

別冊－1

幌延深地層研究計画 地下施設基本設計

技術委員会資料

2004年3月

株式会社日建設計

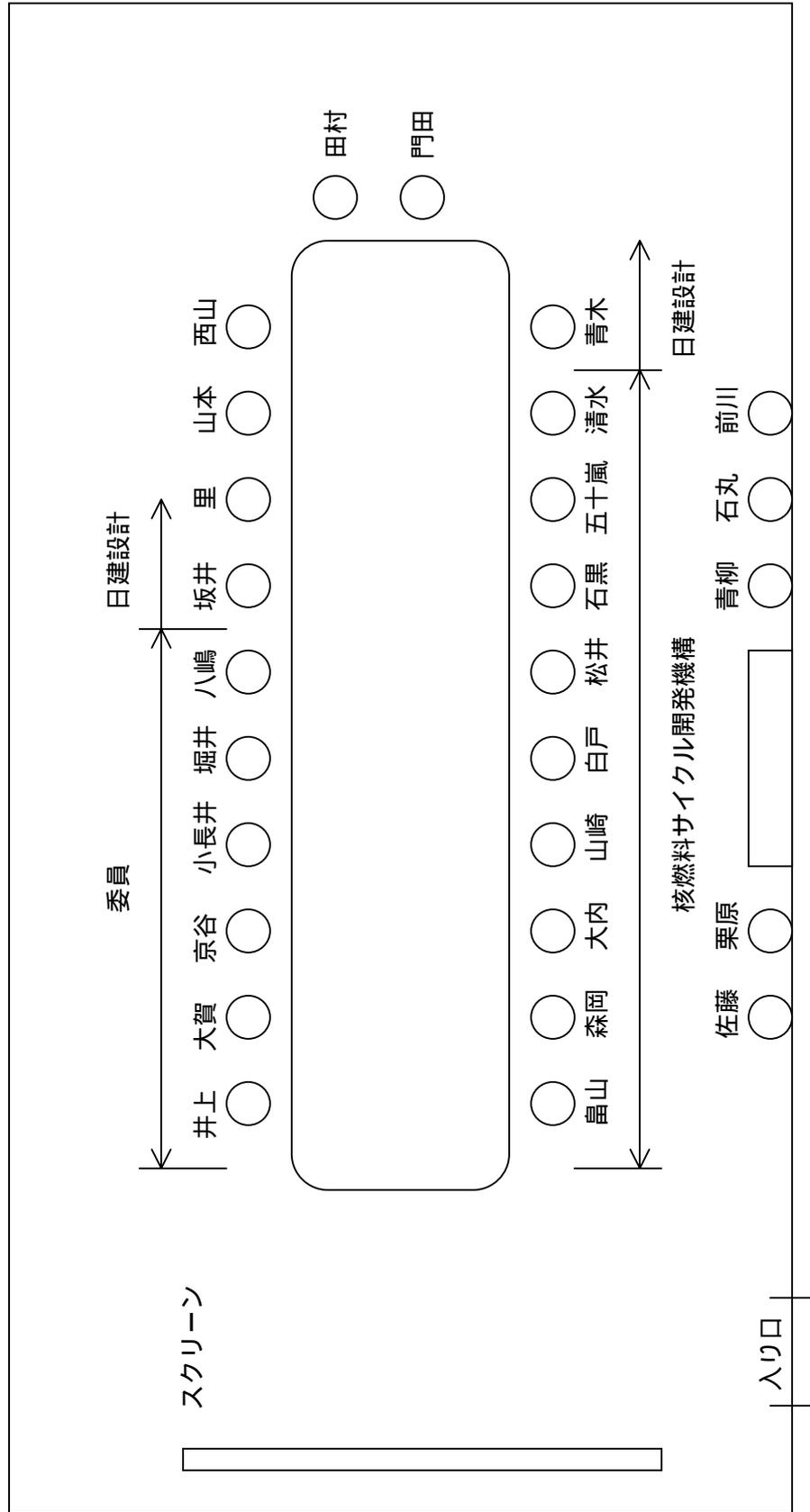
平成 16 年 2 月 4 日

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会（第 1 回）

議事次第

13:15 ~ 13:20	主催者開会挨拶
13:20 ~ 13:25	核燃料サイクル開発機構代表挨拶
13:25 ~ 14:00	幌延深地層研究計画 地下施設建設計画の概要
14:00 ~ 14:45	議題 防災設計手法
14:45 ~ 15:00	休憩（コーヒープレイク）
15:00 ~ 16:00	議題 空洞安定性評価
16:00 ~ 16:45	議題 耐震設計条件
16:45 ~ 16:55	総括質疑
16:55 ~ 17:00	閉会挨拶

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会（第1回）席次表（敬称略）



出席者名簿（委員のみ出欠記入）

委員 (50音順)	所属	専門分野	氏名(敬称略)	出欠
	九州大学 助教授	防災設計手法	井上 雅弘	出席
	北海道大学 助手	防災設計手法	大賀 光太郎	出席
	東北大学 助教授	空洞安定性評価	京谷 孝史	出席
	東京大学 教授	耐震設計条件	小長井 一男	出席
	北海道大学 助教授	耐震設計条件	笹谷 努	欠席
	群馬大学 教授	空洞安定性評価	辻 幸和	欠席
	東京大学 教授	空洞安定性評価	堀井 秀之	出席
	岐阜大学 教授	空洞安定性評価	八嶋 厚	15:00 より出席
所属			氏名(敬称略)	
核燃料サイクル開発機構 幌延深地層研究センター	副所長		山崎 眞一	
	施設建設グループリーダー		大内 一利	
	施設建設グループチームリーダー		白戸 伸明	
	施設建設グループ		畠山 信也	
	施設建設グループ		森岡 宏之	
	深地層研究グループ		松井 裕哉	
本社	バックエンド推進部 次長		石黒 勝彦	
	地層処分研究グループリーダー		五十嵐 寛	
	深地層研究施設計画グループリーダー		清水 和彦	
	深地層研究施設計画グループ		石丸 恒存	
	深地層研究施設計画グループ		前川 恵輔	
東海事業所	処分研究部 システム解析グループ チームリーダー		栗原 雄二	
	処分研究部 システム解析グループ		青柳 茂男	
東濃地科学センター	施設建設グループ チームリーダー		佐藤 稔紀	
(株)日建設計	理事		門田 睦雄	
	設備設計室長		青木 七郎	
	設計部長		田村 彰教	
	設計主管		山本 範人	
	設計主管		西山 誠治	
(株)地層科学研究所	代表取締役社長		里 優	
三井鉱山エンジニアリング(株)	環境防災部 部長		坂井 哲郎	

委員会キーワード一覧

議題	大項目	内容
防災設計手法	メタンガス湧出量予測解析手法 坑内通気挙動数値解析手法（風量・熱環境・火災） ガスおよび火災対策	<p>ガス湧出量予測解析プログラムの妥当性(2相流解析)についての評価。</p> <p>他の解析手法との比較など</p> <p>下向きに風が流れる立坑内での火災ガスの挙動について、解析手法における問題点とその解決方法。</p> <p>上記解決方法として、模型実験の必要性。</p> <p>出力の大きい機器からの発生熱が空気に伝達されるメカニズムについて。</p> <p>ガス対策工（想定されるガス湧出量と可燃性ガス対策）の妥当性についての評価。</p> <p>火災対策（火災時解析と通気制御、避難方法）の妥当性についての評価。</p>
空洞安定性評価	力学的安定性評価方法	<p>地山区分毎の区間最小値を解析用物性値として設定することは妥当か。</p> <p>地山区分細分化に伴い、区間内での試験データが少なく、統計的な処理ができないことから、区間での代表値の妥当性を説明できる十分な力学試験の個数と種類となっているか。</p> <p>同一深度での強度のバラツキが非常に大きい。この要因としてどのようなことが考えられるか。</p> <p>弾性波速度低減率を用いた寸法効果の評価は妥当か(インタクトなコア試験データによる岩盤物性値を推定して問題ないか)。</p> <p>データが存在しない区分における解析用物性値の補間方法（弾性波速度等を介した方法）は妥当か。</p> <p>覆工および吹付の設計基準強度に対する安全率の考え方は妥当か（一次支保を仮設構造物と考えてよいか、鉄建公団の安全率 1.3 は妥当か。覆工コンクリートの長期安全率 4 は妥当か）。</p> <p>二次覆工が負担する応力の考え方は妥当か（素掘り時変位との残変位をすべて負担させる方法は妥当か）。</p> <p>不連続面の挙動を考慮する必要はないか（ゆるみ岩塊崩落等の不連続面に支配される変形モードはないか、幌延ではどのような変形モードに対して注意せねばならないか）。</p> <p>許容ゆるみ領域を経験的判断から 0.4D に設定することは妥当か（軟岩においてゆるみが進展することに対する不具合は何か）。</p>

議題	大項目	内容
	情報化施工計画	<p>情報化施工フローは妥当か（支保パターンの選定・既設支保工の健全性・後続トンネル設計へのフィードバックの考え方は適切か）</p> <p>切羽情報による支保パターン・補助工法の判断に用いられるインデックス選定に向けて、幌延で鍵となる情報（観察項目）は何か。</p> <p>幌延での空洞安定性を判断する計測管理基準において、限界ひずみによる設定（上限・中央・下限との対応）と予測解析結果に基づき設定のどちらが適切なのか。</p> <p>傾斜計（あるいは光ファイバー）による先行変位を利用した挙動予測と情報化施工（支保パターン選定）への適用は有効か。</p>
耐震設計条件	地下施設の耐震性能照査	<p>耐震性能照査フロー（幌延耐震設計の方向性）は妥当か。幌延の地下施設において、どの程度の耐震設計が必要か。</p> <p>レベル2地震動以外に対して耐震性能照査を実施する必要があるか。</p> <p>亀裂・弱層部を考慮した解析・耐震設計が必要か。</p> <p>ゆるみ領域内の岩盤物性値の考え方は妥当か（空洞掘削解析同様、剛性を低下させる条件は一般的か）</p> <p>岩盤の動的物性（せん断剛性・減衰率）の考え方は妥当か。</p> <p>動的解析における解析条件（解析モデル、入力地震動の考え方）の考え方は妥当か。</p> <p>内部設置機器の耐震性評価については、地盤解析あるいは、全体系動的解析の加速度分布を局部的に適用することの問題ないか。</p>

幌延深地層研究計画における地下施設計画



核燃料サイクル開発機構
幌延深地層研究センター

幌延深地層研究計画 施設建設工程表（案）

年 度		12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	~ 31	
研究段階	地上からの調査研究（第1段階）	—————													
	坑道掘削時の調査研究（第2段階）					—————									
	地下施設での調査研究（第3段階）								—————				
建設工事	造成（地上・地下施設建設ヤード）			—————											
	地上施設（研究管理棟等）					—————									
	地下施設						—————								

地下施設の建設計画

- 平成14年度 地下施設の基本計画（概念設計）
- 平成15年度 地下施設の基本設計
- 平成16年度 地下施設の実施設計
- 平成17年度 地下施設建設工事に着手

研究所設置場所

研究所設置場所の基本的要件

- ・ 研究の対象の地層と地下水が存在
（新第三紀の泥岩が深度500m程度に100mぐらい堆積）
- ・ 地下施設を安全に建設



研究所設置場所の選定理由

- ・ 地下施設建設のための安全要件が満たされていること 岩盤強度
- ・ 用地取得、許認可 公共機関の所有する土地で、かつ原野
- ・ 平成13年度の試錐調査（HDB-1孔）データにより確認できる等



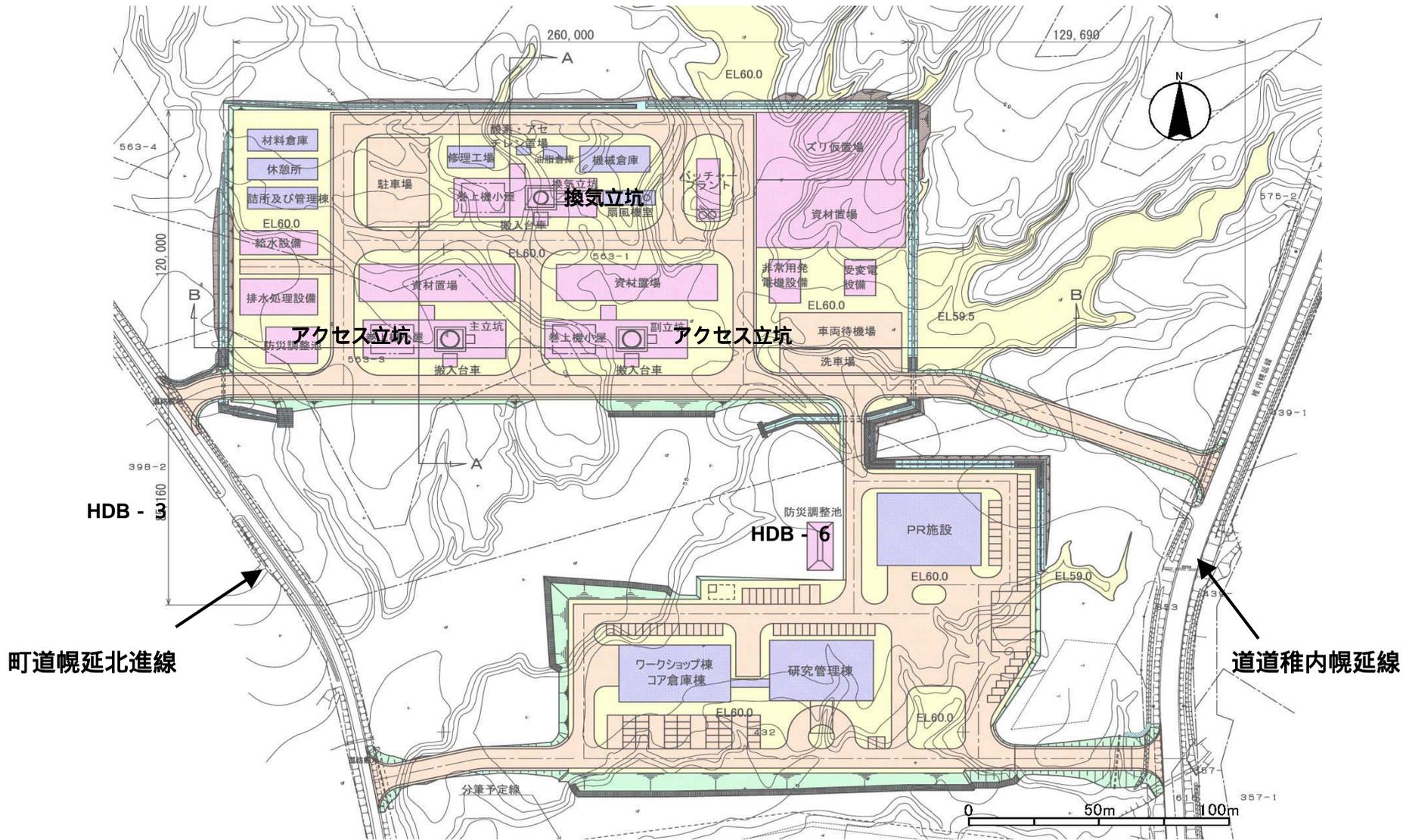
研究所設置場所

- ・ 幌延町市街より北東に約3.5kmの位置 【幌延町北進地区】
- ・ 平成15年3月 用地取得 面積 約19ha
- ・ 平成15年7月 造成工事着手 （工事期間 H15～H16）

研究所設置場所の位置



施設配置計画図



(北側が地下施設建設ヤード、南側が地上施設建設ヤード)

地形・地質の概要

地形

標高100～200m程度の丘陵地に
囲まれた緩い傾斜地・標高60m程度

地質

新第三紀堆積岩（泥岩）

上部 珪藻質泥岩(声問層)

割れ目が多くRQDが低い

下部 硬質泥岩・硬質頁岩(稚内層)

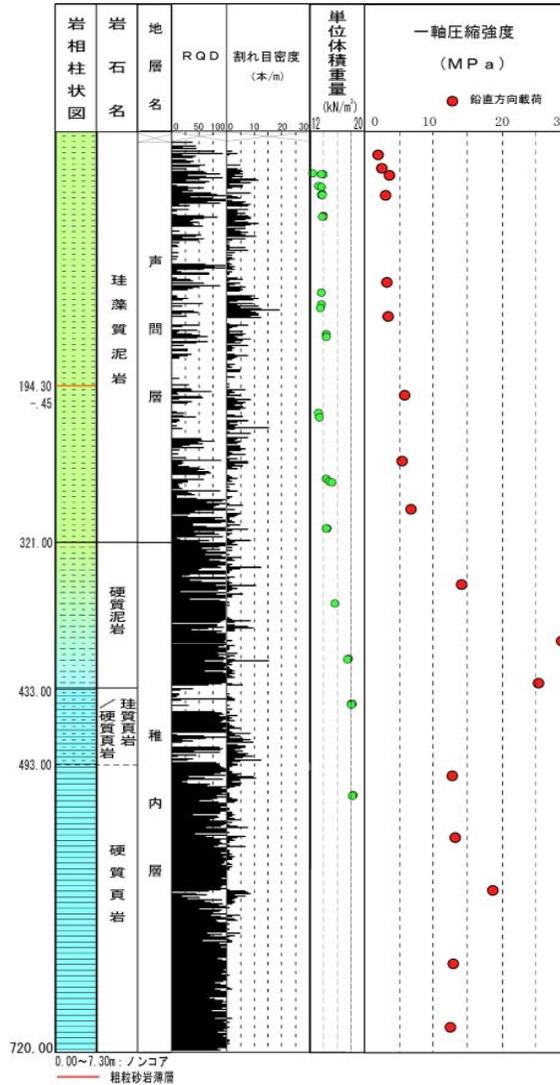
地質的特徴

軟岩

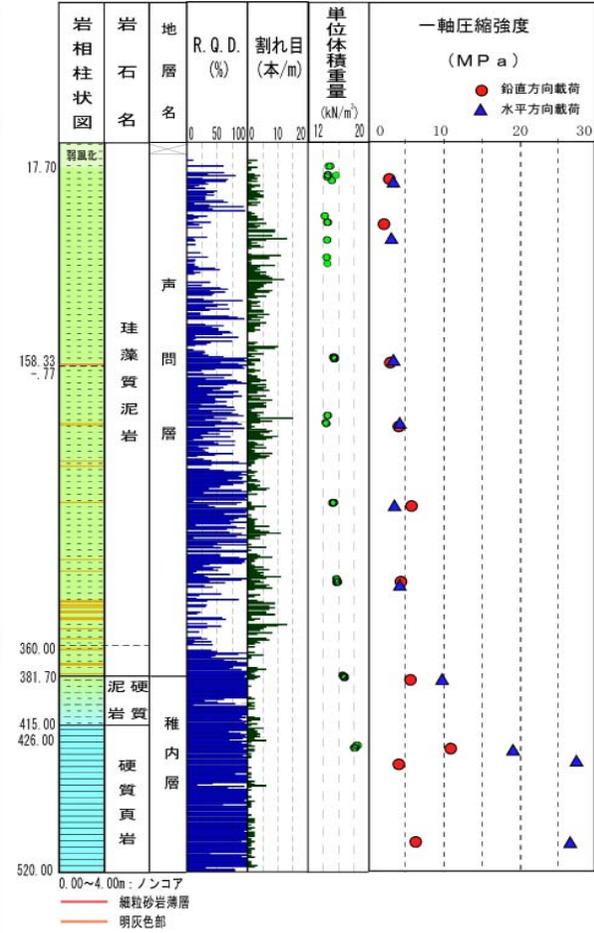
可燃性ガスを賦存している

地下水は高い塩分濃度を有している

HDB - 1孔



HDB - 3孔



地下施設計画の基本方針

地下施設を安全に建設

- ・ 岩盤特性に応じた空洞の安定性評価
- ・ 防災対策 可燃性ガス、火災等

研究環境の確保

- ・ 試験研究に必要な領域の確保
- ・ 試験研究の効率的な実施

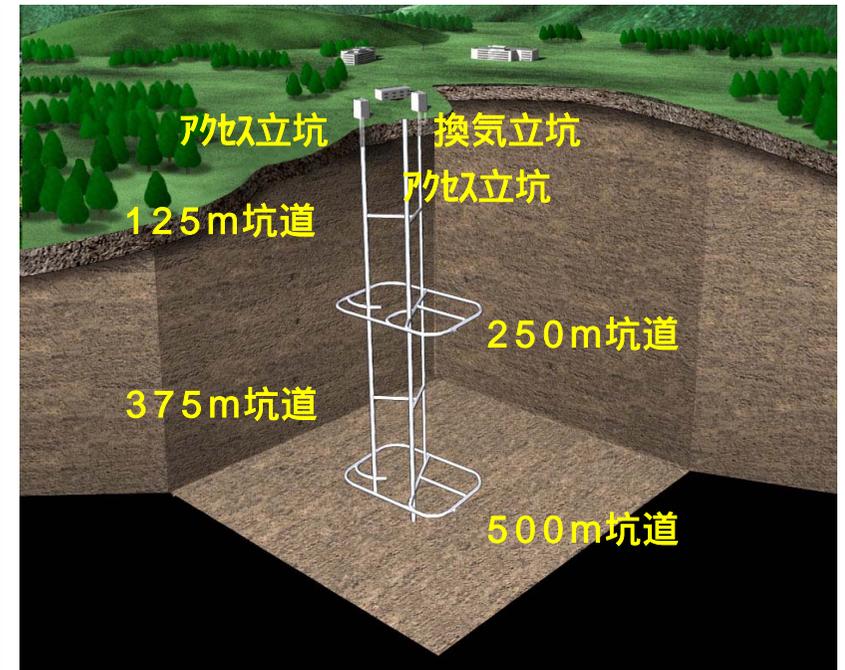
一般の人々が深地層を体験できる場とする



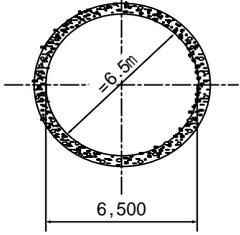
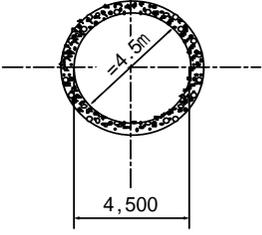
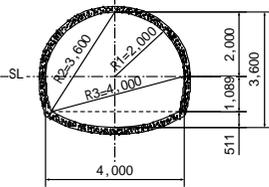
経済的かつ合理的な設計・施工計画の策定

地下施設の坑道配置

立坑本数	3本（アクセス2本、換気1本） 入坑者が安全に地表まで避難
設定深度	500m目途 地層処分で想定される深度(300m以深) 地層の力学的な特性による施工性 坑道維持観点等
周回坑道	
設置深度	深度250m・500m
規模	長辺180m、短辺110m 総延長1,600m程度
曲線半径	半径30m（レール工法を想定）
方向	長辺を最大主応力方向（東西）に配置 水平面内の地圧測定結果(水圧破碎試験)
連絡坑道	深度125m・375m 総延長200m程度
離間距離	立坑間70m 水平坑道間 掘削径の3倍以上
換気立坑	換気立坑から分岐した扇風機坑道を設置



立坑・水平坑道の断面

項目	アクセス立坑	換気立坑	水平坑道
断面図			
断面形状	円形	円形	三心円馬蹄形
内径	6.5m	4.5m	4.0m(内空幅)
掘削工法	全断面掘下がり工法 機械工法or発破工法 (ショートステップ工法)	全断面掘下がり工法 機械工法or発破工法 (ショートステップ工法)	全断面掘削工法 機械工法 (自由断面掘削機) (NATM)
断面算定根拠	立坑・水平坑道の施工性の確保	立坑の施工性の確保	坑道内からの試錐作業空間の確保 (試錐長は10数m程度)
備考	水平坑道の作業立坑として利用		<ul style="list-style-type: none"> 試験内容により 5.0m(内空幅)断面 大型試錐座の設置 7.0m(内空幅)断面

幌延地下施設計画における 設計・建設技術に関する課題（1）

坑道配置

- ・ 坑道配置

施工性・力学的安定性・防災面等を考慮

設計技術

- ・ 力学的安定性評価
- ・ 情報化施工
- ・ 耐震設計
- ・ 長期安定性

工学的地山分類・解析方法・評価方法

支保部材の最適化

設計条件・解析方法

長期的な力学的安定性の評価

建設技術

- ・ 掘削方法
- ・ 支保部材

堆積軟岩の合理的な坑道掘削方法

低アルカリ性コンクリートの適用性

幌延地下施設計画における 設計・建設技術に関する課題（2）

防災技術

- ・ ガス対策 ガス湧出量予測解析
 設備防爆化・監視体制
- ・ 坑内環境対策 坑内環境予測解析（温度、湿度、風速）
- ・ 火災時対策 坑内火災時の燃焼影響範囲予測
 防火対策・監視体制

環境技術

- ・ 排水方法 塩水系地下水の排水方法

埋戻し技術

- ・ 埋戻し技術 地下施設の合理的な埋戻し方法（材料、方法）

設計技術

年 度	H14 / 概略設計	H15 / 基本設計	H16 / 実施設計
設計条件 地質データ	HDB - 1孔	HDB - 1孔・3孔	HDB - 1孔・3孔・6孔
力学的 安定性評価	理論解析(円孔モデル) 数値解析(弾塑性FEM) 側圧係数 (1.0:1.5:2.0) Smax:Smin:Sv = : 1.0 :1.0	数値解析(弾塑性FEM) 側圧係数 (立坑1.5、水平坑道1.2) Smax:Smin:Sv = 1.2 : 0.8 :1.0 岩盤物性評価 (弾性波速度低減率を考慮)	数値解析(弾塑性FEM) 側圧係数 (HDB - 6孔結果を踏まえて設定) 工学的性質に着目した 岩盤区分の適用
情報化施工	未検討	情報化施工方針の検討 計測項目 設計・施工への反映方法	情報化施工の実施計画 計測位置 管理基準値の設定 計測システム
耐震設計	未検討	地下構造物設計例調査 耐震設計方針の検討 設計条件、解析方法 幌延での課題の抽出	耐震設計の実施 耐震性能照査

防災技術

年 度	H14 / 概略設計	H15 / 基本設計	H16 / 実施設計
設計条件 地質データ 地下施設	HDB - 1孔 概略設計のレイアウト	HDB - 1孔・3孔 基本設計のレイアウト	HDB - 1孔・3孔・6孔 実施設計のレイアウト
ガス対策	ガス湧出量予測解析 推定式 数値解析(二相流)	ガス湧出量予測解析 数値解析(二相流) ガス対策工の基本計画	ガス湧出量予測解析 数値解析(二相流) ガス対策工の実施計画
坑内環境対策	通気網解析(熱環境) 温度・湿度	通気網解析(熱環境) 温度・湿度 冬期の低温対策基本計画	通気網解析(熱環境) 温度・湿度 冬期の低温対策実施計画
火災時対策	通気網解析(火災時) 完成後 燃焼影響範囲予測	通気網解析(火災時) 施工ステップ毎 燃焼影響範囲予測 火災時対策の基本計画 模型実験の必要性検討	通気網解析(火災時) 施工ステップ毎 燃焼影響範囲予測 火災時対策の実施計画 防災管理システム 模型実験

可燃性ガス対策

ガス湧出量

数値解析によるガス湧出量の推定

主成分 メタンガス ガス湧出量 2 ~ 3m³ / 分

坑道配置

爆風による換気設備の破損防止のため、換気立坑から分岐した専用扇風機坑道の設置

換気方法

ガス排出効果の高い換気方法の採用 / 吸出換気方式

定常時：ガス排出効果 非定常時：ガス発生抑制効果

換気風量

ガス希釈・滞留の防止

ガス管理濃度0.25%・風速0.5m/sの確保

設備防爆化

ガス爆発防止

切羽～坑内30m程度までの防爆設備

監視体制

ガス濃度、風速等監視、作業中止等管理基準値の設定

ガス探査

先行ボーリング（ガス抜含む）の実施

幌延地下施設基本設計 に関する技術委員会(第1回)

議題 防災設計手法

平成16年2月4日

株式会社 日建設計

防災設計手法における課題

1. メタンガス湧出量予測解析手法

- ガス湧出予測解析プログラムの妥当性についての評価

2. 坑内通気挙動数値解析手法

- 下向きに風が流れる立坑内での火災ガスの挙動について (解析手法における問題点とその解決手法)
- 上記の解決方法として、模型実験の必要性
- 出力の大きい機器からの発生熱が空気に伝達されるメカニズムについて

3. ガスおよび火災対策

- ガス対策工の妥当性についての評価
- 火災対策の妥当性についての評価

1. メタンガス湧出量予測解析手法

< ガス湧出量の推定方法 >

推定式による方法

- 湧水量の設定による推定方法(湧水量を仮定)
- 影響範囲の設定による推定方法(影響範囲を仮定)
- 遊離ガス・水溶性ガス・掘削土中ガス統合型
(「ずい道等建設工事における換気技術指針」改訂に伴う計算式変更)

数値解析による方法

- 石油・ガス層解析
- 石炭層ガスの予測手法

< 数値解析による方法 >

➤ 石油・ガス層解析(目的の相違)

■ 油・ガス層シミュレーション

開発目的: 資源埋蔵量の把握

解析手法: ヒストリーマッチング

課題: 解析精度は生産履歴情報に依存、応力解析部が必要

➤ 石炭層ガスの予測手法

■ 炭層中のガス流体流動をシミュレートする方法

開発目的: 炭鉱開発・炭層ガス開発・利用

解析手法: 吸着ガスの脱着、遊離ガスの拡散・流動、水への溶解ガス分離

■ 上下盤応力変化からガス発生量をシミュレートする方法

解析手法: 採掘による上下盤応力変化 / 緩み領域からの発生ガス量予測

課題: 応力解析部との連成解析、3次元解析、物性値の精度

3次元2相流ガス湧出量予測解析プログラムの開発

< 解析プログラムの選定 >

➤ 幌延地区の特徴:

- 掘削に伴う地山応力変化 - 水・ガス透過率の変化
- 有効間隙率の大きな泥岩 - ほぼ地下水で飽和 溶存ガス

3次元2相流ガス湧出量予測解析プログラムを選定

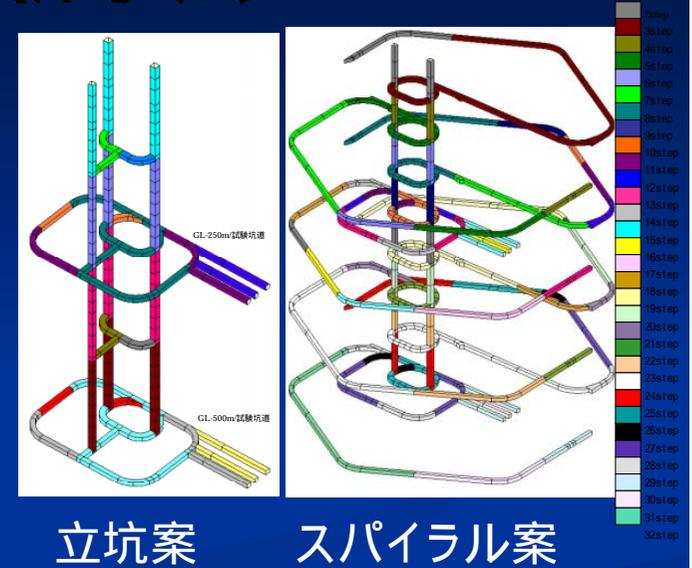
➤ MGS-3D / MGF-3D*の特徴

* 開発:(財)石炭エネルギーセンター

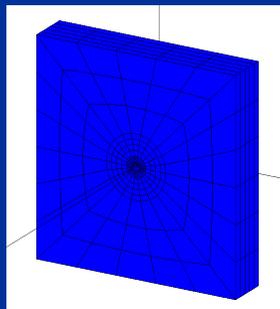
- 応力解析とガス流動解析の連成解析
- 3次元解析が可能
- 地層の状態や構造物の形状構築が自由
- 水とガスの(疑似)2相流解析が可能

<平成13・14年度の解析手法>

- **平成13年度(HDB-1/HDB-2)**
 - 目的: 解析手法の妥当性検証
基本レイアウト別湧出量の比較
 - モデル: 施工順序に沿った素掘りの全坑内ステップ解析モデル
応力解析 ガス流動解析



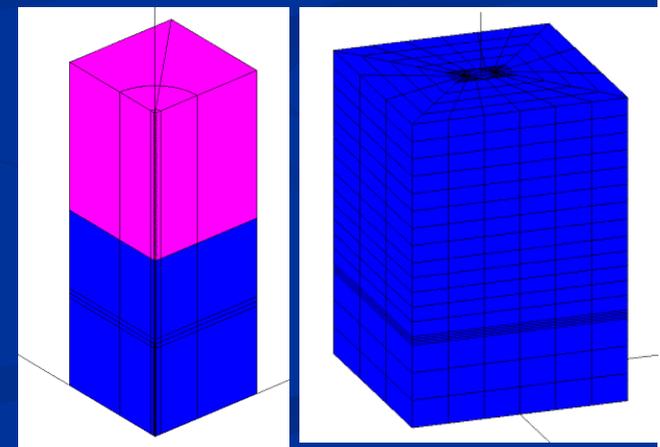
- **平成14年度(HDB-1)**
 - 目的: 解析精度の向上
 - モデル: 立坑、水平坑道単一モデル
覆工モデル/素掘りモデル
応力変化の考慮



水平坑道モデル

パラメタスタディ

初期飽和度
水へのガス溶解度
隣接坑道の干渉



立坑単一モデル 2本立坑モデル

< 解析結果と課題 >

➤ 解析結果

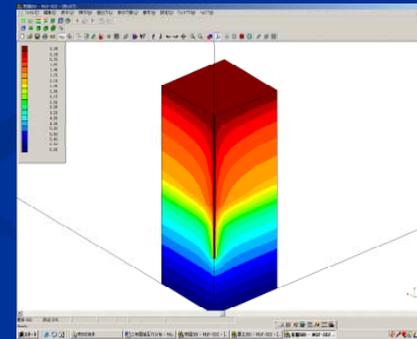
平成13年度：立坑モデル	- max. 0.65m ³ /min
スパイラルモデル	- max. 1.45m ³ /min
平成14年度：素掘りモデル	- max. 2.5m ³ /min
覆工モデル	- max. 2.3m ³ /min

大半が
250m坑道

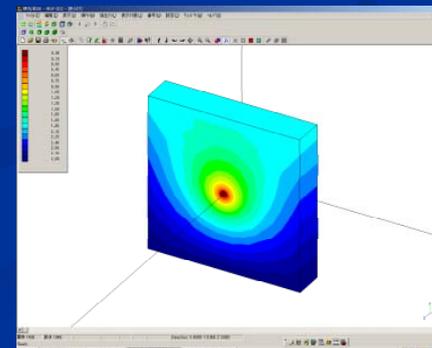
➤ 解析上の課題

- 覆工・吹付け/岩盤異方性
掘削に伴うガス透過性変化
- ガス供給量と解析モデル境界条件
- 隣接坑道の干渉
…複合モデルでの解析
- 試錐孔の違いによる
岩盤物性・ガス分析値の相違

**ガスの包蔵形態(自由ガスの存在如何)が
最大の課題**



立坑モデル
間隙圧分布



水平坑道
モデル
間隙圧分布

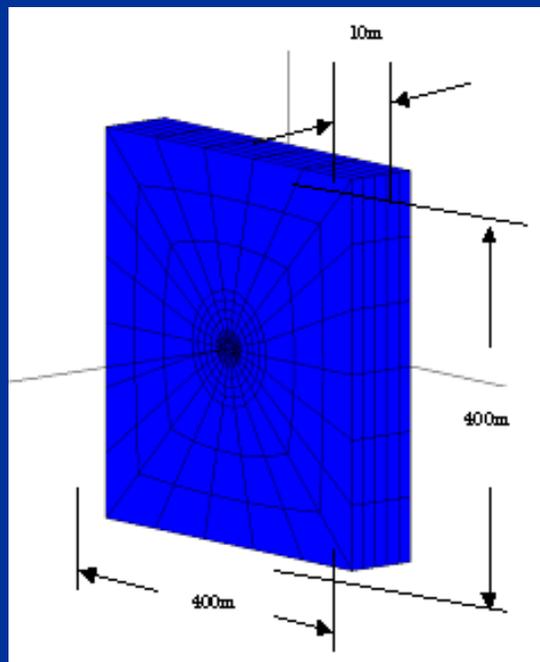
< 平成15年度基本設計での解析手法(1) >

- **3次元完全2相流ガス湧出量予測解析プログラムの採用**
MGS-3D / MGF-3Dをさらに改善した3D- / G-Compの採用
- **応力部とガス流動部の連成解析**
掘削による応力再配分の影響を評価、岩盤キ裂モデル
- **境界条件設定による解析精度向上**
ガス圧勾配を重視し、水平方向については十分な境界領域を設定
- **ガス透過率に対する覆工の考慮**
立坑覆工継ぎ目の隙間を想定し、平均透過率を求めて使用

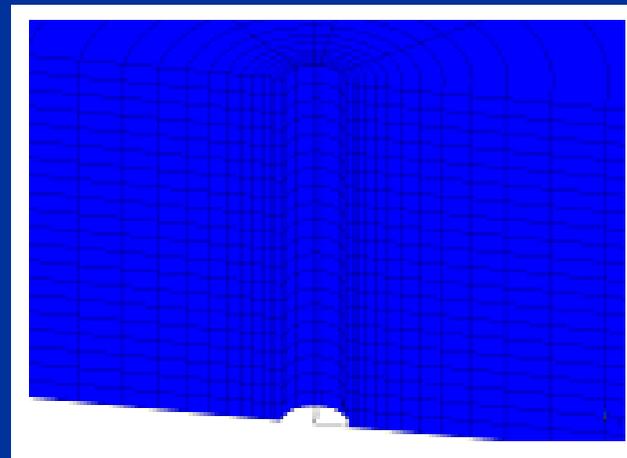
< 平成15年度基本設計での解析手法(2) >

■ 部分モデルによる箇所別ガス湧出量 経時変化の算出

具体的な箇所別防災対策に反映

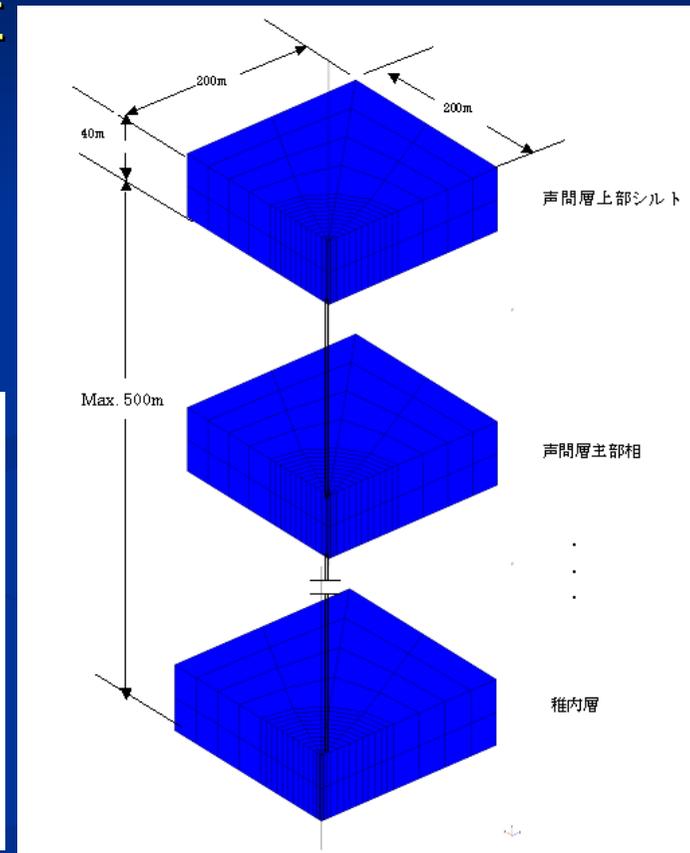


水平坑道モデル



立坑モデルステップ解析

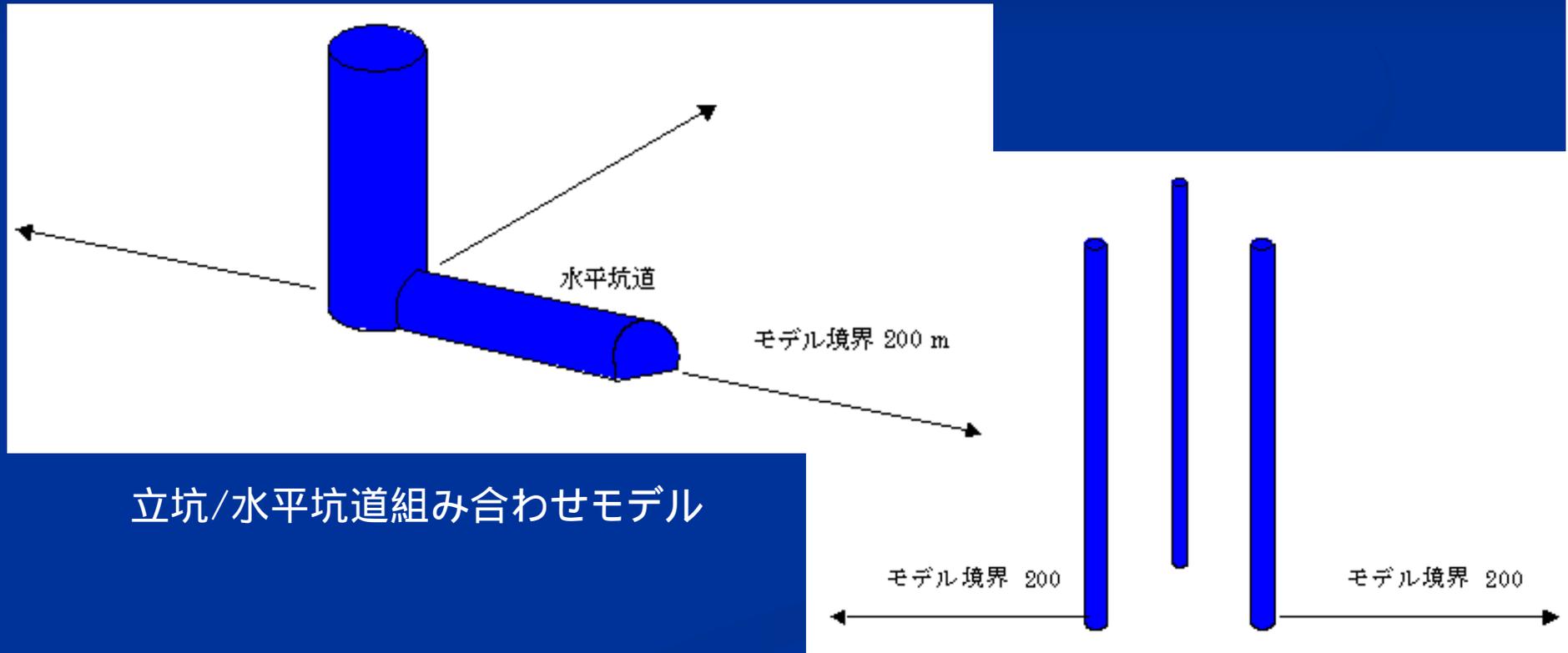
部分解析モデル



立坑モデル

< 平成15年度基本設計での解析手法(3) >

- 複数の解析モデル解析結果の組み合わせによる予測
施工ステップ毎のガス湧出量を予測 / 隣接坑道掘削の影響を評価



立坑/水平坑道組み合わせモデル

組み合わせモデル

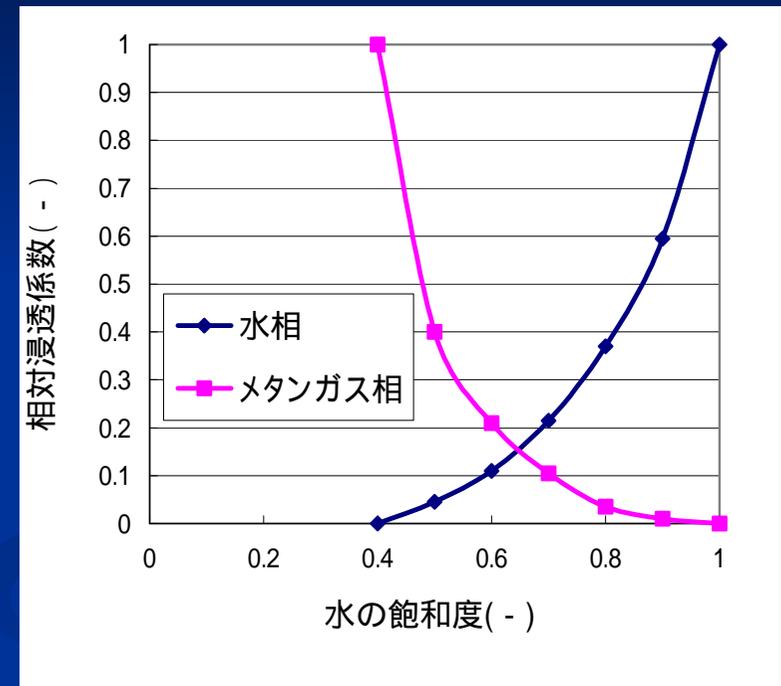
3本立坑モデル

< 今後の課題と対策案 >

- **地下水とガスの相対浸透係数**
岩石によって大きく異なる
今回：泥岩の情報が無いため、
砂岩の相対浸透係数使用

< 対策案 >

- **試錐コアの相対浸透率の測定**
目的：ガス湧出量解析の精度向上
基礎データの取得
手段：三軸圧縮試験装置を用い、
水とガスの飽和度を制御した透水試験を実施
対象：試錐コア（健岩部、き裂を含む部分）



砂岩の相対浸透係数
G.W. Paul et al.(1990)

2. 坑内通気挙動数値解析手法

< 通気網解析の概念 >

通気網解析の構成

- **風量解析**: 坑道や風管などの複雑な通気回路からなる通気メッシュ(通気網)を流れる風量を計算
- **熱環境解析**: 風量計算と温度・湿度計算の逐次計算により坑道を流れる空気の温湿度を求める計算
- **火災時解析**: 任意の節点に火災温度を与え、壁面による冷却により火災ガスの挙動や温度変化、火災ガス濃度を求める計算

坑内の環境の予測や防災対策の立案に有効な解析手法

< 火災時解析のロジック >

■ 火災ガス進行に伴う通気温度変化の計算

- 火災による自然通気圧(浮力効果)と坑道の通気抵抗変化(絞り効果)を求め、新たな状態に対応する風量分布を一定の時間間隔で再計算。
- 火災ガス温度は風量、距離、燃焼条件、坑道や壁面の状態等に影響されるため、実規模実験では下記の式に近似

$$= v - (v - v_0) \exp(-K) \\ = 2 \quad z / (GC_p)$$

壁面による冷却

ここで、 v : 火災ガス温度()、 v_0 : 初期岩盤温度()、 v_0 : 火災帯の通気温度()、 K : 経時係数(-)、 λ : 岩盤の熱伝導率(kcal/mh)、 z : 距離(m)、 G : 重量流量(kg/h)、 C_p : 通気の比熱(kcal/kg)

< 火災時解析の課題 >

■ 火災ガス挙動

水平坑道 - 浮力効果殆どなし、絞り効果で通気速度低下

立坑・斜坑 - 浮力効果(自然通気圧)で通気速度増加、減少、
停滞、逆流・・・(幌延深地層研究所:立坑主体)

■ 坑内火災のシミュレーション: 余り実用化されていない

坑内火災の性状に関する正確なデータが少ない

解析そのものがかなり複雑で困難。同一断面でも場所、特に高さにより大きな温度差。

通気網解析: 坑道内流れを1次元として取り扱い

実際の火災ガス挙動との相違がある可能性

< 対策案：模型実験によるデータ取得 >

- 課題解決方法：~~実規模実験~~ / 模型実験による方法
- 火災ガス温度計算の近似式の取得
- 落差のある坑道内の火災ガス気流挙動の把握

解析ロジック検証

火災時解析精度の向上(火災ガス挙動と移動速度)
避難ルート of 安全区画確保の確認

< 熱環境解析のロジック >

- 乾燥空気も水蒸気も理想気体として取り扱う時、**ドルトンの法則** (湿り空気圧 = 乾燥空気分圧 + 水蒸気分圧) が成り立つ。
- **空気の温度湿度変化基礎式**: 湿り空気の温度と湿度の変化は、流れ系のエネルギー保存則より次の式を得る。

$$\{C_{pa} + C_{pw}(x_2 - x_1)\}(t_2 - t_1) = A(z_1 - z_2)g + Q/G + AL/G$$
$$x_2 - x_1 = M/G \quad (\text{湿潤した壁面から蒸発する水分量を考慮する式})$$

ここで、 C_{pa} : 乾燥空気の定圧比熱[kcal/kg]、 C_{pw} : 水蒸気の定圧比熱[kcal/kg]、 t : 乾球温度[]、 x : 湿り空気中の乾燥空気1kg当たりの水蒸気重量[kg/kg]、 A : 仕事の熱当量[kcal/J]、 g : 重力加速度[m/s²]、 z : 高さ[m]、 Q : 境界を通り系に与えられる熱エネルギー[kcal/s]、 G : 質量流量[kg/s]、 L : 外部から系に加えられる仕事[J/s]、 M : この区間で与えられる水分量[kg/s]、添字1および2: 系の入口および出口を表す。

< 発生熱源と熱の伝達上の課題 >

- 壁面との熱伝達: 理論式・近似式により計算
- コンクリート水和熱: 反応熱量を付加

多くの研究
問題なし

- 坑内設備の消費エネルギー
ポテンシャルエネルギー(ポンプ、巻揚機等)
表面積増加に費やされるエネルギー(破砕等)
その他は全て熱エネルギーに変換されるはず
シミュレーション結果では実際より高温となる事例
(実際との乖離 - 幌延では低温の坑内環境に影響)

- 設備係数の考え方*: 動力Wのうち熱として空気に伝わる比率
機械類の大きさや形状、材質、トンネル断面積、設備設置地盤の
温度と熱伝達率等によって異なる・・・設備の熱貫流率

* 学術的に論理立てて検討されていない

< 課題解決方法案 >

- 発熱設備のエネルギー消費量と熱環境変化の実測
(閉ざされた系内に設置または移動設備)
 - 種々の設備(定置式電気設備、移動式電気設備、ディーゼル重機)の実測による実用的設備係数(熱伝達の比率)の設定
 - 空気への熱伝達メカニズムの解明

熱環境解析精度の向上(現場の作業環境改善への寄与)
熱環境解析収束性の向上

3. ガスおよび火災対策

< ガス対策工の妥当性についての評価 >

■ 想定されたガス湧出量と安全上の評価

ガス爆発の危険性の評点:

地質3+施工延長3+掘削断面2+坑口形式3 = 24 (ランク)

従来の解析結果: 0.65 ~ 2.5m³/min (自由ガスが存在するとして)

必要風量 (単位: m³/min)

坑道名称	風速限界からの必要風量	ガス管理濃度からの必要風量
東西立坑	995	36
換気立坑	477	21
水平坑道	354	68

絶対量は少ない

適切なガス対策を施せば
安全上特に問題なし

ガス対策工

基本案: 換気対策、切羽設備防爆化、ガスチェック...

ガス突出が予想される場合: ガス抜きボーリング...

< ガス対策(基本案) >

項目	対策	目的 / 効果
基本レイアウト	扇風機坑道の設置	爆発による破損防止
通気対策	吸出主要換気方式の採用 吸出局部換気方式の採用 十分な風量確保 十分な風速確保 ガス排除のための局部通気	気圧低下時ガス抑制 道中の入気環境化 ガス希釈 ガスレイヤー生成抑制 局部のガス滞留防止
設備防爆化	立坑: スカフォードより切羽側設備 水平坑道: 吸出風管口 + (30 m程度) 機能上必要な設備	ガス湧出時の爆発防止 同 上 同 上
インターロック	1.5 %で電源遮断	ガス湧出時の爆発防止
ガスチェック	メタンセンサによる常時監視 ガスが滞留し易い箇所の測定基準 先行試錐による切羽前方ガスチェック 発破工法によるガスチェック	異常の早期発見、警報 異常の早期発見 有無確認、変化の把握 有無確認

＜ガス対策(Option案)＞ (ガス突出の恐れがあると予想される場合)

項目	対策	目的 / 効果 / 課題
ガス圧去勢	ガス抜きボーリング ガス誘導 集中監視	地山ガス去勢による ガス突出防止 <i>試錐座・誘導パイプ ラインの設置</i>
応力開放	切羽での大口径ボーリング	地山応力去勢、変化把握 <i>判断指標の設定</i>
切羽進行速度抑制	切羽の緩速度進行	ガス湧出、地圧変化抑制 <i>大幅な工程への影響</i>

< 火災対策の妥当性についての評価 >

- 地下施設における火災の災害上の位置づけ
ガス爆発の誘因の恐れ、最も重要な災害

- 防災基本コンセプト

如何なる箇所での火災でも、入坑者が安全に地表まで避難することができる防災システムを構築

火災時解析による火災ガス挙動パターンの把握
通気制御による避難路の安全区画確保

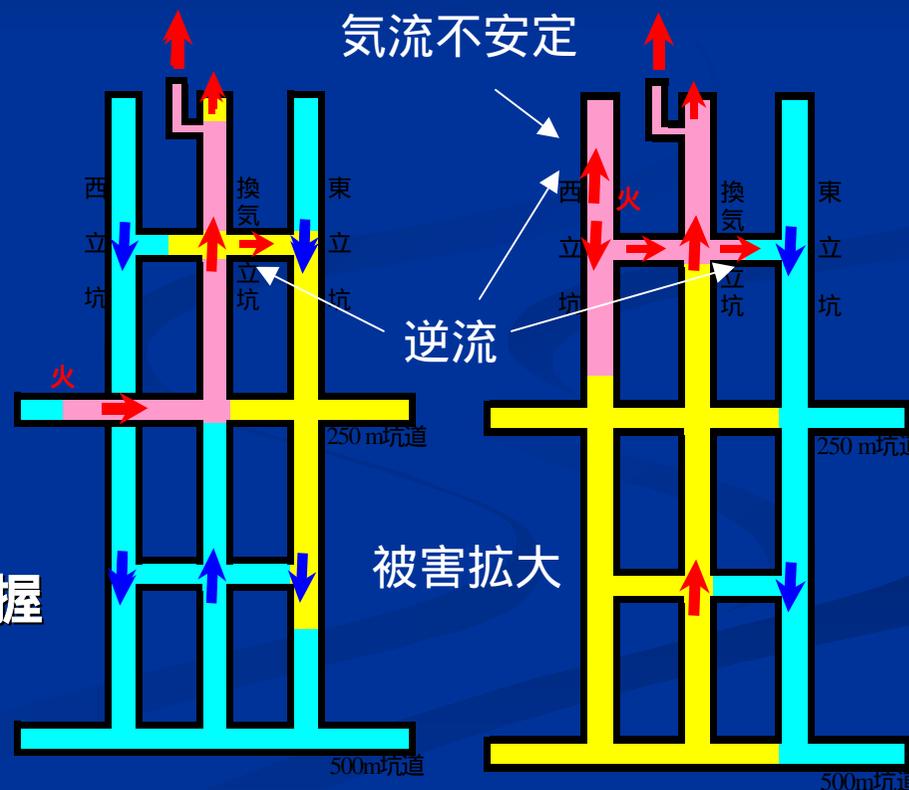
< 火災による気流挙動変化の可能性 >

➤ 火災による温度上昇(浮力効果)と膨張(絞り効果)

坑内の気流挙動不安定/逆流
坑内全域汚染

通気制御により火災ガスの安定排出
/ 安全区画確保 / 地表避難

火災時解析により気流挙動パターン把握
通気制御パターン設定



< 通気制御システムの考え方 >

火災発生時の適切な通気制御

■ シンプルな制御

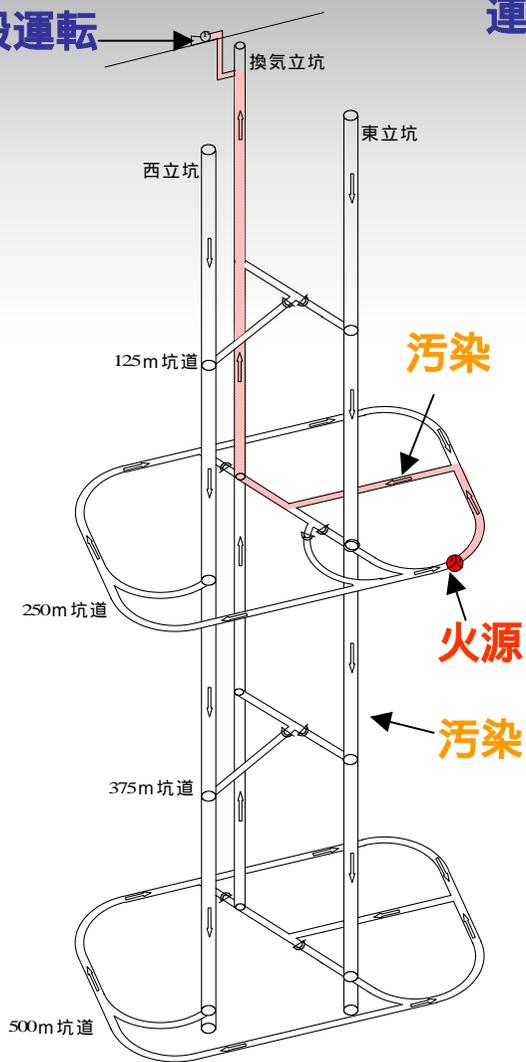
■ 逆流防止

- 250m坑道(排気坑道)の設置による火災ガス汚染拡大防止
- 風門の開閉による通気流の制御(安全区画の確保、二方向避難)
- 主要ファン運転切替(単段運転 連合運転による負圧増大)

定常時: 低負圧大風量 コントラファン2セット並列運転
(ファン電力費の削減、予備ファン不要・・・コスト削減)

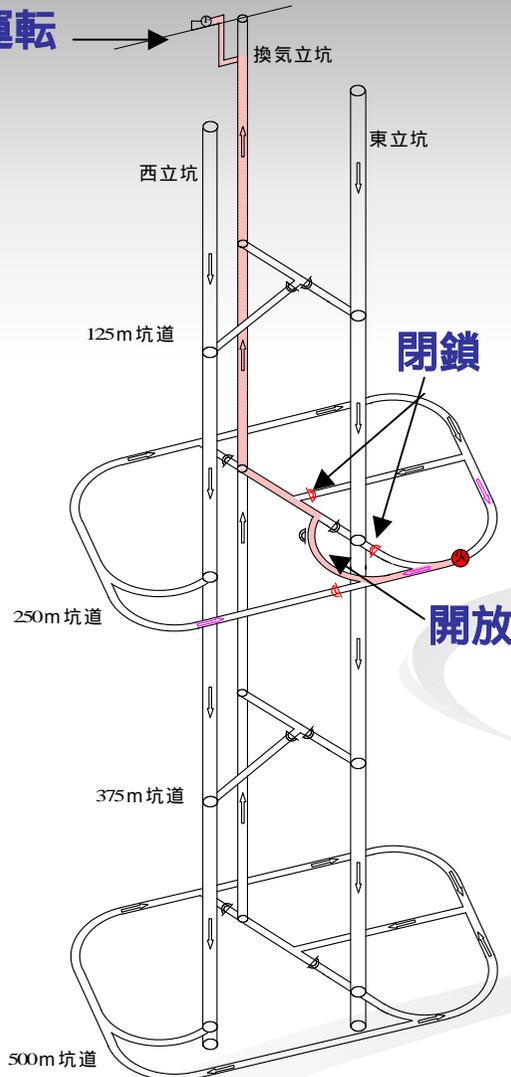
< 通気制御の例 >

単段運転



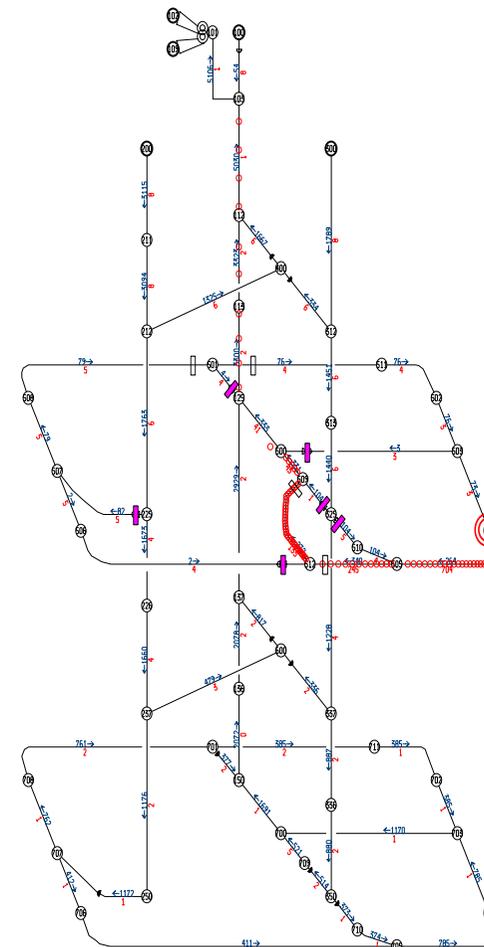
通気制御無し - 試験坑道の汚染

連合運転



通気制御 - 汚染範囲拡大防止

C:\4\99J / C_06(Feb)F 火気試験用F01 F=504(800) 10min Q/Tg



通気制御時の解析

平成 15 年 7 月 16 日(水)
施設建設グループ 畠山

1 . 調査研究テーマ : 「幌延深地層研究計画 深地層における工学的技術の基礎の開発」 ガス湧出量の推定

2 . 目的 :

1) 全体の目的

地下施設における安全確保、環境維持のための技術開発

2) これまでの結果 (H14 年度開始前までの結果)

平成 13 年度 : 地下施設/ガス発生 の予測評価および防災対策の検討

平成 13 年度の試錐調査 (HDB-1、HDB-2) で得られたデータ等に基づいて、地下施設建設時のガス発生量予測手法の選定と予測結果の評価。

予測手法は 湧水量の設定による推定、 数値解析などの手法により発生量を算出し、比較検討した。

3) 平成 14 年度の目的

深地層研究所のガス湧出量を推定し、適切な通気システムを設定し、ガス対策を立案するために、設定された基本計画図を対象に、推定式による方法と数値解析による方法の 2 つの方法によりガス湧出量を推定し、結果を比較検討する。

4) 平成 14 年度の変更点

・推定式による方法

ずい道工事等建設工事における換気技術指針の改訂に伴い、推定式を変更した。

・数値解析による方法

平成 13 年度は、地下水にガスが溶存し、地下水とガスの流れは完全に一致すると近似した上でガス湧出量の検討を行ったが、平成 14 年度はガスの溶解度や飽和度の変化を考慮し、地下水とガスの流れを個別に解く 2 相流解析が可能となるようプログラムを改良し、立坑・水平坑道単一モデルでの解析および覆工を考慮した解析により施工段階別にガス湧出量を予測、またパラメータスタディによる条件変化の影響解析を行った。

3 . 方法 :

3 . 1 . 推定式による方法の概要

「改訂 ずい道工事等建設工事における換気技術指針」(2002)による。

地下水からの遊離メタンガス、 湧水からの遊離メタンガス、 掘削ズリからの放出メタンガスの合計より推定する方法である。

3.2. 数値解析による方法

三次元ガス発生量予測プログラム「MGS-3D / MGF-3D」の概要、考え方

炭鉱におけるガス発生量予測のために開発された方法で、地盤中のガスが自由ガス吸着ガス 地下水への溶存ガスの3つの状態で存在し、掘削に伴う圧力の変化により吸着ガスや地下水への溶存ガスが自由ガスとなり、掘削面から発生するという考え方である。

応力解析部 (MGS-3D) とガス発生部 (MGF-3D) の2つのプログラム実行ファイルから構成され、解析モデリングから応力解析、ガス流動解析までの一連の連成解析を行うことができ、地質モデルや境界条件、解析パラメータ等を変化させたときの対応が容易で、ケーススタディを行うのに適している。解析モデリング及び応力解析は有限要素法を用いた MGS にて行い、応力に依存した透過率を検討したうえで MGF 上でガス発生解析を行うものである。

3.3. 解析条件の設定

3.3.1. 解析モデル

岩盤は空洞安定性解析用地盤モデルと同一で3層からなるものとし、覆工モデルは厚さ0.4mの覆工壁を貼り付けた。

(解析用物性値)

	単位	声問層 上部相	声問層 主部相	稚内層	覆工
絶対浸透係数 ^{*1}	m ²	1.00 × 10 ⁻¹⁵	1.00 × 10 ⁻¹⁵	1.00 × 10 ⁻¹⁷	1.00 × 10 ⁻¹⁸
相対浸透係数 地下水 ガス	-	水飽和度に等しいとする(S _w) ガス飽和度に等しいとする(1 - S _w)			
粘度 地下水 ガス	kg/m·s	1.00 × 10 ⁻³ 1.10 × 10 ⁻⁵			
質量密度 地下水 ガス	kg/m ³	1.00 × 10 ³ 7.17 × 10 ⁻¹			
初期間隙率 ^{*1}	%	63.6	61.1	60.0 36.0 ^{*2}	-
初期飽和度 ^{*1}	%	100.00	98.60	97.70	-

*1 HDB-1 と HDB-3 の試錐結果より。覆工コンクリートの絶対浸透係数は「コンクリート技術の要点」(社団法人コンクリート工学協会、1997) および「岩盤機密方式による圧縮空気貯蔵実証実験に基づく調査・試験方法の提案」(財団法人電力中央研究所、1997) を参考資料として求めた。

*2 稚内層の初期間隙率は深部に行くほど減少することから、一時近似としてリニアに減少するものとした。

素掘り 250m 立坑モデル	}	幅 500m × 奥行 500m × 高さ 700m
素掘り 500m 立坑モデル		
覆工 250m 立坑モデル		
覆工 500m 立坑モデル		

3.3.2. 解析用物性値および解析条件の設定

1) 解析用物性値の設定

HDB-1 試錐データや室内試験結果をもとに声問層、稚内層別に設定（初期間隙率、初期飽和度。ただし透水係数は HDB-3 のデータを使用）

2) 解析条件の設定

・坑道幾何条件：基本設計図に基づく。

・解析の初期条件：

ガス圧は HDB-1 の結果から空気の影響を差引いた残りのガス量。

初期間隙圧は地表から地下へ向かって線形に分布（静水圧に比例）。

初期飽和度は各地層で一律（声問層上部相 100.00、声問層主部相 98.60、稚内層 97.70）。

初期応力は側圧比 1.5 で地下へ向かって地層ごとに線形に分布。

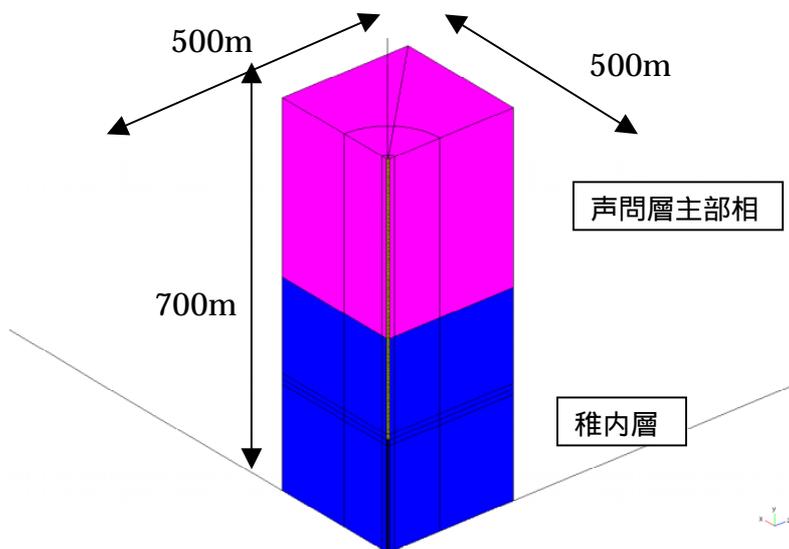
・境界条件：

応力・変形 境界で変位拘束

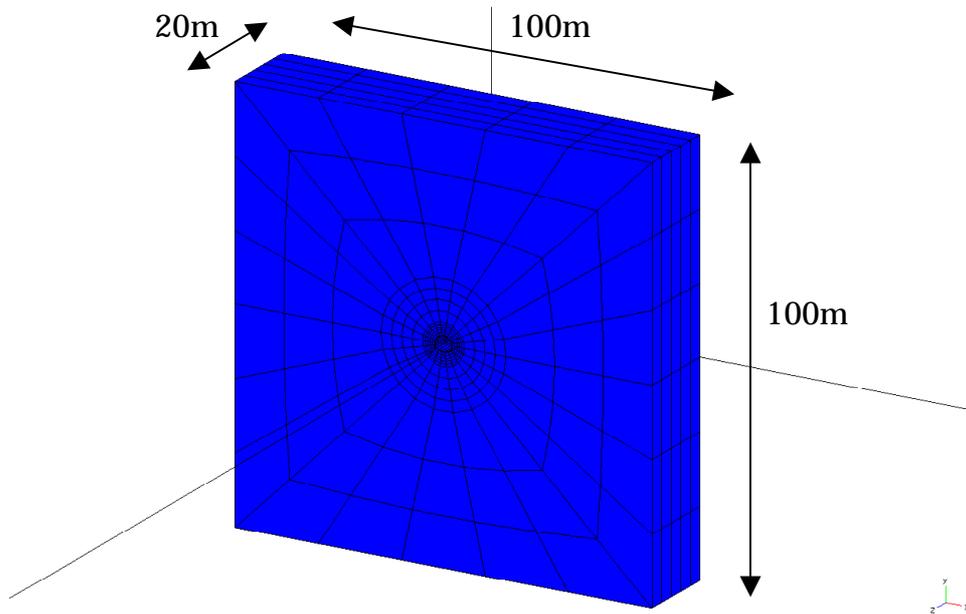
モデル外側壁 圧力固定（静水圧と HDB-1 の結果からガス圧を設定）
初期飽和度分布固定

モデル上部 圧力固定 0（圧力 0 は大気圧に相当）

モデル底部境界 圧力固定 7MPa



第 1 図 素掘り 500m 立坑モデル



第 2 図 素掘り水平坑道モデル

4 . 結果 :

4 . 1 . 推定式による方法

地下水からの遊離メタンガス湧出量、湧水による水溶性メタンガス湧出量、地層中に溶存している掘削土のメタンガス湧出量を算定した結果、 $0.31\text{m}^3/\text{min}$ を得た。

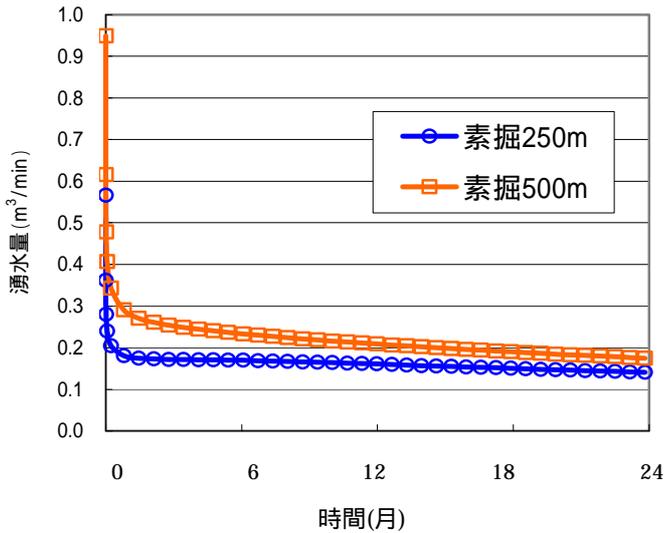
4 . 2 . 数値解析による方法

4 . 2 . 1 . 立坑モデル

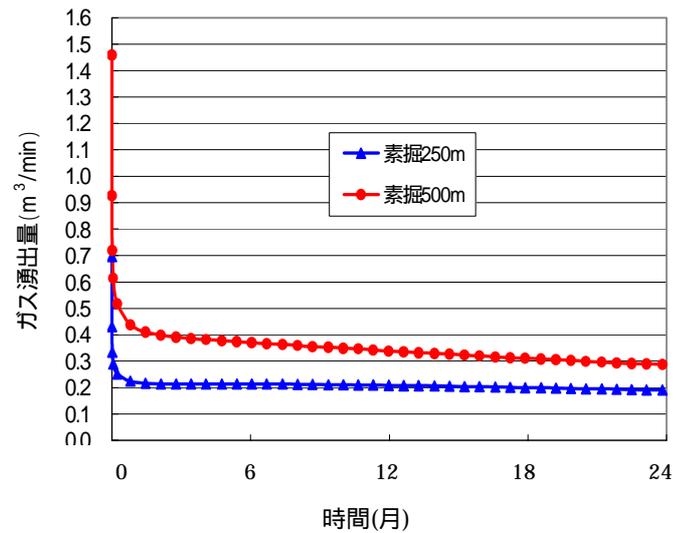
それぞれの解析モデルごとに 2 年後の間隙圧分布および飽和度分布、2 年間の湧水量経時変化およびガス湧出量の経時変化を解析した。また、素掘りおよび覆工の立坑モデルで、坑道全体および坑底からの 2 年間のガス湧出量を解析した。

以下に一例として、第 3 図に素掘り立坑モデルでの坑道全体の湧水量を、第 4 図に素掘り立坑モデルでの坑道全体のガス湧出量 (2 年間) を示す。

第 3 図、第 4 図で、素掘り立坑モデルにおいては湧水量とガス湧出量の経時変化はほぼ同じ傾向を示して減衰する。



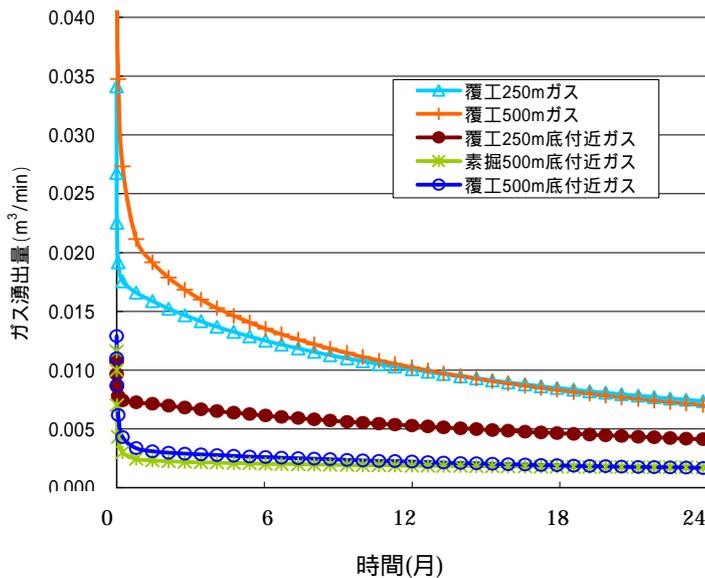
第 3 図 素掘り立坑モデルでの坑道全体の湧水量（2年間）



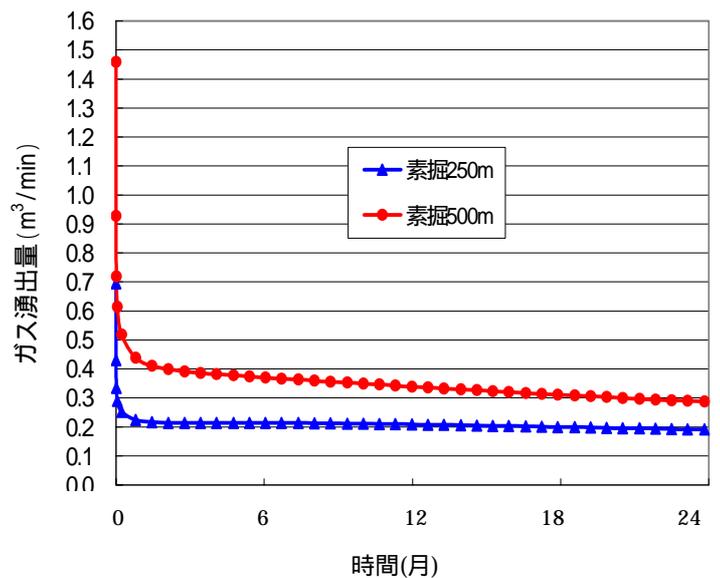
第 4 図 素掘り立坑モデルでの坑道全体のガス湧出量（2年間）

第 5 図に覆工モデルの坑道全体ガス湧出量および坑底付近からのガス湧出量（2年間）を第 6 図に素掘りモデルでの坑内全体からのガス湧出量(2年間)を示す。

覆工モデルでは、250m モデルの場合切羽からのガス湧出量は坑道全体の 1/2 程度であるが、500mモデルの場合は 1/5 から 1/4 程度に低下する。これは稚内層のガス透過率が低いことを反映していると考えられる



第 5 図 覆工モデルの坑道全体ガス湧出量および坑底付近からのガス湧出量（2年間）



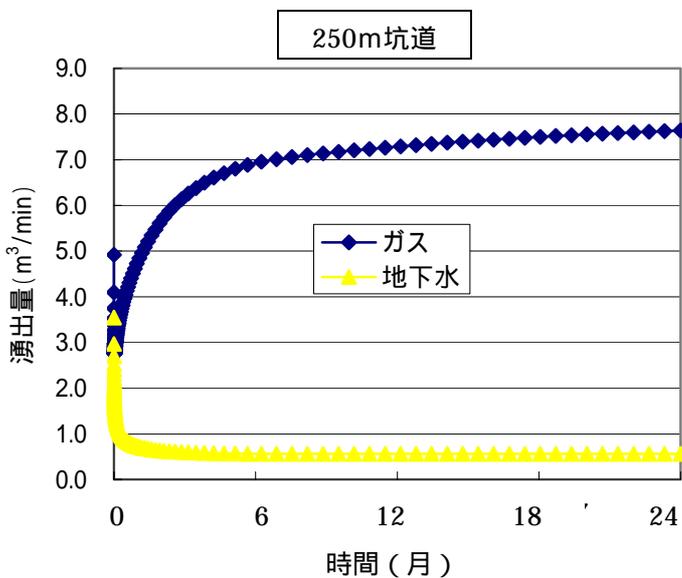
第 6 図 素掘りモデルでの坑内全体からのガス湧出量(2年間)

4.2.2. 水平坑道モデル

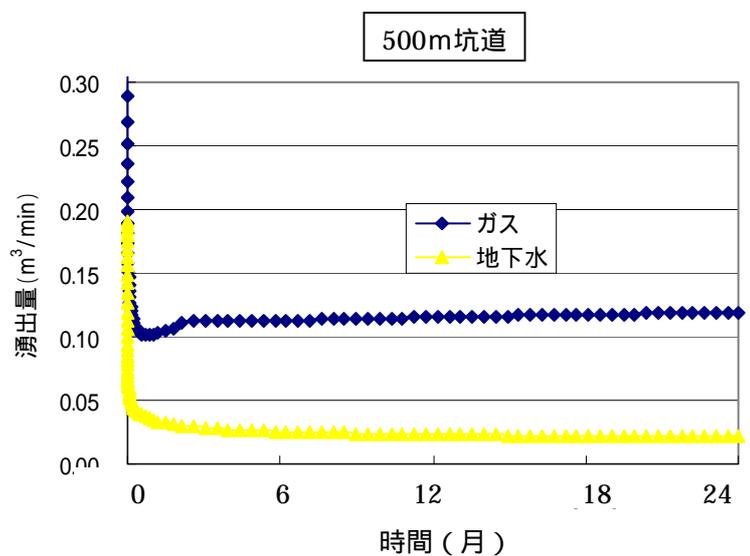
支保は吹付けのため、解析モデルは素掘りの物性値を用いた。各モデルごとに、2年後の間隙圧、飽和度、溶解度、ガスの流速ベクトル、ガス湧出量と湧水量の経時変化を求めた。

一例として、第7図に250m坑道におけるガス湧出量と湧水量の2年間の経時変化を、第8図に500m坑道におけるガス湧出量と湧水量の2年間の経時変化を示す。

湧水量は当初急激に低下したあと徐々に減水していくが、ガス湧出量は急激な低下の後250m坑道では大幅な増加に転ずる結果となった。境界条件としてガス圧を一定としたためガスが無限に供給されていることによると考えられる。500m坑道ではその傾向はあるが顕著ではない。



第7図 ガス湧出量と湧水量の2年間の経時変化 (250m坑道)



第8図 ガス湧出量と湧水量の2年間の経時変化 (500m坑道)

4.2.3. 施工段階ごとのガス湧出量予測

第1表に素掘りモデルにおける、第2表に覆工モデルにおける施工段階ごとの坑内全域からのガス湧出量予測結果を示す。

第1表 素掘りモデルにおける施工段階ごとの坑内全域からのガス湧出量予測

単位：m³/min

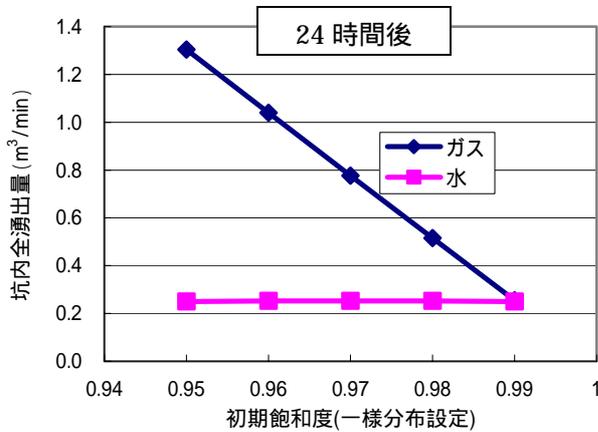
	施工段階			
	3本立坑 250 m まで掘削時	換気立坑 500 m まで掘削完了、250 m 坑道展開中	東西立坑 500 m まで掘削時	500 m 坑道展開中
経過時間	16 ヶ月	32 ヶ月	50 ヶ月	64 ヶ月
東立坑	9.0×10^{-2}	5.5×10^{-2}	1.6×10^{-1}	7.1×10^{-2}
西立坑	9.0×10^{-2}	5.5×10^{-2}	1.6×10^{-1}	7.1×10^{-2}
換気立坑	5.3×10^{-2}	5.2×10^{-2}	4.5×10^{-2}	4.5×10^{-2}
125 m 坑道	1.2×10^{-1}	1.5×10^{-1}	1.5×10^{-1}	1.5×10^{-1}
250 m 坑道	-	7.9×10^{-1}	2.0	2.1
375 m 坑道	-	-	1.1×10^{-3}	1.2×10^{-3}
500 m 坑道	-	-	-	1.9×10^{-2}
合計	3.5×10^{-1}	1.1	2.5	2.4

第2表 覆工モデル（水平坑道は素掘り）における施工段階ごとの坑内全域からのガス湧出量予測

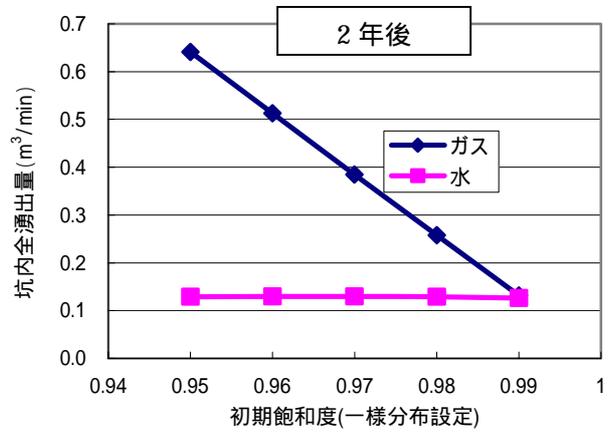
単位：m³/min

	施工段階			
	3本立坑 250 m まで掘削時	換気立坑 500 m まで掘削完了、250 m 坑道展開中	東西立坑 500 m まで掘削時	500 m 坑道展開中
経過時間	16 ヶ月	32 ヶ月	50 ヶ月	64 ヶ月
東立坑	3.3×10^{-3}	2.4×10^{-3}	4.7×10^{-2}	2.1×10^{-3}
西立坑	3.3×10^{-3}	2.4×10^{-3}	4.7×10^{-2}	2.1×10^{-3}
換気立坑	1.9×10^{-3}	1.4×10^{-3}	3.4×10^{-3}	1.1×10^{-3}
125 m 坑道	1.2×10^{-1}	1.5×10^{-1}	1.5×10^{-1}	1.5×10^{-1}
250 m 坑道	-	7.9×10^{-1}	2.0	2.1
375 m 坑道	-	-	1.1×10^{-3}	1.2×10^{-3}
500 m 坑道	-	-	-	1.9×10^{-2}
合計	1.2×10^{-1}	9.4×10^{-1}	2.3	2.2

4.2.4. 初期飽和度を变化させたときのガス湧出量予測解析
 素掘り 250m 立坑モデルの飽和度パラメタスタディ



第 9 図 素掘り 250m 立坑モデルの飽和度パラメタスタディ (24 時間後)

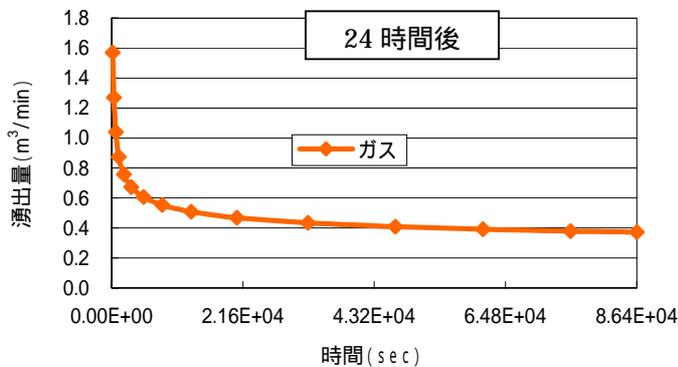


第 10 図 素掘り 250m 立坑モデルの飽和度パラメタスタディ (2 年後)

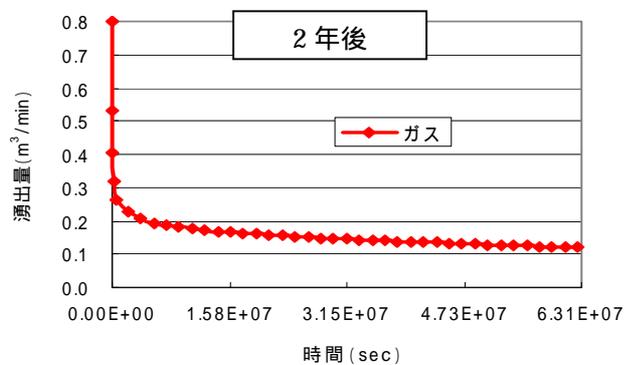
4.2.5. 隣接坑道の干渉

今回の解析のモデルは単一立坑ないし水平坑道モデルを用いて実施しているが、実際には坑道は隣接しており、ガス湧出量の相互の立坑に対し干渉する可能性がある。このため素掘り 500 m - 2 本立坑モデルを作成し、24 時間と 2 年間の解析を実施した。

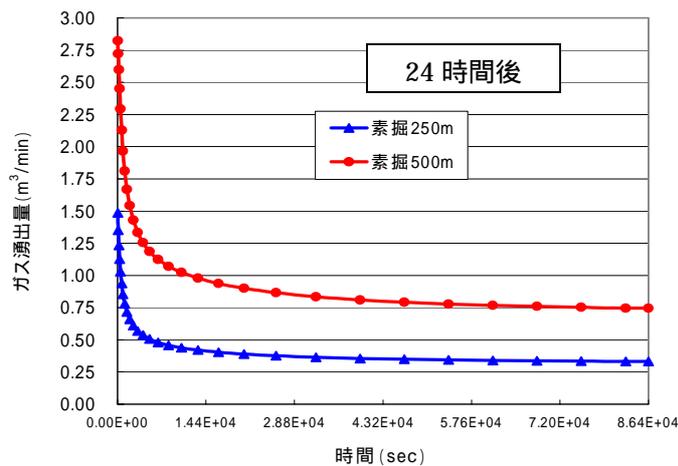
ガス湧出量は 2 本立坑モデル(離間距離 70m)では 24 時間後(第 11 図)に 0.37m³/min、2 年後(第 12 図)には 0.12m³/min に減衰しているが、1 本立坑モデル(第 14 図)では 24 時間後(第 13 図)に 0.75m³/min、2 年後に 0.29m³/min となり、2 本立坑モデルでは 1 本立坑モデルに比べて 24 時間後で約 50%、2 年後で約 40%となった。



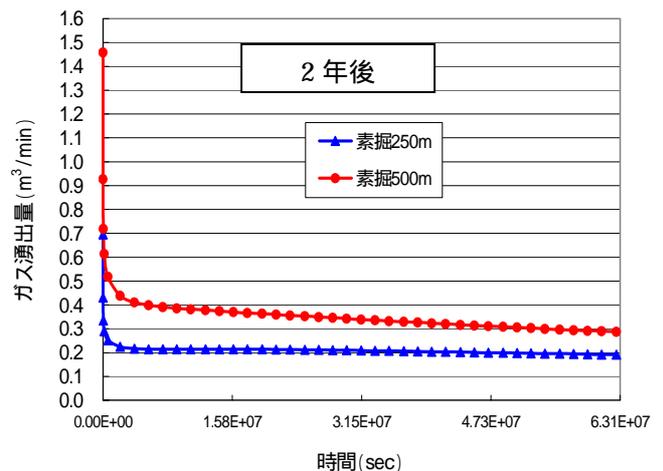
第 11 図 素掘り 500m - 2 本立坑モデルの単一坑道からのガス湧出量 (24 時間後)



第 12 図 素掘り 500m - 2 本立坑モデルの単一坑道からのガス湧出量 (2 年後)



第 13 図 素掘り 1 本立坑モデルのガス湧出量 (24 時間後)



第 14 図 素掘り 1 本立坑モデルのガス湧出量 (2 年後)

5. 考察：

5.1. 推定式による方法

推定式により坑道全体のガス湧出量 $0.31 \text{ m}^3/\text{min}$ を得たが、透水係数を反映しないこと、二相流の地下水とガスの分離を考慮できないことから精度上は適切な方法ではないと考えられる。

5.2. 数値解析「MGS-3D / MGF-3D」による方法

5.2.1. ガス湧出量予測解析

250m坑道からのガス湧出量が坑内全域からのガス湧出量の大半を占め、透水係数の大きい声問層主部相の掘削には十分な注意が必要であることがわかった。また立坑では掘削後時間の経過と共にガス湧出量は減衰するが、水平坑道では間隙圧の減少に伴い重力による地下水の沈降と浮力によるガスの上昇の力が働き、水ガス分離が生じてガスが流動しやすくなり、時間経過と共にガス湧出量が増大するという結果を得た。これは境界条件としてガス圧を一定と仮定したためガスが無限に供給されたためと考えられる。なお、この場合でもメタンガスを管理濃度 0.25 %以下にするための必要風量は、ガス滞留防止を目的とした風速 0.5 m/s で確保できることが確認された。

5.2.1. 応力解析結果の影響

空洞周囲に生ずる応力変化が透過性に及ぼす影響を、より精密に予測する透過性評価手法を検討した。岩盤における地下水やガスの透過性が、内部に無数に分布する亀裂の透過性により決定されると考え、簡単なモデルを用いて解析を実施した。応力状態と透過性の関係を考慮することでより精密なガス発生量の予測が可能であることが確認された。

5.2.2. パラメタスタディ

解析は HDB-1 試錐試験結果データを用いたが、不確定要素が認められる設定条件（初期飽和度等）についてはパラメタスタディを実施して、ガス湧出量に対する影響の検討を行った。

自由ガスの存在はガス湧出量予測結果に大きな影響を与えることが予想された。このため素掘り 250 m 立坑モデルを用いて地下水の初期飽和度を変化させ、ガス湧出量のパラメタスタディを実施した。この結果、初期飽和度 99 % に対し、95 % では約 5 倍のガス湧出量が予測され、水の初期飽和度に対する影響は極めて敏感であることが判明した。

5.2.4. 隣接坑道の干渉

立坑が 70m 間隔で隣接することによる、ガス湧出量に対する相互の干渉の可能性を検証するために、素掘り 500m の 2 本立坑モデルで解析を実施した。2 本立坑モデルでは 1 本立坑モデルに比べて 24 時間後で約 50%、2 年後で約 40% の湧出量に減少する結果となった。当初は干渉は無視できるほど小さいとの予想であったが、透水係数の大きな声問層の影響は無視できないことが確認された。

6. 今後の課題：

6.1. 数値解析「MGS-3D / MGF-3D」による方法

1) HDB-1 試錐のガス分析結果から湧出ガス中のメタンガス濃度を用いて地下施設内での湧出量を想定したが、湧出ガス中のメタンガス濃度が増加すればそれに比例してメタンガス湧出量は増加する。そのため、他の試錐のガス分析値を考慮した解析が必要である。

2) 覆工および吹付けの影響

予測精度向上のためには覆工および吹付けの施工方法、岩盤の異方性、掘削による応力変化に伴うガス透過率の変化を踏まえたガス湧出量の予測を行う必要がある。

3) 水平坑道ガス湧出量の経時変化で、継続的にガス湧出量が増加する結果が得られたが、地中からのガス供給量が長期的にどのように変化するかを分析し、解析モデル（境界条件）に考慮する必要がある。

4) 隣接坑道の干渉

単一坑道モデル解析ではガス湧出量が大きく、安全サイドの解析結果が得られているが、立坑からの湧出量は 250m 水平坑道に比べて絶対量が小さいことから、近接して坑道が配置される水平坑道では、個別の単一坑道の解析結果から積算したガス湧出量は過大な予測となる可能性があるため、立坑と水平坑道の複合モデルでの解析を用いることにより、解析精度向上を図る必要がある。

7. 発表実績 なし

1. 調査研究テーマ：「幌延深地層研究計画 深地層における工学的技術の基礎の開発」
防災対策の検討

2. 目的：

1) 全体の目的

地下施設における安全確保、環境維持のための技術開発

2) これまでの結果（平成 14 年度開始前までの結果）

平成 13 年度：

ガス発生量の予測結果に基づき、防災の考え方を整理し、適切な換気システムの確保、必要風量の算定、施設完成後の火災等を想定した換気及び避難経路等の防災対策を検討した。検討にあたっての防災基本コンセプトは「坑内からの発生ガスによるガス爆発等の発生を防止するとともに、如何なる箇所でも火災等の災害が発生しても、通気制御により安全区画を確保し、入坑者が安全に地表まで非難することができる防災システムを構築すること」とし、具体的防災対策のあり方を検討した。

3) 平成 14 年度の目的

基本計画図、ガス発生量の予測結果および平成 13 年度に設定した防災基本コンセプトに基づき、必要風量の見直し算定、通気システムの設定、熱環境解析及び火災時解析を実施して、熱環境及び火災ガスの挙動と、想定した通気制御の妥当性を評価する。また、坑内という地下施設の立地条件等から想定される種々の災害対策について検討する。

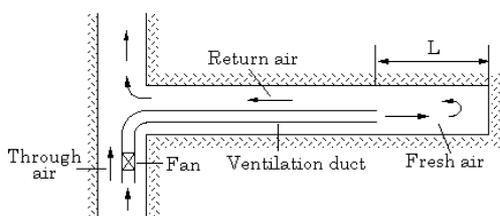
3. 方法

3.1. 必要風量の設定

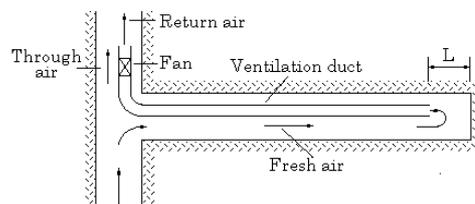
各立坑、水平坑道ごとに、平成 14 年度の基本計画図に基づき粉じん濃度、風速限界、ガス管理濃度等の各要因から必要風量を算出した。

3.2. 通気システムの設定

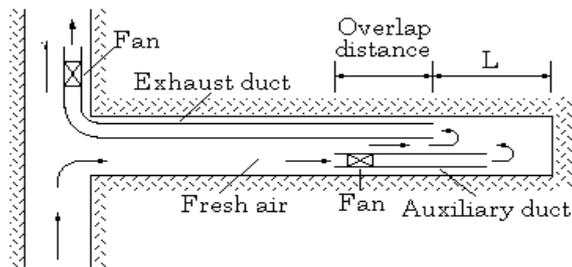
主要通気と局部通気の組合せや、押し込み通気と吸出し通気を選択を行った。



押し込み通気の場合



吸出し通気の場合



吸出し通気+切羽小型押込みファンの例

3.3. 通気網解析

(1) 通気網解析の概要

風量解析、火災時解析、熱環境解析、退避解析等からなり、解析プログラムとしては風量解析プログラムと熱環境解析プログラムから構成され、火災時解析プログラムや退避解析プログラムは風量解析プログラムのサブプログラムとして位置づけられている。

(2) 風量解析

一般に温度条件を考慮しなくて良い通気回路からなる解析モデルで用いられ、解析手法としては、坑内各点の圧力を未知数として用いる手法で、ベルヌーイの公式に拠っている。ここでは、施工ステップごとの風量解析を実施、切羽風量及び風向のチェック再解析、ファンの作動点のチェック再解析を実施した。

(3) 熱環境解析

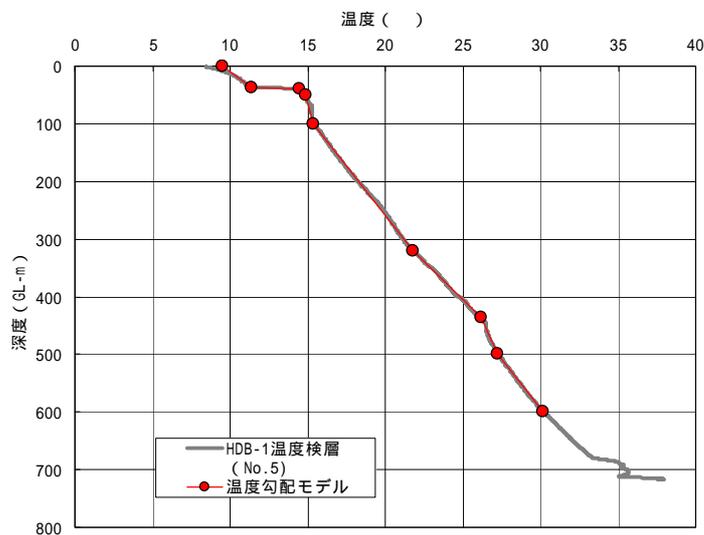
坑内の熱環境の把握が重要である場合や初期岩盤温度が高い場合、坑内設備等の発生熱が大きく強い自然通気圧が働く場合に用いられる。空気と岩盤及び坑内の熱源との熱交換を通じて、空気の温度、湿度を計算する。ここでは、解析モデルとして概略の施工工程に基づき7段階の解析ステップを設定し、各施工ステップごとに夏季と冬季の熱環境解析を実施して、坑内全域の熱環境の評価し設定温度を満たしているか否かをチェックした。

熱環境解析用地盤条件 (HDB-1)

深度 (m)	地 質		温度 ()	熱伝導率 (kcal/mh)	比 熱 (kcal/kg)	密 度 (kg/m ³)
0.0 ~ 321	声問層	泥岩	9.5 ~ 21.8	1.22	0.30	1500
~ 500	稚内層	泥岩	~ 27.2	1.22	0.30	1800

・発生熱源

初期岩盤温度：HDB-1 の温度検層結果を用いる



設備発生熱量：平成 13 年度「地下施設建設技術に関する研究」より予想される発生熱量を概略求め、適切な箇所に付与する。

コンクリート発生熱量：コンクリート水和熱が空気に伝達される熱量を切羽に付与する。

・解析季節

日本気象協会により観測された 1999 年 1 月から 2002 年 12 月までの開進地区における気象データから月別の大気のエントルピを求め、最大値(夏期 - 8 月)および最小値(冬期 - 2 月)を解析季節とする

季節	月	気温	湿度
冬 期	2月	-9.5	76.9%
夏 期	8月	19.9	85.3%

4. 結果：

4.1. 各坑道の必要風量の算定

平成14年度の基本計画図に基づき、必要風量は以下の坑内管理目標値から算定した。

- ・粉じん管理目標濃度：3mg/m³
- ・可燃性ガス管理濃度：0.25%
- ・風速限界（ガス滞留防止）：0.5m/sec 以上
- ・発破後ガス・煙除去：CO 管理目標濃度 50ppm、所要換気時間 15 分

坑道名称	粉じん濃度から の必要風量 (m ³ /min)	風速限界からの 必要風量 (m ³ /min)	ガス管理濃度からの 必要風量 (m ³ /min)	発破後ガスに対 する必要風量 (m ³ /min)
東立坑	747	995	64	66
西立坑	747	995	64	66
換気立坑	358	477	18	36
水平坑道	266	354	158	21

算定の結果、各坑道、水平坑道ともに風速限界（0.5m/sec）から求める必要風量が最大となり、目標風量として東・西立坑は 1000m³/min、換気立坑は 500m³/min、水平坑道は 400m³/min を設定した。

4.2. 通気システム

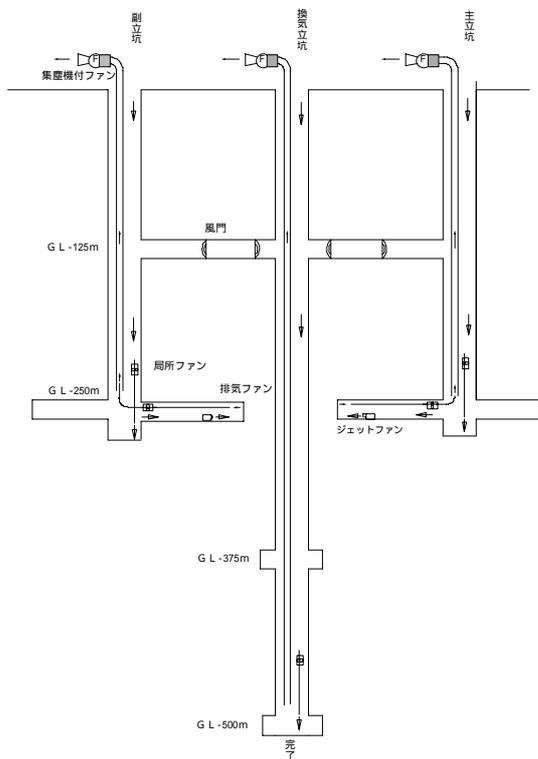
立坑・水平坑道の換気方式は吸出し換気方式を採用し、250m坑道貫通前は各立坑坑口に吸出し用ファンを設置し、各立坑単独の吸出し換気方式とした。250m坑道貫通後は、各立坑坑口の吸出し用ファンを撤去し、換気立坑に大型吸出しファンを設置して坑道換気方式に切替える。切羽近傍は環境維持のため小型の押込みファンを設置する方式とした。

主要通気：吸出し換気方式の採用

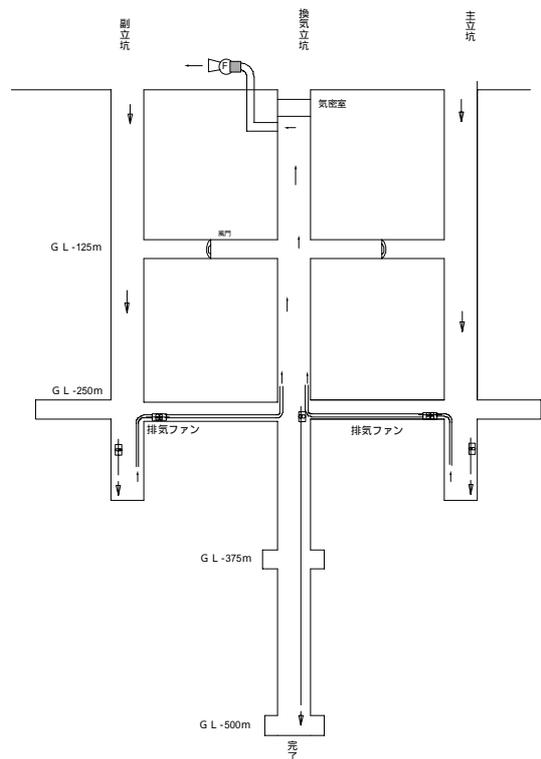
- ・坑内全域を負圧環境にし、定常時はガス去勢効果、ファン停止時はガス湧出抑制効果が期待できる
- ・漏風が少なくランニングコスト低減、集約集じん可能

局部通気：スパイラル鋼管による吸出し換気方式の採用

- ・坑道全域が入気環境となり、集じんの高効率化、ファンの移設不要、スパイラル鋼管は耐火性あり



(坑道換気切替え前)



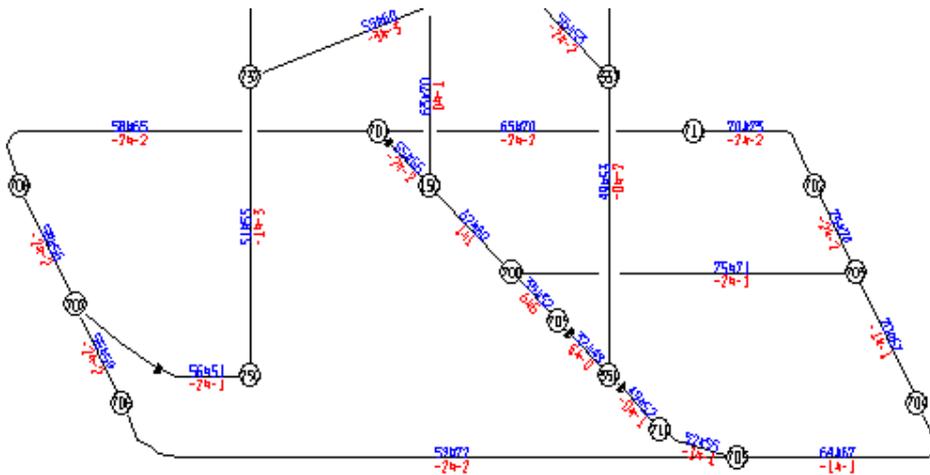
(坑道換気切替え後)

4.3. 通気網解析

4.3.1. 熱環境解析による季節ごとの坑内環境把握

夏季においては、28 を超える箇所が換気立坑掘削切羽で一部見られるが、押込み側ファンの風量を抑制することで対応できることがわかった。

冬季においては、立坑3本を250mレベルに向けて掘削中に地表の影響を受けて東西立坑掘削切羽で -1、250m 水平坑道掘削を終了して東西立坑を375mレベルに向けて掘削中に東西立坑切羽で0を下回り、500m坑道掘削中でも一部で0を下回ることがわかった。また、第2段階の研究による坑内展開が終了した段階では250m坑道、500m坑道で -1 から -5 と想定され、それぞれ何らかの対策が必要であることが判明した。



第 2 段階終了後の 500m 坑道熱環境 (冬季)

4. 3. 2. 火災時解析による火災ガス挙動の予測

火災時解析ケーススタディの結果を整理すると、火災ガス挙動はおおまかに 5 つのパターンに分類することができる。また、いずれのパターンでも適切な通気制御により安全区画を確保できることがわかった。

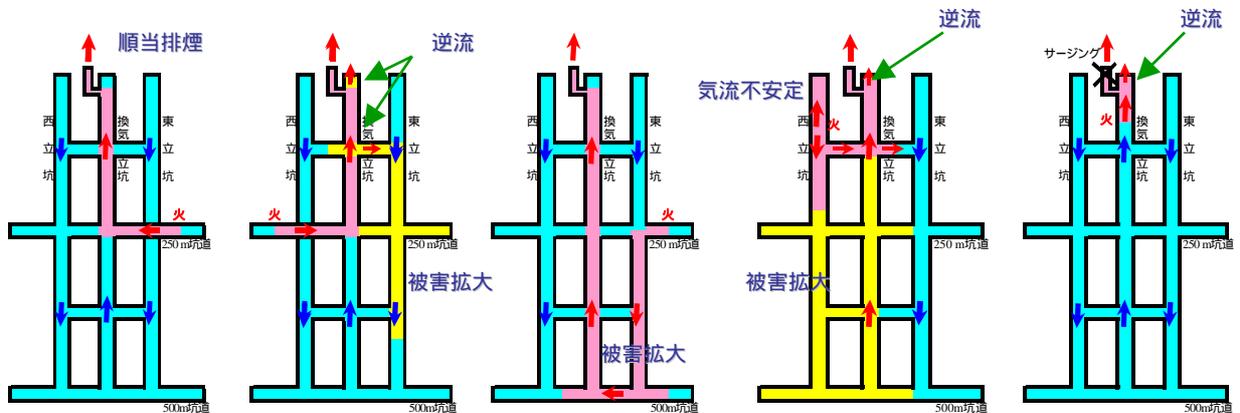
パターン A：逆流も無く通気制御も容易で十分に火災ガス・煙を制御できる。

パターン B：火災ガス・煙は換気立坑から地表に排出されるが、大きな自然通気圧により 125 m 坑道や 375m 坑道から入気立坑側に逆流し、坑内各所に火災の影響範囲が及ぶ。

パターン C：風門制御で火災ガス・煙を換気立坑に誘導しようとしても、入気立坑を降下して深部を汚染し被害が拡大する。

パターン D：火災により発生した大きな自然通気圧により、火災ガス・煙が入気立坑に逆流して上昇したり下降したりする不安定なパターン。

パターン E：火災により発生した大きな自然通気圧により、主要ファンの吸込み側圧力が吐出側圧力よりも高くなり、主要ファンがサージングを起こす。



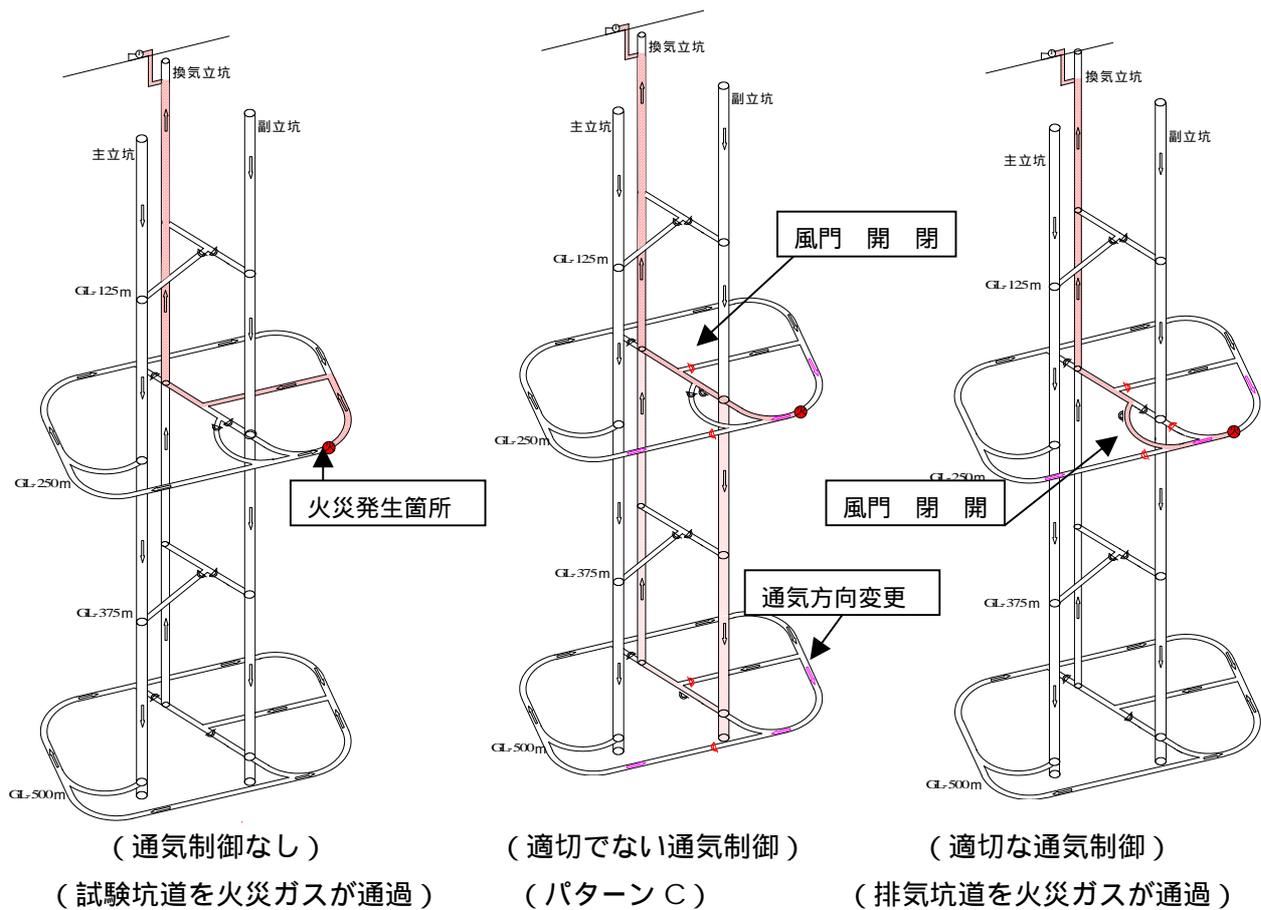
パターン A
250m 坑道/500m 坑道
特に深部

パターン B
250m 坑道で適切でない
通気制御

パターン C
250m 坑道・入気立坑
浅部で適切でない通
気制御

パターン D
入気立坑浅部

パターン E
排気立坑浅部



適切でない通気制御と適切な通気制御の例

4.3.3. 項目別防災対策

地下施設において発生する可能性がある災害を想定して、ガス爆発・突出、坑内火災、出水、運搬災害、落盤、山はね等の発生要因とその災害防止対策を検討した。

4.3.4. 管理・保安体制の検討

地上設備等と異なる地下施設の保安管理体制として、集中監視と防災対策からなる情報管理システム、保安確保のための管理組織、防災マニュアルの整備等を検討した。

4.3.5. 防災システム構築にかかる工期・費用

工期については、防爆検定取得が必要な場合を除いて、掘進に伴う付帯作業の中で消火でき、または工期に無関係に準備できる。

費用については、局所停滞ガス排除設備、切羽近傍の防爆化電気設備、センサーによる集中監視・情報処理による異常把握・通気制御等により構成される情報管理システム、火災延焼拡大防止施設等についてその概算を行った。

