

集合住宅建設事業における
合理的な地盤対策技術に関する研究

中 村 光 男

目次

第1章	序 論	1
1.1	はじめに.....	1
1.2	地盤環境問題.....	3
1.2.1	周辺地盤の沈下と変形.....	3
1.2.2	地下水流動阻害	4
1.2.3	地盤汚染	6
1.3	集合住宅建設工事に伴う地盤環境問題の現状	10
1.4	研究目的.....	10
1.5	本論文の構成.....	10
	参考文献.....	12
第2章	集合住宅の地盤対策における技術課題	13
2.1	集合住宅の立地動向	13
2.2	集合住宅建設における地下工事の特性	14
2.3	根切り山留め工事における地盤対策	16
2.3.1	掘削の規模および山留め工法の種類.....	16
2.3.2	浅層改良地盤による自立山留め工法の優位性.....	17
2.3.3	浅層改良地盤による自立山留め工法の問題点.....	20
2.4	杭工事における地盤汚染対策	20
2.4.1	杭工法の種類, 用途	20
2.4.2	集合住宅の杭工法	22
2.4.3	自然由来の重金属等が存在する地盤への杭打設.....	23
2.4.4	廃棄物処分場跡地への杭打設事例および既往の研究.....	25
2.5	まとめ.....	26
	参考文献.....	27

第3章 浅層改良による自立山留め壁の挙動と設計手法に関する考察 29

3.1	概説.....	29
3.2	浅層改良土自立山留め工法の設計における課題	30
3.2.1	セメント系固化材による地盤改良.....	30
3.2.2	改良体の山留め利用の現状.....	30
3.2.3	従来の設計手法	31
3.2.4	浅層改良土自立山留め工法に従来の設計手法を適用する際の問題点	33
3.3	現場調査と有限要素法による検証解析	34
3.3.1	解析概要	34
3.3.2	現場適用事例	34
3.3.3	改良体の強度特性と施工性能.....	35
3.3.4	掘削に伴う改良体の挙動.....	38
3.3.5	掘削に伴う改良体の内部応力.....	39
3.4	有限要素法を用いた設計手法に関する考察	44
3.4.1	解析手法	44
3.4.2	外部安定の検討	45
3.4.3	内部安定の検討（改良体の強度）	47
3.4.4	改良体の強度低減による影響.....	51
3.4.5	設計手法の提案	52
3.4.6	設計・施工上の配慮	53
3.4.7	コストの評価例	53
3.5	まとめ.....	54
	参考文献.....	55

第4章 重金属等の吸着機能を有する掘削安定液に関する基礎的検討 57

4.1	概説.....	57
4.2	安定液の重金属等吸着機能の検証	59
4.2.1	安定液に求められる機能.....	59
4.2.2	実験方法	60
4.2.3	実験結果と考察	61
4.3	吸着材の適用性の検討.....	67
4.3.1	吸着材の性能評価	67

4.3.2	実験方法	68
4.3.3	実験結果と考察	68
4.4	安定液の配合設計手法の検討	70
4.4.1	自然由来の重金属等を含む地盤への適用の検討	70
4.4.2	安定液に溶出する重金属の濃度	70
4.4.3	実験方法	72
4.4.4	実験結果とその考察	72
4.4.5	自然由来ヒ素含有土による検証実験	79
4.4.6	まとめ	79
4.5	安定液の設計手法・施工管理手法の考察	80
4.5.1	安定液の設計手法	80
4.5.2	施工管理手法	81
4.5.3	コストの評価例	81
4.6	まとめ	83
	参考文献	83

第5章 結 論 87

5.1	本研究の成果	87
5.2	集合住宅建設における合理的な地盤対策の設計への反映	88
5.3	今後の課題	89

謝 辞 91

第1章

序 論

1.1 はじめに

我が国では、2007 年を境に人口減少に転じたが、その一方で、主要都市における都心回帰現象は続いている。そのため、新規に郊外に開発される住宅地は減少し、都市部の市街地再開発や既存住宅地の建替え等で集合住宅のニーズが高まっている。また、環境及び防災上大きな問題がある密集市街地の整備や、高齢者の住みやすいコンパクトな街づくり等においても集合住宅の果たす役割は大きい。

都市部における集合住宅の建設工事では、周囲との近接度が高く、ほとんど何らかの構造物と近接しているが、近接構造物の所有者・管理者が要求する許容変位等の条件は年々厳しいものとなっており、これに伴って地下工事の施工の難易度は高くなっている。また、建設予定地の周辺で地下水利用がある場合には、工事に起因する地下水の枯渇や水質への影響、地下水位の低下による地盤沈下、地下水位の上昇による液状化の危険度増加と地盤汚染の拡散にまで配慮しなければならない。都市部においては地下水に係る利害関係者が多く、地下水保全のための対策工法の選定には十分な協議と検討を要する。さらに、都市部における再開発事業では、工場跡地の土壌や地下水が汚染されていることが多い。このような場合、汚染を除去するにしても、封じ込めるにしても、汚染を拡散させることなく地下工事を施工しなければならない。本研究は、このような人口減少、高齢化社会における都市部の集合住宅建設工事に着目し、地盤環境問題解決のための適用技術の提案を目指すものである。

集合住宅の地下工事は根切り山留め工事と杭工事に分けられる。根切り山留め工事とは、周辺地盤の崩壊を防止するために仮設の構造物を設け、基礎や地下室を構築するため地盤を掘削する工事である。山留めの計画では、周辺環境に適合し安全かつ経済的に地下空間を得ることが求められるが、そのためにはボーリング調査結果等から得られる地盤の特性の把握が重要である。しかし、再開発事業や既存住宅地の建替え事業では、既存建物の解体を伴うことが多く、地中部分の解体作業で地盤を乱してしまうことや、基礎構造物の撤去後の埋戻しを場外からの搬入土で行うなどのため、地表付近の

地盤は不均質な状態にある。したがって、構造物の基礎や山留めの設計ではこの不均質性に十分に配慮したうえで、近接構造物の所有者・管理者の厳しい要求に対応しなければならない。また、地下水の保全については、地下工事の際の過剰な揚水による井戸枯れや周辺地盤の沈下、締切り型の山留め壁による水みちの遮断、山留めの施工による水質の悪化等について十分な検討が必要である。さらに、建設予定地に地盤汚染が存在する場合には、掘削土の適切な処理・処置は言うまでもなく、山留めの施工によって難透水層の損傷や遮水層としての機能を低下させ、地盤汚染を拡散させることはあってはならない。仮設工事というコストと工期に厳しい制約がかけられるなか、これらすべてに配慮し、地盤環境の保全を図らなければならないのが、最近の根切り山留め工事の技術課題と言える。

都市部における杭工事では、かつては既製杭の打込み工法による騒音・振動が問題となったが、最近では、場所打ち杭工法などの低騒音・低振動型の杭工法が開発され、周辺住民の生活環境の保全が図られている。これに代わり最近の都市部の杭工事では地盤汚染の拡散が問題となることが多い。都市部における集合住宅の杭は、比較的軟弱な沖積層を貫通して支持層に到達させることが多いが、沖積層に地盤汚染が存在する場合、杭の施工によって沖積層の汚染を下部の帯水層に拡散させる恐れがある。既往の研究（菊池ら、2012）によると、鋼管杭の中掘り工法であれば汚染の拡散防止に有効であり、環境省（2012）は、汚染の拡散を防止する杭の施工方法を示しているが、いずれも廃棄物や比較的高濃度の人為汚染を対象とした対策工法であり、大幅なコストアップと工期の延伸となる。2009年の土壤汚染対策法の改正では、自然由来による重金属等を含む土壌も法の対象となった。自然由来の重金属等は低い濃度で広く分布するのが特徴であり、このような土壌に対して、廃棄物や人為汚染を対象とした汚染の拡散防止対策を適用することは合理的とはいえず、自然由来の重金属等を含む土壌に適した拡散防止対策技術の開発が急務である。特に集合住宅の杭工事においては、経済性に優れ採用実績の最も多いアースドリル工法をベースとした自然由来の重金属等の拡散防止対策技術の開発が望まれる。

本研究は、集合住宅建設工事における根切り山留め工事と杭工事を対象として、建設工事の実施に伴う地盤環境問題の解決に有効な対策の提案を目的としている。根切り山留め工事の地盤対策では、従来の山留め壁工法に比べて経済的かつ工期短縮が可能とされている『浅層改良土自立山留め工法』について、現場実証試験と FEM 解析を用いてその設計手法の確立を目指す。この工法は、従来の山留め壁工法と比較して、地下水流動の保全や地盤汚染サイトにおける底部遮水工の保護、軟弱地盤における変位抑制の点でも有効である。杭工事における地盤汚染対策では、自然由来の重金属等を含む地盤における重金属等の拡散防止技術として、『重金属等の吸着機能を有する掘削安定液』に関する基礎的検討を行なう。これは、アースドリル工法で用いる掘削安定液に重金属等の吸着機能を持たせるための効率的な配合設計手法や施工管理手法を明らかにし、自然由来の重金属等を含む地盤を対象とした合理的な重金属等の拡散防止技術の確立を目指すものである。

1.2 地盤環境問題

我が国では、1955 年以降の高度経済成長期における急速な都市化と経済発展の代償として、7 公害（大気汚染、水質汚濁、土壌汚染、振動、騒音、悪臭、地盤沈下）が社会問題化した。その後 50 年以上が経過し、今日では、環境保全の重要性が大きく叫ばれている。建設工事が環境に与える負荷は大きく、その影響は避け得ないものであるから、工事においては周辺環境の保全と工事の効率化の両立を目指すことが重要である。特に、およそすべての建設工事は地盤上あるいは地盤内部で実施されるため「地盤環境」へ少なからず影響を及ぼす。したがって、地盤環境への負の影響をできる限り避けるよう努力しなければならない。（嘉門ら、2010）

地盤環境にかかわる問題には、斜面崩壊や土石流、地すべり等の土砂災害のほか、豪雨時の河川堤防決壊による洪水被害や地下水の過剰利用による地盤沈下現象、地震時の液状化、廃棄物最終処分場から有害物質の漏えい、土壌・地下水汚染が含まれる（図 1-1）。また、建設工事において大量に発生する廃棄物や発生土の処分問題、そして本論文が対象とする、建設工事の実施に伴う周辺地盤の沈下と変形、地下水流動の阻害、および地盤汚染の拡散も重要な地盤環境問題である。建設工事の実施にあたっては、このような地盤環境問題についての十分な配慮が強く求められる。

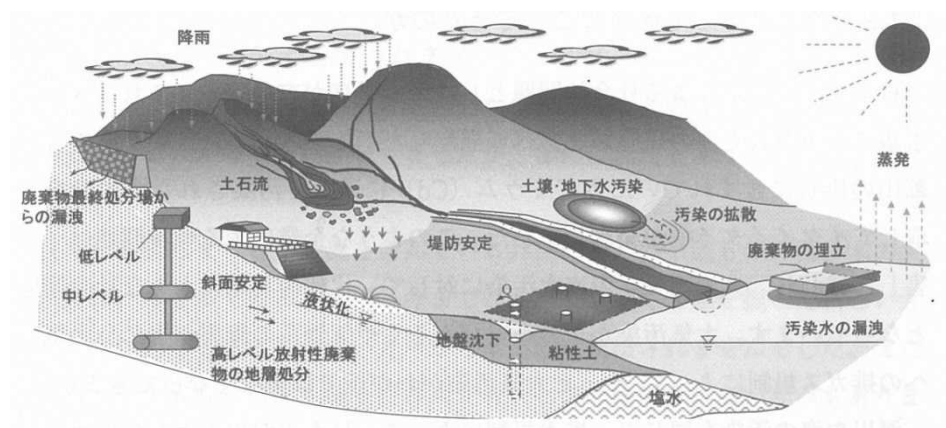


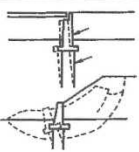
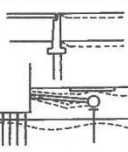
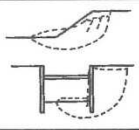
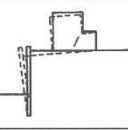
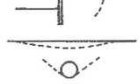
図 1-1 地盤環境問題（はじめて学ぶ土壌・地下水汚染，2010）

1.2.1 周辺地盤の沈下と変形

建設工事における周辺地盤の沈下と変形を考えるうえで、主として土のせん断特性に関連するものと、土の圧縮・圧密特性に関するものに分けられる。これらの主要な問題点を表 1-1 にまとめるが、これら以外にも軟弱地盤上では工事用車両の交通荷重による沈下や周辺地盤への影響も考えられる（嘉門ら、2007）。また、東京や大阪といった大都市には沖積層と呼ばれる軟弱な地層が広く分布しており、地盤の沈下や変形が発生しやすいうえに、都市における社会資本整備の高密度化から、既存構造物に近接して地下工事を施工することになり、周辺地盤や周辺構造物に有意な損傷を与える可能性は高い。さらに、掘削時の過剰な地下水揚水による周辺地盤の沈下事例も多く発生している。このよ

うな厳しい条件のもとで地下工事が実施されている。特に、地下部分の作業空間を確保するための山留め工事においては周辺地盤への影響をゼロにすることはできないが、限られたコストと工期の中でこれを最小限に抑え、既存構造物に有害な影響を与えてならない。FEM（有限要素法）による数値解析を含めた事前の十分な山留め計画の検討と、計測管理のもと慎重な施工が求められる。

表 1-1 軟弱地盤における工事の主要な問題点（稲田，1971）

	せん断（安定）		圧密（沈下）	
盛土・構造物載荷	①基礎地盤のせん断に伴う盛土の変状または破壊		①過大沈下または、不同沈下による盛土の変状	
	②基礎の支持力不足による構造物の変状または破壊		②過大沈下または不同沈下による構造物の変状	
	③偏載荷重または土圧による構造物および基礎の変位、傾斜または破壊		③構造物と盛土、各構造物間に生ずる不同沈下または不等変形による段差、変状	
	④盛土または構造物荷重による側方地盤の流動、隆起		④盛土または構造物荷重による側方地盤圧密沈下と変位	
開削・地中掘削	①せん断に伴う掘削斜面の崩壊と掘削底面のヒービング		①膨張そのほかによる土圧変化に伴う掘削斜面、土留め壁の変状	
	②掘削時の応力解放、ゆるみなどに伴う側方または上方地盤の変形		②掘削時の排水による地下水位低下に伴う周辺地盤の沈下	

1.2.2 地下水流動阻害

地下水の流れがある地盤に地下構造物を建設すると、地下水の流れを変え、地下水位や地下水流動量に影響を与える場合がある。この現象を地下水流動阻害と呼ぶ。図 1-2 に示すように、地下構造物の建設により上流側では地下水位が上昇し下流側では地下水位が低下する。地下水位が上昇した場合には、地震時の液化化危険度の増大、浮力増大による構造物の浮き上がり、汚染物質の拡散などの可能性が考えられる。また、地下水位が低下した場合には、井戸枯れが顕著にあらわれる。さらに地下水位の低下により、地盤中の間隙水圧が低下すると、これが有効応力の増加につながり地盤が圧縮変形する。砂質地盤ではこの変形量は小さいが粘性土層では大きな圧密沈下が発生する可能性がある。建物の沈下やインフラの破損、ネガティブフリクションによる杭の座屈など構造物への実害となる可能性が高い事象である。地下水流動阻害対策としては、地下水が構造物を通過できるように、地下部分に通水施設を設けたり、地下水の流動を阻害する部分の土留め壁の撤去や、通水機能を持つ土留め壁の適用などがあげられる（嘉門ら，2007）。

1.2.3 地盤汚染

土壌汚染とは、土壌が人工有害物質で汚染されたり、有害重金属等が自然界の濃度レベルより有意に高い状態にあることを指し、地下水汚染とは、地下水が人体や環境にとって有害な物質により汚染されている状態、あるいは地下水を媒体として広がっている汚染を指す。土壌汚染と地下水汚染の両方を含めて地盤汚染と呼ぶ（嘉門ら，2010）。地盤汚染の模式図を図 1-4 に示す。土壌汚染であるかどうかの判断は、土壌環境基準あるいは土壌汚染対策法の溶出量基準・含有量基準によっている。環境基準は、土壌から対象物質が溶出した地下水を 70 年間毎日飲み続けて、ある定められた確率（10 万人に 1 人など）で発がんなどの症状が出る値として定められている（環境省，2008）。土壌汚染対策法に基づく特定有害物質と地下水環境基準，土壌環境基準および含有量基準値を表 1.1 に示す。

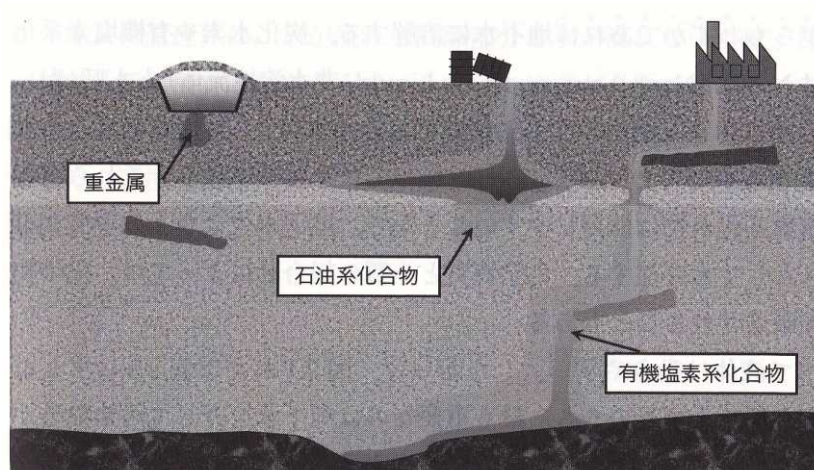


図 1-4 地盤汚染の模式図（嘉門ら，2010）

我が国の土壌汚染の歴史は、鉱業起源によるものから始まり、足尾銅山による渡良瀬川流域の土壌汚染（足尾銅山鉱毒事件）、カドミウム鉱山による神通川流域の土壌汚染（イタイイタイ病）が有名である。その後、事業所からの重金属汚染として、東京都江東区の六価クロム汚染が、千葉県君津市、兵庫県太子町、熊本市、高槻市などで、有機塩素系化合物による地下水汚染事例が報告されている。

兵庫県太子町では 1983 年、トランジスタやブラウン管の製作工場において使用していたトリクロロエチレンの貯蔵タンクからの漏出とみられる地下水汚染が発覚した。地下水の汚染は下流側へ数 km にわたって広がり、対策として発生源とみられる工場建屋周辺の汚染土壌が東西 9 m、南北 7~8 m、深さ 7 m にわたって撤去されたが、汚染域のトリクロロエチレンの濃度は当時の暫定基準を超えた状態にあったと報告されている（藤縄，1990）。現在も地下水のモニタリングが継続されている。

表 1-2 地下水・土壌環境基準，含有量基準にあげられている項目

	地下水環境 基準 (mg/L)	土壌環境基準 (溶出基準) (mg/L)	含有量基準 (mg/kg)	土壌汚染 対策法での分類
ジクロロメタン	0.02	0.02	—	第一種特定有害物質 (揮発性有機化合物)
四塩化炭素	0.002	0.002	—	
1,2-ジクロロメタン	0.004	0.004	—	
1,1-ジクロロエチレン	0.02	0.02	—	
シス-1,2-ジクロロエチレン	0.04	0.04	—	
1,1,1-トリクロロエタン	1	1	—	
1,1,2-トリクロロエタン	0.006	0.006	—	
トリクロロエチレン	0.03	0.03	—	
テトラクロロエチレン	0.01	0.01	—	
ベンゼン	0.01	0.01	—	
1,3-ジクロロプロペン	0.002	0.002	—	
カドミウム	0.01	0.01	150	第二種特定有害物質 (重金属等)
鉛	0.01	0.01	150	
六価クロム	0.05	0.05	250	
ヒ素	0.01	0.01	150	
総水銀	0.0005	0.0005	15	
アルキル水銀	ND	ND	—	
セレン	0.01	0.01	150	
フッ素	0.8	0.8	4,000	
ホウ素	1	1	4,000	
シアン	ND	ND	50(遊離シアン)	第三種特定有害物質 (農薬等)
PCB	ND	ND	—	
チラウム	0.006	0.006	—	
シマジン	0.003	0.003	—	
チオベンカルブ	0.02	0.02	—	
有機りん	—	ND	—	

廃棄物不法投棄による土壌・地下水汚染としては、香川県豊島の汚染事例が有名である。1975 年から約 16 年間に、鉛、PCB、ダイオキシン類などの有害物質を含んだ約 46 万 m³ の廃棄物が豊島に不法投棄され、廃棄物の下の地下水も鉛やベンゼンなどが水質環境基準を超えていることが明らかになった（花嶋ら，1996）。投棄から 20 年以上経った現在も、原状回復を目指した廃棄物等の処理と地下水浄化工事が進められている（豊島問題 HP，2015）。

集合住宅建設にかかわる地盤汚染事例として、大阪アメニティーパークが有名である。大阪市北区の製錬所跡地に地主と開発会社がマンションを建設し、重金属等による土壌汚染を顧客に知らせることなく販売した。入居開始から 4 年半後、その土地では重金属等が土壌環境基準を超過していたこと

を発表したが、地主と開発会社およびその幹部は2005年大阪府警に書類送検され社長は引責辞任した。マンション管理組合との間で、購入価格の25%を補償するなど、金銭補償額は75億円とも言われている。その後、国土交通省と東京都は2006年、地主、開発会社、施工業者など5社に対して宅地建物取引業法による行政処分を下した（桐蔭横浜大学コンプライアンス研究センター，2006）。このほかにもマンションに係る土壤汚染事件は多い。豊中市上新田のマンションでは8階まで建設が進んだマンションが土壤汚染の発覚によって取り壊しとなった。大阪市此花区の高見フローラルタウンでは工事中に重金属等による汚染が発覚しURと住民との紛争に至っている（高杉，2004）。

これらのことから、地盤汚染に係る事業者は、いったん汚染した土壌や地下水を浄化し現状復旧するには長い時間と多大なコスト・エネルギーを要すること、きれいな土や地下水を取り戻すのは技術的に難しいこと、さらに地盤汚染が企業のコンプライアンス上の重要課題であることを強く認識しなければならないことがわかる。

土壤汚染対策法

2003年2月に土壤汚染対策法が施行された。この法律の本来の目的は、土壤汚染に伴う人の健康リスクの防止である。したがって対策措置としては汚染の除去と摂取経路の遮断の2つが基本である（勝見，2012）。しかしながら、盛り土や封じ込めで十分なケースでも掘削除去が採用されるなど掘削除去の偏重と、それに伴う汚染土壌の不適正処理による汚染拡散、ブラウンフィールドの発生などが問題となっている。このことは中央環境審議会「今後の土壤汚染対策の在り方について（答申）」（平成20年12月19日）においても示されており、「最近の土壤汚染対策の傾向としては、健康被害が生じるおそれの有無にかかわらず掘削除去が選択され、掘削除去に比較して対策費用が安い盛土、封じ込め等の措置が選択されることが少ないこと、掘削除去は汚染土壌の所在を不明にするおそれや搬出に伴い汚染を拡散するおそれがあることが問題となっていることから、サイトの汚染状況に応じた合理的で適切な対策を促進する。」とされている。

このような背景のもと、2009年4月に改正土壤汚染対策法が改正された。この改正では従来の指定区域に代えて、要措置区域と形質変更時要届出区域とに分類された。基準を超過した土壌・地下水は存在するが、健康リスクはないと法律で認められた「形質変更時要届出区域」という土地が新たに追加されたといえる。ところが、環境省による調査結果によると、改正法施行直後の平成22年度の要措置区域および形質変更時要届出区域における措置については、掘削除去が164件中133件（81%）と平成21年度までと同様に多く採用されている。法の趣旨に則り、人の健康被害が生じないように適切にリスク管理しながら土壤汚染地の利活用を図ることのできる、安全かつ経済的な対策技術が望まれる。汚染地や汚染地下水の対策が進まないことによって、都市や地域の開発・再開発がいたずらに断念され、産業活動の妨げとなったり我々の生活の質が低下したりすることは避けなければならない。

自然由来の重金属等を含む土壌

我が国の大都市の発達する海岸平野は、特に縄文期に進入した内湾性の海域が、弥生期に後退し、河川の三角州がそれに応じて前進することで陸化した沖積平野である。大阪平野も同様に、地表から10~20 m までは厚さ約 10 m 前後の沖積粘土層（Ma13）が広く分布し、その上位には海浜から河川成の砂層が覆い現在の平野表層を構成している。この沖積層には土壌環境基準値を超過して重金属等（ヒ素、鉛、フッ素、ホウ素）が含まれることが知られている（KG-NET・関西圏地盤研究会，2007）。

2009 年の土壌汚染対策法の改正では、自然由来により重金属等を含む土壌も法の対象となり、自然由来特例区域として区分されている。図 1-5 は平成 23 年 5 月から平成 26 年 1 月までの 33 ヶ月間で指定を受けた自然由来特例区域の件数とその面積を示しているが、件数、面積ともに増加傾向にある。また、打木ら（2014）は、自然由来特例区域（平成 26 年 3 月現在）の所在地から、自然由来特例区域は河川低地及び海岸低地の沖積層分布域に多く認められるとしている。

このことから自然由来特例区域は都市部で増えてきており、今後は都市部における建設工事で自然由来の重金属等を含む地盤への対応が必要になると考えられる。自然由来の重金属等は、土壌環境基準値を超過するものの低い濃度で万遍なく分布する特徴を持つ。このような自然由来の重金属等を含む土壌に対して、過剰な対応をすることは、工事コストの大幅な増加につながるため、低濃度の自然由来の重金属等を含む土壌に適した、経済的で必要最小限の効果が得られる工法・技術が求められている。

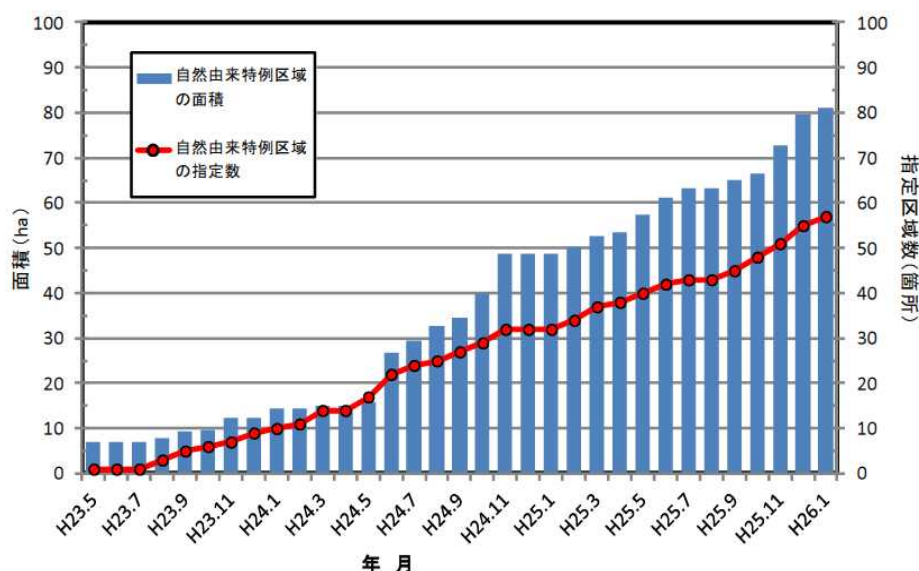


図 1-5 自然由来特例区域の指定数(累計)の変化（打木ら，2014）

1.3 集合住宅建設工事に伴う地盤環境問題の現状

1.1 で述べたように都心回帰現象や密集市街地の整備，コンパクトな街づくりを進める上で，都市部における集合住宅のニーズが高まる一方で，都市部の集合住宅建設工事では，1.2 で述べた地盤環境問題への十分な配慮が必要となる。特に，我が国の主要都市の多くは沖積層とよばれる軟弱な地盤上に発達しており，地盤の変形や沈下が発生しやすい上に近接構造物が多く近接度も高い。このような厳しい条件のもと，集合住宅の根切り山留め工事においては周辺地盤や近接構造物への影響を抑えなければならない。さらに民間事業の仮設工事として，経済性と安全性の両立が強く望まれるのが現状である。

また，1.2.3 で述べたように，この沖積層には自然由来の重金属等が土壤環境基準値を超過して含まれることがある。2009 年の土壤汚染対策法の改正で，これまで対象外であった自然由来の重金属等が法の対象となり，杭の施工において自然由来の重金属等を含む土壌への対応，すなわち重金属等の拡散防止対策が必要となった。しかし，低い濃度で広く分布する自然由来の重金属等を含む土壌を対象とした杭打設工法の開発は進んでいない。とりわけ，中高層集合住宅の基礎杭として経済優位性の高い場所打ちコンクリート杭，中でもアースドリル式掘削工法をベースとした重金属等の拡散防止対策技術の開発が望まれている。

1.4 研究目的

本研究では、『集合住宅建設事業における合理的な地盤対策技術に関する研究』と題し，集合住宅の地下工事のうち，根切り山留め工事における地盤対策として「浅層改良土自立山留め工法の設計手法」を，杭工事における地盤汚染対策として「重金属等の吸着機能を有する掘削安定液」について検討を行った。前者は従来の山留め工法に比較して経済的で工期短縮が可能であるだけでなく，周辺地盤の沈下・変形や地下水流動の保全にすぐれ，また汚染地盤においては底部遮水層の保護により地盤汚染の拡散防止に有効な山留め工法である。後者は杭打設時の重金属等の拡散防止に有効であり，現在実施されている地盤汚染の拡散防止工法に比べて極めて合理的である。

1.5 本論文の構成

本論文の構成を図 1-6 に示す。

第 1 章では，研究の全体像を示したのち，地盤の環境問題のうち特に建設工事の実施に伴う地盤環境問題について概説し，本研究の目的と本論文の構成を示した。

第 2 章では，近年の集合住宅の立地動向を踏まえた集合住宅の地下工事の現状について述べる。まず，都市部における根切り山留め工事の現状と課題について整理する。そして，中高層集合住宅の基礎杭の概説と現行の地盤汚染の拡散防止工法，既往研究について整理した。

第3章では、深さ3～4mの浅い根切りを想定し、トレンチャー式攪拌機など浅層混合処理工法で築造した改良体を自立山留め壁として利用する工法の設計手法について検討した。本章では、浅層混合処理工法を用いて築造した強度・剛性の低い改良体の強度のばらつきと強度特性を把握したのち、掘削に伴う改良体の挙動ならびに内部応力の実測値と、有限要素法による解析値とを比較検証した。その結果、有限要素法の適用により、改良体と周辺地盤の変位を考慮した設計が可能であり、改良体と周辺地盤の剛性に応じた合理的な設計が可能であることを示した。

第4章では、土壌・地下水汚染の存在する地盤に杭を計画する場合に、アースドリル工法で用いる安定液に重金属を吸着させ、汚染物質の拡散防止を図る工法について実験的に検討をおこなった。その結果、アースドリル工法で用いる安定液は、鉛に対して高い吸着機能を有することが明らかになった。また、安定液に吸着材を添加し適切な施工管理を行えば、ヒ素、フッ素、鉛に対して高い吸着機能を持たせることが可能であり、自然由来程度の重金属等を含む土壌であれば、この安定液の適用が重金属等の拡散防止対策となる可能性を示した。

最後に第5章では本研究により得られた成果を整理し、集合住宅建設における合理的な地盤対策の設計に向けた本研究の反映および今後の展望について示した。

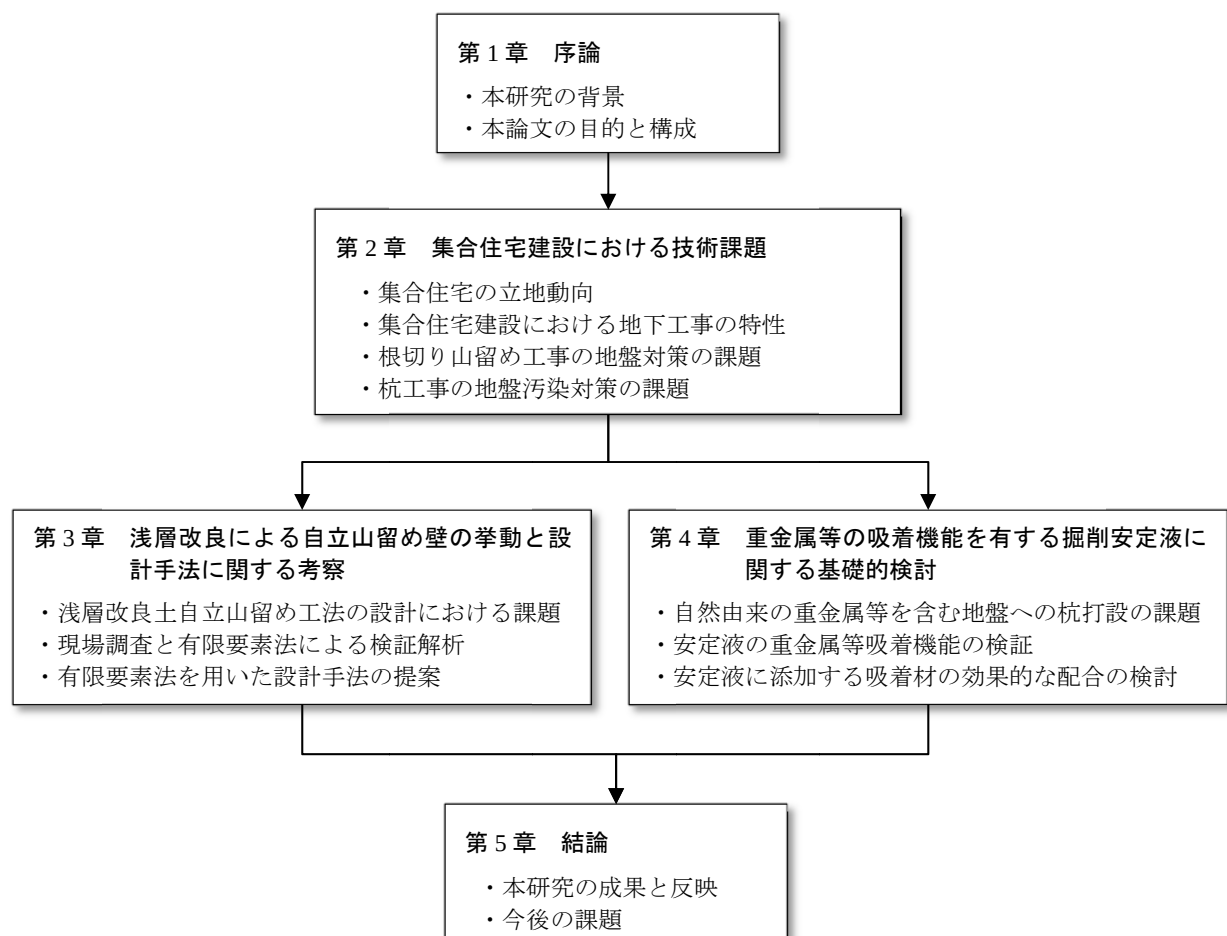


図 1-6 本論文の構成

参考文献

- KG-NET・関西圏地盤研究会（2007）：新関西地盤－大阪平野から大阪湾－，pp.229-232.
- 稲田倍穂（1971）：軟弱地盤における土質工学－調査から設計・施工まで－，鹿島出版，pp.10-11.
- 打木弘一，宮口新治，門倉伸行，大塚誠治，三沢泉，技術実態調査検討部会（2014）：自然由来重金属等含有土壌等の調査・対策に係る現状の問題点及び技術的な課題，第20回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集講演集，pp.602-607.
- 香川県環境森林部廃棄物対策課（2015）：豊島廃棄物等処理事業，豊島問題ホームページ，
<http://www.pref.kagawa.lg.jp/haitai/teshima/>，(accessed 2015-11-19)
- 勝見武（2012）：汚染土壌対策，土木施工，Vol.53, No.8, pp.9-10.
- 嘉門雅史，大嶺聖，勝見武（2010）：地盤環境工学，共立出版，p.13-49.
- 嘉門雅史，日下部治，西垣誠（2007）：環境地盤工学ハンドブック，朝倉書店，pp.292-339.
- 環境省（2008）：指定基準値の設定の考え方，土壌環境施策に関するあり方懇談会（第6回）配布資料2.
- 環境省（2012）：土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン（改訂第2版），Appendix-12.
- 菊池喜昭，森脇武夫，勝見武，平尾隆行，葛川徹，服部晃，岡本功一，山田耕一，佐々木広輝（2012）：管理型海面廃棄物処分場に打設する基礎杭が底面遮水地盤に与える影響，港湾空港技術研究所資料，No.1252.
- 澄川健，澄川要（2007）：都市部における地下水保全のあり方について－阪神間の浅層地下水保護活動からの提言－，地下水技術，第49巻第9号，pp.1-19.
- 高杉晋吾（2004）：土壌汚染リスク「現場」の実態と解決モデル，ダイヤモンド社，pp.1-65.
- 桐蔭横浜大学コンプライアンス研究センター（2006）：大阪アメニティーパーク土壌汚染問題，季刊コーポレートコンプライアンス，Vol.5, pp.140-144.
- はじめて学ぶ土壌・地下水汚染編集委員会（2010）：はじめて学ぶ土壌・地下水汚染，地盤工学会，p.1.
- 花嶋正孝，高月紘，中杉修身（1996）：廃棄物の不法投棄による環境汚染－豊島の事例－，廃棄物学会誌，Vol.7, No.3, pp.4-15.
- 藤縄克之（1990）：汚染される地下水，共立出版，pp.1-24.

