

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	揮発性有機塩素化合物による汚染土壌の浄化技術の開発と設計手法に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	長藤哲夫
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3207号, 授与年月日:1998年7月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3207号, Conferred date:1998/7/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

揮発性有機塩素化合物による汚染土壌の
浄化技術の開発と設計手法に関する研究

1998年7月

長藤 哲夫

要 旨

土壌・地下水は人や動植物が存在する基盤であり、大気や水質と同様に永続的に保全すべき環境である。しかし、本研究が対象とするトリクロロエチレンやテトラクロロエチレンに代表される揮発性有機塩素化合物（以後VOCsと記す）は、米国カルフォルニア州シリコンバレーで汚染地下水を水道水として供給を受けた住民に健康障害を発生させた。我国でも環境庁の地下水概況調査によりVOCsによる汚染が全国的に広く存在することが判明し、土壌・地下水保全が緊急な課題となった。

本研究はこの緊急課題に対して、すでに汚染された土壌・地下水を修復する土壌浄化技術の開発と浄化設計手法の確立を目的とした。土壌浄化は汚染調査で汚染状況を把握し土中に存在するVOCsを回収する。VOCsは水より重く粘性の低い液体のため土壌中をあまり水平的に拡がらず粘土層やシルト層の不透水層も通過し深く沈降して地下水に深まで浸透すし地下水汚染を引き起こす。そのため土壌浄化は汚染された地盤の土質や地下水位の状況に応じた効率的かつ経済的な浄化技術を必要とする。

本研究は浄化技術の開発では室内試験と実証試験で基礎的データを収集し、実際の汚染現場へ適用し有効性を検証すると共に、浄化設計法の確立では汚染現場の調査と浄化実績から得られたデータを要因別に分析し体系化した。汚染土壌浄化技術の開発では、土壌ガス吸引法、気液混合抽出法と生石灰混合法の原位置浄化について検討した。

土壌ガス吸引法は砂礫層や砂層の透気性を地盤に通気してVOCsの揮発性を利用してVOCsをガス状で回収浄化する技術である。土壌ガス吸引法が高含水比で透気性に問題がある火山灰粘性土へ適用できれば我国の土壌浄化に有効な技術となる。室内試験で土壌ガス吸引法の飽和度依存性を検討し、浄化効率について熱力学平衡モデルを用いた浄化予測解析を開発し室内試験と現場の実測値で検証した。

気液混合抽出法は、土壌ガス吸引法が地下水に浅を対象とする技術に対し、土壌ガスと地下水を同時に効率的に吸引する地下水に深の飽和帯を効率的浄化技術として開発したものである。開発した当技術について現場の実証実験で有効性を確認し、実際の汚染サイトへ適用した結果、土中より約3トンのVOCsを回収し高い浄化効果を発揮した。

生石灰混合法は、土壌ガス吸引法が適用できない難透気性粘性土層の浄化に開発した技術である。当技術は欧米の浄化先進国にもない新しい概念の技術である。浄化原理は生石灰の水和反応熱を利用して粘性土内のVOCsを気化させ浄化するものである。室内試験での生石灰混合の有効性と実証実験での施工性の確認し、汚染現場へ適用した結果、浄化率95%が確認され室内実験と同等の成果が得られた。これらの3種類の浄化技術の開発によって我国の汚染サイトへの原位置浄化技術が確立されたことにより、汚染調査と浄化対策の実施が可能になり、調査と対象データが蓄積された。

次に、浄化対策を効率的・経済的に実施するため、これらのデータを要因別に分析し汚染形態の把握と浄化設計手法の確立を試みた。

汚染形態と土中存在量算定方法では、23事例の汚染調査結果を基に汚染分布の特徴を把握し、地質・地形別汚染形態をモデル化すると共に、土壌ガス濃度と土壌濃度の関係からの土中存在量算定方法を提案した。この結果、汚染調査の効率化と浄化技術の選定が容易になった。

土壌ガス吸引法の浄化設計は抽出井の配置、吸引装置の設備設計と浄化効果の設定である。これらはいずれも浄化地盤の透気性に依存するため、14事例の浄化実績より透気半径や透気係数について土質物性との相関性を中心に検討した。また、浄化設計の効率化と標準化を図るべく設計システムを開発し汚染サイトの浄化設計に適用し効果を確認した。

以上の検討結果より、本研究の目的である揮発性有機塩素化合物による汚染土壌の浄化が可能になり、我国の土壌・地下水の保全に貢献できたと考える。

Abstract

Soil and groundwater environment is the basic infrastructures for human and all creatures to survive, and should be preserved forever as well as air and water quality. However, volatile organic compounds(VOCs) such as Trichloroethylene and Tetrachloroethylene which are the target of this research, have caused serious groundwater pollution. For example, the residence at Silicon Valley in California have been given heavy health damages by VOCs pollution. Similar kinds of pollution were also found all over Japan through a groundwater quality survey conducted by the Environmental Agency. Preservation of soil and groundwater is becoming an urgent issue at present.

The objective of this research is to develop the remediation technology, and to establish the remediation design against soil and groundwater pollution by VOCs. VOCs which are heavier in density and lower in viscosity comparing to water are called Dense Non-Aqueous liquid (DNAPL). VOCs penetrate downward through unsaturated layers even clay layer or silty layer, and further penetrate into the bottom of aquifer. As a result, VOCs cause a wide area groundwater pollution. Soil remediation is to collect VOCs in the polluted ground, and the targeted ground is from gravel layer to clayey layer.

On the development of remediation measures, basic data were collected by various laboratory tests and pilot tests. The developed technologies were applied to the actual polluted sites, and the effects were verified. On the other hand, data observed by many investigation and remediation records at actual polluted sites were analyzed by various factors, and systematized.

Three kinds of in situ remediation which are soil vapor extraction, two-phase extraction and lime injection method were developed and the efficiency was discussed. Soil vapor extraction collects the gaseous VOCs from air permeable ground such as gravel and sandy layer utilizing the high volatility, and clean up the targeted ground. If this technique can be applied to the volcanic ash clay that has high water content and low air permeability which is unique to Japan, it will be very effective technology in Japan. The applicability of soil vapor extraction were discussed using the laboratory test results, and remediation efficiency analysis technique was developed and applied from the laboratory test results and real remediation records.

Soil vapor extraction can remediate only unsaturated layer, but two-phase extraction is the technique that collects soil gas and polluted groundwater simultaneously and effectively. The efficiency of this technique was verified at the pilot test, and applied to the actual polluted site. As a result, approximately three tons of VOCs were removed, and high remediation efficiency was proven.

Lime injection method is developed to remediate low permeable clay layer which soil vapor extraction can not be applied. This technique is a new concept technology throughout the world. The principle of remediation is to utilize hydrated heat of quick lime and volatilize VOCs in clay layer. The efficiency of lime injection method was

verified in laboratory tests, and its applicability to real ground was proven in pilot test. As the result of application to a polluted site, 95% of VOCs was removed. In situ remediation technology to Japanese polluted grounds was established after these three kinds of technologies was developed.

The understanding of pollution distributions and the establishment of remediation design are discussed to carry out an effective and economical remediation using many investigation and remediation results. The characteristics of pollution distribution with geological and geographical information based on 23 cases of investigation results were analyzed, and a pollution model to supplement the lack of investigation was proposed. Moreover, the correlation between soil gas concentration and soil concentration was utilized to estimate the polluted deposits. As a result, a cost effective investigation and an appropriate selection of remediation technology were established.

The design of soil gas vapor extraction is to determine a layout of extraction well, facility design of vacuum pump and prediction of clean up efficiency. As the permeability of site ground is the key parameter to these designs, influence radius and permeability of the correlation of soil properties were mainly discussed. In addition, SVE design system was developed to promote the efficiency and standardization of design, and applied to actual design of remediation.

Finally, the remediation of polluted ground by VOCs was proven practical through the researches which contributed to the preservation of soil and groundwater environment.

目 次

1 序

1.1 揮発性有機塩素化合物による土壌・地下水汚染の現状.....	1-1
1.2 既往の研究.....	1-5
1.3 本研究の目的.....	1-11
参考文献.....	1-16

2 土壌ガス吸引法の浄化効率と浄化予測解析

2.1 はじめに.....	2-1
2.2 室内浄化効率試験.....	2-2
2.3 浄化効率予測解析.....	2-12
2.4 多相流れ・移流拡散解析.....	2-20
2.5 まとめ.....	2-32
参考文献.....	2-33

3 浅層飽和帯における揮発性有機塩素化合物の除去技術の開発

3.1 はじめに.....	3-1
3.2 気液混合抽出法の開発.....	3-2
3.3 現場の汚染状況.....	3-4
3.4 気液混合抽出法の実証実験.....	3-8
3.5 現場への適用と浄化結果.....	3-17
3.6 まとめ.....	3-27
参考文献.....	3-28

4 粘性土層における揮発性有機塩素化合物の除去技術の開発

4.1 はじめに.....	4-1
4.2 室内実験.....	4-2
4.3 生石灰混合法の実証実験.....	4-16
4.4 現場への適用と浄化結果.....	4-27
4.5 まとめ.....	4-35
参考文献.....	4-37

5	揮発性有機塩素化合物の汚染形態と土中存在量算定方法	
5.1	はじめに.....	5-1
5.2	調査事例の汚染状況.....	5-2
5.3	汚染分布の特徴.....	5-3
5.4	汚染形態の分類.....	5-9
5.5	土中存在量の算定方法.....	5-11
5.6	まとめ.....	5-14
	参考文献.....	5-15
6	土壌ガス吸引法による土壌浄化設計手法の提案	
6.1	はじめに.....	6-1
6.2	浄化事例の概要.....	6-2
6.3	透気半径の検討.....	6-3
6.4	透気係数の検討.....	6-8
6.5	浄化効果の検討.....	6-13
6.6	設計支援システムの構築.....	6-18
6.7	まとめ.....	6-27
	参考文献.....	6-29
7	結論.....	7-1

1.1 揮発性有機塩素化合物による土壌・地下水汚染の現状

土壌・地下水は人や動植物が生存する基盤であり、また、物質循環の重要な場でもある。地下水は土壌の浄化機能により清浄で貴重な水資源となっており、我国では水道水の25%にあたる約30億トン¹⁾が使用されている。しかし、土壌が一旦有害物質で汚染されると、雨水の浸透や地下水との接触により土壌汚染に留まらず地下水汚染を引き起こす。土壌・地下水汚染は排水や排気による汚染と相違して汚染源の特定が容易でなく、長期間継続するのが特徴である。そのため、早期における汚染対策の実施の遅れから作物の成育阻害や食物摂取による健康障害を引き起こしてきた。

我国における土壌・地下水汚染の事例には、明治初期に足尾銅山の鉍毒水による作物被害に始まり、昭和時代でも神通川のカドミニウム中毒によるイタイイタイ病、東京都江東区の六価クロム鉍滓の埋立等があり、大きな社会問題となった。そこで、国は昭和45年に、公害対策基本法（現在の環境基本法）で典型公害の一つとして「土壌の汚染」を追加し、主に、農用地の重金属による土壌汚染防止の施策を講じてきた。しかし、工業技術の進歩と先端産業の発展は新たな化学物質を製造し排出、廃棄することで新たな土壌・地下水汚染を引き起こしている。

本研究の対象とするトリクロロエチレン（TCE）やテトラクロロエチレン（PCE）に代表される揮発性有機塩素化合物（Volatile Organic Compounds、以後VOCsと記す）は当初有害性が確認されず、長期間使用後に有害性が指摘された物質である。VOCsは産業機械、精密機械、電子電機、自動車等の産業分野で金属加工部分の脱脂洗浄、化学工業の原料、抽出溶剤等として広く利用され、身近なところではドライクリーニングでも使用されている。昭和62年の製造・輸入総量はトリクロロエチレンが約6.5万トン、テトラクロロエチレンが約13.2トンである。しかし、これらの物質は作業中に蒸気として吸入したり、含有する水を長期間飲用すると、発ガン性や肝臓、腎臓の健康障害²⁾の恐れがあると指摘されている。

これらの健康障害のうち、発ガン性に関してVOCsの代表物質について各種機関の発ガン性評価³⁾を表-1.1.1に示す。

表-1.1.1 VOCsの各種機関の発ガン性評価³⁾

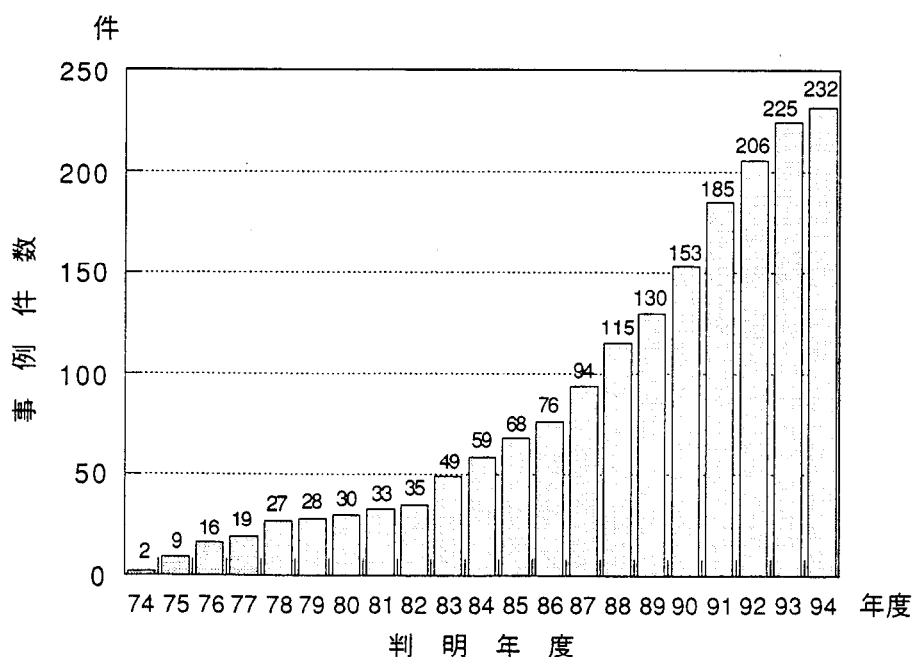
	国際ガン研究機関	日本産業衛生学会	米国産業専門家会議	米国環境保護局
トリクロロエチレン	3		A5	B2
テトラクロロエチレン	2B	第2群B	A3	B2
1,1,1-トリクロロエタン	3			D

各機関で発ガン性評価の表現方法は相違するが、評価はほぼ同様である。国際ガン研究機関（International Agency for Research on Cancer, IARC）の評価を例にすると、評価2Bは人に対して発ガン性の可能性はあるが可能性の低い物質、評価3は発ガン性を評価するには十分な証拠がない物質である。しかし、評価3のトリクロロエチレンや1,1,1-トリクロロエタンは米国カリフォルニア州シリコンバレーで半導体工場の地下貯蔵タンクからの漏出が水道会社の井戸に浸透し、汚染水道水の供給を長年受けた住民に健康障害が発生し、「ハイテク汚染」⁴⁾の社会問題を引き起こした。

我国におけるVOCsによる土壌・地下水保全対策は上記の米国カリフォルニア州シリコンバレーにおける「ハイテク汚染」が契機である。

環境庁は昭和57、58年に全国的な地下水概況調査⁵⁾を実施したところ、調査井戸1,360本のうちWHO（世界保健機関）の水質基準を超過する地下水が検出された井戸がトリクロロエチレンで3%、テトラクロロエチレンで4%あることが判明した。この状況に対して、国は平成元年に水質汚濁防止法（以後、水濁法と記す）を改正し、未然防止策として事業者には有害物質の地下浸透防止と自治体による地下水常時監視を義務付けた。

その後、国はすでに汚染された土壌・地下水を回復すべく施策として平成3年に「土壌環境基準」を設定し浄化目標を明らかにした。また、平成6年には浄化対策が実効を上げるように「有機塩素化合物に係わる土壌・地下水汚染調査・対策暫定指針」（以後、暫定指針と記す）を策定し、汚染調査方法と実用レベルにある浄化技術を明確にして汚染浄化を普及させた。更に、平成8年には知事が汚染原因者に浄化命令を発せられるよう水濁法を改正し、汚染浄化の施策を強化した。我国における土壌汚染の実態として平成6年度、環境庁の調査結果⁶⁾を図－1.1.1に示す。



図－1.1.1 土壌汚染判明年度別累積件数⁶⁾

土壤汚染の判明件数は1994年度現在、全国で232件であるが、これは環境庁が把握している件数である。VOCsによる土壤汚染は土壤汚染判明累積件数のうち約3分の1であるが、平成4年度から平成6年度までの判明件数ではVOCsによる土壤汚染が約40%を占め⁶⁾、土壤汚染に占める割合が高くなっている。

我国でのVOCsによる土壤・地下水汚染の代表事例として千葉県君津市の某電機事業所の事例が挙げられる。この事例は1987年に民家の井戸から高濃度のトリクロロエチレン（TCE）が検出されたことから、汚染原因を究明した結果、事業所の敷地内の廃棄物置場から流出した汚染地下水が長さ約1.5km、幅300mで市街地に拡がり、国会でも取り上げられた。浄化対策は汚染源の廃棄物置場の汚染土壤を掘削除去すると共に、汚染地下水に対しては敷地境界に流出防止用バリア井戸の設置と市街地では地下水揚水対策が施された。対策費用は約2.6億円で全額を汚染原因者が負担したと報告⁷⁾されている。

一方、欧米における土壤汚染に対する立法措置⁸⁾は着実に行われている。アメリカでは、1980年包括的環境対処・補償責任法（Comprehensive Environmental Response, Compensation And Liability Act；CERCLA 通称、スーパーファンド法）が制定され、土壤サイトの救済を強力に推進している。この法律の特徴は、①汚染サイトをリスク評価法で採点し、全国浄化優先順位表に登録する（1993年、1276ヶ所）。②汚染責任者は現在の土地の所有者だけでなく、過去の所有者や融資者まで連帯責任とする。③責任者不在サイトは政府の基金（石油税、化学品税等）を投入して浄化対策を行う（事後に責任当事者の対策費用の3倍を請求）、である。

ドイツでは一部の州に土壤保全法があったが、全国に汚染サイトが14万件把握され、1992年に連邦政府の土壤保護法が草起された。また、オランダでも1982年に米国スーパーファンド法に近い暫定土壤浄化法が制定されたが、汚染サイトが多く浄化基金不足が原因により、1994年に汚染原因者に浄化負担を課すよう新土壤保護法が制定されている。

以上のように、我国の土壤汚染に対する立法化は欧米諸国に比べ約10～15年遅れている。また、欧米では国が汚染サイトを数千、数万件と顕在化させ優先順位を付けて着実に土壤浄化を施しているのに対して、我国は現時点で顕在化件数が232件と少ないが、欧米並の汚染状況が予想されることから、汚染サイトを顕在化させるシステムづくりと浄化対策の費用負担制度を早期に明確にする必要がある。浄化対策の推進は法制度の整備と併せて経済的で、かつ効率的な浄化技術の開発が必要である。

VOCsによる汚染土壤対策は従来、鋼矢板による囲い込みや汚染地下水揚水による拡散防止策がとられたが、これらの対策は汚染物質を土中に残存させるため抜本的な対策

でない。汚染物質を土中より除去する方法は汚染土壌掘削置換があるが、汚染が浅く少量の場合には適するが、深く多量になると山留工費や掘削残土の産業廃棄物処理費が高額になる問題がある。掘削置換法は費用の面だけでなく、汚染サイトから汚染土壌を搬出するため汚染の分散にもなる。そのため、浄化対策は汚染サイト内で汚染土壌を浄化することによって、サイトの汚染負荷を低減させる必要がある。

この目的を達成する技術が汚染土壌の原位置浄化法である。VOCsに汚染された土壌の原位置浄化技術の1つが土壌ガス吸引法（Soil Vapor Extraction 以後SVEと記す）がある。SVEは図-1.1.2に示すように汚染土中に井戸を設置し真空ポンプやブロワで井戸内に負圧を発生させ土中を透気し、物質の揮発性を利用してVOCsをガス状に回収するシステムである。SVEは土中を透気するため地下水以浅の不飽和帯の浄化を基本とするため、飽和帯の浄化には地下水低下工法の付加設備を必要とする。また、透気が不可能な飽和粘性土層には適用できない欠点がある。

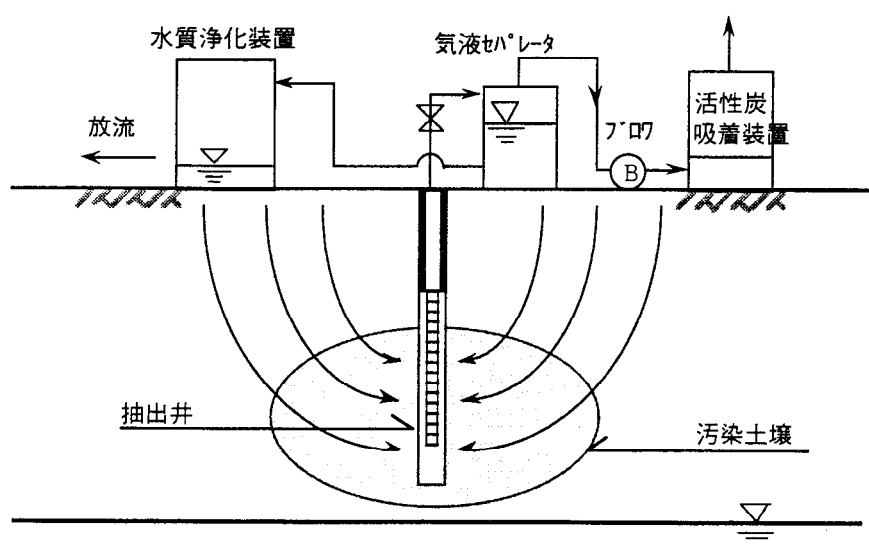


図-1.1.2 SVEシステムの概念図

しかし、VOCsによる汚染土壌はさまざまなケースが想定されるため、これらに対応する浄化技術の開発が必要になる。浄化技術は「土壌の負の遺産」を処理するものであるから汚染サイトへ適用し広く普及させるには効率的でかつ経済的に実施する設計手法が重要になる。

今後、我国で土壌・地下水汚染に対する浄化対策を促進するには、欧米のように国が責任を持って浄化する法律の整備、企業の環境監査⁹⁾（ISO14001シリーズ）による自主的対応、情報の公開、土壌浄化技術の開発と設計手法の確立が重要な課題である。

1.2 既往の研究

VOCsによって引き起こされる土壌・地下水汚染は土（固体）、水（地下水または、間隙水）、非混合液体（トリクロロエチレン等の原液）、ガス（間隙中で気化）との間で複雑な相互作用を持ちながら進行していくものである。この汚染形態はVOCsの物理化学特性によるもので、トリクロロエチレンを例とすると下記になる。¹⁰⁾

- ①比重が1.48と水より重い。
- ②溶解度が0.1%と難溶解性である。
- ③動粘性係数が $0.4\text{mm}^2/\text{s}$ と小さく粘性の低い液体である（水に比べ2.5倍の透過性）。
- ④蒸気圧が 25°C で63hPaと揮発性が高い（ベンゼンとほぼ同様）。

表－1.2.1に地下水汚染に関係の深い揮発性有機塩素化合物の主な物性を示した。

VOCsの原液は土粒子間の間隙水、空隙で溶解、気化しながら沈降するのに対して、重金属は固体のため土中ではほとんど移動せず、地下水または、間隙水に接触した場合に限り溶解するため、両者の汚染形態は大きく相違する。VOCsが土中に侵入し、土壌と地下水中に降雨、地下水の季節変動等の影響を受けながら、どのように拡がっていくかを概念図¹¹⁾に示したのが図－1.2.1である。

表－1.2.1 地下水汚染に関係の深い揮発性有機塩素化合物の主な物性¹⁰⁾

物質名	水 H_2O	トリクロロエチレン C_2HCl_3	テトラクロロエチレン C_2Cl_4	クロロホルム CHCl_3	1,1,1-トリクロロエタン $\text{C}_2\text{H}_3\text{Cl}_3$	四塩化炭素 CCl_4
慣用名		トリクレン(TCE)	パークレン(PCE)		メチルクロロホルム	テトラクロロメタン
分子量	18.01534	131.4	165.85	119.378	133.405	153.823
比重	$1.000000(4^\circ\text{C})$ $0.9991005(15^\circ\text{C})$	$1.4762(15^\circ\text{C})$	$1.63109(15^\circ\text{C})$	$1.49845(15^\circ\text{C})$	$1.34587(15^\circ\text{C})$	$1.60370(15^\circ\text{C})$
蒸気圧	$17.049(15^\circ\text{C})$ $1039.91(100^\circ\text{C})$	$63.07(25^\circ\text{C})$	$24.62(25^\circ\text{C})$	$259.7(25^\circ\text{C})$	$160.9(25^\circ\text{C})$	$153.4(25^\circ\text{C})$
溶解度in aq [% w]		0.11	0.015	0.815	0.132	0.077
動粘性係数 (15°C) [mm^2/s]	1.1384	0.38557	0.5714	0.39774	0.5907	0.64725
沸点(大気圧下)	100°C	87.1°C	121°C	62°C	74°C	76.8°C

注) $1\text{hPa}=0.7500\text{mmHg}$

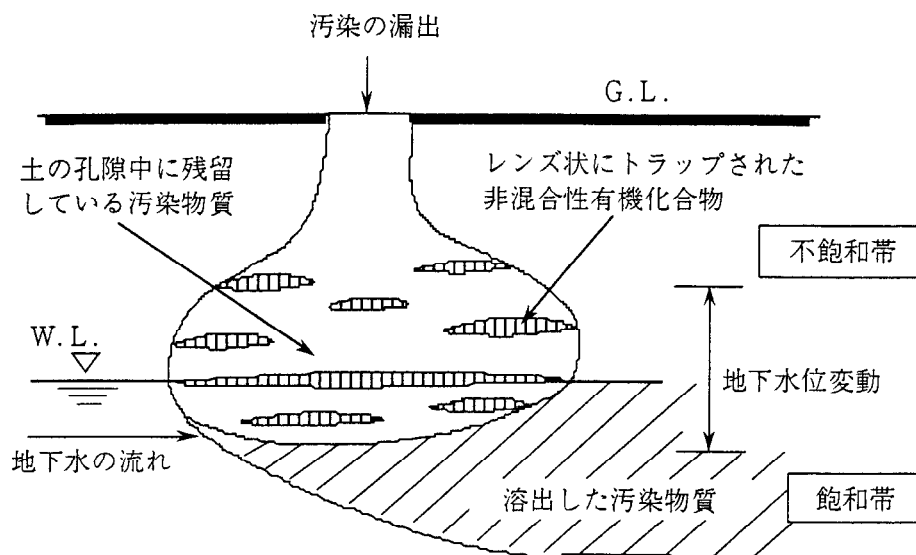


図-1.2.1 VOCsによる土壌・地下水汚染の概念図¹¹⁾

VOCsは粘性の低い液体であるため、不飽和帯では水平方向にあまり拡がらずに土中を沈降し、地下水面に達する。地下水面から飽和帯へ移行する浸透過程はVOCsの粘性、比重、表面張力、土質の物性の影響を受け土粒子の表面張力と自重とのバランスが崩れた場合に地下水面下へ浸透していくことになる。図-1.2.1に示す不飽和帯に残留するVOCsは土壌中の有機物に吸着されるものもあるが、大部分は土粒子間の微細な間隙にトラップされることが、Hunt¹¹⁾らによって明らかにされている。

また、図-1.2.1に示すレンズ状に残留するVOCsは地下水変動によって地下水面上に滞留したものが土壌中、地下水水中に取り残されることを示している。

地下水面以深に浸透したVOCsは地下水に溶解しながら不透水層まで沈降する。地下水に浸透したVOCsは嫌気性条件下でバクテリアによって分解され、新たな物質を生成する。テトラクロロエチレンの還元脱塩素反応は室内実験¹²⁾で確認されており、その反応経路を図-1.2.2に示す。

テトラクロロエチレン、トリクロロエチレンのみを使用していた汚染サイトからもジクロロエチレンが多く検出されること¹³⁾がバクテリアによる分解・生成が起きていることを裏付けている。トリクロロエチレンの水道水基準が0.03mg/Lに対して、1,1-ジクロロエチレンの基準は0.02 mg/Lであることから、分解・生成過程で毒性を増すことにもなる。

また、VOCsからの汚染ガスの拡散が土壌汚染の拡がりに影響しているとの研究¹⁴⁾もある。これは透気性のよい土壌中を短時間で水平移行した汚染ガスが降雨等によって土壌中の間隙水中に溶解して地下水汚染がより早く拡がって行くとしている。

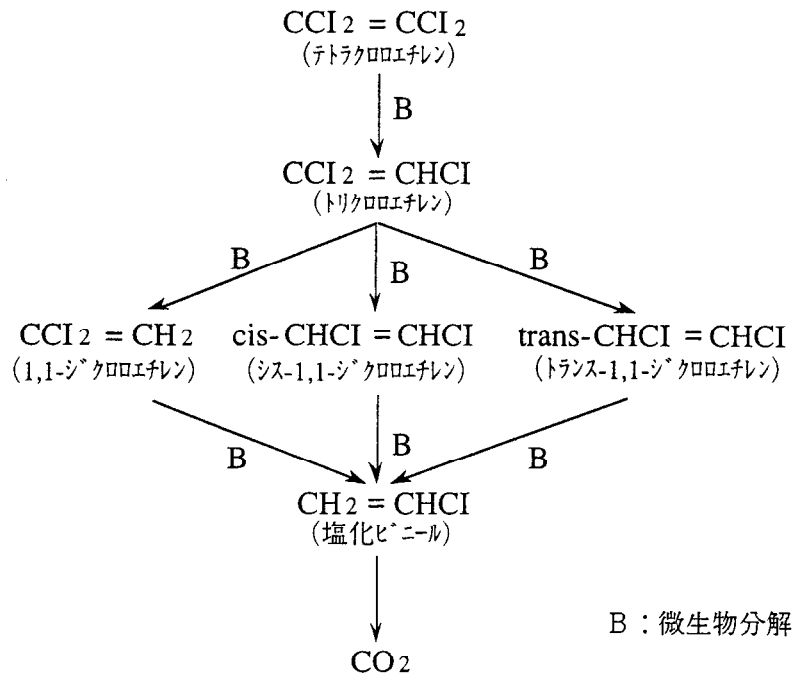


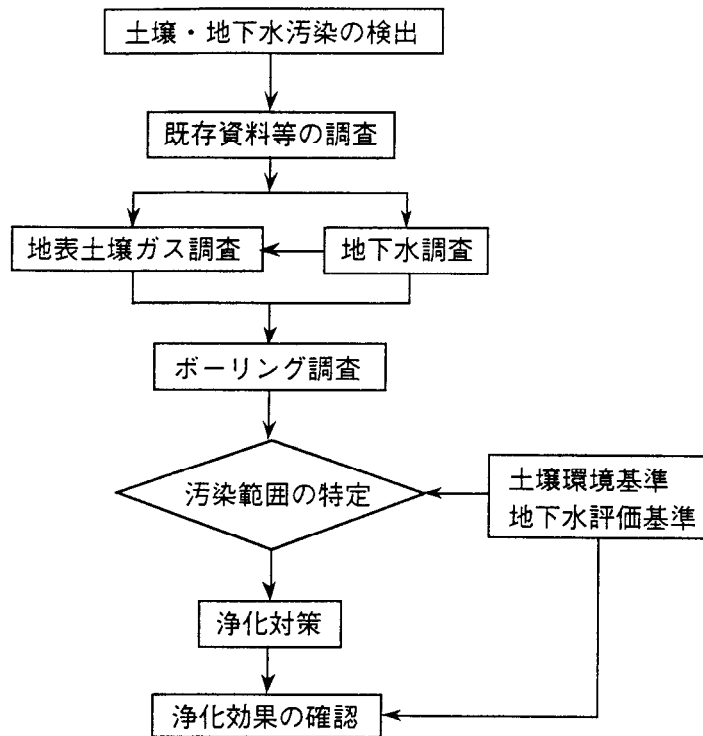
図-1.2.2 テトラクロロエチレンの還元脱塩素反応の反応経路

以上のように、VOCsによる土壌・地下水汚染のメカニズムは非常に複雑である。汚染メカニズムをモデル化し、解析することは汚染の将来予測と浄化対策の評価に有効な手段となる。米国では、土壌中の非混合液体、間隙水、ガスの3相流の移行拡散解析¹⁵⁾が石油汚染分野の研究の延長上で行われており、室内実験との検証を終え現場へも応用されている例もある。

また、非混合液体からの地下水中へ溶出する物質の移流・拡散と土壌ガスの移流・拡散を解析できる二次元FEM解析プログラム¹⁶⁾もある。しかし、これらの解析方法は地盤のもつ異方性や不均質性により解析精度に問題を残している。

一方、我国ではVOCsによる土壌・地下水汚染が顕在化し、10数年しか経過していないこともあり、汚染サイトの汚染機構解明調査に主眼が置かれ、まだ汚染メカニズムのモデル化・解析がほとんどなされていないのが現状である。

VOCsによる汚染の実態把握と浄化対策の設計を行うには、十分な汚染調査を実施する必要がある。汚染の検出から調査・対策の手順¹⁷⁾を図-1.2.3に示す。VOCsの汚染は土壌からと地下水から検出される場合があるが、汚染調査は使用場所、使用量と管理状況について既存資料調査と関係者からのヒアリング調査を行い、概略汚染原因を特定し地表土壌ガス調査で平面分布を測定し、汚染範囲を絞り込む。次に、ボーリング調査で深度方向の汚染状況を調べ汚染の三次元分布を把握する。この調査結果から土壌環境基準・地下水評価基準で判定し、基準値の超過範囲を汚染範囲と特定する流れになっている。



図－1.2.3 汚染調査・浄化対策のフロー¹⁷⁾

VOCsによる汚染土壌調査で特有なものは、地表土壌ガス調査である。地表土壌ガス調査は地表付近に残留するVOCsの気化ガスを土中より採取し、ガス濃度分布を把握して汚染源を特定する方法である。土壌ガスの採取・分析方法は①土中に注射針、または、パイプを挿入して採取したガスをガスクロマトグラフィで分析¹⁸⁾、②土中にパイプを挿入後、真空ポンプで吸引してガスクロマトグラフィで分析¹⁸⁾、③吸着剤を土中に埋め込み、質量分析器で分析¹⁹⁾の方法がある。

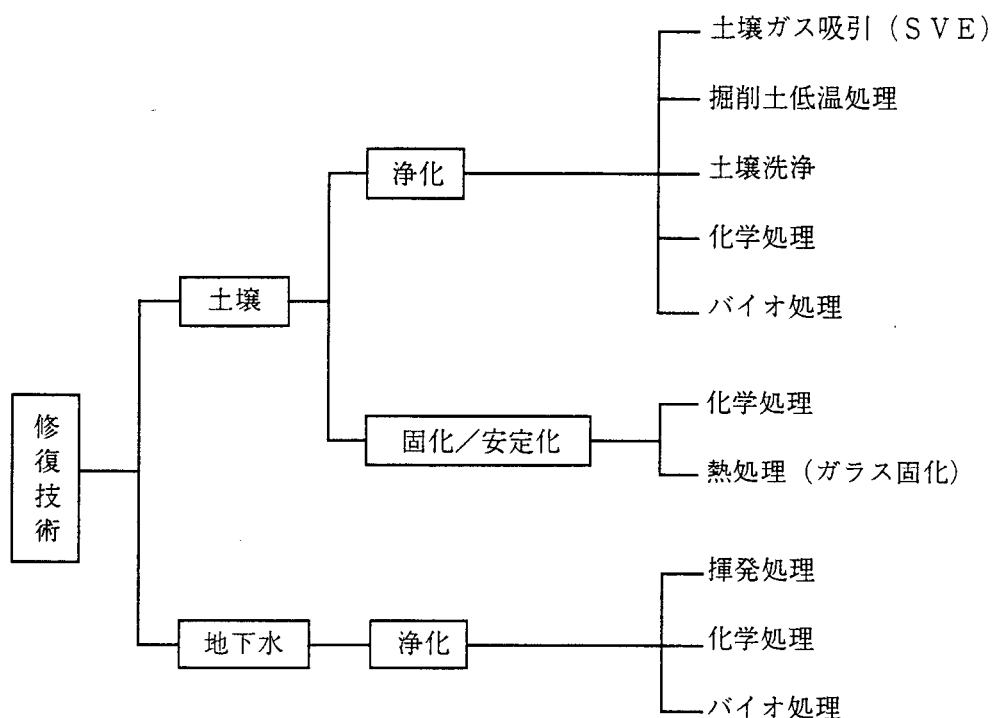
②の方法は、偏在する土壌ガスのバラツキを少なくする方法として有効であるが、装置が大がかりになる。③の方法は非常に低濃度であっても検出可能であるが分析に時間を要する、等の問題点がある。①の方法は比較的容易であるが、サンプリング試料を分析室まで輸送中に希釈される問題がある。そのため、現場で分析可能なPID-GC^{20) 21)}

(Photoionization Detector-Gaschromatograph) やガス検知管法²²⁾ が開発されている。また、ボーリングコアからの土壌濃度分析は、暫定指針による公定法が規定されているが、公定法は分析時間と費用がかかる上に輸送中の気散による濃度低減の問題があり、現場で即応できるヘッドスペース法によるPID-GC分析等の現場簡易分析法が開発され普及している。

浄化対策は我国において環境庁の実態調査で初めて顕在化し、対策に緊急性を要するサイトで汚染土壌に掘削置換がされたのに対し、欧米では法律の整備と併せて効率的で経済的な新技術が開発されている。特に、米国ではCERCLAを制定したものの浄化

実績が上がらないため、環境保護局が新技術開発プログラム（Superfund Innovative Technology Evaluation：SITE）を策定し、新技術開発者に費用援助を行い新技術の実証と実用化を行った。

修復技術は「土壌」と「地下水」の対策に大別され、また、土壌対策は「浄化」と「固化・安定化」に分類される。代表的な技術分類²³⁾を図－1.2.4に示す。



図－1.2.4 浄化技術の分類²³⁾

各技術の概要を以下に記す。

土壌ガス吸引（SVE）：図－1.1.2に記したので省略する。

掘削土低温処理：一般に「土壌乾燥法」と言われ、低温加熱処理し、不完全燃焼物質を生じさせることなく、土粒子とVOCsを分離する方法であり、代表的なものに移動的ロータリーキルンがある。

土壌洗浄：注入と抽出の循環システムを利用して、VOCsを溶解させて回収する原位置抽出処理と掘削土を分級処理して細粒分のみ溶剤処理をする方法がある。

化学処理：土中に化学溶剤（トリエチアミン）を混合し、固液分離させVOCsを抽出する方法である。

バイオ処理：土中に酸素と栄養物を供給し、土壌固有のバクテリアを活性化させる方法である。処理方法には原位置処理、掘削土処理、スラ

リー処理がある。遺伝子工学により造り出されたバクテリア菌を利用する「バイオ増殖法」も研究されているが、リアクター内での活用に留められ、原位置処理への適用はない。

固化・安定化： 一般にセメント系固化剤及び汚染物質に適用する添加剤を混合し溶出値を抑える方法である。また、土中に高圧電流を流し、土粒子をガラス化し含有汚染物質を封じ込める方法もある。これらの方法は重金属PCBに対応するものが多い。

以上のように、VOCsによる汚染土壌浄化技術は各種の技術が開発されているが、米国のスーパーファンドによる浄化サイトではSVEが適用されているサイトが最も多く、かつ大規模に行われている。

SVEは米国TerraVac社によって「不飽和帯におけるVOCsの除去」として開発され、1986年に米国特許²⁴⁾が認可されている。しかし、この技術はSITEプログラムに登録され、米国環境保護局の管理する技術となり、多くのサイトで利用されている。

その後、SVEの応用技術も次々に開発されてきた。これらの方法は二重抽出法(Dual Extraction)²³⁾：飽和帯の浄化技術として水中ポンプを設置した井戸を減圧して同一井戸より土壌ガスと地下水を引き上げる方法、エアースパージング(Air Sparging)²³⁾：圧縮空気の注入とSVEの組み合わせで、地下水に空気を圧入して土中で曝気したガスを回収する方法、蒸気注入法(Steam Injection and Vacuum Extraction)²³⁾：注入井より蒸気を注入し、VOCsに気化を促進してガス状に回収する方法等がある。

我国で最初にSVEがサイトに適用されたのは、1992年熊本市の火山灰台地であり環境庁のモデル事業²⁵⁾として行われた。これは、深度60mの汚染に対し二重抽出法が実施された。次に、1992年ほぼ同時期に筆者らによって大阪府高槻市において、深度3mの浅層砂層で気液混合抽出法が実施された(詳細は3章に記す)。

その後、SVEを汚染サイトに適用した実施事例報告がされているが、これらはサイト毎の浄化状況の報告に留まり、SVEを効率的、経済的に実施する設計法まで言及したものはないのが現状である。

また、我国の地盤は土質構成が複雑なため、粘土、シルト層を介在するものが多い。特に難透水性の土質はVOCsが一旦浸透すると溶出するのに長期間を要する。しかし、粘土、シルト層は空気を吸引したり、空気を注入することも出来ず、浄化の対象外になっていた。我国の土壌・地下水汚染の現状に対し、あらゆる地盤に対応できる浄化技術の開発と設計方法の確立が必要である。

1.3 本研究の目的

我国におけるVOCsによる地下水汚染は1982年に環境庁の地下水概況調査によって初めて顕在化し、汚染は全国に広く存在することが明らかになり、地下水保全が緊急の課題となった。

地下水保全には新たな汚染の未然防止策以上に、すでに汚染された地下水を復元する浄化対策は困難であるが重要である。浄化対策には土中に滞留して地下水汚染の源になる汚染物質を除去する浄化が有効となる。漏出したVOCsは粘性の低い液体のため土壤中をあまり広がらず深く沈降する性質を持ち、粘土層やシルト層の不透水層も通過し地下水位以深まで浸透する。

土壌浄化を効率よく経済的に実施するには、汚染調査によって正確に汚染状況を把握し、浄化の可否を判定してから、汚染状況、土質構成や地下水位に適した浄化技術を選定する必要がある。しかし、筆者が1990年の土壌浄化の研究開発着手時には、汚染調査と浄化対策で下記に示す問題点があった。

- ① 汚染土壌調査の事例が少なく、我国の土壌汚染形態は不明であった。
- ② 米国で開発された汚染土壌の原位置浄化技術であるSVEは我国での実施事例がない。
- ③ 飽和帯の土壌浄化は地下水揚水とVOCsの土壌ガス回収の二重の設備が必要になる。
- ④ 汚染粘性土の浄化には、欧米にも有効な技術がない。
- ⑤ SVEに関する浄化設計が確立されておらず、設計者により浄化成果に差異がある。

本研究の目的は上記の問題点に対して、実験的及び解析手法を用いてVOCsによる汚染土壌の浄化技術の開発と設計手法を確立し、我国の土壌・地下水保全に貢献することである。

本論文の構成を図-1.3.1に示す。本論文はVOCsによる地下水汚染の顕在化による土壌・地下水浄化の緊急課題を「汚染土壌浄化技術の開発」と「浄化設計手法の確立」で解決するのを目的とする。

汚染土壌浄化技術の開発では、土壌ガス吸引法、気液混合抽出法と生石灰混合法について述べる。

土壌ガス吸引法は土中を透気するため透気性地盤で、かつ不飽和帯の浄化技術である。

2章では透気性に問題がある高含水比の火山灰質粘性土への土壌ガス吸引法の適用性を検討し、浄化効率について熱力学平衡モデルを用いた浄化予測解析を開発し、室内試験と現場で検証した。

気液混合抽出法は、土壌ガスと地下水を同時に効率的に吸引する飽和帯の効率的浄化技

術として開発したものである。

3章では同システムの実証試験での有効性と汚染現場での浄化効果を記す。

生石灰混合法は、土壌ガス吸引法が適用できない難透気性地盤の浄化に開発した技術である。浄化原理は生石灰の水和反応熱を利用して粘性土内のVOCsを気化させ浄化するものである。

4章では室内試験での生石灰混合の有効性と実証試験での施工性の確認結果を述べ、汚染現場での浄化成果について記す。これらの浄化技術の開発によって我国の汚染サイトへの原位置浄化技術が確立されたことにより、汚染調査と浄化対策の実施が可能になり、調査と対策のデータが蓄積された。

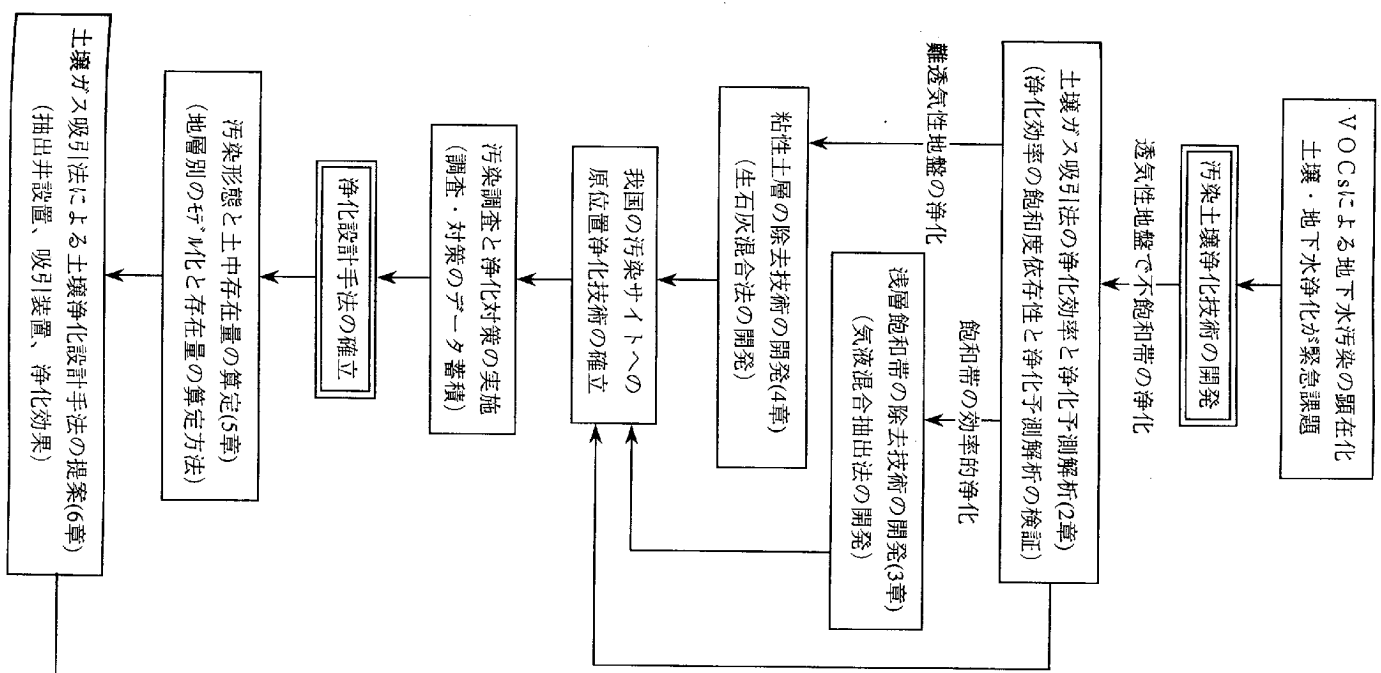
次に、浄化対策を効率的・経済的に実施するため、これらのデータを整理した「浄化設計手法の確立」を試みた。

5章では汚染調査結果を基に地層別に汚染形態のモデル化し、汚染物質の土中存在量の算定方法を検討した。地層別の汚染形態は浄化技術の選定を容易にし、土中存在量は浄化設備規模や浄化効率の決定に重要である。

6章では土壌ガス吸引法の土壌浄化設計手法の提案をした。

主要設計項目は抽出井の配置、吸引装置の浄化設備設計と浄化効果の設定である。これらはいずれも浄化地盤の透気性に依存するため、透気半径や透気係数について土質物性との関係を中心に検討した。

7章では結論として本論文の研究課題である浄化技術の開発と設計手法の成果をとりまとめた。



不飽和帯		生石灰混合法 (4章)		シルト		粘土
飽和帯		気液混合抽出法 (3章)		ローム		砂
		砂礫		透気性地盤		
		透気性地盤			難透気性地盤	

浄化地盤と開発技術の関係

各 章 の 成 果 と 課 題	
2章	①土壌ガス吸引法は飽和度の高いローム土にも適用できるが、飽和度が90%以上になると浄化効率は低下する。 ②熱力学平衡モデルは浄化初期の高濃度域でよく適合するが、低濃度では有効透気流量比で補正する必要があった。 ③多相流れ・移流拡散解析は、土中空気流れと浄化過程を定性的に模擬できた。
3章	①気液混合抽出法は土壌ガスと地下水を同時に吸引し、気体と液体の回収比率は9:1と効率的である。 ②真空ポンプで吸引するため浅層飽和帯の浄化に限定されるため、深層飽和帯の浄化技術の開発が今後の課題である。
4章	①生石灰混合法は生石灰の水和反応熱を利用して、短期間で浄化率95%以上を達成した。 ②浄化メカニズムについて化学的説明が、今後必要である。
5章	①ローム台地、火山灰台地と沖積低地の土壌濃度分布から汚染形態を分類した。 ②火山灰台地の汚染形態から土壌濃度分布を推定し、土中存在量の算定方法を考案した。
6章	①土質別の透気半径、透気係数を求め、SVEの浄化設備設計を可能にした。 ②浄化効率は浄化期間の設定まで至らなかったが、浄化終了時の土壌ガス濃度と残留土壌濃度の関係を求めた。
7章	①土壌ガス吸引法、気液混合抽出法と生石灰混合法の開発により様々な汚染地盤の浄化を可能にした。 ②汚染形態の分類と土中存在量の算定から汚染調査の効率化と土壌ガス吸引法の設計手法を確立した。

図-1.3.1 本論文の構成フロー図

本論文の各章における研究目的と検討内容は以下に示す通りである。

第2章 土壤ガス吸引法の浄化効率と浄化予測解析

SVEは土中を透気してVOCsをガス状に回収するシステムのため、SVEの適用性や浄化効率は浄化地盤の透気性に大きく依存する。SVEを我国の地盤に適用するには高含水比の火山粘性土で、どの程度の透気性と浄化効率が見られるか課題である。

火山灰質粘性土の透気性は、室内実験で飽和度別の透気係数を求めSVEの適用性を確認する。浄化効率は熱力学的平衡モデルを用いた浄化予測解析を用いて浄化期間を算出できるようにした。また、三次元多相流れ、移流拡散解析プログラムを用いて、SVEの空気流れが浄化に及ぼす効果を検証した。

上記内容のポイントはSVEの有効性に着目し、他者に先駆け室内実験結果と浄化予測解析結果を1991年に地盤工学会²⁶⁾で公表したことである。

第3章 浅層飽和帯における揮発性有機塩素化合物の除去技術の開発

飽和帯の存在するVOCsを除去するには、従来地下水低下工法併用SVEか二重抽出井法であった。しかし、地下水低下工法併用SVEは揚水設備と土壤ガス吸引設備が別に必要になり不経済である。二重抽出井はポンプ揚水とガス吸引を1本の井戸で行う方法であるが、吸引負圧を高めると井戸内水位が上昇して浄化効率が低下する問題点がある。

これらの問題点を解決するため同一井戸から土壤ガスと地下水を同時に吸引し、VOCsを除去する技術として開発したのが気液混合抽出法である。

同工法は実際の汚染現場での実証実験で有効性を確認し、実証実験を得られたデータをもとに現場への適用をした。この技術は現場での実証成果が評価され水環境学会より平成5年度技術賞を受賞した。

第4章 粘性土層における有機塩素化合物の除去技術の開発

VOCsに汚染された粘性土層の浄化技術は掘削した汚染土を加熱処理する方法しかないのが実情である。汚染粘性土層の原位置浄化技術として開発したのが生石灰混合法である。

この工法の原理は粘性土内の水分と生石灰を土中で混合し、生石灰の水和反応熱で粘性土内のVOCsを気化させて地上より送った空気回収するものである。この生石灰混合法は土壤浄化として欧米にもない概念の技術である。

この原理を実現させるために、室内実験で生石灰混入量や攪拌方法が浄化率に与えるを調べ、実証実験ではD J M (Dry Jet Mixing) 機を使用し施工性を確認した。現場への適用でも室内実験と同等の浄化成果が得られ生石灰混合法の有効性が実証された。

この技術は従来、浄化できなかった粘性土層を含むあらゆる地盤の汚染に対して原位置浄化が可能になったことが評価され、(財)環境調査センター・日刊工業新聞社より、平成9年第24回環境賞を受賞した。

第5章 有機塩素化合物の汚染形態と土中存在量算定方法

汚染調査を実施しても、調査費用の制約からボーリング本数が制限されるため、汚染状況は定性的に把握しても、V O C sを定量的に算定できないのが実情である。

筆者らが国内で行った21件の調査事例から汚染分布と汚染形態を検討した。汚染形態は火山灰土層や砂層の単一地層、ローム台地や沖積低地の複合地層について分類しモデル化を行った。また、汚染形態のモデルに土壌ガス濃度と土壌濃度の相関性を利用しV O C sの土中存在量の算定方法を検討した。

第6章 土壌ガス吸引法による土壌浄化設計手法の提案

土壌ガス吸引法での抽出井配置、吸引装置の仕様や浄化期間を合理的かつ効率的に設計するには、地盤の透気半径、透気係数や浄化効率について実施事例から得られたデータをもとに行う必要がある、透気半径は土質、吸引負圧と地表面の被覆状態との相関性を求めた。透気係数は現場での算出方法を検討し、土質別の透気係数を求めた。

浄化効率は浄化実績データに浄化効率予測解析を適用し、土質別の有効風量比率を検討した。また、浄化達成率について浄化終了時の土壌ガス濃度とボーリングによる残留土壌濃度の関係を求めた。

第7章 結論

各章の成果をとりまとめ、本論文の結論は以下の通りである。

土壌浄化は様々な汚染地盤に対応する浄化技術を必要とする。本研究では、土壌ガス吸引法の飽和度の高い不飽和帯への適用性と浄化効率、気液混合抽出法による飽和帯の効率的浄化と生石灰混合法による粘性土層の浄化を可能に、様々な汚染地盤の原位置浄化技術を開発した。また、汚染調査と浄化実績からのデータを要因別に分析し、我国における地形・地層別の汚染形態を分類し、土中存在量の算定を考案し、また、土壌ガス吸引法の効率的・合理的な浄化設計法を確立した。

第1章 参考文献

- 1) 佐谷戸安好, 土壌・地下水汚染の現状と課題, 水環境学会誌, pp.67-75, Vol.17, No.2, 1994
- 2) クロロカーボン衛生協会: トリクロロエチレン又はテトラクロロエチレンの適正使用マニュアル, pp.61-68, 1989
- 3) 中央環境審議会大気部会, 健康リスク総合専門委員会, 有害大気汚染物質に係わるリストについて, 健康リスク総合専門委員会報告書, 1997
- 4) 吉田文和, ハイテク汚染, 岩波新書, 1989
- 5) 環境庁水質法令研究会, 地下水の水質保全, pp.2-3, 1997
- 6) 環境庁: 平成6年土壌汚染の実態把握と対策の実施状況に関する調査結果, 1994
- 7) (財)日本水質汚濁研究協会: 有害化学物質土壌・地下汚染対策調査, pp.2-36, 1991
- 8) 安田火災海上保険(株), 土地汚染と企業の責任, 有斐閣, pp.9-22, 1996
- 9) (財)日本規格協会: 環境マネジメントシステム (JIS Q 14001), 1996
- 10) 村岡浩爾, 研究展望: 最近の地下水汚染について, 土木学会論文集第405号/II-11, pp.25-41, 1989
- 11) Hunt, J.R., Sitar, N., and Udell, K.S. : Nonaqueous Phase Liquid Transport and Clean up, Water Resources Research, Vol.24, No.8, pp.1247-1258, 1988
- 12) Vogel, T.M., and McCarty, P.L. : Biotransformation of Tetrachloroethylene to Trichloroethylene Dichloroethylene, Vinylchloride, and Carbon Dioxide under Methanogenic Conditions, Appl. Environ. Microbiol., 49, pp.1080-1083, 1985
- 13) 中杉修身: 汚染物質の土中・地下水中における存在形態, 土と基礎, Vol.42, No.6, pp.63-70, 1994
- 14) Mendoza, C.A., McAlary, T.A. : Modeling of Groundwater Contamination Caused by Organic Solvent Vapors, Ground Water, 1988
- 15) Pruess, K., TOUGH User's Guide, Nuclear Regulatory Commission, Report NUREG/CR-4645 (also Lawrence Berkeley Laboratory, Report LBL-20700, Berkeley, CA), 1987
- 16) Parker, J.C., Multiphase flow and transport in porous media, Reviews of Geophysics. 27: pp.311-328, 1989
- 17) 環境庁, 有機塩素化合物に係わる土地・地下水汚染調査・対策策定指針, p68, 1994
- 18) 国立環境研究所: トリクロロエチレン等の地下水汚染防止に関する研究, p19, 1994
- 19) 細見政明, 奥村興平, 地盤環境汚染の調査とモニタリングとその問題点, 土と基礎, 42-7, pp.73-80, 1994
- 20) 生野 朗, ポータブルGCによるフィールドアナリシスについて, 第2回環境地質学シンポジウム講演論文集, pp.23-28, 1992

- 21) 福田宗広：有機溶剤による地下汚染調査のための高感度土壌分析，第2回環境地質シンポジウム講演論文集，pp.43-48，1992
- 22) 鈴木喜計，磯辺光一，渡部達男，矢野勝，村田純一，佐藤賢司，楡井久：有機塩素化合物による地質汚染簡易調査法，公害と対策，25（15），pp.18-24，1989
- 23) USEPA-OSWER-TIO 編：Innovative treatment technology overview and guide to information sources,EPA/540/91/002,pp.1-1-1-13, 1991
- 24) United States Patent,Patent Number Re.33102 Oct.31,1989,Melvin J.Visser The Upjohn Company,Removal of volatile contaminants from the vadose zone of contaminated ground
- 25) 渡辺征紀，原幸輔，トリクロロエチレンによる地下水汚染対策調査について，地下水汚染とその防止対策に関する研究集会第2回講演集,pp.92-97，1992
- 26) 長藤哲夫，今村 聡，末岡 徹，藪田英俊，金子伯男，土壌浄化工法（SVE工法）の適用性について，第26回土質工学研究発表会講演集，pp.1697-1698，1991.7

2 土壌ガス吸引法の浄化効率と浄化予測解析

2.1 はじめに

土壌ガス吸引法（Soil Vapor Extraction 以後、S V Eと記す）は、土中に抽出井を設置して吸引装置で孔内に負圧を発生させ、土中を透気してV O C sをガス状に回収する原位浄化システムである（図-1.1.2 参照）。S V Eは土中のV O C sと吸引空気流が接触して気化が促進される。そのため、S V Eの適用性や浄化効率は浄化地盤の透気性に大きく依存することになる。S V Eシステムは米国環境保護局がV O C sの浄化対策として最も有用な技術のひとつと推奨¹⁾するものである。しかし、このシステムを我国の汚染土壌に適用する場合には、米国の地盤とは異なる火山灰質粘性土（以後、ローム土と記す）のような高含水比の地盤で、どの程度の透気性および浄化効率が確保できるか、またどの程度の浄化期間を要するかの課題がある。浄化効率および浄化期間の推定にあたっては、米国においても大きな問題であり、多くのサイトにおいて試行錯誤を繰り返しているのが現状²⁾である。また、S V Eを実際の汚染現場に適用した時、抽出井周辺に発生する空気流れが浄化にどのように影響を与えるかについても、間隙水・ガス・V O C sの多相流れ系の問題であるとともに、物質移行が絡み合った複雑な問題であるが、これを解明することが重要である。

この章では、2.2室内浄化効率試験で土質別の透気性と浄化効率の差異を豊浦砂とローム土を用いて測定し、各土質の飽和度が透気係数・浄化効率に及ぼす影響を調査した。2.3浄化効率予測解析では、浄化効率を定量的に算定するため熱力学的局所平衡モデル³⁾を用いて、室内透気試験と現場透気試験の吸引土壌ガス濃度の経時変化の予測に適用し、その有効性を検証した。2.4多相流れ・移流拡散解析では、土中の汚染の進行状況とS V Eの空気流れが浄化に及ぼす効果を予測する三次元多相流れ・移流拡散解析手法⁴⁾を現場透気試験結果に適用しその妥当性の検証をした。

2.2 室内浄化効率試験⁵⁾

2.2.1 目的

室内浄化効率試験はS V Eによる汚染土壌の浄化効率と透気係数を求めることを目的とする。S V Eは汚染土壌に清浄な空気を透気し、V O C sを土壌ガスとして回収するシステムであるため、吸引土壌ガス濃度の単位時間当たりの低減率が浄化効率の指標になる。室内浄化効率試験に用いた材料は、土の物理化学特性の明確な豊浦砂と我が国の半導体・電気・機械工場の多くが立地している台地地形の表層を覆っているローム土を選択した。浄化効率は土の透気性とV O C sの土への吸着性に影響を受けると考え、飽和度・有機物含有量をパラメータとして試験を行った。

また、浄化効率に影響する土質の透気係数について多孔体を流れる気体の支配方程式から透気係数の算出方法を提案し、土質別・飽和度別の透気係数を求めた。

2.2.2 試験方法

土質、フミン酸含有量、飽和度を変えた試験ケースを表-2.2.1に示す。フミン酸は土壌に含まれる有機物の代替物として添加した。試験に使用したローム土は、神奈川県で採取された関東ロームである。その物理化学特性を、表-2.2.2 に示した。

表-2.2.1 試験ケース

実験ケース	土 質	フミン酸 含有量(%)	乾燥密度 (g/cm ³)	飽和度 (%)
No.1-1	豊浦砂	0.0	1.55	40
No.1-2	〃	0.0	1.55	30
No.1-3	〃	0.0	1.55	20
No.2-1	〃	2.5	1.56	35
No.2-2	〃	2.5	1.56	25
No.2-3	〃	2.5	1.56	15
No.3-1	〃	5.0	1.57	31
No.3-2	〃	5.0	1.57	20
No.3-3	〃	5.0	1.57	10
No.4-1	ローム土	0.0	1.00	98
No.4-2	〃	0.0	1.00	90
No.4-3	〃	0.0	1.00	80

表-2.2.2 ローム土の物理化学特性

項 目		物 性
粒 度	砂 分(%)	10
	シルト分(%)	30
	粘 土 分(%)	60
自然含水比(%)		72
比 重		2.62
有機物含有量(%)		2.50
主要鉱物		アロフェン

試験装置の概要を図-2.2.1に示す。汚染物質にトリクロロエチレン（TCE）を用いているために、アクリル等の耐薬品性の無い材料を用いることができないために、カラム・チューブ等の試験器具の材質はすべてステンレス、真鍮、ガラス、テフロンを用いた。試験装置は、直径5cm 高さ20cm のステンレス製のカラムに汚染土を詰め、透気は下端から