5. 考察

5.1. 防災対策

ガス湧出量の予測結果から、地下施設には一定のガス湧出が予測され、防災上の重要対策項目となることが明らかとなった。また、この他にも地下特有の条件に起因する災害発生の可能性が考えられ、平成12年度は火災を前提とした研究を行っており、平成13年度は、地下施設における発生の可能性、被害の程度等を総合的に考慮して、最も重要度の高い災害は火災であるとして基本的災害対策について整理し、防災基本コンセプトを設定している。

以下に想定される火災の火源、可燃物、火災原因、構内配置箇所等を示すが、それぞれの設備ごとに火災発生防止対策ならびに火災拡大防止対策を図る必要があると考えられる。

設備・機器	着火源		可燃物	原因	位置
電気機器	ケーブル	動力ケーブル	絶縁物、被覆	絶縁劣化短絡、保護装置不良 過電流発熱、保護装置不良	坑内全域
		制御ケーブル (照明ケーブル含む)	絶縁物、被覆	絶縁劣化短絡、保護装置不良 過電流発熱、保護装置不良	坑内全域
		通信ケーブル	絶縁物、被覆	絶縁劣化短絡	坑内全域
	変電・制御機器	遮断器、開閉器	絶縁物、ケーブル被覆	開閉アーク 絶縁劣化短絡、保護装置不良 接続部不良発熱	特定設置箇所
		変圧器	絶縁物、絶縁油	絶縁劣化短絡、保護装置不良 過負荷発熱、保護装置不良 接続部不良発熱	特定設置箇所
	電動機械 (運搬機、 積込機、 試験機器、 試錐機等)	電動機	絶縁物、ケーブル被覆	過電流発熱、保護装置不良 絶縁劣化短絡、保護装置不良 接続部不良発熱	機器稼動箇所
		ベアリング	グリース	過負荷発熱 破損発熱	機器稼動箇所
		可動部		摺動擦過発熱	機器稼動箇所
	照明機器	電球		高温部露出、破損アーク	坑内全域
		接続部	絶縁物、ケーブル被覆	接続部不良発熱	
エンジン駆動 機械	運搬機・積込機 (運搬機、 積込機、 試験機器、 試錐機等)	エンジン、排気管	燃料、潤滑油	破損火気露出 冷却機能不良過熱	機器稼動箇所
		パワーパック	作動油	過負荷発熱	機器稼動箇所
		ベアリング	グリース	過負荷発熱 破損発熱	機器稼動箇所
		可動部		摺動擦過発熱	機器稼動箇所
		試錐ビット先端部	可燃性岩石、ガス等	冷却不良過熱、乾式設備	孔内
その他 機械設備	ワイヤー		ワイヤー油、他	摺動擦過発熱	設置箇所
	ローラー	ベアリング	グリース	過負荷発熱 破損発熱	設置箇所
		可動部		摺動擦過発熱	
油脂類保管所	油脂類		油脂類	酸化蓄熱反応	特定箇所
特定機器	溶断機、溶接機		その他	裸火花	坑内各所
	キャップランプ		坑内ガス	フィラメント露出	坑内各所
	ライター、マッチ		可燃物全て	故意	坑内各所

また、火災時の通気制御方式は以下のように分類できるが、更に詳細な検討を行い防災システムとして具体化する必要がある。

- ・ 風門制御
 - 定常時閉鎖風門の開放
 - 定常時開放風門の閉鎖
 - 定常時開放または閉鎖風門による風量調整
- ・ 主要ファン制御
 - ファン特性変更
- ・ 組合せ制御

5.2. 通気網解析プログラム

通気管理は鉱山においては非常に重要であり、通気網を簡単に解析しようとする研究は国内外の研究者により古くから行われ、解析手法が開発・実用化されてきた。1980年代に入りパソコンの普及と性能向上が進むにつれて、パソコンを利用した通気網解析プログラムの開発が行われ、1988年には坑内各点の圧力を未知数として求める節点解法を用いた通気網解析システム「風丸」が発表され、(財)石炭技術研究所を通じて全国の炭鉱に配布された。その扱いやすさから、1990年頃には全国の主要坑内掘炭鉱で通気担当者により実際に使用されるに至り、風量解析のみならず火災時解析、熱環境解析等にも利用されるようになり、炭鉱のみならず他の鉱山に普及している。

今回はこの通気網解析プログラムを使用して、地下施設の熱環境解析、火災時解析を実施し、以下に示す環境対策、防災対策上の重要な知見を得たが、6. 今後の課題に示すように、坑内機器の大型化に伴う空気への熱伝達問題や、火災時、通気制御時等の非定常状態における通気挙動等の解決すべき課題が明らかとなった。

5.3. 熱環境解析

平成14年度解析で、夏場の切羽最高温度は28℃を超える箇所は無いが、冬季には最低気温-5℃の箇所があり、坑口暖房等の凍結防止対策が必要であることが判明した。

5.4. 火災時解析

火災時の通気制御で防災上最も考慮すべき事項は、シンプルな通気制御で火災ガス・煙の流動を制御できることと、高温高圧条件により火災ガス・煙が逆流することを防止することと考えられる。このための対策としては、排気専用ルートの構築、主要ファン能力強化による負圧増大、が効果的と考えられる。排気専用ルートについては、250m坑道(排気坑道)の設置により、250m坑道や一部立坑での火災の際に火災ガス・煙の制御が容易となった。また主要ファン能力強化については、定常時には単独運転のファンを火災時に連合運転に切り替えることによって、排気風量は大きく変えずに負圧を増大させることで対処可能であることがわかった。

6 . 今後の課題

6 . 1 . 平成 15 年度に実施する事項

1) 熱環境解析

平成 13 年度の概略の設備を考慮したが、実体により近づけるため平成 14 年度に設定された設備を考慮した解析が必要である。

2) 火災時解析

平成 14 年度は 250m 坑道に新設された試験坑道を考慮していないので、それを考慮した解析により避難ルートを選定と避難所位置の見直しが必要である。また、平成 14 年度は第 2 段階の研究終了後の冬モデルを使用し、火災発生箇所を 14 箇所に絞って大まかな解析を実施したが、平成 15 年度は、より詳細な解析を実施して通気制御方法を設定する必要がある。

3) 管理・保安体制の検討

平成 14 年度は概略を検討したが、坑内環境管理、入坑者管理、設備管理、異常の早期検知システム等の情報管理システムと、異常時の対応に関する防災マニュアルのあり方等について更に詳細に検討する。

6 . 2 . 平成 15 年度以降に実施する事項

今回用いた防災対策確立の基本的手法である通気網解析プログラムには以下に示す課題があるが、その解決と検証を早急に図ることは、幌延深地層研究計画のみならず、他の同様の地下施設建設に当たっても重要な事項であると考えられる。

1) 熱環境解析

熱環境解析については、壁面と空気の熱交換により時間の経過とともに壁面が冷却されるが、多くの研究者や実測により検証されている。しかし、出力の大きい変圧器等が設置される場合は、発生熱が空気に伝達されるメカニズムが複雑であるため、更に解析精度の向上が必要である。具体的には、発熱設備を設置している坑内現場で設備の種類ごとに通気環境を測定し、設備のエネルギー消費量と比較して熱伝達量を把握する方法が考えられる。

2) 火災時解析

火災により膨張した高温の火災ガスが、自然通気圧により定常時と異なった挙動をしながら流れるが、この時の流れは通気回路としての坑道を一様に流れることを前提にしている。しかし、下向きに風が流れる立坑や斜坑に火災ガスが流入すると上向きの自然通気圧が働くため、坑道内で対流現象を示しながら流動するという考えもあり、既存地下施設での実測・検証は事実上不可能であることから、実験的手法による検証と解析精度のより一層の向上を図り、地下施設の安全性を更に向上させることが必要である。

また、火災時には通気制御でファンの運転・停止・逆転や風門の開閉等を行うが、その通気挙動の時間的变化(非定常状態)については現状の通気網解析プログラムでは扱えないため、新規プログラムの開発が必要である。

現状で考えられる具体的な手法として提案されている内容は以下の通りであり、詳細については今後詰めていく必要がある。

(提案内容)

具体的な手法としては、有識者の意見を反映させながら検討を進める必要があるが、現状で考えられる方法としては下記の通りである。

・通気網解析の精度実証模型試験

縮尺の坑道模型で、小型ファンにより通気挙動を制御しておき、火源(ニクロム線と油)を設定して加熱発煙させ、通気挙動の経時変化を観察およびセンサにより把握する。

縮尺の坑道模型で、小型ファン回転数を制御してファンの運転停止に伴う通気挙動をセンサで検知し、非定常状態の気流挙動を把握する。

縮尺の坑道模型で、定常状態および火災時において、通気門を開閉した時の通気挙動の経時変化を把握する。

・熱伝達量の実測

発熱設備の有る坑内で、設備の種類毎に通気環境を測定し、エネルギー消費量と比較する。

・実験スケジュール案

平成 15 年度：実験方法について概念検討を行う。

平成 16 年度：学識経験者からなる委員会組織を設立、実験準備を行う。また一部実験を実施する。

平成 17 年度以降：実験実施。

7. 学会発表

平成 14 年 9 月 資源・素材学会秋季大会 通氣的観点からの地下施設の防災検討の試み
サイクル機構 白戸伸明・千葉博之、三井鉱山エンジニアリング 坂井哲郎

平成 15 年 9 月 土木学会 幌延深地層計画における地下施設建設計画の検討状況
サイクル機構 白戸伸明・松村修治・千葉博之

(参考) 石炭鉱山、一般土木地下構造物等における通気、換気の考え方の比較

	坑内掘石炭鉱山	一般の土木地下構造物	地下研究施設等
坑道掘削の目的	<ul style="list-style-type: none"> ・採掘作業が目的 ・掘削は数10年～100年程度 ・骨格構造は水平坑道主体 ・自然通気圧の影響は全体と比較して小さい 	<ul style="list-style-type: none"> ・完成後の用途に供することが目的 ・掘削は数年～10年程度で完了する一過性 ・建設目的により様々な形態 	<ul style="list-style-type: none"> ・地層処分研究が目的
骨格構造	<ul style="list-style-type: none"> ・高低差の大きい立坑主体の場合、深部の初期岩盤温度が高く自然通気圧が大きいため、全体通気力への影響も大きくなる 		<ul style="list-style-type: none"> ・高低差の大きい立坑主体の場合、深部の初期岩盤温度が高く自然通気圧が大きいため、全体通気力への影響も大きくなる
坑道断面	<ul style="list-style-type: none"> ・坑道断面は比較的小さい ・回路の通気を取扱う 	<ul style="list-style-type: none"> ・一般に坑道断面が大きい ・大空間の場合、空洞内の気流挙動も考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・坑道断面は比較的小さい ・回路の通気を取扱う
坑内環境	<ul style="list-style-type: none"> ・可燃性ガスの発生 ・深部化するにつれて地熱上昇 ・坑道は複雑で網の目のように入り組んでいる ・坑内状況は常時変化し続け、ライフランとして、膨大な量の空気の挙動を適切に管理制御 	<ul style="list-style-type: none"> ・一般に道路トンネル等では比較的単純な構造 	<ul style="list-style-type: none"> ・堆積岩系では可燃性ガス湧出が予想される場合あり ・通気施設数が増大、換気回路の複雑化
通気・換気設計の考え方	<ul style="list-style-type: none"> ・開発の初期段階から坑内レイアウト、坑道断面形状、目貫間隔等の設計に通気システムを反映 ・石炭の賦存条件や自然条件が炭鉱毎に異なり、夫々独自の技術を開発・蓄積されてきたため、マニュアル化されていない ・作業環境保全是もとより、長大かつ複雑な通気網への合理的な通気配分、可燃性ガスの希釈や制御 ・災害発生時の退避ルート確保のための通気制御等、防災面も重視 ・通気挙動は数値解析により容易に予測可能、解析信頼性が高い ・1980年代以降、国内全ての炭鉱に解析ソフトが普及、独自に通気網解析を実施 ・通常操業時における坑道の貫通、部内展開に際しての通気変更の予測解析に効果的 	<ul style="list-style-type: none"> ・必要換気量の算定、適正ファンの選定に主眼 ・マニュアル化により設計施工が容易 ・切羽や重機が走行する道中などの特定箇所における必要換気量確保（坑内環境保全）のための設備能力算定に重点を置く ・換気設備設計は数値解析によることも可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・可燃性ガスの希釈や制御 ・災害発生時の退避ルート確保のための通気制御等、防災面を重視 ・必要換気量を確保できることの検証、熱環境解析、火災時解析に使用 ・火災時解析の結果を坑道設計に反映
通気網解析	<ul style="list-style-type: none"> ・1980年代以降、国内全ての炭鉱に解析ソフトが普及、独自に通気網解析を実施 ・通常操業時における坑道の貫通、部内展開に際しての通気変更の予測解析に効果的 	<ul style="list-style-type: none"> ・重要課題は、粉じん対策ガイドラインを如何にしてクリアするか 	
入坑者教育	<ul style="list-style-type: none"> ・入坑者は一定レベルの教育を受けた者に限られる 	<ul style="list-style-type: none"> ・入坑者は一定レベルの教育を受けた者に限られる 	<ul style="list-style-type: none"> ・入坑者全員が十分な教育を受けることは困難、非常事態時の対応に問題

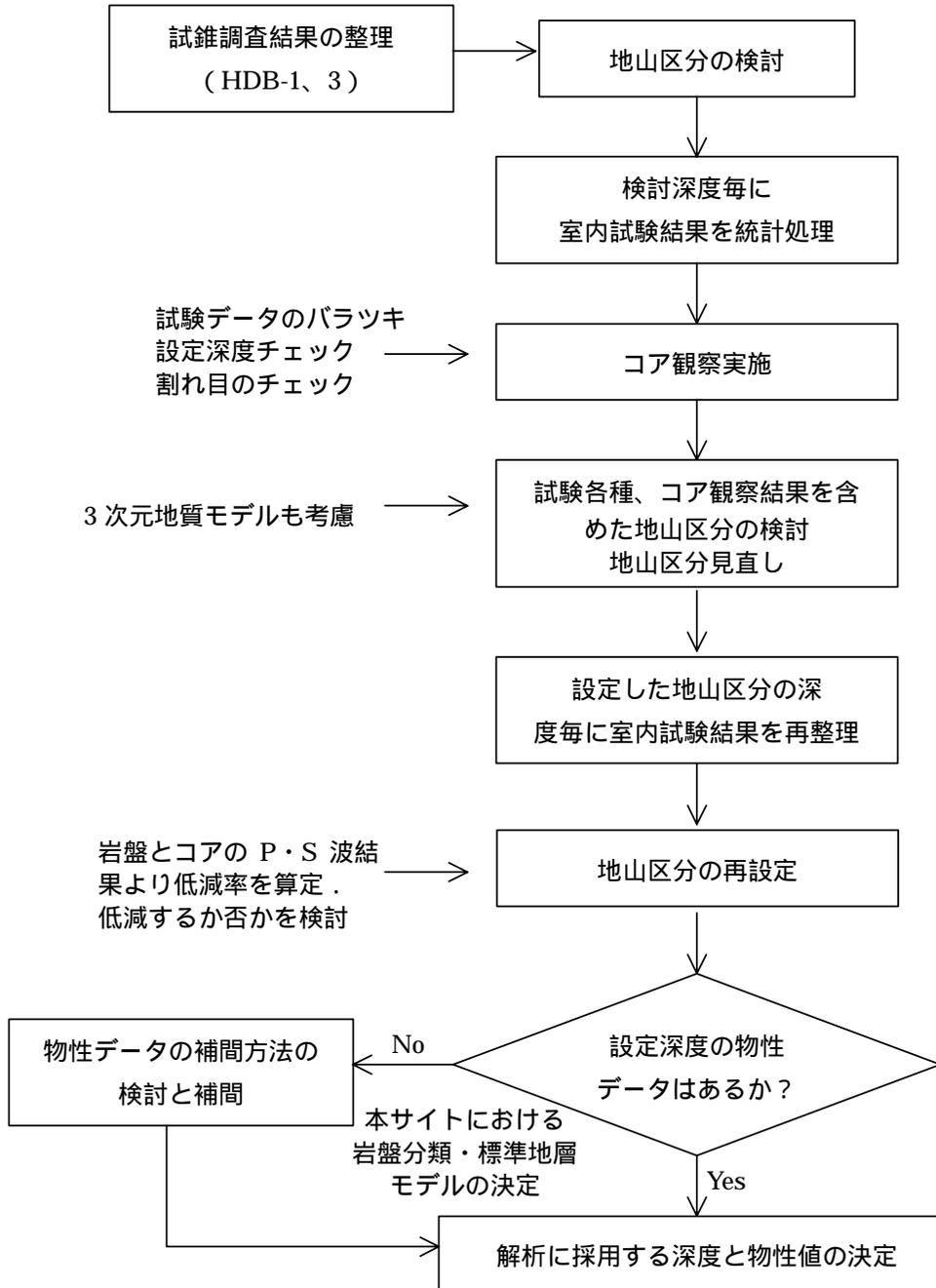
議題 空洞安定性評価

地質条件の設定

検討の背景

- 空洞安定性および研究施設として要求される品質を確保
- 経済性にも優れた合理的な空洞の設計を目指した検討
- 空洞の挙動を的確に予測 解析用入力物性値の精度向上
- 地山の工学的性質に着目し、地山細区分
- 入力物性値の不確実性に対する安全を担保するため、ある程度のバラツキに対して許容できる設計とする
試験結果のバラツキを考慮して区間最小値を設定

検討フロー



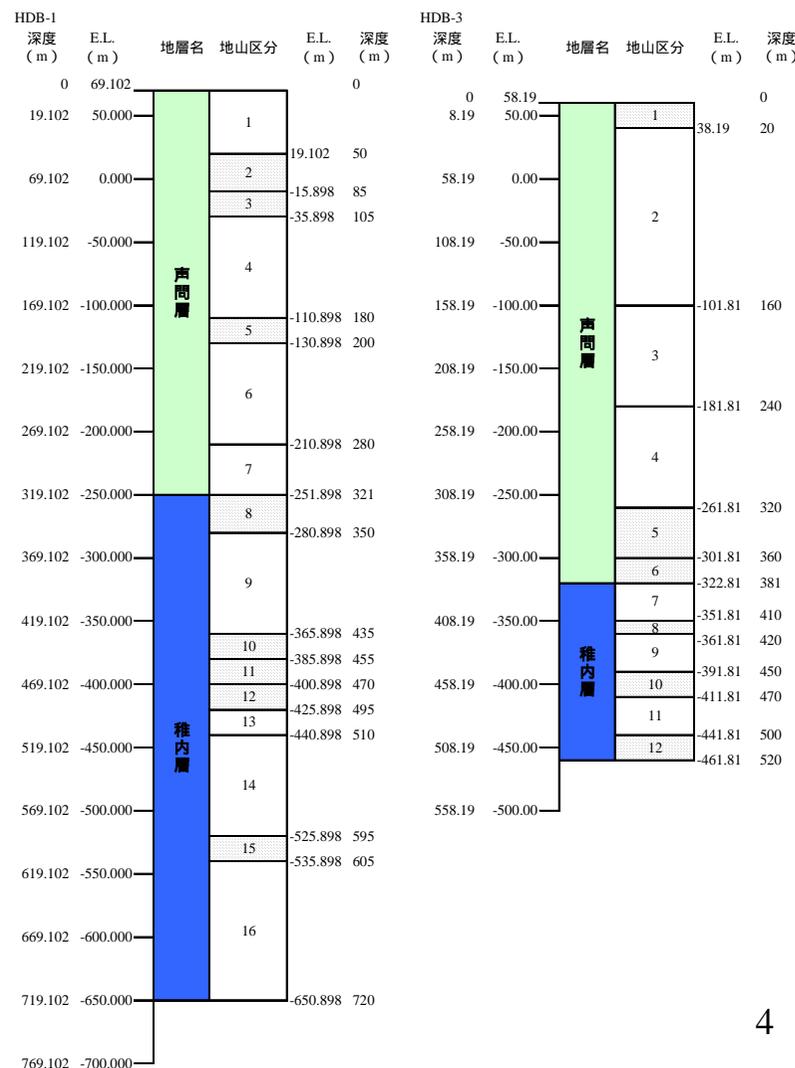
設計用地山区分の設定(その1)

HDB-1、3孔のデータを用いた地山の細区分

工学的性質に着目した地山区分

- 地層境界
- 岩石境界
- 岩級区分境界
- 岩相が顕著に変化する境界
- RQDが顕著に変化する境界
- 割れ目頻度が顕著に変化する境界
- 検層データ
- 硬さが顕著に変化する境界

岩石試験のばらつきとコア情報との対比分析は継続中。

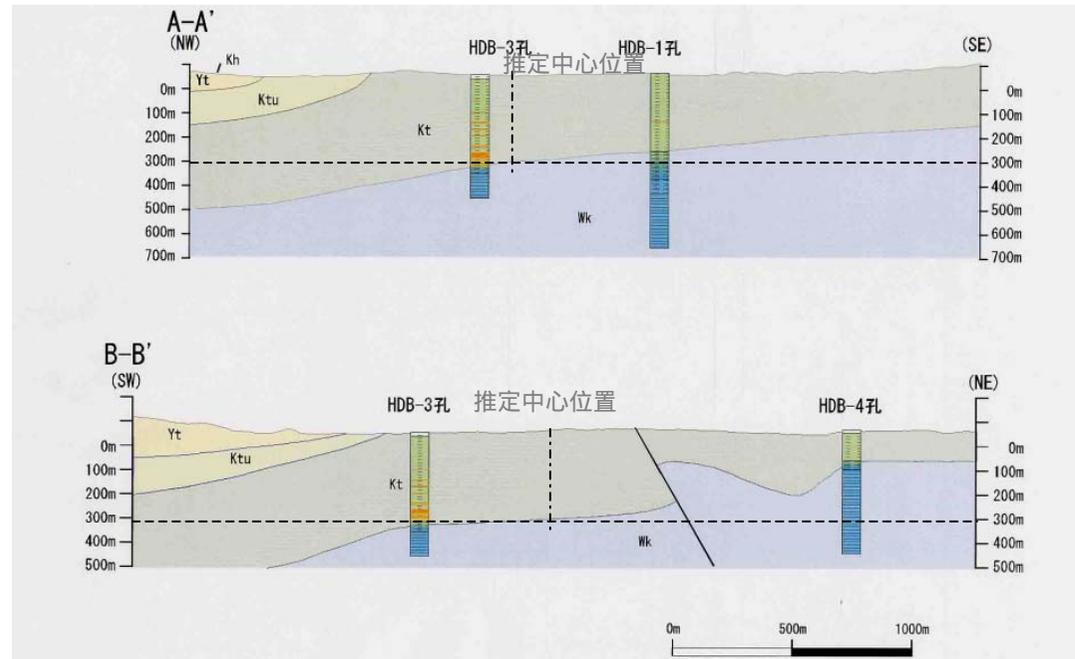
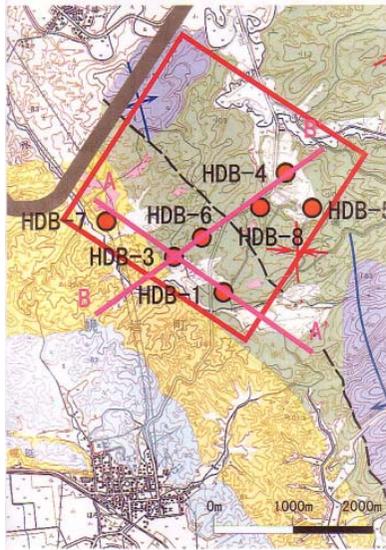


設計用地山区分の設定(その2)

設計用地層境界の検討

- 三次元モデルを用いた声問層 - 稚内層境界標高の推定
E.L. -300m に設定(計画地中心位置)
- 既存ボーリングにおける声問層 - 稚内層の層境がE.L.-300mになるよう標高補正を実施

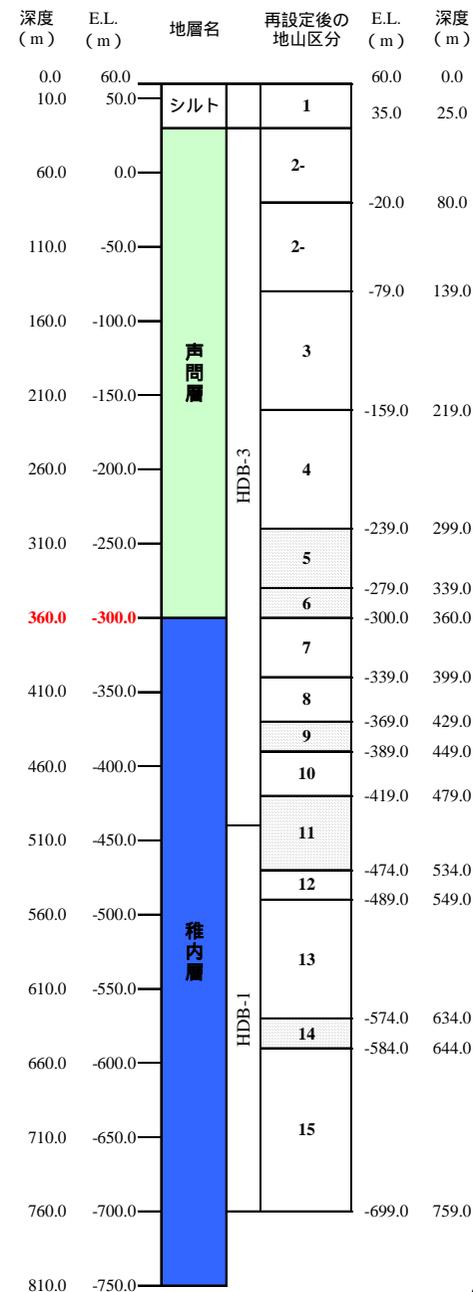
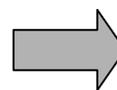
注) 計画地に最も近いHDB-6孔は調査実施中であり、基本設計では未反映。



設計用地山区分の設定(その3)

設計用地層境界の決定

- 計画地中心に最も近いHDB-3孔のデータを基本設計の地山区分として採用。
- HDB-3孔にないE.L -439m以深については、HDB-1孔の地山区分・データを採用。



注) 右図網掛け部は試験データ欠損区間

解析用岩盤物性値(その1)

低減率の検討 補足資料1

- き裂や風化の程度を評価する方法として、低減率 k を以下の式を用いて算出。

$$k = (V_p / V_p)^2$$

V_p : 岩盤のP波速度

V_p : 試料のP波速度

- 設定した低減率は、RQDやEMIとの相関性があり、妥当であると判断。

地山区分	地層名		音波検層 平均値 (km/sec)	PS 検層 平均値 (km/sec)	供試体 平均値 (km/sec)	低減率	
						音波検層	PS 検層
1							
2	声問層	HDB-3	1.75	1.41	1.66	1.11	0.72
3			1.80	1.56	1.68	1.15	0.86
4			1.87	1.86	1.75	1.14	1.13
5			1.87	1.68	-	-	-
6			1.95	1.76	-	-	-
7			2.08	1.89	2.03	1.05	0.87
8	稚内層	HDB-3	2.30	2.08	2.30	1.00	0.82
9			2.24	2.44	-	-	-
10			2.30	2.48	2.26	1.04	1.20
11			2.34	-	-	-	-
12		HDB-1	2.17	-	2.02	1.15	-
13			2.21	-	2.19	1.02	-
14			2.16	-	-	-	-
15			2.30	-	2.21	1.08	-

解析用岩盤物性値(その2)

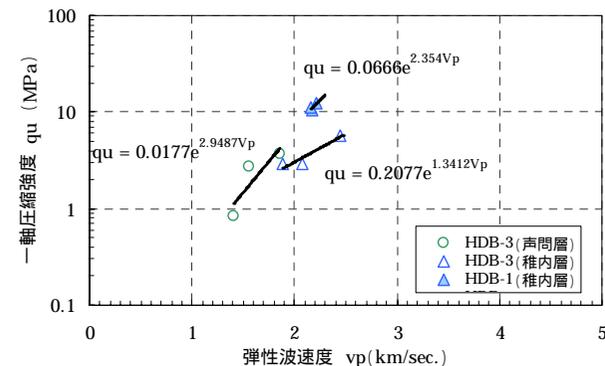
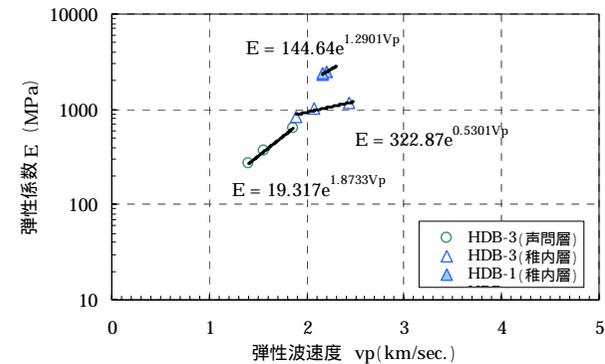
試験データ欠損区間の補間(その1)

一軸圧縮強度 q_u 、弾性係数 E の補間

連続的にデータのある弾性波速度 v_p との相関を求め欠損データを補間

地質学的な地山区分結果との整合性を確認

地山区分	地層名	E.L. m	深度 m	弾性係数 MPa	一軸圧縮強度 MPa
5	声間層	-239 ~ -279	339	449.5	2.5
6					
9	稚内層	-369 ~ -389	449	1177.0	5.5
11					
14	HD B-1	-574 ~ -584	644	2346.9	10.8



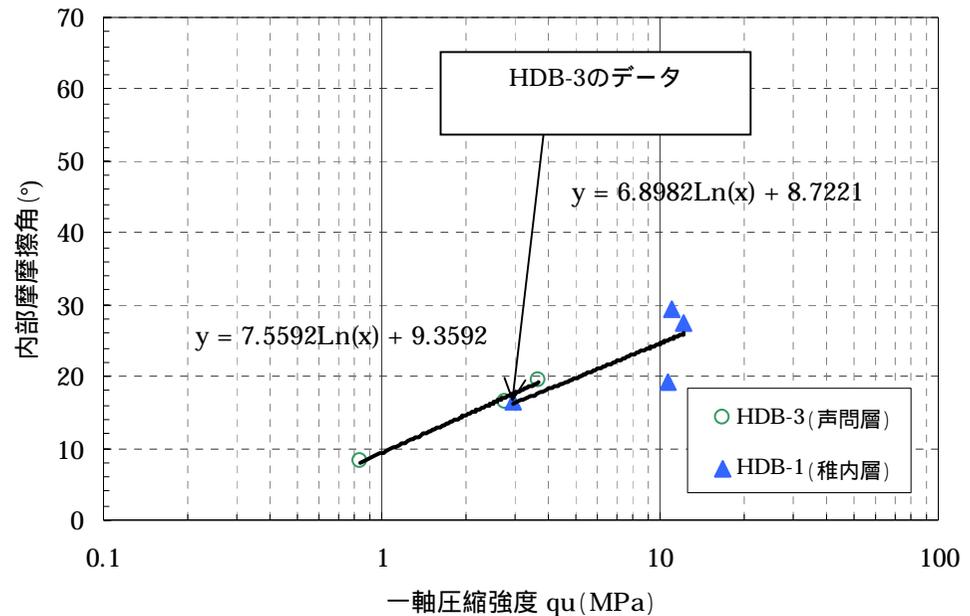
解析用岩盤物性値(その3)

試験データ欠損区間の補間(その2) 補足資料2

内部摩擦角の補間

一軸圧縮強度との相関を求めデータを補間
文献値と同様の傾向を示すことを確認

地山区分	地層名	E.L. m	深度	°
5	声問層	-239 ~ -279	339	16.3
6		-279 ~ -300	360	18.2
7	稚内層	-300 ~ -339	399	16.0
9		-369 ~ -389	449	20.5
10		-389 ~ -419	479	20.8
11		-419 ~ -474	534	19.5
14	HD B-1	-574 ~ -584	644	25.1

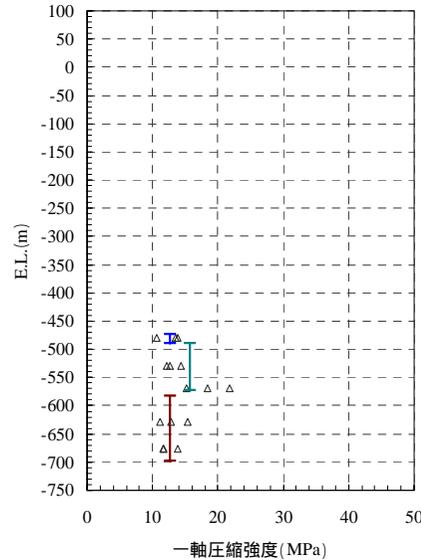
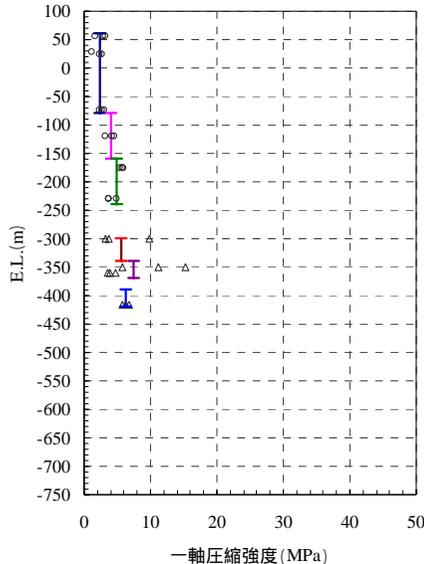


解析用岩盤物性値(その4)

岩盤物性値のまとめ

岩盤物性	設定方法	備考
単位体積重量	物理試験結果	地山区分毎の平均値を採用
粘着力	一軸圧縮強度と を用いて算定	-
内部摩擦角	三軸圧縮試験 (CU 試験) 結果	地山区分内のデータを採用
弾性係数	一軸試験結果のひずみゲージによる 静弾性係数測定結果	地山区分毎の最低値を採用
ポアソン比	一軸試験結果の静ポアソン比	地山区分毎の平均値を採用
一軸圧縮強度	一軸試験結果	地山区分毎の最低値を採用
引張強度	一軸圧縮強度の 1/10 の値として算定	-

データについては、[補足資料3-1](#)参照

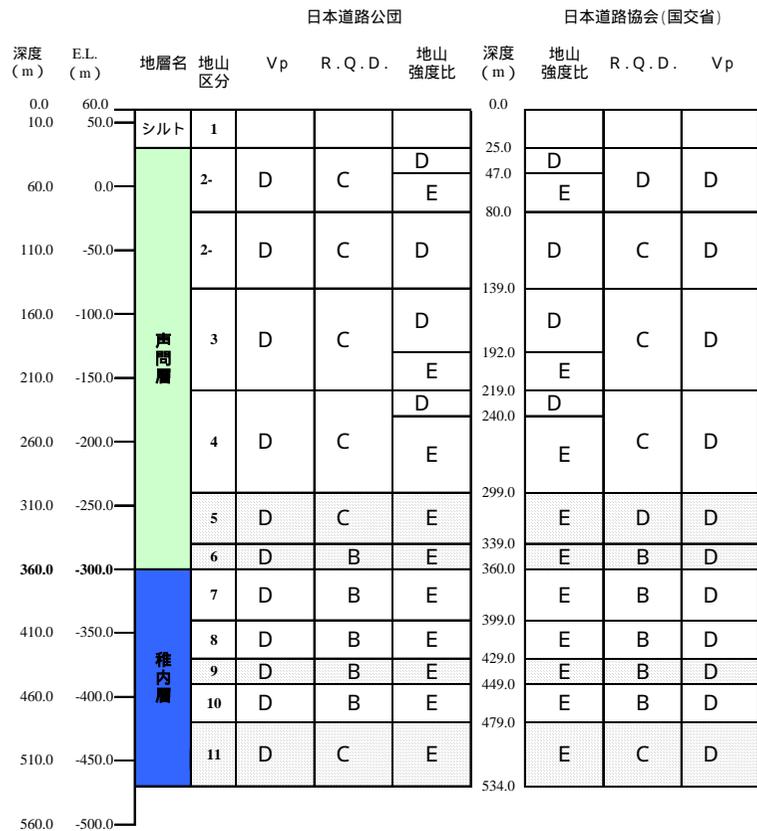


地山区分	地層名	E.L. m	深度	単位体積重量 kN/m ³	C MPa	°	弾性係数 MPa	ポアソン比	一軸圧縮強度 MPa	引張強度 MPa
1	HDB-3 HDB-1	60 ~ 35	25	14.8	0.1	24.1	8.3	0.30	0.2	0.02
2-		35 ~ -20	80	14.9	0.3	8.1	223.2	0.18	0.7	0.07
2-		-20 ~ -79	139	14.9	0.9	8.1	337.3	0.18	2.1	0.21
3		-79 ~ -159	219	14.4	1.0	16.5	365.5	0.12	2.8	0.28
4		-159 ~ -239	299	15.4	1.3	19.6	626.0	0.13	3.7	0.37
5		-239 ~ -279	339	14.9	0.9	16.3	449.5	0.14	2.5	0.25
6		-279 ~ -300	360	14.9	1.2	18.2	522.2	0.14	3.2	0.32
7		-300 ~ -339	399	16.8	1.1	16.0	845.6	0.10	2.9	0.29
8		-339 ~ -369	429	18.6	1.1	16.5	1032.4	0.11	3.0	0.30
9		-369 ~ -389	449	18.0	1.9	20.5	1177.0	0.11	5.5	0.55
10		-389 ~ -419	479	18.1	2.0	20.8	1153.0	0.12	5.7	0.57
11		-419 ~ -474	534	18.0	1.7	19.5	1116.2	0.11	4.8	0.48
12		-474 ~ -489	549	18.4	3.8	19.2	2300.0	0.18	10.6	1.06
13		-489 ~ -574	634	19.3	3.7	27.5	2520.0	0.24	12.2	1.22
14		-574 ~ -584	644	18.9	3.4	25.1	2346.9	0.22	10.8	1.08
15	-584 ~ -699	759	19.1	3.2	29.3	2410.0	0.23	11.1	1.11	

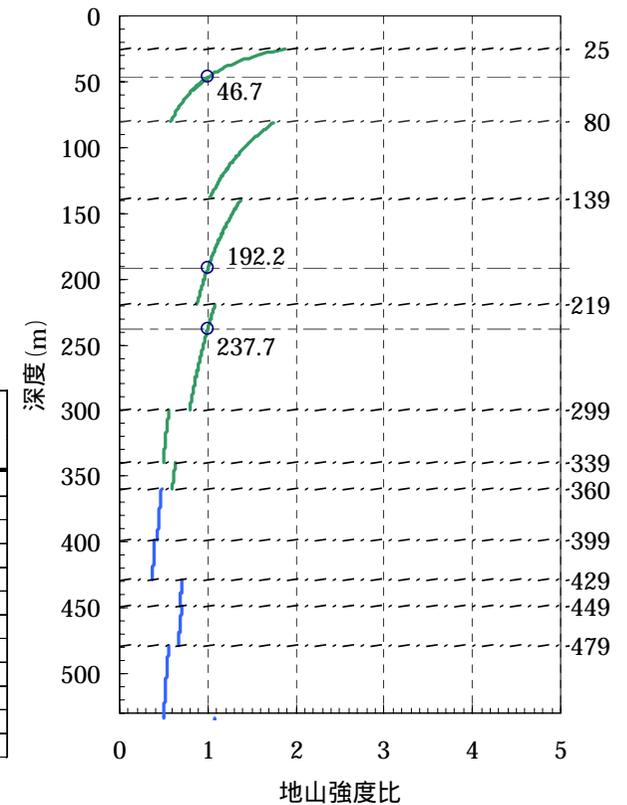
設計用地山分類

経験的手法に基づく設計用地山分類

設定方法は、JH・国交省に準拠

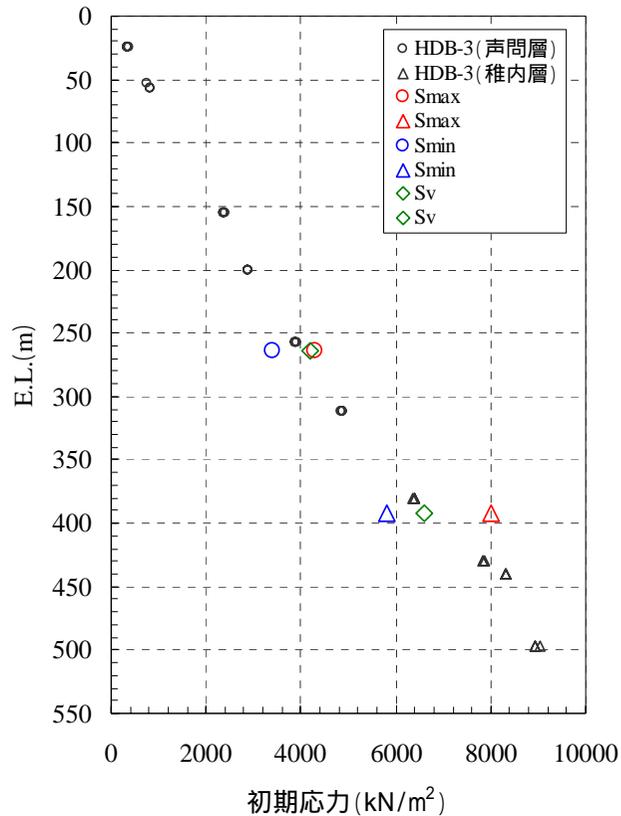


地山区分	地層名	音波検層 平均値 (km/sec)	PS 検層 平均値 (km/sec)	地山 強度比	RQD 区間平均 (%)
1					
2-	青間層	1.70	1.29	1.86 ~ 0.58	14.7
2-		1.77	1.56	1.74 ~ 1.02	42.3
3		1.80	1.56	1.38 ~ 0.87	54.4
4		1.87	1.86	1.08 ~ 0.79	66.0
5		1.87	1.68	0.56 ~ 0.49	18.5
6	稚内層	1.95	1.76	0.63 ~ 0.59	73.4
7		2.08	1.89	0.47 ~ 0.42	92.1
8		2.30	2.08	0.39 ~ 0.37	96.5
9		2.24	2.44	0.71 ~ 0.68	89.8
10		2.30	2.48	0.70 ~ 0.66	98.2
11		2.34		0.55 ~ 0.50	69.3



初期応力の検討

- 既往の報告より最大主応力方向は東西方向と推定できる
- HDB-3孔のデータを用いて、設計用初期応力比を検討
- 水平面内初期応力比は、1.2 : 0.8



	Smax	Smin	Sv	水平面内応力比
最大応力比	1.2	0.8	1.0	1.5

支保工検討フロー（立坑）

検討した地山区分毎に「経験的手法による設計用地山分類」を決定し、暫定的に支保パターンを設定

SS工法（掘進長さ：1m×2）を適用した
二次元弾塑性解析を実施

塑性領域幅
支保判定

No.

Yes.

標準部支保パターンの決定

【判定基準】

空洞掘削時の安定性評価

発生した最大塑性領域幅 $D < 0.4d$

支保工の評価

支保工応力 < 許容応力度

・ 支保工、塑性領域 OK . . . Yes

NG 判定

・ 支保工 OK、塑性領域 NG . . . ^

・ 支保工 NG、塑性領域 OK . . . ^

・ 支保工 NG、塑性領域 NG . . . ^

掘進長さ（1m×1）
に変更

$D < 0.4d$

NG

補助工法
の導入

OK

支保 OK ?

NG

^

Yes.

標準支保決定

コンクリートの
設計基準強度変更

支保 OK ?
 $f'_{ck} > 40\text{MPa}$

NG

^

Yes.

標準支保決定

一次支保 + 二次覆工
の考え方の導入

$D < 0.4d$

NG

補助工法
の導入

OK

支保 OK ?

NG

^

Yes.

標準支保決定

覆工コンクリート厚
の検討

40 ~ 60cm
範囲内か？

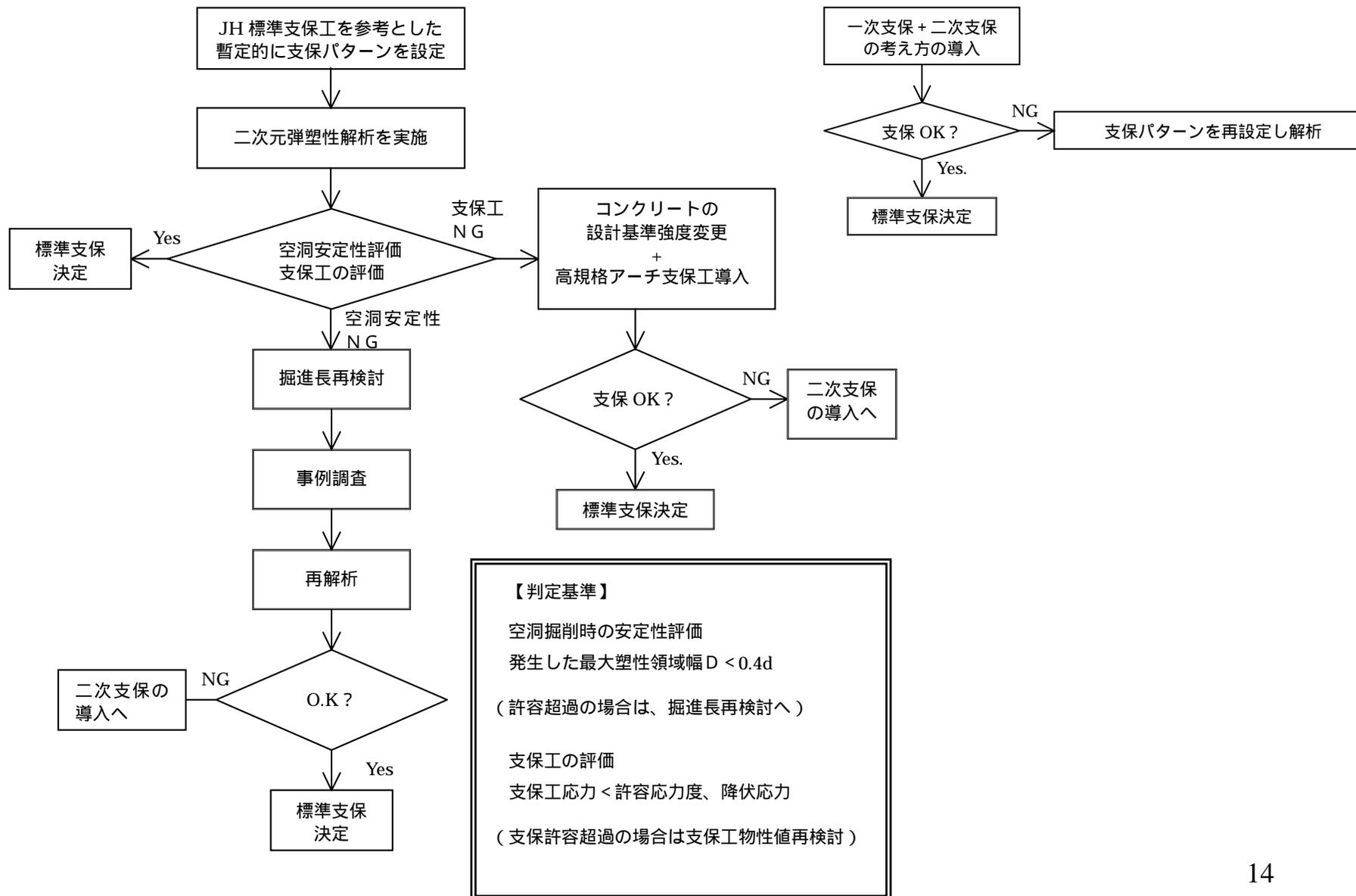
NG

^

Yes.

標準支保決定

支保工検討フロー（水平坑道）



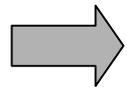
解析手法と方針(その1)

- 二次元有限要素法
- 岩盤の応力ひずみ関係は完全弾塑性モデル(モール・クーロンの破壊規準)
- 平面ひずみ条件下にて解析実施(単位奥行き当りの剛性・荷重を使用)
- 奥行き方向の剛性は考慮しない
- 岩盤・覆工コンクリートは平面ひずみ要素でモデル化
- 鋼製支保工をビーム要素(単位奥行き当りの剛性を考慮)にてモデル化
- 鋼製支保工は岩盤に密着せず吹付けによって岩盤に接着されることを考慮して、吹付けの内側に設置

解析手法と方針(その2)

完全弾塑性体は以下のような岩盤の性質を近似

- 強度以下では岩盤は弾性的に挙動する
- 強度を上回る外力が加えられるような場合には、応力が強度以下になるまで変形し、これによる周囲に応力が再配分される



換言すれば、空洞壁面付近で、強度を上回るような外力が加わるような場合には、岩盤は変形し、弾塑性ひずみエネルギーとして外力を吸収するが、この状態は、あくまでも弾性変形の延長線上にあるもので、破壊・分離するような変形ではない。しかしながら、あまりに変形が進むと、一部で岩盤が破壊・分離する可能性もある。そこで、このような変形にならないように、次のような許容限界を設定した。

- 塑性領域の大きさが、破壊・分離を防ぐロックボルトの打設が、合理的に可能な範囲にとどまること
過去の事例なども参照し、 $0.4D$ (D : 空洞直径) とする
今後の課題として、空洞安定が確保できる塑性領域の大きさを定量的に評価する方法を検討することがある

岩盤の評価方法(その1)

塑性領域の設定

- 既往の調査)、ロックボルト打設長・定着長等を考慮し0.4dと設定「 $D < 0.4d$ (D:最大塑性領域幅、d:空洞直径)」

) 社団法人日本トンネル技術協会：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

調査結果より算出した影響係数

岩盤分類		在来		NATM	
JH	電研	単	複	単	複
A	A	0.15	0.24	0.09	0.18
	B	0.27	0.42	0.36	0.45
B	C _H	0.35	0.53	0.55	0.64
C	C _M	0.42	0.64	0.73	0.82
	C _L	0.42	0.64	-	-
D、E	D	-	-	-	-
	E	-	-	-	-

単線の代表直径は5.5m、複線は9mとして計算している。

岩盤等級と緩み領域の関係

ゆるみ領域 単位：m

岩盤等級	岩盤弾性波速度 (km/sec)	今回調査結果についての判断による				池田 (1974)			堀・川島 (1982)			
		在来		注1) NATM		TBM		在来	TBM	在来	NATM	TBM
		単	複	単	複	D+h 10m	D+h 20m	径2.0~4.5m (円形)	径5.1m	径5.1m	径5.8m	
A	5.5~5.0	0.8	1.3	0.5	1.0	0		0				
B	4.5~4.0	1.5	2.3	2.0	2.5	0	0.4	0.8	0.2	0.6~1.3	0.3~0.7	0~0.3
C _H	3.5~3.0	1.9	2.9	3.0	3.5	0	0.9	1.8	0.4			
C _M	2.5~2.0	2.3	3.5	4.0	4.5	1.0	1.8	3.6	0.8			
C _L		2.3	3.5				3.0	6.0	1.2			
D												

注1) NATMにおけるゆるみ領域は、地中変位計測によるものを示した。その他は、弾性波速度の低下領域による。

2) 単：鉄道単線トンネル断面 複：鉄道複線トンネル断面

3) D：トンネルの巾 h：トンネルの高さ

岩盤の評価方法(その2)

最大せん断ひずみ

- 解析値の最大せん断ひずみを、櫻井先生らによる限界せん断ひずみによって評価

$$\sigma_0 = (1 + \nu) \times \sigma_0$$

(ν :ポアソン比、 σ_0 :限界ひずみ)

- ・ 限界ひずみは櫻井先生の原因より、上限・中央・下限値を使用

上限値： $\log \sigma_0 = -0.25 \log E - 0.85$

中央値： $\log \sigma_0 = -0.25 \log E - 1.22$

下限値： $\log \sigma_0 = -0.25 \log E - 1.59$

地山区分	地層名	E.L. m	深度 m	限界ひずみ σ_0			限界せん断ひずみ σ_0		
				上限	中央	下限	上限	中央	下限
2-	声問層 HDB-3	35 ~ -20	80	2.06	0.88	0.37	2.42	1.03	0.44
2-		-20 ~ -79	139	1.85	0.79	0.34	2.19	0.93	0.40
3		-79 ~ -159	219	1.82	0.77	0.33	2.03	0.87	0.37
4		-159 ~ -239	299	1.59	0.68	0.29	1.80	0.77	0.33
5		-239 ~ -279	339	1.73	0.74	0.31	1.97	0.84	0.36
6		-279 ~ -300	360	1.66	0.71	0.30	1.90	0.81	0.35
7		-300 ~ -339	399	1.47	0.63	0.27	1.63	0.69	0.30
8		-339 ~ -369	429	1.40	0.60	0.25	1.55	0.66	0.28
9		-369 ~ -389	449	1.36	0.58	0.25	1.50	0.64	0.27
10		-389 ~ -419	479	1.36	0.58	0.25	1.52	0.65	0.28
11	稚内層	-419 ~ -474	534	1.37	0.59	0.25	1.52	0.65	0.28

支保工の評価方法(その1)

支保工許容応力度

覆工コンクリート

- 無筋コンクリートにおける長期許容応力度(安全率4.0)を採用

$$\sigma_{ck} = f'_{ck}/4 \quad (f'_{ck}: \text{設計基準強度})$$

f'_{ck} MPa	18	24	30	40
許容応力度 (長期) MPa	4.5	6.0	7.5	10.0

吹付けコンクリート

- 仮設部材として取り扱う場合、文献¹⁾に準拠し、短期として安全率1.3を採用。
- 長期許容は上記同様安全率4.0を採用

$$\sigma_{ck} = f'_{ck}/1.3 \quad (\text{短期}) \quad (f'_{ck}: \text{設計基準強度})$$

$$\sigma_{ck} = f'_{ck}/4 \quad (\text{長期})$$

	設計基準強度 f'_{ck} (MPa)	短期 ($f'_{ck}/1.3$) (MPa)	長期 ($f'_{ck}/4$) (MPa)
普通	18.0	13.8	4.5
高強度	36.0	27.7	9.0

鋼製支保工

- 従来型鋼(SS400)と高規格鋼(HT590)は文献²⁾に準拠し、右表の許容値を設定

	短期 (σ_y) (MPa)	長期 (σ_{sca}) (MPa)
SS400	400	160
HT590	590	236

1) 日本鉄道建設公団：NATM設計施工指針(案)、1996

2) 土木学会：トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説(昭和61年制定)、pp.66-69、1996

支保工の評価方法(その2)

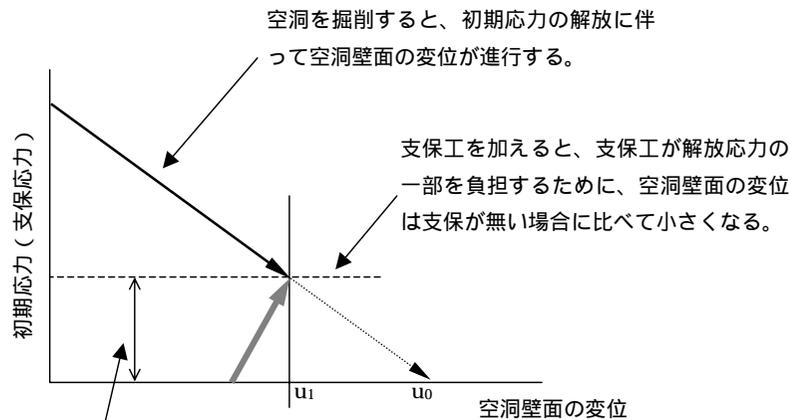
一次支保工が長期許容を越える場合の考え方

一次支保工の応力が恒久構造物としての許容を越える場合は、仮設部材として短期許容にて評価し、二次支保工の設計を行う

【手順1】

等方的な初期応力状態で次の2ケースの掘削解析を実施し、下記の支保工が負担している掘削解放率(初期応力)の割合を算定する。

- ・ Case1: 無支保(素堀)の場合の壁面変位 u_0
- ・ Case2: 所定の切羽離れで一次支保工を設置した場合の壁面変位 u_1



支保工が負担している解放応力の割合 r は、三角形の合同条件を利用し、次のように求めることができる。

$$r = (u_0 - u_1) / u_0$$

【手順2】

一次支保工の許容値を超えた分の応力を、二次覆工に負担させても、二次覆工の応力が長期許容値の範囲内であれば、一次支保工と二次覆工は長期的に安定であると判断する。このため、二次覆工と岩盤からなる構造に、一次支保工の長期許容超過分の応力を加えて、二次覆工の応力増分を求める。一次支保工の長期許容超過分の応力は、掘削解放応力の割合として求めてあるので、二次覆工と岩盤からなる構造に、必要な割合の掘削解放力を作用させて、二次覆工の応力増分を求める。

掘削解放力の割合を次式に示す。

$$\text{解放力の割合} = (u_0 - u_1) / u_0 \times (\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{ck}}) / \sigma_{\text{max}}$$

ここに、

- σ_{max} : 長期許容値
- σ_{ck} : 一次支保工の応力

【手順3】

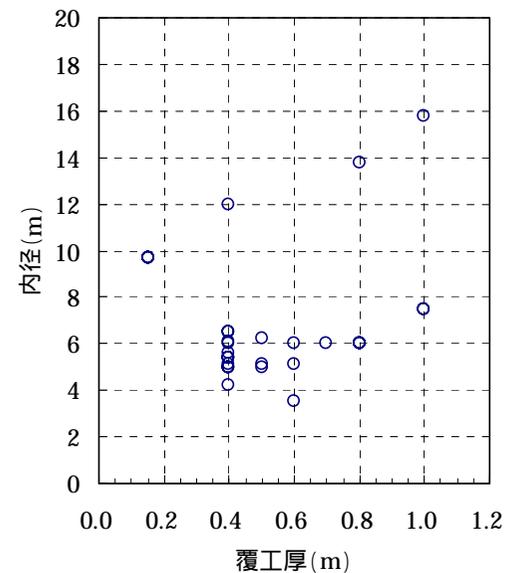
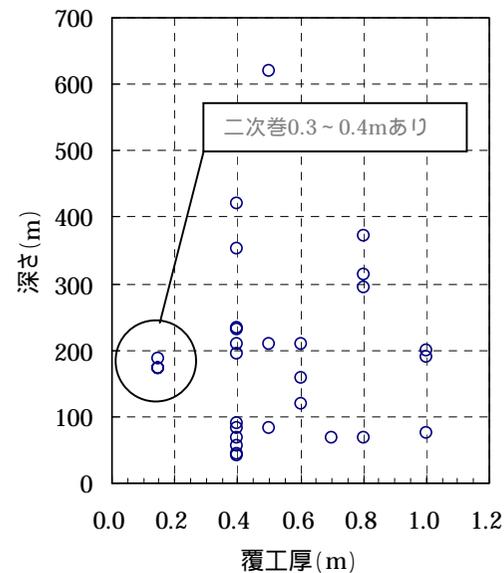
現在生じている二次覆工の応力に、先に求めた「一時支保工の長期許容を越えた分の応力」に相当する応力増分を加え、これが長期許容値に入っていることを確認する。

基本覆工巻厚の設定

立坑における覆工厚の設定

- 文献)より、覆工厚さの実績は、15cm ~ 100cmである
- 基本設計では、最も実績が多い40cmを基本厚さとして検討を実施

) 土木学会：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、pp.4~5、平成6年8月



支保工物性値

覆工コンクリート

弾性係数は、サイクルタイムを考慮し、覆工打設後、削孔発破から次の削孔発破までを考え、ショートステップ(SS)工法標準:20.6h、吹付け有:27.3hの2種類を算出。算出はコンクリート標準示方書に準拠

設計基準強度 f'_{ck} (MPa)	SS工法工法に採用する弾性係数 E (MPa)		ポアソン比
	一次支保無し 材齢:20.6h	一次支保有り 材齢:27.3h	
18	7,200	8,050	0.2
24	8,330	9,270	
30	9,330	10,400	
40	10,700	12,000	

吹付けコンクリート

一般的な普通吹付けと、第2東名・名神にて標準的に使用されている高強度吹付けの二種類を使用。弾性係数は、普通吹付けは「NATM設計施工指針(案)」に準拠。高強度吹付けは、JHにおいて推奨されている値に準拠

	設計基準強度 f'_{ck} (MPa)	弾性係数 E (MPa)
普通	18	3,400
高強度	36	6,000

鋼製支保工

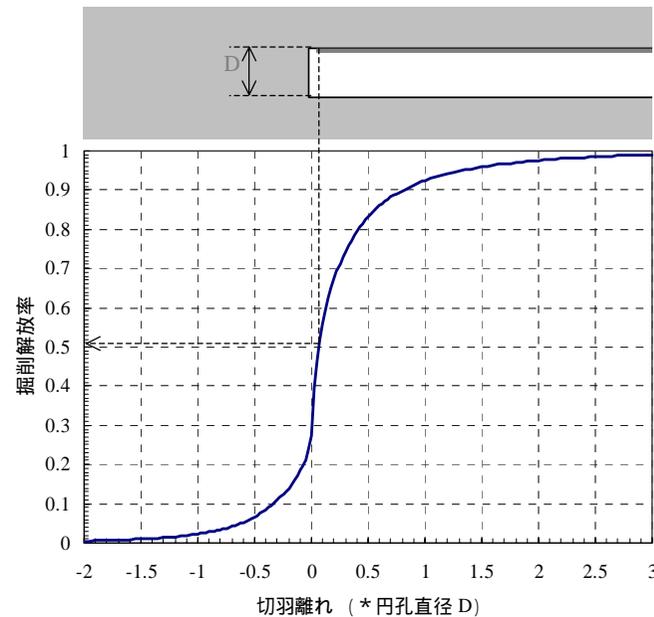
従来型鋼(SS400)と高規格鋼(HT590)の二種類を使用

	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比	A (m^2)	I (m^4)	Z (m^3)
NH-125(SS400)	2.100E+05	0.3	3.000E-03	8.390E-06	1.340E-04
NH-150(SS400)			3.965E-03	1.620E-05	2.160E-04
HH-154(HT590)			4.719E-03	2.000E-05	2.600E-04

掘削解放力(その1)

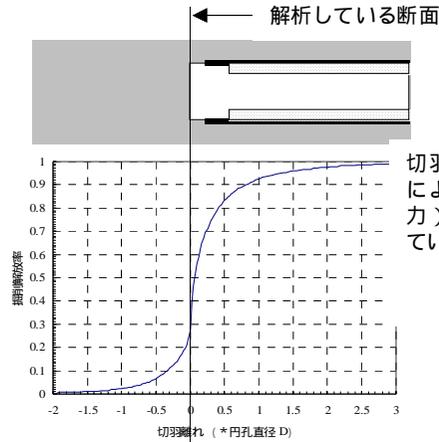
掘削解放率

特性曲線は、円孔を素堀状態で掘削した場合の三次元FEM解析結果を用いた。結果は、横軸に切羽離れ、縦軸には変位割合を掘削解放率として整理

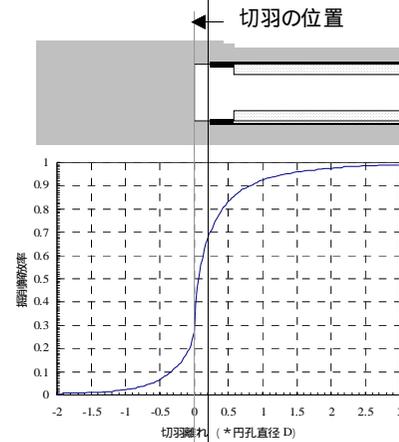


掘削解放力(その2)

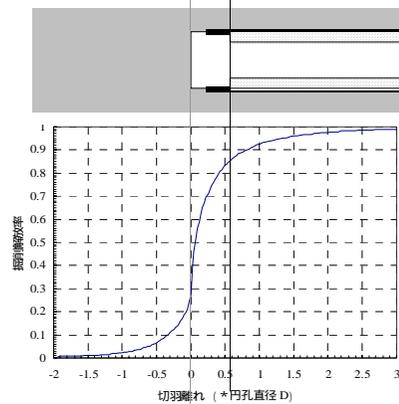
遅れ覆工の考え方



切羽の進行を考慮した二次元では、掘削によって解放される岩盤の応力（初期応力）が、切羽の前後で図のように分布していると考えられる。



一次支保工を入れて掘削を進めた場合を考えると、左の図では一次支保の手前で70%の初期応力が解放されると考えられる。そこで、まず素掘の解析を行い、掘削相当外力の70%を加えて計算する。



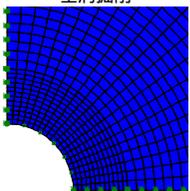
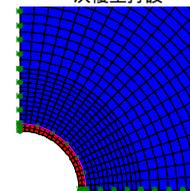
次に覆工を入れて掘削を進めた場合を考えると、左の例では覆工の手前で87%の初期応力が解放される。そこで、一次支保工を加えた構造に $87-70=17\%$ の掘削相当外力を加えて計算し、応力や変形を先の解析結果に加算する。

残りの初期応力13%は、一次支保工と覆工を加えた構造に加わる。そこで、この構造に13%の掘削相当外力を加えて計算をし、応力や変形をさらに加算します。この段階で、初期応力の100%が解放されたことになる。

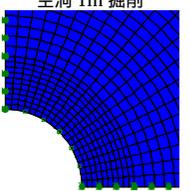
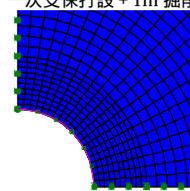
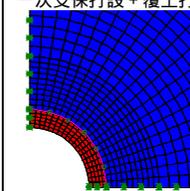
解析手順(立坑)

東西立坑：内径6.5m、換気立坑：内径4.5m

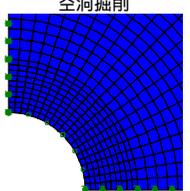
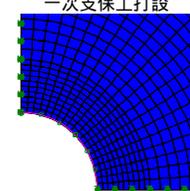
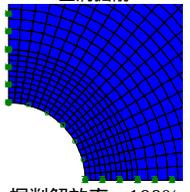
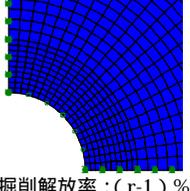
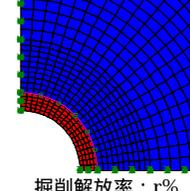
ショートステップ工法

step	1	2	3
模式図	初期応力解析	空洞掘削 	一次覆工打設 
		掘削解放率： %	掘削解放率：(1-)%

ショートステップ工法 一次支保 + 二次覆工モデル

ステップ	1	2	3	4
模式図	初期応力解析	空洞 1m 掘削 	一次支保打設 + 1m 掘削 	一次支保打設 + 覆工打設 
		掘削解放率： %	掘削解放率：(-)%	掘削解放率：(1-)%

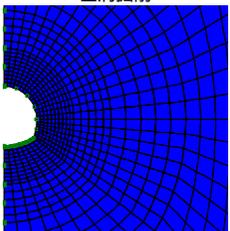
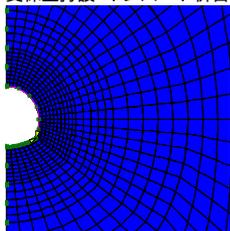
覆工負担の検討

step 手順	1	2	3	備考
一次支保の解析		空洞掘削 	一次支保工打設 	最大変位： u_1
素堀解析	初期応力解析	空洞掘削 		最大変位： u_0
覆工負担率の解析		空洞掘削 	二次覆工打設 	$r = (u_0 - u_1) / u_0$ $\times \left\{ \frac{\max ck}{\max} \right\}$
		掘削解放率：100%	掘削解放率：(r-1) %	掘削解放率：r%

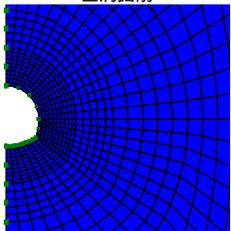
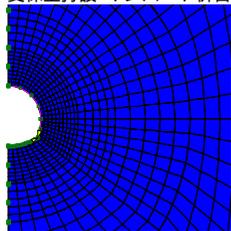
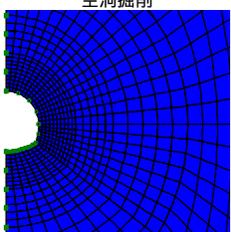
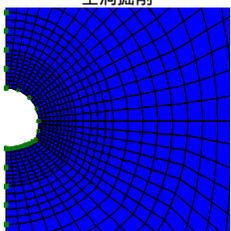
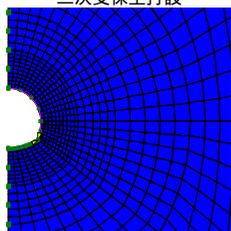
解析手順(水平坑道)

標準断面：内空幅4mの三心円馬蹄形断面

標準

step	1	2	3
模式図	初期 応力 解析	空洞掘削 	支保工打設・インバート併合 
		掘削解放率： %	掘削解放率：(1-)%

二重支保工モデル

step 手順	1	2	3	備考
一次支保の解析		空洞掘削 	支保工打設・インバート併合 	最大変位： u_1
素堀解析	初期 応力 解析	空洞掘削 		最大変位： u_0
二次支保工負担率の解析		空洞掘削 	二次支保工打設 	$r = (u_0 - u_1) / u_0 \times \{ (\max - ck) / \max \}$
		掘削解放率： %	掘削解放率：(1-)%	
		掘削解放率：100%		
		掘削解放率：(r-1) %	掘削解放率：r%	

検討結果一覧代表例(東西立坑)

地山区分	地名	地層	深度 m	覆工コンクリート				吹付けコンクリート					リング支保工			塑性領域		ひずみ			工法													
				応力 MPa	f _{ck} MPa	長期 MPa	厚さ m	応力 MPa	f _{ck} MPa	長期 MPa	短期 MPa	厚さ cm	応力 MPa	長期 MPa	短期 MPa	部材	最大幅 m	0.4D m	max	上限値		中央値												
2-	声問層	47	1.9	18.0	4.5	40.0	-	-	-	-	-	35.5	160.0	400.0	NH125	1.00	2.92	0.77	2.42	1.03	SS工法 掘進長: 1m×2													
			80									3.3				63.6		2.50				1.36												
2-		139	5.3	24.0	6.0							83.8				1.12		1.54	2.19	0.93														
3		192	7.3	30.0	7.5							101.9			NH150	0.87		1.76	2.03	0.87														
		219	8.5	40.0	10.0							105.0				1.00		1.91																
4		240	7.5	30.0	7.5							108.3			0.62	1.28		1.80	0.77															
		299	7.2									387.0			1.00	1.73																		
5		339	9.5	40.0	10.0							17.1			15.0	-		-	-	-		407.8	236.0	590.0	HH154	1.75	3.04	2.48	1.97	0.84	一次支保工+二次覆工 掘進: 1m掘削+一次支保 覆工長さ: 2m 4m遅れにて施工			
6		360	9.1									17.0										36.0				9.0		27.7	409.5	1.25		2.26	1.90	0.81
7		399	9.4									10.8										458.4				2.25		1.97	1.63	0.69				
8		429	9.9									11.5										18.0				4.5		13.8	493.8	2.50		1.97	1.55	0.66
9	449	8.9	10.5			458.7	1.25	1.67	1.50	0.64																								
10	479	9.5	18.3			461.7	1.12	1.78	1.52	0.65																								
11	530	10.0	60.0			20.5	36.0	9.0	27.7	512.1	1.62	3.20	2.02	1.52			0.65																	

吹付けコンクリート f_{ck}=18MPa: 普通吹付、f_{ck}=36MPa: 高強度吹付 27

鋼製支保工 NH125: H型鋼 NH125×125 (SS400)、NH150: H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154: 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

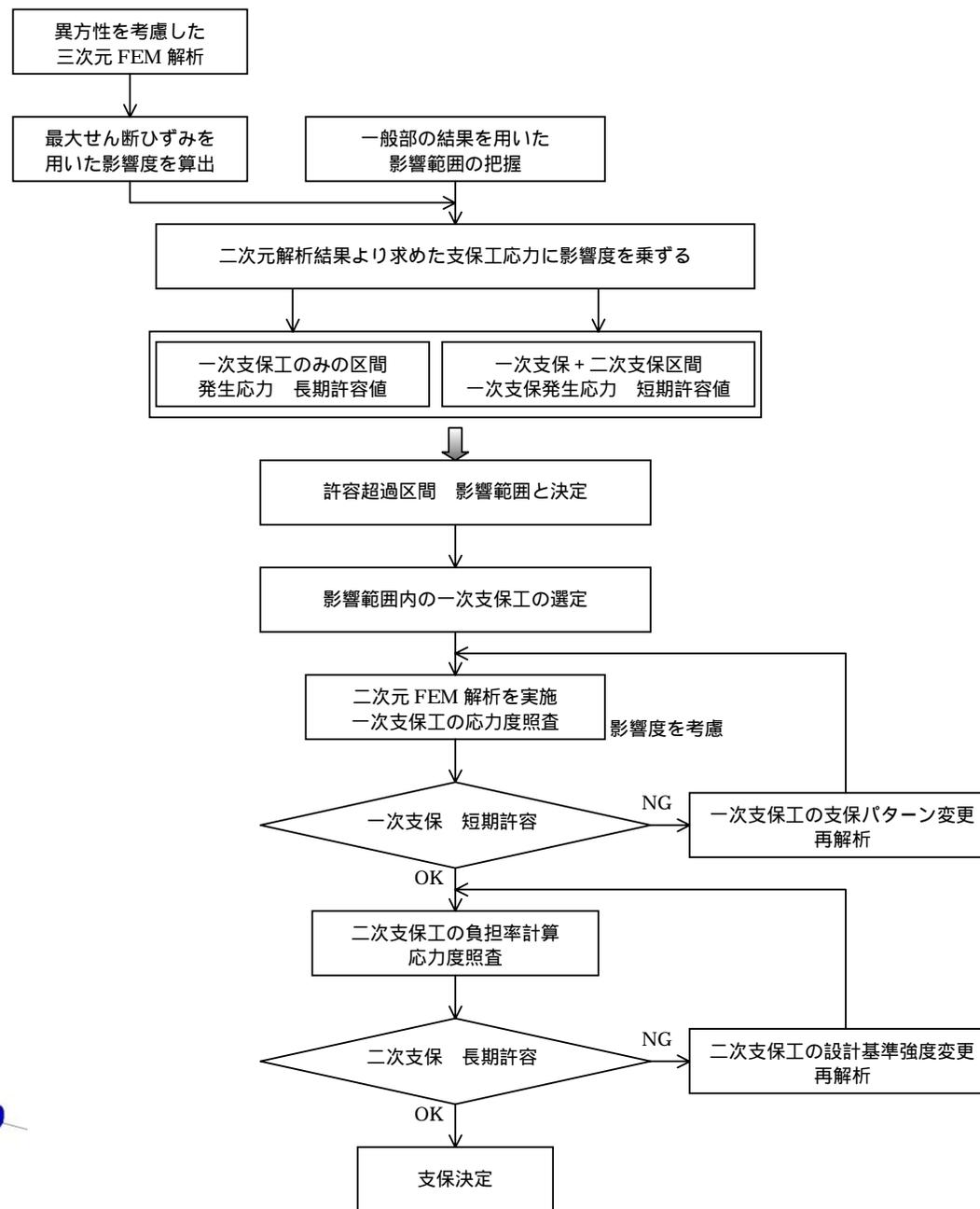
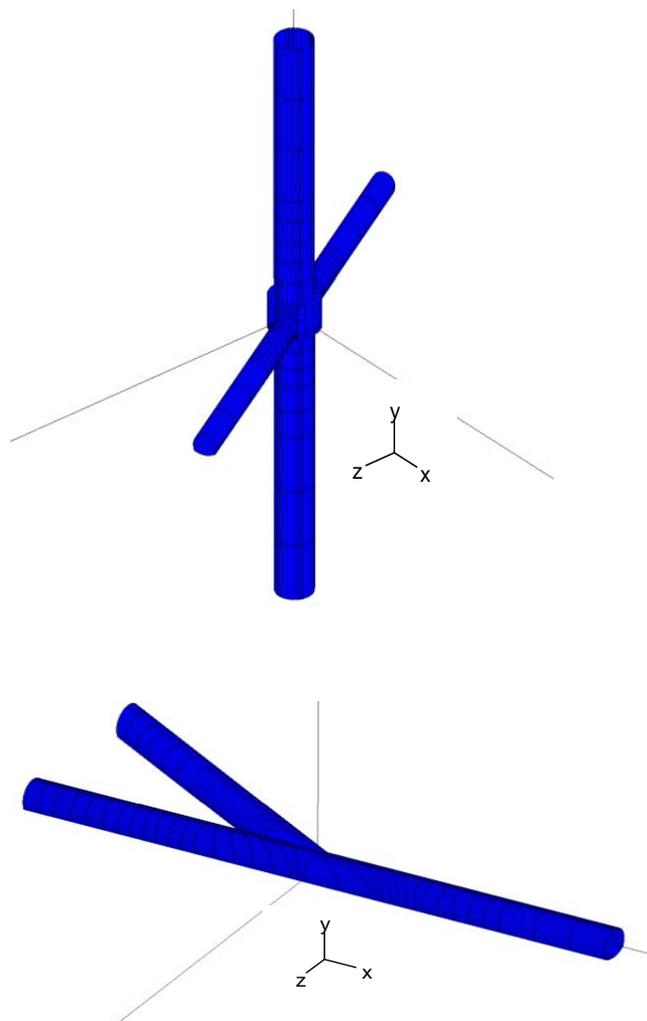
検討結果一覧代表例(水平坑道側圧1.2)

深度 (m)	一次支保												二次支保		塑性領域		ひずみ																				
	アーチ部						ハット部						アーチ部	ハット部	厚さ	f _{ck} 長期	最大幅	0.4D	max	上限値	中央値																
	吹付け			鋼製支保鋼			吹付け			鋼製支保鋼			吹付け																								
	縁心力	f _{ck} 長期	厚さ	縁心力	長期	短期	部材	縁心力	f _{ck} 長期	厚さ	縁心力	長期	短期	部材	縁心力	縁心力	cm	MPa	m																		
MPa	MPa	cm	MPa	MPa	MPa		MPa	MPa	cm	MPa	MPa	MPa		MPa	MPa																						
62.5 小試験座	1.5	18.0	20	123.4	160.0	NH150	1.6	18.0	20	無	-	-	-	無	-	-	-	-	1.50	1.76	1.46	4.31	1.84														
125 標準部	2.8	4.5		214.6	400.0		2.8	4.5											13.8		2.8	13.8	-	-	0.88	1.88	3.89	1.66									
250 標準部	6.3	36.0		268.9	236.0		HH154	5.6											36.0	27.7	5.6	5.0	18.0	4.5	0.5	5.0	10.0	18.0	4.5	0.75	1.80	2.00	3.20	1.36			
250 大試験座	12.7			469.5				4.6													36.0				27.7					5.3		1.38			3.04	2.55	
375 標準部	9.1			9.0				366.4													8.1				9.0					27.7	1.6	1.63	2.35	2.89	1.23		
437.5 小試験座	9.8			27.7				381.8													8.6				1.4					1.00	1.80	2.13	2.67	1.14			
500 標準部	11.3			446.5				7.9													339.3				236.0					590.0	HH154	2.8	1.6	1.25	2.60	2.71	1.16

吹付けコンクリート f_{ck}=18MPa : 普通吹付、f_{ck}=36MPa : 高強度吹付

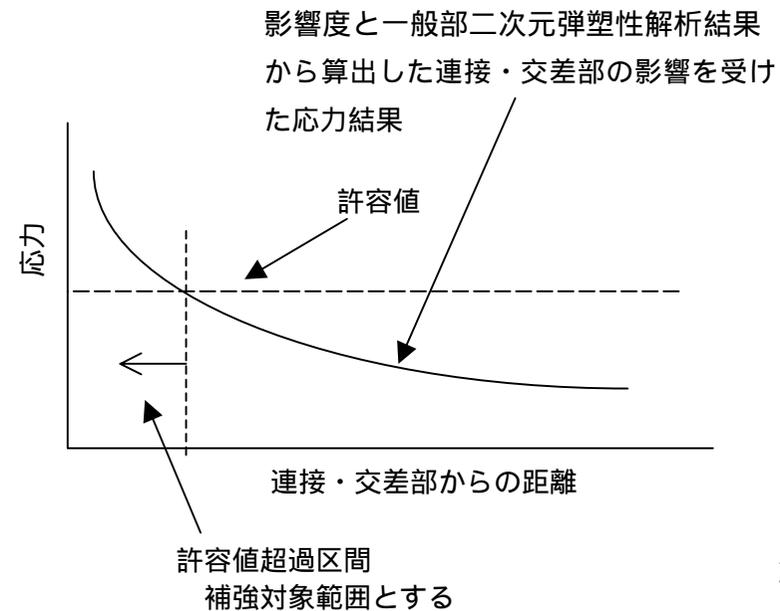
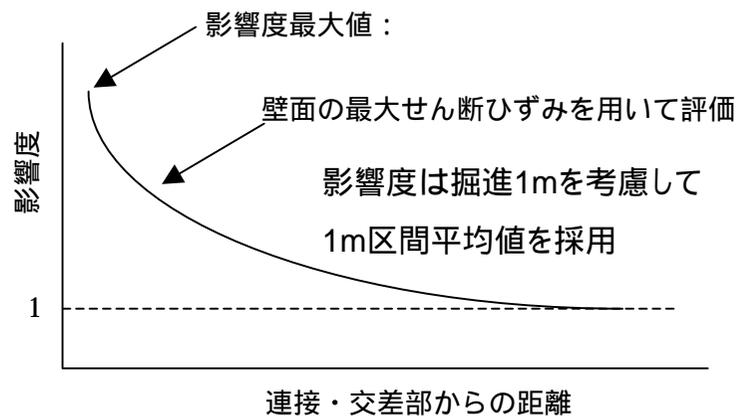
鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

接続・交差部設計 検討フロー

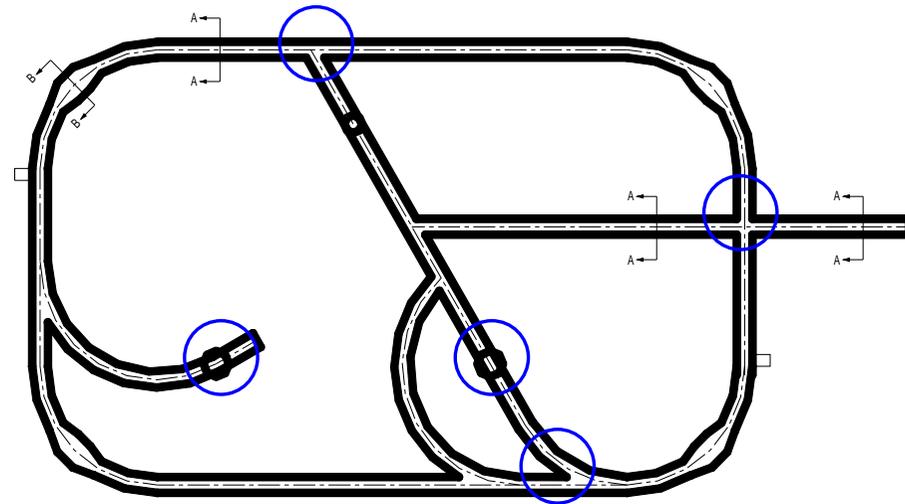
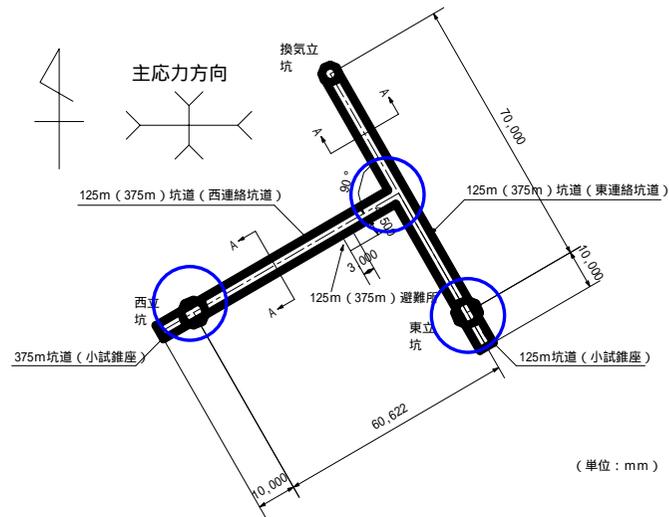


接続・交差部影響度と影響範囲検討方法

- 異方性を考慮した、三次元弾性解析（素堀）を実施
- 解析結果の壁面最大せん断ひずみを影響範囲外の値を用いて正規化し、影響係数を算出
- 影響係数と一般部応力照査結果を用いて影響範囲を求める
- 影響範囲は、支保パターン変更し長期許容内に収まることを確認する



解析部位



ケース	対象部位	備考
1	、	東立坑 - 水平坑道接続部
2	、	西立坑 - 水平坑道接続部
3		ループ坑道 - 試験坑道交差部
4		ループ坑道 - 連絡坑道交差部 (鋭角交差: 60°)
5		東連絡坑道 - 西連絡坑道交差部
6		ループ坑道 - 連絡坑道交差部 (鋭角交差: 30°とした)

影響範囲内支保工の検討

- 影響範囲内は接続・交差部用支保パターンの再設定
（立坑に関してはNATM工法にて接続部掘削）
- 立坑：影響範囲の有無にかかわらず、接続および接続上部
区間に関してNATM工法へ変更

水平坑道掘削の影響により、立坑接続部上部の覆工コンクリート変状発生や補修などが懸念されることがあげられる。
施工性の観点からも、吹付けコンクリートを主体とする一次支保工を適用しながら周辺地山の耐荷力を有効に活用するというNATM工法により接続部を掘削する。

- 水平坑道：一次支保工の再検討、二次支保工の再照査

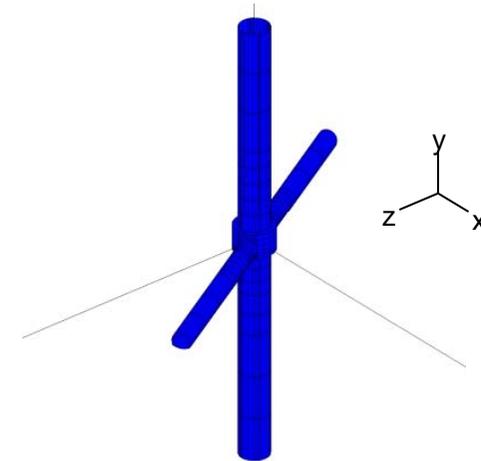
接続部支保パターンと応力照査結果(代表例)

東立坑 - 水平坑道接続部

東立坑接続部

深度 m	覆工(二次覆工)			吹付け(一次支保)			H鋼(一次支保)		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 f'ck MPa	厚さ m	応力 MPa	短期 MPa	規格 ピッチ
125	2.4	4.5 18.0	40.0	10.0	13.8 18.0	15.0	452.6	590.0	HH154 @1.0m
250	3.3			19.6		30.0	533.3		
375	4.8	27.7 36.0		23.5	40.0	584.1			
500	6.3		27.6	60.0	590.0	HH154 @0.5m			

吹付けコンクリート f'ck=18MPa : 普通吹付、f'ck=36MPa : 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)



対象部位： 、 、初期応力比 x座標 : z座標 = 1.2 : 0.8

水平坑道接続部

深度 m	覆工(二次覆工)			吹付け(一次支保)			H鋼(一次支保)		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 f'ck MPa	厚さ m	応力 MPa	短期 MPa	規格 ピッチ
125	2.4	4.5 18.0	40.0	10.0	13.8 18.0	15.0	452.6	590.0	HH154 @1.0m
250	3.3			19.6		30.0	533.3		
375	4.8	27.7 36.0		23.5	40.0	584.1			
500	6.3		27.6	60.0	590.0	HH154 @0.5m			

吹付けコンクリート f'ck=18MPa : 普通吹付、f'ck=36MPa : 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

補足資料1

検層結果 (音波・PS・EMI)

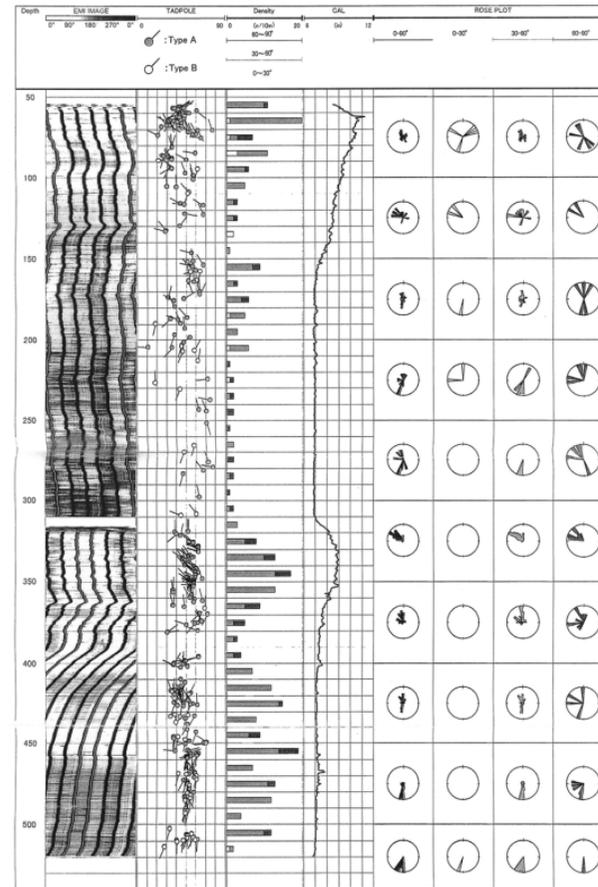
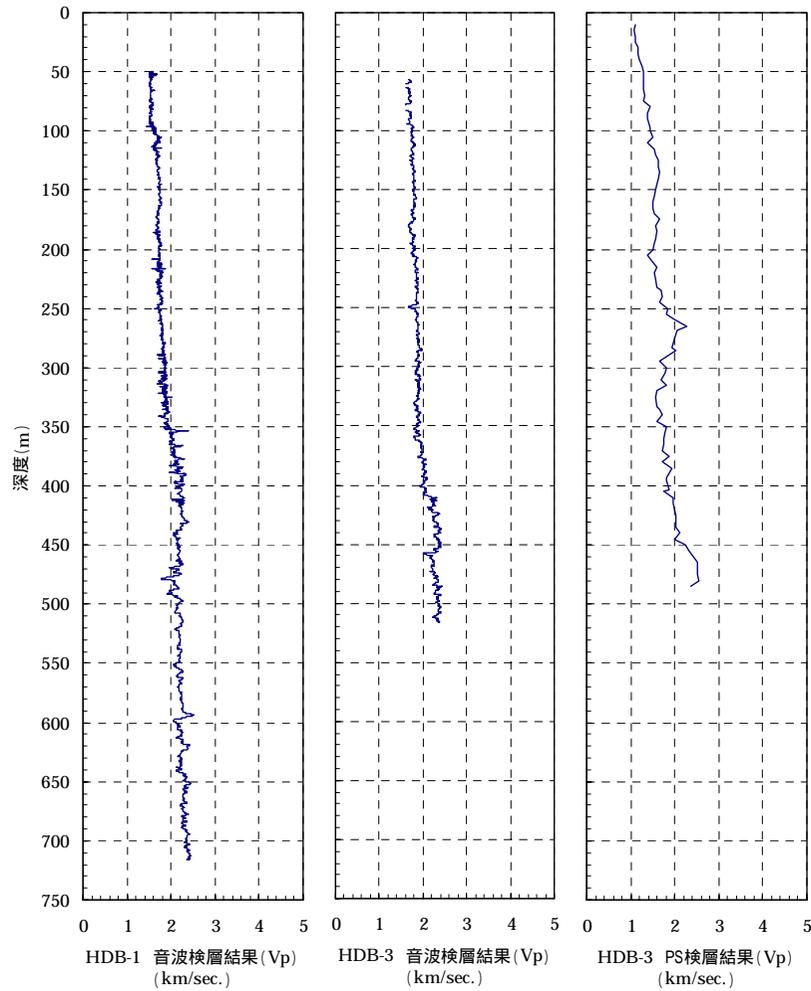


図 5.3.8.5 EMI 検層図

補足資料2

泥岩におけるC、一般値の事例

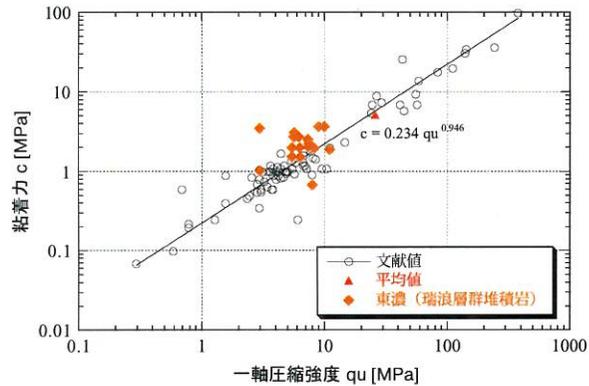


図 A-8 岩石の一軸圧縮強度と粘着力の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

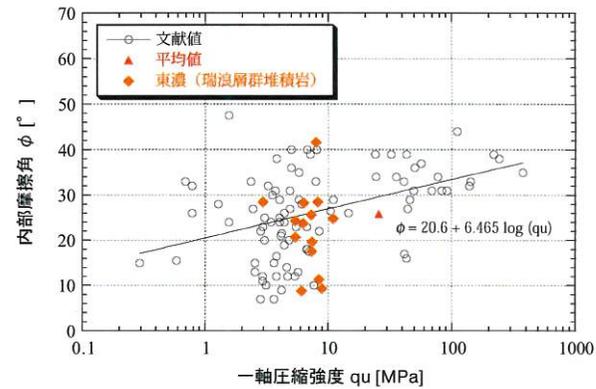
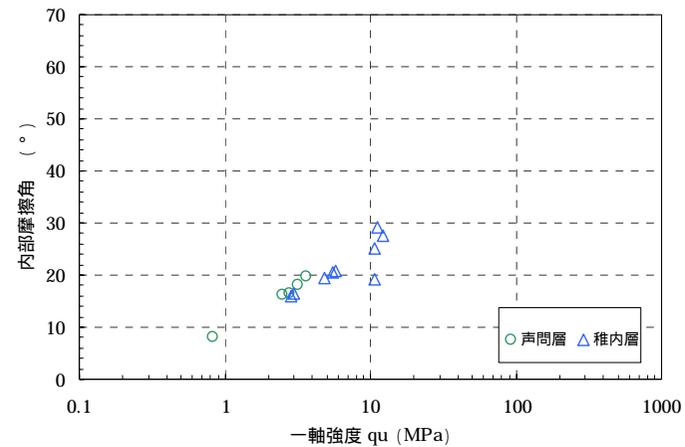
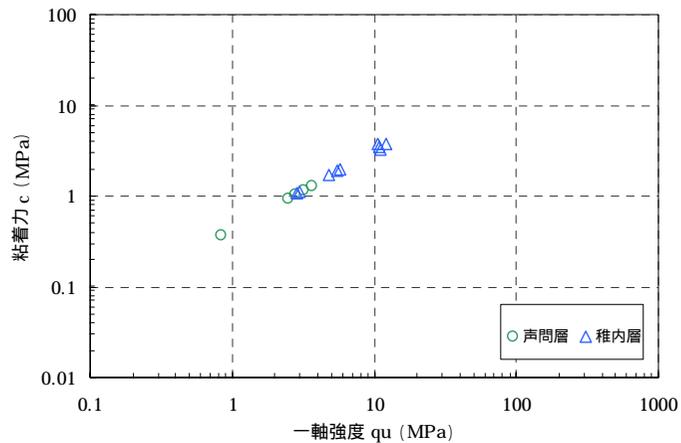
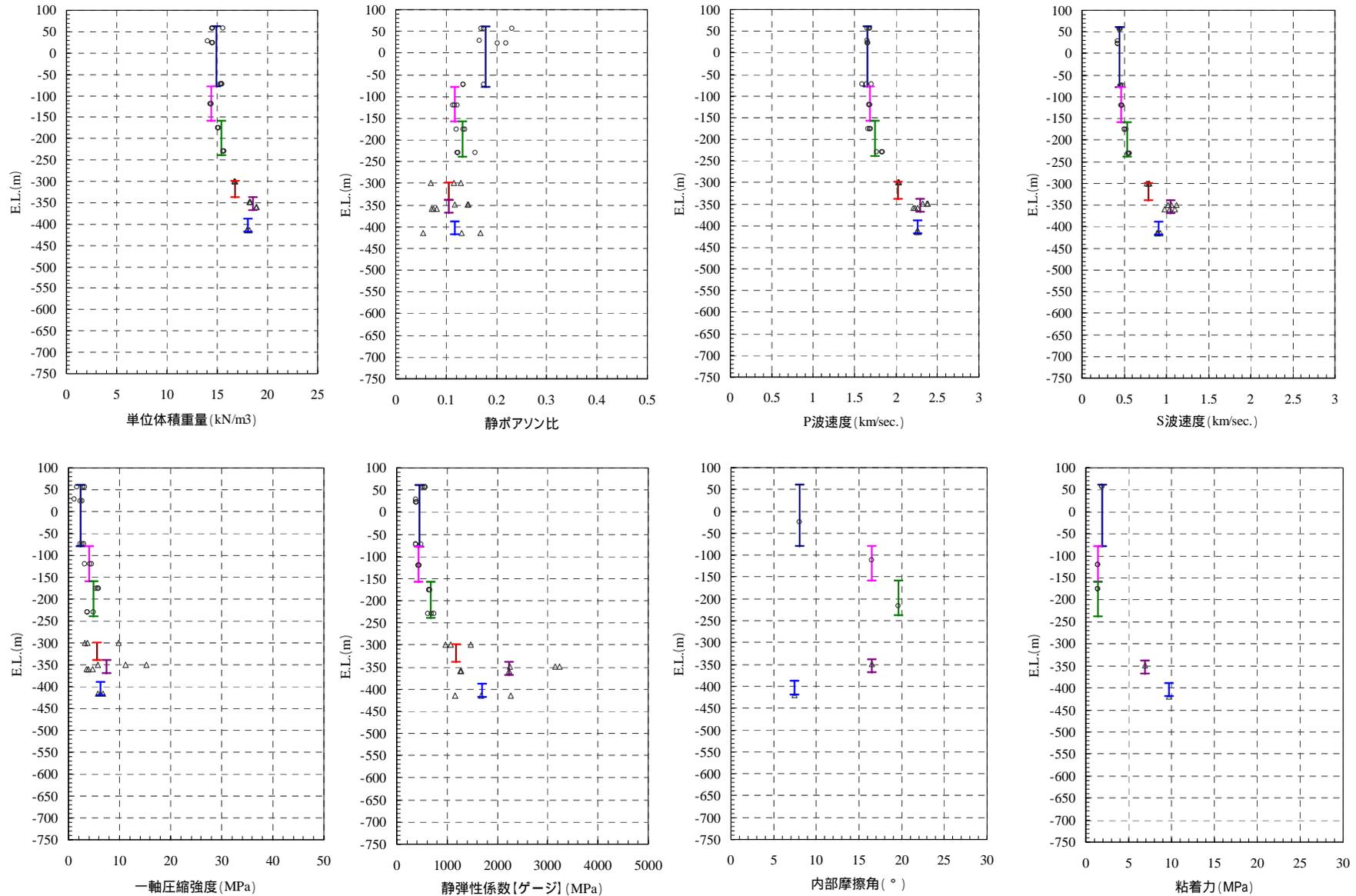


図 A-10 岩石の一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)



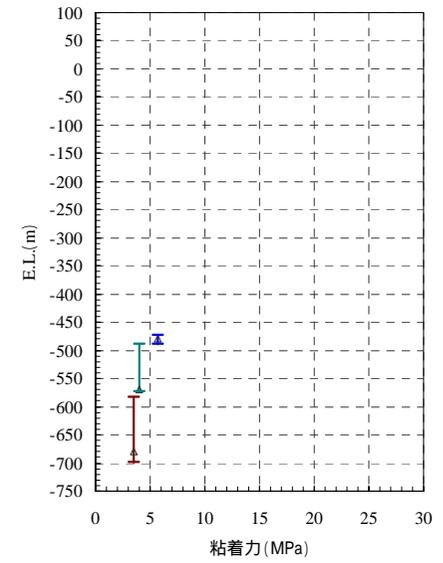
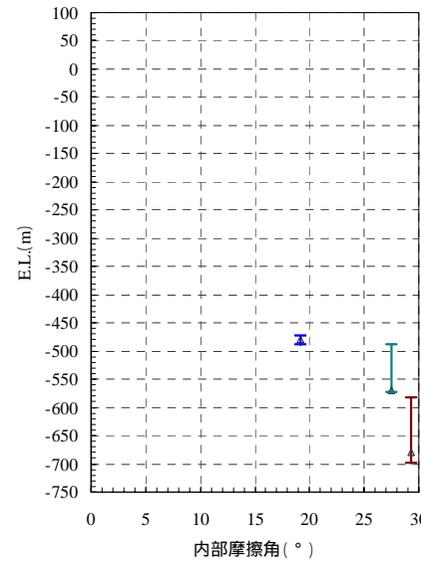
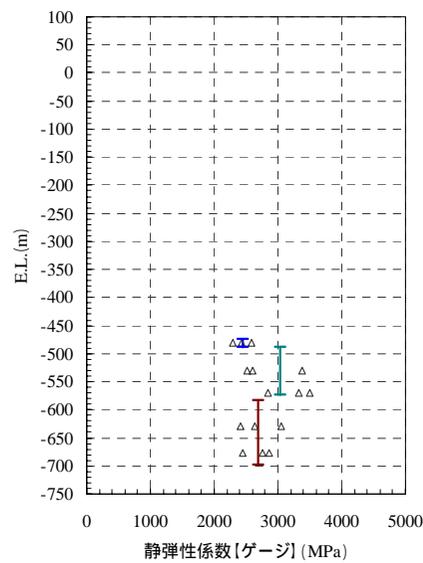
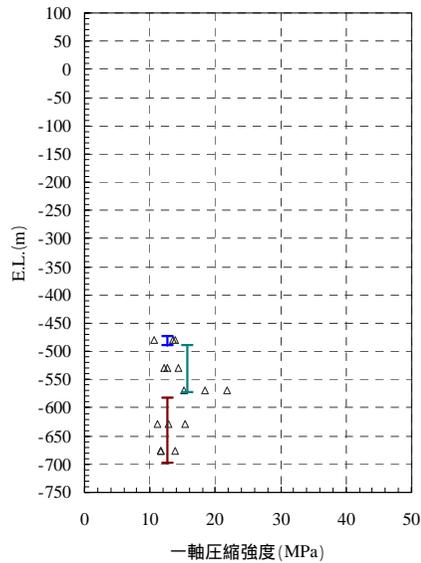
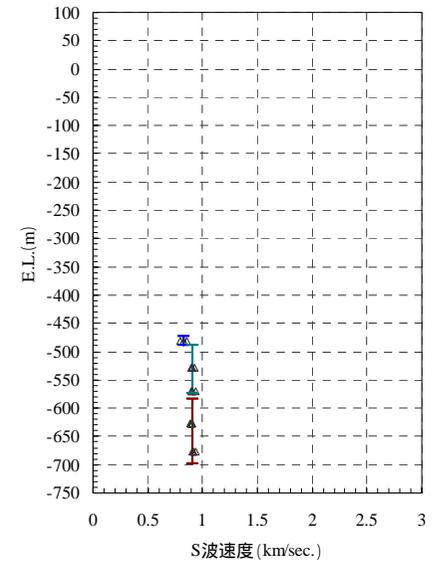
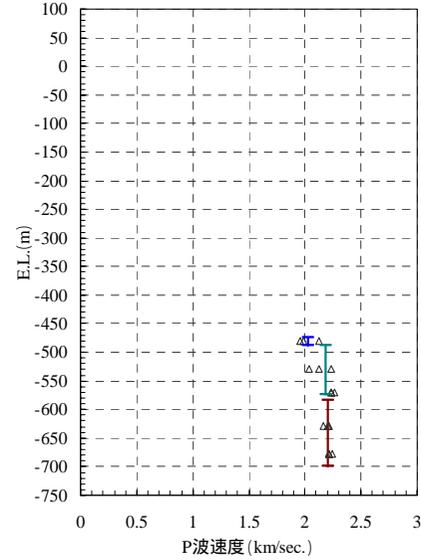
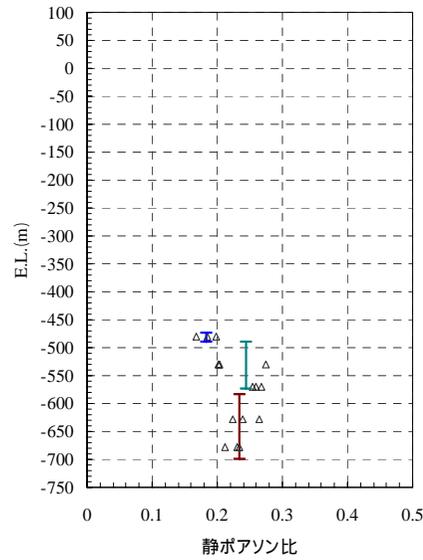
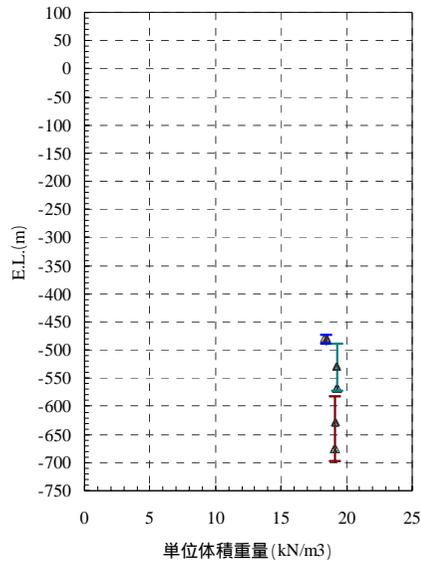
補足資料3 - 1

E.L. 60.0 ~ -449.0m区間の力学試験データ【HDB3室内試験結果より（地山区分設定後）】



補足資料3 - 2

E.L. -449.0m以深の力学試験データ【HDB1室内試験結果より（地山区分設定後）】



補足資料4 - 1 検討結果一覧(東西立坑)

地山区分	名地層	深度 m	覆工コンクリート				吹付けコンクリート					リング支保工			塑性領域		ひずみ			工法																	
			応力 MPa	f _{ck} MPa	長期 MPa	厚さ m	応力 MPa	f _{ck} MPa	長期 MPa	短期 MPa	厚さ cm	応力 MPa	長期 MPa	短期 MPa	部材	最大幅 m	0.4D m	max	上限値		中央値																
2-		47	1.9	18.0	4.5	40.0																SS工法 掘進長: 1m×2															
		80	3.3																				35.5	NH125	1.00	0.77	2.42	1.03									
2-		139	5.3	24.0	6.0																		-	-	-	-	-	160.0	400.0	NH150	63.6	2.50	1.36	1.54	2.19	0.93	一次支保工+二次覆工 掘進: 1m掘削+一次支保 覆工長さ: 2m 4m遅れにて施工
		192	7.3	30.0	7.5																		101.9	0.87	1.76	2.03	0.87										
3	声問層	219	8.5	40.0	10.0																		105.0	1.00	1.91												
		240	7.5	30.0	7.5																		108.3	0.62	1.28	1.80	0.77										
4		299	7.2																				9.1	18.0	4.5	13.8	387.0	1.00	1.73	1.73	1.80	0.77					
5		339	9.5																				17.1	36.0	9.0	27.7	407.8	1.75	2.48	1.97	0.84						
6		360	9.1																				17.0				409.5	1.25	2.26	1.90	0.81						
7	稚内層	399	9.4																				10.8				458.4	2.25	3.04	1.97	1.63	0.69					
8		429	9.9	40.0	10.0																		11.5	18.0	4.5	13.8	493.8	236.0	590.0	HH154	2.50	1.97	1.55	0.66			
9		449	8.9			10.5				458.7	1.25	1.67	1.50	0.64																							
10		479	9.5			18.3				461.7	1.12	1.78	1.52	0.65																							
11		530	10.0			60.0	20.5	36.0	9.0	27.7	512.1	1.62	3.20	2.02	1.52	0.65																					

吹付けコンクリート f_{ck}=18MPa: 普通吹付、f_{ck}=36MPa: 高強度吹付 38

鋼製支保工 NH125: H型鋼 NH125×125 (SS400)、NH150: H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154: 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

補足資料4 - 2 検討結果一覧(換気立坑)

地山区分	地名	深度 m	覆工コンクリート				吹付けコンクリート					リング支保工			塑性領域		ひずみ			工法												
			応力 MPa	f _{ck} MPa	長期 MPa	厚さ m	応力 MPa	f _{ck} MPa	長期 MPa	短期 MPa	厚さ cm	応力 MPa	長期 MPa	短期 MPa	部材	最大幅 m	0.4D m	max	上限値		中央値											
2-	声問層	47	1.3	18.0	4.5	40.0											2.12	0.81	2.42	1.03	SS工法 掘進長：1m×2											
		80	2.3																			25.2	NH125	0.87	0.81							
2-		139	3.5	24.0	6.0																	-	-	-	-	-	160.0	400.0	NH150	0.87	2.19	0.93
		192	4.9																													
3		219	5.4	30.0	7.5																	9.7	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	2.08	0.87
		240	5.0																													
4		299	7.0	30.0	7.5																	9.5	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	2.08	0.87
		339	7.3																													
5		360	7.0	30.0	7.5																	9.5	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.50	1.33	0.77
		399	5.9																													
7		429	6.5	30.0	7.5																	9.6	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	1.80	0.77
	449	5.6	93.1			0.75	1.80																									
9	479	6.6	30.0	7.5	8.9	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	1.80	0.77																	
	530	7.1														352.8	1.37	2.74														
11	399	5.9	30.0	7.5	9.0	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	1.80	0.77																	
	429	6.5														353.8	1.00	2.45														
10	449	5.6	30.0	7.5	8.9	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	1.80	0.77																	
	479	6.6														338.4	1.62	1.98														
11	499	6.0	30.0	7.5	9.7	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	1.80	0.77																	
	530	7.1														368.3	1.87	1.98														
11	499	6.0	30.0	7.5	8.9	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	1.80	0.77																	
	530	7.1														348.7	0.87	1.72														
11	499	6.0	30.0	7.5	8.9	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	1.80	0.77																	
	530	7.1														376.3	0.87	1.91														
11	499	6.0	30.0	7.5	8.9	18.0	4.5	13.8	15.0	236.0	590.0	HH154	0.75	1.80	0.77																	
	530	7.1														379.3	1.12	2.10														

吹付けコンクリート f_{ck}=18MPa：普通吹付、f_{ck}=36MPa：高強度吹付 39

鋼製支保工 NH125：H型鋼 NH125×125 (SS400)、NH150：H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154：高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

一次支保工+二次覆工
掘進：1m掘削+一次支保
覆工長さ：2m
4m遅れにて施工

補足資料4 - 3

検討結果一覽(水平坑道側圧0.8)

深度 (m)	一次支保												二次支保		塑性領域		ひずみ																													
	アーチ部						ハット部						アーチ部	ハット部	厚さ	f _{ck} 長期	最大幅	0.4D	max	上限値	中央値																									
	吹付け			鋼製支保鋼			吹付け			鋼製支保鋼												吹付け																								
	縁心力	f _{ck} 長期	厚さ	縁心力	長期短期	部材	縁心力	f _{ck} 長期	厚さ	縁心力	長期短期	部材	縁心力	縁心力	cm	MPa	m																													
MPa	MPa	cm	MPa	MPa		MPa	MPa	cm	MPa	MPa		MPa	MPa																																	
62.5 小試錐座	1.2	18.0	20	109.6	160.0 400.0	NH150	1.2	18.0	20	-	-	-	0.8	無	10	18.0	1.13	3.04	1.16	2.42	1.03																									
125 標準部	2.0	4.5 13.8		169.7	236.0 590.0	HH154	2.0	4.5 13.8								-			-	-	-	-	-	5	18.0	1.25	1.80	1.53	2.19	0.93																
250 標準部	4.7	36.0 9.0 27.7		220.0			-	-																	-			-	-	-	-	-	-	-	-	18.0 4.5	0.75	1.80	1.60	1.74	1.50	0.64				
250 大試錐座	7.6			281.1																																			2.7				36.0	0.8	1.93	1.80
375 標準部	6.8			296.5																																			5.5				9.0	0.8	1.63	
437.5 小試錐座	7.3			308.7																																			5.9				27.7	0.8	1.50	
500 標準部	8.6			360.5																																			7.0					1.4	2.08	
																																													1.52	

吹付けコンクリート f_{ck}=18MPa : 普通吹付、f_{ck}=36MPa : 高強度吹付

鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

補足資料4 - 4 検討結果一覧(水平坑道側圧1.2)