第2章

集合住宅の地盤対策における技術課題

2.1 集合住宅の立地動向

国立社会保障・人口問題研究所における将来人口予測によると、我が国の人口は2030年には1億1662万人、2048年には1億人を割り込むとされている。人口の減少は地方において顕著であるが、その一方で、1990年代の後半以降、主要都市において『都心回帰』とよばれる人口の増加が続いている。これは、バブル崩壊後の地価低下にともない都心部において実需層の手が届く価格の住宅が供給されるようになった（新出、2013）ことが主な要因と考えられている。東京都における調査では、都心部への転入者の中心は、都心における職住近接を重視した30歳前後の夫婦のみまたは単身世帯が多く、それに続くのが、子育てが終わり、子供が独立した後の65歳以上の高齢世帯である（矢部、2003）。若い世代が都心で働き、結婚後も夫婦共働きで都心に住み、子供は会社の近くの保育所に預けるといったライフスタイルがあたり前になっている。そして、高度経済成長期に郊外のニュータウン等に居住した高齢者が、リタイア後の居住地として利便性の高い都心のマンションなどへ転居を希望していることなどから、今後も都心回帰現象は継続すると考えられる。

一方で、平成25年の総務省における住宅・土地統計調査結果では、総世帯数5,210万世帯に対して、総住宅数は6,061万戸であり、800万戸以上の空き家が存在するとされている。都道府県別に見た空き家率（空き家数／住宅総数）が高いのは山梨県を筆頭に四国、中国地方の県であるが、この年の調査では神奈川県や大阪府の空き家率が急上昇したことが注目された。神奈川県は東京に通うサラリーマンが多く住むベッドタウンであり、このことは、空き家問題が地方だけの問題ではないことを示している（牧野、2015）。たとえば、神奈川県横浜市の金沢区や栄区は昭和40年代後半から50年代にかけて公団や大手不動産会社などが宅地造成を行い戸建て分譲事業を行った、首都圏における典型的なベッドタウンである。このような首都圏郊外では、若い世代が長時間かけて通勤するという選択はせずに都市部のマンションに移り住むため、両区の駅からバス便の戸建住宅エリアでは人口が20%以上も

減少し始めている（牧野，2015）。また，残された高齢者の間でも，居住している持ち家を離れ，都心部のマンションや田舎で暮らしたい，あるいは高齢者向け住宅・施設に住み替えたいとのニーズが強いと言われている（米山，2011）。大塚（2005）は，名古屋郊外における調査で，比較的戸建て志向の強い郊外の中規模都市においても，集合住宅の供給次第では中心市街地居住が顕在化するとしている。

これらのことから，今後の集合住宅の立地動向としては，都市部（たとえば，東京 23 区内や大阪市内など）における再開発事業や既存住宅，商業施設の集合住宅への建て替えが主流になると考えられる。そして郊外（都市部に隣接した地域）においては，宅地造成事業をともなう新規戸建てや集合住宅の分譲は減少し，その立地は中心市街地や駅周辺に移るものと考えられる。

2.2 集合住宅建設における地下工事の特性

集合住宅の地下部分の工事は，根切り山留め工事と杭工事に分けられる。杭とは，上部構造からの荷重を地盤に伝えるために地盤中に設けられる柱状の構造部材である。我が国の主要都市は一般に沖積層上に発達しているが，この沖積層は比較的軟弱なため，都市部における中高層の集合住宅では杭を設けることが多い。杭工事の後，建物の地下部分や基礎を構築するために地盤を掘削することを根切り工事，根切り工事の際に周囲の地盤の崩壊を防ぐ壁（山留め壁または土留め壁）を設置するのが山留め（または土留め）工事である。

図 2-1 は国土交通省が発表した平成 27 年度の建設投資（見通し）の構成である。民間住宅建築が全体の 31% で政府住宅建築は 1% となっている。ここで政府とは，公共事業および地方公営関係事業等を指すものである。つまり，住宅建築工事は大半がいわゆる民間工事であり，公共工事の比率は小さい。ここでは，本論文であつかう根切り山留め工事および杭工事に対する，民間工事と公共工事のとりえ方の違いについて述べる。

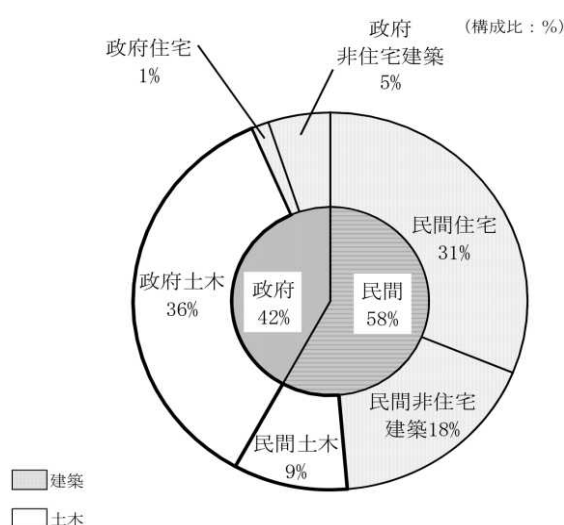


図 2-2 平成27年度建設投資の構成

山留め壁は仮設構造物であり，建物の地下部分の構築のため一時的に設ける構造体で，完成後には撤去される。したがって，山留め工事は仮設工事に分類される。仮設工事は，その規模や重要度から発注者が指定する指定仮設と，施工者判断に任せる任意仮設があるが，公共工事の場合，山留め壁や山留め支保工は仮設構造物とはいえそれ自体が本工事とみられて一般に指定仮設となっている（平岡，2004）。したがって，施工者は発注者の指定した山留め計画通りに施工するのが原則である。また，詳細な土質調査によって，発注者が示した条件が現地と異なり，山留め計画の安全性等に問題が生じれば，条件変更による設計変更で工事費の追加や工期の延長が可能である。

民間工事の場合，山留め工事を含む仮設工事は一般に任意仮設である。多くの場合，発注者から条件を付されることや設計基準を提示されることは少ない。その点で施工者にとって設計・施工の自由度が高く，創意工夫を加えやすい。企業努力や技術力の発揮のしどころである。しかしながら，工事受注競争が激化すると，材料費の割合が高い建築工事において，仮設工事費の圧縮が真っ先に求められる。当然のことながら，山留め工事の安全率は下げざるを得なくなり，低い安全率の中で安全性，経済性，施工の合理性が要求されことになる。経済性と安全性のはざまにあっての合理的な設計施工という難度の高い技術が求められるのが，民間工事における根切り山留め工事の特徴である（渡邊，2013）。

杭工事においても，公共工事と民間工事の違いが見られる。例えば大部分が公共工事である土木分野では，アースドリル工法の採用は場所打ちコンクリート杭全体の4割である（図 2-3）。アースドリル工法では，安定液の性状が杭の品質に大きく影響することや掘削用バケットを引き上げる際に負圧がかかり地盤を緩めることなど，杭の品質が施工管理方法に大きく依存するため採用が避けられてきたと言われる（海野，2005）。したがって，土木分野ではより確実に孔壁の保護が可能なオールケーシング工法の割合が比較的大きい。一方で，民間主体の建築工事では経済原則に則り8割以上がアースドリル工法である。安定液の品質管理や拡底部分を含めた慎重な掘削など，厳格な施工管理の適用が前提条件である。根切り山留め工事と同様，杭工事においても合理的な設計施工という高い技術が求められている。

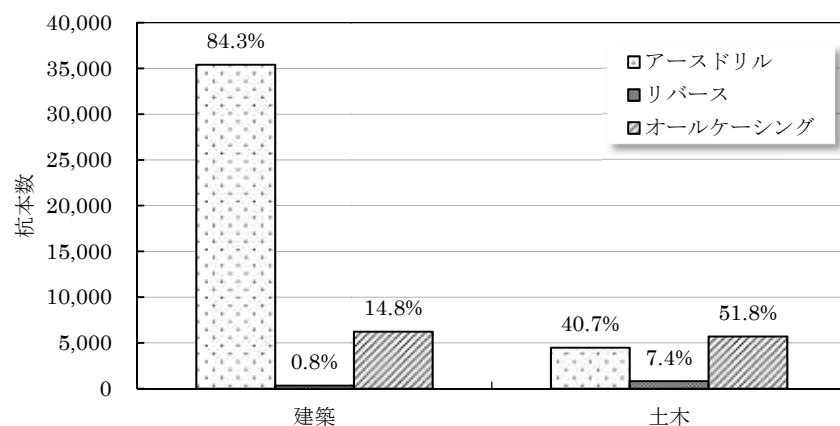


図 2-3 平成19年度 場所打ち杭の工法別施工実績（平井・山下，2010）

2.3 根切り山留め工事における地盤対策

2.3.1 掘削の規模および山留め工法の種類

図 2-4 に土木分野、建築分野を合わせた我が国の根切り山留め工事における、掘削深さ別の物件数比率を示すが、掘削深さ 10 m 以下の物件数が全体の 94% を占め、掘削深さ 4 m 以下の物件数も約 40% と多い。また、図 2-5 には、筆者が携わった（2011～2012 年の 2 年間）中高層集合住宅における山留め壁の掘削深さ別の施工延長を示すが、中高層の集合住宅では高層ビルのように地下室を設けることは少ないため、掘削深さは 3～4 m の場合が多く、掘削深さ 4 m 以下の施工延長は 90% を超える。中高層の集合住宅の山留めは土木工事や高層ビル工事などに比較して浅いことが特徴と言える。掘削工法としては、作業性の良さとコスト面から図 2-6 に示す山留め壁オープンカット工法（自立掘削工法）を採用することが多く、山留め壁の種類では、親杭横矢板壁、鋼矢板壁、ソイルセメント壁を採用することが多い。表 2-1 に各工法の概念図とその概要と特徴を示す。

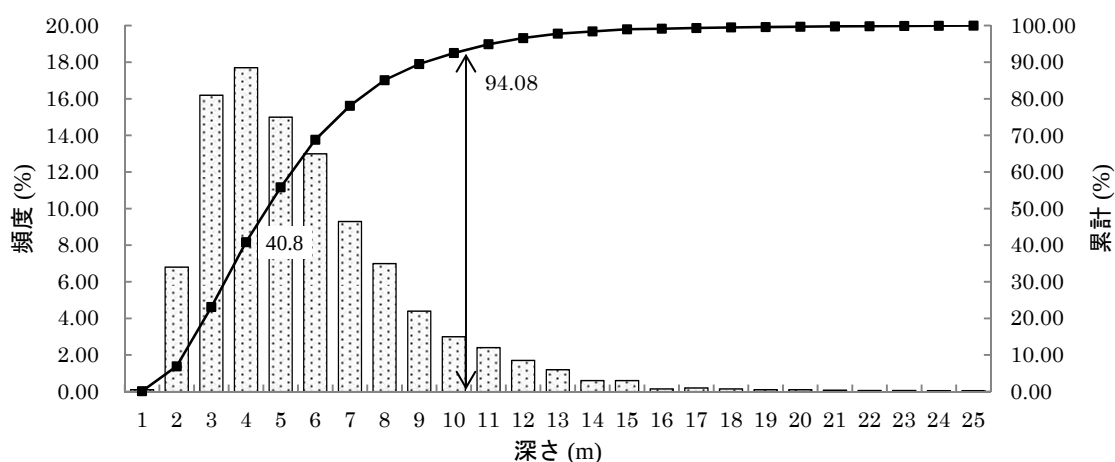


図 2-4 掘削深さと件数のパレート図（堀場・石塚，1992 に加筆）

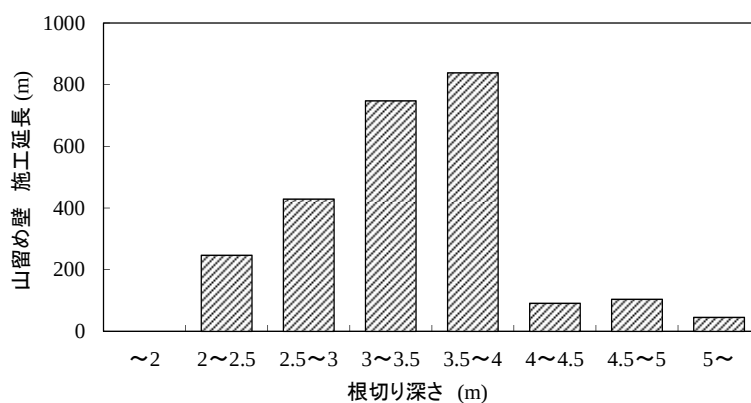


図 2-5 掘削深さ別，山留め壁の施工延長（長谷工コーポレーション，筆者調べ）

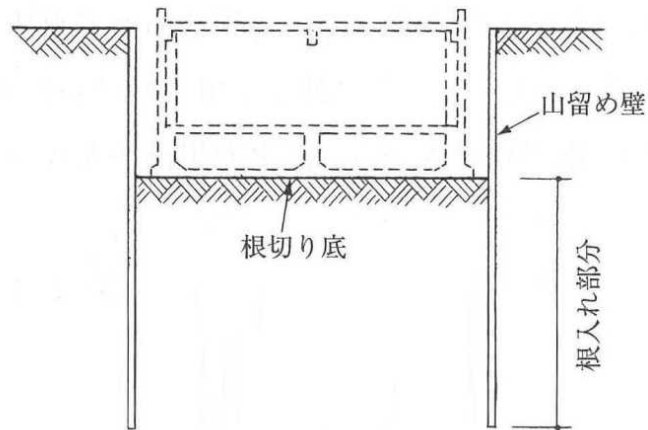


図 2-6 山留め壁オープンカット工法の概念図（日本建築学会，2009 に加筆）

表 2-1 山留め壁の種類と特徴（日本建築学会，2009 より一部抜粋）

壁の種類と概念図	親杭横矢板壁	鋼矢板壁	ソイルセメント壁
概要と特徴	・ H形鋼等の親杭を一定の間隔で地中に打ち込み、掘削に伴って親杭間に木材もしくはコンクリート製の横矢板を挿入して築造する山留め壁。 ・ 根入れ部分については連続性がなく受働抵抗面積が小さい。 ・ 遮水性がないので地下水位の高い地盤では地下水処理を併用する必要がある。	・ U形等の断面形状の鋼矢板を、継手部を噛み合わせながら連続して地中に打ち込んで築造する山留め壁。 ・ 遮水性を有する。 ・ 掘削底面以下の根入れ部分についても連続性が保たれる。	・ 単軸あるいは多軸の掘削攪拌機などを用いて原位置土とセメント系懸濁液を混合攪拌した後に芯材を挿入し、壁体を連続して築造する山留め壁。 ・ 一般的には 60～80%の廃泥が発生する。 ・ 必要に応じて、ソイルセメント部分のみを長く伸ばすことが可能。

2.3.2 浅層改良地盤による自立山留め工法の優位性

浅層改良地盤による自立山留め工法（以下、浅層改良土自立山留め工法とする。）は、セメント系固化材による地盤改良体を自立させて山留め壁として利用する工法で、工事条件によっては、親杭横矢板壁や鋼矢板壁、ソイルセメント壁などに比べて経済性に優れ工期も短縮できるため、掘削深さが 3～4 m 程度の集合住宅の基礎工事で広く採用されている。ここでは、従来の山留め工法と比較し、浅層改良土自立山留め工法の優位性について概説する。

1) 地盤汚染サイトにおける難透水層の保全 ―地盤汚染対策―

親杭横矢板壁や鋼矢板壁、ソイルセメント壁による従来の山留め壁は、図 2-6 に示すような掘削深さの 2 倍程度の根入れを必要とする。土壌汚染の存在する地盤に親鋼横矢板壁やソイルセメント壁を適用する場合、オーガーによる削孔作業によって、汚染土壌や汚染地下水の下方への拡散や、地下水位以下での汚染土壌の削孔作業によって、それまで生じていなかった地下水汚染の発生が懸念される。また、難透水層の一部削孔や貫通により、遮水性能が低下することも考えられる。鋼矢板壁を、土壌を乱すことなく圧入する場合、汚染土層を貫通することによる影響は最も小さいが、地下や基礎工事施工後に鋼矢板を引抜くと、その空隙を伝い汚染地下水が水平方向に拡散するため、埋め置く必要があり、工事費は高額なものとなる。また鋼矢板が難透水層の一部に達する場合や貫通する場合には、親杭横矢板壁やソイルセメント壁の場合と同様に難透水層の遮水性能が低下すると考えられる。

一方で、浅層改良土自立山留め工法は根入れ部分を小さく（0.5 m 程度）することができ、難透水層の削孔や貫通によって汚染地下水が下部に拡散する恐れが少なく、地盤汚染サイトで有効な山留め工法と言える（図 2-7）。

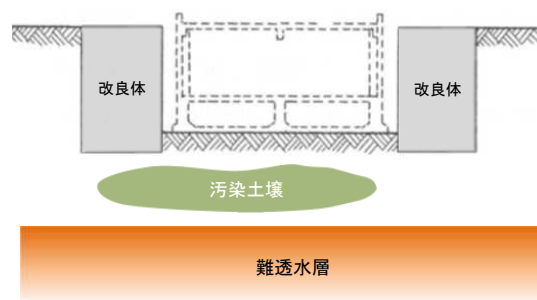


図 2-7 地盤汚染サイトでの浅層改良土自立山留め工法の適用例

2) 鋭敏粘土の分布するエリアでの適用 ―軟弱地盤対策―

東大阪平野には N 値が 0 を示す極軟弱な鋭敏粘土が広く分布することは、従来より知られており、この鋭敏粘土は建設工事において種々の思わぬ事故を誘発している。図 2-8 に鋭敏粘土の分布域と地下工事における事故発生個所を示す。大阪市の東区、鶴見区、東成区および東大阪市の北部、また新大阪駅周辺や淀川区にも分布することがわかる。鋭敏粘土の分布する地域において発生する事故は、杭や鋼矢板の打設による山留めの崩壊や異常変異である。これらの事故は粘土の鋭敏性と関連しており、鋼矢板などの打設時の地盤のみだれによる強度低下が原因とされている（土質工学会関西支部・関西地質調査業協会、1987）。

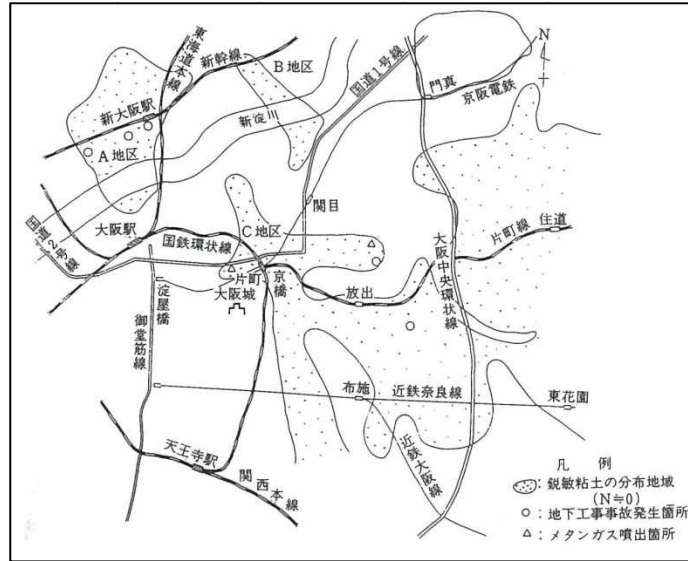


図 2-8 鋭敏粘土の分布（土質工学会，1987）

鋭敏粘土が比較的浅い層に存在する場合，従来の山留め工法では根入れ長が極端に長くなり，場合によっては 3.5 m 程度の掘削で支保工が必要になるため，きわめて不経済であり作業効率も低下する。さらに，想定以上の大きな変位が生じることもあり施工において注意を要する。このような軟弱地盤が分布する地域において，浅層改良土自立山留め工法は，削孔等で鋭敏粘土に直接振動を抑えることなく，周辺地盤や近接構造物の変位抑制に効果的であり経済性も高い。

3) 地下水流動阻害の防止対策 ー地下水対策ー

浅層改良土自立山留め工法は，地下水流動阻害の防止に対しても有効であると考えられる。根入れ長が小さいため，根入れ部分が連続する山留め壁（鋼矢板壁やソイルセメント壁）のように地下水の流れを阻害する可能性が少ない。

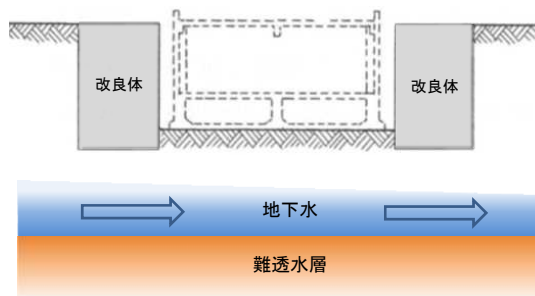


図 2-9 浅層改良土自立山留め工法の適用による
地下水の流動保全例

2.3.3 浅層改良地盤による自立山留め工法の問題点

地盤条件や敷地条件にもよるが、浅層改良土自立山留め工法は在来の山留め工法に比べて低コストで工期短縮が可能である。また、前述したように、難透水層の保護による地盤汚染の拡散防止効果や、軟弱地盤における周辺地盤の変状防止効果、地下水流動阻害の防止効果も期待できる。しかしながら、浅層改良土自立山留め工法に関する既往研究は少なく、設計法について確立されているとは言えない。理論的な裏付けなく経験的に施工されているのが現状である。

地盤改良体を自立山留めとして利用する場合、変位に関する情報が与えられないため、改良体および周辺地盤の変位量の予測や、近接構造物への影響評価ができない。また、変位量の予測値が与えられない場合、施工中の計測管理が精度よくできないだけでなく、近接構造物を考慮した山留め、すなわち近接山留めとして適用できない（青木，2015）。経験による施工が原因と思われる事故事例も報告されており、浅層改良土自立山留め工法の設計・施工手法の早期確立が望まれる。

また、本工法は掘削深さが3~4 m程度であれば、中高層の集合住宅だけでなく、それ以外の建築工事や土木工事にも適用可能である。2.3.1で述べたように、掘削深さ4 m以下の物件の占める割合は建設工事全体の40%と比較的高く、本工法の設計・施工手法の確立は建設工事全体への貢献となりうる。

2.4 杭工事における地盤汚染対策

2.4.1 杭工法の種類，用途

図 2-10 は建築基礎構造設計指針に示されている、主に施工方法による杭の分類である。既製杭は主に鋼管杭と既製コンクリート杭で、施工方法は打込み工法、圧入工法および埋込み杭工法に分けられる。打込み工法は騒音・振動等の公害問題があるため、市街地における既製杭の施工方法は埋込み工法が主流である。プレボーリング工法は、アースオーガーの先端から安定液を噴出させながら所定の深さまで掘削し、根固め液に切り替えて所定量を注入し、杭周固定液を注入しながらアースオーガーを引上げ、杭を建込む工法である。中掘り工法は、杭の中空部にスパイラルオーガーを挿入して掘削し、土砂はオーガーの回転により地上部に排土しながら杭を沈下させ、根固め液を注入して所定の支持力を発揮させる工法である。場所打ちコンクリート杭は、現場で造成される鉄筋コンクリート杭で、地盤に所定の径、深さの穴を掘り、鉄筋を挿入したのちコンクリートを打設し築造する。場所打ち杭は主に掘削方式によって種々の工法に分けられる。我が国では一般的にアースドリル工法、リバースサーキュレーションドリル工法およびオールケーシング工法が採用される。

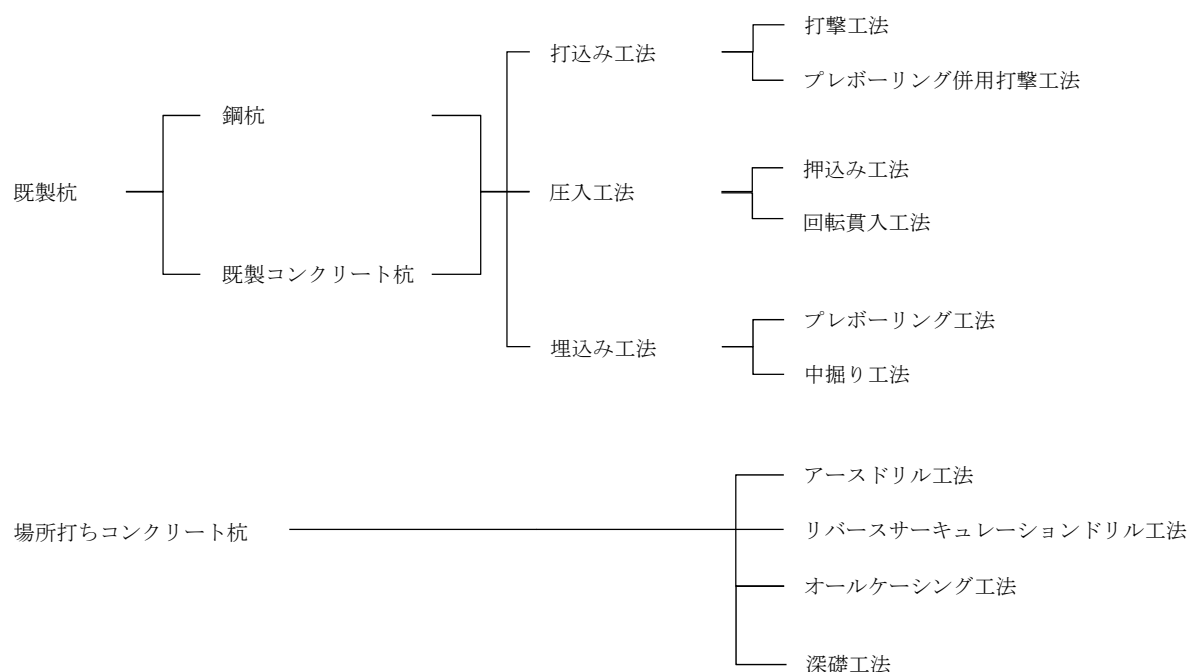


図 2-10 代表的な杭の分類（日本建築学会，2004に一部加筆）

図 2-11 に土木研究所で実施した橋梁基礎に関する杭工法別使用実績を示す。この図から、打込み杭が急激に減少し、埋込み杭，場所打ちコンクリート杭および深礎杭が年々増加しており，特に場所打ちコンクリート杭は全体の6割を占めることがわかる。建築基礎に関する使用実績のデータはないが，市街地での施工が多い建築分野では，場所打ち杭の割合はさらに多いと考えられる。図 2-3 は平成 19 年に基礎建設協会が実施した会員会社に対する調査結果で，深礎工法を除く場所打ちコンクリート杭の工法別の施工実績である。建築分野ではアースドリルが場所打ちコンクリート杭全体の 8 割以上採用されている（平井・山下，2010）。この理由は，アースドリル工法が他工法に比べて経済的であることと，アースドリル方式による拡底杭の技術開発によるところが大きい。

拡底杭工法は，場所打ちコンクリート杭工法で掘削された杭の底部を拡大することによって，1 本の杭でより大きな支持力を持たせることを目的として開発された杭工法で（図 2-12），平成 19 年の基礎建設協会が実施した調査結果では，建築分野の 4 割以上で採用されている。土木分野では，比較的上部構造の水平力を重視した設計であること，先端支持力だけを増大させる利点はそれほど大きくはないことなどから拡底杭は全く採用されていない（塩井，2008）。一方，土木分野では曲げや引張り力に対する変形性能に優れている鋼管杭の採用が多い。鋼管杭は土木分野における需要が全体の 8 割程度を占め，建築分野における需要は 1 割程度と少ない（田村ら，2000）。

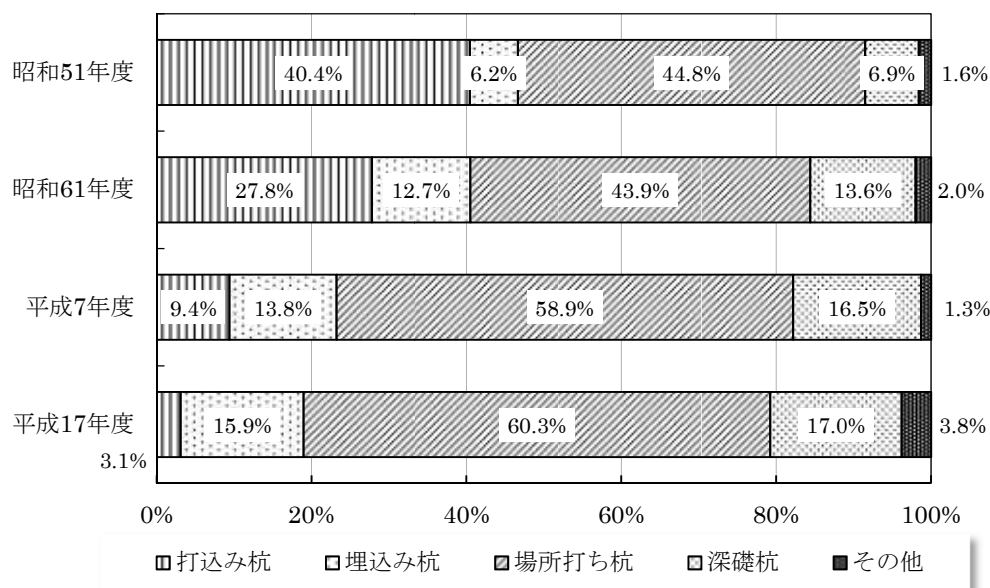


図 2-11 杭工法別使用実績の推移（日本基礎建設協会，2005に加筆）

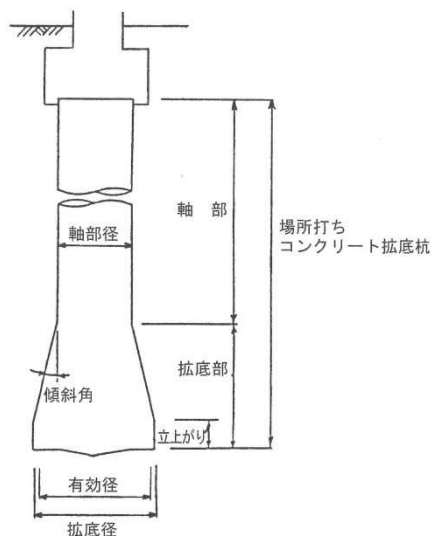


図 2-12 場所打ちコンクリート拡底杭（日本基礎建設協会，2014）

2.4.2 集合住宅の杭工法

図 2-13 に筆者の所属する株式会社長谷工コーポレーションにおいて，2011 年から 2012 年の間に施工した中高層集合住宅（関西圏）の杭工法の施工実績を示す。杭基礎を採用した物件 50 件の内訳は，42 件が場所打ちコンクリート杭（アースドリル工法 41 件，深礎杭 1 件）で既製杭は 8 件（PHC 杭 8 件，鋼管杭 0 件）である。地盤条件や上部構造にもよるが，この規模の集合住宅であれば，一般的に既製杭（鋼管杭，既製コンクリート杭）よりも場所打ちコンクリート杭，中でもアースドリル工法が経済的なことが理由である。10 階建て以上の物件に限定すると，45 件のうち 42 件でアースドリル工

