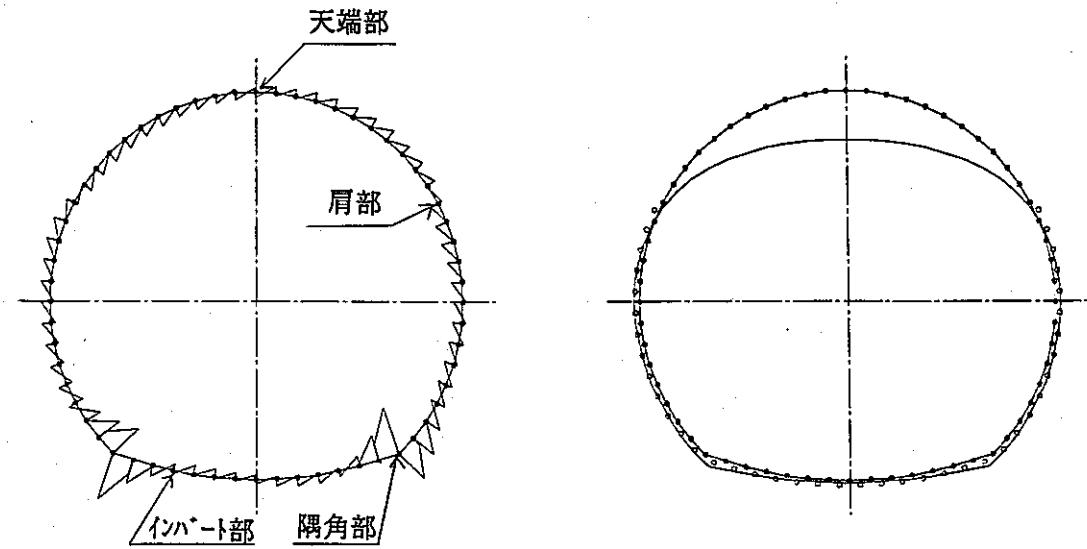
Min : -0.847(隅角部)

図-4.3 曲げモーメント図(tf·m)

Max : 14.786(インパート部)

Min : 8.227(天端部)

図-4.4 軸力図 (tf)



Max : 4.002(隅角部)

図-4.5せん断力図(tf)

Ymax : 0.036(天端部)

Xmax : 0.008(隅角部)

図-4.6たわみ図(cm)

### <応力度の照査>

表-4.4に縁応力度照査結果を示す。照査場所は、アーチ天端部・アーチ肩部・隅角部・インバート部の4箇所について行なった。下記に縁応力度算定式を示す。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y \quad \text{ここに、 } A: \text{断面積(m}^2\text{)}$$

N: 軸力(tf)

I: 断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)

M: 曲げモーメント(tf·m)

y: 中立軸からの距離(m)

表-4.4 縁応力度照査結果

部材	照査箇所	M <sub>max</sub> (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	σ <sub>out</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>in</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
コンクリート	アーチ天端部	0.478	8.227	0.300	2.25E-03	0.150	6	0	圧縮応力度 55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	アーチ肩部	-0.550	9.809	0.300	2.25E-03	0.150	0	7		OK
	隅角部	-0.847	14.390	0.300	2.25E-03	0.150	-1	10	引張応力度 3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	インバート部	0.311	14.786	0.300	2.25E-03	0.150	7	3		OK

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張 N: 軸力 正- 圧縮  
負- 引張 A: 断面積  
I: 断面二次モーメント  
y: 中立軸からの距離  
σ<sub>out</sub>: 地山側縁応力  
σ<sub>in</sub>: 内空側縁応力

上記の結果より、二次覆工厚を 30cm とする。

#### 4.4.2.複線断面

らせん坑道複線断面の施工は、発破掘削または機械掘削により行い、掘進長1.5mとする。

##### (1)一次支保

一次支保は、ロックボルト・吹付コンクリート・金網を施工する。

表-4.5に岡式弾塑性法によるGL-250およびGL-500mでの解析結果を示す。

表-4.5 らせん坑道複線検討結果

深度 (m)	掘削径 (m)	一次覆工厚 (cm)	コンクリート強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	安全率	壁面変位量 (cm)	塑性領域 (m)
-250	8.26	30	180	77.16	2.33	0.82	0.00
-500	8.26	30	180	176.32	1.02	1.88	0.58

\*) 詳細は、参考資料-3.2を参照

ロックボルトは標準支保パターンに従い、L=3.0mを16本設置する。

##### (2)二次覆工

###### a)機械掘削工法の場合

二次覆工の検討は、梁バネモデルにより行なった。覆工の厚さは道路公団の標準支保パターンを参考に、覆工アーチ部の厚さは30cm、インバートの厚さを45cmとした。

また、覆工に作用する荷重は池田和彦による地圧の推定方法より推定した。

・機械掘削工法の場合のゆるみ地圧の算定法(池田の式)

$$R = 0.006(D+H) \left( 6.0 - \nu \frac{v}{V} \right)^2$$

ここに、R : ゆるみ層厚 (m)

D : トンネル掘削幅 (m) = 8.2m

H : トンネル掘削高 (m) = 8.1m

v : 地山の弾性波速度(km/sec)

V : 試料の弾性波速度(km/sec)

ここで(v/V)は、立坑同様安全側を考慮して1.0とし、D=8.2m,H=8.1mより、ゆるみ層厚はR=1.3(m)となる。

次に、二次覆工に作用する外部均等圧力Pは、

$$P = \text{ゆるみ層厚 } R \times \text{単位体積重量 } \gamma \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$= 1.3 \times 2.3$$

$$= 3.0 \quad (\text{tf})$$

上記の外部均等圧力を用いて梁バネモデルにて検討を行なった結果を下記に示す。

<梁バネモデルの計算結果>

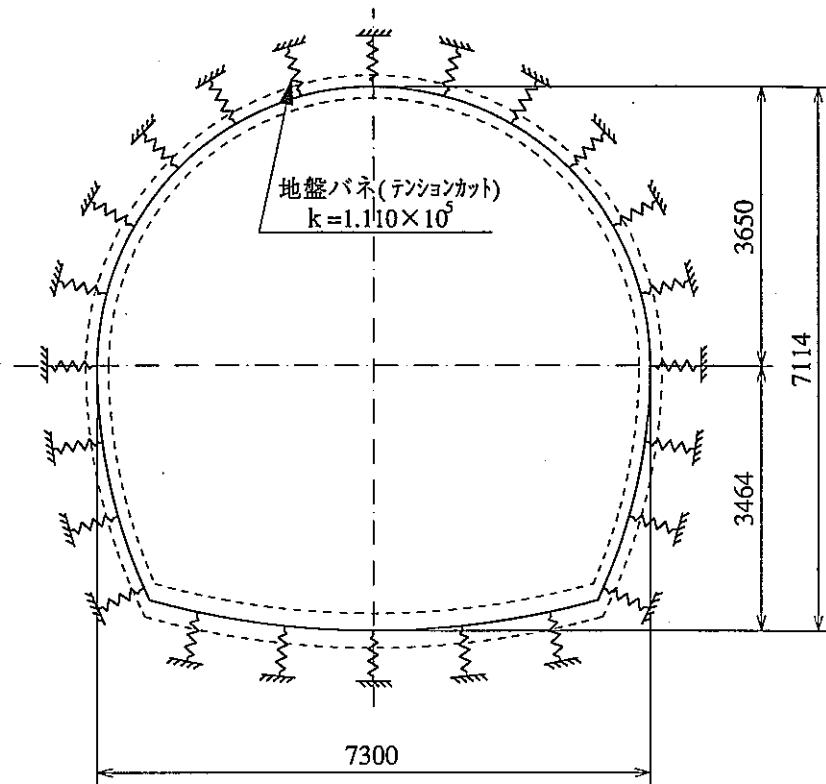
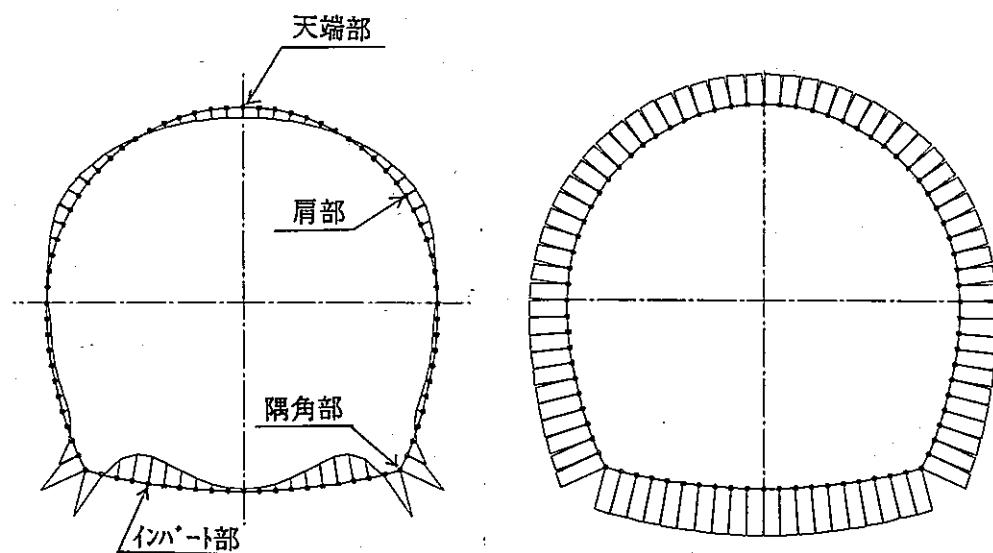


図-4.7 骨組構造図



Max : 1.641(インパート部)

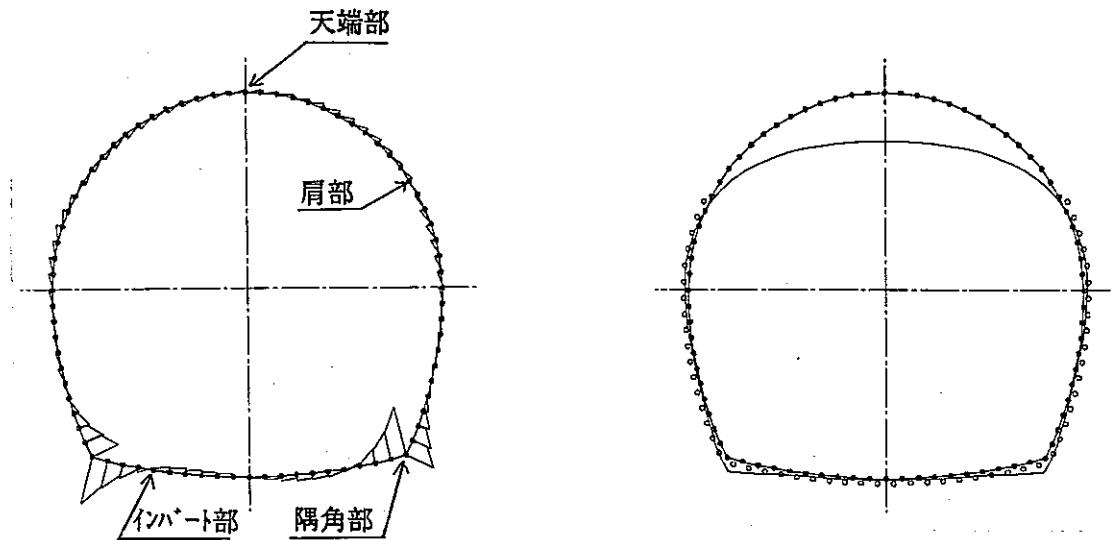
Min : -2.876(隅角部)

図-4.8 曲げモーメント図(tf·m)

Max : 20.367(隅角部)

Min : 12.645(天端部)

図-4.9 軸力図(tf)



Max : 11.324(隅角部)

図-4.10 せん断力図(tf)

Ymax : 0.065(天端部)

Xmax : 0.015(隅角部)

図-4.11 たわみ図 (cm)

### <応力度の照査>

表-4.6 に縁応力度照査結果を示す。照査場所は、アーチ天端部・アーチ肩部・隅角部・インパート部の4箇所について行なった。

表-4.6 縁応力度照査結果

部材	照査箇所	M <sub>max</sub> (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	σ <sub>out</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>in</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
コンクリート	アーチ天端部	0.630	12.645	0.300	2.25E-03	0.150	8	0	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-0.743	14.316	0.300	2.25E-03	0.150	0	10	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	隅角部	-2.876	20.367	0.300	2.25E-03	0.150	-12	26	引張応力度	NG
	インパート部	1.641	19.123	0.450	7.59E-03	0.225	9	-1	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張

N: 軸力 正- 壓縮  
負- 引張

A: 断面積

σ<sub>out</sub>: 地山側縁応力

I: 断面二次モーメント

σ<sub>in</sub>: 内空側縁応力

y: 中立軸からの距離

上記の照査より、隅角部にて地山側縁応力が引張許容値を超えるため、鉄筋コンクリート構造物としての検討を行なう。

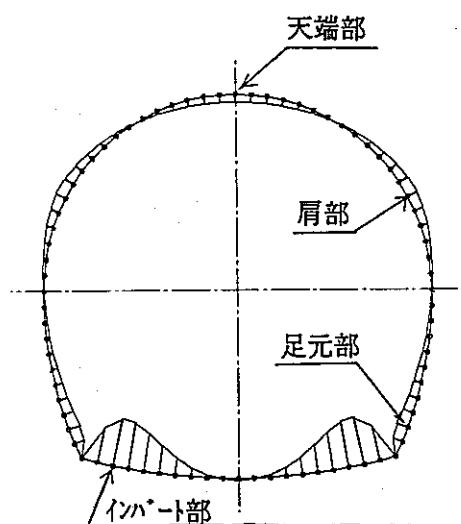
今までの検討では、二次覆工を完全な剛結体と仮定し解析を行なってきた。しかし、実際にはアーチ・側壁部とインバート部の施工は分離して打設され、完全な剛結とは考えにくい。

そこで、隅角部（打継ぎ部）をピン結合モデルとした場合の検討も行なった。図-4.12,4.13にピン結合モデルの検討結果を示す。<sup>\*14)</sup>

ここで、隅角部を剛結モデルとして検討した場合は、隅角部の許容応力度を短期強度扱いとし、ピン結合モデルで検討した場合は、長期強度扱いとする。

\*14) 参考資料-12 隅角部ピンモデルの解析結果参照

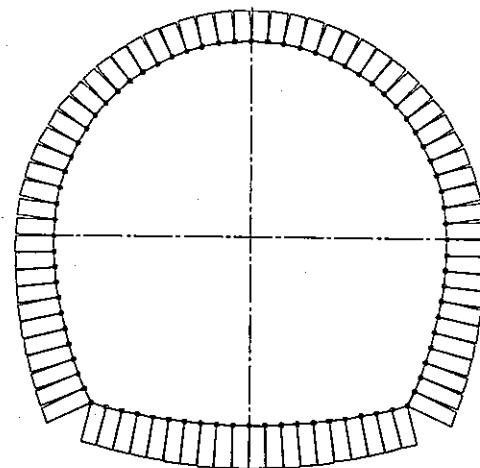
図-4.8,4.12及び表-4.6,4.7を比較してみると、隅角部において曲げモーメント分布が大きく異なり、曲げの方向が逆転する傾向にある。また、剛結時隅角部で地山側に発生していた曲げモーメントは、ピン構造にすることにより曲げモーメントが分散され、隅角部でなくインバート部側で許容値を超える値となる。



Max : 3.569(インバート部)

Min : -0.767(隅角部)

図-4.12 隅角部ピンモデルの曲げモーメント図



Max : 18.945(足元部)

Min : 12.653(天端部)

図-4.13 隅角部ピンモデルの軸力図

表-4.7 縁応力度照査結果（隅角部ピン構造）

部材	照査箇所	M <sub>max</sub> (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	σ <sub>out</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>in</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
コンクリート	アーチ天端部	0.632	12.653	0.300	2.25E-03	0.150	8	0	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-0.767	14.527	0.300	2.25E-03	0.150	0	10	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	足元部	0.869	18.945	0.300	2.25E-03	0.150	12	1	引張応力度	OK
	インバート部	3.569	16.509	0.450	7.59E-03	0.225	14	7	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	NG

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張 N: 軸力 正- 壓 縮  
負- 地山側引張 負- 引張 A: 断面積 I: 断面二次モーメント  
y: 中立軸からの距離

σ<sub>out</sub>: 地山側縁応力  
σ<sub>in</sub>: 内空側縁応力

本検討では、上記隅角部のモデル化による影響を考慮すると共に、ゆるみ荷重が必ずしも等方的な荷重作用を与えるとは限らないため、二次覆工の検討は断面厚さを変更することなく、鉄筋を配置する事で隅角部の補強を行なうこととした。

#### ・鉄筋の配置

鉄筋の配置については、インバート部・隅角部および側壁部に複鉄筋を配置し、アーチ部には、ひび割れ防止の目的で用心鉄筋を、内空側に単鉄筋で配置する。さらに、コンクリート標準示方書(設計偏)の構造細目<sup>\*15)</sup>に従い、最小鉄筋量を満足するよう鉄筋を配置する。また、鉄筋は異形棒鋼 SD295A を使用する。

<sup>\*15)</sup> 参考資料-7:コンクリート標準示方書(設計偏)参照

#### {最小鉄筋量の算定式}

##### ①曲げモーメントの影響が支配的な場合

$$\text{最小鉄筋比} = (\text{鉄筋の総断面積}/\text{コンクリートの断面積}) \times 100 \geq 0.20\%$$

緩和規定:計算上必要な鉄筋量よりも著しく多量の鉄筋を用いる場合には、この規定を緩和してもよい。しかし、これらの場合にも 0.15%以上とするのが望ましい。

##### ②軸方向の影響が支配的な場合

$$\text{最小鉄筋比} = (\text{鉄筋の総断面積}/\text{コンクリートの断面積}) \times 100 \geq 0.15\%$$

上式より、覆工厚 30cm,45cm の場合の最小鉄筋量を表-4.8 に示す。

表-4.8 最小必要鉄筋量一覧表

覆工厚さ (cm)	曲げモーメント影響時 最小鉄筋量(cm <sup>2</sup> )	軸力影響時 最小鉄筋量(cm <sup>2</sup> )
30	6.0	4.5
45	6.8 <sup>注)</sup>	6.8

注) 緩和規定を適用

表-4.8 を参考に、下半部(隅角部, インバート)に D13@300 を主筋・配力筋ともに複鉄筋で配置する。  
(参考) D13@300 の鉄筋量=4.223×2=8.446cm<sup>2</sup>

また、上半部については、用心鉄筋として D13@300 を内空側に単鉄筋で配置する。

表-4.9,4.10 に鉄筋配置後の応力度照査結果を示す。

表-4.9 応力度照査結果（隅角部剛結体）

矩形断面		TENBA	KATA	GUUKAKU	INVERT
断面寸法	B cm H cm	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 45.0
断面力	M tf·m N tf S tf	0.630 12.645 0.523	0.743 14.316 0.780	2.876 20.367 11.323	1.641 19.123 0.817
鉄筋量	d1 cm As1 cm <sup>2</sup>	20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13
	d2 cm As2 cm <sup>2</sup>			20.0 4.223 3.333-D13	35.0 4.223 3.333-D13
	合計 cm <sup>2</sup>	4.223	4.223	8.446	8.446
応力度	$\sigma_c$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s'$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau$ kgf/cm <sup>2</sup>	8.4 -41.1 0.0 0.17	9.7 -45.4 0.0 0.26	46.8 706.3 1.8 7.55	8.9 -21.5 -101.7 0.18
許容応力度	$\sigma_{ca}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_{sa}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau_a$ kgf/cm <sup>2</sup>	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	135.0 2700.0 6.75	90.0 1800.0 4.50
中立軸	x cm	29.637	29.015	9.974	41.721
ヤング係数比n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0

表-4.10 応力度照査結果（隅角部ピン構造）

矩形断面		TENBA	KATA	ASIMOTO	INVERT
断面寸法	B cm H cm	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 45.0
断面力	M tf·m N tf S tf	0.632 12.653 0.523	0.767 14.527 0.659	0.869 18.945 0.638	3.569 16.509 1.303
鉄筋量	d1 cm As1 cm <sup>2</sup>	20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13
	d2 cm As2 cm <sup>2</sup>			20.0 4.223 3.333-D13	35.0 4.223 3.333-D13
	合計 cm <sup>2</sup>	4.223	4.223	8.446	8.446
応力度	$\sigma_c$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s'$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau$ kgf/cm <sup>2</sup>	8.4 -41.0 0.0 0.17	10.0 -45.5 0.0 0.22	11.8 -62.3 -119.5 0.21	25.2 532.9 -117.4 0.37
許容応力度	$\sigma_{ca}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_{sa}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau_a$ kgf/cm <sup>2</sup>	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50
中立軸	x cm	29.599	28.748	30.909	14.513
ヤング係数比n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0

上記の結果より、二次覆工を鉄筋コンクリート構造物とすることで、アーチ部厚さ 30cm、インバート厚さ 45cm で許容応力度を満足する。

### b)発破掘削工法の場合

機械掘削工法同様に、二次覆工アーチ部の厚さは30cm、インバートの厚さを45cmとし、覆工に作用する荷重は池田和彦による地圧の推定方法より推定した。

- ・発破工法の場合のゆるみ地圧の算定法(池田の式)

$$R = 0.015(D+H)\left(6.0 - \nu \frac{v}{V}\right)^2$$

ここに、R : ゆるみ層厚 (m)

D : トンネル掘削幅 (m) = 8.2m

H : トンネル掘削高 (m) = 8.1m

$\nu$  : 地山の弾性波速度(km/sec)

V : 試料の弾性波速度(km/sec)

ここで( $\nu/V$ )は、安全側を考慮して1.0とし、D=8.2m,H=8.1mより、ゆるみ層厚はR=3.3(m)となる。

次に、二次覆工に作用する外部均等圧力

$$P = \text{ゆるみ層厚 } R \times \text{単位体積重量 } \gamma \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$= 3.3 \times 2.3$$

$$= 7.6 \quad (\text{tf})$$

上記の外部均等圧力を用いて梁バネモデルにて検討を行なった結果を下記に示す。

#### 〈梁バネモデルの計算結果〉

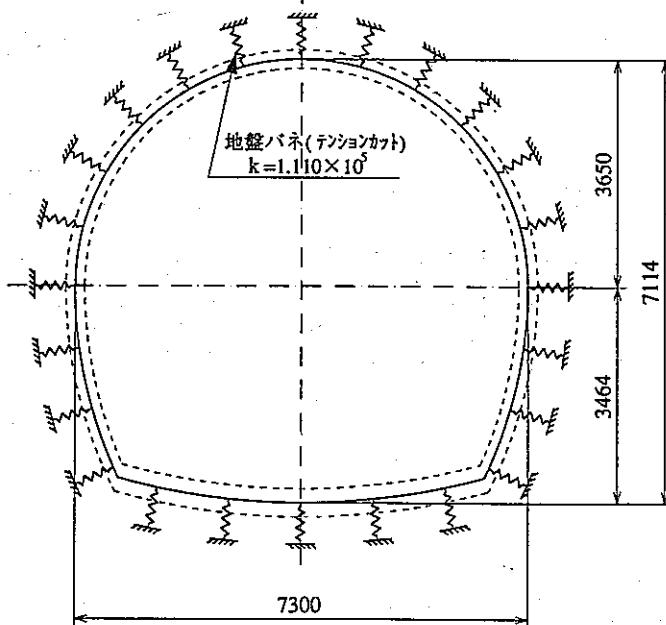
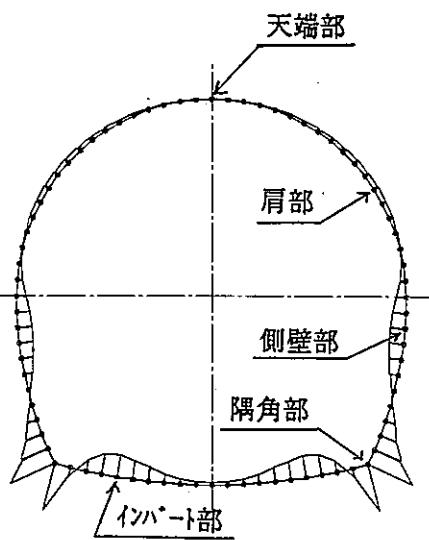


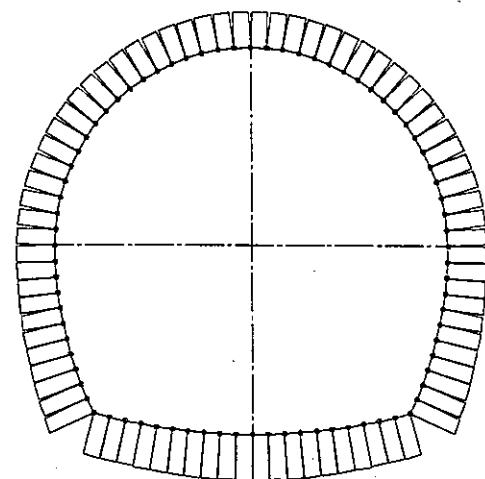
図-4.14 骨組構造図



Max : 3.184(インパート部)

Min : -6.955(隅角部)

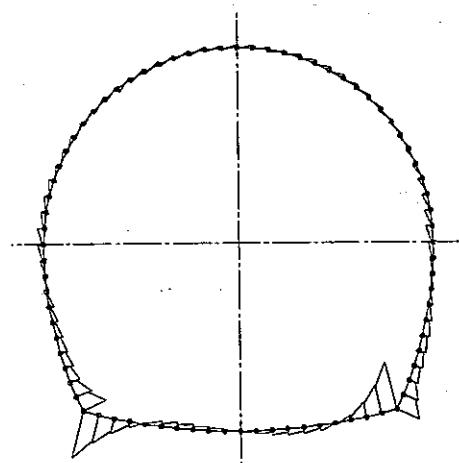
図-4.15 曲げモーメント図( $\text{tf} \cdot \text{m}$ )



Max : 41.139(隅角部)

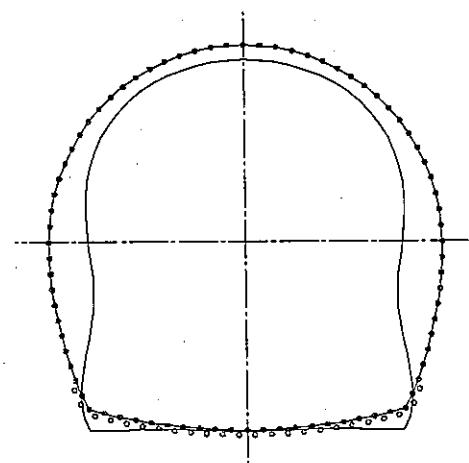
Min : 30.110(天端部)

図-4.16 軸力図 ( $\text{tf}$ )



Max : 23.889(隅角部)

図-4.17 せん断力図( $\text{tf}$ )



Ymax : 0.039(天端部)

Xmax : 0.074(アーチ側部)

図-4.18 たわみ図 (cm)

ここで、機械掘削同様、隅角部をピン構造とした場合の検討結果を図-4.19 図-4.20 に示す。

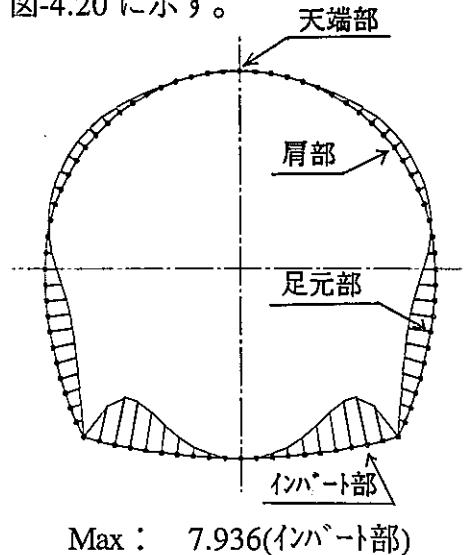


図-4.19 隅角部ピンモデルの曲げモーメント図

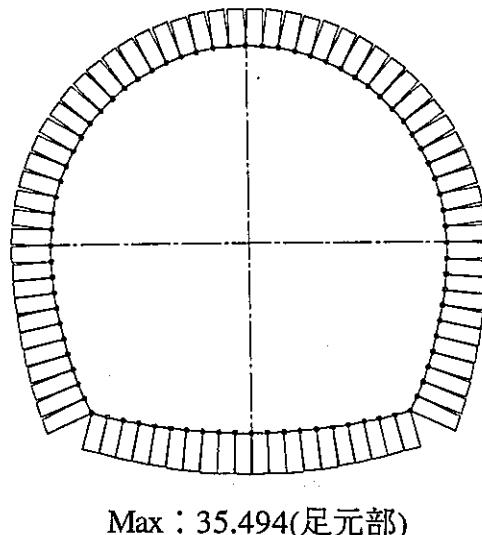


図-4.20 隅角部ピンモデルの軸力図

#### <応力度の照査>

表-4.11,4.12 に縁応力度照査結果を示す。照査場所は、アーチ天端部・アーチ肩部・側壁部隅角部・インパート部の 5箇所について行なった。

表-4.11 縁応力度照査結果 (隅角部剛結体)

部材	照査箇所	M <sub>max</sub> (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	σ <sub>out</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>in</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
コンクリート	アーチ天端部	-0.014	30.110	0.300	2.25E-03	0.150	10	10	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-0.626	31.573	0.300	2.25E-03	0.150	6	15	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	側壁部	2.071	33.150	0.300	2.25E-03	0.150	25	-3		OK
	隅角部	-6.955	41.139	0.300	2.25E-03	0.150	33	60	引張応力度	NG
	インパート部	3.184	37.384	0.450	7.59E-03	0.225	18	-1	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK

M:曲げモーメント 正- 内空側引張 N:軸力 正- 圧縮 A:断面積 σ<sub>out</sub>:地山側縁応力  
負- 地山側引張 負- 引張 I:断面二次モーメント σ<sub>in</sub>:内空側縁応力  
y:中立軸からの距離

表-4.12 縁応力度照査結果 (隅角部ピン構造)

部材	照査箇所	M <sub>max</sub> (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	σ <sub>out</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>in</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
コンクリート	アーチ天端部	-0.025	31.771	0.300	2.25E-03	0.150	10	11	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-1.570	33.291	0.300	2.25E-03	0.150	1	22	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	足元部	3.784	35.494	0.300	2.25E-03	0.150	37	-13	引張応力度	NG
	インパート部	7.936	32.364	0.450	7.59E-03	0.225	31	-16	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	NG

M:曲げモーメント 正- 内空側引張 N:軸力 正- 圧縮 A:断面積 σ<sub>out</sub>:地山側縁応力  
負- 地山側引張 負- 引張 I:断面二次モーメント σ<sub>in</sub>:内空側縁応力  
y:中立軸からの距離

上記の結果より、隅角部にて双方のモデルで無筋コンクリートの許容値を超えるため、機械掘削工法の検討同様、鉄筋を配置する。鉄筋は、下半部(隅角部, インパート)に D13@300 を主筋・配力筋とともに複鉄筋で配置し、上半部にはひび割れ防止の用心鉄筋として、D13@300 を内空側に単鉄筋で配置する。

表-4.13,4.14 に鉄筋配置後の応力度照査結果を示す。

表-4.13 応力度照査結果（隅角部剛結体）

矩形断面		TENBA	KATA	SOKUHEKI	GUUKAKU	INVERT
断面寸法	B cm H cm	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 45.0
断面力	M tf·m N tf S tf	0.014 30.110 1.246	0.626 31.573 1.445	2.071 33.150 0.930	6.955 41.138 23.888	3.184 37.384 1.186
鉄筋量	d1 cm As1 cm <sup>2</sup>	20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13
	d2 cm As2 cm <sup>2</sup>			20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13	35.0 4.223 3.333-D13
	合計 cm <sup>2</sup>	4.223	4.223	8.446	8.446	8.446
応力度	$\sigma_c$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_{s'}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau$ kgf/cm <sup>2</sup>	10.1 -146.0 0.0 0.42	14.7 -133.3 0.0 0.48	24.7 -83.0 -226.8 0.31	125.5 2549.6 333.5 15.93	17.4 -42.9 -198.2 0.26
許容応力度	$\sigma_{ca}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_{sa}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau_a$ kgf/cm <sup>2</sup>	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	135.0 2700.0 6.75	90.0 1800.0 4.50
中立軸	x cm	508.508	50.556	25.774	8.495	41.907
ヤング係数比n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表-4.14 応力度照査結果（隅角部ピン構造）

矩形断面		TENBA	KATA	ASIMOTO	INVERT
断面寸法	B cm H cm	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 45.0
断面力	M tf·m N tf S tf	0.025 31.771 1.314	1.570 33.291 1.395	3.784 35.494 0.772	7.936 32.364 2.799
鉄筋量	d1 cm As1 cm <sup>2</sup>	20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13
	d2 cm As2 cm <sup>2</sup>			20.0 4.223 3.333-D13	35.0 4.223 3.333-D13
	合計 cm <sup>2</sup>	4.223	4.223	8.446	8.446
応力度	$\sigma_c$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_{s'}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau$ kgf/cm <sup>2</sup>	10.8 -153.7 0.0 0.44	21.6 -111.0 0.0 0.47	50.3 304.1 -225.0 0.39	60.3 1592.2 -191.7 0.80
許容応力度	$\sigma_{ca}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_{sa}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau_a$ kgf/cm <sup>2</sup>	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50
中立軸	x cm	421.282	30.448	14.253	12.686
ヤング係数比n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0

上記の結果より、二次覆工を鉄筋コンクリート構造物とすることで、アーチ部厚さ30cm、インバート厚さ45cmで許容応力度を満足する。

#### 4.5.坑底施設水平坑道

水平坑道の施工は機械掘削により行ない、掘進長 1.2m とする。

##### (1)一次支保

一次支保は、ロックボルト・吹付コンクリート・金網を施工する。

表-4.15 に岡式弾塑性法による GL-250 および GL-500m での解析結果を示す。

表-4.15 水平坑道検討結果

深度 (m)	掘削径 (m)	一次覆工厚 (cm)	コンクリート強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	コンクリート応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	安全率	壁面変位量 (cm)	塑性領域 (m)
-250	5.5	20	180	70.87	2.54	0.52	0.00
-500	5.5	20	180	166.36	1.08	1.21	0.42

\*) 詳細は、参考資料-4 を参照

ロックボルトは標準支保パターンに従い、L=2.0m を 12 本設置する。

##### (2)二次覆工

二次覆工の検討は、梁バネモデルにより行なった。また、二次覆工の厚さは 30cm とし、覆工に作用する荷重は池田和彦による地圧の推定方法より推定した。

・機械掘削工法の場合のゆるみ地圧の算定法(池田の式)

$$R = 0.006(D+H)\left(6.0 - \nu \frac{v}{V}\right)^2$$

ここに、R : ゆるみ層厚 (m)

D : トンネル掘削幅 (m) = 5.5m

H : トンネル掘削高 (m) = 5.5m

v : 地山の弾性波速度(km/sec)

V : 試料の弾性波速度(km/sec)

ここで(v/V)は、安全側を考慮して 1.0 とし、D=5.5m,H=5.5m より、ゆるみ厚さは R=0.9 (m)となる。

・二次覆工に作用する外部均等圧力

$$\begin{aligned} P &= \text{ゆるみ層厚 } R \times \text{単位体積重量 } \gamma \quad (\text{tf/m}^2) \\ &= 0.9 \times 2.3 \\ &= 2.1 \quad (\text{tf}) \end{aligned}$$

<梁バネモデルの計算結果>

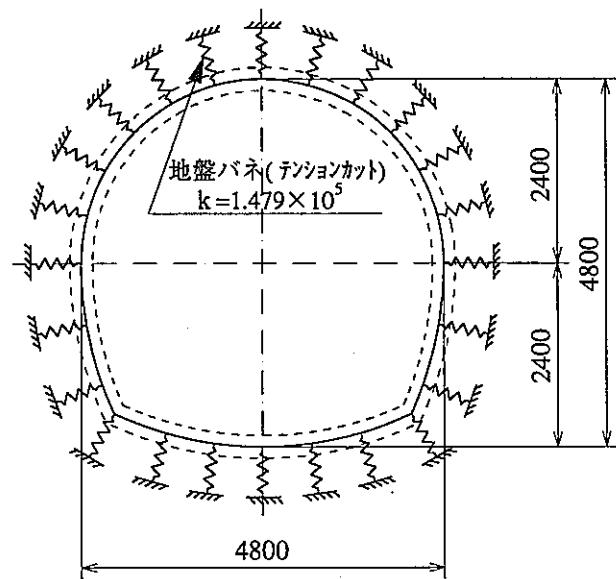


図-4.21 骨組構造図

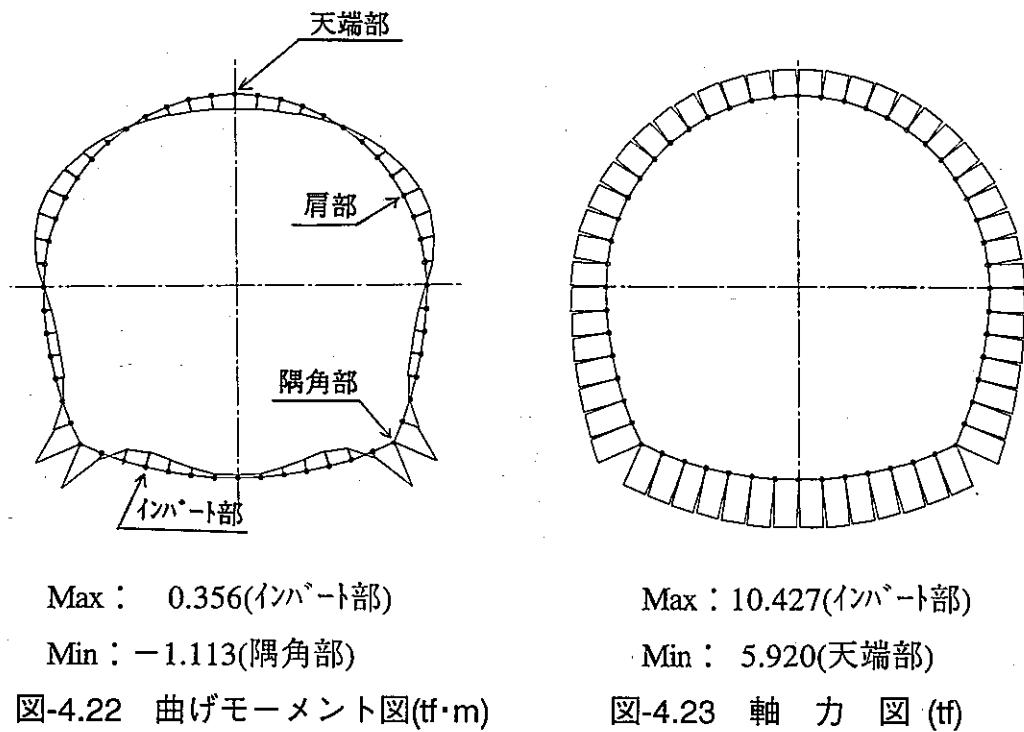
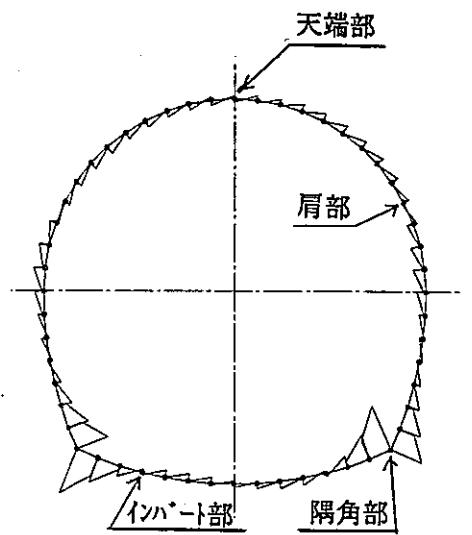


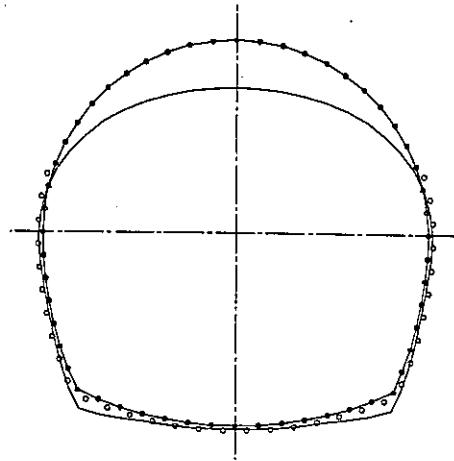
図-4.22 曲げモーメント図(tf·m)

図-4.23 軸力図(tf)