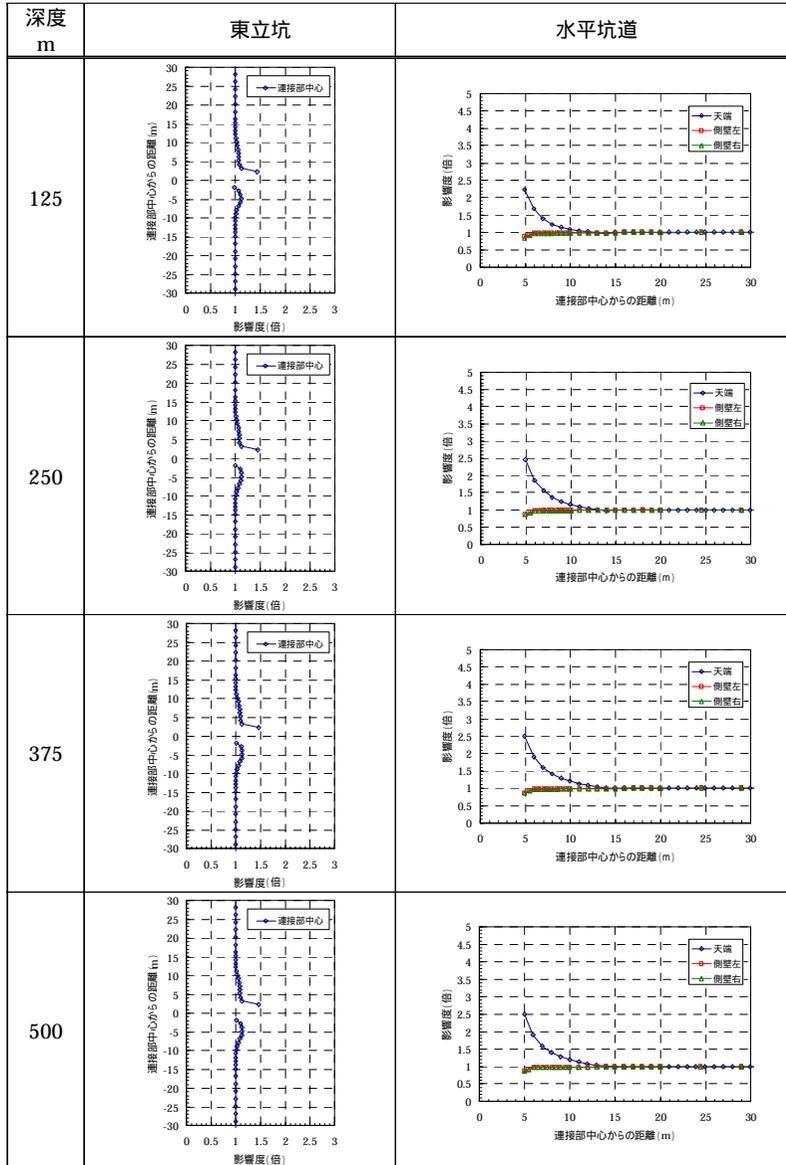
深度 (m)	一次支保												二次支保				塑性領域		ひずみ						
	アーチ部						バート部						アーチ部	バート部	厚さ	f _{ck} 長期	最大幅	0.4D	max	上限値	中央値				
	吹付け			鋼製支保鋼			吹付け			鋼製支保鋼			吹付け												
	縁応力	f _{ck} 長期	厚さ	縁応力	長期	短期	部材	縁応力	f _{ck} 長期	短期	厚さ	縁応力	長期	短期	部材	縁応力	縁応力								
MPa	MPa	cm	MPa	MPa	MPa		MPa	MPa	MPa	cm	MPa	MPa	MPa		MPa	MPa	m								
62.5 小試験座	1.5	18.0	20	123.4	160.0	NH150	1.6	18.0	無	-	-	-	無	-	-	-	1.50	1.76	1.46	4.31	1.84				
125 標準部	2.8	4.5 13.8		214.6	400.0		2.8	4.5 13.8									0.88		1.88	3.89	1.66				
250 標準部	6.3	36.0 9.0 27.7		268.9	236.0 590.0		HH154	5.6									36.0 9.0 27.7	0.5	5.0	18.0 4.5	0.75	1.80	2.00	3.20	1.36
250 大試験座	12.7			469.5				4.6										5.3			1.38	3.04	2.55		
375 標準部	9.1			366.4				8.1										1.6			1.63	2.35	2.89	1.23	
437.5 小試験座	9.8			381.8				8.6										1.4			1.00	1.80	2.13	2.67	1.14
500 標準部	11.3			446.5				7.9										1.25			2.60	2.71	1.16		
																						339.3	236.0 590.0	HH154	2.8

吹付けコンクリート f_{ck}=18MPa : 普通吹付、f_{ck}=36MPa : 高強度吹付

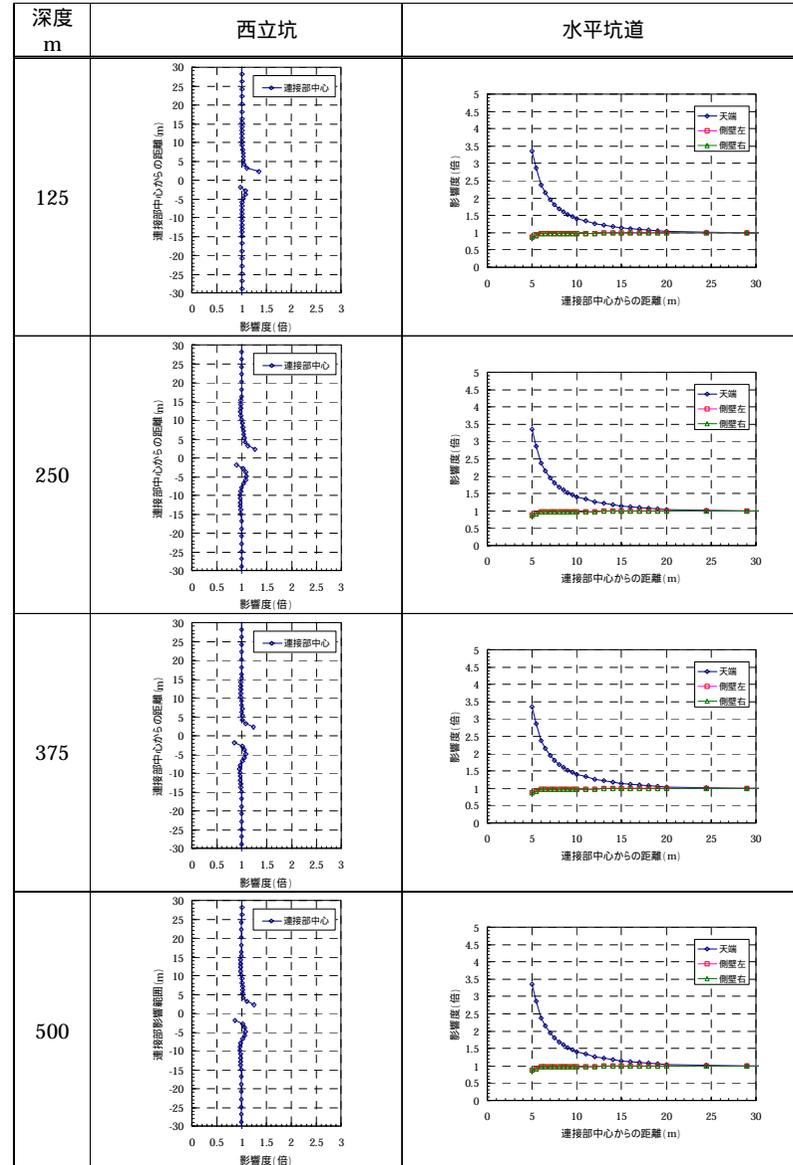
鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

補足資料5 - 1 影響度結果

東立坑 - 水平坑道連接部

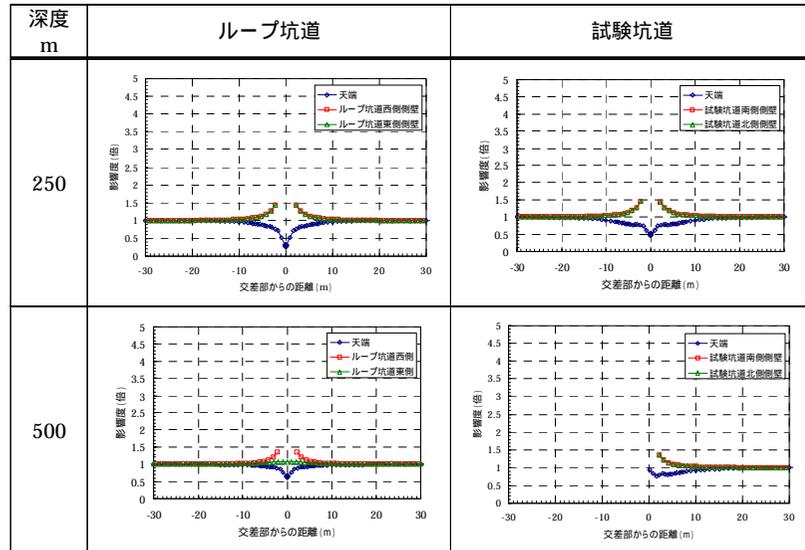


西立坑 - 水平坑道連接部

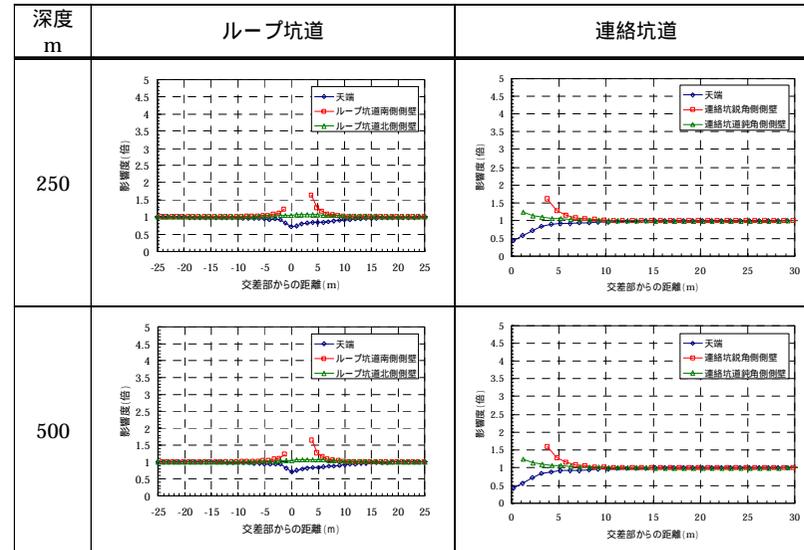


補足資料5 - 2 影響度結果

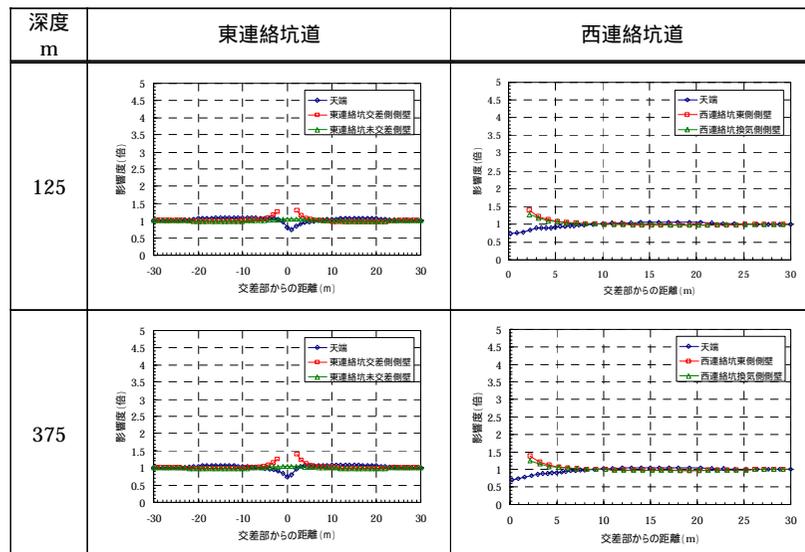
ループ坑道 - 試験坑道交差部



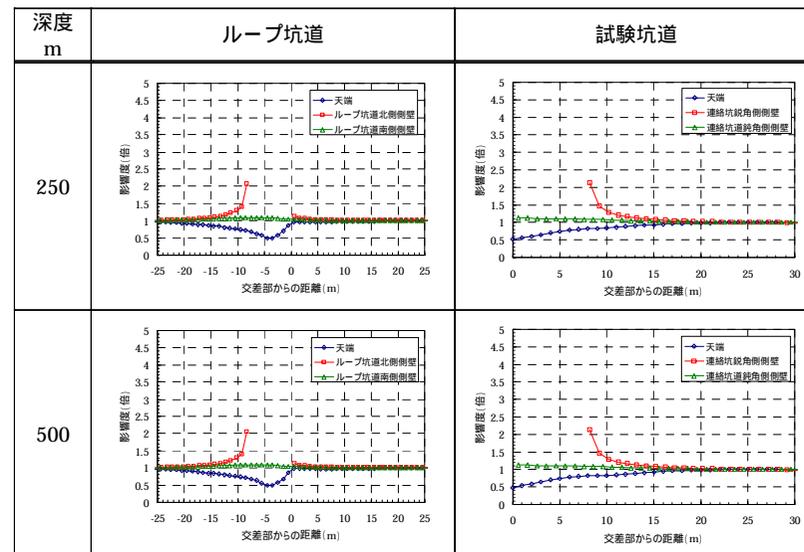
ループ坑道 - 連絡坑道交差部(鋭角交差部60°)



東連絡坑道 - 西連絡坑道交差部



ループ坑道 - 連絡坑道交差部(鋭角交差部30°)



補足資料5 - 3 影響度算出結果

東立坑 - 水平坑道連接部

深度 m	東立坑		水平坑道
	上部	下部	天端部
125	1.43	1.12	1.69
250	1.45	1.13	1.86
375	1.46	1.13	1.91
500	1.46	1.13	1.91

西立坑 - 水平坑道連接部

深度 m	西立坑		水平坑道
	上部	下部	天端部
125	1.34	1.07	2.04
250	1.26	1.02	2.19
375	1.24	1.00	2.18
500	1.25	1.00	2.18

ループ坑道 - 試験坑道交差部

深度 m	ループ坑道		試験坑道	
	西側側壁	東側側壁	南側側壁	北側側壁
125	-	-	-	-
250	1.44	1.44	1.45	1.45
375	-	-	-	-
500	1.35	1.03	1.35	1.35

ループ坑道 - 連絡坑道交差部(鋭角交差部60°)

深度 m	ループ坑道		連絡坑道	
	北側側壁	南側側壁	鋭角側側壁	鈍角側側壁
125	-	-	-	-
250	1.02	1.64	1.61	1.19
375	-	-	-	-
500	1.02	1.65	1.60	1.19

東連絡坑道 - 西連絡坑道交差部

深度 m	東連絡坑道		西連絡坑道	
	交差側側壁	未交差側側壁	東側側壁	換気側側壁
125	1.29	1.01	1.40	1.27
250	-	-	-	-
375	1.40	1.00	1.39	1.25
500	-	-	-	-

ループ坑道 - 連絡坑道交差部(鋭角交差部30°)

深度 m	ループ坑道		連絡坑道	
	北側側壁	南側側壁	鋭角側側壁	鈍角側側壁
125	-	-	-	-
250	2.34	1.05	2.42	1.08
375	-	-	-	-
500	2.33	1.05	2.41	1.08

補足資料5 - 4

影響範囲算出結果一覧（立坑 - 水平坑道接続部）

東立坑接続部影響範囲

深度 (m)	S.L.からの距離 (m)	備考
125	3.0	覆工応力にて最大区間
250	2.2	H 鋼応力にて最大区間
375	2.5	
500	3.0	

東立坑の影響を受けた水平坑道接続影響範囲

深度 (m)	接続部からの距離 (m)	備考
125	5.0	H 鋼応力にて最大区間
250	1.0	
375	2.0	
500	4.0	

西立坑接続部影響範囲

深度 (m)	S.L.からの距離 (m)	備考
125	2.6	H 鋼応力にて最大区間
250		
375		
500	2.4	覆工応力にて最大区間

西立坑の影響を受けた水平坑道接続影響範囲

深度 (m)	立坑中心からの距離 (m)	備考
125	7.0	H 鋼応力にて最大区間
250	1.0	
375	4.0	
500	6.0	

・グラフは補足資料5 - 1 参照

補足資料5 - 5

影響範囲算出結果一覧（水平坑道交差部）

ループ坑道 - 試験坑道交差部

深度 (m)	交差部からの距離 (m)		備考
	ループ坑道	試験坑道	
250	-	4.0	H 鋼応力にて最大区間
500	-	1.0	インバート部にて許容超過

ループ坑道 - 連絡坑道交差部(鋭角交差部60°)

深度 (m)	交差部からの距離 (m)		備考
	ループ坑道	連絡坑道	
250	3.5	-	H 鋼応力にて最大区間
500	1.0	1.0	500mループ坑道はインバート部にて許容超過

東連絡坑道 - 西連絡坑道交差部

深度 (m)	交差部からの距離 (m)		備考
	東連絡坑道	西連絡坑道	
125	2.0	3.0	H 鋼応力にて最大区間
375	2.0	2.0	インバート部にて許容超過

ループ坑道 - 連絡坑道交差部(鋭角交差部30°)

深度 (m)	交差部からの距離 (m)		備考
	ループ坑道	連絡坑道	
250	8.0	1.0	H 鋼応力にて最大区間
500	1.0	2.0	250m 連絡坑道はインバート部にて許容超過

・グラフは補足資料5 - 2 参照

補足資料6 - 1

東立坑 - 水平坑道連接部

東立坑連接部

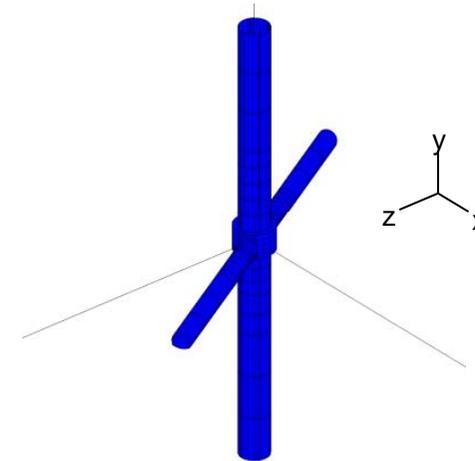
深度 m	覆工（二次覆工）			吹付け（一次支保）			H鋼（一次支保）		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 f'ck MPa	厚さ m	応力 MPa	短期 MPa	規格 ピッチ
125	2.4	4.5 18.0	40.0	10.0	13.8 18.0	15.0	452.6	590.0	HH154 @1.0m
250	3.3			19.6		30.0	533.3		
375	4.8	23.5		40.0	584.1				
500	6.3	10.0 40.0	60.0	27.7 36.0	60.0	590.0	HH154 @0.5m		

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150 × 150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154 × 151 (HT590)

水平坑道連接部

深度 m	覆工（二次覆工）			吹付け（一次支保）			H鋼（一次支保）		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 f'ck MPa	厚さ m	応力 MPa	短期 MPa	規格 ピッチ
125	2.4	4.5 18.0	40.0	10.0	13.8 18.0	15.0	452.6	590.0	HH154 @1.0m
250	3.3			19.6		30.0	533.3		
375	4.8	23.5		40.0	584.1				
500	6.3	10.0 40.0	60.0	27.7 36.0	60.0	590.0	HH154 @0.5m		

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150 × 150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154 × 151 (HT590)



対象部位： 、 、 初期応力比 x座標 : z座標 = 1.2 : 0.8

補足資料6 - 2

西立坑 - 水平坑道連接部

西立坑連接部

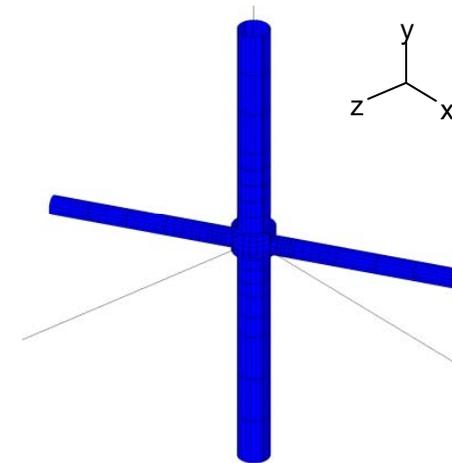
深度 m	覆工（二次覆工）			吹付け（一次支保）			H鋼（一次支保）		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 f'ck MPa	厚さ m	応力 MPa	短期 MPa	規格 ピッチ
125	2.3	4.5 18.0	40.0	9.4	13.8 18.0	15.0	424.1	590.0	HH154 @1.0m
250	2.9			17.0			463.4		
375	4.4	21.0		552.8					
500	5.8	10.0 40.0	24.3	36.0	60.0	503.2	HH154 @0.5m		

吹付けコンクリート f_{ck}=18MPa：普通吹付、f_{ck}=36MPa：高強度吹付
 鋼製支保工 NH150：H型鋼 NH150×150（SS400）、HH154：高規格H型鋼 NH154×151（HT590）

水平坑道連接部

深度 m	二次支保工			一次支保工					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 MPa	規格 ピッチ
125	0.7 (0.1)	4.5 18.0	5.0	7.5 (5.1)	27.7 36.0	20.0	379.8 (257.7)	590.0	HH154 @1.0
250	2.5 (0.6)			11.4 (6.4)			505.0 (273.8)		
375	4.8 (4.1)	14.4 (11.3)		30.0		580.1 (528.0)			
500	5.1 (3.5)	9.0 36.0		13.7 (8.9)		60.0	589.8 (437.1)		HH154 @0.5

吹付けコンクリート f_{ck}=18MPa：普通吹付、f_{ck}=36MPa：高強度吹付
 鋼製支保工 NH150：H型鋼 NH150×150（SS400）、HH154：高規格H型鋼 NH154×151（HT590）



対象部位： 、 、 初期応力比 x座標：z座標 = 1.2：0.8

補足資料6 - 3

ループ坑道 - 試験坑道交差部

ループ坑道

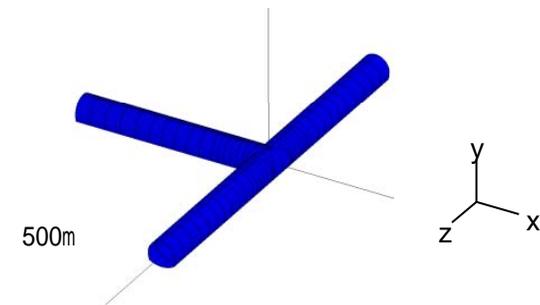
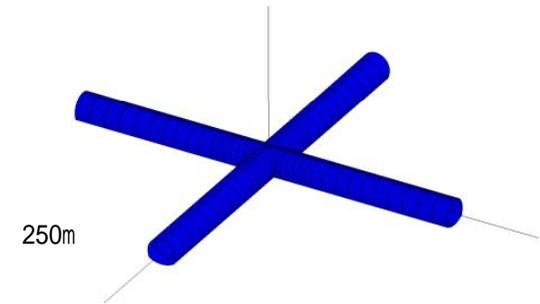
深度 m	二次支保工			一次支保工 (() 内はインバート部)					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H 鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 MPa	規格 ピッチ
250	1.9 (-)	4.5 18.0	5.0	9.1 (8.1)	27.7 9.0 36.0	20.0	387.2 (-)	590.0 236.0	HH154 @1.0
500	3.6 (2.6)			15.3 (10.7)			579.8 (458.1)		

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

試験坑道

深度 m	二次支保工			一次支保工 (() 内はインバート部)					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H 鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 MPa	規格 ピッチ
250	0.8 (-)	4.5 18.0	5.0	6.8 (5.7)	27.7 9.0 36.0	20.0	319.0 (-)	590.0 236.0	HH154 @1.0
500	2.7 (0.2)			11.6 (9.5)			486.7 (-)		

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)



対象部位 : 、初期応力比 x座標 : z座標 = 1.2 : 0.8

補足資料6 - 4

ループ坑道 - 連絡坑道交差部（鋭角交差60°）

ループ坑道

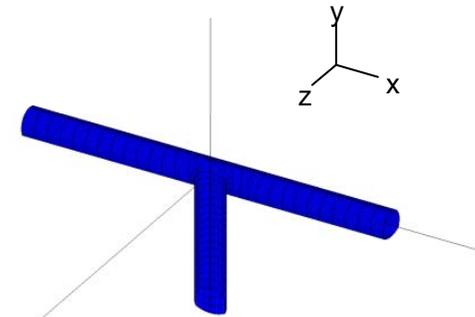
深度 m	二次支保工			一次支保工（（ ）内はインバート部）					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 MPa	規格 ピッチ
250	1.1 (-)	4.5 18.0	5.0	7.7 (6.4)	27.7 9.0 36.0	20.0	360.8 (-)	590.0 236.0	HH154 @1.0
500	3.1 (1.0)			14.2 (11.6)			590.0 (-)		

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

連絡坑道

深度 m	二次支保工			一次支保工（（ ）内はインバート部）					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 MPa	規格 ピッチ
250	2.2 (-)	4.5 18.0	5.0	10.1 (9.0)	27.7 9.0 18.0	20.0	430.2 (-)	590.0 236.0	HH154 @1.0
500	4.0 (3.1)			13.8 (9.3)			526.1 (408.0)		

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)



対象部位： 、初期応力比 x座標 : z座標 = 1.2 : 0.8

補足資料6 - 5

東連絡坑道 - 西連絡坑道交差部

東連絡坑道

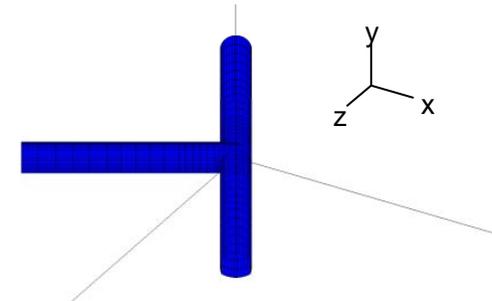
深度 m	二次支保工			一次支保工 (() 内はインバート部)					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H 鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 MPa	規格 ピッチ
125	0.3 (-)	4.5 18.0	5.0	3.6 (3.6)	13.8 4.5 18.0	20.0	276.8 (-)	590.0 236.0	HH154 @1.0
375	2.4 (1.4)			12.7 (11.3)	27.7 9.0 36.0		513.0 (-)		

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150 × 150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154 × 151 (HT590)

西連絡坑道

深度 m	二次支保工			一次支保工 (() 内はインバート部)					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H 鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 MPa	規格 ピッチ
125	0.4 (-)	4.5 18.0	5.0	3.9 (3.9)	13.8 4.5 18.0	20.0	300.4 (-)	590.0 236.0	HH154 @1.0
375	2.4 (1.3)			12.6 (11.3)	27.7 9.0 36.0		509.3 (-)		

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150 × 150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154 × 151 (HT590)



対象部位 : 、初期応力比 x座標 : z座標 = 1.2 : 0.8

補足資料6 - 6

ループ坑道 - 連絡坑道交差部（鋭角交差30°）

東連絡坑道

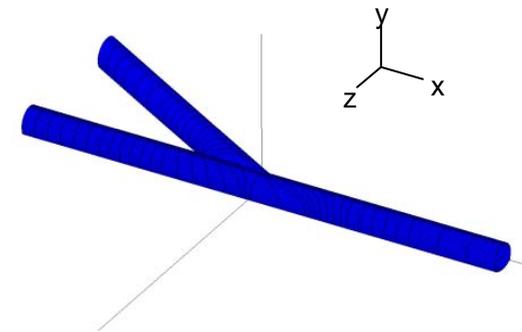
深度 m	二次支保工			一次支保工（（ ）内はインバート部）					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 MPa	規格 ピッチ
250	2.1 (-)	4.5 18.0	5.0	9.6 (8.0)	27.7 9.0	20.0	451.0 (-)	590.0 236.0	HH154 @1.0
500	3.5 (1.7)			12.9 (10.5)	36.0		60.0		539.5 (-)

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)

西連絡坑道

深度 m	二次支保工			一次支保工（（ ）内はインバート部）					
	吹付けコンクリート			吹付けコンクリート			H鋼		
	応力 MPa	長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 f'ck MPa	厚さ cm	応力 MPa	短期 長期 MPa	規格 ピッチ
250	2.8 (1.1)	4.5 18.0	5.0	13.4 (11.9)	27.7 9.0	20.0	572.8 (-)	590.0 236.0	HH154 @1.0
500	5.0 (3.5)			13.4 (8.7)	36.0		60.0		586.8 (427.1)

吹付けコンクリート $f_{ck}=18\text{MPa}$: 普通吹付、 $f_{ck}=36\text{MPa}$: 高強度吹付
 鋼製支保工 NH150 : H型鋼 NH150×150 (SS400)、HH154 : 高規格H型鋼 NH154×151 (HT590)



対象部位： 、初期応力比 x座標 : z座標 = 1.2 : 0.8

情報化施工計画(案)

- 施工中の観察・計測結果を設計・施工へフィードバック

■ 日常管理

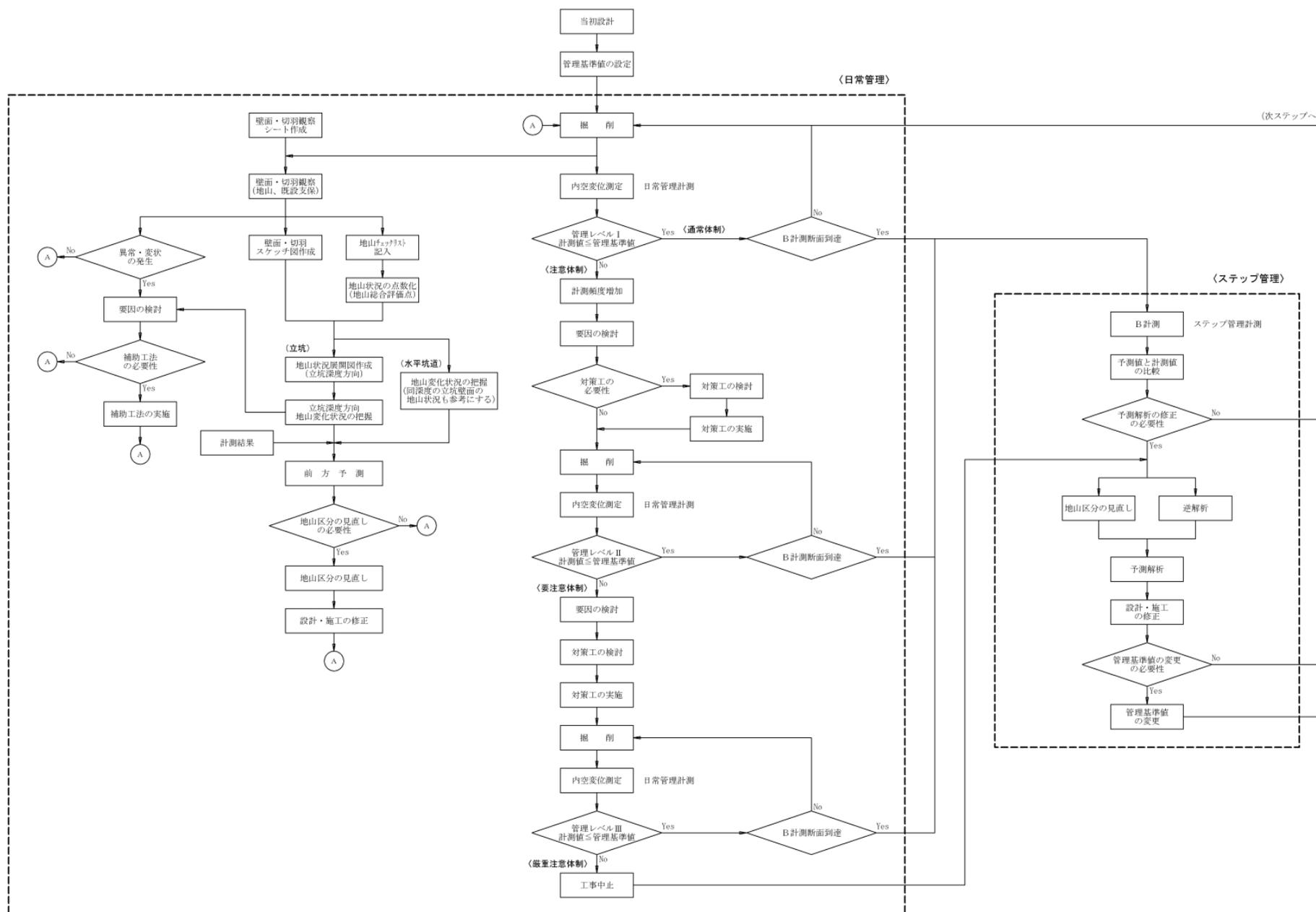
既設支保の健全性の監視と長期安定性の評価

現切羽の評価と支保パターン(補助工法含む)の選定

■ ステップ管理

後続施工箇所への設計・施工への反映、ならびに空洞周辺挙動モデルの構築

情報化施工フロー（案）



日常管理 (A計測)

●壁面・切羽観察

➤観察項目

- ◆ 地質構造と岩種
- ◆ 不連続面の状況(位置、規模、方向、密度、密着の程度、充填物の有無)
- ◆ 岩盤・岩塊の硬さ
- ◆ 風化・変質の程度
- ◆ 湧水の有無・状況

➤ 地山評価(評点法)を実施し、地山区分の見直しの必要性を判断。

幌延における観察項目として何に重きを置くかを明確にすることが課題

- 現段階では、観察項目のうち不連続面の状況と湧水の状況に重きを置いて、地山評価点を算出することを提案。
(不連続面の存在は岩盤としての剛性、強度の低下につながる。支保パターン選定へ影響。キープロックを抽出するうえでも有効であり、これを支保パターンおよび補助工法の選定へ活用。)
- 掘削面の肌落ち、崩落、あるいは既施工区間における支保の変状・異常が目視にて確認された場合には、補助工法の採用を検討。

●内空変位測定

既設支保の健全性の監視と長期安定性の評価を目的として、地山の変位挙動を測定。

ステップ管理 (B計測)

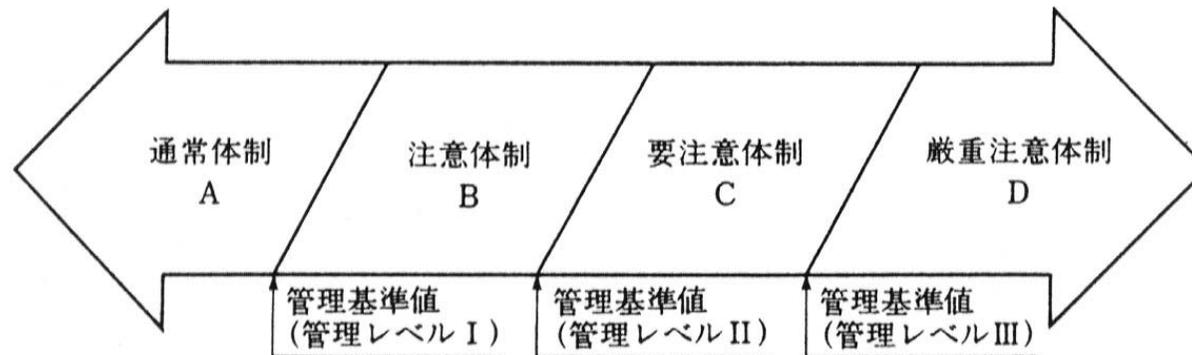
後続施工箇所の設計・施工への反映、空洞周辺挙動モデルの構築を目的としてB計測を実施。

表 立坑における管理ステップとその反映先

管理ステップ		ステップ管理の反映先
・換気立坑： ~ 深度250m	・東西立坑： ~ 深度125m	・東西立坑： 深度125m ~ 深度250m、125m坑道、250m坑道
・東西立坑： ~ 深度125m		・125m坑道
・換気立坑： 深度250m ~ 深度500m	・東西立坑： 深度125m ~ 深度250m	・東西立坑： 深度250m ~ 深度500m、375m坑道、500m坑道
・東西立坑： 深度125m ~ 深度250m		・250m坑道
・東西立坑： 深度250m ~ 深度375m		・375m坑道
・東西立坑： 深度375m ~ 深度500m		・500m坑道

管理基準値の設定方針

- 幾つかの管理レベルとそれに対応する対策、ならびに管理レベルを区分する判定指標等より構成。
- 管理基準は常に一律なものではなく、対象とする地山条件や地山と支保の挙動等に応じて設定。



- A：通常体制……定時計測
B：注意体制……計測頻度強化，現場点検，作業員へ注意強化
C：要注意体制……計測体制の強化，軽微な対策工の実施
D：嚴重注意体制……施工の停止，変状要因・傾向の解析，トンネル補強の検討

図 管理基準と安全管理体制の関係

(トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説、土木学会、平成8年7月)

管理基準値の設定方法

●日常管理(A計測)

当水平坑道および立坑においては、FEM解析結果の値から適切な管理基準値を設定することを提案。

岩盤変位(天端、内空)

- レベル : 設計変位の1 / 3 : 平常
- レベル : 設計変位の2 / 3 : 要注意、変更検討
- レベル : 設計変位 : 設計変更

➤ 設計段階では設計変位により管理基準値を設定し、施工実績により変更する必要がある場合は再設定を行う。

●ステップ管理(B計測)

支保応力

- レベル : 許容応力値の1 / 3 : 平常
- レベル : 許容応力値の2 / 3 : 要注意、変更検討
- レベル : 許容応力値 : 設計変更

➤ 許容応力値は、二次支保の有無によって今後整理。また、設計方法により許容応力度を用いるのか降伏応力度を用いるかを決定。

補助工法適用基準作成の方針

補助工法の適用基準については、現在のところ定量的な評価手法がなく、主として切羽観察結果を利用して現場の地質、施工状況を勘案しながら実施しているのが現状。

立坑における採用補助工法

掘削壁面の崩落(肌落ち、押出し)

切羽安定対策補助工法:吹付けコンクリート、充填式フォアポーリング、注入式フォアポーリング

湧水等による立坑覆工裏面の崩壊、土砂流出

湧水対策補助工法:吹付けコンクリート、壁面凍結つら対策

水平坑道における採用補助工法

切羽天端の崩落、抜落ち、鏡面の崩落(押出し)、支保工の沈下(地山強度、地耐力不足や緩み荷重増大による支保工の沈下)

切羽安定対策補助工法:吹付けコンクリート、鏡止めボルト、充填式フォアポーリング、注入式フォアポーリング

補助工法適用基準試案

- 観察結果としての地山評価点を利用して施工時における補助工法の適用基準を作成することは有効な手法の一つと考えられる。
- 補助工法の適用基準に関する試案として、RMR法による方法を提案。
- この方法は、RMR法により求められる評価点を用いて切羽(壁面)自立時間を想定し、切羽自立時間に応じて補助工法のグレードを設定。
- 地山評価点の算出において、観察項目の重み付けを当サイトの特徴を考慮して適切に実施すれば、地山評価点と補助工法の対応に関する精度を向上させることが可能になる。

計測結果の活用

●計測結果の設計・施工へ反映するための流れ

管理基準の設定

施工に伴う観察・計測の実施

観察・計測結果に基づく最終予測

計測値・予測値と管理基準値の対比

当初設計・施工の妥当性の検討

必要に応じて管理基準等の見直し

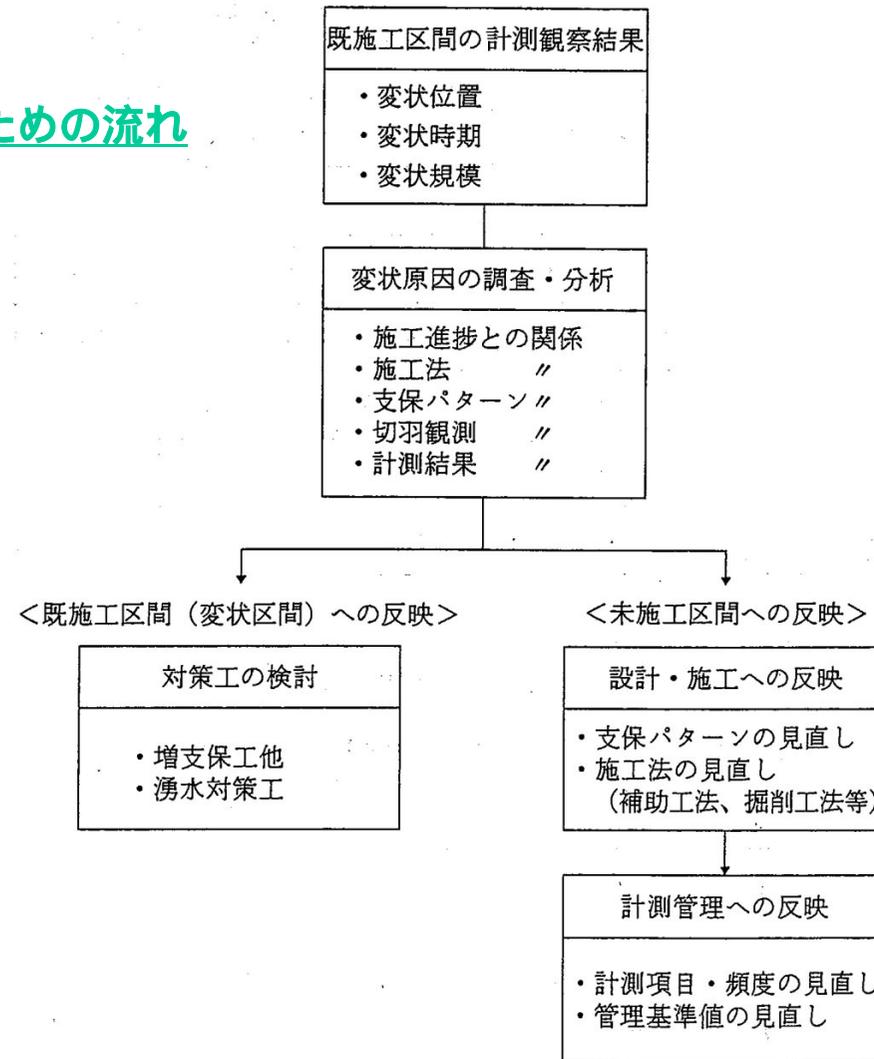


図 計測・観察結果の活用方法 (参考)

日本鉄道建設公団 NATM設計施工指針 平成8年2月

立坑の計測計画

A計測: 立坑壁面観察、内空変位測定

B計測: 地中変位測定、吹付けコンクリート応力測定、ロックボルト軸力測定、鋼製支保工応力測定、覆工応力測定

分類	観察・計測項目	観察・計測方法	対象となる事象	結果の活用	種別
地山と支保の安定性に関する計測	観察調査	目視	・掘削面の地山および既施工区間の支保・覆工の状況	・掘削面の安定性判断 ・地山区分の再評価 ・地山状況と地山挙動との相関性検討 ・今後の地山状況推定	A
地山と空洞の挙動に関する計測	内空変位測定	レーザー変位計	・壁面距離変化	・周辺地山の安定性検討 ・支保部材の効果検討	A
	地中変位測定	地中変位計	・周辺地山の半径方向変位	・ゆるみ領域の把握 ・ロックボルト長の妥当性検討	B
	地中変位測定 (先行変位を含む)	傾斜計 or 光ファイバセンサ	・周辺地山の水平方向変位	・先行変位率の把握 ・応力解放率の妥当性検討	B
支保機能に関する計測	ロックボルト軸力測定	ロックボルト軸力計	・ロックボルト発生軸力	・ロックボルト長、本数、位置、定着方法などの妥当性検討	B
	吹付けコンクリート応力測定	コンクリート応力計	・吹付けコンクリート応力 ・作業荷重	・吹付けコンクリート厚、強度の妥当性検討 ・鋼製支保工との荷重分担検討	B
	鋼製支保工応力測定	ひずみゲージ	・鋼製支保工の応力、断面力	・鋼製支保工の寸法、建込みピッチの妥当性検討 ・吹付けコンクリートの荷重分担検討	B
	覆工応力測定	コンクリート応力計	・覆工コンクリート応力 ・鉄筋応力	・覆工コンクリート厚、強度の妥当性検討	B

立坑計測断面位置 (1/2)

◇ (A計測)立坑壁面観察

原則として立坑全長にわたり実施。

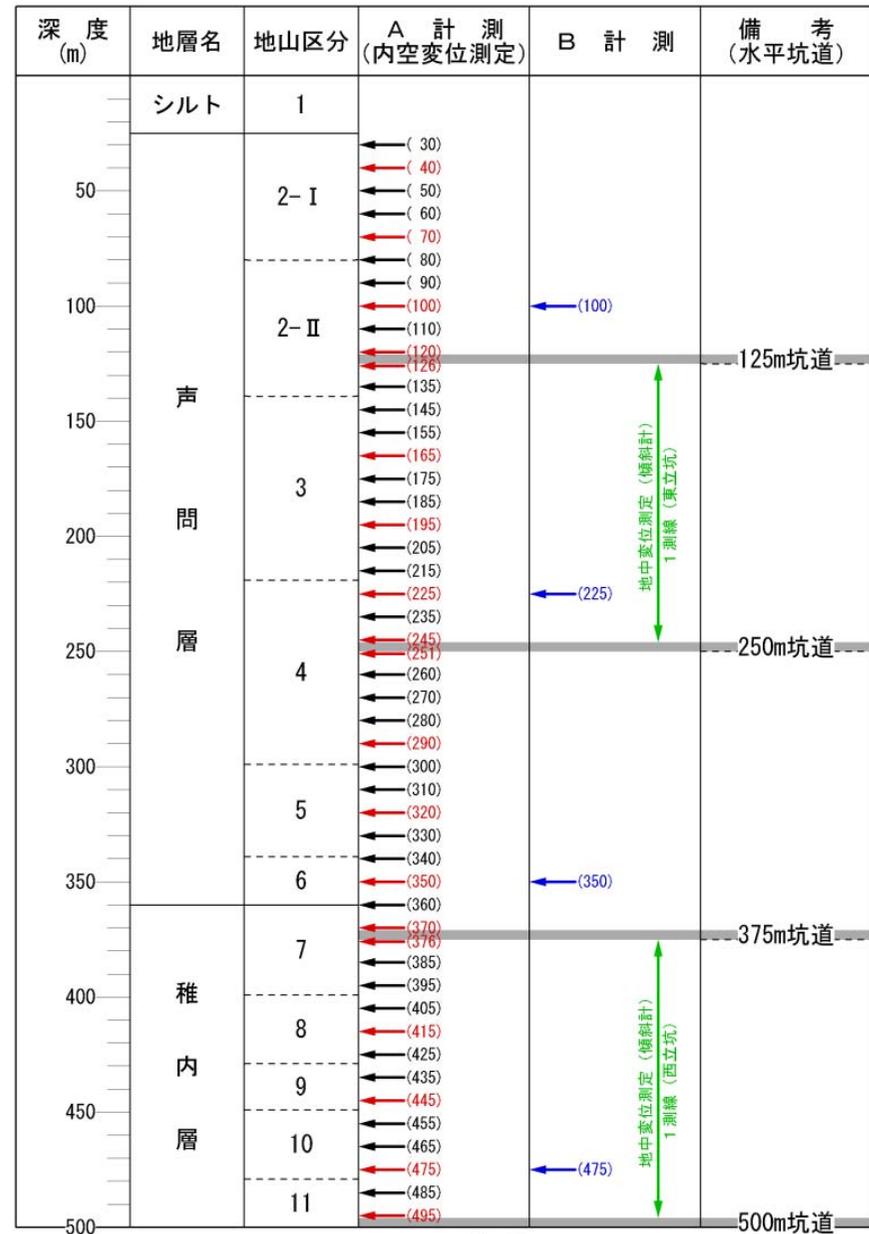
◇ (A計測)内空変位測定

2測線を配置した計測断面を10m間隔、4測線を配置した計測断面を20～40m間隔にて設定。

◇ (B計測)

地中変位測定、覆工応力測定、吹付けコンクリート測定、ロックボルト軸力測定、鋼製支保工応力測定

- B計測については、各ステップの対象区間において1断面ずつ計測断面を設定。
- ステップ管理は、水平坑道の設計・施工に反映させることが主。極力水平坑道に近く、水平坑道と同じ地山区分となる深度にてB計測断面を設定。
- B計測が実施される断面においては、あわせてA計測も実施。
- なお、日常管理において計測結果が管理基準値を超過し、別途B計測断面を設けることが有効と考えられる場合には、随時計測断面を追加する。



※ ← : 2 測線配置
 ← : 4 測線配置
 ()内は深度を示す

図 計測断面位置(案)

立坑計測断面位置 (2/2)

◇ (B計測) 地中変位測定 (傾斜計あるいは光ファイバセンサ)

- 立坑掘削に先立ち、壁面から1m程度の離れにて立坑と平行に測線を配置。
- 立坑近傍における水平方向の地中変位を切羽到達前の先行変位を含めて測定。
- 先行変位(率)を推定する必要がなくなるため、逆解析における精度向上を図ることが可能となり、**後続施工箇所**の設計への反映ならびに**空洞周辺挙動モデルの構築に有効に利用**することができる。
- 傾斜計による地中変位測定の測線として、**東立坑の深度125～250m間に1測線、西立坑の深度375～500m間に1測線**、計2測線を設ける。
- 試験坑道が存在する250m坑道と500m坑道の方が重要と考えられ、**立坑深度125～250m間ならびに375～500m間のステップ管理を重点的に実施**。
- 計測孔の削孔において、125m坑道の小試錐座(東立坑用)と375m坑道の小試錐座(西立坑用)の利用を想定。

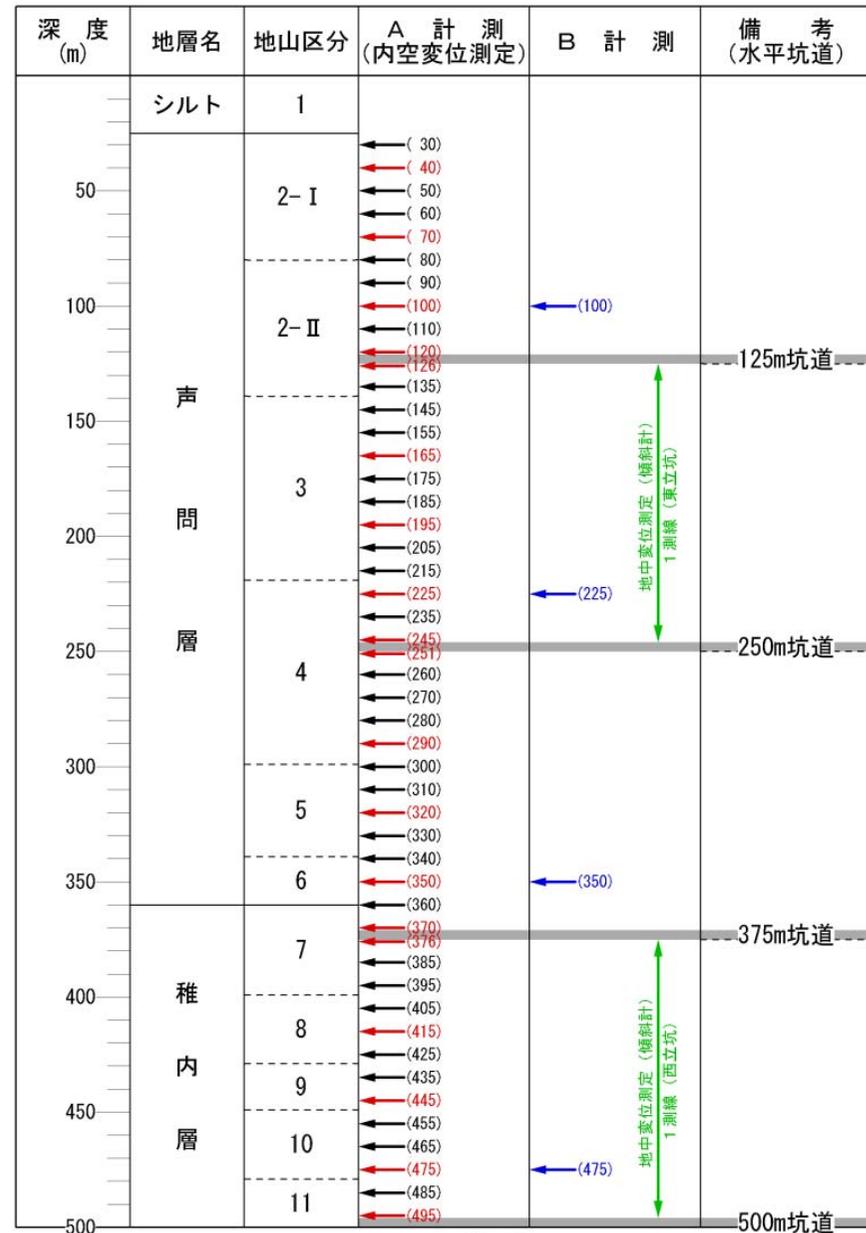
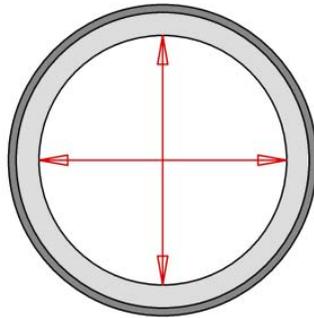
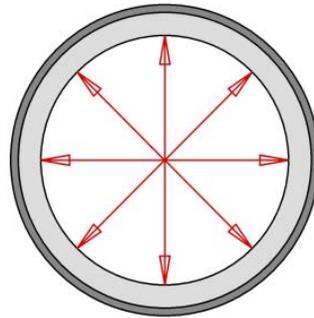


図 計測断面位置(案)

立坑計測測線配置



(a) 2 測線配置



(b) 4 測線配置

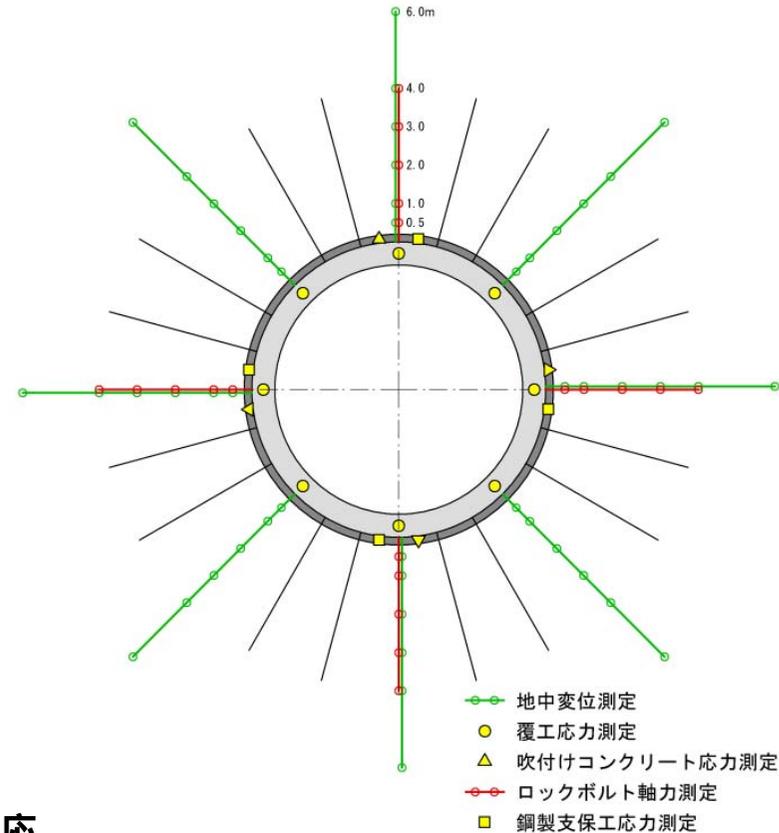
A計測(内空変位測定)における測線配置(概念図)

A計測(内空変位測定)

- 初期地圧が異方的であることから、**初期地圧の最大・最小主応力方向にあわせて2測線を配置することを基本**。
- 想定した主応力方向にずれがある場合も考慮して、4測線を配置した計測断面も設ける。

B計測

- A計測と同様の理由により、**地中変位測定の測線を4方向、計8測線設ける**こととする。ここで、内空変位測定(A計測)の測線と地中変位測定(B計測)の測線を一致させることにより、これら**計測項目間の整合性**を検討することが可能となる。
- 地中変位測定とロックボルト軸力測定の測線を極力近接させることにより、地山と支保部材の挙動における相関性を検討することが可能となる。



B計測における測線配置(概念図)

立坑計測頻度(水平坑道も同様)

計測頻度は、切羽の進行を考慮し、地山と支保の挙動の経時変化を把握できるように設定。

◇ (A計測)立坑壁面観察

各掘削サイクルごとに実施し、その記録は地質図が連続的に書けることを原則として、1回/サイクル実施。

◇ (A計測)内空変位測定及び(B計測)

下表に示す計測頻度を目安として計測。

表 内空変位測定・天端沈下測定の測定頻度例

(トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説、土木学会、平成8年7月)

頻 度	測定位置と切羽の離れ	変位速度	摘 要
2回/1日	0~0.5 D	10 mm/日以上	測定頻度は、変位速度より定まる測定頻度と切羽からの離れより定まる測定頻度のうち頻度の高い方を採ることを原則とする。
1回/1日	0.5~2 D	5~10 mm/日	
1回/2日	2~5 D	1~5 mm/日	
1回/1週	5 D 以上	1 mm/日以下	

注) D はトンネル掘削幅

変位が収束した段階で計測を終了するが、収束判定の一般的な目安については、1mm/週以下の変位速度を2週程度連続して確認することを判定基準として採用している例が多い。

これに対して、当サイトの地質状況は堆積岩(泥岩)にて構成され、地山強度比も総じて低いことから、掘削に伴う変位量は大きく、その収束にはある程度の期間を要するものと予想される。したがって、上記の一般的な目安を採用するにしても、状況に応じて判定基準を変更することが必要になるものと思われる。

水平坑道及び立坑との接続部の計測計画

A計測：日常施工管理のために行う計測：切羽観察、内空変位測定、天端沈下測定

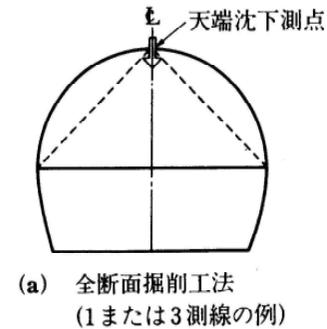
B計測：地山条件に応じ、A計測に追加して実施する計測：地中変位測定、吹付けコンクリート応力測定、ロックボルト軸力測定、鋼製支保工応力測定、覆工応力測定

分類	観察・計測項目	観察・計測方法	対象となる事象	結果の活用	種別
地山と支保の安定性に関する計測	観察調査	目視	・掘削面の地山および既施工区間の支保・覆工の状況	・掘削面の安定性判断 ・地山区分の再評価 ・地山状況と地山挙動との相関性検討 ・今後の地山状況推定	A
地山とトンネルの挙動に関する計測	内空変位測定	レーザー変位計	・壁面距離変化	・周辺地山の安定性検討 ・支保部材の効果検討	A
	天端沈下測定	光波測量	・天端・側壁の沈下	・天端周辺地山の安定検討 ・脚部支持力検討	A
			・インバートの隆起	・インバート部地山の安定検討	A
	地中変位測定	地中変位計	・周辺地山の半径方向変位	・ゆるみ領域の把握 ・ロックボルト長の妥当性検討	B
支保機能に関する計測	ロックボルト軸力測定	ロックボルト軸力計	・ロックボルト発生軸力	・ロックボルト長、本数、位置、定着方法などの妥当性検討	B
	吹付けコンクリート応力測定	コンクリート応力計	・吹付けコンクリート応力 ・作業荷重	・吹付けコンクリート厚、強度の妥当性検討 ・鋼製支保工との荷重分担検討	B
	鋼製支保工応力測定	ひずみゲージ	・鋼製支保工の応力、断面力	・鋼製支保工の寸法、建込みピッチの妥当性検討 ・吹付けコンクリートの荷重分担検討	B
	覆工応力測定	コンクリート応力計	・覆工コンクリート応力 ・鉄筋応力	・覆工コンクリートの安全性検討 ・覆工打設時期、設計の妥当性検討	B

水平坑道計測位置 (1/3)

◇ (A計測)

トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説(土木学会、平成8年7月)に示されている例(右図、下表)を参考に、以下の計測間隔で測定を行うこととする。



注1) 水平測線(実線)は必ず実施するが、斜め測線(点線)は必要に応じて実施すればよい。

- **内空変位**: 10m間隔で水平1測線、30m間隔で3測線の測定を実施
- **天端沈下**: 10m間隔で測定を実施

図 天端沈下、内空変位の測定配置例

表 内空変位、天端沈下の測定間隔の目安の例

条件 地山等級	坑口付近 (坑口より 50 m 間)	土被り小 (2D 以下)	施工初期の段階 ¹⁾
A,B,C	10 m	10 m	20 m
D	10 m	10 m	20 m
E	10 m	10 m	10 m

- 注 1) 施工の初期の段階とは、200 m 程度の施工が進むまでの段階。
 2) 地山挙動が安定した場合には 50 m 程度までのばすことができる。
 3) 地山挙動が安定した場合には 30 m 程度までのばすことができる。

水平坑道計測位置 (2/3)

◇ (B計測)

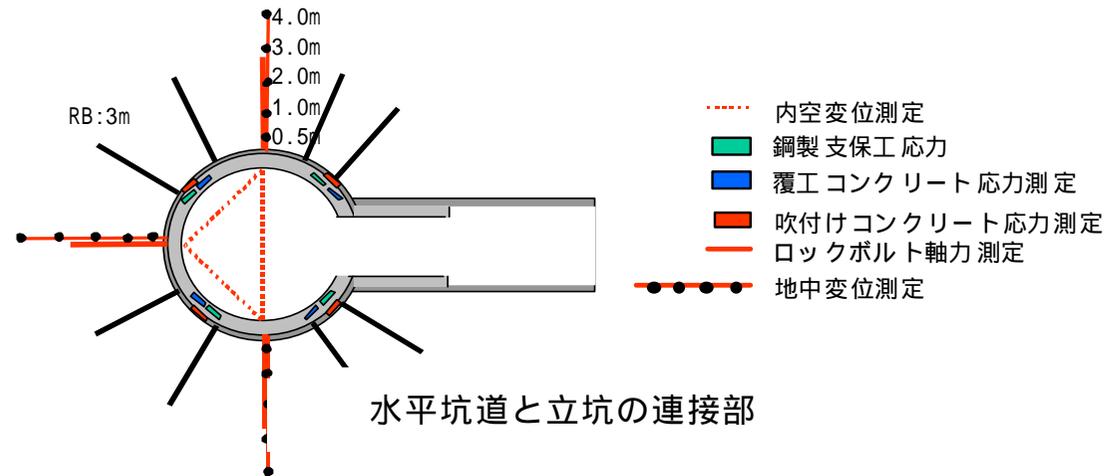
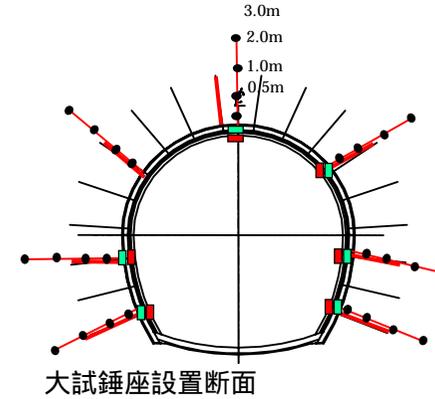
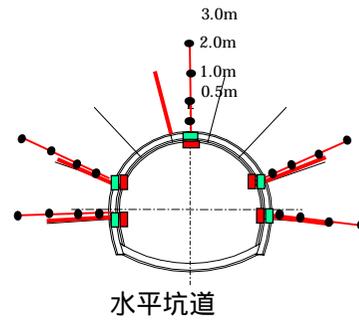


図 水平坑道および立坑との接続部における計測工例

- 水平坑道の計測に立坑の影響がないように立坑位置より2D'(ここで、D'は立坑掘削径)以上の離隔を確保し、水平坑道の掘削が始まってなるべく早い段階で設置することで設計・施工にフィードバックできる体制を整える

水平坑道計測位置 (3/3)

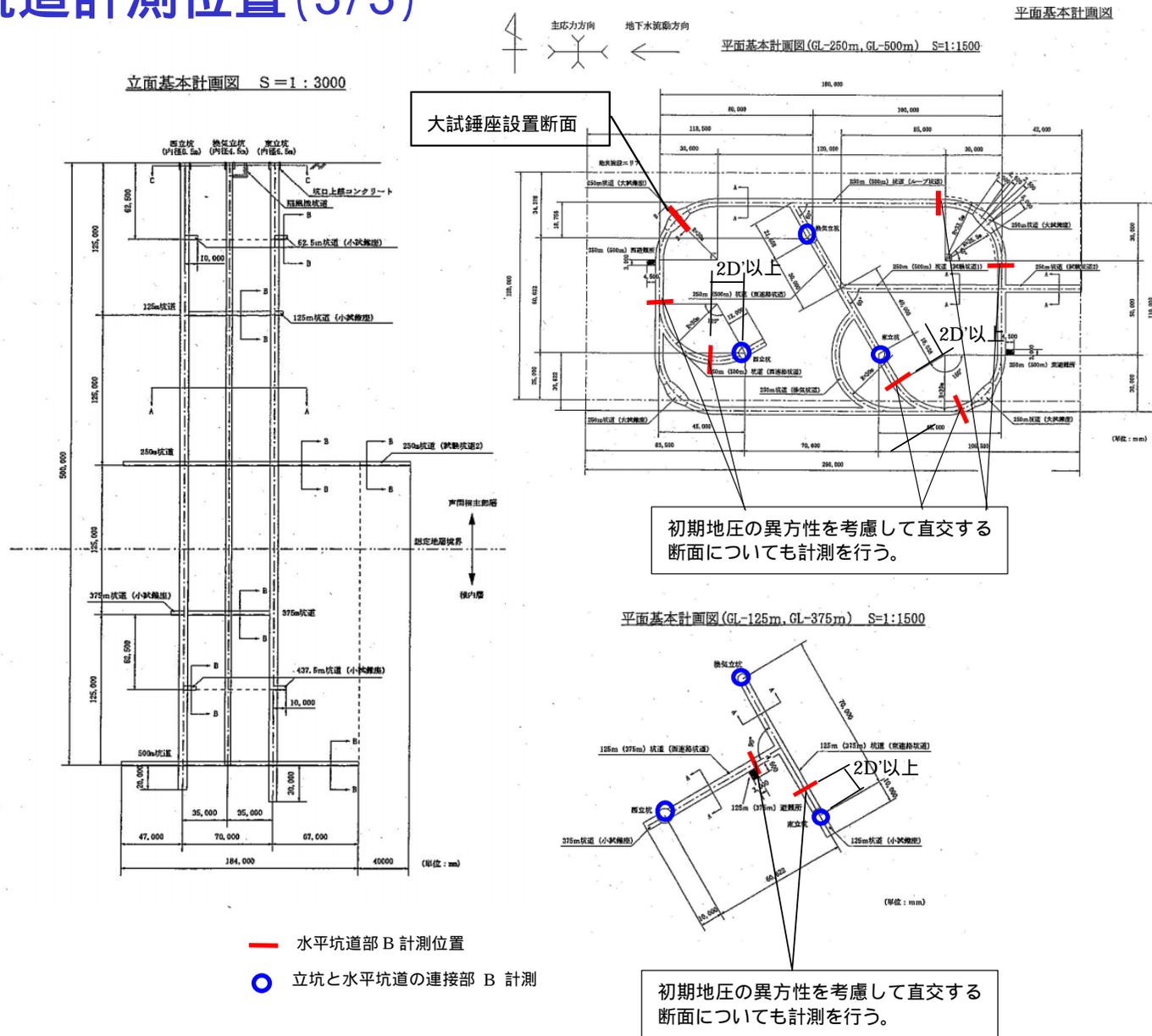


図 水平坑道および立坑との接続部における計測位置例

1.2 地質条件の設定

1.2.1 検討の背景

本基本設計では、空洞の安定性および研究施設として要求される品質を確保した上で、経済性にも優れた合理的な空洞の設計を目指した検討を行っている。

空洞の安定性を確保するためには、空洞の挙動を的確に予測し、その挙動に対応して安全性を担保できる支保を配置することが必要である。空洞の挙動を的確に予測するためには、解析用入力物性値の精度を上げることが必須条件となる。そのため工学的性質に着目した地山区分が重要となる。

その際、地層（地質）区分と工学的地山区分とは必ずしも一致しない。それは、地層区分は構造物に関係なく地質性状を分類するものであるのに対し、工学的地山区分は、岩盤内の割れ目の分布、特に方向・頻度といった構造物の大きさや位置関係に影響される要因があるために、現場毎にその特徴が生かされたものが作られなければならないからである。

本検討では、幌延地下施設における工学的地山区分を作成するため、地下施設近傍で実施された既存のボーリングコアの観察記録及び着目点に対して今回実際にコア観察結果を基に、空洞掘削時に影響を及ぼす可能性のある要因に着目して特徴を整理し、地山を細区分した。それに対して、既存の力学試験結果との比較を行うことで、その区分毎の解析用岩盤物性値を設定した。

原位置岩盤には少なからず不均質性・不確実性が存在するため、いかに綿密な事前調査を行ったとしても掘削前に正解を予測することはできない。また、空洞の設計を行う際には、その不確実性に対する安全を担保するため、ある程度の物性のばらつきに対しても許容できる設計とする必要がある。そこで、解析用岩盤物性値は、力学試験結果のばらつきを考慮して基本的に区間最小値を設定することとした。

以下に、地山区分、解析用岩盤物性値の設定についての検討結果を示す。

1.2.2 検討手順

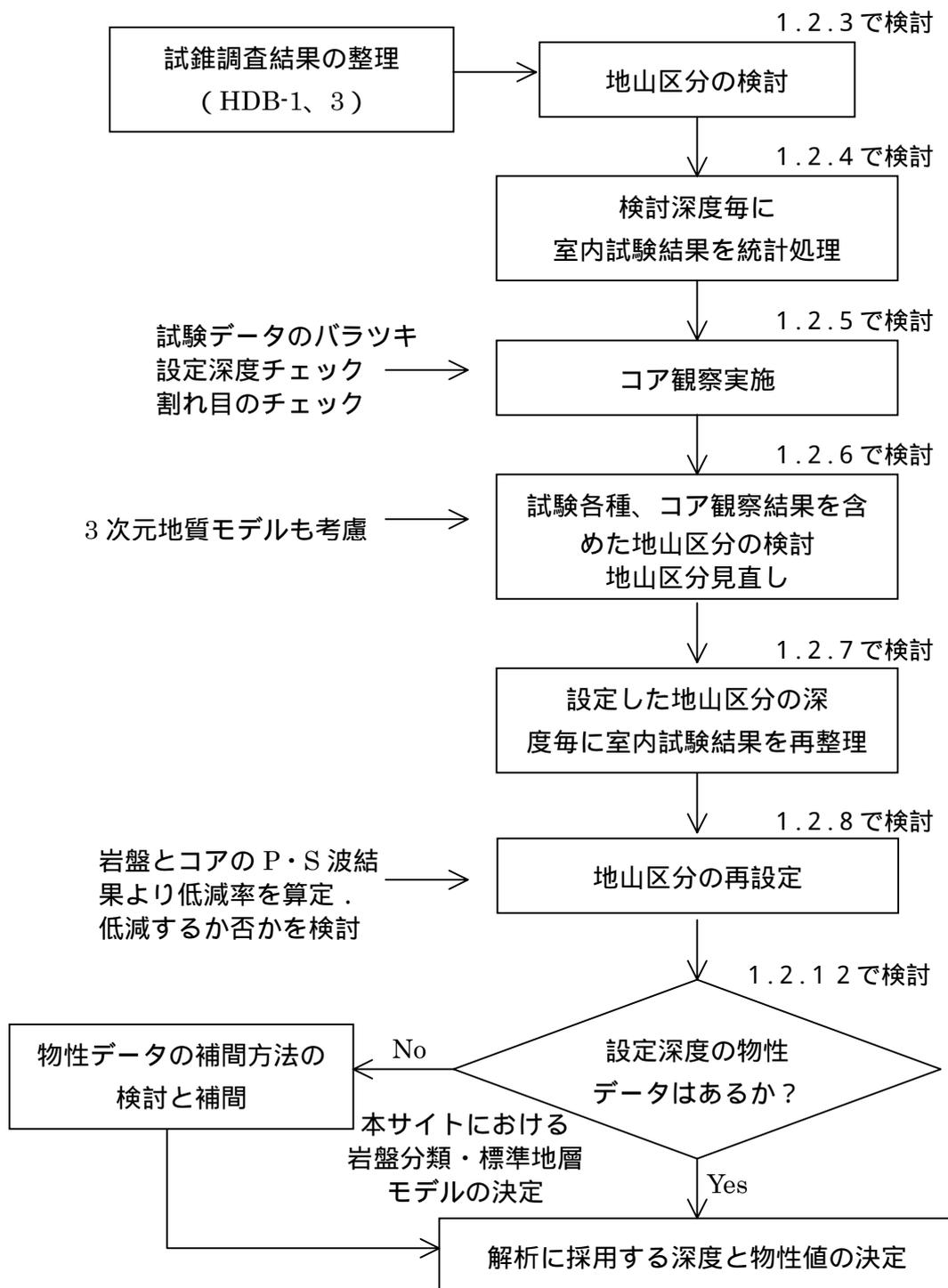


図 1.2-1 地質条件設定の検討フロー

1.2.3 試錐調査結果に基づいた地山区分

試錐調査孔 HDB-1 孔¹⁾および 3 孔²⁾において地山区分を行った。ここでの「地山区分」とは、力学試験データとの相関はとっていないため、工学的な地山分類（いわゆる岩盤等級判定）ではない。

地山区分の分類方法は、以下に記すデータを用いて検討した。

【区分に用いたデータ】

- ・ 地層境界
- ・ 岩石境界
- ・ 岩級区分境界
- ・ 岩相が顕著に変化する境界
- ・ RQD が顕著に変化する境界
- ・ 割れ目頻度が顕著に変化する境界
- ・ 検層データ（孔径、P・S 波、密度、空隙率）が顕著に変化する境界
- ・ 硬さが顕著に変化する境界

検討した地山区分を、表 1.2-1、表 1.2-2 に、検討した地山区分柱状図を図 1.2-2 に、検討根拠資料例を、図 1.2-3³⁾、図 1.2-4⁴⁾ にそれぞれ示す。

なお、表中に記載されている電研式岩盤分類記号は、本検討にて設定したものではなく、既往の調査結果報告書¹⁾²⁾において設定されているものである。地山区分設定の際に参考としてそのまま記載している。

表 1.2-1 検討した地山区分 (HDB-1)

No	地層名	深度(m)	特徴
1	声問層	0 ~ 50	砂、あるいは細れきを含む。RQD 低く、コアロスが全域に渡って分布している。岩盤等級は D 級。
2		50 ~ 85	上位区分に比べてコアロスは減少。岩盤等級が CL 級に上がる。
3		85 ~ 105	上位区分に比べてコアロスやや増加。RQD が極端に減少。孔径に急な拡大が見られる。割れ目の頻度は上位区分に比べて減少。
4		105 ~ 180	上位区分に比べて RQD は高いが、割れ目の頻度は高くなる。
5		180 ~ 200	砂岩層を含む。コアロスが極端に増加。RQD も極端に低い。割れ目の頻度は低い。岩盤等級は D 級に下がる。
6		200 ~ 280	上位区分に比べて RQD が高く、岩盤等級は CL 級に上がる。
7		280 ~ 320	上位区分よりも RQD が極端に増加。割れ目の頻度も減少。
8	稚内層	320 ~ 350	上位区分に比べて RQD が高くなる。コアロスは無い。
9		350 ~ 435	RQD は上位区分に比べて全体的に高く、100%の占める割合も増加。P・S 波もこの区間より深部に行くに従い速くなり始める。岩盤等級が CM 級に上がる。
10		435 ~ 455	この領域の半分ほどをコアロスが占める。RQD も極端に減少。岩盤等級も CL 級に下がる。
11		455 ~ 470	RQD が増加、2 つ上位の区分並に回復。コアロスもなし。岩盤等級も CM 級に上がる。
12		470 ~ 495	上位区分に比べて RQD が極端に減少。割れ目の頻度も増加。P・S 波も極端に遅くなっている。破碎部が全域に分布。岩盤等級も CL 級に下がる。
13		495 ~ 510	上位区分に比べて RQD が極端に増加。コアロスも有るが、岩盤等級は CM 級に上がる。
14		510 ~ 595	上位区分に比べて RQD がさらに増加。コアロスも無い。割れ目の頻度も低い。
15		595 ~ 605	上位区分に比べて RQD が極端に減少。割れ目の頻度も増加。全域に破碎帯が分布しており、P・S 波も遅くなる。岩盤等級は CL 級に下がる。
16		605 ~ 720	上位区分に比べて RQD は高く、2 つ上位の区分並に回復。割れ目の頻度も低く、岩盤等級も CM 級に上がる。

表 1.2-2 検討した地山区分 (HDB-3)

No	地層名	深度(m)	特徴
1	声問層	0 ~ 20	土砂状変質泥岩。風化変質帯であり、RQD が顕著に低い。
2		20 ~ 160	ディスク状コアが多く、上位区分と比べると RQD は高い。岩盤等級は上位区分と比べて強くなる (D CL 級)。
3		160 ~ 240	上位区分に比べてディスク状コアが少なく、RQD も高い。割れ目は全深度にわたって存在する。検層における P・S 波は上位区分に比べて遅くなる。
4		240 ~ 320	上位区分に比べて RQD も高く、割れ目の頻度も低くなる。検層データの P・S 波は上位区分に比べて若干速くなる。
5		320 ~ 360	上位区分に比べてコアロスが目立ち、RQD が低くなり、割れ目の頻度が高くなる。孔径に拡大が見られる。検層データの P・S 波は上位区分に比べて遅くなる。
6		360 ~ 380	上位区分に比べて RQD が高くなり、割れ目の頻度は少ない。また、検層データの P・S 波は上位区分に比べて速くなり、空隙率は、減少し、密度は増加する。
7	稚内層	380 ~ 410	上位区分に比べて RQD が高くなる。検層における P・S 波は上位区分に比べて速くなり、密度も増加し始め、空隙も減少し始める。
8		410 ~ 420	RQD は上位区分に比べて、同程度であるが、高いが、30° ~ 60° 方向の割れ目が卓越する。また、硬度が増加する。検層データの P・S 波は上位区分と比べて速くなる。
9		420 ~ 450	RQD、割れ目の頻度・方向とも上位区分に比べて同程度であるが、検層における P・S 波は上位区分に比べて速くなり、密度も高く、空隙も低い。岩盤等級は上位区分と比べて強くなる (CL CM 級)。
10		450 ~ 470	上位区分に比べて RQD が低い。石灰質ノジュールが多く含まれ、検層における P・S 波は上位区分に比べて遅い。岩盤等級が上位区分と比べて下がる (CM CL 級)。
11		470 ~ 500	上位区分に比べて RQD が高くなる。その値は、420 ~ 450 m 深度と同じ傾向だが、検層における P・S 波は上位区分に比べて速い。
12		500 ~ 520	岩層が硬質頁岩から硬質泥岩へと変化する。岩盤等級は上位区分と比べて下がる (CM CL 級)。

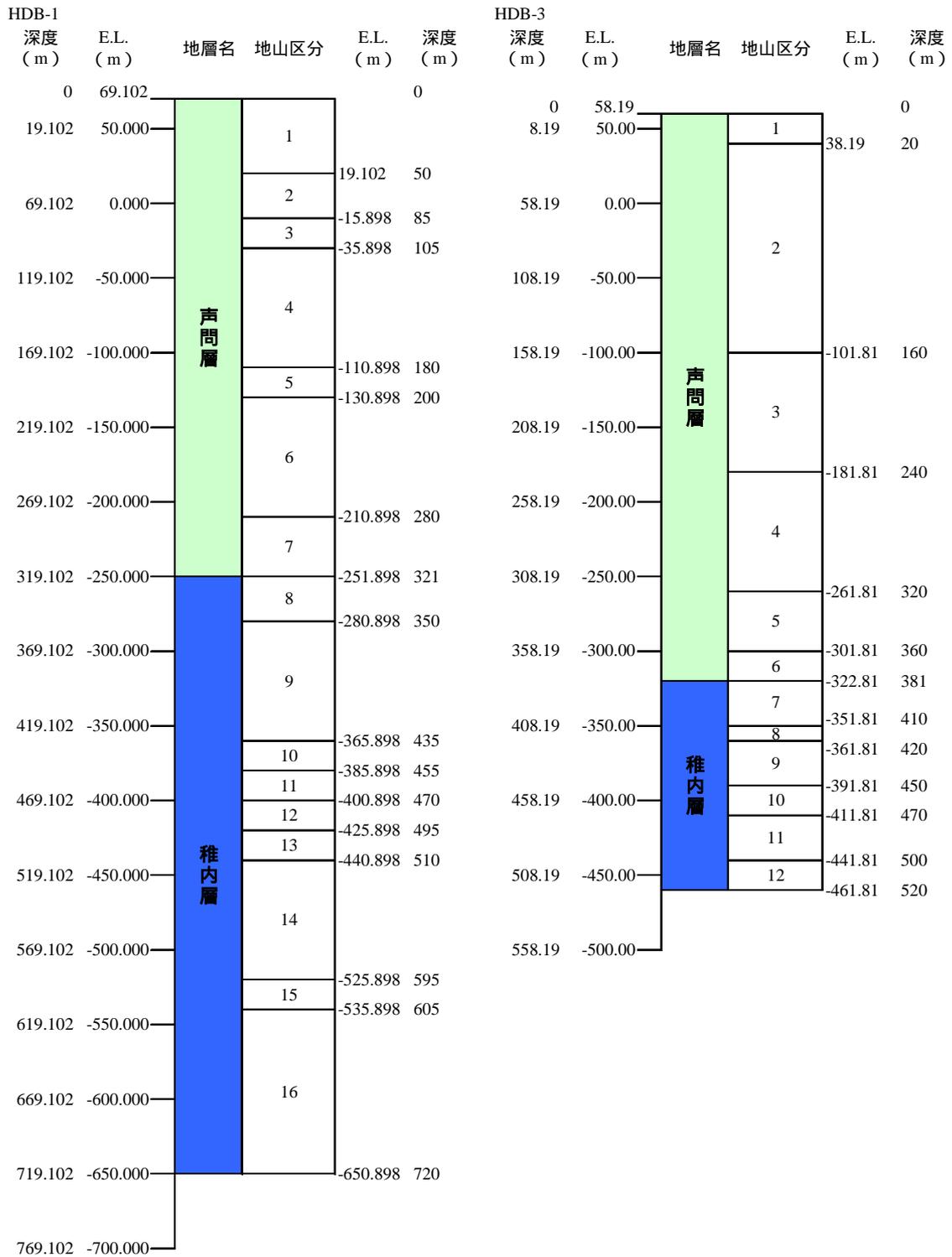


図 1.2-2 検討した地山区分 (力学試験データ考慮前)

凡例：青線は検討した地山区分深度を示す

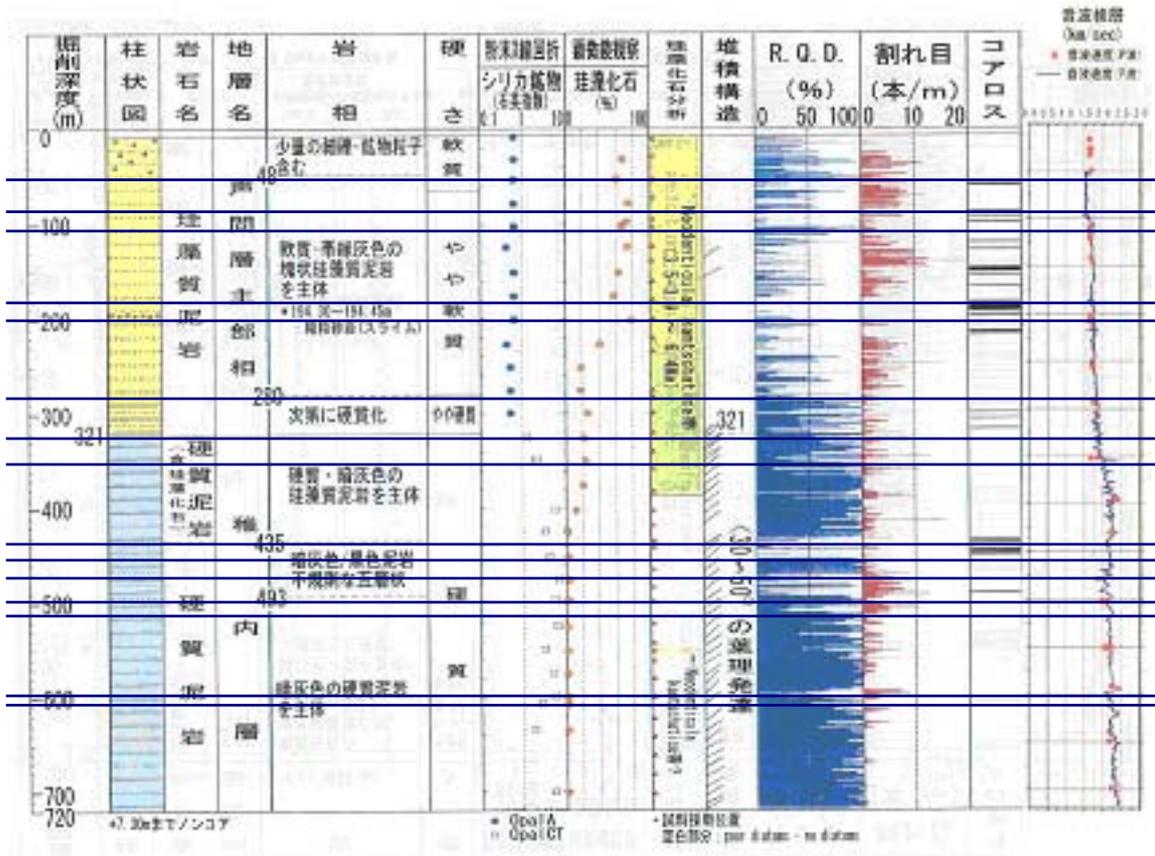
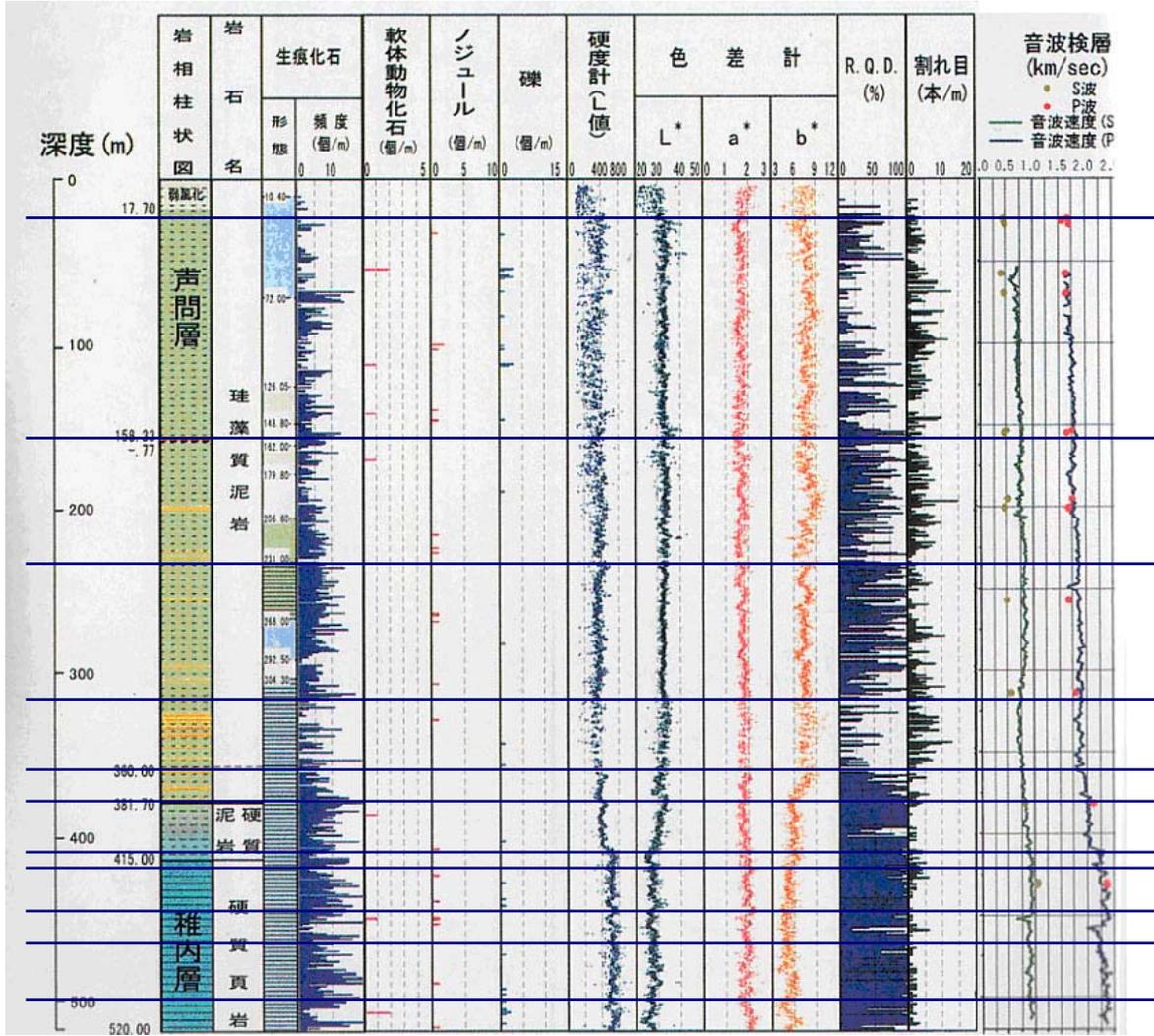


図9 HDB-1孔地質柱状図

幌延深地層研究計画 平成13年度調査研究成果報告書 平成14年7月 より抜粋

図 1.2-3 HDB-1 孔における地山区分設定根拠例

凡例：青線は検討した地山区分深度を示す



幌延深地層研究計画平成14年度調査研究成果報告書 平成15年6月 より抜粋

図 1.2-4 HDB-3 孔における地山区分設定根拠例

1.2.4 物理・力学試験結果の整理と検討

設定した地山区分に対して、コアの試験・測定結果を深度毎に整理した。その項目を以下に示す。

- ・ 単位体積重量：物理試験結果
- ・ ポアソン比：一軸試験結果
- ・ 一軸圧縮強度：一軸試験結果
- ・ 弾性係数：一軸試験結果のひずみゲージによる静弾性係数測定結果
- ・ 内部摩擦角：三軸圧縮試験（CU 試験）結果
- ・ 粘着力：三軸圧縮試験（CU 試験）結果
- ・ 引張強度：圧裂引張試験結果
- ・ P、S 波：弾性波測定結果

整理方法は、各試験・測定結果を、設定した地山区分深度において該当するデータの統計処理を行った。

以下に示すグラフは、各データとその平均値を深度毎にプロットした。

【プロット凡例】

- ： 声問層物理・力学試験データ
- ： 稚内層物理・力学試験データ
- ： 設定区分深度内における平均値

結果を見ると、一軸圧縮強度・静弾性係数において、稚内層上部付近でバラツキが大きい。その他の区間に関しては、区間内でほぼ一定とみなせる。したがって、1.2.3 章にて設定した地山区分との整合性がとれているといえる。

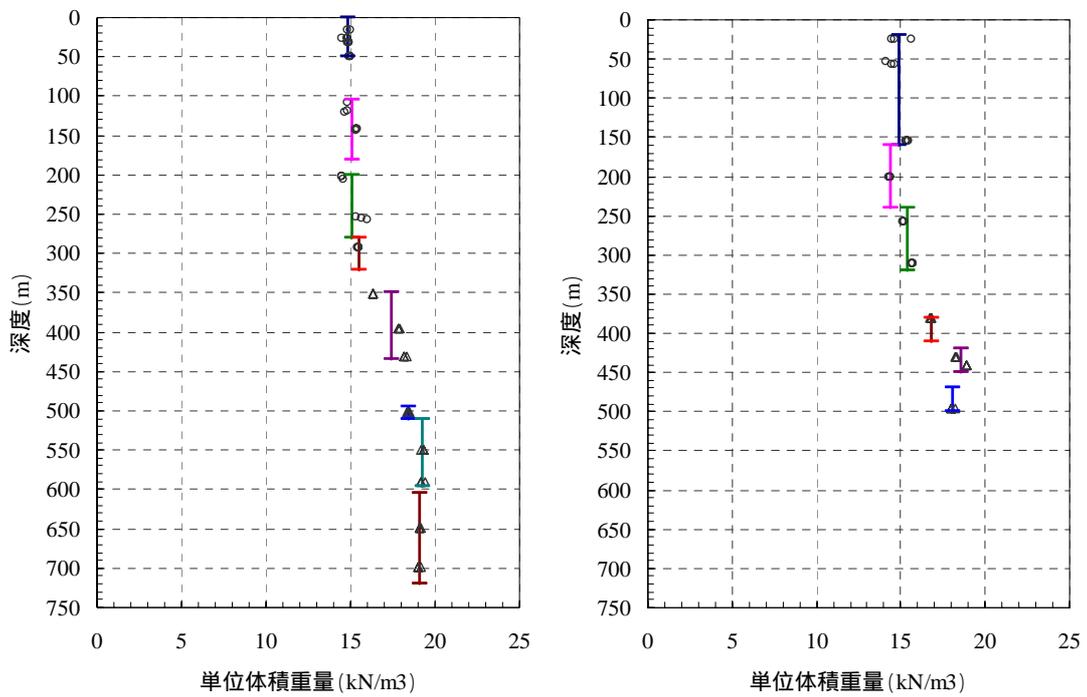


図 1.2 - 5 単位体積重量 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

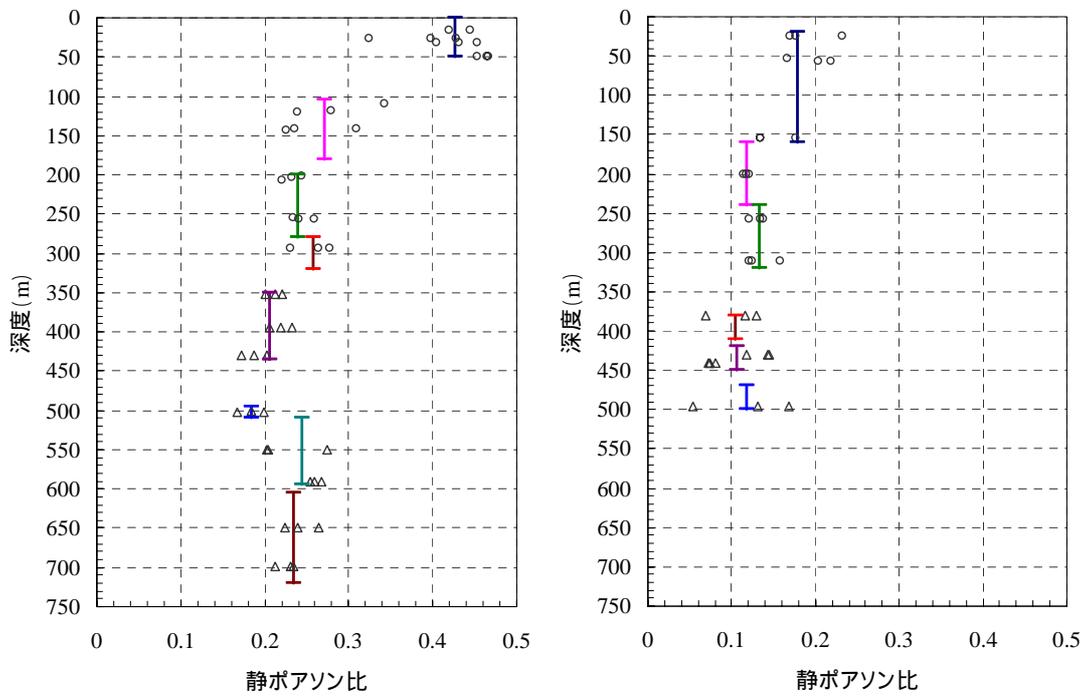


図 1.2 - 6 静ポアソン比 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

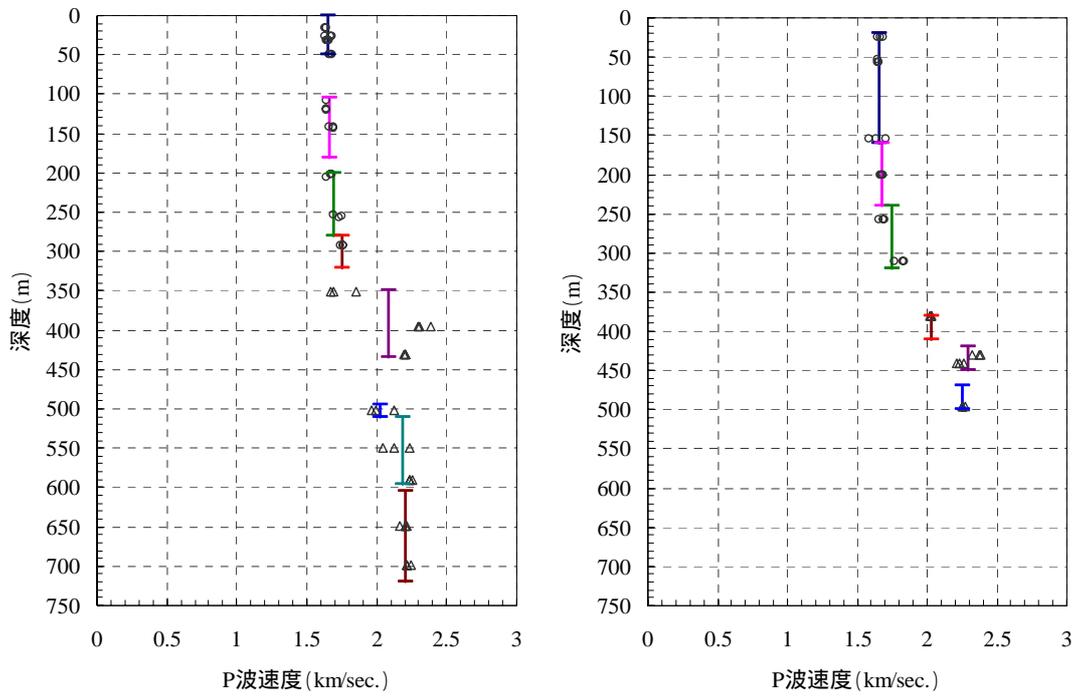


图 1.2 - 7 P 波速度 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

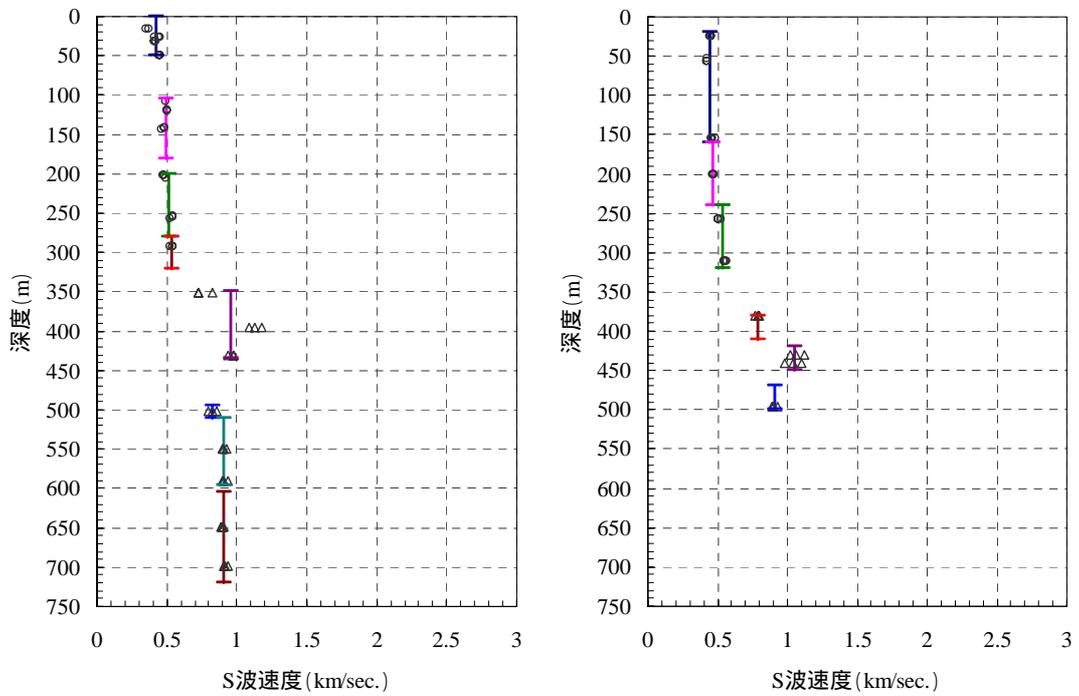


图 1.2 - 8 S 波速度 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

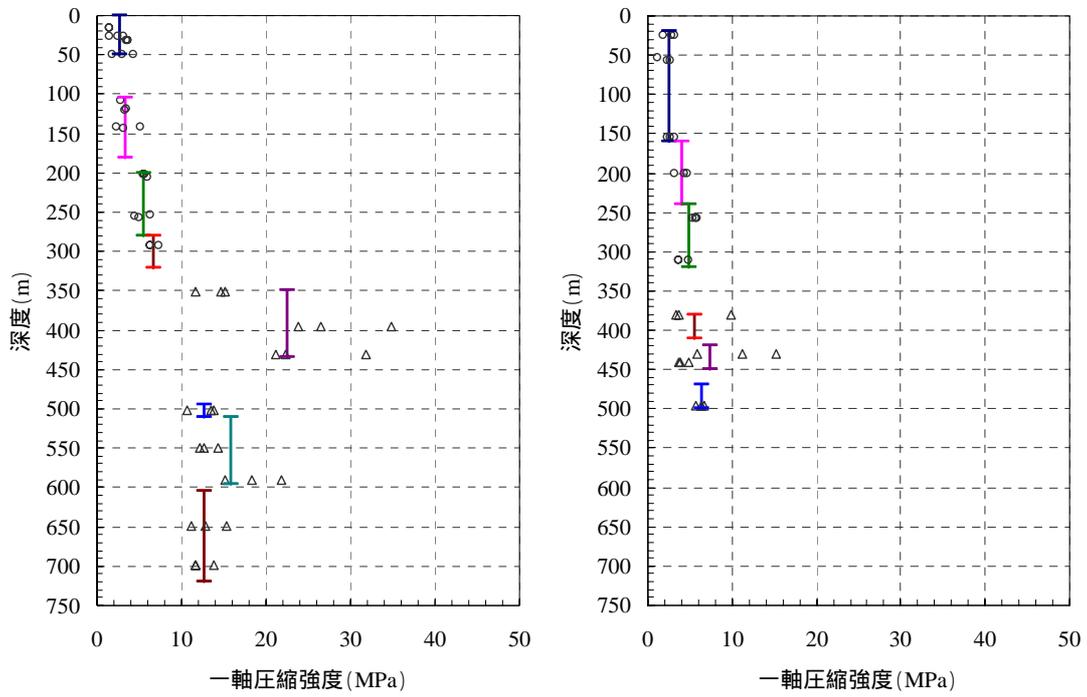


図 1.2 - 9 一軸圧縮強度 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

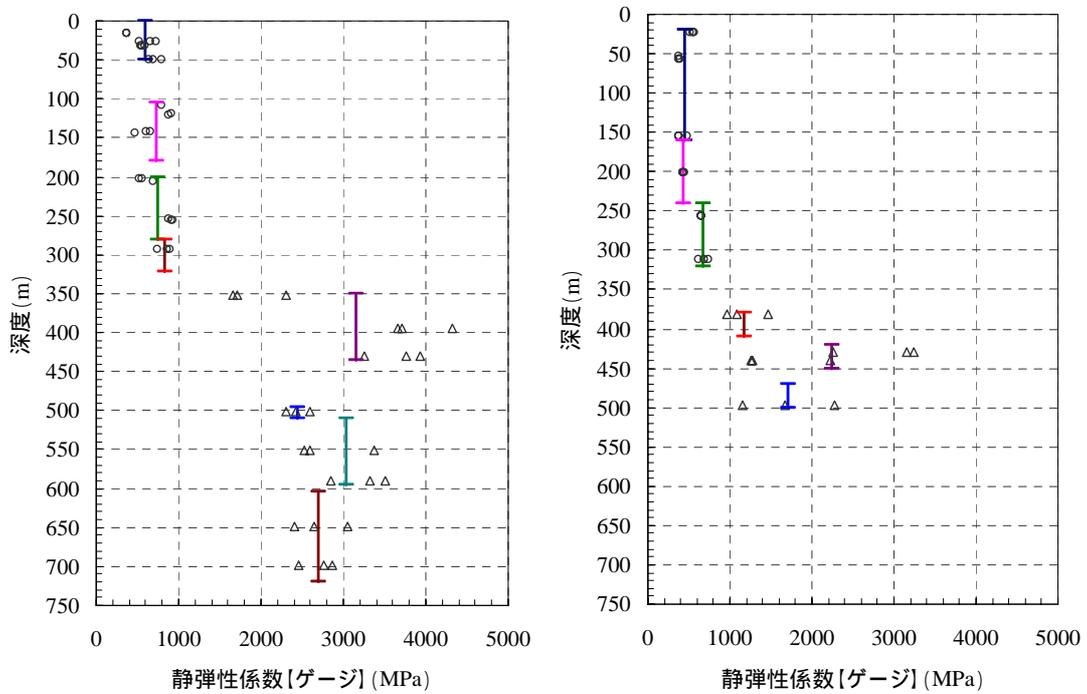


図 1.2 - 10 静弾性係数 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

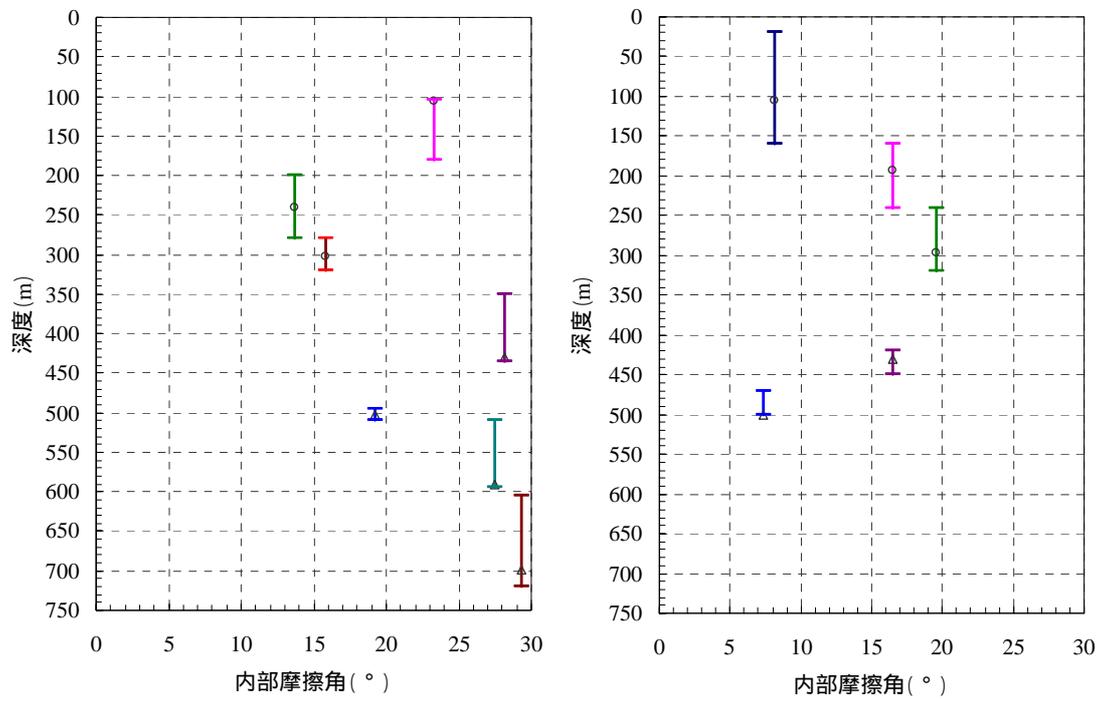


图 1.2 - 1 1 内部摩擦角 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

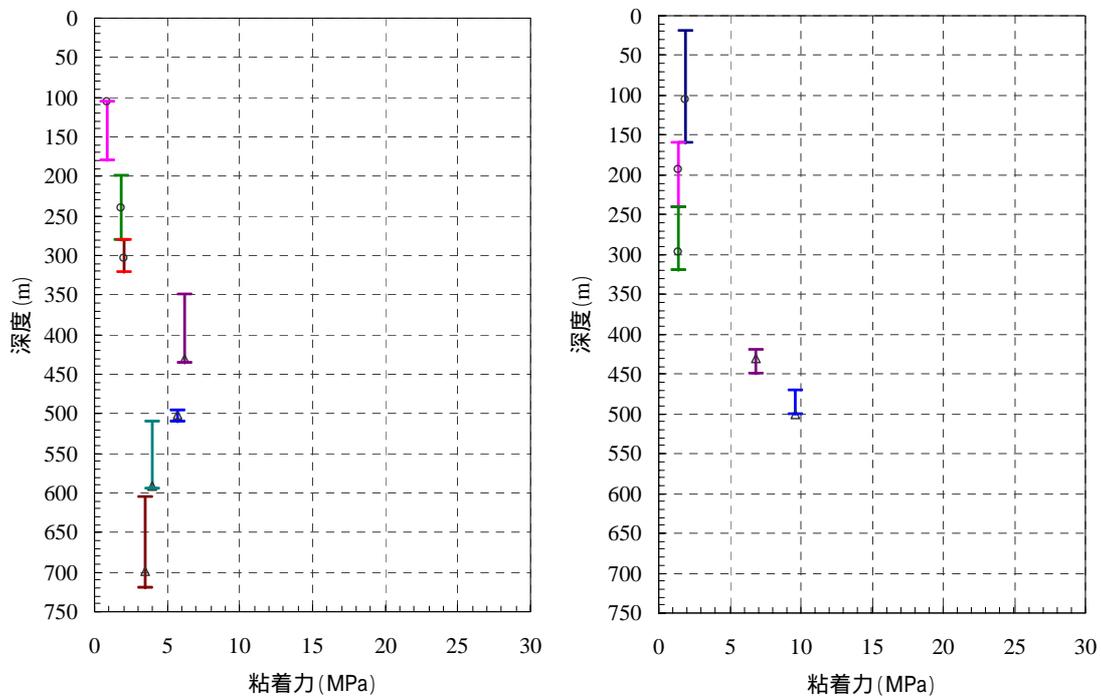


图 1.2 - 1 2 粘着力 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

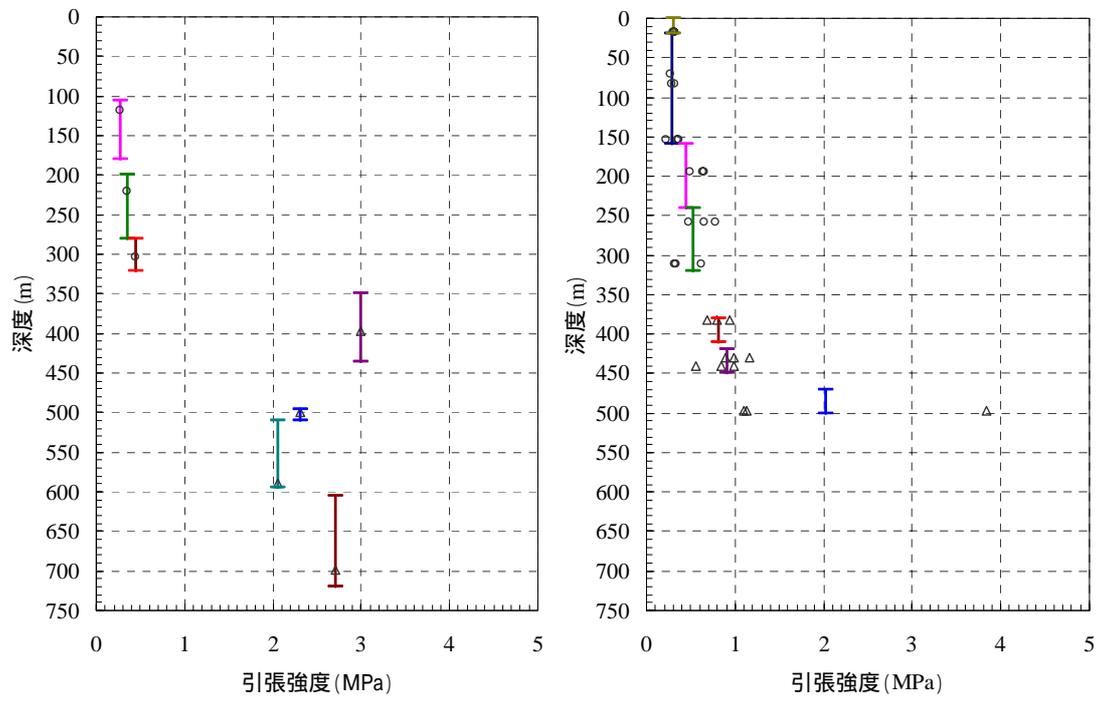


図 1.2 - 1 3 引張強度 (左 : HDB-1、右 : HDB-3)