行った。測定項目は流入側で空気圧力と透気量の測定を行い、排出側では空気圧力とガス濃度測定を行った。

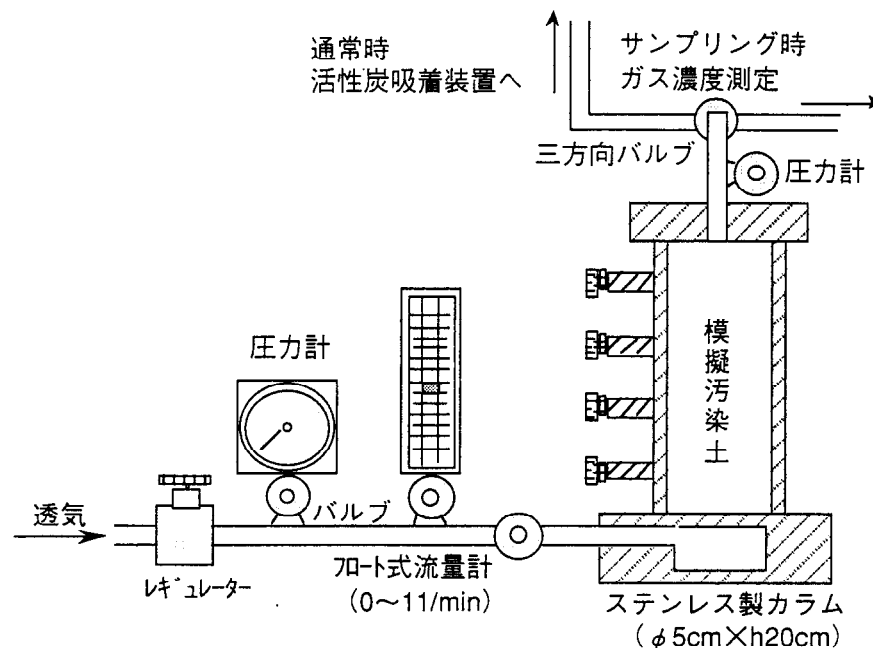
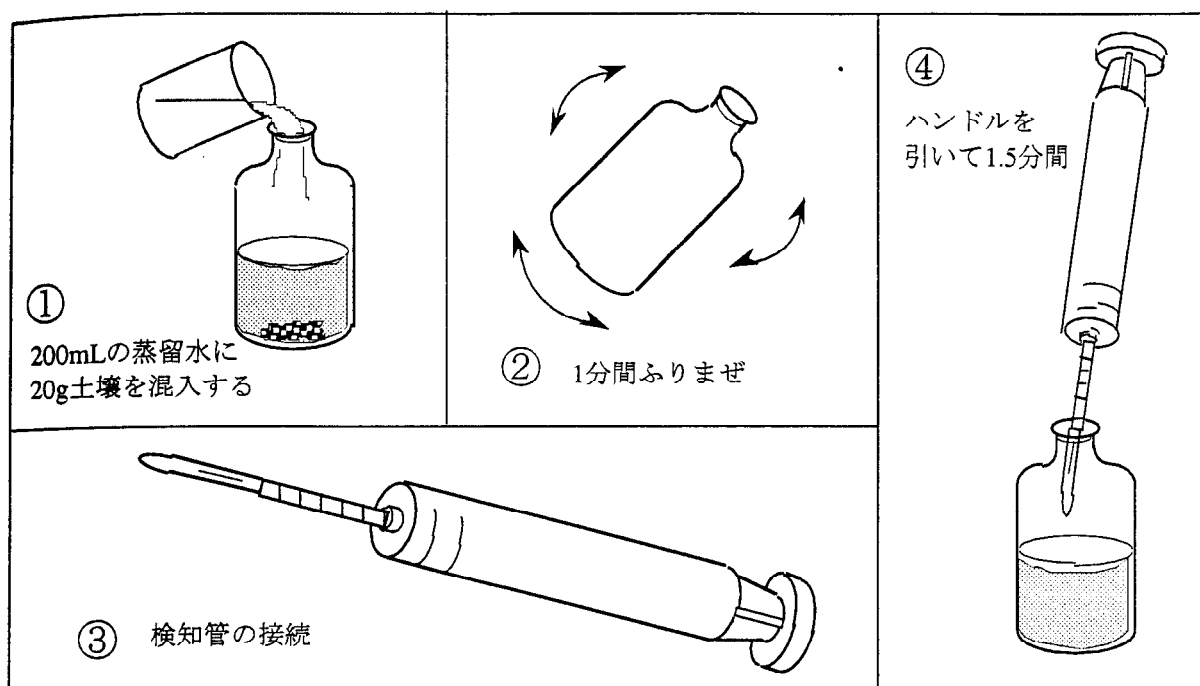


図-2.2.1 試験装置の概要

ローム土は、原位置地盤では構造が良く発達しており、攪乱試料と不攪乱試料では、透気性等の物理特性が異なることが良く知られている。従って試験は本来、不攪乱試料で行うのが望ましいが、ボーリングコア中のVOCsは実験室への運搬・整形・準備中に気散してしまうので、本試験では攪乱試料を用いて行った。攪乱試料の場合、透気性・浄化効率、は、構造の発達した不攪乱試料に比較して、下がるのが推定されるが、汚染物質の均質な混合を重視し、攪乱試料で行った。不攪乱試料の透気性・浄化効率は2.3.4で後述する現地試験で明らかにする。試験の手順を以下に示す。

- ①現地で採取された直径86mm、長さ100cmのコア試料を、不攪乱試料の状態の実験室に持ち込み、含水比、単位体積重量を測定する。その後コア試料をほぐし、その中にトリクロロエチレンをよく攪拌した。TCEはきわめて揮発性が高いため、攪拌・試料詰めの際に、空气中に揮散し、実際の投入量は不明である。従って、模擬汚染土の初期添加量は回収量と残留量から逆算した。
- ②設定した単位体積重量になるように、ステンレス製カラムに6層に分割して、三軸試験試料作成用の小型ランマー（重量500g）により突き固めて詰める。分割して詰める間にも、揮発は継続しているので、1層ごとに土壌濃度を測定した。測定は検知管による簡易分析で行なった。検知管による簡易分析法を、図-2.2.2に示す。



図－2.2.2 検知管による簡易分析法

簡易分析は、一定量の試料（湿潤土）とその10倍量の水とをガラス瓶内で攪拌した後、ガス検知管を用いて汚染物質濃度を測定する。採取コアから約20g（湿潤重量）の試料を採取し、蒸留水200mLが入ったガラス瓶（500mL）に入れる。このガラス瓶を1分間強く振とうし、試料がほぐれたことを確認して2分間静置する。ガス検知管の先端が液面につかないように検知管を挿入し、TCE濃度を測定する。また、気相部分の温度も測定し、気中濃度と温度から下式を用いて水中濃度を求め、さらに土壌濃度を算出した。

$$C_w = C_{gas} \cdot MW(V_{\ell}/H + V_g)/(10^3 R(273 + T) \cdot V_{\ell})$$

$$C_s = \frac{10^3 \cdot C_w \cdot V_{\ell}}{W_s} (1 + \omega)$$

ただし、 C_w ：水中濃度（mg/ℓ）

C_{gas} ：検知管の読み値（ppm）

MW：分子量 TCE=131.4

V_{ℓ} ：検水容量（ℓ）

H：測定濃度におけるヘンリー定数

V_g ：ガラス瓶中の気体容量（ℓ）

R：気体定数（0.082）

T：気体温度

C_s ：土壌濃度（mg/kg）

W_s ：土の湿潤重量（g）

ω ：含水比（%）

- ③透気圧力は、試料中の水の動きに注意しながら、なるべく水が移動しないような流速になるような入力圧を予め求めておき、その圧力に設定する。従って、試験期間中流速は一定では無いが、流速を記録する。
- ④模擬汚染土を通過してきたガス濃度を検知管で、原則2分おきに測定する。濃度変化が少なくなった場合には、適宜サンプリング間隔を延長した。ガス濃度が1ppm以下になったところで試験を終了する。終了後、直ちにカラムから試料を押し出し、残留量を算定する。算定にあたっては、カラムの上端と下端で濃度の異なる事も想定し、迅速に3分割し、それぞれの土壌濃度を測定し、残留量を算定する。測定は検知管による簡易分析で行なった。
- ⑤ガス濃度と流量から回収量を算定し、残留量に回収量を加算して初期添加量を算出する。

2.2.3 試験結果

浄化効率試験での土壌ガス濃度と累積流量の関係について、豊浦砂はフミン酸含有量を0%、2.5%、5.0%と変えて3ケース行っているが、各ケースとも累積流量の増加に対する土壌ガス濃度の低減状況がほぼ同様の傾向を示すことからフミン酸含有量2.5%の試験結果を図-2.2.3に、ローム土の試験結果を図-2.2.4に示す。

豊浦砂の浄化効率（室内試験での浄化効率は土壌ガス濃度の累積流量に対する低減割合とする）を飽和度で比較すると、土壌ガス濃度1ppmに達する累積流量については飽和度35%のものが大きく、飽和度が高い方が幾分効率が悪いことを示している。しかし、全体の傾向としてはほとんど飽和度の依存性は見られなかった。豊浦砂試料は保水性が悪く、高飽和度を実験カラム中均一に保持できないことから、低飽和度領域で行わざるを得なかったが、実際の地盤では限界毛管水頭以上の飽和度を持つ地盤でSVEを実施することはないので、砂地盤では飽和度が浄化効率に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。

ローム土の浄化効率は飽和度の依存性が非常に大きい。特に、土壌ガス濃度は飽和度が90%まで累積流量に対して、スムーズに低減するが、飽和度98%では土壌ガス濃度の変動が多くなる。これは飽和度98%の場合、間隙中がほとんど水で飽和されているためごく限られた部分を空気が通過していると考えられると同時に、透気に伴う間隙水の移動もあったと考えられる。間隙水の移動および透気に伴う乾燥により新たな汚染土と空気との接触部が開拓され、土壌ガス濃度が上昇・下降を繰り返していると考えられる。ローム土の場合、実際の現場においては保水性が高いために、80%以上の高飽和度を示す場合が多いために、その範囲のローム土に対し実験を実施した。

次に、浄化効率に飽和度の及ぼす影響として、豊浦砂とローム土における飽和度と累積流量の関係を図-2.2.5に示す。図中の累積流量は、試験終了時（ほぼガス濃度1ppm時）の流量であり、飽和度は試験開始時の飽和度である。

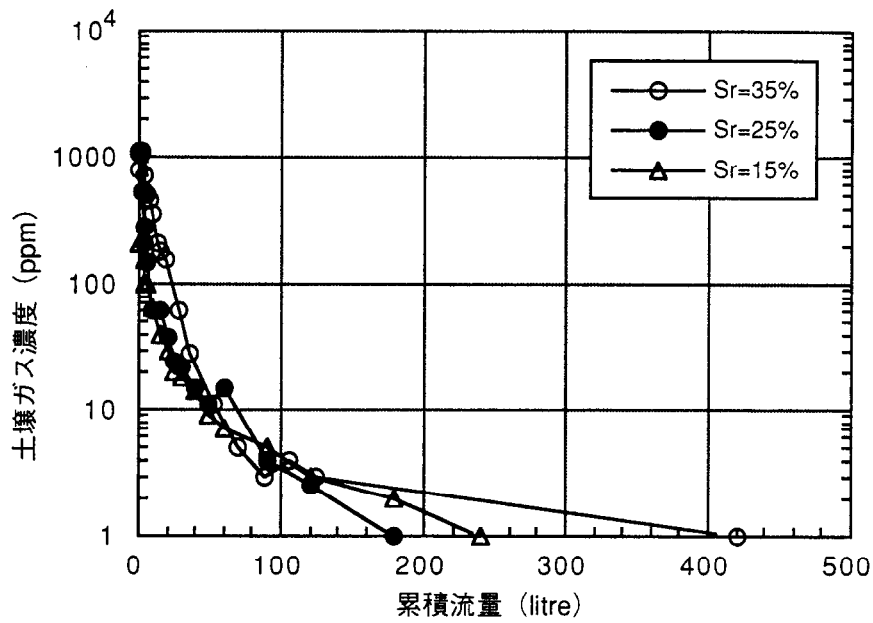


図-2.2.3 豊浦砂の土壌ガス濃度と累積流量の関係
(フミン酸含有量2.5%)

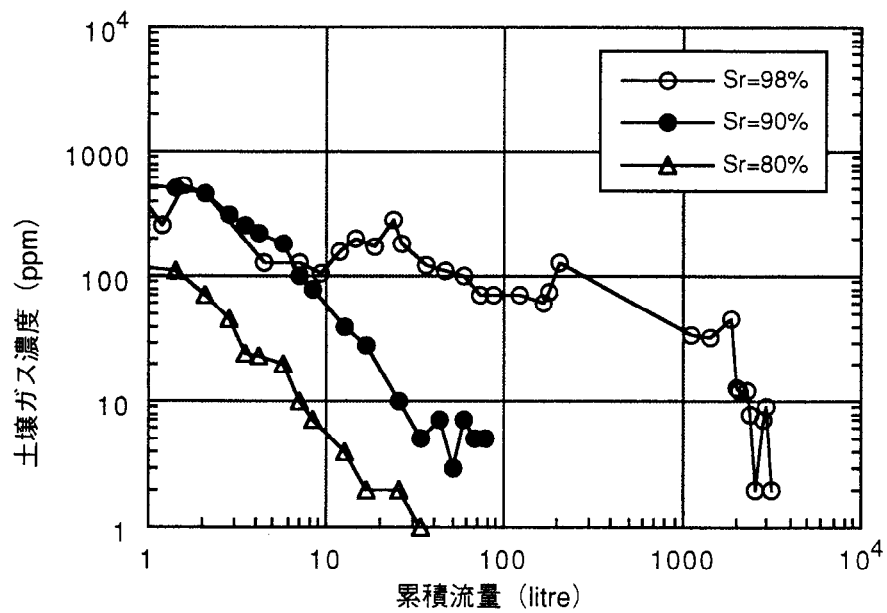


図-2.2.4 ローム土の土壌ガス濃度と累積流量の関係

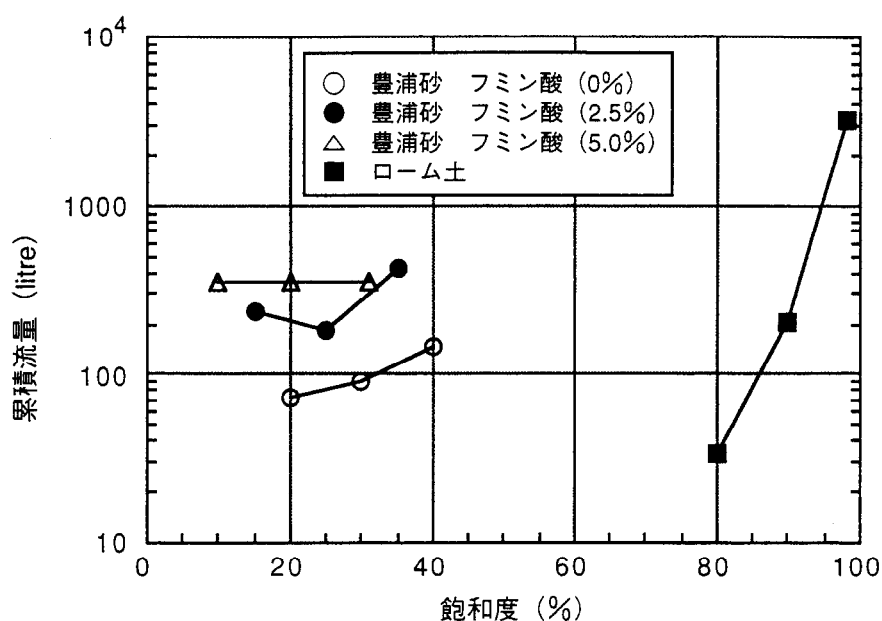


図-2.2.5 飽和度と累積流量の関係

豊浦砂とローム土を比較した場合、ローム土でも飽和度が90%以下であれば豊浦砂とほぼ同等の浄化効率が得られる。また、豊浦砂では有機物含有量に相当するフミン酸含有量が増加すると浄化効率は低下する。揮発性有機塩素化合物は、有機物に多く吸着することが知られており、吸着量が多くなれば多いほど浄化効率は低下すると考えられる。

SVEを汚染土壤に適用する場合の良否の判断基準として、浄化後の残留濃度をどの程度まで低下させられるかと初期濃度に対する浄化率である。本試験で使用したTCEの土壤環境基準は0.3mg/kg (0.03mg/L) である。

$$\text{浄化率} = \frac{(\text{浄化前濃度} - \text{浄化後濃度})}{\text{浄化前濃度}} \times 100\%$$

表-2.2.3に透気試験前後の土壤濃度と浄化率を示す。豊浦砂では土壤環境基準を達成するか、超過しても2倍前後まで浄化できている。それに対してローム土は飽和度が高い程、残留濃度が高く基準値の10倍以上残留している。このことから、土壤ガス濃度が1ppmに達しても、ローム土もミクロポアに浸透したTCEはなかなか浄化しにくいものと考えられる。

室内浄化効率試験の結果、以下のことが明らかとなった。

- ①保水性の低い豊浦砂試料では、飽和度が浄化効率に及ぼす影響は低いが、保水性の高いローム土試料では、飽和度が浄化効率に及ぼす影響が大きい。
- ②フミン酸含有量（有機物含有量）が大きいほど、浄化効率は低下する。
- ③ローム土試料の場合、飽和度が90%を超えると浄化効率は悪くなり、浄化に時間がかかる。
- ④浄化後の残留濃度は土壤ガス濃度1ppmで、豊浦砂で土壤環境基準を達成するのに対しローム土では基準値の10倍以上残留する。

表-2.2.3 透気試験前後の土壌濃度と浄化率

実験ケース	土質	飽和度 (%)	初期投入量 (mg)	回収量 (mg)	残留量 (mg)	土壌濃度(mg/kg)		浄化率 (%)	累積流量 (litre)
						浄化前	浄化後		
No.1-1	豊浦砂	40	11.55	11.55	0.00	15.93	0.00	100.00	144
No.1-2	〃	30	12.16	12.16	0.00	17.84	0.00	100.00	90
No.1-3	〃	20	4.42	4.37	0.05	6.72	0.36	94.60	73
No.2-1	〃	35	51.61	51.48	0.13	75.61	0.27	99.60	421
No.2-2	〃	25	23.15	22.81	0.34	33.80	0.68	98.00	180
No.2-3	〃	15	14.20	13.94	0.26	22.18	0.44	98.00	240
No.3-1	〃	31	58.29	58.24	0.05	82.09	0.14	99.80	360
No.3-2	〃	20	39.78	39.61	0.17	60.25	0.29	99.50	360
No.3-3	〃	10	35.16	35.01	0.15	59.42	0.29	99.50	360
No.4-1	ローム土	98	533.97	532.08	1.89	834.33	3.67	99.60	3,179
No.4-2	〃	90	17.41	16.59	0.82	28.58	2.55	91.10	204
No.4-3	〃	80	2.91	2.91	0.00	5.53	0.00	100.00	34

2.2.4 透気係数の算出⁶⁾

室内浄化効率試験では、浄化効率を浄化に必要な累積流量で比較したが、より一般的に各土質への適用性を論ずるためには、土の透気係数で評価するのが妥当である。透気係数を求める際には、空気の圧縮性、配管その他の損失は無視できない場合も多く、それらを考慮した簡便な算出方法を以下に示し、土質別の飽和度依存性を明らかにした。透気試験から得られた流量 u (cc/sec) と透気圧 P_{in} (gf/cm²) から透気係数 (cm²) を求める手順を以下に示す。多孔体中に流れる気体の支配方程式は以下のようなになる。⁷⁾

$$\frac{\epsilon \partial \rho}{\partial t} = -\nabla(\rho u) \quad \text{式-2.1}$$

$$u = -\frac{K}{\mu}(\nabla P + \rho g) \quad \text{式-2.2}$$

$$\rho = \rho_{atm} \left(\frac{P}{P_{atm}} \right) \quad \text{式-2.3}$$

式-2.1は連続の式であり、式-2.2はダルシー則であり、式-2.3は圧力と気体密度の関係式である。

ここに

- ϵ : 空気間隙率
 ρ : 気体密度 (g/cm³)
 K : 気体の透気係数 (cm²)
 μ : 粘性係数 (g/cm-sec)
 P : 気体の絶対圧 (g/cm-sec²)

を示している。添え字atmは大気圧時を示している。

式-2.1に式-2.2、式-2.3を代入することにより、支配方程式は式-2.4のようになる。
定常状態であれば式-2.5となる。式-2.5を試験条件である式-2.6のもとに解けばよい。

$$\left(\frac{2\epsilon\mu}{K} \right) \frac{\partial P}{\partial t} = \nabla^2 P^2 \quad \text{式-2.4}$$

$$\frac{\partial^2 P^2}{\partial Z^2} = 0 \quad \text{式-2.5}$$

$$Z=0 \quad P = P_{atm} + (P_{in} - P_{in}^*) = P_{in}'$$

$$Z=L \quad P = P_{atm} + (P_{out} - P_{out}^*) = P_{out}' \quad \text{式-2.6}$$

ここに

- Z : 供試体下端からの距離 (cm)
 L : 供試体長さ (cm)
 P_{in} : 入力透気圧力 (g/m-sec²)
 P_{out} : 出力透気圧力 (g/m-sec²)

ここで添え字*は、今回の装置で流量が2~3cc/secを超えるとパイプ、バルブの圧力損失が無視できなくなるため、圧力損失と流量の関係を求めた補正圧力値を示す。通常 $P_{out} = P_{out}^*$ である。式-2.5の解は、式-2.6のもとで式-2.7のように与えられる。式-2.8は式-2.2に代入して求められた供試体内の圧力分布を示す。

$$P = \sqrt{\frac{P_{out}'^2 - P_{in}'^2}{L} Z + P_{in}'^2} \quad \text{式-2.7}$$

$$u(Z) = \frac{k}{\mu} \frac{P_{out}'^2 - P_{in}'^2}{2LP} \quad \text{式-2.8}$$

式-2.8を用いて流量 Q (cm/sec) は式-2.9のように与えられ、その結果、透気係数は式-2.10のように与えられる。

$$Q = Au(L) \frac{P_{atm}}{P_{atm} + P_{out}} \quad \text{式-2.9}$$

$$K = -\frac{\mu Q}{A} \frac{2L\sqrt{P_{out}^2}}{P_{out}^2 - P_{in}^2} \frac{P_{atm} + P_{out}}{P_{atm}} \quad \text{式-2.10}$$

ここに

A : 断面積 (cm²) である。

式-2.10で透気試験から土質別に透気係数を算出したのが、表-2.2.4、図-2.2.6である。ただし、供試体端部からP_{out}測点までの圧力損失は考慮されていないが、無視できる程小さいことからP'_{out}=P_{out}=P_{atm}と計算した。透気係数を算出するにあたっては、試験終了時の透気圧力、流量が一定で推移している状況を定常状態とした。

豊浦砂の透気係数は飽和度に依存するものの10⁻⁷~10⁻⁸cm²のオーダーにあり良好な透気性を確保できる。また、豊浦砂の透気係数は有機物含有量に相当するフミン酸含有量の影響をほとんど受けない。一方ローム土は飽和度が80%であれば、ほぼ標準砂と同等の透気係数を確保できるが、ローム土の透気係数は飽和度が10%大きくなると1オーダー小さくなる。このことからローム土の浄化効率には飽和度によって大きく相違するため、SVEをローム土層に適用する場合には浄化に要する時間を事前に十分検討する必要がある。

表-2.2.4 室内浄化効率試験の透気係数

実験ケース	Q (L/min)	P in (kg/cm ²)	P in* (kg/cm ²)	P'in (kg/cm ²)	K (cm ²)
No.1-1	0.60	0.13	0.0052	1.1584	2.83×10^{-8}
No.1-2	0.50	0.07	0.0043	1.0993	4.61×10^{-8}
No.1-3	0.40	0.03	0.0033	1.0553	1.14×10^{-7}
No.2-1	0.30	0.18	0.0100	1.2112	9.72×10^{-9}
No.2-2	1.00	0.12	0.0100	1.1436	5.39×10^{-8}
No.2-3	1.00	0.04	0.0100	1.0636	2.05×10^{-7}
No.3-1	1.00	0.57	0.0100	1.5936	8.78×10^{-9}
No.3-2	1.00	0.08	0.0100	1.1036	8.63×10^{-8}
No.3-3	1.00	0.04	0.0100	1.0636	2.05×10^{-7}
No.4-1	1.40	15.00	0.0018	16.0318	2.02×10^{-11}
No.4-2	0.14	1.31	0.0018	2.3418	4.10×10^{-10}
No.4-3	0.14	0.14	0.0043	1.1693	6.05×10^{-9}

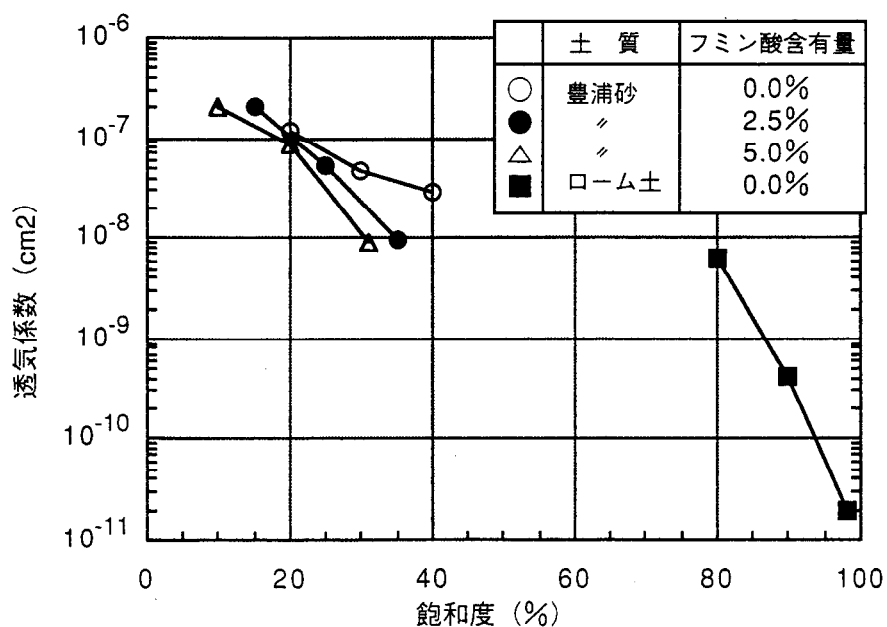


図-2.2.6 豊浦砂とローム土の透気係数と飽和度の関係

2.3 浄化効率予測解析³⁾

2.3.1 目的

SVEで汚染土壌を浄化する場合は、事前に浄化期間を推定することは重要であるが、**実際**には現地で採用されるにあたっては、ほとんど予測されることは無く、経験的に処理されてきたのが現状である。また、浄化効率は前述の室内浄化効率試験でも示したように、吸引流量や土質の透気係数で相違する。汚染現場で浄化効率予測を行うには、汚染の存在形態・存在位置、地層構成、抽出井戸の位置・深度・本数、それに伴うガスの流れをなるべく忠実にモデル化しなければならない。しかし、複雑な地層構成、汚染の存在位置、地中のガスの流れをモデル化することはかなり難しく、すべてを明らかにして複雑的なモデルで浄化設計を行うことは不可能に近い。ここで述べた浄化予測モデルは、簡便な熱力学平衡モデルで地層構成、抽出井の位置、深度、本数等は必要とせず、土壌ガス流量、汚染物質、汚染土の体積、原液量と土質物性（間隙比、飽和度）を入力するだけで浄化予測を行うものである。簡便なために、パラメーターの設定が容易であり、多くのフィールドの実測値と検証を繰り返すことにより、実用的なものとなると考えている。

この節ではモデルの概要を記し、室内浄化効率試験とローム土層の現場試験で検証した結果を述べる。

2.3.2 モデルの概要

本モデルは、汚染土壌の浄化に対して、SVEがどの程度有効であるかを定量的に評価するための簡便な熱力学平衡モデル⁴⁾である。不飽和土中におけるVOCsは図-2.3.1に示すように原液相、間隙水相、ガス相と土粒子相の4相で存在する。

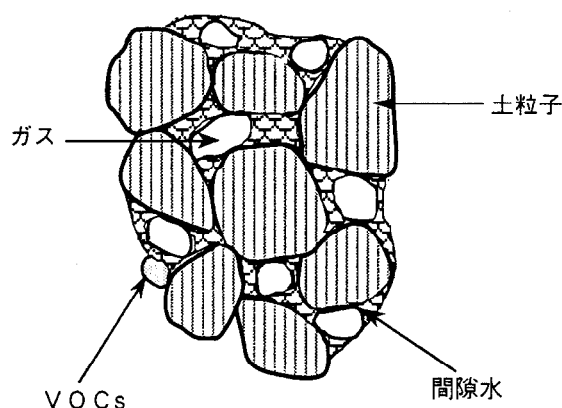


図-2.3.1 不飽和土中におけるVOCsの存在状態

本モデルは浄化対象領域で、それぞれの相において均一な原液分布、水中濃度、ガス濃度、吸引濃度を仮定し、4相間にすべて局所平衡状態が成り立っているとして計算し

ている。従って入力条件としては各々の物性の他には、土壌ガス流量（抽出ガス流量）、汚染土壌の体積、土壌水、原液の量さえわかればよいことになる。計算は土壌ガスを抽出することによる汚染物質質量の変化に対し、逐次4相の平衡状態が成り立つように進めていく。

本浄化効率予測モデルの計算フローを図-2.3.2に示す。またアルゴリズムを以下に示す。

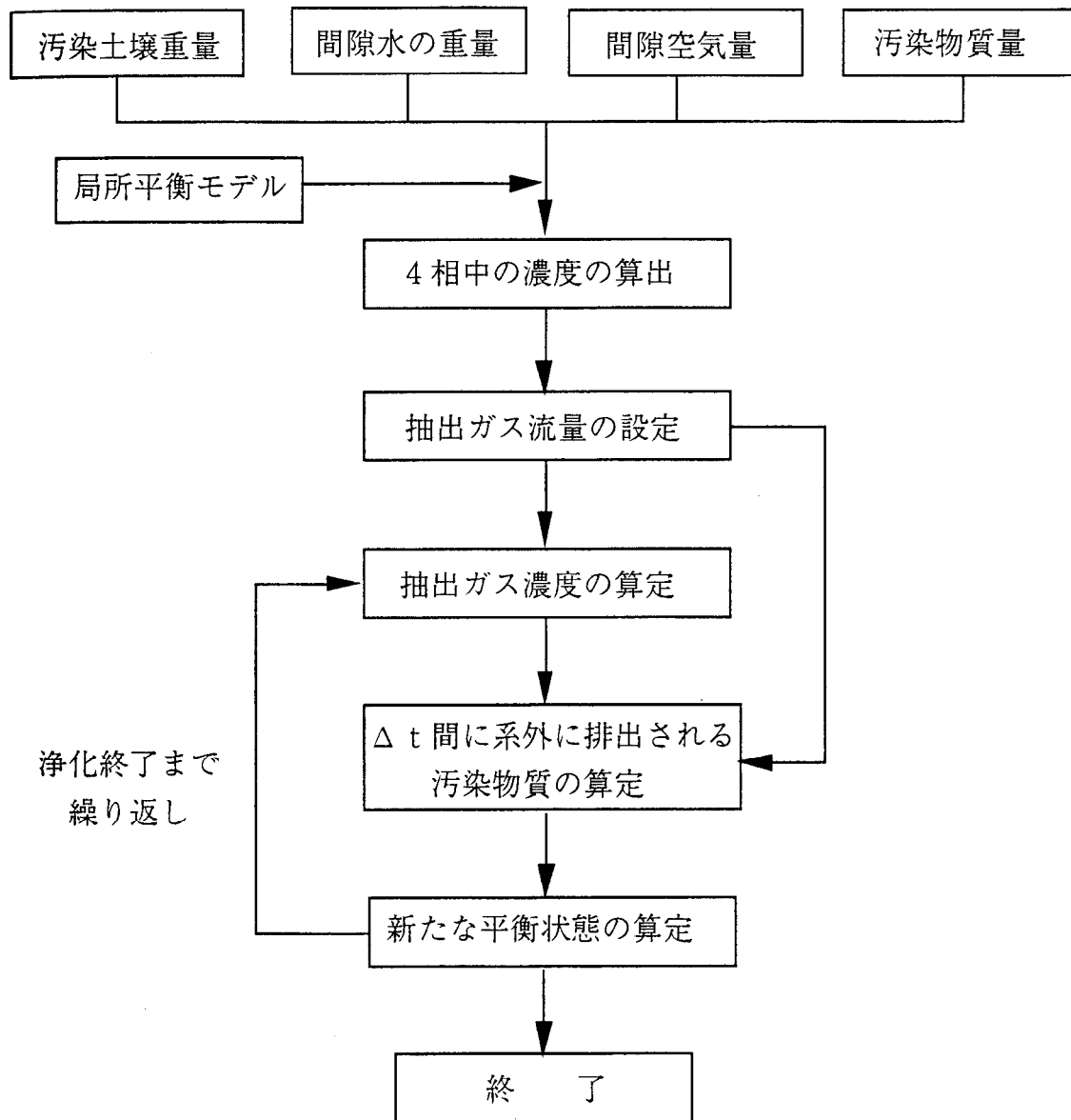


図-2.3.2 モデルの計算フロー

排出される化学種の量と、土壌中に存在する化学量のマスバランスが次式から導かれる。

$$\frac{dM_i}{dt} = -QC_i$$

式-2.11

ここに

M_i : i種の物質のモル数 (mole)

C_i : 気相中のi種の物質のモル濃度 (mole/cm³)

Q : 排気量 (cm³/sec) を表す。

また土壌中 (4相) 間の平衡状態方程式は次式で表される。

$$M_i = \frac{Z_i P \epsilon V}{RT} + x_i M^{Hc} + y_i M^{H_2O} + k_i y_i \frac{M_{soil}}{M_{wH_2O}} \quad \text{式-2.12}$$

ここに、

x_i : 原液相におけるi種の物質のモル分率

y_i : 間隙水中のi種のモル分率

Z_i : 気相におけるi種の物質のモル分率

k_i : i種の物質の吸着率平衡定数

P : 気相における圧力 (atm)

ϵ : 空気間隙率

V : 汚染土の体積 (cm³)

R : 気体 (82.1cm³/mole · ° K)

T : 土の温度 (° K)

M^{Hc} : 原液相の全モル数 (mole)

M^{H_2O} : 土中水の全モル数

M_{soil} : 汚染土の重量 (g)

M_w, H_2O : 水のモル重量 (=18g/mole)

をそれぞれ表す。

右辺第1項が、ガス中に存在する化学種の量、第2項、第3項、第4項はそれぞれ原液相中、土壌水中、土壌吸着相中の化学種の量を表している。ガス相を理想気体、原液相も理想混合相として扱えば、次の平衡条件が成り立っている。

$$Z_i P = x_i P_i^v = \alpha_i x_i P_i^v = C_i RT \quad \text{式-2.13}$$

ここに P_i はi種の物質の蒸気圧 (atm)、 α_i は水中におけるi種の物質の活動度係数である。式-2.13を式-2.12に代入すると、次式のように x_i に関する方程式になる。

$$x_i \left\{ \frac{P_i^V \varepsilon V}{RT} + M^{HC} + \frac{M^{H_2O}}{\alpha_i} + \frac{k_i M_{soil}}{\alpha_i M_{\omega H_2O}} \right\} = M_i \quad \text{式-2.14}$$

$$\sum x_i = \sum \frac{M_i^{HC}}{M^{HC}} = 1.0 \quad \text{式-2.15}$$

$$\partial(M^{H_2O}) = 0 \quad \text{if} \quad M^{H_2O} = 0$$

$$\partial(M^{H_2O}) = 1 \quad \text{if} \quad M^{H_2O} > 0$$

式-2.11、式-2.14、式-2.15を、 M_{HC} 、 ε を変数とするニュートンラプソン法を用いて解いている。また、原液相がすべてなくなった場合は式-2.13を式-2.12に代入するときに、 y_i に関する方程式を同様に解くことになる。

2.3.3 室内浄化効率試験での検証

2.3.1で述べた浄化予測モデルの妥当性を検討するために、2.2で述べた試験結果の浄化予測解析を行った。予測解析を行うにあたって、入力条件は表-2.2.1 および表-2.2.2 に示した条件を入力した。代表的な例として、図-2.3.3、図-2.3.4 に豊浦砂(No.1-1)とローム土(No.4-1)の検証例を示した。

図に示したように、解析初期は解析値と良く合致しているが、すぐに実測値と合致しなくなってくる。そのために、各々のグラフには、実測値と合致するように有効透気流量を仮定して、フィッティングした結果を併記した。ここに、有効透気流量は、全体の透気流量のうち一部だけが、モデルの熱力学平衡を満たしており、残りは既に清浄になった部分を通過しているという考えである。豊浦砂およびロームの場合の全透気流量に対する有効透気流量比は、それぞれ1/10、1/15となった。この現象の原因は土粒子構造にマクロポアとミクロポアが存在し、空気流がマクロポアを主に通過しミクロポアからの移動はガス中または水中への拡散によるためと時間遅れが生じることによると考える。

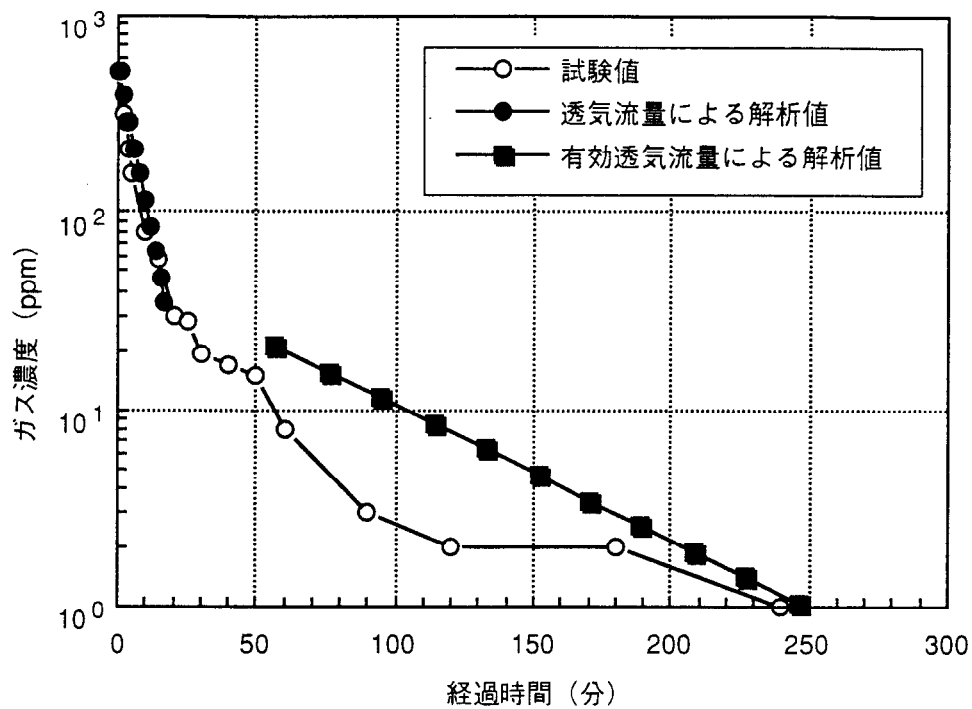


図 2.3.3 豊浦砂 (No.1-1) の検証例

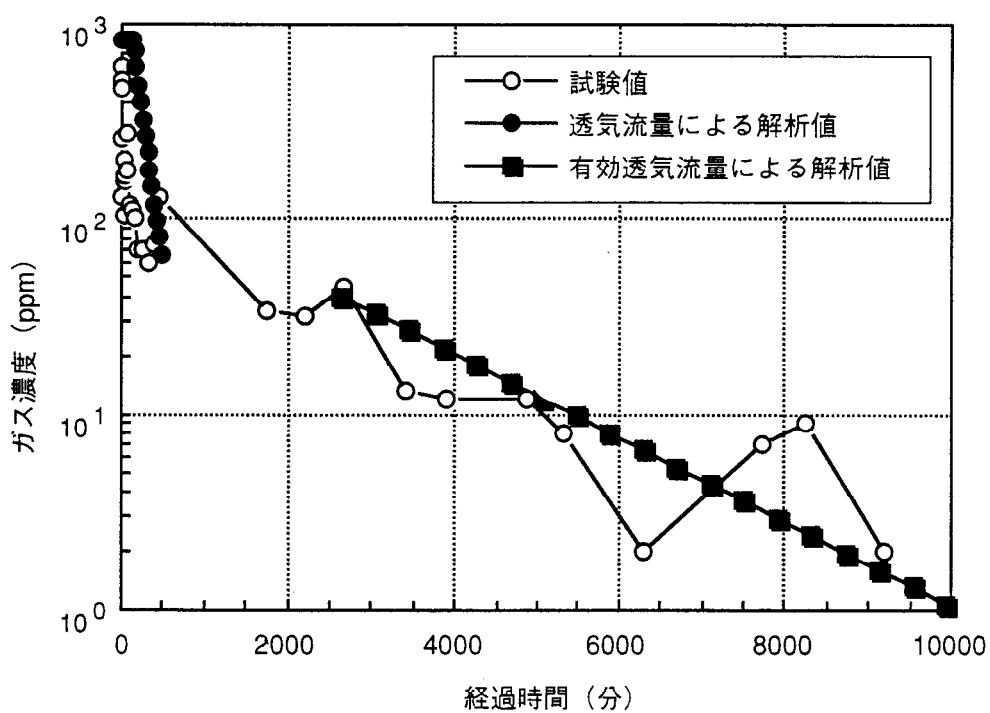


図 2.3.4 ローム土 (No.4-1) の検証例

2.3.4 現場透気試験での検証

現場のSVEは、室内浄化効率試験の均等な二次元空気流れに対し、地表からの不均一な三次元空気流れが発生する。この節では、浄化予測モデルを現場透気試験結果に適用し、その有効性を検証した。

汚染状況と現場透気試験の概要を述べる。⁹⁾ ボーリング調査結果のTCE土壤濃度分布と土質プロファイルを図-2.3.5に示す。浄化対象は土壤濃度がGL-9mで急激に低下することから、1mg/kg乾土以上のGL-8m以浅のローム層とした。地盤中での間隙中の負圧分布を測定するために、以下のような実験を行った。抽出井および負圧観測井の位置図を図-2.3.6に示した。透気設備の配置図を図-2.3.7に示した。SVEによる地盤中での間隙空気圧は抽出井で急激に減少していくために、抽出井においては25cmピッチで深度1m, 2m, 4mの簡易観測井を敷設した。真空ポンプは実験用の小型のものであり、実際にSVEに用いられるものと比較すれば、抽出空気量も最大500L/min とかなり小型のものである。抽出井はφ50cmの鋼管にストレーナーを設け、負圧観測井は抽出井と同様にφ5cmの鋼管にGL-2.5~4.0m およびGL-6~8mの2ヶ所にストレーナーを設けた。ストレーナー以外の場所は、管壁と地盤との境界からの漏気を防ぐためにベントナイトモルタルによりシールした。

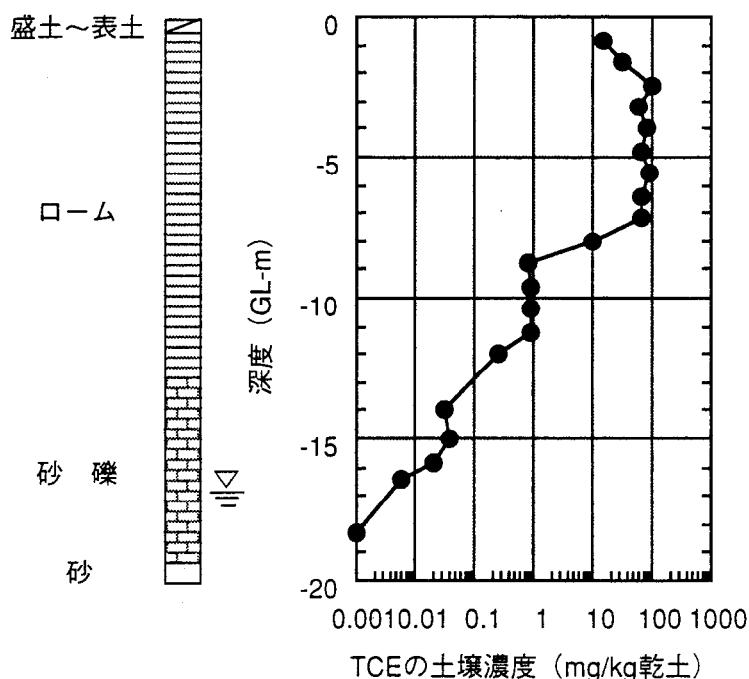


図-2.3.5 土壤濃度と土質分布

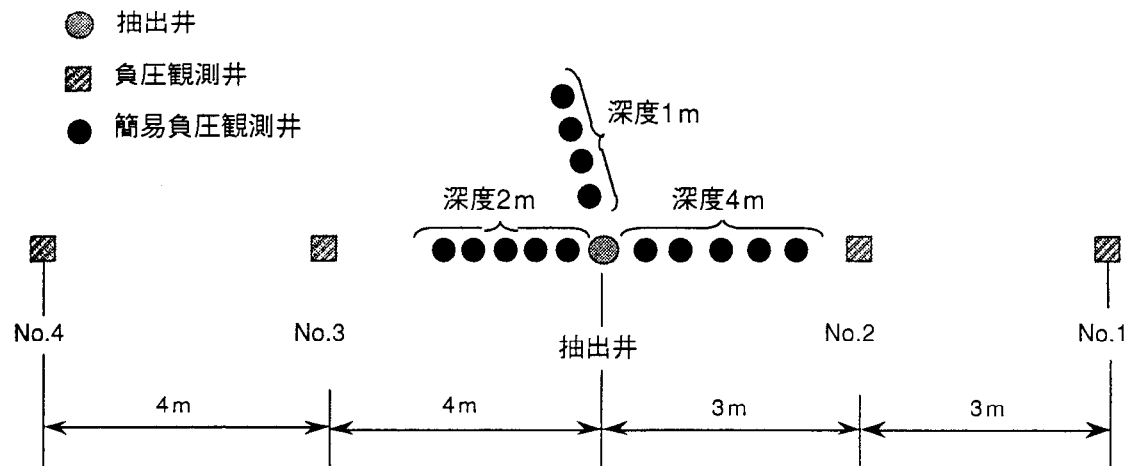


図-2.3.6 抽出井周辺の負圧観測井配置図

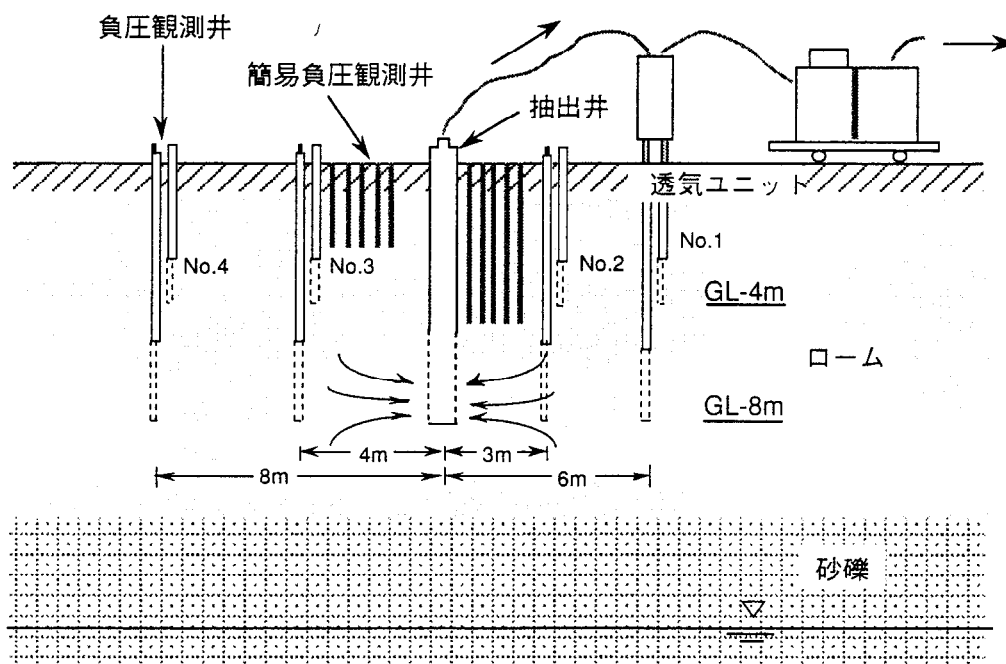


図-2.3.7 透気設備配置図

また抽出井周辺に設けた簡易負圧観測は、ハンドオーガーで目標深度まで削孔した後、 $\phi 13\text{mm}$ の塩ビパイプを打ち込んで作成した。これも塩ビパイプと地盤との境界からの漏気を防ぐために、削孔にあたっては塩ビパイプより幾分細い径で削孔し、漏気防止に配慮した。

試験結果を記す。現場透気試験中の10日間の吸引土壌ガス流量が 14.0L/min で、その間の吸引土壌ガス濃度は開始直後に約 $2,000\text{ppm}$ であったが、3日後に 100ppm に急激に低下し、それ以降低下することなく一定であった。(図-2.3.9 参照)

抽出井の吸引負圧 -19.6kPa に対し、負圧観測井に発生した土中負圧は図-2.3.8に示すようになり、外挿すると透気半径は約 7m となる。

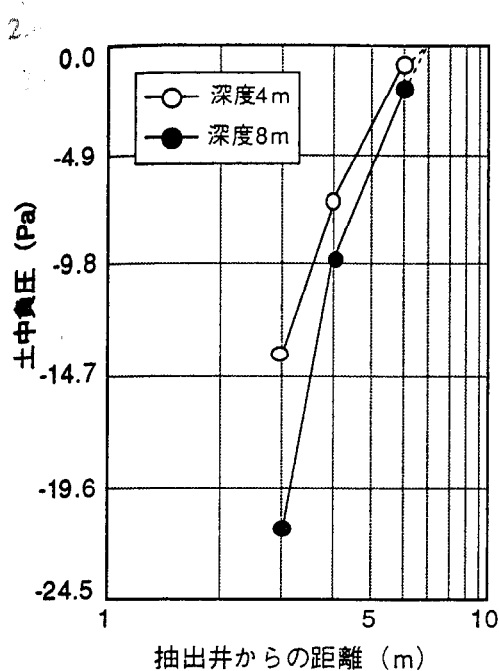


図-2.3.8 抽出井からの距離と土中負圧の関係

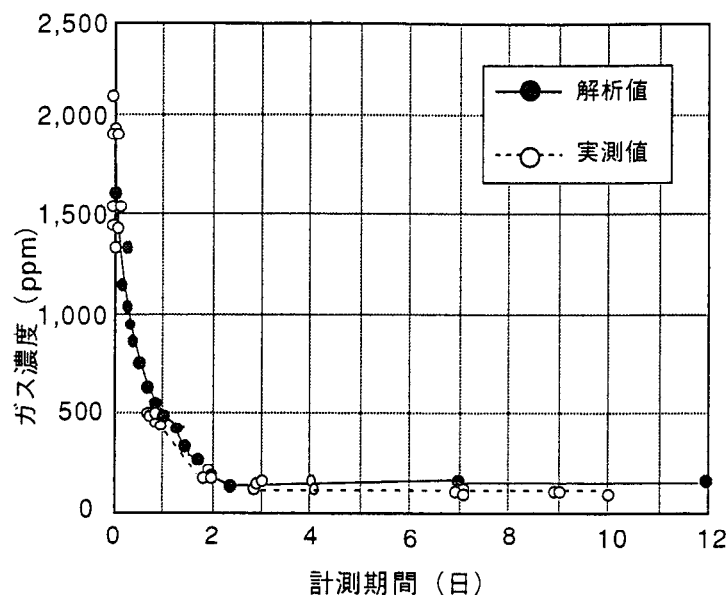


図-2.3.9 土壌ガス濃度経時変化比較

上記の試験結果より、浄化予測計算の入力条件を整理すると表-2.3.1になる。ここで、汚染土の体積は透気半径を7m、深さを8mの円筒形とした。土壌濃度は図-2.3.5の土壌濃度分布の深さ8mまでの平均濃度とした。

表-2.3.1 浄化予測計算の入力条件

汚染土 体積 $V_s(\text{m}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	飽和度 $S_r(\%)$	有機物含有量 $W_o(\%)$	TCE土壌濃度 $C_s(\text{mg/kg乾土})$	TCE原液重量 $M^{\text{HC}}(\text{kg})$	土壌ガス流量 $Q(\text{L/min})$
1231.5	0.671	3.13	85.9	2.97	58.4	48.3	1400

解析結果は土壌ガス濃度の経時変化について、解析値と実測値を比較したのが図-2.3.9である。土壌ガス濃度の実測値は吸引開始から3日間で急激に低下するが、その後テーリング現象を起し、その後100ppmで一定である。浄化予測解析は吸引初期で熱力学平衡モデルでよく一致するが、テーリングでフィッティングできないため実測値に一致する有効透気流量を算定した結果、全透気流量に対する有効透気流量比は1/15となった。図-2.3.9に示す実証実験のテーリングでのフィッティングが図-2.3.3、図-2.3.4に示す室内試験よりよく一致する原因としては室内試験では空気流れの範囲が限定されたため、マクロポアからミクロポアに移行するのが比較的速いのに対し、現場ではその移行が緩慢であることに起因すると考える。

2.4 多相流れ・移流拡散解析¹⁰⁾

2.4.1 目的

2.3において、簡便に熱力学平衡モデルを用いたS V E工法における浄化予測手法を示したが、この手法は、設計段階で汚染分布の不均一性、抽出井の位置、透気係数の不均質性を考慮せずに、浄化予測を行うものである。従って、地盤内のどこを空気が通過し、どのように浄化が進行していくかについての情報を得ることができない。しかし、定性的定量的に浄化プロセスを深く理解するためには、汚染分布、井戸位置、透気係数の分布を考慮できる数学モデルにより、実際の地盤の浄化プロセスを解析することが必要である。ここではそれらの過程を追跡可能である2次元3次元多相流れ・移流拡散解析を用いて、現場試験結果の解析を行い、メカニズムの理解を深めることを目的としている。

本解析方法は、汚染物質の多相状態での地盤への浸透・相変化（各相間の溶解・揮発）・浄化によるガスの流れ等を考慮できる有限要素解析であり、2相（空気・水）または3相（空気・水・原液）の多孔質体における流れ及び物質移動をモデル化しており、流れのみまたは流れと物質移動の組合わさった状態の解析が可能である。本解析方法は流れを解析するモジュールと物質移動を解析するモジュールの2つがあり、両者の相関性を考慮して、解析を行っていく。流れを解くモジュールは、水と原液の2相流、または水・原液・気体から成る3相流の解析に用いることが出き、物質移動を解くモジュールは、部分的な平衡相間の物質移行と相中の移流・拡散を扱い、水・原液・気体・固相間にまたがる化学物質を扱うことが出来るものである。

土壌ガス吸引法の浄化予測においては、土壌ガスの流れを如何に把握するかが重要であるが、土壌中のガスの流れはわずかのエアースペースや地盤のわずかな含水比分布の相違・土質の不均質性に大きく影響される。土壌ガス吸引法のガスの流れを調査するためにローム層を対象に行った試験結果に適用し、本解析方法で用いられている流れの構成則の妥当性を検討した。

2.4.2 モデルの概要⁴⁾

(1) 多相流れのモデル化

多孔体における水（w）、有機化合物（o）、空気（a）間の支配方程式は、非圧縮多孔体・非圧縮流体・圧縮性ガス相の仮定にたてば、式-2.16のようになる。以後下添え字のw、o、aはそれぞれ水相・有機化合物相・空気相を表す。

$$\phi \frac{\partial S_w}{\partial t} = - \frac{\partial q_{wi}}{\partial x_i} + \frac{R_w}{\rho_w}$$

$$\phi \frac{\partial S_o}{\partial t} = - \frac{\partial q_{oi}}{\partial x_i} + \frac{R_o}{\rho_o}$$

$$\phi \frac{\partial \rho_a S_a}{\partial t} = - \frac{\partial \rho_a q_{ai}}{\partial x_i} + R_a$$

式-2.16

ここに

ϕ : 間隙率

S_p : p 相の飽和度

q_{pi} : p 相の i 方向のダルシー流速

ρ_p : p 相の密度

R_p : 単位量当りの多孔体中に流入・流出する p 相の物質総量を表す。

p 相の i 方向のダルシー流速は次式で定義される。

$$q_{pi} = -K_{pij} \left\{ \frac{\partial h_p}{\partial x_j} + \rho_{rp} u_j \right\}$$

式-2.17

ここに K_{pij} は p 相の透過テンソル、 $h_p = P_p / g \rho_{w*}$ は圧力水頭、 P_p は p 相の圧力、 ρ_{w*} は水の単位体積重量、 $\rho_{rp} = \rho_p / \rho_{w*}$ は p 相の比重、 u_j は単位重力ベクトルである。

式-2.21、式-2.22より、支配方程式は以下のようにになる。

$$\phi \frac{\partial S_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[K_{pi} \left\{ \frac{\partial h_w}{\partial x_j} + \rho_{rw} u_j \right\} \right] + \frac{R_w}{\rho_w}$$

$$\phi \frac{\partial S_o}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[K_{oi} \left\{ \frac{\partial h_o}{\partial x_j} + \rho_{ro} u_j \right\} \right] + \frac{R_o}{\rho_o}$$

$$\phi \frac{\partial \rho_a S_a}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\rho_a K_{aij} \left\{ \frac{\partial h_a}{\partial x_j} + \rho_{ra} u_j \right\} \right] + R_a$$

式-2.18

次に多相流れをモデル化するにあたって、それぞれの相の透過度、飽和度、サクション圧の関係式が必要であるが、その関係式としてバン・ギノヒテン (Van Genuchten) モデル¹¹⁾ の拡張形¹²⁾ を用いている。バン・ギノヒテンのモデルは飽和度・サクション圧、比透水係数、比透気係数 (飽和透気係数 k_s に対する不飽和透気係数 k_u の比 k_s/k_u) の関係を多くの実験結果から求め、提案された実験式である。

$$h_{aw} = h_a - h_w, \quad h_{ow} = h_o - h_w, \quad h_{ao} = h_a - h_o$$

式-2.19

二相（水－空気）間の飽和度と毛管圧の関係は、バン・ギノヒテンによれば次式で表される。

$$\bar{S}_w = [1 + (\alpha h_{aw})^n]^{-m} \quad \text{式-2.20}$$

ここに $\bar{S}_w = (S_w - S_m)/(1 - S_m)$ は有効飽和度、 S_m は残留飽和度である。また α 、 n は土の性質によって決定される定数であり、 $m = 1 - 1/n$ である。これを3相に拡張したモデルは以下のようなになる。

$$\bar{\bar{S}}_w = [1 + (\alpha \beta_{ow} h_{ow})^n]^{-m} \quad \text{式-2.21}$$

$$\bar{S}_t = [1 + (\alpha \beta_{ao} h_{ao})^n]^{-m} \quad \text{式-2.22}$$

ここに

$\bar{\bar{S}}_w$: 見かけの水有効飽和度

$\bar{S}_t$: 有効飽和度（全液相）

β_{ao} : 換算係数（≡水とNAPLの表面張力の比）

β_{ow} : 換算係数（≡水の表面張力と水とNAPLの相間張力の比）である。

ここにNAPLはNon Aqueous Phase Liquidの略で、水に溶けない液相の意味で、TCEのような有機塩素化合物、油等を表す。また見かけの水有効飽和度 $\bar{\bar{S}}_w$ は、地下水位変動帯での有機化合物のトラップをモデル化するために、以下の式で与えた。

$$\bar{\bar{S}}_w = \bar{S}_w + \bar{S}_{ot} \quad \text{式-2.23}$$

ここに $\bar{S}_{ot}$ は有効非移動NAPL飽和度であり、トラップされて移動しないNAPLを表している。これについては、ランド（Land）の経験式⁽³⁾、式-2.24を用いている。

$$\bar{S}_{ot} = \begin{cases} \frac{1 - \bar{S}_w^{\min}}{1 + R_{ow}(1 - \bar{S}_w^{\min})} - \frac{1 - \bar{\bar{S}}_w}{1 + R_{ow}(1 - \bar{\bar{S}}_w)} & \text{for } \bar{\bar{S}}_w > \bar{S}_w^{\min} \\ 0 & \text{for } \bar{\bar{S}}_w \leq \bar{S}_w^{\min} \end{cases} \quad \text{の場合} \quad \text{式-2.24}$$

ここに $R_{ow} = \frac{1}{\bar{S}_{ro}^{\max}} - 1$ $\bar{S}_{ro}^{\max} = S_o / (1 - S_m)$ 最大有効残留NAPL飽和度

地下水の変動・乾燥により生じた最小有効飽和度である。

実際の水およびNAPLの飽和度は、以下の式で与えられる。

$$S_w = (1 - S_m)(\bar{\bar{S}}_w - \bar{S}_{ot}) + S_m, \quad S_o = (1 - S_m)(\bar{S}_t - \bar{S}_{ot}) + S_m - S_w \quad \text{式-2.25}$$

NAPL相のトラップを考慮した相対透過度としては、次式を用いている。⁽¹⁴⁾

$$k_{rw} = \bar{S}_w^{1/2} [1 - (1 - \bar{S}_w^{1/m})^m]^2, \quad k_{ro} = (\bar{S}_t - \bar{\bar{S}}_w)^{1/2} [(1 - \bar{S}_w^{1/m})^m - (1 - \bar{S}_t^{1/m})^m]^2$$

$$k_{ra} = (1 - \bar{S}_t)^{1/2} [1 - \bar{S}_t^{1/m}]^{2m} \quad \text{式-2.26}$$

式-2.18を風上重み付け法を用いた有限要素法¹⁵⁾により、定式化しているが、定式化については他書に譲る。式-2.26はそれぞれの相の透過度、及び相関移動の項は強い非線形性を有するが、その解法にはニュートン・ラプソン法を用いている。

(2) 物質移行のモデル化^{16) 17)}

多相流れにおける物質移行のモデル化は、通常の移流拡散方程式と同じでように式-2.27のように表されるが、ただ相関の物質移動をいかに扱うかがポイントである。式-2.27中の $R_{\alpha p}$ がそれぞれの相関移動の物質量を表す項である。

$$\phi S_p \frac{\partial C_{\alpha p}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} [\phi S_p D_{\alpha p i j} \frac{\partial C_{\alpha p}}{\partial x_j}] - q_{p i} \frac{\partial C_{\alpha p}}{\partial x_i} + R_{\alpha p} - (\mu_{\alpha p} + \frac{R_p}{\rho_p}) C_{\alpha p} \quad \text{式-2.27}$$

ここに

- $C_{\alpha p}$: p 相中の α 種の濃度
- $D_{\alpha p i j}$: p 相中の α 種の拡散係数
- $q_{p i}$: p 相のダルシー流速
- $R_{\alpha p}$: p 相へ出入りする α 種の相間移動の総量
- $\mu_{\alpha p}$: p 相中の α 種の減衰または湧き出し係数
- R_p : p 相に流入・流出する物質の合計である。

相間の物質移行の平衡式は、熱力学の平衡式から以下のように定式化している。

$$C_{\alpha o} = \Gamma_{\alpha o} C_{\alpha w}, C_{\alpha a} = \Gamma_{\alpha a} C_{\alpha w}, C_{\alpha \delta} = \Gamma_{\alpha \delta} C_{\alpha w} \quad \text{式-2.28}$$

ここに

- $\Gamma_{\alpha o}$ は Raoult 定数 (水相と N A P L 相の分配係数)
- $\Gamma_{\alpha a}$ は Henry 定数 (N A P L 相とガス相の分配係数)
- $\Gamma_{\alpha \delta}$ は (固相と水相の分配係数) である。

式-2.27中の $R_{\alpha p}$ には式-2.29の関係があるから、式-2.28の関係を用いて有機化合物相とガス相、吸着相の濃度の項を消去すると、 α 種の相総和移行方程式は式-2.29のようになり、かなり簡単に扱えることになる。

$$\sum_p R_{\alpha p} = 0 \quad \text{式-2.29}$$

$$\phi_{\alpha}^* \frac{\partial C_{\alpha w}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} [D_{\alpha i j}^* \frac{\partial C_{\alpha w}}{\partial x_j}] - q_{\alpha i}^* \frac{\partial C_{\alpha w}}{\partial x_i} - \mu_{\alpha}^* C_{\alpha w} \quad \text{式-2.30}$$

ここに

- $\phi_{\alpha}^* = \phi S_w + \phi S_o \Gamma_{\alpha o} + \phi S_a \Gamma_{\alpha a} + \Gamma_{\alpha \delta}$
- $D_{\alpha i j}^* = \phi S_w D_{\alpha w i j} + \phi S_o D_{\alpha o i j} \Gamma_{\alpha o} + \phi S_a D_{\alpha a i j} \Gamma_{\alpha a}$
- $q_{\alpha i}^* = q_{w i} + q_{o i} \Gamma_{\alpha o} + q_{a i} \Gamma_{\alpha a}$

$$\mu_{\alpha}^* = \mu_{\alpha w} + \mu_{\alpha o} \Gamma_{\alpha o} + \mu_{\alpha a} \Gamma_{\alpha a} + \mu_{\alpha \delta} \Gamma_{\alpha \delta} + \frac{R_w}{\rho_w} + \frac{R_o \Gamma_{\alpha o}}{\rho_o} + \frac{R_a \Gamma_{\alpha a}}{\rho_a} \quad \text{である。}$$

