

設計施工一括発注方式による海上空港建設に
おける地盤リスクとその対応に関する研究

(A study on geotechnical risk management
in the airport construction on the sea by Design-build)

2013 年 9 月

野 口 孝 俊

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 論文の構成	3
第2章 粘性土地盤に建設される海上埋立空港における地盤調査と地盤リスクの既往の考え方	6
2.1 地盤調査計画策定の考え方	6
2.2 海上埋立による空港整備における地盤と地盤調査	8
2.3 地盤リスクについての研究事例	15
第3章 設計施工一括発注方式の契約上におけるリスク対応への考え方	21
3.1 設計施工一括発注方式による契約	21
3.2 D滑走路工事における性能型設計への対応	22
3.3 仕様発注方式と設計施工一括発注方式の差異	25
3.4 仕様発注方式と設計施工一括発注方式のリスクの考え方	26
3.5 設計施工一括発注方式における発注者の役割	29
第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴	34
4.1 我が国最大規模となる設計施工一括発注方式を採用したD滑走路建設工事の概要	34
4.2 海底地盤調査	40
4.3 軟弱地盤上に建設される特徴的な埋立部の設計	45
4.4 栈橋部基礎杭の支持層と地盤リスク	63
4.5 軟弱地盤上に建設されたD滑走路建設工事の地盤工学的な特徴	65
4.6 D滑走路建設工事における地盤リスクの想定と対応	66
第5章 工学的地盤情報が少ない場合の土層推定技術の検討	70
5.1 羽田D滑走路建設工事における土層推定技術の適用	70
5.2 地盤の三次元地層推定技術	71
5.3 地盤推定手法の検証	76

5.4	工学的地盤情報が少ない場合の土層推定技術の適用性	83
第6章	地学情報を考慮した層序推定技術の優位性評価	86
6.1	地質学的調査を採用した背景	86
6.2	D滑走路工事の調査計画経緯と調査項目について	86
6.3	地層の広域対比と工学的情報の融合	89
6.4	地学的層序の決定方法のための地学的調査	98
6.5	地層断面図作成におけるリスクの低減	101
第7章	地盤リスク低減を図るための多様な調査法の優位性評価	107
7.1	地盤リスク低減を図るための多様な調査法の必要性	107
7.2	粘性土地盤における一貫した地盤強度確認方法	109
7.3	性能型設計による盛土施工における新技術の導入	122
7.4	地盤リスク低減を図るための新技術導入に関するまとめ	130
第8章	設計施工一括発注方式を採用した海上空港における地盤リスク監理の提 案	132
8.1	設計施工一括発注方式における地盤リスクへの対応	132
8.2	段階的な地盤リスクの移行と監理	133
8.3	地盤リスクの考え方とリスク監理に対するアプローチ	136
8.4	設計施工一括発注方式における地盤リスクへの対応	138
第9章	結論	140
9.1	本研究によって得られた成果	140
9.2	研究成果の適用範囲と今後の課題	144

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

現在、国家予算の財政状況悪化への対応として、公共事業予算が削減され、土木事業全般に渡りコスト縮減や事業見直しが実施されている。一方、国外の企業が国内参入を促進しやすくするための手続きとして、技術基準の国際整合性を図ることを目的に、仕様型設計から性能型設計への移行が進められている。また、国内におけるプロジェクトの減少分については、「国内技術の国際展開」を積極的に推進しているところである、そのために、国土交通省では、海外での主流となる契約形態に沿うためのマニュアル整備に対する検討も始まったところである。

このような状況に対して、社会資本整備に対する今後の方向性や土木技術の在り方に対する考え方の転換を求められるとの認識も必然となりつつある。それに呼応し、公共土木事業も急速に舵を切り返す必要性があり、土木技術の組織体制や技術者としてのスキル事態を考え直さねばならない時期である。それらの問題に先んじて、東京国際空港（羽田）D滑走路建設工事(以下、D滑走路工事と呼ぶ)は、民間技術を最大限活用してコスト縮減を期待し、海外企業の参入も考慮した契約形態である設計施工一括発注方式(Design and Build:以降DB契約と呼ぶ)を採用した、国内では類を見ない大規模プロジェクトである。更には、空港運用のための要求性能を満たせば埋立/栈橋工法、栈橋工法、浮体工法のいずれの工法でも良いとされたことから性能規定型設計を全面的に採用した工事である。

性能規定型設計については、構造物体系毎に基準化されている設計基準の切り替えが実施されているところであるが、地盤分野においては具体的な照査方法を検討中であり、見なし基準での運用が続いているところである。また、国際的な契約方式に対応するためには、事業コストの見極めが非常に重要であり、「地盤条件の判断と土質に対する不確実性」は「地盤リスク」と定義されプロジェクトの正否に大きく影響するものである。従って、「地盤リスクへの対応」に必要な設計・施工体系を構築し、それに応じた最適な契約を締結することが必要である。

しかし、我が国においては従来契約方式である仕様発注方式の体系が構築されているため、異なる体系を採用するにあたり、発注者と受注者のいずれもが従来の概念を改変する必要があり、基本的事項からの見直しを図ることが求められている。

そこで、新たな契約方式に基づき性能型設計を採用したD滑走路工事で具現化した課題について総括し、実践例として地盤リスクに対する考え方を考察することで、上記課題の解決を図るものである。それにより、海上における構造物建設プロジェクトにおける地盤リスク監理の在り方について提案し、延いては「国際対応力のある土木技術の構築」を目指すものである。

羽田空港の整備は、時代の要請を踏まえて日本の国際化に合わせた拡張がなされ、沖合

展開事業から再拡張事業へとプロジェクトが進められた。常に、整備することに対して早期供用を求められ、最先端の技術と多くの技術者・研究者の知見を採用したプロジェクトである。その結果、羽田プロジェクトで採用した技術はスタンダードとなり、関西国際空港や中部国際空港の整備に大きく貢献している。しかし、羽田空港整備に係わる建設条件（地盤条件・資材の調達・供用中での施工）は非常に厳しいもので、特に、地盤条件への対応次第では、建設コストや供用遅れは国際線ネットワークにも大きく影響する社会問題にも繋がるリスクを内在していた。

再拡張事業における D 滑走路の建設場所は、多摩川河口部の沖積層が厚く堆積した地盤上に位置し、工事着工から竣工まで約3年という非常に短い期間で、地盤改良、護岸築造、埋立および舗装等の工事を進めなければならない。特に、護岸工事は1年半、埋立工事についても1年と言う短期間で築造するためには、地盤強度が小さくかつ、厚く堆積した軟弱地盤上に急速な埋立を行う必要があり、地盤のせん断変形を極力抑えるための慎重な工事が求められる。しかしながら、地盤は堆積環境等の影響によって、層厚やせん断強さにばらつきが認められ、急速施工を行う場合には、情報化施工を行ってもこれらの地盤特性を十分に把握する調査手法如何によっては施工上の安全性が確認できない等数多くの地盤リスク内在していることを鑑みて施工することが必要な工事であった。

更には、埋立地盤とジャケット構造の複合構造とした大規模坑土圧構造物であることから、埋立地盤は沈下するが、隣接するジャケット構造部は沈下が生じないという、沈下挙動の不一致に代表される供用後の沈下の発生に伴う地盤リスクが、航空機運用への影響に与えるリスクにつながる大きな問題を考慮しなければならない。埋立部においては、埋立高さは30m以上にもなり、埋立による荷重の影響は深部にまで及ぶ。このため、沖積地盤のみならず洪積地盤の沈下動態は、海上での埋立土の調達や施工時の護岸安定にも与えるため、確実な把握できる調査手法が必要とされ、如何に地盤リスクを小さくすることがプロジェクトを成功させる鍵であった。

しかし、DB方式の最大の特徴は、「要求性能の確認」と「リスクと責任を明確化」を必要とする方式ではあるが、従来の発注方式である仕様型発注方式に対応してきた発注者・受注者は、過去の経験がなく、リスク分担とそれに対する監理の認識が顕在化していなかったのも事実である。

このような背景から本研究は、今後の契約形態として考慮しておかねばならない「国際的な発注契約方式の活用」と「性能規定型設計への対応」を踏まえた、地盤リスクを考慮した海上空港建設における地盤性能監理の確立を目指して、軟弱地盤に対する地盤リスクの考え方とリスク低減を目指した新たな調査手法の検証を主要な研究としている。具体的には、以下の研究課題について検討を行っている。

- ・「地盤リスク」に対する性能型発注方式における契約上の考え方を整理し、DB方式への適用性について検討した。
- ・軟弱地盤を対象とした空港整備における事例を基に、地盤リスク低減のために採用され

た調査方法および工法について検討した。

- ・性能型設計を求めた技術提案を要求するために必要な地盤情報を提供するための地盤調査を実施することが不可能である D 滑走路工事の事例を基に、工学的地層分類は限られたボーリングデータを基に三次元地層推定法によって物性値の補完と地層の推定を行い、層序の確定で得られた結果を考慮して、工学的地層の決定方法について検証した。

- ・層序および堆積環境を同定するための地学情報を取り入れた技術を概観し、D滑走路工事の地盤について、それらの適用性について検討を行い、層序及び堆積環境の確定方法を検討することにより、通常の工学的調査から得られる試験結果のみではなく、堆積環境と層序を考慮した地盤評価を行い、地盤リスクの低減に繋がるかについて検討した。それにより、地学情報を取り入れた地層断面図が地盤リスクを低減させたことから、海成粘性土上に建設される埋立地造成には上記調査方法は有効な調査であることを提案する。

- ・海上埋立における調査法としての軟弱な沖積層における RI-CPT による調査手法は施工時の安全性能の把握、供用時の地盤の安定性能を確認する有効な調査手法であることを検証した。また、盛土の安定性能を確認する調査方法として、小型動的載荷試験(FWD)を採用した結果より、広大な面積における盛土の品質管理方法の妥当性について評価した。

- ・これら新たな調査手法を用いることによって低減された地盤リスクについて従来方法と比較することで、性能規定型設計における広大な埋立地盤に係わる調査方法の有効性を検証した。

- ・地盤リスク低減のための措置としての事業費の見積もりについて、既往事例から算出しプロジェクト全体事業費の中での比率を検討した。

1.2 論文の構成

上記のような研究の背景および目的を踏まえ、本論文は以下のように構成される。

第1章 序論

第2章 粘性土地盤に建設される海上埋立空港における地盤調査と地盤リスクの既往の考え方

第3章 設計施工一括発注方式の契約上におけるリスク対応の考え方

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田 D 建設工事の特徴

第5章 工学的地盤情報が少ない場合の土層推定技術の検討

第6章 地学情報を考慮した層序推定技術の優位性評価

第7章 地盤リスク低減を図るための多様な調査法の優位性評価

第8章 設計施工一括発注方式を採用した海上空港における地盤リスク監理の提案

第9章 結論

第1章 序論

各章の概要を以下にまとめる。図 1-1 は本研究のフロー図を示したものである。

第2章では粘性土地盤に建設される海上埋立空港における事例から、地盤を考慮した調査方法および建設工法を整理し、仕様発注方式における地盤リスクへの対応方法を取り纏める。更に、近年、「地盤リスク」に対する研究が地質・地盤のそれぞれの分野で研究されている事例から、「地盤リスク」に対する定義を概説する。

第3章では羽田空港D滑走路建設工事での設計施工一括発注方式の契約を基にして、本契約方式による契約の特徴をまとめ、リスクへ対する考え方を考察した。

第4章では設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D建設工事事例から施工工種別に分割し、調査・設計・施工段階ごとに、どのように設計施工上の工夫をしたのかを具体的に整理する。その課程において地盤リスクをどのように想定したのかを考察する。

第5章では限られたボーリングデータから地層を推定する技術について述べる。D建設予定地域においては、工期の制約のため、ボーリング本数が著しく少なく計画され、その間隔はおよそ500mであった。港湾基準に示された標準的なボーリング間隔は、50~100mであり、計画されたボーリング間隔が非常に粗いことが技術的問題点として示唆された。当初500m間隔の土質調査から推定した地盤設計値の妥当性について、250m間隔で得られた追加土質調査により検証した。更に、今回取り組んだ地学的情報を考慮した層序の考え方に基づく設計値に対しても妥当な成果が得られたことを統計確率の見地から検証したことを述べる。

第6章では海上埋立による空港整備に関する地盤調査の実態を整理し、最小のボーリングデータから得られる成果と地盤リスクの低減のため、より適切な提案をもとめるために、地盤工学と地質学の融合事例から、工学的情報に地学的情報を加えることで層序構成の確からしさを向上させることが出来ることを取りまとめる。地質層序の同定技術を概観し、その適用性について述べ、地盤調査結果から求めたD基盤部に存在する東京層、江戸川層の層序について論ずる。また、D下の地盤について、既往の研究成果との比較検討を行い、沖積粘性土を含めた地質層序を述べる。また、堆積環境を特定する項目と方法を概観する珪藻、有孔虫、テフラ等に着目し沖積層の堆積環境を明らかにする。

第7章ではD工事の実例を基に、性能型設計の地盤強度把握手法としてのRI-CPT調査の適用性について検証を行い、大規模海上埋立における従来では適用することが無かった調査法の適用性について提案する。また、広大な面積を有する盛土施工における品質管理方法として、小型動的載荷試験(FWD)を取り上げ、従来の品質管理方法である締固め度(Dc)と比較し、は品質管理と性能評価として有効な手法であるかについて比較評価している。それらの新技術の採用は地盤リスク低減に有効であることを検証した。

第8章では、設計施工一括発注方式を採用した海上空港建設に関わる契約上における地盤リスクの考え方を整理した。また、性能規定型設計を採用した契約での広大な埋立地地盤に係わる調査方法の有効性を論じた。その上で、設計施工一括発注方式を採用した海上空港建設に係わる地盤リスク監理の有用性について提案した。

第9章では、本論文によって得られた成果を総括するとともに、研究成果の適用範囲と今後の課題についてまとめている。

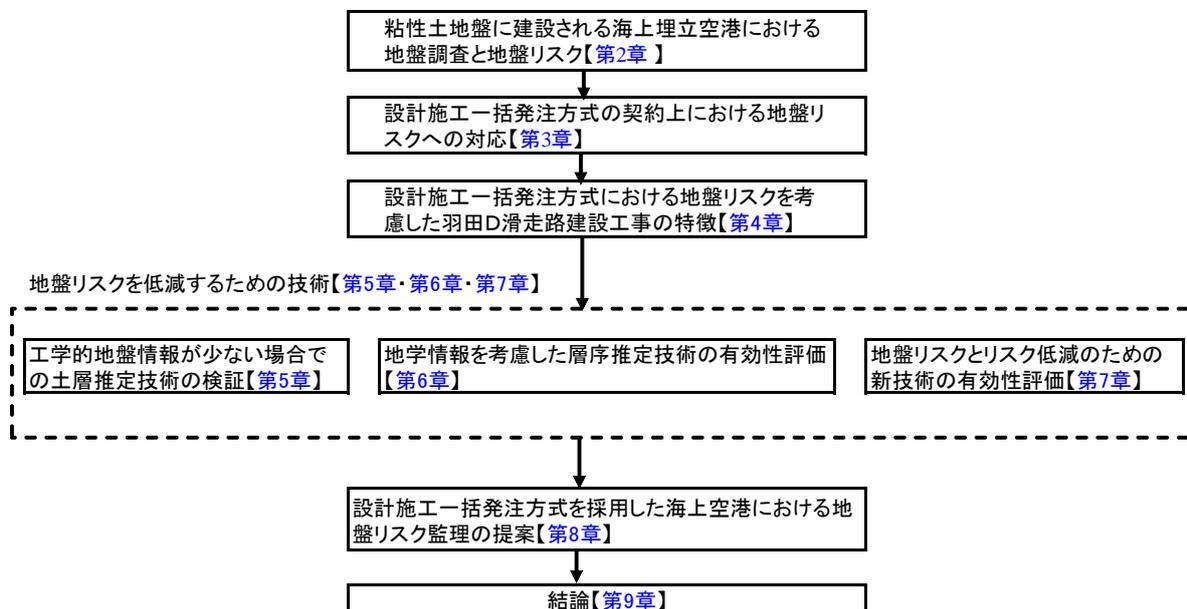


図 1-1 本研究のフロー図

第2章 粘性土地盤に建設される海上埋立空港における地盤調査と地盤リスクの既往の考え方

2.1 地盤調査計画の策定

地盤調査計画を策定する時には、「構造物として求められる目的、目的を満たすための構造物の形式、その要求を満たすための調査は何が必要か」と考えるのが一般的である。つまり、工法が確定しており、設計や施工に係わる課題が抽出され、それに係わる必要な情報把握がなされ、新たな調査計画（現地試験、土質調査）が検討される。更に、それを踏まえた調査が実施され、設計上必要な情報が不足している場合には、追加の調査を実施した後、基本的な設計が実施される。

羽田沖に新しい滑走路の建設工法を決めるべく 2002 年には羽田再拡張事業工法評価選定会議¹⁾が実施され、①栈橋工法、②埋立・栈橋組合せ工法、③浮体工法の技術的に大きく異なる3つの工法のいずれもが技術的には採用可能であるとされた。この答申を踏まえ、発注段階において基本設計が一つに絞り込まれない事態が生じるとともに、実績の乏しい工法が含まれていること等から、設計条件に関しては最大限慎重を期す必要があった。

しかしながら、設計条件を決めるべき情報を得るための基礎調査に関しては、限りなく早期に工事発注する必要があったことから、調査期間の猶予がない状況にあった。また、海上であるためボーリングの実施には海上櫓若しくはセップ式台船が必要である。これら機械を海上に設置するにあたっては、海域利用者との調整、海域管理者との協議が必要であり、国家プロジェクトという錦の御旗を掲げても、大規模なる海上占有は認められないのであった。時間的、施工条件的条件下において、調査すら十分に実施できない現状であった。つまり、羽田D滑走路建設においては、新たな滑走路を作ること、現羽田空港の沖合多摩川河口に建設すること以外の情報は未確定のまま、つまり地盤調査計画の背骨が定まらないまま、プロジェクトが進められたのである。

そのため、最短時間で最小限のデータを取得可能であり、三工法いずれにも有用な情報を得られる物理探査、最小限のボーリング調査、深淺測量の3項目のみが実施可能な状況にあった。

特に、護岸工事は1年半、埋立工事についても1年と言う短期間で築造するためには、地盤強度が小さくかつ、厚く堆積した軟弱地盤上に急速な埋立を行う必要があり、地盤のせん断変形を極力抑えるための慎重な工事が求められる。しかしながら、地盤は堆積環境等の影響によって、層厚やせん断強さにばらつきが認められ、急速施工を行う場合には、十分慎重な埋立を行っても条件によっては危険な状態に陥ることが容易に推察される。いわゆる「リスク」の発生である。

D滑走路は埋立地盤とジャケット構造の複合構造とした大規模坑土圧構造物が想定さ

れた。この接続部では、埋立地盤は沈下するのに、ジャケット構造部は沈下が生じないという、沈下挙動の不一致が大きな問題となる。

また、滑走路位置は不動とすることが条件であるため、浮体工法においても浮体を固定するための杭構造が必要とされ、海底地盤面、杭の支持層、支持力算定に十分な情報の提供をしなければならないと考えた。杭の場合は、十分な支持力を有する地層を確認するまでとしたが、どの地層が十分な支持力を有するか否かは各工法や工法の提案内容によって異なるので一概に決めることはできないことから、面的、深度的な調査をどのようにするかは総合的な判断が求められた。当然与える条件としては、各工法に不平等であってはならないし、有益な情報でなければならない。十分な土質調査が不可能であれば最大限過去のデータを分析し、最適な設計値を導き出すための整理をしなければならない。

広大な埋立地において、滑走路という面的な構造物を築造するにあたり、地盤調査の重要性は言うまでもない。更に、D滑走路建設では、浮体構造、栈橋構造、埋立/栈橋工法のいずれの技術提案も成立するための地盤情報を、短期間に最小かつ最適なデータで示すことを求められた。

地盤条件の決定方法として、参考としたのは、港湾施設を設計する際の考え方を示した「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾である。基準では「調査地点の位置、間隔及び深度は、対象とする構造物の大きさ、構造物の重量によって生じる地盤内の応力分布、及び地盤の成層状態の均一性を考慮して決定する。しかしながら、構造物の工費や重要度の問題もあり、調査地点の数やその深度を一概に規定することはできない。調査地点数の決定には地盤の均一性が一番重要であり、過去に行われた調査結果、陸地の地形、音波探査などの物理探査手法によって地盤の均一性を確認することが有効である。」とされている。港湾施設は岸壁や防波堤に示されるように線的形状を連続した施設の基準であり、空港のような面的施設に合致したものではないが、過去の海上構造物を築造する実績を踏まえた基準としては最も参考になると判断した。

それらを踏まえ、ボーリング位置は、図-2.1に示すとおり滑走路・連絡誘導路中心位置および空港施設の輪郭部分とした。間隔については、2500mの滑走路造成に対して法線方向は500m、直角方向は250m程度とした。

物理探査、ボーリング、深浅測量を実施した後、図-2.1に示すように当初計画した空港の位置を若干ずらさなければならない事態が生じた。このことから空港施設の輪郭線に位置した最小限のボーリングデータの信頼性を確保するために、補足調査を実施することに迫られた。しかし、前述したように時間的な制約から新たな調査は実施されず、土質調査の空白区域を残したまま設計条件を提示することになった。羽田D滑走路建設に関しては設計・施工一括方式による契約としたため、設計・施工に係わるリスクは受注者が追うことになっているが、リスクが大きい場合は契約が成立しないことも想定された。そこで、土質に係わるリスクに関しては発注者が追うことにし、発注者のリスクも最小限とするために空白区域を補間する必要性があった。

東京湾の海底地盤条件については、国土交通省が実施した現空港の土質調査結果や東京

都が廃棄物処分場として建設した土質資料³⁾から概ねの地層構成が想定された。しかし、同一な地層と判断してもN値等の物性情報が異なる場合には、理学的情報から得られる地質情報や地層区分を踏まえた判断も必要と考えた。さらにD滑走路整備位置は多摩川の河口に位置し、溺れ谷や古多摩川の滯筋も想定されることから、地層の序列判断のためには、理学的情報を最大限活用した地盤条件の設定を実施した。

また、空港工事は羽田沖合展開プロジェクトのように航空需要の逼迫解消に応じて予算化される性格をもつため、工事工期は非常に厳しい工事が通常の整備形態である。このような条件下において大量急速施工により土構造物を建設する場合、工学的諸問題の検討のため実施される地盤調査には、短期間で必要な精度が得られ、調査から施工管理まで一貫した方法が求められた。従って、これまで設計値を得るまでに多くを要していた業務の簡略化・省力化による施工コストの削減及び実施期間の短縮が可能になるため、事前調査から施工管理へのCPTの適用を推進した。地盤調査計画は、「地盤リスク」の発生を抑制するために必要な項目、頻度などを計画することも想定する必要がある。そのためには、従来の調査では採用していない調査法の適用も考えることが求められる。

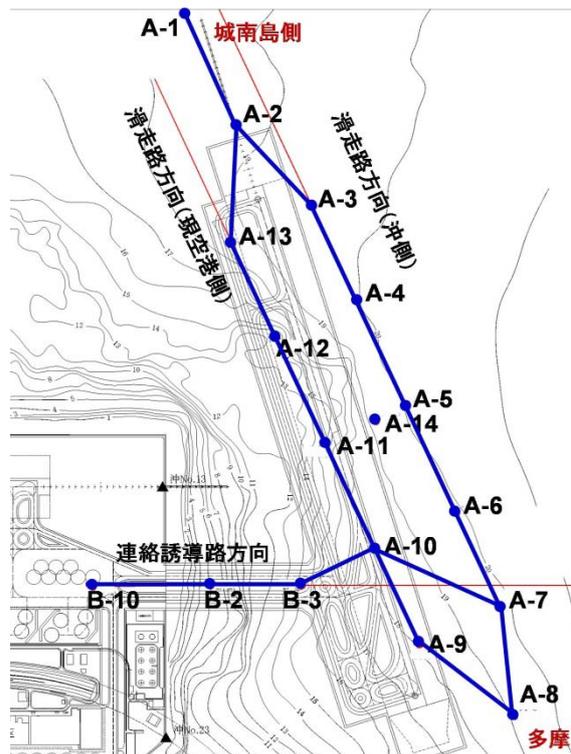


図-2.1 ボーリング調査位置図

2.2 海上埋立による空港整備における地盤の特徴と地盤調査

近年に建設された国内国際空港は、関西空港、中部空港、神戸空港、北九州空港など沖合海域に人工島を造成し空港を整備する事例が多く、いずれも海性粘性土に建設された空港である。

羽田空港も昭和初期から運河を挟んで浅場から埋立てを進め、沖合に順次展開した空港³⁾である。更に、D滑走路は現空港の沖合に建設される空港であり、海底地盤（AP-12m～20m）から滑走路高さ（最高 AP-17.1m）まで最大で約 40m におよぶ空港用地を造成する事業であるため、現羽田空港の建設に関わる経験を遥かに超える規模となり、地盤に関する技術的な問題も山積することが想定された。特に杭構造が採用される場合には支持層をどの層にするのか、杭の本数に見合う地盤情報を提供することが出来るのかなど、地盤調査計画の重要性についてはかつてないことは言うまでもない。当然、現空港整備に係わる土質調査から求められた地盤の特徴を考慮することが最善であることは言うまでもない。

2.2.1 既往例としての羽田空港沖合展開事業

新規に大規模空港を建設するにあたり、既往の事例を参考にすることは、施工の安全性、工費の経済性、工期決定に際しての確実性を確認する大きな前提条件となる。特に、軟弱地盤上に建設される羽田空港では、当該場所の地盤の情報、周辺を考慮した土層情報を最大限活用し、構造形式の選定、最適な構造設計に結びつく地盤情報を整理することが重要なことである。

(1) 沖合展開事業の概要

沖合展開事業は、下記に示す内容を実施することを目的した。

- 1) 現空港の沖合に滑走路を移設および新設し、飛行径路を市街地から遠ざけることにより、騒音問題を抜本的に解消すること。
- 2) 離着陸処理能力を年間約 24 万回程度まで向上させ、長期にわたって国内航空の拠点としての機能を確保すること。
- 3) 廃棄物の埋立地に新しい滑走路と空港ターミナル施設を建設することにより、廃棄物処理と空港整備の両立を図ること。
- 4) 既存の空港用地の一部を開放し、都市施設整備のために有効に利用すること。

上記条件を満たすように、空港面積を 408 ヘクタールから 1100 ヘクタールに拡張し、既存 A (供用休止中)、B および C 滑走路を移設して新 A 滑走路 3000 メートル、新 B 滑走路 2500 メートルおよび新 C 滑走路 3000 メートルとすることにより、年間 8500 万人程度の乗降客を取り扱うようにした。

また、空港へのアクセス交通施設としては、道路および鉄道の導入を計画し、道路については、既存の環状 8 号線と首都高速 1 号線との取り付けに加えて、計画中の湾岸道路とを取り付ける。一方、鉄道については、西側旅客ターミナル供用開始時にモノレールを同ターミナルまで延伸し、その後、京浜急行電鉄空港線もターミナル地区まで延伸した。

(2) 事業計画

本事業は、廃棄物によって埋め立てられる土地を利用して行うこととしており、また空港の中央部を東京湾岸道路が貫通することとなるので、航空需要のほか、埋立事業および道路事業とも整合をとる必要から、次の 3 段階に分けて実施した。(図-2.2)

第Ⅰ期工事：すでに陸地化している廃棄物処分場を利用して、新 A 滑走路を整備した (1988 年 7 月供用)。

第Ⅱ期工事：東京湾岸道路の整備に合わせて、ターミナルの一部を完成させ、現在のターミナル機能を移転させた (1993 年 9 月供用)。

第Ⅲ期工事：廃棄物処分場の陸地化を待って、新 B 滑走路、新 C 滑走路の整備や、その他の工事を実施し、東京国際空港の沖合展開事業を完成させた。(2003 年 12 月供用)

(3) 羽田空港沖合展開事業による地盤調査

D滑走路の建設予定地は現空港の沖合に位置する。現羽田空港は羽田州と呼ばれた浅場を埋立て空港造成している。その後、沖合に東京都が土砂処分場として埋立を完了した後、東京国際空港沖合展開事業として大規模な地盤改良を実施し、空港施設を整備している。沖合展開はⅠ期、Ⅱ期、Ⅲ期と段階的に実施され、それら地盤の情報および地盤改良（常陸ら1994⁴⁾）、埋立に伴う圧密沈下（森ら1989⁵⁾）は工事報告がまとめられている。また、沖合展開事業における地盤工学的課題について（田中ら2002⁶⁾）は取りまとめがなされている。

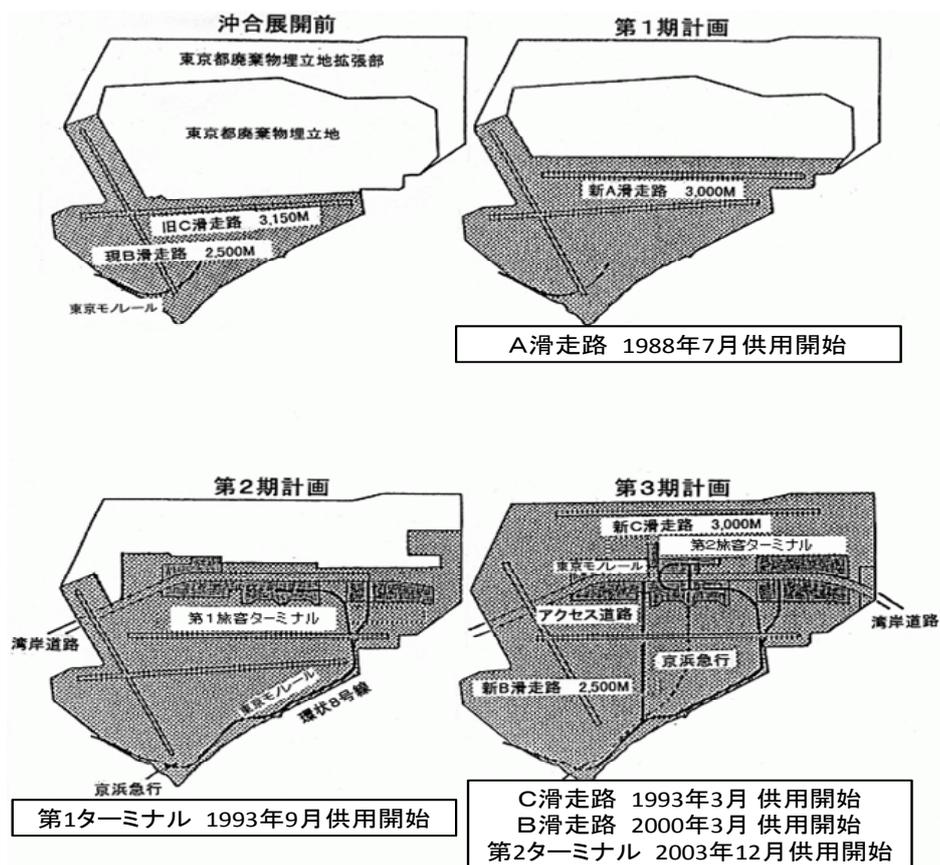


図-2.2 沖合展開事業

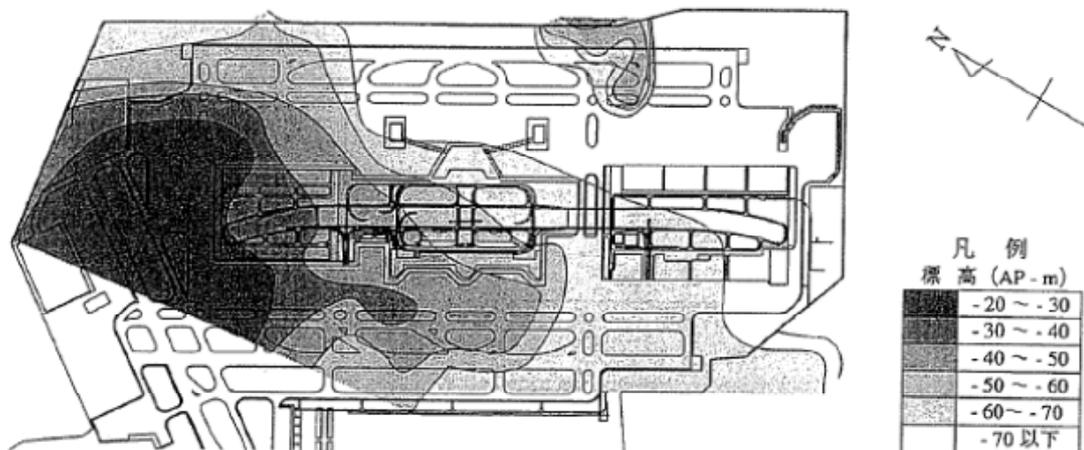


図-2.3 羽田空港の工学的基盤深度

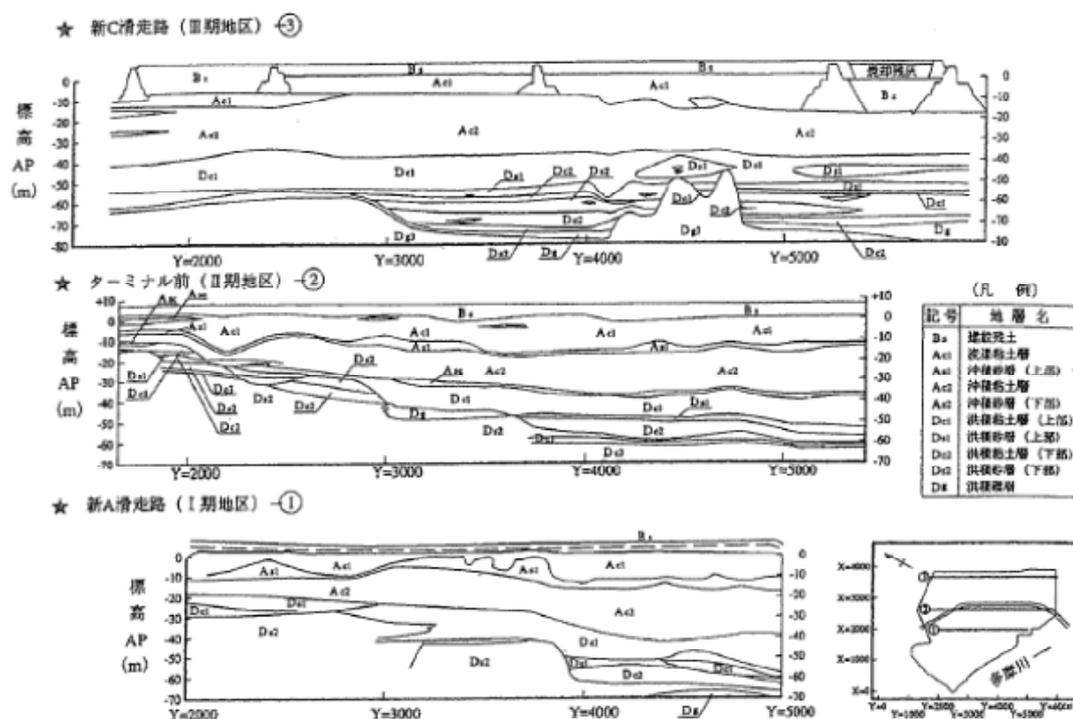


図-2.4 土層図

沖合展開事業で整理した地盤概要は東京国際空港沖合展開事業技術総覧⁷⁾として以下のようにとりまとめられている。図-2.3 および図-2.4 に示すように羽田空港の基礎地盤は陸域に近い、いわゆる第I期地区、第II期地区では過去に羽田洲とよばれる沖積砂層(A_{s1})が浚渫された後に、浚渫粘土により埋立てられたため、過圧密地盤が形成され、埋立荷重による圧密沈下の主な対象は浚渫粘土層(A_{c1})となる。一方、沖側の第III期地区では在来地盤の上に直接浚渫粘土層(A_{c1})および建設残土層(B_s)の埋立てが行われたために、圧密沈下対象層は浚渫粘土層のみならず沖積粘土層(A_{c2})、さらには上部洪積粘土層(D_{c1})までに至っている。

沖積粘土層（Ac2）は第Ⅰ期地区から第Ⅲ期地区において類似した土質性状を示している。また同層は大きく3層に区分でき、中央の層は含水比が100%から120%と高く、塑性指数も50から70と高いのに対し、上部および下部の層は含水比が50%から90%、塑性指数が25から50と比較的低含水比、低塑性の状態である。上部洪積粘土層（Dc1）の含水比は40%から70%と低く、塑性指数も20から40と低いこと、第Ⅲ期地区における同層では在来地盤の土被り圧では5から10tf/m²程度の過圧密となるものの、埋立による増加圧密圧力に対しては未圧密状態となり、圧密沈下対象層となっている。しかしながら、D滑走路建設地は多摩川河口に位置し、東京湾という海退海進の履歴がある地形であることから、現空港沖合まで地盤条件が一致している可能性は小さいことが想定される。

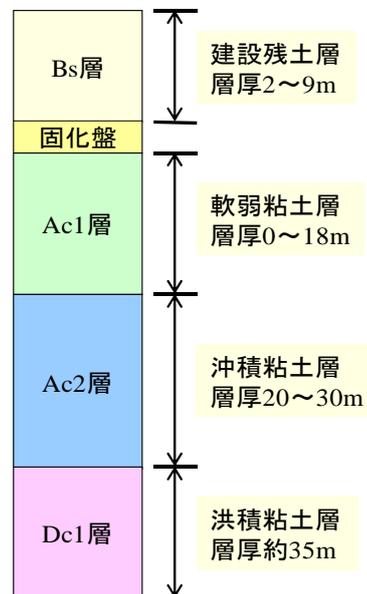


図-2.5 沖合展開事業Ⅲ期地区の概略土層図

(4) 第Ⅲ期地区地盤の特徴と課題

空港用地となった廃棄物処分場は、層厚20mから30mにおよぶ沖積粘土層（Ac2層）

上に軟弱な在来粘土層（Ac1層）が堆積していた原地盤の上に、東京湾を浚渫したヘドロや、陸上での建設工事などの際に発生した残土が埋立てられた超軟弱な地盤（Bs層）であった⁷⁾ (図-2.5)。Bs層は高含水比であり、埋立工区や工事工程の違いによって地盤条件が大きく異なり、ばらつきが大きいため、そのような地盤上に建設される滑走路に、不同沈下が生じ、勾配基準を逸脱する懸念があった。

表-2.1 地盤工学的課題と対応

	工学的課題	対策
第Ⅰ期事業	・廃棄物処分場(浚渫ヘドロ、建設残土等)を利用することに伴う軟弱地盤の改良	・プラスチックボードドレーンによる地盤改良
	・1960年代後半(1965~1974年)の埋立であり、かつ、水深も浅く、埋立土厚さも比較的小さい、予測圧密沈下量は1~4m	・地盤沈下を前提に、路床への荷重応力を小さくできるサンドイッチ舗装構造を採用(下層路盤に剛性の高いHMSを使用)
第Ⅱ期事業	・想定される供用後の地盤沈下に対するエプロン舗装構造	・プラスチックボードドレーン+パッドドレーンによる地盤改良 ・将来の補修工法に対応した付着オーバーレイ工法およびPC舗装版リフトアップ工法
第Ⅲ期事業	・Ⅰ期、Ⅱ期地区に比べ格段に状態の悪い軟弱地盤(予想沈下量5~9m) ・残留沈下を許容した滑走路とエプロンの設計	・未貫通ドレーンによる改良工法 ・部分被覆サンドドレーンによる地盤改良
	・不同沈下への対応	・沈下を見越した縦断線形の設定(予測手法の開発)
	・高水位地下水対策	・滑走路路床下に排水層を配置

(5) 沖合展開事業の地盤工学的の課題と対応

滑走路やエプロンなどの空港施設は厳しい平坦性が要求される。滑走路の不具合は、航空機の運行に直接影響し、社会的問題に繋がる。従って、空港建設に際しては、空港管理者と綿密な連携を図り工事を実施することで社会的リスクの発生を防止することは必須事項である。そのためには、発注者が自ら設計し、その中で施工上の課題を予め特定し、その対応策を検討すると共に、必要があれば設計段階からそのリスクに対応した設計に切り替えることを当然としている。過去の羽田空港の整備に携わった経験として、リスクをどのように対応するとは意識することなく、包括して発注者が全てのリスクを負担していたと認識している。近年、地盤リスクに対する研究が進められているが、過去の羽田空港の建設を洗い出すことが「地盤リスク」そのものの研究に繋がると考えられる。沖合展開事業では、早期に安定した地盤にする必要があり、不同沈下を考慮した大規模で急速な施工による地盤改良を行なった。予測圧密沈下量は第Ⅰ期・Ⅱ期地区では1～4mであったが、第Ⅲ期地区は5～9mに達した。第Ⅰ期・Ⅱ期地区は比較的浅い地盤での軟弱粘性層の改良となったためプラスチックボードドレーンによる改良を主工法とした。しかし、第Ⅲ期地区は改良機械が埋没してしまうほどの軟弱地盤（写真-2.1, 2.2）のため、表層に生石灰改良やセメント改良による固化盤を設け、地盤改良機のトラフィカビリティを確保し、プラスチックボードドレーンによる圧密促進で含水比を下げた一定の地盤強度を確保した後に、Ac2層まで改良可能な大型のサンドドレーンによる地盤改良を実施した。Bs層の改良は圧密によりドレーン層が著しく変形し、ドレーン層の機能が得られ



写真-2.1 沖合展開事業の改良前の地盤



写真-2.2 第Ⅲ期地区の地盤改良前の状況



写真-2.3 地盤改良（ペーパードレーン）

ないことから、Bs層に該当する部分ではネットでサンド柱を覆う部分被覆サンドドレーンを採用した。バーチカルドレーン工法の配置と寸法を図-2.6に示す。プラスチックボードドレーン(PBD)(写真-2.3)、小口径袋詰めサンドドレーン(PD,直径12cm)、サンドドレーン(SD,直径50cm(写真-2.4))、部分被覆サンドドレーン(FPD,直径50cm)が主な地盤改良工法であり、その数量は表-2.2の通りである。沖合展開事業を実施するために開発された機械や設計手法は、関西国際空港二期事業、そしてD滑走路建設事業に活用されていく。例えば一部のサンドコンパクションパイル等の地盤改良船は、関西国際空港の建設に使用され、また、D滑走路工事にも使用された。ただし、各建設事業の課題に対応するために技術の改良が常に加えられていった。例えば、D滑走路工事については、早期供用のための圧密度の管理手法の精密化や輻輳海域における作業船の管理技術の改良等である。これらは、理論的には可能であっても、これを実現するのは、地盤の不均一性、施工精度、技能者の能力など、現場の経験を踏まえた総合技術である。沖合展開事業からスタートする軟弱地盤の早期改良のための管理技術などは、D滑走路工事の技術的裏付けとなった。