法が採用されている。

既製コンクリート杭については、場所打ち杭に比べて杭径が小さく、中層集合住宅（6 階建て以下）の場合に優位性が見られるが、高層（7 階建て以上）になると 1 本の柱に複数の杭が必要となりフーチングを含めた基礎構造全体のコストが割高となることが多いことから採用が 8 件と少ない。鋼管杭については過去 2 年で 0 件である。これは、中高層の RC 造集合住宅では、鉛直支持力を重視した設計となるため、鋼管杭の長所である変形性能が反映されにくいこと（田村ら，2000），施工方法として安価で設計上支持力を大きくとれる打撃工法が，集合住宅の計画地のような市街地において採用できないことも理由として挙げられる。

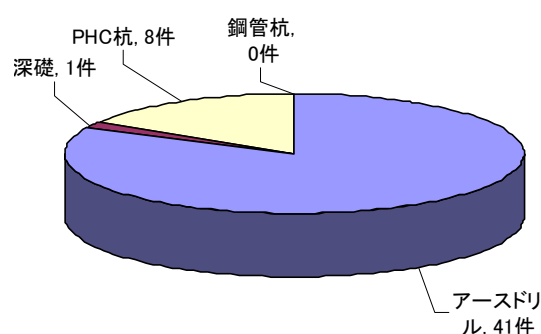


図 2-13 杭工法の施工実績（㈱長谷工コーポレーション，筆者調べ）

2.4.3 自然由来の重金属等が存在する地盤への杭打設

ここでは、自然由来の重金属等の存在する地盤への杭の打設について考察する。図 2-14 に示すように、自然由来の重金属等を含む土層の下に難透水層，その下の帯水層に支持層が存在する場合に，難透水層を貫通して杭が計画される。杭は重金属等を含む土層と難透水層を貫通することになるが，杭の貫通とともに重金属等を含む土壌や地下水が難透水層下部の帯水層に拡散することなく，また難透水層の遮水性能が低下することのない適切な工法を選択し，適切な施工をしなければならない。

汚染土層とその下の難透水層を貫通する杭を設置する工法については，環境省『土壤汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン改訂版』（以下『調査・措置ガイドライン』）に，「要措置区域内における土地の形質の変更の例外となる行為及び形質変更時要届出区域における土地の形質の変更の届出を要しない行為の施工方法の基準」として，以下の施工方法が示されている。要措置区域や形質変更時要届出区域においてはこの方法で杭の施工を行わなければならない。また自然由来特例区域においてもこの施工方法に準じることとされている。

- ① 杭打設範囲の全体を囲むように遮水壁を設置し，基準不適合土壌及び地下水を掘削・揚水等により除去した上で杭を打設する。（図 2-15-a）

- ② 杭よりも一回り大きいケーシングを不透水層まで設置し、基準不適合土壌及び地下水を掘削・揚水等により除去した上で杭を打設する。(図 2-15-b)
- ③ 杭よりも一回り大きいケーシングを不透水層まで設置し、ケーシング内に不透水層を構築した後、杭を打設する。(図 2-15-c)

いずれの施工手順も通常の杭打設工事に比べ工事費の大幅な増額と、工期の延伸となる。また、図 2-15-b や図 2-15-c において準不透水層までの深さが 10 m を超える場合、内部の掘削の併用なしにケーシングを設置することは実際には困難であることなど問題が多い。

土木研究所（2012）では、準不透水層を貫通することによる下部の帯水層への汚染の拡散防止対策として、以下が示されているが、④以外は前述の『調査・措置ガイドライン』とほぼ同じ内容となっている。

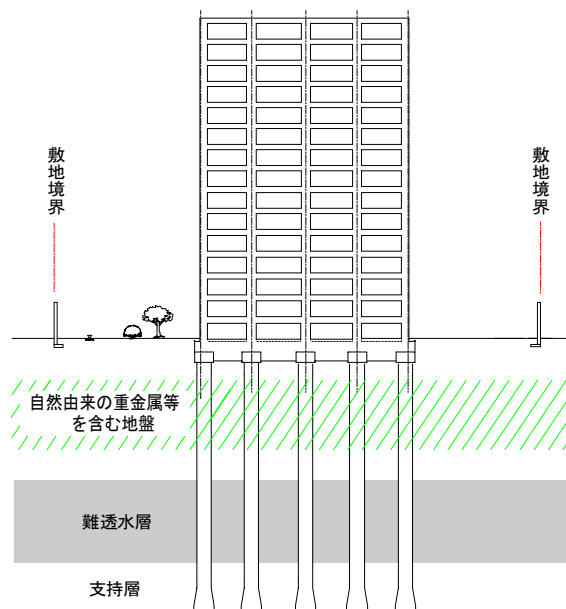


図 2-14 自然由来の重金属等を含む地盤に集合住宅を建設する場合の概念図

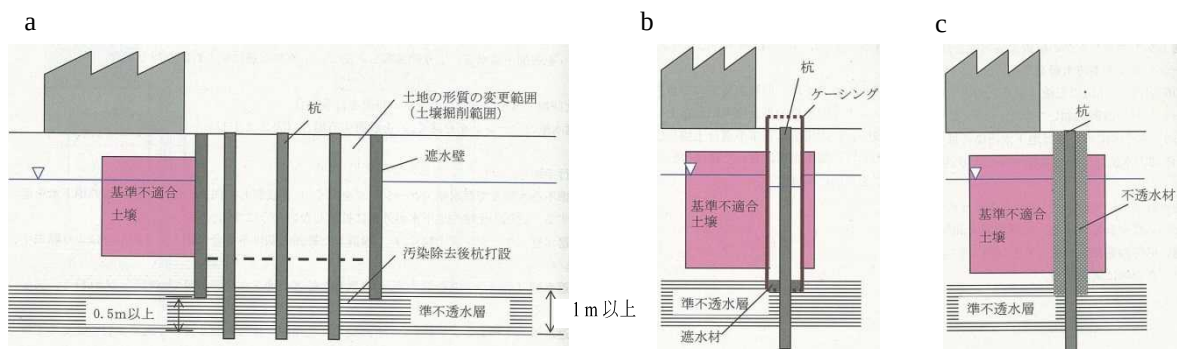


図 2-15 形質の変更の届出を要しない行為の施工方法（環境省，2012）

- ① 杭施工部全体を遮水壁で囲む方法
- ② 不透水層の上位層の杭施工部を深層混合処理工法等で不透水性地盤に改良する方法
- ③ ケーシングと中掘施工による方法
- ④ 泥水圧で杭周縁への汚染地下水の侵入を防ぐ方法

2.4.4 廃棄物処分場跡地への杭打設事例および既往の研究

本研究が対象とする自然由来の重金属等を含む地盤とは異なるが、管理型廃棄物処分場として埋め立てが行なわれた土地に基礎杭を打設した事例が報告されている（上野，2006；片山ら，2008；片桐，2012）。東京港臨海道路建設（図 2-16）に伴い、厚さ約 12～13 m の廃棄物層とその下に遮水層が 20 m 以上堆積した地盤に基礎杭（鋼管杭）が計画された。ここでは、支持層が遮水層下部にあるため、杭は粘性土層を貫通することになり、廃棄物の引き込みによる遮水層への移動や、杭と遮水層との間からの浸出水の遮水層への移動が懸念された。このような汚染拡散の防止を目的に、廃棄物を取り除いた状態で杭を打設できるよう「三重管基礎杭工法」で施工されている（図 2-17）。



図 2-16 東京湾臨海大橋（仮称）
（Fastening journal HP より引用）

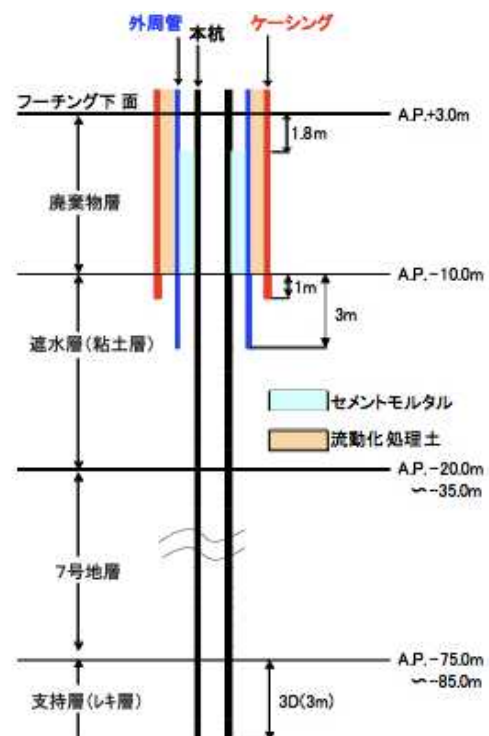


図 2-17 三重管基礎杭工法概念図（国土技術研究センターHP）

管理型廃棄物処分場の底面遮水層を貫通する基礎杭の打設が、底面遮水層の遮水性能に与える影響については、多くの研究がなされている（たとえば Amatya et al, 2006）。嘉門ら（2005）は鋼管杭と粘土地盤の境界面における漏水量、透水特性を評価し、杭打設による環境影響を評価するための実験的

検討を実施し、その結果、粘土と金属面の空隙は粘土地盤が正規圧密状態、もしくは弱い過圧密状態であれば粘土地盤の圧密変形により閉塞することを示した。したがって、底部遮水層である粘性地盤に支持杭を打設した場合、その環境影響は許容できる水準であるとしている。菊池ら（2012）は廃棄物層と遮水基盤を貫通するような杭を打設することが廃棄物を由来とする物質の処分場外への漏出に及ぼす影響について、杭打設時と杭打設後の課題に分けて検討した。その結果、杭と粘土との境界面の透水性は非常に低く、粘性土地盤から保有水の漏出の可能性はきわめて低いとした。また、地震時の杭と地盤との剥離による保有水の拡散に及ぼす影響は小さいとした。さらに、漏出を低減できる工法についても検討し、杭打設時に粘性土地盤の遮水性能への影響が少ないのは鋼管杭や PHC 杭の打撃工法や中掘り工法および回転貫入工法であるとしている。

以上のことから、適切な設計・施工を行えば、杭の打設によって汚染物質を拡散させることはないと考えられ、施工実績もいくつか存在する。しかしながら、地盤汚染が存在しない場合に比べ工事費の大幅な増額と、工期の延伸が発生しているのが現状である。

2009 年の土壤汚染対策法の改正では、これまで法の対象外であった自然由来による重金属等を含む土壌も法の対象となった。したがって、自然由来の重金属等を含む地盤であっても、基礎工事で掘削した土砂は汚染土壌として法に則り適切に処理しなければならない。また、難透水層の遮水機能を損傷させることなく、杭打設に伴い重金属等を下部帯水層へ拡散させないよう地下工事を実施し、重金属等の拡散を防がなければならない。しかしながら、上述したような、廃棄物や高濃度の人為汚染を対象とした対策工法が、比較的低い濃度の自然由来の重金属等を含む土壌に対して合理的であるとは言い難く、土壤環境基準値を超過するものの低い濃度で万遍なく広く分布する自然由来の重金属等に適した合理的な対策技術が急務である。特に、集合住宅の建設においては、鋼管杭や PHC 杭ではなく、経済的で採用実績の多いアースドリル工法をベースとした重金属等の拡散防止対策技術の開発が望まれる。また、アースドリル工法による場所打ちコンクリート杭は、集合住宅だけでなく高層ビルなど他の建築物にも採用されており、土木分野における採用も近年増加傾向にある（平井・山下，2010）。本技術の開発は、建設工事全般の杭工事における合理的な地盤汚染対策技術の確立に寄与するものと言える。

2.5 まとめ

本章では、我が国における、集合住宅の今後の立地動向と、民間資本による集合住宅建設における根切り山留め工事と杭工事の特性について概説した。集合住宅の山留め工事の大部分が掘削深さ 4 m 以下であり、特に都市部の施工においては地下水流動の保全や軟弱地盤の沈下変形、地盤汚染対策の点で浅層改良土自立山留め工法が優位性を持つことから、当該工法の設計・施工手法の確立が必要であることを示した。また、自然由来の重金属等を含む地盤への杭打設において、廃棄物や高濃度の人

為汚染を対象とするのではなく、低濃度の自然由来の重金属等に適した合理的な拡散防止技術の開発が急務であり、その場合、アースドリル工法を基礎とした重金属等拡散防止技術の開発が望ましいことを示した。

参考文献

- Amatya, B. L., Takemura, J., Ruhul Amin Khan, M. and Kusakabe, O. (2006): Centrifuge Tests to Evaluate Effects of Pile Construction on Post Closure Landfill Sites with Geological Barrier, *5th ICEG Environmental Geotechnics*, pp.353-360.
- 青木雅路 (2015) : 建築学会「近接山留めの手引き」のポイント, 基礎工, Vol.43, No.12, pp.8-12.
- 上野雅明 (2006): 廃棄物処分場を通過する道路の建設ー東京湾臨海大橋, 基礎工, Vol.34, No.7, pp.54-56.
- 大塚俊幸 (2005) : 豊橋市中心市街地におけるマンション供給と居住地選好, 地理学評論, Vol.78, No.4, pp.202-227.
- 海野隆哉 (2005) : 場所打ち杭の技術開発に向けて, 基礎工, Vol.33, No.2, pp.2-5.
- 片桐健二, 長廻幹彦 (2012) : 三重管基礎杭工法の施工ー廃棄物処分場の遮水層を貫通する基礎杭の施工ー, 土木施工, Vol.53, No.1, pp.67-71.
- 片山廣明, 手塚博治, 山下公平 (2008) : 廃棄物処分場における三重管基礎杭ー東京港臨海道路 (Ⅱ期) 整備事業ー, 橋梁と基礎, pp.43-46.
- 嘉門雅史, 勝見武, 乾徹, 濱田悟 (2005) : 鋼管杭打設粘土地盤と杭境界面における漏水量とその評価, 材料, Vol.54, No.11, pp.1100-1004.
- 環境省 (2012) : 土壤汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン (改訂第 2 版), Appendix-12.
- 菊池喜昭, 森脇武夫, 勝見武, 平尾隆行, 蔦川徹, 服部晃, 岡本功一, 山田耕一, 佐々木広輝 (2012) : 管理型海面廃棄物処分場に打設する基礎杭が底面遮水地盤に与える影響, 港湾空港技術研究所資料, No.1252.
- 国土技術研究センターHP (2015) : 三重管基礎杭工法の開発施工, <http://www.jice.or.jp/award/detail/75>, (accessed 2015-11-19)
- 塩井幸武 (2008) : 土木分野における高支持力杭, 基礎工, Vol.36, No.12, pp.7-11.
- 新出嘉一郎 (2013) : 大阪都心への人口回帰ー都心に進行する分譲マンション発生からの視点ー, 地域開発, vol.582, pp.16-22.
- 田村昌仁, 国府田誠, 高野公寿, 廣瀬智治 (2000) : 建築における最新の鋼管杭基礎の設計と施工, 基礎工, Vol.28, No.12, pp.18-24.
- 土質工学会関西地質調査業協会 (1987) : 新編 大阪地盤図, コロナ社, pp.25-26.

- 土木研究所 (2012) : 建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル[改訂版] , pp.62-78.
- 日本基礎建設協会 (2014) : 場所打ちコンクリート杭の施工と管理, pp.126-127.
- 日本基礎建設協会, 福井次郎 (2005): 場所打ちコンクリート杭の変遷と今後の課題, 基礎工, Vol.33, No.2, pp.6-10.
- 日本建築学会 (2004) : 建築基礎構造設計指針, 丸善, p.193-199.
- 日本建築学会 (2009) : 山留め設計施工指針, 技報堂, pp.26-34.
- 平井芳雄, 山下清 (2010) : 最近の場所打ちコンクリート杭工法ー平成元年頃以降ー, 基礎工, Vol.38, No.11, pp.20-24.
- 平岡成明 (2004) : 仮設工事の問題点と安全対策, 山海堂, p.9.
- 牧野知弘 (2015) : 2020 年マンション大崩壊, 文藝春秋, pp.16 -38.
- 矢部直人 (2003) : 1990 年代後半の東京都心における人口回帰現象ー港区における住民アンケート調査の分析を中心にしてー, 人文地理, 第 55 号第 3 号, pp.79-94.
- 米山秀隆 (2011) : 少子高齢化時代の住宅市場, 日本経済新聞出版社, p.40-41.
- 渡邊健 (2013) : 地下掘削工事の課題と工夫, 基礎工, Vol.41, No.3, p.1.

第3章

浅層改良による自立山留め壁の挙動と設計手法に関する考察

3.1 概説

浅層改良土自立山留め工法は、セメント系固化材による地盤改良体を自立させて山留め壁として利用する工法で、工事条件によっては、親杭横矢板壁や鋼矢板壁、ソイルセメント壁などに比べて経済性に優れ工期も短縮できるため、掘削深さが3～4 m程度の集合住宅の基礎工事で広く採用されている（図 3-1）。また、親杭横矢板壁や鋼矢板壁、ソイルセメント壁による従来の山留め壁が掘削深さの2倍程度の根入れ長を必要とするのに対して、浅層改良土自立山留め工法は根入れ長を小さく（0.5 m程度）することができ、難透水層の削孔や貫通によって汚染地下水が下部に拡散する恐れのある地盤汚染サイト（図 2-7）でも有効な山留め工法である。



図 3-1 浅層改良土自立山留め工法施工状況

我が国の根切り山留め工事の94%が掘削深さ10 m以下であり、さらにその60%が掘削深さ5 m以下である（堀場・石塚，1992）。一方で、報告されている事例は、いずれも中規模工事以上のもので、日本の工事件数の90%以上と言われている小規模工事の情報は非常に少ない（宮崎，1997）。地盤改良体の山留め利用に関しても同様で、10 m程度の大規模工事に関する研究は多くみられるが、浅層改良土自立山留め工法に関する研究はなく、設計法についても確立されているとは言えない。

例えば、地盤改良体を自立山留めとして利用する場合、改良体に作用する外力のつり合い条件から破壊に対する安全性を求める設計手法がとられているが、この設計手法では変位に関する情報が与えられないため、改良体および周辺地盤の変位量の予測や、近接構造物への影響評価ができない。また、変位量の予測値が与えられない場合、施工中の計測管理が精度よくできないという問題もある。

また、不均質な地盤をトレンチャー式攪拌機などの浅層混合処理工法で低強度に改良した改良体の強度のばらつきや引張り強度などのデータは少なく、不明な点が多い。浅層混合処理工法と深層混合処理工法との違い、特にセメント系固化材と土との攪拌方式の違いは改良体の強度特性に影響する可能性がある。

そこで本章では、まず浅層改良土自立山留め工法の従来の設計手法を概説し、その考え方と問題点を整理する。次に、浅層混合処理工法で築造した改良体の強度特性を把握するとともに、掘削に伴う改良体の挙動ならびに内部応力の実測値と、弾塑性有限要素法による解析値とを比較し、解析モデルの妥当性を評価する。この結果をもとに有限要素法を用いた『浅層改良土自立山留め工法』のより合理的な設計手法について考察する。

3.2 浅層改良土自立山留め工法の設計における課題

3.2.1 セメント系固化材による地盤改良

セメント系固化材による地盤改良工法には、改良する深さによって大きく深層混合処理工法と浅層混合処理工法に大別することができる。両者の改良深度に関して明瞭な境界があるわけではないが、一般には改良深度が地表面から数 m までの場合を浅層混合処理工法、それ以深の場合には深層混合処理工法と分けられることが多い（北詰ら，1996）。セメント協会（2012）では、地表から 2~3 m までを浅層混合処理工法としており、表層改良とも呼ばれる。浅層混合処理工法は施工機械によって、バックホウ混合、スタビライザ混合およびトレンチャー式攪拌混合に分類される。深層混合処理工法は機械式攪拌工法、高圧噴射式攪拌工法および機械式攪拌・高圧噴射式攪拌併用工法に分類されている。本研究では、浅層混合処理工法のうちトレンチャー式攪拌混合工法を対象とする。

3.2.2 改良体の山留め利用の現状

地盤改良体の山留め利用に関する研究は 1980 年代に始まり、模型実験、FEM 数値解析ならびに現場実証試験による検証が行われてきた（川本ら，1989；長谷川ら，1994；長宗我部ら，2003；野田ら，1998；北詰ら，1995）。対象とする掘削深さはいずれも 10 m 前後で、改良体の築造方法は深層混合処理工法である。表 3-1 に地盤改良体の山留め利用の観点で、既往の研究と本研究とを比較した。浅層混合処理工法（トレンチャー式攪拌工法など）を用いた改良体を山留め利用する場合、必要な強度は

数 10 から数 100 kN/m² 程度であるが、これは深層混合処理工法（機械式攪拌工法）を用いた改良体の強度に比べてワンオーダー小さい。また改良体の築造方法、すなわちセメント系固化材と土の攪拌方法や対象となる地盤の状態も異なることがわかる。石炭灰を使用し、比較的低強度の改良体を山留めとして利用する研究事例は多くみられる（たとえば大石ら，1998）が、いずれも深層混合処理工法による施工を想定しており、浅層混合処理工法により低強度の改良体を造成し、山留めとして利用する事例は見あたらない。

表 3-1 地盤改良体の山留め利用に関する比較

	既往の研究	本研究
掘削深さ	6 m ~ 13 m	3 m ~ 4 m 程度
対象地盤	比較的均質	比較的不均質
改良体の築造方法	(深層混合処理工法) 機械式攪拌工法	(浅層混合処理工法) トレンチャー式攪拌工法
改良体の必要強度	数 100 kN/m ² ～数 1000 kN/m ²	数 10 kN/m ² ～数 100 kN/m ²
設計の考え方	改良体を 剛体とみなす	改良体の変形を考慮し最 適化を図る

3.2.3 従来の設計手法

深層混合処理工法を用いた改良体を山留め利用する際の一般的な設計手順（土木研究センター，2004）を以下に示す。

1) 改良仕様の仮定

改良体の強度および改良体の諸元として、①改良体の高さ H ，②改良体の幅 B ，③改良体の設計基準強度 q_{uck} を仮定する。設計基準強度は式(1)により設定する。

$$q_{\text{uck}} = F_s \cdot q_{\text{ca}} \quad (3.1)$$

ここに、

q_{ca} ：改良体の許容圧縮応力度

q_{uck} ：設計基準強度

F_s ：安全率

2) 外部安定の検討

図 3-2 に示す各荷重に対して以下に示す外部安定（滑動，転倒，支持力）を検討する。

- ① 転倒：改良体の自重 W および受働土水圧 P_p による抵抗モーメント M_R と，主働土水圧 P_a による転倒モーメント M_A との比 (M_R / M_A) が(2)式を満足する。

$$F_o = \frac{M_R}{M_A} \geq 1.2 \quad F_o : \text{転倒安全率} \quad (3.2)$$

- ② 滑動：改良体底面の摩擦抵抗 F_H および受働土水圧 P_p と，主働土水圧 P_a との比 $\{(F_H + P_p) / P_a\}$ が(3)式を満足する。

$$F_{sl} = \frac{F_H + P_p}{P_a} \geq 1.2 \quad F_{sl} : \text{滑動安全率} \quad (3.3)$$

- ③ 支持力：地盤の極限支持力 q と改良体の自重 W および受働土水圧 P_p による地盤反力の最大値 $q_{\max}$ との比 $(q / q_{\max})$ が(4)式を満足する。

$$F_b = \frac{q}{q_{\max}} \geq 1.5 \quad F_b : \text{支持力安全率} \quad (3.4)$$

$$\left. \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \left(e \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} \right) \quad (3.5)$$

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d} \quad q_{\min} = 0 \quad \left(e > \frac{B}{6} \text{ のとき} \right) \quad (3.6)$$

ここに，

B ：改良体の幅 ΣV ：全鉛直力

d ：合力の作用位置 e ：偏心量 $(B/2 - d)$

$q_{\max}$ ：地盤反力の最大値 $q_{\min}$ ：地盤反力の最小値

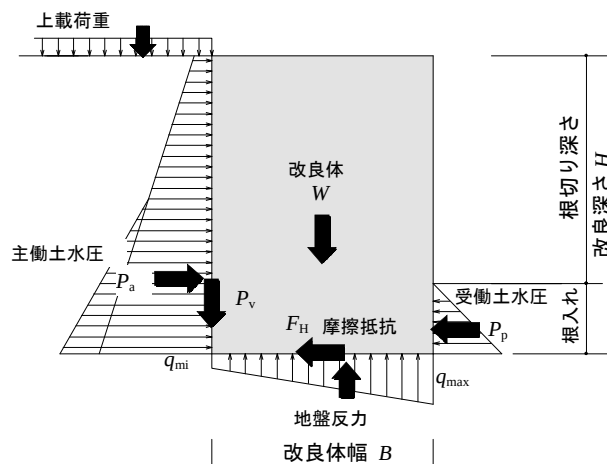


図 3-2 改良体に作用する外力

3) 内部安定の検討

内部安定の検討では改良体に発生する内部応力（圧縮応力度，せん断応力度，引張り応力度）と改良体の許容応力度を比較する。

- ① 圧縮応力度：地盤反力の最大値 $q_{\max}$ が許容圧縮応力度 q_{ca} を超えないことを確認する。
- ② せん断応力度：改良体内部に生じるせん断応力度の最大値 τ が許容せん断応力度 $\tau_a (=0.5 \cdot q_{ca})$ を超えないことを確認する。
- ③ 引張り応力度：改良体内部に生じる引張り応力度の最大値 σ が許容引張り応力度 $\sigma_a (=0.15 \cdot q_{ca})$ を超えないことを確認する。

3.2.4 浅層改良土自立山留め工法に従来の設計手法を適用する際の問題点

1) 改良体の強度・剛性

浅層改良土自立山留め工法の設計・施工手法については中村ら（2012）が検討を行っており，浅層混合処理工法（トレンチャー式攪拌機械）で築造した改良体の変位は極めて小さく，山留め壁として十分に安全であるとしているが，設計は基本的に深層混合処理工法の改良体を利用した従来の設計法（土木研究センター，2004）に準じている。しかし，従来の設計法の考え方は，周辺地盤に比べて十分に大きな強度を持つ改良体を地中深くに形成し，これを剛体とみなして安定検討を行うものであり，前述した浅層改良体に求められる条件や特性に合致した設計手法とは言い難い。特に，浅層混合処理工法を用いた改良体を剛体とはみなすことは検討の余地がある。

2) 改良体の変位予測

山留めの施工において，山留め壁および周辺地盤の変位量の予測は非常に重要である。施工計画時には，隣接する周辺建物への影響を最小限に抑えるべく山留め壁の変位量を想定し，施工時には想定変位と実測変位を比較し，山留めの安全性を把握しながら工事を進める，すなわち計測管理が重要である（地盤工学会，2004）。従来の設計法は，外力の力のつり合いに所定の安全率を考慮して改良体の形状や強度を決定しているため，変形量に関する情報は与えられない。つまり，改良体は安定しており，破壊することはないが，どれだけ変位するかが分からないため，周辺地盤や近接構造物に許容変位量が規定されている場合（例えば，鉄道に近接する場合，軌道の許容変位量は水平・鉛直変位ともに 10 mm 以下に設定されることが多い。）は適用できない。また，想定変位量が不明では施工中の計測管理が正確にできないといった施工管理上の問題もある。

3) 改良体の築造方法と対象地盤

前述したように，都市部における浅い地盤は解体工事などの影響で不均質なことが多く，築造する改良体の強度や剛性も不均質になることが想像できる。このような地盤において，トレンチャー式攪

拌機で築造した改良体の強度のばらつきや（現場/室内）強さ比などに関する既往のデータは少なく、不明な点が多い。改良体の築造方法では、トレンチャー式攪拌機が土とセメントを鉛直方向に混合し改良体を築造するのに対し、深層混合処理工法（機械式攪拌工法）は攪拌翼が水平回転し円柱状の改良体を築造する。このように、攪拌方式が異なるにもかかわらず深層混合処理工法の設計手法に準拠することにも検討の余地がある。

3.3 現場調査と有限要素法による検証解析

本節では、浅層混合処理工法（トレンチャー式攪拌工法）を用いて築造した改良体の圧縮強度とsoilのばらつき、引張り強度および変形係数を把握し、深層混合処理工法を用いて築造した場合と比較検証した。改良体の形状・強度は従来の設計手法に準拠して設計した。また、掘削に伴う改良体の変位量ならびに改良体の内部応力を実測し、弾塑性 FEM 数値解析（以下、FEM 解析）による解析値と比較することで、解析モデルの適用性を評価した。

3.3.1 解析概要

地盤を対象とした有限要素法による解析には、地盤を弾性体と見なし荷重に応じた一義的な変形量を求める線形弾性解析と、地盤を弾塑性体と見なし土の降伏後における塑性変形を表現できる弾塑性解析、さらに、二次圧密領域における長期沈下問題など時間依存性挙動を考慮できる弾粘塑性解析がある。本研究では、土の降伏後における塑性変形を考慮するため、弾性解析ではなく弾塑性解析を用いるのが適切と言える（太田・松下，2008；地盤工学会，2012）。一方、本研究が対象とする浅い山留めでは、掘削から埋戻しまで 1~2 か月と短期間であり、時間依存性挙動を考慮しないため弾粘塑性解析の必要はないと考えられる（小林，1990）。また、従来の設計手法では、土をモール・クーロンの破壊規準に従う材料として強度定数 c および ϕ を用いることから、比較を容易にするため本解析ではモール・クーロンの破壊規準に従う弾完全塑性モデルを採用した。

3.3.2 現場適用事例

実現場への適用は、現場 A（大阪市）、現場 B（神戸市）、現場 C（東大阪市）および現場 D（門真市）の 4 か所で実施した。それぞれの現場の地盤条件、解析パラメータおよび改良体の形状を図 3-3 に示す。解析パラメータは事前に実施した標準貫入試験の N 値、一軸圧縮試験の E_{50} 、 q_u 、液性・塑性限界試験の I_p をもとに設定した。本解析で対象とするひずみレベルは概ね $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ であり、これは日本建築学会（2001）や鉄道総合技術研究所（2012）が対象とするひずみレベルに近い。したがって、変形係数 E については日本建築学会（2001）より、粘性土は $E=E_{50}$ 、砂質土は $E=1,800N$ （700N と 2,800N の中間値）とした。これらは鉄道総合技術研究所（2012）における変形係数の推定式、 $E=E_{50}$ 、 $E=2,000N$

に比較的一致する値である。ポアソン比 ν については、砂質土は0.3、粘性土は地盤工学会（2013）を参照し I_p をもとに算出した。粘着力 c について、砂質土は0、粘性土は $c=0.5q_u$ とした。内部摩擦角 ϕ について、粘性土は0、砂質土は $\phi = \sqrt{20N} + 15$ とした。なお解析モデルについては後述する。

いずれの現場においても改良体の築造はトレンチャー式攪拌工法とし、セメント系固化材の混合は粉体混合方式とした。

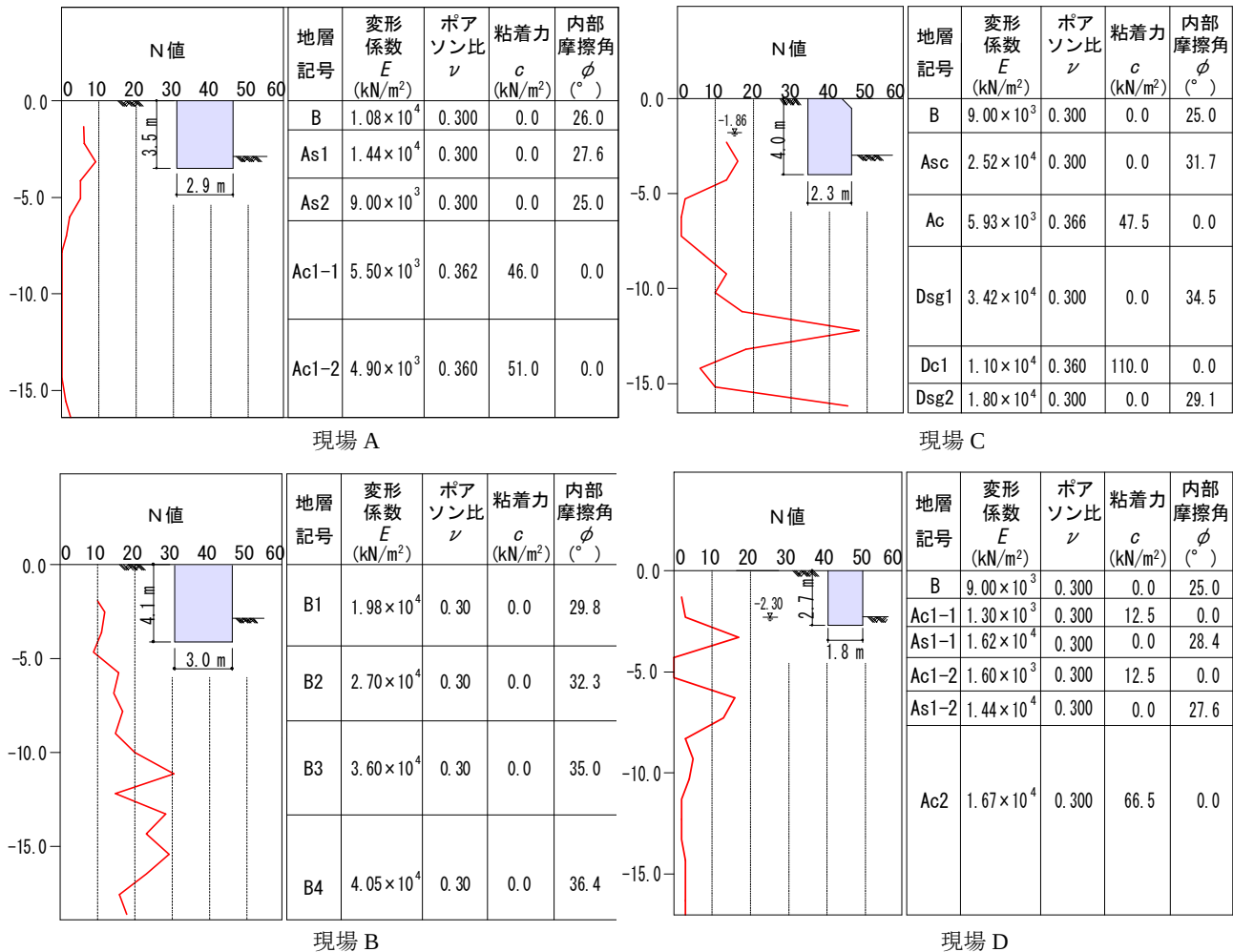


図 3-3 柱状図，改良体形状および解析パラメータ

3.3.3 改良体の強度特性と施工性能

1) 圧縮強度

現場 A, B, C, D で、地盤改良の施工の 4 週間後にチェックボーリングを行い、コア採取した試料を用いて一軸圧縮試験を実施した。本工法では改良体の築造後 7 日程度で掘削に着手するが多い。したがって若材齢での改良体の強度特性の把握が重要である。図 3-4 に現場 A,B,C における 7 日強度の推定値および現場 D における 28 日強度の深度方向への分布を示す。7 日強度は、強度増加率（28 日強度/7 日強度）を 1.5 として算出した（土木研究センター，2004；セメント協会，2012）。なお、現場