式-2.30を、ガラーキンの重み付け残差法を用いて、定式化している。定式化は参考文献(2章)の16)、17)に記載されている。

2.4.2 現場透気試験の概要

試験に使用した井戸配置と透気設備は図-2.3.3、図-2.3.4と同様である。試験手順を以下に示す。

- 1) 試験は井戸から一定流量を抽出することにより行った。小型の透気ユニットを使用している関係上、抽出量はほぼ140L/minとした。
- 2) 試験は最初晴天が続いた日を選んで行い、地表が乾燥している状態で行った。
- 3) 定常状態に達するまで(1時間程度)運転を続け、地盤内の負圧を観測するために、24時間観測を継続した。
- 4) その後透気井戸から半径2.5m以内の地表面にスプリンクラーで散水し、地表からの空気の侵入を制限し、地盤内の負圧を観測するために、24時間観測を継続した。
- 5) 抽出土壌ガス濃度は、随時計測を行った。

2.4.3 検証解析結果と考察¹⁸⁾

解析は抽出井を中心に放射状に地盤と考え、軸対称・二次元モデルで行った。解析範囲は深度方向を地下水位まで、透気半径を図-2.3.4より7mとした。解析メッシュを図-2.4.1に示した。解析点数は1122節点、要素数は1056要素である。解析条件は表-2.4.1に示した。

ローム層および砂礫層の透水係数は単孔式の現場透水試験(回復法)の結果を用いている。バン・ギノヒテンの不飽和パラメーターについては実測していないが、ローム土に対して従来取得されていたデータにより α 、 n を決定し、地下水面からの距離と含水比の関係から、残留飽和度 S_m を決定した。従来取得されているデータと現場の含水比分布から決定した。本解析方法で用いられている流れの構成則関係を用いて、飽和度とサクション圧・比透水係数・比透気係数の関係を算出したものを図-2.4.2に示した。当然ながらローム層では保水性が高いために、飽和度に対するサクション圧・飽和透水係数と不飽和透水係数の比・飽和透気係数と不飽和透気係数の比の依存性が高い。比透気係数から透気係数を算出するにあたっては単に飽和透気係数値(空気間隙比100%)が必要であるが、従来行なわれている透水係数から粘性係数を用いて補正した値を用いた。ローム層の場合、透気係数を透水係数から算定することは土粒子の収縮、構造の変化等のために問題があると考えられるが、これについては計算結果の考察のところで後述する。

散水する前と散水した後の飽和度・土中負圧・流速分布の定常状態の解析結果を示した図を図-2.4.3に示した。

表-2.4.1 解析条件

	深 度 GL-(m)	透水係数 (cm/sec)	間隙率	不飽和パラメータ	
				α (m ³)	n
ローム	0.0~12.0	4.5×10^{-3}	0.76	0.10	2.00
砂 礫	12.0~16.0	2.1×10^{-3}	0.30	5.22	5.69

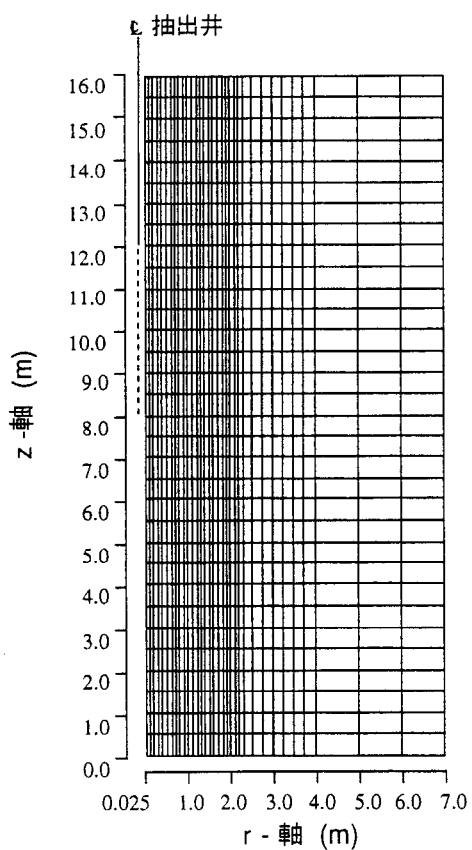


図-2.4.1 解析メッシュ図

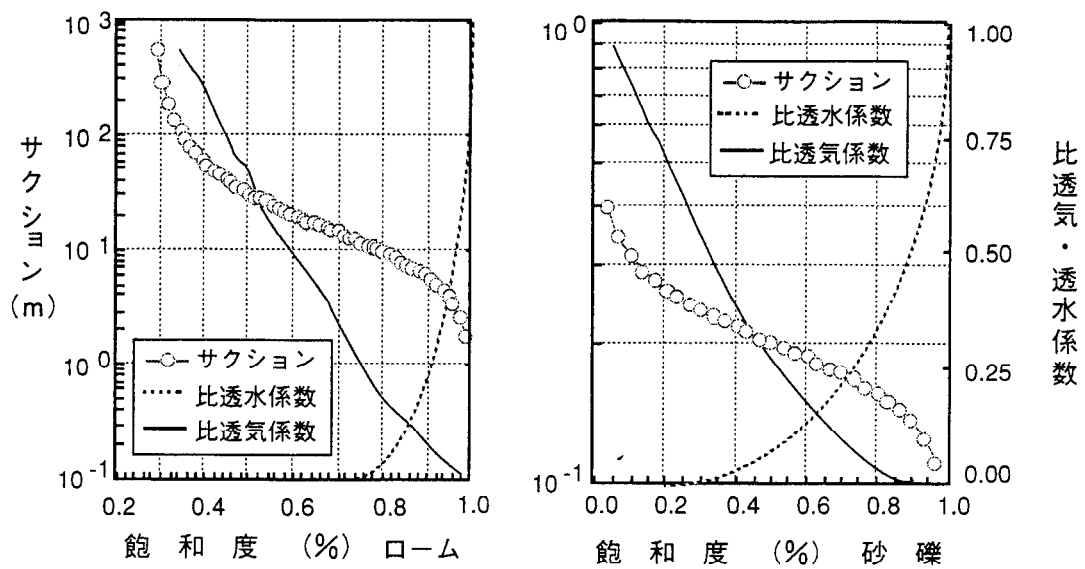


図-2.4.2 飽和度とサクション圧・比透水係数・比透気係数の関係

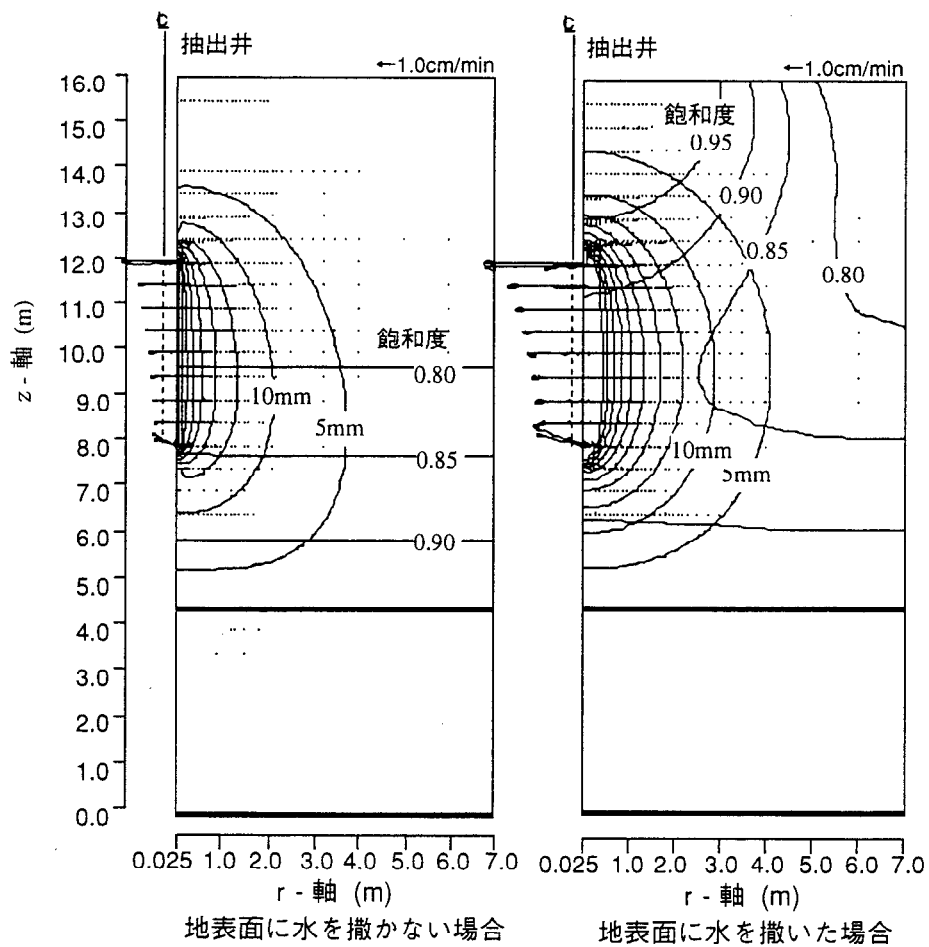


図-2.4.3 空気の流れの解析結果 (定常流)

定性的には散水前と散水後の飽和度分布の変化が良くわかる。また、地表面をシールすることにより地盤内の間隙空気圧分布が上方・下方同程度に発達しているのが判る。

また、等負圧線がより遠方まで伝わっていくのが判る。井戸問題と同様に間隙空気圧分布を算定するには、抽出井の井戸損失がどの程度あるかを算定しなければならない。今回の解析では負圧観測井での計測値に合致するように、井戸損失を定めたので散水前の井戸損失は87%、散水後の井戸損失は94%に及んだ。この場合の井戸損失は井戸での圧力ロスを示す。よって散水前も散水後も定流量で試験を行っているにも関わらず、流速分布は異なっている。

試験結果と解析結果の比較図を図-2.4.4、図-2.4.5に示した。

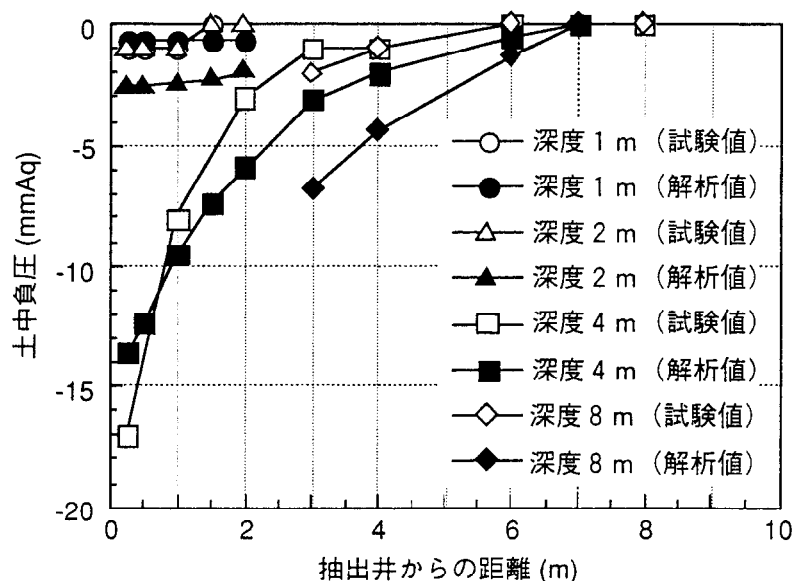


図-2.4.4 試験結果と解析結果の比較（散水前）

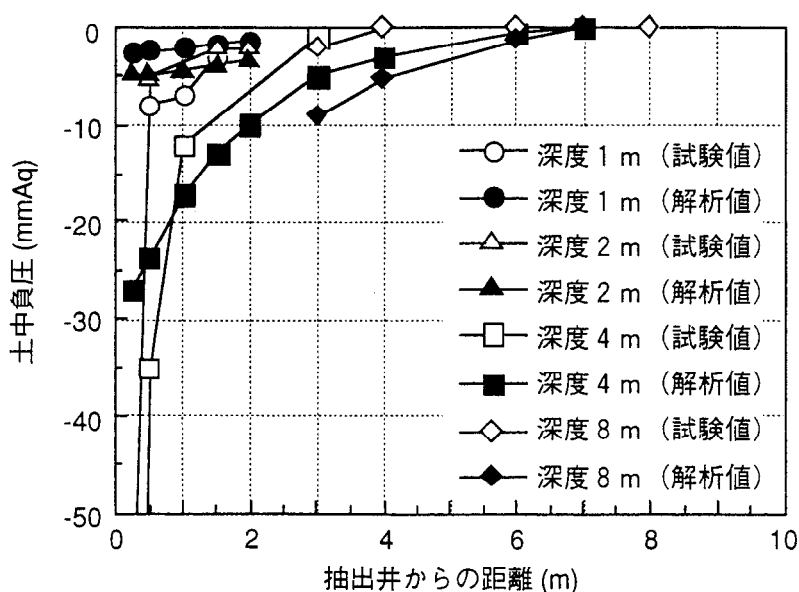


図-2.4.5 試験結果と解析結果の比較（散水後）

図-2.4.4は 散水前の試験値と解析値の比較を、図-2.4.5は散水後の試験値と解析値の比較を示している。図-2.4.4と図-2.4.5を比較すると、散水の影響は大きく、特に深度が浅いほど負圧の上昇が大きいことがわかる。深度8mでは散水の影響は認められなかった。この点では図-2.4.4の解析結果と定性的には同様の傾向を示した。解析結果との比較において傾向的にいえることは、試験結果の方が井戸近傍における圧力損失が非常に大きいことである。特に散水後の圧力損失の差が大きい。これは散水による上方からの水の供給と抽出井における空気の吸引により、土中の飽和度が上昇し、透気係数が減少したためであると考えられる。

しかし、今回の計算においては、吸引して飽和度が上昇する過程は模擬できたが、図-2.4.5の深度 1m, 4m の試験値において、井戸近傍で急激に負圧が増大するような現象は模擬できなかった。これは井戸損失を多く取りすぎているという考えもあるが、井戸損失を少なくした計算においても圧力減少の傾向は同等で、試験結果を模擬することはできなかった。

また、今回の計算においては、地盤内負圧を検証のポイントと考え、地盤内負圧を模擬できるような井戸損失を選んだが、その結果流量については全く検証できなかった。実験における流量140L/min に対し、解析された流量は散水前で6L/min程度で、散水後については12L/min程度とそのオーダーが異なった。流量の相違は 透水係数から透気係数を推定していたことに起因すると考えられる。今回用いたローム層の透水係数はほぼ妥当もしくは大きめと考えられ、透気係数の同定を誤った原因としては、本解析方法で用いられている多相流れモデルの構成則（比透気係数と含水率の関係）が異なっているか、もしくは 含水率 0%のときの飽和透気係数が単に飽和透水係数との粘性係数比で表現できないかどちらかの原因と考えられる。比透気係数を含水率の関係が現実を反映していないことは十分考えられることであるが、飽和度 80%の時の比透気係数は 0.2であり、流量のオーダーの違いはあまり考えられない。流量のオーダーが異なった最も大きな原因としては、飽和透気係数が単に飽和透水係数との粘性係数比で表現できない可能性の方が大きいように考えられる。

ローム層のような構造の良く発達した土では大きな間隙とミクロな間隙が複雑に入り交じっており、単なる砂質土のような間隙構造が単純なものとは透気経路と透水経路が大きく異なっているとは思っていない。筆者が実験した攪乱ロームの透気係数の飽和度依存性の実験結果によれば、飽和度 80%と飽和度 16%の供試体での透気係数比は2オーダーにも及んだ。また飽和度16%の時の透気係数は $5 \times 10^{-7} \text{cm}^2$ と非常に大きいものであった。今回の現地での不攪乱ロームとは直接比較できないが、ローム層のような微粒子構造をもつ土の透気係数の特徴のひとつであろうと考えている。

物質の移流・拡散解析は物質移動に対して、空気流量の影響が大きいため空気流量を試験結果と合わせるために前で述べた透気係数についての修正を行った。飽和度0%のときの透気係数を散水前では20倍、散水後では9倍と修正している。そして、揮発性有

機物質の土粒子への吸着が無い場合とある場合についての移流・拡散解析を行い、抽出ガス濃度の変化について試験結果と比較・検討を行った。

本解析に用いた、揮発性有機物質の移流・拡散に関する物性値を表-2.4.2に示した。表-2.4.2における有機物含有量は、現地の試料から土質試験によって得られたものである。

表-2.4.2 移流・拡散に関する物性値

拡散係数 (m ³ /Hour)		比 重	ヘンリー係数	溶解度	有機含有量	吸着係数
水 中	気 中			(mg/L)	(%)	(g/cm ³)
3.03×10^{-4}	2.96×10^{-2}	1.464	0.37	1,100.0	2.9	64.56

土壤浄化に関する物質の移流・拡散解析の問題点は、初期状態での物質の存在量・分布状況の推定が困難なことである。本解析では透気井戸のボーリング時に行った土壤濃度の測定結果と比較的良く一致するような揮発性有機物質の存在量・分布状況を推定し、解析初期値とした。抽出井における土壤濃度の分布を図-2.4.6に示した。吸着ありのケースは、有機物含有量に応じた吸着を考慮したものであり、吸着なしは、吸着を考慮しなかったものである。

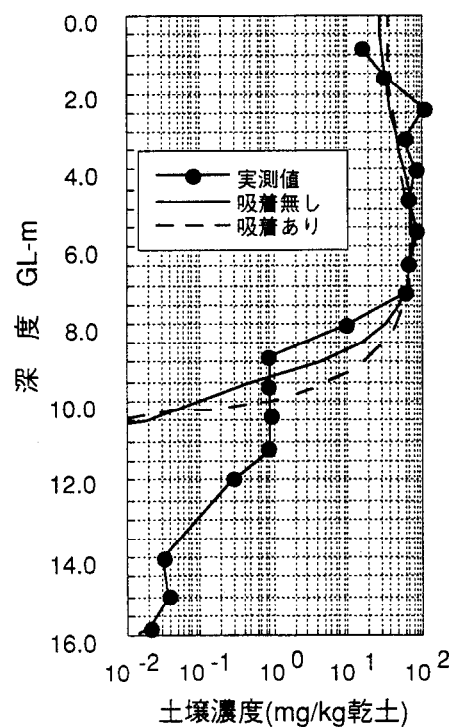


図-2.4.6 抽出井での土壤濃度分布

本プログラムでは相平衡に局所平衡の概念を用いているため、揮発性有機物質分布の経時変化については気相中のガス濃度を代表値とした。ガス濃度分布の経時変化について図-2.4.7、8に示した。

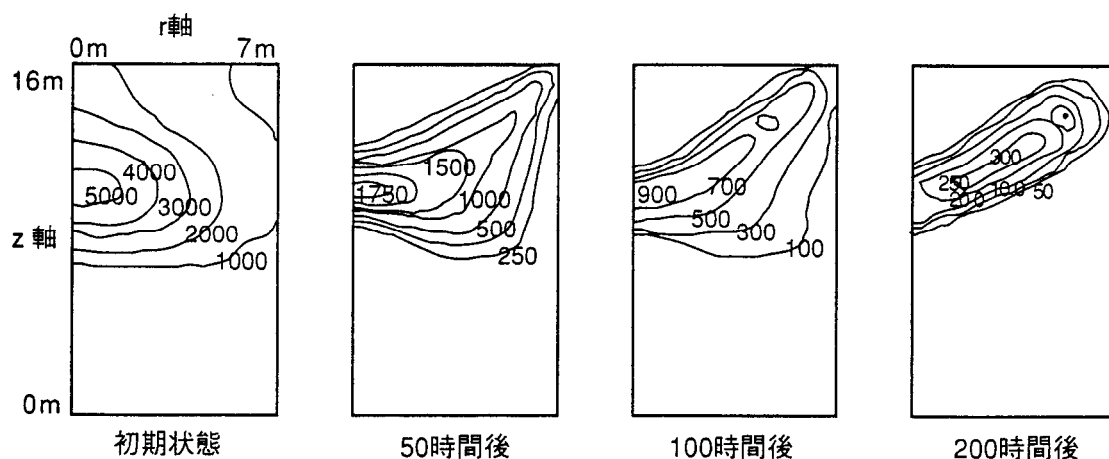


図-2.4.7 土粒子への吸着が無い場合におけるガス濃度分布の変化 (ppm)

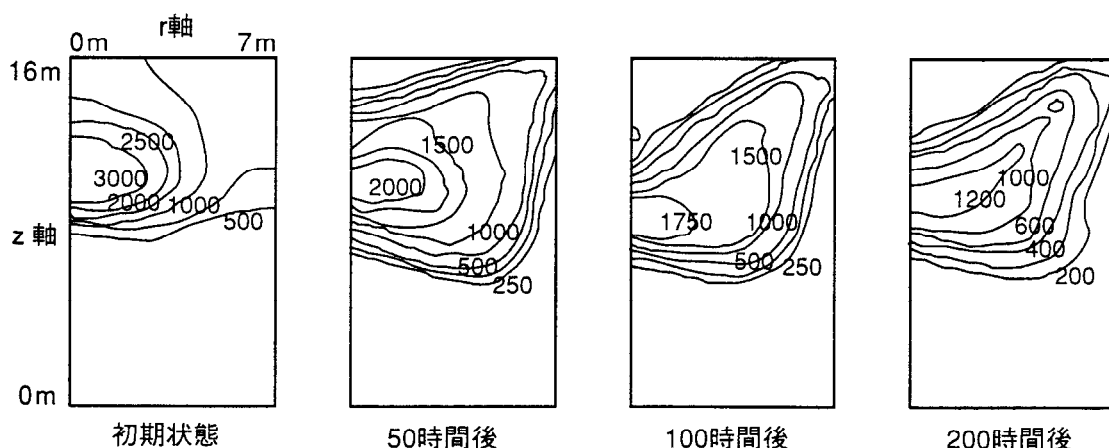


図-2.4.8 土粒子への吸着がある場合におけるガス濃度分布の変化 (ppm)

地表面からの空気の侵入により透気井戸近傍の上部での濃度低下が大きく、地表面に近くても透気井戸から離れるほど透気の影響は小さくなっている。また、土粒子への吸着がある場合には吸着が無い場合よりも濃度低下に要する時間がかかることがわかる。現地での試験と解析結果との抽出ガス濃度の比較結果を図-2.4.9に示した。初期の土壤濃度を現地での測定結果を基に推定したにもかかわらず、比較的傾向の似ている吸着が無い場合でも抽出ガス濃度は実験値とかけ離れている。

このような結果となった原因として、初期の揮発性有機物質の分布、物質移行の構成則に関する問題もあろうが、抽出ガス濃度の実測値が50時間で初期状態の1/10になるような急激な濃度低下を示すことから考えればローム層地盤では極めて選択的なエ

エアパスを空気が通過していることが考えられる。それにも関わらず、多くの現場において比較的浄化が均質に進行していることに対しては “選択的な速い流速のエアパス”、“周囲の穏やかな空気の流れ”と言った二重空隙モデルのようなモデル化が妥当かもしれない。今後データを積み重ね、現地での物質移行のメカニズムの解明を行う必要がある。

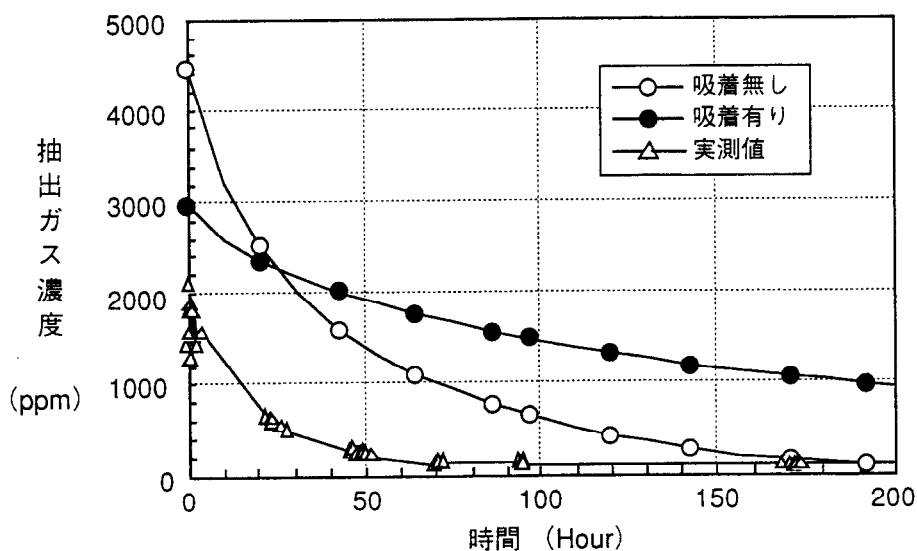


図-2.4.9 抽出ガス濃度の比較

2.5 まとめ

SVE工法は土中を透気する浄化技術であり、適用性や浄化効率は浄化地盤の透気性に依存する。そこで、室内浄化効率試験で豊浦砂とローム土の飽和度が透気係数と浄化効率に及ぼす影響を検討した。また、浄化予測解析では熱力学平衡モデルによる浄化予測解析を室内試験結果と現場試験結果へ適用し、その有効性を検証した。

次に、三次元多相流れ・移流拡散コードを用いた土中空気流れ解析を現場透気試験結果に適用し、その妥当性を検討した。その結果を以下に述べる。

- ①飽和度が浄化効率に及ぼす影響は保水性の低い豊浦砂で影響が小さいが、保水性の高いローム土では影響が大きい。
- ②ローム土では、飽和度が90%以下であると豊浦砂と同程度の浄化効率であるが、90%より高いと浄化効率が悪くなり、浄化に時間がかかる。
- ③豊浦砂の透気係数は飽和度が10～40%の範囲で $10^{-7} \sim 10^{-8} \text{cm}^2$ であるのに対し、ローム土の透気係数は飽和度80%で 10^{-9}cm^2 、90%で 10^{-10}cm^2 、98%で 10^{-11}cm^2 と飽和度が10%大きくなると1オーダー小さくなる。以上の検討結果より、ローム土は飽和度が高いと浄化に時間はかかるが、SVE工法は適用できる。
- ④熱力学平衡モデルによる浄化効率予測解析は室内試験、現場試験とも吸引開始初期の土壤ガス濃度低減傾向によく合致するが、濃度低減後の低濃度域では合わない。この現象は当解析モデルが均等な汚染状態に均一な空気流れを想定しているのに対して、浄化が進行し吸引ガス濃度が低くなると既に清浄になった部分にも空気流れが生じているため有効透気流量比で補正する必要があるが生じた。
- ⑤空気・水・原液の3相状態での地盤中の流れと各相間の溶解・揮発による物質移動をモデル化した多相流れ・移流拡散解析を現場透気試験結果に適用した結果、多相流れの解析値は井戸損失を考慮すると地盤内の発生負圧を模擬できたが、流量に大きな差異が生じた。この原因は透気係数と透水係数の違いが空気と水の粘性係数比で表わせないことによると考える。また、物質の移流拡散解析値は空気の流量の実測値を使用しても浄化が時間的に遅れる結果になった。これはローム層地盤では極めて選択的なエアープスを空気が通過していることによると考える。

以上のように土壤ガス吸引法の浄化効率は室内試験と現場透気試験でも浄化初期で土壤ガス濃度が急激に低減し効率がよいが、その後土壤ガス濃度は低濃度が長く継続するため浄化終了までには長期間を要する。

熱力学平衡モデルによる浄化予測解析と多相流れ・移流拡散解析とも浄化効率を明確に模擬できなかった。この原因には物質移行や空気流れの構成則にも課題が残るが、空気の通過に関係する土粒子組織中の間隙構造の影響も大きいと考える。

第2章 参考文献

- 1) Hutler,N.J., Murphy,B.E.,and Gierke,J.S.: State of technology review soil vapor extraction systems.EPA/600/2-89/024.U.S.Department of Commerce NTIS document,pp.89-195, 1989
- 2) Johnson,P.C.,and Ettinger,R. A.: Some considerations for the design of in situ vapor extraction systems:radius of influence-vs-radius of remediation.Ground Water Monitoring and Remediation, 1992
- 3) Johnson,P.C., Kemblowski,M. W.,and Colthart,J.D.: Quantitative analysis for the clean up of hydrocarbon-contaminated soils by in situ venting.Ground Water vol.3,No.28, 1990
- 4) Paeker,J.C.: Multiphase flow and transport in porous media. Reviews of Geophysics.: pp.311-323, 1989
- 5) 長藤哲夫, 今村 聡, 末岡 徹, 薮田英俊, 下村雅則, : 真空抽出工法の浄化効率と土質パラメータの関係について, 第 28 回土質工学研究発表会講演集, pp.2223-2224, 1993
- 6) 今村 聡, 末岡 徹, : 火山灰粘性土の透気係数について, 第 27 回土質工学研究発表会, pp.1953-1954, 1992
- 7) Bear,J. : Dynamics of Fluids in Porous Media,Elsevier.,pp.159-161, 1967
- 8) 長藤哲夫, 今村 聡, 金子伯男, 薮田英俊, : 真空抽出工法の浄化予測方法の適用性について, 第 27 回土質工学研究発表会, pp.1955-1956, 1992
- 9) 長藤哲夫, 今村 聡, 薮田英俊, 下村雅則, : ローム層における土壌ガス吸引法の浄化予測, 1993 年地下水学会秋季講演会講演要旨, pp.122-131, 1993
- 10) Satoshi Imamura,Masanori Shimomura,and Toru Sueoka,: Migration Characteristics and Remediation Efficiency at Organic Compounds Contamination Sites of Volcanic Ash Soil Layer in Japan,First International Congress on Environmental Geotechnics,pp.267-272, 1994
- 11) van Genuchten,M. Th., A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil Sci.Soc.Am.J.44, pp.892-898,1980
- 12) Parker,J.C., Lenhard,R.J., and Kuppusamy,T., A parametric model for constitutive properties governing multiphase flow in porous media. Water Resoure.Res.23 : pp.618-624, 1987
- 13) Land,C.S., Calculation of imbibition relative permeability for two and three phase flow from rock properties. Trans.Am.Inst.Min.Metall.Pet.Eng.243 : pp.149-156, 1968
- 14) Kaluarachchi, J.J.,and Parker,J.C., Multiphase Flow with a Simplified Model for Oil Entrapment,Transp Porous Media,vol.7,pp.1-14, 1992
- 15) Huyakorn,P.S.,and Nilkuha,K., Solution of transient transport equation using an upstream

- weighted finite element scheme.Apple.Math.Modeling.3 : pp.7-17, 1978
- 16) Kaluarachchi,J.J.,and Parker,J.C., An efficient finite element method for modeling multiphase flow in porous media. Water Resour.Res.25 : pp.43-54, 1989
 - 17) Kaluarachchi, J.J.,and Parker,J.C., Modeling multicomponent organic chemical trasport in three fluid phase porous media.J.Contam.Hydrol.5 : pp.349-374, 1990
 - 18) 下村雅則, 平田健正, 土壤ガス吸引に及ぼす地表面被覆の影響, 地下水技術, 第 37 巻第 1 号, pp.39-49, 1995

3 浅層飽和帯における揮発性有機化合物の除去技術の開発

3.1 はじめに

土壌ガス吸引法は地下水以浅の不飽和帯の汚染土壌の原位置浄化システムである。しかし、汚染物質が不飽和帯を通過し飽和帯に浸透して地下水汚染を引き起すが、汚染の検出が早い場合や粘土層が浅い位置に存在する場合には浅層汚染の事例も多い。そのため、土壌浄化対策として、地下水以深に滞留するVOCsを効率良く、かつ経済的に除去する技術開発が重要な課題である。しかし、飽和帯に土壌ガス吸引法を適用する場合には、地下水低下工法を併用して不飽和帯を形成する必要がある。この場合には揚水設備と土壌ガス吸引設備が別々になり、浄化運転時の管理が複雑になり、かつ設備費用が増加する。これらの問題点を解決するため浅層飽和帯において、同一井戸から土壌ガスと地下水を同時に吸引してVOCsを除去する技術を開発したのが気液混合抽出法である。

この技術は筆者が1990年に開発したもので、現場での実証成果が評価され、日本水環境学会より「気液混合抽出法を用いた揮発性有機塩素化合物除去技術の開発」で平成5年度技術賞を受賞した。また、平成5年4月に「汚染土壌の浄化方法」で特許を出願した。気液混合抽出法はストレーナをもつ小径の鋼管を土中に打ち込み、真空ポンプを用いて高負圧で土壌ガスと汚染地下水を同時に吸引して、地上の気液セパレータで土壌ガスと水分を分離し処理するシステムである。しかし、気液混合抽出法は揚水が卓越し土壌ガス吸引が非効率になる、また、反対に吸引ガス量が多くなると吸引負圧が低下して所望の揚程を確保できるかの問題点があった。

そのため、筆者は実際の汚染現場にこの工法が適用する場合に、①吸引負圧をどうコントロールするか、②負圧の透気半径がどの程度か、③土壌ガスと地下水の同時吸引でどの程度の浄化率になるか等を実証実験で確認する必要がある。実証実験から気液混合抽出法は真空ポンプ容量に対して揚水量が少ない地盤では所望の揚程を確保でき、土壌ガスが吸引でき有効性が確認された。

これらの実験結果をもとに実際の汚染現場では浄化対策を実施し、浄化エリアをカバーするよう1台の真空ポンプに多数の抽出井を接続し浄化を行った。この章では実証実験を行った有効性の確認結果と実際の汚染現場に適用した浄化結果を述べる。

3.2 気液混合抽出法の開発

気液混合抽出法は浅層飽和帯に浸透したVOCsを除去する技術で、地下水揚水とVOCsの土壌ガスを同一の井戸から吸引するシステムである。従来技術には、地下水低下工

法併用 S V E 法と二重抽出井法がある。

地下水低下工法併用 S V E 工法はウェルポイント工法、または、ディープウェル工法で浄化対象範囲の地下水位を低下させ、S V E を適用するため地下水低下とガス吸引用の別々の設備を必要とする。この工法は土壌ガス吸引と地下水揚水が別々に管理されるため確実な方法である。しかし、地盤における透水性と透気性は水と空気の粘性の相違から透水性の方が低く、所定の深度まで地下水位を低下させるのに揚水井戸の方が透気井戸より多本数になり不経済である。また、揚水井戸の本数を減らすために井戸を深く設置すると汚染を深部へ進行させる問題点もある。

二重抽出井 (Dual Extraction) ¹⁾ は 図-3.2.1 に示すようにポンプ揚水とガス吸引を1本の井戸で行う工法で、ディープウェル内を負圧にしてガスを吸引するものである。目的は相違するが真空ディープウェルの原理とほぼ同様である。二重抽出井の問題点は吸引圧 (大気圧との差) により井戸内水位が上昇することから揚水ポンプで低下させた地下水位が相殺され、土壌ガスの吸引可能な不飽和帯を確保するのに多大な揚水量が必要になること、また、井戸内水位上昇を抑える必要があることから吸引圧を高められず、透気半径が狭められることである。

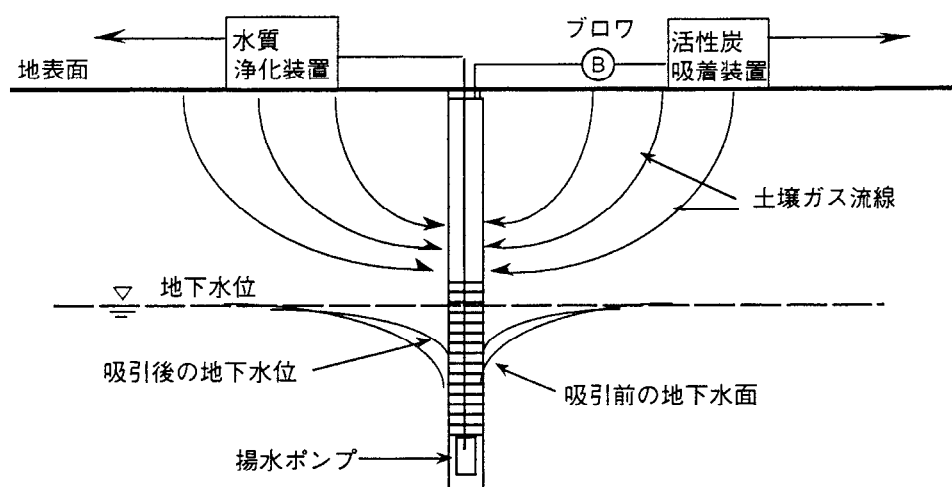
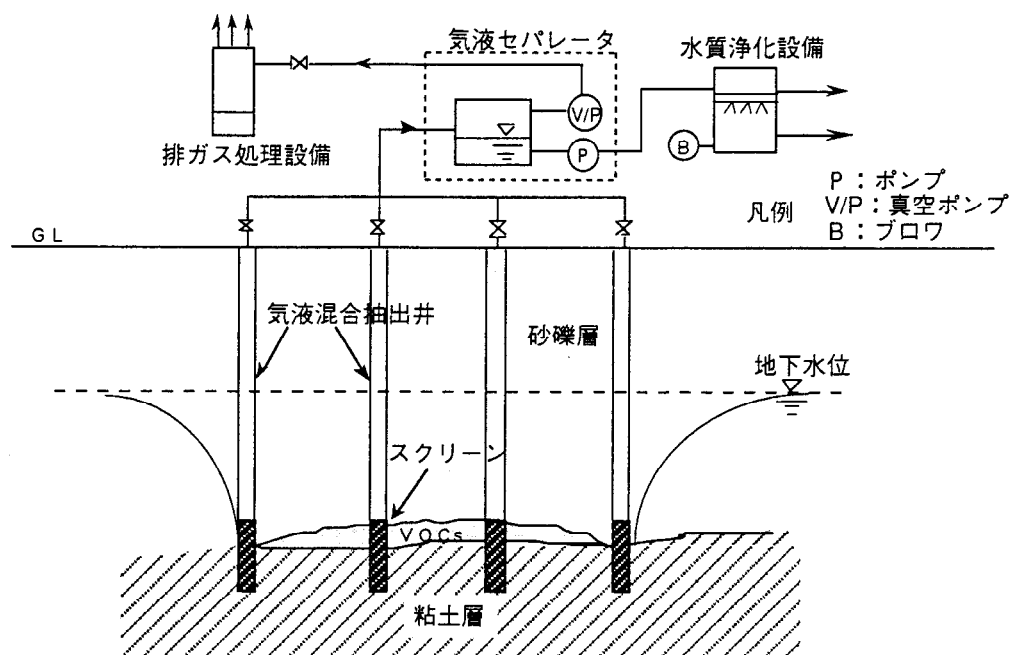


図-3.2.1 二重抽出井の概念図¹⁾

気液混合抽出法は、従来の両工法の問題点を解決するため、土中からの流入空気量より容量の大きい真空ポンプを設置し、井戸内の負圧を低下させずに高負圧を維持し、地下水と土壌ガスを積極的に同時に吸引するのが特徴である。通常のウェルポイント工法では地下水位が低下し、エアーが流入するとバルブをコントロールしてエアーの流入を防止し負圧を維持している。しかし、気液混合抽出法は使用する真空ポンプ吸引能力に対して、揚水量 (液体) と土壌ガス量 (気体) の合計が吸引能力以下であれば同時吸引

が可能であることに着目している。気液混合抽出法²⁾の概念²⁾を図－3.2.2に示す。この方法は以下に述べる特徴がある。



図－3.2.2 気液混合抽出法の概念図²⁾

(1) 土壌ガス吸引と地下水揚水の制御が不必要

当技術は高負圧で吸引するため、土壌ガスと地下水を同時に除去できる。地下水が存在すれば地下水を除去し、地下水位がスクリーンまで低下すれば土壌ガスを吸引するため、特別な制御なしに気液混合抽出が可能になる。

(2) 高負圧吸引による回収の効率化

土壌ガスによるVOCsの回収量は吸引風量と吸引ガス濃度の積である。高負圧で吸引すると吸引風量が増大し、効率的な回収が可能になる。

(3) 不透水層上面に滞留するVOCsの浄化が可能

地下水面以深で不透水層上面に滞留するVOCsを浄化するには、地下水位を不透水層上面まで完全に低下させることが不可欠である。ポンプ揚水では、不透水層内のいくら深部にポンプを設けても、不透水層上面までの水位低下は不可能である。気液混合抽出法は浄化対象範囲を複数の気液混合抽出井で囲い(2～3m間隔)周囲からの地下水流入を遮断し、不透水層上面まで水位低下させ、浄化を可能にする。

(4) 抽出井設置費の低減

浅層では土壌ガス吸引に伴って地表から空気が流入し負圧影響半径が短くなるため、多本数の抽出井が必要になる。気液混合抽出法は従来のポンプ揚水井戸径(φ

150mm)より小径(φ50mm)になり、井戸深度も浅くなるため設置費が低減し、経済的である。

(5) 浄化深度8m以浅で浄化可能

使用する真空ポンプ機種は水封式ポンプである。この機種は吸引した水が回転翼で遠心され、カバーと回転翼の隙間を封じて真空度を確保する。揚水された地下水が水封に利用されるため、揚水とガス吸引が同時に吸引できる。水封式ポンプはポンプ特性を図-3.4.3に示すように高負圧で急激に吸引量が減じる。そのため、ポンプ能力を有効に利用するには、6.7kPa (-0.93kgf/cm²)以上で運転する必要がある。また、このポンプ本体の能力の他に配管ロスが生ずるため抽出井に発生する負圧は20kPa (-0.8kgf/cm²)になり、可能揚水程は8m程度になる。

3.3 現場の汚染状況

当研究の汚染源対策の必要性と現場の汚染状況を記す。

大阪府・高槻市は人口約36万人で、水道普及率は100%、同市の給水量の約30%³⁾を地下水に依存している。1981年に水道水源井戸で暫定飲料水基準以上のトリクロロエチレン(TCE)が検出されたため、市は浄水場に曝気法による浄化装置を設置し、安全な給水体制を造り現在に至っている。市は緊急対策を実施した後、汚染原因を究明するため地下水汚染機構解明調査を1987年から継続的に行った。この調査ではフィンガープリント法⁴⁾による土壌ガスの平面分布調査により3ヶ所(A、B、C地区)の高濃度

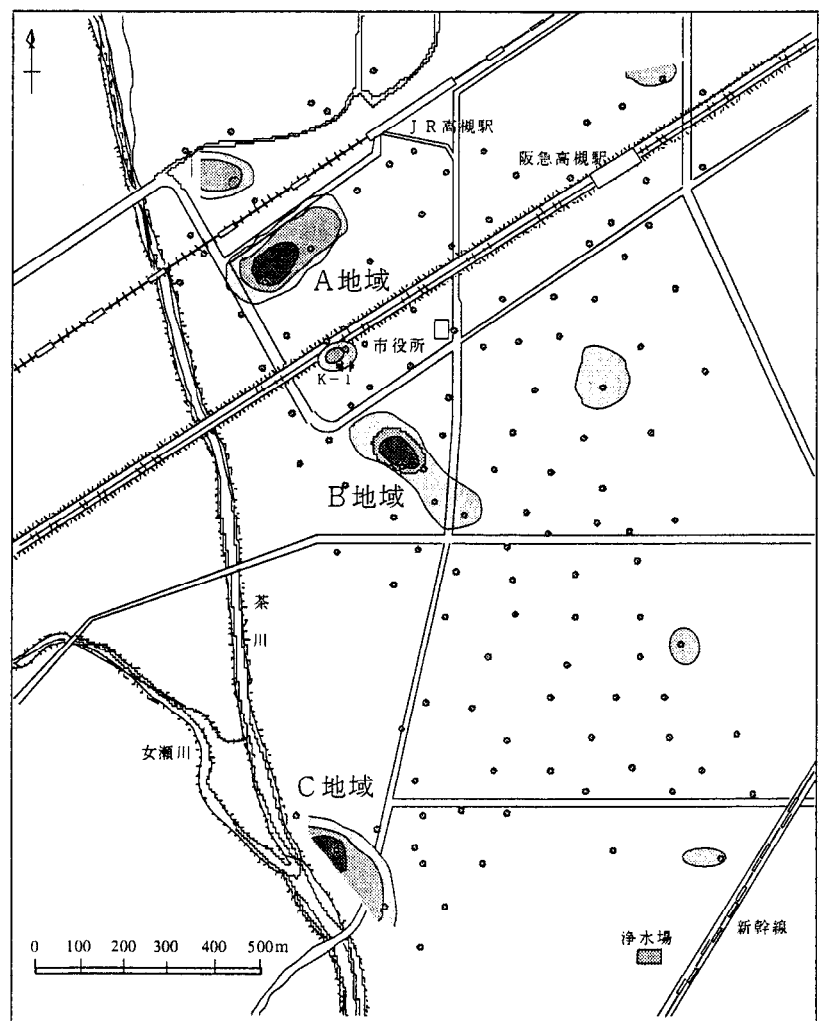
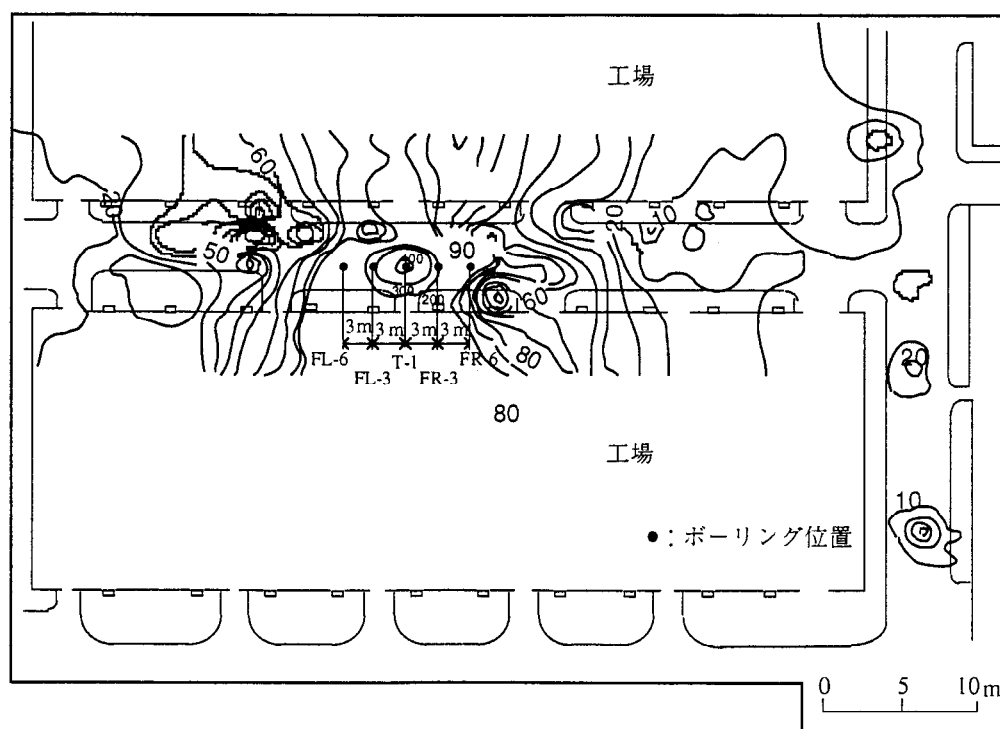


図-3.3.1 市全域の汚染分布⁵⁾

地域⁹⁾を図－3.3.1に示すように把握した。本論文は3ヶ所の汚染地域のうちA地域を対象としたものである。更に市はA地区でボーリング調査を実施し、土壌については地下7mの表層部が、また、地下水については地下35m付近が高濃度で汚染されていることが判明した。そこで、A地区の浄化対策を実施するために、土壌汚染の詳細調査を実施した。本論文の対象は詳細調査以降である。詳細調査の内容は土壌ガス濃度による平面汚染分布とボーリングによる深度方向汚染分布の把握である。調査範囲は過去に使用履歴のある工場間の道路部とした。工場内は操業用機械が設置されており調査不能なため対象外とした。平面汚染調査は対象地域を5mの間隔で、地表面下0.8mの表層土壌ガスを採取し、トリクロロエチレン（TCE）、テトラクロロエチレン（PCE）、1,1,1-トリクロロエタン（MC）、シス1,2-ジクロロエチレン（cis-1,2-DCE）、1,2-ジクロロエタン（1,2-DCA）の5物質をポータブルガスクロマトグラフ（PID）により分析した。表層土壌ガス濃度分布（5物質合計）は、図－3.3.2に示すとおりで、最高濃度は519ppmが検出された。表層土壌ガスの物質組成は、高濃度域でTCEとcis-1,2-DCEが主成分であった。深度方向汚染調査は、表層土壌ガス濃度分布の最高濃度地点と両側3m、6m離れの5本行った。ボーリング位置は図－3.3.2に示す。ボーリング位置が汚染範囲に対して最高濃度地点に集中しているのは、ボーリング孔を利用して抽出井と負圧観測井を設置したためである。図－3.3.2に示すT-1は抽出井の位置をFL-6、FL-3、FR-3、FR-6は負圧観測井の位置を記した。最高土壌ガス濃度地点（T-1）の土壌濃度と地下水濃度を表－3.3.1と表－3.3.2に示す。



図－3.3.2 表層土壌ガス（5成分合計）の濃度分布（ppm）

表-3.3.1 最高土壌ガス濃度地点 (T-1) の土壌濃度

No.	採取深度 (GL-m)	地質	含水比 (%)	土壌濃度 (mg/kg乾土)					5成分合計値 (mg/kg乾土)
				TCE	PCE	MC	cis-DCE	1,2-DCA	
1	0.80	盛土 (ガラ)	7.9	0.501	0.296	ND	1.318	ND	2.088
2	1.60	盛土 (砂礫)	15.0	0.200	0.023	ND	1.620	0.193	2.036
3	2.40	シルト混り細砂	13.6	0.772	0.027	ND	2.030	1.147	3.976
4	2.55-2.60	シルト混り細砂	27.6	671.130	0.208	ND	22.855	1.730	695.923
5	2.90-3.00	シルト混り細砂	26.6	576.447	1.745	ND	27.516	4.342	610.050
6	3.20	粘土	31.1	56.649	0.513	ND	6.238	1.383	64.783
7	3.65	粘土	27.3	6.006	0.237	ND	5.206	0.907	12.356
8	4.45	粘土	27.3	6.467	0.170	ND	8.521	1.353	16.511
9	4.96	シルト混り砂	24.3	287.863	0.192	ND	26.730	2.015	316.800
10	5.30-5.50	砂礫	21.2	536.009	2.853	ND	54.359	3.399	596.620
11	5.70	砂礫	21.2	108.891	0.078	ND	59.573	0.770	169.312
12	6.00	粘土	31.6	101.248	0.046	ND	105.816	5.858	212.968
13	6.18	シルト混り砂礫	41.6	3.874	0.028	ND	49.022	3.339	56.263
14	6.35	シルト混り砂礫	15.0	9.599	0.023	ND	8.104	0.489	18.215
15	6.65-6.80	シルト混り砂礫	21.5	4.938	ND	ND	53.254	4.618	62.810
16	6.80	シルト質細砂	41.7	1.308	ND	ND	20.198	1.894	23.400
17	6.80-7.00	シルト質細砂	41.4	2.175	ND	ND	12.701	1.353	16.229
18	7.00	砂礫	17.5	0.674	ND	ND	3.172	0.281	4.127
19	7.15-7.30	砂礫	18.3	0.843	ND	ND	6.823	0.449	8.115
20	7.30-7.50	砂礫	19.3	3.642	ND	ND	17.284	0.877	21.803
21	7.50	礫混りシルト質	17.8	0.516	0.110	ND	6.455	0.799	7.880
22	7.80	礫混りシルト質	8.4	0.307	0.029	ND	0.378	0.169	0.883
土壌環境基準 (mg/kg乾土)				0.300	0.100	1.000	0.400	0.040	—

注) 現行の土壌環境基準は溶出値 (mg/L) であるが、分り易く含有量 (mg/kg乾土) で表示した。

ND: Not Detectの略

表-3.3.2 T-1地点の深度別地下水濃度

		第1砂礫層 GL-0~-3m	第2砂礫層 GL-5.15~-5.7m	地下水環境基準
地下水濃度 mg/L	TCE	137.000	53.300	0.030
	PCE	0.019	0.007	0.010
	MC	0.071	0.050	1.000
	cis-DCE	5.840	11.500	0.040
	1,2-DCA	0.128	0.340	0.004

また、全ボーリング結果による土壌濃度分布と土質分布を図-3.3.3に示す。当時は土壌環境基準、地下水環境基準が制定されていなかったが、表-3.3.1と表-3.3.2に現在の基準値を参考に記載した。これから、土壌と地下水とも非常に高濃度に汚染されていることが判明した。

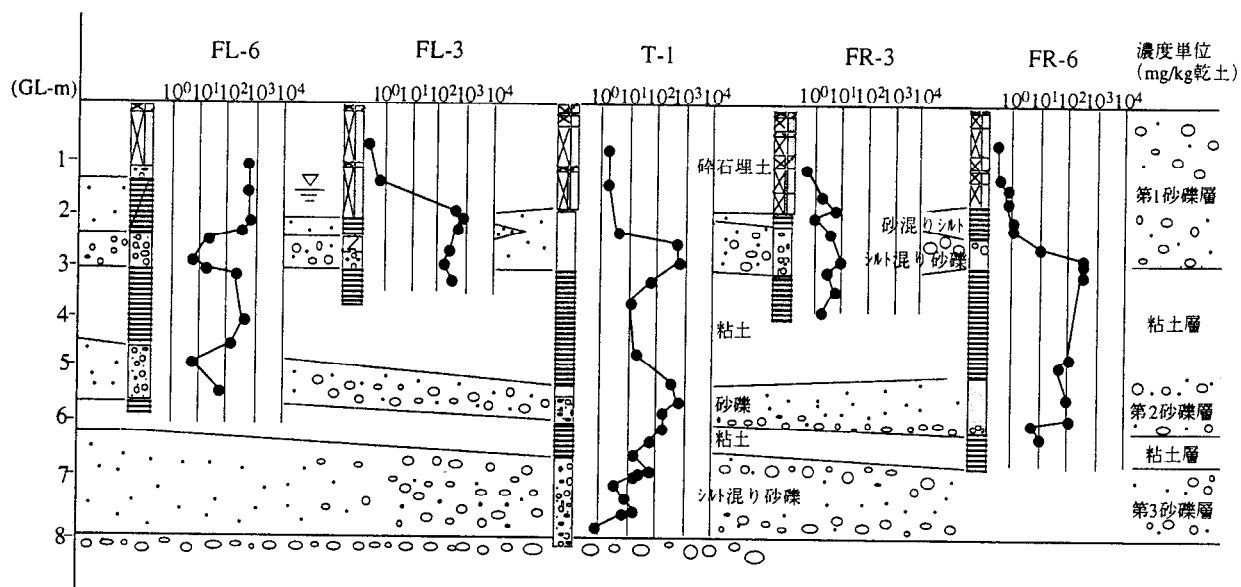


図-3.3.3 土壌濃度の深度分布図（5成分合計）

この調査結果より、浄化範囲は平面的に10ppmに囲まれた $20\text{m} \times 6\text{m} = 120\text{m}^2$ とし、深度は第1砂礫層と第2砂礫層とした。当サイトの土質は上位より盛土層、砂礫層と粘土層の互層と深度50m以深までの砂礫層で構成されている。各砂礫層の地下水位は第1砂礫層でGL-1.5m、第2、第3砂礫層では約2mの被圧水が確認された。

また、各層の透水係数はT-1現場透水試験の結果、第1砂礫層で $2.48 \times 10^{-3}\text{cm/sec}$ 、第2砂礫層で $7.38 \times 10^{-3}\text{cm/sec}$ 、粘土層で $1.0 \times 10^{-7}\text{cm/sec}$ であった。

汚染形態は上記の状況から地表部より漏出したVOCsが地下水中に浸入し、第1粘土層上位の第1砂礫層に滞留した後、長期間に難透水性の第1粘土層をゆっくり浸透し、また、第2粘土層上位の第2砂礫層に滞留したと推定される。

汚染原因場所と漏出時期は事業者に対するヒアリングでも現施設建替え前の旧工場にて使用していたもので、設備図面がなく、当時の担当者も退職したため不明である。

3.4 気液混合抽出法の実証実験

(1) 実験概要

気液混合抽出法は、同一抽出井より土壌ガスと地下水を吸引することで、①吸引負圧が低減し揚水が不可能にならないか、②負圧の影響範囲がどの程度か、③土壌ガスと地下水の吸引でどの程度の浄化率になるのか等の解明すべき点があった。そのため、実証実験を行い気液混合抽出法の特性を把握し、当サイト全体の浄化対策の参考データにする必要があった。

実験システムは第1砂礫層の浄化に対応するもので、最高濃度地点に抽出井を1本配置し、真空ポンプ（最大吸引量 $4\text{m}^3/\text{min}$ 、最大負圧 -740mmHg 、 -98.6kPa ）で土壌ガスと地下水を混合吸引し、気液セパレータで土壌ガスと地下水を分離し、土壌ガスは活性炭吸着塔で回収、地下水は水質浄化装置（エアーストリップ）で曝気処理後に放流した。地下水低下法は気液混合抽出井が1本のため、対象範囲の水位低下が不可能なためウェルポイント工を設置し、揚水は水質浄化装置に連結した。

実験システムの概念図を図-3.4.1に示し、平面配置図を図-3.4.2に示す。実験システムは3.1に記した地下水低下工法併用SVEと外見が同様であるが、当実験は工法の実証性を確認するためのもので、ウェルポイントで全体地下水位を低下させ気液抽出井付近に残留する地下水と土壌ガスが同時に吸引できるかを目的とした。開発の目的とした気液抽出法の適用については3.5に記す。測定項目と測定方法を表-3.4.1に示す。

上記の測定結果を基に、土中からの物質回収量は土壌ガスからの回収量（風量×濃度）と地下水からの回収量（揚水量×水分濃度）の和で算出した。浄化評価は浄化前後

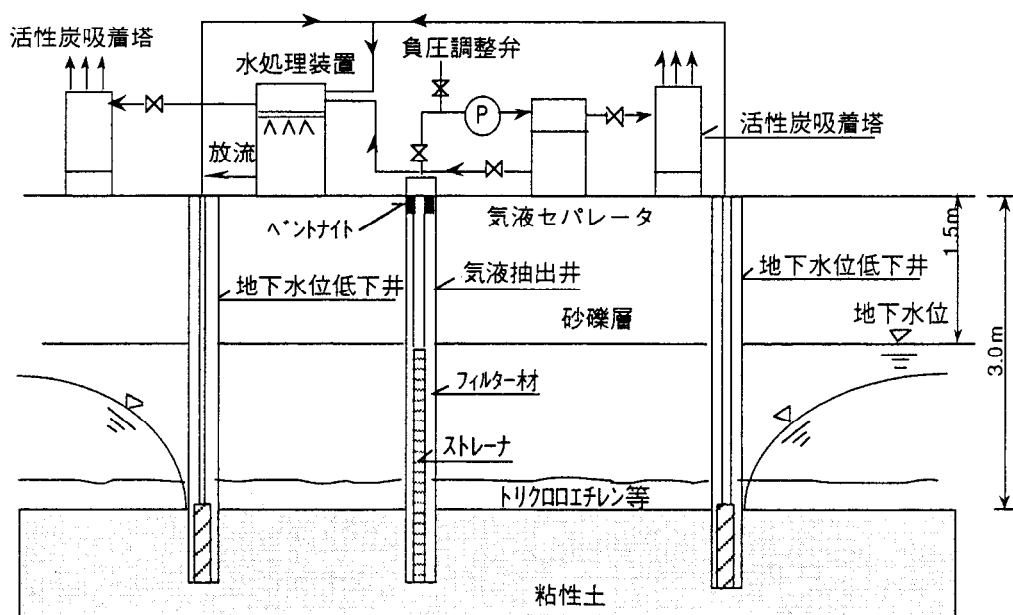


図-3.4.1 実験システム概念図

の表層土壌ガス濃度の比較及び浄化前後のボーリングによる土壌濃度の比較で行った。

(2) 実験結果

実証実験は土壌ガス吸引量が多過ぎると地下水揚程に必要な負圧が確保できず、吸引できないの

表-3.4.1 測定項目と測定方法

測定項目	測定方法
土壌ガス濃度	対象物質をTCE、PCE、MC、cis-DCE、1,2-DCAとし、PID-GC法で分析
地下水濃度	同上
土壌ガス風量	デルタ型流量計で瞬時流量と累計流量
揚水量	積算流量計
土中負圧	抽出井はブルドン管 (0~-760mmHg) 負圧井はデジタル差圧計 (0~-999mmH ₂ O)

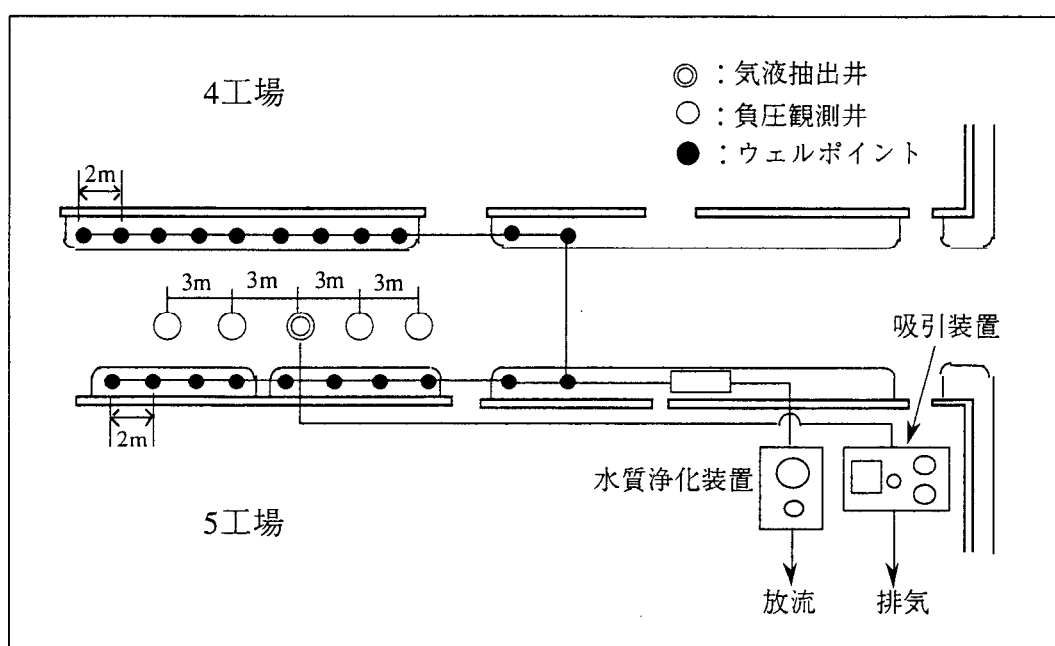


図-3.4.2 平面配置図

ではないかと危惧された。吸引負圧は土中から吸引される土壌ガス流量に対して使用した真空ポンプのポンプ特性より決まる。図-3.4.3に使用した真空ポンプのポンプ特性（吸引負圧と吸引風量の関係）を示す。この真空ポンプ能力は公称4m³/minである。図より、この真空ポンプは6.7~101.3kPa間で4m³/minの吸引能力があるが、この能力は負圧下の空気容量を示すもので大気

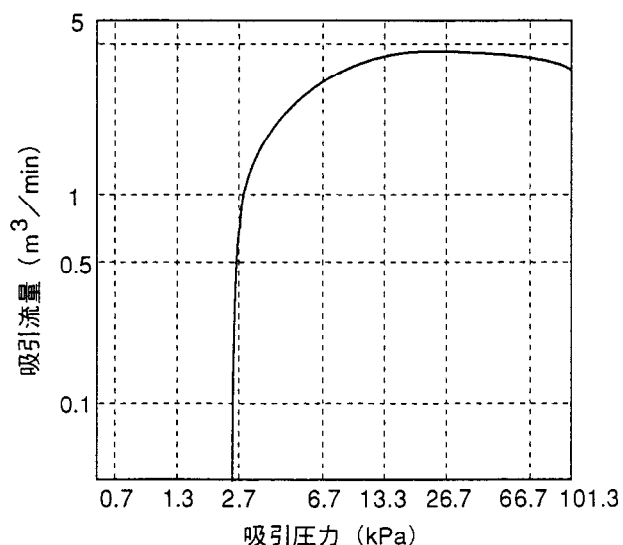


図-3.4.3 真空ポンプ特性
(吸引圧力と吸引流量の関係)