Ⅲ期事業では、羽田空港における最重要の

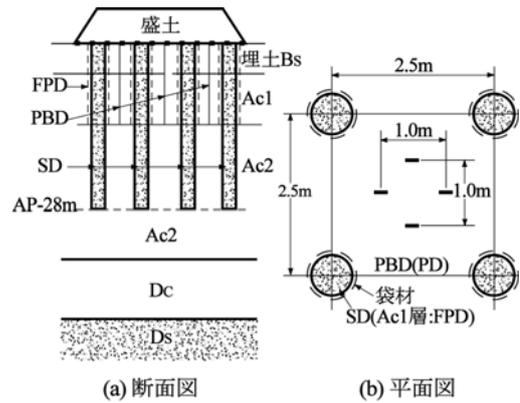


図-2.6 バーチカルドレーン工法

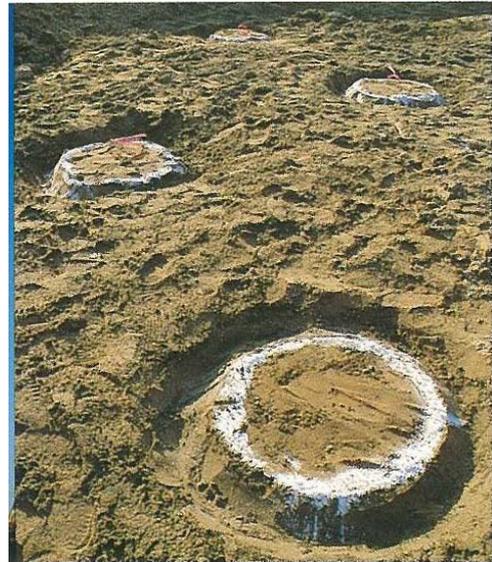


写真-2.4 部分被覆サンドドレーン
(改良地盤上に敷設されたサンドマット部分における上部)

表-2.2 沖合展開事業地盤改良数量

工法	数量	I期地区	II期地区	III期地区	合計
プラスチックボードドレーン	総本数(千本)	660	450	1,210	2,320
	延長距離(千m)	9	7	22	38
袋詰めサンドドレーン (パックドレーン)	総本数(千本)	-	1270	80	1350
	延長距離(千m)	-	25	2	27
サンドドレーン	総本数(千本)	-	140	120	260
	延長距離(千m)	-	4	4	8
部分被覆サンドドレーン	総本数(千本)	-	-	190	190
	延長距離(千m)	-	-	6	6
合計	総本数(千本)	660	1,860	1,600	4,120
	延長距離(千m)	9	36	34	79

滑走路である C 滑走路が 1997 年に供用され、B 滑走路が 2000 年に供用、東側ターミナルが 2003 年に供用された。この現場では、軟弱な地盤がより厚くなるとともに、工事の進捗により超軟弱地盤が変形し、施工と並行し設計を見直す必要があった。このような、供用日に間に合わせるための軟弱地盤改良技術は、より早期建設が求められた D 滑走路の建設を支えた。

2.2.2 関西国際空港整備における地学情報の利用

関西国際空港（以降：関空）も羽田空港と同様に地盤工学的には難しい工事であり、羽田空港と同様に軟弱地盤上に建設された空港整備である。建設は羽田空港整備と同様にⅠ期、Ⅱ期に分けられ、羽田空港沖合展開事業Ⅰ期の技術が関西Ⅰ期工事に活かされ、関空Ⅰ期に改善された技術を羽田Ⅱ期工事にフィードバックすることが繰り返された。軟弱地盤における空港建設技術の発展は、この2つの工事によって築かれたと言っても過言ではない。

この関空の建設における地盤工学的な取り組みについては、古土井・小林が貴重な報告⁸⁾をしている。関空の技術的課題としては、急速施工・大量の埋立土砂の調達・沖積層のみならず洪積層を含む圧密沈下などが挙げられる。関空の地盤の沈下は社会問題になるほど、洪積層の圧密沈下が問題になった。このような問題が発生する地盤の調査としては、地質学と呼ばれる分野と地盤工学の融合が特筆される。特に空港という広域な埋立に対応する地盤調査は、確立されていなかったが、関空では広範囲の地層構成を同定する技術として地質学的調査が提案されたことが、沈下予測等の地盤工学的な課題の検討に有効に活用された。

この地盤工学と地質学の融合については、関西国際空港用地造成株式会社の特別講演会により報告されている。このなかで、竹村は「関西国際空港地盤解明に果たした地質学の役割」⁹⁾のなかで、地盤構造の解明、堆積環境の課題については地質学の貢献が大きいとしている。堆積環境解析には微化石調査による情報の整理、堆積物総合調査やコア観察結果を含めた堆積層解析は沈下層の特定や透水性を明らかにすることで沈下予測に必要な設計値の特定に繋がるものである。空港施設にとって供用中における沈下問題は、航空機の運用に関わる大きなリスクであり最大の地盤リスクである。

2.3 地盤リスクについての研究事例

D 滑走路工事の調達手続きは 2003 に検討を実施し、契約方法、契約書、要求水準書を取りまとめ 2004.6 に D 滑走路建設工事入札実施方針を公表している。従って後述する地盤リスクマネジメントの成果を反映する前の検討であり、本章で示す内容は全国的に地盤リスクマネジメントについての議論が始める前のステージにおける取り組み結果である。その意味では全国に先駆けて設計・施工時におけるリスクマネジメントを実践した工事と言える。また、6000 億円を超える大規模工事における実績を踏まえて「地盤リスク」や「新しい契約方式」について土木学会、地盤工学会など組織だった全国的検討が進んだも

のである。

2.3.1 で記述する DS-9「地盤工学におけるリスクマネジメント」では、2008.8 時点における土木学会論文集のうち地盤リスクに関わる論文のデータベースからリスクマネジメントの κατηγοリーを取りまとめているが、本研究である施工（管理）における論文は少ないと報告されている。また、リスク評価に関する論文は多いが、監理まで踏み込んだ論文が少ないのは、実際の工事契約が仕様型発注方式であり、リスクが発生した場合の対応は発注者のリスクとされ、変更契約の基で金額も発注者が負担することが当たり前との判断があることから、発注者、受注者共にリスクに関する意識が少ないことが事例研究に至らないものと推察する。

2.3.1 地盤リスクの検討事例

国内における地盤リスクの研究は、施工に関するリスクと災害発生に関連するリスクに分けられる。国内の研究では未だ体系化されていない分野であるが、公益社団法人地盤工学会および社団法人全国地質調査業協会連合会（以降：全地連）が地盤リスクに関する研究を実施している。

全地連では、2005 から 2006 にかけて「地質に係わる事業リスク検討報告書」⁸⁾（佐橋座長：建設技術研究所）を取り纏めている。この中では、地質調査の果たすべき役割と重要性を明確にすることによって、より効率的な社会資本整備と維持管理を継続的に進める社会的な仕組みを構築することが可能であるかを検討し、そのなかで地質に関わる事業リスクを地質リスクと表現している。取りまとめでは、地質リスクをマネジメントする意義を論じ、今後、研究開発を推進することを提言している。

さらに全地連では、「企業間連携等の推進に関する調査・研究委員会」2007.4¹⁰⁾として地質リスクに関する調査・研究をまとめている。この報告は地質調査が工事に与えるリスクを検討したものであり、地質そのもののリスクや設計・施工に発生する地盤リスクまでを検討したものではない。

高知工科大学渡邊法美教授を委員長に研究を進めた「地質リスク分析のためのデータ収集様式の研究」2008.11¹¹⁾は地質リスクを計量的に評価するためのデータベース様式の検討を実施している。

独立行政法人産業総合研究所地質調査総合センターでは、2008年3月（平成20年3月）の第10回シンポジウム¹²⁾を開催し、地質事業の認識における不確実性とその対応をテーマとした「地質リスクとリスクマネジメント」の事例について紹介し討論を行っている。

佐橋は「国内公共事業における地質リスクの発現とその対応の分析」¹³⁾で以下の式でリスクを計量化することを提案しており、今後統一様式を基にリスクマネジメントを推進することを提案している。土木の公共事業における地盤リスクにおいては、現在のところ最も体系的な整理がなされている。

「地質リスクを回避した事例」

$$\text{効果} = (\text{当初工事費}) - (\text{変更後工事費}) - (\text{リスク対応費用}) \quad \text{式(2.1)}$$

「地質リスクが発現した事例」

$$\text{効果} = (\text{変更後工事費}) - (\text{当初工事費}) - (\text{リスク対応費用}) \quad \text{式(2.2)}$$

その後、2009年6月（平成22年6月）の第14回シンポジウム「地質リスクとリスクマネジメントその2」¹⁴⁾を開催し、地質や地盤工学に関連するリスクとリスクマネジメントの海外事例の紹介を行った上で、国内での新たな取り組みの内容と今後の活動の方向性について議論している。しかし、議論の内容は、石油や金属鉱物の資源探査分野では、資源の経済性評価の点から、地質リスクを定量的、定性的に取り扱うリスクマネジメントや、盛土した道路およびトンネル若しくは地滑り対策工事等における地質に起因するリスクのマネジメントに関する議論が主内容であり、沿岸部における海性粘性土上に建設される施設における議論はされていない。

2010年にJISQ31000「リスクマネジメント—原則と指針—」¹⁵⁾が公開され、リスクについて体系化された。地盤工学会では、第44回地盤工学研究発表会においてDS-9「地盤工学におけるリスクマネジメント」を開催し、地盤工学会関東支部で取り組んでいる「地盤工学におけるリスクマネジメントに関する事例研究委員会」（日下部治委員長）報告¹⁶⁾をおこなっている。当該委員会では、2008.2月～2011.3の期間において、以下の検討を実施している。

様々なリスクや法令を体系的・有機的に整理し、またそれらに関連するマネージメント手法や裁判の判例などの事例を検討し、保証・保険制度やリスクコンサルタントなど地盤工学分野での考え方やあり方を取りまとめる。これらにより、①実務的な学会員に関連知識を提供すること、②学会内外の人々にこれらの重要性を理解していただくこと、および、③産官学と学会が取り組むべき課題に対する将来展望を提示することを目指す。

その結果を踏まえ、「地盤リスクマネジメントに関するシンポジウム」2011.10¹⁷⁾を開催し、地盤リスクマネジメントの今後の課題等を取りまとめているとともに内容については地盤工学会誌7月号～12月号に掲載されている。

9月号の3.「自然災害・法令・社会情勢等の変遷と地盤リスク」¹⁸⁾では、地盤リスクに関する研究報告を78編について研究動向分析している。リスクへの対応についてはリスクへの評価が約90%を占め、本研究で取り組んだ具体的な事例を踏まえた回避については、30%程度である。更に、施工時での管理については8%に過ぎず具体的な事例を集約することが必要との整理に留まっている。

12月号の7.「契約と地盤リスク」¹⁹⁾では、国内における工事契約と地盤リスクの考え方を示し、最後に国内において地盤リスク管理を本格的に行った事例として羽田空港D滑走路建設工事の事例を紹介している。

学会の動きとしては、2010.1に高知工科大学渡邊法美教授を会長とする地質リスク学会がバーチャル学会²⁰⁾として立ち上がり、現在、正式な学会として設立準備中である。地質リスク学会では過去に3回事例報告会を開催し、地質リスクマネジメントシステムの構

築を進めるとしている。第1回事例報告会では、筆者からの情報を踏まえ渡部²¹⁾は、羽田空港D滑走路建設工事から推察される地盤リスクについて報告している。

2.3.2 地盤リスクの定義

「地盤リスク」の定義については、国内で統一されたものはないと認識している。渡邊らの研究「地質リスク分析のためのデータ収集様式の研究報告書」によれば、地盤リスクの定義化は、「リスク」の定義は未だ確定していないが、この報告書では「事業コスト損失」そのものと、その要因の「不確実性」の両方をさす地盤・地質の様々な不確実性に起因して生じる不都合な事象に対して、地質的リスク、ジオリスク、地盤リスク、地下リスク、地山リスクなどいくつか類似な言葉が用いられている。地質学会では、「地質に係わる事業リスク」を「地質リスク」と定義し、事業コスト損失そのものとその要因の不確実性をさすとした。

地盤工学会「地盤工学におけるリスクマネジメントに関する事例研究委員会」では、JISQ31000によるリスクの定義として「目的に対する不確かさの影響」を踏まえ「目的に対する“地盤に関する”不確かさの影響」と定義しているが、地盤に関わる事業リスクのことを「地盤リスク」考えるものであり、地盤事態の把握や想定に関する不確実性のことを意味している訳ではないとしている。

そもそも「リスク」の定義は、JIS Q 2001（リスクマネジメントシステム構築のための指針）に「事態の確からしさとその結果の組み合わせ、又は事態の発生確率とその結果の組合せ」記載されている。解説によると、リスクには以下の二つの性質があり、当該性質を考慮し上記定義があるとしており、

- ① その事象が顕在化すると好ましくない影響が発生する。
- ② その事象がいつ顕在化するか明らかでないという発生の不確実性がある。

その際には、ゼロまたはマイナスの結果をもたらす概念と機会創出をもたらすプラスの概念があるとされ、リスクはマイナスだけの概念ではないとしている。プラスであれば設計上安全側と判断されるが、設計過大と認定されれば設計変更を実施し、最小安全率の断面とそれに係る費用のみを支払う契約も成立する。

また、リスクの顕在化の課程には、その原因と主役、つまり発生要因と因子が関係する。例えば、護岸を建設するにあたり要因は土質調査の人的誤差、推定値作成のための土質調査不足や設計に適した解析手法の誤差などが考えられる。因子はデータの不確実性などである。しかし、上記のリスクの定義では顕在化の過程を対象とするのではなく結果と発生確率に包含され、分類して定義化する必要はないと解釈される。

福島第一原発の事故の際に「想定外であった」との発言があったのは記憶に新しい。確率的に低いので想定外としたのか、事象を予測できないから想定外としたのかは不明であるが、予測出来る、出来ないではなく、全ての事象の発生確率を想定し、確率的に発生する恐れがあるリスクは（可能性を見積もれる範囲）は、検討対象となり得ると考えるべきである。しかし、発生確率の推測は難しいこと、確立的に低いものでも可能性を示唆され

るものは予測可能な事象とするか、最新の科学的技術においても証明が出来ないものは予測できないリスクとするかは、現段階では整理がされておらず、今後の課題であると認識している。

そのリスクに対して、どのように対応するかについても整理されるかは、JIS Q 2001 において「リスクマネジメント」と定義され「リスクについて、組織を指揮統制するための調整された活動」としている。ここで、リスクマネジメントを単なる「リスク管理」という業務ではなく、「組織の目的達成が容易になる」組織活動ないしは経営と捉えている。

リスクマネジメントのプロセスとしては、①組織の状況の確定後に②リスクアセスメントを実施して③リスク対応する流れとなっている。リスクアセスメントは a.リスク特定、b.リスク分析 c.リスク評価に分けられるとしている。しかし、実際のプロジェクトにどのように対応するべきであるかの指針は示されておらず、特定したリスクに対する地盤調査や施工時における対応や地盤リスクマネジメントとして定量化した決定に至る考え方には達していないのが現状である。

今回は、DB 契約の基でのプロジェクト監理が必要である。つまり事業の成立を持ってリスクを論じなければならないことから、「事業リスクマネジメント」が必要とも考えられる。JIS Q 2001 において、事業リスクマネジメントとは、「リスクを全社的視点で合理的かつ最適な方法で管理してリターンを最大化することで、企業価値を高める活動」としている。

これらのことを踏まえると本論における DB 契約における「地盤リスク」の定義は「地盤の不確実性などによって発生する事業リスク」とする。

参考文献

- 1) 羽田空港再拡張事業工法評価選定会議：「羽田空港再拡張事業工法評価選定会議報告書」, 2004.
- 2) 日本港湾協会：「港湾の施設の技術上の基準・同解説」, 2007.
- 3) 東京都港湾局：「新版 東京港地盤図」, 2010.
- 4) 常陸壮介, 塩見雅樹, 伊藤和夫, 池田直太：東京国際空港沖合展開事業（第Ⅱ期地区）における地盤改良の設計と実際, 地盤工学会, 土と基礎 42-8, 1994.
- 5) 森好生, 早田修一, 土田孝：羽田空港沖合展開事業における沈下観測と将来不同沈下の予測, 地盤工学会, 土と基礎 37-8, 1989.
- 6) 田中洋行, 北詰昌樹, 土田孝：羽田空港沖合展開事業に関わる地盤工学的課題, 土木学会論文集 No.722/Ⅲ-61, 1-12, 2002.
- 7) 東京国際空港沖合展開事業技術総覧編集委員会：東京国際空港沖合展開事業技術総覧, (財) 沿岸開発技術研究センター, 2000.

- 8) 古土井光昭,小林正樹: 関西国際空港建設に関わる地盤工学的問題と対応,土木学会論文集 C Vol.65 No.4,998-1017,2009.
- 9) 関西国際空港用地造成株式会社特別講演会:地盤工学と地質学の融合,17-26,2009.
- 10)地質に係わる事業リスク検討報告書(佐橋座長:建設技術研究所):「企業間連携等の推進に関する調査・研究委員会」2007.
- 11)渡邊法美:「地質リスク分析のためのデータ収集様式の研究」2008.
- 12)地質調査総合センター編地質調査総合センター第10回シンポジウム「地質リスクとリスクマネジメントー海外の事例と国内での新たな取り組みー」.地質調査総合センター研究資料集, no. 494,産業技術総合研究所地質調査総合センター,2009.
- 13)佐橋:国内公共事業における地質リスクの発現とその対応の分析の第14回シンポジウム「地質リスクとリスクマネジメントその2」,2009.
- 14)地質調査総合センター編地質調査総合センター第14回シンポジウム:地質リスクとリスクマネジメントその2,地質調査総合センター研究資料集, no. 494,産業技術総合研究所地質調査総合センター,2009.
- 15)JISQ31000:「リスクマネジメントー原則と指針ー」,2010.
- 16)第44回地盤工学研究発表会,DS-9「地盤工学におけるリスクマネジメント」:地盤工学会関東支部「地盤工学におけるリスクマネジメントに関する事例研究委員会」報告,2010.
- 17)地盤工学会:「地盤リスクマネジメントに関するシンポジウム」2011.
- 18):地盤工学会:地盤工学会誌「自然災害・法令・社会情勢等の変遷と地盤リスク」, 59-9(644),77-84,2011.
- 19):地盤工学会:地盤工学会誌「契約と地盤リスク」,59-7(642),98-107,2011.
- 20)地質リスク学会:<http://www.georisk.jp/>
- 21)渡部:羽田空港D滑走路建設工事から推察される地盤リスク,地質リスク学会第1回事例報告会報告③,2011.

第3章 設計施工一括発注方式の契約上におけるリスクへの考え方

この章では、本研究事例とした羽田空港D滑走路建設工事での設計施工一括発注方式の契約を基にして、本契約方式による契約の特徴をまとめ、如何にしてリスクへ対応すべきであるかを考察した。

3.1 設計施工一括発注方式による契約

本研究の背景として取り上げているD滑走路建設工事の契約方式は、2002に国土交通省公共事業コスト構造改革プログラムの影響を大きく受けている。いわゆるバブル経済のはじけ、国家予算が縮小しなければ立ち行かない状況を踏まえ、公共事業の圧縮が求められたことから、民間企業のノウハウを生かした新しい契約方式への模索が始まった。更には、海外企業の国内参入を促すためのWTO/TBT協定が1995に施行されたことに起因している。この協定を受け、地盤工学会としても、2004に地盤工学会地盤コード21を基準化し、性能設計に向けた取り組みを初め、港湾空港分野でも空港の設計基準となる「港湾の施設の技術上の基準」¹⁾の性能規定化に向けた取り組みが始まった頃となる。厳密に言えば、「港湾の施設の技術上の基準」の改訂は2007であり、D滑走路建設工事契約の後である。基準改訂の流れを先取りして、性能設計に対して取り組んだ先駆的な契約であったといえる。

(1) 設計施工一括発注方式

技術的に大きく異なる3つの工法（栈橋工法、埋立・栈橋組合せ工法、浮体工法）を評価した結果、いずれの工法も技術的に建設可能であることから、工法を事前に一つに絞り込むことはせず、経済的に有利とされる設計・施工一括発注方式によることが妥当と判断された。このため、一般的な請負工事発注のように発注者が事前に構造形式を決定するのではなく、応札者の提案によることとなった。

設計施工一括発注方式の特徴としては、国土交通省は、平成13年「設計・施工一括発注方式導入検討委員会²⁾」を開催し、設計・施工一括発注方式が適している工事として以下の点について報告している。

【設計・施工一括発注方式が適している工事】

- ① 施工方法が異なる複数の案が考えられ、施工方法等によって設計内容が大きく変わるなど発注者が設計内容を一つの案に決められず、施工技術に特に精通した者の技術力を得て設計することが必要となる場合。
- ② 設備工事等で設計と製造が密接不可分な場合。
- ③ 完成までに非常に厳しい工程を強いられ、設計を終えてから工事を発注するという時間的余裕がない場合（契約時点で仕様が不確定なものを除く）。
- ④ 工事発注用の設計図書として事前に詳細設計レベルまで準備しない場合。

一方、適用がふさわしくない場合も記載されており、受注者で負担しなければならないリスクが過度に大きい場合等挙げられている。

- ① 受注者が決定するまで、環境アセスメントや埋立承認申請等の発注者側で実施すべき法的手続き等が進められない。
- ② 漁業補償等の未完了により着工時期が確定出来ない。
- ③ 受注者のリスク内に発注者の対応が必要とされる調整が数多く含まれる。

本来、土木工事は様々なリスクを抱えており、本件工事において設計施工一括発注方式の適用が相応ではないとの意見もあったが、早期供用が求められる等を考慮して、十分なデータを与えられない地盤条件のリスクを国が負担すること、上記①および②のリスクにより現場着工が遅れた際の履行期間の確保を前提に、設計施工一括発注方式を契約方式として採用した経緯がある。

(2) 性能規定発注方式

本件工事においては、空港としての要件を満足しつつ、栈橋構造、埋立・栈橋組合せ構造、浮体構造という3つの構造形式の提案を可能とするため、従来の発注方式である仕様規定は一部の項目にとどめ、性能規定の要素を多く取り入れている。

このため、構造物として必要とされる要求性能および要求水準を規定した上で、その性能を満足することを要件として発注を行う性能規定型を採用している。本研究では、現在、性能規定設計が確立していないが、従来の仕様規定で使用されていた照査方法を見なし規定としている現状では、性能規定設計ではなく性能規定型設計と表現する方が適切であると判断し、以降は性能規定型設計と表現する。

ここで、設計施工一括発注方式は必ず性能規定型を採用するとは決まっていない。大きくは2つに大別される。D滑走路工事のように、要求水準書に基づく設計と施工を一体として受注する場合。発注者の実施した基本設計に基づき詳細設計実施して施工を一体として発注する場合である。後者の方式については2009.3に国土交通省が設計・施工一括及び詳細設計付工事発注方式実施マニュアル（案）³⁾を取り纏めているが、施工のために必要な仮設をはじめ詳細な設計を施工と一括で発注することにより、製作・施工者のノウハウを活用する方式であり、この部分に性能型設計的な考え方が活用される。

3.2 D 滑走路工事における性能型設計への対応

D滑走路工事における要求水準書⁴⁾は、国（発注者）が、D滑走路等の建設における設計・施工及び工事完成引渡し後の当該施設の維持管理に求める要求内容と、要求内容を確認するための国が標準と考える照査方法及び参照基準を示すものである。

また、要求水準書は、入札手続きの段階では、入札参加者が提出する技術提案（基本設計、施工計画、維持管理計画、環境影響検討）に対する技術要件であるとともに、提出された技術提案を国が審査する上での技術審査基準となる。さらに、契約後は履行期間中に実施する実施設計及び施工並びに工事完成引渡し後の維持管理業務の全般にわたって遵守すべき規定として位置づけられる。

要求水準書は性能規定の要素を取り入れており、空港の基本的性能を満たせば、工法、設計、施工、維持管理などは自由に提案することが可能であることが大きな特徴である。

要求水準書には照査方法についての記載があるが、妥当であることを証明することにより照査方法を規定することも可能とした。しかし、受注者がリスクを負うことも同時に附加されることも必然となる。要求水準書は、第1章用語の定義及び対象施設とその範囲、第2章提示条件、第3章性能要件、第4章設計、第5章施工、第6章維持管理、第7章環境影と構成されている。

(1)性能規定

空港としての要件を満足しつつ、埋立・栈橋組合せ構造、栈橋構造、浮体構造という3つの構造形式の提案を可能とするため、従来の設計方式である仕様規定は一部の項目にとどめ、性能規定の要素を多く取り入れている。

(2)空港に求められる重要な基本性能

要求水準書においては、空港に求められる重要な基本性能として、以下に示す性能を定めている。これらの基本性能は、D滑走路の設計、施工、維持管理、環境影響に関して最優先される事項である。なお、設計供用期間は、空港という重要な社会基盤を新しい構造形式で建設することを考慮して100年間としている。

(3)埋立・栈橋組合せ構造における要求内容

要求水準書の中から埋立・栈橋組み合わせ工法の埋立構造に該当する設計の要件を表-3.1に示す。使用性、安全性、施工性、維持管理性および環境影響を考慮して最適な設計手順、解析手法の設定をすることとしているのみで、詳細な要件は規定をしていない。

表-3.1 埋立・栈橋組み合わせ工法の要求内容（総則）

基盤施設		
埋立・栈橋組み合わせ構造		要件
総則		国の提示条件及び性能要件を踏まえ、埋立・栈橋組合せ構造としての機能が確実に確保されるように、構造設計を行うとともに、使用性、安全性、施工性、維持管理性及び環境影響の面から適切な設計となっていることが必要である。
一般	設計手順の設定	対象構造物の設計手順は、性能要件に示した使用性、安全性、施工性、維持管理性及び環境影響の低減を確保するために必要な検討内容、手法について、検討項目・手順が適切なものであること。
	解析手法の設定	設計計算に使用する解析手法は、検討目的及び検討内容に照らして実績に裏打ちされたものであり、対象構造物の構造特性を適切にモデル化したものでなければならない。従って、モデル化(荷重、構造)の適切さ及びパラメータの設定の妥当性について証明する必要がある。
	設計供用期間	対象構造物の設計供用期間は100年として、必要な構造強度、耐久性等を確保することとする。また、部材、部品等の耐久性については、適切な維持管理計画のもとで、交換及び補修工事を行うこととするが、補修計画を考慮して、部材、部品等の耐用年数を適切に設定すること。構造形式、背後地盤条件を考慮して構造物の安全性が確保されるように適切に設定すること。

表-3.2 埋立・栈橋組み合わせ工法の要求内容（設計編）

埋立・栈橋組み合わせ構造			
細分類		要求内容	
護岸部	地盤条件	土質条件	提示する土質調査結果をもとに設計計算上必要となる条件を適切に設定すること。
		安定計算(重力式の場合)	滑動
	転倒		常時、地震時(震度法)、施工時の転倒に対する安全性を確保すること。
	基礎の支持力		常時、地震時(震度法)、施工時の支持力に対する安全性を確保すること。
	円弧滑り		常時、施工時の円弧滑りに対する安全性を確保すること。
	被覆材・消波工の選定		波浪等により安定性を確保した被覆材及び消波工を適切に選定すること。
	施工時の安定	施工段階の検討	施工開始から完成時まで地盤高さ及び強度を適切に検討し、各施工段階での構造安定性を確保すること。
	地盤改良の検討	種類	基礎地盤の性質、構造物の種類及び規模、施工性、環境への配慮を考慮して適切な工法を選定すること。
		改良諸元	安定計算により、改良諸元を適切に設定すること。
	液状化の検討	解析手法・モデル	液状化の検討に必要な解析手法、解析モデルを適切に設定すること。
		液状化対策の検討	護岸背後の埋立地盤が最大基盤加速度350Gal(八戸・大船渡波)に対して液状化しないこと。
	供用期間中の地盤変形の検討	解析手法・モデル	地盤変形照査の検討に必要な解析手法を選定し、解析に必要な解析モデルを適切に設定すること。
変形照査		設計供用期間中の変形に対して、護岸の安定性及び越波しない天端高を確保すること。	
埋立部	施設条件	地盤高の設定	施設配置・形状が定められていない部分の地盤高については、構造の特性を加味し適切に地盤高を設定すること。
	地盤条件	土質条件	提示する土質調査結果をもとに設計計算上必要となる条件を適切に設定すること。
	施工時の安定	施工段階の検討	施工開始から完成時まで地盤高さ及び強度を適切に検討し、各施工段階での構造安定性を確保すること。
	地盤改良の検討	種類	基礎地盤の性質、構造物の種類及び規模、施工性、環境への配慮を考慮して適切な工法を選定すること。
		改良諸元	圧密計算により、改良諸元を適切に設定すること。
	液状化対策の検討	解析手法・モデル	液状化の検討に必要な解析手法、解析モデルを適切に設定すること。
		液状化対策の検討	滑走路及び誘導路直下の埋立地盤が最大基盤加速度350Gal(八戸・大船渡波)に対して液状化しないこと。
	供用期間中の地盤変形の検討	解析手法・モデル	地盤変形照査の検討に必要な解析手法を選定し、解析に必要な解析モデルを適切に設定すること。
変形照査		選定された解析手法を用いて沈下検討を適切に行うこと。 埋立地盤上の滑走路及び誘導路の勾配は、供用期間中の適切な維持管理により常に規定勾配を確保すること。なお、勾配修正のための大規模補工事間隔は10年以上であること。	

埋立構造の護岸部・埋立部の要求内容を表-3.2に示す。護岸の構造形式は規定されず、地盤条件、安定計算、施工時の安定、地盤改良、液状化の検討、供用期間中の地盤変形

の検討について細分類されている。しかし、その要求内容のほとんどが、適切に設定することと記載され、受注者の自由裁量が認められている。逆に言えば、満足されなかった事象が発生した場合は、出来高不足とされ、受注者としては、再度のやり直しが必要となる。地盤リスクが発生した場合も同様に受注者リスクとされ、「予測不可能な事象」と認められなければ、手戻りに係るすべての費用は受注者の負担となる。

この点が、発注者と受注者のリスク分担を明確に規定した DB 方式である D 滑走路建設工事の大きな特徴である。

3.3 設計施工一括発注方式におけるリスクの考え方

3.3.1 設計施工一括発注方式における受注者のリスク

設計施工一括発注方式では、発注段階において設計断面を特定することができないため、発注者が想定していないリスクを伴う可能性が高い。受注者が設計と施工を一体的に行うため、設計のリスクは受注者側にあるとするのが原則である。実際、D 滑走路の場合、発注段階では、浮体構造、栈橋構造、埋立・栈橋複合構造の3つの工法案が候補に挙げられていて、構造形式を特定できなかったため、発注者の責任においてリスクを最小化することは不可能であった。このことから、リスクは工法を選定する受注者側にあると設定した方が合理的であるとも考えられた。しかしながら、発注者側にリスクの分担が全く無いわけではなく、契約時に想定不可能なリスクに基づいた条件変更だけは、設計・施工一括発注方式においても設計変更として認められるべきである。しかし、受注者が設計前の前提条件からは「予見不可能」な事項であると発注者側への説明が認められた場合に限られることになる。

公共工事の場合「公共工事標準請負契約約款」にリスクに起因した設計変更可能な場合として、「現場の形状、地質、湧水等」と記述されているが、差違があると判断するに及ぶ基準や具体的な項目が示されていない。判断が難しいケースとして、現場の土質断面図や土質特性が提示した条件と違っていたとしても、構造形式によっては、設計にほとんど影響を与えない場合が想定される。また、施工方法や設定工期によっては、設計断面が幾つも成立することになり、最終的なコストはこれらの影響も受ける。以上を踏まえると、条件変更に関する判断基準や判断項目を一概に設定することはできない。契約書記載の範囲で、担当者同士が協議して精査し、合意した判断を得ていくしかないのが実情である。

上記を反映した D 滑走路工事におけるリスクは分担としては表-3.3 に示す発注者のリスク⁴⁾ 以外は請け負う者のリスクとしている。

DB 契約における基本的な考え方は、土木学会から「設計・施工技術の一体的活用方式の公共工事への適用性に関する研究業務報告書」⁵⁾ が取りまとめられている。その報告書のなかで、「設計施工一体活用法式」のもつ潜在的利点及び難点が存在することが指摘されている。

表-3.3 発注者のリスク

大項目	小項目	代表的な事項
技術条件	詳細検討に伴う設計変更	環境影響評価の結果に基づく設計変更のうち、新たな動植物の発見等特記仕様書等から予期できないもの
自然条件	地盤	工事現場の形状、地質、湧水等の状況の現場不一致（国が提示する地盤情報に比較して、実際の現場条件が悪い場合）
社会条件	価格変動	請負契約締結の日から12ヶ月を経過した後に日本国内における賃金水準又は物価水準の変動により残社会条件 価格変動 工事代金が1.5%を越えて上昇した場合
		予期することが出来ない特別な事情による急激なインフレーション
その他	関係機関対応	公有水面埋立申請、海面占有許可申請、環境アセスメント、漁業影響補償等の発注者が行う諸認可手続き等の遅れによる影響
	不可抗力	テロ行為、住民運動
	法律、基準等の改正	法令改正、設計基準の改正

注) リスクとは、工期内における工事費（含む設計費）の増加又は工期延長を招く不確定要因を指す。

3.3.2 仕様発注方式と設計施工一括発注方式のリスク対応への差違

(1)設計段階におけるリスクへの対応

DB 契約では、設計と施工が同一事業者により実施され、契約に基づいて事前に工事価格が決定していることから、受注者は工事コストを極力削減することを目的として調査・設計を行うことが想定される。ただし、これが過度になる場合は、品質の低下(契約上の要求性能未達成)や安全性の低下等が発生する恐れがある。これらの発生リスクを、如何に低減させるか、生じさせないようにするかが DB 契約のリスク対応となる。

設計施工一括発注方式においては、受注者自らインハウスにおけるリスク対応が必要であり、プロジェクトの大きさや法的措置が発生する可能性がある工事では、第3者における照査検討委員会も視野に入れる必要がある。

DB 契約においては、発注者が受注者に提示する情報は基本的な情報のみであり、その結果たとえば地盤情報など設計条件に関わる情報の不確実性によって受注者は大きなリスクを抱えることになる。一方、発注者も当初に提供した情報によって「予見不可能であり、局所的でなく全体的な差異」があった場合には、リスクを負担することになっている。また、「予見不可能であり、局所的でなく全体的な差異」と認めるほどではなくとも、当初提示した条件との差異によって受注者に大きな費用負担が発生する場合は、対応のための協議に時間を要したり、供用開始の遅れ、工物品質低下の要因になる可能性がある。したがって、リスクを低減するためには発注者が提供する情報の精度はできるだけ高いことが望ましい。

(2)施工段階における設計変更の考え方

仕様規定型の従来の契約方式では、当初の特記仕様書に記載された提示条件と現場の条件が異なった場合には、現場不一致として条件変更が認められ、協議が成立すると金額の変更も認められる。しかし、DB契約においては、基本設計図書の変更が直ちに「設計変更」になるわけではない。基本設計図書は、特記仕様書(DB契約の場合は特に「要求水準書」と称す)に示される要求水準・性能を満たす基本設計になっていることを示す資料として、受注者により作成されたものである。契約締結時点では、基本設計の完全な妥当性が発注者により確認されたわけでも、基本設計が発注者により受容されたわけでもない。受注者が設計・施工において満たさなければならない要件は、要求水準書に示されている要求水準・性能であり、基本設計図書に示されるものではない。更に、現場条件不一致による変更を行う場合においても受注者に説明責任がある。

仕様規定による従来型発注方式では、地盤調査を実施する前に構造形式が選定され、

表3.4 従来契約とDB契約における構造物の性能の担保とリスク負担の考え方

	責任と業務	設計における性能の担保および設計に関する責任とリスク	発注時のリスク回避策	設計変更の考え方と費用(リスク)負担	
従来契約	発注者	<ul style="list-style-type: none"> 必要な性能を有する社会基盤施設を所用の期限内に構築し、予定通り供用する。 必要な性能を規定し、設計を行う。 入札を行って施工業者を決定し、契約する。 施工中および施工後に検査を行い、設計通りに施工されていることを確認する。 	発注者の責任で設計を行う。実際には発注者が地盤調査等を実施し、コンサルタントに委託するなどして設計を行い発注者が検収して最終決定する。性能の担保は、対象構造物ごとの技術基準(国や学会が作成)に準拠することで行い、基準に規定されていない事項については試験施工のデータなどの根拠に基づき、発注者の責任で判断する。 以上のように、発注者が設計の責任を受け持つ。	必要に応じて地盤調査等を追加する。技術的に難易度が高い工事の場合は、有識者等による委員会を設置して検討する。	<ul style="list-style-type: none"> 契約書に記載した「現場条件不一致」などに該当すると認められる場合は、設計変更を承認し、その費用を負担する。 上記以外で受注者から提起された事項が技術的に妥当な場合は設計変更を承認し費用を負担する可能性がある。
	受注者	<ul style="list-style-type: none"> 設計された構造物を期限内に確実に施工する。 安全に施工を行い、設計どおりの品質を有する構造物を構築する。 	設計図書に関して責任はない。発注者が提示した設計断面、施工方法に基づき確実に施工する。現場条件不一致により、設計図書通りの施工が困難な場合は、発注者と協議して設計変更を行う。	工事現場の諸条件を確認し、設計通りに施工できるかを検討する。現場条件が一致しない場合など、設計通りの施工が困難な場合は発注者との協議を行う。	<ul style="list-style-type: none"> 契約書に記載した「現場条件不一致」などの場合は設計変更を提起できる。 それ以外は提起できないが、問題があるときは発注者と協議する。
設計施工一括発注方式	発注者	<ul style="list-style-type: none"> 必要な性能を有する社会基盤施設を所用の期限内に構築し、予定通り供用する。 必要な性能を規定する。 入札を行い、所用の品質を満足し期限内に完成させる技術力を有し、提示費用がもつとも少ない受注者を決定して契約する。 工事完成までの各過程において工事を監督し、承認を与える。 	発注時には、建設する施設の要求性能と必要要件を明示する。地盤条件、外力条件など設計に必要な基本的な条件を提示してもよいが、その条件を採用した責任は受注者にある。	入札前に受注者が提示した断面、施工方法、施工工程が要求性能および必要要件を満たしているか確認し、承認を与える。 技術的に認められない場合は承認せず、妥当と認められる場合は承認するが、これによって構造物の性能に関するリスクが発注者に移動するわけではない。	<ul style="list-style-type: none"> 当初の性能を満足する前提で、設計断面の変更、施工計画の変更の提起され、技術的に妥当と判断すれば変更を承認する。 現場条件に関して、「予見不可能」でかつ局所的な現象でなく全体的な差異と認められる場合には、現場不一致によるリスクを発注者が負担する(発注者の負担による変更)。
	受注者	<ul style="list-style-type: none"> 要求される性能を満足する社会基盤施設を設計・施工し、期限内に完成させる。 	発注者から提示された要求性能および必要要件を満足する設計、施工方法、工程管理等を検討し、費用を提示する。提案した設計により、構造物が要求性能を満足することは受注者の責任となる。設計および施工の全過程で受注者の責任で構造物の性能を担保しなければならない。	予見不可能であると認められなければ、設計変更はすべて受注者の負担であることを前提に設計を行う必要がある(契約後に予見不可能な事象が発生した場合は、それによる設計変更の費用を発注者に要求できる)。	<ul style="list-style-type: none"> 当初の性能を満たせば、設計断面の変更、施工計画の変更を提起できる。ただし、設計変更を発注者が承認した場合でも、受注者の責務が免責または軽減されるものではない。また、これらの変更により、発注者の費用負担は発生しない。

概ね断面を想定した後、その特徴に応じて必要となる調査頻度（間隔）や調査項目で地盤調査が実施される。基本設計の段階では、その調査結果を踏まえ、比較断面が作成される。必要であれば再度地盤調査が実施され、実施設計が行われる。また、技術的に難工事が想定される場合や、新構造形式が採用される場合には、有識者による検討会が開催され、工期の遅延や大きな断面変更によるコスト増が生じないように対応することで地盤リスクが最小限に抑えられるように検討がなされる。表-3.4に従来契約とDB契約におけるリスク負担の考え方をまとめて示した。従来の仕様発注方式は、発注者の提示や支持に基づいて実施される発注方式であり、品質確保や要求性能が発注者の意志と違うことはあり得ない。現場の条件が設計と不一致の場合、受注者は条件変更を提起でき、設計変更が必要な場合は発注者が実施する。工事受注者が実施した方が円滑であると判断された場合は、当該受注者が実施する。変更に伴う費用は発注者が負担するので、受注者のリスクは限定的である。

一方、DB契約の場合、受注者は、契約当初の性能および必要条件を満たせば設計変更・施工計画変更が承諾されるので、技術力を発揮して設計と施工を一体的に実施することでリスクを低減することが可能である。その反面、「予見不可能でかつ局所的な現象でなく全体的な条件の差異」による以外は費用の増額が認められないため、受注者が負担するリスクの範囲は大きく、受注者が品質や安全性を犠牲にして設計・施工を行う潜在的な可能性がある。これを防ぐためには、設計・施工いずれの段階においても発注者は受注者と十分に協議し、発注者の意図と受注者の考えの間に齟齬がないかを確認することが必要である。特に、受注者が提起した設計変更・施工計画の変更の承認にあたっては、性能が十分に満足されるか、という観点から慎重かつ速やかな判断が求められるため、発注者の技術力も問われることになる。DB契約における基本設計図書の変更は、「設計変更」とは異なる。発注者による設計成果の承諾時点以降といえども、設計成果が当初の要求水準・性能の範囲内で受注者の都合で断面変更された場合、D滑走路工事では「施工承諾の時点での必要な変更」は認めているが、「設計変更」ではないため、請負金額を変えるものではないとされる。従って、DB契約では、金額変更が認められないことも想定し、事前段階でのリスク分担とリスクヘッジの検討、そして施工段階ではリスク監理が最重要課題となる。

