JAEA-Research
2008-052

瑞浪超深地層研究所研究坑道　予備解析
（平成17年度）
（委託研究）

Rock Mechanics Stability Analysis of Shafts and Research Galleries
at the Mizunami Underground Research Laboratory
- Japanese Fiscal Year, 2005 -
(Contract Research)

渋谷 旬*　鈴木 隆*　黒田 英高

Hitoshi SHIBUYA*, Takashi SUZUKI* and Hidetaka KURODA

地層処分研究開発部門
結晶質岩工学技術開発グループ

Crystalline Environment Engineering Group
Geological Isolation Research and Development Directorate

July 2008

Japan Atomic Energy Agency　日本原子力研究開発機構

JAEA-Research

瑞浪超深地層研究所研究坑道　予備解析（平成 17 年度）（委託研究）

日本原子力研究開発機構
地層処分研究開発部門 東濃地科学研究ユニット
渋谷　旬*，鈴木　隆*，黒田　英高※

（2008 年 3 月 5 日受理）

昨年度までにMIZ-1 号孔の削孔と各種試験が終了し、超深地層研究所研究坑道（立坑および水平坑道）工事の花崗岩最深部（深度 1,000m）までの岩盤の状況が明らかになった。平成 16 年度には、これらの試験結果を反映し、堆積岩部 2 深度、花崗岩部 4 深度について支保の妥当性を確認するための修正解析を実施している。

本研究では、これに引き続き深度 1,000mまでの立坑と、深度 500mまでの水平坑道を対象とした修正解析を実施すると共に、湧水量抑制のために計画されている立坑周辺のグラウトの効果と覆工コンクリートへの水圧負荷による影響について解析的な検討を行い、構造物の健全性や施工の安全性を確認した。

主な研究の概要と成果は下記の通りである。

１．主立坑および換気立坑を対象に検討を行った。周辺岩盤等級は CM 級,CL 級の二種類を想定したが,CM 級では対象としている深度 200～1,000mの範囲での覆工コンクリート応力が許容応力以下となることから、支保工の安全性が確認された。これに対して、CL 級では断層の影響から最大地圧となることが予想される深度 600m付近で、高強度コンクリートへの変更が必要であることが分かった。

２．水平坑道を対象にした検討は、掘削径が異なる 4 種類の坑道を対象とした。周辺岩盤等級は B 級、CM 級、CL 級の三種類を想定したが、B 級および CM 級では対象としている深度 200～500mの範囲では、すべての断面形状で支保が妥当な設計であることを確認した。これに対して、CL 級では許容値を超過している範囲が見られたため、支保の見直しを行った。

３．グラウトによる湧水量抑制効果を確認するため、換気立坑を対象にした軸対称浸透流解析を用いて検討を実施した。グラウトによる湧水量抑制効果は、ポストグラウトによって、土岐夾炭累層の大～巨礫岩（緩）からの湧水量を半分程度に低減できる。また、プレグラウトではグラウト部分の透水性を 1.0E-08m/s とした場合､湧水量は 1/10 程度に低減できる。これらの場合でも、覆工の裏面にドレーンを配置すれば、覆工コンクリートに作用する水圧は問題にならないと判断された。

本報告書は株式会社シーテックが、核燃料サイクル開発機構（現；独立行政法人　日本原子力研究開発機構）との契約により実施した業務成果に関するものである。
東濃地科学センター（駐在）：〒509-6132　岐阜県瑞浪市明世町山野内 1-64
*株式会社シーテック
※技術開発協力員

Rock Mechanics Stability Analysis of Shafts and Research Galleries at the Mizunami Underground Research Laboratory

- Japanese Fiscal Year, 2005 -
(Contract Research)

Hitoshi SHIBUYA*, Takashi SUZUKI* and Hidetaka KURODA※

Tono Geoscientific Research Unit
Geological Isolation Research and Development Directorate
Japan Atomic Energy Agency
Akiyo-cho, Mizunami-shi, Gifu-ken

(Received March 5, 2008)

The soundness of the design of the support system for shafts and galleries and the effects of pre- and post-excavation grouting have been assessed to confirm the proposed technical solutions at the Mizunami Underground Research Laboratory. For this purpose, design of the shafts down to the depth of 1,000m and the galleries down to the depth of 500m has been improved and grouting effects around the shafts have been calculated by means of seepage flow analysis. Additionally, analytical investigations on the concrete lining with respect to the influence of water pressure have been performed. In this paper, principal steps and their results are described as follows:

1. Confirmation of the support system designs of the Main and Ventilation Shafts based on the revised design

In the case of rock mass class CM, the stress in the concrete lining did not exceed the allowable stress for the range of depth between 200 and 1000m. For class CL, the stress in the concrete lining exceeded the allowable stress around the depth of 600m, where the maximum initial rock stress caused by faults was predicted. It is necessary to use high-strength concrete.

2. Confirmation of the support system design of Sub and Middle Stages(4 different diameters) based on the revised design

In galleries, in the case of rock mass class either B or CM, it was confirmed that the specifications for the initial design of the support system are appropriate in the range of depth between 200 and 500m. For class CL, the stress exceeded the allowable value, therefore a new specification for the support system was established.

3. Influence of grouting operations on Concrete Lining

From the analysis of the grouting effects for reducing water inflow, the amount of water inflow in the basal conglomerate layer of Toki lignite-bearing formation will be reduced to about half of the amount without post-excavation grouting. Regarding pre-excavation grouting, the amount of water inflow can be reduced to about 1/10 of the amount without pre-excavation grouting, which will be achieved by reducing the hydraulic conductivity of the grouting zone to 1.0E-08 m/s. In those cases by installing drainages behind the concrete lining, the ground water pressure acting on the concrete lining will be much smaller than the horizontal rock stress.

Keywords: Support System, Seepage Flow Analysis, Post-excavation Grouting, Pre-excavation Grouting

---

This work was performed by C-Tech Corporation under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute(the present name :Japan Atomic Energy Agency).

*: C-Tech Corporation
※:Collaborating Engineer

目　次

1. はじめに 1

2. 概要 2

2.1　目的 2

2.2　実施内容 2

3. 主立坑と換気立坑の設計照査 6

3.1　概要 6

3.2　検討方法 7

3.3　解析条件の設定 10

3.3.1　初期応力 10

3.3.2　岩盤物性 11

3.3.3　支保パターン 12

3.4　解析モデルの作成 13

3.4.1　主立坑の解析モデル 14

3.4.2　換気立坑の解析モデル 15

3.5　二次元解析による検討 16

3.5.1　解析ケース 16

3.5.2　主立坑の検討結果 17

3.5.3　換気立坑の検討結果 21

3.5.4　まとめ 25

4. 水平坑道の設計照査 27

4.1　概要 27

4.2　検討方法 28

4.3　解析条件の設定 30

4.3.1　初期応力 30

4.3.2　岩盤物性 31

4.3.3　断面形状ならびに支保パターン 32

4.4　解析モデルの作成 36

4.4.1　モデルの作成内容 36

4.4.2　解析メッシュ 37

4.5　二次元解析による検討 41

4.5.1　解析ケース 41

4.5.2　内径 3.0m 坑道の検討結果 42

4.5.3　内径 4.0m 坑道の検討結果 46
4.5.4　内径 5.0m 坑道の検討結果 50
4.5.5　内径 8.0m×6.5m 坑道の検討結果 54
4.5.6　まとめ 58

5. グラウトによる湧水量抑制効果の検討 61

5.1　概要 61
5.2　検討方法 62
5.3　解析条件の設定 63
5.4　解析モデルの作成 64
4.5.4.1　ポストグラウトの解析モデル 64
5.4.2　プレグラウトの解析モデル 67
5.4.3　解析ステップの設定 70
5.4.4　軸対称二次元解析における坑壁モデル化方法 71
5.5　軸対称浸透流解析による検討 74
5.5.1　解析ケース 74
5.5.2　ポストグラウトの効果 76
5.5.3　プレグラウトの効果 90
5.6　覆工コンクリートの安全性確認 98
5.6.1　概要 98
5.6.2　検討方法 99
5.6.3　覆工コンクリートの安全性検討結果 103

6. 解析結果の考察 115

6.1　支保の設定 115
6.2　岩盤条件が変化した場合の施工上の留意点 117
6.3　計測管理基準値 119
6.4　グラウト実施に伴う覆工コンクリートの安全性確認 132
6.5　計測計画の提案 133

7. まとめと今後の課題 135

7.1　まとめ 135
7.2　今後の課題 137

参考文献 138

添付資料（付属の CD-ROM に収録）

Contents

1. Introduction 1

2. Outline 2

2.1 Aims 2

2.2 Contents 2

3. Review of shaft design 6

3.1 Outline 6

3.2 Method 7

3.3 Analysis condition 10

3.3.1 Initial stress 10

3.3.2 Rock property 11

3.3.3 Support pattern 12

3.4 Analysis model 13

3.4.1 Main shaft 14

3.4.2 Ventilation shaft 15

3.5 Two-dimensional analysis 16

3.5.1 Analysis cases 16

3.5.2 Main shaft 17

3.5.3 Ventilation shaft 21

3.5.4 Summary 25

4. Review of gallery design 27

4.1 Outline 27

4.2 Method 28

4.3 Analysis condition 30

4.3.1 Initial stress 30

4.3.2 Rock property 31

4.3.3 Cross-section shape and support pattern 32

4.4 Analysis model 36

4.4.1 Modelling condition 36

4.4.2 Model 37

4.5 Two-dimensional analysis 41

4.5.1 Analysis cases 41

4.5.2 Gallery (3.0×3.0m) 42

4.5.3 Gallery (4.0×4.0m) 46
4.5.4 Gallery (5.0×5.0m) 50
4.5.5 Gallery (8.0×6.5m) 54
4.5.6 Summary..................58

5. Grouting effect evaluation 61

5.1 Outline..................61
5.2 Method..................62
5.3 Analysis condition 63
5.4 Analysis model 64
5.4.1 Post-excavation grouting 64
5.4.2 Pre-excavation grouting..................67
5.4.3 Analysis steps 70
5.4.4 Modelling of liner back side drainage 71
5.5 Axisymmetric seepage flow analysis..................74
5.5.1 Cases..................74
5.5.2 Post-excavation grouting 76
5.5.3 Pre-excavation grouting..................90
5.6 Liner concrete stability evaluation..................98
5.6.1 Outline 98
5.6.2 Method..................99
5.6.3 Summary..................103

6. Discussion 115

6.1 Support systems..................115
6.2 Consideration on construction work in case of the geological condition changes..................117
6.3 Metrological control criterion..................119
6.4 Grouting effect on liner concrete stability by grouting..................132
6.5 Measurement plan for construction 133

7. Summary and tasks for the future..................135

7.1 Conclusions 135
7.2 Remaining tasks..................137

References 138

Appendix（CD-ROM）

表 目 次

表－3.3.1　解析深度における初期応力 10
表－3.3.2　花崗岩部の物性値の設定結果 11
表－3.3.3　主立坑の深度ごとにおける支保パターン 12
表－3.3.4　換気立坑の深度ごとにおける支保パターン 12
表－3.5.1　主立坑・換気立坑の解析ケース 16
表－3.5.2　主立坑の支保工の見直し結果 19
表－3.5.3　換気立坑の支保工の見直し結果 23

表－4.3.1　解析深度における初期応力 30
表－4.3.2　花崗岩部の物性値の設定結果 31
表－4.3.3　3.0×3.0m 水平坑道の支保パターン 32
表－4.3.4　4.0×4.0m 水平坑道の支保パターン 33
表－4.3.5　5.0×5.0m 水平坑道の支保パターン 34
表－4.3.6　8.0×6.5m 水平坑道の支保パターン 35
表－4.5.1　解析ケース 41
表－4.5.2　水平坑道 3.0×3.0m の支保工の見直し結果 44
表－4.5.3　水平坑道 4.0×4.0m の支保工の見直し結果 48
表－4.5.4　水平坑道 5.0×5.0m の支保工の見直し結果 52
表－4.5.5　水平坑道 8.0×6.5m の支保工の見直し結果 56

表－5.3.1　岩盤の透水係数 63
表－5.4.1　解析ステップの条件設定 70
表－5.4.2　坑壁モデル化方法検討時の解析ケース 71
表－5.5.1　ポストグラウト効果確認解析ケース 74
表－5.5.2　プレグラウト効果確認解析ケース 75
表－5.6.1　覆工コンクリートの安全性確認のための解析ケース一覧表 100
表－5.6.2　軸対称解析と平面二次元解析との比較 104
表－5.6.3　平面二次元解析によるドレーンの効果確認結果 107
表－5.6.4　深度 162.4mの応力解放による覆工コンクリート応力と圧力水頭の比較 . 107

表－6.1.1　対象条件と照査内容 115
表－6.1.2　支保工の見直し結果 116
表－6.3.1　主立坑の計測管理値 121
表－6.3.2　換気立坑の計測管理値 123
表－6.3.3　水平坑道の変位の計測管理値 128
表－6.3.4　水平坑道の鋼製支保工の計測管理値 129

表－6.3.5　水平坑道のロックボルトの計測管理値 130
表－6.3.6　水平坑道の吹付けコンクリートの計測管理値 131
表－6.4.1　平面二次元解析によるドレーンの効果確認結果 132
表－6.4.2　深度 162.4mの応力解放による覆工コンクリート応力と水圧の比較 ... 132

図　目　次

図－2.2.1　業務対象位置図　.. 4
図－2.2.2　研究坑道のレイアウト　.. 5
図－2.2.3　研究坑道の形状　.. 5

図－3.2.1　弾性解析および弾塑性解析の検討フローチャート（ショートステップ工法）
.... 8
図－3.2.2　主立坑・換気立坑の設計照査時の概略フロー　...................... 9
図－3.3.1　初期応力の設定　... 10
図－3.4.1　主立坑解析メッシュ図　... 14
図－3.4.2　換気立坑解析メッシュ図　....................................... 15
図－3.5.1　設計の照査結果（主立坑，φ=6.5m）　............................ 18
図－3.5.2　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い　...................... 20
図－3.5.3　設計の照査結果（換気立坑，φ=4.5m）　.......................... 22
図－3.5.4　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い　...................... 24
図－3.5.5　深度600mにおける変位分布図　................................... 25
図－3.5.6　深度600mにおける覆工コンクリート圧縮応力分布図　................ 26

図－4.2.1　弾性解析および弾塑性解析の検討フローチャート（NATM工法）　....... 29
図－4.3.1　初期応力の設定　... 30
図－4.3.2　3.0×3.0m水平坑道の支保パターン　............................... 32
図－4.3.3　4.0×4.0m水平坑道の支保パターン　............................... 33
図－4.3.4　5.0×5.0m水平坑道の支保パターン　............................... 34
図－4.3.5　8.0×6.5m水平坑道の支保パターン　............................... 35
図－4.4.1　3.0×3.0m水平坑道の解析メッシュ図　............................. 37
図－4.4.2　4.0×4.0m水平坑道の解析メッシュ図　............................. 38
図－4.4.3　5.0×5.0m水平坑道の解析メッシュ図　............................. 39
図－4.4.4　8.0×6.5m水平坑道の解析メッシュ図　............................. 40
図－4.5.1　設計の照査結果（水平坑道，3.0×3.0m）　......................... 43
図－4.5.2　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い（水平坑道，3.0×3.0m）... 45
図－4.5.3　設計の照査結果（水平坑道，4.0×4.0m）　......................... 47
図－4.5.4　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い（水平坑道4.0×4.0m）.... 49
図－4.5.5　設計の照査結果（水平坑道，5.0×5.0m）　......................... 51
図－4.5.6　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い（水平坑道5.0×5.0m）.... 53
図－4.5.7　設計の照査結果（水平坑道，8.0×6.5m）　......................... 55
図－4.5.8　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い（水平坑道8.0×6.5m）.... 57
図－4.5.9　深度500mにおける変位分布図　................................... 59

図－4.5.10　深度500mにおけるロックボルト軸力分布図 60

図－5.3.1　不飽和特性（泥岩の浸透特性） 63
図－5.4.1　ポストグラウト効果確認解析の概要 64
図－5.4.2　軸対称浸透流解析メッシュ図 65
図－5.4.3　ポストグラウト効果確認解析概要図 66
図－5.4.4　プレグラウト効果確認解析の概要 67
図－5.4.5　軸対称浸透流解析メッシュ図 68
図－5.4.6　プレグラウト効果確認解析概要図 69
図－5.4.7　坑壁モデル化方法検討時のモデル化の概要 71
図－5.4.8　坑壁モデル化方法検討時の解析モデルと条件設定 72
図－5.4.9　立坑深度と湧水量の関係 73
図－5.4.10　立坑深度と湧水量比の関係 73
図－5.5.1　立坑中心からの水位分布図【CASE-A1：全面改良案（最終定常）】........ 77
図－5.5.2　立坑中心からの水位分布図【CASE-A2：部分改良案（最終定常）】........ 78
図－5.5.3　立坑中心からの水位分布図【CASE-A3：局部改良案（最終定常）】........ 79
図－5.5.4　グラウトの効果による湧水量比の確認 80
図－5.5.5　ポストグラウト時の透水係数とグラウト幅の影響（最終定常） 81
図－5.5.6　ポストグラウトの効果確認解析結果（湧水量比の時刻歴分布と深度分布）
.... 83
図－5.5.7　ポスグラウトの効果確認解析結果（湧水量比の時刻歴分布と深度分布）.. 84
図－5.5.8　ポストグラウトの効果確認解析結果（湧水量比の時刻歴分布と深度分布）
.... 85
図－5.5.9　ポストグラウトの効果確認解析結果（水位の時刻歴分布） 87
図－5.5.10　大気圧境界から１要素中側の水位の深度分布（最終定常） 89
図－5.5.11　立坑中心からの水位分布図【CASE-B（最終定常）】 91
図－5.5.12　グラウトの効果による湧水量比の確認 92
図－5.5.13　プレグラウト時の透水係数とグラウト幅の影響（最終定常） 93
図－5.5.14　プレグラウトの効果確認解析結果（湧水量比の時刻歴分布と深度分布）. 95
図－5.5.15　プレグラウトの効果確認解析結果（水位の時刻歴分布） 96
図－5.5.16　大気圧境界から１要素中側とグラウト背面との水位差（最終定常） ... 97
図－5.6.1　裏面排水の設置概要 100
図－5.6.2　軸対称浸透流解析モデル（既出のモデル図より） 101
図－5.6.3　平面二次元浸透流解析モデル 102
図－5.6.4　立坑近傍水位分布の軸対称解析と平面二次元解析との比較 104
図－5.6.5　平面二次元解析による水位分布の比較（グラウト近傍の拡大図）....... 105
図－5.6.6　グラウトを考慮した場合の周方向水圧分布のドレーン数による比較 ... 108
図－5.6.7　グラウトを考慮しない場合の周方向水圧分布のドレーン数による比較... 109

図－5.6.8　立坑近傍水位分布のドレーン数による比較 110
図－5.6.9　ドレーン数による水位分布の比較 111
図－5.6.10　覆工コンクリートの背面水圧とドレーン数との関係 112
図－5.6.11　グラウトの前面水圧と背面水圧のドレーン数との関係 113
図－5.6.12　湧水量とドレーン数との関係 114

図－6.2.1　支保切り替え時の判断手順 117
図－6.2.2　次ステップ掘削時の地質想定の判断フロー案 118
図－6.5.1　ポストグラウト部の計測計画案 133
図－6.5.2　プレグラウト部の計測計画案 134

This is a blank page.

1. はじめに

平成 16 年度は、瑞浪超深地層研究所の立坑掘削位置近傍で進められていた MIZ-1 号孔の削孔と各種試験が終了し、花崗岩最深部（深度 1,000m）までの岩盤の状況が明らかになった。そこで、この結果に基づいてこれまでの解析結果の妥当性を検証すると共に修正解析が必要な個所（堆積岩部 2 深度，花崗岩部 4 深度）を抽出し解析を実施した。さらに、立坑と水平坑道の連接部分を対象とした限界せん断ひずみ発生時の塑性変形を考慮した弾性有限要素解析を実施し、地山変位や支保部材応力を予測している。

平成 17 年度は、前年度の解析に引き続き、深度 1,000m までの立坑と、深度 500m までの水平坑道を対象とした照査を実施すると共に、グラウトの実施による湧水量抑制効果と覆工コンクリートへの水圧負荷による影響について解析的な検討を行い、構造物や施工の安全性を確認した。

2. 概　要

2. 1　目　的

平成 17 年度は、前年度の解析（以降、「H16 予備解析」と記す）に引き続き、深度 1,000m までの立坑と、深度 500mまでの水平坑道を対象とした照査を実施すると共に、グラウトの実施による湧水量抑制効果と覆工コンクリートへの水圧負荷による影響について解析的な検討を行い、構造物や施工の安全性を確認することを目的とした。

2. 2　実施内容

(1)　主立坑と換気立坑の設計照査

主立坑および換気立坑を対象にして平面二次元解析を実施し、支保工の安全性を確認した。なお、岩盤等級は C_M 級，C_L 級の 2 種類を想定し、対象深度は 200，400，600，800 および 1,000 mの 5 深度とした。

支保工としてモデル化する対象は、覆工コンクリートと鋼製支保工である。このうち、覆工コンクリート応力が許容値（設計基準強度の 1/4）以内に収まっていない場合には、設計基準強度の高強度化等による再照査を実施した。

(2)　水平坑道の設計照査

水平坑道を対象にして断面二次元解析を実施し、支保工の安全性を確認した。なお、岩盤等級は B 級，C_M 級および C_L 級の 3 種類を想定し、対象深度は 200，300，400 および 500mの 4 深度とした。

支保工としてモデル化する対象は、吹付けコンクリート，鋼製支保工およびロックボルトである。このうち、吹付けコンクリート応力が許容値（設計基準強度の 1/4）以内に収まっていない場合には、設計基準強度の高強度化を実施し再照査を実施した。

(3)　グラウトによる湧水量抑制効果の検討

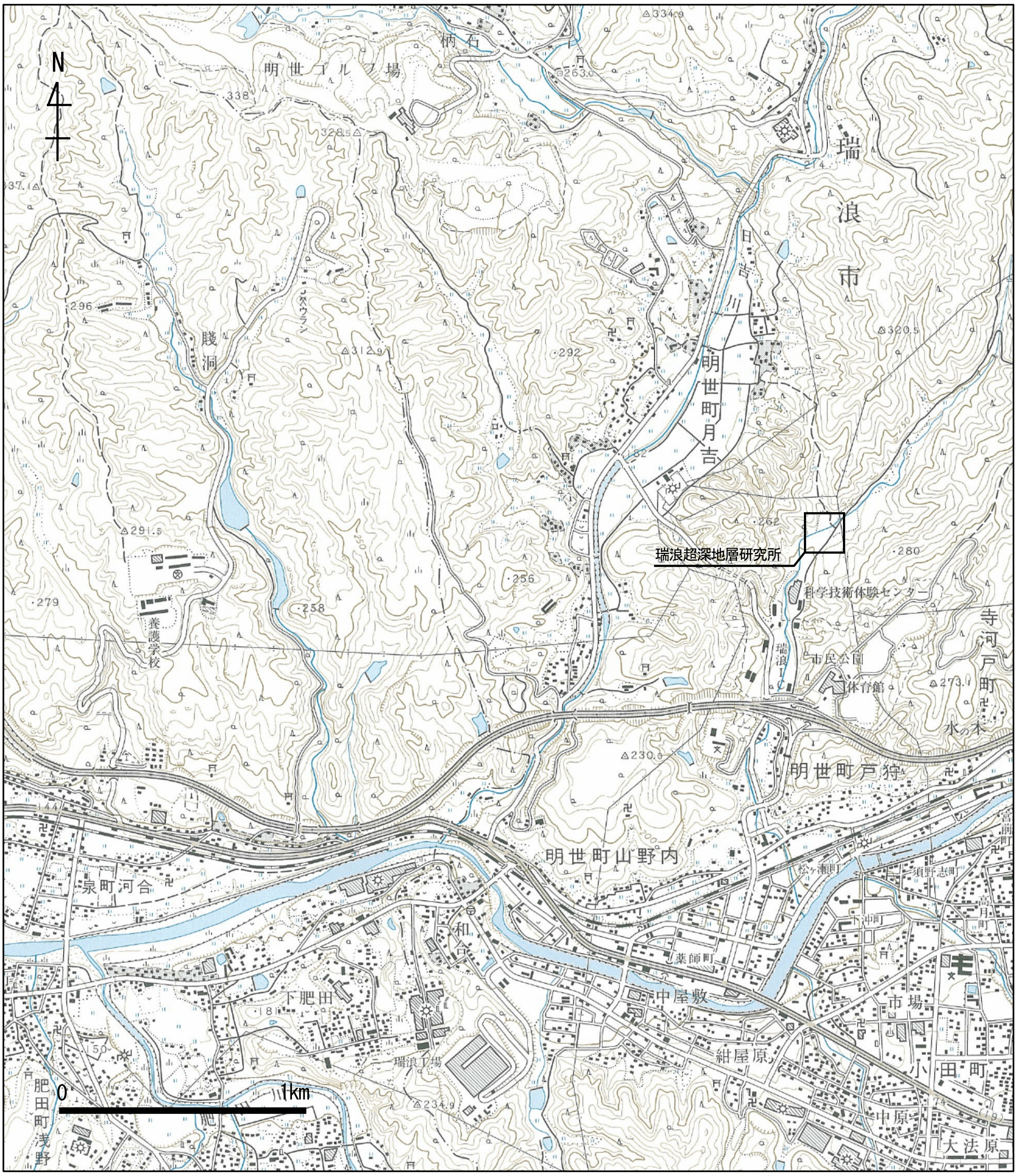
立坑掘削に伴う湧水量を抑制するため、立坑周辺の岩盤の透水性をグラウト注入により改良する計画である。ここでは、湧水現象を模擬する数値解析（浸透流解析）を実施し、グラウトによる湧水量抑制効果の概略を確認する。これによってグラウトすべき適切な範囲を想定した。

(4)　解析結果の考察

(1)～(3)の解析結果から、以下の観点に注目して考察を行った。

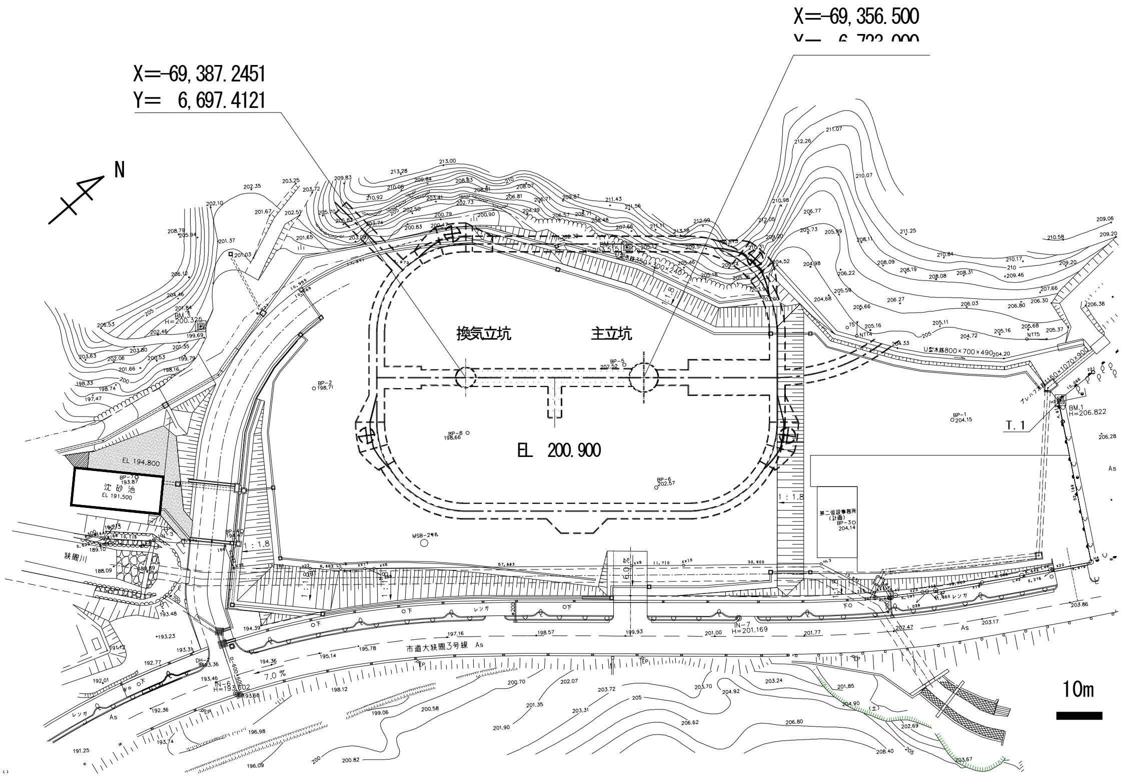
- 岩盤等級に応じた支保の設定
- 岩盤条件が変化した場合の施工上の留意点等
- 上記に基づいた計測管理基準値（3 段階程度）
- グラウト実施に伴う覆工コンクリートの健全性と検証のための計測計画

今回の業務対象位置を図-2.2.1 に示し、研究坑道のレイアウトを図-2.2.2 に示す。また、検討の対象となる坑道形状を図-2.2.3 に示す。



国土地理院発行 1/25,000 地形図「土岐」を使用

図－2.2.1　業務対象位置図



図－2.2.2　研究坑道のレイアウト [1)]

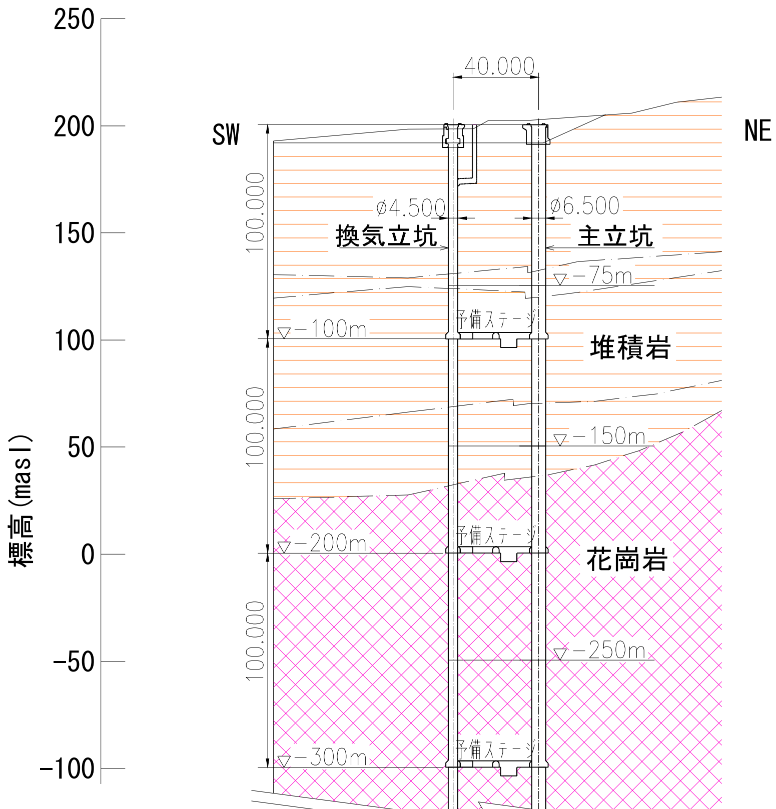


図-2.2.3　研究坑道の形状 [1)]

3. 主立坑と換気立坑の設計照査

3. 1 概要

ここでは主立坑および換気立坑を対象にして H16 予備解析と同様な解析条件を用いて、支保工の安全性確認のための設計照査を行った。

照査する対象は、深度 200，400，600，800 および 1,000m の 5 深度であり、花崗岩の C_M 級および C_L 級の 2 種類の岩盤等級を想定した。

解析方法は、平面二次元解析モデルとした。なお、支保工としてモデル化する対象は、覆工コンクリートと鋼製支保工である。

3. 2　検討方法

ここでは主立坑と換気立坑の設計照査の検討を実施した。

掘削時の発破による損傷領域を考慮するため、覆工コンクリートの壁面から 80cm は掘削後の変形係数を 1/4 とした [2)]。

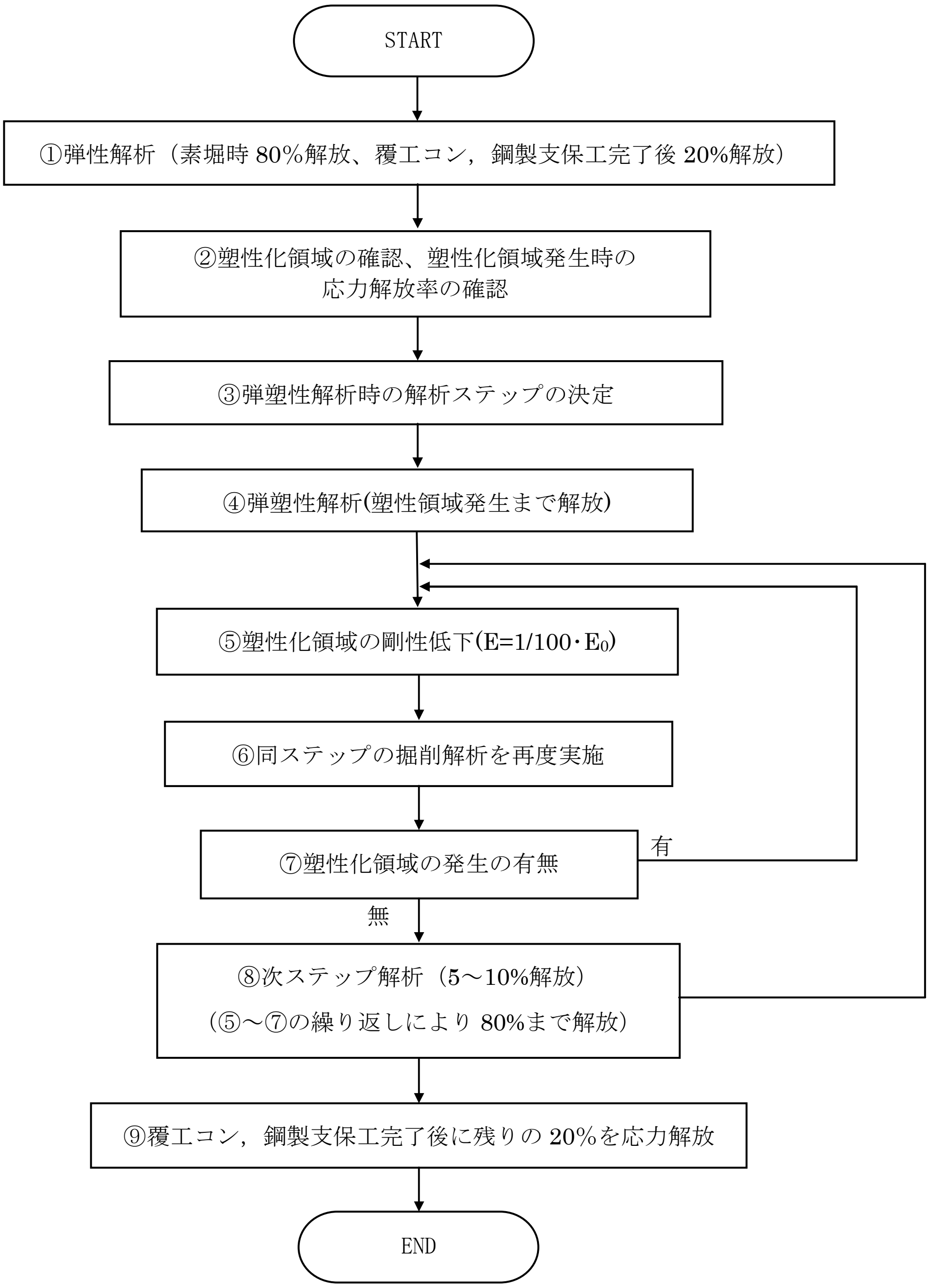
解析は、塑性領域を考慮した弾塑性解析を行った。このとき、限界せん断ひずみを超えた要素に対しては、耐荷力を失った状態（塑性領域）にあるものとして剛性を 1/100 に落とし、ポアソン比は 0.49 を与えた。

掘削時の応力解放率は、ショートステップ工法であるため、切羽の影響を考慮して 0.8 を用いる [3)]。また、今回の解析では連設の影響は考慮しないことから主立坑と換気立坑を個別にモデル化した 1/4 モデルの平面二次元解析を実施した。

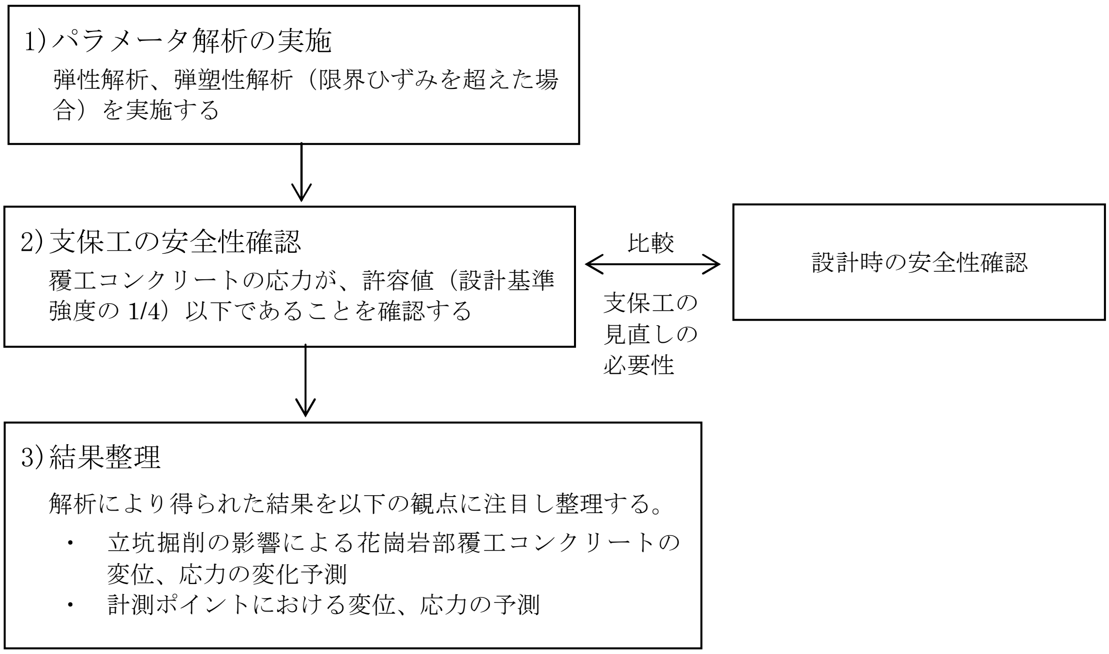
解析対象深度と岩盤等級は、3.5 の表－3.5.1 に示すとおりであり、主立坑・換気立坑の 2 断面について、5 深度及び岩盤等級 2 種類を想定して、20 ケース（=2×5×2）実施した。

なお、覆工コンクリート応力が許容値（設計基準強度の 1/4）以内に収まっていない場合には、設計基準強度の高強度化等による再照査を実施した。

図－3.2.1 に平面二次元解析の検討フローを示す。なお、基本的な考え方は、H16 予備解析と同じである。また、支保工の安全性検討の概略フローを図－3.2.2 に示す。



図－3.2.1　弾性解析および弾塑性解析の検討フローチャート（ショートステップ工法）



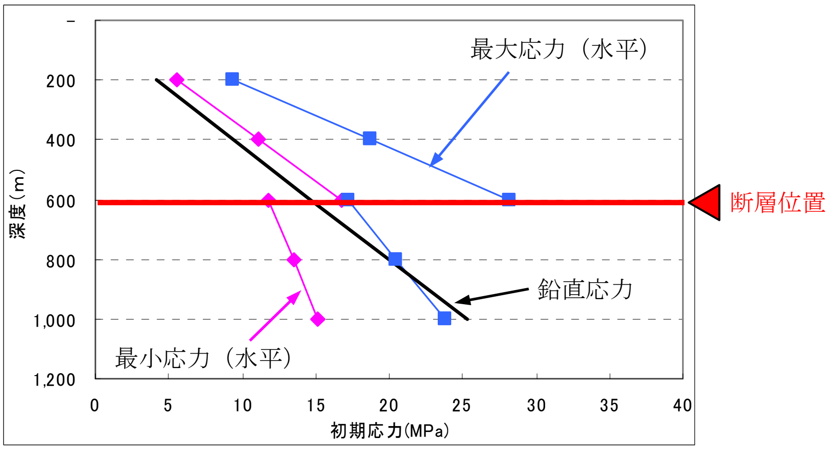
図－3.2.2　主立坑・換気立坑の設計照査時の概略フロー

3. 3 解析条件の設定

3. 3. 1 初期応力

今回は初期応力を H16 予備解析と同条件とし、水圧破砕試験の結果を回帰することにより算出した値を用いた。回帰した結果を図－3.3.1 に示す。この図には水平方向の最大主応力と最小主応力に加えて、鉛直応力も示している。

表－3.3.1 に図－3.3.1 より得た解析対象深度における初期応力を示す。



図－3.3.1　初期応力の設定

表－3.3.1　解析深度における初期応力

深度（m）	岩種	初期応力 最小（北東－南西）（MPa）	初期応力 最大（北西－南東）（MPa）
200	花崗岩	5.57	9.39
400		11.14	18.78
600（上）		16.71	28.17
600（下）		11.83	17.21
800		13.49	20.51
1,000		15.16	23.81

3.3.2 岩盤物性

岩盤物性は、H16 予備解析[3)]において MIZ－1 号孔で実施された岩盤試験結果から各岩盤等級に応じた物性値が設定されていることから、この結果を用いた。対象岩盤等級の物性値を表－3.3.2 に示す。

表－3.3.2 花崗岩部の物性値の設定結果

岩盤等級	見かけ比重 (湿潤状態) γ_t(kN/m³)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0(%)	限界せん断ひずみ γ_0 (%)
A 低減率=1.00	26.3	143.0	50.6	0.29	39.7	51.1	0.28	0.36
B 低減率=1.00	26.2	151.1	50.3	0.27	39.2	52.5	0.30	0.38
C_H 低減率=0.88	26.3	181.3	49.3	0.27	34.3	52.4	0.37	0.47
C_M 低減率=0.94	25.9	174.7	50.5	0.18	37.6	49.3	0.35	0.41
C_L 低減率=1.00	23.4	71.8	20.9	0.24	25.2	30.1	0.34	0.43

3. 3. 3 支保パターン

主立坑の支保パターンを表－3.3.3 に示す。また、換気立坑についても支保パターンを表－3.3.4 に示す[3)]。

表－3.3.3 主立坑の深度ごとにおける支保パターン

深度（m）	岩盤等級	覆工コンクリート設計基準強度（MPa）	鋼製支保工*)
0～1,000	C_M	24	―
	C_L	24	H-125×125（1.3m 間隔）

＊） 許容応力度 σcs＝160（MPa）

表－3.3.4 換気立坑の深度ごとにおける支保パターン

深度（m）	岩盤等級	覆工コンクリート設計基準強度（MPa）	鋼製支保工*)
0～1,000	C_M	24	―
	C_L	24	H-125×125（1.3m 間隔）

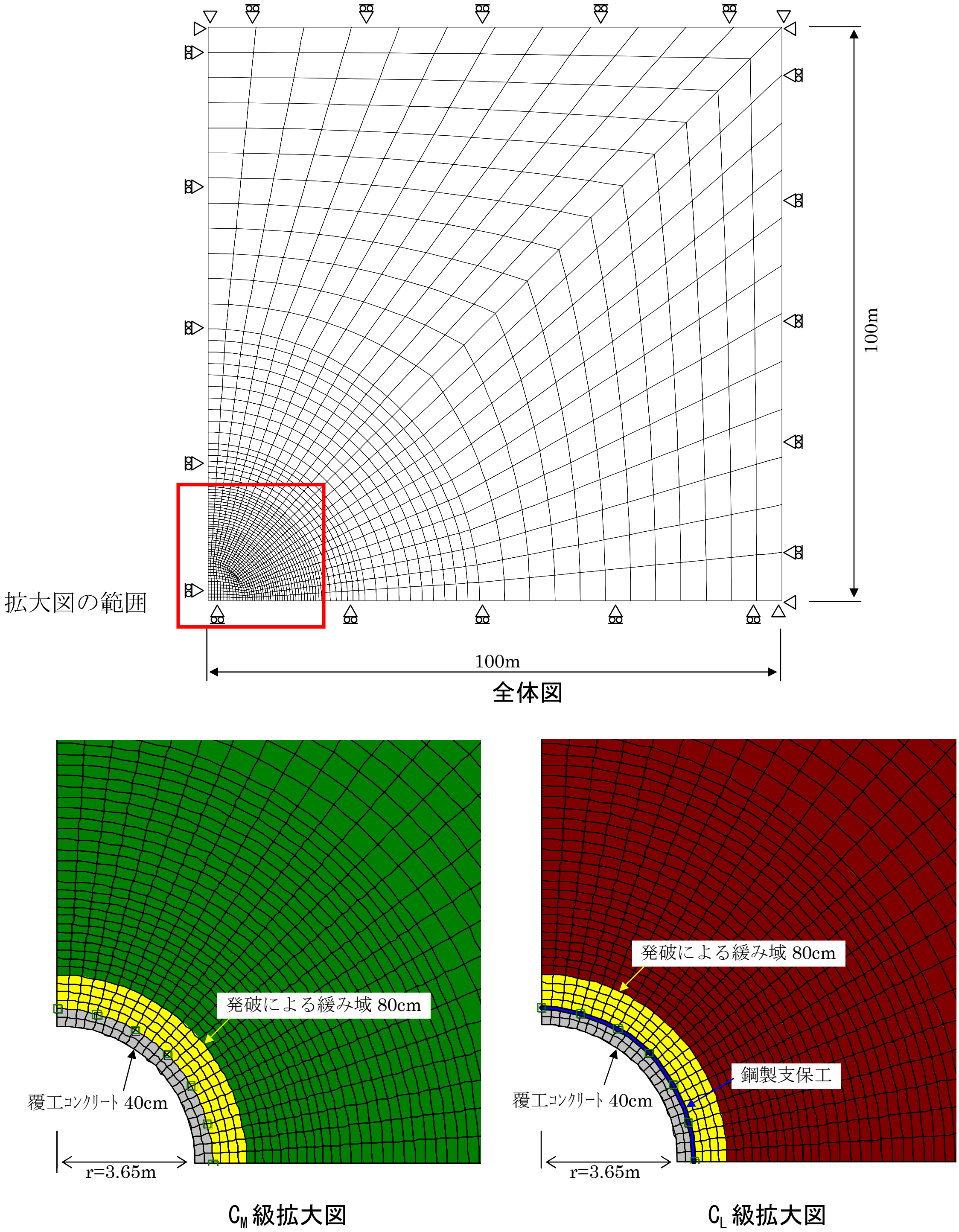
＊） 許容応力度 σcs＝160（MPa）

3. 4 解析モデルの作成

主立坑および換気立坑を対象にした検討は、H16 予備解析と同様に平面二次元解析で行うこととした。なお、支保工のモデル化の対象は、覆工コンクリートと鋼製支保工である。このうち、覆工コンクリートについては平面ひずみ要素でモデル化し、鋼製支保工については覆工コンクリートと岩盤の境界にビーム要素でモデル化した。