Max : 4.822(隅角部)

図-4.24 せん断力図(tf)

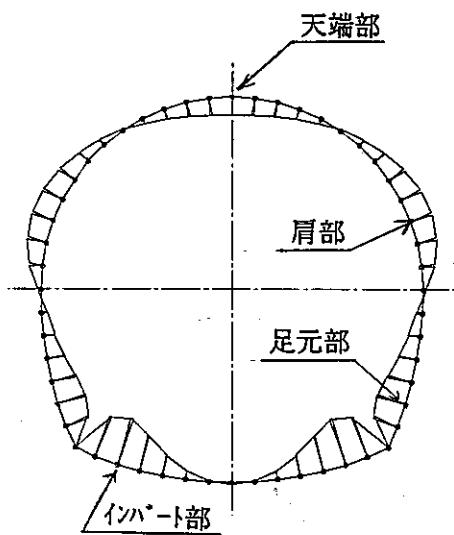


Ymax : 0.022(天端部)

Xmax : 0.004(隅角部)

図-4.25 たわみ図 (cm)

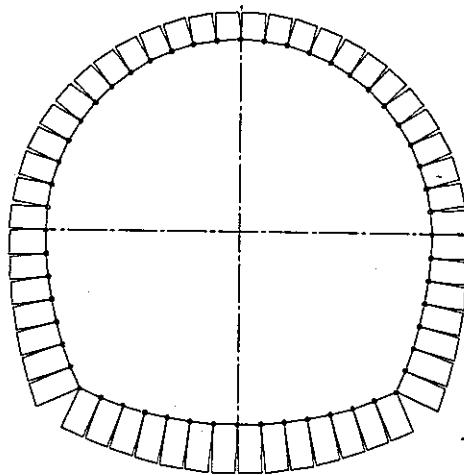
ここで、らせん坑道同様、隅角部をピン構造とした場合の検討結果を図-4.26  
図-4.27 に示す。



Max : 0.914(インパート部)

Min : -0.433(肩 部)

図-4.26 隅角部ピンモデルの曲げモーメント図



Max : 9.738(インパート部)

Min : 5.914(天端部)

図-4.27 隅角部ピンモデルの軸力図

## <応力度の照査>

表-4.16,4.17 に縁応力度照査結果を示す。照査場所は、アーチ天端部・アーチ肩部・隅角部・インバート部の4箇所について行なった。

表-4.16 縁応力度照査結果 (隅角部剛結体)

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	$\sigma_{out}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{in}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	無筋コンクリート $\sigma_a$	照査
コンクリート	アーチ天端部	0.342	5.920	0.300	2.25E-03	0.150	4	0	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-0.416	7.431	0.300	2.25E-03	0.150	0	5	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	隅角部	-1.113	9.813	0.300	2.25E-03	0.150	-4	11	引張応力度	NG
	インバート部	0.356	10.427	0.300	2.25E-03	0.150	6	1	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK

M:曲げモーメント 正- 内空側引張 N:軸力 正- 圧縮 A:断面積  $\sigma_{out}$ :地山側縁応力  
負- 地山側引張 負- 引張 I:断面二次モーメント  $\sigma_{in}$ :内空側縁応力  
y:中立軸からの距離

表-4.17 縁応力度照査結果 (隅角部ピン構造)

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	$\sigma_{out}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{in}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	無筋コンクリート $\sigma_a$	照査
コンクリート	アーチ天端部	0.344	5.914	0.300	2.25E-03	0.150	4	0	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-0.433	7.428	0.300	2.25E-03	0.150	0	5	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	足元部	0.564	9.340	0.300	2.25E-03	0.150	7	-1	引張応力度	OK
	インバート部	0.914	9.738	0.300	2.25E-03	0.150	9	-3	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK

M:曲げモーメント 正- 内空側引張 N:軸力 正- 圧縮 A:断面積  $\sigma_{out}$ :地山側縁応力  
負- 地山側引張 負- 引張 I:断面二次モーメント  $\sigma_{in}$ :内空側縁応力  
y:中立軸からの距離

上記の結果より、剛結体モデルでは隅角部で地山側縁応力が引張許容値を超える、ピン構造では全て許容応力度内にあるもののインバート部で許容値同等の値を示す。ここでは、安全側を考慮し鉄筋を配置する。

鉄筋はらせん坑道同様、下半部(隅角部, インバート)に D13@300 を主筋・配力筋ともに複鉄筋で配置し、上半部にはひび割れ防止の用心鉄筋として、D13@300 を内空側に単鉄筋で配置する。

表-4.18.4.19 に鉄筋配置後の応力度照査結果を示す。

表-4.18 応力度照査結果（隅角部剛結体）

矩形断面		TENBA	KATA	GUUKAKU	INVERT
断面寸法	B cm H cm	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0
断面力	M tf·m N tf S tf	0.342 5.920 0.348	0.416 7.431 0.590	1.113 9.813 4.822	0.356 10.427 0.375
鉄筋量	d1 cm As1 cm <sup>2</sup>	20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13
	d2 cm As2 cm <sup>2</sup>			20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13
	合計 cm <sup>2</sup>	4.223	4.223	8.446	8.446
応力度	$\sigma_c$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s'$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau$ kgf/cm <sup>2</sup>	4.3 -17.1 0.0 0.12	5.3 -22.2 0.0 0.20	15.5 123.1 -54.4 2.41	5.7 -38.3 -61.7 0.13
許容応力度	$\sigma_{ca}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_{sa}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau_a$ kgf/cm <sup>2</sup>	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	135.0 2700.0 6.75	90.0 1800.0 4.50
中立軸	x cm	27.268	27.799	13.066	36.374
ヤング係数比n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0

表-4.19 応力度照査結果（隅角部ピン構造）

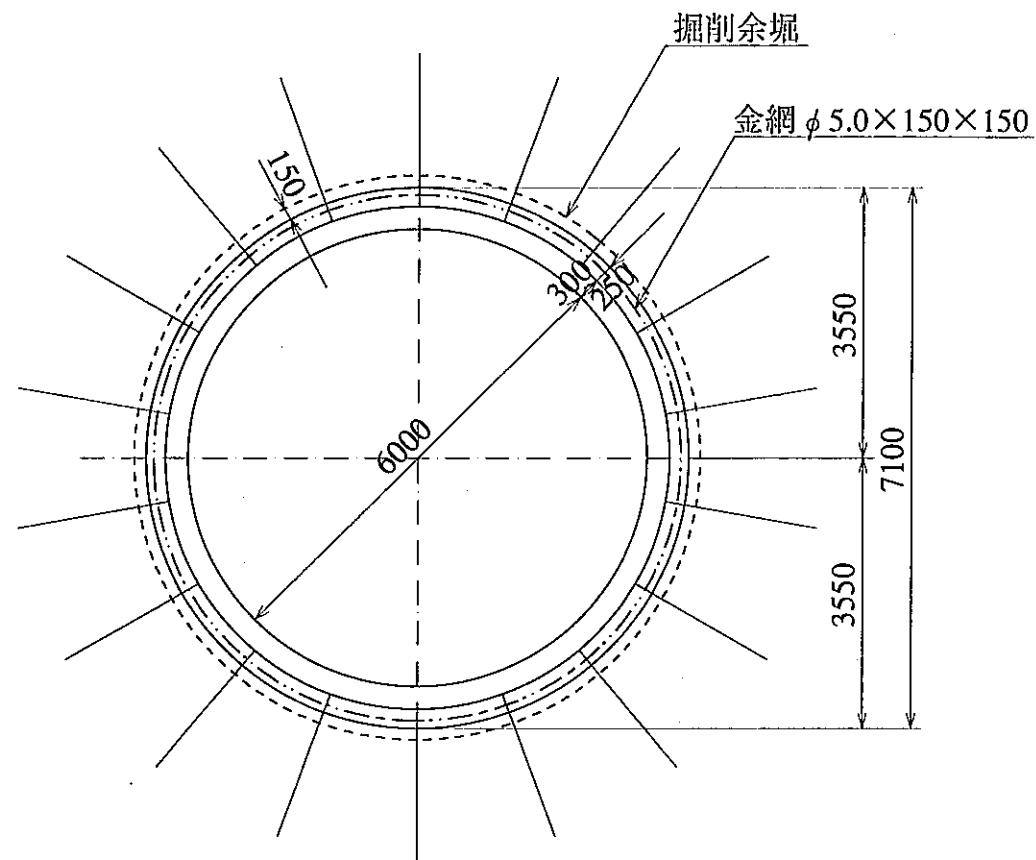
矩形断面		TENBA	KATA	ASIMOTO	INVERT
断面寸法	B cm H cm	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0	100.0 30.0
断面力	M tf·m N tf S tf	0.344 5.914 0.261	0.433 7.428 0.521	0.564 9.340 0.457	0.914 9.738 0.682
鉄筋量	d1 cm As1 cm <sup>2</sup>	20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13	10.0 4.223 3.333-D13
	d2 cm As2 cm <sup>2</sup>			20.0 4.223 3.333-D13	20.0 4.223 3.333-D13
	合計 cm <sup>2</sup>	4.223	4.223	8.446	8.446
応力度	$\sigma_c$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_s'$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau$ kgf/cm <sup>2</sup>	4.3 -17.0 0.0 0.09	5.4 -21.3 0.0 0.17	6.8 -24.7 -63.3 0.15	11.3 29.7 -69.6 0.34
許容応力度	$\sigma_{ca}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\sigma_{sa}$ kgf/cm <sup>2</sup> $\tau_a$ kgf/cm <sup>2</sup>	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50	90.0 1800.0 4.50
中立軸	x cm	27.151	27.114	26.407	17.007
ヤング係数比n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0

上記の結果より、二次覆工を鉄筋コンクリート構造物とすることで、30cm の覆工厚さで許容応力度を満足する。

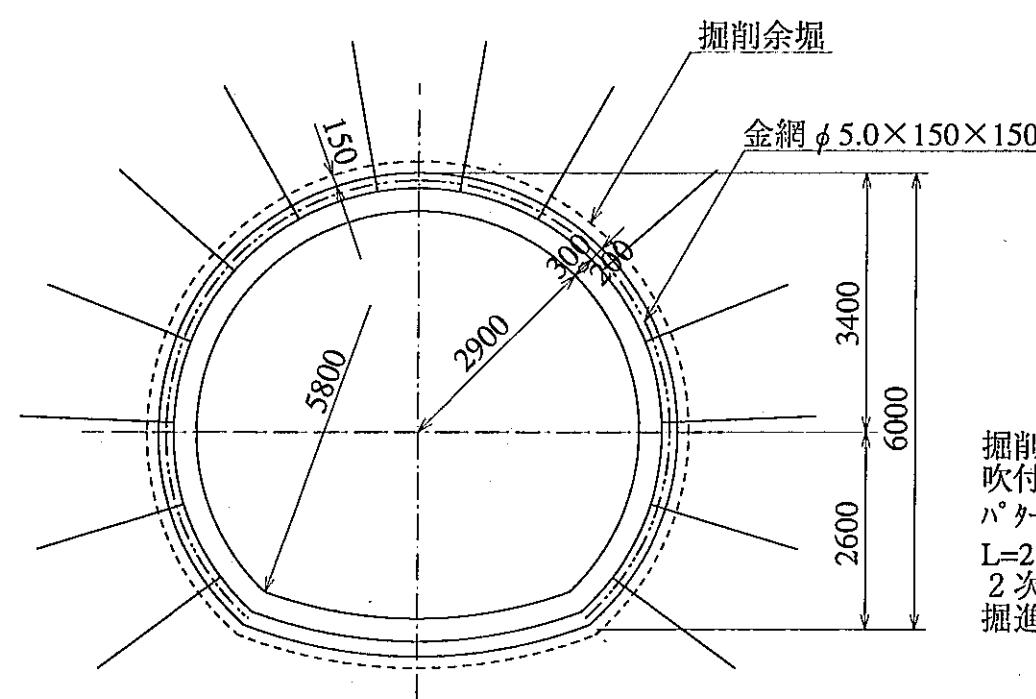
#### 4.6.検討結果のまとめ

検討の結果得られた覆工圧を基にした標準断面図を、図-4.28 に示す。

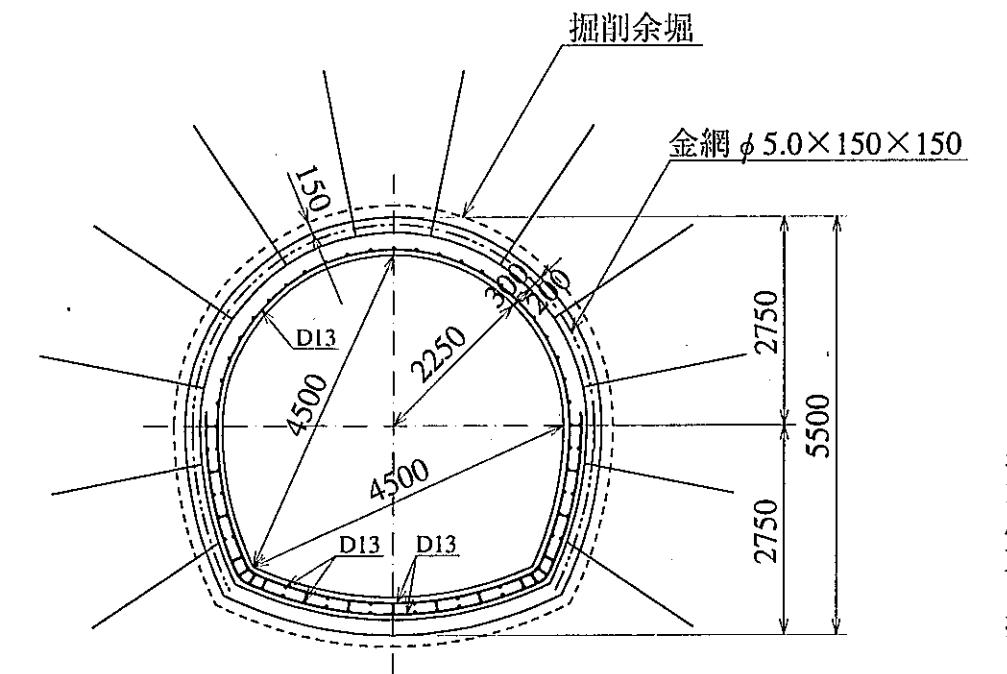
図-4.28 標準断面図  $s=1/100$



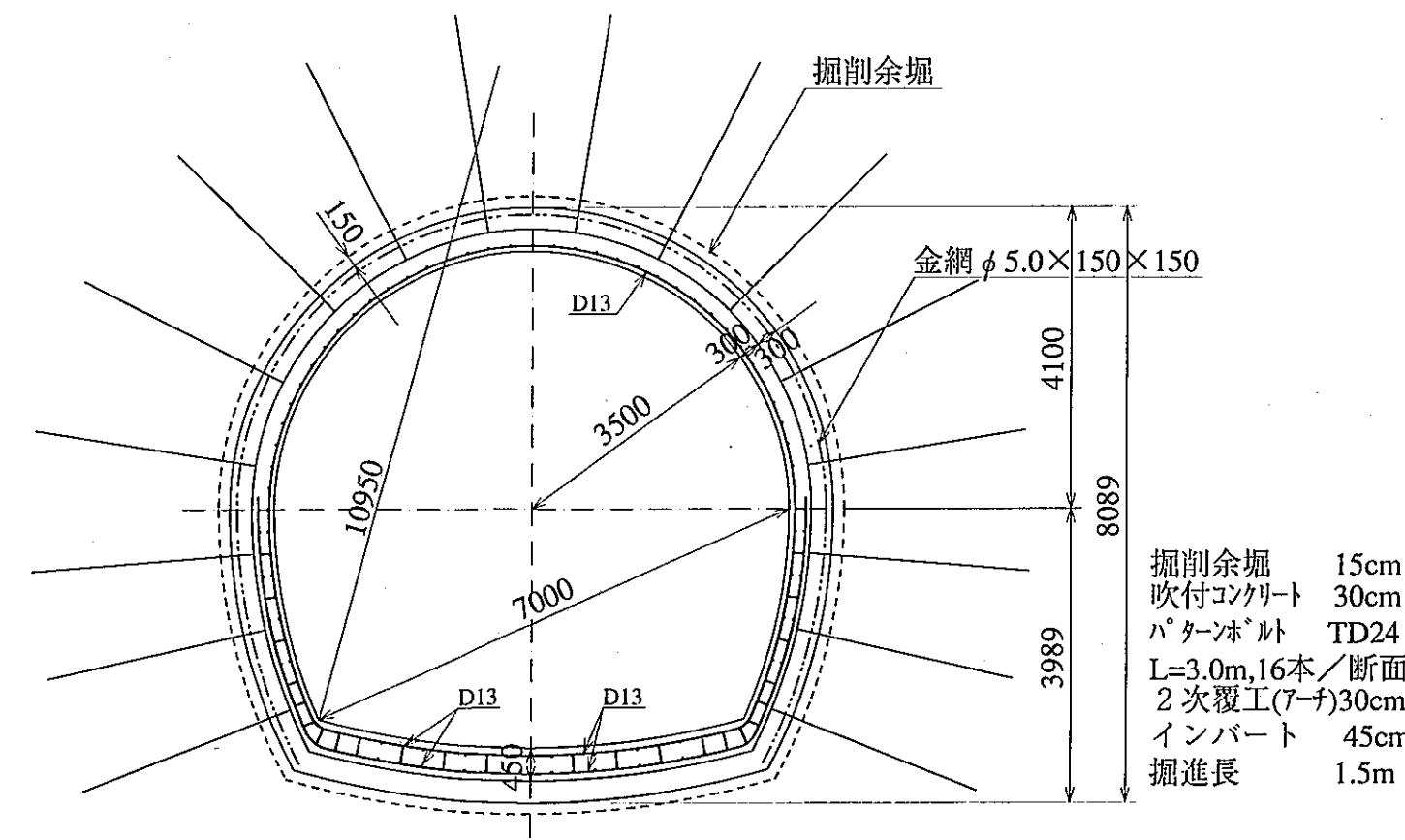
立坑



らせん坑道 (单線断面)



坑底施設水平坑道



らせん坑道 (複線断面)

#### 4.7.今後の課題

本検討の課題は、大深度に起因する非常に大きな初期地圧に対応するトンネル構造の設計法にある。初期地圧の大きな地盤の場合、鋼製支保工を使った通常の設計を行うと掘削による解放応力が大きく、吹き付けコンクリートと鋼製支保工の剛性の違いから鋼製支保工に応力集中し、持たなくなる。NATMの考え方からすると地山自体が持つ支保効果を有効に利用すべきであるが、初期地圧が大きな場合は変形させることにより地山の応力をある程度解放させなければ、支保で地山の応力を支えることは困難である。

そこで、本検討では、一次支保として鋼製支保工を用いず吹き付けコンクリートのみとすることで、地山を変形させることにより地山の応力を解放させる設計方法を採用した。

しかしながら、この設計手法は、地山の変形が収束しにくい場合や、変形量の大きな地山に対しては適用できない。実際の施工に当っては、地山の状況をよく踏まえて、変形が収束しないようであれば鋼製支保工を入れる、小口径の先進導坑を掘削し所要の地圧を解放する等柔軟に対処する必要がある。

現状では、初期地圧が大きい場合の確立された設計手法がないため、今後初期地圧の大きな地盤にトンネルを施工した場合のデータを蓄積し、設計手法を確立する必要がある。

## 5. アクセス坑道の施工の検討

### 5.1. 立坑案

#### 5.1.1 施工法の概要

一般に、立坑の施工法として、

##### 1) 槽方式

炭鉱他、事例が多く、一般的かつ確実な工法である。

##### 2) レーザボーラー方式

浅い場合、リバースサーキュレーション工法もあるが工期・工費の面でレーザボーラー方式が有利。ただし、リーミングビットの取り込みのため下部連絡坑が必要。

##### 3) シャフトボーリングマシン方式

欧米で施工事例が報告されているが、国内では事例が無い。

などが提案されているが、ここでは、確実かつ一般的な槽方式を提案する。

#### 5.1.2 槽方式について

槽方式は、一般に次の手順で行われる。（ショートベンチ工法が一般的である）

##### 1) 立坑坑口部施工

本体施工に先立ち坑口部（額縁部）を先行施工する。（深度約5m）

##### 2) 立坑上部施工

額縁部施工完了後、本体掘削設備が投入可能な深度まで（約20m）トラッククレーンなどで初期掘進を行う。

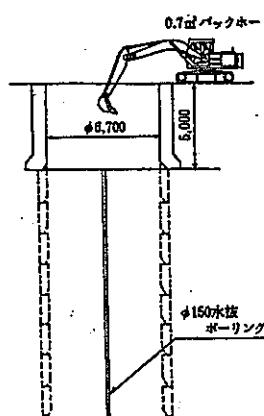
##### 3) 本体部施工

坑内外設備を設置後、本格的な掘進作業となる。（1.8m爆碎、ずり出し後、1.8m逆巻きで一次巻きコンクリートの打設が行われ、これら一連の作業が繰り返される。この方式がショートベンチ工法である。）

槽方式の立坑施工概要図を、図-5.1に示す。

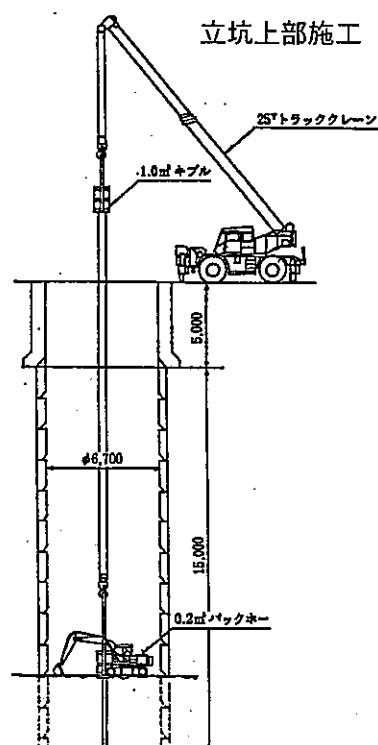
STEP-1

立坑坑口部施工



STEP-2

立坑上部施工



STEP-3

本体部施工

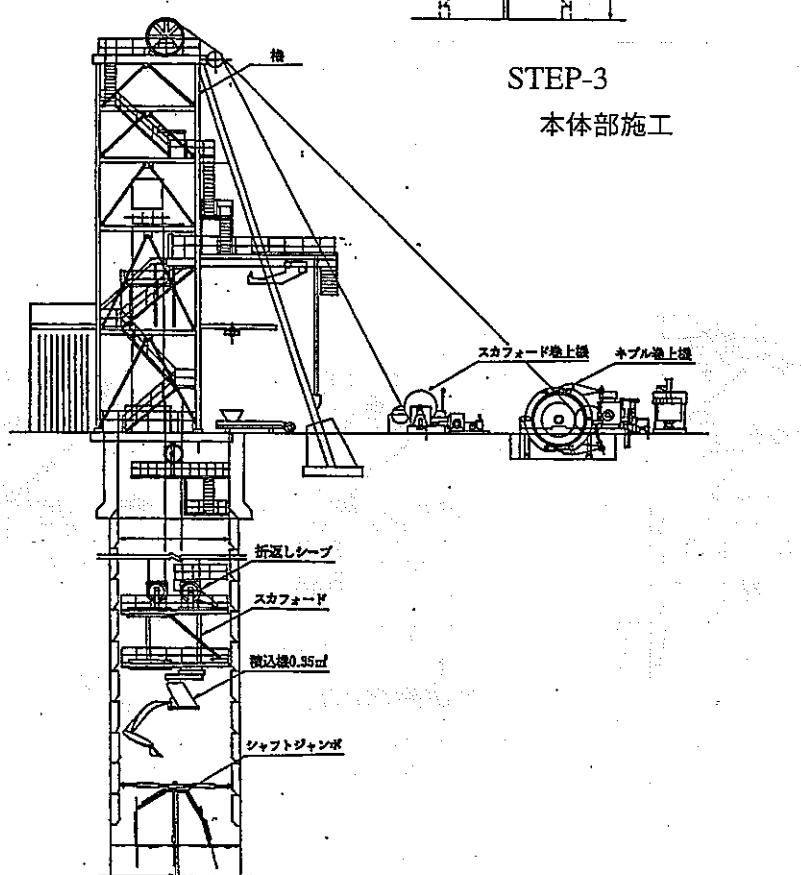


図-5.1 立坑工事施工概要図

表-5.1 に立坑用の主要機械一覧表を示す。

表-5.1 主要機械一覧表

項目	機械名	仕様	備考
本体工掘削	シャフトジャンボ	空圧 5 ブーム	TY 110 kg 級
	シャフトマッカー	油圧 0.35 m <sup>3</sup>	二重旋回 37kw
	ずりキブル	3.5 m <sup>3</sup>	
一次覆工	スライドセントル	L=1.2~1.8 m	
	コンクリートキブル	1.5 m <sup>3</sup>	
二次覆工	スリップホーム	L=1.5 m	三段デッキ
巻上機設備	キブル巻上機	450kw	200m/min 11t
	スカホード巻上機	37kw	2.25m/min
	人用巻上機	30kw	58m/min 6人用ケージ
	人用ガイド巻上機	7.5kw	
立坑設備	立坑槽	H=22.0m	
	スカホード	φ 6.4 m	

図 5.2 に、本体施工サイクル図を示す。

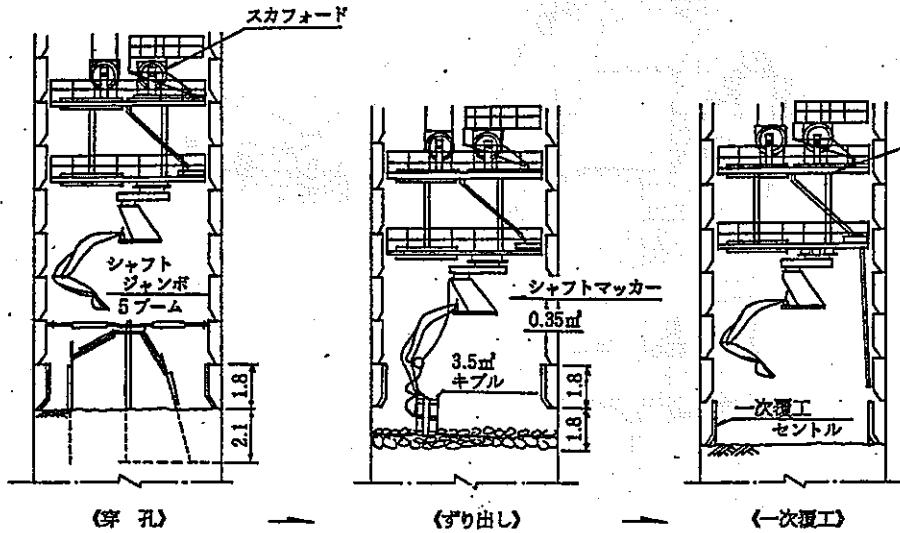


図-5.2 本体施工サイクル図

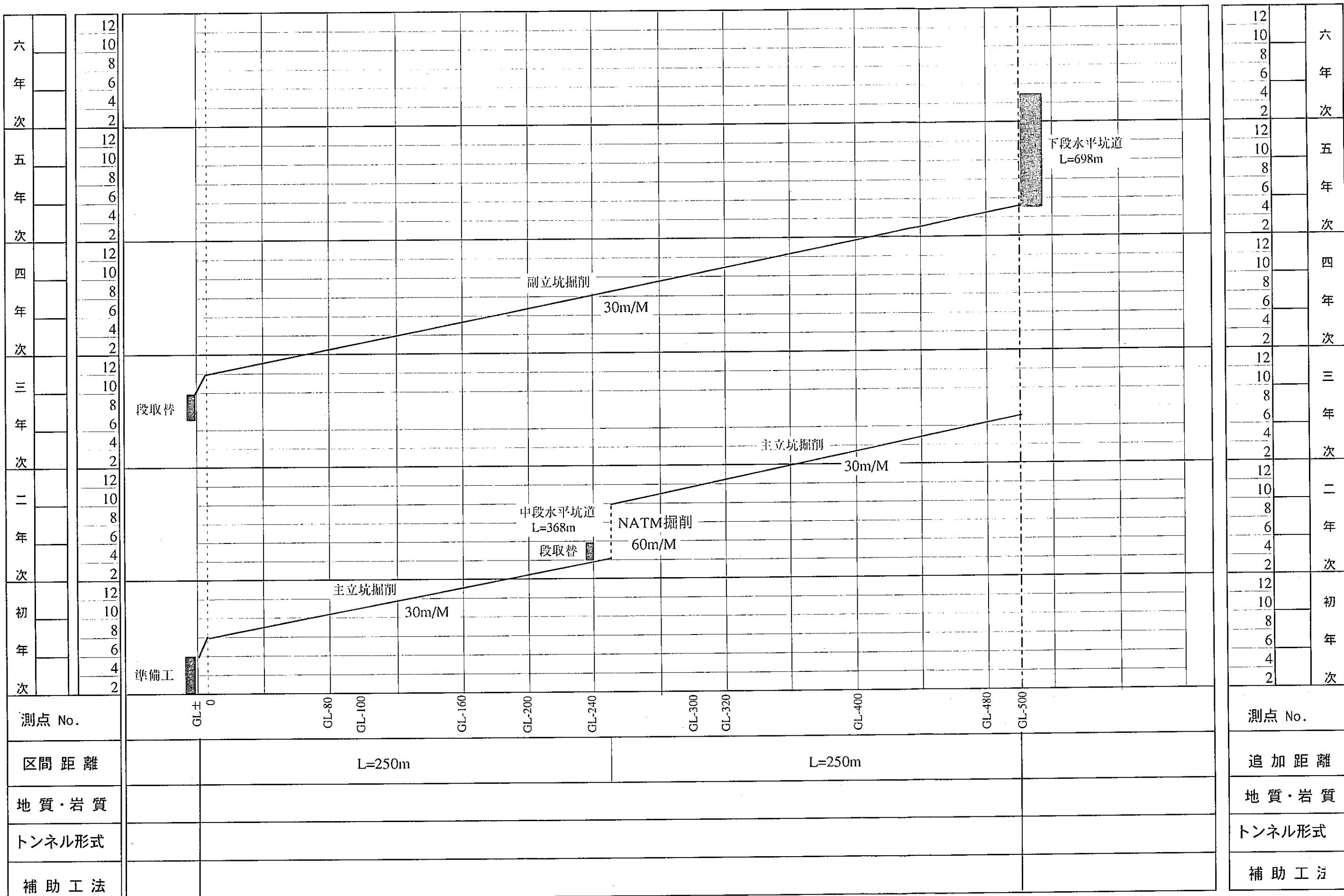
### 5.1.3 立坑案の工程

表-5.2に立坑案の工事工程表を示す。本工程は両側に合計2本ある立坑を、1本ずつ施工していく計画である。施工手順の概要は以下のとおり。

- ①1本目（主立坑と称す）の掘削深度がGL-250mまで掘削・支保する。
- ②GL-250mレベルの水平坑道（連絡坑道）の掘削・支保を行う。
- ③この水平坑道の完成後、引き続き主立坑の掘削・支保を行う。
- ④櫓設備をもう一つの立坑（副立坑）に移動し、GL-500mの坑底まで掘削・支保する。
- ⑤GL-500mの水平試験坑道の掘削・支保する。

以上の手順により、立坑案の建設には63ヶ月を要すると求められた。本検討では、工事費を節約するために立坑掘削設備を転用する方法を採用したが、主・副立坑のそれぞれ専用の立坑掘削設備を設ければ、大幅な工期短縮が可能である。

表-5.2 立坑案の工程表



#### 5.1.4 立坑案の施工費

表-5.3 に立坑案の施工費を示す。総額で約 74 億円である。施工費の中には掘削完了後に使用する立坑の昇降設備（エレベータ設備）は含まれない。

表-5.3 立坑案の建設費

工事費 ₩ 7,440,000,000.-

単位：千円

No.	名 称	仕 様	数 量	単 位	単 価	金 額	摘 要
	立坑方式						
1	準備工		1	式		0	
2	本立坑	仕上り径 $\phi 6.0\text{m}$	500	m	4,500	2,250,000	
3	副立坑	仕上り径 $\phi 6.0\text{m}$	500	m	4,500	2,250,000	
4	中間水平坑道		340	m	3,500	1,190,000	
5	下部水平坑道		700	m	2,500	1,750,000	
	小 計		1	式		7,440,000	
	調 整		1	式		0	
	合 計		1	式		7,440,000	

## 5.2 らせん坑道案

### 5.2.1 単線断面

単線断面案は、当該トンネル通過地点が堆積岩の声間層を主体とするトンネルでメタンの突出が十分想定される地質であり、勾配1／10の突っ込み（すり実車で登り）のうえ建設時のディーゼル機器の多用と相まって、換気には想像を絶する困難が想定される。

また建設時に、切削・すり積み・吹付などの機器の入れ換え、すり積み込み方式・すりダンプの履行のための待避所・減速などを考えると工費・工期の面で決して有利な状況とは言えない。

シャフローダ<sup>1</sup>は、すり積み込みの他に掘削も可能である。掘削とすり積み込みとが同じ機械で行えるので、機械交代の手間がかからず能率良く施工できるため、シャフローダによる機械掘削を選定した。

#### (1) 施工概要

らせん坑道の掘削は、シャフローダによる機械掘削を検討した。機械掘削を行うのは施工上の事情からである。シャフローダは、掘削とズリの積み込みを簡便な操作で1台で兼用出来るからである。表-5.4に単線断面におけるサイクルタイムを示す。

表-5.4 (1) サイクルタイム設定根拠（らせん坑道、単線断面）

項目	称呼	数量	摘要
標準断面積	A	m <sup>2</sup>	37.2
一切削進行長	B	m	1.5
1 m <sup>2</sup> 当り削孔数	C	孔	-
削孔長	D	m	-
削岩機使用台数	E	台	-
平均削孔速度	F	m/min	-
削岩機1台当り削孔数	G	孔	-
11Tonダンプ積載量	H	m <sup>3</sup>	4.2
1サイクル当り吹付け容積	M	m <sup>3</sup>	6.2 4.084*1.5
吹付け設計厚さ	N	m	0.2
1サイクル当りボルト本数	P	本	14.0
ボルト長さ	L	m	2.0
ボルト縦断方向間隔		m	1.5

<sup>1</sup> 商品名であるが一般に通用している名称である。ベルトコンベヤー付きバックホーに分類されるが、削岩も行える。

## シャフローダーの能力算定

バケットの切削能力は、

$$Q = 3600 * q * f * E * K / C \text{ m l} \quad (\text{m}^3/\text{H})$$

q ; ショベルディッパの公称容量 ( $\text{m}^3$ ) 0.3

f ; 土量換算係数 1.65

E ; 作業効率 0.8

K ; ディッパ係数 = 高さ係数 + 土質係数 = 0.8 + 0.75 = 1.55

C m l ; 1サイクルの所用時間 45度 28 sec

より、切削能力は、 $7.9 \text{ m}^3/\text{H}$ となる。

表-5.4 (2) サイクルタイム表 (らせん坑道、単線断面)

工種	作業内容	全断面	
削 岩	削岩準備	15	
	機械切削	67	$37.2 \text{m}^2 * 1.5 \text{m} / 79 \text{m}^3/\text{h} * 60 \text{ min} = 43 \text{ min}$ (注)
	浮石落とし	15	
小 計		97	
<hr/>			
ずり出し	ずり出し準備	10	
	ずり出し		$37.2 \text{m}^2 * 1.5 \text{m} / 4.2 \text{m}^3 * 5 \text{min} = 67 \text{ min}$ (注)
	後片付け	10	
	換気	10	
小 計			
<hr/>			
吹付	吹付け準備	15	
	吹付け	220	$4.08 \text{m} * 1.5 \text{m} * 2.4 / 4 \text{m}^3/\text{h} * 60 \text{ min}$
	後片付け	15	
小 計		250	
<hr/>			
支保工	支保工準備	15	
	支保工建て込み	-	
小 計		-	
<hr/>			
ロックボルト	ロックボルト準備	10	
	削孔	20	$1.4 \text{ min} * 14 \text{ 本}$
	打設モルタル注入	21	$1.5 \text{ min} * 14 \text{ 本}$
	後片付け	10	
金網取付		25	
測量		25	
その他損失		30	
小 計		141	
<hr/>			
合 計		488	

(注) また積み替えの、待ち時間中に切削を継続出来るが、ダンプトラックの入れ替え時間が掛かるので、待ち時間と切削時間のうち大きい方を、サイクル算出の切削時間に採用する。

$$1 \text{日当たり進行} = 8\text{h/day} * 60\text{min} * 2\text{shift} / 488\text{min} * 1.5\text{m} = 2.95\text{m/day}$$

$$1 \text{月当たり進行} = 2.95\text{m/day} * 22\text{day/月} = 64.9\text{m/月}$$

## (2) 工程

工程は 79 ヶ月と求められた。

## (3) 施工費

単線断面の施工費を表-5.5 に示す。単線断面のらせん坑道の他、立坑及び GL-500m レベルでの水平試験坑道の建設費も含み、総額約 195 億円である。

表-5.5 らせん坑道案（単線断面）の建設費

工事費￥19,525,000,000.-

単位：千円

No.	名 称	仕 様	数 量	単 位	単 価	金 額	摘 要
	らせん方式						
1	準備工		1	式		0	
2	螺旋坑道他		5,000	m	3,000	15,000,000	
3	待避所		35	ヶ所	15,000	525,000	
4	本立坑	仕上り径Φ6.0m	500	m	4,500	2,250,000	
5	レーズボーラー		6	本		0	換気・ガス対策
6	下部水平坑道		700	m	2,500	1,750,000	
	小 計		1	式		19,525,000	
	調 整		1	式		0	
	合 計		1	式		19,525,000	

### 5.2.2 複線断面

複線断面では、重機などの旋回箇所は単線断面ほどの箇所数・規模は必要としない。立坑との交点がこの目的を十分補うと考えられ、計画の立案を行った。複線断面が工期・工費の点でより適切な結果となったので、主要機械一覧表、工程表及び単価表を別途添付した。

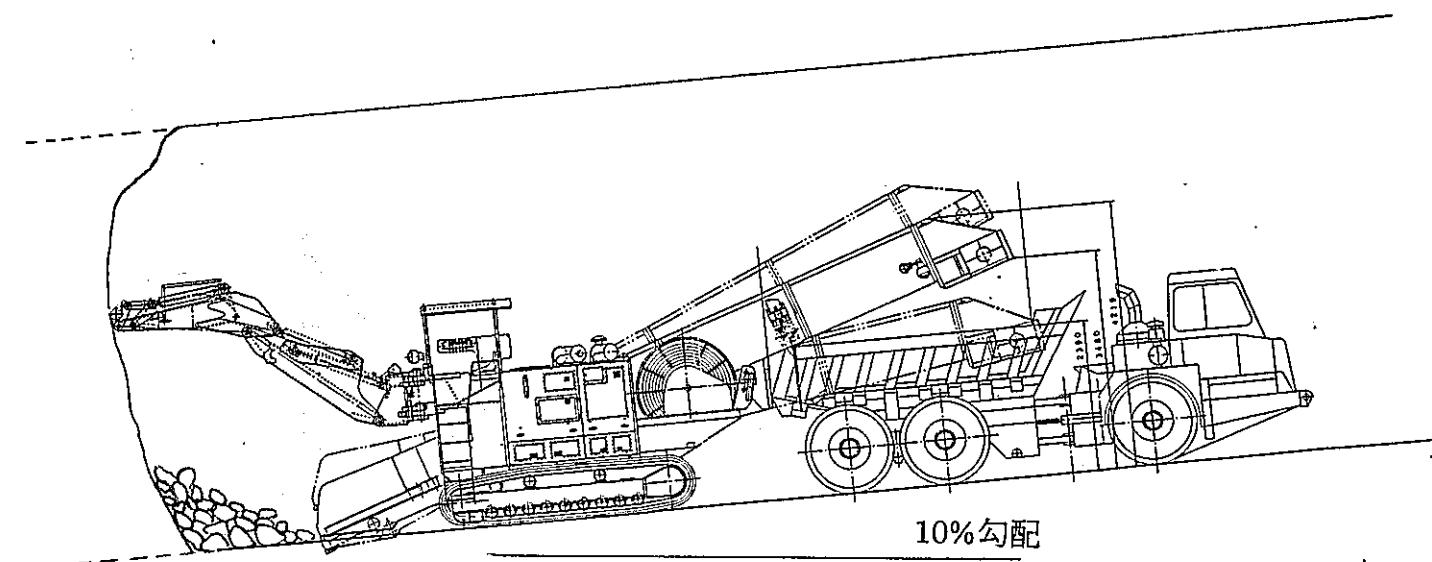
複線断面の計画立案に当たっては、最終必要断面を重視し、工事期間中の換気に重点を置き最小断面となるように留意した。