D での掘削着手は改良体築造後 1 カ月を予定していたため、一軸圧縮強さは 28 日強度を示している。現場 B の深度 4 m 付近で設計基準強度 ($q_{\text{uck}} = 250 \text{ kN/m}^2$) を満たさなかったが、それ以外はすべて設計基準強度を超えた。改良体の一軸圧縮強さの変動係数と（現場/室内）強さ比を表 3-2 に示すが、いずれも深層混合処理工法の一般的な値（日本建築センター，2006；土木研究センター，2004）と同程度であった。

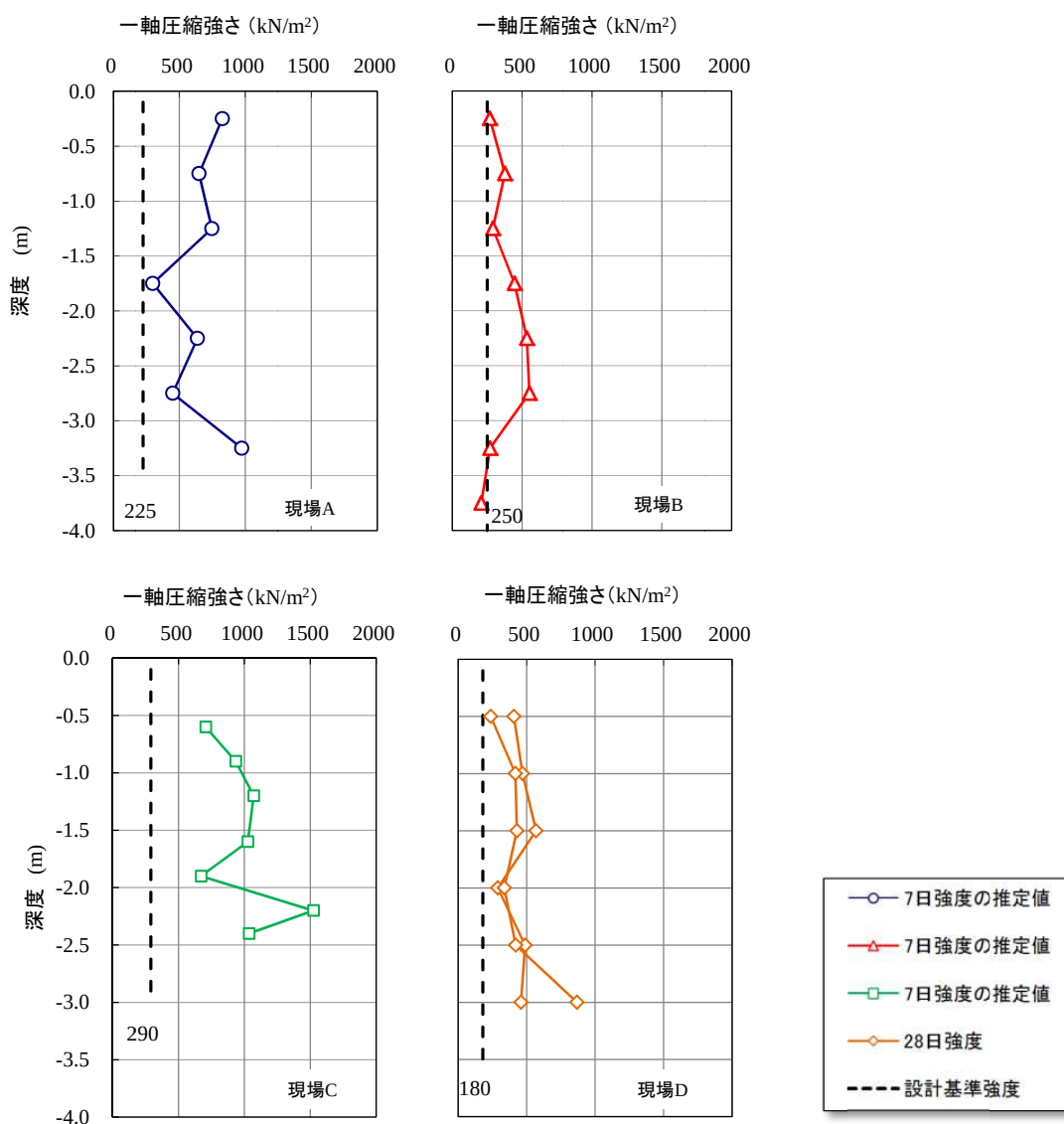


図 3-4 改良体の一軸圧縮強さ

表 3-2 トレンチャー式攪拌機の施工性能

現場	A	B	C	D	平均値	深層改良
V: 変動係数 (%)	34.7	35.4	28.4	35.4	33.5	20.0~45.0
d: (現場/室内) 強さ比	1.05	0.56	1.29	0.94	0.96	0.50~1.00

2) 引張り強度

現場 C で実施した一軸圧縮試験と割裂試験の結果を図 3-5 に示す。材齢 28 日の場合、引張り強さ σ_{t28} と一軸圧縮強さ q_{u28} との比は $\sigma_{t28} / q_{u28} = 0.12$ であり深層混合処理工法(概ね 0.15)と同等の結果であった。また、現場 C の別地点で地盤改良施工直後に $\phi 100$ mm の塩化ビニル管を挿入しておき、2 日後にこれを引き抜いて供試体とし、この供試体を用いて材齢 7 日で一軸圧縮試験と割裂試験を行った。材齢 7 日の場合、 $\sigma_{t7} / q_{u7} = 0.25$ であり、若材齢では引張り強さと一軸圧縮強さの比は大きめの値をとることがわかった。なお、別地点によるサンプリングであるものの 28 日強度と 7 日強度の関係が、 $q_{u28} / q_{u7} = 7.04$ と文献（土木研究センター，2004；セメント協会，2012）と比較して大きく異なったのは、供試体の養生方法（現場空中養生，日平均気温 5℃程度）の影響と考えられる。

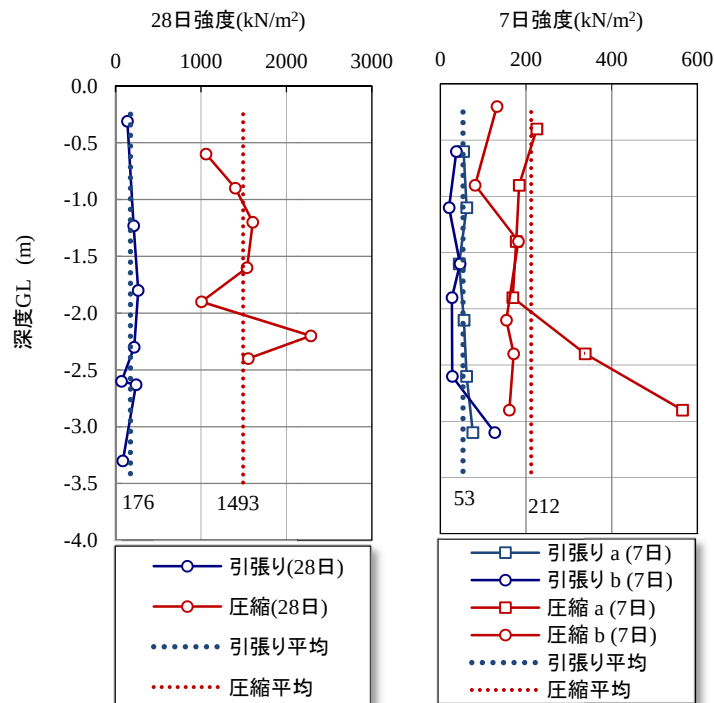


図 3-5 一軸圧縮強さと引張り強さの深度分布（現場 C）

3) 変形係数

変形係数は FEM 解析の結果を左右する重要なパラメータであるが、設計時には設計基準強度（一軸圧縮強さ）から推定することが多い。低強度改良体の一軸圧縮強さと変形係数の関係、特に若材齢時に関するデータは少ないため変形係数の設定は慎重に行う必要がある。

図 3-6 に現場 B, C で実施した一軸圧縮試験の結果をもとに、一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係を示す。材齢 28 日の場合、 E_{50} / q_{u28} は約 300 であり深層混合処理工法と同等の結果であった。材齢 7 日の場合、 E_{50} / q_{u7} は約 150 であり E_{50} / q_{u28} の約半分であった。

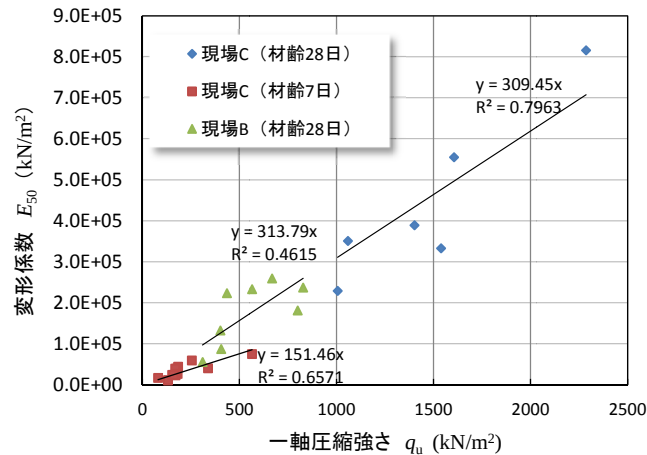


図 3-6 一軸圧縮強さと変形係数の関係

3.3.4 掘削に伴う改良体の挙動

現場 A, B, C において、掘削に伴う改良体頭部の水平変位と鉛直変位を、それぞれ光波トランシットとオートレベルで実測した。改良体頭部の変位の実測値と解析値を、表 3-3、図 10 に示す。すべてのケースで、実測値の絶対値は解析値の絶対値よりも小さくなった。水平変位についてはその挙動を概ね再現できたと言えるが、鉛直変位の解析値は現場 C を除き実測値に比べて過大であった。

改良体の変位については以下のように考えられる。掘削に伴うリバウンド量は掘削側と背面側とで異なる（掘削側>背面側）ため、改良体は背面側への回転挙動を示す。したがって、掘削に伴う改良体頭部の変位は、リバウンドによる鉛直上向き変位と背面側への回転変位、ならびに背面土水圧による掘削側への水平変位と回転変位との和となる。ここで、(3.2)式で求めた転倒の安全率は現場 A:7.2、現場 B:6.6、現場 C:4.0 であることから、転倒の安全率が比較的高い現場 A,B では、リバウンドの影響が卓越し、解析値、実測値ともに背面側への変位が見られ、転倒の安全率が比較的低い現場 C では背面土水圧の影響が卓越し、掘削側への変位が見られたと考えられる。ただし、改良体の挙動については、地層構成や地下水など地盤条件による影響が大きいと考えられ、今後、数多くの現場実証試験によるデータの集積が必要である。

鉛直変位の解析値が過大であった原因として、掘削底面以深の地盤の変形係数の過小評価、2次元解析では3次的応力分散が考慮できないことなどが考えられる（青木・清，2007）。対策としては、地層ごとに一律に変形係数を設定するのではなく、地盤各部のひずみレベルに応じて変形係数を設定することや（後藤ら，1994）、変形係数の異方性を考慮すること（堀田ら，2015）、3次元の現象を2次元で解析するための補正手法の検討などが考えられる。

しかしながら、変位の FEM 解析結果は、本章に示す解析条件において、鉛直、水平方向ともに安全側の評価となっており、周辺構造物や周辺地盤への影響検討や施工時の計測管理における管理基準値の設定等、実務的には適用可能と考えられる。

表 3-3 改良体頭部変位の実測値と解析値の比較

	現場 A		現場 B		現場 C	
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
FEM 解析値	-7	+21	-1	+6	+6	+4
現場実測値	-4	0	0	-2	+5	+2

単位 mm 水平変位は掘削側を正、鉛直変位は上向きを正とする。

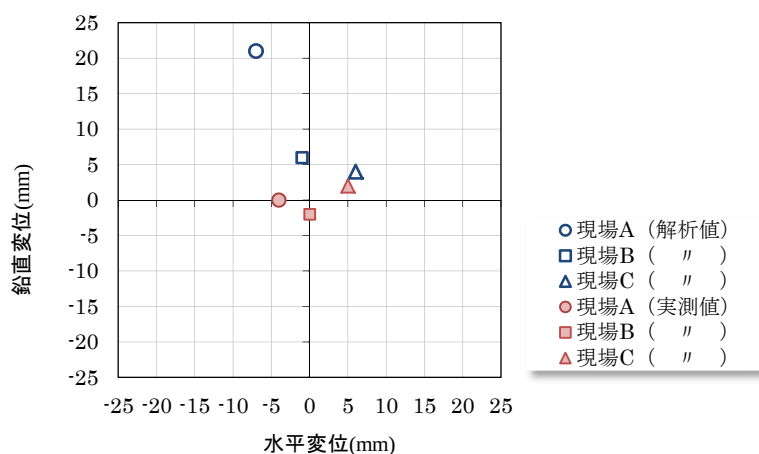


図 3-7 改良体頭部変位の実測値と解析値の比較

3.3.5 掘削に伴う改良体の内部応力

1) 実験方法

改良体内部の応力状態を把握するため、現場 D（門真市）において、パイプひずみ計を用いた地中ひずみー応力計測を行った。改良体をボーリング削孔し、パイプひずみ計を埋設した。埋設後は山留め壁と同一の配合となるソイルモルタルで隙間を充填し、パイプひずみ計と山留め壁が同一の挙動を示すようにした。計測は5分おきの自動計測で、期間は掘削前1週間と掘削後4週間とした。（図 3-8）

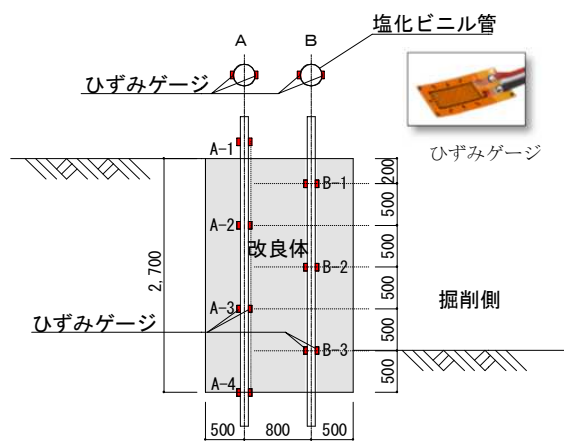


図 3-8 パイプひずみ計による応力測定

2) 温度補正方法

パイプひずみ計は、塩化ビニル管にひずみゲージを設置したものである。そのため、塩ビ管の線膨張係数とひずみゲージの線膨張係数の違いにより、力を与えていない場合においても温度影響によるひずみ（見かけのひずみ）が発生する。したがって見かけのひずみから温度影響によるひずみを差引き、実際のひずみを求める、すなわち温度補正が必要である。パイプひずみ計を山留め壁内部に設置した場合も同様に温度補正が必要となる。

a) 塩化ビニル管に設置したひずみゲージの温度補正

パイプひずみ計を改良体に設置する前に、パイプひずみ計に力を与えない状態でインターバル計測を1か月程度行った。そこで各ひずみゲージと温度計のデータの相関性を捉え、塩化ビニル管の線膨張係数とひずみゲージの線膨張係数の違いに起因する測定誤差を補正した。塩化ビニル管の線膨張係数を α_b 、ひずみゲージの線膨張係数を α_g 、温度補正係数を β_{bg} とすると、 $\beta_{bg} = \alpha_b - \alpha_g$ で表される。計測値 d と実ひずみ量 ε 、温度変化 ΔT の関係は、

$$d = \varepsilon + (\alpha_b - \alpha_g) \times \Delta T = \varepsilon + \beta_{bg} \times \Delta T \quad (3.7)$$

となる。改良体の内部応力を求めるために必要なひずみ量 ε は、

$$\varepsilon = d - \beta_{bg} \times \Delta T \quad (3.8)$$

で求めることができる。インターバル計測時（ $\varepsilon = 0$ ）の測点の温度と見かけのひずみ d の相関の一例を図 3-9 に示すが、ここでは温度補正係数 β_{bg} は $-6.2472 \mu\epsilon/^\circ\text{C}$ となる。このように求めた各測点における温度補正係数を表 3-4 に示す。ここで、ゲージ A-2-OUT の R-2 乗値が 0.0423 と相関性が低かったため、計測時のデータを確認したところ温度変化とひずみ量の関連性が認められなかった。計測時のひずみ量、温度の記録ミス、局所的な温度変化の発生など、測定に何らかの不具合があったと考えられる。

b) 改良体に設置したパイプひずみ計の温度補正

パイプひずみ計と改良体が理想的に固結し、温度影響による伸縮量が同じである場合、パイプひずみ計と改良体の線膨張係数の違いによりパイプひずみ計にひずみが発生する。改良体の線膨張係数を α_s 、パイプゲージの線膨張係数を α_p 、温度補正係数を β_{sp} とすると、計測値 d と実ひずみ量 ε 、温度変化 ΔT の関係は、

$$d = \varepsilon + (\alpha_s - \alpha_p) \times \Delta T = \varepsilon + \beta_{sp} \times \Delta T \quad (3.9)$$

となる。一例として、図 3-10 に掘削前 (1/15~1/22) の測点 A-3 における温度とひずみ量の関係を示す。

このグラフより、 β_{sp} として $-49.579 \mu\epsilon$ が得られる。同様にして求めた β_{sp} を表5に示す。

ここで、測点A-4の値が他に比べて小さい理由として、測点A-4は改良体底部に位置しており、改良体とパイプひずみ計が十分に一体化していないことが考えられる。また、測点B-1ではR-2乗値が0.0686と相関性が弱い。測点B-1の計測値を確認したところ、現場の作業時間内にひずみ量の急激な増減が見られ、工事用車両や周辺での作業などによる外力が働いたと考えられた。これらの理由から、測点A-4および測点B-1は補正係数 β_{sp} の平均値 $\overline{\beta_{sp}}$ の算定から除外した。また、ゲージA-2-OUTのR-2乗値が0.0423と相関性が低かったにもかかわらず、測点A-2のR-2乗値が0.9821と強い相関が見られた。この理由は、前述したように、計測時の何らかの不具合により相関性が低く評価されたものの、実際には補正係数($\beta_{bg} = -1.5463$)に近い値で強い相関があったものと考えられる。

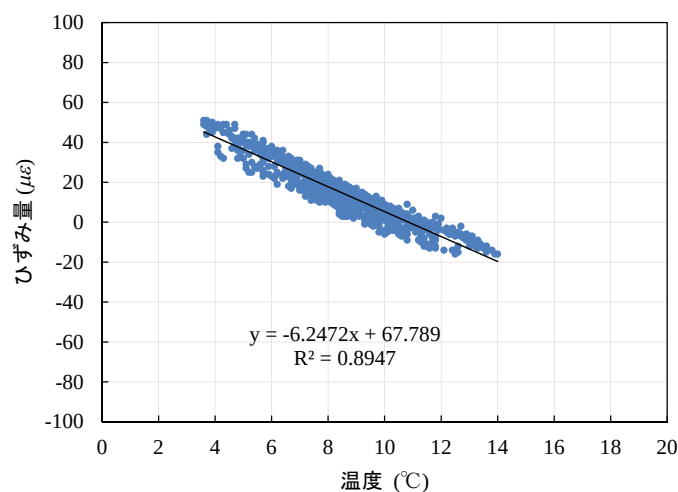


図 3-9 温度－ひずみ分布図 (B-3-OUT)

表 3-4 ひずみゲージと塩化ビニル管の温度補正係数

ゲージ名	補正係数 β_{bg} ($\mu\epsilon/^{\circ}C$)	R^2	ゲージ名	補正係数 β_{bg} ($\mu\epsilon/^{\circ}C$)	R^2
A-2-IN	-9.8725	0.8808	B-1-IN	-7.1143	0.9801
A-2-OUT	-1.5463	0.0423	B-1-OUT	-8.0775	0.9018
A-3-IN	-8.4504	0.8845	B-2-IN	-8.1701	0.7180
A-3-OUT	-6.5912	0.8111	B-2-OUT	-3.9859	0.8131
A-4-IN	-7.7122	0.9544	B-3-IN	-8.1910	0.8894
A-4-OUT	-5.7610	0.9891	B-3-OUT	-6.2472	0.8947

ゲージ名の IN は掘削側，OUT は背面側を示す。

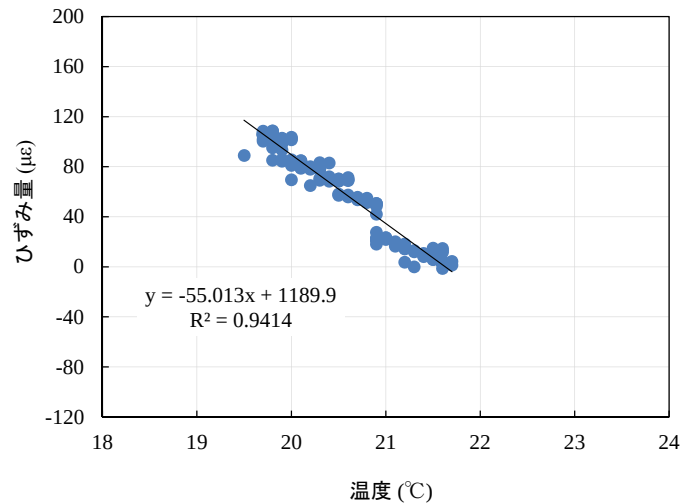


図 3-10 温度と軸ひずみ量との相関（測点 B-3）

表 3-5 パイプひずみ計と改良体の温度補正係数

測点	補正係数 β_{sp} (μɛ/°C)	R ²	測点	補正係数 β_{sp} (μɛ/°C)	R ²
A-2	-48.544	0.9821	B-1	-11.022	0.0686
A-3	-49.069	0.9738	B-2	-53.839	0.9392
A-4	-79.204	0.9605	B-3	-55.013	0.9414
補正係数 β_{sp} の平均値 $\overline{\beta_{sp}} = -51.606 \text{ } \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$					

3) 計測データの処理

計測では、各測点において補正係数 β_{bg} にて温度補正後、掘削側と背面側のひずみ量データの平均値を求めた。この値に対して、さらに $\overline{\beta_{sp}}$ にて温度補正をおこない、実際の軸ひずみ量とした。また、軸ひずみ量に山留め壁の変形係数（135 MN/m²）を掛け合わせ、応力値とした。

4) 計測結果

図 3-11 に掘削に伴う軸応力の変化を示した。掘削は 2 日で完了した。軸応力は掘削に伴い B-2,3 では増加、背面側 A-2, 3, 4 はわずかに減少した。B-2 では掘削により 3 kN/m² 程度の圧縮応力が増加しその後圧縮応力の漸増が見られる。同様に B-3 でも掘削直後に 9 kN/m² 程度の圧縮応力の増加とその後の漸増が見られた。

図 3-12 に改良体内部の温度変化を示す。B-2, B-3 では掘削の翌日以降に急激な温度の低下がみられる。これは掘削により前面の土が除去され外気に近づいたことが原因と考えられる。また、外気に近づくことで乾燥収縮が起こり、軸応力が漸増したと推察できる。

掘削終了時の鉛直応力度 σ_y の FEM 解析値の深度分布に実測値をプロットしたのが図 3-13 である。実測値の算出は、初期土被り圧の解析値に鉛直応力の増加分の実測値をプラスした。解析値と実測値はよく一致している。ここで A-4 は図 3-8 に示すように改良体と地盤の境目であり、改良体の変形にパイプゲージが追従していない可能性がある。図 3-11 において、掘削後の圧縮応力の漸増が見られないことからこのことが推察できる。なお、B-1 の結果については、前述したとおり、工事用車両や重機による外力が働いたと考えられるため、図 3-11, 図 3-12, 図 3-13 から除外している。

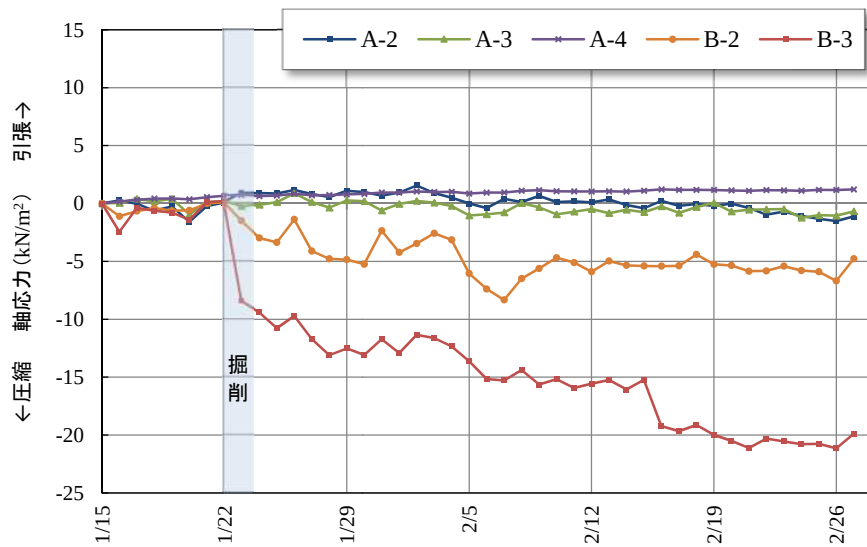


図 3-11 掘削に伴う軸応力変化の実測値

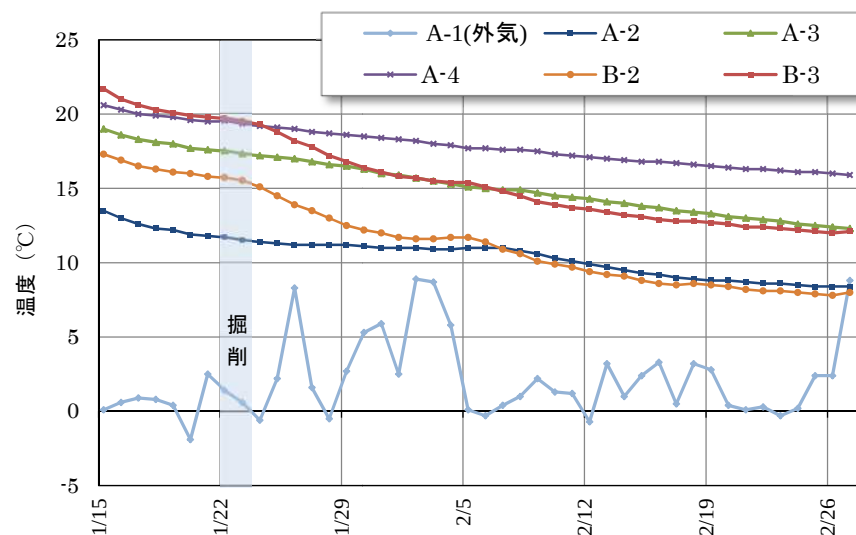


図 3-12 改良体内部温度の変化

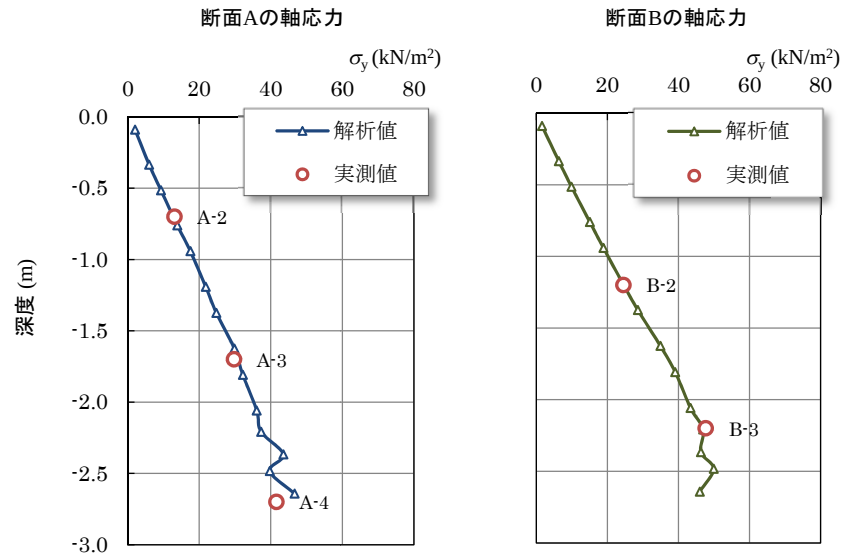


図 3-13 内部応力度（軸応力）の解析値と実測値との比較

3.4 有限要素法を用いた設計手法に関する考察

実現場における改良体の挙動と内部応力状態は、FEM 解析で概ね評価できることがわかった。そこで本節では、浅層改良土自立山留め工法の特性に合致した設計法、具体的には、改良体と地盤の剛性を考慮した合理的な設計法の提案を目指し、FEM 解析による設計を試みる。対象現場は大阪府東大阪市の現場 C とした。現場 C は掘削深さ 3.3 m、掘削幅 20 m で中高層集合住宅の基礎工事の規模としては標準的である。

3.4.1 解析手法

1) 解析モデル、境界条件

解析における地盤構成、有限要素メッシュ、改良体の形状等を図 3-14 に示す。解析メッシュは、掘削部の中央を対称軸として掘削領域の半分をモデル化した。改良体、地盤ともに 8 節点 4 角形要素を用いている。解析領域は従来の研究（地盤工学会，1999）にもとづき、側方境界として掘削深さの約 4 倍、下方境界については掘削幅程度とした。境界条件として、側方境界は水平方向を固定、鉛直方向を自由とし、下方境界は水平、鉛直方向ともに固定とした。

2) 構成則と要素特性

本解析では前節で述べたとおり、地盤の構成則としてモール・クーロンの破壊規準に従う弾完全塑性モデルを用いた。解析に用いた土質パラメータは（図 3-3-現場 C）のとおりである。現場 C では、改良体の築造後約 1 カ月で掘削に着手したため、改良体の変形係数 E 、粘着力 c はチェックボーリング

で採取したコアの一軸圧縮強さの平均値（図 3-5 28 日強度）よりそれぞれ 445 MN/m^2 , 747 kN/m^2 とした。

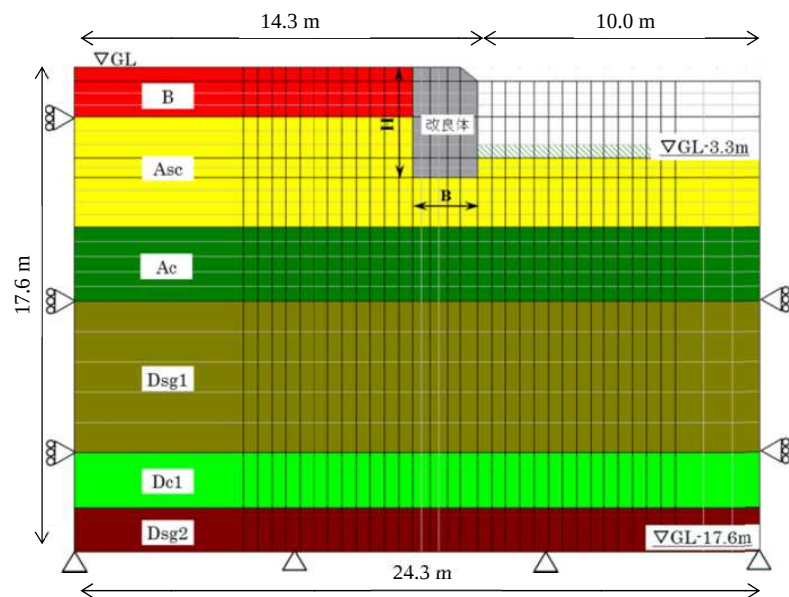


図 3-14 解析断面の有限メッシュと境界条件

3.4.2 外部安定の検討

図 3-15 に改良体の幅 B を 2.3 m から徐々に狭めた時の、掘削側上部の測点 a と底部の測点 b の水平変位量の解析結果を示す。改良体幅 B が 1.70 m のあたりから測点 a の変位量が急激に増加（掘削側に変位）し、 $B = 1.20 \text{ m}$ で反復計算が収束せず発散現象が生じた。このとき測点 b の水平変位量は 20 mm 程度と小さく、改良体は転倒破壊に近い挙動を示していることがわかる。

