

JNC TJ1420 2001-041

~~PNC SJ4360 90-002~~

~~配布限定~~

本資料は2002年 3月 8日付けで

登録区分変更する。 [技術展開部技術協力課]

ジオトピア構想検討(III)

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

1990年6月

株式会社テクノバ

この資料は、動燃事業団の開発業務を進めるため、限られた関係者だけに配布するものです。従って、その取扱には十分注意を払って下さい。なお、この資料の供覧、複製、転載、引用等には事業団の承認が必要です。また今回の配布目的以外のことには使用しないよう注意して下さい。

This document is not intended for publication. No public reference nor disclosure to the third party should be made without prior written consent of Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

本資料についての問合せは下記に願います。

〒107 東京都港区赤坂 1 - 9 - 13

動力炉・核燃料開発事業団

技術管理部 技術情報室

1990年6月

ジオトピア構想検討 (Ⅲ)

※

小奈勝也

要 目

動力炉・核燃料開発事業団においては、地下を人類に残された重要な未利用領域の一つとして位置づけ、地下（地底）のもつ様々な特徴を活かし利用するための地底総合開発構想（ジオトピア構想）の検討を1987年度（昭和62年度）から継続して進めてきている。

昨年度（昭和63年度）の検討において、ジオトピア研究を、地下・地底環境、広義には地球をよく知るためのベーシックサイエンスと固体地球環境を利用していくためのテクノロジーの両輪からなるいわゆる地球の工学を発展させるものとした。このような視点から、研究分野としては宇宙から地底までを横断的に捉えていくべきものとされた。

本年度は、昨年度の検討成果を踏まえて、研究開発要素・課題を地球工学的な観点からの検討によりさらに深め、この領域での研究項目の抽出検討を行うとともに、ジオトピア構想の実現化にむけた推進方策について、総合的見地から方針を検討することとした。

検討の成果として、自然環境を維持するために開発区域と自然区域を明確に区分し、開発を段階的計画的に進めるべきであるとした。これを受けて日本列島の地質学的特徴および地下利用における地質学的特質について検討し、研究・技術開発課題をまとめた。さらに地下の利用方法と建設技術について検討し、予想される要求項目と技術開発課題をまとめた。最後に、これらの研究をすすめるためにはジオトピア研究センターが必要不可欠であることを本年度のテーマに示した。

本報告書は、株式会社テクノバが動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。

契約番号：010D118

事業団担当者：塩田哲也（環境技術開発推進本部地層科学研究Gr 主幹）

※：株式会社テクノバ研究企画部長

~~LIMITED DISTRIBUTION~~

~~PNC SJ4360-90-002 JNC TJ1420 2001-0~~

JUNE 1990

GEOTOPIA CONCEPT STUDY (III)

Katsuya Ona*

Abstract

The investigation of an integrated underground development concept (referred to as "Geotopia Concept") to utilize various characteristics of the underground has been undertaken since the fiscal year 1987, placing it as one of vital unused areas left to mankind.

In the investigation conducted last year, The Geotopia study was to develop, what is called "Earth engineering" consisting of both wheels of a) the basic science necessary for acquiring a further knowledge of the underground, underground environment and earth in the broad sense of the word, and 2) the technology developing a solid earth environment. From this point of view, the study areas should be widely covered by traversing areas ranging from space to geology.

In this year, the investigation for study development elements and issues have been performed actively from the earth engineering aspects adapting the findings in last year, and along with the enforcement of the sampling investigation of study items in these areas, as to the promoting method aiming realization of the Geotopia Concept, the establishment of the policy from an integrated viewpoint, has been investigated.

Based on the results of the investigation, it was confirmed that the development should proceed programatically and be phased in by clearly dividing natural environment into developing areas and natural areas to maintain natural environment. According to this conclusion the geological characteristics in Japan, and the characteristics and issues in deep and shallow layers of the underground have been investigated, and the sampling investigation of the

issues for research and technological development also have been carried out. Furthermore, the sampling of the technical development issues was conducted by investigating the methods to bring out a practical utilization of the underground and the construction technology. Finally, the establishment of the Geotopia Center indispensable for promoting further investigation was indicated again.

Work performed by TECHNOVA Inc. under contract with the Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

PNC Liason ;Tetsuya Shiota
General Manager
Geosciences Research Program
Radioactive Waste
Management Project

*Katuya Ona
Director
General Manager
Planning Department
TECHNOVA Inc.

ジオトピア構想検討 (III) 報告書

目次

はじめに

第1章	地球学とジオトピア構想	3
1. 1	概説	3
1. 2	人類史的観点からの現在そして未来	3
1. 3	宇宙論的観点からの地球学	6
1. 4	テラフォーミング	8
1. 5	テラフォーミングとジオトピア構想	8
第2章	ジオスフェアのシナリオ	13
2. 1	概説	13
2. 2	ジオスフェア開発の必要性	15
2. 3	ジオスフェア開発のシナリオ	17
2. 4	ジオスフェア開発の具体例	22
2. 5	ジオスフェアにおける日本の役割	42
第3章	日本列島の特徴とジオスフェアの利用	45
3. 1	概説	45
3. 2	日本列島の成り立ちと地質学的特徴	45
3.2.1	日本列島の成り立ち	45
3.2.2	日本列島の地質	48
3. 3	日本列島におけるジオスフェアの利用	55
3.3.1	ジオスフェアの利用と日本列島の地質	55
3.3.2	浅い地下の利用	57
3.3.3	深い地下の利用	60
3. 4	ジオスフェアの利用をめざした研究	62
3.4.1	利用のための技術開発	62
3.4.2	グローバルな研究	63

第4章	地下空間の利用法と建設技術の展開	67
4.1	概説	67
4.2	地下利用と技術開発の現状	68
4.2.1	地下の利用	68
4.2.2	現状の地下空間開発技術	79
4.3	ジオスフェア建設において予想される要求項目	85
4.4	ジオスフェア建設のための技術開発課題	90
第5章	ジオトピア研究センターについて	103
5.1	概説	103
5.2	ジオトピア研究センターの必要性	103
5.3	ジオトピア研究センターの早期設立と段階的拡充	105
おわりに		106
引用文献・参考文献		107
ジオトピア構想検討メンバー		108
Appendix		111
I.	地球の起源と進化そして文明論	111
II.	地下における宇宙線観測実験について	114
III.	南極における観測について	120
IV.	超深度立坑掘削についての検討	127
V.	トンネル掘削と補助工法	129
VI.	超高層ビル建設における防災上の検討について	132
VII.	通常型潜水艦のメカニズム	135
VIII.	Advances in Technology for Construction of Deep-Underground Facilities	141

はじめに

地球の温暖化傾向、異常気象発生の頻度増大、砂漠化の進行、熱帯雨林帯の衰退、酸性雨による針葉樹林の滅失さらにはオゾン層破壊による宇宙線増大など人間生活に重大な影響を与えるであろう地球規模の因子に対して危機の念が一般地球人にも抱かれるようになってきた。

これらの現象の全てが悪影響をもたらすものであるのかどうかははっきりしない面もあるが、原因発生の責任がほとんど人間にあることに疑いの余地はなさそうである。

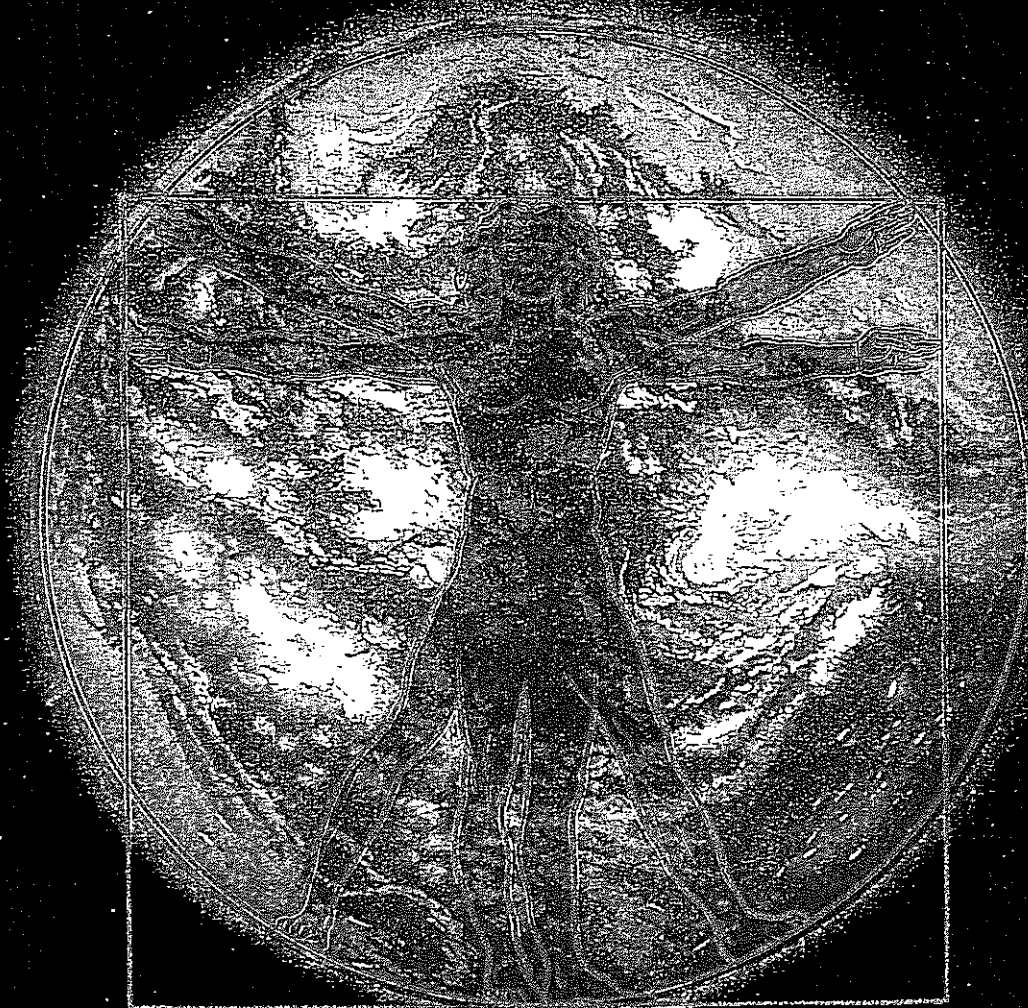
ついに人類の生きんがためのあるいはより良く生きんがための欲求のつけが地球規模で現れ始めてきたといえるだろう。

このような時代にあって、ジオトピア構想を狭い視野でみてしまうと、地球規模の悪因子をさらにひとつ増やすだけという結果にもなりかねない。言い古された言葉ではあるが、大所高所に立った検討が必要となる。

このため本年度のジオトピア構想検討は、地球をひとつのシステム、あるいは宇宙の中に存在するひとつの惑星であるという認識にたって検討を進めてきた。もっとやさしい言葉で言い換えれば、地球の全体が見渡せるところまで飛び出すとジオトピア構想の目的が自然に見えてくるかもしれないというような気持ちで検討を進めてきた。その結果がこの報告書である。

本検討がジオトピアの実現にむけてあるいはその礎となるべきジオトピア研究センターの実現にむけての一助となれば幸いである。

第1章 地球学とジオトピア構想



ビッグバンによって宇宙は誕生した。急激に膨張する宇宙の中で起こっている全ての事象は、実はこのビッグバンの瞬間に定められたのであって、それが順々に出現しているということではないのだろうか。人類の出現も偶然の結果ではなくてすでに予定されていたことの結果ではないのだろうか。こう考えると地球とか文明とか自然とか人間とかを個々の対象として研究するよりも、これらを包合した形での研究が必要である。われわれはこれを「地球学」といつている。

第1章 地球学とジオトピア構想

1. 1 概説

人工衛星の地球観測が発達するにつれて、より広い範囲の情報が視覚を介して多くの人々に認識されるようになってきた。特に地球環境の問題では、例えばブラジルの熱帯雨林が開発の手にかかって減少していくさまや、サハラ砂漠が年々拡大していくさま、さらにオゾン層破壊の現象などが映像として示されることによって、人間生存環境の破壊の危機についての関心が高まってきている。そしてこれらの解決方法として、例えばフロンガスの規制であるとか二酸化炭素や窒素酸化物の抑制などさまざまな提案がなされている。これらの検討はもちろん重要である。

しかし、環境問題を人間生存環境の問題として捉えていくにはさらに大きな視点からの考察が必要であろう。すなわち地球、人間をよく知ることが重要な課題であると考えられる。

ここでは、人類史あるいは宇宙論的観点から、人類とは何か、文明とは何か、地球とは何か、を統括的に論ずる（これを「地球学」と呼ぶ）ことによって地球、人間をよく知り、さらに人類の未来を予見しつつ、解決法として「テラフォーミング」を提唱する。さらに「ジオトピア構想」はこの「テラフォーミング」の一つであるという立場から「ジオトピア構想」の基本コンセプトを構築する。

1. 2 人類史的観点からの現在そして未来

人類は400万年ほど前に誕生し、進化しながら現在に至った。この人類史の中で一つの大きな転機となったのが農耕の始まりである。農耕や牧畜はそれ以前の自然の生態系とは異なる人工の生態系の導入を意味する。象徴的に言い換えれば、農耕の始まる前は森の中で生活して自然の生態系の中に組み込まれてきた。地球の生物圏まで含めた固有の物質循環の中で人類が位置付けられて生きてきた。地球に生かされていた。それが人工の生態系を導入することによって、人類は食

糧を安定的に確保できるようになり、大発展が始まった。すなわち地球を利用することによって生きるということに至った。

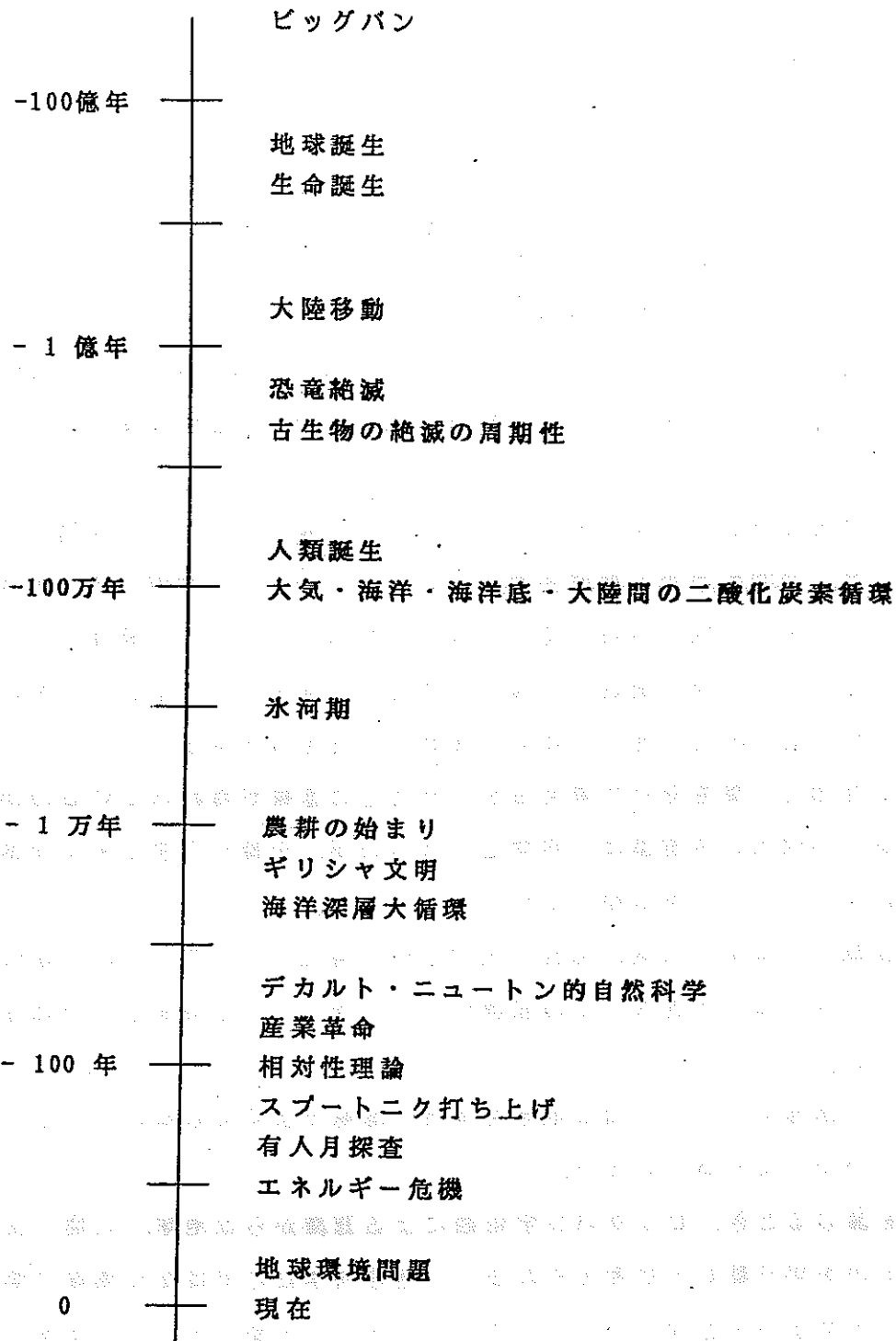
人工の生態系をさらに進めていくために自然をより深く知ることが必要となり、これが文明を発展させる原動力ともなった。その過去の文明はいずれも自然を破壊することによって自らその繁栄を築きあげてきた。

そして現在の人類はその延長上に位置している。現在はまさに文明による自然破壊が地球規模になりつつある時代である。これが今の地球環境問題の主因である。

こういう点から見ると、過去という事実を肯定するかぎり、環境問題の真の解決方法は有り得ないと極論できるかもしれない。

現在からみて人類が生まれてからののおおよそ400万年間と農耕を始めて（文明を創り出して）からの約1万年の時間の比はだいたい1/100である。さらに、デカルト、ニュートンの自然科学が出現して文明が高等技術文明に移行しそれがグローバル化した産業革命から現在まではたかだか数100年であり、文明出現からとの比も大体1/100である。人類史のタイムスケールはこのように加速度的に短くなっている。（第1-1表）

このような過去を肯定するとして、人類の未来はどのくらいあるか。それは数1000年程度かもしれない有限な時間に違いない。そしてこの有限の時間をさらに数100年、1000年と延ばしていくのがこれからの科学技術に与えられる使命となるであろう。ただし、もし過去を肯定しないとすれば、人類が1万年以前の生活に戻るといふ別の解決方法がある。こうすれば地球の寿命と同じくらいは存在できる可能性があるが、それはもはや人間というより動物に近い存在である。未来という概念は、人間とは、文明とは何かということを考えることによって出てくるものであり、人間にのみ与えられたものともいえよう。その未来について選択しようとするのが他ならぬ人間である以上、過去を否定しざることはなかなか困難といわざるを得ない。



(第1-1表) 人類史略歴

1. 3 宇宙論的観点からの地球学

デカルト、ニュートンなどによって創り出された近代自然科学は、自然と人間を区分した上で自然を論ずる科学である（二元論）。これによって自然というものとは一定の法則に従うということが広く人間に認識された。そしてこれらの法則を応用することによって現在の繁栄がもたらされた。

デカルト、ニュートンの宇宙観では、宇宙は入れ物であってすでに時間も空間もセットされており、変化しないものと捉えられている。時間はただ流れるものであって始点も終点もない。そこに配置されたものの運動を定義するのが物理学である。

現代の宇宙論では、宇宙はビッグバンによって生まれたという仮説にたっている。そして、時間も空間も物理法則もすべてビッグバンの瞬間にセットされると考えられている。自然も人間もそして過去も未来もすべてその瞬間にセットされたのであって、その枠を超越して論ずることができない。現在というものも人間というものも結局宇宙の進化の中で生まれてきたものである。

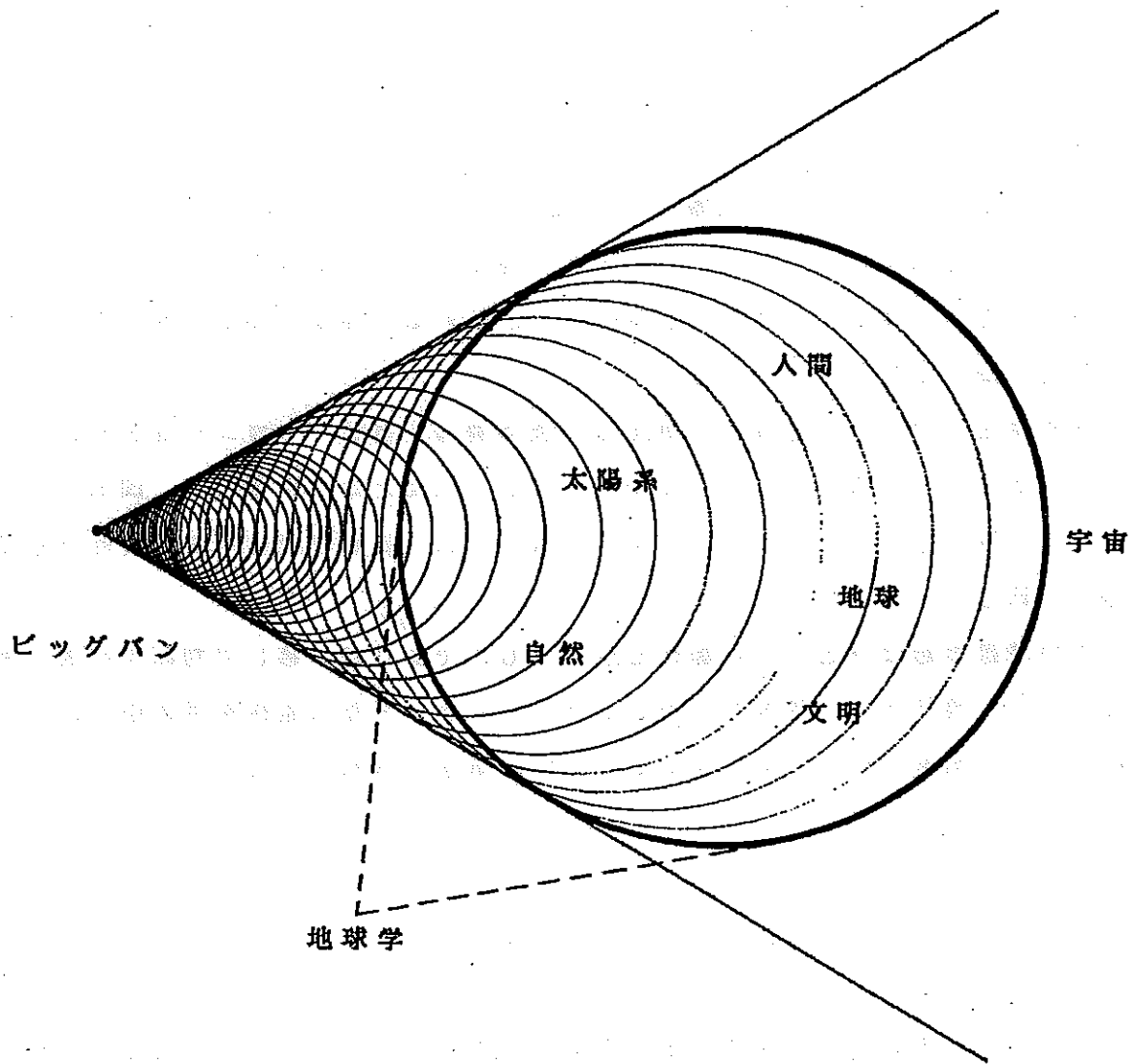
そこで自然と人間を分けて考えるということの意味が問われているのが現在の科学である。現代の宇宙論は、科学というものが二元論から脱却する非常に重要な段階にきていることを示唆しているともいえる。

この認識で人類史的に見た場合、現在という時点は、1万年前の農耕の始まりと同じような人類の大きな一つの転機にさしかかっている時期なのではないかとも考えられる。

そういう意味で、今や人間は地球を本当の意味でよく知らなければならない時点にさしかかっているといえる。

地球を論じるとき、ビッグバン宇宙観による認識からは地球、人間、文明などというものを切り離しては考えられない。地球科学だけではなく地球工学だけでもない、人間までを包含してすべてのものをきちんと論ずることが重要である。これを「地球学」と呼ぶこととする。

「地球学」のイメージを（第1-1図）に示す。



(第1-1図) 地球学のイメージ

1. 4 テラフォーミング

1. 2において、過去を肯定するとすれば、人類の未来は人類史のタイムスケールでみてそんなに長くない有限な時間しかないこと、そしてそれを引き延ばすのが科学技術の使命であることを述べた。

我々はこの使命達成のために与えられる最大の課題がテラフォーミングであると考えている。

テラフォーミングとは、究極の人工生態系を創り出すこと、あるいはニューフロンティアを創り出していくことである。地球でいえば地球を利用し尽くすことであり、地球以外でいえばある天体の一部あるいは全部を人間が活動できる環境に改造することである。

テラフォーミングの各段階（例えば、探査探検、基地、コロニーなど）において人類は壮大な実験を行うことになる。そこで人間とは、文明とは、国家とは、民族とは何かといったすべての条件がテストされ、人類存続に必要な要件が取捨選択される。

この問題提起はひとつの可能性を示したものであり善し悪しで判断すべきことではない。現代という状況を分析したうえでいろいろな可能性を世の中に示していくという態度が科学者や技術者にとっての重要な責務である。

1. 5 テラフォーミングとジオトピア構想

テラフォーミングの対象はいろいろある。ニューフロンティアを地球に求めることも考えられるし、天体に求めることも考えられる。

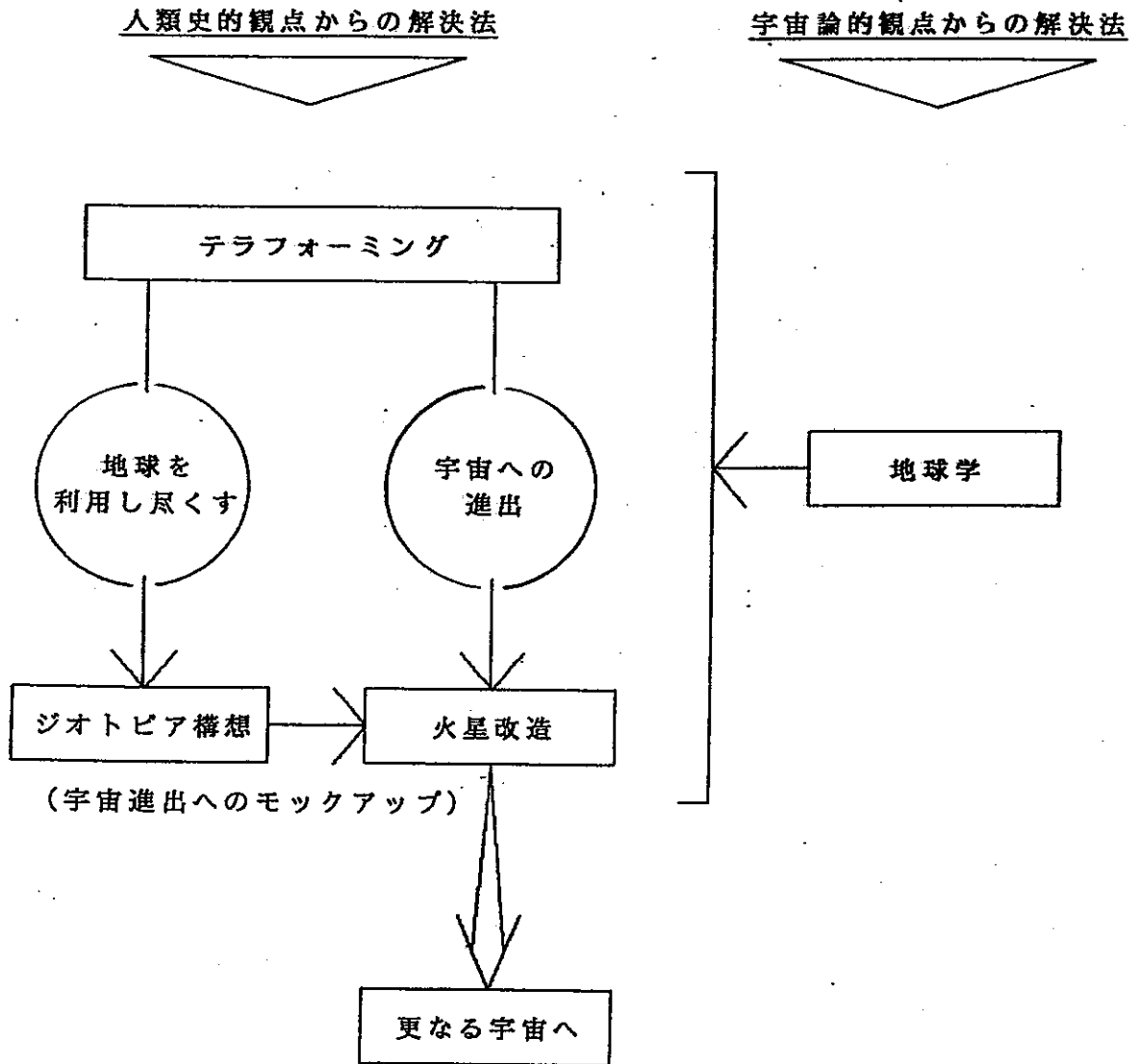
ニューフロンティアを地球に求めるのが「ジオトピア構想」であり、まさに地球のテラフォーミングである。

地球を利用し尽くすということはすなわち人間にとっての住みよい環境を可能な限り長期間維持していくことである。いいかえれば自然の究極である地球と文明の究極である都市の折り合いをいかにつけるかということであり、これが「ジオトピア構想」に与えられた命題であると考えられる。

「ジオトピア構想」を考えるにあたっては「地球学」の視点に立って地球、人

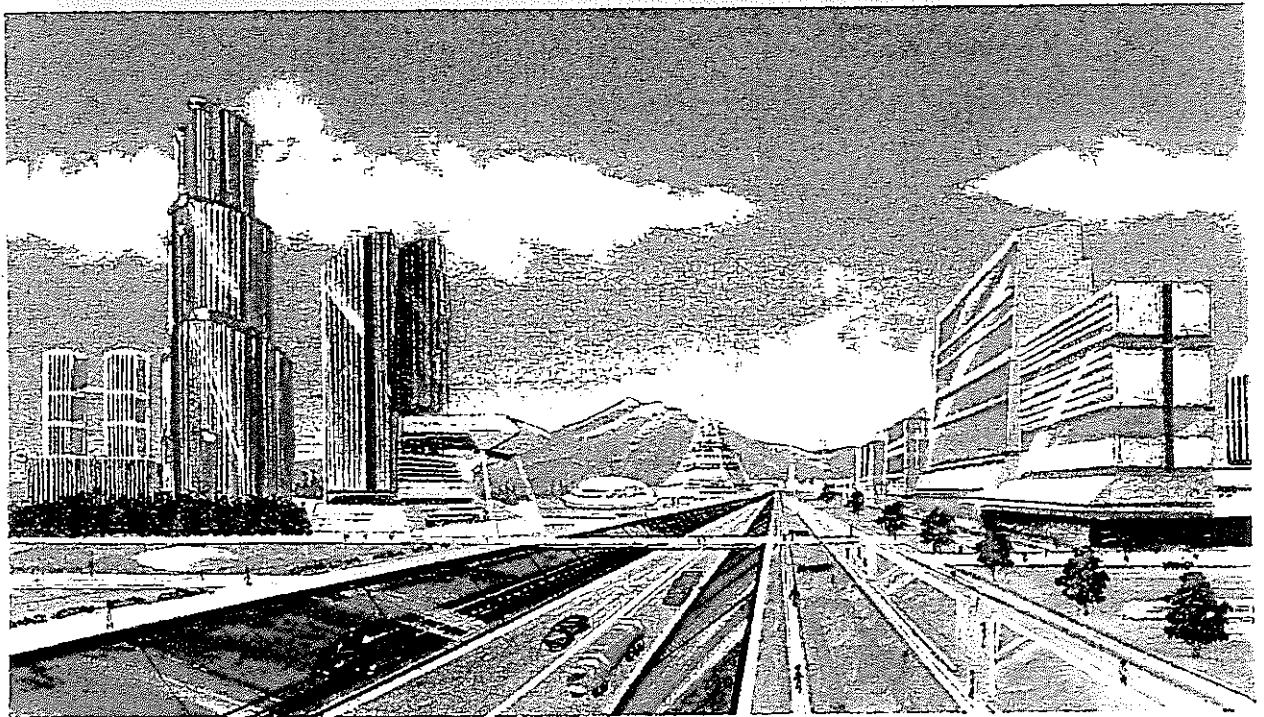
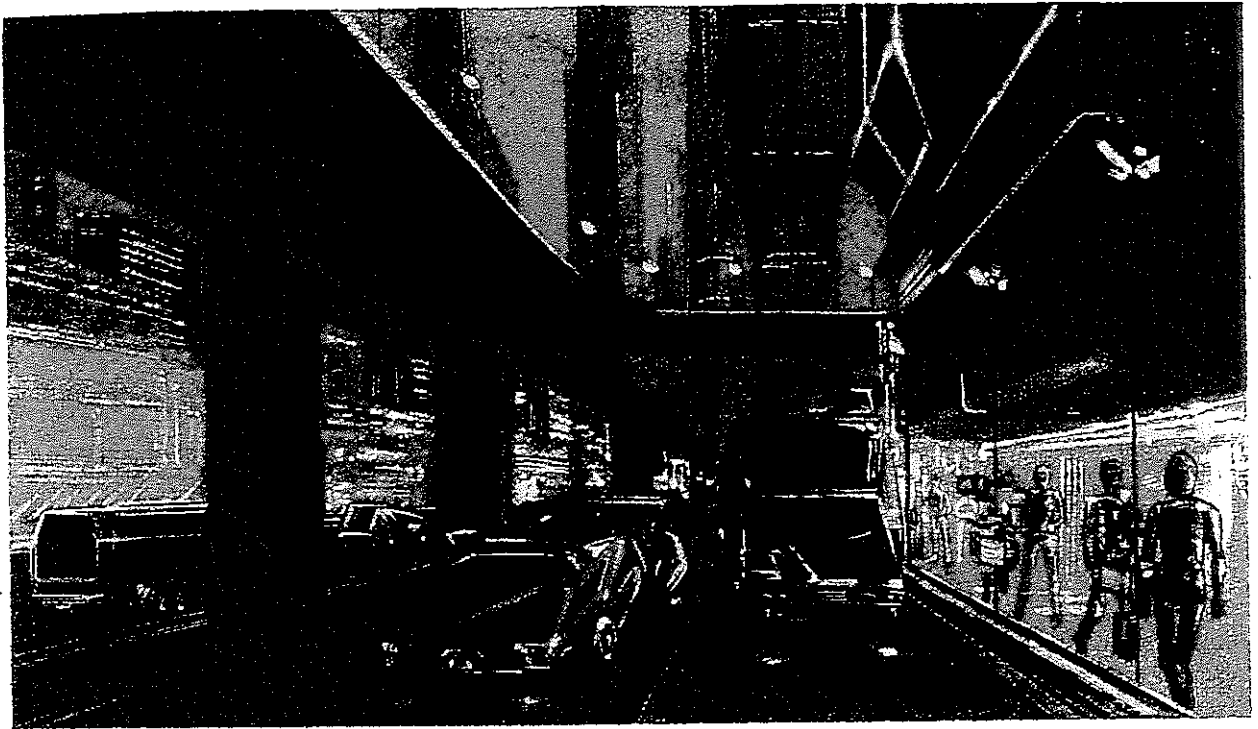
間のことをよく理解していかなければならない。

本章全体のイメージを、地球学とジオトピア構想のイメージとして（第1-2図）に示す。



(第1-2図) 地球学とジオトピア構想のイメージ

第2章 ジオスフェアのシナリオ



われわれは地下地底を含めた人類のあくなき開発対象領域を「ジオスフェア」とよんでいる。「ジオスフェア」という言葉には、地下地底の開発と地上の開発は表裏一体をなすべきものであってこの思想に基づいた開発こそが有限の地球と人類にとって必要であるという意味が込められている。われわれは地下地底あるいは都市という限られた範囲にとらわれず全地球的観点から「ジオスフェア」開発のシナリオを画いている。

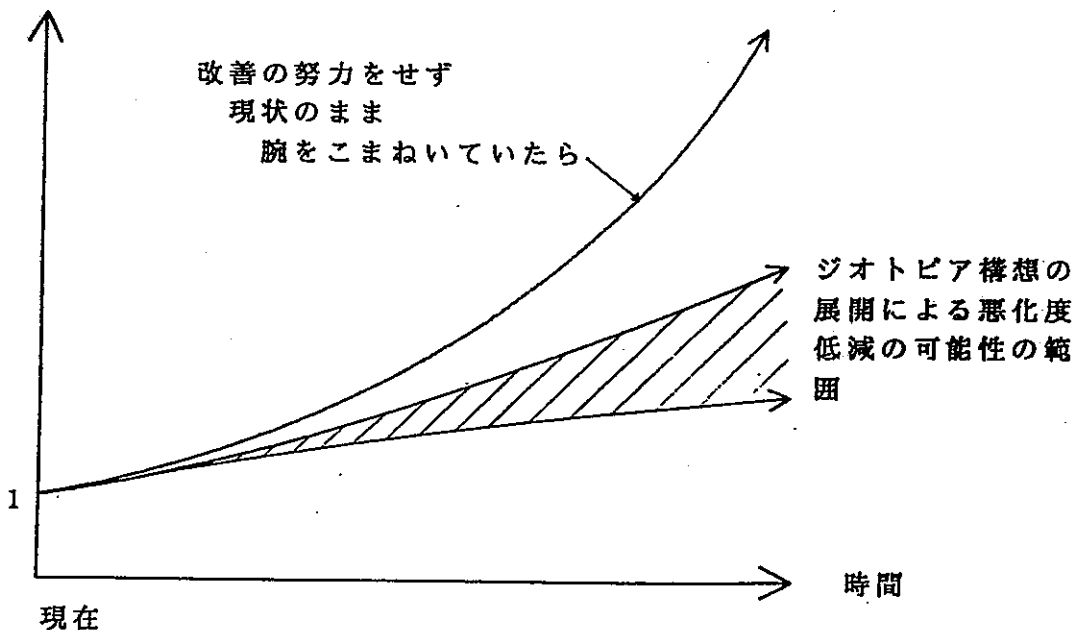
第2章 ジオスフェアのシナリオ

2.1 概説

過去の文明は自然を破壊することによって発展してきた。このことが将来人類を滅亡させる道程であるとするならば、人間の英知によってなんとかしてそれを引き留めなければならない。自然破壊、環境破壊を今以上拡大させないことが喫緊の課題である。すなわち自然と文明、地球と都市の折り合いをいかにしてつけるかという課題に対する一つの提案がこの「ジオトピア構想」である。

「ジオトピア構想」の実現度に応じた環境悪化度の低減のイメージを（第2-1図）に示す。もし環境改善の努力をせず現状のまま腕をこまねいていたら、環境はますます悪化するが、「ジオトピア構想」を展開すれば、ポジティブに環境悪化を低減でき、ひいては地球のプロセスが自ら働きだして良化に転じる可能性のあることを表している。

環境悪化度



（第2-1図） 環境悪化度低減のイメージ

本章では、この「ジオトピア構想」を進めるにあたり、地下開発のあり方を示す一つの提案として、シナリオを策定する。

なお、「ジオトピア構想」では、以下、地下地底を含めた人類のあくなき開発対象領域を「ジオスフェア」と称することとする。

シナリオ策定にあたっては、前章で述べた基本コンセプトにしたがって、より高くより広い視点から地球を捉えるということを最大の眼目とする。

すなわち、「ジオスフェア」開発は、帰するところ、地球大改造の中に組み込まれたプログラムに従って遂行されなければならない。

より具体的には、地球大改造すなわち人類生存のための地球環境を維持していくために自然と人工の折り合いをどうつけるか、そしてそれをどのような順序によって進めるかについて検討する。最後にこれらの検討項目に開発の深度を加えて、具体的施設名の例をマトリックスにして示し、さらには「ジオスフェア」開発を日本で行うことの意義についてもふれて、次章以降の検討に資することとするものである。

2. 2 ジオスフェア開発の必要性

人類の将来を予測するうえで必要な基礎的要素として、人口、食糧、総エネルギー消費量の動きをみってみる。

世界人口の動きは（第2-2図）に示すようにここ30年ほど毎年約8000万人のペースで増加を続けている。さらに国連の予想によると2000年には60億人、2010年で70億人、2020年に80億人、2040年には100億人に達すると推定されている。

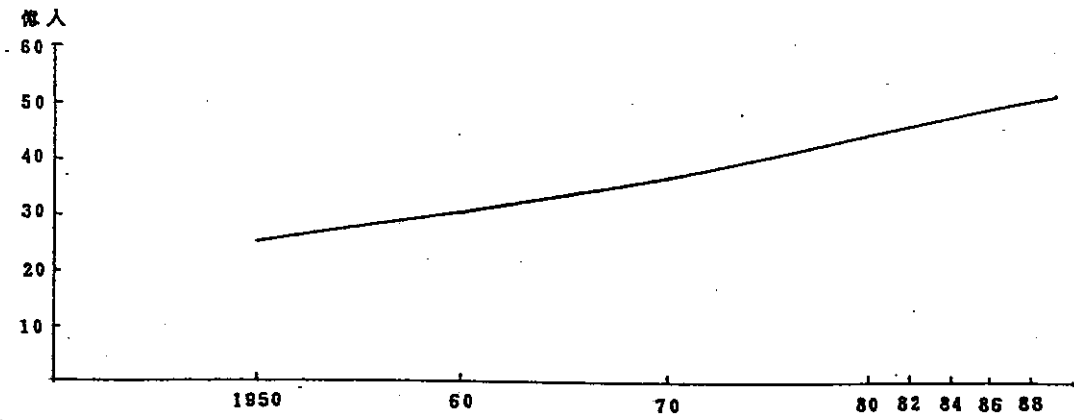
世界の穀類生産高（米、小麦、大豆、とうもろこし生産高の合計）の推移を（第2-3図）に示す。最近の傾向として穀類の生産高はほとんど増加していない。肉類の生産高も急激に増加しているとは考えにくい。食糧全体としての増加率が、人口の増加率を今後とも平行か上まわり続けることができるかが鍵となる。食糧生産は気象条件に左右される割合が大きいことを考慮に入れておく必要がある。

世界の総エネルギー消費量と人口一人あたりのエネルギー消費量の推移を（第2-4図）に示す。一人あたりのエネルギー消費量はほとんど変わっていない。今後人口増加に比例した供給量が要求されるのであろうか。

今後とも人口はおそらく抑制されることなく増加し、それにもなって食糧、エネルギー量の増産を余儀なくされる。

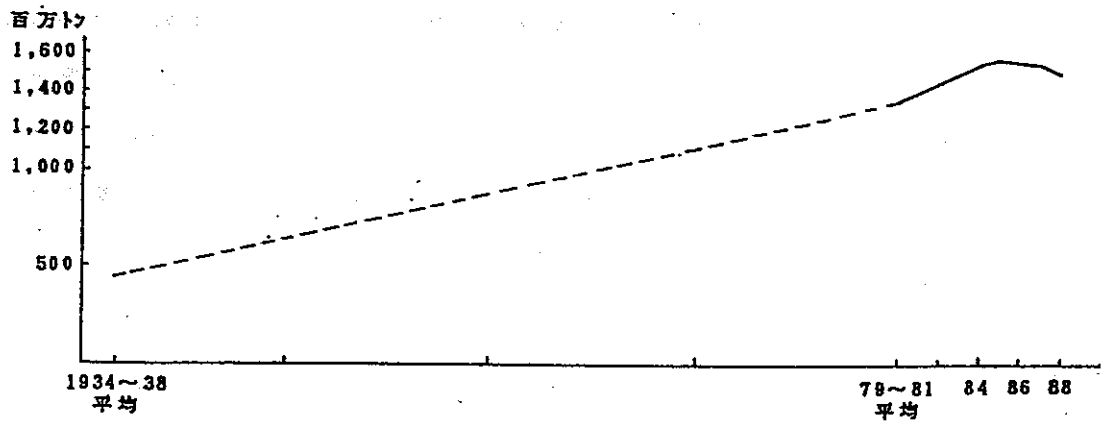
このことがとりもなおさず人工生態系圏の拡大であり自然破壊の原因である。人口が増えるかぎり人工生態系圏の増加は否定できない。

しかし、自然生態系圏のこれ以上の減少は許されない。農地や牧場の密度を上げることすなわち生産性を飛躍的に上げること（高密度化）は現時点では難しい。そこで考えられるのが人間の生活圏の高密度化である。平面的拡大を抑止しつつ密度を上げるには高層化とともに地下地底の開発すなわち「ジオスフェア」開発が必要になってくる。



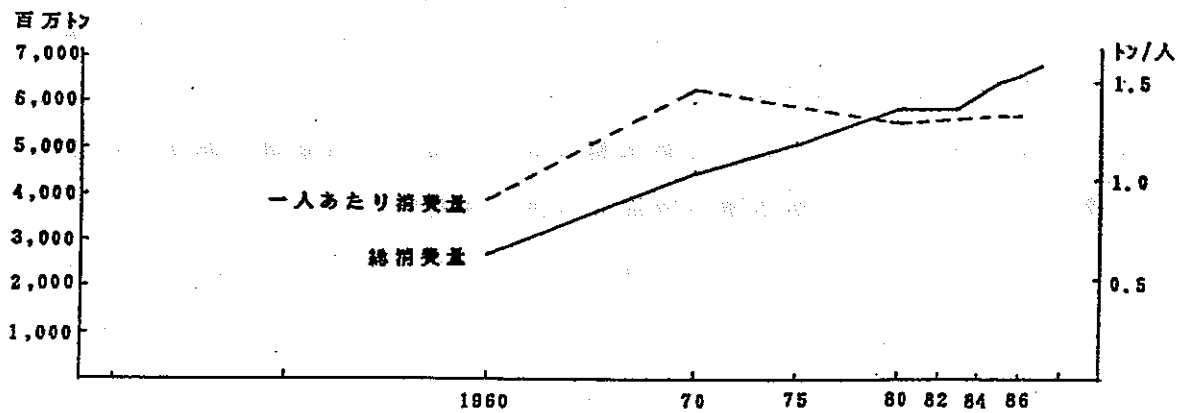
(第2-2図)

世界人口の動き



(第2-3図)

世界の穀類生産高（米、小麦、大豆、とうもろこし生産高の合計）の推移



(第2-4図)