#### (1) 施工概要

複線断面のらせん坑道の掘削も、単線断面と同様の理由により、シャフローダによる機械掘削を検討した。表-5.6 に複線断面における施工機械の一覧表を示す。図-5.3 に施工次第図をしめす。また、表-5.7 に複線断面におけるサイクルタイムを示す。

表-5.6 主要機械一覧表（らせん坑道、複線断面）

項目	機械名	仕様	備考
本体工掘削	シャフローダー	25Ton 級	KL.41S
	ブレーカー	油圧 $0.7 \text{ m}^3/\text{H}$	インバート
	バックホー	$0.35 \text{ m}^3/\text{H}$	インバート
	ダンプトラック	11Ton 級	
一次支保	吹付け機	$10\sim15 \text{ m}^3/\text{H}$	
	ドリルジャンボ	2ブーム	ロックボルト用
	トラックミキサ	$4.4\sim4.5 \text{ m}^3$	
二次覆工	スライディングホーム	$L=10.5 \text{ m}$	
	コンクリートポンプ	$55 \text{ m}^3/\text{H}$	
	トラックミキサ	$4.4\sim4.5 \text{ m}^3$	
坑内設備	照明		
	ローカルファン	37kw	
	湧水処理ポンプ		
	集塵機	$300 \text{ m}^3/\text{min}$	
坑外設備	バッチャープラント	$25 \text{ m}^3/\text{H}$	吹付け用
	濁水プラント		
	換気設備		
	電力設備（変電所）		



縮尺 1/1,200

図-5.3 らせん坑道（複線断面）の施工概要

表-5.7 (1) サイクルタイム設定根拠（らせん坑道、複線断面）

項目	称呼	数量	摘要
標準断面積 A	m <sup>2</sup>	59.4	
一切削進行長 B	m	1.5	
1 m <sup>2</sup> 当たり削孔数 C	孔	-	
削孔長 D	m	-	
削岩機使用台数 E	台	-	
平均削孔速度 F	m/min	-	
削岩機1台当たり削孔数 G	孔	-	
11Tonダンプ積載量 H	m <sup>3</sup>	4.2	
1サイクル当たり吹付け容積 M	m <sup>3</sup>	11.62	7.746*1.5
吹付け設計厚さ N	m	0.3	
1サイクル当たりボルト本数 P	本	16.0	
ボルト長さ L	m	3.0	
ボルト縦断方向間隔	m	1.5	

シャフローダー (KL-41S) の能力算定

バケットの切削能力は、

$$Q = 3600 * q * f * E * K / C m l \quad (m^3/H)$$

q ; ショベルディッパの公称容量 (m<sup>3</sup>) 0.5

f ; 土量換算係数 1.65

E ; 作業効率 0.8

K ; ディッパ係数=高さ係数+土質係数=0.8+0.75=1.55

C m l ; 1サイクルの所用時間 45度 28 sec

より、切削能力は、130 m<sup>3</sup>/Hとなる。

表-5.7 (2) サイクルタイム表 (らせん坑道、複線断面)

工種	作業内容	全断面
削 岩	削岩準備	15
	機械切削	$64.59.4\text{m}^2 * 1.5\text{m} / 130\text{m}^3/\text{h} * 60\text{min} = 41\text{min}$ (註)
	浮石落とし	15
小 計		94
<hr/>		
ずり出し	ずり出し準備	10
	ずり出し	$59.4\text{m}^2 * 1.5\text{m} / 4.2\text{m}^3/\text{h} * 4\text{min} = 64\text{min}$ (註)
	後片付け	10
	換気	10
小 計		
<hr/>		
吹 付 け	吹付け準備	15
	吹付け	$122.7.746\text{m}^2 * 1.5\text{m} * 2.1 / 12\text{m}^3/\text{h} * 60\text{min}$
	後片付け	15
小 計		155
<hr/>		
支 保 工	支保工準備	15
	支保工建て込み	-
小 計		-
<hr/>		
ロックボルト	ロックボルト準備	10
	削孔	$24.1.5\text{min} * 16\text{本}$
	打設モルタル注入	$26.1.6\text{min} * 16\text{本}$
	後片付け	10
金 綱 取 付		25
測 量		25
その他の損失		30
小 計		150
<hr/>		
合 計		399

(註) また積み替えの、待ち時間中に切削を継続出来るが、ダンプトラックの入れ替え時間が掛かるので、待ち時間と切削時間のうち大きい方を、サイクル算出の切削時間に採用する。

1日当たり進行=8h/day\*60min\*2shift/399min\*1.5m =3.62m/day

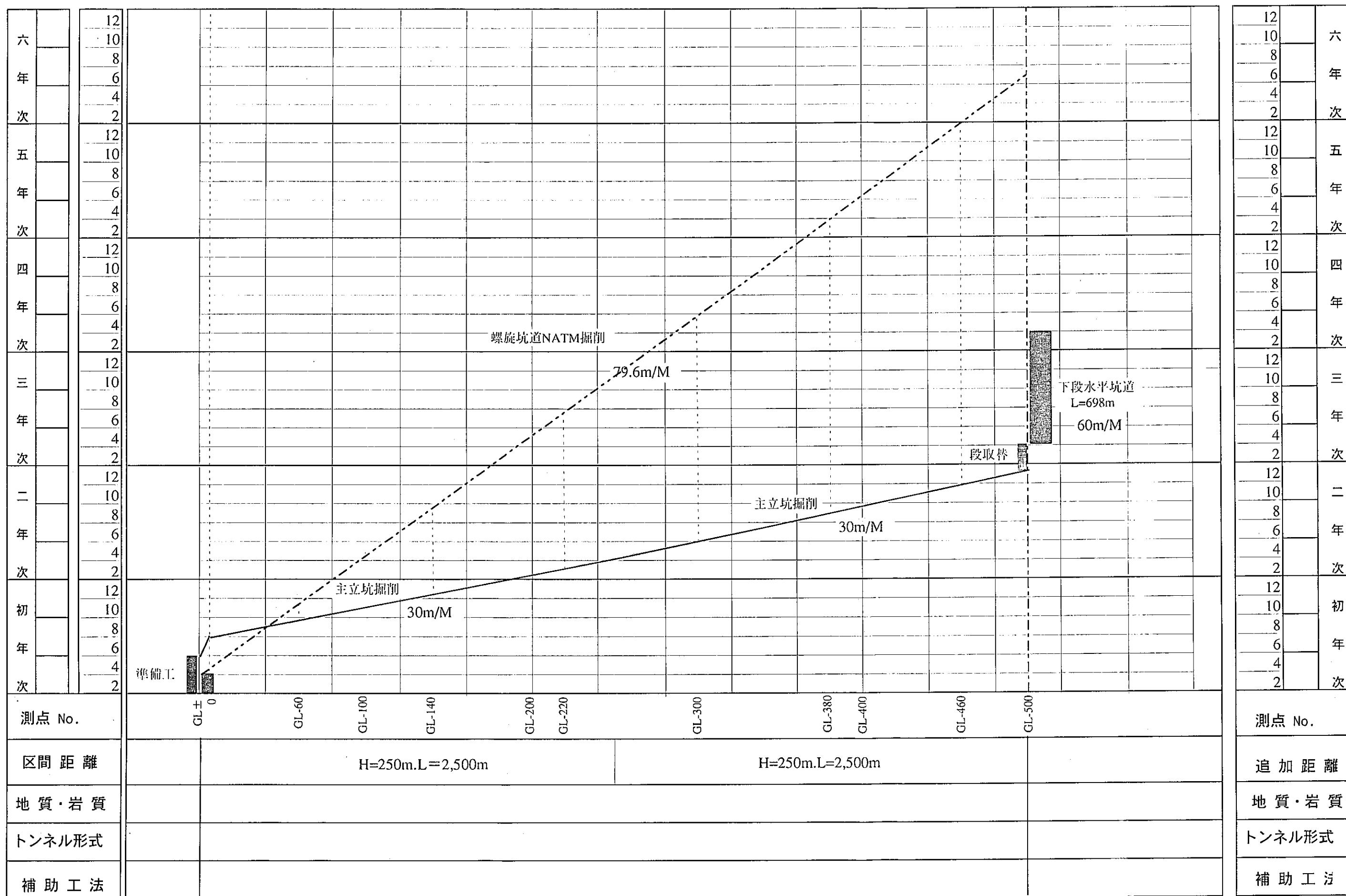
1月当たり進行=3.62m/day\*22day/月 =79.6m/day

## (2) 工程

複線断面の工程表を表-5.8に示す。着工から完成までの総工程は65ヶ月と求められた。立坑とらせん坑道は同時に着工するが、立坑が当初の40m程度を除き、先行する形となる。表中、縦方向に記入した波線は、立坑とらせん坑道を結ぶ避難用連絡坑道レベルを表す。

坑底の水平試験坑道は、立坑の掘削が終了した後、立坑側から施工する。

表-5.8 らせん坑道案（複線断面）の工程表



### (3) 施工費

複線断面の施工費を表-5.9に示す。複線断面のらせん坑道の他、立坑及びGL-500m レベルでの水平試験坑道の建設費も含み、総額約 154 億円である。

らせん坑道の単価が单線断面よりも安価であることと、らせん坑道の断面が单線断面よりも幅広いことから待避所のコストが安価になることなどが、全体として单線断面より安くなった理由である。表-5.10は複線断面のらせん坑道の単価内訳である。

表-5.9 らせん坑道案（複線断面）の建設費

工事費 約 15,385,000,000.-

単位：千円

No.	名 称	仕 様	数 量	単位	単 価	金 額	摘 要
	螺旋方式						
1	準備工		1	式		0	
2	らせん坑道他		5,000	m	2,200	11,000,000	
3	待避所		35	ヶ所	11,000	385,000	
4	本立坑	仕上り径φ6.0m	500	m	4,500	2,250,000	
5	下部水平坑道		700	m	2,500	1,750,000	
	小 計		1	式		15,385,000	
	調 整		1	式		0	
	合 計		1	式		15,385,000	

表-5.10 らせん坑道（複線断面）の建設単価費

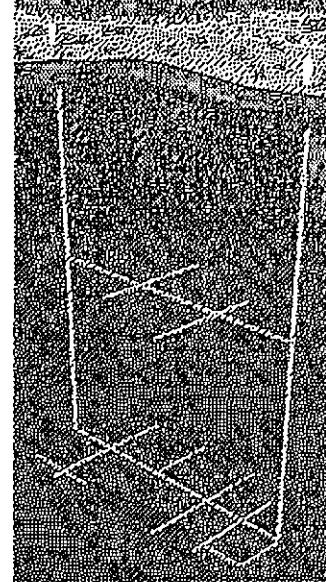
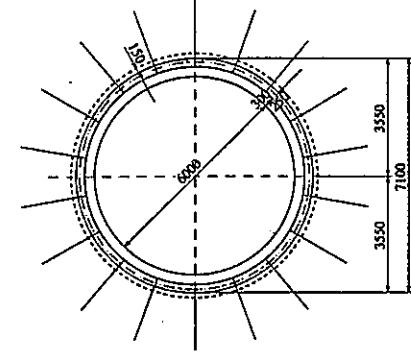
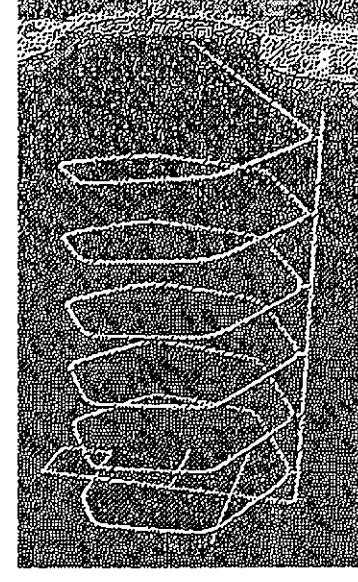
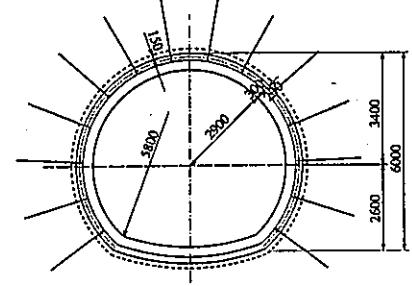
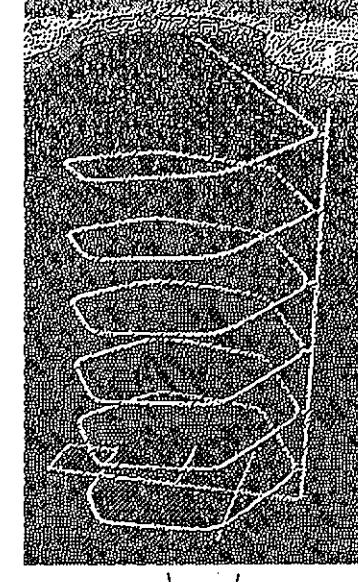
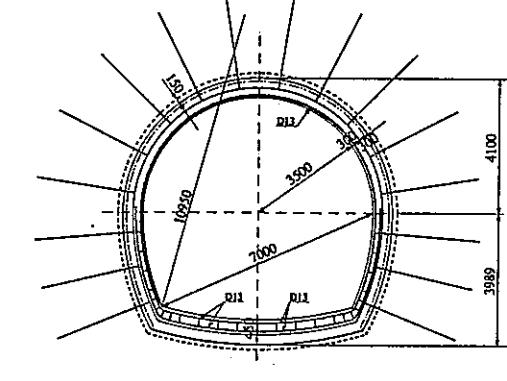
工事費 約 2,200,000.-

単位：千円

No.	名 称	仕 様	数 量	単位	単 価	金 額	摘 要
	らせん坑道（延長1 m当り）						
1	掘削		59.4	m3	15	891	
2	吹付コンクリート		11.6	m3	70	812	
3	ロックボルト	TD24,L=3.0m	16.0	本	10	160	
4	二次覆工コンクリート		8.1	m3	25	203	
5	インバートコンクリート	φ1450,H=80m	2.5	m3	20	50	
6	防水シート		1.0	m2	74	74	
7	鉄筋		0.242	t	265	64	
	小 計		1	式		2,254	
	調 整		1	式		-54	
	合 計		1	式		2,200	

以上の結果を表-5.11に一覧表でまとめる。

表-5.11 アクセス坑道・施工比較検討

	立坑案	螺旋坑道案	
		単線断面	複線断面
概念図	 	 	 
工法概要	<p>アクセスの基本を立坑とする案である。（主立坑 <math>\phi</math> 6m、副立坑 <math>\phi</math> 6m 各 1 本 L=500m）</p> <p>主立坑掘削後、副立坑の掘削を基本とする。（過大な設備投資を避けるため。）</p>	<p>将来の利用必要最小断面での螺旋坑道によるアクセスである。（立坑 1 本は加味する構造とする）</p>	<p>施工上、必要断面を確保した（二車線断面）螺旋坑道によるアクセスである。（立坑 1 本は加味する構造とする）</p>
工法の得失	特に無し。（一般的な工法と考える）	<p>当該トンネル計画地点は、可燃性ガス（メタン）の噴出が想定され、レーズボーラーなどによるガス抜き換気立坑を別途計画する必要がある。</p> <p>必要最小断面のため施工上多くの無駄が生じ、結果割高となる。</p>	<p>螺旋坑道施工中でも、風管による換気が可能なうえ、坑内を二車線確保できるので作業効率が高い。</p>
概算工期	約 5 年 (63ヶ月)	約 6.5 年 (79ヶ月)	約 5.5 年 (65ヶ月)
概算工費	75 億円	195 億円	154 億円
総合評価	◎	△	○

### 5.3.今後の課題

今後の課題として以下の点が考えられる。

(1) 地下の温度勾配の正確な把握により、坑内作業環境温度の予測および換気計画の精査。

(2) 地下水の湧水予測およびその対策工の立案。

立坑での湧水は、鉛直に排水する困難さがあり工事の進捗に与える影響は大きい。また、常に下り勾配で掘削するらせん坑道で湧水があった場合も同様な理由により施工に与える影響は大きい。ちなみに、一般的のトンネルは坑口からトンネル中央部に向けて上り勾配で計画される。湧水があっても、勾配で坑外へ自然流下することを期待するためである。

(3) 可燃性ガス（メタン）の突出量の予測および対策工の詳細検討。

可燃性ガスが発生するようであれば、建設機械ほか発火の恐れのある物は防爆仕様となる。使用機材の制約を受け施工上の不都合さが増えたり、コストアップの問題が生じる。

(4) 冬期寒冷地対策工の詳細検討。

## 6.とりまとめ

本章では、以下の項目についての考察を述べる。

### 6.1. 工事及びアクセス坑道掘削中及び掘削後に行う試験研究（地質構造調査、掘削影響試験、坑道掘削施工性試験、地下水の地球化学調査、水理・物質移行試験）に対する安全性や同試験研究環境の確保の観点からの考察

過去、動燃事業団・東濃鉱山において同様な試験研究が行われている。地質構造調査は、坑道の掘削中に切り羽が進毎に綿密な地質観察が水平坑道及び立坑で実施されており、特段の問題は無いと考える。掘削影響試験や坑道掘削施工性試験についても同様である。ただし、地下水の地球調査や水理・物質移行試験のように地下水が関係する試験に関しては、立坑とらせん坑道の場合では、評価が異なると考えられる。いずれの場合も掘削により本来の地下水場を乱す事になるが、立坑においては、基本的に擾乱の影響がらせん坑道などの比較して少なく、水理解析上もその変化が予測しやすいと考える。

らせん坑道の場合、広い範囲の地域に渡り坑道掘削による影響が及ぶと考えられ、坑道の掘削に伴い地下水環境に複雑な変化が生じると予想される。同じ厚さの地層を掘削する場合、立坑に比較してらせん坑道などのような斜坑では、勾配に応じて比例（10%勾配なら 10 倍）する開放区間が出来る事になる。湧水量は多くなり、それだけ場を乱す割合も高くなると予想される。

### 6.2.GL-50m ごとにおける試験研究中に発生する 1 日当たりの工事待機費用の算出

建設工事の積算方法の一つとして、物量単価を元にそれに必要総量を乗ずれば総工費の概算が求められる。ただし、この算定法では、施工方法や使用する機械の能率や作業員数などの相違は基本的に評価出来ない。工事休止による影響は、機械の損料や、他の作業へ転用できない雇用作業員の人工費の評価、作業所の経費等の算定に基づいてなされるべきもので、本検討の積算レベルでは正確な費用の算出は難しい。

そこで、極めて概算ではあるが、全施工費を施工期間（日数）で除して 1 日当たりの施工費を算出し、それで 1 日当たりの工事待機費用として評価する事を提案する。施工状況やその時点での工種により当然評価が異なってくる。しかし、施工休止期間は、東濃鉱山の新立坑での掘削影響試験（大成建設担当）の経験から掘削途中で要求が多かったこと、また、掘削期間が施工期間の大部を占めることから、この方法でもそれなりの精度を有するものと考えられる。したがって、今回の立坑案及びらせん坑道案それぞれにつき、次の表- 6.1に示す値が求まる。

表- 6.1 作業休止による一日当たりの待機費用の目安

レイアウト案	総工費（千円）	工期（月）	工期（日）	一日当たりの施工費（千円）
立坑案	7,440,000	63	1916	3,883
らせん坑道（単線断面）	19,525,000	79	2403	8,125
らせん坑道（複線断面）	15,385,000	65	1977	7,782

### 6.3.掘削ズリの処分

立坑案及びらせん坑道案（単線断面、複線断面）のそれぞれについて、掘削土量を表-6.2に示す。立坑案が最も少なく約9万m<sup>3</sup>弱である。らせん坑道案は、らせん坑道の総延長が長いことが影響しており、単線断面の場合で立坑案の約3倍、複線断面では5倍強の掘削ズリが出される。ちなみに、最も掘削土量の多いらせん坑道複線断面の場合で、盛り土の高さを15mまでと制限すれば、4ha(200m×200m)程度のズリ処分場が必要となる。同様に盛り土高さを15mに設定すれば、らせん坑道単線断面および立坑案でそれぞれ2.25ha(150m×150m)、1ha(100m×100m)の土捨て場が必要である。

表- 6.2 掘削ズリの容量

No	案種別	掘削土量 (m <sup>3</sup> )	換算土量 (m <sup>3</sup> )	備考
1	立坑案	66,729	86,747	立坑2本、水平坑道を含む
2	らせん単線断面	184,320	239,616	立坑1本、待避所、避難連絡坑、水平坑道を含む
3	らせん複線断面	347,470	451,711	同上

(注) 換算土量は、掘削地山に掘削時の体積増加とズリ捨て場での締め固めの両方の効果を考慮し1.30の係数を乗じて算定。

### 6.4.堆積岩を対象とした地下へのアクセス坑道の現実的な成立性の考察

本検討の前提条件として、

- ・ほぼ地表面からGL-500m付近まで声問層上部層に相当する岩盤が続いている。
- ・工事に甚大な影響を及ぼすような帶水層や湧水には遭遇しない。

- ・ガスの発生は無いものとする。

等をあげ、この条件下で検討をすすめた。その結果、立坑案及び斜坑案において、それぞれ工費、工期を算定した。工期については、原子力委員会高レベル放射性廃棄物処分懇談会でのマスタースケジュールで、地下研究施設に期待する活動期間内にはほぼ納まると考えられ、両案ともに成立性があると見なされる。

工費については、最大200億円と言われている金額の範囲に両案ともどまっており、その限りでは両案とも成立性が有ると言える。しかし、らせん坑道案は立坑案に比較して80億円程度高く（ただし、立坑案のエレベータシステムの費用は含まれていない。）、多量の資材や人員を比較的容易に地下へ移動させることができあるが、それだけの価値が有るかどうか判断が難しい。両者を比較するとこの建設費の点から、らせん坑道案は不利であろうと思われる。

## 6.5.今後検討するべき項目等に関する提言

既に各章の末尾に今後の課題として記述した内容と重複するが、ここでそれらをまとめて以下に示す。

### 6.5.1.地盤条件の取得

- ・声間層、稚内層のボーリング調査による岩石試験に基づく地盤物性の取得
- ・大曲断層近傍の地盤物性取得のために、派生断層の有無、破碎帯の規模、分布位置の把握などの調査の実施

### 6.5.2.施設概念の明確化

- ・研究施設以外の役割（不特定多数の一般の人を対象としたPA施設など）の機能を持たせるかどうか整理し、施設概念を明確にしてレイアウトに反映させる。

### 6.5.3.大初期地圧下での支保設計

- ・初期地圧が大きく、一次支保の弾性範囲を越えた地山応力の開放を前提とした設計手法を採用した。この方法は、変形量が大きな地山には適用しにくい難点があり、実際に施工には鋼製支保工の使用や先進導坑による応力開放等の処置が必要な場合も想定される。今後、実績を重ねて、設計手法を確立する必要がある。

### 6.5.4.アクセス坑道施工の検討

- ・地下の温度勾配の正確な把握により、坑内作業環境温度の予測および換気計画の精査。
- ・地下水の湧水予測およびその対策工の立案。

- ・可燃性ガス（メタン）の突出量の予測および対策工の詳細検討。
- ・冬期寒冷地対策工の詳細検討。

## <参考資料>

### 2章

資料-1 道路トンネル非常用施設設置基準（道路構造令の解説と運用から引用）	1
---------------------------------------	---

### 4章

資料-1 特性曲線法によるトンネル支保工の応力算定プログラム	1
--------------------------------	---

資料-2 : 岡式弾塑性法による立坑の検討結果 (GL-250,GL-500)	10
---	----

資料-3.1 : 岡式弾塑性法によるらせん坑道単線断面の検討結果 (GL-250,GL-500)	12
--	----

資料-3.2 : 岡式弾塑性法によるらせん坑道複線断面の検討結果 (GL-250,GL-500)	14
--	----

資料-4 : 岡式弾塑性法による水平坑道断面の検討結果 (GL-250,GL-500)	16
---	----

資料-5 : 道路橋示方書・同解説(下部構造偏)：(社)日本道路協会抜粋集	18
---------------------------------------	----

資料-6 : NATM 設計施工指針：日本鉄道建設公団抜粋集	24
--------------------------------	----

資料-7 : コンクリート標準示方書(設計偏)：土木学会抜粋集	30
---------------------------------	----

資料-8 : 設計要領第三集(トンネル)：日本道路公団抜粋集	38
--------------------------------	----

資料-9 : トンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書：(社)日本トンネル技術協会抜粋集	53
--	----

資料-10 : 山岳トンネルの立坑と斜坑：土木学会抜粋集	58
------------------------------	----

資料-11 : トンネル標準示方書（山岳工法偏）・同解説：土木学会抜粋集	66
--------------------------------------	----

資料-12 : 隅角部ピンモデルの解析結果	76
-----------------------	----

## 第2章の参考資料

# 道路構造令の解説と運用

昭和58年2月

社団法人 日本道路協会

### (3) 非常用施設

トンネル内で、万一自動車火災が発生した場合には、過去における火災事故の例が示すように重大事故となる可能性が大きい。したがって、このような事態に備えて、適切な非常用施設を設けて事故の拡大を防ぎ、被害を最小限にとどめる必要がある。

非常用施設については、図8-4に示すトンネルの等級に応じ、表8-1の施設を設けるよう「道路トンネル非常用施設設置基準」(昭和56年4月21日付建設省都市局長・道路局長通達)に定められているので、設置に当たってはこれによらなければならない。

表8-1 トンネル等級別の非常用施設

非常用施設		トンネル等級	AA	A	B	C	D
通報・警報設備	非常電話		○	○	○	○	
	押ボタン式通報装置		○	○	○	○	
	火災検知器		○	△			
	非常警報装置		○	○	○	○	
消火設備	消火器		○	○	○		
	消火栓		○	○			
避導難設誘備	誘導表示板		○	○	○		
	排煙設備または避難通路		○	△			
その他の設備	給水栓		○	△			
	無線通信補助設備		○	△			
	ラジオ再放送設備または拡声放送設備		○	△			
	水噴霧設備		○	△			
	監視装置		○	△			

(注) 上表中「○印は原則として設置する」、「△印は必要に応じて設置する」ことを示す。

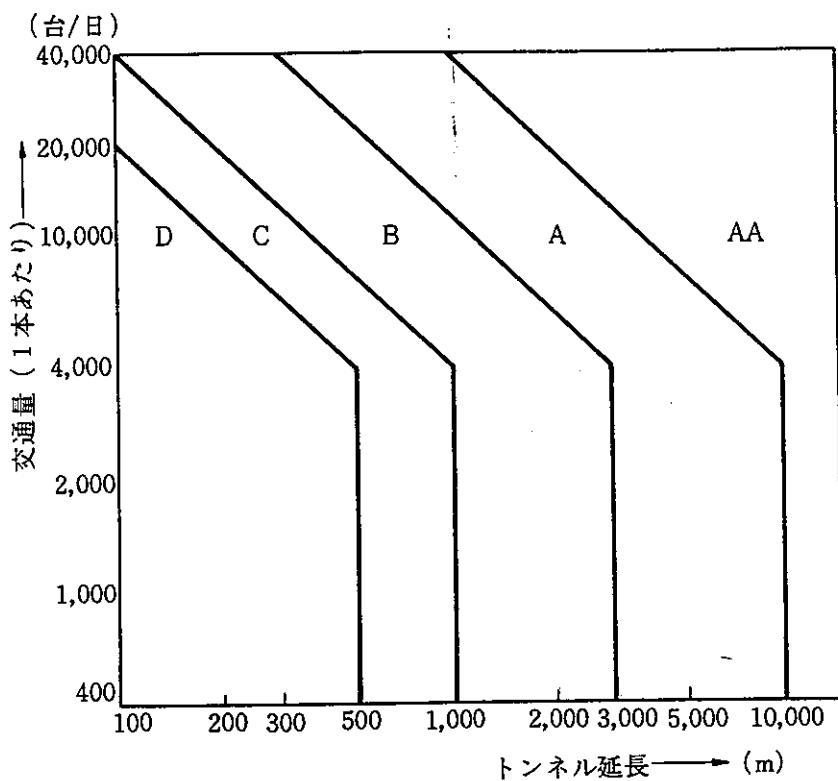


図 8-4 トンネル等級区分

## 8-5 橋、高架の道路等

(橋、高架の道路等)

第35条 橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路は、鋼構造、コンクリート構造又はこれらに準ずる構造とするものとする。

2 橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路の設計に用いる設計自動車荷重は、第1種、第2種、第3種(第4級及び第5級を除く。)又は第4種(第4級を除く。)の道路にあっては20トン、他の道路にあっては当該道路の自動車の交通の状況に応じ、20トン又は14トンとするものとする。

3 前2項に規定するもののほか、橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路の構造の基準に関し必要な事項は、建設省令で定める。

## 第4章の参考資料

特性曲線法によるトンネル支保工の  
応力算定プログラム

## 目次

§ 1. プログラムの特徴

§ 2. 解析理論

2.1 地山応力と変位の関係（岡式）

2.2 応力解放率

2.3 支保工応力度の算定

## § 1. プログラムの特徴

本プログラムは、岡式の弾塑性解析を準用し支保工のリング剛性を組み合わせて円形空洞掘削掘削時の支保工応力度を算定するものであり、以下の特徴を有しています。

- 支保工のリング剛性を考慮した地山の変位を計算できる。
- 支保部材としてコンクリート、鋼製支保工を考慮でき、部材の応力度の照査が行える。
- トンネルの掘削先行による地山の応力解放を考慮できる。
- 鋼製支保工建て込み時の隙間（支保工のなじみ）を考慮できる。
- 対話形式により、データの入力、変更を容易に行うことができる。
- 計算結果が画面上にグラフで表示される。

注) このプログラムは、地山の緩みによる地圧の増加が起こる前に支保工が施工されることを前提としています（地山の応力～ひずみ関係として完全弾塑性体を仮定している）。したがって、計算上仮定される応力解放率を地山のピーク強度をはるかに越えるほど大きな値に設定すると、実際には荷重が増加するはずの場合においても、支保工が分担する荷重が極端に小さい値として計算されることがあります。

このような観点から、出力される塑性領域の大きさや壁面変位量について照査する必要が有ります。

## § 2 . 解析理論

### 2.1 地山応力と変位の算定（岡式）

岡の方法とは、岩盤の塑性ひずみ量に応じて岩盤の強度が低下すると仮定し、等圧初期応力状態にある岩盤に円形空洞を掘削した場合の変形と応力を2次弾塑性解析により求める方法である。ここで岩盤の強度とは粘着力、せん断抵抗を意味している。また等圧初期応力状態とはトンネルの鉛直応力と水平応力が等しいことを意味している。

まず、岩盤の強度が塑性ひずみ量に関わらず低下しない、とした場合を考える。

図1に示すように初期地山応力が静水圧的でその大きさが $p_0$ である岩盤中に、半径 $a$ の素掘円形トンネルが掘削された時、トンネルの周りの岩盤に生ずる塑性領域の応力次式で示される。

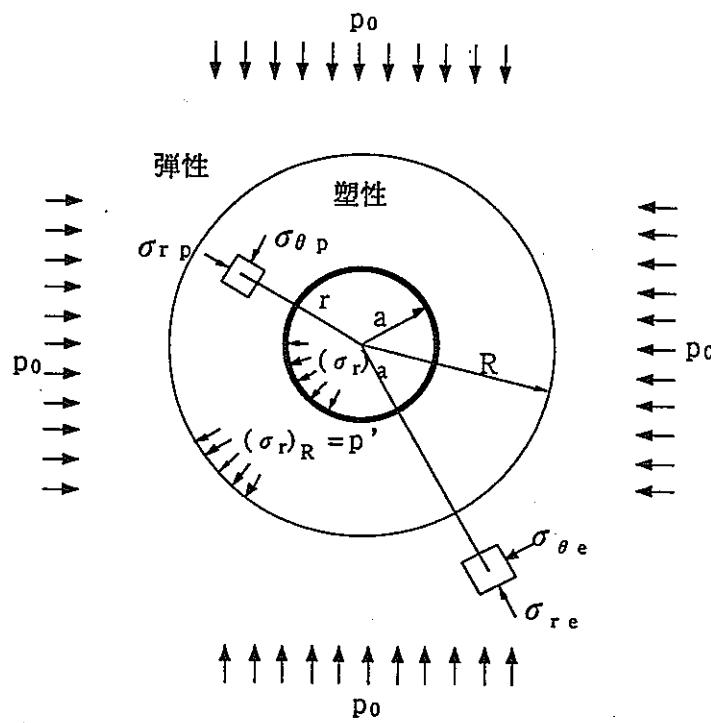


図1 トンネル周辺応力モデル図

$$\sigma_{rp} = \frac{Sc}{\zeta-1} \left\{ \left(\frac{r}{a}\right)^{\zeta-1} - 1 \right\} + (\sigma_r)_a \left(\frac{r}{a}\right)^{\zeta-1} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_{\theta p} = \frac{Sc}{\zeta-1} \left\{ \zeta \left(\frac{r}{a}\right)^{\zeta-1} - 1 \right\} + \zeta (\sigma_r)_a \left(\frac{r}{a}\right)^{\zeta-1} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで

$$\zeta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad Sc = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad \dots \dots \dots (3)$$

ただし、 $\phi$ ：内部摩擦角 C：粘着力

従つて弾塑性境界 ( $r = R$ ) における半径方向応力 ( $\sigma_r$ )<sub>R</sub> は (1) 式より次のように示される。

この弾塑性境界における半径方向応力を  $p'$  とする。また、弾性領域の応力は次のようになる。

式(6)から弾塑性境界の周方向応力は次のようになる。

$$(\sigma_0)_R = 2p_0 - p' \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

また、式(2)より、 $r = R$ を代入して

これらが等しいとすると次式を得る。

$$p' = \frac{2p_0 - Sc}{1 + \zeta} \quad (9)$$

また式(4)、式(9)よりトンネル壁面における半径方向応力( $\sigma_r$ )は次式のように与えられる。

$$(\sigma_r)_a = \frac{2\{p_0(\zeta - 1) + Sc\}}{\zeta^2 - 1} \left(\frac{a}{R}\right)^{\zeta - 1} - \frac{Sc}{\zeta - 1} \quad (10)$$

次に空洞開削後に発生する変位  $u_1$  は、次式のようになる

$$u = (p_0 - p') \frac{R^2}{2\mu} \frac{1}{r} \quad (11)$$

ここで、 $\mu$  は Lame の定数と呼ばれるもので、弾性係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  と以下の関係にある。

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \dots \dots \dots \quad (12)$$

これより弾塑性境界 ( $r = R$ ) における変位  $u_R$  は次式となる。

また、塑性領域内 ( $r < R$ ) では体積ひずみが零、すなわち非圧縮性材料であると仮定するとこの塑性領域内の変位は次式のようになる。

従って、トンネル壁面の押し出し変位  $u_a$  は次式で与えられる。

$$u_a = \frac{p_0 - p'}{2\mu} \frac{R^2}{a} \quad \dots \dots \dots \quad (15)$$

よって式 (10) から任意の  $(\sigma_r)_a$  に対して  $R$  が決定され、式 (15) よりこれに対応する  $u_a$  が算出される。

## 2.2 応力解放率

掘削の進行に伴う地山応力の、解放率特性曲線を図2に示す。

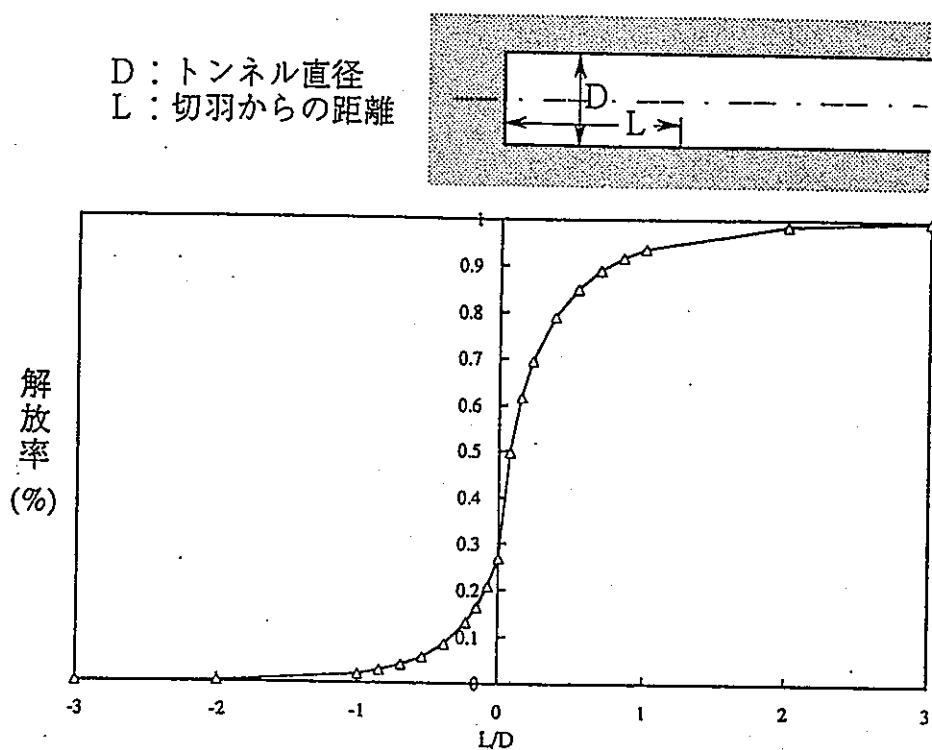


図2 地山応力解放率の特性曲線

これより、一掘進長進行時の応力解放率を算定し、支保工施工位置における支保工施工時の応力解放率とする。

### 2.3 支保工応力度の算定（特性曲線法）

支保工によって与えられる支保工圧  $\sigma_{\text{rsp}}$  は次式により算定される。

٢٣٦

**u\_rsp** : 半径方向変位

$r$  : 挖削半径

#### K : リングとしての剛性

$K_c$  : コンクリートのリング剛性

$K_s$  : 剛性支保工のリング剛性

$$Kc = \frac{Ec(r^2 - r_i^2)}{(1 + v) \{(1 - 2v)r^2 + r_i^2\}} \quad \dots \dots \dots (18)$$

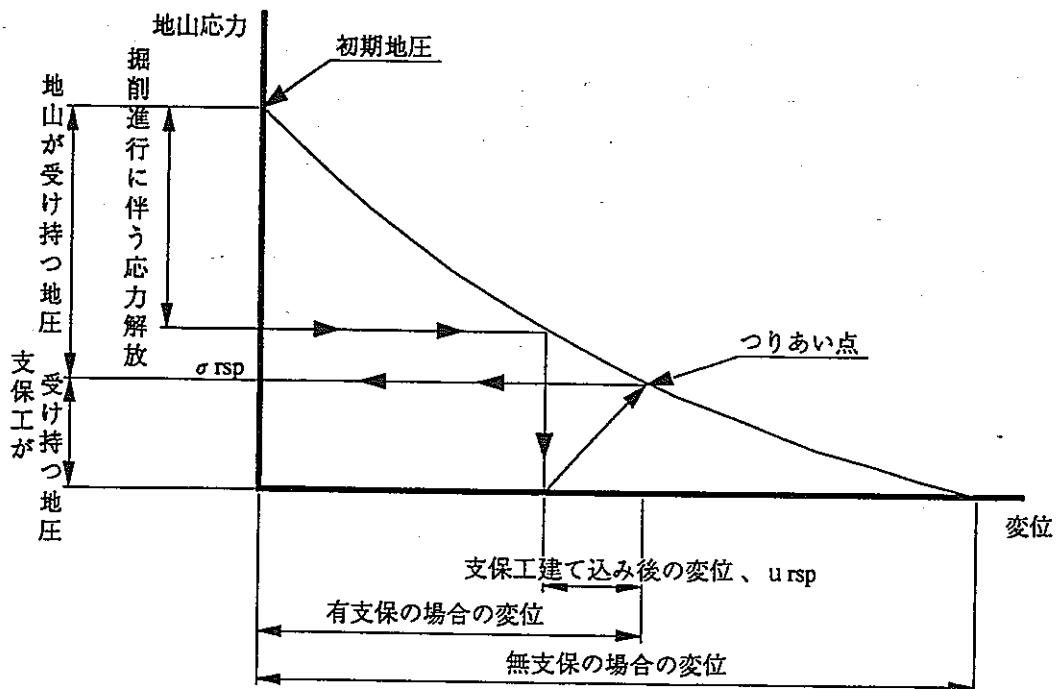


図 3 支保工応力算定図

ここで

E<sub>c</sub> : コンクリートの弾性係数  
 ν : コンクリートのポアソン比  
 r<sub>i</sub> : コンクリートの内側の半径  
 E<sub>s</sub> : 鋼製支保工の弾性係数  
 A : 鋼製支保工の断面積  
 e : 鋼製支保工の建て込み間隔