従来の契約方式では当初設計および設計変更に関するリスクの大半を発注者が負担しているのに対し、DB契約では発注者が負担するリスクと受注者が負担するリスクが定められている。このことは、従来の契約方式で顕在化しなかったリスクとその監理が明示されたことを意味する。

3.4 設計施工一括発注方式における発注者の役割

3.4.1 概説

DB契約は受注者のリスク負担が大きいことは前節に述べたが、発注者は工事を丸投げしたわけではない。DB契約においても、発注者側が指示すれば、協議のもとで金額変更の有無を検討できる。変更指示を発出すればリスクが発注者に戻ることになり、設計・

施工を分離して発注する従来の方式に近づくことになる。一方、DB 契約においてすべてを受注者に任せきりにして発注者の関与を無くした場合、今回の D 滑走路工事の例にとると、供用開始の遅れや開港後の舗装の不具合による航空機の運航障害、想定規模以下の地震による被害発生などの問題が起これば、受注者の責任と同時に、発注者の契約管理責任が厳しく問われるというリスクがある。したがって、あるレベルでの発注者としての監理行為は必須であることは間違いなく、その関与の方法や程度が地盤リスクの考え方の基本的な論点の一つとなる。

設計施工一括発注方式における基本的な考え方は、土木学会から「設計・施工技術の一体的活用方式の公共工事への適用性に関する研究業務報告書」が取りまとめられている。

その報告書のなかで、「設計施工一体活用方式」のもつ潜在的利点及び難点が存在することが指摘されている。従来の仕様発注方式においては、発注者の提示や指示の基に実施される行為であり、品質確保や要求性能が発注者の意志と違うことはあり得ない。しかし、DB契約の場合、潜在的難点として、受注者が利益を追従する施工を目指すため、品質や安全性の低下に繋がる設計に走る可能性がある。これを防ぐためには、設計・施工いずれの段階においても受注者の意向を確認し、発注者としての意図と齟齬がないかを確認する

■発注者が設計に対し関与する段階としては、「技術提案の段階」、「設計の実施段階」、及び「設計の完了段階」の三段階が存在する。

■発注者の求める目的物を得るためには、契約の前に発注者は、設計・施工上の要求する事項の内容と範囲を明らかにしなければならない。設計・施工一括発注方式を採用した場合は、受注者の自由度をできるだけ大きくするのが得策といえるが、発注者は協議、指示、監督、検査、支払い等の行為により、設計・施工の全段階を通じて関与することが必要である。

■一括発注の場合は、設計確定前に工事費も含めて契約するため、発注者が設計変更を行う場合は、工事費の変更方法と手続きについて、これまでの分離発注と著しく異なることを考慮する必要がある。

ことが必要である。

仕様発注方式では、発注者はインハウスでリスク処理を実施していたことでリスクへの認識が顕在化していなかったが、DB 契約では発注者もリスク監理が必要となる。DB 契約は、受注者にリスクの多くを移転していることが大きな特徴である。D 滑走路工事はさらに総価契約であること、ISO9000s による自主管理を契約条件としていることから、発注者としてどこまでを関与対象とするかが留意すべき事項である。

発注者による管理のあり方を検討する時に考慮すべきは、変更指示を発出するなどすればリスクが発注者に戻ることになり、設計・施工分離発注方式に近づくということである。一方、すべてを受注者にまかせきりにし、発注者の関与を無くした場合には、供用開始の遅れや舗装の不具合による航空機の運航障害等が発生すれば、受注者の責任と同時に発注者の契約管理責任も厳しく問われるというリスクが発生する。本章では、以降で受注者が自らの責任をもって取り組んでいる行為を管理、上記に示した行為等をあえて監理との表

現とした。従って、あるレベルでの発注者としての監理行為は必須であることは間違いなく、関与の方法や程度が基本的な論点の一つである。

3.4.2 仕様発注方式と設計施工一括発注方式の差違

国内の大規模公共工事において設計施工一括発注方式と性能規定型設計を併せ持った契約形態は過去に例を見ない。国土交通省直轄工事での工事請負契約との大きな違いは大きく二点が整理される。一点目は契約前の技術提案が提出された時点において、要求水準書に記載された事項が満たされているかを審査することにある。この時、要求性能を満たしているかの判断を行うためには、専門的な知見が必要と判断されるので、第三者技術委員会を設けて発注者の判断の参考としたことにある。第三者技術委員会が決定するのではなく、発注者が判断する材料を得るために意見を聞く場としているのが今回の特徴である。

二点目は契約変更をしない範囲において、要求性能を満たせば設計変更が可能であることにある。この時も要求性能を満たしているかについては、第三者技術委員会の意見を伺うことにした。

また、発注者としての立場が異なることを整理した関係を図-3.1に示す。D滑走路工事は維持管理段階まで行うことを前提としているため通常のDB契約とも差違がある。従来の発注方式である設計施工分離方式では、設計担当者が初期の段階において設計条件や構造形式、基本的な設計方針の検討を行うが、実施設計や施工段階まで関与することはなく、維持管理を考慮した検討はなされない。一方、DB契約では施工計画を考慮した検討が基本設計段階からなされるため、従来分離型の欠点であった施工段階における設計の確認業務に掛かる時間短縮効果や経済的な施工方法を当初から提案することが可能となるため、実質的にVE効果を内包した契約となっている。更に、維持管理まで考慮すればLCCを考慮した経済的な構造形式の提案も可能となる。

設計・施工分離型では受注者の設計・施工・維持管理担当者が変わると共にその連携できる時期も限られる。しかし、DB契約では連携時期が長くなり、より施工方法を考慮した設計も可能となる。更に維持管理を付加した今回のD滑走路工事（2007.3～2010.8）では、維持管理性も考慮した設計を採用することが可能であり、LCCとしても有効に働くことは大きなメリットである。

		計画段階	設計段階		製作・施工段階		維持管理段階	
		基本計画 基本計画	基本設計 基本設計図書	実施設計 実施設計図書	施工計画 施工計画書	製作・施工 詳細施工計画	点検調査計画 維持管理計画書	点検調査実施 維持管理手順書
設計・施工分離	設計担当者	■■■■■		■■■■■				
	施工担当者			■■■■■				
	維持管理担当者							■■■■■
設計・施工一括	設計担当者	■■■■■						
	施工担当者	■■■■■		■■■■■				
	維持管理担当者							■■■■■
設計・施工一括維持管理付	設計担当者	■■■■■						
	施工担当者	■■■■■		■■■■■				
	維持管理担当者							■■■■■

図-3.1 DB契約における請負担当者の関与

発注者として、如何なる段階において受注者と接点を持つべきであるか。国土交通省が実施した「設計・施工一括発注方式導入検討委員会報告書」では、以下のとおり発注者の関与について取り纏めがなされている。契約からの工事完了までの流れは図-3.2のとおりである。

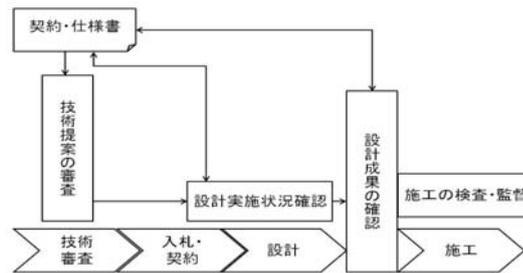


図-3.2 契約上の流れと発注者の確認行為

DB契約では、設計と施工が同一事業者により実施され、事前に価格が

決定していることから、受注者は工事コストを極力削減するような設計を行うと考えられる。ただし、これが過度になる場合は、品質の低下(契約上の要求性能未達成)や安全性の低下等に繋がる設計が行われる恐れがあり、発注者はこれを防止する責任がある。

従って、発注者は発注時に設計条件、要求事項や設計確認事項及びその段階、協議すべき事項、疑義が生じた場合の対応等をできるだけ詳しく契約図書に規定するとともに、発注後は、要求事項等を満たしていることについての確認を実施することが必要である。なお、協議や確認等に要する期間に関して、その取扱い期限についてあらかじめ定めておく必要がある。また、図-3.1のとおり発注者は事業年度により担当者が変わることもあるが⁶⁾、計画、設計、施工、維持管理段階と考え方の方針は統一されていると認識している。設計施工一括発注方式の採用により、同一請負業者が一気通関して対応することが出来るようになるのは利点である。しかし、設計・施工・維持管理の専門性を持つ受注者が同一者であることはあり得ない現状では、各段階における確認事項を遵守させ、連携を図らせるのは発注者のリスク監理となる。

3.4.3 設計段階におけるリスクへの関与

設計の手戻り防止のため、契約図書に基づき受注者側から設計実施状況の確認時期と確認事項・範囲の計画を提出させ発注者の承諾を得ることとし、それに基づいて設計の実施状況の確認を行う。確認の結果、設計条件や要求事項等を満足していない場合には、修正指示を行う。その場合、修正の根拠を必ず文書で明示するものとする。また、発注者の要求事項に誤りや不明確な点がある場合は、受注者はこれを文書で指摘しなければならないこととした。

D滑走路工事は工種が多岐に及び、多くの設計案件に対する確認行為が実施されるため、最終検査段階で一括して行うことが難しいのも事実であった。発注者はリスクを負担しないものの、設計変更の承認、不承認の判断によって、工事の品質をコントロールすることになり、適切に判断するためには相当な技術力が必要となるのも事実である。そこで、設計協議を各設計段階に数回に分割して実施し、技術的に判断が難しい課題に対しては第三者委員会の意見をヒアリングし、発注者として設計協議として対応することが有用である。

設計協議の終了を以て設計段階における検査合格(中間検査合格)とし、実施設計図書

とした。

本契約では、要求水準を満たせば設計変更が可能であると前節で示したが、変更には当然、発注者の承認が必要となる。リスクを自ら負担する受注者が技術的に妥当と提案した設計変更については、当初契約した性能が確保できたてるか確認出来るまで応答が続くことになる。発注者サイドも確認出来ないことに対する説明責任があるので、相応の技術力が必要となり、ここにおいても、第三者委員会の活用が有効となる。

DB契約では、受注者のみならず、発注者においても各段階に潜在する全てのリスクを把握し、リスク対策を考慮した設計が必要とされる。設計面からのみでなく、施工計画、航行安全対策、工事管理システム、環境モニタリング、さらには維持管理計画の面からも考え合わせて、発注者による監理のあり方を検討する必要がある。

施工計画を一例に取れば、この大規模で急速な施工においては多種の工事がほぼ同時に進行することから、従来の工事と比較して極めて厳しい施工条件を有している。このような状況下において、施工段階で事故が発生した場合、過度の急速施工が条件になっていることが事故原因であり、事故の原因が発注者側にもあると見なされかねない。この観点から言えば、急速施工環境下での労働災害や大量の資機材の海上曳航時の船舶事故、主要航路への航路ブイの流出事故等も検討しておく必要がある。

これら発注者の社会的責任に係るリスクの回避・削減のためには、実施設計段階では、過度に無理な施工を強いる設計や危険な設計となっていないことを確認するための発注者による関与が欠かせない。

このことはDB契約といえども発注者として設計の妥当性を担保する必要があることを示すものであるが、公共事業におけるDB契約の実績が少ないこと、実施後の報告例を検証したことがないことから、発注者のチェックは重要ではないとする空気があることに注意が必要である。前述した委員会報告書においてもデメリットとして指摘されている。

従って、このチェッカー機能を設計管理に用いることを念頭に置いた発注者による監理のあり方を検討した。なお、設計管理の結果が情報公開に耐えられ、発注者としての説明責任(アカウントビリティ)を果たせる管理レベルにしておくことは発注者である国として当然の責務である。

なお、設計に関する監理は、現場着工後においても、VE 提案による設計変更、現場条件の違いによる設計変更、構造物の挙動観測モニタリングによる設計の軌道修正などについてのものであり、工事完了まで継続することになる。

次章からはD滑走路工事における地盤リスクにどのように対処したかの実例を基に、地盤リスクの考え方やその対応について検証する。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻),日本港湾協

会,p.291,2007.

- 2) 国土交通省：設計・施工一括発注方式導入検討委員会報告書, 2003.3
- 3) 国土交通省：「設計・施工一括及び詳細設計付工事発注方式実施マニュアル（案）」,2009.
- 4) 松永康男・野口孝俊・四家弘行・大山達男：D滑走路整備における契約方式について,国土交通省関東地方整備局東京空港整備事務所技術報告会(第3回),2007.
- 5) 土木学会:「設計・施工技術の一体的活用方式の公共工事への適用性に関する研究業務報告書」1996.
- 6) 野口孝俊,石澤典広：設計・施工一括発注方式における設計施工の監理,建設図書「橋梁と基礎」,Vol.44.6-9,2010.

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

4.1 我が国最大規模となる設計・施工一括発注方式によるD滑走路建設工事の概要

本章では、我国の公共工事では最大規模でかつ設計・施工一括発注方式により契約されたD滑走路建設の工事概要から、工事に関わるリスクと各工種に内在した地盤リスクと対応について整理・評価を行うものである。

4.1.1 D滑走路建設の計画概要

D滑走路建設の工法選定に当たっては、「羽田空港再拡張事業工法評価選定会議」の提案を受け、「栈橋工法」、「埋立・栈橋組合せ工法」および「浮体工法」の3つの工法が実現可能とされた。また、我が国の大規模公共事業では初めて設計・施工一括発注方式が採用され、さらに、完成後の維持管理契約が工事請負契約に盛り込まれた。

実際には、上記3工法のうち「埋立・栈橋組合せ工法」による技術提案のみが提出され、

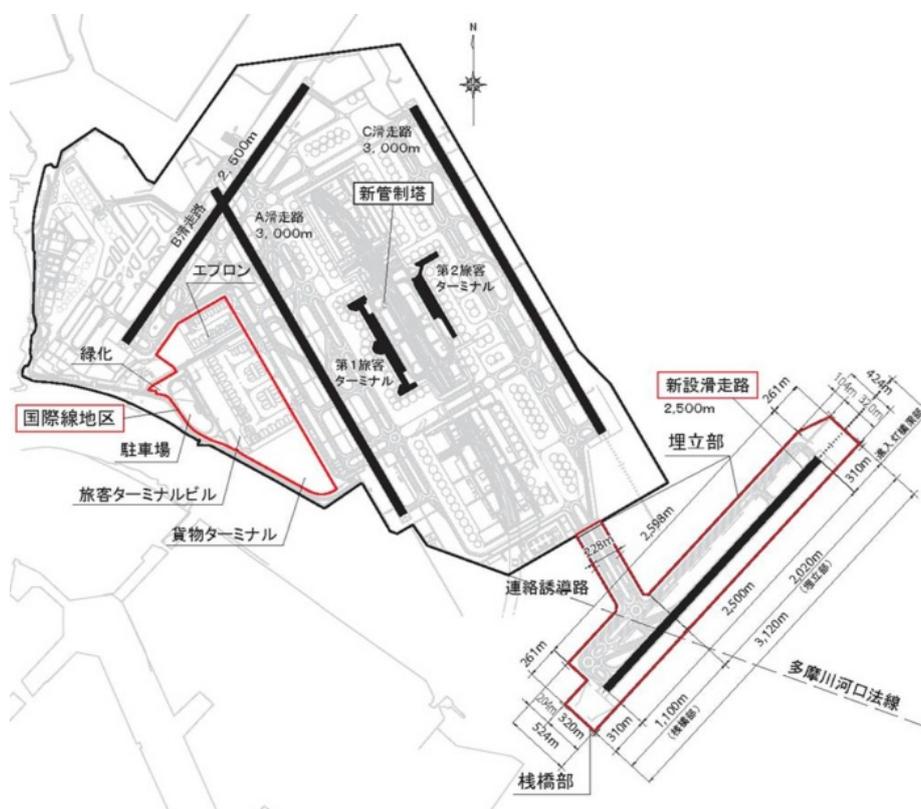


図-4.1 羽田空港平面図

これを作成した設計・施工JV（ゼネコン，マリコン，製鉄メーカー等，計15社により構成）が受注した。2005年末に契約締結され，その後，環境アセスメント，埋立承認申請等の手続き，漁業補償交渉等を経て2006年3月末に着工し，2010年10月21日に供用開始した。設計供用期間は，通常の土木工事よりもきわめて長い100年間に設定された。

表-4.1に構想から工事完了までの流れを示すが，全体を10年間で終了したことは国内では画期的な大規模プロジェクトであるといえる。

既存空港施設とD滑走路の平面図を図-4.1に示す。D滑走路は，現空港の沖合約600mの海上に位置する人工島である。多摩川河口に位置する領域については，洪水時にも十分な通水能力を確保するために栈橋構造が採用された。その結果，河積阻害率は約8%に抑えられた¹⁾。滑走路延長は2500mである。離発着時に大型航行船舶との干渉頻度を低くするため，航路と隣接する滑走路端部で標高A.P.+17.1m以上が必要とされた。水深が約20mあるので，人工島ではあるが，海底から見上げれば，高盛土のような構造物である。

4.1.2 構造概要²⁾

(1) 埋立部

(a) 護岸形式

軟弱な沖積粘性土が厚く堆積した海域に，海底面から滑走路天端まで約41m（沈下があるので水深+標高よりも大きい）に及ぶ高盛土を築造した。埋立による海底地盤に作用する圧密圧力増分は，最大で約600kN/m²に達した。これは関西空港II期事業の人工島にも匹敵し，東京湾における過去最大の圧密圧力増分である。

護岸一般部（延長4144.1m）には捨石式傾斜堤護岸，進入灯護岸（延長100.2m）と仮物

表-4.1 D滑走路整備事業の経緯

2000.9	「首都圏第3空港調査検討会」検討開始
2001.7	「第6回検討会」で羽田再拡張の推進を提言
2001.12	国交省が「羽田空港の再拡張に関する基本的考え方」を決定
2002.3	「羽田空港再拡張事業工法評価選定会議」 栈橋，埋立・栈橋組合せ，浮体の3工法を検討
6	羽田再拡張が閣議決定 2000年代後半までに 国際定期便の就航をめざす
10	「工法評価選定会議」3工法の妥当性を結論 設計・施工一括発注方式を提案
2003.12	2004年度政府予算案で再拡張の事業化承認
2004.6	D滑走路建設外工事入札実施方針公表 (設計・施工一括発注方式)
7	D滑走路入札公告の実施
10	環境影響評価方法書公告
2005.3	D滑走路工事契約締結
8	環境影響評価準備書公告
2006.6	公有水面埋立承認出願
同	環境影響評価書公告
12	公有水面埋立承認
同	D滑走路調査業務開始
2007.3	D滑走路本工事着手
2010.8	D滑走路工事完了
同	D滑走路維持管理等工事着手
10	D滑走路供用開始

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

揚場護岸（221.0m）にはケーソン式護岸を採用した。

(b) 捨石式傾斜堤護岸

護岸一般部の断面は、沈下や側方変位に対して追従性のある捨石式傾斜堤護岸による構造とした。捨石式傾斜堤護岸は、海藻が付着しやすく、かつ、魚礁となるなど、環境面でも優れた護岸形式である。図-4.2に示すように、護岸基礎地盤には置換率30%の低置換率サンドコンパクションパイル（低置換SCP）による地盤改良を採用し、複合地盤として護岸基礎地盤の安定性確保およびドレーンとして圧密沈下促進を図った。打設ピッチは3.0m×3.5mである。

海底地盤表層（A.P.-20m～A.P.-35m）の沖積粘性土層（①-C層）は、圧密係数 c_v が約 $100\text{cm}^2/\text{day}$ と比較的小さく、圧密に工期よりも大幅に長い時間を要することから強度増加や圧密促進を目的とした地盤改良が必要となった。しかし、その下部層（A.P.-35m～A.P.-60m）の砂混じりシルト層（②-C層）は、圧密係数 c_v が約 $1000\text{cm}^2/\text{day}$ と大きく、圧密速度が速いために、特に地盤改良を行わなくても供用開始時には圧密がほぼ終了し、護岸構造に及ぼす残留沈下量の影響は軽微であることが期待できた。したがって、①-C層はSCPで地盤改良するものの、SCP改良下端は安定解析上必要な深度までにとどめ、②-C層途中（A.P.-42.0m、海底面下20～25m）までの未貫通SCP改良とした。なお、堤体法尻部の地盤表層については、すべりを防止する目的で局所的に置換率を60%に上げた。打設時に砂杭間粘性土が乱されることの影響を考慮し、捨石マウンド（捨石1）の施工まではドレーン効果による粘土地盤の強度増加を見込まなくても施工できるように改良範囲を決定した。打設した砂杭の延長は、延べ約 $1,360,000\text{m}$ （接続部のSCPを含む）である。

護岸前面の海底粘土地盤を床掘後に砂で置換すると共に、掘削・浚渫した粘土を原料土として、軽量の盛土材（セメント固化処理土）として護岸背面に裏込めすることにより、護岸の安定性を向上させた。その概念図を図-4.3に示す。セメント固化処理土の一部には、D滑走路建設に伴う東京第一航路の切替工事で発生した浚渫土も利用した。

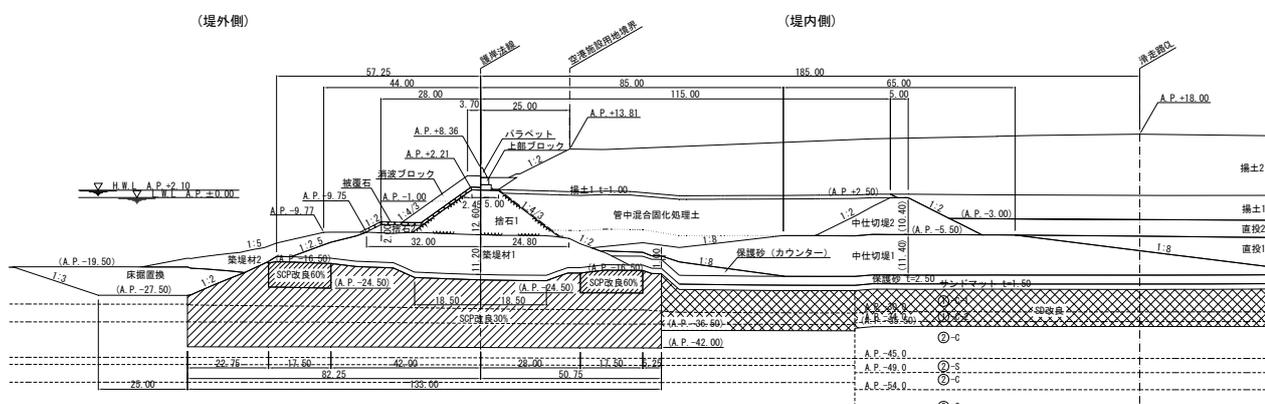


図-4.2 一般部の護岸断面図（捨石式傾斜堤護岸）

(c) ケーソン式護岸

進入灯護岸については、護岸の変形が許されないため、より強固なブロック式の深層混合固化処理工法（CDM工法）により地盤改良し、重力式ケーソン護岸構造とした（図-4.4）。また、仮物揚場護岸も、CDM改良による重力式ケーソン護岸構造を採用した。改良深度はA.P.-16.5m～A.P.-45.0mの範囲（改良長28.5m）である。計4524本、総改良土量は約620,000m³となるCDM改良杭を打設した。捨石式傾斜堤護岸と同様に、護岸背面はセメント固化処理土による裏込めがなされた。

(d) 埋立地内部

埋立地内部の基礎地盤はサンドドレーン工法（SD工法）により改良され、圧密促進による残留沈下抑制が図られた。A.P.-35m付近まで堆積するYuc層（圧密係数 c_v が約100cm²/day）を対象として、4ヶ月間の放置期間に圧密度80%程度を期待できるように、砂杭径を400mm、砂杭打設ピッチを2.5m×1.6m、砂杭下端深度をYlc層の上部（A.P.-35.5～A.P.37.5m）に設定した。SD改良における砂杭は、層厚1.5mのサンドマット（透水係数 1×10^{-4} m/s以上の砂層）を敷設後に打設した。その後、杭頭保護を目的に層厚2.5mの保護砂（透水係数 1×10^{-5} m/s以上の砂層）を施工した。砂杭の打設本数は約184,000本、総延

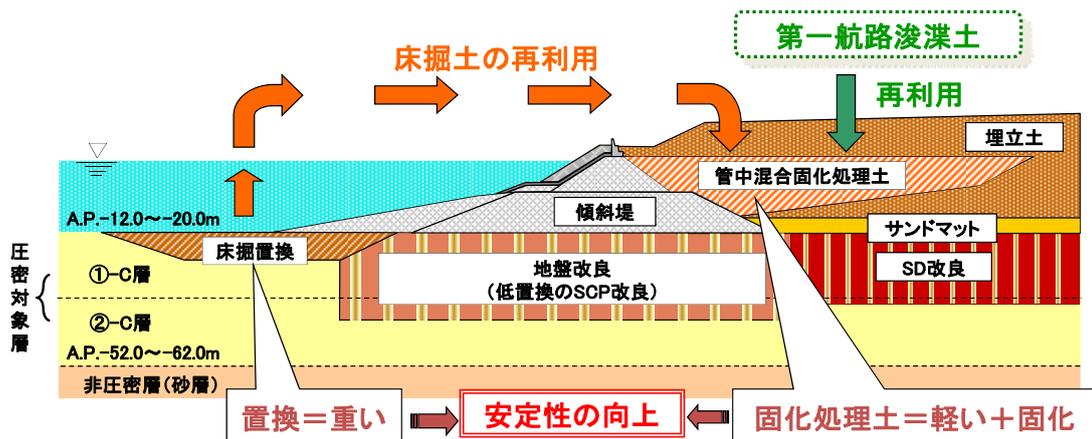


図-4.3 捨石式傾斜底護岸における安定性向上の概念

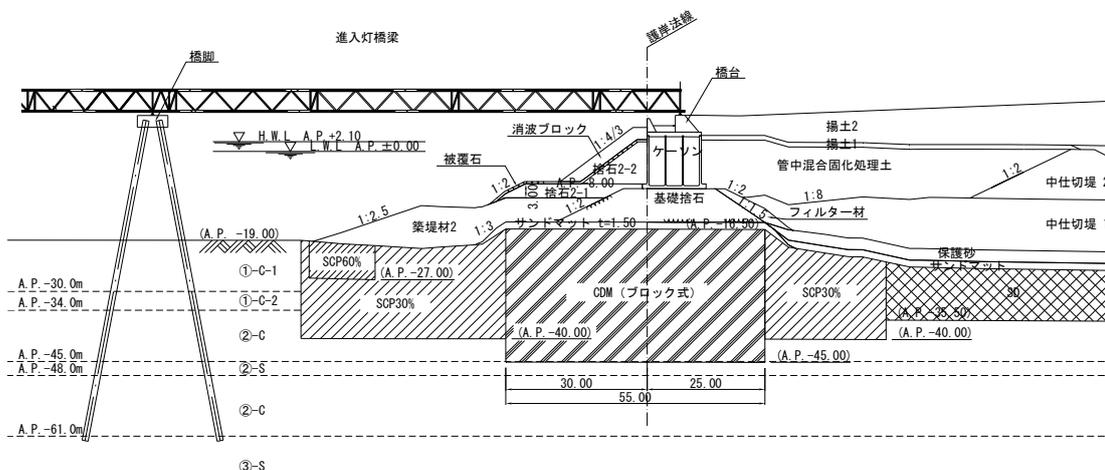


図-4.4 進入灯護岸断面図（ケーソン式護岸）

長は約3,900,000mに達した。

(2) 栈橋部

厳しい高さ制限下において短期間での施工を実現するため、ジャケット式栈橋構造を採用した。D滑走路工事における栈橋構造は、我が国の空港では例が無く、海外においても類を見ない規模である。海外の例としては二例の施工実績がある。図

4-5に示すポルトガルのフンシャル空港および図4-6に示すアメリカのラガーディア空港の延伸部が栈橋構造として建設され、滑走路として供用されている。しかし、フンシャル空港は、滑走路を支える支柱（RC杭：φ1.5m長さ7m～60m）、梁、スラブはコンクリート構造であり、火山岩系の地盤上にまた、アメリカのラガーディア空港は鋼管杭（鉄筋コンクリート充填：φ0.5m長さ約50m）による直杭式栈橋であるが、設計震度の小さな地域であることから比較的スリムな構造である。

ジャケットは、図4-7に示すように、上部の鋼桁と下部の鋼管トラスで構成される構造で、栈橋部を構成する基本ユニットとなる。標準寸法は長さ63m、幅45m、高さ32m、重量1,300トンである。滑走路部（連絡誘導路を除く）において、計198基のジャケットを設置した。

ジャケット構造は、先行打設した鋼管杭に、工場で製作した上述の鋼製ジャケットの脚部を差し込むように据え付け、脚部と鋼管杭間の空隙をモルタルで充填し一体化した。鋼管杭の寸法は、代表的なもので杭径1600mm、杭長90m、杭打設天端高A.P.+3.0mである。ジャケットの脚部は鋼管径1964mm、板厚70mmであり、1基あたり6脚（一部は4脚）を有する。据付後、各ジャケットの上部桁間には2～3mの隙間があり、ここに寸法調整したセグメントをはめ込み、溶接により施設全体を一体化した。このような手法により、面積約50haに及ぶ広大な栈橋構造を構築した。ジャケット構造はこれまでに海洋エネルギー施設や港湾施設での適用実績があるが、広大な空港施設としての適用は初の試みであ

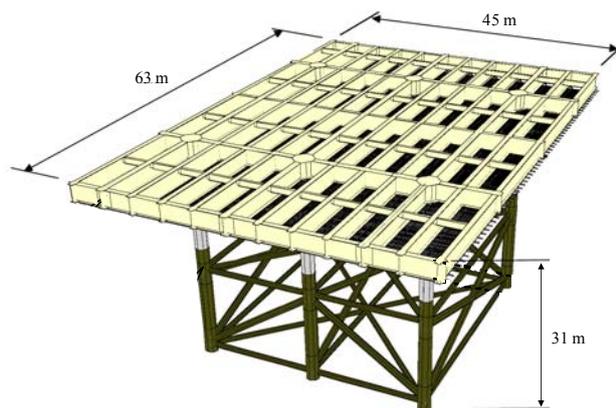


図-4.7 ジャケット構造の基本ユニット



図-4.5 フンシャル空港
マデイラ島（ポルトガル）

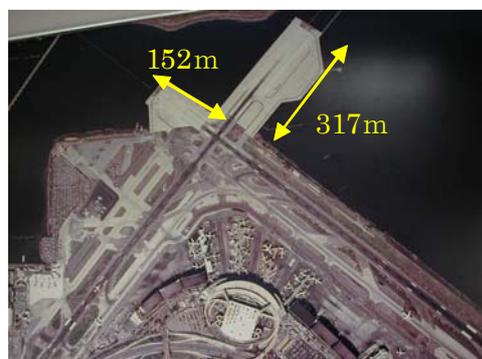


図-4.6 ラガーディア空港
（ニューヨーク）

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

接続部の構造は、支持層まで根入れした鋼管矢板井筒による強固な基礎としたばかりでなく、裏込めに気泡混合処理土や管中混合固化処理土を適用して土圧や圧密沈下の低減を図った。また、護岸前面は高置換率サンドコンパクションパイル（高置換SCP）で改良することにより、護岸の側方変位を極力抑える構造とした。

(4) 連絡誘導路部

連絡誘導路は、D滑走路の新空港島と既存の空港との間の海上部全長約620mを結ぶ連絡誘導路橋であり、連絡誘導路（航空機が使用、幅員約60m）と場周道路（交通車両が使用、幅員約10m）をそれぞれ2本配置する4橋並列橋である。施工途中の状況を写真-4.1に示す。

連絡誘導路部は、緊急時に小型船の通航を可能とする2本の航路を跨ぐ「橋梁部」と、橋梁部から現空港までの「栈橋部」から構成される。

連絡誘導路橋梁部は、鋼管杭で支持されたジャケット構造の基礎を有し、その上部構造は、4径間連続桁（70m@2+44m@2）と渡り桁により構成され、17本の鋼桁（I断面）とその桁上に敷設されるコンクリート床版により幅員63mの誘導路構造を形成している。

一方、連絡誘導路栈橋部はジャケット基礎と直杭式基礎の二つの構造区間を持つ。このうち、現空港接続部の直杭式栈橋部は、現空港に接続するために設置高さを低く抑える必要があり、結果として波浪影響による厳しい塩害環境におかれることから、塩害耐久性を確保するため、ひび割れ制御が可能なPC梁スラブ構造を採用している。ジャケット式栈橋部も同様にPC梁スラブ構造としている。

4.2 海底地盤調査

4.2.1 調査概要

地盤リスクには、短期間での作業と調査場所からの制約に伴い、ボーリング本数は16

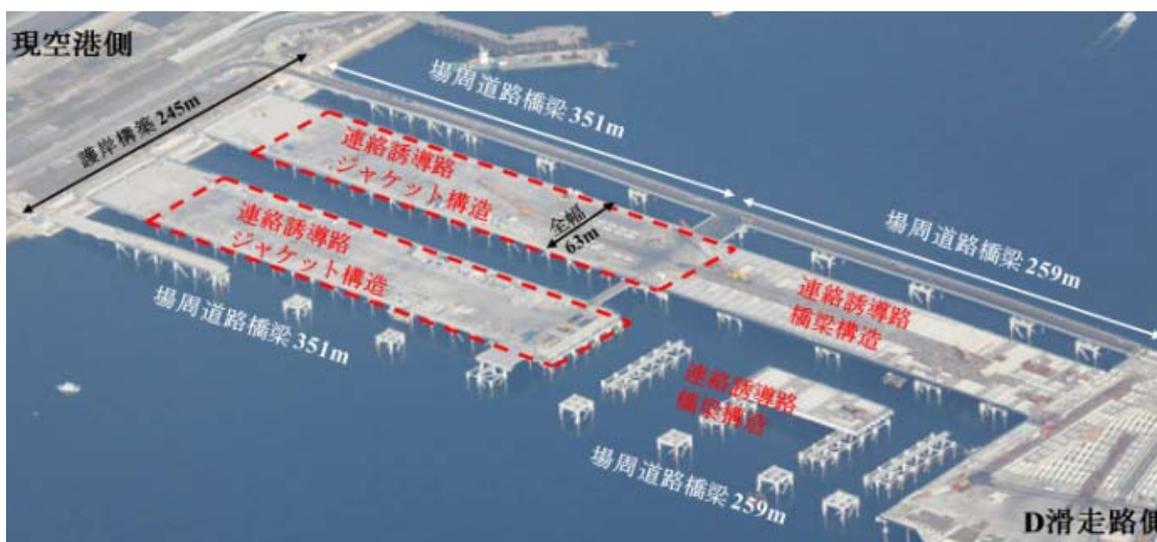


写真-4.1 連絡誘導路部の建設中の状況

本に制限された。そのため、調査の地点間隔は、2500mの滑走路造成に対して滑走路方向に500m、これと直角方向に250m程度での調査に限定された1)。更に、飛行ルート計画の見直しにより、土質調査中心線が変更された。このような状況において設計を行わねばならなかったことから、地盤リスクに対する慎重な検討を余儀なくされた。「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁴⁾では、地盤調査における調査間隔の選定について、考慮すべきポイントとして次による3項目挙げると共に、目安となる数値を提示している。

- ①対象とする構造物の大きさ、構造物の重量によって生じる地盤内の応力分布
- ②地盤の成層状態の均一性
- ③構造物の工費や重要度

これらの条件を踏まえ羽田D滑走路のボーリング孔の調査間隔については、本来は50m～100m間隔で調査を実施する必要があった。しかし、工期の関係から入札公告前に50m～100m間隔で調査を実施することは不可能であった。そのため、地層の分布想定で発生するリスクを低減するため、音波探査ならびに地層年代や古環境の特定にかかわる調査を補強することでリスクの低減を図り、さらに実施設計時には、RI (Radio isotope)を併用したコーン貫入試験(CPT)とボーリング調査をおおむね250mピッチになるよう追加し、施工時の地盤リスクを更に低減することに努めた。

表層の軟弱粘土層(上部有楽町層 Yuc)は地盤改良が必要とされ、護岸近傍ではサンドコンパクションパイル SCP(一部は深層混合処理 CDM)により地盤の強度増大を図り、一般埋立部ではサンドドレーン SDを打設することによって圧密排水を促進した。下部の粘土層(下部有楽町層 Ylc, 七号地層 Nac, 東京層 Toc)は圧密沈下が発生する。これらの多くは低塑性粘性土で、圧密沈下は比較的小さく、かつ、排水も速いという特性はあるものの、深すぎるために地盤改良を行うことはできず、圧密沈下という自然の摂理に従うしかない。いずれにしても、土層構成と深度を特定することが重要とされる。

上部有楽町層については、成層状態が水平方向にも鉛直方向にも比較的均質であることが数本の対象海域での調査及び既存羽田空港施設の調査より判っていた。このため調査初期の段階においては「港湾の施設の技術上の基準・同解説」で提示されている最大ボーリング間隔300～500mで実施された情報で設計することも可能と判断された。空港用地の外郭線を網羅するように、滑走路・連絡誘導路中心位置および空港施設の輪郭部分において、2500mの滑走路造成に対して滑走路方向は500m、直角方向は250m程度とした。

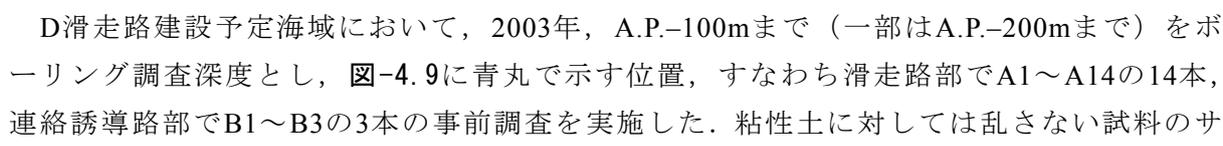
地質学的情報の利用については、分析結果が出るまでに時間がかかることを考慮し、不攪乱試料採取部分を除くすべての標準貫入試験試料のコアチェック、火山砕屑物が入っている試料の鉱物組成の定性分析のための顕微鏡観察、さらに大まかな火山灰対比を先行的に実施し、仮の断面図を作成した。詳細な解釈については、火山灰の鉱物屈折率及び鉱物組成の測定結果、花粉分析結果、ナンノプランクトン分析結果、年代

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

測定結果，古地磁気分析結果等の定量分析の結果を待ち，修正を行っていくこととした。

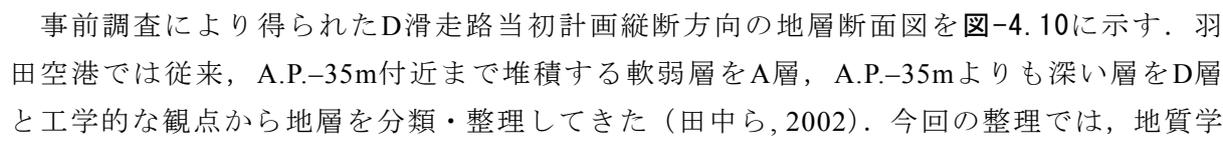
このような調査方針を踏まえ，設計条件のとりまとめを行ったが，入札公告の間際に空港島の角度変更が生じ，時間的な制約から土質調査の空白区域を残したまま設計条件を提示せざるを得ない状況となった。地盤条件が明確になった段階で，地盤リスクに対する協議を行うことで契約を進めることにした。

工事開始後に実施された追加ボーリングによって更に地層の対比精度を上げることを試みた。すなわち，前述している公告の準備に際して実施した花粉分析，火山灰の鉱物組成や屈折率分析，ナンノプランクトン分析，年代測定，古地磁気測定に加え，珪藻分析，有孔虫分析，貝形虫分析，貝類分析等の地質学的情報を入手して解釈することで，地層の厳密な対比と検証を行った。

D滑走路建設予定海域において，2003年，A.P.-100mまで（一部はA.P.-200mまで）をボーリング調査深度とし，-4.9に青丸で示す位置，すなわち滑走路部でA1～A14の14本，連絡誘導路部でB1～B3の3本の事前調査を実施した。粘性土に対しては乱さない試料のサンプリングをし，液性限界・塑性限界試験，土粒子密度試験，粒度試験などの各種物理試験のほか，一軸圧縮試験，三軸UU試験（拘束圧は有効土被り圧相当）などの各種せん断試験，段階載荷圧密試験などを実施した。砂質土に対しては標準貫入試験によるN値の測定と，スプリットスプーンサンプラーにより採取された試料に対して粒度試験などの物理試験を実施した。

事前調査の結果は，D滑走路建設の入札に際しての地盤条件となる「土質調査参考資料（国土交通省関東地方整備局，2004）」⁶⁾として提示された。その後，事前調査実施後，D滑走路が調査地点A-2付近を中心に時計回りに7.5°回転した位置に変更されたことも考慮し，入札・契約後に実際の空港建設計画に合わせた配置で，詳細設計のための追加調査を実施した。

4.2.2 調査結果

事前調査により得られたD滑走路当初計画縦断方向の地層断面図を-4.10に示す。羽田空港では従来，A.P.-35m付近まで堆積する軟弱層をA層，A.P.-35mよりも深い層をD層と工学的な観点から地層を分類・整理してきた（田中ら，2002）。今回の整理では，地質学的な知見を反映した地層名を付けており，有楽町層（Y），七号地層（Na），新期段丘堆積層，下総層群と呼ばれる東京層（To），江戸川層（Ed），上総層群から構成されている。添字cは粘土層，sは砂層，gは礫層を表す。YucとYlcとの境界はほぼ水平であるが，YI下面は南西端（多摩川側）でやや深くなっている。Naの大部分はNacとNasが互層になっている。

A-13では他より深くまでNa層が厚く存在しており，東京層を侵食した後にNacが堆積したと推察される。A-2とA-1では，A.P.-60m付近にあるNaとToの間に新規段丘堆積層に相当する埋没段丘礫層（btg）が見られる。Toの最下部には基底礫層（Tog）が5～10mの厚さで堆積している場所が多い。Toは砂層が多いが，A-2やA-1では粘土層が10～15mの厚

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

で堆積している。Edは硬い砂層である。Tog以深の大部分はN値が50以上の基盤層である。

Toの砂層もN値が50以上あるほか、十分な厚さを有する場合にはNaの砂層もN値が50以上となっている。大規模な構造物の杭基礎でToやNaの砂層を支持層とする場合には層厚の評価に注意を要する。

事前調査による試験結果と調査対象地域の代表的な地盤定数の深度分布等については、渡部ら⁸⁾に詳しく示されている。粘性土地盤に対する試験結果や砂質地盤に対する標準貫入試験結果などを踏まえ、当該地盤を工学的な観点から深度方向に①～⑤の5つの層に区分した(図-4.10)。この工学的な層区分は、上述の地質学的な地層区分とは一致しないが、設計ではむしろ工学的な層区分の方が重要な意味を持つ。