3. 4. 1　主立坑の解析モデル

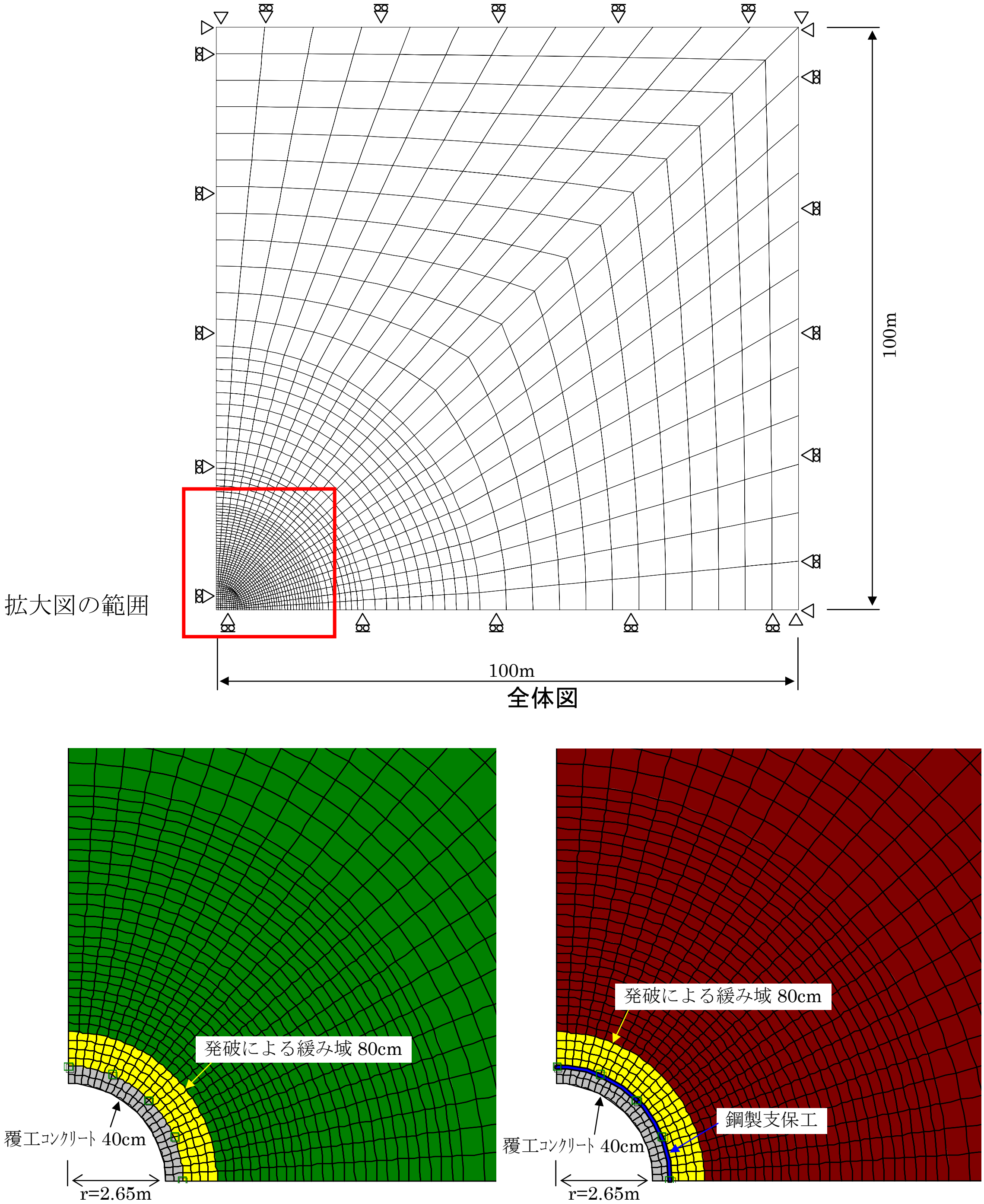
主立坑の解析用メッシュを図－3.4.1 に示す。なお、図中には解析領域および発破による緩み領域等もあわせて記載した。ここで、緩み領域については掘削壁面から 80cm とし、変形係数は 1/4 に低減するとした[2)]。



図－3.4.1　主立坑解析メッシュ図

3. 4. 2 換気立坑の解析モデル

換気立坑の解析用メッシュを図−3.4.2 に示す。なお、図中には解析領域および発破による緩み領域等もあわせて記載した。ここで、緩み領域については掘削壁面から 80cm とし、変形係数は 1/4 に低減するとした 2)



全体図

C_M 級拡大図　　C_L 級拡大図

図−3.4.2 換気立坑解析メッシュ図

3. 5 二次元解析による検討

3. 5. 1 解析ケース

主立坑・換気立坑の 2 断面について、深度 200mから 1,000mまでの 5 断面および岩盤等級 2 種類を想定して、20 ケース（=2×5×2）実施した。ここで、表-3.3.2 のように、岩盤等級 B 級から C_M 級までの物性値に大きな差異が認められないことから、岩盤等級としては C_M 級と C_L 級の 2 種類を想定した。また、これら以外の深度（たとえば深度 300m 等）については、必要に応じてこれらの結果を準用するものとする。

表ー3.5.1 主立坑・換気立坑の解析ケース

対象断面	深度 （m）	岩盤 等級	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ 設計基準強度*) （MPa）	鋼製支保工**)
①主立坑 ②換気立坑 の２断面	200, 400 600, 800 1,000	C_M	24*	―
		C_L	24*	H-125×125 （1.3m ピッチ）

*）設計基準強度の見直しが必要な場合には、高強度（40MPa）を使用する。

**）許容応力度　σcs＝160（MPa）

3. 5. 2 主立坑の検討結果

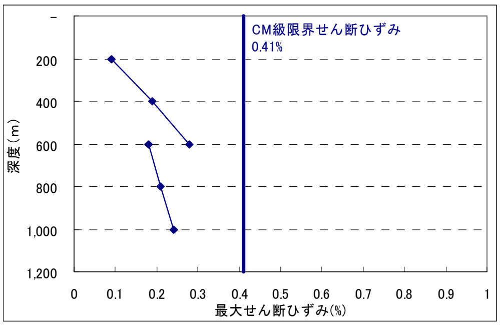
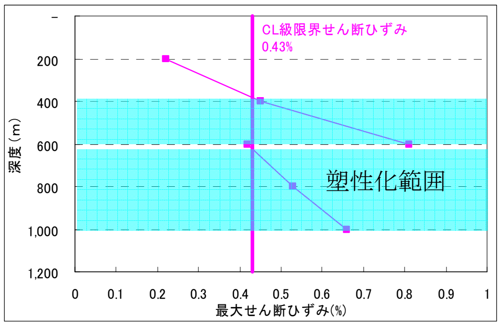
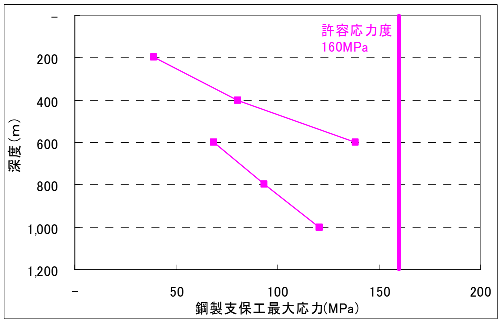
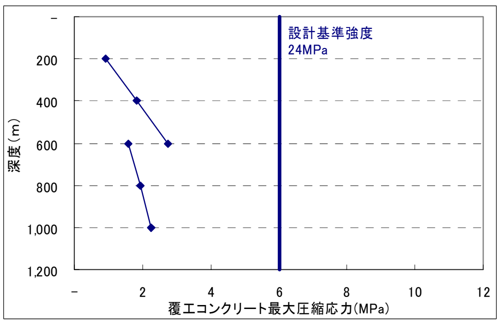
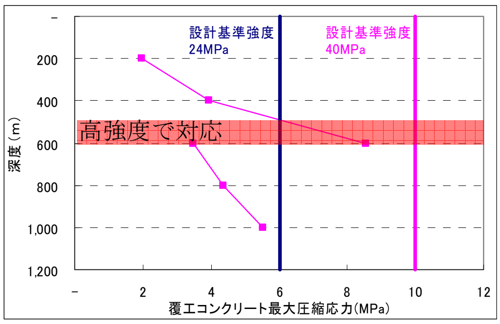
以下に検討結果の概要を示す。

・対象岩盤・・・C_M, C_L級
・対象深度・・・200～1,000m
・照査内容・・・①岩盤のせん断ひずみ、②鋼製支保工の応力、③覆工コンクリートの応力

図−3.5.1 には主立坑（C_M級、C_L級）について岩盤のせん断ひずみ、鋼製支保工応力、覆工コンクリート応力の深度分布を示す。同図中に見直しが必要な支保工内容と範囲を示すが、これらの変更結果は表−3.5.2 に示す。また、岩盤等級による内空変位および覆工コンクリート応力の違いを図−3.5.2 に示す。

これより、下記のことが分かる。

- C_M級の結果から、深度 1,000mまでの全区間において覆工コンクリート応力が設計基準強度の 1/4 の値（許容応力度）を下回っていることから、支保の見直しは必要ないと考えられる。
- C_L級の結果から、鋼製支保工は深度 1,000mまでの全区間において許容応力度以内であることを確認しているが、覆工コンクリートは初期応力が最大となる深度 600m近傍では設計基準強度の見直しが必要となることが分かった。
- C_L級岩盤では、深度 489m～600mまでの覆工コンクリートの設計基準強度を 24MPa から 40MPa に変更する必要がある。

	C_M級	C_L級
岩盤のせん断ひずみ		
鋼製支保工	（支保に用いない）	
覆工コンクリート		

図－3.5.1　設計の照査結果（主立坑，φ=6.5m）

表－3.5.2 主立坑の支保工の見直し結果

	支保の概要
見直し前 （標準）	see below
見直し後	see below

見直し前（標準）

深度 （m）	岩盤等級	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ 設計基準強度（MPa）	鋼製支保工*)
200 ～ 1,000	C_M	24	—
	C_L	24	H-125×125（1.3m 間隔）

*)許容応力度 σcs＝160（MPa）

見直し後

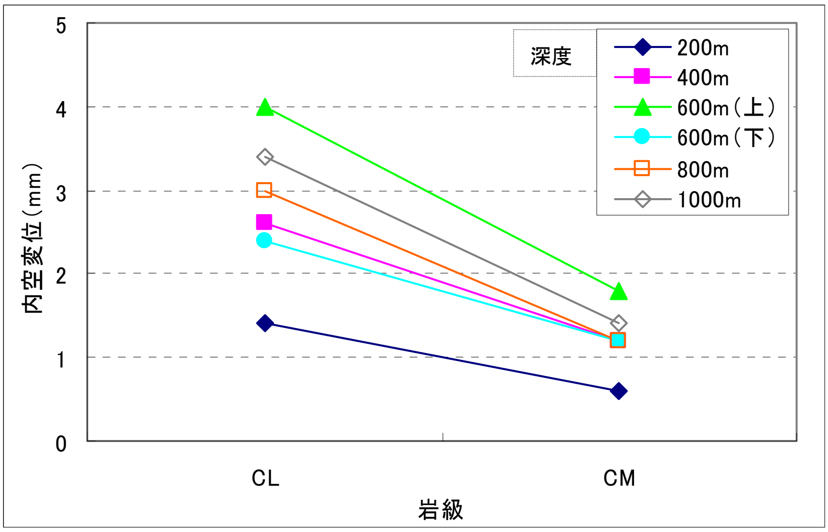
覆工コンクリートの応力

・高強度（耐久強度の増加、24MPa → 40MPa）で対応

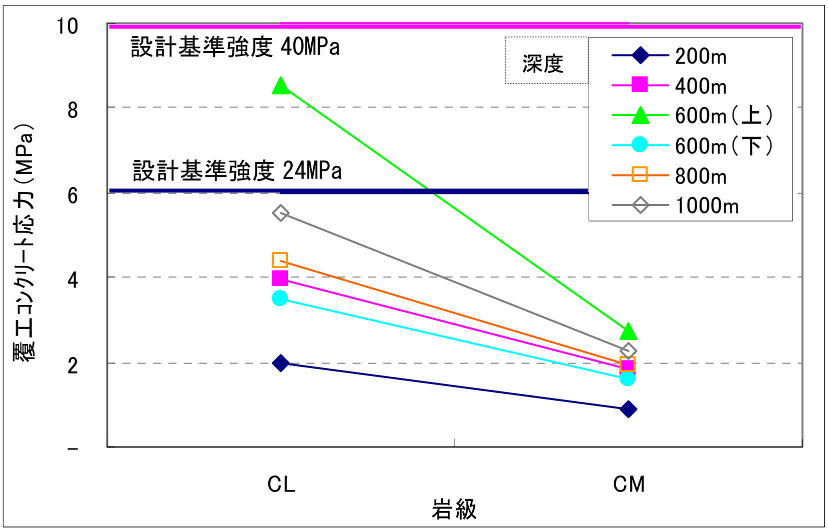
深度 （m）	岩盤等級	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ 設計基準強度（MPa）	鋼製支保工*)
200～489	C_M	24	—
	C_L	24	H-125×125（1.3m 間隔）
489～600	C_M	24	—
	C_L	40	H-125×125（1.3m 間隔）
600～1,000	C_M	24	—
	C_L	24	H-125×125（1.3m 間隔）

*)許容応力度 σcs＝160（MPa）

（注）深度 600m では初期応力の変化点を仮定している。



内空変位



覆工コンクリート応力

図ー3.5.2　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い

3. 5. 3 換気立坑の検討結果

以下に検討結果の概要を示す。

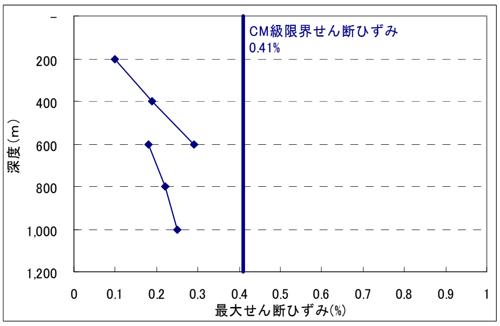
・対象岩盤・・・C_M, C_L級
・対象深度・・・200～1,000m
・照査内容・・・①岩盤のせん断ひずみ、②鋼製支保工の応力、③覆工コンクリートの応力

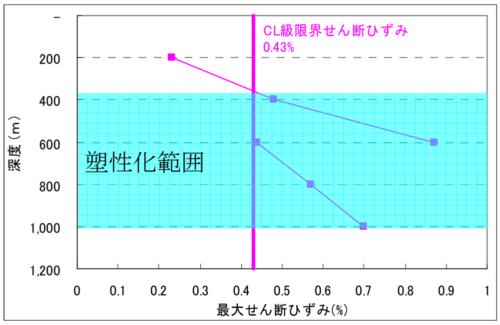
図－3.5.3には換気立坑（C_M級,C_L級）について岩盤のせん断ひずみ、鋼製支保工応力、覆工コンクリート応力の深度分布を示す。同図中に見直しが必要な支保工内容と範囲を示すが、これらの変更結果は表－3.5.3 に示す。また、岩盤等級による内空変位および覆工コンクリート応力の違いを図－3.5.4に示す。

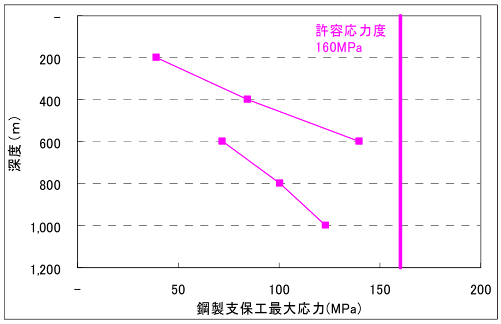
なお、初期応力は主立坑と同じ値を用いた。

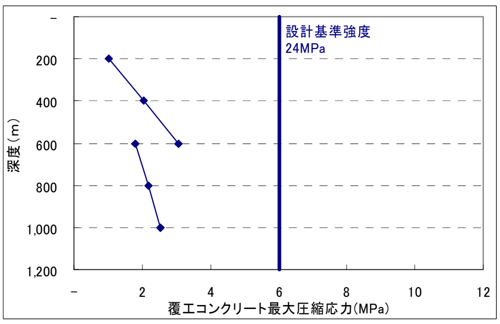
これより、下記のことが分かる。

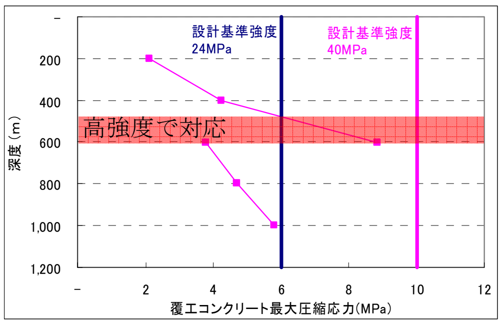
- C_M級の結果から、深度 1,000mまでの全区間において覆工コンクリート応力が設計基準強度の1/4の値（許容応力度）を下回っていることから、支保の見直しは必要ないと考えられる。
- C_L級の結果から、鋼製支保工は深度 1,000mまでの全区間において許容応力度以内であることを確認しているが、覆工コンクリートは初期応力が最大となる深度 600m近傍では設計基準強度の見直しが必要となることが分かった。
- C_L級岩盤では、深度476m～600mまでの覆工コンクリートの設計基準強度を24MPaから40MPaに変更する必要がある。

<table>
<tr><th></th><th>C_M級</th><th>C_L級</th></tr>
<tr><td>岩盤の
せん断
ひずみ</td><td>


</td><td>


</td></tr>
<tr><td>鋼製
支保工</td><td>(支保に用いない)</td><td>


</td></tr>
<tr><td>覆工
コンクリート</td><td>


</td><td>


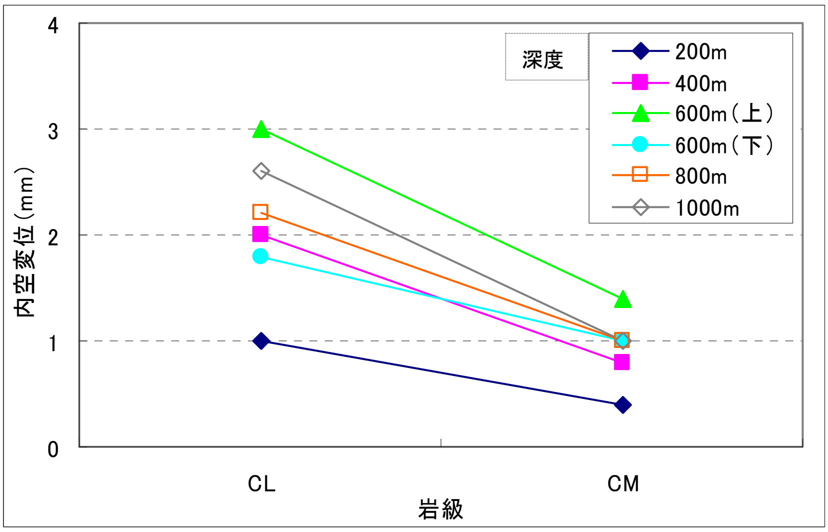
</td></tr>
</table>

図－3.5.3　設計の照査結果（換気立坑，ϕ=4.5m）

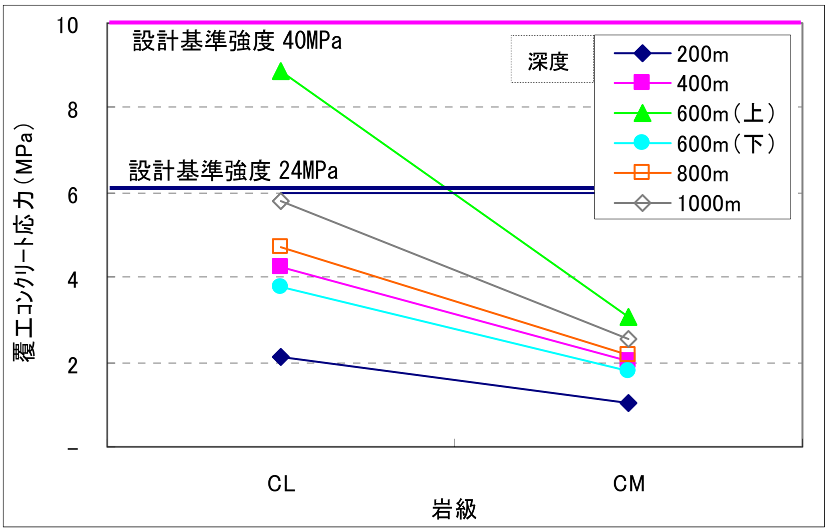
表－3.5.3　換気立坑の支保工の見直し結果

<table>
<tr><td></td><td>支保の概要</td></tr>
<tr><td>見直し前
（標準）</td><td>
<table>
<tr><th>深度
（m）</th><th>岩盤等級</th><th>覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ
設計基準強度（MPa）</th><th>鋼製支保工*)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">200
～
1,000</td><td>C_M</td><td>24</td><td>—</td></tr>
<tr><td>C_L</td><td>24</td><td>H-125×125（1.3m 間隔）</td></tr>
</table>
*)許容応力度　σcs＝160（MPa）
</td></tr>
<tr><td>見直し後</td><td>
<u>覆工コンクリートの応力</u>
・高強度（耐久強度の増加、24MPa　→　40MPa）で対応
<table>
<tr><th>深度
（m）</th><th>岩盤等級</th><th>覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ
設計基準強度（MPa）</th><th>鋼製支保工*)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">200～476</td><td>C_M</td><td>24</td><td>—</td></tr>
<tr><td>C_L</td><td>24</td><td>H-125×125（1.3m 間隔）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">476～600</td><td>C_M</td><td>24</td><td>—</td></tr>
<tr><td>C_L</td><td>40</td><td>H-125×125（1.3m 間隔）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">600～1,000</td><td>C_M</td><td>24</td><td>—</td></tr>
<tr><td>C_L</td><td>24</td><td>H-125×125（1.3m 間隔）</td></tr>
</table>
*)許容応力度　σcs＝160（MPa）

（注）深度 600mでは初期応力の変化点を仮定している。
</td></tr>
</table>



内空変位



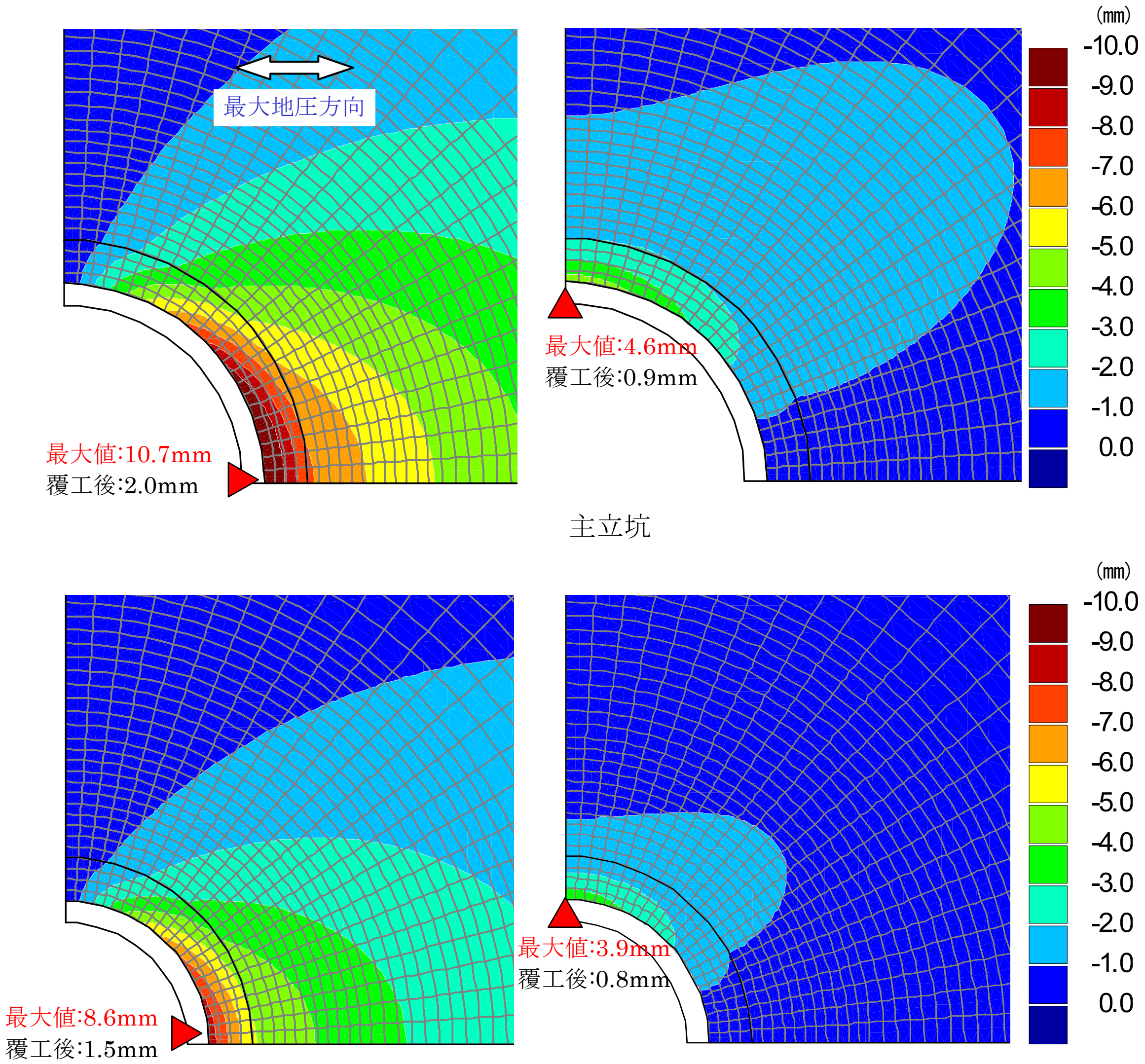
覆工コンクリート応力

図ー3.5.4　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い

3. 5. 4 まとめ

今回の主立坑と換気立坑の設計照査では、岩盤等級が C_L 級の場合に初期応力が最大となることが予想される深度 600m で覆工コンクリート応力が設計基準強度 24MPa の 1/4 を超過していることを確認した。図－3.5.5 には深度 600m の位置での C_L 級岩盤の変位分布図を示すが、覆工コンクリート打設後の Y 方向の変位は小さいことが分かる。また、図－3.5.6 には覆工コンクリートの圧縮応力分布図を示すが、主立坑と換気立坑の結果を比較した場合、径が小さい換気立坑のほうが支保工に発生する応力が大きくなる。これは発破による損傷領域を掘削径の大小に係らず一定（掘削面から 80cm の範囲）としていることが原因であると考えられる。

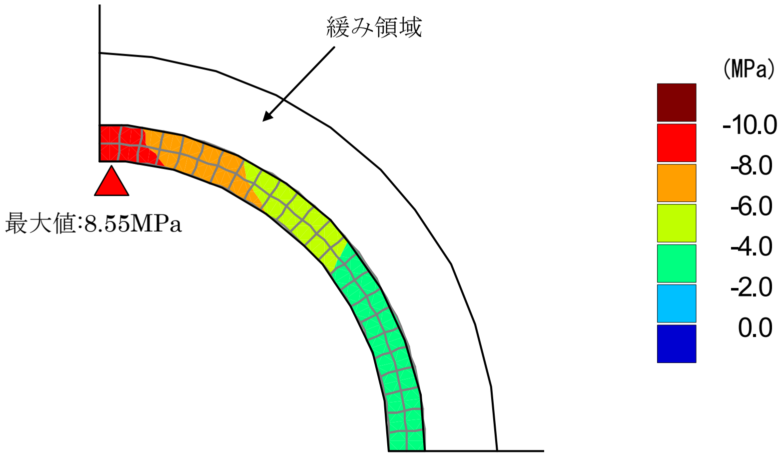
主立坑と換気立坑の検討結果一覧表は、資料集に添付した。



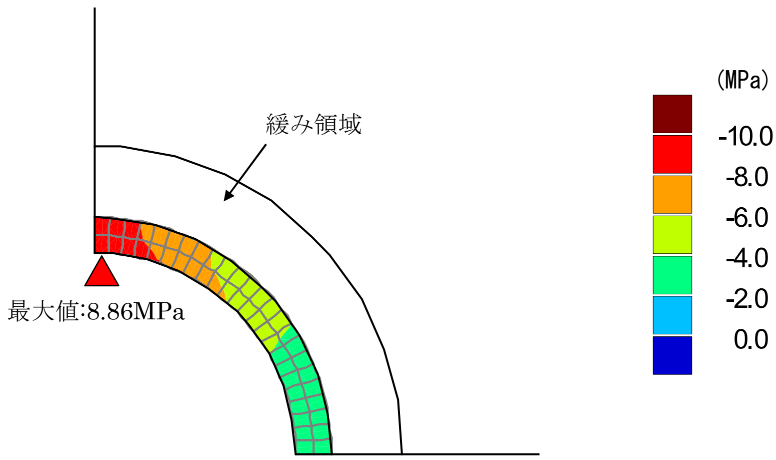
X 方向の変位分布図　　Y 方向の変位分布図

換気立坑

図－3.5.5 深度 600mにおける変位分布図



主立坑



換気立坑

図－3.5.6　深度 600mにおける覆工コンクリート圧縮応力分布図

4. 水平坑道の設計照査

4. 1　概要

ここでは水平坑道を対象にして、H16 予備解析と同様な解析条件を用いて、支保工の安全性確認のための設計照査を行った。照査する対象は深度 200、300、400 および 500mの 4 深度であり、花崗岩の B 級、C_M級及びC_L級の 3 種類の岩盤を想定した。

解析方法は断面二次元モデルとした。なお、支保工としてモデル化する対象は、吹付けコンクリート、鋼製支保工及びロックボルトである。

4. 2 検討方法

花崗岩部を対象とした水平坑道の設計照査を実施した。

掘削時に発破による損傷領域を考慮するため、覆工コンクリートの壁面から 80cm は掘削後の変形係数を 1/4 とする[2)]。

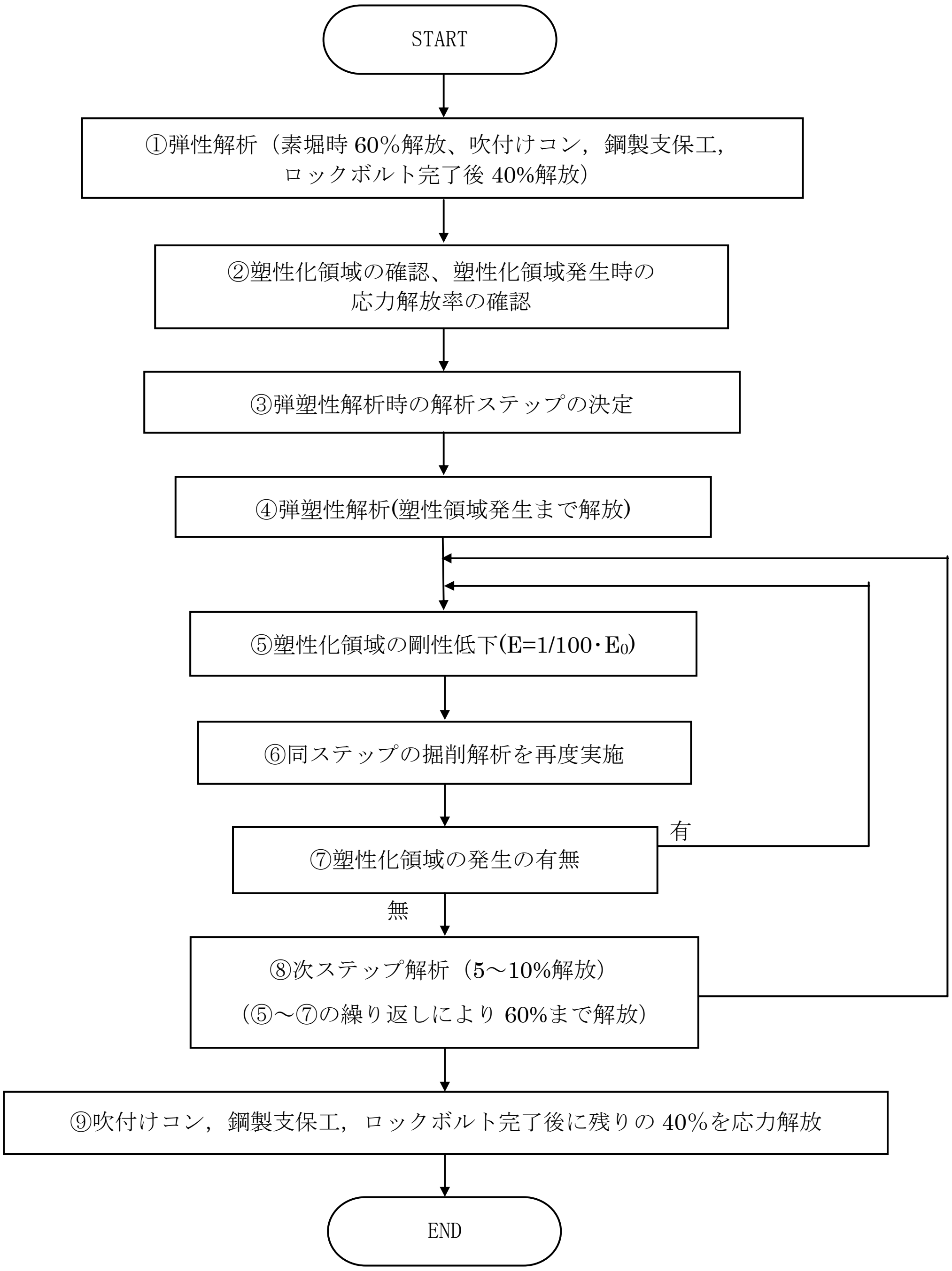
解析は、塑性領域を考慮した弾塑性解析を行う。このとき、限界せん断ひずみを超えた要素に対しては、耐荷力を失った状態（塑性領域）にあるものとして剛性を 1/100 に落とし、ポアソン比は 0.49 を与えた。

掘削時の応力解放率は、NATM 工法であるため、切羽の影響を考慮して 0.6 を用いる[3)]。

解析対象深度と岩盤等級は、4.5 の表－4.5.1 に示すとおりであり、花崗岩部を対象にした合計 4 深度について掘削形状 4 パターン、岩盤等級 3 種類（B、C_H～C_M、C_L）を想定して、48 ケース（=4×4×3）実施した。

なお、吹付けコンクリート応力が許容値（設計基準強度の 1/4）以内に収まっていない場合には、設計基準強度の高強度化等による再照査を実施した。

図－4.2.1 に断面二次元解析の検討フローを示す。なお、基本的な考え方は、H16 予備解析と同じである。

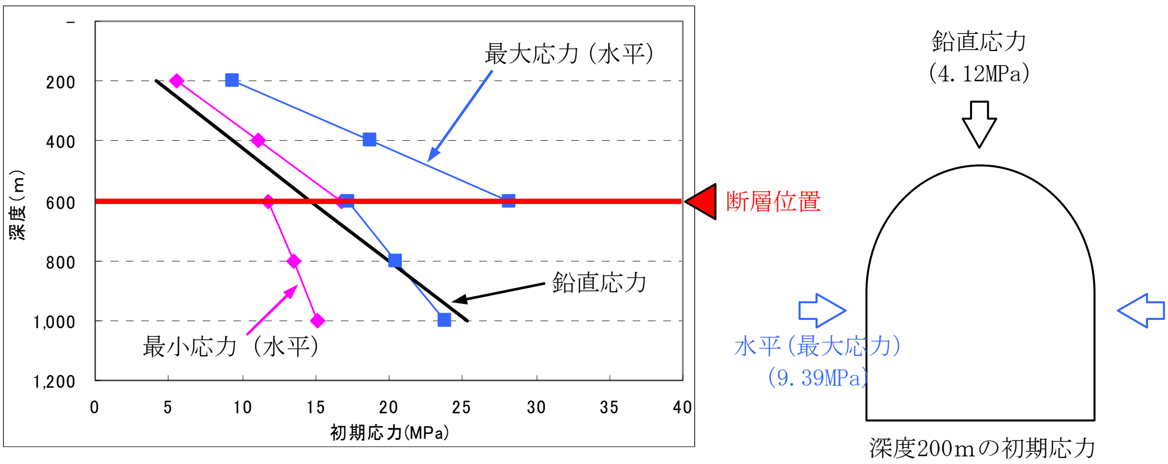


図－4.2.1　弾性解析および弾塑性解析の検討フローチャート（NATM 工法）

4. 3　解析条件の設定

4. 3. 1　初期応力

立坑の二次元平面解析と同様に、H16 予備解析と同条件とし、図－4.3.1 に示すように水圧破砕試験の結果を回帰することにより算出した値を用いた。なお今回は、最大初期応力（水平）が水平坑道の側方から作用する想定で解析を実施した（図－4.3.1 の右図参照)。また、表－4.3.1 には解析対象深度における初期応力を示すが、水平方向応力は鉛直応力の 1.9～2.3 倍であることが確認できた。



図－4.3.1　初期応力の設定

表－4.3.1　解析深度における初期応力

深度（m）	岩種	初期応力	
		鉛直 (MPa)	水平（最大応力） (MPa)
200	花崗岩	4.12	9.39
300	花崗岩	6.77	14.08
400	花崗岩	9.42	18.78
500	花崗岩	12.07	23.47

4. 3. 2 岩盤物性

H16 予備解析において MIZ－1 号孔で実施された岩盤試験結果から岩盤等級に応じた物性値が設定されていることから、この結果を用いた。対象岩盤等級の物性値を表－4.3.2 に示す。なお、本検討では B、C_M(C_H～C_M 級を想定)、C_L 級を対象とした解析を実施した。

表－4.3.2 花崗岩部の物性値の設定結果

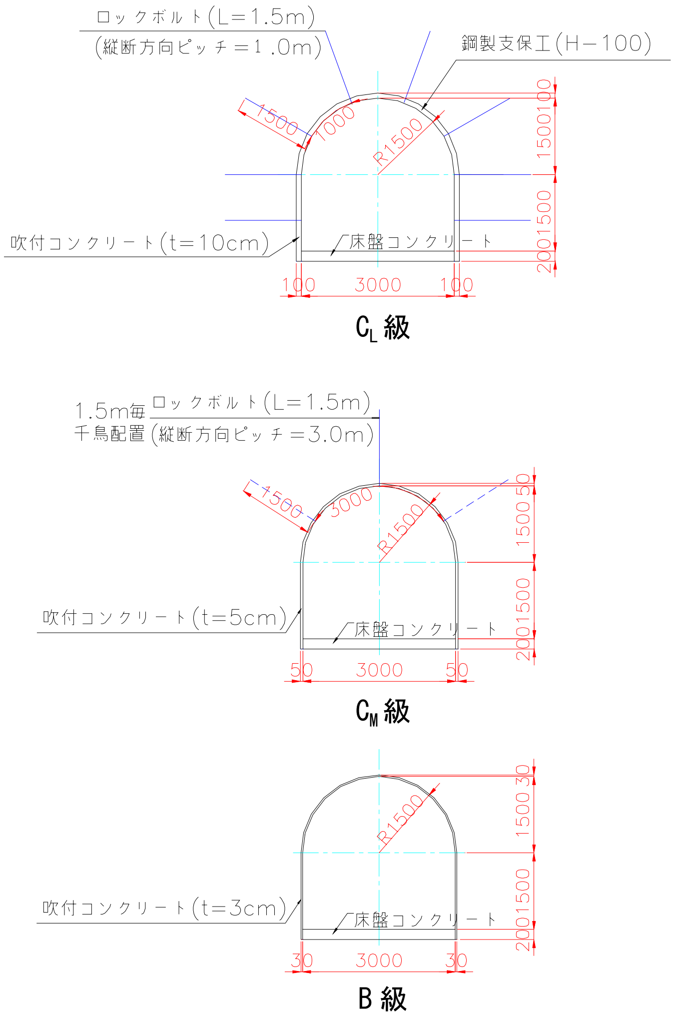
岩盤等級	見かけ比重(湿潤状態) γ_t(kN/m^3)	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	50%接線ヤング率 E_{50} (GPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	限界ひずみ ε_0(%)	限界せん断ひずみ γ_0 (%)
A 低減率=1.00	26.3	143.0	50.6	0.29	39.7	51.1	0.28	0.36
B 低減率=1.00	26.2	151.1	50.3	0.27	39.2	52.5	0.30	0.38
C_H 低減率=0.88	26.3	181.3	49.3	0.27	34.3	52.4	0.37	0.47
C_M 低減率=0.94	25.9	174.7	50.5	0.18	37.6	49.3	0.35	0.41
C_L 低減率=1.00	23.4	71.8	20.9	0.24	25.2	30.1	0.34	0.43

4. 3. 3 断面形状ならびに支保パターン

断面形状ならびに岩盤等級による支保パターンを表－4.3.3～4.3.6 および図－4.3.2～4.3.5に示す。掘削径が大きい5.0×5.0mと8.0×6.5mの水平坑道においては、C_L級の場合に高強度のロックボルト支保工を使用している。

表－4.3.3 3.0×3.0m水平坑道の支保パターン

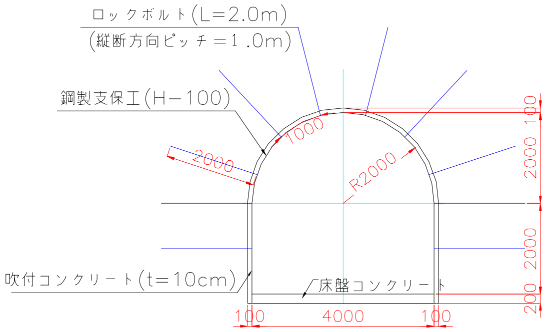
岩盤等級	吹付けコンクリート		鋼製支保工		ロックボルト				
	厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	100	36	H100	1, 000	117. 7	1, 500	8	1, 000	1, 000
C_M	50	18	—	—	117. 7	1, 500	1. 5 (千鳥)	3, 000	1, 500
B	30	18	—	—	—	—	—	—	—



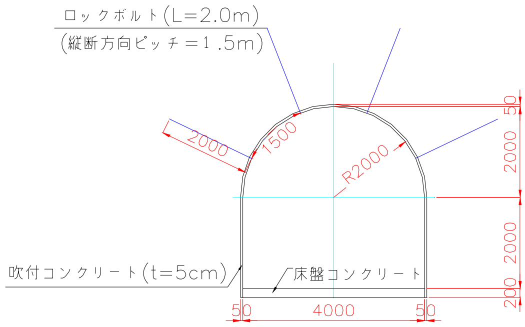
図－4.3.2 3.0×3.0m水平坑道の支保パターン

表－4.3.4　4.0×4.0m水平坑道の支保パターン

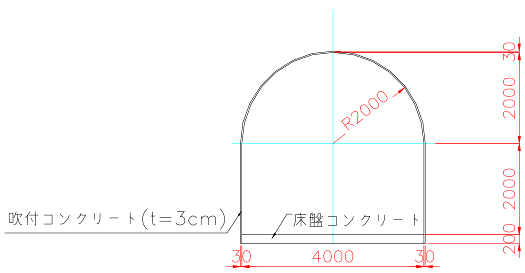
岩盤等級	吹付けコンクリート		鋼製支保工		ロックボルト				
	厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	100	36	H100	1,000	117.7	2,000	10	1,000	1,000
C_M	50	18	—	—	117.7	2,000	4	1,500	1,500
B	30	18	—	—	—	—	—	—	—



C_L 級



C_M 級

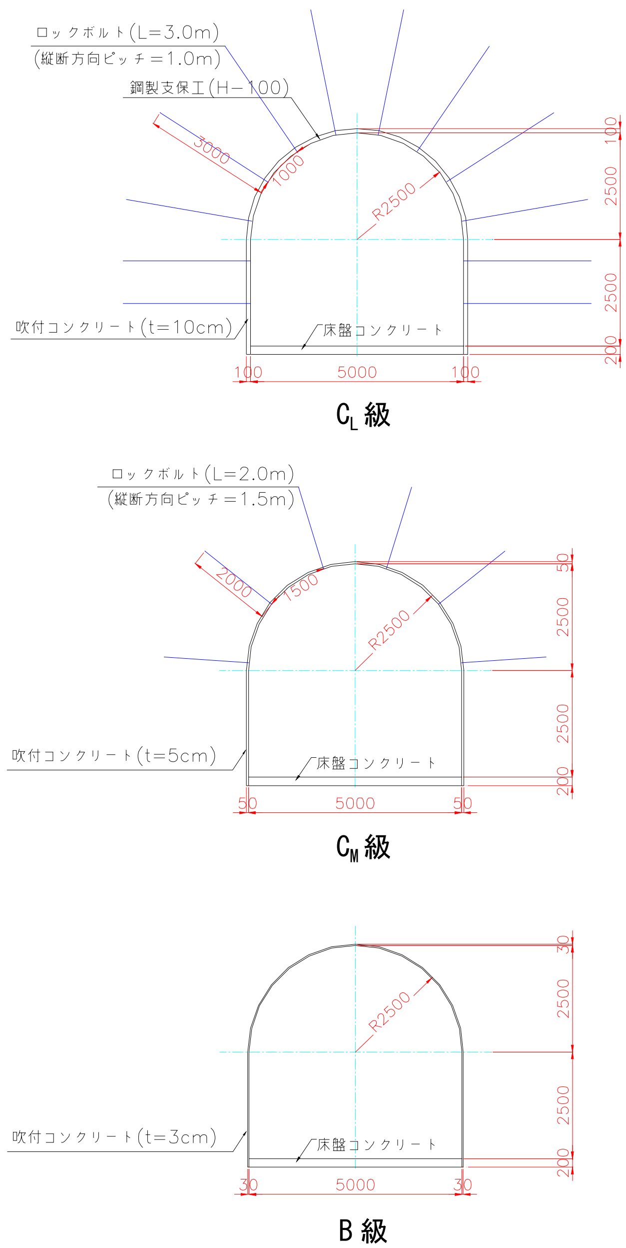


B 級

図－4.3.3　4.0×4.0m水平坑道の支保パターン

表－4.3.5　5.0×5.0m水平坑道の支保パターン

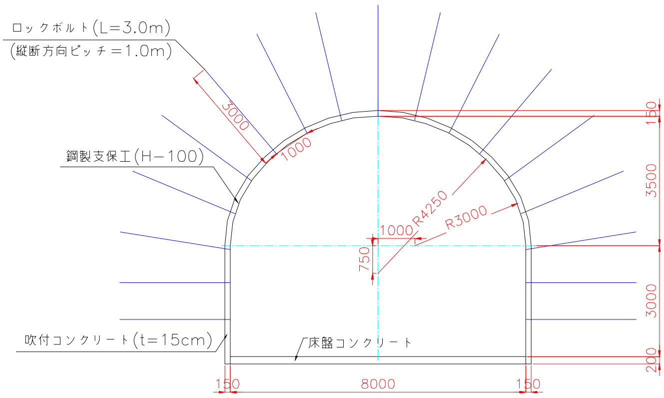
岩盤等級	吹付けコンクリート		鋼製支保工		ロックボルト				
	厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	100	36	H100	1,000	176.5	3,000	12	1,000	1,000
C_M	50	18	—	—	117.7	2,000	6	1,500	1,500
B	30	18	—	—	—	—	—	—	—