トンネル壁面において、式(16)で示される  $u_r s_p$  と  $\sigma_r s_p$  と(15)、式(10)で示される  $u_a$ 、 $(\sigma_r) a$  との関係から図3に示すつりあい点を定め、支保工が受け持つ地山応力  $P$  を算出する。

求められた P より次式から支保工応力度を求める。

۱۰۸

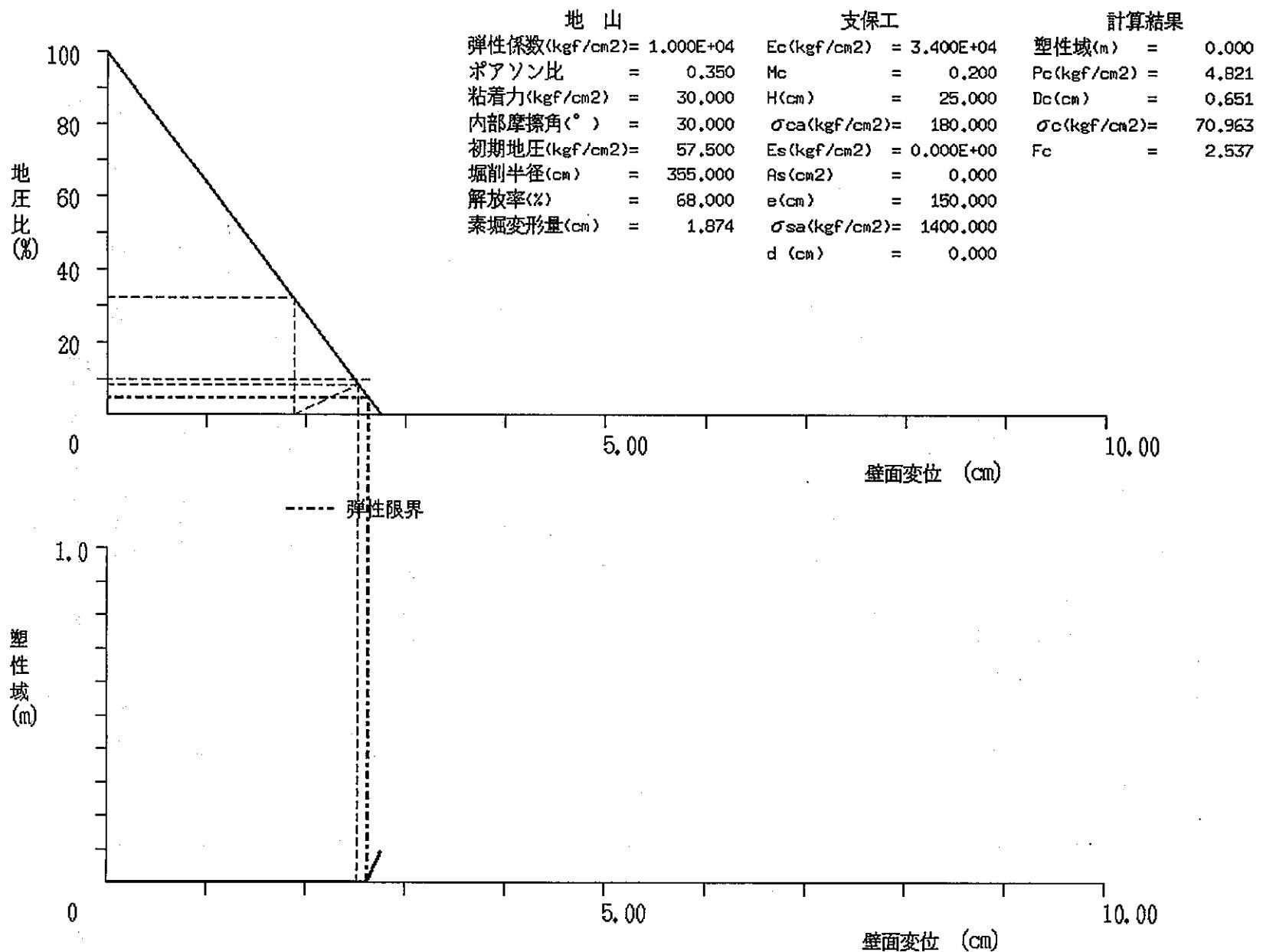
$\sigma_c$  : コンクリート応力度

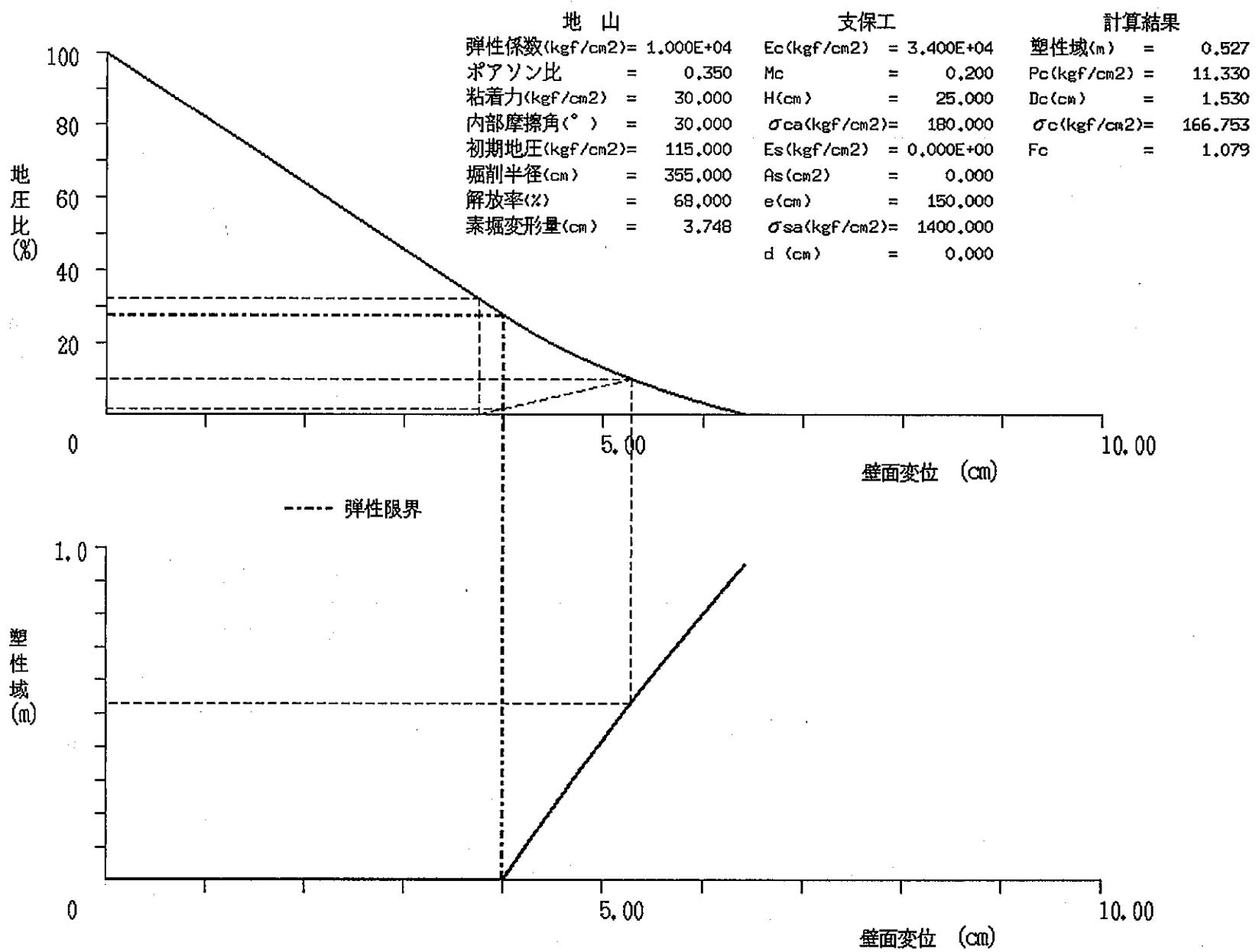
$\sigma_s$  : 鋼製支保工応力度

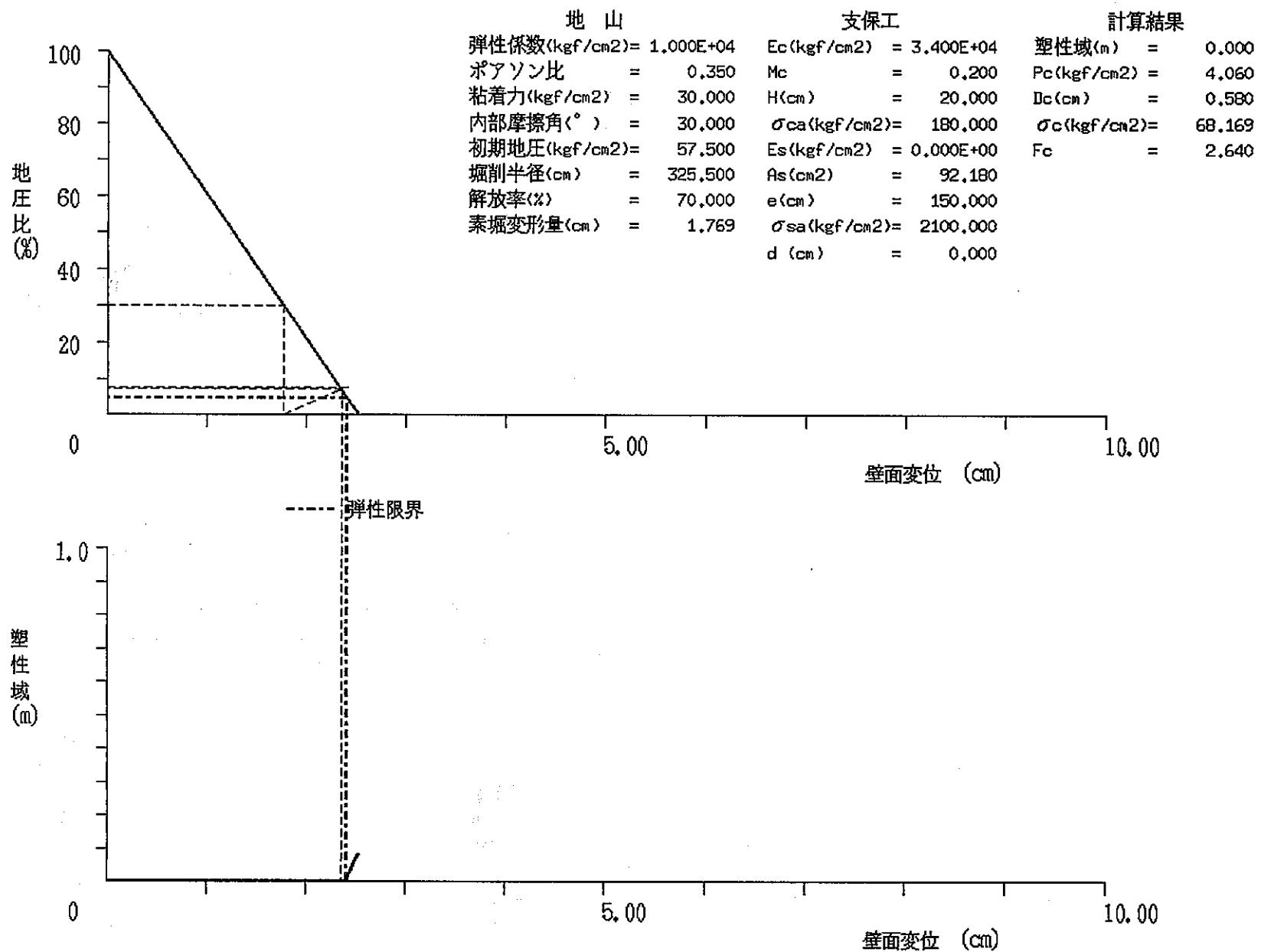
$$P_c = P \frac{Kc}{K} : \text{コンクリートが受け持つ地山応力}$$

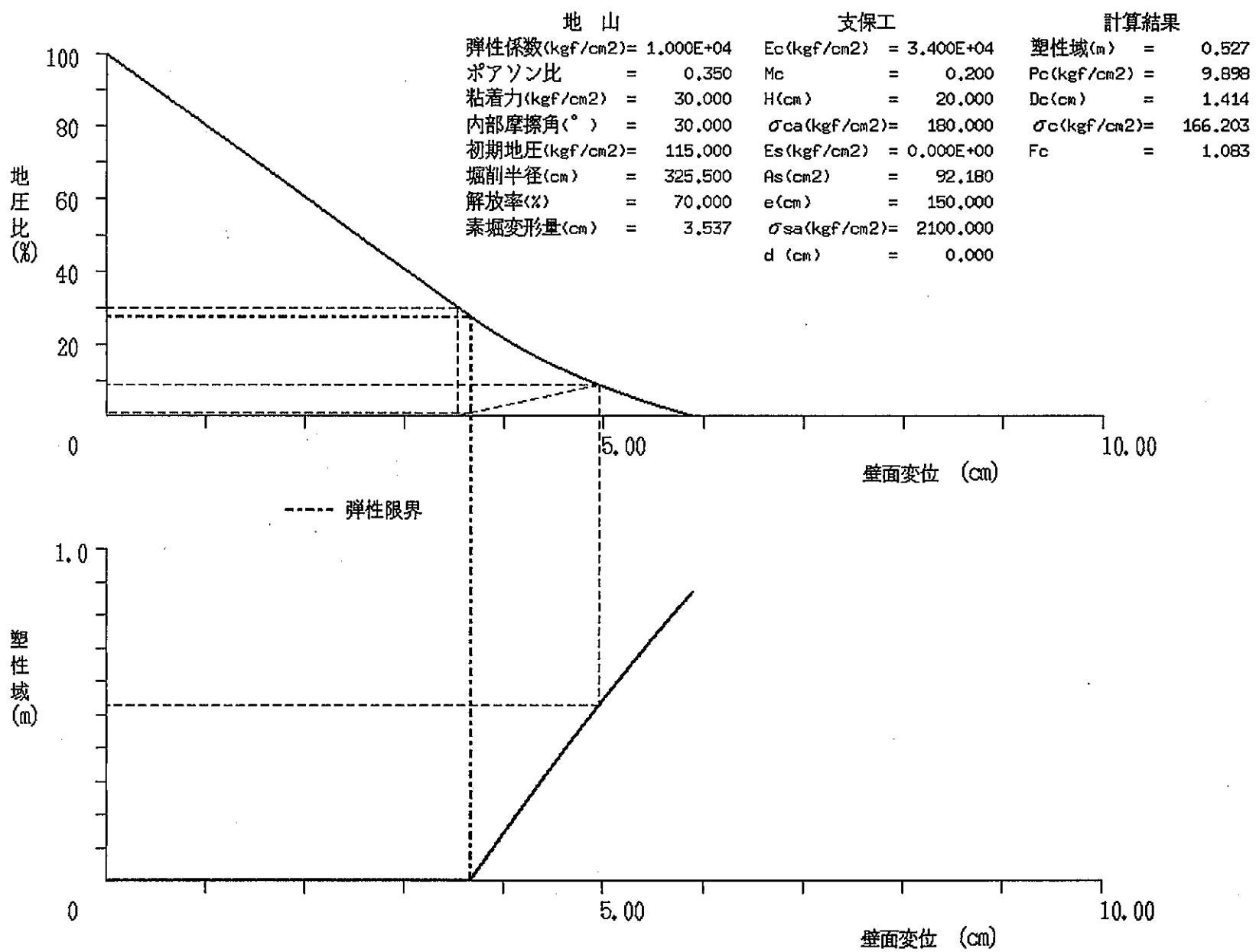
$$P_s = P \frac{K_s}{K} : \text{鋼製支保工が受け持つ地山応力}$$

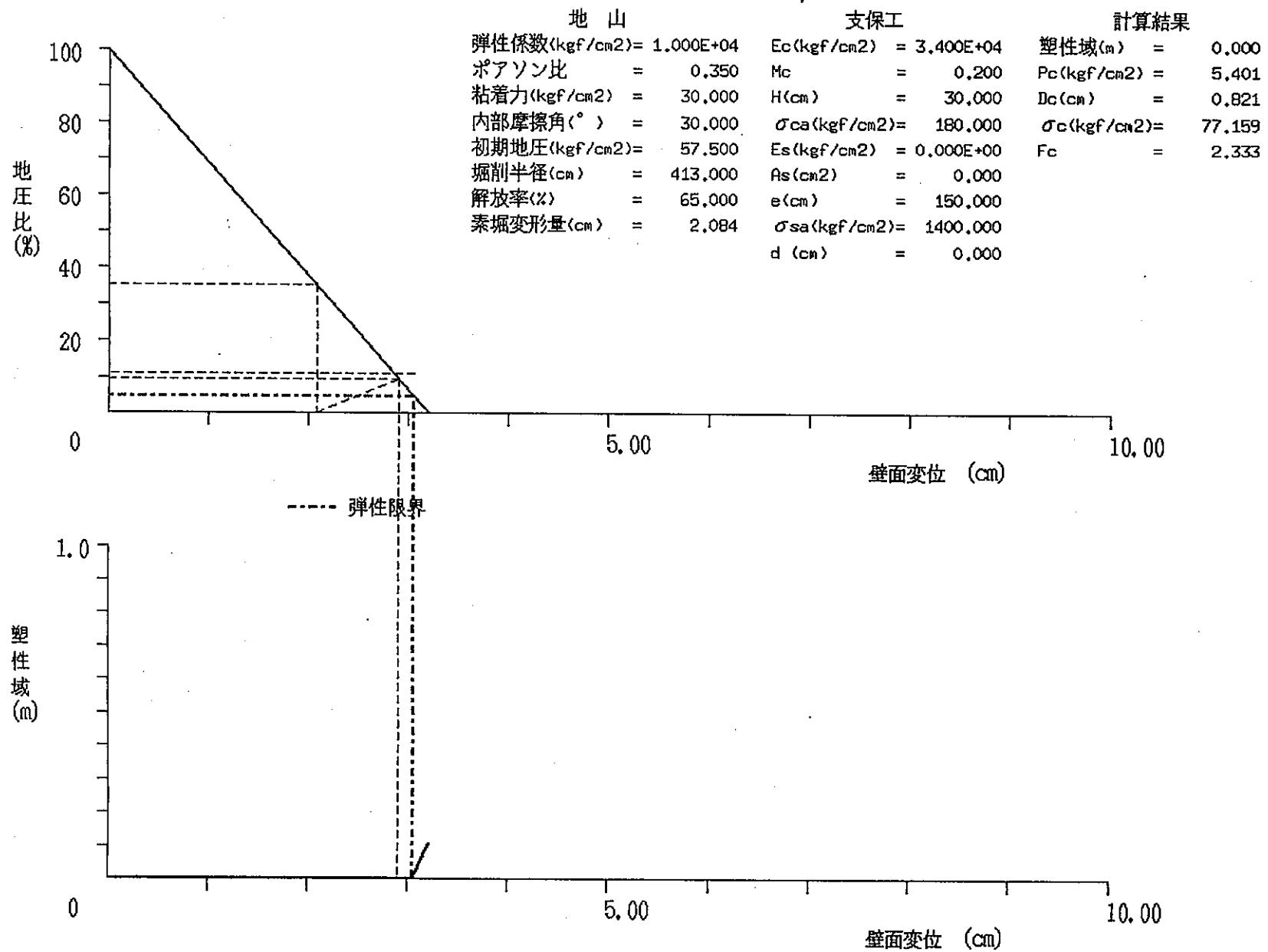
なお合成支保工においては鋼製支保工のなじみ変位を考慮するものとし、コンクリートの変位がなじみ変位に達するまではコンクリートのみで支保工圧を受け持つものとする。

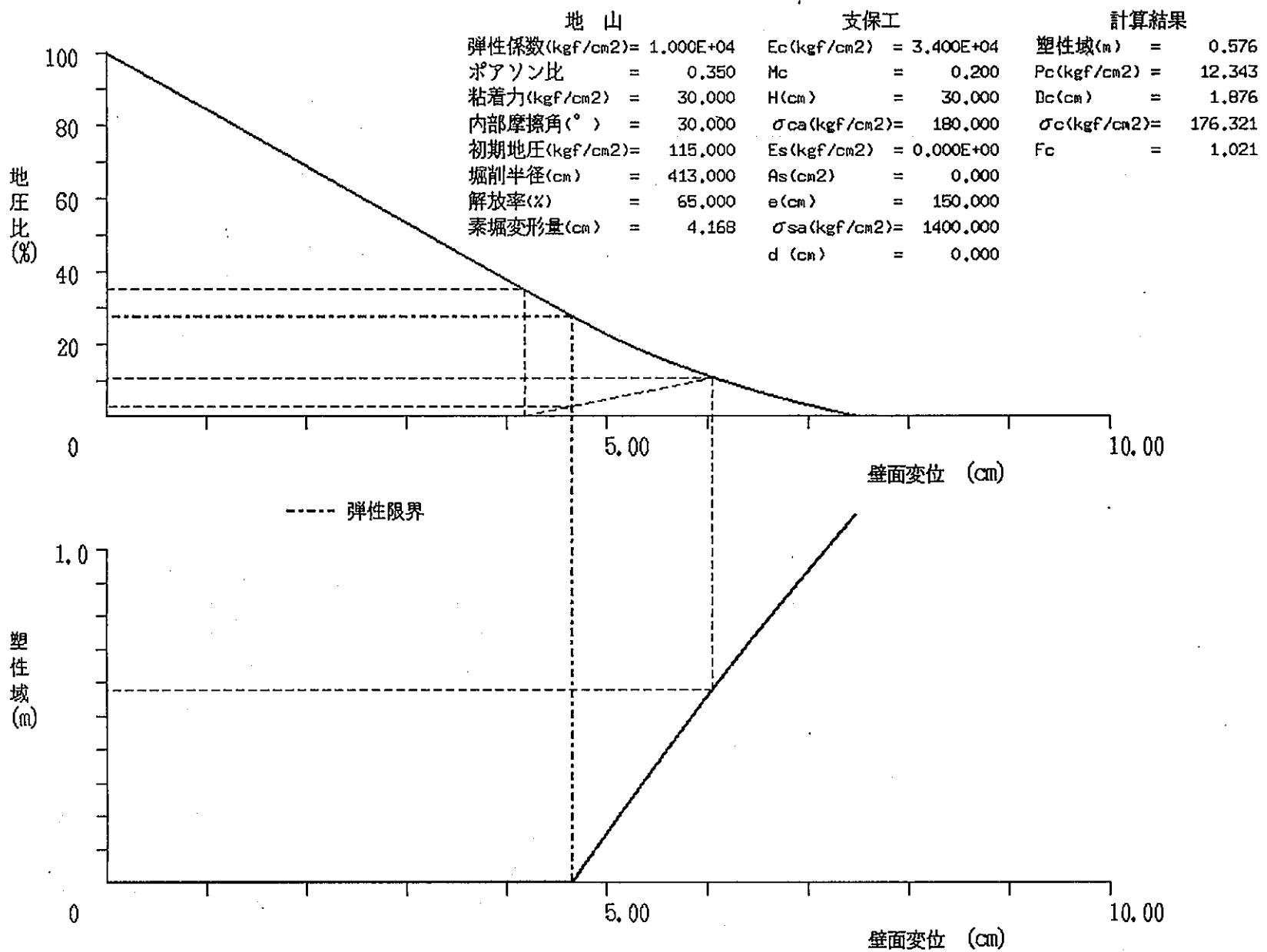


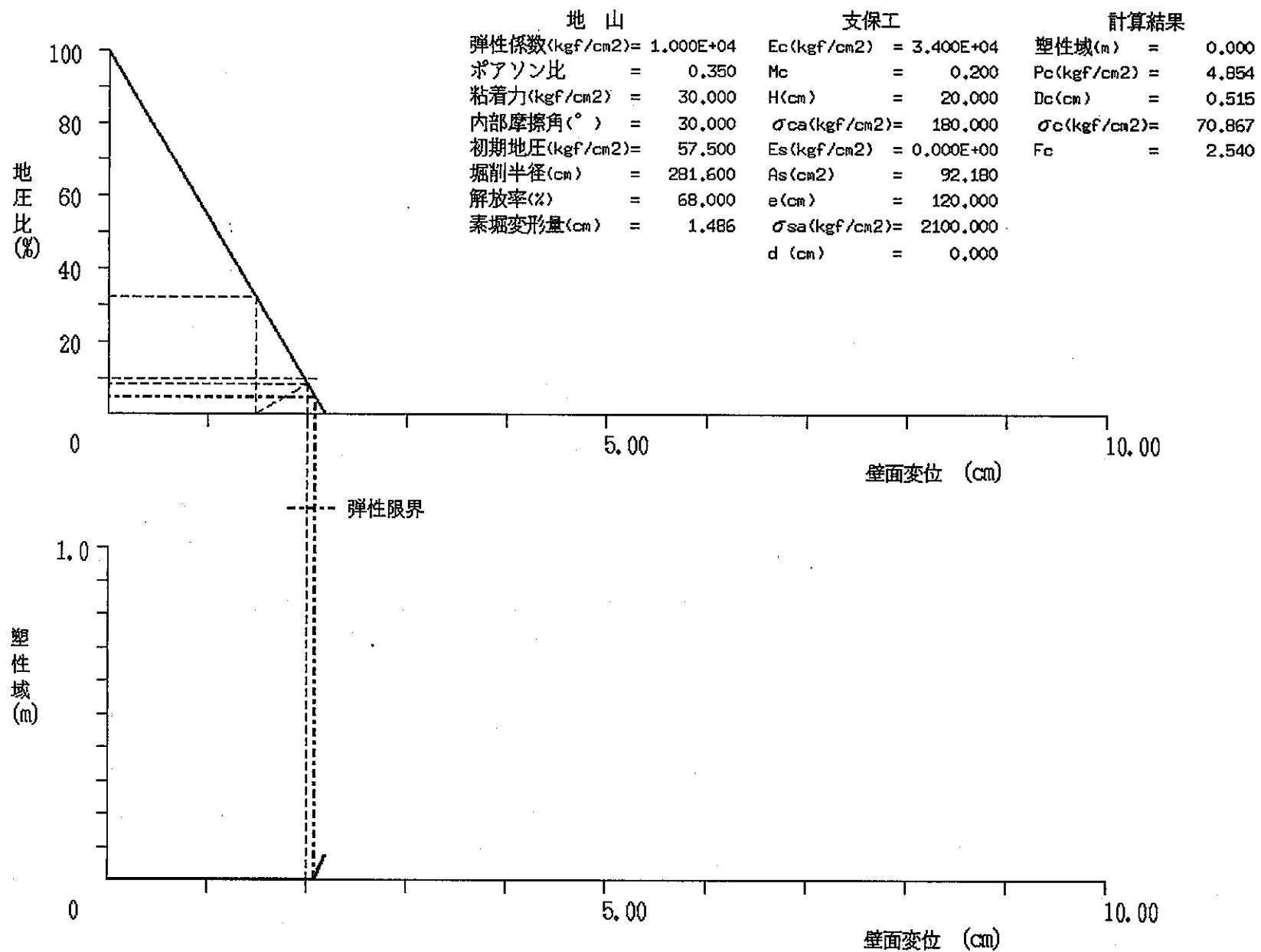


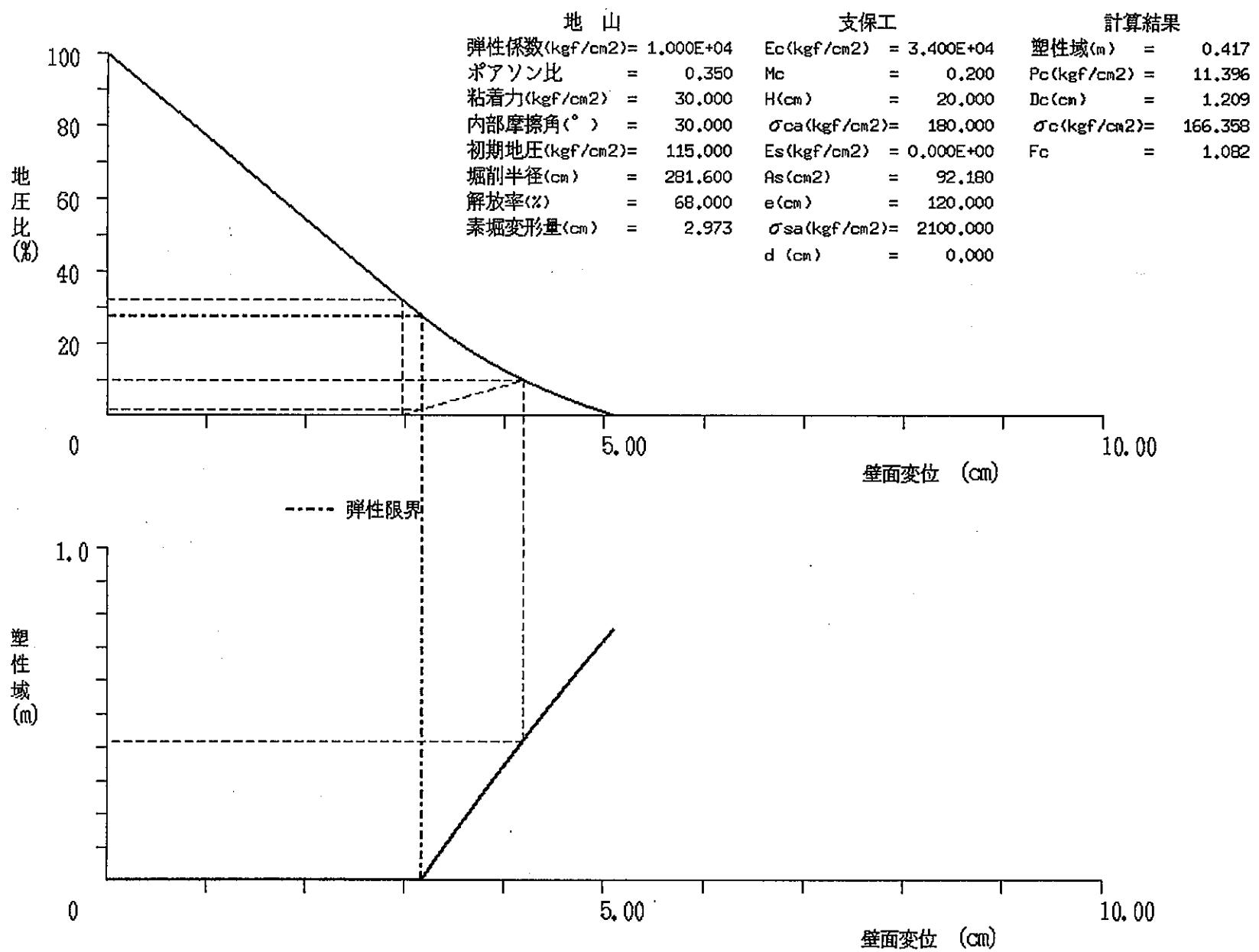












# 道路橋示方書・同解説

I 共通編

IV 下部構造編

平成 8 年 12 月

社団法人 日本道路協会

一軸圧縮強度  $q_u$  の  $1/2$  をもって粘着力とし、せん断抵抗角を無視して計算してもよい。この一軸圧縮強度はその含水比によって左右されるので、原地盤の含水比を保ったコアで試験をしなければならない。

硬岩の場合には亀裂、割れ目の影響が大きいため一義的に定めにくいが、ダム建設地点などにおける類似の地盤の試験結果を利用して推定するのがよい。

なお、構造物の規模、地盤条件などを考慮して特に必要な場合には、現場でのせん断試験によることが望ましい。

### 3) 变形係数

変形係数は、次の試験から求めてよい。

- ① 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験
  - ② 孔内水平載荷試験
  - ③ 供試体の一軸または三軸圧縮試験
  - ④ 標準貫入試験 ( $N$  値)

これらの試験で得られた変形係数を用いて鉛直方向地盤反力係数、水平方向地盤反力係数などが推定できる。

なお、動的解析に用いるせん断変形係数は、PS（速度）検層等から求められる地盤の微小ひずみ状態でのせん断変形係数を、室内での繰返し三軸せん断試験などから求められる変形係数とひずみの大きさとの関係を用いて、地震時に生じる地盤のせん断ひずみの大きさに相当する値に補正したせん断変形係数を用いる必要がある。

4) 耐震設計上土質定数を低減させる土層の地盤定数

地震時において地盤の強度が低下する恐れのある場合には、耐震設計編 7 章の規定により土質定数を低減しなければならない。ここで、低減させる土質定数とは、耐震設計編 7.6 解説(2)において、地盤反力係数、地盤反力度の上限値、および最大周面摩擦力度と示されている。

## 7.6 地盤反力係數

### 7.6.1 一般

地盤反力係数は、式 (7.6.1) により定義する。

ج

$k$  : 地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$p$  : 地盤反力度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

$\delta$  : 変位 (cm)

地盤は弾性体ではなく、また深さ方向に密度や圧縮性が変わるために、地盤が明らかな破壊を示さなくとも、地盤反力度～変位曲線は図-解 7.6.1 のような非線形形状を示す。したがって、地盤反力係数は変位とともに変化するが、ここでは着目する変位と地盤反力度の割線勾配をもって地盤反力係数と定義した。

地盤反力係数は、7.6.2 の解説に述べるように、地盤の变形係数の関数として求められる。地盤の变形係数は基礎からの荷重によって地盤内に生じるひずみの大きさや地盤内の圧力、また、載荷時間に依存する物性値である。したがって、地盤反力係数はこれらの要因により異なる。この他、深度方向への地盤の物性値の変化、試験方法と実構造物の載荷状態との相違など、地盤反力係数は極めて複雑な性質を持つ定数である。

本項で規定する地盤反力係数は、基礎の地盤に対する静的な載荷状態を想定して定義したものであるから、基礎の常時および地震時の静的な設計法である震度法や地震時保有水平耐力法に用いられる。したがって、固有周期の算出や動的解析に用いる地盤反力係数は、別途耐震設計編の規定により算出するものとする。

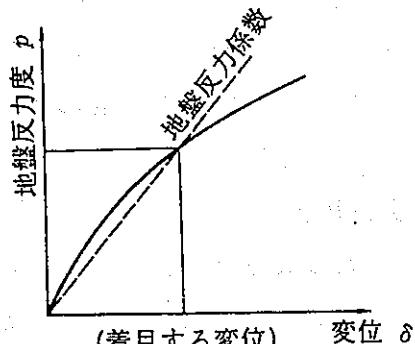


図-解 7.6.1 地盤反力係数

## 7.6.2 地盤反力係数

地盤反力係数は、各種の調査・試験結果により得られた变形係数を用いて、基礎の載荷幅などの影響を考慮して定めるのを原則とする。

地盤反力係数は、基礎の変位や地盤反力を得るために必要な設計上の基本的な定数であるため、各種の調査・試験結果を十分検討して定めなければならない。

地盤反力係数の推定方法を次に示す。この方法は推定法の一つにすぎないので、これによって求めた値は地盤条件、基礎の設計条件などを考慮して総合的に検討するのが望ましい。

1) 鉛直方向地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数は式（解 7.6.1）により求める。

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \quad \text{..... (解 7.6.1)}$$

ここに、 $k_v$ ：鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ )

$k_{v0}$ ：直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ ) で、各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合は、式（解 7.6.2）により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad \text{..... (解 7.6.2)}$$

$B_v$ ：基礎の換算載荷幅 (cm) で式（解 7.6.3）により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad \text{..... (解 7.6.3)}$$

$E_0$ ：表-解 7.6.1 に示す方法で測定または推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\alpha$ ：地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-解 7.6.1 に示す。

$A_v$ ：鉛直方向の載荷面積 ( $\text{cm}^2$ )

表-解 7.6.1 変形係数  $E_0$  と  $\alpha$

変形係数 $E_0$ の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha$	
	常 時	地 震 時
直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0 = 28 N$ で推定した変形係数	1	2

注) 暴風時は、常時の値を用いるものとする。

2) 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は式（解 7.6.4）により求める。

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad \text{..... (解 7.6.4)}$$

ここに、 $k_H$ ：水平方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$k_{H_0}$  : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^3$ ) で、各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合は、式 (解 7.6.5) により求める。

$$k_{H_0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{解 } 7.6.5)$$

$B_H$ ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (cm) で表-解 7.6.2 に示す方法で求める。

表-解 7.6.2 基礎の換算載荷幅  $B_H$

基礎形式	$B_H$	備考
直接基礎	$\sqrt{A_H}$	
ケーソン基礎	$B_e \ (\leq \sqrt{B_e L_e})$	
杭基礎	$\sqrt{D/\beta}$	
鋼管矢板基礎	$\sqrt{D/\beta} \ (\leq \sqrt{B_e L_e})$	常時, 地震時(震度法), 暴風時
	$B_e \ (\leq \sqrt{B_e L_e})$	地震時保有水平耐力法
地中連続壁基礎	$B_e \ (\leq \sqrt{B_e L_e})$	

$E_0$  : 表-解 7.6.1 に示す方法で測定または推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-解 7.6.1 に示す。

$A_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 ( $\text{cm}^2$ )

*D* : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (cm)

$B_e$  : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (cm)

$L_e$  : 基礎の有効根入れ深さ (cm)

1/3: 水平抵抗に関する地盤の深さ (cm) で.