世界の総エネルギー消費量（石油換算）と
人口一人あたりのエネルギー消費量の推移

2. 3 ジオスフェア開発のシナリオ

地球という有限の土地の自然環境を維持するとしたら、都市の分散、拡大を防止するしかない。さらに農地や山林などの生産性をもつ区域と、森林、湖沼、河川などの環境を維持するために必要な自然区域の間も明確に区分分離することで、それぞれの区域の役割が十分発揮できるものになる。

そこで「ジオスフェア」開発のシナリオとして（第2-1表）のような区域設定を行った。

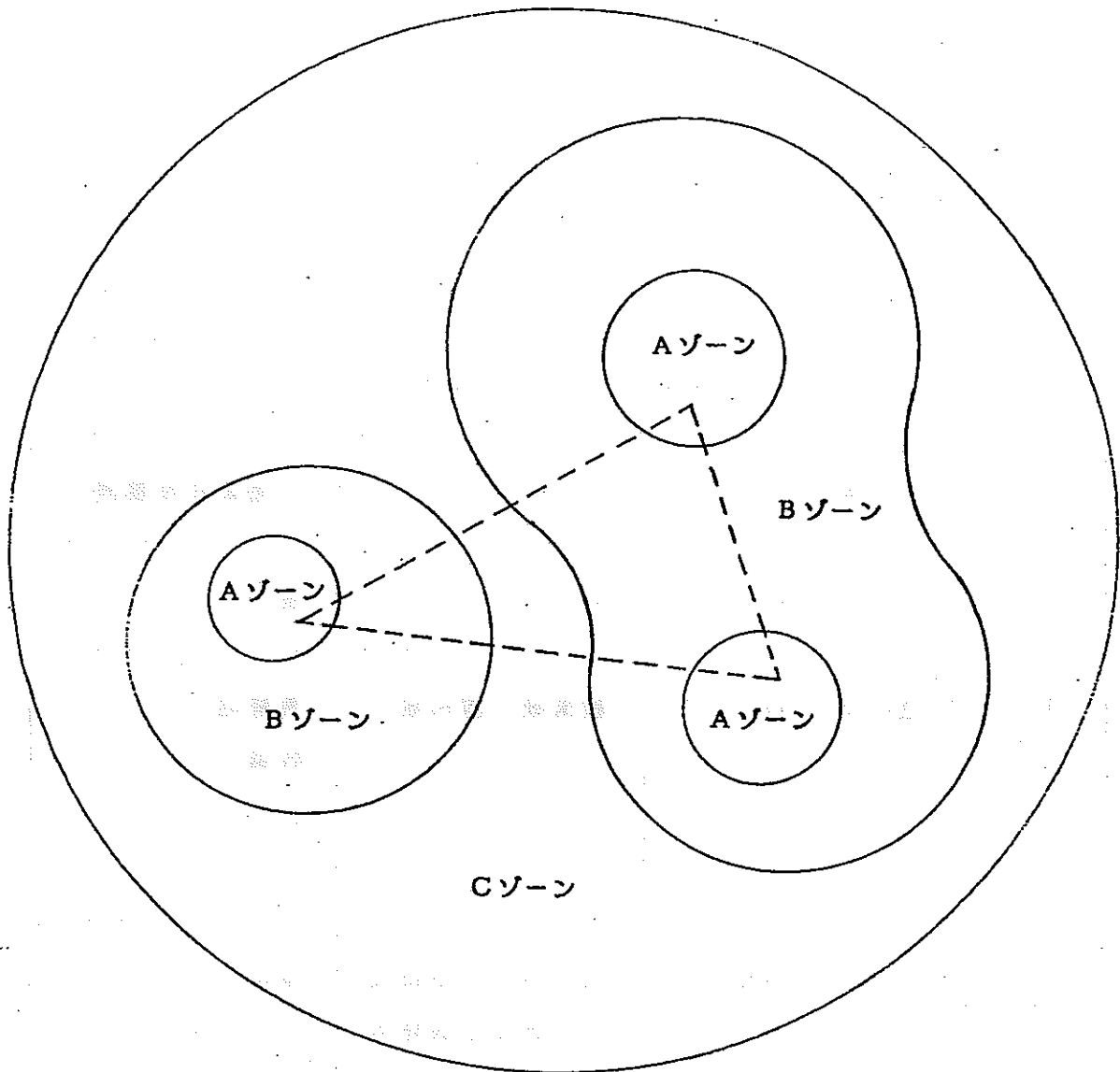
（第2-1表） 区域設定

区域		地表の形態例
Aゾーン [Artificial zone]	人工域	都市
Bゾーン [Buffer zone]	緩衝域、調和域	農耕地 牧場 行楽地 海洋
Cゾーン [Closed zone]	人工からの閉鎖域 (いかなる開発も いっさいしない)	森林 ステップ 砂漠 海洋 (限定部) 極地

地中部分についても、基本的にはこの区域設定にならうものとする。

例外として、Aゾーン間を結ぶ交通路線や通信回線などがある。ただし、これらは地表環境を乱さぬよう地中深く通過することが条件となる。

区域設定の模式図を（第2-5図）に示す。



Aゾーン間を結ぶ点線は都市間の交通通信網を示す。

交通機関は航空機、地下鉄道、地下超高速交通システムなどである。

交通通信網のみCゾーンの地下を通過できる。

（第2-5図） 区域設定の模式図

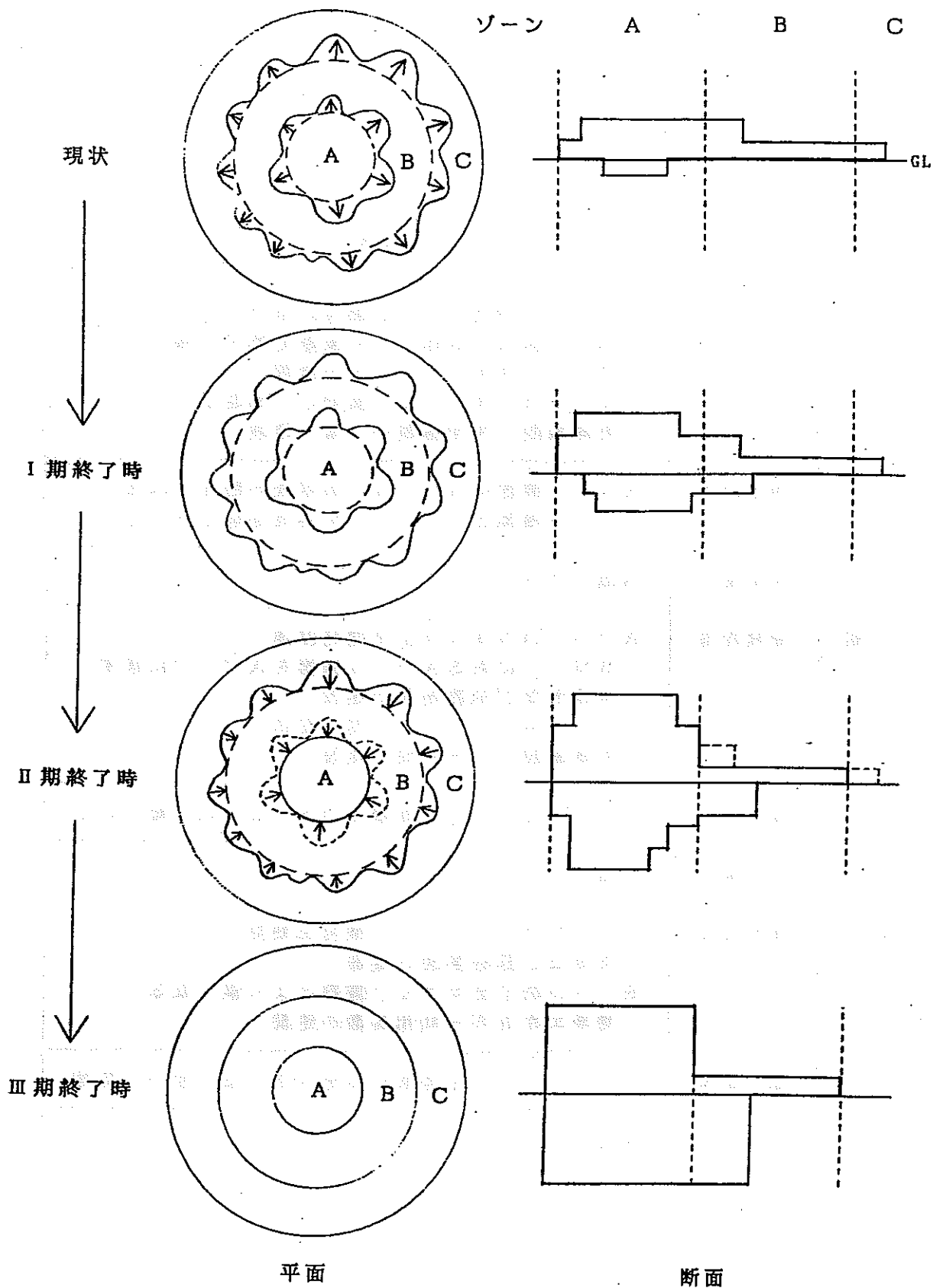
さらに各区域を時間軸で段階的に整備するシナリオとして（第2-2表）のように段階設定を行った。

なお、想定期間は、次章以下での検討のひとつの目安となるようにと想定したものであって、深い根拠のあるものではない。今後の検討課題のひとつである。

（第2-2表） 段階設定

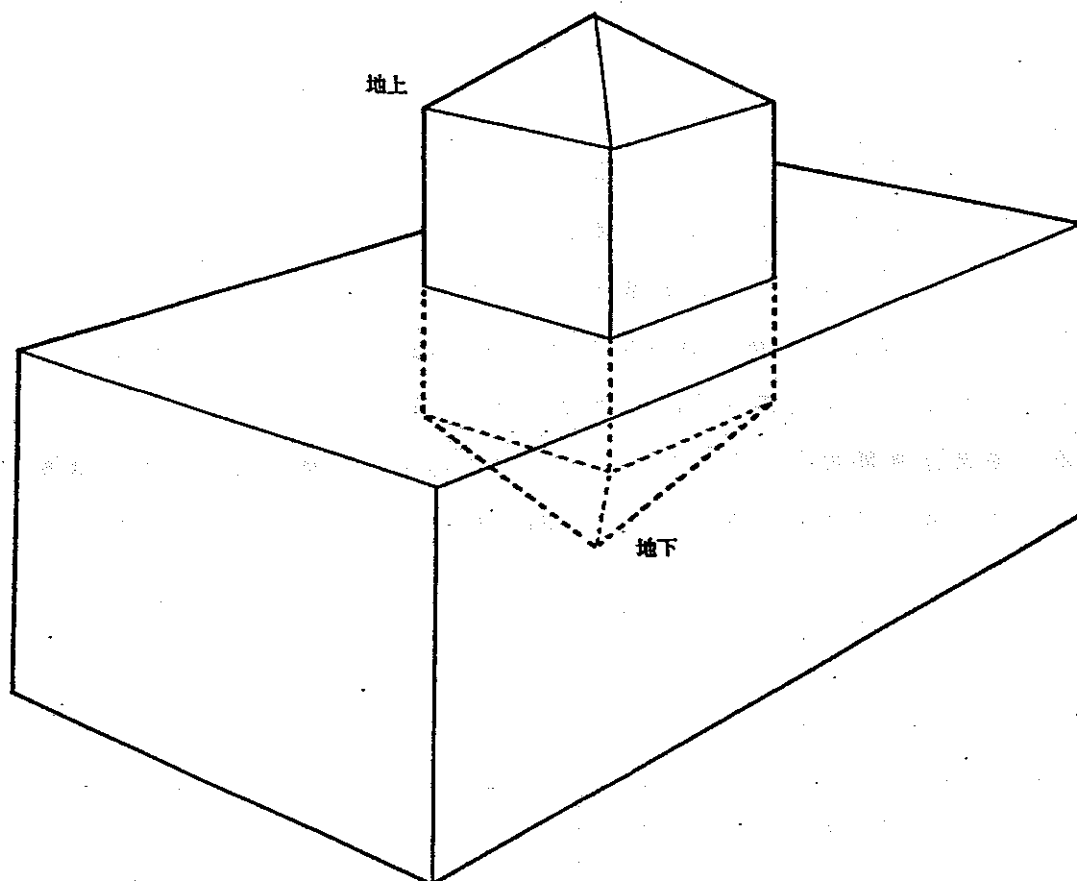
I 期	開発程度	Aゾーンのジオスフェア開発に着手 地上にある必然性のない施設を地下に移す インフラストラクチャーの建設 Bゾーンのジオスフェア開発に一部着手 貯蔵施設、生産施設の一部を建設
	期末成果	Aゾーン機能のBゾーンへの侵食が防止される Bゾーン機能のCゾーンへの侵食が防止される
	想定期間	西暦1990～2020
II 期	開発程度	Aゾーンのジオスフェア開発促進 BゾーンにあるAゾーン機能をAゾーンに移す 事務所など執務施設の建設 Bゾーンのジオスフェア開発促進 貯蔵施設、生産施設の建設
	期末成果	AゾーンとBゾーンが機能の面で完全に分離される
	想定期間	西暦2021～2050
III 期	開発程度	Aゾーンのジオスフェア開発成熟期 住宅など居住施設の建設 Bゾーンのジオスフェア開発はより深くなる 地球エネルギー利用施設の建設
	期末成果	A、Bゾーンとも開発の余地がなくなるまでに完成
	想定期間	西暦2051～2100

ジオスフェア開発の段階別模式図を（第2-6図）に示す。



(第2-6図) ジオスフェア開発の段階別模式図

Aゾーン空間の広がりイメージを（第2-7図）に示す。



（第2-7図） Aゾーン空間の広がりイメージ

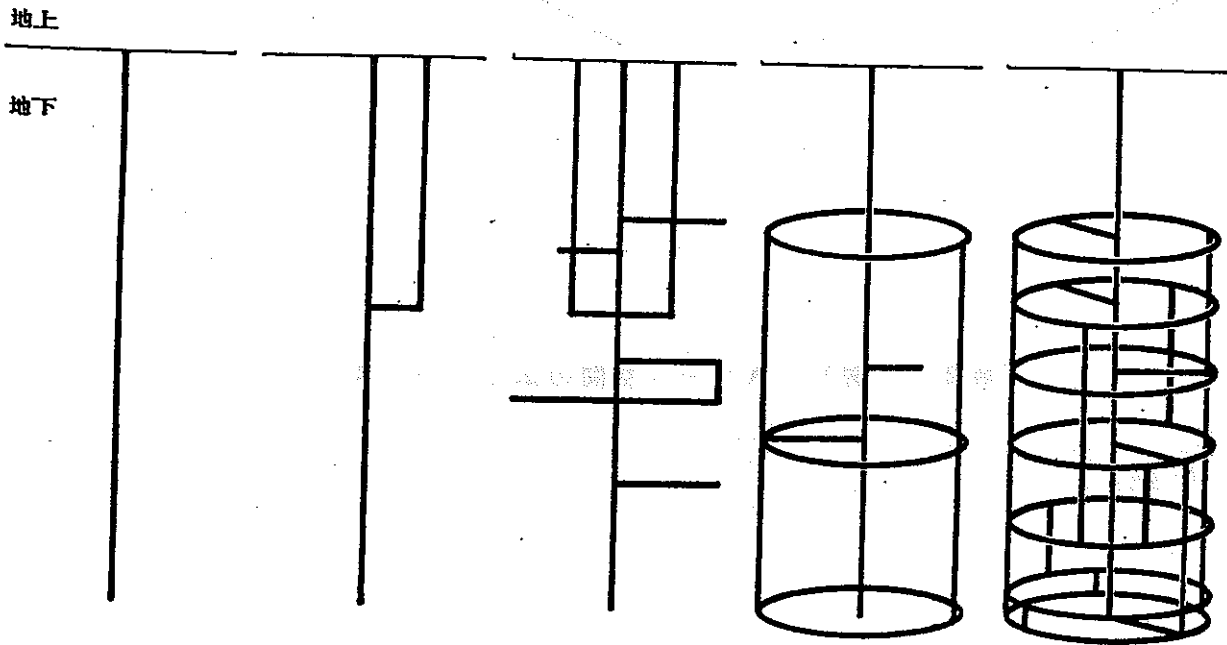
2. 4 ジオスフェア開発の具体例

「ジオスフェア」開発の具体的施設名、適当な深度あるいは要求される深度、建設段階をAゾーン、Bゾーンそれぞれについてまとめた。

2. 3において、シナリオとしての段階設定をⅠ期、Ⅱ期、Ⅲ期の3段階に区分した。Ⅰ期、Ⅱ期はそれぞれ30年間である。しかし、各個施設の建設という点では30年間のタイムスケールでは長すぎるので、ここではⅠ、Ⅱ期をさらにそれぞれ二つに分けて、計5段階でまとめた。

「ジオスフェア」開発における地下のデザインプロセスを(第2-8図)に示す。シャフト(立坑)の時代からコレドール(廊下)の時代、さらにメッシュ(網の目)の時代へと変遷していくさまをイメージしている。

なお、建設技術開発のタイムスケールとしての30年間が長すぎるとは考えられないので、第4章ではⅠ期、Ⅱ期、Ⅲ期の区分にしたがって検討を行う。



(第2-8図) 地下のデザインプロセス

Aゾーンでの「ジオスフェア」開発の具体例を（第2-3表）に、Bゾーンでの「ジオスフェア」開発の具体例を（第2-4表）に示す。

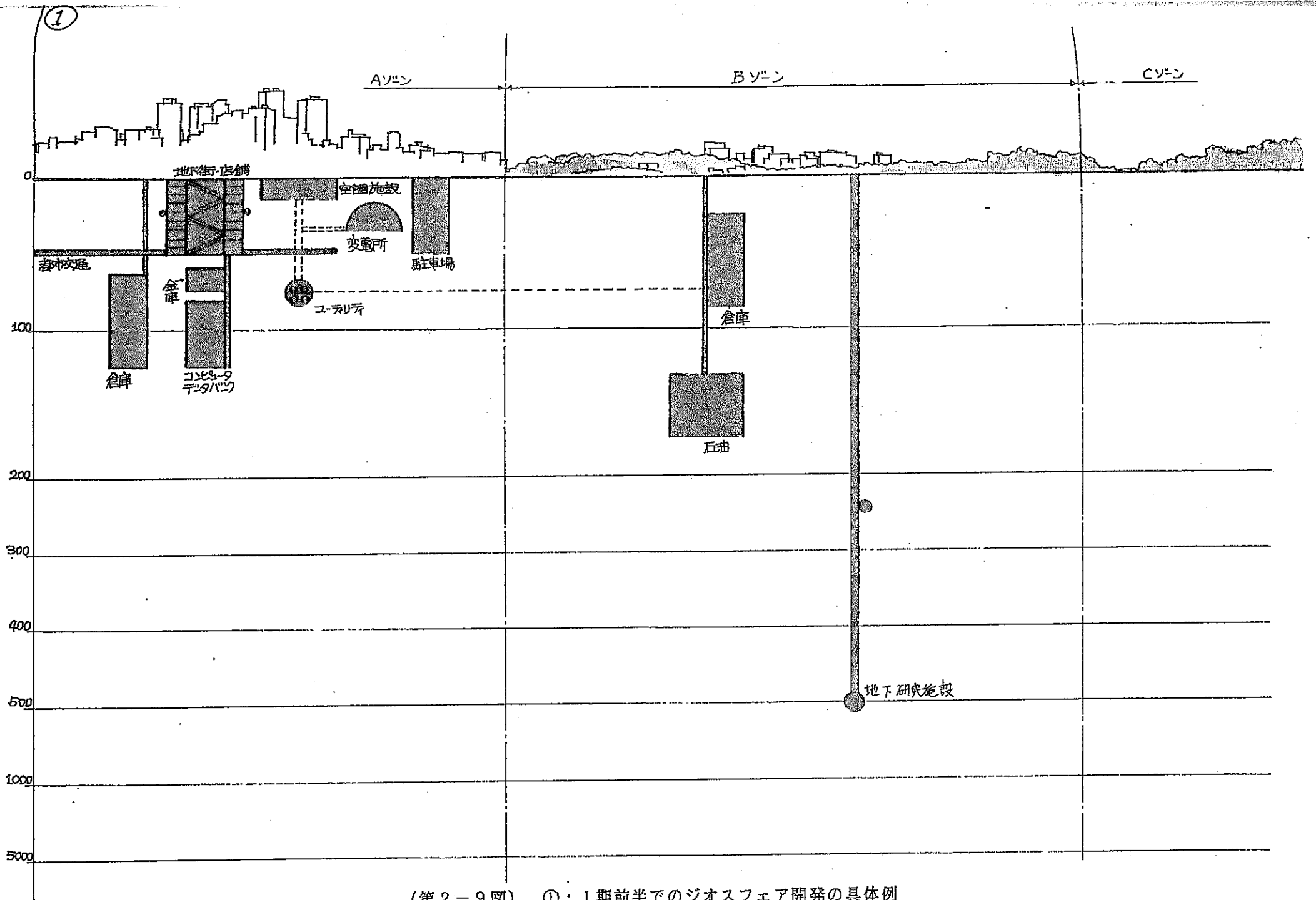
さらにこれを各段階ごとに図示したものが（第2-9図）、（第2-10図）、（第2-11図）、（第2-12図）、（第2-13図） および（第2-14図）、（第2-15図）、（第2-16図）、（第2-17図）、（第2-18図）である。

(第2-3表) Aゾーンでのジオスフェア開発の具体例

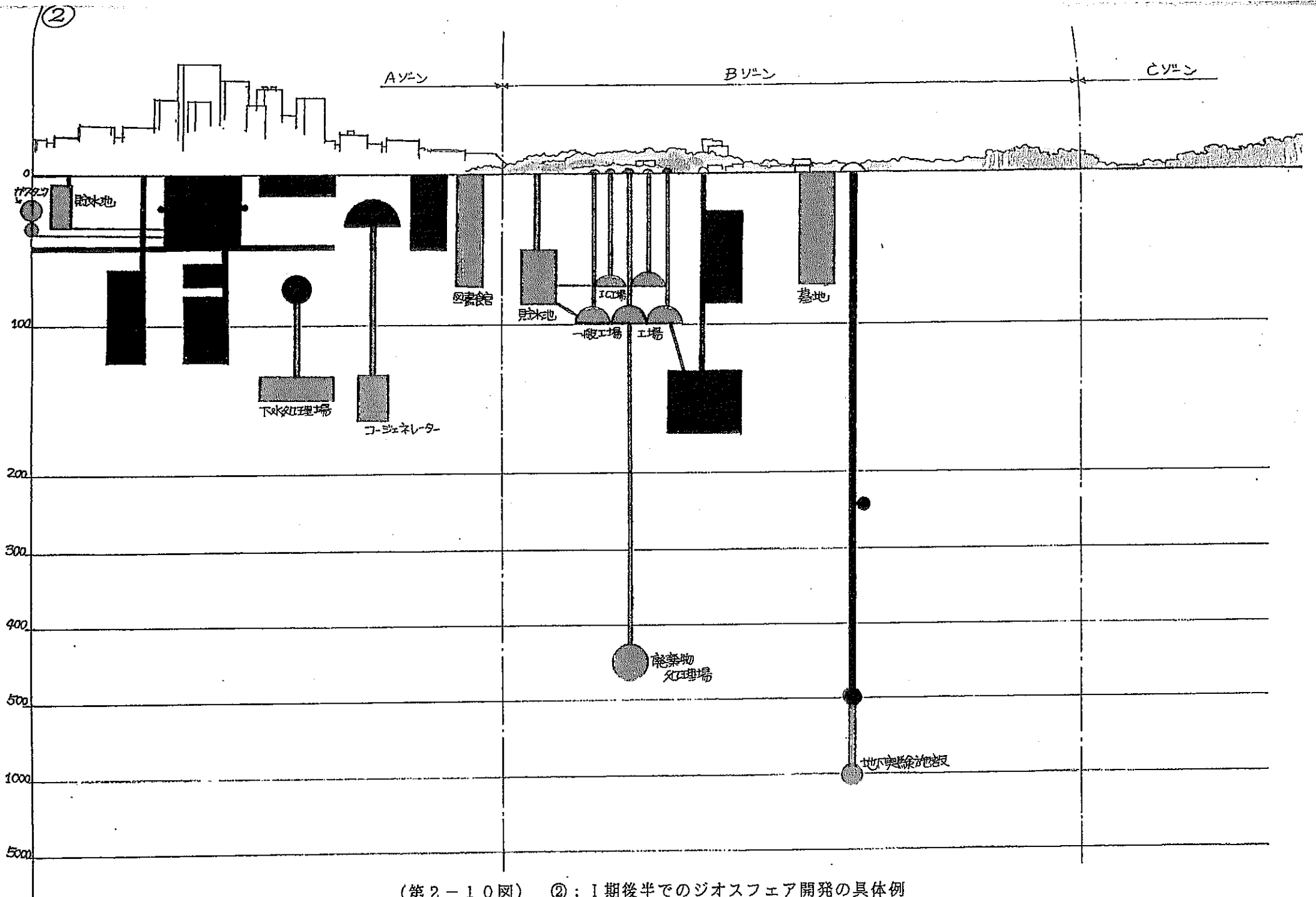
		I期					II期					III期			
		①	②		③		④		⑤						
		1990	'95	2000	'05	'10	'15	'20	'25	'30	'35	'40	'45	2050	2100
深度 0 m	地下街・店舗 空調施設 駐車場 都市交通 金庫 ユーティリティ	変電所		貯水池 ガスタンク 図書館		レジャー施設						地下住宅			
	100	倉庫 コンピュータデータバンク		下水処理場 コ・ジェネレータ		高速交通網		コンベンションセンター		オフィスビル					
	200					物流システム		地下発電所							
	300														
	400														
	500														
	1000														
	5000														

(第2-4表) Bゾーンでのジオスフェア開発の具体例

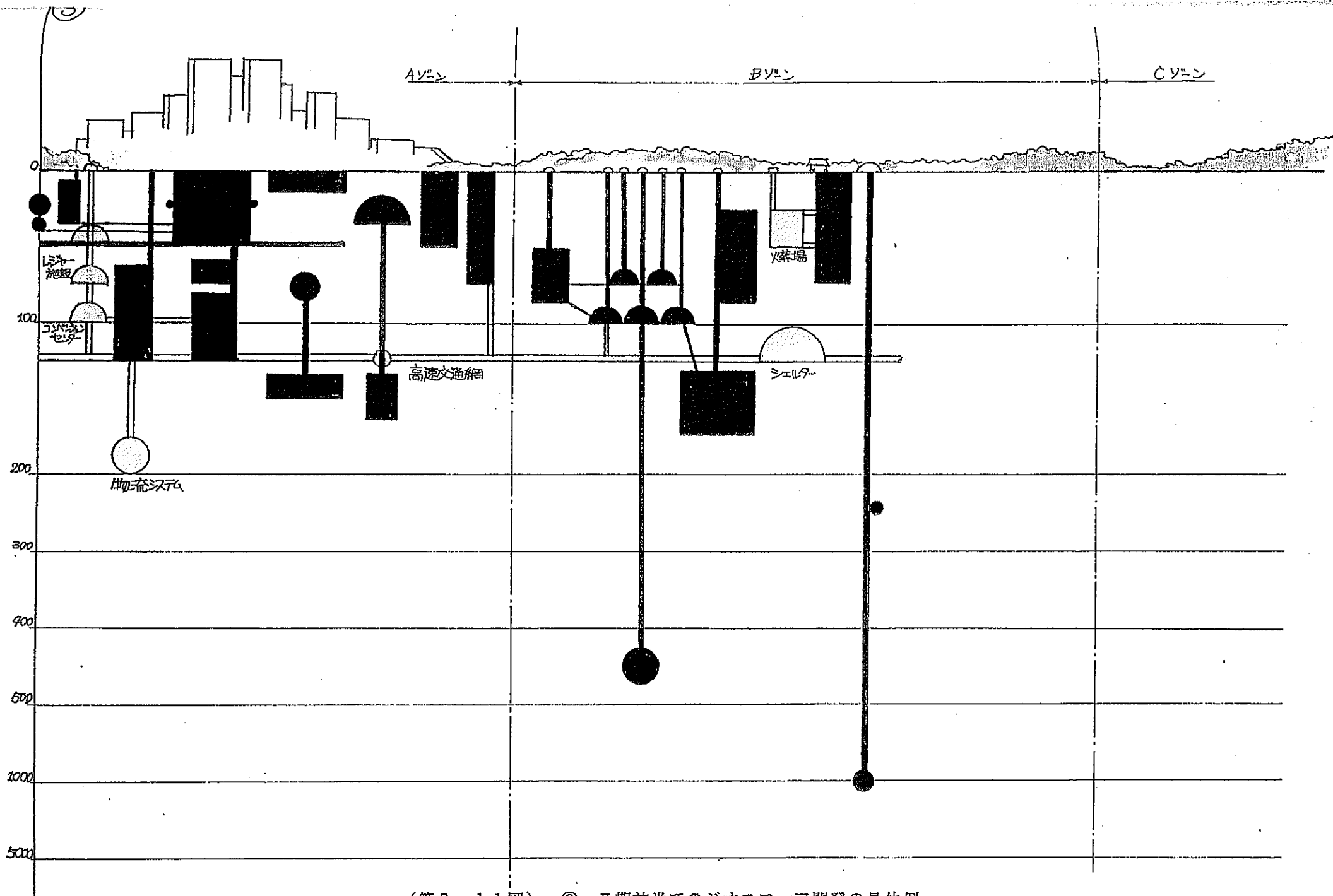
		I期					II期					III期			
		①		②			③		④			⑤			
		1990	'95	2000	'05	'10	'15	'20	'25	'30	'35	'40	'45	2050	2100
深度 0 m		倉庫		基地 貯水池 IC工場 一般工場			火葬場								
100							シェルター					地下ハイテク工場			
200		石油備蓄										地下ハイテク工場			
300									超電導エネルギー貯蔵						
400									人間環境に関する実験場						
500		地下実験施設		廃棄物処理場					重要廃棄物貯蔵			地下墓地			
1000				地下実験施設								核廃棄物処分場 地震予知総合システム			
5000												造岩鉱物中結晶水採取工場 超電導ロケット発射装置			
												地殻エネルギー利用施設 重力利用超高压発生装置			