①層：海底面からA.P.-35m前後に分布する地層で、軟弱な正規圧密粘土層である。含水比 w_n は100～150%、塑性指数 I_p は80前後、粗粒分をほとんど含まず均質である。埋立部においては、護岸の破壊や圧密沈下の主因となる層であり、これを克服するために、当該層はサンドコンパクションパイル、深層混合固化処理、サンドドレーン等による地盤改良の対象となる。

②層：A.P.-35m前後～-60m前後に分布する地層である。塑性指数 I_p が15程度と低塑性であるが、適用した港湾の設計基準⁸⁾(日本港湾協会,1999)によれば、設計上は非排水と考える粘性土に分類されるものが多い。層の下半分には砂質土が挟在する。地盤改良する

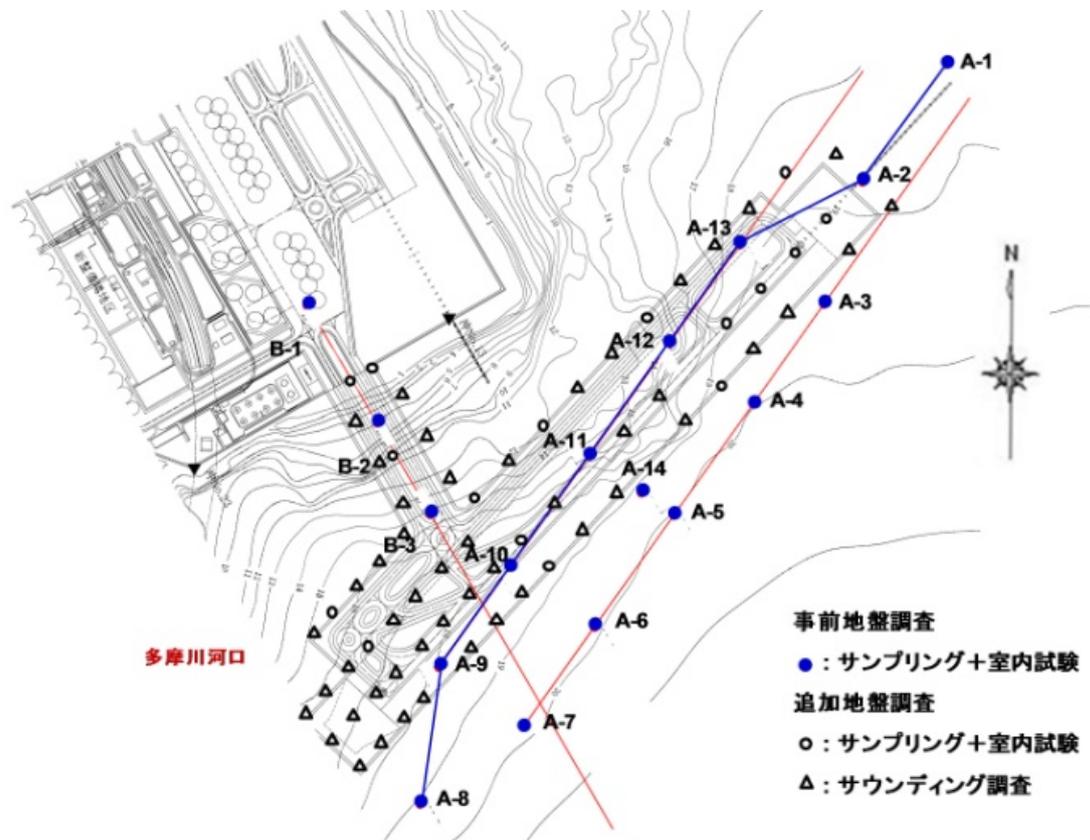


図-4.9 地盤調査位置図

には深すぎるため、埋立部においては圧密沈下の予測が重要となる。

③層：A.P.-60m前後～-75m前後に分布する地層である。砂礫、粘性土、砂質土の互層地盤でN値が50以上の箇所もあり、小規模構造物の支持層となりうる。ただし、下部のNac層やToc層のように、上部にN値が50以上の砂層がある場合の粘土層はこの層に区分した。Tocの一部には、高含水比、高塑性、高圧縮性の層が存在する。A.P.-60m以深の七号地層Nacでは、堆積年代が古い東京層Tocよりも堆積年代が新しいために、せん断強さや圧密降伏応力が小さいことが見いだされた。工学的性質だけに着目して深度分布を評価してしまうとばらつきとして見落としがちな局所的变化について、地質学的な情報（堆積年代）と適切にリンクすることによって捉えられたものである。粘性土については、②層と同様に、地盤改良するには深すぎるため、埋立部においては圧密沈下の予測が重要となる。

④層：A.P.-75m前後～-90m前後に分布する地層である。南西側ではこれに相当する層は見られない。一部小さなN値を有する粘土が挟在しているが、N値50以上の連続した層が存在し、中～大規模構造物の支持層となりうる。

⑤層：A.P.-80m程度前後以深に分布する地層である。N値が50以上の連続した層が厚く存在し、大規模構造物の支持層となりうる。せん断波速度は400m/s以上である。埋立においては、圧密沈下の対象とならないためあまり重要視されないが、栈橋部においては、工場生産される長大杭の長さを決定する上で、⑤層の深度は非常に重要である。

追加調査は、図-4.9に白丸で示す位置においてサンプリング調査（砂層では標準貫入試験）、白三角で示す位置において主に層序を確認するためのサウンディング調査を実施した。その結果、事前調査結果については、D滑走路の位置が変更になったにも拘わらず、その後実施された追加調査結果と概ね一致することを確認した。

4.3 軟弱粘性土上に建設される埋立部の特徴的な設計

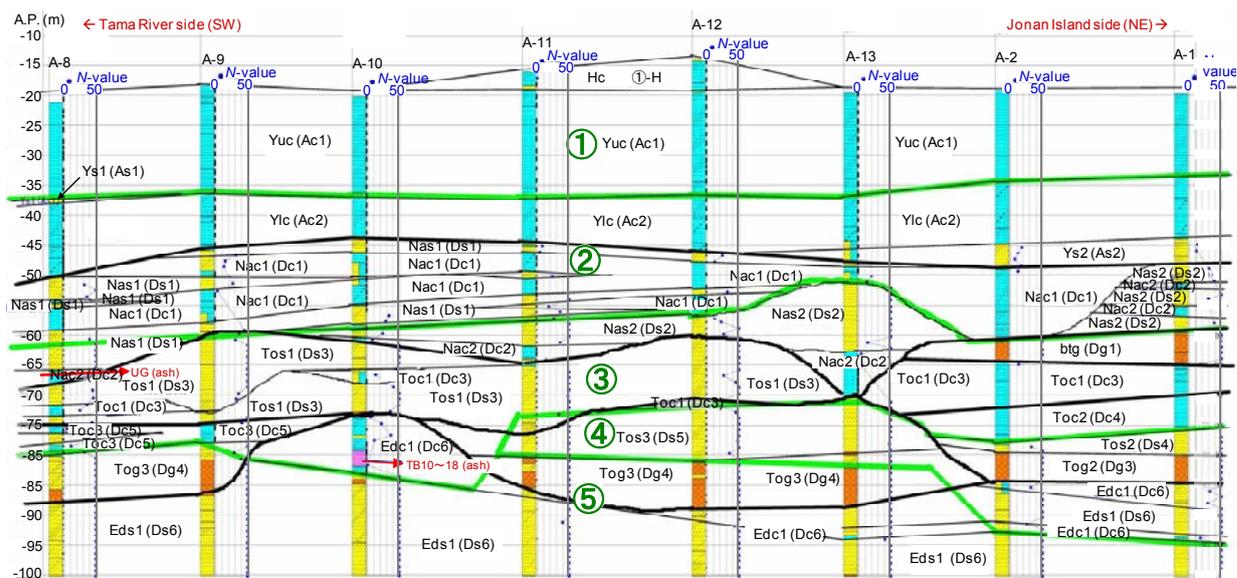


図-4.10 当初計画の滑走路縦断方向地層断面図（黒の実線は地質学的層区分、緑の実線は①～⑤の工学的層区分）

4.3.1 軟弱粘性土の地盤改良

(1) 地盤改良工法の選定

海底粘土地盤上に、高盛土に匹敵する大規模な埋立てを41ヶ月という短い工事期間内で完了し、かつ、供用開始後の残留沈下や不同沈下を許容範囲に抑制することが求められた。このため、海底地盤の改良工事はきわめて重要となり、SD工法、低置換SCP工法、CDM工法が目的に応じて使い分けられた。これらの3工法は、いずれも海洋工事において実績豊富なものである。

埋立部の護岸断面図の例として、前述のとおり図-4.2に一般護岸部(捨石式傾斜堤護岸)、図-4.4に進入灯護岸部(ケーソン式護岸)、図-4.6に埋立・栈橋接続部(鋼管矢板井筒護岸)を示す。

埋立地内部の地盤改良には、SD工法を採用した。本工法は、盛土による圧密沈下とそれに伴う原地盤の強度増加促進を目的としたものである。

一般護岸部の地盤改良には、置換率30%の低置換SCP工法を採用した。SCP工法は、軟弱な粘土地盤中に締め固めた砂杭を構築してせん断抵抗を増加させ、強固な地盤に改良する工法である。しかしながら、一般護岸部には変形追従性のある捨石式傾斜堤護岸を採用したことから、低置換SCP工法とすることにより、SCPによるドレーン効果、すなわち圧密を促進による粘土地盤の強度増加にも期待した。なお、鋼管矢板井筒護岸が採用された接続部については、抗土圧構造物として変形を抑制する必要があることから、置換率78%の高置換SCP工法により強固な地盤に改良した。

ケーソン式護岸が採用された重要施設の箇所では、変位を極力抑えなければならないことから、より強固な地盤とするためCDM工法を採用した。

(2) SD工法

A.P.-35m付近まで堆積するYuc層(上部有楽町層粘土、圧密係数 c_v が約 $100\text{cm}^2/\text{day}$)を対象として、4ヶ月間の放置期間に圧密度80%程度を期待できるように、砂杭径を400mm、砂杭打設ピッチを $2.5\text{m}\times 1.6\text{m}$ 、砂杭下端深度をYlc層(下部有楽町層粘土)の上部(A.P.-35.5～A.P.37.5m)に設定した。SD改良したエリアは次に述べる低置換SCP改良で囲まれた堤内側全域である。

SD改良における砂杭は、層厚1.5mのサンドマット(透水係数 $1\times 10^{-4}\text{m/s}$ 以上の砂層)を敷設後に打設した。その後、杭頭保護と目詰まりによる透水係数の低下がもたらす圧密遅れのリスクを低減するために、層厚2.5mの保護砂(透水係数 $1\times 10^{-5}\text{m/s}$ 以上の砂層)を施工した。砂杭の打設本数は約184,000本、総延長約3,900,000mに達した。SDに用いた砂には、細粒分含有率(粒径 $75\mu\text{m}$ 以下)が5%以下の九州産ならびに北海道産の海砂を用いることにより、高い透水性(透水係数 $1\times 10^{-4}\text{m/s}$ 以上)と高い施工性(SD打設船のケーシングパイプ内の砂落ちが良い)を実現した。SDに用いた砂材の粒径加積曲線の例を図-4.11に示す。

SDの打設は、2007年5月～2008年3月にかけて、24時間態勢で実施した。使用したSD船はいずれも12連装の打設機を備えたもので、最盛期には3隻のSD船をフル稼働させた。施工状況を写真-4.2に示す。SD船のリーダーの高さは、運用されているC滑走路の制限表面に抵触するため、昼間と夜間で施工箇所を移動させ、施工効率向上に努めた。滑走路の進入表面下の施工に当たっては、トラブル発生時にも航空機の運用に支障を来さぬよう、万一の場合にSD船を緊急脱出させる必要があり、ケーシング切断訓練を行うと共に、切断に要する時間等を把握して備えた。

SDの打設手順は、まずケーシングを所定の位置・深度まで貫入し、次に砂材の投入を行い、最後にケーシングを引き抜いて完了である。SDの出来形管理では、造成過程中に、ケーシングの位置、貫入深度、砂材投入面の高さ、砂材投入量を管理し、計画値と実測値とを比較することで、所定のSDが造成できたことを確認した。SD用の砂材の品質管理では、砂材積出し港およびSD船上において、パンブロック試験と呼ばれる簡易メスシリンダー法による粒度試験を実施し、細粒分含有率が5%以内であることを棕林らが確認している⁹⁾。

(3) SCP 工法

外周護岸部には、工期、経済性、変形追従性を考慮し、さらに多様な生物環境の創造に寄与できる構造として、捨石式傾斜堤護岸を採用した。護岸下の軟弱な粘性土層は、直径2mの締め固めた砂杭を海底地盤中に打設するSCP工法によって改良した。

SCPの打設は、置換率30%の低置換SCPとし、捨石式傾斜堤護岸の変形に追従できるようにした。打設ピッチは3.0m×3.5m、改良域の下端深度はY1c層の中層A.P.-42.0m（海底面下20～25m）である。なお、堤体法尻部の地盤表層については、すべりを防止する目的で置換率60%とした。打設時に砂杭間粘性土が乱されることの影響を考慮し、捨石マウンド（捨石1）の施工まではドレーン効果による粘土地盤の強度増加を見込まなくても施工できるように安定性を評価して改良範囲を決定した。

SCP打設に伴って発生する海底面の盛上がり土については、SCP打設完了後に掘削・撤去して廃棄する予定であった。しかしながら、その体積が計画量よりも多くなったため、処分先の受入れ容量を超える分については撤去せず、原位置で追加地盤改良を行い活用し

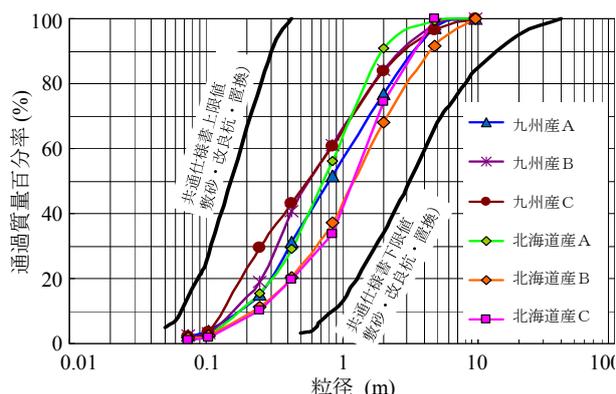


図-4.11 SD用砂材の粒径加積曲線



写真-4.2 SD 打設状況

た。

SDの打設と同様に、SCP船も現空港の制限表面に抵触するため、昼間は制限区域外で作業し、制限を解除した夜間（20:45～翌7:45）に限って制限区域内での作業をした。一部のSCP船については、昼間は制限区域外にて待機させた。最盛期には13隻のSCP船が稼働した。SCPの施工は、2007年4月に着手し、2007年12月に完了した。打設した砂杭の延長は、延べ約1,360,000mである。最盛期には1日あたり延べ約50隻のガット船によってSCP船への砂供給を行った。現地の施工状況を写真-4.3に示す。

SCP改良地盤の品質管理には、SCP杭芯に対して標準貫入試験（SPT）を68箇所実施したほか、SCP杭間粘土に対して電気式静的コーン貫入試験（CPT）を実施した。CPTによって得られた杭間粘土の非排水せん断強さの深度分布を図-4.12に示す。盛上がり土に対する改良部分も、通常の改良部分と同様の改良効果が得られていることを確認できる。また、杭間粘土の乱れや、その後の強度回復状況、圧密による強度増加を確認することができる。短い工期が設定された本事業では、圧密度50%で次の施工工程に着手する計画であったが、その判断には、CPTを活用した品質管理のための調査結果を活用した。



写真-4.3 SCP 打設状況

(4) CDM工法

ケーソン式護岸を採用した進入灯橋梁護岸および仮物揚場護岸の基礎地盤は、より強固な地盤とするためにブロック式改良のCDM工法を採用した。特に、進入灯橋梁護岸は、護岸としての機能に加えて、橋梁基礎としての機能も兼ね備えていなければならない、護岸の沈下、ならびに裏込めに伴う側方変形の許容値が小さい。

進入灯橋梁護岸では延長125m×幅55m、仮物揚場護岸では延長245m×幅60mの範囲でCDM改良を施した。改良深度はA.P.-16.5m～A.P.-45.0mの範囲で、CDM改良杭1本あたりの改良長は28.5mである。本工事における総改良土量は約62万m³となった。4隻のCDM船によって、計4524本のCDM改良杭を打設した。

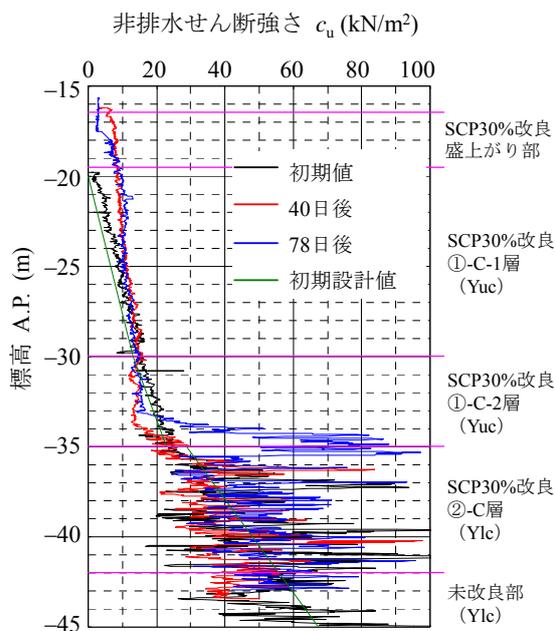


図-4.12 SCP杭間粘土に対するCPTの結果

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

CDM改良杭1本当たりの改良面積が 5.7m^2 となるCDM船3隻(改良軸8本)と、改良面積 4.6m^2 となるCDM船1隻(改良軸4本)の計4隻を用いて、2007年9月から2008年3月までの6カ月間でCDM改良を実施した。施工状況を写真-4.4に、SD船の改良軸先端の構造(改良軸8本のもの)を写真-4.5に示す。



写真-4.4 CDM改良の施工状況

通常のCDM施工では、打設に伴って発生する盛上り土を改良天端までグラブ船にて床堀・撤去して処分する。しかし、今回の施工では、CDMの施工前に敷砂を行い、盛上り部分までCDM改良することによって、盛上り土を撤去・処分することなく有効に活用して、その上にケーソンのマウンド(基礎捨石)を施工した。



写真-4.5 CDM改良軸の先端(改良軸8本)

CDMの配合は、現地から採取した粘土試料を用いて事前に配合試験を実施し、その結果に基づいて設定した(Kawamuraら、2009⁹⁾；Watanabeら、

2009¹⁰⁾。施工開始後にチェックボーリングを実施し、採取試料に対して一軸圧縮試験を実施した結果、設計よりも十分大きな強度が得られていることが確認された。このため、その後の施工では、事前に設定した配合よりもセメント添加量を低減させることができた。

セメント系地盤改良工法は施工のやり直しができない。このため、綿密な配合の検討を事前に行うことが重要である。今回の施工では、施工中にチェックボーリングを併用して現地で発現される強度を確認し、その結果を配合設計にフィードバックすることによって、品質管理に役立てた。

4.3.2 軽量土を活用した護岸構造

(1) 軽量土利用の効果

埋立部護岸背面には、浚渫土を原料土とした軽量の固化処理土が埋め立てられた。その大部分は、浚渫土を母在とするセメント固化処理土であり、大量施工に適した管中混合固化処理工法が採用された。また、接続部では、鋼管矢板井筒護岸に高さ約30mにも及ぶ裏込め土から作用する偏心傾斜荷重を可能な限り軽減させるため、さらなる軽量化を図った気泡混合処理土が採用された(図-4.2、図-4.4、図-4.6)。

護岸の裏込め土に軽量の固化処理を採用することにより、護岸下の軟弱粘土地盤に対するSCP改良深度を低減できるとともに、円弧すべりに対するカウンターとなる護岸前面築堤

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

材の断面を縮小させられた。また、埋立部の沈下量低減による埋立材土量を低減させられた。本工事では、沈下量1mの低減は埋立土量約500,000m³の低減に相当した。これらに加えて、接続部では、鋼管矢板井筒護岸断面，すなわち，井筒幅ならびに前面側抑え盛土断面を縮小し，接続部背面の残留沈下量の低減に寄与した。その結果，埋立部と棧橋部との段差補修回数を低減できた。

原料土とした浚渫土砂は，図-4.13に示すように，新空港島護岸前面の床掘部，第一航路部，他事業部の3箇所とした。新空港島護岸前面の床掘部と第一航路部は，D滑走路の建設工事において発生した浚渫土砂であり，これに加えて，他事業から発生した浚渫土砂も活用した。D滑走路の建設工事全体では，埋立ての全土量約38,000,000m³のうち，約15%に相当する約5,500,000m³において，浚渫土砂を有効利用した軽量土（管中混合固化処理土および気泡混合処理土）を適用した。隣接航路（東京港第一航路）の移設により発生した浚渫土砂（1,450,000m³）を有効利用し，その処分費を削減することができた。

(2) 管中混合処理土の断面設定

管中混合処理土を用いた護岸断面は，原泥土量，施工条件，工程，経済性等を総合的に判断して設定した。管中混合処理土は，浚渫土が無償で供給される（廃棄する代わりに有効利用する）と考えた場合，施工費用を加えても購入山砂による施工単価より経済的である。管中混合処理土は単位体積重量が軽いため沈下量が軽減されることから，施工土量そのものが低減される効果もある。したがって，管中混合処理土の使用量は多ければ多いほど経済的になると考えられる。しかし，実際には，山砂による埋立てに比べ管中混合固化処理土の施工能力が低いこと，また，流動性が高いために外周護岸築造後にしか施工できないことから，管中混合処理土だけですべての埋立てを実施すると，山砂による埋立てと比較して工期が長くなる欠点がある。そこで，埋立部に中仕切堤を設けて山砂と管中混合処理土との使用量のバランスを考えた断面を設定した。

管中混合処理土の打設天端高さはA.P.+2.5mまでとした。これは，スプレッダー付きの打設船を使用して気中法肩流下方式で打設したため，図-4.14に示すように，打設船前面の喫水と打設面との間隔が0.5m以上となる幾何形状から設定した。山砂と管中混合固化処理土の重量の差による不同沈下の防止，原泥となる浚渫土砂の可能供給量とのバランス，山砂

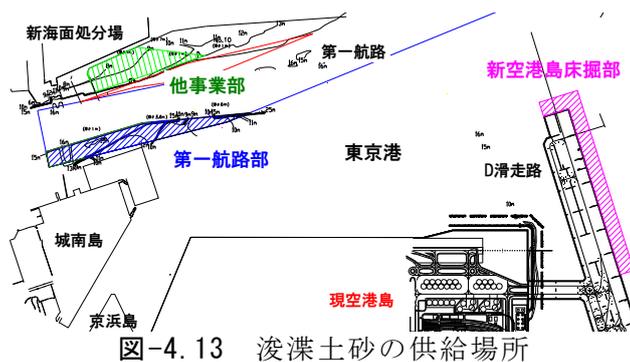


図-4.13 浚渫土砂の供給場所

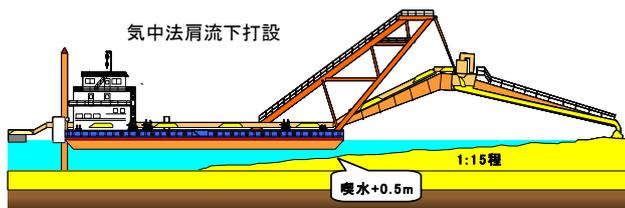


図-4.14 気中法肩流下方式による打設のイメージ図

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

による揚土施工工程とのバランスなどを考慮し、管中混合処理土の打設範囲を設定した。揚土施工時の円弧すべりに対する十分な安全率（安全率 $F_s \geq 1.30$ ）を確保した。

管中混合処理土は、施工に必要な流動性を確保するために浚渫土砂に加水し、空気圧送中にセメントを添加・混合させた埋立材料である。浚渫土の物性や加水状態によって単位体積重量は変化する。均質な高塑性粘性土からなる上部有楽町層粘土（Yuc）を原泥とするものについては、事前地盤調査で得られた物性値と羽田周辺での既往の固化処理土工事の施工実績とを考慮して、単位体積重量を 14.0kN/m^3 と設定した。また、東京湾内他地区で発生した浚渫土を原泥とするものについては、砂分が若干混入しても許容できるように、単位体積重量を 15.0kN/m^3 と設定した。

急速施工を要求された当該工事の場合、原泥を選別しながら施工する余裕がなかったため、護岸全長の約85%を占める捨石式傾斜堤護岸の裏込め土については、施工上実現しやすい単位体積重量である 15.0kN/m^3 を設定した。一方、ケーソン式護岸および鋼管矢板井筒護岸の裏込め土については、原泥の選別・調整といった高度な品質管理が必要な単位体積重量である 14.0kN/m^3 を設定した。

管中混合処理土の強度については、有効上載圧に対し圧縮破壊を生じない十分な一軸圧縮強さとして 300kN/m^2 が必要であった。しかし、護岸周辺部では低置換 SCP、埋立地内部では SD が地盤改良に用いられたため、打設後に基礎地盤が不同沈下することが懸念された。そこで、不同沈下に伴って固化処理土に生じる変形を考慮し、変形後の残留強度が上記の強度 300kN/m^2 となるようにせん断強さを割増した。すなわち、上 $q_{ur}=300\text{kN/m}^2$ を補正係数（ $=1 \div 0.85=1.2$ ）で割増した値 360kN/m^2 を打設時の現場強度とした。これは、固化処理土の三軸 CU 試験では、側方拘束圧があると残留強度がピーク強度の約85%になること（渡部ら、2001）¹¹⁾に基づいた判断である。

次に管中混合処理土技術マニュアル¹²⁾に従い、中部国際空港での施工実績から現場強度の変動係数 COV を0.35、許容される不良率 PX を25%と仮定し、これに対応する点（設計基準強度の特性値 qu_{ck} ）が 360kN/m^2 となるような正規分布の平均値（ 471kN/m^2 ）を現場平均強度 \bar{q}_{ur} と設定した。実際の配合には、対応する室内配合強度 qu_l を用いるが、強度比 $\square (= \bar{q}_{ur} / qu_l)$ は技術マニュアルに基づいて水中部で0.5であり、 $qu_l=942\text{kN/m}^2$ を配合決定に用いた。なお、 β の値は、着工後にチェックボーリングを行って当該工事における実測値を基に修正した。本工事は規模が大きいため、管中混合固化処理土打設後に設計上の有効土被り圧が載荷されるまでの養生期間を十分に確保できたことから、通常採用される材齢28日の強度ではなく、材齢91日の強度で品質管理した。管中混合処理土の原料土の物性値と配合設定の例を表-4.1に示す。事前配合試験では、処理土のフロー値を既往の施工実績から100mmと設定した。既往の大量急速施工実績がある中部国際空港のとときと比べると、今回の工事では原料土の物性や配合設定が多様であったことが特徴として挙げられる。

表-4.1 管中混合処理土の配合設定例

試料採取位置		新空港島床掘部			第一航路部			他事業部
		①	②	③	①	②	③	
粒度	砂分 (%)	7~18	1	1	0~10	1	2	1~12
	シルト分 (%)	50~64	25~65	25~52	44~53	44	58	23~29
	粘土分 (%)	29~37	34~74	47~75	37~56	55	40	61~76
塑性限界 (%)		120~125	118~125	124~154	85~111	173	122	104~119
強熱減量 (%)		10.9~12.2	10.8~11.6	9.4~10.9	8.5~10.5	14.0	12.1	8.4~12.2
設計 W/C		9.41	10.20	11.17	9.42	7.84	8.54	9.95
固化材添加量 (kg/m ³)		90	85	78	91	109	103	84

表-4.2 気泡混合処理土の配合設定例

試料採取位置	SGMの目標単位体積重量 10.0kN/m ³				SGMの目標単位体積重量 11.0kN/m ³					
	調整泥土		固化材添加量 (kg/m ³)	気泡量 (%)	調整泥土		固化材添加量 (kg/m ³)	気泡量 (%)		
	湿潤密度 (g/cm ³)	フロー値 (cm)			湿潤密度 (g/cm ³)	フロー値 (cm)				
第一航路 (タイプA)	1.191	45.0	80	平均 78	19.4	1.212	43.0	78	平均 75	12.0
	1.201	42.5	76		19.8	1.210	39.0	72		11.5
第一航路 (タイプB)	1.144	42.0	103		17.2	1.152	37.0	84		7.6
他事業部	1.211	43.0	78	平均 73	20.5	1.215	42.0	76	平均 72	12.1
	1.195	44.5	70		19.1	1.196	44.0	68		10.2
	1.210	41.0	69		20.0	1.204	43.0	72		11.2
	1.197	43.5	74		19.4	1.203	42.0	73		10.9

(3) 気泡混合処理土の断面設定

気泡混合処理土は、長期耐久性や地盤の変形を考慮して設計した。具体的には、乾燥による劣化が最も弱点となる（渡部ら, 2007¹³⁾）ことから、これを防止するために、気泡混合処理土の天端高さを地表面下2mの深さまでとし、覆土による保湿効果を確保した。

気泡混合処理土の単体体積重量は、原料土の物性にもよるが、原泥への加水量や軽量化材（気泡）の混合量を調整することで、8~13kN/m³の範囲に設定することができる。気泡混合処理土が用いられたのは、接続部の鋼管矢板井筒護岸という大規模な抗土圧構造物の裏込めであることから、本工事における気泡混合処理土は、できるだけ単位体積重量を小さくすることが望まれた。

しかしながら、長期的な品質確保のために、気泡内部への長期的な水の浸入による密度増加が生じないように、気泡同士が独立するような単位体積重量（渡部ら, 2004¹⁴⁾；永留ら, 2010¹⁵⁾）を設定する必要がある。このことを考慮して、気中打設部の単位体積重量は10.0kN/m³、水中打設部の単体体積重量を11.5kN/m³と設定した。水中打設の場合、一般に行われるように長期の密度増加分0.5kN/m³を余裕しろとして考慮し（沿岸技術研究センター, 2008b）、実際の現場打設時の目標単位体積重量は11.0kN/m³と設定した。気中打設した部分のうち、圧密沈下により埋立地の計画残留水位（A.P.+2.1m）以下に没する範囲につ

いては、水中打設部の単位体積重量を適用した。なお、気泡混合処理土による軽量の裏込め土を利用して大規模構造物であるが故に応力増分は大きく、圧密沈下量をゼロにすることはできない。鋼管矢板井筒護岸の背面では、施工中の沈下に加えて、供用開始後100年間に約1mの残留沈下が予測されている。

東京港第一航路の切替工事で発生した浚渫土を主な原料土として利用した。気泡混合処理土の一軸圧縮強さの設定は、有効上載荷重に対し破壊を生じない強度として、 200kN/m^2 と設定した。これに対応する室内配合強度 q_{ul} は、技術マニュアル（沿岸技術研究センター, 2008b）に従って割増率 $\alpha=2.2$ を乗じることにより、 440kN/m^2 と設定した。なお、管理材令は管中混合処理土と同様に91日とした。気泡混合処理土の配合設定例を表-4.2に示す。

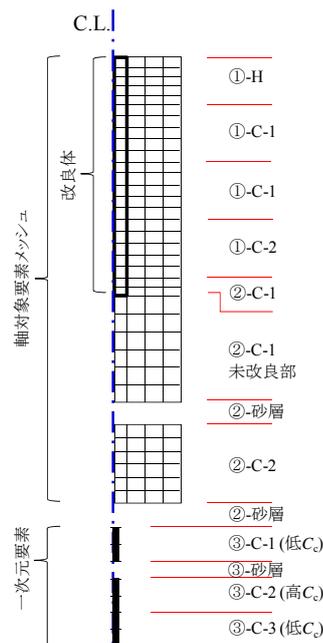


図-4.15 解析メッシュ

4.3.3 埋立部の沈下予測

(1) 圧密沈下予測・管理システムの開発

供用開始後の残留沈下なども考慮して、圧密途上である施工中に、最終埋立地盤高さを設定しなければならなかった。また、短い工期のため、施工中に十分な圧密期間を確保できず、供用開始後の残留沈下量を施工期間中に適切に見込む必要があった。空港島の揚土は、埋立部中央部の護岸開口部に向かって埋立部両端から順次実施したため、滑走路縦断方向に著しい荷重履歴の差が生じた。また、滑走路直下には、山砂、岩ズリ、管中混合固化処理土、気泡混合処理土など、単位体積重量の異なる埋立材が採用された。このような状況は、不同沈下の原因となる。

これらの状況を考慮した上で、設計供用期間100年間に生じる海底地盤の二次圧密による長期沈下を精度良く予測するために、圧密沈下予測・管理システムを開発した（水野ら, 2010）¹⁶⁾。このシステムは、埋立部全域の盛土載荷履歴データベース、工事海域の原地盤土層構成データベース、有限要素法に基づく計算部により構成されている。圧密沈下量の計算部では、我が国で多くの適用実績がある関口・太田の弾・粘塑性モデル（関口・太田, 1977¹⁷⁾）を粘土地盤に適用した。解析メッシュは図-4.15に例を示すように改良体を中心とする軸対象モデルであり、深部については一次元沈下のみを計算した。メッシュサイズは改良体の寸法に合わせて修正して用いた。SD改良体は変形を考慮せず透水性のみ計算に反映させた。SCP改良体は周辺の粘土と同様のモデル化をしたが応力分担比3と置換率30%を考慮して C_c と C_s を0.625倍して剛性を高めた。CDMは完全に剛なものとして仮定した。計算では、沈下や残留水位の上昇に伴う埋立材料の浮力の影響も考慮した（水野ら,

表-4.3 入力地盤定数一覧

	間隙比 e_0	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_s	過圧密比 OCR	圧密係数 c_v (cm ² /day)	二次圧密指数 C_α
①-H	1.5~1.6 (1.8)	0.40~0.50 (0.50)	0.040~0.050 (0.050)	2.50~2.80 (1.30)	100~1000 (100)	0.00170 (0.00310)
①-C-1	3.1~3.8 (3.6)	1.41 (1.41)	0.141 (0.141)	1.30~2.20 (1.30)	100 (100)	0.00426 (0.00538)
①-C-2	3.0~3.2 (3.0)	1.30 (1.30)	0.130 (0.130)	1.30~1.80 (1.30)	100 (100)	0.00375 (0.00564)
②-C-1(改良部)	1.1 (1.1)	0.39 (0.39)	0.039 (0.039)	1.20~1.50 (2.45)	2000 (1000)	0.00251 (0.00331)
②-C-1(未改良部)	1.1~1.2 (1.1)	0.39~0.50 (0.39)	0.039~0.050 (0.039)	1.20~1.50 (2.45)	2000 (1000)	0.00251 (0.00331)
②-C-2	1.1 (1.1)	0.39 (0.39)	0.039 (0.039)	1.20~1.50 (2.45)	2000 (1000)	0.00251 (0.00331)
③-C-1(低 C_c 1)	1.1 (1.1)	0.49 (0.49)	0.049 (0.049)	1.50 (2.50)	1000 (1000)	0.00749 (0.00393)
③-C-2(高 C_c)	2.6 (2.6)	1.41 (1.41)	0.141 (0.141)	2.00 (2.50)	200 (200)	0.00745 (0.00675)
③-C-1(低 C_c 2)	1.1 (1.1)	0.49 (0.49)	0.049 (0.049)	2.00 (2.50)	1000 (1000)	0.00749 (0.00393)

2010¹⁶⁾).

盛土載荷履歴データベースは、平面5m×5mピッチのメッシュで作成した盛土荷重のデータ群で、2009年7月末までの測量結果と2009年8月以降の埋立計画に基づいて構築した。原地盤土層構成データベースは、事前地盤調査の結果と追加地盤調査の結果の両者を反映して作成しており、土層を15層に分割し、各層の層厚および出現深度を平面20m×20mピッチのメッシュ情報として格納している。

本解析は、供用開始100年にわたる長期圧密沈下量予測が目的であり、その鍵となる粘性パラメータ（二次圧縮指数 $\alpha=0.434C_\alpha/(1+e_0)$ と初期粘塑性ひずみ速度 \dot{v}_0 ）は、アイソタック概念（Šuklje, 1957¹⁸⁾; 渡部ら, 2008¹⁹⁾）に基づいて設定した。一般に、アイソタック概念では二次圧縮指数 α が時間の経過とともに減少する。関口・太田モデルはアイソタック型モデルの一つであるが、 α が一定となる特殊ケースをモデル化したものである。このため、一次圧密終了時（経過時間 $t=1500$ 日=4.1年後）から30年後までのひずみ増分を算定して平均的な α を求めた。30年後は、契約上の維持管理期間終了に相当し、かつ、設計供用期間100年間の対数上のほぼ中間時点に相当する。初期ひずみ速度 \dot{v}_0 については $t=1500$ 日と仮定して $\dot{v}_0 = \alpha/t$ から計算した。設定した入力パラメータ一覧を表-3.3に示す。③-C層（主にToc）では設計値よりも大きな値となったが、主要な沈下を占める①-C層（Yuc）や②-C層（Ylc）では設計値よりも小さな値となった。ここで、設計値は $C_\alpha=0.04C_c$ と仮定した値である。

埋立部における軟弱地盤改良工法は、SD工法、低置換SCP工法、CDM工法を実施した。各種圧密パラメータの同定作業にあたっては、鉛直沈下が卓越するSD改良部（埋立地内部）の実測値にフィッティングさせることを基本とし、事前の室内土質試験結果のデータの範囲を逸脱しないように設定した。具体的には、表層に局所的に堆積する覆砂層（①

-H層)の分布状況から、①-H層有り、①-H層無し、および両者の遷移エリアに分類した上で、エリア毎に初期間隙比 e_0 、圧縮指数 C_c 、膨張指数 C_s 、過圧密比OCR、圧密係数 c_v を同定した。

①-H層が厚く堆積するエリアでは、これによる圧密がある程度進行しているものとして、①-C層上部の初期間隙比 e_0 を設計値よりも小さく、OCRを小さく設定した。逆に、①-H層が無いエリアでは①-C層上部の e_0 とOCRを大きく設定することにより、実測沈下量の再現性を向上させた。また、②-C層や③-C層についてはOCRを設計値よりも小さい値とし、圧密係数は②-C層においてエリアに関係なく設計値の2倍として、実測沈下量にフィッティングさせた。

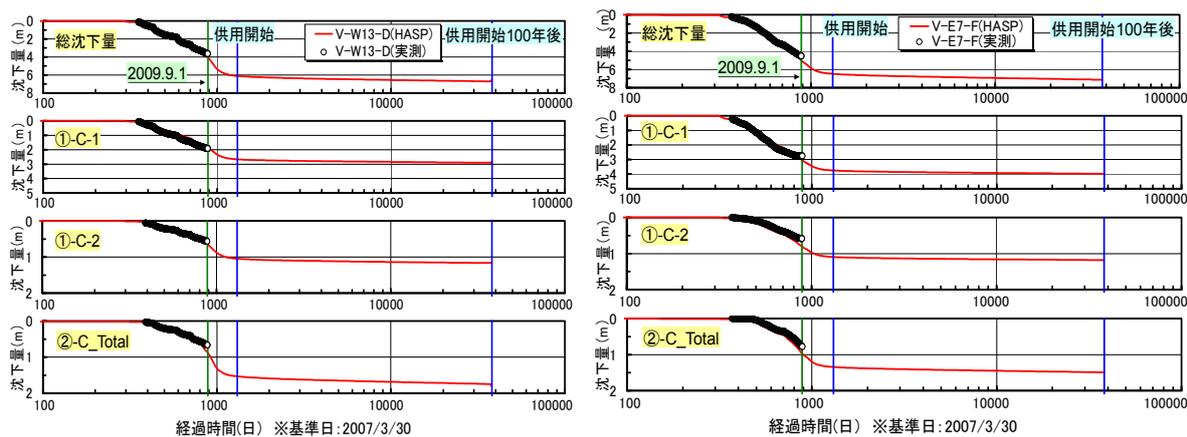
図-4.16に代表的な計測地点(図-4.18参照)における層別沈下量の実測値と計算値の比較結果例を示す。2009年9月時点では実測値と計算値が良好な対応を示しており、将来沈下の予測値もある程度信頼できるものといえる。

(2) 長期沈下予測計算に基づく最終埋立地盤高さの設定

盛土荷重による増加応力は、進入灯側が 550kN/m^2 、栈橋との接続部側が 300kN/m^2 程度である。埋立部全域を $20\text{m}\times 20\text{m}$ ピッチで計算した供用開始後から100年間の予測沈下量(残留沈下量)のコンターを図-4.17に示す。滑走路中央ラインにおいて、埋立部中央付近および接続部側で最大総沈下量 8.6m 、平均で総沈下量 7.2m と予測されたが、図から読み取れるように、滑走路中央ラインにおける供用開始後の残留沈下量は、接続部側で $0.50\sim 0.65\text{m}$ 、進入灯側で $0.60\sim 0.70\text{m}$ と予測された。接続部側の方が施工展開が早かったことを反映して、予測残留沈下量がやや小さくなっている。護岸周辺では、残留沈下量 0.7m 以上と予測される箇所は開口部(作業船出入り口)近傍と揚土仮置場近傍となっており、管中混合処理土の施工ならびに揚土2の施工(図-4.4を参照)が当該箇所において他より遅れたことを反映した予測結果となっている。

以上の長期沈下予測計算結果をまとめると、供用開始から100年間の沈下量(残留沈下量)は、最も埋立天端が高い東京第一航路側端部において 0.69m (工事完了時からは 0.73m)と予測された。この結果に基づいて、供用開始時を基準とした滑走路および平行誘導路の上げ越し量を 0.70m と設定し、施工時の最終埋立地盤高さを決定した。

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴



(a) V-E7-F (進入灯側, 沖側中仕切堤2) (b) V-W13-D (接続部側, 現空港側中仕切堤2)