以下とする。

$\beta$  : 基礎の特性値  $= \sqrt{\frac{k_H D}{4 EI}}$  (cm<sup>-1</sup>)

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 ( $\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ )

式(解7.6.4)は、地盤抵抗を線形弾性として取扱う場合の水平方向地盤反力係数の算定式であり、基準変位に対して算出されるものである。ここで、基準変位は、基礎幅の1% ( $\leq 5.0$  cm) とする。

杭基礎や鋼管矢板基礎など、地盤抵抗を線形弾性として取り扱う場合には、換算載荷幅  $B_H$  を  $\sqrt{D/\beta}$  とした。ここで、 $B_H$  を算定する際の  $k_H$  は常時の値とし、設計地盤面から  $1/\beta$  までの深さの平均的な値としてよい。また、地盤を多層として評価し各層の水平方向地盤反力係数を算出する場合も、各層の換算載荷幅は上記により求めた  $B_H$  を用いるものとする。

地盤抵抗を弾塑性型としてモデル化するケーソン基礎や地中連続壁基礎等では、換算載荷幅は、基礎の有効載荷幅とした。

## 7.7 地盤反力度および変位の計算

### 7.7.1 一般

地盤反力度および変位の計算は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して行わなければならない。

この場合、変位については砂質土では即時変位量を、粘性土では即時変位量と圧密沈下量とを求めるものとする。

基礎の変位には短期荷重および長期荷重による即時変位量と、持続荷重により長期にわたり増加する変位量がある。したがって、基礎の変位の計算は、各種の地盤調査、土質試験の結果を十分に検討したうえで、地盤の種類に応じて適切に行わなければならない。

ここでいう即時変位量とは基礎に作用する荷重により瞬時に生じる変位であり、地盤反力係数や地盤反力度の上限値を用いて求めるものをさす。持続荷重により、長期にわたり増加する変位には圧密沈下量とクリープ変位量があるが、一般にはクリープ変位量は小さいと考えられるので、考慮に入れなくてよい。

基礎の変位は、基礎幅、荷重面から応力の及ぶ範囲内の地盤の状況などによって左右される。小寸法の平板載荷試験では、比較的浅い部分の地盤の特性しか把握できないため、これから求めた定数を用いて算定した変位は誤差を生じやすい。一方、基礎に働く荷重によって生じる地盤中の応力は、基礎幅の3倍の深さに達すると3～5%程度にまで減少するといわれている。したがって、変位を計算するためには、できれば基礎幅の3倍程度の深さまで、地盤の状況を把握しておく必要がある。

# NATM設計施工指針

平成3年2月

日本鉄道建設公団

## 第8条 初期地圧

地山の初期地圧は、トンネルの掘削相当外力を算定するために直接用い、解析時に大きく影響を与えるので、的確な方法により設定しなければならない。

### (解説)

初期地圧の測定は、建設地点が限定されているダムや地下発電所では実施されているが、一般的なトンネルでは、線状構造物であること、技術的に難しく経費が高いこと等の理由から初期地圧測定が行われることはまれであり、初期地圧に関する物性値は他の方法で推定しているのが現状である。

初期地圧に関する入力物性値には、以下の3つのパラメーターがある。

- ①土被り H
- ②初期側圧係数  $K_0$
- ③単位体積重量  $\gamma$

これらの設定方法を以下に示す。

#### 1) 土被り : H

トンネル天端と地表面との距離(m)を土被りHとする。

#### 2) 初期側圧係数 : $K_0$

初期側圧係数 $K_0$ は、地山の初期応力における水平方向主応力 $\sigma_h$ と鉛直方向主応力 $\sigma_v$ の比( $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ )として定義される。

初期側圧係数は、初期地圧の測定結果から求めることもできるが、一般的なトンネルでは行われることはまれであり、以下のようないくつかの方法で求められる。

- ①水平成層地山を前提として弾性論により求める方法
- ②FEMの自重解析により求める方法
- ③施工時の変位計測結果(天端沈下と内空変位の比率)から逆解析により求める方法
- ④変位計測データを用いて弾性論から求める方法
- ⑤地質工学的な要因から推定する方法

これらのうち、一般には、①、②の方法が用いられ、施工時には、精度が向上する③あるいは④の方法が用いられることが多い。

#### (a)水平成層地山を前提として弾性論により求める方法

弾性論をもとにポアソン比 $\nu$ から直接 $K_0$ を求める。ポアソン比は、0~0.5の範囲に分布しているので、 $K_0$ は0~1.0の範囲をとる。一般に土砂地山では、物性試験から求められたポアソン比を用いて $K_0$ を求める方法が有効であるが、岩盤地山では地質的な要因の影響が大きいので別の方法によることが望ましい。

## (b)FEMの自重解析により求める方法

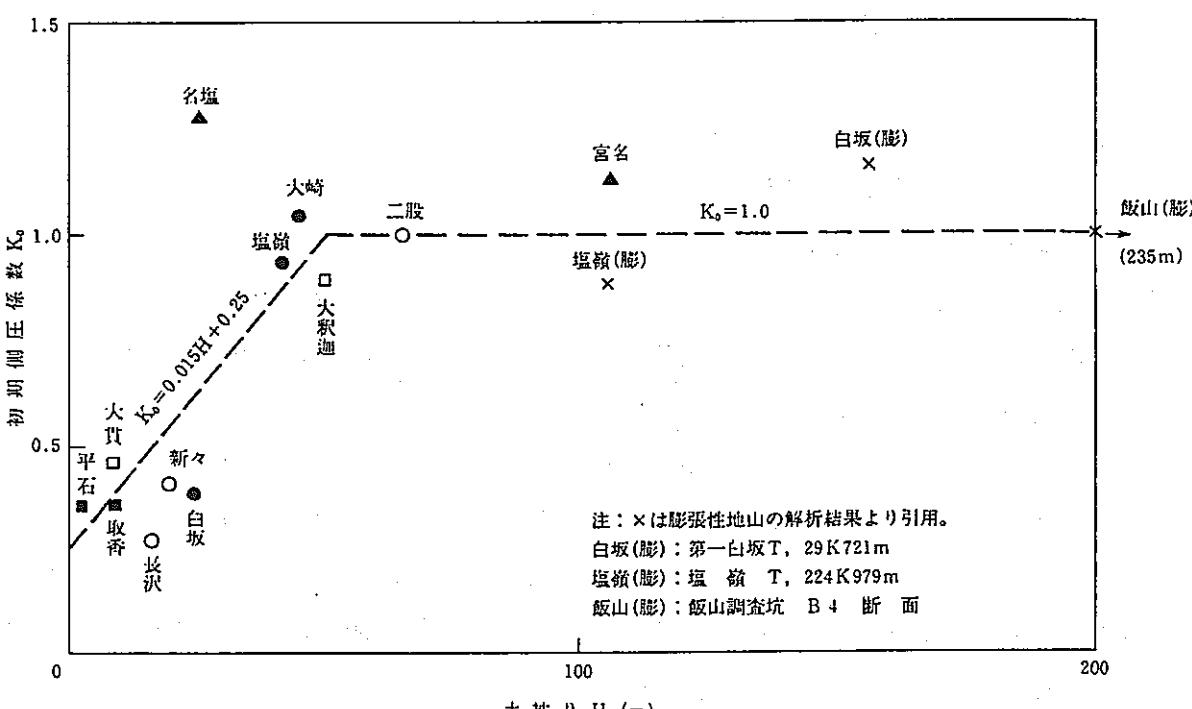
地表面までモデル化されている場合には、ポアソン比 $\nu$ を用いて自重解析を行い初期応力を求める。この場合には、ポアソン比を変化させることにより、 $K_0$ を0~1.0の範囲に設定することができる。また、地表面が傾斜していて偏圧が問題となる場合にも、この方法により初期応力を設定することができる。

なお、ポアソン比 $\nu$ による方法では、初期側圧係数を1.0以上に設定することができない。側圧係数が1.0以上の場合には、自重解析において地山モデル側方の水平方向の拘束を解除し、 $K_0$ に対応した水平方向荷重 ( $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$ ) を作用させ、所定の初期応力を設定することができる。なお、自重解析にあたっては、トンネル周辺の初期応力状態に周辺地形や地層分布の影響が十分反映されるように領域設定することが重要である。したがって、広い範囲の影響が予想される場合には、掘削解析モデルよりも広い領域を設定して自重解析を行う必要がある。

## (c)変位計測データ（天端沈下と内空変位の比率）を用いて逆解析により求める方法

トンネル施工時に変位計測データがある場合には、計測断面モデルの逆解析手法により $K_0$ を直接求めるか、計測データがない場合には、類似の地質条件におけるトンネルの計測データにより求めることが望ましい。

逆解析手法で求めた初期側圧係数 $K_0$ と土被り $H$ の関係の一例を図-8.10に示す。図によれば、 $H < 30$ mの土被りが小さい地山では $K_0$ は0.4前後と小さく、土被りが数十m以上では $K_0$ が1.0前後の一定の範囲に分布している。これらの関係はデータ数も少なくばらつきもあるが、他の方法で $K_0$ を推定することができない場合には、次式により $K_0$ を推定してもよい。

図-8.10 初期側圧係数 $K_0$ と土被り $H$ の関係<sup>1)</sup>

$$H \leq 50\text{m} の場合 : K_0 = 0.015 \times H + 0.25 \quad \dots \dots \dots \quad (8.10)$$

$$H > 50\text{m} の場合 : K_0 = 1.0 \quad \dots \dots \dots \quad (8.11)$$

ここに、H:土被り(m)

また、側圧係数と土被りの関係の一例を図-8.11、図-8.12に示す。図によれば、側圧係数の分布範囲は0.4~2.0の範囲に分布しているが、土被りが大きくなると1.0前後の値となっており、図-8.10と類似の傾向が得られている。

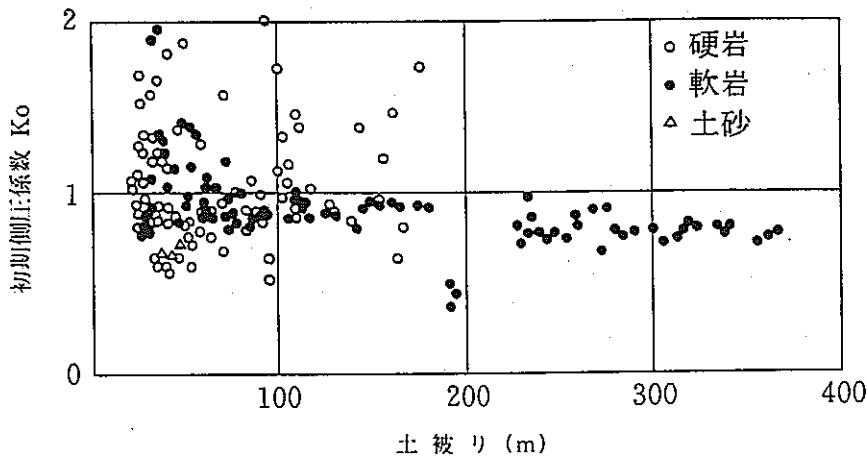


図-8.11 初期側圧係数 $K_0$ と土被り $H$ の関係<sup>2)</sup>

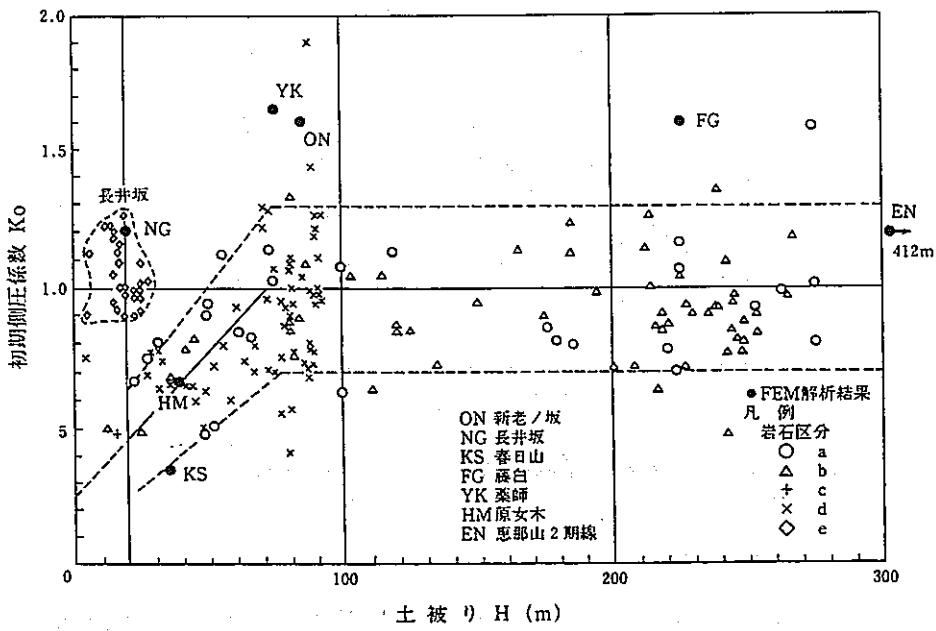


図-8.12 初期側圧係数 $K_0$ と土被り $H$ の関係<sup>3)</sup>

#### (d)変位計測データを用いて弾性論から求める方法

弾性地山中の円形トンネルの理論解から求めた $K_0$ と天端沈下と水平内空変位の比率 $\alpha$ の関係から $K_0$ を求める方法である。

鉄道トンネルにおけるパラメータースタディーの結果によれば、初期側圧係数 $K_0$ と変位

比率 $\lambda$ の関係は図-8.13に示すとおりである。変位比率は、単線と複線・新幹線では差異があるが、これは断面形状が異なるためである。すなわち、単線断面は縦長であるので $K_0$ が等しくても複線・新幹線断面に比べ水平内空変位が出やすく $\lambda$ が大きくなっている。図中の曲線①は弾性地山中の円形トンネルの理論解より求めた $K_0$ と $\lambda$ の関係であるが、円形に近い複線・新幹線断面では概ね曲線①で近似できる。単線のような縦長な断面では理論解が求められていないので、パラメータースタディーの結果を最小二乗法的に曲線②で近似している。

この方法が適用できるのはトンネル施工時で、実際には天端沈下と水平内空変位の変位比率 $\lambda$ を求め、図-8.13の曲線①、②を用いて単線あるいは複線・单線別に初期側圧係数 $K_0$ を求める。

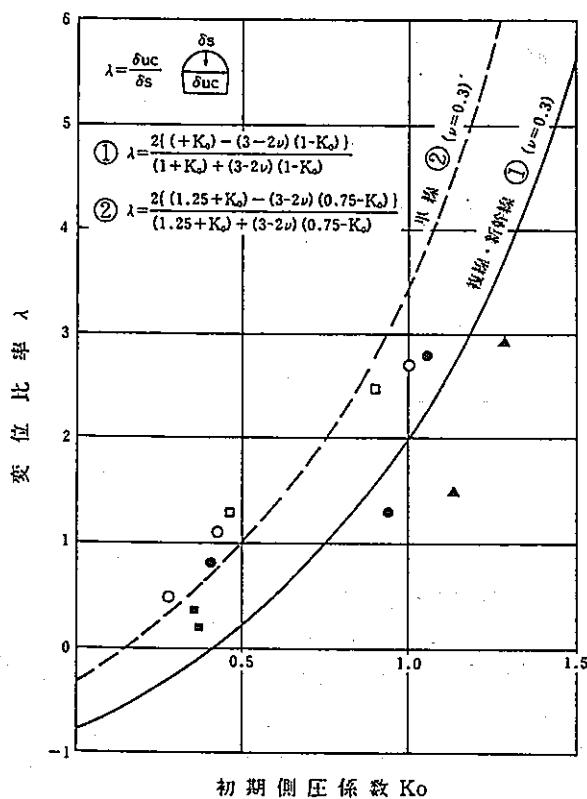


図-8.13 初期側圧係数 $K_0$ と変位比率 $\lambda$ の関係<sup>1)</sup>

#### (e) 地質工学的な要因から推定する方法

岩盤地山では、各種の地殻構造的な作用力を受けているので、上記の方法で求められる $K_0$ の値が適切でない場合がある。このような場合には、地層構成や既存資料を参考として別途 $K_0$ を設定することが必要である。

#### 3) 単位体積重量 $\gamma_t$

物性試験から求められた値を用いることを原則とする。なお、トンネル上部がいくつかの地層から構成されている場合には、地層ごとの値を設定することが必要である。

### 第13条 支保部材に関する入力物性値

支保部材に関する物性値の設定にあたっては、支保部材と地山の相互作用を考慮し適切な値を用いなければならない。

(解説)

#### 1) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは、通常のコンクリートと異なり若材齢で変形を受けるため、弾性変形以外にも相当量のクリープ変形や乾燥収縮変形を示す。吹付けコンクリートの供試体によるクリープ試験結果の一例を表-8.7に、配合を表-8.8に示す。これらの結果から計算に用いる弾性係数は以下の値を用いる。

吹付けコンクリートの弾性係数（シリカフュームや鋼纖維を混入した場合も同様に扱う）

$$E_c = 3400 \text{ MPa} \quad \{34000 \text{ kgf/cm}^2\}$$

表-8.7 吹付けコンクリートのクリープ試験結果の一例

載荷時供試体材齢	2日	3日	7日
載荷時強度 $\sigma_c^{*1}$ (MPa) {kgf/cm <sup>2</sup> }	18.6 {186}	20.5 {205}	24.3 {243}
載荷応力 $\sigma^{*2}$ (MPa) {kgf/cm <sup>2</sup> }	3.11 {31.1}	5.66 {56.6}	6.79 {67.9}
載荷時歪 $\epsilon_c^{*2}$ ( $\times 10^{-6}$ )	160	490	580
載荷後28日間の歪 $\epsilon_{c+s}^{*2}$ ( $\times 10^{-6}$ )	910	1190	1300
28日間の乾燥収縮歪 $\epsilon_s^{*3}$ ( $\times 10^{-6}$ )	600	570	470
載荷時弾性係数 $E = \sigma / \epsilon_c$ (GPa) {kgf/cm <sup>2</sup> }	19.4 {19.4 × 10 <sup>4</sup> }	11.6 {11.6 × 10 <sup>4</sup> }	11.7 {11.7 × 10 <sup>4</sup> }
28日後の見掛けの弾性係数 $E = \sigma / (\epsilon_c + \epsilon_{c+s})$ (GPa) {kgf/cm <sup>2</sup> }	2.91 {2.91 × 10 <sup>4</sup> }	3.37 {3.37 × 10 <sup>4</sup> }	3.61 {3.61 × 10 <sup>4</sup> }

相対湿度70%、供試体の28日強度は27.5MPa {275kgf/cm<sup>2</sup>}

\*1:  $\phi 100 \times 200$  (4供試体平均値)

\*2:  $\phi 150 \times 600$  (3供試体平均値)

\*3:  $\phi 150 \times 600$  (3供試体平均値)

表-8.8 吹付けコンクリートのクリープ試験の配合表

セメント種類	粗最大骨材寸法 (mm)	水セメント比	粗骨材率 (%)	急結剤率 (%)	(kg/m <sup>3</sup> )				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	急結剤
普通セメント ポルトランド	(mm)	W/C (%)	s/a (%)	a/C (%)	W	C	S	G	A
	15	50	65	6	180	360	1182	642	22

# コンクリート標準示方書

【平成3年版】

設 計 編

土木学会

(Ⅰ) 部材の有効高さが一定の場合

$$\tau_0 = \frac{V}{ujd} = \frac{V}{uz} \quad (14.2.6)$$

ここに、  $V$  : せん断力

$u$  : 鉄筋断面の周長の総和

(Ⅱ) 部材の有効高さが変化する場合

$$\tau_0 = \frac{V_1}{ujd} = \frac{V_1}{uz} \quad (14.2.7)$$

ここに、  $V_1$  は 14.2.2 に規定する次の値である。

$$V_1 = V - \frac{M}{d} (\tan \alpha + \tan \beta)$$

(2) 折曲鉄筋およびスターラップを併用してせん断力を受けさせた場合には、式 (14.2.6) の  $V$ 、式 (14.2.7) の  $V_1$  は、それぞれその値の 1/2 にとってよい。

**【解説】** (2)について 実験結果によると、スターラップは付着応力をスターラップの近くに集中させる傾向があり、また、折曲鉄筋を用いたとき、残っている水平鉄筋が滑動し始めるときの付着応力度は (1) の式 (14.2.6) で計算した値のほぼ 2 倍になっている。また、折曲鉄筋がワーレントラスの斜材として働くと考えれば、引張鉄筋の付着応力度は、トラスと考えない場合の 1/2 となる。それで、これらのことから、本項の規定を設けたのである。

### 14.3 鉄筋コンクリートの許容応力度

**【解説】** 鉄筋コンクリート部材を設計するときに用いる許容応力度は、主として各種応力に対するコンクリートおよび鉄筋の強度、その他の性質をもととして、荷重状態に応じてこれを定めるが、設計計算上の仮定、構造細目、施工方法、構造物の種類と重要さ、部材の構造物における重要さの程度等も考えて定めなければならない。また、部材が破壊に対して安全であるばかりでなく、設計荷重を受けたときの変形 および ひびわれ等をも考慮しなければならない。

この章に規定した許容応力度は、これらのことを見て、一般の標準値を示したものである。実際の設計にあたって用いる許容応力度は、その構造物の重要さ、荷重の性質、地方的条件、施工条件等を考えて、安全で経済的な設計が得られるように、この章に定めた値以下で適当にこれを定めなければならない。

なお、この章に与えている許容応力度を用いる場合には、動荷重による応力に衝撃の影響を加算しなければならない。

#### 14.3.1 コンクリートの許容応力度

- (1) コンクリートの許容応力度は、一般に 28 日設計基準強度をもととしてこれを定める。
- (2) 許容曲げ圧縮応力度（軸方向力を伴う場合を含む）は、表 14.3.1 の値以下とする。

(3) 許容せん断応力度は、表 14.3.2 の値以下とする。

表 14.3.1 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma'_{ca}$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

項目	設計基準強度 $f'_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
	180	240	300	400
許容曲げ圧縮応力度	70	90	110	140

表 14.3.2 許容せん断応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

## (a) 普通コンクリート

項目	はりの場合	設計基準強度 $f'_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
		180	240	300	400 以上
斜め引張鉄筋の計算をしない場合 $\tau_{a1}$	はりの場合	4	4.5	5	5.5
	スラブの場合 <sup>1)</sup>	8	9	10	11
斜め引張鉄筋の計算をする場合 $\tau_{a2}$	せん断力のみの場合 <sup>2)</sup>	18	20	22	24

- 1) 押抜きせん断に対する値である。  
2) ねじりの影響を考慮する場合にはこの値を割増してよい。

## (b) 軽量骨材コンクリート

項目	はりの場合	設計基準強度 $f'_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
		180	240	300	400 以上
斜め引張鉄筋の計算をしない場合 $\tau_{a1}$	はりの場合	2.5	3	3.5	4
	スラブの場合 <sup>1)</sup>	5	6	7	7.5
斜め引張鉄筋の計算をする場合 $\tau_{a2}$	せん断力のみの場合 <sup>2)</sup>	12	14	16	17

- 1) 押抜きせん断に対する値である。  
2) ねじりの影響を考慮する場合にはこの値を割増してよい。

(4) 許容付着応力度は、表 14.3.3 の値以下とする。

表 14.3.3 許容付着応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

## (a) 普通コンクリート

鉄筋の種類	設計基準強度 $f'_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
	180	240	300	400 以上
普通丸鋼	7	8	9	10
異形鉄筋	14	16	18	20

## (b) 軽量骨材コンクリート

鉄筋の種類	設計基準強度 $f'_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
	180	240	300	400 以上
普通丸鋼	4.5	5.5	6.5	7.0
異形鉄筋	9	11	13	14

#### 14.4 無筋コンクリートの許容応力度（普通コンクリート）

##### (1) 許容圧縮応力度（偏心軸方向荷重を受ける場合を含む）

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{f'_{ck}}{4}$$

$$\leq 55 \text{ kgf/cm}^2$$

ここに、 $f'_{ck}$  はコンクリートの設計基準強度。

##### (2) 許容曲げ引張応力度

$$\sigma_{ca} \leq \frac{f_{tk}}{7}$$

$$\leq 3 \text{ kgf/cm}^2$$

ここに、 $f_{tk}$  はコンクリートの設計基準引張強度 (JIS A 1113 によって定める)。

##### (3) 許容支圧応力度

$$\sigma'_{ca} \leq 0.3 f'_{ck}$$

$$\leq 60 \text{ kgf/cm}^2$$

特に、支圧面にらせん状の鉄筋その他を配置して支圧強度を高めた場合には、 $\sigma'_{ca}$  を 70 kgf/cm<sup>2</sup> まで高めてよい。局部的載荷の場合には、支圧力作用面積を  $A_a$ 、分布面積を  $A$  とした場合、許容支圧応力度  $\sigma'_{ca}$  は、次式でこれを求めてよい。

$$\sigma'_{ca} \leq \left( 0.25 + 0.05 \frac{A}{A_a} \right) f'_{ck}$$

$$\leq 120 \text{ kgf/cm}^2$$

ここに、 $f'_{ck}$  はコンクリートの設計基準強度。

##### (4) 地震の影響を考えた場合の許容応力度

地震の影響を考えた場合の許容応力度は、前各項に規定した許容応力度の 1.5 倍までとしてよい。

**【解説】(1)について** 許容圧縮応力度に対する安全率 4 は、従来の規定を考慮して、十分安全な値として定めたものである。この許容圧縮応力度は、軸方向圧縮力を受ける場合、軸方向圧縮力を伴う曲げを受ける場合等に用いるものである。

**(2)について** 許容曲げ引張応力度は、曲げ引張強度に基づいて規定してもよいが、現場における試験の便利を考えて引張強度に基づくように規定した。また、コンクリートの引張強度は、適当な設計、施工によって造られたコンクリートの場合、大体においてその圧縮強度によって判断できるものであって、一般には、コンクリートの許容曲げ引張応力度  $\sigma_{ca}$  は、一応の目安として圧縮強度をもとにした設計基準強度  $f'_{ck}$  に対して  $\sigma_{ca} \leq f'_{ck}/80$  としてもよい。

コンクリートの引張強度は、配合、施工等の条件によって大きく影響を受けやすいので、供試体の引張強度が大きい場合でも、許容曲げ引張応力度を 3 kgf/cm<sup>2</sup> 以下とするように定めた。

よい。なお、軽量骨材コンクリートの場合も、この検討には、図3.2.1の応力-ひずみ曲線を用いてよい。

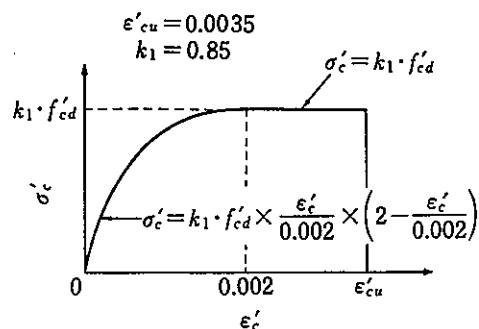


図3.2.1 コンクリートのモデル化された応力-ひずみ曲線

(3) 使用限界状態に対する検討においては、コンクリートの応力-ひずみ曲線を直線としてよい。この場合のヤング係数は、3.2.4に従って定めるものとする。

(4) 二軸および三軸応力状態下では、コンクリートの応力-ひずみ曲線が図3.2.1とは相当に異なるので、終局限界状態に対する検討においては、必要に応じてその影響を考慮するものとする。ただし、使用限界状態に対する検討においては弾性体とし、ヤング係数およびポアソン比を3.2.4および3.2.5に規定した値としてよい。

**【解説】** 通常のコンクリートの場合でも、応力-ひずみ曲線はコンクリートの種類、材令、作用する応力状態、載荷速度および載荷経路等によって相當に異なる。しかしながら、棒部材の断面の終局限耐力のように、応力-ひずみ曲線の相違が大きな影響を与えない場合がある。このような場合には、応力-ひずみ曲線は、一般に用いられてきている図3.2.1あるいは長方形などの適当な形を仮定してよい。一方、棒部材の終局限状態にいたる変形あるいはじん性の検討等では、応力-ひずみ曲線の影響が大きいので、下降域を含めた実際に近い適切な曲線を仮定する必要がある。

軽量骨材コンクリートも図3.2.1の応力-ひずみ曲線を用いてよいこととしたが、実際には普通コンクリートと多少異なるので、変形あるいはじん性等の検討では、適切な曲線を仮定する必要がある。一般に、軽量骨材コンクリートでは、応力-ひずみ曲線が高応力時まで直線的で、原点における立上がり勾配の小さいこと、圧縮強度の1/3点応力に対する割線弹性係数の値の相違、最大応力に達してからの応力低下が急激であることが特色である。

### 3.2.4 ヤング係数

(1) コンクリートのヤング係数は、原則として、土木学会規準「コンクリートの静弹性係数試験方法(案)」によって試験を行い、応力-ひずみ曲線を求め、圧縮強度の1/3の点とひずみが $50 \times 10^{-6}$ の点とを結ぶ割線弹性係数の試験値の平均値とする。

(2) コンクリートのヤング係数 $E_c$ は、一般に表3.2.1に示した値としてよい。

表 3.2.1 コンクリートのヤング係数

$E_e (\times 10^3 \text{ kgf/cm}^2)$	$f'_{ck} (\text{kgf/cm}^2)$	180	240	300	400	500	600
	普通コンクリート	2.2	2.5	2.8	3.1	3.3	3.5
	軽量骨材コンクリート*	1.3	1.5	1.6	1.9	-	-

\* 骨材の全部を軽量骨材とした場合

**【解説】(1)について** コンクリートの応力-ひずみ曲線は直線ではないため、一般にヤング係数の値を厳密に定めることは困難である。ここでは、圧縮強度の1/3の点とひずみが $50 \times 10^{-6}$ の点とを結ぶ割線弹性係数をとることを原則とした。

**(2)について** 使用限界状態における弾性変形または不静定力の計算には、一般に表3.2.1の値を用いてよい。繰返し荷重を受ける場合あるいは作用する応力度が小さい場合には、ヤング係数の値は初期弾性係数に近い値を示すので、表3.2.1の値を10%程度増すのがよい。なお、表3.2.1に示された値は、全国を調査した結果を平均したものであり、骨材の種類と品質の程度によって、また、地域によって大きく変動することが知られている。

コンクリートのヤング係数の値は、他の特性値と比べて構造物の安全性に及ぼす影響は小さいが、ヤング係数の値が設計計算等に大きな影響を与える場合には、諸条件を十分に吟味し、必要ならば実際に使用する材料を用いて実測した値を用いるのが望ましい。

### 3.2.5 ポアソン比

コンクリートのポアソン比は、弾性範囲内では、一般に0.2としてよい。ただし、引張りを受けひびわれを許容する場合には0とする。

### 3.2.6 热 特 性

(1) コンクリートの熱特性は、実験あるいは既往のデータに基づいて定めることを原則とする。

(2) コンクリートの熱膨張係数は、一般に $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ としてよい。

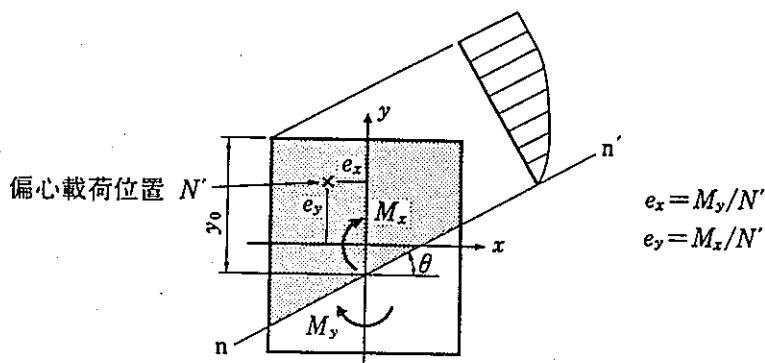
**【解説】(1)について** コンクリートの熱特性は、一般に体積の大部分を占める骨材の特性によって大きく影響され、また、同一配合のコンクリートでも、その含水状態や温度によってかなりの幅で変動する。

普通コンクリートの場合には、熱特性として解説表3.2.2に示した値を用いてよい。

なお、軽量骨材コンクリートの熱特性も、上記の諸要因によって大きく変動する。参考のために、その熱伝導率に関する既往の実験結果を解説表3.2.3に示す。また、普通コンクリートの比熱は $0.25 \sim 0.30 \text{ kcal/kg}^\circ\text{C}$ であるのに対して、軽量骨材コンクリートでは $0.40 \sim 0.43 \text{ kcal/kg}^\circ\text{C}$ とかなり大きな値を示すこと、前者の熱拡散率は、 $0.0030 \sim 0.0040 \text{ m}^2/\text{h}$ であるのに対して、後者では $0.0014 \sim 0.0020 \text{ m}^2/\text{h}$ と、かなり小さな値を示すことが報告されている。

解説図 6.2.2 は長方形断面の例であり、図心から偏心した位置に軸圧縮力を受ける場合の断面耐力は、中立軸位置  $y_0$  と中立軸の傾斜角  $\theta$  を未知数として、計算される水平方向および垂直方向の偏心量  $e_x$  および  $e_y$  が所定の値に収束するまで、繰返し計算を行うことにより求めることができる。

$y_0$  および  $\theta$  の変化に伴うコンクリートおよび鋼材の応力度の計算を厳密に行なうことは、一般には煩雑である。したがって、断面を微小要素に分割し、要素内では応力度が一定であると仮定し、要素図心位置におけるひずみから応力度を求めてよい。



解説 図 6.2.2 二軸曲げを受ける長方形断面

(5)について  $e/h \geq 10$  の場合に、軸方向力の影響を無視してもよいこととしたのは、 $\gamma_t N'_a$  の値は釣合状態における軸方向圧縮耐力  $N'_{ud}$  よりかなり小さいのが通常であることから、計算が簡便でかつ安全側の検討となるようにしたものである。しかし、軸方向力が引張りの場合には、軸方向力を無視してはならない。

## 6.2.2 構造細目

### (1) 最小鉄筋量

(i) 軸方向力の影響が支配的な鉄筋コンクリート部材には、計算上必要なコンクリート断面積の 0.8 % 以上の軸方向鉄筋を配置しなければならない。

ここでいう、計算上必要なコンクリート断面積とは、軸方向力のみを支えるのに必要な最小限のコンクリート断面積である。

また、計算上必要な断面より大きな断面を有する場合でも、コンクリート断面積の 0.15 % 以上の軸方向鉄筋を配置するのが望ましい。

(ii) 曲げモーメントの影響が支配的な棒部材の引張鉄筋比は、0.2 % 以上を原則とする。ただし、T形断面の場合には、軸方向引張鉄筋をコンクリート有効断面積の 0.3 % 以上配置しなければならない。ここでいうコンクリート有効断面積とは、断面の有効高さ  $d$  に腹部の幅  $b_w$  を乗じたものである。

### (2) 最大鉄筋量

(i) 軸方向力の影響が支配的な鉄筋コンクリート部材の軸方向鉄筋量は、コンクリート断面積の 6 % 以下とすることを原則とする。

(ii) 曲げモーメントの影響が支配的な棒部材の軸方向引張鉄筋量は、釣合鉄筋比の 75 %

以下とすることを原則とする。

**【解説】(1)について** (i) 軸方向力が支配的な部材の軸方向鉄筋の最小量についての制限は、従来から用いられてきた値とした。

また、コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度勾配等によりひびわれが生ずる可能性がある。このひびわれの大きさを有害でない程度に抑えるために、耐力上必要な断面より大きなコンクリート断面を有する場合でも、コンクリート断面積の0.15%以上 の鉄筋を配置するように規定したのである。

この規定により鉄筋を配置する場合には、部材寸法に比較して直径が小さく、コンクリートとの付着が良好な鉄筋を用い、部材断面の周囲に分散させて配置するのが望ましい。なお、軸方向力を支えるのに必要な最小限のコンクリート断面  $A_c$  は、式(解6.2.1)で求めてよい。

$$A_c = \gamma_i \gamma_b N'_d / (0.008 f'_{yd} + 0.85 f'_{cd}) \quad (\text{解6.2.1})$$

ここに、  $N'_d$  : 設計軸方向圧縮力

$f'_{yd}$  : 軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

(ii) この規定は、設計された棒部材の鉄筋コンクリートとしての曲げ性状を付与するためのものである。すなわち、引張鉄筋比が極端に小さくなると、ひびわれ発生荷重よりも、降伏荷重や最大荷重が小さくなり、ひびわれが発生すると、ただちに鉄筋が降伏あるいは破断し、せい性的な破壊性状を示す。また、ひびわれが1箇所に集中し、無筋コンクリートのような破壊性状を示す場合もある。通常の鉄筋とコンクリートとを用いた場合には、引張鉄筋比を0.2%以上とすればこの種の破壊は避けられる。

なお、高強度の鉄筋を用いる場合には、鉄筋比をさらに小さくしてもこの種の破壊は生じない。また、計算上必要な鉄筋量よりも著しく多量の鉄筋を用いる場合には、この規定を緩和してもよい。しかし、あまりに小さい引張鉄筋比の場合には、もはや鉄筋コンクリートとしての性状を示さなくなるので、これらの場合にも0.15%以上とするのが望ましい。

## (2)について

(ii) 曲げに対する軸方向鉄筋量があまり多いと、配置しにくばかりでなく、断面破壊時にコンクリートの破壊が先行し、せい性的な破壊を生ずる場合がある。そこで、引張鉄筋量の最大値を釣合鉄筋比に対して余裕を持たせた。なお、終局状態における釣合鉄筋比は、式(解6.2.2)により求めよ。

$$p_b = 0.68 \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + f'_{yd}/E_s} \cdot \frac{f'_{cd}}{f'_{yd}} \quad (\text{解6.2.2})$$

ここに、  $p_b$  : 釣合鉄筋比

$\epsilon'_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみで、一般に0.0035としてよい。

$f'_{yd}$  : 引張鉄筋の設計降伏強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数で、一般に  $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  としてよい。

# 設 計 要 領

## 第三集

ト ネ ル

平成 9 年 10 月

日本道路公団

#### 4-5 設計手法

トンネルの設計にあたっては、地山条件や立地条件、施工法などを考慮し、建設時および供用時の安定性と経済性が得られるよう、支保構造を選定および修正しなければならない。

トンネルにおいては、橋などの構造物と違い、周辺の地山そのものが荷重として作用し、かつ構造体の一部としてトンネルを支える。また、作用する荷重の大きさに比べて、選定できる支保工の耐力は、実用上限られる場合が多い。たとえば、直径10mの円環リングに静水圧状態の土圧が作用するとして支保工の耐力を計算すると、厚さ20cmの吹付けコンクリートで約300kN/m<sup>2</sup>、H-200鋼アーチ支保工（ピッチ1.0m）で約300kN/m<sup>2</sup>程度である。ロックボルトの耐力を100～200kN/m<sup>2</sup>として、合計しても800kN/m<sup>2</sup>程度である。また、閉合されていない状態では大きな曲げが発生するので、横からの押し出しに対して支保工の耐力はかなり小さく、地山の変形を抑制する機能としてはほとんど期待できない。一方、地山の荷重は、地山の単位体積重量と土被りの積に比例して大きくなるから、土被りが50m程度以上となると、その荷重は前述の支保工耐力より大きくなる。また、通常、トンネル支保工を設置する前に、すでに掘削部分の荷重の約半分程度は地山に配分されていること、あるいは、地山の剛性が大きくなると変形が小さくなるので、支保工に作用する荷重は小さくなることに留意する必要がある。したがって、多くの場合、トンネルに作用する荷重の大部分は地山自身によって分担されなければならないことになる。

このような場合のトンネル支保工の役割とは、トンネル構造の主体である地山の亀裂などの弱点を補強して一体化し、地山の潜在的な耐荷力を引き出すということが主体となる。したがって、支保工の設計に際しては、あくまでトンネルは地山が主役であるということを念頭において地山を良く観察し、そこにある弱点を補強するために、支保工を補助的に使用するという観点に立たなければならない。

トンネル設計は、①地山分類による標準支保パターンの適用、②解析的手法の適用、③類似条件のトンネル設計の適用に分類される。また施工時において、観察・計測結果をもとにトンネルの安定性と経済性が確保できるよう支保工の変更を行う必要がある。

##### 4-5-1 地山分類と標準支保パターン

トンネルの設計・施工にあたっては、地質調査の結果に基づき、技術的な判断を加えて地山分類を行い、当初設計においては標準支保パターンを適用し、施工の段階で地山の条件に応じた最も合理的な支保パターンに修正しなければならない。

本来、トンネルの設計はそれぞれの地質に応じて設計することが望ましいが、一つのトンネルをとってみてもその地質は千差万別であり、これに適合する支保等の設計を一つ一つ対応させることは非常に困難でかつ複雑となる。また、トンネル施工の安全性、迅速性、経済性および合理性を追求していくなかで、詳細な設計があまり意味がない場合も多くある。そこで、当初設計においては類似した地山を、トンネル施工時の挙動の特徴によって大まかに4つの岩石グループに区分し、さらに岩石グループそれぞれにおいて、トンネル施工時の挙動の程度に応じた地山等級に分類し、それと標準支保パターンとの対応をつけることにより当初設計の効率化や合理化を図ることとした。そしてトンネル工事は観測・計測による修正が基本との認識に立って、施工段階の適切な地山評価と技術的判断に基づいて、対象とするトンネルの実体に即応した支保パターンに変えていくことを基本的な考え方とした。また、

請負工事の契約ならびに契約条件の変更にあたって所定の契約条件を明示するものとしても地山分類基準が必要となる。

従来から地山分類に関して、各研究機関において幾多の研究が行われており、それぞれ分類がなされているが、設計思想・契約方式の違いにより未だ統一された分類法は確立されていない。

トンネルの適正な設計・施工計画を得るために、地質調査等の成果を評価し、設計・施工との関連に対する的確な判定がなされなければならない。そのための指標は、通常実施し得る調査法や試験法から得られ、客観的かつ定量的な評価が可能なもので、評価対象とする全区間にわたって得られるものが望ましいと考える。よってこうした地山の工学的な諸性質を判定するための指標は、一般的に行われる地表地質踏査、弾性波探査、ボーリング調査等の地質調査成果から得るのが望ましい。

現段階における地山の分類においては、地山条件と密接な関係にあるトンネルの挙動に応じて次のように考えることにした。

トンネル掘削により周辺地山の挙動には、岩石の強度がトンネル掘削による荷重に比べて大きく、これらに無関係な節理等の力学的不連続面で支配される不連続体的挙動を示す場合と、岩石の強度がトンネル掘削による荷重に比べて比較的小さく、それらの大きさの比率がトンネルの変形量を支配する連続体的挙動を示す場合がある。

前者の場合においては、地山の挙動は岩盤中の地質不連続面の方向、節理系の数、分布密度、連続性、充填物の状態などに関連するので、地表地質踏査、ボーリング調査によって岩盤の不連続面の調査を主体とし、これらを補完する目的で弾性波速度を利用して地山を評価し分類する。

後者は、新第三紀層や洪積層等の軟岩地山などのように、岩石のもつ強度が作用する応力に比べて同じ程度か小さくなる場合である。この場合、地山の強度と作用する応力の比である地山強度比によって、これが大きければ地山は弾性変形にとどまり、逆に小さければ塑性変形により地山に大きな変位が生じる。したがって、分類の主たる指標として、トンネルの挙動を定量的に表現できる地山強度比（地表地質踏査、ボーリング調査、弾性波速度調査から推定した地山の圧縮強度により算定する）を用いる。

トンネルの当初設計にあたっては、これらの地質調査などから得た地山の評価と過去の実例等とを照合し総合的見地に立って、設計・施工と対応をつけた地山分類基準に基づいて地山の分類を行うが、トンネル掘削時の地山の挙動を十分に想定した地山分類を行う必要がある。

しかし、設計を確定し得る完璧な地質の調査手法が無く地山の評価が難しい状況を考慮すると、設計・施工計画立案時に行った地山の分類は、ある程度の幅を有していると判断する必要があり、工事に着手した後、切羽等の観察や計測を主体とした調査結果に基づいて適切な地山の評価を行い、地山の条件に最も適した支保パターンに変更することが必要である。