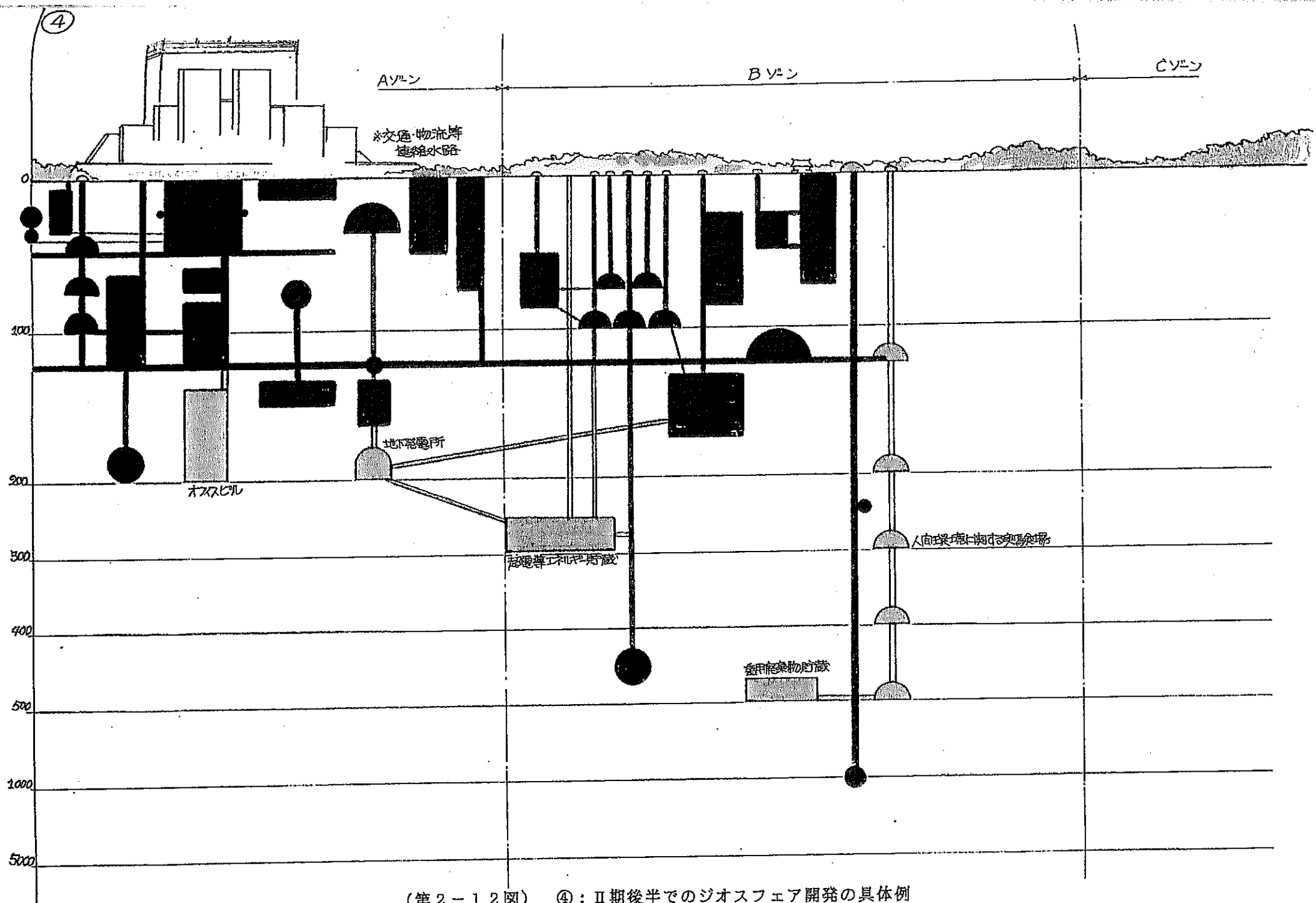
(第2-9図) ①: I期前半でのジオスフェア開発の具体例



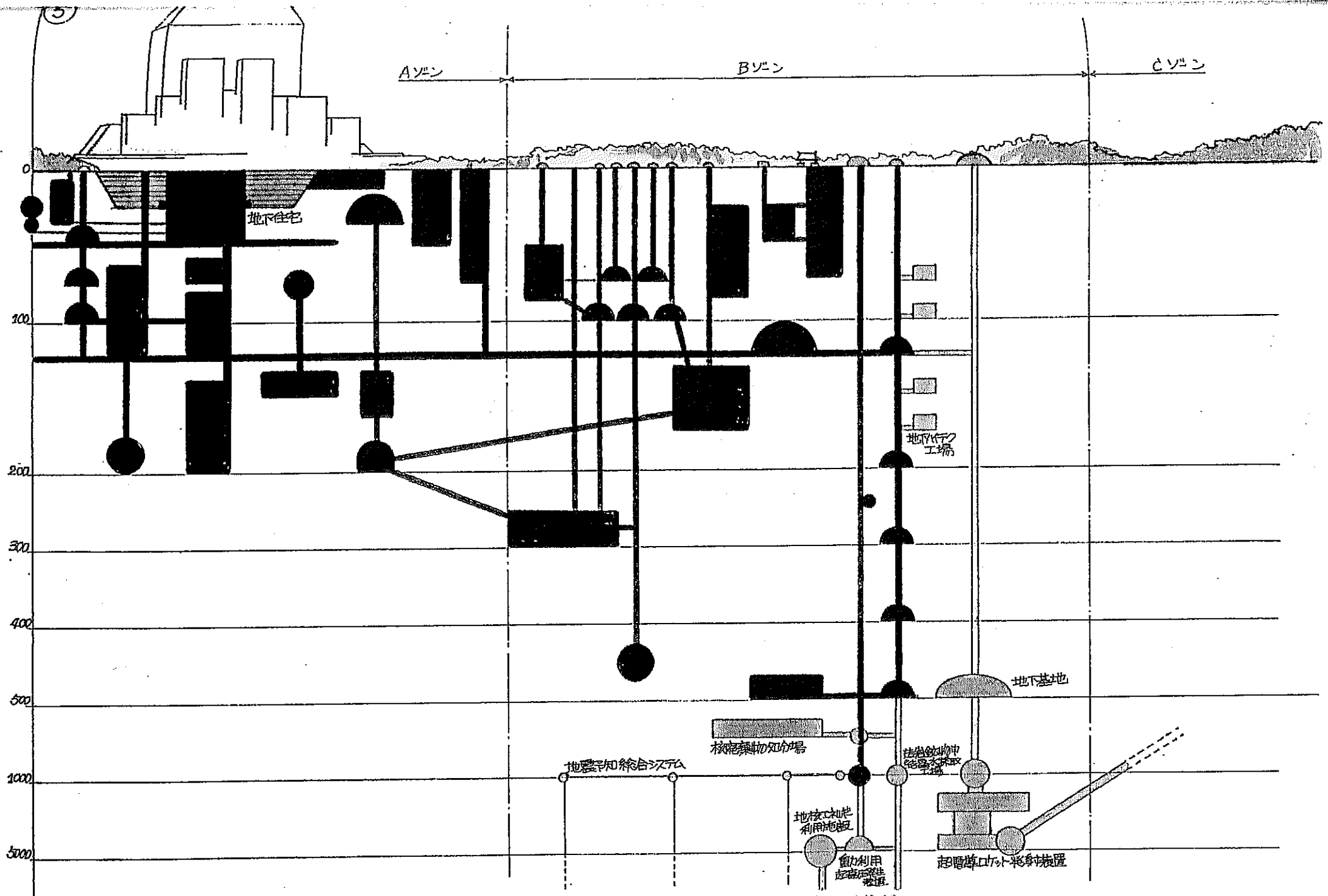
(第2-10図) ②: 1期後半でのジオスフェア開発の具体例



(第2-11図) ③: II期前半でのジオスフェア開発の具体例

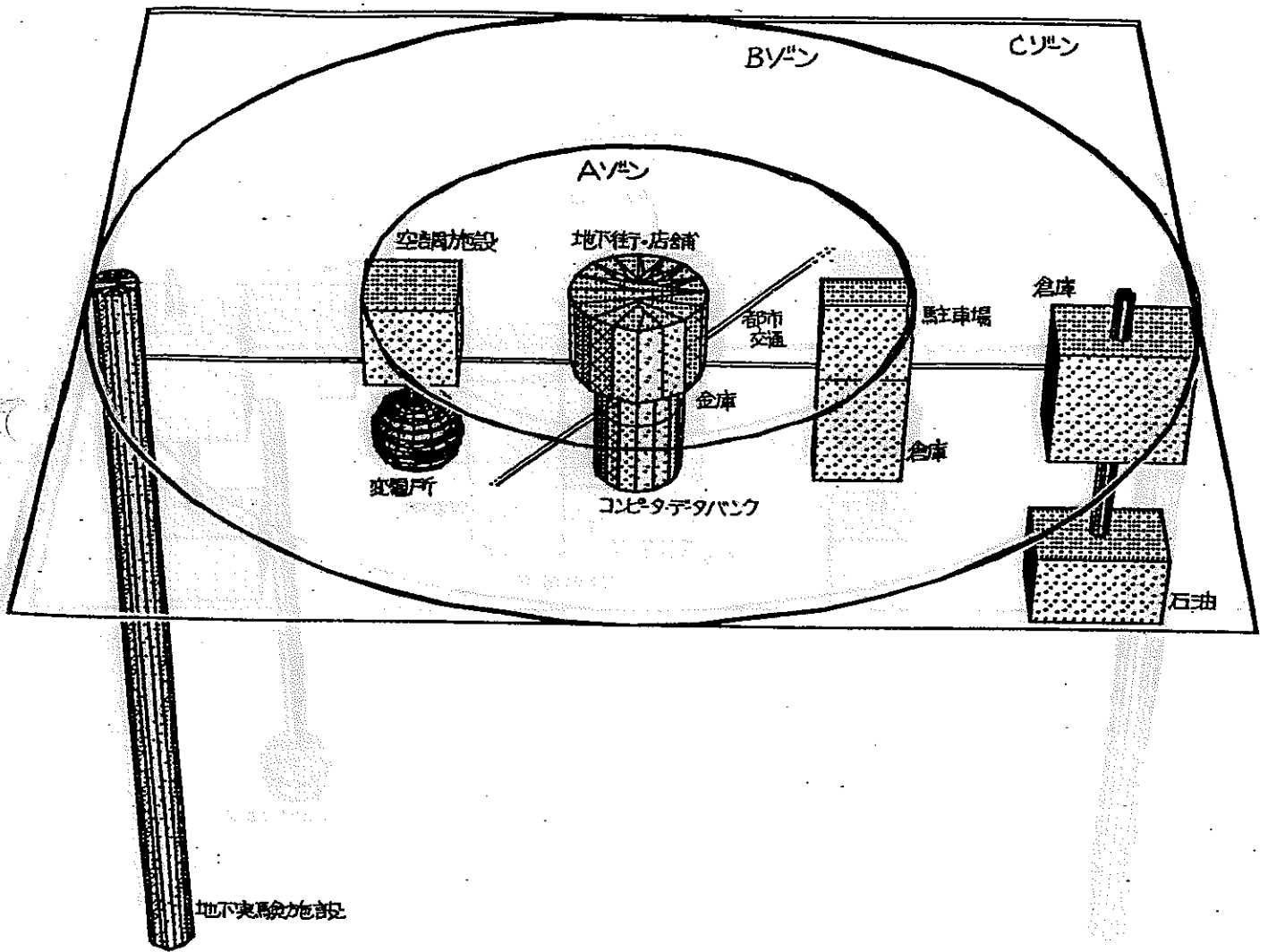


(第2-12図) ④：Ⅱ期後半でのジオスフェア開発の具体例



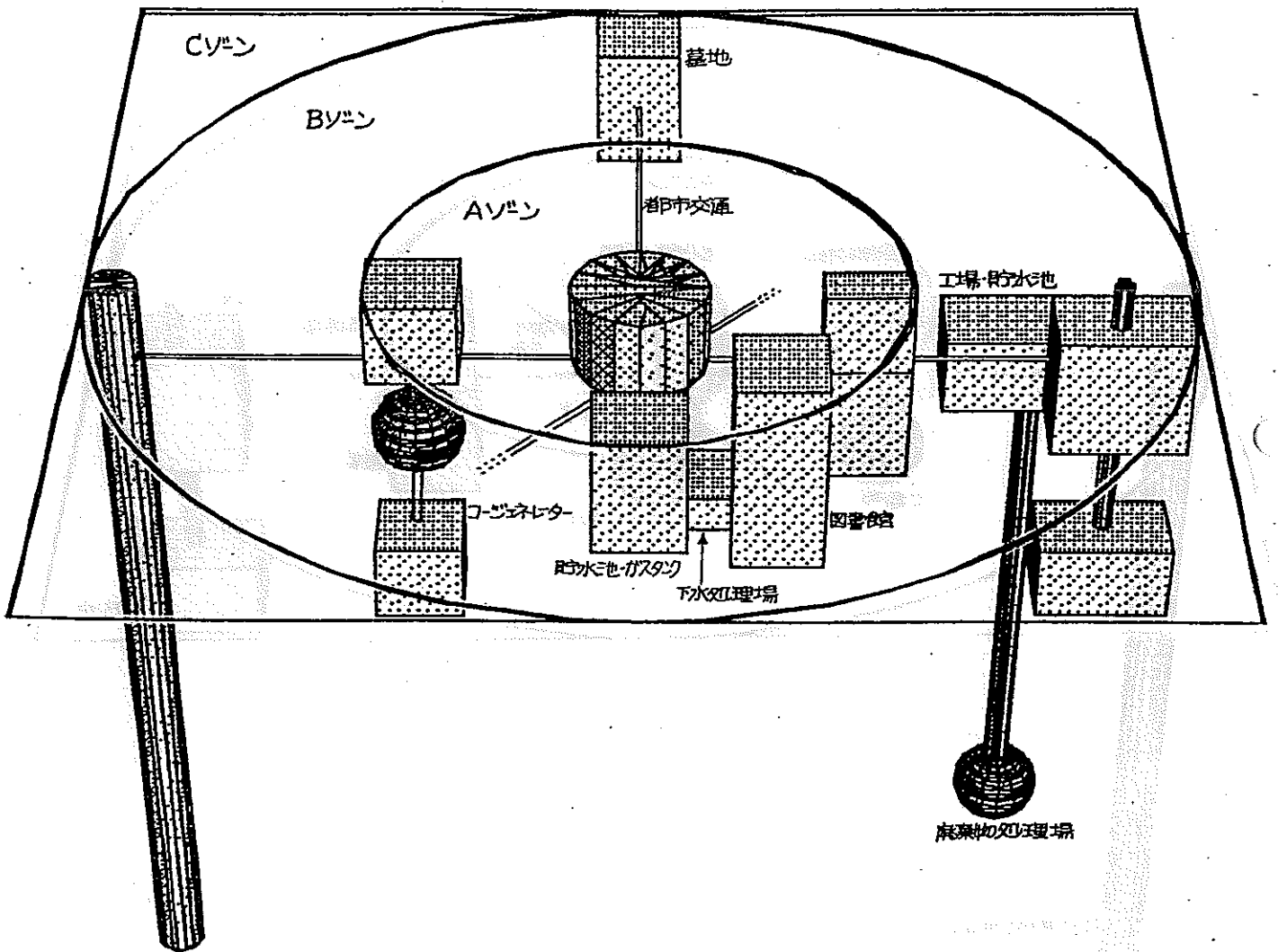
(第2-13図) ⑤: III期でのジオスフェア開発の具体例

①



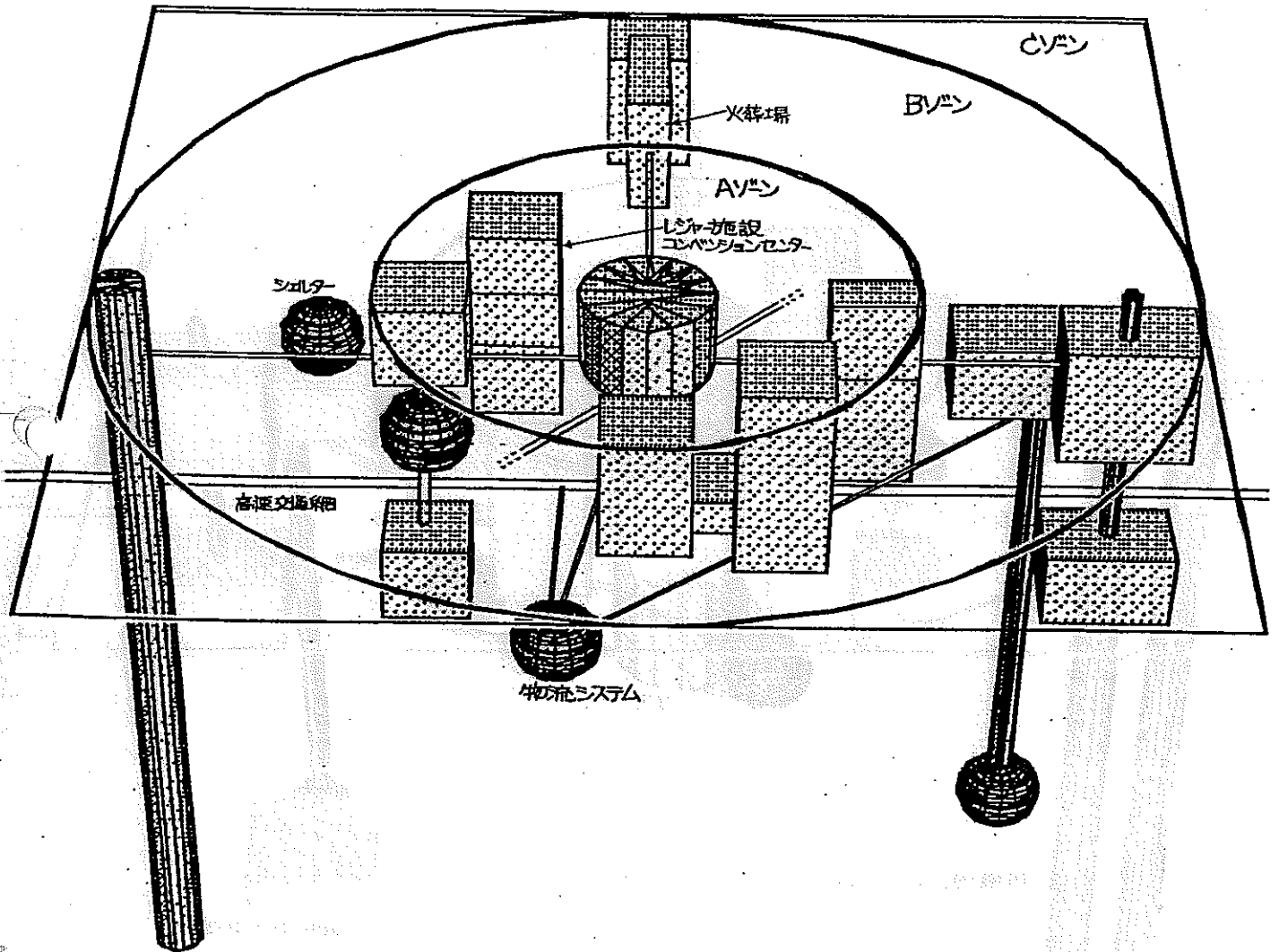
(第2-14図) ①: I期前半でのジオスフェア開発の具体例

②



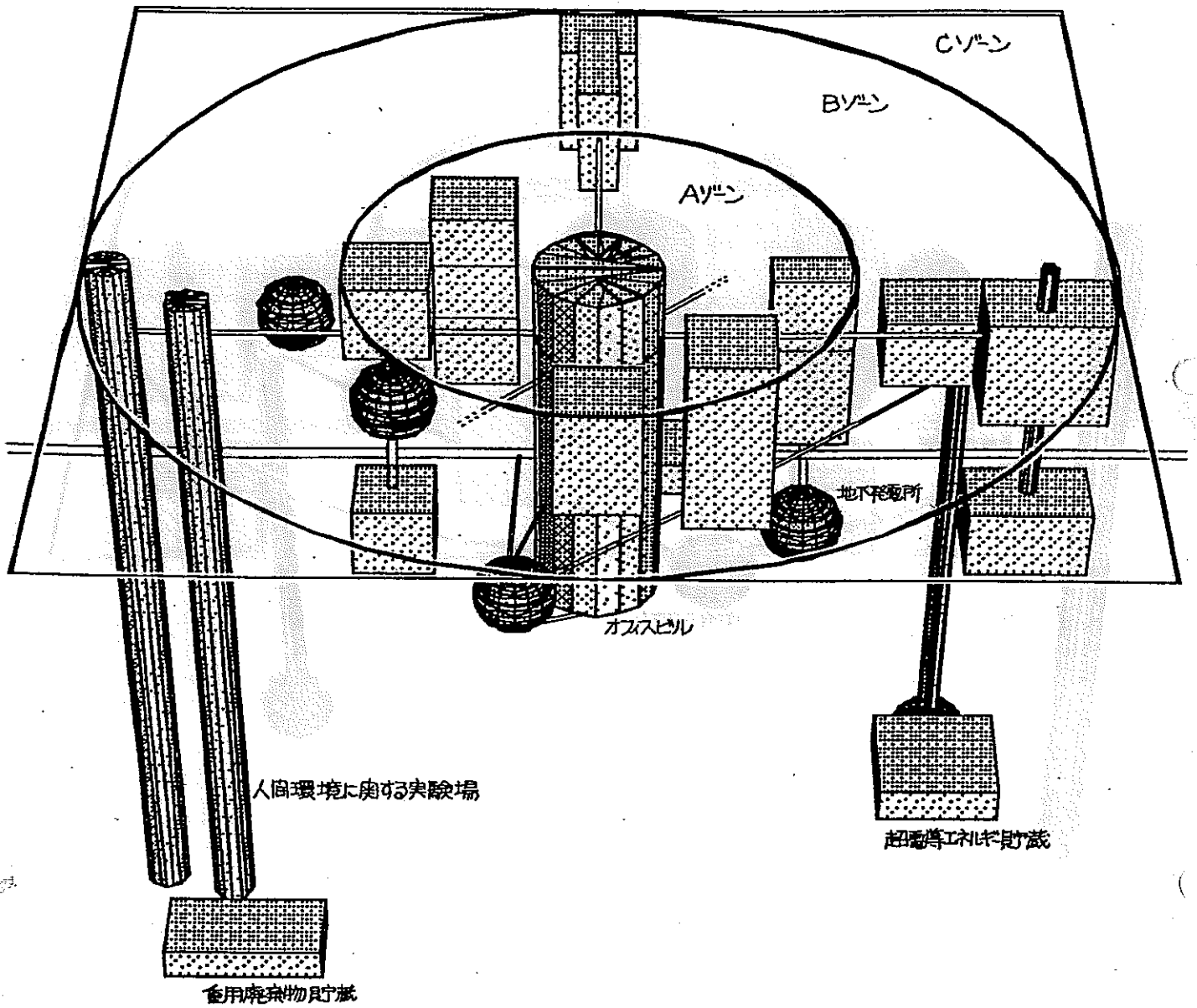
(第2-15図) ②: I期後半でのジオスフェア開発の具体例

3



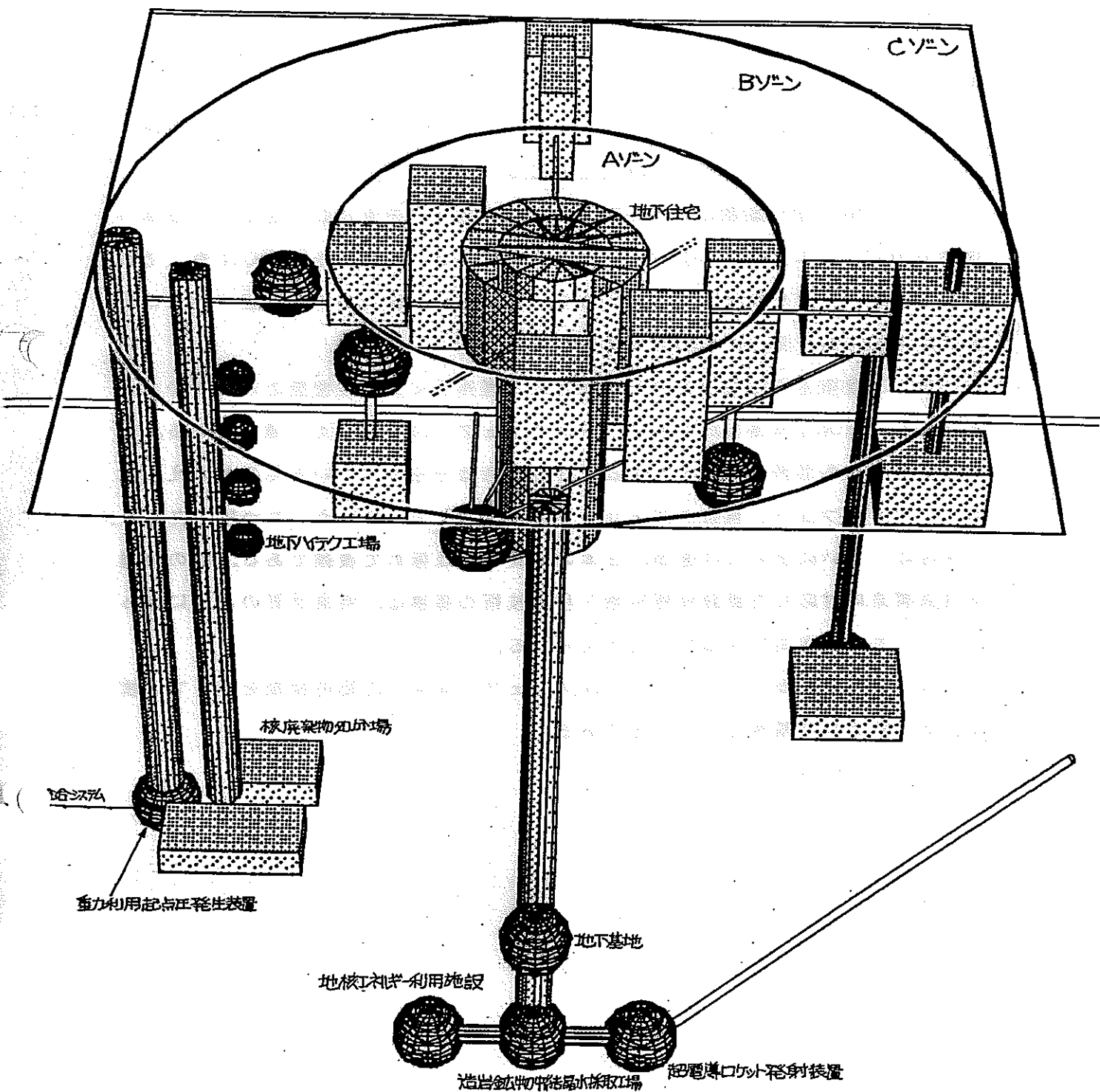
(第2-16図) ③: II期前半でのジオスフェア開発の具体例

④



(第 2 - 1 7 図) ④ : II 期後半でのジオスフェア開発の具体例

5



(第2-18図) ⑤: III期でのジオスフェア開発の具体例

2. 5 ジオスフェアにおける日本の役割

日本は温帯性気候に属しており、森林の国土面積に対する割合は67%弱を占めている。これは世界的にみても最上位にランクされている。一方、都心部の地価高騰にともない都市域が拡大の一途をたどっているのが現況である。「ジオスフェア」のシナリオにしたがってAゾーン、Bゾーン、Cゾーンに区分する考え方は日本にとって適したものであるといえる。

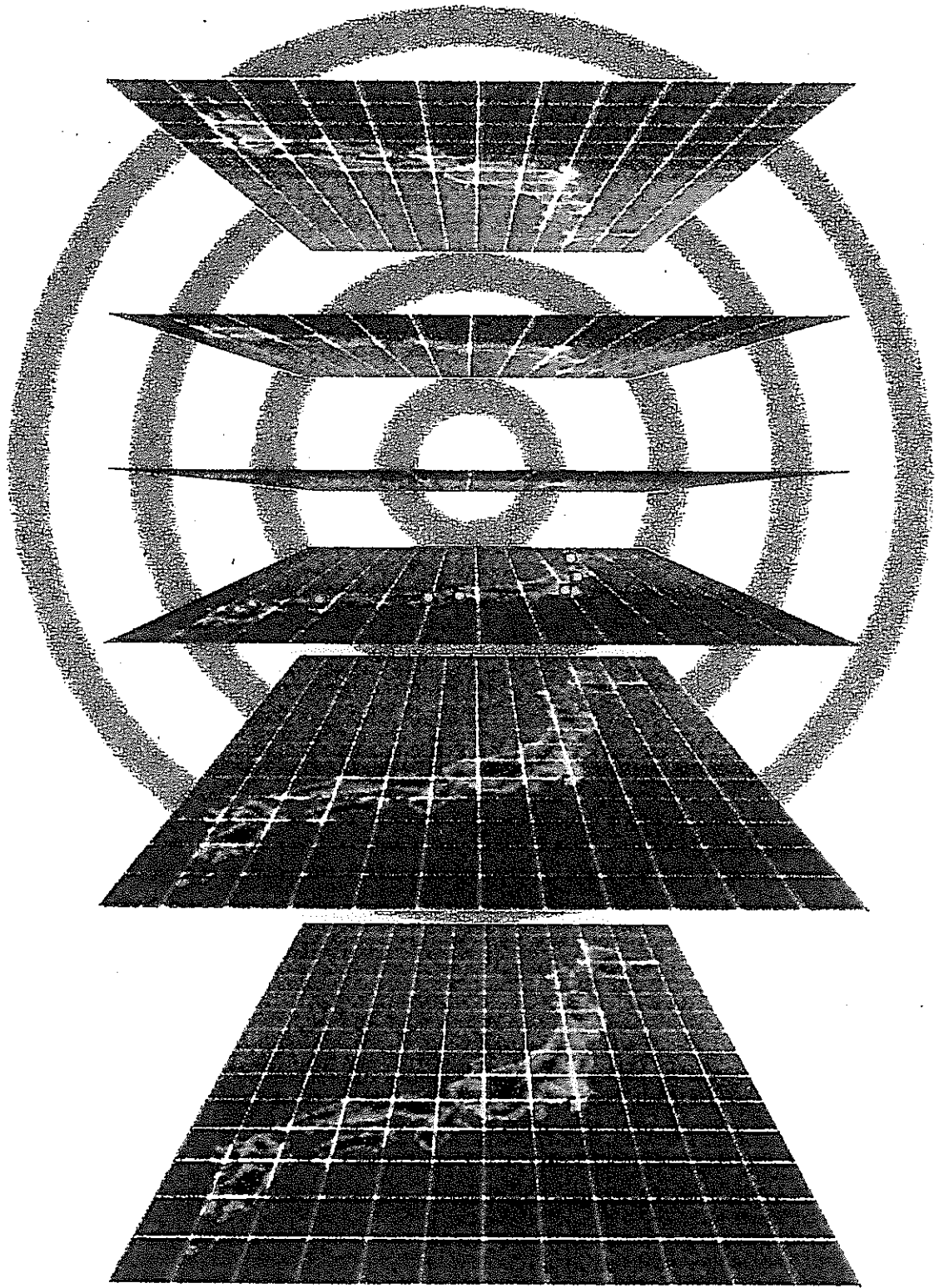
一方、世界の国土面積に比べて日本のそれは微々たるものにすぎない。日本一国でAゾーン、Bゾーン、Cゾーンの区分にしたがって計画を実行しても、それが地球全体としてどの程度の効果があるかは疑わしい限りである。基本的には世界が同時に行動を起こさなければ効果がない。

しかし、開発をともなうものにはほとんど例外なく先導的役割というものが必要である。日本は前述したように「ジオスフェア」のシナリオに適している。さらに技術的にも世界をリードできるだけの能力は十分もっているものと考えられる。「ジオスフェア」開発のパイロットフィールドとしてはうってつけであろう。

さらに、幸いというべきか、日本の地質構造は極めて複雑である。この複雑な地質構造に対応した建設技術や地下利用技術の蓄積は、将来世界のどこに持っていても十分応用できるものと考えられる。

このようなことから、日本は「ジオスフェア」開発の先駆的役割を担って、積極的な技術の発信基地となるべきである。

第3章 日本列島の特徴とジオスフェアの利用



日本列島には、ほとんど全ての地質年代の堆積岩や火成岩からなる地層が分布している。また、これらの地層の多くの地域で褶曲あるいは多数の断面で切られ、いくつかの新旧の時代の構造が重なり合っている場合が多い。本章では、このような地質学的特質を有する日本列島において、ジオスフェア（人類の到達可能な地下）を開発利用していく上での課題を整理していく。複雑な地質を克服しつつ行われるジオスフェアの開発利用は、地球規模でおこなわれるであろうジオスフェアの開発の指針となることが期待できる。

第3章 日本列島の特徴とジオスフェアの利用

3. 1 概説

本章では、日本列島の地質学的特徴を述べるとともに、地質学的見地からジオスフェアを開発利用していく上での問題点を整理していく。また、最後にジオスフェアを開発利用していくための研究開発課題を示す。

日本列島の地質学的な分類を、現在の社会環境を考慮に入れながら概観すると、日本列島を大きく二つに分けて考えられることがわかる。主として第四紀層からなる平野と台地の部分とそれ以外の地域である。前者には日本の都市の大部分が存在しており、幅広い見地から地下の活用が議論されるであろうし、後者では、人口や物流に比較的左右されない地下利用が考えられる。前章で示したAゾーンは前者に、Bゾーンは後者に相当する。

日本列島の地質は極めて複雑であり、これを克服しつつ行われるジオスフェアの開発利用は、地球規模で行われるであろうジオスフェアの開発の指針となることが期待できる。

3. 2 日本列島の成り立ちと地質学的特徴

3. 2. 1 日本列島の成り立ち

日本の地質は非常に複雑である。日本列島には、幅300km程度の狭い地帯でありながら、ほとんど全ての地質年代の堆積岩や火成岩からなる地層が分布している。また、これらの地層は多くの地域で褶曲し、また多数の断層で切られ、いくつかの新旧の時代の構造が重なり合っている場合が多い。日本列島がこのような複雑な地質を持つに至ったのは、古い時代よりアジア大陸と大洋との境界地帯に位置し、いくつかのプレートの相互作用によって、堆積・造構あるいは火成活動を受けたことに起因すると考えられている。

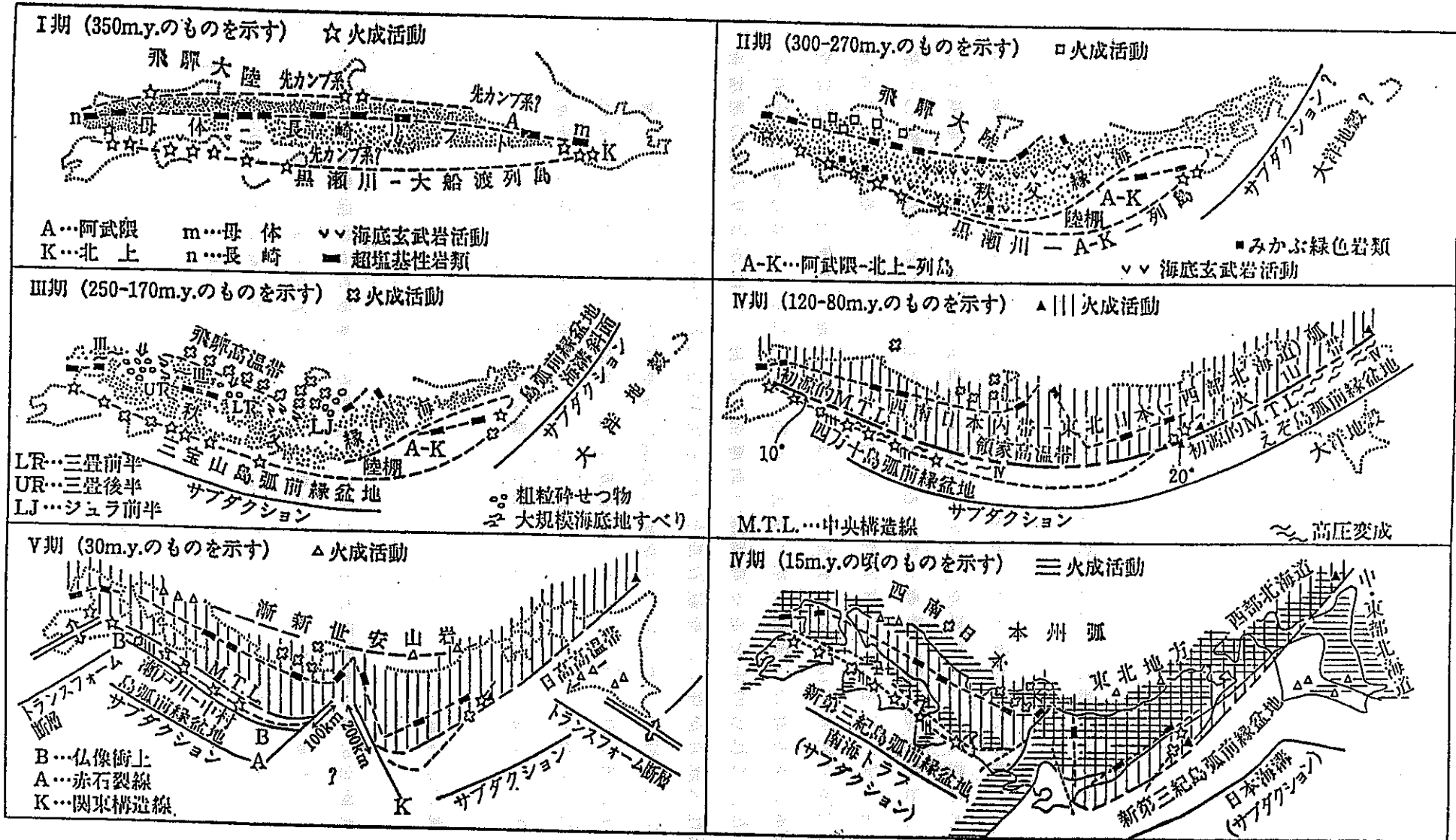
第3-1表と第3-1図に、日本列島の成り立ちに関する研究成果を示す。

(第3-1表) 日本列島の形成史における系列期の区分と
各期における主な事象(文献2より引用)

期	高温変成, 花こう岩・安山岩活動	低温高压変成, 超塩基性岩	変形運動
I 母体-長崎リフト期 シルル紀-石炭紀前半	飛騨, 山口県上に花こう岩, 変成岩, 黒潮川列島域に安山岩, 流紋岩, 花こう岩。	母体, 松ヶ平, 上越, 背海, 舞鶴地帯, 北部九州, 長崎半島に変成岩と超塩基性岩。	飛騨大陸域と母体-長崎リフト域とに褶曲があったとみられる。
阿武隈-北上陸地の移動と本州弧域の若干の湾曲			
II みかよりリフト期 石炭紀後半-二叠紀中期	舞鶴地帯よりも西の秩父緑海域に安山岩。	みかよ帯の超塩基性岩	
III 秋吉系列期 二叠紀後期-ジュラ紀中期	飛騨に高温変成と花こう岩(240m.y.と180m.y.に卓越期)。黒潮川列島域(阿武隈-北上の陸棚域拡大)に若干の安山岩, 花こう岩。三宝山-北部北上-西部北海道の島弧前縁盆地, 特に外縁の高まりに弱い安山岩活動。	秩父緑海域の西北部で三都変成。カムイコタン帯に超塩基性岩。(カムイコタン帯で最初の変成が)あったとみられる。三宝山島弧前縁盆地の大洋側からもぐった大洋地殻(超塩基性岩)日本列島の地下にあり。琉球列島——石垣島の変成作用。	飛騨大陸域で褶曲。育海地区で蛇紋岩の固体貫入。秩父緑海域で海底地すべり衝上塊の形成(秋吉デッケも?)。黒潮川列島(南部北上を含む)で褶曲と断層。期末に三宝山-北部北上-西部北海道域で褶曲。岡山県阿哲地区のデッケのあるもの?
中国・朝鮮半島陸地と共に日本列島は赤道域より北に大きく移動, 秩父緑海域で海底地すべり顕著。			
IV 佐川系列期 ジュラ紀後期-白亜紀 (花こう岩貫入期の違いやサブダクション帯に接する四万十層群堆積がジュラ紀後期から始まるのが秋吉期との時代区分のめやすとなる)	領家-阿武隈高温変成。西南日本内帯, 東北地方のほぼ全域, 西部北海道の花こう岩と流紋岩, 120m.y.の礼文-北上東縁帯の安山岩活動。黒潮川帯における弱い花こう岩活動。四万十島弧前縁盆地の外縁の高まりにおける流紋岩活動。	三波川変成。カムイコタン変成(主要期)。四万十-えぞ島弧前縁盆地の外側より日本列島域の地下深くにもぐった大洋地殻(超塩基性岩)あり。(北海道仁頃帯に大洋地殻?)	秩父緑海域の消滅, 本州弧の生成。西部北海道, 北上, 西南日本外帯で顕著な褶曲。領家帯-西部北海道域の大隆起と初発的中央構造線の形成。西南日本ではそれに沿う大おしかぶせ断層。黒潮川帯における蛇紋岩の固体貫入。四万十堆積帯における海底地すべり。期末における四万十帯での顕著な褶曲。

本州弧の大湾曲と移動, オリジナルな糸魚川-静岡線の形成。
西南日本における仏像低角大衝上断層, それに伴う衝上断層群, 褶曲の形成

V 日高系列期 古第三紀 (西南日本では中新世最初期に及ぶ) (琉球弧では白亜紀後期に開始か?)	中・東部北海道 日高帯の高温変成, 花こう岩, 二又安山岩。 本州弧 男鹿, 佐渡, 能登, 島根県日本海側の安山岩, 花こう岩質岩。 琉球弧 奄美大島, 徳之島の花こう岩, 石垣島, 西表島の安山岩, 小笠原-安山岩。	(仏像大衝上の下盤における弱い変成)北海道, 本州弧の外側よりもぐる大洋地殻は日本列島の地下深くにあり。[上記のもぐり込みに伴う低温・高压変成帯は未だ地表に現われず] (領家帯の塩基性岩-先始新世ないし始新世-海底にあらわれる。)	石狩炭田, 常呂炭田, 九州諸炭田における夾炭層の堆積区, 環境変化にみられる変形。 瀬戸川帯における超塩基性岩の固体貫入。 期末における瀬戸川-中村帯での顕著な褶曲。
太平洋プレートとフィリピン海プレートとの分離。東北日本, 西南日本の分離と再接続。			
V 瑞穂系列期 新第三紀-第四紀 (東北地方, 北海道では漸新世末期に始まる)	千島-東北地方-七島-硫黄島弧上記の弧に沿う火山活動。ただし中・東部北海道では基盤の制約を受く。南部フォッサマグナ, 東北地方日本海側に花こう岩。 本州弧日本海側 中新世初期の安山岩。東北地方, 西南日本の区別なし, 日高期の安山岩活動の名残。 西南日本 外帯花こう岩, 流紋岩, 瀬戸内火山活動。山陰の中期中新世以降の火山活動。西北九州の花こう岩, 火山活動。 琉球弧 外弧の花こう岩質岩, 内弧の安山岩。(沖縄トラフの西北側にも安山岩活動あり。)	日本列島区の大洋側からもぐり込んだ大洋地殻(超塩基性岩)地下深くにあり。 [上記のもぐり込みに伴う低温・高压変成帯は地下深くにあり。]	石狩炭田南部区における低角衝上断層群の形成, 東北-西南隆起帯の形成に伴う。 東北地方, 北海道における地塊運動高角逆断層, 断層褶曲。北海道においても東北地方と同様に南北性地塊断層運動卓越。 七島-硫黄島海嶺の高まりの形成。西南日本-東西部と南北性との波長の大きい波曲運動卓越。 近畿地方中部に南北性地塊と高角逆断層。中部地方西部に横すべり断層群。 琉球弧-地形としての弧の高まり形成。



(第3-1図) 日本の構造発達 (文献2より引用)

3. 2. 2 日本列島の地質

ジオスフェアの開発利用を念頭におき、日本列島の地質を分類すれば次のようになる²⁾。ただし、日本列島の地質は新旧の時代の地層が重なり合っているなど極めて複雑であり、以下に述べる分類は大ざっぱなものであることに注意する必要がある。

(1) 古い時代の地層群と広域変性岩

ここで古い時代とは古第三紀以前をいう。この古い時代の堆積岩は、北海道西部から東北地方をへて中部地方にかけての日本海側やフォッサマグナ地域などを除くと、日本各地に広く分布している。それとともに、これらの堆積岩の一部が変成作用を受けて生じた広域変性岩の地帯もある。これら古い地層群の分布は、南部北上山地や阿武隈山地の一部を除いては、飛騨外縁・黒瀬川・長門などの構造帯と西南日本各地の石灰岩台地（秋吉・帝釈・阿哲など）にほとんど限られている。また、これらの中を走る構造線（断層帯）に沿ってはかなりの量の超塩基性～塩基性火成岩が伴い、蛇紋岩帯をつくっていることが多い。

なお古い地層群の一部には層状銅硫化鉄鉱の鉱層（キースラーガー）や層状マンガン鉱床が挟まれており、日本での重要な地下資源であったが、現在はほとんど稼行されなくなってしまった。また同じように、古第三系の一部には石炭層があって、かつては盛んに採掘されていたが、最近はそれも少なくなった。

(2) 火崗岩と流紋岩

日本は火崗岩の多い地域である。とくに東北地方の南部から中部地方をへて中国地方に至る地域にそれが多い。また火崗岩に伴って流紋岩も広い分布を示す。

これらの火崗岩の放射年代は、大部分は白亜紀から古第三紀にかけてのものであり、日本の火崗岩とそれに伴う流紋岩は、その過半がこの時期に貫入あるいは噴出したものといえる。これらの岩石は各地でタングステン（W）やモリブデン（Mo）の鉱床を伴い、さらに風化堆積鉱床としての砂鉄を伴うこともある。

(3) 新生代後期の地層群

日本列島の沿岸部や内陸の古い時代の地層群の上に第三紀～第四紀の地層が分布する。沿岸部の地層は厚く、沖合の堆積盆地に続くが、内陸の地層は比較的薄い。日本海沿岸地域などの新第三系は中新世初期の沈降ではじまる1サイクルの海成層であって、大きな堆積盆地ではその最上部は第四紀前期まで地層が連続している。その下部には非常に大量の火山岩や火山砕屑岩があり、多くは変質作用を受けてしばしば緑色になっている。このため、それらの岩石や地層群は便宜的にグリーンタフ（緑色凝灰岩）と呼ばれることがある。グリーンタフの分布域には多数の黒鉱鉄床や鉄脈型鉄床がある。グリーンタフよりも上位の第三系・第四系には、しばしば石油や天然ガスを含むものがあり、いずれも重要な地下資源である。

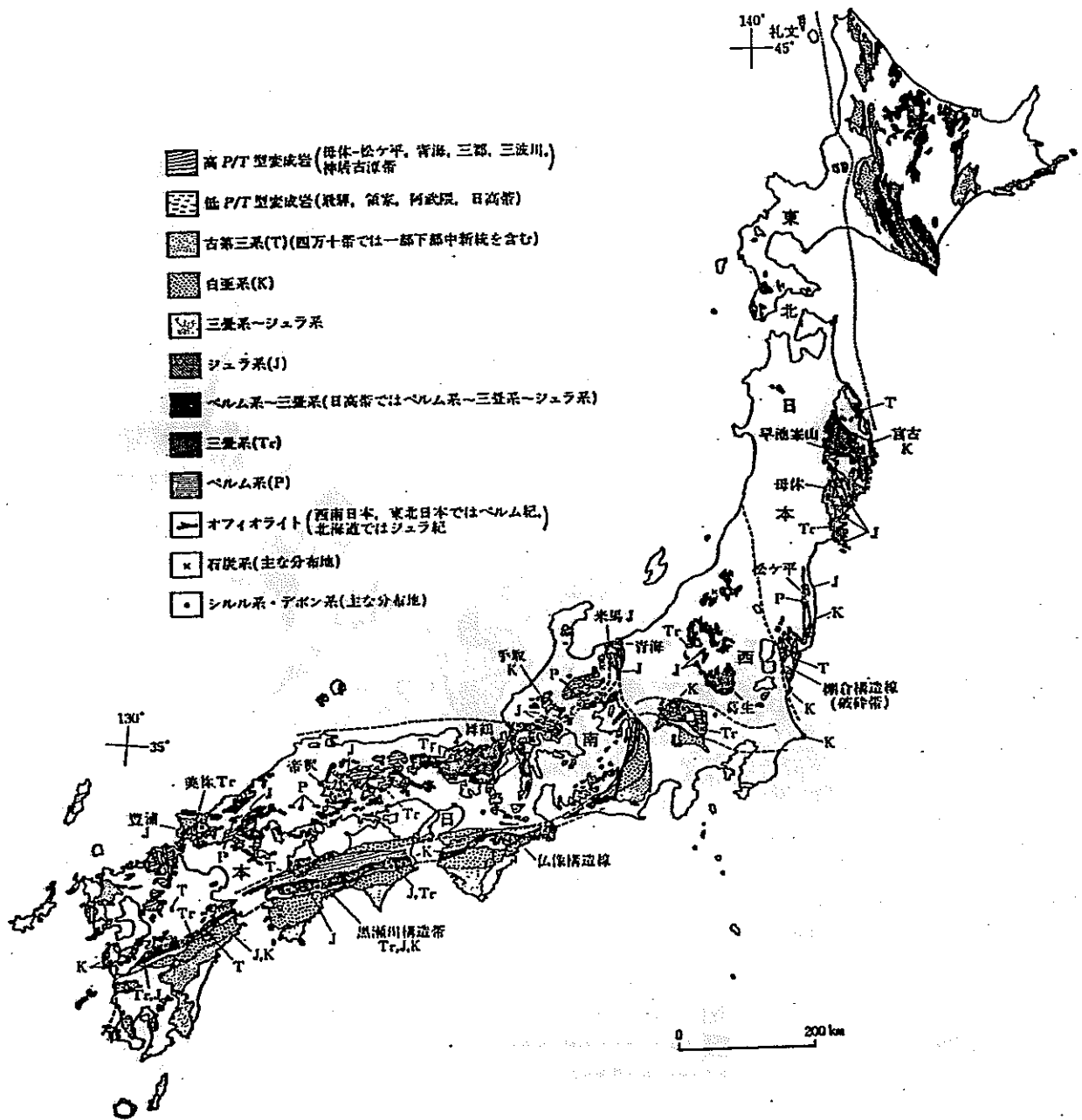
(4) 平野と台地の第四紀層

日本は広さに比して山の多い国で、全面積の5/6以上が山地であり、平野は1/6に満たない。しかし日本の大都市はことごとくこの平野部にあり、人口がそこに集中しているといわれている。ふつう平野と呼ばれている地域は、本来の平野とそれよりもやや高い台地からできている。そして両者はともに第四紀の後期以後、現在に至る極めて新しい時代の堆積物でおおわれている。その一部には、この時期、各地で盛んであった火山活動の産物である火山灰が含まれる。この火山灰は一般に赤褐色を示すので、しばしば赤土と呼ばれているし、またロームとも俗称されている。なお南西諸島の島々にはこの時期礁石灰岩層が分布している。これらの新しい堆積物の分布や台地および段丘の形態や分布などには、第四紀後半におこった氷河時代の海面変化の跡がきざみ込まれている。

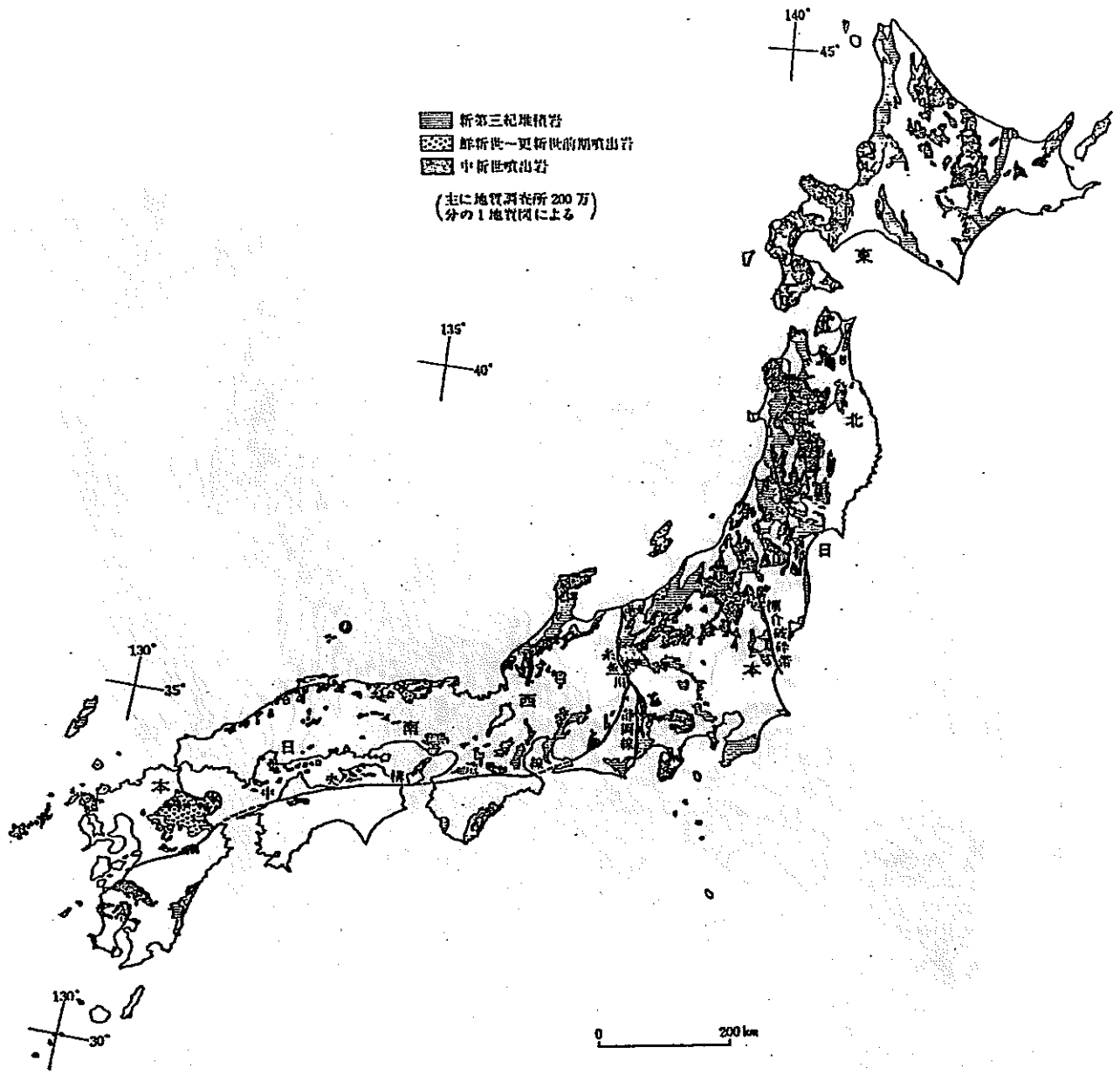
(5) 火山

日本は世界でも有数の火山国であって、第三紀後半から大量に火山噴出物が形成されてきた。そして現在、この狭い国土に200座近い火山がある。これらは第四紀以後につくられた比較的新しいものであって、多くはそれぞれの火山地形

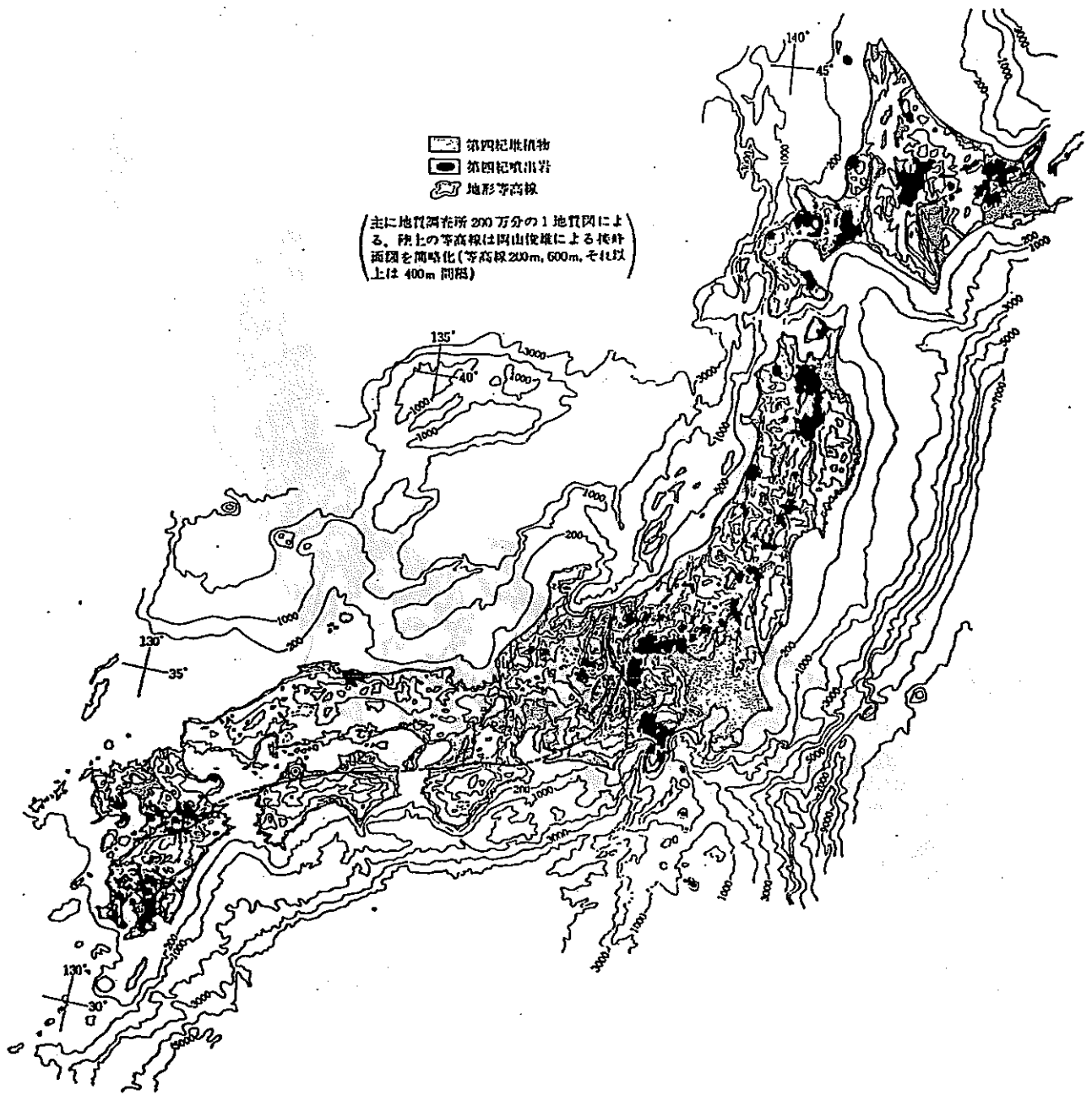
をよく残している。火山は日本の地質の重要な要素であるのみならず、地形、ひいては自然景観の上でも重要なものである。ちなみに日本の国立公園の約3/4は火山を含む。火山を含まない国立公園は残った1/4足らずにすぎない。これらの火山地域には、また多数の温泉があって広く開発されており、一部ではエネルギー資源として地熱の開発も行われている。



(第3-2図) 古い時代の地層群と広域変成岩 (文献3より引用)



(第 3 - 4 図) 新第三紀の堆積岩と噴出岩 (文献 3 より引用)



(第3-5図) 第四紀の堆積物と火山・地形 (文献3より引用)

3. 3 日本列島におけるジオスフェアの利用

3. 3. 1 ジオスフェアの利用と日本列島の地質

前項では、日本列島の地質を大胆に分類したが、これらの地質の特徴を地下の開発利用の観点から再度整理すると、下表のようになる。

(第3-2表) 日本列島の地質と地下の利用

地質の概念的分類	
古い時代の地層群と 広域変成岩	岩盤自体は強固なものが多いが、地層は不均質であることが多い。空洞を掘削する場合には、地質の急変などに注意が必要である。
火崗岩と流紋岩	地層としては、比較的均質な場合が多い。岩盤は強固であり大きな深度でも安定した空洞が得られることが多いが、掘削しにくいというらみがある。
新生代後期の地層群	比較的軟質な岩盤からなっているが、大きな深度でなければ安定した空洞が得られる場合が多く、また掘削もしやすい地層である。
平野と台地の第四紀層	都市の多くがこの地層にある。平野部は地下水を多く含んだ軟質な地盤である場合が多いが、台地部には比較的固い地盤もある。
火山	直接の地下利用は考えにくい場所である。しかし地熱エネルギーを用いた発電など、地下利用の一翼を担う場所と考えられる。

ジオスフェアの利用構想は、このような地質的な見地だけではなく、社会環境をも考慮にいれて検討する必要がある。前の表での地質学的分類と日本列島における現在の社会環境を併せ考えた場合には、ジオスフェアを大きく二つに分けて考えることができる。

一つは、多くの都市が存在する平野と台地の第四紀層である。ここでは、多くの人が生活し、また物流も集中していることから、幅広い見地から地下の活用を考える必要がある。この地域では、地下が地上と密接に関連しており、まずは浅い部分の地下を開発していくこととなる。

いま一つは、この都市部を除いた地域である。人口や物流などが障害とならない場合には、この地域では比較的自由的な地下の利用が可能である。また、大きな深度までの地下利用構想についても、都市部に比べ早い時期に検討を進めることができる。ただし、これまで示したようにこの地域の地質は複雑であり、開発にあたっては十分な注意が必要である。

第2章で行ったジオスフェアのゾーニングを用いれば、都市部はAゾーン、その他の地域はBないしCゾーンにそれぞれ対応する。

(第3-3表) ゾーニングと地質の特徴

	Aゾーン	B, Cゾーン
地質	第四紀層が多く見られる 地下水を多く含み軟質	複雑な地質構造 均質で強固な岩盤も存在
特質	都市空間の三次元的利用 地上と地下が密接に関連	人口や物流が少ない 地下単独での存在の可能性
利用	まずは、浅い地下の利用	比較的自由的な地下の利用 深い地下の早期利用

以下では、日本列島をこれら二つの地域に大別し、それぞれの地域で開発利用を進める場合の問題を地質学的見地から整理する。

3. 3. 2 浅い地下の利用

(1) 都市部の地質について

都市部では、地上と地下が密接な関連を持ち、いわば三次元的な空間が構築されていくと推測できる。ここでは、まず浅い地下の特質について述べ、開発利用にあたっての問題点を地質学的見地から整理してみる。