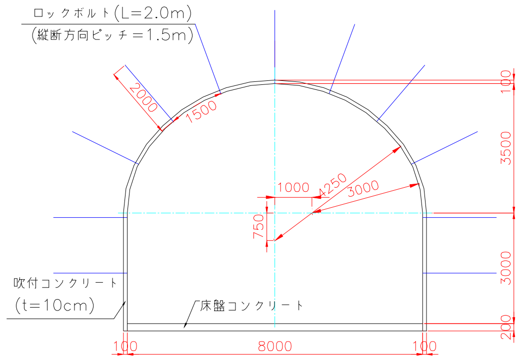
図－4.3.4　5.0×5.0m水平坑道の支保パターン

表－4.3.6　8.0×6.5m水平坑道の支保パターン

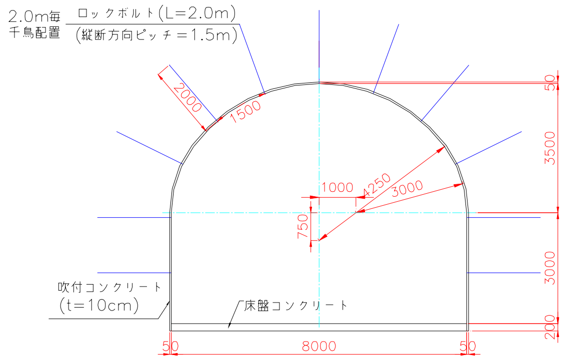
岩盤等級	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ		鋼製支保工		ロックボルト				
	厚さ(mm)	設計基準強度(MPa)	部材	ピッチ(mm)	部材強度(kN)	長さ(mm)	本数	周方向ピッチ(mm)	軸方向ピッチ(mm)
C_L	150	36	H150	1, 000	176. 5	3, 000	17	1, 000	1, 000
C_M	100	18	—	—	117. 7	2, 000	11	1, 500	1, 500
B	50	18	—	—	117. 7	2, 000	5. 5 (千鳥)	2, 000	2, 000



C_L 級



C_M 級



B 級

図－4.3.5　8.0×6.5m水平坑道の支保パターン

4. 4 解析モデルの作成

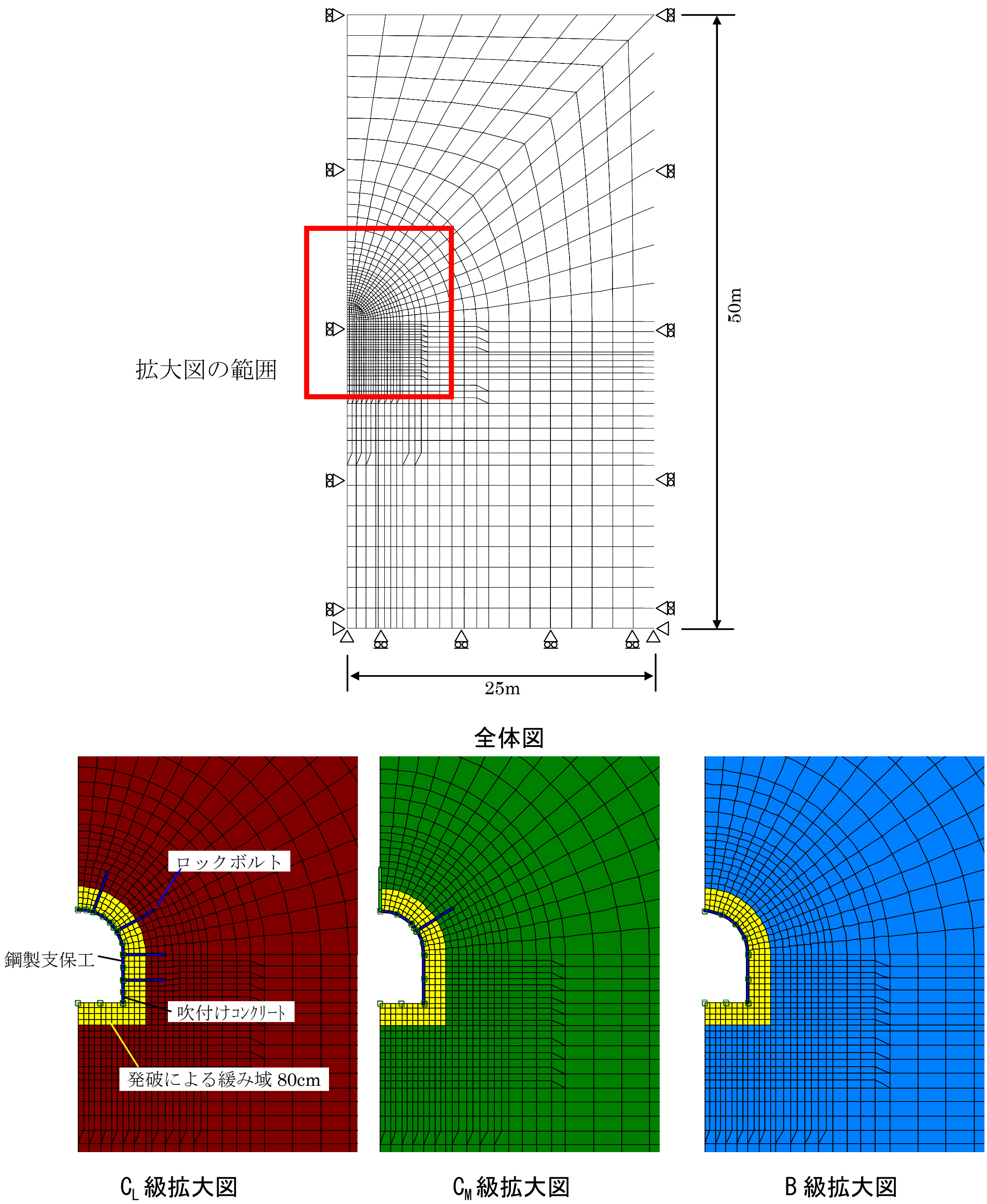
4. 4. 1 モデルの作成内容

水平坑道の検討は H16 予備解析と同様に鉛直断面の二次元解析で行った。なお、支保工のモデル化の対象は吹付けコンクリート、鋼製支保工およびロックボルトである。吹付けコンクリートについてはトラス要素でモデル化し、鋼製支保工についてはビーム要素でモデルした。また、ロックボルトは実際の配置を考えてバー要素でモデル化した。

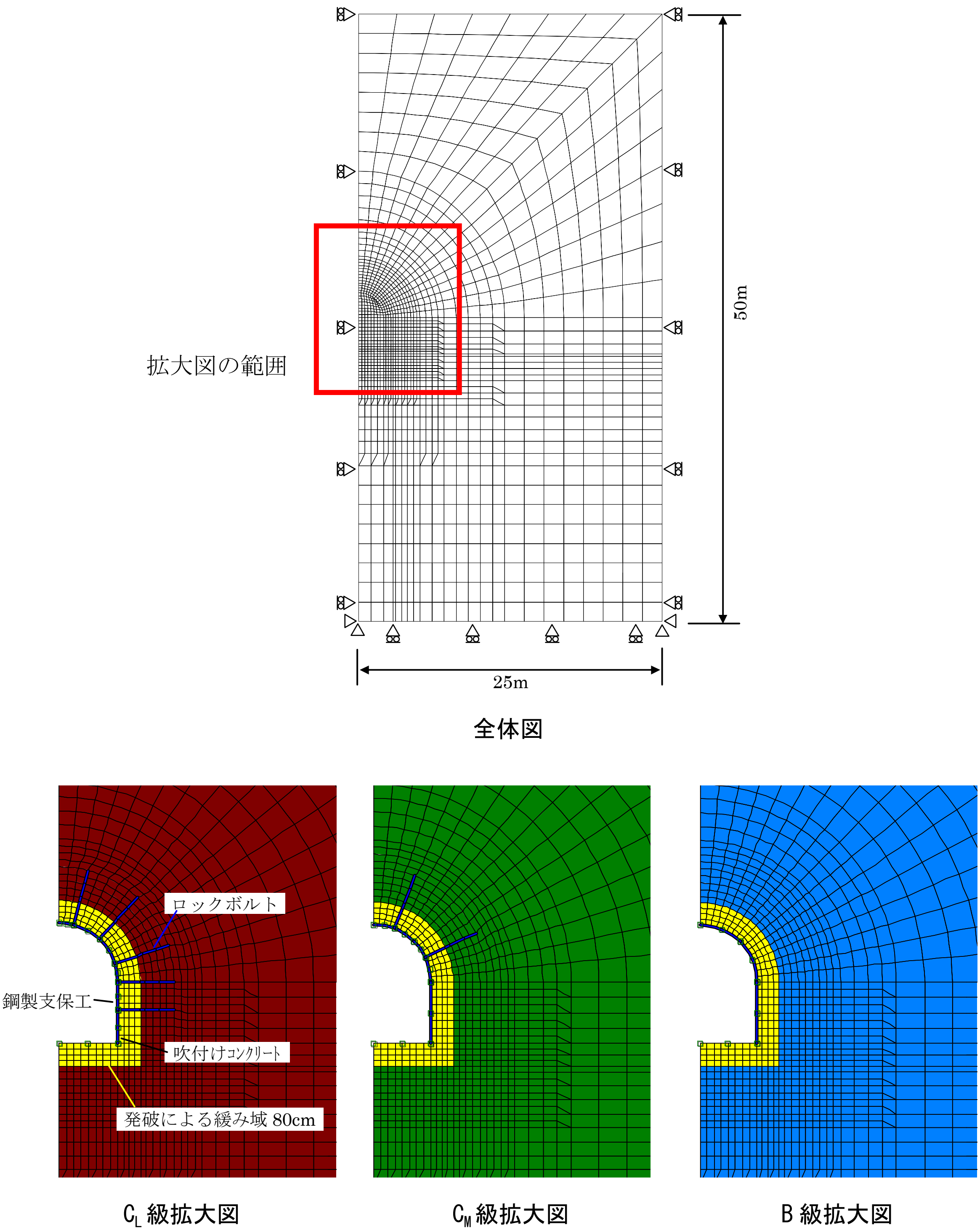
解析領域は、H16 予備解析と同様に坑道を中心に 50～100m（坑道掘削径の 10 倍以上）程度とした。なお、側面境界については、鉛直ローラーとし、底面境界については水平ローラーとした。

4. 4. 2 解析メッシュ

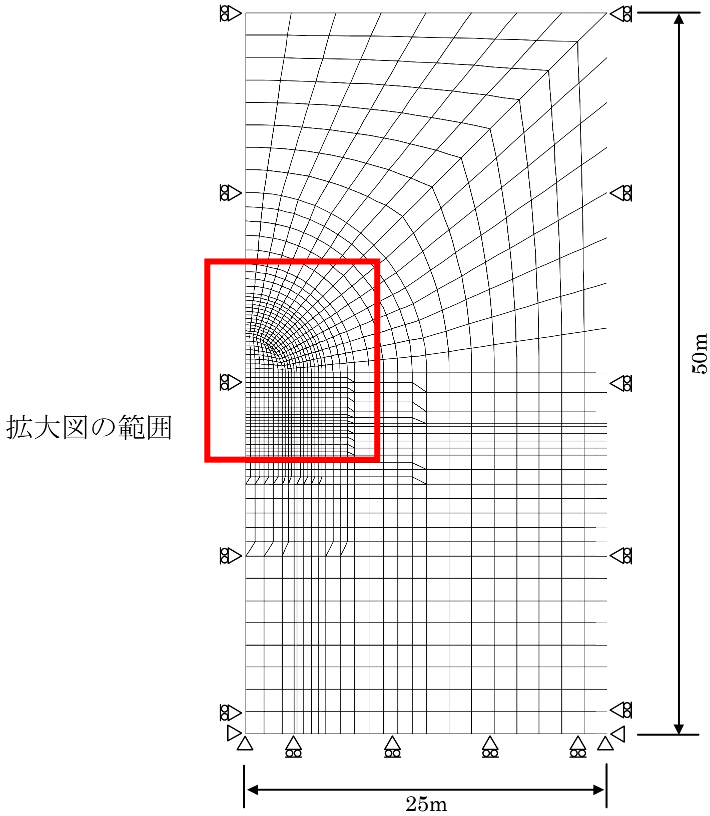
水平坑道の解析用メッシュを図－4.4.1～4.4.4 に示す。なお、図中には解析領域および発破による緩み領域等もあわせて記載した。ここで、緩み領域については掘削壁面から 80cm とし、変形係数は 1/4 に低減するとした[2)]。



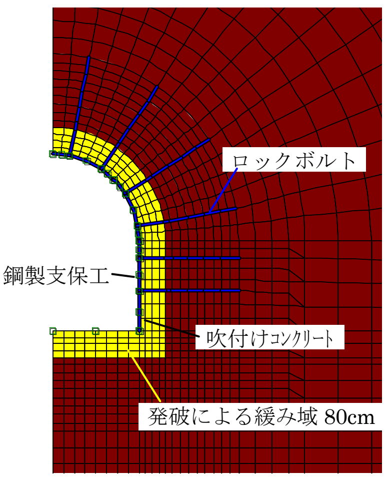
図－4.4.1　3.0×3.0m水平坑道の解析メッシュ図



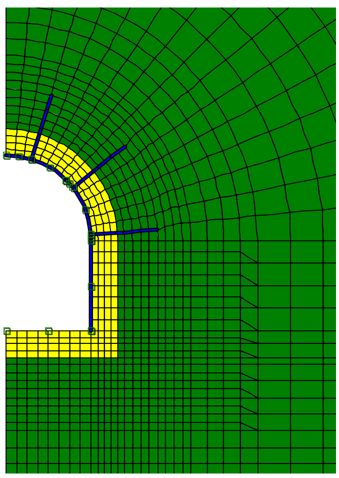
図－4.4.2　4.0×4.0m水平坑道の解析メッシュ図



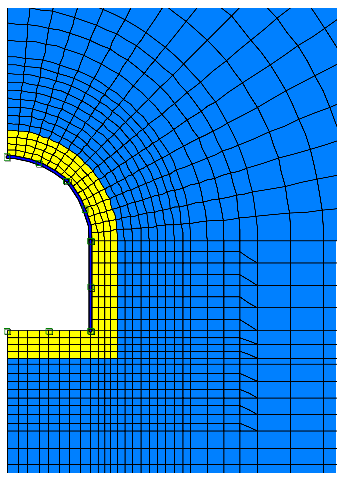
全体図



C_L 級拡大図

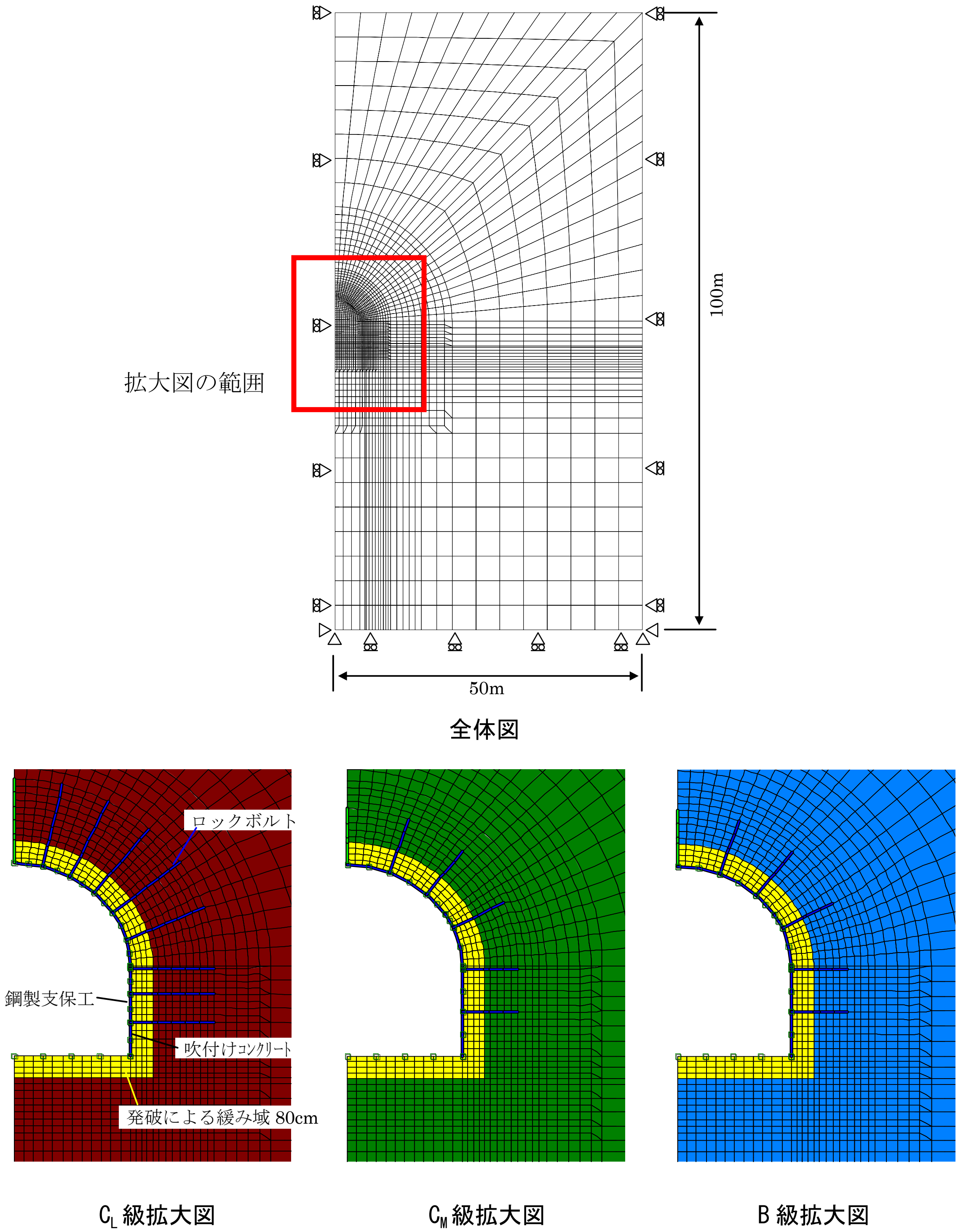


C_M 級拡大図



B 級拡大図

図－4.4.3　5.0×5.0m水平坑道の解析メッシュ図



図−4.4.4　8.0×6.5m水平坑道の解析メッシュ図

4.5 二次元解析による検討

4.5.1 解析ケース

以下に解析ケースを示す。4 深度について対象断面 4 パターン、岩盤等級 3 種類（B, C_H～C_M, C_L）を想定して、48 ケース（=4×4×3）実施した。

表－4.5.1 解析ケース

<table>
<tr><th>対象断面</th><th>深度
(m)</th><th>岩盤
等級</th><th>吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ
の厚さ
(mm)</th><th>吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ
設計基準強度*)
(MPa)</th><th>鋼製支保工**)</th><th>ロックボルト</th></tr>
<tr><td rowspan="3">①3.0m
②4.0m
③5.0m
④8m×6.5m</td><td rowspan="3">200, 300
400, 500</td><td>B</td><td>30</td><td>18</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td>C_H～C_M</td><td>50</td><td>18</td><td>—</td><td>1.5m ピッチ
千鳥配置</td></tr>
<tr><td>C_L</td><td>100</td><td>18</td><td>H-100×100
(1.0m 間隔)</td><td>１ｍピッチ</td></tr>
</table>

*) 設計基準強度の見直しが必要な場合には、高強度（36MPa）を使用する。なお、鋼製支保工の見直し（許容応力度 NG の場合）は下記を参考のこと。

**) 許容応力度　σcs＝160（MPa）

A)鋼製支保工の間隔変更（最小間隔は0.75m）

↓

B)許容応力度160MPa以内 ⟶ OK（支保決定）

↓ NG

C)部材寸法の増厚

↓

A）に戻る

4. 5. 2 内径 3.0m坑道の検討結果

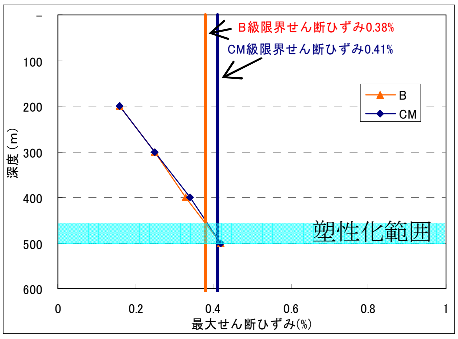
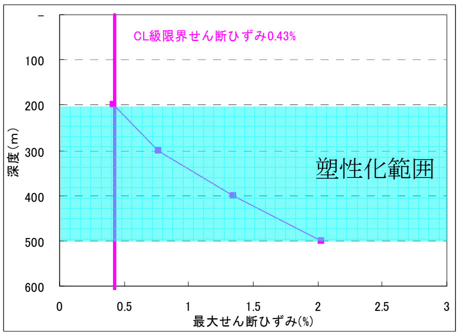
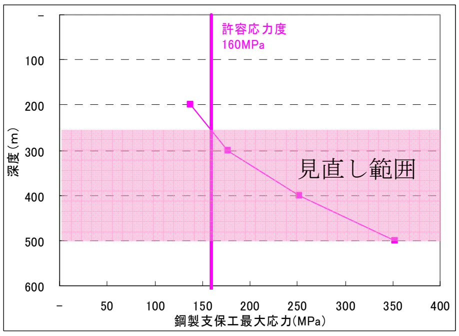
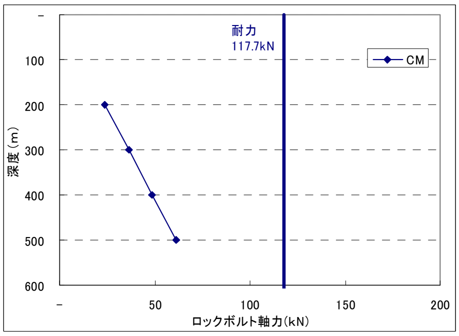
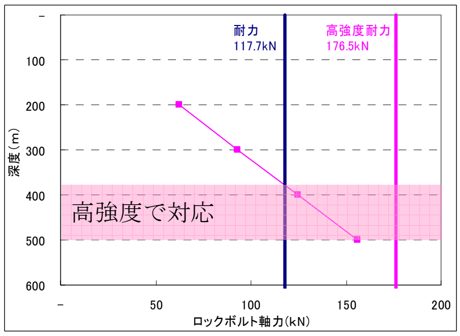
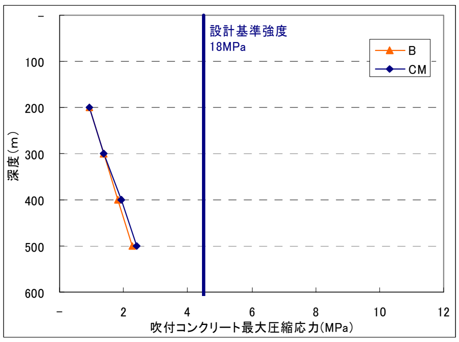
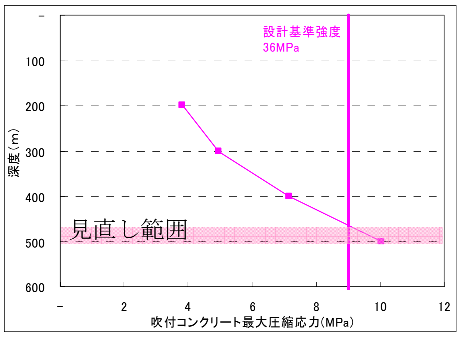
以下に検討結果の概要を示す。

・対象岩盤・・・B、C_M、C_L級
・対象深度・・・深度 200～500mまでの区間
・対象初期応力・・・水平方向初期応力が最大主応力の方向と一致する場合を想定
・照査内容・・・①岩盤のせん断ひずみ、②鋼製支保工の応力、③ロックボルトの軸力、④吹付けコンクリートの応力

図－4.5.1 には水平坑道 3.0×3.0m（B、C_M、C_L級）について岩盤のせん断ひずみ、鋼製支保工応力、ロックボルト軸力、吹付けコンクリート応力の深度分布を示す。同図中に支保応力が許容応力を超過しているため、見直しが必要な支保工内容と範囲を示す。これらの変更結果は表－4.5.2 に示すが、変更時の考え方は表－4.5.1 の欄外に示すとおりである。また、岩盤等級による内空変位、吹付けコンクリート応力およびロックボルト軸力の違いを図－4.5.2 に示す。

これより、下記のことが確認された。

- B 級およびC_M級の結果から、深度 500mまでの全区間において、ロックボルト軸力は耐力以下であり、吹付けコンクリート応力は設計基準強度の 1/4 の値（許容応力度）を下回っていることから、支保の見直しは必要ないと考えられる。
- C_L級の結果から、鋼製支保工は深度 300m以深では許容応力度を上回っている。
- ロックボルトの軸力は深度 400m以深では通常のロックボルトの耐力を上回っており、高強度ロックボルト（耐力 176.5kN）への見直しが必要となると考えられる。
- 吹付けコンクリート応力は深度 500mでは設計基準強度の 1/4 の値（長期の許容応力度に相当）を上回っていることから増厚が必要と考えられる。
- 吹付けコンクリートについては深度 300mを越えると深度が 100m深くなる毎に鋼製支保工の鋼材寸法の増厚（H100→H125、H150）に伴い 25mm ずつ増厚する必要がある。また、鋼製支保工は深度 300mで H100 をピッチ 1,000mm から 900mm への間隔変更（最小間隔 750mm）、深度 400mで H125（間隔 850mm）への変更、深度 500mで H150（間隔 800mm）への変更が必要と考えられる。

<table>
<tr><td></td><td>B，C_M級</td><td>C_L級</td></tr>
<tr><td>岩盤の
せん断ひずみ</td><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>鋼製支保工</td><td>（支保に用いない）</td><td>
</td></tr>
<tr><td>ロックボルト</td><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>吹付け
ｺﾝｸﾘｰﾄ</td><td>
</td><td>
</td></tr>
</table>

図－4.5.1　設計の照査結果（水平坑道，3.0×3.0m）

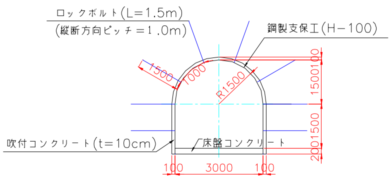
表－4.5.2　水平坑道 3.0×3.0mの支保工の見直し結果

	支保の概要
見直し前（標準）	下表・図参照
見直し後	下表参照

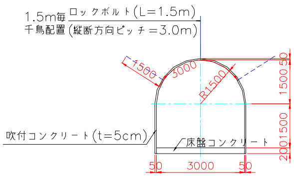
見直し前（標準）

岩級	吹付けコンクリート		鋼製支保工		ロックボルト				
	厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	100	36	H100	1,000	117.7	1,500	8	1,000	1,000
C_M	50	18	―	―	117.7	1,500	1.5（千鳥）	3,000	1,500
B	30	18	―	―	―	―	―	―	―

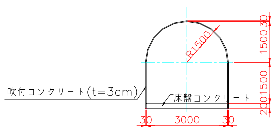
（３．０ｍ坑道　ＣＬ）



（３．０ｍ坑道　ＣＭ）



（３．０ｍ坑道　Ｂ）



見直し後

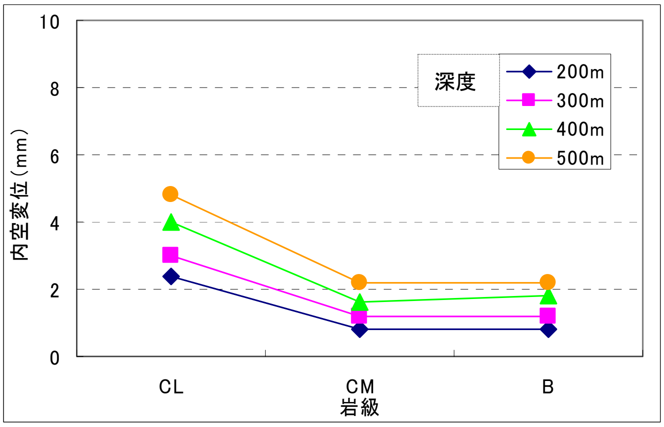
鋼製支保工の応力
・部材の増厚及び鋼製支保工の間隔変更で対応

ロックボルトの軸力
・高強度（耐久強度の増加、117.5kN　→　176.5kN）で対応

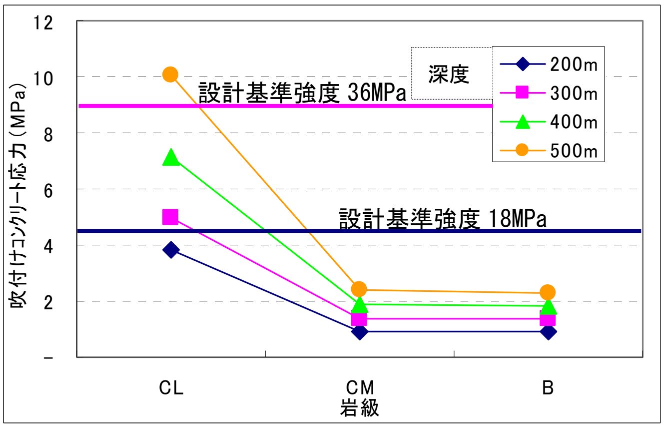
吹付けコンクリートの応力
・高強度（耐久強度の増加、18MPa　→　36MPa）で対応
・鋼製支保工が増厚された場合には、吹付けも増厚で対応

網掛部：見直し部分

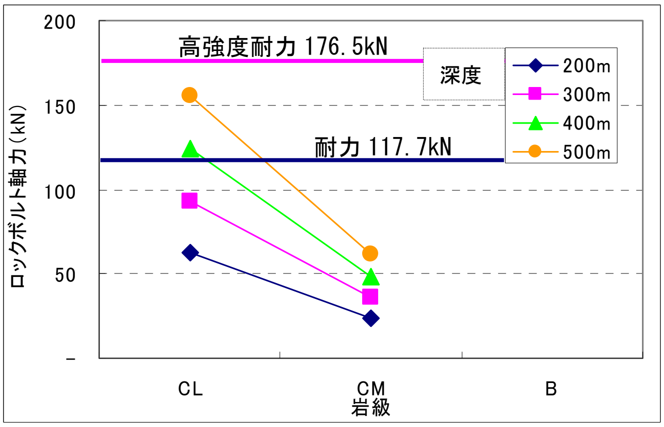
岩級	深度 (m)	吹付けコンクリート		鋼製支保工		ロックボルト				
		厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	200	100	36	H100	1,000	117.7	1,500	8	1,000	1,000
	300	100	36	H100	900	117.7	1,500	8	1,000	1,000
	400	125	36	H125	850	176.5	1,500	8	1,000	1,000
	500	150	36	H150	800	176.5	1,500	8	1,000	1,000
C_M	200～500	50	18	―	―	117.7	1,500	1.5（千鳥）	3,000	1,500
B	200～500	30	18	―	―	―	―	―	―	―



内空変位



吹付けコンクリート応力



ロックボルト軸力

図ー4.5.2　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い（水平坑道，3.0×3.0m）

4. 5. 3 内径 4.0m坑道の検討結果

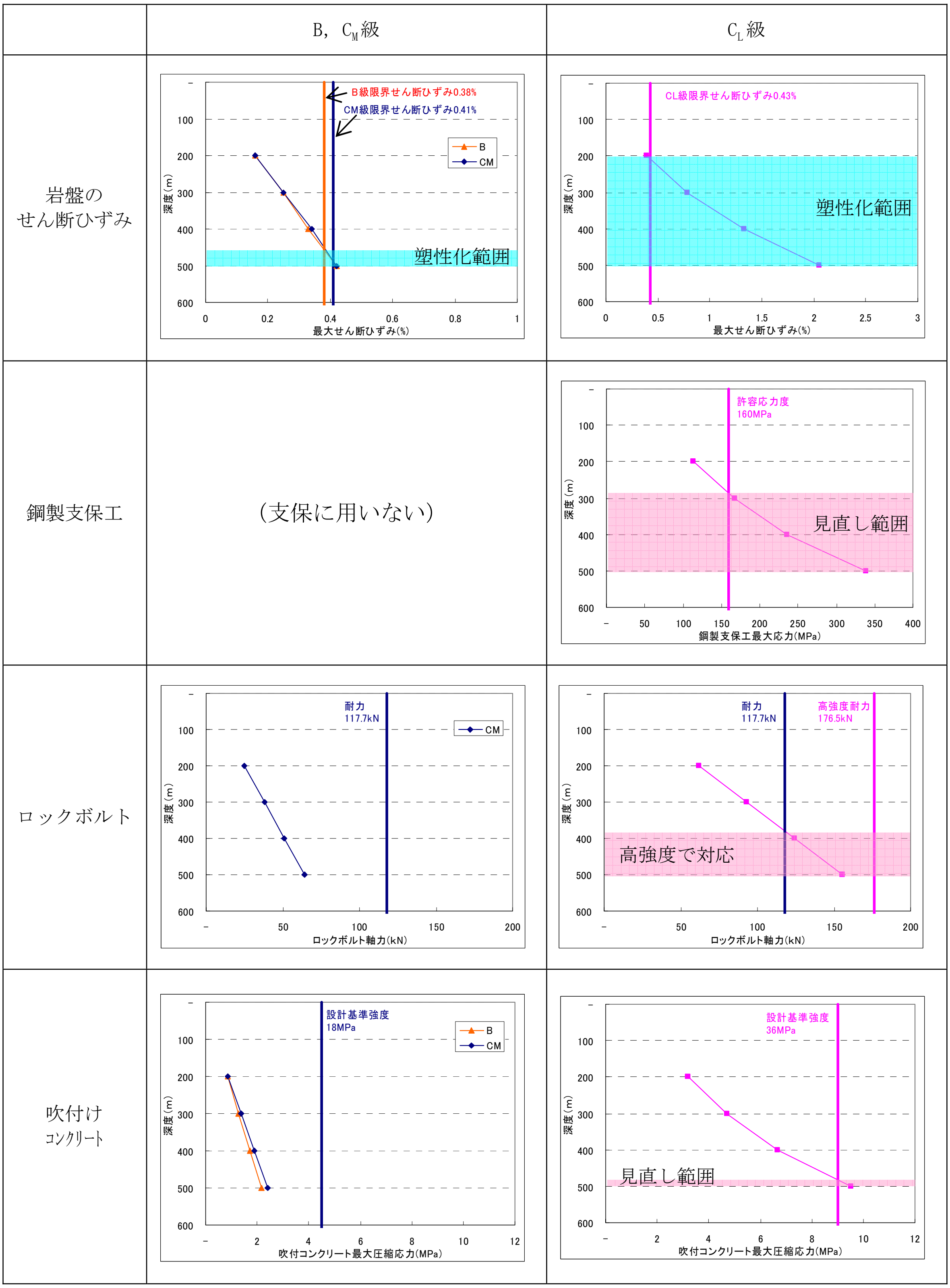
以下に検討結果の概要を示す。

・対象岩盤・・・B、C_M、C_L級
・対象深度・・・深度 200～500mまでの区間
・対象初期応力・・・水平方向初期応力が最大主応力の方向と一致する場合を想定
・照査内容・・・①岩盤のせん断ひずみ、②鋼製支保工の応力、③ロックボルトの軸力、④吹付けコンクリートの応力

図－4.5.3 には水平坑道 4.0×4.0m（B、C_M、C_L級）について岩盤のせん断ひずみ、鋼製支保工応力、ロックボルト軸力、吹付けコンクリート応力の深度分布を示す。同図中に支保応力が許容応力を超過しているため、見直しが必要な支保工内容と範囲を示す。これらの変更結果は表－4.5.3 に示すが、変更時の考え方は表－4.5.1 の欄外に示すとおりである。また、岩盤等級による内空変位、吹付けコンクリート応力およびロックボルト軸力の違いを図－4.5.4 に示す。

これより、下記のことが確認できた。

- B 級およびC_M級の結果から、深度 500mまでの全区間において、ロックボルト軸力は耐力以下であり、吹付けコンクリート応力は設計基準強度の 1/4 の値（許容応力度）を下回っていることから、支保の見直しは必要ないと考えられる。
- C_L級の結果から、鋼製支保工は深度 300m以深では許容応力度を上回っている。
- ロックボルトの軸力は深度 400m以深では通常のロックボルトの耐力を上回っており、高強度ロックボルト（耐力 176.5kN）への見直しが必要となると考えられる。
- 吹付けコンクリート応力は深度 500mでは設計基準強度の 1/4 の値（長期の許容応力度に相当）を上回っていることから増厚が必要と考えられる。
- 吹付けコンクリートについては深度 300mを越えると深度が 100m深くなる毎に鋼製支保工の鋼材寸法の増厚（H100→H125、H150）に伴い 25㎜ ずつ増厚する必要がある。また、鋼製支保工は深度 300mで H100 をピッチ 1,000㎜ から 950㎜ への間隔変更（最小間隔 750㎜）、深度 400mで H125（間隔 900㎜）への変更、深度 500mで H150（間隔 850㎜）への変更が必要と考えられる。



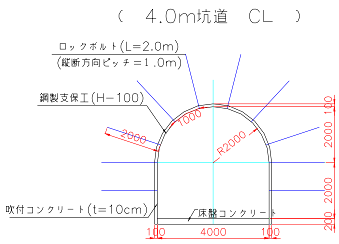
図－4.5.3　設計の照査結果（水平坑道，4.0×4.0m）

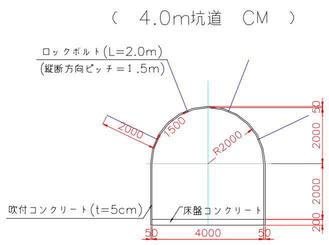
表－4.5.3　水平坑道 4.0×4.0mの支保工の見直し結果

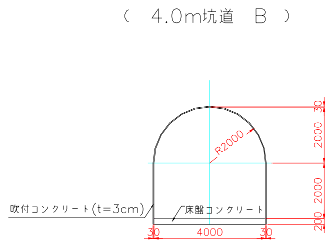
支保の概要

見直し前
（標準）

岩級	吹付けコンクリート		鋼製支保工		ロックボルト				
	厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	100	36	H100	1,000	117.7	2,000	10	1,000	1,000
C_M	50	18	—	—	117.7	2,000	4	1,500	1,500
B	30	18	—	—	—	—	—	—	—







見直し後

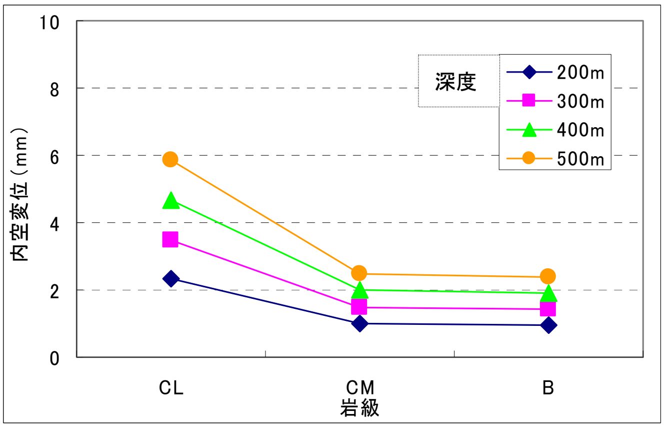
鋼製支保工の応力
・部材の増厚及び鋼製支保工の間隔変更で対応

ロックボルトの軸力
・高強度（耐久強度の増加、117.5kN　→　176.5kN）で対応

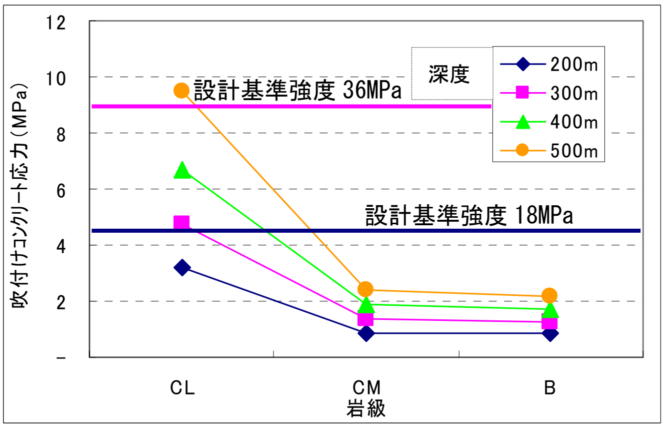
吹付けコンクリートの応力
・高強度（耐久強度の増加、18MPa　→　36MPa）で対応
・鋼製支保工が増厚された場合には、吹付けも増厚で対応

網掛部：見直し部分

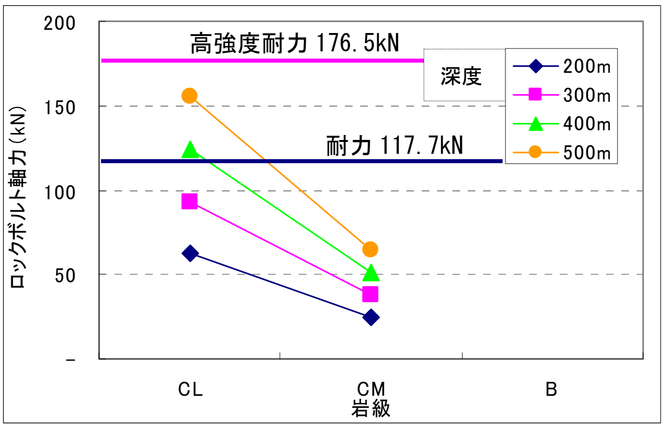
岩級	深度 (m)	吹付けコンクリート		鋼製支保工		ロックボルト				
		厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	200	100	36	H100	1,000	117.7	2,000	10	1,000	1,000
	300	100	36	H100	950	117.7	2,000	10	1,000	1,000
	400	125	36	H125	900	176.5	2,000	10	1,000	1,000
	500	150	36	H150	850	176.5	2,000	10	1,000	1,000
C_M	200～500	50	18	—	—	117.7	2,000	4	1,500	1,500
B	200～500	30	18	—	—	—	—	—	—	—



内空変位（直径に換算後）



吹付けコンクリート応力



ロックボルト軸力

図－4.5.4　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い（水平坑道 4.0×4.0m）

4.5.4 内径 5.0m坑道の検討結果

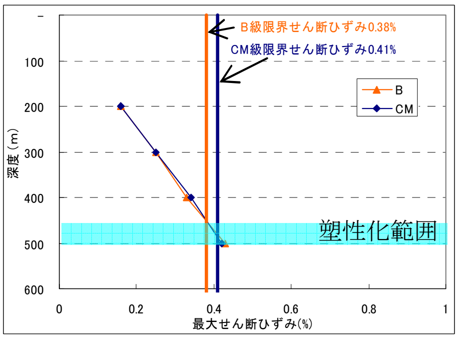
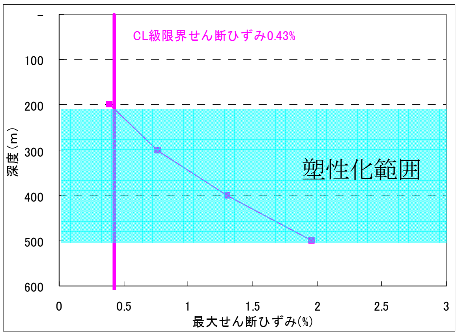
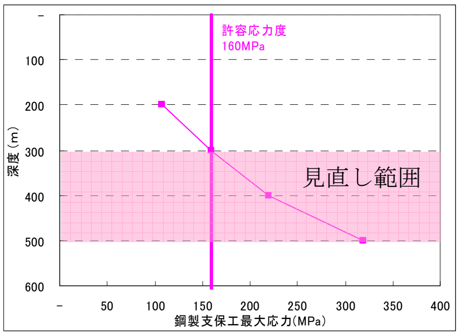
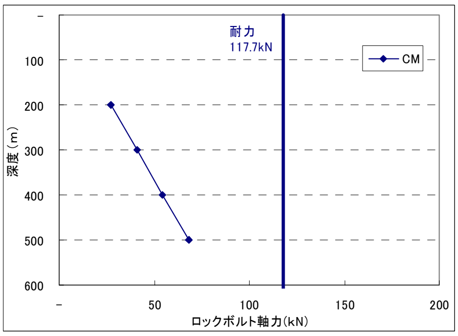
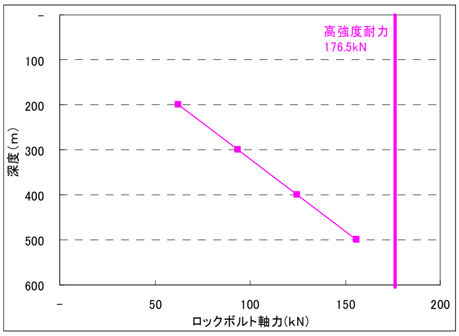
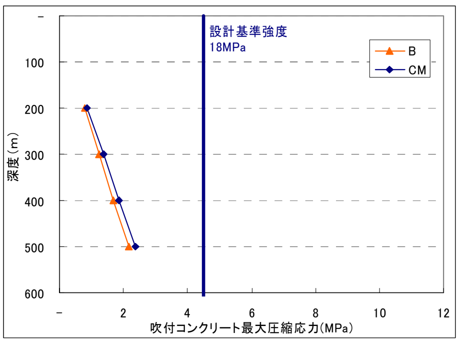
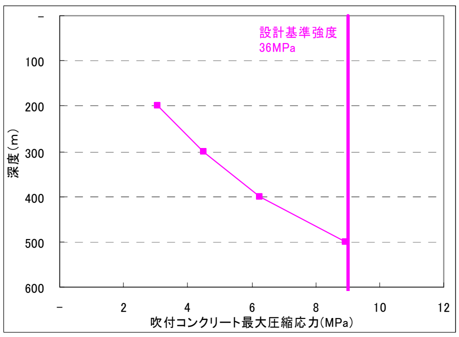
以下に検討結果の概要を示す。

・対象岩盤・・・B、C_M、C_L級
・対象深度・・・深度 200～500mまでの区間
・対象初期応力・・・水平方向初期応力が最大主応力の方向と一致する場合を想定
・照査内容・・・①岩盤のせん断ひずみ、②鋼製支保工の応力、③ロックボルトの軸力、④吹付けコンクリートの応力

図－4.5.5 には水平坑道 5.0×5.0m（B、C_M、C_L級）について岩盤のせん断ひずみ、鋼製支保工応力、ロックボルト軸力、吹付けコンクリート応力の深度分布を示す。同図中に支保応力が許容応力を超過しているため、見直しが必要な支保工内容と範囲を示す。これらの変更結果は表－4.5.4 に示すが、変更時の考え方は表－4.5.1 の欄外に示すとおりである。また、岩盤等級による内空変位、吹付けコンクリート応力およびロックボルト軸力の違いを図－4.5.6 に示す。

これより、下記のことが確認できた。

- B 級およびC_M級の結果から、深度 500mまでの全区間において、ロックボルト軸力は耐力以下であり、吹付けコンクリート応力は設計基準強度の 1/4 の値（許容応力度）を下回っていることから、支保の見直しは必要ないと考えられる。
- C_L級の結果から、鋼製支保工は深度 300m以深では許容応力度を上回っている。
- ロックボルトの軸力は内径が大きくなることを考慮して、高強度ロックボルト（耐力 176.5kN）が使用されており、耐力以下となることが確認できた。
- 吹付けコンクリート応力は深度 500mにおいても、設計基準強度の 1/4 の値（許容応力度）を満足している。
- 吹付けコンクリートについては深度 300mを越えると深度が 100m深くなる毎に鋼製支保工の鋼材寸法の増厚（H100→H125, H150）に伴い 25mm ずつ増厚する必要がある。また、鋼製支保工は深度 400mで H125（間隔 1,000mm）への変更、深度 500mで H150（間隔 900mm）への変更が必要と考えられる。

	B，C_M級	C_L級
岩盤の せん断ひずみ		
鋼製支保工	（支保に用いない）	
ロックボルト		
吹付け コンクリート		

図－4.5.5　設計の照査結果（水平坑道，5.0×5.0m）

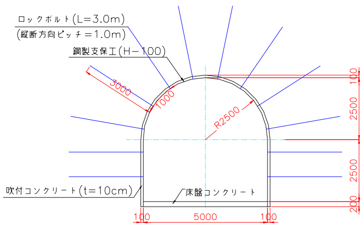
表－4.5.4　水平坑道 5.0×5.0mの支保工の見直し結果

支保の概要

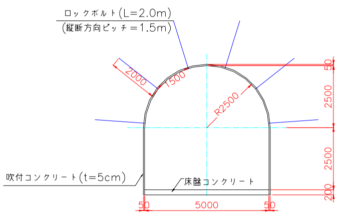
見直し前（標準）

岩級	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ		鋼製支保工		ロックボルト				
	厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	100	36	H100	1,000	176.5	3,000	12	1,000	1,000
C_M	50	18	—	—	117.7	2,000	6	1,500	1,500
B	30	18	—	—	—	—	—	—	—