#### (1) 地山等級

トンネルの設計・施工に用いる地山分類は、トンネル掘削時の地山の挙動と関連付けられた地山の良し悪し（地山等級）ごとに、それに応じた支保パターンを結びつけることを主たる目的とする。したがって、トンネルの地山分類においては、まず、各地山等級とトンネルを掘削した際の地山挙動との関係を明らかにしておく必要がある。以下に、B～DⅡまでの5種類の地山等級ごとに、それぞれの等級における地山の強度、不連続面の状態、過去の施工実績によるトンネルの内空変位、支保工の役割を記述する。

**B等級：**岩石の強度は作用する荷重に比べて非常に大きく、不連続面の状態も良好でトンネル掘削によるゆるみはほとんど生じない。トンネル掘削壁面から部分的に肌落ちする場合もあるが、過去の施工実績によると、トンネル掘削にともなう内空変位は15mm程度以下の微小な弾性変形にとどまる場合がほとんどである。

不連続面の間隔は概ね50cm程度、不連続面の状態は良好で鏡肌、挟在する粘土がほとんどみられず、開口幅も小さい。

支保工は、肌落ち防止、応力集中の緩和や地山の風化防止を主たる目的として、吹付けコンクリートとロックボルトが施工される。

C I等級：岩石の強度は作用する荷重に比べて大きく、不連続面の状態も比較的良好な部分が多くトンネル掘削によるゆるみは部分的なものにとどまる。比較的すべりやすい不連続面にそって、局部的に抜け落ちする場合もあるが、過去の施工実績によると、トンネル掘削にともなう内空変位は15~20mm程度以下の小さな弾性変形にとどまる場合がほとんどである。

不連続面の間隔は概ね30cm程度、不連続面の状態はほぼ良好で、鏡肌、挟在する粘土がごく一部にみられる程度で開口幅も小さいものが多い。

支保工は、重力による岩塊の局部的な抜け落ち防止、地山の風化・劣化防止を主たる目的として、吹付けコンクリートとロックボルトが施工される。

C II等級：岩石の強度は作用する荷重に比べてあまり大きくはないが、概ね弾性変形をとどめる程度よりは大きい。あるいは、岩石の強度は大きくても不連続面の状態が悪く、トンネル掘削により、すべりやすい不連続面にそって岩塊が落下しようとして地山のゆるみが大きくなる。過去の施工実績によると、トンネル掘削にともなう内空変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べてあまり大きくなない場合でも、弾塑性変形の境界である30mm程度以下でおさまる場合が多く、切羽が2D(Dはトンネル直径)離れるまでにはほぼ収束する。

不連続面の間隔は概ね20cm程度、不連続面の状態は普通あるいはやや不良で、鏡肌、挟在する粘土がみられ、やや大きい開口幅のものが多くなる。また幅の狭い小断層を挟む場合がある。

支保工は、不連続面にそって滑り落ちようとする岩塊、すなわちゆるみ荷重を支持してゆるみの拡大を防止することを主たる目的として、吹付けコンクリートとロックボルトが施工される。さらに、不連続面に粘土を挟んだり鏡肌が見られる場合、湧水により吹付けコンクリートの付着が著しく損なわれる場合等で、岩塊の崩落の危険性がある場合には、部分的に上半の鋼アーチ支保工(H-125)を使用する。ただし、一部の岩種においては上半だけの鋼アーチ支保工による変位の抑制効果は期待できないことから、変位が大きくなる場合には剛な支保で閉合する必要がある。

D I等級：岩石の強度は作用する荷重に比べて大きくなり、弾性変形とともに一部塑性変形を生じる。あるいは、地山の強度は弾性変形をとどめるに足りるほど大きくても、不連続面の状態が非常に悪く、トンネル掘削により、多くのすべりやすい不連続面にそって地山のゆるみが拡大する。過去の施工実績によると、岩石の強度が不足する場合には、トンネル掘削にともなう内空変位は、インバートで早期に閉合しないならば30~60mm程度発生し、切羽が2D以上離れても収束しない場合が多い。

不連続面の間隔は概ね10cm以下、不連続面の状態は不良で、鏡肌、挟在する厚い粘土がみられ、大きい開口幅のものが多くなる。著しい変質により、切羽全体が土砂状、粘土状になっている場合も含める。

支保工は、ゆるみ荷重を直接支持してゆるみの増大を防止すること、および岩石の強度が不足する場合には、支保工による内圧を地山に作用させることにより、地山内の塑性領域の発生を抑制して、内空変位の極度な増大を防止することを主たる目的として、吹付けコンクリート、ロックボルトおよび鋼アーチ支保工が施工される。

D II等級：岩石の強度は作用する荷重に比べて小さく、弾性変形とともに大きな塑性変形を生じる。あるいは、

岩石の強度が小さいことに加えて、不連続面の状態も非常に悪く、トンネル掘削により、多くのすべりやすい不連続面にそって地山のゆるみが拡大し変位が非常に大きくなる。過去の施工実績によると、トンネル掘削にともなう内空変位は、インパートで早期に閉合しない場合60~200mm程度発生し、切羽が2D以上離れても収束しない。

不連続面の間隔は10cm以下、不連続面の状態は不良で、鏡肌、挟在する厚い粘土がみられ、大きい開口幅のものが多くなる。著しい変質により、切羽全体が土砂状、粘土状になっている場合もある。

支保工は、ゆるみ荷重を直接支持してゆるみの増大を防止すること、および地山の強度が不足しているので、支保による内圧を地山に作用させることにより、地山内の塑性領域の発生を抑制して、内空変位の極度な増加を防止することを主たる目的として、吹付けコンクリート、ロックボルトおよび鋼アーチ支保工が施工される。D II等級では、インパートによる早期閉合や変形余裕を設けることが必要になる。

ここで、「ゆるみ」とは土圧によって閉鎖されていた岩盤中の不連続面が、トンネル掘削により応力を解放することで開口し、それによって岩塊が重力により落下しようとするということをいう。「内空変位」とはトンネル施工中に実際に計測されるトンネル壁面間距離の変化のことをいう。したがって、トンネル掘削以前に変位したものには含まれない。岩石の強度とは、割れ目の影響を含まない岩片の強度のことをいう。

## (2) 地山分類

地山分類は、原則として「3-2 設計・施工のための調査」および「3-3 施工中の調査」の成果を利用して、「表-4.5.2 地山分類表」により行うものとする。

トンネルの設計・施工にあたっては、地山の工学的諸性質が最も重要な要素であることから、これを十分に把握するように努めなければならない。地山の工学的諸性質は、生成時代、地質構造、風化・変質状況、不連続面の状態、地下水の影響等によって異なり、地山の諸性質を工学的に評価することは極めて難しいが、トンネルの設計・施工を効率よくかつ合理的に行うためには、設計・施工と対応した地山評価基準すなわち地山分類基準が必要となる。地山分類の意義については「4-5-1 地山分類と標準支保パターン」で述べたとおりであるが、その評価基準は、工事発注前の設計・施工計画時から工事に着手した後の施工中に至るまで一貫したものでなければならない。

岩盤の現時点での力学的性状は、地質体が生成された時点の、ごく新鮮な状態における初生的性質を出発点とし、その後の風化作用や断層、節理の形成などによって初生的性質が、劣化してゆく過程のなかで決まる。

初生的性質とは、地質体の種類とその構造、初生的節理・層理や片理などの岩盤固有のでき方を反映した要素である。劣化の過程とは、各地質時代に生じた地殻変動による岩体の上昇や沈降、種々の方向からの応力によるひずみや、せん断、陸化による侵食や風化、新しい岩体の貫入による熱変成など、物質体が生成後、現在の岩盤に至るまで経た経歴を反映した要素である。

したがって、地山分類にあたっては、岩盤を初生的な新鮮な状態での強度と、その後の劣化の過程を表す劣化のしかたをもとに、以下の4つの岩石グループに区分する。すなわち新鮮な状態での強度により、一軸圧縮強度が $80\text{N/mm}^2$ 以上の硬質岩(H)、 $20\sim 80\text{N/mm}^2$ の中硬質岩(M)、 $20\text{N/mm}^2$ 未満の軟質岩(L)に区分し、劣化のしかたは、節理面が支配的な不連続面となるようなものを塊状、層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるようなものを層状に区分する。そしてこれらを、トンネル建設時の挙動の特徴をもとに表-4.5.1のように、

表4.5.1 岩石グループ

	H (硬質岩)	M (中硬質岩)	L (軟質岩)
塊状岩盤	斑れい岩 花崗岩 花崗閃綠岩 石英斑岩 花崗斑岩 ホルンフェルス 角閃石岩	安山岩 玄武岩 石英安山岩 流紋岩 ひん岩	蛇紋岩 凝灰岩 凝灰角礫岩
	砂岩, 矶岩 (第三紀層) 石灰岩, チャート 片麻岩	砂岩, 矶岩 (中古生層)	
層状岩盤		粘板岩 頁岩 (中古生層)	千枚岩 黒色片岩 緑色片岩 泥岩, 頁岩 (第三紀層)

注) ——は、弾性波速度による区分を示す。

硬質塊状岩盤、中硬質軟質塊状岩盤、中硬質層状岩盤、軟質層状岩盤の4つのグループに区分した。

トンネルの掘削の難易や土圧等の地山の挙動に関する地山条件には、

- (a) 岩石そのものの硬軟および固結度
- (b) 風化・変質の程度
- (c) 節理、層理、片理等の不連続面の間隔、幅、形状、充填物の状態
- (d) しゅう曲、断層、破碎帯等の地質構造およびそれに起因する地山の応力状態
- (e) 土被り
- (f) 地下水の影響

等がある。これらに対する地山判定の指標は、「3-2 設計・施工計画のための調査」および「3-4 施工中の調査」の成果から得ることを原則とし、岩質、水による影響、不連続面の状態、不連続面の間隔、ボーリングコアの状態、RQD、地下水の影響、弾性波速度（継波速度）とする。また、第三紀層等の軟岩地山や断層・破碎帯など、地山の強度と作用する荷重の比率が問題になり、トンネル掘削時の変位が大きくなる岩石に対しては、前記に加えて地山強度比を用いる。また、施工中には、(1)で示したトンネル掘削による地山の挙動、不連続面の状態と内空変位の目安を用いるものとする。

「表4.5.2 地山分類表」は、原則として吹付けコンクリート、ロックボルトを主たる支保とする場合の当初設計段階および施工中における地山分類に用いるものとする。

施工中の地山分類は、工事着手後の観察・計測等によって直接的に掘削地山を評価することができる。この場合、まず、トンネル掘削による地山の挙動と変位の目安により地山を分類し、内空変位が30mm程度以下でおさまる場合には、岩質、水による影響、不連続面の状態、不連続面の間隔、を重視して分類するものとする。

また、II期線トンネルの設計においては、I期線の施工時の観察・計測データを十分に活用しなければならない。すなわち、I期線トンネル掘削時の地山の挙動と変位の実績および、不連続面の状態、不連続面の間隔、地下水の影響等の記録によって地山を分類する。したがって、I期線トンネル施工時には、変位等の計測結果を整備しておくのと同時に、切羽の観察についてもII期線トンネルの設計に反映できるように、不連続面の走向・傾斜、状態について整備しておかなければならぬ。

表4.5.2 地山分類表

地山等級	岩石グループ	代表岩石名	弾性波速度Vp (km/s)					地の状態	コアの状態, RQD	地山強度比	トンネル掘削の状況と変位の目安
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0				
B	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス						岩質, 水による影響	不連続面の間隔	不連続面の状態	岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて非常に大きい。 不連続面の状態も良好でトンネル掘削によるゆるみはほとんど生じない。掘削壁面から部分的に肌落ちする場合もあるが、掘削にともなう内空変位は15mm程度以下の微小な弾性変形にとどまる。 切羽は自立する。
		中古生層砂岩, チャート						・新鮮で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。	・節理の間隔は平均的に50cm程度。	・不連続面に鏡肌や抉在粘土がほとんどみられない。	
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩						・水による劣化はない。	・節理, 片理の影響が認められるがトンネル掘削に対する影響は小さい。	・不連続面は概ね密着している。	
		第三紀層砂岩・礫岩								コアの形状は岩片状～短柱状～棒状を示す。	
	L層状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩								コアの長さが概ね10～20cmであるが5cm前後のものもみられる。	
		粘板岩, 中古生層頁岩								RQDは70以上。	
C I	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス						・比較的新鮮で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。	・節理の間隔は平均的に30cm程度。	・不連続面に鏡肌や薄い抉在粘土がごく一部みられる。	岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きい。 不連続面の状態も比較的良好でトンネル掘削によるゆるみは部分的なものにとどまる。比較的すべりやすい不連続面にそって、局部的に抜け落ちする場合もあるが、掘削にともなう内空変位は15～20mm程度以下の小さな弾性変形にとどまる。 切羽は自立する。
		中古生層砂岩, チャート						・固結度の比較的良い軟岩。	・節理, 片理が顕著で、トンネル掘削に影響を与えるもの。	・不連続面は部分的に開口しているが開口幅は小さい。	
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩						・水による劣化は少ない。		コアの長さが概ね5～20cmであるが5cm以下ものもみられる。	
		第三紀層砂岩・礫岩								RQDは40～70。	
	L層状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩									4以上
		粘板岩, 中古生層頁岩									
C II	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス						・比較的新鮮で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。	・節理の間隔は平均的に20cm程度。	・不連続面に鏡肌や薄い抉在粘土が部分的にみられる。	岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べてあまり大きくなかったが、概ね弾性変形をとどめる程度である。 岩石の強度は大きくても不連続面の状態が悪く、掘削によりすべりやすい不連続面にそって岩塊が落下しやすくなるが、掘削にともなう内空変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には、弾塑性境界である30mm程度発生するが切羽が2D離れるまでには収束する。 切羽はほぼ自立する。
		中古生層砂岩, チャート						・風化・変質作用により岩質は多少軟化している。	・節理, 片理が顕著で、トンネル掘削に影響を与えるもの。	・不連続面が開口しているものが多くなり、開口幅も比較的大きくなる。	
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩						・固結度の比較的良い軟岩。		・細片が多量に取れる状態のもの。	
		第三紀層砂岩・礫岩						・水により、劣化やゆるみを部分的に生じる。		コアの長さが10cm以下のものが多く、5cm以下の細片が多量に取れる状態のもの。	
	L層状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩								RQDは10～40。	
		粘板岩, 中古生層頁岩									
D I	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス						・岩質は多少硬い部分もあるが、全体的に強い風化・変質を受けたもの。	・不連続面の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは開口している。	・不連続面の開口も大きく鏡肌や粘土を挟むことが多い。	岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくなり、弾性変形とともに一部塑性変形を生じる。 岩石の強度は弾性変形をとどめるに足りるほど大きくて、不連続面の状態が非常に悪く、掘削により多くのすべりやすい不連続面にそって地山のゆるみが拡大する。掘削にともなう内空変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には、インパートで早期に閉合しないならば30～60mm程度発生し、切羽が2D離れても收束しないことが多い。 切羽の自立が悪く、地山条件によってはリングカットや縦吹きを必要とする。
		中古生層砂岩, チャート						・節理, 片理が非常に顕著なもの。		・細片となる。時には、角砾混じり砂あるいは粘土状となるもの。	
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩						・小規模な断層を挟むもの。		RQDは10程度以下。	
		第三紀層砂岩・礫岩						・転石を多く混じえた土砂, 崩壊等。			
	L層状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩						・水により劣化やゆるみが著しい。			
		粘板岩, 中古生層頁岩									
D II	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス									岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて小さく弾性変形とともに大きな塑性変形を生じる。 岩石の強度が小さいことに加えて、不連続面の状態も非常に悪く掘削により多くのすべりやすい不連続面にそって地山のゆるみが拡大し変位も大きくなる。掘削にともなう内空変位は、インパートで早期に閉合しないならば60～200mm程度発生し、切羽が2D離れても收束しない。 事前に変形が大きいと予想される場合は変形余裕を見込む。 切羽の自立が悪く、地山条件によってはリングカットや縦吹きを必要とする。
		中古生層砂岩, チャート									
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩 石英安山岩									
		第三紀層砂岩・礫岩									
	L層状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩									
		粘板岩, 中古生層頁岩									
	L層状	黒色片岩, 緑色片岩									
		第三紀層泥岩									

注-1) 本分類表にあてはまらないほど地山が良好なものを地山等級A、劣悪なものを地山等級Eとする。

注-2) H, M, Lの区分：岩石の初生的な新鮮な状態での強度により、一軸圧縮強度で次のように区分する。

$$H : qu \geq 80N/mm^2 \quad M : 20N/mm^2 \leq qu < 80N/mm^2 \quad L : qu < 20N/mm^2$$

注-3) 塊状, 層状の区分

塊状：節理面が支配的な不連続面となるもの。

層状：層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるもの。

注-4) 内空変位とは、トンネル施工中に実際に計測される、トンネル壁面間距離の変化で、掘削以前に変位したものは含まない。

注-5) ゆるみとは、土圧によって閉鎖されていた岩盤中の不連続面が、トンネル掘削により応力を解放することで開口し、それにそって岩塊が重力により落下しようすることをいう。

注-6) 岩石の強度とは、割れ目の影響を受けない岩片の強度のことである。

「表4.5.2 地山分類表」の適用にあたっては、次に示す事項について十分に留意しなければならない。

---

「表4.5.2 地山分類表」の適用上の留意事項

---

1. 地山分類表は、原則として、土被り高さが20m以上500m未満の2車線トンネルの計画に適用するものとするが、3車線トンネルもこれに準ずることができる。
2. この表は、一般的な標準を示すものであるから、坑口部で大きな偏圧が作用する場合、地すべりの発生が予想される場合、地表面沈下を抑制する必要がある場合等、特殊な事情がある場合には適用できない。
3. 地山等級Eは、特殊な岩質（大きな崖錐、大きな断層・破碎帯等の土圧が著しい岩質）で内空変位が200mm程度以上になるもの以外には用いない。
4. 地山判定基準について

当初設計段階における地山分類は、地表地質踏査、ボーリング調査、地山試料試験等の調査結果および弾性波探査を総合的に判断して行うものとする。特に、弾性波速度および地山強度比は地山判定の一応の目安を与えるものであり、できるだけ地表地質踏査、ボーリング調査、地山試料試験等の調査結果を活用し、それらを補完する目的で使用するものとする。

(a) 弹性波速度 (km/sec)

トンネルの調査においては、対象物が線状で長く、地中の深いところを通過し、ボーリング調査などのように直接地山を観察する手法がどうしても適用できない部分があるので、間接的手法として弾性波速度を用いて補足する必要がある。弾性波速度は、不連続面を反映した岩盤の力学的性状を、広い範囲にわたって比較的簡単に把握できるので便利であるが、あくまでも間接的手法であり、誤差も大きいことを認識しておく必要がある。

- 1) 弹性波探査の有効探査深さは、測線が探査深度の5~6倍必要であることから実用的には100m程度が限界であり、かつ地表面から深部の層へ順番に硬くなる（弾性波速度が早くなる）ことを仮定した方法があるので、途中に硬い層が有るなどの逆転が生じる場合には適用できない。
- 2) 頁岩、粘板岩、片岩などで褶曲などによる初期地圧が潜在する場合、あるいは微細な亀裂が多く施工時にゆるみやすい場合には、実際の地山等級よりも事前の弾性波速度によるものが過大に評価されることがある。
- 3) 弹性波速度（縦波速度）および地山強度比の境界のデータについては、地形的特性、地質状態等により工学的に判定する。
- 4) 坑口部および谷直下付近は、トンネルの上方および側方の「土被り」が薄い場合が多い。その場合は、弾性波速度に対し注意を払い、この表の等級を下げることも考える。
- 5) トンネル基盤より上部約15mの範囲が複数の速度層からなる場合は、弾性波速度分布図における基盤の速度層より上層（速度の遅い層）の速度を採用する方が望ましい。
- 6) 「土被り」の薄い所では地質が比較的悪く、地質区分の変化も著しいことが多いため、測量誤差（航測図化図、実測図、弾性波探査測量図）や物理探査の解析誤差が地質区分の判定に大きな影響を与えるので、特に注意を払う必要がある。
- 7) 断層・破碎帯については、弾性波速度のみでなく、その方向・土被り・その他の判定基準も参考にして、補正を行う。
- 8) 施工中に坑内弾性波速度が得られた場合は、地山等級の確認を行い、必要があれば当初設計の変更を行う資料とする。

(b) 一般的な地山の状態

トンネル掘削に関する地山、すなわち岩盤を評価するためには、岩盤が岩塊、岩片という要素が重なり合つ

た不連続物体であり、岩片がある一定以上の強度を持つものであれば、その強度は不連続面の強度に支配されるということを良く理解しておく必要がある。一方、地山の状態が非常に悪くなれば、無数の不連続面の存在により逆に連続的な挙動を示すようになり、トンネル掘削による挙動は岩片の強度が支配的となる。

### 1) 岩質

ここでいう岩質とは、新鮮な地質体が風化によって劣化した、現時点での岩盤を構成する岩片の状態のことである。事前調査においては、地表地質調査、ボーリングコアから採取した試料の室内強度試験などにより、できるだけ直接的、定量的な強度の把握に努める。施工中には、切羽より採取した岩片の一軸圧縮強度試験、点載荷引張強度試験などによって強度を判定し、ハンマーの打撃などによって補足する。

### 2) 水による影響

地下水による地山の強度劣化は、トンネル構造と施工の難易に対して評価する必要がある。当初設計段階において、湧水が有ると予想される場合には地下水による強度劣化を想定して地山評価を行い、施工段階では、実際の湧水の量と強度劣化の度合いに応じて地山の評価を修正するものとする。

### (c) 不連続面の状態

不連続面の状態は、不連続面がトンネルの挙動を支配する場合には、最も重要な地山判定項目となる。すなわち、岩盤のせん断強度は、不連続面の形状と不連続面に挟在する物質の種類によって決まる。したがって、不連続面の粗さ（形状および表面のすべりやすさ）、粘土などの充填物を主とし、長さ（連続性）、幅（開き）、風化の状態を総合的に検討して、トンネル掘削の岩盤の挙動の観点から評価する。事前調査においては、地表地質調査、ボーリングコア観察等によってできるだけ直接的な観察によって判断する必要がある。施工中は、切羽の詳細な観察により判定することができる。

### (d) 不連続面の間隔

不連続面の間隔とは、層理、片理、節理による規則性を持った割れ目の平均的間隔をいい、トンネル掘削によって切羽に明確な凹凸を生じさせ、岩塊として分離するような割れ目を評価する。事前調査においては、地表地質調査、ボーリングコア観察等によってできるだけ直接的な観察により判断する。施工中は、切羽の詳細な観察により判定できる。

### (e) ボーリングコア（コアの状態、RQD）

ボーリングコアの採取は、事前調査段階では、直接地山を観察できる数少ない有用な指標になる。これらの観察結果は、主に地表地質調査と合わせ、岩片の強度や不連続面の状態、間隔の判定に使われる。また、ボーリングコアの状態、RQDは、ボーリングの施工技術や掘削径によって左右されるので、必ずしも一律な判定基準とはならないが、大まかな目安として利用できる。ただし、この基準は、ボーリング外径66mmのダブルコアチューブで採取されたコアについて適用する。

### (f) 地山強度比

地山強度比は、次のように定義する。

$$q_u : \text{地山の一軸圧縮強度 } (\text{kN/m}^2) \quad (1 \text{ kN/m}^2 = 1 / 1000 \text{ N/mm}^2)$$

$$\text{地山強度比} : \frac{q_u}{r_h} \quad r : \text{地山の単位体積重量 } (\text{kN/m}^3)$$

$$h : \text{土被り高さ } (m)$$

なお、地山の一軸圧縮強度は、亀裂等の存在が無視できる地山においては試料の一軸圧縮強度を適用できるが、亀裂等の影響が大きい地山においては準岩盤強度  $q_u'$ 、( $\text{kN/m}^2$ ) を用いることができる。

$$q_u' = \left( \frac{V_p}{v_p} \right)^2 \times q_u \quad V_p : \text{地山の弾性波速度 (縦波, km/s)}$$

$$v_p : \text{試料の超音波伝播速度 (縦波, km/s)}$$

一般的に  $v_p \geq V_p$  であるが、スレーキング性や土被り等の関係で  $V_p \geq v_p$  となる場合は、 $v_p = V_p$  として準岩盤強度を求める。

(g) トンネル掘削の状況と変位の目安

トンネル掘削の状況と変位の目安は「(1)地山等級」に示したとおりである。変位の計測は、すり処理後できるだけ早い時期（遅くとも3時間以内）に初期値を測定する必要がある。なお、施工時においては、切羽で観察される不連続面の走向・傾斜とトンネル軸の関係、および地下水の湧水量、地下水による強度低下に対して必要に応じて地山の評価を修正できるものとする。

(h) 注意すべき岩石

下記に示す岩石については、一般的にトンネル施工にともなう問題が発生しやすく注意が必要であり、場合によっては等級を落とす必要がある。

- 1) 蛇紋岩や蛇紋岩化を受けた岩石等、泥岩・頁岩、凝灰岩等、火山碎屑物等は水による劣化を生じ易いので十分注意を要する。
- 2) 蛇紋岩は変質が極めて不規則であるので、物理探査やボーリング調査の結果だけでは地質の実態を把握できないことが多いので、施工段階に十分注意を要する。
- 3) 輝緑岩、角閃岩、かんらん岩、斑れい岩、輝緑凝灰岩は、蛇紋岩化作用を受け易いので、蛇紋岩と同様の注意が必要である。
- 4) 蛇紋岩や変朽安山岩、黒色片岩、泥岩、凝灰岩等で膨張性が明確に確かめられたならば、DⅡまたはEに等級を落とす。

(3) 標準支保パターンの適用

4-4の支保の選定の考え方および(1), (2)で述べた地山分類より、各地山等級に対応する支保構造の適用範囲を表すと図4.5.3のようになる。

番号	支保構造の種類	地 山 等 級					適用条件と特性
		B	C I	C II	D I	D II	
①	吹付けコンクリート ロックボルト						地山の自立性が比較的良好な地山に適する。
②	吹付けコンクリート ロックボルト 鋼アーチ支保工						鋼アーチ支保工によって、緩み荷重を直接支える。あるいは吹付けコンクリートに韌性を与える。
③	①の支保構造とインパート						掘削時の変位は小さいが、長期的安定が損なわれる恐れがある場合。
④	②の支保構造とインパート						掘削時の変位が大きい場合。

図4.5.3 地山等級に対応する支保構造の範囲

図4.5.3より、具体的に支保構造の緒元を表した2車線トンネルの標準支保パターンを表4.5.3に示す。

表4.5.3 2車線トンネルの標準支保パターン表

地山等級	支保パターン	標準1堀進長(m)	ロックボルト			吹付けコンクリート	鋼アーチ支保工	覆工厚(cm)		変形余裕(cm)	掘削工法		
			長さ(m)	施工間隔(m)				厚さ(cm)	上半サイズ	下半サイズ			
				周方向	延長方向				アーチ・側壁	インパート			
B	B-a	2.0	3.0	1.5	2.0	上半 120°	5	—	—	30	0	0	
C I	C I-a	1.5	3.0	1.5	1.5	上半	10	—	—	30	(40)	0	
C II	C II-a	1.2	3.0	1.5	1.2	上下半	10	—	—	30	(40)	0	
	C II-b			1.5	1.2			H125	—				
D I	D I-a	1.0	3.0	1.2	1.0	上下半	15	H125	H125	30	45	0	
	D I-b	1.0	4.0										
D II	D II-a	1.0 以下	4.0	1.2	1.0 以下	上下半	20	H150	H150	30	50	10	

支保パターンのa, bの区分は、以下による。

a：基本的すべての岩種に適用する標準支保パターン

b：当初設計において、粘板岩、黒色片岩、泥岩、頁岩、凝灰岩等のうち、トンネル掘削にともなう変位が大きくなると予想される場合のみ適用する。

なお、インパートの( )は、第三紀泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の粘性土岩や風化結晶片岩、温泉余土などに適用する。

当初設計における支保パターンは、特に施工上の問題がないと思われるトンネルについては、表4.5.2の各地山等級に対応した表4.5.3標準支保パターン表を適用し、施工の段階で修正支保パターンに変更する。各地山等級に応じた設計手法の適用については、表4.5.4に示すとおりである。その場合において、標準支保パターンは、下記に示す適用上の留意点を十分に把握したうえで用いなければならない。

#### (a) パターンの適用について

1) 地山等級B～Dにおいては、湧水が多く施工上問題が

ある場合等、吹付けコンクリートおよびロックボルト等を支保構造として用いることが不適と考えられる場合を除いて、原則として、当初設計においては標準支保パターンを用いることとする。しかし、上下線が接近した、いわゆる、めがねトンネルになる場合、坑口部および土被りの薄い場合、地すべりのおそれがある場合、未固結砂質地山の場合、シラスなど地質が特殊な場合等においては標準支保パターンは適用しないものとし、個々の条件を充分に把握して個別に設計しなければならないが、その場合でも、原則として吹付け

表4.5.4 設計手法の適用

地山等級	設計条件	
	一般的条件	特殊条件
A		
B		
C	標準支保パターンの適用	類似例、解析結果施工条件等を考慮し個別に設計
D		
E		

コンクリートやロックボルト等を主体とした設計とするものとする。

2) 地山等級Aの場合は工区に占める比率やその状態により、経済的な見地から考えられる設計・施工方式に幅があるため、岩盤および湧水の状況等を考慮してトンネル毎に設計するべきであると考え、標準を定めない。

3) 地山等級Eは、地山条件の範囲が広く、地山の挙動の差も大きいので、個々のトンネルにおいて数値解析の結果や類似の地山条件の施工状況等を参考にして個別に検討するものとする。

(b) 一堀進長について

当初設計における標準一堀進長は表-4.5.3に示したとおりであるが、本来地山等級はある幅を有していることから、実施工での一堀進長は地山条件を考慮し、決定する必要がある。

(c) ロックボルトについて

ロックボルトの効果は、不連続面の挙動が問題になる場合と、地山の強度そのものが問題となる場合では異なる。前者の場合には、ゆるんで一体性を失い不安定になる地山を安定化するために、不連続面での移動を拘束する効果を期待する。この場合、トンネル周辺の力のやりとりは岩塊相互で行われるので、ロックボルトに直接大きな軸力が作用しないことが多い。ただし、不連続面を縫い合わせているようなロックボルトには、比較的大きな軸力が発生することもある。後者の場合、地山の強度が不足して大きな変位が発生し、一体化を失いつつある地山に対して、崩壊を生じさせないよう一体性を確保し、地山自身の拘束圧を維持することが目的となる。ロックボルトの適用上の留意点を以下に示す。

- ・ロックボルトの打設は、一堀進毎にかつ切羽に可能な限り近接して行うことを原則とする。
- ・ロックボルト径は、施工性を考慮してΦ25mm程度を標準とする。

また、実施工において標準一堀進長と異なる一堀進長を採用した場合のロックボルトの延長方向間隔は、一堀進長を原則とし、周方向間隔を適宜配置するものとする。

(d) 鋼アーチ支保工について

鋼アーチ支保工を使用する第一の目的は、不連続面の状態が悪い（せん断抵抗が小さい、すべりやすい）場合に、落ちてこようとする岩塊を直接支えることである。不連続面の間隔が小さい場合でも、岩塊相互のかみ合せが良い場合には、地山の深部では拘束圧が作用し不連続面でのせん断抵抗も確保されるので、地山の拘束圧が小さい掘削表面の一部が肌落ちするだけで大きな規模の落下ではなく、むしろ鋼アーチ支保工を建て込む作業の方が危険である。したがって、このような場合には、吹付けコンクリートを施工することによって肌落ちを防止する方がよい。不連続面の状態が悪化すると、拘束圧があってもせん断抵抗が大きくならないので、岩塊落下に対する注意が必要となる。一般的には、不連続面に粘土を挟んだり、鏡肌が多くなったりした場合、あるいは湧水が多く吹付けコンクリートの付着、強度発現が悪い場合には鋼アーチ支保工の使用を検討する。

第二の目的は、トンネル掘削時にともなう変位が大きくなり、吹付けコンクリートの変形能力より大きくなる場合に、吹付けコンクリートに韌性（タフネス）を与えることである。ただし、地山の強度が不足して塑性し変位が大きくなるような場合には、変位を抑制する効果については期待できないと考えるべきである。

(e) インパートの取扱について

インパートは、トンネル掘削時の変位が小さくても、その後の水による地山の劣化などでトンネルの長期的安定を損ねる恐れがある場合、あるいは掘削時の変位が大きくて早期にトンネルを閉合するとともに長期の安定を確保する必要がある場合に設置する。後者の場合には、インパート設置の判断基準は明確であるが、前者の場合には、設置の要否について十分な検討が必要である。このような場合には、以下の基準により設置の要否を判断するものとする。

## 1) 地山等級DⅠ, DⅡ, Eは原則としてインパートを設ける。

地山等級CⅠ, CⅡにおいて、地質が第三紀泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の粘性土岩や風化結晶片岩、温泉余土などでは、トンネルの長期耐久性を損なう恐れがあるので原則としてインパートを設置するものとする。その場合のインパートの厚さは原則として40cmとする。ただし、4-5-3 設計の修正 (d)インパート設置の検討を要する地山に示す、トンネルの長期耐久性についてのいくつかの評価方法（例えば概略の地山強度比を用いた地山等級の判定や浸水崩壊度試験後の岩片の強度による評価など）によって、トンネルの長期耐久性に対して十分安全であると判断される場合は省略してよいものとする。

## (f) 金網の取扱について

- 1) 地山等級CⅠ, CⅡは、原則として設置しないものとするが、天端付近の肌落ちが生ずる場合には、必要に応じて天端から左右45度の範囲に設置できるものとする。
- 2) 地山等級DⅠは、原則として上半部に設置する。
- 3) 地山等級DⅡは、上半・下半に設置する。
- 4) 鋼纖維補強吹付けコンクリート (SFRC) を用いる場合は、金網を使用しないものとする。

## (g) 変形余裕量について

トンネル掘削時に変位が大きくなることが予想される地山については、10cmの変形余裕量を設けるものとする。ただし、掘削してから変位増大の傾向が認められた場合には、インパートの早期閉合によって対応するものとする。変形余裕を設定する場合には、全周にわたって設計どおりの変形量があることは、現実的には期待できないので計測によって実際の変形量が設計と異なることが確認された場合には、変形余裕量・支保構造の設計を修正するなどの変更を適宜行わなければならない。なお、上半工法の場合には、上下半の掘削時間差がある施工となることから、上半のみに10cmの変形余裕量を設定し、下半には設定しないものとする。

## 4-6 大断面および小断面トンネルの設計

### 4-6-1 大断面トンネルの設計

#### (1) 2車線トンネル非常駐車帯の設計

表4.6.1に、2車線トンネル非常駐車帯の標準支保パターンを示す。

表4.6.1 2車線トンネル非常駐車帯の標準支保パターン

地山等級	ロックボルト		吹付け コンクリート	鋼アーチ支保工			覆工厚 (cm)	
	長さ (m)	施工間隔 (m)		上半 サイズ	下半 サイズ	建込 間隔 (m)	アーチ部 ・側壁部	インパート部
		周方向	延長方向					
B	なし	1.5 (上半のみ)	2.0	10	なし	なし	-	40
C I	4.0	1.2	1.5	15	なし	なし	-	40 (50)
C II	4.0	1.2	1.2	15	H-150	なし	1.2	40
D I	6.0	1.0	1.0	20	H-150	H-150	1.0	40
D II	個別に設計							

注1) 地山等級A, Eについては、地山条件を考慮して、別途個別に設計するものとする。

注2) 金網は、「4-7-4金網」に準ずるものとする。

注3) インパートについては、C II, D I, D II, Eについては、必ず設置するものとし、地山等級C Iについては、「4-5-1(3)(e)インパートの取扱いについて」に準ずるものとし、その場合の厚さは原則として50cmとする。

#### (2) 3車線トンネルの設計

表4.6.2に、3車線トンネルにおける標準的な支保パターンを示す。3車線トンネルについては、これまでの施工実績をもとに標準的な支保パターンを示すこととしたが、適用に際しては地山状況や類似施工事例等を十分勘案のうえ検討する必要がある。また、3車線トンネルの施工にあたっても、計測結果や切羽観察をもとに支保の修正を行わなければならない。

なお、3車線トンネルの非常駐車帯支保パターンを表4.6.3に示すが、これまでの施工実績が少ないとから一応の目安として取り扱うこととし、設計にあたっては慎重な検討が必要である。

### 4-6-2 小断面の設計

ここでいう小断面トンネルとは、内空断面が $8\text{ m}^2 \sim 16\text{ m}^2$ 程度のものをいう。このような小断面トンネルの支保パターンについては、断面の大きさ、形状を考慮して個別に設計することが望ましい。したがって設計にあたっては、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼アーチ支保工のそれぞれの支保構造の適用の考え方に基づき、最も合理的なものとなるようにしなければならない。

表4.6.4に、小断面トンネルにおける支保パターンについて、設計にあたっての一応の目安として示したが、現地の条件を十分に考慮して適用するものとする。また、場合によっては、鋼アーチ支保工と矢板類を併用する工法の適用も考える必要がある。

表4.6.2 3車線トンネルの標準的な支保パターン

地山等級	3車線トンネル									
	ロックボルト			鋼アーチ支保工			吹付け厚 (cm)	覆工厚 (cm)		
	長さ (m)	施工間隔 (m)		上半部	下半部	建込間隔 (m)		アーチ部 ・側壁部	インパート部	
		周方向	延長方向							
B	3.0	1.5	1.5	なし	なし	-	10	40	-	
C I	4.0	1.2	1.2	H-150	なし	1.2	15	40	50	
C II	4.0	1.2	1.2	H-150	H-150	1.2	20	40	50	
D I	6.0	1.0	1.0	H-200	H-200	1.0	20	40	50	
D II	個別に設計									

注1) 地山等級A, Eについては、地山条件を考慮して、別途個別に設計するものとする。

注2) 金網は、「4-7-4金網」に準ずるものとする。

注3) インパート、C II, D I, D II, Eについては、必ず設置するものとする。

表4.6.3 3車線トンネルの非常駐車帯支保パターンの目安

BL	6.0	1.2	1.2	なし	なし	1.2	15	50	50
C I L	6.0	1.0	1.0	H-200	なし	1.0	20	50	50
C II L	6.0	1.0	1.0	H-250	H-250	1.0	25	50	50

表4.6.4 小断面トンネルの支保パターンの目安

地山等級	ロックボルト			吹付けコンクリート 厚さ(cm)	鋼アーチ支保工		覆工厚さ(cm)		
	長さ(m)	施工間隔(m)			部材寸法	建込間隔(m)			
		周方向	延長方向						
B	なし	-	-	5	なし	-	20		
C I	2	1.2	1.2	5	なし	-	20		
C II			~1.5						
D I	2	1.0	1.0	10	H-100	1.0	20		
D II	2~3	1.0以下	1.0	10~12	H-100	1.0	20		

注) 避難坑や暫定施工で将来取り壊す予定の小断面トンネル等では、暫定期間および地山状況等を考慮し、覆工の省略を検討する必要がある。

トンネル掘削によるゆるみ領域の  
調査報告書  
(関西電力株式会社委託)

昭和57年3月

社団法人日本トンネル技術協会

上に述べたように、ゆるみ領域の大きさが定まると、支保工に作用するトンネル土圧の大きさを推定することができ、したがって、ライニングの厚さ、ロックボルトの長さの設計が可能となる。また、水圧トンネルにおいては、ゆるみ領域の大きさと、その領域における変形係数が定まると、ライニングの設計が可能となる。このように、ゆるみ領域を求めるることは、トンネルの設計・施工において非常に重要な意味を持つ。

なお、ゆるみ領域の発生のメカニズムは、図-2-1-1に示すもののに、掘削時の発破振動によるもの、さらには掘削後に、地下水等の影響によって引き起される風化作用によるゆるみが考えられる。

このように、トンネル周辺のゆるみは種々の異なる要因によって発生するため、ゆるみ領域を一意的に定義することはできない。また、測定方法を変えることによって、得られるゆるみ領域の大きさが異なることも予想される。このような状況を考えるとき、工事報告書等によってゆるみに関する異なる現場のデータを比較検討する場合は、ゆるみの定義及び測定方法等には十分注意しなければならない。