いわゆる大都市の地下については、造成用のボーリングなどによって、100 m程度までは比較的詳細に知られている。以下に、東京、名古屋、大阪の地質を概説する³⁾。

① 東京の地質

東京の地質は、京浜東北線（JR東日本）付近を境として、西側の台地部と東側の下町低地部で異なっている。台地部および下町低地部基底部を形成している地層は、上総層群とその上位の東京層群から構成されている。

上総層群は、外洋性の堆積岩で、下位の北多摩層と上位の東久留米層から構成されている。北多摩層は固結シルト層を主体とする半深海～深海性の堆積層で、本地域一帯の深部に厚く分布している。東久留米層は随所にシルト層を挟むが、全体に砂層の発達が顕著な地層である。

東京層群は、内湾性の堆積層であり、シルト層、砂層、砂礫層の互層から形成されている。

② 名古屋の地質

名古屋の地質は第四系の下に鮮新世の東海層群（矢田川累層）が存在し、第四系は下から中部洪積層、上部洪積層、南陽層（沖積層）によって構成される。

東海層群は新第三紀の鮮新世にかけての堆積物であり、中新世末期に形成された「東海湖」に堆積した湖成層と考えられる。地層は粘性土層、砂層、礫層の互層からなる。ここには「天白河口断層」が存在し、その走向は南側では南北、北側では北東～南東であり、北西側へ急傾斜（ 85° ）しており、その落差は10

～25 mである。

中部洪積層は更新世中期に形成された層であり、上部洪積層は更新世後期におけるの堆積物である。いずれも、砂、海成粘土、礫、泥から構成されている。

③大阪の地質

大阪の地質は、第四系の下位に中新世の神戸層群と、さらに下位に後期中生代の傾家花崗岩が存在している。第四系は下位から下大阪層群、大阪層群、上部洪積層、沖積層によって構成される。

下大阪層群は砂礫層と粘土層の互層からなっている。大阪層群は更新世前期から中期にかけての堆積物と推定され、砂礫層と海成粘土層の互層である。上部洪積層は更新世後期の堆積物で、大阪層群とは整合状態である。粘土、砂、砂礫の層が海成粘土層を挟み、最上位の砂礫層は天満層と呼ばれる。

(2) 地質学的見地からの課題

代表的な都市の浅い地下は、比較的軟質な地盤から構成されている。このような地盤を対象とした都市部の開発については、地質学的見地から次のような問題が指摘できる。

①地下水の問題

いずれも地下水の豊富な地層であり、地下水をいかにコントロール指定区かが問題となる。具体的には次のようなものである。

- ・地下水圧に柔軟に対応し得る地下構造物の建設
- ・地下水の汲み上げによる地盤沈下の抑制
- ・有機物に起因する水溶性のガスへの対策
- ・地震時の地盤の液状化の予測と対策

②地質構造の問題

大都市には、東京・大阪・名古屋のように、新第三紀後期から第四紀にかけて引き続いて地層が堆積し、これらが沖積低地と洪積台地とに分かれて分布するところがある。他方、仙台や広島・神戸などこれらとは異なった地質構成の都市もある。このようなことから、都市の地質をいくつかに分類し地下の利用形態を考えることも必要である。類似した問題点を列記すると、次のとおりである。

- ・浅部の地層の詳細な調査
- ・深部構造（数100m以深）の調査と、これに基づく都市の分類
- ・活断層の調査と対策

3. 3. 3 深い地下の利用

(1) 利用しやすさのインデックス

都市部も含め、深い地下を利用していくことはジオスフェアの開発利用に欠くべからざるものである。深い地下をどのように利用していくのかについては前章で述べた。ここでは、深い地下を利用しようとする場合の留意点を、地質学的見地から整理しておく。

深い地下を利用していく上では、おしなべて見れば、安全な地下構造物が容易に建設でき、かつ施設の維持管理の労力が少ないことが望ましい。したがって、施設を建設するに適した場所を選定することも時として必要である。

深い地下がどの程度利用しやすいかについては、次のような概念的な評価が可能であると考ええる。

- ①地温が低い
- ②地下水がない、または地下水圧が低い
- ③地圧（地殻応力）が低い
- ④地質構造が単純である
- ⑤岩盤の靱性・強度が高い

これらの他に、地震が少ないなどの項目も考えられるが、耐震性に優れていることが地下の特質であることからこれを省いた。

(2) 利用しやすい場所について

前述の項目をもちいて、試みに日本列島を評価してみた結果を(第3-4表)に示す。評価の結果は次のようにまとめることができる。

- ① 花崗岩体と、第三紀以降の緩傾斜の堆積層が比較的利用しやすい場所として挙げるができる。
- ② 地下深部における地圧や地下水の状況については、未だ十分な調査が行われておらず、今後データの蓄積が望まれる。

(第3-4表) 深い地下の利用についての評価

評価項目	概念的な評価
地温が低い	<ul style="list-style-type: none"> ・古い時代の地層には、地温の低い場所がある可能性あり ・関東平野、濃尾平野、大阪平野の地下は、温度勾配が低いことが知られている。
地下水がない、地下水圧が低い	<ul style="list-style-type: none"> ・3大平野の地下水は、現在では自噴しないことから、地下水圧が比較的低いと考えられる。 ・塊状花崗岩、泥質岩をもつ水平ないし緩傾斜の地層が分布する区域。かつ、河床面または海水面よりかなり深いところでは、地下水圧が低い可能性がある。
地圧(地殻応力)が低い	<ul style="list-style-type: none"> ・日本列島はプレートの境界部にあり、一般的には圧縮応力を受けていると考えられるが、十分なデータは得られていないのが現状である。 ・塑性変形しやすい岩盤では、生じている応力が小さい可能性がある。
地質構造が単純である	<ul style="list-style-type: none"> ・新第三紀以降で緩傾斜の地層が分布する区域。3大平野の地下などもこれに属する。 ・九州、北海道の古第三系が分布する区域で緩傾斜の地層 ・花崗岩体。 ・広域の変成岩からなる地層にも、単純な地質構造が見られる場所がある。
岩盤の靱性・強度が高い	<ul style="list-style-type: none"> ・大谷石、鎌倉石のような凝灰岩が分布する区域。 ・適当な水分を持つ泥質岩の分布区域。 ・花崗岩からなる地層。ただし、不連続面が密に分布する場合には、岩盤としての強度は低いものとなる。

3. 4 ジオスフェアの利用をめざした研究

3. 4. 1 利用のための技術開発

地下深部は、現在に至っても未知な部分の残る領域である。これを開発し利用していくためには、地下の状況を正しく計測し、これに基づいて合理的な構造物を建設していくことが重要である。このための技術開発項目をまとめると次のとおりである。

(1) 地質学的探査の精度向上

地質構造を幾何学的な特徴を調べたり、この地質構造に生じている力（応力、地下水圧）や温度などをより正確に計測する技術を開発していく。

- ・ 岩石、地下水の採取精度の向上
- ・ 応力、ひずみ、地下水圧計測の精度向上
- ・ 岩盤物性取得のための調査精度向上
- ・ 地形や地質構造の幾何学的評価の精度向上
- ・ 断裂系の推定の精度向上

(2) 地下への到達方法

安全でかつ周辺環境に影響を及ぼさない地下構造物の建設方法や、人を安全に地下に運ぶシステムを開発していく。

- ・ 岩盤を痛めない掘削方法の開発
- ・ 人、物資の輸送手段の開発
- ・ 掘削前方の予測手法の開発
- ・ 地質の急変、出水などの対応方法の開発

(3) 予測手法

コンピュータシミュレーションなどにより、空洞を掘削した場合の岩盤や地下水の挙動を的確に予測する手法や、シミュレーションに用いるデータベースなどを開発していく。

- ・ 数値シミュレーション手法の開発
- ・ 小規模モデル実験手法の開発
- ・ 地質データベースの構築

3. 4. 2 グローバルな研究

ジオスフェアを開発していくための技術は、いうまでもなくその基礎を地球の科学においている。技術開発が円滑に行われるためには、地球をよく知ることが基本であり、この意味で地球科学に関する研究がより発展することが望まれる。

ジオスフェアの開発利用に関連すると考えられる研究分野を示すと、概略以下のとおりである。

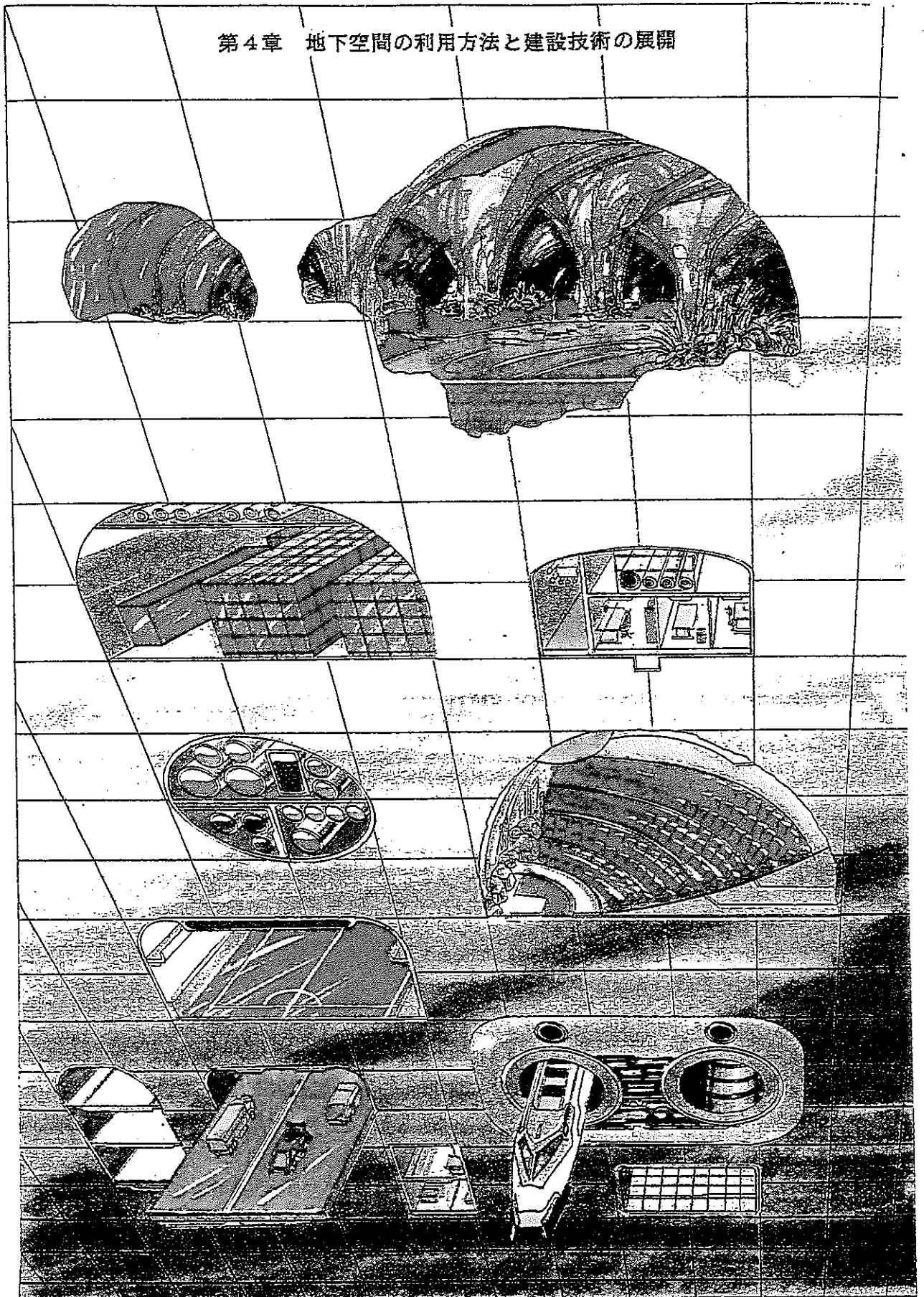
(1) 地殻のダイナミクス (地殻の応力、変形に関する研究)

- ・ 地殻の変形速度に関する研究
- ・ 地殻のひずみ分布、応力分布に関する研究
- ・ 断裂系の形成に関する研究
- ・ 火山活動に関する研究
- ・ 地震の発生機構に関する研究

(2) 地殻の物質科学

- ・ 岩石、鉱物の生成に関する研究
- ・ 鉱床の生成に関する研究 (特定元素の移行・濃集の研究)
- ・ 岩石と地下水の化学的相互作用に関する研究
- ・ 地殻における地下水流れに関する研究

第4章 地下空間の利用方法と建設技術の展開



ジオスフェアの目的は、人類の生活圏と自然環境とを分離し、地上と地下・地底を有機的に結合したクローズド・システムを形成することである。用途に応じて大小の地下空間が配置され、それらは縦横に張り巡らされたトンネル網によって連絡される。ジオスフェア実現のためには、現状の地下空間開発における問題点はもちろんのこと、新たな問題も生じてくる。これらの課題を克服するには、各分野の領域を越えた柔軟な思考と複合技術の開発が必要である。

第4章 地下空間の利用方法と建設技術の展開

4.1 概説

人間がどのような形であれ、地下を利用しようとするとき、最も基本となる行為は“掘る”ということである。掘ることによって人間は地球の財産であるさまざまな資源を手に入れることができ、それらの資源を利用することによってさらに深く、さらに新しい資源を手にすることができる。また、住居や外敵・苛酷な自然環境からの避難空間等いろいろな利用できる空間として地下と身近な関係を保ってきた。そして、それが人間の歴史を大きく前進させてきた。

例えば、最初は素手で地面をひっかいていたものが、道具として動物の骨あるいは石を使うようになり、より堅いところでも掘ることができるようになった。深く掘ることがだんだん可能になるにつれて地下の資源の発見や利用もしやすくなり、石・骨に代わる革命的な材料である青銅、鉄が登場することになる。人間の歴史は、石器時代→青銅器時代→鉄器時代と移り変わってきたが、その背景として“掘る”という行為は不可欠なものであり、人間文明の発展におけるキーテクノロジーのひとつであったといえよう。

そして、現在、科学技術は飛躍的な進歩を遂げ、それにもなあって人間の“掘る”技術もさまざまに工夫され、発展してきた。“掘る”目的も地球資源の獲得だけでなく、地上空間の代替としての利用、地下の特性の研究・利用、さらには次なるニューフロンティア・宇宙を目指した利用等人間と地下との関係はますます密接になってきている。

ここでは、まず多様化してきている地下利用の実態について述べ、次に“掘る”技術に代表される地下利用のための技術の現状について述べる。そして、そのうえでジオスフェアを建設するために開発が必要となると思われる技術課題を探る。

4. 2 地下利用と技術開発の現状

4. 2. 1 地下の利用

人間の地下利用の歴史は極めて古い。8～9世紀のトルコ中央部のカッパドキアの地下大都市は地下55mに及び、1万人以上の人々が生活していたといわれている（写真1）。通路や水路等としての利用はもっと古く、紀元前のローマ帝国における水道、カタコンベ（地下墓地）は世界的に有名である。また、中国のヤオトンにおける洞窟は現在でも使用されている。これらの例は地下を利用した空間や施設が非常に長期にわたって利用可能であることを示している。日本では九州の禪海和尚が独力で掘った青の洞門（写真2）や箱根芦ノ湖の深良川隧道等が知られている。

近代に至っては、鉄道、道路、地下街等が社会生活にとけ込んだ形で利用され、さらにエネルギーや食糧の貯蔵施設、熱供給システム、特に海外ではレクリエーション施設、防災施設（核シェルター等）等地下の利用は多岐にわたり、かつ大規模になっている。

これらの地下空間開発は、トンネル工事の長い歴史、土質・岩盤力学や施工技術の発展にともなって進んできたものであり、ことに気候に恵まれず、また岩盤の良好な地点の多い北欧諸国が先駆となっている。

日本および世界の地下空間利用について、(1)現状での利用形態、(2)現在実現されてはいないが、構想段階のもの、あるいは既存のものでジオスフェアとして利用するにはさらに技術開発を必要とするものに分けて示す。



写真 1 カップバドキア

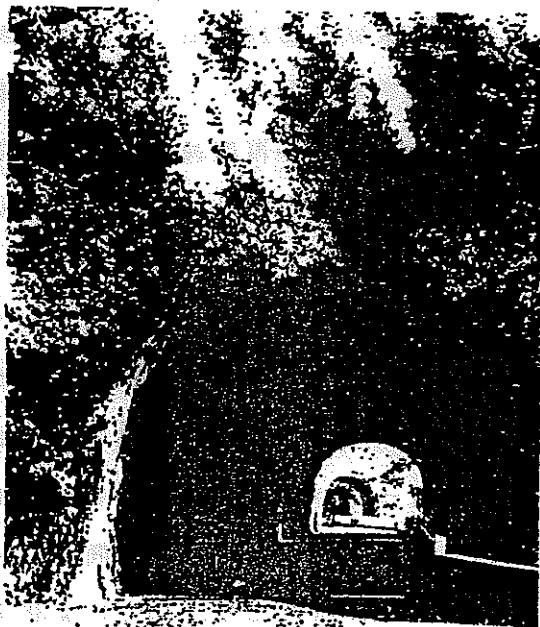


写真 2 青の洞門

(1) 現状での利用形態

① 国外において

国外における地下空間利用事例を（第4-1表）に深度順に示す。

また、特に北欧では地上の気象条件が厳しいこと、良好な岩盤に恵まれていることから、地下空間利用が積極的に行われてきた。これらの事例を（第4-2表）に示す。これらは主に岩盤中に建設されたものである。

地下ネットワークを中心とした地下都市の例が、モントリオール、トロント、ニューヨーク（ロックフェラーセンター）、パリ（レ・アール）に見られる（写真3）。モントリオール、トロントにおける地下利用の目的は冬季における寒さからの防護や歩行のしやすさ、地上景観の保全、地上における交通混雑の緩和等であるが、加えて各ビルと地下鉄駅を接続することがその地域の大きな経済発展につながることから、次々と地下ネットワーク網の建設が進められている。

ロックフェラーセンターやレ・アール再開発における地下利用は、地下鉄駅を中心に行われており、周囲の景観に気を配りつつ密度の高い“都市の中の都市”を目指して建設が行われている。

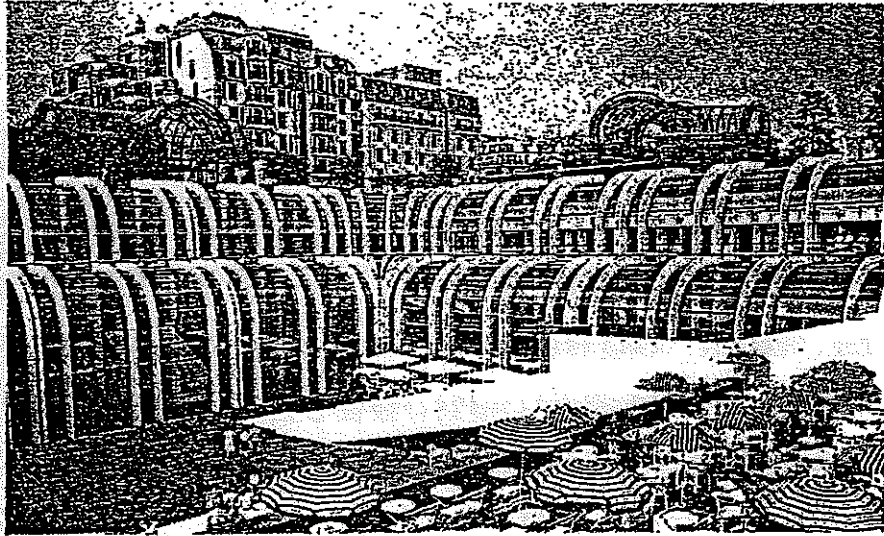
これらの地下都市において、地下利用の目的は各都市の特性によって異なっているが、共通して景観の保全と交通混雑の緩和に重点が置かれている。歩行者は天気の良い日は地上を、天気の悪い日は明るく快適な地下をと、その日の気分により自由に選択できるようになっている。各都市とも地下施設を人間味のある明るくて楽しい空間となるように、また地下における問題点の一つである現在地の確認を容易にするために床の覆いを換えたり、勾配に変化をもたせるなどのさまざまな工夫が行われている。

(第4-1表) 国外の地下空間利用事例

深 度 (土被り)	施 設 名	所 在 地 (国)
20m	カウニアイネン・ ボールゲームホール	フィンランド・エスボ市
20m	カンザス市食料冷蔵施設	アメリカ・テキサス州
20m	ボーフィンケン地区 市民防衛管理センター	スウェーデン・ヨーテボリ
25m	シヨーズ発電所	フランス
30m	リッケンボ熱水貯蔵施設	スウェーデン・ウプサラ
33m	マウントベーカー・リッジ・ トンネル	アメリカ・シアトル
40m	ニーネスハムン国家備蓄基地	スウェーデン・ニーネスハムン
60m	ピエルカス廃水処理工場	ノルウェー・オスロ市
100m	ヨーロッパ国際原子力核研究所	スイス・レマン湖畔
120m	サンリファイニング・アンド・ マーケティング社	アメリカ・ペンシルバニア州
140m	ドーバートンネル (英仏海峡横断トンネル)	イギリス フランス
500m	カフェ・ゴルゲ発電所	ザンビア
700m	フントルフ発電所	西ドイツ・フントルフ
1,800m	クルーフ金鉱山	南アフリカ・ナールランド

(第4-2表) 北欧における地下空間利用事例

地下構造物		規模・深さ	国	備考
貯	石油・ガス	1,200万 m^3 (フィンランド) 深さ90~150m	フィンランド、ノルウェー、 スウェーデン	地下水圧を利用
	倉庫	21,000 m^3 (ヘルシンキ)	スウェーデン、ノルウェー、 (アメリカ、中国、ソビエト)	食料、農産物を貯蔵 地下の恒温性、恒湿性を利用
	記録保管所		フィンランド	国・公共機関の記録文書、フ ィルムを保管
蔵	熱貯蔵	42戸の公営住宅団地に熱を供給 (ケラバ、スウェーデン)	スウェーデン、(アメリカ)	地下の貯水池を利用して太陽 エネルギーを貯蔵
	飲料水	54,000 m^3 (ヘルシンキ)	フィンランド	
	格納庫	スパン42m	(中国)	飛行機格納用
水力発電所		スパン35m	(日本、インドネシア)	
駐車場		500台以上収容	フィンランド	民間防衛シェルターを利用
レクリエーション施設 スポーツ施設		例えばアイスホッケー場 (スパン32m)	フィンランド、ノルウェー、 スウェーデン	
公共集会用空間		会議室 (800人)、レストラン (300人)、 テニスコート (10面) (フィンランド、シベリウス公園集会用空間)	フィンランド、ノルウェー、 スウェーデン	防衛シェルターとして利用
廃水処理		100万 m^3 (フィンランド)	フィンランド	下水処理プラント
廃棄物処理			フィンランド	地下のピットに廃棄物を処分
研究設備		125,000 m^3 (オタニエミ研究空洞、フィンラ ンド)	フィンランド	地下の恒温性、恒湿性、大空 間の確保しやすさを利用
工 場	砕石工場	広さ15,000 m^2 (シーリニャヴィ、フィンランド)	フィンランド	砕石工場とサイロ
	造船所	長さ365m、深さ16m	フィンランド	



(写真3) パリ(レ・アール)

② 国内において

国内における地下空間利用事例を（第4-3表）に深度順に示す。

また、大都市における地下利用の例として、東京都区部での主要都市施設の地下化の状況と主要な地下河川・地下調整池の一覧を（第4-4表）、（第4-5表）に示す。

日本においても地下空間の利用は、古くは旧石器時代に始まり、文明の発展とともに利用分野・規模が拡大してきている。特に最近、大都市部では人口・産業の過度の集中が進む中で、地上および浅い地下における利用可能な空間が次第に狭小化している状況にある。このような状況の中で、各種の施設や社会資本を整備するために利用可能な新たなフロンティアとして大深度地下が脚光をあびており、さまざまなプロジェクトが進行中である。これらの地下開発における基本姿勢は、隔離性、耐震性、恒温恒湿性、遮音性、防磁性、無振動性等の地下空間の持つ特性を活かし、諸施設を地下に有利に設置したいということである。また、新しく空洞を掘削するよりも、既存の空洞を利用した方がより経済的である。廃坑を利用した例として大谷石の採掘跡地がある。ここは、地下の特性を利用して低温倉庫、音楽・演劇等のイベントホール、生ハムの熟成プラント等さまざまに活用されており、新しい地下空間利用として注目されている。

日本における地下空間利用は、地質条件や地下についてのイメージの差等に起因して、欧米のように“地下都市”とよべるほどの本格的なものはまだ建設されていない。しかし、技術的には充分に対応可能であり、今後積極的な利用が期待される。

(第4-3表) 国内の地下空間利用事例

深 度 (土被り)	施 設 名	所 在 地 (県・市名)
約40m	袖ヶ浦基地	千葉県袖ヶ浦市
50m以浅	鍾乳洞 秋芳洞	山口県美禰郡
60~90m	大谷石採石跡地	栃木県宇都宮市
約100m	串木野基地	鹿児島県串木野市
100m	小規模技術実験施設 日鉱水島製油	岡山県水島市
400m	今市発電所	栃木県今市市
500m	天山発電所	佐賀県巖木郡
500m	神岡鉱山	岐阜県吉城郡
700m	人工ダイヤモンド製作所	北海道砂川
1,000m	神岡陽子崩壊観測施設	岐阜県吉城郡
1,080m	幌内炭鉱	北海道幌内
1,100m	関越トンネル	群馬県水上~新潟県湯沢
(水面下240m) (土被り100m)	青函トンネル	青森県竜飛~北海道吉岡

(第4-4表) 東京都区部における主要都市施設の地下化の状況

施 設		地下化の割合(%)
道 路	首都高速道路	3.2
鉄 道	J R	6.8
	私 鉄	9.9
	地下鉄	77.4
電 力	送電線	85.6
	配電線	28.5
	送・配電線計	37.3
	超高圧+1次変電所	60.0
	中間+配電用変電所	30.6
	変電所計	33.2
駐 車 場	都市計画駐車場	89.2
自転車駐車場	都市計画自転車駐車場	0
自動車ターミナル	都市計画自動車ターミナル	14.3
河 川	都市計画河川	3.4

(第4-5表) 主な地下河川(分水路)・地下調整池一覧

区分	平均深度	名称	河川名	都市名
既設	0.5m	江戸川橋分水路	神田川	文京区・新宿区
	0.5m	水道橋分水路	神田川	文京区
	1.5m	高田馬場分水路	神田川	豊島区・新宿区
	3 m	若宮大通り調整池	新堀川	名古屋市
	5 m	毛長川放水路	毛長川	川口市・鳩ヶ谷市
	10 m	飛鳥山分水路	石神井川	北区
	12 m	小金井分水路	仙川	小金井市
	28 m	大岡川分水路	大岡川	横浜市
	32 m	三沢川分水路	三沢川	稲城市
実施中	3 m	青木川放水路	新川	江南市・大口町
	3 m	鯉川分水路	鯉川	神戸市
	11 m	お茶の水分水路	神田川	文京区・千代田区
	17 m	国分川分水路	真間川	松戸市
	22 m	平野川調整池	平野川	大阪市
	35 m	帷子川分水路	帷子川	横浜市
	35 m	塩屋谷分水路	塩屋谷川	神戸市
	40 m	(仮称)地下河川	神田川等	杉並区等
	40 m	八幡川放水路	八幡川	広島市

(2) 技術開発を必要とするもの

現在、地下利用が考えられているもので構想中のもの、あるいは現在実用化されてはいるが、さらに開発が必要とされるものについて、今後必要と思われる技術とともに（第4-6表）に示す。

(第4-6表) 技術開発を必要とする地下利用

区分	名称	必要とされる技術
貯蔵施設	圧気貯蔵	岩盤の透気性の評価技術、エネルギーロスの評価方法
	超電導電力貯蔵	電力貯蔵用コイルの開発、地下空洞への繰り返し荷重の影響評価
	レアメタル貯蔵	隔離性、耐震性、恒温恒湿性、セキュリティ等から地下利用が有利
	ジーンバンク	恒温恒湿性、遮光性から地下利用が有利
エネルギー施設	地下原子力発電所	耐震性、安全性、自然環境保護等から地下利用が有利であるが、実現のためには多くの技術課題がある
	地熱発電所	熱水貯留量の調査技術、効率的な削井技術
実験研究施設	放射線照射施設	隔離性が最も重要
	バイオ研究施設	災害や事故に対して安全が図れる
その他	地下防災センター	耐火性、防熱性、耐震性、耐圧性等で地下利用が有利
	地下情報センター	建設技術は現状で充分だが、システム構築に検討を要する

4. 2. 2 現状の地下空間開発技術

地下空間利用は、前述のように身近な例でみれば、都市における地下街、地下鉄などがあり、さらには山岳部での各種トンネルや地下発電所、エネルギー貯蔵施設等が挙げられる。最近では無重力状態を作り出すための落下塔など従来では考えられなかった施設も地下の特性を活かして建設されるようになってきた。また、超電導電力貯蔵、リニアモーターカー、放射性廃棄物地層処分等に関連して新しい技術の研究開発も盛んに行われている。

これらの地下空間開発技術の現状を次の二つの観点から、過去の実績等を参考にして示す。

(1) 地下構造物の構成要素

地下あるいは地底に建設される構造物は、大別すると立坑（斜坑を含む）、大（小）空間、長尺物（トンネル）に分けられる。ジオスフェアで建設される地下・地底構造物は、規模や設置深度に差はあっても、これらの組み合わせによって構成される。

ジオスフェアの建設は地下浅部から始まって、各種処理・貯蔵施設等、機能的にもまた社会的にもコンセンサスを得やすいものから地下に移行し、徐々に地下深部へと進行していく。また、ジオスフェアの展開にともなって、デザイン的には従来の立坑主体のものからコリドールあるいは縦横に巡らせたメッシュによるものへと変わっていくであろう。したがって、建設の各期（Ⅰ期、Ⅱ期、Ⅲ期）において立坑、大（小）空間、長尺物の重要度は変化していくであろうし、また、その必要とされる内容も変化していくであろう。各期における適用技術の重要度の予測と、各適用技術の現状を（第4-7表）に示す。

(第4-7表) ジオスフェア建設各期における適用技術の重要度の予測と各技術の現状

		ジオスフェアの建設段階			現状の技術での実績・限界	
		I期(1990~2020)	II期(2021~2050)	III期(2051~)		
		駐車場,図書館, ショッピングセンター, 鉄道・道路,倉庫,工場, 物流システム,変電所, コンピュータセンター, コー・ジェネレータ, ユーティリティ, 墓地,下水処理場,CAES, 廃棄物処理場,無重力工場, 地下実験施設	火葬場,ガスタンク, レジャー施設, 都市間交通,シェルター, コンベンションセンター, エネルギー貯蔵, SMES, 核廃棄物処理場, オフィスビル, 地下実験施設	一般住居, 地下ハイテク工場, 地殻エネルギー利用施設, 地下実験施設		
適用 技術	地盤改良	◎ 比較的地下浅部の開発には重要		□ 一般住宅を比較的地下浅部に建設するとすれば重要	粘性土から砂質土まで適用可。水平注入の深度は40mが限度。プラントは自動化されているが、ボーリング・注入工事は自動化されていない。	
	立坑	○ 地下浅部から徐々に地下深部へ。現状技術の応用でカバーできる部分も多い	◎ 地上とのアクセスとして、立坑の規模・深さが大きくなるにつれて、重要度増大	◎ 未経験の地底部への進出	シールドの立坑として深さ50mの実績あり。東京湾横断道路では直径98m,深さ75m(人工島)を計画。一般に鉱山用立坑で500~1000m,道路トンネル換気用立坑で200~400m。試算によれば、小口径(φ4.5m程度)の立坑であれば現状の技術で2000mまで掘削可能。	
	シールド	◎ 地下水、大断面、曲線等	◎ 地下水(大深度による高圧)	○	軟弱土・粘性土・砂質土・軟岩までほとんどの地質に対応可能。最大掘削径13m級の実績あり。	
	大(小)空間 トンネル	補強・覆工	◎ 力学的安定性	◎ 地下水対策	◎ 未経験の地底部への進出	水中での覆工作業の実績はない。土砂地山(新幹線)で幅13m,高さ8m,岩盤(地下発電所)で幅35m,高さ55mの実績あり。
		地中壁	◎	○	□	粘性土・砂質土・軟岩まで適用可能。最大深度150mまで構築可能。
	排土処理	□		◎ 大深度、大規模化	◎ 未経験の地底部への進出	粘性土・砂質土・軟岩まで処理可能。深部からの排土処理については鉱山で実績あり。

重要度 ◎>○>□

(2) 地下空間構築技術

(1)で述べた構造物(立坑、大(小)空間、長尺物)の建設に際し、共通して用いられる技術は、構造物の建設ステップに従って、一般に次のような項目に分類される。

- ・ 開発思想
- ・ 地盤(地下)の調査・探査
- ・ 施工
- ・ 維持管理
- ・ 通信
- ・ 人間環境

これらの技術のうち、施工については(第4-7表)の現状技術の実績・限界の項目に各構造物に対して示した。

以下は、施工以外の項目について示す。

(a) 開発思想

地下開発における考え方は、欧米と日本とではかなり異なるようである。これは自然環境、社会情勢、また根本的には文化・思想等の違いによって生じていると思われる。欧米における地下開発をキーワード的に表現するならば、北欧の核シェルター、フランスの景観保全、カナダの民間主導型地下ネットワークの形成、アメリカの住宅というようところが日本のこれまでの開発思想と際立った差異を示す。また、欧米では“建造物は地域の景観を醜悪にしたり、破壊したりしないように”ということに価値評価を見い出すという傾向があるのに対し、日本ではどちらかというところ“臭いものにフタ”という感覚があり、これが地下のイメージダウンを引き起こしているように思われる。しかし、諸外国に比べ、狭い国土に大きな人口と産業を抱える日本こそ、国土の有効利用・自然環境保護等の観点からも積極的な地下利用が望まれる。

(b) 地盤（地下）の調査・探査

地下構造物の設計に際して行われる地盤（地下）の調査・探査には次のようなものがある。

- ・（初期） リモートセンシング、空中写真、地形図による地形解析
- ・（初期～中期） 物理探査、物理検層
- ・（中期～後期） ボーリング、調査坑による調査

これらのうち、地形解析、地表地質踏査は既に手法が確立しており、新しい技術展開はほとんどない。リモートセンシングは最近著しい技術的進歩を遂げているが、なお土木分野で要求される精度を満足していない。これに対して、ボーリングや物理探査技術は大きな進歩を遂げている。これらについて（第4-8表）に示す。

(第4-8表) ボーリング・物理探査技術

技 術	概 要
コントロールドリリング	<p>所定の位置に正確に掘削する技術の総称。青函トンネルで行われた水平ボーリングの例では、ロッドの重量および推力を利用して880m掘削した段階で所定位置より水平方向で30m、鉛直方向で4mのずれにとどまっている。</p>
コアバックチューブ	<p>従来では、岩盤ボーリングにおいて破碎帯等の脆弱部や硬軟の薄層の互層等のコア採取率は著しく低かった。最近開発されたコアバックチューブはこのような地質状況のもとでもコア採取率を飛躍的に高めることができる。</p>
エアードリリング工法	<p>循環流体として空気を利用する工法の総称。水源と関係なく、いかなる場所でも作業ができ、水を使わないことによって良好なコアが採取できる。</p>
ボアホールスキャナー	<p>ボアホールテレビの観測速度を大幅に短縮させ、リアルタイムで孔壁の連続展開画像を観測できるようにしたもの。</p>
ボアホールレーダー	<p>ボーリング孔の中に電磁波の送受信アンテナを挿入して、亀裂面等で反射・減衰した電磁波を受信して解析するもの。可信深度は数10～100m程度。</p>
浅層反射法	<p>石油探査の分野では早くから実用化され、地下数100～数1000mを対象とした技術は既に確立されている。土木分野では石油探査より浅部で高分解能が要求されるため、測定装置やデータ処理技術が開発されている。</p>
ジオトモグラフィー	<p>トモグラフィーとは対象領域を取り囲む形で得られた情報から、領域内部の物理量の分布状況を描写する技術の総称。地盤を対象としたものにはサイスミックトモグラフィー、レーダートモグラフィー、比抵抗トモグラフィー等がある。レーダートモグラフィーはサイスミックトモグラフィーに比べて孔壁等を全く損傷させることなく、迅速に実施できるが、国内においては研究開発に着手した段階である。</p>

(c) 維持管理

地下空間の維持管理（施工時および施工後）として必要な項目は、構造物によって異なるが、大きなものとして（第4-9表）のようなものが挙げられる。

(第4-9表) 地下空間の維持管理技術

技 術	概 要
換気・空調	地下空間は閉じた空間であるので、機械的に換気することが必要。空調プラントは、その空間の目的にもよるが、1時間か2時間に一度換気できるような規模のものが採用されている。
排水・汚水システム	地下水の排水と汚水システムは、原則としてそのためのポンプステーションが設置されている。
防災システム	国外の例では、地下構造物には通常徹底した自動スプリンクラーシステムとばい煙除去換気扇が装備されている。また、一般のビルに見られるような防火区画が設定され、火災部を限定して被害を最小限に食い止めるシステムが採用されている。
電源	国外の例では、地上構造物に通常設置される電気設備の他に、地下構造物では非常用の予備システムが装備されている。

(d) 通信

国外の例では、大規模地下施設における通信網には電話が用いられ、電話ケーブルは換気立坑を通じて地上に導かれている。

(e) 人間環境

地下は閉鎖空間であるため人間環境面で快適性を維持するためにさまざまな工

夫がされている。

- ・ 入口には階段やエレベータよりもできるだけ斜路を採用する。
- ・ 方向感覚を維持できるように相互の位置関係を簡単・明確にする。
- ・ 種々の高さ・面積を持った空間を配置し、内部空間・外部空間を演出する。
- ・ 空間の仕上がりに注意し、“倉庫”のような印象を与えない。

4. 3 ジオスフェア建設において予想される要求項目

第2章で示したシナリオのように、ジオスフェアは最終的には人間の生活圏と自然環境とを分離し、人間の生活圏は地上と地下・地底を有機的に結合したクローズド・システムにしようとするものである。地下空間の建設技術は人間の環境問題等のソフト面も含めて国内外で研究開発が進められている。しかし、ジオスフェア構想はその規模、目的、開発思想においてこれまで未経験の部分も多く、したがって建設にともなっているいろいろな要求が出てくることが予想される。そして、それらの要求項目はジオスフェア建設の各期（Ⅰ期、Ⅱ期、Ⅲ期）によって当然異なってくると思われる。

ここでは、ジオスフェア建設の各期（Ⅰ期、Ⅱ期、Ⅲ期）において、ソフト・ハードを含めてどのような要求が予想されるかを検討してみる。検討は4. 2. 2節の分類にあわせて、次の項目に分けて考える。ただし、対象地域としては日本を考える。

- ・ 開発思想 （第4-10表）
- ・ 地盤（地下）の調査・探査 （第4-11表）
- ・ 施工（立坑、大（小）空間、長尺物（トンネル）、補強・覆工、排土処理、地盤改良） （第4-12表）
- ・ 維持管理 （第4-13表）
- ・ 通信・搬送 （第4-14表）
- ・ 人間環境 （第4-15表）

(第4-10表) 開発思想

ジオスフェア 開発時期	予想される要求項目
I 期	<ul style="list-style-type: none"> ・ マスタープランの作成 <ul style="list-style-type: none"> A、B、Cゾーンの区域分け 各時期における開発目標 将来にわたる基本構想 ・ 思想の徹底 <ul style="list-style-type: none"> A、B、Cゾーンの役割、ゾーン相互の関連性 Cゾーンの監視・観測 ・ 立坑による地上との連絡
II 期	<ul style="list-style-type: none"> ・ Aゾーン、Bゾーンのクローズド・システム化の促進、各ゾーンの分離 ・ 地下空間の地上からの独立、「超高層」↔「超深層」 ・ 立坑→ギャラリー、コリドール化 ・ 人間が地下に長期滞在→安全・防災・心理面での配慮
III 期	<ul style="list-style-type: none"> ・ Aゾーン、Bゾーンの完成→快適性・利便性・機能性追求 ・ 地下開発技術の発達→更に地下のメリットを生かした利用 →「地球を利用しつつくす」方向へ

(第4-11表) 地盤(地下)の調査・探査

ジオスフェア 開発時期	予想される要求項目
I 期 (II 期) (III 期)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地盤・岩盤の地質的分布状況 ・ 地盤・岩盤の力学的・水理学的特性の評価 ・ 地山の応力状態の評価 ・ 建設する各施設の具備すべき必要土質状況の整理 (以上は評価項目の種類・重みは異なるがII期・III期においても重要となる)
II 期	<ul style="list-style-type: none"> ・ 深部化にともなう地下水・地圧の評価 ・ 地下の熱特性
III 期	<ul style="list-style-type: none"> ・ 超深度に対する調査・探査技術→技術の細分化・特殊化

(第4-12表) 施工(立坑、大(小)空間、長尺物(トンネル)、
補強・覆工、排土処理、地盤改良)

ジオスフェア 開発時期	予想される要求項目
I 期	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤改良 比較的地下浅部を対象 日本列島全体として立地を考えればそれほど軟弱な地盤への立地は少ないか 岩盤の不連続性に対する改良 ・地下水対策 ・補強対策(注入) ・立坑を使った地下大空間の施工法(連続地中壁+シールドマシン等) ・立坑→断面形状 ・排土の輸送・処理 ・無人化・ロボット化 ・既存構造物に影響を与えない工法
II 期	<ul style="list-style-type: none"> ・適正な地質への各施設の立地 ・空洞の連結・分岐の技術(ギャラリー、コリドール化) ・排土の再利用法 ・施工技術の高品質・高精度化 ・無人化・ロボット化(単一工程→複数工程、知能型ロボット)
III 期	<ul style="list-style-type: none"> ・立坑・トンネルの傾斜施工 ・断面形状 ・超深度からの排土処理

(第4-13表) 維持管理

ジオスフェア 開発時期	予想される要求項目
I 期 II 期 III 期	施工中……各種計測データを認識・フィードバックし、知覚判断のできる知能型ロボット 完成後……基本的にメンテナンスフリー 劣化が少なく、フレキシビリティに富む材料の開発

(第4-14表) 通信・搬送

ジオスフェア 開発時期	予想される要求項目
I 期	<ul style="list-style-type: none"> ・通信 地下～地上……埋設ケーブル 地下～地下……埋設ケーブルまたは地上を介しての通信 →ケーブルの効率的な施工法、秩序ある展開 ・搬送 高速・大容量の垂直搬送システム
II 期	<ul style="list-style-type: none"> ・通信のワイヤレス化 ・地下のネットワーク化→地下～地下の通信（地下高速移動物との通信を含む） →地下～地下の人・物の搬送
III 期	<ul style="list-style-type: none"> ・通信・搬送システムの大容量化・高速化・系統化 ・できるだけ資機材を必要としない通信システム（光、レーザーの応用など） ・地下で閉じたサプライ&処理システム

(第4-15表) 人間環境

ジオスフェア 開発時期	予想される要求項目
I 期	<ul style="list-style-type: none">・ 現状における地下街の環境のグレードアップ (空間認識性、照明、空調、地上における眺望に代わるリフレッシュ環境)・ 防災、特に火災への対処(地上への避難)・ 地下における人間心理の研究
II 期	<ul style="list-style-type: none">・ 人間の地下での長期滞在に対する工夫 (太陽光の採り入れ、人工気候による植物の育成、水の 流れ・風・明るさの変化等の導入)・ 防災システムの開発・整備(地下への避難)
III 期	<ul style="list-style-type: none">・ 人間の地下居住 長期的観点での人体への影響 生活環境の快適性

4. 4 ジオスフェア建設のための技術開発課題

現在の国内外の地下空間の利用状況、開発技術の現状をジオスフェアの実現という観点から検討してみた。また、ジオスフェア構築のシナリオから考えて、ジオスフェア建設の各期（Ⅰ期、Ⅱ期、Ⅲ期）において予想される要求を探ってみた。これらの検討に基づいて、ジオスフェア実現のための技術開発課題・検討項目としてどのようなものが考えられるかを以下に述べる。

a. マスタープランの検討・作成

- ・ 日本列島全体がジオスフェアを形成し、機能するためのプラン
 随時修正・変更←基本コンセプトの徹底が重要
- ・ 先を見通した計画的な開発の必要性
 地下空間は修正・変更が困難
 地下環境（地中温度、地下水位）は一度変化させてしまうと元へ戻すのは困難

b. 地下特性の評価技術

- ・ 地下空間の持つ特性の定量的把握
 定性的には地下空間利用施設と関連づけられている
 隔離性・耐震性・恒温恒湿性等を定量化する技術が必要
 →Ⅰ期～Ⅱ期 …… 主に地下施設の機能面からの評価
 →Ⅱ期～Ⅲ期 …… 人間環境面からの評価

c. 地盤・岩盤の調査・評価技術

- ・ 地盤・岩盤の地質学的特性、強度特性、透水特性、熱特性、透気性、地下水分布
- ・ 特に不連続性岩盤の評価技術
 節理等の不連続面や異方的な力学的特性の把握・評価
 割れ目の多い岩盤内での地下水流動の評価
 岩盤の割れ目浸透を考慮した三次元的あるいは疑似三次元的評価

- ・より深部でより高精度の情報を経済的に得る技術
 - 現状のボーリング調査・弾性波探査を主体とした調査では限界
 - 究極的には「ジオ・センシング」の確立を目指す