圧下での空気容量を算出する必要がある。所望の3mの揚程を確保するには気液抽出井内の吸引圧68.7kPaになるため、大気圧下の吸引流量はボイル・シャルルの法則より

$$4(\text{m}^3/\text{min}) \times \frac{68.7}{101.3}(\text{kPa}) \times \frac{273}{273+15}(\text{°C}) = 2.5(\text{m}^3/\text{min})$$

以下でなくてはならないことになる。

実験では吸引負圧の変化に対する土壌ガス流量と地下水流量の関係を求めた。各吸引圧で3時間運転時の結果を表－3.4.2に示す。吸引流量は真空ポンプが大気圧下で吸引した流量、負圧調整空気量は吸引負圧を調整する真空ポンプ前の負圧調整弁（図－3.4.1参照）より注入した空気量、土壌ガス流量は土中より吸引した実質流量を示す。

表－3.4.2 吸引負圧の変化に対するガス吸引量と地下水揚水量の関係

	吸引負圧 [-mmHg(kPa)]	吸引流量 (m ³ /min)	負圧調整空気量 (m ³ /min)	土壌ガス流量 (m ³ /min)	土壌ガス濃度* (ppm)	回収量 (g/h)	揚水量 (L/min)
ケース1	475 (38.0)	1.22	1.00	0.22	977	65	10
ケース2	550 (28.0)	1.21	0.48	0.33	1237	280	10
ケース3	600 (21.3)	0.71	0.29	0.42	957	122	10
ケース4	650 (14.7)	0.88	0.20	0.68	1092	230	10

*土壌ガス濃度は5成分合計で示した。

この結果より、土壌ガス流量と揚水量の和が真空ポンプ容量以下であれば、吸引負圧はコントロールでき、土壌ガス吸引と地下水揚水が可能であることが判明した。

以上のことから気液混合抽出法を広い浄化範囲に多本数で適用させる場合には、対象地盤の土壌ガス流量：Q_Gと揚水量：Q_Wを算定し、真空ポンプ能力：Q_aを設計すればよい。真空ポンプ能力は以下により求められる。

$$Q_a > Q_G + Q_W \quad \text{式－3.1}$$

Q_Gは軸対称放射流れの理論より式－3.2、Q_Wは不圧帯水層の定常軸対称浸透流れの式－3.3より求めればよい。

$$Q_G = \frac{P_{\text{atm}}}{P_w} \cdot \frac{\pi K_a}{\mu} \cdot H \cdot \frac{[1 - (P_{\text{atm}}/P_w)^2]}{\ln(R_w/R_1)} \quad \text{式－3.2}^{6)}$$

$$Q_W = \pi k_w \frac{h^2 - h_o^2}{\ln(R_w/r_o)} \quad \text{式－3.3}^{7)}$$

ここで

P_{atm} : 大気圧= $1.013 \times 10^6 \text{g/cm}^2$

P_w : 気液抽出井内圧力=大気圧－所望揚水高 $\times 980 \text{cm/s}$

μ : 空気粘性係数= $1.8 \times 10^{-4} \text{g/cm} \cdot \text{s}$

K_a : 透気係数 (cm^2)

H : ストレータ長 (m)

R_w : 仮想浄化域半径 (m)

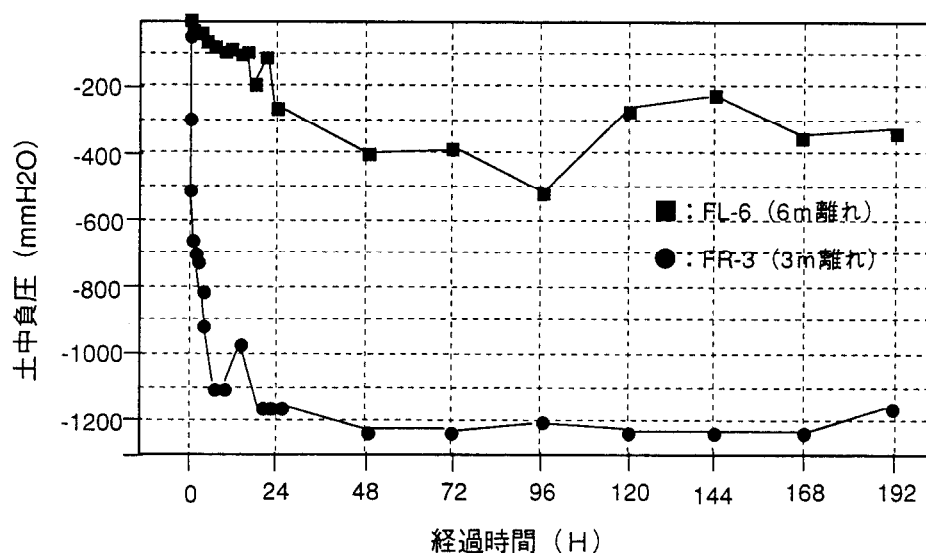
R_l : 透気半径 (m)

k_w : 透水係数 (cm/s)

ro : 影響圏半径 (m)

である。

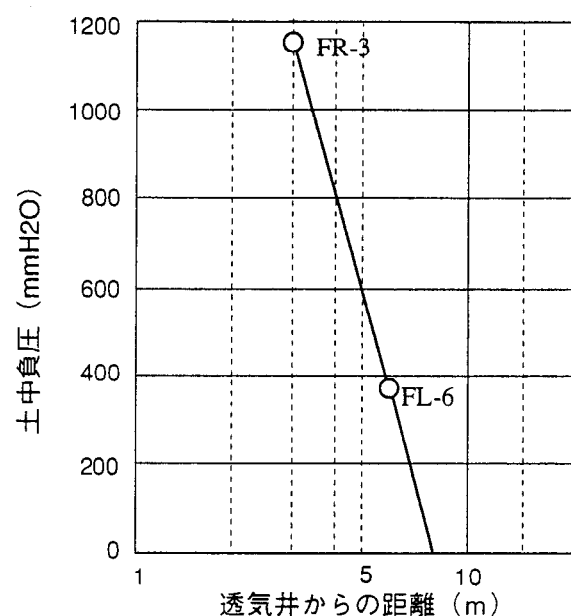
次に、吸引負圧の到達距離である透気半径の検討をした。抽出井より3mと6m離れた負圧観測井での土中負圧の発生状況を図－3.4.4に示す。



図－3.4.4 発生負圧の経時変化

抽出井直上部の発生負圧は、真空ポンプの吸引圧が -550mmHg (-73.3kPa)であったが、真空ポンプと抽出井間の配管ロスのため -400mmHg (-53.3kPa)であった。発生負圧は約48時間で定常状態に達し安定して、3m、6m離れで $-1,200 \text{mmH}_2\text{O}$ (-11.8kPa)、 $400 \text{mmH}_2\text{O}$ (-3.92kPa)であった。抽出井からの距離と土中負圧を片対数に表わしたのが図－3.4.5である。

(負圧観測井は4本設置したが、FL-3、



図－3.4.5 透気井からの距離と負圧の関係

FL-6は砂が混入し測定不可能となった)

この直線式は、 $P(r) = 0.27 \log r + 0.753$ になり、 $P(r) = 1 \text{ atm}$ では $R = 8.2 \text{ m}$ になる。透気半径を地下水流の定常状態の式(式-3.4)で算出すると透気半径は抽出井より3m離れの土中負圧と6m離れの土中の負圧から $R = 21.4 \text{ m}$ 、 11 m であった。

$$P^2(r) - P_w^2 = (P_{\text{atm}}^2 - P_w^2) \frac{\ln(r/R)}{\ln(R_1/R_w)} \quad \text{式-3.4}^{(6)}$$

ここで、 r ：吸引井中心からの距離 $P(r)$ ：吸引井から r の距離の負圧

P_w ：吸引井の圧力

R_w ：吸引井の半径

R ：影響半径

P_{atm} ：大気圧

この算出された透気半径の差異は式-3.4が地下水の流れを基本としているのに対し、吸引ガスの流れは地表からの漏気があるため発生負圧が低減し、透気半径が減少することによるものと考えられる。

次に、気液混合抽出法の吸引方法と浄化効果について述べる。吸引方法は表-3.4.2に示すように吸引負圧が高い程、土壌ガス流量が多くなり効率的であるが、吸引流速が速くなると微細粒子を気液抽出井内に流入する恐れがあること、単位時間あたり回収が多いことからケース2とした。運転結果は開始当初に吸引土壌ガス濃度と地下水濃度とも高濃度であったが約40日間に指数関数的に低減傾向を示し、その後30日間で一定濃度で推移した。その間の吸引土壌ガス濃度と地下水濃度の経時変化を図-3.4.6と図-3.4.7に示す。吸引土壌ガス濃度は初期でTCEが1,600ppmが検出されたが、その後急激に低下し、20ppmで一定値を示した。吸引風量は運転初期に $0.5 \sim 0.6 \text{ Nm}^3/\text{min}$ であったが、40日間前後から $1.4 \text{ Nm}^3/\text{min}$ に漸増した。土壌ガス濃度成分はボーリングによる土壌濃度分布結果と同様にTCE、1,2-DCE、が主成分で、その構成割合はTCE：cis-DCE：1,2-DCA=87：12：1であった。

地下水濃度は吸引初期にTCEで 25 mg/L であったが土壌ガスと同様に減少し、40日後には $1 \sim 2 \text{ mg/L}$ で安定した。揚水量は運転

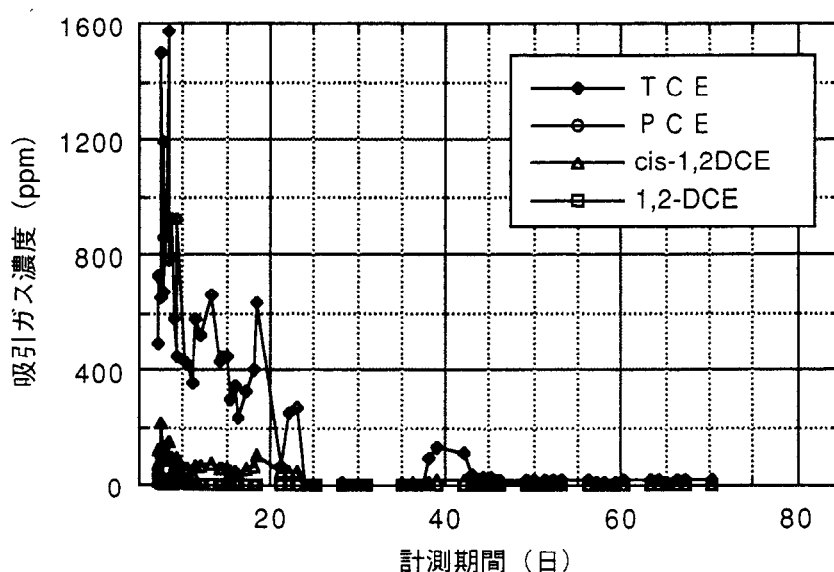


図-3.4.6 吸引ガス濃度の経時変化

初期に最高10L/minであったが、10日後には2～4L/minで安定した。

これらのデータから物質回収量は、吸引土壌ガスからと地下水からの回収量の和として算出した。その回収量の経時変化を図-3.4.8に示す。

総回収量はTCE、cis-DCEと1,2-DCAの3物質で70日間の運転で58.9kgであった。そのうち、吸引土壌ガスからの回収量は54.6kgで総回収量の93%を占めていた。この回収量の差は、土壌ガスが揮発性のため高濃度で、かつ多量に回収できるのに対し、地下水からの回収量がこの物質が難溶解性であるため低濃度であることと、地下水位が定常状態になると揚水量が低減することにより起因する。

浄化効果の確認は、表層土

壌ガス濃度とボーリングによる土壌濃度について行った。表層土壌ガス濃度の測定は浄化前後で同地点の測定を行い、浄化後の表層土壌ガス濃度分布を図-3.4.9に示す。

浄化後の表層土壌ガス濃度は浄化前（図-3.3.2）と比較すると、高濃度が解消されており、最高濃度地点では519ppm（5成分合計）が32ppmに低減した。

各測点の浄化効果を下式とし、浄化前濃度と浄化率の関係を図-3.4.10に示す。

$$\text{浄化率} = \frac{(\text{浄化前濃度} - \text{浄化後濃度})}{\text{浄化前濃度}} \times 100\%$$

浄化率は高濃度域で90%以上であるが、20ppm以下の低濃度域ではバラツキが大きくなっている。この原因は浄化終了時の吸引ガス濃度が約20ppmに残留しており浄化期間

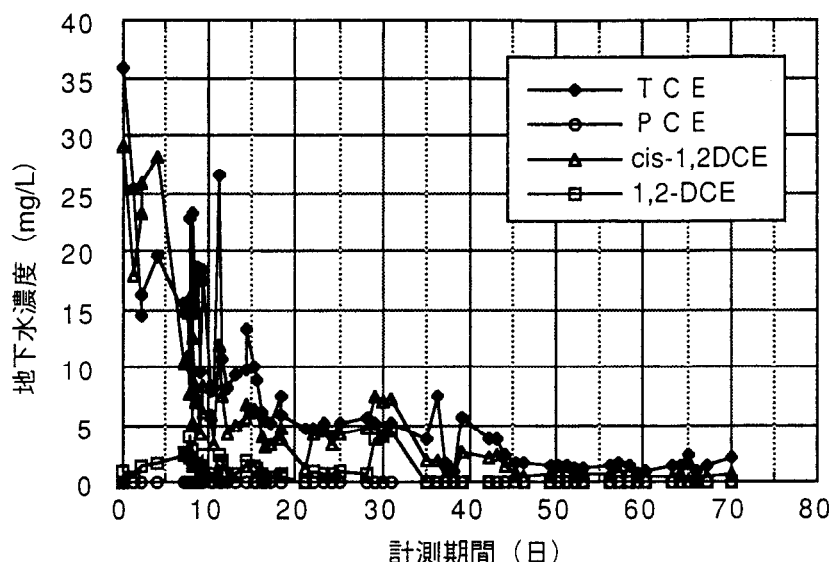


図-3.4.7 地下水濃度の経時変化

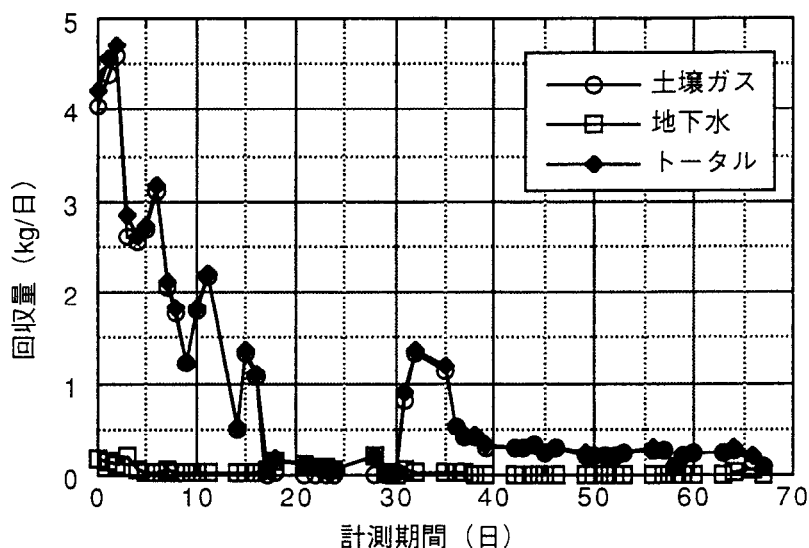


図-3.4.8 総回収量の経時変化

(約70日) が短かったことと、エアパスの不均一さで生じたことも考えられる。

次に、ボーリングによる土壌濃度の浄化効果の確認を行った。浄化後のボーリング

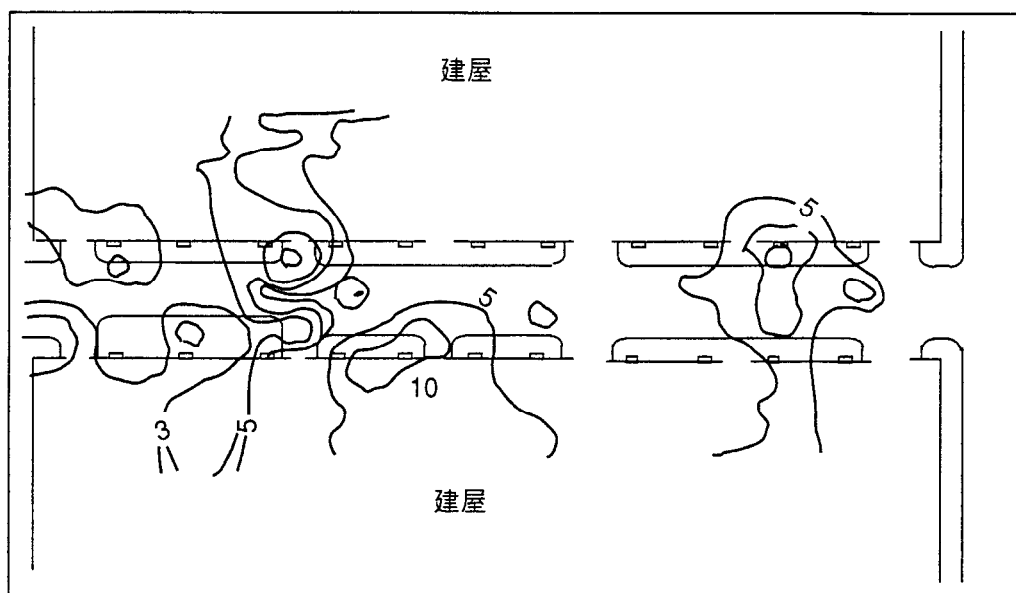


図-3.4.9 浄化後の表層土壌ガス（5成分合計）濃度分布（ppm）

は、浄化前ボーリング孔は気液抽出井（T-1）と負圧観測井として利用しているので、削孔によるベントナイト液の影響を軽減するため、浄化前ボーリング位置の中間点に5本行った。浄化後のボーリング位置と土壌濃度分布を図-3.4.11に示す。

浄化前後でボーリング位置が相違する。そこで、浄化後ボーリング位置での浄化前濃度は、浄化後のボーリング位置を挟む浄化前

ボーリングの2点の平均値で推定した。浄化前後の土壌濃度について、GL-1.5m～3.0mの第1砂礫層の平均値を比較したのが表-3.4.3である。第1砂礫層の平均値で比較した理由は浄化前後とも土壌濃度が深度別に変動が多く、比較が難しいためである。この表より土壌濃度の浄化は抽出井を中心に周囲に拡大している状況が分かる。

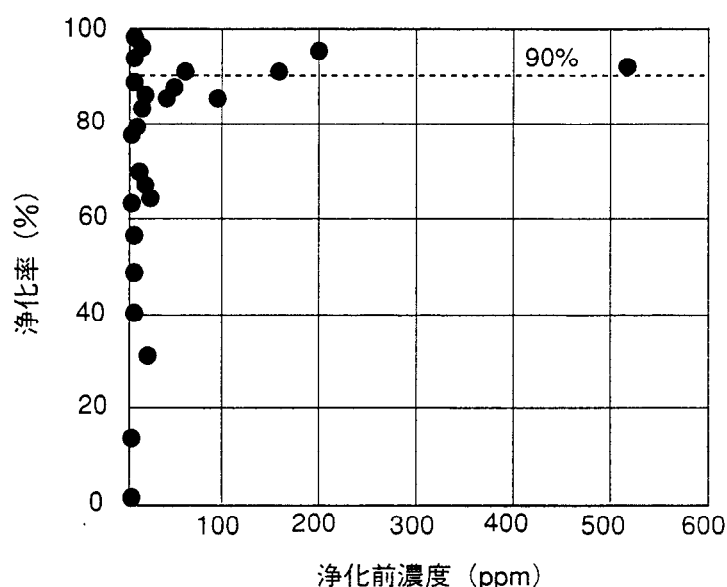


図-3.4.10 浄化前濃度と浄化率の関係

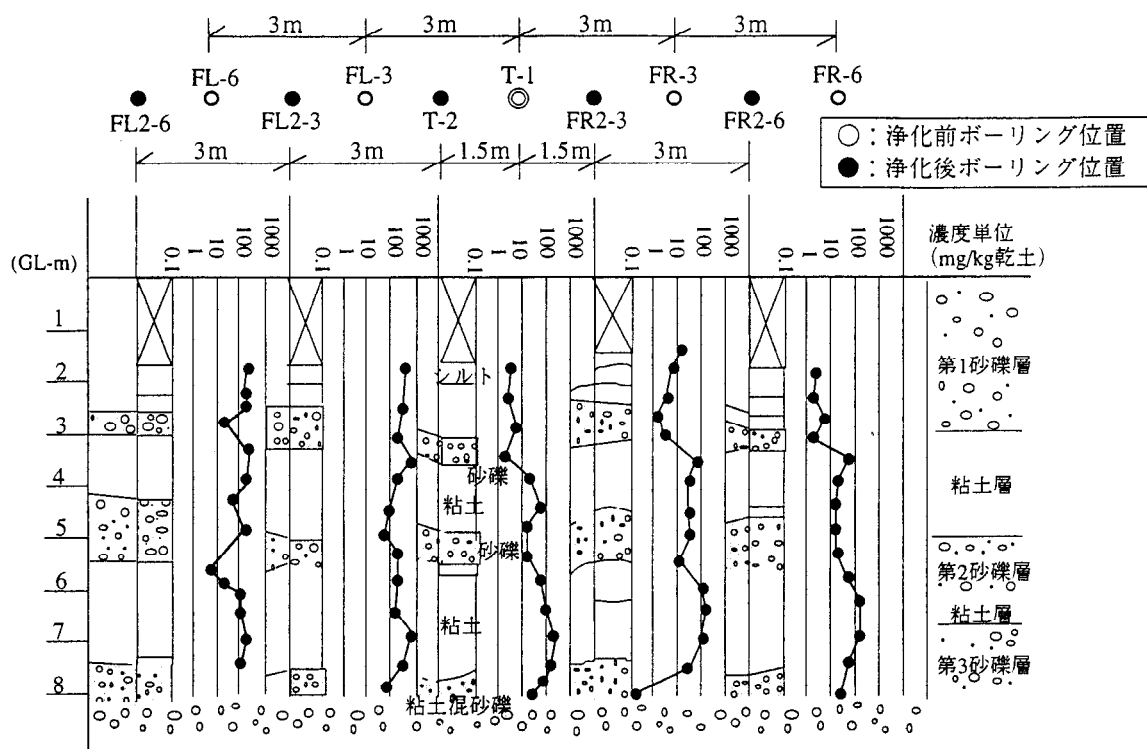


図-3.4.11 浄化後の土壌濃度分布

表-3.4.3 浄化前後の土壌濃度と浄化率

	抽出井からの距離	浄化前土壌濃度 (mg/Kg)	浄化後土壌濃度 (mg/Kg)	浄化率 (%)
T-2	1.5m	327.99	3.28	99
FR 2-3	1.5m	110.98	8.17	93
FL 2-3	4.5m	408.80	169.25	59
FR 2-6	4.5m	3.16	2.05	35

浄化率では抽出井から半径1.5mの範囲で90%以上になり、残留土壌濃度が3～8mg/kgまで低減していることから、十分な浄化効果が確認できた。また、抽出井から4.5m離れた地点では、FR2-6の低濃度部は3mg/kgから2mg/kgのわずかな低減に対し、FL2-3の高濃度の408mg/kgが169mg/kgと大幅に浄化されたが、まだ、高濃度に残留していることから吸引土壌ガス濃度20ppmはFL2-3付近からのガス濃度に起因していることが判明した。

次に、抽出井からの距離に対して土壌濃度と表層土壌ガスの浄化率を比較したのが図-3.4.12である。この図より抽出井近傍の1.5mでは、両者の浄化率がほぼ同等であるのに対して、4.5m離れでは浄化率が相違した。表層土壌ガス濃度と土壌濃度の浄化率が相違すると浄化運転の終了の判定が出来ないため、その原因と今後の対策を検討する。

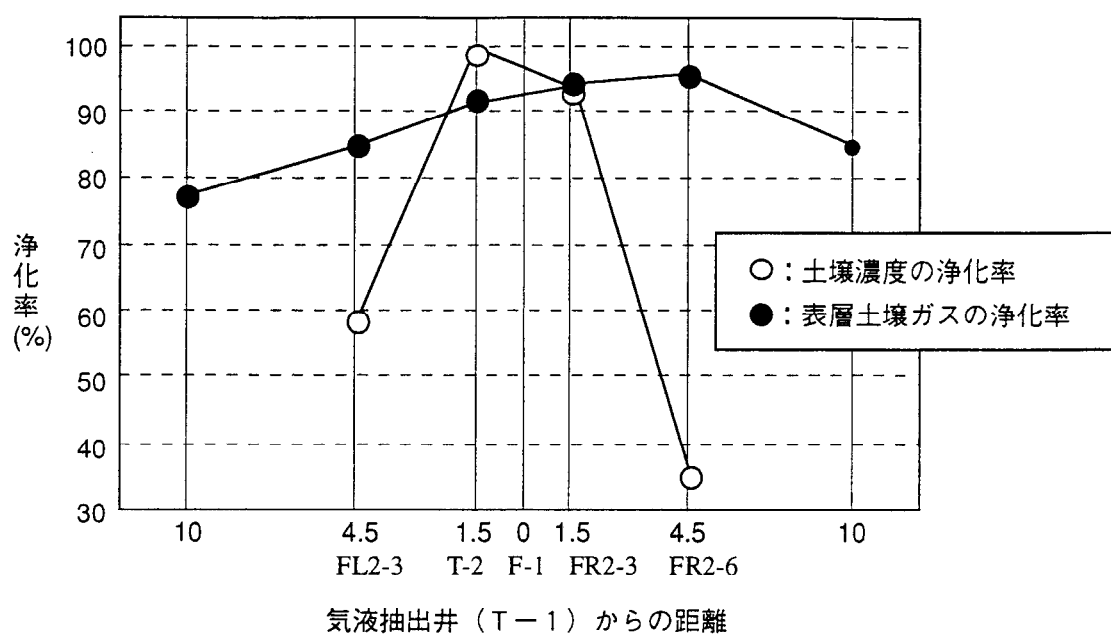


図-3.4.12 土壌濃度と表層土壌ガスの浄化率の関係

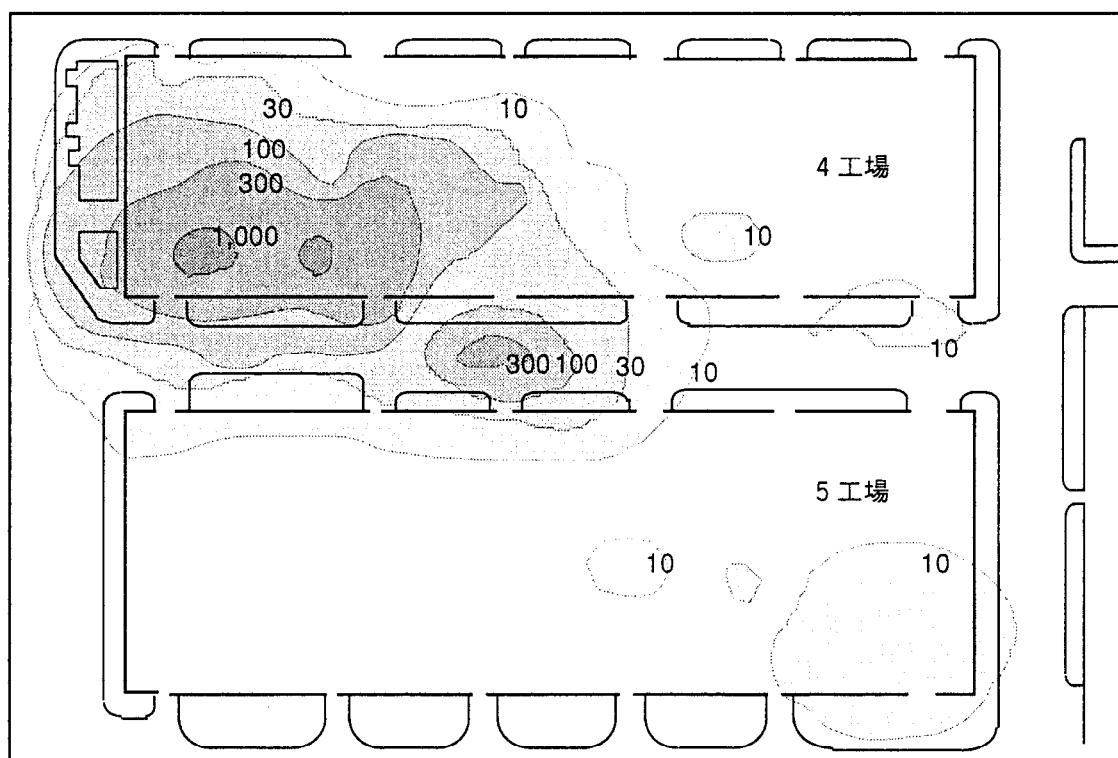
気液混合抽出井の浄化過程は地表面からの空気の浸透により抽出井近傍の上部から周囲に拡がり深く浸透する（図-2.4.7参照）。そのため、抽出井近傍1.5mの範囲は浄化がほぼ完了し、表層土壌ガス濃度と土壌濃度が同等な浄化率になったのに対し、抽出井より4.5m離れの地点では地表部の浄化が深部の浄化より先行したため、表層土壌ガス濃度と土壌濃度の差異が生じたものと考える。

今回の実証実験は浄化途中であることを承知して浄化を終了したが、浄化運転の最終目標は透気半径内を浄化することである。そのため、最終確認ボーリングの前に土中の汚染状況を把握する必要がある。今回の実験では実施し得なかったが、今後は抽出井や負圧観測井を利用して、深部の土壌ガス濃度や地下水濃度を測定することがボーリングすることなく深部の浄化状態を把握できるため簡便で有効な手段となると考える。

3.5 現場への適用と浄化結果

3.5.1 浄化対策の概要

気液混合抽出法は浅層の砂礫層の土壌浄化対策に有効なことが確認されたため、汚染範囲全体へ適用した。浄化対策は順次、汚染調査を併用して浄化範囲を拡大して進行させた。年度毎に汚染調査を実施し、最終的に全体汚染状況を把握したのが図－3.5.1である。汚染検出場所は当初、4工場と5工場間の道路部であったが、4工場内にも高濃度域があることが判明した。



図－3.5.1 全体汚染状況図

浄化対策は1992年道路部高濃度域の実証実験に始まり、道路部の第1砂礫層、第2砂礫層の浄化から4工場全体の浄化へと広げ、1997年現在も浄化を継続している。

当サイトの実施事項を年度毎にまとめると表－3.5.1になる。浄化対策の年度毎の気液抽出井の配置状況を図－3.5.2に示す。

表-3.5.1 浄化対策の実施事項概要

年次	目 的	実施内容	判明事項
1992年	第一次浄化対策 (1)中央道路部の汚染調査 (2)気液混合抽出実証実験	第1 砂礫層に気液抽出井 1本 カミボ'イト 21本 浄化装置の設置	(1)汚染源の特定と第1、第2砂礫層の汚染把握 (2)気液混合抽出法の有効性確認
1993年	第二次浄化対策 道路部の第2砂礫層浄化	第2 砂礫層に気液抽出井 22本設置	(1)気液混合抽出法は粘土層に狭在する砂礫層にも有効 (2)第一次浄化対策効果確認 ボーリングで第1砂礫層に汚染残存が判明
1994年	第三次浄化対策 (1)道路部の第1、第2砂礫層の同時浄化 (2)4・5工場内汚染調査 (3)粘土層浄化実証実験 (第4章参照)	(1)第2 砂礫層用気液抽出井(22本)と第一次浄化対策で設置したカミボ'イト(21本)を連結 (2)工場内表層土壌ガス調査実施 (3)4工場西側通路部に抽出井10本設置	(1)浄化装置1台で吸引可能 (2)4工場内に高濃度汚染を検出
1995年	第四次浄化対策 (1)道路部の第1、第2砂礫層の同時浄化継続 (2)4工場内高濃度部の浄化対策新設	(1)4工場西側に抽出井 5本設置 (2)既存の浄化装置では吸引能力不足のため、吸引装置を新設し追加抽出井を分離運転	(1)通路部の第1・2砂礫層の浄化率は約97%に達した (2)4工場内高濃度部は範囲が縮小したが残存
1996年	第五次浄化対策 (1)道路部の同時浄化継続 (2)4工場全域の浄化	4工場周囲に気液抽出井を追加設置 第1 砂礫層用 26本 第2 砂礫層用 23本	(1)4工場内高濃度部は残存 (2)4工場東側第2砂礫層地下水が高濃度維持
1997年	第五次浄化対策継続	同 上	継 続 中

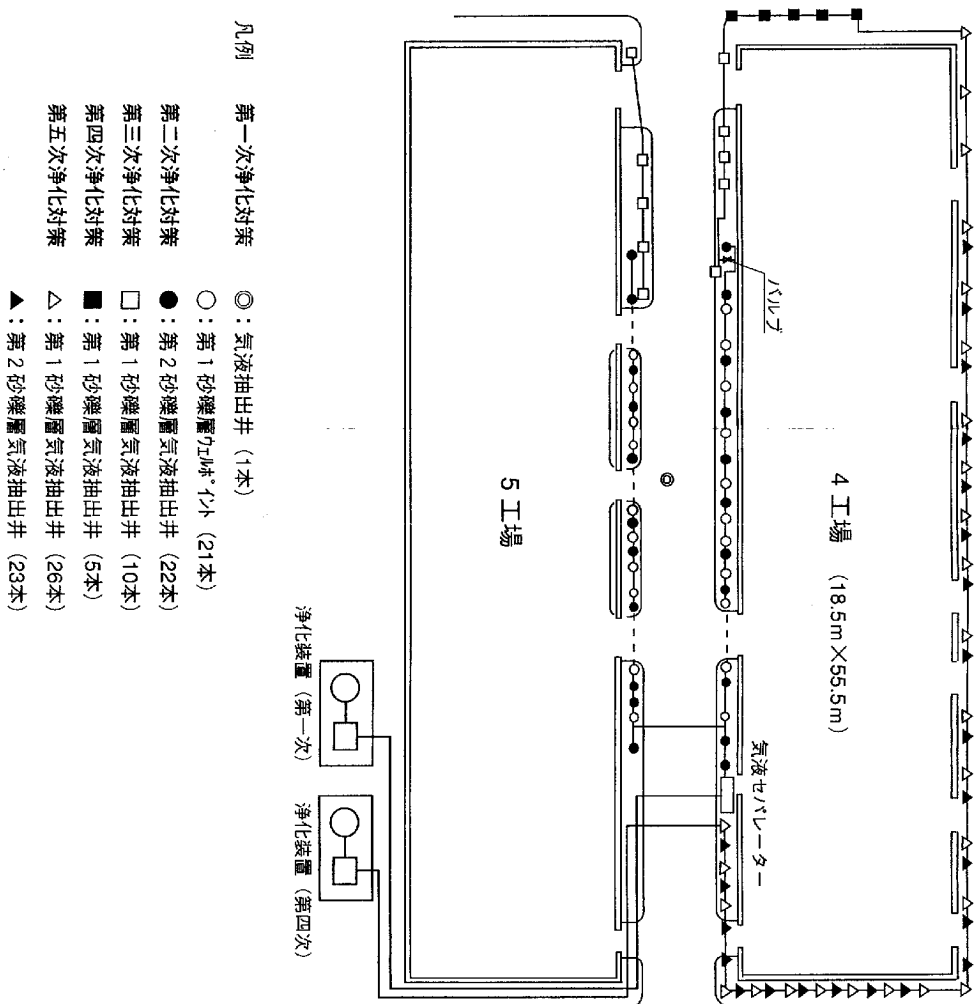


図-3.5.2 浄化対策の気液抽出井配置図

3.5.2 第2砂礫層の浄化方法と浄化結果（第二次浄化対策）

第二次浄化対策として、気液混合抽出法を第2砂礫層に適用した。第2砂礫層は第1粘土層と第2粘土層に挟まれたGL-5.0～6.0mに存在する被圧滞水層で、透水係数は $7.88 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ である。気液混合抽出法の適用上の課題を検討すると、地下水低下用の揚程は6.0mであるから真空ポンプで確保できる。また、揚水量は21L/min（被圧滞水層の断面二次元透水流における排水量）と少量であるから実証実験で使用した真空ポンプ（最大吸引風量 $4 \text{m}^3/\text{min}$,最大負圧-740mmHg）が対応可能である。しかし、第2砂礫層の上層に約2mの粘土層が存在し、かつ、第1砂礫層のは1.5mの地下水が滞留していることから地表からの透気が期待できず、いかに浄化用の空気を確保するかであった。気液混合抽出法を適用する第2砂礫層の浄化範囲を決めるため、再度、表層土壌ガス濃度を実証実験後と同位置で行った。その結果、土壌ガス濃度分布は8カ月後でも実証実験の図-3.4.9とほぼ同様で汚染源のピークが確認されず浄化範囲を特定できなかったため、第1砂礫層の汚染が垂直に、第2砂礫層に浸透したと想定し、第2砂礫層の浄化範囲を決めた。

第2砂礫層の適用した浄化方法の概念図を図-3.5.3に示し、その平面配置図を図-3.5.4に示す、抽出井は汚染域を囲むように3m間隔で22本配置した。

浄化方法の特徴を以下に示す。①図-3.5.4に示すように浄化域の両側に注入井兼用

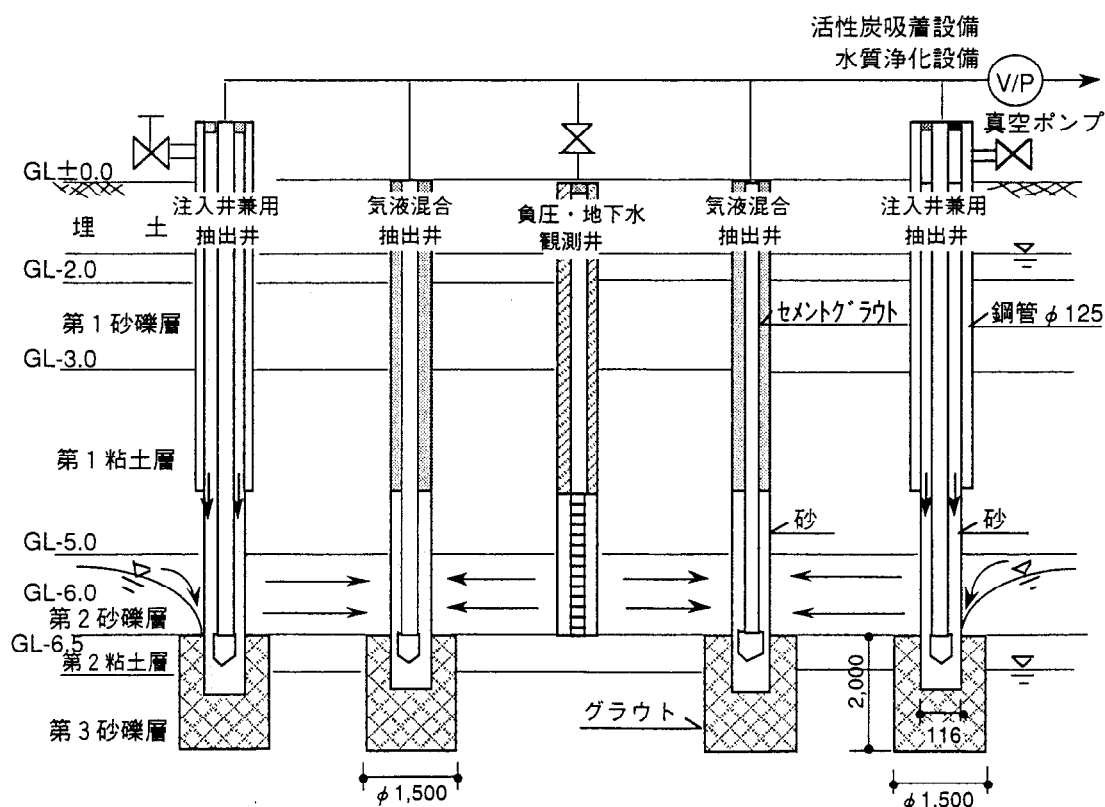
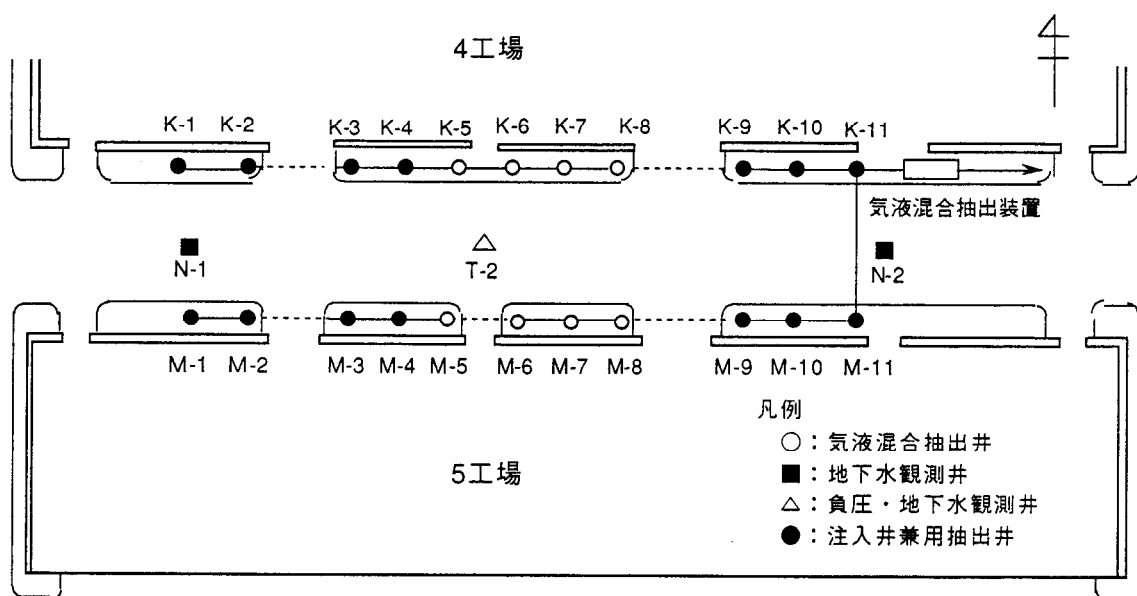


図-3.5.3 浄化方法の概念図

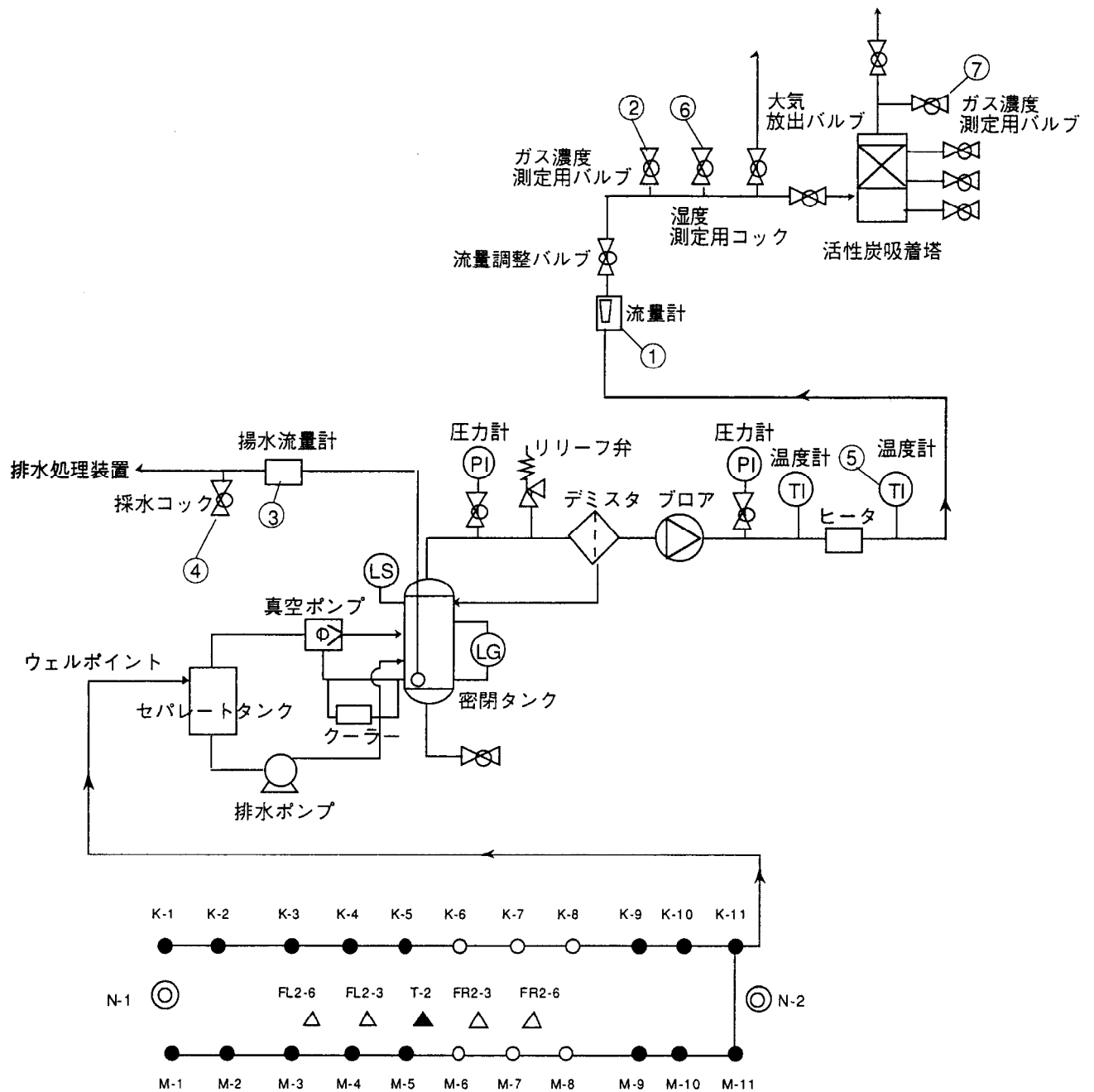


図－3.5.4 抽出井の配置図

抽出井を設けて、中央部の気液混合抽出井へ空気流れが発生するようにした。注入井兼用抽出井は二重管構造とし、地表からの空気供給を可能にした。②気液混合抽出井は第1砂礫層の地下水が流下しないよう、セメントグラウトでシールをした。③第2粘土層の薄い部分はストレーナ部より汚染地下水が第3砂礫層に浸透しないようグラウトした等である。浄化方法のシステムフローは実証実験と同様であるが、回収量が多いことから活性炭吸着装置を粒状活性炭の入替え式から、繊維状活性炭の自動脱着方式に変更し、汚染物質を原液状で回収可能な方式に変更した。浄化システムのフローを図－3.5.5に示す。

運転方法は抽出井での吸引圧を-45cmHg (-60kPa) に調整し、浄化運転を行った。運転時の吸引風量は $1.4\text{m}^3/\text{min}$ 、揚水量は $20\text{L}/\text{min}$ で、空気流量は各井戸合計で $1.2\text{m}^3/\text{min}$ であった。道路中央部のT-2における負圧・地下水位の観測結果は土中発生負圧が $-800\text{mmH}_2\text{O}$ 、地下水位は第2粘土層の上面 (GL-5.6m) まで低下していた。これらの測定結果より気液混合抽出法は第2砂礫層の浄化に対して所望の成果を上げていると判断された。

第2砂礫層の浄化は1993年4月7日～1994年5月13日までの実質運転期間約350日で、吸引流量が運転当初 $1.4\text{m}^3/\text{min}$ から $0.6\text{m}^3/\text{min}$ に、揚水量が $20\text{L}/\text{min}$ から $15\text{L}/\text{min}$ に徐々に減少した。これは、運転中に抽出井のスクリーン部の目詰まりによるものと考えられる。また、吸引土壌ガス濃度は図－3.5.6に示すように、各物質とも変動があるが、350日間の浄化運転で成分合計で約1,000ppmから約700ppmに低減したが、なお高濃度であった。この間の各物質の平均濃度はTCEが460ppm、cis1,2-DCEが360ppm、



測定項目と測定場所

- 1) 回収物質質量 — $\square$ ウェルポイントエアーク流量①×ガス濃度②
 $\square$ ウェルポイント揚水量③×水中濃度④
- 2) ガス濃度⑤ ガス湿度⑥
- 3) 放出ガス濃度⑦
- 4) 地下水濃度 K-1～K-11, M-1～M-11, N-1, N-2, FL2-3, FL2-6, FR2-3, FR2-6
- 5) 負圧測定 T-2, FL2-3, 6, FR2-3, 6
- 6) 注入空気量 K-1～5, M-1～5, K-9～11, M-9～11
- 7) 地下水位測定 N-1, N-2

図-3.5.5 気液混合抽出法フローシート

1,2-DCAが37ppmであった。浄化運転中の累積回収量の経時変化を図-3.5.7に示す。

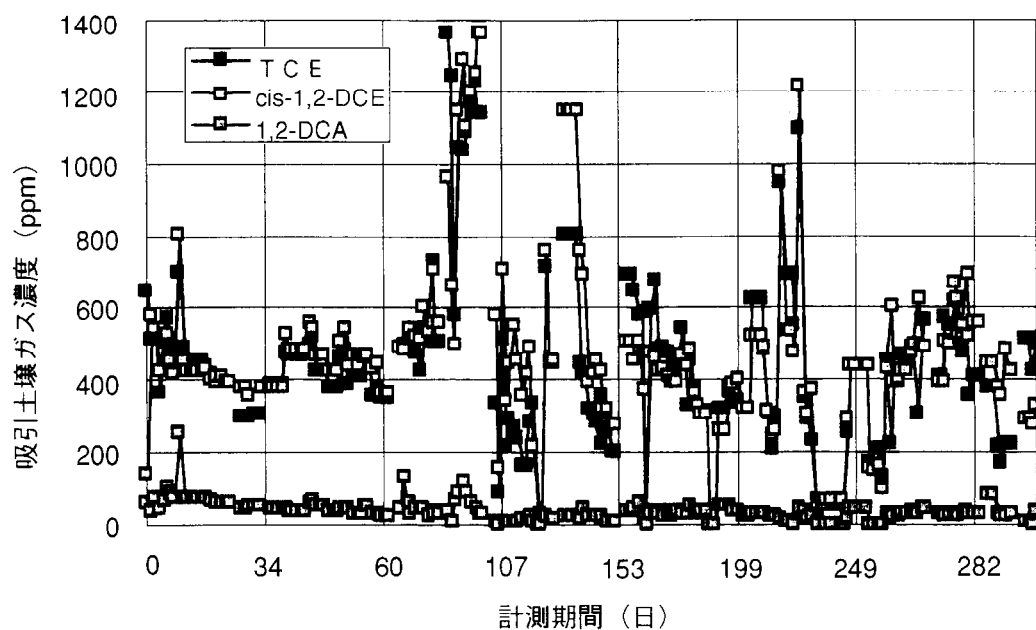


図-3.5.6 吸引土壌ガス濃度の経時変化

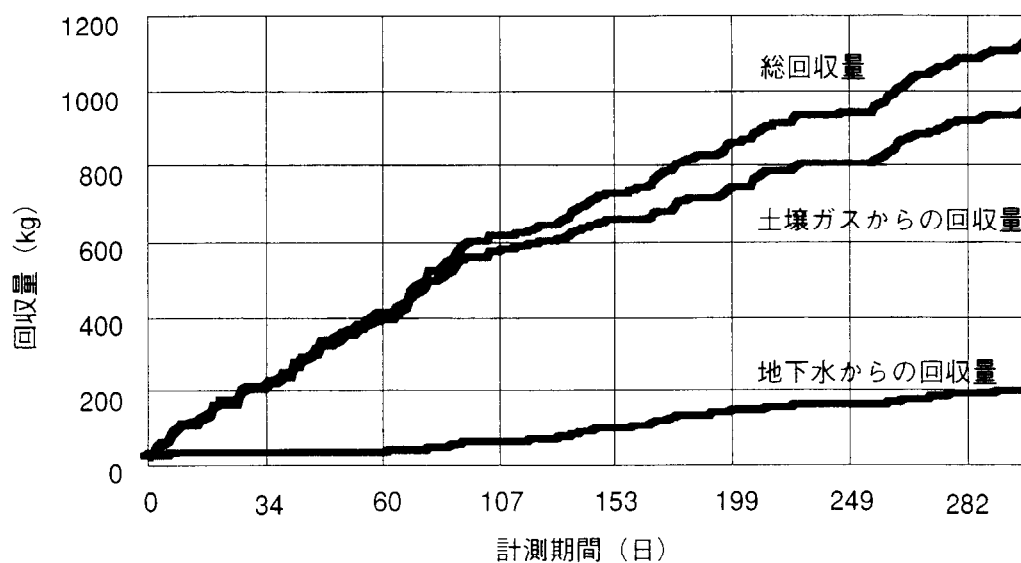


図-3.5.7 回収量の経時変化

物質回収量はTCE、cis1,2-DCEと1,2-DCAの3物質で合計1,224kgである。この回収量のうち、地下水からの回収量を除いた土壌ガスからの回収量は1,038kgで全体回収量の85%を占めていた。このことから空気注入による気液混合抽出法がよく機能したと判断される。回収物質の成分比率はTCE：cis1,2-DCE：1,2-DCA=54：42：4である。

このように多量のVOCsを回収しているにも係わらず、吸引土壌ガス濃度が長期高濃度に推移する原因として、第2砂礫層が第1粘土層によって地表からの透気が遮断さ

れているため、予想以上に負圧の影響範囲が拡大し、事前ボーリングで確認した道路部以外にもVOCsが存在することが推定された。

3.5.3 第1砂礫層と第2砂礫層の同時浄化方法と浄化結果（第三次浄化対策）

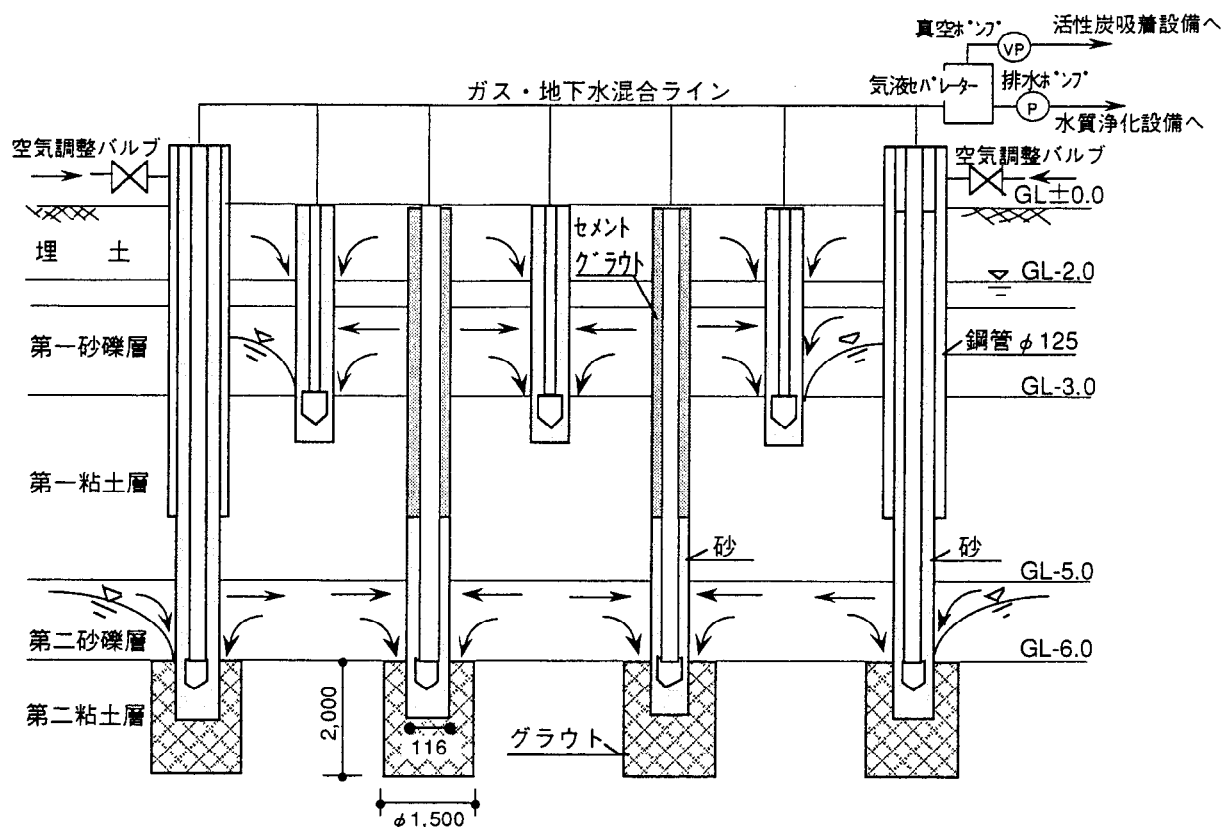
第二次浄化対策は第2砂礫層を対象に約1年間の浄化運転の結果、VOCsを1,244kgと多量に回収したにも係わらず、まだ吸引土壌ガス濃度が約700ppmであることから、このまま第2砂礫層の浄化運転を継続し、その後、第1砂礫層の未浄化部分を浄化したのでは浄化期間が非常に長期間に及ぶと考えられたので、第1砂礫層と第2砂礫層の同時浄化を計画した。

第1砂礫層の抽出井は実証実験に使用したウェルポイントを使用する。同時浄化方法は、各層毎に別々の吸引装置で対応する方法が確実で効率的であるが、それには費用と設置スペースを必要とする。しかし、既存の1台の吸引装置で揚水程の相違する第1砂礫層と第2砂礫層に対応するには、第2砂礫層の揚水可能な吸引負圧を確保できるように吸引流量を調整する必要がある。

吸引流量の調整手順を以下に示す。

- ①第2砂礫層のみ運転で、吸引負圧-450mmHg、吸引流量0.5m³/minを測定した。
- ②第1砂礫層のみ運転で、吸引負圧-450mmHgになるようにバルブ調整した。この時の吸引流量は0.55～0.6m³/minであった。
- ③第1砂礫層と第2砂礫層を同時吸引する。吸引風量は0.65～0.75m³/minとなり、真空ポンプ能力に対して吸引風量が少なく効率が低下したが、同時吸引が可能になった。
- ④その後、両層のバルブ微調整で、第一砂礫層と第二砂礫層の吸引流量比を1：1とした。

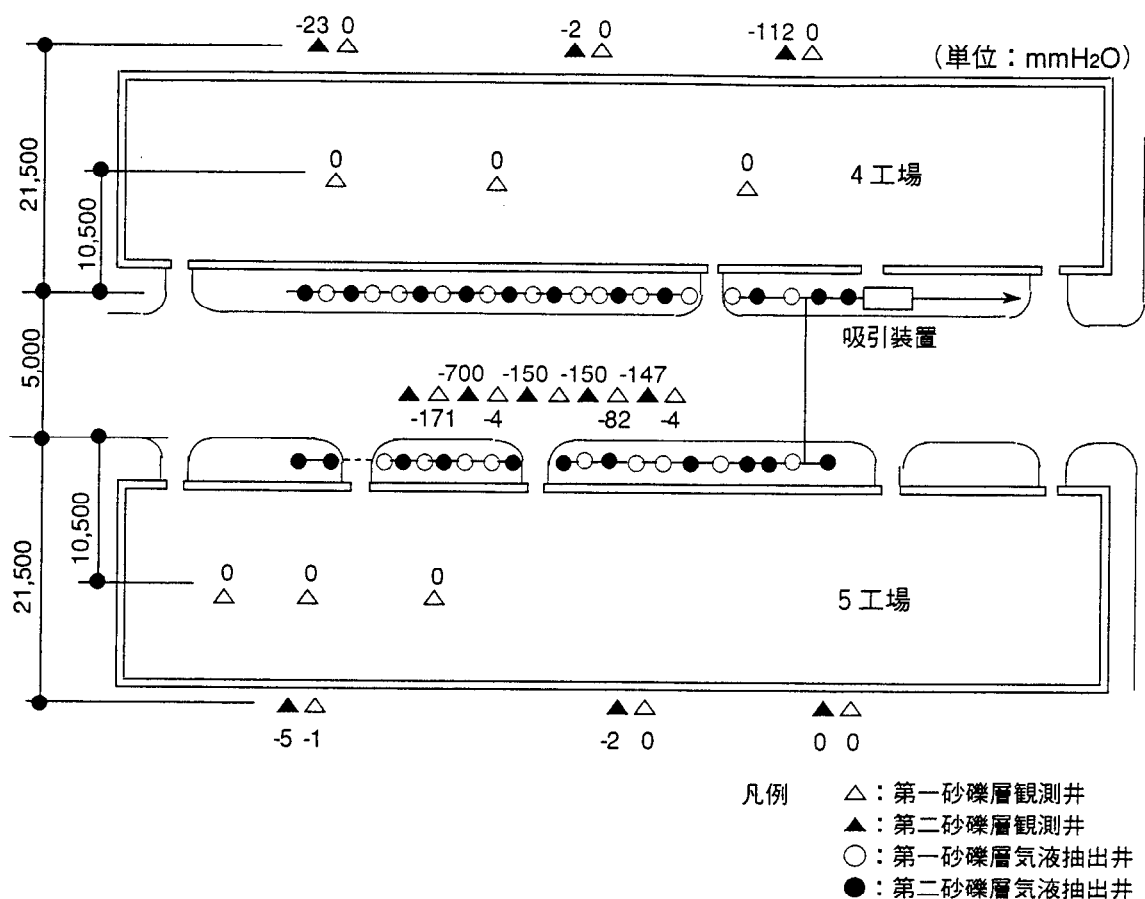
第一砂礫層と第二砂礫層の同時浄化方法の概念図を図-3.5.8に示す。



図－3.5.8 同時浄化方法の概念図

運転方法は、真空ポンプ1台に抽出井を第1砂礫層用21本、第2砂礫層用22本連結し、 -45cmHg で吸引した。浄化効果は、'94.5.17～'95.3.17の約300日間で、吸引土壌ガス濃度が、約700ppmから約200ppmに、地下水濃度が約10mg/Lから約3mg/Lに低減した。その間の物質回収量は土壌ガスから596kg、地下水から27kg、合計623kgであった。これらの物質がどの範囲から回収されているか調べるために、図－3.5.9に示す両工場の反対側位置に負圧観測井を追加設置し、土中発生負圧を測定した。第1砂礫層は抽出井より2.5m離れた道路中央部で平均 $-65\text{mmH}_2\text{O}$ 、10.5m離れた工場中央部で負圧が検出されないのに対し、第2砂礫層は道路中央部で平均 $-287\text{mmH}_2\text{O}$ 、21.5m離れた工場の反対側で4工場が平均 $-46\text{mmH}_2\text{O}$ 、5工場が平均 $-2\text{mmH}_2\text{O}$ が検出された。

このことから、同じ抽出井の吸引負圧に対して第1砂礫層は地表からの空気流入があるため透気半径が10mに達しないのに対し、上層に粘土層が存在し、圧力損失の少ない第2砂礫層は21.5m以上に達していた。そのため、第1砂礫層と第2砂礫層の同時浄化は負圧が広範囲に達し第2砂礫層が効率より浄化が進行することが分かった。