### 2-1-2 ゆるみ領域の力学特性の評価

ゆるみ領域の変形係数は一般に減少し、ポアソン比は増加する。また、強度は低下する。これらの値を求めるには種々の方法が考えられる。まず、弾性波速度が測定されると、動的な弾性係数を求めることができる。また、静的な弾性係数は、動的な弾性係数から従来のデータを参照して推定することができる。直接、静的な弾性係数を求めるためには、平板載荷試験、あるいは、孔内載荷試験を行なえばよい。一方、せん断強度はせん断試験によって求めることができる。しかし、弾性係数とせん断強度の間には相関関係があるので、一方が求まれば他は推定できるようである。

変位の実測値等から解析によってゆるみ領域を求める場合は、トンネル周辺の応力もしくはひずみから破壊規準との関係を考慮して変形係数、ポアソン比等を逆解析する。

### 2-1-3 ゆるみ領域の推定法

ゆるみ領域の大きさを求める方法としては、現場における実測による方法と、解析によって理論的に求める二通りに大別することができる。実測による場合は、弾性波の速度の変化、及び地中変位の分布から求める方法が一般的であるが、透水係数の変化から求める方法、孔内載荷試験による方法、さらには、ボアホールテレビによって、直接にゆるみ領域を観察す

る方法なども提案されている。以下、それぞれの方法について概略を紹介することにする。

#### (a) 弹性波速度から求める方法

弹性波速度の変化から求める方法は、その測定がトンネル表面において容易に行なえる利点があるため、ゆるみ領域の推定法としては古くから用いられている。池田和彦・他(1980年)<sup>2)</sup>は岩盤の弹性波速度  $\alpha$  と岩石の弹性波速度  $V$  との比を岩目指数  $\alpha/V$  と定義して、ゆるみ層厚  $R$  との関係を図-2-1-2のように整理した。

須賀武(1977年)<sup>3)</sup>は、トンネルの左右側壁部に弹性波探査測線を設け、異なる切羽距離において3回の坑内弹性波探査を実施した。受振器の設置条件を同一とするために、受振点取付のための金具を各受振点(2m間隔)に埋設している。その結果は図-2-1-3のような3層構造となり、2つの速度境界面が切羽の進行と共に深くなる傾向が認められた。

芳賀憲三、他(1979年)<sup>4)</sup>は、塩ビパイプに受振器を1~2m間隔に取付けた埋設型速度検層ゾンデを作成し、これを測定孔に挿入し、グラウドで固定した。切羽の進行に従って数回の速度検層を実施した結果を図-2-1-4のように表現した。走時曲線の原点が最深測点の側に設定してあるため、ゆるみ領域を判定するのに便利である。

畠昭治郎(1979年)<sup>5)</sup>は、多柱基礎を掘削する際の周辺岩盤の速度変化を図-2-1-5のような孔間速度測定によって測定した。掘削による周辺岩盤の速度低下率は、大きい部分で10%に達した。

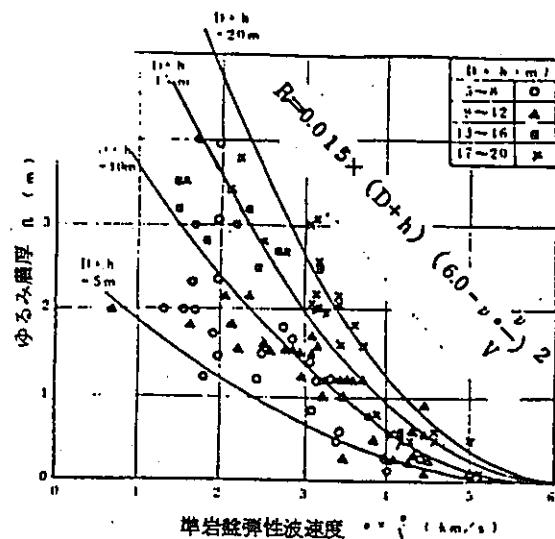


図-2-1-2 準岩盤弹性波速度とゆるみ層厚(池田和彦、他: 1980年)

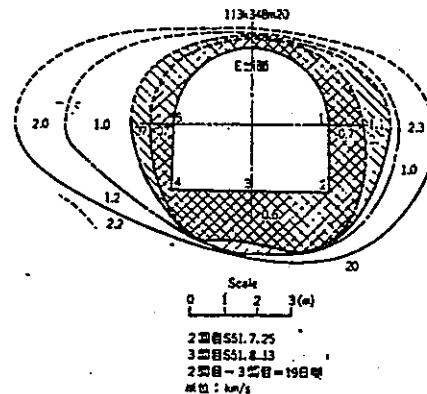


図-2-1-3 坑内弹性波探査による速度境界面の変化(須賀武: 1977年)

## 2-3 ゆるみについて

### (1) ゆるみ

“ゆるみ”という用語は必ずしも厳格に用いられておらず、広い意味で地圧発生の根源となる地山の変化を“ゆるみ”とか、“ゆるみ領域”と称している場合が多い。

[林 正夫・日比野 敏による“ゆるみ”的要因]

- a) 岩盤の降伏条件
- b) 節理面での剥離と異方的な破壊条件
- c) 破碎帯でのゆるみ
- d) 初期地圧の大きさと方向、掘削相当外力の大きさ
- e) 非線形な応力—ひずみ関係
- f) 発破による岩盤の動的ゆるみ
- g) 掘削により新しく水や空気に岩石が触れるによる、強度や変形性の変化
- h) クリープ変形

(出典：林 正夫・日比野 敏：“地下発電の大空洞掘削時の岩盤挙動解析” 地下構造物の設計と施工，土木学会(1976) P 81)

### (2) 池田和彦による地圧の推定方法（弾性波速度とゆるみ領域）

弾性波速度と、ゆるみ領域との間の関係を、数多くの施工実績・実験等の集積を基に以下のような経験式を発表している。（注：このデーターは在来工法によるものである。）

a) ゆるみ地圧の場合の算定法

$$R = 0.015 (D+H) \left( 6.0 - v \frac{v}{V} \right)^2$$

……………(発破工法の場合)

$$R = 0.006 (D+H) \left( 6.0 - v \frac{v}{V} \right)^2$$

……………(T.B.M工法の場合)

ここに  $D$  : トンネル掘削幅 (m)  
 $H$  : トンネル掘削高 (m)  
 $v$  : 地山の弾性波速度 (km/sec)  
 $V$  : 試料の弾性波速度 (km/sec)

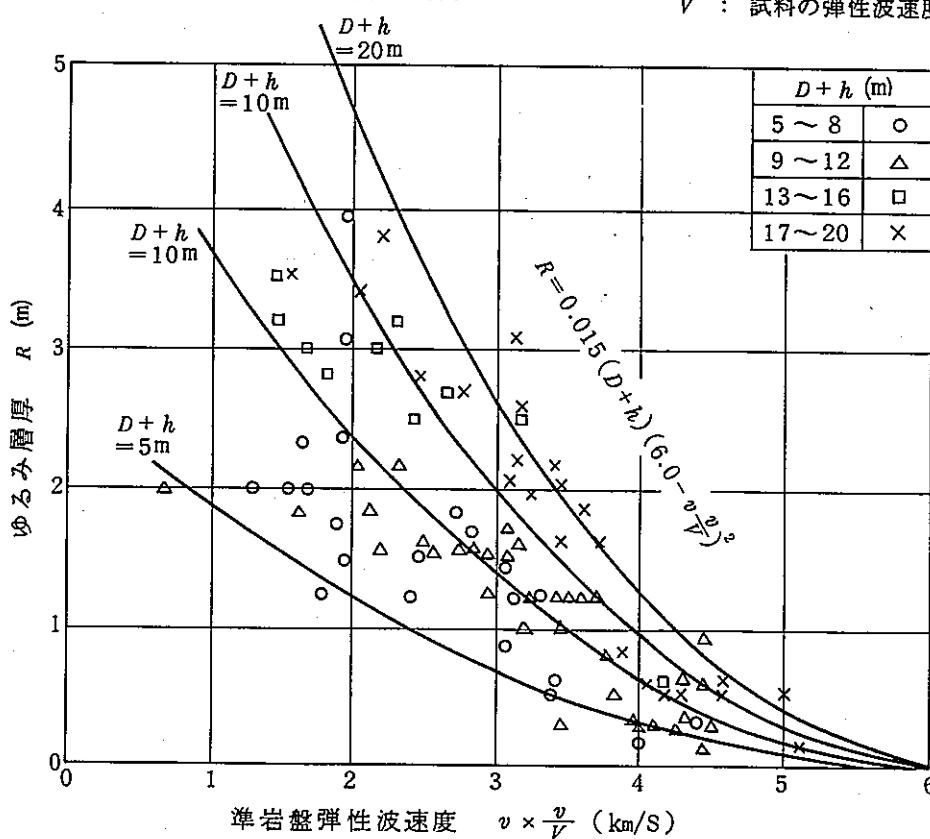


図2-1 弾性波速度とゆるみ範囲

## 2-4 割れ目の指標化

### (1) 概説

岩石は同じ岩種であっても、岩盤マスとしての割れ目や割れ目の性質により、ゆるみの発達や地山の安定が左右される。特に中硬岩以上では、トンネルや地下空洞の解析上割れ目頻度は重要な要素となる。

### (2) 池田和彦の割れ目指数： $k$ ，割れ目頻度： $n$ について

池田和彦は、多くの測定結果から $K$ と $n$ の関係を導いた。以下これについて紹介する。

#### 1) 割れ目指数： $k$

坑内弾性波速度測定から求められた、岩盤の弾性波速度 $v$ と、岩石試料（試験片）から得られた弾性波速度 $V$ との比、 $k = v/V$ は、割れ目の多少、割れ目の風化状態に関連していることを見出した。

$K$ の値は多くの場合1より小さいのであるが、盤ぶくれするような地山・異方性の著しい地山・飽和含水した地山などでは、1より大きくなる場合がある。

表2-6 坑内弾性波速度測定から求めた  
原位置岩盤の割れ目指数( $K$ )の値 (池田による)

地 質	$k = v/V$					計
	$1.3 \geq k > 1$	$k \approx 1$	$1 > k \geq 0.85$	$0.85 > k \geq 0.70$	$0.70 > k \geq 0.55$	
火成岩	4 (10%)	2 (5%)	12 (32%)	18 (47%)	2 (5%)	38
古生層・中生層	0	0	4 (20%)	15 (75%)	1 (5%)	20
第三紀層・第四紀層	4 (10%)	17 (43%)	10 (25%)	7 (2%)	1 (2%)	39
変成岩	1 (10%)	0	0	7 (70%)	2 (20%)	10
計	9 (8%)	19 (18%)	26 (24%)	47 (44%)	6 (5%)	107

$$k = \frac{V_p, \text{ field}}{V_p, \text{ core}} = \frac{v}{V}$$

#### a) $k \leq 1$ の場合

通常のトンネル内での弾性波速度測定と、割れ目の観察結果から次の傾向が見出される。

- ①  $k \approx 1$  : 割れ目が非常に少なく、マッシブである。
- ②  $k < 1$  :  $k$ の値が小さい程、割れ目の数は多くなる。

#### b) $k > 1$ ( $1.3 > k > 1$ )

- ① 応力が解放されて、試験片速度が低下してしまう場合
- ② 異方性の著しい地山の試験片で、測定方向により、小さい速度が得られる場合
- ③ 飽和含水した軟岩地山は速度が大きいが、採取した試験片が自然乾燥により速度低下している場合などである。

#### 2) 割れ目指数： $k$ ，割れ目の頻度： $n$ の関係

割れ目の頻度“ $n$ ”とは、m当りの割れ目の数でトンネル内の岩盤の観察から得られるもの、及びボーリングコアの観察によるものである。

地質調査で実施したボーリング（孔内速度検層とコアの速度測定及び観察による割れ目頻度算定）と、トンネル内（直接速度測定、試料の速度測定、岩盤の観察による割れ目頻度算定）でのデータから、図2-4Aのような範囲（ $n = \frac{5.0}{(k-0.1)^2} - 4.0$  と  $n = \frac{5.0}{(k+0.1)^2} - 4.0$  の曲線）にあることが知られており、平均的な傾向として次式が得られている。

$$n = \frac{5.0}{k^2} - 4.0, (1 \geq k \geq 0.4)$$

---

トンネル・ライブラリー 第7号

---

山岳トンネルの立坑と斜坑

平成 6 年 8 月

土木学会

支保の設計は、FEM 弾塑性計算を用いた。計算結果を表2.5に示すように、トンネル内空変位、吹付けモルタルおよびロックボルトの応力は小さく、支保は十分に安全であるという結果が得られた。

表2.5 計算結果

項目	単位	C <sub>H</sub> ～C <sub>M</sub> 級	C <sub>L</sub> ～D級
内空変位	長軸方向 mm	0.4	0.2
	短軸方向 mm	5.0	12.0
吹付けモルタル軸応力 (max)	kg/cm <sup>2</sup>	25	21
ロックボルト軸応力 (max)	kg/cm <sup>2</sup>	445	622

## 2.5 覆工の設計

### 2.5.1 掘削工法別による設計の考え方

立坑の覆工コンクリートを考える場合、掘削工法によってその考え方方が違ってくる。

2.2.2「掘削工法の概要」で述べてあるように、掘削工法は大きく次の2種類に分けられる。

① 掘下がり工法 ..... ショートステップ工法

ロングステップ工法

セミロングステップ工法

② 掘上がり工法

#### (1) 掘下がり工法

掘下がり工法は、ショートステップ工法、ロングステップ工法、セミロングステップ工法の3種類に分けられる。

ショートステップ工法の場合、掘削・覆工を1サイクルずつ順に施工していく方法で、切羽側壁を直ちに覆工コンクリートで支持していく。通常、支保工を必要としないことに特徴を有している。

したがって、地圧を全面的に覆工コンクリートで受けることとなる。また、早強性のコンクリートを必要とし初期強度を高くする必要がある。

覆工コンクリートは、近年では大半が無筋コンクリートによっており、特に地圧の大きい所とか、坑口部のように不均等荷重のかかりやすい所においては鉄筋コンクリートが用いられる。

ロングステップ工法の場合は、掘削と覆工を通常20～30m程度ごとに交互に施工していく方法で、掘削後の地山の緩みを支保工で一時的に支保し、地質状況に応じて一定の区間ごとにまとめて覆工を行うものである。

覆工コンクリートの設計の考え方とは、水平坑における在来工法と同様に支保工は仮設材として取り扱い、構造体としては、地圧を覆工コンクリートで支保する設計となる。

セミロングステップ工法の場合は、ショートステップ工法の欠点を緩和し、かつロングステップ工法の欠点である支保工作業を簡素化し、ショートステップ工法の能率・コストを維持しようと考えられた方法である。したがって、支保工はロングステップ工法に対して軽微なものとなるが覆工コンクリートはロングステップ工法と同様な考え方となる。

また、近年多様化されつつあるロックボルト・吹付け工法は、ロングステップまたはショートステップ

工法の採用となり、吹付けコンクリートとロックボルトを主たる支保材とするため、水平坑のロックボルト・吹付け工法同様に覆工コンクリートは、施工性、断面の大きさによって 20~40 cm の厚さが採用されている。

## (2) 堀上がり工法

掘上がり工法で覆工コンクリートを必要とする場合、一般的に掘削完了後覆工コンクリートが施工されるので掘下がり工法のロングステップ工法の場合と同様な考え方となる。また、ロックボルト・吹付け工法の場合についても上記同様、覆工コンクリートは、支保材の補助、化粧巻き的要素が強くなることから施工性および断面の大きさによって、20~40 cm の巻厚が採用されている。

### 2.5.2 各種計算式

ロックボルト・吹付け工法の場合は、覆工コンクリートは支保材の補助、化粧巻き的要素が強くなることから施工性および断面の大きさによって 20~40 cm の厚さが採用されている。したがって、在来工法の場合についての各種計算式を以下に述べる。

覆工および支保工の計算式の種類としては、以下に示すものがある。

#### ① 均等荷重

- ・プロトジャコノフ
- ・ハイゼ
- ・ラーメ
- ・ドノウェル

#### ② 不均等荷重（正弦関数による外圧）

- ・フェルベル

#### (1) ハイゼの式

$$t = \frac{q \cdot R}{\sigma - q}$$

ここに、 $t$ : 立坑の築壁厚 (cm),  $q$ : 立坑築壁にかかる外部均等圧 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),  $R$ : 立坑仕上り半径 (cm),  $\sigma$ : 立坑ライニングの許容圧縮強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),  $R_o$ : 立坑ライニングの外側半径 (cm)

円形立坑において、リングの外側、内側の圧力が釣合っている状態を考えた場合には、次式が成立する (図 2.19)。

単位長さについての半円形の垂直分力の合計より

$$2P = 2 \int_0^{\pi/2} q \cdot R_o \cdot \sin \theta \, d\theta = 2q \cdot R_o$$

ゆえに

$$\underline{P = qR_o}$$

築壁に働く圧縮応力 (接線方向) は

$$\sigma_t = \frac{q \cdot R_o}{t}$$

したがって、 $q \cdot R_o = \sigma \cdot t$  が成立する。

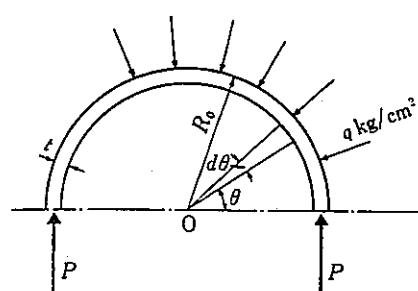


図 2.19

ここで、 $R_o = R + t$  であるから

$$q(R + t) = \sigma \cdot t$$

$$qR = \sigma \cdot t - qt$$

ゆえに

$$t = \frac{q \cdot R}{\sigma - q}$$

この式は、 $t < R/5$  範囲であれば採用できるとされている。

## (2) ラーメの式

いま、壁厚の一様な円筒の横断面をとり図 2.20 のようにその横断面は厚さ  $dr$  の薄い微小環の集まりであると考え薄肉円筒の場合の式を適用する。任意の半径  $r$  の内面には内方に向かう応力  $\sigma_r$ ,  $r + dr$  の外面には外方に向かう応力  $\sigma_r + d\sigma_r$  が起こる。またこの応力に対して円周方向には接線応力  $\sigma_t$  が生じる。

よって、半円内においてこれらの応力の釣合いを考えると、単位長さにおいては

$$(\sigma_r + d\sigma_r) \cdot 2(r + dr)\sigma_r 2r = 2\sigma_t dr$$

高次の項を省略して整理すると

$$\sigma_t - \sigma_r = r \frac{d\sigma_r}{dr} \quad (9)$$

次に長さの方向のひずみ  $\varepsilon_t$  は  $r$  には無関係であると仮定すれば、長さの方向の応力  $\sigma_t$  は  $r$  に無関係で一定となる。

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E} - \frac{1}{mE}(\sigma_t + \sigma_r)$$

で表されるから  $\sigma_t + \sigma_r$  は一定となる。よって

$$\sigma_t + \sigma_r = 2K \quad (10)$$

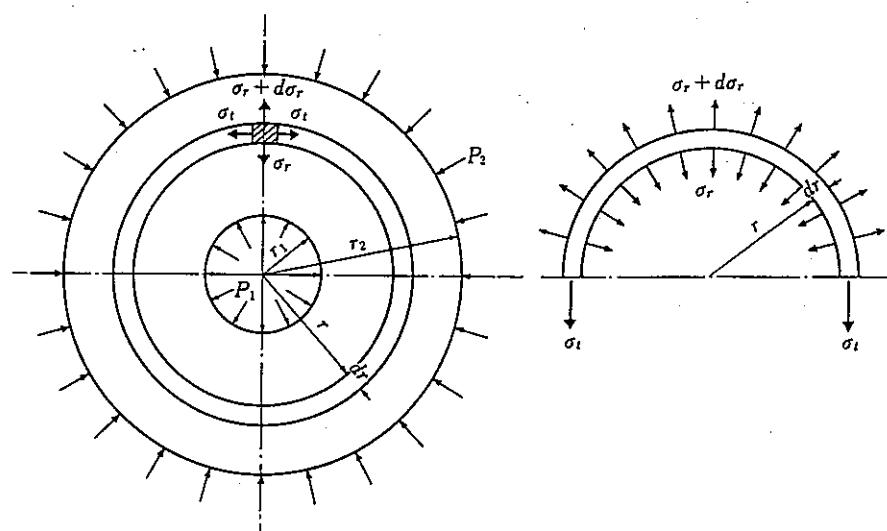


図 2.20

とおき式(9)に代入すれば

$$2K = 2\sigma_r + r \frac{d\sigma_r}{dr}$$

両辺に  $r$  を掛けて

$$2Kr = 2\sigma_r r + r^2 \frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{d(\sigma_r r^2)}{dr}$$

$$\text{したがって, } d(\sigma_r r^2) = 2Krdr$$

これを解くと

$$\sigma_r = K + \frac{C}{r^2} \quad (11)$$

式(10)に代入して  $\sigma_t$  を求めると

$$\sigma_t = K - \frac{C}{r^2} \quad (12)$$

式(11)および(12)における  $K$  および  $C$  を求めるため、円筒の内外の半径をおのおの  $r_1$  および  $r_2$ 、内外の応力をおのおの  $p_1$  および  $p_2$  とすると

$$r = r_1 \text{ で } \sigma_r = -P_1$$

$$r = r_2 \text{ で } \sigma_r = -P_2$$

となるから、これを式(11)および(12)に代入すれば

$$K = \frac{P_1 r_1^2 - P_2 r_2^2}{r_2^2 - r_1^2}, \quad C = \frac{-r_1^2 r_2^2 (p_1 - p_2)}{r_2^2 - r_1^2}$$

ゆえに、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{P_1 r_1^2 - P_2 r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} - \frac{r_1^2 r_2^2 (p_1 - p_2)}{r^2(r_2^2 - r_1^2)} \\ \sigma_r &= \frac{P_1 r_1^2 - P_2 r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} + \frac{r_1^2 r_2^2 (p_1 - p_2)}{r^2(r_2^2 - r_1^2)} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

ここで、内圧を 0 として外圧のみの場合を考えると内圧が 0 であるから  $p_1 = 0$  とおき、 $\sigma_r$  および  $\sigma_t$  を求めると

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{P_2 r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} \left( 1 - \frac{r_1^2}{r^2} \right) \\ \sigma_t &= -\frac{P_2 r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} \left( 1 + \frac{r_1^2}{r^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$\sigma_r$  および  $\sigma_t$  はいずれも圧縮応力となり、その絶対値は  $\sigma_t$  が常に最大となる。

$\sigma_r$  の最大は  $r = r_2$  の外壁に  $\sigma_t$  の最大値は  $r = r_1$  の内壁に起こり、それらの値は

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_r)_{\max} &= -p_2 \\ (\sigma_t)_{\max} &= -\frac{2p_2 r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

ここで巻厚を  $t$ ,  $p_2 = q$  とすれば,  $r = R - t$  であるから上式に代入して変形すると

$$\sigma_t = -\frac{2R^2q}{R^2 - R^2 + 2Rt - t^2}$$

$$t^2 - 2Rt + \frac{2R^2q}{\sigma_t} = 0$$

これを解くと

$$t = R - (R^2 - 2R^2q/\sigma_t)^{1/2} = R[1 - \{(\sigma_t - 2q)/\sigma_t\}^{1/2}]$$

上式は、外径を先に決めて巻厚を算出する式であるので、内径を基準として内径  $r$  の式に再変形するため、 $R = r + t$  を代入すると

$$t = (r + t)[1 - \{(\sigma_t - 2q)/\sigma_t\}^{1/2}]$$

$$t\{(\sigma_t - 2q)/\sigma_t\}^{1/2} = r[1 - \{(\sigma_t - 2q)/\sigma_t\}^{1/2}]$$

ゆえに

$$t = r[\{\sigma_t/(\sigma_t - 2q)\}^{1/2} - 1]$$

### (3) フエルベルの式

立坑壁に作用する外圧は、岩盤の性質、掘削施工状況等により立坑周辺に種々の形で分布するものと考えられ、この外圧を数理的に解析するためグルックアウフ（ドイツ炭鉱誌）は正弦関数分布外圧として以下の計算式を提案している。

中心角  $\phi$  の位置の外圧の大きさ  $P_\phi$  は

$$P_\phi = P_o \{1 + (\omega - 1) \sin \phi\}$$

$P_o$ : 均等分布荷重,  $\omega$ : 不均等度 =

$P_m/P_o$ ,  $P_m$ : 最大不均等荷重

A 点, B 点の曲げモーメント, 軸力を求めると

$$M_a = \left( \frac{2}{\pi} - \frac{\pi}{4} \right) (1 - \omega) P_o \gamma^2$$

$$N_a = \left\{ \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) + \frac{\pi}{4} \omega \right\} P_o \gamma$$

$$M_b = \left( \frac{2}{\pi} - \frac{1}{2} \right) (1 - \omega) P_o \gamma^2$$

$$N_b = \frac{1}{2} (\omega + 1) P_o \gamma$$

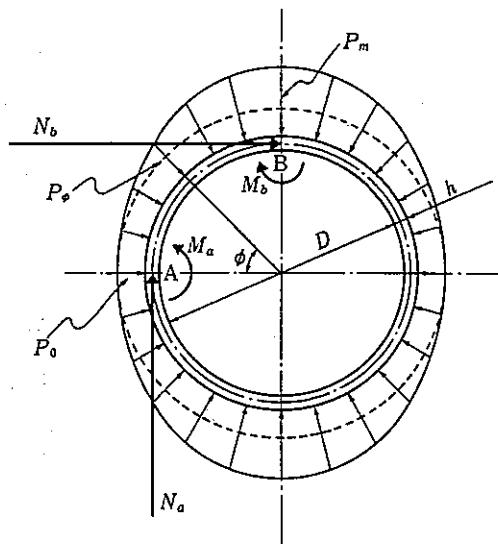


図 2.21

## 2.5.3 覆工巻厚の実績

各種立坑の覆工巻厚の実績を表 2.6 に示す。

表 2.6 覆工巻厚の実績

トンネル名	深さ(m)	内径(m)	覆工厚(m)	摘要
関門トンネル	68	13.8	一次 0.8, 二次 0.8	
" 古城	75	15.8	1.0	
" 水抜下関	68	5.0	0.4	
" 水抜門司	56	5.0	0.4	
青函トンネル 吉岡側立坑	188.5	7.5	1.0	凝灰角礫岩, 泥岩
		6.5	0.4	"
" 竜飛側立坑	199.3	7.5	1.0	火山礫凝灰岩
		6.5	0.4	"
中山トンネル 四方木立坑	371.6	6.0	0.8 および 0.4	凝灰角礫岩
高山立坑	295.0	6.0	"	石英安山岩
中山立坑	312.9	6.0	"	石英安山岩質凝灰岩
小倉山トンネル	240.0	8.0	一次吹付 0.1, 二次 0.4	粘板岩, 地質の悪い区間
"			0.3	粘板岩, 地質の良い区間
笠岡トンネル	38.0	6.8 × 6.5	0.3	粘土, 粘板岩 四角断面
北九州トンネル 井堀立坑	38.9	14 × 14	1.0	粘土, 矶岩, 貝岩 四角断面
福岡トンネル 犬鳴立坑	118.0	6.0	0.6 および 0.3	緑色片岩
関越トンネル 谷川立坑	173.0	9.7	一次 0.15, 二次 0.3~0.4	換気立坑
万太郎立坑	187.0	9.7	一次 0.15, 二次 0.3	換気立坑
長峰第 2 トンネル	352.0	5.4	一次 0.4, 二次 0.25	換気立坑
牛頭山トンネル	167.0	5.4	一次吹付 0.2, 二次 0.3	換気立坑
加計トンネル	233.5	5.4	一次 0.4, 二次 0.3	換気立坑
米山トンネル	195.0	5.4	一次 0.4, 二次 0.3	換気立坑
佐敷トンネル	82.5	5.0	一次 0.4~0.5, 二次 0.3	換気立坑
恵那山トンネル I 期線 立坑	620.0	6.2	一次 0.5, 二次 0.2	換気立坑
II 期線 立坑	44.0	6.1	一次 0.4, 二次 0.25	換気立坑
人形トンネル	157.5	3.5	0.6	換気立坑
布引トンネル	210.0	5.1	0.4~0.6	換気立坑
丸子トンネル	90.0	5.6	一次 0.4, 二次 0.25	換気立坑
俣野川発電所管路立坑	420.0	4.2	一次 0.4, 二次 0.6	管路立坑
菊間実証プラント	68.8	6.0	0.7	払出配管立坑
三刀屋川発電所	41.4	12.0	一次 0.4, 二次 0.9	導水路立坑
天山発電所	77.0	7.2 × 4.2	一次吹 0.15, 二次吹 0.1	放水口ゲート立坑
北陸本線 板取立坑	230.2	6.0	0.4	作業立坑, 輝緑凝灰岩
己斐トンネル	14.5	7.8 × 7.8	0.35	真砂土, 風化花崗岩
第一桜谷トンネル	43.9	10.5 × 9.6	0.6	風化花崗岩
新関門トンネル 富野立坑	14.0	18.9 × 10.0	0.5	礫混り粘土

## 第2章 設 計

### <参考文献>

- 1) 建設産業調査会：最新トンネル工法・機材便覧, pp. 685～686
- 2) S.A. フェドロフ著, 外尾善次郎訳：立坑開さくと主要坑道上巻, (財) 東京大学出版会, pp. 11～21, 132～139
- 3) 井上 徹：円形立坑ライニングにかかる地圧および応力の計算について, 九州鉱山学会誌, 第38巻, pp. 28～33
- 4) 土木学会：トンネルライブリヤー第2号「ロックボルト・吹付けコンクリートトンネル工法(NATM)の手引書」, pp. 72～88.
- 5) グルックアウフ：立坑ライニングに掛かる応力と巻厚の計算について, 86. Jahrgang, Heft 23/14, pp. 437～452
- 6) グルックアウフ：脆弱な石炭層に設けられた立坑ライニングの基礎的な諸問題について, 85. Jahrgang, Heft 21/22, pp. 367～380
- 7) グルックアウフ：立坑支保の計算について(日本語版), 第2巻, 第13号, 日本石炭協会発行, pp. 705～708

# トンネル標準示方書

## [山岳工法編]・同解説

土木学会

解説 表 3.5 設計変更の項目

変更項目	主な対策
①適用支保パターン内の変更	<ul style="list-style-type: none"> <li>・吹付けコンクリート厚さの変更</li> <li>・吹付けコンクリートの高性能化</li> <li>・ロックボルトの長さ、本数の変更</li> <li>・鋼製支保工建込み間隔の変更</li> </ul>
②補助工法（採用）変更	<ul style="list-style-type: none"> <li>・切羽安定化対策（鏡止めボルト等）</li> <li>・湧水対策（水抜きボーリング等）</li> <li>・地表面沈下対策（先受け工等）</li> <li>・近接構造物対策（支保工高剛性化、遮断壁等）</li> </ul>
③地山区分の見直し	<ul style="list-style-type: none"> <li>・適用地山分類の変更</li> </ul>
④断面の閉合	<ul style="list-style-type: none"> <li>・インバートコンクリート（早期施工）</li> <li>・インバート吹付けコンクリート（仮閉合）</li> <li>・覆工コンクリートの高性能化</li> <li>・二重巻き工法（仮巻き）</li> </ul>
⑤掘削工法の変更 (補助ベンチ付き全断面工法からの 変更が大部分)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ベンチカット工法（中核残し・リングカット含）</li> <li>・導坑先進工法</li> <li>・その他加背割の変更</li> </ul>
⑥設計断面の変更	<ul style="list-style-type: none"> <li>・覆工巻厚の見直し</li> <li>・変形余裕量の見直し</li> <li>・断面形状の見直し</li> </ul>

## 第2節 吹付けコンクリート

### 第41条 吹付けコンクリート一般

吹付けコンクリートは、地山条件、使用目的、施工性等を考慮して、支保部材として十分な機能を発揮するように設計しなければならない。

**【解説】**吹付けコンクリートは、掘削後ただちに地山に密着するように施工でき、掘削断面の大きさ、形状に左右されず、容易に施工できることから、最も一般的に用いられる支保部材の1つである。吹付けコンクリートは、一般に解説表3.6に示すような作用効果が考えられている。

吹付けコンクリートの設計にあたっては、地山条件、使用目的、吹付けコンクリートの特性（品質、仕上げ形状等）、吹付け方式、吹付け機の特徴等の施工性を考慮して、施工時期、厚さ、強度、配合等を決める必要があり、支保部材として十分な機能を発揮させるために、次の要件を満足するように設計しなければならない。

- ① 作用荷重に対して十分な強度がある
- ② 早期に必要な強度発現がある
- ③ 地山と十分な付着性がある
- ④ 耐久性がある
- ⑤ はね返りが少ない
- ⑥ 堀削面の平滑性を確保する
- ⑦ 発生粉じん量が少ない

解説 表 3.6 吹付けコンクリートの作用効果

吹付けコンクリートの作用効果	概念図
① 岩盤との付着力、せん断抵抗による支保効果 吹付けコンクリートと岩盤との付着力により、吹付けコンクリートに作用する外力を地山に分散させ、またトンネル周辺の割れ目や亀裂にせん断抵抗を与える。キー ブロックを保持して抜け落ちを防止し、グラウンドアーチをトンネル壁面近くに形成させる。割れ目の多い硬岩等に作用効果が大きい。	
② 内圧効果、リング閉合効果 比較的厚い吹付けコンクリートが連続した1個の部材として地山を支持することにより、地山の変形を拘束して地山に支保力（内圧）を与える。地山を三軸応力状態に近い状態に保持して、地山の応力解放を抑制する。また、早期にインパートを敷設して断面を仮閉合することにより、支保効果がさらに発揮される。これらの効果は、軟岩や土砂地山等で大きい。	
③ 外力の配分効果 鋼製支保工、あるいはロックボルトに土圧を伝達する部材として挙動する。	
④ 弱層の補強効果 地山の凹みを埋め、弱層をまたいで接着することにより、応力集中を防ぎ弱層を補強する効果。	
⑤ 被覆効果 掘削後、早期に壁面を被覆するため、周辺地山の風化防止、止水、微粒子の流出防止等の効果がある。	

吹付けコンクリートの適用の考え方は地山条件によって異なる。

地山中の層理・節理等の不連続面がトンネルの挙動を支配する場合で、中硬岩・硬岩地山のように節理等の不連続面の間隔が比較的大きなときには、吹付けコンクリートは局部的な岩塊の崩落防止や弱層の補強を目的としており、解説表3.6中の①, ④が主な作用効果である。

また、節理等の不連続面の間隔が小さく、粒状体のような挙動をする場合には、内圧を与える拘束効果、リング効果等が期待でき、②, ③が主な作用効果となる。

地山の強度がトンネルの挙動を支配するような場合には、ロックボルトや鋼製支保工等他の支保部材と併用することにより、主に②, ③の効果が期待できる。この場合には、それぞれの支保部材の特性を考慮して相互作用が図れるように設計する必要がある。

なお、最近、凍害等のおそれがなく、かつ湧水、岩盤亀裂等が少ない比較的堅硬な地山では、坑口部を除いて、二次覆工コンクリートを施工せず、吹付けコンクリートを永久覆工として使用する場合がある。吹付けコンクリートは、トンネルの使用目的、地山条件、供用時設備の条件によっては永久覆工として十分対応可能であるが、適用にあたってはこれらの各条件を考慮したうえで、吹付けコン

クリートの材料、力学的特性としての強度のほか、以下の点についても十分検討し、適切に対応する必要がある。

- ① 水密性（吸水量、空隙量、透水度等）
- ② 耐久性（耐凍結融解性、化学抵抗性、中性化抵抗性等）
- ③ 配合（単位セメント量、水セメント比、AE 減水剤、急結剤量、混和材の添加等）

#### 第42条 吹付けコンクリートの強度

吹付けコンクリートの強度は、その使用目的および地山条件を考慮して定めなければならない。

**【解説】** 一般に、吹付けコンクリートは、支保部材としての設計基準強度は、覆工コンクリートと同程度の 18 MPa を採用している場合が多い。しかしながら、吹付けコンクリートは、施工中のトンネル、および周辺地山の早期安定を確保する目的を有することから、長期強度だけではなく地山条件や使用目的を考慮した初期強度の設定が必要である。

初期強度については、吹付け箇所、吹付け面の状況等により、単位セメント量、水セメント比、急結剤添加率の調整等を行って所要の強度を確保し、また発破振動等によるはく落等にも対応する必要がある。

吹付けコンクリートの圧縮強度試験は、JIS A 1108に基づいて行う。施工後 24 時間までの初期強度については、土木学会規準「引抜き方法によるコンクリート初期強度試験方法」により行っている。材齢 3 日、7 日の早期強度と材齢 28 日の長期強度については、土木学会規準「吹付けコンクリートの強度試験用供試体の作り方（案）」によるほか、「コンクリートのコアおよびはりの切取り方法および強度試験方法」による。

なお、吹付けコンクリートに鋼纖維等を混入した纖維補強吹付けコンクリートを用いる場合には、曲げ強度、圧縮強度等の必要な力学的特性を表現できる適切な設計指標を明示する必要がある（第45条 参照）。

#### 第43条 吹付けコンクリートの配合

- (1) 吹付けコンクリートの配合は、所要の強度、耐久性を有し、水密性、付着性、施工性の良いコンクリートが得られるように定めなければならない。
- (2) 吹付けコンクリートの配合強度は、要求される強度、または設計基準強度をもとに、現場におけるコンクリートの品質のばらつきを考慮して定めなければならない。

**【解説】(1)について** 吹付けコンクリートは、掘削後、早急に施工して、地山を保持することが望ましいため、作業能率がよく、付着したコンクリートが自重によってはく落しないように、また発破等の振動に耐えられるように早期に硬化させて強度を発現させる必要がある。

さらに、長期的には地山を支持するだけでなく、構造物の機能を維持するために必要な耐久性を有する必要がある。

吹付けコンクリートの強度は、吹付け方式、吹付け位置、吹付け厚、吹付け面の状態、気温、湿度

等により異なるので、配合設計にあたっては、これらの点に留意しなければならない。

吹付けコンクリートの配合設計法については、基本的には打込みコンクリートと同じではあるが、はね返り、微粒部分の飛散、急結剤の使用等が硬化コンクリートに与える影響が複雑であることから、十分確立されていないのが現状である。したがって、配合は管理の容易な吐出配合について単位体積当りの重量をもって表示することを原則とした。

配合を決定する場合の検討項目は、以下のとおりである。

- ① 強度（初期強度、早期強度、長期強度）
- ② 耐久性（耐凍結融解性、化学抵抗性、中性化抵抗性等）
- ③ 水密性（吸水量、空隙量、透水度等）
- ④ 付着性
- ⑤ 発生粉じん量

吹付けコンクリートの配合は、適切な強度が得られ、はね返りが少なく、密実なコンクリートを得ることを主眼とする。また、坑内の作業環境保全上からも発生粉じん量を極力少なくすることが肝要である。

配合設計にあたっては、水セメント比 ( $W/C$ )、細骨材率 ( $s/a$ )、粗骨材の最大寸法 ( $G_{max}$ )、単位セメント量、混和材料の種類および単位水量等について、適切に選定しなければならない。

1) 水セメント比について 水セメント比  $W/C$  は、吹付け方式によって異なるが、一般には湿式では 50~65 %、乾式では 45~55 % の範囲で、単位セメント量については、 $360 \text{ kg/m}^3$  程度である。この数値は、一般に設計基準強度  $18 \text{ MPa}$  に対するセメント量としては多少多いが、現在までの施工実績から初期強度の発現性、付着力、はね返り率、粉じん発生量、ホース内の圧送性等の施工性の確保に起因するところが大きい。

一方、耐久性、特に耐凍結融解性に重点をおけば、結合材量としての単位セメント量の増加、水セメント比の低減が必要となる。

2) 細骨材率について 強度の大きい、また、密実な吹付けコンクリートを得るためにには適切な粒度の骨材を用いることが大切である。

細骨材は、吹付けコンクリートの構成材料のうち最大の容積を占めるものであり、品質およびはね返り率、圧送性等の施工性に大きな影響を与える。細骨材としては川砂が最適であるが、採取規制等による入手難により、海砂、山砂、碎砂が使用されている。

海砂は、粒度調整が十分できなければ強度の発現が難しい場合があり、高性能減水剤を使用して単位水量を低減し、強度発現に対応しているケースがある。また、海砂に含まれる塩化物により鋼材等の腐食、急結剤の作用効果の低下等が生ずる可能性があるため、十分な配慮が必要である。

山砂で、シルト、粘土および腐植土等の不純物を混入しているものは、吹付けコンクリートの品質に悪影響を与えるので、洗浄等により適切に対処する必要がある。

3) 粗骨材について コンクリートの強度は、ほぼ粗粒率に比例して大きくなるが、吹付けコンクリートの場合、骨材径が大きくなるとはね返り率が高くなったり、圧送性に悪影響を与えるので、粗骨材の径をあまり大きくするのは得策でない。