図-4.16 層別沈下量の比較

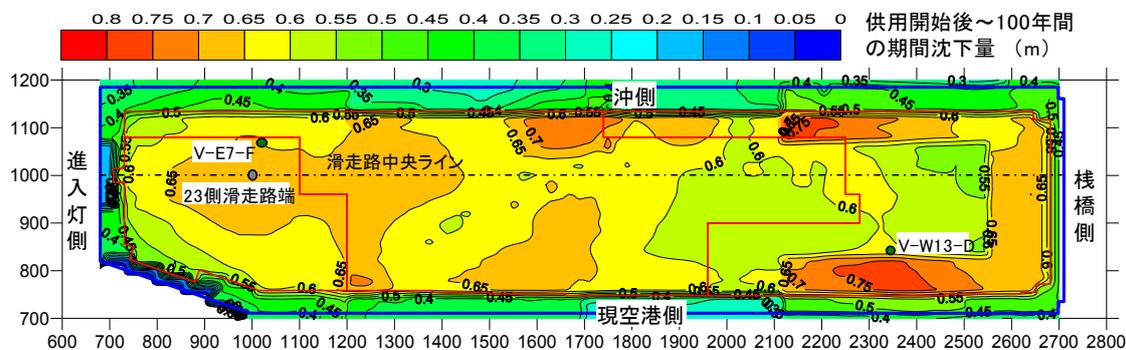
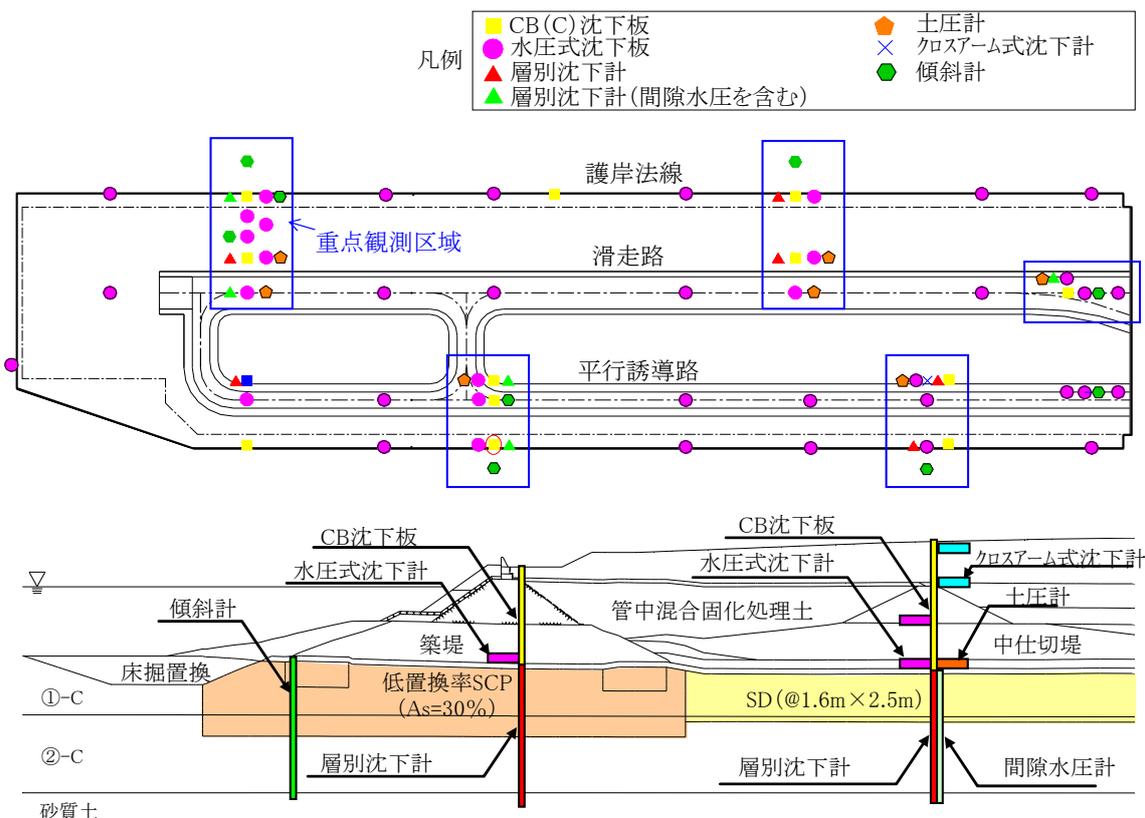


図-4.17 供用開始後から100年間の残留沈下量の予測結果 (空港の座標管理に合わせて右側を接続部として図示)

表-4.4 計測項目とその主な活用

計測項目 (機器)	計測データ	主な活用方法
C沈下板	原地盤の全沈下量	沈下管理 (沈下予測含む)
CB沈下板		
水圧式沈下計		
層別沈下計	原地盤の層別沈下量 (圧密度)	安定管理
間隙水圧計		
RI-CPT	原地盤の非排水せん断強さ	安定管理
傾斜計	原地盤の水平変位の深度分布	
GPS・深淺測量	埋立天端高 (載荷層厚・沈下量)	載荷履歴管理
土圧計	埋立荷重	
クロスアーム式沈下計	埋立盛土の圧縮沈下量	



4.3.4 計測施工による埋立工事

(1) 計測機器の配置

埋立部は、急速施工により最大層厚45mにも及ぶ高盛土を軟弱地盤上に構築するため、護岸の安定性や盛土の沈下に関して、計測施工を実施した。計測に用いた各種計測機器や原位置試験項目の一覧を表-4.4に示す。各種沈下計、間隙水圧計、土圧計、傾斜計による測定や、RI-CPTならびに深浅測量の実施により、応力履歴ならびに沈下や側方変形などの地盤変形を測定した。これらの地盤情報を理論上の計算値と比較することで、安全性を確保しながら、急速な施工を可能にすることができた。また、野口ら(2011)¹⁾に示したように、沈下予測に基づく最終埋立地盤高さの設定や、供用開始後の維持管理計画の最適化などに反映させた。各種計測計器類の設置位置を図-4.18に示す。地盤条件、護岸の構造形式、先行施工区域などを考慮して5箇所の重点観測区域を設定した。また沈下計測位置は、堤体盛土中央部や滑走路・平行誘導路の中央部などに多数設置した。設置型の計測計器類は、磁気伝送型の地中通信システムを用いることにより無線化して計測作業を効率化した。これは、計測機器のケーブルが、施工時に切断されるなどの事故を防止することにもなる。

(2) 沈下管理

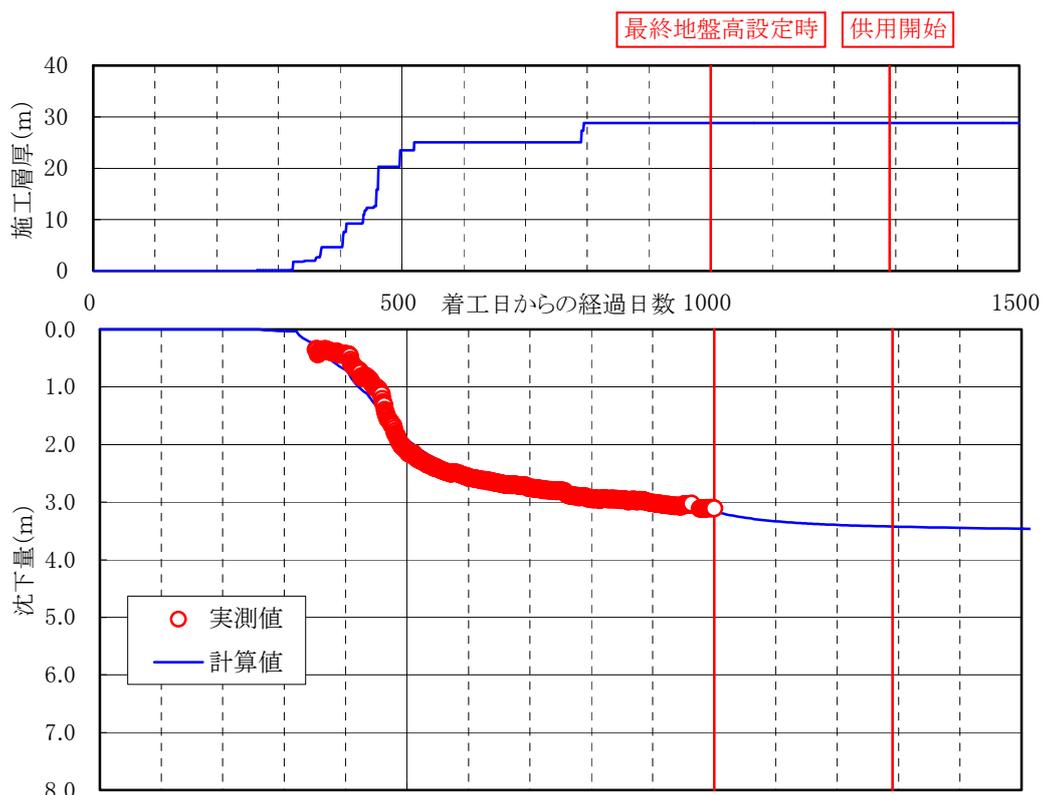


図-4.19 護岸部(SCP30%改良)の沈下実測値と予測との比較

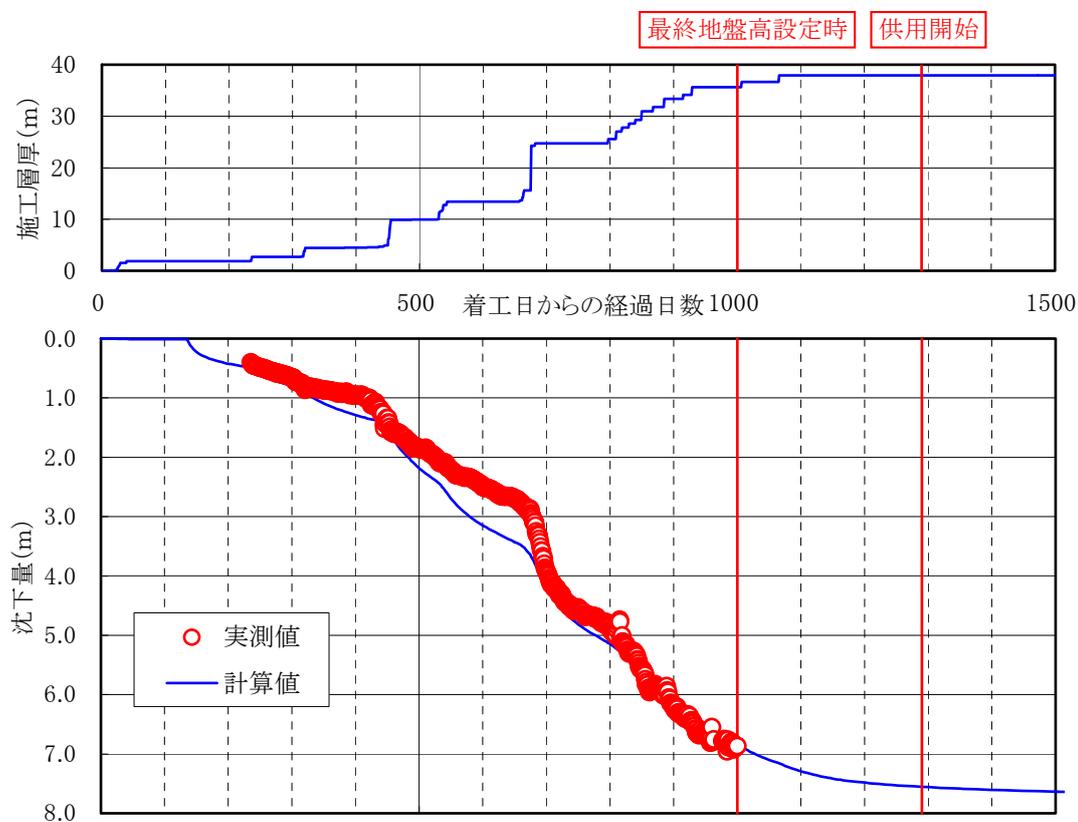


図-4.20 埋立部(SD改良)の沈下実測値と予測との比較

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

圧密沈下量の予測計算には、羽田D滑走路用に開発した圧密沈下予測・管理システム（HASP）を用いた。工期の制約から、圧密途上の段階のうちに供用開始後100年後までの将来沈下量を予測して、最終埋立地盤高を設定しなければならなかった。施工中に発生する圧密沈下量を計測し、これを基に逆解析を実施して圧密定数の同定を行うことにより、将来的な沈下に関する予測精度を向上させた。将来予測は2009年7月末のデータを基にした逆解析結果を反映したものである。

護岸部（低置換SCP改良）および埋立部（SD改良）の実測沈下量とHASPによる将来予測との比較例を図-4.19および図-4.20に示す。解析結果は予測時点よりも過去の地盤挙動をよく説明できていること、また、予測時点よりも後の最終埋立地盤高さの設定段階（着工日から1000日後）においても、予測計算値は実測値と良く一致していることがわかる。このことは、HASPによる将来沈下予測値を用いて最終埋立地盤高さの設定を行ったことが妥当であったことを示唆するものである。

(3) 安定管理

圧密途上の地盤に対して、迅速かつ低コストで連続的に有用な地盤情報（コーン先端抵抗 q_t 、周面摩擦 f_s 、間隙水圧 u 、湿潤密度 ρ_t ）が得られる試験法として、ラジオアイソトープと電気式静的コーン貫入試験を併用したRI-CPT試験を実施し、護岸の安定管理に活用した。

図-4.21にRI-CPT活用に関するフローチャートを示す。追加地盤調査時（着工前）に、RI-CPTの計測結果と室内せん断試験結果を比較することによってコーン係数 N_{kt} をあらかじめ得ておいた。これにより、施工中は迅速に試験結果を評価できるRI-CPTを実施するだけで、圧密途上の地盤に対して非排水せん断強さ c_u 、間隙比 e 、有効応力 σ'_v を求められる。得られた非排水せん断強さによってその時点での盛土の安定性を評価できるとともに、間隙比や有効応力から圧密の進行状況をモニタリングし、設定した圧密定数の検証・修正にも活用した。RI-CPTにより得られた非排水せん断強さと湿潤単位体積重量の深度分布、および間隙比と有効応力の関係を図-4.22および図-4.23に例示した。

(4) 埋立載荷履歴と沈下・動態観測システム

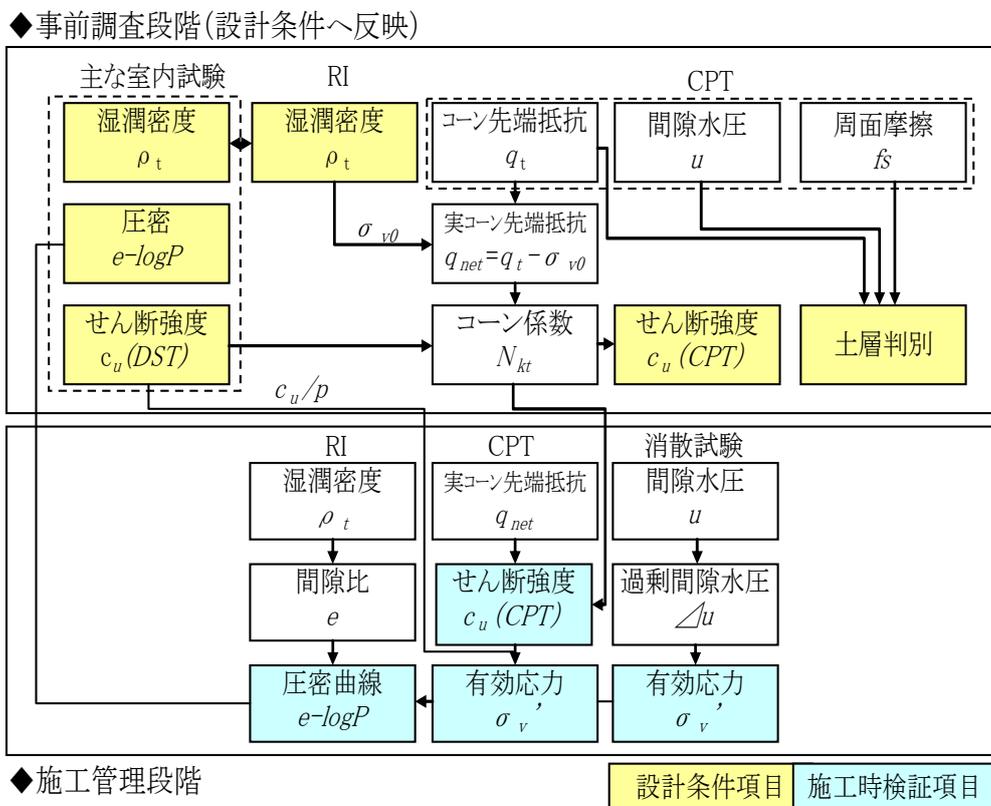


図-4.21 RI-CPT活用に関するフローチャート

大量急速施工に対応するため、従来の単素子方式の測量システムに代わり、面的な地盤高の計測が可能となるナローマルチビーム方式の深浅測量システムを採用した。使用したシステムの模式図を図-4.24に示す。日々の深浅測量を高密度・広範囲で実施し、土砂投入前と投入後の地盤高情報を差分化することで、埋立層厚や沈下のデータとして活用した。

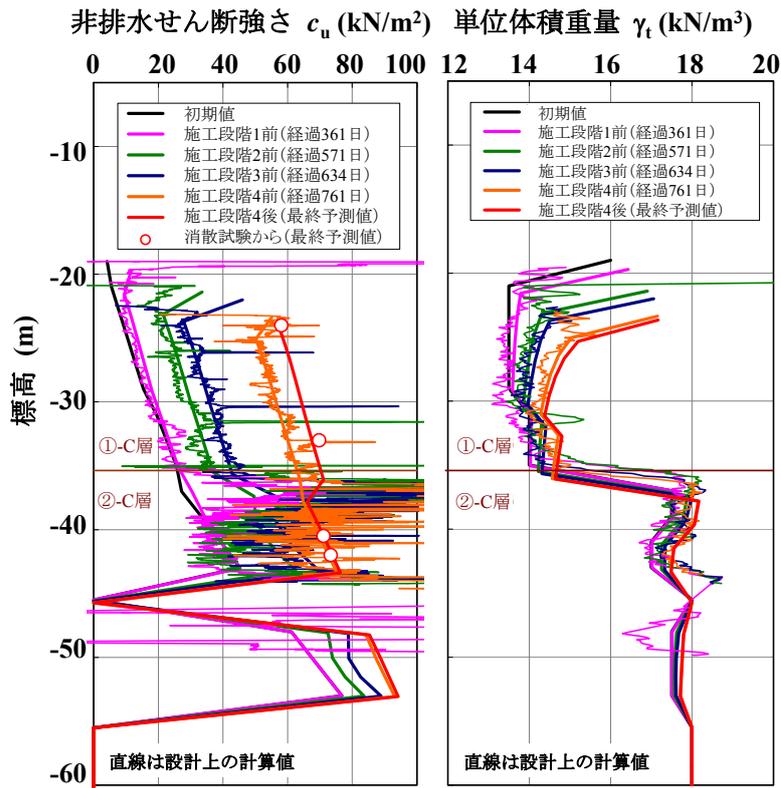


図-4.22 RI-CPTの計測結果例（左：非排水せん断強さ，右：湿潤単位体積重量）

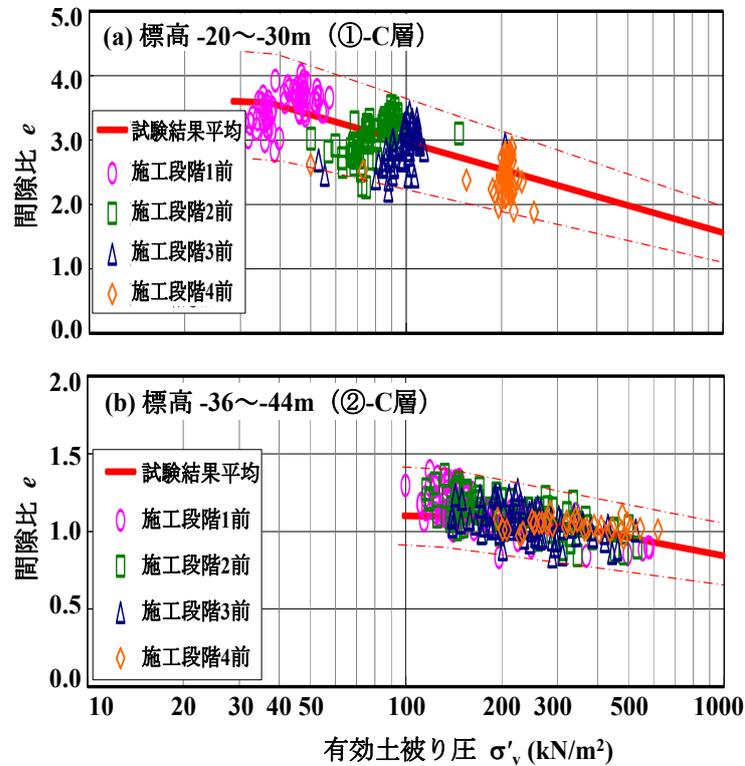


図-4.23 RI-CPT計測結果に基づいた $e \sim \log p$ 関係と設計用 $e \sim \log p$ 関係（室内試験結果の平均）との比較

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

本システムを用いて算出した埋立層厚図と沈下のコンター図を図-4.26に例示する。沈下量を面的に可視化することで、地盤改良の不具合などによる沈下傾向異常個所があれば、これを早期に発見できる。また、同システムにて得られた埋立層厚情報に時間情報を付加することで三次元の盛土載荷履歴データベースを構築することが可能となる。実際、HASPによる長期圧密沈下予測計算では、このようにして得た盛土載荷履歴データベースを利用している(野口ら, 2011²⁰⁾。

4.3.5 100年におけるLCCを考慮した維持管理計画

(1) 維持管理基本方針

羽田D滑走路は、埋立構造と栈橋構造からなる複合構造(ハイブリッド構造)であり、滑走路としては我国初の構造形式である。設計供用期間は通常の公共施設に比べても非常に長い100年と設定されており、設計・施工に引き続き、竣工後30年間にわたる維持管理業務までを一括契約とした。このような大規模工事において、維持管理を含め設計と施工を一体的に契約する調達方式の採用はこれまでに例がない。維持管理計画では、

設計や施工上の思想を反映した一貫性のある維持管理計画の策定、重要施設への「予防保全」概念の導入、継続的に維持管理計画の見直しを図る体制の構築を基本方針²¹⁾とした。

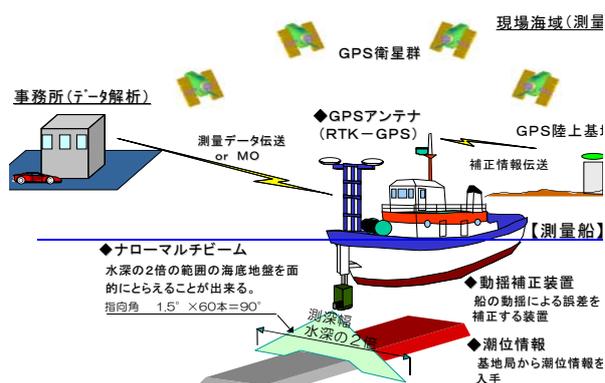
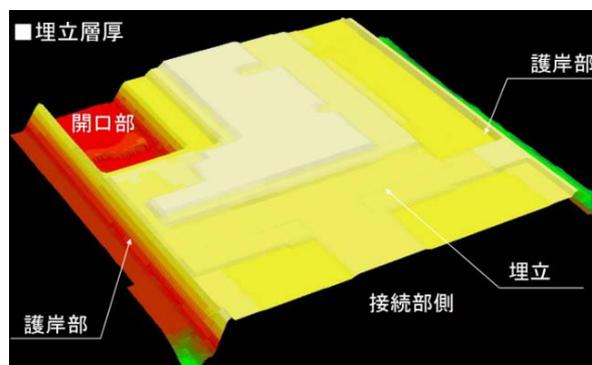
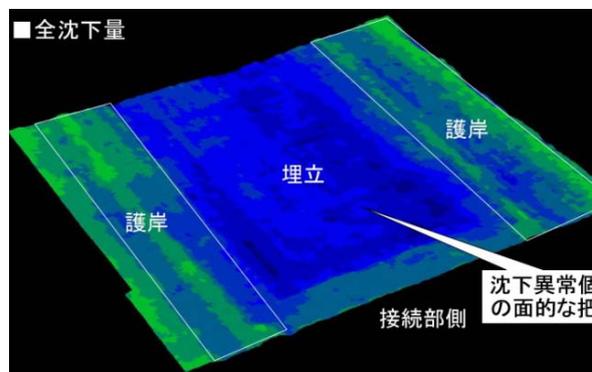


図-4.24 深浅測量システムの概要



(a) 埋立層厚管理の例



(b) 沈下量コンターの例

図-4.25 埋立載荷履歴と沈下挙動のデータベース

(2) 埋立部の維持管理計画

a) 維持管理の基本概念

埋立部の滑走路や誘導路等の施設では、供用開始後の残留沈下量を考慮した設計がなされている。したがって、これらの施設の構造や機能の健全性を将来にわたって確保していくためには、設計で予測した供用開始後の残留沈下量と実測沈下量とを比較・検証することが重要である。維持管理計画の中での調査・計測の主な目的は、このような検証作業にある。

滑走路や誘導路では、埋立地盤の絶対的な沈下や相対的な沈下差（不同沈下）に伴い縦断面の勾配変化が、また、埋立部と栈橋部の接続部の境界付近では、段差や開きが生じる恐れがある。一方、埋立護岸では、上部工の沈下や法線の変位等が生じる恐れがある。これらの変状は、空港機能に対して直接的に影響を及ぼす恐れがあることから、適切な維持管理を実施していくことが重要である。

b) 調査・計測項目

沈下状況を適切に把握するためには、地盤表面の沈下量を把握するだけでなく、各地層における層別沈下量や、粘土地盤に発生する過剰間隙水圧の消散状況から、圧密対象層の圧密の進行程度（圧密度）を把握することも必要である。また、埋立てによる圧密圧力増分を正確に評価して予測に反映するためには、盛土内の残留水位を把握することも必要である。埋立部および埋立護岸部において、維持管理の一環として行う測定項目を表-4.5に、測定位置を図-4.26に示す。施工管理に用いた沈下計や間隙水圧計のうち、供用開始後にも引き続き計測可能で、かつ、当該地点での観測が維持管理上有用であると考えられ

表-4.5 維持管理のための測定項目

予想される変状	計測すべき項目	計測機器等	数量	備考
護岸部の沈下 および水平変位	沈下	沈下板	5箇所	施工管理に 用いた沈下 板等を活用
	変位			
埋立部の沈下	沈下	沈下板	4箇所	
	島内水位	CB沈下板（縦坑）	3箇所	
	層別沈下	層別沈下計	3箇所	
	間隙水圧	間隙水圧計	1箇所	

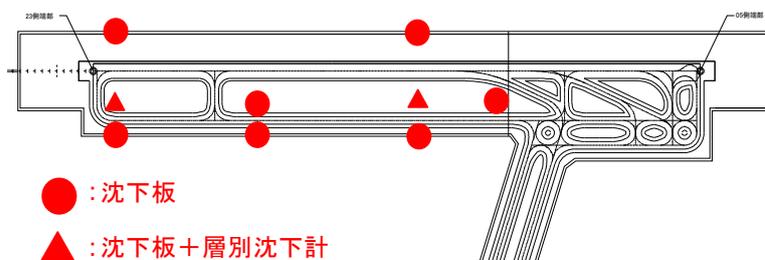


図-4.26 維持管理のための測定位置

るものについて、引き続き利用することにした。

C) 調査・計測頻度

供用開始後、約30年間は沈下量も大きいことから、計測頻度を年に4回とするが、それ以降は2年に1回とする。計測機器の期待耐用年数は10年程度であるが、それ以降は、残留沈下量が0.20m程度と予測できることから、水準測量によって地盤表面の標高を計測し、沈下データに代える予定である。

4.4 棧橋部基礎杭の支持層と地盤リスク

(1) 支持層の特定のための追加調査の有効性

滑走路・誘導路にとって、安定した走行性能を有することが最も重要視される。一定以上の段差の発生や規定勾配を超えて平坦性を確保できない滑走路は、供用ができない。D滑走路では、2500mの滑走路のうち1100mを棧橋構造としているため、埋立てによる造成地のような圧密による不同沈下が発生することはないが、支持力不足による沈下は、ジャケット間の段差を生じる可能性もあり、地震時における変形も想定される。舗装の表層をオーバーレイすることによる小規模な補修で対応することもあるが、杭構造物の沈下の修復には地中部での大規模工事が必要となるため、本質的には沈下自体の発生を起ささないようにすることが重要である。そのためにも航空機荷重を考慮した上での支持層の特定とその深度、厚さの把握が重要となる。

D滑走路の施工に当たっては、公告時に同一層と判断し、部分的に低いせん断強さもばらつきの範囲内であると判断していた一部の層において、追加ボーリングによる検証の結果やCPTによる連続計測結果より、強度が小さな1m～2mの層の部分を対象に改良深さの変更を行った。ここでは、深度方向に関する情報不足によるリスクがあったことになる。このような地層の場合、含水比が高い箇所は海成堆積物であることが微化石分析から把握できたので、仮に大きな沈下が発生した場合には、海成堆積物のうち粘性土の箇所は圧縮性が高く、沈下対策等の注意が必要になること、杭施工時にカキ殻の集合体に当たった場合には、硬く打設が一時的に困難となり支障が生じても数m下には軟弱層があるので、杭はカキ礁よりも下にまで打設する必要があることなどの判断材料となった。

(2) 支持層の深度方向に対するリスク低減のための地学的情報の適用

砂質土層の層厚が厚く地層線の設定より高い位置で出杭頭部ではモーメントが大きく断面力を確保するために、杭径の肉厚が厚い設計となっている。N値50の層が予測より深ければ支持力不足の杭が発生し、浅ければ高止まりとなる。この時のリスク判断は、高止まりリスクをとるか継杭のリスクをとるかである。

第4章 設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴

必要な断面力を確保した部分が不足し、かつ杭が短くなることから当初設計以上に杭頭モーメントが大きくなるため、ジャケット全体へ影響することになる。そこで、支持力は十分にあるものの、打撃エネルギーの大きな杭打ち船を確保し、所要位置まで打設しなければならない。このように支持層の位置は栈橋構造に対して大きな地盤リスクである。

D滑走路では、施工前に支持層の深さを確認するために杭位置でのCPT試験を行うことにしたが、全本数実施するのは不可能なため、リスク判断として継杭リスクのほうが高止まりリスクより対処がしやすく安全であることを考慮し、継杭リスクの方を選択した。図-4.27に⑤層を支持層とした杭のボーリング柱状図(a)と杭の打設記録(b)、ならびに、④層を支持層とした杭のボーリング柱状図(c)と杭の打設記録(d)を示す。同一の打設エネルギーで打設した杭はN値の増加により貫入量が小さくなる。これら施工実績から見ると、予想地層線で支持層と判断された深度において支持することができることから、地学的情報から得た段丘の存在と適切なボーリング位置における情報を有機的に結び付けている。データの補間を適切に実施することなどにより、より精度の良い地層断面図が作成可能であり、地盤リスクを小さくすることができる。

(3) 支持層の厚さに対する適切な土層図想定と載荷試験

堆積環境の経緯から考えると、砂層と礫層は相互に土層を構成するのが一般的であるが、羽田沖についても中間砂礫層を含め数層の砂礫層が存在している。これらの砂礫層では、ほぼ同じような標高で異なる年代に堆積した砂礫層が重なり合っている場合もある。砂礫

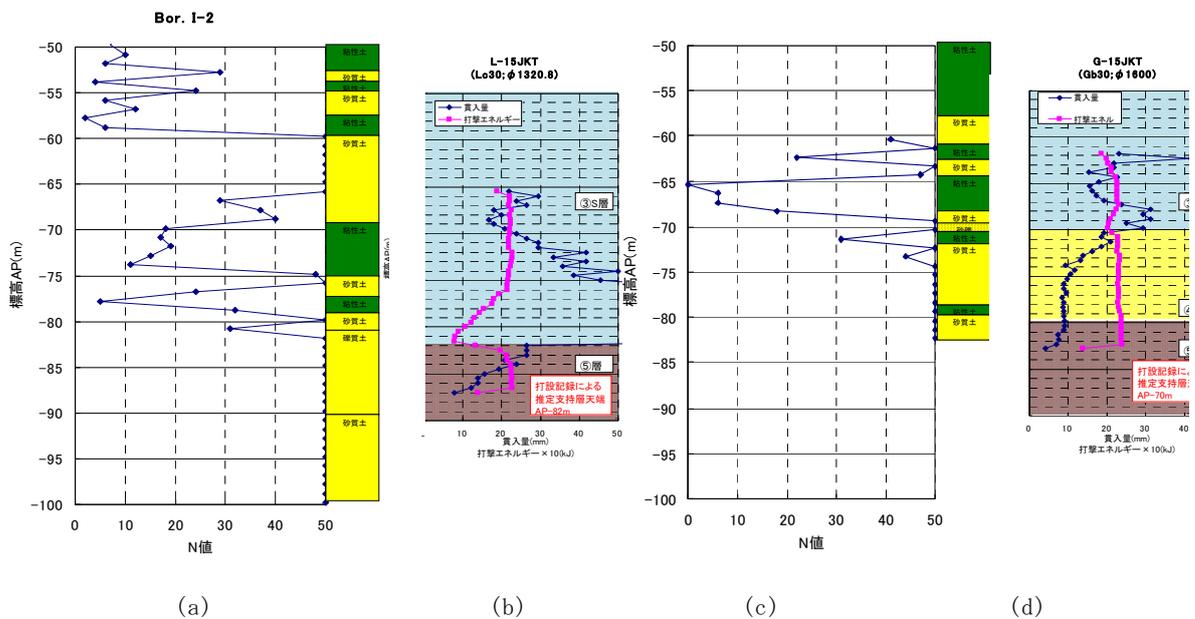


図-4.27 柱状図およびN値による支持層と図施工時の打撃エネルギーから判断した支持層の比較²²⁾

層では、N値が50以上を示すことが多いが、N値50回で数センチの貫入量を示す層と、N値50回で貫入量30cmの砂礫層ではN値50の意味が大きく異なる。前者は支持層としても安定すると考えられるが、後者は調査した箇所から離れた地点では同じ砂礫層がN値50となる保証がないというリスクがある。通常の杭工事では、杭毎にボーリング調査を実施し、支持層を確認することが求められる。しかし、広大な面積に約1800本もの杭を打設するこの工事では、時間と費用の制約からほとんどの杭は類型化して同様の支持層と支持機構にあると仮定して支持力を推定せざるを得なかった。精度の高い土層図の推定ができるかが地盤リスク低減に繋がるが、3章で示したとおり、いかに堆積環境を考慮した層序構成を推定し、その平面的な広がりをつえられるかが鍵となる。

砂礫層が存在する地層では、杭の施工管理式が大きく異なることから、杭の載荷試験の実施はリスク低減策として有効である。

4.5 軟弱地盤上に建設されたD滑走路建設工事の地盤工学的な特徴

D滑走路は建設場所の制約から、多摩川河口に位置する部分については流量確保のために栈橋構造を採用し、他の部分は埋立構造が採用された複合構造物であることが大きな特徴である。

栈橋構造部分および連絡誘導路部分は、工期節約のために工場で作製されたジャケットを現地に設置する方法が採用された。ジャケット構造の基礎杭は長尺（約90m）の大口径鋼管杭（φ900mm～φ1600mm）を採用しており、十分な支持力が得られる層を支持層としているものの、施工時における支持力管理については安全性を如何に確認するのか照査方法を含めて検討が必要であった。

一方、埋立部分については、東京港第一航路に隣接することから、滑走路端部で標高A.P.17.1m以上であり、海底地盤上に高盛土を築造することに匹敵する巨大構造物である。護岸一般部は低置換率SCP、許容変位が小さな護岸はCDMによる地盤改良を施した。また、地盤改良の工期・工費を縮減するために、護岸周辺には軽量土が多量に用いられ、安定性の向上を図った。埋立部内部はSDによる圧密促進がなされているが、深部に起因する供用後の残留沈下量は、場所によって1m程度と予測された。このため、長期沈下の予測精度に努め、これに基づいて余盛部分を含む施工時の最終盛土高さを決定した。

最新の計測機器などを導入し、大量急速施工に対応した施工管理を実現した。地盤調査結果や埋立土量ならびに計測施工による記録データのデータベース化を通じて、将来の沈下量を精度良く予測し、これに基づいて施工時の最終盛土高さの決定や、維持管理計画の策定を行っている。我が国の土木工事では類を見ない100年間の維持管理計画策定しているが、重要施設の維持管理には、予防保全の概念が導入された。設計施工に加えて、維持管理までを含む一括契約方式が採用されており、維持管理においても設計・施工時からの情報を共有し、将来にわたる空港機能維持まで一体的に取り組む体制が構築されている。

このように、最新の土木技術を採用しているが、この実現には、地盤工学と地質学との

連携による地盤条件の解釈など、基礎技術の蓄積も大いに貢献しているのが実態である。

4.6 滑走路・誘導路建設における地盤の安定に関する地盤リスク

4節までの整理においてD滑走路工事は、幾つかの点で仕様規定型発注とは異なった対応を見せている。次に、各検討段階において想定される地盤リスクとその対応について表-4.6に縦軸には時間軸を示し、調査、設計、施工、供用中（維持管理）、地震時の段階毎に発生する地盤リスクについて一般に言われている地盤（地質）の不確実性（ばらつき）と人為的に発生するものを整理した。

各段階においてリスクが発生するが、調査段階における土質試料のばらつきは、低減することは難しいが、土質性状を見極めるための土質試験の選択など人為的に発生するものについては専門家による照査などで低減することが出来る。また、D滑走路工事では3次元地盤推定技術と地学的情報の活用により、情報不足から発生する地盤リスクを低減している。また、設計段階で発生する設計値導出の誤差は、算出方法の適性や個人差から発生するものであるが、実際の施工進捗に伴い設計値のフィッティングを計ることで、誤差の修復が可能となる。更に、地盤せん断強度を概ね同程度と推定していた複数工区のデータを総合的に判断することで異なる設計値に修正することも可能であった。大規模工事において複数工区を実施する場合に限定されるが、各工区の連携を図り情報共有化を計ることもリスク監理として重要なことにつながることもある。

施工段階では、調査地点間隔や深度方向における調査点数不足から発生する土層構成の見誤りや推定した地盤強度との違いなど、当初条件では予見不可能な事象から発生する地盤リスクが大きい。これらについては追加調査や情報化施工による推定値のフィードバックによる対応がある。更に、DB契約の最大の特徴である、基本的に要求性能を満たしていれば、当初に設計した断面の変更を可能としているため、施工の進捗に伴っての地盤データ増加に対応した設計値の見直しや地盤データのばらつきに対する補正を組みこんだ設計を実施している点である。この方法によれば、想定される地盤リスクに対して現実的な対応を図ることで、地盤リスクを回避・低減することが可能となる。初めの調査段階で情報不足であったことに対する補足・補間が十分に行うことで、設計・施工段階に発生すると想定していたリスクは加速度的に減少することになる。

滑走路のような構造物は、工事期間中から供用時における運行安全性を担保することを目的とした施工を念頭に置かねばならない。陥没や不同沈下は予測することが難しく、地盤リスクとしては最も難しいリスクとして想定することが必要である。現段階では、発生を許容しない施工を実施するしかないと考えている。一方、滑走路全体の平面性や勾配規定に関しては地盤情報をデータベース化することによりリスクの発生を防止・低減することが可能である。特に沈下に関しては、在来地盤層の沈下データを施工前、施工中と継続観測し、その結果から将来における滑走路の平坦性を予測することが可能となる。羽田空港を始めとした海上に建設される埋立地は、経済性の面から将来的な沈下を許容する設計

表-4.6 滑走路・誘導路工事に想定される地盤リスク

要求性能	検討段階	想定される地盤リスク	
		地盤の不確実性	人為的
空港地盤の安定性	調査段階		・土質調査が無い（データ数への依存）箇所の情報不足に起因する測定値の不確実性 調査間隔，深度方向のデータが不足する場合の推定値
		土質試料のばらつき	室内試験の人為的ばらつき 試験方法の選択
	設計段階		土質調査のデータから推測した層序（構成，支持層），水平面内（平面的な差違，不連続性）の差違
			土質調査のデータから設定した設計値導出の誤差（算定手法，担当者の考え方に起因）
			設計モデルの限界（設計モデルが土質データや構造物との相互作用を完全には表現できない）
	施工段階	地盤調査からは予見不可能な事象（調査間隔から予見できない段丘，深度方向の調査数では実施していない層の地盤強度）	
		施工時の平面的な施工時間のずれに起因する沈下現象	現状の設計技術では対応出来ない三次元的現象
	供用中	設計圧密度を超える沈下	設計圧密度を推定した設計手法
	地震時	直接的現象：地盤変状に伴う全体的な規定勾配を外れる沈下、陥没、隣接構造物との段差 間接的現象：二次圧密の増大、滑走路下の空洞発生	

を採用しており，沈下をどのように管理していくかが地盤リスクに対して大きな影響を与えるものである．地盤の不確実性については，現段階の最新の科学を持ってしても算出することは難しいが，人為的なリスクの低減は時系列的に各段階毎のリスクに対する体制があれば可能である．このように，リスクに対する検討を実施することにより，リスクの監理はなされると推測される．

性能型設計においてその性能を説明する者は，受注者であることも仕様型発注との大きな違いである．見なし規定により，ほとんどの設計体系で従来と変わらない対応で設計を完了しているものが多いと認識しているが，盛土などでは従来調査法では性能を示しきれないものもある．その中で，新技術導入により新たな指標を作り出し，それにより性能を説明することが可能になる事例について，以降5章，6章，7章では性能型設計に対応した新技術の実例とそれによる地盤リスクヘッジの検証を展開する．

参考文献

- 1) Takatoshi.Noguchi : The plan of the Tokyo International Airport (Haneda) D runway, International Symposium on Recent and Future Technologies in Coastal Development, 2010.
- 2) 野口孝俊, 渡部要一, 鈴木弘之, 堺谷常廣, 梯浩一郎, 小倉勝利, 水野健太: 羽田空港 D 滑走路の設計, 土木学会論文集 C, 2011.
- 3) 菊池喜昭, 佐々木宏, 下司弘之, 才村幸生, 山下久男: 大口径鋼管杭の鉛直支持力について, 構造工学論文集, 51A, 1571-1577, 2005.
- 4) 新原雄二, 吉原知佳, 永嶋聡志, 村上武志, 野口孝俊, 宮田正史: 高耐力継手を用いた大規模護岸構造物の設計と挙動観測, 海洋開発論文集, 26, 2010.
- 5) 椋林浩一郎, 堀内大廉, 相川秀一, 伊藤嘉邦: D滑走路における埋立地盤改良工, 東京国際空港建設技術発表会 (第5回) 技術報告集, pp.4-19, 2008.
- 6) 棧橋型空港建設技術及びアクセスに関する海外調査報告書 : (財) 港湾空港建設技術サービスセンター、2001.
- 7) 国土交通省関東地方整備局: 東京国際空港 D 滑走路建設外工事広告資料 (提示資料) 土質調査参考資料, 2004.
- 8) 渡部要一, 田中政典, 野口孝俊, 宮田正史: 東京国際空港D滑走路の海底地盤調査結果と設計値の統計的位置づけ, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.585-597, 2008.
- 9) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1999.
- 10) Kawamura, K., Noguchi, T., Kurumada, Y., Jinde, S., Watanabe, M. and Nakanishi, M.: Application of cement deep mixing method in Tokyo International Airport D-Runway Project –Vol. 1 Construction outline–, *Proceedings of the International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilization, DM'09/Okinawa*, pp.247-252, 2009.
- 11) Watanabe, M., Noguchi, T., Kakehashi, K. and Nii, K.: Application of cement deep mixing method in Tokyo International Airport D-Runway Project –Vol. 2 Quality Control–, *Proceedings of the International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilization, DM'09/Okinawa*, pp.659-664, 2009.
- 12) 渡部要一, 古野武秀, 土田 孝: 浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性, 土木学会論文集, No.694, III-57, 331-342, 2001.
- 13) 沿岸技術研究センター: 管中混合固化処理工法技術マニュアル (改訂版) , pp.16-20, 2008a.
- 14) 渡部要一, 三枝弘幸, 植田智幸, 椎名貴彦, 白石保律, 村上智英: 気泡混合処理土の劣化特性と抑制対策, 地盤工学ジャーナル, 2(4), 311-318, 2007.
- 15) Watabe, Y., Itou, Y., Kang, M.-S. and Tsuchida, T.: One-dimensional compression of air-foam treated lightweight geo-material in microscopic point of view, *Soils and Foundations*, 44(6), 53-67, 2004.
- 16) 永留 健, 橋本大路, 大谷 順, 菊池喜昭: 異なる配合条件における気泡混合処理土の吸水特性評価, 材料, Vol. 59, No. 1, pp.68-73, 2010.