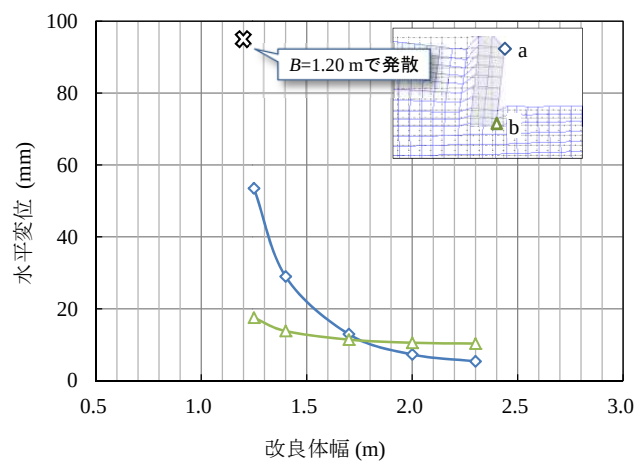


図 3-15 改良体幅と掘削完了時の水平変位

同様に改良体の幅を徐々に狭めたときの、改良体周辺地盤の応力状態の変化を図 3-16 に示す。なお局所安全率 F は(4)式で求めた。

$$F = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3.10)$$

ここに、

σ_1, σ_3 : 主応力 (kN/m^2) c : 土の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$) F : 局所安全率

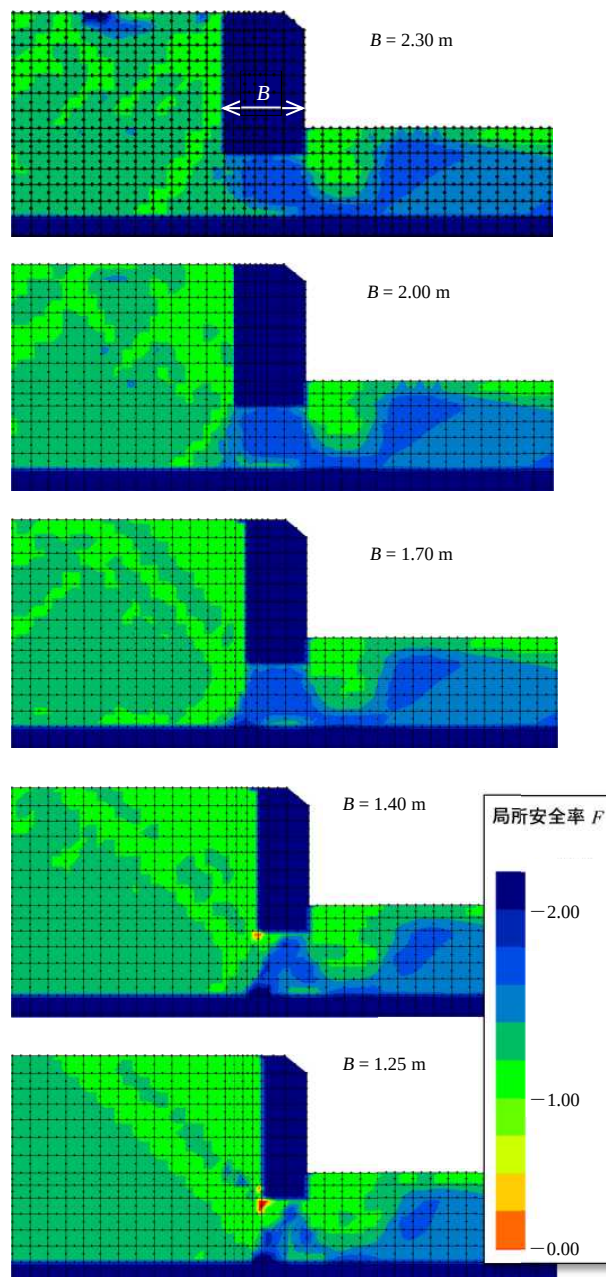


図 3-16 局所安全率の分布

改良体幅が小さくなるにしたがって、局所安全率 F が 1.0 になる要素、すなわち降伏要素が広がっている。 $B = 1.25 \text{ m}$ では、改良体周辺の地盤は前趾部分の一部を残して降伏状態になっていることがわかる。このことから改良体幅がさらに小さくなると、改良体の全面および背面の降伏要素が連続し支持力破壊すると推察できる。以上のことから、改良体は $B=1.25 \text{ m}$ までは自立するがこれよりもその幅が小さくなると転倒破壊を伴った支持力破壊の挙動を示すと考えられる。なお、改良体の剛性（変形係数 E ）を 30 MN/m^2 から $6,000 \text{ MN/m}^2$ まで変化させても、発散現象が生じる改良体幅は同じであることを確認している。

図 3-17 は、3.2.3 に記載の従来の設計手法にもとづき算出した改良体幅 B と各破壊モード（滑動、転倒、支持力）における安全率との関係である。安全率は前出の図 3-2 および(3.2), (3.3), (3.4)式より算出した。支持力破壊が卓越しており、改良体幅が 1.3 m 付近で支持力の安全率が 1.0（支持力破壊が起きる）となる。前述した、FEM 解析によって求めた結果（×印： $B=1.25 \text{ m}$ ）とよく一致する。

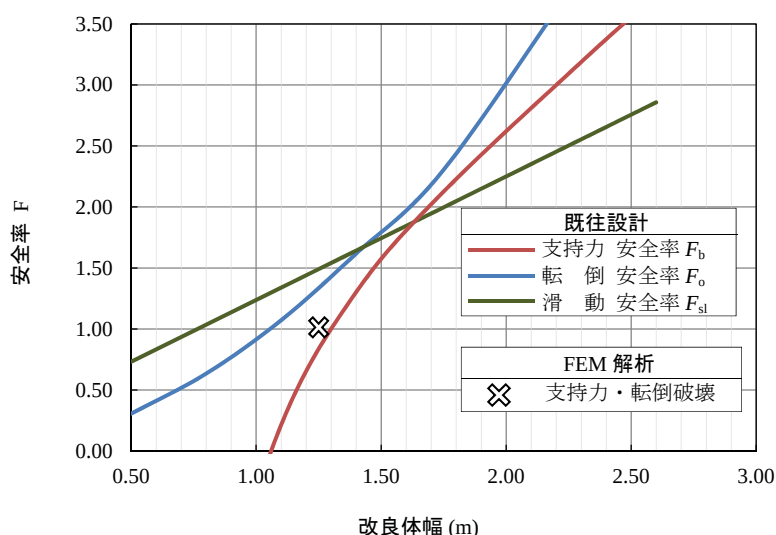


図 3-17 従来の設計における改良体幅と安全率の関係

3.4.3 内部安定の検討（改良体の強度）

1) 許容引張り応力度

改良体は圧縮に比べて引張り抵抗力が極端に劣り、特に本工法のように表層の不均質な地盤を低強度に改良する場合、引張り強度を期待すべきではない。したがって内部安定の検討で改良体の許容引張り応力度は 0 とする。ここでは FEM 解析により、改良体内部に引張り応力が発生する改良体幅を求める。図 3-18 に改良体幅を 2.3 m から徐々に小さくしたときの、後趾部の最小主応力 σ_3 の分布状態を示す。改良体幅が 1.7 m で後趾部（赤○印）に初めて引張り応力（ $\sigma_3 = -4.77 \text{ kN/m}^2$ ）が発生する。

図 3-19 に、改良体の幅 B と、改良体後趾部に発生する最小主応力 σ_3 との関係を示すが、引張り応力は $B=1.75\text{ m}$ 付近で発生し、その後、改良体幅の減少とともに急激に増加することがわかる。従来の設計手法で、 $e>B/6$ 、すなわち $B<1.75\text{ m}$ のとき、改良体後趾部に引張り応力が発生するとされており（土質工学会 1975）、FEM 解析による検討結果と一致する。なお、3.3.3 で改良体の引張り強度は一軸圧縮強さの 1 割程度見込めることが確認できているが、引張り応力度の急激な変化を鑑み、許容引張り応力度は 0 とするのが妥当と考えられる。

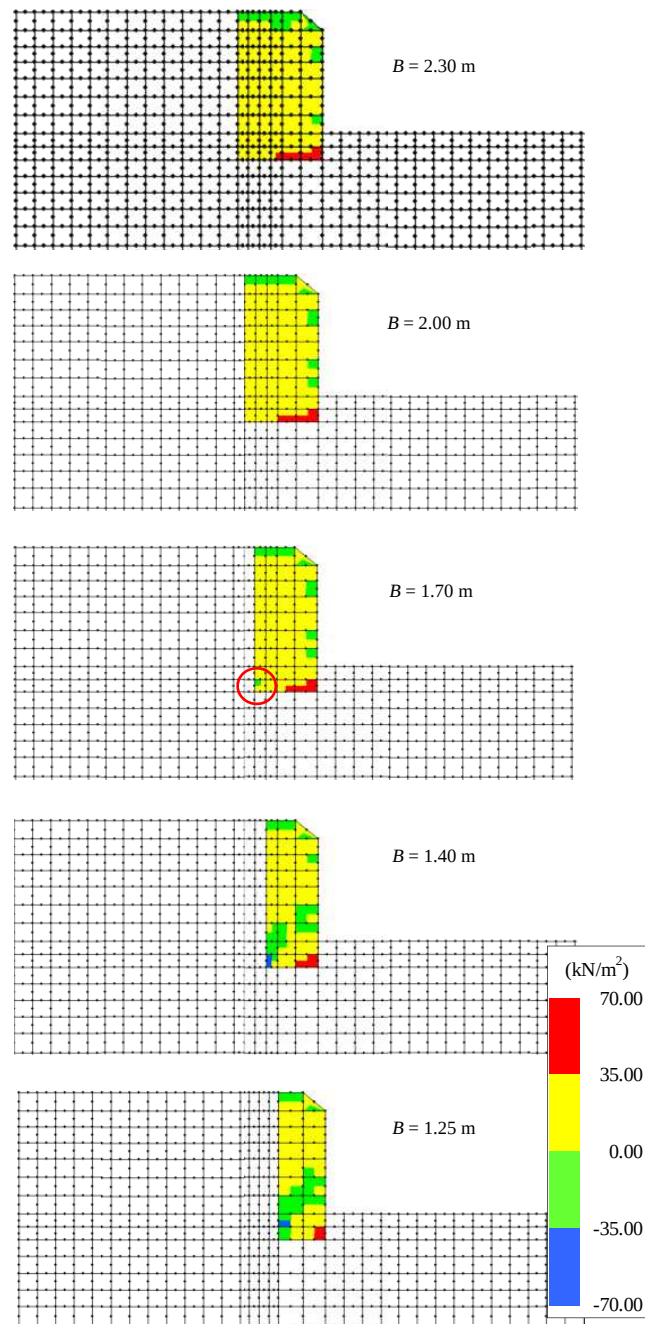


図 3-18 改良体内部の最小主応力の分布

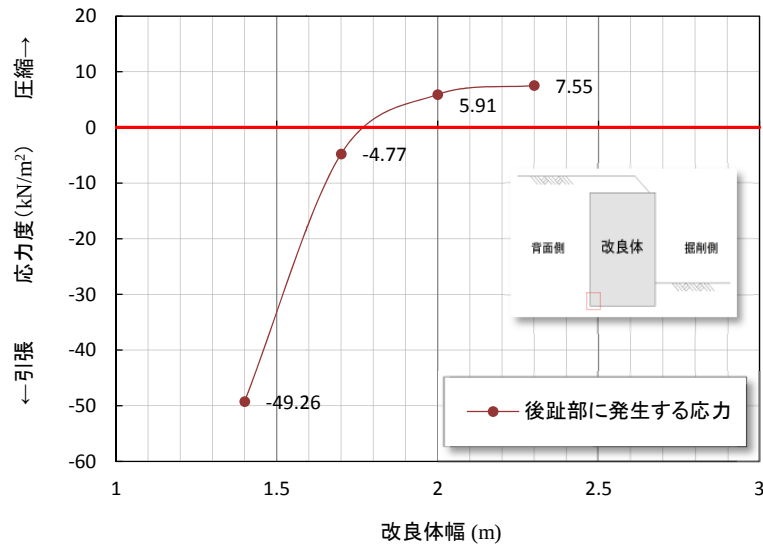


図 3-19 改良体後趾部に発生する最小主応力

2) 許容圧縮応力度

従来の設計手法により設計基準強度 q_{uck} を求める。改良体の幅は 2.3 m とした。改良体底部に生じる地盤反力度の最大値は, (5) 式より $q_{max} = 122 \text{ kN/m}^2$ となり, 設計基準強度は, (1) 式で $F_s = 1.5$ として,

$$q_{uck} = 1.5 \times q_{ca} \geq 1.5 \times q_{max} = 183 \text{ kN/m}^2 \text{ となる。}$$

次に FEM 解析により, 改良体の設計基準強度 q_{uck} を検討する。図 3-20 に, 改良体の強度 q_u を 1,500 kN/m^2 から徐々に小さくしたときの, 改良体底部に生じる地盤反力度の分布, および改良体内部に発生する主応力差の最大値 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を示す。なお変形係数 E は, 図 3-6 より $E = 300 \cdot q_u$ とした。改良体の強度 q_u が低いほど, 改良体底部に発生する地盤反力度の最大値 q_{max} , および改良体内部に発生する主応力差の最大値 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ は小さくなることがわかる。この理由として, (5) 式は改良体および底部地盤を剛体と仮定しているが, 実際に当工法で築造する改良体, 底部地盤は剛性が低く, 背面土水圧が直接底部地盤に伝わらないことが考えられる。

図 3-21 に改良体の設計基準強度と安全率との関係を示す。FEM 解析で求めた地盤反力度の最大値を q_{max} , 改良体の強度の安全率を $F_1 = q_{uck} / q_{max} = 1.5$ とした場合, 設計基準強度は $q_{uck} = 168 \text{ kN/m}^2$ となり, 従来の設計に比べ 1 割程度の強度を低減できる。さらに, 主応力差の最大値を $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$, 改良体の強度の安全率を $F_2 = q_{uck} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = 1.5$ とした場合, 設計基準強度は, $q_{uck} = 126 \text{ kN/m}^2$ となり, 3 割程度の強度低減となる。改良体および底部地盤の剛性を考慮することで, 必要となる強度が変化し安全率を落とすことなく強度を大幅に低減できることがわかった。

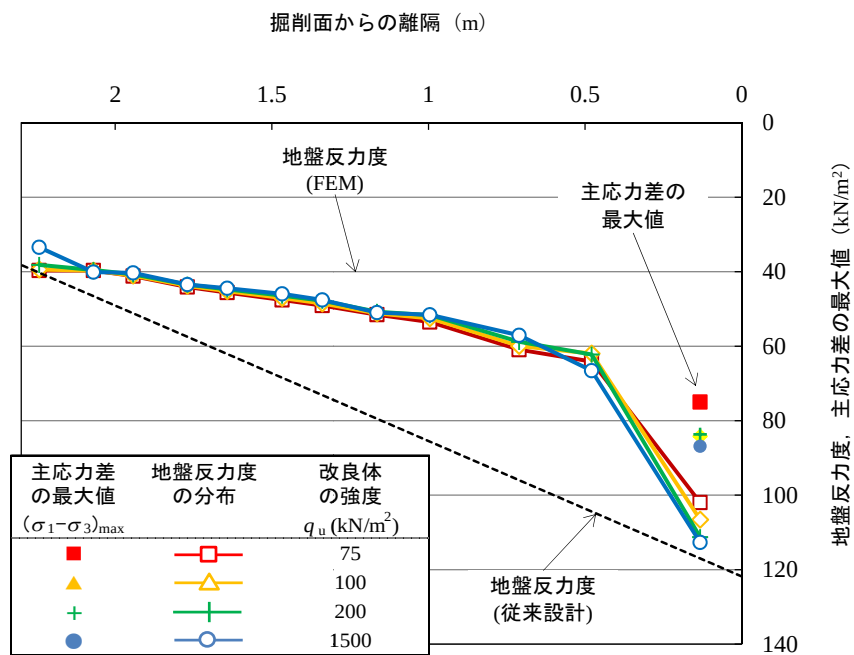


図 3-20 地盤反力度の分布

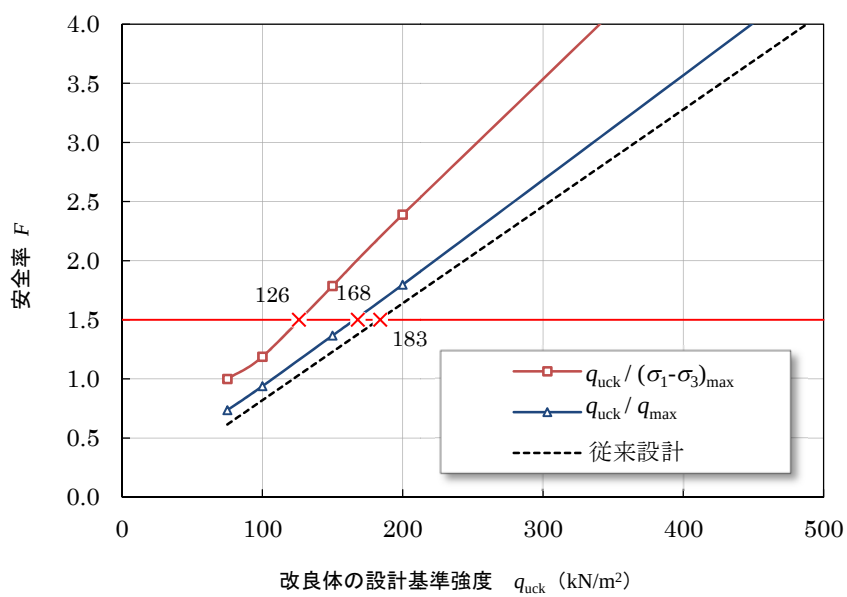


図 3-21 改良体の設計基準強度と安全率の関係

3.4.4 改良体の強度低減による影響

改良体の強度低減による影響について考察する。図 3-22 に改良体の強度を 150 kN/m^2 とした CASE 1 と、改良体の強度を $1,500 \text{ kN/m}^2$ とした CASE 2 について、掘削に伴う挙動を比較した。改良体の幅は 2.3 m である。

C 点（改良体後趾部）の水平変位量は CASE 1 と CASE 2 でほぼ同じであるが、B 点（改良体前趾部）の水平変位量は CASE 1 の方が小さい。剛性の小さい CASE 1 では、改良体自身の変形によって滑動変位が抑えられていると考えられる。また、改良体底面（辺 BC）の水平面に対する角度を CASE 1, CASE 2 でそれぞれ α_1, α_2 （反時計まわりを正とする）とすると、CASE 1 が $\tan \alpha_1 = 4.1/2300$ 、CASE 2 は $\tan \alpha_2 = 3.5/2300$ で、CASE 1 の α_1 のほうが大きい。したがって、 α の値を見る限り、CASE 1 のほうがわずかではあるが転倒しにくい状況にあると言える。なお、改良体が掘削側ではなく背面側に傾斜する理由は掘削によるリバウンドの影響である。次に、CASE 1, CASE 2 の改良体周辺地盤の応力状態の分布を図 3-23 に示す。ここで局所安全率 F が 1.0 となる要素、つまり降伏要素の広がりには CASE 2 のほうが発達しており、より支持力破壊に近い状態にあると言える。以上のことから、改良体の形状を変えず、内部破壊しない範囲で強度・剛性を低減しても、外部安定（滑動、転倒、支持力）の安全性（安全率）が低下することはないと考えられる。

次に、改良体および周辺地盤の変形に関して考察する。CASE 1 では、改良体はわずかに前傾し、変形しながら地盤を保持している様子が見てとれる。変形量は CASE 2 に比べると大きい。水平・鉛直変位とも 1 cm 程度と山留めとしては十分に安全で実現場に適用可能である。なお CASE 2 については現場 C で変位を実測したが、水平変位の実測値は掘削側に 5 mm 、鉛直変位の実測値は上向きに 2 mm であり FEM 解析結果とよく一致した。（表 3-3）このように、改良体の剛性を考慮した FEM 解析を設計に適用することで、周辺地盤と改良体の変位変形量も含めた合理的な設計が可能である。

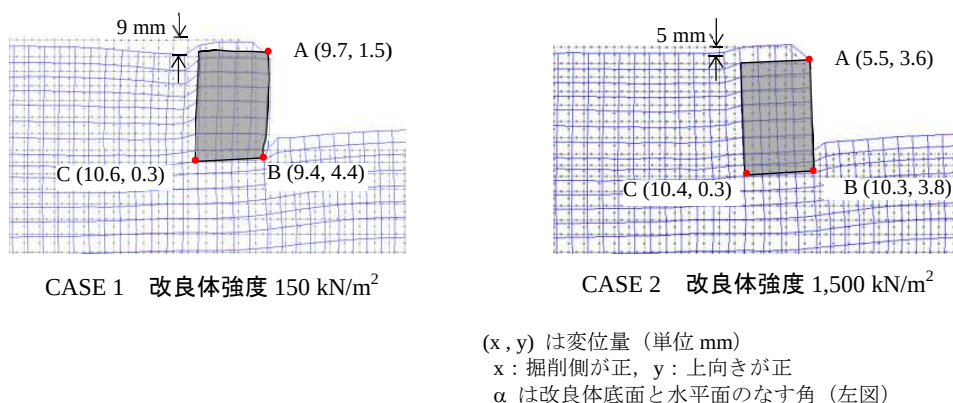


図 3-22 改良体の挙動比較

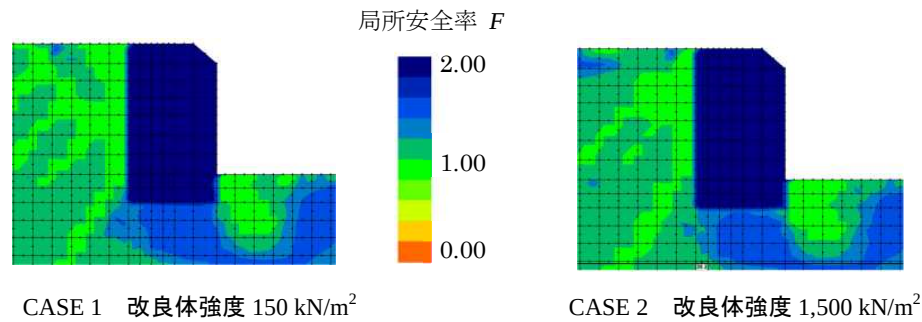


図 3-23 改良体周辺地盤の局所安全率の分布

3.4.5 設計手法の提案

本節では、実現場を対象に FEM 解析を用いた設計を試みた。FEM 解析による外部安定の検討において、ある改良体幅で転倒破壊を伴った支持力破壊の挙動が見られた。この改良体幅は、従来の設計手法で支持力の安全率が 1.0 となる改良体幅と概ね一致した。このような複雑な破壊モードも FEM 解析で表現できることがわかった。

内部安定の検討において、改良体の底部に発生する地盤反力度を FEM 解析で求め、これを許容圧縮応力度とすることで、安全率を下げることなく設計基準強度を低減できる可能性が示された。また、改良体に発生する主応力差の最大値を許容圧縮応力度に設定することで、さらに設計基準強度の低減が期待できる。また、改良体の形状を変えず、内部破壊しない範囲で強度・剛性を低減しても、外部安定の安全率は低下しないことも示された。

以上の検討結果をふまえ、『浅層改良土自立山留め工法』の合理的な設計手法の一例とそのフローチャート（図 3-24）を以下に示す。

- ① 改良仕様（改良体の高さ、改良体の幅、改良体の設計基準強度）を仮定する。
- ② 外部安定については従来の設計手法にておこなう。滑動・転倒・支持力に関し所定の安全率を確保できているか確認する。
- ③ 内部安定の検討では、FEM 解析により改良体内部の応力状態を算出し、主応力差の最大値が許容圧縮応力度以下であることを確認する。また改良体の後趾部に引張り応力が発生していないことを確認する。
- ④ 改良体や周辺地盤・近接構造物の変位量を FEM 解析により算出する。これが許容変位量に対して所定の安全率を確保できているか確認する。
- ⑤ 改良仕様を決定する。



図 3-24 設計手法の一例

3.4.6 設計・施工上の配慮

3.1 で述べたように底部地盤が地山ではなく、不均質で局所的に硬い層が存在しうる場合には、設計者は、その地盤の剛性（変形係数）を高く設定して内部応力を評価するなど、安全側への配慮が必要である。現場 C において、底部地盤の N 値は 14 であるが、不均質性に配慮して N 値 30 とした場合、設計基準強度の増加は 5% 程度であることを確認している。

また、改良体の強度を低減することでセメント系固化材の添加量が少なくなると、均一な混合が困難となり、施工後の改良体強度のばらつきが大きくなると考えられる。設計者はこのことに配慮し、配合設計において変動係数を適切に設定するとともに、施工者は施工品質の確保とデータの蓄積に努める必要がある。

3.4.7 コストの評価例

浅層改良土自立山留め工法のコスト縮減効果については、中村ら（2012）が検証しており、土質条件・地下水条件・敷地条件・鋼材流通単価などにより変化するものの、従来の山留め工法と比較して概ね 10～20% のコスト縮減が可能であると報告している。表 3-6 に現場 A、B で当初予定していた工法と浅層改良土自立山留め工法とのコストの概算比較を示す。現場 A では当初鋼矢板壁工法を予定していたが、浅層改良土自立山留め工法に変更することによって 17% のコストダウンを実現している。鋼矢板壁工法では基礎部分の埋戻し完了後に引き抜くこととし、リース期間を 60 日、標準的な損料も

含めて材料費を計上している。現場 B においても当初計画の親杭横矢板壁工法からの工法変更によって 12%のコストダウンを実現している。親杭横矢板壁工法では、H 型鋼は埋め置きとし、打設工事費および横矢板の設置費を計上している。浅層改良土自立山留め工法では、地盤改良工事費、セメント系固化材の材料費および管理試験費を計上している。管理試験費には、事前に行う配合試験や六価クロムの溶出試験および掘削前の強度確認試験費を含んでいる。現場 A、B の地層構成および改良体の形状は図 3-3 に示す。

しかしながら、現場 A、B とともに改良体の強度、断面形状は従来の設計手法にもとづいたものである。今後、3.4.5 で提案する設計手法を適用し、改良体の強度と断面形状を設計することによって、固化材量を低減することが可能でありコスト縮減率はさらに大きくなると期待できる。

表 3-6 従来の山留め工法と浅層改良土自立山留め工法とのコスト比較

	現場 A		現場 B	
当初計画	鋼矢板壁工法	100	親杭横矢板壁工法	100
	鋼矢板材料費(リース費ほか)	41	H 型鋼材料費(購入費)	62
	鋼矢板打設費	36	H 型鋼打設費	27
	鋼矢板引き抜き費	23	横矢板設置費	11
実施	浅層改良土自立山留め工法	83	浅層改良土自立山留め工法	88
	地盤改良工事費	55	地盤改良工事費	65
	固化材材料費(120 kg/m ³)	17	固化材材料費(80 kg/m ³)	14
	管理試験費	11	管理試験費	9
コスト縮減率		△ 17	△ 12	

※当初計画の工事費を 100 として比較

3.5 まとめ

本章では浅層混合処理工法を用いて築造した自立山留め壁の事例を対象として、改良体の強度特性の調査、ならびに改良体の挙動と内部応力の実測値を FEM 解析値と比較検証することにより、弾塑性 FEM 数値解析モデルの実設計への適用性を示した。さらに FEM 解析を用いた『浅層改良土自立山留め工法』の合理的な設計手法を提案した。得られた成果を以下に取りまとめる。

- (1) 実現場において改良体の強度特性を調査したところ、浅層混合処理工法（トレンチャー式攪拌工法）により築造した改良体の強度のばらつき（変動係数）、（現場/室内）強さ比、引張り強度と一軸圧縮強さの関係、および変形係数と一軸圧縮強さの関係は、深層混合処理工法（機械式攪拌工法）と同等であった。
- (2) 実現場において、掘削に伴う改良体の変位量を実測したところ FEM 解析値と概ね一致した。また、改良体の内部応力についても実測値と FEM 解析値は精度よく一致した。掘削に伴う改良体の挙動と内部応力状態は、FEM 解析で概ね把握できると言える。

- (3) FEM 解析による外部安定の検討において、支持力破壊が生じる改良体幅（支持力破壊の安全率が 1.0）は、従来の設計法とほぼ一致した。また、改良体の剛性が検討結果に与える影響は小さいことがわかった。外部安定の検討において、従来の設計手法は FEM 解析とほぼ同様な結果を示すと言える。
- (4) FEM 解析による内部安定の検討において、従来の設計法は改良体底面に生じる地盤反力を過大に評価しており、FEM 解析を用いて改良体内部の応力を算出し許容圧縮応力度を設定することにより、安全率を下げることなく改良体の強度を低減できる可能性が示された。
- (5) これらの検討結果をふまえ、『浅層改良土自立山留め工法』の合理的な設計手法の一例として、従来の設計手法による外部安定の検討と、弾塑性 FEM 数値解析による内部安定および変位量の検討を提案した。

参考文献

- 青木雅路, 清広歳 (2007): 近接工事の調査・設計・施工技術 4. 近接施工での影響予測, 土と基礎 vol.55 No.6, p.50.
- 太田史朗, 松下宏壱 (2008): 動態観測データに基づく圧密変形解析パラメータの設定事例, 東北地質調査業協会誌「大地」, p.72.
- 大石幹太, 片桐雅明, 東健一, 斎藤邦夫, 高橋邦夫 (1998): FGC-DM 工法による低強度改良地盤の水平地盤反力係数, 土木学会第 53 回年次学術講演会論文集, III-B305, pp.610-611.
- 川本泉, 島田文夫, 正木範昭, 石川正紀, 伊藤伸章, 日比野信一 (1989): ソイルセメント柱列体による山留め工法, 第 24 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1471-1472.
- 北詰昌樹, 石川范, 田端竹千穂, 石川泰裕 (1995): セメント系深層混合処理地盤による自立山留めの破壊挙動に関する模型実験, 第 30 回土質工学会発表会講演集, pp. 2323-2324.
- 北詰昌樹, 大嶺聖, 三宅達夫, 藤沢一, 苗村正三 (1996): セメント系改良地盤の設計法, 地盤工学会, セメント系安定処理土に関するシンポジウム, p.57.
- 後藤貞雄, 峰岸孝二, 勝沢勝栄, 河辺衛 (1994): 埋立地盤上の盛土の沈下と変形について, 土木学会第 49 回年次学術講演会論文集, pp. 792-793.
- 小林正樹 (1990): 地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究, 東京工業大学, 博士論文, pp.28-31.
- 地盤工学会 (1999): 山留めの挙動予測と実際, p. 136.
- 地盤工学会 (2004): 入門シリーズ 29 知っておきたい根切り山留めの基本, pp.137-148.
- 地盤工学会 (2012): 有限要素法がわかる, pp. 271-272.
- 地盤工学会 (2013): 設計用地盤定数の決め方ー土質編ー, p.11.

セメント協会 (2012):セメント系固化材による地盤改良マニュアル第4版, pp.50-105, 131-132, 182-191.

長曾我部誠, 青木雅路, 佐藤英二, 松葉浩樹 (2003): 地盤改良自立山留めを用いた大規模掘削工事の
合理化, 基礎工, pp. 42-46.

鉄道総合技術研究所 (2012): 鉄道構造物等設計標準・同解説ー基礎構造物, pp.92-100.

土質工学会 (1975): 土留め構造物の設計法, p.112.

土木研究センター (2004):陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版, p.36-39,
pp. 92-99.

中村光男, 丸岡裕季, 岡田純治, 西田一彦, 勝見武 (2012): 浅層改良土による自立山留め壁の設計・
施工の考え方, 第10回地盤改良シンポジウム論文集, pp. 337-340.

日本建築センター (2006): 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針ーセメント系固
化材を用いた深層・浅層混合処理工法, p. 38.

日本建築学会 (2001): 建築基礎構造設計指針, pp.142-150.

野田俊介, 栗崎夏代子, 東健一, 兵頭洋, 高橋邦夫: 岩盤に着底した深層混合処理による自立土留の
挙動(その2)ー安定性の評価ー (1998), 土木学会第53回年次学術講演会論文集, pp. 500-501.

長谷川則夫, 島田亘, 山内一秀, 石川文洋, 松葉征洋, 松山義典, 小野金広, 西岡成 (1994): 横浜火
力発電所建設工事における基礎地盤改良(その2)ー深層混合処理工法の自立山留め適用におけ
る設計法についてー, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1501-1502.

堀田洋之, 小澤貴史, 松原優, 笹野直也 (2015): 軟弱粘性土地盤掘削時の山留めおよび背面地盤の変
形計測事例, 基礎工, Vol.43, No.12, pp. 42-45.

堀場靖久, 石塚邦夫 (1992): 我が国における山留め工事の種類と規模に関する実態調査, 土質工学会,
山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム, p.109.

宮崎祐助 (1997): 根伐り山留めの技術開発, 土と基礎, Vol.45, No.10, p.1.