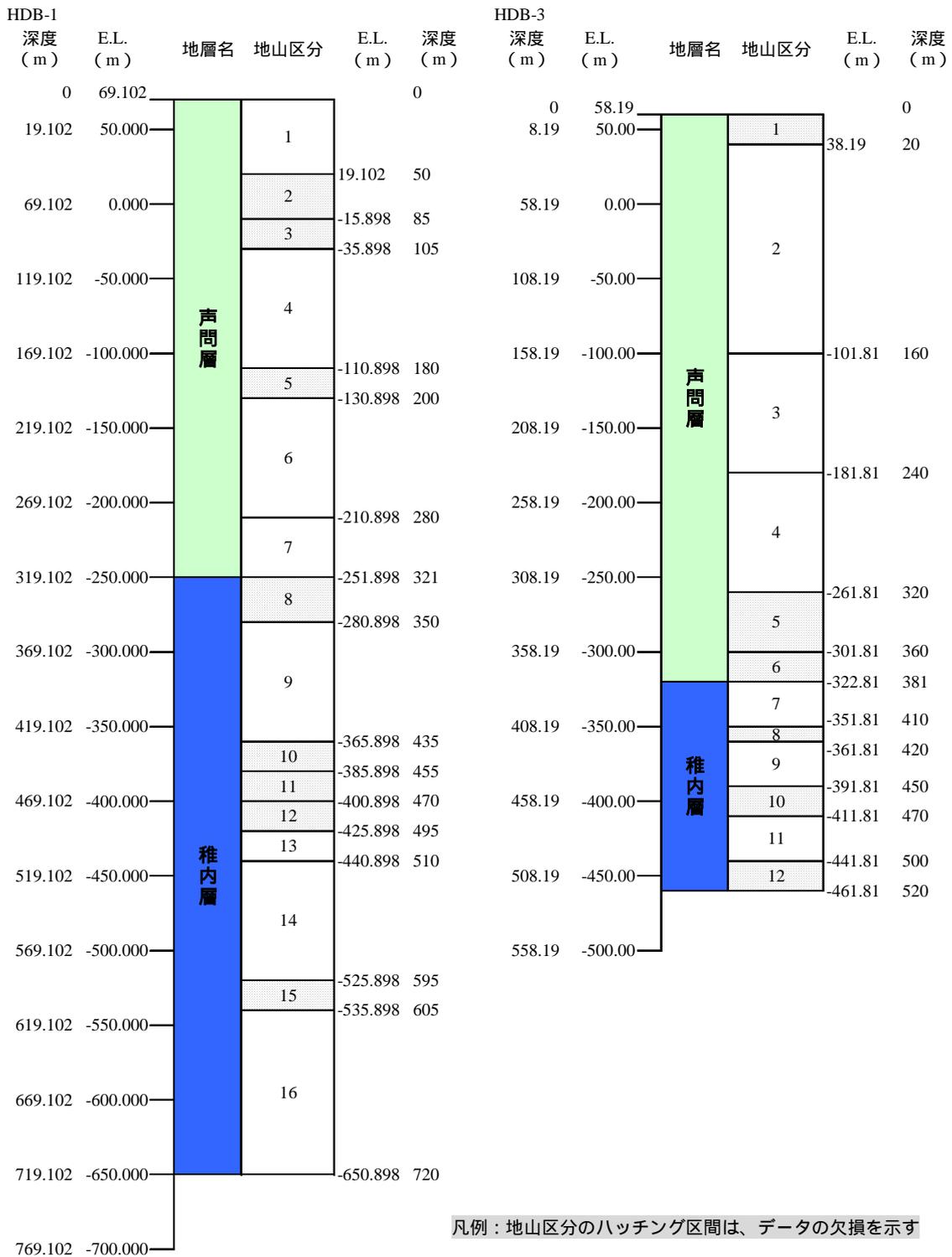


図 1.2-14 試験データの欠損区間

1.2.5 コア観察実施結果

HDB-1、3孔のコア観察に基づいた結果概要を示す。その結果、1.2.3章の試錐調査結果に基づいた地山区分とほぼ調和的な傾向を示すということがわかった。

1.2.5.1 コア観察方法

(1) 方針・指針

今回、「既存の試錐調査結果に基づいた地山区分」を行ったが、以下の項目について、検討・確認する必要があるため、実際にコア観察を行い地山区分の検討用データを採取した。

HDB-3孔における、稚内層上部、硬質泥岩/硬質頁岩境界(415m)とその付近深度の岩盤等級CL/CM境界(422m)が一致していないため、どちらの境界を地山区分の境界に設定するかの検討。

HDB-3孔における、岩芯室内試験項目の一軸圧縮強度試験値にばらつきが認められる400m・450m・500m付近の地山区分の検討。

岩芯室内試験項目の力学的データが欠損している深度区間における地山区分の検討。

(2) 観察方法

上記のコア観察の方針・指針に述べた項目に注目して、観察を行った。しかしながら、ボーリング実施からかなりの時間が経過しているため、時間経過に伴う劣化・風化・変質、人為的な割れ目などが予想される。そのため、基本的に、一昨年度および昨年度実施されたHDB-1および3孔におけるコア観察データと照らし合わせながら、データを取得した。実際に観察に用いた材料はハンマー、定規、分度器、ルーペで行った。観察項目は、以下に示したとおりで、割れ目の観察項目では、RQD、割れ目の頻度、亀裂角度を、岩相の観察項目では、生痕化石、ノジュールそして、葉理などの堆積構造を観察した。

割れ目の観察項目

RQD、割れ目の頻度、亀裂角度

岩相の観察項目

生痕化石、ノジュールや葉理などの堆積構造

1.2.5.2 コア観察結果概要

【HDB-1 孔】

0～50m までは、帯緑灰色を呈する塊状無層理である。砂・細礫などが交じるやや軟質の岩相である。

50～280m までは、帯緑灰色を呈し、塊状無層理の部分もあるが不明瞭ではあるが 30° 程度の色調の濃淡が認められる。この色調が層理面であるかは不明である。この深度はやや軟質で、RQD も低下し、棒状コアが少ない。コアロスも目立ち、特に 180～200m では顕著である。石灰質ノジュールが介在し、生痕化石も認められる。

280～432m までは、暗灰色を呈し不明瞭ではあるが 30° 程度の色調の濃淡が認められる。この色調が層理面であるかは不明である。炭質物、石灰質ノジュールが介在し、生痕化石も認められる。この深度間は、上位深度よりも硬質となり、RQD もさらに高く、割れ目頻度も低下傾向である。

432m～452m までは、帯緑灰色を呈し、塊状無層理の部分もあるが不明瞭ではあるが 30° 程度の色調の濃淡が認められる。この色調が層理面であるかは不明である。しかし、コアロスが多いため、RQD が顕著に低下する。

452～470m までは、上位深度と同様な岩相が認められる。この深度間は、上位深度よりも硬質となり、RQD もさらに高く、割れ目頻度も低下傾向である。

470～493m までは、帯緑灰色を呈し、塊状無層理の部分もあるが不明瞭ではあるが 30° 程度の色調の濃淡が認められる。この色調が層理面であるかは不明である。しかし、RQD が顕著に低下し、割れ目頻度も高い。

493～595m までは、暗灰色を呈し不明瞭ではあるが 30° 程度の色調の濃淡が認められる。この色調が層理面であるかは不明である。炭質物、石灰質ノジュールが介在し、生痕化石も認められる。この深度間は、上位深度よりも硬質となり、RQD も高く、割れ目頻度も低下傾向である。

595～605m までは、上位と同様な岩相であるが、RQD が顕著に低下し、割れ目頻度も高い。

605～720m までは、上位と同様な岩相であるが、上位深度よりも硬質となり、RQD も高く、割れ目頻度も低下傾向である。

【HDB-3 孔】

0m～22m までは、暗灰色を呈する土砂状の岩相を示す。この深度は、風化変質の影響が著しい。

22m～160m までは、暗灰色を呈する塊状無層理の岩相を示し、炭質物、石灰質ノジュール、貝化石などを介在する。コアロスの上下付近など部分的に RQD の低下やディスクングが認められる箇所があるが、上位深度区間に比べると硬質である。割れ目の方向は、低角（数°）から高角（50°）までが卓越する。

160～236mまでは、岩相は上位深度区間のものと類似するが、ディスク状コアが少なくなる。上位深度区間に比べてRQDは高くなり、硬質である。割れ目は、低角なものから高角なものまでが卓越する。

236～320mまでは、岩相は上位深度区間のものと類似するが、ディスク状コアがなくなる。RQDは上位深度区間に比べて高くなり、硬質である。割れ目は、頻度は低下するが、高角が卓越するようになる。

320～360mまでは、帯緑暗灰色を呈し、不明瞭ではあるが50°程度の色調の濃淡が認められる。この色調が層理面であるかは不明である。炭質物、石灰質ノジュール、貝化石などを介在する。この深度間は、上位深度よりも脆い。ディスクはそれほど認められないが、コアロスが目立ち、RQDが急激に低下する。

360m～420mまでは、帯緑暗灰色を呈し、不明瞭ではあるが50°程度の色調の濃淡が認められる。この色調が層理面であるかは不明である。炭質物、石灰質ノジュール、貝化石などを介在する。この深度間は、上位深度よりも硬質となり、RQDも高く、コアロスやディスクが認められない。割れ目頻度が低くなるが高角な割れ目が卓越する傾向が認められる。

420m～457mまでは、暗灰色を呈し、不明瞭ではあるが50°程度の色調の濃淡が認められる。この色調が層理面であるかは不明である。炭質物、石灰質ノジュール、貝化石などを介在する。この深度間は、上位深度よりも硬質となり、RQDもさらに高い。

457～460mまでは、岩相は上位深度区間とほぼ類似しているが、RQDの低下が著しく、割れ目の頻度も高くなる。

460～517mまでは、岩相は上位深度区間とほぼ類似しているが、RQDはほぼ100近くと高い。割れ目の頻度も低下し、上位深度にくらべて硬質である。

517～520mまでは、岩相は上位深度区間とほぼ類似しているが、RQDの低下が著しく、割れ目の頻度も高くなる。

1.2.5.3 地山区分の検討

1.2.5.1で述べたように下記1)～3)に注目して、コア観察を行い地山区分の検討用データを採取した。

- 1) HDB-3孔における、稚内層上部、硬質泥岩/硬質頁岩境界(415m)とその付近深度の岩盤等級CL/CM境界(422m)が一致していないため、どちらの境界を地山区分の境界に設定するかの検討データの取得。
- 2) HDB-3孔における、岩芯室内試験項目の一軸圧縮強度試験値にバラツキが認められる400m・450m・500m付近の地山区分の検討データを取得。

3) 岩芯室内試験項目の力学的データが欠損している深度区間における地山区分の検討データの取得。

【結果】

・ 1) について

HDB-3 孔 415m 付近 (硬質泥岩/硬質頁岩境界) の岩相は、緑暗灰色を呈し、塊状無層理。炭質物質や石灰質ノジュールが介在し、生痕化石も認められる。RQD は 80 以上、割れ目は 30~60° である。実施した肉眼観察の結果では、415m 付近で岩相の変化は明瞭には認められなかった。

HDB-3 孔 422m (岩盤等級 C1/Cm 境界) 付近の岩相は、暗灰色を呈し、堆積構造は不明瞭であるが縞模様の濃淡が認められる。炭質物質や石灰質ノジュールが介在し、生痕化石も認められる。RQD は 422m を境に高い値を示し、やや硬質に変化しているように認められる。割れ目は 30~60° である。

このことから、岩相境界ではなく、岩盤等級境界を地盤区分境界とする方が適当であると思われる。

・ 2) について

バラツキが認められることについてはコア観察からは確実なことは言えない。ただし、稚内層 (381m 以深) の岩相では、全体的に声問層に比べて暗色で、硬質であるが、部分的 (457~460m、517~520m) に脆く、RQD も低くなる深度が認められた。

・ 3) について

【HDB-1 孔】

深度 50~105m

この深度の岩相は、緑灰色を呈し、塊状無層理。RQD は 60 程度で、割れ目は全域に認められる。上位の深度よりはやや硬質であるが、下位の深度に比べて同等である。

深度 180~200m

この深度の岩相は、緑灰色を呈し、塊状無層理。コアロスが目立ち、RQD は 0 である。上下位深度に比べてやや脆い。

深度 435~495m

この深度の岩相は、暗灰色を呈し、堆積構造は、40° 程度の濃淡が認められる。炭質物や石灰質ノジュールを介在する。生痕化石や貝化石も認められる。コアロスが目立ち、RQD は 70 程度である。直上下の深度よりは RQD はやや低くなり、上下位深度に比べてやや脆い。

【HDB-3 孔】

深度 0 ~ 20m

この深度の岩相は、風化変質により土砂状になっている。RQD も 0 と HDB-3 孔の中でも最も脆い部分である。

深度 320 ~ 360m

この深度の岩相は、堆積構造は不明瞭で、炭質物や石灰質ノジュールを介在する。生痕化石も認められる。コアロスも多く、RQD はその直上下深度に比べて低く、やや脆い。

深度 360 ~ 380m

この深度の岩相は、堆積構造は不明瞭で、炭質物や石灰質ノジュールを介在する。生痕化石や貝化石も認められる。上位の深度よりも RQD が高く、やや硬質となるが、下位の深度よりは低い値を示し、やや脆い。また、割れ目の角度はおよそ 30 ~ 60 ° 程度となり下位の深度に比べて高角なものが卓越する。

深度 410 ~ 420m

この深度の岩相は、緑暗灰色を呈し、堆積構造は不明瞭で、炭質物質や石灰質ノジュールが介在し、生痕化石も認められる。RQD は 80 以上、割れ目は 30 ~ 60 ° であるが、下位深度に比べてやや脆い。

1.2.6 三次元地質モデルを用いた設計用地層境界の検討

三次元地質モデルを、図 1.2-15 に示す。このモデルを参考にして、設計用声問層 - 稚内層境界を推定することとした。地質平面図上にて、地下施設計画地中心位置を推定すると、図下の地質縦断面図に示すよう、地層境界は、およそ E.L. -300m であることが分かった

よって、本検討における設計用地層境界は、E.L. -300m に設定した。

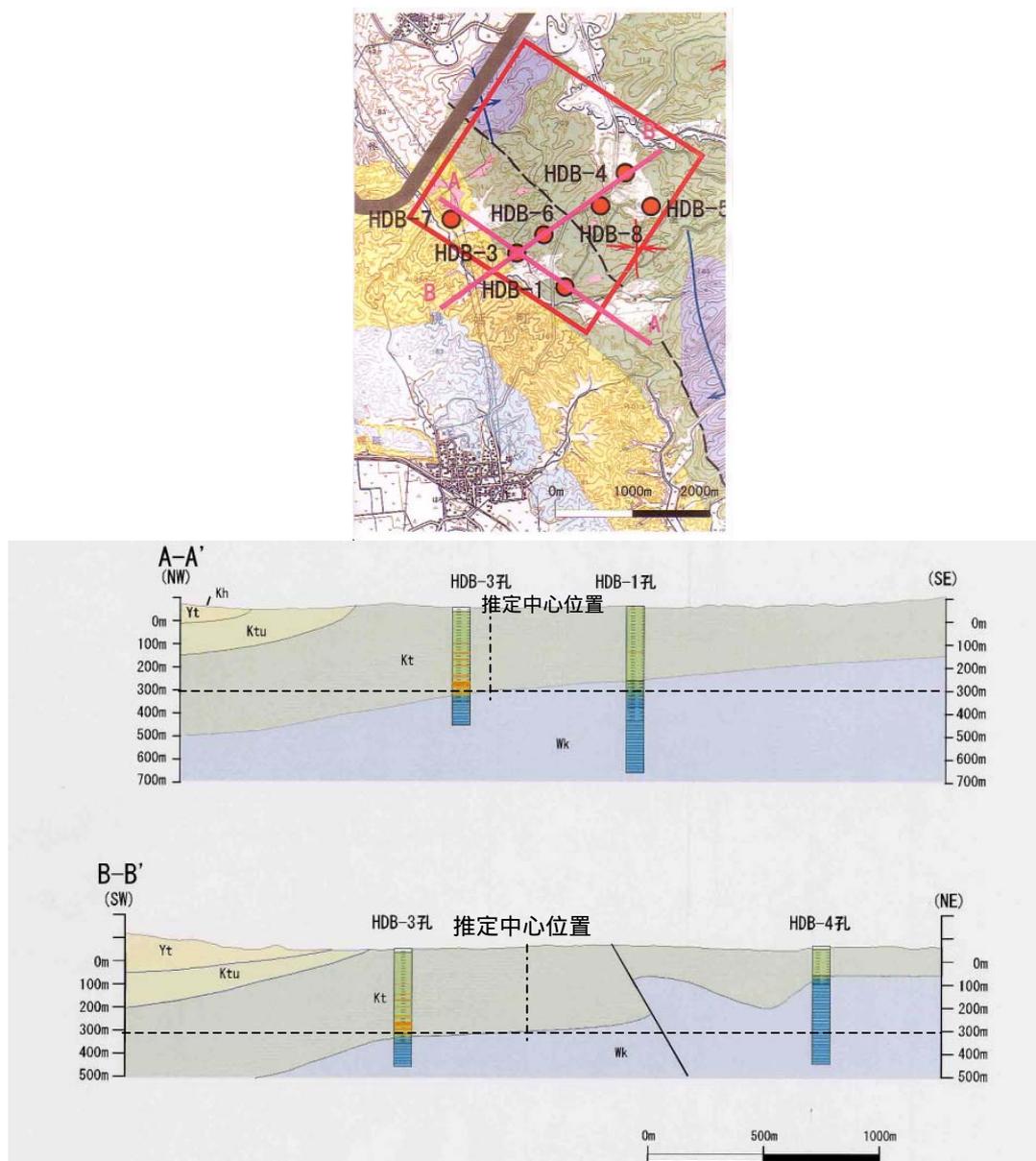


図 1.2-15 三次元地質モデル（上：地質平面図、下：地質断面図）

1.2.7 地山区分標高補正

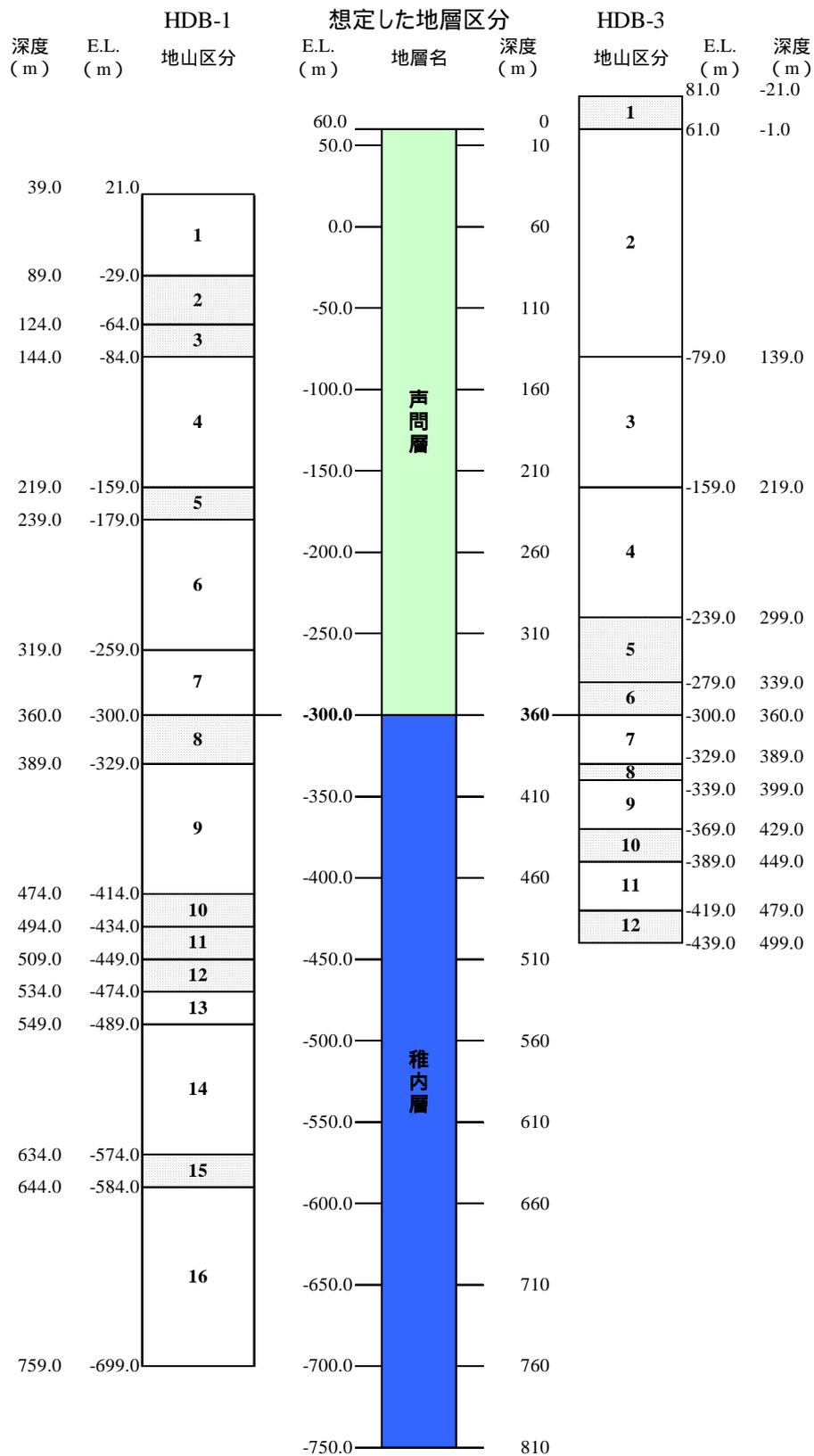
1.2.3節で設定した地山区分を、1.2.6節で検討した結果を用いて、声問層 - 稚内層境界が E.L. -300m になるよう標高補正（鉛直移動）を行った。HDB-1、3 孔の声問層 - 稚内層境界は、E.L. -251.898m、-322.81m であるから、それぞれ、-48.102m、22.810m の鉛直移動を行って標高補正とした。

標高補正後の地山区分柱状図を、図 1.2-16 に示す。

深度補正後の HDB-1 孔と HDB-3 孔を比べてみると、地山区分の標高が一致しておらず、両者について補正を行いサイトの地山区分とすることは困難であると考えた。そこで本検討では、地下施設計画地に近く、かつ補正の量も少ない HDB-3 孔の地山区分を、本検討の地山区分として採用した。

このとき、標高補正後の HDB-3 孔の孔口は、E.L. 81.0m である。しかし、東西立坑および換気立坑の孔口標高が E.L. 60.0m であるため、本検討に採用した地山区分の標高上限値は E.L. 60.0m とした。

本検討においては、上記したように幾何学的な補正のみである。今回は、この補正モデルを用いた検討を実施するが、今後は、検層結果を加味した補正方法の検討が課題としてあげられる。



HDB-3 孔の標高補正データ (右) を採用とする

図 1.2-16 地山区分柱状図 (標高補正後)

1.2.8 地山区分の再設定と試験結果の再整理

1.2.8.1 E.L. 60.0~-449.0m 区間

コア観察結果・室内試験結果を考慮し、地山区分の再設定を行った。表記標高に関しては、HDB-3の声問層 - 稚内層境界を地下施設計画地中心位置の声問層 - 稚内層境界 (E.L. -300m) に補正した値を示している。

E.L. 81.0~61m

室内試験データが欠損しているが、ボーリング調査の柱状 図やコア観察結果でも、この深度区間では風化変質区間であるために地山区分に設定した。

E.L. 61~-79m

地山強度比、一軸圧縮強度、静ポアソン比などの室内試験データは、下位深度と差が認められ、この深度区間では、概ね値が一致している。また、コア観察結果では、上位深度区間に比べてRQDは高くなり、硬質であることから、この深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -79~-159m

地山強度比、一軸圧縮強度、静ポアソン比などの室内試験データは、上下位深度と差が認められ、この深度区間では、概ね値が一致している。また、コア観察結果では、上位深度区間に比べてRQDはさらに高くなり、硬質であることから、この深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -159~-239m

地山強度比、一軸圧縮強度、静ポアソン比などの室内試験データは、上下位深度と差が認められ、この深度区間では、概ね値が一致している。また、コア観察結果では、上位深度区間に比べてRQDは高くなり、硬質であることから、この深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -239~-279m

この深度区間では室内試験データが欠損しているが、コア観察結果では、上位深度よりも脆く、コアロスが目立ち、RQDが急激に低下する区間を含まれている。このことより、この深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -279~-300m

この深度区間では室内試験データが欠損しているが、コア観察結果では、上位深度よりも硬質となり、RQDも高く、コアロスやディスクキングが認められない。さらに、

声問層 / 稚内層境界深度が 371m であることからこの深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -300 ~ -339m

一軸圧縮強度や静ポアソン比などの室内試験データでは、値にバラツキが目立つが、単位体積重量や P・S 波速度などの試験データは、上下位深度と差が認められ、この深度区間では、概ね値が一致している。さらに、ボーリング調査の柱状図でも CL/CM 境界が 410m であることからこの深度区間を地山区分に設定した。このことより、この深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -339 ~ -369m

一軸圧縮強度や静ポアソン比などの室内試験データでは、値にバラツキが目立つが、単位体積重量や P・S 波速度の値は、上下位深度と差が認められ、この深度区間では、概ね値が一致している。コア観察結果では、上位深度よりも硬質となり、RQD もさらに高くなることから、この深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -369 ~ -389m

この深度区間では室内試験データが欠損しているが、コア観察結果では、岩相は上位深度区間とほぼ類似しているが、RQD の低下が著しく、割れ目の頻度も高くなる。さらに、ボーリング調査の柱状図でも CM 区間が含まれていることからこの深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -389 ~ -419m

静ポアソン比、静弾性係数などの試験データでは、値にバラツキが認められるが、一軸圧縮強度や P・S 波速度の値は上位深度と差が認められ、この深度区間では、概ね値が一致している。コア観察結果では、岩相は上位深度区間とほぼ類似しているが、RQD は高く、割れ目の頻度も低下し、上位深度にくらべて硬質であることから、この深度区間を地山区分に設定した。

E.L. -419 ~ -439m

この深度区間では室内試験データが欠損しているが、コア観察結果では、脆い深度であることが認められている。さらに、ボーリング調査の柱状図でも CM 区間が含まれていることからこの深度区間を地山区分に設定した。

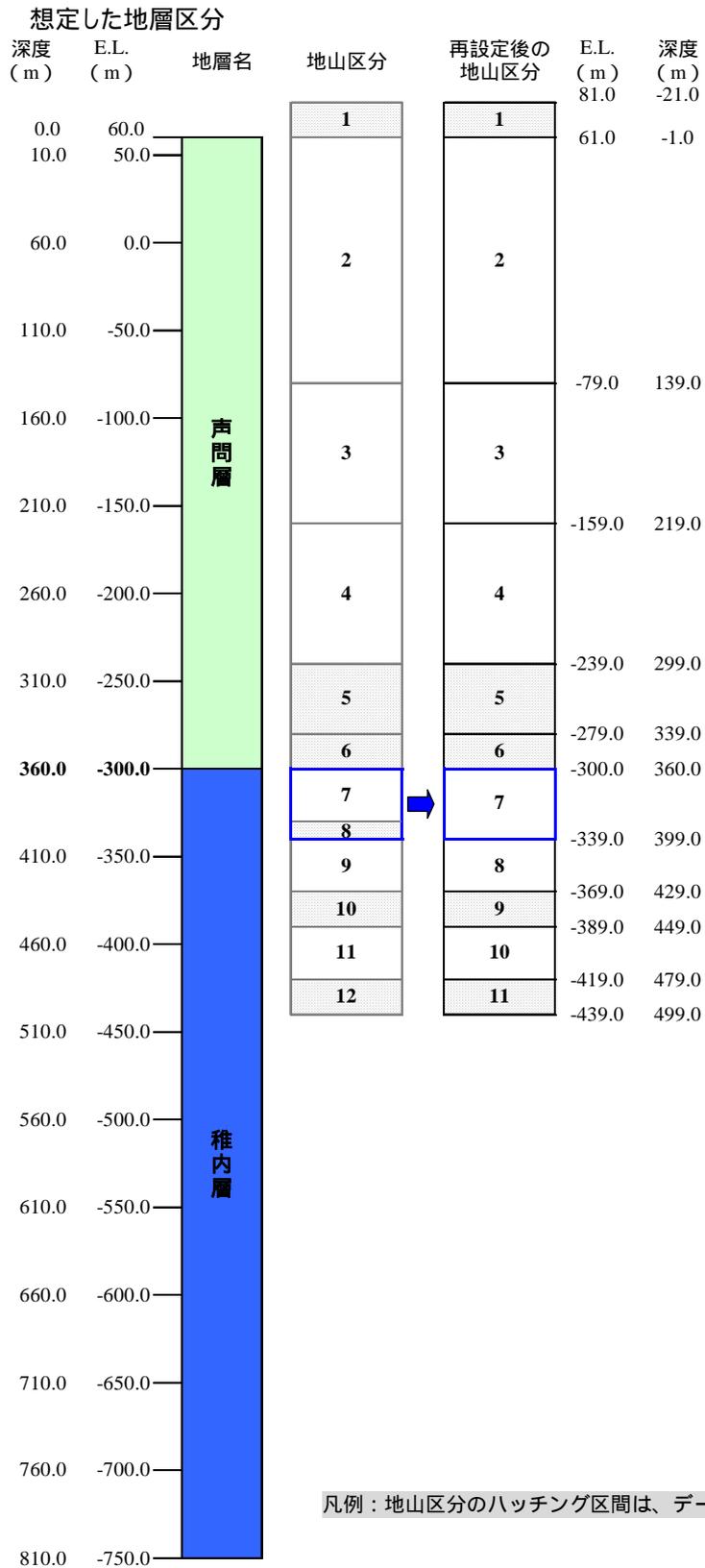


図 1.2-17 地山区分柱状図(再設定前、後)

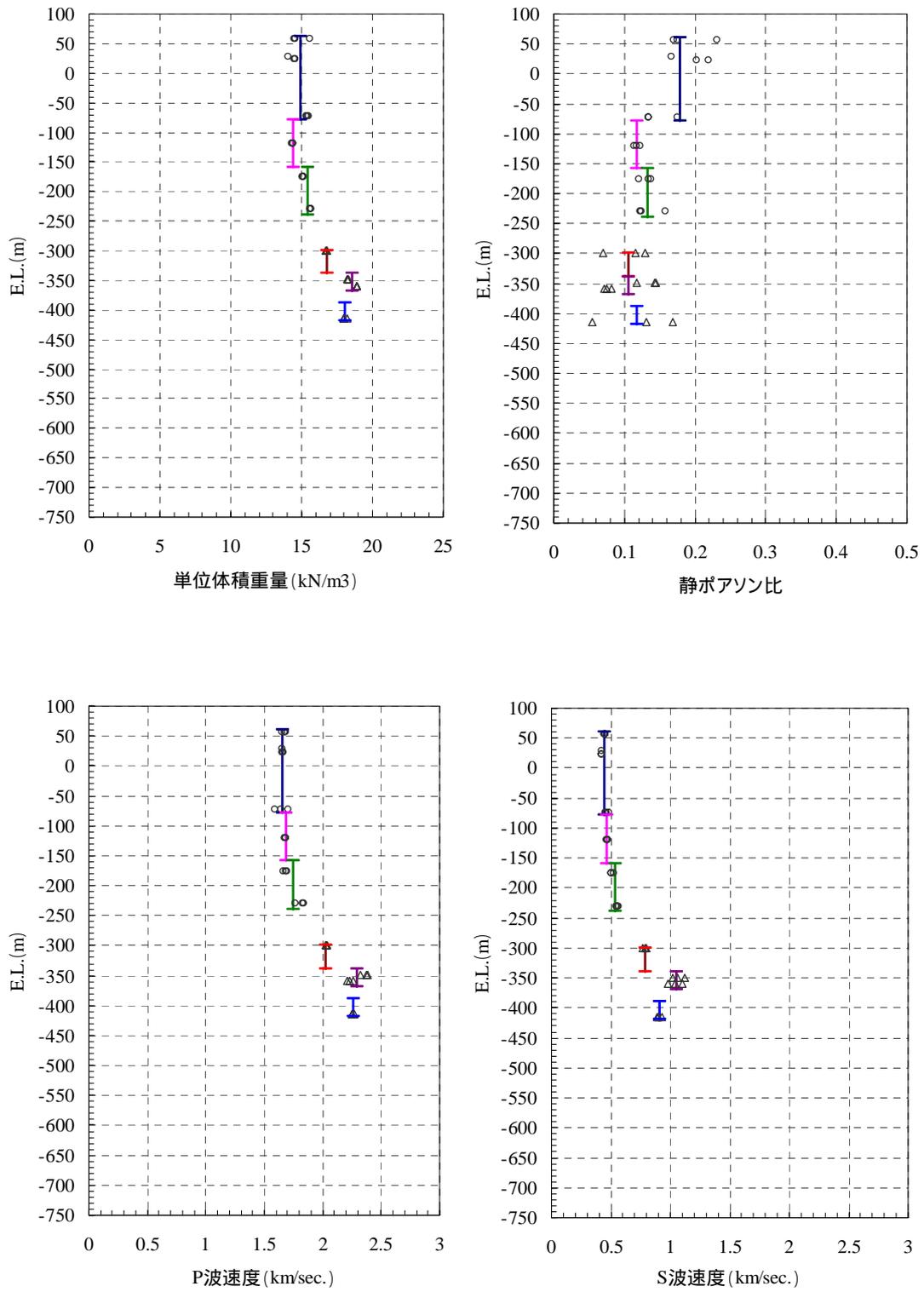


図 1.2 - 1 8 HDB-3 孔室内試験結果 (地山区分再設定後)

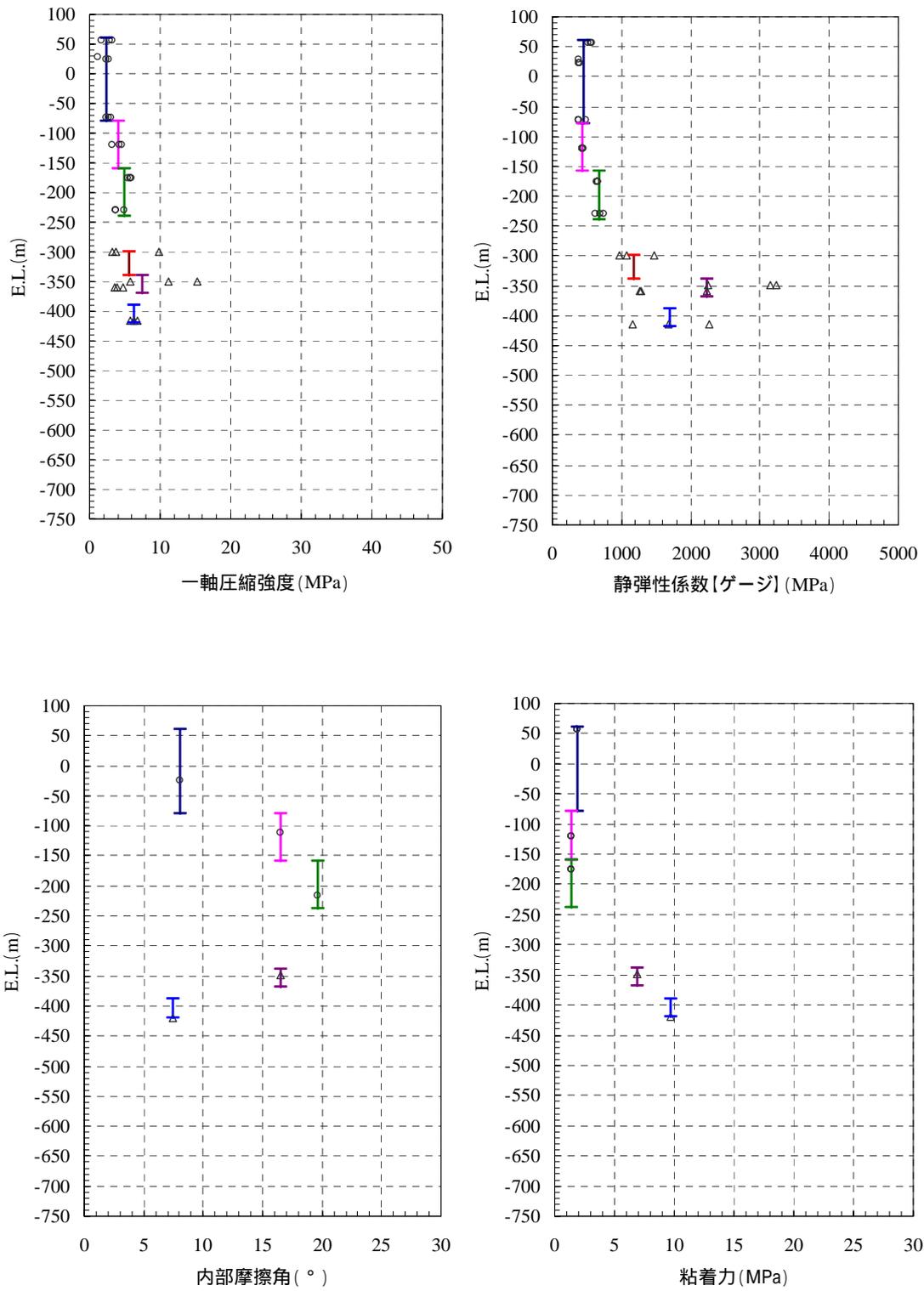


図 1.2 - 19 HDB-3 孔室内試験結果 (地山区分再設定後)

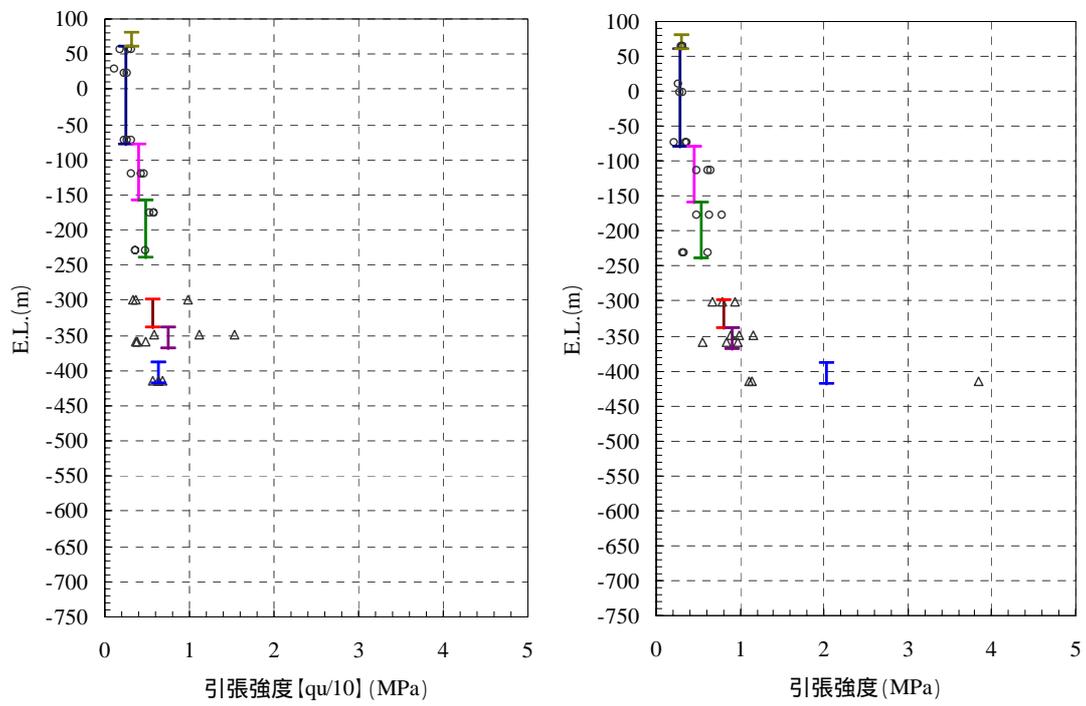


図 1.2 - 2 0 HDB-3 孔室内試験結果 (地山区分再設定後)

1.2.8.2 E.L. -439.0m 以深

地山区分は、HDB-3 孔のデータを基に検討してきたが、そのボーリング孔は、520m 以浅までである。HDB-1 孔では、ボーリング深度 720m 付近まで試錘調査、検層が行われている。したがって、E.L. -439m 以深においては、HDB-1 孔の地山区分を採用する。

E.L. -439m 以深を補間した地山区分を、図 1.2-21 に示す。

図 1.2-21 中の地山区分 B-1_11 は、コア観察からも硬質の岩盤であることが確認されている。また、似た性質の地山区分 11、B-1_12 に挟まれている。よって、B-1_11 は、上下の岩相と同等であると仮定しても安全側に設定したといえる。そこで地山区分 11、B-1_11、B-1_12 は一つの区分として統一し、これ以深の地山区分の番号については繰り上がることにした。

想定した地層区分

本検討の地山区分

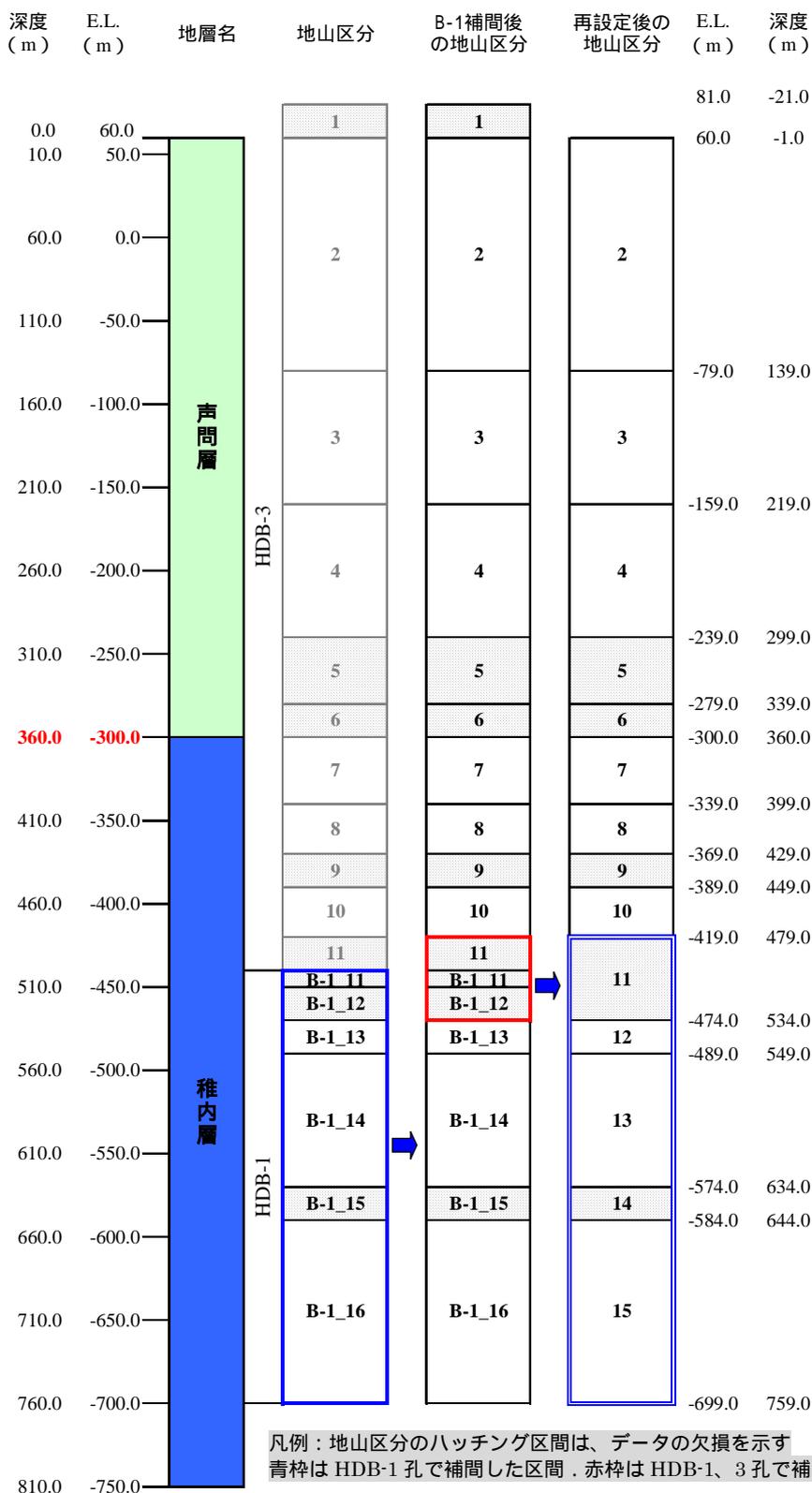


図 1.2-2.1 本検討に採用する地山区分

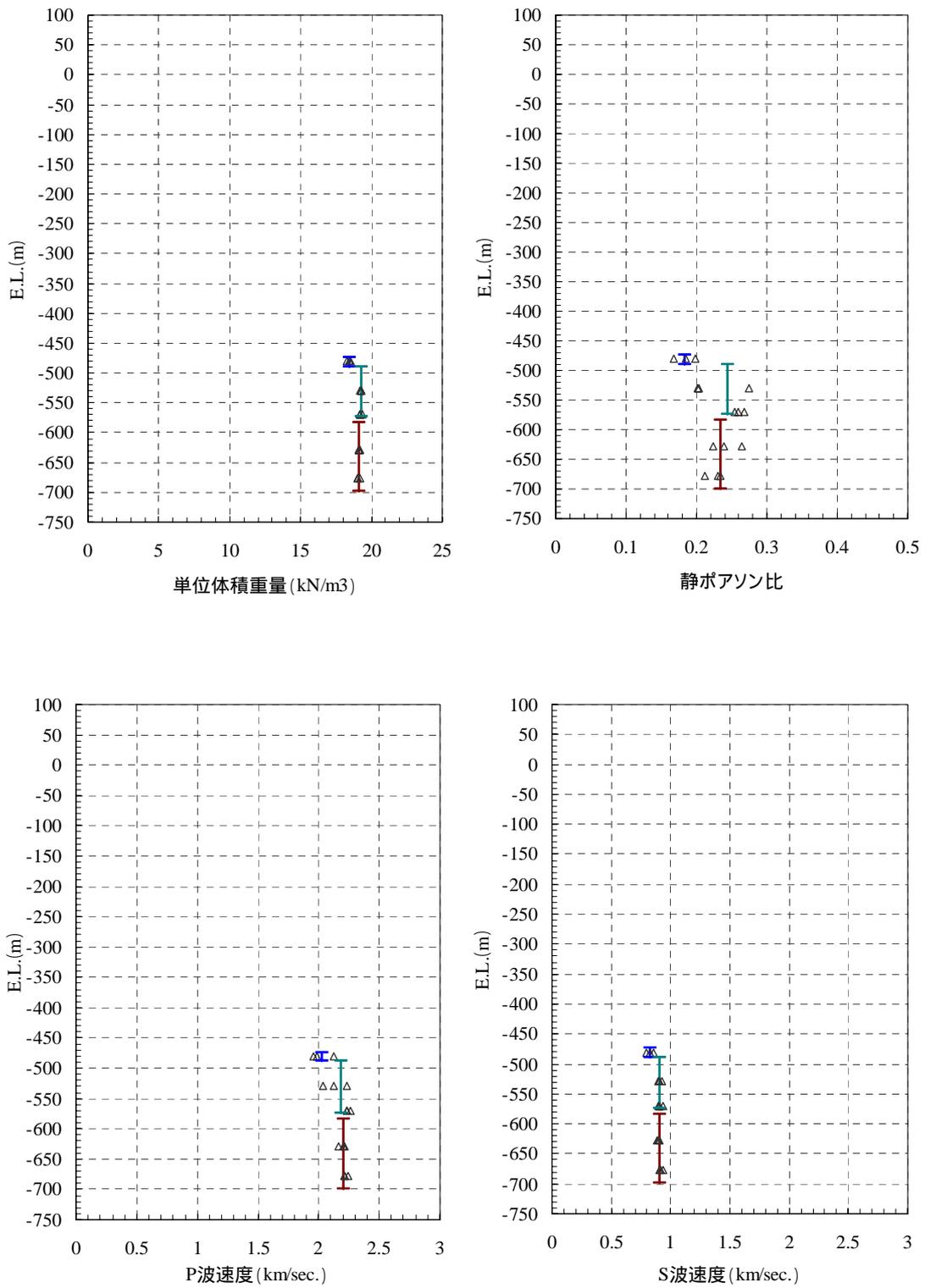


図 1.2 - 2 2 HDB-1 孔室内試験結果 (地山区分再設定後)

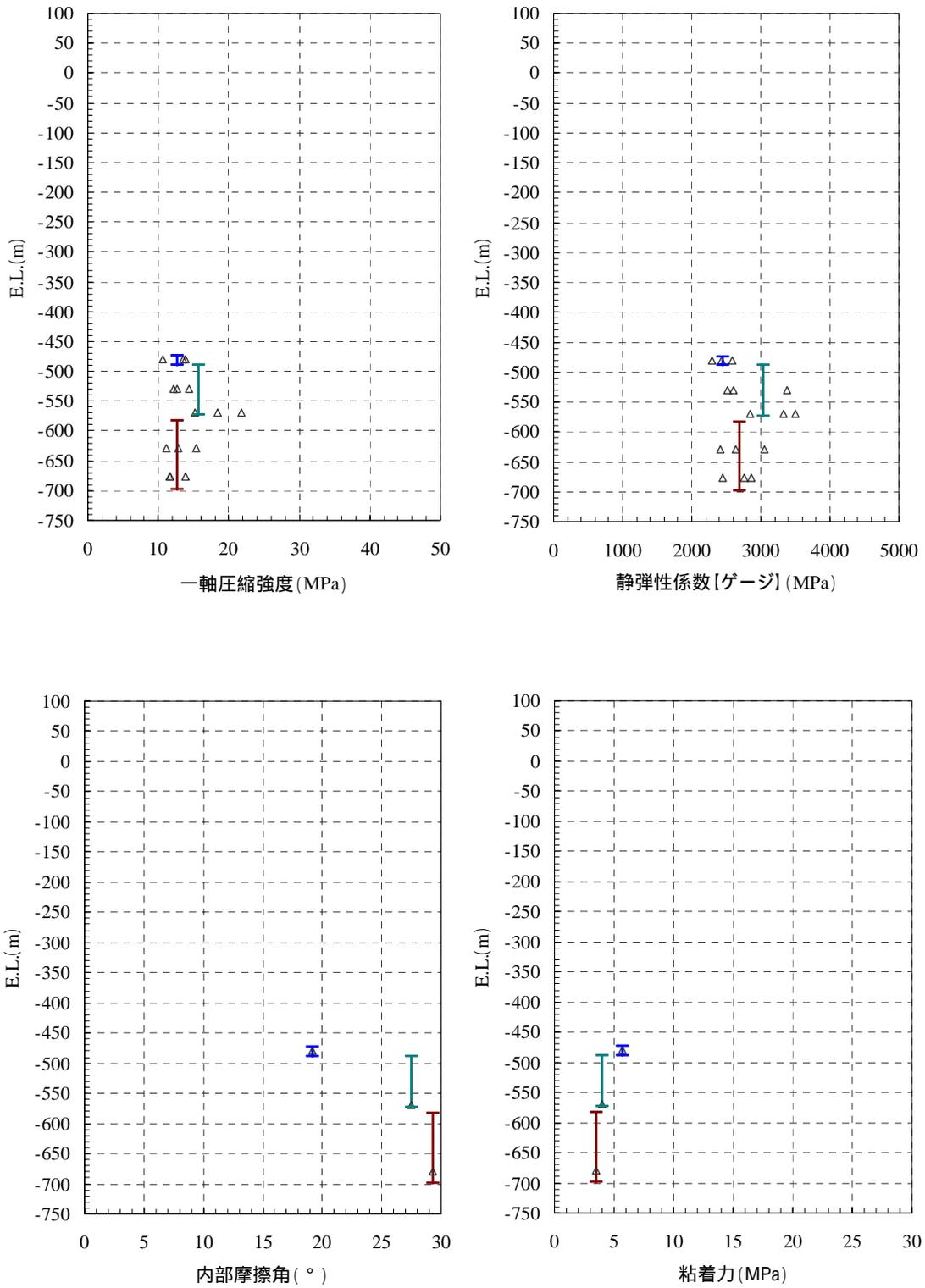


図 1.2-23 HDB-1 孔室内試験結果 (地山区分再設定後)

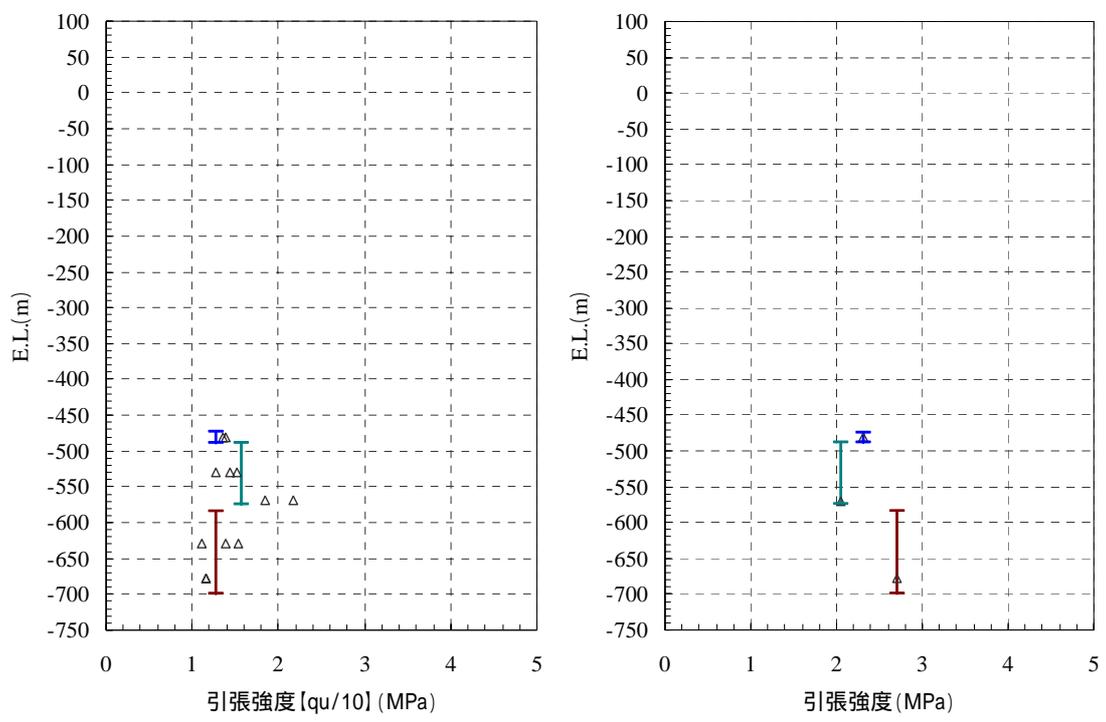


図 1.2 - 2 4 HDB-1 孔室内試験結果 (地山区分再設定後)

1.2.8.3 試験結果のまとめ

以上より、検討した地山区分に対して試験結果を整理した。結果を、表 1.2-3 ~ 表 1.2-8 に示す。

整理したデータを見ると、一軸圧縮強度・弾性係数において、特に稚内層上部においてはデータのバラツキが大きい。各地山区分のサンプル数が少ないため、バラツキを統計的に評価することが不可能である。そこで、一軸圧縮強度・弾性係数に関しては、安全側に考えて区間毎の最小値を、解析用岩盤物性値として採用することとした。

単位体積重量に関しては、ある深度における有効土被り圧（初期地圧）を推定するのに用いることが主であることから、途中の単位体積重量に大小のばらつきはあったとしても、その値と地層厚の積の累積である有効土被り圧を推定するためには平均値を採用することが妥当であると判断した。ポアソン比は変形解析、応力解析上において平均的な挙動を表現することが妥当と判断し、平均値を採用することとした。図 1.2-25 に、せん断弾性係数（G）とポアソン比（ ν ）の関係・体積弾性係数（K）とポアソン比の関係を示す。このとき E は任意の定数になるため、両辺を E で除した関係を示している。ポアソン比の変化によって、0.4 を越えたあたりから急激に K は増加するが、G は現象傾向である。ポアソン比は、一概に大きければ安全側、といった判断は非常に難しい。本サイトのデータ幅は、0.05 ~ 0.28 であることなども考慮して平均値が妥当であると判断した。

C・ に関しては、各区間に 1 データのみであるため、そのまま採用する。

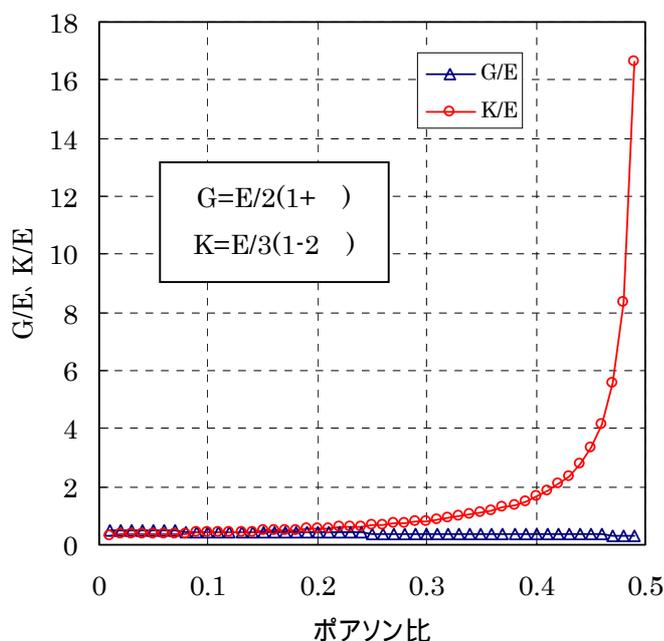


図 1.2-25 せん断弾性係数・体積弾性係数とポアソン比の関係

表 1.2-3 地山区分毎に整理した試験データ（単位体積重量）

地山区分	地層名	E.L. m	深度 m	単位体積重量 kN/m ³			
				最小値	平均値	最大値	サンプル数
1	HDB-3 声問層			-	-	-	-
2		60 ~ -79	139	14.1	14.9	15.6	9
3		-79 ~ -159	219	14.3	14.4	14.4	3
4		-159 ~ -239	299	15.1	15.4	15.7	6
5		-239 ~ -279	339	-	-	-	-
6		-279 ~ -300	360	-	-	-	-
7	HDB-3 稚内層	-300 ~ -339	399	16.7	16.8	16.8	3
8		-339 ~ -369	429	18.2	18.6	18.9	6
9		-369 ~ -389	449	-	-	-	-
10		-389 ~ -419	479	18.0	18.1	18.2	3
11		-419 ~ -474	534	-	-	-	-
12		-474 ~ -489	549	18.3	18.4	18.5	3
13		-489 ~ -574	634	19.2	19.3	19.4	6
14		-574 ~ -584	644	-	-	-	-
15	HDB-1	-584 ~ -699	759	19.0	19.1	19.2	6

表 1.2-4 地山区分毎に整理した試験データ（弾性係数）

地山区分	地層名	E.L. m	深度 m	弾性係数 MPa			
				最小値	平均値	最大値	サンプル数
1	声問層			-	-	-	-
2		60 ~ -79	139	372.0	448.9	573.0	9
3		-79 ~ -159	219	425.0	433.0	448.0	3
4		-159 ~ -239	299	626.0	673.3	746.0	6
5		-239 ~ -279	339	-	-	-	-
6		-279 ~ -300	360	-	-	-	-
7	稚内層	-300 ~ -339	399	972.0	1175.0	1472.0	3
8		-339 ~ -369	429	1259.0	2236.8	3243.0	6
9		-369 ~ -389	449	-	-	-	-
10		-389 ~ -419	479	1153.0	1699.3	2270.0	3
11		-419 ~ -474	534	-	-	-	-
12	HDB-1	-474 ~ -489	549	2300.0	2440.0	2590.0	3
13		-489 ~ -574	634	2520.0	3028.3	3500.0	6
14		-574 ~ -584	644	-	-	-	-
15		-584 ~ -699	759	2410.0	2696.7	3050.0	6

表 1.2-5 地山区分毎に整理した試験データ（ポアソン比）

地山区分	地層名	E.L. m	深度 m	ポアソン比			
				最小値	平均値	最大値	サンプル数
1	声問層			-	-	-	-
2		60 ~ -79	139	0.13	0.18	0.23	9
3		-79 ~ -159	219	0.11	0.12	0.12	3
4		-159 ~ -239	299	0.12	0.13	0.16	6
5		-239 ~ -279	339	-	-	-	-
6		-279 ~ -300	360	-	-	-	-
7	稚内層	-300 ~ -339	399	0.07	0.10	0.13	3
8		-339 ~ -369	429	0.07	0.11	0.14	6
9		-369 ~ -389	449	-	-	-	-
10		-389 ~ -419	479	0.05	0.12	0.17	3
11		-419 ~ -474	534	-	-	-	-
12		HDB-1	-474 ~ -489	549	0.17	0.184	0.20
13	-489 ~ -574		634	0.20	0.244	0.28	6
14	-574 ~ -584		644	-	-	-	-
15	-584 ~ -699		759	0.21	0.234	0.26	6

表 1.2-6 地山区分毎に整理した試験データ（一軸圧縮強度）

地山区分	地層名	E.L. m	深度 m	一軸圧縮強度 MPa			
				最小値	平均値	最大値	サンプル数
1	声問層			-	-	-	-
2		60 ~ -79	139	1.2	2.5	3.1	9
3		-79 ~ -159	219	3.2	4.1	4.7	3
4		-159 ~ -239	299	3.7	4.9	5.9	6
5		-239 ~ -279	339	-	-	-	-
6		-279 ~ -300	360	-	-	-	-
7	稚内層	-300 ~ -339	399	3.3	5.6	9.8	3
8		-339 ~ -369	429	3.6	7.4	15.3	6
9		-369 ~ -389	449	-	-	-	-
10		-389 ~ -419	479	5.7	6.3	6.8	3
11		-419 ~ -474	534	-	-	-	-
12		-474 ~ -489	549	10.6	12.7	13.9	3
13		-489 ~ -574	634	12.2	15.8	21.8	6
14		-574 ~ -584	644	-	-	-	-
15		-584 ~ -699	759	11.1	12.7	15.3	6

表 1.2-7 地山区分毎に整理した試験データ (C、 Φ)

地山区分	地層名	E.L. m	深度 m	C MPa	Φ °	サンプル数
1	HDB-3 音問層			-	-	-
2		60 ~ -79	139	1.9	8.1	1
3		-79 ~ -159	219	1.4	16.5	1
4		-159 ~ -239	299	1.4	19.6	1
5		-239 ~ -279	339	-	-	-
6		-279 ~ -300	360	-	-	-
7	HDB-1 稚内層	-300 ~ -339	399	-	-	-
8		-339 ~ -369	429	6.9	16.5	1
9		-369 ~ -389	449	-	-	-
10		-389 ~ -419	479	-	-	-
11		-419 ~ -474	534	9.7	7.4	1
12		-474 ~ -489	549	5.7	19.2	1
13		-489 ~ -574	634	4.0	27.5	1
14		-574 ~ -584	644	-	-	-
15		-584 ~ -699	759	3.5	29.3	1

C・ Φ は三軸圧縮試験結果

表 1.2-8 地山区分毎に整理した試験データ（引張強度）

地山区分	地層名	E.L. m	深度 m	引張強度 MPa			
				最小値	平均値	最大値	サンプル数
1	音問層			-	-	-	-
2		60 ~ -79	139	0.3	0.3	0.3	3
3		-79 ~ -159	219	0.2	0.5	0.7	6
4		-159 ~ -239	299	0.3	0.5	0.8	6
5		-239 ~ -279	339	-	-	-	-
6		-279 ~ -300	360	-	-	-	-
7	稚内層	-300 ~ -339	399	0.7	0.8	0.9	3
8		-339 ~ -369	429	0.6	0.9	1.2	6
9		-369 ~ -389	449	-	-	-	-
10		-389 ~ -419	479	1.1	2.8	3.8	3
11		-419 ~ -474	534	-	-	-	-
12		HDB-1	-474 ~ -489	549	1.1	1.3	1.4
13	-489 ~ -574		634	1.2	1.6	2.2	6
14	-574 ~ -584		644	-	-	-	-
15	-584 ~ -699		759	1.1	1.3	1.5	6

1.2.9 最浅部の地山区分

本項では、最浅部における地山区分と物性値を検討する。

幌延深地層計画 造成工事設計業務⁵⁾において、東西立坑・換気立坑計画位置にてボーリング調査が実施されている。調査結果より、サイト上部においてシルト層が確認されている。その深度は、以下のとおりである。

- ・東立坑：E.L. 41.17m
- ・西立坑：E.L. 36.42m
- ・換気立坑：E.L. 38.92m

ボーリング調査結果によれば、当該地点は、N値 50 以上の岩盤（泥岩）の上位に N値 10～20 程度の表層地盤が厚さ 15m～25m 程度の範囲で堆積していることが明らかになっている。以上より、本検討で採用する上部シルト層最深部は、E.L. 35.0m とし、最浅部（E.L. 60.0m～E.L. 35.0m）の地山区分とした。

解析用物性値は、「平成 15 年度幌延深地層研究計画 地上施設基本計画の検討 地質調査報告書⁷⁾」にある土質試験値で補填した。また、静ポアソン比に関しては、その報告書内でも未記載なため、N A T M設計施工指針⁶⁾の解析においては、軟岩のポアソン比は 0.3 が標準値とされているため、これを参考にして、0.3 と設定した。文献 5) においても、地盤定数を取りまとめているが、換算 N 値による推定値のため、今回は採用しないこととした。

「平成 15 年度幌延深地層研究計画 地上施設基本計画の検討 地質調査報告書⁷⁾」内では、4 本の試錐データがあり、試錐地点は、地上施設建設計画地内で実施しているので、解析用物性値として補填することは適当であると判断した。

実際に用いたデータは、試錐孔 BP-1、深度 1.5～9.3m までの固結シルト（弱風化泥岩）の土質試験値（一軸圧縮強さ、変形係数、粘着力、内部摩擦角）である。

表 1.2-9 に最浅部の解析用物性値を示す。

表 1.2-9 最浅部の物性値

E.L. m	深度	単位体積重量 kN/m ³	C MPa	°	弾性係数 MPa	ポアソン比	一軸圧縮強度 MPa	引張強度 MPa
60～35	25	14.8	0.1	24.1	8.3	0.30	0.2	0.02

1.2.10 地山区分のまとめ

ここまで検討してきた地山区分を、図 1.2-26 に示す。

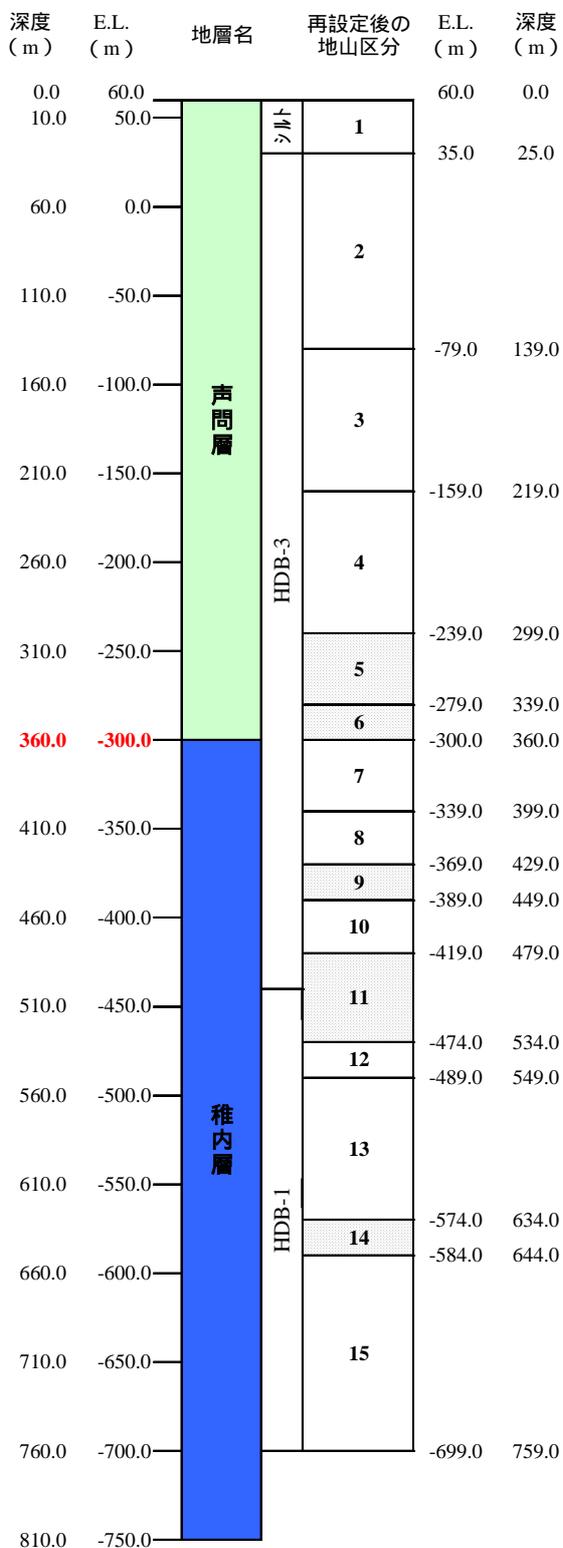


図 1.2-26 検討した地山区分

1.2.1.1 低減率の検討

本検討に採用する解析用岩盤物性値は、室内試験結果を整理したものである。き裂や風化の程度を評価する方法として、低減率 k を以下の式を用いて計算できる。

$$k = (V_p / v_p)^2$$

ここに、 V_p ：岩盤の P 波速度、 v_p ：試料の P 波速度

本検討では、前項までに検討してきた地山区分毎に、音波・PS 検層結果 (図 1.2-27) と室内力学試験結果の平均値を求め、低減率の算出を行った。結果を、表 1.2-10 に示す。

結果より、低減率が 1 を上回る区間があるが、泥岩においてはしばしば $V_p > v_p$ となることがあり、その場合には、 $k = 1$ とする、とある⁸⁾。本検討においても、それに準拠し、1 を上回る区間においては低減率を考慮しないこととした。

ここで、低減率が 1 となった区間に関して低減率の妥当性を検証してみる。地山区分 4、10 は低減率が 1 であるが、図 1.2-4 に示した柱状図の RQD データをみると、上層と比較して比較的 RQD が高く、特に地山区分 10 に関しては、100% に近い RQD が卓越している。地山区分 12、13、15 に関しても、図 1.2-3 に示すように RQD が高い。以上より、これらの区間においては、低減率を考慮しない区間として妥当であると判断できる。

次に、低減率が 1 を下回った区間に関して検討する。下回った地山区分は、2、3 (PS 検層を採用) と、稚内層上部の 7、8 の区間である。地山区分 2、3 に関しては、音波検層結果を用いた低減率が 1 以上であったが、PS 検層結果を用いた低減率の算出結果は 1 以下を示す。ここで RQD との相関関係をみると、図 1.2-4 に示すように、地山区分 2 の RQD は全体的に低い値を示す。地山区分 3 に関しては、2 と比較して比較的高い値を示すが、全体的にみて低い RQD の低い区間である。このことより、RQD の値と PS 検層結果を用いた低減率は良い相関関係にあることが分かり、PS 検層の低減率を採用することとした。地山区分 7、8 に関しては、図 1.2-4 より RQD は非常に高い値を示している。しかしながら、孔壁画像検層 (EMI) 結果 (図 1.2-28) をみると、地山区分 7、8 (HDB-3 孔のボーリング深度では 381 ~ 450m 付近の区間に該当) 付近においてき裂密度が増加傾向であることが読みとれる。このことより、この区間における低減率の妥当性を示すことができる。

以上より、弾性波速度による低減率を算出した結果が、RQD や EMI との相関性があることを示せた。よって、算出した低減率は妥当であると判断し、本検討に用いることとした。

表 1.2-10 低減率算出結果

地山 区分	地層名		音波検層 平均値 (km/sec)	PS 検層 平均値 (km/sec)	供試体 平均値 (km/sec)	低減率	
						音波検層	PS 検層
1							
2	声問層	HDB-3	1.75	1.41	1.66	1.11	0.72
3			1.80	1.56	1.68	1.15	0.86
4			1.87	1.86	1.75	1.14	1.13
5			1.87	1.68	-	-	-
6			1.95	1.76	-	-	-
7			稚内層	HDB-1	2.08	1.89	2.03
8	2.30	2.08			2.30	1.00	0.82
9	2.24	2.44			-	-	-
10	2.30	2.48			2.26	1.04	1.20
11	2.34	-			-	-	-
12	2.17	-			2.02	1.15	-
13	2.21	-			2.19	1.02	-
14	2.16	-			-	-	-
15			2.30	-	2.21	1.08	-

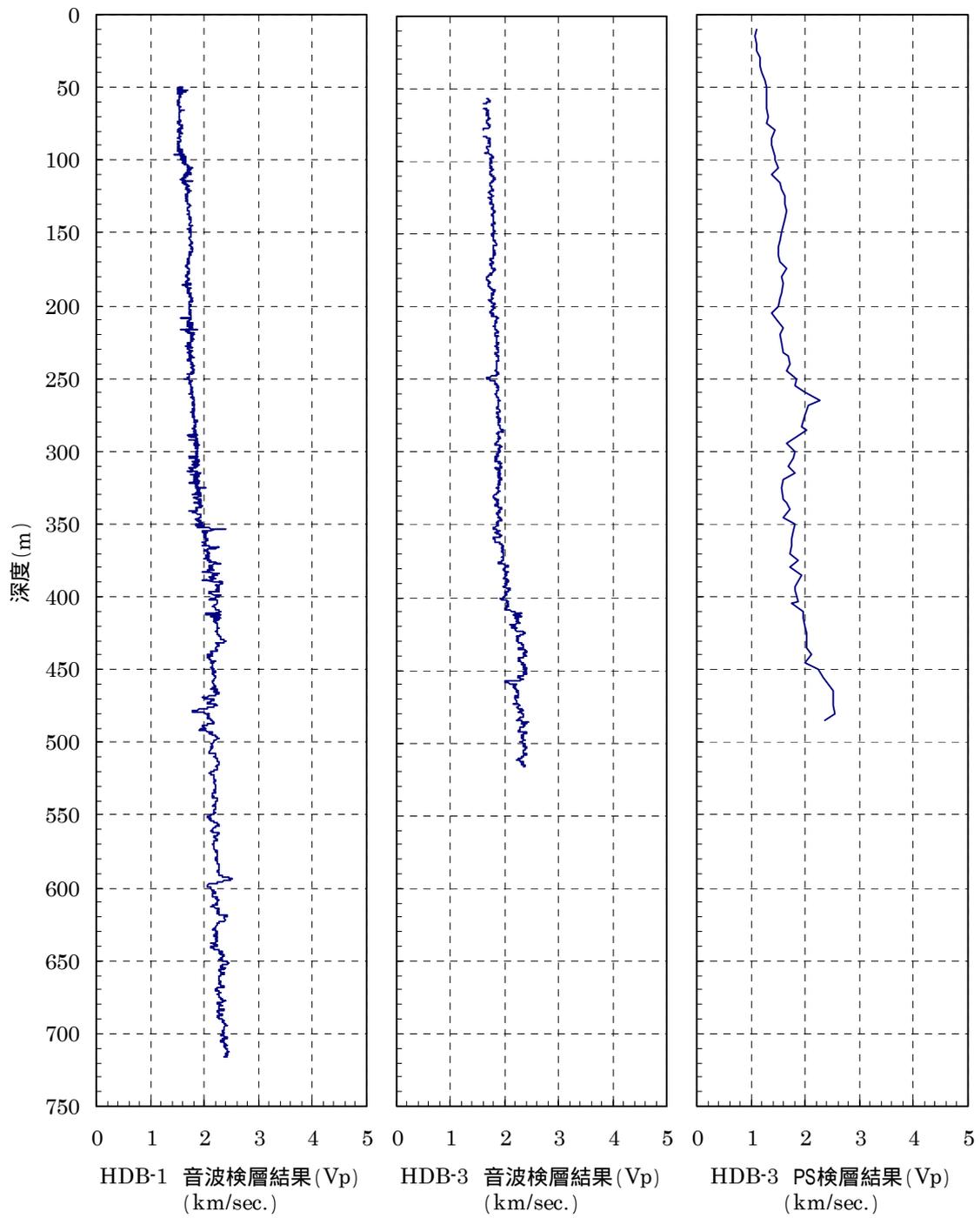


図 1.2-27 検層結果一覧

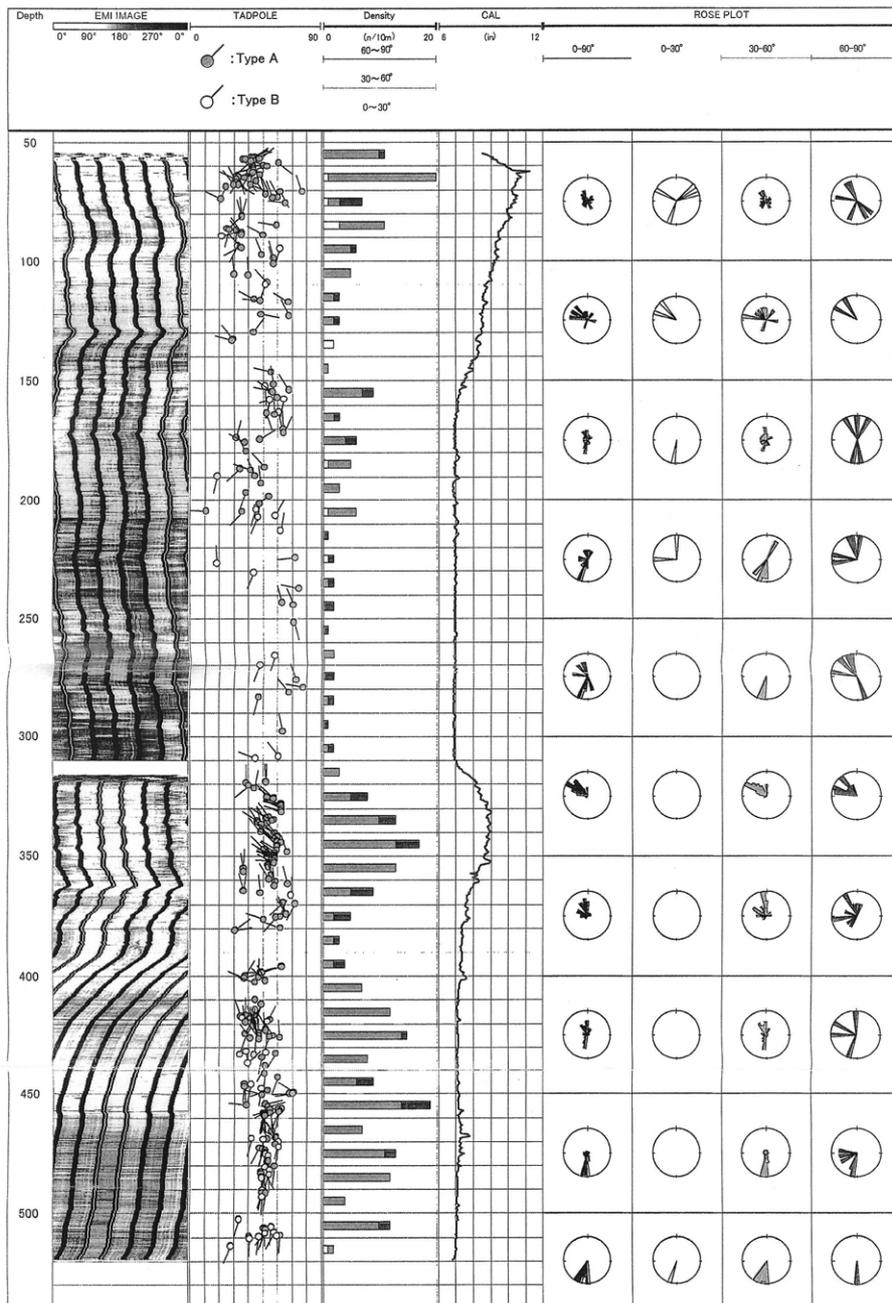


図 5.3.8.5 EMI 検層図

図 1.2-28 HDB-3 孔における EMI 検層図

1.2.12 データの補間

解析用の岩盤物性値を検討するにあたって、ここまで試験データを整理してきた。しかし設定した地山区分に対して、データが欠損（その地山区分内にてサンプルがない）している区間がある。欠損区間は、地山区分 5、6、7（のみ）、9、10（のみ）、11（以外）、14 の 7 区間である。

欠損データの補間は、地山区分毎に整理した解析用岩盤物性値を用いて相関を求め、その相関式を用いて欠損区間の補間を行った。なお、1.2.11 項にて検討を実施した低減率も考慮している。なお、単位体積重量、ポアソン比に関しては、地層毎のデータが平均的な値であったため、地層（声問層・稚内層）毎の平均値を採用することとした。

1.2.12.1 一軸圧縮強度 q_u ・弾性係数 E の補間

一軸圧縮強度・弾性係数は、弾性波速度との相関を求めた。桑原(1984)⁹⁾や、「堆積軟岩の工学的性質とその応用：地盤工学会¹⁰⁾」等においては、一軸圧縮強度と弾性係数との相関や一軸圧縮強度と弾性波速度の相関について報告している。本検討においても、それらに準拠してデータを整理した。結果を、図 1.2-29、図 1.2-30 に示す。

補間作業は、図中に示す式をそれぞれ用いた。力学試験欠損区間においては、当然弾性波速度試験結果もない。そこで、PS・音波検層結果（図 1.2-27）から欠損区間における平均値（表 1.2-12）を算出した。この値を、相関式に代入して、補間データとして算出した。算出した結果を、表 1.2-11 に示す。

補間した弾性係数、一軸圧縮強度は、地質学的な検討結果（表 1.2-1、表 1.2-2 と 1.2.8 項 参照）と整合性がとれている。補間区間における以浅・深の関係を、表 1.2-13 に示す。なお、特徴として記述している文章は、表 1.2-1、表 1.2-2 から抜粋したものである。ここで地山区分 8、9 の関係について考察する。両者の区間のみ、示した特徴と地盤定数の整合がとれなかった。地山区分は、幌延深地層研究計画における験錐調査（HDB-3 孔）報告書（仮）²⁾ のボーリング柱状図より、特徴を再検討して地山区分を決定し、可能な限り現地においてコアを再観察した結果を考慮して妥当であると判断した。地山区分 8 においては、低減率を考慮した値であるが、実際には RQD は高く、区間平均にすると 96.5% である。しかしながら P 波より低減率を算出した結果、音波検層結果からは低減の必要性がない 1.0 を示されたが、他方では、PS 検層結果から低減率 0.82 をいった結果を得ている。RQD と音波検層結果からは低減の必要が無いと判断できるが、EMI 検層図²⁾からは、その区間のき裂密度が増加傾向を示しているため、安全側に判断し低減率 0.82 を採用した。安全側にみて低減率を考慮した結果、補間したデータと整合がとれなかったが、既存の検討結果や RQD を低減前の試験データ（表 1.2-13 において青色で示したデータ）

と比較すると相関性が確認できることなどを考慮して、特にデータの再修正は行わないこととし、解析用物性値として採用する。

表 1.2-11 補間した弾性係数と一軸圧縮強度

地山 区分	地層名		E.L. m	深度 m	弾性係数 MPa	一軸圧縮強度 MPa
5	声問層	HDB-3	-239 ~ -279	339	449.5	2.5
6			-279 ~ -300	360	522.2	3.2
9	稚内層		-369 ~ -389	449	1177.0	5.5
11			-419 ~ -474	534	1116.2	4.8
14	HD B-1		-574 ~ -584	644	2346.9	10.8

表 1.2-12 E、qu データ欠損区間における検層 P 波速度

地山 区分	地層名		E.L. m	深度 m	検層 P 波速度平均値 (km/sec)	備考
5	声問層	HDB-3	-239 ~ -279	339	1.68	PS 検層
6			-279 ~ -300	360	1.76	PS 検層
9	稚内層		-369 ~ -389	449	2.44	PS 検層
11			-419 ~ -474	534	2.34	音波検層
14	HD B-1		-574 ~ -584	644	2.16	音波検層

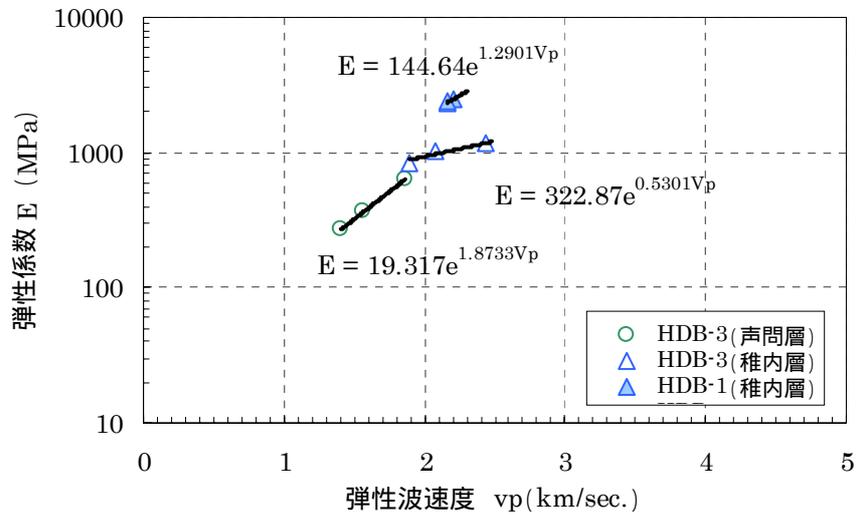


図 1.2-29 弾性波速度と弾性係数の関係

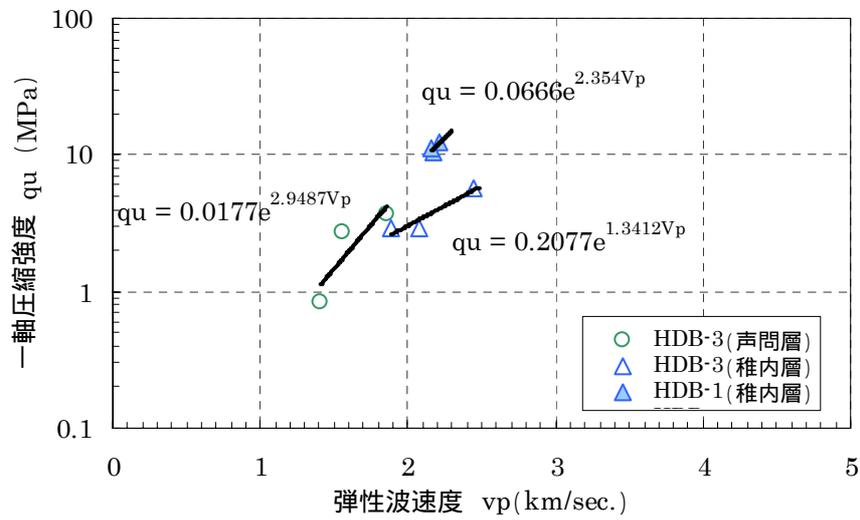


図 1.2-30 弾性波速度と一軸強圧縮度の関係

表 1.2-13 補間データ層に関する以浅・深の関係

No	地層名	特徴	E MPa	qu MPa
4	声問層	上位区分に比べて RQD も高く、割れ目の頻度も低くなる。検層データの P・S 波は上位区分に比べて若干速くなる。	626.0	3.7
5		上位区分に比べてコアロスが目立ち、RQD が低くなり、割れ目の頻度が高くなる。孔径に拡大が見られる。検層データの P・S 波は上位区分に比べて遅くなる。	449.5	2.5
6		上位区分に比べて RQD が高くなり、割れ目の頻度は少ない。また、検層データの P・S 波は上位区分に比べて速くなり、空隙率は、減少し、密度は増加する。	522.2	3.2
7	稚内層	上位区分に比べて RQD が高くなる。検層における P・S 波は上位区分に比べて速くなり、密度も増加し始め、空隙も減少し始める。	845.6	2.9
8		RQD、割れ目の頻度・方向とも上位区分に比べて同程度であるが、検層における P・S 波は上位区分に比べて速くなり、密度も高く、空隙も低い。岩盤等級は上位区分と比べて強くなる (CL CM 級)。	1032.4 1259.0 ~ 3243.0	3.0 3.6 ~ 15.3
9		上位区分に比べて RQD が低い。石灰質ノジュールが多く含まれ、検層における P・S 波は上位区分に比べて遅い。岩盤等級が上位区分と比べて下がる (CM CL 級)。	1177.0	5.5
10		上位区分に比べて RQD が高くなる。その値は、420 ~ 450m 深度と同じ傾向だが、検層における P・S 波は上位区分に比べて速い。	1153.0	5.7
11		岩層が硬質頁岩から硬質泥岩へと変化する。岩盤等級は上位区分と比べて下がる (CM CL 級)。	1116.2	4.8
13		上位区分に比べて RQD がさらに増加。コアロスも無い。割れ目の頻度も低い。	2520.0	12.2
14	稚内層	上位区分に比べて RQD が極端に減少。割れ目の頻度も増加。全域に破碎帯が分布しており、P・S 波も遅くなる。岩盤等級は CL 級に下がる。	2346.9	10.8
15		上位区分に比べて RQD は高く、2 つ上位の区分並に回復。割れ目の頻度も低く、岩盤等級も CM 級に上がる。	2410.0	11.1

青色にて示した数値は、低減率考慮前のデータ幅 (最小値 ~ 最大値) を示す

凡例: 区間 は、データ補間を適用した区間

1.2.1.2.2 内部摩擦角 の補間

内部摩擦角は、一軸圧縮強度との相関を求めた。「地層処分研究開発第2次取りまとめ：JNC」¹¹⁾においても、岩石の内部摩擦角と一軸圧縮強度の関係を文献値のデータを用いて整理が行われている。本検討においても、それらに準拠してデータを整理した。結果を、図 1.2-31 に示す。グラフは、設定した地層区分毎の試験結果の最低値を用いている。横軸には、一軸圧縮強度の最低値(表 1.2-6)に低減率を考慮した値、縦軸には三軸圧縮試験結果より求めた内部摩擦角(表 1.2-7)をプロットしている。なお、一軸・三軸圧縮試験に用いたサンプル深度はそれぞれ異なっているが、設定地山区分内にて対応している。結果より、HDB-3 孔の稚内層のデータを除き、一軸強圧縮強度の増加とともに、内部摩擦角も増加する傾向が示されている。

ここで、同じ傾向を示さなかった HDB-3 孔稚内層のデータに関して検討してみる。図中にて で囲った値は、地山区分 11 のデータである。この区間は、一軸圧縮強度、弾性係数の補間を行っている。一般的には、一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係は、一軸強圧縮強度の増加とともに、内部摩擦角も増加する傾向にある。また、本データからも、他の層にて例数は少ないものの同じ傾向が示されている。よって、本検討においては、地山区分 11 の試験データを取り扱わないこととした。HDB-3 孔の稚内層における内部摩擦角は、地山区分 8 の 1 区間のみとなってしまうため、ボーリング孔は違うが同じ地層群である HDB-1 孔の稚内層も含め、再度相関を検討してみた。検討した結果を、図 1.2-32 に示す。

以上より、図中に示す式を用いて補間データを算出することとした。

算出した結果を、表 1.2-14 に示す。

表 1.2-14 補間した内部摩擦角

地山区分	地層名	E.L. m	深度	°
5	声問層	-239 ~ -279	339	16.3
6		-279 ~ -300	360	18.2
7	稚内層	-300 ~ -339	399	16.0
9		-369 ~ -389	449	20.5
10		-389 ~ -419	479	20.8
11		-419 ~ -474	534	19.5
14	HDB-1	-574 ~ -584	644	25.1

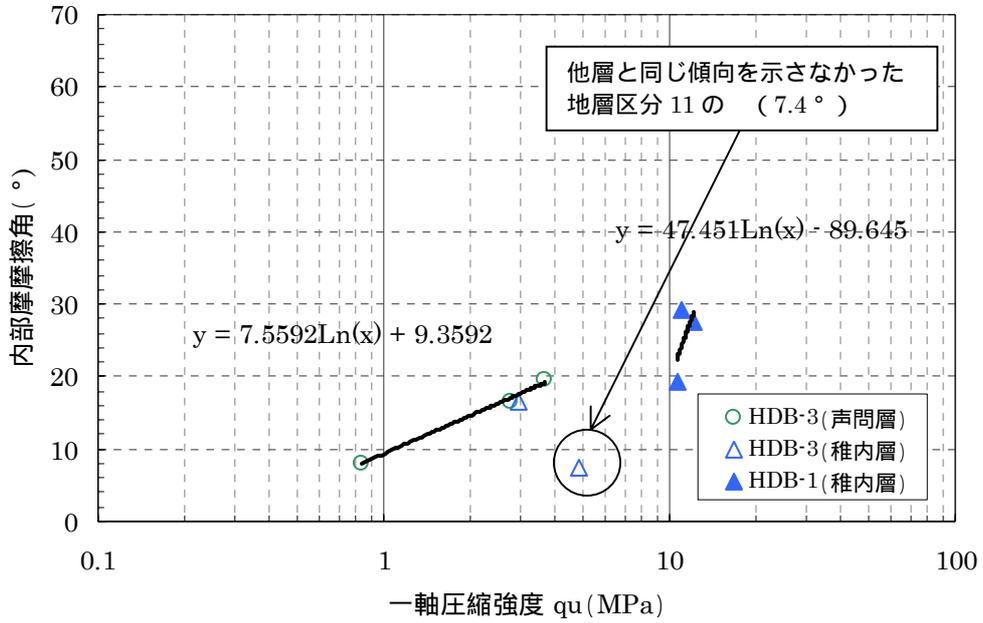


図 1.2-31 一軸強度と内部摩擦角の関係

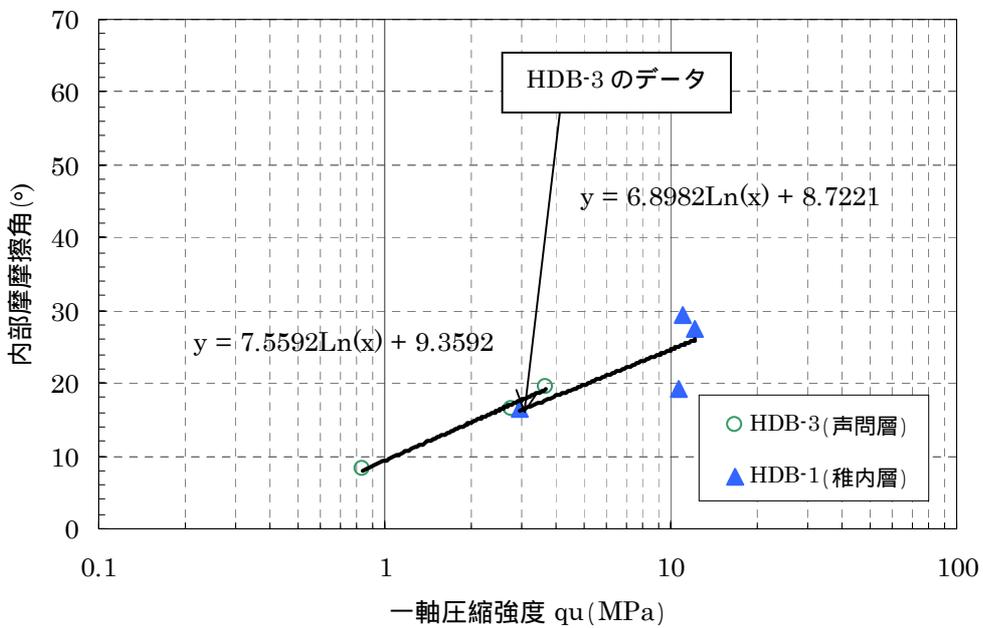


図 1.2-32 修正した一軸強度と内部摩擦角の関係

1.2.13 地山区分2の再検討

前項まで、検討した地山区分に対して物性データと地質学的な検討結果の妥当性を示すことができた。ただし、区分毎のサンプルが少ないことやデータのバラツキが目立つ区間などもあり、信頼性の高い物性値を検討するには、物性データベースの充実を図る必要があると考えられる。しかし、現状においては限られたデータにおいて評価しなければならない。そこで、最終確認として、ここまで検討してきた設計用地山区分および解析用岩盤物性値の見直しを実施した。実施した結果、地山区分2において再検討する必要があると判断した。地山区分2は、設定した地山区分内において、最もサンプル数(9)が多い区間であり、また極端なバラツキはみられず、地質学的な立場からも、区分の妥当性を示してきた。ここで、この区間を局所的に再分析した結果から、HDB-3孔深度にて約100m、設計深度にてE.L. -20m(深度:80m)を再検討深度とした。ここに、地山区分2における上部層を2-、下部層を2-とした。

RQD(図1.2-4)は、再検討深度以深において増加傾向を示し、またEMI結果(図1.2-28)からは、き裂密度が減少する傾向にあることが確認できる。ここで、再区分の妥当性を検証するために、RQDを用いて区間平均を求めてみた。結果を、表1.2-17に示す。結果より明らかで、再区分の必要性を示している。

試験データ(図1.2-33)は、コア深度が区分2の最浅部と最深部に集中しているため、検討深度を境に上部層と下部層に区分し再整理を実施した。試験結果の再整理は、強度変形特性に関係する一軸圧縮強度と弾性係数のみとし、その他の物性データは地質学的には同一層とみなされることからそのまま採用することとした。再検討した結果を、表1.2-15~表1.2-16に示す。

表 1.2-15 再整理した試験データ(弾性係数)

地山区分	地層名		E.L. m	深度 m	弾性係数(MPa)			
					最小値	平均値	最大値	サンプル数
2-	声問層	HDB-3	35 ~ -20	80	372.0	465.5	573.0	6
2-			20 ~ -79	139	379.0	415.7	481.0	3

表 1.2-16 再整理した試験データ(一軸圧縮強度)

地山区分	地層名		E.L. m	深度 m	一軸圧縮強度(MPa)			
					最小値	平均値	最大値	サンプル数
2-	問	HDB	35 ~ -20	80	1.2	2.3	3.1	6

2-		20 ~ -79	139	2.4	2.7	3.1	3
----	--	----------	-----	-----	-----	-----	---

表 1.2-17 地山区分2の再設定根拠例

地山区分	区間長 (m)	RQD 区間平均値 (%)
2-	55	14.7
2-	59	42.3

表 1.2-18 再検討した低減率

地山区分	音波検層 平均値 (km/sec)	PS 検層 平均値 (km/sec)	供試体 平均値 (km/sec)	低減率	
				音波検層	PS 検層
2-	1.70	1.29	1.66	1.05	0.60
2-	1.77	1.56	1.65	1.15	0.89

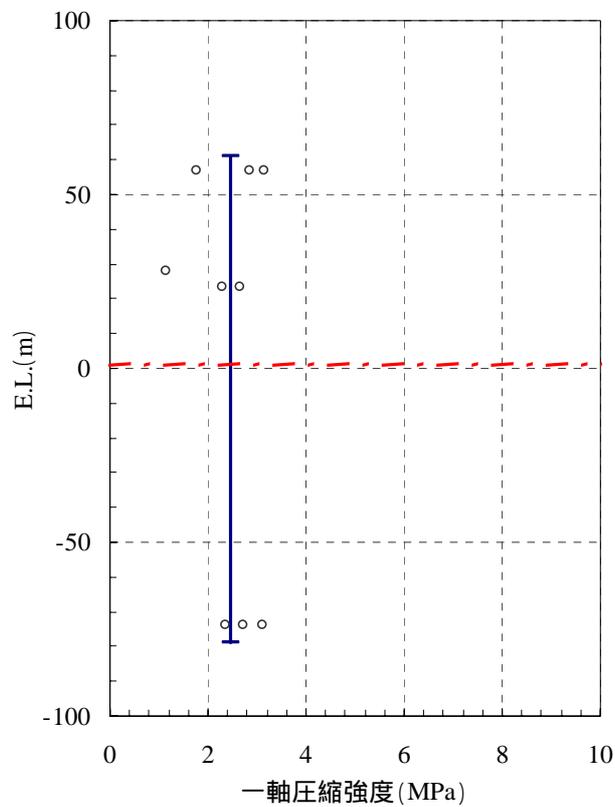


図 1.2-33 地山区分2における再設定

1.2.1.4 設計用地山区分

本検討に採用する設計用地山区分を、図 1.2-34 に示す。

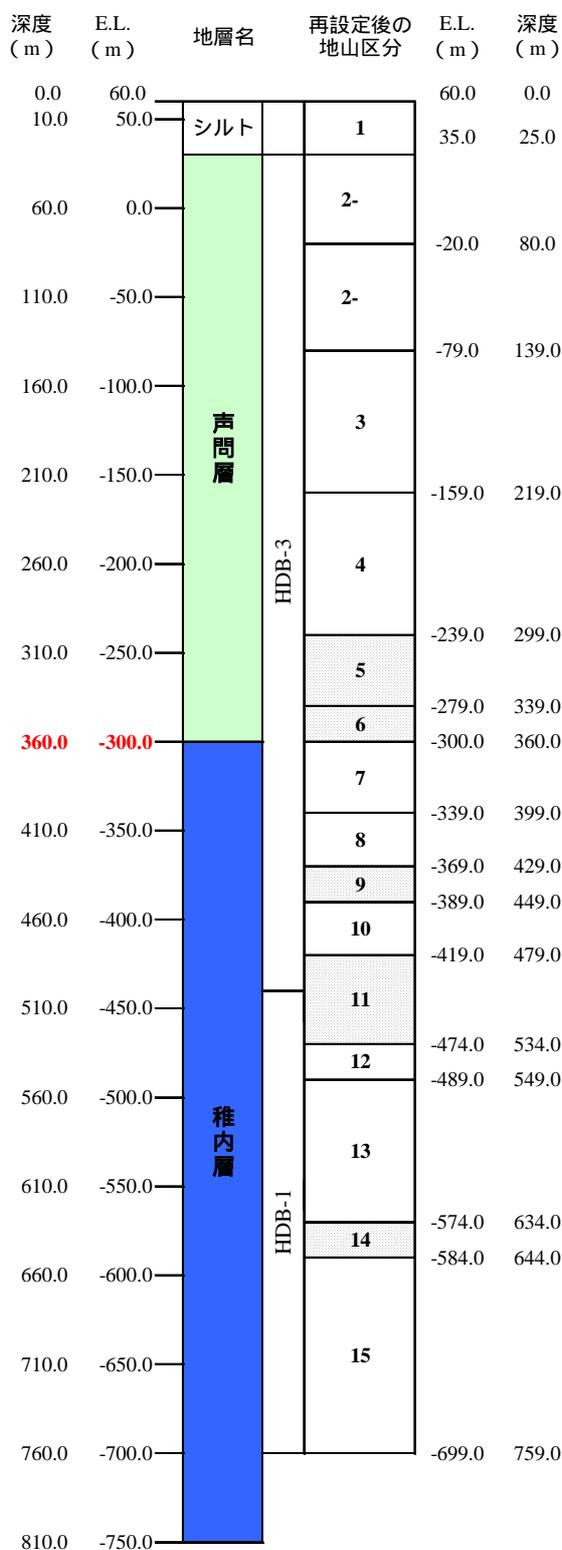


図 1.2-34 本検討に採用する設計用地山区分

1.2.15 解析用岩盤物性値

1.2.3 ~ 1.2.13 項にて検討した結果をまとめ、設定した解析用岩盤物性値を、表 1.2-19 に示す。解析用岩盤物性値を設定するにあたって、それぞれ表 1.2-20 に示す試験値などを用いて決定した。一軸圧縮強度と弾性係数に関しては、1.2.11 項にて検討した低減率(表 1.2-10)を考慮した。地山区分2に関しては、1.2.13 項にて再検討した結果を採用し、低減率においても再検討した値を考慮した。また、試験値の無い区間に関しては、1.2.12 項に示すよう、補間データを採用した。粘着力に関しては、一軸強度と破壊基準の整合性(図 1.2-31 参照)を図るため、低減率を考慮した一軸圧縮強度と内部摩擦角から次式により算定した。

$$C = \frac{qu(1 - \sin \phi)}{2 \cos \phi}$$

ここに、 C : 粘着力、 qu : 一軸圧縮強度、 ϕ : 内部摩擦角

整合性を図るために算出した粘着力と、三軸試験結果の値を、図 1.2-36 に示す。算出結果は、一軸圧縮強度の弱さが反映されているため、試験値に比べて小さい値になっているが、試験値を用いると破壊基準との整合性がとれなくなるため、算出した値を採用することとした。

また、引張強度に関しては、一軸圧縮強度の 1/10 の値を算出したが、試験値とくらべてほとんど差がない、またはそれ以下の値である(図 1.2-37)。よって、解析用引張強度は算出値を採用することとした。

稚内層上部の室内試験結果においては、一軸圧縮強度・静弾性係数試験結果のバラツキが目立つ。したがって、前述したように、一軸圧縮強度・弾性係数に関しては、地山区分毎の最低値を採用した。今後の課題として、HDB-6 孔における調査結果を含めたデータの分析が必要と考えられる。

表 1.2-19 解析物性値一覧

地山区分	地層名	E.L. m	深度	単位体積重量 kN/m ³	C MPa	°	弾性係数 MPa	ポアソン比	一軸圧縮強度 MPa	引張強度 MPa		
1	吉岡層 稚内層	シルト	60 ~ 35	25	14.8	0.1	24.1	8.3	0.30	0.2	0.02	
2-			35 ~ -20	80	14.9	0.3	8.1	223.2	0.18	0.7	0.07	
2-			-20 ~ -79	139	14.9	0.9	8.1	337.3	0.18	2.1	0.21	
3			-79 ~ -159	219	14.4	1.0	16.5	365.5	0.12	2.8	0.28	
4			-159 ~ -239	299	15.4	1.3	19.6	626.0	0.13	3.7	0.37	
5			-239 ~ -279	339	14.9	0.9	16.3	449.5	0.14	2.5	0.25	
6			-279 ~ -300	360	14.9	1.2	18.2	522.2	0.14	3.2	0.32	
7			-300 ~ -339	399	16.8	1.1	16.0	845.6	0.10	2.9	0.29	
8			-339 ~ -369	429	18.6	1.1	16.5	1032.4	0.11	3.0	0.30	
9			-369 ~ -389	449	18.0	1.9	20.5	1177.0	0.11	5.5	0.55	
10			-389 ~ -419	479	18.1	2.0	20.8	1153.0	0.12	5.7	0.57	
11			-419 ~ -474	534	18.0	1.7	19.5	1116.2	0.11	4.8	0.48	
12			HDB-1	-474 ~ -489	549	18.4	3.8	19.2	2300.0	0.18	10.6	1.06
13				-489 ~ -574	634	19.3	3.7	27.5	2520.0	0.24	12.2	1.22
14				-574 ~ -584	644	18.9	3.4	25.1	2346.9	0.22	10.8	1.08
15	-584 ~ -699	759		19.1	3.2	29.3	2410.0	0.23	11.1	1.11		

凡例： 区間 は、データ補間を適用した区間

表 1.2-20 解析用岩盤物性値の設定方法のまとめ

岩盤物性	設定方法	備考
単位体積重量	物理試験結果	地山区分毎の平均値を採用
粘着力	一軸圧縮強度と を用いて算定	-
内部摩擦角	三軸圧縮試験 (CU 試験) 結果	地山区分内のデータを採用
弾性係数	一軸試験結果のひずみゲージによる 静弾性係数測定結果	地山区分毎の最低値を採用
ポアソン比	一軸試験結果の静ポアソン比	地山区分毎の平均値を採用
一軸圧縮強度	一軸試験結果	地山区分毎の最低値を採用
引張強度	一軸圧縮強度の 1/10 の値として算定	-

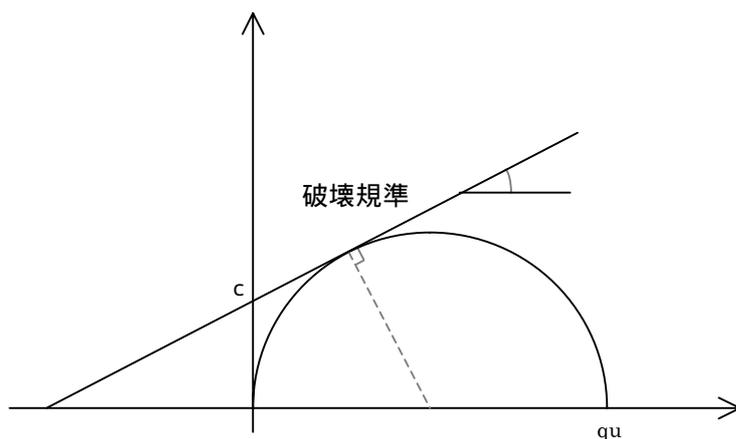


図 1.2-35 一軸圧縮強度と粘着力・内部摩擦角の関係

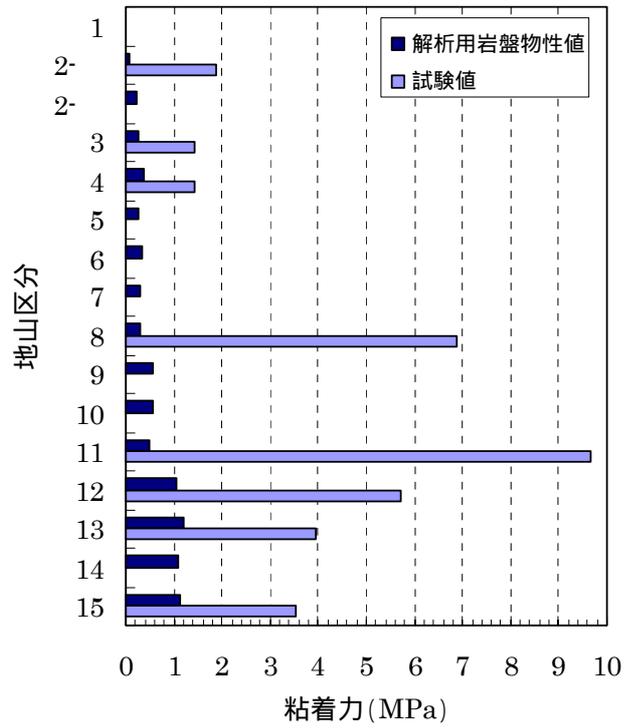


図 1.2-36 解析用粘着力と三軸圧縮試験値の比較

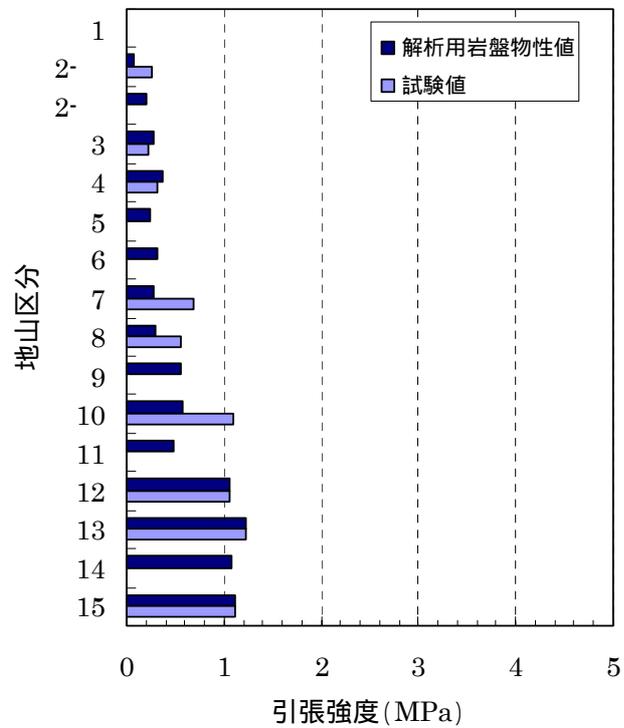


図 1.2-37 解析用引張強度と試験値の比較

1.2.16 経験的手法に基づく設計用地山分類

岩盤を対象になんらかの工事を実施しようとする場合には、工事の安全、かつ、合理的に進めるうえに必要な岩盤の性質や条件を明らかにしなければならない。岩盤分類は、複雑な様相を呈する岩盤の性質や条件を簡素な形で表現し、岩盤解析・設計・施工を効率的に進めるために役立てるとともに、工事に関連する一連の技術者の岩盤に対する理解を助けるためのひとつの手段として利用されている¹²⁾。

本検討においても、その経験的な手法に基づいて、設計用の地山分類を検討し、その地山分類に該当する暫定的な支保パターンを設定した。経験的手法に基づく地山分類の設定方法は、道路公団¹³⁾・日本道路協会（国土交通省：以下国交省）¹⁴⁾の地山分類表に準拠し、総合的に判断した。設定する際には、定量的に検討を実施することができる地山強度比・弾性波速度・RQDを設計用地山分類の検討に用いた。検討に用いたデータを、表 1.2-21に、検討結果を、図 1.2-38に示す。