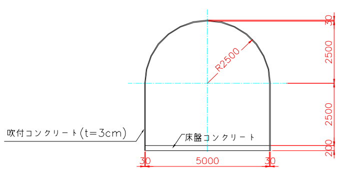
（　5.0m坑道　CL　）



（　5.0m坑道　CM　）



（　5.0m坑道　B　）



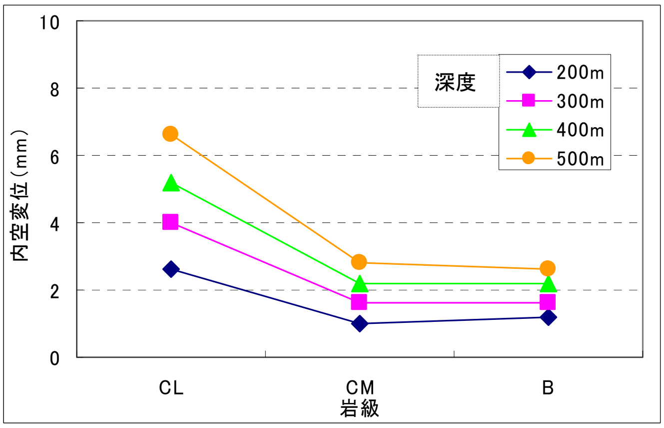
見直し後

鋼製支保工の応力
・部材の増厚及び鋼製支保工の間隔変更で対応

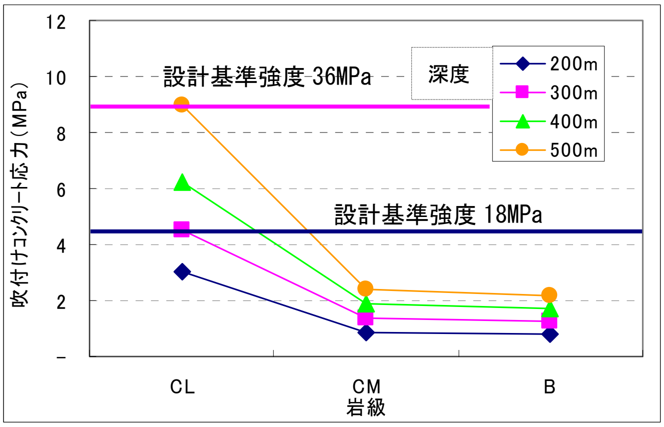
吹付けコンクリートの応力
・高強度（耐久強度の増加、18MPa　→　36MPa）で対応
・鋼製支保工が増厚された場合には、吹付けも増厚で対応

網掛部：見直し部分

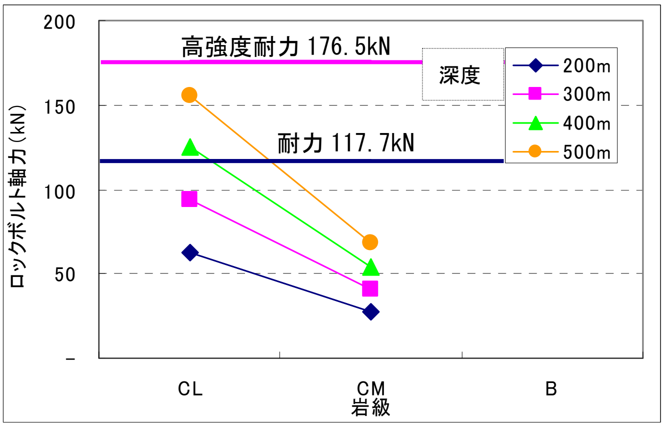
岩級	深度 (m)	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ		鋼製支保工		ロックボルト				
		厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	200	100	36	H100	1,000	176.5	3,000	12	1,000	1,000
	300	100	36	H100	1,000	176.5	3,000	12	1,000	1,000
	400	125	36	H125	1,000	176.5	3,000	12	1,000	1,000
	500	150	36	H150	900	176.5	3,000	12	1,000	1,000
C_M	200～500	50	18	—	—	117.7	2,000	6	1,500	1,500
B	200～500	30	18	—	—	—	—	—	—	—



内空変位（直径に換算後）



吹付けコンクリート応力



ロックボルト軸力

図ー4.5.6　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い（水平坑道 5.0×5.0m）

4. 5. 5 内径 8.0m×6.5m坑道の検討結果

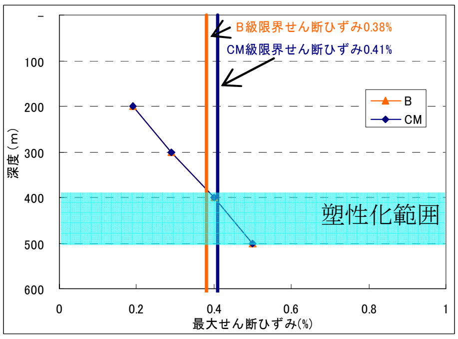
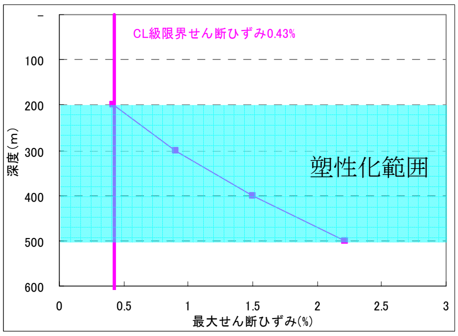
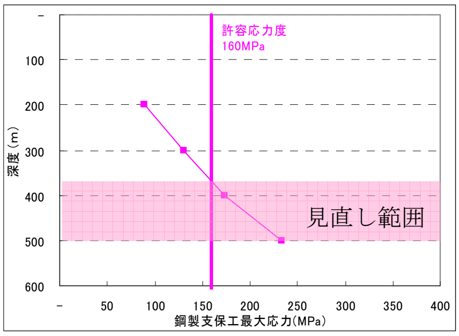
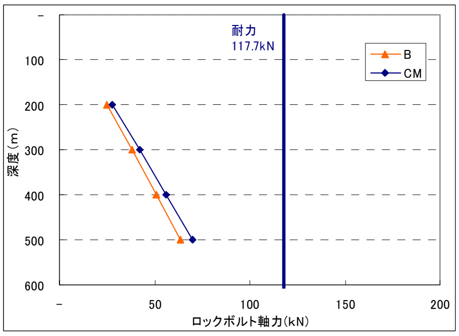
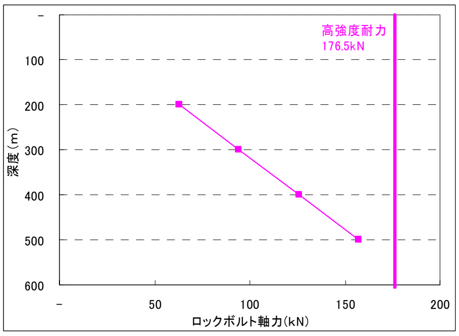
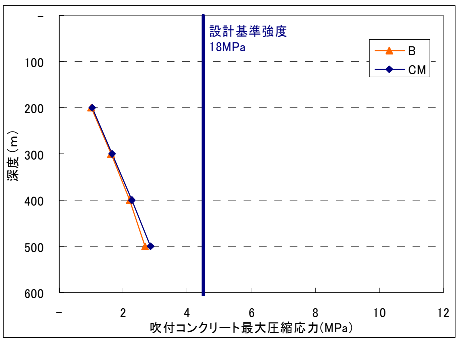
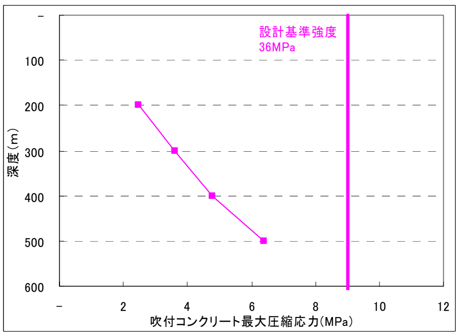
以下に検討結果の概要を示す。

・対象岩盤・・・B、C_M、C_L級
・対象深度・・・深度 200～500mまでの区間
・対象初期応力・・・水平方向初期応力が最大主応力の方向と一致する場合を想定
・照査内容・・・①岩盤のせん断ひずみ、②鋼製支保工の応力、③ロックボルトの軸力、④吹付けコンクリートの応力

図－4.5.7 には水平坑道 8.0×6.5m（B、C_M、C_L級）について岩盤のせん断ひずみ、鋼製支保工応力、ロックボルト軸力、吹付けコンクリート応力の深度分布を示す。同図中に支保応力が許容応力を超過しているため、見直しが必要な支保工内容と範囲を示す。これらの変更結果は表－4.5.5 に示すが、変更時の考え方は表－4.5.1 の欄外に示すとおりである。また、岩盤等級による内空変位、吹付けコンクリート応力およびロックボルト軸力の違いを図－4.5.8 に示す。

これより、下記のことが確認できた。

- B 級およびC_M級の結果から、深度 500mまでの全区間において、ロックボルト軸力は耐力以下であり、吹付けコンクリート応力は設計基準強度の 1/4 の値（許容応力度）を下回っていることから、支保の見直しは必要ないと考えられる。
- C_L級の結果から、鋼製支保工は深度 400m以深では許容応力度を上回っている。
- ロックボルトの軸力は内径が大きくなることを考慮して、高強度ロックボルト（耐力 176.5kN）が使用されており、耐力以下となることが確認できた。
- 吹付けコンクリート応力は深度 500mにおいても、設計基準強度の 1/4 の値（許容応力度）を満足している。
- 吹付けコンクリートについては深度 500mでは鋼材寸法の増厚（H150→H175）に伴い 175mm まで増厚する必要がある。また、鋼製支保工は深度 400mで 900mm への間隔変更（最小間隔 750mm）、深度 500mで H175（間隔 850mm）への変更が必要と考えられる。

<table>
<tr><th></th><th>B, C_M級</th><th>C_L級</th></tr>
<tr><td>岩盤の
せん断
ひずみ</td><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>鋼製支保工</td><td>（支保に用いない）</td><td>
</td></tr>
<tr><td>ロックボルト</td><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>吹付け
コンクリート</td><td>
</td><td>
</td></tr>
</table>

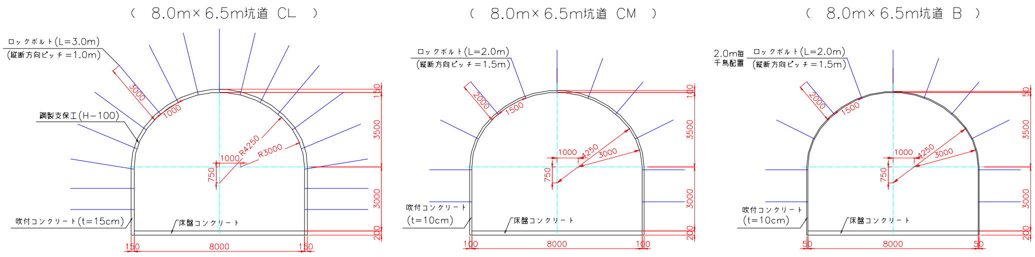
図－4.5.7　設計の照査結果（水平坑道，8.0×6.5m）

表－4.5.5 水平坑道 8.0×6.5mの支保工の見直し結果

	支保の概要

見直し前(標準)

岩級	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ		鋼製支保工		ロックボルト				
	厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	150	36	H150	1,000	176.5	3,000	17	1,000	1,000
C_M	100	18	—	—	117.7	2,000	11	1,500	1,500
B	50	18	—	—	117.7	2,000	5.5 (千鳥)	2,000	2,000



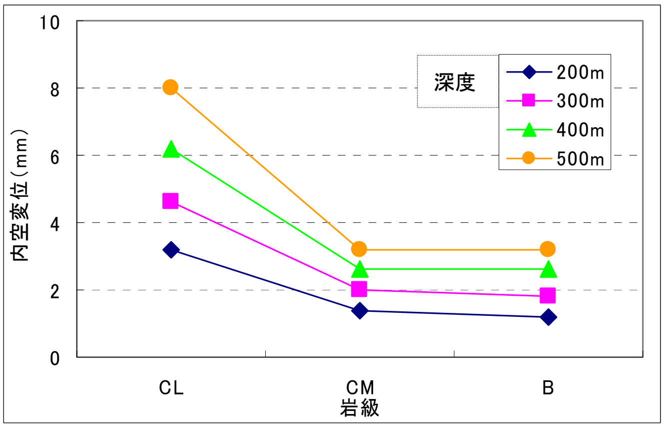
見直し後

鋼製支保工の応力
・部材の増厚及び鋼製支保工の間隔変更で対応

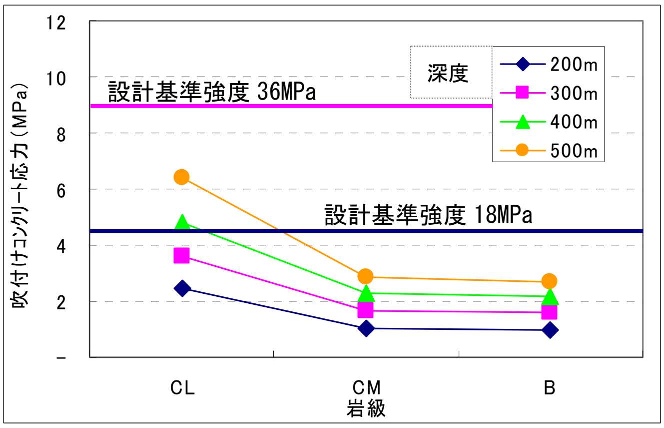
吹付けコンクリートの応力
・高強度（耐久強度の増加、18MPa → 36MPa）で対応
・鋼製支保工が増厚された場合には、吹付けも増厚で対応

網掛部：見直し部分

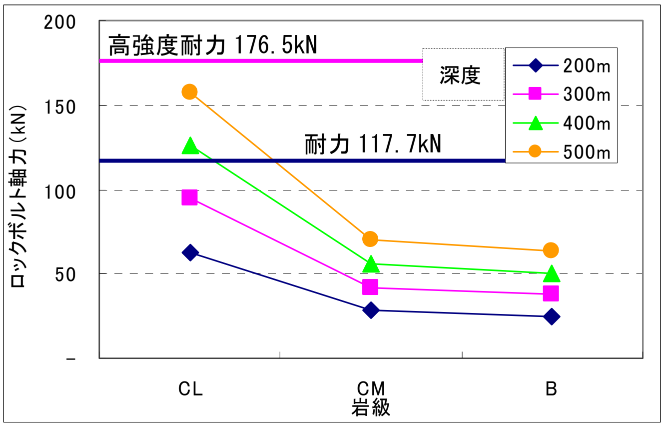
岩級	深度 (m)	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ		鋼製支保工		ロックボルト				
		厚さ (mm)	設計基準強度 (MPa)	部材	ピッチ (mm)	部材強度 (kN)	長さ (mm)	本数	周方向ピッチ (mm)	軸方向ピッチ (mm)
C_L	200	150	36	H150	1,000	176.5	3,000	17	1,000	1,000
	300	150	36	H150	1,000	176.5	3,000	17	1,000	1,000
	400	150	36	H150	900	176.5	3,000	17	1,000	1,000
	500	175	36	H175	850	176.5	3,000	17	1,000	1,000
C_M	200～500	100	18	—	—	117.7	2,000	11	1,500	1,500
B	200～500	50	18	—	—	117.7	2,000	5.5 (千鳥)	2,000	2,000



内空変位（直径に換算後）



吹付けコンクリート応力



ロックボルト軸力

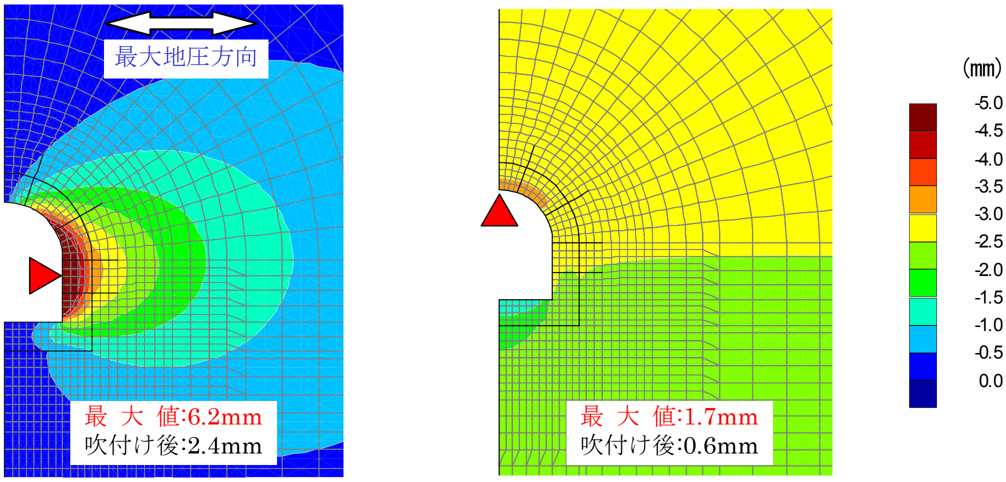
図－4.5.8　岩盤等級による支保に働く変位、応力の違い（水平坑道 8.0×6.5m）

4. 5. 6 まとめ

今回の水平坑道の照査では、周辺の岩盤等級を B 級、C_M級（C_H～C_M級を想定）、C_L級の３種類を想定した。この結果より、B 級およびC_M級では対象としている深度 200～500 mの範囲で、標準支保における吹付けコンクリートおよびロックボルトの仕様が妥当な設計であることを確認した。これに対して、C_L級ではあらかじめ高強度コンクリート（設計基準強度 36MPa）で設計されているが、設計基準強度の 1/4 を超過している範囲が確認された。

また、C_L級の岩盤を想定した場合には鋼製支保工（1mピッチ）で支保することを考えているが、最小間隔 75cm までのピッチ変更や部材の増厚で対応する必要があることが確認できた。

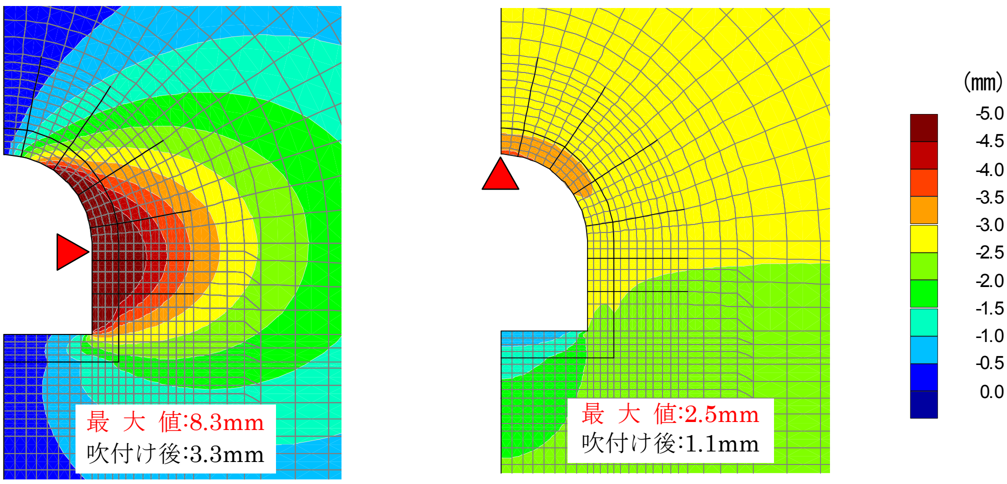
図－4.5.9 に深度 500mの位置で C_L級の岩盤を想定して得られた変位分布図を示すが、吹付けコンクリート打設後の Y 方向の変位は小さいことが確認できる。また、図－4.5.10 にロックボルト軸力を示すが、3.0×3.0mと 5.0×5.0mの結果を比較した場合には、ほぼ同程度のロックボルト軸力が発生していることから、径が小さい 3.0×3.0mの場合にも同密度のロックボルト（支保工）を要すると考えられる。



X 方向の変位分布図　　Y 方向の変位分布図

△ 最大値発生位置

3.0×3.0m 水平坑道

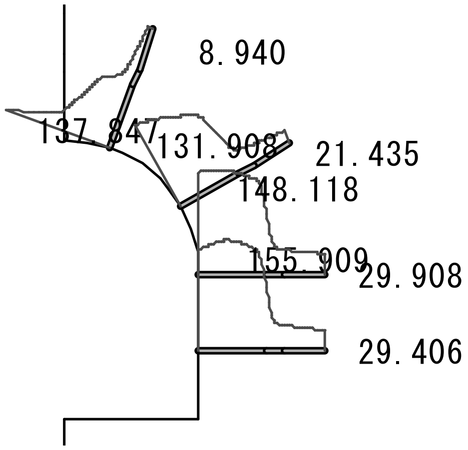


X 方向の変位分布図　　Y 方向の変位分布図

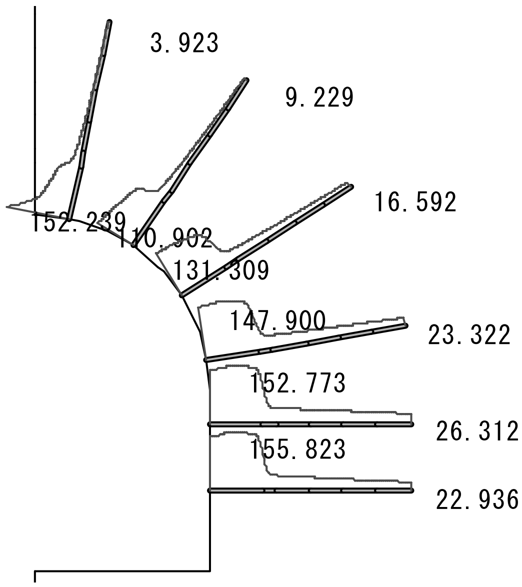
△ 最大値発生位置

5.0×5.0m 水平坑道

図－4.5.9　深度 500mにおける変位分布図



3.0×3.0m 水平坑道



5.0×5.0m 水平坑道

図－4.5.10　深度 500mにおけるロックボルト軸力分布図

5. グラウトによる湧水量抑制効果の検討

5. 1 概要

立坑掘削に伴う湧水量を抑制するため、立坑周辺の岩盤の透水性をグラウト注入により改良する計画である。ここでは、換気立坑を対象とした数値解析（浸透流解析）を実施し、グラウトによる湧水量抑制効果の概略を確認した。解析方法は、軸対称二次元浸透流解析モデルとした。

また、上記の結果を参考に覆工コンクリートに作用する水圧を評価するために、平面二次元浸透流解析により平面的な水圧分布を検討した。

5.2 検討方法

ここでは、ポストグラウトおよびプレグラウトの湧水量抑制効果を確認するため、軸対称二次元浸透流解析を用いてグラウトによる効果を確認した。

ポストグラウトの湧水量抑制効果を確認するための解析は、施工段階にあわせて、ポストグラウトの対象要素の透水性を改良後の値に変化させて解析を実施し、この結果得られた湧水量比からポストグラウトの効果を確認した。

プレグラウトの湧水量抑制効果を確認するための解析は、プレグラウトをしない場合とプレグラウトをした場合について解析を実施し、両者の解析結果として得られる湧水量や間隙水圧分布等を比較することにより、プレグラウトの効果を確認した。

5. 3　解析条件の設定

岩盤の地層区分と透水係数は以下のように設定した[4]。また、不飽和特性を図−5.3.1 に示す。ここでは泥岩の浸透特性（Van　Genuchten の式）を与えた。

表−5.3.1　岩盤の透水係数

層番号	地層名	深度(m)	層厚(m)	水平方向透水係数 k（m/s）	鉛直方向透水係数 k（m/s）	比貯留係数
①	明世累層　戸狩層〜月吉層 本郷累層　凝灰質砂岩〜泥岩／凝灰岩互層	0〜62.1	62.1	3.99E-08	3.99E-08	3.99E-08
②	本郷累層 細〜大礫岩／砂岩互層	62.1〜78.7	16.6	5.16E-07	5.16E-07	5.16E-07
③	土岐夾炭累層 炭質泥岩／泥質砂岩互層	78.7〜118.2	39.5	8.97E-08	8.97E-08	8.97E-08
④	土岐夾炭累層 極粗〜粗粒砂岩／砂質泥岩〜泥質砂岩互層	118.2〜140.3	22.1	2.98E-06	2.98E-06	2.98E-06
⑤	土岐夾炭累層 水理バリア	140.3〜141.6	1.3	2.98E-08	2.98E-08	2.98E-08
⑥	土岐夾炭累層 大〜巨礫岩（緩）	141.6〜162.4	20.8	2.98E-06	2.98E-06	2.98E-06
⑦	土岐夾炭累層 大〜巨礫岩（締）	162.4〜168.9	6.5	8.97E-08	8.97E-08	8.97E-08
⑧	土岐花崗岩 上部割れ目帯	168.9〜454.1	285.2	2.19E-07	2.19E-07	2.19E-07
⑨	土岐花崗岩 低角度亀裂帯	198.9〜224.7	25.8	1.14E-06	1.14E-06	1.14E-06
⑩	土岐花崗岩 下部割れ目低密度帯	454.1〜600.0	145.9	3.16E-08	3.16E-08	3.16E-08

Van　Genuchten の式

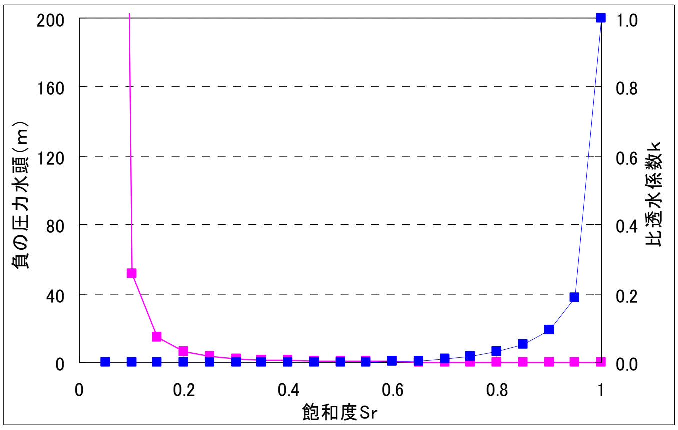
Se：有効飽和度、ϕ：毛管圧力、Kr：比透水係数、
θ：体積含水率、n, m, α：土の種類により決まる定数

$$Se = \left[\frac{1}{1+(\alpha\phi)^n}\right]^{1-\frac{1}{n}}$$

$$k_r = Se^{1/2}\left[1-\left(1-Se^{1/m}\right)^m\right]^2$$

$$Se = \frac{\theta-\theta r}{\theta s-\theta r} \qquad m = 1-\frac{1}{n}$$

泥岩の浸透特性
α=7.59
n=1.455
θ s=0.58
θ r=0.021



図−5.3.1　不飽和特性（泥岩の浸透特性）

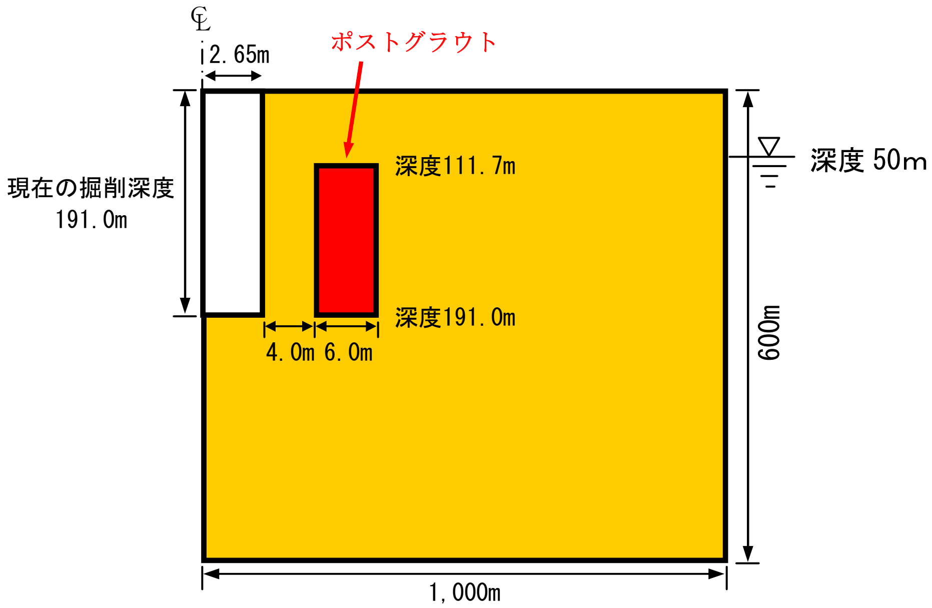
5. 4 解析モデルの作成

5. 4. 1 ポストグラウトの解析モデル

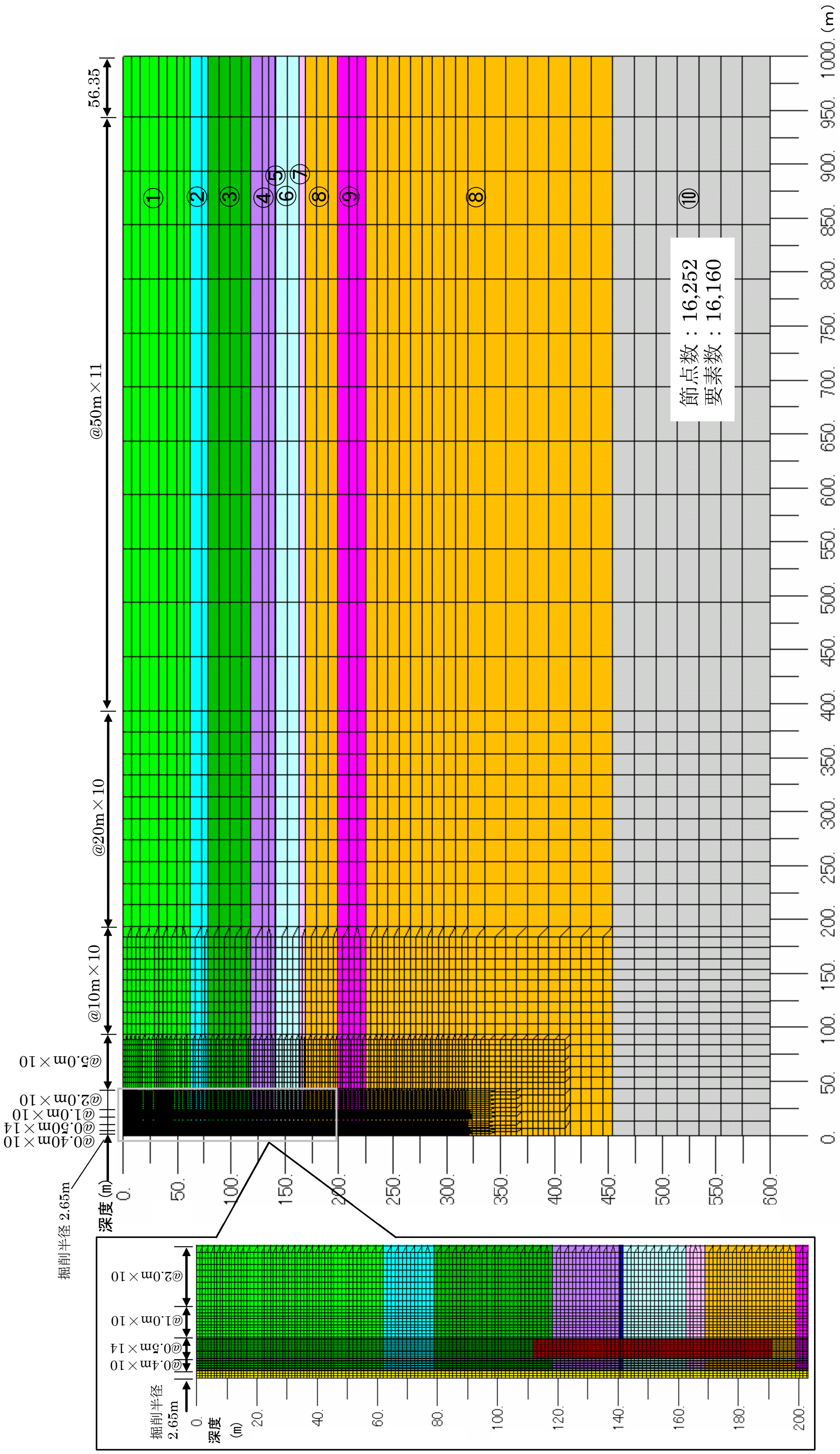
解析対象地点では、主立坑および換気立坑が掘削され、GL-100mに水平坑道が設置されている。主立坑および換気立坑の湧水量は互いの掘削および水平坑道の掘削が影響しているものと考えられるが、ここでは先行して掘削した換気立坑を軸対称二次元非定常問題としてモデル化を行った。

解析モデルの作成には、以下の事項に留意した。この結果、設定したモデルの概要を図－5.4.1に示し、解析メッシュを図－5.4.2及び5.4.3に示す。

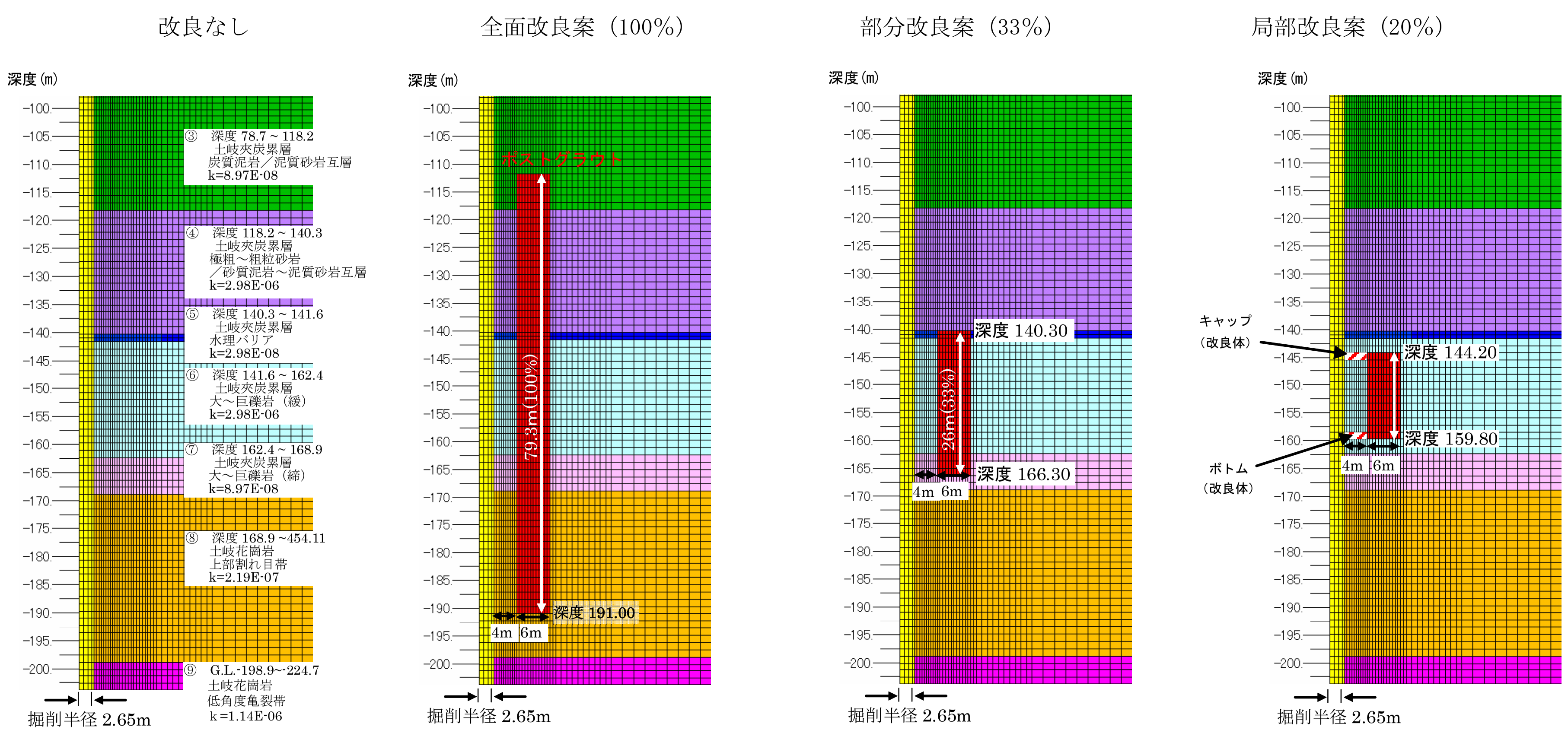
・解析領域の水平方向範囲は井戸理論や簡便な解析により得られた結果から、立坑中心から1,000mとした[5)]。
・解析の鉛直方向の領域は注目する領域に影響がない範囲とし、掘削深度の約3倍の600mとした。
・掘削は、GL-191mまで（ポストグラウト対象区間は深度111.7～191.0m）を対象とした。
・グラウト部の透水性のデータがないため、3種類の透水性を設定して（表－5.5.1参照）、グラウトの湧水量抑制効果を評価した。また、グラウト幅による影響を評価するため、3種類のグラウト幅を設定した。
・改良範囲は、全面改良案を100%（深度111.7～191.0mを改良）とした場合、部分改良と局部改良は深度方向について33%と20%程度の改良範囲の3種類を設定した（図－5.4.3参照）。
・地質データを基に地盤の透水性分布を反映した。



図－5.4.1　ポストグラウト効果確認解析の概要



図－5.4.2　軸対称浸透流解析メッシュ図

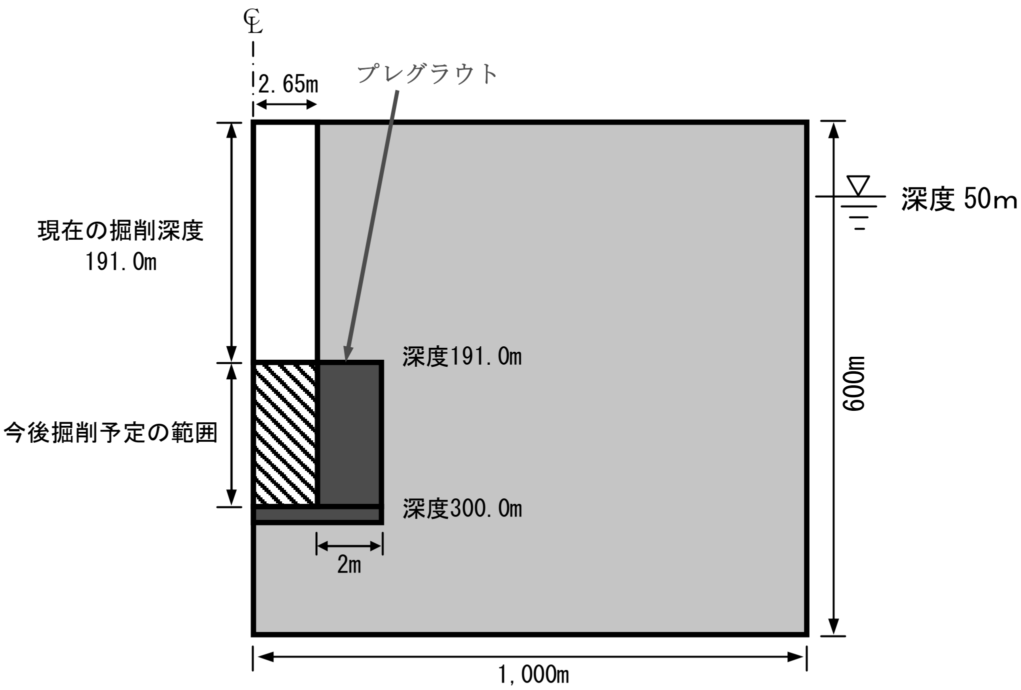


図－5.4.3　ポストグラウト効果確認解析概要図

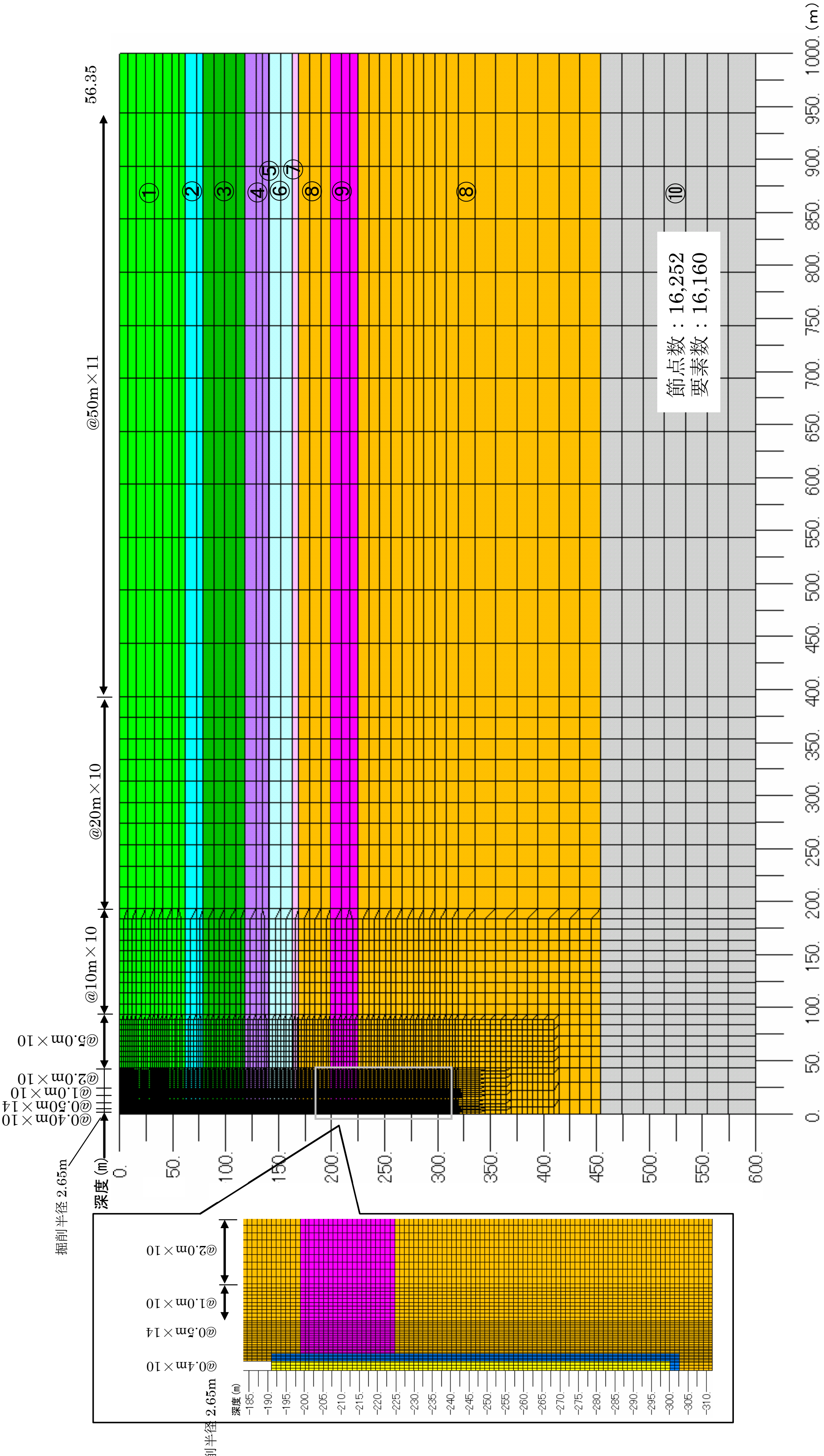
5. 4. 2　プレグラウトの解析モデル

プレグラウトの解析モデルもポストグラウトと同様なモデルを用いて、掘削深度 300 m まで（プレグラウト区間は深度 191.0m～300m）を対象とした。なお、プレグラウト開始時の初期条件は、ポストグラウトをしない条件でそのまま水位を低下させ、プレグラウト区間の湧水量からグラウトの湧水量抑制効果を確認した。設定したモデルの概要を図－5.4.4 に示し、解析メッシュを図－5.4.5 及び 5.4.6 に示す。

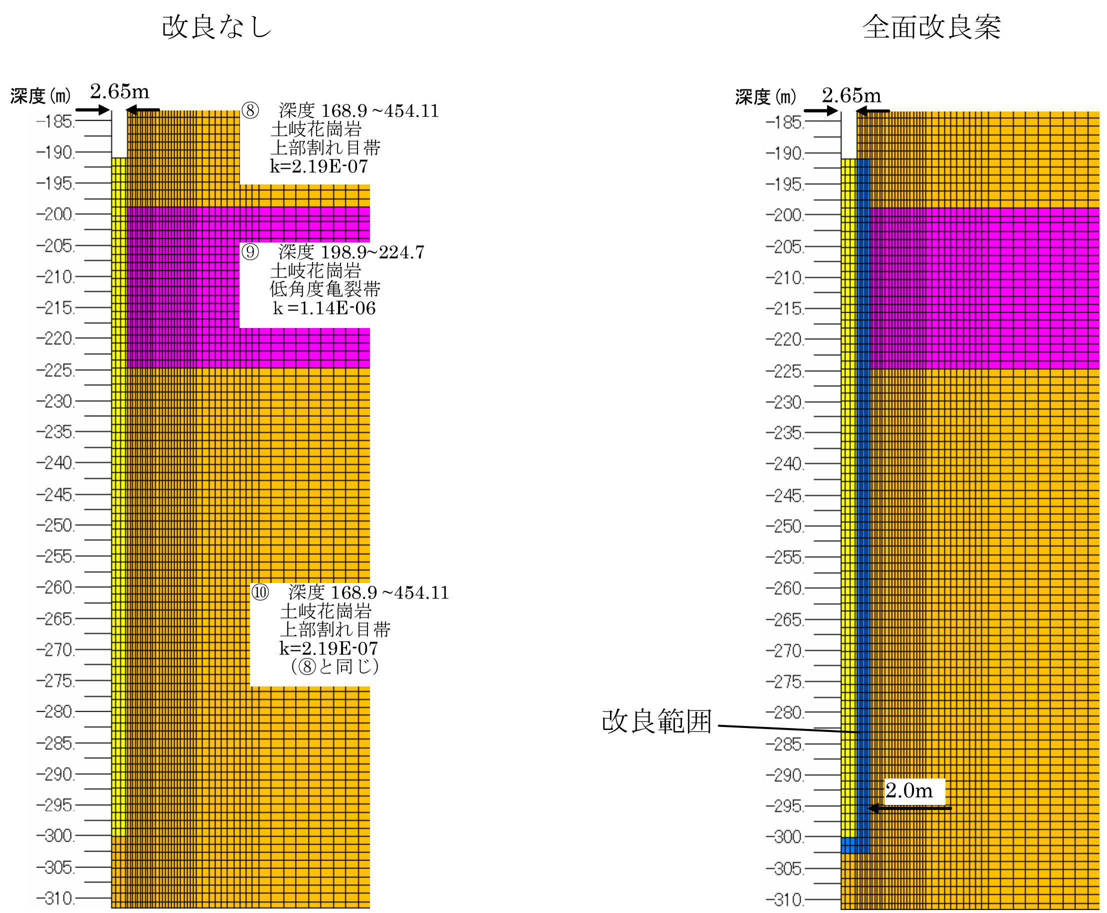
ここでは、グラウト部の透水性について、3 種類の透水性を設定して（表－5.5.2 参照）、グラウトの湧水量抑制効果を評価した。また、グラウト幅による影響を評価するため、3 種類のグラウト幅を設定した。