第4章

重金属等の吸着機能を有する掘削安定液に関する基礎的検討

4.1 概説

我が国の大都市のほとんどが比較的軟弱な沖積層上に発達しているため、都市部の中高層集合住宅の建設では杭が必要となる。杭は軟弱な沖積層を貫通して下部の支持層に到達し、上部の建物を支える役割を持つが、この沖積層に地盤汚染が存在する場合に、杭工事による地盤汚染の拡散が問題になる。つまり、杭の施工によって、沖積層の汚染土壌や汚染地下水が支持層である下部帯水層に侵入し汚染を広げてしまうことがないよう、何らかの対策が必要である。

1.2.3 で述べたように、大阪平野をはじめとして我が国の都市部の沖積層には、自然由来の重金属等を含む土壌が存在することが知られている。自然由来の重金属等を含む土壌はこれまで土壌汚染対策法の対象外であったが、2009 年の法改正で人為由来の汚染土壌と同様に法の対象として取り扱うことが定められた。したがって、今後、自然由来の重金属等を含む土壌が存在する地盤において、重金属等を拡散させることなく杭を設けるための設計・施工手法の確立は、集合住宅の杭工事における急務の課題である。

図 4-1 に示すように自然由来の重金属等を含む土壌・地下水の存在する地盤に杭を計画する場合、杭は重金属等を含む土層とその下の難透水層を貫通して支持層に達する。このような杭の施工によって重金属等を含む土層に存在する土壌・地下水を難透水層下部の帯水層に拡散させるおそれがある。そのため、環境省（2012）は重金属等の拡散を防止する杭の施工方法をいくつか示しているが、2.4.3 で述べたように、いずれも大幅なコストアップと工期の延伸となる。また、難透水層が 10 m 以深に存在する場合に現実的には施工が困難であるなど問題が多い。既往の研究では、鋼管杭や PHC 杭を打撃工法や中掘り工法、回転貫入工法で施工することで、難透水層の遮水機能を損なうことなく、杭と粘土との境界面の漏水の可能性も極めて小さいとしているものの、2.4.2 および 2.4.4 で述べたように、こ

のような杭種と打設工法は、都市部における集合住宅建設では合理的とは言えず相当のコストアップが発生する。また、これらの対策工法は廃棄物や比較的高い人為原因による地盤汚染を対象としており、比較的低い濃度の自然由来の重金属等を含む土壌に対して合理的であるとは言い難い。低濃度の自然由来の重金属等に適した、安価で必要最小限の効果が得られる工法・技術の確立が求められる。

中高層集合住宅（7～15 階建て）の基礎杭工法については、地盤条件や上部構造にもよるが、一般的に既製杭（鋼管杭、既製コンクリート杭）よりも場所打ちコンクリート杭、中でもアースドリル工法が経済的で、最も多く採用されている。しかしながら、この経済的かつ採用実績の最も多いアースドリル工法による場所打ちコンクリート杭が、汚染地盤に与える影響に関する研究は少ない。

そこで、本研究では、重金属等の拡散を防止し、経済性を有する場所打ち杭打設工法を見出すことを目的とする。まず、重金属等を含む地盤をアースドリル工法で掘削し場所打ち杭を構築する際、安定液に重金属等が混入するが、このときの安定液による重金属等の吸着機能を明らかにした。また、安定液の混和材として重金属等の吸着材を添加し、ヒ素、フッ素、鉛それぞれの濃度を基準値未満に低減するための配合について検討を行った。これらの実験では、安定液にヒ素、フッ素、鉛を混合・攪拌・ろ過し、ろ液の重金属等の濃度を測定した。吸着効果の評価は地下水環境基準値との比較により行った。さらに本工法の実現場への適用に関して、安定液による重金属等の吸着機構を踏まえた安定液の配合設計手法、施工管理手法ならびにコスト効果について考察した。

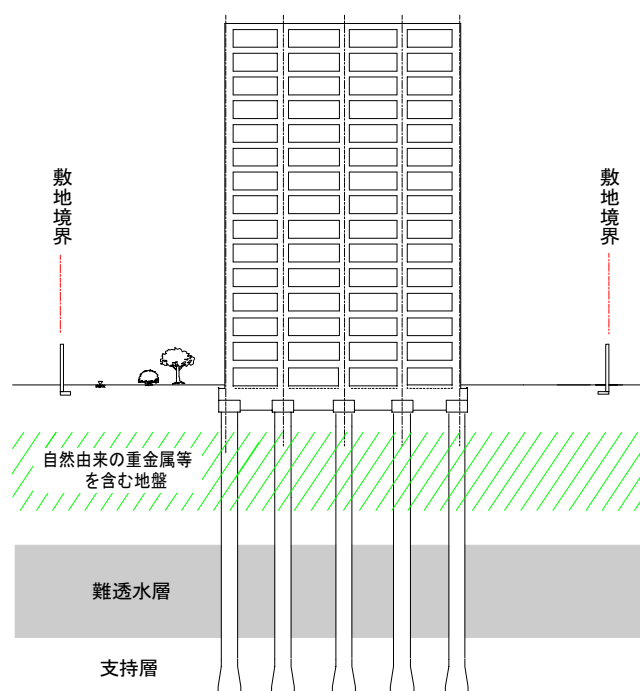


図 4-1 自然由来の重金属等を含む地盤に集合住宅を建設する場合の概念図

4.2 安定液の重金属等吸着機能の検証

4.2.1 安定液に求められる機能

アースドリル工法は場所打ち杭の掘削工法の一つで、ドリリングバケットを回転させて地盤を掘削し、バケット内部に格納した土砂を地上に排出する工法である（図 4-2）。孔壁は、表層部では表層ケーシングを用い、それ以深は安定液で保護する。掘削完了後、所定の形状に製作された鉄筋かごを建込み、トレミー管でコンクリートを打設し杭を築造する。安定液には対象とする地盤の性状に合わせてベントナイト系またはポリマー系が用いられる。安定液に求められる機能とこれに必要な性質を図 4-3 に示す。

アースドリル工法で地盤を掘削する際、孔壁の崩壊を防ぐために常に地下水位プラス 1～2 m 以上の水頭差を維持する（地盤工学会，2004a）。そのため重金属等を含む土層の掘削過程では外部からの重金属等の侵入は考えにくい。安定液には掘削土に含まれる有害物質が混入する。この安定液を用いて掘削を継続し粘土層を貫通したとき、粘土層下部の帯水層へ重金属等を漏出するおそれがある。一方で、安定液に含まれるベントナイトや細粒土には重金属等に対する吸着能力を持つことが知られており（Arnfolk et al, 1994; Naka et al, 2011；嘉門ら，2000；山岡ら，2005），漏出しても問題のない程度まで重金属等の濃度が低減される可能性がある。もし安定液が、混入した重金属等を吸着し、その溶出量が土壌溶出量基準値未満であれば、粘土層下部帯水層への重金属等の拡散は起こりにくいと考えられる。よって本節では、安定液そのものが有する重金属等の吸着機能について実験的に検証した。

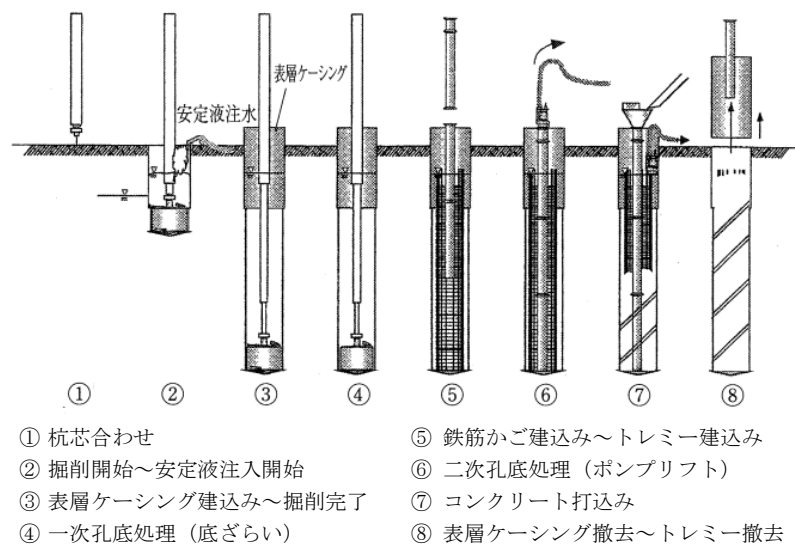


図 4-2 アースドリル工法による杭工事施工要領図（地盤工学会，2004a）

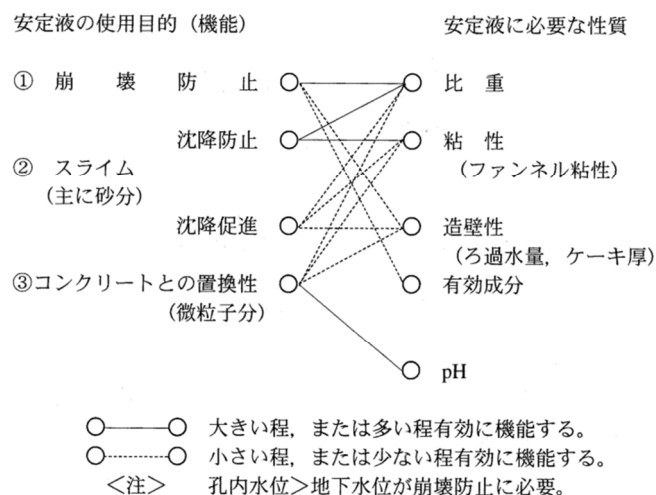


図 4-3 安定液の機能と必要な性質（日本建設基礎協会，2009）

4.2.2 実験方法

図 4-4 に示すように、ヒ素(As)、フッ素(F)、鉛(Pb)に対する安定液の吸着機能を検証するため、バッチ吸着試験および図 4-5 に示す API 規格（アメリカ石油協会）の加圧ろ過試験器を用いてろ過試験を行った。ろ過試験は、泥膜によるろ過効果を模擬している。また、重金属等の混入による安定液の性状の変化を確認するため、同時に安定液の品質管理試験を行った。実験手順を以下に示す。

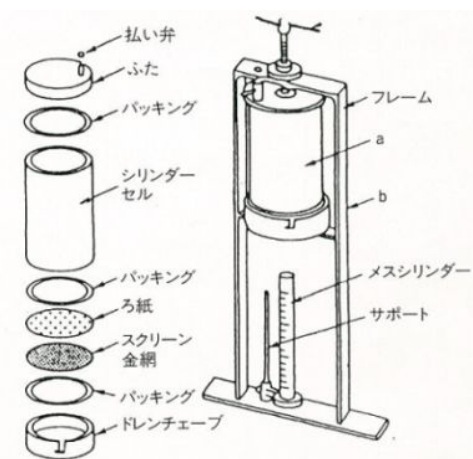
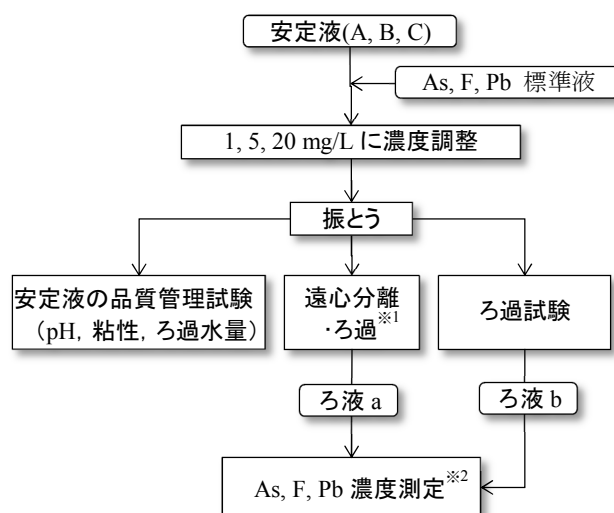


図 4-5 加圧ろ過試験器（地盤工学会 2004b）

※1 環境庁告示第 46 号準拠

※2 As：水素化物発生原子吸光法 JIS K 0102 61.2

F：流れ分析法 JIS K 0102 34.4

Pb：電気加熱原子吸光法 JIS K 0102 54.2

図 4-4 実験フロー

- 1) 安定液は一般に使用されている A ポリマー系安定液, B ベントナイト系安定液および大阪市内の
 施工中現場でサンプリングした C 現場採取安定液の 3 種類を使用した。安定液 A, B は作液後 24
 時間の養生を行った。安定液の配合を表 4-1 に示す。
- 2) 対象重金属等 (As, F, Pb) は原子吸光分析用の 1,000 mg/L 標準液 (As_2O_3 , F, $\text{Pb}(\text{NO}_3)_2$ すべて和
 光純薬工業製) を 1, 5, 20 mg/L の 3 水準の濃度になるように添加し, 1 分間の振とうを行った。各
 物質の相互作用を確認するために, 2 種混合溶液 (As+F, As+Pb, F+Pb) および 3 種混合溶液 (As+F+Pb)
 も作製した。
- 3) 安定液の振とうの 2 日後に, 遠心分離 (3000 rpm, 20 min) および 0.45 μm メンブレンフィルターで
 ろ過し, 得られたろ液 a の As, F, Pb 濃度を測定した。検液の作製方法と濃度測定法を図 4-4 に示
 す。
- 4) 安定液の振とう後, 直ちに図 4-5 に示す加圧ろ過試験器を用いてろ過試験 (ろ過圧 0.5 MPa, ろ紙
 の保留粒子径 1 μm) を行い, 得られたろ液 b の As, F, Pb 濃度を測定した。
- 5) 安定液の品質管理試験は粘性, 造壁性および pH の確認を行った。粘性は API 規格のファンネル粘
 度計を用いて, 500 ml の安定液が流出完了するのに要する時間(s)を計測した。造壁性は加圧ろ過
 試験器でろ過試験 (ろ過圧 0.3MPa, 30 分間, ろ紙の保留粒子径 1 μm) を行い, 得られたろ過水量
 (ml)を測定した。

表 4-1 安定液 A, B, C 成分表

安定液成分	A	B	C
	ポリマー系	ベントナイト系	現場採取
ベントナイト (浅間#300)	1.5	8.0	5.0
CMC (DKS ポリマー280)	0.3	0.05	0.2
分散剤 (マーゼル SH)	0.1	0.1	0.1
pH 調整剤 (ソーダ灰)	0.1	0.1	0.1
粘土分	0.0	5.0	1.5

単位%

4.2.3 実験結果と考察

表 4-2, 表 4-3, 表 4-4 に実験結果を, 図 4-6, 図 4-7, 図 4-8 には重金属等ごとの吸着試験結果を
 示す。A, B, C の各安定液ともに Pb 濃度の大幅な低減が確認された。線形軸ではろ液濃度を表示で
 きないため, Pb 濃度のグラフのみ対数軸を用いた。ヒ素の濃度については概ね 10~50%程度まで低減
 した。フッ素についてはほとんど濃度の低減は見られなかった。また, 安定液の性状 (ファンネル粘
 性, pH, ろ過水量) については重金属等の混入による有意な変化は見られなかった。実験結果と考察
 の詳細について以下に示す。

表 4-2 吸着試験結果（安定液 A：ポリマー系安定液）

CASE	安定液	重金属	重金属等の濃度 (mg/L)							安定液の性状		
			初期濃度 (mg/L)	ろ液 a			ろ液 b			粘性 (s)	pH	ろ過水量 (ml)
				As	F	Pb	As	F	Pb			
A 1	A ポリマー系安定液 (新液)	As	1	0.50	-	-	0.73	-	-	31.7	10.6	8.0
A 2			5	1.04	-	-	1.43	-	-	31.6	10.6	8.0
A 3			20	6.14	-	-	11.30	-	-	31.4	10.5	8.4
A 4		F	1	-	0.9	-	-	1.1	-	31.9	10.3	8.0
A 5			5	-	4.2	-	-	5.1	-	31.8	10.5	8.4
A 6			20	-	17.1	-	-	19.6	-	31.5	10.5	8.8
A 7		Pb	1	-	-	0.01	-	-	0.01	32.4	10.4	8.4
A 8			5	-	-	0.06	-	-	0.08	32.1	10.5	8.4
A 9			20	-	-	0.27	-	-	0.45	31.8	10.2	8.0
A 10		As, F	1+1	0.59	1.0	-	0.75	1.1	-	32.5	10.4	8.4
A 11			5+5	2.00	4.8	-	1.09	5.1	-	32.3	10.3	8.4
A 12			20+20	7.28	19.2	-	7.92	19.3	-	31.1	10.3	8.8
A 13		F, Pb	1+1	-	0.9	<0.01	-	1.2	0.17	32.3	10.2	8.4
A 14			5+5	-	4.4	0.02	-	5.1	0.18	32.2	10.3	8.4
A 15			20+20	-	17.4	0.48	-	20.3	1.22	31.9	10.0	8.4
A 16		As,Pb	1+1	0.89	-	0.39	1.03	-	0.10	32.8	10.3	8.4
A 17			5+5	2.68	-	0.28	3.99	-	0.22	32.4	10.2	8.8
A 18			20+20	12.70	-	0.49	15.40	-	0.72	31.4	10.0	8.4
A 19		As, F, Pb	1+1+1	0.49	1.0	0.20	0.67	1.1	0.21	31.8	10.4	8.4
A 20			5+5+5	1.44	4.8	0.14	1.67	5.0	0.21	31.2	10.2	8.8
A 21			20+20+20	8.58	18.3	0.78	8.43	19.3	0.78	29.9	9.9	8.8

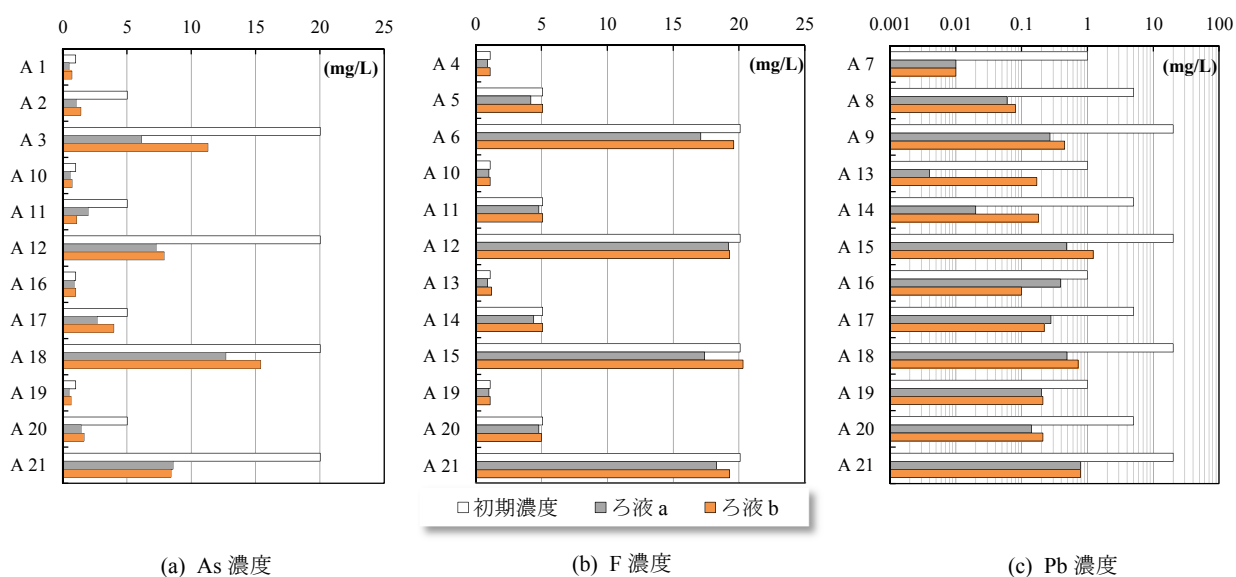


図 4-6 重金属等吸着試験結果（安定液 A）

表 4-3 吸着試験結果（安定液 B：ベントナイト系安定液）

CASE	安定液	重金属	重金属等の濃度 (mg/L)							安定液の性状		
			初期濃度 (mg/L)	ろ液 a			ろ液 b			粘性 (s)	pH	ろ過水量 (ml)
				As	F	Pb	As	F	Pb			
B 1	B ベントナイト系安定液（新液）	As	1	0.34	-	-	0.37	-	-	26.8	9.8	8.0
B 2			5	1.73	-	-	1.98	-	-	26.3	9.8	8.0
B 3			20	2.46	-	-	3.48	-	-	26.1	9.8	8.0
B 4		F	1	-	1.2	-	-	1.3	-	26.2	9.7	8.0
B 5			5	-	4.1	-	-	4.8	-	26.3	9.9	8.0
B 6			20	-	15.7	-	-	17.0	-	26.1	9.8	8.0
B 7		Pb	1	-	-	0.01	-	-	0.01	26.7	9.8	8.4
B 8			5	-	-	0.04	-	-	0.02	26.8	9.6	8.4
B 9			20	-	-	0.18	-	-	0.13	26.9	9.2	8.4
B 10		As, F	1+1	0.35	1.3	-	0.33	1.5	-	27.2	9.6	8.4
B 11			5+5	1.41	4.7	-	1.48	5.0	-	27.6	9.7	8.0
B 12			20+20	11.20	15.7	-	10.30	17.1	-	27.1	9.6	8.0
B 13		F, Pb	1+1	-	1.3	<0.01	-	1.4	<0.01	27.4	9.7	8.0
B 14			5+5	-	4.3	0.03	-	1.9	0.01	27.3	9.7	7.6
B 15			20+20	-	14.1	0.15	-	16.4	0.17	26.5	9.0	7.2
B 16		As,Pb	1+1	0.33	-	0.04	0.32	-	0.02	27.4	9.5	8.4
B 17			5+5	0.94	-	0.04	1.32	-	0.04	27.1	9.7	8.0
B 18			20+20	4.50	-	0.12	4.26	-	0.10	26.9	9.4	7.6
B 19		As, F, Pb	1+1+1	0.38	1.3	0.02	0.29	1.4	0.02	27.9	9.7	8.4
B 20			5+5+5	1.13	4.0	0.04	1.48	5.0	0.03	28.1	9.5	8.0
B 21			20+20+20	11.30	13.3	0.18	10.20	16.2	0.14	27.0	9.3	8.0

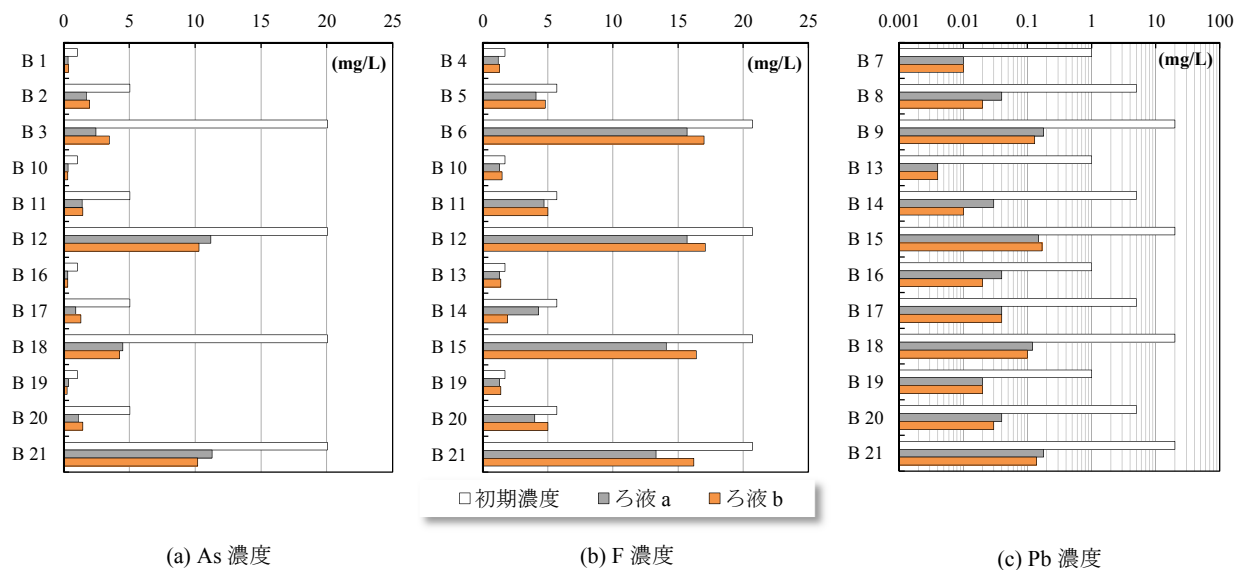


図 4-7 重金属吸着試験結果（安定液 B）

表 4-4 吸着試験結果（安定液 C：現場採取安定液）

CASE	安定液	重金属	重金属等の濃度 (mg/L)							安定液の性状		
			初期濃度 (mg/L)	ろ液 a			ろ液 b			粘性 (s)	pH	ろ過水量 (ml)
				As	F	Pb	As	F	Pb			
C 1	C 現場採取安定液（施工中安定液）	As	1	0.38	-	-	0.43	-	-	22.7	11.7	18.2
C 2			5	0.23	-	-	1.45	-	-	22.8	11.8	18.2
C 3			20	2.17	-	-	3.15	-	-	22.6	11.8	18.2
C 4		F	1	-	1.2	-	-	1.4	-	22.9	11.8	14.0
C 5			5	-	4.0	-	-	5.0	-	22.8	11.8	14.4
C 6			20	-	14.4	-	-	17.1	-	22.7	11.9	14.0
C 7		Pb	1	-	-	<0.01	-	-	<0.01	22.7	11.8	13.6
C 8			5	-	-	<0.01	-	-	<0.01	22.8	11.8	13.6
C 9			20	-	-	0.08	-	-	<0.01	22.9	11.7	13.2
C 10		As, F	1+1	0.43	1.3	-	0.40	1.5	-	23.0	11.6	12.0
C 11			5+5	0.40	4.3	-	1.41	5.1	-	22.7	11.8	12.4
C 12			20+20	4.27	13.8	-	3.00	16.9	-	22.6	11.9	14.0
C 13		F, Pb	1+1	-	1.3	0.01	-	1.6	<0.01	22.8	11.8	12.8
C 14			5+5	-	4.2	0.01	-	5.0	<0.01	22.7	11.8	13.2
C 15			20+20	-	13.7	0.07	-	15.7	<0.01	22.7	11.6	13.2
C 16		As, Pb	1+1	0.35	-	0.02	0.40	-	<0.01	23.0	11.8	12.0
C 17			5+5	0.78	-	0.04	1.02	-	<0.01	22.8	11.8	12.0
C 18			20+20	3.31	-	0.10	2.51	-	<0.01	22.8	11.6	12.0
C 19		As, F, Pb	1+1+1	0.41	1.4	<0.01	0.40	1.9	<0.01	23.0	11.6	11.8
C 20			5+5+5	1.29	4.3	0.01	1.46	5.1	<0.01	22.8	11.5	13.2
C 21			20+20+20	6.02	15.5	0.06	6.07	19.3	0.01	22.6	11.2	12.8

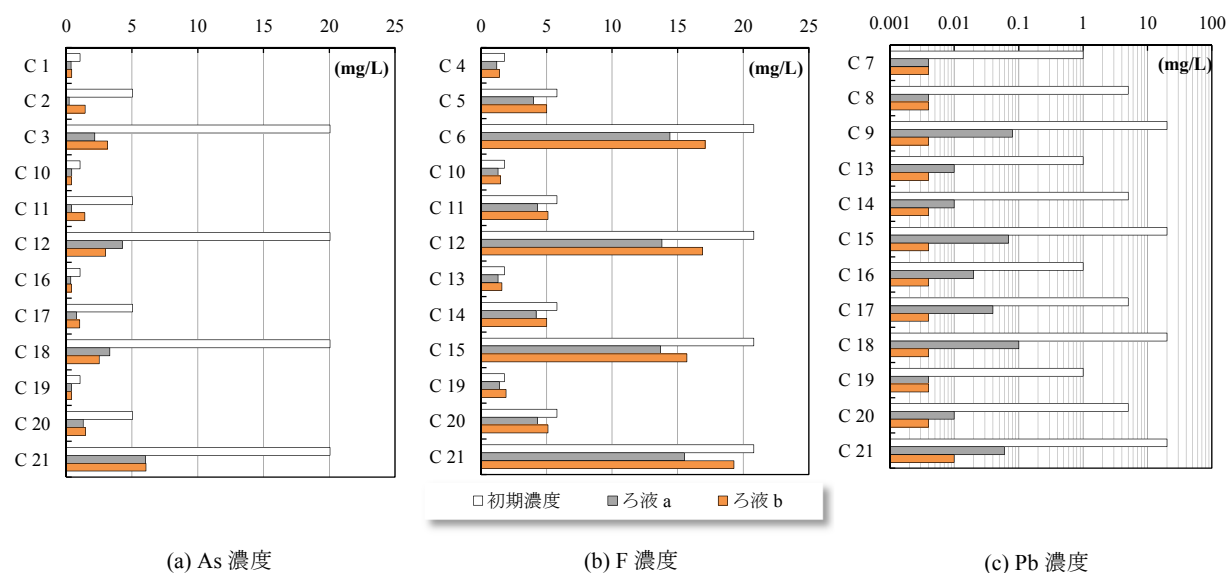


図 4-8 重金属吸着試験結果（安定液 C）

1) ヒ素

図 4-9 に安定液 A, B, C に含まれるベントナイトに対するヒ素 (CASE A1~3, B1~3, C1~3) の吸着等温線を示す。吸着量は初期濃度とろ液 a との差をベントナイト量で除して求めた。吸着特性を Henry 型として近似直線を描くと、直線の傾き (分配係数) は安定液 A, B, C で比較的近い値を示すことから、ベントナイトによるヒ素吸着があったと考えられる。

ベントナイトによるヒ素吸着については次のように考えられる。安定液の pH はおよそ 9~12 の値をとるが、このときヒ素は亜ヒ酸イオン (H_2AsO_3^-) やヒ酸イオン (HAsO_4^{2-} , AsO_4^{3-}) などの陰イオンの形態で安定液中に存在する (McBride, 1994; 和田, 2010)。したがって、ベントナイトの主成分である層状ケイ酸塩鉱物とのイオン交換や、その結晶端面におけるイオン吸着反応は起きにくい (和田, 2008)。しかし、実験に用いたベントナイトには随伴鉱物として黄鉄鉱が含まれており、これが化学変化し水酸化第二鉄となり (Singer and Stumm, 1970)、亜ヒ酸イオンを吸着して難溶性となり沈殿した可能性が考えられる。

ろ液 a の As 濃度はろ液 b の As 濃度よりも安定液 A で平均約 20%, 安定液 B, C で平均 10%程度低くなった。この理由は次のように考えられる。前述したような亜ヒ酸イオンと鉄の酸化物、水酸化物との反応は陽イオン交換反応のように瞬時には完了しない (日本粘土学会, 2009)。振とう直後に行った加圧ろ過試験器によるろ過によって亜ヒ酸イオンとベントナイトは分離されるが、ろ液 a の遠心分離・ろ過は約 2 日後に実施したため、その間に亜ヒ酸イオンとベントナイトとの吸着反応が進み、溶出濃度が低下したと考えられる。また環告 46 号方式によるろ過で用いたメンブレンフィルター (孔径 0.45 mm) と、API 規格による加圧ろ過試験で用いた定性ろ紙 (保留粒径 1 μm) の違いも影響したと考えられる (井上ら, 2012)。

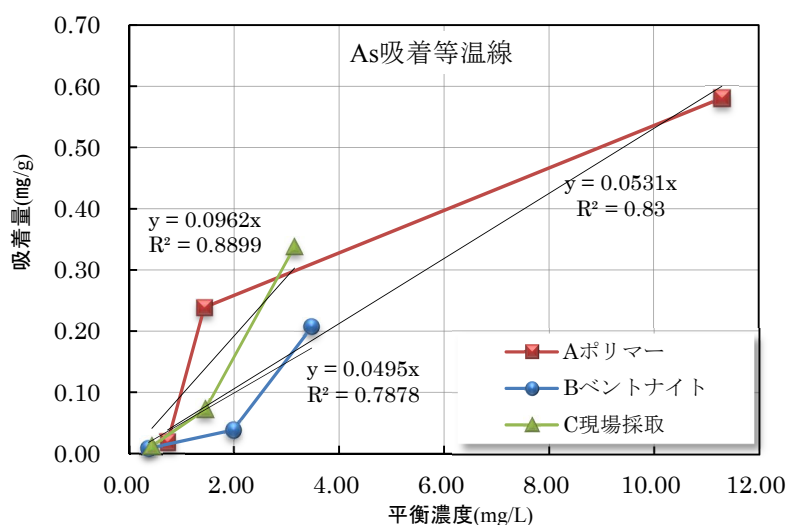


図 4-9 As 吸着等温線(CASE A1~3, B1~3, C1~3)

2) フッ素

安定液 A,B,C とともに F 濃度の低減はわずかであった。これは、フッ素がアルカリ域において層状ケイ酸塩鉱物や水酸化鉄とは余り共沈しない（日本学術振興会，2012a）こと、本実験の安定液にはフッ素の吸着に有効なカルシウム塩（和田，2002）がほとんど含まれていなかったことが原因であると考えられる。ろ液 b の F 濃度はろ液 a の F 濃度よりも約 20%程度高くなったが、この理由はヒ素と同様、フィルターの種類の違いが原因と考えられる。

3) 鉛

ろ液 a の Pb 濃度は、安定液 A で $<0.01\sim0.78$ mg/L, 安定液 B で $<0.01\sim0.18$ mg/L, 安定液 C で $<0.01\sim0.10$ mg/L となった。安定液 C においては、ろ液 b の Pb 濃度は全て地下水環境基準値（0.01 mg/L）以下と、顕著な濃度の低下が見られた。安定液の pH がおよそ 8~12 とアルカリ性を示していることから、鉛は $\text{Pb}(\text{OH})_3^-$ の陰イオンの形態で安定液中に存在するため、ベントナイトの主成分である層状ケイ酸塩鉱物とのイオン交換や、その結晶端面におけるイオン吸着反応は起きない。よって、鉛は難溶性の水酸化物の沈殿物を生成したと考えられる（日本粘土学会，2009）。図 4-10 に安定液 A, B, C の pH と Pb 濃度の関係を示すが、いずれのケースでも、pH と鉛濃度とは負の相関が見られた。

安定液 B,C では CASE B15 を除いて、ろ液 b の Pb 濃度はろ液 a の Pb 濃度よりも低かった。鉛のイオン交換反応や、水酸化物の生成反応の反応時間は ms~min のオーダー（日本粘土学会，2009）であり、ろ過試験前にこれらの反応は終わり、その後、溶出試験までに新たな吸着反応はおこり得ない。さらに、前述したフィルター径の違いにもかかわらず、ろ液 a の Pb 濃度 > ろ液 b の Pb 濃度となったのは、泥膜によるろ過機能が発揮されたと考えられる。