- 17) 沿岸技術研究センター: 軽量混合処理土工法 技術マニュアル (改訂版), 2008b.
- 18) 水野健太, 山田桂介, 青木康哲, 山本隆信, 高橋 充, 小林正樹, 渡部要一, 野口孝俊: 羽田空港 D 滑走路建設工事における長期的な圧密沈下予測について, 第6回地盤改良シンポジウム, 材料学会, pp.351-356, 2010.
- 19) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive Equation of Soils, *Proceedings of Specialty Session 9, The 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, pp.306-315, 1977.
- 20) Šuklje, L.: The analysis of the consolidation process by the isotache method, *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Engng., London*, Vol.1, pp.200-206, 1957.
- 21) Watabe, Y., Udaka, K. and Morikawa, Y.: Strain rate effect on long-term consolidation of Osaka bay clay, *Soils and Foundations*, 48(4), pp.495-509, 2008.
- 22) 野口孝俊, 新原雄二: 性能規定型設計を採用した鋼管杭の打止め管理について, 第47回地盤工学研究発表会, 2012.

第5章 工学的地盤情報が少ない場合での土層推定技術の検証

5.1 羽田D滑走路建設工事における土層推定技術の適用

羽田空港再拡張案は2001年に決定されたものの、その後の工法選定の遅れによって、建設工期は短縮され、D滑走路建設予定地域におけるボーリング本数は16本と著しく少なく計画された。また、それらのボーリング間隔はおよそ500mであった。図-5.1にD滑走路とボーリング位置との関係を示す。「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(港湾基準)¹⁾によれば、本地域における標準的なボーリング間隔は、50~100mと示されており、計画されたボーリング間隔が非常に粗いことが技術的な問題点として示唆された。

田中らを中心に、1995年頃から土質データベースを利用して地盤の三次元地層推定を行う研究に取り組んできた^{2),3)}。この三次元地層推定手法は、土質データベースから抽出したボーリングデータを基に、クリギング⁴⁾によって土質データの空間的な分布を推定し、重回帰分析により地層分類を行うものである。前述した技術的な問題点を解決するため、2004年に、港湾空港技術研究所所有の港湾土質データベースを活用し、堆積環境などの地質学的情報も考慮して羽田D滑走路建設予定地付近の地盤の三次元地層推定(以下、2004地盤モデルと呼ぶ)を行った⁵⁾。図-5.2に2004地盤モデルを示す。なお、縦横比は10:1である。

この2004地盤モデルに示された層は、表-5.1に示した地層区分(大区分)に基づいて区別され、①層は上部有楽町層に、②層は下部有楽町層と七号地層に、③層は上部東京層に、④層は下部東京層に、工学的基盤層(⑤層)は江戸川層に対比された。なお、2004地盤モデルの



図-5.1 羽田D滑走路と現空港のボーリング位置

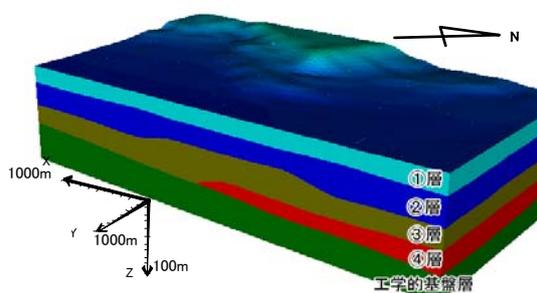


図-5.2 2004地盤モデル⁵⁾

表-5.1 工学的な地層区分(大区分)

層名 (大区分)	特 徴
①	・粘性土地盤。 ・強度増加率が一定で、高含水比を有する。シンウォールサンプリングは可能である。
②	・互層地盤。 ・物性が大きくばらついている。 ・塑性指数が小さく砂分が多い。 ・砂質土は比較的大きなN値の箇所も存在する。
③	・小規模建造物の支持層となりうる層。 ・砂礫・粘性土・砂質土の互層地盤。 ・N値50以上の箇所もある。
④	・中規模～大規模建造物の支持層となりうる層。 ・一部小さなN値を有する粘土が挟在しているが、N値50以上の連続した層が確認できる。
⑤	・大規模建造物の支持層となりうる層。 ・N値50以上の連続した層である。

地層推定領域は図-5.1 に示す 4.3km×2.2km の範囲であった。この 2004 地盤モデルから、設計・施工一括発注のための土質調査参考資料が作成され、本成果は官報に公示された。2004 地盤モデルは、不規則に点在するボーリングデータからクリギングによって未知の地盤を推定したこと、推定した地盤パラメータを三次元空間上に展開させたこと、任意の位置の情報を抽出できるよう三次元可視化したことに特徴がある。

2006 年には詳細設計を行うため、羽田 D 滑走路建設予定地域において、およそ 250m の間隔で新たに 66 本のボーリングが追加実施された。そこで、本論文では追加されたボーリングのデータを用いて、2004 地盤モデルの妥当性を検討した。さらに、追加されたボーリングデータを取り込み、再度クリギングによって三次元地層推定を行い(以下、2007 地盤モデルと呼ぶ)、2004 地盤モデルとの比較検討を行った。以下に、三次元地層推定手法の概要と地層推定結果について説明し、追加ボーリングから得られた地盤情報を基に 2004 地盤モデルを分析するとともに、本手法の課題について検討を行ったので報告する。

5.2 地盤の三次元地層推定手法

地盤の三次元地層推定手順は図-5.3 に示すように、1)地盤データベース（電子地図上に土質柱状図や地盤物性を定義できるもの、本論文では港湾土質データベースをいう）、2)推定に用いるデータの材料表作成(データの棄却検討を含む)、3)推定エリアと推定深度の定義（海底面あるいは地表面の標高と基盤深度は与条件である）、4)クリギング（各種データの三次元空間補完）、5)重回帰分析による地層判定基準の作成、6)地層判定と分類、7)地層境界のスモーキングの 7 項目からなる。最終的な地層分類は、これらの計算結果に堆積年代や堆積環境などの地質学的な検討結果を考慮して決定する。

5.2.1 地盤データベースの活用

今回使用した土質データベースは港湾空港技術研究所が所有している港湾土質データベース(以下、土質 DB と呼ぶ)^{6),7)}であり、1970 年頃からの全国の港および空港で実施されたボーリングデータ約 30,000 本が格納されている。なお、本土質 DB には漁港および地方空港の土質ボーリングデータは含まれていない。土質 DB は、表-5.2 に示すように

第5章 工学的地盤情報が少ない場合の土層推定技術の検討

物理試験，一軸圧縮強さや圧密特性をはじめとした地盤情報とデータベースを管理するためのデータ約 70 項目から成っている．データは ACCESS(マイクロソフト社のデータベースソフトウェア)形式で保存されている．すべてのボーリングデータはデジタルデータとして保存されており，データフォーマットが明らかとなっている．

表-5.2 港湾土質データベースの内容

港情報	県名, 整備局名, 港名称, 緯度経度(世界測地系), 港湾座標, DL(T.P.)
表題	ボーリング名称, 調査名, 地盤高, 孔深, 地下水位, 調査年月日, 整備局名, 県名, 港湾コード, 緯度経度, 港湾・空港座標, 原位置試験の有無(必要に応じて原位置試験を記入)など
地層データ	ボーリング名称, 地層番号, 地層深度, 土質記号, 色調コード
標準貫入試験	ボーリング名称, 実施深度, 上限深度, 下限深度, N値打撃数, 貫入量, 自然含水比, 粒度情報など
サンプリング	ボーリング名称, 試料採取深度, 試料番号, 回収長, 押込長など
土質試験表題	ボーリング名称, 採取深度, 採取深度上下, 有効土被り圧, 内部摩擦角, 粘着力など
物理試験	ボーリング名称, 試料番号, 深度, 自然含水比, 土粒子密度, 液性限界, 塑性限界, 粒度組成など
一軸圧縮試験	ボーリング名称, 試料番号, 深度, 湿潤密度, 含水比, 間隙比, 飽和度, 一軸圧縮強さ, 破壊ひずみ, 変形係数, 鋭敏比など
三軸圧縮試験	ボーリング名称, 試料番号, 深度, 湿潤密度, 含水比, 間隙比, 飽和度, 側圧, 主応力差など
圧密試験	ボーリング名称, 試料番号, 深度, 圧縮指数, 圧密降伏応力, 体積圧縮係数, 圧密試験データなど

表-5.3 材料表の例 (ボーリング番号 A-5)

データ No.	地層名		標高 (A.P.) m	N 値 回	土粒子 密度 ρ_s Mg/m ³	自然 含水比 w_n %	塑性指数 I_p	細粒分 含有率 F_c %
	地質	工学						
1	Yuc	Ac	-20.98	-	2.67	172.7	80.9	97.4
2	Yuc	Ac	-22.48	-	2.684	135.1	83.7	99.6
3	Yuc	Ac	-23.98	-	2.661	142.3	89.6	99.6
4	Yuc	Ac	-25.48	-	2.673	146	93.9	99.1
5	Yuc	Ac	-26.98	-	2.679	142.7	83.3	98.9
23	Ylc	Dc	-51.48	-	2.684	38.3	14	91.7
24	Ylc	Dc	-52.48	-	2.689	37	12.9	85.8
25	Ylc	Dc	-53.43	-	2.777	30.7	-	9.1
26	Nas	Ds	-54.38	46	2.732	21	-	27.3
27	Nas	Ds	-55.37	50 以上	2.743	19.9	-	17.8
28	Nas	Ds	-56.37	50 以上	2.727	17.2	-	16.5
65	Ed	Dg	-87.33	50 以上	2.701	28.8	-	44.9
66	Ed	Dg	-88.34	50 以上	2.692	28.5	-	43.2
67	Ed	Dg	-89.35	50 以上	2.679	28.1	-	42.8
68	Ed	Dg	-90.32	50 以上	2.718	20	-	17.9

5.2.2 計算に用いる材料表

表-5.3 は図-5.1 に示したボーリング番号 A-5 から作成された材料表の一部である．実際に材料表のどの項目を用いるのかについては，データや地形の特徴を十分検討した上で決定する．地層名は地層の地質学的分類と工学的分類の両面から示す．地質学的分類である有楽町層(Yuc, Ylc), 七号地層(Nac, Nas), 東京層(Toc, Tos, Tog)や江戸川層(Ed)は, 5 種類の工学的地層名(Ac, As, Dc, Ds, Dg)として関係づける．ここに, A は沖積層, D は洪積層を, 添字の c, s, g は, それぞれ, 粘土, 砂, 礫(あるいは砂礫)を示す．

本計算における材料表の項目は、標高、 N 値、土粒子密度(ρ_s)、自然含水比(w_n)、塑性指数(I_p)、ならびに細粒分含有率 (F_c)を選定した。次に、この材料表のデータの中には、しばしば、異常値が含まれる場合があるので、このような場合には、データを修正または棄却しなければならない。本推定手法では、データが未定義の場合や標準偏差(σ)の2倍以上のばらつきがある場合には、注意が促されるので、他のデータとも照らし合わせ、そのデータを棄却するかどうか技術者の判断を加味する。

5.2.3 クリギング手法

クリギングは、図-5.4 に示すように、計測点(既知)の土質データから、利用可能なデータの分布やそのばらつきを統計的手法で最適化して、未知の値を空間的に推定する解析方法である。推定結果は地盤パラメータとして三次元空間情報に展開し、三次元で図化することができる。クリギングによる地層推定手法を以下に示す。

式(1)にクリギングによる推定式⁴⁾を示す。座標 x の任意の点における推定値 $z^*(x)$ は、 N 個の座標 x_i における既知の値 $z(x_i)$ に重み係数 w_i を掛け、これらを足し合わせて $z^*(x)$ を計算する。

$$z^*(x) = \sum_i^N w_i \cdot z(x_i) \quad (5.1) \text{式}$$

ここに、 $z^*(x)$: 推定値

w_i : 座標 x_i の重み係数

$z(x_i)$: 座標 x_i での既知の値

式(1)のクリギングによる推定値の誤差は、距離 h 離れた2地点のデータの差 $\gamma(h)$ として、式(2)のバリオグラムで表される。例えば、式(3)に示すような指数関数型の回帰曲線がその特性を表現する式として利用される。

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N_h} \sum_{i,j} \{z(x_i) - z(x_j)\}^2 \quad (5.2) \text{式}$$

ここに、 N_h : 距離 h 離れたデータの組み合わせ数

$$\gamma(h) = d + c(1 - e^{-h/a}) \quad (5.3) \text{式}$$

ここに、 a, c, d : 上記指数関数の各パラメータ

このように、バリオグラムは離れた観測データの差を表す。また、式(1)の w_i は、この γ が空間的に全データに対して最小となるよう計算される⁴⁾。

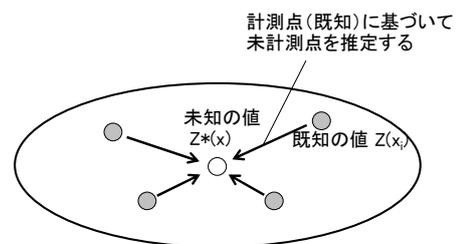


図-5.4 クリギング解析イメージ

図-5.5 に標準貫入試験結果（ N 値）のバリオグラムを示す。式(3)の指数関数を適用すると、 $a=800$ 、 $c=280$ 、 $d=150$ となる。式(3)は $h=0$ の場合、 $\gamma=d$ になり、 $h=+\infty$ の場合、 $\gamma=d+c$ となるので、 c 値が小さいほど観測点からの距離が離れても観測点の値との差が小さい。また、 a 値が小さいほど、同じ h に対して、 γ は大きくなるので、観測点の値に近い値が推定され、 c 値や d 値が小さいほどデータ間の差が小さくなる特徴がある。このように、 a 値、 c 値および d 値は、試験方法や地盤の固有のデータのばらつきなどを表現している。

なお、本地層推定におけるクリギングの適用は、先に述べたように、地層推定の対象を海底面あるいは地表面と基盤面の間としている。また、港湾地域における地盤物性の連続性は、水平方向が鉛直方向より高いため、鉛直方向の相関性を水平方向の 1/100 と仮定しクリギングを行った。

海底面や基盤面の標高については、深浅測量データから海底面標高を、また、ボーリング柱状図から基盤標高を決定し、塩野ら⁸⁾の最適化原理による推定手法によって、連続的な曲面となるように標高を補完した後、クリギングを用いている。

5.2.4 重回帰分析(地層判定方法)

地層判定は、既知のデータを用い、式(4)に示す重回帰分析から地層判定基準を作成する。

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \dots + a_n X_n \quad (5.4) \text{式}$$

- ここに、 Y : 目的変数(ここでは、砂=+1, 粘土=-1)と設定
- X_i : 説明変数(各種材料パラメータ)
- a_i : 係数

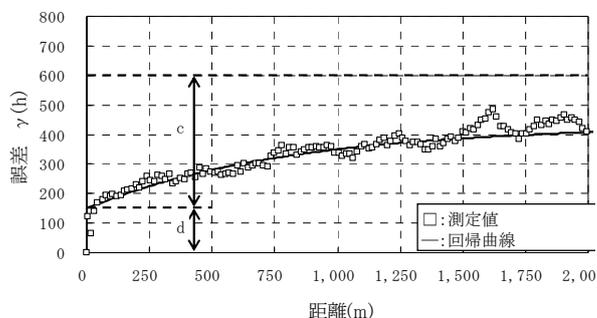


図-5.5 標準貫入試験結果のバリオグラム
(2004 地盤モデル)⁵⁾

表-5.4 地層判定のための材料パラメータの選択 (2004 地盤モデル)

表-5.4 地層判定のための材料パラメータの選択 (2004 地盤モデル)

段階	判定	標高	N値	w_n	ρ_s	I_p	F_c	G_c
1	粘性土/礫質土	×	×	○	×	×	○	×
2	粘性土/砂質土	×	○	○	×	×	○	×
3	粘性土/礫質土(④層)	○	○	○	×	×	×	○
4	①層/②層	○	×	×	×	○	×	×
5	盛土等/③層	○	×	○	×	×	×	×

○印は検討に利用したデータ，×印は利用しなかったデータを示す。

地層判定のための材料パラメータは，データ数やデータ特性に応じて，使用する物性の種類を選択する．ここでは，表-5.4 に示した○印を付けた材料パラメータを選択し，地層判定を行った．

図-5.6 に重回帰分析から得られた F_c 値と w_n 値の関係を示す．重回帰分析結果であるので，データの分布状況から，粘性土と砂質土との境界線は， F_c 値の増加に従って w_n 値も増加する傾向となる．しかしながら，ほとんどの土は，この重回帰分析結果から得られた境界線によって日本統一土質分類法と同様に，粘性土と砂質土とに判別されていることがわかる．

5.2.5 地層判定とスムージング

クリギングで推定された物性データを用いて，図-5.7 に示した地層判定基準によって，地層判別を行う．第1段階では，土は粘性土/砂質土系および砂質土/礫質土系に分類される．第2段階においては，土は粘性土，砂質土および礫質土に分類される．第3段階で地盤は①層～④層および盛土に分類される．①層から④層の説明については図-5.2 の2004 地盤モデルで示したとおりである．具体的な地層判定は，表-5.4 に示した1～5の順に従って行われるようプログラムされている．まず，第一段階では，材料表から w_n ， I_p ，および F_c を選択して土質を粘土性か礫質土に分ける．次に，第2段階で，その粘性土を N 値， w_n および F_c の値から粘性土あるいは砂質土に分ける．

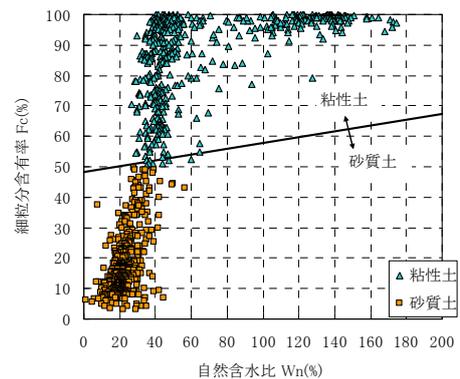


図-5.6 F_c と w_n を使った粘性土と砂質土の分類例⁵⁾

第5章 工学的地盤情報が少ない場合の土層推定技術の検討

第1段階で礫質土と判別された土は、第3段階で標高、N値、 w_n および礫分含有率(Gc)の値から砂質土か礫質土に分類される。この段階で礫質土と判別された土は④層(下部東京層)となる。第4段階において、①層(上部有楽町層)と②層(下部有楽町層あるいは七号地層)に、⑤段階において盛土あるいは③層(上部東京層)に分類される。

実際の判定計算は、クリギングのメッシュブロック(幅 50m×奥行き 50m×厚さ 2m)に対して行うので、地層は、三次元メッシュブロック上で判定される。スムージングは、ブロック毎に推定された地層の境界を、前述した塩野ら⁸⁾の最適化原理による推定手法によって、滑らかな境界線として表現した。また、地層が不整合となっている場合には、層序に従い優先される地層ブロックを決定して、地盤モデルを作成することとした。

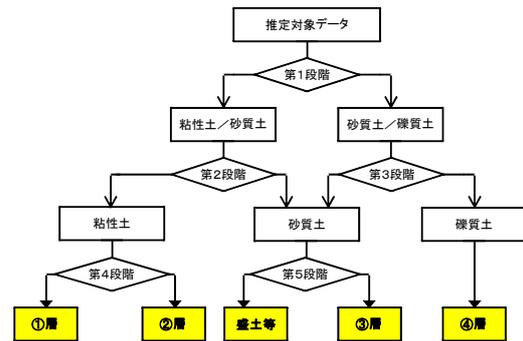


図-5.7 地層判定手順(2004 地盤モデル)

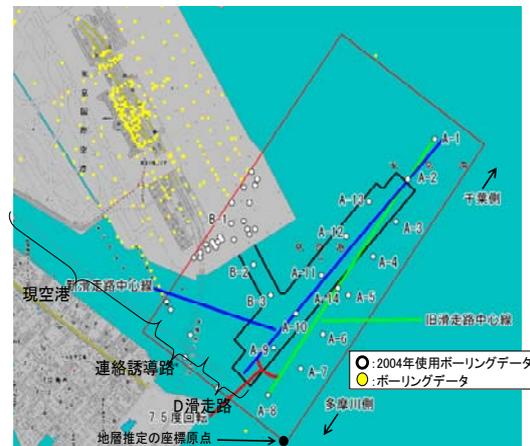


図-5.8 滑走路中心線の変更

5.3 地盤推定技術の検証

5.3.1 滑走路建設計画の変更

図-5.1 に示したD滑走路建設計画は、飛行ルートの見直しから A-2 付近を中心に、時計回りに 7.5 度滑走路中心線が回転し、空港建設計画が変更となった。図-5.8 に変更後の滑走路中心線とボーリング位置との関係を旧滑走路中心線とともに示す。A-3 から A-8 に向かって新滑走路計画位置と既存ボーリング位置とが大きく乖離していくことが分かる。また、現空港とD滑走路の接続部である連絡誘導路建設予定地点から多摩川河口付近に向けてはボーリングデータがほとんど無い状態であることもわかる。しかしながら、D滑走路建設予定地点付近では図-5.2 に示したような 2004 地盤モデルが作成してあったので、滑走路中心線が急に変更になっても、要求される位置の地盤情報を直ちに示すことが可能であった。

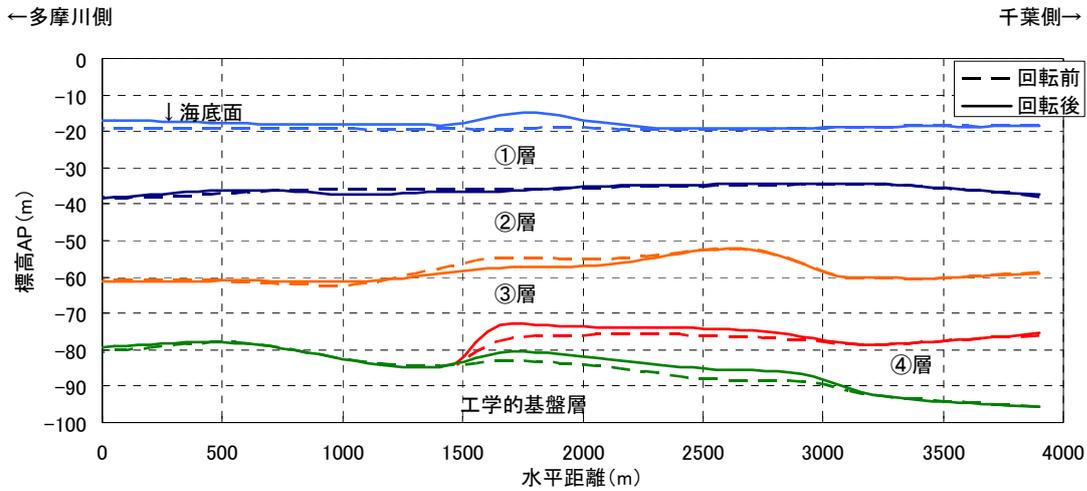


図-5.9 滑走路中心線の変更による地層断面の変化(2004 地盤モデル)

図-5.9 に滑走路の回転に伴って生じた滑走路中心線下における地層構成の変化を示す。破線で表した線は回転前の地層境界，実線は回転後の滑走路中心線下における地層境界を示す。①層と②層の境界線は滑走路中心線が変更となってもほとんど変化していないことが分かる。しかしながら，②層と③層，③層と④層および④層と⑤層の地層境界においては，水平距離 1300m から 3000m にかけて最大 5m 程度の高低差が認めら

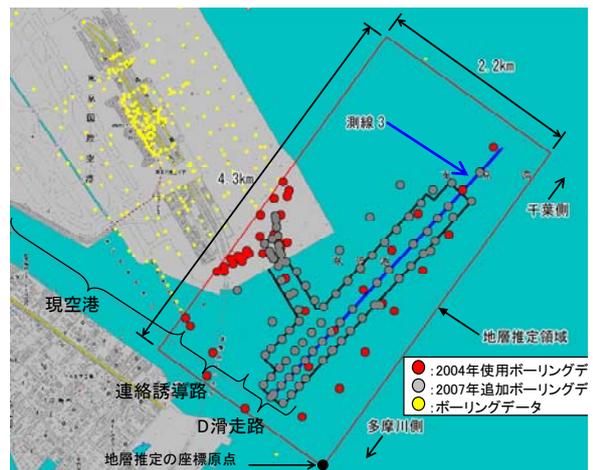


図-5.10 滑走路と追加ボーリング位置

れる。これらの層は，構造物の基礎として計画されており，地層の変化は設計や経済性に大きく影響してくる。2004 地盤モデルは，図-5.9 に示したように滑走路中心線下の地層構造を瞬時に画像として抽出できるので，このような滑走路建設計画の変更に伴う設計上の問題点を事前に予測することが可能であった。地盤の三次元地層推定手法は，一度地盤の三次元化を行ってしまえば，このような急な計画変更にも対応できるものであり，実務にも十分適用できる手法であるものと考えられる。

5.3.2 追加ボーリングと新地質断面図

D滑走路の詳細設計のため、2006年12月から2007年2月にかけて、ボーリング・サンプリング、標準貫入試験やコーン貫入試験を始めとする追加地盤調査が行われた。ボーリング間隔は約250mであり、計66本のボーリングや原位置試験が実施された。図-5.10に追加ボーリング位置を既存のボーリング位置とともに示す。図中の灰色丸印は追加ボーリング位置、赤色丸印は2004地盤モデルの作成において使用したボーリング位置を示す。追加ボーリングは主に新滑走路中心線(測線3)および外周護岸部に沿って実施された。サンプリングされた試料は直ちに試験室に運ばれ、物理試験、一軸圧縮試験、K0圧密三軸圧縮試験、一面せん断試験および圧密試験等が行われた。

図-5.11に測線3における追加ボーリング結果から得られた地質断面図(以下、新地質断面図と呼ぶ)を示す。地層を全体的に見ると、上から有楽町層(Yuc, Ylc), 七号地層(Nac, Nas), 東京層(Toc, Tos, Tog)および江戸川層(Ed)の構成となっている。七号地層には砂層が存在し、この砂層は千葉側に厚くなる傾向にある。東京層の地層構成は海水準の変化の影響を受け非常に複雑であり、多摩川寄りでは、不規則に粘性土層、砂層および礫層が存在している。また、千葉寄りの東京層には層厚約15mの粘性土層が存在している。この粘性土層は珪藻分析結果から、淡水、汽水あるいは海水など異なった環境に堆積しており、その工学的性質は異なることが示唆される。図中の記号でFは淡水、Bは汽水、Mは海水環境下で堆積したことを示す。層境界については上部有楽町層(Yuc)と下部有楽町層(Ylc)の境界がおおよそA.P.-33~-36mにあり、その層境界は千葉側から多摩川寄りに向かってやや深くなり、緩やかに傾斜して存在している。

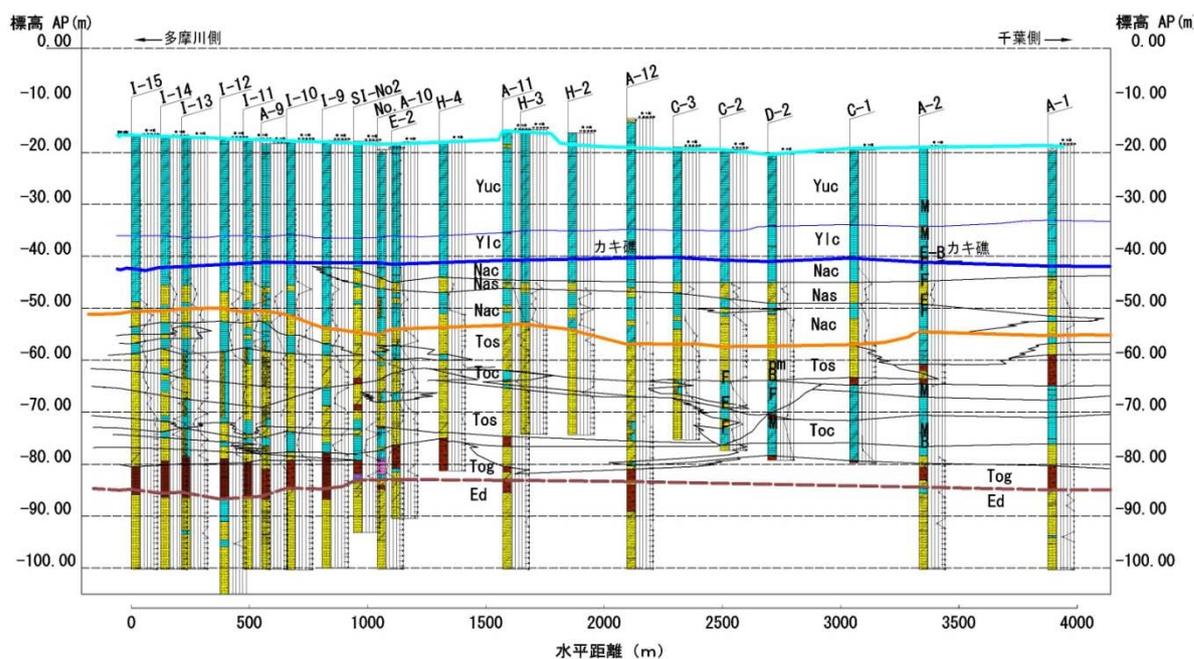


図-5.11 追加ボーリングを考慮した地質断面図 (新地質断面図, 測線3)

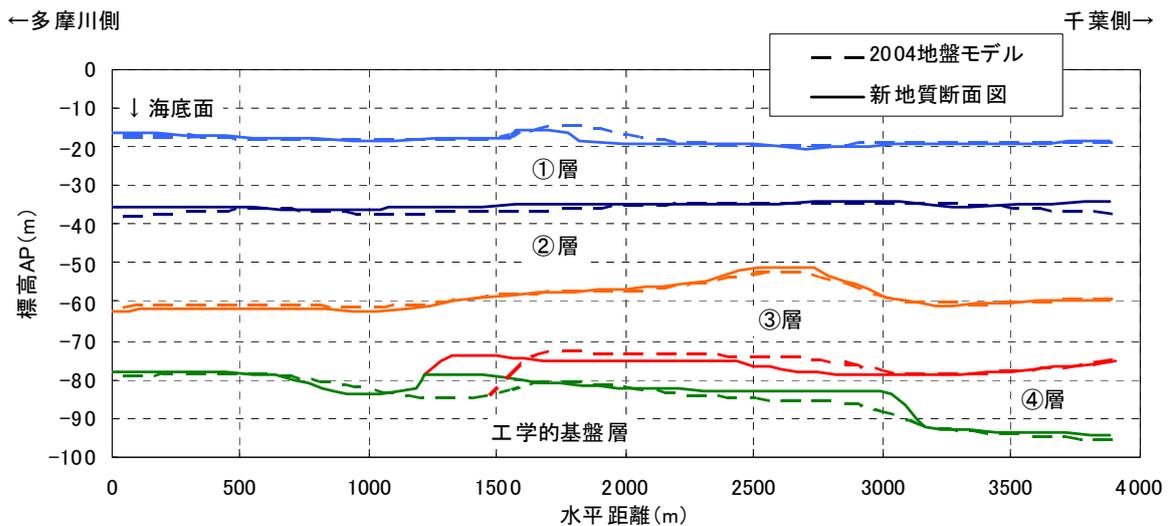


図-5.12 2004 地盤モデルと新地質断面との比較（測線3）

下部有楽町層(Y1c)と七号地層(Nac)との境界は A.P.-41～-43m 付近になだらかに起伏して存在しており、また、この境界付近にはカキ礁が見られた。カキ礁が認められたことから、この深さの堆積年代はおよそ 10,000 calBP と推定される。七号地層(Nac あるいは Nas)と東京層(Tos)の境界は、およそ A.P.-50～-57m に存在しており、その層境界は多摩川側から千葉側に向かって、ゆるやかに起伏しながら深くなっていく傾向にある。東京層と江戸川層の境界は、層序を確定する地質学的なデータが少ないため、現在、詳細な地質学的な試験を実施中であり、未確定であるので破線で表示した。

5.3.3 2004 地盤モデルの検証

図-5.12 に 2004 地盤モデルの地層区分と表 1 に示した地層判定基準に基づき新地質断面から推定した地層区分を重ねて示す。上部有楽町層に相当する①層と②層の境界については、2004 地盤モデルと新地質断面から得られた層境界もほとんど違いは見られない。②層と東京層に相当する③層との境界についても、2004 地盤モデルの層境界と新地質断面から得られたそれとはほとんど変わっていない。③層と江戸川層に相当する④層の境界は、水平距離 1000～1500m の位置において、層境界が多摩川寄り(左側)に約 300m 移動している。これは、当初のボーリング間隔が約 500m であったことによって、この付近を代表していた既存ボーリングが A-10 のみであり、信頼できるボーリングデータがこの地点には著しく乏しかったため、層境界の変化を十分捉えきれなかったものと考えられる。④層と工学的基準面についても同様の理由で地層区分が異なったものと考えられる。しかしながら、2004 地盤モデルと新地質断面から得られた層区分は、③層と④層ならびに④層と工学基準面に若干の違いは見られたものの、全体的には地層境界はおおよそ合っているものと判断できる。このことから、2004 年に行われた地層推定は、概ね正しく行われていたものと考えられる。

次に、追加ボーリングによった地盤情報が増えたことによって、七号地層には砂層が挟在しており、東京層においては粘性土層が存在していることが明らかとなったことから、これらの層をクリギングによって表現できるのか検討を行うこととする。

5.3.4 2007 地盤モデルの検証

(1) 地層判定のための材料パラメータの修正

追加ボーリング結果から七号地層に砂層が挟在していること、東京層に粘性土層が認められたことから、②層および③層についてはそれらの層をさらに粘性土層と砂質土層に区分できるよう地層判定基準の検討を行う。これらの土層が判別できるよう表-5.5 に2007 地盤モデルで用いる地層判定のための地盤パラメータを示す。また、図-5.13 に2007 地盤モデルの地層判定手順を示す。2007 地盤モデルの地層判定手順と2004 地盤モデルのそれとが大きく異なるところは、図-5.13 に示す第5段階における②-C層と③-C層の分類、および第6段階における③-S層と④-S, G層に分類することが可能となるよう、判定するパラメータを追加したことである。この手順に従うと、埋土層は①-Hに、Ac1に対応するYuc層は①-Cに、Ac2に相当するYlc層およびDcに相当する粘性土層は②-Cに、同じく砂質土層のDs層は②-Sに、上部東京層のDs層は③-Sに、東京層のDc層は③-Cに、下部東京層のDsおよびDg層は④-S, Gにそれぞれ分類される。

(2) バリオグラム

図-5.14 に2007 地盤モデルで使用したN値のバリオグラムを示す。同図によれば、 $a=600$ 、 $c=130$ 、 $d=50$ となる。2004 地盤モデルのそれは、図5に示したように、 $a=800$ 、 $c=280$ 、 $d=150$ であったので、本図と比較するとa値、c値ならびにd値がいずれも大きな値を示しており、推定値の誤差が大きなことがわかる。すなわち、2004 地盤モデルは、2007 地盤モデルよりもばらつきの影響が大きく反映されているモデルであることになる。今回、追加ボーリングの調査間隔が約250m間隔になったこと、および地層推定対象位置との距離が短くなったことによって、指数関数のパラメータ値が小さくなり、データの信頼性が向上したものと考えられる。

(3) 2007 地盤モデルの作成

表-5.5 地層判別のための材料パラメータの修正(2007 地盤モデル)

段階	判定	標高	N値	w_n	ρ_s	I_p	F_c	G_c
1	①-H層/その他	×	×	○	×	×	○	×
2	粘性土/砂質土・礫質土	×	○	○	×	×	○	×
3	①-C層/その他粘性土	×	×	○	×	○	○	×
4	②-S層/その他砂・礫	○	○	○	×	×	×	×
5	②-C層/③-C層	○	×	×	×	×	×	×
6	③-S層/④-S, G層	○	○	×	×	×	×	×

○印は検討に利用したデータ、×印は利用しなかったデータを示す。

図-5.15 に 2007 地盤モデルの三次元地層推定結果を示す。なお、この図において、縦横比は 10:1 である。同図から、右上にごく僅かではあるが、現空港側で浅場造成を行った際の砂層①-H が認められる。地表から、それぞれ①-C 層(Yuc 層), ②-C 層(Ylc 層あるいは Nac 層), ②-S 層(Nas 層), ③-S 層(To 層上部砂層), ③-C 層(To 層粘性土層)および④-S, G 層(To 層下部砂礫層)が堆積していることが分かる。①-C 層は A.P.-40m にほぼ水平に堆積しているが、②-C 層下面から④-S, G 層に至る層境界は複雑になっている。この 2007 地盤モデルと図 2 に示した 2004 地盤モデルとを比較すると、2007 地盤モデルの方が複雑な地層構成を捉えている様子がわかる。このように、用いるデータ数や間隔ならびに地層判定基準の選択によって、得られる結果は大きく異なっていくことが示唆される。この 2007 地盤モデルの信頼性について検証するため、このモデルから測線 3 に相当する地層情報を抽出して、図-5.11 に示した新地質断面と比較することとする。

(4) 2007 地盤モデルの検証

2007 地盤モデルの断面 3 に相当する地層断面を図-5.16 に示す。①-C 層と②-C 層の境界、すなわち Yuc 層と Ylc 層の境界は、2007 地盤モデルも図-5.11 に示した新地質断面ともほぼ同じ A.P.-33~-36m 付近にあり、新地質断面とほとんど同じ結果となった。また、A.P.-43~-50m に存在する Nas 層に相当する②-S 層(砂層)も 2007 地盤モデルと新地質断面とを比較すると、両者はよく類似しているものと判断される。

②層と③-S 層との境界は、2007 地盤モデルの境界も新地質図のそれも A.P.-50~-60m

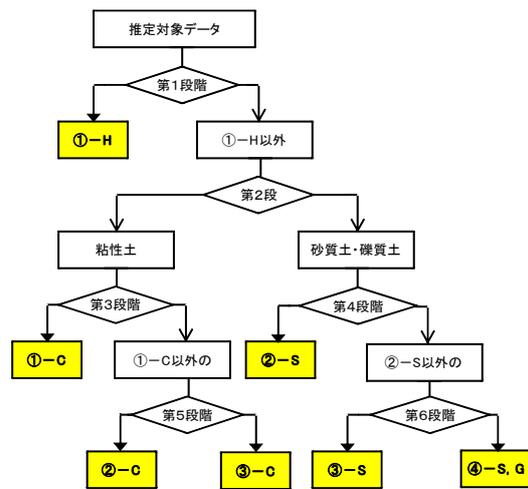


図-5.13 地層判定手順(2007 地盤モデル)

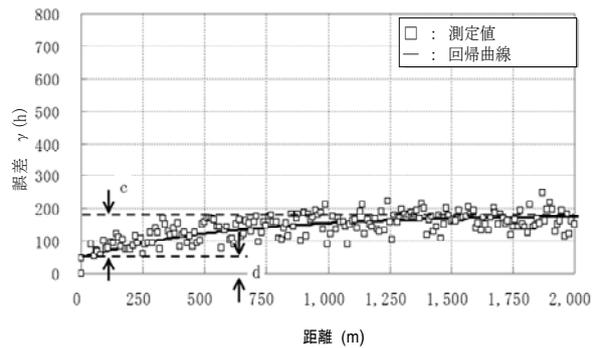


図-5.14 N 値のバリオグラム (2007 地盤モデル)

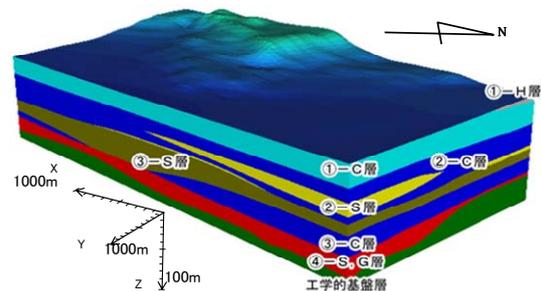


図-5.15 2007 地盤モデル

に存在しているが、2007 地盤モデルの層境界は新地質断面と比較して、多摩川寄りでは10mほど低く、逆に中央部では3~4mほど高い位置にある。これは表-5.5に示したように③-S層と④-S、G層の分類は標高とN値によって判別されるため、多摩川寄りではA.P.-53~-58mの粘性土層のN値が小さいため、②-C層と判別されたものとする。一方、中央付近ではボーリング番号C-2やD-2に見られるように、七号地層であってもN値が大きな箇所があるため、上部東京層(砂層)として判別されたものと思われる。③-C層の地層区分については、新地質断面では明確に区分されていないが、図-5.11のボーリング柱状図と2007地盤モデルを比較するとほぼ一致しており、2007地盤モデルは精度良く③-C層を予測できているものと考えられる。