図－3.5.9 負圧観測井と土中発生負圧

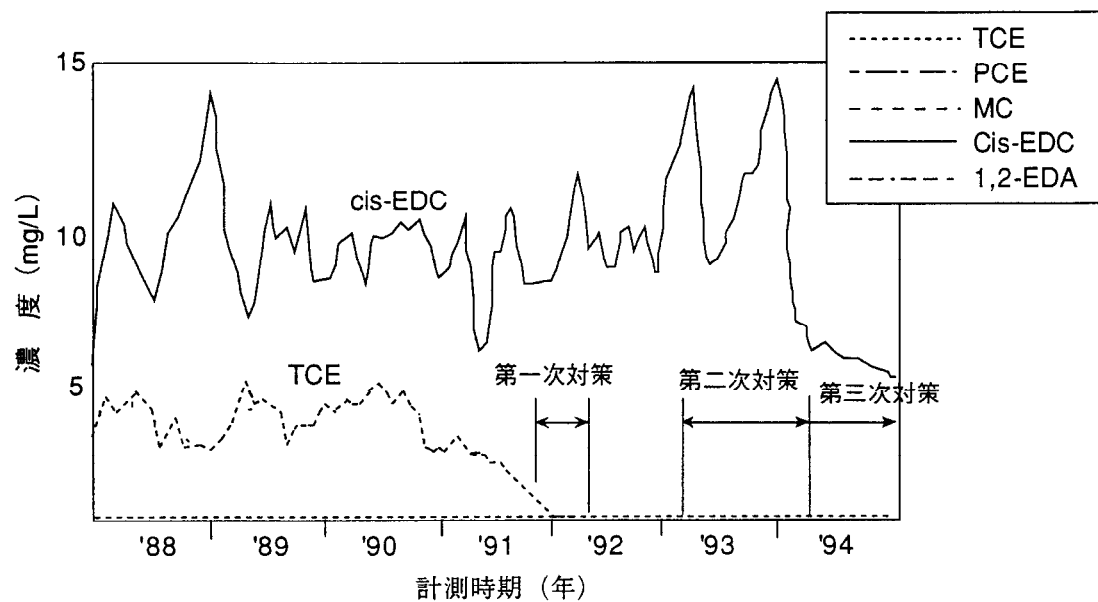
3.5.4 浄化対策の実施結果

浄化対策は表－3.5.1に示すように、1992年の実証実験に始まり、順次、浄化範囲を広げ技術開発をしながら着実に成果を上げ、現在も継続中である。この間の実施事項と浄化成果をまとめると表－3.5.2になる。

表－3.5.2 浄化対策の実施事項と浄化成果

浄化対策	実施事項	技術的成果	回収量 (kg)
第一次浄化	第1砂礫層用 気液抽出井 1本 ウェル・イント 21本	気液混合抽出の実証確認	59
第二次浄化	第2砂礫層用 気液抽出井 22本	粘性土層挟在する第2砂礫層に対して、空気注入する気液混合抽出法を実現する。	1,205
第三次浄化	第2砂礫層用、気液抽出井と第1砂礫層用ウェル・イントを1台の真空ポンプに連結	地下水揚水程の相違する第1砂礫層と第2砂礫層を同時吸引を可能にする。	615
第四次浄化	4工場西側用に吸引装置を新設 4工場西側と道路部を分離運転	同 上	462
第五次浄化	4工場周囲に気液抽出井の増設 第1砂礫 26本、第2砂礫 23本	同 上	426
第五次浄化継続	同 上	同 上	'97.10.27現在 248
回収量合計			3,015kg

また、A地区における土壌浄化対策がA地区の下流に250mにあたる市の地下水定点観測井戸（図－3.3.1に示すK－1井戸）の地下水濃度の経時変化を図－3.5.10に示す。この図からもA地区の浄化対策が地下水汚染の回復に効果を上げていることが分る。



図－3.5.10 K－1 地下水濃度の経時変化

3.6 まとめ

VOCsによる浅層飽和帯の汚染土壌の浄化技術として気液混合抽出法を開発し、実証実験から現場への適用を行った結果、以下のことが判明した。

- (1) 従来、VOCsによる飽和帯の汚染土壌の浄化は地下水低下工法を併用してSVEを適用していたが、同一の抽出井より土壌ガスと地下水を同時に吸引する気液混合抽出法は、真空ポンプで吸引するため8m以浅の浅層の土壌浄化に対して有効な技術で、現場へ適用しても十分効果を発揮することが分かった。
- (2) 気液混合抽出法は土壌ガスの吸引流量と地下水揚水量の和が使用する真空ポンプ容量以下であれば、吸引負圧をコントロール出来る。設計時には、対象地盤の透気係数と透水係数から吸引流量と揚水量から真空ポンプ容量を算出する必要がある。
- (3) 気液混合抽出法は地下水からの回収よりも吸引土壌ガスからの回収量が多く、回収量比率は5～10倍程度であった。
- (4) 気液混合抽出法は地表からの透気が期待できない粘土層に挟まれた砂礫層に対しても空気供給井を施すことで効率的浄化を可能にした。
- (5) 第一砂礫層と第二砂礫層のように揚水高さが相違する層の同時浄化は吸引流量が低減し、多少効率が落ちるが圧力調整で可能であった。
- (6) 浄化効果として土中よりVOCsを効率よく回収できることが判明したが、残留土壌濃度について透気半径内で、どの程度までムラなくできるかの確認まで至らなかった。

今後の課題として、下記の事項があげられる。

- (1) 浄化運転を終了する吸引土壌ガス濃度と浄化目標である土壌環境基準を関係付ける指標の検討
- (2) 気液混合抽出法の浄化限界と浄化範囲の把握
- (3) 浄化率のバラツキを少なくする方法の検討
- (4) 浄化促進運転方法の開発

第3章 参考文献

- 1) 日本水理環境学会, 有機化学物質土壌・地下水汚染対策基礎調査, 地下水技術, p139, 1993
- 2) 長藤哲夫, 鈴木孝治, 下村雅則, 中林修身, 平田健正, 鞍谷保之, 浅層砂礫層における揮発性有機化合物の気液混合抽出法による土壌浄化と浄化予測, 水環境学会第17巻第10号, pp.641-649, 1994
- 3) 鞍谷保之, 地下水汚染対策－高月市の事例－公害と対策 23 (10), pp.37-44, 1987
- 4) 坂井茂, 地下水汚染の新しい調査方法「フィンガープリント」について, 公害と対策 25 (8), pp.79-82, 1989
- 5) 長藤哲夫, 鞍谷保之, 高槻市における有機塩素化合物汚染の土壌浄化対策, 地下水汚染とその防止対策に関する研究集会第2回講演会, pp.80-85, 1992
- 6) Jonson, P.C., Kemblowski, M.W., and Colthart, J.D., Practical screening model for soil venting applications. In Proceedings of NWWA/API Conference on Petroleum Hydrocarbons and Organic Chemicals in Ground Water, Houston, Texas, pp.159-178, 1988
- 7) 土質工学会: 根切り工事と地下水－調査・設計施工から施工まで－, pp.114-115, 1991

4. 粘性土層における揮発性有機塩素化合物の除去技術の開発

4.1 はじめに

VOCsは砂質土や火山灰粘性土に限らず、不透水層である粘性土にも浸透する。粘性土層に一度浸透したVOCsは層内に残留し、土壤汚染を長期化させる。

2章、3章で述べたSVEや気液混合抽出法は粘性土地盤のように透気性の低い土質に対して有効でない。汚染粘性土の浄化技術は、掘削した汚染土壌を加熱してVOCsを気化させて活性炭に吸着させる方法（低温加熱法）¹⁾ や直接焼却する方法（焼却法）²⁾ が実用されている。また、原位置浄化技術として米国では地中に水蒸気を噴射して気化する方法³⁾（In Situ Steam Stripping）が開発されているが、除去率が20%程度と非常に低く実用化レベルに達していない。

そこで、筆者らは1994年に粘性土の水分と生石灰を土中で混合し、生石灰の水和反応熱による粘性土内のVOCsを気化させ、土中よりVOCsをガス状に回収する生石灰混合土壌ガス抽出法（以後、生石灰混合法と記す）を開発した。この生石灰混合法は土壤浄化として欧米にもない概念の技術であり、1994年に特許を申請した。

生石灰は軟弱地盤の安定処理材⁴⁾として、生石灰と土中水の水和反応によって含水比を低下させ地盤支持力の強化を目的に使用されているのに対し、生石灰の水和反応熱をVOCsによる汚染土壌の浄化に使用した実績は過去にはない。生石灰の水和反応は生石灰1 molと水1 molと反応すると消石灰を生成し、15.6kcalの熱を出す。その反応式は、 $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca}(\text{OH})_2 + 15.6\text{kcal}$ である。この水和反応熱が、粘土粒子間に存在するVOCsの気化にどの程度有効に作用し、汚染粘性土を浄化できるかである。

そこで、室内実験で生石灰と粘性土を混合攪拌して、基礎的検討を行った結果、非常に高い浄化率を達成できることが確認された。この結果を基に施工方法は粉体噴射攪拌機（Dry Jet Mixing：以後DJMと記す）を使用して、土中で粉体石灰を攪拌し、VOCsの気化ガスを圧入空気ですり上げ、その気化ガスを汚染ガス回収装置に導き原液で回収するシステムを確立した。このシステムの有効性を確認するため、汚染粘性土地盤で実証実験を行った後に、実際の汚染現物へ生石灰混合法を適用し、浄化対策を実施した。

この章では、室内実験、実証実験と現場での実施結果について述べる。

4.2 室内実験

4.2.1 目的

室内実験の目的は、生石灰混合が粘性土中のVOCsの浄化にどの程有効であるか確認し、現場での施工法と浄化メカニズムを解明する基礎データを収集することである。

第1ステップの高速攪拌実験は、モルタルミキサーを使用し、十分な攪拌状態において生石灰混入量を変化させ、攪拌前後の土壌濃度を測定し浄化率を求めた。また、攪拌後の放置期間に水和反応熱による土中温度上昇が浄化率に与える影響を検討した。

第2ステップの緩速攪拌実験は、現場で使用する施工機械の攪拌方法と同様な緩速攪拌を行い、高速攪拌実験との比較と緩速攪拌との浄化率を検討した。

4.2.2 高速攪拌による生石灰混合実験⁵⁾

汚染土壌に対して生石灰混入量を変化させ、土壌濃度、発熱量と含水比を測定し、混入量による残留濃度と浄化率の関係を求めた。

(1) 実験方法

実験方法は図-4.2.1に示すように発泡スチロールで保温した容器（ ϕ 10.5cm、H=12cm）でモルタルミキサーで攪拌した。発熱温度は容器の底に熱電対を付け測定した。

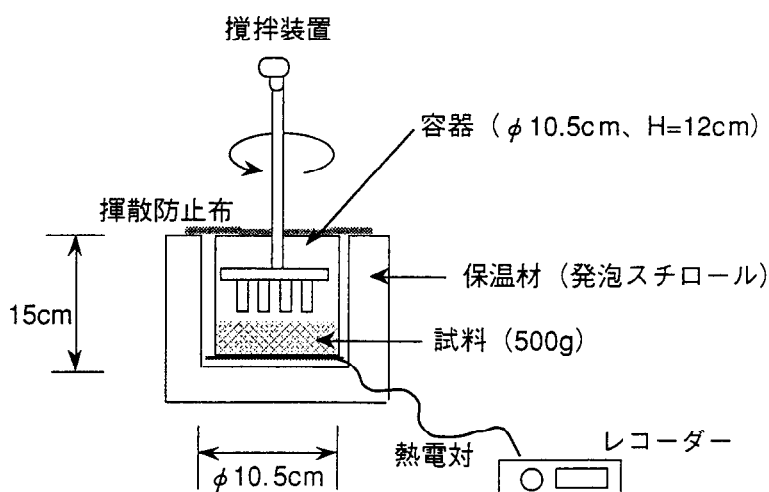


図-4.2.1 高速攪拌実験装置

実験に用いた試料は実際の現場より採取したTCEで汚染された粘性土で、その物性を表-4.2.1に示す。

表－4.2.1 粘性土の土質物性

湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	土粒子の密度 (g/cm ³)	自然含水比 (%)	間隙比	飽和度 (%)
1.572	0.958	2.661	64.1	1.778	95.9

実験は500 g の試料に対し生石灰混入量を0、30、50、100、150、200、250 (kg/m³) と7ケースに変化させ添加し、その後モルタルミキサーで高速攪拌 (1,100rpm) を1分間行い、攪拌前、攪拌後、放置後、1分、5分、10分、30分、60分後における土壤濃度、含水比と発熱温度の経時変化を測定した。なお、攪拌後の放置状態は大気開放とした。土壤濃度の分析は攪拌終了後、直ちに試料20gを200mL蒸留水を入れたメジウム瓶に採取し、1～2分間振とうを行った後25℃の恒温槽に1時間程度静置した。メジウム瓶のヘッドスペースガスを1mLマイクシリンジで採取し、PID分析器にて行った。

(2) 実験結果と考察

実験配合と攪拌前後の土壤濃度を表－4.2.2に示す。

実験に使用した試料は現場から採取した粘性土を使用したため、採取場所によって土壤濃度が相違するので、

$$\text{浄化率} = \frac{\text{攪拌前土壤濃度} - \text{攪拌後土壤濃度}}{\text{攪拌前土壤濃度}} \times 100 (\%) \text{ を併記した。}$$

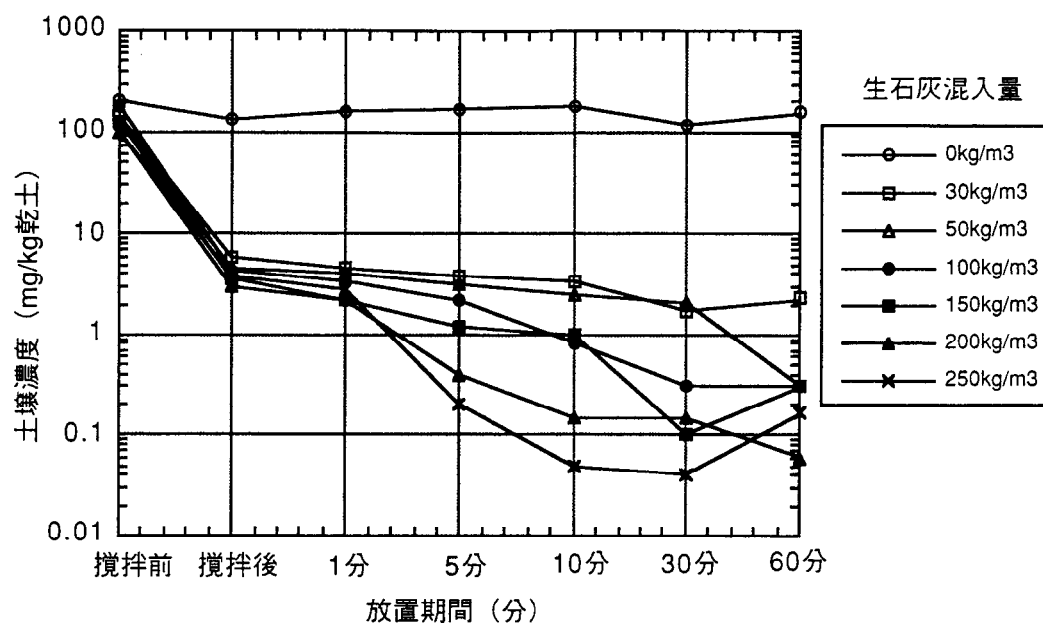
表－4.2.2 実験配合と攪拌前後の土壤濃度

実験ケース		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7
生石灰	混入量 (kg/m ³)	0	30	50	100	150	200	250
土壤濃度 (mg/kg乾土)	攪拌前	203.6	144.8	125.5	177.8	123.3	95.7	100.5
	攪拌後	130.3	5.7	4.6	4.2	3.5	3.0	3.7
浄化率	(%)	36.0	96.1	96.3	97.6	97.2	96.9	96.3

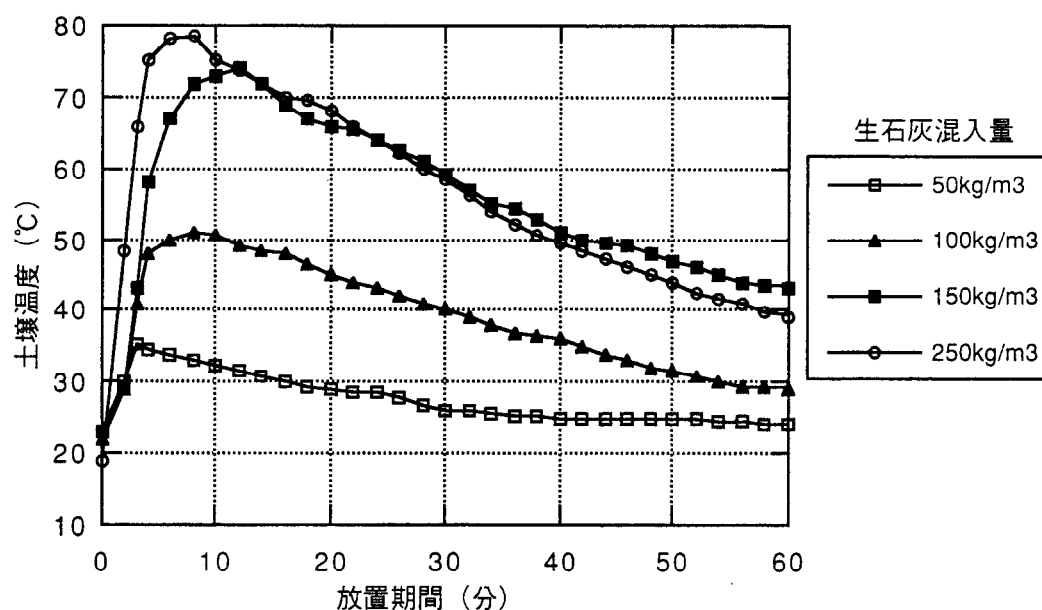
生石灰無混入 (No.1) は、攪拌前土壤濃度が203.6mg/kg乾土を他の試料に比べ高濃度であったが、攪拌後土壤濃度が130.3mg/kg乾土と高濃度に残留し、浄化率は36.0%と低い。

これに対し、生石灰を添加し攪拌した場合は、No.2からNo.7の混入量が相違するいずれのケースでも、攪拌後土壤濃度は攪拌前土壤濃度に対して、2オーダー低減し、非常に高い浄化効果が判明した。次に、攪拌後放置期間における土壤濃度、土壤温度

と含水比の経時変化は図－4.2.2、図－4.2.3、図－4.2.4に示す。



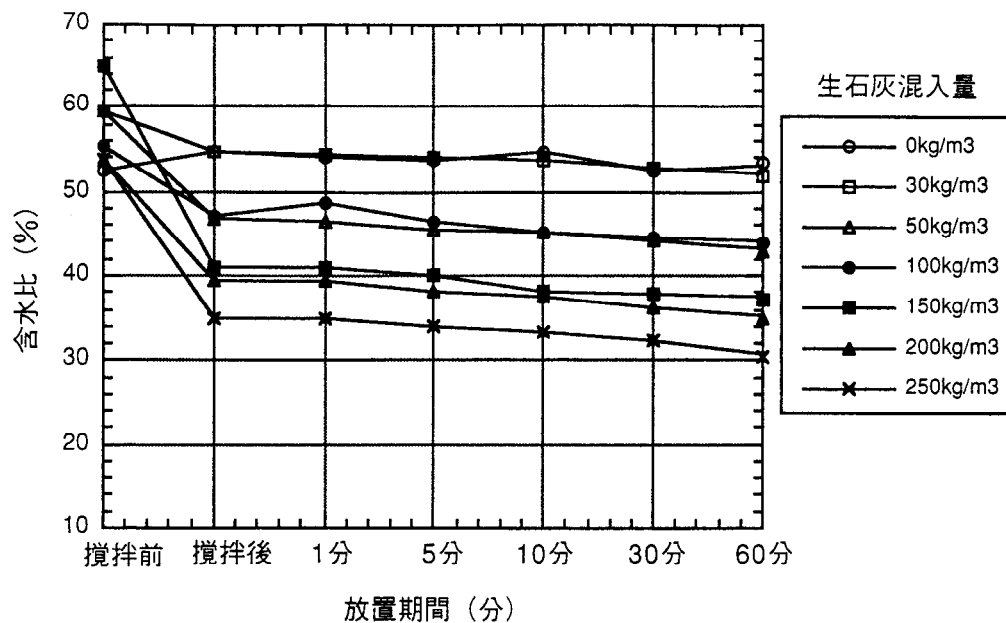
図－4.2.2 生石灰混入量と土壌濃度の経時変化



図－4.2.3 生石灰混入量と土壌温度の変化

土壌温度は図－4.2.3に示すように、生石灰混入量が多い程高くなり、生石灰混入量 250kg/m^3 では約 80°C まで上昇している。この温度はTCEの沸点 $86.7\sim 86.9^\circ\text{C}$ に相当する。そのため、攪拌後、残留したTCEは完全に気化しているにも係わらず図－4.2.2に示すように土壌濃度が検出されるのは、ミクロポアに存在するガスがミクロポアを抜け出す蒸気圧が不足するものと推定される。

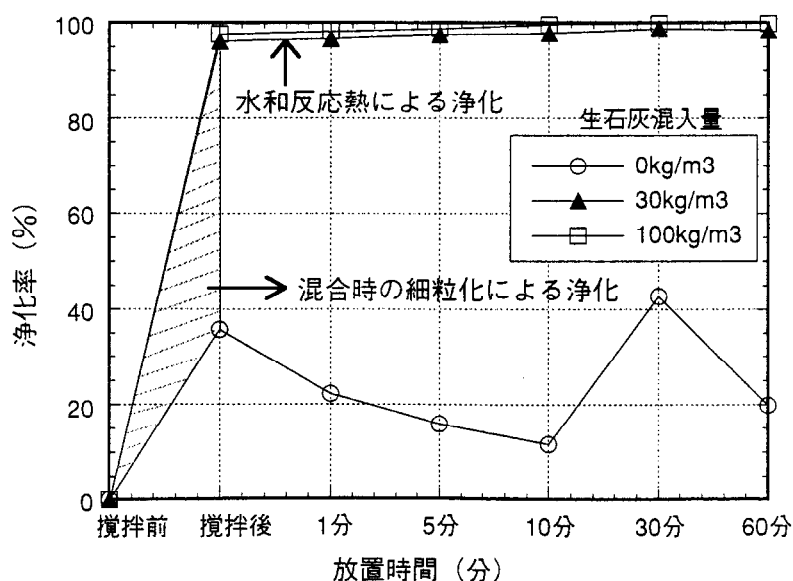
次に、含水比は図－4.2.4に示すように生石灰を混合すると攪拌時に大幅に低減する



図－4.2.4 生石灰混入量と含水比の経時変化

が、放置期間ではほとんど低減しない。このことから、生石灰の水和反応は、攪拌時の1分間でほとんど完了していることが考えられる。また、図－4.2.2に示すように生石灰混入量が多い程放置期間で土壌濃度が低減するのは、生石灰混入量が多い程吸水量が多く含水比が低下することから飽和度が低下し、TCEの気化ガスが土壌中より抜け出す空隙が拡大したことによると考える。

図－4.2.2に示す土壌濃度の経時変化は、攪拌前土壌濃度が各ケースで相違するため浄化率で整理したのが図－4.2.5である。ただし、図に示す以外のケースは図が繁雑になるため省略した。この図より生石灰混合による浄化率は攪拌前の土壌濃度と生石灰混入量が相違しても攪拌時の浄化率が約96%と非常に高いことから、高速攪拌で生石灰と粘性土を均質に混合すれば高い浄化率が得られること分った。



図－4.2.5 生石灰混入量と浄化率の経時変化

4.2.3 生石灰による団粒化実験

高速攪拌（1,100rpm）実験は生石灰混合によるTCEの高い浄化率が確認された。しかし、汚染サイトの浄化対策で既存のDJMを使用する場合には高速攪拌が出来ないので、施工機械に合わせた緩速攪拌では混合ムラが生じて浄化率が低下するのではないか、また、モルタルミキサーを使用して攪拌したので、空気との接触が多く気化ガスが容易に大気中へ拡散したため浄化率が高くなったのでは等の問題点があった。

そこで、密閉型の攪拌装置を製作し、緩速攪拌試験（25、50rpm）を行い、高速攪拌実験（1100rpm）と比較し、浄化率の検討を行った。

(1) 実験方法

実験は攪拌容器に試料500g分取し所定量の生石灰を添加した後攪拌混合する。実験装置は図-4.2.6・写真-4.2.1に示すもので、内容積1L（ ϕ 10cm、h=28.5cm）のステンレス製の断熱容器で、水蒸気と熱が逃げないようにコルクで蓋をした。攪拌機は攪拌軸棒に6本の丸棒状攪拌羽を直角方向につけ、モーターで所定の回転数で攪拌した。攪拌終了後、直ちに試料20gを200mLの蒸留水を入れたメジウム瓶に採取し、1～2分間振とうを行った後25℃の恒温槽に1時間程度静置する。メジウム瓶のヘッドスペースガスを1mLマイクシリンジで採取し、PID分析器にて土中に残留した汚染物質の濃度分析を行った。同時に攪拌後の試料の適量を採取し、全量秤量した後ふるいにかけ、各ふるいの通過重量から粒径加曲線を求めた。実験ケースは表-4.2.3に示す。高速攪拌と緩速攪拌は回転数が相違するため、攪拌回数を合わせるよう攪拌時間を設定した。高速攪拌は生石灰混入量をパラメータとし、緩速攪拌は主に生石灰混入量に対して攪拌回数をパラメータとして、浄化率と粒度分布を検討した。

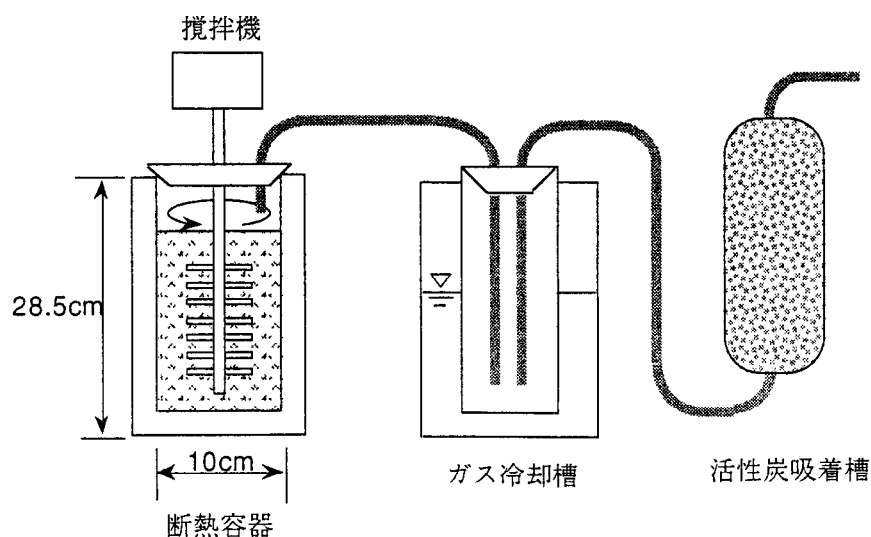


図-4.2.6 緩速攪拌実験装置

表-4.2.3 実験ケース

攪拌方法	高速攪拌				緩速攪拌											
回転数 (rpm)	1,100				50				25							
生石灰混入量 (kg/m ³)	0	30	100	150	100				30				100			
攪拌時間 (分)	0.68 (40秒)				3	5	15	5	15	3	5	10	30	5	30	10
攪拌回数	750				150	250	750	250	750	75	125	250	750	125	750	250

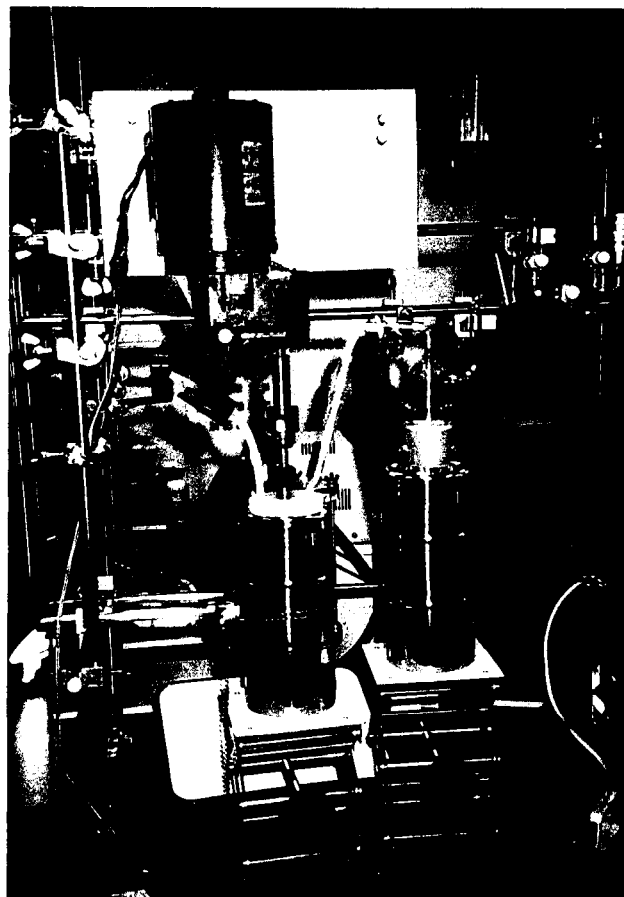


写真-4.2.1 実験装置

(2)実験結果と考察

高速攪拌と低速攪拌における生石灰混入量と浄化率の関係を図-4.2.7に示す。回転数の相違を考慮して攪拌回数750回で比較した。高速攪拌は4.2.2 (1) の試験方法と攪拌時間が1分と40秒と相違するが、浄化率はほぼ同様であった。 緩速攪拌の浄化率は生石灰混入量が少ない30kg/m³で 回転数 25rpmの方が回転数 50rpmより低くなったが、混入量が100kg/m³では回転数の違いがなく約95%である。これは生石灰混入量が少ないと緩速攪拌では混合ムラを生じるのに対し、混入量を100kg/m³にすると、高速でも低速でも攪拌方法に影響されず混合ムラが解消され则认为られる。

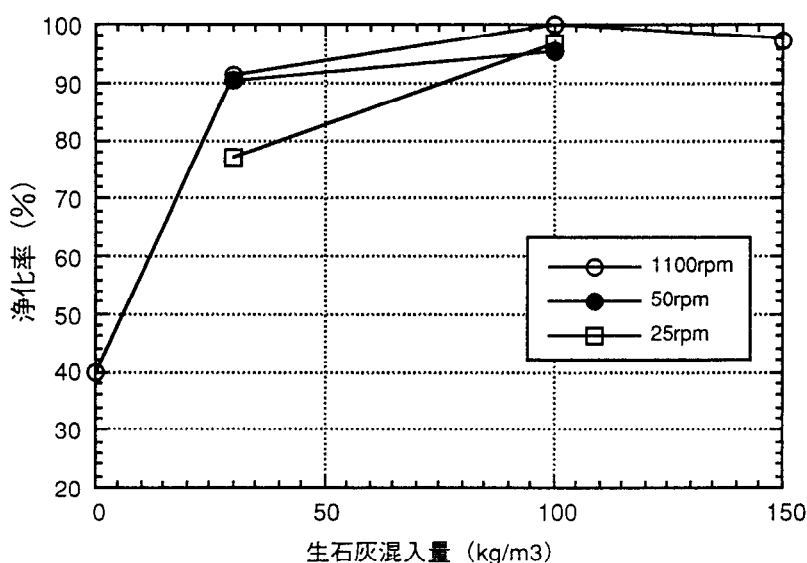


図-4.2.7 高速・低速攪拌における生石灰混入量と浄化率

緩速攪拌において攪拌回数と浄化率を整理したのが、図-4.2.8である。浄化率はいずれのケースも攪拌回数の増加に伴い向上する。また、浄化率は攪拌の初期に急激に向上する傾向にあり、データ数が少ないものの混入量100kg/m³の場合には、攪拌回数250回からの浄化率の伸びが小さい。また、生石灰混入量 100kg/m³の場合は緩速攪拌 25rpm、50rpmでも、攪拌回数750回では高速攪拌と同様に浄化率95%を確保できる。これらのデータは 現場施工時の回転翼の回転数と貫入速度を 決定するのに 有効である。

次に、粘性があり比較的固い粘性土が攪拌時に生石灰とよく混合され、良好な浄化率が得られるかを検討した。この原因は生石灰の水和反応後に生じる粘土粒子の団粒化現象⁶⁾によるものと考えた。粘性土の土壌は生石灰攪拌中に、この団粒化現象によってどの程度細粒化するかを確認するため、攪拌後に振り分け試験を行った。

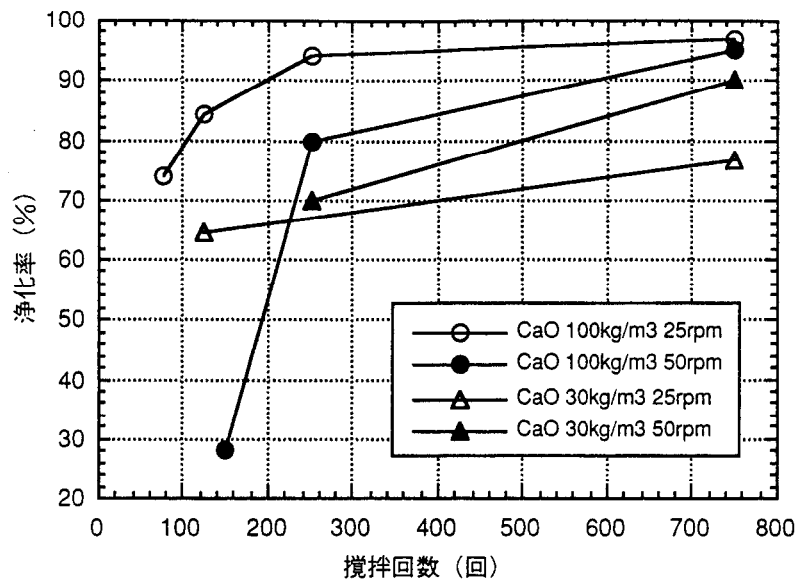


図-4.2.8 攪拌回数と浄化率

高速攪拌における攪拌前後の粘性土試料の状態を写真-4.2.2と写真-4.2.3に示す。攪拌前の試料は大きな塊であったが、攪拌後は5~7cm程度のほぼその小さな塊になった。写真-4.2.3は生石灰混入量が100kg/m³の例であるが、その他のケースも同様であり、細粒分がなく振るい分け試験を行えなかった。

緩速攪拌における回転数25rpm、生石灰混入量100kg/m³の攪拌時間3分と30分の試料状態を写真-4.2.4、写真-4.2.5に示す。攪拌前に大きな塊であった粘性土が生石灰混合によって細粒化することがよく分かる。図-4.2.9に攪拌時間をパラメータとした粒径加積曲線を示す。粘性土の細粒は攪拌時間3分で $D_{50}=5\text{mm}$ まで細粒化し、攪拌時間が長くなると粒径が拡大し、粒度分布の均一性も悪くなってくる。これは細粒化した粘性土粒子が表面の粘着力によって攪拌中に吸着して粒径を拡大するものと思われる。



写真-4.2.2 攪拌前試料

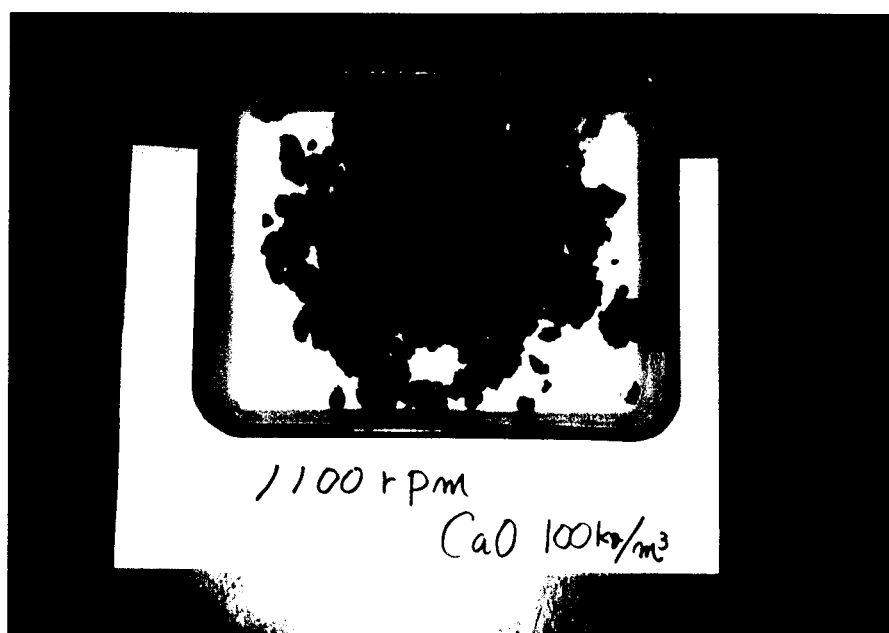
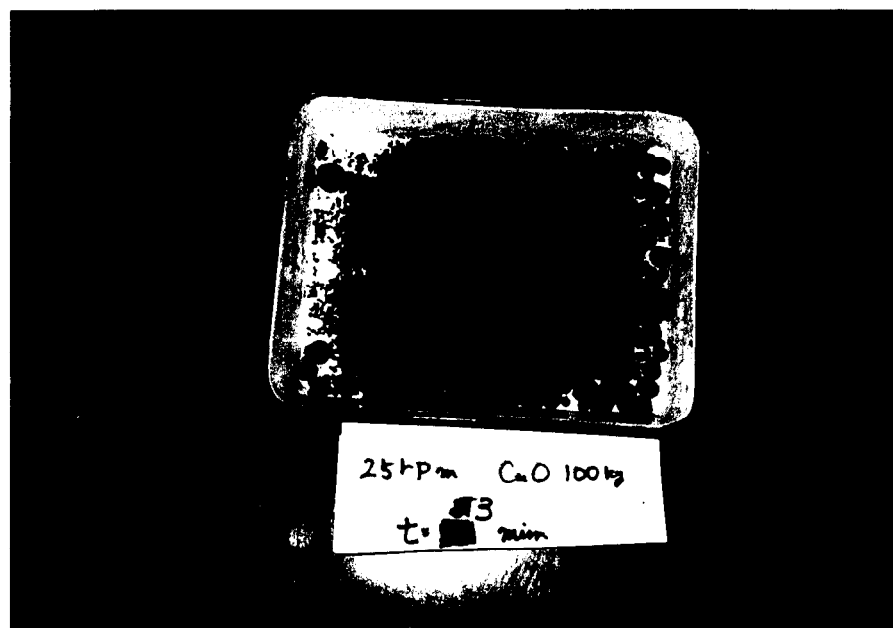
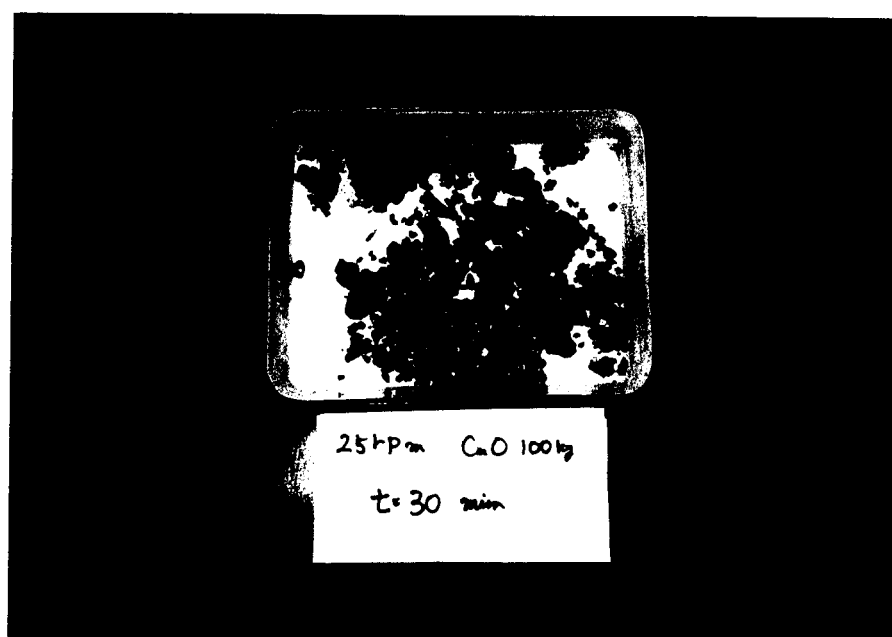


写真-4.2.3 高速攪拌後試料



写真－4.2.4 低速攪拌後試料（攪拌時間3分）



写真－4.2.5 低速攪拌後試料（攪拌時間3分）

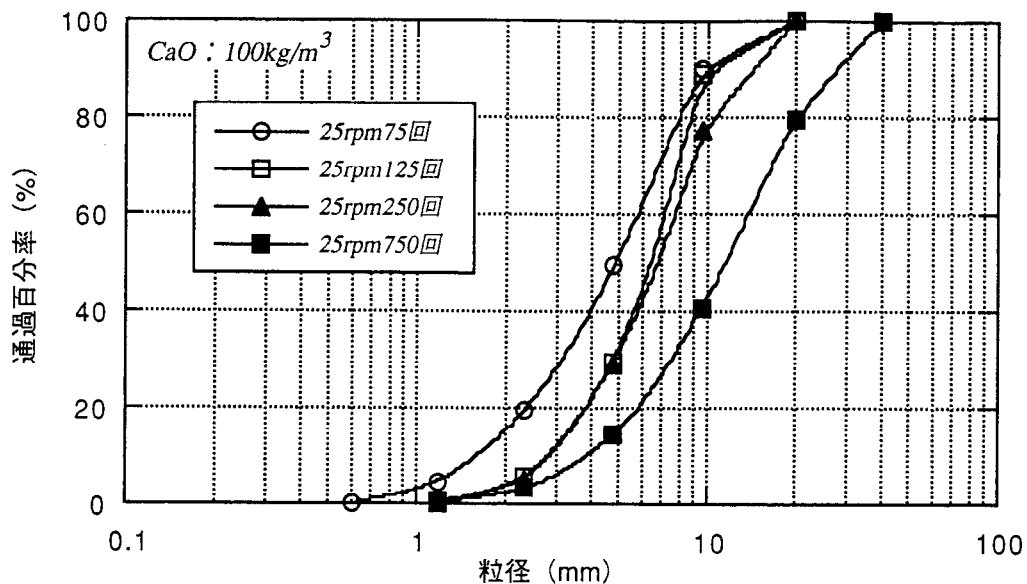


図-4.2.9 攪拌時間と粒径加積曲線の関係

前述の室内実験からの判明事項をまとめると以下になる。

①高速攪拌実験

- a) 生石灰混合は汚染粘性土の浄化に非常に有効であることが確認された。
- b) 浄化率は生石灰混入量の差がなく96～97%である。
- c) 浄化効果は1分間の攪拌で大部分現われる。
- d) 含水比は攪拌時に低下し、放置期間での低下率は小さい。
- e) 発熱温度は生石灰混入量が多い程高くなる。また、発熱のピークは攪拌後、数分の遅れがある。

②緩速攪拌実験

- a) 緩速攪拌は生石灰混入量30kg/m³で混合ムラが生じ浄化率が低い、生石灰混入量100kg/m³では高速攪拌とほぼ同等な浄化率である。
- b) 浄化率は攪拌回数が多い程高くなる。また、攪拌回数750回では緩速攪拌でも高速攪拌とほぼ同等な浄化率である。
- c) 粘性土塊は生石灰攪拌時に細粒化する。細粒化は緩速攪拌で明確に現われ、短時間で発生する。

4.2.4 浄化メカニズムの検討

室内実験により生石灰混合は、VOCsによる汚染土壌の浄化に有効であることが確認された。そこで、粘性土中のVOCsが添加された生石灰によってどのように浄化されるかの浄化メカニズムの検討を行った。メカニズムの基本である生石灰の反応は化学式で、 $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}(\text{OH})_2 + 15.6\text{kcal}$ である。

浄化プロセスを図-4.2.10に示すモデルで順次説明する。モデルは簡便化するため、飽和粘性土とする。図-(A)は浄化前の粘土粒子構成を示す。VOCsは土中水内に原液と溶解して存在する。添加された生石灰は土中水と即時に水和反応を起こす。水和反応した消石灰の一部は残留土中水に溶解し、カルシウムイオンと水酸イオンを生成する。カルシウムイオンは粘土粒子の表面マイナス電荷と結合し団粒化する。この団粒化作用も攪拌効率の向上と透気によるVOCsの回収の一助けになっている。モデルは水和反応によって図-(A)から図-(B)に移る。生石灰は消石灰を生成し発熱する。土中水はこの生成で減少し空隙を形成する。発熱はVOCs原液を気化させると共に、残留土中水を加熱して土中水より気化させる。VOCsは形成された空隙にガス状で滞留する。滞留ガスは攪拌によって一部大気へ拡散するが、まだ、土塊が大きく粘性土内に残留するものも多いと推定される。

次に、モデルは消石灰、空気中の炭酸ガスと反応した炭酸カルシウム、ポズラン反応により生成したケイ酸塩物を結合物質とし大きく団粒化する。この状態が図-(C)である。この団粒化によって粘土塊は細粒化され、空隙中に残存した気化ガスが大気に放散される。また、この細粒化は未反応の生石灰を残留土中水と反応させ、VOCsの気化を増進させる。図-(A)から図-(C)のプロセスは短時間に発生する。この現象は高速攪拌実験で図-4.2.5に示すように1分間の攪拌で浄化率が約96%達成することで裏付けられる。

次に、攪拌後の粘性土は図-(C)の状態ですべて水和反応熱によって土粒子内部まで徐々に加熱されることになる。この現象が図-4.2.3である。土壌濃度が高いので残留したVOCsはまだガス状にあり、高い蒸気圧を有するが、未反応で残留する土中水が空隙を閉塞してガスが空隙より抜け出せない状態である。図-4.2.4に示すように生石灰混入量が少なく攪拌後の含水比が高いと図-4.2.2に示す放置期間中の土壌濃度があまり低減しないことになる。

以上の説明で浄化メカニズムが定性的に解明できたと思われるが、以下に定量的検討を行う。

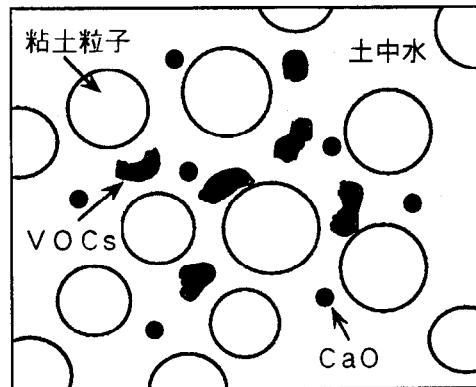


図-(A) 粘性土と生石灰の混合

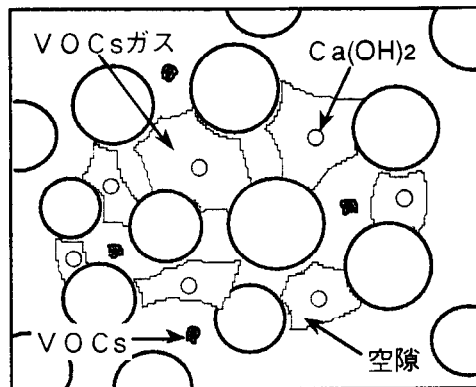


図-(B) 水酸化カルシウムの生成熟によるVOCsのガス化

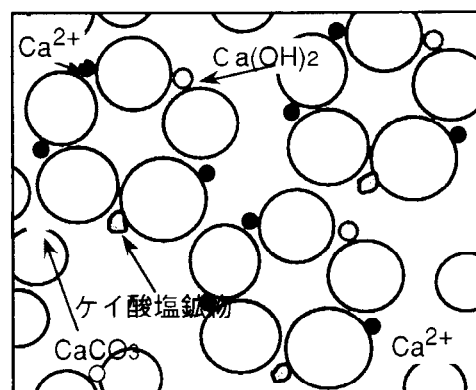


図-(C) 団粒化による粘性土の細粒化

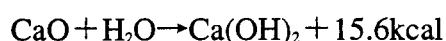
図-4.2.10 浄化メカニズムのモデル図

定量的検討は4.2.2の高速攪拌実験で使用した粘性土の土質物性（表－4.2.1）を用いて、生石灰混入量100kg/m³の事例で行った。

表－4.2.1 粘性土の土質物性

湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	土粒子の密度 (g/cm ³)	自然含水比 (%)	間隙比	飽和度 (%)
1.572	0.958	2.661	64.1	1.778	0.959

粘性土1m³あたり土粒子重量958kg、土中水量614kgになる。生石灰の水和反応は生石灰1mol（51.6g）、水1mol（18g）あたり15.6kcalの発熱量である。



生石灰100kgあたり反応水量、発熱量は以下になる。

ここで、発熱全量が反応初期段階（図－(B)）で土中水に吸熱され、時間経過後（図－(C)）で粘性土全体が吸熱されると、仮定して上昇温度を計算する。反応初期段階では土中水が52℃上昇し、生石灰混入前の土壌温度を15℃とすると土中水温は67℃になる。V O C sは67℃の雰囲気になると15℃で46.5mmHgの蒸気圧が424.8mmHgになり、T C Eの場合で蒸気圧が約9倍高くなる。揮発性を示すヘンリー定数 H^7 は

$$H = \frac{P \cdot FW}{760 \cdot S \cdot R \cdot K}$$
で表され、その結果T C Eのヘンリー定数は0.31から2.39になり15℃の場合よりも約8倍高くなり、地下水中のT C Eは完全に気化することとなる。ここでPは蒸気圧、Fwは分子量、Sは溶解度、Rは気体常数、Kは絶対温度である。

次に粘性土全体が吸引熱すると35℃の上昇になり、初期土壌温度が15℃とすると土壌温度は50℃になる。粘土粒子の比熱⁸⁾を0.3とした。この土壌温度50℃は図－4.2.3に示す生石灰混入量100kg/m³の土壌温度のピークとほぼ等しくなる。また、生石灰混合による含水比は64.1%から60.8%に低下するが、まだ多くの土中水が残留することから空隙中の気化ガスは土中より抜けずらい状態にある。

以上の定量的な検討は概略的なものであるが、定性的な浄化モデルは室内実験を裏付けるものとなる。

4.3 生石灰混合法の実証実験

4.3.1 施工法の概要

施工法の検討にあたり、生石灰混合機械は汎用性のある既存の機械を使用することを基本とした。生石灰混合機械は従来より軟弱地盤安定用に生石灰を深層混合するのに使用されているD J Mを採用した。D J Mの混合原理は図-4.3.1に示すように生石灰供給機より圧縮空気の流れにのせられた粉体の生石灰を攪拌軸の中空部を経由して、先端の噴射口より土中に送られ上下2枚の攪拌翼で混合される。圧送した空気は攪拌軸が角形のため軸まわりに生ずる空隙を通して地上に上昇される。

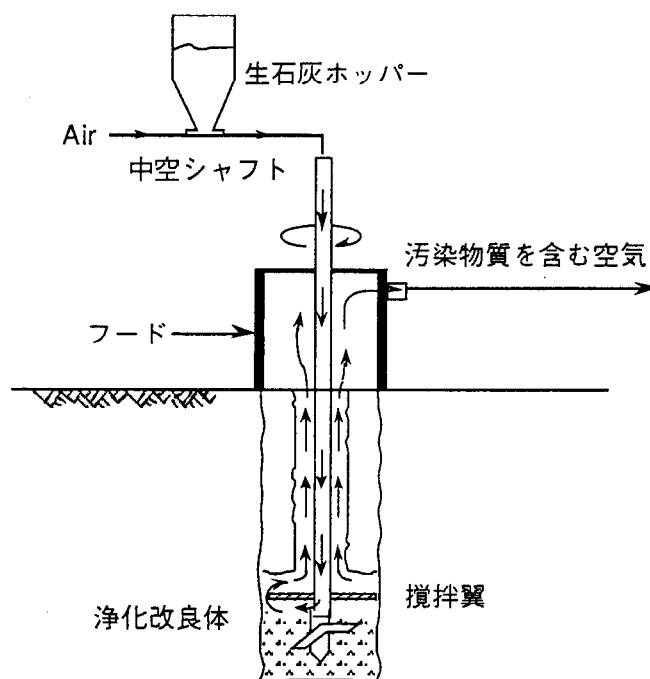


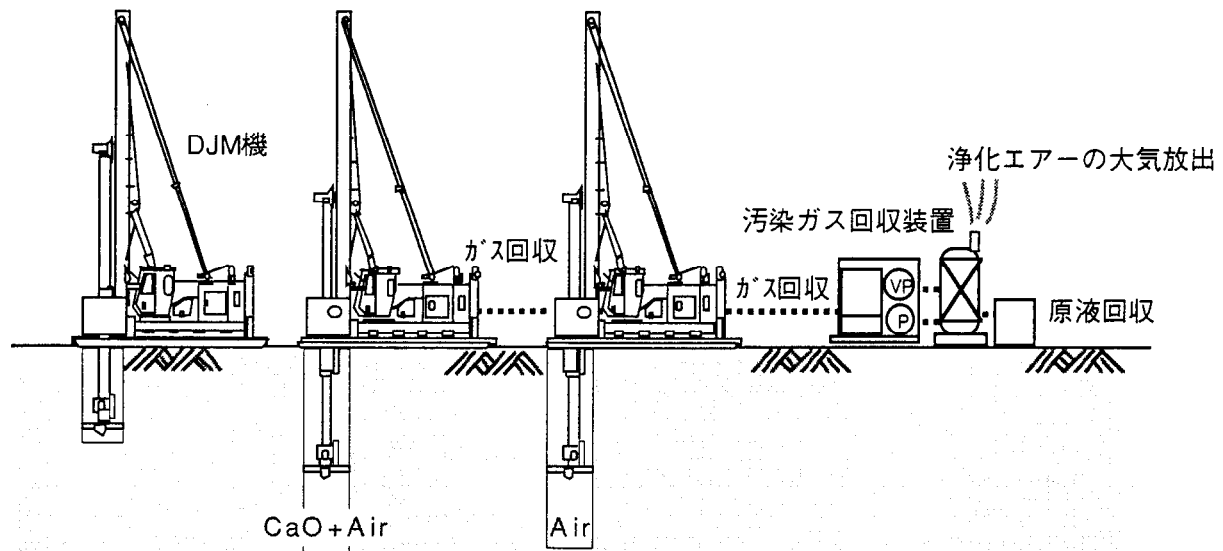
図-4.3.1 D J Mの混合原理

汚染粘性土の浄化に適用する生石灰混合法は生石灰の水和反応熱で気化したV O C sを地上に追い出す。

次に、生石灰混合法の概念図を図-4.3.2に示し、浄化手順を以下に記す。

- ①粉体混合機の攪拌翼を所定の深さまで貫入する。
- ②生石灰と空気を端部より噴射して、攪拌翼を引き抜く。
- ③土壌ガスは浄化孔の頂部に取り付けたフードから活性炭吸着装置に導きV O C sを回収する。
- ④再攪拌は空気のみを噴射して、土中に滞留した土壌ガスを回収する。
- ⑤攪拌回数は土壌ガス濃度の低減状況から決定する。

貫入 → 引き抜き（生石灰と空気噴射） → 再攪拌（空気の噴射）



図－4.3.2 石灰混合法の概念図

4.3.2 実証実験⁹⁾

(1) 実験概要

実証実験の目的は実際の汚染地盤でD J M機を使用して室内実験と同等な浄化率が確保できるかの確認である。実証実験と室内実験の大きな相違点は攪拌方法である。室内実験は回転翼の位置が固定し、汚染土壌が回転数分だけ十分に攪拌されるのに対し、実証実験では、D J M機の回転翼が生石灰を噴射しながら引き抜かれるため、攪拌状態が悪化せざるを得ない。

D J M機の最緩回転数は30rpmである。そこで、貫入・引き抜き速度（以後、貫入速度と記す）を遅くすると施工能率が落ちる問題点がある。実証実験は貫入速度を一定にし、生石灰混入量と貫入・引き抜き回数（以後、貫入回数と記す）が浄化率に与える影響を検討した。

実験は改良体（直径0.8m）を13本作成した。実験内容は表－4.3.1に、改良体の位置を図－4.3.3に示す。浄化率は事前ボーリングと浄化後のボーリングによる土壌濃度から求めた。ボーリング本数は事前が6本、浄化後が各改良体12本（C－2は実施せず）を行った。

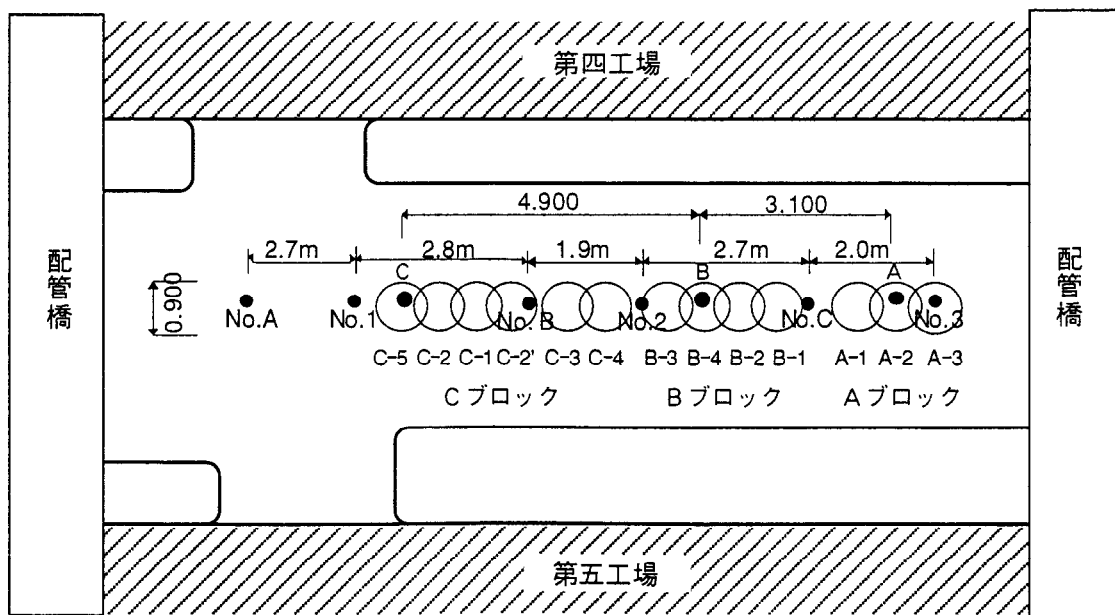
表－4.3.1 実証実験内容

番号	生石灰混入量 (kg/m ³)	貫入回数 (回)	実験目的
A-1	100	3	D J M機による浄化後土壌濃度と浄化率の確認
A-2	100	3	
A-3	100	3	
B-1	100	2	貫入回数が浄化率に与える影響の確認
B-2	100	3	
B-3	100	5	
B-4	100	4	
C-1	150	2	貫入回数が同等時の生石灰混入量(100、150kg/m ³)の相違が浄化率に与える影響の確認
C-2	150	3	
C-2'	150	3	
C-3	150	6	
C-4	150	4	
C-5	150	1	

注) 貫入回数3回とは、貫入・引き抜き1回、再攪拌2回である

(2) 土質構成と汚染状況

実験場所は3章と同じ高槻A地区で、図－3.5.2に示す。第三次浄化対策で気液抽出井を増設した4工場西側の道路中央部である。浄化前ボーリングは図－4.3.3に示す位置に6本行い、その結果の土質断面図と土壌濃度分布を図－4.3.4に示す。



図－4.3.3 浄化前ボーリングと改良体の位置図

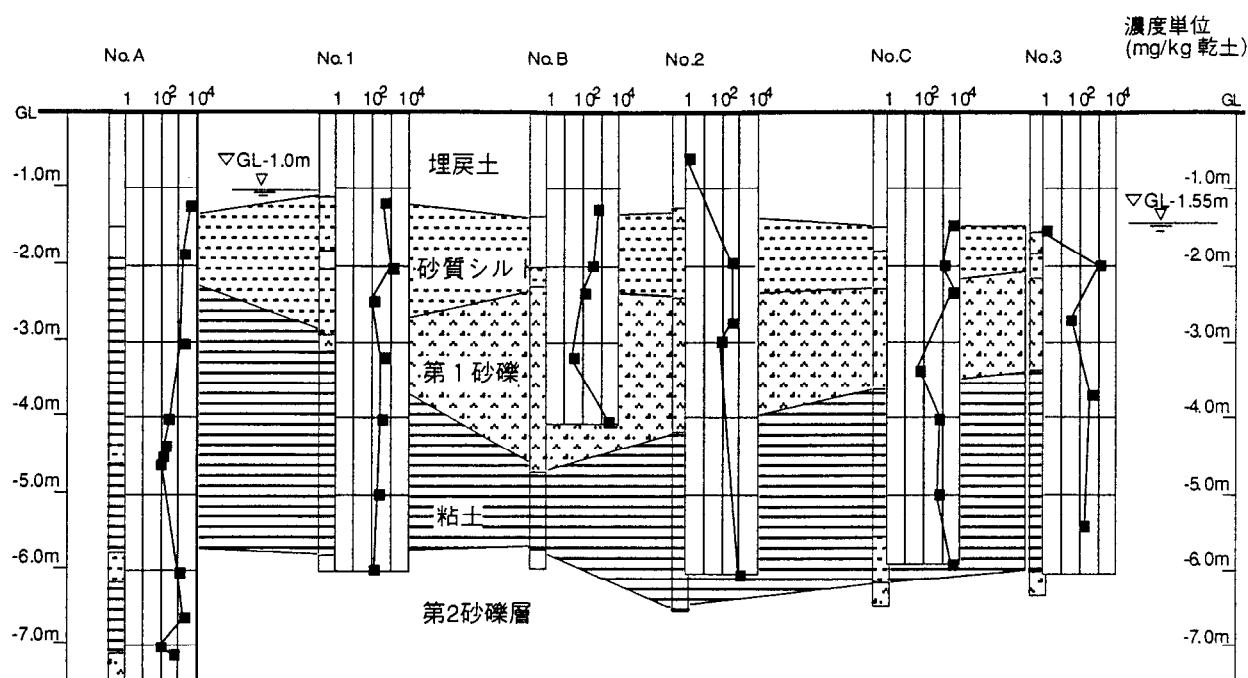


図-4.3.4 土質断面図と土壤濃度分布（6成分合計）

土質構成は地表より盛土層、砂質シルト層、第1砂礫層、洪積粘土層と第2砂礫層である。3章の土質と相違するのは、第1砂礫層の上層に砂質シルト層が存在すること、また、第1砂礫層がNo.1の地点から西側で消滅することである。

地下水はNo.AとNo.3の12.1mの間で55cm差があるのはNo.3より東側で気液混合抽出を行っていることによる。

汚染物質はTCE、PCE、MC、cis-1,2DCE、1,2-DCAにtrans-DCEの6物質をポータブルガスクロマトグラフ（PID-GC）で土壤濃度分析を行った。主要汚染物質はTCEとcis-1,2DCEである。図-4.3.4の土壤濃度は6成分合計を記した。各ボーリング地点の土質別最高土壤濃度を表-4.3.2に示す。

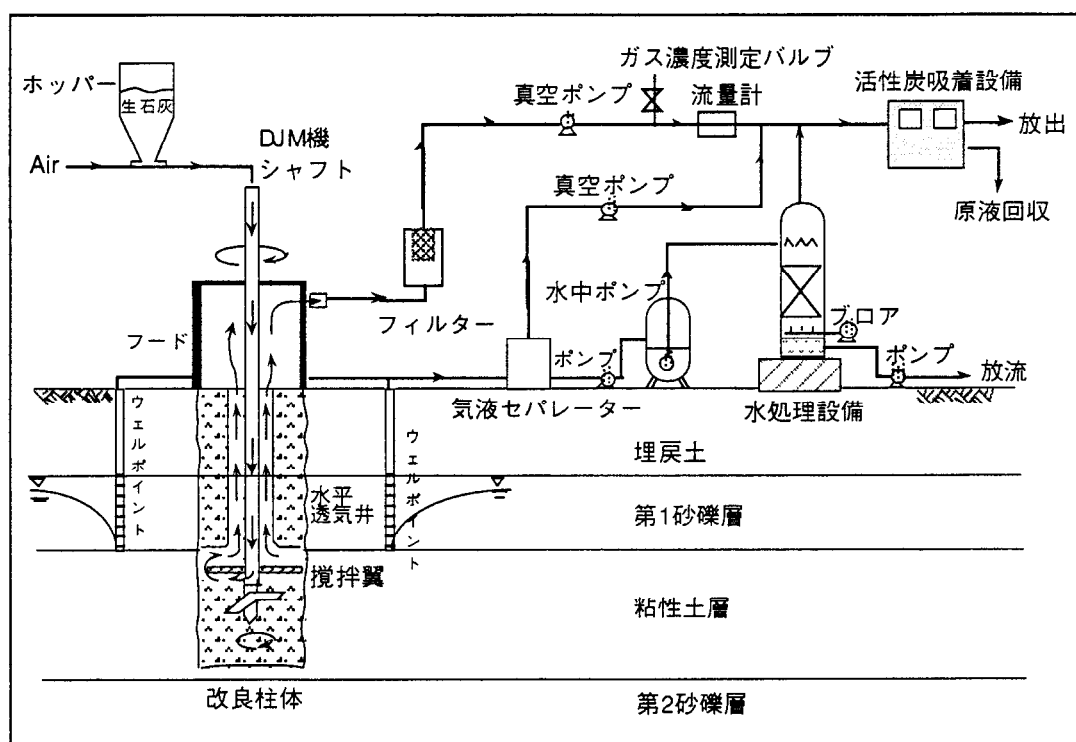
表-4.3.2 土質別最高土壤濃度（mg/kg乾土）

土 質	No.A	No.1	No.B	No.2	No.C	No.3
砂質シルト	4,386.8	714.8	708.8	440.0	1,721.9	1,133.5
砂 礫			2,075.8	522.4	2,991.3	26.6
粘 土	2,200.9	288.6		509.9	2,914.8	305.8