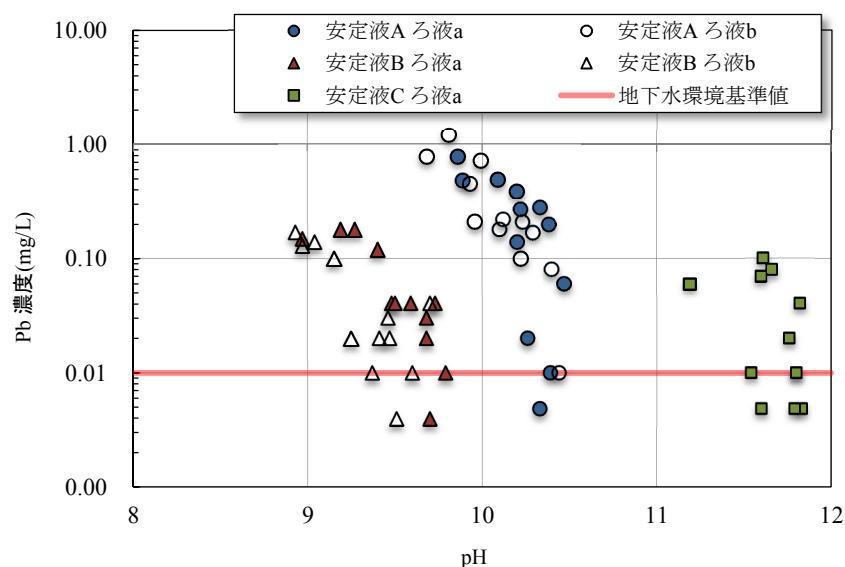


図 4-10 Pb の濃度と pH の関係

4) 重金属等の共存による影響について

他の重金属等との共存による相互作用は、安定液 A, B, C ともに、フッ素、鉛が存在した場合にヒ素の吸着量が抑えられる傾向が見られた。(図 4-11) 一方で、Pb, F については共存する重金属等による吸着量への影響は見られなかった。

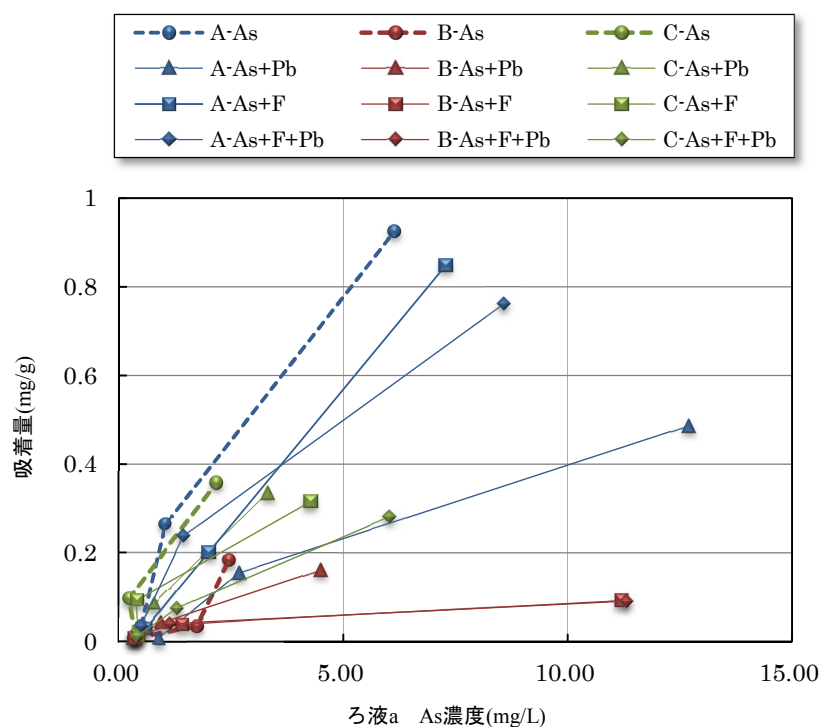


図 4-11 As 吸着等温線 (安定液 A, B, C)

4.3 吸着材の適用性の検討

4.3.1 吸着材の性能評価

前節では、アースドリル工法で一般に使用されている安定液が、ヒ素および鉛に対して吸着機能をもつことを明らかにした。特に鉛に対しては（水酸化物の沈殿も吸着に含めると）高い吸着機能を有しており、初期濃度が 1 mg/L 程度であれば土壌溶出基準値の数倍近くまで濃度低減が可能であることが明らかとなった。さらに、泥膜のろ過機能により一定の濃度低下も期待できることがわかった。

本節では、安定液に添加し、ヒ素、フッ素および鉛の濃度を低減するための吸着材を検討する。吸着材は重金属の不溶化処理に実績のある硫酸第一鉄(FeSO_4)、酸化マグネシウム(MgO)、炭酸カルシウム(CaCO_3)、ゼオライト、水酸化アルミニウム($\text{Al}(\text{OH})_3$)の 5 種類を選択し吸着性能の評価を行なった。また、これらの吸着材の添加が安定液本来の機能（造壁性、粘性、pH）に与える影響についても検証した。

4.3.2 実験方法

重金属等 3 種 (As, F, Pb) に対する吸着材の吸着機能を検証するため、バッチ吸着試験を行った。また、吸着材の添加による安定液本来の機能の低下の有無を確認するため、安定液の品質管理試験も実施した。実験手順を以下に示す。

- 1) 安定液はベントナイト系安定液を使用した。安定液の作液時の配合を表 4-5 に示す。
- 2) 安定液を 24 時間養生したのち、吸着材を重量比で 1% 添加した。吸着材は、硫酸第一鉄（粉末、主成分 $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ ）、酸化マグネシウム（微粉末、主成分 MgO ）、炭酸カルシウム（微粉末、主成分 CaCO_3 ）、ゼオライト（粒状、主成分 SiO_2 ）、非晶質水酸化アルミニウム（粉末、主成分 $\text{Al}(\text{OH})_3$ ）とした。
- 3) 対象重金属等は As, F, Pb とし、原子吸光分析用の 1,000 mg/L 標準液をそれぞれ 5 mg/L の濃度になるよう安定液に混合し、1 分間の振とうを行った。
- 4) 試料は 4.2.2.5) と同様に安定液の品質管理試験を行ない、表 4-6 に示す管理基準値を満足しない場合には、分散剤等で性状の修正を行った。
- 5) 試料を環告 46 号方式に準拠して遠心分離・ろ過し、ろ液の As, F, Pb 濃度を測定した。濃度測定法は、As および Pb は ICP 質量分析法、F は流れ分析法とした。

表 4-5 ベントナイト安定液の配合

安定液成分	配合率(%)
ベントナイト（浅間#300）	8.0
CMC (DKS ポリマー280)	0.05
分散剤（マーゼル SH）	0.1
pH 調整剤（ソーダ灰）	0.1

表 4-6 安定液の品質管理試験

管理項目	単位	管理基準値
ファンネル粘性	s	20~40
ろ過水量	ml	15 以下
pH	-	8~12

4.3.3 実験結果と考察

各重金属等に対する吸着試験結果を図 4-12 に示す。

硫酸第一鉄は安定液に添加し攪拌したところ著しくゲル化した。これは安定液中のベントナイトが

鉄イオン (Fe^{2+}) の混入により凝集状態になったためと考えられる。分散剤等による修正の効果もなかったため、安定液の混和材として適用不可と判断した。

ゼオライトは陽イオン交換能が高く（日本学術振興会，2012b），鉛の吸着を期待したが，安定液のみのケースと比較して吸着効果は見られなかった。炭酸カルシウムについては鉛（伊藤，2012）やヒ素（佐藤・五十嵐，2011），フッ素（和田，2002）の吸着を期待したが，ゼオライト同様に安定液のみのケースと比較して吸着効果は見られなかった。

酸化マグネシウムはヒ素，フッ素，鉛すべてをよく吸着し，フッ素と鉛の濃度が地下水環境基準値を満足した。重金属の混入後にファンネル粘性が 52 s と一般的な安定液の品質管理基準値を超過したが，再振とうすることによって流動性を取り戻した。なお，酸化マグネシウムを添加した安定液は他のケースに比べて pH が 2 程度上昇した。

水酸化アルミニウムについても，フッ素と鉛の濃度が地下水環境基準値を満足した。安定液の性状については，粘性とろ過水量がわずかに増加したものの，pH ともに初期値に比べて変化がなく良好であった。

以上のことから，酸化マグネシウムまたは水酸化アルミニウムを適切な濃度で安定液に添加することにより，安定液本来の機能を損なうことなく，掘削孔内に混入したヒ素，フッ素および鉛の溶出量を基準値未満に低減しうることが示された。

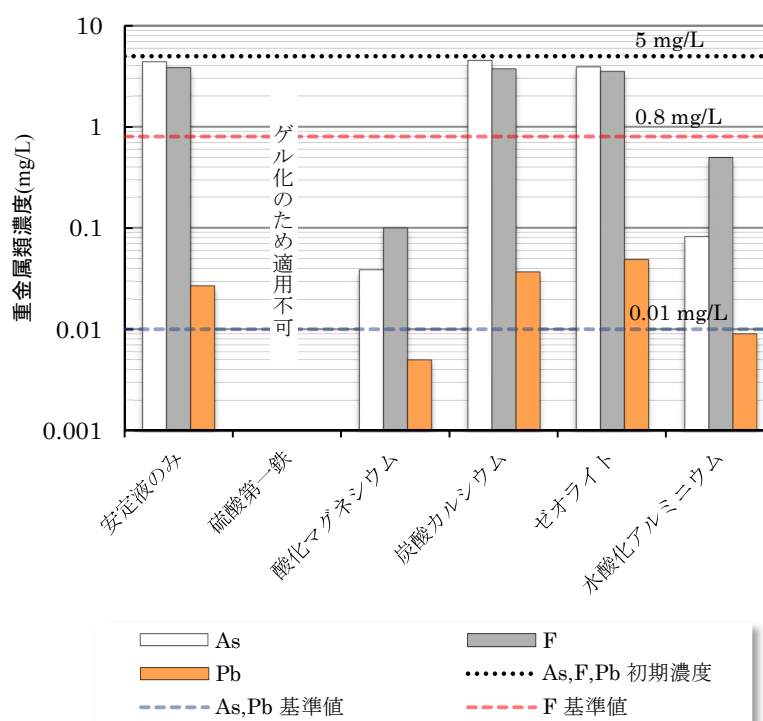


図 4-12 吸着材の性能試験結果

4.4 安定液の配合設計手法の検討

4.4.1 自然由来の重金属等を含む地盤への適用の検討

前節では、安定液に吸着材（酸化マグネシウム、水酸化アルミニウム）を添加することで初期濃度 5 mg/L の鉛およびフッ素の溶出量を地下水環境基準値未満に、ヒ素については地下水環境基準の数倍程度に濃度低減できることが示された。そこで本節では、自然由来の重金属等を含む土壌、すなわち溶出量基準の 10 倍程度（門間，2013）を対象として、安定液に添加する吸着材の効果的な配合について検討する。

4.4.2 安定液に溶出する重金属の濃度

アースドリル工法は安定液の孔内水位を地下水位プラス 1～2 m 以上に保ちながら掘削を行うため、外部の重金属等を含む土壌や地下水が孔内に入ることは考えにくい。したがって、安定液には、掘削土壌から溶出した重金属等のみ混入すると考えられる。そこで、掘削土壌から安定液への重金属の混入について考察する。

図 4-13 にアースドリル工法による掘削手順を示す。まず、表層ケーシングの建込み予定深度（3 m 程度）まで掘削し（図 4-13-a）、表層ケーシングを立て込んだ後、安定液を注入する（図 4-13-b）。その後は、安定液の液面を一定に保ちながらドリリングバケツで掘削し地上へ排土，という作業を繰り返す（図 4-13-c）。したがって、表層ケーシング以深の土壌は、掘削および地上への排土工程において安定液と接触し、その体積比は杭長にもよるが、概ね 1 : 1 と考えられる。

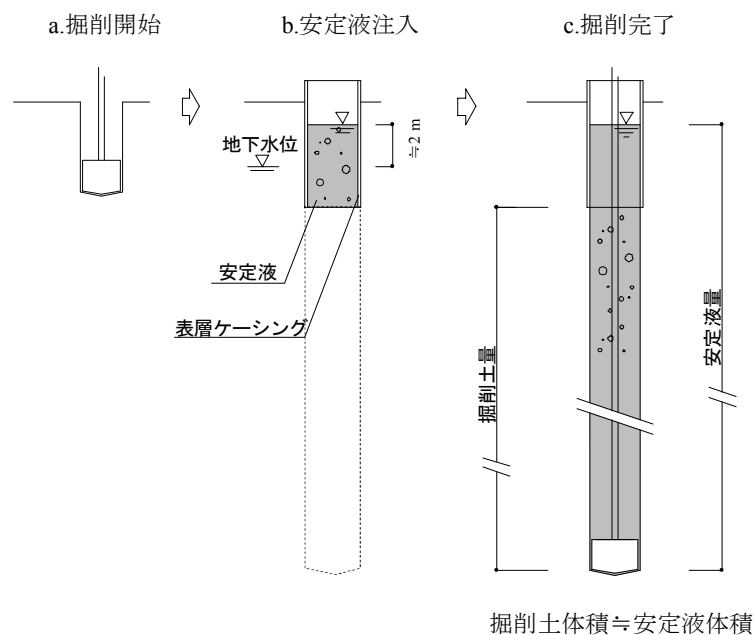


図 4-13 掘削土と安定液の体積比

図 4-14 に重金属等を含む土壌と安定液の構成を示すが、このとき土粒子の乾燥質量 m_s と間隙水の質量 m_w および安定液中の水の質量 m_{wsl} は以下のように示すことができる。

$$m_s = \rho_s \cdot V_s \quad (4.1)$$

$$m_w = \rho_w \cdot V_w = \rho_w \cdot e \cdot V_s \quad (4.2)$$

$$m_{wsl} = \rho_{sl} \cdot V(1-\alpha) = \rho_{sl} \cdot V_s(1+e)(1-\alpha) \quad (4.3)$$

ここで n を、間隙水と安定液中の水分との質量和 ($m_w + m_{wsl}$) と土粒子の質量 m_s との比と定義すると、

$$n = (m_w + m_{wsl}) / m_s = \{ \rho_w \cdot e + \rho_{sl} \cdot (1+e)(1-\alpha) \} / \rho_s \quad (4.4)$$

となる。

ここで、

V : 土の体積, V_s : 固相の体積, V_w : 液相の体積

m_w : 間隙水の質量, m_s : 土粒子の乾燥質量

m_{wsl} : 安定液に含まれる水の質量,

m_b : ベントナイト等の乾燥質量, m_{sl} : 安定液の質量,

α : ベントナイト等の配合率 $= m_b / m_{sl}$,

ρ_s : 土粒子の密度, ρ_{sl} : 安定液の密度,

e : 間隙比 $= V_w / V_s$

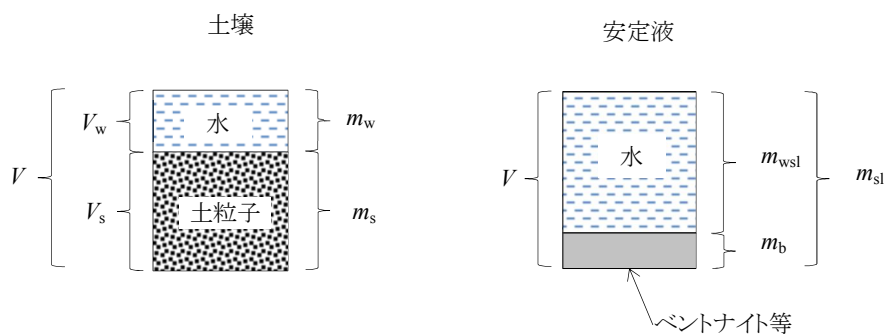


図 4-14 掘削土壌と安定液の構成

この重金属等を含む土壌の溶出量値（環境庁告示第 46 号方式に準拠し液固比 10 で測定）を c_0 (mg/L) とし、安全側の仮定として、土壌からの重金属の溶出量が一定であるとすれば、安定液の液相濃度 c は次式を満足する。なお地下水汚染はないものとする。

$$10 \cdot c_0 = n \cdot c \quad (4.5)$$

$$c = 10c_0 \cdot \rho_s / \{ \rho_w \cdot e + \rho_{sl} \cdot (1+e) (1-\alpha) \} \quad (4.6)$$

たとえば、 $c_0 = 0.10 \text{ mg/L}$ 、 $e = 1.0$ 、 $\rho_s = 2.65 \text{ t/m}^3$ の重金属等を含む土層を $\rho_{sl} = 1.05 \text{ t/m}^3$ の安定液を用いて掘削した場合、掘削完了時の安定液の液相濃度は、最大で $c = 0.89 \text{ mg/L}$ となる。これは元の土壌の溶出量値 c_0 の概ね 10 倍程度である。

4.4.3 実験方法

表 4-7 にバッチ吸着試験の実験条件を示す。対象重金属はヒ素、フッ素、鉛の 3 種類に、3 種混合溶液を含めた 4 種類とした。各重金属の濃度は、それぞれ土壌溶出量基準値の 100 倍とした。これは、自然由来の重金属等を含む土壌の溶出量値が概ね土壌溶出量基準値の 10 倍以内であり（門間, 2013）、この土壌を含む地盤をアースドリル工法で掘削すると、前節で述べたように安定液の液相濃度が、最大で土壌溶出量基準値の 100 倍程度になると想定している。

吸着材は 4.3.3 の実験結果から、酸化マグネシウムと水酸化アルミニウムの 2 種類とした。添加量は対象重金属等がヒ素、鉛単独の場合は 0.5, 1.0, 2.0% の 3 水準とし、フッ素を含むケースについては 1.0, 2.0, 5.0% の 3 水準とした。安定液の種類は、表 4-1 に示す A ポリマー系安定液および B ベントナイト系安定液の 2 種類とした。なお、本節の実験では安定液 A, B ともに粘土分を加えていない。また、吸着材や重金属等の混入による安定液の機能の低下の有無を確認するため、表 4-6 に示す安定液の品質管理試験も実施した。なお、濃度測定法は、As および Pb は ICP 質量分析法、F は流れ分析法とした。

4.4.4 実験結果とその考察

1) 安定液の品質管理試験

表 4-7 に示す CASE A-1～24 および CASE B-1～24 に対する安定液の品質管理試験（ファンネル粘性、ろ過水量、pH）の結果を図 4-15 に示す。以下に品質管理項目ごとの実験結果と考察を述べる。

a) 粘性(ファンネル粘性)

安定液 A に MgO および Al(OH)₃ を添加することによるファンネル粘性の変化は安定しており、全ケースで 30 秒前後を推移した。一方で、安定液 B は CASE B-11（添加量 2%）でファンネル粘性が 48 秒と管理基準値を超過したため CASE B-6, B-12（添加量 5%）の試験は取りやめた。また、CASE B-24（添加量 5%）のファンネル粘性も 45 秒と管理基準値を超過した。なお、CASE B-11 および CASE B-24 の安定液は試験後 6 時間静置したところ一旦ゲル化したことが、振動を与えることによって流動性は戻った。

表 4-7 バッチ吸着試験・安定液品質管理試験の試験条件および試験結果

CASE	安定液	吸着材		重金属等		安定液の液相濃度				安定液の性状				
		名称	添加量 (%)	名称	濃度 (ppm)	平衡濃度(ppm)			pH	温度 (℃)	粘性 (s) 22～40	pH 7.0～ 10.5	ろ過水量 (ml) ≤20	備考
						As	F	Pb						
A-1	A ポリマー系安定液	酸化マグネシウム	0.5	As	1	0.007			11.5	24.1	31.3	10.5	6.2	
A-2			1.0			<0.005			11.8	24.4	31.0	10.6	6.8	
A-3			2.0			<0.005			11.9	25.0	30.2	10.7	8.0	
A-4			1.0	F	80		1.1		11.9	24.4	29.0	10.6	7.0	
A-5			2.0			0.7		12.0	23.8	28.2	10.6	8.0		
A-6			5.0			0.4		12.1	23.8	28.0	10.7	9.2		
A-7			0.5	Pb	1			<0.005	11.8	23.1	29.7	10.6	7.0	
A-8			1.0					<0.005	11.9	22.8	29.3	10.7	8.0	
A-9			2.0					<0.005	12.0	22.7	29.0	10.7	8.4	
A-10			1.0	As+F+Pb	1+80+1	<0.005	1.2	<0.005	12.0	22.3	28.5	10.6	8.0	
A-11			2.0			<0.005	0.9	<0.005	12.0	24.5	28.1	10.7	9.0	
A-12			5.0			<0.005	0.5	<0.005	12.2	23.9	28.0	10.8	9.2	※1
A-13		水酸化アルミニウム	0.5	As	1	0.041			9.1	23.9	28.9	9.2	8.0	
A-14			1.0			0.016			8.8	23.3	28.7	9.0	8.4	
A-15			2.0			0.015			8.5	23.8	28.6	8.5	9.0	
A-16			1.0	F	80		16.5		9.0	23.3	28.0	9.1	9.0	
A-17			2.0			3.8		8.6	23.3	27.9	8.8	9.2		
A-18			5.0			0.5		8.3	22.7	27.3	8.1	11.0		
A-19			0.5	Pb	1			0.018	9.1	23.5	29.1	9.3	9.0	
A-20			1.0					0.012	8.8	23.4	29.0	9.0	9.6	
A-21			2.0					0.009	8.5	23.2	28.9	8.6	10.4	
A-22			1.0	As+F+Pb	1+80+1	0.029	19.2	0.013	9.0	23.3	28.0	9.1	10.0	
A-23			2.0			0.010	4.2	0.008	8.6	23.2	27.7	8.8	10.2	
A-24			5.0			<0.005	0.5	<0.005	8.3	23.4	27.6	8.2	10.8	※2
B-1	B ベントナイト系安定液	酸化マグネシウム	0.5	As	1	0.030			10.8	24.6	28.6	10.7	7.6	
B-2			1.0			0.014			11.1	24.4	29.4	10.7	7.6	
B-3			2.0			0.010			11.1	24.1	30.8	10.9	9.7	
B-4			1.0	F	80		1.8		10.9	23.6	27.1	10.7	7.2	
B-5			2.0			0.6		11.4	23.5	27.8	10.7	7.6		
B-6			5.0											
B-7			0.5	Pb	1			<0.005	10.8	24.6	27.9	10.8	7.4	
B-8			1.0					<0.005	11.5	24.1	27.4	10.9	8.0	
B-9			2.0					<0.005	11.9	24.4	29.7	10.9	9.2	
B-10			1.0	As+F+Pb	1+80+1	0.049	8.8	<0.005	10.7	24.1	28.5	10.7	7.8	
B-11			2.0			<0.005	1.4	<0.005	11.8	24.4	48.0	10.8	8.1	※3
B-12			5.0											
B-13		水酸化アルミニウム	0.5	As	1	0.147			8.9	24.3	30.1	9.1	7.6	
B-14			1.0			0.036			8.7	24.7	30.2	9.6	7.7	
B-15			2.0			0.014			8.5	24.8	32.0	8.9	7.1	
B-16			1.0	F	80		15.9		8.9	24.2	27.7	9.4	7.6	
B-17			2.0			6.6		8.6	24.5	27.6	9.2	7.9		
B-18			5.0			1.0		8.3	24.5	28.2	8.9	7.9		
B-19			0.5	Pb	1			0.013	8.8	24.0	27.9	9.3	7.4	
B-20			1.0					0.008	8.7	24.0	27.1	9.1	7.8	
B-21			2.0					<0.005	8.5	24.4	30.7	8.7	8.6	
B-22			1.0	As+F+Pb	1+80+1	0.031	9.4	0.016	8.8	24.9	27.6	9.1	7.7	
B-23			2.0			0.011	6.1	<0.005	8.6	24.7	27.8	9.3	9.2	
B-24			5.0			<0.005	1.0	<0.005	8.3	24.5	45.0	8.5	9.8	※4
※1：6 時間後 粘性 27.6s, ※2：6 時間後 粘性 27.2s, ※3：6 時間後 ゲル化, ※4：6 時間後 ゲル化														

※1 : 6 時間後 粘性 27.6s, ※2 : 6 時間後 粘性 27.2s, ※3 : 6 時間後 ゲル化, ※4 : 6 時間後 ゲル化

安定液 B で、吸着材の添加量の増加に伴って粘性とろ過水量が増大したのは、吸着材に含まれる金属イオン (Mg^{2+} や Al^{3+}) の混入により安定液が凝集状態になったためと考えられる。ファンネル粘性が管理基準値を超過したことから安定液 B, すなわちベントナイト系安定液への MgO の添加量は 2% 未満, $\text{Al}(\text{OH})_3$ の添加量は 5% 未満とすべきであろう。一方で、ポリマー系安定液はベントナイト系安定液に比べて金属イオンに対する耐凝集性を有しており (たとえば喜田, 1977), 吸着材の添加量の増加に伴い粘性とろ過水量が増加するものの、管理基準値を超過することはなかった。

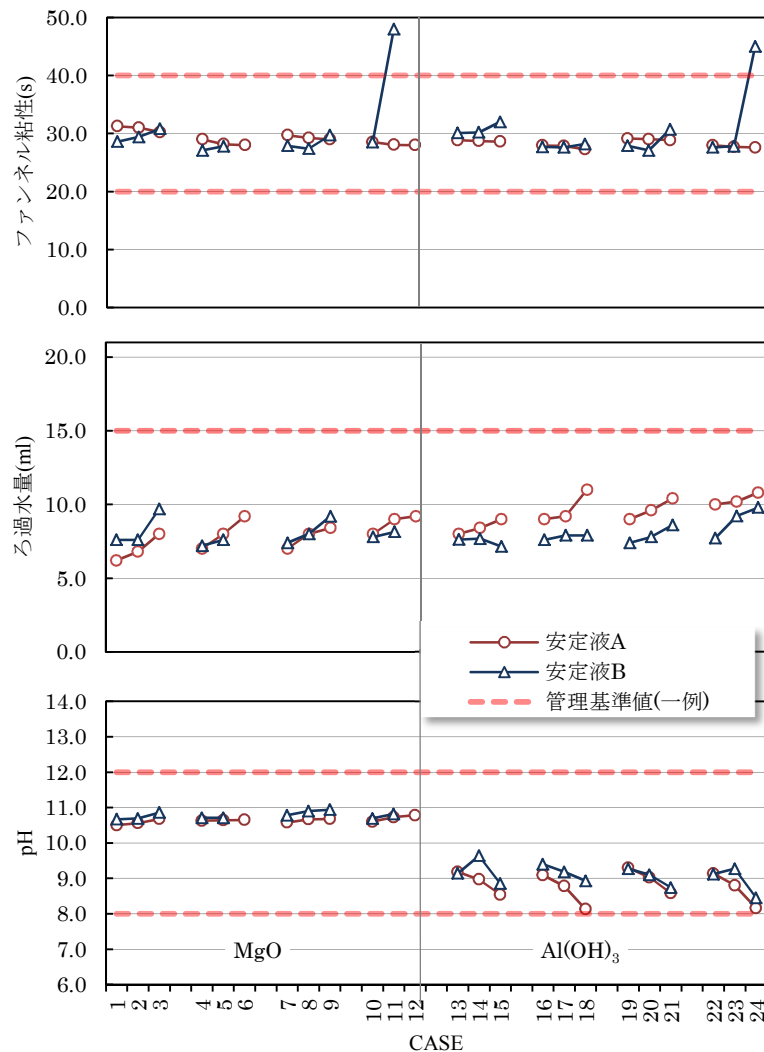


図 4-15 安定液の品質管理試験

b) 造壁性

造壁性はろ過水量を測定することで把握できる。 MgO , $\text{Al}(\text{OH})_3$ ともに添加量が増えると、ろ過水量が増加する傾向が見られた。このことから、 MgO , $\text{Al}(\text{OH})_3$ ともに添加量が少ないほど造壁性が良いと言える。しかしながら、 MgO を 0.5~5% 添加した場合、ろ過水量は 6~10 ml に分布し、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ を 0.5~5%

添加した場合には、ろ過水量は 7~11 ml に分布した。いずれも良好な値であり、本実験条件においては吸着剤の添加による造壁性への影響は小さいと言える。ただし安定液 A に $\text{Al}(\text{OH})_3$ を 5% 添加した CASE A-18 で急激なる過水量の増加が見られたことから、安定液 A、すなわちポリマー系安定液に対する $\text{Al}(\text{OH})_3$ の添加量は 5% 程度を上限とすべきと考えられる。

c) pH

安定液 A、B とも、 MgO の添加による pH の変化は小さく、pH 10~11 の間に分布した。一方で、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ の添加による pH の変化は比較的大きく、特に、安定液 A に $\text{Al}(\text{OH})_3$ を 5% 添加した場合、すなわち CASE A-18、CASE A-24 で pH 8 と管理基準値の下限近くになった。

2) 吸着材の添加量と平衡濃度

図 4-16 に吸着材 MgO および $\text{Al}(\text{OH})_3$ の添加量と安定液 A の各重金属濃度との関係を示す。ヒ素についてはフッ素、鉛との混合による影響は少なく、 MgO 、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ の添加量はそれぞれ 0.5%、2% 以上にすることでヒ素濃度を地下水環境基準値未満に抑えることができる。フッ素については MgO を添加した場合にヒ素、鉛との共存による影響が見られ、 MgO 、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ の添加量はそれぞれ 2.5%、4% 以上にすることでフッ素濃度を地下水環境基準値未満に抑えることができる。鉛については、 MgO を添加した場合、全ケースで地下水環境基準値未満になった。 $\text{Al}(\text{OH})_3$ を添加した場合、ヒ素、フッ素との共存による影響は少なく、添加量を 2% 以上にすることで鉛濃度を地下水環境基準値未満に抑えることができる。

図 4-17 に吸着材 MgO および $\text{Al}(\text{OH})_3$ の添加量と安定液 B の各重金属濃度との関係を示す。ヒ素についてはフッ素、鉛との混合による影響は少なく、 MgO 、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ の添加量はそれぞれ 2%、2.5% 以上にすることで、ヒ素濃度を地下水環境基準値未満に抑えることができる。フッ素については MgO を添加した場合にヒ素、鉛との共存による影響が見られ、添加量を 2.5% 以上にすることで地下水環境基準値未満に抑えることができる。フッ素に $\text{Al}(\text{OH})_3$ を添加した場合、ヒ素、鉛との共存による影響は見られず、添加量 5% 以下でフッ素濃度は地下水環境基準値を満足しなかった。鉛に MgO を添加した場合、全ケースで地下水環境基準値未満になった。鉛に $\text{Al}(\text{OH})_3$ を添加した場合、ヒ素、フッ素との共存による影響が見られ、添加量を 2% 以上にすることで地下水環境基準値を満足した。

3) 安定液と吸着材の最適な組合せ

図 4-18、図 4-19 にそれぞれヒ素、フッ素の吸着等温線を示す。ヒ素、フッ素ともに $\text{Al}(\text{OH})_3$ よりも MgO の吸着機能が高い。中でも安定液 A に MgO を添加したケースが最も吸着機能が高い。なお、鉛に対しても、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ よりも MgO を添加したほうが吸着量は大きいことがわかった。