図－5.4.4　プレグラウト効果確認解析の概要



図－5.4.5　軸対称浸透流解析メッシュ図



図－5.4.6 プレグラウト効果確認解析概要図

5. 4. 3 解析ステップの設定

ポストグラウトおよび、プレグラウトの湧水量抑制効果確認時の解析ステップは、施工過程に基づき以下のように設定した。

表－5.4.1 解析ステップの条件設定

	施工内容	STEP	掘削深度（m）	孔内水位深度（m）	グラウト範囲深度（m）	期間（日）
ポストグラウト効果確認（CASE-A0～A3）	深度 50→102.6m 水位低下	1(水位低下)	191.0	102.6	—	13
	深度 111.7～191.0 坑内排水 ポストグラウト	2(水位低下)	191.0	130.8	—	7
		3(グラウト)	191.0	130.8	111.7～120.8	35
		4(水位低下)	191.0	152.6	—	5
		5(グラウト)	191.0	152.6	120.8～141.6	80
		6(水位低下)	191.0	180.2	—	7
		7(グラウト)	191.0	180.2	141.6～170.2	110
		8(水位低下)	191.0	191.0	—	3
		9(グラウト)	191.0	191.0	170.2～191.0	80
プレグラウト効果確認（CASE-B0～B1）	深度 50→191m 水位低下	1(水位低下)	191.0	191.0	—	10
	深度 191～300 プレグラウト 掘削	2(グラウト)	191.0	—	191.0～200.0	62
		3(掘削)	200.0	—	—	14
		4(グラウト)	200.0	—	200.0～252.0	360
		5(掘削)	252.0	—	—	80
		6(グラウト)	252.0	—	252.0～300.0	332
		7(掘削)	300.0	—	—	74

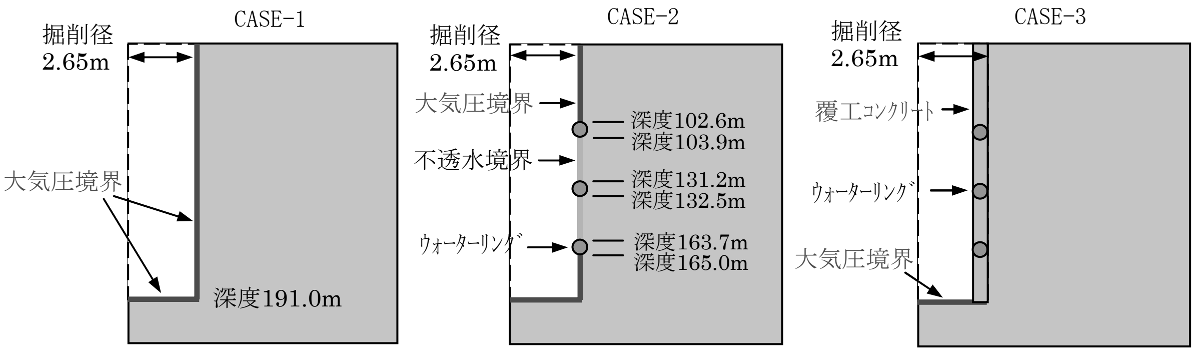
5.4.4 軸対称二次元解析における坑壁モデル化方法

ここでは、覆工コンクリート背面における裏面排水方法をどのように軸対称二次元浸透流解析においてモデル化するかを検討した。解析ケースは、表－5.4.2 に示すとおりであり、大気圧境界または覆工コンクリートに透水性を与えることで、実測値とどの程度一致させることができるかを把握した。なお、表－5.4.2 の CASE-1～3 のウォーターリングの設置箇所および境界条件については、図－5.4.7 を参照のこと。

表－5.4.2 坑壁モデル化方法検討時の解析ケース

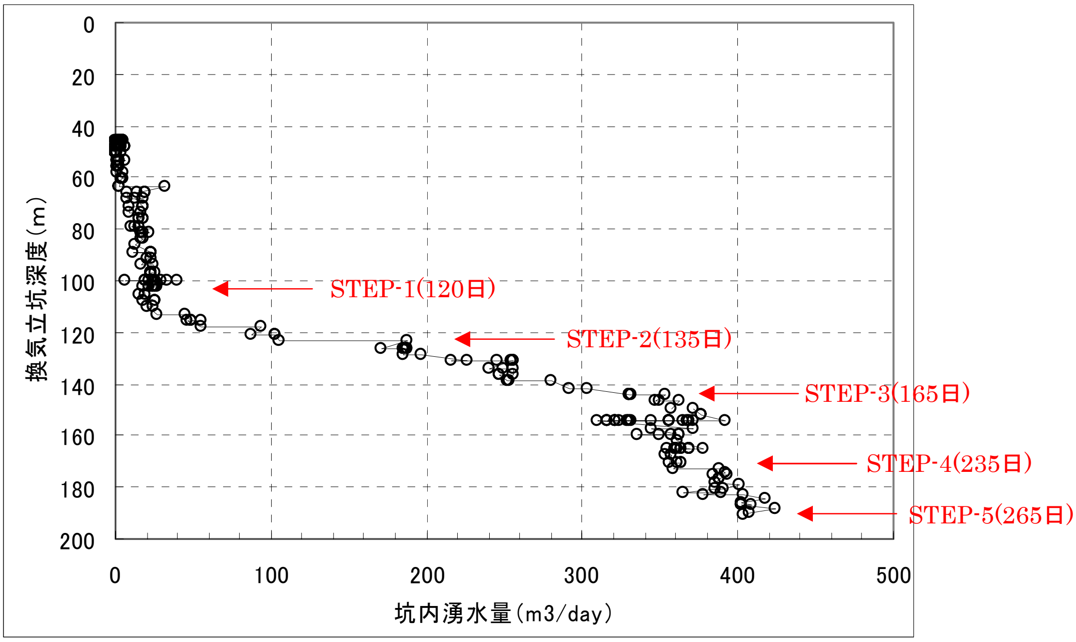
解析ケース	解析条件		
	掘削面境界条件	ウォーターリング	覆工コンクリート透水係数（m/s）
CASE-1	大気圧境界	なし	―
CASE-2	深度 0～－102.6m まで大気圧境界 深度 103.9～165.0m まで不透水境界*) 深度 165.0～191.0m まで大気圧境界	3箇所	―
CASE-3	覆工コンクリート	3箇所	1.0E-10(m/s)
CASE-3-a	覆工コンクリート	3箇所	1.0E-08(m/s)
CASE-3-b	覆工コンクリート	3箇所	1.0E-07(m/s)
CASE-3-c	覆工コンクリート	3箇所	④⑥層部 1.0E-07 その他 1.0E-08(m/s)
CASE-3-d	覆工コンクリート	3箇所	④⑥層部 1.0E-07 その他 1.0E-10(m/s)
CASE-3-e	覆工コンクリート	3箇所	初期 1.0E-07 次ステップ以降 1.0E-08(m/s)
CASE-3-f	覆工コンクリート	3箇所	初期 1.0E-07 ⑥層以外は次ステップ以降 1.0E-08(m/s)

*) 掘削壁面からの湧水が少ない深度

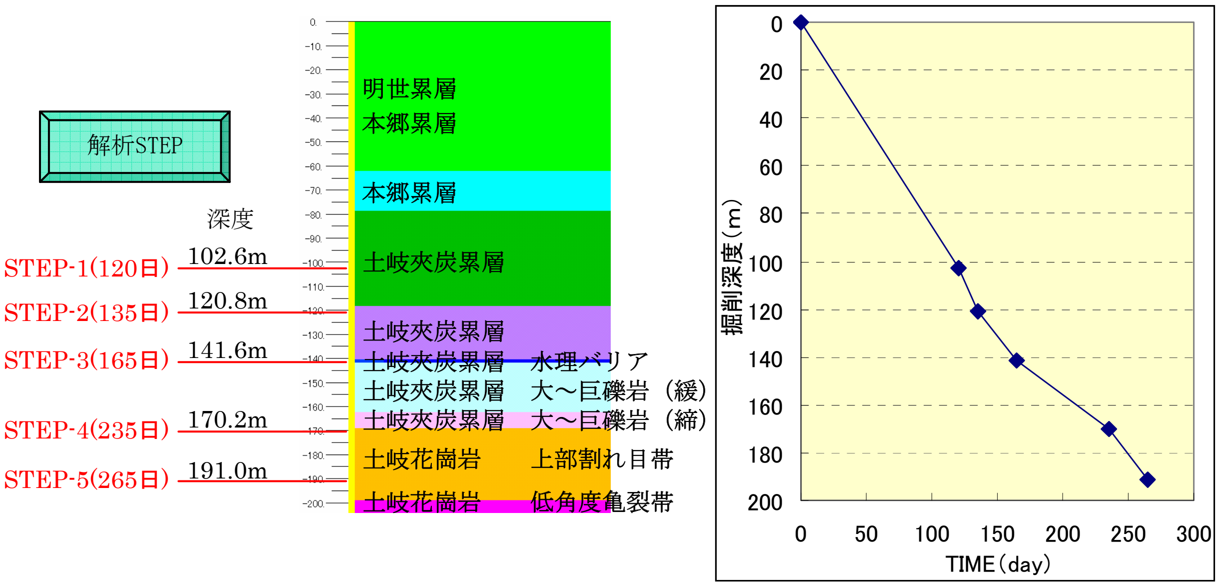


図－5.4.7 坑壁モデル化方法検討時のモデル化の概要

なお、坑壁モデル化方法検討時の条件設定は図−5.4.8 に示すとおりであり、掘削深度に応じて湧水量が変化していく中で、特徴的な段階の掘削深度を解析ステップに、図中の STEP-1～5 まで選定した。また、掘削工程は施工過程を基に設定した。

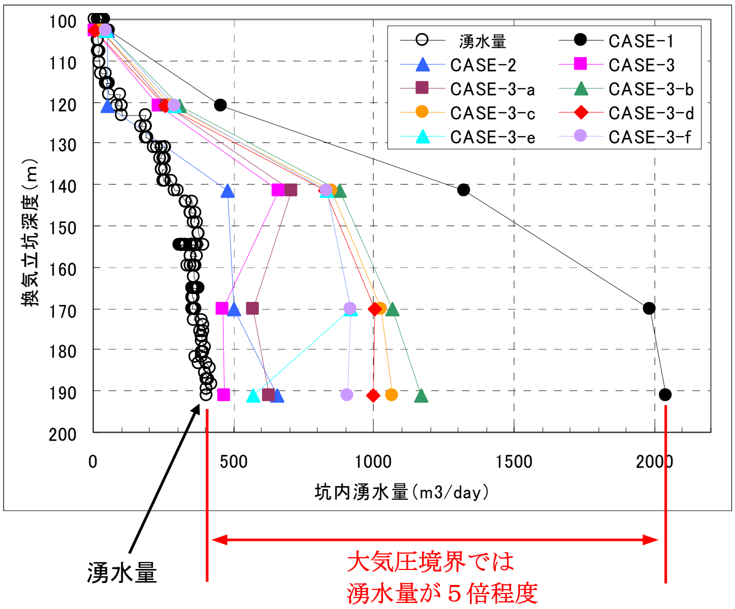


坑内湧水量の実測値

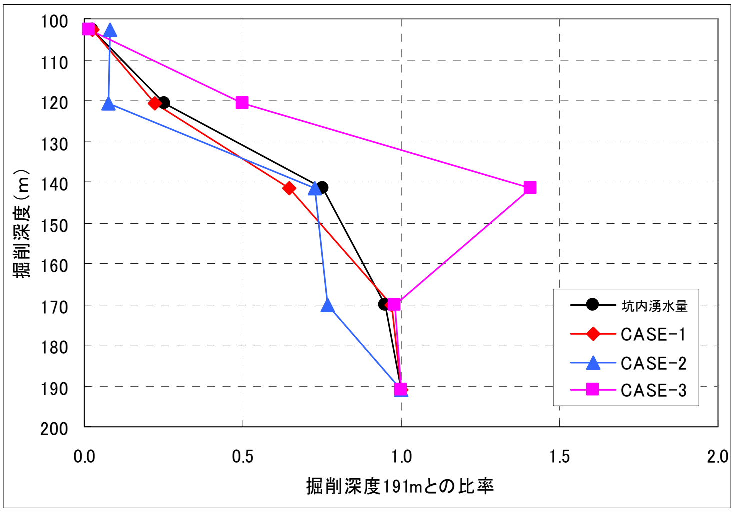


図−5.4.8 坑壁モデル化方法検討時の解析モデルと条件設定

解析結果から、湧水量を比較して図－5.4.9に示す。これより、大気圧境界(CASE-1)を与えた場合には、湧水量に対して5倍程度となることが分かる。一方、図－5.4.10に代表的な湧水量比を比較しているが、大気圧境界の場合に湧水量比がほぼ一致している。本検討では、グラウトによる湧水量抑制効果の概略を確認し、グラウトすべき適切な範囲を想定することを目的としており、湧水量の絶対値は参考程度までと考えている。このため本検討においては、軸対称モデルの覆工コンクリート背面には大気圧境界（CASE-1）を与えることが妥当であると判断した。



図－5.4.9　立坑深度と湧水量の関係



湧水量比：たとえば CASE-1 について、
（CASE-1 での各掘削深度での湧水量/CASE-1 での深度 191m 掘削時の湧水量）

図－5.4.10　立坑深度と湧水量比の関係

5. 5 軸対称浸透流解析による検討

5. 5. 1 解析ケース

ポストグラウトによる湧水量抑制効果の検討解析では、ポストグラウト改良範囲，グラウト部の透水係数とグラウト幅の 3 つをパラメータとして 13 ケース実施した。なお、基本ケースは A1-1 である。表－5.5.1 に解析ケースを示す。

表－5.5.1 ポストグラウト効果確認解析ケース

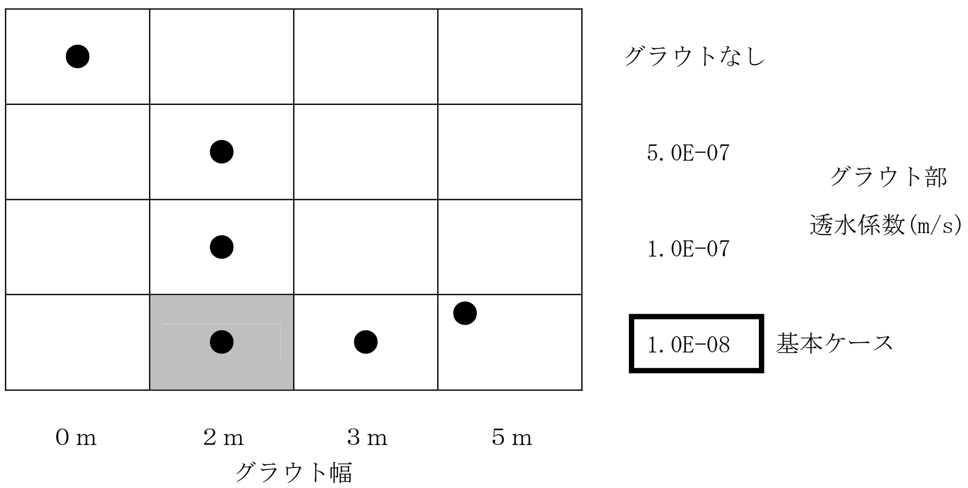
ケース	ポストグラウト 改良範囲	グラウト部の 透水係数 k (m/s)	グラウト幅 (m)
A0	なし	－	－
A1-1	全面改良	3.00E-07	6
A1-2	全面改良	1.00E-07	6
A1-3	全面改良	1.00E-06	6
A1-4	全面改良	3.00E-07	9
A1-5	全面改良	3.00E-07	3
A2-1	部分改良	3.00E-07	6
A2-2	部分改良	1.00E-07	6
A2-3	部分改良	1.00E-06	6
A2-4	部分改良	3.00E-07	9
A2-5	部分改良	3.00E-07	3
A3-1	局部改良	3.00E-07	6
A3-2	局部改良	3.00E-07	6 ｷｬｯﾌﾟﾎﾞﾄﾑ考慮

A0 グラウトなし	A3-2 局部改良 (20%) ｷｬｯﾌﾟﾎﾞﾄﾑ	A3-1 局部改良 (20%)	A2 部分改良 (33%)	A1 全面改良 (100%)	グラウト部 透水係数(m/s)	グラウト部 幅(m)
●					グラウトなし	
			●	●	1.0E-06	6.0
			●	●	3.0E-07	3.0
	●	●	●	●	3.0E-07	6.0 基本ケース
			●	●	3.0E-07	9.0
			●	●	1.0E-07	6.0

プレグラウトによる湧水量抑制効果の検討解析では、プレグラウト改良範囲，グラウト部の透水係数とグラウト幅の 3 つをパラメータとして 6 ケース実施した。なお、基本ケースはB1-1 である。表－5.5.2 に解析ケースを示す。

表－5.5.2　プレグラウト効果確認解析ケース

ケース	ポストグラウト 改良範囲	グラウト部の 透水係数 k（m/s）	グラウト幅 (m)
B0	なし	－	－
B1-1	全面改良	1.00E-08	2
B1-2	全面改良	1.00E-07	2
B1-3	全面改良	5.00E-07	2
B1-4	全面改良	1.00E-08	3
B1-5	全面改良	1.00E-08	5



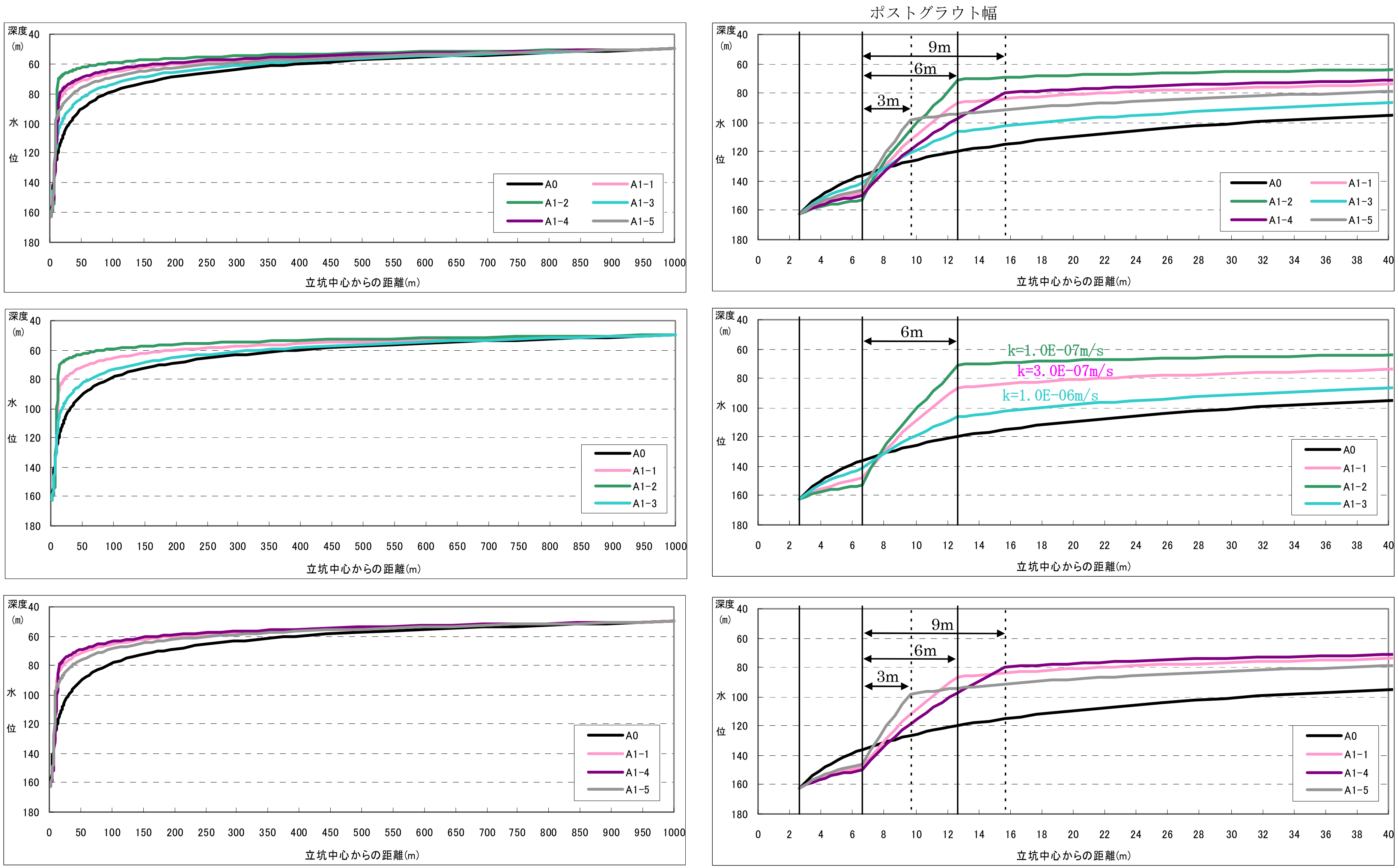
5. 5. 2 ポストグラウトの効果

（1）水位分布と湧水量によるポストグラウトの効果確認

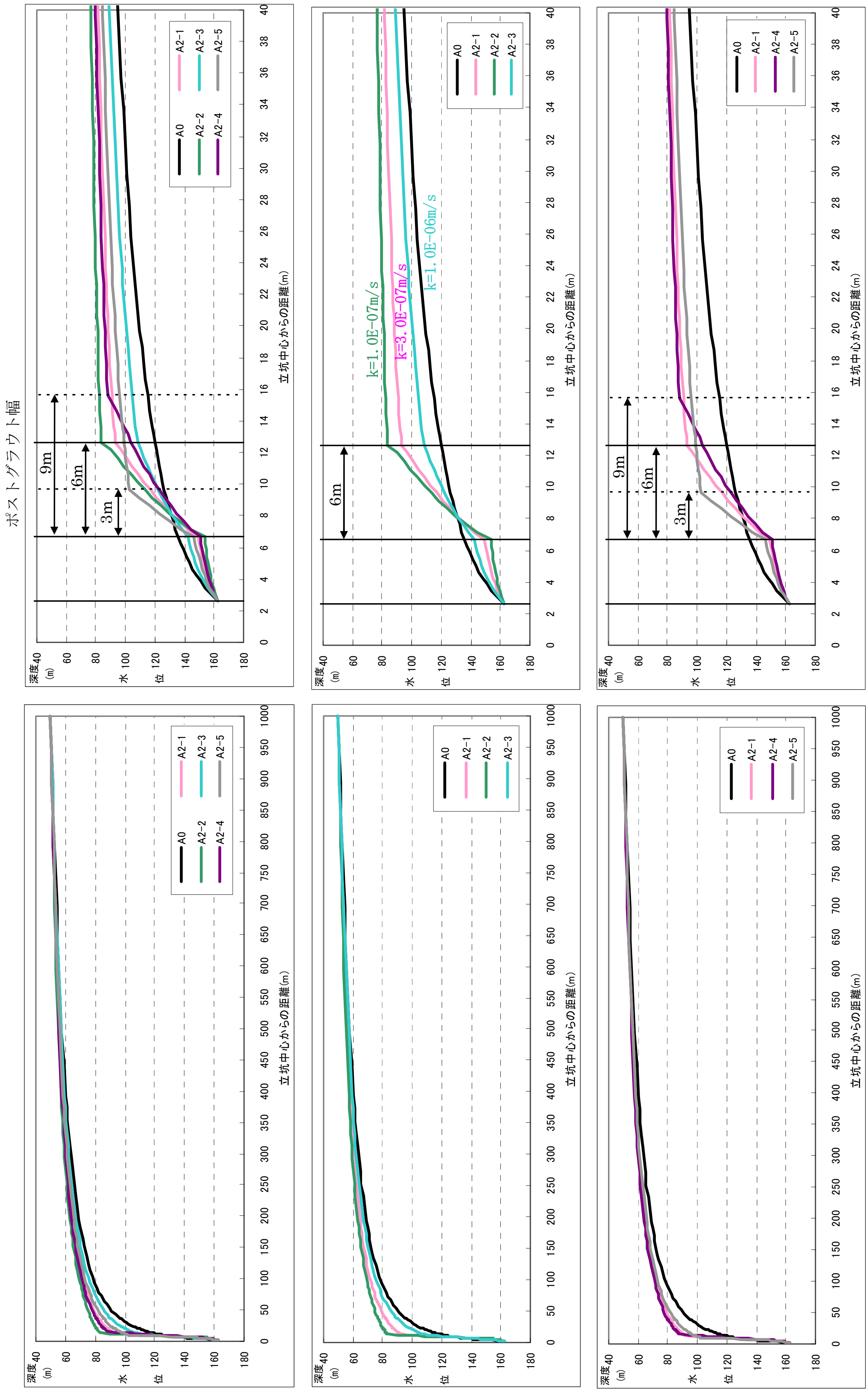
図－5.5.1～5.5.3 に深度 162.4mにおける、立坑中心からの水位分布図を示す。また、図－5.5.4 には、グラウト効果とその湧水量をグラウトしない場合との比率で示した。

この結果から、次のことが分かる。各案の解析ケースは、表－5.5.1 を参照のこと。

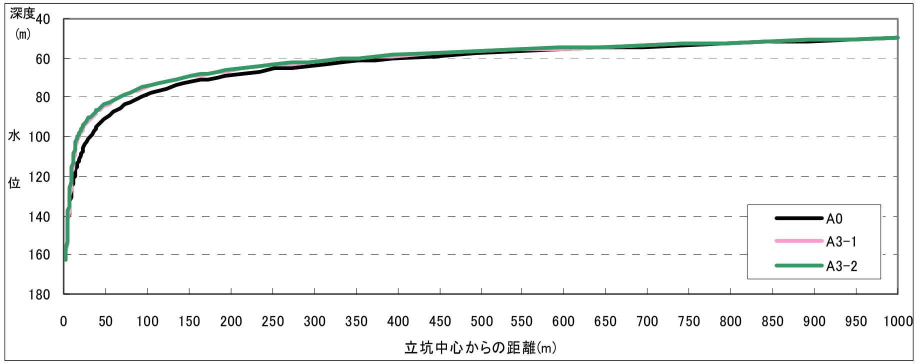
- 図－5.5.1 には全面改良案の水位分布を示すが（解析領域全体と立坑周辺の拡大図）、ポストグラウトによる水位低下はグラウト部の透水係数を小さくすることにより、大きくなることが分かる。
- 水位低下はグラウト部の幅にそれほど影響を受けないことが分かる。
- 図－5.5.2 には部分改良案の水位分布を示すが（解析領域全体と立坑周辺の拡大図）、全面改良案と比較して水位低下は小さいことを確認できた。
- 図－5.5.3 には局部改良案の水位分布について示すが、キャップ＆ボトム（図－5.4.3 参照）を考慮しても改良効果は乏しいと考えられる。
- 図－5.5.4 に示す深度 141.6m（⑤層）までグラウトした時点では、湧水量がそれほど低減していないことがわかる。
- 深度 191mまでグラウトした時点の結果から、改良範囲の違いによる湧水量の差異は明らかである。なお、今回の結果から廻り込みによる湧水量を止められる全面改良案が有効であることが明らかになった。
- 基本ケースのグラウトの透水性（3.0E-07m/s）における評価結果から、部分改良案および局部改良案ではグラウトを施工しない場合の 20～30%の湧水量が低減でき、全面改良案では50%の湧水量を低減できることが分かる（図－5.5.4参照）。

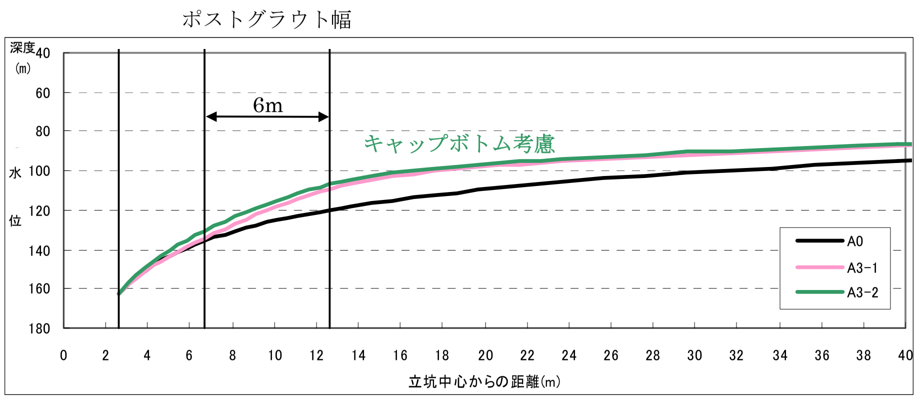


図－5.5.1　立坑中心からの水位分布図【CASE-A1：全面改良案（最終定常）】

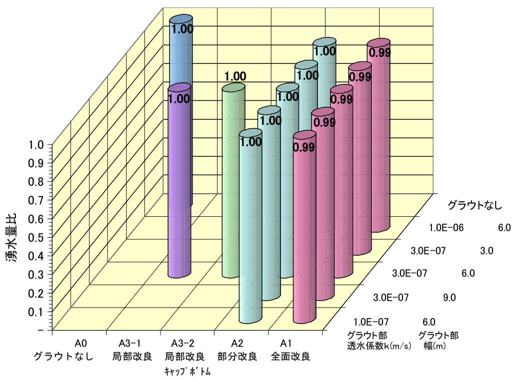
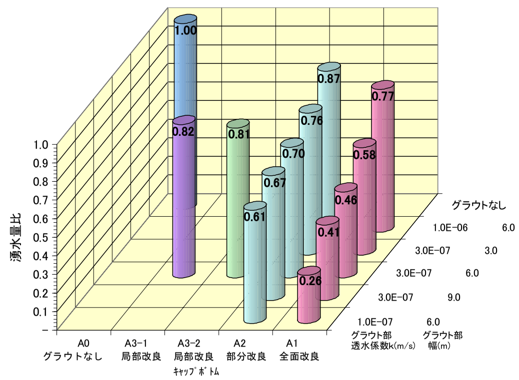
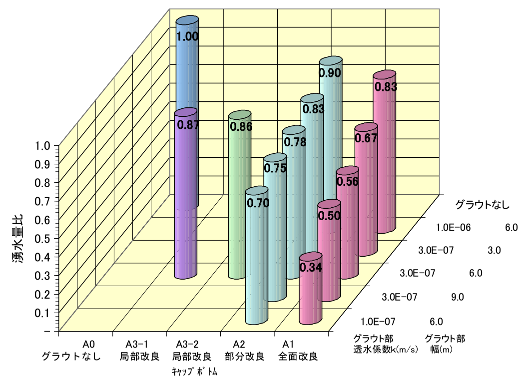


図－5.5.2　立坑中心からの水位分布図【CASE-A2：部分改良案（最終定常）】





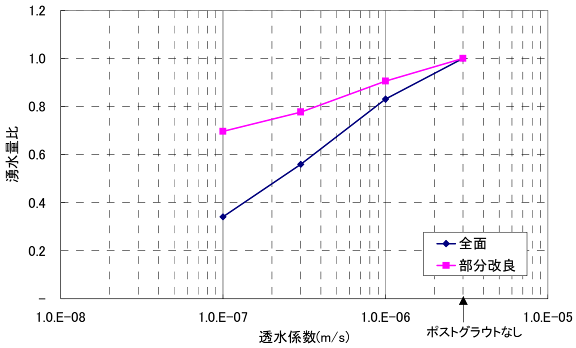
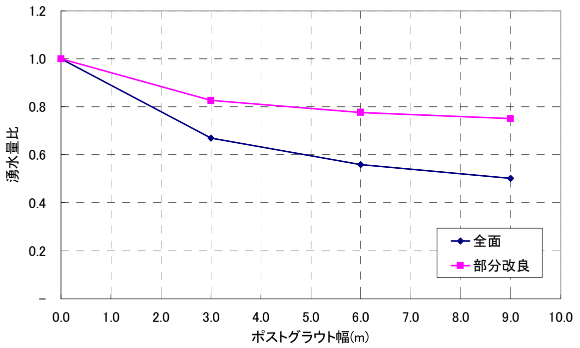
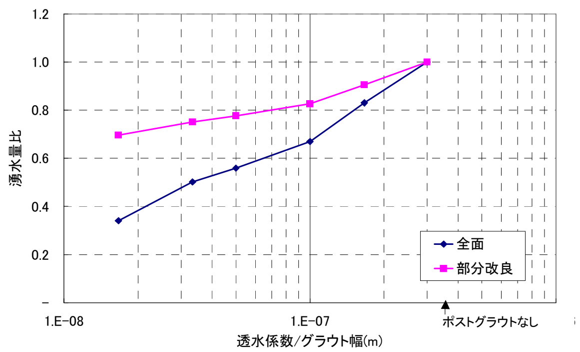
図－5.5.3　立坑中心からの水位分布図【CASE-A3：局部改良案（最終定常）】

	深度 141.6m までグラウト	深度 191.0m までグラウト	最終定常
CASE-A ポストグラウト GL0m～GL-191m までの湧水量比			

図－5.5.4　グラウトの効果による湧水量比の確認

（2）パラメータ・スタディによる解析結果の比較

図－5.5.5（上段の図）には、全面改良した場合と部分改良した場合の湧水量比と透水係数の関係を示す。この結果、湧水量と透水係数の片対数関係はほぼ線形であることが分かる。また、同じく図－5.5.5（中段の図）には、全面改良した場合と部分改良した場合の湧水量比とグラウト幅の関係を示す。この結果から、ポストグラウト幅はそれほど湧水量に影響を与えないことが分かった。

	CASE-A ポストグラウト
透水係数の影響	
グラウト幅の影響	
透水係数/グラウト幅 （グラウト幅 1m 当りの透水係数に換算）	

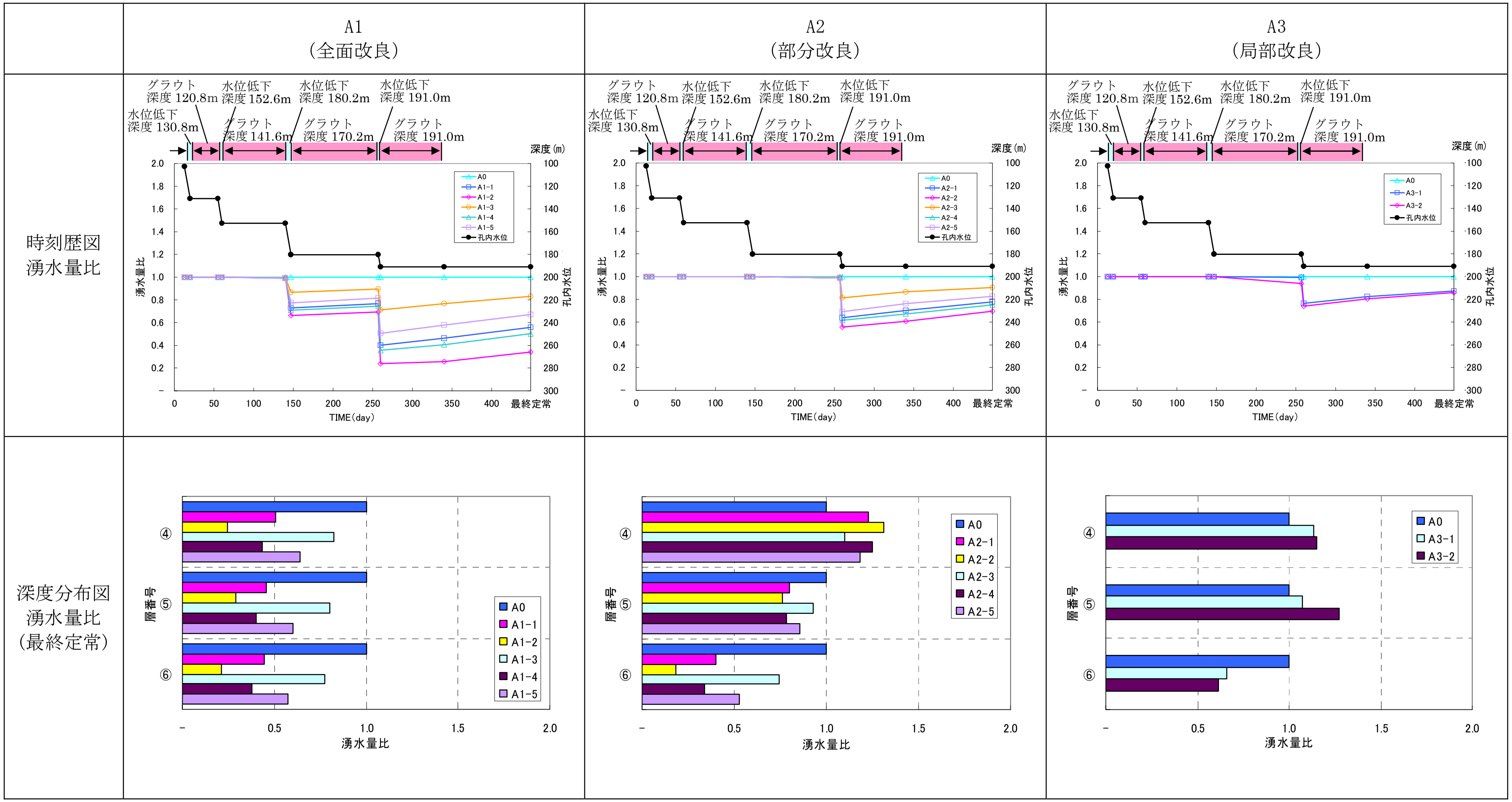
図－5.5.5　ポストグラウト時の透水係数とグラウト幅の影響（最終定常）

（3）湧水量の時間変動と深度方向分布について

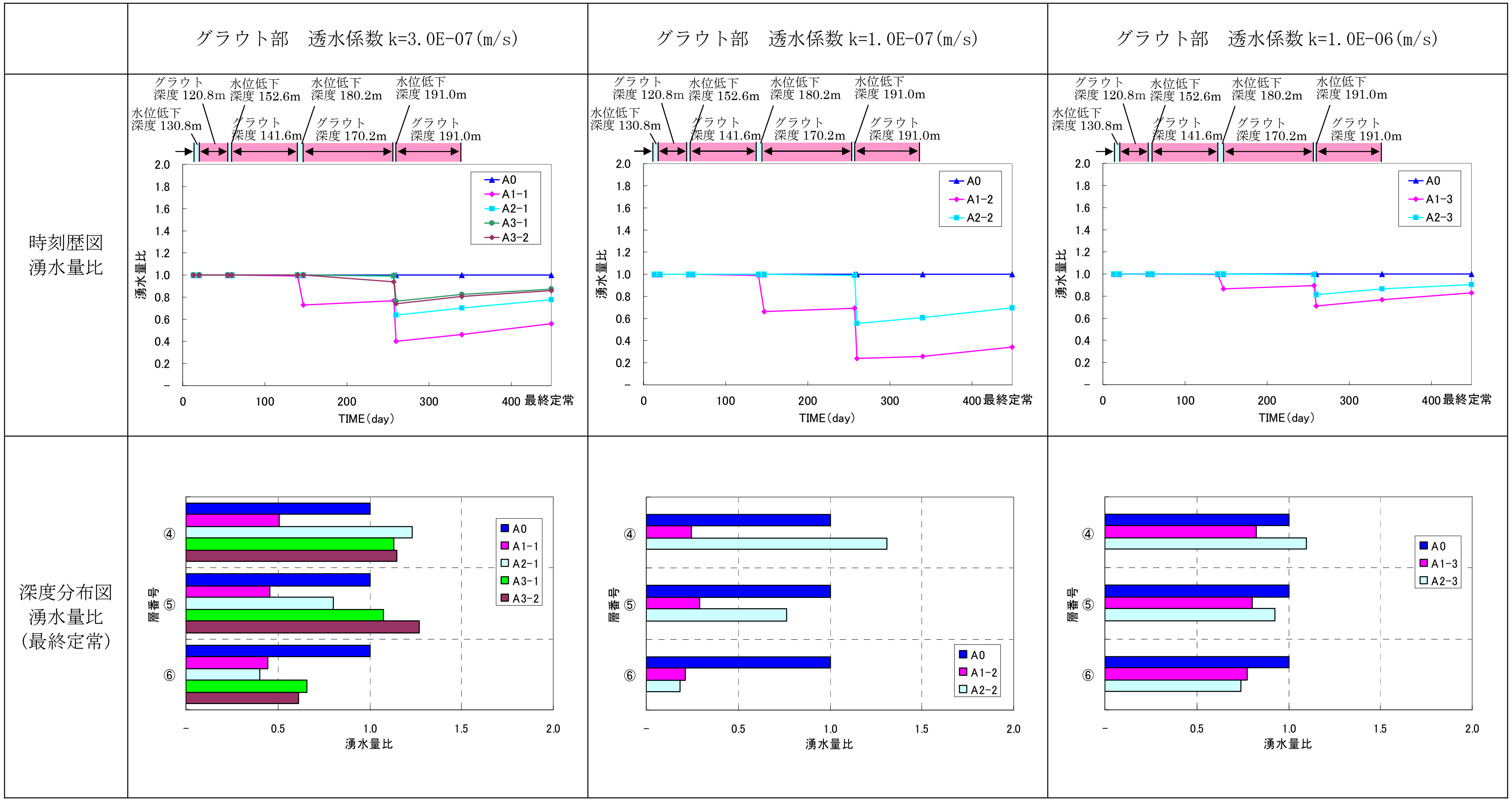
図－5.5.6 には上段にポストグラウト時の孔内水位と湧水量比の時刻歴図を示し、下段に透水性の大きい土岐夾炭累層（④～⑥層）の湧水量比を示す。なお、ここではグラウトなしの場合の湧水量に対するグラウト施工後の湧水量の割合を湧水量比としている。

この結果から、次のことが分かる。

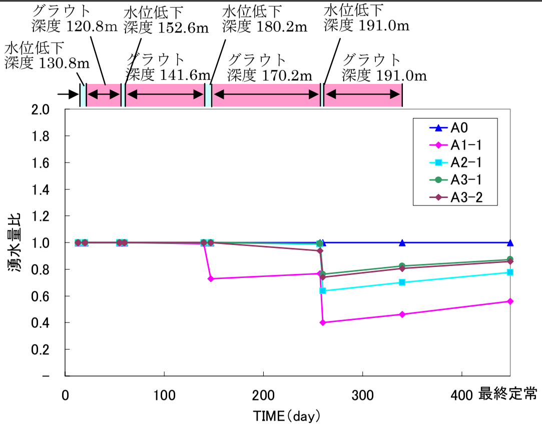
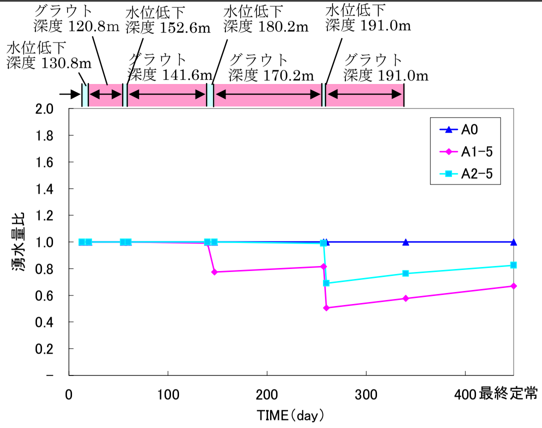
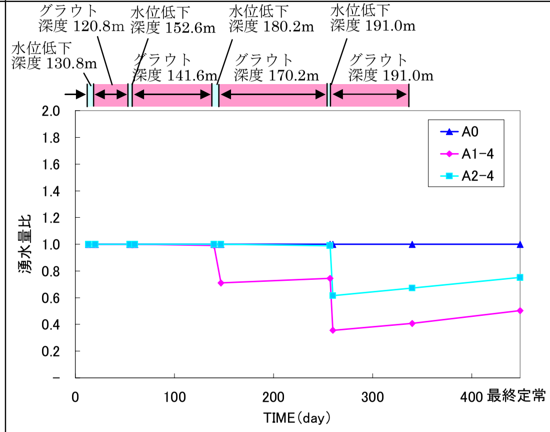
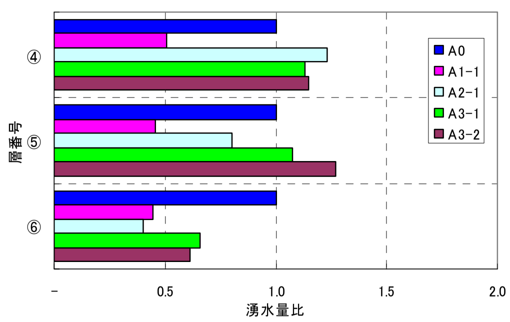
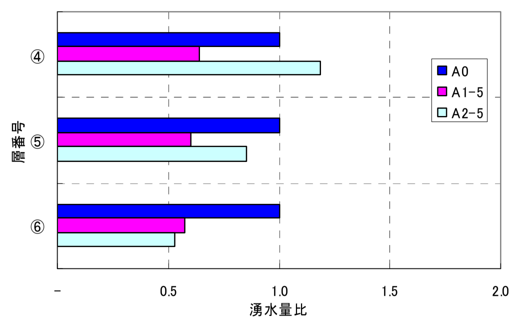
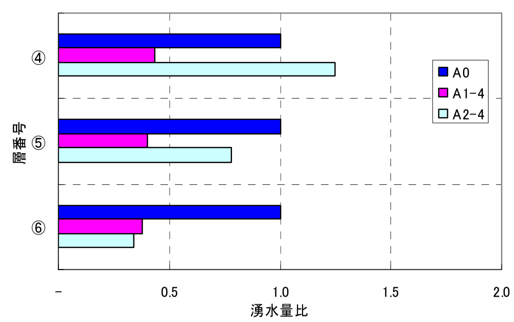
- 図－5.5.6 の A1 には全面改良した場合の湧水量の抑制効果を各層について比較している。これより、全面改良した範囲④～⑥層の湧水量はほぼ同程度に低減できていることが分かる。
- 図－5.5.6 の A2 には部分改良した場合の湧水量の抑制効果を比較しているが、グラウトを行った⑥層での湧水量を大幅に低減できるものの、④層，⑤層では逆に湧水量が増加していることが分かる。
- 図－5.5.6 の A3 には局部改良した場合の湧水量の抑制効果を比較しているが、部分改良した場合と同様に④層，⑤層では逆に湧水量が増加していることが分かる。
- 図－5.5.7 にはグラウト部の透水係数の違いによる解析結果を比較しているが、グラウト部の透水性を小さくすることが効果的であることが分かる。また、図－5.5.8 にはグラウト幅の違いによる解析結果を比較しているが、グラウト幅による湧水量抑制効果の差異は少ないことが分かる。