通常、粗骨材の最大寸法  $G_{max}$  は  $10 \text{ mm}$  または  $15 \text{ mm}$  を使用しており、一部  $6 \text{ 号}$  碎石を使用する

こともある。

4) 混和剤等について 吹付けで用いられる混和剤は、急結剤が主体である。吹付けコンクリート用急結剤は、大部分が旧来のアルミニン酸塩を主体としたものから、セメント鉱物系を主体としたものに替わっている。このタイプは、おおむね添加量の増加により急結時間が短縮するように作られており、また、旧来のタイプに比べ、添加量の増加が長期強度に与える影響を小さくするよう成分面で配慮している。しかし、添加量が限度を超えると長期強度、耐久性にも悪影響を及ぼす場合があるので注意を要する。

通常、添加率は湿式でセメント量の5~8%程度であるが、吹付け位置、湧水状況等により、さらに大きくする場合がある。

急結剤の効果は、使用セメントの種類、新鮮度、水セメント比、気温、湧水温度、水質等の施工条件により微妙に変化するので他現場の実績、実験結果のみによらず施工前に現場試験により、最適材料、添加量等を決めるのがよい。

急結剤として必要な条件は、以下のとおりである:

- ① コンクリートの凝結作用を促進すること
- ② 長期強度、耐久性に対して悪影響が少ないこと
- ③ 付着性を高めること
- ④ 吸湿性が小さく、現場における保存性が良いこと
- ⑤ 吹付け面に湧水がある場合にも効果があること
- ⑥ 作業員の健康に害を与えないこと
- ⑦ 鋼製支保工、鋼纖維、金網を用いる場合、その腐食を促進しないこと

吹付けコンクリートの問題点として、粉じん発生量が多く、坑内の作業環境を悪化させることが挙げられる。粉じん対策としては、発生源における低減化が最も効果的であり、粉じん抑制剤、増粘剤の使用、坑内通気量の増大による許容値以下までの希釈等が有効である。日常の管理は、発生量に管理値を設ける等、積極的に対応する必要がある。

(2)について 吹付けコンクリートの強度は、打込みによるコンクリートと違って、施工条件に大きく影響され、ばらつきが大きいのが特徴である。このため、配合強度を定めるにあたっては、構造物に要求される強度や設計基準強度を満足するように、これまでの経験で得られた値や、事前に試験を行って求めた値によって決めるのがよい。

最近わが国において、混和材として、吹付けコンクリートの強度、水密性、耐久性等の材質向上を図るとともに、はね返り率の低減等施工性の向上を目的として、シリカフュームが使われている。シリカフュームは、欧洲諸国、カナダ等で吹付けコンクリートを含む一般コンクリート用混和材として広く用いられている。セメント量の5~10%程度を添加した吹付けコンクリートの現場実験結果によれば、長期強度の向上、はね返り率低減等の効果が確認されている。また、細骨材のうち150μm以下の微粒分の混合がはね返り、粉じん発生量の低減等施工性の改善に大きく寄与しているとの報告もある。

#### 第44条 吹付けコンクリートの設計厚

吹付けコンクリートの設計厚は、地山条件、使用目的、断面の大きさ等を考慮して適切に定めなければならない。

**【解 説】** 吹付けコンクリートの設計厚は、地山条件、使用目的、断面の大きさ等により、適切な厚さを決定する必要がある。

硬岩で土圧がほとんど作用せず、肌落ちや岩塊のすべり出し防止等を目的として吹付けコンクリートを施工する場合には、設計厚は小さくてよいが、膨張性地山のように作用土圧が大きく、変形量が大きい場合、耐荷能力、変形能力とも小さい未固結地山の場合、土被りが小さく周辺への影響を極力少なくする必要がある場合等では、支保耐力、支保剛性を増強して変位の抑制を図るため、比較的大きな吹付け厚が必要である。

通常、吹付けコンクリートの設計厚は、施工実績等をもとにした標準支保パターンによる設計厚（現状では5～20cm）を適用しているが、設計条件が特殊なため、標準支保パターンが適用できない場合には解析的手法によりトンネル周辺地山の安定、許容される変位、支保部材の応力状態等を十分検討して決定するのがよい。

吹付けコンクリートを含むトンネル支保工は、地山と一体化した構造物であることから、その特性として、力学的には、通常、軸力が主体となるが、地山条件によっては偏圧を受ける結果、大きな曲げ応力が発生し、部材の一部が破壊してクラックが生じ、はく落のおそれ等安全上からも好ましくない状態となる。このような場合には、増し吹付け等の補強工により対応しているが、吹付け厚をいたずらに増加させる結果、支保工の剛性が増し、さらに、大きな曲げモーメントが作用し、曲げ応力が増加する場合がある。このような地山においては曲げ強度、タフネス等の優れた力学特性を有する鋼纖維補強吹付けコンクリート等を採用して、吹付け厚を低減することが有効である。

設計に示す吹付け厚表示には、全断面にわたって設計吹付け厚以上でなければならないとする「最小吹付け厚」の考え方と、断面内の平均厚が設計厚以上であれば部分的に設計厚に満たない箇所があつてもよいとする「平均吹付け厚」の考え方とがある。

一般に設計厚は、最小吹付け厚を原則とするが、中硬岩・硬岩地山で発破掘削による場合には、掘削面の凹凸が大きくなる場合があり、最小吹付け厚とすると吹付けコンクリートの余吹き量が必要以上に大きくなるので、平均吹付け厚の考え方を採用している。通常、平均吹付け厚表示とした場合でも、設計巻厚に対する岩石の部分的突出限界や、吹付け厚の最低所要割合を設けて管理している事例が多い。

#### 第45条 吹付けコンクリートの補強

吹付けコンクリートに補強が必要な場合には、その目的に応じて材料、施工法等を検討しなければならない。

**【解 説】** 吹付けコンクリートに引張強度や、タフネスが求められる場合には、一般には金網や鋼纖

維による部材補強を検討することが多いが、高強度のコンクリートが得られる配合としたり、鋼製支保工との併用により構造的な補強を期待することもある。次に、金網、鋼纖維による補強について述べる。

1) 金網について 金網は、吹付けコンクリートのせん断補強や付着力の向上あるいは施工時、施工後のはく離防止、吹付けコンクリートひび割れ発生後のタフネスの向上等を目的に使用される。

一般に、金網は土砂地山から硬岩までいろいろな地山条件のもとで使用されているが、地山条件の違いによりその果たす主な役割が異なってくる。たとえば、吹付けコンクリートと地山との付着が弱い軟岩や土砂地山では、金網は吹付けコンクリートの施工性を向上させるために用いられる。特に土砂地山の場合、目が細かい金網を施すことによって、地山からはがれ落ちるのを防止することができる。

膨張性地山などの大きな変形が生じる地山では、吹付けコンクリートに多数の亀裂が生じ、コンクリートの塊がはく離することがあるが、このような場合には、はく離防止とタフネスの向上を期待して金網を使用することが多い。

一方、硬岩で節理やクラックが多い場合、突発的な岩塊の崩落に対し、吹付けコンクリートのせん断強度の補強やタフネスの向上を期待して金網を用いることが多い。

したがって、地山条件の違いによる期待すべき効果、施工性等を考慮して適切な金網の種類を選定しなければならない。

施工にあたっては、次のような問題点もあり、十分な検討が必要である。

- ① 粗骨材のはね返りが多くなる
- ② 吹付けコンクリートに“す”が入りやすい
- ③ 吹付け時間が増加する
- ④ 金網の定着方法が難しい場合がある

普通用いられる金網の目の大きさは  $100 \times 100 \text{ mm}$ ,  $150 \times 150 \text{ mm}$  のものが多い。一般に使用されている溶接金網の規格を解説 表3.7に示す。

金網はピン等で堅固に地山や吹付けコンクリートに固定し、それぞれの金網は十分重なるよう配置しなければならない。金網間の重なりは、金網の目の1~2倍程度とするのがよい。

2) 鋼纖維について 坑口部や交差部、あるいは膨張性地山等の複雑な応力または大きな変形が発生する箇所では、鋼纖維補強吹付けコンクリートの使用等が有効である。

鋼纖維補強吹付けコンクリートには、次のような特徴がある。

- ① 引張強度、曲げ強度およびせん断強度が高い

解説 表3.7 溶接金網 (JIS G 3551) の規格 (単位: N/m<sup>2</sup>)

網目 線径	100×100 mm	150×150 mm
φ6.0 mm	46.0	30.6
φ5.0 mm	31.9	21.3
φ4.0 mm	20.4	13.6
φ3.2 mm	13.1	8.8

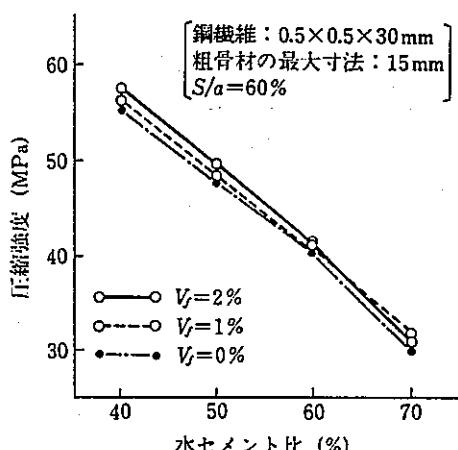
- ② 最大強度以降の残留強度が高い
- ③ タフネスが大きく、ひび割れ発生後も引張力を伝達する
- ④ 変形能力が大きい
- ⑤ 耐衝撃性、凍結融解抵抗性が高い

一般に鋼纖維で補強されたコンクリートの圧縮強度は、解説 図 3.3 に示すように普通コンクリートと比較してあまり差はない。一方、せん断強度、曲げ強度、引張強度の増加は十分に期待でき、さらに解説 図 3.4 に示すように普通コンクリートでは得られない優れた特性として、ひび割れを生じた後もなお相当な耐力を保持しつつ漸次破壊に至るため、コンクリートのせい性が大幅に改善され、タフネスが向上することが挙げられる。

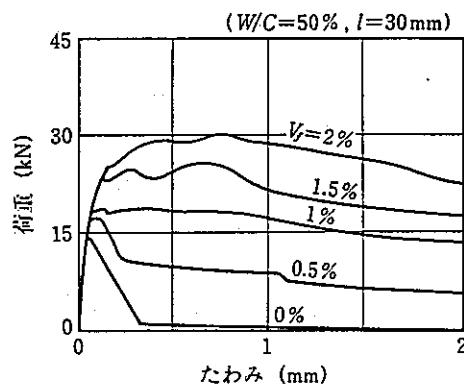
鋼纖維補強吹付けコンクリートはせん断強度やタフネスが高く、また変形能力も大きいという特性から施工中の支保部材としてだけでなく、最近では耐久性にも優れていることから永久覆工としても使用されている。トンネル坑口部や断層破碎帯あるいは膨張性地山等の地山条件が悪く、大きな土圧が作用し、大きな変形が発生する箇所では、支保耐力、変形能力を増大して地山に対する拘束力の增强を図ることにより、トンネルを含む周辺地山の早期安定に対する効果が大きい。

鋼纖維補強吹付けコンクリートは、ひび割れによるはく離、はく落が生じにくいため安全衛生上もきわめて有効な支保部材となる。さらにトンネル交差部、拡幅部等、構造的に複雑な応力が発生する箇所では、上記の特性以外に鋼纖維の分散効果等により多方向からの複雑な荷重に対する適応性が高い。また、鋼纖維補強吹付けコンクリートは、通常の吹付けコンクリートに比べ、強度、変形能力が大きいだけ吹付け厚の低減が可能である。このようなことから、既設トンネルの改築、補修時等、巻厚に制限がある場合においても有効な材料である。なお、鋼纖維補強吹付けコンクリートでは、鋼纖維の分散性や特定方向の配向性が施工性や強度に大きく影響するため、適切な施工方法を選定する必要がある。

鋼纖維補強吹付けコンクリートの強度は、一般に材齢 28 日における曲げ強度および圧縮強度を基準とし、目標強度は使用目的に応じて試験結果等をもとに決めるのがよい。



解説 図 3.3 圧縮強度-水セメント比に及ぼす鋼纖維混入率 ( $V_f$ ) の影響(打込みコンクリート)  
「鋼纖維補強コンクリート設計施工指針  
(案)」土木学会



解説 図 3.4 曲げ荷重-たわみ曲線に及ぼす鋼纖維混入率 ( $V_f$ ) の影響(打込みコンクリート)  
「鋼纖維補強コンクリート設計施工指針  
(案)」土木学会

解説 表 3.8 鋼纖維補強吹付けコンクリートの配合例

項目	吹付け方式	
	乾式	湿式
水セメント比 (%)	45~50	45~60
単位セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	343~392	
細骨材率 (%)	60~70	65~80
粗骨材最大寸法 (mm)	15	
スランプ (cm)	-	8~12

一般に使用する鋼纖維は、長さ 25 mm、直径 0.6 mm 程度であり、アスペクト比（長さ／径）は 40~60 程度である。また、鋼纖維の混入率は容積比で 0.75~1.0 % 程度が多い。解説 表 3.8 に一般的な鋼纖維補強吹付けコンクリートの配合例を示す。

その他、補強用の纖維には鋼纖維のほかにガラス纖維、プラスチック纖維等がある。

なお、この示方書に示すもののほかは土木学会「鋼纖維補強コンクリート設計施工指針（案）」によるものとする。

### 第3節 ロックボルト

#### 第46条 ロックボルト一般

ロックボルトの設計にあたっては、その使用目的、地山条件、作用効果、施工性等を考慮しなければならない。

**【解説】** ロックボルトは、地山と一体となってその効果を発揮するため、特に地山の挙動を考慮して、配置、長さ、太さ、定着方式、材質等を決定する必要がある。ロックボルトの作用効果としては、概念的に解説 表 3.9 に示すものが挙げられる。

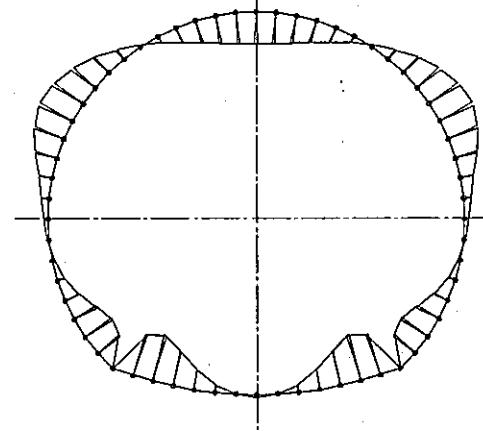
亀裂の発達した中硬岩・硬岩地山にトンネルを掘削した場合には、亀裂に沿った岩塊のはく落や移動などによる不安定性が問題となる。このような場合のロックボルトの作用効果としては、岩塊のはく落や移動を抑制し、岩盤を一体化して保持するような効果、すなわち、縫付け効果（吊下げ効果）や地山改良効果等が期待される。

一方、強度の小さい軟岩地山にトンネルを掘削した場合には、トンネルの周辺地山の応力が岩石の強度を超えて塑性化し、大きな変形が生じることがあるため、地山の変形を抑制し、地山の塑性化を防止したり、塑性域の拡大を抑制することによって地山の安定性を増加させる必要がある。このような場合のロックボルトの作用効果としては、内圧効果、アーチ形成効果、地山改良効果等が期待される。

また、土被りの小さい土砂地山におけるロックボルトの作用効果としては、アーチ脚部付近の補強あるいは切羽の崩壊に対する先受けが主体となる。

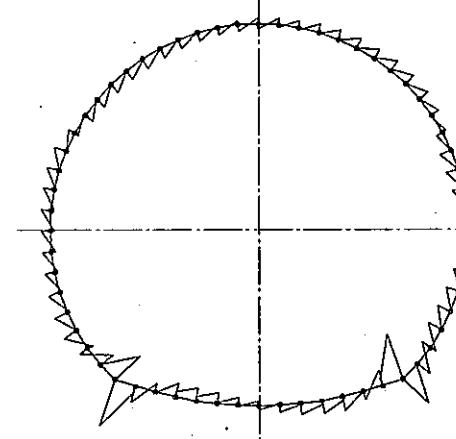
なお、吹付けコンクリートや鋼製支保工等の他の支保部材と併用する場合には、各々の支保効果を検討するとともに総合的に支保機能を評価して、ロックボルトの設計を行う必要がある。

CASE: HORONOBE AKUSESU-TONNERU NIJIFUKKOU-CON RIGID  
 STRUCTURAL-SYSTEM FOR FIRST RING.  
 FIRST LINING  
 [ BENDING MOMENT ]



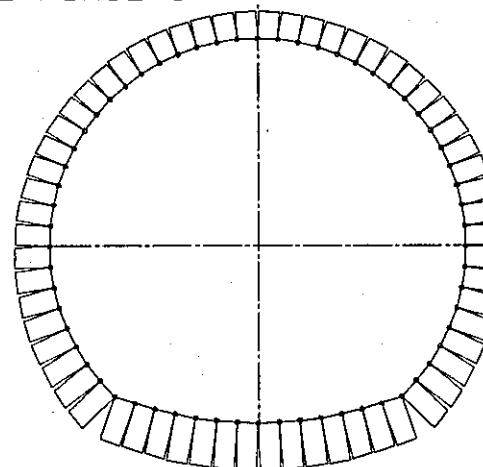
MAX : 0.726  
 MIN : -0.571  
 SCALE(FORCE)  
 0 2  
 (TF\*M/RING)

[ SHEAR FORCE ]



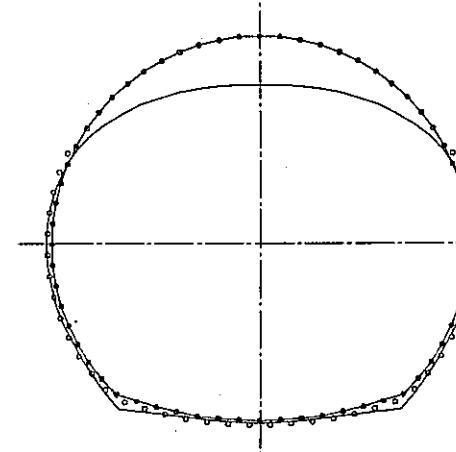
○ : SEGMENT-JOINT  
 ◉ : RING-JOINT  
 · : COMPUTATIONAL  
 ( LOAD DIVISION STEP 20/20 )  
 SCALE(STRUCTURE)  
 0 1  
 (M)

[ AXIAL FORCE ]



MAX : 14.849  
 MIN : 0.000  
 SCALE(FORCE)  
 0 40  
 (TF/RING)

[ DISPLACEMENT ]



○ : SOIL ON(R)  
 ◉ : SOIL ON(T)  
 YMAX : 0.038  
 XMAX : 0.009  
 SCALE(DISPLACE)  
 0 0.08  
 (CM)

## 応力度照査

らせん坑道単線断面(覆工厚ALL300mm)

荷重 P=2.3tf

1.0m当たり

### <隅角部剛結体>

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	上縁(地山側) 下縁(内空側)		無筋コンクリート 許容応力度 $\sigma_a$	照査
							$\sigma_{out}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{in}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
コンクリート	アーチ天端部	0.478	8.227	0.300	2.25E-03	0.150	6	0	圧縮応力度 55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	アーチ肩部	-0.550	9.809	0.300	2.25E-03	0.150	0	7	引張応力度 3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	隅角部	-0.847	14.390	0.300	2.25E-03	0.150	-1	10	OK	OK
	インパート部	0.311	14.786	0.300	2.25E-03	0.150	7	3	OK	OK

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張

N: 軸力 正- 壓縮  
負- 引張

A: 断面積

I: 断面二次モーメント

y: 中立軸からの距離

$\sigma_{out}$ : 地山側縁応力

$\sigma_{in}$ : 内空側縁応力

### <隅角部ピン構造>

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	上縁(地山側) 下縁(内空側)		無筋コンクリート 許容応力度 $\sigma_a$	照査
							$\sigma_{out}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{in}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
コンクリート	アーチ天端部	0.489	8.208	0.300	2.25E-03	0.150	6	-1	圧縮応力度 55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	アーチ肩部	-0.571	9.800	0.300	2.25E-03	0.150	-1	7	引張応力度 3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	足元部	0.488	13.000	0.300	2.25E-03	0.150	8	1	OK	OK
	インパート部	0.707	14.137	0.300	2.25E-03	0.150	9	0	OK	OK

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張

N: 軸力 正- 壓縮  
負- 引張

A: 断面積

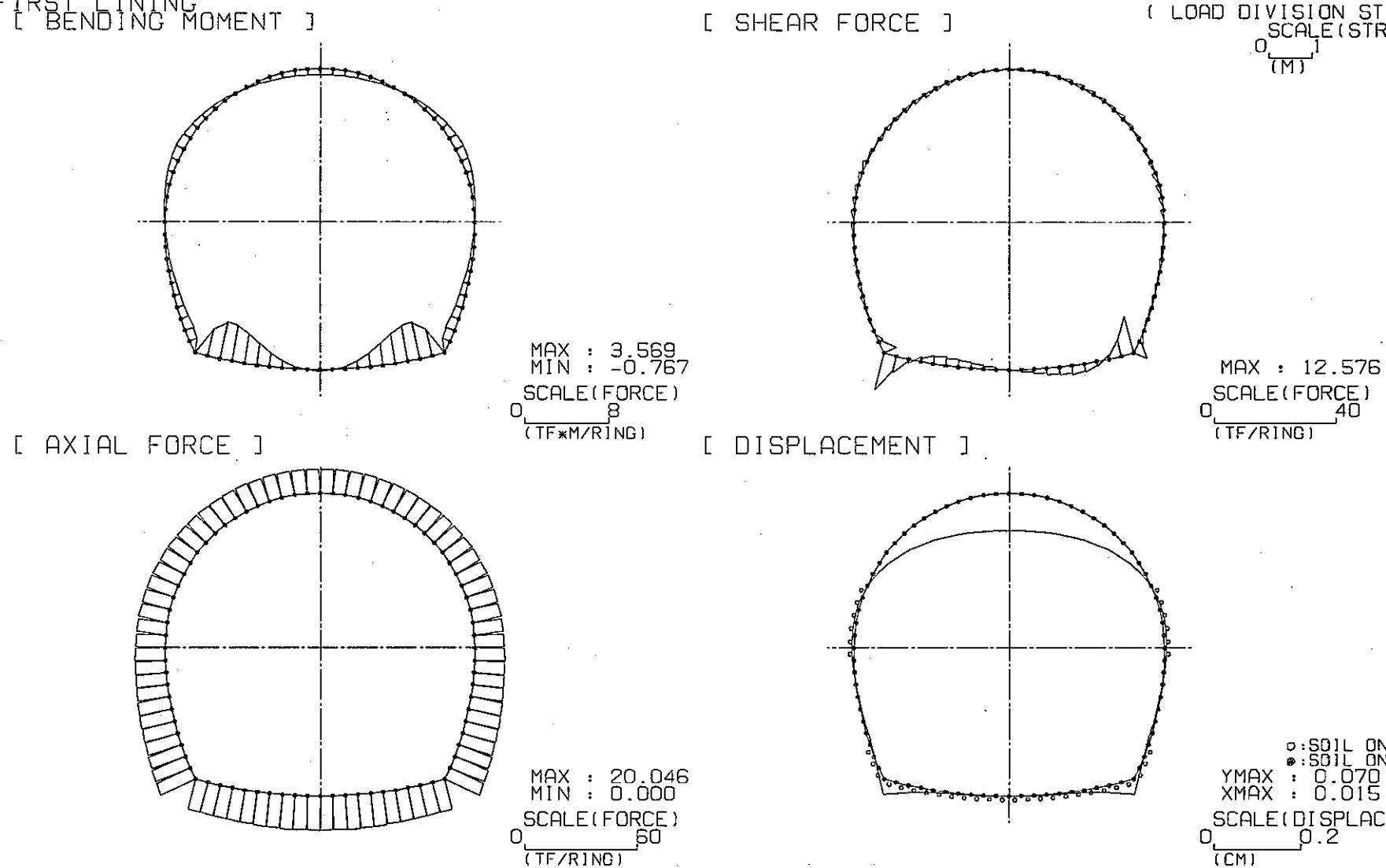
I: 断面二次モーメント

y: 中立軸からの距離

$\sigma_{out}$ : 地山側縁応力

$\sigma_{in}$ : 内空側縁応力

CASE:HORONOBE NEW AKUSESU-TONNERU NI JIFUKKOU-CON RIGID  
STRUCTURAL-SYSTEM FOR FIRST RING.  
SOIL TRUST LINING  
[ BENDING MOMENT ]



## 応力度照査

らせん坑道複線断面機械掘削(覆工厚アーチ300mm, インパート450mm)

荷重 P=3.0tf

1.0m当たり

### <隅角部剛結体>

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	上縁(地山側) 下縁(内空側)		無筋コンクリート 許容応力度 $\sigma_a$	照査
							$\sigma_{out}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{in}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
コンクリート	アーチ天端部	0.630	12.645	0.300	2.25E-03	0.150	8	0	圧縮応力度 55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	アーチ肩部	-0.743	14.316	0.300	2.25E-03	0.150	0	10	引張応力度 3(kgf/cm <sup>2</sup> )	NG
	隅角部	-2.876	20.367	0.300	2.25E-03	0.150	-12	26	OK	OK
	インパート部	1.641	19.123	0.450	7.59E-03	0.225	9	-1	OK	OK

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張

N: 軸力 正- 圧縮  
負- 引張

A: 断面積

$\sigma_{out}$ : 地山側縁応力

I: 断面二次モーメント

$\sigma_{in}$ : 内空側縁応力

y: 中立軸からの距離

### <隅角部ピン構造>

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	上縁(地山側) 下縁(内空側)		無筋コンクリート 許容応力度 $\sigma_a$	照査
							$\sigma_{out}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{in}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
コンクリート	アーチ天端部	0.632	12.653	0.300	2.25E-03	0.150	8	0	圧縮応力度 55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	アーチ肩部	-0.767	14.527	0.300	2.25E-03	0.150	0	10	引張応力度 3(kgf/cm <sup>2</sup> )	NG
	足元部	0.869	18.945	0.300	2.25E-03	0.150	12	1	OK	OK
	インパート部	3.569	16.509	0.450	7.59E-03	0.225	14	-7	OK	NG

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張

N: 軸力 正- 圧縮  
負- 引張

A: 断面積

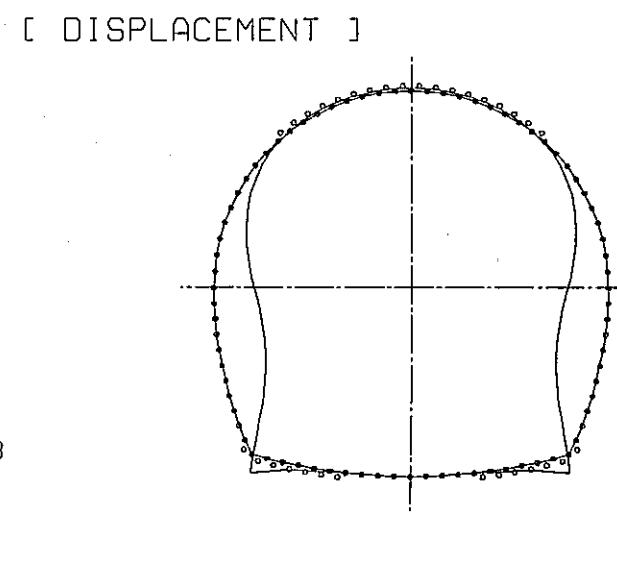
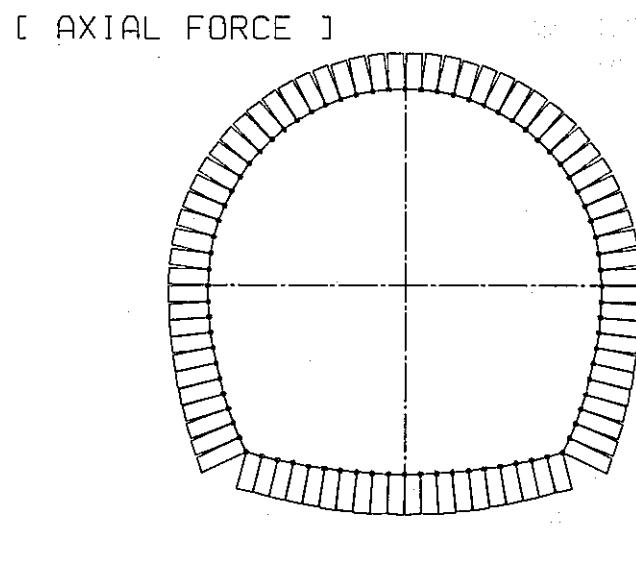
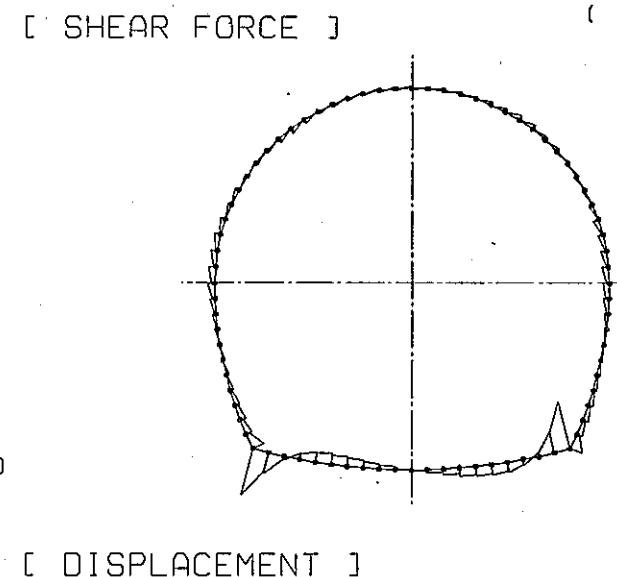
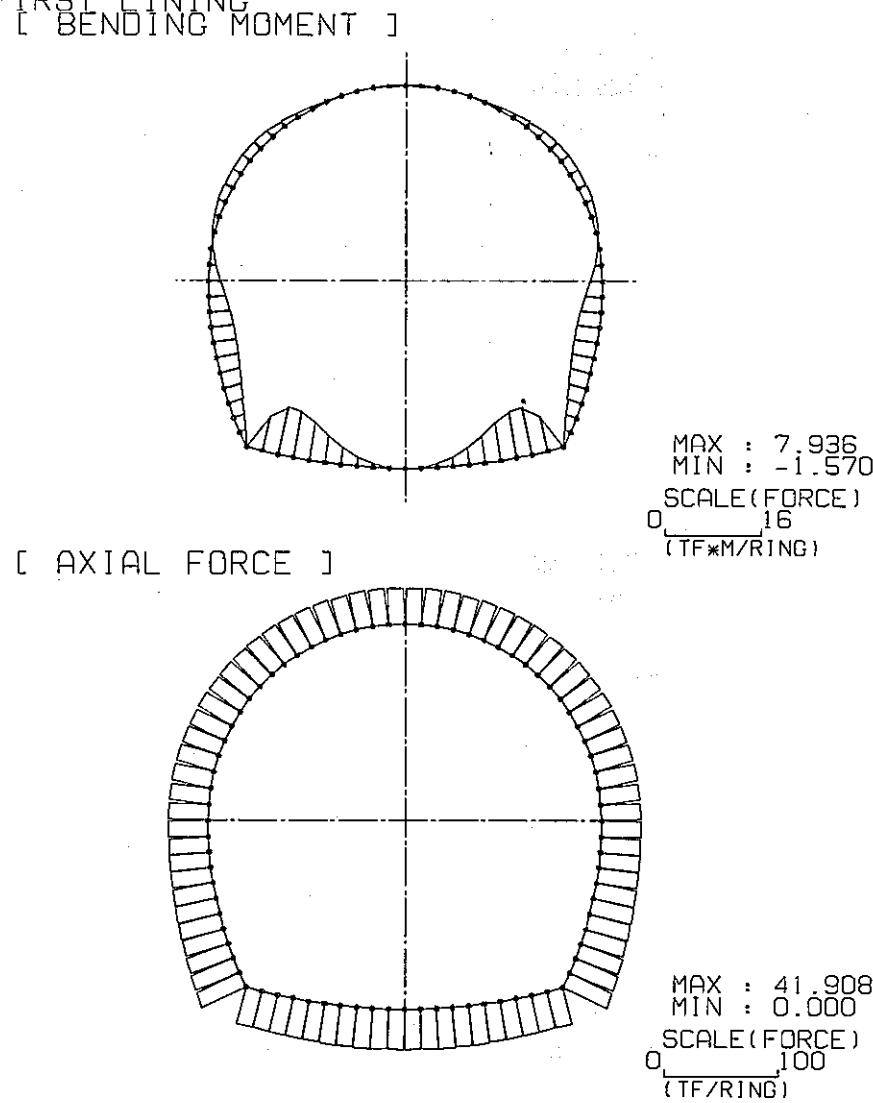
$\sigma_{out}$ : 地山側縁応力

I: 断面二次モーメント

$\sigma_{in}$ : 内空側縁応力

y: 中立軸からの距離

CASE: HORONOBE NEW AKUSESU-TONNERU NIJIFUKKOU-CON RIGID  
STRUCTURAL-SYSTEM FOR FIRST RING.  
[ FIRST LINING ]  
[ BENDING MOMENT ]



○:SEGMENT-JOINT  
\*:RING-JOINT  
.:COMPUTATIONAL  
( LOAD DIVISION STEP 20/20 )  
SCALE(STRUCTURE)  
0 [M]

## 応力度照査

らせん坑道複線断面発破掘削(覆工厚アーチ300mm, インパート450mm)

荷重 P=7.6tf

1.0m当たり

### <隅角部剛結体>

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	上縁(地山側) 下縁(内空側)		無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
							σ out (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ in (kgf/cm <sup>2</sup> )		
コンクリート	アーチ天端部	-0.014	30.110	0.300	2.25E-03	0.150	10	10	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-0.626	31.573	0.300	2.25E-03	0.150	6	15	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	側壁部	2.071	33.150	0.300	2.25E-03	0.150	25	-3	引張応力度	OK
	隅角部	-6.955	41.139	0.300	2.25E-03	0.150	-33	60	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	NG
	インパート部	3.184	37.384	0.450	7.59E-03	0.225	18	-1		OK

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張

N: 軸力 正- 圧 縮  
負- 引 張

A: 断面積  
I: 断面二次モーメント  
y: 中立軸からの距離

σ out: 地山側縁応力  
σ in : 内空側縁応力

### <隅角部ピン構造>

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	上縁(地山側) 下縁(内空側)		無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
							σ out (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ in (kgf/cm <sup>2</sup> )		
コンクリート	アーチ天端部	-0.025	31.771	0.300	2.25E-03	0.150	10	11	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-1.570	33.291	0.300	2.25E-03	0.150	1	22	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	足元部	3.784	35.494	0.300	2.25E-03	0.150	37	-13	引張応力度	NG
	インパート部	7.936	32.364	0.450	7.59E-03	0.225	31	-16	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	NG

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張

N: 軸力 正- 圧 縮  
負- 引 張

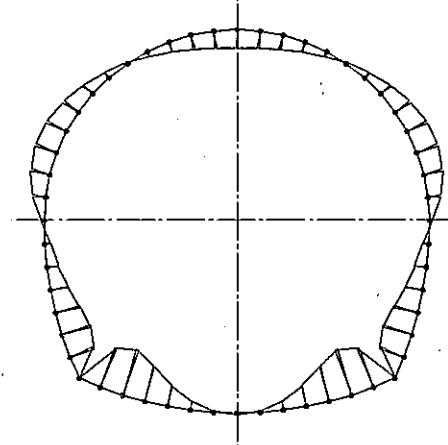
A: 断面積  
I: 断面二次モーメント  
y: 中立軸からの距離

σ out: 地山側縁応力  
σ in : 内空側縁応力

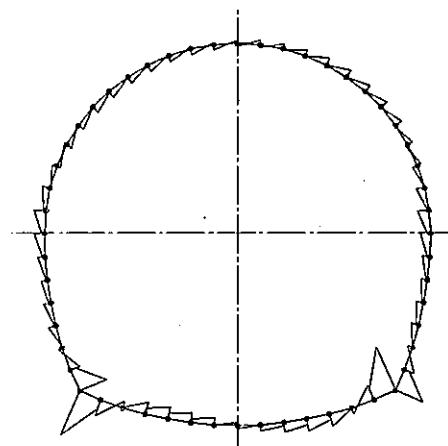
CASE: HORONOBE SUIHEI-TONNERU NIJIFUKKOU-CON RIGID  
 STRUCTURAL-SYSTEM FOR FIRST RING.  
 FIRST LINING  
 [ BENDING MOMENT ]

[ SHEAR FORCE ]

○ : SEGMENT-JOINT  
 ◉ : RING-JOINT  
 · : COMPUTATIONAL  
 ( LOAD DIVISION STEP 20/20 )  
 SCALE (STRUCTURE)  
 0 [M]



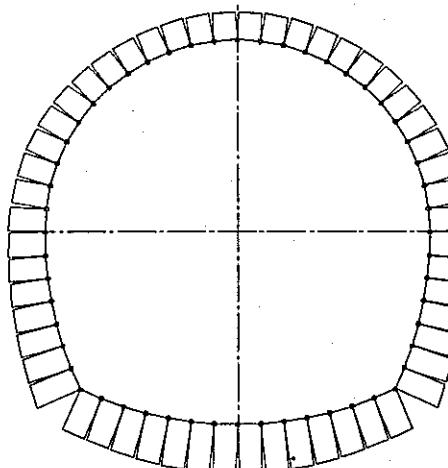
MAX : 0.914  
 MIN : -0.433  
 SCALE (FORCE)  
 0 [TF\*M/RING] 2



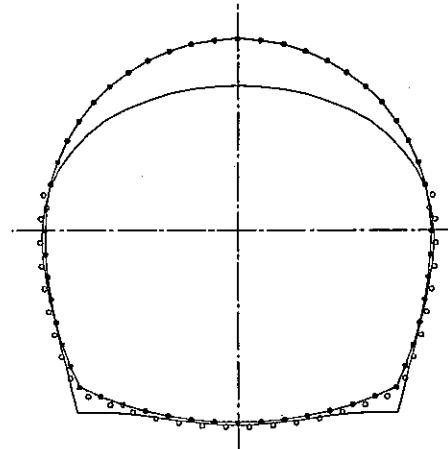
MAX : 4.897  
 SCALE (FORCE)  
 0 [TF/RING] 10

[ AXIAL FORCE ]

[ DISPLACEMENT ]



MAX : 10.553  
 MIN : 0.000  
 SCALE (FORCE)  
 0 [TF/RING] 40



○ : SOIL ON(R)  
 ◉ : SOIL ON(T)  
 YMAX : 0.024  
 XMAX : 0.004  
 SCALE (DISPLACE)  
 0 [CM] 0.06

## 応力度照査

水平坑道(覆工厚ALL300mm)

荷重 P = 2.1tf

1.0m当たり

### <隅角部剛結体>

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	上縁(地山側) 下縁(内空側)		無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
							σ out (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ in (kgf/cm <sup>2</sup> )		
コンクリート	アーチ天端部	0.342	5.920	0.300	2.25E-03	0.150	4	0	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-0.416	7.431	0.300	2.25E-03	0.150	0	5	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	隅角部	-1.113	9.813	0.300	2.25E-03	0.150	-4	11	引張応力度	NG
	インパート部	0.356	10.427	0.300	2.25E-03	0.150	6	1	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張 N: 軸力 正- 圧 縮  
負- 引 張

A: 断面積 σ out: 地山側縁応力  
I: 断面二次モーメント σ in: 内空側縁応力  
y: 中立軸からの距離

### <隅角部ピン構造>

部材	照査箇所	Mmax (tf·m)	N (tf)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	y (m)	上縁(地山側) 下縁(内空側)		無筋コンクリート 許容応力度 σ <sub>a</sub>	照査
							σ out (kgf/cm <sup>2</sup> )	σ in (kgf/cm <sup>2</sup> )		
コンクリート	アーチ天端部	0.344	5.914	0.300	2.25E-03	0.150	4	0	圧縮応力度	OK
	アーチ肩部	-0.433	7.428	0.300	2.25E-03	0.150	0	5	55(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK
	足元部	0.564	9.340	0.300	2.25E-03	0.150	7	-1	引張応力度	OK
	インパート部	0.914	9.738	0.300	2.25E-03	0.150	9	-3	3(kgf/cm <sup>2</sup> )	OK

M: 曲げモーメント 正- 内空側引張  
負- 地山側引張 N: 軸力 正- 圧 縮  
負- 引 張

A: 断面積 σ out: 地山側縁応力  
I: 断面二次モーメント σ in: 内空側縁応力  
y: 中立軸からの距離