※ジオ・センシング

リモート・センシングの領域を含む地下・地底の情報を広範囲に得ることができる技術の総称。最初の段階で地質学的・地球物理的調査法などこれまでの技術で得られる情報を集約し、さらに高度な段階へと進む。空中・宇宙・海洋からも情報が集約され、あわせて地中微生物の特殊環境生息能力、行動性などの生物学的探査技術など新たな手法を駆使して、総合的に地中情報を解析評価し、地底の状況を把握する。

d. 地盤・岩盤の解析技術

- ・応力・変形解析→空洞の配置・断面形状
- ・浸透流解析→地下水の検討
- ・熱伝導・熱応力解析
- ・動的解析→地震時挙動
- ・すべての項目に共通して岩盤の不連続性の正確な把握・表現が重要課題

e. 施工技術

- ・特にⅠ期～Ⅱ期において必要かつ有効と思われる技術は次のようなものである。

掘削中の地山変形、崩落を防止する技術（地盤改良、補強技術）

水没掘削機械の開発

急曲進シールド掘進機の開発

地中連続壁掘削機（大深度、厚壁、斜め）

- ・Ⅰ期～Ⅱ期～Ⅲ期を通して施工の無人化、自動化を進める必要がある。

無人化、自動化の初期において課題となる技術は次のようなものである。

地中（多くは泥水中）における位置計測・制御技術

機械によるマニピュレーション

機械の整備、修理さらには地山崩壊など異常事態への機械による対

応技術

・高度な建設ロボットの開発

単一工程の繰り返し型→複数工程処理・知覚判断のできる知能型ロボット

・工事の無人化

現状の機械化施工管理システムの例を（第4-1図）に、将来の機械化施工管理システムの例を（第4-2図）に示す。

また、将来展望の例として、レーザー技術による立坑掘削のイメージを（第4-3図）に、レーザー技術による水平坑開削のイメージを（第4-4図）に示す。

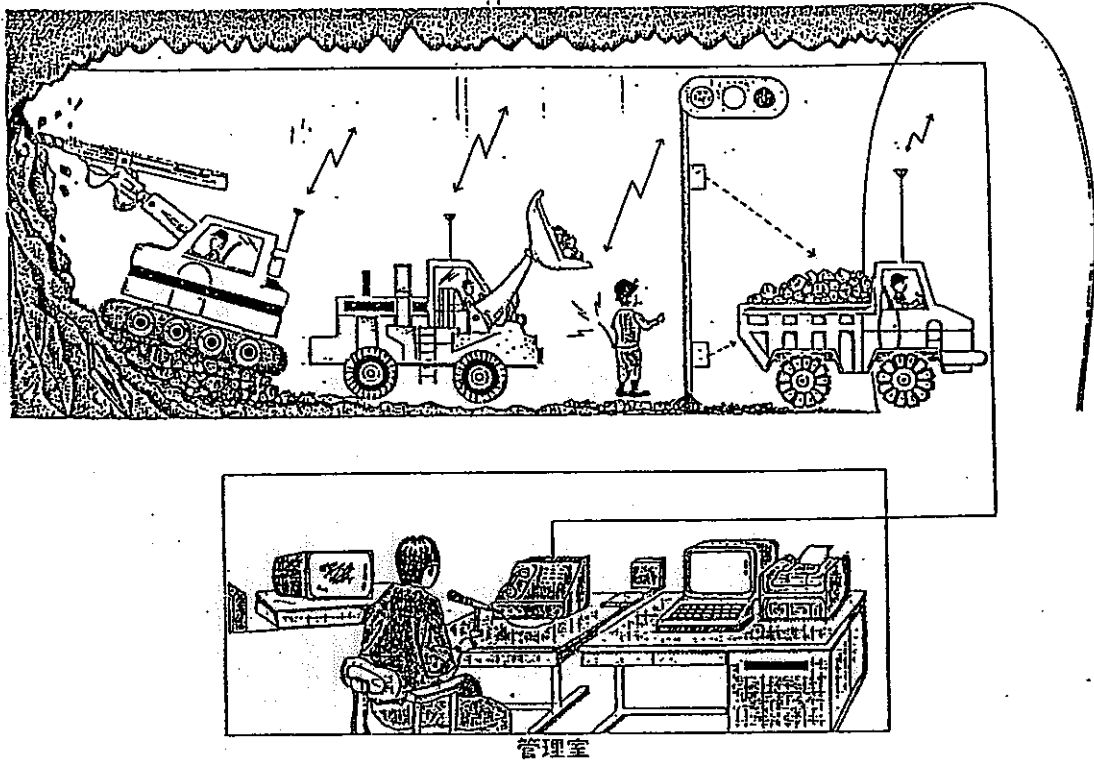
さらに工事無人化のイメージイラストを（第4-5図）に示す。

・岩盤の掘削方法

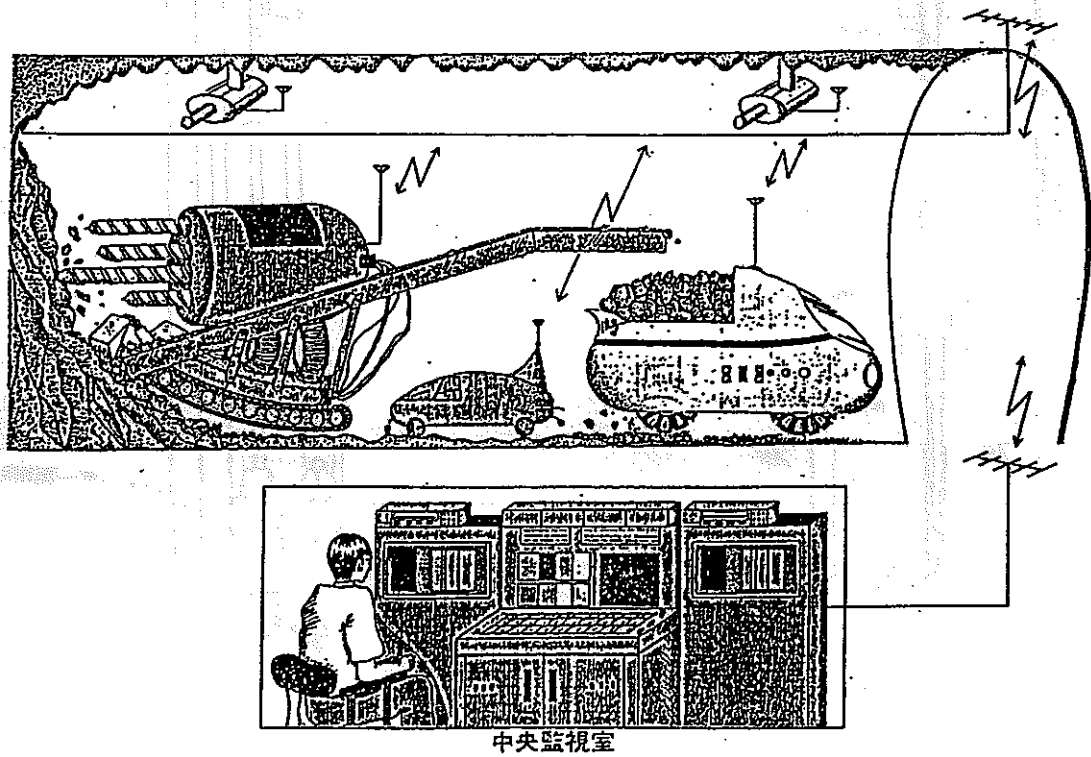
機械的破壊→熱変形、融解による破壊（「ジオ・メルティング」）

（プラズマ、レーザー・ビーム、アーク放電、電子ビーム）

→軟弱地盤を溶解掘削・ガラス固化



(第4-1図) 現状の機械化施工管理システム (文献8より引用)



(第4-2図) 将来の機械化施工管理システム (文献8より引用)

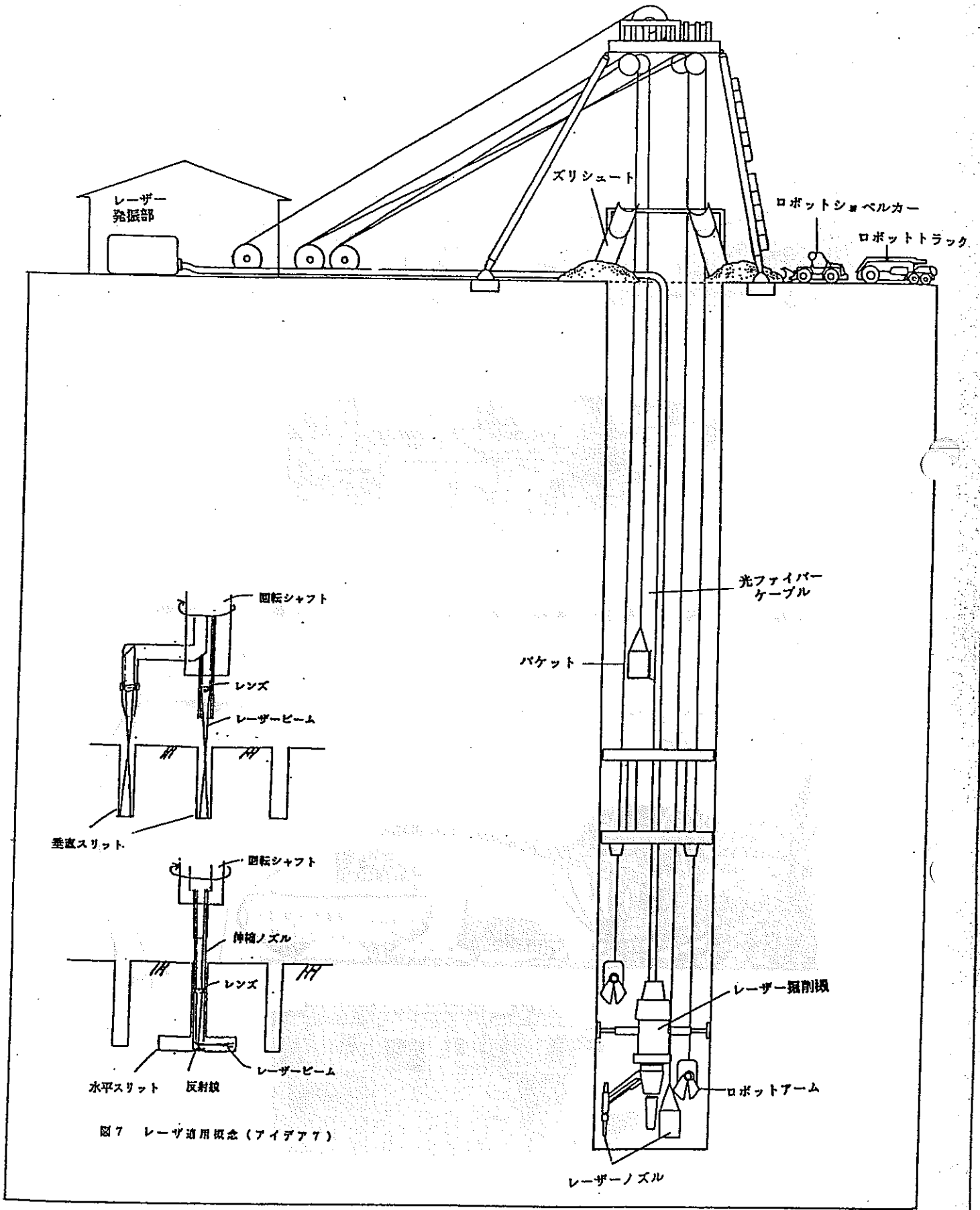
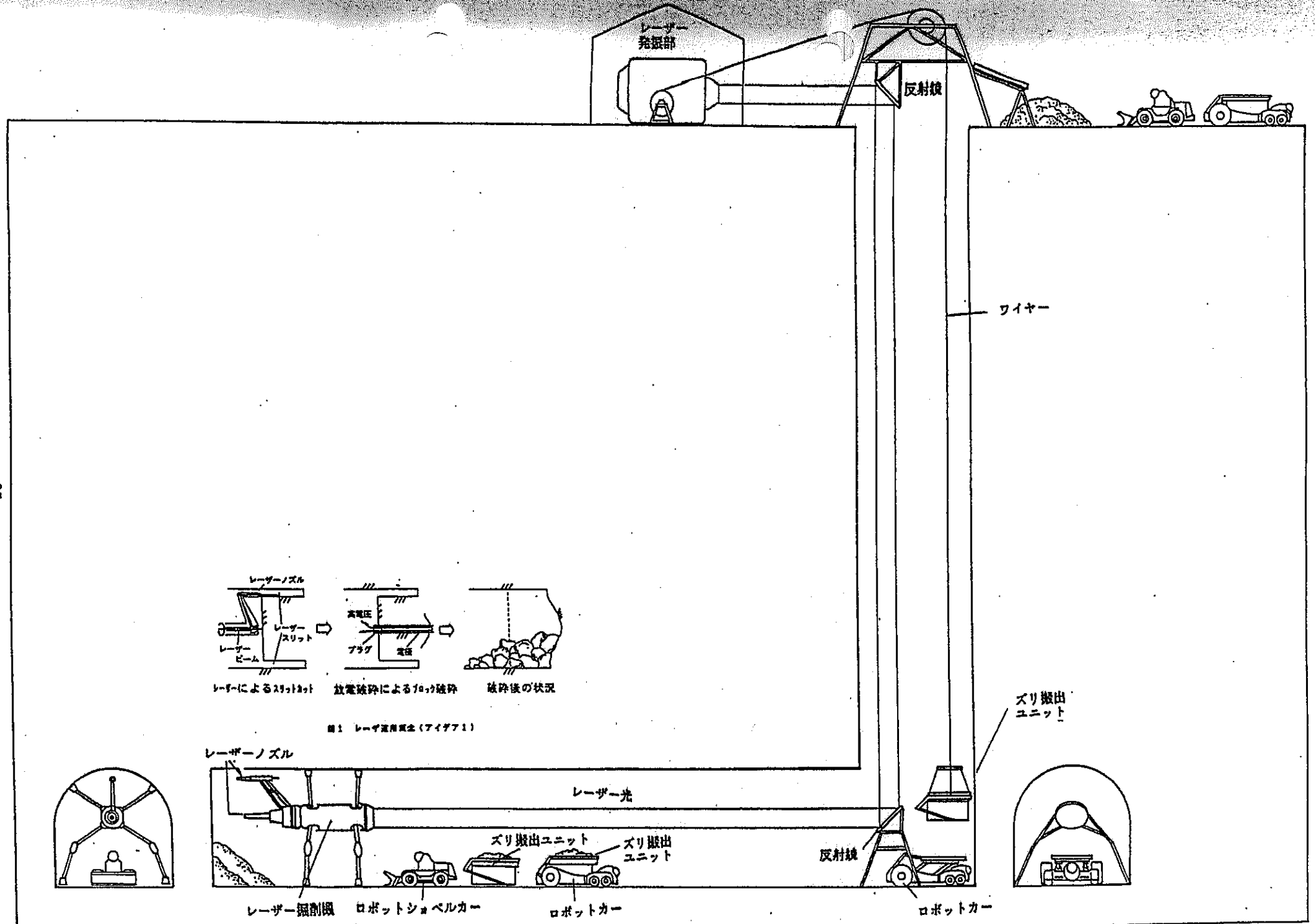
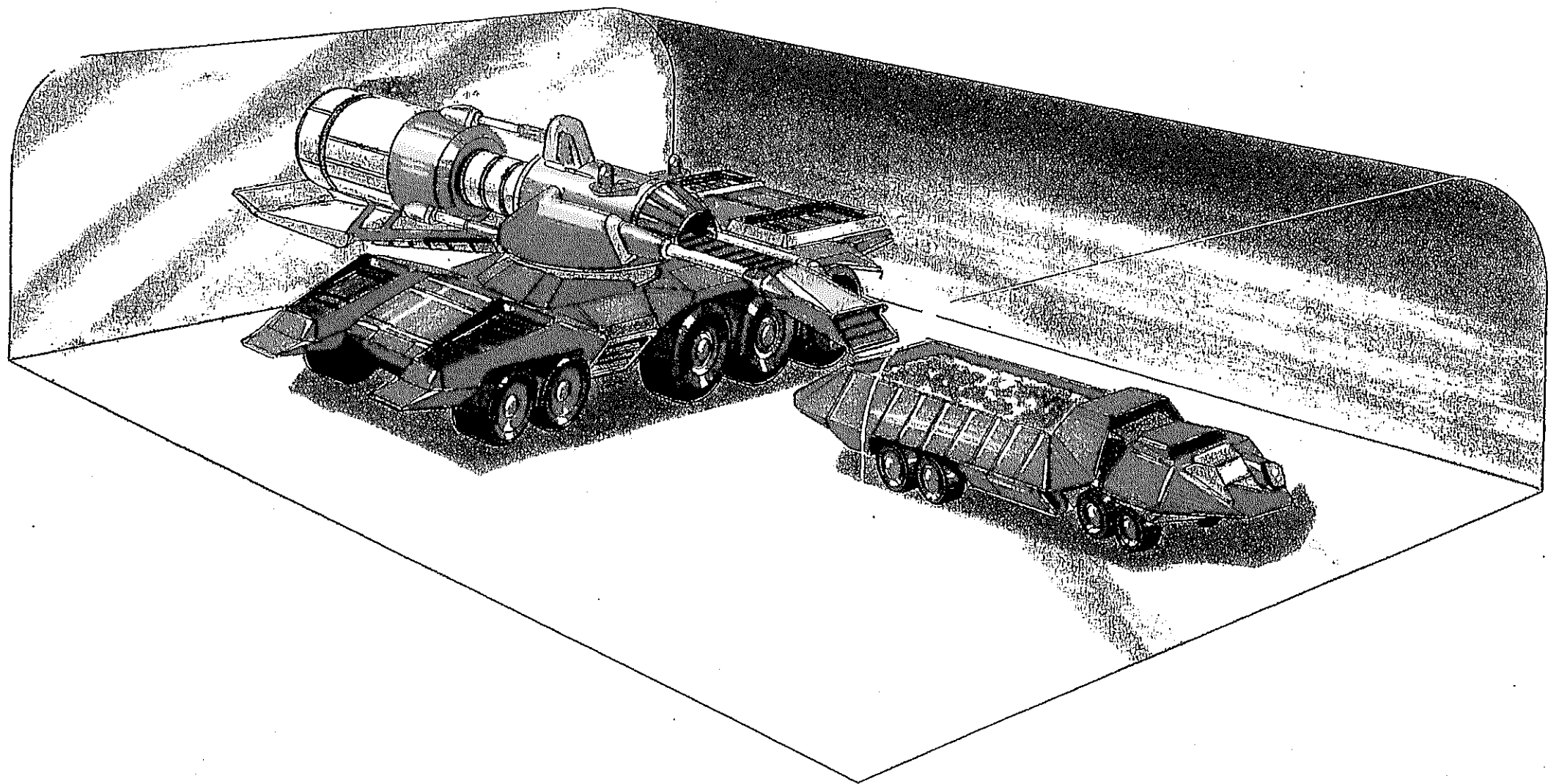


図7 レーザ適用概念(アイデア7)

(第4-3図) レーザ技術による立坑掘削のイメージ



(第4-4図) レーザ技術による水平坑開削のイメージ



(第4-5図) 工事無人化のイメージイラスト

f. 排土処理

- ・ジオスフェア建設にともなって、大量の排土が発生する。これの施工上、処理上から、次のような課題があげられる。

水平・傾斜・垂直の土砂排土システム

高圧ポンプ等による土砂の長距離圧送あるいは固化システム

硬軟岩部の排土方法

- ・また、Ⅰ期においては排土の埋立への転用、Ⅱ期～Ⅲ期においてはさらに積極的に、例えば土を圧縮・セラミックス化して構造材料に使うなどの技術が開発されれば非常に有効であろう。

g. 通信・搬送

- ・Ⅰ期～Ⅱ期において

光ファイバーによる通信網

低周波通信

非ロープ型の垂直搬送システム（超電導エレベータ等）

リニアモーターによるカプセル輸送

垂直・水平リニアモーターカーの開発

真空あるいは圧気による搬送

落下式サブライシステム

- ・Ⅱ期～Ⅲ期において

できる限り資機材を要しないシステム（ケーブルレス光通信、レーザー通信）

重力波通信

ニュートリノ通信

h. 人間環境

- ・人間環境についてはⅠ期～Ⅱ期～Ⅲ期を通して共通に次のような課題が挙げられる。

- ・デザインについて

圧迫感の解消

空間認識性の向上

動的なものの導入（水の流れ、風、明るさの変化）

・生活廃棄物の処理に関する技術開発

・防災について

避難計画（空間認識性の良いデザイン、避難誘導システム）

避難空間（大空間による蓄煙方式）

火災部の限定方式

平常時・非常時の適正な情報伝達システム

異常時の人の行動特性の把握

・採光について

太陽光の取り入れ（光ファイバー、サンクンガーデン等）

人工照明（自然光に近いもの、日変化・季節変化の導入）

眺望に代わるリフレッシュ環境・装置

・緑化について

植物育成環境の開発

地下環境に適した植物の開発

類似緑

・換気・空調について

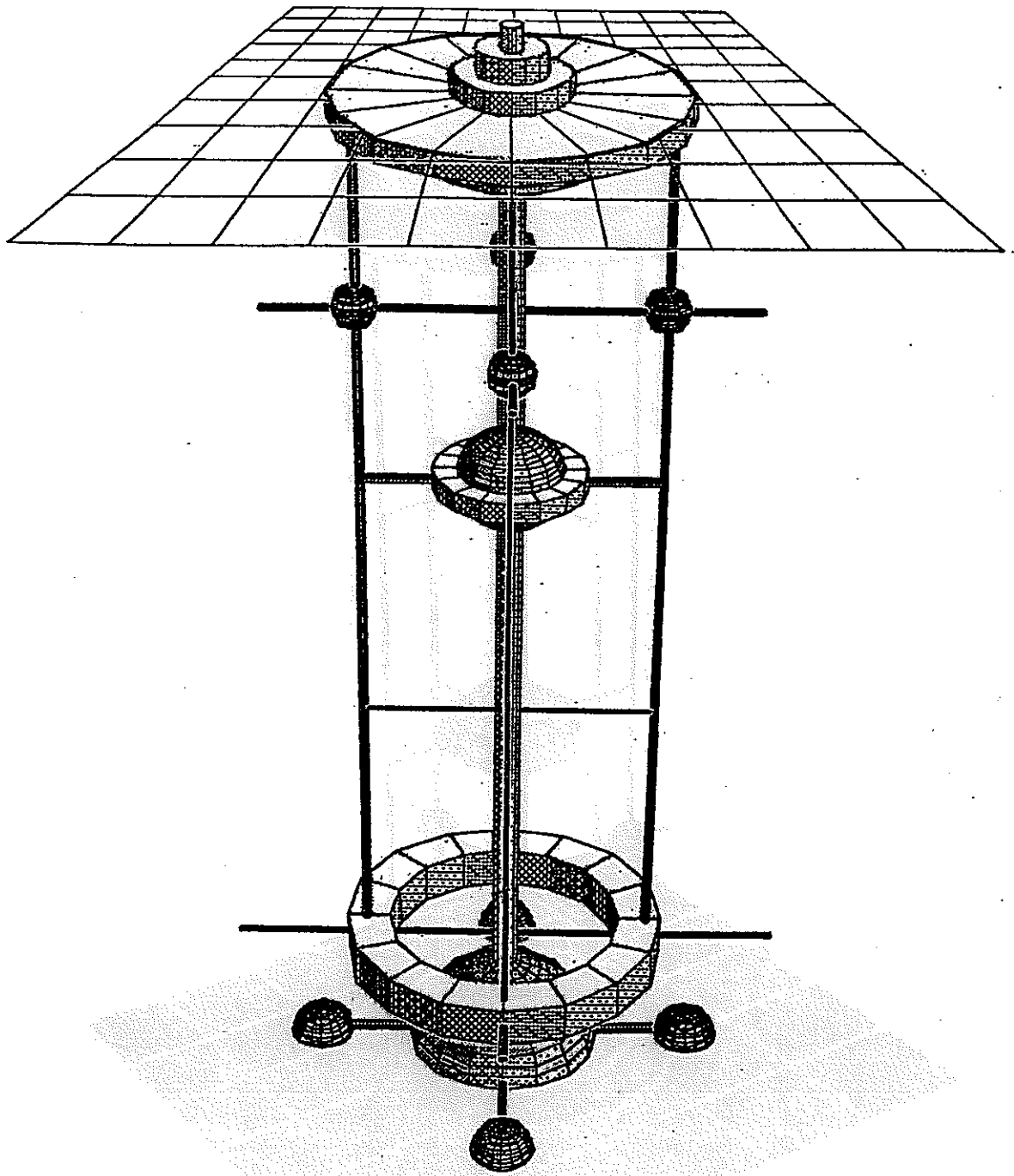
人間の生活リズム・順応性と地下の恒温恒湿性との関係

地下空間周辺の蓄熱による地中温度変化の影響の把握

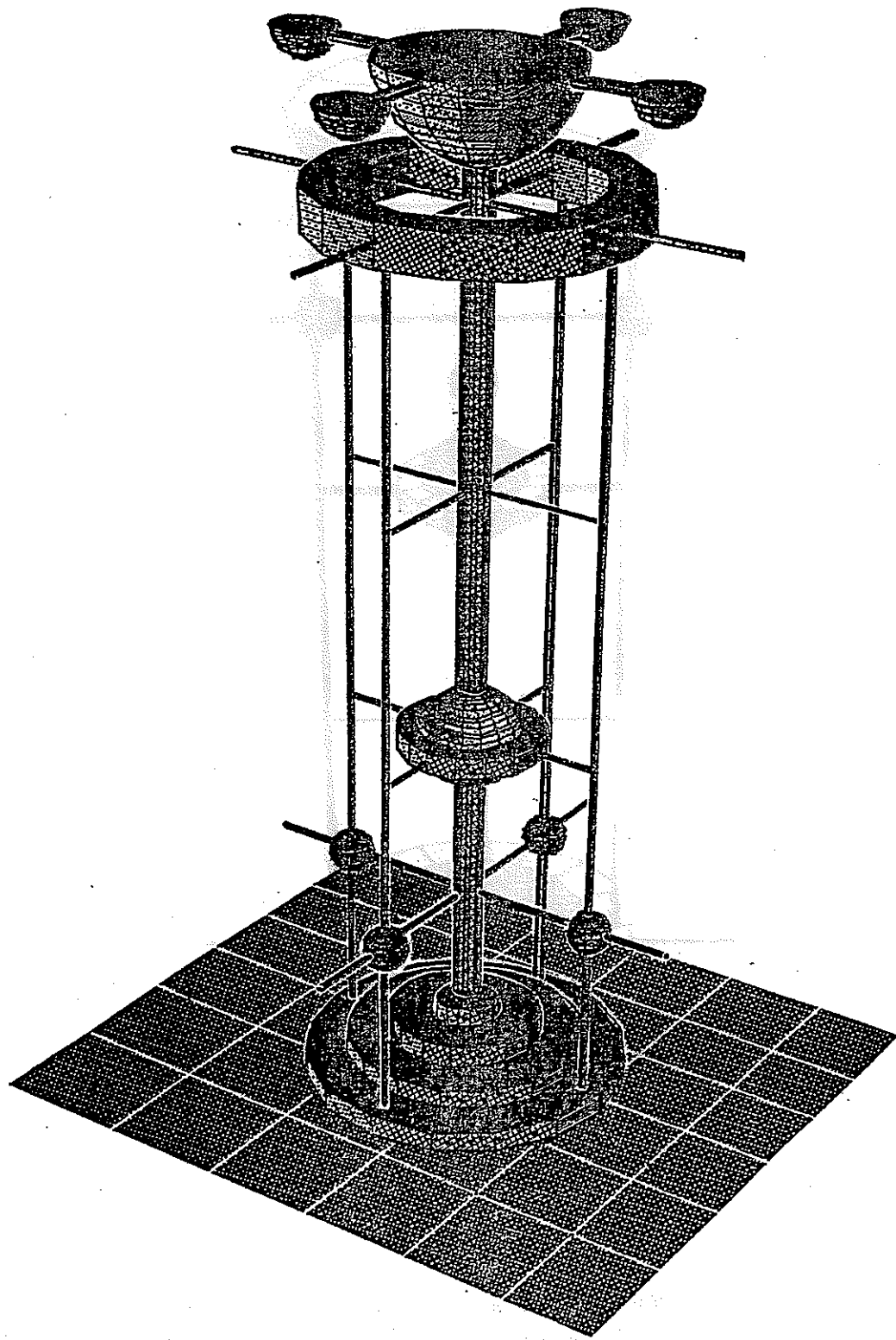
熱移動の新方式・クローズド・システムの開発

空気の浄化・外気の取り入れ

第5章 ジオトピア研究センターについて



人類の夢実現のために人類の未来を展望しつつ創造的な技術革新をすすめる場としての「ジオトピア研究センター」が必要である。ここでの研究はジオスフェア開発にとどまらず宇宙開発とも関わる。例えば惑星基地建設やそこでの移住について直接応用がきく。そういえばこのイラストもどこかスペースコロニーに似ているではないか。いずれにしても基礎研究には早く着手すべきであり「ジオトピア研究センター」の早期実現が課題である。



第5章 ジオトピア研究センターについて

5. 1 概説

「ジオトピア研究センター」については、昭和63年度の「ジオトピア構想について」の中で、広い分野から成る基盤的研究開発を有機的かつ効果的に結集させその成果をスムーズに工学規模に移行させるために中核的実行機関として設置することが提案された。さらに昭和63年度の「ジオトピア構想検討(Ⅱ)」において、早期の実現を目指してセンターでの研究テーマの具体例の調査とセンターと地域社会との係わりについて検討を進めてきた。

本年度は、「ジオスフェア」開発のシナリオにそった観点からの「ジオトピア研究センター」の必要性について提言する。

5. 2 ジオトピア研究センターの必要性

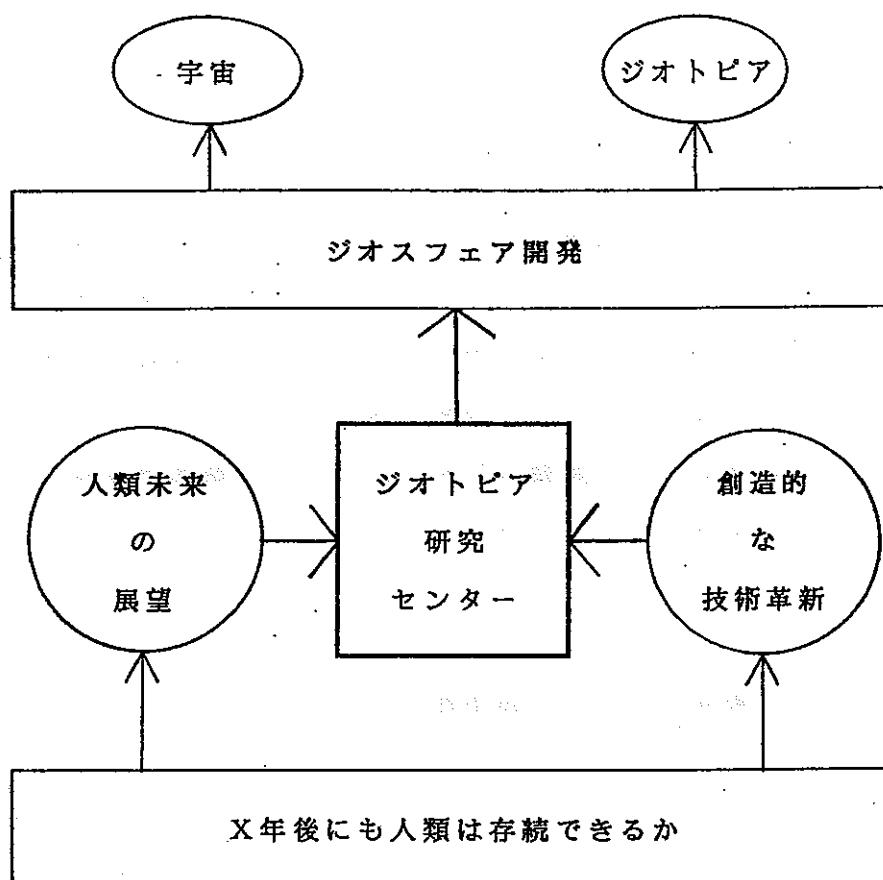
人類存続のためには、地球上に究極の人工生態系すなわちニューフロンティアを創り出していかなければならない。この命題のひとつの解決法として、「ジオスフェア」開発のシナリオを策定し、日本列島というフィールドでの「ジオスフェア」利用の適応性と「ジオスフェア」建設のための技術開発課題を検討してきた。

そしてこれらの検討を通して「ジオスフェア」開発推進のためには、人類の将来を展望しつつ創造的技術革新に取りこんでいくことが重要であるとの認識にいたった。長期的視野に立った計画と創造的な技術革新がなければ「ジオトピア」は実現できない。

これらの問題を総合的集約的に研究し整合的効率的に成果をあげるためにセンター機構はどうしても必要である。人類存続の可能性を占う所ともいえる「ジオトピア研究センター」は世界の輿望を担っているといえるのではないだろうか。

人類はいずれ宇宙に進出を開始することになる。その際、初期段階で取り組むのが天体の地下開発であろうといわれている。そういう意味で「ジオトピア研究

センター」での研究開発は天体のモックアップ実験でもあるといえる。
ジオトピア研究センターの位置づけについて（第5-1図）に示す。



（第5-1図） ジオトピア研究センターの位置づけ

さらに「ジオトピア研究センター」を日本に設立することは、世界の社会的経済的現状および科学技術についての現状からいって、世界の要請といっても過言ではないのではなかろうか。

しかも日本列島の地質構造は極めて複雑であるという特徴から、この複雑な地質構造に対応した技術開発が達成されれば、世界中どこに持っていっても十分応用可能であると考えられる。

5. 3 ジオトピア研究センターの早期設立と段階的拡充

最近、地球温暖化、オゾン層の問題など地球環境変動について各方面で活発な論議がなされている。問題はこれらに関するデータの集積が時間的にも量的にも不十分という点にありそうである。地球環境変動の周期が短いのか長いのかあるいは周期性をもたないのかなどの判断には十分なデータが必要である。しかし、これらはデータの集積を待ってはられない喫緊の課題であるという認識に立たないと取り返しのつかないことになる危険性がある。

このような問題は「ジオスフェア」開発においても同じようにいえることである。早かれ遅かれ人類が「ジオスフェア」開発に取り組んでいくことが必然であるとするならば、地下に関するデータ集積、研究、技術開発にはできるだけ早く取りかかるべきである。すでに都市部においては地表面下50～100メートルの開発利用が直前までさしかかっている状況にあることから、地下研究施設の実現が急がれてしかるべきである。

「ジオスフェア」開発は段階的に行われる。基本的には開発段階が進むにつれて、深度的にはより深く、技術的にはより高次高度になっていく。

「ジオトピア研究センター」も「ジオスフェア」開発のステップに合わせて段階的に拡充していくことが合理的である。

例えば、「ジオスフェア」開発の第1段階においては、「ジオトピア研究センター」地下実験施設を地下500メートル程度にまず1箇所設ける。この施設の運営が軌道にのった時点で、さらに別の地質の地点にも同程度の施設を設ける。第2段階においては、技術開発を行いつつ地下1000メートル程度まで施設を拡張する。順次、あらたな研究、技術開発項目を追加充実させる。必要に応じてさらに別の地点にも施設を増やしていくというようなシナリオが合理的である。

おわりに

人類史的あるいは宇宙論的観点から「ジオトピア構想」を検討してきた。

今後の課題として、「ジオスフェア」のシナリオについて精度をあげていくことが必要である。そのためにはここでも世界的宇宙的視野にたって、政治、経済、科学など広範な分野について総合的に調査分析していかなければならない。

これに対応した形で地質学、地質構造学などのアースベーシックサイエンスおよび地下利用、建設などのデザインオーソリティーの確立をめざした「ジオトピア構想」の研究開発がより明確化されていくものと考えられる。

これらを具現化していくのが「ジオトピア研究センター」である。そして、重要なことはなによりも早く「ジオトピア研究センター」を設立することである。地下深くに研究施設があるという事実そのものがいろいろな要求を集積させるという吸引力となり、地下研究施設さらには「ジオスフェア」開発そのものを飛躍的に進展させる引き金となりうると思われるからである。

引用文献・参考文献

第2章

- 1) 1990日本国勢図絵, (財)矢野恒太記念会編, 矢野一郎監修, 国勢社

第3章

- 2) 日本列島—その形成に至るまで—, 木村敏雄, 古今書院
- 3) 日本の地質 岩波講座地球科学16, 堪米良亀齡ほか, 岩波書店
- 4) 昭和63年度地下開発地盤環境管理調査報告書,
地下開発地盤環境管理検討会

第4章

- 5) 欧米における地下都市開発の実態—地下都市海外視察団報告—,
平井堯, 電力土木, No.219
- 6) 地下空間開発について, 中島英史, 電力土木, No.219
- 7) ロックエンジニアリングと地下空間, 川本眺万監修,
三井康司, 藤川富夫, 亀井紀幸共訳, 鹿島出版会
- 8) 地下空間利用に関するシンポジウム, 土木学会, 1988.
- 9) 地下空間利用技術に関するテクノロジー・アセスメント,
(財)日本産業技術振興協会, (財)エンジニアリング振興協会, 1988.
- 10) 都市域の軟岩地盤中の無支柱空間建設システムの開発に関する調査研究,
(財)エンジニアリング振興協会, 1989.

ジオトピア構想検討メンバー

1. コア委員会

座長	京谷好泰	備テクノバ会長
顧問	斎藤進六	東京工業大学名誉教授
委員	<input type="text"/>	東京大学名誉教授
	<input type="text"/>	科学ジャーナリスト
	<input type="text"/>	東海大学工学部教授
	川本眺万	名古屋大学工学部教授
	<input type="text"/>	科学ジャーナリスト
	矢沢 潔	科学ジャーナリスト
事務局	小奈勝也	備テクノバ
	早乙女 政弘	三井建設備

2. 地球システム検討分科会

主査	<input type="text"/>	東海大学
	松井孝典	東京大学
	<input type="text"/>	国立科学博物館
	松谷明彦	備旺文社
	稲毛正昭	三井建設備
	亀村勝美	大成建設備
	<input type="text"/>	鹿島石油備
	<input type="text"/>	備教育社
	<input type="text"/>	東洋エンジニアリング備
	<input type="text"/>	東洋美術学校
	森泉實夫	備日立製作所
	<input type="text"/>	備扶桑社
	○早乙女 政弘	三井建設備
	<input type="text"/>	大成建設備
	黒田英高	清水建設備
	井口敬次	電源開発備

3. 応用地質分科会

主 査	<input type="text"/>	東京大学名誉教授
	関 陽 太 郎	埼玉大学
	<input type="text"/>	㈱応用地質
	星 野 延 夫	電源開発㈱
○	<input type="text"/>	大成建設㈱
	早乙女 政弘	三井建設㈱
	黒 田 英 高	清水建設㈱
	松 谷 明 彦	㈱旺文社
	井 口 敬 次	電源開発㈱

4. 応用土木分科会

主 査	川 本 隆 万	名古屋大学
	<input type="text"/>	埼玉大学
	松 永 健 一	三菱重工㈱
	門 田 睦 夫	㈱日建設計
	<input type="text"/>	三井造船㈱
○	黒 田 英 高	清水建設㈱
	<input type="text"/>	大成建設㈱
	早乙女 政弘	三井建設㈱
	松 谷 明 彦	㈱旺文社
	井 口 敬 次	電源開発㈱

5. タスクホース

主 宰	矢 沢 潔	科学ジャーナリスト
	井 口 敬 次	電源開発㈱

6. オブザーバー

	衣 笠 学	動力炉・核燃料開発事業団
	<input type="text"/>	動力炉・核燃料開発事業団

7. 総合事務局

小 奈 勝 也 欄テクノバ

渡 辺 千 鶴 子 欄テクノバ

※ ○—各分科会事務局、順不同、敬称略

地球の起源と進化そして文明論

第3回地球システム検討分科会(1990.5.21)において、宇宙的視野にたった文明論とその考えの元となった地球の起源と進化について、東京大学の松井孝典先生にお話を伺った。以下にその概要を示す。

1. テラフォーミングの人類史的意味

テラフォーミングの概念は現代という時代に初めて出てきた。400万年前に生まれ進化してきた人類の発達段階がそういうレベルに達したからであろう。

その人類史の中で農耕の始まりというのが一つの転機になった。人工の生態系の導入である。これによって人類は食糧を安定的に確保できるようになり大発展が始まり、文明も発展することになった。

現代はこの延長上にある。文明は自然を破壊することすなわち地球を利用することで繁栄してきた。自然破壊が地球規模になったのがいまの地球環境問題である。だから環境問題の本質的解決は人類滅亡以外にはほとんどありえない。人類史のタイムスケールは1/100ずつ短くなっている。人類の未来は無限ではない。それをどのくらい延ばせるかが科学技術に与えられた課題である。

そこでテラフォーミングという概念が出てくる。究極の人工生態系を創り出すすなわち普通の環境ではないところにニューフロンティアを創り出すのがテラフォーミングである。ジオトピアも明らかにテラフォーミングである。私は対象として火星を考えている。

2. 火星のテラフォーミング

なぜ火星を対象にしようとするのか。それは、人類史的課題としてのテラフォーミングの舞台として火星が他の惑星よりもはるかに適していると考えからである。

火星の大気には二酸化炭素と水と窒素がある。地表にも二酸化炭素と水がたくさんある。人類が住める条件は、温度が絶対温度で260~300°、CO₂濃

度が100~1,000ppm、これは光合成を起こす値がミニマムで人体に有害な値がマキシムを示している。気圧は0.5~2ぐらい。水蒸気濃度は大体50%である。そしてこれらの条件に関わる関数は太陽からの距離と天体の大きさである。天体の大きさはすなわち重力の大きさであり、大気の縮み具合すなわち温室効果の計算に関わる。

これらを検討すると火星はぎりぎりのところで住める可能性がある。火星にある程度のエネルギーをインプットすると、自らいろいろのプロセスを通じて地球の環境に似たものになってくる。物理的環境としては大体100年あれば変えられるといわれている。ただし酸素を持つ大気に変えるためには何万年もかかるかもしれない。

3. 地球学の勧め

デカルト、ニュートンらが創り出した近代自然科学は自然と人間を分けて考えた。自然としての宇宙は、なにも変化しないただ時間が流れるだけという認識であった。

現代の宇宙論ではビッグバンの瞬間に自然も人間もセットされたと考える。つまり自然と人間を分けるということにどういう意味があるのかが問われている。

こういったことを含めて、人間とは何か、地球とは何かを考えるのが地球学である。

テラフォーミングを考えるためには地球のことをよく理解しないといけない。

実はこのような考えの元となったのは地球の起源と進化を研究してきた結果である。この研究をしていると人間、地球、文明などということを切り離しては考えられなくなる。

4. 地球の起源と進化

太陽系天体は微惑星とよばれる微小天体が集まってできた(微惑星説)。

地球が微惑星の衝突によってできるときに開放されるエネルギーは当時の太陽光のエネルギーよりも大きい。このとき地球が真空中にあればこのエネルギーはすぐ宇宙空間に散逸する。実際には微惑星との衝突時に蒸発しやすい成分が脱ガスして原始大気ができ、その保温効果によって地表温度が上昇する。

すると地表が溶けてマグマの海ができる。

ところで原始大気の温度構造を考えると、二つの安定な解がある。一つは高温の解でマグマの海が地表を覆う。一つは低温の解で水の海が地表を覆う。これは衝突エネルギー流量 F によって決まる。 F が 200 W/m^2 以上だとマグマの海が地表を覆う。微惑星の衝突が減って F が 150 W/m^2 以下になると原始大気は不安定になって雨が降り原始の海ができる。

ところが海の存在だけでは地球は地球にならない。太陽光度の上昇にともなって海は蒸発してしまう。しかし地球には幸いにも大陸ができた。大陸ができ始めると地表温度の上昇が抑えられて一定になっていく。それは以下のようなシナリオによる。

マグマオーシャンが覆っていた段階の大気の成分は水蒸気と CO だが、水蒸気が雨になって落ちてしまうと、 CO は水蒸気が光分解してできた酸素によって酸化する。そして CO_2 の大気になる。

CO_2 は地表付近を循環する。大陸がなければ海に溶け込み炭酸塩岩石のまま海底に堆積し、それがマントルに潜り込むとき脱ガスして大気に戻る。大気圧は数気圧で安定する。しかし数気圧では太陽光度の上昇とともに海が蒸発してしまう。

大陸ができ始めると海底に堆積した CO_2 が岩石化した CaCO_3 となって大陸に加わる。これは侵食に時間がかかるので循環から除外された形になる。そのことによって大気圧がさらに下がり地表環境が安定に向かう。

地球が地球であるためには海と大陸が必要だったわけである。

このような研究をしていると、なぜ地球が地球であるのかということがある意味で見えてくるわけで、その延長として現代とか文明とかいったことまで視野に入ってくる。そして今日の話のような認識に至った。

地下における宇宙線観測実験について

第3回応用地質分科会(1990.5.8)において、地下利用形態の一つである宇宙線観測実験の例などについて、福井工業大学の俣野恒夫教授にお話を伺った。以下にその概要を示す。

1. 宇宙線の大气中での現象

宇宙線は、陽子P、ヘリウムHe、軽い原子核のグループ(Li, Be, B)、中間のグループ(C, N, O, F)、重いグループ(陽子数10~19)、非常に重いグループ(陽子数20以上)および鉄Feに分けられている。その組成はPを1300とすればHeが88、残りは非常に少ない数である。