図－5.5.6　ポストグラウトの効果確認解析結果（湧水量比の時刻歴分布と深度分布）



図−5.5.7　ポストグラウトの効果確認解析結果（湧水量比の時刻歴分布と深度分布）

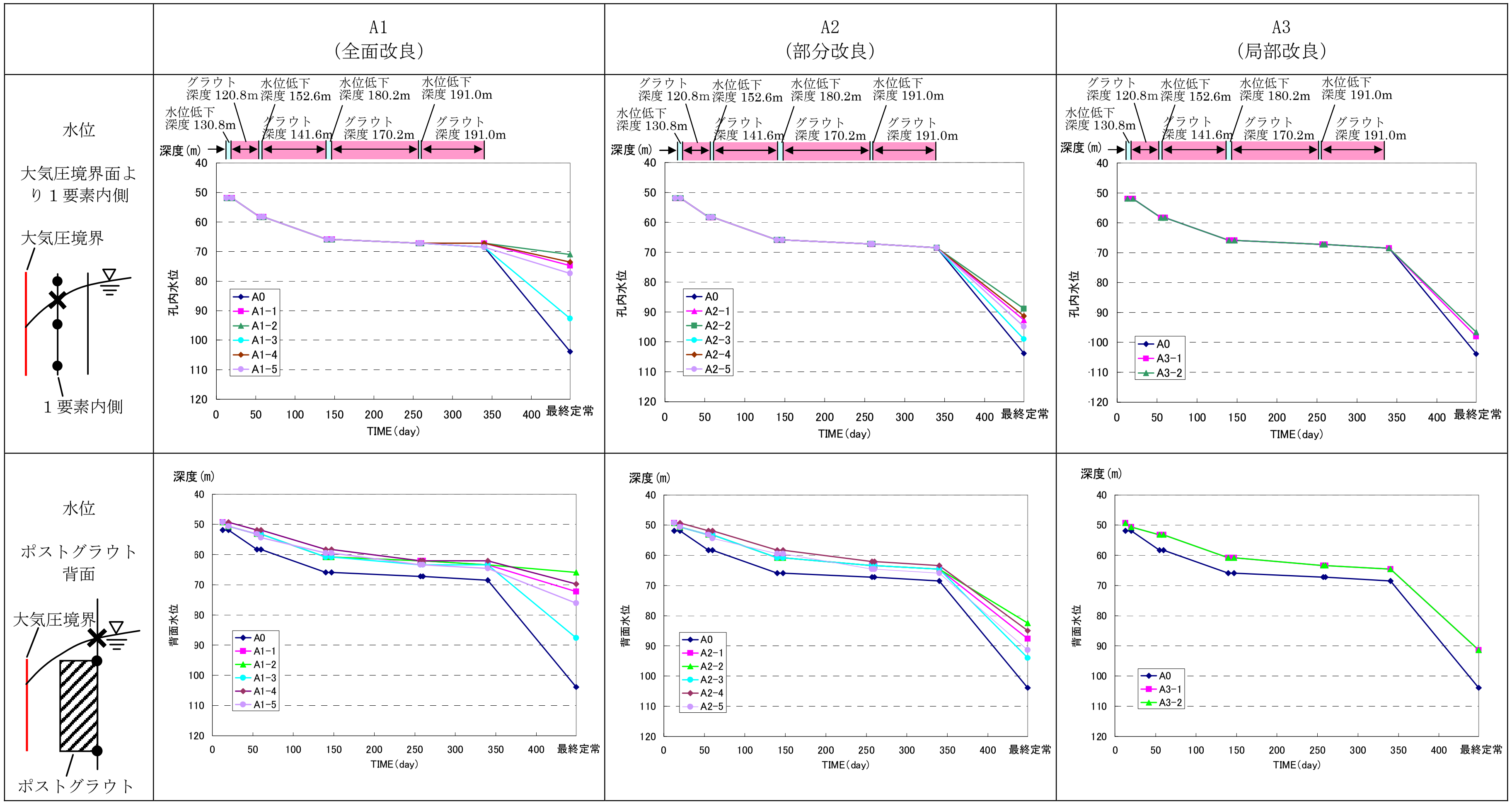
	グラウト部　幅 6.0m	グラウト部　幅 3.0m	グラウト部　幅 9.0m
時刻歴図 湧水量比			
深度分布図 湧水量比 (最終定常)			

図－5.5.8　ポストグラウトの効果確認解析結果（湧水量比の時刻歴分布と深度分布）

（4）水位の時間変動について

ポストグラウト時の水位の時間変動は、大気圧境界面より 1 要素内側とポストグラウト背面で比較した。この結果を図－5.5.9 に示す。これより、水位低下やグラウト施工の各段階では大気圧境界面での解析ケースによる差がほとんどないことが分かる。このため、ポストグラウトの背面で水位低下量を確認しているが、ここでは次のことが分かる。

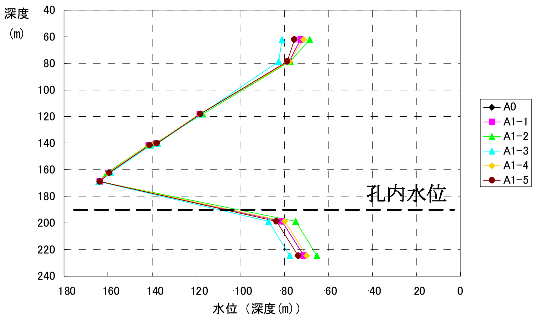
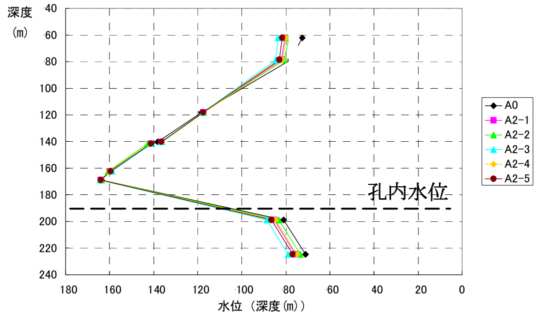
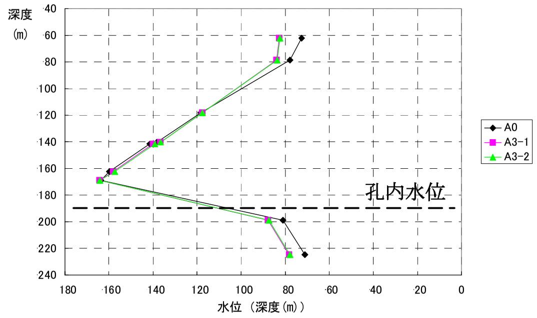
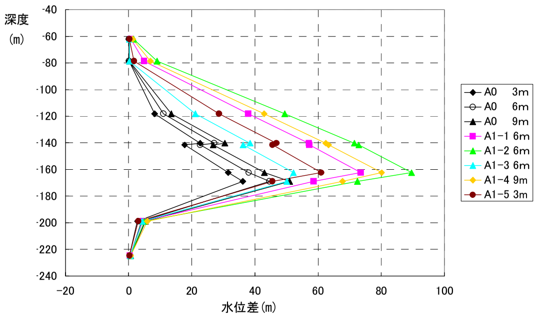
- グラウトの背面水位はグラウト施工に伴って徐々に低下していくことが分かる。
- グラウトなしの場合の覆工背面の水面の低下は深度 191mの掘削終了段階において約 20mであるが、グラウトした場合には約 13mとなる。

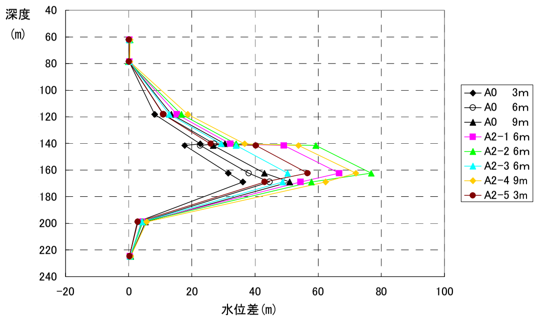


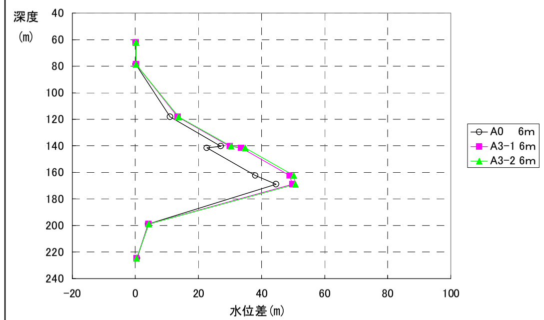
図－5.5.9　ポストグラウトの効果確認解析結果（水位の時刻歴分布）

（５）水位の深度方向分布について

ポストグラウト時の水位の深度分布を図－5.5.10 の上段に示す。また、図－5.5.10 の下段には、大気圧境界から 1 要素中側とグラウト背面の水位差を示すが、いずれの解析ケースも深度 162m付近の土岐夾炭累層の大～巨礫岩の最終部で最も大きくなることが分かる。なお、このときの水位差はポストグラウトの幅が大きいほど大きくなる傾向があり、概ね 40～90m程度となる。

<table>
<tr><th></th><th>A1
（全面改良）</th><th>A2
（部分改良）</th><th>A3
（局部改良）</th></tr>
<tr><td>大気圧境界から１要素中側の水位</td>
<td>
</td>
<td>
</td>
<td>
</td></tr>
<tr><td>大気圧境界から１要素中側とグラウト背面との水位差</td>
<td>

凡例中のケース名の後の数字はグラウト幅を示す
A0 はグラウトなしのケースであるが、他のケースと比較するため、立坑壁面から3m、6m、9m の位置での値を示した</td>
<td>

凡例中のケース名の後の数字はグラウト幅を示す
A0 はグラウトなしのケースであるが、他のケースと比較するため、立坑壁面から3m、6m、9m の位置での値を示した</td>
<td>

凡例中のケース名の後の数字はグラウト幅を示す
A0 はグラウトなしのケースであるが、他のケースと比較するため、立坑壁面から6m の位置での値を示した</td></tr>
</table>

図―5.5.10　大気圧境界から１要素中側の水位の深度分布（最終定常）

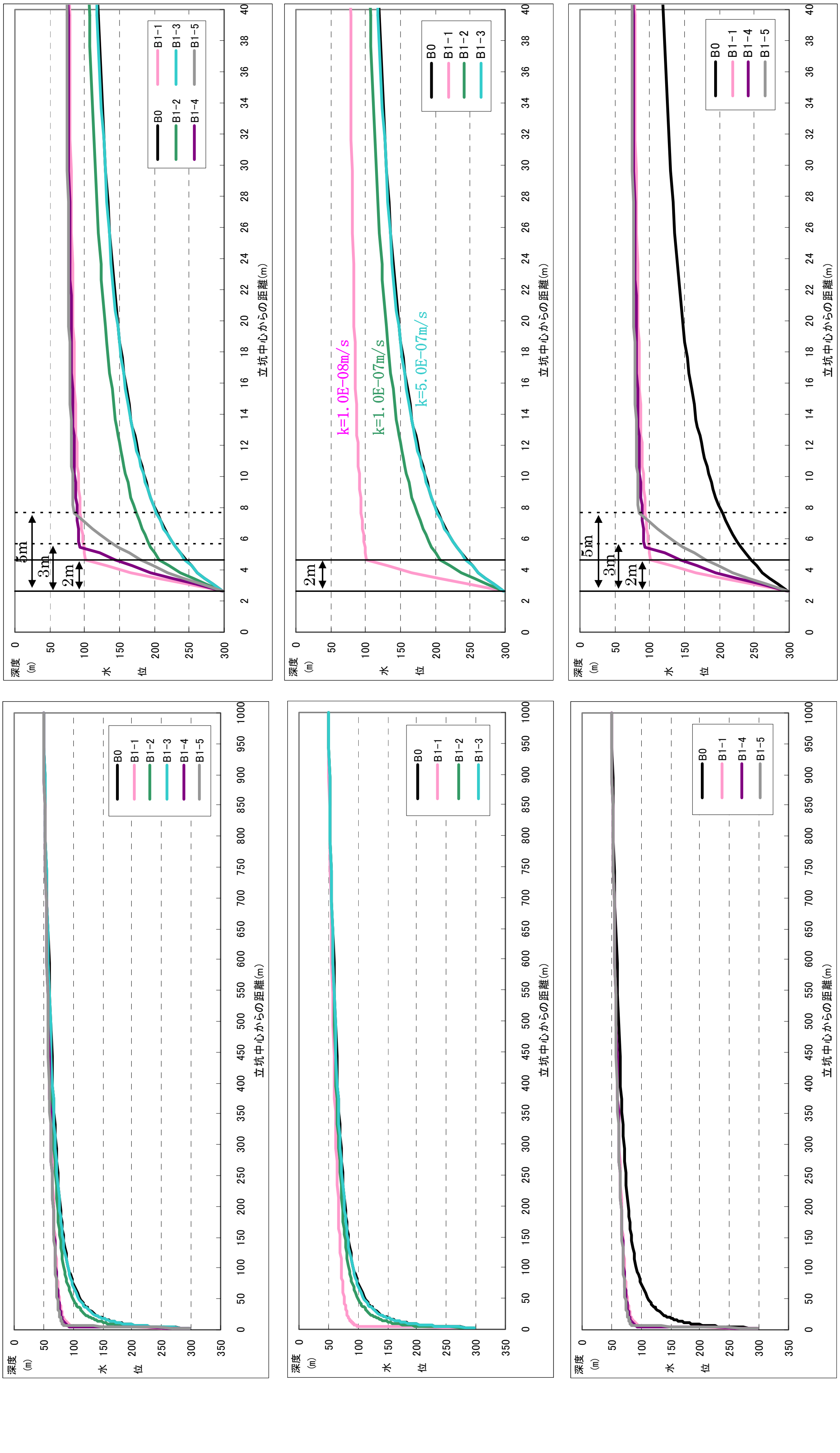
5. 5. 3 プレグラウトの効果

（1）水位分布と湧水量によるプレグラウトの効果確認

図－5.5.11 に深度 300mにおける、立坑中心からの水位分布図を示す。また、図－5.5.12 には、グラウトの効果による湧水量の抑制をグラウトしない場合との比率で示した。

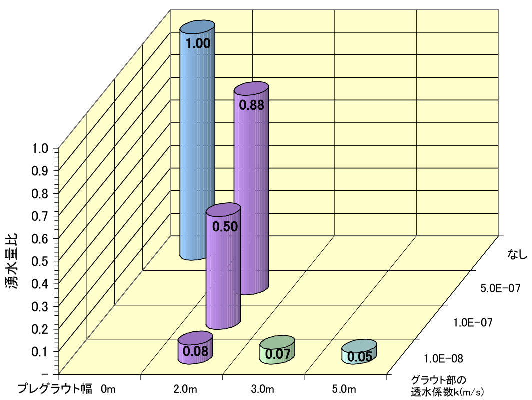
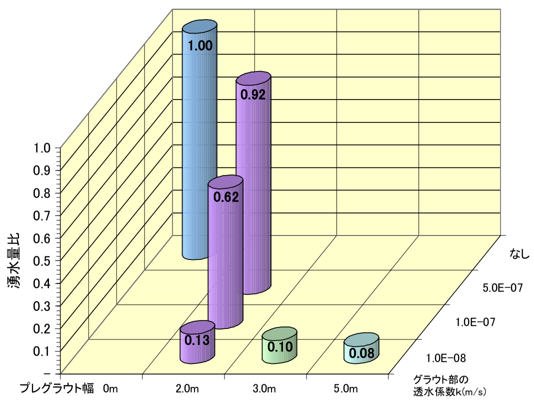
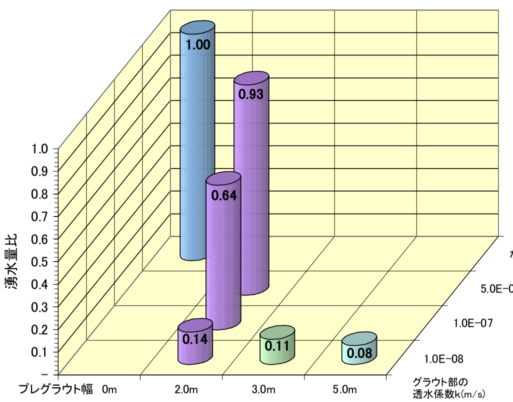
この結果から、次のことが分かる。

- 図－5.5.11 にはプレグラウト時の水位分布を示すが(解析領域全体および立坑周辺拡大図)、プレグラウトによる水位低下（深度 300m位置）は、グラウト部の透水係数を小さくすることにより、大きくなることが分かる。
- グラウト幅の影響は少ないこと考えられる。
- グラウト部分の透水性を 1.0E-08m/s とした場合の湧水量はプレグラウトを施工しない場合の 1/10 程度となることが分かる。
- グラウト部分の透水性を 1.0E-07m/s とした場合および 5.0E-07m/s とした場合の湧水量はそれぞれプレグラウトを施工しない場合の 6～7 割程度となることが分かる。



図−5.5.11 立坑中心からの水位分布図【CASE-B（最終定常）】

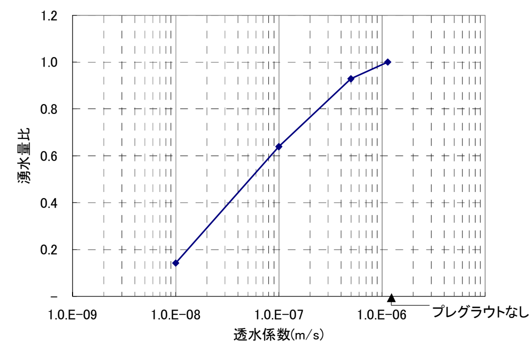
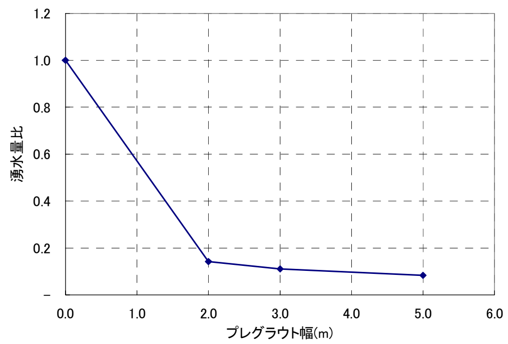
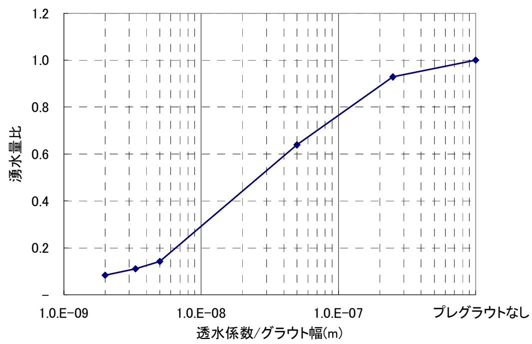
<table>
<tr><td></td><td>深度 252m まで掘削</td><td>深度 300m まで掘削</td><td>最終定常</td></tr>
<tr><td>CASE-B
プレグラウト

GL-191m～
GL-300m までの
湧水量</td>
<td>
</td>
<td>
</td>
<td>
</td></tr>
</table>

図－5.5.12 グラウトの効果による湧水量比の確認

（2）パラメータ・スタディによる解析結果の比較

図－5.5.13①には、プレグラウト時の湧水量比と透水係数の関係を示す。この結果、湧水量比と透水係数の片対数関係はほぼ線形となる。図－5.5.13②より、プレグラウト幅は、幅 2m 以上の場合は、湧水量抑制効果にそれほど影響しないと考えられる。

<table>
<tr><td></td><td>CASE-B
プレグラウト</td></tr>
<tr><td>①透水係数の影響</td><td>
</td></tr>
<tr><td>②グラウト幅の影響</td><td>
</td></tr>
<tr><td>③透水係数/グラウト幅
（グラウト幅 1m 当りの
透水係数に換算）</td><td>
</td></tr>
</table>

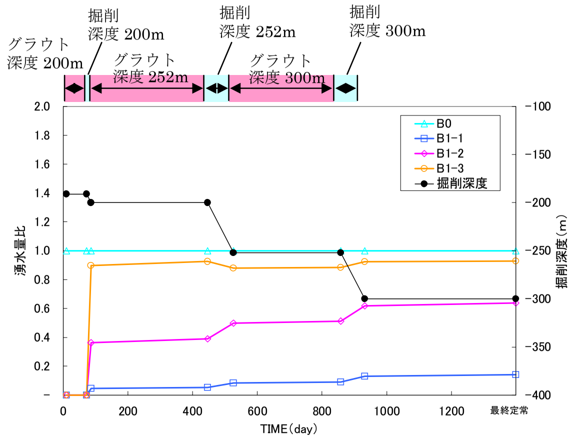
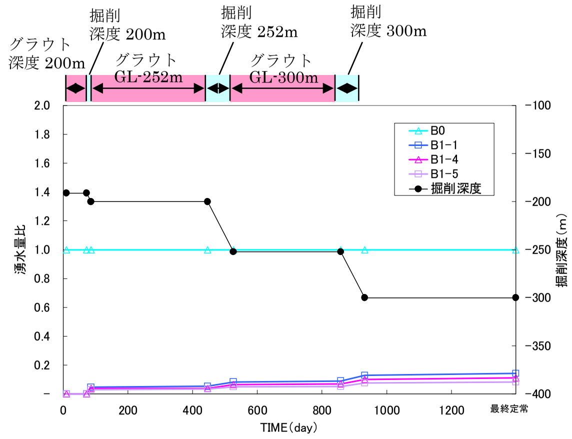
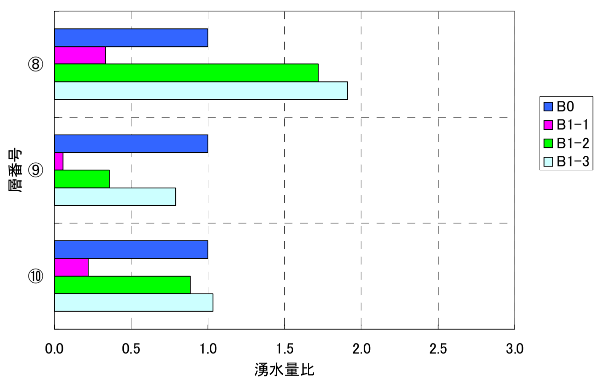
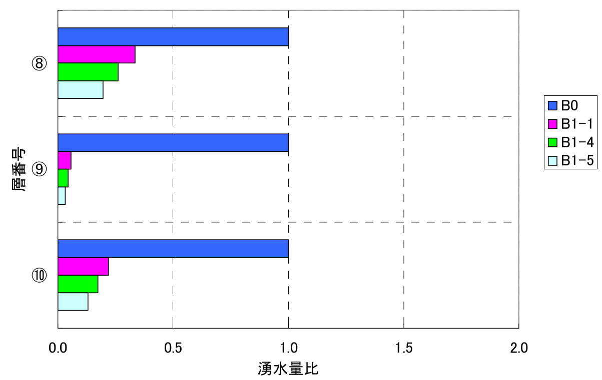
図－5.5.13　プレグラウト時の透水係数とグラウト幅の影響（最終定常）

（3）湧水量の時間変動と深度方向分布について

図－5.5.14 には上段にプレグラウト時のグラウト幅 2m で、グラウト部の透水係数が異なる場合の比較と、グラウト部の透水係数 k=1.0×E-08m/s で、グラウト幅が異なる場合の湧水量比を示す。あわせて、同様のケースに対する土岐花崗岩（上部割れ目帯⑧，⑩層～低角度亀裂帯⑨層）の湧水量比を示す。なお、ここではグラウトなしの場合(ケース B0)の湧水量に対するグラウト施工後の湧水量の割合を湧水量比としている。

この結果から、次のことが分かる。

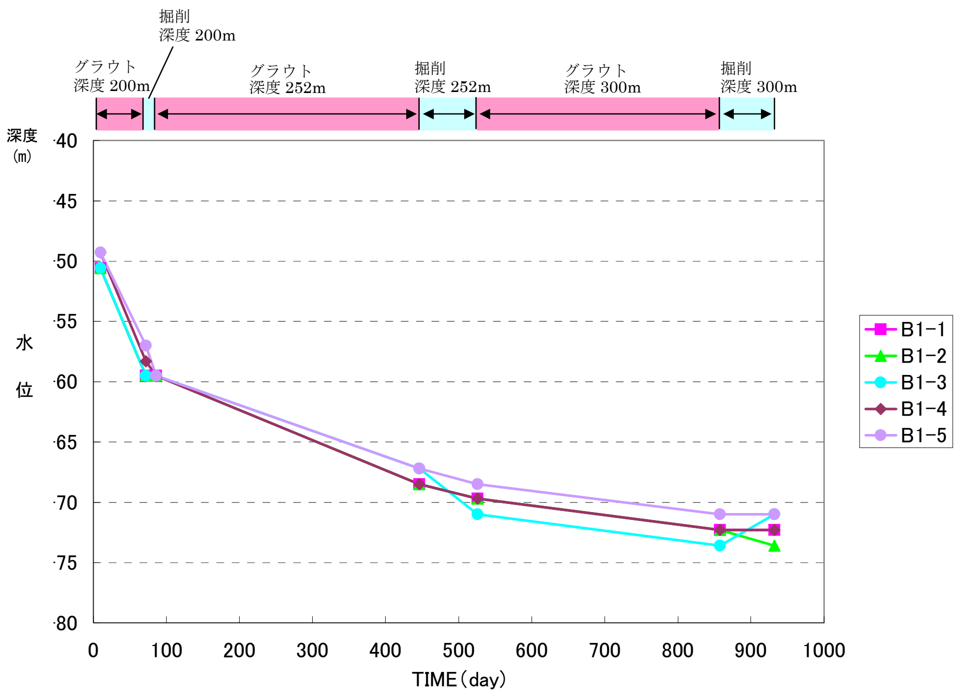
- 土岐花崗岩（低角度亀裂帯⑨層）の透水係数の差により、湧水量抑制効果の差異が比較的大きいと考えられる。
- 図－5.5.14 の「グラウト幅の比較」にはグラウトの透水性を 1.0E-08m/s とした場合の湧水量抑制効果を各層について比較しているが、グラウト幅による抑制効果の差異は小さく、全域（⑧～⑩層）でほぼ同程度の抑制効果が認められる。

<table>
<tr><td></td><td>グラウト部　幅 2m
(透水係数の比較)</td><td>グラウト部　透水係数 k=1.0E-08(m/s)
(グラウト幅の比較)</td></tr>
<tr><td>時刻歴図
湧水量比</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>深度分布図
湧水量比
(最終定常)</td><td></td><td></td></tr>
</table>

図－5.5.14　プレグラウトの効果確認解析結果（湧水量比の時刻歴分布と深度分布）

（４）水位の時間変動について

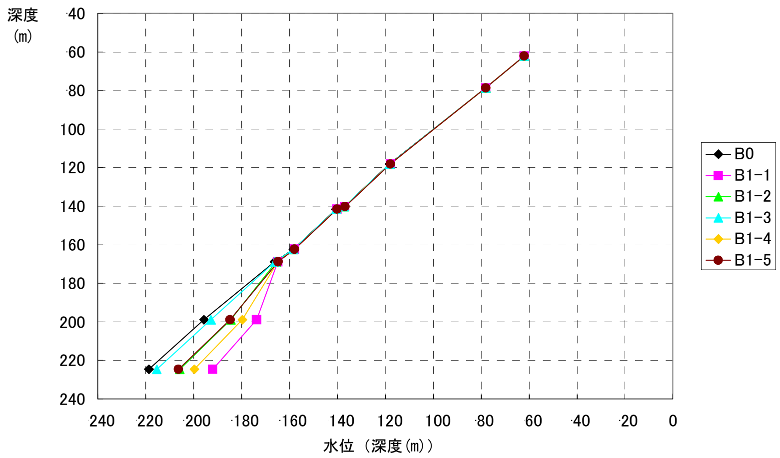
プレグラウト時のグラウト背面位置で水位を比較した。この結果を図－5.5.15 に示す。これより、解析ケースによる差異がほとんど見られないことが分かる。また、300ｍまで掘進した場合の水位低下は最大 20～25m程度と予想される。



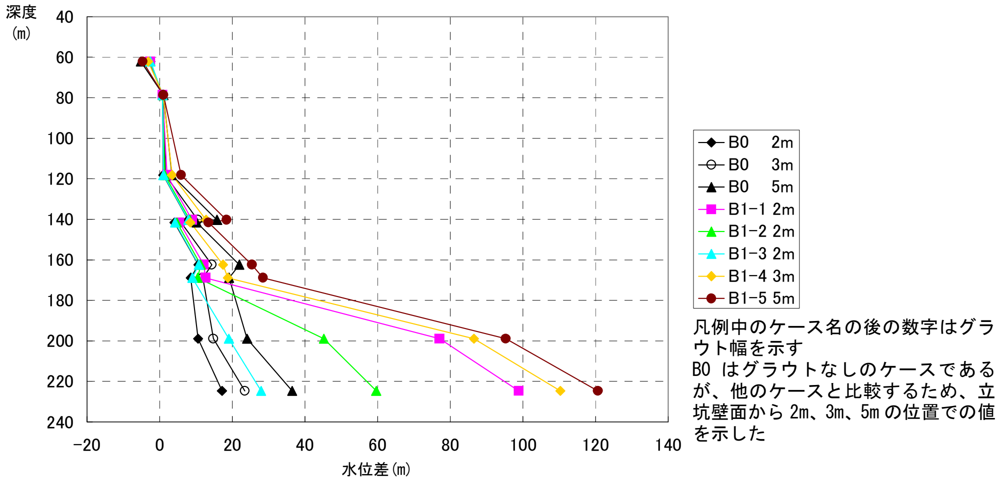
図－5.5.15　プレグラウトの効果確認解析結果（水位の時刻歴分布）

（５）水位の深度方向分布について

　プレグラウト時の水位の深度分布及び大気圧境界から１要素中側とグラウト背面との水位差を図－5.5.16 に示す。グラウト幅が大きいものや、改良後の透水係数が小さいものほど水位差が大きい傾向が見られる。



プレグラウトの大気圧境界から１要素中側の水位



大気圧境界から１要素中側とグラウト背面との水位差

図－5.5.16　大気圧境界から１要素中側とグラウト背面との水位差（最終定常）

5. 6 覆工コンクリートの安全性確認

5. 6. 1 概要

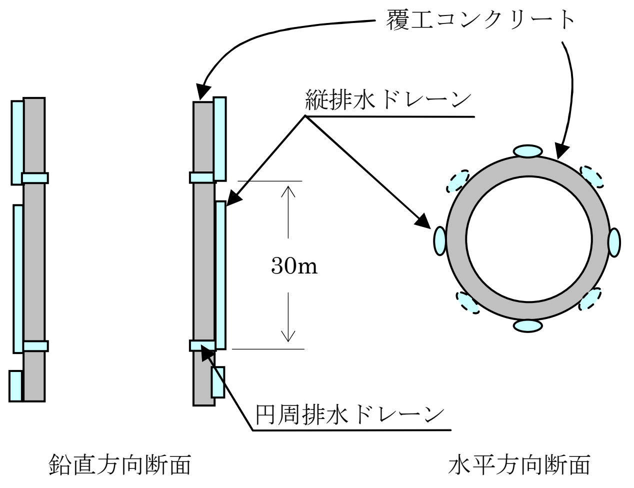
これまでの軸対称浸透流解析では掘削面を大気圧境界としていることから、ポストグラウトと覆工コンクリートにかかる水圧の関係については明らかになっていない。そこで、平面二次元浸透流解析を用いて、ドレーン設置箇所の覆工コンクリートの水圧分布、ドレーン設置箇所数と覆工コンクリートにかかる水圧の関係を明らかにし、ポストグラウト実施に伴う覆工コンクリートの安全性を確認した。

5. 6. 2　検討方法

ここでは、グラウトの有無により覆工コンクリートの背面にどの程度の水圧が作用するかを確認するために平面二次元浸透流解析を用いて、ドレーンの配置を変化させた場合の覆工コンクリート背面の水圧分布を確認した。なお、平面二次元浸透流解析ではドレーンの設置箇所数を周方向に対して 0 箇所、4 箇所、8 箇所、ポストグラウトの有り、無しを組み合わせた 6 ケースと軸対称浸透流解析との違いを確認するために覆工コンクリートをモデル化せずに大気圧境界を仮定し、ポストグラウトの有り、無しを組み合わせた 2 ケースの計 8 ケースを実施した。図－5.6.1 に裏面排水の設置概要を示し、解析ケースを表－5.6.1 に示す。なお、対象断面はグラウト背面の水圧が高くなると予想されている土岐夾炭累層の大～巨礫岩の最深部深度 162.4mとした。ポストグラウト部の透水係数とポストグラウト幅の組み合わせは、基本ケース A1-1 と同条件とし、透水係数は 3.0E-07m/s、幅は 6mとした。軸対称解析のモデルを図－5.6.2 に示し、平面二次元解析のモデルを図－5.6.3 に示す。

浸透流解析の側方境界の設定は、水位変動の影響を考慮した場合に水位変動が小さい領域まで拡大した領域で行うことが妥当と考えられるが、覆工コンクリートの背面から 400mまでの範囲と 40mまでの範囲で近傍水位の差異を確認したところ有意な差異が見られないことから、覆工コンクリートの背面からのモデル化範囲は 40mとした。これらの検討結果の詳細は、「付資料３．浸透流解析時のモデル化範囲による比較」に示す。

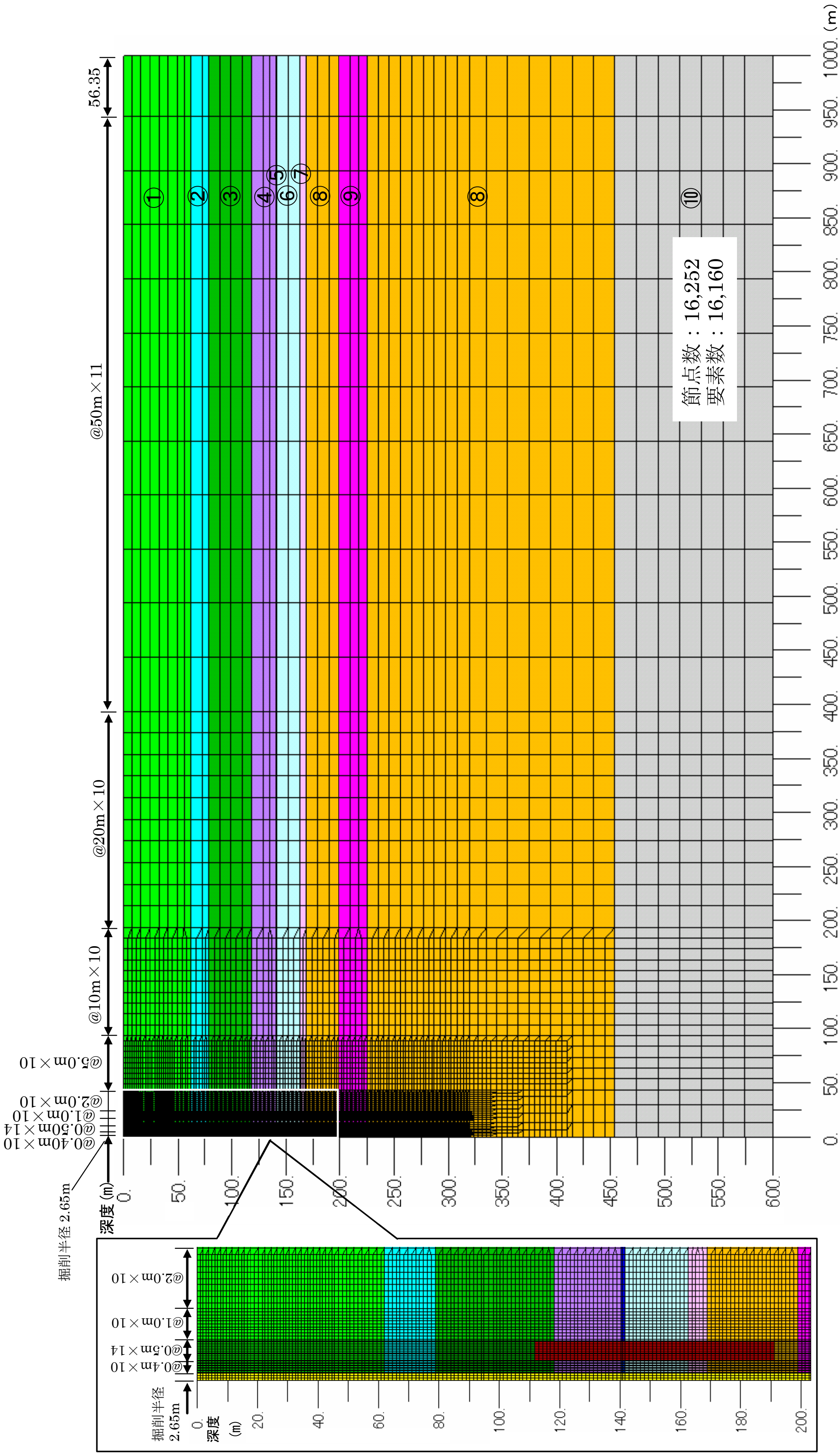
ドレーンのモデル化は、ドレーンの形状を模擬した場合と形状を模擬せず 1 節点に大気圧境界を設定した場合の二種類が考えられた。この場合の比較結果を「付資料４．ドレーンのモデル化方法による比較」に示すが、覆工コンクリートの背面水圧はドレーンの形状を模擬した場合に小さくなり、湧水量にはそれほど差がないことを確認した。



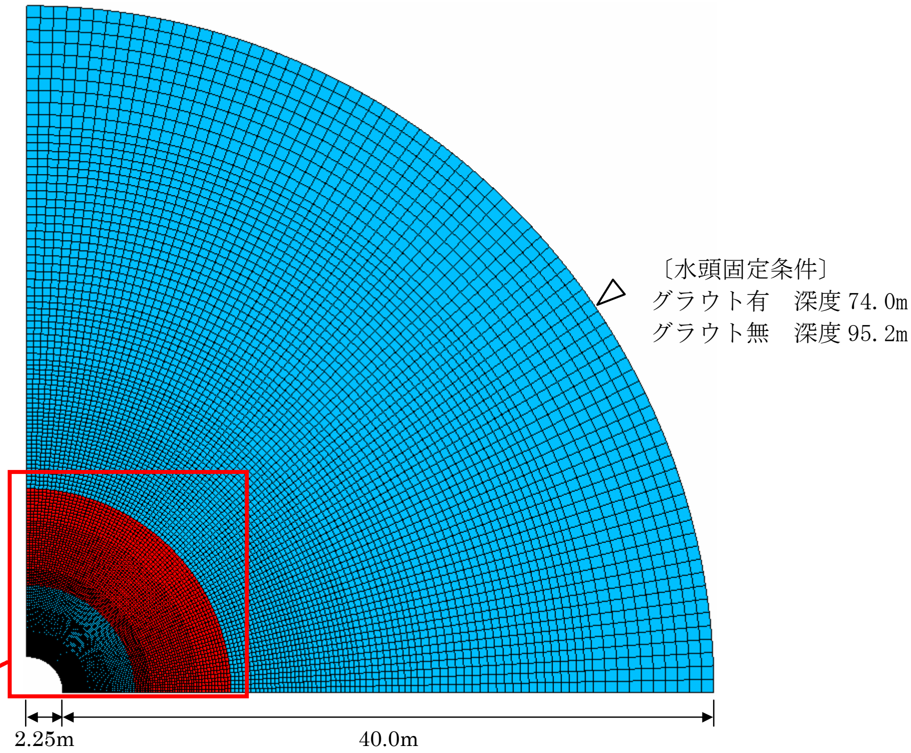
図−5.6.1 裏面排水の設置概要

表−5.6.1 覆工コンクリートの安全性確認のための解析ケース一覧表

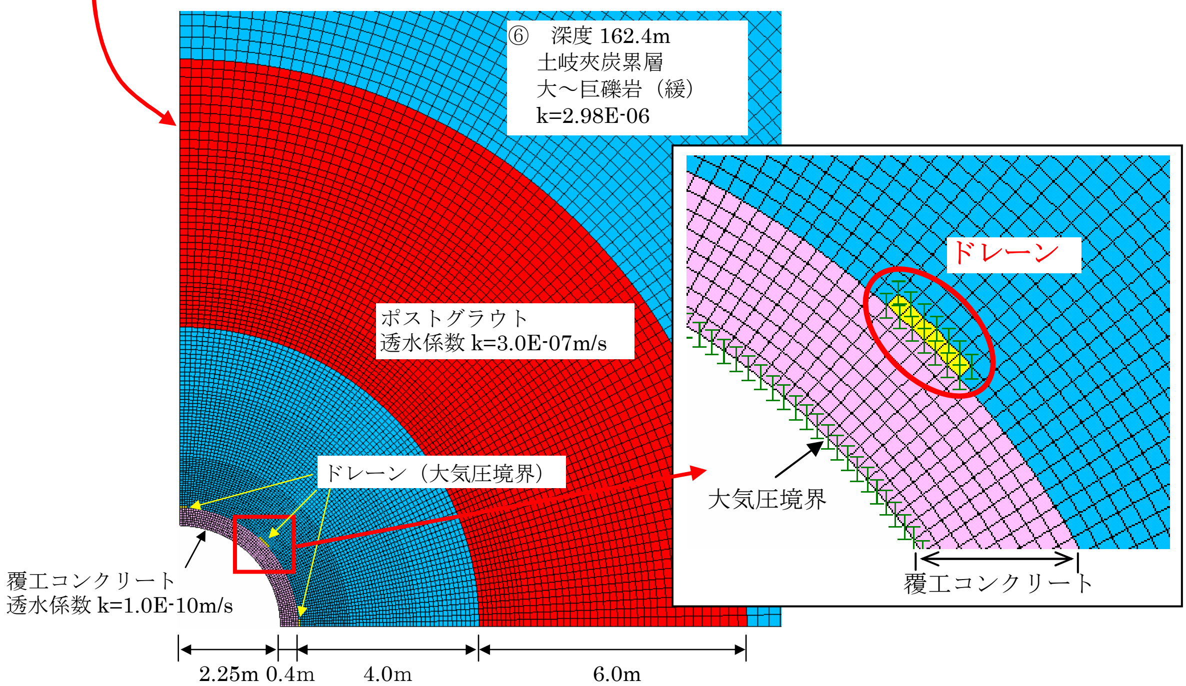
抗壁の条件（掘削面）（覆工 or 大気圧境界）	ドレーン数	軸対称解析		平面二次元解析	
		グラウト有	グラウト無	グラウト有	グラウト無
大気圧境界	無	A1−1	A0	C1−1	C2−1
覆工コンクリート	無(0)	−	−	C1−2	C2−2
	4	−	−	C1−3	C2−3
	8	−	−	C1−4	C2−4
ケース数		2 ケース		8 ケース	
解析モデル		図−5.6.2 参照		図−5.6.3 参照	



図－5.6.2　軸対称浸透流解析モデル（既出のモデル図より）



（1）全体図



（2）ドレーン近傍の拡大図

図－5.6.3　平面二次元浸透流解析モデル

5. 6. 3 覆工コンクリートの安全性検討結果

（１）軸対称浸透流解析と平面二次元浸透流解析の差異の確認

軸対称浸透流解析と平面二次元浸透流解析の比較では、軸対称浸透流解析においてドレーンの設置と覆工コンクリートのモデル化を考慮していないことから、平面二次元浸透流解析の場合も同様にドレーンと覆工コンクリートを設置しないモデルを用いた。したがって、下記の条件で実施した。

- 覆工コンクリートはモデル化しないため、掘削面には大気圧境界を与えた。
- ドレーンはモデル化しないため、周方向の圧力水頭は均一に分布することとした。
- グラウトの条件は、考慮する場合と考慮しない場合の 2 種類を想定した。
- 境界条件の水頭固定値は、軸対称解析により算出した結果を用いた。
  （グラウト有　深度 74.0m、グラウト無　深度 95.2m）

軸対称浸透流解析と平面二次元浸透流解析の壁面近傍の圧力水頭と湧水量について比較し、表－5.6.2、図－5.6.4 及び 5.6.5 に示す。この結果から、下記のことが考えられる。

<u>立坑近傍の水位</u>

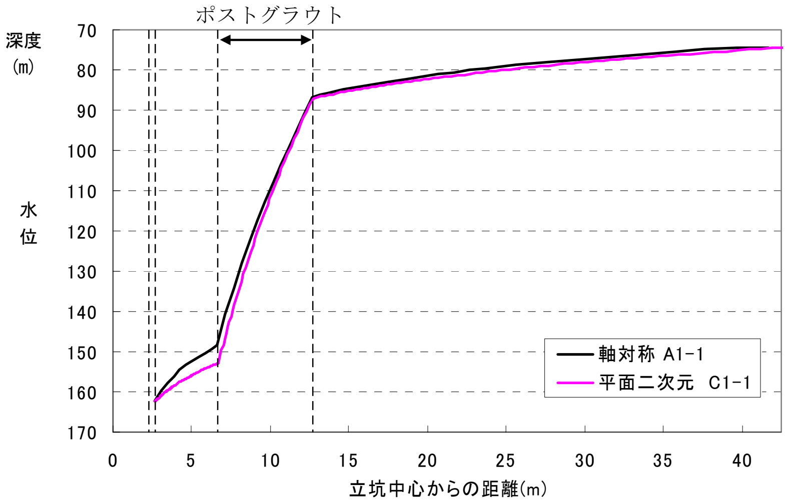
- 表－5.6.2 に示す立坑近傍の水位は、掘削面から 40cm，グラウト前面，グラウト背面の 3 箇所の位置で比較しているが、グラウトの有無に関係なく、いずれも軸対称の結果が高めの水位を示した(図－5.6.4 に水位分布の比較図を示す)。
- 今回のモデルは、軸対称モデルは平面二次元モデルと比べてメッシュが粗いことから、メッシュ分割による差異も考えられる。しかし、「添付資料３．浸透流解析時のモデル化範囲による比較」に示したような結果からは、メッシュ分割による顕著な差異はないと考えられる。

<u>湧水量</u>

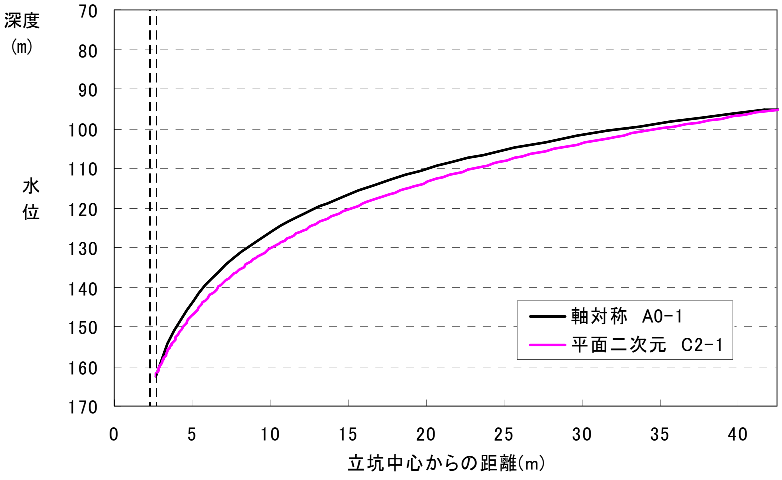
- 表－5.6.2 に示す単位深さ 1m当りの湧水量の結果からグラウトの無い場合は、軸対称と比較して平面二次元の湧水量が多くなる。
- グラウトが有る場合は、軸対称と平面二次元はほぼ同程度の湧水量になる。

表－5.6.2　軸対称解析と平面二次元解析との比較

解析手法	グラウト	解析ケース	立坑近傍の水位（深度(m)）			単位深さ 1m 当りの湧水量 (m^3/day)
			掘削面から 40cm	グラウト 前面	グラウト 背面	
軸対称	有	A1-1	159.82	148.39	86.28	14.84
	無	A0	157.90	135.88	119.86	26.27
平面 二次元	有	C1-1	160.94	152.79	86.96	16.76
	無	C2-1	159.00	139.98	124.52	39.12