表－4.3.2における最高土壌濃度を示す No.C の粘土の成分別土壌濃度（単位 mg/kg 乾土）は T C E : 2,654.4、cis-1,2DCE : 257.2、1,1DCE : 2.7、trans-DCE : 0.5、M C ・ P C E ・ 1,2-DCA : N D であり、成分内訳は T C E : cis-1,2DCE : その他 = 90 : 9 : 1 であり、他のサンプルでもほぼ同様な成分割合である。また、全サンプルの土質別土壌濃度の平均値は 砂質シルト : 1,400mg/kg 乾土、砂礫 : 630mg/kg 乾土、粘土 : 630mg/kg 乾土である。いずれの土質とも非常に高濃度に汚染されている。

(3) 実験方法

実証実験における生石灰混合法を用いた浄化システム全体図を図－4.3.5に示す。



図－4.3.5 生石灰混合法を用いた浄化システム全体図

ウェルポイントは生石灰攪拌中に改良体の第1砂礫層からの地下水浸透防止のため設置した。また、改良体の深さはGL-6.0m以下に存在する第2砂礫層の地下水を改良体へ流入させないため、GL-5.5mとした。D J M機の施工仕様は改良体径：0.8m、貫入速度：0.4m/min、回転数：30rpm、圧縮空気量：2.5m³/minである。攪拌回数は30rpm×2.5min/m×2枚（上下回転翼）=150回/mになる。改良体作成中、真空ポンプの下流で回収ガス濃度とガス風量を測定し、ガス濃度とガス風量の積から回収量を計算した。回収ガス濃度と浄化後の土壌サンプルは浄化前ボーリングと同様、6物質についてヘッドスペース法によるPID-GL分析を行った。

(4) 実験結果

生石灰混合法による浄化前後のボーリング結果の1例を表-4.3.3に示す。表-4.3.3は浄化前ボーリングNo.3と浄化後ボーリングA-3を比較した。

表-4.3.3 浄化前後のボーリング結果

浄化前ボーリングNo.3				浄化後ボーリングA-3			
採取深度 (GL-m)	土 質	含水比 (%)	土壌濃度 (mg/kg乾土)	採取深度 (GL-m)	土 質	含水比 (%)	土壌濃度 (mg/kg乾土)
1.15	埋戻土	13.30	0.10	0.80	礫混りシルト	21.60	10.15
1.50	〃	9.40	ND	1.25	〃	30.70	5.48
2.00	砂質シルト	6.00	1133.50	2.25	〃	30.10	6.13
2.70	砂礫	29.70	26.60	4.50	〃	35.90	1.86
3.60	粘土	27.90	305.80				
5.40	〃	31.60	178.40				

浄化後ボーリングの土質は浄化前ボーリングで砂シルト、砂礫、粘土であっても、改良体で均一に礫混りシルトになっていた。また、改良体の含水比も深度別ではほぼ均一化されていた。

浄化前後の土壌濃度分布について、浄化前、浄化後のボーリング位置の近いNo.3とA-3、No.2とB-3、No.1とC-5の比較を図-4.3.6、図-4.3.7と図-4.3.8に示す。

図-4.3.6は 混入量100kg/m³、貫入回数3回、図-4.3.7は混入量100kg/m³、貫入回数5回、図-4.3.8は混入量150kg/m³、貫入回数1回と施工方法が相違するが、土壌濃度がいずれも1,000mg/kg乾土以上であったところが、10mg/kg乾土以下に低減し高い浄化効果を上げている。

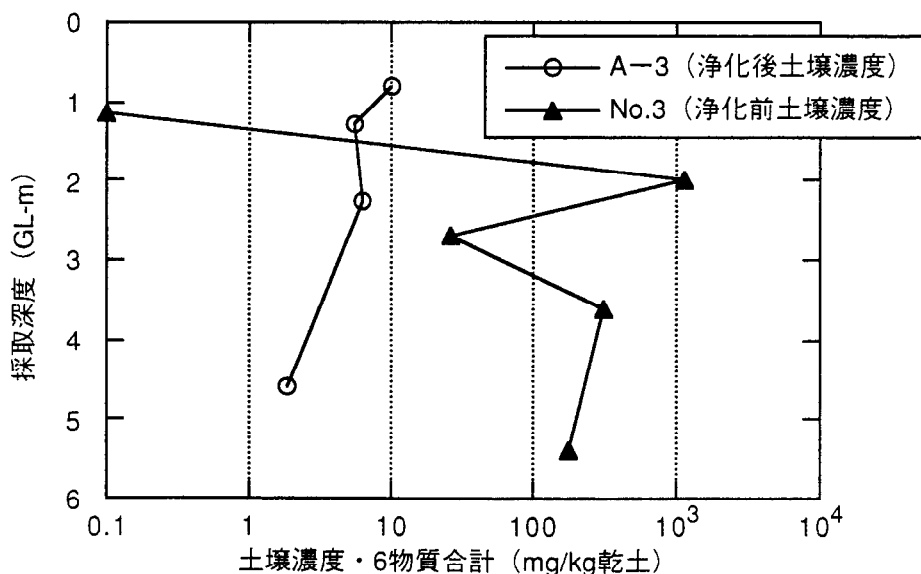


図-4.3.6 浄化前後の土壌濃度分布
生石灰混入量 (100kg/m³) 貫入回数3回

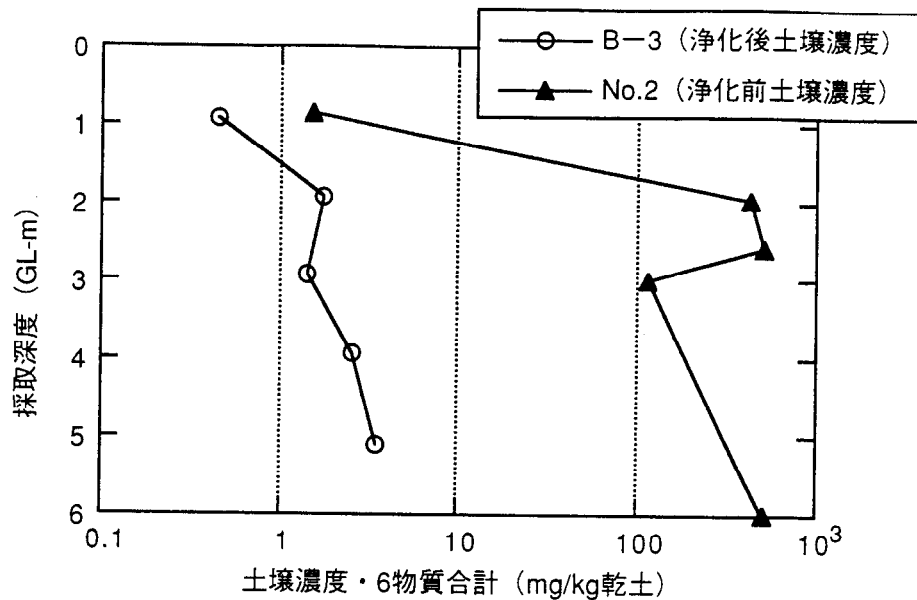


図-4.3.7 浄化前後の土壌濃度分布
生石灰混入量 (100kg/m³) ・ 貫入回数5回

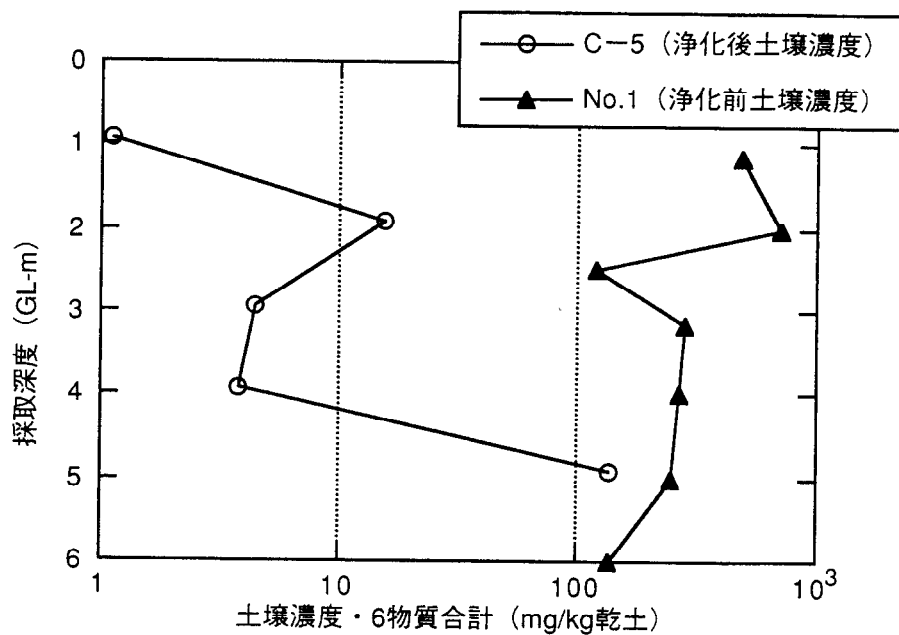


図-4.3.8 浄化前後の土壌濃度分布
生石灰混入量 (150kg/m³) ・ 貫入回数1回

次に、実験目的である浄化後土壌濃度と浄化率（Aブロック）、貫入回数（Bブロック）、生石灰混入量（Cブロック）について以下に述べる。

①浄化後土壌濃度と浄化率（Aブロック）

Aブロック3本の改良体はいずれも生石灰混入量100kg/m³、貫入回数3回である。改良体A-1、A-2、A-3の浄化後土壌濃度と浄化前ボーリング No.CとNo.3 の土壌濃度を表-4.3.4に示す。

表-4.3.4 浄化前後の土壌濃度 (Aブロック)

浄化前ボーリング				浄化後ボーリング					
No.C		No.3		A-1		A-2		A-3	
深度 (m)	土壌濃度 (mg/kg乾土)	深度 (m)	土壌濃度 (mg/kg乾土)	深度 (m)	土壌濃度 (mg/kg乾土)	深度 (m)	土壌濃度 (mg/kg乾土)	深度 (m)	土壌濃度 (mg/kg乾土)
1.50	1,721.90	1.20	0.10	0.90	3.12	0.90	0.53	0.80	10.15
2.00	943.40	1.50	N D	2.10	0.43	1.90	1.34	1.30	5.48
2.30	2,991.30	2.00	1,133.50	2.90	7.25	2.90	10.22	2.30	6.13
3.30	51.00	2.70	26.60	4.10	4.16	3.90	67.57	4.50	1.86
4.00	658.10	3.60	305.80	5.00	10.91	4.90	27.29		
5.00	560.20	5.40	178.40						

各ボーリングは位置及び深度が相違するため、浄化前後の各ボーリング平均土壌濃度から平均土壌濃度と標準偏差を求めたのが、表-4.3.5である。平均土壌濃度は浄化率を、標準偏差は浄化のバラツキを確認するために求めた。

浄化率は浄化前ボーリングNo.CとNo.3の平均土壌濃度に対して求めた。生石灰混合法は浄化率がA-1で99.3%、A-2で97.0%、A-3で99.2%になり非常に高い浄化効果が確認された。また、生石灰混合法の浄化精度と示す標準偏差はA-1で3.60mg/kg乾土、A-2で25.02mg/kg乾土、A-3で2.94mg/kg乾土となり、A-2で少し大きな値を示したが、全サンプルで11.17mg/kg乾土となり、バラツキが小さく施工されることも確認された。

表-4.3.5 浄化前後の各ボーリングにおける平均土壌濃度と偏差値

項 目	浄化前ボーリング		浄化後ボーリング		
	No.C	No.3	A-1	A-2	A-3
サンプル数 (個)	6	6	5	5	4
平均土壌濃度 (mg/kg乾土)	1,154.30	274.10	5.17	21.39	5.91
標準偏差 ()	962.40	400.00	3.60	25.02	2.94
サンプル数 (個)	12		14		
平均土壌濃度 (mg/kg乾土)	714.2		11.7		
標準偏差 ()	858.4		17.0		
浄化率 (%)			99.3	97.0	99.2
			98.4		

②貫入回数（Bブロック）

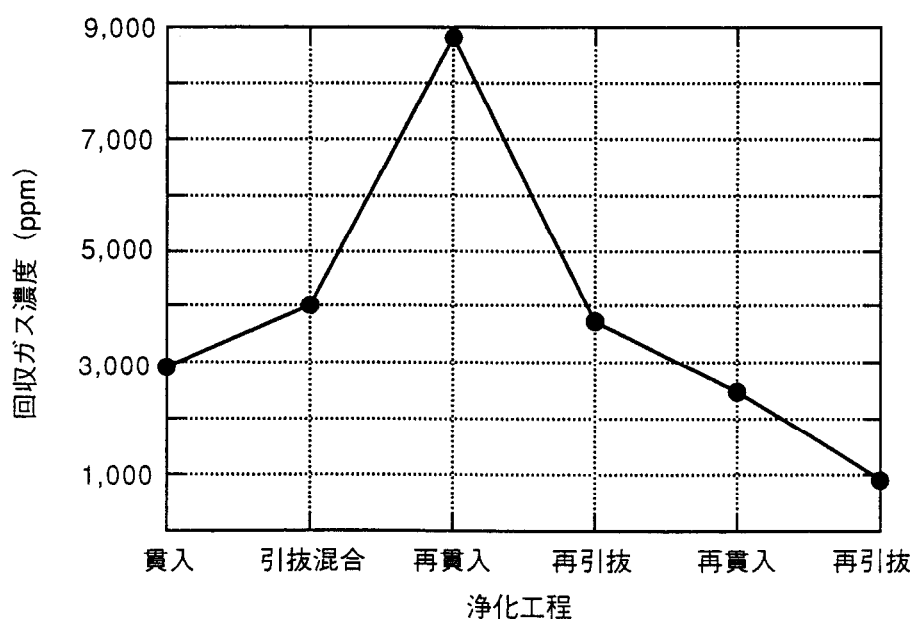
Bブロック4本の改良体（生石灰混入量 100kg/m^3 ）は貫入回数を変えて浄化率を求めた。表－4.3.6に貫入回数と浄化率を示す。

浄化率はB－1、B－2、を浄化前ボーリングNo.C、B－3、B－4を浄化前ボーリングNo.2と比較した。浄化率は貫入回数2回で96.5%になり貫入回数のうち再攪拌回数を増やしても、この実験では明確な浄化率の向上は見られなかった。しかし、回収ガス濃度が検出される限り再攪拌回数を増せば浄化率は向上すると考える。貫入回数2回での浄化率96.5%は図－4.2.8に示す室内実験の生石灰混入量 100kg/m^3 の攪拌回数750回とほぼ同等になった。

表－4.3.6 貫入回数と浄化率（生石灰混入量 100kg/m^3 ）

項 目	B－1	B－2	B－3	B－4
貫入回数（回）	2	3	4	5
浄化前 平均土壌濃度（mg/kg乾土）	1,375.0	1,375.0	397.3	397.3
浄化後 平均土壌濃度（mg/kg乾土）	48.65	4.18	17.27	1.91
浄化率（%）	96.5	99.7	95.6	99.5

次に、貫入回数3回（B－2）における貫入→引き抜き混合→再攪拌の浄化工程と回収ガス濃度を図－4.3.9に示す。



図－4.3.9 浄化工程と回収ガス濃度

この図より回収ガス濃度は、生石灰を混合する1回目の引抜混合より再攪拌1回目の貫入時に最高濃度を示し、その後の工程では回収ガス濃度は急激に低下する。このことから、生石灰混合法は貫入1回目の生石灰混合時より貫入2回目の再攪拌1回目の最も浄化効果を発揮することが分った。各浄化工程における全回収量に対する回収比率と累積回収比率を表－4.3.7に示す。生石灰混合法は生石灰混合貫入1回、再攪拌1回の貫入回数2回で累積回収比率約90%を達成した。

表－4.3.7 生石灰混合法の浄化工程における回収比率

項 目	貫入 1 回目		貫入 2 回目		貫入 3 回目	
	貫入	引抜混合	再貫入	再引抜	再貫入	再引抜
工程毎の回収比率 (%)	13.6	18.3	40.3	16.9	68	4.1
累積回収比率 (%)	13.6	31.9	72.2	89.1	95.9	100

③生石灰混入量（Cブロック）

Cブロック6本の改良体は生石灰混入量を150kg/m³で貫入回数を変えて浄化率を求めた。（C－2'はボーリング実施せず）

表－4.3.8に貫入回数と浄化率を示す。浄化率はC－1、C－3をNo.Bと、C－2、C－5をNo.1と、C－4をNo.2と比較した。生石灰混入量150kg/m³の場合は、貫入回数が増えると浄化率が向上する傾向を示した。

表－4.3.8 貫入回数と浄化率（生石灰混入量150kg/m³）

項 目	C－5	C－1	C－2	C－4	C－3
貫入回数（回）	1	2	3	4	5
浄化前 平均土壌濃度（mg/kg乾土）	402.5	684.6	402.5	397.3	684.6
浄化後 平均土壌濃度（mg/kg乾土）	32.67	57.53	17.97	9.01	1.41
浄化率（%）	91.9	91.6	95.5	97.7	99.8

生石灰混入量が浄化率に与える影響を調べるため、BブロックとCブロックの貫入回数が同じケースについて比較したのが、表－4.3.9である。表には高速攪拌実験による浄化率を参考に記した。

浄化率は生石灰混入量が多くても低いケースもあり、生石灰混入量が多い程浄化率が高い傾向は示していない。表－4.2.2に示す高速攪拌実験結果は混入量30kg/m³以上のケースで生石灰混入量が多くなっても浄化率が96～98%の範囲内にあることから、実証実験でも生石灰混入量の差が明確に現われないのは妥当と考える。

表－4.3.9 生石灰混入量と浄化率

	生石灰混入量	貫 入 回 数			室内実験 高速攪拌実験
		2回	3回	4回	
浄 化 率 (%)	100kg/m ³	96.5	99.7	95.6	97.6
	150kg/m ³	91.6	95.5	97.7	97.2

前述の実証結果をまとめると以下になる。

- ①D J Mは回転翼が生石灰を攪拌しながら移動するが、回転数30rpm、貫入速度0.4m/minで充分攪拌効果を発揮する。
- ②生石灰混合法は粘性土に限らず砂質シルト、砂礫へも適用できる。
- ③生石灰混合法は混入量100kg/m³、貫入回数3回で平均土壌濃度714.2mg/kg乾土の高濃度汚染を平均土壌濃度11.17mg/kg乾土に低減し、浄化率98.4%と非常に浄化効果を達成した。
- ④浄化率は貫入回数が多くなる程向上する。生石灰混入量が150kg/m³の場合には、貫入回数6回で浄化率が99.8%であった。
- ⑤浄化工程別回収量は、貫入1回目の生石灰混合時より再攪拌1回目に多くなる。生石灰混合貫入1回と再攪拌1回の貫入回数2回で全回収量の約90%である。
- ⑥生石灰混入量が浄化率に与える影響は100kg/m³と150kg/m³で差異が見られない。

4.4.1 浄化対策の概要

生石灰混合法は実証実験で高い浄化率を達成することが確認されたため、実際の汚染現場へ適用した。

浄化実施範囲は、 $28.0\text{m} \times 9.25\text{m} = 259\text{m}^2$ 、深さ12mである。浄化方法は、2軸回転翼D J M機を使用し改良体直径1.0mで、図-4.4.1に示すように未浄化部分が発生させないように改良体半径を28%ラップさせ367本実施した。

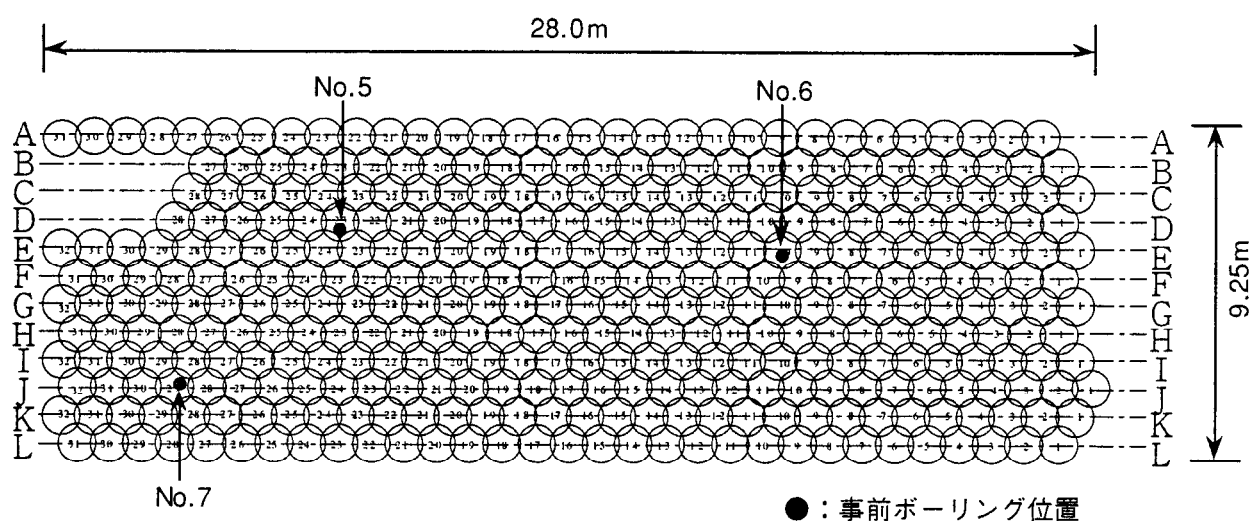


図-4.4.1 改良体配置とボーリング位置図

浄化対策の課題は下記の2点である。

①多本数改良体の品質管理

実証実験は浄化後各改良体にボーリングをして土壌濃度を確認した。しかし、浄化対策は367本と多本数であるため、各改良体にボーリングを実施することは多大な費用を要する。そのため、浄化対策ではボーリングに代わる品質管理指標が必要であった。

②浄化目標値（土壌環境基準）の達成

実証実験は浄化前後の土壌濃度から浄化率を求め、生石灰混合法の有効性を確認した。しかし、この浄化対策は浄化後の残留土壌濃度が土壌環境基準を達成することが目的であった。

当サイトの汚染物質はトリクロロエチレン（T C E）、シス-1,2ジスクロロエチレン（cis-1,2DCE）と1,1-ジクロロエチレン（1,1-DCE）である。それぞれの土壌環境基準はT C E：0.03mg/L、cis-1,2DCE：0.04mg/L、1,1-DCE：0.02mg/Lである。そのため、浄化対策は残留濃度を非常に低いレベルまで低減させる必要があった。

室内実験、実証実験と土壤環境基準の単位が相違するのは、含有量（mg/kg乾土）と溶出値（mg/L）の違いによる。溶出値は含有量の1/10に相当する。室内実験、実証実験当時は、まだ土壤環境基準が制定されていなかった。そこで、浄化対策前に実験施工を行い、圧縮空気の回収ガス濃度と残留土壤濃度の関係を求め、品質管理目標値を設定して、浄化対策を実施した。

4.4.2 現場の土質と汚染状況

事前ボーリングは図-4.4.1に示す位置に3本（No.5、6、7）行い、その結果の土質断面図と土壤濃度分布を図-4.4.2に示し、土質試験結果（ボーリングNo.5）を表-4.4.1に示す。

土質構成は地表より埋土（栗石混じり）、シルト質粘土とシルト質砂の互層で各層ともほぼ水平に堆積している。GL-4.5m～-5.5mのシルト質砂以外は難透水層である。地下水位はGL-0.63mである。

土壤濃度はボーリング No.5でGL-4.5～9.0m間で cis-1,2DCEが約5.0～7.0mg/L、ボーリングNo.6でcis-1,2DCEがGL-0.8～-11.5mまで約1.0mg/Lであり、汚染程度は比較的低濃度で、全土層が汚染されている状況にある。

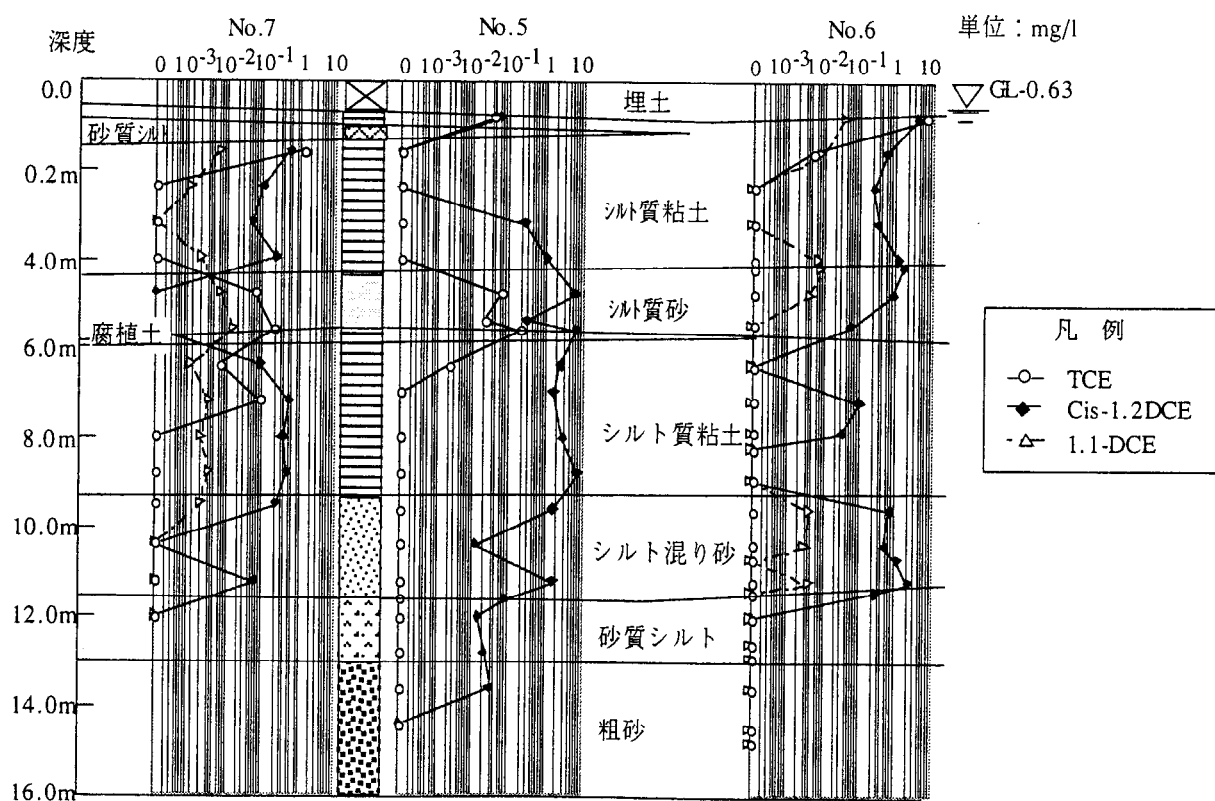


図-4.4.2 土質断面図と土壤濃度分布

表－4.4.1 土質試験結果（ボーリングNo.5）

深 度 (GL-m)	粒 度 特 性					土粒子 の密度 (g/cm ³)	自然 含水比 (%)	湿潤 密度 (g/cm ³)	一軸圧縮 力強さ (kgf/cm ²)	有機物 含有量 (%)
	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	最大粒径 (mm)					
2.4～3.0	0	8.7	53.6	37.7	0.43	2.676	36.5	1.86	0.81	1.85
5.0～5.1	0	67.2	17.5	15.3	2.00	2.695	22.4			0.40
7.1～7.6	0	0.2	35.5	64.3	0.25	2.659	45.3	1.76	0.92	3.87

4.4.3 浄化方法と浄化結果

浄化方法は図－4.3.5に示す実証実験の浄化システムとほぼ同様である。ただし、浄化対策はGL-4.5～-5.5mのシルト質砂層に対し、ウェルポイントを設置せず実施した。

施工機械は改良体本数が多いため、写真－4.4.1に示す2軸回転翼DJM機を使用した。生石灰混合法の施工仕様は、改良体径1.0m、貫入速度0.4m/min、回転速度30rpm、圧縮空気量を貫入時2.2m³/min、引抜混合時5m³/min、再攪拌時3m³/minである。

生石灰混入量は事前に現場汚染土を採取し、室内試験で（緩速混合試験、回転速度50rpm、攪拌時間5分）決定した。実内試験結果を表－4.4.2に示す。攪拌後の土壌濃度はいずれのケースも土壌環境基準以下になったが、現場施工は攪拌ムラを考慮して120 kg/m³とした。

表－4.4.2 生石灰配合量室内試験結果

混入量 (kg/m ³)	初 期 値				攪 拌 後			
	土壌濃度 (mg/L)			含水比 (%)	土壌濃度 (mg/L)			含水比 (%)
	cis-1,2DCE	1,2-DCE	TCE		cis-1,2DCE	1,2-DCE	TCE	
75	0.177	ND	0.153	45.9	ND	ND	0.039	39.0
100	0.177	ND	0.153	45.9	ND	ND	0.001	38.4
150	0.177	ND	0.153	45.9	ND	ND	ND	36.2

注）土壌濃度は3試料の平均値である。



写真-4.4.1 2軸回転翼D J M機

次に、浄化目標である土壤環境基準を達するために、貫入回数を決定する必要があった。そこで、ボーリングNo.5に近いE20の改良体で施工実験を実施し、貫入・引抜の各工程での回収ガス濃度の測定と実験後にボーリングによる土壤濃度の検証を行った。回収ガス濃度は検知管で、ボーリングによる土壤濃度はPID-GLで測定した。

施工実験における回収ガス濃度結果を図－4.4.3に、施工実験後の検証ボーリングの土壤濃度を表－4.4.3に示す。施工実験では貫入回数2回で、いずれの物質も土壤環境基準を達成していた。図－4.4.3は各工程の回収ガス濃度とガス流量から回収量を計算し、各工程時の土壤濃度を算定したものである。この図より、cis-1,2DCEの土壤環境基準を達成するには回収ガス濃度を20ppm以下にする必要があることが分った。

以上の施工実験から改良体施工時の品質管理指標は回収ガス濃度とし、管理目標値を20ppm以下とした。施工方法は貫入回数2回を標準とするが、回転翼引抜時に回収ガス濃度を測定し貫入回数を増減させることにした。

次に、施工実施結果を図－4.4.5に示す。図は貫入時の平均回収ガス濃度と貫入回数を記したものである。貫入回数は1本だけガス濃度が非常に高く6回行ったものもあるが、回収濃度が高いエリアが3回、低いエリアが1回であり、その他は標準の2回であった。

施工結果をまとめたものが表－4.4.4である。

表－4.4.3 施工実験後の土壤濃度

深 度 (GL-m)	土 壌 濃 度 (mg/L)		
	T C E	cis-1,2DCE	1,1-DCE
0.8	—	—	—
1.6	0.007	0.002	ND
2.4	0.024	0.012	ND
3.2	0.002	0.002	ND
4.0	0.001	0.001	ND
4.8	0.012	0.010	ND
5.6	0.025	0.029	ND
6.4	0.004	0.005	ND
7.2	0.001	0.002	ND
8.0	0.001	0.001	ND
8.8	0.000	0.001	ND
9.6	0.001	0.002	ND
10.4	0.003	0.001	ND
11.2	0.001	0.003	ND
12.0	0.001	0.003	ND
平 均	0.006	0.005	ND
環境基準値	0.030	0.040	0.02

表－4.4.4 生石灰混合法の実施結果

回収ガス濃度 (ppm)	貫入回数 (回)	施工本数 (本)
0.7～16.3 (平均7.4)	1	41
0.7～216.7 (平均44.8)	2	123
1.4～145.6 (平均69.4)	3	27
226.3	6	1

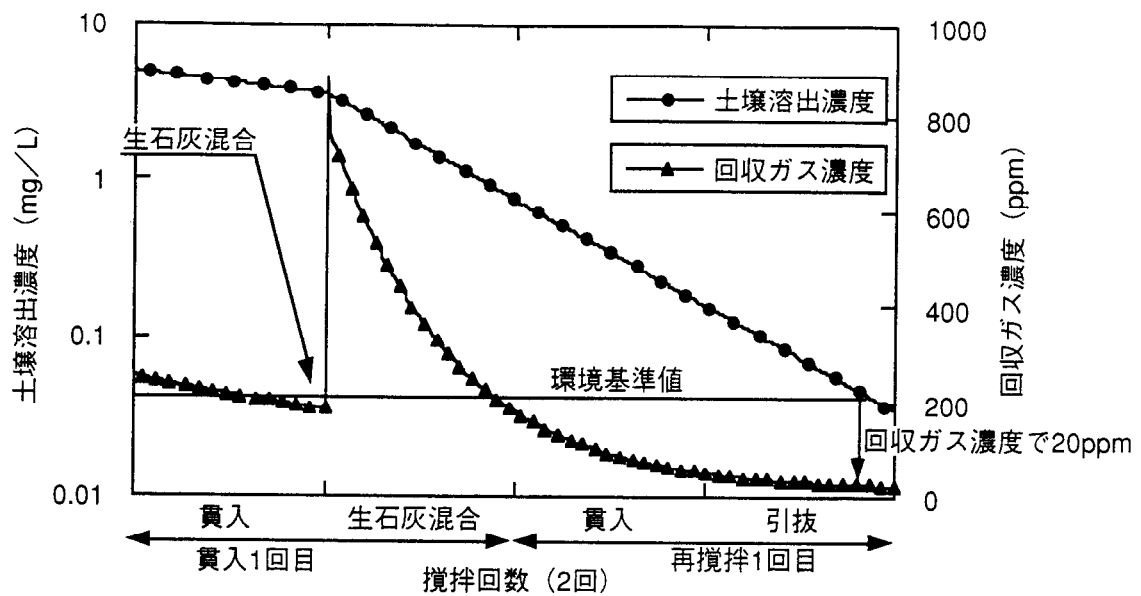


図-4.4.3 生石灰混合法の施工状況

最後に、浄化施工後のボーリングによる土壌濃度分布を図-4.4.4に示す。ボーリング位置は事前ボーリングと同じ位置No.5、No.6、No.7である。いずれのボーリングも浄化目標の土壌環境基準を達成していた。また、各ボーリングにおける cis-1,2DCE の浄化率はNo.5で99.6%、No.6で99.1%、No.7で98.5%となり、生石灰混合法は初期濃度が低濃度であっても高い浄化率を達成することが確認された。

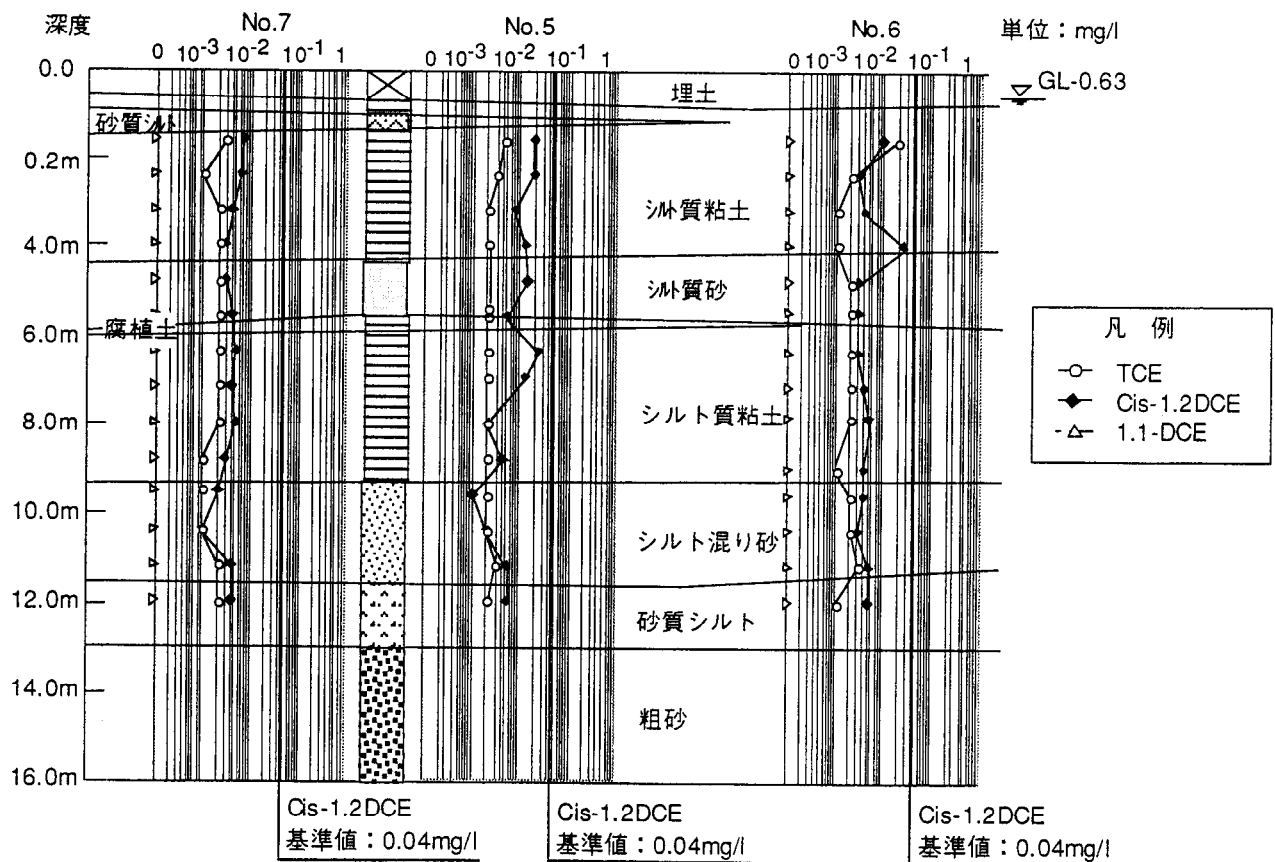


図-4.4.4 浄化後の土壌濃度分布

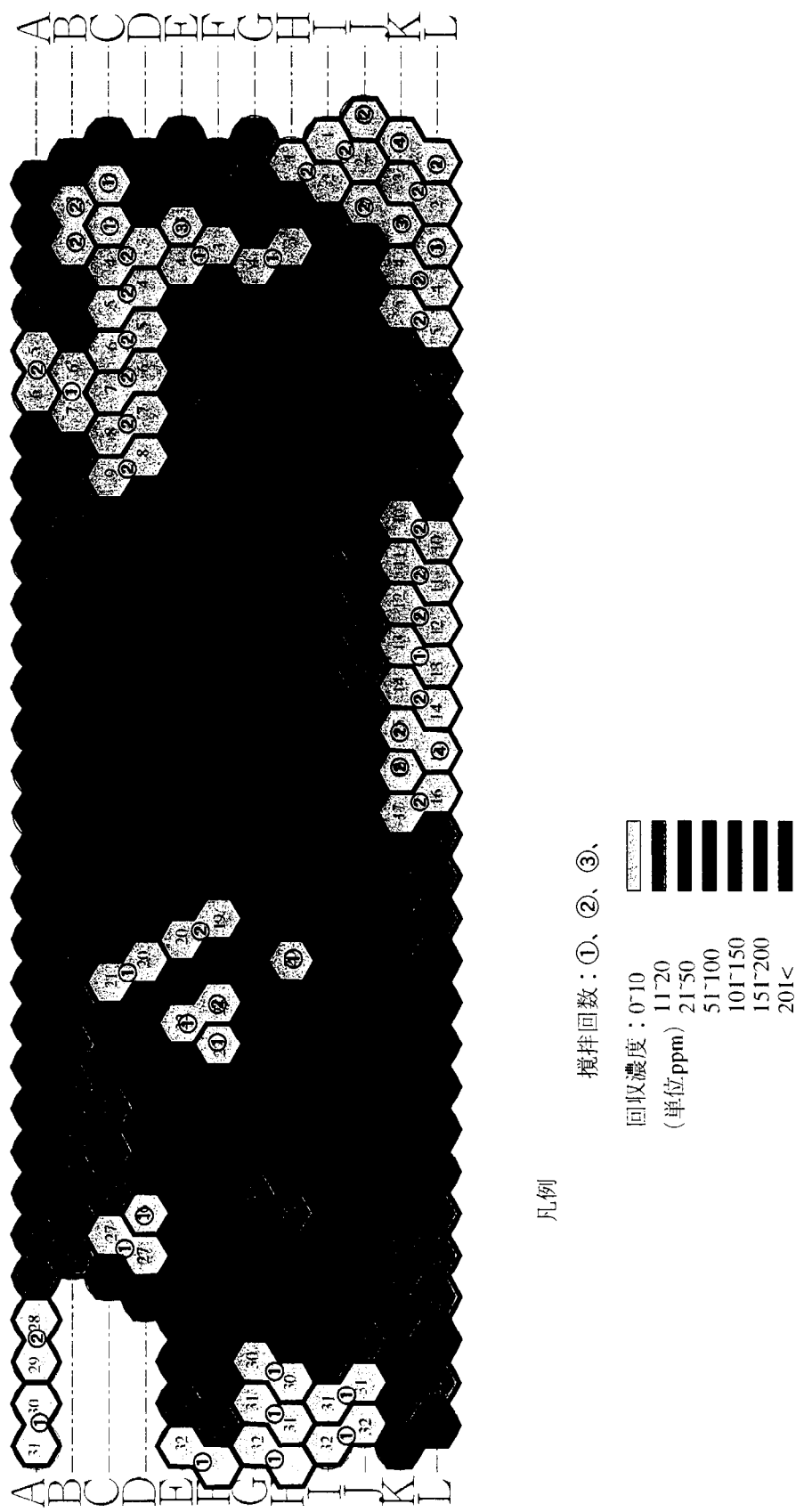


図-4.4.5 施工実験結果

4 以上のように、生石灰混合法は汚染現場へ適用する場合に回収ガス濃度と土壌濃度の相関性を求めて、回収ガス濃度で品質管理を適正に行えば、所望の目的を達成することが実証された。

4.5 まとめ

生石灰混合法はVOCsによる汚染粘土層の浄化技術として開発したもので、生石灰と土中水の水和反応熱が汚染粘土の浄化に有効に作用するのではとの発想から、室内実験、実証実験と現場への適用を行った結果、以下のことが判明した。

(1) 従来、VOCsによって汚染された粘土層を原位置で浄化することは難しかった。しかし、生石灰混合法は所定の生石灰量を粘土層に混入し、DJM機を使用して原位置で攪拌することで非常に高い浄化率を達成することが分った。また、汚染現場へ適用した結果でも室内実験や実証実験と同等な浄化率を達成したことから、生石灰混合法は汚染粘土層の原位置浄化技術として確立できた。

(2) 室内実験から得られた基礎的事項を挙げると以下になる。

- ①生石灰混入量は高速で充分攪拌すると汚染粘土に対して、 30kg/m^3 の少量でも高い浄化率を得られるが、施工を考慮した緩速攪拌では 100kg/m^3 以上になる。しかし、生石灰混入量は 100kg/m^3 以上になると混入量を増してもあまり浄化率の伸びは期待できない。
- ②浄化効果は生石灰攪拌中に大部分現われ、放置期間中に土中温度が上昇しても、浄化効果は低い。この現象から生石灰混合法は攪拌中に水和反応熱で気化したVOCsを空気を注入して土中より放出することが有効である。
- ③攪拌方法は高速攪拌でも緩速攪拌でも攪拌回数が増すと浄化率は高くなる。しかし、攪拌回数が750回になると浄化率に攪拌方法の差異は見られなかった。これは施工に使用する緩速攪拌のDJM機は所定の攪拌回数を確保すれば高い浄化率が得られることを示唆した。
- ④生石灰混合による汚染粘土の浄化メカニズムは生石灰が土中水と反応して消石灰を生成する過程で発する水和反応熱で気化されたVOCsが粘土粒子の団粒化による細粒化で粘土の間隙から放出することであることが分った。

(3) 実証実験からの判明事項を以下に記す。

- ①DJM機による生石灰混合法は回転翼が生石灰を混合しながら移動するが、貫入回数3回で98%の高い浄化率は確保できた。
- ②浄化率は貫入回数を増すと向上する傾向にある。
- ③生石灰混入量は 100kg/m^3 と 150kg/m^3 で浄化率の向上はあまり認められない。
- ④生石灰混合法は粘土層に限らず砂質シルト層、砂礫層にも有効であることが確認された。

(4) 生石灰混合法は現場へ適用しても室内実験や実証実験と同等な浄化率を達成でき

る。現場施工時の品質管理は回収ガス濃度で行うことが効率的かつ経済的である。しかし、浄化検証はボーリングによる土壌濃度で行う必要がある。生石灰混合法は前述の通り、汚染粘土層の浄化技術として確立できたが、今後の課題として下記の事項が上げられる。

- (1) 浄化メカニズムは現象面から概略検討に留まったが、更に、化学的な解明と定量的解析手法の検討をする必要がある。
- (2) 浄化設計では、生石灰混入量や攪拌回数等について土壌濃度別、土質別に室内実験と施工実績データを整理した最適設計手段の確立をする。
- (3) 施工方法は小型混合機械の開発や混合方法の改良による生石灰混合量の削減等により浄化費用を低減する。
- (4) 混合時の細粒化による浄化率は生石灰混入量の差異に影響されないのに対し、攪拌後放置期間中の残留土壌濃度は生石灰混入量が多い程水和反応熱が上昇し低くなる。土壌浄化の最終目標は残留土壌濃度が環境基準をクリアーすることである。最適生石灰混入量の決定には生石灰混入量による浄化率だけでなく、最粒化後の土壌温度と残留土壌濃度の関係を明確にする必要がある。

第4章 参考文献

- 1) DOD Environmental Technology Transfer Committee: Remediation Technologies Screening Matrix And Reference Guide pp.4-92-4-93:1994
- 2) DOD Environmental Technology Transfer Committee: Remediation Technologies Screening Matrix And Reference Guide pp.4-100-4-101:1994
- 3) Lawrence A. Smith & Robert E. Hincbee: In Situ Thermal Technologies for Site Remediation, p.39, Lewis Publishers, 1992
- 4) 千田昌平, 軟弱地盤改良工法, 鹿島出版, p.96, 1982
- 5) 長藤哲夫, 氏家正人, 桧垣貫司, 生石灰を用いた揮発性有機塩素化合物で汚染された土壌の原位置浄化法, 第2回環境地盤工学シンポジウム, pp.31-34, 1997
- 6) 下田政雄, わかりやすい土木技術—石灰安定処理工法, 鹿島出版会, p.5, 1984
- 7) John H. Montgomery, Linda M. Welkom, Groundwater Chemicals Desk Reference Lewis Publishers, 1990
- 8) Lawrence A. Smith, In Situ Thermal Technologies for Site remediation, pp.6-7, Lewis publishers, 1993
- 9) 長藤哲夫, 桧垣貫司, 岩崎孝夫, 末岡 徹, 生石灰混合による揮発性有機塩素化合物汚染土壌の浄化に関する研究, 土木学会論文集, No.546/VI-32, pp.113-123, 1996

5 揮発性有機塩素化合物の汚染形態と土中存在量算定方法

5.1 はじめに

揮発性有機塩素化合物（以後、VOCsと記す）による土壌・地下水汚染が全国各地で顕在化してきたことから、汚染の実態を把握する調査が実施されている。環境庁は平成6年にVOCsの土壌・地下水汚染調査・対策暫定指針を策定し、その普及に努めている。汚染調査は従来、飲用地下水の保全を目的としていたが近年、土地売買時の事前調査、企業の環境監査用の実態調査と適用範囲が広がってきた。

調査方法は土壌ガス濃度調査で汚染の平面範囲を特定し、ボーリング調査による深度方向土壌濃度分布から、三次元的な汚染状況の把握をする手段で行っている。VOCsは液体で、比重が水より重く（1.4～1.7）、粘性が低いことから不飽和帯であまり拡がらずに沈降し、地下水面に到達すると地下水面上に一時滞留し、地下水に微量に溶解しながら飽和帯を沈降する。この沈降過程は漏出量、地層構成、地下水位等の影響を受け汚染の平面範囲、深さや濃度分布が相違するため土中の汚染状況を正確に把握するには多本数のボーリング調査が必要になるが、費用と時間の制約から十分な調査がしえないのが実情である。汚染調査を効率的に実施するには、過去の調査事例が参考になるが現場の汚染実態の報告¹⁾はあるものの、複数の現場での汚染の拡がり、濃度分布について地下水面の位置や土質の影響を要因分析したものはない。そのため、汚染調査計画を立案する場合に、土壌ガス濃度の測定範囲、ボーリング本数や深度を決定するのに苦慮している。

また、汚染調査を行っても土中の情報が少ないためとサンプリング時の揮発の影響により、汚染状況は定性的には把握出来るが、土中のVOCs存在量を定量的に算定出来ないのが実情である。そのため、浄化対策を実施すると、調査時に推定した存在量より数倍のVOCsを回収することもある。汚染調査時のデータ不足を補完するには、比較的簡単に行える表層の土壌ガス濃度とボーリング調査から得られる土壌濃度との相関性を把握することが必要になる。図-5.1.1に、表層土壌ガス濃度と土壌濃度の関連²⁾を示した。また、調査地点の土質構成によって汚染形態を分類し、土壌濃度分布を想定出来れば土中存在量の算定の有効な手段となり得る。

そこで、筆者は国内の23件の調査事例の汚染状況から汚染分布の特徴と汚染形態を検討した。汚染分布の特徴では、土壌ガス濃度と土壌濃度が水平的拡がりや鉛直的拡がりに与える影響の分析と土壌ガス濃度と土壌濃度の相関性を検討した。次に、汚染形態は火山灰土層や砂層の単一地層と、ローム台地沖積低地の複合地層について土壌濃度分布

の特徴から分類し、モデル化を行った。また、最後に汚染形態のモデル化に土壌ガス濃度と土壌濃度の相関性と濃度の距離減衰率を利用したVOCsの土中存在量の算定方法を検討した。

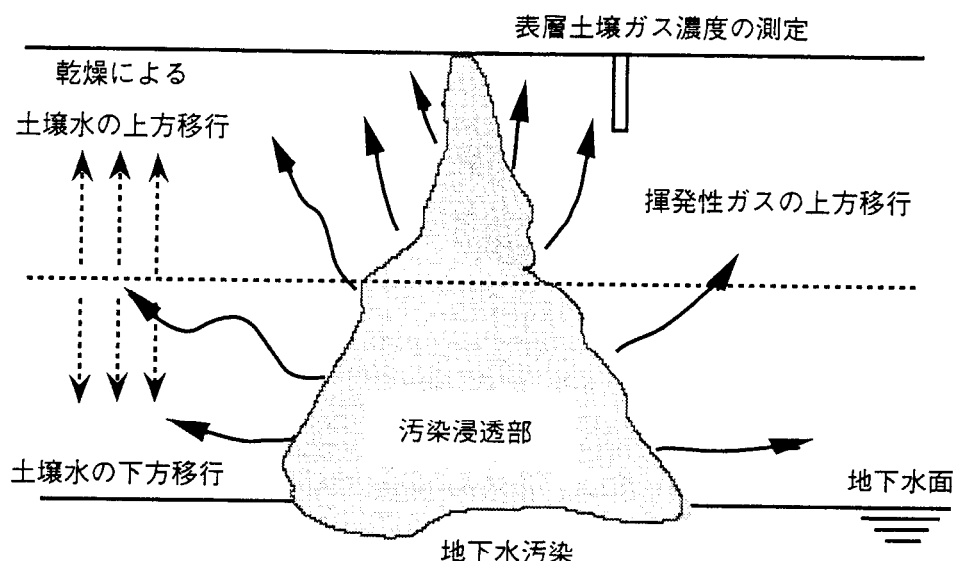


図-5.1.1 表層土壌ガス濃度と土壌濃度³⁾

2 調査事例の汚染状況

調査事例はいずれも表層土壌ガス調査とボーリング調査を行い汚染機構を解明し浄化対策の必要性を判定したものである。調査事例は既に広域の地下水汚染を引き起こしているものから、事業所内の土壌汚染の有無を確認するものまで様々である。調査事例の汚染状況を表-5.2.1に示す。VOCsには複合汚染時では主要汚染物質名を記した。物質名は通称略号として、トリクロロエチレンをTCE、テトラクロロエチレンをPCE、1,1,1-トリクロロエタンをMCと記した。平面的拡がり、検知管またはPID-GC法（光イオン分析法）で行った表層土壌ガス濃度分布から算定した。すなわち、表層土壌ガス調査からガス濃度分布を作成し、10ppmで包含される範囲とした。なお、ガス濃度の単位は、容積ガス濃度である。最大土壌濃度は最大ガス濃度地点で行ったボーリング調査での土壌濃度分布の最大値とし、汚染が検出された最深深さを汚染深度とした。

土壌濃度はいずれもPID-GC法で分析した。⁴⁾ PID-GC法による土壌濃度の検出限界は0.02mg/kg乾土である。土壌濃度は土壌環境基準に合わせて溶出値で表示するのが一般的であるが、基準制定前の調査があることと、土中存在量の算定を後述する理由から含有量で表示した。土質は主要な土質を上位層より順に記した。

表-5.2.1 調査事例一覧表

事例	VOCs	平面的拡がり (m×m)	最大土壌 ガス濃度 (ppm)	汚染深度 (GL-m)	最大土壌濃度 (mg/kg)	地下水位 (GL-m)	土 質
A	TCE	40×40	275	8.4	16.86	1.2	ローム・粘土・砂礫
B	TCE	35×15	519	7.8	765.94	1.5	砂礫・粘土
C	TCE	14×10	105	3.4	5.34	3.2	ローム・粘土・砂
D	PCE	35×45	780	20.0	3277.00	7.3	ローム・砂礫・泥岩
E	TCE	50×30	454	18.3	103.00	16.0	ローム・砂
F	TCE	40×40	400	44.0	42.72	38.1	しらす
G	PCE	45×30	2984	38.4	894.10	2.7	ローム・粘土・砂礫
H	PCE	90×100	3500	5.6	151.44	4.6	砂
I	PCE	17×34	630	24.4	757.00	7.5	火山灰質砂質土
J	TCE	80×40	200	8.0	59.00	4.5	ローム・泥岩
K	MC	15×25	2100	5.9	320.00	1.7	粘土・砂
L	PCE	10×15	500	1.2	23.00	3.6	砂礫・泥岩
M	MC	15×55	3315	6.6	18.17	8.2	砂・シルト
N	PCE	30×60	57	9.0	0.47	4.0	砂・粘土・砂礫
O	TCE	24×24	676	18.5	7068.00	5.5	ローム・砂礫
P	MC	22×27	1140	2.5	1.93	1.8	砂
Q	TCE	69×90	420	13.2	3.37	5.1	砂
R	TCE	25×35	2000	32.3	38.99	22.5	火山灰質砂質土
S	TCE	22×30	160	28.2	2.98	70.5	火山灰質砂質土
T	TCE	12×36	420	13.6	150.00	1.3	粘土・砂
U	TCE	20×15	450	12.0	1.59	12.0	ローム・砂礫
V	PCE	20×35	228	5.3	112.00	2.3	ローム・砂
W	PCE	15×30	450	5.8	3.93	1.9	砂・砂礫

5.3 汚染分布の特徴

5.3.1 水平方向の拡がり

水平方向の拡がりは土壌ガス濃度分布で10ppmエリア内面積の平方根で表している。
汚染エリアの最大土壌ガス濃度と水平方向の拡がりの関係を図-5.3.1に示す。

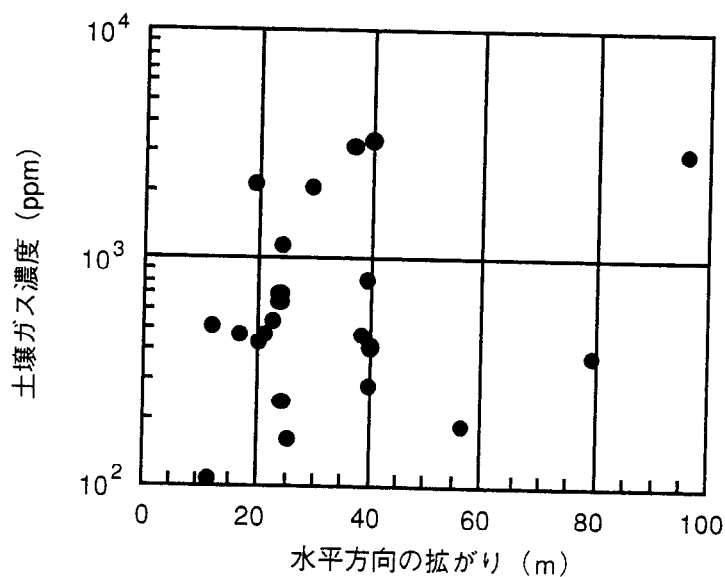


図-5.3.1 水平方向の拡がり と 土壌ガス濃度

水平方向の拡がりには土壌ガス濃度が非常に高いと約100m近くになる場合もあるが、ほとんどの事例では40m以内の狭い範囲に限定される。40m以上の広範囲の汚染分布を詳査すると複数の汚染源が近傍に存在する。水平的拡がりには最大土壌ガス濃度と明確な相関性が認められないが、水平的拡がりには土壌濃度が200ppmから3,000ppmと15倍に増加しても20mから40mと小さい。地表付近のVOCsは水平方向に拡散せずに鉛直に沈降することを示す。

表層ガス分布は汚染源が単一の場合、一般的には汚染源で最も高い濃度を持ち、汚染源から離れるに従って、同心円上に減衰していく。どの程度の割合で減衰していくかは、地盤中の汚染分布・土質に大きく影響される。また、表層ガス濃度の汚染源からの距離減衰は、汚染源が複数ある場合には、当然複雑な形態を示し、汚染源の拡がりが少ない場合には、2～3mで濃度が急激（1/10程度）に減少する例もよくみられる。ローム地盤と砂質地盤について、汚染源が複数あるものについては除き、平均的な距離減衰を算出したものを、図-5.3.2、図-5.3.3に示した。ローム、砂質地盤との間に大きな差は無く、汚染源からの距離に比例して級数的に減少していき、その傾きは0.85～0.90程度である。

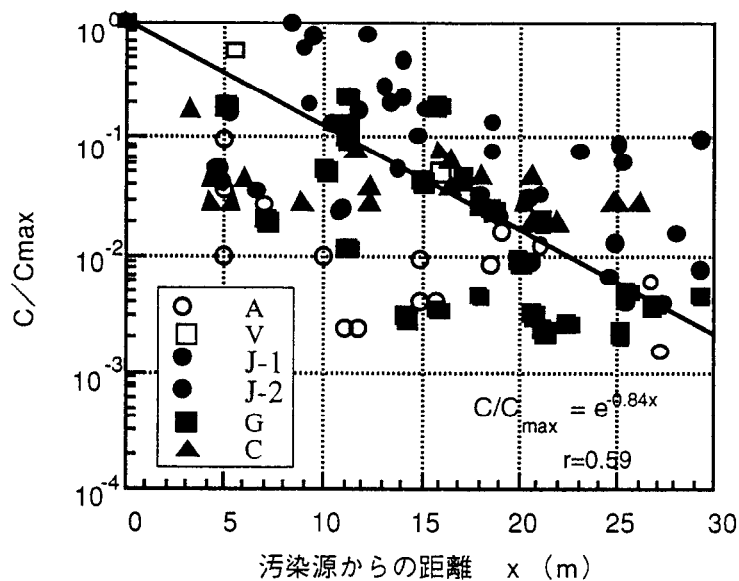
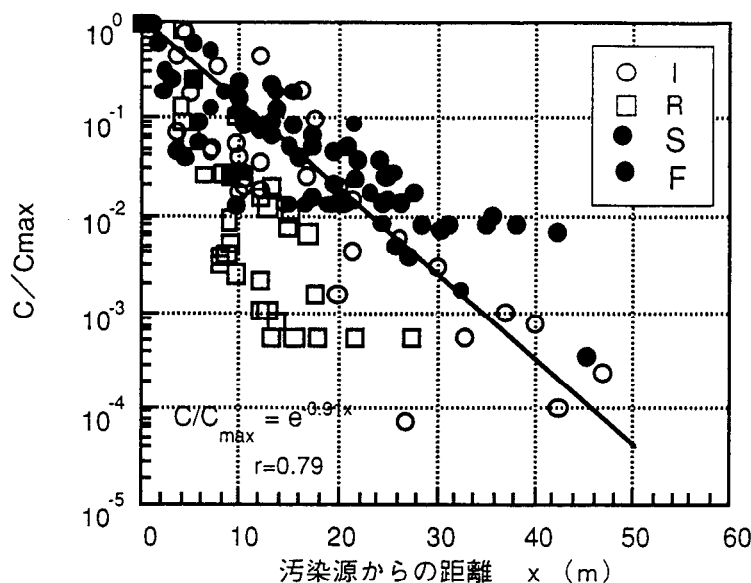


図-5.3.2 表層ガス濃度の平均距離減衰（ローム地盤）



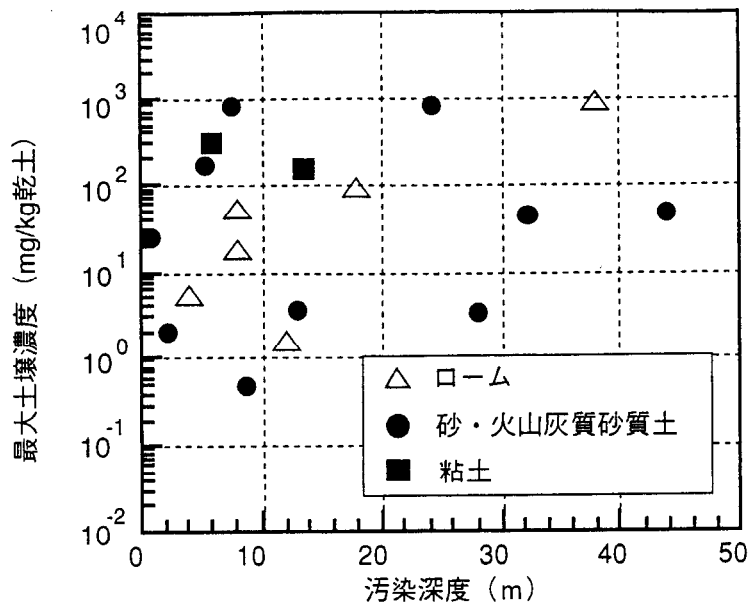
図－5.3.3 表層ガス濃度の平均距離減衰（砂質地盤）

5.3.2 鉛直方向の拡がり

VOCsは比重が水より重く粘性が低い液体であるため、土中に深く浸透する性質がある。汚染深度が地表からどの程度の深さまで達するか現状を把握し、その要因を分析することが重要である。VOCsは土中で通過域の土粒子のミクロポアや有機物に吸着しつつ、水平方向と鉛直方向に拡散しながら沈降する。そのため、汚染深度は漏出量、漏出からの経過時間、土質、地下水等の要因の影響を受ける。これらの要因のうち漏出量が多く、最大土壌濃度が高い程、汚染深度が深くなると考えられるが、表－5.2.1に示すように汚染深度は1.2m～44.0mまで様々で最大土壌濃度が高くても汚染深度が深くなるとは限らない。

最大土壌濃度が最も高い事例－Oはローム台地上の汚染で深度13.0mに介在する層厚5cmの砂層（リモナイト濃集部）上面にVOCsが原液状で存在し、汚染はその下5mの砂礫層で止まり汚染深度は18mである。それに対し、事例－Fは最大土壌が42.72mg/kg乾土とあまり高濃度でないが、均質なしらす台地で地下水位が38.1mと深いため汚染深度は44.0mと深くなっている。