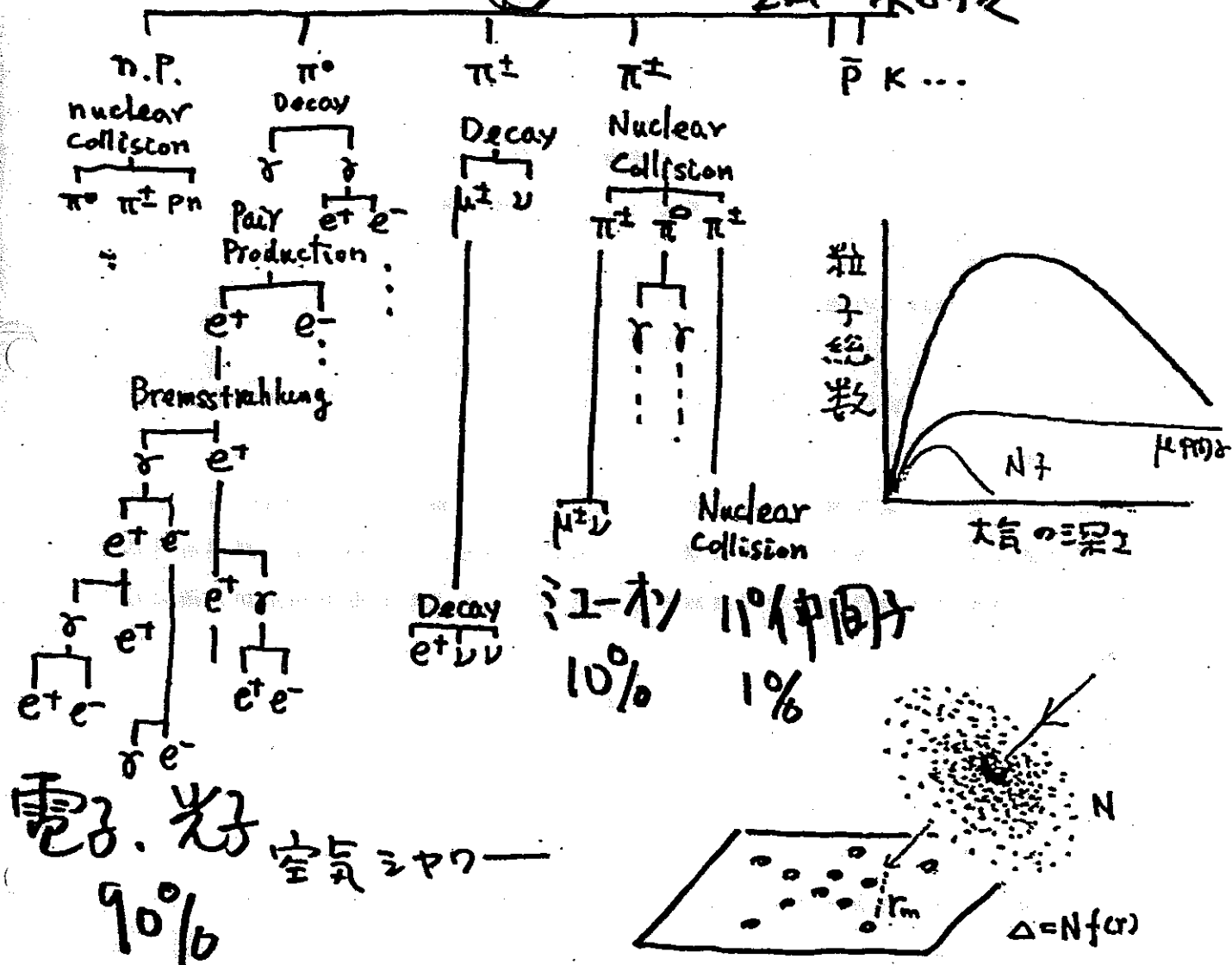
エネルギーの強い宇宙線が大气の原子核と衝突すると強い相互作用が起こりパイゼロ中間子、パイ中間子、Pバー、K中間子などの多くの粒子が作られる。

パイゼロ中間子(π^0)はその場で壊れて二つの γ 線になり、これが原子核の近くで e^- と e^+ をつくる。この電子が、原子核の近くを通るとクーロン力で曲げられ、その加速によって光を放出する。この光はまだエネルギーが高いから電子のペアをつくる。こういう現象が繰り返されていって、非常に多くの電子光子のグループができる。

パイ中間子(π^\pm)は衝突と崩壊が共存している。衝突の場合は同じようにして π^0 や π^\pm の粒子をつくる。崩壊するとミュー中間子(μ^\pm)とニュートリノ(ν)になる。 μ^\pm はエネルギーが低いとさらに e^\pm と二つの ν に壊れる。

このような現象が大气中で起こっており、粒子が円盤状になって地上に降ってくる。この粒子の数をみると、電子光子の成分はじょじょに増加しある大气の深さで最大になりそこからまた減少してくる。 μ^\pm は相互作用が少ないので作られた数がほとんどそのまま大气中を通過してくる。高いエネルギーの核子成分は急速に減少する。(次図参照)

P 宇宙線陽子. 原子核
 Nuclear Collision 空気の原子核



江-木 10%
 10/中同子 1%

電子. 光子 空気中
 90%

$$f(r) = \frac{1}{2\pi\sqrt{120}} e^{-r/20\gamma^{-1.5}}$$

2. 地下利用の目的と実例

宇宙線の観測実験に地下を利用する理由として二つある。

一つは、できるだけエネルギーの高い粒子 (μ 土あるいは ν) を取り出したいという場合。

施設の実例として以下のようなものがある。

○コラ・ゴールド・フィールド (インド)

目的： μ 中間子の測定、地下の宇宙線強度測定、ニュートリノ測定

深度：測定点として、地表、地下 270 m、地下 600 m

○大谷 (宇都宮市)

目的： μ 中間子の測定

もう一つは、宇宙線をできるだけ遮ってロー・バックグラウンドの状態をつくりたい場合。

最近は大統一理論を検証するための実験として、陽子の寿命を調べるということが盛んになってきた。この実験は、まれにしか起こらない現象を調べるためにロー・バックグラウンドでの実験が必要となり、そのため地下利用が急速にひろがってきた。

施設の実例として以下のようなものがある。

○ヨハネスブルグ (南ア共和国)

目的： μ 中間子の測定

深度：地下 3,200 m

空間：一つの坑道を利用、幅 1.8 m、高さ約 2.5 m、長さ 54 m

○コラ・ゴールド・フィールド (インド)

目的：陽子崩壊観測

深度：地下 7,000 meters water equivalent (場所によって岩石の比重が違うので水相当の深さにした値、1 m.w.e. = 100 g/cm²)

設備：地下に 2 か所 (2 段)、空気冷却設備

測定装置の大きさ：幅 4 m、高さ 3.8 m、長さ 6 m

測定用の物質として鉄を用いた

○バクサン (ソ連)

目的：陽子崩壊観測

深度：約 2,000 m

位置：水平坑道、坑口より 4,000 m

○クリーブランド郊外 (アメリカ) I M B

目的：陽子崩壊観測

深度：地下 600 m

空間：岩塩層、20 m × 20 m × 20 m

装置：大きな水タンクによる初めての実験

○神岡 (岐阜県) カミオカンデ

目的：陽子崩壊観測他

神岡の特徴は高感度の高電子倍増管にある

3. 超新星爆発によるニュートリノの発見

星の進化の過程は以下のようなものである。宇宙の中にある水素が集まってくる。水素の密度の高いところが重力によって収縮する。するとさらに周辺の水素が集まってくるについに原始星ができる。重力の圧力によって温度が上がり燃え始める。核融合が起こったことになる。さらに水素が燃えると灰としてのヘリウムができる。ヘリウムができると燃焼効率が悪くなる。さらにヘリウムが燃え、炭素が順番に燃える。内部では燃えているが外側はあまり良く燃えないので、収縮と膨張のバランスが崩れ星が膨張する。さらに燃える効率が悪くなって、最終的には中心部が鉄になる。するとそれ以上燃えなくなり、今度は膨張力がなくなる。星は急速に縮んで爆発を起こす。これが超新星の爆発である。

爆発直前の星の質量が太陽の質量の 12 倍より大きいと爆発の中心にブラック・ホールができる。8 ~ 12 倍の間ときは中性子星ができる。この星は直径が 10 ~ 20 km で質量は太陽とほぼ同じである。

ブラック・ホールは地球にいったいシグナルを送ってこないが、中性子星はいろいろなシグナルを送ってくる。星が爆発すると最初の瞬間光は見えるが、散らばったダストに遮られてニュートリノ以外のものは外に出てこない。

1987年、マゼラン星雲の中のスーパーノバが爆発したとき、そのニュート

リノが人類史上初めて捉えられた。神岡では11個の信号がかかった。スーパーノバの爆発によるニュートリノであるとして世界的に認知されたのは神岡とアメリカのIMBだけである。

4. 将来計画

今後の研究課題として以下のようなものが考えられている。

- ・陽子の寿命は 10^{32} 年といわれているがその上限値を探す。
- ・ β 崩壊の数を調べることによってニュートリノの数を調べる。
- ・太陽から出るニュートリノの数が理論値の半分程度しかないという報告があるので太陽のニュートリノを調べる。
- ・ニュートリノが電子ニュートリノになったりミューオンニュートリノになったりと振動する（ニュートリノ振動という）ということが実際に起こっているかどうか調べる。
- ・ビッグバンによって宇宙が誕生した。ビッグバンから3分位の間に素粒子論のいちばん基本的な電子対消滅までの全てのことが終わってしまった。そして30分位の間に軽い原子核の水素、ヘリウムができた。このようなことは電波観測によってわかった、宇宙膨張の実体と、このとき光った光の残照、このときの温度が150億年たっていま絶対温度3度の光として宇宙に充填しているという二つの事実から、実際にあったのだろうといわれている。大きなエネルギーの衝突があったのだから、そのときの相互作用の小さな物質（相互作用が小さくてあまり信号を発しないので見えない物質ダーク・マターという）はいまだに宇宙の中に残っているだろう。その一例としてのモノポールなどを測ってみる。

これらの研究に関する施設の計画としては以下のようなものがある。

・グランサッソ（イタリア） MACRO

モンブラン山中 イタリア、アメリカの共同研究

施設完成の時期にある。もう実験を開始したかもしれない。

・神岡 スーパーカミオカ

水の重量50,000ton（カミオカンデは3,000ton）

実現はまだまだ先

質疑応答

Q このような宇宙線の実験は、地下どのくらいの深さまでいけばできるのか。

A 千数百メートル位まで。深すぎるとメンテナンスや温度が高くなって困る。高温だと人間が困るし、コンピュータのためにも良くない。

Q 地下の岩種によって問題になることはないか。

A ロー・バックグラウンドにするときには何でもよい。ただコンクリートを使う場合、普通のコンクリートは割に放射線を出すので問題がある。バクサンでは特別のコンクリートを使っている。

Q 鍾乳洞のような天然空洞を利用した例はないか。

A アクセスが悪い。

Q 岩石の構成とか比重は関係ないか。

A ある種の実験、例えばミューオンの数を調べるときには非常に重要になる。地質がわかっていないと、エネルギーに換算するときまちがいを犯すことになる。しっかり地質調査がしてあるところでは良い実験ができる。すでに掘ってあるところを使うのがいちばん良い。

南極における観測について

第3回応用土木分科会(1990.5.25)において、地下は一種の特殊環境であるという認識のもとに、地球上の特殊環境のひとつとして、南極での観測・生活等について国立極地研究所の渡辺興亜教授にお話を伺った。以下にその概要を示す。

1. 南極大陸

面積約1400万km²、平均標高2300m(ちなみにユーラシア大陸の平均標高は800m)。

海岸からいきなり高くなる「鏡もち型」をしており、氷の厚さが約2400mである。したがって、氷を取り除けば、アイソスタシーによって若干の地形上昇はあるにしろ、ほとんどが海面下で、ところどころに島が点在するような状態となる。

地球的に見ると、赤道付近の熱源に対して極地は冷源として大きな意味を持ち、海水の変動を観測することによって、地球規模の気候・環境の変化をとらえることができる。

気温は放射冷却によって内陸ほど低く、海岸部の昭和基地では年平均気温約 -10°C であるが、内陸のポストーク基地では -60°C くらいである。観測された最低気温は -88°C くらいであるが、実際には -90°C くらいまで下がっていると思われる。

「鏡もち型」の地形のため、海岸部には斜面から強風が吹く地域がある。内陸部は気温は低いが風は弱い。

沿岸の定着氷の年間の成長限界は1m50cmくらいであるが、割れて重なると10mくらいにもなる。

第2次大戦後、アメリカが戦略的見地から沿岸の空撮を積極的に行い、大体の地形がわかるようになった。

2. 南極観測

1883年に北極を中心に第1回International Polar Yearが行われた。これはその後50年毎に行われることになったが、サイクルをもっと短く(25年毎に)したいとのことで、1956~1957年に第1回国際地球観測年が行われた。日本の南極観測はこの年からスタートしている。日本が割り当てられた、現在の昭和基地の場所は当時ではほとんど接近不可能といわれた所であるが、

その後の努力によって現在のような基地が建設され、貴重な観測記録、経験を積むことができた。

3. 南極条約

1961年に結ばれたもので、南極地域の軍事利用を禁止し、科学的調査の自由と国際協力を容易にするために、南極地域の領有権に関する各国の主張を凍結し、政治的紛争がおこらないようにした条約。当初は10数ヶ国であったが、現在は30数ヶ国が参加している。

4. 昭和基地での生活

南極観測には夏隊と冬隊があり、冬隊がいわゆる越冬隊である。11月に日本を出発し、オーストラリア経由で1月はじめに南極へ到着する。総勢約50名で、60~70%が大学・官公庁関係、残りが民間である。構成員は研究者、設営担当、車両担当等で、50名のうち約15名は夏隊で、残り30数名が冬隊として越冬することになる。

南極観測の担当は、気象観測は気象庁、海洋観測は海上保安庁、地図は国土地理院、観測船「しらせ」の運航は海上自衛隊が行う。

1月に南極に到着してから約1ヶ月は、前年からの引継ぎがあり、2月から冬隊30数名だけの越冬生活が始まる。5月から7月までは太陽が昇らない日が続くが、この時期の間である6月に「ミッドウインター」のお祭りが行われる。このときは南極の基地は5日間ほどすべて休みであり、南極最大のイベントである。隊員たちもこの時期までは互いに軋轢等があつて大変であるが、このお祭りを境にして仲間の親睦が深まる。

隊員は通路でつながれた宿舎と食堂等の公共スペースの閉鎖空間で生活する。ここから、昼間は近くの観測小屋へ「出勤」することになる。通路でつながれた閉鎖空間であるため、火災が最も心配され、対策としてはまず火を出さないことを第一に考えているが、もし火が出たときは出火箇所を遮断するようにしている。

現在では物資を大量に運ぶことができるようになり、物質的に不自由はないが、新鮮な野菜がどうしても不足する。そこで、夜間の余剰電力を利用して人工的にキュウリ、トマト、メロン等の栽培を行っている。また、発電で発生する熱で吹きだまりの雪を溶かして利用している。

隊員の娯楽は昔は16mm映画、麻雀であったが、最近はVTRやテレビゲームに変わってい

る。

車両の修理、設営等はすべて隊員が専門に関係なく協力して行うが、適度な労働は気分転換にもなり、レクリエーションの代わりにもなる。

5. 内陸観測

夏の間内陸へ調査旅行に出かける(3000~4000km,約3ヶ月)。

調査内容は、氷の厚さの測定(アイスレーダー)、氷の流動・ひずみの測定、大陸の基盤の計測、いん石の収集等。

ナビゲーションには人工衛星をつかった位置標定を用いるが、プリザードのときには船舶用レーダで互いの位置を確認する。

観測施設は内陸では積雪によってどんどん埋まっていく。地形が平坦なため、水平に積もるのではなく、建物等の凹凸があるとドリフト(吹きだまり)ができて埋まっていく。毎年ジャッキアップをするという方法も試してみたが、とても間に合わない。現在では積極的に地下(雪の中)を利用している。

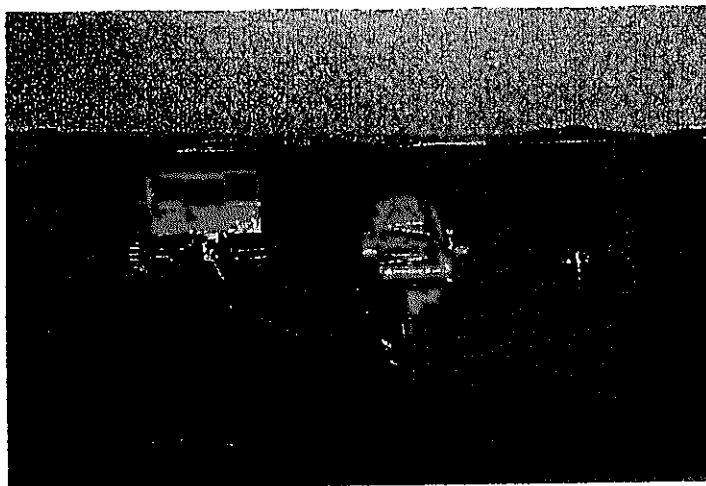
昭和基地から300kmのところのみずほ基地は、当初は地上に作られたものであるが、徐々に埋没して現在では地下(雪の中)になっている。地下の良い点は、自由に掘り進んで空間が確保できること、風がなく暖房に都合がよい等であるが、火事が最も心配である。

6. 南極での研究動向

何万年も堆積した南極の氷をボーリングで採取し、過去の地球の気象・環境の変化を調べることは以前から行われており、今後も続けられる重要な調査である。

最近ではオゾンホールが存在が発見され、それが次第に大きく、深くなっていることが観測されている。オゾンの評価観測とオゾンホールの解明が重要である。

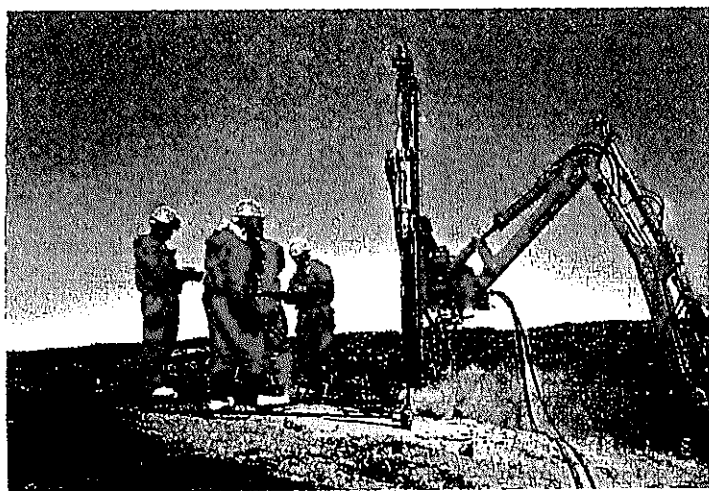
南極に国際的な基地を作ろうという構想がある。将来、宇宙のプラットフォーム等で各国の人々が出会うこともある。その時の訓練として、人種、文化等の軋轢を少なくする場にならないか。



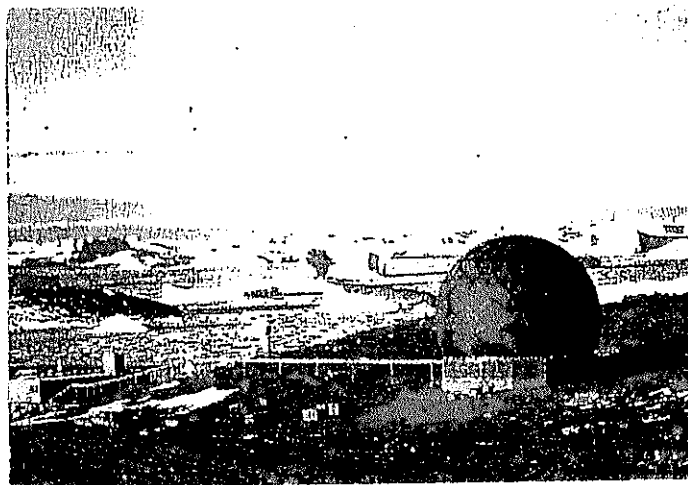
昭和基地のあるオングル島周辺の海氷、一年間で150cmの海氷が成長し、冬には大型雪上車の通行も可能となる。背景はラングボブデ断崖と大陸氷。



ブライド湾の定着氷に接岸した「しらせ」



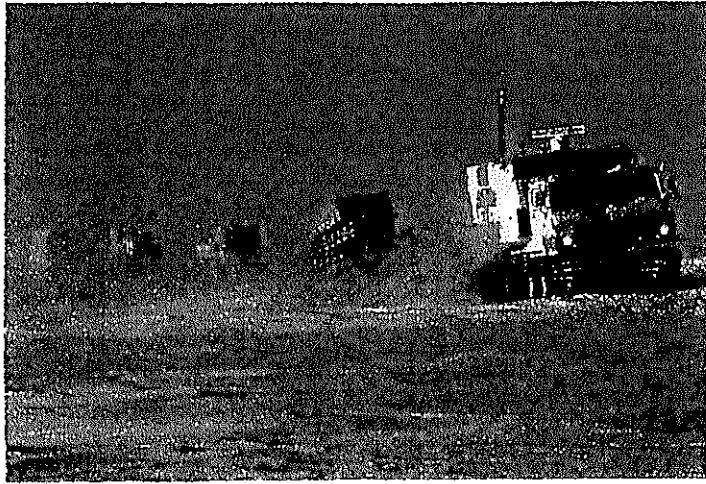
昭和基地における夏期建設作業、大型パラボラアンテナ基礎工事風景、作業は研究者も加わって行う。



29次と30次隊によって完成した大型アンテナ、極軌道衛星からの情報を昭和基地で受信、背景は氷山と南極大陸。



29次隊が昭和基地で行った水耕栽培、トマト878個、キュウリ418本、ナス130個、レタスやねぎなど葉菜、50kgメロン9個を生産した。メロンの栽培成功は多分南極大陸で初めてであろう。



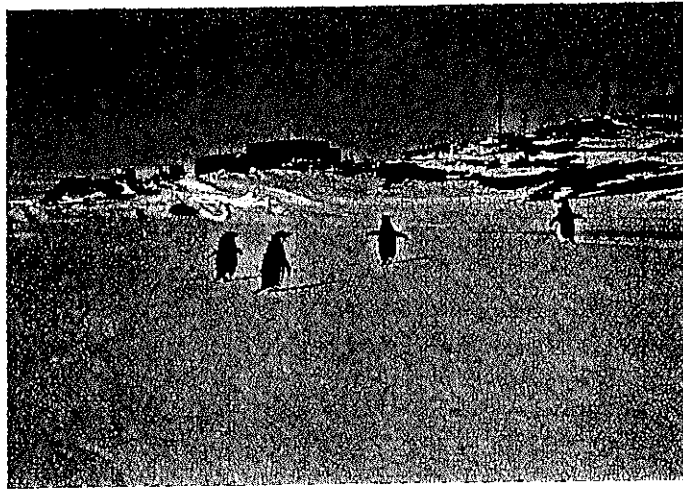
内陸に行く大型雪上車隊、一台の雪上車が6~8トンの荷物積をひき、4~5台でチームを作り、2~3000km(一夏)の内陸旅行を行う。現在更に強力な雪上車を開発中。



11次南極観測隊によって昭和基地南東300kmに設置された最初のみずほ基地の建物。今では表面から5m下に埋まっている。



現在のみずほ基地の内部、雪のトンネルが照られ、いくつかの建物を結んでいる。写真は食料庫。



10月(南極の春)になるとアデリーペンギンが昭和基地を訪れる。



内陸観測旅行途次にて行う氷床ドリリング(コアリング)、100mの深さ(場所によっては更に深く)までの雪氷層をコアとして抜き取り、気候や環境の変動を調べる。海からの距離によって降水量が異なるが、数百年から数千年のそうした変動の記録を復元できる。

超深度立坑掘削についての検討

1. 開発構想

従来の立坑施工深度は鉱山用立坑で500~1000m、一般道路トンネル換気用立坑で200~400m程度である。将来大深度地下開発に必要な立坑を2000mまで深くした場合、現状技術レベルで施工可能か検討する。

2. 検討内容

(1) 条件

立坑径	φ3.5m(仕上がり)、掘削径φ4.5m
深 度	2000m
用 途	大深度地下開発のための坑道展開用、人・機械・材料・掘削ずり搬出用並びに将来地下設備構築のための運搬立坑兼通気・排水・電力等の多目的に利用する。

(2) 検討内容

立坑開削設備は労働省エレベータ構造規格並びにゴンドラ規則の適用を受けるため、超深度になればなるだけロープ自重が累加され、安全率の面から設備の過大化または施工不可能の状況になる可能性が大きいため、とりあえず、通産省のロープ安全率低減を適用して設備を検討し、施工能率がどのようになるかみたと最終的にまとめた。設備容量は将来の深部坑道展開を考慮してキブル容量3m³、ロープ速度150m/分とした。

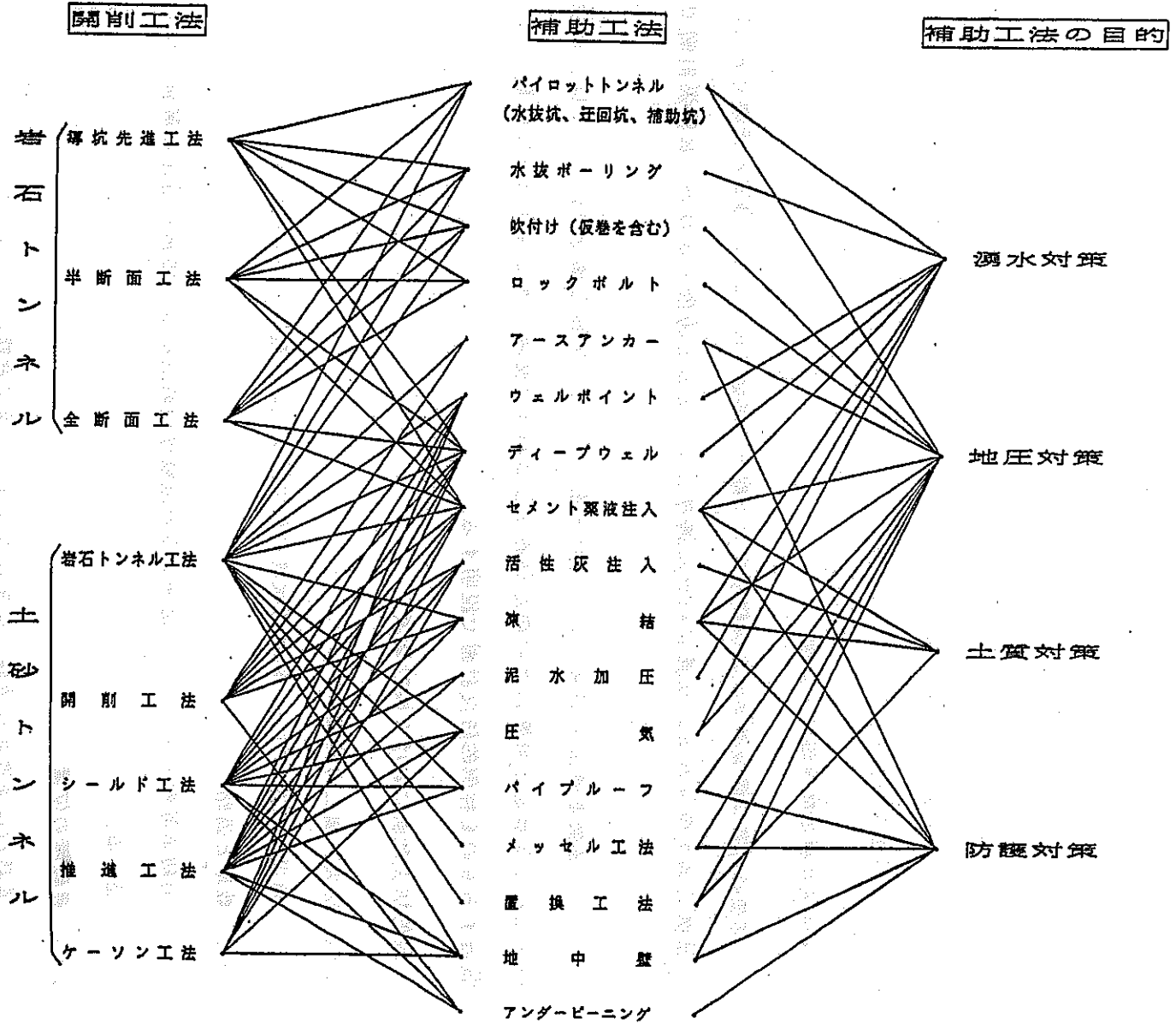
施工法	ショートステップシンキング工法
岩 質	一般砂岩
キブル	3m ³

3. まとめ

現状技術レベルから判断して、大深度になると小口径の立坑(仕上がりφ3.5m, 掘削径φ4.5m)であれば2000m掘削は可能である。ただし、ロープ安全率低減が1000m以上の適用がないため、全体的に法的見直しを検討する必要がある。

トンネル掘削と補助工法

トンネル掘削と補助工法について



超高層ビル建設における防災上の検討について

超高層ビルの建設に際しては、日本建築センターの防災性能評定を受ける必要があり、防災計画書を提出する。防災上の諸検討の内容はほとんどの報告書に盛り込まれており、その主たる内容はつぎのようである。

1. 一般防災計画と特例的防災計画

建物の防災は建築基準法と消防法により細かく規定されており、通常の建物であればこの法規どおり作られる。法規にいかん適用しているかを説明するのが一般防災計画である。

一方、建築基準法第38条では、法で予想していない特殊な構造等については、建設大臣が法による規定と同等以上の効力があると認めれば使用できる旨うたっている。これに該当するものを特例的防災計画で説明する。

2. 一般的防災計画における検討事項

2-1 防災計画上の特徴

- ・ 防災上の基本方針と建物形状等の防災計画上の特徴について述べる。

2-2 敷地と道路

- ・ 消防車等のアプローチ、建物からの避難等の観点から、建物と道路の関係について述べる。

2-3 避難階の位置

- ・ 最終的に建物から避難する階はどの階か、及び避難ルートを示す。
- ・ 消防隊の進入経路を示す。

2-4 防火区画・防煙区画

- ・ 建物のどの位置で防火区画するかを示す。
これに伴って扉の種類、開閉方向、シャッター等の表示をする。
- ・ 建物のどの位置で防煙区画するか、排煙方式(機械、自然)を示す。

2-5 安全区画

- ・ 避難経路の安全区画の考え方を示す。

(例) 第1次安全区画……………廊下

第2次安全区画……………附室

2-6 防災設備概要

- ・ 防災上設置される設備の種類と位置を示す。

2-7 内装計画

- ・ 内装不燃化の方針に基づき、各室の内部仕上げを記す。

2-8 火災の発見、通報及び避難誘導

- ・ 火災発見のための自動火災報知設備の概要と設置位置
- ・ 非常用電話等の通報設備の概要と設置位置
- ・ 非常用照明、誘導灯等の概要と設置位置
- ・ 避難指令の方法

2-9 避難計画

- ・ 各階の避難対象人員と、避難施設の関係を示す。
- ・ 基準階の避難計画

出火点を想定し、避難時間、前室等の滞留人員を算定し、安全性を確認する。

- ・ 特殊階の避難計画

特殊階において同上の確認を行う。

2-10 排煙および消防活動

- ・ 火災時の最大の脅威となる煙に対する排煙設備の概要を説明する。

2-11 非常用エレベーター

- ・ 非常用エレベーターの概要について述べる。

2-12 消火設備

- ・ 設置されている消火設備の概要を述べる。

屋内消火栓、スプリンクラー、泡消火設備、etc.

2-13 管理・運営

- ・ 防災センターでの監視・制御内容

- ・ 各設備の作動シーケンス
- ・ 維持管理の方法および形態

2-14 その他

- ・ 防災上の弱点となり易い部分の構造について説明。

3. 特例的防災計画

ある目的を持った空間や機能を実現するため、建築基準法や消防法の規定と異なる方法を取る部分で、特に厳密な審査が行われる。

最近では以下のような例が多い。

- ・ アトリウム………防火・防煙区画、排煙、消火設備
- ・ シースルーエレベーター(通常、エレベーターは防火区画につくる)
- ・ ガラスの使用
- ・ 加圧式の煙制御
- ・ 超大型空間の蓄煙

通常型潜水艦のメカニズム

1. 通常時

(1) 空調

・ 温度調整

潜水艦の場合、直流電源(蓄電池)を使用するため、漏電防止として除湿に気を使っている。現在使用している空調機は、通常の直接膨張式エアコン。

・ 換気

数日間は潜航可能。換気は浮上時に行う。

・ 空気清浄システム タバコ、厨房、蓄電池水素ガス

モノエタノールアミンにてCO₂を吸収し、舷外へ排出する。

必ずしも禁煙ではない。但し、蓄電池充電中は禁煙。

厨房は全て電気式。

充電中は水素ガスが発生するが、充電時は浮上またはシュノーケリング中なので換気は問題なし。発生水素ガスはエンジンの給気に混入して燃焼させることもある。

(2) サニタリー

・ 糞便処理

トイレは二重バルブを備えた特殊便器の水洗式である。(海水使用)

海洋汚染防止法の関係で、船内に汚水タンクを備えているが、海岸からある程度離れた場所であれば、圧気により舷外へ排出する。

・ 残飯、ゴミ処理

デスポーザルで処理出来るものについては、糞便の処理と同じ。

空缶等については、圧縮して残飯排出筒から排出する。

・ 入浴設備

シャワーのみ。(清・海水両用)

(3) 飲料水

飲料水タンクを搭載している。

RO型の造水装置も搭載している。

(4) 食糧

通常数週間分の食糧を保存している。冷蔵庫もあるが、生鮮食料品については、1週間分程度で、あとは缶詰等を利用している。

(5) 照明設備

通常の蛍光灯を使用している。特殊なものはない。

(6) 通信設備

潜水艦の場合、潜水艦の方から積極的に送信することはない。(敵に探知される)。専ら聴音に努めている。

潜水中の通信としては、浮上空中線を使用する。超音波による通信も可能である。

(7) 娯楽設備

殆ど無し。VTRやステレオがある程度。

(8) 就寝、休養、運動、日光浴設備

通常型潜水艦の場合、出来るだけ小型化しているため、就寝設備もあいているスペースに設けるといった考え方で、500~550mm間隔の2~3段ベッド設備である。従って、休養、運動、日光浴設備というような設備は無い。

(9) 推進、潜航・浮上設備(運航設備)

推進はディーゼルエンジン→発電機→蓄電池→モーター→プロペラ

潜航・浮上は、高圧の空気ポンペにより注排水して行う。

操舵は全て油圧を使用している。

(10) 座礁、衝突予防システム(運航設備)

聴音、海図、慣性航法装置による。

(11) 運航・監視体制

3交替制による24時間運航・監視体制をとっている。

(12) 対艦・対潜探知システム

聴音が主となる。ソナーを使用する場合もあるが、この場合は自身の艦の位置も知られることとなる。

(13) 医療体制

医者は乗船していない。医薬品の常備と、簡単な手術が出来るよう食堂のテーブルに无影灯が設備されている。

2. 非常時

(1) 緊急浮上設備

緊急浮上のための特別な設備は無い。高圧空気ポンペからの注気と操舵により急浮上出来る。

(2) 緊急潜航設備

緊急潜航のための特別な設備は無い。海水の注入と操舵により急潜航出来る。

(3) 緊急漏水対策

二重構造となっているため、耐圧殻が破損して漏水することは殆ど有り得ない。万一破損した場合には、船体の隔壁により、他の部分に浸水することを防ぐこととなる。漏水部を補修することは不可能。

配管類については、タンデムタイプのデュアル弁を採用することにより、配管の破損による浸水を防いでいる。

(4) 火災対策

消火設備

ディーゼル・ジェネレータールーム及び電源制御盤室には、ハロン消火設備が設けられている。他については粉末消火器を配備している。

隔壁により、火元を遮断する、言わば密閉消火方式となる。

(5) 非常照明設備

蓄電池の数が多いため、全数が使用不可能となることは考え憎く、そのため非常用の電源は特に配置していないが、非常照明灯は設備されている。

(6) 沈没対策

非常脱出設備

自力脱出が原則。前部及び後部にエアロック式のハッチが配備されており、アクアラングを装着して脱出する。

潜水艦救難艦よりレスキューチャンバーを使用して救助する。

自航式のDSRV(Deep Submergence Reccue Vehicle)により、救助する。

・ 空気(酸素)補給

酸素ポンペを搭載している。

外部からの空気補給を得るための送気プラグが配置されている。

・ 非常食糧

一般船舶と同様乾パン、飲料水などを装備している。

(7) 非常時通信設備

脱出ハッチには、ゴムボートが配備されており、発煙灯や手動式通信設備も装備されている。

(8) 非常電源設備

(5)の通り、非常電源設備は配備されていないが、蓄電池群は前部と後部に分けて配置されている。

(9) 運航(操船)設備Unablecontrol対策

操船は全て油圧式となっているが、系統がデュアルシステムとなっている他、アキュムレータにより油圧ポンプが故障した場合でも、多少の操船は可能。また、手動式のポンプにより蓄圧することも出来る。

(10) 緊急医療体制

緊急通信により、ヘリ、護衛艦等に救援を依頼する。

3. 潜水艦における特記事項

(1) 乗船員の資格

耳抜きが可能な者のみ乗船出来る。

(2) 指揮・命令系統

潜水艦においては、艦長が絶対権限を有しており、全ての乗船員はその命令に服する。限られた空間において、限られた人員がそれぞれの持ち場で責任をもって対処することが極めて重要であり、特に非常事態についてはそれが言える。従って、艦長及びごく限られた上級士官のみ拳銃を所持しており、命令違反に対しては断固たる処置が取られる。

4. AIPS (Air Independent Propulsion System: 無給気水浸機関)の開発

通常型潜水艦の最大の弱点(地下空間にも通ずる)である、給気の問題に対応する機関として、以下について研究開発が行われている。

(1) スターリングエンジン

(2) CCDE(Closed Cycle Diesel Engine)

(3) 燃料蓄電池

原子力潜水艦

原子力潜水艦の場合は、給気の問題が無いばかりか、潜水艦という比較的小さな社会に限定されている割にはエネルギー規模が大きく、言わば無限とも言える。従って、船体も相当大きく出来るため、長期間潜航に必要な諸設備を十分に配置することが可能である。

<参考>

日本における通常型潜水艦

水中排水量 2,500トン前後

ソ連の最大原子力潜水艦

水中排水量 25,000トン

米国の最大原子力潜水艦

水中排水量 18,700トン

原子力動力設備のコントロールが十分になされるならば、全ての問題がクリアーされると言っても過言ではない。

Advances in Technology for the Construction of Deep-Underground Facilities

(Tunneling and Underground Space Technology, Vol.3, No.1, 1988)

Abstract

現在の技術を用いてアメリカの大深度地下8000ft(2400m)に防御用ミサイル基地が建設可能かを評価したものである。ここでは、大深度地下への施設の建設可能性に関連して主に4つの項目について扱う。(1)地盤工学:サイトの選定、設計、建設に関する地盤工学的情報の収集可能性、(2)設計:空洞の配置や支保システムの適用性、(3)建設:空洞の安全かつ能率的な構築法、(4)掘削システム:鉋山技術や岩盤技術の適用性。大深度に伴う収縮性や管理についても言及している。結論として、このような地下施設の建設は現在の技術で可能である。

Advances in Technology for the Construction of Deep-Underground Facilities

U.S. National Committee on Tunneling Technology and
U.S. National Committee for Rock Mechanics

Abstract—This report assesses the current technological capabilities for deep-underground, i.e. up to 8000 ft (2400 m), construction for defensive missile basing in the United States. The report deals with four main areas relating to the feasibility of building facilities at great depth: (1) Geotechnical characterization, i.e. the ability to gather geotechnical information for site selection, design, and construction; (2) Design, i.e. the ability to specify the configuration of the opening(s) and the nature of the support system; (3) Construction procedures, i.e. the ability to create the opening(s) safely and efficiently; and (4) Excavation equipment and systems, i.e. the capability of the equipment necessary for mining and rock handling. Contracting and management issues related to deep-basing also are addressed. The study concludes that the basic technical capabilities to create complex underground facilities at the pace and depths envisioned are available in current practices; and that the structure of the contract and organization of the management team for such a project will have to be both flexible and highly integrated, in a way that recognizes the essential interdependence of geotechnical characterization, design and construction issues.

Résumé—Ce rapport examine les capacités technologiques actuelles pour la construction sous-terre profonde (jusqu'à 8000 pieds-2400 m) de bases de missiles défensifs aux Etats-unis. Le rapport traite des quatre grands domaines nécessaires à la construction profonde sous-terre: (1) la caractérisation géotechnique, c.à.d. la possibilité d'obtenir des informations géotechniques pour la sélection du site, la conception et la construction; (2) la conception, c.à.d. la possibilité de spécifier la configuration des ouvertures et la nature des systèmes de support; (3) les procédés de construction, c.à.d. la possibilité de créer des ouvertures efficacement et en sécurité; et (4) les systèmes d'équipement d'excavation, c.à.d. les capacités de l'équipement nécessaires au déminage et au transport de la roche. On traite aussi des problèmes de contrat et de management pour des bases profondes. L'étude conclut que l'on possède les capacités techniques de base pour construire rapidement de grands complexes sous-terrains mais que la structure du contrat et l'organisation de l'équipe de direction devra être à la fois flexible et très intégré rendus essentielle par l'interdépendance de la caractérisation géotechnique, de la conception et des problèmes de construction.

The report on which this article is based resulted from a workshop organized jointly by the U.S. National Committee on Tunneling Technology (USNC/TT) and the U.S. National Committee for Rock Mechanics (USNC/RM). The workshop was held in December 1985 at the request of the Defense Nuclear Agency as a means of determining the feasibility of current and developing concepts for deep strategic facilities—i.e. those constructed at depths up to 3000 ft (2400 m). To address the concept of facilities at these depths, the workshop participants drew on experience developed in underground civil engineering projects and in the construction and operation of deep mines. Participants included academic researchers, geotechnical engineers, designers, contractors for tunnels and shafts, and specialists in mine ventilation. This combination of backgrounds and knowledge and the resulting range of opinions were essential in assessing the technologies and practices applicable to the deep-basing concept.

This article is adapted from a report "Advances in Technology for the Construction of Deep-Underground Facilities" based on a workshop conducted jointly by the U.S. National Committee on Tunneling Technology and the U.S. National Committee on Rock Mechanics. This project was sponsored by the Defense Nuclear Agency through U.S. Bureau of Mines contracts J0199025 and J0199030. Copies of the full report may be ordered from: The U.S. National Committee on Tunneling Technology, National Research Council, 2101 Constitution Ave. New NW, Washington, D.C. 20418, U.S.A.

Introduction

The earth has been used as a means of protection and safekeeping for many centuries. Recently the thickness of the earth cover required for this purpose has been extended to the 2000- to 3000-ft (600- to 900-m) range in structures contemplated for nuclear waste disposal, energy storage and strategic systems. With regard to defensive missile basing, it is now perceived that the magnitude of the threat has increased through better delivery systems, larger payloads, and variable tactics of attack; thus, depths of 3000-8000 ft (900-2400 m) are being considered seriously for such facilities. Moreover, it appears desirable that the facilities be operational (if not totally complete) for defensive purposes within a five-year construction schedule.

Although deep excavations (such as mines) are similar in many respects to near-surface tunnels and caverns for transit, rail, sewer, water, hydroelectric and highway projects, the differences that do exist are significant. Major distinctions between shallow and deep construction derive from the stress fields and behavior of earth materials around the openings. At shallow depths, a liner must be capable of redistributing the load to the surrounding rock, so that the

rock and liner work in concert to provide a stable opening. Also, spalling and stress slabbing—which are unusual in shallow construction, but increasingly prevalent with depth—must be accounted for in the design, excavation and support processes.

Different methodologies are required to accommodate other variations resulting from increased depth, e.g. elevated temperatures, reduced capability for site exploration and limited access during project execution. This study addresses these and other questions related to geotechnical characterization, design, construction and excavation equipment.

Although technical capability may be the prime issue affecting the creation of deep-underground facilities, it is not the only factor that need be considered. The success of an endeavor of such magnitude, which involves a compressed construction schedule and engineering aspects on the cutting edge of technology, ultimately will hinge on the issue of contracting and management practices. Because the proposed project will require concerted interaction by a multidisciplinary team, the structure of the contract and the attitude and organization of the management team must be flexible to allow such interaction. Current practice in the United States typically does not provide a suitably integrated framework that

recognizes the special elements inherent in this type of project.

If the objective of constructing permanent underground facilities on a scale and at a depth that have not been attempted previously is to be achieved, it will be essential to choose a site with good rock quality and to utilize proven rapid excavation methods, crews with a bent toward productivity, and innovative contracting and management practices. Thus, as the potential threat to defensive facilities increases, it is advisable to establish the capability for construction at the pace and great depths now envisioned. The basic questions are whether it is possible and what technologies must be available in order for deep-underground facilities to be a viable strategic alternative.

Assumptions and Framework for Discussion

The following set of assumptions provides the basic framework for this discussion of deep-basing concepts:

- The excavation will consist of a complex network of lined and unlined, short and long shafts, chambers, and tunnels with flat and inclined grades, as well as junctions of various configurations.
- Long-term stability of the openings, i.e. 50-100 years, is essential.
- Excavation will be primarily by mechanical means, i.e. with minimal blasting.
- The range of opening diameters under consideration is 6-25 ft (1.8-7.5 m).
- The range of tunnel lengths under consideration is from less than 1000 ft (300 m) up to 20 miles (32 km).
- Depths of construction may reach 8000 ft (2400 m).
- Geothermal gradient will likely average 10°F (-12°C) per 1000 ft (300 m) of depth, but may be substantially greater.
- Groundwater flows may be encountered.
- Vertical stress increases with depth and horizontal stress varies from less than up to several times the vertical stress.
- Rock strength (unconfined compression) will range from: soft (less than 10,000 psi [700 atm]); to medium (10,000-20,000 psi [700-1400 atm]); hard (20,000-30,000 psi [1400-2100 atm]); and very hard (greater than 30,000 psi [2100 atm]).

The question of building facilities at great depth comprises four main components, each of which is dealt with at length in this report. (This analysis does not deal with political, environmental, and strategic issues surrounding the concept of deep facilities for defensive purposes.)

1. Geotechnical characterization—

the ability to gather geotechnical information for site selection, design and construction. Geotechnical characterization focuses on the process of collecting the information necessary to understand the earth's structure and conditions for designing and building the facility—an effort that could require the evaluation of a volume of 15 cubic miles of rock. The outstanding questions center on the information needed to select a site that has the proper characteristics, a strategy for evaluating an enormous volume of rock in a reasonable time frame, and the technologies required to obtain the information.

2. Design—the ability to specify the configuration of the opening(s) and the nature of the support system. The design section focuses on the processes of specifying the configuration of the facility within the context of the natural rock that must serve as the engineering material. The outstanding questions center on analysis of the reaction of the rock to the creation of openings, and the specification of the support system necessary to ensure that the openings are stable under the high stresses and time-dependent behavior likely to be encountered.

3. Construction—the ability to create the opening(s) safely and efficiently. This section focuses on issues affecting the ability to mine and support the openings in a safe and efficient manner. The outstanding questions center on the geotechnical conditions that would affect the excavation method and sequence, means to limit risk to health and safety of personnel, and the influence of facility layout on construction performance.

4. Excavation equipment—the capability of the equipment necessary for mining and rock handling. The discussion of excavation equipment focuses on the tools necessary to support rock breaking, opening stabilization and muck removal. The major questions center on current and potential mechanical systems that can perform rapidly and reliably for differing distances and configurations, and constraints on operability that may be amenable to modification in the near term or to application of emerging technologies.

Geotechnical Characterization

Geotechnical characterization for deep-underground facilities, i.e. depths of 3000-8000 ft (900-2400 m), constitutes a mix of old, new and emerging technologies. Most of the currently available characterization techniques are applicable to the data requirements of the proposed program. However, there is a need to improve certain technologies and a critical requirement to identify specific features as early in the exploration program as possible.