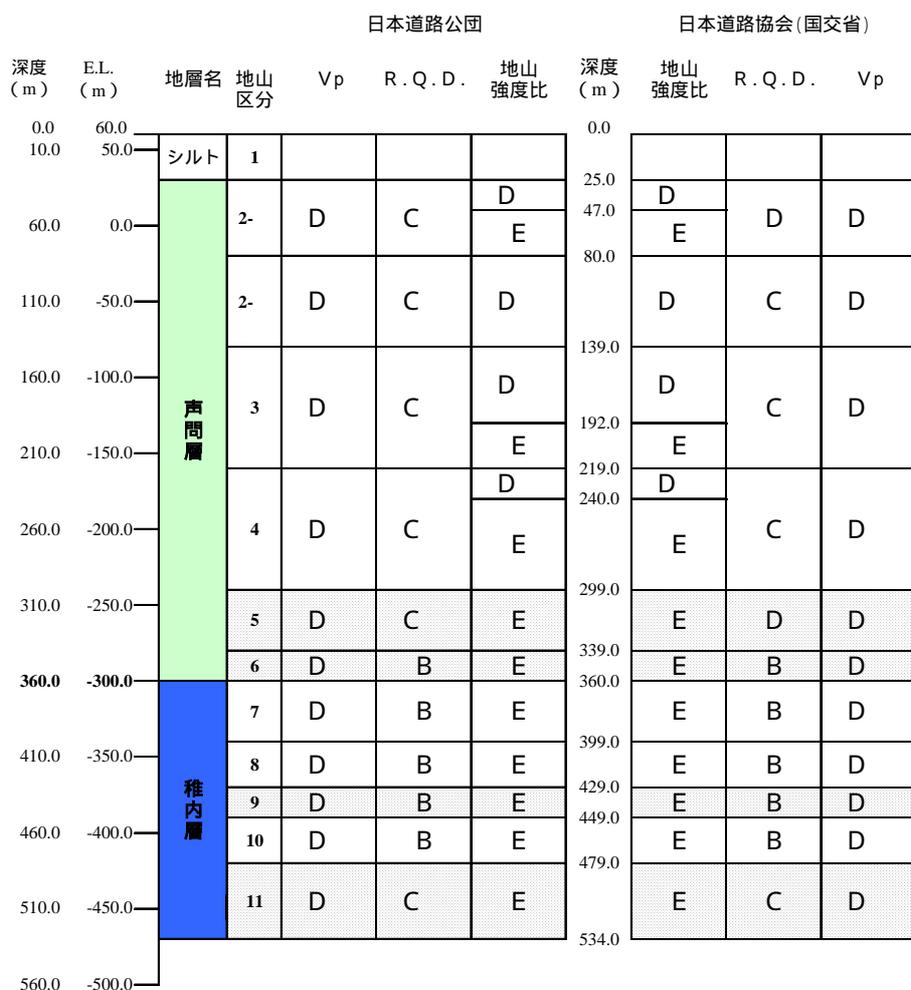


図 1.2-38 日本道路公団・日本道路協会による地山分類

表 1.2-2.1 地山分類の検討に用いたデータ

地山区分	地層名	音波検層 平均値 (km/sec)	PS 検層 平均値 (km/sec)	地山 強度比	RQD 区間平均 (%)	
1						
2-	声問層	HDB-3	1.70	1.29	1.86 ~ 0.58	14.7
2-			1.77	1.56	1.74 ~ 1.02	42.3
3			1.80	1.56	1.38 ~ 0.87	54.4
4			1.87	1.86	1.08 ~ 0.79	66.0
5			1.87	1.68	0.56 ~ 0.49	18.5
6			1.95	1.76	0.63 ~ 0.59	73.4
7	稚内層	HDB-3	2.08	1.89	0.47 ~ 0.42	92.1
8			2.30	2.08	0.39 ~ 0.37	96.5
9			2.24	2.44	0.71 ~ 0.68	89.8
10			2.30	2.48	0.70 ~ 0.66	98.2
11			2.34		0.55 ~ 0.50	69.3

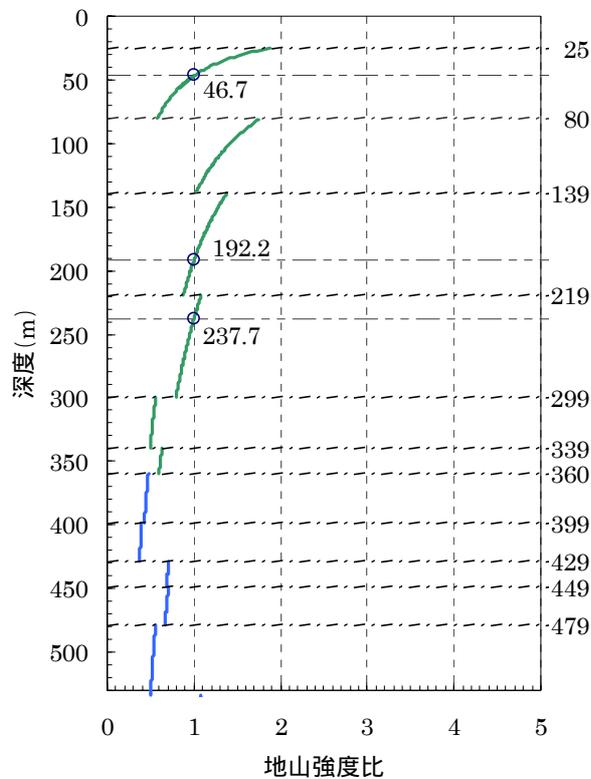


図 1.2-3.9 地山強度比の深度分布

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)		別質・水による影響 ・比率的崩壊で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・水による劣化はない。	山頂部の状態 ・不連続面の状態 ・不連続面の平均的間隔は平均的に50cm程度。 ・崩理・片理の崩壊が認められるが、トンネル掘削に対する影響は小さい。	コアの状態、RQD ・コアの形状は岩片状～視状一種状を示す。 ・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。 RQDは70以上。	地山強度 ・4以上	トンネル掘削の状況と変位の目安 ・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、掘削によるゆるみはほとんど生じない。掘削面から部分的に崩壊する場合もあるが、掘削にもなう内空変位は15mm程度以下の微小な弾性変位にとどまる。切羽は自立する。
			1.0 2.0 3.0 4.0 5.0	弾性波速度Vp (km/s)					
B	B塊状 M塊状 L塊状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	・比較的崩壊で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・崩理・片理の崩壊が認められるが、トンネル掘削に対する影響は小さい。	・不連続面に崩壊や薄く存在するが、部分的にみられる。 ・不連続面は崩壊が認められるが、崩壊の開口幅は小さい。	・コアの長さが概ね5～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 RQDは40～70。	・4以上	・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比較的良好で、トンネル掘削によるゆるみは部分的にみられるが、掘削面から部分的に崩壊する場合もあるが、掘削にもなう内空変位は15～20mm程度以下の微小な弾性変位にとどまる。切羽は自立する。
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
C I	M塊状 L塊状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	・比較的崩壊で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・崩理・片理の崩壊が認められるが、トンネル掘削に対する影響は小さい。	・不連続面に崩壊や薄く存在するが、部分的にみられる。 ・不連続面は崩壊が認められるが、崩壊の開口幅は小さい。	・コアの長さが概ね5～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 RQDは40～70。	・4以上	・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比較的良好で、トンネル掘削によるゆるみは部分的にみられるが、掘削面から部分的に崩壊する場合もあるが、掘削にもなう内空変位は15～20mm程度以下の微小な弾性変位にとどまる。切羽は自立する。
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
C II	M塊状 L塊状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	・比較的崩壊で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・崩理・片理の崩壊が認められるが、トンネル掘削に対する影響は小さい。	・不連続面に崩壊や薄く存在するが、部分的にみられる。 ・不連続面は崩壊が認められるが、崩壊の開口幅は小さい。	・コアの長さが概ね5～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 RQDは40～70。	・4以上	・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比較的良好で、トンネル掘削によるゆるみは部分的にみられるが、掘削面から部分的に崩壊する場合もあるが、掘削にもなう内空変位は15～20mm程度以下の微小な弾性変位にとどまる。切羽は自立する。
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
D I	M塊状 L塊状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	・比較的崩壊で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・崩理・片理の崩壊が認められるが、トンネル掘削に対する影響は小さい。	・不連続面に崩壊や薄く存在するが、部分的にみられる。 ・不連続面は崩壊が認められるが、崩壊の開口幅は小さい。	・コアの長さが概ね5～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 RQDは40～70。	・4～2	・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比較的良好で、トンネル掘削によるゆるみは部分的にみられるが、掘削面から部分的に崩壊する場合もあるが、掘削にもなう内空変位は15～20mm程度以下の微小な弾性変位にとどまる。切羽は自立する。
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
D II	M塊状 L塊状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	・比較的崩壊で堅硬または、多少の風化変質の傾向がある。 ・崩理・片理の崩壊が認められるが、トンネル掘削に対する影響は小さい。	・不連続面に崩壊や薄く存在するが、部分的にみられる。 ・不連続面は崩壊が認められるが、崩壊の開口幅は小さい。	・コアの長さが概ね5～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 RQDは40～70。	・2～1	・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比較的良好で、トンネル掘削によるゆるみは部分的にみられるが、掘削面から部分的に崩壊する場合もあるが、掘削にもなう内空変位は15～20mm程度以下の微小な弾性変位にとどまる。切羽は自立する。
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					
		花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩	花崗岩、花崗閃緑岩、石英英斑岩					

注-1) 本分類表にあてはまらない地山が良好なものを地山等級A、劣悪なものを地山等級Bとして、地山等級Bとする。
 注-2) H, M, Lの区分：岩石の初生の変形状態の強度により、一軸圧縮強度での強度より、 $H: \text{qu} \geq 80 \text{N/mm}^2$ 、 $M: \text{qu} < 80 \text{N/mm}^2$ 、 $L: \text{qu} < 20 \text{N/mm}^2$
 注-3) 塊状、崩壊の状態の区分
 塊状：崩理面が互配的な不連続面となるもの。
 崩壊：崩理面があるいは片理面が支配的な不連続面となるもの。

図 1.2-40 日本道路公団における地山分類表

表-3.1.1 地山

地山山崩級	(1) 弾性波速度 (V, km/s)		(2) 地山無傷比	(3) ボーリングコア	判別
	1.0	2.0			
A	a			コア採取率は、概ね90%以上で完全な柱状を呈し、ほぼ20cm以上の長さを持つ。細片はほとんど含まない球型のもの。	RQD (%) 80以上
	b				
	c				
	d ₁				
B	a			コア採取率は、概ね70%以上で大径片状の柱状を呈し、10-20cm程度の長さを持つ。5cm前後のものからなる。	90-60
	b				
	c				
	d ₁				
I	a			コア採取率は、40-70%で亀裂が多く、また砕け砕いたため小さく、5cm以下の細片が多量に取れる状態のもの。隙間充填可能。	70-20
	b				
	c				
	d ₁				
II	a				
	b				
	c				
	d ₁				
III	a				
	b				
	c				
	d ₁				
IV	a				
	b				
	c				
	d ₁				
V	a				
	b				
	c				
	d ₁				

(注) 1. 岩種 a: 凝灰岩 (千枚岩、石炭片岩、石墨片岩、珪藻片岩、片麻岩、蛇紋岩、ホルンフェルス等) 深成岩 (斑れい岩、橄欖岩等) b: 古牛礫および中生礫 (粘板岩、砂岩および礫岩、礫砂岩、石炭岩、珪岩、輝緑岩等) c: 水山岩 (石英斑岩、安山岩、玄武岩等) 凝灰岩 (花崗岩、石英斑岩、輝緑岩等) 深成岩 (花崗岩、閃緑岩等)

2. ボーリングコアの状態、RQD、亀裂開度は、岩種 a・b・c・d₁ に適用する。

図 1.2-41 日本道路協会における地山分類表

分類

地山状態 (又は崩壊前の状態)	(4) 地山状態		(5) 観測		(6) 掘削後の状態	
	岩質は非常に堅固かつ新鮮なもので火焼状を呈し、割れ目がほとんどなく連続して安定している。	水による劣化はない。	ハンマー打撃による割れ方	亀裂間隔 (cm)	切り削りの自立性	内容家位置 (mm)
・ 岩質は非常に堅固かつ新鮮なもので火焼状を呈し、割れ目がほとんどなく連続して安定している。	・ 水による劣化はない。	ハンマー打撃による割れ方 ハンマーが壊れぬ。強く叩いても割れ方割れ、新鮮な面が割れる。	100-50以上	・ 自立状態は非常に良く、長期にわたることはない。	微小	
・ 岩質は新鮮で堅固であるが割れ目は比較的少ない。割れ目も比較的浅く、割れ目も比較的少ない。割れ目も比較的少ない。	・ 水による劣化はない。	ハンマーで強く叩けば割れるが、ほとんどが亀裂がある。亀裂等に沿って比較的大きく割れる。	70-30	・ 断面は自立、断面に局部的に風落ちがみられるが、概ね安定。	微小	
・ 風化作用を受けて岩石に劣化を起しているもので、劣化が多少進む。	・ 水による劣化はない。	ハンマーで容易に割れる。亀裂等に沿って比較的のちに割れる。むしろ亀裂以外の面では割ることが困難である。	50程度以下	・ 断面は自立する。断面は劣化後直ちにクラウン部に欠けが必要となる地山。	50以下	
・ 著しい風化作用を受け、一部には既に土壌化した部分が見られ、中に多少強い部分が残っている程度に軟弱で脆いもの。	・ 水による劣化はない。	ハンマーで容易に割れる。指先で容易に割れる。	—	・ 断面、断面とも風落ちが著しい。場合によっては下の層に押し出しがある場合がある。先受け交代工および初期の山留めが必要な地山。	60以下	
・ 片状の塊の混入した状態になって、塊が壊れやすいもの。	・ 水による劣化はない。	ハンマーのおよび打撃によって割れる。ハンマーの先が突き刺さる。	—	・ 断面は崩落から割れ出しがある。	200以下	
・ 著しい崩壊・剥離を伴うような、かなり脆く崩壊する粘土化が著しい崩壊、崩壊部や大きな堆積層等。	・ 水による劣化が著しく軟弱化を生ずる。	ハンマーのおよび打撃によって割れる。ハンマーの先が突き刺さる。	—	・ 断面は崩落から割れ出しがある。	400以下	

d : 第三紀層および下部海相層 (泥岩、頁岩、珪岩、砂岩および礫岩、礫砂岩、凝灰岩、輝緑岩等) だし、新鮮な岩石資料の一般圧縮強度 (σ_c) 200kg/cm² を基準として、d₁、d₂ に分類する。

d₁ : σ_c > 200kg/cm²
d₂ : σ_c < 200kg/cm²

e : 上部崩壊層 (ロームおよび粘土、火山砕屑物、沖積層 (堆積、表土等))

1.2.17 初期応力の検討

初期応力の検討は、試錐調査孔 HDB-3 孔における「水圧破砕法による初期応力測定結果」に基づいて算定した。同時に、HDB-1 における「水圧破砕試験から評価された初期応力状態」の結果も合わせて整理した。

既存の報告¹⁵⁾より、水圧破砕法による測定から得られた最大主応力方向は、いずれの測定地点においてもほぼ東西方向と判断される、とある。また、HDB-3、4、5 孔は大曲断層の西側、東側に位置しているが、最大主応力方向に関してはその影響はみられず、とも記載されている。さらに、HDB-3 孔のボアホールブレイクアウトが生じた区間にも、その方向は深度方向にほとんど変化をせず、ほぼ NS 方向であることから、水平面内最大主応力方向はほぼ東西方向にあることが推定される、とある。プレートテクトニクス立場では、測量技術 (GPS 観測) や地震観測データの解析結果によると大局的に見て、現在一般に日本列島の東西方向に、北海道の太平洋側の地域や南関東地方から紀伊半島さらに四国にかけての地域などは北西 - 南東ないしは北北西 - 南南東方向に強い圧縮の力がかかっていると推定されている。よって、北海道北部地域に位置する幌延地域も、大局的にみて東西方向の圧縮場が形成されていると推定され、水圧破砕法によって測定された初期応力の最大主応力方向と同傾向と言える。したがって、本サイトにおける最大主応力場は、東西方向に卓越していると言える。本サイトにおける水平坑道の展開は、東西方向であることから、その向きに対して平行方向に掘削する横坑は、最小主応力方向の地圧を側圧比として考えることができる。

次に、HDB-1、3 孔の単位体積重量を用いて、土被り圧を計算した。土被り圧と測定された初期応力の関係を、図 1.2-43、図 1.2-44 に示す。結果より、測定された鉛直応力と土被り圧の関係は、ほぼ一致する結果を示すことができた。なお、図中におけるプロット (印) は、以下の理由により特異点として取り扱うことにした。HDB-1 深度 381m の測定時の人工き裂は、エシヨロン型のき裂と判断される¹⁾。これは、水圧破砕試験時に何らかの原因で面外応力に孔軸方向と異なる成分が作用したことを示すものである。このことは、水圧破砕試験により地圧を評価する際の重要な仮定 (面外応力は孔軸方向と一致する) を逸脱したものであることと、周辺で実施した測定結果と比較して明らかに異なる傾向を示していることから、このデータに関しては現時点では考慮しないこととする。

最後に、解析用の初期応力比を算定した。前述したように、測定された鉛直応力と土被り圧の関係はほぼ一致している。したがって、本検討では S_v を用いて水平面内の初期応力比をそれぞれ算出した。結果を、表 1.2-25 に示す。特異点を除きデータのおおきなバラツキはない。

結果をまとめ、解析に用いる初期応力比は以下の理由より決定した。

使用する最大応力比は、HDB-3 の結果のみを採用することとした。本検討では、

可能性を否定できない最大初期応力比を想定することとし、水平面内における最大初期応力比を設計用初期応力比として採用した。HDB-1 のデータを含めて考えても、初期応力比 $1.2/0.8=1.5$ で最大の $1.3/0.9=1.44$ をカバーしていること、及び速報値である HDB-6 の値 1.5 相当であることから採用することとした。

以上より、立坑解析時の応力比は、 $0.8 : 1.2$ となる。水平坑道解析時には、東西方向と直交方向(南北方向)に関しては、鉛直土被り圧 1 に対して、側圧比 1.2 となる。東西方向と平行方向に関しては、鉛直土被り圧に対して、側圧比 0.8 となる。また、南北・東西方向以外の水平坑道(水平坑道隅角部など)に関しては、安全側を採用して、側圧比 1.2 にて検討を実施する。

設計に採用する初期応力比結果を、表 1.2-2.2 に示す。

表 1.2-2.2 解析に用いる初期応力比

	Smax	Smin	Sv
応力比	1.2	0.8	1.0
立坑検討時に用いる応力比	1.2	0.8	-
水平坑道検討時に用いる応力比 (坑道の向き：東西方向)	-	0.8	1.0
水平坑道検討時に用いる応力比 (坑道の向き：南北方向)	1.2	-	1.0

本文に記載したとおり、東西・南北方向以外の水平坑道は側圧比 1.3 を採用する

表 3.6-4 水圧破碎法による測定結果(速報値)

試験孔名	深度(m)	水平面内 最大 主応力 (MPa)	水平面内 最小 主応力 (MPa)	推定 土被り圧 (MPa)	最大 主応力 方位
HDB-3	263.5	4.8	3.9	4.0	ほぼE-W
	392.5	7.5	5.7	6.0	WSW-ESE
HDB-1	381	11.8	7.2	6.3	N83E
HDB-4	254.2	5.5	4	4.6	N83W
	359	6.5	5	6.5	ほぼE-W
HDB-5	249.8	5.5	4	4.5	ほぼE-W
	377.5	6.5	5.2	6.9	ほぼE-W

図 1.2-42 ほぼ東西方向を示す最大主応力方向

表 1.2-23 HDB-3 孔における初期応力測定結果

	Smax kN/m ²	Smin kN/m ²	Sv kN/m ²
263.5m	4,300	3,400	4,200
392.5m	8,000	5,800	6,600
Ave.	6,150	4,600	5,400

表 1.2-24 HDB-1 孔における初期応力測定結果

	Smax kN/m ²	Smin kN/m ²	Sv kN/m ²
381m	11,800	7,230	6,320
515m	10,670	8,960	8,830
521m	10,980	9,050	8,960
555m	11,300	9,480	9,600
585m	12,870	9,370	10,170
635m	12,110	10,520	11,140
650m	12,280	10,710	11,430
660m	12,410	10,840	11,620
710m	12,640	11,490	12,590
Ave.	11,896	9,739	10,073

: 特異点であるため無視することとした

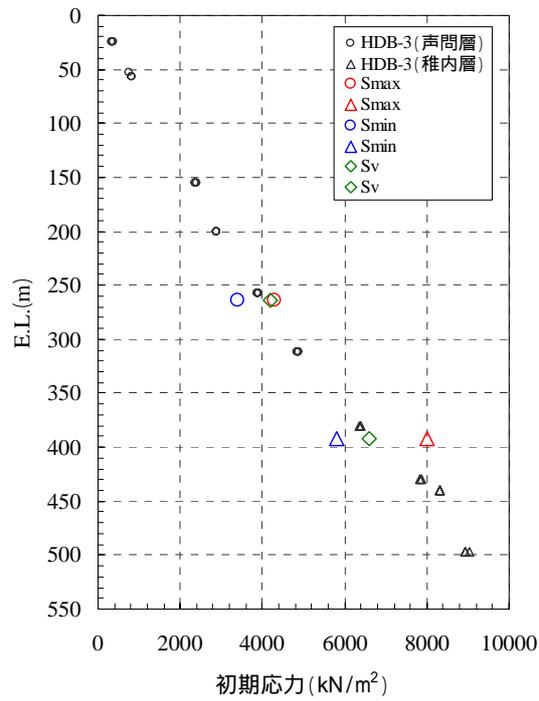


図 1.2-43 HDB-3 孔における土被り圧と初期応力測定結果の関係

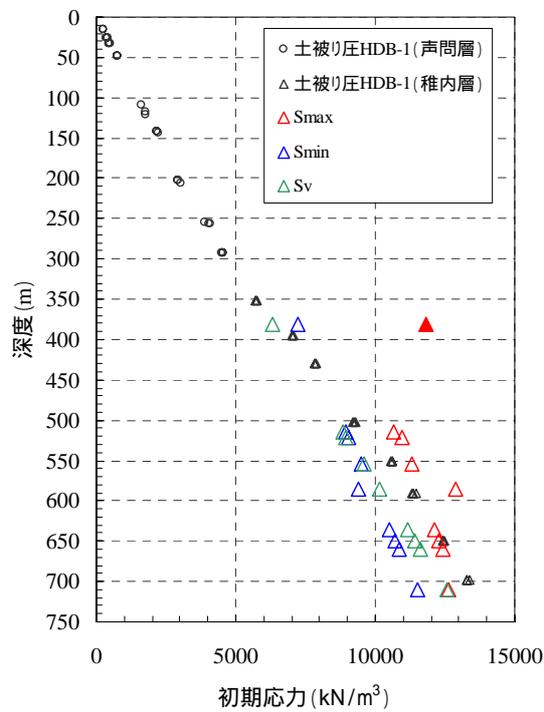


図 1.2-44 HDB-1 孔における土被り圧と初期応力測定結果の関係

表 1.2-25 Svを用いて算出した初期応力比

孔名	ボーリング 深度	Smax	Smin	水平面内 応力比
HDB-3	263.5m	1.02	0.8	1.28
	392.5m	1.2	0.9	1.33
HDB-1	381m	1.9	1.1	-
	515m	1.2	1.0	1.20
	521m	1.2	1.0	1.20
	555m	1.2	1.0	1.20
	585m	1.3	0.9	1.44
	635m	1.1	0.9	1.20
	650m	1.1	0.9	1.20
	660m	1.1	0.9	1.20
	710m	1.0	0.9	1.10
Ave.		1.10	0.90	

: 特異点であるため無視することとした

表 1.2-26 検討した最大初期応力比

	Smax	Smin	Sv	水平面内応力比
最大応力比	1.2	0.8	1.0	1.5

1.2.18 RMR法による地山分類等級、評価点

a) RMR法の概要

RMR法は1973年 Bieniawski によって、当初南アフリカなどの硬岩を対象として提案された方法であるが、その後、事例分析の追加及び評点などの修正がなされ、現在では300あまりの事例分析に基づいている。RMR法は以下の6つの指標

岩石コアの一軸圧縮強度

RQD

不連続面の間隔

不連続面の状態

地下水の状態

不連続面の方向

に対して評価点をつけ、これらの総和によって岩盤を評価しようとするものである。この6つの指標に対するそれぞれの評点は

に示すように与えられている。このうち、不連続面の方向は指標については定性的に記述されているため、表 1.2-28を参考にして走向・傾斜で評価できるようになっている。算出されたRMR値は0~100の範囲であり、表 1.2-29によって岩盤分類され、その岩盤等級の実用的な評価は表 1.2-30で示される。

表 1.2-27 分類の指標と評点

パラメーター		評価区分							
1	インタクトロックの強さ	ポイントロード指数	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	1軸圧縮強度試験が望ましい		
		1軸圧縮強度	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	評価点		15	12	7	4	2	1	0
2	ボーリングコアの性状(RQD)		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	評価点		20	17	13	8	3		
3	不連続面の間隔		>2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	評価点		20	15	10	8	5		
4	不連続面の状態	非常に粗い肌連続していない密着している新鮮な	少し粗い肌間げき幅<1 mm	少し粗い肌間げき幅<1 mm	少し粗い肌間げき幅<1 mm	滑り面の肌または断層粘土<5 mmまたは間げき幅1-5 mm	軟らかい断層粘土>5 mmまたは間げき幅>5 mm		
			少し風化した肌面	強風化肌面					
	評価点		30	25	20	10	0		
5	地下水	トンネル10mあたり湧水量	無し	<10 ℓ/min	10-25 ℓ/min	25-125 ℓ/min	>125 ℓ/min		
		比節理水圧力主初期応力	0	0.0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		一般状況	完全乾燥	湿っぽい	濡れている	滴水	流水		
	評価点		15	10	7	4	0		

不連続面の方向に対する修正

節理の方向	傾斜	とくに望ましい	望ましい	中程度	望ましくない	とくに望ましくない
トンネル		0	-2	-5	-10	-12
基礎		0	-2	-7	-15	-25
斜面		0	-5	-25	-50	-60

表 1.2-28 不連続面の走向・傾斜の影響

走向がトンネル軸と直角 流れ目 傾斜45°-90°	傾斜20°-45°	差し目 傾斜45°-90°	傾斜20°-45°
とくに望ましい	望ましい	中程度	望ましくない
走向がトンネル軸と平行 傾斜20°-45°	傾斜45°-90°		走向に関係無しに 傾斜 0°-20°
中程度	とくに望ましくない		中程度

表 1.2-29 合計評価点より求められる岩盤等級

評価点	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
地山分類等級	I	II	III	IV	V
分類評価	とくに良好	良好	普通	不良	とくに不良

表 1.2-30 岩盤等級の評価

地山等級番号	I	II	III	IV	V
平均自立時間	15m幅で10年	8m幅で6か月	5m幅で1週間	2.5m幅で10時間	1m幅で30分
岩盤の粘着力	>400KPa	300-400KPa	200-300KPa	100-200KPa	<100KPa
岩盤の内部摩擦角	<45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

表 1.2-31 RMR法による支保選定の目安

地山等級	掘削法	支保工		
		ロックボルト (全面接着) (20 mm 径)	吹付けコンクリート	鋼支保工
1. とくに良好岩盤 RMR: 80-100	全断面 1 進行 3 m	必要なランダムボルト以外は普通支保工不要		
2. 良好岩盤 RMR: 61-80	全断面 1 進行 1.0-1.5 m 切羽より 20 m で支保完了	天端に部分的にボルト 長さ 3 m, 間隔 2.5 m	必要に応じて天端に 50 mm	無し
3. 普通岩盤 RMR: 41-60	上半先進ベンチ 上半進行 1.5-3 m 発破ごとに一次支保 切羽より 10 m で支保完了	システムボルト 長さ 4 m 天端に金網を入れ天端と側壁 に 1.5-2 m	天端に 50-100 mm 側壁に 30 mm	無し
4. 不良岩盤 RMR: 21-40	上半先進ベンチ 上半進行 1.0-1.5 m 切羽より 10 m 以内 で掘削に合わせ支保 完了	システムボルト 長さ 4-5 m 金網を入れ天端と側壁に 1-1.5 m	天端に 100-150 mm 側壁に 100 mm	必要なときは 軽量支保工間 隔 1.5 m
5. とくに不良岩盤 RMR: <20	分割掘削 上半進行 0.5-1.0 m 掘削と並行支保施工 発破後できるだけ早く吹付け	システムボルト 長さ 5-6 m	天端に 150-200 mm 側壁に 150 mm 鏡に 50 mm	中重量支保工 間隔 0.75 m 必要に応じ鋼矢 板と先受けイン バート閉塞

b) 地山分類等級と評価点の検討結果

ア) 価点の設定について (評価点の算出方法について)

Bieniawski の地山分類 (RMR法) による地山評価点は実際の切羽の地山状況の観察結果をもとに算出するものであるが、現時点において得られている、HDB - 3孔の試錐調査結果である、RQD、一軸圧縮強度、不連続面の間隔、不連続面の状態(形状)、不連続面の傾斜などから、各評価項目の評価点を算定する際の考え方を以下にまとめた。

インタクトロックの強度

下表に示す一軸圧縮強度 (岩石コア) にて、各地山区分を採点。

HDB - 3孔の試験値の最小値及び試験データがない区間は解析用物性値を採用。

表 1.2-32 一軸圧縮強度 (岩石コア)

地山区分	立坑深度	HDB-1孔ボーリング深度 ボーリング深度460m=立坑深度499m	HDB-3孔ボーリング深度 ボーリング深度381m=立坑深度360m	一軸圧縮強度 (コア試験値)			採用一軸圧縮強度
2 -	25 ~ 80		24.00--24.50 57.50--57.65 53.00--53.10	1.77 2.3 1.16	2.84 2.65	3.14	1.2
2 -	80 ~ 139		154.75--154.91	3.13	2.37	2.71	2.4
3	139 ~ 219		200.80--200.98	3.21	4.66	4.29	3.2
4	219 ~ 299		257.00--257.50? 311.24--311.50	5.76 3.68	5.88 4.91	5.37 3.66	3.7
5	299 ~ 339			2.5 ^{*1}			2.5
6	339 ~ 360			3.2 ^{*1}			3.2
7	360 ~ 399		381.10--381.40	9.79	3.29	3.72	3.3
8	399 ~ 429		430.00--430.46 440.30--441.00	5.82 3.82	11.23 3.6	15.26 4.83	3.6
9	429 ~ 449			5.5 ^{*1}			5.5
10	449 ~ 479		496.36--496.66	6.31	6.77	5.74	5.7
11	479 ~ 534			4.8 ^{*1}			4.8
12	534 ~ 549	501.45--501.85		10.6	13.9	13.5	10.6

註1) ^{*1}は試験データ無し: データ補間した解析用物性値を採用
 註2) コア試験値の最小値を採用

ボーリングコアの性状 (RQD)

HDB - 3孔 (立坑深度 499m まで) 及び HDB - 1孔 (立坑深度 500m 以深) の RQD の区間平均値にて、各区間を採点。

不連続面の間隔

HDB - 3孔 (立坑深度 499m まで) 及び HDB - 1孔 (立坑深度 500m 以深) の割目の区間平均間隔値にて、各区間を採点。

不連続面の状態

不連続面の状態は下記の 4 点にまとめた。

- ・割目は開口割目でなく閉鎖している。
- ・割目成因/産状は a(せん断応力による割目)が全体の 49.7%(621 / 1250)、C-2(割目表面に付着物を伴う割目)が 1.0%(13 / 1250)、g(不明)が 49.3%(616 / 1250)の 3 種類で、g(不明)のほとんどは割目表面等の観察より引張応力による割目と推定されることより、割目表面に付着物を伴う割目は非常に少ない。
- ・割目の形状は平坦面(凹凸が 1mm 以下の割目)が 12%(150 / 1250)、やや凸凹面(1mm を超える凸凹があるが面積として数%の割目)が 70.0%(878 / 1250)、凸凹面(割目表面に数 mm 以上の凸凹がある割目)が 20.6%(258 / 1250)であり、全体として、掘削による影響でゆるんだ場合は滑りに対する抵抗が少ないと考えられる。
- ・割目の形状で、割目面の滑りやすさをあらかず、鏡肌(割目表面に鏡肌がある割目)の区間平均値は約 10% ~ 80%を示す。

不連続面の状態の評価は、実際の掘削面における観察(割目の間隙幅、割目面の風化程度など)によらなければならないが、現時点では割目は開口割目でなく閉鎖しているが、掘削によってゆるみにより開口した場合の滑りやすさで評価するものとし、割目の平坦性と割目表面の鏡肌の出現割合で評価するものとした。

不連続面の状態の評価は

分類の指標と評点に示されるように、非常に良好な状態で評点 30 点であることより、地下施設予定地点の割目形状が平坦~やや凸凹が大部分を占めることより、最高点を 15 点として、もう一つの滑りやすさを示す鏡肌の出現率により下記のように評点を設定した。

- ・鏡肌出現率 0 ~ 25 未満% : 評価点 15 点に相当
- ・鏡肌出現率 25 ~ 50 未満% : 評価点 10 点に相当
- ・鏡肌出現率 50%以上 : 評価点 5 点に相当

地下水

トンネル 10 m 当たりの想定湧水量により採点した。

平成 14 年度基本計画報告書にある、排水設備計画の項に示される想定湧水量

表 1.2-33 掘削深度毎の検討用湧水量

掘削深度	湧水量の合計	検討用湧水量の合計
GL-125 m	$5.821 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$ ($3.492 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{min}$)	$8.732 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$ ($5.238 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{min}$)
GL-250 m	$3.067 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$ ($1.840 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{min}$)	$4.601 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$ ($2.760 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{min}$)
GL-375 m	$5.422 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$ ($3.253 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{min}$)	$8.133 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$ ($4.880 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{min}$)
GL-500 m	$6.106 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$ ($3.664 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{min}$)	$9.159 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$ ($5.496 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{min}$)

H14 年度基本計画報告書より引用

GL-500 m までの坑道延長：500.0m×3 本+120m+843m +120m +783m=3366m
より、坑道 10 m あたりは、 $0.5496 \times 1,000$ リットル / $3,366\text{m} \times 10\text{m} = 1.63$ リットル / min
従って、トンネル 10 m あたり湧水量が 10 リットル未満の評価区分として採点。

不連続面の方向に対する修正

割目角度は割目走行によってトンネルへの影響が変わり、望ましい角度かどうかが変わってくる。表 1.2-28 によると、

- ・ 割目角度が $0 \sim 20^\circ$ は走行に関係なく「中程度」の評価。
- ・ 割目角度が $20 \sim 45^\circ$ は割目走行によって、「望ましい」、「中程度」、「望ましくない」と評価が変わる。
- ・ 割目角度が $45 \sim 90^\circ$ は割目走行によって、「特に望ましい」、「特に望ましくない」と評価が変わる。

以上 3 点を勘案して、安全側の評価となるように

- ・ 割目角度 $0 \sim 30^\circ$ が卓越する区間は「中程度」
- ・ 割目角度 $30 \sim 60^\circ$ が卓越する区間は「望ましくない」
- ・ 割目角度 $60 \sim 90^\circ$ が卓越する区間は「特に望ましくない」

として評価、採点する。

イ) 地山分類等級と評価点の検討結果

ア) の評価点の設定のもと得られた、各地山区分における立坑と水平坑道の評価点ならびに地山等級番号を表 1.2-34 に示す。また、その結果の詳細データを表 1.2-35 に示す。

表 1.2-34 立坑の地山分類等級と評価点

地 山 区 分	立 坑 深 度	一軸圧縮強度		R Q D		不連続面の間隔		不連続面の状態		地下水の状態		不連続面の方向		評価点計	地山等級番号	切羽自立時間 (時間)
		インタクトロックの強度 (MPa)	評価点	R Q D (%)	評価点	不連続面の間隔 (mm)	評価点	鏡肌の出現 (%)	評価点	坑道 10m 当たり湧水量 (リットル/min)	評価点	節理の傾斜 (°)	評価点			
2 -	2 - -1 (1)	25~29	1.2	1	36.0	13	4000.0	20	0	15	1.17	10	30~60°	-10	49.0	280.0
	2 - -1 (2)	29~47	1.2	1	66.8	3	310.3	10	28	10	1.17	10	30~60°	-10	24.0	4.0
	2 - -2 (1)	47~57	1.2	1	9.2	3	294.1	10	74	5	1.17	10	30~60°	-10	19.0	2.0
	2 - -2 (2)	57~80	1.2	1	7.0	3	213.0	10	55	5	1.17	10	60~90°	-12	17.0	1.0
2 -	2 - (1)	80~89	2.4	1	37.1	8	214.3	10	55	5	1.17	10	30~60°	-10	24.0	4.0
	2 - (2)	89~128	2.4	1	36.9	8	386.1	10	50	5	1.34	10	30~60°	-10	24.0	4.0
	2 - (3)	128~139	2.4	1	65.0	13	523.8	10	57	5	2.79	10	60~90°	-12	27.0	7.0
3	3 (1)	139~191	3.2	1	56.5	13	243.0	10	55	5	2.79	10	30~60°	-10	29.0	10.0
	3 (2)	191~212	3.2	1	40.0	8	355.9	10	61	5	2.79	10	60~90°	-12	22.0	3.0
	3 (3)	212~219	3.2	1	81.1	17	700.0	15	60	5	2.79	10	60~90°	-12	36.0	35.0
4	4 (1)	219~230	3.7	1	72.1	13	343.8	10	39	10	2.79	10	60~90°	-12	32.0	15.0
	4 (2)	230~235	3.7	1	99.2	20	#DIV/0!	20	#DIV/0!	5	2.79	10	60~90°	-12	44.0	110.0
	4 (3)	235~240	3.7	1	52.8	13	454.5	10	55	5	2.79	10	60~90°	-12	27.0	7.0
	4 (4)	240~252	3.7	1	88.8	17	800.0	15	33	10	3.51	10	60~90°	-12	41.0	75.0
	4 (5)	252~273	3.7	1	64.8	13	350.0	10	43	10	5.64	10	60~90°	-12	32.0	15.0
	4 (6)	273~280	3.7	1	82.7	17	388.9	10	35	10	5.64	10	60~90°	-12	36.0	35.0
	4 (7)	280~290	3.7	1	37.3	8	200.0	10	32	10	5.64	10	30~60°	-10	29.0	10.0
	4 (8)	290~294	3.7	1	72.5	13	333.3	10	25	10	5.64	10	60~90°	-12	32.0	15.0
	4 (9)	294~299	3.7	1	10.0	3	304.3	10	43	10	5.64	10	30~60°	-10	24.0	4.0
5	5 (1)	299~301	2.5	1	12.0	3	357.1	10	36	10	4.89	10	30~60°	-10	24.0	4.0
	5 (2)	301~307	2.5	1	35.2	8	428.6	10	36	10	5.64	10	30~60°	-10	29.0	10.0
	5 (3)	307~318	2.5	1	9.2	3	200.0	10	55	5	5.64	10	60~90°	-12	17.0	1.0
	5 (4)	318~326	2.5	1	30.6	8	200.0	10	68	5	5.64	10	30~60°	-10	24.0	4.0
	5 (5)	326~339	2.5	1	12.0	3	357.1	10	36	10	4.89	10	30~60°	-10	24.0	4.0
6	6 (1)	339~341	3.2	1	81.1	17	655.2	15	30	10	5.64	10	30~60°	-10	43.0	100.0
	6 (2)	341~360	3.2	1	81.1	17	655.2	15	30	10	5.64	10	30~60°	-10	43.0	100.0
7	7 (1)	360~376	3.3	1	99.7	20	1777.8	15	33	10	5.13	10	30~60°	-10	46.0	150.0
	7 (2)	376~381	3.3	1	46.4	8	1000.0	15	40	10	1.53	10	30~60°	-10	34.0	25.0
	7 (3)	381~399	3.3	1	98.0	20	666.7	15	4	15	1.53	10	30~60°	-10	51.0	350.0
8	8	399~429	3.6	1	96.5	20	810.8	15	3	15	1.53	10	30~60°	-10	51.0	350.0
	9 (1)	429~436	5.5	1	97.1	20	1400.0	15	40	10	1.53	10	30~60°	-10	46.0	150.0
9	9 (2)	436~440	5.5	1	55.3	13	444.4	10	78	5	1.53	10	30~60°	-10	29.0	10.0
	9 (3)	440~449	5.5	1	99.4	20	2250.0	20	0	15	1.53	10	30~60°	-10	56.0	800.0
	10	449~479	5.7	1	98.1	20	1071.4	15	11	15	1.53	10	30~60°	-10	51.0	350.0
11	11	479~499	4.8	1	90.9	20	1111.1	15	17	15	1.53	10	30~60°	-10	51.0	350.0
	11' (1)	499~509	4.8	1	97.8	20	588.2	10		15		10		-10	46.0	150.0
11'	11' (2)	509~532	4.8	1	36.8	8	167.9	8		15		10		-10	32.0	15.0
	11' (3)	532~534	4.8	1	85.5	17	333.3	10		15		10		-10	43.0	100.0

表 1.2-35 水平坑道の地山分類等級と評価点

地 山 区 分	延 長	一軸圧縮強度		R Q D		不連続面の間隔		不連続面の状態		地下水の状態		不連続面の方向		評価点計	地山等級番号	切羽自立時間 (時間)
		インタクトロックの強度 (MPa)	評価点	R Q D (%)	評価点	不連続面の間隔 (mm)	評価点	鏡肌の出現 (%)	評価点	坑道 10m 当たり湧水量 (リットル/min)	評価点	節理の傾斜 (°)	評価点			
125m坑道	120	2.4	1	36.9	8	386.1	10	50	5	0.71	10	30~60°	-10	24.0	0.8	
250m坑道	843	3.7	1	88.8	17	800.0	15	33	10	1.41	10	60~90°	-12	41.0	25.0	
375m坑道	120	3.3	1	99.7	20	1777.8	15	33	10	0.04	10	30~60°	-10	46.0	55.0	
500m坑道	783	4.8	1	90.9	20	1111.1	15	17	15	0.05	10	30~60°	-10	51.0	140.0	

(補足 1.2 - 1) 地質的要素と工学的な物性区分についての関連性

今回の地山区分設定の際に用いた要素として、まず、地質的要素としては、地層境界、岩石境界、岩層が顕著に変化する境界、割れ目頻度が顕著に変化する境界などを考慮に入れている(1.2.3 試錐調査結果に基づいた地山区分 参照)。その一方、工学的要素では、物理・力学各試験結果を考慮に入れている。その結果、地質的要素で設定した地山区分と工学的要素の整合性がとれていることが得られた(1.2.4 物理・力学試験結果の整理と検討 参照)。よって、地質的要素と工学的な物性区分についての関連性を反映されているといえる。

しかしながら、地質的要素において幌延の地域的な事象が明確にされていないことから、地山区分に反映していない要素もある。そのひとつに、海水準変動に伴う地山区分である。海水準変動を考慮するためには、海面そのものの運動と堆積物の供給速度と地域的な地盤運動の総和である見かけ上の運動(相対的海水準変動)を把握する必要がある。

しかしながら、幌延の地域的な地盤運動に関してもまだ、明確な事象が確立されていないことから海水準変動を考慮することは難しい。さらに、海面そのものの運動を示した海水準変動曲線は、完新世での研究が中心であり、新第三系の幌延の地層に適用するのは難しいと言える。そのため、今回設定した地山区分に関しては、海水準変動を考慮しなかった。

(補足 1.2-2) 泥岩における C 、一般値の事例

文献¹¹⁾では、堆積岩における粘着力と内部摩擦角について文献値の整理がおこなわれており、それぞれ一軸圧縮強度を横軸にとり相関を求めている。本検討でもこれに準拠し、解析用岩盤物性値の C 、 ϕ について整理した。粘着力に関しては、図 1.2-45、図 1.2-46 に、内部摩擦角に関しては、図 1.2-47、図 1.2-48 にそれぞれ示す。

文献値と解析用岩盤物性値を比較すると、文献値プロット範囲内に収まっており、今回設定した強度定数の妥当性が確認できる。

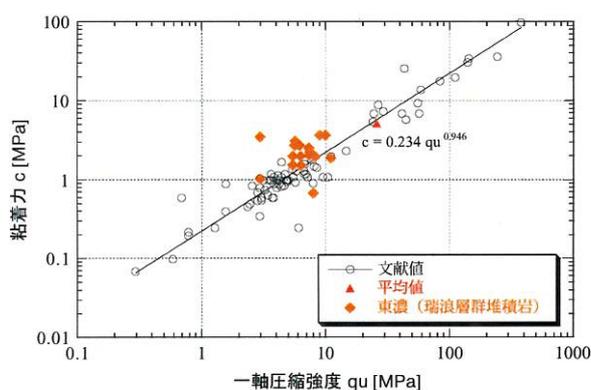


図 A-8 岩石の一軸圧縮強度と粘着力の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

図 1.2-45 文献値による一軸圧縮強度と粘着力の関係

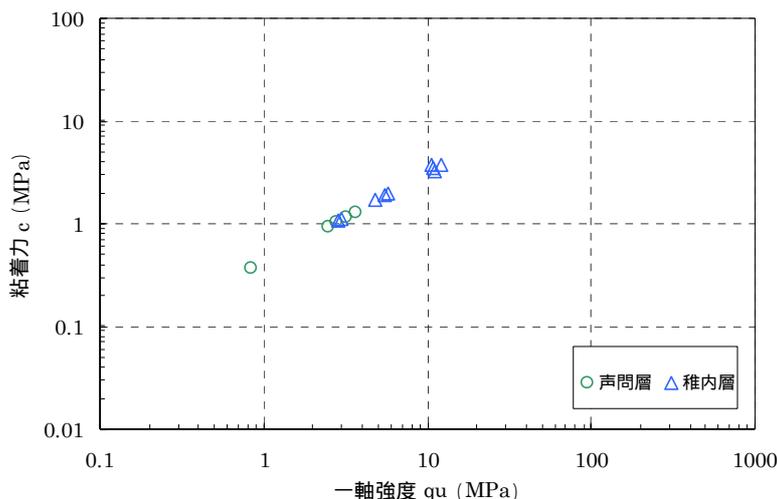


図 1.2-46 設定した岩盤物性値の一軸圧縮強度と粘着力の関係

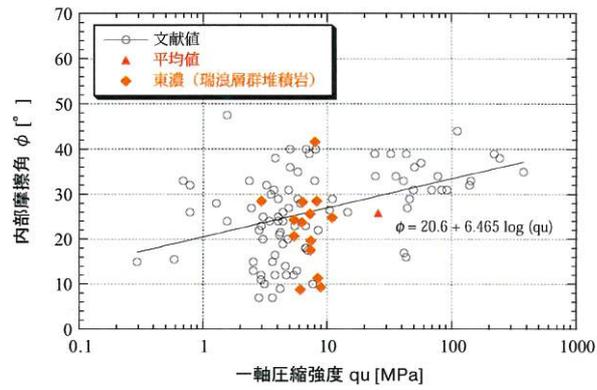


図 A-10 岩石の一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

図 1.2-47 文献値による一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係

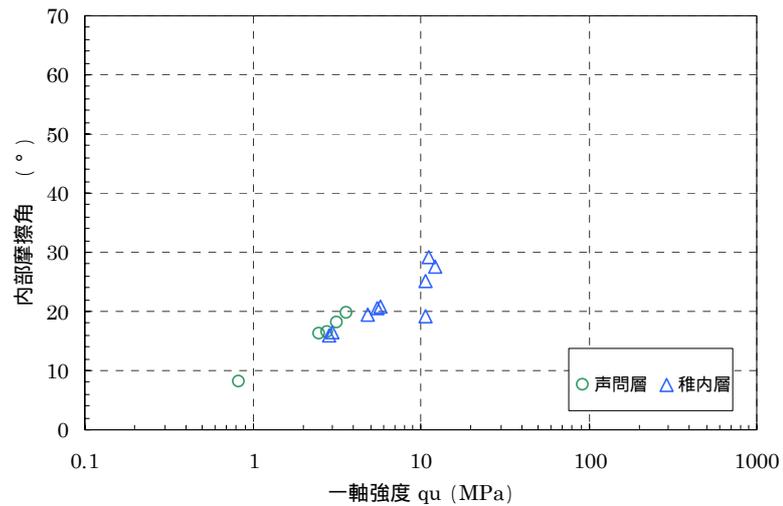
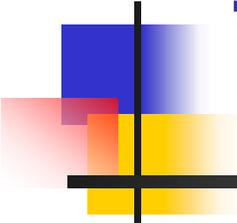


図 1.2-48 設定した岩盤物性値の一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係

参考文献

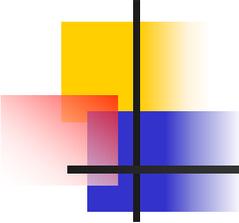
- 1) 大成建設株式会社：幌延深地層研究センターにおける験錐調査（HDB-1孔）（核燃料サイクル開発機構 委託研究成果報告書） JNC TN1400 2002-010、（2002）
- 2) 大成・前田特定建設工事共同企業体：幌延深地層研究計画における験錐調査（HDB-3孔）報告書（仮）（2003）
- 3) サイクル機構：幌延深地層研究計画 平成13年度調査研究成果報告、JNC TN1400 2002-004、pp.11,13、（2002）
- 4) サイクル機構：幌延深地層研究計画 平成14年度調査研究成果報告、JNC TN5400 2003-001、pp.15、（2003）
- 5) 北電総合設計株式会社：幌延深地層研究計画 造成工事設計業務 地質調査報告書、平成15年10月、（2003）
- 6) 日本鉄道建設公団： NATM 設計施工指針（案）（1996）
- 7) 株式会社日建設計：核燃料サイクル開発機構 幌延深地層計画 地上施設基本計画の検討 地質調査報告書、（2003）
- 8) 鹿島建設土木設計部編：設計の基本知識、鹿島出版会、pp.171、（2003）
- 9) 桑原啓三：岩盤の圧縮強度と剪断強度による分類の試み、応用地質特別号、日本応用地質学会、pp.25-33、（1984）
- 10) 地盤工学会編：土質基礎工学ライブラリー-30 堆積軟岩の光学的性質とその応用、地盤工学会、pp.58、（1995）
- 11) サイクル機構：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性 - 地層処分研究開発第2次取りまとめ -、分冊2 地層処分の工学技術、付録A 岩盤特性の設定、（1999）
- 12) 吉中・櫻井・菊池 / 編 著：岩盤分類とその適用、土木工学社、（1988）
- 13) 日本道路公団：設計要領第三集 トンネル、（H9 - 3）（ ）
- 14) 日本道路協会：
- 15) サイクル機構：高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する研究開発 - 平成14年度報告 -、JNC TN1400 2003-004、pp.3-84、（2003）



議題

耐震設計条件

・地下施設の耐震性照査



耐震設計条件の整理

- 目的
 - 耐震設計法・検討例を調査し, 大深度地下構造物の耐震設計に反映させる
- 整理項目
 - 地下構造物の耐震設計の一般論
 - 地下構造物の地震時挙動
 - 耐震設計基準
 - 耐震解析手法
 - 深部空洞の検討例
 - 深部地震動特性
 - 空洞の耐震検討
 - 幌延での耐震検討方針

地下構造物の地震時挙動

- 地盤と一体となった挙動
 - 地盤変位による強制変形
 - 構造物自体では揺れない
- 着目すべき点
 - 構造体の安全性
 - 周辺地盤の安定性
 - 内部機器等の安全性

地盤応答の把握が重要



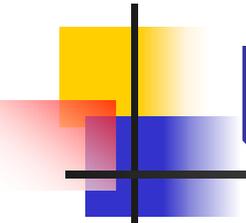
ある時刻の地盤応答



静的に構造物の耐震性を検討可能



・変位
・変位 応力
・加速度



既存の耐震設計基準

- 方針
 - 兵庫県南部地震以降に着目
 - レベル2地震動
- 対象
 - 水道施設
 - 鉄道構造物(開削トンネル)
 - 高圧ガス導管
 - シールドトンネル
 - 原子力ダクト

目的:

レベル2地震動に対する地下構造物の耐震設計法を調査し、岩盤に反映させるべき知見がないか調査する

耐震設計の一般論

既存の耐震設計基準のまとめ 1

■ 構造

- RC構造(岩盤タンク以外)

RC構造に着目したものが殆ど

■ 地震動レベル2(鉄道の例)

- S : 海洋型 40 kmでM8, (直下M6.5も考慮)
- S : 直下型M7.5程度
- S : 断層モデルから作成

断層モデルから地震動作成も可能

■ 耐震性能

- RC構造: 損傷を許容, 復旧性や機能維持で損傷度を設定

岩盤・空洞に関する記述はない

既存の耐震設計基準のまとめ2

■ 解析法

- 応答変位法(骨組, FEM)が基本*
- FEM動的解析(複雑な条件)

FEM系解析法が好ましい

■ 基盤

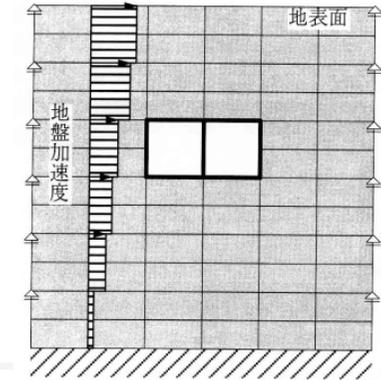
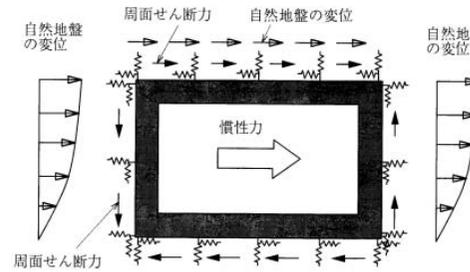
- N値50以上, $V_s = 300 \sim 400\text{m/s}$

* 水平成層地盤では動的解析と同程度の精度

・ $V_s = 300\text{m/s}$ 以浅を対象
・基盤中は耐震設計なし

解析法は参照できるものの, 岩盤中の構造に関する基準はほとんどない

耐震解析手法

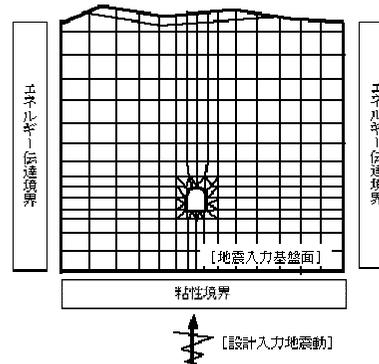


- 静的解析
 - バネ系
 - 応答変位法
 - FEM系
 - 応答震度法
 - 地盤応答法
 - FEM応答変位法

地盤バネの精度に課題
 構造体だけの検討
 地盤安定は検討できない

FEMのため地盤バネ不要
 地盤安定も検討可能
 水平成層地盤が対象

- 動的解析
 - FEM



より精度の高い解析
 水平成層以外にも対応可能

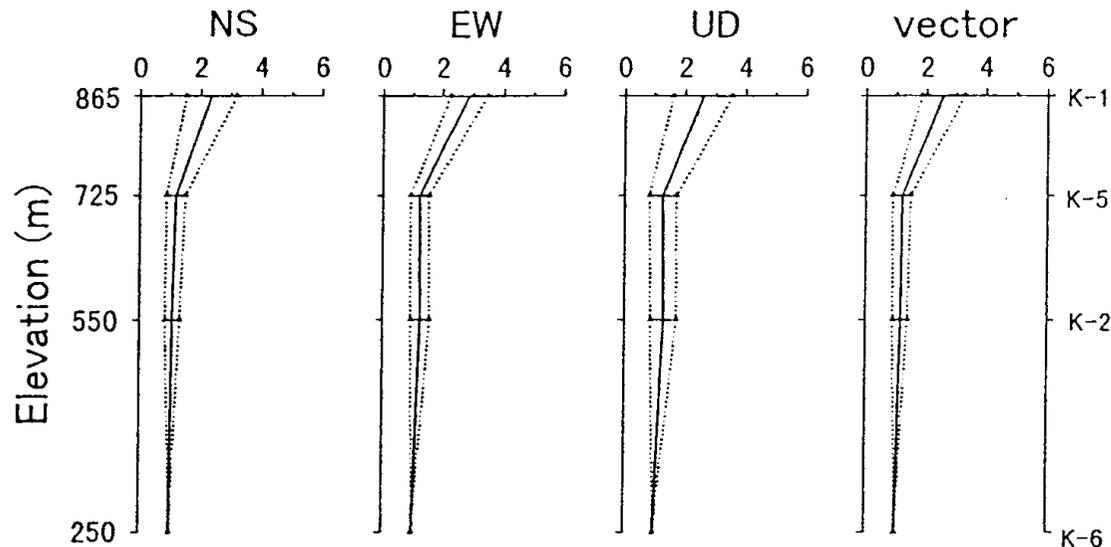
FEM系静的解析法の比較

解析モデル	応答震度法	地盤応答法	(修正)FEM応答変位法
荷重	慣性力	慣性力 周囲に等価節点力	変位, 周面せん断力 慣性力
精度			
荷重算定	簡便	少し手間	手間×
判定		空洞全体を対象とする場合, 部分のみモデル化する手法の メリットがいかせない.	×

深部地盤の地震動特性 1

深部の加速度増幅特性

- 釜石鉦山 (電力中央研究所報告、研究報告U99029(1999))



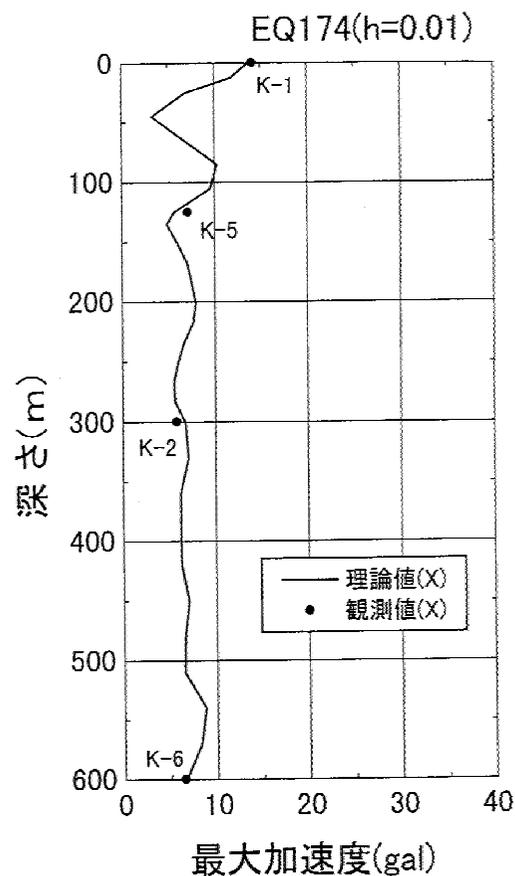
最大加速度の増幅率平均と標準偏差

- ・地表部: 地下深部 = 1 : 1/2 ~ 1/3
- ・ある深さ以下で増幅はほとんどない

深部地盤の地震動特性 2

深部の加速度増幅特性

■ 解析シミュレーション

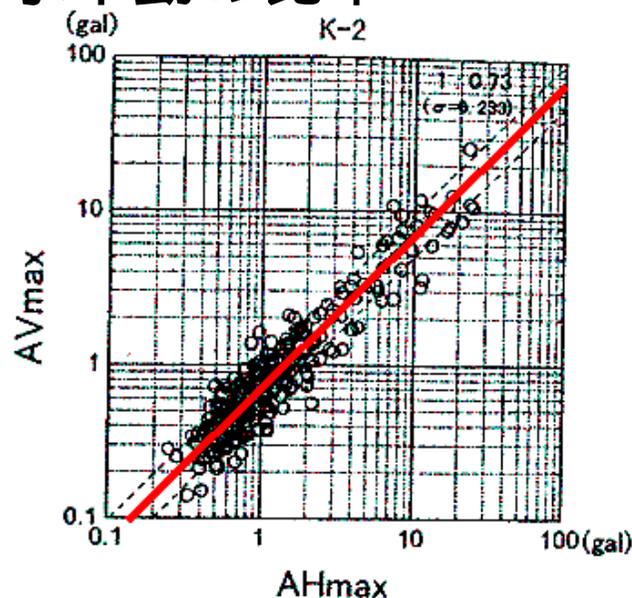


重複反射理論解析手法 (SHAKE)
でシミュレーション可能
適用性有り)

(地震に関する調査研究(XIV)
総合報告書[資源・素材学会])¹⁰

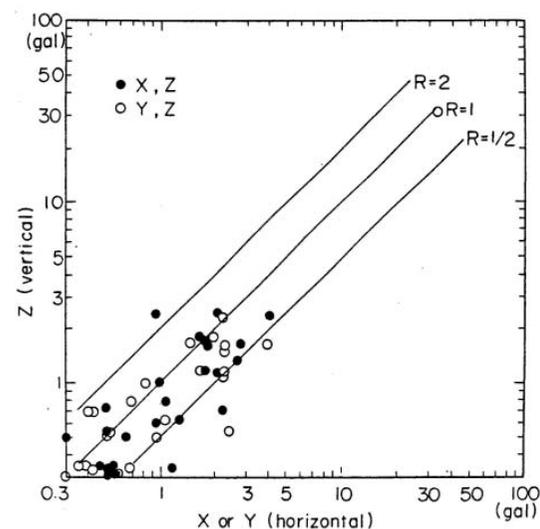
深部地盤の地震動特性3 水平動と鉛直動の比率

釜石鉾山における上下動
と水平動の比率¹⁾



水平：鉛直 = 1 : 0.5 ~ 1

原子力関係での計測例²⁾



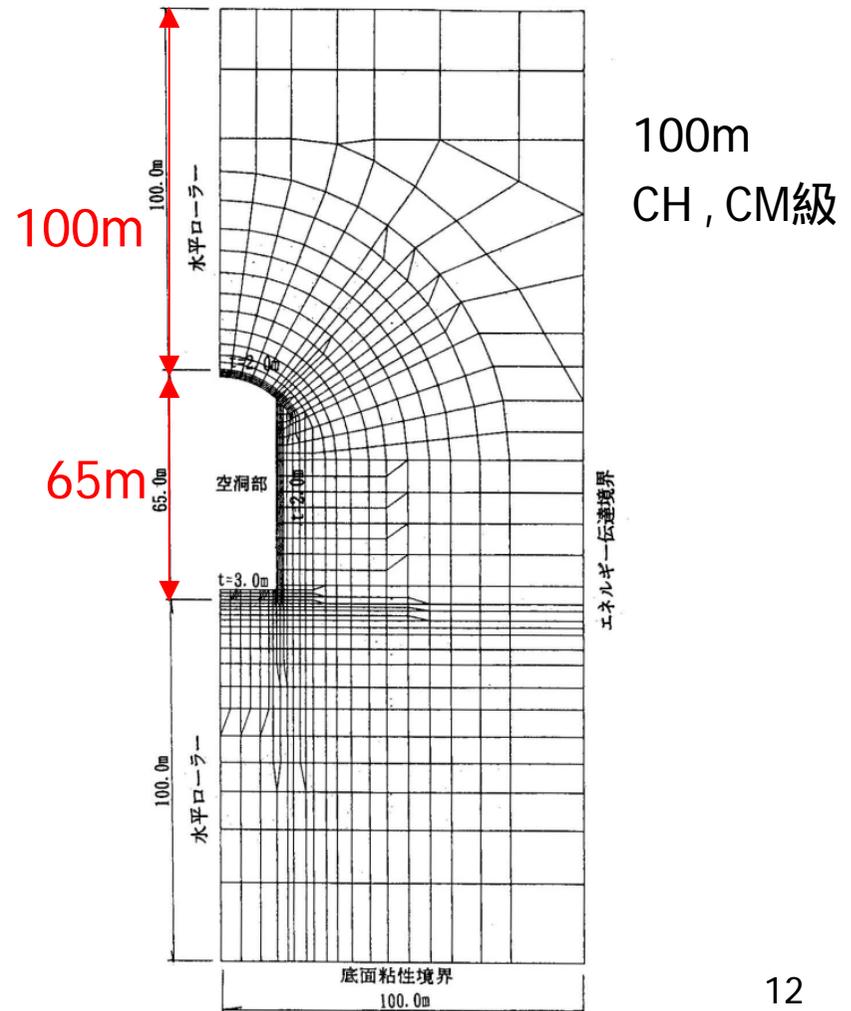
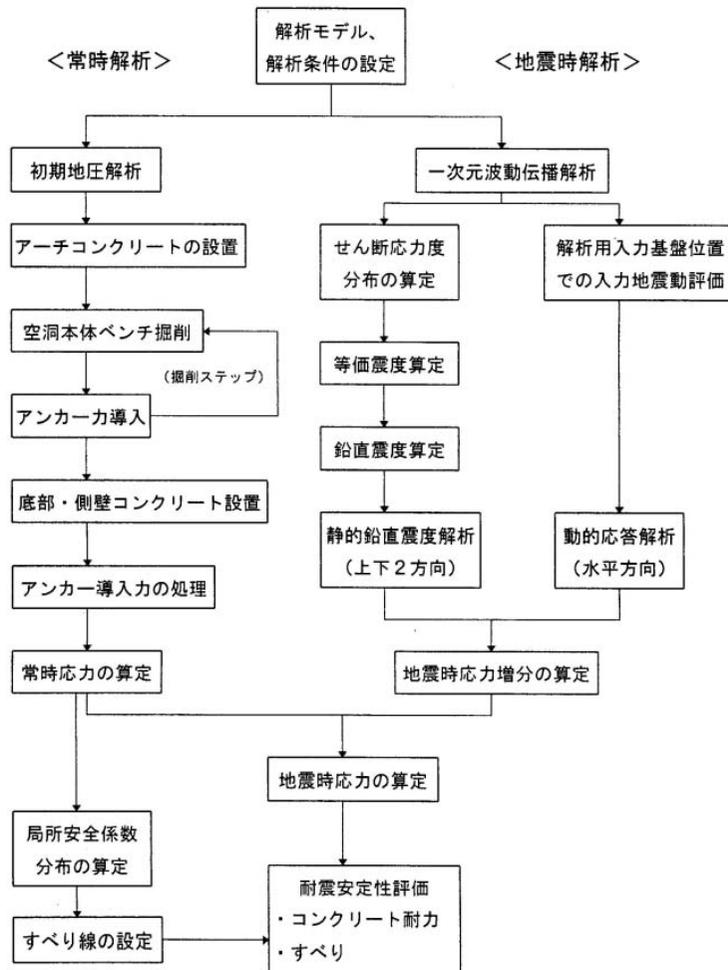
鉛直地震動は、水平地震動を設定して、
その1/2程度とすることが可能

1) 電力中央研究所報告、研究報告U99029(1999)

2) 原子力発電所の立地多様化技術 第3編 地下立地技術 [土木学会] (1996)

大深度地下の耐震検討事例1

- 地下原発の岩盤空洞 - 1



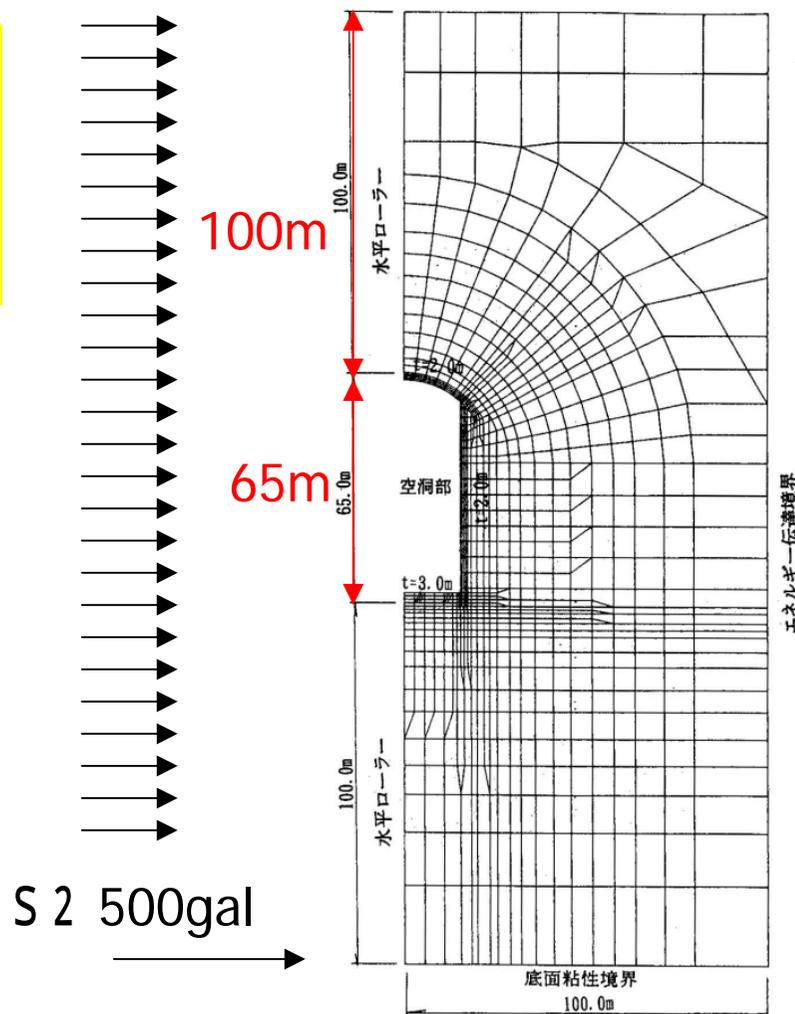
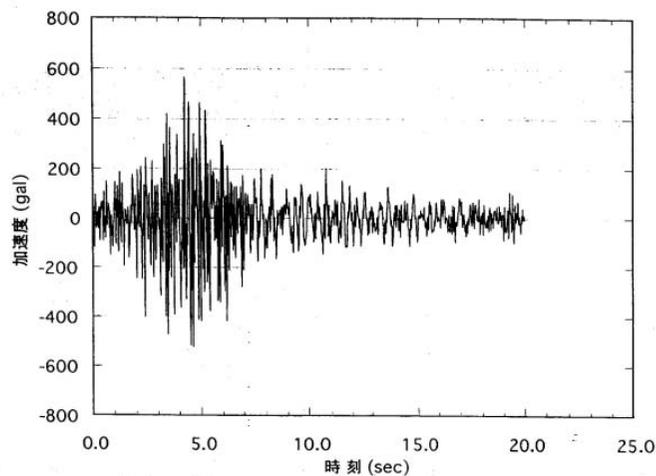
大深度地下の耐震検討事例 1

- 地下原発の岩盤空洞 - 2

- ・アーチアバット応力集中
掘削解析の影響大
- ・すべり線
評価基準値(案)1.5をクリア

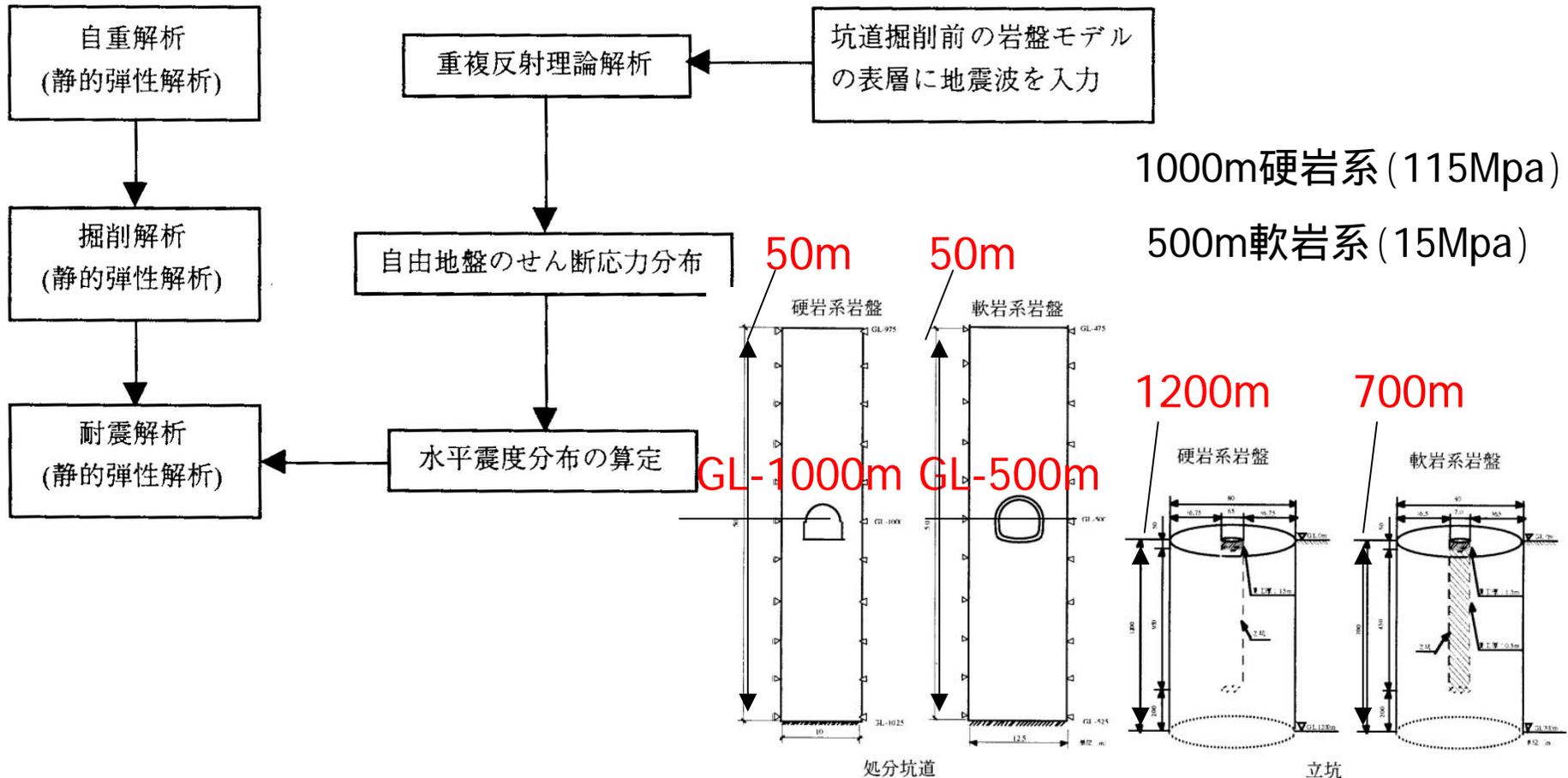
$$kh=0.2$$

$$kv = 1/2kh$$



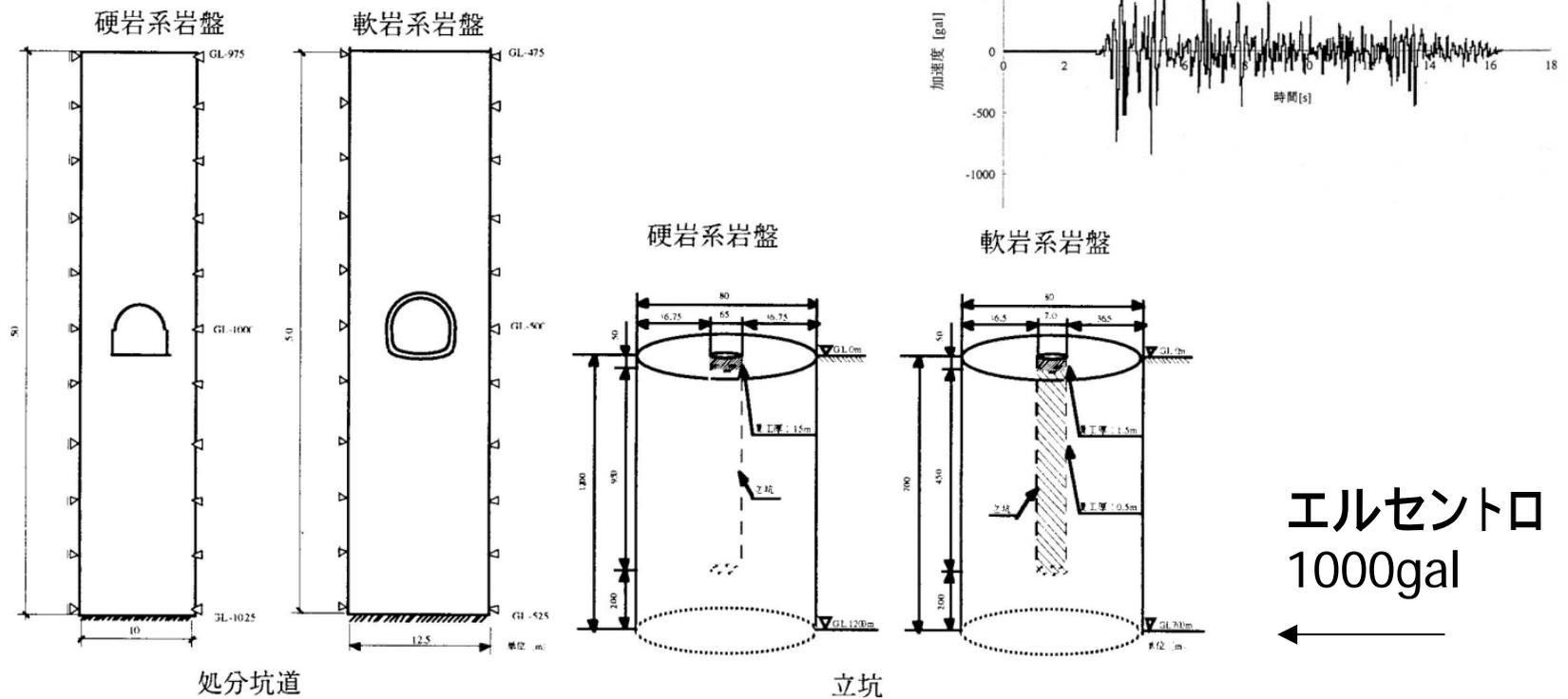
大深度地下の耐震検討事例2

- 「第2次取りまとめ」 - 1



大深度地下の耐震検討事例2

- 「第2次取りまとめ」 - 2



掘削時と比較，地震時増分の最小主応力，局所安全率は非常に小さい()
坑道の力学的安定性確保 地震時安定性OK

大深度地下の耐震検討事例3

- 瑞浪超深地層研究所 - 1

立坑の健全性検討

以下の2つのステップからなる

3次元弾塑性解析により評価

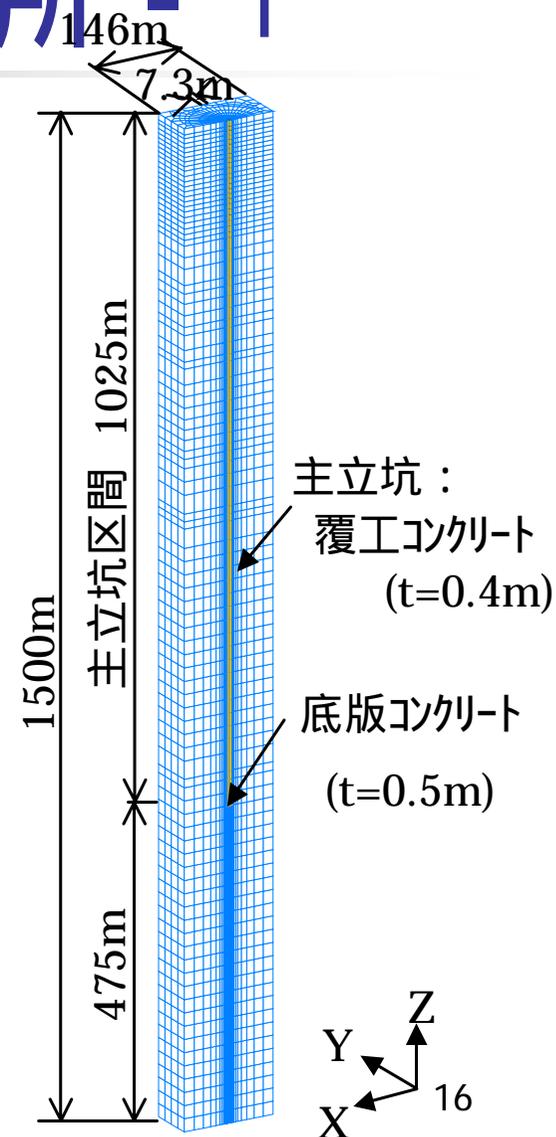
- ステップ1: 坑道掘削解析
- ステップ2: 等価震度を用いた応答震度法

による地震時影響解析

1000m

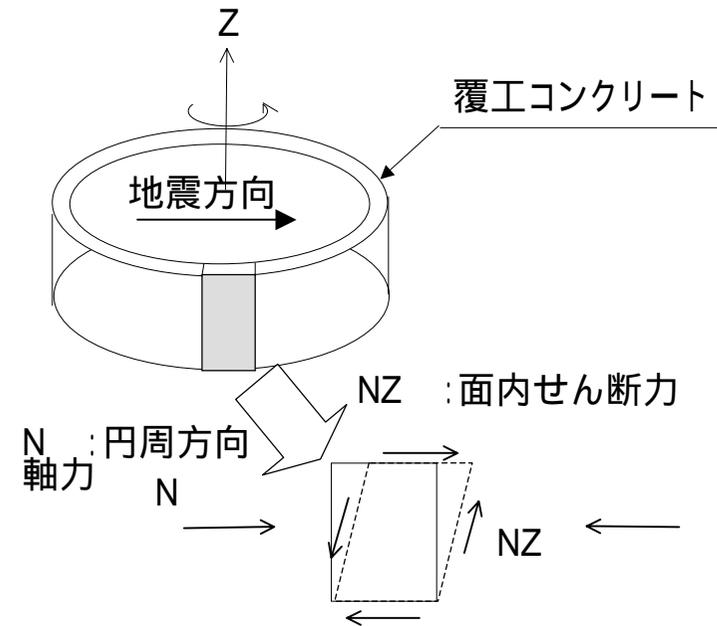
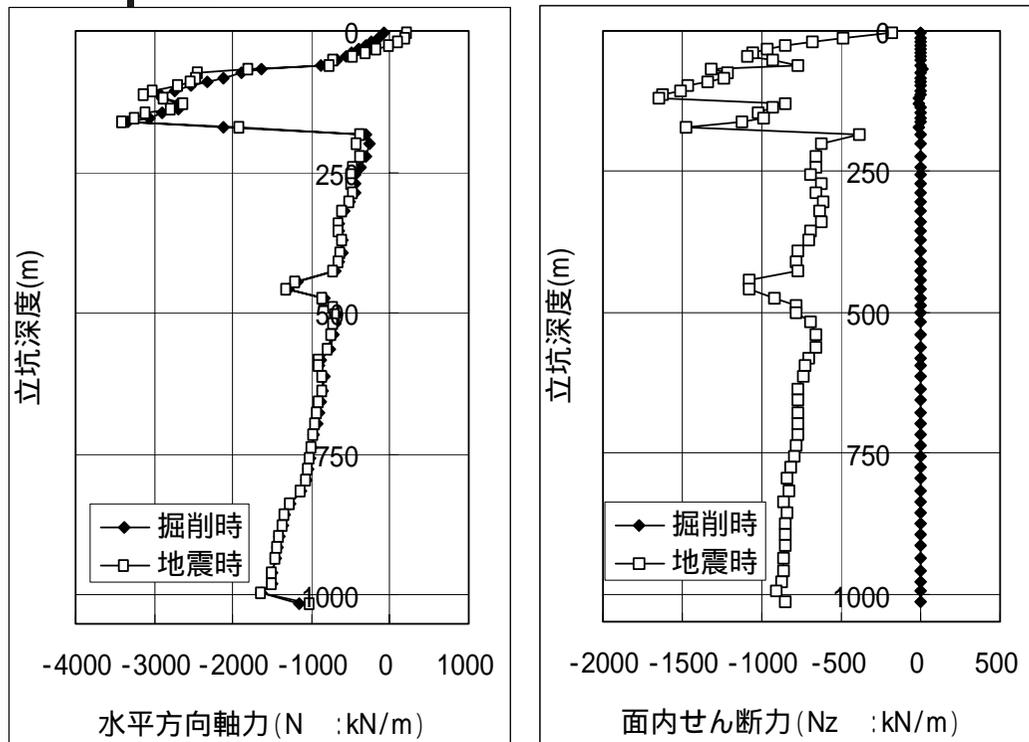
CL級 ~ B級

人工地震波471.9gal



大深度地下の耐震検討事例3

- 瑞浪超深地層研究所 - 2



覆工材料	状態	発生応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=40$)	掘削時	9.6	10.0
	地震時	12.7	26.1
H鋼	掘削時	131	160
	地震時	130	245

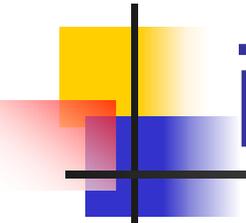
地震時軸力 掘削時

覆工コンク面内せん断力卓越

c増分 $12.7\text{N/mm}^2 < 26.1$ (), H鋼 ()

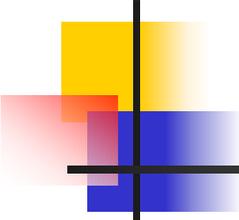
大深度地下の耐震検討事例

	地下原発 岩盤空洞	「第2次取りまとめ」	瑞浪超深地層研究所
対象施設	地下原子力発電所	地層処分場	研究施設
深度 岩盤	100m CH, CM級	1000m硬岩系 (115Mpa) 500m軟岩系 (15Mpa)	1000m CL級 ~ B級
構造	きのこ型横型空洞 h=65m, b=35m	立坑6.5m, 横坑5.0m 硬岩馬蹄形, 軟岩三心円	立坑6.5m
解析手法	動的解析	静的: 応答震度法	静的: 応答震度法
地震動	S2直下型 500gal調整	レベル2相当 エルセントロ1000gal調整	人工地震 (Kh1500gal) 地表471.9gal
FEMモデル	2次元	立坑: 2次元/横坑: 3次元	3次元
評価方法	岩盤: すべり安全率 コンク: 応力度	岩盤: 最大せん断ひずみ, 局所安全率 コンク: 応力度	岩盤: 塑性領域 コンク: 応力度
評価結果	すべり: 安全率1.5()	掘削時と比較, 地震時増分の最小主応力, 局所安全率は非常に小さい() 坑道の力学的安定性確保 地震時安定性OK	覆工コンク面内せん断力卓越 c増分12.7N/mm ² < 26.1 () H鋼 ()



幌延地下施設における 耐震設計の方向性1

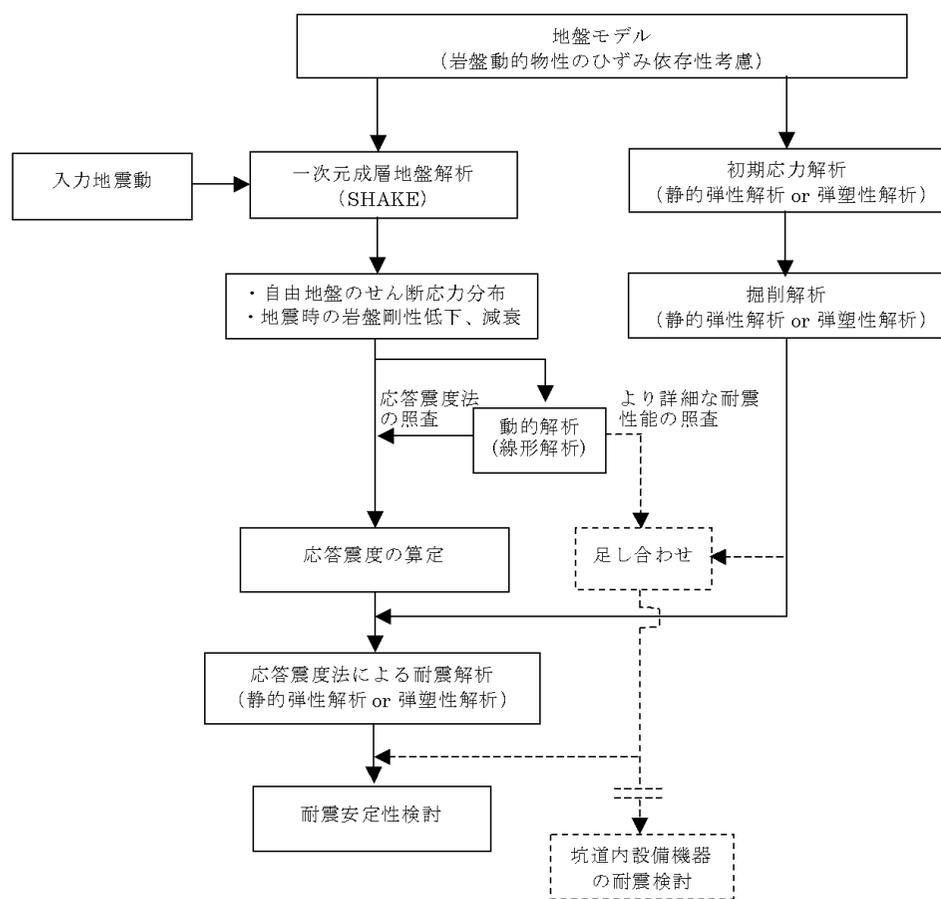
- 基本的考え方
 - レベル2地震動を考慮
- 地震動の設定
 - 活断層による模擬地震動
 - 活断層評価
 - 活断層詳細デジタルマップ
 - 新編日本の活断層
 - 地震動作成方法
 - 理論的手法
 - 半経験的手法
 - 経験的手法 / 原子力基準地震動評価法



幌延地下施設における 耐震設計の方向性2

- 解析物性値
 - 変形特性: 微小ひずみ時の弾性剛性を基本に, 地表付近は動的変形特性を考慮.
 - 強度特性: 静的強度
- 照査項目
 - 岩盤: せん断ひずみ, 塑性領域, 局所安全率
 - 支保工: 応力度
 - 覆工: 応力度
- 許容応力度の設定
 - 掘削時の2倍など(第2次取りまとめ)
 - 常時の安定性検討と整合が必要

幌延地下施設における 耐震設計の方向性3



■ 解析手法

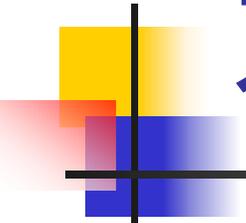
- 応答震度法を基本
- 複数時刻で検討する必要がある場合などは動的解析

■ 解析モデル

- 立坑：軸対称 or 3次元
- 横坑：2次元
- 交差部：3次元

■ 内部機器の設計

- 1次元地盤応答解析や全体系動的解析から慣性力を算定して実施を基本



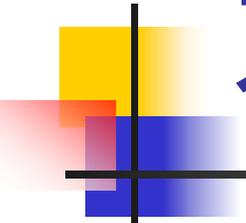
耐震設計に関する 今後の課題 1

■ 地震動

- 課題: 過大レベル1, レベル2 に対して異なる耐震性能の規定を設けるか
 - 方針: レベル2 に対して健全性を確保

■ 解析手法

- 課題: 亀裂, 断層等の弱層部があった場合の評価
 - 方針: 提案されていない. 学会等の動向に注目
- 課題: ゆるみ領域の岩盤剛性低下
 - 既往の検討例では影響は小さいが, 定量化されていない
 - 方針: 幌延では検討し定量的評価を試みる



耐震設計に関する 今後の課題2

- 解析物性値

- 課題: 地表付近の風化泥岩の動的変形特性 (ひずみ依存性) を考慮する必要があるか
 - 方針: 基本的に考慮することとする.

- 耐震設計

- 課題: 岩盤, 覆工コンクリートの健全性を考慮する具体的指標の設定
 - 方針: 許容応力度の設定

1.6 耐震設計条件の整理

この資料は、幌延深地層研究計画の立坑や水平坑道等の空洞の耐震設計条件について整理したものである。数百 m 以上の大深度岩盤中に構築される地下空洞の耐震評価手法については確立されていないのが現状である。ここでは、既往の耐震設計指針・基準、耐震設計手法、耐震検討事例等について、調査・整理を行い、幌延深地層研究計画の地下施設の実施設における耐震検討の方向性を示すこととする。

1.6.1 地下構造物における耐震設計指針・基準の調査・整理

幌延深地層研究計画の地下施設のような深さ 500m にもおよぶ大深度地下構造物に関しては指針・基準類は整備されていない。ここでは、以下の地下構造物を対象に、現行の地下構造物の指針・基準類等に示されている設計用地震力及び耐震設計手法（震度法や応答変位法などの静的解析、動的解析）について調査・分類するとともに、それら手法ごとに考え方、特徴、適用範囲等について整理を行なう。ここでは、兵庫県南部地震以降に制定された地下施設関連の基準・指針類として以下を対象とした。

表 1.6-1 調査対象とする地下構造物の指針・基準類

対象構造物	地下構造物の既往の指針・基準類	発行機関	発行年月
水道施設	水道施設耐震工法指針・解説	日本水道協会	1997
開削トンネル	開削トンネルの耐震設計	土木学会	1998
鉄道構造物	鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計	鉄道総合技術研究所	1999
高圧ガス導管	高圧ガス導管耐震設計指針	日本ガス協会	2000
シールドトンネル	シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン（案）	土木学会関西支部	2001
原子力発電所屋外土木構造物	原子力発電所屋外土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル	土木学会 原子力土木委員会	2002

表 1.6-2 既往の地下構造物の耐震設計指針・基準における考え方の整理（その1）

		地下構造物の既往の指針・基準類				
		水道施設耐震工法指針・解説	開削トンネルの耐震設計	鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計	高圧ガス導管耐震設計指針	
対象構造物		水道施設	開削トンネル	鉄道構造物	高圧ガス導管	
発行機関		日本水道協会	土木学会	鉄道総合技術研究所	日本ガス協会	
発行年		1997	1998	1999	2000	
設計の考え方	基本方針	耐震性能の照査	耐震性能の照査	耐震性能の照査	耐震性能の照査	
	性能の設定	重要度の高い施設（ランクA）、その他の施設（ランクB）に分ける。それぞれシステム全体としての機能の保持、設計硫化能力確保等の観点から設定	鉄道耐震に同じ	レベル1：補修せずに機能が保持できること、および列車の走行に必要な剛性等を確保できること。 レベル2：重要と判断される構造物では地震後早期に修復できる損傷に留めること。	レベル1：被害が無く、修理することなく運転に支障が無い。 レベル2：導管に変形は生じるが、漏洩は生じない。	
	評価指標	-		変形（曲率）、せん断力	ひずみ	
	部材モデル	-	トリリニア	テトラリニア		
地震動	基本的考え方	各地震動レベルに対して設定された震度、設計速度応答スペクトルを用いる。ただし、レベル2地震動に対する照査を動的解析により行う場合、設計スペクトル特性と整合する既往の観測記録を振幅レベルを調整し用いることもできる。	学会としての規定はない	危険断層の有無、その情報の有無等に応じ、各地震動レベルに応じて設定された地震動波形や弾性加速度応答スペクトルまたは断層モデルにもとづく地震動より、適切な基盤地震動を選定する。	各地震動レベルに対して設定された地震動を用いる。	
	レベル1	・基盤面基準震度:0.15（地表震度（1種：0.16、2種：0.20、3種：0.24）） ・単位震度あたりの設計速度応答スペクトル：従来の設計指針で用いられていたスペクトル ^{注1）}	-	地震危険度解析（再現期間50年）に基づく弾性加速度応答スペクトルまたは地震動波形を用いる。		
	レベル2	・基盤面震度：0.4-0.5（地表震度（1種：0.6～0.7、2種：0.7～0.8、3種：0.4～0.6）） ・設計速度応答スペクトル ^{注2）} ・地震動波形：地盤種別に応じた設計スペクトルに類似のスペクトルを有する波形を選択し、最大加速度を400～500cm/sとして用いることも可能	-	海洋性地震を対象として従来より考慮されていた弾性加速度応答スペクトル、内陸型地震を対象とした既往の観測記録に基づく統計解析による弾性加速度応答スペクトル、危険断層に対する断層震源モデルによる弾性加速度応答スペクトルの3つの地震動より適切な地震動を選択する。 直下型の最大加速度は750cm/s程度	内陸型地震を対象として、兵庫県南部地震での観測結果をもとに定めた地震動、海溝型地震を対象として、過去の地震観測記録をもとに定めた地震動、内陸型地震を対象として、震源の断層をモデル化し、断層解析をもとに定めた地震動の3つの地震動より適切な地震動を選択する。	
	工学的基盤面	N値50以上又はせん断波速度300m/s以上	砂質土でN値50以上の地層、粘性土ではN値30以上の地層（せん断弾性波速度300m/s以上の地層）	・砂質土でN値50以上、粘性土でN値30以上の連続地層 ・地層のせん断弾性波速度400m/s以上の連続地層	（地震基盤面） N値が50以上または実測のせん断弾性波速度が300m/s以上	
対象構造物		管路、立坑、共同溝、シールド	開削トンネル	開削トンネル	埋設管路	
解析方法	トンネル	横断方向	管路以外は、関連基準に準拠	応答変位法(骨組系、FEM系) 動的解析法	応答変位法(骨組系)、簡易応答変位法 動的解析法	応答変位法
		縦断方向	管路以外は、関連基準に準拠	応答変位法(骨組系) 動的解析法(質点系、FEM系)	規定無し	応答変位法
	立坑	管路以外は、関連基準に準拠	規定無し	規定無し	規定無し	
備考				シールド、山岳トンネル等は具体的記述なし		

注1) 建設省土木研究所による減衰定数20%に対する速度応答スペクトルのモデルに基づく単位震度(1G)当たりの速度応答スペクトル

注2) 兵庫県南部地震で観測された5記録を用い150地点の地盤に対して実施した地震応答解析による基盤地震動の速度応答スペクトル(減衰定数15%)の超過確率90%を上限、70%を下限とするモデルとしている。

表 1.6-2 既往の地下構造物の耐震設計指針・基準における考え方の整理（その2）

			地下構造物の既往の指針・基準類	
			シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン (案)	原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指 針・同マニュアル
対象構造物			シールドトンネル	原子力発電所屋外重要土木構造物
発行機関			土木学会関西支部	土木学会原子力土木委員会
発行年			2001	2002
設計の 考え方	基本方針		耐震性能の照査	耐震性能の照査
	性能の設定		性能の設定は各用途に応じて定める(道路、鉄道、水道、ガス、電力通信)	構造物の崩壊、支持する機器・配管の機能維持の観点から設定
	評価指標			構造物の変形角、ひずみ、せん断力
	部材モデル		トリリニア	トリリニア、構成則モデル
地震動	基本的 考え方		-	重要度において2種類の地震動を設定 S1 設計用最強地震動： A クラスに適用 S2 設計用限界地震動： As クラスに適用
	レベル1		レベル1は道路橋に準拠 地表面で定義	-
	レベル2		レベル2は建設地点20km以内のM7、100~200km でのM8クラスの地震動を考慮。地表面または工学的 基盤面での規定。	-
	工学的基盤 面		シールドトンネル建設深度以深で、支持力が十分にあり、 V_s が少なくとも300m/s以上で非線形化する可能性がなく、かつ、その上の層との V_s との差が十分に大きく、その下の層との V_s の差が小さい地層境界面	(解放基盤表面) 概ね第三紀層およびそれ以前の堅牢な岩盤であって、著しい風化を受けていないもの
対象構造物			シールドトンネル、立坑、シールド立坑接合部	矩形RC構造
解析方法	トン ネル	横 断 方 向	応答変位法(弾性床梁、梁ばね、FEM) 動的解析法	動的解析法
		縦 断 方 向	応答変位法(弾性床梁、梁ばね、FEM) 動的解析法	規定無し
	立坑		応答変位法(梁ばね) 動的解析法(質点系)	規定無し
備考				耐久性能(コンクリートの中酸化、塩化物イオンの侵入、凍結融解作用)が耐震性能に影響しないように、耐久性能についても照査する。

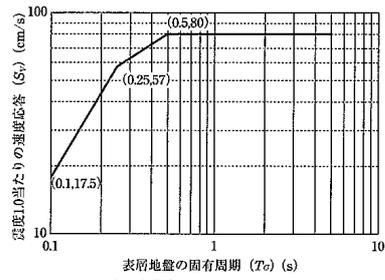


図-1.3.4 設計用速度応答スペクトル(地震動レベル1)

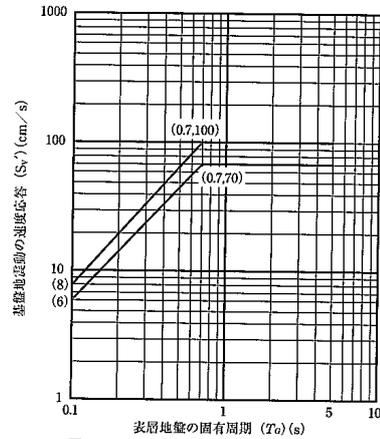
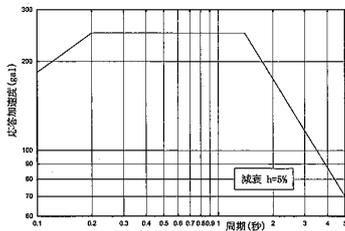


図-1.3.5 設計用速度応答スペクトル(地震動レベル2)

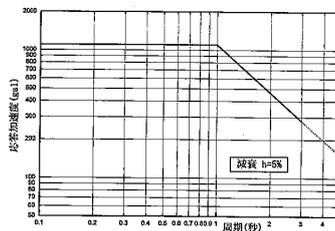
レベル1

レベル2

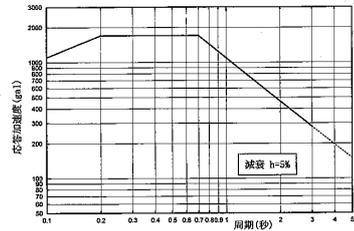
図 1.6-1 工学的基盤面における加速度応答スペクトル
(水道施設耐震工法指針・解説)



解説図 3.3.1 L1 地震動の弾性加速度応答スペクトル



解説図 3.3.2 L2 地震動の弾性加速度応答スペクトルI



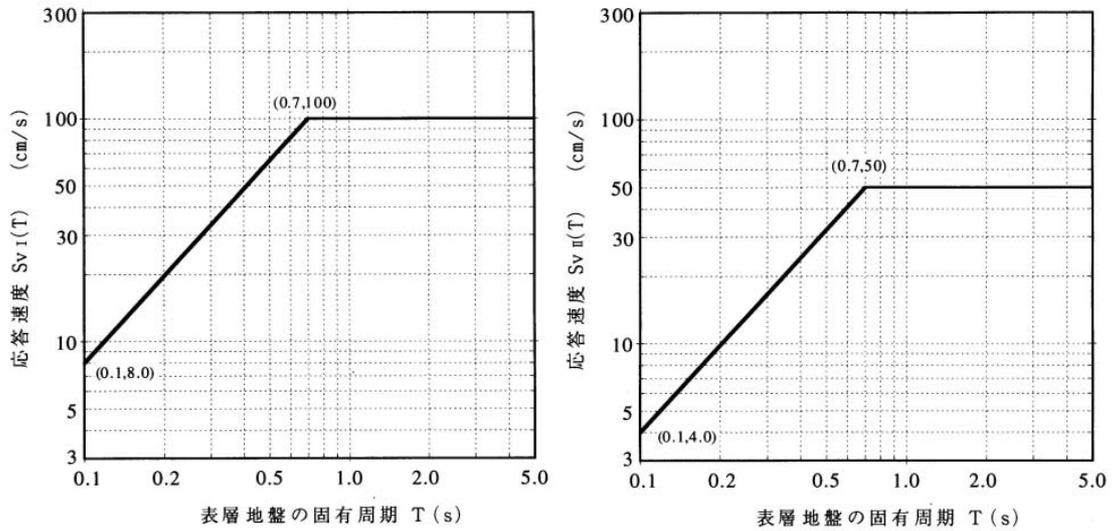
解説図 3.3.4 L2 地震動の弾性加速度応答スペクトルII

レベル1

レベル2(海洋型)

レベル2(直下型)

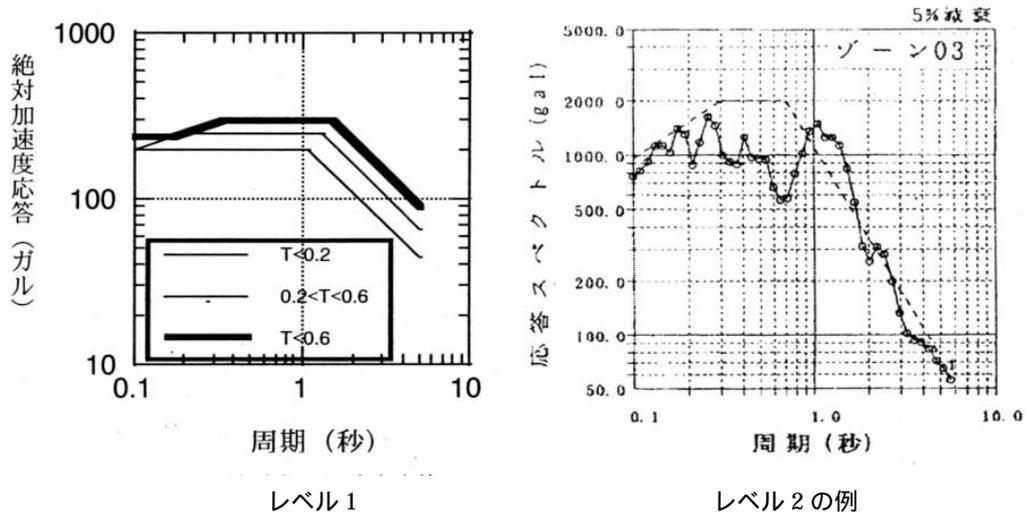
図 1.6-2 工学的基盤面における加速度応答スペクトル
(鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計)



レベル2 (内陸型)

レベル2 (海溝型)

図 1.6-3 工学的基盤面における加速度応答スペクトル
(高圧ガス導管耐震設計指針)



レベル1

レベル2の例

図 1.6-4 工学的基盤面における加速度応答スペクトル
(シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン(案))

1.6.2 耐震解析手法の整理

(1) 耐震解析手法の種類と分類

地中構造物を対象とした耐震解析は、動的な地震外力を静的に置き換え構造物に作用させて地震挙動（応答変位、地震時応力など）を計算する静的解析法と、そのまま動的な設計地震動に対する構造物の地震時挙動を計算する動的解析法に大別することができる。静的解析手法では地震力のモデル化の違いによりいくつかの解析法に分類でき、動的解析法でも数値解析法の違いによって分類できる。

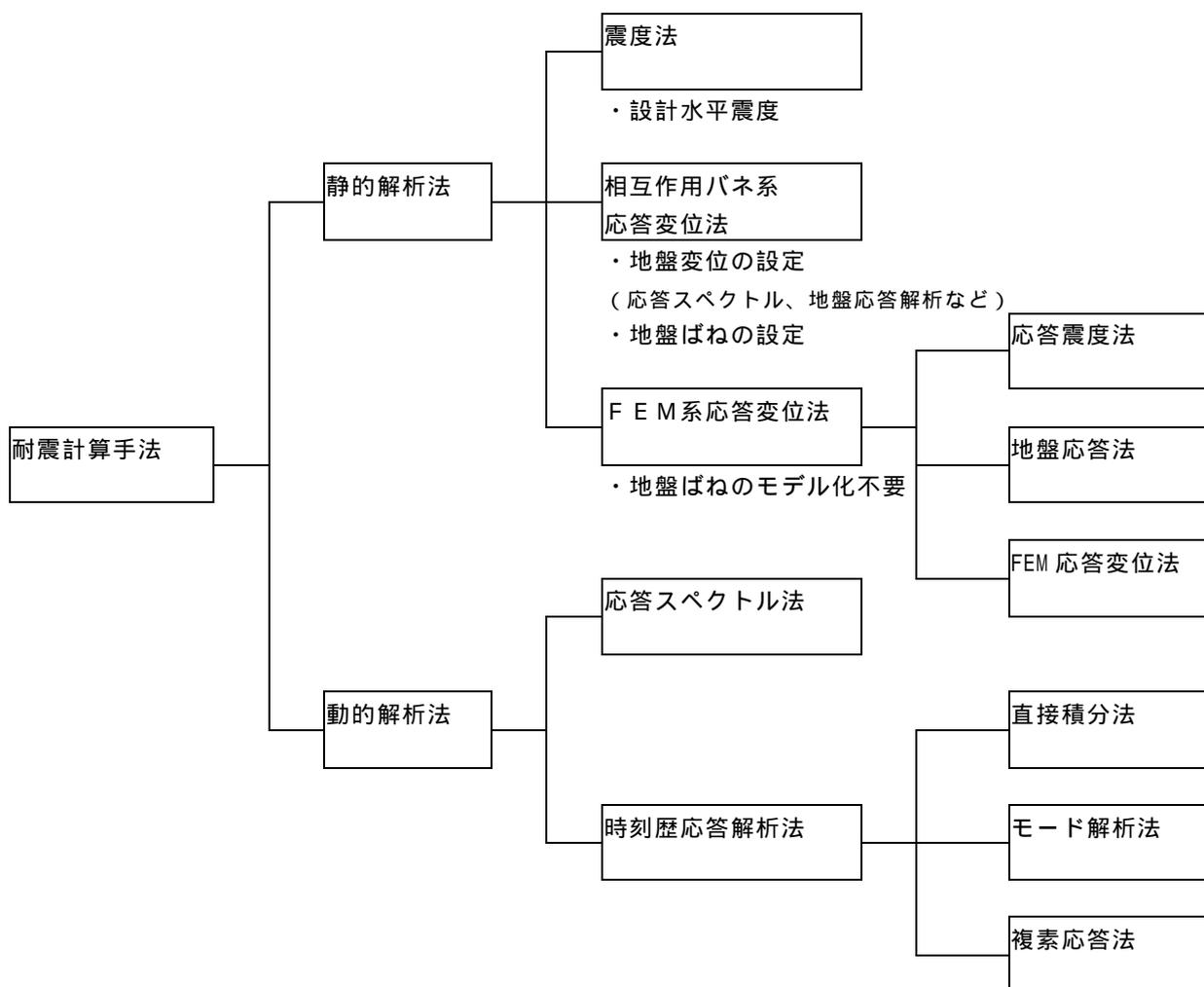


図 1.6-5 耐震解析手法の種類と分類

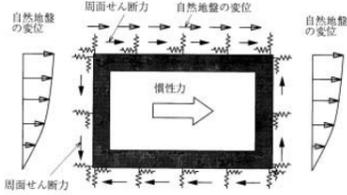
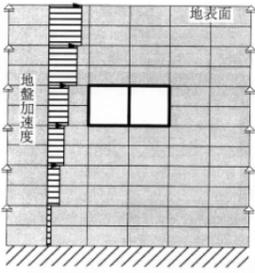
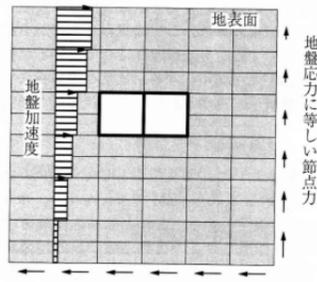
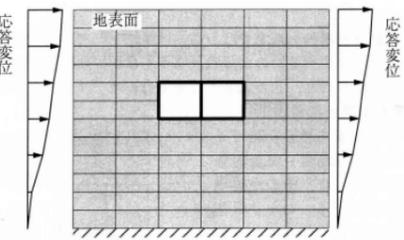
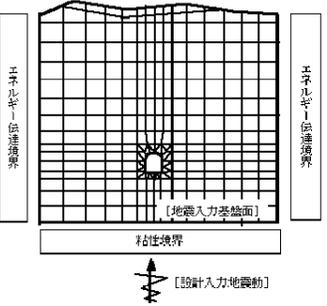
(2) 地下施設に対する耐震解析手法の適用性

岩盤空洞の耐震性は、空洞周辺岩盤の地震時安定性を評価することになるため、解析領域に周辺岩盤を含まない震度法および相互作用バネ系応答変位法は適用することができないと考えられる。したがって、F E M系応答変位法（応答震度法を含む）またはF E M系の動的解析法が基本となると考えられる。一般部の岩盤空洞は平面ひずみの条件が成立するため2次元解析が可能であるが、立坑、坑道交差部および断面拡幅部では3次元解析が必要となることが想定される。

F E M系動的解析では基本的に地震波入力基盤面から地表面までの広範囲を解析領域とする必要があるが、F E M系応答変位法では適切な地中応答変位分布を設定することができれば、解析領域を岩盤周辺部の比較的狭い範囲に限定することが可能となる。したがって、地下構造物の検討においては、F E M系応答変位法は汎用性があると考えられる。一方、F E M系動的解析法はF E M系応答変位法の検証および最終的な岩盤空洞耐震性の照査において重要な手法になると考えられる。

表 1.6-3 に応答変位法（相互作用バネ系）、F E M系応答変位法（応答震度法、地盤応答法、F E M系応答変位法）、およびF E M系動的解析法の概要と地下岩盤空洞における適用性をまとめて示す。