③層と④層の境界についても、新地質断面では明確に区分されていないが、2007地盤モデルの層境界は新地質断面のそれより、10m程度低く見積もられている。この理由についても、挟在する粘性土層や砂層のN値小さいため、③-S層として判別されたものと思われる。

クリギングと重回帰分析による地層判定は、水平距離0~1000mにおけるA.P.-45~-60mにおける複雑な地層構成を表現するのは不得手とするところではあるが、図-5.11に示した新地質断面図と比較しても、図-5.16に示すようにおおよそその砂層分布を示しているものと考えられる。この結果から、本地層推定手法は、実用的にも十分活用できるものと思われる。次に、ボーリング間隔が500mから250mになったこと、および地層判定方法の修正によって、地層推定結果がどのように変化したのか検討するため、2004地盤モデルと2007地盤モデルを比較することとする。

図-5.17に測線3に相当する2004地盤モデルの断面図を示す。図-5.16と図-5.17を比較すると、①層と②層の層境界はA.P.-32~-35mにあり、両方とも層境界がほぼ一致していることがわかる。②層と③層の層境界は、およそ一致してはいるものの、ボーリングの追加情報と地層判定の修正によって2004地盤モデルでは③層と判別された地層が2007地盤モデルでは②-S層として分類されている箇所のあることがわかる。③層と④層の境界については、2004地盤モデルではデータ数が少なかったことからうまく地層判別ができていない。しかしながら、2007地盤モデルでいう③-C層は、2004モデルでもほぼ同じような判別ができていたものと考えられる。このことから、データが少なくても極端に地層情報が変化している場合には、地層推定が可能であることを示唆している。

本節に示したように、2007地盤モデルと新地質断面とは整合しており、少ないボーリングデータであっても本地層推定手法は、実用的にも十分活用できることがわかった。これは、港湾地域の地盤の堆積過程にも起因しており、水平方向に高い相関性を持っていることが一つの要因に挙げられる。また、本検討結果から港湾地域の場合には、およそ250m間隔のデータ情報があれば、適切な地層判定基準を用いることによって、クリギングと重回帰分析による地層判定でも十分な精度が期待されるものと考えられる。

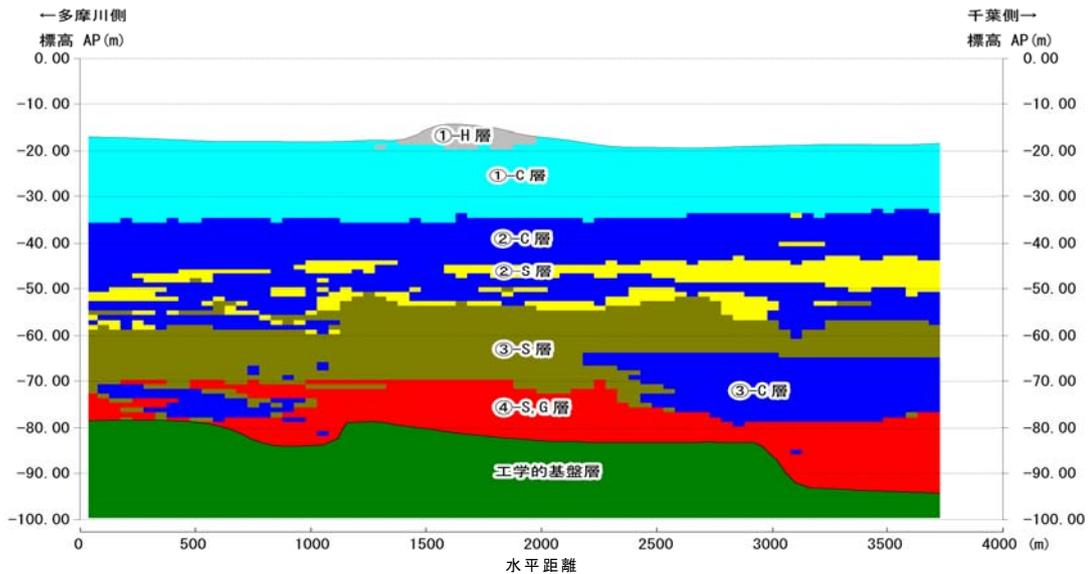


図-5.16 2007 地盤モデル(測線 3)

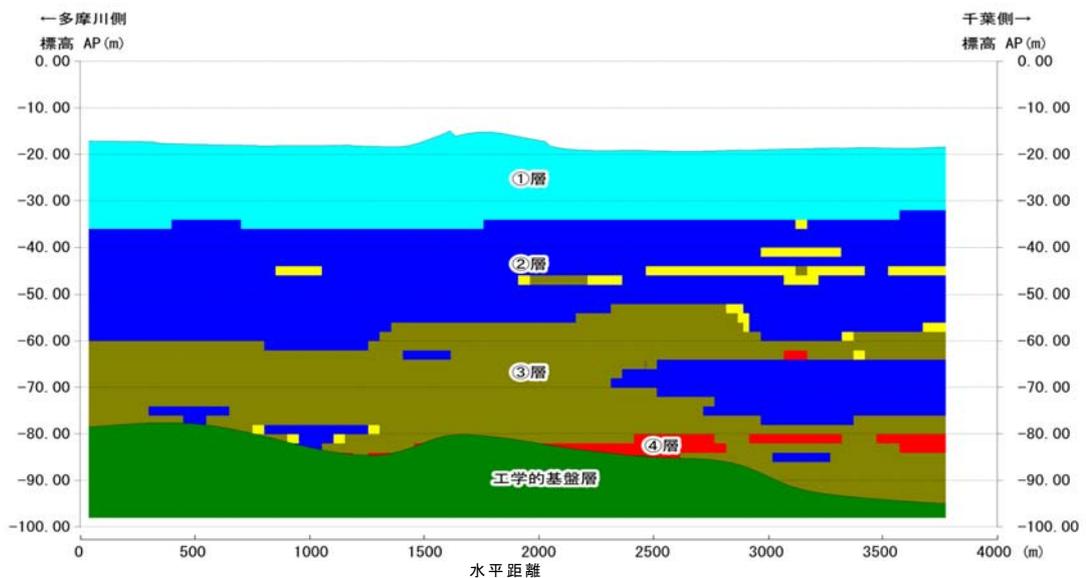


図-5.17 2004 地盤モデル(測線 3)

5.4 工学的地盤情報が少ない場合の土層推定技術の適用

土質データベースから抽出したボーリングデータを活用して、クリギングと重回帰分析から東京国際空港 D 滑走路を対象として三次元地層推定を行った。また、追加ボーリングから得られたデータと三次元地層推定結果とを比較し、その整合性について検討を行った。以下に本検討から得られた結論を述べる。

- 1) 2004 年に行われた三次元地層推定は概ね妥当であることが確認された。
- 2) ボーリング本数が著しく少ない場合、クリギングと重回帰分析による地層推定手法は、非常に有効であることがわかった。

- 3) 地層推定手法は、複雑な地層構成であっても現地に適合した地層情報を定義することによって、その地層断面を適切に表現できることを示した。
- 4) 港湾地域では、水平方向の相関性が高いので、ボーリング間隔が 250m 程度になればバリオグラムの信頼性が高くなることを示した。
- 5) 地盤の三次元地層推定を行うことにより、急な計画変更にも対応できることを示した。

クリギングは、観測データを空間的に偏りのないよう平均化し、バリオグラムを活用し、距離に応じた信頼度を考慮して観測値から任意点の値を推定するユニークな推定手法である。したがって、クリギングに用いるデータは、空間的な広がりの中で、そのデータの確率的な特性を十分に表現できる個数や間隔で存在していることが望ましい。用いるデータの個数や間隔は、地盤の生成過程や技術基準等を参考に適切かどうかを検討しておくことが必要で、データ個数や間隔が適切に配置されておれば、精度の高い推定結果を期待できる。

しかしながら、本手法はあくまで補完法の一つであるので、他の手法と同様に観測点から遠く離れた地点では推定精度は減少する。また、クリギングを行うことによって、観測データは平均化されてしまうので、正しいと考えられる観測データや特異点についても平均化されてしまうことがある。このため、最終的な判断は、工学的ならびに地質学的な考察を加えることによって行われる必要がある。

今後、さらに、観測データ数や間隔によって推定結果がどのように変化するのかを詳細に検討し、クリギングの適用性の向上を図ることが重要であるものと考ええる。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻),日本港湾協会,291,2007.
- 2) 田中政典,西岡壮志,阪上最一：土質データベース利用に関する研究,土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集 第三部,681-68,2002.
- 3) 田中政典,渡部要一,阪上最一,西岡壮志：高知港海底地盤の三次元モデルの作成,第 41 回地盤工学研究発表会発表講演集,133-134,2006.
- 4) 高阪宏行,クリギングとその地理的応用,日本大学文理学部自然科学研究所研究紀要, No.34, 27-35, 1999.
- 5) Tanaka, M., Watabe, Y., Miyata, M. and Sakajo, S., 3D-Visualization of Ground of New Runway at Haneda Airport, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 1, 131-139,2007.
- 6) 石井一郎：土質データベースシステムの開発について,港湾技研資料,No.515,69,1985.

- 7) Watabe, Y. and Tanaka. M., History of geotechnical database for port and airport construction in Japan, Proceedings of the International Conference on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, IS-Osaka 2004, 409-414, 2004.
- 8) 塩野清治, 弘原海清, 升本眞二 : 最適化原理による地層断面の推定, 情報地質, Vol.11, 197-236, 1986.

第6章 地学情報を考慮した層序推定技術の優位性評価

6.1 地質学的調査を採用した背景

羽田空港において新たに建設されたD滑走路工事では、調査条件の制約より最小本数のボーリングしか許されなかったことから、滑走路・連絡誘導路中心位置および空港施設の輪郭部分とした。間隔については、2500mの滑走路造成に対して滑走路中心方向は500m、直角方向は250m程度としたことから、通常の埋立造成工事よりもかなりデータ数が限られたものとなった。

造成地周辺の物理探査、ボーリング、深淺測量を実施した後、計画した空港位置を若干ずらさなければならぬ事態が生じた。このことから空港施設の輪郭線に位置した最小限のボーリングデータの信頼性を確保するために、補足調査を実施することが必要とされた。しかし、時間的な制約から新たな調査は行えず、土質調査の空白区域を残したまま設計条件を決めることとなった。

東京湾の海底地盤条件については現空港工事の土質調査結果¹⁾から概ねの地層構成が想定された。しかし、工学的情報から同一な地層と判断しても堆積環境が異なる場合はその地盤強度を見誤ること、圧密の検討を行うためには海成粘性土と砂層の互層状況など層序が重要な情報であることから、地質学情報から得られる層序構成や堆積環境を踏まえた判断も必要と考えた。さらにD滑走路整備位置は多摩川の河口に位置し、古多摩川の段丘も想定されることから、土質柱状図作成や設計値算出の判断するためには、地質学的情報を最大限活用した地盤条件の設定が必要となったのである。

6.2 D滑走路工事の調査計画経緯と調査項目について

6.2.1 D滑走路周辺の調査

羽田のような軟弱地盤に対して精度良く地盤を評価するためには、50～100m間隔でボーリング調査を実施する必要がある²⁾。しかしながら、図-6.1に示すように事前に実施されたボーリング本数は、黒丸で示す16本のおりD滑走路島全体の地盤情報を把握するためには極端に少ないボーリング本数であった。さらに、飛行ルートの見直しから、D滑走路中心線がA-2～A-8方向からA-2～L-6方向に変更となった。このため、工事発注後に66本のボーリング・サンプリングおよび密度計付電気式コーン貫入試験や標準貫入試験を始めとする原位置試験が、新滑走路中心線方向に沿っておよそ250m間隔で追加して実施された。追加されたボーリング位置は白丸に示すよう29本である。

土質調査の内容は、物理試験、一軸圧縮試験、K0圧密三軸圧縮試験、一面せん断試験および圧密試験等が実施された。残本数は白三角で示すCPTによるサウンディング調査

である。前述したように、D滑走路建設地域は多摩川河口にあり、複雑な埋没地形の存在や地層の不連続性が予測されていることから、追加実施された250m間隔程度の地盤調査からは詳細な地盤情報を把握することは難しい。現空港工事におけるボーリングデータは、地盤から-50m程度の深度までボーリングしかなく、D滑走路工事に必要な-80m程度までの深さの地層データは不足している状況であった。地層が堆積するときの同一時間面といった堆積概念や古環境を特定できる地質学的情報を加えることによって、対象地域の地質層序を確定し、地盤情報精度の向上を図ることを試みた。

D滑走路周辺の地質に関する最近の研究事例としては、東京港地盤図(2001)³⁾では地域地層層序、堆積相および土質工学的特性を相互に検討した沖積層を区分し、東京港における洪積層、沖積層の分布を纏めている。しかし、羽田周辺での大まかな層序については把握されているが、D滑走路位置における詳細な情報、特に東京層より古い地層については情報が少ない状況にある。

つまり東京層より古い地層の情報が少ないということは、関西国際空港で沈下を発生させたような更新世の地層がどの層に対応するかということも判断できない状況を示していた。また、七号地層よりも古い地層の埋没地形や地層の連続性については現空港の埋没地形や浮島や横浜地域等の周辺地域における地形・地質に関する情報から、複雑な埋没地形と地層であることが予想された。

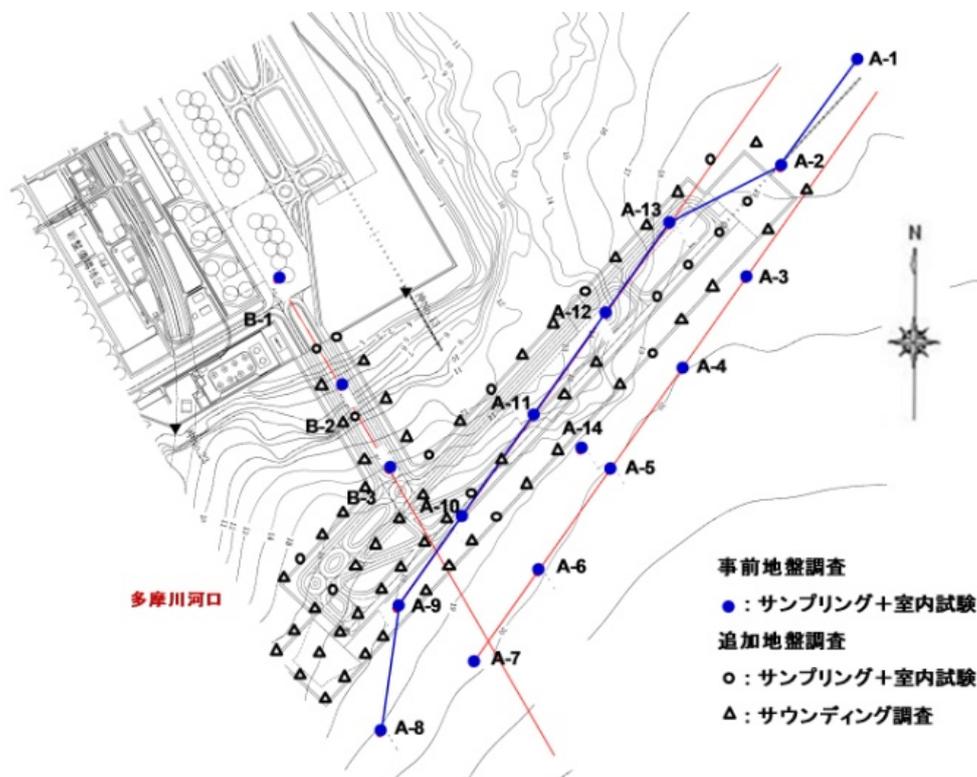


図-6.1 調査位置図

6.2.2 地学的情報の採用

堆積環境の変化は土質特性の変化と密接な関係があるため、堆積当時の環境やその後の年代効果を把握することで、水平面、鉛直方向の土性変化がどのようなパターンで変化するのか、あるいは設計値を設定する際の土質区分をどこで区切ればよいかなどの根拠となる。

堆積物の環境特性を把握するには、堆積物中の花粉や珪藻、有孔虫、貝形虫などの微化石を分析することで把握できる。また、火山灰分析や年代測定を併用すれば同一時間に形成された地層における環境変化を推測することが可能となる。これらのデータは、堆積時の寒暖による海水面高さや海成、汽水成、淡水成などの堆積環境を推測することができることから、堆積速度の違いによる地盤骨格構造を考察することで、沈下予測や支持層判断などに有効である。

地学的調査方法については、地盤工学会による「地盤調査の方法と解説」⁴⁾第2編資料調査・地質調査にまとめられている。しかし、筆者の知る限り地学的情報を活用している構造物は、トンネルとダムなど地山の特性が設計・施工に大きく影響する分野に限定されている状況である。また、地質調査は各地盤特性を把握できるものとしてのみ扱われ、具体的な構造に合わせた調査計画への利用は述べられていない。地学的情報を工学適性質に反映するための関係は、研究が始まったばかりで詳細は明らかにされていないものと考えられている。

一方、これらの地学的情報が有効であることは、関西空港を例として中世古から報告されている⁵⁾。また、現羽田空港の第1ターミナル建設工事における調査において、古環境調査のうち火山灰年代測定法と化石年代測定法（花粉・珪藻）、数値年代測定法（14C）が実施された。支持層の特定に有効であった。そこで、今回の調査でも採用に至り、その時の実績を踏まえ表-6.1に示す地学的調査を実施した。化石年代層序法による判定では、珪藻分析、海形虫分析、有孔虫分析を追加した。東京湾では珪藻や有孔虫分

表 6.1 D滑走路工事で実施された地学的調査

分類	羽田現空港工事	D滑走路工事		目的 調査項目	堆積年代 の特定	堆積環境の特定			
		当初	追加			古気候変動	水域変化 (古地理)	塩分濃度 の変化	堆積場所 の環境特
火山灰年代層序法	○	○		鈳物組成分析	◎				
		○		鈳物屈折率					
化石年代層序法	○	○		花粉分析	○	○			○
			○	珪藻分析	○	△	○	○	○
			○	海形虫分析	○	△	○	○	○
			○	有孔虫分析	○	△	○	○	○
	○	○		ナノ化石分析	○	○	○		○
			大型化石	○	○	○		○	
古地磁気年代測定	○	○		古地磁気分析	◎				
数値年代測定	○	○		¹⁴ C測定	◎				
				礫種分析	○				
環境と堆積時代の解釈				酸素同位ステージとの対比	○				

◎:最適 ○:適している △:明確でない場合もある

析⁶⁾の実績があり、示準化石としての年代判定が可能であることから、洪積層（更新世）末期以降の変遷が判断できる。

D滑走路工事における地質学的調査を実施する手順は以下のとおりである。不攪乱試料採取部分を除くすべての標準貫入試験試料のコアチェック、火山砕屑物が入っている試料の鉱物組成を顕微鏡により定性分析、さらに大まかな火山灰対比を実施し、仮の断面図を作成し詳細な解釈については火山灰の鉱物屈折率及び鉱物組成測定結果、花粉分析結果、ナンノプランクトン分析結果、年代測定結果、古地磁気分析結果等の定量分析の結果を待ち微修正を行うこととした。工事開始後に実施された追加ボーリングについては更に地層の対比精度を上げるため、当初に実施した花粉分析や火山灰の鉱物組成や屈折率分析、ナンノプランクトン分析、年代測定、古地磁気測定に加え、珪藻分析、有孔虫分析、貝形虫分析等の地質学的情報を入手し解釈することで地層の厳密な対比と検証を行った。

6.3 地層の広域対比と工学的情報との融合

6.3.1 地層の年代推定

海洋構造物における設計では、埋立構造においては圧密を対象とした沖積層、栈橋構造では杭の支持層とする洪積層の存在がどの深度にあるか重要な情報となる。空港施設のような大荷重を受ける栈橋構造では、支持層となりうるのが洪積層となるが、どの年代の洪積層とするかは沈下を許容しない構造物としては重要な設計要素である。関西空港では、洪積層の沈下対策に精緻な計測計画の策定と対策を強いられているが、プロジェクト全体の費用対効果を求めるには必要な対応である。大プロジェクトであればこのような地盤リスクを伴う地盤調査は必須なものとなる。特に、埋立空港の宿命である沈下問題は、羽田の拡張により沖積層の沈下に対する検討により、沈下圧密機構の解明がなされ、定量的な評価がされてきた⁷⁾。羽田沖の沖積層の層序は上部の有楽町層と下部の七号地層と分けられる。沖積層下部は過圧密で上部は正規圧密であることが多いが、その理由としては堆積環境や堆積相にみられる時間履歴によるところが大きい。

一方、埋立地盤が高くなると原地盤に対する荷重が大きくなるため、関西空港のような洪積層の沈下等供用後における課題も懸念された。洪積層の沈下は未だ解明途中であるが、関西空港と同地層となれば可能性は否定できない。この問題については、地層の年代特定と他地域におけるとの対比により推し量ることが可能と推測される。図-6.2は、成田国際空港工事⁸⁾や中部国際空港⁹⁾（層序対比は名古屋空港周辺）、関西国際空港¹⁰⁾などの報告結果を広域対比することにより他地域で問題になった地層との比較をすることも可能となる。堆積年代の特定には表-6.1で記載した調査より解析される。D滑走路工事の調査で実施された古環境や年代に関する情報を、深海底コア及び南極（ドームふじ）で求められた酸素同位体 $\delta^{18}O$ の曲線⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾と比較した事例である。酸素同位ステージによる比較は深度の特定は出来ないが、同一時代の環境による堆積であるため、年代

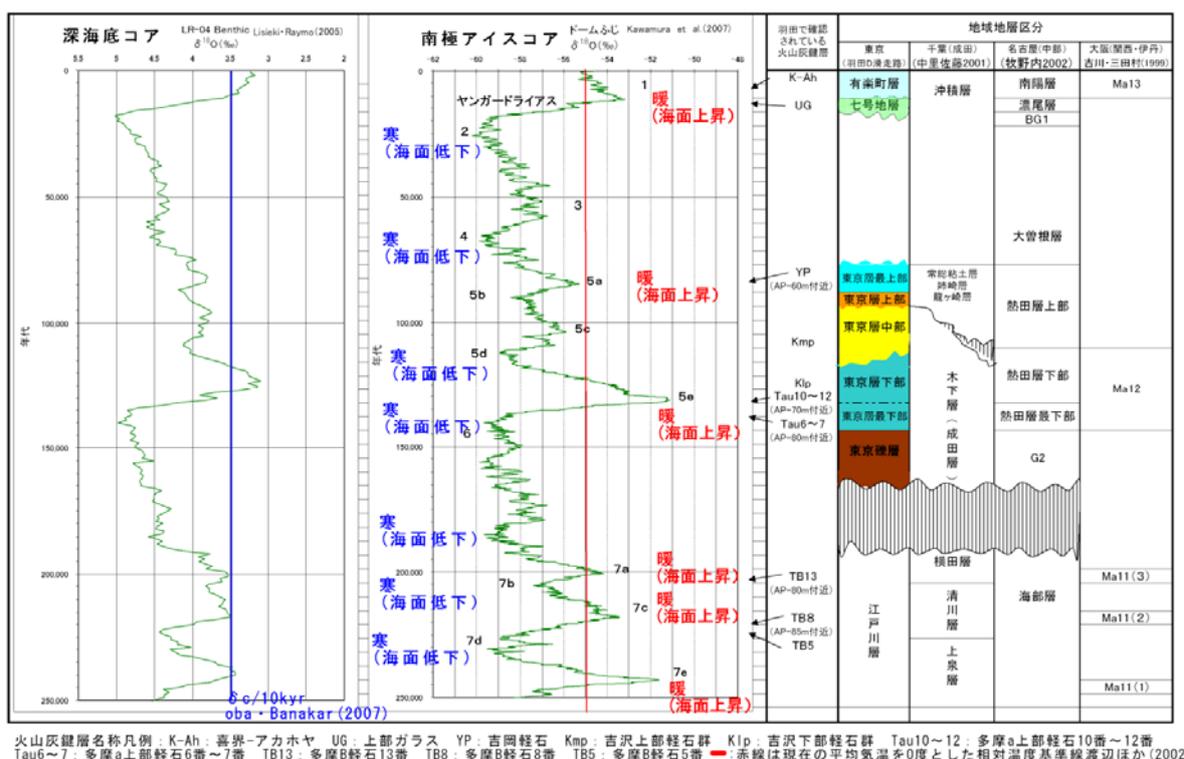


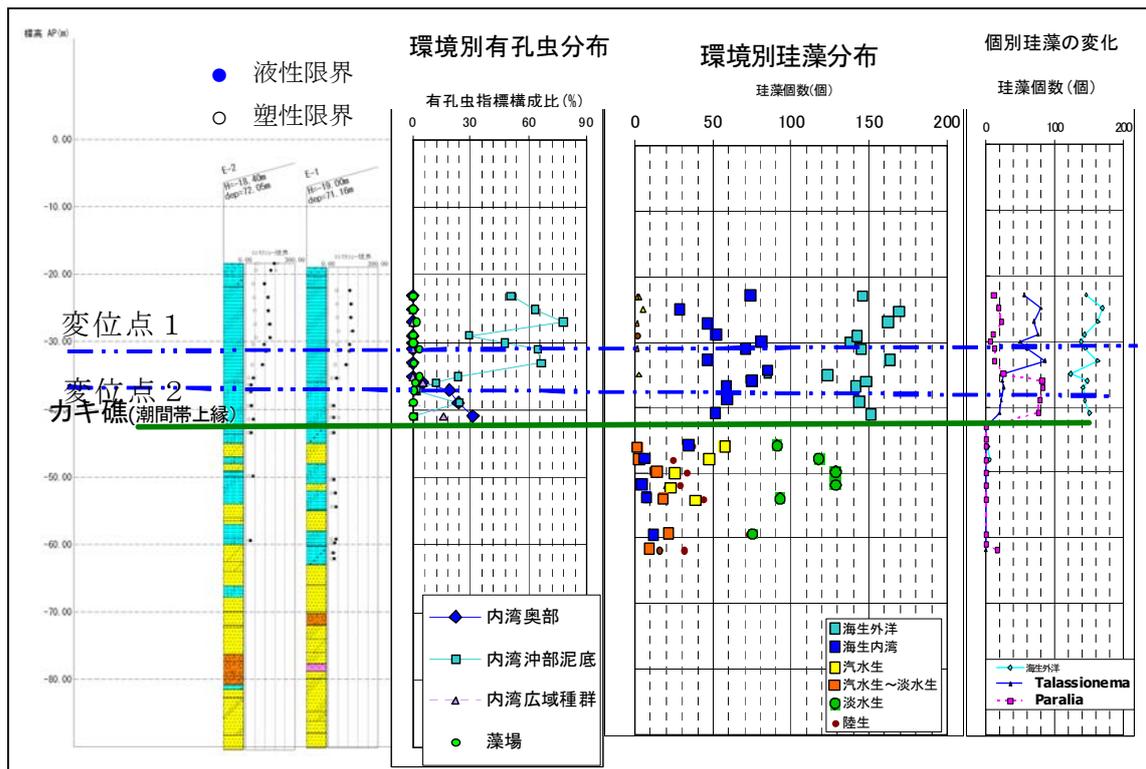
図-6.2 D滑走路の深層層序と広域対比

特定が可能であることから地学的な特徴は同類と考えることができる。この年代特定から、たとえば関西国際空港で沈下が生じた地層として着目された洪積層である Ma11 や Ma12 はD滑走路では江戸川層と東京層に対比され、Ma11 に相当する層準は沈下を発生させるような粘性土ではなく砂質土若しくは砂礫、Ma12 については一部が粘性土であることが確認でき、長期圧密試験の実施や注目すべき地層の位置などについて提示が可能となっている。つまり Ma12 に相当する地層の2次圧密による沈下の影響を判断すれば良いことになる。酸素同位ステージによる比較は深度の特定は出来ないが、同一時代の環境による堆積であるため、地学的な特徴は同類と考えることができる。

気候変動の影響は、堆積環境や土の形成システムにも影響を及ぼしていると考えられており気候変動との関係を明確にすることは土の形成過程を理解する上で重要であり図-6.2 に示すように東京湾、大阪湾、伊勢湾など広域的な対比で土質特性の比較も可能となる。

6.3.2 堆積環境の変化と年代特定

環境変化が判れば土質特性の空間的な変化を予測できる可能性もある。図-6.3 はD滑走路 E1・E2 孔における液性・塑性の鉛直変化と堆積環境変化の関係に示す。有孔虫及び珪藻の分析結果と液性限界 WL 及び塑性指数 WP が鉛直方向にどのように変化しているかを併記したものである。



注1)カキ礁より下では有孔虫は産出していない。七号地層の基底は谷が存在しない地域での状況（羽田でのローカルな状況）で羽田空港に隣接する浮島では MIS 2 に相当する基底礫層（BG 層）を伴う沖積の谷が存在する。

注2) 粒度試験結果を示していないが AP-35m~40m 付近の低液性限界部分は粗粒分含有率が高くなっている。

Talassionema : 外洋生珪藻（ここで示している種は *Talassionema nitzschioides*）, Paralia : 内湾生珪藻（ここで示している種は *Paralia* SP）

図-6.3 D滑走路 E1・E2 孔における液性・塑性の鉛直変化と堆積環境変化の関係

図-6.3 において、水深-30m から上部とカキ礁が検出された-40m 付近では液性限界が変化している。変化点1からと変化点2で示された両範囲は、液性限界がほぼ同程度の $WL=50\sim60\%$ 程度値の範囲をしているが、環境別珪藻分布で液性限界変位点1は海成層、液性限界変位点2からは淡水成層と異なる堆積環境で形成されたことが確認されている。

工学的判断では、 N 値や一軸圧縮試験結果から土層分けを実施するが、液性限界の値の変化のみでは土層構成を分離することはない。しかし、堆積環境を加味し、液性限界の低下及び内湾環境から汽水域に変化したことにより塩分溶脱が進行し、地盤のせん断強度が低下すると考えれば、チェック項目が追加されるなど質的に違った判断を行う必要が生ずる。

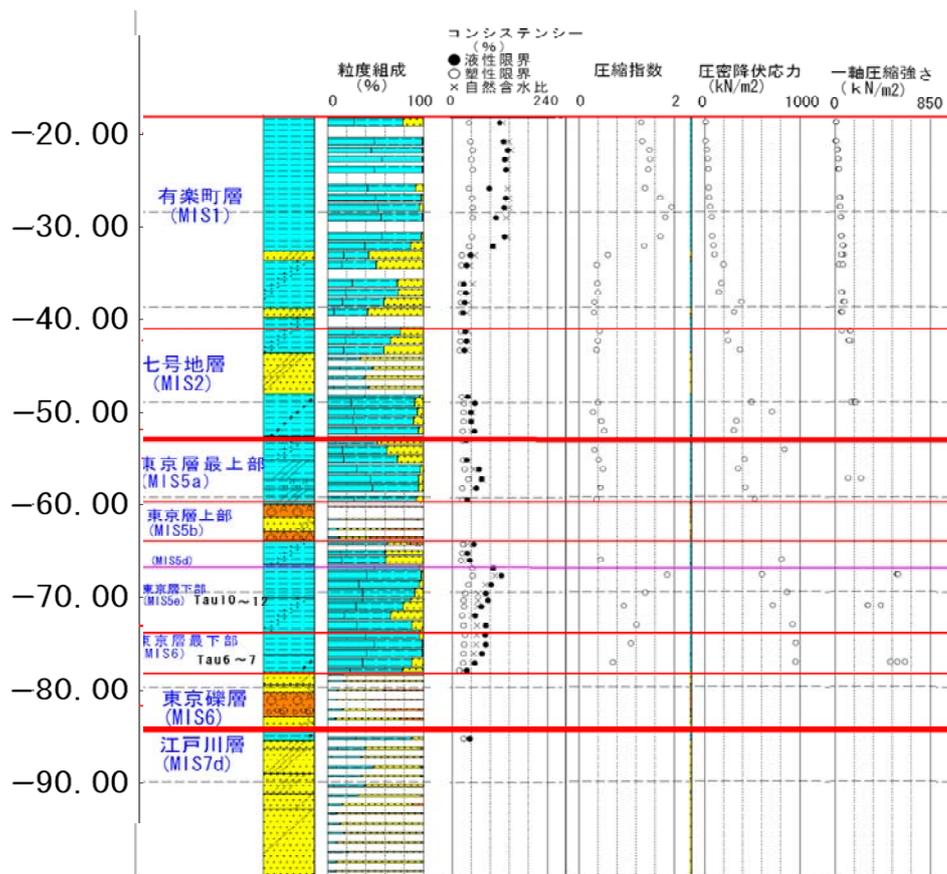


図-6.4 A2 地点ボーリングの工学的性質

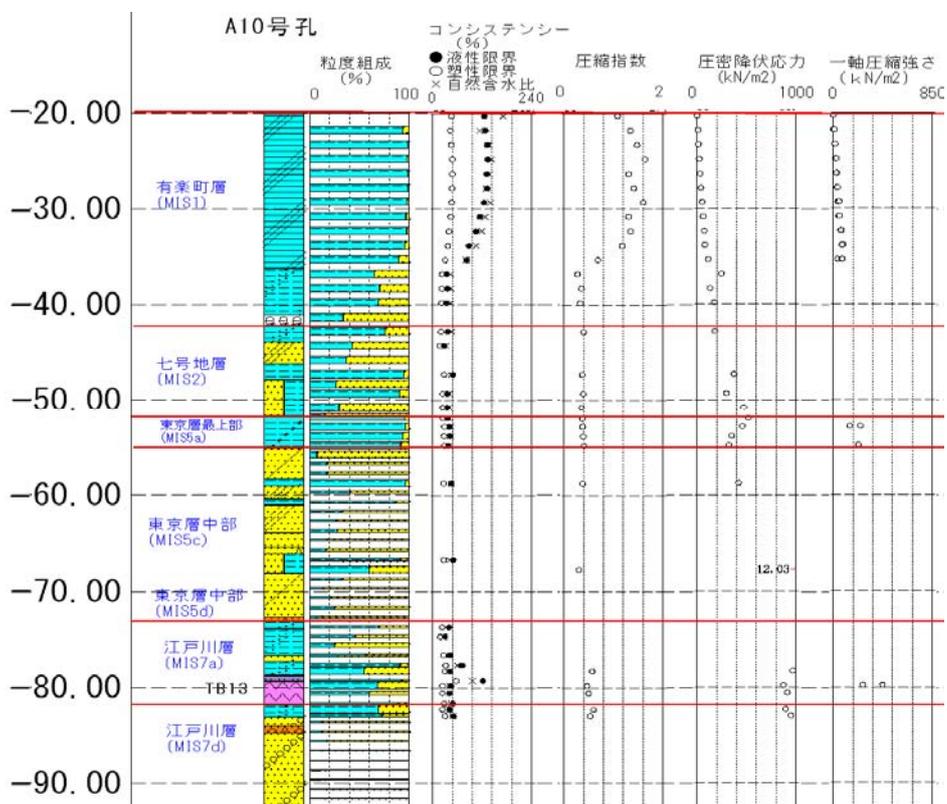


図-6.5 A10 地点ボーリングの工学的性質

微化石の変化傾向は、カキ礁を境に上位では有孔虫が確認され、珪藻ではカキ礁より下位では淡水生かやや汽水生、上位では海生種に変化したことが求められている。また海生種を更に環境を細かく分類すると内湾環境の広がりの変化点2とした位置から変化点1とした位置までの区間で大きくなっていることが確認できることから明らかに堆積環境が異なることが推定される。

同様な確認を別の位置に置いても確認することが出来る。図-6.4および図-6.5にボーリング番号A10とA12の位置における粒度組成、コンシステンシー、圧縮指数、圧密降伏応力、一軸圧縮強さの工学的調査結果を示しているが、その中で液性限界と圧縮指数は非常に良い対比を示している。

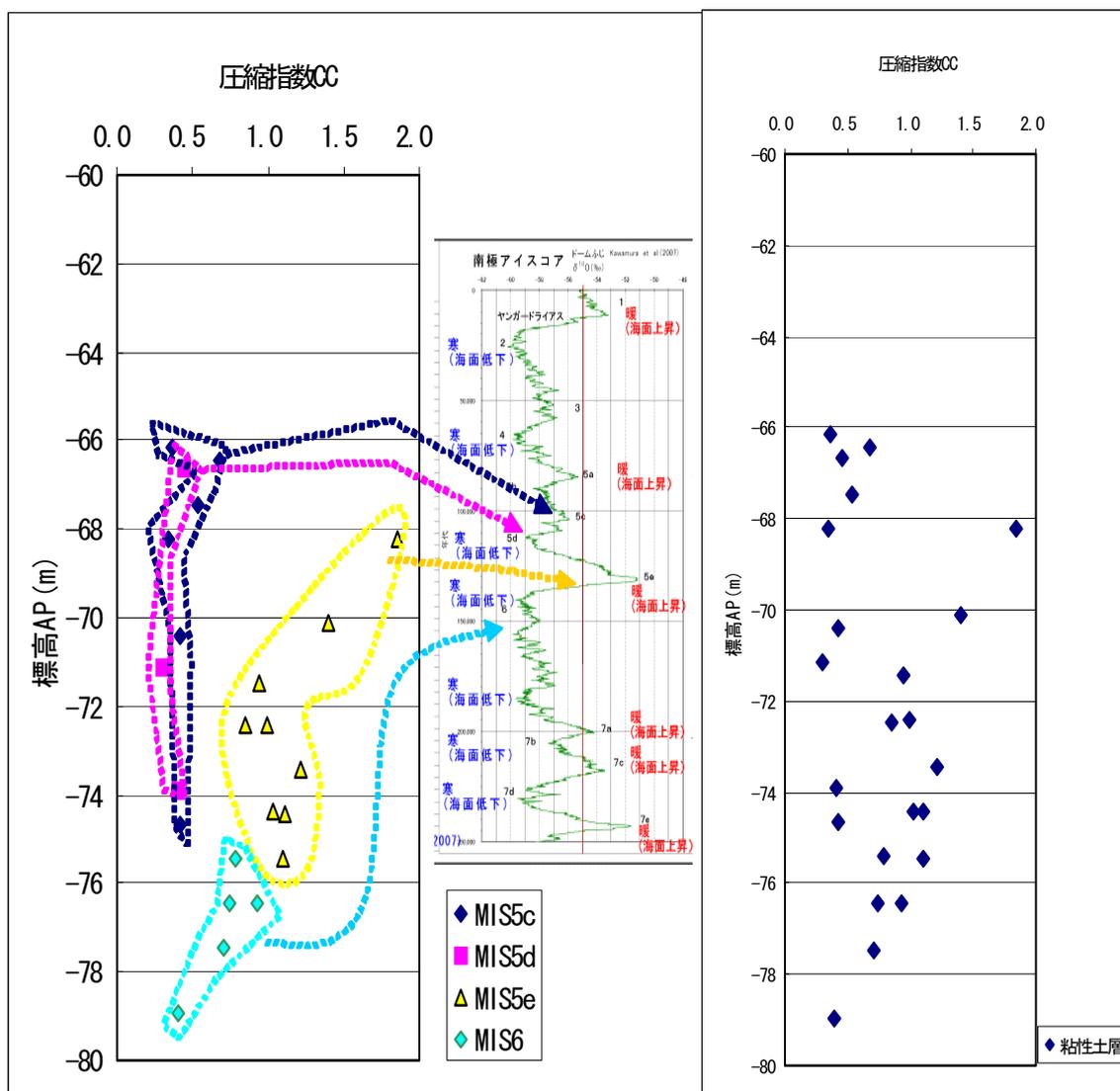
-20mから-40mまでの一軸圧縮強さはほとんど違いが無いのに対して、塑性指数と圧縮指数は大きな変化を生じているが、図-6.3での考察で示した考え方つまり液性限界の変化パターンと有孔虫（海にしか棲まないプランクトン）や珪藻の生息環境の変化パターンが一致していること、海成層では液性限界が大きくなることが読み取れる。また、カキ礁から変化点2とした位置までの低液性限界となっている領域では、強度が小さくなっていることが確認されている。

6.3.3 地層境界設定の検証

地層区分の仕方では圧縮指数の地層グループが変わる場合もある。5.2.1節に示した隣接するボーリングの粘性土が堆積環境にかかわる調査で区分された例などの場合、通常のボーリング・土質試験といった調査のみでは肉眼で視認できる混入物が存在しない限り区別がつかない。

圧縮指数は堆積環境を反映した指標であるが、単純に数値比較をただけでは層序構成を考えると見誤る可能性もある。公告時の段階では複数のボーリング位置に対して工学的数値を基にして、水平的に同様な地層が存在するとして同一層の扱いをして整理している。その圧縮指数を取りまとめたものが図-6.6(b)である。一方、図-6.6(a)は酸素同位体ステージで圧縮指数を区分した図である。酸素同位体からMIS5d、MIS5e、MIS5fとMIS6であることからそれぞれ堆積環境は異なり同一層として扱うと圧縮沈下量がことなることが想定される。両者の図を比較すると土性図自体の見え方は大きく異なり当然設計値の設定が影響を受けることになる。

杭構造における支持層の選定では、標準貫入試験を実施し、地盤の成層状況やN値の結果から総合的に判断している。これら物理的な調査のみでは土層の水平・鉛直方向の連続性や互層状況、平面的な広がり判断が難しい。また、工学的情報による断面図は材料としての見方が強く、時刻暦の概念は加味されていないことから、N値がばらつきで整理されるか程度であり、土層が異なるとの見解は生まれにくい。この点が工学的な情報のみで作成した断面図と地質情報を加味した断面図の違いであり、地学的な情報が有効になる。



(a) 酸素同位体ステージで地層区分した圧縮指数 (b) 粘性土層を同一層として区分した圧縮指数

図-6.6 AP-60mより深い箇所の酸素同位体ステージで区分した圧縮指数と同一層として区分した圧縮指数

6.3.4 地質学的情報を取り入れたD滑走路工事における実例

D滑走路における構造物の支持層とした地層以浅の層序構成については、江戸川層（おおむね AP-83m 以深）、東京層（おおむね AP-83m～AP-50m）、七号地層（おおむね AP-50m～AP-42m）、有楽町層（おおむね AP-42m 以浅）で構成され¹¹⁾、各層の特徴は下層から順次のとおりである。