The volume of rock is enormous and remote, the potential for conditions particularly adverse to design and construction is significant, and the schedule for the project is compressed.

These considerations cannot be accommodated properly within the structure commonly adopted for a geotechnical program. Typically, the exploration phase is completed prior to design and detailed characterization is completed prior to construction. For a deep-underground facility, this approach is not a prerequisite of initiating either design or construction.

The recommended geotechnical program includes the use of an iterative approach that analyses the exploration data as they are produced and prior to implementing the next step in exploration. In this manner, "fatal flaws" are identified early and a site abandoned before any additional funds are used for characterization. This iterative approach is also intended to be interactive, i.e. explorations will be conducted in cooperation with the designers and constructors and continue through the design and construction processes.

This iterative/interactive approach assumes a multidisciplinary team of engineers, geologists and contractors experienced in deep-underground projects. The geotechnical design team should be supplemented by an independent peer review group that meets on a regularly scheduled basis from project inception through completion of construction. Geotechnical characterization must be an integral part of the entire project.

Many of the philosophical concerns applicable to a geotechnical program for deep-underground construction are presented in a recent case-history study of underground projects (USNC/TT 1984). That study also addresses some of the supportive contracting and management philosophies that permit the exploration effort to contribute effectively to all project phases.

Elements of Characterization

The program of exploration is intended to generate geotechnical data from the initial reconnaissance through post-construction phases of the project. The effort to characterize a site requires the continuous development and analysis of information on a variety of factors which, either separately or in differing combinations, may affect several aspects of the project. Thus, it is essential that detailed exploration continue concurrently with design and construction.

Facilities at the depths envisioned involve a significant potential to encounter elevated ground temperatures, adverse lithology and structure, high in-situ stresses, and high-pressure inflows of water. Another concern, ground shock attenuation, is critical to strategic facilities at these depths. These factors

are considered most important because substantial occurrences could preclude reasonable construction or operation. For example, extensive shear zones, very soft rock and excessive stresses would prevent safe construction.

The elements of characterization and their applicability to design, construction, excavation equipment, and static and dynamic loading are indicated in the matrix shown as Table 1. The significant elements for each category are noted by an "X" in the appropriate column. Sequence or other time-dependence is not implied by relative position in the matrix. For example, temperature data may be used for design purposes before, during, or after the same (or other) temperature data are used for some phase of construction.

Each of the designated "Critical Geotechnical Parameters" in Table 1 is considered critical because of the potential to establish a "fatal flaw": that a single such parameter may be sufficiently unfavorable for design, construction, or performance to disqualify a candidate site. Under some circumstances, a factor such as very low

unconfined strength may be considered similarly critical.

"Design" clearly relies extensively on the range of characterization elements. As might be expected, the close relationship between "Construction" and "Equipment" is reflected by a similarity in applicable elements. The remaining columns in the matrix call attention to the characterization parameters required to address the ability of the host rock to support and transfer loads.

Influence of characterization

The influence of characterization on individual aspects of a project is extended by the interaction between these aspects. Table 2 summarizes the manner in which geotechnical elements and facility layout affect equipment for excavation and support installation. In this case, characterization is significant not only directly but also indirectly, via the relationship between facility layout and equipment.

Geotechnical parameters are of central importance in system component selection and function. For example, a full-

face tunnel boring machine (TBM) designed for optimum performance in soft rock is not capable of efficiently cutting hard rock unless it is modified, e.g. larger-diameter cutters, increased hydraulic thrust pressure. The potential for encountering substantive changes in rock conditions must be anticipated so that the machine design can incorporate specific features that allow such modifications. A particular concern overall is the possible presence of poor quality rock in sufficient extent to interfere with mining, as well as excessive water inflows and gas.

Equally important to equipment selection is the project layout, which is itself subject to the characterization process. The geotechnical environment is a critical factor in determining the stability of openings and the appropriate configuration for tunnels, caverns and shafts. In like manner, the geotechnical environment must be carefully considered in the plans for inclines and declines, which may present requirements vastly different from those tunnels or caverns. All of these layouts influence selection of equipment, which may, in turn, restrict grades and turning

Table 1. Elements of characterization for deep-underground projects.

	Design	Construction	Equipment	Static Loading	Dynamic Loading
CRITICAL GEOTECHNICAL PARAMETERS					
Temperature (rock mass)	X	X	X		
Shock attenuation (rock mass)	X				X
Structure (including discontinuities)	X	X	X	X	X
Stratigraphy	X	X	X	X	
In-situ stress	X	X	X	X	X
Hydrology	X	X	X	X	X
Other liquids and gas	X	X	X		
PHYSICAL PROPERTIES/BEHAVIOR					
Hardness		X	X		
Density	X			X	
Porosity					X
Permeability (rock mass and intact rock)	X	X			X
Modulus/deformability	X				
Elastic wave velocity	X				X
Strength					
unconfined	X	X	X		
confined	X				
loading (repeated)	X				X
Controlled strain path	X				
Resistivity (electric)	X				
Thermal conductivity*	X				
Heat capacity	X				
Creep	X	X			
Squeezing index	X	X	X		
Plasticity indices	X	X	X		
Chemical reactions	X	X	X		
Petrography		X	X		

*Also thermal diffusivity.

Table 2. Influence of characterization and layout on selection of equipment for excavation and primary support.

	Geotechnical Elements			Layout				
	Intact rock strength	Rock mass condition	Over-stress Failure	Water	Depth	Decline*	Incline*	Curves
Boring equipment	M	M	I	m	m	m	M	m
Cutting tools	M	I	O	m	O	I	O	M
Muck transport								
At heading	m	m	O	M	O	M	m	m
Horizontal haulage	m	m	O	M	O	M	m	M
Vertical haulage	m	M	O	M	M	M	M	M
Primary support	m	M	M	M	M	m	m	m

*Assumed greater than 15%.
M (major) = strong impact on system component selection and function.
I (intermediate) = significant impact but not an overriding influence.
m (minor) = some consideration should be given for equipment selection.
O (no influence) = little impact on equipment selection.

radii. The interactive nature of design and construction is clearly exemplified here.

Phased Approach to Geotechnical Characterization

The magnitude of the proposed project and the compressed schedule dictate that special care be taken to integrate exploration, design and construction into a unified, contemporaneous effort. The volume of rock involved and the remoteness imposed by its depth, as well as time constraints, eliminate the possibility of obtaining data sufficient to provide suitable knowledge of the underground prior to construction. Therefore, a phased observational approach to the geotechnical effort is essential. Such an approach will permit identification of a location with enough certainty to initiate the project, while details required for final design and effective construction are determined according to information obtained at depth as construction proceeds.

It is assumed that an initial screening process to identify approx. 25 potential sites, each 10 square miles (26 km²) in plan, will precede the program for geotechnical characterization. The program would then involve four broad phases: site selection, site characterization, construction and post-construction.

Phase I: site selection

Preliminary site selection is intended to reduce the number of possible sites from approximately 25 to three candidates that are most promising in geotechnical terms. At this stage, lack of physical access to the 25 sites is an imposed constraint. Therefore, all available sources of existing information must be carefully examined—e.g. mines, boreholes and logs, geologic and topo-

graphic mapping, state and federal geologic survey data, oil and gas drilling data. These sources should be supplemented, if necessary, by techniques such as remote sensing with systematic analysis. The critical factors to evaluate include lithology, geologic structure, temperature gradient, *in-situ* stress, shock attenuation characteristics, hydrology and existence of hazardous gas. The systematic evaluation of potential sites will allow the selection of three candidate sites, as well as the proposed depth of installation for each site and the possible locations for access openings.

The next stage in the site selection process involves field exploration efforts at each of the three candidate sites. Field work should progress immediately with detailed surface mapping, hydrologic studies, and one hole drilled at least 500 ft (150 m) below the proposed maximum depth of installation at each site.

Complete suites of tests on the core and in the holes should be performed to establish values for all pertinent design and construction parameters. Additional boreholes should be planned carefully, with the spacing and location of each hole chosen to satisfy individual conditions at each site. It is anticipated that a minimum of five holes per 10 square miles (26 km²) of surface area will be required during the selection process. The testing program should also include experiments designed to estimate characteristics of shock attenuation. Both mathematical simulation and field testing with high explosives should be considered for this purpose.

A detailed geotechnical report of the three candidate sites should be prepared. This report, coupled with preliminary design, construction, and operation schemes, will allow selection of a single site for construction.

Phase II: site characterization

Initially, detailed site characterization should be accomplished primarily with exploration shafts and tunnels. It is important that these shafts and tunnels be located to maximize geotechnical results while providing access to all critical depths of construction. Tunnel lengths from 5 to 10% of the final design length within each distinctive geological unit should be appropriate for exploration purposes. A complete suite of *in-situ* testing should be performed to establish values for all pertinent design and construction parameters.

The characterization program should also include development of adequate methods of mapping geology, water conditions, gas seepage and drillability ahead of advancing tunnel faces, and for monitoring the overall performance of completed tunnels, shafts and linings. Techniques and instrumentation for use in the tunnel should be designed for application during tunneling without impeding operations, rather than just during downtime of equipment. However, this capability will require development of new technology and specialized hardware.

A comprehensive geotechnical report that is both factual and interpretive, and carefully distinguishing between each, should be prepared at the end of this phase. This report will provide the basis for construction bidding and final detailed design.

Phase III: construction

It is expected that construction will proceed on a cost-plus or cost-reimbursement basis, because pre-construction information will be insufficient to define the work suitably for fixed-price bidding. The geotechnical team should utilize advance drilling, remote sensing and post-construction monitoring to validate predictions of

face conditions and to project possible trouble areas. The team should also establish the pay schedule according to conditions actually encountered during construction.

Exploration must be a continuous and integral part of the construction process. As information and data are developed, the results should be used to modify construction techniques and the design, as appropriate. The exploration program should be designed, however, to minimize its impact on the construction schedule. For example, monitoring instruments could be installed during maintenance periods to prevent interference with mining progress. Furthermore, every opportunity must be pursued to continue development of remote techniques to predict groundwater conditions, locations of critical discontinuities and changes in drillability ahead of the advancing tunnel.

Phase III of the program should be completed with a comprehensive report of as-built conditions. The report should include the construction history, detailed geologic mapping, areas vulnerable to problems in the future and any geotechnical concerns bearing on responsiveness to hostile circumstances.

Phase IV: post-construction

Geotechnical responsibilities will continue for the service life of the project. During routine operations, monitoring of convergence/stress, water inflow, gas inflow, seismicity, support systems, and chemical and physical deterioration of geotechnical components will be required. In addition, any anomalies encountered during construction should be observed for possible effects. The information garnered during operations will provide feedback useful in projects anticipated or underway at additional sites.

In the event of hostilities, geotechnical knowledge will be vital to the continuing operation of the installation. Geotechnical skills and data will be necessary to assist in determining point of impact and ground shock intensity, changes in hydrology, stress and temperatures, and in evaluating drainage. Here, archival information about the underground environment and personnel experienced in subsurface works will be invaluable to strategic and tactical planning efforts.

Characterization Techniques for 3000-8000-ft Depths

In general, characterization techniques and instrumentation that are suitable for shallow depths, i.e. less than 3000 ft (900 m), can be applied satisfactorily at greater depths. The rock mass and support response can be projected to the greater depths and the appropriate modifications incorporated into the

techniques and instrumentation. However, several key environmental factors unique to deep-underground projects may be introduced. These factors include the potential for (a) corrosive waters, (b) very high operating temperatures; and, for strategic facilities, (c) high shock loads and (d) high electromagnetic pulse (EMP) loading. The ability to evaluate these factors will require specialized test techniques and instrumentation.

Testing and instrumentation programs during the geotechnical exploration, construction and operation phases of the project will require extensive use of boreholes. Determination of the location and number of boreholes for characterization can be aided by the use of decision analysis techniques. Statistical correlations and analyses of borehole data (using, for example, the Kriging method) will improve geologic extrapolations between boreholes and help identify the best locations for additional borings.

Testing and measurement techniques

Dynamic. Dynamic tests should be conducted to obtain rock masses properties and to access behavior characteristics such as ground shock attenuation and block motion under dynamic loads. These determinations should also be used to evaluate various types of structural linings. Appropriate dynamic techniques include the following:

- Specialized geophysical logging to obtain dynamic elastic moduli (3-D velocity) and seisviewer logs to obtain fracture orientation.
- Specialized geophysical surveys, both in vertical holes from the surface and in horizontal holes at depth, e.g. vertical seismic profiling (VSP), tube wave velocity surveys and cross-hole surveys.
- High-explosive tests at surface, with appropriate instrumentation over a range of depths to measure stress, velocity, acceleration, displacement and attenuation.
- High-explosive tests at depth to measure rock mass properties, attenuation, block motion and dynamic joint properties.
- High-explosive tests at depth to measure response of in-place structures to a shock environment.

Hydrologic. Hydrologic tests are required to measure characteristics of groundwater flow and to evaluate flow characteristics of fracture systems. Fracture systems have been found to play the dominant role in control of groundwater inflows in crystalline rock and in highly fractured rock masses. The types of tests will vary, depending on the effective porosity and permeability of the rock matrix and the intrinsic

fracture/jointing system. Pressure and injection tests should be used to obtain hydraulic conductivity and storage coefficients of fracture zones. Formational-pump, constant-head, and slug tests can be used for zones of high permeability. Transient-pulse or slug withdrawal tests should be used for the tighter formations, or for zones with little fracturing/jointing.

Thermal. Thermal measurements of the rock and fluids in the rock are required for environmental monitoring and to assist in establishing the range in which temperature-dependent rock properties are to be determined. Thermal conductivity, heat capacity and the coefficient of thermal expansion are required for rock at and near excavation surfaces and for each of the distinctive types of earth materials between the ground surface and the underground excavations. Measurements should also be obtained from boreholes drilled for other tests. The design of the measurement program should assume anisotropy unless and until accumulated measurements indicate otherwise.

In-Situ Stress. Traditional techniques for measuring *in-situ* stress cannot be used for stress determinations in deep boreholes. Hydrofracturing is the only direct measurement technique currently available that is applicable under such conditions. Stress data from hydrofracturing should be supplemented by other indirect stress determination techniques using oriented cores, such as differential strain curve analysis (DSCA) and anelastic strain recovery (ASR). Borehole observation of sidewall elongation or spalling and wellbore breakout also can be used to determine the orientation of the horizontal stresses. In a vertical borehole, core discing is an indication of high *in-situ* horizontal stress.

Limitations of testing and measurement techniques

The greatest obstacle to testing and measurement is presented by the extent of the rock mass that is subject to evaluation. For strategic facilities, suitable means to assess attenuation is an additional concern. To address the major limitations of current testing and measurement techniques, it will be necessary to:

- (1) Develop dynamic *in-situ* tests to characterize the rock mass over tens of meters.
- (2) Design a dynamic test to obtain attenuation properties of a rock mass volume at the stress levels of interest.
- (3) Improve current methodology and techniques to determine (a) a 3-D fracture system within the rock mass away from the borehole/tunnel; and (b) the hydrologic, thermal and thermo-mechanical characteristics of large volumes of rock.

Instrumentation and monitoring techniques

Dynamic. The capability to assess the dynamics of the rock system is of primary importance to the long-term structural integrity of the facility. For strategic purposes, monitoring is essential to address degradation of the rock mass because extensive degradation may not allow it to function as a viable structure following hostilities. An instrumentation and monitoring scheme should encompass the rock mass, the support system and ancillary facilities. Devices that may be incorporated into this scheme include velocity gauges, stress gauges, accelerometers and large block displacement or shear strips.

Hydrologic. Changes in the hydrologic regime are a prime concern during construction and normal operation and following hostilities. Inflow exceeding handling and disposal capabilities could readily lead to problems ranging from difficult to catastrophic. Because it is unlikely that gravity drainage will be possible at a depth of 8000 ft (2400 m), flow meters should be installed and pumping water monitored for careful control of the hydrological regime.

Sealed piezometers should be installed in boreholes within the facility, particularly at critical locations, e.g. power plants, command and control centers. Active dewatering throughout the service life of the structure will be necessary, regardless of natural drainage conditions, to enhance shock absorption capabilities of the facility. In addition, continued pumping will enlarge the "cone of depression", thus aiding in both temperature and water control, particularly if an aquifer is magmatic in origin as opposed to surface recharge.

Thermal. Temperatures of the rock and the fluids in the rock should be monitored at the surface of the underground excavations and in boreholes extending from the excavation surface to depths of up to several meters of the excavation. In addition, temperatures should be monitored from the ground surface down to the excavations in vertical intervals sufficiently small to characterize each distinctive vertical temperature gradient.

Stress/Strain. Stress/strain changes in the rock mass and support system are important parameters, both throughout the life of the structure and during and after hostilities. Rock mass response to loading may be deduced from changes in support stress. Several techniques are readily available to obtain support and rock mass measurements. Suitable instrumentation includes pressure cells and embedded strain gauges in the liner or backpacking systems, strain gauges in steel liners, sets or bolts, and rock mass stress change devices installed in boreholes.

Displacement. Displacement of the

rock mass is a very reliable parameter for assessing long-term performance of the structure and response to extraneous loading. Devices to measure displacement are perhaps the most developed of any geotechnical measurement systems and are the most straightforward in terms of data analysis and interpretation. Multi-station extensometer arrays should form an integral part of the facility monitoring system both during and after construction. A five- to ten-year operating life is reasonable for displacement monitoring systems in adverse environments.

Chemical. The chemical regime, in terms of initial water and rock chemistry, should be monitored closely and attention should be devoted to alterations in the regime, especially as they might affect support systems, e.g. steel, grout. The approach may consist of something as simple as pH monitoring of facility discharge or monitoring of particular chemical constituents such as chlorides, sulfates and carbonates. Specific concerns would be the possible effects of long-term seepage that may be corrosive, or the presence of water in conjunction with stray electrical current.

Limitations to instrumentation and monitoring techniques

The major overall limitation of instrumentation and monitoring schemes is instrument performance over both the short and long-term—a direct function of the facility environment. For the long term, the limitation would encompass all devices to some extent, but particularly electronics subject to hot, corrosive water and, perhaps, to EMP. Other constraints are that stress change measurement in boreholes is marginally successful and that the dynamic stress changes are poorly understood. Data transmission over long distances is just now being perfected with multiplexed digital transmission over fiber optic cable. In-shaft data acquisition might be particularly difficult due to the effects of falling debris on the instrumentation.

Design Considerations

In considering the issue of technology for stable underground openings at depths greater than 3000 ft (900 m), and possibly as deep as 8000 ft (2400 m), design is viewed as an iterative and interactive process that requires close ties with geotechnical characterization and construction activities.

It is expected that pre-construction geotechnical investigations inevitably will be limited because of the depths envisioned for the proposed project. Consequently, the initial design approach must be based on generic or assumed typical conditions. The requirements of this approach include:

- Characterization of the typical classes or types of potential ground failure conditions anticipated throughout the site.
- Description of typical rock reinforcement or support for each type of anticipated failure mechanism.
- Estimation of the quantities of each typical support section likely to be encountered along the project route.
- Determination, during construction, of typical support or reinforcement (including no support) that is most appropriate for the actual ground conditions encountered.
- Monitoring of the response of the ground and support systems, leading to validation or modification of the initial approach.

Efficient implementation of the design will require careful consideration of the contractual format under which the construction takes place. The recommendations in a previous study of contracting practices (USNC/TT 1974) should be studied, as should the system currently being used for the Rogers Pass Tunnel project in Canada. For that project—which is characterized by constraints similar to those for the project considered herein—the contract documents anticipate the types of construction problems, provide means for resolution, and permit contractor compensation in the manner that costs are incurred.

Design Process

The sequence of activities that comprise the design process are intended to ensure stable underground openings for the life of the structure. Pre-construction design is based on generic or typical conditions. Subsequently, the initial assumptions are reviewed and refined during construction as site characterization data are developed. Although the design process is the same for both the pre-construction and construction phases, the level of detail is significantly different.

The design process begins with an examination of site characterization data, with an eye toward potential mechanisms over the proposed layout. The type of failure mechanism is the basis for selecting the analytic technique appropriate for estimating the rock response to loads during and after construction and, ultimately, for selecting the type of support for the structure. The analytic technique dictates the type of data input needed to arrive at support requirements. Instrumenting areas both during and after construction provides an objective means of validating and, if necessary, modifying the initial design analyses and support recommendations. The type of information required from instrumented areas depends on the analytic technique used.

Table 3 summarizes the design process, listing the common failure mechanisms encountered in underground construction, together with the appropriate methods of analysis and the data input requirements for the analysis. Typical support methods for the various failure mechanisms are noted by cross-reference to Table 4.

Failure mechanisms

Four failure mechanisms are identified in Table 3: structural, strength/stress, fault/shear zone, and time-dependent (squeezing/swelling/creep).

"Structural" refers to failures that are of kinematic origin precipitated by an adverse combination of joint and opening geometry. "Strength/stress" refers to the situation in which *in-situ* stress exceeds the rock strength in such a manner as to pose a threat to an opening. The progression of local failure to threatening proportions may

involve brittle fracture and strain softening or flow in a ductile manner. Both modes are possible, but have different consequences for support loading.

"Fault/shear zone" refers to a failure mechanism activated when a heading enters an unsuspected fault zone possibly containing a large volume of water, sand or clay. "Time-dependent" refers to failures that may result from (1) degradation of material properties as a consequence of diffusion processes collectively known as "aging", (2) a viscous component of deformation, creep or plasticity; or (3) dynamic overstressing.

Analytic methods

Structurally controlled failures may be anticipated by an analysis of the joint block kinematics in a systematic way, using limiting equilibrium analysis (key block theory), or by empirical

correlation with rock mass classification schemes.

Stress-controlled failures require calculation of the displacement, strain and stress changes about an opening as it is excavated. The complexities of the problem likely will require the use of computer-based techniques such as the finite-element, distinct-element, and boundary-element methods. When added to the pre-excavation stresses, the stress changes allow for a comparison with strength, if done purely elastically. If done elasticplastically, an estimate of the extent of progressive yielding is possible. The extent of the yield zone (if any) as excavation proceeds is an important design aid.

Fault zone failures lack consistency, either in their geometry or in the nature of the materials involved. Such failures are best handled empirically as encountered, because each occurrence presents unique features.

Time-dependent failures require an analysis of stress that includes time dependency in the constitutive equation (stress-strain relations), in the form of time-dependent material properties or viscous deformation. Dynamic or transient loading usually implies inertial forces and wave effects. However, a quasistatic loading analysis may be adequate, depending on the nature of the transient.

The excavation sequence followed during construction may lead to stress concentrations significantly different from those associated with the final excavated geometry. For example, a tunnel/tunnel intersection formed by advancing one tunnel towards the other creates a situation in which the advance is toward a zone of high stress concentration on the rock being mined, as well as on the rock that remains after completion of the structure. A preferable sequence would involve advancing away from zones of high stress concentration. For this reason, stress analyses that account for the excavation sequence are needed in order to quantify stress changes induced during construction in addition to those associated with the final, fully excavated geometry.

Data required

Two types of data are required for input: initial data to perform as analysis, and monitoring data to update design and warn of instability. The data input includes:

- Geology, geologic structure.
- Geometry, excavation sequence.
- *In-situ* stress, transient stress.
- Hydrologic regime.
- Gas.
- Temperature field.

These data are common to each method of analysis that is part of the design process. More specific needs for each method are detailed in Table 3 and

Table 3. Major features of the design process.

Failure mechanism	Method(s) of analysis	Data input	Typical support systems*
Structural	Kinematics empirical	(a)	1, 2, 3
Strength/stress	Stress analysis/failure criteria/failure mode Empirical/experience	(b)	2, 3, 4, 6
Fault/shear zone	Empirical	(c)	4, 5, 6
Time-dependent	Stress analysis	(d)	4, 5, 6

*The numbers correspond to the types of support listed in Table 4.
 (a) unconfined compressive strength or appropriate material behavior model; spacing, orientation, condition (persistence, separation, roughness, weathering, filling) of joints; groundwater flow and pressure.
 (b) deformation moduli, intact strength properties, rate dependent properties (dynamic/creep), joint properties, anisotropy, *in-situ* stresses.
 (c) nature and distribution of faults.
 (d) creep/relaxation moduli, "aging" of material properties, dynamic.

Table 4. Requirements for typical support systems.

Category	System
Type 1	Unsupported except for spot rock bolting of occasional loose blocks.
Type 2	Rock bolt pattern (wire mesh required occasionally).
Type 3	Rock bolt pattern with shotcrete layer (and wire mesh).
Type 4	Shotcrete applied immediately after excavation. Rock bolt pattern and wire mesh. Monitoring of deformation. Second shotcrete layer placed after rock has stabilized (if required).
Type 5	Spiling/steel sets. Cable bolts (long). Ground stabilization by grouting (if required). Final encasement (if required). Drainage.
Type 6	Yieldable rock bolts in conjunction with shotcrete and wire mesh. Monitoring of support performance.

include material properties. In this regard, data for the entire site cannot be obtained with adequate precision; therefore, an estimate of the variation in properties should be developed during the geotechnical characterization process as an aid to quantifying uncertainties.

Effects of Depth

The design concerns associated with the more common, "shallow" civil construction differ from those expected at the depths envisioned for construction of the proposed project. There are three primary features of design that reflect these differences.

First, the failure mechanism shifts from a structurally controlled (kinematic) process to a strength/stress-controlled process as depth increases. At shallow depths, the failure of openings is driven mostly by gravity, whereas the failure mechanism at greater depths is driven more by the ratio of rock mass strength to the induced stress.

Second, temperature increases with depth, and the virgin rock temperature (VRT) might approach 130°F (54°C). Thermal stresses associated with VRT levels of 130°F or lower should not adversely affect the design of openings and support systems. The exception, however, lies in potential increases in rates of rock creep.

Third, the presence of water at depth can be associated with excessively high pressures and flow rates. Either condition can lead to the potential for liner failure. Water inflows must be either stopped, e.g. with grouting or heavy liners—an expensive and unlikely solution—or drained, a more reasonable scenario.

These three features are considered unique to deep construction; ignoring them may prohibit opening stability and constructibility. Existing design technologies, although adequate to handle these issues, are by no means perfect. A number of research and development needs should be addressed. In any event, it is essential that the issues be recognized at the earliest stage of the design process.

Support Systems

The design of the support system should be versatile, so that the most appropriate method(s) for support can be determined on the basis of the various rock conditions actually encountered during construction. This approach requires that excavation equipment accommodate installation of a variety of support systems in concert with excavation.

The support systems appropriate for typical categories of ground conditions (or failure mechanisms shown in Table 3) are outlined in Table 4. Within these systems there can be variations; for example, Type 3 ground support may

include more closely spaced rock bolts and wire mesh rather than rock bolts and shotcrete. In such a case, the variation may resolve a conflict between maximum tunneling efficiency and the desirability of shotcrete. However, it should be recognized that within each rock category there may be diverging opinions as to the particular support system to be installed. Therefore, it is important that clear authority be established to direct the contractor as to support requirements for a given condition. This authority responsibility, including provisions for appropriate payment, should be assigned either to one individual or to a small group (two or three individuals).

Shafts and intersections of openings

Support for shafts and intersections of openings (tunnels/tunnels, shaft/tunnels) will require interactive design and systems similar to those applicable to tunnels. However, some differences must be considered.

For shafts, the major difference is that the support system would encompass the full circumference of the wall in all cases. To prevent small rock falls during construction, a shotcrete layer can be applied that could also serve as a portion of the support system. Another common safety measure is to bolt wire mesh between the lining and the shaft bottom. Permanent concrete lining will insure long-term stability.

For intersections, the main difference in support design arises from higher stress concentrations than those that would be encountered in similar rock in a tunnel. The support requirement increases as the angle of the intersection decreases from 90 degrees.

Special concerns

Groundwater must be accounted for in the support system design. For any system that seals the rock and does not allow free drainage, the lining must be drained or designed to withstand the pressure. At depth, the hydrostatic pressure can be high, and the heavy liners required to resist the pressures extremely expensive. Therefore, drainage and disposal of water inflow should be considered in support design. Drainage should also reduce the amount of free water available in the rock after dynamic loading—a matter of interest for strategic facilities.

The hardening system of strategic facilities is logically related both to the support system and to the rock mass. If a hardened section includes rock bolts, then a portion of that pattern may be used as initial support. If rock bolts are not included but a hardening system will be installed, a thin-wall full column support or point anchor bolts may be used. Consideration also should

be given to the use of flexible vs rigid support systems.

The geometric aspects of tunnels, shafts and intersection(s) layouts are important to opening stability. The proximity of multiple openings will affect the concentration of stress around each opening. In addition, the angular relationship of intersections (tunnels/tunnels, shafts/tunnels) affects stress concentrations and the extent of yield zones. Acute intersection angles and multiple intersections should be avoided. When such situations are unavoidable, special support systems such as steel sets and built-up reinforced cribs may be required.

Monitoring for Interactive Design

The initial design may be developed reasonably on the basis of the necessarily limited site and geotechnical information available prior to construction. The various classes of support are predicated on estimates of the behavior of the expected failure mechanisms. However, the geomechanical behavior of the rock as actually exposed during construction, as well as the interaction between the ground and the support, will vary from the assumptions of the initial design. Monitoring and evaluation of field instrumentation measurements will permit adjustment of the initial assumptions according to performance, leading to a closer correlation between estimated and actual rock response and support requirements.

The primary elements of initial rock support during construction (namely, rock bolts, mesh and shotcrete) are readily variable as to spacing or thickness. Consequently, during construction it is quite feasible to modify support quantities based on evaluation of monitoring instrumentation, thereby securing optimum support and economy both in the near term and over extended periods of time.

The monitoring program should be designed to determine the performance of the combination rock/support systems. The program should incorporate the following instrumentation as a minimum:

- *Convergence points*—to verify movements of the supports and rock at the periphery of the opening.
- *Multiple position extensometers*—to verify rock mass movements away from the tunnel surface.
- *Rock borehole and/or liner pressure cells*—to measure stress changes indicative of load transfer.
- *Piezometers*—to monitor water pressure buildup.

Research and Development

Research and development to assist the design of deep underground facilities should include the following efforts:

(1) Nonborehole geophysical systems, e.g. ground probing radar, need further development for use at the face to identify major geologic features ahead of excavation. Also, surface and borehole geophysics need improvement for more effective site characterization. Electromagnetic (radar) surveys, which are water-sensitive, should be used to locate saturated faults in an unsaturated rock environment.

(2) Case-history information, e.g. stability rock/support interaction, on deep excavations should be collected and evaluated.

(3) Constitutive laws should be better formulated and/or developed for all types of geologic materials, and especially for rock types expected to be encountered at great depths.

(4) Computer programs for analysis of a jointed rock mass and support response under large displacement (and possibly large-strain dynamic loads with progressive failure by caving and flow) should be developed and the accuracy of computed constitutive behavior should be checked against case-history data.

(5) High-speed, low-profile diamond drills need to be developed for instrumented boreholes near the face (just behind the machine).

(6) Failure mechanics of a jointed rock mass, particularly at high stress levels, require research. Improvements in knowledge of failure criteria and in methods for analysing the interaction between the rock mass and the installed support system are necessary for designing more effective support.

(7) Yieldable support elements, e.g. foam concrete, point-anchored, strip-pable, threaded bolts, require research to determine capabilities for integration into the support system. This is a prime concern for deep facilities in view of the high *in-situ* stresses expected and the potential for high dynamic (or quasi-static) loading. Conventional support designs usually feature rigid systems (exceptions are yield arches, wood cribs, etc.). Support elements such as full-column and point-anchored rock bolts, cable bolts, shotcrete, concrete linings and steel sets offer significant resistance to ground deformations and are considered rigid. In the highly yielding ground that may be expected at great depths, large deformations may cause failure of the support elements and, perhaps, catastrophic failure of the opening as well.

Construction Issues

The constructibility of a deep-underground project ultimately will be determined by two factors: (1) site geotechnical conditions, and (2) facility layout and design.

The site characterization program must account for the geotechnical/

geological parameters and physical properties of the rock mass in terms of influence on construction methods and sequence. The layout and design of the facility must permit efficient and rapid performance of excavation and support operations.

Geotechnical Exploration

Detailed site exploration for construction of a deep-underground facility can be accomplished most effectively by placing a shaft and adit so that the rock conditions to depth can be observed directly, *in situ*. If time is a constraint and several sites are candidates, it may be desirable to place shafts at each site so that the final decision can be based on *in-situ* observations. Small-diameter shafts have been drilled to depths of interest at Hot Creek, Nevada (5500 ft [1650 m] deep; 120 in. [305 cm] diameter), and Amchitka, Alaska (6150 ft [1845 m] deep; 90 in. [229 cm] diameter).

Exploratory shafts and adits provide direct evidence of the source and magnitude of water inflows. Pre-construction excavation also offers an opportunity to observe the large-scale rock features that significantly affect construction but cannot be evaluated from borehole data, such as the continuity and waviness of joints and the extent and character of weak zones. For the designer and contractor, the ability to inspect the rock mass and determine significant geotechnical conditions is an important benefit.

An exploratory shaft installed prior to the main construction contract can be used to advantage during construction. It can provide early access to the tunnel level in addition to serving for ventilation and mucking operations throughout the construction period.

Site characteristics

A major purpose of the geotechnical exploration program is to determine site characteristics that bear on excavation and support procedures. In selecting a site or locating a facility at a given site, the existence of certain conditions should be viewed as a distinct disadvantage for construction. Even if not defined as "fatal flaws," such conditions can have a substantial negative impact on construction operations, cost and schedule. Therefore, if possible, project siting should not be considered in areas that feature:

1. *Major aquifers.* Large quantities of water at depth are difficult to handle and are hazardous when suddenly encountered during construction. Siting the project in or near sources of substantial water such as major aquifers and heavily faulted ground should be avoided.

2. *Heavy squeezing or swelling characteristics,* e.g. wide fault zones, plastic shales. When fault zones must be

penetrated, the opening should be oriented to minimize distance in faulted ground. Heavy squeezing and swelling of the host rock impedes the performance of most tunnel boring machines with rigid, cylindrical bodies.

3. *Gassy formations,* e.g. methane. Gassy formations are dangerous and slow productivity because extensive safety precautions are required to protect crews and equipment.

4. *Virgin rock temperatures above 100°F (28°C).* High temperatures increase the ventilation and cooling modifications necessary to maintain the efficiency of the construction operation.

Other conditions that will adversely affect construction, although perhaps to a lesser extent than the four conditions described above, include the following:

- Stress slabbing, violent spalling, or rock bursts in highly stressed, brittle ground.
- Extensive ravelling and slaking.
- Low-volume water inflows at high pressure (requiring extensive grouting of small fissures to reduce inflow rates to meet project requirements).

None of the conditions noted above will preclude construction provided that sufficient time and finances are available to manage the consequences. Still, from a construction standpoint, the most desirable course is to reject sites where major occurrences of the conditions are judged likely to exist, based on available geotechnical information.

Although minor occurrences of any of the conditions can be accommodated, the presence of water or gas always warrants special consideration because of the potential to impede construction as well as to create problems during operation of a facility.

The ideal location would be an area having a relatively low average ambient surface temperature and a low or average subsurface temperature gradient. The subsurface would be free of water and gas, the rock would be competent and machine boreable, and the rock mass would be free of major discontinuities. These favorable characteristics would be predictable and would exist throughout the entire site.

Facility layout and design

The design and layout of an underground project is a primary means of promoting efficiency, economy and safety in construction. Constant attention to this relationship is essential to successful completion of the facilities envisioned. Some of the actions important to complex construction operations at depth are:

- Laying out the facility so that each shaft system, i.e. pair of shafts, will serve as many underground headings as possible.

- Designing each shaft system to handle: (a) maximum muck hoisting; (b) maximum material servicing; (c) maximum personnel servicing; (d) maximum ventilation; and (e) special, major heavy/large equipment transport, including operational requirements.
- Estimating the average advance rate for multiple headings served from a single shaft at 50% of the rate that would be achieved under single heading, surface portal conditions.
- Maximizing use of raise drilling, reaming, or slashing methods for shafts when ground conditions are appropriate.
- Avoiding the use of hydrostatic liners in large openings.
- Establishing rail haulage at less than 1% grade.
- Planning grades for equipment operation within suitable limits, i.e. (a) -15% and +10% maximum desirable grades for LHD ramp; (b) -20% and +15% maximum allowable grades for LHD ramp; (c) 20% maximum desirable grade for tunnel boring machine.

Safety

Planning for the health and safety of personnel begins early in design development for the pre-construction through post-construction stages of a project. The issue is inherent in the phased, integrated approach proposed for geotechnical exploration, design, construction and equipment selection. As a means of highlighting the range of factors to be accommodated in plans for a healthy and safe working environment, the following partial list of design objectives for stability and constructibility is presented:

- Lay out parallel openings with connections, where possible, that will aid ventilation and provide emergency escape routes.
- Plan machine mining for shafts, if possible.
- Provide for immediate installation of adequate initial support.
- Maintain heat (wet-bulb temperature) at the face within acceptable limits; prepare contingency standby power and evacuation plans.
- Limit encounters with very highly stressed, brittle rock (because of the potential for severe popping or bursting).
- Minimize exposure to heavily faulted ground where sudden, high inflows of water could be encountered; probe for water where it is expected.
- Monitor the presence of radon and other gases and plan for adequate dilution; avoid siting in gassy formations, if possible.

Hazardous situations may develop with

little advance notice and escalate rapidly. Even though the probability of an emergency situation may be small, it is essential that trained personnel and appropriate equipment and supplies be readily available to handle it.

Effects of Depth

At the depths envisioned for this facility, conditions will differ from those associated with typical civil construction. Depth produces changes in the rock environment and imposes consequences for project execution that may influence construction requirements, efficiency and costs. The factors of concern at depth include temperature, *in-situ* stress, groundwater inflow, rock quality and logistics. Their effects on the construction effort can be summarized as follows:

- **Temperature.** Rising temperature increases cooling and ventilation requirements and decreases worker efficiency.
- ***In-situ* stress.** High *in-situ* stress increases the potential for stress slabbing (formation of new fractures) and rock bursts (violent rock failure) around the advancing opening.
- **Groundwater inflow.** Increasing pressure exacerbates the volume and rate of groundwater inflows. High-pressure flows encountered suddenly can halt construction and flood the excavation; pumping costs for significant quantities will be high. Large inflows may bring additional heat into the tunnel, raising the wet-bulb temperature beyond the desirable range through the process of evaporation. Groundwater inflows also tend to reduce stability of the rock blocks surrounding an opening and contribute to muck-handling problems. At some sites, permeability may decrease as depth increases, thus significantly mitigating groundwater inflows. If reduction of inflow were necessary in low permeability rock, grouting at high pressure and low viscosity would be required.
- **Rock quality.** Improvements in rock quality typically develop with depth, including an increase in joint spacing and tightness and an absence of weathering, relief joints and other surface features. However, some structural features may penetrate deeply. For example, large fault zones can result in heavy squeezing at depth.
- **Logistics.** Increasing difficulty in access for exploration purposes may result in more unknowns and greater risk until access at depth has been achieved. The time required for shaft sinking and shaft operation will lengthen, with progressive impact on the project

schedule. Changes in layout may be necessary for construction efficiency.

It should be emphasized that the benefits or problems associated with a deeper facility are strongly influenced by local site conditions such as geologic structure, rock strength and temperature gradient with depth. At some sites, for example, the strength of the rock will be sufficient to prevent stress slabbing, even though the facility is deep. The variation in these conditions from one site to another at the same depth may be greater than the variation with depth at a single site.

Because temperature, ventilation and *in-situ* stress are of particular concern in construction at depth, these factors merit discussion in more detail.

Temperature and ventilation

In underground construction, the temperature level is influenced by several factors. The geothermal gradient at a given site determines the virgin rock temperature (VRT) at a given depth. To the VRT must be added the significant amounts of heat generated by electrical machinery. For example, a tunnel boring machine will produce about kWh of heat energy per ton of rock excavated—or 6 million b.t.u. per h for 100 ft (30 m) of 18-ft (5.4-m) diameter tunnel per day. Heat also flows from rock strata, broken rock and fissure water if the VRT is higher than the ambient air temperature.

Heat criteria based on human physiology indicate that a maximum design work area temperature of 86°F (30°C) wet-bulb (WB) can be well supported. The temperature ranges defined for work areas are as follows:

80°F (27°C) WB	Worker efficiency is 100%
80-86°F (27-30°C) WB	The "economic" range. An acclimatized miner can perform effectively.
86-91°F (30-33°C) WB	The "safety factor" range. Corrective measures should be applied if temperatures are in this range.
> 91°F (33°C) WB	Risk of heat stroke climbs dramatically. Only light-duty, short duration work should be expected in temperatures greater than 91°F (33°C) WB.

For facilities that have the potential for elevated temperatures at depth, the heat must be removed or isolated to keep work area temperatures under 86°F—30°C (WB), the "economic" range. Thus, it is most desirable to site the facility in strata with a VRT of less than 86°F (30°C). Although the 86-100°F (30-38°C) range is acceptable, some air-

conditioning would be required in long, dead-end, rapidly advancing headings. Construction in strata characterized by VRTs at about 100–125°F (38–51.6°C), while certainly possible, is apt to be very costly.

Ventilation is an immediate construction concern, requiring that a primary ventilation circuit be set up quickly. The procedure involves driving at least two headings or shafts from the surface and connecting them underground at the proper depth. A fan that functions to provide fresh air for the auxiliary fan system is then placed in the circuit. Quantity is determined by summing the requirements of the individual headings. In mining, drift and shaft sizes are often specified to limit the fan operating point to a 25–30 in. (63.5–76 cm) water column.

Current ventilation technology is adequate for constructing a deep facility. The cost and complexity of the system will depend on the anticipated heat load. Planning for ventilation will depend on the design and layout of the facility.

In-situ stress

The effects of stress on stability and excavation progress must be viewed with respect to the strength of the intact rock. Stress slabbing behavior will begin to occur in brittle rocks when the unconfined strength of the intact rock is less than approximately five times the maximum *in-situ* stress (taken as equal to the overburden stress, in many deep projects). At this strength level, the slabs may form along the intact rock and some combination of a pre-existing joint, foliation feature, or bedding plane. More pronounced slabbing occurs when unconfined strengths are less than approximately two to three times the overburden stress. At this ratio, fracture through the intact rock alone is likely.

The intensity of the popping or slabbing of the rock is a function not only of the strength/stress ratio but also of the brittleness of the rock and the total strain energy that is released as the rock fractures. For a given strength/stress ratio, the stiffer, higher-strength rocks will release more energy and result in more dynamic spalling. In rock with pre-existing fractures, the slabbing will be less intense than in the more intact rock, even though the slabbing and loosening might take place at a lower threshold of *in-situ* stress.

Tunnels can be constructed in ground subject to stress slabbing if appropriate excavation and support procedures are applied. TBMs can be used successfully if the cutterhead and mucking system are designed to handle slabs of the size possible under spalling and stress slab conditions. Short, movable shields may be preferable to

long, fixed shields on TBMs. The support must be capable of holding the fractured rock in place. Rock bolts or dowels, mesh and shotcrete can be used to control stress slabbing and provide support. Under stress slabbing conditions, particularly in a deep excavation, the support must be installed close to the tunnel face to protect against spalling and to minimize loosening of slabs.

Excavation and Support

In view of the size and complexity of the proposed facility—factors that are compounded by the depths envisioned—other deep underground projects should be surveyed as potential sources of useful information. For example, in North America, South America and India, mines operate at depths similar to and several thousand feet greater than the maximum anticipated in this case.

In Europe and, to a lesser extent, in North and South America, tunnel construction in mountainous areas has involved ground cover that is deep by the standards for this project. For example, the old Connaught Railroad Tunnel and the new Rogers Pass Tunnel are at depths of 4000 ft (1200 m) in schists, with foliation trending across the tunnel axis. The Connaught Tunnel was excavated largely without support, although a protective lining was later installed to prevent falling of rock pieces loosening in the tunnel arch. The rock showed no evidence of significant stress problems. In a different type of project on Amchitka Island, chambers were excavated at a depth of 5000 ft (1500 m) without spalling problems related to high stresses.

For the most part, TBMs with long, fixed shields have not performed well in deep tunnels in which the ground was subject to squeezing and slabbing induced by stress. Either squeezing or loosening of slabs around the perimeter of a long shield can cause the TBM to stall. Furthermore, once the slabby rock emerges from behind the tail of the shield, the rock is often so loosened that it is difficult to support in place. In South Africa, operation of TBMs at great depth, i.e. 9000 ft (2700 m), was unsuccessful due to the effects of both temperature and stress.

Recently, TBMs with short shields and the capability of placing support close to the cutterhead have performed well in ravelling and squeezing ground. In the Stillwater Tunnel, at a depth of 2000 ft (600 m) in a ravelling and moderately squeezing shale, progress over a period of months averaged in excess of 150 ft (45 m) per day using a TBM with a short canopy, whereas a TBM with a long shield was slowed and ultimately was unable to advance in the same ground conditions.

For shaft sinking, the diversity of

project experience is more limited, and contractor experience even more so. Generally speaking, only a few contractors in North America have sunk single-lift shafts to depths greater than 6000 ft (1800 m).

Tunnels

The facility should be designed to take advantage of the capabilities of tunnel boring machines. Long runs of tunnel with circular cross-section and constant diameter are desirable. There may be advantages to driving pairs of tunnels together, with cross-adits connecting them. For example, an opportunity may be provided to perform both the excavation and lining operations simultaneously, at different locations in the tunnel. Furthermore, in this way access to and egress from the heading is improved, groundwater inflows are more readily controlled, exploration can be carried out ahead of the tunnels, and ventilation may be enhanced.

Generally, the ability to place ground support immediately behind the face becomes more important in a deeper facility because the potential for instability increases with depth. Fully resin-grouted or friction anchor bolts can be installed immediately behind the cutterhead of the TBM. Wire mesh or cables tied to the grouted bolts provide a means of protection from dynamic effects. High-strength, wire-fiber-reinforced shotcrete also helps to control spalling and prevent loosening of slabs. A silica fume additive is useful for rebound control.

In rock subject to spalling and fracturing, and in faulted ground, it is desirable to have the capability to place shotcrete close behind the cutterhead of the TBM rather than having to delay placement until the trailing gear has passed. However, shotcrete is not normally placed around the TBM, particularly in small-diameter tunnels, because of dust, space limitations, rebound buildup on the machine and limited visual ability to monitor placement. Thus, when rock bolts alone are inadequate and some intermediate support between the bolts is required near the face, the contractor often must switch from bolts to steel ribs, instead of being able to add shotcrete and retain the rock bolts. This change involves different equipment and requires a significantly different construction technique. Switching back and forth between the methods results in delays as equipment is removed and replaced, and in low efficiency as crews alter their routines.