表 1.6-3 地下構造物の耐震解析法とその適用性

解析法		概念図	概要	適用性	
静的解析	相互作用 パネ系 応答変位法		<p>・設計速度応答スペクトル，または設計地震動が規定されている場合には地盤の1次元地震応答解析から算定した地盤変位を，骨組モデルやシェルモデルに静的に作用させることにより解析する手法である。</p>	<p>・非常に複雑な構造物・地盤間の相互作用を地盤パネという簡易な力学モデルで評価するため，地盤パネの合理的なモデル化が課題となる。</p> <p>・立坑の坑口部，浅部の覆工の検討には用いることができるが，周辺岩盤の安定性の検討にはモデル的に適用できない。</p>	
	FEM系 応答変位法	<p>応答震度法</p> 	<p>・地盤～構造物の全体系をFEMでモデル化し，構造物のみでなく周辺地盤全体に応答震度を作用させる方法である。この際に，載荷させる応答震度としては，自由地盤において算定された応答加速度やせん断応力のある時刻における分布や最大分布等を基に算定することが一般的である。なお，水平地震動を載荷する場合は，側方境界を水平ローラー支持条件とし，FEMモデル全体をせん断変形させる。</p>	<p>・まず，地盤の1次元地震応答解析により設計地震動に対する自由地盤の応答を算定する。</p> <p>・応答変位法が抱える地盤パネの問題を回避しうる。</p> <p>・解析領域を空洞周辺の狭い範囲にとることができる。</p> <p>・動的解析に比較して解析費用，時間が少ない。</p> <p>・岩盤空洞への適用実績も多く，有力な解析手法である。</p> <p>・空洞周辺岩盤，立坑にとって最も厳しい変位分布を設定する必要がある。</p> <p>・地盤が成層とみなせない場合には適用が困難である。</p>	
		地盤応答法		<p>・地盤～構造物の相互作用問題の解析で適用される動的サブストラクチャー法の考え方に基づいて提案された静的な震度計算法である。地盤応答法は応答震度法に類似した手法であり2次元FEMでモデル化した地盤および地中構造物に，別途自然地盤で算出した地盤の地震応答加速度分布を慣性力として作用させる。しかし，解析モデルの側方境界を水平ローラー支持条件とせず，自然地盤で求められた地盤応力（せん断応力）に等しい力を境界面に作用させるところが応答震度法とは異なる。この境界条件の設定は，動的サブストラクチャー法の考え方から導き出されたものであり，力学的に合理性がある。土被りの深い地中構造物などでは，応答震度法に比べて解析領域の設定において大きな利点がある。</p>	
		FEM 応答変位法		<p>・地下空洞及び周辺岩盤を2次元FEMでモデル化する。これとは別途，自然地盤の地震応答解析により構造物位置での岩盤の最大ひずみを算出しておく。この岩盤のひずみ量に相当する変位分布を解析モデルの外周境界に強制変位として作用させ，覆工および周辺岩盤の地震時応力などを算出する手法である。耐震計算における地震荷重の設定が，応答震度法や地盤応答法と異なる。FEM 応答変位法では，地震荷重を強制変位の形で解析モデルの側方境界面にのみ作用させるため，解析モデル内に生じるせん断ひずみの分布が境界からの距離によって変化し，モデル内に地震時の状態のような一様せん断変形を生じさせることができない。そのため，構造物への影響を考慮して解析領域を大きくすると，耐震計算の精度が落ちることになる。この問題点を改善するために，解析モデル内に自然地盤の地震時ひずみを再現するような等価節点力を，解析モデルの各節点に作用させる修正応答変位法が提案された。この解析法の地震荷重（等価節点力）は，地盤応答法の地震荷重と基本的に等しく，構造物の慣性力が考慮されていないところのみが異なる。</p>	
動的解析	FEM系動的解析		<p>・空洞および周辺地盤を一体としてFEM（2次元、軸対称、3次元）により動力学モデルに置き換え，設計地震動に対する動的な挙動を解析する手法である。</p>	<p>・適切に動力学的にモデル化されれば，最も精度の高い手法である。</p> <p>・FEM系応答変位法の検証，断層等の影響の検討等の場合の有力な解析手法である。</p> <p>・地震波入力基盤面から地表面までの広い解析領域が必要である。</p>	

1.6.3 深部地震動特性の調査・整理

地下深部における地震動特性について、地震観測例や従来研究成果から、いくつかの特徴的な知見が得られている。ここでは、これらの既往の研究成果を基に、大深度地下構造物である地下施設の設計用地震力を考慮するうえで参考となる地震動の伝播特性や上下／水平比率などの深部地震動の特徴について整理する。

サイクル機構釜石鉱山他、地中の震動分布把握のための地震観測が多く実施されてきている。それらから深部地震動の主な特徴を整理すると、以下のようになる。

- ・地表部の最大加速度に比べ、地下深部では $1/2 \sim 1/3$ になる（図 1.6-6、7）。
- ・加速度振幅比は、ある深さ以下ではほとんど変化しない（図 1.6-6、7）。
- ・鉛直加速度と水平加速度の比率は、 $1/2$ から 1 程度となる（図 1.6-8、9）。
- ・釜石等における地上観測地震波を用いた一次元波動理論による解析結果が観測記録と整合性がみられる（図 1.6-10）ことから、深い地盤の解析手法として 1 次元波動論に基づく重複反射理論解析手法は適用できると考えられる。

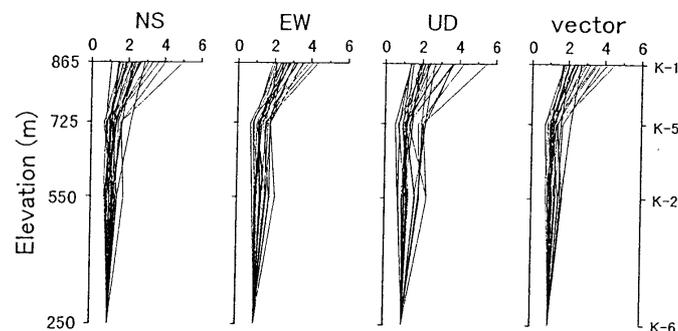


図 1.6-6 釜石鉱山における最大加速度の増幅特性
（電力中央研究所報告、研究報告 U99029(1999)）

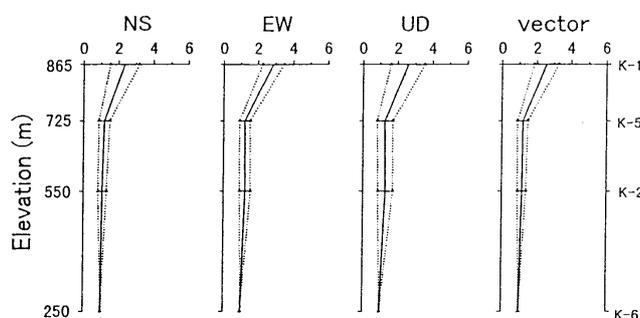


図 1.6-7 釜石鉱山における最大加速度の地盤の増幅率の平均と標準偏差
（電力中央研究所報告、研究報告 U99029(1999)）

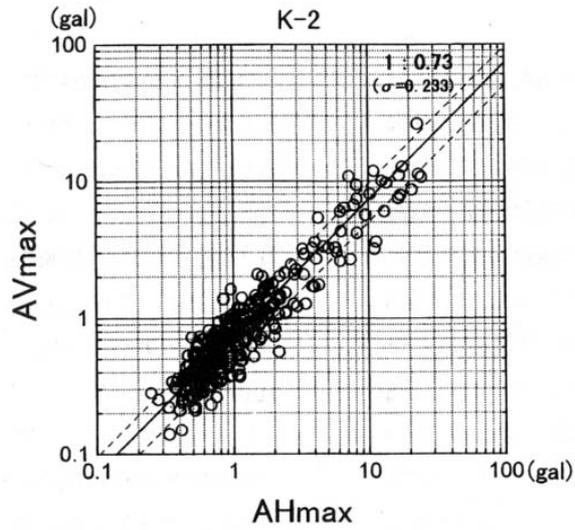


図 1.6-8 釜石鉱山における上下動と水平動の比率
 (電力中央研究所報告、研究報告 U99029(1999))

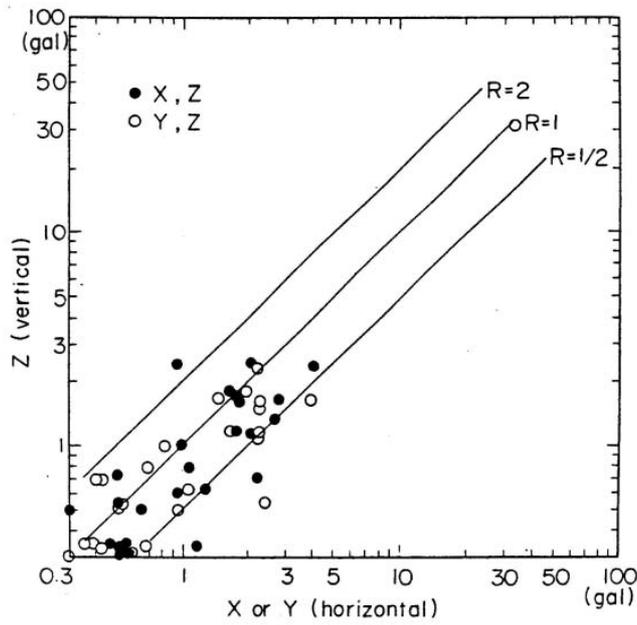


図 1.6-9 地下部における上下動と水平動の最大加速度比
 (原子力発電所の立地多様化技術 第3編 地下立地技術[土木学会](1996))

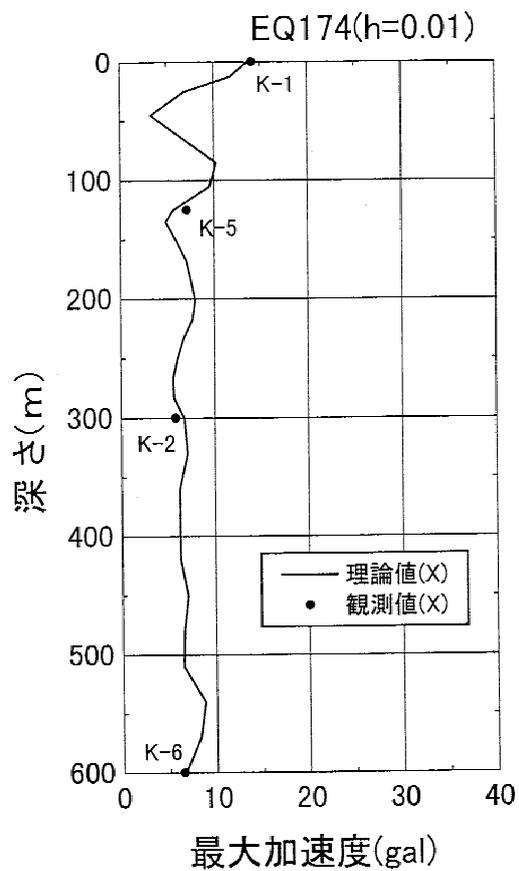


図 5.1.3.2-9(3) SHAKE による最大加速度の応答と観測値との比較
EQNo.174 の K-6 の X 成分を K-6 点に入射した場合

図 1.6-10 釜石鉾山における最大加速度分布の観測値と解析値の比較
(地震に関する調査研究 (XIV) 総合報告書 [資源・素材学会])

1.6.4 大深度地下構造物における耐震性検討事例調査・整理

数百 m 以上の大深度地下構造物に耐震設計を適用した事例は少ないと考えられる。ここでは地下式原子力発電所の地下岩盤空洞の地震時安定性の検討事例、「第2次取りまとめ」における坑道の耐震安定性評価に関する内容、瑞浪超深地層研究所における地震時の健全性を評価した研究成果を調査・整理する。

(1) 地下式原子力発電所の地下岩盤空洞の地震時安定性

地下式原子力発電所の地下空洞に対して地震時安定性が検討されている（「原子力発電所の立地多様化技術 第3編 地下立地技術」、1996）。

- ・対象岩盤

電中研式岩盤分類で C_H 級または C_M 級の岩盤中の、地表から 100m 深さに掘削する「きのこ型」横型空洞（高さ 65m、幅 35m）を対象としている。

- ・解析フローと解析手法

図 1.6-11 に示す解析フローに基づいて、常時応力算定のための逐次掘削解析、地震時応力分布算定のための重複反射理論に基づく一次元成層地盤解析および動的応答解析が実施されている。

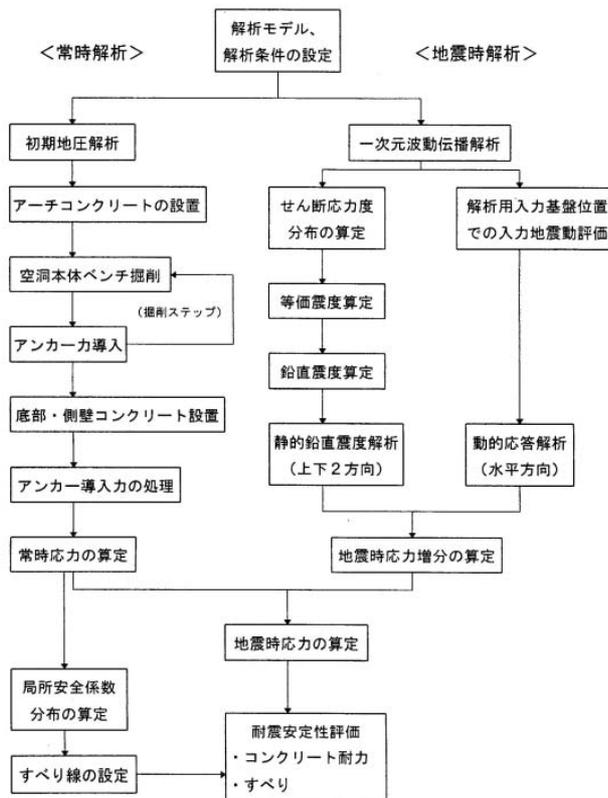


図 1.6-11 地下式横型原子力地下空洞の解析フロー

・解析条件

図 1.6-12 に、用いられた解析モデル（2次元 FEM モデル）を示す。

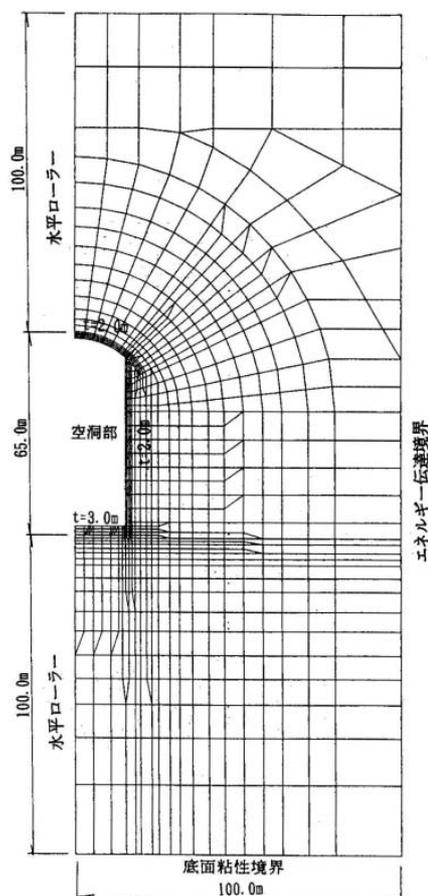


図 1.6-12 解析モデル（2次元 FEM モデル）

・地震動

基準地震動については、軽水炉改良標準化耐震設計小委員会で提案された標準設計地震動の内、低地震帯用限界地震 S_2 の直下型地震波の最大加速度値を 500gal に調整した波形が用いられている（図 1.6-13 参照）。一次元成層地盤の重複反射解析のプログラムコード「SHAKE」（解放基盤表面は空洞底部に設定）によって求めた空洞天端から空洞底部に至るせん断応力度分布から等価水平震度を $K_H=0.2$ と評価し、鉛直震度をその 1/2 である $K_V=0.1$ と設定している。

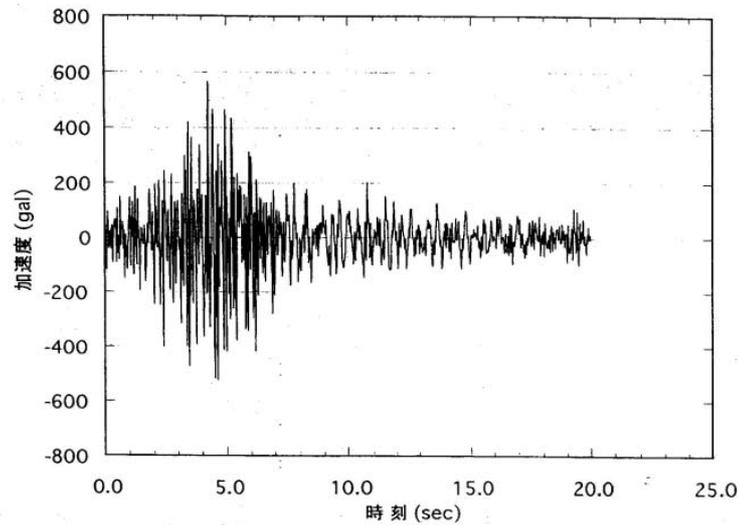


図 1.6-13 入力地震動

・ 検討結果

耐震性安定性評価として、コンクリート耐力と原子力建屋の安定性に直接影響を及ぼす周辺岩盤のすべりが検討されている。

地震時のコンクリート応力はアーチアバット部で極端な応力集中となっているが、これは、アーチアバット部が応力集中を生じやすい形状となっているために、掘削解析により応力集中がすでに生じており、地震時応力増分を加えるとさらに大きな応力が生じたことによるものである。

また、空洞岩盤の地盤のすべりに関しては、常時の掘削解析での局所安全率分布及び空洞周辺の主応力に基づく潜在すべり方向を考慮して、3本のすべり線を設定し、その線に沿った地震時のすべりが検討されており、最も安全率の少ないすべり線においてもすべりに対する評価基準値（案）1.5をクリアしていることが記述されている。

(2) 「第2次取りまとめ」における坑道の耐震安定性評価

地層処分場のアクセス坑道（立坑）、処分坑道（横坑）を対象に、静的線形解析により地震時の安定性の検討が行なわれている。

・対象岩盤

深さ 1000m に設置される硬岩系岩盤（一軸圧縮強度：115MPa）と深さ 500m に設定される軟岩系岩盤（一軸圧縮強度：15MPa）が対象とされている。立坑は内径 6.5m であり、横坑は内径 5m（硬岩系岩盤：馬蹄形、軟岩系岩盤：三心円）である。

・解析フローと解析手法

図 1.6-14 に示す解析フローに基づいて、自重解析、常時応力算定のための逐次掘削解析、地震時応力分布算定のための重複反射理論に基づく一次元成層地盤解析および耐震解析（静的応答震度法）が実施されている。

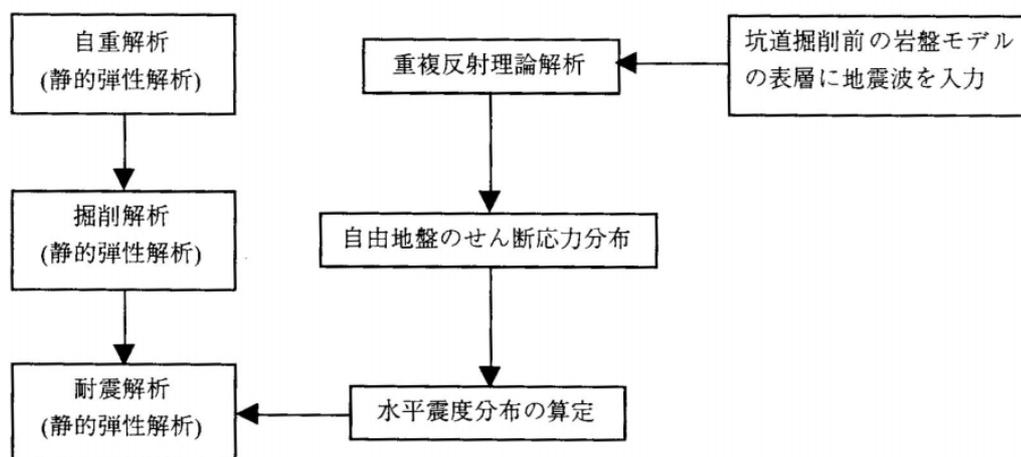


図 1.6-14 解析フロー

・ 解析条件

処分坑道（横坑）においては、2次元でモデル化し、水平方向には隣接空洞との中間地点までの距離、鉛直方向には坑道の影響が及ばないと考えられる十分な距離として坑道中心レベルから上下に坑道径の約5倍を解析領域としている。また、立坑の場合は、立坑中心鉛直方向を軸とした3次元モデルとし、解析領域は境界の影響がないよう、鉛直方向を地表面から最深深度+200m、側方領域を中心から約40mとしている。図1.6.15に用いられた解析モデルを示す。

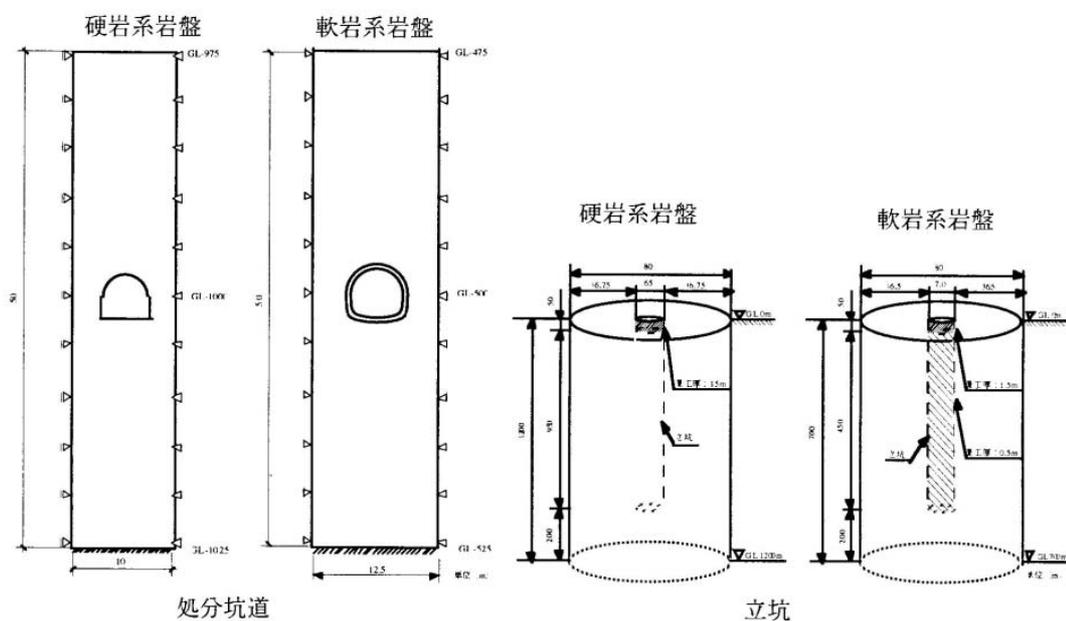


図 1.6-15 解析モデル

- ・地震動

入力地震波については、地層処分場のサイトが未定であることから、Imperial Valley 地震(米国カリフォルニア州南部、エルセントロ発電所(震央付近))が用いられている(図 1.6-16 参照)。この地震波に基づいて重複反射理論を用いて地盤の応答解析(解析コード「SHAKE」)を行い、地盤のせん断応力を求め深度に依存した地盤の応答震度算出し、応答震度法で用いている。応答震度は水平成分のみ考慮されている。

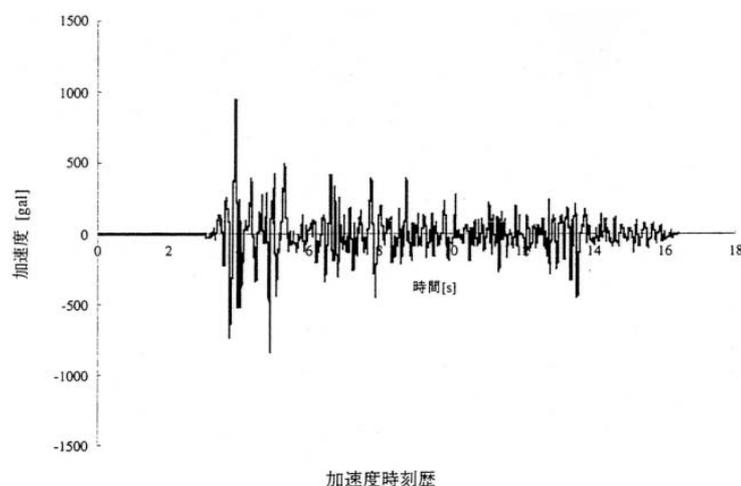


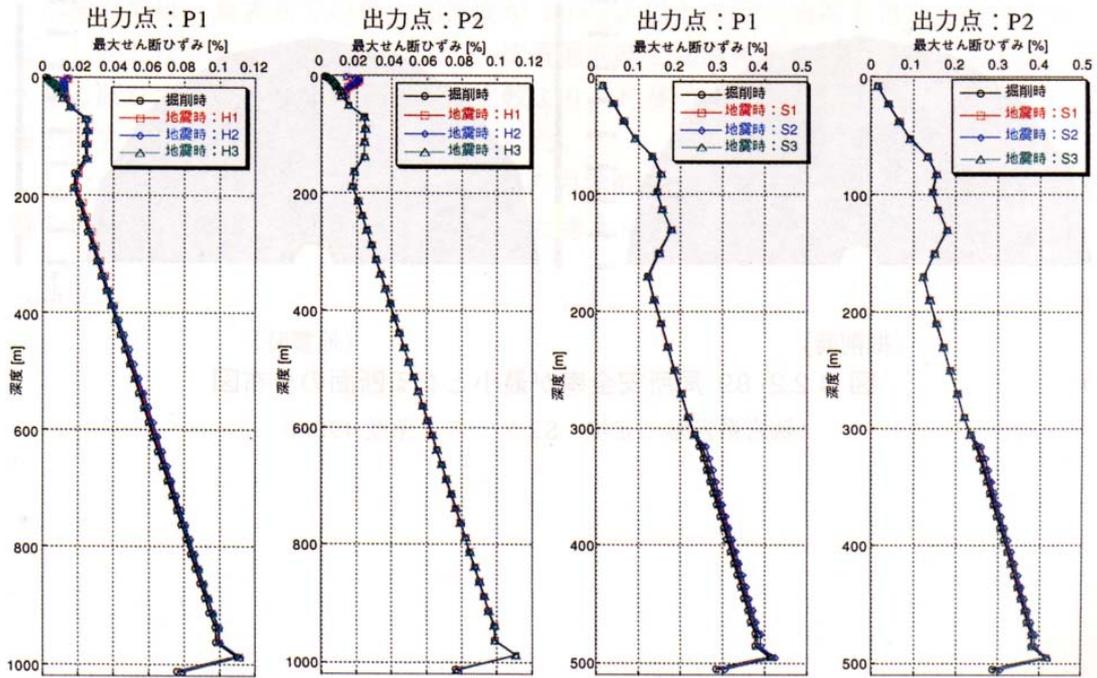
図 1.6-16 入力地震動

- ・検討結果

坑道掘削時と地震荷重載荷時の最小主応力、最大せん断ひずみおよび局所安全率の比較より、地震時増分は非常に小さく、また、支保工応力度も許容値を下回る結果となっている。次ページの図 1.6-17 に最大せん断ひずみ分布及び局所安全率分布を示す。このことから、坑道の力学的安定性が確保されているのであれば、地震時の坑道力学的安定性は確保できると考えられると結論されている。

(硬岩系岩盤：立坑)

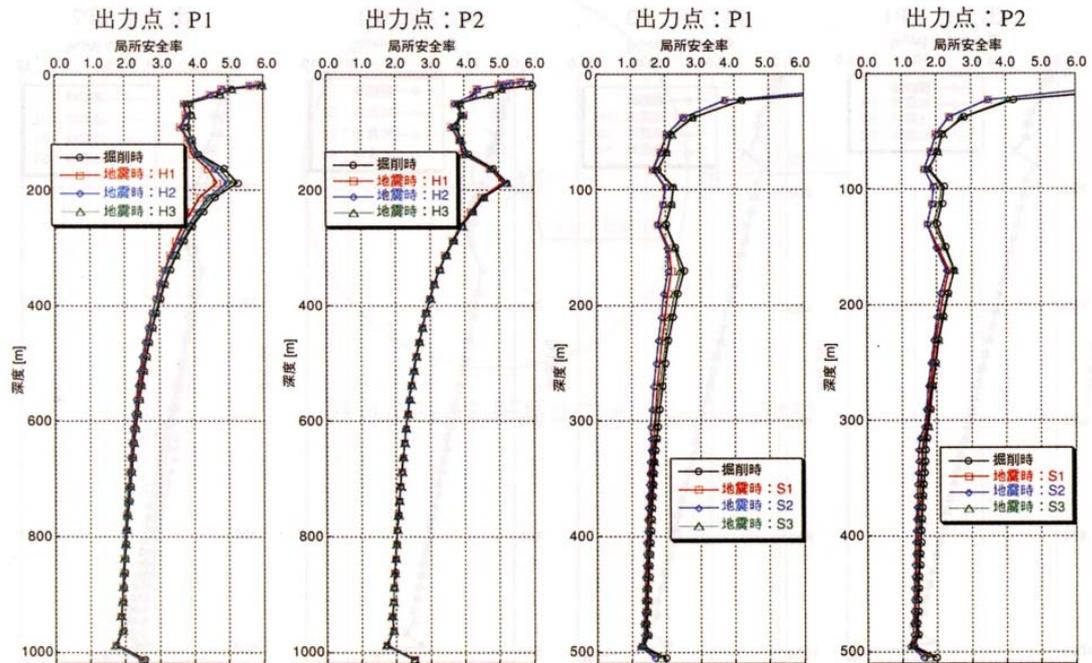
(軟岩系岩盤：立坑)



最大せん断ひずみ

(硬岩系岩盤：立坑)

(軟岩系岩盤：立坑)



局所安全率

図 1.6-17 最大せん断ひずみと局所安全率

(3) 瑞浪超深地層研究所における地震時健全性評価

瑞浪超深地層研究所の主立坑を対象に、3次元のFEM静的解析により地震時の健全性の検討が行われている(技術報告「地下1,000mに向けて・瑞浪超深地層研究所の建設計画」(サイクル機構技報 JNC TN1340 2003-002)、瑞浪超深地層研究所主立坑の地震時健全性について(佐藤他、2003))。

・対象岩盤

電中研式岩盤分類でC_L級～B級の岩盤中に設置される深さ1000mの立坑一般部(内径6.5m)が対象とされている。

・解析フローと解析手法

以下の手順に基づいて、解析・評価が行なわれている。

工学的基盤面(地表)において地震動を設定

基盤面(解析モデルにおける下方境界面)での入力地震動を一次元成層地盤解析により設定

動的解析(FEM軸対称線形解析)により入力地震動作用時の立坑や周辺岩盤の応答挙動の把握

静的解析手法の選定

(応答震度法、応答変位法、地盤応答法のうち応答震度法を選定)

等価震度の算定

(いくつかの算定方法のうち、動的解析結果との比較の結果、覆工コンクリートの発生断面力が最も類似している最大せん断力により算定する方法を選定)

立坑の健全性検討

以下の2つのステップからなる3次元弾塑性解析により評価

- ステップ1: 坑道掘削解析

- ステップ2: 等価震度を用いた応答震度法による地震時影響解析

・地震動

過去の地震や周辺に分布する活断層を考慮して加速度応答スペクトル(最大1500gal)を設定し、人工地震波(最大加速度471.9gal)を作成している。この地震波は解放基盤面(地表面と仮定)において設定されているため、1次元成層地盤解析(SHAKE)により解析上の基盤面(GL-1500m)における地震波を算出し、動的解析の入力時震動としている。

・解析条件

応答震度法による静的 3次元解析における解析モデルを図 1.6-18 に示す。

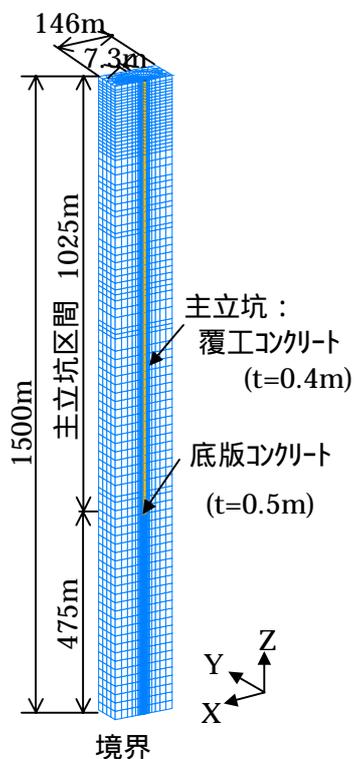


図 1.6-18 解析モデル

(瑞浪超深地層研究所主立坑の地震時健全性について (佐藤他、2003))

・検討結果

覆工コンクリートの発生断面力は掘削時に卓越していた円周方向軸力は地震時増分が小さく、むしろ地震時には面内せん断力が卓越している (図 1.6-19 参照)。また、覆工コンクリートの発生応力度は高々 12.7kN/mm^2 と地震時の許容応力度に比べて小さい値となっている (表 1.6-4 参照)。このことから、地震による影響は小さく、圧縮破壊には至らないと結論されている。

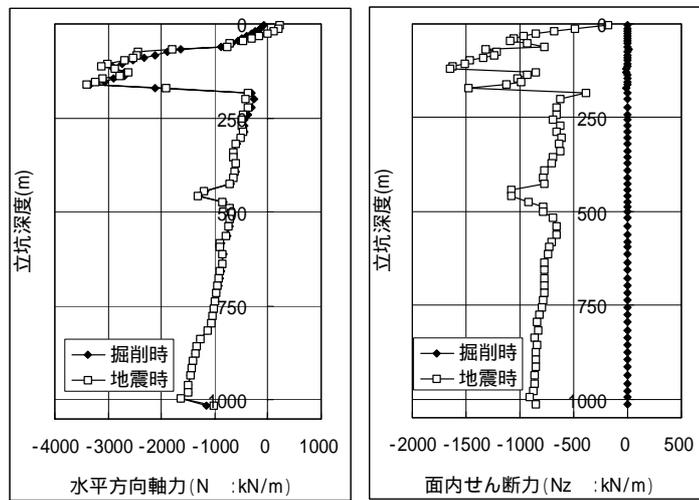
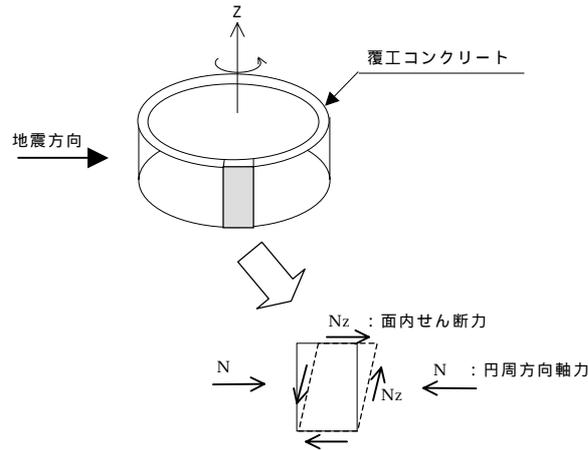


図 1.6-19 覆工コンクリートの発生断面力
(瑞浪超深地層研究所主立坑の地震時健全性について(佐藤他、2003))

表 1.6-4 発生応力度一覧表

覆工材料	状態	発生応力度 (N/mm^2)	許容応力度 (N/mm^2)
コンクリート ($f'_{ck}=40$)	掘削時	9.6	10.0
	地震時	12.7	26.1
H 鋼	掘削時	131	160
	地震時	130	245

(瑞浪超深地層研究所主立坑の地震時健全性について(佐藤他、2003))

(4) 地震時健全性検討事例のまとめ

次ページの表 1.6-5 に地震時健全性検討事例の主な内容をまとめて示す。

表 1.6-5 大深度地下構造物における耐震性検討事例のまとめ

	地下式原子力発電所の地下岩盤空洞	「第2次取りまとめ」における坑道の耐震安定性評価	瑞浪超深地層研究所における地震時健全性評価
対象施設	地下式原子力発電所	地層処分場	地下研究施設
対象構造物	岩盤空洞	アクセス坑道（立坑）、処分坑道（横坑）	立坑
対象岩盤・深度	電中研式岩盤分類でC _H 級またはC _M 級の岩盤中の、地表から100m深さに掘削する「きのこ型」横型空洞（高さ65m、幅35m）を対象	・深さ1000mに設置される硬岩系岩盤 ・軸圧縮強度：115MPaと深さ500mに設定される軟岩系岩盤（一軸圧縮強度：15MPa）が対象 ・立坑は内径6.5m、横坑は内径5m（硬岩系岩盤：馬蹄形、軟岩系岩盤：三心円）	電中研式岩盤分類でC _L 級～B級の岩盤中に設置される深さ1000mの立坑一般部（内径6.5m）が対象
解析手法	動的解析	静的応答震度法	静的応答震度法
入力地震動	低地震帯用限界地震S ₂ の直下型地震波の最大加速度値を500galに調整した波形	レベル2相当 Imperial Valley地震（米国カリフォルニア州南部、エルセントロ発電所（震央付近）） 最大加速度1000gal	過去の地震や周辺に分布する活断層を考慮して加速度応答スペクトル（最大1500gal）を設定し、人工地震波（最大加速度471.9gal）を作成 この地震波は解放基盤面（地表面と仮定）において設定されているため、1次元成層地盤解析（SHAKE）により解析上の基盤面（GL-1500m）における地震波を算出
解析モデル	2次元FEMモデル	立坑：2次元FEMモデル 横坑：3次元FEMモデル	3次元FEMモデル
健全性評価方法	岩盤すべり：すべり安全率 コンクリート耐力：応力度の大きさ	岩盤：最大せん断ひずみ分布と局所安全率分布の地震時増分 コンクリート耐力：許容応力度	岩盤：塑性領域の地震時増分 コンクリート耐力：許容応力度
検討結果	コンクリート耐力はアーチアバット部で極端な応力集中となっている。地盤のすべり線としては、最も安全率の少ないすべり線においてもすべりに対する評価基準値（案）1.5をクリアしている。	坑道掘削時と地震荷重載荷時の最小主応力、最大せん断ひずみおよび局所安全率の比較より、地震時増分は非常に小さく、また、支保工応力度も許容値を下回る結果となっている。このことから、坑道の力学的安定性が確保されているのであれば、地震時の坑道力学的安定性は確保できると考えられると結論されている。	覆工コンクリートの掘削時に卓越しているた円周方向軸力は地震時増分が小さく、むしろ地震時には面内せん断力が卓越している。また、覆工コンクリートの発生応力度は高々12.7kN/mm ² と地震時の許容応力度に比べて小さい値となっている。このことから、地震による影響は小さく、圧縮破壊には至らないと結論されている。

1.6.5 幌延深地層研究計画の地下施設における耐震設計の考え方・耐震評価手法の方向性

以上の調査・整理を踏まえ、幌延深地層研究計画の地下施設における耐震設計の考え方・耐震評価手法（案）についてまとめることとする。

（1）基本的考え方

レベルの異なる想定地震ごとに地下施設に異なる耐震性能を規定することも考えられるが、レベル2地震動（当該地における最大規模の地震動）を想定した地震時の安定性を評価しておくことが基本となると考えられる。

（2）地震動の設定

当該地における過去の地震や影響を与える可能性のある活断層による模擬地震動を作成し、そのうち最も大きい地震波が到達すると考えられる地震動を設計用の入力地震動として設定することが考えられる。

該当する活断層については、まず以下の文献により設定する。

活断層詳細デジタルマップ（東京大学出版会、2002）

新編日本の活断層（活断層研究会、1991）

震源断層を想定した地震動の算定手法として、例えば、「コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]」（土木学会）では、地震動の評価法は建設用地の地盤特性や構造物の動的特性を考慮した地震を想定し、理論的方法（断層モデルと弾性波動論に基づく理論的方法）、半経験的方法（経験的グリーン関数を用いる波形合成法）、経験的方法（既往の多数の観測記録に基づく方法）により評価するよう示されている（表 1.6-6 参照）。

表 1.6-6 地震動推定方法の例

地震動推定方法	地震動推定方法の特徴と解説
方法1:理論的方法 (断層モデルと弾性波動論に基づく理論的方法)	断層モデルの理論に基づいて、対象とする地震の震源から放出される地震波の特性を求め、弾性波動論に基づいて地震波の伝播特性と表層地盤の増幅特性を計算し、建設地点における強震動を求める。現状では、とくに短周期地震動に影響の大きい震源パラメータの設定が困難な場合が多く、土木構造物の耐震設計で注目すべき短周期成分の不確定性は小さくない。
方法2:半経験的方法 (経験的グリーン関数を用いる波形合成法)	震源断層のパラメータとスペクトル強度に関する相似則と観測記録の双方を組み合わせたハイブリッド的な方法である。大地震と同じ断層面で小地震が発生した場合、この小地震は断層面上の1点から観測点へ至る伝播経路に沿った構造の全てを含むグリーン関数と考え、これを断層破壊過程に従って重ね合わせるにより、大地震の地震動を合成するものである。着目する断層面での小地震による記録が着目地点で得られている場合には、複雑で不均質な地下構造を含む伝播経路のグリーン関数の数値解析が不要で、波形の再現性もよい。
方法3:経験的方法 (既往の多数の観測記録に基づく方法)	既往の観測記録に基づき、スペクトル強度や波形の時間特性の回帰モデルを作成し、想定断層の3次元的広がりや断層破壊方向と着目点との関係等を考慮して波形を算定する方法で、以下の方法が提案されている。 (a)想定地震による平均的な加速度応答スペクトルを回帰式により求め、そのスペクトル強度を基本にして着目点と断層の破壊方向などの影響を考慮した時刻歴波形を算定する方法 (b)想定断層をいくつかの小断層に区分し、個々の小断層からの非定常スペクトルを時間軸上で重ね合わせる方法

また、図 1.6-20 に原子力発電所の基準地震動の評価フロー（原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987（社団法人日本電気協会））を示す。

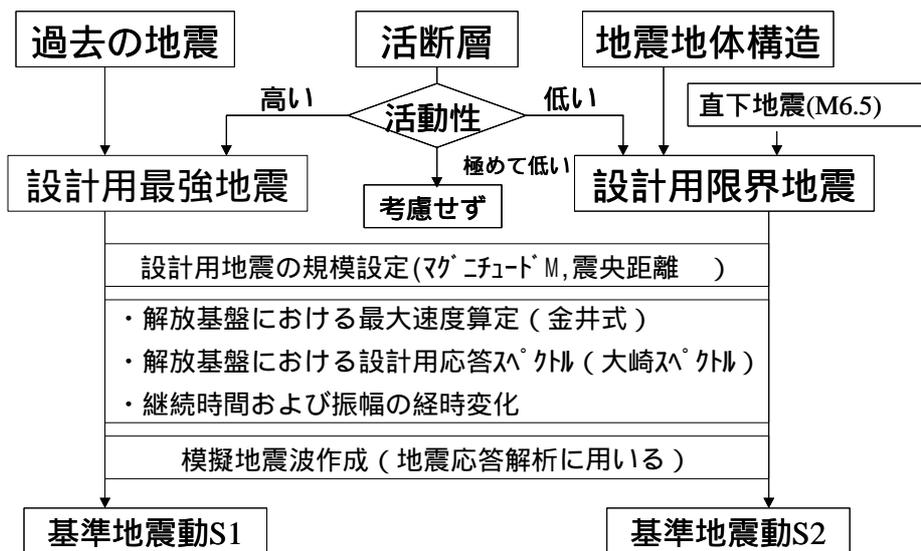


図 1.6-20 原子力発電所の基準地震動の評価フロー

(3) 解析手法

地下空洞の部位としては、立坑、横坑、坑道交差部がある。解析モデルは異なるものの解析手法としては、基本的に同じ手法を用いることが可能と考えられる。

・解析手法

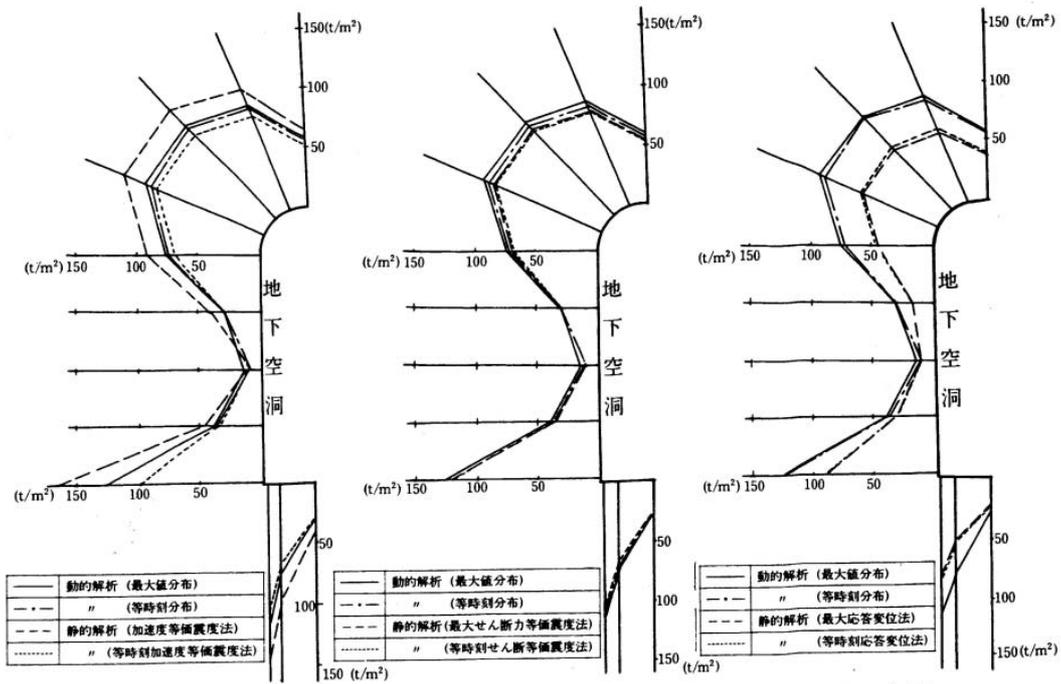
解析手法としては、動的解析手法、静的な FEM 系の応答変位法（応答震度法、地盤応答法、FEM 応答変位法）が適用できると考えられる。

FEM 系応答変位法のうち、地盤応答法については立坑全体をモデル化するため、解析領域を小さくできるというメリットを生かすことができないと考えられる。また、地盤応答法と FEM 応答変位法は、等価節点力を節点ごとに算出する必要があるため、節点数が極端に多い場合には、その算出に時間がかかる。したがって、地中構造物の耐震設計に適用実績が多い応答震度法が、地下施設の耐震検討においては有力な解析手法と考えられる。

また、動的解析法は、応答震度法の検証、より詳細な耐震性能の照査が必要とされる場合、坑道内設備機器の耐震安全性評価への反映が必要となる場合における重要な解析手法と位置づけられる。

・応答震度の算定方法

応答震度（等価震度）の算定方法としては、主に応答加速度から算定する方法とせん断力分布から算定する方法がある。「原子力発電所の立地多様化技術 第3編 地下立地技術」において、地下空洞周辺の岩盤の発生せん断力について動的解析と静的解析を比較しており、動的解析（最大値分布）> 動的解析（等時刻分布）> 静的解析（最大せん断力分布から求めた等価震度法）> 静的解析（等時刻加速度分布から求めた等価震度法）となり、静的のうちでは、最大せん断力から求めた方法が最もすぐれていると結論されている（次ページの図 1.6-21 参照）。



(1) 動的解析と応答加速度を用いる等価震度の比較
 (2) 動的解析と応答せん断力を用いる等価震度の比較
 (3) 動的解析と応答震度法の比較

図 1.6-21 地下空洞周辺の最大せん断応力の比較例

・解析手順

幌延深地層研究計画の地下施設において適用が考えられる概略の解析手順を図 1.6-22 に示す。なお、幌延の岩質を考慮すれば、瑞浪に比べ剛性低下する可能性が高いため、ゆるみ領域の剛性低下を考慮した解析を実施することとする。

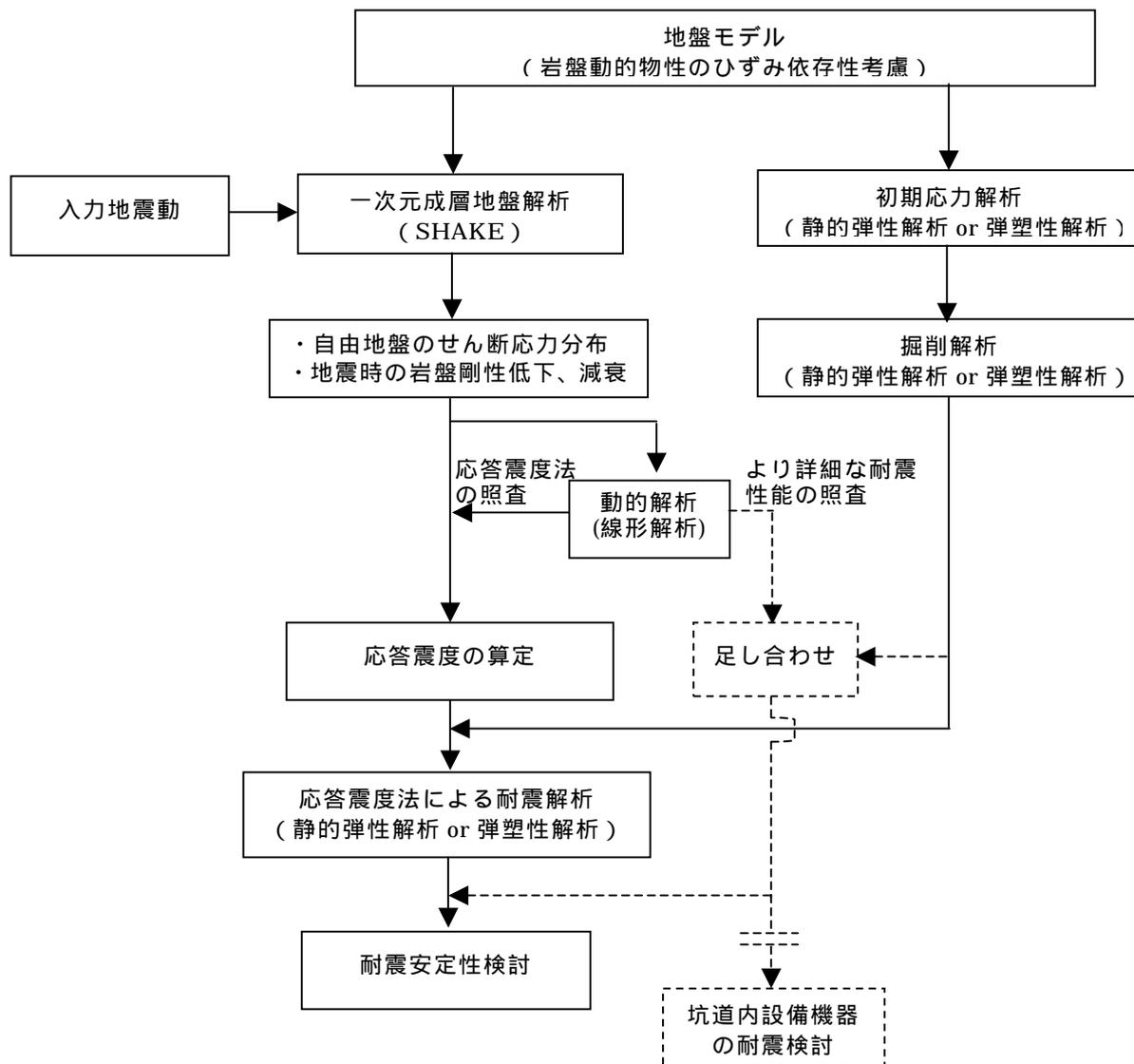


図 1.6-22 概略の解析手順

・解析モデル

掘削時解析および地震時解析における解析モデルとしては、以下が必要になると考えられる。

- 立坑：軸対称モデルあるいは3次元モデル
- 横坑：2次元モデル
- 坑道交差部：3次元モデル

・解析物性値

モデルに用いる物性値としては、動的変形特性と動的強度特性である。動的変形特性としては弾性係数(E)、せん断弾性係数(G)、ポアソン比(ν)、減衰定数(h)である。これらの値はひずみに依存する。動的強度特性としては、粘着力(c)、内部摩擦角(ϕ)、一軸圧縮強度(q_u)であるが、一般的には静的強度特性を準用している。耐震解析用の岩盤物性値の例を表1.6.7、表1.6.8に示す。

表 1.6-7 耐震解析用岩盤物性の例 (第2次取りまとめ)

(軟岩系岩盤)

層No.	層底深さ [m]	層厚 [m]	岩種	単位体積重量 γ_s [kN/m ³]	弾性波速度 V_p [km/s]	弾性波速度 V_s [km/s]	せん断弾性係数 G [MPa]	ポアソン比 ν [-]	減衰定数 h [%]	粘着力 c [MPa]	内部摩擦角 ϕ [°]	引張強度 σ_c [MPa]
1	15	15	砂	21.6	3.050	1.445	4690	0.355	2	3	28	2.1
2	30	15			3.099	1.489	4977	0.350				
3	45	15			3.146	1.531	5260	0.345				
4	60	10			3.190	1.571	5538	0.340				
5	75	15			3.234	1.609	5812	0.335				
6	90	15			3.275	1.646	6081	0.331				
7	105	15			3.315	1.681	6344	0.327				
8	120	15			3.353	1.715	6602	0.323				
9	140	20			3.402	1.758	6937	0.318				
10	160	20			3.448	1.798	7260	0.313				
11	180	20			3.492	1.837	7573	0.309				
12	200	20			3.533	1.873	7875	0.305				
13	220	20			3.573	1.907	8166	0.301				
14	240	20			3.610	1.940	8446	0.297				
15	260	20			3.646	1.970	8715	0.294				
16	280	20			3.679	1.999	8973	0.291				
17	300	20			3.711	2.027	9220	0.288				
18	310	10	泥	21.6	2.252	0.963	2082	0.388	2.0	3	28	2.1
19	320	10			2.264	0.972	2122	0.387				
20	330	10			2.276	0.981	2161	0.386				
21	340	10			2.288	0.990	2201	0.385				
22	350	10			2.299	0.999	2240	0.384				
23	360	10			2.310	1.008	2279	0.383				
24	370	10			2.321	1.016	2318	0.381				
25	380	10			2.332	1.025	2357	0.380				
26	390	10			2.343	1.033	2395	0.379				
27	400	10			2.354	1.041	2433	0.378				
28	410	10			2.365	1.049	2471	0.377				
29	420	10			2.375	1.057	2509	0.376				
30	430	10			2.385	1.065	2546	0.376				
31	440	10			2.395	1.073	2583	0.375				
32	450	10			2.406	1.080	2620	0.374				
33	460	10			2.415	1.088	2657	0.373				
34	472	12			2.427	1.097	2700	0.372				
35	484	12			2.439	1.105	2743	0.371				
36	496	12			2.450	1.114	2786	0.370				
37	508	12			2.462	1.122	2828	0.369				
38	520	12			2.473	1.131	2870	0.368				
39	532	12			2.483	1.139	2911	0.367				
40	544	12			2.494	1.147	2952	0.366				
41	556	12			2.505	1.155	2993	0.365				
42	568	12			2.515	1.162	3033	0.364				
43	580	12			2.526	1.170	3072	0.363				
44	592	12			2.536	1.177	3112	0.363				
45	604	12			2.546	1.185	3150	0.362				
46	616	12			2.555	1.192	3189	0.361				
47	628	12			2.565	1.199	3227	0.360				
48	640	12			2.575	1.206	3264	0.360				
49	652	12			2.584	1.213	3301	0.359				
50	664	12			2.593	1.219	3338	0.358				
51	676	12			2.602	1.226	3374	0.357				
52	688	12			2.611	1.232	3410	0.357				
53	700	12			2.620	1.239	3445	0.356				

表 1.6-8 耐震解析用岩盤物性の例
 (サイクル機構技報 JNC TN1340 2003-002)

地層 レベル (m)	岩種	岩盤 等級	弾性係数 (GN/m ²)		ポアソン比	
			静的	動的	静的	動的
0	砂岩・泥岩	C _L	2.15	5.11	0.31	0.40
63.2	礫岩	D	0.63	8.05	0.38	
79.2	砂岩・泥岩			5.11		
124.2	礫岩	C _L	2.15	8.05	0.31	0.34
175.2	花崗岩	B	35.6	35.7	0.35	
234.2		C _H	30.1			
247.2		C _M	24.5			
262.2		C _H	30.1			
309.2		C _M	24.5			
359.2		C _H	30.1			
435.2		C _M	24.5	31.2		
466.2		B	35.6	32.7		
482.2				47.5		
508.2						
576.2		C _H	30.1	47.5		
598.5		B	35.6			
826.2		C _H	30.1			

減衰定数は一律 1%と仮定

・耐震性能の照査項目と指標

耐震性能を確認するための照査項目としては、岩盤に対してはせん断ひずみ、塑性領域、局所安全率が、支保工に関しては支保工応力度が挙げられる。照査指標（許容値）としては、岩盤の応力度や支保工の応力度に関しては、許容応力度法による照査が適用可能と考えられる（例えば、第 2 次取りまとめでは、覆工コンクリートの地震時の許容応力度を掘削時の 2 倍としている）。これら照査項目や指標は、常時の空洞力学的安定性検討における考え方と整合していることが重要である。

(5) 今後の検討課題

今後の検討課題および課題に対する検討方針を以下に示す。

1) 地震動

[課題]

- 1) - レベル1地震動、レベル2地震動に対して異なる耐震性能を規定するかどうかについて検討する必要がある。

[検討方針]

- 1) - 基本的には、レベル2地震動に対して各坑道の地震時健全性を検討しておくこととする。

2) 解析手法

[課題]

- 2) - 地下施設の耐震検討において問題となる可能性があるのは、亀裂、断層等の弱層部であると想定される。したがって、このような弱層部があった場合の評価方法を検討する必要がある。また、ジョイント部の動的な強度を明らかにする必要がある。
- 2) - 既往の研究では、ゆるみ領域については岩盤の剛性を低下させた解析を行い、ゆるみ領域の剛性低下の影響は小さいとされているが、ある特定の断面を対象としており、一般的な結論といえるかどうか、定量的な検討が必要と考えられる。

[検討方針]

- 2) - 現在、亀裂、断層等の弱層部を考慮した手法は、ほとんど提案されていないため、学会レベルでの検討が待たれる。今後、その動向に注目していくこととする。
- 2) - 幌延の岩質の特徴を考慮して、ゆるみ領域の剛性低下を考慮した解析を実施し、幌延におけるゆるみ領域の剛性低下の影響を定量的に評価を試みる。

3) 解析物性値

[課題]

- 3) - 地表近傍の風化泥岩の動的物性（せん断剛性及び減衰率）については、ひずみ依存性を考慮することの必要性を検討すべきと考えられる。

[検討方針]

- 3) - 地表近傍の風化泥岩の動的物性(せん断剛性及び減衰率)について、ひずみ依存性を考慮することとする。

4) 耐震設計

[課題]

- 4) - 岩盤及び覆工コンクリートの地震時における健全性を照査する具体的な指標を設定する必要がある。
- 4) - 地質弱層部の耐震補強対策工の検討が必要である。

[検討方針]

- 4) - 岩盤の応力度や支保工の応力度に関しては、許容応力度法による照査が適用可能ではないかと考えられる。道路トンネルを対象とした山岳工法トンネルの耐震設計基準等については、現在整備中であるため、その動向を参照していくこととする。
- 4) - 解析評価により、対策が必要とされる場合には、覆工厚を大きくするなどの耐震補強工の検討ならびに補強工の効果確認のための解析を行なうこととする。

参考文献

- 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1997.
- 土木学会：開削トンネルの耐震設計、1998.
- 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、1999.
- 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針、2000.
- 土木学会関西支部：シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン（案）、2001.
- 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル、2002.
- 電力中央研究所：電力中央研究所報告 研究報告 U99029、1999.
- 土木学会：原子力発電所の立地多様化技術 第3編 地下立地技術、1996.
- （社）資源・素材学会：地震に関する調査研究（XIV）総合研究報告書、PNC TJ1552 98-002、1998.
- 核燃料サイクル開発機構：我が国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性 - 地層処分研究開発第2次取りまとめ - 、1999.
- 核燃料サイクル開発機構：サイクル機構技報 JNC TN1340 2003-002、2003.
- 佐藤他：瑞浪超深地層研究所主立坑の地震時健全性について、土木学会第58回年次学術講演会、CS7-060、2003.
- 東京大学出版会：活断層詳細デジタルマップ、2002.
- 活断層研究会：新編日本の活断層、1991
- 土木学会：コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]、2002.
- （社）日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987、1987.

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会（第1回）議事録

1. 開催日時 平成16年2月4日（水）13:15～17:15
2. 開催場所 (株)日建設計 東京オフィス 13F会議室
3. 出席者 別紙-1 参照
4. 議事内容
 - (1) 主催者開会挨拶
日建設計 門田理事より、開会挨拶
 - (2) 核燃料サイクル開発機構代表挨拶
核燃料サイクル開発機構 幌延深地層研究センター 山崎副所長より、挨拶
 - (3) 幌延深地層研究計画 地下施設建設計画の概要
核燃料サイクル開発機構 幌延深地層研究センター 白戸チームリーダーより、「幌延深地層研究計画 地下施設建設計画の概要」について説明。
質疑応答は以下のとおり。

京 谷：施工後のガスの発生についてはどのように考えているのか。

白 戸：完成後も継続的にガスは発生することとなるため、ガス対策は実施する必要がある。坑道換気により、ガス管理濃度以下とする計画である。

京 谷：2～3m³/分というのは、施設全体の値か。

白 戸：施設全体の値である。

井 上：ガス管理濃度0.25%の意義は？

白 戸：労安法では、最大1.5%となっているが、安全側で自主規制値として0.25%を設定している。

井 上：どこの部分で測定することを考えているのか。

白 戸：切羽直近である。

井 上：ガス管理濃度はどこの場所を対象とした数値かを明確にする必要がある。厳しい数値で守られなくなるのでは意味が無い。

- (4) 議題 防災設計手法
日建設計 青木より、防災設計手法について説明。
質疑応答は以下のとおり。

堀 井：換気システムはどのような方法か？また施工時の風管換気での吸出し量はどの程度か？

青 木：最初は風管換気でおこなう。

坂 井：東西立坑1000m³/分、換気立坑500m³/分、水平は400m³/分としている。

堀 井：ガスの突出にも対応可能か？

- 坂 井：定常時の換気量であり、ガス突出時は別途対応となる。幌延のガスについては、地下水に溶存したものが 100%であると推定されるため、通常いわれているようなガスの突出は現象として考えにくい。掘削前には、ガスのためのさぐりボーリングを実施することとしており、その結果でガスの突出は事前に予測できると考えている。
- 堀 井：どのように予測するのか？
- 坂 井：資料オプション案 p.21 に示すようなものを考えている。チェックボーリングによりガス湧出量やガス圧の変化を把握する。
- 堀 井：予期せぬ突出がないとはいえないのではないか？
- 坂 井：ガスの貯留形態として、ほとんどが水溶性と考えられるため、自由ガスが大量にあるという事実はいまのところ認められておらず、突出の恐れはないと考えられる。
- 大 賀：ガス吸着性の高い岩石ではないため今のガス量からするとそこまで心配しなくてよいのではないか。それよりも、異常出水による気化ガスの対策を考える必要があるのではないか？
- 京 谷：ガスと水の 2 相流を考えた解析か？
- 青 木：そうである。
- 京 谷：時系列で予測しているのか。
- 坂 井：施工段階に沿った形での予測を行っている。
- 京 谷：境界条件についてできるだけ広くとったとはどの程度のイメージか？
- 坂 井：圧力勾配がガス湧出量に影響を与えない程度の領域である。
- 京 谷：通気網解析の予測結果の妥当性はどのようにしてチェックするのか。
- 坂 井：今後の課題としてあげているように、その解決策の一案として模型実験が考えられる。
- 小長井：従来このような解析(ガス湧出量および通気網解析)は行われているのか？
- 坂 井：ガスの解析は石油・ガス井では生産のために必ず実施している。コールベッドメタン開発等のために近年開発、炭鉱でも採掘後ガス量把握のために、最近種々の箇所を実施・研究されている。通気網解析も我が国全ての炭鉱で実施されており、十分な実績はある。
- 京 谷：1 次覆工した箇所からのガスの湧出は考える必要はあるのか？
- 坂 井：覆工コンクリートからの湧出は少ないが、切羽面から集中的にガスは出る。平成 14 年検討で実施した素堀と完全覆工の中間的な値になると考え、平成 15 年ではモデル上、打ち継ぎの影響等を考慮して覆工にスリットを設け、計算をしている。
- 堀 井：切羽からは風管で吸い出すので、あまり心配しなくてもよいのではないか？切羽からのガス湧出量を解析で出す必要があるのか？
- 坂 井：切羽からのガス湧出量が多く、ガス対策を検討するために把握する必要がある

る。

堀 井：その精度はどのようにチェックできるのか？解析の精度を上げることが工学的意味を持つのか？

解析以外に過去の実績値を使うことも可能ではないか？解析は妥当なのか？条件を少し変えて答えが大きく変わるようであれば、事例の大まかな値を用いることも考えた方がよいのではないか。

京 谷：解析で入力値の感度分析は行ったか？最大の振れ幅はどのくらいか？大きければ必要性がある。

坂 井：H14 年度に実施しており、現在、感度の大きいパラメータについて絞込み、精度をあげているところである。

大 賀：ガスはコンクリートがあれば大丈夫だが、水が動くとその後にガスがたまりやすいので注意する必要がある。コンクリートの透気係数についてのデータはあるのか。

山 崎：ない。堀井先生の質問に対しては、時間もないため、個別ヒアリングにおいて設定条件を含めて説明する。

堀 井：危機管理については、考えられる失敗事象をもれなく抽出し、その事象に基づいてイベントツリーを作成して、シナリオ分析を行っておく必要がある。イベントツリーは作成したか？

白 戸：イベントツリー等の手法は用いていないが、ある程度、重要と思われる事象について検討している。

堀 井：失敗は気づかないところで生じることが多い。ダクトが停止するなどの失敗事象はもれなく抽出し、イベントツリーを網羅して考えるべきである。

井 上：火災時の避難の考え方としてサイクル機構としてどのように考えているのか。坑内に入る人には、高齢者も含まれるのか。放火等を目的に故意に悪意を持った人の侵入も想定しているのか。海外での避難の考え方も含めて整理しておく必要がある。

山 崎：一般の見学者にも開放するということなので高齢者も含まれる。ただし、坑内に入る場合は、引率者とともに入ることとなる。故意に悪意を持った人については、現在のところ想定していない。

畠 山：入坑の際には、十分な検査を行い、火の元になるような危険なものは持ち込ませないようにするのが原則である。

京 谷：工事後についても、換気と排水は行うこととなっているのか。

白 戸：換気については、換気立坑に設置したファンにより換気し、排水については立坑の排水ピットに設置した水中ポンプにより工事終了後も継続して排水する計画である。

(5) 議題 空洞安定性評価

日建設計 田村より、空洞安定性評価について説明。

質疑応答は以下のとおり。

八 嶋：2次支保、覆工など言葉の使い分けに留意した方がよい。

堀 井：切羽が自立するか心配である。

田 村：亀裂状況も考慮してRMR法にて自立時間を推察。1掘削長は1mと出来るだけ小さくしている。

堀 井：1mでも本当に大丈夫なのか疑問である。

白 戸：厳しいところはFRPボルトによる鏡止め等の補助工法も併用して施工することを考えている。

堀 井：それらを考慮しても本当に安全に掘削できるかが問題である。

松 井：試錐では孔壁の崩れは部分的にあったものの、全体的に見て問題はなかった。

堀 井：地山強度比が小さいので決して楽観視できない。塑性化領域の制限を0.4dとしているが、過去の経緯は理解できるとしても、合理的な説明が必要である。長期安定性についてこれで大丈夫かと問われた場合の答えを用意しておく必要がある。母材破壊の可能性がある。

八 嶋：堆積軟岩は時間依存性があるので、数ヶ月後に覆工に負荷がかかり、ひび割れる等の可能性はないかチェックしておく必要がある。

1次支保と2次覆工を併用して合理化を図ったとのことであるが、力のやり取りを再度整理し問題がないかチェックしておく必要がある。

一般に岩は塑性化すると膨張するので完全弾塑性として解析するのは安全側であるが、今回のように単位体積重量が小さい場合、塑性化すると収縮する可能性があり、完全弾塑性解析が安全側とは限らない場合がある。

要素試験のデータを見せてほしい。

珪藻質泥岩については、空気にさらされた場合には酸化によりもろくなることがあるが、今回はそのようなことは確認されていないのか。

松 井：チェックしている。

八 嶋：コアの状況はどのような感じだったのか。全くコアが採取できないような状況だったのか。

山 崎：一部で崩れている部分はあるが、全体的に均質な状況が確認されている。ぜひコアについても先生方に見ていただきたい。

京 谷：岩盤物性値の設定の部分で、ある区間でデータ欠損している理由は？

松 井：強度試験は50m毎に実施しているため、地山区分の細分化に伴いデータ欠損区間が出てきている。

堀 井：過去に地山強度比が小さくて剥落した事例もある。これらの事例を調査し、現在の設計法に適用して問題ないか確認してみてもどうか？

(6) 議題 耐震設計条件

日建設計 西山より、耐震設計条件について説明。

質疑応答は以下のとおり。

小長井：地震に対する危険度として何が危険なのかの評価をまず行っておく必要がある。地震で最も危険なのは、せん断が卓越する場合であるが、どのような場合にそういう状況が生じるかのシナリオの整理が必要である。

西 山：地表付近や、硬い層から軟らかい層に変化する部分でせん断歪みが大きくなるのが一般的であるので、そういった観点で耐震性を検討する位置づけを明確にする。

小長井：検討の課題がよく見えない。地下構造物は地盤がせん断変形しない限り壊れない。完成後は周辺が岩盤であり大きな歪みが生じるとは考えにくい。ごく地表の表層部分や交差部を除けば、概ね耐震安全性は問題ないのではないかと。

西 山：どの程度の地震動を考えるかにもよるが、過去の検討事例からは、耐震性の問題は少ない可能性が高い。これから検討する主旨は、想定される困難な課題に立向かうというスタンスではなく、考えられる限り精度の高い検討を行い、その結果、耐震性は問題ないことを確認することと考えている。

小長井：地下構造物の応答は地盤と構造物の剛性比により定まる。そのような観点から、課題を整理すればよいと思う。

小長井：完成後よりも、施工中の地震の影響の方が大きいのではないかと。

西 山：その可能性はある。

八 嶋：兵庫県南部地震でも、山岳トンネルの被害は施工中の箇所や、坑口部のみであった。これからも通常部は問題が少ないと考えられる。

小長井：地震に考慮すべき断層がすぐ近くにあるのか。

西 山：大曲断層と呼ばれる断層があるが、活動度など詳細は不明である。

小長井：既存のダムなどの観測事例からは、ごく近くの断層が動いたとしても加速度は大きくない。参考にできると思う。

小長井：空洞で地震の計測を行う予定はあるのか。

山 崎：施設完成後の研究としては実施する予定である。

小長井：(堀井先生に)地震時と施工時を組合せた検討は必要でしょうか。

堀 井：施工時に地震が作用した影響は、施工時検討のバラツキと安全率の範囲程度と考えられるので、両者を組合せた検討までする必要はないのではないかと。

(7) 総括

(3) ~ (6) までについての総括質疑を行った。

質疑応答は以下のとおり。

堀 井： ~ の議題に関しては、以下のように考えられる。

防災設計手法：重要。研究、解析的な面でどれほどのことが必要かの整理が必要。

空洞安定性：設計手法については基本的なところから不足している面がある。

安定性については、もう少し基本的なところに力を注ぐべきである。

耐震：耐震性として心配する部分は少ない。

(8) 次回委員会の予定について

- ・次回委員会の予定は、3月10日(水)を第1候補として、本日欠席されている委員の先生方との調整を図り、最終決定することとする。
- ・次回委員会までに個別に委員の先生方に対するヒアリングを行い、その結果をまとめた形で次回委員会にて報告を行うこととする。
- ・ヒアリングに際しては、本日配布した委員会キーワード一覧の見直しを図ったものを事前に送付して参考とする。

以上

別紙-1 出席者名簿（委員のみ出欠記入）

委員 (50音順)	所属	専門分野	氏名(敬称略)	出欠
	九州大学 助教授	防災設計手法	井上 雅弘	出席
	北海道大学 助手	防災設計手法	大賀 光太郎	出席
	東北大学 助教授	空洞安定性評価	京谷 孝史	出席
	東京大学 教授	耐震設計条件	小長井 一男	14:00 より出席
	北海道大学 助教授	耐震設計条件	笹谷 努	欠席
	群馬大学 教授	空洞安定性評価	辻 幸和	欠席
	東京大学 教授	空洞安定性評価	堀井 秀之	出席
	岐阜大学 教授	空洞安定性評価	八嶋 厚	14:20 より出席
所属			氏名(敬称略)	
核燃料サイクル開発機構 幌延深地層研究センター	副所長		山崎 眞一	
	施設建設グループリーダー		大内 一利	
	施設建設グループチームリーダー		白戸 伸明	
	施設建設グループ		畠山 信也	
	施設建設グループ		森岡 宏之	
	深地層研究グループ		松井 裕哉	
本社	バックエンド推進部 次長		石黒 勝彦	
	地層処分研究グループリーダー		五十嵐 寛	
	深地層研究施設計画グループリーダー		清水 和彦	
	深地層研究施設計画グループ		石丸 恒存	
	深地層研究施設計画グループ		前川 恵輔	
東海事業所	処分研究部 システム解析グループ チームリーダー		栗原 雄二	
	処分研究部 システム解析グループ		青柳 茂男	
東濃地科学センター	施設建設グループ チームリーダー		佐藤 稔紀	
(株)日建設計	理事		門田 睦雄	
	設備設計室長		青木 七郎	
	設計部長		田村 彰教	
	設計主管		山本 範人	
	設計主管		西山 誠治	
(株)地層科学研究所	代表取締役社長		里 優	
三井鉱山エンジニアリング(株)	環境防災部 部長		坂井 哲郎	

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会（第2回）

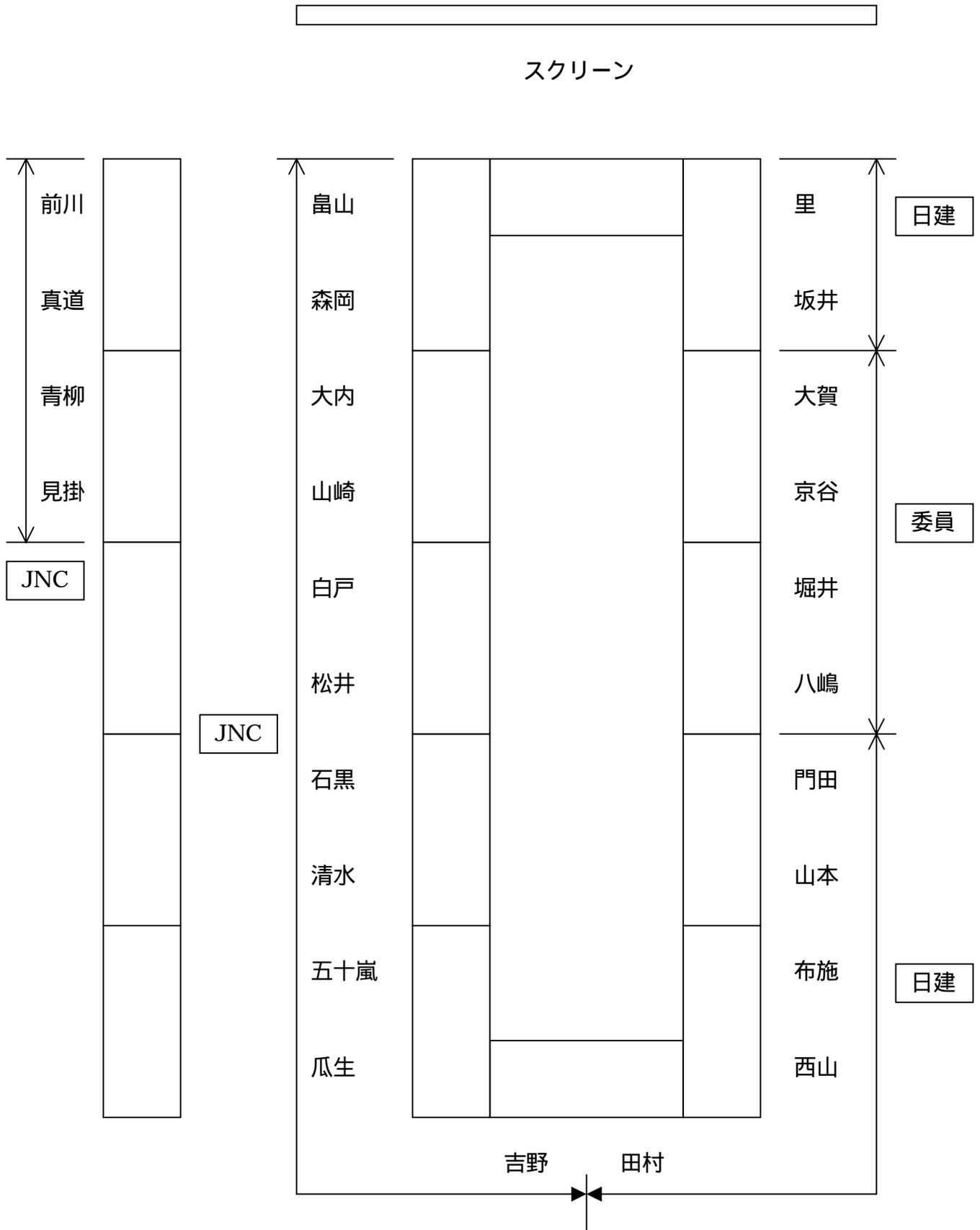
議事次第

13:15 ~ 13:20	主催者開会挨拶
13:20 ~ 13:25	核燃料サイクル開発機構代表挨拶
13:25 ~ 14:20	議題 防災設計手法
14:20 ~ 15:20	議題 空洞安定性評価
15:20 ~ 15:40	休憩（コーヒースタイル）
15:40 ~ 16:20	議題 耐震設計条件
16:20 ~ 16:55	総括質疑・その他
16:55 ~ 17:00	閉会挨拶

出席者名簿（委員のみ出欠記入）

委員 (50音順)	所属	専門分野	氏名(敬称略)	出欠
	九州大学 助教授	防災設計手法	井上 雅弘	欠席
	北海道大学 助手	防災設計手法	大賀 光太郎	出席
	東北大学 助教授	空洞安定性評価	京谷 孝史	出席
	東京大学 教授	耐震設計条件	小長井 一男	欠席
	北海道大学 助教授	耐震設計条件	笹谷 努	欠席
	群馬大学 教授	空洞安定性評価	辻 幸和	欠席
	東京大学 教授	空洞安定性評価	堀井 秀之	出席
	岐阜大学 教授	空洞安定性評価	八嶋 厚	出席
所属			氏名(敬称略)	
核燃料サイクル開発機構 幌延深地層研究センター	副所長		山崎 眞一	
	施設建設グループリーダー		大内 一利	
	施設建設グループチームリーダー		白戸 伸明	
	深地層研究グループ		松井 裕哉	
	施設建設グループ		畠山 信也	
	施設建設グループ		森岡 宏之	
本社	バックエンド推進部 次長		石黒 勝彦	
	地層処分研究計画グループリーダー		五十嵐 寛	
	深地層研究施設計画グループリーダー		清水 和彦	
	深地層研究施設計画グループ		前川 恵輔	
	技術展開部 設計建設課		真道 隆治	
東海事業所	建設工務管理部長		瓜生 満	
	処分研究部 システム解析グループ		青柳 茂男	
東濃地科学センター	施設建設グループ		見掛 信一郎	
敦賀本部	技術企画本部工務建設グループリーダー		吉野 謙一	
(株)日建設計	理事		門田 睦雄	
	設計部長		田村 彰教	
	設計主管		山本 範人	
	設計主管		布施 正人	
	設計主管		西山 誠治	
(株)地層科学研究所	代表取締役社長		里 優	
三井鉱山エンジニアリング(株)	環境防災部 部長		坂井 哲郎	

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会（第2回）席次表（敬称略）



第2回幌延地下施設基本設計に関する技術委員会

今後の対応方針について

目次

1. 防災設計手法	1
2. 空洞安定性評価	4
3. 耐震設計条件整理	10
個別ヒアリングメモ	
井上先生	12
大賀先生	13
京谷先生	14
小長井先生	15
笹谷先生	16
辻先生	17
堀井先生	18
八嶋先生	19

核燃料サイクル開発機構

日建設計

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

1. 防災設計手法

項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
1.1 防災対策全般	<ul style="list-style-type: none"> ・ 検討に抜け落ちがないようにイベントツリー解析などから進めるべきであるのに、個別の解析に走りすぎているように思える。(堀井) ・ 解析方法の整備は重要。施工時と運用時に火災が発生して旨く対応出来るか？ つまりシステムとしての防災対策が旨く機能するか？ 機能の検証が必要である。(辻) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ これまで、地下の特性を考慮した災害の発生可能性を幅広く検討し、過去の災害統計などから重要な災害を抽出してその対策を検討してきた。その中で火災が最も重要な災害であると位置づけている。また、ガス湧出のある幌延地下施設では火災はガス爆発の誘因となり得るため、ガス湧出量予測解析と火災時解析を行い、防災対策立案に資することとした。さらに、火災を調査対象として場所毎、火災進展別に火災被害を整理し、火災被害シナリオを検討してきている。火災以外の防災対策上考慮すべき災害については、再度これまでの成果の整理を行い、漏れがないことを実施設計でチェックすることとする。 ・ 解析や情報監視システムなどの個別技術は炭鉱等で十分に確立した技術であり、システムとしての機能の検証は、模擬データ等により行っていく。 	
1.2 ガス湧出量予測 解析	(1) 解析の必要性	<ul style="list-style-type: none"> ・ 何らかの前提に立ってガス湧出量を推定しないと議論は始められない。したがって湧出量の解析は必要。(井上) ・ 覆工の裏には排水シートが施工されることから、湧水に伴うガスが発生する箇所は限定されている。それらを希釈するための風量を求めることが目的であるとするなら、手計算で十分対応できるのではないか(そのためにガス湧出量の予測解析に力がかかる必要があるか)。また、切羽付近では吸い出し換気を行うことから、安全上も問題なく覆工箇所からは湧出しないと考えられる。湧水からの遊離ガスが水と共にそのまま坑外に上がるのなら問題ないではないか。(堀井) <p>解析の必要性は下記のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 地下水に溶存したガスと水から遊離したガスが相平衡を維持しながら圧力勾配にしたがって地山の有効間隙中を流動していくため(相互に干渉しながら経時変化する)、ガスの湧出量の予測は手計算で対応出来るものではない。資料 1.1 に立坑からの距離別の間隙圧の経時変化の例を示す。 ・ 推定式による手計算も行ったが、仮定によるパラメータの影響が大きく、今回目的とするガス湧出量予測値の精度を満足しない。 ・ ガス湧出の前提条件は下記を想定しており、防災対策を検討する上で重要な要素となる、時間経過に伴う切羽付近及び切羽後方におけるガスの湧出量変化を推定するためには、その条件を反映できるようなモデル化による解析が必要である。 <ul style="list-style-type: none"> ・ 立坑、水平坑道が交差する複雑な坑道形状が掘削に伴い変化する。 ・ 切羽からは湧水からの遊離ガスと地山の有効間隙中に存在する気体ガスが坑内に放出される。 ・ 立坑覆工部からは打継部より湧水からの遊離ガスおよび有効間隙中の自由ガスが発生するものとする。 ・ 水平坑道吹付け部は、立坑覆工部に比べガス透過率が大きくなるため、素掘り状態と同様に湧水からの遊離ガスおよび自由ガスが発生するものとする。 ・ 吸出通気はガスを含んだ風が直接ファンを通過するため、ガス濃度の管理は重要となる。 	資料 1.1

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

1. 防災設計手法

項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
(2) 解析プログラムの妥当性	<ul style="list-style-type: none"> ・解析プログラムは他にないわけではないが、オープンになっていなかったり、使用実績がない等の問題があり採用しがたい。(井上) ・他には適当なプログラムはない。石油・ガスの解析手法では構造物を対象としていないので、今回は石油のものより本プログラムが妥当である。(大賀) ・解析の信頼性はどの程度なのか。変動するパラメータとしては何が最も大きいのか。これまでに解析の妥当性を検証した事例はないのか。(堀井) ・ガス予測解析手法の妥当性をどのように検証していくかが重要。掘削段階に応じて、当初想定通りになっているかの確認が必要。(辻) 	<p>変動パラメータとして大きいものとして、有効間隙中の地下水初期飽和度、地下水へのガス溶解度、隣接坑道の干渉、等が考えられたため、これらを変化させたパラメータスタディを実施した。この結果、<u>が最も敏感であることが分かった。</u>パラメータスタディの例を資料1.2に示す。これらの解析によって、本年度は解析条件をかなり絞り込み、信頼性はかなり高まったものと考えられる。解析の妥当性を検証した事例については、資料1.3に示す。</p> <p>基本設計では各所にガスセンサや風速センサを設置する計画としており、建設に伴いセンサから得られた各所のガス濃度と風量からガス湧出量が分かるので、解析の結果を検証することが可能である。</p>	<p>資料1.2</p> <p>資料1.3</p>
1.3 坑内通気挙動解析	<p>(1) 模型実験の必要性</p> <ul style="list-style-type: none"> ・立坑と水平坑道からなる構造では火災ガス・煙の挙動が複雑。火災時解析は1次元解析であるが、坑道空間内の詳細な気流挙動をシミュレートするには3次元数値流体力学解析 (Computational Fluid Dynamics -CFD)も必要となる。(井上) ・特に立坑に関する実験は行われておらず、解析だけでなく模型による火災ガス挙動実験は必要と考える。(井上) ・解析だけでなく模型による実験は必要と考える。(大賀) 	<p>左記により、先生方から模型実験の必要が示された。</p> <p>火災ガスは坑道壁面で冷却されることにより立坑内で一様な流れにならない(火源付近では浮力により上昇するが壁面近傍では冷却されて下降する流れが生じるなど)と想定される。</p> <p>模型実験は、火災ガスの挙動を模型内に設置した各種センサにより把握する、視覚的に把握することによって、想定に基づいた解析コードのロジックが正しいことを検証すること、および坑道壁面による火災ガスの冷却の計算式を得て解析プログラムに反映し解析精度を向上させることにより、地下施設の安全性向上に寄与することを目的としている。このため、センサ等が組み込める径の立坑の部分モデルを構築し火災ガスの坑道空間内での挙動を確認すると共に、幌延地下施設を模した立坑と水平坑道の組み合わせモデル等により、全体的な火災ガス挙動を確認することを計画している。</p> <p>詳細については今後検討していくこととする。</p>	

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

1. 防災設計手法

項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
(2) 発熱設備の影響	<ul style="list-style-type: none"> ・設備係数の実測は火災実験と同列に考える必要はない。実測するに当たっては何を知りたいのかを明確にする必要がある。また、設備係数は実験で得られるものでもなく、継続的に測定値を解析した結果から求められる。したがって、坑道掘削時に試験装置を付加して計測する方が良い。(井上) ・すでに同様の坑道掘削設備(ロードヘッダーS100型)が設置されていて容易に測定出来るところが有れば(例えば長崎県の池島)測定方法のノウハウの蓄積、事前調査の意味で実測してみるのも1案である。(井上) ・熱環境解析に関する発熱設備の設備係数の実測に関しては、予めその影響の程度(係数の違いによる坑内環境への影響)を把握すべきである。(大賀) 	<p>設備係数とは設備が消費するエネルギーが熱として空気に伝達される比率である。理論的に確立していない概念であり、設備の形状や材質等により変化すると考えられる。風量の少ないところでは温度変化に顕著に影響する。設備係数の計測については、ご指摘を踏まえ、事前に簡易解析による設備係数の変化の坑内熱環境に対する影響評価を行い、第2段階の研究に計測を組み入れることなどについて検討すると共に、既存の地下施設における事前計測実施の可能性と効果について今後検討していくこととする。</p>	
1.4 ガスおよび火災対策	<ul style="list-style-type: none"> ・地下水溶存ガスは湧出後、直ちに放散されるわけでもない。排水系からの分離ガスの対策も考えておいた方が良い。排水槽での放出ガスは通常の汚水槽での(メタンガス発生)対策程度は考えておいた方が良い。(大賀) ・ガス突出対策までの必要性は小さい。オプションとして考えているならば良い。ガスの突出より異常出水の方が問題。そのような事象の時にもガスは出る。(大賀) ・坑道については、火源位置と可燃物の量を考慮した防火壁の設置(ブロック化)も検討した方が良い。ウォータースクリーンは初期段階の窒息消火には有効だが、フラッシュオーバー等では水蒸気爆発を誘引する危険も考慮すべきである。火災ガスの冷却を目的としたものならば良い。(大賀) ・火災時は火災を助長しないように、火災箇所には通常時以上の風を流さないことが基本である。風量を制限する方法として、パラシュートを用いた簡便な方法が過去に炭鉱現場で実験されている。(井上) ・ガスレイヤーの可能性は、風速だけでなくガス湧出量と関係する。また、天盤(天端)の凹凸、風門のドア回りや支保のある天井(天端)部分はガスレイヤーが形成されやすく、風速によっては風上側にも形成されるので注意が必要である。(井上) 	<p>基本設計では、排水槽部分にメタンガスセンサを追加することとする。</p> <p>実施設計で、異常出水の際のガス湧出量を検討することとする。</p> <p>実施設計でその効果や採用可能性について検討することとする。</p> <p>実施設計でその効果や採用可能性について検討することとする。</p> <p>ガス湧出量予測解析結果を踏まえ、実施設計の中でガスレイヤーの生成可能性や風速とガスレイヤーの状況との関係等について検討し、ガス対策工の充実化を図っていく。また、風門箇所は、ガスレイヤーを出来にくくするため、上部に窓を開けて坑道上部に風を流すなど風門の構造等についても検討を加える。</p>	

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

2. 空洞安定性評価

項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
2.1 解析用物性値	<ul style="list-style-type: none"> ・風化に伴う岩石物性の変化に関する室内試験では、弾性波速度や硬度のデータだけでなく、乾燥して強度がどのように変化するかを一軸試験等で確認すべきである。試験は、時間経過ごとにデータを取る必要はなく、乾燥後の1点でよい。(堀井) ・解析物性値については、地山の細区分ごとの最小値(強度)を採用しているが、平均値を採用して支保工を設計し、さらに最小値を採用した場合の支保工がどのようなグレードになるのかを把握した上で、後は現場の状況に応じて対応していく方法も考えられる。ただし、その場合にはデータのばらつきの原因をはっきりとさせておくことが必要である。深度の大きい稚内層の強度が支配的になっているのであればデータの、ばらつきの原因を追究し、そのばらつき巾を小さくする可能性を調べる観点からも、その深度付近でのコアで強度試験を追加してみることも必要と考えられる。同一深度から採取された稚内層の強度のばらつきは通常では考えられないくらいに大きくなっている。(京谷) ・供試体の弾性波速度について、原位置での応力から開放された状態での試験になっているのであれば、その開放による影響はどの程度あるのか把握しているのか。(笹谷) ・弾性波速度 V_p が 1.6km/sec を下回ってほぼ一定となっている声問層上部のデータは飽和している水のデータをつかまえている可能性が高いので、取扱には注意が必要である。(八嶋) ・初期応力として、$S_{max}/S_{min}=1.5$ となっているが、この値が設計の結果に大きく影響するのであれば、この値の位置付けを明確にしておいたほうが良いのではないか。この値は、一般的な泥岩の値なのか、それとも幌延特有の問題と考えてよいのか。(笹谷) ・幌延の泥岩の場合には、コアがマスを代表すると考えられる。(八嶋) 	<p>乾燥時の一軸圧縮試験に関しては、ご指摘のとおり実施することを考えている。</p> <p>設計値(強度)として区間最小値を採用するか、区間平均値を採用するかについてはコストにも大きく影響してくる事項であり、今後データのばらつき要因の評価も含め慎重に検討していくこととする。</p> <p>ばらつきの大きい深度でのコアを用いた強度試験については、現在実施中のコア観察結果と強度のばらつきに関する評価検討成果、及び保管しているコアの状況を確認し、今後その必要性を検討していくこととする。</p> <p>供試体の弾性波速度については原位置での応力から開放された状態での試験である。</p> <p>原位置速度検層の結果とコアでの弾性波速度はほとんど一致しているといえることから、応力解放による影響は小さいと思われる。つまり、幌延においては、コアの物性は岩盤の物性と近い状態にあると考えている。</p> <p>実施設計においては、ご指摘の観点に留意して評価を行うこととする。</p> <p>わが国の岩における地圧測定結果から、側圧係数 1.5 の値は特異な状態ではないと考えられる。</p> <p>深度と側圧係数の関係を示した図を資料 2.1 に示す。</p> <p>先生方の意見から判断すると、幌延の堆積軟岩の場合には、音波検層、PS 検層と供試体の弾性波伝播速度試験結果の総合的な比較より低減率を乗せずにコア強度をそのまま設計に用いることに問題はないものと考えられるが、実施設計の段階では、HDB-6 孔のデータも合わせて再度総合的な評価を実施し、検討していくこととする。</p>	資料 2.1

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

2. 空洞安定性評価

項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
2.2 支保設置前の地山の安定性について	<ul style="list-style-type: none"> ・幌延の岩盤は膨圧現象を生じる岩盤とはいっていない。地山強度比が1を下回るような岩盤で安全に掘削できるかどうか(1次支保を施工するまでの間の安全性が保障できるか)が根本的な問題である。(堀井) ・高レベル関係の電力共通研究における報告書で、地山強度比が低い軟岩における過去の施工事例、対策が網羅してまとめられていたものがあつたはずである。まずは、これに記載されている事例等を活用して分析し、幌延の岩盤に対する評価を行うべきである。(堀井) ・塑性領域の発生、塑性化した後の岩盤の挙動については、地山強度比が1以下となる悪い地山におけるこれまでの施工実績(施工法、支保工形態等)の調査を行い、施工可能であったことがわかれば問題はないと考えられる。また、そのような事例に対して、今回採用した解析手法を適用して現場で採用された支保が設計上問題ないことがいえれば、さらに安心して今回の解析結果を見ることが出来る。(京谷) 	<p>1次支保を施工するまでの間の安全性が保証できるかについては、地山強度比が低い軟岩における過去の施工事例、対策の調査を行い、評価を行うこととする。</p> <p>事例調査の結果をトンネル・立坑施工事例集に示す。これらのことから以下のことがいえる。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・立坑の変状事例は、2例を除いて湧水に伴うものである。2例(資料編p.25: No.5 恵那山トンネル立坑、資料編p.34: No.14 茂尻鉱立坑)に覆工の変状などが報告されており、これは断層破碎帯の影響によるものと考えられる。 ・横坑の変状事例は、最大土被り200m~400mのトンネルで報告されており、ほとんどが新第三紀の泥岩・砂岩・凝灰岩層などの掘削に際してのものであり、地山強度比は全て1以下の事例である。変状は、内空断面の狭小に伴うものであるが、この原因が粘土鉱物の膨張によるものか、岩石強度の不足による塑性的な変形かは明確ではない。しかし、いずれの場合においても、NATMが採用されているものに関しては、施工開始後に設計を変更し、ロックボルトの打設密度を上げる、増吹付けの実施などの支保パターンのランクアップ、ベンチ長を短くし、仮インバートを敷設して断面を早期に併合する、鏡ボルト・鏡吹付け・先受け工法などの補助工法を併用するなどの適切な対応をとることで掘削が完遂されている。 ・これらの事例に基づけば、地山強度比が低い場合であっても適切な補強工を採用することで掘削が可能であると考えられる。ただし、断層破碎帯との遭遇や予想以上の断面狭小に遭遇した際には、計測データの分析などを行い、事例に見られるような臨機の対応が必要である。 ・幌延ではその判断を誤らないために、「評点法」(RMR法などに代表される方法で、切羽観察における評価項目と評点を予め設定し、重み付けを行った総合点で切羽の状態を定量的に評価する方法)による切羽評価を採り入れるとともに、客観的かつ簡易(迅速)に判定できる指標を今後整備していきたいと考えている。 	トンネル・立坑施工事例集

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

2. 空洞安定性評価

項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
	<ul style="list-style-type: none"> ・コア試験のデータを見て全体の印象は、幌延の岩盤はトンネル掘削において非常に扱いやすい泥岩に属するのではないかと思う。(八嶋) ・幌延の珪藻質泥岩の年代はどのくらいか。(八嶋) ・珪藻土(高鷲珪藻土、一軸強度 0.5Mpa 程度)のSEM画像では、明らかに堆積の方向性により、鉛直の方が強度が大きいことが伺えるが、幌延の場合はそうではなくしっかりと固結しているのかもしれない。(八嶋) 	<ul style="list-style-type: none"> ・声問層(珪藻質泥岩: 2,3Ma ~ 5Ma 新第三紀鮮新世) ・稚内層(硬質頁岩: 10Ma 程度 新第三紀中新世) <p>しかし形成された時代には差がなく両地層は整合関係と思われる。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・声問層(珪藻質泥岩) 稚内層(硬質頁岩)において撮影したSEM画像を資料2.2に示す。 	<p>資料2.2</p>

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

2. 空洞安定性評価

項目		委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
2.3 解析手法について	(1) 弾完全塑性モデルの適用について	<ul style="list-style-type: none"> ・幌延の岩盤の破壊モードについては、三軸試験における破壊モード等に基づき、変形の局所化が生じるか否かの評価を行い、現在、採用している完全弾塑性法による設計法が適切かどうかを、塑性領域幅 0.4D の妥当性も含めて、判断する必要がある。局所化を考慮する必要があるれば、その荷重を支保にかけて安全かどうかをチェックしておくべきである。また、緩ませても性能評価上問題ないという判断で良いかということについても検討すべきである。(堀井) ・三軸試験結果の応力 - ひずみ曲線を見る限りでは、弾完全塑性モデルでモデル化して問題ないが、その際に設計に用いる強度としては、残留強度を用いるべきである。(堀井) ・三軸CU試験結果を見る限りでは、弾完全塑性モデルを用いることについては、頁岩(稚内層)、珪藻質泥岩(声問層)とも問題はなさそうである。珪藻質泥岩については、軟化の割合が少なく、非常に顔つきのいい岩であり安心した。体積ひずみと強度の関係(体積ひずみを拘束すると強度は一定のままになる)および試験中のひずみの増大に併せて過剰間隙水圧が上昇していない状況を見る限り、設計にはピーク強度を使用した弾完全塑性モデルを用いても問題なさそうである。堀井先生のコメントのように、岩盤強度に残留強度を用いるということであればさらに安全側の設計となる。(八嶋) ・弾完全塑性解析を適用していることについても問題はないと考える。塑性化した後の岩盤の挙動については、解析だけで証明するのは困難であり、解析結果として出てきたものをどのように考え、対処していくべきかが重要と考える。(京谷) ・弾完全塑性解析においてはピーク強度を用いるのが妥当と考える。残留強度の採用については、どの程度の低下を考えればよいか難しい問題となり、問題を複雑化させてしまう。塑性化後の挙動については、前述のようにこれまでの施工実績に基づき評価できればよいと考える。(京谷) 	<p>左記のように先生方から弾完全塑性モデルの適用については問題ないという判断をいただいた。</p> <p>資料 2.3 に三軸 CU 試験結果(コアの破壊状況写真、応力～ひずみ曲線)を示す。これらの結果に基づき、残留強度、不連続ブロックについては、以下のように考えている。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本地山の岩石は、いわゆるひずみ軟化挙動を呈する。 ・声問層の岩石では、強度に比べ小さな拘束圧を加えることで、ひずみ軟化挙動は見られなくなり、いわゆる塑性流動的な挙動を示す。また、試験後の状態を見ても、巨視的なせん断面は見られなくなる。 ・稚内層の岩石では、同様の拘束圧の範囲ではひずみ軟化挙動を示し、試験後の状態を見ると、巨視的なせん断面が形成されている。 ・基本設計においては、本地山の岩石を弾完全塑性体と見なして有限要素解析を実施し、強度としてはピーク強度を用いた。試験結果に基づけば、声問層の岩石に関しては、このモデル化が妥当であると判断できるが、稚内層の岩石に関しては、ひずみ軟化モデルを用い、かつ巨視的なせん断面の形成のような変形の局所化を考慮に入れる必要があると考えられる。 ・ただし、稚内層の岩石は、試験した拘束圧の範囲では典型的なダイレイタンスーを示し、ピーク強度以降に体積の膨張が生ずる。トンネル近傍の岩石では、三軸試験とは異なり変形の拘束効果があるために、ダイレーションを生ずることで自由なせん断面の形成(変形の局所化)は困難であると考えられ、したがって、せん断面形成に伴うひずみ軟化は生じにくいと推測できる。 ・これらのことから、本設計において採用した、ピーク強度による弾完全塑性解析は妥当なものであると考える。なお、実施設計においては、ひずみ軟化挙動や巨視的なせん断面の形成が生じた場合についても変形解析を実施し、情報化施工を行う上での代替案の検討資料とすることを計画している。また、合わせて、緩ませても性能評価上問題ないという判断で良いかどうかについても検討していくこととする。 	資料 2.3

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

2. 空洞安定性評価

項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
(2) 限界ひずみの考 え方について	<ul style="list-style-type: none"> ・幌延で、桜井先生の限界ひずみの考え方をそのまま適用できるのか検証しておく必要がある。堆積軟岩の変状の形態は、亀裂性の岩盤のそれと異なるものであるが同じものを適用することができるのか。(堀井) ・今回のような綿密な解析を実施した場合には、ひずみの大きさは、その物性値のとり方で大きくかわってくる。今回の解析は、弾完全塑性で塑性領域も計算されているものであり、その塑性領域の発生への対処については、前述のように、事例等で評価していくべきものと考え。桜井先生の限界ひずみは、あくまで弾性理論に基づくものであり、ひとつの参考指標値としてとらえれば良いのではないか。その限界ひずみの上限を超えたから、設計としてNGであるという類のものではないと考える。事例等による評価の際に、弾完全塑性解析の結果が限界ひずみ上限値を超えてしまうような箇所が実際どうであったかということの一つの検討項目とすればよい。(京谷) 	<p>京谷先生からのご指摘のように限界ひずみについては、あくまでひとつの参考指標値として取り扱っていきたい。</p> <p>桜井先生の限界ひずみプロットの中で、幌延の岩盤はどの位置づけになるか整理した結果を資料2.4に示す。(図は、HDB-1,2,3孔における一軸圧縮試験結果より求めた限界ひずみのプロットを示す。)</p> <p>この結果から、幌延の岩盤(声問層・稚内層)は、桜井先生のプロットと対比した場合、ほぼその上下限の範囲内に分布していることから、限界ひずみ理論の適用は可能と考えられる。</p>	資料2.4
(3) 覆工への作用荷 重について	<ul style="list-style-type: none"> ・覆工については荷のかけ方の時期が問題と考えられるため、解析と実測で随時見直していくべきである。(八嶋) 	<p>現場における計測データ(覆工応力計・鋼製支保工ひずみ計・岩盤地中変位計等)を分析しながら随時見直して行くこととする。</p>	
2.4 覆工コンクリート・吹 付けコンクリートに ついて	<p>(1) 靱性補強</p> <ul style="list-style-type: none"> ・予測解析上は許容応力以内に収まっているので理論上は問題ないが、実際(現実的に)はコンクリートにはクラックが多数発生することになるため(特に吹付けコンクリート)、安全性を確保する意味ではファイバー混入等の靱性に対する補強が望ましい。(辻) <p>(2) 設計基準強度</p> <ul style="list-style-type: none"> ・吹付けコンクリートの設計基準強度が深度に応じて18MPa 36MPa 18MPaと変化させるのは、違和感を感じる。岩盤物性に応じて変化させているのはわかるが、施工時の品質管理上の観点からも、せいぜい浅部・深部の2種類程度が妥当。(覆工コンクリートは現状の設計で対応可。)(辻) ・覆工コンクリートについては、高強度仕様(40MPa)のものを積極的に使うことを推奨する。今後、軟岩での地下施設建設においては重要な位置づけを担うことは明白であり、幌延で十分な実績を作っておくことが重要(20年とはいえ、長期挙動に関するデータは貴重)。(辻) 	<p>計算結果として曲げ引張りはコンクリートには生じていないため、靱性補強は設計上不要という結論になっているが、覆工・吹付けコンクリートの過去の剥落事例等を調査し、幌延との条件の比較を行い、その必要性を検討していきたいと考えている。</p> <p>経済性、施工性の観点から、吹付けコンクリートの厚さを変更することで掘削断面を細かく変化させないことを基本設計の要件として、吹付けコンクリート厚は出来るだけ変化させずに(掘削断面を変えずに)強度変化にて対応させることとしていた。このため、このような設計基準強度の変化になっている。吹付けコンクリートの基本厚さ(15cm)は地山分類に基づく経験的な支保パターンを調べて設定したものであり、施工性等に配慮し一般的に採用されている値であると判断している。高強度を用いて吹付けコンクリート厚を減少させることが、設計・施工上、合理的なものとなるかどうかは設計思想として再整理が必要であり、今後検討を行っていくこととする。</p> <p>立坑では最小覆工厚40cmとしている限り、現状の設計以上に高強度コンクリートを採用するのは不経済となる。少ないながらも設計基準強度40MPaの区間があるので、データ取得は可能と考えている。</p>	

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

2. 空洞安定性評価

項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
2.5 情報化施工（計測）	<ul style="list-style-type: none"> ・情報化施工については、現段階では一般に文献等で記載されている内容を超えた提案は出来ないで、現場で簡易に取得できるデータは出来るだけ多くとる方針で臨むのが良いのではないかと考えられる。弾性波速度が簡易的に測定できるのであれば、その相対的な変化割合を評価することで岩盤の状況をつかまえることが出来る。（京谷） ・まず現場でのデータを蓄積することが重要であり、そのデータに基づき、幌延独自の評価基準を定めていくことが最も望ましい方法ではないかと考えられる。（京谷） ・地中変位計の設置は、解析へのフィードバックという観点から意義はあると思う。（京谷） ・空洞の安定性を評価していく上での管理基準値は、蓄積データと解析値をもとにして考えていくべきである。（京谷） ・空洞での各種計測（ここではB計測）については、空洞を埋め戻すまで連続したデータを取ることが望ましい（20年スパンの寿命をもつ計器を配置すべき）。長期挙動に関する各種データは貴重かつ重要。（辻） 	<p>情報化施工に関しては、京谷先生のご指摘と提案している現計画案の基本的な考え方は変わらないと判断されるが、現場にて簡易に取得可能なデータの検討とそのデータの情報化施工への反映方法について今後詳細に検討していくこととする。</p> <p>長期計測については、辻先生のご意見を参考にし、幌延地下施設における研究内容との整合性をはかりながら、今後詳細について検討していくこととする。</p>	

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

3. 耐震設計条件整理

大項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
3.1 耐震設計の目的	・耐震設計を行う目的、検討課題を明確にする。(前回議事録)	精度の高い検討を行い、耐震性能は問題ないことを確認することを第一義の目的とする。 せん断が卓越する場合のシナリオを整理し、耐震性を検討することの位置付けを明確にする。	
3.2 幌延地下施設耐震設計の方向性及び耐震設計のグレードについて	・その判断には構造物に発生するひずみの最大値を把握することが重要である。地盤応答解析で地盤の最大ひずみを把握し、地盤剛性(Gg)と構造物剛性(Gs)の比(G_s / G_g)に応じて、構造物に発生するひずみを推定すればよい。立坑と横坑の接合部などの構造急変部は検討が必要かもしれない。(小長井) ・耐震の観点からは、他の先生が言われているように、厳しいとすれば、立坑横坑のジョイント部が考えられる。(笹谷)	立坑・水平坑道接続部は一つの重点管理として今後検討を進めることとする。	
3.3 レベル2地震動に対する耐震性能照査の必要性	・既往の事例では、岩盤では0.2gで頭打ちになることから、この程度を考えておけばよいのではないかと。断層変位が作用するのであれば、検討が必要。(小長井)	0.2gによるチェックは基本事項として行うこととする。	
3.4 亀裂・弱層部を考慮した解析・設計の必要性	・覆工コンクリートと岩盤の密着性(均一性)はどの程度か。計算上は均一としているかもしれないが、この不均一性が耐震性能に影響を与えることはないか気になる。(笹谷) ・必要かどうかは明らかではないが、設計が安全側になるという観点からは、検討するのはよい。(小長井) ・坑道周りのゆるみ領域、塑性領域の影響がどの程度かについては、検討しておいても良いのではないかと。(笹谷) ・亀裂、弱層部を考慮した解析としては、断層中を構造物が横切の場合でその断層が動いた場合の評価は何とか可能ではないかと考えられるが、局所的な亀裂等を解析に反映するのは非常に難しい問題である。(笹谷)	岩盤と覆工の密着性は、現状は密着していると考えており、実施設計においても同様の条件とする。 坑道周りのゆるみ領域の剛性低下の影響については、試算的に検討して、定量的な評価を試みることにする。 坑道周りのゆるみ領域の影響は、必ずしも明らかでないが、何らかの影響はあると考えられる。そこで、試算的に検討し、ゆるみ領域の影響をどこまで設計に反映させるべきか今後検討していく。	
3.5 岩盤の動的物性(せん断剛性・減衰率)の考え方	・一旦塑性化した岩でも、地震時の繰り返し载荷によるひずみが小さいことことから、剛性低下の影響は顕著に現れないように思う。(小長井)	深部の岩盤ひずみについて、瑞浪の検討例では、硬岩系岩盤の基盤付近で0.1%程度、地層平均で0.05%程度の歪みが発生すると報告されており、岩盤ではひずみが小さいと言える。 ただし、地表付近では硬質層と軟質層の境ではせん断ひずみが大きくなる可能性があり、そうなった場合は、動的変形特性の影響が現れる可能性がある。よって、地表付近の風化泥岩の動的変形特性(ひずみ依存性)は、基本的に考慮することとする。	
3.6 動的解析における解析条件(解析モデル、入力地震動)の考え方	・問題なし。(小長井)	応答震度法を基本とする。立坑などで着目部位により断面力が最大となる時刻が異なると予想される場合は、複数時刻に着目して応答震度法や動的解析を実施する。	

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 今後の対応方針について

3. 耐震設計条件整理

大項目	委員の先生方からの指摘事項	対応方針	参考資料
3.7 内部機器の耐震性評価	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤解析あるいは全体系動的解析の加速度分布を局部的に適用することでもよいが、最大加速度は 0.2g 程度以下と考えられ、深部は 0.2g 程度を全体にかけておけばよいかもしれない。(小長井) ・昇降設備のような機器の耐震性については、深度 500mの立坑の揺れを検討しておくことが必要と考えられる。(機器との共振問題の話題から)(笹谷) 	<p>0.2g によるチェックは基本事項として行うこととする。</p> <p>検討する方向で考えている。</p>	
3.8 入力地震動の設定	<ul style="list-style-type: none"> ・入力地震動の設定に考慮すべきものとしては、活断層から想定される地震、それ以外の想定地震がある。(笹谷) ・現地での地震観測結果も参考にすべき。現地での地震観測結果については、他の地域とのデータの対比を行っておくべきである。マグニチュード 1 ~ 2 の地震観測記録であれば、あまり入力地震動設定の参考にならないかもしれない。これまでに一般に使われてきた波を使用しても結果は変わらない可能性が高いが、やってみないとわからない。(笹谷) ・北海道北西部海域は、地震の空白域とされているが、地震調査研究推進本部の文献によると、2100 年前大地震が起こった可能性があり、今後 30 年間で M7.8 の地震が 0.006% ~ 0.1% の確率で起こるとしている。北海道北西部海域は、幌延から距離の近いので、考慮しておくべき地震ではないかと考えられる。(笹谷) ・断層モデルの設定には、対象とする断層の性状が明確になっている必要がある。大曲断層は断層モデルとして組み入れるべき断層なのか、その断層の性状ははっきりとわかっているのか。(笹谷) 	<p>地震力を設定する際に参考とし検討する。その考え方は以下のとおりとする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・観測波が断層で生じる最大地震力によるものであれば、観測波と既往の地震力と比較し、観測波が明らかに小さければ設計用地震力としない。 ・観測波を生じた断層がさらに大きな活動をする想定される場合は、観測波を元にして大地震による地震波を作成する。 ・これと一般に使われてきた波と比較して、設計用地震力を決定する。 ・詳細には、観測波の詳細や周辺の地震環境を文献等により整理・検討してから判断する。 <p>地震力を設定する際に、M7.8 の地震動について採用するかどうか考慮に入れて検討する。</p> <p>大曲断層については、第四紀で活動したと考えられるが、現在の活動の端は西側(海側)に移動しており、大曲断層自体の再活動の可能性は低いと考えている。また、現状の活断層マップにおいては、活断層として取り扱われていない。今後、評価の対象とすべきか検討する。</p>	

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 個別ヒアリングメモ

井上先生

1. 開催日時：平成 16 年 2 月 23 日（月）13:00 ~ 15:30
2. 場 所：九州大学工学部 井上研究室
3. 出席者：JNC 畠山
（敬称略） 日建設計 青木、坂井（三井鉱山エンジ）

4. 打合せ内容

- ・先生からいただいた主要なコメントは以下のとおり。

（ガス湧出量予測解析）

- ・何らかの前提に立ってガス湧出量を推定しないと議論は始められない。したがって湧出量の解析は必要である。
- ・解析プログラムは他にないわけでは無いが、オープンになっていなかったり、使用実績が無い等の問題があり採用しがたい。
- ・地下水の挙動に関しては、浸透係数（水の移動速度）がわかってても有効間隙率がわからないと実際の水位変化はわからない。過去の経験では理論値に対し、実際の水位変化(上昇)が遅い。