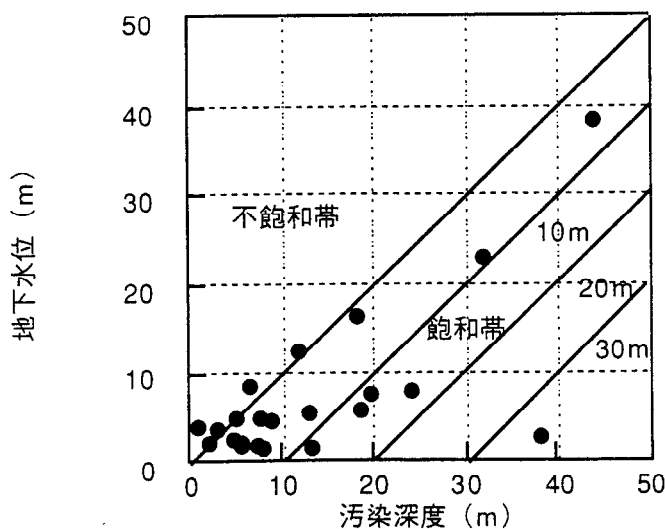
これらの事例でみるように、汚染深度は調査地点の土質構成による要因に大きく影響を受ける。鉛直方向の拡がりの特徴を把握するため、汚染深度と最大土壌濃度の関係を土質別に整理したのが図－5.3.4である。ただし、基盤に不透水層の岩盤がある事例については、鉛直方向の浸透が妨げられているために除外した。図－5.3.4に示すように汚染深度は最大土壌濃度と大きな相関は無いことがわかる。その要因として漏出からの経過時間や、漏出の形態（事故のような一過性の場合と継続的な場合）の違いが考えられる。



図－5.3.4 汚染深度と最大土壌濃度

次に、汚染深度と地下水位の関係を図－5.3.5に示す。汚染深度は地下水位の深度に係わらず地下水位以深に達しているものが多い。地下水位から汚染深度までの飽和帯の汚染深度は10m以下が多いものの40m程度まで達するものがある。

地下水中に原液状で侵入するには、帯水層の間隙径によって定まる毛管圧を上回るだけのVOCsが、地下水面上に滞留する必要がある。しかし、地下水面の変動により、原液状のVOCsが土の間隙にトラップされる現象は良く知られている⁹⁾。多くのサイトの透水係数は、砂層で $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm/s}$ 、火山灰質砂質土で $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{cm/s}$ と比較的小さな事例が多く、原液状のVOCsが直接侵入したとは考えにくい。従って、地下水中の汚染は帯水層中にトラップされた原液から、地下水中に溶出したものと考えられる。また、各事例の土壌濃度分布を調査しても、地下水位付近の不飽和帯と飽和帯で土壌濃度がほとんど相違しない。これは、地下水流速が遅いために、汚染源付近では希釈の程度が非常に小さいことによると考えられる。

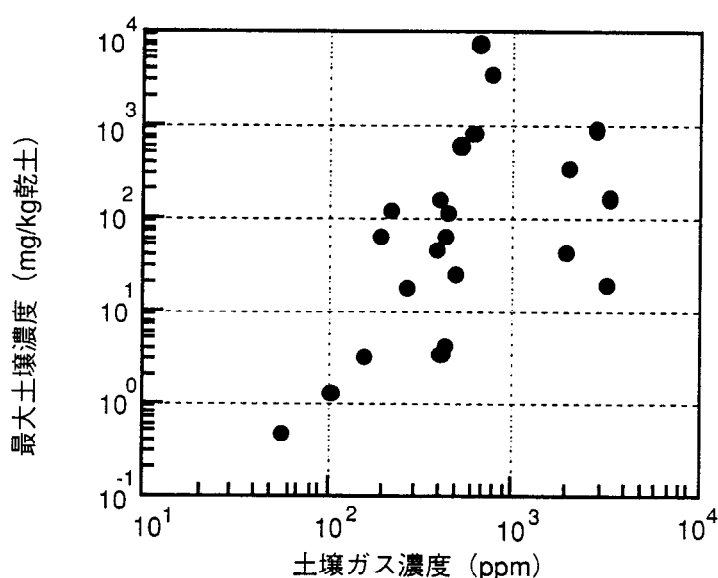


図－5.3.5 汚染深度と地下水位

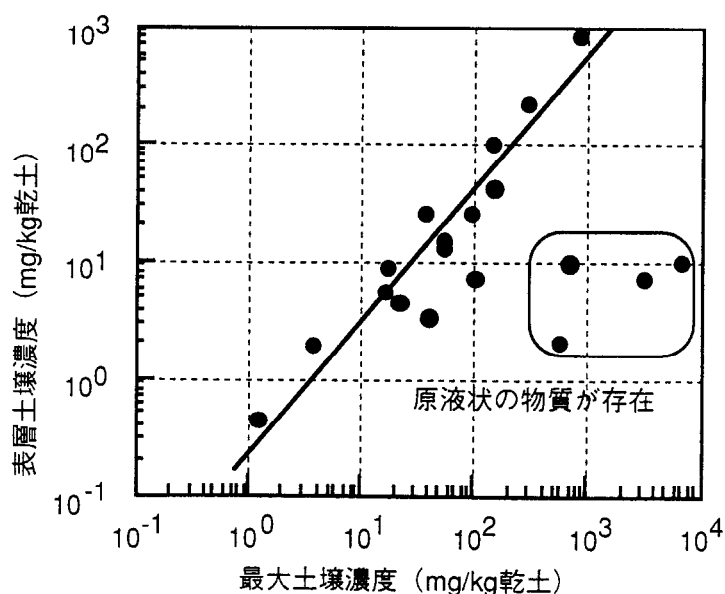
5.3.3 土壌ガス濃度と土壌濃度の相関性

測定方法が比較的簡便な表層土壌ガス濃度とボーリング調査による土壌濃度の相関性を見出し、土中の汚染状況を推定することは実務上重要な課題である。表－5.2.1の調査事例の最大土壌ガス濃度と最大土壌濃度の関係を図－5.3.6に示す。土壌ガスは深度0.8mで採取しているのに対し、最大土壌濃度は事例別に発生深度が相違し、発生位置が地下水以深にあるものもあり、両者には明確な相関性が認められない。

次に、土壌ガス濃度を測定する表層部の土壌濃度と深部の最大土壌濃度の関係を検討した。表層部の土壌濃度は土壌ガス濃度を測定する深度0.8mが最適であるが、ボーリングは通常1m毎にサンプルするが、深度1mではサンプル数が少ないため土壌濃度のバラツキを考慮して地表下2mまでの平均濃度（以後、表層土壌濃度と記す）とした。最大土壌濃度と表層土壌濃度の関係を図－5.3.7に示す。



図－5.3.6 最大土壌ガス濃度と最大土壌濃度



図－5.3.7 最大土壌濃度と表層土壌濃度

表層土壌濃度は最大土壌濃度が非常に高くVOCsの原液が存在している事例を除き、最大土壌濃度の発生深度、土質や地下水位が相違するにも係わらず最大土壌濃度と表層土壌濃度との間には、式-5.1で示される明確な相関性がある。これはVOCsが深部へ沈降する過程で最大土壌濃度が高い程表層部に残存する量が多いことを示す。

$$y = 0.89 x^{1.18} \quad \text{式-5.1}$$

相関係数 $r=0.69$

ここに、 y : 表層土壌濃度 (mg/kg 乾土)

x : 最大土壌濃度 (mg/kg 乾土) である。

表層土壌濃度と土壌ガス濃度の関係を検討した。土壌濃度はサンプル土を水中で十分攪拌して土中のVOCsの含有量を分析しているのに対し、土壌ガス濃度は観測孔から瞬時に気化ガス濃度を分析する。そのため、土壌ガス濃度は原液からの気化ガス、溶解した間隙水からの気化ガス、空隙中のガスを合わせて測定されるため、VOCsがトラップされている土の組織構成や相構成に影響を受けると考えられる。調査事例のボーリングデータを表層の土質別に土壌ガス濃度と表層土壌濃度の関係を整理したのが図-5.3.8である。土質別の回帰曲線はロームで式-5.2、砂・火山灰質砂質土で式-5.3になる。以上のことから、土壌ガス濃度は測定深度に近い表層土壌濃度と土質別に相関性があることが分かった。

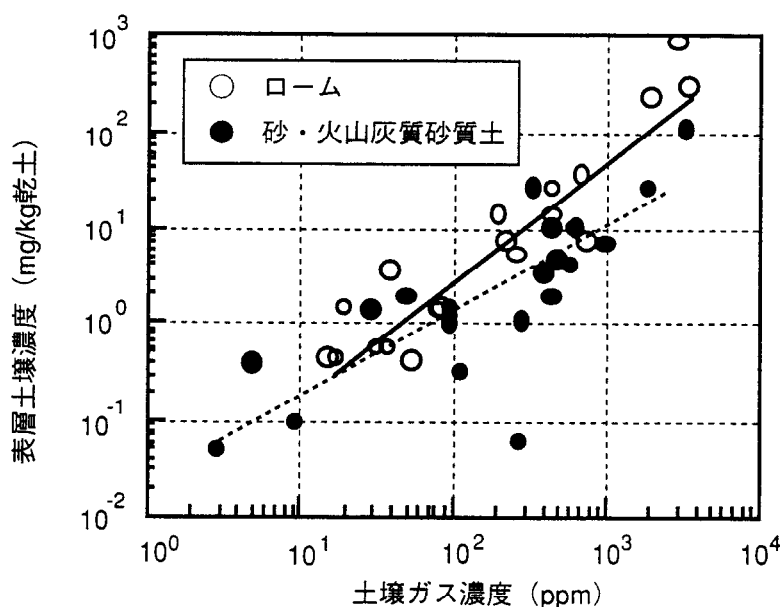


図-5.3.8 土壌ガスと表層土壌濃度

$$y = 9.65 \times 10^{-3} x^{1.22} \quad \text{式-5.2}$$

相関係数 $r=0.92$

$$y = 2.53 \times 10^{-2} x^{0.84} \quad \text{式-5.3}$$

相関係数 $r=0.78$

ここに、 y : 表層土壌濃度 (mg/kg 乾土)

x : 土壌ガス濃度 (ppm) である。

5.4 汚染形態の分類⁶⁾

汚染調査では、調査地域の地層構成でどのような汚染形態になるか事前に推定できることは重要である。我国の事業所が立地することが多い地域を調査事例より①関東地方のローム台地 ②九州・北海道地方の火山灰台地 ③沖積低地に大別し、汚染形態を分類した。地域・地質別の汚染形態と土質構成を図-5.4.1に示す。

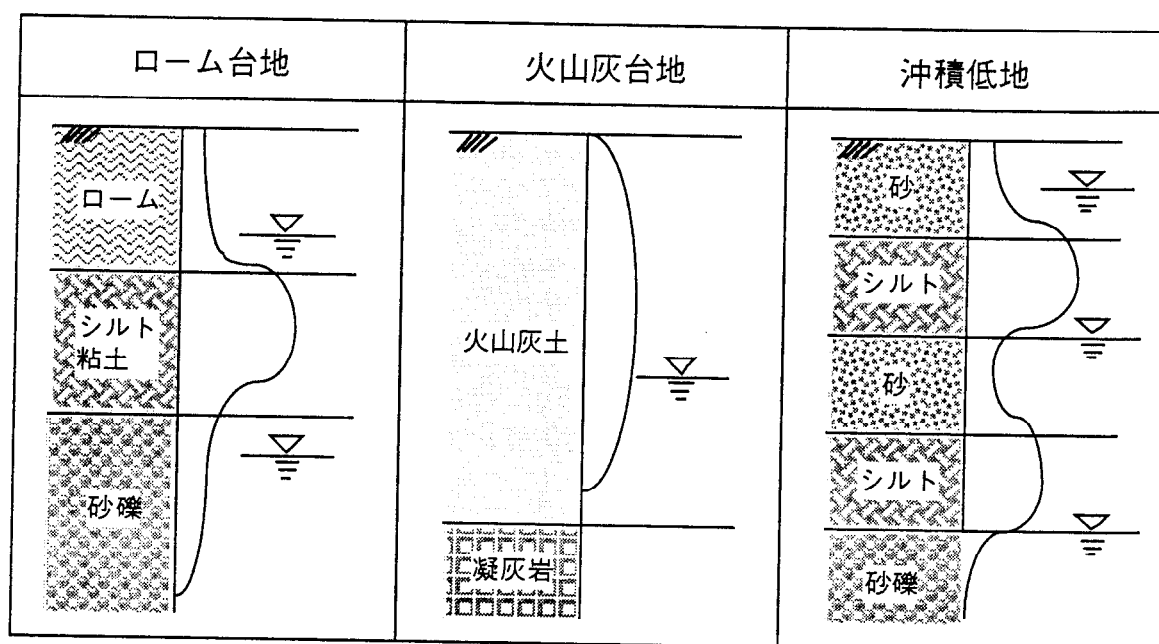


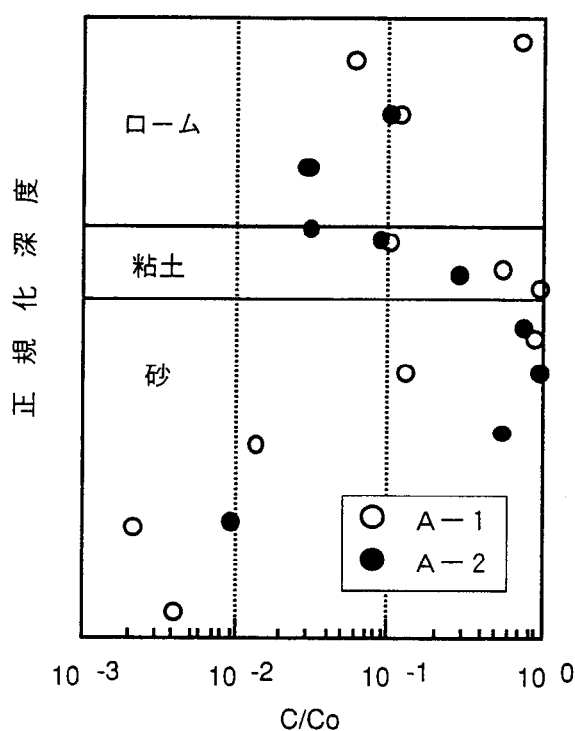
図-5.4.1 汚染形態と土質構成

(1) ローム台地の汚染形態

関東地方に多いローム台地の土質は上層よりローム層、シルト粘土層、砂礫層の順で構されていることが多い。地下水はローム層と砂礫層の存在するが、ローム層が雨水の滞留する宙水で、砂礫層は涵養源をもつ滞水層で自由水面を持つことが多い。汚染形態は、ローム層では含水比と飽和度が高いにも関わらず、太孔の間隙が発達していることから透過性がよいため、あまり高濃度に残留せず、シルト粘土層に浸透する。シルト粘土層は非常に遅く沈降するため高濃度が残留する。シルト粘土層を通過し砂礫層の浸透すると濃度を減衰させながら地下水面深く沈降する傾向にある。上層のローム層とシルト粘土層は通過性が相違するにも関わらずシルト粘土層の上面に高濃度にあまり滞留しないのは、砂礫内にある自由水面が季節変動することでシルト粘土層への浸透を促進することに原因があると考ええる。また、砂礫層内では、シルト粘土層が薄いが透過性がよ

く沈降量が多い場合には自由水面上に滞留する傾向が見られる。図－5.4.2には、それぞれの層厚が異なる実際の汚染分布において、図－5.4.1の汚染形態に割り当てたものを示した。具体的には、各ボーリング地点において、ローム層、粘土層、砂層、の層厚が異なるので、それぞれの層の調査結果は、それぞれの層にプロット出来るように、実際のデータを任意の縮尺で縮小または拡大し、プロットしたものである。今後この深度を正規化深度と呼ぶこととする。

ボーリング位置が異なっても、同じサイトであれば、ほぼ同様の形態をとることがわかる。



図－5.4.2 ローム台地の汚染形態

(2) 火山灰台地の汚染形態

九州や北海道地方に見られる火山灰台地は単一の厚い火山灰層で地下水位が深いことが多い。汚染形態は比較的単純な弓状の形態を示す。VOCsの沈降中に水平方向へ移行拡散しながら深度方向に濃度を低減していく。地下水に浸透してからも希釈されながら深く沈降することが多い。図－5.4.3には、火山灰台地の実際の汚染分布を、図－5.4.2と同様に変換したものを示した。ローム台地と同様に同じサイトであれば、ほぼ同様の形態をとることがわかる。

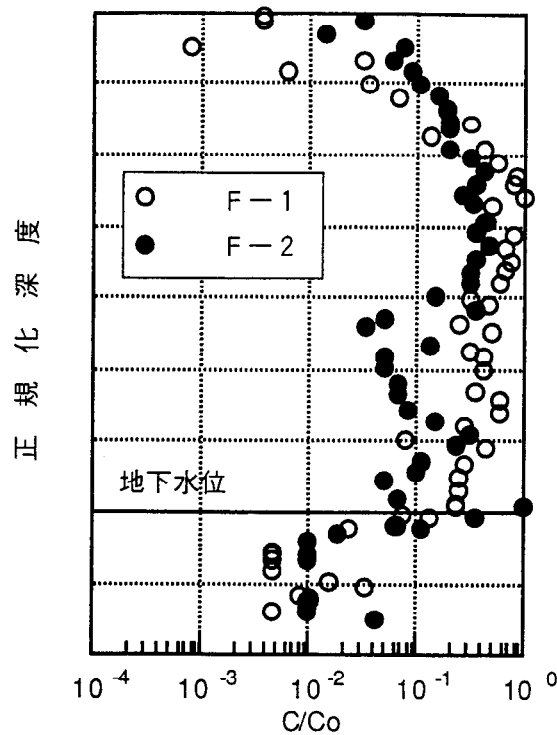


図-5.4.3 火山灰台地の汚染形態

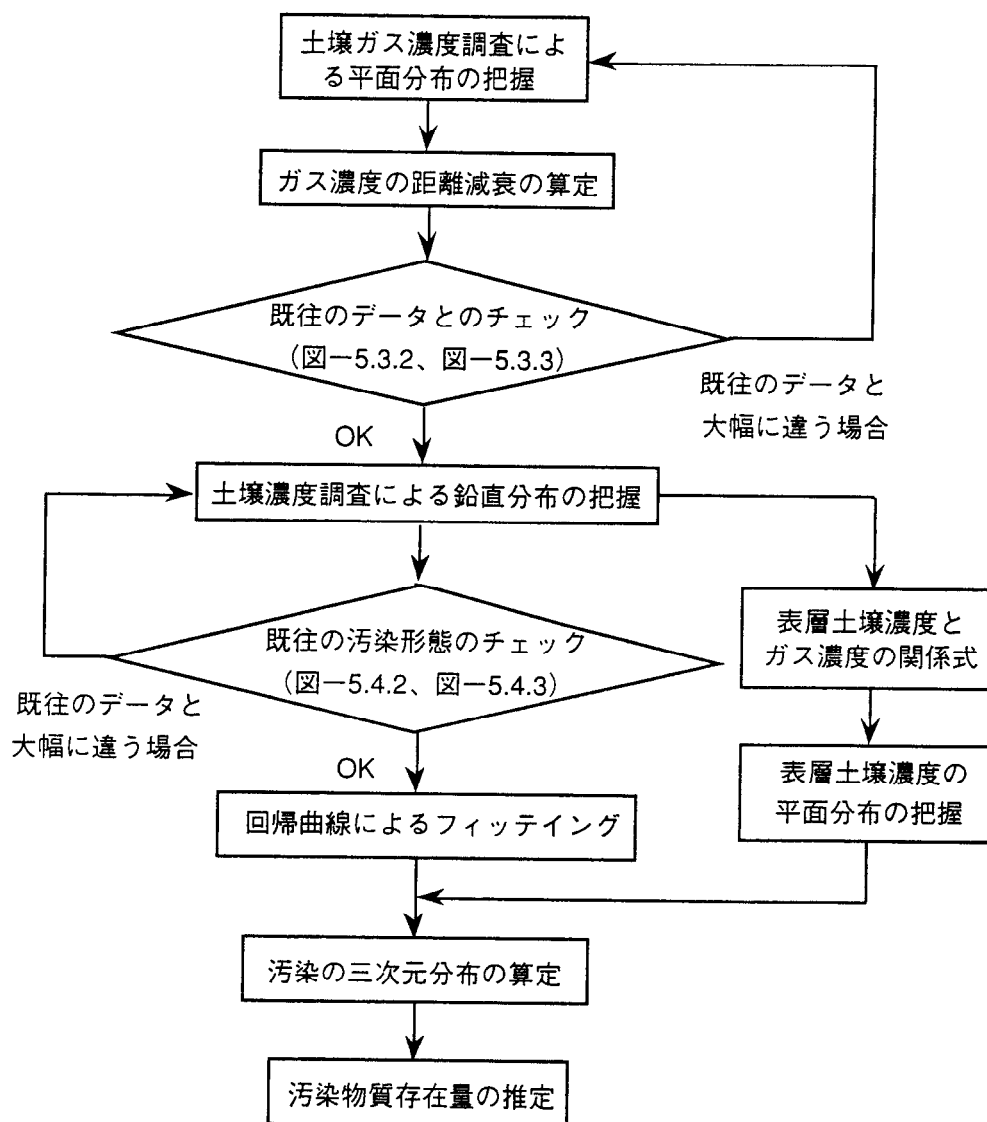
(3) 沖積低地

土質構成は砂層とシルト層の互層が数層続き、その下層に深い砂礫層が存在することが多い。土壌濃度は砂層よりシルト層に高濃度に残留する。この事例の特徴は砂層、砂礫層が被圧滞水層のためシルト層内の沈降が遅く、シルト層の上面に滞留する傾向が見られる。

5.5 土中存在量の算定方法

既往のデータの評価から得られた知見をもとにして、図-5.5.1に汚染物質存在量の推定フローを示した。土壌ガス濃度調査は、簡便でかつコストも安いことから、多くのサイトでは平面分布を知るに足る十分なデータが得られる。しかし、漏出後に盛土等の地表部の改変を行なった場合、地中の存在状況と大きく異なる平面分布が得られることがある。そのような間違ったガス濃度分布の評価を行わないようにするには、図-5.3.2、図-5.3.3に示した地盤毎の平均距離減衰と比較検討し、チェックすることが重要である。比較検討の結果、大きく既往の傾向と異なる場合には、地表改変の有無・調査方法の再検討が必要である。妥当な平面ガス濃度分布が得られた後は、深度方向の汚染調査を行なう事になる。一般的には、深度方向の汚染調査は、汚染分布を統計的に評価できるレベルの量の調査が行われることは少ない。その調査本数の不足を補うためには、地表ガス濃度分布の情報を利用して、土壌ガス濃度分布を推定することが重要である。図

－5.3.8に示したように、ガス濃度は表層土壌濃度との相関が強く、この相関関係を利用し、実施されたボーリング調査（地表ガス最大濃度地点・中濃度地点・低濃度地点の最低3本程度）の表層土壌濃度とその地点のガス濃度の相関を、式－5.2および式－5.3のように求めることができる。この関係を用いれば、表層土壌濃度の平面分布が求められることになる。



図－5.5.1 汚染物質存在量の推定フロー

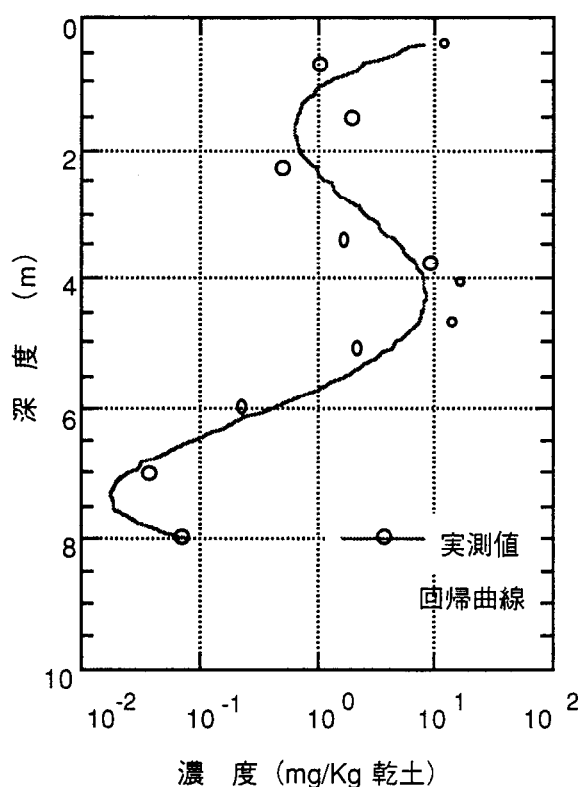
5.4で述べたように、地盤中での汚染形態は、地形・地質別に3タイプに類型化することができる。したがって、深度方向の汚染分布を得た場合には、どのタイプに属するかを検討し、汚染物質の浸透メカニズムの仮説を立てることが重要である。深度方向の汚染分布は、ひとつの汚染源から拡がっていった場合には、図－5.4.2および図－5.4.3に示すように、どの地点でも同様の汚染形態を示すことが多い。深度方向の汚染分布が得ら

れた場合、式－5.4のように地表ガス最大濃度地点（ $x-x_0, y-y_0$ ）における深度方向汚染分布 $C_{x_0, y_0, z}$ を回帰曲線 $f(z)$ z : 深度 によってフィッティングを行い、表層土壌濃度（ $Z=2.0$ m） $C_{x_0, y_0, z=2.0}$ で正規化することにより、汚染の三次元分布 $C_{x, y, z}$ は式－5.5が求められることになる。

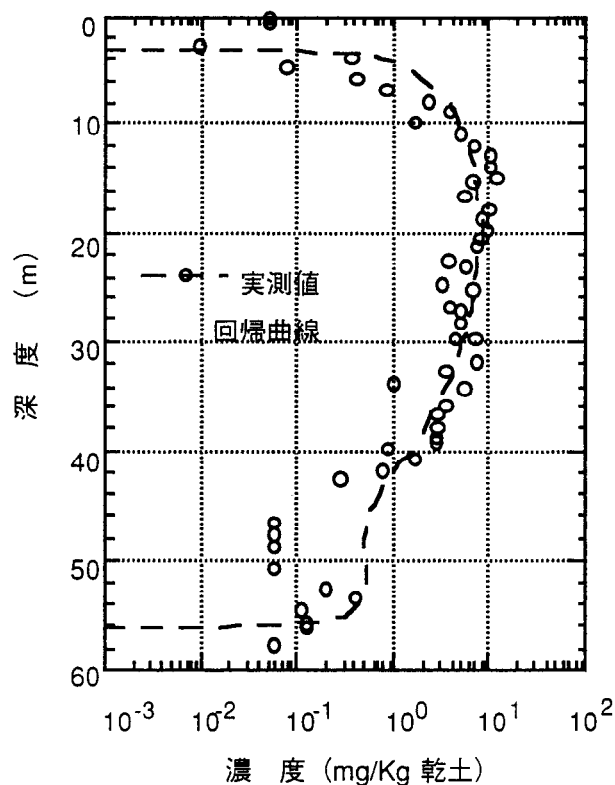
$$C_{x_0, y_0, z} = f(z)_{x_0, y_0} \quad \text{式－5.4}$$

$$C_{x, y, z} = \left(\frac{C_{x, y, z=2.0}}{C_{x_0, y_0, z=2.0}} \right) f(z)_{x_0, y_0} \quad \text{式－5.5}$$

回帰曲線 $f(z)$ の関数形は、物理的意味は無いので、例えば多項式による回帰が挙げられる。図－5.5.2、図－5.5.3には、関東地方のローム台地および九州・北海道地方の火山灰台地の汚染分布の5次の多項式による回帰の例をあげた。汚染の三次元分布が求められれば、積分を行い、汚染物質存在量 W が求められる。



図－5.5.2 汚染分布のフィッティング
(ローム台地)



図－5.5.3 汚染分布のフィッティング
(火山灰台地)

5.6 まとめ

国内の23件の調査事例の汚染状況から汚染分布の特徴と汚染形態を調査した。その結果以下のようなことが明らかになった。

- ①汚染源が単一の場合、汚染の水平方向の拡がり、100m程度広がる場合もあるが、ほとんど40m以内の範囲に限定される。
- ②表層ガス濃度は、汚染源からの距離に比例して指数関数的に減少していき、その傾きはローム地盤、砂質地盤ともに大きな差はなく、指数関数の係数は0.85～0.90程度である。
- ③汚染の到達深度は、汚染開始から年月によるが、我が国の汚染サイトでは10年以上経過しているものが多く、地下水位以深に達しているものが多い。地下水位以下10m程度まで達しているものが多いが、40mまで達している場合もある。
- ④比較的簡便にデータが得られる土壌ガス濃度と土壌濃度との相関は、汚染物質存在量の推定に重要であるが、表層土壌濃度（深度2 m）と土壌ガス濃度の相関は良く、存在量の推定に有用であることがわかった。
- ⑤地形・地質別の汚染形態は、汚染物質の移動に重要な役割を果たす粘土層、地下水の深度を正規化すれば、関東地方のローム台地・九州北海道の火山灰台地・沖積低地等に類型化できることがわかった。また、汚染源が単一であれば、汚染源直下の濃度分布も、汚染源から離れた地点の深度方向濃度分布も同様の形態を示していることがわかった。
- ⑥水平方向のガス濃度分布と3地点ほどのボーリング調査を用いて、汚染分布の特徴を踏まえた汚染物質存在量推定手法を提案した。

5 章 参考文献

- 1) 国立環境研究所, トリクロロエチレン等の地下水汚染の防止に関する研究, 国立環境研究所研究報告, SR-15-'94, pp.4-21, 1994
- 2) 工業技術会, 地下水汚染・土壌汚染の現状と浄化対策, pp.210-228, 1993
- 3) 長藤哲夫, 今村 聡, 下村雅則, 末岡 徹, 薮田英俊, 揮発性有機化合物汚染における地表ガス濃度分布の地盤統計構造について, 第 29 回土質工学研究発表会講演集, pp.79-80, 1994
- 4) 熱田雅信, 大郷 勲, 地層・地下水汚染調査のフィールドアナリシスにおける P I D 検出器とポータブル G C の有効性について, 第 1 回環境地質シンポジウム講演論文集, pp.25-30, 1991
- 5) Land, C.S., Calculation of imbibition relative permeability for two and three phase flow from rock properties, Trans. Am. Inst. Min. Metall, Petroleum Engineering, 243, pp. 149-156, 1968
- 6) 長藤哲夫, 今村 聡, 平田健正, 揮発性有機化合物の汚染形態に関する研究, 地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会第 5 回講演集, pp.263-266, 1997

6 土壌ガス吸引法による土壌浄化設計手法の提案

6.1 はじめに

土壌ガス吸引法（SVE）は土中に抽出井を設置し、真空ポンプまたは、ブロワで井戸内に負圧を発生させ汚染土壌中を透気してVOCsをガス状に回収するシステムである。

SVEによる土壌浄化設計（以後、浄化設計と記す）は汚染エリアの抽出井配置、吸引装置と土壌ガス処理装置の設備設計とその設備による浄化効果の検討である。浄化設計は土中よりガスを吸引することと、揚水設計は土中より地下水を吸引することで原理的に類似するが、揚水設計は地下水位を目標深さまで低下させることがポイントになるのに対して、浄化設計は浄化エリア全域に負圧を発生させて土中全域を透気することが最重要となる。そのため、井戸配置は揚水設計では揚水量を算定する透気係数の決定が必要になるのに対し、浄化設計は抽出井からの負圧の到達する透気半径の決定が必要になる。

浄化設計の手順を図-6.1.1に示す。

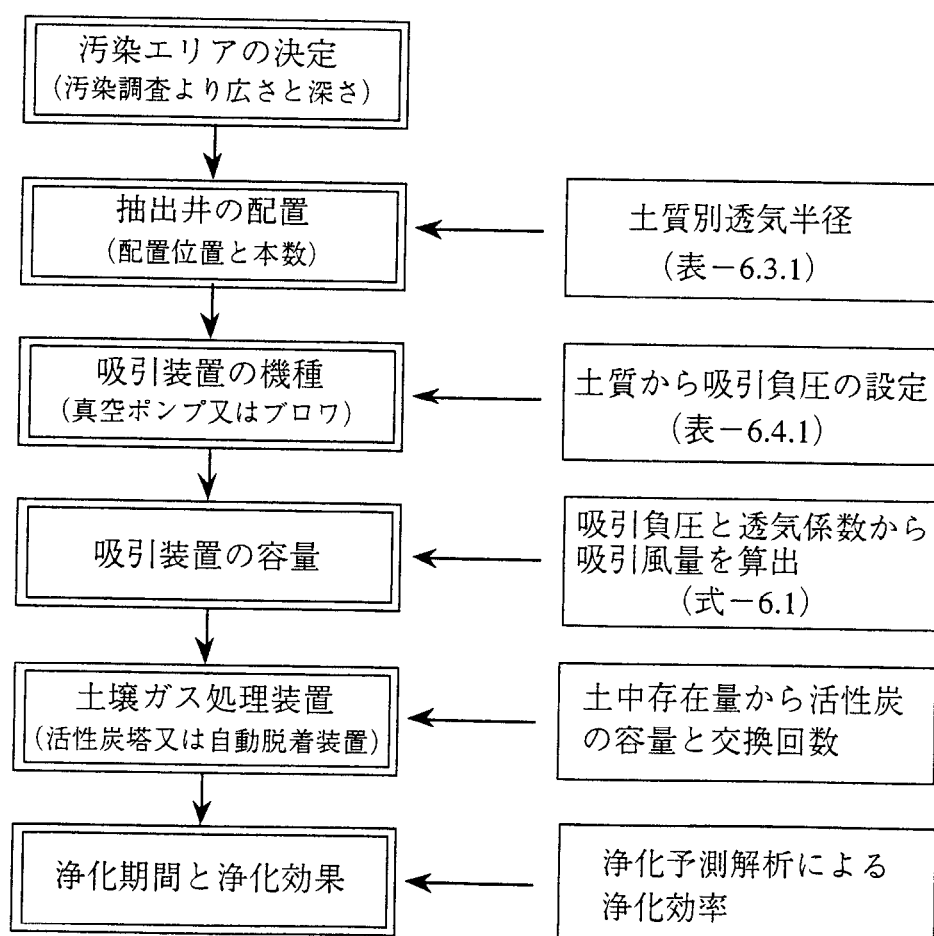


図-6.1.1 土壌ガス吸引法の設計手順

主要な設計手順項目である透気半径、吸引負圧と透気係数はいずれも浄化対象地盤の透気性に大きく依存する。そのため、米国でもサイト毎に事前にパイロットテスト¹⁾を実施することを推奨している。しかし、パイロットテストは費用と時間を要するため迅速な対応ができない問題点がある。また、「調査・対策暫定指針」でも調査方法は統一されているのに対し、浄化設計は具体的な方法がなく、浄化実施者に一任されているため、浄化効果や浄化期間に大きな差が出ているのが実情である。

そこで、筆者は浄化設計を確立するため、汚染現物の汚染調査とSVE実施結果より得られたデータを設計手順に従って設計項目毎に検討した。

検討内容を以下に示す。

- ①透気半径は土質別透気半径、吸引負圧と地表面の被覆状態の影響を検討する。
- ②透気係数は現場透気係数の算出方法と土質別透気係数の定量把握をする。
- ③浄化効果は浄化効率について、浄化予測解析の解析値と実測の対比から、浄化期間を設定する有効風量比率を求める。
- ④浄化達成率は浄化終了時の吸引土壌ガス濃度とボーリングによる残留土壌濃度の関係を検討する。

6.2 浄化事例の概要

SVEによる浄化実績を事例別に整理したのが表-6.2.1である。土質は浄化対象の主要土質を示した。VOCsは汚染物質が単一でなく複合汚染の場合が多いが主要物質を記した。

抽出井については、抽出井の下端深さの抽出井深度とストレーナ長さを示した。抽出井の孔径は事例Nが ϕ 100mmで、それ以外は ϕ 50mmである。抽出井構造は削孔径と鋼管径の隙間にフィルター材を充填し、フィルター材の頂部をベントナイトで漏気防止を施した。また、ストレーナ部はいずれも開口率20%のワイヤー巻スクリーンを使用した。

吸引負圧は抽出井における発生負圧を示し、吸引風量は全体風量を抽出本数で除した抽出井1本あたりの吸引風量である。

透気半径と透気係数の算出は後述する方法で求めた。

表-6.2.1 浄化事例の対策概要

事例 No.	土 質	V O C s	抽出井深度	ストレーナ長さ	抽出井数	透気半径	吸引負圧	吸引風量	透気係数
			m	m	本	m	kPa	l/min・本	cm ²
A	火山灰質粘性土*	T C E	3.0	1.0	27	7.0	-12.0	1,037	1.68×10^{-7}
B	〃	T C E	12.3	8.5	24	12.5	-21.0	964	1.58×10^{-8}
C	〃	T C E	8.0	4.0	6	7.0	-6.8	660	6.11×10^{-8}
D	〃	T C E	3.5	1.0	29	8.5	-4.9	345	1.34×10^{-7}
E	〃	P C E	2.7	1.5	1	7.7	-10.0	1,150	2.89×10^{-7}
F	〃	P C E	3.0	1.5	3	12.4	-2.7	727	4.85×10^{-7}
G	シルト	T C E	4.8	1.5	27	6.0	-40.0	74	4.02×10^{-9}
H	砂 質 土	P C E	5.0	3.3	33	20.0	-8.9	376	4.14×10^{-8}
I	〃	T C E	5.5	1.5	4	14.0	-20.0	250	2.84×10^{-8}
J	〃	T C E	3.0	1.5	1	8.2	-53.0	1,400	6.60×10^{-8}
K	礫 質 土	T C E	5.7	0.7	9	34.0	-8.8	167	4.55×10^{-8}
L	〃	P C E	7.4	5.4	2	40.0	-8.2	10,150	6.16×10^{-6}
M	〃	T C E	5.5	1.0	1	29.0	-3.5	3,500	3.47×10^{-6}
N	し ら す	T C E	37.0	23.0	6	30.0	-23.0	1,500	1.12×10^{-8}

* 火山灰質粘性土はいずれも立川・武蔵野ロームである。

6.3 透気半径の検討

浄化設計において透気半径は吸引負圧の到達距離を示すもので、浄化設計時に最も重要な要素になる。

透気半径は土質、抽出井の吸引負圧、ストレーナの深度と地表のシール状態によって複雑に影響を受けるので、これらの要因について検討した。

6.3.1 土質

透気半径は揚水の影響半径と同様土質によって相違することから、土質別の透気半径を検討した。透気半径は透気試験または、浄化対策時に抽出井から離れた負圧観測井に発生する負圧を測定し、片対数グラフにプロットして、大気圧、即ち発生負圧が0になる点を透気半径とした。抽出井と負圧観測井の負圧は各井戸の頂部に取り付けたバルブにデジタル差圧計を接続して測定した。透気試験（表-6.2.1の事例N）で観測井に発生する負圧伝播状況を図-6.3.1に示す。これは抽出井の吸引負圧-29.4kPa時の観測井に発生する土中負圧の経時変化である。土中負圧は吸引開始2時間まで急速に増加し、その後は漸増傾向を示す。透気試験は時間の制約から6時間で終了せざるを得なかったが、その後の増加量は少なく早期に定常状態に達し、透気半径も収束すると考えられる。

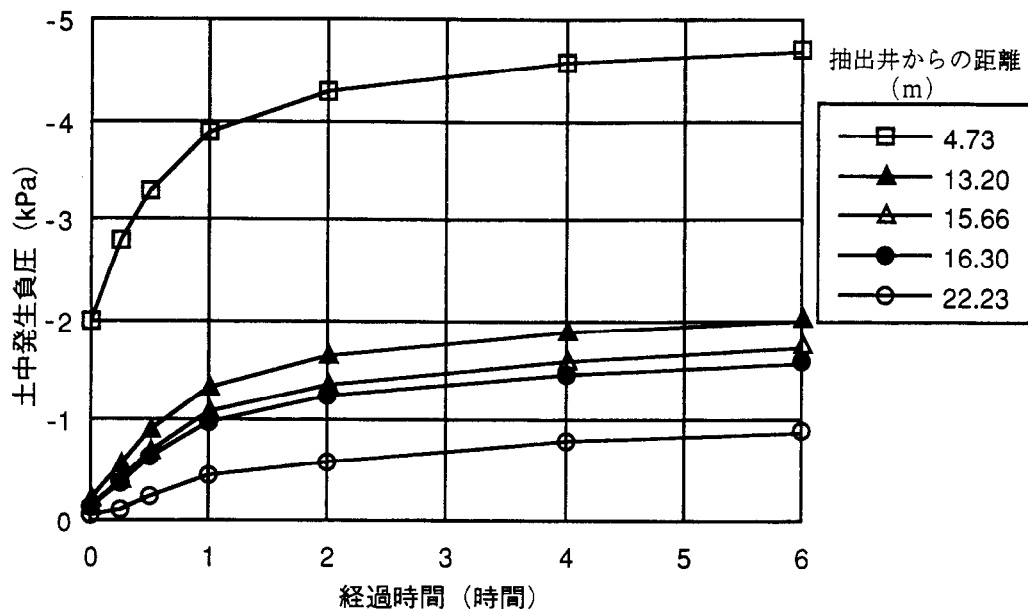


図-6.3.1 土中発生負圧の経時変化

次に、土質別の透気半径を把握するため、事例のうち代表的な礫質土（事例L）、砂質土（事例H）、火山灰質粘性土（事例C）としらす（事例N）の土質別の負圧発生状況を図-6.3.2に示す。この図より抽出井の吸引負圧が各土質でほぼ同等であるのに対し土中発生負圧が大きく相違する。この原因として礫質土や砂質土は土粒子構造が単純なため、透気性がよく空気抵抗も小さく、負圧が遠方まで伝播するのに対して、火山灰質粘性土は太孔の間隙がありながらも、複雑な構造のために空気の流れの抵抗が大きく、負圧伝播距離が短くなると考えられる。特に、火山灰質粘性土は抽出井内負圧が-6.8kPaであるのに抽出井から1m離れで-0.1kPaと極端に低下している。この

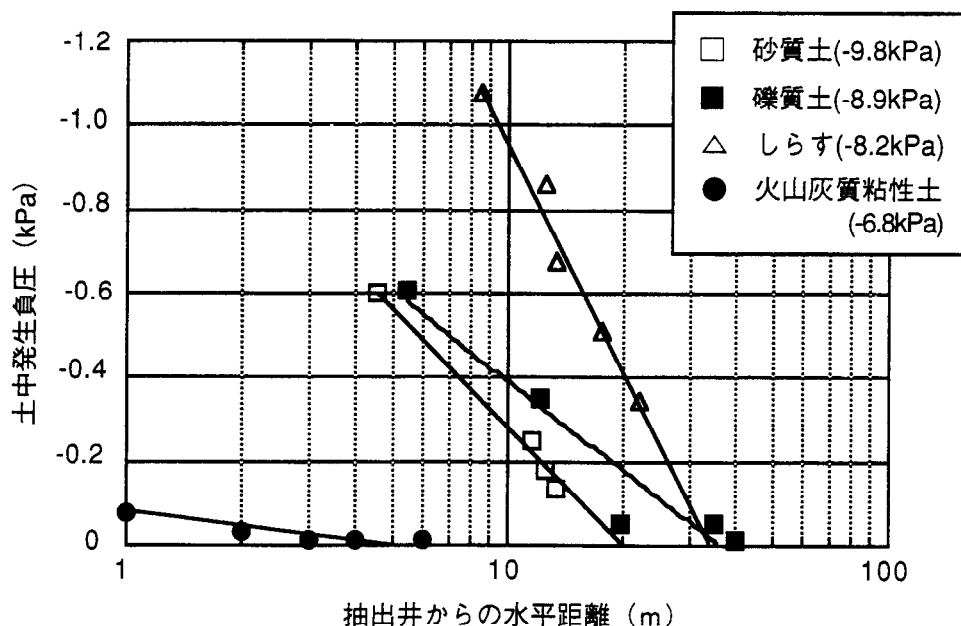


図-6.3.2 土質別負圧発生状況

現象は 火山灰質粘性土で砂質土や砂礫土に比べて抽出井のウェルロスが大きいことになる。いずれの土質でも削井方法は同様であるので、火山灰質粘性土はボーリング削孔中に太孔の間隙が閉塞されてしまうと考える。表－6.2.1の全事例の透気半径を土質別に整理したのが表－6.3.1である。透気半径は吸引負圧、ストレーナ深度等の他の要因が含まれているが、表－6.3.1にまとめたように、揚水井戸の影響半径²⁾と同様な傾向を示し、透水性のよい地盤ほど大きくなる。また、透気半径は細粒分の多いシルトと砂質土で揚水井戸の影響半径の1/2になり、礫質土では1/3～1/5である。揚水井戸の場合では、上下帯水層または降雨による涵養のために、実用的に影響半径が定まっている。透気半径の場合も、これと同様に地表からの漏気と周辺地盤からの空気涵養のために実用上表－6.3.1に示すように定まるが、透気半径は地表からの漏気の影響が大きいため揚水井戸の影響半径より小さくなると考える。

表－6.3.1 土質別透気半径(m)と揚水井戸の影響半径(m)

土 質 別	シルト	火山灰質粘性土	砂質土	礫質土*
透気半径	<6	7～12	8～20	30～40
影響半径	5～10		10～50	100～200

*礫質土細粒分も含まれているので粗砂質土（0.25～0.5mm）と比較した。

6.3.2 吸引負圧

透気半径に与える吸引負圧の関係を検討した。土質別に同一抽出井で吸引負圧を変化させて、透気半径の変化を求めた。砂質土の結果を図－6.3.3に、しらすを図－6.3.4に示す。砂質土は透気性がよいため、低負圧（-1.2～-4.3kPa）で吸引し、しらすは高負圧（-10～-30kPa）で吸引しているが、両者とも吸引負圧を変化させても透気半径はほぼ同一である。図中に示すように吸引負圧を上げると吸引風量は増加するが、透気半径が変化しないことから、透気半径は吸引負圧と吸引風量に影響されず土質による差が大きいことが分かった。

この関係は 揚水井戸の影響半径が土質（粒径）に相関性があり、揚水量には影響を受けないことに類似する。

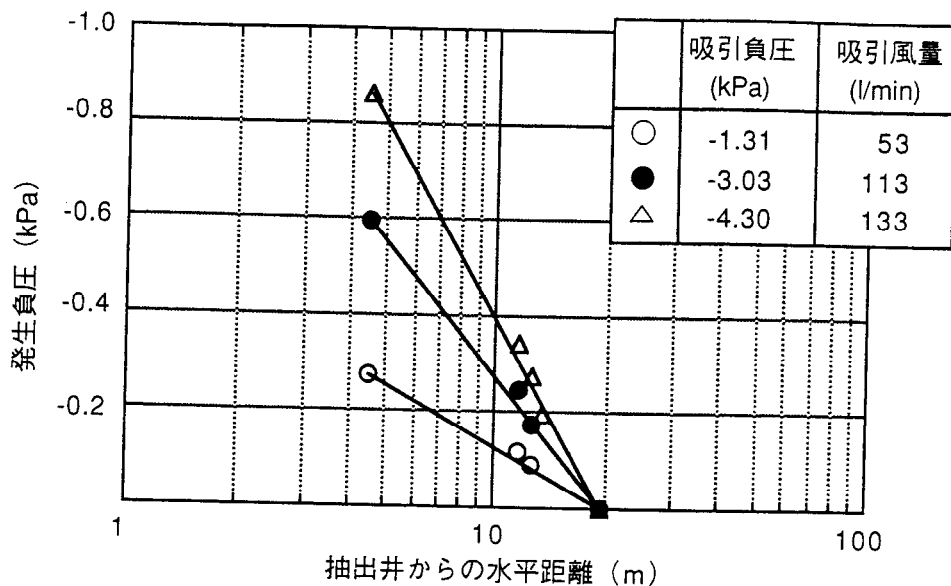


図-6.3.3 吸引負圧と透気半径（砂質土）

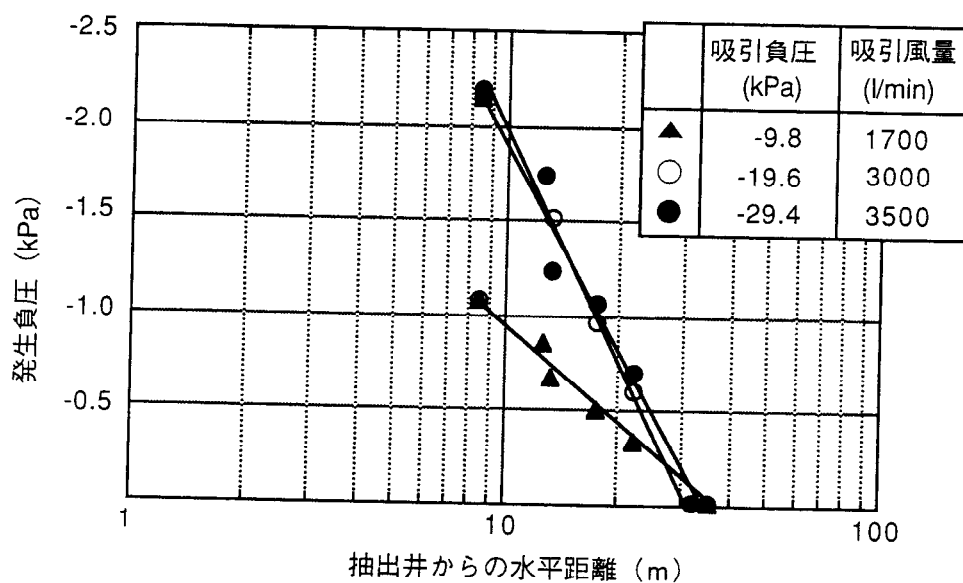
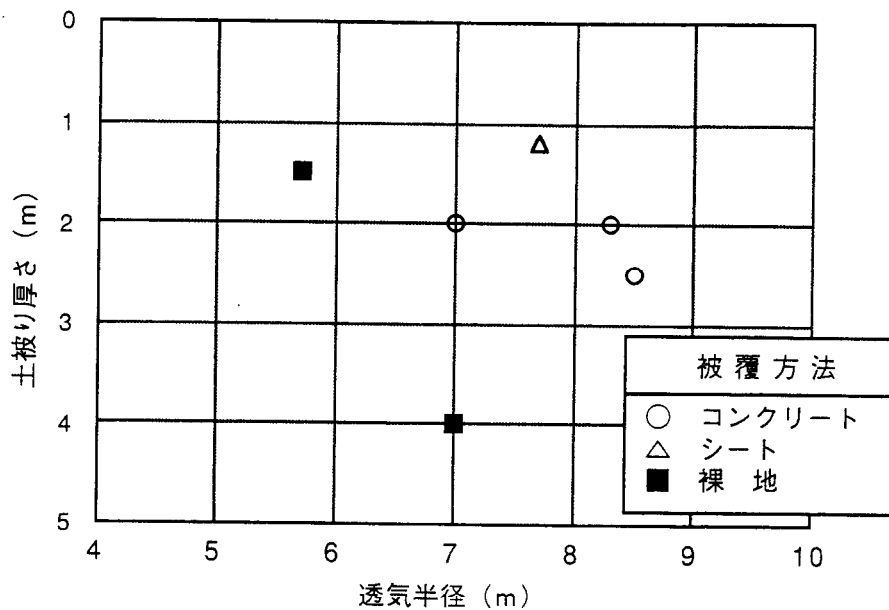


図-6.3.4 吸引負圧と透気半径（しらす）

6.3.3 地表面の被覆状態

浅層の浄化をする場合にストレーナ上部の土被り厚さが薄いと地表からの空気流入が多くなり、透気半径が広がらないと危惧される。それに対し、地表面の被覆は空気侵入がその外側からになり有効なもの³⁾と報告されている。抽出井を設置した地表の被覆状態が建屋床盤コンクリート、ポリプロピレンシート敷設と無被覆の場合で透気半径がどの程度相違するか比較したのが図-6.3.5である。いずれの事例も土被り厚さが1.2m～4mと浅く、土質は火山灰質粘性土である。この図より、透気半径は地表が裸地の場合に比べて、コンクリートやシートで被覆されていても1～2mの増加で大幅な改善はなされない。この原因として、火山灰質粘性土は図-6.3.2に示すように土中発生

負圧が小さいため、被覆に不完全があり少量の漏気によって負圧が低減してしまうことによると考える。床盤コンクリートはその下に透気性のよい栗石層があり、コンクリートのひび割れがあると漏気する。また、シート敷設でも繋ぎ目や端部からの漏気を防止することは難しい。そのため、地表面の被覆効果が透気半径を拡大させるのは砂礫土や砂質土の透気性のよい地盤であって、火山灰質粘性土程度の透気性では被覆状態の差がほとんど現われないと考える。

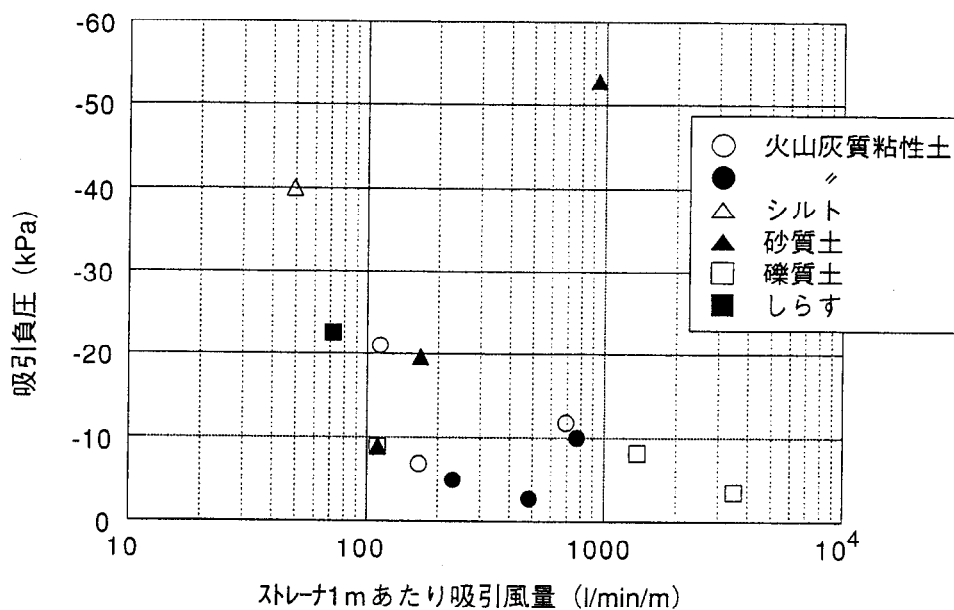


図－6.3.5 土被り厚さと透気半径の関係

6.4 透気係数の検討

SVEの設備設計は汚染状況と土質に対して、どの様に吸引负压を設定し、どの程度の吸引風量が確保できるか、吸引装置の仕様決定に重要な課題である。

表－6.2.1に示した浄化事例における抽出井の吸引负压とストレーナ1mあたり吸引風量の関係を図－6.4.1に示す。この図より通常使用している吸引装置では吸引風量が多いほど、吸引负压は低下する傾向にある。土質別には礫質土、火山灰質粘性土、砂質土、シルトの順に透気性の低い地盤ほど吸引负压は高くなる。ただし、砂質土で吸引负压が-53 kPaと高负压の事例は第3章で述べた気液混合抽出法によるものである。通常の土壤ガスのみ吸引するSVEによる土質別の吸引负压は表－6.4.1になる。このことから吸引装置の機種は、礫質土には低真空ブロワで大容量を吸引できるもの、火山灰質粘性土からしらすには高真空ブロワ、シルトには高负压で吸引できる真空ポンプを使用すると効率的であることがわかる。



図－6.4.1 抽出井吸引负压とストレーナ1mあたり吸引風量

表－6.4.1 土質別吸引负压

土 質	礫質土	砂質土	火山灰質粘性土	しらす	シルト
吸引负压 (kPa)	-8.82	-19.6	-21.1	-22.5	-40.0

次に、吸引负压と吸引風量から透気係数を算出した。現場での透気係数は地表からの漏気があり、正確に算出することは難しいが、ここでは軸対称水平放射流を仮定した計算と、空気の圧縮性を無視する代わりに、地表からの鉛直流も考慮した2種類の計算方法で透気係数を算出した。

6.4.1 透気係数の算出

S V Eは抽出井吸引負圧を高めれば、吸引風量は増加する。透気係数の算出方法は吸引負圧に対して空気流入量がどの程度影響するかを検証することが大切である。

現場透気試験結果に対して、水平放射流れが卓越するものとした軸対称放射流れの理論⁴⁾を用いた式-6.1で、土被りの薄い(1.7m)の細砂質土と土被りの厚い(14m)のしらすについて透気係数を算出した。その結果を表-6.4.2に示す。

$$K = \frac{Q}{H} \cdot \frac{\mu}{\pi} \cdot \frac{\ln(Rw/RI)}{Pw[1-(Patm/Pw)^2]} \quad Q^* = \frac{Pw}{Patm} Q$$

K : 透気係数 (cm^2)
 $\frac{Q}{H}$: スクリーン長当りの吸引風量 (cm^2/S)
 μ : 空気粘性係数 1.8×10^{-4} ($\text{g}/\text{cm} \cdot \text{S}$)
 $Patm$: 大気圧 1.016×10^6 ($\text{g}/\text{cm} \cdot \text{S}^2$) RI : 透気半径(cm)
 Pw : 吸引負圧 ($\text{g}/\text{cm} \cdot \text{S}^2$) Rw : 抽出井半径 (cm)
 Q^* : 大気圧時の風量 (cm^3/S)

式-6.1

表-6.4.2 砂としらすの吸引負圧と透気係数

土 質	吸引負圧 (kPa)	吸引風量 (L/min)	式-6.1からの透気係数 (cm^2)	式-6.2からの透気係数 (cm^2)	式-6.1と式-6.2の比
砂質土	-1.3	53	3.81×10^{-8}	1.75×10^{-8}	0.46
	-3.0	113	3.54×10^{-8}	1.60×10^{-8}	0.45
	-4.3	133	2.96×10^{-8}	1.33×10^{-8}	0.45
しらす	-9.8	1,700	2.42×10^{-8}	1.49×10^{-8}	0.61
	-19.6	3,000	2.25×10^{-8}	1.32×10^{-8}	0.59
	-29.4	3,500	1.85×10^{-8}	1.03×10^{-8}	0.57

いずれのケースも透気係数は吸引負圧を高めるとやや低減傾向にあるがオーダー的には同一であり、透気係数は吸引負圧にほとんど影響されない。

次に、地表からの空気の流入を考慮できるモデルとして、空気の井戸近傍における圧縮性を無視すれば、漏出性帯水層の井戸公式 (DeGlee-Hantush-Jacobの解)⁵⁾を利用する方法がある。

式-6.2に井戸まわりの負圧と吸引風量の関係を示す。

$$Pr - Patm = \frac{\mu Q}{2\pi K} Yo(x) \quad X = \frac{r}{\sqrt{2L_H L_S}}$$

Pr : r 離れた地点での負圧
 $Yo(x)$: 第2種0次のベッセル関数
 L_H : スクリーン長さ
 L_S : 土被り厚さ

式-6.2

式-6.2から算出した透気係数も表-6.4.2に示したが、鉛直流を考慮した方法でも、水平放射流れから求められた透気係数に比較すると、土被りの薄い砂質土が0.45倍、土被りの厚いしらすで0.6倍程度であり、それほど大きな差ではなかった。

以上の結果より、本論文では透気係数を軸対称水平放射流れの式を用いて算出することにした。

また、本論文で使用する透気係数は本来、固有透過度(cm^2)に相当するものである。

透気係数(透水係数)と固有透過度は $K = \frac{\rho g k}{\mu}$ の関係にある。

ここでK:透気係数(透水係数)、k:固有透過度、 ρ :空気(水)の密度、 μ :空気(水)の動粘性係数である。

透気係数を算出するには ρ に空気の密度を使用することになるが、空気の密度は温度や圧力で変化するので、本論文では土質別の透気性を算出する目的から固有透過度を透気係数とした。動水勾配の概念から水の密度を使用して、動粘性係数を水: $1.0 \times 10^{-2} \text{g/cm-s}$ 、空気: $1.8 \times 10^{-4} \text{g/cm-s}$ と比較すると透気係数は透水係数の約55倍である。

6.4.2 土質別の透気係数

現場透気係数は吸引風量や吸引負圧で多少変動するが、長期継続運転した定常状態から算出した。透気半径は土質別に分類すると透気性のよい土質程大きくなることから透気半径と透気係数の関係を求め、土質別に分類したのが図-6.4.2である。この図からの判明事項を下記に示す。

- ①火山灰質粘性土の透気半径が6~12mに限定されるのに対し、透気係数は $4.02 \times 10^{-9} \sim 4.55 \times 10^{-7} \text{cm}^2$ と変動が大きい。

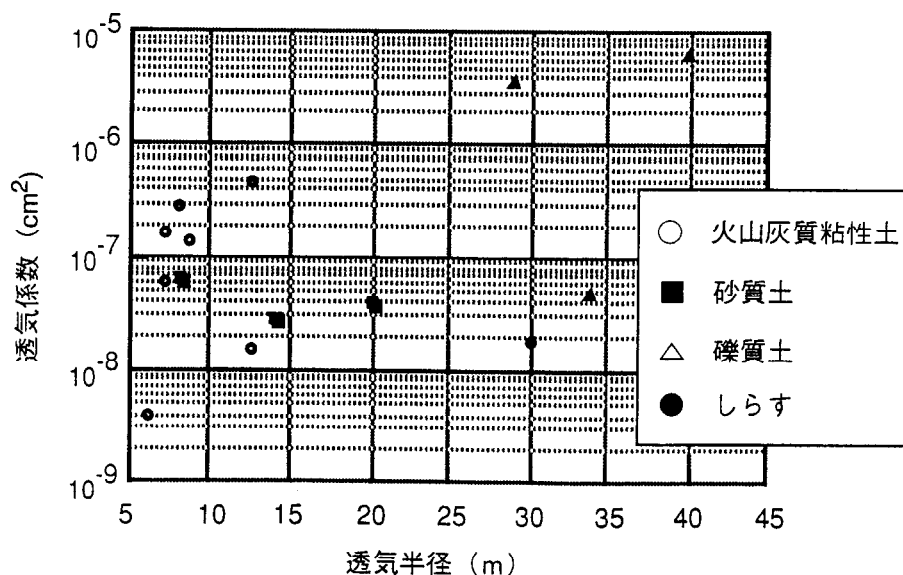


図-6.4.2 土質別の透気半径と透気係数の関係

②砂質土は火山灰質粘性土に比較して透気半径が大きいのに透気係数が $2.84 \times 10^{-8} \sim 6.60 \times 10^{-8} \text{cm}^2$ と小さい。

③しらすは透気半径が30mと大きいのに対し透気係数が $1.12 \times 10^{-8} \text{cm}^2$ と小さいのは、ストレーナ位置が25.5mと深いことによると考えられる。

④礫質土に透気係数が小さいのが一点あるが、これは礫質土が火山灰質粘性土とシルトの下層にあるため、透気半径が34mと大きいのに地表からの空気流入が少ないために透気係数が小さくなったと考えられる。この点を除くと、礫質土の透気係数は $3.47 \sim 6.16 \times 10^{-6} \text{cm}^2$ になる。

以上のことから土質別の透気係数をまとめると表-6.4.3になる。この表より、土質別の透気係数は事例数が少ないもののオーダー的に把握できたと考える。

表-6.4.3 土質別の透気係数 (cm^2)

礫 質 土	砂 質 土	火山灰質粘性土	し ら す
$3.47 \sim 6.16 \times 10^{-6}$	$2.84 \sim 6.60 \times 10^{-8}$	$4.02 \times 10^{-9} \sim 4.55 \times 10^{-7}$	$3.47 \sim 6.16 \times 10^{-6}$

次に火山灰質粘性土の透気係数の変動について検討した。事例の火山灰質粘性地盤は同じ火山灰質粘性土でも地山から敷地造成の盛土まで含まれているため、密度や含水比が相違する。そのため、透気係数は土質調査における土質物性と相関性を求めることが重要である。

土中の透気は土の構成のなかで間隙中の気体部分を通過することから透気係数と飽和度の関係を整理したのが図-6.4.3である。この図で飽和度が低い程、透気係数が大きくなると推定されるのに対し、飽和度90%付近の4点はその傾向を示さずバラツキが大きい。この4点の物性を比較したのが表-6.4.4である。この表より、4点に含水比の相違があることから飽和度でなく、実質に空気が通過しえるのは気体間隙率であることに着目し、まとめたのが図-6.4.4である。