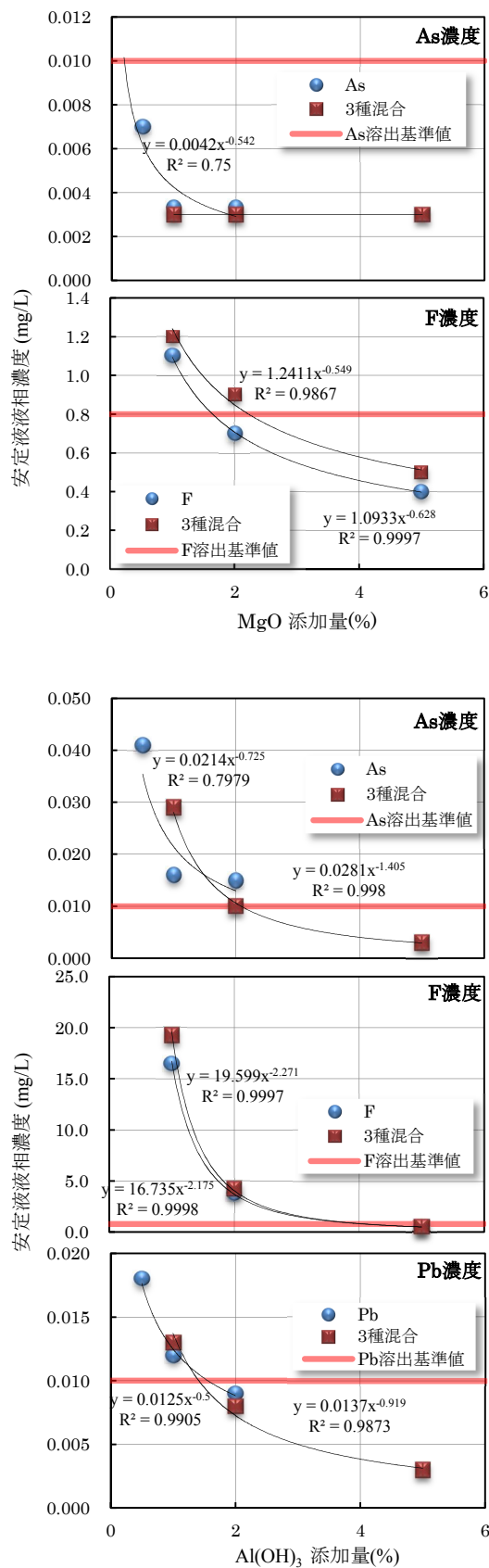


図 4-16 吸着材添加量と重金属濃度【安定液 A】

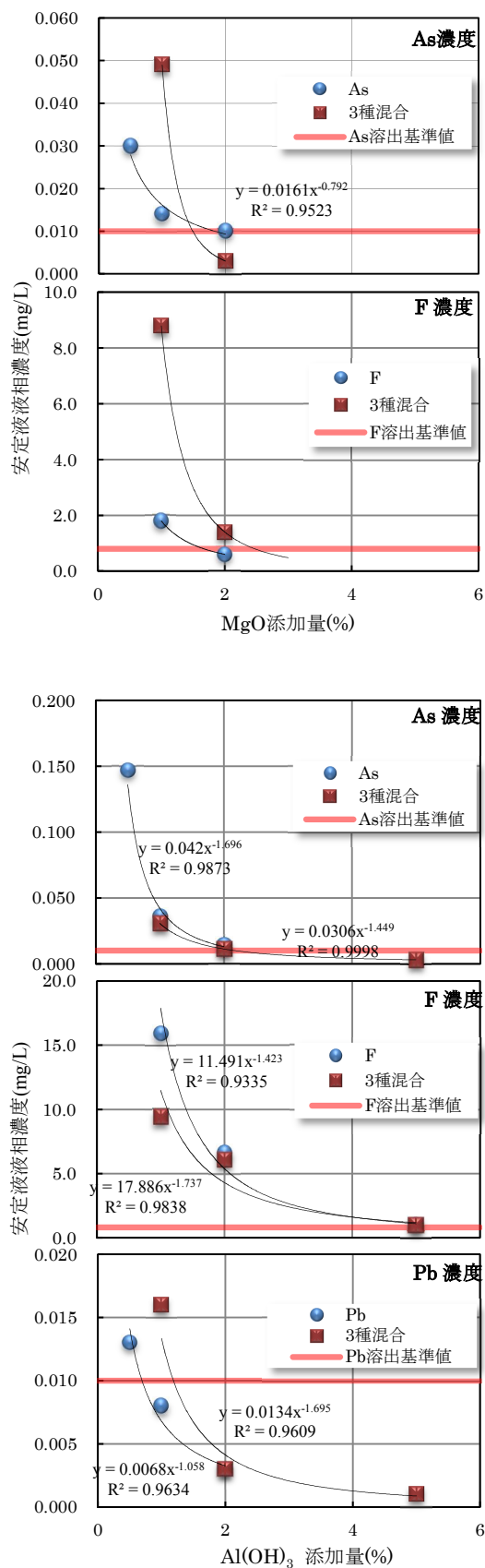


図 4-17 吸着材添加量と重金属濃度【安定液 B】

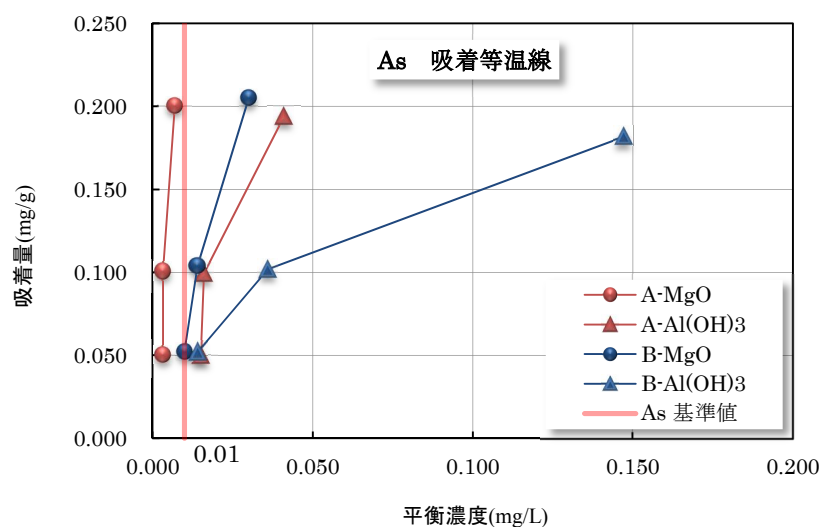


図 4-18 As 吸着等温線

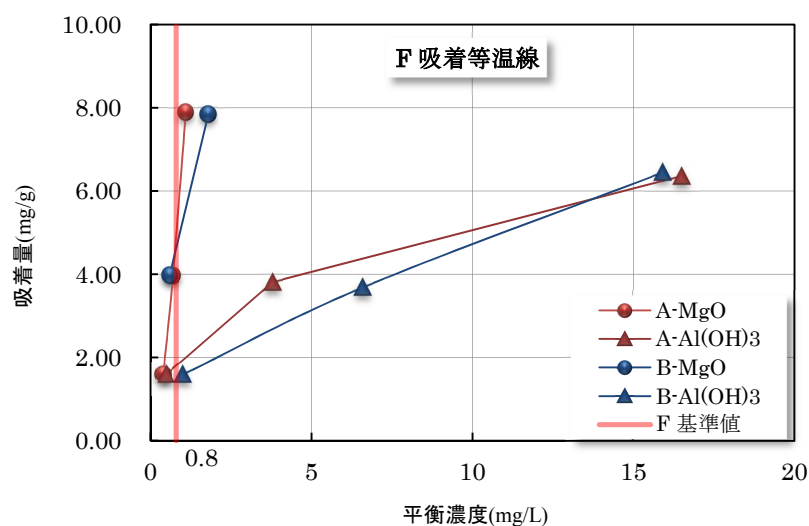


図 4-19 F 吸着等温線

4) 考察

a) 水酸化アルミニウムによる重金属の吸着について

$\text{Al}(\text{OH})_3$ は活性な表面水酸基を有しており図 4-20 に示す水酸化鉄と同様に、陽イオンである Pb^{2+} や陰イオンである F^- や H_2AsO_3^- も吸着し表面錯体を形成する (和田, 2010b)。ここで、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ を添加した場合の安定液の pH は 8.1~9.6 を示しており、これは CASE B-14 を除き $\text{Al}(\text{OH})_3$ の電位ゼロ点である 9.5~10.0 (Hiemestra, 1987 ; 日本粘土学会, 2009) より小さい。このため、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ は正電荷を有し、 F^- や H_2AsO_3^- を吸着したと考えられる。CASE A-19~21 および CASE B-19~21 における Pb 濃度と、4.2 の実験結果 (表 4-2 の A-7 および B-7) と比較して、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ による鉛の濃度低減効果が見られないことから、鉛が難溶性の水酸化物を生成したことが示唆される。

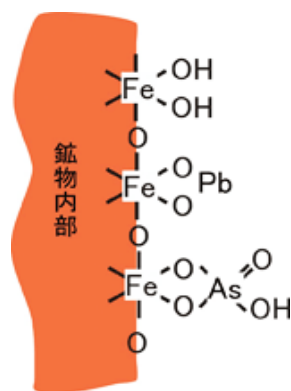


図 4-20 水酸化鉄鉱物表面への結合の模式図 (和田2010b)

ポリマー系安定液を夏場に使用する場合、バクテリアによる変質対策として pH 9 以上にする必要がある (日本基礎建設協会, 2009b) ことから、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ を添加する際には添加量を制限するか、アルカリ剤の使用を検討する必要がある。しかし前述したとおり、 $\text{Al}(\text{OH})_3$ の電位ゼロ点は 9.5 であり、pH 9 以上にすることによってヒ素およびフッ素の吸着効果が低下する可能性があるため、実施工への適用の際には注意を要する。

b) 酸化マグネシウムによる重金属の吸着について

MgO を添加した場合の安定液の pH は 10.5~11 を示しており、この値は MgO の電位ゼロ点である 12.4 (MWH, 2005; Parks, 1965 ; 福士, 2008) よりも低い。このため MgO も正電荷を有しており F^- や H_2AsO_3^- を吸着し表面錯体を形成すると考えられる。また MgO が水と反応して $\text{Mg}(\text{OH})_2$ に変化する際にフッ素が取り込まれるとも考えられている (Booster et al, 2003; Maliyekkal et al, 2010)。鉛については MgO による不溶化の機構が明らかになっていないが、pH 上昇による水酸化鉛の生成などが考えられている (小嶋ら, 2012)。

CASE A-1~12 では、実験時 (MgO の添加直後) から濃度分析時 (2 日後) までに、pH が 1 程度上昇した。この理由は次のように考える。式(4.7)に示すように、 MgO は水溶液中で溶解し水酸化物イオンを供給するため pH が上昇するが、その後式(4.8)に示すように過飽和状態になったマグネシウムイオンと水酸化物イオンが水酸化マグネシウムイオンとして沈殿する (鈴木ら, 2013)。



しかしながら、ベントナイトの主成分であるスメクタイトの存在下では式(4.7)、(4.8)の反応は酸化マグネシウムの濃度に依存し、酸化マグネシウムがスメクタイトの 10% 以下では式(4.7)、(4.8)の反応は起こらないことが指摘されている (森下・和田, 2014)。また、スメクタイトは、イオン交換等による pH 緩衝能をもつことが知られており、これらのことから、ベントナイトを多く含む安定液 CASE B-1~12

では CASE A-1～12 に比べて pH の上昇が抑えられたと考えられる。

式(4.7), (4.8)の反応は遅く, 日本学術振興会 (2012a), 森下・和田 (2014) によると水酸化マグネシウムの生成割合は 3 日で 75%, 28 日で 92%と報告している。また, 矢部ら (2011) は, 式(4.7), (4.8)の反応は約 8 時間と報告している。これらのことは, 安定液作液後の養生時間が, 吸着効果に大きく影響する可能性があることを示しており, 実施工への適用の際には注意を要する。

4.4.5 自然由来ヒ素含有土による検証実験

吸着材を添加した安定液による重金属等吸着機能を, 現場で採取した土壌を用いて検証した。使用した試料は表 4-8 に示す性状の自然由来のヒ素含有土である。安定液はポリマー系安定液とし, 吸着材は MgO と Al(OH)₃, 添加量は 4.4.4 の実験結果の図 4-16 より 0.5%と 2.0%の 2 水準とした。安定液と試料土を体積比 1:1 で 1 分間の振とうの 2 日後に, 遠心分離 (3000 rpm, 20 min) および 0.45 μm メンブレンフィルターでろ過を行い, 得られたろ液の As 濃度を測定した。

表 4-9 に実験結果を示す。現場で採取した土壌においても Al(OH)₃ よりも MgO の方が吸着機能は高く, MgO 添加量 0.5%で安定液の As 濃度は地下水環境基準値未満に低減した。

表 4-8 試料土の性状等

測定項目	測定値
土壌溶出量 (mg/L)	0.028
自然含水比 (%)	32.7
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.652

表 4-9 実験結果

吸着材名	添加量 (%)	As 濃度(mg/L)
MgO	0.5	0.007
	2.0	< 0.005
Al(OH) ₃	0.5	0.015
	2.0	0.005

4.4.6 まとめ

以上をまとめると, ベントナイト系安定液は吸着材の添加によりゲル化しやすいこと, 水酸化アルミニウムは pH が 9 未満になり, 夏場にバクテリアによる劣化の可能性があることなどから, 実施工へ

の適用の際の安定液と吸着材の組み合わせは、ポリマー系安定液に添加剤として MgO を 0.5~5%を添加することが効果的であると考えられる。

4.5 安定液の設計手法・施工管理手法の考察

4.5.1 安定液の設計手法

1) 配合設計

ここでは、重金属等の拡散防止効果を有する安定液の配合設計について検討する。4.4 において、アースドリルによる掘削では掘削土壌と安定液はおおよそ体積比 1:1 で接触することを示した。したがってトリタビリティ試験における固液比は 1 とする。また 4.4 の結果から、安定液はポリマー系安定液、吸着材は MgO で添加率は 0.5, 1, 2, 5%の 4 水準とする。溶出試験結果から、添加率－溶出量のグラフを作成し添加率 d_1 を算出する。安定液の転用回数を n 回 ($1 \leq n \leq 4$) とし $d_1 \times n \leq d_n$ となる d_n を吸着材の添加率とする。以上をふまえ、配合設計のフローチャートの一例を図 4-21 に示す。

4.4.4 で述べたとおり、酸化マグネシウムは水和反応により水酸化マグネシウムが生成するが、この反応速度は遅く作液後の養生日数によって吸着効果変動する可能性がある。したがって、実施工の作業工程にあったトリタビリティ試験を行う必要がある。

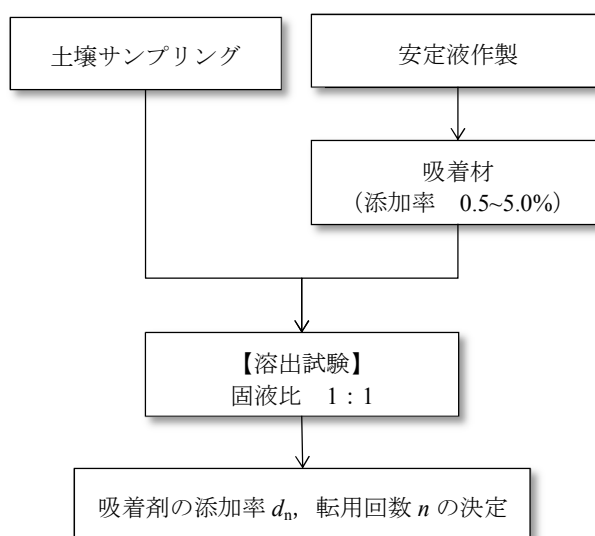


図 4-21 配合設計の一例

2) 安全率について

アースドリル工法では一般的にドリリングバケットによる掘削から排土までの 1 サイクルは 10 分程度であり、土壌はドリリングバケット内に収まったまま地上部に引き上げられるため、掘削土壌と安定液とは十分に接触しているとは言えない。溶出試験における検液作成方法（毎分 200 回の振とうを 6 時間）に比べて接触時間は短く、接触面積も小さいことから、土壌から安定液への重金属の溶出量は

溶出試験結果よりも小さいと考えられる。また、4.2.3 で述べたように安定液と地盤との間の泥膜には一定のろ過機能をもつと考えられる。したがって、この 2 点については設計上の「安全しろ」と考えることができる。設計者はこれらを考慮したうえで、設計者は、吸着材の添加率を割り増しするなど、安全率を設定する必要がある。

4.5.2 施工管理手法

1) 安定液の品質管理

当工法施工時には、安定液の品質管理試験の際に、対象となる重金属等の濃度を確認する必要がある。特に、重金属等を含む地盤を掘削したのち、非汚染地盤の手前で一旦掘削を中断し、安定液の液相濃度が地下水環境基準値未満であることを確認することが最も重要である。分析の結果、重金属等の濃度が地下水環境基準値未満であれば掘削を再開し、そうでなければ安定液の入替えや吸着材の追加等の処置が必要となる。施工中の重金属等の濃度確認では、公定法による分析結果を待つて施工を進めることは現実的ではなく、また 4.2.3 で考察したようにサンプリングからろ過までのタイムラグによって濃度が低く評価される可能性があることから、迅速判定法（たとえば熱田，2010）の採用が望まれる。

2) 安定液の処分

コンクリートを打設後、コンクリートに置き換わった安定液は回収槽にいったん貯留される。一般に、この安定液は品質管理試験ののち修正処理を行ない、再度掘削に使用する。再度の使用に耐えないもの、および工事終了時には産業廃棄物として処分する。しかしながら、当工法の場合、吸着機能の修正処理として吸着材の追加はゲル化の恐れがあるためすべきではなく、今のところ、配合設計に設定した転用回数で廃棄処分すべきである。

4.5.3 コストの評価例

本工法のコストの評価例を表 4-10 に示す。モデルケースとして、杭径 2000 mm，杭長 30 m，重金属等を含む土層厚 10 m（GL±0～10 m），難透水層層厚 7 m（GL-10～17 m），重金属は As, F, Pb が共存し，溶出量は土壌溶出量基準値の 2, 5, 10 倍に設定した。また，4.4 の実験結果をふまえ，ポリマー系安定液に 5%の MgO を添加し，この安定液を用いた 1 回の掘削で土壌溶出量基準値の 10 倍の As, Pb, F 濃度が土壌溶出量基準値まで低下すると仮定した。工事費については，地盤汚染対策なしの場合の杭一本当りの工事費を 100 として，他のケースの工事費を算出した。

土壌溶出量が基準値の 2 倍程度であれば，通常の施工と同様に安定液の 4 回の転用が可能と思われ，工事費の増額は 3%程度である。土壌溶出量が基準値の 5 倍程度で，安定液の転用は 2 回に減り，工事費の増額は 12%となる。土壌溶出量が基準値の 10 倍程度になり転用ができない場合でも，工事費の増額は 30%程度で，現行の地盤汚染対策と比較しても大幅なコスト縮減となる。

表 4-10 概算コストの比較

工法名	地盤汚染対策なし 場所打ち杭工法	現行の地盤汚染対策 二重管ケーシング併用 場所打ち杭工法	本工法 重金属吸着安定液による 場所打ち杭工法		
	基準値未満	基準値以上	基準値の2倍	基準値の5倍	基準値の10倍
溶出量レベル		46			
ケーシング併用掘削工		15			
ケーシング内部埋戻し工		92	92	92	92
杭掘削工	92	8	9	18	37
安定液作製～処分費			2	2	2
溶出量確認試験費					
工事費計	100	161	103	112	131

4.6 まとめ

汚染地盤をアースドリル工法で掘削し、場所打ち杭を構築する際、安定液に重金属等（ヒ素、フッ素、鉛）が混入する。このときの、安定液による重金属等の吸着機能を明らかにした。次に、安定液に吸着材を添加し、液相のヒ素、フッ素、鉛の濃度を地下水環境基準値未満に低減するための配合設計手法について実験的に検討を行った。得られた成果は以下のとおりである。

- (1) アースドリル工法で一般に使用されている安定液は、鉛に対する吸着機能が高いことがわかった。吸着機能は、安定液に含まれるベントナイト量と、安定液の pH (8.5~12.0) の影響が大きいと考えられる。
- (2) ベントナイト系安定液に吸着材を添加することにより、ヒ素、フッ素に対する吸着機能を持たせることが可能である。吸着材は MgO (添加量 2%以下)、Al(OH)₃ (添加量 5%以下) であれば適用可能である。
- (3) ポリマー系安定液に吸着材を添加することにより、ヒ素、フッ素に対する吸着機能を持たせることが可能である。吸着材は MgO (添加量 5%以下)、Al(OH)₃ (添加量 5%以下) であれば適用可能である。
- (4) 自然由来程度（土壌溶出量基準の 10 倍以内）の重金属等を含む地盤（ヒ素、フッ素、鉛）であれば、安定液に適量の吸着材を添加することで、安定液本来の性能を保持しながら、重金属濃度を地下水環境基準値未満に抑え、重金属等の拡散を防止しうることが示唆された。
- (5) 当工法の工事費は、対象重金属等の種類、溶出量などから決まる添加材の量と安定液の転用回数により変動する。しかしながら、杭の掘削工事費全体に占める安定液の割合はわずかであり、重金属等の溶出量が基準値の 10 倍程度としても、工事費の増は 30%程度であり、現行の 2 重管工法と比較するとコスト縮減効果は大きい。

参考文献

- Arnfolk, P., Wasay, S. A. and Tokunaga, S. (1994): A comparative study of Cd, Cr(III), Cr(VI), Hg, AND Pb uptake by minerals and soil materials, *Water, Air, and Soil Pollution*, Vol.87, pp.131-148.
- Booster, J. L., Van Sandwijk, A. and Reuter, M. A. (2003): Conversion of magnesium fluoride to magnesium hydroxide, *Minerals Engineering*, Vol.16, pp.273-281.
- Hiemstra, T. van Riemsdijk, W. H. and Bruggenwert, M. G. (1987): Proton adsorption mechanism at the gibbsite and aluminum oxide solid/solution interface, *Netherlands Journal of Agricultural Science*, Vol.35, pp.281-293.
- Kojima, Y., Oshima, F., Matsuyama, Y. and Moriya, M. (2012): Clarification of Insolubilization Mechanism of Heavy Metal Ion Using Magnesium Oxide, *Journal of Society of Inorganic Materials, Japan*, Vol.19,

pp.15-22.

Maliyekkal, S. M., Anshup, K. R. and Pradeep, A. T. (2010): High yield combustion synthesis of nanomagnesia and its application for fluoride removal, *Science of the Total Environment*, Vol.408, pp.2273-2282.

McBride, M. B. (1994): *Environmental Chemistry of Soils*, Oxford University Press.

MWH (2005): *Water Treatment Principles and Design*, 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York.

Naka, A., Katsumi, T., Inui, T., Takai, A. and Ohta, T. (2011): Long-Term Performance of Geosynthetic Clay Liners Used in Acid Rock Drainage Mitigation, *Geosynthetics Engineering Journal*, Vol.26, pp.137-144.

Parks, G. A. (1965): The isoelectric points of solid oxides, solid hydroxides and aqueous hydroxo complex systems, *Chem. Rev.* Vol.65. pp.177-198.

Singer, P. C. and Stumm, W. (1970): Acid mine drainage: The rate-determining step, *Science*, Vol.167, pp.1121-1123.

Suzuki, T., Nakamura, A., Katayama, H., Ninae, M., Nakata, H., Hujii, H. and Tasaka, Y. (2013): Immobilization of Arsenate in Artificially Contaminated Kaolinite by the Addition of Magnesium Oxide-based Materials, *Journal of MMIJ*, Vol.129, pp.650-656.

熱田真一, 稲垣静枝, 三原洋一, 山田理映子, 糸永眞吾 (2010): 迅速分析法による自然由来の重金属分析事例, 第16回地下水・土壤汚染とその防止対策に関する研究集会, pp.585-586.

伊藤健一 (2012): 合理的な重金属類土壤汚染対策のための土壤安全性簡易診断法の構築, 公益社団法人 JFE21 世紀財団 2012 年度技術研究報告書, pp.133-147.

井上豪, 渡口輝, 玉城不二美, 仲宗根一哉 (2012): 「産業廃棄物に含まれる金属等の検定方法 (環境庁告示 13 号)」で用いるフィルターの種類が測定結果に及ぼす影響, 沖縄県衛生環境研究所報第 46 号.

上野雅明 (2006): 廃棄物処分場を通過する道路の建設—東京港臨海大橋, 基礎工, pp.54-56.

嘉門雅史, 勝見武, 宮武一都 (2000): セメントベントナイトスラリーウォールの重金属遮へい性能の評価, 材料, Vol.49, No.1, pp.22-25.

嘉門雅史, 勝見武, 乾徹, 濱田悟 (2005): 鋼管杭打設粘土地盤と杭境界面における漏水量とその評価, 材料, pp.1100-1104.

環境省 (2012): 土壤汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン (改訂第 2 版), Appendix-12.

菊池喜昭, 森脇武夫, 勝見武, 平尾隆行, 葛川徹, 服部晃, 岡本功一, 山田耕一, 佐々木広輝 (2012): 管理型海面廃棄物処分場に打設する基礎杭が底面遮水地盤に与える影響, 港湾空港技術研究所資料, No.1252.

喜田大三 (1977): 地中連続壁工法 (泥水工法) における地盤掘削用泥水に関する研究, 早稲田大学

- 博士論文, pp.169-176.
- 佐藤大樹, 五十嵐敏文 (2011): トンネル掘削ずりからの砒素等重金属類含有酸性水の発生とその対策, 第 17 回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会, pp.137-141.
- 地盤工学会 (2004a): 地盤工学・実務シリーズ 17 杭基礎の調査・設計・施工から検査まで, pp. 395-441.
- 地盤工学会 (2004b): 地盤工学・実務シリーズ 20 地中連続壁工法, pp. 184-185.
- 日本学術振興会 産学協力研究委員会 鉱物新活用第 111 委員会重金属類と鉱物の相互作用に関するワーキンググループ (2012): 重金属汚染対策のための鉱物材料ガイドブック, pp.98-117, pp.160-161.
- 日本基礎建設協会 (2009): 場所打ちコンクリート杭の施工と管理, pp.148-149, p.154.
- 日本粘土学会 (2009): 粘土ハンドブック (第三版), p.126-129, p.697.
- 福士圭介 (2008): 酸化物による無機陰イオンの吸着ー吸着実験による巨視的吸着挙動とその場分光分析による微視的表面錯体構造ー, 粘土科学, 第 47 巻, 第 3 号, pp.121-158.
- 森下智貴, 和田信一郎 (2014): 鉱物種の異なる土壌中における酸化マグネシウムの水和反応とフッ素の不溶化実験, 第 20 回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会, pp.122-127.
- 門間聖子 (2013): 自然由来重金属問題と建設リサイクル, 建設リサイクル, Vol.65, pp.17-21.
- 矢部太章, 福士圭介, 伊藤弘志, 久保田宗弘, 榊谷優輔 (2011): 水溶液中における酸化マグネシウムの変質挙動, 粘土科学, 第 49 巻, 第 3 号, pp.135-140.
- 山岡伸也, 大坪政美, 東 孝寛, Loretta Li (2005): 粘土ライナーとしてのベントナイト混合土の重金属吸着特性, 農業土木学会論文集, No.238, pp.43-49.
- 和田信一郎 (2008): 土壌汚染対策における粘土科学の役割ー粘土基礎講座 Iー, 粘土科学, 第 47 巻, 第 3 号, pp.185-195.
- 和田信一郎 (2010): 土壌中における重金属類の動態, 地球環境, Vol.15, No.1, pp.15-21.
- 和田祐司 (2002): フッ素含有排水の高度処理, 科学と工業, Vol.76, pp.557-564.

第5章

結 論

5.1 本研究の成果

本研究によって得られた成果を以下に示す。

第 1 章では、まず研究の全体像を示したのち、建設工事に伴う地盤環境問題として、周辺地盤の沈下と変形、地下水流動阻害および地盤汚染について概説した。特に地盤汚染については過去に発生した土壌・地下水汚染の事例、土壌汚染対策法および自然由来の重金属等を含む土壌について概説し、低濃度の自然由来の重金属等に適した、経済的な工法・技術の必要性を述べた。

第 2 章では、近年の集合住宅の立地動向から、集合住宅建設における地盤対策の必要性とその課題を考察した。2007 年以降、人口減少が進む一方で都市回帰は継続している。したがって、今後の集合住宅の建設は、郊外における新規開発ではなく、都市部における再開発事業や既存住宅、商業施設の集合住宅への建て替えが主流になると考えられる。このことを踏まえて、都市部における集合住宅の地下工事として、根切り山留め工事と杭工事のそれぞれについて、特徴とその技術課題について整理した。根切り山留め工事では、浅層改良土自立山留め工法が低コストで工期短縮が図れるだけでなく、地盤汚染、軟弱地盤並びに地下水保全の面で優れており、当該工法の設計施工手法を早急に確立する必要があることを示した。杭工事では、新たに法の対象となった自然由来の重金属等を含む地盤への杭打設を想定し、廃棄物や高濃度の人為汚染とは異なった合理的な重金属等の拡散防止対策が必要であり、その場合、集合住宅建設で最も経済的で実績のあるアースドリル工法をベースに検討を行うのが望ましいことを示した。

第 3 章では根切り山留め工事における地盤対策として、『浅層改良土自立山留め工法』の設計手法について検討した。この工法は、深さ 3～4 m の浅い根切りを想定し、トレンチャー式攪拌機など浅層混合処理工法で築造した改良体を自立山留め壁として利用する工法である。検討方法は、実現場において、浅層混合処理工法を用いて築造した強度・剛性の低い改良体の強度のばらつきと強度特性を把握

したのち、掘削に伴う改良体の挙動ならびに内部応力の実測値と、有限要素法による解析値とを比較検証した。その結果、掘削に伴う改良体の挙動と内部応力状態は有限要素法によって概ね把握できることがわかった。また、有限要素法の適用により、改良体と周辺地盤の変位を考慮した設計が可能であり、改良体と周辺地盤の剛性に応じた合理的な設計が可能であることが明らかになった。これらを踏まえて、浅層改良土自立山留め工法の合理的な設計手法を提案した。

第4章では、自然由来の重金属等を含む土壌・地下水の存在する地盤に杭を計画する場合を想定し、重金属等の拡散防止を図る工法について実験的に検討をおこなった。その結果、アースドリル工法で用いる掘削安定液は鉛に対して高い吸着機能を有するが、ヒ素、フッ素に対する吸着機能は低いことが明らかになった。また、安定液に適量の吸着材を添加し適切な施工管理を行えば、安定液本来の機能（造壁性、粘性およびpH）を損なうことなく、ヒ素、フッ素、鉛に対して高い吸着機能を持たせることが可能であり、自然由来程度の重金属等を含む土壌が存在する地盤であれば、この安定液の適用により重金属等の拡散を防止できる可能性が示された。実施工への適用の際の安定液と吸着材の組み合わせは、ポリマー系安定液に添加剤として酸化マグネシウムを0.5~5%を添加することが効果的であることが明らかになった。

5.2 集合住宅建設における合理的な地盤対策の設計への反映

本研究は、集合住宅建設工事における根切り山留め工事と杭工事を対象として、建設工事の実施に伴う地盤問題の解決に有効な対策の提案を目的としている。集合住宅の山留め工事では、浅層改良土自立山留め工法が従来の山留め壁工法に比べて経済的かつ工期短縮が可能とされている。また、従来の山留め壁工法と異なり根入れがきわめて小さく、このことは地下水流動の保全や地盤汚染サイトにおける底部遮水工の保護の面で有効である。しかしながら、その設計手法は確立されておらず経験的に施工されてきたため、山留め壁（改良体）に関する安全性の検証がなされていないこと、改良体や周辺地盤の変位予測ができないため、施工において計測管理が精度よくできないなどの問題をもつ。3章で示した浅層改良土自立山留め工法の設計手法はこのような問題を解決し、安全性と経済性を兼ね備えた、合理的な山留め工事の実現に寄与するものである。

杭工事における地盤汚染対策では、自然由来の重金属等を含む土壌の存在する地盤における重金属等の拡散防止技術として、アースドリル工法の掘削安定液に重金属等を吸着させるための基礎的検討を行った。2009年の土壌汚染対策法の改正で対策が必要となった自然由来の重金属等を含む土壌を対象とした杭打設工法の開発は進んでおらず、人為汚染と同様の対応が求められているのが現実である。4章の検討は、廃棄物や人為汚染とは異なり、濃度が低く均質に広がる自然由来の重金属等を含む地盤を対象とした合理的な重金属等の拡散防止技術を目指すものであり、4章に示した、重金属等の拡散防止効果を有する安定液の配合設計手法や施工管理手法に関する成果は、これに寄与するものである。

以上のように、本研究での成果は、都市部の地盤環境に適応した集合住宅建設において有効な手段である。我が国では2007年を境に人口減少に転じ、その一方で、都心回帰は続いている。今後も都市部で進められる市街地再開発事業や、高齢者の住みやすいコンパクトな街づくりにおいて集合住宅の果たす役割は大きい。本研究で示した集合住宅建設における地盤対策技術は、都市部における地盤環境の保全を前提とした社会基盤整備に貢献できると考える。

5.3 今後の課題

『浅層改良土自立山留め工法』については、弾塑性 FEM 数値解析を適用することで、改良体と周辺地盤の変形量を考慮した合理的な設計が可能であることを示した。しかしながら、本論文では解析事例が少なかったことから、今後、地盤構成、地盤定数などをパラメータ解析し地盤条件による改良体の挙動の違いについて検証が望まれる。また、提案する低強度の改良体で現場実証試験を行ない、計測データの集積と数値解析結果との比較分析により、本論文で提案する設計手法の妥当性を検証する必要がある。さらに、地表部の不均質な地盤を低い強度で均質に改良する施工法の検討も必要である。

『重金属等の吸着機能を有する掘削安定液』については、室内試験データからその適用の可能性を示したものであり、当工法の適用のためには、実現場における実証試験が必要である。実証試験では自然由来の重金属等含有土との接触による安定液の重金属濃度の変化、安定液本来の機能（比重、造壁性、粘性および pH）への影響およびコンクリート打設による安定液の劣化状況について、通常の安定液と吸着剤を添加した安定液とで比較し、吸着材添加による影響の有無を明らかにしなければならない。環境省『土壤汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン』で、自然由来特例区域における汚染の拡散防止のための施工方法として採用されたためには、データの蓄積を継続し当工法の設計施工手法の確立を図る必要がある。

謝 辞

本研究を遂行し、本論文を取りまとめるにあたり、終始懇切丁寧なご指導をいただきました京都大学大学院地球環境学堂 勝見 武教授に心から謝意を表します。勝見 武教授には、研究を遂行するにあたっての方向付け、示唆に満ちた適切な指導、助言をいただくとともに、本論文をまとめるにあたって常に激励をいただきました。さらには、社会人として博士後期課程への入学する以前から、技術者・研究者としてのあるべき姿を教えていただき、研究を進める上で財産となる各種学会、委員会、シンポジウム等への参加機会、研究者・技術者との交流機会を与えていただきました。ここに心より感謝を申し上げます。

京都大学大学院地球環境学堂 岡崎健二教授には本学位論文の副査を務めていただき、貴重なご意見、ご指導を頂戴いただいたことにより本論文を完成されることができました。ここに厚く御礼を申し上げます。京都大学大学院地球環境学堂 乾 徹准教授には、本学位論文の副査を務めていただき、また博士後期課程入学時より、研究を遂行するにあたっての具体的かつ適切なご指導と、有用な資料の提供をいただきました。ここに心からの感謝の意を表します。同学堂 高井敦史助教には、研究室での議論を通じ多くのご助言とご支援をいただき、また、研究室の学生諸兄、安本三穂秘書には円滑な研究活動をサポートいただき深く感謝いたします。

株式会社長谷工コーポレーション取締役常務執行役員 北村欣一氏には、本研究を行う機会を与えていただき、社会人として博士後期課程への進学をご承認いただきましたこと、大変感謝いたしております。ここに改めて厚く御礼申し上げます。また、株式会社長谷工コーポレーション執行役員 今川信夫氏、生産計画部長 埤田幸治氏には、研究全体において有益なご助言をいただいたことや、日々の業務と研究との両立に関して、種々のご配慮をいただきましたこと、大変感謝いたしております。

株式会社中堀ソイルコーナー 中堀和英博士には、博士後期課程への入学、研究計画に関する大変貴重なご助言をいただいただけでなく、本論文の取りまとめにあたり応援と励ましをいただきました。関西大学 西田一彦名誉教授には、浅層改良土自立山留めに関する実験ならびに解析に関するご指導だけでなく、現場実証試験に何度も立会いいただき貴重なるご助言をいただきました。ここに心より感謝の意を表します。

また、浅層改良土自立山留めの数値解析および現場計測結果のまとめにあたり、株式会社中堀ソイルコーナー 岡田純治氏、株式会社長谷工コーポレーション 丸岡裕季氏にご協力をいただきました。安定液の室内実験においては、株式会社立花マテリアル 久保 博氏、足立達彦氏、今江和巳氏、株式会社長谷工コーポレーション 端野 訓氏に貴重なるご助言とご協力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

最後に、社会人学生としての日々を、筆者の健康を気遣い陰ながら支えてくれた妻 修子と3人の子供たちに対し心からの謝意を表します。ありがとうございました。