（坑内通気挙動解析）

- ・特に立坑に関する実験は行われておらず、解析だけでなく模型による火災ガス挙動実験は必要と考える。
- ・立坑と水平坑道からなる構造では火災ガス・煙の挙動が複雑。火災時解析は 1 次元解析であるが、坑道空間内の詳細な気流挙動をシミュレートするには 3 次元数値流体力学解析（Computational Fluid Dynamics -CFD）も必要となる。
- ・排気を冷却するため、換気ファン吸込み側にエアシャワーを設置することは効果があるかもしれない。この場合の火災時解析は、エアシャワーによる温度低下量（熱交換量）を設定できれば、現状プログラムの改善は可能である。
- ・熱環境解析に関する発熱設備の設備係数の実測に関しては、あらかじめその影響の程度（係数の違いによる坑道内環境への影響）を把握すべきである。
- ・設備係数の実測は火災実験と同列に考える必要は無い。実測するにあたっては何を知りたいのかを明確にする必要がある。また、設備係数は実験で得られるものでもなく、継続的に測定値を解析した結果から求められる。従って、坑道掘削時に試験装置を付加して計測する方が良い。
- ・すでに同様の坑道掘削設備（ロードヘッダー-S-100 型）が設置されていて容易に測定できる場所があれば（例えば長崎県の池島）、測定方法のノウハウの蓄積、事前調査の意味で実測してみるのも 1 案である。

（ガスおよび火災対策）

- ・火災時は火災を助長しないように、火災箇所には通常時以上の風を流さないことが基本である。
- ・風量を制限する方法として、パラシュートを用いた簡便な方法が過去に炭鉱現場で実験されている。
- ・風速（0.5m / sec 等）は、平均風速（風量を坑道断面積で割った値）である。
- ・ガスレイヤーの可能性は、風速だけでなくガス湧出量と関係する。また、天盤の凹凸、風門のドア周りや支保のある天井部分はガスレイヤーが形成されやすく、風速によっては風上側にも形成されるので注意が必要である。
- ・風門箇所は、上部に窓を開ける構造にして坑道上部に風を流せばガスレイヤーはできにくい。

以上

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 個別ヒアリングメモ

大賀先生

1. 開催日時：平成 16 年 2 月 18 日（水）10:00～11:50
2. 場 所：北海道大学工学部 大賀研究室
3. 出席者：JNC 畠山
（敬称略） 日建設計 青木、坂井（三井鉱山エンジ）
4. 打合せ内容
・先生からいただいた主要なコメントは以下のとおり。

（ガス湧出量予測解析）

- C:(大賀)他には適当なプログラムはない。石油・ガスの解析手法では構造物を対象としていないので、今回は石油のものより本プログラムが妥当である。
- Q:(大賀)他の解析手法との比較は何か考えているか。
- A:(坂井)2年間に亘り他のプログラム、例えば COALGAS(プログラムの固有名詞)などとの比較を行った。
- C:(大賀)今では COALGAS は 2 相流も解析出来るようになっており、CO₂ 炭層固定を考慮出来る。
- C:(大賀)地下水溶存ガスは湧出後、直ちに放散されるわけでもない。排水系からの分離ガスの対策も考えておいた方が良い。排水層での放出ガスは通常の汚水槽での(メタンガス発生)対策程度は考えておいた方が良い。
- C:(大賀)ガス突出対策までの必要性は小さい。オプションとして考えているならば良い。ガスの突出より異常出水のほうが問題。そのような事象の時にガスも出る。
- C:(大賀)泥岩は水があると溶けて、形が崩れてしまう。透水試験では留意が必要である。

（坑内通気挙動解析）

- C:(大賀)解析だけでなく模型による実験は必要と考える。
- C:(大賀)熱環境解析に関する発熱設備の設備係数の実測に関しては、あらかじめその影響の程度(係数の違いによる坑内環境への影響)を把握すべきである。
- Q:(大賀)冬期の氷結による問題等は無いか。
- A:(坂井)坑口暖房により氷結防止と作業環境の維持を図る。

（ガスおよび火災対策）

- Q:(大賀)火災対策は施工段階も考慮しているのか。また避難所の無い状態での対策はどうなるのか。
- A:(坂井)対策は施行段階を含めて検討・解析している。施工中の切り羽部分ではエアテントでの対応になると考える。
- C:(大賀)坑道については、火源位置と可燃物の量を考慮した防火壁の設置(ブロック化)も検討したほうが良い。ウォータースクリーンは初期段階の窒息消火には有効だが、フラッシュオーバー等では水蒸気爆発を誘引する危険も考慮すべきである。火災ガスの冷却を目的としたものならばよい。

以上

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 個別ヒアリングメモ

京谷先生

1. 開催日時：平成 16 年 2 月 25 日（水）15:00～17:00
2. 場 所：東北大学工学部 京谷研究室
3. 出席者：JNC 白戸
（敬称略） 日建設計 里（地層研） 田村
4. 打合せ内容
・先生からいただいた主要なコメントは以下のとおり。

（空洞安定性）

- ・今回の解析はよく考えて実施されており問題はないという判断をしている。
- ・弾完全塑性解析を適用していることについても問題はないと考える。塑性化した後の岩盤の挙動については、解析だけで証明するのは困難であり、解析結果として出てきたものをどのように考え、対処していくべきかが重要と考える。
- ・塑性領域の発生、塑性化した後の岩盤の挙動については、地山強度比が 1 以下となる悪い地山におけるこれまでの施工実績（施工法、支保工形態等）の調査を行い、施工可能であったことがわかれば問題はないと考えられる。また、そのような事例に対して、今回採用した解析手法を適用して現場で採用された支保が設計上問題ないことがいえれば、さらに安心して今回の解析結果を見ることが出来る。
- ・弾完全塑性解析においてはピーク強度を用いるのが妥当と考える。残留強度の採用については、どの程度の低下を考えればよいのかが難しい問題となり、問題を複雑化させてしまう。塑性化後の挙動については、前述のようにこれまでの施工実績に基づき評価できればよいと考える。
- ・解析物性値については、地山の細区分ごとの最小値（強度）を採用しているが、平均値を採用して支保工を設計し、さらに最小値を採用した場合の支保工がどのようなグレードになるのかを把握した上で、後は現場の状況に応じて対応していく方法も考えられる。ただし、その場合にはデータのばらつきの原因をはっきりとさせておくことが必要である。深度の大きい稚内層の強度が支配的になっているのであればデータの、ばらつきの原因を追究し、そのばらつき巾を小さくする可能性を調べる観点からも、その深度付近でのコアで強度試験を追加してみることも必要と考えられる。同一深度から採取された稚内層の強度のばらつきは通常では考えられないくらいに大きくなっている。
- ・今回のような綿密な解析を実施した場合には、ひずみの大きさは、その物性値のとり方で大きくかわってくる。今回の解析は、弾完全塑性で塑性領域も計算されているものであり、その塑性領域の発生への対処については、前述のように、事例等で評価していくべきものだと考える。桜井先生の限界ひずみは、あくまで弾性理論に基づくものであり、ひとつの参考指標値としてとらえれば良いのではないか。その限界ひずみの上限を超えたから、設計としてNGであるという類のものではないと考える。事例等による評価の際に、弾完全塑性解析の結果が限界ひずみ上限値を超えてしまうような箇所が実際どうであったかということの一つの検討項目とすればよい。

（情報化施工計画）

- ・情報化施工については、現段階では一般に文献等で記載されている内容を超えた提案は出来ないので、現場で簡易に取得できるデータは出来るだけ多くとる方針で臨むのが良いのではないかと考える。弾性波速度が簡易的に測定できるのであれば、その相対的な変化割合を評価することで岩盤の状況をつかまえることが出来る。
- ・まず現場でのデータを蓄積することが重要であり、そのデータに基づき、幌延独自の評価基準を定めていくことが最も望ましい方法ではないかと考えられる。
- ・地中変位計の設置は、解析へのフィードバックという観点から意義はあると思う。
- ・空洞の安定性を評価していく上での管理基準値は、蓄積データと解析値をもとにして考えていくべきである。

以上

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 個別ヒアリングメモ

小長井先生

1. 開催日時：平成 16 年 2 月 4 日（水）17:15～17:30（第 1 回委員会終了後）

2. 場 所：日建設計 13F 会議室

3. 出席者：日建設計 西山

4. 打合せ内容

・先生からいただいたコメントは以下のとおり。

（その他のコメント）

・施工中に地震がくる場合を考えておく必要がないかが気になるが、堀井先生が施工中の安全率の範囲内といわれていたので、それでよいかもしれない。

・設計も重要だが、完成後の継続的な地震観測体制をどう考えるかも重要である。

以上

（キーワード一覧に対するコメント）

Q：（キーワード一覧）耐震性照査フロー（幌延耐震設計の方向性）は妥当か。幌延の地下施設において、どの程度の耐震設計が必要か。

A：（小長井）その判断には構造物に発生するひずみの最大値を把握することが重要である。地盤応答解析で地盤の最大ひずみを把握し、地盤剛性(Gg)と構造物剛性(Gs)の比 (G_s / G_g) に応じて、構造物に発生するひずみを推定すればよい。立坑と横坑の接合部などの構造急変部は検討が必要かもしれない。

Q：（キーワード一覧）レベル 2 地震動に対して耐震性能照査を実施する必要があるか？

A：（小長井）既往の事例では、岩盤では 0.2g 程度で頭打ちになることから、この程度を考えておけばよいのではないかと。断層変位が作用するのであれば、検討が必要。

Q：（キーワード一覧）亀裂・弱層部を考慮した解析・設計が必要か？

A：（小長井）必要かどうかは明らかではないが、設計が安全側になるという観点からは、検討するのはよい。

Q：（キーワード一覧）岩盤の動的物性（せん断剛性・減衰率）の考え方は妥当か。

A：（小長井）一旦塑性化した岩でも、地震時の繰り返し载荷によるひずみが小さいことから、剛性低下の影響は顕著に現れないように思う。

Q：（キーワード一覧）動的解析における解析条件（解析モデル、入力地震動）の考え方は妥当か。

A：（小長井）問題なし。

Q：（キーワード一覧）内部機器の耐震性評価について、地盤解析あるいは全体系動的解析の加速度分布を局部的に適用することで問題ないか。

A：（小長井）それでもよいが、最大加速度は 0.2g 程度以下と考えられ、深部は 0.2g 程度を全体にかけておけばよいかもしれない。

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 個別ヒアリングメモ

笹谷先生

1. 開催日時：平成 16 年 2 月 18 日（水）13:30 ~ 16:30
2. 場 所：北海道大学理学部 笹谷研究室
3. 出席者：JNC 畠山
（敬称略） 日建設計 青木、坂井（三井鉱山エンジ）、田村
4. 打合せ内容
 - ・委員会での報告内容を説明。
 - ・先生からいただいた主要なコメントは以下のとおり。
（試錐試験結果の解釈に関わる質疑については明確に回答せず。改めて JNC としての正式な見解が必要と考えられる。）

（空洞安定性）

- ・供試体の弾性波速度について、原位置での応力から開放された状態での試験になっているのであれば（たぶん開放状態での試験だと思うが、確認して先生に連絡する旨回答）、その開放による影響はどの程度あるのか把握しているのか。
- ・初期応力として、 $S_{max}/S_{min}=1.5$ となっているが、この値が設計の結果に大きく影響するのであれば、この値の位置付けを明確にしておいたほうが良いのではないかと考える。この値は、一般的な泥岩の値なのか、それとも幌延特有の問題と考えてよいのか。

（耐震設計条件整理）

- ・覆工コンクリートと岩盤の密着性(均一性)はどの程度か。計算上は均一としているかもしれないが、この不均一性が耐震性能に影響を与えることはないかが気になる。
- ・入力地震動の設定に考慮すべきものとしては、活断層から想定される地震、それ以外の想定地震がある。
- ・現地での地震観測結果も参考にすべき。現地での地震観測結果については、他の地域とのデータの対比を行っておくべきである。マグニチュード 1 ~ 2 の地震観測記録であれば、あまり入力地震動設定の参考にならないかもしれない。これまでに一般に使われてきた波を使用しても結果は変わらない可能性が高いが、やってみないとわからない。
- ・北海道北西部海域は、地震の空白域とされているが、地震調査研究推進本部の文献によると、2100 年前大地震が起こった可能性があり、今後 30 年間で M7.8 の地震が 0.006% ~ 0.1% の確率で起こるとしている。北海道北西部海域は、幌延から距離の近いので、考慮しておくべき地震ではないかと考えられる。
- ・断層モデルの設定には、対象とする断層の性状が明確になっている必要がある。大曲断層は断層モデルとして組み入れるべき断層なのか、その断層の性状ははっきりとわかっているのか。
- ・幌延の下にプレートがもぐりこんでいるとしても、その距離は 400km 位あり、 $V_p=2\text{km/sec}$ 程度の柔らかい岩では長周期の波が卓越することになる。

- ・十勝沖地震の際に、震源からの距離が同じでも稚内と仙台では全く振幅の大きさが異なる結果になっているのは、波の伝達の際の柔らかい岩の介在があるのではないかと考えている（先生の個人的見解との断りあり）。
- ・耐震の観点からは、他の先生が言われているように、厳しいとすれば、立坑横坑のジョイント部が考えられる。
- ・昇降設備のような機器の耐震性については、深度 500m の立坑の揺れを検討しておくことが必要と考えられる。（機器との共振問題の話題から）
- ・坑道周りのゆるみ領域、塑性領域の影響がどの程度かについては、検討しておいても良いのではないかと考える。
- ・亀裂、弱層部を考慮した解析としては、断層中を構造物が横切る場合でその断層が動いた場合の評価は何とか可能ではないかと考えられるが、局所的な亀裂等を解析に反映するのは非常に難しい問題である。

以上

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 個別ヒアリングメモ

辻先生

1. 開催日時：平成 16 年 2 月 16 日（月）15:40～19:10
2. 場 所：群馬大学工学部 辻研究室
3. 出席者：JNC 森岡、栗原
（敬称略） 日建設計 里（地層研） 坂井（三井鉱山エンジ） 田村

4. 打合せ内容

- ・委員会での報告内容を説明。
- ・先生からいただいた主要なコメントは以下のとおり。

（防災設計手法）

- ・ガス予測解析手法の妥当性をどのように検証していくかが重要。掘削段階に応じて、当初想定どおりになっているかの確認が必要。
- ・通気の模型実験の実施・熱環境解析における設備係数の考え方は賛同。

質疑応答の状況は下記のとおり。

< ガス対策 >

Q:(辻) ガス問題がクリティカルなのは施工時よりむしろ運用後ではないか？

A:(坂井) 掘削時に最もガス湧出量が多いと予想している。その後減衰する。

C:(辻) どうやってガスが出てくるか(ガスの貯留形態)が分からないのは問題である。

< 火災対策 >

Q:(辻) 解析方法の整備は重要。施工時と運用時に火災が発生して旨く対応出来るか？ つまりシステムとしての防災対策が旨く機能するか？

A:(坂井) 個別の技術は炭鉱で開発・蓄積。これがシステムとして機能するような情報管理システムを現在構築中である。

C:(辻) 機能の検証が必要である。

C:(辻) コンクリートの耐火性は、600 × 1hr で強度が半減する。火災の継続時間等を検討する必要がある。

C:(辻) 基本的にシミュレーションなど新しい技術を取り入れる必要がある。

（空洞安定性）

- ・予測解析上は許容応力以内に収まっているので理論上は問題ないが、実際（現実的に）はコンクリートにはクラックが多数発生することになるため（特に吹付けコンクリート）、安全性を確保する意味ではファイバー混入等の靱性に対する補強が望ましい。
- ・トンネルの設計についてはまだまだ許容応力度法を用いることが主流ではあるが、世の中の流れに従えば限界状態設計法的考え方を導入してもよいのではないか。

- ・吹付けコンクリートの設計基準強度が深度に応じて 18MPa 36MPa 18MPa と変化させるのは、違和感を感じる。岩盤物性に応じて変化させているのはわかるが、施工時の品質管理上の観点からも、せいぜい浅部・深部の 2 種類程度が妥当。（覆工コンクリートは現状の設計で対応可。）
- ・覆工コンクリートについては、高強度仕様（40MPa）のものを積極的に使うことを推奨する。今後、軟岩での地下施設建設においては重要な位置づけを担うことは明白であり、幌延で十分な実績を作っておくことが重要（20 年とはいえ、長期挙動に関するデータは貴重）。
- ・空洞での各種計測（ここでは B 計測）については、空洞を埋め戻すまで連続したデータを取ることが望ましい（20 年スパンの寿命をもつ計器を配置すべき）。上記同様、長期挙動に関する各種データは貴重かつ重要。

（耐震設計条件整理）

- ・議事録にあった意見と同様。特にコメントなし。

以上

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 個別ヒアリングメモ

堀井先生

1. 開催日時：平成 16 年 2 月 20 日（金）13:30～15:00
2. 場 所：東京大学工学部 堀井研究室
3. 出席者：JNC 森岡、松井
（敬称略） 日建設計 里（地層研） 坂井（三井鉱山エンジ） 田村

4. 打合せ内容

- ・先生からいただいた主要なコメントは以下のとおり。

（空洞安定性）

- ・幌延の岩盤は膨圧現象を生じる岩盤とはいっていない。地山強度比が 1 を下回るような岩盤で安全に掘削できるかどうか（1 次支保を施工するまでの間の安全性が保障できるか）が根本的な問題である。
- ・膨圧現象が発生するかしないかの評価については、JNC でデータに基づいて判断されているならば、それで問題ない。
- ・高レベル関係の電力共通研究における報告書で、地山強度比が低い軟岩における過去の施工事例、対策が網羅してまとめられていたものがあつたはずである。まずは、これに記載されている事例等を活用して分析し、幌延の岩盤に対する評価を行うべきである。
- ・幌延の岩盤の破壊モードについては、三軸試験における破壊モード等に基づき、変形の局所化が生じるか否かの評価を行い、現在、採用している完全弾塑性法による設計法が適切かどうかを、塑性領域幅 0.4D の妥当性も含めて、判断する必要がある。局所化を考慮する必要があるれば、その荷重を支保にかけて安全かどうかをチェックしておくべきである。また、緩ませても性能評価上問題ないという判断で良いかということについても検討すべきである。
- ・基本設計で用いている設計法については、二次取りまとめ、電力共通研究の結果との整合性が説明できるようなものであるべきである。
- ・幌延で、桜井先生の限界ひずみの考え方をそのまま適用できるのか検証しておく必要がある。堆積軟岩の変状の形態は、亀裂性の岩盤のそれと異なるものであるが同じものを適用することができるのか。
- ・三軸試験結果の応力 - ひずみ曲線を見る限りでは、弾完全塑性モデルでモデル化して問題ないが、その際に設計に用いる強度としては、残留強度を用いるべきである。
- ・風化に伴う岩石物性の変化に関する室内試験では、弾性波速度や硬度のデータだけでなく、乾燥して強度がどのように変化するかを一軸試験等で確認すべきである。試験は、時間経過ごとにデータを取る必要はなく、乾燥後の 1 点でよい。

（防災設計手法）（質疑応答形式にて記述）

< ガス湧出量予測解析 >

- Q:(堀井) 覆工の裏には排水シートが施工されることから、湧水に伴うガスが発生する箇所は限定されている。それらを希釈するための風量を求めることが目的であるとするなら、手計算で十分対応できるのではないか（そのためにガス湧出量の予測解析に力がかかる必要があるか）。また、切羽付近では吸い出し換気を行うことから、安全上も問題なく覆工箇所からは湧出ししないと考えられる。

湧水からの遊離ガスが水と共にそのまま坑外に上がるのなら問題ないではないか。

A:(坂井) 排水シートは立坑のみ。水平坑道は吹付けコンクリートだけで、後方からどのような湧出挙動を示すのか分からない。ガスと水の湧出状況の関係は複雑で、相互に干渉しながら経時変化するため、手計算で対応できるものではない。

A:(里) 湧水は坑内で大気に開放されてから揚水される。最初に湧水し、空洞周辺に不飽和領域が形成され、そこでは水よりガスの方が圧倒的に透過率が高いため、間隙中に遊離したガスが流動してガス湧出量が増大する。

Q:(堀井) 解析の信頼性はどの程度なのか。変動するパラメータとしては何が最も大きいのか？ これまでに解析の妥当性を検証した事例はないのか。

A:(坂井) オーダーは間違っていない。大分絞られてきていると思う。有効間隙中のガスの貯留形態が最も影響が大きいため、試錐結果の水の飽和度から自由ガスの最大値～自由ガス 0 の時の感度分析を行っている。ガス湧出量によって防災対策が異なってくるため、重要な解析であると考えている。事例については調査する。

< 火災時解析 >

C:(坂井) 三池炭鉱火災の際に、火災時解析が実用化していれば被害は小さかったはず。その後解析技術の開発が進んだ。火災時解析は防災対策の要であると考えている。

C:(堀井) 確かに火災時解析は重要だと思う。

< 総括 >

C:(堀井) 検討に抜け落ちがないようにイベントツリー解析などから進めるべきであるのに、個別の解析に走りすぎているように思える。またアウトプットは覆工と素掘りでの解析を行い、実際はその中間、と言ったように、全体の安全性の観点からは、解析のグレードと実際の結果の評価の間の乖離を感じる。

C:(坂井) 幌延の検討当初は基本的な防災から考え始め、イベントツリー分析に近いこともしている。また災害事例では炭鉱の事例集が整備されているので、その分析も行っている。再度これまでの成果の整理は行うが、防災対策は解析無くしてできないと考えている。その点ご了解願いたい。

C:(堀井) 了解した。

以上

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / 個別ヒアリングメモ

八嶋先生

1. 開催日時：平成 16 年 2 月 23 日（月）8:30～9:40
2. 場 所：岐阜大学産官学融合センター 八嶋センター長室
3. 出席者：JNC 森岡、松井
（敬称略） 日建設計 里（地層研） 田村
4. 打合せ内容
・先生からいただいた主要なコメントは以下のとおり。

（空洞安定性）

質疑応答の状況は下記のとおり。

Q：（八嶋）幌延の珪藻質泥岩の年代はどのくらいか。

A：（松井）年代については、後日連絡する。

Q：（八嶋）強度は水平より鉛直の方が大きいのが通常であるが、幌延では逆になっている。この理由についてはわかっているのか。

A：（松井）まだ、明確になっていない。

C：（八嶋）珪藻土（高鷲珪藻土、一軸強度 0.5Mpa 程度）の SEM 画像では、明らかに堆積の方向性により、鉛直の方が強度が大きいことが伺えるが、幌延の場合はそうではなくしっかりと固結しているのかもしれない。

A：（松井）次回の委員会で声問層の SEM 画像をみていただくこととしたいが、高鷲珪藻土の SEM 画像とは全く異なるものである。

Q：（八嶋）三軸試験の基準を ISRM にしているのは何故？一軸が JGS であれば、三軸も JGS にするのが通常では？JGS は最近試験法がしっかりと整備されたところである。

A：（松井）硬岩の試験方法の流れでそうなっている。

八嶋先生からのコメントは以下のとおり

- ・今回の解析は、平面ひずみ条件で実施されているが、軸対象モデルで解いた場合には異なる結果が出る場合がある。
- ・三軸 CU 試験結果を見る限りでは、弾完全塑性モデルを用いることについては、頁岩（稚内層）、珪藻質泥岩（声問層）とも問題はなさそうである。珪藻質泥岩については、軟化の割合が少なく、非常に顔つきのいい岩であり安心した。体積ひずみと強度の関係（体積ひずみを拘束すると強度は一定のままになる）および試験中のひずみの増大に併せて過剰間隙水圧が上昇していない状況を見る限り、設計にはピーク強度を使用した弾完全塑性モデルを用いても問題なさそうである。堀井先生のコメントのように、岩盤強度に残留強度を用いるということであればさらに安全側の設計となる。
- ・珪藻土の場合には、サンプリング時に珪藻分のひっかかり等で試料を乱す可能性があるため、サンプリングには十分に気をつけないと、強度が低く出る場合がある。
- ・弾性波速度 V_p が 1.6km/sec を下回ってほぼ一定となっている声問層上部のデータは飽和している水

のデータをつかまえている可能性が高いので、取扱には注意が必要である。

- ・幌延の泥岩の場合には、コアがマスを代表すると考えられる。
- ・覆工については荷のかけ方の時期が問題と考えられるため、解析と実測で随時見直していくべきである。
- ・コア試験のデータを見て全体の印象は、幌延の岩盤はトンネル掘削において非常に扱いやすい泥岩に属するのではないかと思う。

以上

第2回幌延地下施設基本設計に関する技術委員会

トンネル・立坑施工事例集

事例リスト

トンネル			立坑		
NO.	名称	頁	NO.	名称	頁
1	赤倉トンネル	1	1	中山トンネル四方木立坑	21
2	塩嶺トンネル	2	2	中山トンネル高山立坑	22
3	駒止トンネル	3	3	中山トンネル中山立坑	23
4	新宇佐美トンネル	4	4	関越トンネル谷川立坑	24
5	滝里発電所導水路トンネル	5	5	恵那山トンネル立坑	25
6	中山トンネル	6	6	小倉山トンネル立坑	26
7	鍋立山トンネル	7	7	日鉄有明炭鉱第二立坑	27
8	飯山トンネル調査坑	8	8	羽幌炭鉱排気立坑	28
9	浦佐トンネル	9	9	北炭平和炭鉱第二排水立坑	29
10	新榎トンネル	10	10	北炭平和炭鉱第三立坑	30
11	新登川トンネル	11	11	松島炭鉱墓島排気立坑	31
12	竜ヶ岳トンネル	12	12	三菱大夕張炭鉱奥部第三立坑	32
13	瀬波トンネル	13	13	三菱高島炭鉱二子立坑	33
14	金田一トンネル	14	14	茂尻炭立坑	34
15	飯山トンネル(木成工区)	15	15	北炭夕張新炭鉱第一立坑	35
16	飯山トンネル(富倉工区)	16			
17	飯山トンネル(板倉工区)	17			
18	朝日トンネル	18			
18	小平トンネル	19			
20	板倉排水路トンネル	20			

事例収集条件

- ・トンネル：軟岩、地山強度比1.0以下をキーワードに絞り込み、20件についてその概要をまとめた。
- ・立坑：調べた範囲では地山強度比や岩盤物性が記載されたものがなかったため、軟岩、大量湧水、孔壁崩壊、硬岩でも断層破碎帯等のキーワードで立坑を絞り込み、15件についてその概要をまとめた。

トンネル施工事例

トンネル名		赤倉トンネル	
引用文献		青沼 達、北越北線赤倉トンネル 膨張性地山を抜く円型断面の施工、トンネルと地下、1974年10月	
場所		新潟県	
用途		鉄道	
施工時期		昭和44年9月～	
地質・地形	土被り	0～440m(最大440m)	
	地形、地質、岩種	新第三紀の寺泊層、椎谷層、西山層、灰爪層、魚沼層からなっている。粘性土、泥岩、れき岩、砂岩、凝灰岩からなる。東工区は特に地質が劣悪であり、坑口から奥に行くにしたがって若い地層となり固結度が乏しくなっている。	
	岩盤等級	記載無し	
岩盤物性	単位体積重量 (kN/m ³)	26.84～27.32	
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	117～1103.4
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	3.040～11.070MPa
		せん断強度 (MPa)	3軸圧縮試験結果として、モール・クーロンの破壊包絡線グラフ有り
		内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤	
地山強度比		0.25～0.94	
トンネル仕様	断面	断面形状	
		トンネル高さ (m)	
		トンネル幅 (m)	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	15～25cm
		鋼製 部材仕様	216.3
		支保工 設置間隔 (m)	0.5m 上記鋼管支保工の設計図有り
二次支保	配筋の有無		
	覆工厚 (cm)	40～50cm	
	インバート 有無 厚さ (cm)	有り	
施工方法	工法	在来工法	
	加背割		
	一掘進長 (m)		
	掘削方法 (機械・発破)	発破	
計測	計測項目	計測情報の有無	有り (試験区間を設け、支保工の変形測定・軸力の測定・頻度など)
		内空変位	
		地中変位	
		ロケット軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	軸力最大112t (鋼管支保工荷重測定グラフ・軸力測定結果有り)
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
その他	鋼管支保工変位測定図有り		
施工状況について	不具合の有無・状況	強大な膨張性地圧による設計変更	
	対策・補助工法	円形断面状への変更、鋼管支保工による補強、以降の設計に役立てるための膨張性地圧に最も密接に関係する要素を明らかにするための試験実施	
解析・設計検討の有無			
備考			

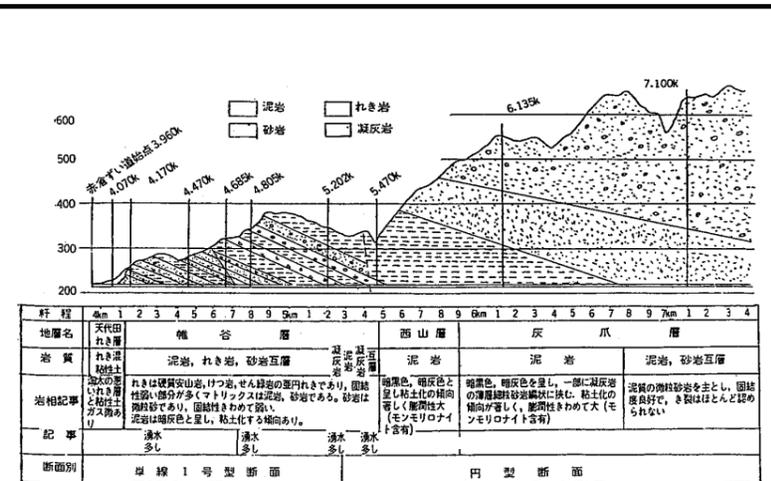


図-1 赤倉トンネル地質縦断面図

地質分布図、地質縦断面図

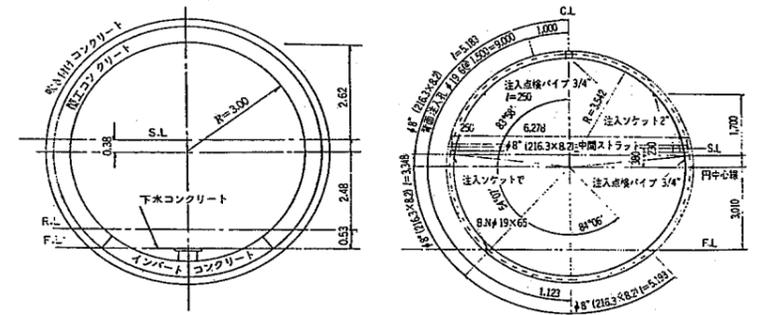


図-2 円型断面設計図

図-3 円型断面鋼管支保工設計図

標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		塩嶺トンネル	
引用文献		塩原茂夫 山口進 安藤順造、湧水区間におけるNATM 中央東線塩嶺トンネル岡谷方、トンネルと地下、1982年1月 鳥居興彦、中央東線塩嶺トンネルの総まとめ、トンネルと地下、1983年12月	
場所		新潟～富山県	
用途		鉄道	
施工時期		昭和54年1月（岡谷方）着工	
地質・地形	土被り	地質縦断面参照	
	地形、地質、岩種	塩尻市の南西に広がる丘陵地帯で、天竜川と千曲川の分水嶺にあたる。地質構造は複雑	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)	21.2～22.6	
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	注入区間：0.39、非注入区間：6.524
		せん断強度 (MPa)	粘着力 注入区間：0.18、非注入区間：1.0～1.05
	弾性波速度 (km/sec)	岩石	
		岩盤	
	地山強度比	0.3	
トンネル仕様	断面	断面形状	断面図（パターン別）参照
		トンネル高さ (m)	断面図（パターン別）参照
		トンネル幅 (m)	断面図（パターン別）参照
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	代表パターン15cm
		鋼製 部材仕様	MU-29 MU29（掘削パターン表参照）
		支保工 設置間隔 (m)	1m
	二次支保	ロック ボルト 打設間隔 (m)	上半3m6本、4.5m10本 下半3m10本 インバート3m6本
		配筋の有無	断面図、掘削パターン表参照
施工方法	工法	NATM	
	加背割	上半先進ショートベンチ工法レール方式～変状区間ミニベンチに変更	
	掘削方法（機械・発破）	発破	
計測	計測項目	計測情報の有無	有り
		内空変位	
		地中変位	
		ロックボルト軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
その他			
施工状況について	不具合の有無・状況	有り（切羽からの大量湧水により掘削不能になる（塩尻累層）。導坑、上半の一部で土砂流出。湧水区間、膨圧区間における支保工の変状、内空変位の進行。）	
	対策・補助工法	ショートベンチ工法からミニベンチ工法への変更、仮インバートの施工、ロックボルトの増打ち等。	
解析・設計検討の有無		有り	
備考		湧水区間の薬液注入についてのデータ、資料有り。	

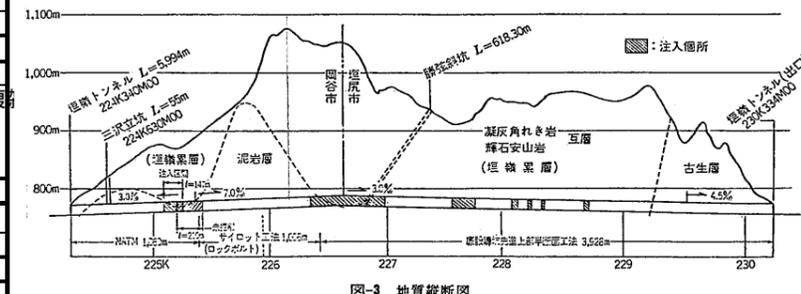
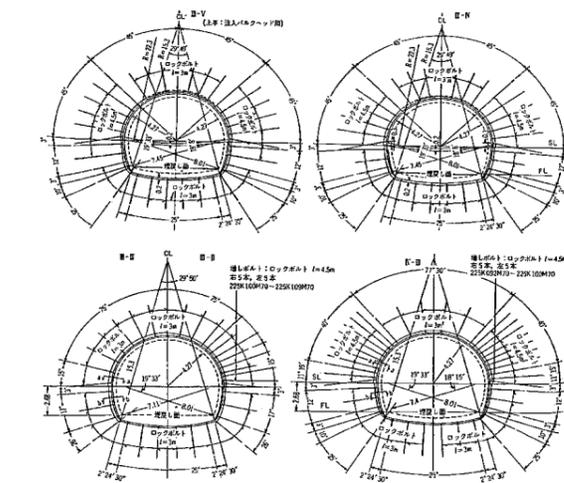


図-3 地質縦断面図

地質分布図、地質縦断面図



標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		駒止トンネル	
引用文献		内田勝士 齊藤勝則 菅野嘉元、膨張性地山における NATM 国道289号駒止トンネル、トンネルと地下、1981年9月	
場所		福島県	
用途		国道	
施工時期		昭和50年9月～(膨張性地山に遭遇53年10月～NATM)	
地質・地形	土被り	(最大280m)	
	地形、地質、岩種	新第三紀中新世火成活動で堆積した緑色凝灰岩類や流紋岩の貫入岩体、これを不整合に覆う第三紀鮮新世から第四紀洪積世に堆積した石英安山岩質熔結凝灰岩、さらにこれらを不整合に覆う段丘堆積層、崖錐堆積層などの未固結層からなる。	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	有り
		せん断強度 (MPa) 内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤	
	地山強度比	0.08～0.32	
トンネル仕様	断面	断面形状 トンネル高さ (m) トンネル幅 (m)	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	設計パターンと施工パターンの比較表参照 [20cm]
		鋼製部材仕様	MU-29 設計パターンと施工パターンの比較表参照 (H-125, MU-29)
		支保工設置間隔 (m)	設計パターンと施工パターンの比較表参照 [0.9m]
	二次支保	ロックボルト打設長 (m)	設計パターンと施工パターンの比較表参照 [6m]
		ロックボルト打設間隔 (m)	[1.2本/m ²] 設計パターンと施工パターンの比較表参照
	二次支保	配筋の有無	
覆工厚 (cm) インパート厚さ (cm)		有り	
施工方法	工法	南郷村方坑口から651.6mまで在来工法。残りは NATM 工法	
	加背割	上部半断面先進工法 (在来工法区間)、上半先進ショートベンチ工法 (NATM 区間)	
	掘進長 (m)		
	ベンチ長 (m)		
計測	計測項目	計測情報の有無	有り
		内空変位	有り
		地中変位	有り (変位図有り)
		ロックボルト軸力	有り (軸力分布図有り)
		吹付コンクリート応力	有り (図有り)
		鋼製部材軸力	
		支保工曲げモーメント	
		二次覆工応力	
		その他	解析に用いた物性値と試験結果、半径方向土圧と変位の関係曲線、計算値と実測値の内空変位経時変化比較図有り
		施工状況について	不具合の有無・状況 対策・補助工法
解析・設計検討の有無	有り		
備考	方向転換所の施工経路について有り (断面図、施工順序図有り)		

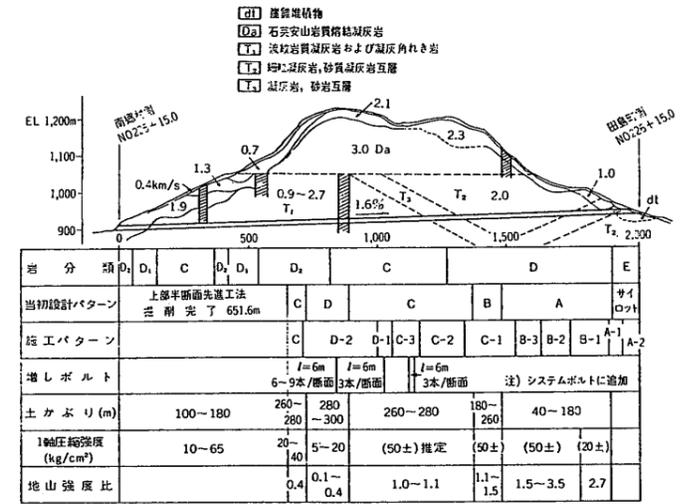


図-2 地質縦断面図

地質分布図、地質縦断面図

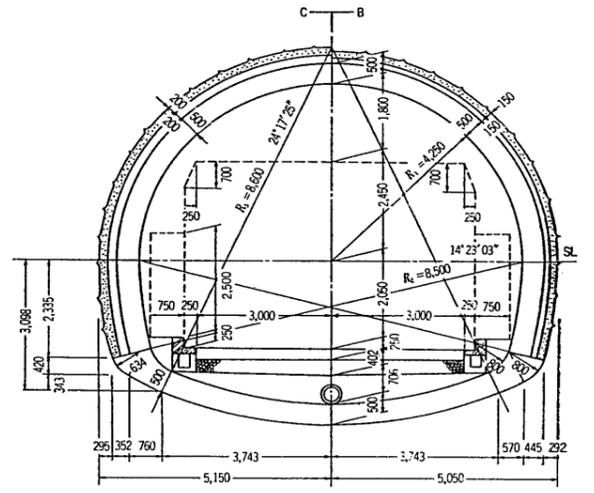


図-3 標準断面図

標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		新宇佐美トンネル	
引用文献	吉村恒 飯田堅雄 高田允温、超膨張性地山におけるNATMの施工(1)伊東線新宇佐美トンネル、トンネルと地下、1980年、7月		
	吉村恒 飯田堅雄 高田允温、超膨張性地山におけるNATMの施工(2)伊東線新宇佐美トンネル、トンネルと地下、1980年、7月		
場所 用途	静岡県 鉄道		
	施工時期		
地質・地形	土被り	(最大280m)	
	地形、地質、岩種	第三紀の火山活動によって形成された網代玄武岩および湯ヶ島層の安山岩類が、その後の火山活動によって著しい熱変成作用を受け温泉余土化。〔軟岩〕	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)	温泉余土16.0~21.6、 変質安山岩22.8~24.6	
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	温泉余土0.033~0.16
		せん断強度 (MPa)	粘着力 温泉余土0.005~0.125
		内部摩擦角 (°)	温泉余土6~11°、 変質安山岩47°
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤	
地山強度比	0.01~0.03		
トンネル仕様	断面	断面形状	
		トンネル高さ (m)	6.0m
		トンネル幅 (m)	6.0m
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	スチールファイバーモルタル 10~20cm
		鋼製 部材仕様	MU-29 可縮支保工 可縮量31~228mm
		支保工 設置間隔 (m)	0.8~1.4m
		ロック 打設長 (m)	2.5, 3.0, 4.0, 5.0m
	二次支保	ボルト 打設間隔 (m)	円周方向15°, 18° 軸方向0.8~1.4m
		配筋の有無	
		覆工厚 (cm)	30cm
施工方法	イン 有無		
	パート 厚さ (cm)		
	工法	NATM	
	加背割	2段ミニベンチ	
	掘削方法 (機械・発破)	ロードヘッダーによる機械掘削	
計測	計測項目	計測情報の有無	土かぶり13~27mの、坑口に近い区間におけるNATM試験施工時の計測データ有り
		内空変位	有り
		地中変位	有り
		ロック軸力	有り
		吹付コンクリート応力	有り
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
		その他	
		施工状況について	不具合の有無・状況
対策・補助工法			
解析・設計検討の有無			
備考			

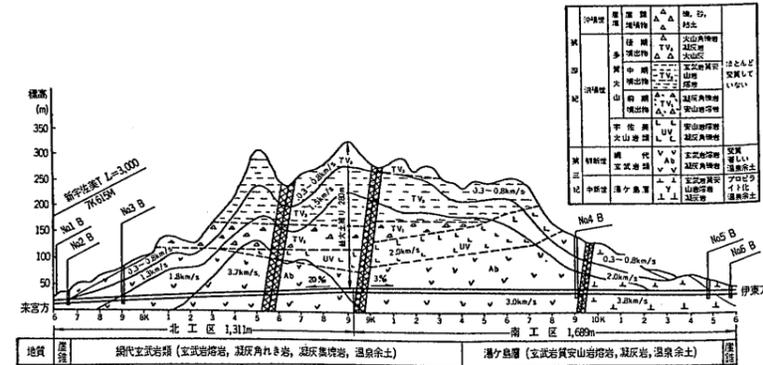


図-2 トンネル地質縦断面図

地質分布図、地質縦断面図

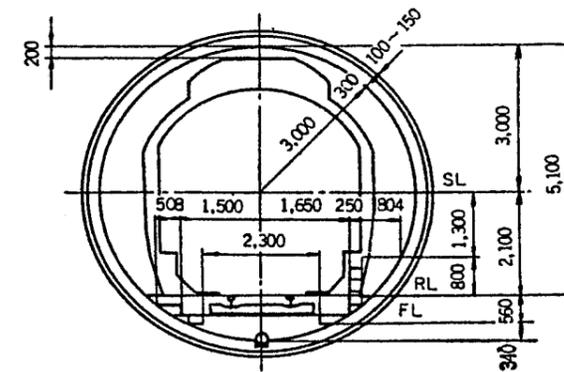
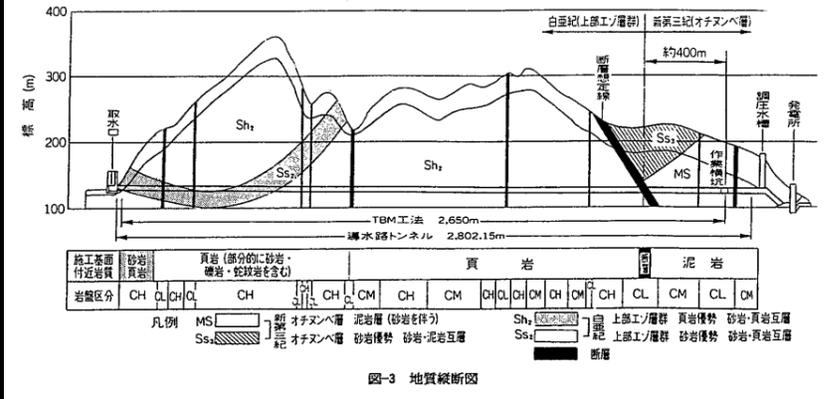


図-1 新宇佐美トンネル標準断面図

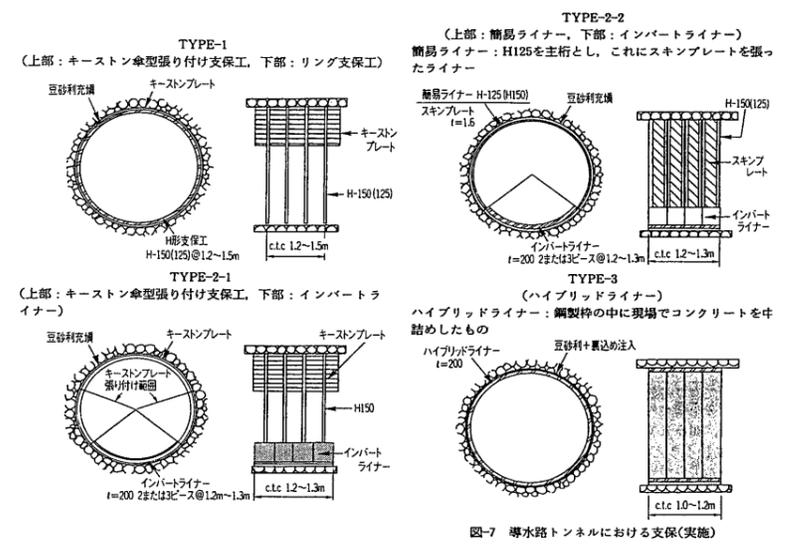
標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		T	
引用文献		川村他、日本最大径のTBMによる導水路の施工、トンネルと地下、1997年9月	
場所		北海道	
用途		発電所導水路	
施工時期		平成8年4月3日～	
地質・地形	土被り	0m～250m(最大250m)	
	地形、地質、岩種	東部より中生代ジェラ紀～白亜紀の空知層群、神居古潭構造帯の変成岩類、その西側に白亜紀の蝦夷累層群、さらにその西側に古第三紀の石狩層群が分布し、それらを覆う形で新第三紀川端層相当層(オチヌンベ層)が点的に分布している。	
	岩盤等級	CL～CM～CH級	
岩盤物性	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	オチヌンベ層の砂岩10～20 泥岩0.8～20
		せん断強度 (MPa)	
		内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤	オチヌンベ層の砂岩、泥岩互層で2.0～3.5
地山強度比		0.3～8.3	
トンネル仕様	断面	断面形状	円形 8.3m 内径6.90m、外径8.30m
		トンネル高さ (m)	外径8.30m、内径6.90m
		トンネル幅 (m)	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	支保パターンは支保パターン図参照
		鋼製部材仕様	
		支保工設置間隔 (m)	
		ロックボルト打設長 (m)	
		ロックボルト打設間隔 (m)	
二次支保	配筋の有無	不明	
	覆工厚 (cm)	70 (最小覆工厚35cm)	
	インパート有無 厚さ (cm)	無	
施工方法	工法	シールドタイプTBM	
	加背割	全断面	
	掘削長 (m)		
	掘削方法 (機械・発破)		
計測	計測項目	計測情報の有無	無
		内空変位	
		地中変位	
		ロックル軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製軸力	
		支保工曲げモーメント	
		二次覆工応力	
		その他	
施工状況について	不具合の有無・状況	崩落性地山のため切羽が自立せずカッターヘッド前方に崩落ずりが堆積し、前進不能になるトラブルおよび後胴引き寄せが不能になるトラブルがしばしば発生。	
	対策・補助工法	支保工として支保パターン図に示す、キーストン傘型張付け支保工、簡易ライナー、インパートライナー、ハイブリッドライナー(全周)等を使用	
解析・設計検討の有無		無	
備考			



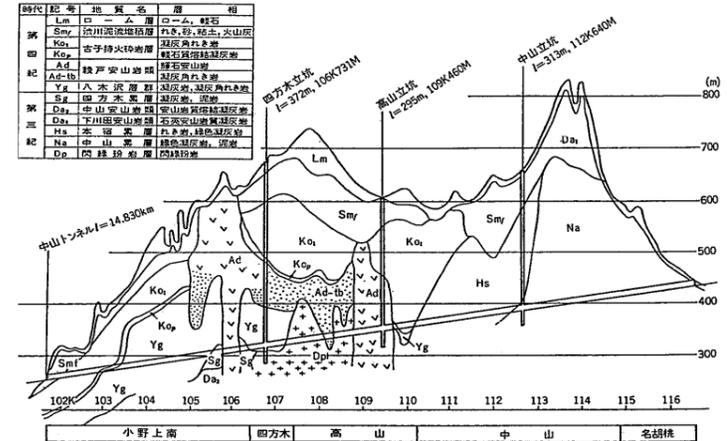
地質分布図、地質縦断面図



標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		中山トンネル	
引用文献		・新井田他、膨圧トンネルにおけるロックボルト工、上越新幹線中山トンネル、トンネルと地下、1977年4月 ・津田他、上越新幹線のトンネル総まとめ、トンネルと地下、1982年12月 ・大貫他、水没事故とその復旧工事(中山トンネル四方木工区)、トンネルと地下、1980年11月	
場所		群馬県	
用途		鉄道(新幹線)	
施工時期		昭和47年～昭和57年	
地質・地形	土被り	260～430m(最大430m)	
	地形、地質、岩種	新第三紀中新世の緑色凝灰岩(グリーンタフ)を基盤とし、基盤より貫入して吹き出た石英安山岩質溶岩がその上部を覆っている。基盤岩はよく固結しているものの、グリーンタフ特有の粘土鉱物化を呈し、全域的に強膨張性地山となっている。	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)	(中山工区岩石試験)25.0～27.0 (試験施工区間)19.7～20.8	
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa) せん断強度 (MPa) 内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤 Vp: 2.28～3.00, Vs: 1.04～1.63c	
	地山強度比	0.42～1.55(土被り300m) 1.0～3.8(土被り430m)	
トンネル仕様	断面	断面形状 トンネル高さ (m) トンネル幅 (m)	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	本坑掘削時一部で吹付けコンクリート施工
		鋼製 部材仕様 支保工 設置間隔 (m)	H-175、H-200、H-250、MU-29 (NATM区間)
		ロックボルト 打設長 (m) 打設間隔 (m)	2.0m、3.0m (NATM区間)
	二次支保	配筋の有無	
		覆工厚 (cm) インパート 有無 厚さ (cm)	上半巻厚50～90cm
施工方法	工法	在来工法、一部NATM工法	
	加背割	在来工法: 底設導坑先進、サイロット、上半先進	
	一掘進長 (m) ベンチ長 (m)		
	掘削方法 (機械・発破)	発破	
計測	計測情報の有無	導坑の試験施工による計測	
	計測項目	内空変位	変位量と収束日数
		地中変位	
		ロックボルト軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力 支保工 曲げモーメント	可縮支保工の収縮量
二次覆工応力 その他		坑内弾性波試験	
施工状況について	不具合の有無・状況	試験導坑における状況: ロックボルトベアリングプレートの著しい変形、変位量大きい(15～30cm)、収束経過日数が長い(80～100日)	
	対策・補助工法	中山工区で側壁導坑に試験的に施工した、比較的短いロックボルトによって、導坑の施工そのものについては、明るい見通しが持てるようになった。	
解析・設計検討の有無		無	
備考			



地質分布図、地質縦断面図

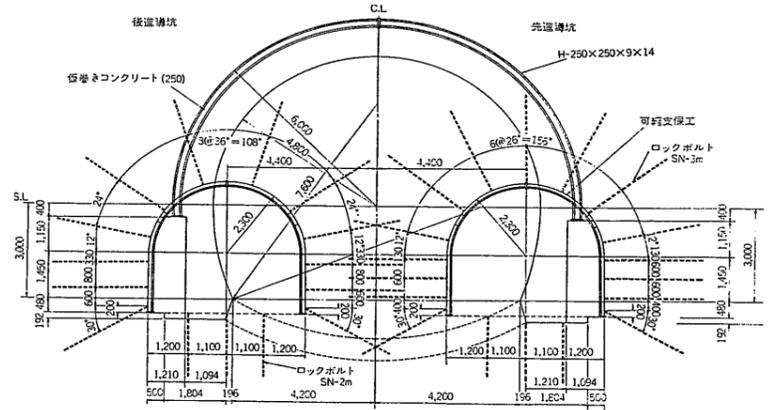
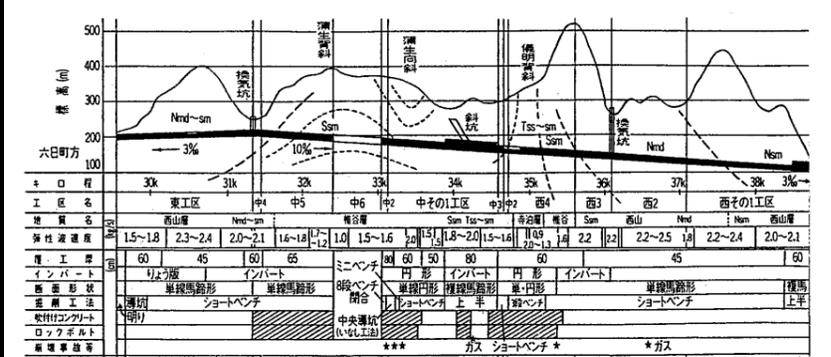


図-13 第2次試験施工区間施工図

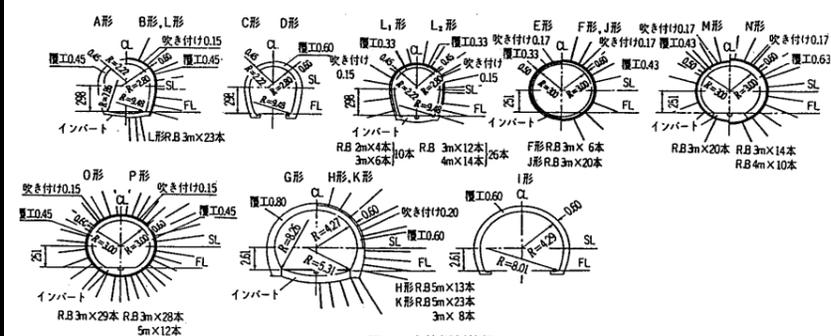
標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		鍋立山トンネル		
引用文献		<ul style="list-style-type: none"> ・井上他、強大な地圧に挑む(1),(2),(最終回)トンネルと地下、1978年4,5,6月 ・柴田他、19年ぶりに導坑貫通の鉄道トンネル、トンネルと地下、1993年1月 ・竹林他、トンネル施工事例にみる膨張性地山の実態、岩力シボ 論文報告集、1989年(第21回) ・土居他、超膨張性地山における導坑計画とその評価、岩力シボ 論文報告集、1989年(第21回) 		
場所		新潟県		
用途		鉄道		
施工時期		昭和48年着手～平成4年10月29日導坑貫通～		
地質・地形	土被り	泥岩部：120～200m		
	地形、地質、岩種	中工区は非常に地質が悪く、泥岩を主とし、激しい褶曲を受けたボロボロの軟弱な泥岩で矽カス、石油が湧出。掘削すると内空全周が押し出してくる膨張性地山。		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)	泥岩：19.96～22.36		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa) せん断強度 (MPa) 内部摩擦角 (°)		
		弾性波速度 (km/sec) 岩石 岩盤		
	地山強度比		泥岩：0.63～2.34	
トンネル仕様	断面	断面形状	円形	
		トンネル高さ (m)	6m	
		トンネル幅 (m)		
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	中工区：17cm (上半部に 6mm×150mm×150mm溶接金網取り付け)	
		鋼製 部材仕様	中工区：鋼管 216mm	
		支保工 設置間隔 (m)	0.75	
		ロック ボルト 打設長 (m)	3	
	二次支保	配筋の有無		
覆工厚 (cm)		有		
イン パート 厚さ (cm)		50～60		
施工方法	工法	中工区：ショートベンチおよびミニベンチ工法 (単線区間)		
	加背割	上下半分割、上半リツガット(核残し)		
	掘進長 (m)	0.75		
	ベンチ長 (m)	ショートベンチ12m ミニベンチ3m		
計測	計測情報の有無	各種計測		
		内空変位 地中変位 ロック 軸力 吹付コンクリート応力 鋼製 軸力 支保工 曲げモーメント 二次覆工応力 その他		
	計測項目	内空断面相対変位測定、岩盤相対変位測定		
		軸力分布測定、荷重測定		
		支保工による応力測定、変形測定		
施工状況について	不具合の有無・状況	中工区の強大な膨張性地圧による変状・崩壊		
	対策・補助工法	「試験結果と採用した工法の表」に各試験結果からロックボルト長の変更、工法の変更、鋼管支保工の採用が記載されている。		
解析・設計検討の有無		トンネル安定解析を行い、支保材について検討		
備考				



地質分布図、地質縦断図

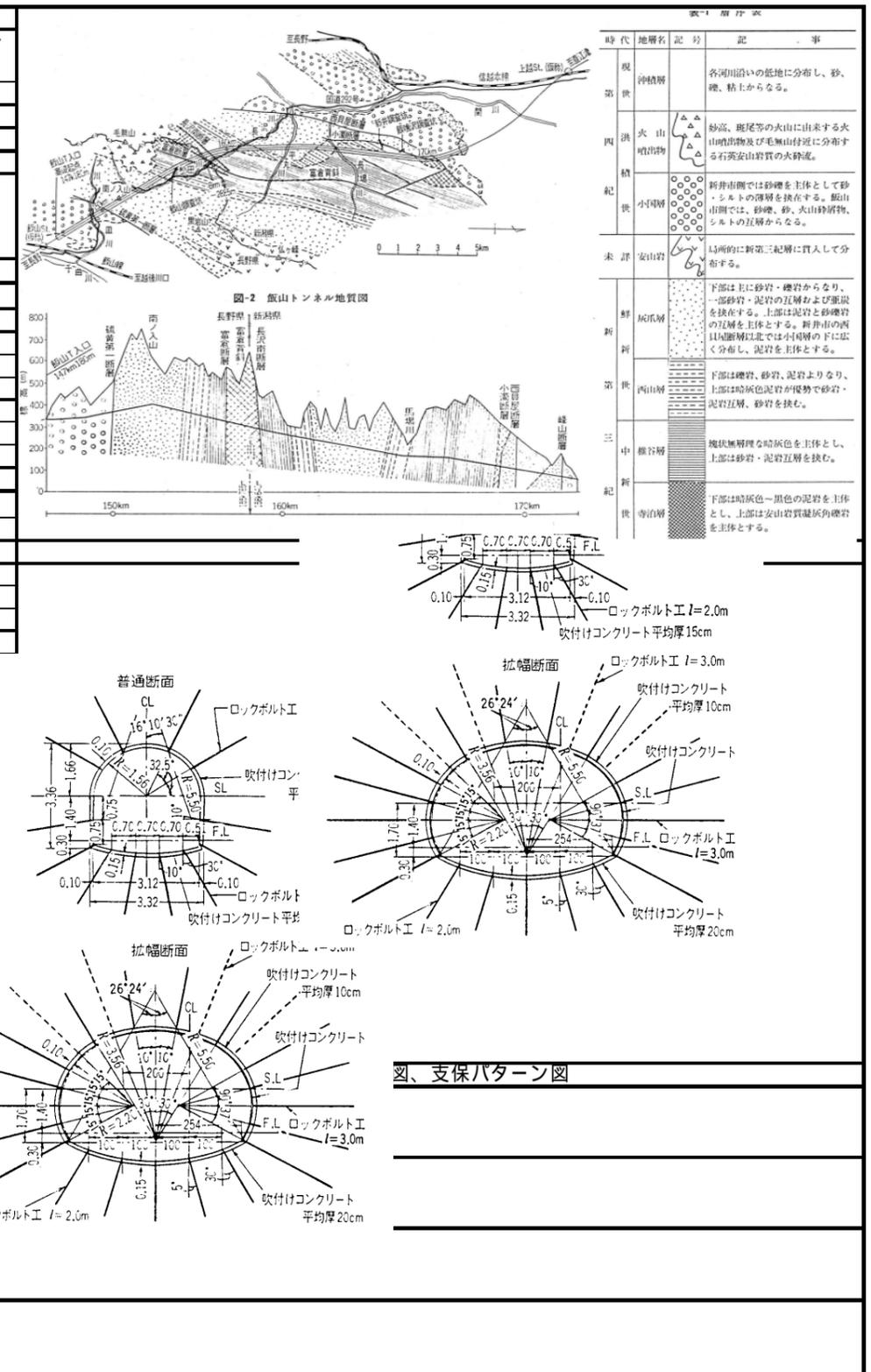


標準断面図、支保パターン図

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / トンネル・立坑施工事例集

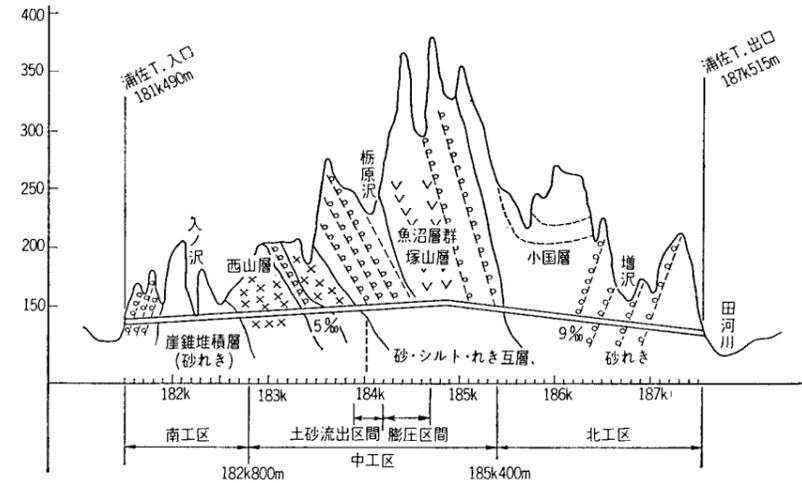
トンネル施工事例

トンネル名		飯山トンネル調査坑	
引用文献		大迫哲他、「膨圧層克服に自信を深めた飯山トンネル - 北陸新幹線調査坑試験報告 -」、トンネルと地下、1988年6月	
場所		北陸新幹線 長野県・新潟県境の東頸城丘陵を抜く山岳地に位置する	
用途		鉄道トンネルの調査坑	
施工時期			
地質・地形	土被り	最大約243m	
	地形、地質、岩種	新第三紀の寺泊層、椎谷層、西山層、灰爪層および第四紀の小国層から成る。トンネル全長の約三割に当たる6kmに暗灰色泥岩を主体とした椎谷層が分布。〔軟岩〕	
	岩盤等級		
岩盤物性	単位体積重量 (kN/m ³)	16.4 ~ 23.1kN/m ³	
	変形特性	変形係数 (MPa) 370 ~ 4060MPa ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	2.59 ~ 15.8MPa
		せん断強度 (MPa)	
		内部摩擦角 (°)	
		弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤
	地山強度比	0.90 ~ 2.93	
トンネル仕様	断面	断面形状	標準断面図参照 (普通断面: 約10m ² 、拡幅断面: 約20m ²)
		トンネル高さ (m)	普通断面: 約3.4m、拡幅断面: 約4.0m
		トンネル幅 (m)	普通断面: 約3.1m、拡幅断面: 約5.7m
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	平均10cm (普通断面)、平均20cm (拡幅断面)
		鋼製部材仕様	100H
		支保工設置間隔 (m)	
		ロックボルト打設長 (m)	2m
	二次支保	ボルト打設間隔 (m)	6本/m (地山状況に応じ増減)
		配筋の有無	
		覆工厚 (cm)	30cm
施工方法	インパート有無	有り	
	インパート厚さ (cm)		
	掘削方法 (機械・発破)	発破	
計測	計測項目	計測情報の有無	有り
		内空変位	変位量グラフ有り (最大225.5mm)
		地中変位	一部の測定結果有り
		ロックボルト軸力	一部の測定結果有り
		吹付コンクリート応力	
		鋼製軸力	
		支保工曲げモーメント	
		二次覆工応力	
その他			
施工状況について	不具合の有無・状況	有り (西山層での原油とガスの湧出) 極端な膨圧は発生しなかった。一部で検定爆薬を使用した。	
	対策・補助工法	原油、ガスの湧出量からみて本坑施工時には通常の防爆対策を行えば十分	
解析・設計検討の有無		無し	
備考			

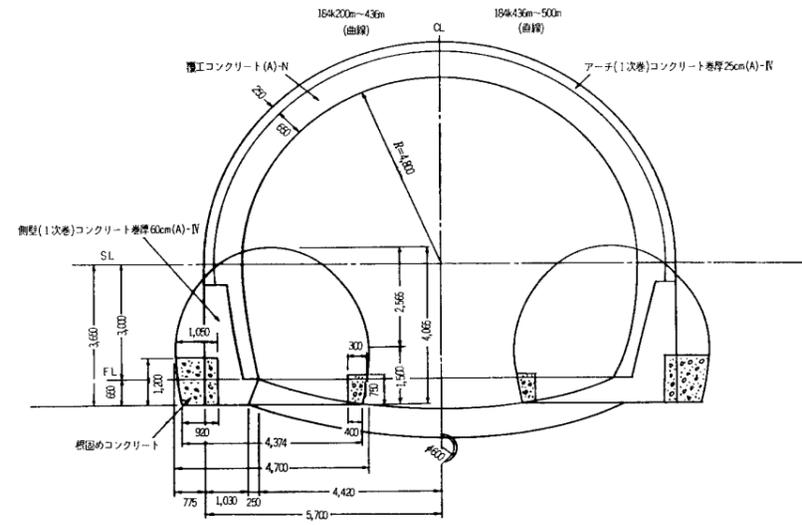


トンネル施工事例

トンネル名		浦佐トンネル		
引用文献		山口輝吉他、「土砂流失と膨圧地帯を貫く - 上越トンネル浦佐トンネル -」、トンネル		
場所		上越新幹線 新潟県魚沼丘陵を通過する位置		
用途		鉄道トンネル		
施工時期		昭和51年11月～		
地質・地形	土被り	最大約220m		
	地形、地質、岩種	新第三紀中新世の西山層、鮮新世の魚沼層群塚山層から構成される。西山層は亀裂の多い安山岩および安山岩質凝灰岩で所々に粘土を挟む破砕帯があった。塚山層は西山層と接しており、その境界付近から本線と平行して背斜構造の褶曲断層が走る。この断層を境として約250m区間に出現する層は、凝灰質の角礫凝灰岩・凝灰質砂岩・泥岩を挟む未固結の砂岩・砂れき・泥岩の互層である。〔軟岩〕		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)	20.0, 21.0kN/m ³		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	迂回坑：0.70～1.56MPa (1軸圧縮強度表有り) 膨張区間：2.57MPa, 2.93MPa	
		せん断強度 (MPa)		
		内部摩擦角 (°)		
弾性波速度 (km/sec)	岩石			
岩盤				
地山強度比	0.86～0.93 (岩石試験ベース)			
トンネル仕様	断面	断面形状		
		トンネル高さ (m)	9.35m	
		トンネル幅 (m)	11.4m	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	0.25m	
		鋼製 部材仕様	200H, 250H	
		支保工 設置間隔 (m)	800mm	
	二次支保	ロック ボルト 打設長 (m)	3.0m	
		ボルト 打設間隔 (m)	約1.0m	
		配筋の有無		
		覆工厚 (cm)	65cm	
施工方法	工法	NATM		
	加背割	底設導坑先進上半断面工法から側壁導坑先進上半断面工法に変更		
計測	計測項目	計測情報の有無	導坑にて：内空断面相対変位、岩盤相対変位、支保工の応力の計測・グラフ有り	
		内空変位	Max25mm	
		地中変位		
		ロックボルト軸力		
		吹付コンクリート応力		
		鋼製 軸力		
支保工 曲げモーメント				
二次覆工応力				
その他				
施工状況について	不具合の有無・状況	有り 湧水を伴う砂・砂れきを主とする土砂流出（大小数十回）と泥岩・砂れき地帯での膨圧（支保工の変状・座屈、盤ぶくれ現象）に遭遇		
	対策・補助工法	土砂流出区間：掘削工法変更。水抜きホース（130～250mm、総延長約400m）、薬液注入工、水抜き坑など 膨張区間：導坑では、縫返し、ボックスタイプの支保工150H@900採用、ストラット挿入、上半では、200H (@800mm) から250H (@800mm) に変更、インバートでは、250H@2000mmストラットの施工後65cmのコンクリート打設など。		
解析・設計検討の有無		無し		
備考				



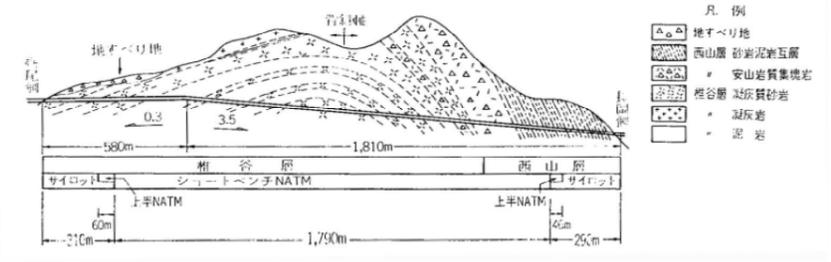
地質分布図、地質縦断面図



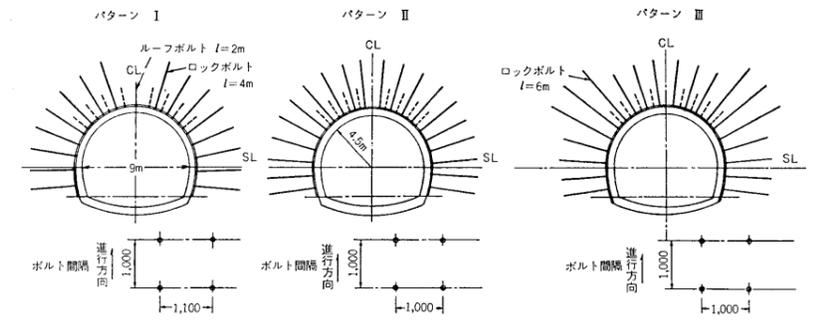
標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		新榎トンネル		
引用文献		佐々木隆男および山岸俊男、「超膨張性地山区間と湧水区間におけるNATM - 国道351号新榎トンネル -」、トンネルと地下、1982年5月		
場所		国道351号線 新潟県栃尾市大字比礼と長岡市宮地町の間を結ぶ位置		
用途		道路トンネル		
施工時期		昭和52年～		
地質・地形	土被り	最大約200m		
	地形、地質、岩種	魚沼丘陵の最北端部、東山丘陵地に位置。トンネル施工地とその周辺の標高は250～300m、新第三紀中新世に属する椎谷層、西山層より構成。トンネル周辺にはその上部層にあたる灰爪層が分布、これと不整合に第四紀層の最下部層である矢代田層が覆っている。中央部付近には東山油田を形成する背斜軸がある。地層傾斜はその背斜軸を境に栃尾側は10～20°の緩傾斜、長岡側は70～80°の急傾斜になっている。〔軟岩〕		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)			
	変形特性	変形係数 (MPa)	40.0, 1,40.0MPa (設計用物性値)	
		ポアソン比	0.32, 0.4 (設計用物性値)	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	椎谷層: 1.0MPaおよび2.0～10.0MPa、西山層泥岩: 2.0～10.0MPa、西山層砂岩: 1.0～3.0MPa	
		せん断強度 (MPa)	0.15, 0.20MPa (設計用物性値)	
	内部摩擦角 (°)	30° (設計用物性値)		
	弾性波速度 (km/sec)	岩石		
		岩盤		
	地山強度比	椎谷層: 0.25および0.5～2.5、西山層泥岩: 0.5～2.5、西山層砂岩: 0.25～0.75 (単重20kN/m ³ と想定)		
トンネル仕様	断面	断面形状	三心円	
		トンネル高さ (m)	約8.0m	
		トンネル幅 (m)	9.0m	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)		
		鋼製部材仕様		
		支保工設置間隔 (m)		
		ロックボルト打設長 (m)	3m, 4m, 6m (ルーフボルト 2m)	
	二次支保	配筋の有無		
		覆工厚 (cm)		
		インパート厚さ (cm)	有り	
施工方法	工法	NATM		
	加背割	上半NATM (側壁導坑掘削後上半掘削), ショートベンチNATM		
	一掘進長 (m)			
	ベンチ長 (m)			
	掘削方法 (機械・発破)			
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位		
		地中変位	最大10mm～20mm	
		ロックボルト軸力	圧縮最大2t、引張最大3t	
		吹付コンクリート応力		
		鋼製軸力		
		支保工曲げモーメント		
		二次覆工応力		
その他				
施工状況について	不具合の有無・状況	有り 超膨張性地山区間と湧水区間 (100～200?/min) に遭遇、大変形に伴う天端崩落、吹付コンクリートにせん断クラック発生、補強ボルトの破断など (崩落原因: 節理面のせん断強度不足、砂岩と泥岩の節理面の縁切れ、4mロックボルトの補強ゾーン不足)		
	対策・補助工法	湧水対策: 先進水抜きボーリング、水抜き導坑、グラウトによる地盤注入 膨張地山対策: 補強ボルト、縫い返し、インパート部にロックボルト (1断面12本) 打設、崩落箇所には8mのロックボルト		
解析・設計検討の有無		膨張性地圧に対処するには在来工法では困難と考えNATMの採用となった		
備考		膨張原因として、塑性領域の拡大がロックボルト長を大きく超えている、椎谷層の泥岩が素因となって膨張している、泥岩と砂岩の節理面や泥岩中の節理面などの個所が特に膨張している、栃尾側の褶曲運動が終了していないため、そのエネルギーがトンネル掘削により解放されて膨張している、が推察されている。		



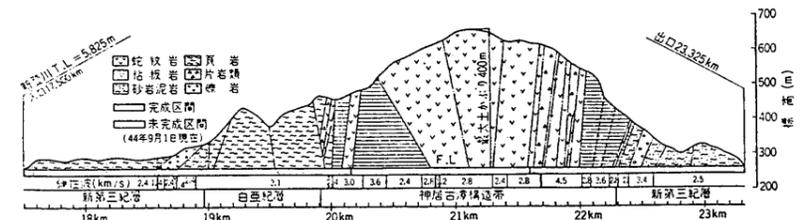
地質分布図、地質縦断面図



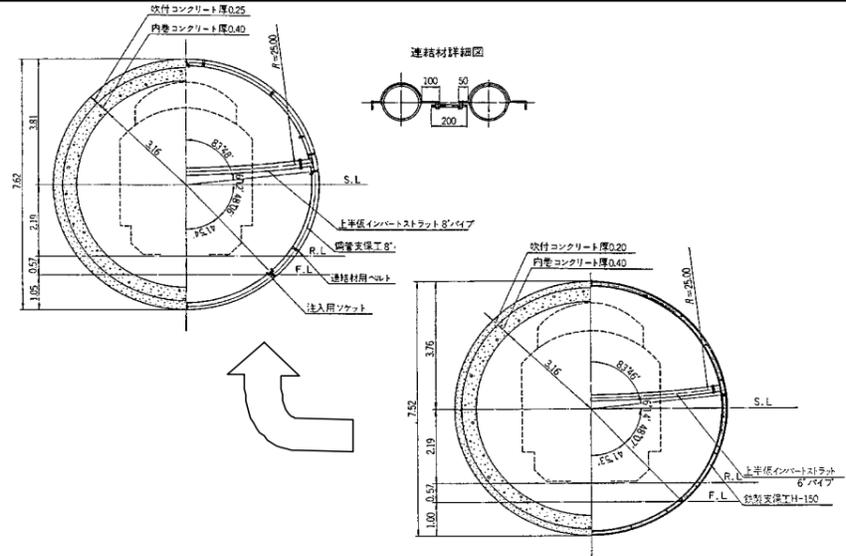
標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		新登川トンネル		
引用文献		足立貞彦他、「紅葉山線・新登川トンネルの蛇紋岩区間の施工法と膨張土圧の測定結果について」、第5回トンネル工学シンポジウム、1969年		
場所		紅葉山線 北海道紅葉山線		
用途		鉄道トンネル		
施工時期		昭和41年10月～		
地質・地形	土被り	最大400m		
	地形、地質、岩種	新登川トンネル中央部には、神居古潭構造帯があり、蛇紋岩を間に挟んでその周縁部には片岩類、粘板岩、頁岩、砂岩、泥岩等が分布している。この構造帯は全域に渡り、日本最大規模の蛇紋岩帯が分布していることで著名。新登川トンネルでは全長5825mのうち1300mにわたり蛇紋岩の出現が予想される。〔軟岩～硬岩〕		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)	蛇紋岩：22 (葉状蛇紋岩)～26kN/m ³ (硬質蛇紋岩)		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa) せん断強度 (MPa) 内部摩擦角 (°)		
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤		
	地山強度比	硬質蛇紋岩：3500m/s以上、葉状蛇紋岩 (粘土化)：2000～3000m/s 4.8 (硬質蛇紋岩)、0.01～0.14 (葉状蛇紋岩)		
トンネル仕様	断面	断面形状 トンネル高さ (m) トンネル幅 (m)		
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)		
		鋼製 部材仕様	H125 H150 鋼管 (8"モルタル中詰)	
		支保工 設置間隔 (m)	0.7m (H鋼) 0.9m (H鋼) 0.5m ² ヲチ (鋼管) (変状に併せて逐次変更)	
	二次支保	ロックボルト 打設長 (m)		
		配筋の有無	当初配筋したが、吹付けコンクリート内に空洞を造るマイナス面より、無筋とした	
施工方法	工法	在来工法		
	加背割	ベンチ式掘削		
	掘削方法 (機械・発破)	発破		
計測	計測情報の有無	有り		
	計測項目	内空変位	対策前：内空最大変位44cm	
		地中変位		
		軸力		
		吹付コンクリート応力		
		鋼製 軸力	150H時の軸力最大：1700kN、鋼管8"時の最大軸力：260kN	
支保工 曲げモーメント				
施工状況について	不具合の有無・状況	有り 膨張性地山に遭遇 (下半インパート支保工のジョイント付近等において著しい座屈を起こし、上半仮インパートストラットは座屈変形し、吹付けコンクリートも全面はく脱した)		
	対策・補助工法	二重巻工法 (真円断面、ベンチ式掘削、中詰鋼管支保工利用、掘削直後の吹付けコンクリート施工)		
解析・設計検討の有無		土圧測定結果に基づいた土圧解析結果あり		
備考				



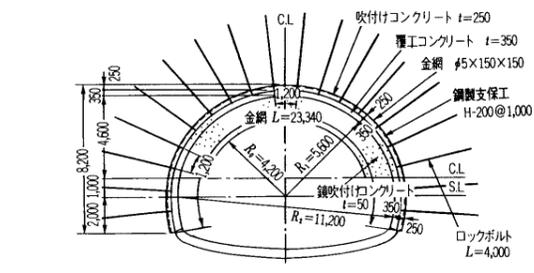
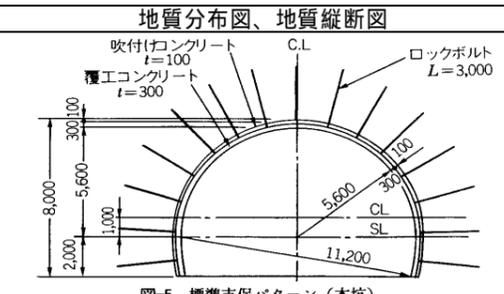
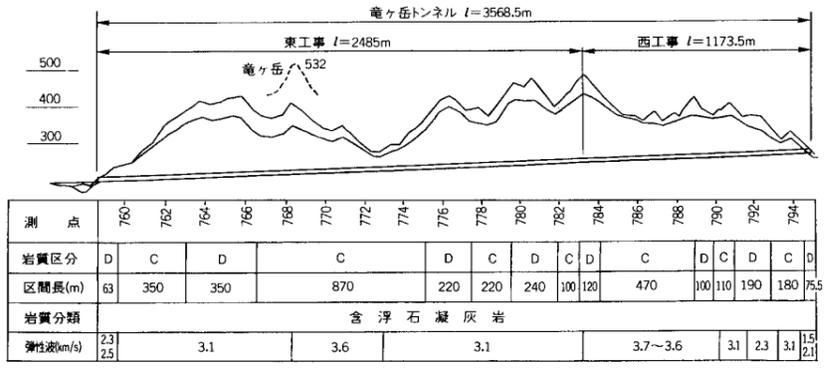
地質分布図、地質縦断面



標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

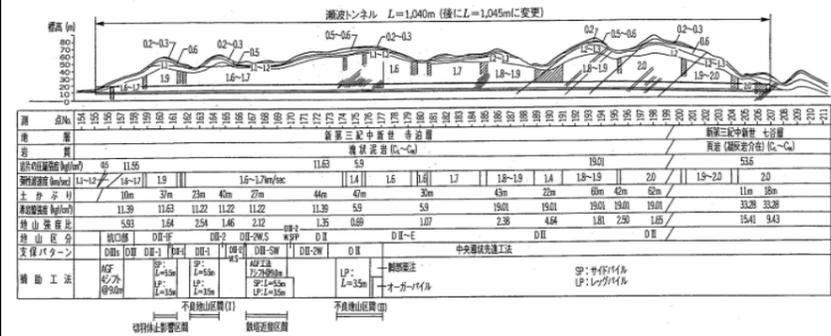
トンネル名		竜ヶ岳トンネル		
引用文献		・佐々木勝他、「大型自由断面掘削機で大断面に挑む - 磐越自動車道 竜ヶ岳トンネル -」、トンネルと地下、1993年12月 ・北里新生他、「凝灰岩の変質帯を長尺鏡ボルトで突破 - 磐越自動車道 竜ヶ岳トンネル -」、トンネルと地下、1996年2月		
場所		磐越自動車道 福島県新潟県境付近 (福島県耶麻郡津町)		
用途		高速道路トンネル		
施工時期		平成5年1月～		
地質・地形	土被り	最大約200m		
	地形、地質、岩種	標高500m前後の急峻な山地をなし、トンネル中央部付近は馬の背状の細尾根を呈する。当地域を構成する地質は、新第三紀中新世の緑色を呈する凝灰岩からなり、通称「グリーンタフ」と称されている。全体的に含浮石凝灰岩(新第三紀中新世)で構成される。この凝灰岩は軽石や火山岩片を多量に含むが、割れ目は未発達である。比較的新鮮な部分は緑灰色を呈する。トンネル中央部には灰白色を呈する変質帯が出現する。〔軟岩〕		
岩盤物性	岩盤等級	C～D		
	単位体積重量 (kN/m ³)	緑灰色凝灰岩19.6kN/m ³ 、灰白色凝灰岩19.3kN/m ³		
	変形特性	変形係数 (MPa) 緑灰色凝灰岩2120MPa、灰白色凝灰岩390.5MPa ポアソン比 緑灰色凝灰岩0.379、灰白色凝灰岩0.277 (動ポアソン比)		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	緑灰色凝灰岩10.6MPa、灰白色凝灰岩2.81MPa	
		せん断強度 (MPa)		
		内部摩擦角 (°)		
	弾性波速度 (km/sec)	岩石	緑灰色凝灰岩2.56km/s、灰白色凝灰岩0.87km/s	
地山強度比	岩盤	坑口部を除くトンネル全体はおおむね3.1～3.7km/s		
トンネル仕様	断面	断面形状	標準断面図参照	
		トンネル高さ (m)	7.6m	
		トンネル幅 (m)	11.2m	
	一次支保	吹付けコンクリート厚 (cm)	標準: 10cm, 本坑変質帯部: 15cm 25cm	
		鋼製部材仕様	標準部無し、本坑変質帯部: H-125 (@1000) H-200 (@1000): 変更	
		支保工設置間隔 (m)	1.0m	
		ロックボルト打設長 (m)	3m, 4m	
	二次支保	配筋の有無	金網: 変質帯上半のみ (5×150×150)	
		覆工厚 (cm)	標準部: 30cm, 本坑変質帯部: 30cm 35cmに見直し変更	
		インパート有無	変質帯のみ	
施工方法	工法	NATM		
	加背割	補助ベンチ付き全断面掘削工法		
	一掘進長 (m)			
	ベンチ長 (m)			
	掘削方法 (機械・発破)	機械掘削		
計測	計測項目	計測情報の有無	有り	
		内空変位	本坑変質帯部: 最大変位量40mm	
		地中変位	側方地中変位計: 切羽から掘削径の1D後方で全変位量の90%の変位	
		ロックボルト軸力		
		吹付けコンクリート応力		
		鋼製部材軸力		
		支保工曲げモーメント		
		二次覆工応力		
その他	トンネルのひずみ (本坑) は変質帯で最大0.4%			
施工状況について	不具合の有無・状況	有り 避難坑の変質帯で掘削面の剥離、吹付けコンクリートにクラック発生。本坑変質帯では掘削後時間の経過とともに、上半鏡にクラックが生じ、鏡面の崩落 (8～30m ³) が頻りに生じるようになったため、鏡ボルト (長さ4m、15～18本) と鏡吹付けコンクリート (厚さ5cm) を施工したが、崩壊はその後もたびたび発生し、約50m ³ 規模の鏡面崩壊が発生した。		
	対策・補助工法	避難坑において、増しロックボルトと仮インパートを施工。本坑変質帯部では先行長尺鏡ボルト (高強度FRPボルト、長さ40m、13本) 及び、鏡吹付けコンクリート (厚さ15cm) を施工。		
解析・設計検討の有無		避難坑における変質帯の観察結果、試験結果、計測結果を踏まえ、本坑の支保工設計の見直しを行った。 地山は弾塑性体、Mohr-Coulombの破壊基準に従う。		
備考				



標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		瀬波トンネル		
引用文献		佐藤起一、松田 健、若月和人 タイトル：低強度寺泊層泥岩の変形対策、トンネルと地下、2000年2月		
場所		新潟県		
用途		一般国道トンネル		
施工時期		年 月 - 年 月		
地質・地形	土被り	10m ~ 62m (最大62m)		
	地形、地質、岩種	・ 標高80m程度の丘陵 ・ 地質は第三紀中世寺泊層の泥岩が主体である。地質ボーリングデータによれば、コアは全体的に軟質で部分的に粘土化部や角礫部を挟んでいる。		
岩盤物性	岩盤等級	D、D、E		
	単位体積重量 (kN/m ³)			
	変形特性	変形係数 (MPa)		
	強度特性	ポアソン比		
		一軸圧縮強度 (MPa)	0.59 ~ 5.36 (不良地山区間0.59)	
		せん断強度 (MPa)		
	弾性波速度 (km/sec)	岩石	0.5 ~ 2.0 (不良地山区間)	
岩盤				
地山強度比	0.69 ~ 15.41 (不良地山区間0.69)			
トンネル仕様	断面	断面形状	3心円形状	
		トンネル高さ (m)	10.8	
		トンネル幅 (m)	13.8 ~ 14.0	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	25	
		鋼製支保工	部材仕様	H-150
		ロックボルト	設置間隔 (m)	1.0
	二次支保	配筋の有無		
		覆工厚 (cm)	40	
		インパート	有無	有り
		厚さ (cm)	50	
施工方法	工法	ベンチ掘削工法		
	加背割	上半、下半、インパート		
	一掘進長 (m)			
	ベンチ長 (m)	上半：7.0m、下半：1.8m、インパート：2.0m		
	掘削方法 (機械・発破)	機械		
計測	計測項目	計測情報の有無	有り	
		内空変位	120mm (不良地山)	
		地中変位	最大100mm 地山側 (不良地山)	
		ロックボルト軸力	最大約180kN (不良地山)	
		吹付コンクリート応力	1 ~ 8.5MPa (不良地山)	
		鋼製軸力	1000 ~ 1900kN (不良地山)	
		支保工曲げモーメント	0 ~ 250kN・m 内空側 + (不良地山)	
		二次覆工応力		
		その他		
		施工状況について	不具合の有無・状況	
対策・補助工法	(不良地山) 長尺フェイスボルト (L=15m (5.0m/本×3)、34本/切羽、中空GFPRボルト 32mm)、薬液注入 (試験施工、注入材：超微粒子セメント+急硬材)、ウイングリブ 高強度鋼繊維補強吹付けコンクリート (f'ck=35N/mm ² 、増吹付け厚15cm、鋼繊維混入率1.0vol.%)、脚部補強パイル (φ=350、L=7.5m、芯材 (H-125))			
解析・設計検討の有無				
備考				



地質分布図、地質縦断面図

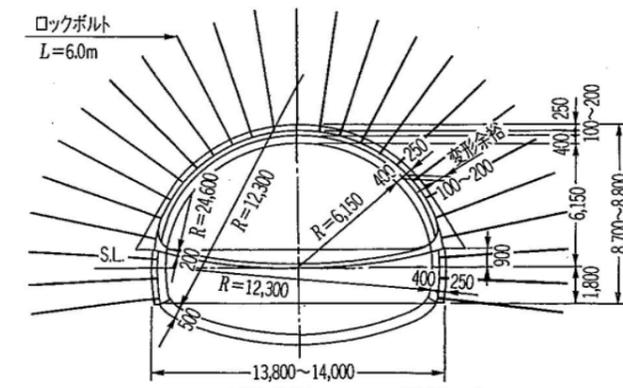


図-2 標準支保パターン図(D II)

標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		金田トンネル	
引用文献		安東祐三、渡辺康司、上松瀬義人、高土庄断層破砕帯を薬液注入工法で突破、トンネルと地下、2001年3月	
場所		岩手県と青森県の県境	
用途		鉄道トンネル(新幹線トンネル)	
施工時期		平成5年10月～平成11年7月	
地質・地形	土被り	10m～260m(最大260m)	
	地形、地質、岩種	法光寺派生断層周辺は土かぶり70～260mまで徐々に増加する高土かぶり区間であり、地表は山林である。砂岩・泥岩の互層(Ks:qu=5～20N/mm ²)を主体とする地質である。	
	岩盤等級	D	
岩盤物性	単位体積重量(kN/m ³)		
	変形特性	変形係数(MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度(MPa)	5～20N/mm ² (法光寺派生断層周辺、砂岩・泥岩互層)
		せん断強度(MPa)	
		内部摩擦角(°)	
		弾性波速度(km/sec)	岩石 岩盤
	地山強度比	1.0以下～4.0(法光派生断層周辺)	
トンネル仕様	断面	断面形状	2心円形状
		トンネル高さ(m)	約9.5
		トンネル幅(m)	約10.5
	一次支保	吹付コンクリート厚(cm)	20
		鋼製部材仕様	H-150
		支保工設置間隔(m)	1.0
		ロックボルト打設長(m)	4.0
	二次支保	打設間隔(m)	1.0
		配筋の有無	有りの場合は径@ピッチも記載
		覆工厚(cm)	
インパート	有無		
	厚さ(cm)	50	
施工方法	工法	ベンチ掘削工法	
	加背割	上半、下半、インパート	
	一掘進長(m)		
	ベンチ長(m)	上半:5.5m、下半:3.0m、インパート:1.0m	
	掘削方法(機械・発破)	機械	
計測	計測項目	計測情報の有無	あり
		内空変位	45mm
		地中変位	最大33mm(地山側)
		ロックボルト軸力	最大200kN
		吹付コンクリート応力	最大20MPa
		鋼製軸力	
		支保工曲げモーメント	
		二次覆工応力	
		その他	
		施工状況について	不具合の有無・状況
対策・補助工法	薬液注入(範囲:120°、17m、超微粒子セメント懸濁型);主に止水目的 先受け工(48.6、L=3m、10本/1断面、14断面)		
解析・設計検討の有無			
備考			

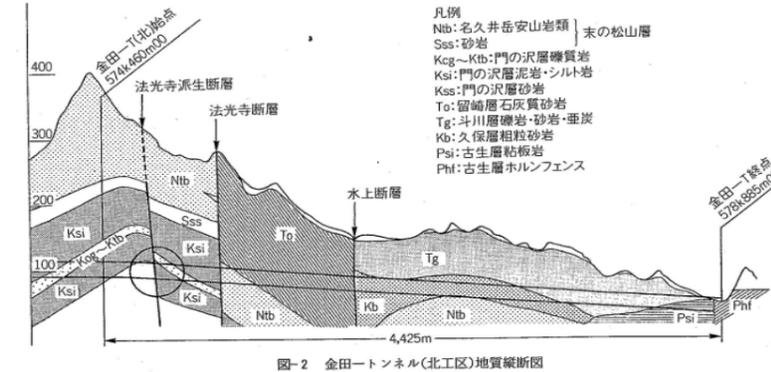


図-2 金田トンネル(北工区)地質縦断面図

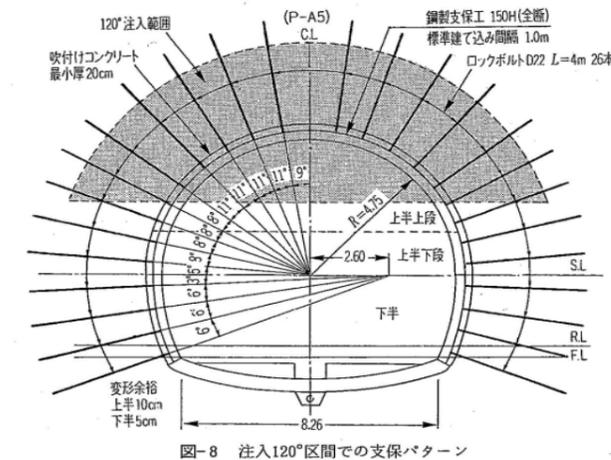


図-8 注入120°区間での支保パターン

標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		飯山トンネル(木成区)		
引用文献		竹津英二・小島隆・森田隆三郎、 膨張性地山を多重支保工で克服 北陸新幹線 飯山トンネル木成区、 トンネルと地下 第34巻 8号 pp.7-13、2003年		
場所		新潟県		
用途		鉄道		
施工時期		平成12年3月～平成16年6月		
地質・地形	土被り	16m～270m(ほぼ200m程度)		
	地形、地質、岩種	椎谷層 新第三紀中新世 主に泥岩 砂岩・凝灰岩狭在 片状に割れやすく、割れ目鏡肌化 周辺地山にメタンガス存在 板倉区との境界付近に小濁衝上断層の影響による擾乱帯が存在 亀裂質・軟質		
岩盤物性	岩盤等級	記載なし		
	単位体積重量 (kN/m ³)	18.5 (軟質部)		
	変形特性	変形係数 (MPa)	500～2000	
		ポアソン比	記載なし	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	1～10	
		せん断強度 (MPa)	記載なし	
		内部摩擦角 (°)	記載なし	
弾性波速度 (km/sec)	岩石	記載なし		
地山強度比	岩盤	記載なし		
トンネル仕様	断面	断面形状	馬蹄形	
		トンネル高さ (m)	10.575	
		トンネル幅 (m)	11.25	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	25 (当初プレーン、後に補強繊維入 = 化学繊維: パルチップ)	
		鋼製 部材仕様	H200	
		支保工 設置間隔 (m)	1	
		ロック 打設長 (m)	4.0 4.5	
		ボルト 打設間隔 (m)	記載なし	
	二次支保	配筋の有無	無 一次支保工に顕著な破損がある場合、 鋼製支保工H125使用 (設置間隔1m)	
		覆工厚 (cm)	12.5 (当初補強繊維入、後にプレーン)	
インパート 有無 厚さ (cm)		当初有、後に省略 (一次インパートに早強コンクリート使用時は 1回あたり約20m施工。一次をインパートストラットH200+吹付け25cmに変更後は 二次省略) 20 (1回あたり)		
施工方法	工法	NATM (ショートベンチカット工法およびミニベンチカット工法)		
	加背割	上半・下半・インパート		
	一掘進長 (m)	記載なし		
	ベンチ長 (m)	15前後 (最長)		
計測	計測項目	計測情報の有無	有	
		内空変位	最大内空変位量 140～150mm	
		地中変位	記載なし	
		ロック 軸力	記載なし	
		吹付コンクリート応力	最大約29.5N/mm ²	
		鋼製 軸力	記載なし	
		支保工 曲げモーメント	記載なし	
		二次覆工応力	6.5～17.4N/mm ²	
その他	最大変位速度30～150mm/day 天端沈下 = 内空変位の20～30%			
施工状況について	不具合の有無・状況	本坑交点部において、門型支保工の座屈・ハイテンションボルトの破断などの現象が発生 鋼製支保工の降伏点を超過。吹付けコンクリートにおいても破損やクラックの発生が確認され、破損による落下状況が多数確認されている。		
	対策・補助工法	多重支保工 (二重支保工) の採用。 吹付けは、補強繊維を混入し、クラック発生後の耐力低下の防止を図り、落下防止対策としている。		
解析・設計検討の有無		無		
備考				

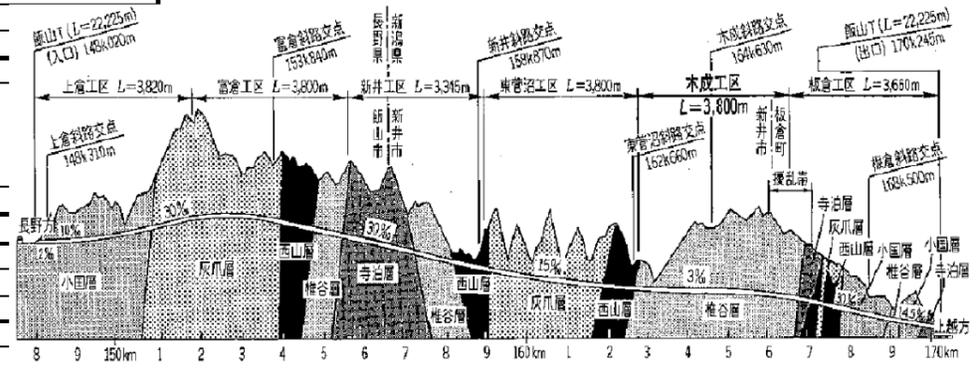


図-2 飯山トンネル地質縦断面図

地質分布図、地質縦断面図

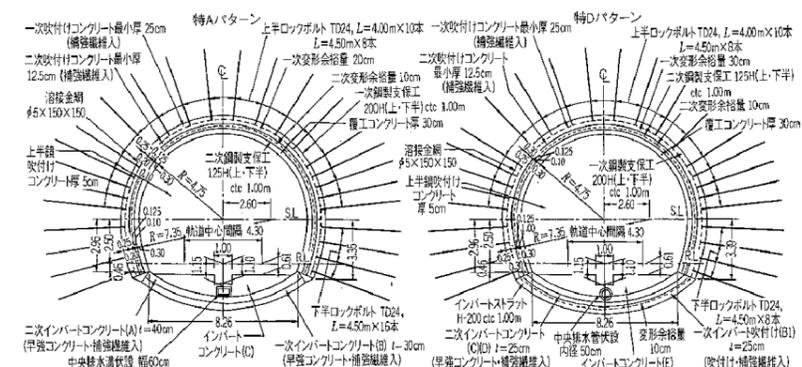
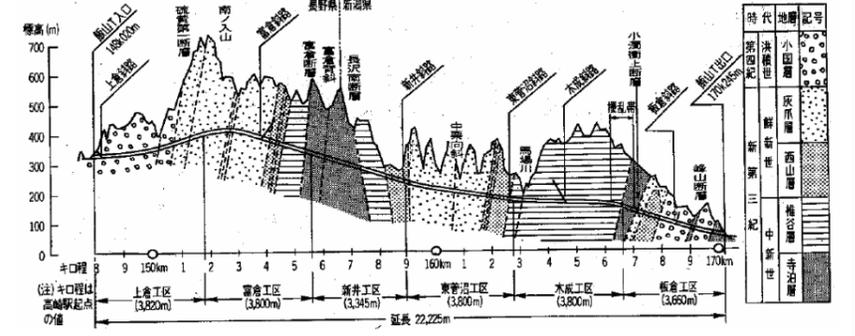


図-6 多重支保パターン図

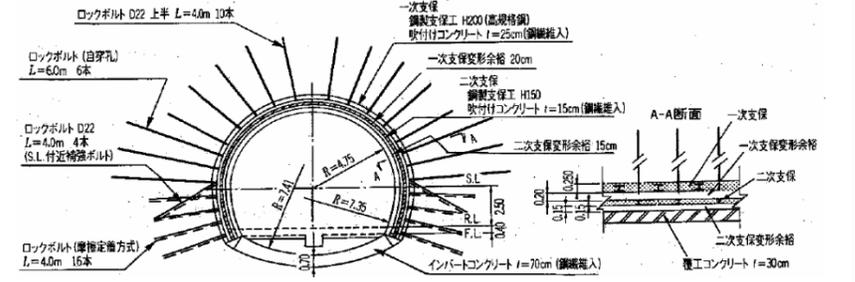
標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		飯山トンネル(富倉工区)		
引用文献		北川修三・梶原雄三・鈴木恒男・川原一則、 二重支保工法で膨張性地山を克服 北陸新幹線 飯山トンネル富倉工区、 トンネルと地下 第31巻 11号 pp.7-16、2000年		
場所		長野県		
用途		鉄道		
施工時期		平成10年6月～平成12年6月		
地質・地形	土被り	灰爪層：138.5m～202.0m(工区全体：最大約300m 地質縦断面図より算出)		
	地形、地質、岩種	灰爪層(新第三紀鮮新世 主に砂岩・泥岩 礫岩・凝灰角礫岩層狭在) 擾乱 割れ目鏡肌化 砂岩・礫岩は低固結 炭物質からのガス検出 その他の地質：寺泊層・椎谷層(同中新世)、西山層(同鮮新世) 一部の浅部で多亀裂なせん断帯 濁池断層		
岩盤物性	岩盤等級	記載なし		
	単位体積重量 (kN/m ³)	19(岩石試験結果図より算出)		
	変形特性	変形係数 (MPa)	138(岩石試験結果図より算出)	
		ポアソン比	記載なし	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	0.99～13.0(泥岩)、0.74～8.73(砂岩)	
		せん断強度 (MPa)	記載なし	
		内部摩擦角 (°)	記載なし	
弾性波速度 (km/sec)	岩石	記載なし		
	岩盤	2.5前後(土被り200m以上、弾性波速度2.5未満の箇所) 吹付けコンクリート変状)		
地山強度比		約0.4(岩石試験結果図より算出)		
トンネル仕様	断面	断面形状	馬蹄形	
		トンネル高さ (m)	10.55	
		トンネル幅 (m)	11.6	
	一次支保	吹付けコンクリート厚 (cm)	25(鋼繊維入り)	
		鋼製 部材仕様	200H(SS540)Q支保パターン	
		支保工 設置間隔 (m)	1	
		ロック ボルト 打設長 (m)	4.0 6.0	
	二次支保	配筋の有無	無 鋼製支保工H150 吹付けコンクリート15cm厚	
		覆工厚 (cm)	30	
		イン パート 有無 厚さ (cm)	有 70(鋼繊維入り)	
施工方法	工法	NATMによる補助ベンチ付き全断面掘削工法		
	加背割	上半・下半・インパート		
	一掘進長 (m)	記載なし		
	ベンチ長 (m)	記載なし		
	掘削方法(機械・発破)	機械		
計測	計測項目	計測情報の有無	有	
		内空変位	最大約240mm(上半水平測線)	
		地中変位	記載なし	
		ロックボルト軸力	記載なし	
		吹付けコンクリート応力	最大約33MPa	
		鋼製 軸力	記載なし	
		支保工 曲げモーメント	記載なし	
		二次覆工応力	記載なし	
その他	二次支保の応力値：最大3MPa程度			
施工状況について	不具合の有無・状況	支保パターンF～H区間にて28m進行した時点にて上り線側壁にクラック発生。変位も大きい。 上半根底部の押し出しにより、上下半接続部でスムーズな形状が維持できず軸力伝達ができない。鏡ボルト・吹付けを採用したが切羽の押し出しは大きい。 き裂が多く発達したせん断帯で切羽の崩壊が発生。また天端付近においてメタンガスの噴出が認められている。		
	対策・補助工法	増し打ちロックボルト6m×20本打設。その他支保パターン区間においても増しボルトや一部ボルトの長さ変更、変形余裕量を採用したパターンに変更している。 先進ボーリングによる地質調査を実施。 二重支保工の採用。		
解析・設計検討の有無		無		
備考		文献提出時点での掘進地点：灰爪層		



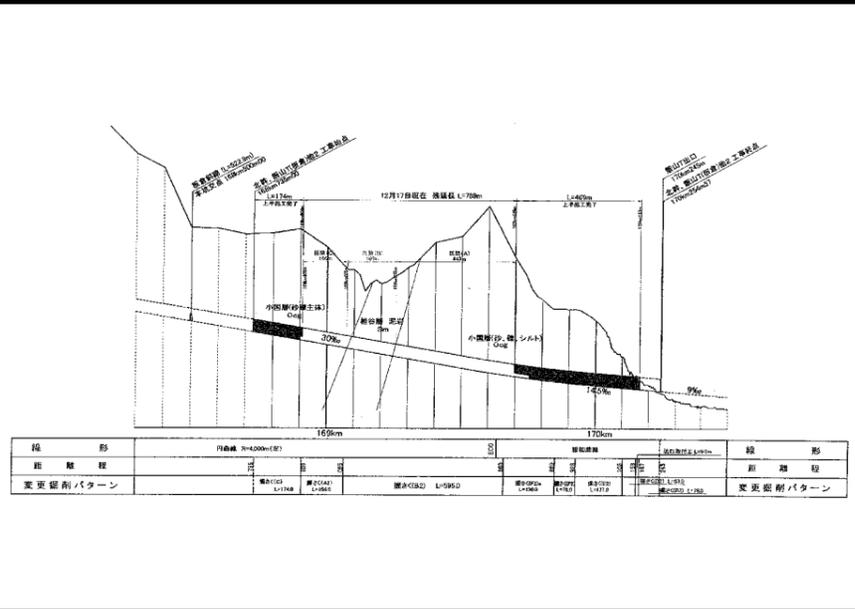
地質分布図、地質縦断面図



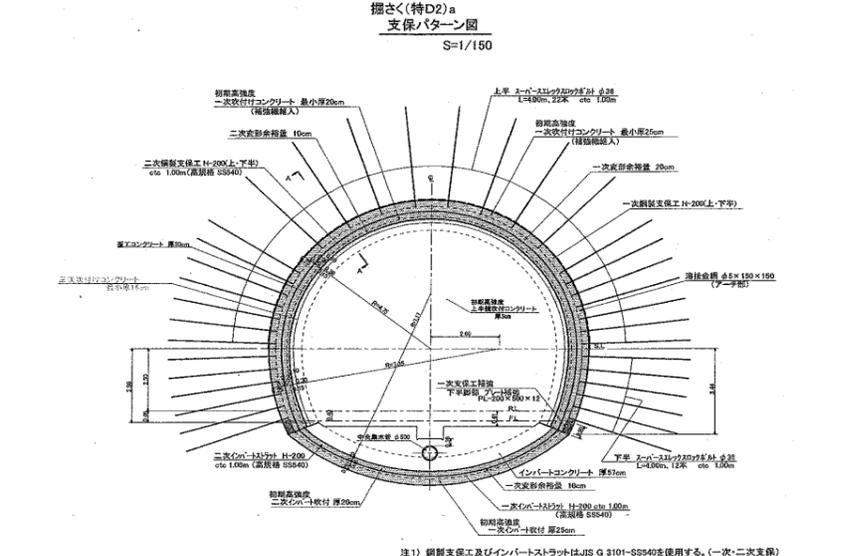
標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		飯山トンネル(板倉工区)		
引用文献				
場所		新潟県		
用途		鉄道(新幹線)		
施工時期		2000年3月 ~ 2004年5月		
地質・地形	土被り	15.0m ~ 約200.0m		
	地形、地質、岩種	・砂岩、脆弱泥岩 ・多量湧水・膨圧・有毒ガスの問題有り。		
	岩盤等級	(日本鉄道建設公団)特S ~ I _N		
岩盤物性	単位体積重量 (kN/m ³)	18.0		
	変形特性	変形係数 (MPa)	150.0	
		ポアソン比	0.35	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	3.0	
		せん断強度 (MPa)		
		内部摩擦角 (°)	15.0 ~ 20	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石		
		岩盤		
	地山強度比	0.72 ~ 1.0		
トンネル仕様	断面	断面形状	馬蹄型	
		トンネル高さ (m)	約7.7	
		トンネル幅 (m)	約9.5	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	1次: 25.0 2次: 20.0 3次: 15.0	
		鋼製部材仕様	1次: H-200 2次: H-200	
		支保工設置間隔 (m)		
		ロック打設長 (m)	4.0	
	二次支保	配筋の有無	1次: H-200 2次: H-200	
		覆工厚 (cm)	30.0	
		インパート有無	1次 2次	
	厚さ (cm)	25.0 20.0		
施工方法	工法	上半先進ショートベンチカット		
	加背割			
	一掘進長 (m)			
	ベンチ長 (m)			
	掘削方法 (機械・発破)	機械		
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位	有	
		地中変位	有	
		ロック軸力	有	
		吹付コンクリート応力	有	
		鋼製軸力	有	
		支保工曲げモーメント	有	
		二次覆工応力		
		その他		
		施工状況について	不具合の有無・状況	著しい膨張性地山に遭遇し、支保工などに変状が生じた。
対策・補助工法	多重支保工を適用すると共に、施工状況を3次元解析により再現し、計測結果と対比して1次、2次支保工の挙動を監視した。			
解析・設計検討の有無		3次元有限差分解析		
備考				



地質分布図、地質縦断面図

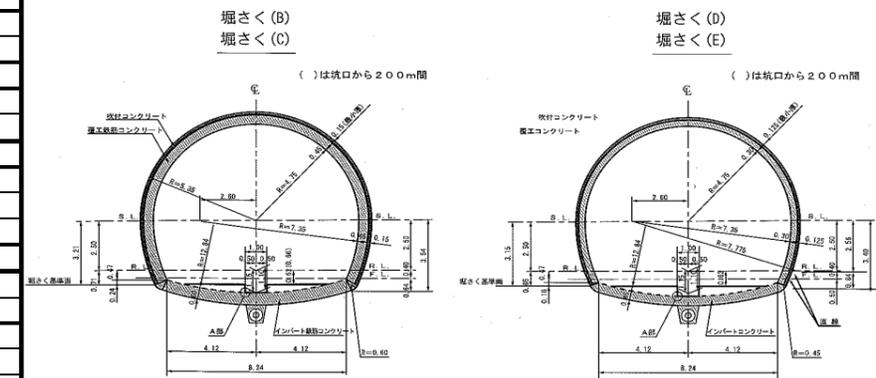


標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

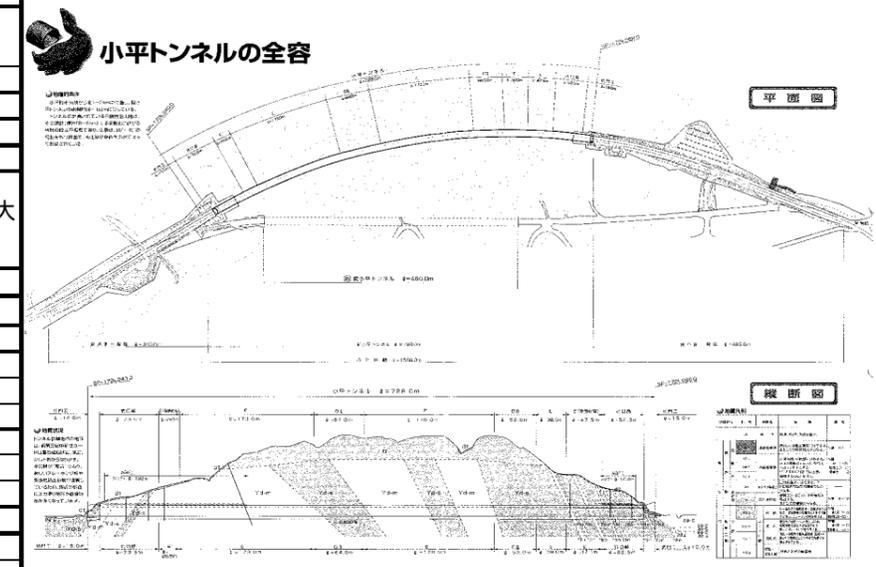
トンネル名		朝日トンネル			
引用文献					
場所		富山県			
用途		鉄道（新幹線）			
施工時期		1998年3月 ~ 2001年10月			
地質・地形	土被り	120m ~ 140m（笹川河床部では約19m）			
	地形、地質、岩種	当該地質は、新第三紀中新世の北陸層群に当たる。岩種は、砂岩及びシルト岩であるが、一部破碎された泥岩部では土砂状を呈していた。また途中の笹川横断面では、河床部の土被りが2D以下であり、河床から玉石混じりの砂礫、新第三紀風化火山礫凝灰岩及び流紋岩質岩などで構成されている。			
岩盤物性	岩盤等級	（日本鉄道建設公団）特S ~ I _N （電中研）D級			
	単位体積重量 (kN/m ³)	22.1 ~ 22.9			
	変形特性	変形係数 (MPa)			
		ポアソン比			
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	4.0 ~ 8.5		
		せん断強度 (MPa)			
弾性波速度 (km/sec)	岩石	(V _P) 1.108 ~ 2.025 (V _S) 0.445 ~ 0.982			
地山強度比	岩盤				
トンネル仕様	断面	断面形状	馬蹄型		
		トンネル高さ (m)	約7.7		
		トンネル幅 (m)	約9.5		
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	12.5		
		鋼製 部材仕様	H-150		
		支保工 設置間隔 (m)			
		ロック ボルト 打設長 (m)	3.0 ~ 4.5		
	二次支保	打設間隔 (m)			
		配筋の有無			
		覆工厚 (cm)	30		
施工方法	工法	NATM工法			
	加背割	上半先進掘削			
計測	計測項目	掘削方法 (機械・発破)	機械		
		内空変位	有		
		地中変位	有		
		ロック 軸力	有		
		吹付コンクリート応力	有		
		鋼製 軸力	有		
		支保工 曲げモーメント			
		二次覆工応力			
		その他			
		施工状況について	不具合の有無・状況	一部、アーチ天端からの崩落有り。	
対策・補助工法	岩石試験、解析などから、地山評価を行ない、適切な支保工・計測を計画、実施した。				
解析・設計検討の有無		FEM解析（2次元平面ひずみ場）			
備考					