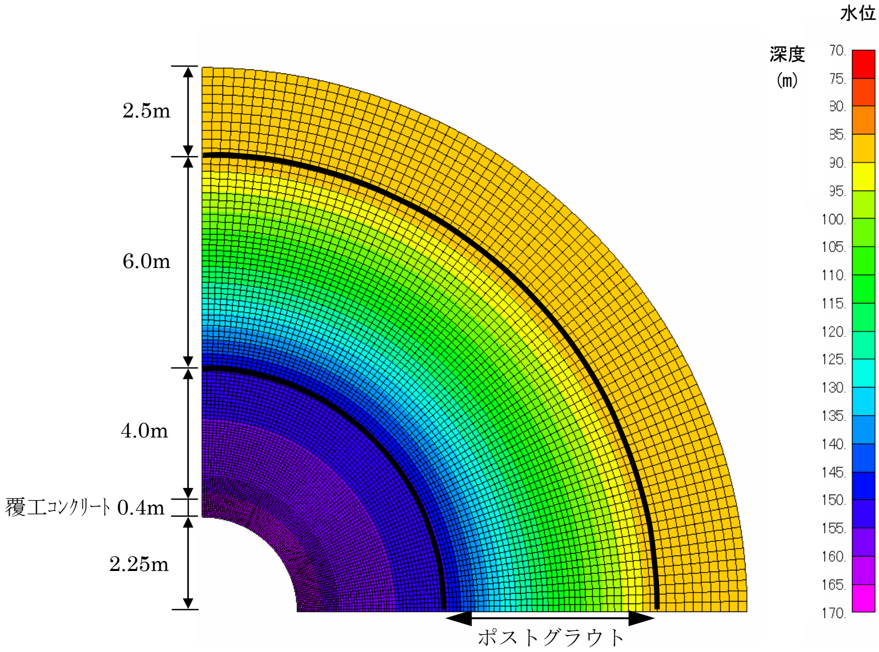


（1）グラウト有り

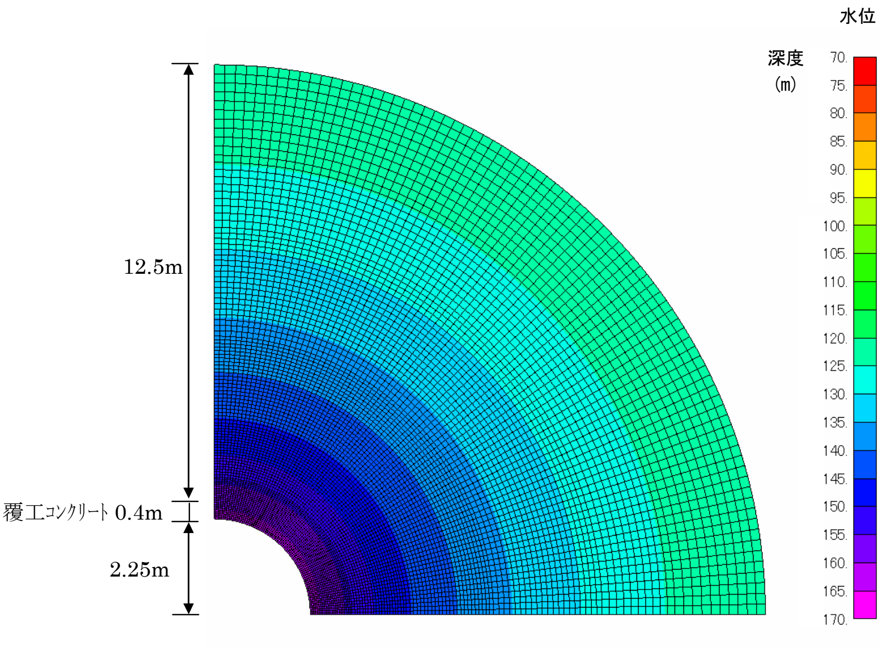


（2）グラウト無し

図－5.6.4　立坑近傍水位分布の軸対称解析と平面二次元解析との比較



（１）C1-1（ポストグラウト有，ドレーン無）



（２）C2-1（ポストグラウト無，ドレーン無）

図−5.6.5　平面二次元解析による水位分布の比較

（グラウト近傍の拡大図）

（２） ドレーンによる覆工コンクリートに作用する水圧低減効果

ドレーンによる水圧低減効果の確認は、平面二次元浸透流解析を用いて実施した。なお、平面二次元浸透流解析は下記の条件で実施した。

- ドレーンによる効果を確認するため、覆工コンクリート（幅 40cm）はコンクリートとして一般的な透水係数（k=1.0E-8m/s）を設定した。
- ドレーン数は 0,4,8 の 3 種類を考えた。
- グラウトの条件は、考慮する場合と考慮しない場合の 2 種類を想定した。
- 境界条件の水頭固定値は、軸対称解析により算出した結果を用いた。
  （グラウト有　深度 74.0m、グラウト無　深度 95.2m）

平面二次元浸透流解析の結果から覆工コンクリートの背面水圧とドレーンからの湧水量について比較し、表－5.6.3、図－5.6.6 及び 5.6.12 に示す。この結果から、下記が分かる。

覆工コンクリートの背面水圧およびポストグラウトの近傍水圧値

- 図－5.6.6 にグラウトを考慮した C1-2～C1-4 の 3 ケースについて、覆工コンクリート背面にかかる水圧分布を示す。ドレーンがないケース（C1-2）では、全周に均等に水頭 88ｍの水圧が作用している。一方ドレーンを 4 本設置するとドレーン背面では、最大で水頭 11ｍの水圧が作用し、8 本では、最大で水頭 4.4ｍの水圧が作用している。
- 図－5.6.8 には覆工コンクリートの近傍から立坑の中心より 16ｍまでの範囲の圧力水位分布を示し、図－5.6.9 には覆工コンクリート近傍の水位分布を示した。また、図－5.6.10 には覆工コンクリートの背面水圧とドレーン数との関係を示す。これらの図からドレーンの数と背面水圧は、ドレーン数が多くなるほど小さくなるが、4 本と 8 本ではあまり差は見られなかった。
- 図－5.6.11 にはポストグラウトの前面および背面水圧とドレーン数との関係を示す。これより、ポストグラウト前面にかかる水圧は、4 本設置した場合に水頭で 16.9ｍ、8 本設置した場合に水頭 12.0ｍとなり、8 本の場合の方が 30%程度小さくなる。
- 同図の下段に示した結果より、ポストグラウト背面にかかる水圧は、4 本設置した場合に 76.6ｍであり、8 本設置した場合に 75.8ｍとなることから、ドレーン数はほとんど影響しないことが分かる。

湧水量

- 図－5.6.12 に示した湧水量とドレーンの関係から、単位深さ 1m当りの全周からの湧水量は、ドレーンが多く配置された場合に多くなるが、1 本当りの湧水量は、ドレーンが少なく配置された場合に多くなることが分かる
- 表－5.6.4 に、ドレーンを 4 本配置した場合と 8 本配置した場合の覆工に作用する水圧を、覆工周辺の地圧と比較して示す。これより、水圧は周辺地圧に比べて十分小さく、覆工コンクリートへの影響は問題にならないと考えられる。

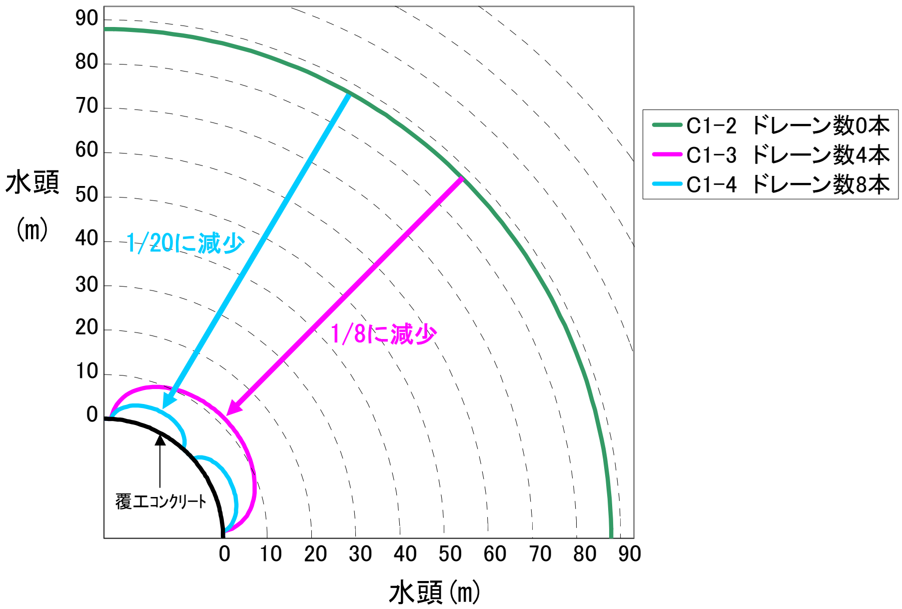
表－5.6.3　平面二次元解析によるドレーンの効果確認結果

解析ケース	グラウト	ドレーン数	覆工コンクリートの背面水圧(m)		ポストグラウト近傍水圧(m)		単位深さ 1m当りの湧水量(m^3/day)	ドレーン 1 本当りの湧水量(m^3/day)
			最大値	平均値	前面平均	背面平均		
C1-2	有	0	87.85	87.85	87.87	87.98	0.03	－
C1-3		4	11.43*)	8.23	16.89	76.61	15.21	3.80
C1-4		8	4.36*)	2.78	11.97	75.82	16.26	2.03
C2-2	無	0	67.16	67.16	67.18	67.18	0.02	－
C2-3		4	22.37*)	16.12	33.10	44.87	29.79	7.45
C2-4		8	9.59*)	6.11	26.30	40.42	35.73	4.47

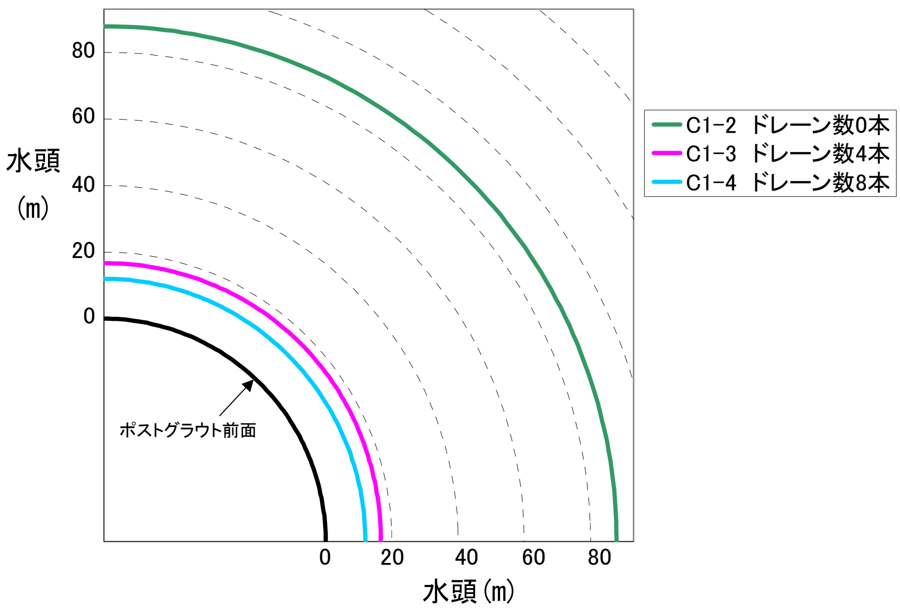
*) 表－5.6.4 の網掛部分に対応

表－5.6.4　深度 162.4mの応力解放による覆工コンクリート応力と圧力水頭の比較

初期地圧	深度(162.4m)	掘削応力解放時の荷重	水圧に換算	ドレーン4 箇所配置時の最大値	ドレーン8 箇所配置時の最大値
最大地圧方向	7.62MPa	1.52MPa	152m	グラウト有 11.4m グラウト無 22.4m	グラウト有 4.4m グラウト無 9.6m
最小地圧方向	4.52MPa	0.90MPa	90m		

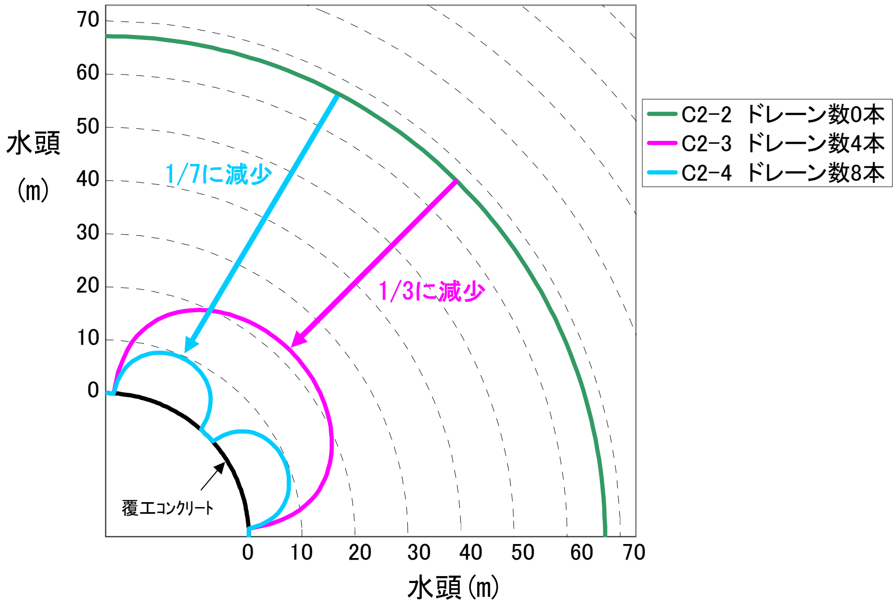


（1）覆工コンクリートにかかる水圧

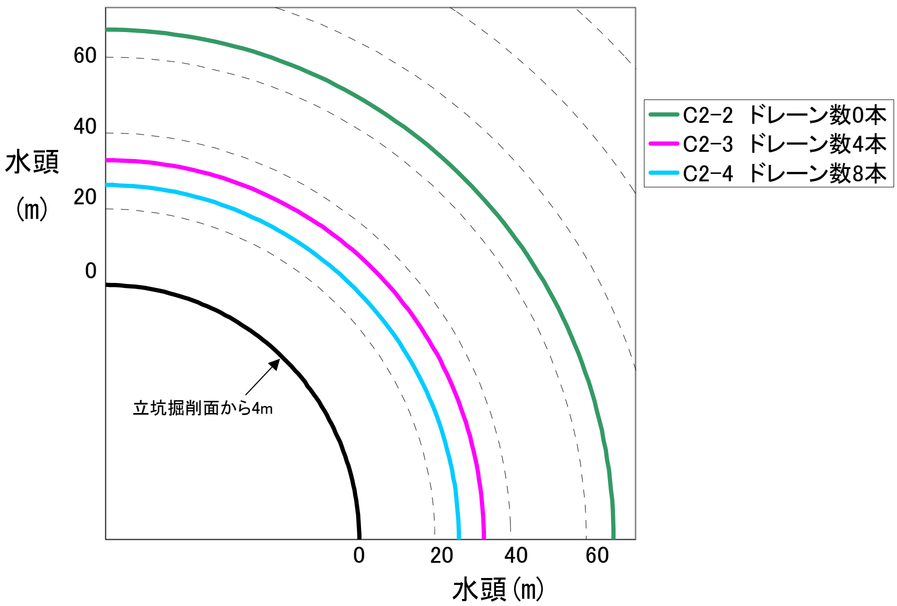


（2）ポストグラウト前面にかかる水圧

図－5.6.6　グラウトを考慮した場合の周方向水圧分布のドレーン数による比較

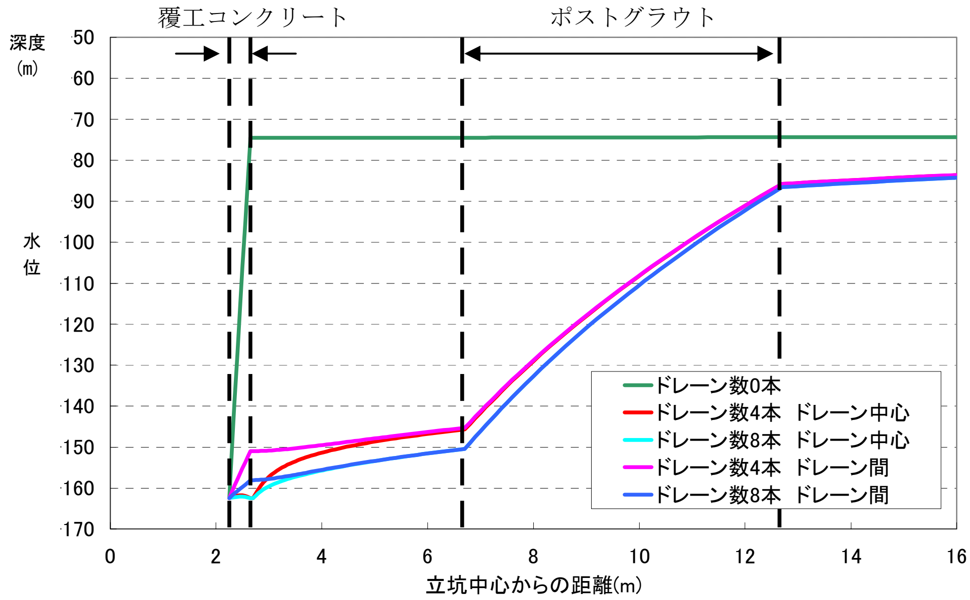


（1）覆工コンクリートにかかる水圧

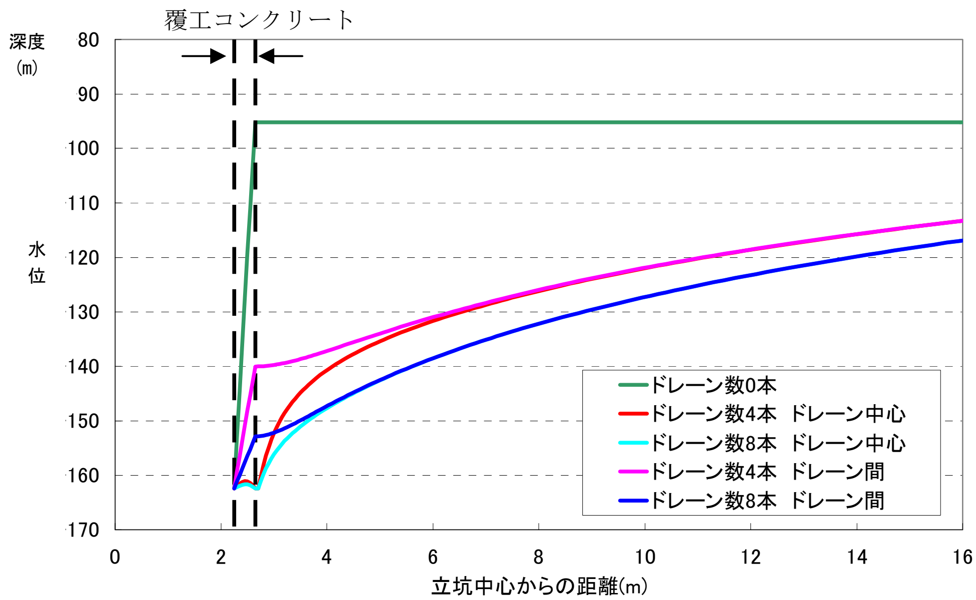


（2）立坑掘削面から 4mの位置にかかる水圧

図－5.6.7 グラウトを考慮しない場合の周方向水圧分布のドレーン数による比較

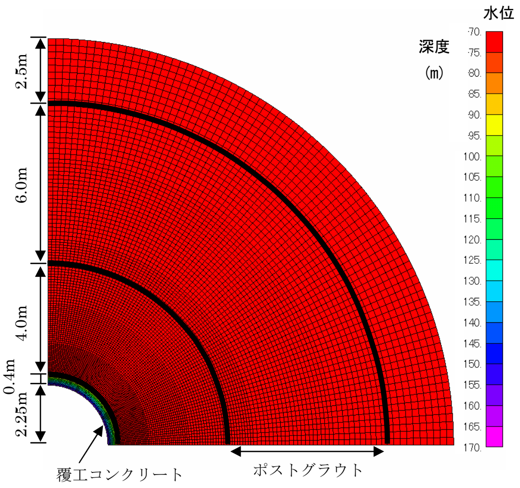
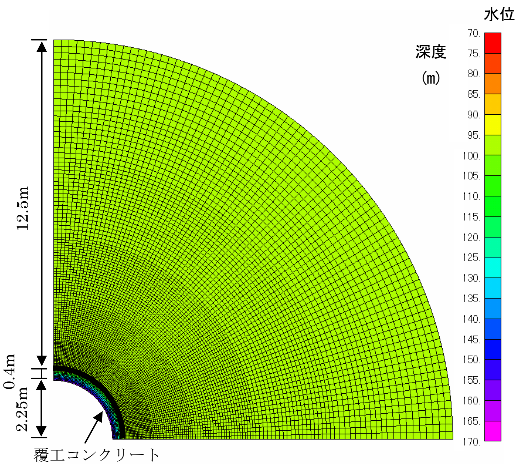
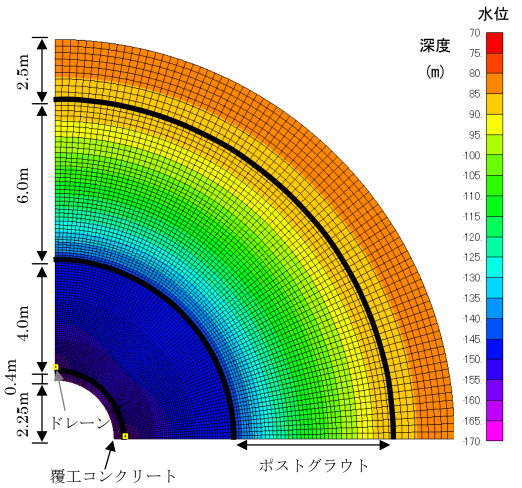
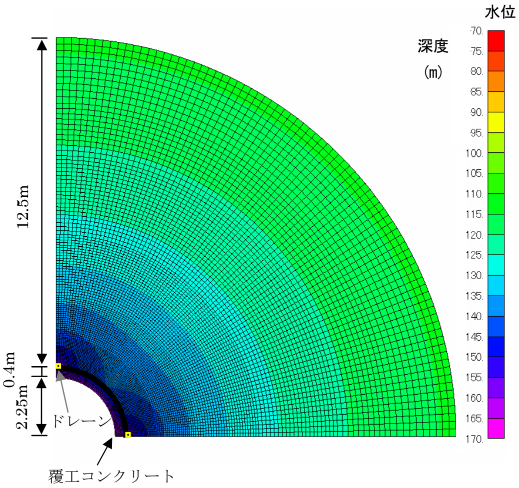
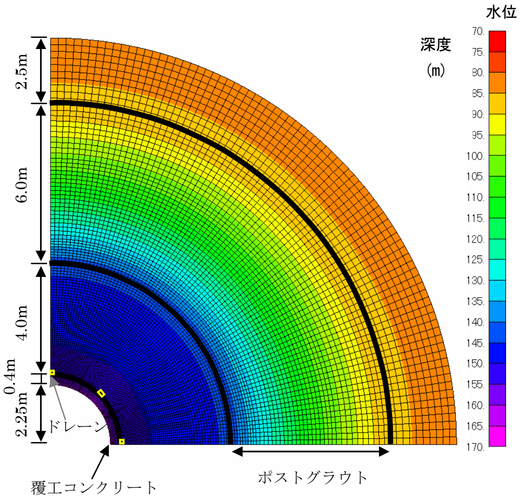
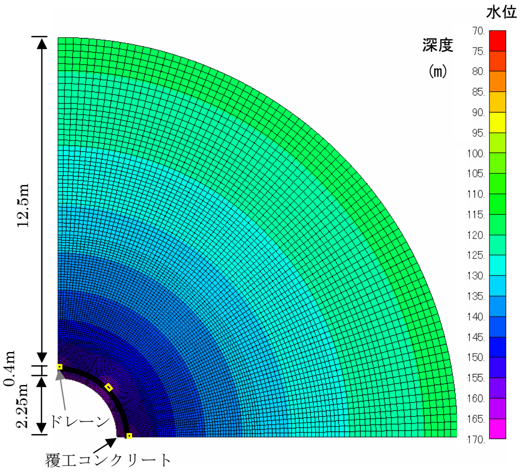


（1）グラウト有り

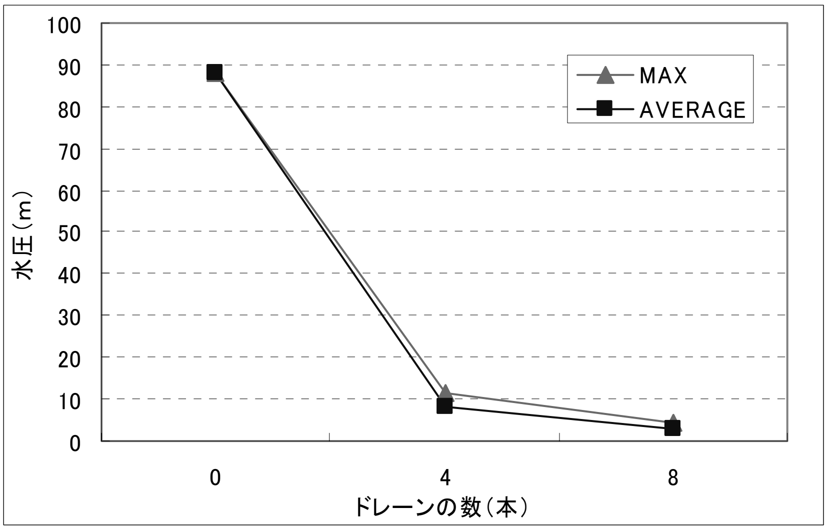


（2）グラウト無し

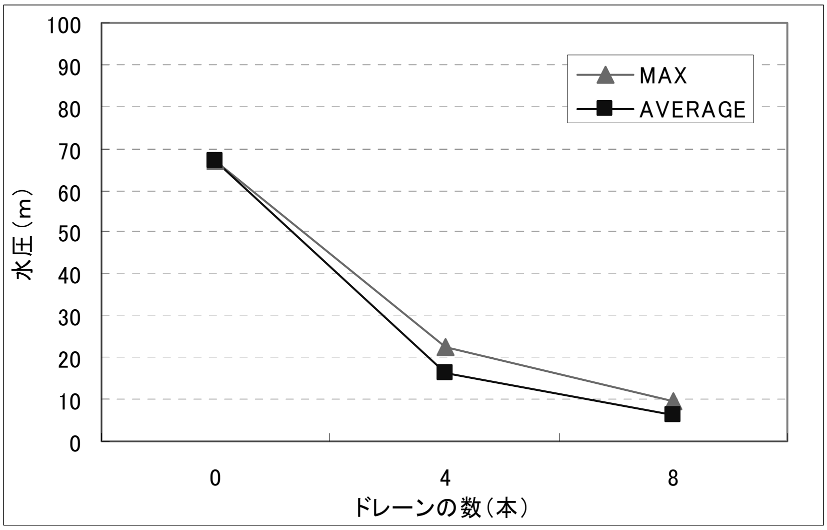
図－5.6.8　立坑近傍水位分布のドレーン数による比較

ドレーン数	グラウト有り	グラウト無し
0		
4		
8		

図－5.6.9　ドレーン数による水位分布の比較

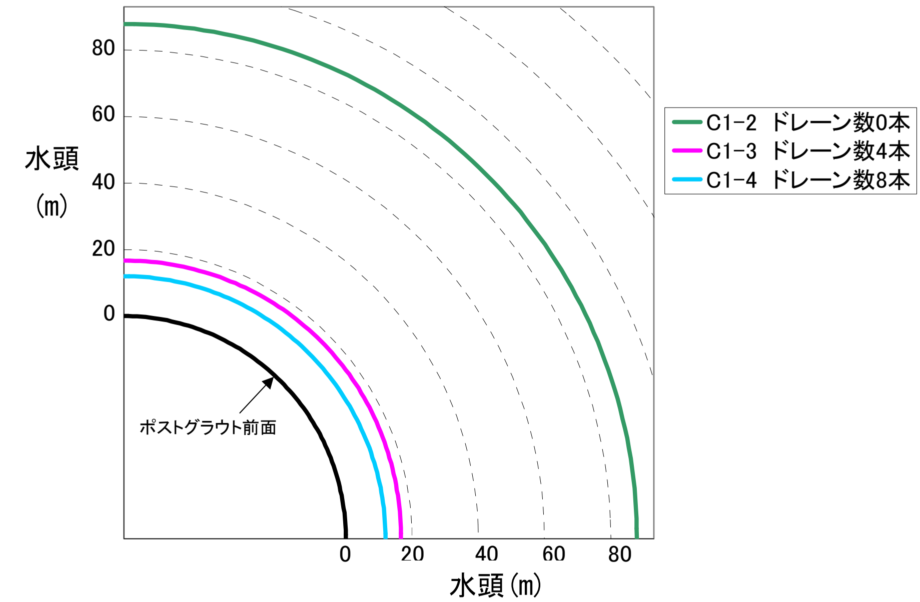


（１）グラウト有り

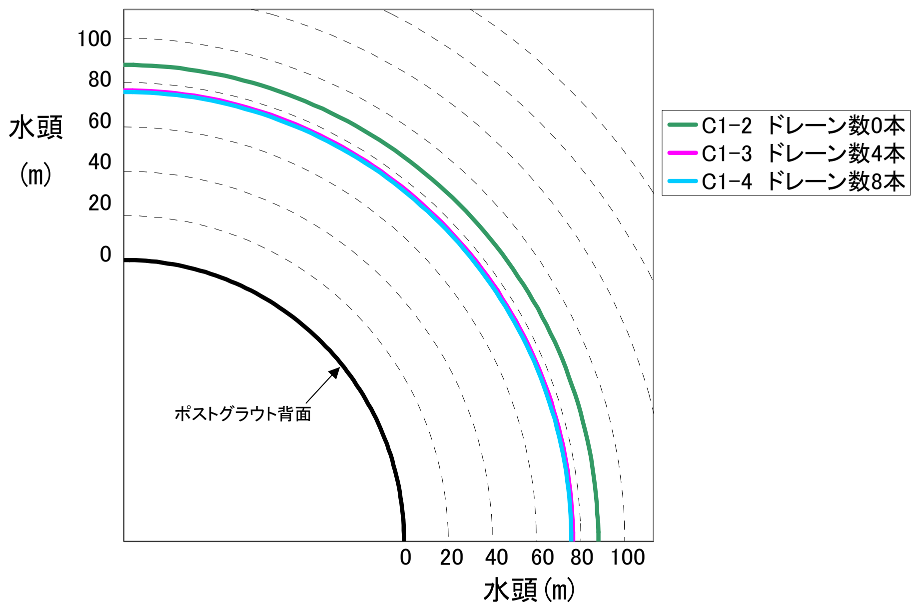


（２）グラウト無し

図−5.6.10　覆工コンクリートの背面水圧とドレーン数との関係

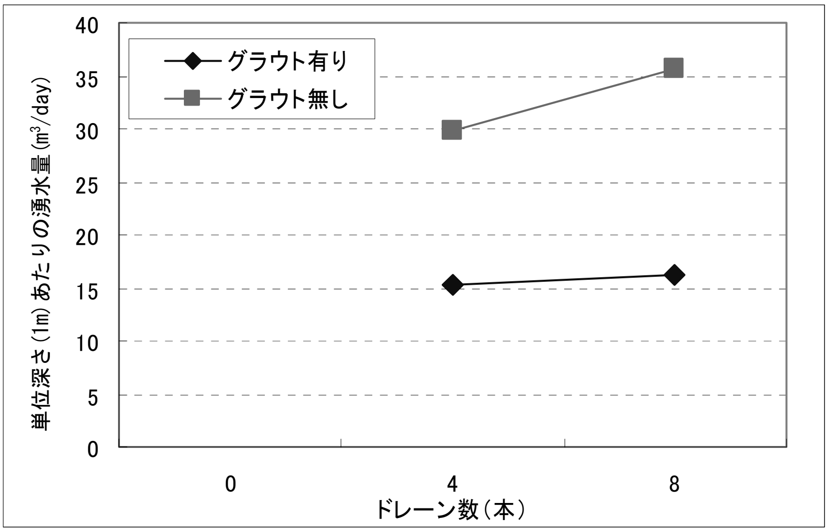


（1）グラウト前面

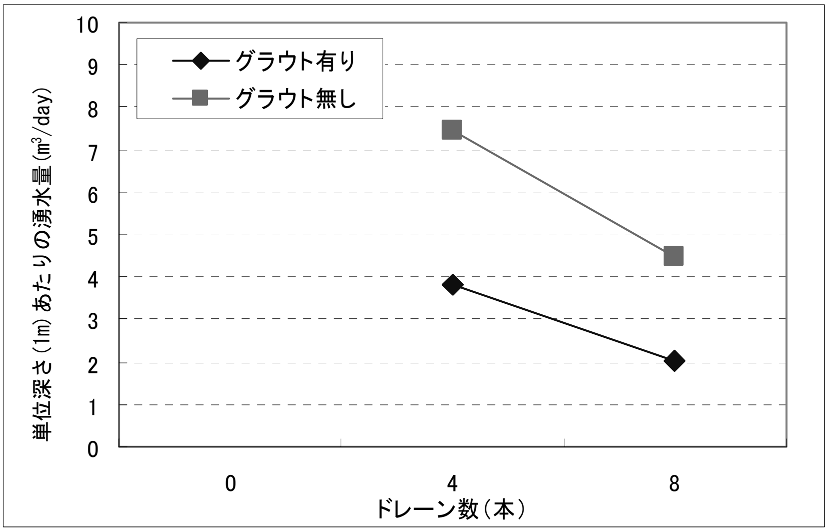


（2）グラウト背面

図－5.6.11 グラウトの前面水圧と背面水圧のドレーン数との関係



（1）全周（ドレーン数 4～8）の湧水量



（2）ドレーン１本当たりの湧水量

図－5.6.12 湧水量とドレーン数との関係

6. 解析結果の考察

6. 1 支保の設定

深部地下施設の掘削を安全に施工するためには、適正な支保の設定が行われていることが重要である。

そこで、支保の設定を下記の対象構造物について照査した。

①主立坑（φ6.5m）
②換気立坑（φ4.5m）
③水平坑道（3.0×3.0m，4.0×4.0m，5.0×5.0m，8.0×6.5m）

これらの対象深度、対象岩盤、考慮した初期応力および照査内容については表－6.1.1 の通りである。また、支保工の照査の結果、対策が必要な範囲を抜粋して表－6.1.2 にまとめた。

表－6.1.1 対象条件と照査内容

照査対象	岩盤等級	対象深度	初期応力	照査内容
①主立坑	C_M，C_L	200～1,000m	偏圧（最大主応力と最小主応力を配置）を考慮	・岩盤のせん断ひずみ ・鋼製支保工の応力 ・覆工コンクリートの応力
②換気立坑	C_M，C_L	200～1,000m	同上	・岩盤のせん断ひずみ ・鋼製支保工の応力 ・覆工コンクリートの応力
③水平坑道	B，C_M，C_L	200～500m	水平方向に最大初期応力を考慮	・岩盤のせん断ひずみ ・鋼製支保工の応力 ・ロックボルトの軸力 ・吹付けコンクリートの応力

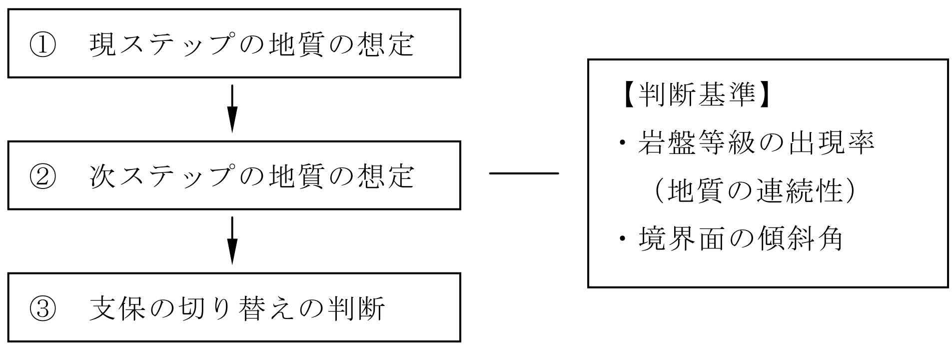
表－6.1.2　支保工の見直し結果

構造物	見直しが必要な範囲	現設計	見直し案	方 策
主立坑	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ （C_L級，深度 489～600m）	設計基準強度 24MPa	設計基準強度 40MPa	・設計基準強度の 1/4（長期許容応力度）を超えた範囲に対しては高強度のコンクリートで対応
換気立坑	覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ （C_L級，深度 476～600m）	設計基準強度 24MPa	設計基準強度 40MPa	・設計基準強度の 1/4（長期許容応力度）を超えた範囲に対しては高強度のコンクリートで対応
水平坑道① 3.0×3.0m	鋼製支保工 （C_L級，深度 300,400,500m）	H100 ﾋﾟｯﾁ 1,000mm	深度 300m･･･H100,ﾋﾟｯﾁ 900 深度 400m･･･H125,ﾋﾟｯﾁ 850 深度 500m･･･H150,ﾋﾟｯﾁ 800	・許容応力度を超えたため支保間隔の変更および増厚で対応
	ロックボルト （C_L級，深度 400,500m）	耐力 117.7kN	深度 400m･･･176.5kN 深度 500m･･･176.5kN	・耐力を超えたため高強度で対応
	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ （C_L級，深度 300,400,500m）	t=100mm 設計基準強度 36N/mm^2	深度 400m･･･t=125mm 深度 500m･･･t=150mm	・設計基準強度の 1/4（長期許容応力度）を超えたため高強度で対応 ・鋼製支保工が増厚された範囲に対しては吹付けも増厚で対応
水平坑道② 4.0×4.0m	鋼製支保工 （C_L級，深度 300,400,500m）	H100 ﾋﾟｯﾁ 1,000mm	深度 300m･･･H100,ﾋﾟｯﾁ 950 深度 400m･･･H125,ﾋﾟｯﾁ 900 深度 500m･･･H150,ﾋﾟｯﾁ 850	・許容応力度を超えたため支保間隔の変更および増厚で対応
	ロックボルト （C_L級，深度 400,500m）	耐力 117.7kN	深度 400m･･･176.5kN 深度 500m･･･176.5kN	・耐力を超えたため高強度で対応
	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ （C_L級，深度 300,400,500m）	t=100mm 設計基準強度 36N/mm^2	深度 400m･･･t=125mm 深度 500m･･･t=150mm	・設計基準強度の 1/4（長期許容応力度）を超えたため高強度で対応 ・鋼製支保工が増厚された範囲に対しては吹付けも増厚で対応
水平坑道③ 5.0×5.0m	鋼製支保工 （C_L級，深度 300,400,500m）	H100 ﾋﾟｯﾁ 1,000mm	深度 400m･･･H125,ﾋﾟｯﾁ 1000 深度 500m･･･H150,ﾋﾟｯﾁ 900	・許容応力度を超えたため支保間隔の変更および増厚で対応
	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ （C_L級，深度 300,400,500m）	t=100mm 設計基準強度 36N/mm^2	深度 400m･･･t=125mm 深度 500m･･･t=150mm	・設計基準強度の 1/4（長期許容応力度）を超えたため高強度で対応 ・鋼製支保工が増厚された範囲に対しては吹付けも増厚で対応
水平坑道④ 8.0×6.5m	鋼製支保工 （C_L級，深度 400,500m）	H150 ﾋﾟｯﾁ 1,000mm	深度 400m･･･H150,ﾋﾟｯﾁ 900 深度 500m･･･H175,ﾋﾟｯﾁ 950	・許容応力度を超えたため支保間隔の変更および増厚で対応
	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ （C_L級，深度 400,500m）	t=150mm 設計基準強度 36N/mm^2	深度 500m･･･t=175mm	・設計基準強度の 1/4（長期許容応力度）を超えたため高強度で対応 ・鋼製支保工が増厚された範囲に対しては吹付けも増厚で対応

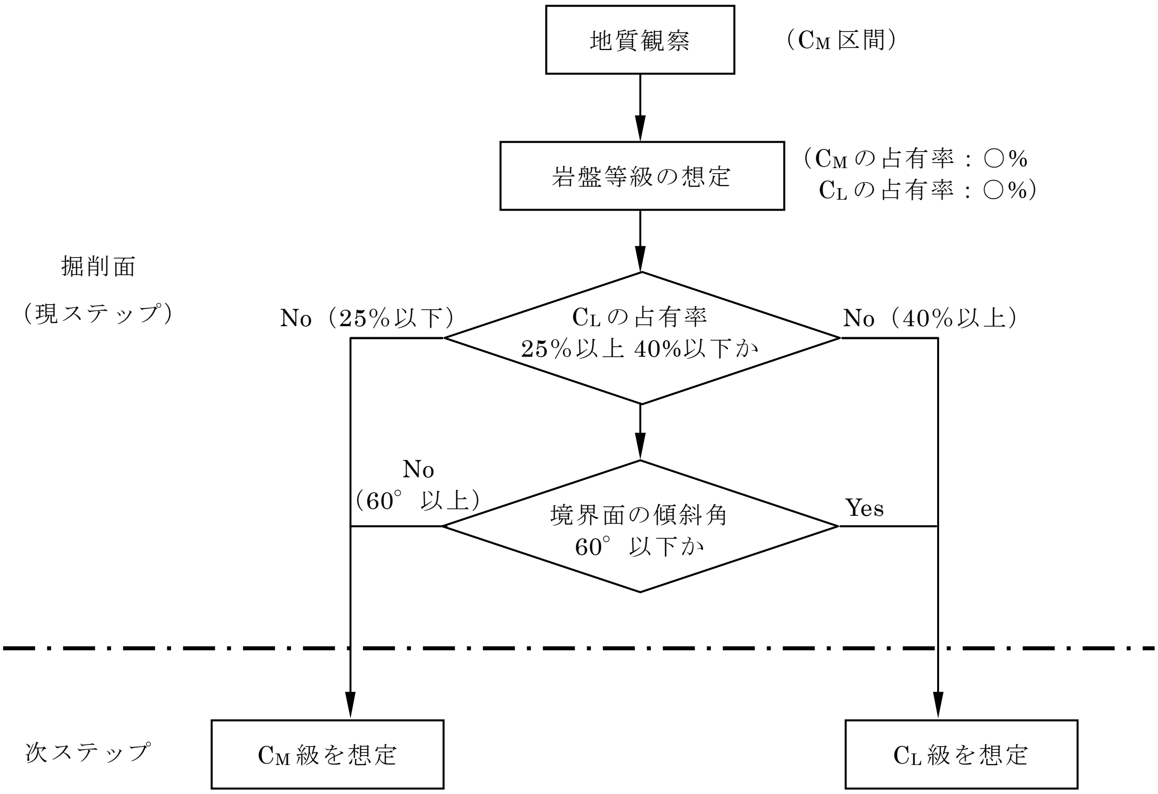
6. 2 岩盤条件が変化した場合の施工上の留意点

立坑の掘削時には、断層付近等で岩盤等級が変化することによって、支保工の変更が必要となる。これまでに実施している事前調査によって、主要な断層は把握できていると考えられるが、細かい断層の出現については十分に把握することは困難であり、現場の情報（岩盤等級の変化や地層の連続性）から次ステップにおける支保変更を判断しなければならない可能性もある。この場合の考え方としては、岩盤等級の出現率や地質の連続性に加えて、境界面の傾斜角度が低角度であるか、高角度であるかによって次ステップの支保を決定することが考えられる（図－6.2.1 参照）。

地質の変化を予測するフローの案を図－6.2.2 に示す。ここでは、岩盤等級が C_M 級から C_L 級に変化する場合を例として示した。図中の数字及び判断基準として用いる要因については、今後十分な議論が必要と考える。



図－6.2.1 支保切り替え時の判断手順



図－6.2.2　次ステップ掘削時の地質想定の判断フロー案

6. 3 計測管理基準値

建設時には、掘削により発生する変位の異常値から対策を行うか否かの判断を行う場合がある。そこで、下記の対象構造物について計測管理基準値を設定し、解析結果を施工に役立てることを提案する。

①主立坑（φ6.5m）

②換気立坑（φ4.5m）

③水平坑道（3.0×3.0m，4.0×4.0m，5.0×5.0m，8.0×6.5m）

これらの対象深度と考慮した初期応力および管理項目は下表の通りである。

管理対象	対象深度 (m)	初期応力	管理項目
①主立坑	200，400，600，800，1,000	水平方向に 最大初期応力を考慮	変位（覆工コンクリート打設後から） 鋼製支保工の応力度（同上） 覆工コンクリートの応力（同上）
②換気立坑	200，400，600，800，1,000	水平方向に 最大初期応力を考慮	変位（覆工コンクリート打設後から） 鋼製支保工の応力度（同上） 覆工コンクリートの応力（同上）
③水平坑道	200，300，400，500	水平方向に 最大初期応力を考慮	変位（吹付けコンクリート打設後から） 鋼製支保工の応力度（同上） ロックボルトの軸力（同上） 吹付けコンクリートの応力度（同上）

また、設定する計測基準値は、下記の各レベルを考えた。

レベルⅠ（通常管理値）

・解析結果（弾性解析，弾塑性解析結果）

レベルⅡ（要監視値）

・変位は、覆工、吹付けコンクリートの許容応力度から算出した逆算値

・覆工、吹付けコンクリート，鋼製支保工は、許容応力値

・ロックボルトは設定しない

レベルⅢ（限界値）

・変位は、覆工，吹付けコンクリートの限界値から算出した逆算値

・覆工、吹付けコンクリート、鋼製支保工は設計基準強度の 1/1.3*)

・ロックボルトは耐力値

*)仮設部材に対する安全率[3)]

（１）主立坑の計測管理基準値

・対象岩盤・・・C_M、C_L級
・対象深度・・・①深度 200～600ｍまでの区間（初期応力の変更点 600ｍ以浅）
②深度 600～1,000ｍまでの区間(初期応力の変更点 600ｍ以深)
・対象項目・・・①覆工コンクリート打設後の変位（切羽掘削前から）
②覆工コンクリート打設後の鋼製支保工の応力度（切羽掘削前から）
③覆工コンクリートの応力度（切羽掘削前から）

以下の表－6.3.1 に各管理項目の管理値を示すが、これより下記のことが分かる。

・ レベルⅠ（通常管理値）の変位や覆工コンクリートの値は深度に応じて増加している。
・ レベルⅡ（要監視値）、レベルⅢ（限界値）の変位管理値は、覆工コンクリートの許容応力度や設計基準強度の 1/1.3 に相当する変位を逆算して算出している。従って、同じ設計基準強度のコンクリートを使用した場合には、深度が深くなるほどレベルⅡ、レベルⅢの変位管理値は小さくなる傾向がある。
・ なお、C_L級で深度 600ｍ（上側）の場合には、設計基準強度を 24MPa から 40MPa に見直ししているため、レベルⅡ、レベルⅢの変位管理値が他の深度と比べて大きくなっている。
・ 覆工コンクリートや鋼製支保工のレベルⅡ、レベルⅢの管理値は、それぞれの許容応力度や設計基準強度の 1/1.3 の値をそのまま使用しているため、深度によらず一定値となる。