There is a contradiction here, because a tunnel lining system that relies on bulk materials such as shotcrete components may be preferable for a deep facility. Large lining elements such as steel ribs and precast segments

require increased handling time in the shafts, in comparison to bulk materials.

Even though it may be necessary to install additional support at a later time for the permanent requirements of the facility, it would appear desirable to use the initial support for permanent support to the maximum extent possible. Efforts might well be directed toward developing and testing a support system that can be installed efficiently, yet has the ductility and toughness required to withstand large deformations during loading.

Shafts

Shaft-sinking performance can greatly affect the total project schedule. The initial shaft must be sunk blind and will be on the critical path from start to finish. Whether subsequent shafts are sunk behind it or constructed by one of several other means will depend on rock conditions, preferred diameter, and schedule constraints.

An exploration access shaft would be the first to be constructed. Another shaft—most likely, a pair of shafts—would be required for ventilation adequate to accommodate high advance rates for multiple tunnels at depth. The shaft(s) could also serve for mucking and service operations. To achieve full production at the tunnel level as soon as possible, one shaft for exploration and another for ventilation could be blind sunk simultaneously.

In soft rock, the fastest method to put down a small-diameter shaft is by blind shaft (large-hole) drilling. The diameter that can be achieved decreases as depth and rock strength increase. Surface drill rigs will cut rock up to 30,000 psi (2100 atm), but only at small diameters and high costs. The diameter possible at a given depth, even if suitable for exploration purposes, may be too small to permit adequate ventilation to remove heat.

Blind shaft sinking by conventional drill-and-blast means is possible at diameters up to approx. 33 ft (10 m) and to depths of 8000 ft (2400 m). Using this method, which is suitable for all the rock strengths considered for this project, the sinking rate would probably reach 8 or 9 ft (2.4 or 2.7 m) per day. With proper plant, the sinking rate is relatively constant, i.e. not diameter-dependent.

Although a blind downhole boring machine is under development, the technology is not fully proven. Such equipment is expected to perform effectively in rock up to 25,000–30,000 psi (1750–2100 atm) compressive strength. Shaft diameters of 22 ft (6.6 m) and sinking rates of up to 20 ft (6 m) per day—twice the rate of conventional sinking—should be possible with this technology. Basically, as in conventional sinking, the machine would work to a

maximum depth of 8000 ft (2400 m), at which point hoisting limitations would be reached.

Once one shaft is sunk, it may be possible to construct a second shaft using raise drilling, reaming, or slashing methods, depending on ground conditions. Single- or multiple-pass enlargement is faster than conventional sinking and requires less heavy plant. For a deep shaft, it will be necessary to install drill stations at intermediate levels. Although raise and reaming equipment has been used for shaft depths to a maximum of 2500 ft (750 m), poor accuracy of pilot holes is a limitation for methods requiring their use. However, technology now being developed to drill accurate pilot holes should be available when required. Raise and reaming equipment has been used successfully in rock with compressive strengths as high as 50,000 psi (3500 atm). In soft rock, raised or reamed shaft diameters of 20 ft (6 m) are realistic; in hard rock, 15-ft (4.5-m) diameters are possible.

In mechanically excavated shafts, the primary lining would be applied after completion of excavation and the method of application would depend on lining design. Raise reaming and blind drilling techniques would be used only in favorable ground; blind boring or conventional methods would be selected for use in poorer conditions.

As the depth of the facility increases, the length of tunnel driven from a given shaft should be increased to achieve an efficient operation. Multiple headings in a hub-like arrangement might be driven from a single shaft. Alternatively, fewer but longer tunnels could be driven from the shaft. Multiple long headings, if simultaneously driven, will present large muck hoisting and ventilation requirements. Therefore, it is expected that the diameter of the shafts required will increase with the depth of the facility.

Research and Development

The construction technologies can be advanced significantly by research and development accompanied by demonstration projects. It is anticipated that substantial progress could be achieved in sufficient areas that the results could be applied to construction projects starting within a few years. Some of the most important requirements for research and development efforts to address are:

- Rapid methods to sink shafts.
- A TBM capable of dealing with violently spalling ground.
- A TBM that allows application of steel-fiber-embedded shotcrete immediately behind the face.
- A TBM that can perform effectively when rock hardness exceeds 30,000 psi (2100 atm) compressive strength.

- Support systems that can be easily installed near the face and have large displacement capabilities.
- Directional control of drilled pilot holes.
- Feasible means to use the heat of evaporation to cool the environment and means to transport liquified air into the headings to supplement ventilation.
- Improved techniques for heat exchange, e.g. U-Tube, in vertical shafts and for transporting ice underground pneumatically, in order to reduce pumping of condenser cooling water.

Excavation Equipment and Systems

In assessing the technical feasibility of mechanical excavation systems for the construction of deep-underground facilities, many factors affecting equipment design and system selection must be considered with particular reference to construction technology. Therefore, concepts developed herein should be reviewed in concert with those presented in preceding parts of this report—particularly the section dealing with construction.

In addition to the general assumptions adopted as a framework, this discussion assumes that several distinct modes of excavation will be used for the underground facility. Equipment requirements are considered for each of four categories of excavation:

- (1) *Tunnels*—more than 1000 ft (300 m) in length.
- (2) *Crosscut passages and inter-sections*—short chambers or tunnels less than 1000 ft (300 m) long.
- (3) *Access shafts*—vertical openings to the surface, temporary for construction.
- (4) *Internal shafts*—temporary or permanent shafts between levels, or cylindrical openings required by facility plan.

Types of cutting machines, bits or tools, and muck removal and excavation support equipment are considered for each mode of excavation. State-of-the-art construction methods are discussed, as well as potential equipment modifications and possible applications of emerging technologies.

Tunnel Construction

Excavation equipment

Four state-of-the-art types of mechanical equipment are considered for potential use in tunnel excavation: (1) Full-face tunnel boring machines; (2) partial-face tunnel boring machines; (3) roadheaders; and (4) impact breakers.

Full-face tunnel boring machines

A tunnel boring machine (TBM) employs a circular cutterhead structure to which either drag or disc-type cutting

tools are attached. The circular structure is rotated and thrust at the rock surface at the heading, causing the cutters to penetrate and fracture the rock. Torque and thrust reaction forces are taken through a structural frame to an anchoring system that braces by gripping the tunnel wall.

TBM's have been used efficiently in excavating soft to hard rock—i.e. Rock Quality Designation (RQD) values from 25 to 100% and uniaxial compressive strengths from 2000 to 35,000 psi (40-2150 atm). TBM's are generally designed for optimal performance in geological environments, featuring limited variation in rock and rock mass characteristics. Some "hybrid" machines designed to accommodate a wide variety of rock conditions also have been used, with varying degrees of success. Thus, the site selection process should identify and exclude locations with widely varying rock characteristics.

The technology exists today for efficient excavation of circular headings at average advance rates between 100 and 200 ft (30-60 m) per day. On a specific project, the advance rate will depend on the design of the excavation system, the tunnel lining required, muck haulage capacity, contractor scheduling and human factors. To allow for the most rapid advance, the bored tunnel should have a diameter of at least 10 ft (3 m).

Recent modifications incorporated in TBM system design include the following:

- Disc cutter arrangements that reduce radial loads on the main bearing, increase penetration and reduce cutter wear.
- Rear-mounted cutters that can be replaced from the rear of the cutterhead, decreasing excavation delays.
- Dust-control systems that incorporate double dust shields with section on the rear shield.
- Hydraulic systems that minimize space and maintenance requirements and heat production.
- Stepped or variable drives that provide a range of cutterhead rotation rates and that may increase penetration in rock masses where machine progress is not limited by available torque.

For long tunnels with gentle alignment curves (radius greater than approx. 300 ft [90 m] for an unshielded machine) and grades not exceeding 20%, a full-face, disc-cutter-type TBM is the most viable excavator. Trailing floor components generally have limited flexibility, however, and larger radii curves (about 500-600 ft [150-180 m]) may be required to allow adequate clearance for the equipment.

For ramps and slopes, TBM design can be modified to provide efficient performance at grades up to about 27%

(15 degrees) downgrade and about 100% (45 degrees) upgrade. Upgrade excavation on steeper slopes can be accomplished with blind shaft boring equipment, which is discussed below. Excavation in an upgrade direction is preferable because it eases muck handling and water disposal and reduces power requirements.

Partial-face TBMs

Partial-face TBM's utilize disc or pick-type cutters. They attack only part of the rock face at the heading at any one time, using a horizontal or vertical sweeping motion to complete the full face. Circular cross-section, partial-face cutting equipment has been used successfully in Europe. A partial-face machine that cuts a rectangular opening currently is undergoing trials in Australia. Because only a few cutters are in contact with the rock at any time, thrust and torque requirements are lower than those for a full-face TBM. Therefore, compared with a full-face machine, partial-face TBM's can be lightweight and highly maneuverable. However, the limited installed power results in correspondingly lower advance rates. This equipment may be used more efficiently in shorter tunnels and cross-cuts, where maneuverability and short mobilization time are of primary importance.

Roadheaders and impact breakers

A roadheader is a mobile, partial-face boring machine. The cutting tools are tungsten carbide picks on rotating cutterheads mounted at the end of one or more cantilevered booms. In typical use, the machine is not braced against the tunnel walls. For circular openings in relatively massive, strong rock, roadheaders cannot be sufficiently productive to compete with full-face equipment, and pick costs are likely to be high. However, if a noncircular cross-section is required or mobilization time is short, roadheader excavation may be preferred. In lower-strength or less massive rock, where support installation may control the rate of advance, roadheaders may be competitive with full-face equipment.

Impact breakers are percussive machines that break rock by mechanical impact. Expected low advance rates indicate that no serious consideration should be given to this type of tool, other than for trimming operations.

Research and development

Because a full-face TBM clearly is recommended overall for most efficient excavation of tunnels, subsequent comments on tunnel construction equipment are directed only toward full-face TBM-based systems.

Significant increases in TBM excavation rates can be achieved by implement-

ing equipment developments and applications of emerging technologies. Areas for particular attention, discussed below, include cutterhead power, cutting tools, main bearings, fatigue resistance, shield design, water-jet-assisted cutting, continuous monitoring and robotics.

Cutterhead power density

Higher penetration rates result in substantial increases in cutterhead torque and power requirements. At present, the most significant factor limiting penetration rate is the amount of power that can be installed in the space available at the face. Although some success has been reported recently in increasing power at the face, developments and basic changes in motor and drive mechanism design are needed to increase the power density of the cutterhead.

Cutting tools

For the foreseeable future, the single disc cutter is likely to be the principal cutting tool for TBM excavation. Significant advances in cutter design are possible for increased excavation efficiency. Power requirements for excavation (hp h/ton of rock) can be substantially reduced by incorporating high-thrust cutters that permit large spacing between kerfs and fewer cutters on the cutterhead. Increased cutter disc life and resistance to abrasive wear are possible with the use of new alloys for disc rings and the expected development of improved single disc carbide-insert cutters. In addition, improvements in the design of center cutters are desirable to reduce high wear rates and scuffing associated with the tight rolling radius. Attention should be directed toward improvements in bearing seal design to extend cutter life.

Main bearings

When TBM's are considered for excavation of very long tunnels, the need for superior quality and more easily changed main bearings becomes imperative. In current machines, replacement of a failed main bearing requires a minimum four-week shutdown. Improved conventional bearings or, possibly, hydrostatic bearings must be developed. Furthermore, changes in the machine configuration are required to permit rapid replacement without overexcavation or pulling the machine from the face.

Fatigue resistance

Faster cutterhead rotation rates and higher thrust produce cutterhead and machine vibrations with higher amplitude and frequency. The potential for fatigue problems will increase, particularly when machines are used for longer drives. Structural plate alloys with increased toughness should be incorporated into cutterhead design.

Attention also should be given to saddle design details because saddle bolts fail with increasing frequency on machines with high rotation rates.

Shield design

Under conditions of high *in-situ* stress, ground squeezing around the TBM can slow advance rates or stall progress completely, locking the machine in place. Improvements in the design of TBM shields are needed to facilitate operation of equipment in squeezing ground conditions.

Low-pressure, water-jet-assisted cutting

The use of low-pressure (as low as 2000 psi [140 atm]) water jets to assist disc cutting results in significantly reduced cutter forces. Force reduction is not particularly significant in softer rock, where high penetrations can be realized with unassisted cutting. However, in harder rock the force reduction can be a major benefit, allowing increased penetration rate by a machine with a given torque capacity. Water-jet assistance may be especially useful at gauge and center cutter positions, where it may extend cutter life. Pumps required to generate low water pressures are commercially available and of proven reliability for long periods of operation.

Continuous equipment monitoring

The advance rate of a TBM depends both on the rate of penetration and on equipment availability. For recent, well-run projects, actual boring time typically accounts for only about 50% of total shift time. Even if only 20% of the downtime is attributable to service and repairs of TBM system components, this figure might be reduced by incorporating instrumentation to detect problems and allow maintenance before breakdowns occur. Redundant systems, which can be utilized automatically as required, also can be incorporated into TBM system design to increase equipment availability.

Robotics

Remotely operated and robotic systems can be incorporated for various purposes to increase reliability and reduce the number of required personnel. The following applications for robotic systems are particularly interesting:

- Cutter changing.
- Automatic steering control.
- Automatic gripper reset.
- Automatic support system installation.
- Equipment maintenance, e.g. lubrication.

Rock support installation

Initial support

When initial support is required to ensure stability of the heading, the

following equipment can be used for installation:

- A hydraulic rock bolt drill mounted on the TBM to install bolts within approx. 8 ft (2.4 m) of the dust shield.
- Mechanical erectors to facilitate installation of steel sets and structural fabric ("weld mesh") lagging within a finger shield approx. 6 ft (2 m) behind the dust shield.

Although structural fabric has been used in Australia and West Germany for its ability to yield while containing failed rock, such fabric has not been used extensively in the United States. This technology should be considered and demonstrated prior to construction of the facilities discussed herein.

Particular attention should be given to optimizing the rate of erecting steel sets within the trailing fingers.

It will be noted that shotcrete is not mentioned as a component of the initial support system. Recent experience with shotcrete applied in the vicinity of a TBM has resulted in considerations of equipment maintenance. The problems encountered with current technology suggest that application of shotcrete in close proximity to a TBM is undesirable and should be avoided.

Final lining

In some rock masses, a final tunnel lining can be erected near the active heading, precluding the need for initial support installation. For example, precast concrete segment liners can be placed immediately behind the TBM gripper locations, and erection equipment can be provided. Alternatively, conventional cast-in-place liners with steel fiber or rubber reinforcement can be placed with collapsible or telescoping formwork.

Work has been progressing on the conceptual development of extruded tunnel lining systems in both the United State (slip-form type) and West Germany. The less sophisticated German design has been used in a 22.5-ft (6.75-m) diameter soft ground tunnel.

Placement of a final lining is an operation that should be located 1000-3000 ft (300-900 m) behind the TBM trailing floor and "decoupled" from the tunnel excavation process. Development of a viable lining system that is close-coupled to the rear of the machine, although possible, is not likely to be accomplished within the next five years.

Anticipated advance rates

With implementation of the suggested equipment modifications, advance rates currently achieved can be increased significantly. Assuming that horizontal and vertical muck removal systems are designed for "no-delay" haulage, that initial support requirements are mini-

mal, and that no delay occurs in conjunction with placement of arch concrete, an estimate of TBM performance can be calculated (see Table 5).

The rates of penetration for the three ranges in rock strength listed in Table 5 are estimates based on boring experiments conducted at the Colorado School of Mines. The system utilization values are estimated to include time from the start of the operation with the trailing floor until completion of the tunnel. Advance rates are similar for the cited rock strength groups, and an overall average of 250-300 ft (75-90 m) per 24-h day is potentially achievable. Such an achievement would present a considerable challenge at great depths and high ambient temperatures. For tunnels at depths less than 5000 ft (1500 m), however, advance rates in this range are a reasonable goal for the 1990-1995 time period.

Excavation of Crosscuts and Intersections

Types of equipment

Five types of mechanical excavation equipment are considered for efficient excavation of crosscuts and trimming operations at intersections: roadheaders, multipurpose boring machines, mobile miners, partial-face mobile excavators and water-jet equipment.

Roadheaders

Roadheaders are machines equipped with rotary cutterheads, either drum or milling type, mounted on one or more boom arms. This equipment is highly flexible and good for small, intricate jobs. A roadheader unit is easily moved and can cut any cross-sectional shape. Reaction to the cutting forces is supplied by the dead weight of the equipment. Roadheaders are not usually braced against the excavation walls; some gripping mechanism would increase cutting efficiency, but at a loss in flexibility.

Single-pass operations can cut 6- to 20-ft (1.8- to 6-m) openings. Larger drifts can be excavated with shield-mounted roadheaders or heading-and-bench construction techniques. Typical cutting tools are picks, and utilizations of less than 30% are commonly achieved on jobs where support installation is required.

Currently, roadheaders are operated in rock with uniaxial compressive strength lower than approx. 15,000 psi (1050 atm). If the rock is massive, the limiting uniaxial compressive strength for efficient excavation can be as low as 5000 psi (350 atm). The disadvantages of roadheaders include slower advance rates, high cutting-tool costs and the tendency for heavy machines to "cut up" the invert during mining. Roadheaders will be most useful for low-

Table 5. Potential performance of a modified excavation system*

Uniaxial compressive strength of rock (ksi)	Estimated rate of penetration† (ft)	System utilization (%)	Average Advance Rate (ft/day)
5-10	28-35	35	235-294
10-20	25-28	45	270-302
20-30	18-25	55	238-330

*An 18- to 20-ft diameter TBM with 2000 hp installed power and an energy consumption rate of about 3 hp-h/ton.
 †Rate of penetration limited by assumption of installed power.

volume, intricate shaping or trimming in rock of moderate strength.

Multipurpose (full-face) boring machines

Multipurpose boring machines (MBMs) are short, maneuverable tunnel and shaft boring machines, currently under development. The MBM, which is intended to be self-launching and to be used in soft to hard rocks, includes sidewall grippers for reaction of cutter forces. This equipment is remotely operated, so that personnel are not exposed to hazardous conditions or unsupported ground, and ventilation requirements may be reduced.

The MBM is designed for horizontal, sloped, and vertical excavation. Muck removal equipment is required for uphill excavation where grades are up to about 60% (30 degrees). Grades greater than this will "self-muck" by gravity. The maximum downgrade for excavation is about 27% (15 degrees), a limitation imposed by the machine conveyor in current use. Abrupt grade changes can be accomplished with a relatively small required radius—about 80 ft (24 m) for 6- to 8-ft (1.8- to 2.4-m) diameter headings. The existing design is for machines in this diameter range only. If the size of the machine were to be increased, some flexibility would be lost.

Partial-face mobile excavators

Partial-face mobile excavators are machines that use disc cutters on a partial-face cutterhead. The cutterhead rotates on an axis and can be moved transversely to cut a rectangular opening. Anchoring is provided by side and/or crown and invert hydraulic grippers. One type of partial-face excavator in current use is the Mobile Miner, which was developed to excavate a rectangular opening 12 ft (3.6 m) high by 20 ft (6 m) wide. Other units are designed to cut openings from 7 ft (2.1 m) high by 10 ft (3 m) wide to 14 ft (3 m) high by 22 ft (6.6 m) wide. Two-pass operations are possible for higher openings.

The Mobile Miner leaves a flat invert and can excavate efficiently both tunnels and slopes to 36% (20 degrees) grade. This equipment is very flexible and well-suited to both hard and soft

rock. Partial-face equipment will be most effective for side entries having lengths too short to justify mobilization of full-face units.

Water jets

Water jets are employed frequently for operations in uriferous sandstone, e.g. drilling roofbolt holes. The equipment performs best in porous soft rock, although high-pressure water jets have been applied successfully for slotting granite dimension stone. Minimal amounts of water are required at high pressures, and the support equipment is compact and easily moved. Power requirements are high, so that water jets alone cannot be considered competitive with other equipment for large volume excavation.

The use of water-jet-assisted bits for drilling and cutting is a proven approach to excavating rock. This technique will facilitate excavation of intricately shaped openings in areas where damage to the surrounding rock must be minimal. Excavation with water-jet-assisted drills and slotting equipment generally results in bit life that is many times greater than that for conventional tools.

Research and development

To improve the operating efficiency of crosscut excavation equipment, attention should be devoted to implementing the following developments and modifications:

- Water-jet-assisted roadheaders for softer rock.
- Bracing mechanisms for roadheaders and water jets to provide increased performance in harder rock.
- Hard-rock roadheaders with disc cutters and, perhaps, water jets.
- Increased flexibility in partial- and full-face boring equipment.
- Partial-face mobile excavators for short, large-section tunnels.

Access Shaft Excavation

Types of equipment

Various types of mechanical equipment can be considered for use in excavating the 3000- to 8000-ft- (900- to 2400-m-) deep, 20- to 25-ft- (6- to 7.5-m-)

finished-diameter shafts to be used for construction access. In the following discussion, the terms "drilling" and "boring" are not interchangeable. "Drilling" refers to equipment with the power supply located remotely at a derrick and transferred to the face via a drill string or pipe. "Boring" indicates equipment with a power supply downhole that is part of the cutting equipment.

Blind downhole drilling

Large-diameter drilling may be a possible technique for excavating access shafts. Using a reverse-circulation, air-lift method of muck removal, shafts have been drilled in a single pass at 10-ft (3-m) diameter and 8000-ft (2400 m) depth in Amchitka, Alaska, and at 14-ft (4.2-m) diameter and 2460-ft (738-m) depth in Western Australia. Multiple-pass shafts have been drilled at 25-ft (7.5-m) diameter and 1680-ft (504-m) depth in Holland (1954-1959). These multiple-pass shafts were completed in 40 months.

Drilling shafts is inherently safer than conventional sinking because no personnel enter the shaft until it is fully lined. Moreover, drilling may be the only practical construction option in some geological conditions, i.e. very soft or very wet ground. The water (or mud) in the shaft supports the walls and stems the water inflow by virtue of its hydrostatic head. Formulating the mud to match the chemistry and requirements of the rock is an established science.

At least two rigs have been built with sufficient power (up to 0.5 million ft-lb torque and 2.0 million lb lift) to drill large holes at an economical rate. However, the practicality of building larger and larger rigs is questionable. A disadvantage of the drilling system is the requirement that all power to the rock face must be transmitted through the drill string. The cost of a few thousand feet of large-diameter drill pipe will exceed the price of the drill rig.

One fundamental limitation of the blind shaft drilling technique is the accuracy of the shaft. In general, a shaft proceeds in an ever-expanding spiral and deviation control is totally passive. Shaft tolerances are especially critical if the ultimate use of the shaft involves high-speed hoisting. Maintaining true verticality within 0.25 degrees is a function of geology, equipment, crew talent, and, sometimes, luck.

In summary, drilling may be a viable option at diameters of 12-16 ft (3.6-4.8 m) and depths of 3000-5000 ft (900-1500 m). At sizes and depths beyond these, blind drilling probably reaches its economical and feasible limits.

Blind downhole boring

The use of a downhole boring machine—similar to a TBM operated vertically—is, in theory, an option for

conventional shaft construction. This manned system uses all the established conventional techniques except that the drilling-and-blasting operation is replaced with a mechanical full-face or partial-face rock-cutting head. Muck hoisting may be accomplished by conventional skips.

Shaft boring with a manned downhole machine was first attempted in 1969 by Zeni-McKinney-Williams. In 1980, a 24-ft (7.2-m) diameter, 670-ft (201-m) deep shaft was bored and lined in a program sponsored by the U.S. Bureau of Mines. This program involved a full-face shaft borer, followed by a work deck or galloway. A jump form was used to install concrete lining. The laser-guided shaft boring machine never deviated from true vertical more than 0.75 in. (1.25 cm). Although the boring machine built a structurally acceptable shaft, progress was insufficient for economical operation. The major problem related to picking the muck off the face and transporting it vertically to a skip loading station.

The first known partial-face machine was built in Russia (ca 1965), but little information about its performance is available. It was allegedly successful in sinking a 21-ft (6.3-m) diameter shaft. A partial-face shaft-sinking system capable of 20- to 24-ft (6- to 7.2-m) diameters, designed and built by Robbins-Redpath, has not yet been utilized. An advantage of a partial-face machine is that access to the face and the head is accomplished more easily than with a full-face unit. A disadvantage is that the partial-face configuration limits the power that can be applied to the rock so that the excavation rate may be lower than with full-face equipment.

A shaft boring system has the potential to meet the requirements for shafts in large diameters up to 8000 ft (2400 m) deep, with accuracy acceptable for high-speed hoisting. The capital cost of such a system is less than the cost of an equivalent drilling system for shafts larger than about 20 ft (6 m) in diameter and 1500 ft (450 m) deep. All the techniques developed for conventional sinking—e.g. temporary support, grouting, lining, panning, pumping and freezing—may be used to control the rock and water inflow. As in conventional sinking, depth limits are largely dictated by hoisting cable capacity.

Reaming

The use of reaming equipment involves drilling a pilot hole and enlarging the hole to finished diameter in one or more additional passes. Both upward and downward reaming are common techniques. In either case, rock removal is by gravity and access to the bottom of the shaft is required. The technique is not applicable to the initial access shaft, but is generally an

economical option for additional shafts once underground works have been extended.

For shafts at smaller diameter, e.g. 12-ft (3.6 m) diameter to 3000 ft (900 m) deep, or shallower depths, e.g. 1000 ft (300 m) deep at 20-ft (6-m) diameter, raise drilling is commonly used. Where applicable, raise drilling is by far the least expensive method of shaft excavation. However, as with other drilling methods, all the power to the cutting head is transmitted via drill pipe, which limits both the capability and economic feasibility of raise drilling.

Recently, a sequential reamer was used in South Africa for larger-diameter, i.e. 20-ft (6-m) shafts. The raise-type reamer cuts, first, an intermediate diameter and, then, the final diameter. Although the raise head is the full diameter, it is constructed to have two independently rotating components. This technique limits the power transmission requirements of the drill string by cutting only a partial face at a given time. The switching between the two components is done automatically.

A down-reaming machine, sometimes referred to as a "V" mole, has been used for larger shafts. Like a blind shaft borer, this unit is manned, follows a laser beam, and employs conventional techniques for ground and water control. The principal difference is that rock cuttings are swept down a previously excavated shaft, generally in the 6- to 8-ft (1.8- to 2.4-m) diameter range. Because the V-mole power system is located in-hole at the face, much greater power can be applied to the rock. As a result, this type of machine has been used successfully to excavate shafts in hard rock (to 40,000 psi [2800 atm] compressive strength) to a diameter of 28 ft (8.4 m). In deeper and larger-diameter shafts, capital costs for the required equipment are less than costs for blind drilling equipment. The extensive power capability of a V-mole has been demonstrated in enlarging a 8- to 24-ft (2.4- to 7.2-m) diameter shaft at a rate exceeding 100 ft (30 m) per day.

The down-reaming method has the potential to meet all shaft excavation requirements to depths of 8000 ft (2400 m), provided that access at the bottom handle muck has already been established.

Mechanical impactor

An impactor shaft sinker has been constructed and tested in the United States; in one commercial use to date, the equipment was not successful in excavating homogeneous, massive rock. Expected advance rates for the impactor are not competitive with rates possible using other types of equipment.

Excavation methods

Three methods are suggested as options for sinking deep, large-diameter, access shafts: (1) Pilot hole drilling and reaming; (2) blind boring; and (3) conventional drill-and-blast.

Combination blind drilling and reaming

This method, which is used for initial opening of a mine or other underground workings, is a combination of blind drilling and raise reaming or down reaming. A 6- to 8-ft (1.8- to 2.4-m) finished-diameter shaft is blind-drilled to final depth and cased with a hydrostatic lining. A smaller-diameter unlined pilot hole is also drilled to depth, and a connecting drift is excavated between the two at the working level. Then the pilot hole is enlarged to the required shaft diameter. Muck from the subsequent reaming operation is removed through the blind-drilled and lined shaft, which is fitted with a muck-hoisting system. Several equipment options are available for enlarging the pilot hole; selection depends on shaft depths and finished diameter:

- Single-pass reaming with a raise drill.
- Multiple-pass reaming with a raise drill.
- Raise reaming with a sequential reamer.
- Down reaming, as with a V-mole (requires either an intermediate raise excavation to about 6-ft [1.8-m] diameter or drilling the original pilot hole to at least 2-ft [0.6-m] diameter).

Current methods of pilot-hole drilling are expensive and slow, with typical advance rates not exceeding 5 ft (1.5 m) per hr. The penetration rate is deliberately kept low to increase accuracy. The accuracy of the pilot hole is important because the final shaft may be fitted with a high-speed hoist. Techniques currently used for increasing drilling accuracy create "dog legs" from intermediate deviations and corrections. These "dog legs" also can cause an out-of-specification haulage shaft. Compensation for errors of a few feet in pilot hole alignment can be accomplished using a V-mole type of unit.

At a depth of 3000 ft (900 m), all of the equipment options cited above are feasible. Completing the access shaft with a single-pass or sequential reamer extends the state-of-the-art, but the method is within current technological capability.

At 5000-ft (1500-m) depths, blind drilling of the initial 6- to 8-ft (1.8- to 2.4-m) shaft in hard rock is technically marginal. The total weight of the drill string, bit and weights for pendulum and cutter force exceeds the capacity of any current rig. In addition, accuracy

requirements for a drilled hole are difficult, if not impossible, to meet using current technology.

At a depth of 8000 ft (2400 m), the procedure of blind drilling the muck-lifting shaft and pilot hole, with subsequent enlargement of the pilot hole to full construction size, is not a practical solution in the near term. Particular problems include drill string and rig availability for the initial blind shaft; pilot hole accuracy; and the effects of squeezing or spalling ground on the preliminary drill, pilot hole and intermediate or final reaming.

Blind boring

Although blind shaft boring to full diameter is technically possible, improvement in performance is required for economic feasibility. The potential exists for favorable advance rates (at least twice as fast as for conventional excavation) because blind shaft borers can apply more power onto the face than can drilling methods. Adequate shaft diameters are possible with increased power, and the equipment allows more precise control of deviation than is possible with drilling techniques.

A manned shaft boring machine is appropriate for all rock strengths considered herein and for shaft depths up to 8000 ft (2400 m). Any suitable lining system can be employed. Visual inspection and testing of the rock is possible during sinking, and developed techniques for controlling instability or groundwater inflow problems can be applied.

Conventional boring

Drill-and-blast techniques must be considered an option for access shaft excavation and slashing for small-diameter shaft enlargement. Drill-and-blast shafts can be completed very accurately in rock of all strengths considered, and continuous geological inspection is possible so that ground problems can be handled by standard techniques.

Single-pass sinking of full-size openings by conventional methods is the only demonstrated means of constructing large-diameter shafts to depths as great as 8000 ft (2400 m). The disadvantages of this method include lower advance rates (no more than 10 ft [3 m] per day can be expected), more disturbed rock mass than with mechanical equipment, labor-intensive construction, and extremely hazardous working conditions.

Research and development

Shaft sinking by blind shaft boring equipment holds the potential for the shortest schedule and lowest cost of all

the methods considered herein. Improvements in performance are possible, particularly if additional attention is given to developments in mechanical or pneumatic and vacuum mucking systems.

For drilling and reaming operations, attention should be given to developing the capability for increased accuracy in pilot-hole drilling.

In drilling operations, carbide insert-cutters are commonly used. The development of longer-life carbide insert-cutters will help to reduce the trip time required for cutter replacement. The potential use of new alloy disc-cutters also should be investigated for downhole drilling operations. In addition, attention should be devoted to improving cutter bearing seals and developing longer-life bearings. This is particularly important in view of the higher temperatures, debilitating groundwater and abrasive wear to be expected under adverse conditions in a deep shaft.

For blind shaft boring, a potential future technology involves the development of a submerged boring machine capable not only of applying high horsepower onto the face, but also of utilizing an air-lift or pumped slurry method of muck removal. A submerged machine could be of great benefit where the hydrostatic pressure of a mud-filled hole is required for shaft stability. However, a major disadvantage would be the need to remove the machine for maintenance and cutter changes. The feasibility of this type of unit may be paced by the development of highly reliable components and longer-life cutters capable of withstanding heads in excess of 5000 ft (1500 m) for more than a few hours of operations.

Internal Shaft Excavation

Types of equipment

Internal shafts within a deep facility may be temporary or permanent and may be open connections between levels or blind shafts, depending on the facility design. Four types of mechanical equipment can be recommended: (1) Raise drills; (2) blind raise drills; (3) blind shaft drills; and (4) multipurpose boring machines.

Raise drills

The raise drilling operation involves single-pass reaming of pilot holes and requires access to the top and bottom of the shaft. Raise drills have been used for excavation of hard and soft rock, with the largest-diameter shafts completed in softer rock.

The equipment has been demonstrated in 20-ft- (6-m-) diameter shafts up to 670 ft (200 m) deep, and in 12-ft- (3.6-m-) diameter shafts up to 3000-ft (900 m)

deep. Using a sequential reamer, 20-ft- (6-m-) diameter shafts have been completed to depths greater than 1000 ft (300 m) in hard rock. The only limitations of the raise drilling technique are unstable ground (from low strength or exceptional depth) and accuracy as controlled by the pilot-hole drilling.

By a wide margin, raise drills offer the fastest, most economical and most-demonstrated method of construction. Raise drilling with directionally drilled pilot holes will be the optimum method of internal shaft excavation in good ground conditions.

Blind raise (box hole) drills

Box hole drills are commonly used for the construction of ore passes in stope mines. A pilot hole is not required, and access is necessary only to the bottom of the shaft. Current technology includes equipment with in-the-hole drives and non-rotating drill string, derrick-mounted drives and rotating drill strings, and large-diameter units propelled by pipe-jacking methods. Demonstrated capability of this equipment includes 15-ft- (4.5-m-) diameter shafts to 150-ft (45-m) lengths, and 5-ft- (1.5-m-) diameter shafts to 300-ft (90-m) lengths. The box hole technique is slower and more labor-intensive than raise drilling. Typical drilling accuracy is about 1%.

Blind shaft drills

The blind shaft drilling operation involves downward drilling without a pilot hole. Access is required only to the top of the shaft; therefore, blind shaft drills can be considered where bottom access is not practical. Although an underground rig does not exist, requirements for development are not extensive. Such a rig would be very similar to a raise drill.

Multipurpose (full-face) boring machine

The multipurpose boring machine (MBM) is a concept under development. As conceived, the MBM is a short, maneuverable machine, similar to a remotely controlled TBM. One such unit is in existence and has undergone laboratory testing. The device has the potential to follow a compound curve, perhaps starting a drift horizontally and then turning vertically to continue excavation. The existing unit—5.7 ft (1.7 m) in diameter and equipped with 200 hp of power and variable cutterhead speed—is designed to excavate a 1000 ft- (300-m-) long incline or raise.

Research and development

To improve the performance of internal shaft excavation equipment,

attention should be directed to the following areas:

- Development of an underground blind shaft drill.
- Continued development of the multipurpose boring machine concept.

Muck Handling Systems

Transport in tunnels

At the heading, muck buckets of the TBM cutterhead scrape muck from the invert and deliver it to a chute at the top of the cutterhead support structure. The chute discharges muck onto a short conveyor that transfers material to the rear of the TBM. The TBM conveyor discharges muck onto a second (trailing) conveyor, which is built into a trailing platform and towed behind the TBM.

Movement (hauling) of muck through the tunnel typically is accomplished by one of four types of systems: (1) rail; (2) conveyor; (3) wheeled; or (4) pipeline.

Rail system

A TBM trailing platform is generally fitted with double-track rail and a switch at the end of the platform near the junction with the main tunnel track. Rail-mounted muck cars are filled by one of two methods:

(1) The discharge point of the trailing conveyor is at a fixed location, to one side of the trailing platform for dual-track platforms. Empty muck cars are transferred from the incoming to the outgoing track with a car-passer, and the cars are positioned under the end of the conveyor for filling. This system can provide continuous muck removal, assuming that a supply of empty cars can be maintained at the heading.

(2) The trailing conveyor is at least as long as an assembled train and is centrally located with respect to the tunnel walls. Trains remain stationary during muck car filling. The conveyor is fitted with a movable deflector (tripper) positioned at locations along the conveyor, and can direct muck into cars on one side of the tunnel. After a train is loaded, muck transfer is halted while the deflector is returned to its starting position at the leading end of the trailing floor for use in loading a train on the opposite side of the tunnel. Although this system also can provide continuous mucking, it generally requires a large trailing platform.

Tunnel haulage is typically on 24- to 36-in. (61- to 91-cm-) gauge rail, with wider gauges for larger tunnel diameters. Diesel locomotives are used and, if space is available, tunnel rail may be double tracked. At the mucking shaft, muck cars are emptied with a rotary dump, and muck is transferred into a hoist surge bin.

All facets of the rail system described above are state-of-the-art. If grades are relatively flat (less than 1%), this system

will provide no-delay haulage for a 5-mile- (8-km-) long heading. For unfavorable grades and/or longer hauls, additional ventilation or trolley electric locomotives may be required. The limiting grade for unassisted rail haulage is about 3% (1.7 degrees).

Conveyor system

Although belt conveyors have been used for tunnel haulage on a few TBM projects, delays associated with belt extension, repair, and maintenance have been significantly greater than for rail systems. In addition, because conveyors haul in just one direction, alternate systems for material and personnel transport must be provided.

A conveyor system of some variety, e.g. pocket, bucket, cover belt, can be used for material transport on any slope, but conventional belt conveyors can be used only for grades up to about 30-35% (18-20 degrees). Heat dissipation and ventilation requirements will be lower for conveyor than for rail systems.

Conveyor systems have the potential to accommodate the increased advance rates anticipated and may be the only equipment capable of maintaining high-capacity, uninterrupted service. Recent developments in belt technology and techniques for speedy repair have increased the reliability of conveyor systems and reduced the occurrence of extensive downtime for belt replacement. In many mining and manufacturing operations, belt conveyors have been demonstrated to be the most economical choice for long-distance haulage.

Wheeled system

Load-haul-dump (LHD) vehicles will be useful only for very short hauls and for short-term operations such as mobilization. Low-profile dump trucks can provide faster, higher-capacity service than LHD vehicles, and may be economical for muck haulage in short-to intermediate-length headings.

Wheeled systems may be diesel, electric or battery powered. They may be preferred where flexibility and maneuverability in tight areas are required and vehicles can be operated on grades up to about 17-20% (10-11 degrees). However, requirements for flatter inverts and larger openings, i.e. greater than 15 ft (4.5 m) are more stringent than for rail or conveyor haulage.

Pipeline system

Slurry and pneumatic pipelines have been used for bulk material transport. Haulage rates as high as 150 tons of rock per hour have been achieved in special applications. Although capable of continuous, uniform, high-capacity transportation in both horizontal and vertical directions, these systems are not given further attention herein because

the following factors reduce their potential:

- Limitations on muck particle sizes.
- Abrasive wear of pipe, pumps and valves.
- Space required near the heading for necessary plant components.
- Substantial power requirements.

Transport in crosscuts, intersections, ramps and slopes

For crosscuts and intersections, it is expected that LHD or low-profile trucks could be used for short-distance transfer to passing haulage. Loading of the hauling vehicles would be accomplished by mucking shovels or front-end loaders. Extendable conveyors could be used in side passages. However, wheeled vehicles are likely to be preferred for mobility, flexibility and ease of maintenance.

For ramps and slopes, unassisted rail haulage can be used to handle muck only at grades up to about 3%; conveyor haulage can be used for grades up to about 35% (20 degrees). For steeper grades, cars or buckets on track or cable guides can be used if a winch assembly is added to the rear of the boring machine. For dry conditions, unslope excavations having grades greater than about 85-100% (40 to 45 degrees) will "self-muck" by gravity. When water is present, the grade for "self-mucking" is reduced to about 35% (20 degrees).

Transport in shafts

Vertical movement of muck from the bottom of a deep construction shaft can be accomplished by the following methods: conventional hoist, conveyor, and pneumatic and hydraulic systems.

For conventional hoisting, available equipment includes mechanical friction and drum hoists. This equipment is the only type in common use for vertical movement of material from depths as great as 8000 ft (2400 m).

Conveyor systems consisting of bucket elevators and tray-lift conveyors have been used for vertical muck disposal. However, these systems have not been applied in shafts of the depths considered in this study.

Pneumatic and hydraulic systems have been used for continuous-lift vertical mucking, but not in shafts of the depths considered for this case. The limitations of this method, which have been noted above for tunnels, apply here as well.

Research and development

The most likely methods for horizontal muck transport in long tunnel headings are rail and conveyor haulage. For vertical muck transport in shafts, conventional hoisting equipment is likely to be preferred at this time. Increases in haulage capacity and system reliability can be achieved by

implementing equipment developments and extensions of existing technologies, as follows:

- Rail systems that incorporate advances in automation for remote operation, car switching and dumping would serve adequately for the increased advance rates anticipated.
- Redundant hoisting systems should be considered to allow continuous, reliable mucking for shafts. One system could continue to operate during (often time-consuming) maintenance or repairs to the other system.
- The potential for use of a vertical conveyor (cover belt) should be investigated for hoisting muck up deep shafts.

In view of the fact that perhaps 20-25% of all shift time typically is associated with haulage delays and repairs to trailing and backup system components, continuous equipment monitoring techniques should be incorporated to minimize downtime. Redundant systems, which can be automatically utilized as required, should be provided. Remotely operated and robotic systems can be developed for regular maintenance to increase system reliability.

Contracting and Management Issues

Historically, site characterization, facility design and project construction have been considered separate and distinct entities. For conventional underground structures, this view has been accentuated in recent years by improved abilities to characterize and evaluate the site, to design openings consistent with the natural conditions, to develop improved materials for construction and to create stable openings. However, as demands increase for unconventional, deeper structures, the paucity of knowledge and understanding of the site and of the magnitude and degree of variation in rock properties will not allow independence of geotechnical characterization, design and construction.

For a project that challenges technology, it is essential to establish a firm basis for teamwork involving the investigators determining the variations in the site, the designer specifying the fit of the structure to the rock, and the constructors excavating and stabilizing the openings. Consequently, contracting and management philosophies must be oriented to permit—or, perhaps, demand—adoption of means to ensure close coupling of these activities.

Effective approaches to contracting and management will not only acknowledge the special elements of a project, but also will provide for equitable sharing of risks, establish clear procedures for timely resolution of design

and construction changes as encountered, and foster communications and morale essential to productivity and teamwork (USNC/TT 1978).

In the United States, general practice is to use competitively bid, fixed-price contracts for underground construction. However, a single type of contract cannot suit all circumstances and, in some instances, is most inappropriate. A prime example of the latter case is a project in which the schedule is critical and it is essential to begin construction well before the designs are finished and the plans and specifications completed (USNC/TT 1974)—a case not unlike the project considered in this report.

In a suitable situation, a fixed-price contract can offer the owner a presumably firm price for the work and motivate the contractor to achieve the lowest possible cost. However, the inherent disadvantages can seriously undermine the ability to obtain a project that is on schedule, within budget (or at reasonable cost), and operates to design. Considerations in the use of fixed-price contracts include the following:

- For competitive bidding, the work must be specified in great detail; yet, as the work proceeds, the details may be revised to accommodate conditions actually encountered. Thus, a solid basis for preparing a bid rarely exists.
- The contractor is often required to accept extensive risks related to unknown subsurface conditions. The bid reflects this risk in the form of a substantial contingency, and the progress of the work determines whether the contractor or owner benefits. The result is higher initial costs and an adversarial relationship that promotes expensive and time-consuming disputes and litigation.
- Changes during construction—a common occurrence for underground projects—are often expensive and involve readily contested issues of necessity and financial responsibility. When the price for the work is fixed, owners and contractors are forced to adopt rigid, defensive positions that not only can affect construction performance but also can lead to costly schedule delays, disputes, and litigation.
- Inflexibility in contracting discourages the use of innovative design and construction techniques and improves technologies, thereby resulting in unnecessarily high costs for construction.

A suitable contracting and management framework will acknowledge the special elements of the proposed project and the constraints imposed by great depth, long tunnel lengths and compressed schedules. Neither time nor resources will permit securing pre-construction

geotechnical information sufficient to define the work for fixed-price bidding.

In general, maximum economy and minimum disputes will result if the contract documents include risk-sharing provisions, anticipate and provide means for resolving the types of construction problems that may be encountered, and permit contractor compensation in the manner that costs are incurred. Although such a system is commonly used overseas, it is relatively novel for U.S. projects. In Canada, a similar system was used successfully for the Rogers Pass Tunnel, where the constraints resemble those of the proposed project. Another means of minimizing bid contingencies and disputes and delays during construction is appointment of a Disputes Review Board prior to construction. Such boards have been successfully engaged for the Eisenhower and Mt Baker Ridge tunnels in the U.S.

Conclusion

The consensus of the working groups involved in preparing this report is that the basic technical capabilities to create complex underground facilities at the pace and depths envisioned are available in current practice. The necessary improvements and advances in technology hold reasonable potential for development within a short to moderate period of time. Therefore, efforts to initiate a deep-underground facility could be undertaken while the technical developments are being pursued. For major civil projects, a confident approach often signals the demand that naturally attracts technological achievements.

The consensus also is that the issues and limitations to be resolved are varied, often intricate, and sometimes formidable. Although the technical basis continues to expand, the practice of designing and constructing an underground facility is still less a science than an art. The accent on art lies in assembling components of exact specifications and known response into a set configuration within a basic engineering material for which neither the characteristics nor behavior can be determined with precision. The concept of extensive, deep-underground facilities tests the farthest reaches of technology and art, as well as the mettle of the parties involved throughout the design and construction processes. However, the path from concept to completion does not appear to present insurmountable obstacles.

The challenges in creating deep-underground facilities are not solely technical in nature. An integral part of the endeavor, and an issue that is fundamental to the success of such a facility, is the philosophy practiced in contracting and managing the project.

The structure of both the contract and the organization of the management team will have to be flexible and highly integrated. Each will have to be implemented in a manner that recognizes the essential interdependence of geo-

technical characterization, design and construction. □

References

U.S. National Committee on Tunneling Technology. 1972. *Better Contracting for*

Underground Construction. Washington, D.C.: National Academy Press.
U.S. National Committee on Tunneling Technology. 1981. *Geotechnical Site Investigations for Underground Projects*. Washington, D.C.: National Academy Press.