地質分布図、地質縦断面

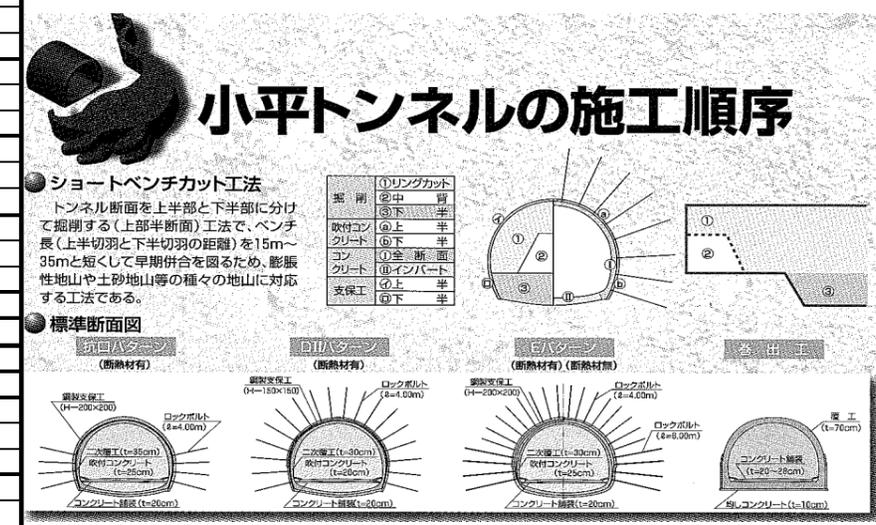


標準断面図、支保パターン図

トンネル名		小平トンネル		
引用文献				
場所		北海道		
用途		一般道路		
施工時期		1998年7月 ~ 2003年12月		
地質・地形	土被り	最浅13.0m		
	地形、地質、岩種	・泥岩 ・膨張性を有する第三紀中新世ユードロ層で、泥岩主体区間と砂岩主体区間に大別される。		
	岩盤等級	(道路公団) 泥岩主体層：E級 砂岩主体層：D級		
岩盤物性	単位体積重量 (kN/m ³)	21.4 (泥岩部)		
	変形特性	変形係数 (MPa) 9.5 (泥岩部) ポアソン比 0.4 (泥岩部)		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa) 泥岩部：0.1~1.1 (砂岩部)：1.7~2.3		
		せん断強度 (MPa) 14.0 (泥岩部)		
	弾性波速度 (km/sec)		岩石 弾性波速度 (km/sec) 14.0 (泥岩部) 岩盤	
	地山強度比		泥岩部：0.1~1.0 砂岩部：1.0~2.0	
トンネル仕様	断面	断面形状	馬蹄型	
		トンネル高さ (m)	約6.7	
		トンネル幅 (m)	約12.0	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	20.0 ~ 25.0	
		鋼製 部材仕様	H-200	
		支保工 設置間隔 (m)	0.9 ~ 1.0	
		ロック ボルト 打設長 (m)	4.0	
	二次支保	配筋の有無	有	
		覆工厚 (cm)	30.0 ~ 35.0	
		イン パート 有無 厚さ (cm)	有 50.0	
施工方法	工法	上半先進		
	加背割			
	一掘進長 (m)			
	ベンチ長 (m)			
掘削方法 (機械・発破)		機械		
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位	有	
		地中変位	有	
		ロックボルト軸力		
		吹付コンクリート応力	有	
		鋼製 軸力	有	
		支保工 曲げモーメント	有	
		二次覆工応力		
		その他		
		施工状況について		不具合の有無・状況 試補の沈下現象発生。
対策・補助工法		AGF - OFP、AGF - P併用 (ほぼ全線AGF工法) 実施。		
解析・設計検討の有無		FEM解析		
備考				

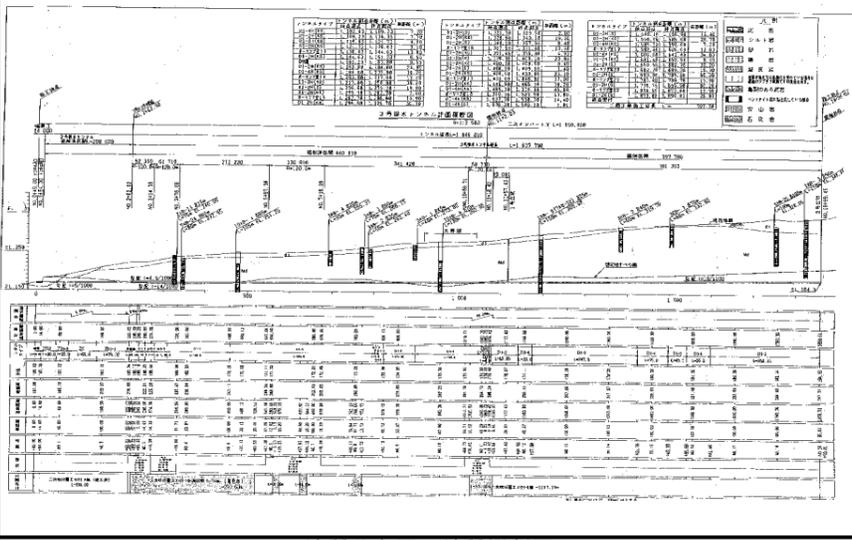


地質分布図、地質縦断図



標準断面図、支保パターン図

トンネル施工事例

トンネル名		板倉排水路トンネル		
引用文献		工事記録より		
場所		新潟県		
用途		排水路		
施工時期		1995年9月 ~ 1997年12月		
地質・地形	土被り	約20.0m ~ 180.0		
	地形、地質、岩種	板倉地区は、新潟県中頸城郡板倉町の南部山間地帯にあり、県下でも有数の地滑り多発地帯である東頸城丘陵に位置する。地質構造としては、新第三紀の泥岩及び凝灰岩が確認される。		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)			
	変形特性	変形係数 (MPa)		
		ポアソン比		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)		
		せん断強度 (MPa)		
	内部摩擦角 (°)			
	弾性波速度 (km/sec)	岩石		
		岩盤		
	地山強度比	1.0前後		
トンネル仕様	断面	断面形状	幌型、馬蹄型	
		トンネル高さ (m)	約2.35	
		トンネル幅 (m)	約2.5	
	一次支保	吹付コンクリート厚 (cm)	15.0	
		鋼製部材仕様	H-125	
		支保工設置間隔 (m)	0.7	
		ロックボルト打設長 (m)	3.0 (必要区間のみ)	
	二次支保	ボルト打設間隔 (m)	0.6	
		配筋の有無		
		覆工厚 (cm)	15.0 (必要区間のみ)	
工法	工法	NATM工法		
	加背割	全断面掘削		
施工方法	一掘進長 (m)			
	ベンチ長 (m)			
	掘削方法 (機械・発破)	自由断面掘削機械		
	掘削方法 (機械・発破)	自由断面掘削機械		
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位	有	
		地中変位		
		ロックボルト軸力		
		吹付コンクリート応力	有	
		鋼製軸力	有	
		支保工曲げモーメント		
		二次覆工応力		
その他				
施工状況について	不具合の有無・状況			
	対策・補助工法	坑口パイプルーフ (L=40.0m)、鏡吹付けコンクリート (t=2.5cm) 支保Dパターンにより、鏡吹付け、鏡ボルト実施		
解析・設計検討の有無				
備考				

地質分布図、地質縦断面図

標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

立坑名		中山トンネル四方木立坑	
引用文献		串山他、湧水と闘う立坑工事 上越新幹線中山トンネル、トンネルと地下、1975年	
場所		群馬県小野上村～月夜野町	
用途		鉄道（新幹線）トンネル用換気立坑	
施工時期		昭和47年～昭和57年（中山トンネルの施工期間）	
地質・地形	土被り	最大372m	
	地形、地質、岩種	新第三紀の緑色凝灰岩類、石英安山岩類を基盤とし、その上に洪積世の子持山・小野子山両火山が厚く堆積したもの。深度160～170m、230～250mに堅硬緻密な2枚の溶岩流安山岩が、深度275～290mに細粒砂岩層を挟む泥質岩が認められ、いずれも不透水層と考えられる。それ以外の大部分は、種々の大きさの岩塊、凝灰岩及び火山泥流が無秩序に堆積しており、地下水位は地表より86m付近。	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa)	
		ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa)	
内部摩擦角 (°)			
弾性波速度 (km/sec)	岩石		
岩盤			
立坑仕様	断面	断面形状 仕上内径 (m)	円形 6.0m
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	
		鋼製 部材仕様	
		支保工 設置間隔 (m)	
		ロック 打設長 (m)	
		ボルト 打設間隔 (m)	
		配筋の有無	
		覆工厚 (cm)	40cm
		立坑深度 (m)	372m
	施工方法	工法	ショートステップ工法
一掘進長 (m)		2.4m	
掘削方法 (機械・発破)			
計測	計測項目	計測情報の有無	
		内空変位	
		地中変位	
		軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
その他			
施工状況について	不具合の有無・状況	最大9.6t/minの大量湧水に遭遇	
	対策・補助工法	セメントミルク、LW等の止水注入材を立坑周辺地盤、立坑底で注入を行ったが効果が得られず、立坑断面外に周辺注入用作業室を構築し、立坑周辺からの注入を立坑掘削に先立って実施した。	
解析・設計検討の有無			
備考			

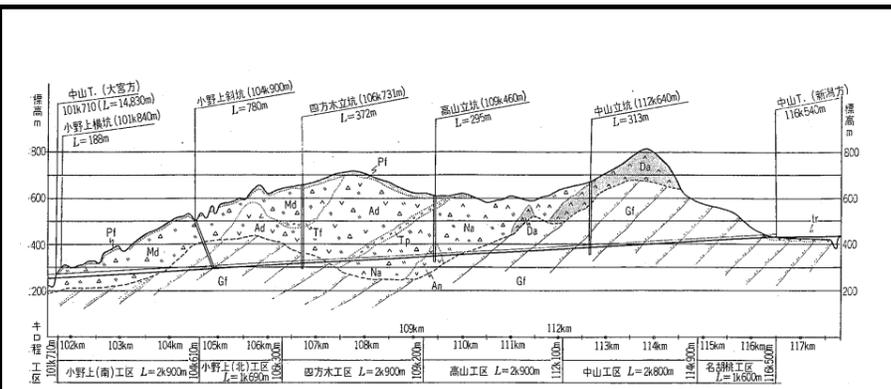


図-1 中山トンネル地質縦断面図

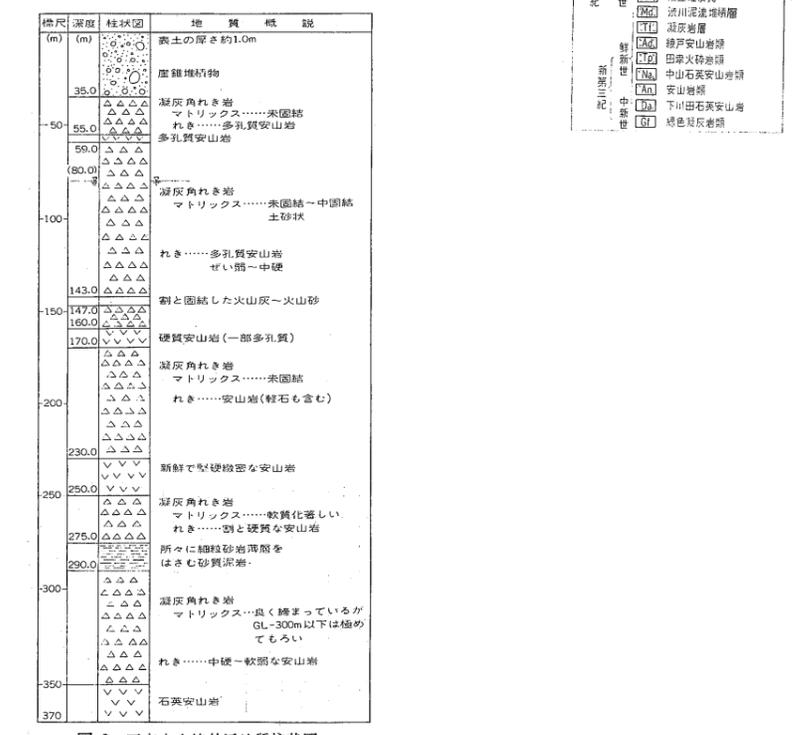


図-2 四方木立坑付近地質柱状図

地質分布図、地質縦断面図、標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

立坑名		中山トンネル高山立坑		
引用文献		串山他、湧水と闘う立坑工事 上越新幹線中山トンネル、トンネルと地下、1975年		
場所		群馬県小野上村～月夜野町		
用途		鉄道（新幹線）トンネル用換気立坑		
施工時期		昭和47年～昭和57年（中山トンネルの施工期間）		
地質・地形	土被り	最大295m		
	地形、地質、岩種	新第三紀の緑色凝灰岩類、石英安山岩類を基盤とし、その上に洪積世の子持山・小野子山両火山が厚く堆積したもの。地表より190mまではルーズな凝灰角れき岩、安山岩、火山角れき岩、石英安山岩など複雑な互層よりなり、その間に未固結な凝灰質の火山砂をはさんでいる。190m以下は安山岩溶岩となっている。		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)			
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)		
		せん断強度 (MPa)		
		内部摩擦角 (°)		
弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤			
地山強度比				
立坑仕様	断面	断面形状 仕上内径 (m)	円形 6.0m	
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)		
		鋼製 部材仕様 支保工 設置間隔 (m)		
		ロック 打設長 (m)		
		ボルト 打設間隔 (m)		
		配筋の有無		
	覆工厚 (cm)	40cm		
	立坑深度 (m)	295m		
施工方法	工法	ショートステップ工法		
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位		
		地中変位		
		ロックボルト軸力		
		吹付コンクリート応力		
		鋼製 軸力 支保工 曲げモーメント		
		二次覆工応力		
		その他		
		施工状況について	不具合の有無・状況	0.05t/minの大量湧水に遭遇
			対策・補助工法	セメントミルク、LW等の止水注入材を立坑周辺地盤、立坑底で注入を実施。また、8本のディープウェル（深度200m）による強制排水の他、ソレタンシュ式注入工法を併用した。
解析・設計検討の有無				
備考				

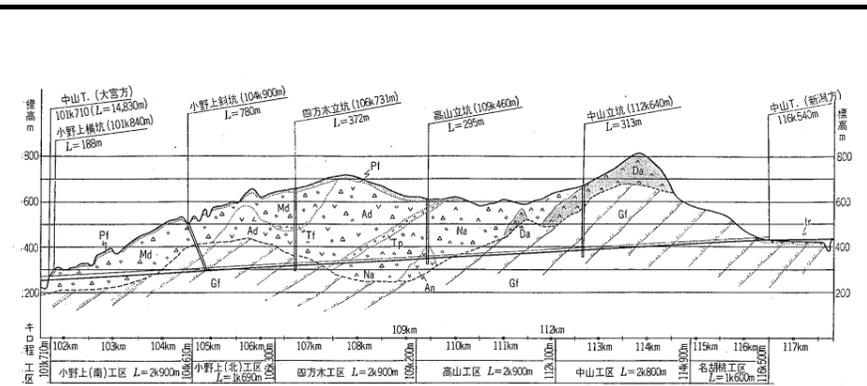


図-1 中山トンネル地質縦断面図

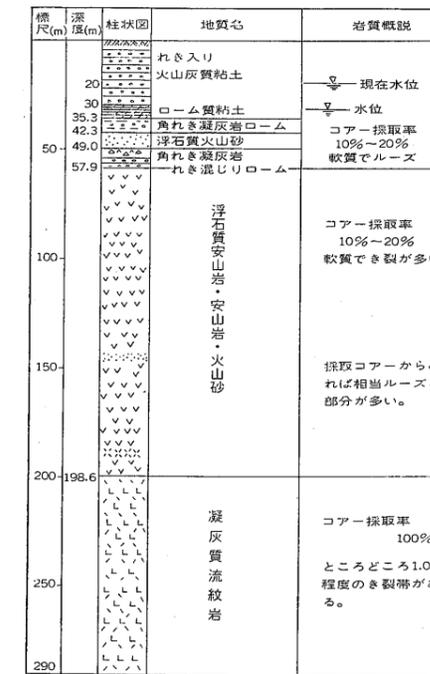


図-3 高山立坑付近地質柱状図

地質分布図、地質縦断面図 / 標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

立坑名		中山トンネル中山立坑	
引用文献		串山他、湧水と闘う立坑工事 上越新幹線中山トンネル、トンネルと地下、1975年	
場所		群馬県小野上村～月夜野町	
用途		鉄道（新幹線）トンネル用換気立坑	
施工時期		昭和47年～昭和57年（中山トンネルの施工期間）	
地質・地形	土被り	最大313m	
	地形、地質、岩種	新第三紀の緑色凝灰岩類、石英安山岩類を基盤とし、その上に洪積世の子持山・小野子山両火山が厚く堆積したもの。立坑の上部は新第三紀の石英安山岩、下部は緑色凝灰岩類からなっている。	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa) 内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤	
地山強度比			
立坑仕様	断面	断面形状 仕上内径 (m)	
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	
		鋼製 部材仕様	
		支保工 設置間隔 (m)	
		ロック 打設長 (m)	
		ボルト 打設間隔 (m)	
	配筋の有無		
覆工厚 (cm)	40cm		
立坑深度 (m)	313m		
施工方法	工法	ショートステップ工法	
	一掘進長 (m)	3.0m	
	掘削方法 (機械・発破)		
計測	計測項目	計測情報の有無	
		内空変位	
		地中変位	
		ロックボルト軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
その他			
施工状況について	不具合の有無・状況	記載無し	
	対策・補助工法		
解析・設計検討の有無			
備考			

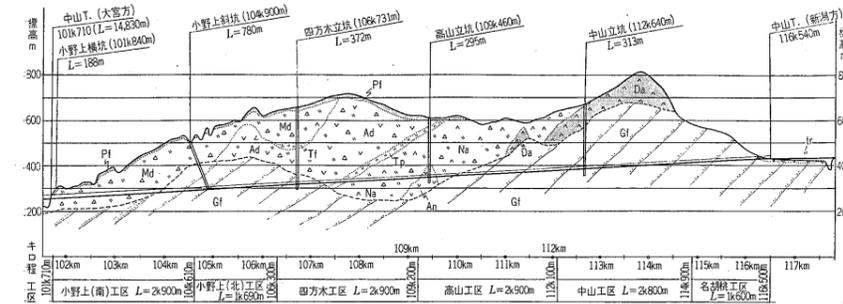


図-1 中山トンネル地質縦断面図

時代	記号	地層名
第四紀	Q	洪積堆積物
	T	段丘堆積物
第三紀	Na	流川泥流堆積層
	Ad	凝灰岩層
新第三紀	Ad	綠色凝灰岩層
	Ad	綠色凝灰岩層
	Ad	綠色凝灰岩層
中新世	Ad	綠色凝灰岩層
	Ad	綠色凝灰岩層

地質分布図、地質縦断面図/標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

立坑名		関越トンネル谷川立坑	
引用文献		定塚他、破碎帯偏土圧による変状とその対策 関越トンネル谷川換気用立坑、トンネルと地下、1984年	
場所		群馬県利根郡水上町坑口より約3.7kmの位置	
用途		道路トンネル用換気立坑	
施工時期		昭和52年11月～昭和58年11月（関越トンネルの施工期間）	
地質・地形	土被り	最大180m	
	地形、地質、岩種	地表面から約40mは崖錐層および転石層であり、下部は節理の多い花崗岩であり、数箇所に破碎帯も確認されている。	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa)	
		ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa)	
		内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石	
		岩盤	
	地山強度比		
立坑仕様	断面	断面形状	円形
		仕上内径 (m)	9.7m
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	
		鋼製 部材仕様	
		支保工 設置間隔 (m)	
		ロック ボルト 打設長 (m)	3m～6m
		ボルト 打設間隔 (m)	1m～2m
配筋の有無	クラック発生箇所付近の二次覆工にD16～D22を125mm～250mmピッチで配筋		
覆工厚 (cm)	一次覆工：40cm、二次覆工：30cm		
立坑深度 (m)	180m		
施工方法	工法	レースボーラーによる導坑先進の後、ショートステップによる切り掘げ	
	一掘進長 (m)	1.2m	
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法	
計測	計測項目	計測情報の有無	
		内空変位	
		地中変位	
		ロックボルト軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
		その他	
施工状況について	不具合の有無・状況	一次覆工の一部に大きなクラックが発生し掘削を中断した。クラックは、立坑坑底部約7mの位置で発破後、発破地点より上方約4～7mの位置に立坑延長方向13mに渡って発生した。当該箇所の地質状況は、立坑に約70度の傾斜で破碎帯が通過しており、これは、下部横坑掘削時に約500・/minの湧水とともに崩落した地点に連続している。一次覆工に発生したクラックは、この破碎帯の緩み土圧により発生したものと考えられる。	
	対策・補助工法	クラックが発生した一次覆工箇所の補強として、ロックボルトを発生箇所周辺に打設、次に発生範囲の一次覆工全周に打設、周辺地山に圧縮ゾーンを形成させて周辺地山を安定させた。一次覆工背面にLWの注入を行い、その背面に地盤改良効果を期待してセメントミルクを注入した。	
解析・設計検討の有無		一次覆工に作用した荷重を想定するために骨組構造解析を実施した。解析は、緩みによる等圧荷重を一次覆工全周に作用させ、また破碎帯の挙動による偏圧荷重を破碎帯部分に作用させた。等圧荷重及び偏圧荷重の値を任意に与え、内側縁応力の最大値が圧縮強度を若干上回る、内側縁応力の最小値が引張強度を若干下回るという2つの条件を満たす荷重を求めた。また、二次覆工断面検討のための骨組構造解析も実施した。	
備考			

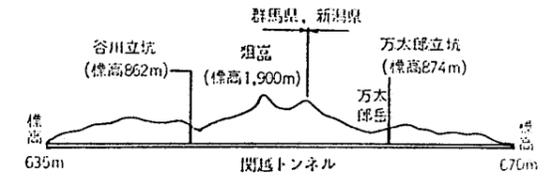


図-3 立坑縦断面図および位置図

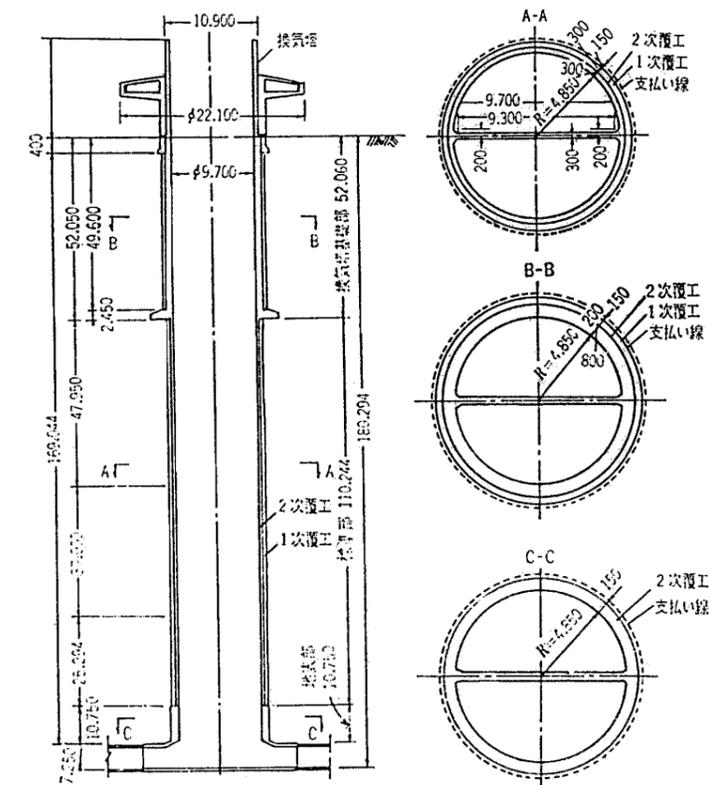


図-4 立坑断面および地質概要

地質分布図、地質縦断面図/標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

立坑名		恵那山トンネル換気立坑	
引用文献		長友他、620mの換気立坑工事 恵那山道路トンネル、トンネルと地下、1973年 伊藤他、膨圧破砕帯における斜坑、立坑工事 中央自動車道恵那山トンネル、トンネルと地下、1982年	
場所		中央自動車道 岐阜県中津川市と長野県飯田市間	
用途		道路トンネル用換気立坑	
施工時期		昭和45年～昭和49年	
地質・地形	土被り	最大620m	
	地形、地質、岩種	立坑では全延長に渡って濃飛流紋岩であるが、この付近の濃飛流紋岩は阿寺断層末端部あたり、断層の発達に著しいこと、また節理がよく発達して、立坑では深層風化により節理面の茶褐色の汚染が深度260mを超えてなお認められた。断層面、破砕帯には白色粘土の10～20cm程度の帯が頻りに現れた。濃飛流紋岩は岩片では非常に硬質で、圧縮強度で2000kg/cm ² 以上を示すものさえ多いが、断層・節理に富み、潜在亀裂が非常に発達しているため岩盤としては脆く崩れやすい。	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa)	
		内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤	
地山強度比			
立坑仕様	断面	断面形状 円形 仕上内径 (m) 6.2m	
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	
		鋼製支保工	部材仕様 岩質 に大してのみ H125×125 設置間隔 (m) 1.2m
		ロックボルト	打設長 (m) 打設間隔 (m)
		配筋の有無	
		覆工厚 (cm)	一次覆工：40cm / 50cm、二次覆工：20cm、35cm
	立坑深度 (m)	620m	
施工方法	工法	ショートステップ工法	
	一掘進長 (m)	1.2m	
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法	
計測	計測情報の有無		
	計測項目	内空変位	
		地中変位	
		ロックボルト軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製支保工	軸力 曲げモーメント
		二次覆工応力	
その他			
施工状況について	不具合の有無・状況	深度約440m付近を掘削中、断層破砕帯の出現によりせん断亀裂が生じ、内空側に約3cm突出した。	
	対策・補助工法	裏面セメント注入工、剥離落下防止工、水抜坑工事などを実施した。	
解析・設計検討の有無			
備考			

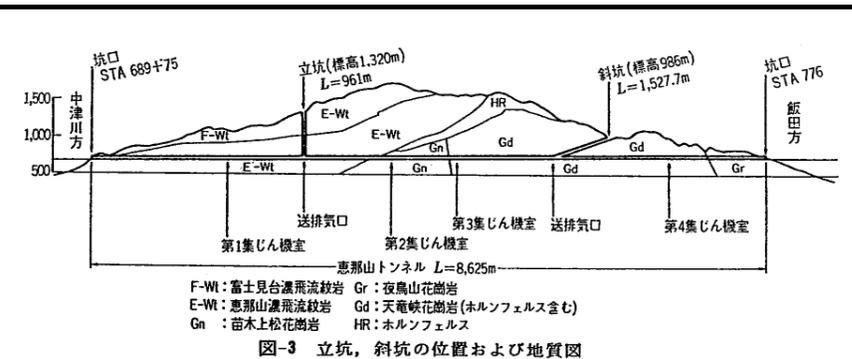


図-3 立坑、斜坑の位置および地質図

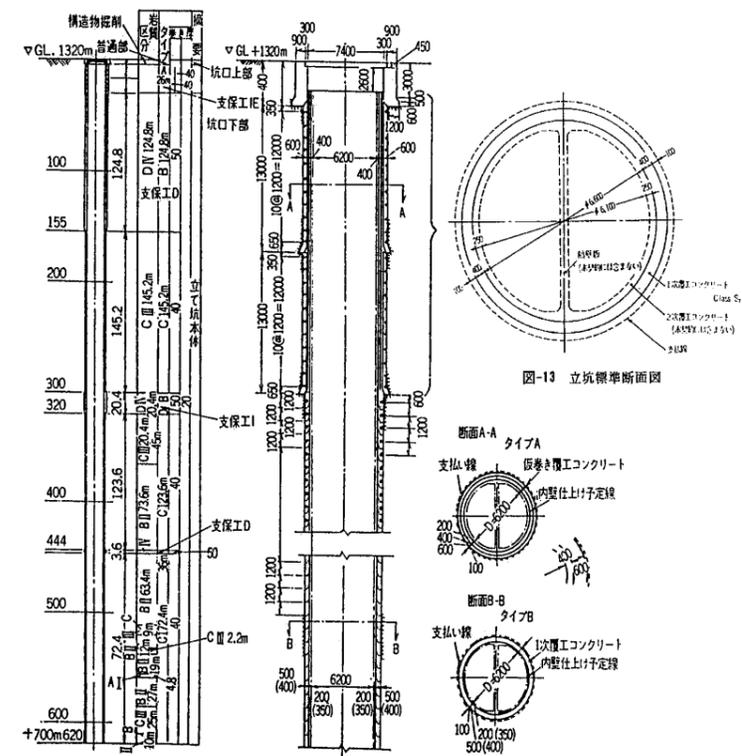
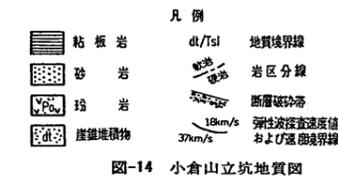
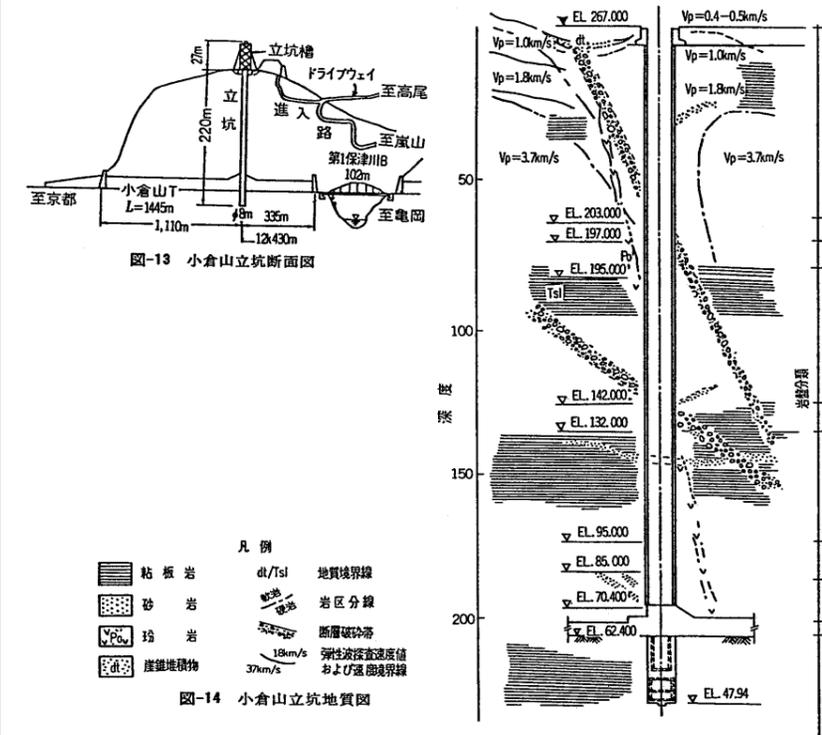


図-2 縦断面図、標準断面図および地質縦断面図

地質分布図、地質縦断面図 / 標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

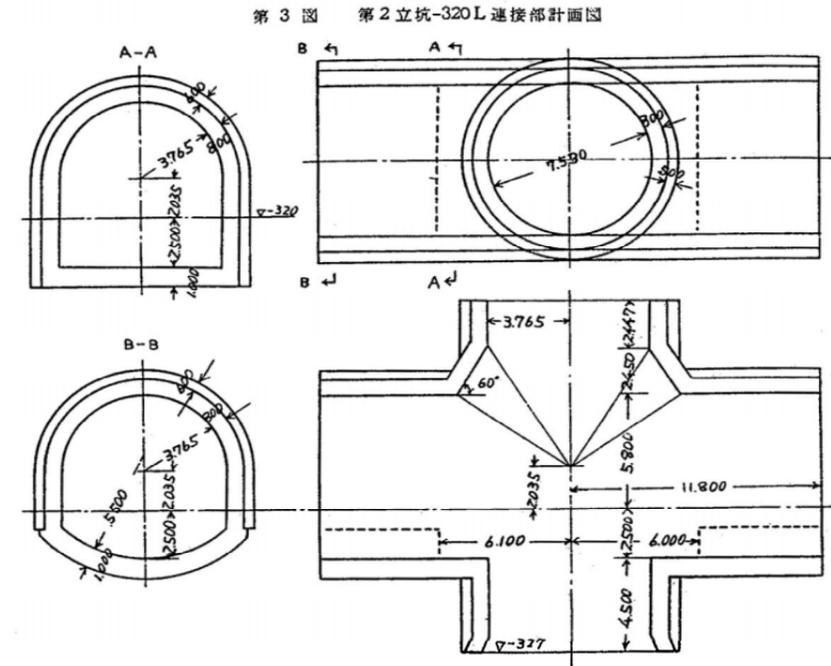
立坑名		小倉山トンネル立坑	
引用文献		鳥居、保津峡に6本のトンネルを掘る 山陰本線 嵯峨～馬堀間、トンネルと地下、1988	
場所		山陰本線 京都府保津川峡谷出口付近	
用途		鉄道トンネル施工のための立坑	
施工時期		1983年10月～1985年10月	
地質・地形	土被り	最大220m	
	地形、地質、岩種	小倉山は愛宕山と嵐山にはさまれた標高296mのお椀型で、南側は急傾斜をなして保津峡に面し、北側斜面は緩やかである。小倉山トンネル付近の地質は、丹波古生層の粘板岩が主体である。立坑部分はGL-70m付近までは強風化された茶褐色の粘板岩であり、これ以下は比較的新鮮な粘板岩から成る。部分的に断層破碎帯とみられるクラックの多い箇所がGL-100mとGL-200mに見られた。	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa) 内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤	4.0-4.8km/sec (地蔵トンネル付近)、1.0-2.5km/sec (トンネル始点・終点)
地山強度比			
立坑仕様	断面	断面形状	円形
		仕上内径 (m)	8.0m
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	
		鋼製 部材仕様	
		支保工 設置間隔 (m)	
		ロック 打設長 (m)	
		ボルト 打設間隔 (m)	
	配筋の有無		
覆工厚 (cm)	30cm (標準部)、40cm (地質不良区間)		
立坑深度 (m)	220m		
施工方法	工法	ショートステップ工法	
	一掘進長 (m)	2.4m	
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法	
計測	計測項目	計測情報の有無	
		内容変位	
		地中変位	
		ロックボルト軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
その他			
施工状況について	不具合の有無・状況	GL-100m地点で大量の湧水 (1.3t/min) が発生し、掘削を中止した。	
	対策・補助工法	薬液注入を実施した。材料は強度、耐久性、環境等に問題のないセメント懸濁型のLW及びセメント粒子の細かいコロイドLWである。注入の効果は大きかった。	
解析・設計検討の有無		「施工手順を考慮した2次元弾塑性有限要素法NATMFEM」にて覆工厚の検討を行った。	
備考			



地質分布図、地質縦断面図 / 標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

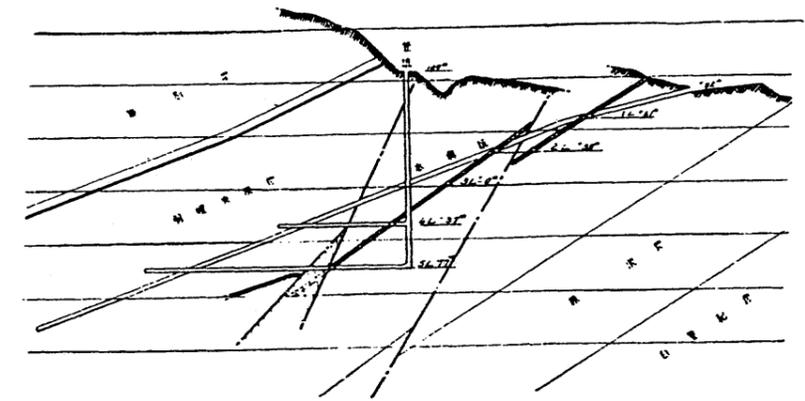
立坑名		日鉄有明第二立坑		
引用文献		湯村、破碎帯内における立坑接続部の開さく、炭鉱技術、1968年		
場所		福岡県柳川市		
用途		炭鉱		
施工時期		1960年1月～1967年8月		
地質・地形	土被り	最大354m		
	地形、地質、岩種	基盤は結晶片岩。第三紀夾炭層の泥岩および赤崎層以外は亀裂に富み、断層の影響を受けて全般に湧水が多い。地表部は第四層の砂および粘土。		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)			
	変形特性	変形係数 (MPa)		
		ポアソン比		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)		
		せん断強度 (MPa)		
		内部摩擦角 (°)		
弾性波速度 (km/sec)	岩石			
岩盤				
地山強度比				
立坑仕様	断面	断面形状	円形	
	支保	仕上内径 (m)	7.5m	
		吹付コンクリート厚 (cm)		
		鋼製部材仕様		
		支保工設置間隔 (m)		
		ロック打設長 (m)		
		ボルト打設間隔 (m)		
		配筋の有無	有	
覆工厚 (cm)	仮巻50-60cm、本巻80cm (19mm鉄筋)			
立坑深度 (m)	354m			
施工方法	工法	井筒沈下工法 (最上部第四紀層150mまで)、ロングステップ工法 (岩層部)		
	一掘進長 (m)			
	掘削方法 (機械・発破)			
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位		
		地中変位		
		ロック軸力		
		吹付コンクリート応力		
		鋼製軸力		
		支保工曲げモーメント		
		二次覆工応力		
その他				
施工状況について	不具合の有無・状況	SL-274m以深に断層破碎帯が存在し、断層粘土や断層角礫から成る軟弱岩石と3MPaの高圧湧水に遭遇した。		
	対策・補助工法	膨大な量のセメントミルクの注入を実施した。また極度の細分割工法及び仮巻工法等の特殊施工法を採用して完成に至った。		
解析・設計検討の有無				
備考				



地質分布図、地質縦断面図/標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

立坑名		羽幌炭鉱排気立坑	
引用文献		羽幌炭業所、羽幌炭鉱二坑排気立坑の開さく、炭鉱技術、1957年	
場所		北海道苫前郡	
用途		炭鉱排気用	
施工時期		1956年6月～1956年12月	
地質・地形	土被り	最大185m	
	地形、地質、岩種	白亜紀層を基盤とする新生代第三紀層の上部より古丹別層、築別層、羽幌夾炭層、原の沢層から成る。断層は坑口下部約50m付近において落差40mになり、概ね地層方向の逆断層を有し、この断層を主として派生する多くの小断層が発達している。	
岩盤物性	岩盤等級		
	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa)	
		ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa)	
		内部摩擦角 (°)	
弾性波速度 (km/sec)	岩石		
	岩盤		
地山強度比			
立坑仕様	断面	断面形状	円形
		仕上内径 (m)	2.5m
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	
		鋼製 部材仕様	
		支保工 設置間隔 (m)	
		ロック 打設長 (m)	
		ボルト 打設間隔 (m)	
		配筋の有無	無
覆工厚 (cm)	最小30cm		
立坑深度 (m)			
施工方法	工法	ロングステップ工法	
	一掘進長 (m)	15m	
	掘削方法 (機械・発破)		
計測	計測項目	計測情報の有無	
		内空変位	
		地中変位	
		ロック軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
その他			
施工状況について	不具合の有無・状況	湧水およびガスの湧出があった。	
	対策・補助工法	湧水に対しては、キブルによる水の汲み上げを行った。 ガスに対しては、2日間発破を禁止し、ピック掘りを行った。	
解析・設計検討の有無			
備考			

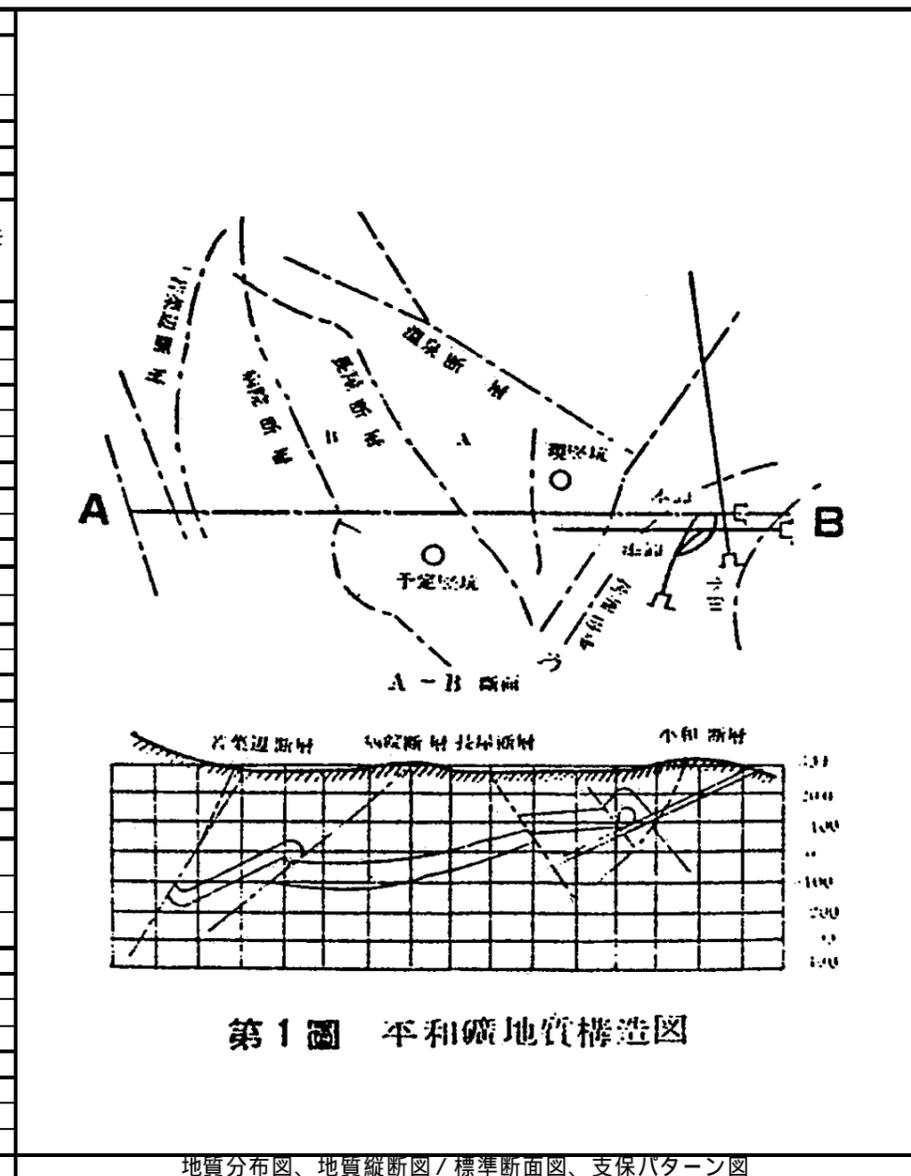


第1図 地質断面図

地質分布図、地質縦断面図 / 標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

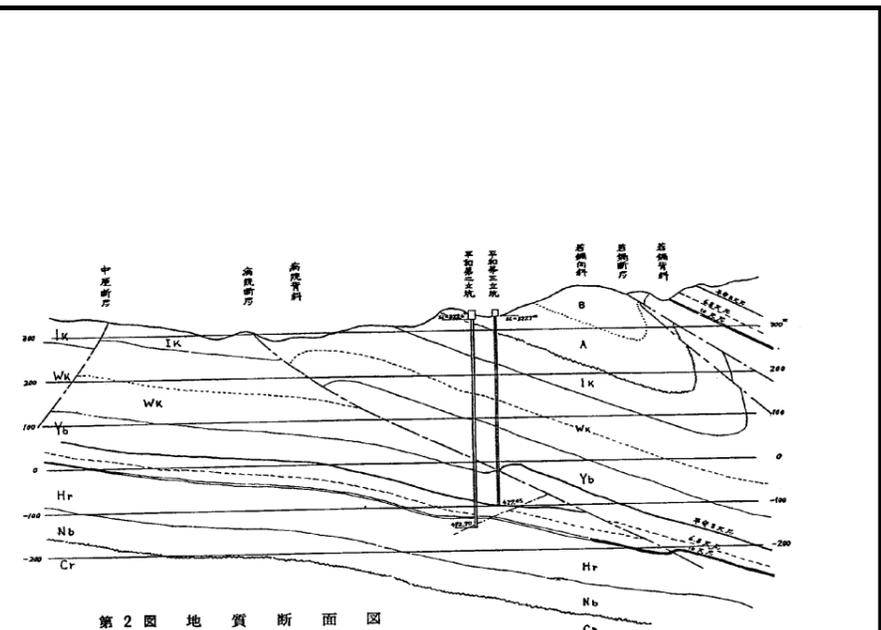
立坑名		北炭平和炭鉱第二鉱排気立坑	
引用文献		幡屋、平和第二鉱排気立坑開さくについて、炭鉱技術、1953年	
場所		北海道夕張市夕張鉄道清水沢駅間、石狩炭田西南端	
用途		炭鉱の通気専用排気立坑	
施工時期		1951年～1953年3月	
地質・地形	土被り	最大231m	
	地形、地質、岩種	地質は上部より幌内層、羊歯砂岩層、若菜辺層、夕張夾炭層、幌加別頁岩層から成る。平安背斜軸が鉱区中央を走り、東北方に向かって沈んでおり、平和断層がほぼ軸心部を通過している。その他4つの走向断層により、炭座を区分され西に10°程度の傾斜をしている。	
	岩盤等級		
岩盤物性	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa) ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa)	
		内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石 岩盤	
	地山強度比		
立坑仕様	断面形状	円形	
	仕上内径 (m)	4.5m	
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	
		鋼製 部材仕様	
		支保工 設置間隔 (m)	
		ロック 打設長 (m)	
		ボルト 打設間隔 (m)	
	配筋の有無	無	
	覆工厚 (cm)	30cm/50cm	
	立坑深度 (m)	231m	
施工方法	工法	ステップシンキング工法	
	一掘進長 (m)		
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法	
計測	計測項目	計測情報の有無	
		内空変位	
		地中変位	
		ロックボルト軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
		その他	
施工状況について	不具合の有無・状況	湧水及びガス噴出。	
	対策・補助工法	湧水及びガス噴出に対し、セメントグラウトを実施。	
解析・設計検討の有無			
備考			



第1圖 平和礦地質構造図

地質分布図、地質縦断面図/標準断面図、支保パターン図

立坑名		北炭平和炭鉱第三立坑	
引用文献		西村、平和第三立坑の止水工事について、炭鉱技術、1971年	
場所		北海道夕張市	
用途		炭鉱通気用立坑	
施工時期		昭和42年6月～昭和44年3月	
地質・地形	土被り	最大427.5m	
	地形、地質、岩種	上から、幌内層A帯、幾春別層、若鍋層、夕張層から成り、途中病院断層（逆断層）により若鍋および夕張層が重複する。延長の約半分を占める幾春別層と若鍋層が含水層である。幾春別層は砂質岩を主体とし、数枚の粗悪炭層を挟むが、層理に直角な亀裂が無数に存在する。若鍋層は上から、第1砂岩帯、第1頁岩帯、第2砂岩帯、第3頁岩帯、第3砂岩帯および第4砂岩帯に分けられ、幾春別層と同様に亀裂が多く、方解石脈となっており、この脈中を水が流れる傾向がある。	
	岩盤等級		
岩盤物性	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa)	
		ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa)	
		内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石	
		岩盤	
	地山強度比		
立坑仕様	断面	断面形状	円形
		仕上内径 (m)	6.0m
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	
		鋼製部材仕様	
		支保工 設置間隔 (m)	
		ロック 打設長 (m)	
		ボルト 打設間隔 (m)	
		配筋の有無	
	覆工厚 (cm)	80cm	
	立坑深度 (m)	427.5m	
施工方法	工法	ショートステップ工法	
	一掘進長 (m)		
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法	
計測	計測項目	計測情報の有無	
		内空変位	
		地中変位	
		ロック軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製軸力	
		支保工 曲げモーメント	
二次覆工応力			
その他			
施工状況について	不具合の有無・状況	大量湧水。	
	対策・補助工法	セメント注入による止水工事を10回に分けて実施した。	
解析・設計検討の有無			
備考			



地質分布図、地質縦断面図/標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

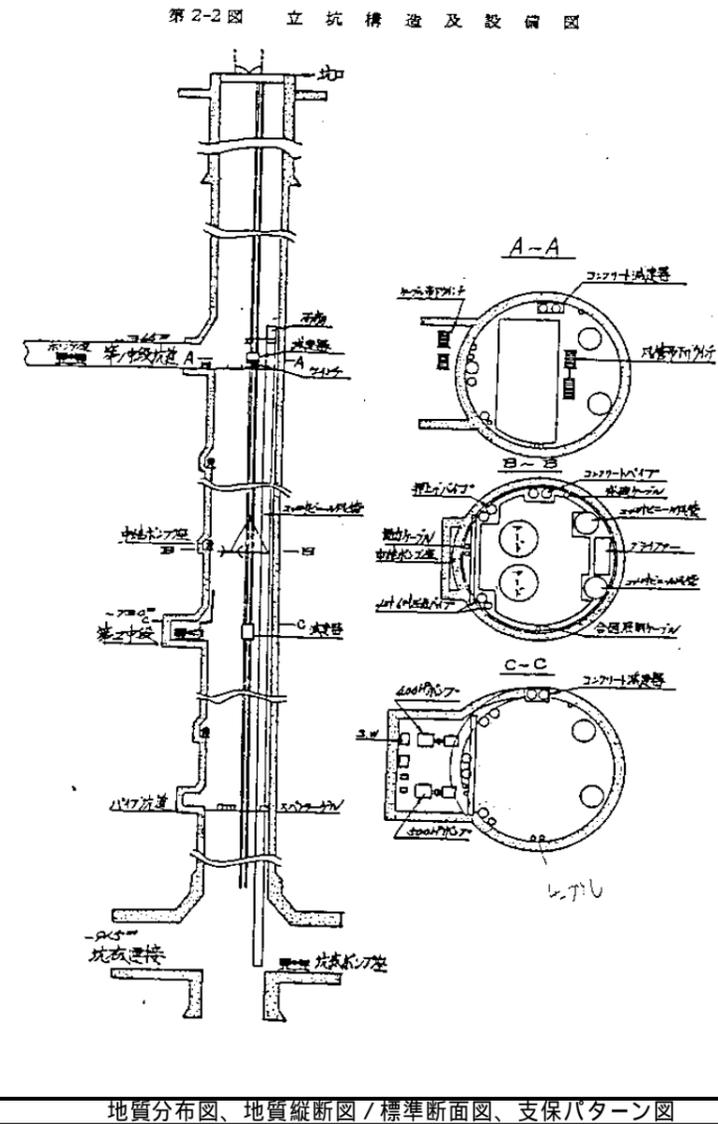
立坑名		松島炭鉱暮島排気立坑		
引用文献		稲毛他：連載講座 換気立坑入門（最終回）、トンネルと地下第、1981年		
場所		長崎県大暮島		
用途		炭鉱		
施工時期		1978年3月～		
地質・地形	土被り	最大670m		
	地形、地質、岩種	海に近接した小さな無人島である。玄武岩層、砂岩、頁岩、砂質頁岩の互層、それ 以深は松島夾炭層で、砂岩、頁岩、砂質頁岩の互層中に5枚の炭層を夾在する。		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)			
	変形特性	変形係数 (MPa)		
	強度特性	ポアソン比		
		一軸圧縮強度 (MPa)		
		せん断強度 (MPa)		
	弾性波速度 (km/sec)	岩石		
	岩盤			
地山強度比				
立坑仕様	断面	断面形状	円形	
		仕上内径 (m)	6.0m	
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)	接続部で150H	
		鋼製 部材仕様	接続部で150H	
		支保工 設置間隔 (m)		
		ロック 打設長 (m)		
		ボルト 打設間隔 (m)		
配筋の有無	立坑本体普通部は無筋コンクリート			
覆工厚 (cm)	坑口部60cm、普通部40cm、接続部80cm			
立坑深度 (m)	670m			
施工方法	工法	ショートステップ工法		
	一掘進長 (m)	2.3m		
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法		
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位		
		地中変位		
		ロックボルト軸力		
		吹付コンクリート応力		
		鋼製 軸力		
		支保工 曲げモーメント		
		二次覆工応力		
その他				
施工状況について	不具合の有無・状況	メタンガスの湧出あり。		
	対策・補助工法	坑内換気を十分に行い、ガスに対して注意を払った。立坑内の電気設備はすべて検定防爆品を使用し、かつ定置式ガス自動警報器をスcaffordに、可搬式ガス警報器を切羽		
解析・設計検討の有無				
備考				

図-67 立坑構造および地質柱状

地質分布図、地質縦断面図 / 標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

立坑名		三菱大夕張鉱奥部第三立坑		
引用文献		三菱大夕張鉱業所、炭鉱技術、1967年		
場所		北海道夕張市		
用途		炭鉱排気		
施工時期		昭和40年7月～昭和41年10月		
地質・地形	土被り	最大598m		
	地形、地質、岩種	当立坑地域は、夕張越背斜と大二股背斜にはさまれた地質じょう乱地帯である。開削地層は、古第三系の頁岩と砂岩で、幌内層・若鍋層、夕張層の順・逆層と変化に富み、坑口付近の若鍋層および340m付近の幌内層底部にそれぞれ出水ある。510m以深からは、夕張層への炭層ほう着がみられた。硬岩である。地層状況はほぼ走向南北東傾斜である。		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)			
	変形特性	変形係数 (MPa)		
		ポアソン比		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)		
		せん断強度 (MPa)		
内部摩擦角 (°)				
弾性波速度 (km/sec)	岩石			
地山強度比	岩盤			
立坑仕様	断面	断面形状	円形	
		仕上内径 (m)	5.6m	
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)		
		鋼製 部材仕様		
		支保工 設置間隔 (m)		
		ロック 打設長 (m)		
		ボルト 打設間隔 (m)		
		配筋の有無		
覆工厚 (cm)	0.4m			
立坑深度 (m)	598m			
施工方法	工法	ショートステップ工法		
	一掘進長 (m)	約1m		
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法		
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位		
		地中変位		
		ロックボルト軸力		
		吹付コンクリート応力		
		鋼製 軸力		
		支保工 曲げモーメント		
		二次覆工応力		
その他				
施工状況について	不具合の有無・状況	大量出水およびそれに伴う坑壁崩壊。		
	対策・補助工法	コンクリートによるカバーロック作り、坑壁補修および坑壁セメントミルク注入、コンクリートカバーロックよりボーリングを実施し、バッカーをボーリング孔内に固定しセメントミルクを注入した。		
解析・設計検討の有無				
備考				



幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / トンネル・立坑施工事例集

立坑施工事例

立坑名		三菱高島鉱二子立坑		
引用文献		高島鉱業所、二子立坑及び坑底連絡坑道の開削工事、九州炭鉱技術連盟会誌、1963年		
場所		長崎県		
用途		炭鉱		
施工時期		昭和32年～昭和38年1月		
地質・地形	土被り	965m		
	地形、地質、岩種	地層の大部分は、白亜紀の赤崎層中下部と古第三紀の赤崎層上部および二子島層からなる。攪乱が激しく砂岩系統の岩石は硬質にして亀裂が多く、頁岩系統は主として、紫焦土頁岩で崩壊性に富み、地熱が高く49 の高温含水層であった。岩質は粗粒の硬質礫岩が多い。		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)	変形特性	変形係数 (MPa)	
		強度特性	ポアソン比	
			一軸圧縮強度 (MPa)	
	弾性波速度 (km/sec)	せん断強度 (MPa)		
		内部摩擦角 (°)		
地山強度比				
立坑仕様	断面	断面形状	円形	
		仕上内径 (m)	6.5m	
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)		
		鋼製 部材仕様		
		支保工 設置間隔 (m)		
		ロック 打設長 (m)		
		ボルト 打設間隔 (m)		
		配筋の有無		
覆工厚 (cm)				
立坑深度 (m)				
施工方法	工法	ロングステップ工法		
	一掘進長 (m)			
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法		
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位		
		地中変位		
		ロックボルト軸力		
		吹付コンクリート応力		
		鋼製 軸力		
		支保工 曲げモーメント		
		二次覆工応力		
その他				
施工状況について	不具合の有無・状況	大量湧水とそれに伴う坑壁崩壊、脆弱地山の崩壊。		
	対策・補助工法	先進ボーリングによる探水および水抜きと地層の確認の実施、ルーフボルト山固め。地層の条件が悪い場合は、トレンチ工法および逆巻工法を実施。		
解析・設計検討の有無				
備考				

地質分布図、地質縦断面図 / 標準断面図、支保パターン図

幌延地下施設基本設計に関する技術委員会 / トンネル・立坑施工事例集

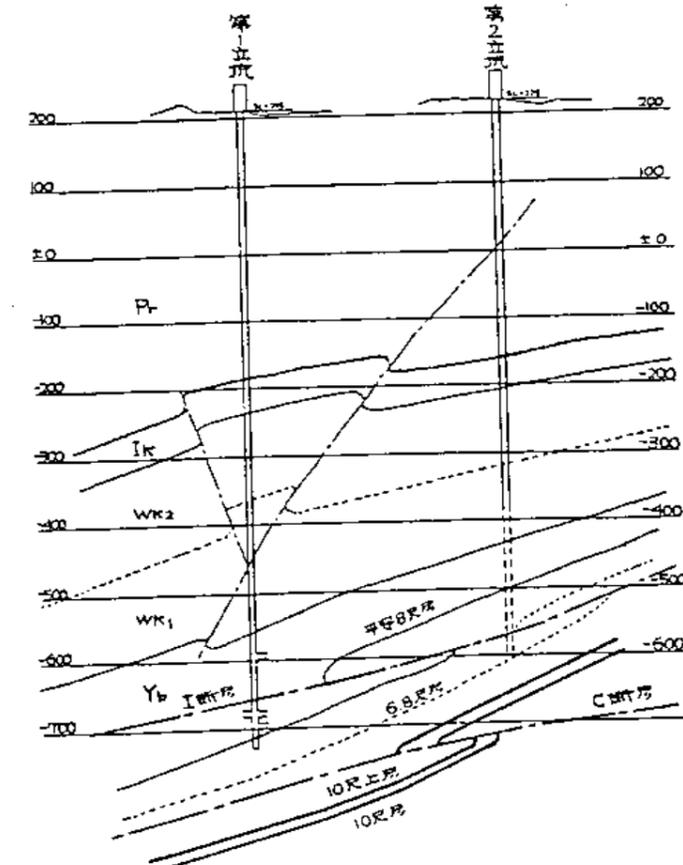
立坑施工事例

立坑名		茂尻立坑	
引用文献		津田陽：茂尻立坑建設工事について、炭鉱技術、1968年	
場所		北海道赤平市	
用途		炭鉱	
施工時期		1963年6月～1967年6月	
地質・地形	土被り	最大750m	
	地形、地質、岩種	工区の南・東部は急傾斜層で北部は緩い傾斜層が主である。上部から夕張夾炭層、幌加別頁岩層、登川夾炭層。走向はほぼ南北で傾斜は40～60°W。幌加別頁岩層には断層が密集する。	
	岩盤等級		
岩盤物性	単位体積重量 (kN/m ³)		
	変形特性	変形係数 (MPa)	
		ポアソン比	
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)	
		せん断強度 (MPa)	
		内部摩擦角 (°)	
	弾性波速度 (km/sec)	岩石	
岩盤			
地山強度比			
立坑仕様	断面	断面形状	円形
		仕上内径 (m)	6.5m
		吹付コンクリート厚 (cm)	
	支保	鋼製 部材仕様	
		支保工 設置間隔 (m)	
		ロック 打設長 (m)	
		ボルト 打設間隔 (m)	
	配筋の有無	無	
	覆工厚 (cm)	立坑本体62cm、接続部104cm	
	立坑深度 (m)	750m	
施工方法	工法	ロングステップ工法 (ステップ長30～40m)	
	一掘進長 (m)	1.62m/日	
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法	
計測	計測項目	計測情報の有無	
		内空変位	
		地中変位	
		ロック 軸力	
		吹付コンクリート応力	
		鋼製 軸力	
		支保工 曲げモーメント	
		二次覆工応力	
		その他	
施工状況について	不具合の有無・状況	接続部が断層により砂岩と軟弱砂岩とに分けられている。推定ずり総量345m ³ 崩落。崩落に伴い、連鎖的に立坑に亀裂が発生し、立坑は崩落の危険にさらされた。	
	対策・補助工法	崩落箇所の注入によるコンクリート化、立坑内に補修用足場を設置、亀裂の補修のため差矢板ずり止め仕切りを設け、崩落を免れた区間のブロック巻きを行った。	
解析・設計検討の有無			
備考			

地質分布図、地質縦断面図 / 標準断面図、支保パターン図

立坑施工事例

立坑名		北炭夕張新炭鉱第一立坑		
引用文献		北海道炭鉱汽船株式会社、炭鉱技術、1974年		
場所		北海道夕張市		
用途		新鉱開発用の立坑（排気、人巻、入気、通気、人員乗降）		
施工時期		昭和45年～昭和49年		
地質・地形	土被り	計画950m、実績916m		
	地形、地質、岩種	地層構成は、0～400、幌札層、400～450 幾春別層、450～590 上部若鍋層、590～780 下部若鍋層、780～916 夕張層である。特徴としては、幌内層、幾春別層および上部若鍋層で多くの湧水が生じた。また下部若鍋層では、断層破碎帯が出現し、夕張層でも数本の逆断層とその破碎帯が出現した。		
岩盤物性	岩盤等級			
	単位体積重量 (kN/m ³)			
	変形特性	変形係数 (MPa)		
		ポアソン比		
	強度特性	一軸圧縮強度 (MPa)		
		せん断強度 (MPa)		
内部摩擦角 (°)				
弾性波速度 (km/sec)	岩石			
	岩盤			
地山強度比				
立坑仕様	断面	断面形状	円形	
		仕上内径 (m)	7.0m	
	支保	吹付コンクリート厚 (cm)		
		鋼製 部材仕様		
		支保工 設置間隔 (m)		
		ロック 打設長 (m)		
		ボルト 打設間隔 (m)		
		配筋の有無	一部鉄筋入り	
	覆工厚 (cm)	80cm		
	立坑深度 (m)	916m		
施工方法	工法	ショートステップ工法		
	一掘進長 (m)	1.22m (平均)		
	掘削方法 (機械・発破)	発破工法		
計測	計測項目	計測情報の有無		
		内空変位		
		地中変位		
		ロック軸力		
		吹付コンクリート応力		
		鋼製 軸力		
		支保工 曲げモーメント		
		二次覆工応力		
		その他	湧水に関するデータ有り 不具合の状況としては高圧湧水の存在(55気圧程度)。	



第4図 地質断面図

地質分布図、地質縦断面図/標準断面図、支保パターン図

施工状況について	不具合の有無・状況	
	対策・補助工法	グラウト止水ボーリング
解析・設計検討の有無		
備考		

第2回幌延地下施設基本設計に関する技術委員会

資料集

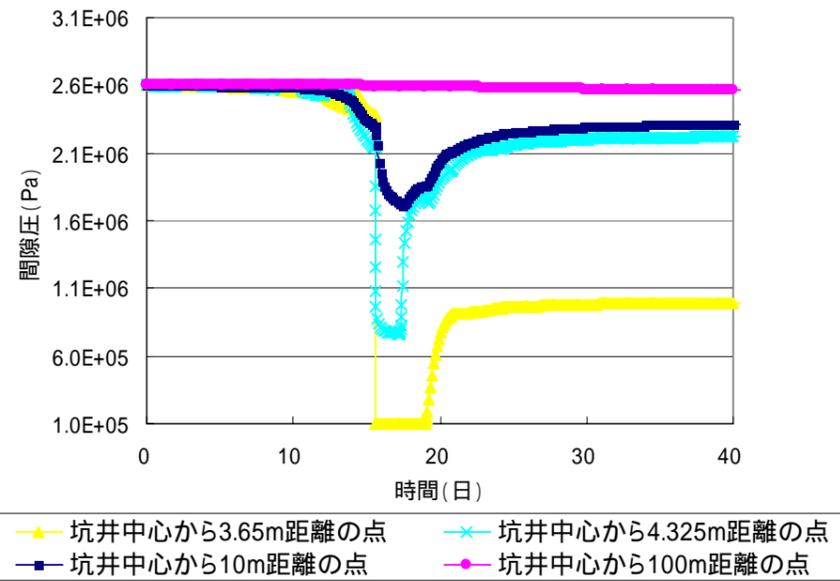
目次

1．防災設計手法	資料 1.1 立坑からの距離別の間隙圧の経時変化の例 -----	1
	資料 1.2 パラメータスタディの例 -----	1
	資料 1.3 解析妥当性の検証事例（文献） -----	2
2．空洞安定性評価	資料 2.1 深度と側圧係数の関係 -----	6
	資料 2.2 声問層・稚内層のSEM画像 -----	7
	資料 2.3 三軸CU試験結果 -----	8
	資料 2.4 限界ひずみプロット図（HDB-1,2,3）-----	9

核燃料サイクル開発機構

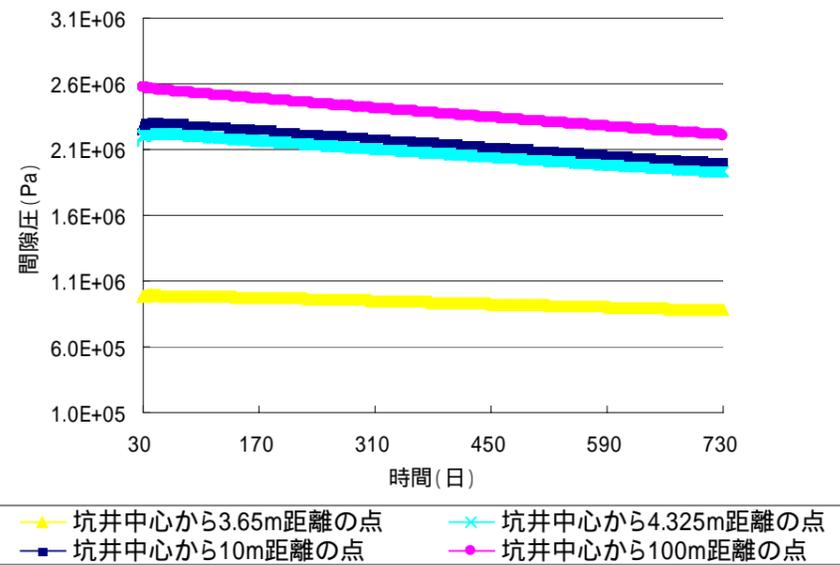
日建設計

資料 1.1 立坑からの距離別の間隙圧の経時変化の例



深度 230-270m 立坑区ステップ掘削（覆坑モデル）における間隙圧の経時変化(短期間)

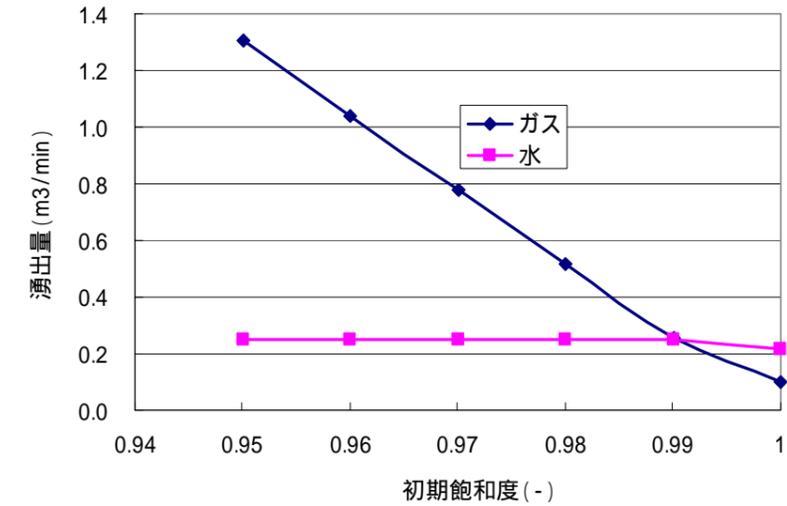
(点は深度 250m に設定しているため、ステップ掘削の影響を顕著に受ける 12~13 日目から特に立坑に近い点で間隙圧が急減し、時間の経過と共に間隙圧は有る程度復活する。)



深度 230-270m 立坑区ステップ掘削（覆坑モデル）における間隙圧の経時変化(2 年間)

(長期的には各点の間隙圧は徐々に減少する。また条件によっては地下水間隙圧との圧力平衡を保ちながら間隙圧は振動する。ガス湧出量は圧力勾配に依存するが、このように複雑な挙動を示し、解析による検討が必須である。)

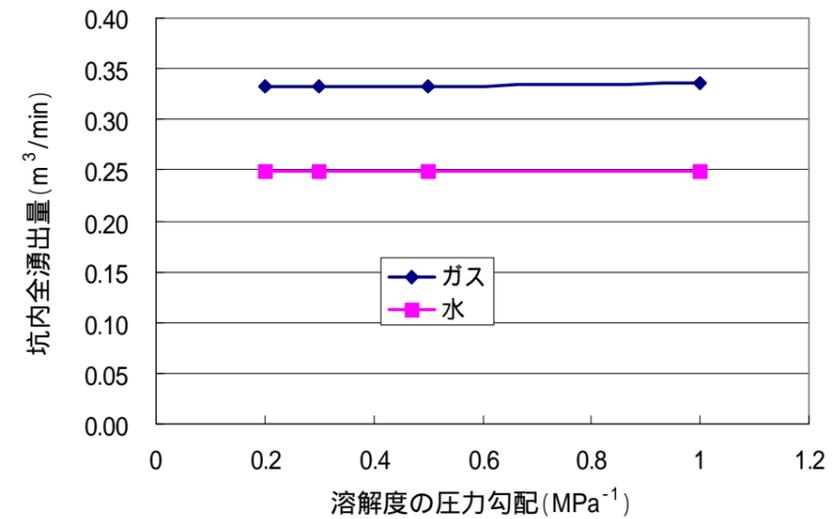
資料 1.2 パラメータスタディの例



例 1 : パラメータスタディの例(地下水初期飽和度)

素掘り 250 m 立坑モデル(24 時間後)

(湧水量は地下水飽和度が変化しても殆ど変化しないが、ガス湧出量は飽和度が 5% 小さくなると 10 倍以上と極めて敏感に変化する。)



例 2 : パラメータスタディの例(地下水へのガスの溶解度)

素掘り 250 m 立坑モデル(24 時間後)

(ガスの地下水への溶解度が変化しても、ガス湧出量は殆ど変化しない。)

TOMITA S.: Development of a Simulation Program to Predict Gas Emission Based on 3D Stress Analysis, 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.

DEVELOPMENT OF A SIMULATION PROGRAM TO PREDICT GAS EMISSION BASED ON 3D STRESS ANALYSIS

TOMITA S., DEGUCHI G. and MATSUYAMA S.
Japan Coal Energy Center, Japan
 LI H. and KAWAHARA H.
Geoscience Research Laboratory, Japan

Abstract

A proper management system of coal mine methane gas associated with underground mining activities is essential for the mine safety due to its nature of explosion. Optimum design of the mine ventilation and gas drainage need accurate prediction of gas flow rate emitted by mining activities. Permeability to gas, which is affected by stress conditions of surrounding rock mass, governs the emission rate of the gases. JCOAL has developed a three dimensional FEM simulation program named Mine Gas Flow 3D (MGF-3D). MGF-3D is designed to predict the volume of methane gas emitted from surrounding coal and rock seams based on stress distribution and permeability change which are determined by 3D stress analysis.

In MGF-3D, stress change and/or expansion of fractured zone affected by mining is calculated at the first and then gas emission into roadways and longwall panels under the determined stress conditions is calculated using Darcy's law. MGF-3D also can set up a number of pre-drainage holes and estimate drainage gas volume from each hole. This function makes MGF-3D remarkable program. These simulations for gas emission can contribute to mine gas utilization plan.

Comparison between actual measurement of gas emission in the underground mine and simulation results has been performed and availability for the mine safety and problems with MGF-3D are discussed in this report.

1. INTRODUCTION

It is very important to estimate methane gas emission accurately in underground coal mines for the safe operation. Permeability to methane gas is affected by stress distribution of surrounding rock mass which is deformed by the excavation. Therefore, it is necessary to know stress change and deformation condition of rock mass in a series of mining process from roadway development to coal extraction.

JCOAL has developed a three dimensional FEM simulation program named Mine Gas Flow 3D (MGF-3D). MGF-3D is designed to estimate the volume of methane emitted from surrounding coal/rock seams based on stress distribution and permeability change which are determined by 3D analysis.

This program consists of the stress analysis part (Mine Gas Stress; MGS) and the gas emission analysis part (Mine Gas Flow; MGF). Three dimensional model is constructed and stress distribution is analyzed in MGS, and gas emission analysis is performed in MGF using the simulation result of MGS.

MGF-3D is designed for Microsoft Windows. Those who do not have advanced special knowledge can also use this program.

DEVELOPMENT OF A SIMULATION PROGRAM TO PREDICT GAS EMISSION BASED ON 3D STRESS ANALYSIS

TOMITA S.: Development of a Simulation Program to Predict Gas Emission Based on 3D Stress Analysis, 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.

2. MGF-3D OVERVIEW

MGF-3D package consists of the stress analysis part (MGS) and the gas emission analysis part (MGF) (Figure 1).

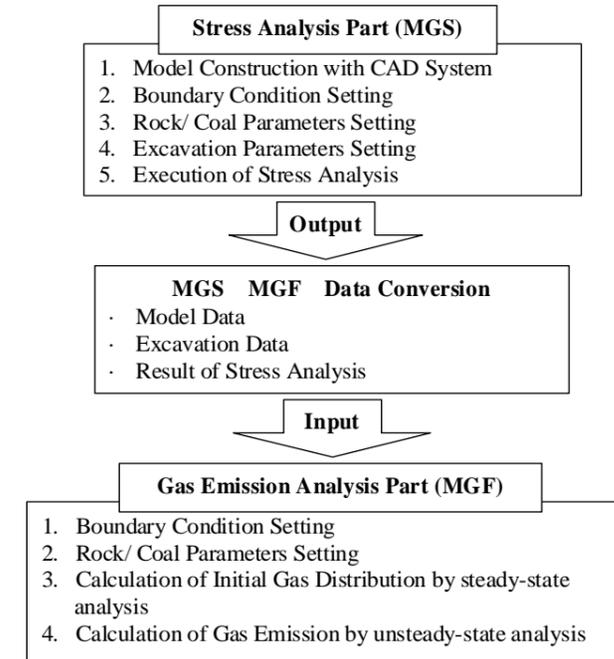


Figure 1 Structure of MGF-3D Program

2.1 MGS

Stress distribution with excavation is calculated by MGS. Equilibrium equations are shown below.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

where:

σ and τ = stress components (Pa)

X, Y and Z = body forces (N)

DEVELOPMENT OF A SIMULATION PROGRAM TO PREDICT GAS EMISSION BASED ON 3D STRESS ANALYSIS

TOMITA S.: Development of a Simulation Program to Predict Gas Emission Based on 3D Stress Analysis, 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.

Stress - strain relation and displacement - strain relations can be described by equation (2) and (3) respectively.

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (2)$$

$$\{\varepsilon\} = [L]\{u\} \quad (3)$$

where:

- {σ} = stress vector (Pa)
- [D] = stiffness matrix
- {ε} = strain vector (-)
- [L] = compliance matrix
- {u} = displacement vector (m)

Elastic/ Elastic and Plastic analysis are available in MGS. In non-linear elastic analysis, relation among stress, Young's modulus and Poisson's ratio is shown below.

$$(E, \nu) = f(\sigma) \quad (4)$$

where:

- E: Young's modulus (Pa)
- ν: Poisson's ratio (-)

A number of researchers have shown various equations on this relation. Equations (5) using Mohr-Coulomb method is applied for MGS Typical as most typical common equation.

$$\begin{aligned} E &= E_{\max}(1.0 - \eta) + \eta E_{\min} \\ \nu &= \nu_{\min}(1.0 - \eta) + \eta \nu_{\max} \end{aligned} \quad (5)$$

where:

- η = fracture approach ratio (-)

Fracture approach ratio (η) which is the parameter showing the ratio of approach to envelope curve in figure 2 is given by equation (6).

$$\eta = r/h \quad (6)$$

TOMITA S.: Development of a Simulation Program to Predict Gas Emission Based on 3D Stress Analysis, 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.

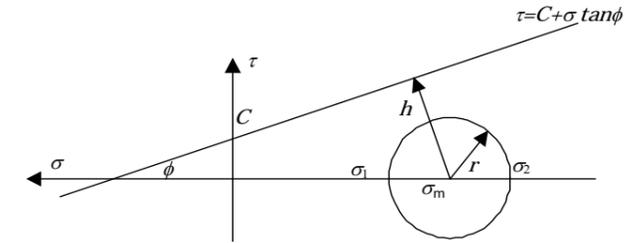


Figure 2 Definition of fracture approach ratio

2.2 MGF

Methane gas emission volume is predicted based on the stress distribution data calculated by MGS. Methane gas weight per unit weight of coal is the sum of the free gas weight (Q_f) and absorption gas weight (Q_a). Q_f and Q_a at standard temperature and pressure are described by equation (7) and (8) respectively.

$$Q_f = \phi \gamma \quad (\text{kg/m}^3) \quad (7)$$

$$Q_a = \frac{ab P/P_N}{1 + a P/P_N} \gamma_c \gamma_N \quad (\text{kg/m}^3) \quad (8)$$

where:

- φ = porosity (-)
- P = Gas pressure (Pa)
- P_N = Gas pressure at standard temperature and pressure (Pa)
- a = Langmuir constant (1/Pa)
- b = Langmuir volume (m³/kg)
- γ_c = density of coal (kg/m³)
- γ = Gas density (kg/m³; =γ_N P/P_N)
- γ_N = Gas density at standard temperature and pressure (kg/m³)

Conservation of mass is shown by equation (9). Using equations (7) to (9), gas pressure in coal seam is calculated at the specific time.

$$\frac{\partial(\gamma u)}{\partial x} + \frac{\partial(\gamma v)}{\partial y} + \frac{\partial(\gamma w)}{\partial z} = \frac{\partial Q_f}{\partial t} + \frac{\partial Q_a}{\partial t} \quad (9)$$

where:

- u, v, w = gas flow velocity (m/s)

TOMITA S.: Development of a Simulation Program to Predict Gas Emission Based on 3D Stress Analysis, 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.

Gas drainage volume can also be calculated by MGF program. Gas drainage hole is unrestricted by the element of the model. Gas drainage volume is calculated by hole diameter, hole length and effective area of drainage.

3. COMPARISON BETWEEN THE SIMULATED RESULT AND FIELD DATA

Simulation of actual longwall mining area in Japanese coal mine was conducted using MGF-3D, and simulation results were compared with field data.

Longwall model and columnar section of the surrounding of the longwall panel are shown in figure 3.

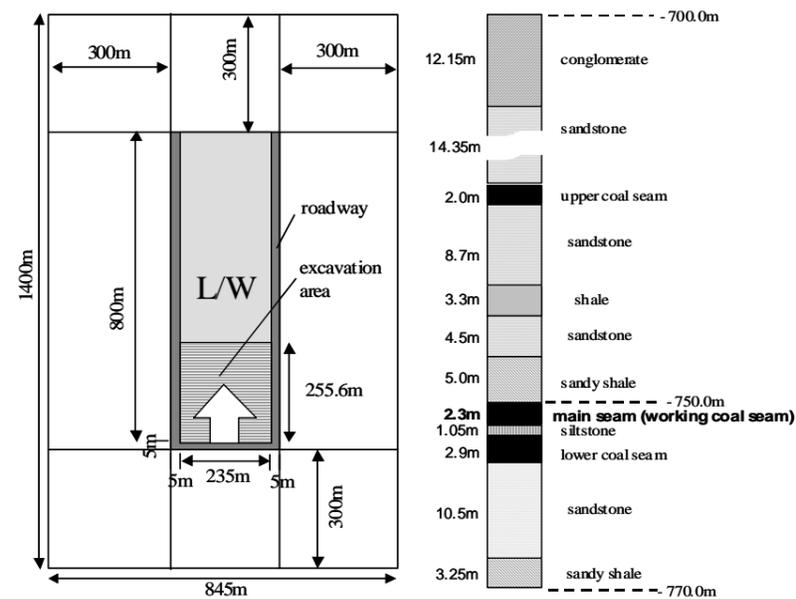


Figure 3 Longwall model and columnar section

The MGS window view during excavation setting is shown in figure 4 and an example of distribution view of methane gas pressure in MGF is shown in figure 5. Analyzed data can be copied, and can be pasted in the MS-Excel worksheets.

Input parameters are shown in Table 1. On the basis of past measured data for gas content of in-situ, “a” and “b” in equation (8) are estimated at 0.6 and 21 respectively. Although gas permeability in Japanese coal mine normally ranges from 0.1 to 2.0 md, gas permeability was set as 0.5 md based on the measurement at this site in December 2002. Other parameters are estimated from the results that were measured in the past.

Relation between fracture approach ratio (η) and permeability is shown in Table 2. Gas permeability was varied with changing of the value η .

Initial gas pressure was set 3 atm.

TOMITA S.: Development of a Simulation Program to Predict Gas Emission Based on 3D Stress Analysis, 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.

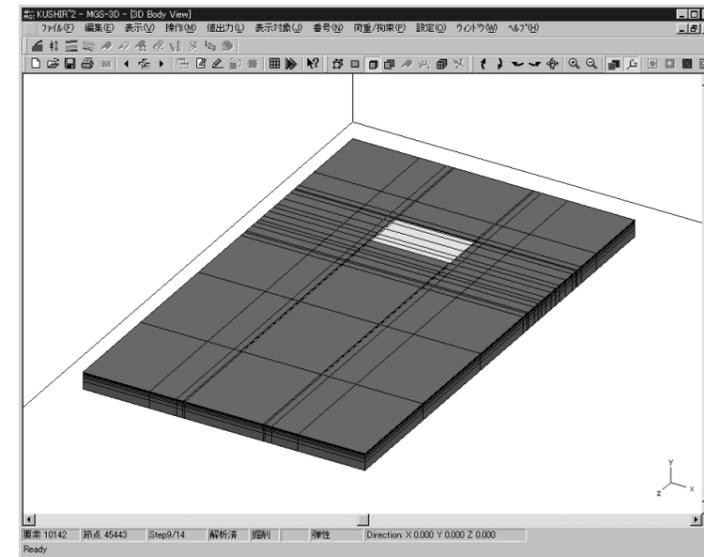


Figure 4 MGS window view during excavation setting

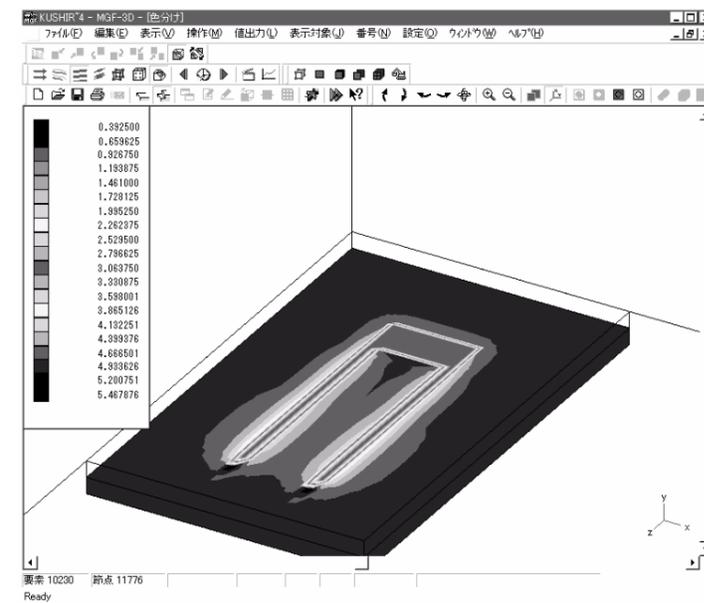


Figure 5 MGF window view of methane gas pressure distribution

TOMITA S.: Development of a Simulation Program to Predict Gas Emission Based on 3D Stress Analysis, 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.

Table 1 Input Parameters

	E (tf/m ²)	v (-)	Density (g/cc)	Cohesion (tf/m ²)	Friction angle (degree)	Tensile strength (tf/m ²)	Permeability (mDarcy)	a (1/Pa)	b (m ³ /kg)	Temp. (K)
sandstone	400000	0.3	2.5	1155	29	400	0.1	-	-	293
sandy shale	300000	0.3	2.5	866	27	300	0.1	-	-	293
shale	200000	0.3	2.5	577	21	200	0.1	-	-	293
conglomerate	100000	0.3	2.5	400	30	100	0.1	-	-	293
siltstone	50000	0.3	1.5	144	35	50	0.1	-	-	293
coal	50000	0.3	1.5	144	35	50	0.5	0.6	21	293

Table 2 Relation between fracture approach ratio and permeability

Fracture approach ratio (η)	Permeability (D)
0.0 $\eta < 1.0$	D=D*1
1.0 $\eta < 2.0$	D=D*5
2.0 $< \eta$	D=D*10

Simulation result and actual field data are shown in figure 6. The result of the MGF-3D simulation coincides with field data roughly as shown in figure, and it shows that MGF-3D program is an effective tool to know the trend of gas emission from the longwall panel during the excavation.

However, gas emission at the start of longwall retreating is overestimated by MGF-3D simulation comparing to the field data. Therefore relation between stress distribution and permeability change will be reconsidered to improve the accuracy of simulation.

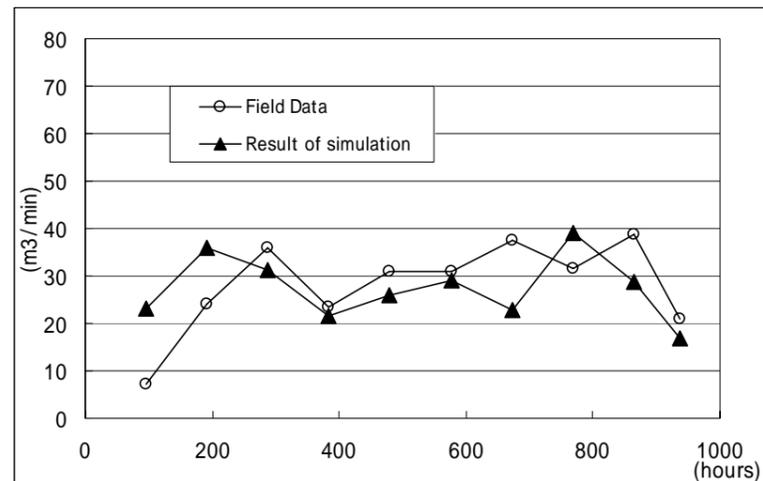


Figure 6 Comparison between the simulated result and field data

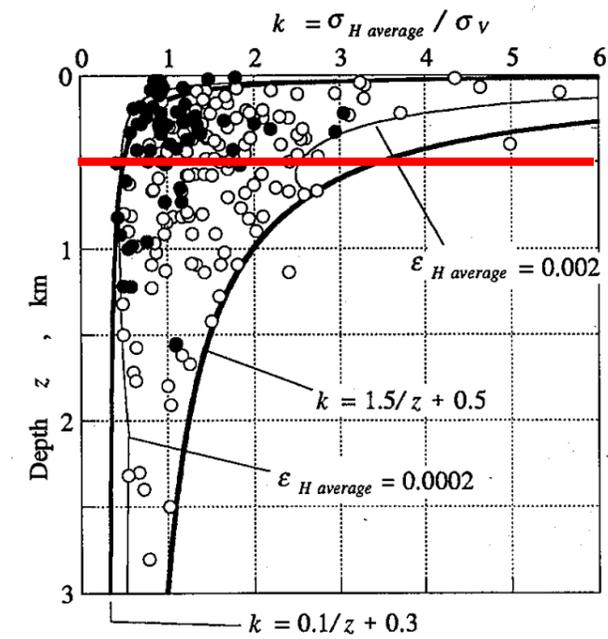
TOMITA S.: Development of a Simulation Program to Predict Gas Emission Based on 3D Stress Analysis, 30th International Conference of Safety in Mines Research Institutes, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.

4. CONCLUSION

A FEM simulation program "MGF-3D" to predict gas emission based on 3D stress analysis has been developed and its effectiveness was confirmed by the comparison with the field data. In the next step, influence of underground water and multi-phase gas simulation function will be considered.

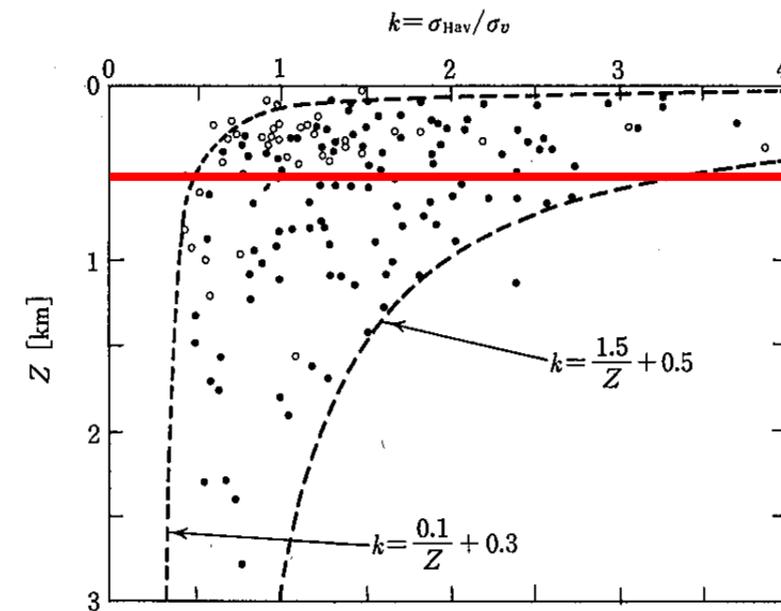
資料 2.1 深度と側圧係数の関係

右図より、
 深度と側圧係数の関係を見ると、深度 0~500m の岩盤においては、土被り圧に対して
 0.8~1.5 倍の水平初期地圧を有している岩盤は特異なものではないといえる。



深度と側圧係数の関係 (黒は国内、白は国外)

K.Sugawara : Measuring rock stress and rock engineering in Japan, Rock Stress, 1997



深度と側圧係数の関係 (黒は国外、白は国内)

「岩の力学 基礎から応用まで」 日本材料学会編 丸善株式会社

声問層・稚内層のコアのSEM画像

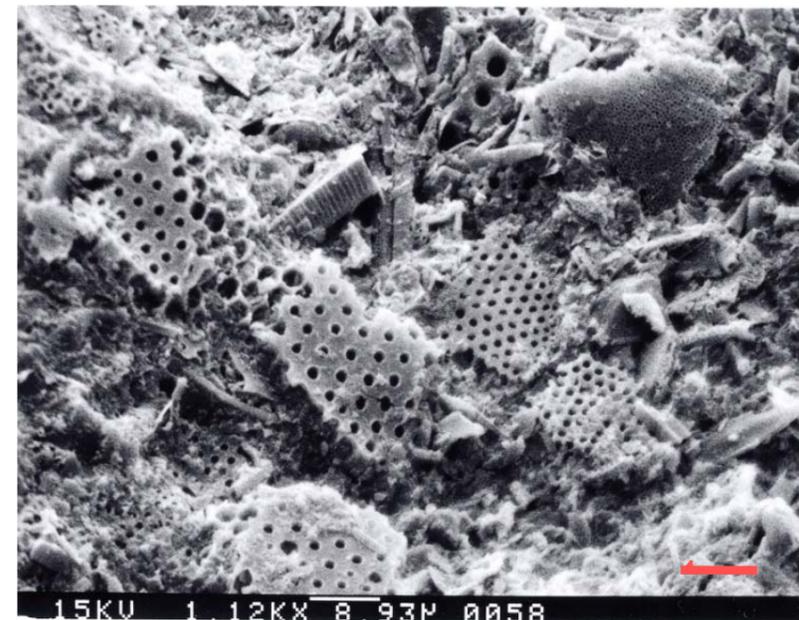
・声問層では珪藻化石が原形をとどめているが、稚内層では埋没続成作用により押しつぶされている。これが声問層と稚内層の特徴的な違いの1つである。

(各地層の年代)

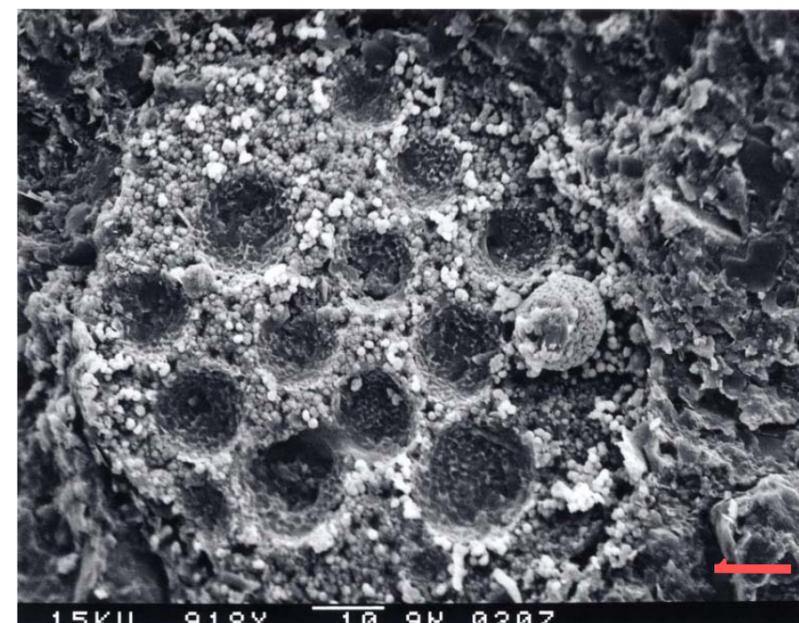
声問層 (珪藻質泥岩 : 2,3Ma ~ 5Ma 新第三紀鮮新世)

稚内層 (硬質頁岩 : 10Ma 程度 新第三紀中新世)

形成された時代には差がなく両地層は整合関係と思われる。

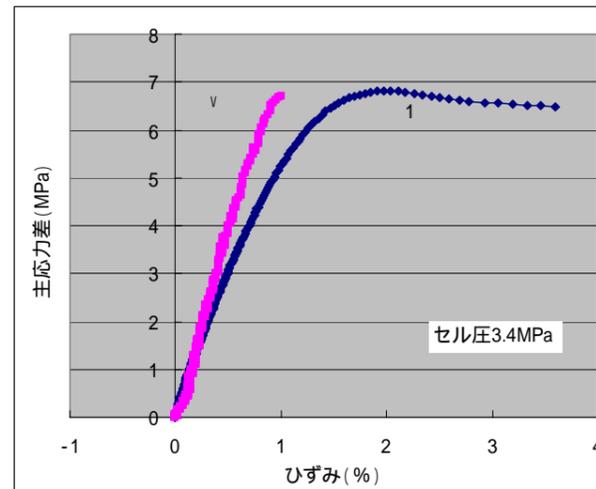
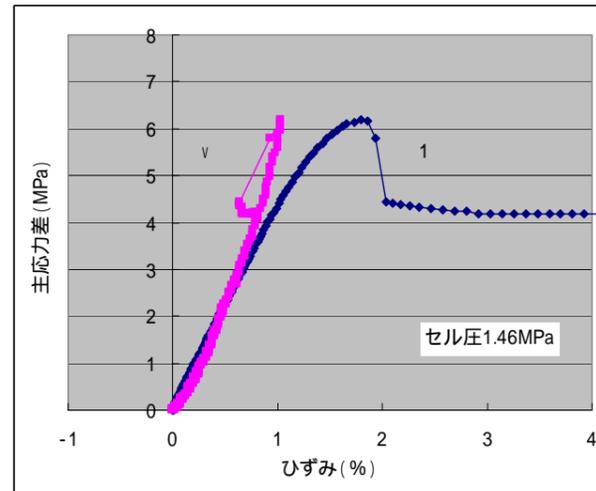
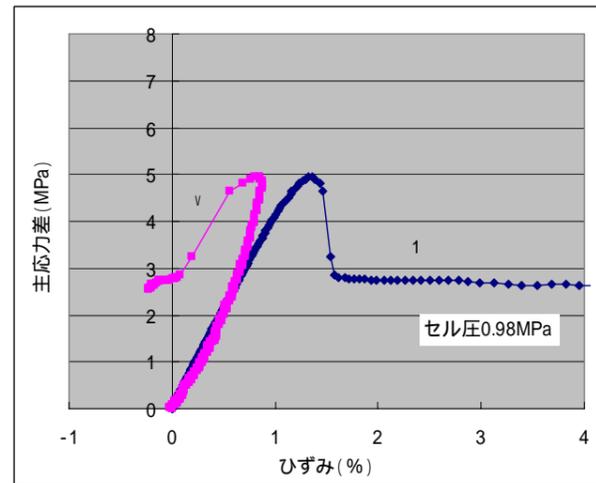


声問層 ; HDB-1孔深度193.92m

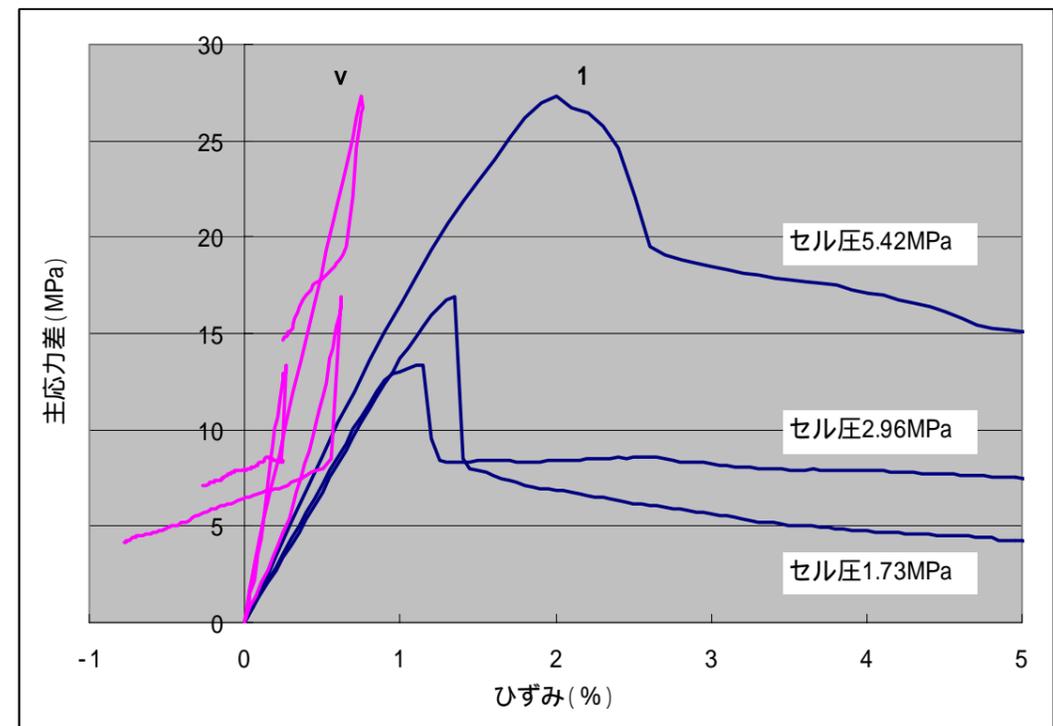


稚内層 ; HDB-1孔深度528.72m

資料 2.3 三軸 C U 試験結果



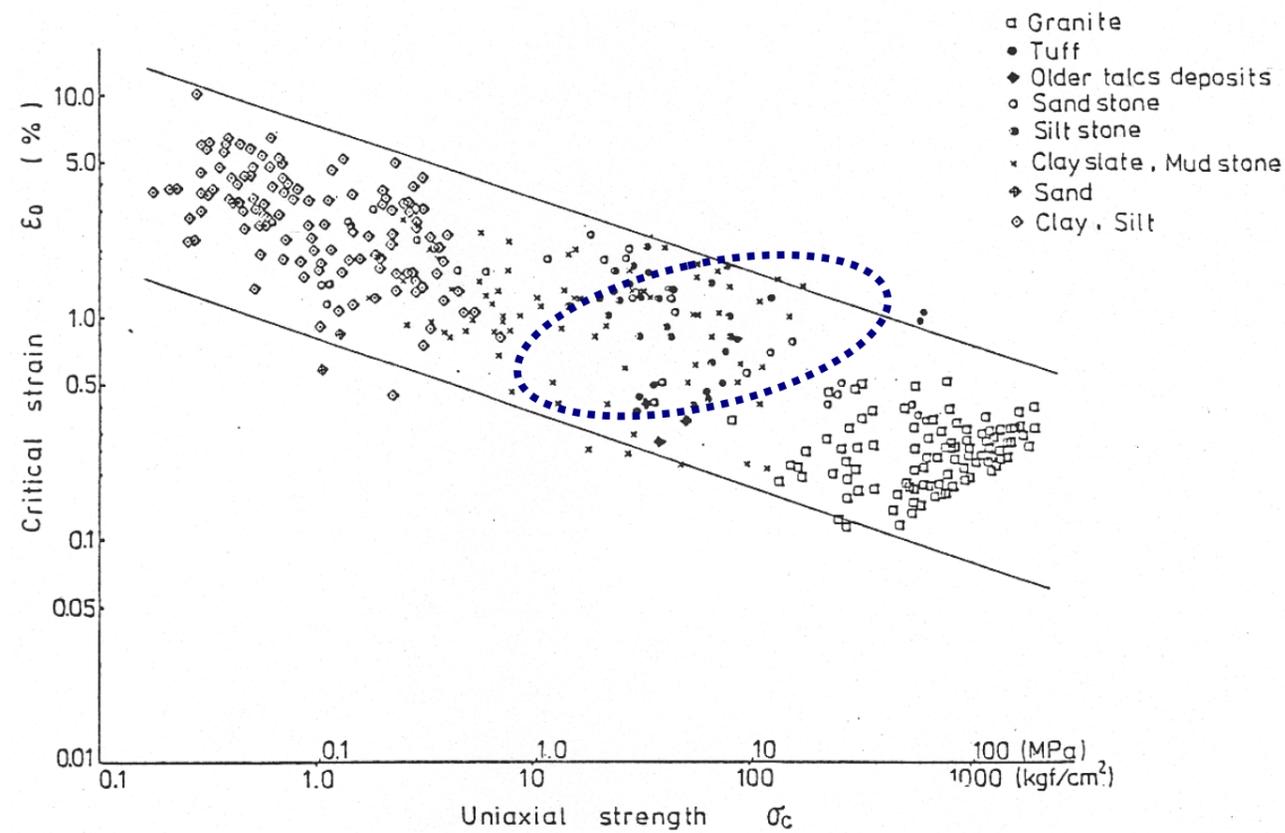
採取深度 200m 声問層の三軸試験結果



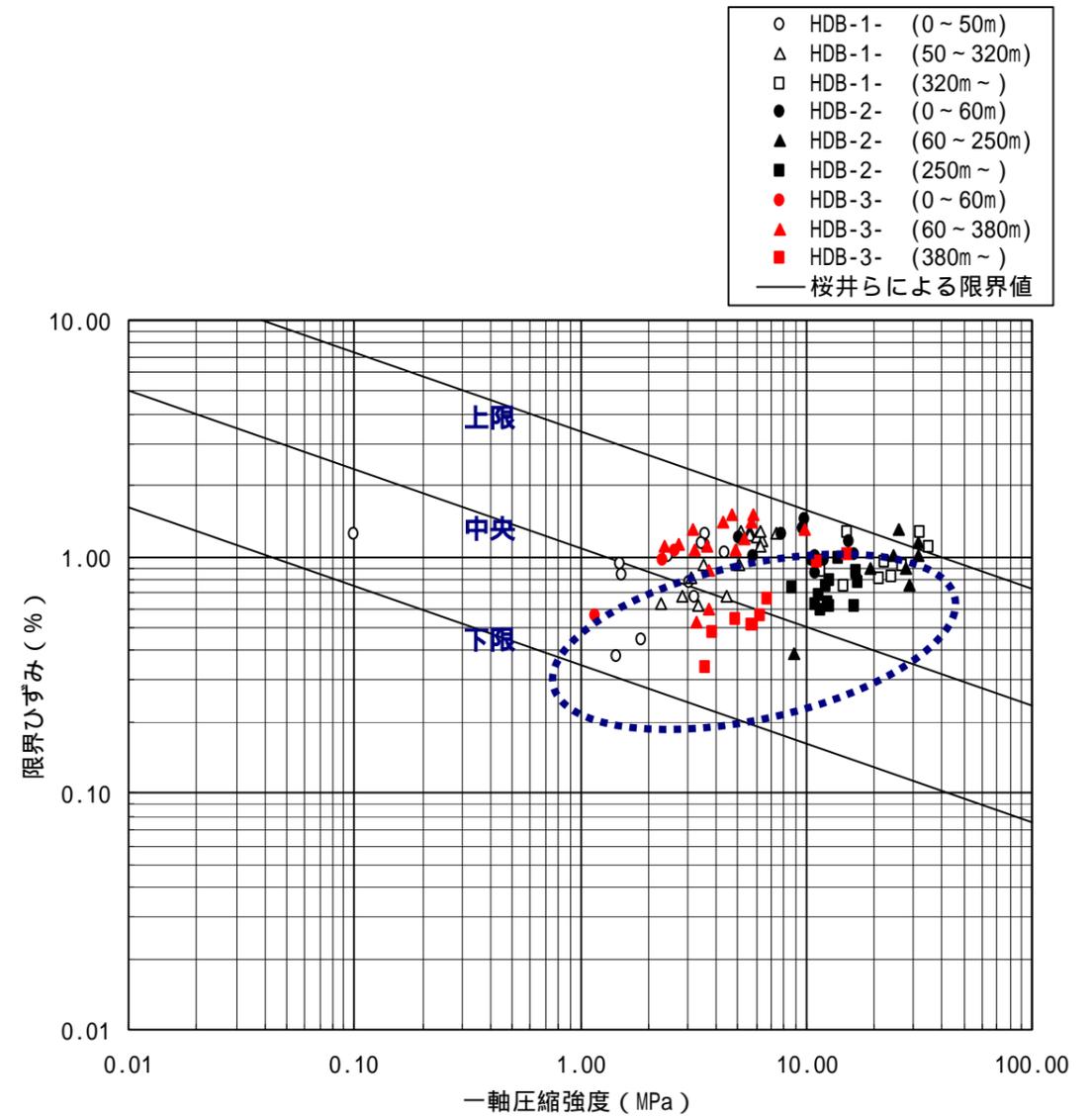
採取深度 500m 稚内層の三軸試験結果

資料 2.4 限界ひずみプロット図 (HDB-1,2,3)

幌延で実施された試錐調査 HDB-1,2,3 孔における一軸圧縮試験結果から求めた限界ひずみと一軸強度の関係は右下図のとおり。



限界ひずみ～一軸強度 (桜井)



限界ひずみ～一軸強度 (幌延: HDB-1,2,3)

第2回幌延地下施設基本設計に関する技術委員会における指摘事項のまとめ

配布資料

- ・議事次第
- ・今後の対応方針について
- ・資料集
- ・トンネル・立坑施工事例集

出席者

- ・p.4 参照。

議事内容

配布資料に基づき、委員の先生方からの指摘事項（個別ヒアリングにより実施して整理）に対する対応方針の説明を行った。

対応方針については、出席の先生方から概ね了解をいただいたが、以下の指摘およびコメントが追加された（質疑・確認事項については除外）。当指摘事項については、実施設計に向けての課題として今後検討していくこととする。

1. 防災設計手法

1.1 防災対策全般

- ・対応方針として、特に追加コメントは無し。

1.2 ガス湧出量予測解析

（資料 1-1）立坑からの距離別の間隙圧の経時変化の例

- ・一度下がった間隙圧が復帰している理由、覆工コンクリートの影響、裏面排水の影響について、検討しておく必要がある。（山崎、坂巻）

（資料 1-2）パラメータスタディの例

- ・ガス溶解度は温度、圧力条件で定まるので、地下水へのガス溶解度に関するパラメータスタディを実施する意味があるのか明確にしておくべきである。（山崎）

1.3 坑内通気挙動解析

- ・設備係数測定の研究上の位置付け、目的を明確にしておくべきである。（山崎）

1.4 ガス及び火災対策

- ・対応方針として、特に追加コメントは無し。

2 . 空洞安定性評価

2.1 解析物性値

- ・ 対応方針として、特に追加コメントは無し。

2.2 支保設置前の地山の安定性について

- ・ p.5 の「さらに安心して今回の解析結果を見ることが出来る」という補足説明として：今回の解析は一つの確固たる前提条件に基づいて綿密に実施されたものである。しかし、解析結果で全てを判断するのではなく、解析結果はあくまで予測にすぎないという前提に立ち、これまでの事例の分析を実施すること、また、現場にて計測データが整備された段階での評価を実施することで、今解析で想定している塑性域のひろがりや妥当なのかを評価できるのではないかと期待している。(京谷)
- ・ p.5 の事例調査については、変状、岩塊崩落などのトラブルは公開されないことが多いので、注意が必要である。切羽における解析を実施して、どの程度の安全率があるのかを確認しておくことは必要と考える。(堀井)

2.3 解析手法について

- ・ p.7 弾完全塑性モデルで納得したわけではない。変形の局所化(くさび状の押し出し)等、解析で想定していることと、実際の現象の相違が考えられるため、破壊後の残留強度を考慮したひずみ軟化モデルでの解析による確認が必要ではないかと考える。(堀井)
- ・ 人工軟岩を使った模型実験により解析モデルの妥当性を確認できないか。(堀井)
- ・ 解析は一つの予測の手段であり、事例との対応、現場での計測データでその予測結果との対比を検討していけば良いと考える。p.8 の写真を見るかぎり、ピーク強度を採用してよいのではないかと思う。稚内層でも実際の岩盤では周辺の拘束によりこのように壊れない。ピーク強度を用いた弾完全塑性モデルの方が、現場との対比を考えた場合には、パラメータが単純であり現場で何故このような状況が生じているのかの解釈がしやすい。(京谷)
- ・ ひずみ軟化解析で用いる残留強度に三軸試験の結果を適用する場合、載荷板と破断面の位置関係で正確に測定できていない可能性があるため、注意が必要である。(京谷)
- ・ 初期水平地圧が面的に均等でないようなところであれば、ひずみ軟化モデルと弾完全塑性モデルでは結果が変わってくると想定される。ひずみ軟化モデルで計算しておくことは意味がある。(八嶋先生の)研究室で解析を行うことも可能である。(八嶋)

2.4 覆工コンクリート・吹付けコンクリートについて

- ・対応方針として、特に追加コメントは無し。

2.5 情報化施工（計測）

- ・計測については、解析モデルを検証する目的がある。事前に予測された現象が実際に生じているかを確認するための計測項目を入れておく必要がある。（堀井）
- ・情報化施工では、簡単に計測できるものが何か検討することが必要である。掘削前に設置する先行変位計測用のボーリング孔に受振点を事前に設置することでS波トモグラフィを実施すれば、掘削前と掘削後の変化割合が面的にとえるのではないかと考える。（京谷）

3 . 耐震設計条件整理

- ・本施設に要求される耐震性能を整理しておく必要がある。（八嶋）
- ・地震が発生した場合に何を重要な問題として考えなければならないかについては、イベントツリーの考え方を導入してその事象を網羅した上で考えていく必要がある。（京谷）
- ・基本的に M7.8 の地震力の設定が必要であり、詳細は笹谷先生と相談して決定していくのが良い。（山崎）

4 . その他

- ・来年度の実施設設計においても同様のスタイルでの技術委員会を継続実施する予定である。来年度は処分場への適用に関してもアドバイスをいただく形としたい。ただし、開催時期は早めに設定する。（山崎）

以上

出席者名簿（委員のみ出欠記入）

委員 (50音順)	所属	専門分野	氏名(敬称略)	出欠
	九州大学 助教授	防災設計手法	井上 雅弘	欠席
	北海道大学 助手	防災設計手法	大賀 光太郎	出席
	東北大学 助教授	空洞安定性評価	京谷 孝史	出席
	東京大学 教授	耐震設計条件	小長井 一男	欠席
	北海道大学 助教授	耐震設計条件	笹谷 努	欠席
	群馬大学 教授	空洞安定性評価	辻 幸和	欠席
	東京大学 教授	空洞安定性評価	堀井 秀之	出席
	岐阜大学 教授	空洞安定性評価	八嶋 厚	出席
所属			氏名(敬称略)	
核燃料サイクル開発機構 幌延深地層研究センター	副所長		山崎 眞一	
	施設建設グループリーダー		大内 一利	
	施設建設グループチームリーダー		白戸 申明	
	深地層研究グループ		松井 裕哉	
	施設建設グループ		畠山 信也	
	施設建設グループ		森岡 宏之	
本社	バックエンド推進部 次長		石黒 勝彦	
	地層処分研究計画グループリーダー		五十嵐 寛	
	深地層研究施設計画グループリーダー		清水 和彦	
	深地層研究施設計画グループ		前川 恵輔	
	技術展開部 設計建設課		真道 隆治	
東海事業所	建設工務管理部長		瓜生 満	
	処分研究部 システム解析グループ		青柳 茂男	
東濃地科学センター	施設建設グループ 次長		坂巻 昌工	
敦賀本部	技術企画本部工務建設グループリーダー		吉野 謙一	
(株)日建設計	理事		門田 睦雄	
	設計部長		田村 彰教	
	設計主管		山本 範人	
	設計主管		布施 正人	
	設計主管		西山 誠治	
(株)地層科学研究所	代表取締役社長		里 優	
三井鉱山エンジニアリング(株)	環境防災部 部長		坂井 哲郎	