表－6.3.1　主立坑の計測管理値

項目	岩盤等級	レベル	深度 200m	深度 400m	深度 600m（上側）	深度 600m（下側）	深度 800m	深度 1,000m
変位 (mm)	C_M	Ⅰ	0.3	0.6	0.9	0.6	0.6	0.7
		Ⅱ	2.0	2.0	2.0	2.3	1.9	1.9
		Ⅲ	6.1	6.1	6.1	7.0	5.7	5.7
	C_L	Ⅰ	0.7	1.3	2.0	1.2	1.5	1.7
		Ⅱ	2.1	2.0	2.3	2.1	2.1	1.9
		Ⅲ	6.5	6.1	7.2	6.4	6.3	5.7
鋼製支保工 (MPa) **NH-125** **1.3m間隔**	C_M	Ⅰ	—	—	—	—	—	—
		Ⅱ	—	—	—	—	—	—
		Ⅲ	—	—	—	—	—	—
	C_L	Ⅰ	**38.9**	**80.3**	**138.6**	**68.8**	**93.7**	**121.0**
		Ⅱ	160	160	160	160	160	160
		Ⅲ	235	235	235	235	235	235
覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ (MPa) **24MPa** ***40MPa***	C_M	Ⅰ	**0.91**	**1.83**	**2.74**	**1.59**	**1.93**	**2.26**
		Ⅱ	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
		Ⅲ	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5
	C_L	Ⅰ	**1.98**	**3.95**	***8.55***	**3.48**	**4.38**	**5.51**
		Ⅱ	6.0	6.0	10.0	6.0	6.0	6.0
		Ⅲ	18.5	18.5	30.8	18.5	18.5	18.5

（２）換気立坑の計測管理基準値

・対象岩盤・・・C_M、C_L級
・対象深度・・・①深度 200～600ｍまでの区間（初期応力の変更点 600ｍ以浅）
　　　　　　　　②深度 600～1,000ｍまでの区間(初期応力の変更点 600ｍ以深)
・対象項目・・・①覆工コンクリート打設後の変位（切羽掘削前から）
　　　　　　　　②覆工コンクリート打設後の鋼製支保工の応力度（切羽掘削前から）
　　　　　　　　③覆工コンクリートの応力度（切羽掘削前から）

以下の表－6.3.2 に各管理項目の管理値を示すが、これより下記のことがわかる。

- レベルⅠ（通常管理値）の変位や覆工コンクリートの値は深度に応じて増加している。
- レベルⅡ（要監視値）、レベルⅢ（限界値）の変位管理値は、覆工コンクリートの許容応力度や設計基準強度の 1/1.3 に相当する変位を逆算して算出している。従って、同じ設計基準強度のコンクリートを使用した場合には、深度が深くなるほどレベルⅡ、レベルⅢの変位管理値は小さくなる傾向がある。
- なお、C_L級で深度 600ｍ（上側）の場合には、設計基準強度を 24MPa から 40MPa に見直ししているため、レベルⅡ、レベルⅢの変位管理値が他の深度と比べて大きくなっている。
- 覆工コンクリートや鋼製支保工のレベルⅡ、レベルⅢの管理値は、それぞれの許容応力度や設計基準強度の 1/1.3 の値をそのまま使用しているため、深度によらず一定値となる。

表－6.3.2　換気立坑の計測管理値

項目	岩盤等級	レベル	深度 200m	深度 400m	深度 600m（上側）	深度 600m（下側）	深度 800m	深度 1,000m
変位 (mm)	C_M	Ⅰ	0.2	0.4	0.7	0.5	0.5	0.5
		Ⅱ	1.2	1.2	1.4	1.7	1.4	1.2
		Ⅲ	3.6	3.6	4.2	5.2	4.3	3.6
	C_L	Ⅰ	0.5	1.0	1.5	0.9	1.1	1.3
		Ⅱ	1.4	1.4	1.7	1.4	1.4	1.3
		Ⅲ	4.3	4.3	5.2	4.4	4.3	4.1
鋼製支保工 (MPa) **NH-125** **1.3m 間隔**	C_M	Ⅰ	—	—	—	—	—	—
		Ⅱ	—	—	—	—	—	—
		Ⅲ	—	—	—	—	—	—
	C_L	Ⅰ	**39.6**	**84.6**	**139.8**	**72.0**	**100.5**	**123.5**
		Ⅱ	160	160	160	160	160	160
		Ⅲ	235	235	235	235	235	235
覆工ｺﾝｸﾘｰﾄ (Mpa) **24MPa** ***40MPa***	C_M	Ⅰ	**1.02**	**2.05**	**3.07**	**1.79**	**2.17**	**2.54**
		Ⅱ	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
		Ⅲ	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5
	C_L	Ⅰ	**2.13**	**4.26**	***8.86***	**3.77**	**4.72**	**5.82**
		Ⅱ	6.0	6.0	10.0	6.0	6.0	6.0
		Ⅲ	18.5	18.5	30.8	18.5	18.5	18.5

（３）水平坑道の計測管理基準値

ア．3.0×3.0ｍの水平坑道

・対象岩級・・・B、C_M、C_L級

・対象深度・・・深度 200～500ｍまでの区間

・初期応力・・・水平坑道の軸直角方向に最大主応力が作用する場合を想定

・管理項目・・・①吹付けコンクリート打設後の変位（切羽掘削前から）

②吹付けコンクリート打設後の鋼製支保工の応力度（切羽掘削前から）

③吹付けコンクリート打設後のロックボルト軸力（切羽掘削前から）

④吹付けコンクリートの応力度

以下の表－6.3.3～6.3.6 に各管理項目の管理値を示すが、これより下記のことが分かる。

・ レベルⅠ（通常管理値）の変位や覆工コンクリートの値は深度に応じて増加している。

・ レベルⅡ（要監視値）、レベルⅢ（限界値）の変位管理値は、覆工コンクリートの許容応力度や設計基準強度の 1/1.3 に相当する変位を逆算して算出している。従って、同じ設計基準強度のコンクリートを使用した場合には、深度が深くなるほどレベルⅡ、レベルⅢの変位管理値は小さくなる傾向がある。

・ 一方、B 級や C_M級の岩盤では深度が変化しても、レベルⅡ、レベルⅢの変位管理値がほとんど変わらない事が分かる。

・ 岩盤等級が B 級の場合には、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が 1.9mm～2.2mm であり、レベルⅢ（限界値）が 6.0mm～6.8mm であることが分かる。また、C_M級の場合にも、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が 1.9mm～2.0mm であり、レベルⅢ（限界値）が 5.8mm～6.3mm であることから、その差はほとんど無いことが分かる。

・ 岩盤等級が C_L級の場合には、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が 2.2mm～2.8mm であり、レベルⅢ（限界値）が 6.6mm～8.7mm であることから、B 級や C_M級と比べて大きく、深度による差異も見られた。

・ 岩盤等級が C_L級の場合には、深度が大きくなると鋼製支保工の許容応力度を上回ることから、見直しを行った。この結果より、鋼製支保工と吹付けコンクリートは共に許容応力度の範囲内に収まっていることが分かる。

・ C_M級の場合には、深度が大きくなるとロックボルトの軸力も増加しているが、標準支保の普通強度の耐力(=117ｋN)でも十分な支保耐力が得られていた。しかし、C_L級の場合には深度 400ｍ以深では高強度支保の耐力(=176.5kN)が必要となる。

イ. 4.0×4.0ｍの水平坑道

・対象岩級・・・B、C_M、C_L級

・対象深度・・・深度 200～500ｍまでの区間

・初期応力・・・水平坑道の軸直角方向に最大主応力が作用する場合を想定

・管理項目・・・①吹付けコンクリート打設後の変位（切羽掘削前から）

②吹付けコンクリート打設後の鋼製支保工の応力度（切羽掘削前から）

③吹付けコンクリート打設後のロックボルト軸力（切羽掘削前から）

④吹付けコンクリートの応力度

以下の表－6.3.3～6.3.6 に各管理項目の管理値について示すが、これより下記のことが分かる。

・ レベルⅠ（通常管理値）の変位や覆工コンクリートの値は深度に応じて増加している。
・ レベルⅡ（要監視値）、レベルⅢ（限界値）の変位管理値は、覆工コンクリートの許容応力度や設計基準強度の 1/1.3 に相当する変位を逆算して算出している。従って、同じ設計基準強度のコンクリートを使用した場合には、深度が深くなるほどレベルⅡ、レベルⅢの変位管理値は小さくなる傾向がある。
・ 岩盤等級が B 級の場合には、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が 2.5mm～2.6mm であり、レベルⅢ（限界値）が 7.6mm～8.1mm であることが分かる。また、C_M級の場合にも、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が 2.3mm～2.6mm であり、レベルⅢ（限界値）が 6.9mm～8.1mm であることから、その差はほとんど無いことが分かる。
・ 岩盤等級がC_L級の場合には、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が 2.7mm～3.4mm であり、レベルⅢ（限界値）が 8.4mm～10.4mm であることから、B 級やC_M級と比べて大きく、深度による差異も若干大きくなる。
・ 岩盤等級がC_L級の場合には、深度が大きくなると鋼製支保工の許容応力度を上回ることから、見直しを行った。この結果、鋼製支保工と吹付けコンクリートは共に許容応力度の範囲内に収まっていることが分かる。
・ C_M級の場合には、深度が大きくなるとロックボルトの軸力も増加しているが、標準支保の普通強度の耐力(=117ｋN)でも十分な支保耐力が得られていた。しかし、C_L級の場合には深度 400ｍ以深では高強度支保の耐力(=176.5kN)が必要となる。

ウ．5.0×5.0mの水平坑道

・対象岩級・・・B、C_M、C_L級

・対象深度・・・深度200～500mまでの区間

・初期応力・・・水平坑道の軸直角方向に最大主応力が作用する場合を想定

・管理項目・・・①吹付けコンクリート打設後の変位（切羽掘削前から）

②吹付けコンクリート打設後の鋼製支保工の応力度（切羽掘削前から）

③吹付けコンクリート打設後のロックボルト軸力（切羽掘削前から）

④吹付けコンクリートの応力度

以下の表－6.3.3～6.3.6に各管理項目の管理値について示すが、これより下記のことが分かる。

- レベルⅠ（通常管理値）の変位や覆工コンクリートの値は深度に応じて増加している。
- レベルⅡ（要監視値）、レベルⅢ（限界値）の変位管理値は、覆工コンクリートの許容応力度や設計基準強度の1/1.3に相当する変位を逆算して算出している。従って、同じ設計基準強度のコンクリートを使用した場合には、深度が深くなるほどレベルⅡ、レベルⅢの変位管理値は小さくなる傾向がある。
- 岩盤等級がB級の場合には、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が2.7mm～3.4mmであり、レベルⅢ（限界値）が8.3mm～10.5mmであることが分かる。また、C_M級の場合にも、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が2.6mmであり、レベルⅢ（限界値）が8.1mmであることから、CM級の場合には若干小さくなることが分かる。
- 岩盤等級がC_L級の場合には、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が3.2mm～4.0mmであり、レベルⅢ（限界値）が9.9mm～12.3mmであることから、B級やC_M級と比べて大きく、深度による差異も若干大きくなる。
- 岩盤等級がC_L級の場合には、深度が大きくなると鋼製支保工の許容応力度を上回ることから、見直しを行った。この結果、鋼製支保工と吹付けコンクリートは共に許容応力度の範囲内に収まっていることが分かる。
- C_M級の場合には、深度が大きくなるとロックボルトの軸力も増加しているが、標準支保の普通強度の耐力(=117ｋN)でも十分な支保耐力が得られていた。C_L級の場合には深度に関わらず高強度支保(耐力=176.5kN)が使われることになっており、十分な耐力であることが分かる。

エ．8.0×6.5mの水平坑道

・対象岩級・・・B、C_M、C_L級

・対象深度・・・深度200〜500mまでの区間

・対象地圧・・・水平坑道の軸直角方向に最大主応力が作用する場合を想定

・管理項目・・・①吹付けコンクリート打設後の変位（切羽掘削前から）

②吹付けコンクリート打設後の鋼製支保工の応力度（切羽掘削前から）

③吹付けコンクリート打設後のロックボルト軸力（切羽掘削前から）

④吹付けコンクリートの応力度

以下の表−6.3.3〜6.3.6に各管理項目の管理値について示すが、これより下記のことが分かる。

- レベルⅠ（通常管理値）の変位，ロックボルト軸力および覆工コンクリート応力の値は深度に応じて増加している。
- レベルⅡ（要監視値）、レベルⅢ（限界値）の変位管理値は、覆工コンクリートの許容応力度や設計基準強度の1/1.3に相当する変位を逆算して算出している。従って、同じ設計基準強度のコンクリートを使用した場合には、深度が深くなるほどレベルⅡ、レベルⅢの変位管理値は小さくなる傾向がある。
- 岩盤等級がB級の場合には、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が2.5mm〜2.7mmであり、レベルⅢ（限界値）が7.8mm〜8.3mmであることが分かる。また、C_M級の場合にも、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が2.5mm〜3.0mmであり、レベルⅢ（限界値）が7.8mm〜9.3mmであることから、岩級による差異が小さいことが分かる。
- 岩盤等級がC_L級の場合には、内空変位のレベルⅡ（要監視値）が5.6mm〜5.9mmであり、レベルⅢ（限界値）が17.3mm〜18.0mmであることから、B級やC_M級と比べて倍程度と大きくなるが、深度による差異は比較的小さいことが分かる。
- 岩盤等級がC_L級の場合には、深度が大きくなると鋼製支保工の許容応力度を上回ることから、見直しを行った。この結果、鋼製支保工と吹付けコンクリートは共に許容応力度の範囲内に収まっていることが分かる。
- B級やC_M級の場合には、深度が大きくなるとロックボルトの軸力も増加しているが、標準支保の普通強度の耐力(=117ｋN)でも十分な支保耐力が得られていた。C_L級の場合には深度に関わらず高強度支保(耐力=176.5kN)が使われることになっており、十分な耐力であることが分かる。

表－6.3.3　水平坑道の変位の計測管理値

	項目	岩盤等級	レベル	深度 200m	深度 300m	深度 400m	深度 500m
水平坑道 3.0×3.0m	変位 (mm)	B	Ⅰ	0.4	0.6	0.9	1.1
			Ⅱ	1.9	2.0	2.2	2.2
			Ⅲ	6.0	6.1	6.8	6.7
		C_M	Ⅰ	0.4	0.6	0.8	1.1
			Ⅱ	1.9	1.9	1.9	2.0
			Ⅲ	6.0	6.0	5.8	6.3
		C_L	Ⅰ	1.2	1.5	2.0	2.4
			Ⅱ	2.8	2.7	2.5	2.2
			Ⅲ	8.7	8.4	7.8	6.6
水平坑道 4.0×4.0m	変位 (mm)	B	Ⅰ	0.5	0.7	1.0	1.2
			Ⅱ	2.6	2.5	2.6	2.5
			Ⅲ	8.1	7.7	8.1	7.6
		C_M	Ⅰ	0.5	0.8	1.0	1.2
			Ⅱ	2.6	2.6	2.4	2.3
			Ⅲ	8.1	8.1	7.3	6.9
		C_L	Ⅰ	1.2	1.7	2.4	2.9
			Ⅱ	3.4	3.2	3.2	2.7
			Ⅲ	10.4	10.0	9.9	8.4
水平坑道 5.0×5.0m	変位 (mm)	B	Ⅰ	0.6	0.8	1.1	1.3
			Ⅱ	3.4	2.9	2.9	2.7
			Ⅲ	10.5	8.9	9.0	8.3
		C_M	Ⅰ	0.5	0.8	1.1	1.4
			Ⅱ	2.6	2.6	2.6	2.6
			Ⅲ	8.1	8.1	8.1	8.1
		C_L	Ⅰ	1.3	2.0	2.6	3.2
			Ⅱ	3.8	4.0	3.7	3.2
			Ⅲ	11.8	12.3	11.5	9.9
水平坑道 8.0×6.5m	変位 (mm)	B	Ⅰ	0.6	0.9	1.3	1.6
			Ⅱ	2.7	2.5	2.7	2.7
			Ⅲ	8.3	7.8	8.2	8.2
		C_M	Ⅰ	0.7	1.0	1.3	1.6
			Ⅱ	3.0	2.7	2.6	2.5
			Ⅲ	9.3	8.4	8.0	7.8
		C_L	Ⅰ	1.6	2.3	3.1	4.0
			Ⅱ	5.9	5.7	5.8	5.6
			Ⅲ	18.0	17.6	17.9	17.3

表－6.3.4　水平坑道の鋼製支保工の計測管理値

	項目	岩盤等級	レベル	深度 200m	深度 300m	深度 400m	深度 500m
水平坑道 3.0×3.0m	鋼製支保工 (MPa) **NH-100** ***NH-125*** *NH-150*	B	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_M	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_L	Ⅰ	**137.5 (1.0m間隔)**	**159.6 (0.9m間隔)**	***154.1 (0.85m間隔)***	*153.5 (0.8m間隔)*
			Ⅱ	160	160	160	160
			Ⅲ	235	235	235	235
水平坑道 4.0×4.0m	鋼製支保工 (MPa) **NH-100** ***NH-125*** *NH-150*	B	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_M	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_L	Ⅰ	**113.2 (1.0m間隔)**	**159.0 (0.95m間隔)**	***152.2 (0.90m間隔)***	*155.8 (0.85m間隔)*
			Ⅱ	160	160	160	160
			Ⅲ	235	235	235	235
水平坑道 5.0×5.0m	鋼製支保工 (MPa) **NH-100** ***NH-125*** *NH-150*	B	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_M	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_L	Ⅰ	**107.8 (1.0 m間隔)**	**159.8 (1.0 m間隔)**	***151.2 (1.0 m間隔)***	*155.2 (0.9 m間隔)*
			Ⅱ	160	160	160	160
			Ⅲ	235	235	235	235
水平坑道 8.0×6.5m	鋼製支保工 (MPa) **NH-150** ***NH-175***	B	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_M	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_L	Ⅰ	**88.9 (1.0 m間隔)**	**131.2 (1.0 m間隔)**	**156.4 (0.9m間隔)**	***156.1 (0.85m間隔)***
			Ⅱ	160	160	160	160
			Ⅲ	235	235	235	235

＊（　）内の数値は支保工見直し後の値を示す。

表－6.3.5 水平坑道のロックボルトの計測管理値

	項目	岩盤等級	レベル	深度 200m	深度 300m	深度 400m	深度 500m
水平坑道 3.0×3.0m	ロックボルト (kN) **117.7kN** ***176.5kN***	B	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_M	Ⅰ	23.8	36.3	48.8	61.3
			Ⅱ	23.8	36.3	48.8	61.3
			Ⅲ	117.7	117.7	117.7	117.7
		C_L	Ⅰ	**62.4**	**93.2**	***124.6***	***155.9***
			Ⅱ	62.4	93.2	124.6	155.9
			Ⅲ	117.7	117.7	176.5	176.5
水平坑道 4.0×4.0m	ロックボルト (kN) **117.7kN** ***176.5kN***	B	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_M	Ⅰ	25	38	51	64
			Ⅱ	25	38	51	64
			Ⅲ	117.7	117.7	117.7	117.7
		C_L	Ⅰ	**62.1**	**93.3**	***124.5***	***155.5***
			Ⅱ	62.1	93.3	124.5	155.5
			Ⅲ	117.7	117.7	176.5	176.5
水平坑道 5.0×5.0m	ロックボルト (kN) **117.7kN** ***176.5kN***	B	Ⅰ	—	—	—	—
			Ⅱ	—	—	—	—
			Ⅲ	—	—	—	—
		C_M	Ⅰ	27.2	40.8	54.5	68.1
			Ⅱ	27.2	40.8	54.5	68.1
			Ⅲ	117.7	117.7	117.7	117.7
		C_L	Ⅰ	**62.5**	**93.8**	***124.9***	***155.8***
			Ⅱ	62.5	93.8	124.9	155.8
			Ⅲ	176.5	176.5	176.5	176.5
水平坑道 8.0×6.5m	ロックボルト (kN) **117.7kN** ***176.5kN***	B	Ⅰ	25.1	37.9	50.7	63.4
			Ⅱ	25.1	37.9	50.7	63.4
			Ⅲ	117.7	117.7	117.7	117.7
		C_M	Ⅰ	28.0	42.0	56.2	70.2
			Ⅱ	28.0	42.0	56.2	70.2
			Ⅲ	117.7	117.7	117.7	117.7
		C_L	Ⅰ	**62.8**	**94.4**	***126.0***	***157.3***
			Ⅱ	62.8	94.4	126.0	157.3
			Ⅲ	176.5	176.5	176.5	176.5

表－6.3.6 水平坑道の吹付けｺﾝｸﾘｰﾄの計測管理値

	項目	岩盤等級	レベル	深度 200m	深度 300m	深度 400m	深度 500m
水平坑道 3.0×3.0m	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ (MPa) **t=100mm** ***t=125mm*** *t=150mm*	B	Ⅰ	0.93	1.37	1.82	2.26
			Ⅱ	4.5	4.5	4.5	4.5
			Ⅲ	13.8	13.8	13.8	13.8
		C_M	Ⅰ	0.93	1.39	1.91	2.42
			Ⅱ	4.5	4.5	4.5	4.5
			Ⅲ	13.8	13.8	13.8	13.8
		C_L	Ⅰ	**3.83**	**4.95**	***5.71***	*6.69*
			Ⅱ	9.0	9.0	9.0	9.0
			Ⅲ	27.7	27.7	27.7	27.7
水平坑道 4.0×4.0m	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ (MPa) **t=100mm** ***t=125mm*** *t=150mm*	B	Ⅰ	0.85	1.26	1.71	2.18
			Ⅱ	4.5	4.5	4.5	4.5
			Ⅲ	13.8	13.8	13.8	13.8
		C_M	Ⅰ	0.86	1.37	1.89	2.40
			Ⅱ	4.5	4.5	4.5	4.5
			Ⅲ	13.8	13.8	13.8	13.8
		C_L	Ⅰ	**3.19**	**4.72**	***5.34***	*6.34*
			Ⅱ	9.0	9.0	9.0	9.0
			Ⅲ	27.7	27.7	27.7	27.7
水平坑道 5.0×5.0m	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ (MPa) **t=100mm** ***t=125mm*** *t=150mm*	B	Ⅰ	0.79	1.24	1.70	2.17
			Ⅱ	4.5	4.5	4.5	4.5
			Ⅲ	13.8	13.8	13.8	13.8
		C_M	Ⅰ	0.86	1.37	1.87	2.38
			Ⅱ	4.5	4.5	4.5	4.5
			Ⅲ	13.8	13.8	13.8	13.8
		C_L	Ⅰ	**3.05**	**4.50**	***5.00***	*5.96*
			Ⅱ	9.0	9.0	9.0	9.0
			Ⅲ	27.7	27.7	27.7	27.7
水平坑道 8.0×6.5m	吹付けｺﾝｸﾘｰﾄ (MPa) **t=150mm** ***t=175mm***	B	Ⅰ	1.00	1.60	2.19	2.69
			Ⅱ	4.5	4.5	4.5	4.5
			Ⅲ	13.8	13.8	13.8	13.8
		C_M	Ⅰ	1.04	1.650	2.26	2.85
			Ⅱ	4.5	4.5	4.5	4.5
			Ⅲ	13.8	13.8	13.8	13.8
		C_L	Ⅰ	**2.46**	**3.62**	**4.79**	***5.48***
			Ⅱ	9.0	9.0	9.0	9.0
			Ⅲ	27.7	27.7	27.7	27.7

6. 4 グラウト実施に伴う覆工コンクリートの安全性確認

平面二次元浸透流解析でドレーンを細分割してモデル化した場合には、算出した水圧値は初期応力の値と比べて十分に小さいことから、覆工コンクリートの最大圧縮応力の増加に対して及ぼす影響は少ないと考えられる（表－6.4.1、表－6.4.2 参照）。従って、今回のようにドレーンを 4 本ないし 8 本配置した場合には、覆工コンクリートの安全性は十分に担保されるものと考えられる。

表－6.4.1 平面二次元解析によるドレーンの効果確認結果

解析ケース	グラウト	ドレーン数	覆工コンクリートの背面水圧（m）		ポストグラウト近傍水圧（m）		単位深さ1m当りの湧水量(m^3/day)	ドレーン1本当りの湧水量(m^3/day)
			最大値	平均値	前面平均	背面平均		
C1-2	有	0	87.85	87.85	87.87	87.98	0.03	－
C1-3		4	11.43*)	8.23	16.89	76.61	15.21	3.80
C1-4		8	4.36*)	2.78	11.97	75.82	16.26	2.03
C2-2	無	0	67.16	67.16	67.18	67.18	0.02	－
C2-3		4	22.37*)	16.12	33.10	44.87	29.79	7.45
C2-4		8	9.59*)	6.11	26.30	40.42	35.73	4.47

*) 表－6.4.2 の網掛部分に対応

表－6.4.2 深度 162.4mの応力解放による覆工コンクリート応力と水圧の比較

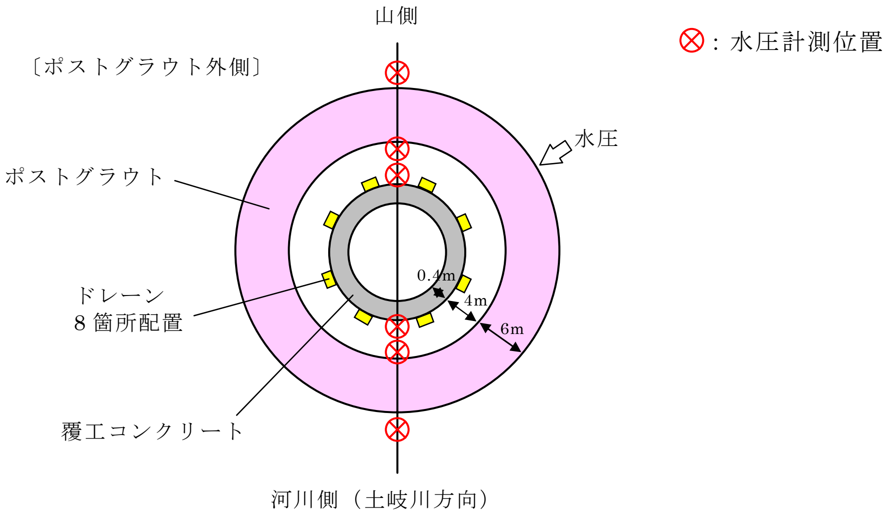
初期地圧	深度（162.4m）	掘削応力解放時の荷重	水圧値に換算	ドレーン4箇所配置時の最大値	ドレーン8箇所配置時の最大値
最大地圧方向	7.62MPa	1.52MPa	152m	グラウト有 11.4m グラウト無 22.4m	グラウト有 4.4m グラウト無 9.6m
最小地圧方向	4.52MPa	0.90MPa	90m		

6. 5　計測計画の提案

ポストグラウトの内部に配置されるドレーン近傍およびプレグラウト近傍ではドレーンが有効に働いているかを計測により確認する必要があると考えられ、ポストグラウト部とプレグラウト部の計測計画を提案した。

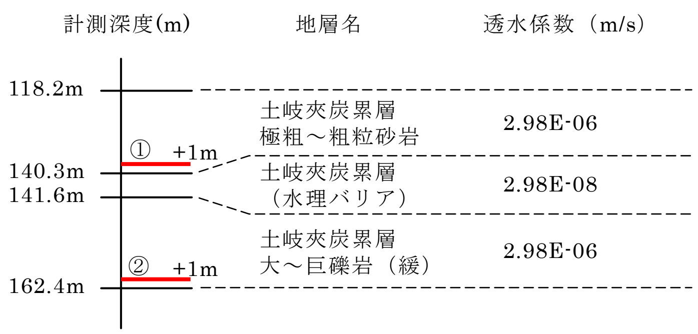
<u>計測計画案　その①　ポストグラウト部</u>

ポストグラウト部の覆工コンクリートにかかる水圧とグラウト周辺の水圧に関して計測を実施する（覆工コンクリートの背面から法線方向の水圧値の分布を確認する）。
計測イメージを下図に示す。



図－6.5.1　ポストグラウト部の計測計画案

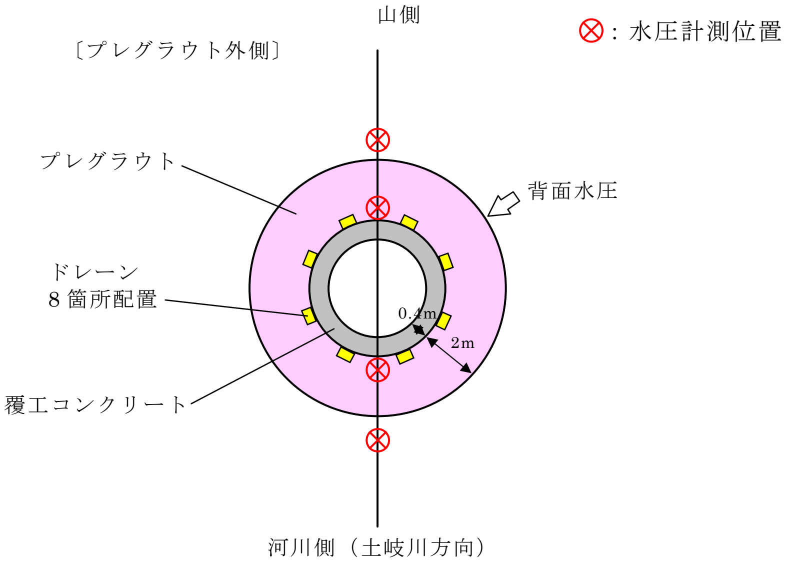
・周方向の配置は山側と河川側の 2 箇所とし、いずれもドレーンの中間で計測する。
・半径方向の配置位置は、覆工コンクリートの背面+0.1m付近，+3.5m，+10.5mの 3 箇所を考える。　合計　6 箇所
・計画深度は、下図に示すような地層境界を考えた。



計測深度①　土岐夾炭累層（極粗～粗粒砂岩）と土岐夾炭累層（水理バリア）の境界
・・・深度 140.3m より 1m上
計測深度②　土岐夾炭累層（水理バリア）と土岐夾炭累層（大～巨礫岩）の境界
・・・深度 162.4m より 1m上

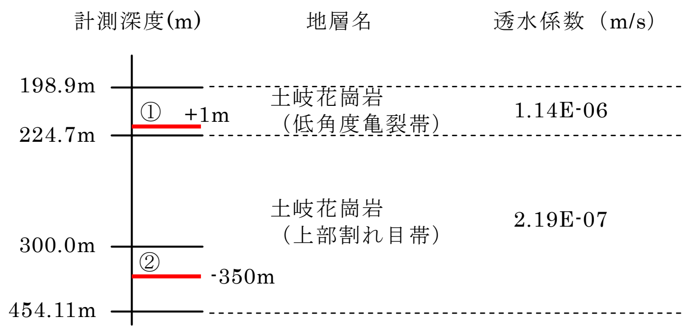
計測計画案　その②　プレグラウト部

プレグラウト部の覆工コンクリートにかかる水圧とグラウト周辺の水圧に関して計測を実施する（覆工コンクリートの背面から法線方向の水圧値の分布を確認する）。
計測イメージを下図に示す。



図ー6.5.2　プレグラウト部の計測計画案

・周方向の配置は山側と河川側の 2 箇所とし、いずれもドレーンの中間で計測する。
・半径方向の配置位置は覆工コンクリートの背面+0.1m付近，+2.5mの 2 箇所を考える。　合計 4 箇所
・計画深度は、下図に示すような地層境界を考えた。



計測深度①　土岐花崗岩（低角度亀裂帯）と土岐花崗岩（上部割れ目帯）の境界
・・・深度 224.7mより 1m上
計測深度②　土岐花崗岩（上部割れ目帯）の深度 350m付近

7. まとめと今後の課題

7. 1 まとめ

（1）主立坑と換気立坑の設計照査

今回の照査では、主立坑および換気立坑を対象にした設計照査を行った。周辺の岩盤等級は C_M 級と C_L 級の 2 種類を想定した。C_M 級では対象としている深度 200～1,000m（最深部）の範囲で、覆工コンクリート応力は標準支保の設計基準強度 24MPa の 1/4 以下となることから、支保工の安全性が十分に担保されていると考えられる。これに対して、C_L 級では断層の影響から初期応力が最大となることが予想される深度 600m付近で、覆工コンクリート応力が設計基準強度 24MPa の 1/4 を超過していることから高強度コンクリート（設計基準強度 40MPa）への変更が必要であると考えられる。

なお、高強度コンクリートへの変更が必要な範囲は、概ね主立坑の場合に深度 485～600 mであり、換気立坑の場合に深度 475～600mと考えられる。

今回、主立坑（φ6.5m）と比較して径が小さい換気立坑（φ4.5m）のほうが、支保工に発生する応力としては大きくなる傾向がみられたが、これは、主に発破による損傷領域を掘削径の大小に係らず一定（掘削面から 80cm の範囲）としていることが原因であると考えられる。

（2）水平坑道の設計照査

今回の照査では、深度 200mから 500mで予定している水平坑道を対象にして、掘削径が異なる４ケース (①3.0×3.0m、②4.0×4.0m、③ 5.0×5.0m、④8.0×6.5m) を実施した。周辺の岩盤等級を B 級、C_M 級（C_H～C_M 級を想定)、C_L 級の三種類を想定した。

B 級及び C_M 級では対象としている深度 200～500mの範囲で、標準支保における吹付けコンクリートおよびロックボルトの仕様が妥当な設計であることを確認した。これに対して、C_L 級ではあらかじめ高強度コンクリート（設計基準強度 36MPa）で設計されているが、設計基準強度の 1/4 を超過している範囲が見られた。

このため、C_L 級の岩盤を想定した場合には鋼製支保工（1mピッチ）を、最小間隔 75cm までのピッチ変更や増厚で対応する必要があると考えられる。

①3.0×3.0mや②4.0×4.0mの水平坑道では深度 400～500mの範囲でロックボルトの軸力が耐力を超えるため、標準的な耐力 117.7kN から高強度耐力 176.5kN への変更が必要であると考えられる。

また、立坑と同様に掘削径が小さいほど支保工に発生する応力としては大きくなるが、やはり発破による損傷領域の仮定条件によるものと考えられる。

（３）グラウト実施に伴う覆工コンクリートへの影響検討

グラウトによる湧水量の抑制効果を確認するため、ポストグラウトおよびプレグラウトの施工範囲および透水性をパラメータとして、軸対称解析を実施した。なお、最初に実測の湧水量に基づいて、軸対称解析に用いる湧水位置での境界条件の妥当性を確認した。この結果、掘削面を大気圧境界に設定した場合に、湧水量の時系列変化がほぼ実測値と整合していることから、覆工コンクリートの内面に大気圧境界を設定し、コンクリートはモデル化しない案を採用した。

立坑内の水位を低下させ、逐次ポストグラウトを行うことを想定した解析では、改良範囲を全面改良（深度 111.7～191.0m）とした場合に、より湧水量抑制効果が高いことが分かった。この場合、ポストグラウトの効果による湧水量の低減は、深度 140.3～141.6mに介在する土岐夾炭累層の水理バリヤ以深を掘削する時点で顕著になると予想される。土岐夾炭累層の水理バリヤの下に位置する大～巨礫岩（緩）の湧水量は、ポストグラウトの全面改良（幅6m,グラウト部の透水係数 3.0E-07m/s）によって、ポストグラウトしない場合の半分程度に低減できる。

プレグラウトを行うことを想定した解析では、施工範囲を 2～5mにしているが、グラウト範囲は 2m程度あればグラウトの効果が十分に期待できると考えられる。今回は、基本的にグラウト部分の透水性を 1.0E-08m/s としているが、プレグラウトを実施した場合の湧水量は、プレグラウトを施工しない場合の 1/10 程度に低減できる。

平面二次元解析によりドレーン（裏面排水材）の効果確認を行った。解析ではドレーンの数をパラメータとして、側方境界に軸対称解析により得られた水頭値を設定して、立坑近傍の水圧値の分布を求めた。この結果、対象断面位置（土岐夾炭累層の大～巨礫岩（緩）の最深部、深度 162.4m）における覆工コンクリート背面にかかる水圧は、ドレーンがない場合に水頭 88mの水圧が作用するのに対して、ドレーンを４本設置した場合に水頭 11mであり、8 本設置した場合に水頭 4.4mであった。これらの水頭値は、掘削による応力解放時に作用する外力と比較して小さい値（約 15%）となることから、覆工コンクリートへの影響は問題にならないと判断できる。

7. 2 今後の課題

（1）掘削径による支保工応力の違い

解析結果から、掘削径が小さいほど支保工にかかる応力が大きくなることが確認された。これは、空洞周辺の発破による損傷領域が空洞径に係らず一定であることと切羽離れが同じ場合には、掘削径が小さくなるほど小さくなる掘削解放率を一定として解析に用いているためであり、個別の掘削解放率の設定を適用していく必要があると考えられる。

（2）鋼製支保工と吹付けコンクリートにかかる圧縮応力比の確認

解析結果では、鋼製支保工と吹付けコンクリートに同時に荷重がかかっていることから、剛性の高い鋼製支保工が応力を負担する傾向が見られる。このため、水平坑道を掘削する際に鋼製支保工と吹付けコンクリートにどのような比率で圧縮応力を負担しているかを明らかにし、解析に反映させることも必要と考えられる。

参考文献

1) 核燃料サイクル開発機構：“瑞浪超深地層研究所研究坑道その１工事予備解析” ，JNC TJ 7410 2005-005
2) 核燃料サイクル開発機構：“研究坑道掘削に伴う坑道周辺岩盤への力学的影響評価解析”，JNC TJ7400 2002-007
3) 日本原子力研究開発機構：“瑞浪超深地層研究所研究坑道　予備解析（平成 16 年度)”，JAEA-Research 2008-027
4) ダイヤコンサルタント，核燃料サイクル開発機構契約業務報告書：“MIZ-1 号孔の岩芯を用いた室内物理・力学物性試験”，JNC TJ7400 2004-002
5) 地下水ハンドブック編集委員会編：“地下水ハンドブック” ，建設産業調査会，1979

国際単位系（SI）

表１．SI 基本単位

基本量	SI 基本単位 名称	SI 基本単位 記号
長さ	メートル	m
質量	キログラム	kg
時間	秒	s
電流	アンペア	A
熱力学温度	ケルビン	K
物質量	モル	mol
光度	カンデラ	cd

表２．基本単位を用いて表されるSI組立単位の例

組立量	SI 基本単位 名称	SI 基本単位 記号
面積	平方メートル	m^2
体積	立法メートル	m^3
速さ，速度	メートル毎秒	m/s
加速度	メートル毎秒毎秒	m/s^2
波数	毎メートル	m-1
密度（質量密度）	キログラム毎立法メートル	kg/m^3
質量体積（比体積）	立法メートル毎キログラム	m^3/kg
電流密度	アンペア毎平方メートル	A/m^2
磁界の強さ	アンペア毎メートル	A/m
（物質量の）濃度	モル毎立方メートル	mol/m^3
輝度	カンデラ毎平方メートル	cd/m^2
屈折率	（数の）1	1

表５．SI 接頭語

乗数	接頭語	記号	乗数	接頭語	記号
10^{24}	ヨタ	Y	10^{-1}	デシ	d
10^{21}	ゼタ	Z	10^{-2}	センチ	c
10^{18}	エクサ	E	10^{-3}	ミリ	m
10^{15}	ペタ	P	10^{-6}	マイクロ	µ
10^{12}	テラ	T	10^{-9}	ナノ	n
10^{9}	ギガ	G	10^{-12}	ピコ	p
10^{6}	メガ	M	10^{-15}	フェムト	f
10^{3}	キロ	k	10^{-18}	アト	a
10^{2}	ヘクト	h	10^{-21}	ゼプト	z
10^{1}	デカ	da	10^{-24}	ヨクト	y

表３．固有の名称とその独自の記号で表されるSI組立単位

組立量	SI 組立単位 名称	記号	他のSI単位による表し方	SI基本単位による表し方
平面角	ラジアン[a]	rad		$m \cdot m^{-1}=1$[b]
立体角	ステラジアン[a]	sr[c]		$m^2 \cdot m^{-2}=1$[b]
周波数	ヘルツ	Hz		s^{-1}
力	ニュートン	N		$m \cdot kg \cdot s^{-2}$
圧力，応力	パスカル	Pa	N/m^2	$m^{-1} \cdot kg \cdot s^{-2}$
エネルギー，仕事，熱量	ジュール	J	N・m	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2}$
工率，放射束	ワット	W	J/s	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3}$
電荷，電気量	クーロン	C		s・A
電位差（電圧），起電力	ボルト	V	W/A	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-1}$
静電容量	ファラド	F	C/V	$m^{-2} \cdot kg^{-1} \cdot s^4 \cdot A^2$
電気抵抗	オーム	Ω	V/A	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-2}$
コンダクタンス	ジーメンス	S	A/V	$m^{-2} \cdot kg^{-1} \cdot s^3 \cdot A^2$
磁束	ウエーバ	Wb	V・s	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-1}$
磁束密度	テスラ	T	Wb/m^2	$kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-1}$
インダクタンス	ヘンリー	H	Wb/A	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-2}$
セルシウス温度	セルシウス度[d]	℃		K
光束	ルーメン	lm	cd・sr[c]	$m^2 \cdot m^{-2} \cdot cd=cd$
照度	ルクス	lx	lm/m^2	$m^2 \cdot m^{-4} \cdot cd=m^{-2} \cdot cd$
（放射性核種の）放射能	ベクレル	Bq		s^{-1}
吸収線量，質量エネルギー分与，カーマ	グレイ	Gy	J/kg	$m^2 \cdot s^{-2}$
線量当量，周辺線量当量，方向性線量当量，個人線量当量，組織線量当	シーベルト	Sv	J/kg	$m^2 \cdot s^{-2}$

(a) ラジアン及びステラジアンの使用は、同じ次元であっても異なった性質をもった量を区別するときの組立単位の表し方として利点がある。組立単位を形作るときのいくつかの用例は表４に示されている。
(b) 実際には、使用する時には記号rad及びsrが用いられるが、習慣として組立単位としての記号“1”は明示されない。
(c) 測光学では、ステラジアンの名称と記号srを単位の表し方の中にそのまま維持している。
(d) この単位は、例としてミリセルシウス度m℃のようにSI接頭語を伴って用いても良い。

表４．単位の中に固有の名称とその独自の記号を含むSI組立単位の例

組立量	SI 組立単位 名称	記号	SI 基本単位による表し方
粘度	パスカル秒	Pa・s	$m^{-1} \cdot kg \cdot s^{-1}$
力のモーメント	ニュートンメートル	N・m	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2}$
表面張力	ニュートン毎メートル	N/m	$kg \cdot s^{-2}$
角速度	ラジアン毎秒	rad/s	$m \cdot m^{-1} \cdot s^{-1}=s^{-1}$
角加速度	ラジアン毎平方秒	rad/s^2	$m \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}=s^{-2}$
熱流密度，放射照度	ワット毎平方メートル	W/m^2	$kg \cdot s^{-3}$
熱容量，エントロピー	ジュール毎ケルビン	J/K	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot K^{-1}$
質量熱容量（比熱容量），質量エントロピー	ジュール毎キログラム毎ケルビン	J/(kg・K)	$m^2 \cdot s^{-2} \cdot K^{-1}$
質量エネルギー（比エネルギー）	ジュール毎キログラム	J/kg	$m^2 \cdot s^{-2} \cdot K^{-1}$
熱伝導率	ワット毎メートル毎ケルビン	W/(m・K)	$m \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot K^{-1}$
体積エネルギー	ジュール毎立方メートル	J/m^3	$m^{-1} \cdot kg \cdot s^{-2}$
電界の強さ	ボルト毎メートル	V/m	$m \cdot kg \cdot s^{-3} \cdot A^{-1}$
体積電荷	クーロン毎立方メートル	C/m^3	$m^{-3} \cdot s \cdot A$
電気変位	クーロン毎平方メートル	C/m^2	$m^{-2} \cdot s \cdot A$
誘電率	ファラド毎メートル	F/m	$m^{-3} \cdot kg^{-1} \cdot s^4 \cdot A^2$
透磁率	ヘンリー毎メートル	H/m	$m \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot A^{-2}$
モルエネルギー	ジュール毎モル	J/mol	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot mol^{-1}$
モルエントロピー，モル熱容量	ジュール毎モル毎ケルビン	J/(mol・K)	$m^2 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot K^{-1} \cdot mol^{-1}$
照射線量（X線及びγ線）	クーロン毎キログラム	C/kg	$kg^{-1} \cdot s \cdot A$
吸収線量率	グレイ毎秒	Gy/s	$m^2 \cdot s^{-3}$
放射強度	ワット毎ステラジアン	W/sr	$m^4 \cdot m^{-2} \cdot kg \cdot s^{-3}=m^2 \cdot kg \cdot s^{-3}$
放射輝度	ワット毎平方メートル毎ステラジアン	$W/(m^2 \cdot sr)$	$m^2 \cdot m^{-2} \cdot kg \cdot s^{-3}=kg \cdot s^{-3}$

表６．国際単位系と併用されるが国際単位系に属さない単位

名称	記号	SI 単位による値
分	min	1 min=60s
時	h	1h =60 min=3600 s
日	d	1 d=24 h=86400 s
度	°	$1° =(\pi/180)$ rad
分	′	$1' =(1/60)° =(\pi/10800)$ rad
秒	″	$1'' =(1/60)' =(\pi/648000)$ rad
リットル	l、L	$1l=1\ dm^3=10^{-3}m^3$
トン	t	$1t=10^3$ kg
ネーパ	Np	1Np=1
ベル	B	1B=(1/2)ln10(Np)

表７．国際単位系と併用されこれに属さない単位で
SI単位で表される数値が実験的に得られるもの

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
電子ボルト	eV	$1eV=1.60217733(49)\times10^{-19}J$
統一原子質量単位	u	$1u=1.6605402(10)\times10^{-27}kg$
天文単位	ua	$1ua=1.49597870691(30)\times10^{11}m$

表８．国際単位系に属さないが国際単位系と
併用されるその他の単位

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
海里		1海里=1852m
ノット		1ノット=1海里毎時=(1852/3600)m/s
アール	a	$1\,a=1\ dam^2=10^2m^2$
ヘクタール	ha	$1\,ha=1\ hm^2=10^4m^2$
バール	bar	$1\,bar=0.1MPa=100kPa=1000hPa=10^5Pa$
オングストローム	Å	1 Å$=0.1nm=10^{-10}m$
バーン	b	$1\,b=100fm^2=10^{-28}m^2$

表９．固有の名称を含むCGS組立単位

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
エルグ	erg	$1\ erg=10^{-7}\ J$
ダイン	dyn	$1\ dyn=10^{-5}N$
ポアズ	P	$1\ P=1\ dyn \cdot s/cm^2=0.1Pa \cdot s$
ストークス	St	$1\ St=1cm^2/s=10^{-4}m^2/s$
ガウス	G	$1\ G \triangleq 10^{-4}T$
エルステッド	Oe	$1\ Oe \triangleq (1000/4\pi)A/m$
マクスウェル	Mx	$1\ Mx \triangleq 10^{-8}Wb$
スチルブ	sb	$1\ sb=1cd/cm^2=10^4cd/m^2$
ホト	ph	$1\ ph=10^4lx$
ガル	Gal	$1\ Gal=1cm/s^2=10^{-2}m/s^2$

表10．国際単位に属さないその他の単位の例

名称	記号	SI 単位であらわされる数値
キュリー	Ci	$1\ Ci=3.7\times10^{10}Bq$
レントゲン	R	$1\ R = 2.58\times10^{-4}C/kg$
ラド	rad	$1\ rad=1cGy=10^{-2}Gy$
レム	rem	$1\ rem=1\ cSv=10^{-2}Sv$
X線単位		$1X\ unit=1.002\times10^{-4}nm$
ガンマ	γ	$1\gamma=1\ nT=10^{-9}T$
ジャンスキー	Jy	$1\ Jy=10^{-26}W \cdot m^{-2} \cdot Hz^{-1}$
フェルミ		$1\ fermi=1\ fm=10^{-15}m$
メートル系カラット		$1\ metric\ carat = 200\ mg = 2\times10^{-4}kg$
トル	Torr	1 Torr = (101 325/760) Pa
標準大気圧	atm	1 atm = 101 325 Pa
カロリー	cal	
ミクロン	µ	$1\ \mu=1\mu m=10^{-6}m$

（第７版，1998年改訂）