表-6.4.4 火山灰質粘性土の飽和度90%付近の物性比較

事例	飽和度 (%)	湿潤密度 (g/cm^3)	含水比 (%)	間隙比	間隙率 (%)	気体間隙率 (%)
A	85	1.29	108	3.32	77	11.5
C	89	1.40	87	2.71	73	8.0
E	93	1.53	70	2.03	67	5.9
B	91	1.38	93	2.77	73	6.6

この図より、火山灰質粘性土の透気係数は気体間隙率と非常に相関性があることが分かる。図中の1点外れている点は汚染が法面にある場合で抽出井を法肩に設置したため、透気量がなくなったのが原因と考える。この点を除いた回帰曲線は下式になる。

$$k=3.0 \times 10^{-9} e^{0.33x}$$

k：火山灰質粘性土の透気係数 (cm²)

x：火山灰質粘性土の気体間隙率 (%)

式-6.3

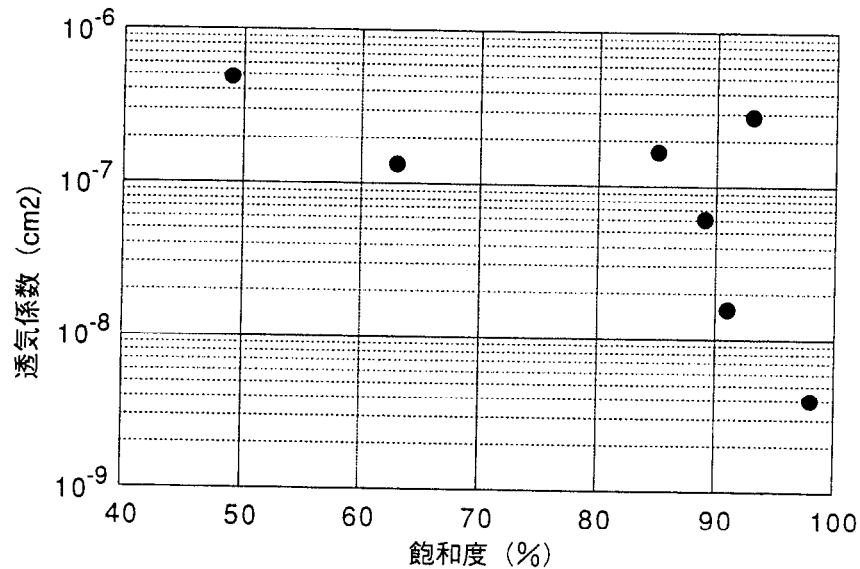


図-6.4.3 火山灰質粘性土の飽和土と透気係数の関係

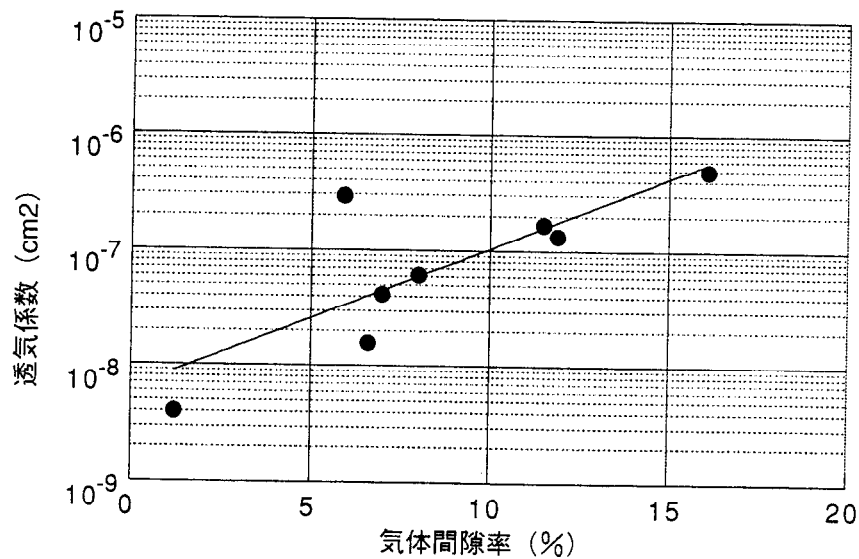


図-6.4.4 火山灰質粘性土の透気係数と気体間隙率の関係

6.5 浄化効果

浄化設計は設計された浄化設備で土壌浄化を実施した場合の浄化期間と初期汚染濃度に対する浄化達成率の想定が重要である。そのためには、浄化前の汚染状態に対して吸引土壌ガス濃度の単位時間あたりの低減率を示す浄化効率から所望の土壌ガス濃度に達する期間を推定し、その時点の土壌中の残留濃度を想定する必要がある。

ここでは、浄化事例における土質別の浄化効率と浄化終了時の吸引土壌ガス濃度と残留土壌濃度について検討した。

6.5.1 浄化効率

SVEは浄化期間中吸引土壌ガス濃度を測定し、浄化の進行度合を把握する。また、計測した吸引風量とガス濃度からVOCsの回収量を算出し、回収量からも浄化効果を確認する。表-6.2.1の浄化事例から土質別代表事例の吸引ガス濃度の経時変化を図-6.5.1に示す。

吸引ガス濃度は初期濃度が相違しても浄化初期の10～20日で急速に低減するが、低濃度になってから長期間継続する。この図では初期の30日間しか示していないが、1～2ppmの極低濃度になって1～1.5年経過する事例もある。

これらの事例は汚染状況、抽出井配置、浄化設備や地盤条件が相違するため浄化効率の要因分析は難しい。そこで、2章で述べた熱力学平衡モデルを用いた浄化効率予測解析で浄化効率を検討した。

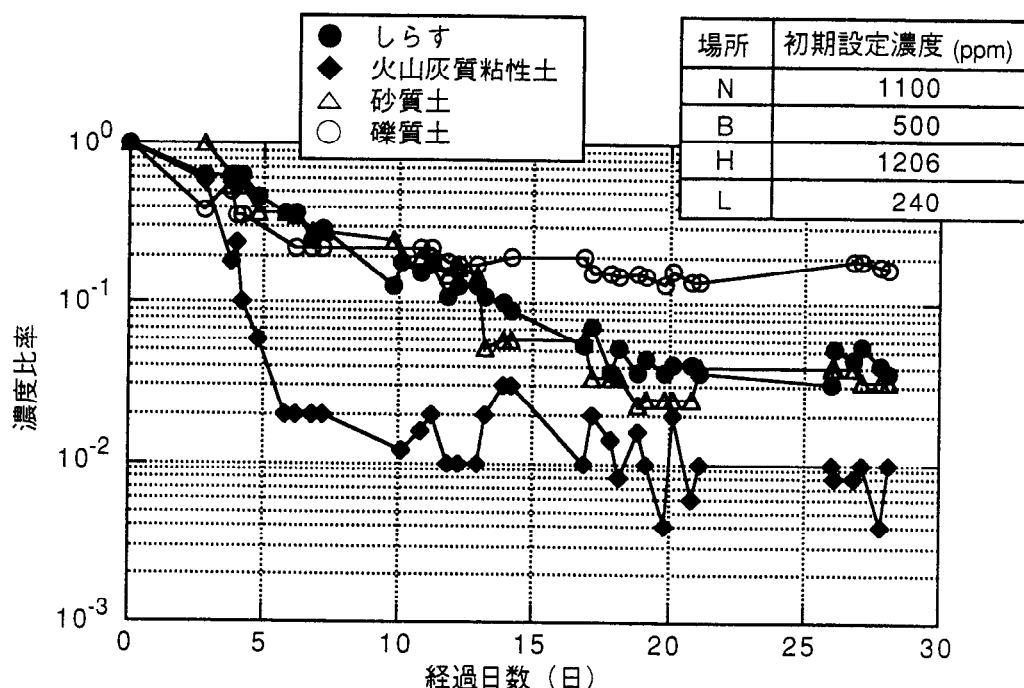


図-6.5.1 土質別吸引ガス濃度の経時変化

浄化効率解析に使用したVOCsの化学特性を表－6.5.1に示す。

表－6.5.1 VOCsの化学特性

名 称	分子量	比重	溶解度 (mg/L)	蒸気圧 (atm)
T C E	131.4	1.464	1,100	0.0761
P C E	165.83	1.623	150.0	0.184

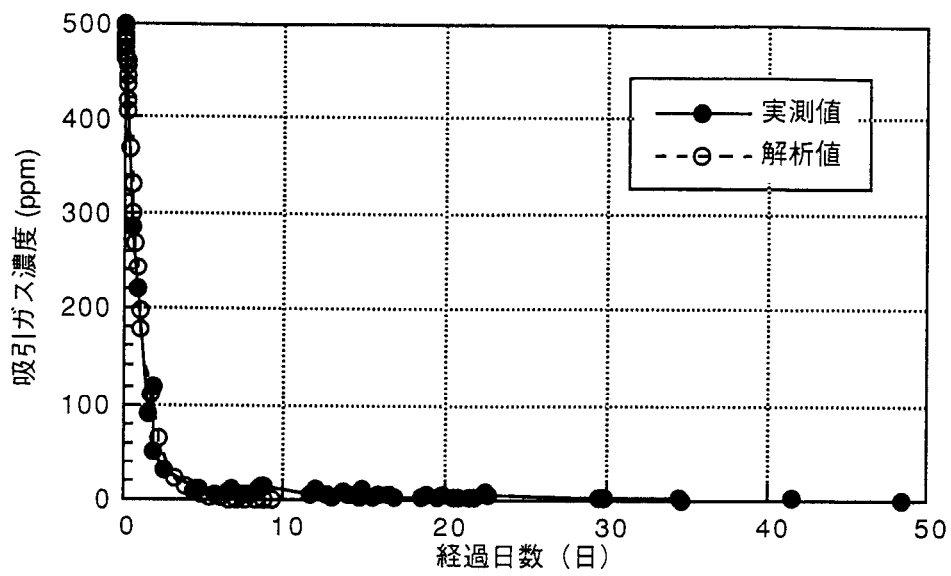
浄化効率解析は汚染状況として、浄化対象体積と土中の汚染物質存在量、浄化地盤の土質物性として間隙率と飽和度、浄化条件として吸引風量を入力する必要がある。解析事例の入力条件を表－6.5.2に示す。入力条件のうち、体積は汚染調査による平面的拡がり汚染深度から求め、存在量は表層土壌ガス濃度と深度方向の土壌濃度に相関性があると仮定し算出した。また、吸引風量は抽出井が複数の場合には総吸引風量を入力した。

表－6.5.2 検討事例の入力条件

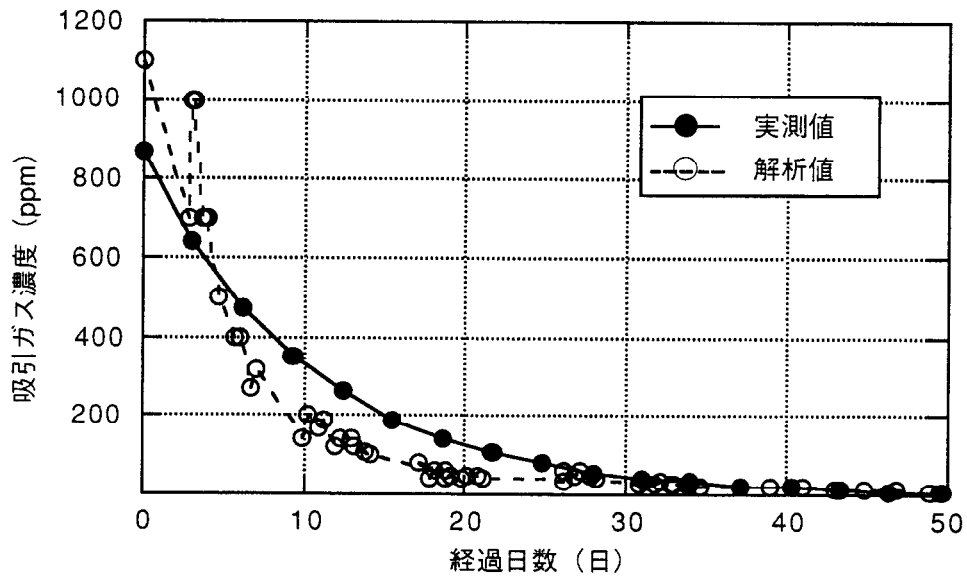
事例	VOCs	存在量 kg	体積 m ³	間隙率 %	飽和度 %	吸引風量 m ³ /min	土 質	有効風量比率
B	TCE	378	10,500	73	91	16.4	火山灰質粘性土	1
C	TCE	59	1,840	73	89	4.0	〃	1
D	TCE	59	17,290	68	63	10.0	〃	6
F	PCE	155	300	55	58	2.2	〃	9
H	PCE	148	17,600	51	86	12.4	砂質土	4
J	TCE	64	295	30	80	1.4	礫質土	30
L	PCE	1,295	3,300	31	75	20.3	〃	55
N	TCE	235	98,910	50	78	9.3	しらす	1

注) 有効風量比率は浄化率解析において全風量に対して、浄化に寄与する風量比率を示す。

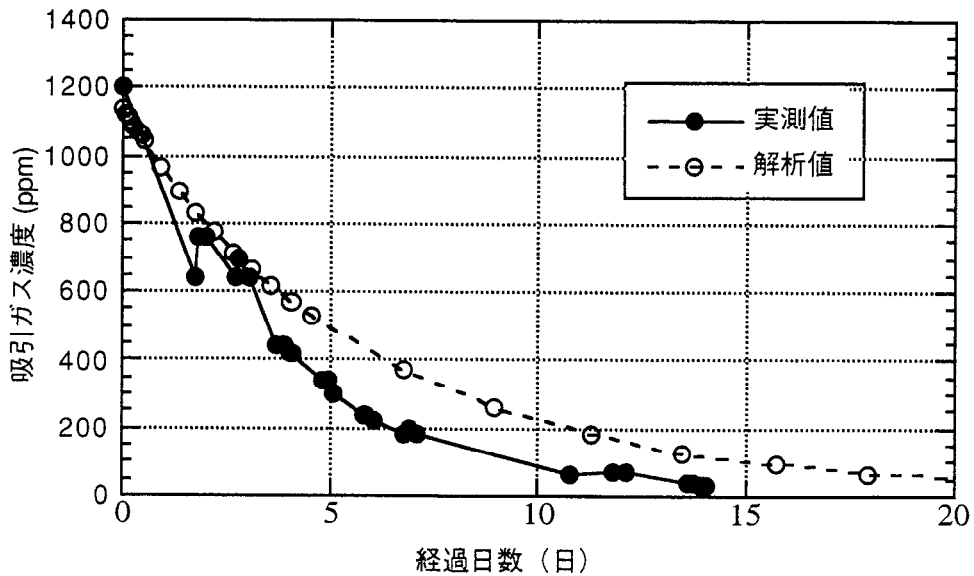
土壌ガス濃度の経時変化について実測値と解析値の比較を土質別に火山灰質粘性土（事例B）を図－6.5.2に、しらす（事例N）を図－6.5.3、砂質土（事例H）を図－6.5.4に示す。



図－6.5.2 吸引ガス濃度の実測値と解析値の比較（火山灰質粘性土）



図－6.5.3 吸引ガス濃度の実測値と解析値の比較（しらす）



図－6.5.4 吸引ガス濃度の実測値と解析値の比較（砂質土）

解析結果は火山灰質粘性土（事例B）としらす（事例N）で実測値とよく一致したが、砂質土（事例H）では解析値の濃度低減が実測値に比べ速い傾向を示した。これは当解析が汚染土壌濃度が均一で、かつ浄化対象域全体に均一な空気流れが発生すると仮定し、吸引ガス濃度を算出していることに原因がある。すなわち、実際の浄化においては、対象としているすべての土塊に対して濃度平衡が成立しているわけではなく、清浄な部分を通り抜けてくる空気流れも存在し、それによって希釈されていると考えられるからである。したがって、吸引ガス濃度について解析値を実測値に合わせるために時間あたり回収量を同じにして非汚染部からの空気流れを考慮して全空気量が汚染部を通り抜けた解析濃度を下げた比率分だけ浄化時間を延長する補正を行った。図-6.5.4はこの補正を行った結果を示す。この補正率は全風量のうち汚染部を通り抜ける浄化に寄与する有効風量比率を求めたことになる。各事例の有効風量比率を表-6.5.2に記した。

この有効風量比率から地山の火山灰質粘性土としらすの事例では解析値と実測値が一致するが、火山灰質粘性土を用いた盛土層や礫質土の透気性のよい地盤ほど合わない。特に、礫質土の有効風量比率の大きい原因として礫質土は細粒分から粗粒分まで含んでいるため、粗粒分のマクロポアで空気流れが卓越し、VOCsを含有している比率の多い細粒分間のミクロポアでの空気流れの遅れが生じると考えられる。

以上の検討結果より、浄化効率解析は土質別に有効風量比率が相違するため、少ない事例より現時点で浄化設計時に浄化期間を設定するのは難しいのが、浄化開始直後の数日間の吸引土壌ガス濃度から浄化期間を推定することは可能になる。

6.5.2 浄化達成率

浄化達成率は浄化終了時に初期濃度に対して、どの程度浄化されたかを示すものであり、今回の事例では検証ボーリングを行って定めた。検証ボーリングの一例として、事例Cの火山灰質粘性土の浄化前後の土壌濃度分布を図-6.5.5に示す。

浄化運転は初期吸引ガス濃度が50ppmであったが、8カ月間で1.5ppmまで低減したので一時中断し、20日後に再吸引したが、1.5ppmと中断時の濃度が復元しないことを確認して浄化を終了した。

土壌濃度は最高濃度103.7mg/kg乾土が0.80mg/kg乾土に低減し、浄化対象深度GL-8mまでの平均土壌濃度も58.4mg/kg乾土から0.51mg/kg乾土に低減し、浄化達成率は99.1%であった。しかし、土壌環境基準の0.03mg/L（溶出基準値であり、土壌濃度に換算すると約0.3mg/kg乾土）までは達成されていない。吸引ガス濃度1.5ppmに対する局所平衡を仮定した理論的な残留濃度を求めると、0.023～0.031mg/kg乾土となる。浄化後の残留濃度

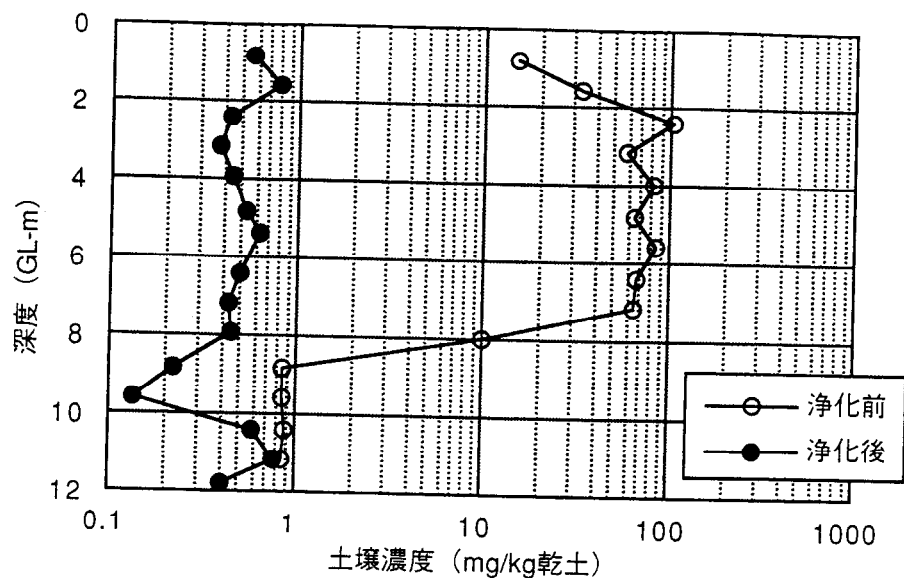


図-6.5.5 火山灰質粘性土の浄化前後の土壌濃度分布

はこれに比べて20倍程高い。このことは、火山灰質粘性土中に不均一性があり空気のあまり通らない土粒子や間隙水に囲まれた領域が存在することを示している。計算に用いた土質物性を表-6.5.3に示す。浄化事例での吸引ガス濃度とボーリング結果による土壌濃度の関係を表-6.5.4に示す。S V Eは浄化前の初期濃度に対して高い浄化率を示しているが、土壌環境基準の達成までには、吸引ガス濃度をND (Not Detect) 以下に下げる必要があり、長期の浄化期間を要することがわかる。

表-6.5.3 火山灰質粘性土の土質物性

間隙比	土粒子比重 g/cm ³	分配係数 cm ³ /g	乾燥密度 g/cm ³	含水比 %	TCEのヘンリー定数	有機物含有量 %
2.71	2.53	1.3~2.5	0.75	87	0.37	1.97

表-6.5.4 吸引ガス濃度と土壌濃度の関係

土 質	火山灰質粘性土	礫質土	火山灰質粘性土	シルト	礫質土
吸引ガス濃度 (ppm)	ND	ND	1.5	2	20
平均土壌濃度 (mg/kg乾土)	0.015~0.158	0.01	0.51	2.96	5.73
初期濃度に対する 浄化率 %	99~100	99	99	70	96
浄化期間 (月)	18	18	8	34	2.3

6.6 設計支援システム構築⁶⁾

S V Eの浄化設計は汚染調査から得られたデータを迅速に処理し、設計条件を設定して統一的な方法で実施する必要がある。これまで、汚染調査のデータ整理、設備設計と浄化効果について個別に実施しているため、設計者によって設計成果に差異が生じたり、設計に時間を要する問題点があった。これらを解決するために開発したのが設計支援システムである。

6.6.1 システムの概要

当システムはUNIX上でS V E浄化設計に必要な三次元汚染データの図化、土質データの図化、群井戸の揚水計算、抽出井からの吸引による地盤中の三次元圧力分布の予測、浄化予測解析による浄化予測、浄化データの図化等一連の設計作業を支援するものである。また、当システムは設計支援だけでなく汚染データ、浄化データ、透水・透気パラメータデータベースも兼ねている。

設計支援システムの概要を図-6.6.1に示す。

当システムは汚染調査で得られた表層土壌ガス濃度、深度別土壌濃度、土質と地下水位のデータを入力するとサイト別にデータを蓄積し、必要に応じ濃度分布、土質柱状図、地下水分布を図化する。これによって浄化の必要とする浄化範囲を特定する。

S V E浄化設計は汚染が地下水以深まで浸透している場合に浄化領域を不飽和にする揚水設計（揚水量の推定）、汚染物質を吸引する抽出井設計、浄化予測による吸引土壌ガス濃度の推定から構成されており、この結果から浄化設備設計を行う。設計諸定数は前節で述べた透気半径、透気係数等の検討結果より得られたものを使用する。揚水設計、透気設計は既往の解析解を利用した対話型ルーチンを備え、極めて簡単に群井戸の揚水設計・透気設計が策定できるシステムを備えている。

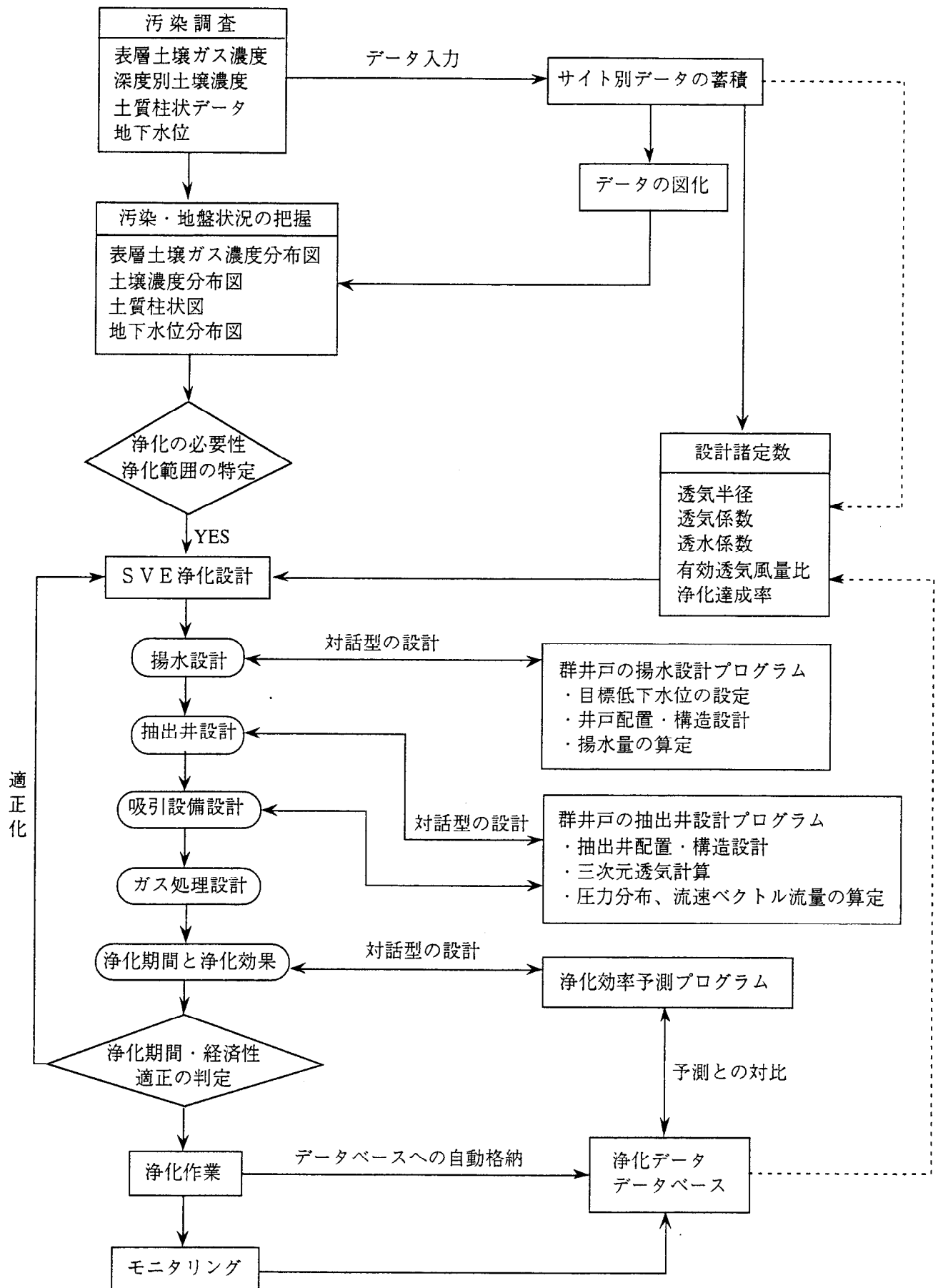


図-6.6.1 SVE 設計支援システムの概要

6.6.2 群井戸の揚水・透気計算

群井戸の揚水計算は、被圧帯水層・不圧帯水層・半被圧帯水層別に求められている多くの解析解を利用して、図－6.6.2に示したようなフローで行っている。群井戸の計算においては、解析解の重ね合わせにより水位と揚水量の関係が、式－6.4のように表されるので、この連立方程式を解くことにより求めた。

$$S_i = \sum_{j=1}^n \{f(r_{ij})Q_j + R\}$$

式－6.4

ここに、 S_i ： i 番目井戸の水位、 r_{ij} ： i 番目井戸の距離、 Q_j ： j 番目井戸の揚水量である。

群井戸の透気計算は、以下のような方法で処理している。定常透気の支配方程式は、式－6.5のようになるが、空気重量による流れを無視し、かつ均質な透気場であることを考慮すれば、式－6.6のように定式化できる。式－6.6は、 P^2 に関するラプラス方程式であり、簡単に解くことができる。透気計算のフローを図－6.6.3に示した。

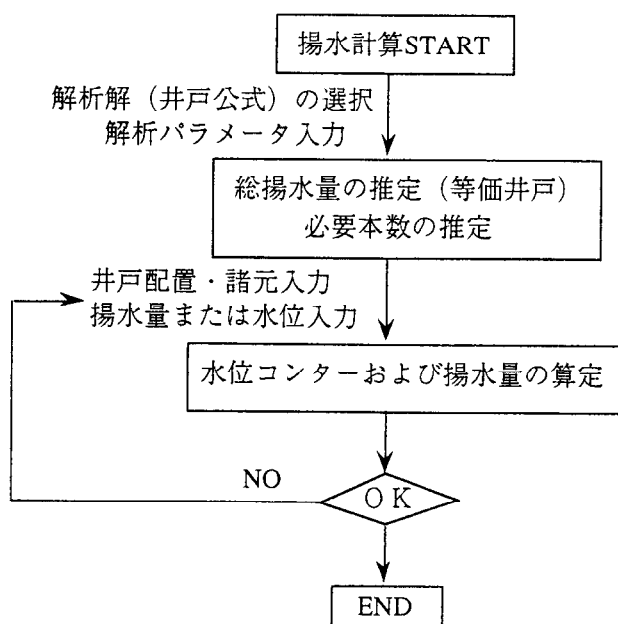
$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left[\rho_a K_{a_{ij}} \left\{ \frac{\partial P}{\partial x_i} + \rho_{ra} u_j \right\} \right] = 0$$

式－6.5

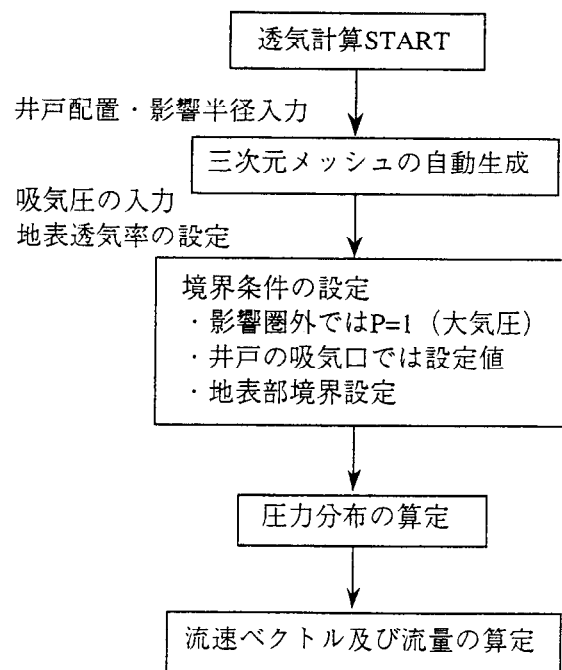
$$\nabla P^2 = 0$$

式－6.6

ここに、 ρ_a ：空気の密度、 $K_{a_{ij}}$ ：透気テンソル、 P ：圧力、 u_j ：単位重力ベクトルである。境界条件は、透気井戸の影響圏外では $P=1$ 、井戸の吸気口では、吸引圧力を与え、計算を行っている。地表透過率は、地表からどの位の割合で漏気があるかを表わすパラメータであり、境界条件として与えるときは、その他の格子点の圧力を0としている。



図－6.6.2 揚水計算のフロー



図－6.6.3 透気計算のフロー

6.6.3 実施事例

汚染サイトの浄化設計に設計支援システムを適用した実施事例を以下に示す。

(1) 汚染状況と浄化方法

当サイトは東京都H市で、汚染物質はトリクロロエチレン（TCE）である。検知管による表層土壌ガス濃度調査結果を図ー6.6.2に、ボーリング調査結果を図ー6.6.3に示す。

土質構成は、地表からGL-15.0mまでローム土、GL-15.0m～GL-16.5mがシルト混り粘土、GL-16.5m～GL-20.0mが砂礫である。地下水位はGL-7.90mである。

ローム土（No4-1）の土質試験結果を表ー6.6.1に示す。

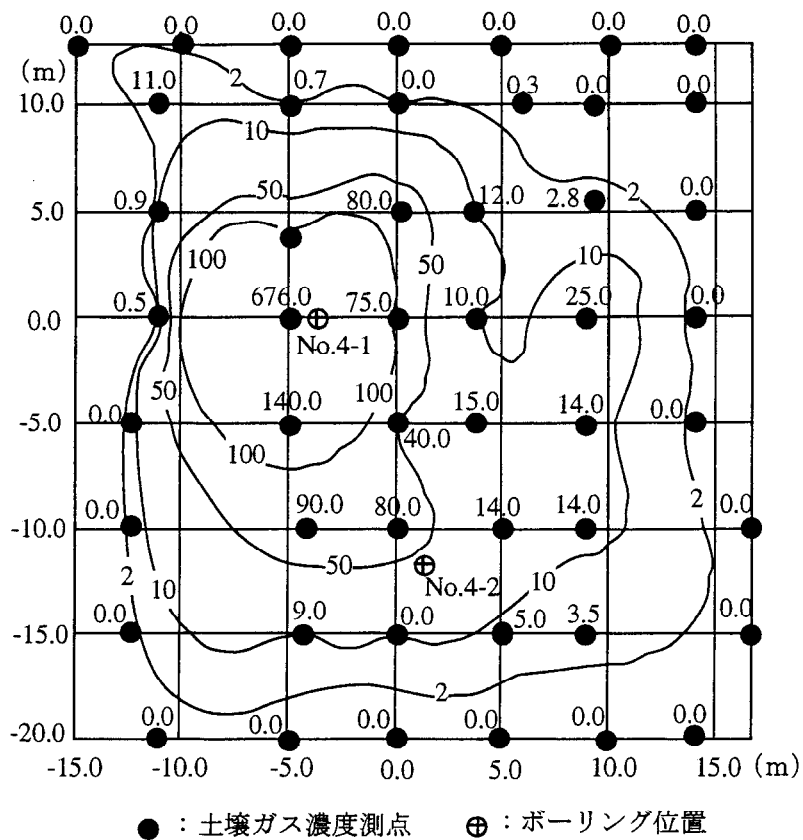
表ー6.6.1 ローム土の土質試験結果

採取深度 (GL-m)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	土粒子の密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	間隙比	飽和度 (%)
5.2	1.386	0.717	2.706	93.2	2.77	91.0
10.5	1.381	0.605	2.714	128.2	3.49	99.8
13.2	1.383	0.611	2.686	126.4	3.40	99.9

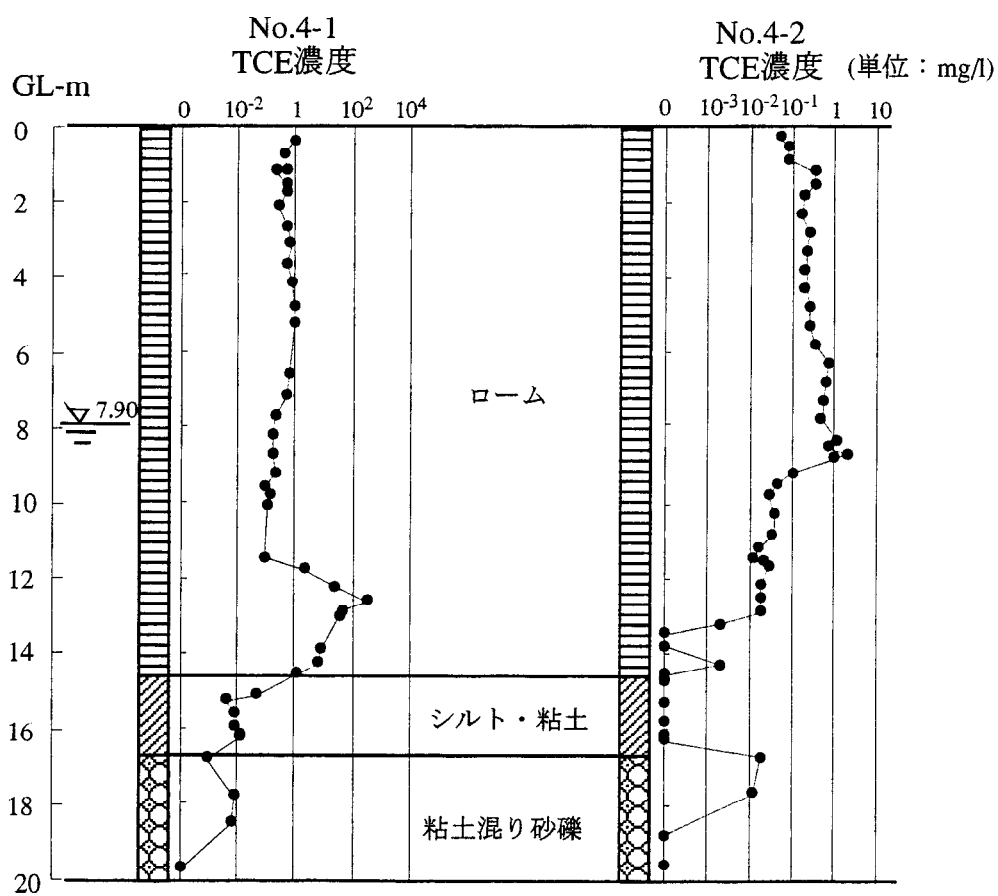
No4-1のボーリング孔をモニタリング井戸仕上げし、地下水を採水し水質分析の結果、トリクロロエチレンで160mg/lであり、単孔式の現場透水試験によるローム土の透水係数は 2.4×10^{-4} cm/secであった。

汚染状況はボーリング位置No4-1を汚染源とし、ローム土を沈降し、シルト混り粘土層を通過し、砂礫層に達しているが、深度13mにある層厚5cmの砂層（リモナイト濃集部）上面にTCEが原液状に存在している。

浄化エリアは平面範囲を表層土壌ガス濃度2ppm以内の $25\text{m} \times 28\text{m} = 700\text{m}^2$ に、浄化深度をTCEの土壌環境基準0.03mg/lを超過した15m以浅と設定した。浄化対策は汚染土壌掘削法、生石灰混合法と二重抽出井法(図ー3.2.1参照)を比較した結果、汚染土壌掘削法は矢板打設によって、シルト混り粘土層を貫通して、汚染を未汚染部の砂礫層を引き込むこと、生石灰混合法はローム層15mで回転トルクが不足することから、二重抽出井法とした。二重抽出井法の設計で、井戸は地下水位を下げるために、シルト混り粘土層を貫通させると、かえって汚染地下水を砂礫層に引き込むため、井戸深



図一6.6.2 表層土壌ガス濃度結果 (単位: ppm)

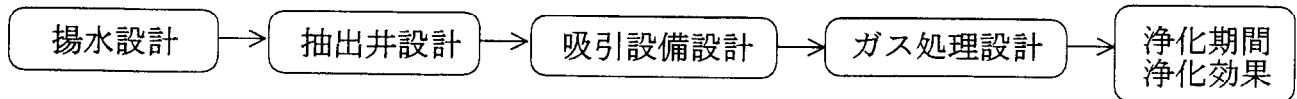


図一6.6.3 ボーリング調査結果

度をシルト混り粘土上面15mとし、目標低下地下水位をGL-13.0mとした。そのため、浄化対策は地表からGL-13.0mを二重抽出井法で、GL-13.0m～GL-15.0mは地下水揚水法で対応することにした。

(2) 設計支援システムの実施結果

設計支援システムのSVE浄化設計は図ー6.1.1に示すように



の手順になる。ここでは、揚水設計の揚水計算と抽出井設計の透気計算について記す。

設計条件と設計諸定数をまとめると以下になる。

浄化範囲 : 平面25m×28m=700m²
深度GL±0.0～-15.0m、ただし、SVE対象深度をGL±0.0～-13.0mとする。

目標低下水位 : 地下水位GL-7.90mをGL-13mに低下させる

設計諸定数の決定

透水係数 : 現場透水試験より 2.4×10^{-4} cm/sec

揚水量と水位低下量 : 不圧滞水層の定常浸透

透気半径 : ローム土で表ー6.3.1より9.5m

吸引負圧 : ローム土で表ー6.4.1より-21.1kPa(-0.2kgf/cm²)

透気係数 : 表ー6.6.1より間隙比2.77と飽和度91%から気体間隙率は6.6%になり、式ー6.3より

$$K=3.0 \times 10^{-9} e^{0.33 \times 0.066} = 2.65 \times 10^{-8} (\text{cm}^2)$$

地表透気率 : 地表をアスファルト被覆して、浄化エリアからの地表透気なし。

井戸本数 : 二重抽出井17本、抽出井7本、計24本

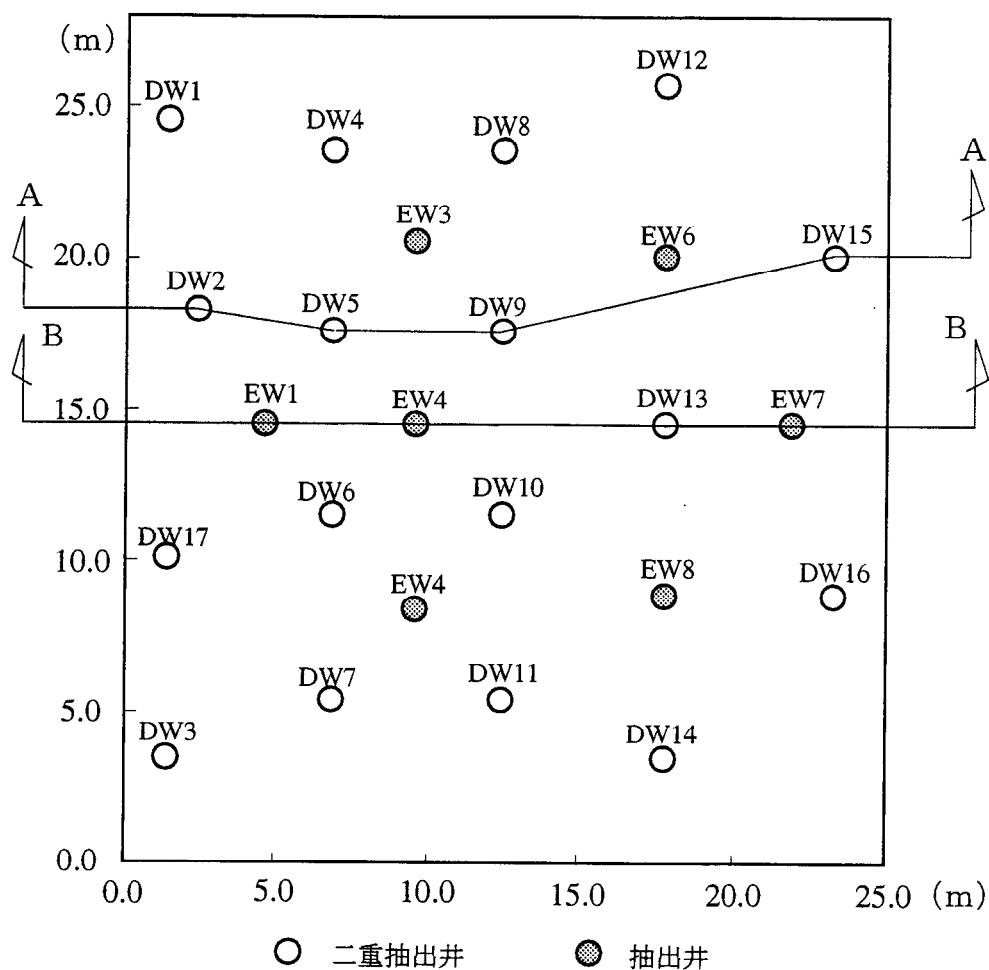
井戸構造 : 二重抽出井φ100mm、深さ15m、GL-2.0m以深ストレーナ、
抽出井φ50mm、深さ15m、GL-2.0m以深ストレーナ

井戸配置 : 二重抽出井と抽出井の井戸配置を図ー6.6.4に示す。

①揚水計算

揚水計算の出力は二重抽出井17本からの揚水計算結果で、地下水位平面分布を図ー6.6.5に、地下水位断面(A-A断面)を図ー6.6.6に示す。図ー6.6.4の井戸配置は汚染現場の井戸配置と同様で、現場での地下水低下状況を図ー6.6.6に併記した。

揚水量は計算値が22.1 L/minに対し、現場の実測値が7.5 L/minであった。
計算値と実測値の差異は単孔式の現場透水係数を大きめに設定した事によると考
える。



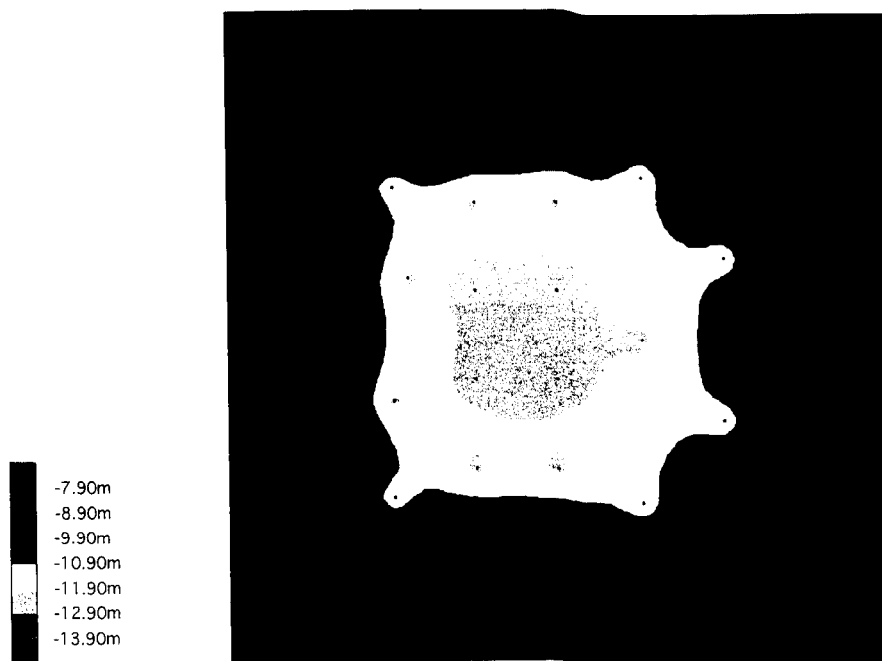
図一6.6.4 二重抽出井と抽出井の井戸配置図

②透気計算

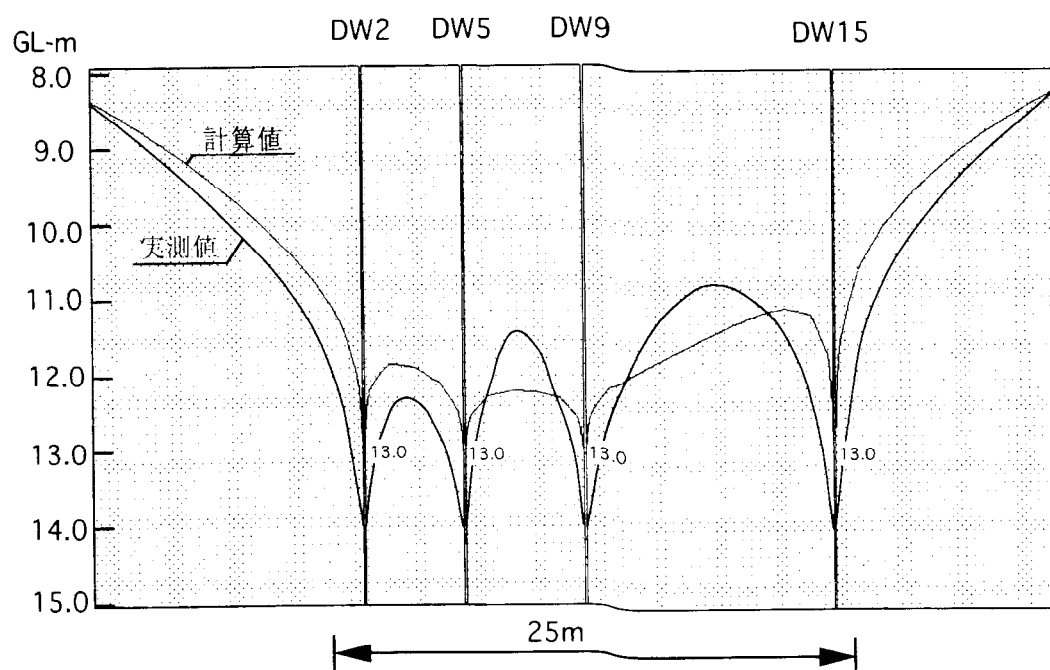
透気計算の出力は二重抽出井17本と抽出井7本計24本での計算結果で、土中
負圧分布（B－B断面）を図一6.6.7に示す。

吸引風量は計算値が18.9m³/minに対し、現場の実測値が17.5m³/minであつ
た。

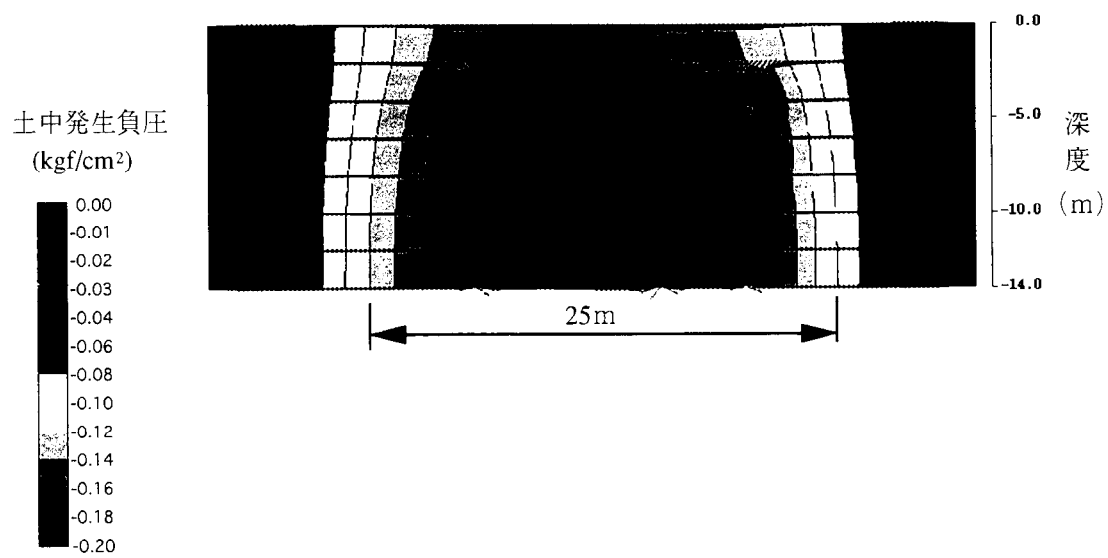
以上のように、設計支援システムを汚染サイトの設計に適用し、揚水計算と透気
計算した結果、計算値を実測値がよく合うことから、当システムはS V E浄化設計
において、迅速かつ精度のよい有効な手段を成り得ると考える。



图一6.6.5 地下水位平面分布图



图一6.6.6 地下水位断面图 (A-A断面)



図一6.6.7 土中負圧分布図 (B-B断面)

6.7 まとめ

汚染調査で特定された浄化範囲に対して、SVEの浄化設計はこれまでの検討結果を設計手順に従いまとめると以下になる。

①抽出井の配置

抽出井は負圧の到達しない部分がないように浄化範囲に対して透気半径をラップさせて配置する。透気半径は吸引負圧、吸引風量に影響されず土質的に分類される。土質別透気半径はシルト：6m以下、火山灰質粘性土：6～10m、砂質土：10～20m、砂礫土：30～40mである。

また、表層火山灰質粘性土の透気半径は地表面が建屋床盤コンクリートで被覆されていても1～2m程度拡大するだけである。

②吸引装置の機種選定

吸引負圧は地盤の透気性が低い程高くなることから、吸引装置は礫質土で低真空ブロワ、火山灰質粘性土、砂質土、しらすで高真空ブロワ、シルトで真空ポンプを使用すると効率的である。

③吸引風量の算定

現場透気係数は軸対称放射流れの井戸公式（二次元）と漏出性帯水層の井戸公式（三次元）で算出しても、両者の比率は0.45～0.6程度である。

土質別の透気係数（ cm^2 ）は事例数が少ないがオーダー的に把握できた。火山灰質粘性土： $10^{-9} \sim 10^{-7} \text{cm}^2$ 、砂質土： 10^{-8}cm^2 、しらす： 10^{-8}cm^2 、礫質土： 10^{-6}cm^2 、変動の大きい火山灰質粘性土の透気係数（ k ）は空気の通過しえる気体間隙率（ x ）に相関性があり、火山灰質粘性土の透気係数は $k=3.0 \times 10^{-9} e^{0.33x}$ である。

吸引風量は軸対称放射流れの井戸公式で透気係数に土質別透気係数を用いて算定できる。

④浄化効率

浄化効率は熱力学平衡モデルによる浄化予測解析である程度初期の濃度低減傾向を解析できないが、土質別に有効風量比率が相違する設計時に浄化期間を設定するには、今後浄化実績のデータを蓄積して土質別有効風量比率をまとめと共に、より厳密な浄化予測解析コードを検討する必要がある。

⑤浄化達成率

SVEは火山灰質粘性土や礫質土に対して96%以上の浄化達成率を確保できるが、透気性の低いシルトは70%程度と浄化達成率が低下する。

SVEで浄化を終了するには吸引土壌ガス濃度がNDまで吸引する必要がある、浄化期間は土質によって相違するが、2.3～34カ月と長期間を要する。

⑥支援システム

設計支援システムはS V E浄化設計で設計の迅速化と標準化を目的に開発したものである。

当システムを汚染サイトの浄化設計に適用した結果、揚水計算値と透気計算値が実測値とよく合うことから、S V E浄化設計で有効な手段と成り得る。

第6章 参考文献

- 1) 長藤哲夫, 今村 聡, 末岡 徹, 金子伯男, 藪田英俊, 土壤浄化工法 (S V E工法) の適用性について, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.1697-1968, 1991
- 2) 土質工学会, 現場技術者のための土と基礎シリーズ, 根切り工事と地下水, p.102, 1991
- 3) Hutzler, N.J., Murphy, B.E., and Gierpe, J., State of technology review soil vapor extraction system, pp.20-22, 1988
- 4) Johnson, P.C., Kembolowski, M.W., and Colthart, J.D., Quantitative analysis for the cleanup of hydrocarbon contaminated soils by in-situ soil venting, Ground Water, Vol. 28, No.3, pp.413-429, 1990
- 5) Baehr, A.L., and Hult, M.F., Evaluation of unsaturated zone air permeability through a pneumatic test, Water Resources Research, 27, pp.2605-2617, 1991
- 6) 長藤哲夫, 池田義明, 今村 聡, 真空抽出工法設計支援システムの開発, 第51回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第7部門, pp.130-131, 1996

7 結 論

土壌・地下水は人や動植物が生存する基盤であり、大気や水質と同様に永続的に保全すべき環境である。しかし、本研究が対象とするトリクロロエチレンやテトラクロロエチレンに代表される揮発性有機塩素化合物（VOCs）は、米国カリフォルニア州シリコンバレーで汚染地下水を水道水として供給を受けた住民に健康障害を発生させた。

我国でも環境庁の地下水概況調査によりVOCsによる汚染が全国的に広く存在することが判明し、土壌・地下水保全が緊急な課題となった。

本研究はこの緊急課題に対して、すでに汚染された土壌・地下水を修復する土壌浄化技術の開発と浄化設計手法の確立を目的とした。VOCsは水より重く粘性の低い液体のため土壌中をあまり拡がらず粘土層やシルト層の不透水層も通過し深く沈降して地下水以深まで浸透する。そのため、土壌浄化は汚染された地盤の土質や地下水位の状況に応じた効率的かつ経済的な浄化技術を必要とする。

本研究は土壌ガス吸引法の浄化効率と浄化予測解析、浅層飽和帯のVOCsを除去する気液混合抽出法と粘性土層のVOCsを除去する生石灰混合法の浄化技術の開発では、室内試験と実証試験で基礎的データを収集し、実際の汚染現場に適用し、その有効性を検証した。また、汚染現場の汚染調査結果より汚染形態と土中存在量の算定方法を提案し、浄化設計ではSVE浄化実績データを要因別に分析し設計法を体系化した。

本研究の判明事項を各章毎に記すと以下になる。

2章 土壌ガス吸引法の浄化効率と浄化予測解析

土壌ガス吸引法は地盤中を透気して浄化する技術である。土壌ガス吸引法が高含水比で透気性に問題があるローム土へ適用できれば我国の土壌浄化に有効な技術となる。

- ① 室内浄化効率試験で飽和度が浄化効率に及ぼす影響を検討した結果、ローム土は飽和度が90%以上になると浄化効率は低下するが、飽和度が98%でも土壌ガス吸引法は適用可能であると判明した。
- ② 浄化効率を定量的に算定する浄化予測解析は熱力学的局所平衡モデルを室内試験と現場試験結果で検証した結果、浄化初期の高濃度域でよく適合するが、低濃度域では全透気流量のうち未浄化部分を通過する流量の割合を示す有効透気流量比で補正する必要があった。
- ③ 三次元多相流れ・移流拡散解析手法を用いて空気流れが浄化に及ぼす効果を現場透気試験結果で検証した結果、土中空気流れの状態と浄化過程を定性的に模擬できたが定量的把握までは至らなかった。

- ④ 両解析がいずれも定量把握まで至らなかった原因として物質移行や空気流れの構成則にも課題も残るが、地質の不均一性や空気の通過する土粒子組織中の間隙構造の複雑性による影響が大きいと考える。

3章 浅層飽和帯における揮発性有機塩素化合物の除去技術の開発

飽和帯の土壌浄化技術は従来、地下水低下工法併用SVE工法や二重抽出工法が採用されてきたが、いずれも地下水揚水と土壌ガス回収の二重の設備を要する。

本研究で開発した気液混合抽出法は高負圧を発生する真空ポンプを使用して、同一井戸から土壌ガスと地下水を同時に吸引する効率的なシステムである。

- ① 実証試験の結果は土壌ガスと地下水からの回収比率が9:1と効率的であった。
- ② 気液混合抽出法の汚染現場の適用では、粘性土層に挟在する砂礫層の浄化には地表からの空気注入や深度の相違する2層の砂礫層の同時吸引等の工夫をした結果、土中より約3トンのVOCsを回収しモニタリング井戸の地下水濃度も低下させる成果を上げた。
- ③ 気液混合抽出法は真空ポンプで吸引するため浅層飽和帯の浄化に限定されるので、深層飽和帯の浄化技術の開発が今後の課題である。

4章 粘性土層における揮発性有機塩素化合物の除去技術の開発

汚染粘性土層の浄化は透気が不可能なため土壌ガス吸引法が適用できず、汚染土を掘削し加熱処理するしか方法がないのが実情であった。汚染粘性土層の原位置浄化技術として開発したのが生石灰混合法である。この生石灰混合法は土壌浄化として欧米にもない概念の技術である。この工法の原理は粘性土と生石灰を土中で混合し、生石灰による粘性土の細粒化と水和反応熱でVOCsの気化を促進させ浄化するものである。

- ① 室内試験で生石灰混入量と攪拌方法が浄化率に与える影響を調べた結果、生石灰混入量が100kg/m³、回転数25rpmの緩速攪拌で約95%の浄化率が得られることが判明した。
- ② 実証試験で軟弱地盤改良に使用するDJM機（Dry jet Mixing）を使用し施工性を確認した後に現場へ適用した結果、室内試験とほぼ同等の浄化成果が得られ生石灰混合法の有効性が確認された。
- ③ 生石灰混合法による浄化メカニズムは現象面から概略検討に留まったが、更に化学的解明が必要である。

5章 揮発性有機塩素化合物の汚染形態と土中存在量算定方法

国内で行った23件の調査事例からVOCsの汚染分布の特徴と汚染形態を検討した。

- ① 汚染の拡がりは水平方向でほとんど40m以内に限定される。
- ② 汚染深度は汚染開始からの年月によるが我国の汚染サイトでは10年以上経過しているものが多く、ほとんどが不飽和帯に留まらず飽和帯に達している。地下水位以深の深度は10m程度まで達しているものが多いが、40mまで達しているものもある。
- ③ 地形・地質別汚染形態は汚染物質の移動に重要な役割を果たす粘土層、地下水の深度を正規すれば関東地方のローム台地、九州・北海道地方の火山灰台地と沖積低地等に類型化できることが分った。
- ④ 汚染源が単一であれば汚染源直下の濃度分布も汚染源から離れた地点の深度方向・濃度分布も同様な汚染形態を示していることが分った。
- ⑤ 水平方向のガス濃度分布と3地点ほどのボーリング調査を用いて、汚染分布の特徴を踏まえた汚染物質存在量算定方式を提案した。

6章 土壌ガス吸引法による土壌浄化設計手法の提案

浄化実施事例（14件）から得られたデータを設計項目別に分析することで土質別の透気半径、透気係数、浄化達成率が分類できた。また、浄化設計を迅速かつ効果的に行なうため、UNIX上で設計支援システムを構築した。

- ① 透気半径は吸引負圧、吸引風量に影響されず土質別に分類される。土質別透気半径はシルト：6m以下、火山灰質粘性土：6～10m、砂質土：10～20m、砂礫土：30～40mである。また、表層火山灰質粘性土の透気半径は地表面が被覆されても1～2mの拡大である。
- ② 土質別の透気係数はオーダー的に把握できた。火山灰質粘性土： $10^9 \sim 10^7 \text{ cm}^2$ 、砂質土： 10^8 cm^2 、しらす： 10^8 cm^2 、礫質土： 10^6 cm^2 、変動の大きい火山灰質粘性土の透気係数（k）は空気の通過しえる気体間隙率（x）に相関性があり、火山灰質粘性土の透気係数は $k = 3.0 \times 10^{-9} e^{0.33x}$ である。
- ③ 土壌ガス吸引法の浄化達成率は火山灰質粘性土と砂質土で96%以上であるが、シルトでは70%程度に低下する。
- ④ 設計支援システムによる揚水計算値と透気計算値は汚染サイトの実測値とよく合うことから、浄化設計で有効な手段と成り得る。

本研究では、土壌ガス吸引法の飽和度の高い不飽和帯への適用性と浄化効率、気液混合抽出法による飽和帯の効率的浄化と生石灰混合法による粘性土層の浄化を可能にする原位置浄化技術を開発し、汚染サイトの浄化で成果を上げた。また、汚染サイトにおける汚染調査と浄化実績から蓄積されたデータを要因別に整理し、地形・地層別の汚染形

態を分類して土中存在量の算定方法を考察することで汚染調査の効率化と調査費用の削減を図れるようにした。土壌ガス吸引法の浄化設計では土質別設計諸定数を求め効率的で合理的な設計を可能にした。

以上のことにより、本研究目的である揮発性有機塩素化合物による汚染土壌の浄化技術の開発と設計手法の確立を達成し、我国の土壌・地下水保全に貢献できたと考える。

以 上

謝 辞

揮発性有機塩素化合物による土壌浄化に携わって8年が経過しました。その間、所属部署は技術開発部からエンジニアリング部へ配属が変わり、業務内容は所属部署へ連動して技術開発部時代が研究開発段階、エンジニアリング部時代が実用段階に位置付けられます。本論文は土壌浄化について研究開発から実用化までを集大成したものです。

我国では土壌浄化の歴史が浅く、日本育ちの浄化技術が少ないのが現状です。本論文の成果が土壌浄化に志しを同じくする技術者に役立ててもらえれば心から嬉しく思うところです。

今回の論文をまとめるにあたり、当初、恩師である東京工業大学、長滝 重義先生（現新潟大学教授）に御指導をして頂くようお願いいたしましたが、還暦退官が間もないことから、東京工業大学教授、日下部 治先生を御推薦頂き、御指導を受けることになりました。私は現場の施工管理が長く論文のような論理的、実証的な文章に不慣れでありましたが、日下部先生の暖かい御指導により、なんとかまとめることが出来ました。

本論文の審査にあたり、主査を務めていただいた日下部 治先生をはじめ、池田 駿介先生、大即 信明先生、桑野 二郎先生、竹村 次朗先生には、御忙しいところ貴重な御時間を割いて頂き、御指導と御審査を頂いたことを心より感謝申し上げます。

土壌浄化は企業の機密保持から情報が開示されないことが多いなか、高い知見から情報公開を許して頂いた、高槻市A地区の徳田 邦茂様、山口 宏昭様には心より感謝申し上げます。

研究の課程において、大成建設（株）エンジニアリング本部茗ヶ原 義彦氏、野村 昂生氏はじめ環境技術室の諸氏、技術研究所末岡 徹氏、今村 聡氏には実験、解析と現場データの提供等で御指導と御協力を頂いたこと、また、論文の編集と校正で竹林悦子さんに多大な御助力を頂いたことを厚く御礼申し上げます。

皆様、本当にどうもありがとうございました。

大成建設（株）エネルギー部にて

長藤 哲夫 1998年6月