(1)江戸川層

D滑走路の工学的基盤層となる地層で、東京礫層に削剥される。砂礫層や砂層で構成され、一部粘性土層を挟在する。また TB5（多摩 B 火山灰グループ第 5 鍵層）や TB8

(多摩 B 火山灰グループ第8鍵層), TB13 (多摩 B 火山灰グループ第13鍵層) という20 万年前後に堆積した火山灰鍵層¹²⁾を挟み, TB13 直下の粘性土層中には寒冷な時代を示すトウヒ属の花粉が多く含まれ, 一方 TB13 より上位の一部粘性土層では上位に向け汽水生環境を示す珪藻から海生環境を示す珪藻に変化していることが確認されている。

これらのことから東京礫層直下付近の江戸川層は, 酸素同位体ステージ 7d~7a に堆積した地層に対比されるものと考えられることができる。江戸川層の上面地形は東京礫層で削剥されたためおおむね平坦である。ただし A10 号孔付近に東京礫層が削り残した残丘が確認されている。本層は, 気候変動の時代によりさらに数層に区分することができると考えられるが, ボーリング間隔が広く, その多くが砂礫層であること, 不整合の状況等を性格に確認すること等からここでは江戸川層として一括する。

土質は, A10 号孔で確認されている江戸川層の残丘部 AP-73m 付近から AP-82m 付近のみ粘性土により構成される。粒度変化は, 上部の AP-73m 付近から AP-82m 付近までの層準で細粒分含有率が 60~80%程度であったものが下位にかけて徐々に含有比が低下し, 細粒分含有率は AP-90m 付近以深では 20%程度で安定する。

(2)東京層¹³⁾

羽田地域の東京層は, 基底部を構成する東京礫層から最上部層まで東京礫層を含み 6 層 (東京礫層, 最下部層, 下部層, 中部層, 上部層, 最上部層) で構成される。

これら各層には 18 万年~9 万年前に噴出した Tau グループ (多摩 a 上部軽石群) や Klp グループ (吉沢下部軽石群), Kmp グループ (吉沢中部軽石群), Pm1 (御岳第 1 軽石層) といった箱根火山や木曾御岳山等の羽田空港より西方にある諸火山を給源とする多くの火山灰層が挟在しそれぞれの軽石を個別対比することで東京層内の時代を特定することができる。

(3)七号地層

AP-55.6m の古地表面から AP-45m 付近のカキ礁直下までを構成され, 砂層を多く挟むシルト層で構成される。このうち本層の基底部付近を構成するシルト層は, 環状斑紋や植物遺骸が生育時の状況を反映した垂直な形状で混入しており湿地性の環境であったことを伺わせる堆積物である。

本層に含まれる珪藻は淡水生の珪藻が主体であり, 基底部の垂直の草本 (アシ) で求められた¹⁴C年代では 13000ca.y.B.P.程度の数値年代が確認されている。

(4)有楽町層

AP-45m 付近にほぼ水平に分布するカキ礁より上位を構成するシルト層である。カキ礁を境に上位では有孔虫が確認され, 下位では確認されない。また珪藻ではカキ礁より下位では淡水生かやや汽水生, 上位では海生種に変化したことが求められ, 環境がカキ礁を境に大きく異なる。このことから有楽町層と七号地層の境界は, はっきりと区分することができる。なおカキ礁のカキ殻による¹⁴C年代は, 10000ca.y.B.P.程度の年代が求められており完新世と更新世の境界に当たる。

6.3.5 地質学的情報を取り入れた層序構成

ボーリングデータは「点の情報」であり、点を総合的な視点でつなぎ合わせるのが土層断面図である。上述のように土層断面図では平面的な成層状況を表現することが可能となるが、地層境界を判断する材料として土の含水比と粒度分布、そして地学的情報が有効であることを示す例を以下に示す。基本的な構成は5.3.4で整理したとおりである。

図-6.7は滑走路方向において工学的区分（*N*値、細粒分含有率、自然含水比、塑性指数及び土質性状分布）に基づき判断した土質柱状図を連続標記した断面を黒太線で示し、土質の特徴別に小区分まで標記した。その区分を総括したものを表-6.2に示す。なお、従来から東京国際空港（羽田空港）では、設計の観点から工学的な判断に基づいて、AP-35m付近まで堆積する軟弱層をA層、AP-35mよりも深い層をD層とし、さらにA層、D層それぞれの地層を構成する地層毎に連続した番号を付け整理を行っている。

また、細実線で示しているのは土質性状から判断した地学的地層線である。東京都の調査報告により七号地層（後期更新世）、有楽町層（完新世）と整理されているが、工学的特徴は類似しており七号地層は②層として区分してある。土質性状図と比較した含水変化断面図では、各地層境界と含水量の変化パターンが概ね整合している。古気候では冷温期とされる七号地層の下部以深までは陸地状態であり、その後温暖期において海進が進むことによる堆積環境の違いが両層の違いとなっている。

表-6.2 工学的地層区分

大区分	小区分		土質の特徴
①	①-H	覆砂層	粘性土主体で、一部砂質土を挟在
	①1~①2	Ac1層(AP-20~30m)	粘性土主体
	①3	Ac1層(AP-30m以深)	
②	②1~②4	Ac2~Dc1層	粘性土主体で、②層の下半分に一部砂質土を挟在
	②-S	Ac2~Dc1層(砂部)	
③	③1~③3	互層の粘性土部	粘性土と砂質土、砂礫の互層
	③2低Cc	互層の砂質土部	
	③-S	粘性土の高含水比部	
	③-G	互層の砂礫部	
④	④-C	粘性土部	工学基盤と見なせる可能性がある層
	④-S	砂質土部	
	④-G	砂礫部	
⑤	⑤	砂質土主体	工学基盤層

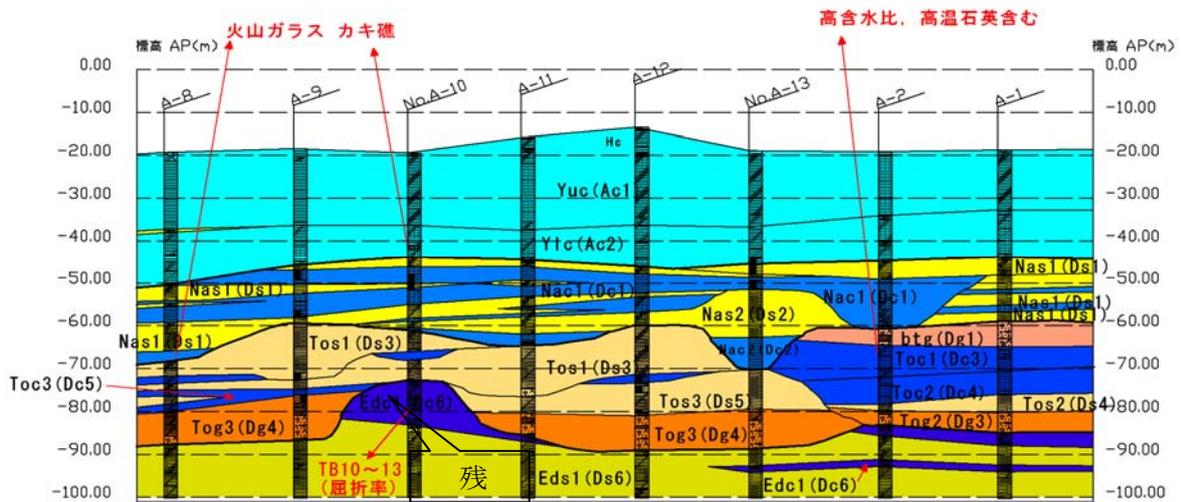


図-6.7 当初想定土層断面

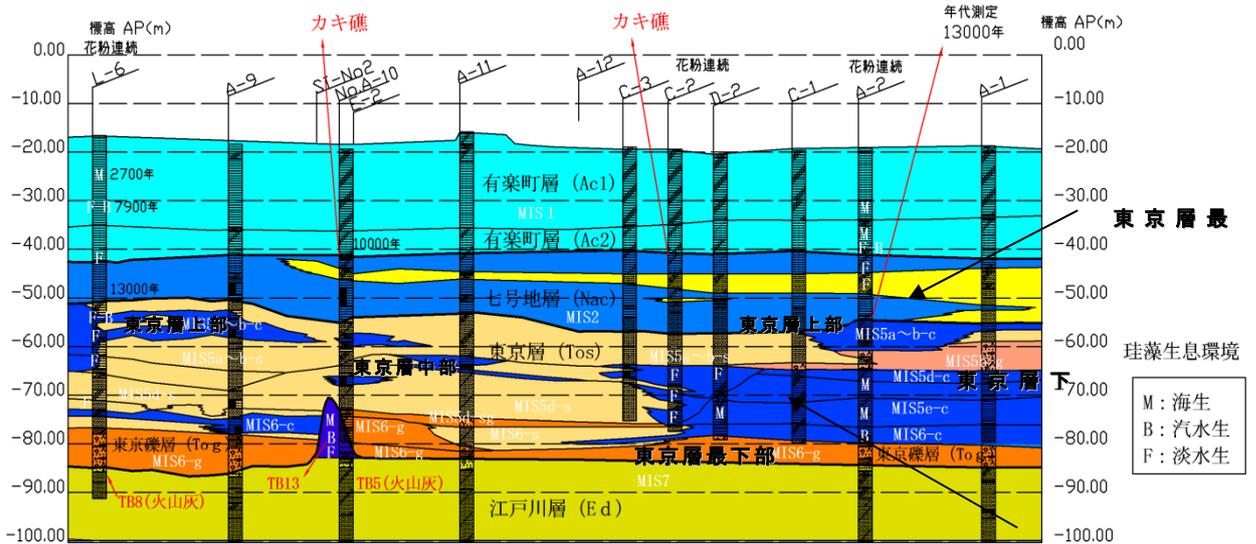


図-6.8 地学的情報を考慮した断面

AP-40m 付近にカキ礁が存在するを読み取ることができる。14C 年代測定より AP-47m~AP-55m 付近で 9900 年~10000 年前後を示していることから有楽町層(完新世)の基底はこの前後と見なすことができる。

図-6.8 は上記で整理した地質学的情を総合して取り纏めた断面である。工学的図は土質柱状図を連続標記し、同類型の土質分類を単純に繋いでいる場合が多い。土木工事を担当する設計者は違和感なく、土層図を受け入れている。図-6.7 と図-6.8 の違いはどこにあるかは、堆積環境の意識がないと判らない。地学的な断面図の作成については、鴨居が報告¹⁴⁾をしているが、見えない地面内を推測するのは難しい作業である。

あえて、地学的視点を持って土層断面図を作成すると以下の解釈も出来る。図-6.8 で

注目すべき箇所は C-2 孔と D-2 孔の AP-70 m～AP-80m 付近の粘性土である。この両孔の粘性土は隣接するボーリングであり、土質試験だけしか行わない通常の調査手法のみでは同一層とした断面にしかない。

ところがここでは珪藻より求められた古環境により C-2 孔の粘性土はすべて淡水成、D-2 では上部が淡水成で下部は海成という結果が出ている。つまり環境と地層が明らかに違うということが証明されている。

このような地層の場合、含水比が大きい箇所は海成堆積物であることが微化石から把握できているので、仮に大きな沈下が発生した場合には海成堆積物層の、粘性土の箇所は圧縮が大きくなる可能性があるので沈下対策等の注意が必要であること、杭施工時にカキ殻の集合体に当たった場合には、硬く打設が一時的に困難となり支障が生じても数 m 下には軟弱層があるので、杭はカキ礁よりも下に打設する必要があることなどの判断材料とすることができる。

前述したとおり海成層では液性限界が大きくなることが分かっているので、このような地層構成で設計値を取りまとめるには C-2 孔の AP-70 m～AP-80m 付近の淡水成粘性土と D-2 孔の AP-70 m～AP-75m 付近の淡水成粘性土で取りまとめ下部は別層としてグループを分けるのが本来だが従来手法のみで対処した場合、誤差が大きい状況のままその原因もわからず整理されるということになる。

栈橋構造を採用した D 滑走路工事ではどの層を支持層と想定し、支持力性能を担保する深度をどこに設定するかは工費・工程に大きな影響を与える。支持層を AP-70m とするか AP-75m とするかは 1000 本を超える大口径の打設工事として大きなリスクであったが、支持力不足の杭が発生していなかったことから、十分な地盤情報が得られない段階での土層図作成において地学的情報が有効であったことを検証している。

6.4 地質学的層序の決定方法のための地学的調査

北田ら¹⁵⁾は、地学的（理学的）情報は物理特性や土質調査結果との相関がある可能性を示し、地盤特性の評価に繋がることを示唆している。しかし、工学的な物理特性を取りまとめるに当たり、地学的情報を具体的に採用した例は、関西空港工事以外の報告がない。これは、地学的情報が有効でなる実証がされないことや具体的な利用方法が取り纏められていないか、対外的に報告されていないかである。以下に D 滑走路工事の例から工学的に利用する場合の考え方を報告する。

6.4.1 地質学的層序決定方法の基本的な考え方

地質学的層序決定方法の基本は、「地層や地層境界面の形成時代」及び「地層の空間的な広がり」の設定をどのように考えるかが重要である。堆積した地層や堆積面の年代、あるいは侵食された地形面の時代を決定するために様々な地質学的情報を入手する手法が開発されてきたのである。地質学的情報と一概にいても求められる情報や利用法、精度は異なる。地質学的情報とは、地盤工学以外の様々な学問の情報、特に地質学で層序区分を行う際に利用される分析方法による情報をさすことが多く、地層対比の解釈根

拠としているのである。その意味では地質学的情報あるいは同義語として使われている理学情報という言葉は的確ではなく「地層対比（別の場所の地層を同一時代の地層と認定すること）に用いる環境あるいは年代に関する情報」としたほうが適切な表現と考えられる。

つまり同一の時間面（堆積面・侵食面）を把握するために地質学的情報の試験方法を駆使し、地層や地層境界面の年代を決定することで始めて地層の空間的な広がりや欠落した地層の数が判別され、地質学的層序が決定できるのである。

6.4.2 工学・理学共通で行われる試験による堆積年代や環境変遷の推定

環境や堆積年代を決めるために行われる試験方法は、工学的な情報で判断していた設計者にとっては、その関連性を含めてどのような解釈で参考にすべきか判断するのは難しい。あくまで、工学的情報の補間として判断することで、その必要性を受け入れられることになる。そこで、表-6.3 に示すように「地盤調査の方法と解説」を基にしてD滑走路工事の設計で採用した考え方を取り入れて体系的に取りまとめたものである。粒度試験、含水量、コンシステンシーのように工学で行われる土質試験も、地質学的地層区分や環境変化の検討に活用できる項目がある。D滑走路工事のような海成粘性土における調査で実施した対象層等の年代や堆積環境を求める試験方法はどのようなものがあるかといった視点でまとめている。また表には、同じ試験方法であっても材料としての情報利用と古環境変遷としての情報利用という違う観点で見ることによって求められる情報は異なることも示している。古環境解析とは過去のさまざまな時代における環境（地理・生物相など）の復元である。

地学調査の情報は材料としての特性区分として地盤工学では取り扱われている。しかし、環境変遷としての切り口で粒度特性やコンシステンシー等の連続した変化を捉えるならば、そこには過去の海面変化や河道変化、堆積当時の運搬力・掃流力の把握、堆積当時の環境や地形の推定ができ、さらに海面変動の動きが分かると後述する酸素同位体曲線と比較することで時代の特定が可能となる。

特に現場もしくは室内試験の前に行う地層の観察記載は重要で、地質調査試料の肉眼観察だけでも火山灰の混入や化石の存在、生痕の存在など環境や地層の時代を示す非常に多くの情報を得ることができる。つまり柱状図の観察記載やサンプリングの記録に記載される記事には非常に多くの重要な情報があるということであり観察者の技量が要求される。情報の精度や確実性は地層の堆積環境や観察者の技量で変わるので画一的な記載はありえない。工学的な試験であっても情報の集約度と技術者の技量を上げれば堆積環境を推定することがある程度はできるのであり力学特性などの工学的な試験結果の意味を把握する指針になりうる。

6.4.3 編年対比による層序年代測定法と留意点

「編年対比による層序年代測定法」は、古環境の変化や、火山灰層あるいは化石の前後

関係、特定された年代を配列し構築した年代層序資料と計画あるいは調査対象地区の地層の対比を行うことで年代を特定する手法である。編年対比による層序年代測定法にはいくつかの手法が存在するが、主だったところの手法を区分すると火山灰年代層序法、化石年代層序法、酸素同位体層序法、古地磁気年代層序法に区分される。

(1)火山灰年代層序法

火山灰層序年代測定法は、6.2.1節で述べた観察による検討でもかなりのところまで整理が可能である。鍵層となる一部の火山灰層の中でも特に降下時の特性がはっきりしている火山灰層は、特徴から肉眼で個体識別できるので、熟練した技術者や研究者が確認することで火山灰名のある程度特定することができる。肉眼で確認できない火山灰層については、鉍物分析や鉍物屈折率測定、化学分析といった手法で裏づけを取り他の環境情報と比較した上で火山灰の個別識別を行い、対比と編年された層序と比較することで火山灰名の確定が可能である。

火山灰名が特定できれば日本全体で編年された火山灰層のカタログ等との比較により時代が確定するので、同じ火山灰が工区内の地層のどこにあるかを把握すれば同一時間面を確定することができる。ただし水中堆積の火山灰の場合、再堆積であるか否かの判断と他の火山灰の混入等の発生に注意する必要がある、分析結果を比較できるバックデータの保有が必要となる。さらに他の編年指標との比較検討が必要である。

(2)化石年代層序法

花粉・珪藻・貝形虫・有孔虫・ナンノ・放散虫などの微化石や貝類を含む大型動植物化石、生痕などの痕跡化石を用い群集分析による古環境変化と編年を行い、年代層序を確定する手法である。

非常に有効な手法であるが、生物の遺骸のため溶けて消失している場合や、粗粒土では流出して存在しない場合、あるいは各分析手法の分析特性により単独での解釈では結果を誤認することもあるため、他の手法との比較検討の上で年代等を確定することが望ましい。

たとえば有孔虫の場合、古水温や酸素同位体の変化等の研究例も多いのだが海域しか生息しないためすべての水域を網羅しているわけではない。一方花粉のような陸域の環境を色濃く表現する微化石の場合、遠方飛散花粉や水流で運ばれた花粉や分解され量が低下した花粉もあるため統計処理されたデータだけで判断するには注意を要する。また一部は示準化石となるものの、属までの区分であること、分析者や研究の進展により分類が異なる場合もあるので複数の分析者が行っている場合には注意を要する。

珪藻の場合も同様で、植物プランクトンであるため水域環境のすべてが区分できる特性があり種類と組み合わせで水域の塩分濃度等の指標と成るが、花粉同様、分析者や研究の進展により分類が異なる場合もあるので複数の分析者が行っている場合には注意を要する。このように複数の分析者による場合の注意点や生物の種の分類による注意点については化石による年代層序法の場合共通の注意点として理解しておく必要がある。

(3)酸素同位体年代層序法

地球規模の寒暖の変化曲線が深海底コアやグリーンランドや南極のアイスコア、洞窟の石筍の $\delta^{18}\text{O}$ から求められている。この酸素同位体の変化曲線は、鍵層となる広域火山灰や花粉、有孔虫等との比較が行われているため地層中の化石や火山灰、砂礫層の位置等と寒暖の変化曲線を対比することで年代を特定することができる。

寒暖の変化曲線では温暖な時期を奇数番号、寒冷な時期を偶数番号で記載する慣例があり生物相の変化や堆積物から求められる海面の変化から間接的にこの曲線を求めることができるので、これらのプロキシデータと酸素同位体曲線との対比が日本を含む世界各地で行われている。

(4)古地磁気年代層序法

残留磁気により磁極の位置の変化を測定する方法で正磁極と逆磁極の白黒の変化パターンや古地磁気の移動パターンで時代を特定する。伏角や偏角、磁力の強さ、キューリー温度なども測定される。数百年から数十億年までの広い範囲を測定できるが堆積・生成当時の水平面の特定が必要である。

D滑走路工事では、A3の190m～220mの区間でブリュンヌー松山逆転期（80万年前）の位置つまり中期更新世の境界を確定するために火山灰年代層序法と花粉による化石年代層序法を併用し実施している。

(5)数値年代測定法

絶対年代測定といわれた時期もあったが、誤差を考えると絶対ではないことから近年では数値年代測定法といわれている。直接ポイントの年代が求められるため、有効な手法と思われがちだが誤差成分があること、年代測定をする採取した試料の特性を把握しておかないと数値にだまされる場合もあるので十分な吟味の上で採用することが肝要である。たとえば ^{14}C 年代測定法の場合、土壌で行われた測定結果は炭素量が少ないため年代測定精度が落ちる場合もあること、海成層の場合には海洋リザーバ効果(年代が古く測定される)に注意する必要があることなどはその一例である。

6.5 地層断面図作成におけるリスクの低減

6.5.1 地質学的情報の採用による土層図の見直し例

地盤リスク監理として、設計者が最初にしなければならないのが地盤土層図の作成である。地盤土層図において、地層境界設定が正確でない場合、設計や施工で問題となるようなケースは、地層境界線が持つ意味と利用法を分析することで明らかになる。

地層境界線が持つ意味と利用法は以下の3項目になる。

- ① 構造物の支持位置に関する境界情報
- ② 沈下対象層の層厚に関する境界情報
- ③ 設計定数のグルーピングを行う母集団の境界に関する情報

地層が水平で、かつ、地層間のコントラストが明確で一定の規則で分離されるのであれば、地層境界が原因となるリスクの発生確率は低い。しかし、多くの場合、地層境界

には不陸や不連続があり、コントラストも曖昧であることの方が一般的である。

地質リスクを低減しようとするのであれば、堆積環境を把握した上で、的確に地層断面図の境界線として表現することが重要である。つまり地形変化の規模が推定でき、的確な調査間隔と堆積・侵食環境を決定できれば、地層境界位置が異なることによる構造物の設計・施工に係るリスクを低減できる。

関西空港工事では、地質リスクを低減するために、古環境に関する調査が有効であったことが報告されている⁵⁾。D滑走路の調査においても、火山灰年代測定法と化石年代測定法（花粉・珪藻）、数値年代測定法（14C）による古環境調査が有効であることが見出されている。ただし、古環境調査を行うに当たっては、大きなプロジェクトでない限りコストの関係から実施するのは難しく、また、分析に要する時間も考慮すると、工期に関するリスクの低減方法を探らない限り導入するのは困難である。

また、地層断面図には、人的要因に起因したリスクが常に付きまとう。断面図は調査された区域の地層構成に関する作成者の主観をまとめたものである。このため作成者の技量が大きくものを言うが、技量により断面図が違ふということは予測精度も違ふということになるので、地質を専門としない設計者が断面図を取り扱う場合に注意が必要となる。提出された地層断面図を鵜呑みにしてはいけない。断面図の作成者には説明責任が、設計者にはレビュー責任がある。両者の責任を果たすためには、断面図をチェックし、断面図の作成者に対して現場での施工状況をフィードバックし、再検討を促す体制と、その結果を有機的に施工に反映することができる体制の構築、及び、リスクコミュニケーションが重要である。断面図を使用する設計者や施工者は断面図の作成意図を確認し、違いがあれば、断面図の作成者に伝えるべきである。断面図の作成者は常に断面線の予測が正しかったのか、違っていた場合には、どこの論理が間違っていたのかを検証し、次の断面図の作成に備えるべきである。繰り返すことで断面作成者の技量も上がるし、設計者や施工者は断面線が物語る意味・主張を理解できるのである。当然のことながら設計値の設定も異なってくるはずである。

地質学的情報を加味したとしても、情報量そのものや得られた情報をどのように解釈するかによって、地層断面図は異なった断面図となる。図-6.7 は公告時に公表した断面、図-6.8 は追加ボーリングとその後実施した火山灰の岩石学的な分析（鉱物組成、鉱物屈折率・化学分析）結果、有孔虫、珪藻、貝形虫、花粉、貝化石等の生物学的な古環境分析、年代測定を加味し修正した断面である。両断面図とも地質学的情報を利用して作成しているが、公告時の断面図より地質学的な情報量ははるかに多い。追加情報を考慮し見直しを検討した点は次のとおりである。

- ① 有楽町層、七号地層、東京層、江戸川層という大きな地層の区分は変化していない。しかし、当初地盤調査で1箇所しか確認されていなかったカキ礁の存在がほぼ全域に分布すること、カキ礁を境に古環境は大きく変化すること、古環境の変化境界は土質特性の変化境界とは異なっていることから、土質特性で区分するより古環境変化点で区分・細区分の方が合理的である。

② 有楽町層と七号地層の境界を土質特性が砂に変化する AP-45m 程度から AP-40m～42m 程度で確認されるカキ礁の深さに変更した。300mm にもなる河成と見られる大きな礫が含まれる点、上位に挟まれる火山灰層の対比から武蔵野期の埋没段丘であると解釈し、段丘境界には谷が形成されると解釈した断面を公告時には作成した。しかし、追加土質調査（L-6, C-1, A-2 孔）の花粉分析結果から、埋没段丘とするには時代が合わない花粉群が出現したこと、砂層と同時異層と解釈したほうが合理的であること、火山灰の一部は再堆積の可能性があること等を考慮した解釈に変更した。

③ 図-6.8 で btg とした埋没段丘礫層としていた砂礫層を、側方に消滅する礫洲の砂礫層に解釈を変更した。追加調査（C-2, D-2, A-2 孔）で実施した珪藻分析結果から、隣接する同じような粘性土であっても堆積環境の変遷がまったく違うこと、その解釈を加味すると地層の上下順序を変えなければ矛盾が生じることから解釈を変更している。

6.5.2 地質学的情報の採用による地盤リスク回避例

地盤改良下端深度の特定や、杭構造の支持層厚さと深度の推定に反映することが可能となり、設計段階において後述する施工時における支持力管理での差異が減少し、高止まりや支持力不足などの地盤リスク回避に大きく貢献した。D滑走路工事では、この残丘部は埋立栈橋接続部から栈橋部に移行する区間であり、その範囲に該当するジャケット杭約 70 本の支持層深度の見直しが行われた結果、杭の高止まり（杭長が設計値より短い）に対するリスクを低減したことになる。

有楽町層は MIS1 で下層の七号地層は約 2 万年前の最終氷期 MIS2 に該当する。暖かい時期は海水準が高く、寒い時期は氷床の発達のため海水準が低くなることから、有楽町層は正規圧密で七号地層は過圧密であると想定される。従ってD滑走路工事の設計のように急速な圧密沈下をさせる場合には、この境界が非常に重要であり、サンドコンパクションパイル下端深度の決定は残留沈下量の算定に大きな影響を与える。当初ボーリング調査だけでは判明せず、この有楽町層下端深度については、実際に下方へ 1～2m 分の条件変更を行った。沈下予測に対しても地盤リスクに対する低減が図られたことになる。

地盤調査では、全てのボーリング孔で深度 1m ピッチでの調査実施が望ましいが、現実的には経済的な観点から困難なのが現状である。ここで、CPT を用いれば深度 10cm ピッチ以下での計測が可能であり、このような層間の深度特定には有効な調査方法である。今後、地盤リスク発生を抑止する方法として、CPT を活用する機会が増加するものと思われる。

地質学的情報による断面は、その解釈に N 値などの工学的な材料特性も加味されるが、設計で使用する段になると、地層境界の設定理由に関する説明不足や工学的情報との不整合、同時異層で側方に徐々に変化する場合の表現方法等により使いにくいのも事実である。施工や設計に最も影響を与える資料が地層断面図であり、そこにはリスクが内在されている可能性が高い。予測精度を短期間で上げる手法の開発及び地盤工学を理解した上で地層解釈ができる断面図を作成、あるいは評価ができる体制作りが必要である。

尚、D滑走路工事の土層構成図作成は、新たな情報が追加されるたびに検証を行い、協議の上で7回に及ぶ地層断面図に係る見直しが行われた。土質条件の設定および変更、それに伴う設計変更は請負者のリスクとされている。当初、発注者から与えられた土質条件からは、予見不可能な層序構成や地質条件があると請負者が「予見不可能」と説明出来たものは、発注者リスクとされる。請負者のリスクと同様に発注者もリスクについて背負うことになる。

6.6 工学的判断に有効な地質学的情報の試験方法に関するまとめ

本章では、地質学的な情報が少ない条件においては地盤リスクが大きくなると想定されるが、そのリスクを低減する方法として地学的（理学的）情報から堆積環境を考慮した土層構成を考察することが有効な手法であることを提案し、工学的に採用するための留意点をとりまとめたものである。本章の主要な結論を以下に示す。

- 1) D滑走路工事の調査経験から地質学的情報を得る調査手法としては火山灰年代層序法と化石年代測定法のうち珪藻分析・花粉分析、数値年代測定法を組み合わせることが有効であると確認された。
- 2) 酸素同位ステージによる比較は深度の特定は出来ないが、同一時代の環境による堆積であるため、地学的な特徴は同類と考えることができる。気候変動の影響は、堆積環境や土の形成システムにも影響を及ぼしていると考えられており気候変動との関係を明確にすることは土の形成過程を理解する上で重要であり東京湾、大阪湾、伊勢湾など広域的な対比で土質特性の比較も可能となる。
- 3) 工学的な調査からは、地盤の成層状況や N 値の結果から総合的に判断している。これら物理的な調査のみでは土層の水平・鉛直方向の連続性や互層状況、平面的な広がりには判断が難しい。また、工学的情報による断面図は材料としての見方が強く、時刻暦の概念は加味されていないことから、 N 値がばらつきで整理されるか程度であり、土層が異なるとの見解は生まれにくい。この点が工学的な情報のみで作成した断面図と地質情報を加味した断面図の違いであり、地学的な情報が有効になる。
- 4) 室内試験の前に行う地層の観察記載は重要で、地質調査試料の肉眼観察だけでも火山灰の混入や化石の存在、生痕の存在など環境や地層の時代を示す非常に多くの情報を得ることができる。

そもそも工学とか理学とかではなく同じ地球上で形成された堆積物を扱っているのに学問の違いで解釈を異にするのはおかしい話である、地質学的情報の利用は工学との融合でなく同居である。それぞれの目的や学問の成り立ち過程、地層の形成から現在までの履歴を知ることによって始めて構造物の基本情報や設計方針を決めることができるのである。ただし解釈や分析方法については時代と伴に変化するのをそれを考慮した対応が必要である。

表-6.3 地学情報を得るための調査方法

分類	試験方法	測定原理と分析項目	環境変遷としての情報利用	
環境変遷定から簡易に年代を推	粒度試験	粒径加積曲線, 中央粒径等の物性値から, $c \cdot \phi$ 材料の判定および透水性の大小	堆積当時の運搬力・掃流力の把握, 海面変動の傾向把握, 堆積当時の環境・地形推定	
	含水量・コンシステンシー	$w_L \cdot w_n$ 等の物性値から $c \cdot \phi$ 材料の判定	海面変動の傾向把握	
	肉眼・顕微鏡等観察	柱状図に整理して, 材料粒子の形状・性質, 堆積構造, 生痕化石, 粒度変化等を観察記載	鉱物組成や砂粒子の岩種構成から見た堆積物の供給源推定 堆積当時の環境・地形推定	
	化学組成分析	炭素/窒素比等の化学組成で材料の特性を判断	鉱物の特定, 堆積環境の特定, 風化の状態, 母岩の推定	
編年対比による層序年代測定法	火山灰年代層序法	鉱物組成分析	構成する鉱物の組成から噴出源を推定	時間面を特定する火山灰の対比に利用できる
		鉱物火山ガラス屈折率	鉱物火山ガラス毎の屈折率測定で, 噴出源の推定	時間面を特定する火山灰の対比に利用できる
		化学組成分析	火山灰全体の化学組成から噴出源の推定	時間面を特定する火山灰の対比に利用できる最も対比精度が高い
	化石年代層序法	花粉分析	堆積物からそれぞれの分析対象化石を抽出して, 個別属・科を同定して産出量比を整理	陸域の環境変化, 気候区分や雨量の変化
		珪藻分析		水域環境の変化の把握
		貝形虫分析		水域環境の変化の把握
		有孔虫分析		海域環境の変化の把握
		ナノ化石分析		水域環境の変化の把握
		放散虫分析		海域環境の変化の把握
		貝類・海生動物分析	堆積物から貝類・海生動物を抽出して, 個別属・科を同定	水域環境の変化の把握
	大型化石(動植物)分析	堆積物から大型化石(動植物)を抽出して, 個別属・科を同定	陸域の環境変化の把握	
	生痕化石分析	大きさ, 形状から個別属・科を同定	陸域の環境変化の把握	
	酸素同位体年代層序法	酸素同位体を測定し対比による層序確定	酸素同位体比により堆積時の古水温の推定	寒暖の歴史, 古気候, 古水温, ローカルあるいはグローバルな海面変動の傾向や国際的な地層の対比に利用できる
	古地磁気年代層序法	古地磁気測定	古地磁気の正転・逆転測定と堆積物の帯磁率から生成時のキュリー温度の推定, 磁化方位の決定	古地磁気の正逆・移動パターンが国際的な地層の対比に利用できる
数値年代測定法	放射性炭素(^{14}C)測定法	炭素を含む生物遺骸もしくは有機質シルトの放射性炭素量から年代を測定. β 線測定法では3~4万年程度, AMS法では4~5万年程度が測定限界	堆積年代の具体的な数値特定に利用できる	
	K-Ar法	カリウム ^{40}K が壊変(崩壊)した, アルゴン ^{40}Ar を測定. 数千万年前(場合によっては数百万年前)から数十億年前という幅広い年代を測定可能	(測定法により精度差あり)	

参考文献

- 1) 田中洋行,北詰昌樹,土田孝:羽田空港沖合展開事業に係る地盤工学的課題,土木学会論文集,No.722/III-61,1-12,2002.
- 2) 東京都港湾局:新版 東京港地盤図. 89,2001.
- 3) 地盤工学会.改訂編集委員会:「地盤調査の方法と解説」地盤の方法と解説,第2編第4章3,56-64,2004.
- 4) 中世古孝次郎:海底地盤調査における各種地質学的手法の適用,応用地質 28巻4号,1987.
- 5) 遠藤邦彦,奥村晃史:第四紀の位置と新定義 —その経緯と意義—,地盤工学会誌,No2,46-49,2010.
- 6) 関本勝久,遠藤邦彦,清水恵助:東京湾北西部域,東京国際空港(羽田)付近の沖積層と古環境,日本大学文理学部自然科学研究所研究紀要,No43,337-345,2008.
- 7) 塩見雅樹:バーチカルドレーン工法による空港埋立地の地盤改良における沈下予測管理に関する研究,筑波大学学位請求論文,1998.
- 8) 岡崎浩子,佐藤弘幸,中里裕臣:更新統下総層群の形成ダイナミクス. 第四紀研究,vol.40, pp243-250,2001.
- 9) 牧野内猛:知多半島の地形地質とそのおいたち,知多半島が見えてくる本,vol.2,68-1,2002.
- 10) 吉川周作,三田村宗樹:大阪平野第四系層序と深海底の酸素同位体比層序の比較,地質学雑誌,vol.105,No5,332-40,1999.
- 11) 遠藤邦彦,奥村晃史:第四世紀の位置と新定義 —その経緯と意義—,地盤工学会誌,No2,46-49,2010.
- 12) 大里重人,野口孝俊,細矢卓志,金澤直人,田中政典:建設中の東京国際空港D滑走路周辺の地下地質 その1 —全体概要—,日本地球惑星科学連合 2008年大会,2008.
- 13) 秋山瑛子,野口孝俊,千葉崇,鈴木茂,遠藤邦彦,加藤史恵,細矢卓志,金澤直人,大里重人,田中政典:東京国際空港(羽田)D滑走路付近の東京層を中心とする有孔虫・花粉・珪藻化石に基づく古環境,日本地球惑星科学連合 2009年大会,2009.
- 14) 町田洋,新井房夫:新編 火山灰アトラス 日本列島とその周辺,東京大学出版会,2003
- 15) 鴨居幸彦:地盤形成史のわかる地質断面図をつくろう,Vol.57.No2Ser.No613,30-33,2009.
- 16) 北田奈緒子,木村隆行,岩城啓美,磯野陽子:理学的試験による堆積環境と地盤特性の評価法—地盤特性の解釈の精緻化,土と基礎,No.54,22-24,2006.

第7章 地盤リスク低減を図るための多様な調査法の有効性評価

7.1 地盤リスク低減を図るための多様な調査法の必要性

7.1.1 埋立構造における課題と調査項目

軟弱な地盤上に建設される埋立構造の課題と対応を抽出すると共に、それらの事象を的確に把握できる調査項目を選定した内容を以下に述べる。

日本国内で海上に建設される埋立部では、軟弱な沖積粘土層はバーチカルドレーン工法等で地盤改良されることが有利である。したがって、埋立工事費を大きく左右する沖積粘土層の圧密沈下量、沈下時間を正確に把握することと、埋立後の残留沈下量に影響を及ぼす二次圧密特性を正確に予測することが重要である。

護岸部においては、護岸安定検討のための非排水強度と、圧密沈下による強度増加率を把握し、施工各段階におけるすべりに対する安定検討を行う必要がある。特に、護岸部分の地震時の変形挙動を予測しておく必要がある。

栈橋部においては、基礎構造を杭基礎とし、その支持層は概ね砂若しくは砂礫層と考えられる。ただし、局所的な埋没谷の存在が否定できないため、支持層の連続性を十分な精度で確認する必要がある。また、杭構造のため水平方向の地盤反力係数をおさえておく必要もある。

以上は、静的な支持力問題に関することであるが、栈橋は海底面からの高さが大規模な場合は、地震時の栈橋の挙動（特に長周期波に対して）が最も大きな問題となる。このため、地震基盤まで達するボーリングを掘削し、PS 検層あるいは採取試料による動的変形特性試験を実施し、地盤の動的な物性を正確に把握する必要がある。

7.1.2 性能設計への対応

(1) 護岸建設における一貫した安定管理項目

早期供用を図るために供用後の残留沈下を許容する設計を、羽田空港を初めとした海上に建設される国内空港プロジェクトは採用している。また、工事期間の短縮も検討され、地盤改良工事と圧密促進期間が工程上の最大のクリティカルパスである。プロジェクトの工程確保のために地盤強度を確認する迅速な手法が求められるが、地盤強度を確認するためのサンプリングを行うためには、工事の狭間で実施することが必要であり、採取資料を室内試験する時間もクリティカルパスに含まれる。そこで、軟弱地盤の施工管理に国内では採用の少ない電気式静的コーン貫入試験(Cone Penetration Testing : 以降CPT) を用いることも選択肢の一つである。CPT は、深度方向に連続してデータが取得できるなど、有用な地盤情報が短時間で得られる。また、試験方法が単純であり、試験

表-7.1 空港盛土の性能

空港施設	地盤の性能(地盤が与える空港施設への影響)					
	安全率		支持力		沈下・段差(不等沈下)	
	供用中	地震時	供用中	地震時	供用中	地震時
滑走路・誘導路	安定を確保	短期に修復可能な変形	安定を確保	崩壊はしない	基準以内	短期に修復可能な変形
無線用地・運航支援施設	基準以内	修復可能な変形程度	運航に影響しない	修復可能な変形程度	基準以内	修復可能な変形程度
護岸	運航に影響しない	崩壊はしない	運航に影響しない	崩壊はしない	運航に影響しない	崩壊はしない

者によるばらつきも少なく、再現性も高いため、軟弱地盤上の埋立工事に活用されている。CPT による施工管理は、陸上工事や関西国際空港二期工事での適用事例があり軟弱地盤での有用性は確認されている。性能型設計では、施工時における工事の確実性を示すこと、供用後の地盤の安定性を説明する必要があることから、設計に使用する土質調査から施工管理も含めて、設計・施工と一貫した調査法（RI-CPT）を用いて施工管理を行うことが有利であると想定される。

(2) 盛土の性能を考慮した調査法

埋立内に造成される滑走路および誘導路、無線用地(空港用地)、護岸に応じた性能を規定する必要がある。(表-7.1)

- ① 供用時の安定（安全率）
- ② 地震時の地盤の変形が空港施設に与える影響がないこと（沈下・段差・支持力）
- ③ 性能の確認方法および照査方法を定める必要がある

支持力の安定を必要とする盛土および舗装については性能を直接的に示す指標がない。龍岡は一般的に使用されている盛土の締固め度の管理値は、盛土の安定度・変形性とは明示的に関連していないと整理している¹⁾。空港用地などの盛土工では、大量急速施工を行うため、多品種多土源の土砂を用いて盛土を実施している。通常の盛土工事では、材料別に密度比 (D_c) や空気間隙率 (V_a) による締固め管理を行うが、主なる埋立材料は、主土源山砂であるが、岸壁で混合して土運船に積まれるため、特定の土砂の最大乾燥密度 ($pdmax$) を把握することが難しいという面がある。そのため、盛土の品質管理に小型動的載荷試験 FWD(Falling Weight Deflectometer) を採用して、盛土の強度管理により品質を確保することが必要となる。FWD は、 D_c による間接的な性能評価と比較すると、地盤反力係数など力学特性を直接計測できるため、品質管理と性能評価を一貫して行うことができる²⁾。

7.2 粘性土地盤における一貫した地盤強度確認方法

7.2.1 粘性土地盤における急速施工に対応した調査法の採用

D滑走路工事の実例を基に、RI-CPT 調査の適用性について検証を行い、大規模海上埋立における従来では適用を見なかった調査法の適用性について検証した。また、D滑走路工事は設計・施工一括発注方式とし、施設条件と性能要件を示した性能設計を採用している。仕様規定のように決められた設計と図面に基づく出来高を結果とせず、性能要件を満たす設計・施工（品質管理）を施工者リスクの元で構築し、構造物を作り上げる枠組みとしている。従って従来のマニュアルに規定された方法以外にも、要求された性能を満たしていることを示す必然があり、それを表現する新しい調査方法も必要とされた。このような条件下において大量急速施工により土構造物を建設する場合、工学的諸問題の検討のため実施される地盤調査には、短期間で必要な精度が得られ、調査から施工管理まで一貫した方法が求められた。特に、沈下・安定問題に関する施工管理においては、埋立荷重による原地盤の圧密に伴う強度増加や圧密度などの地盤情報を速やかに精度良く把握することが必要となる。それらは原地盤強度の評価と同様に工事全体の工期、工費に及ぼす影響は大きいと見られ、経済的で合理的な手法が望ましい。

粘性土地盤における大規模な埋立工事では、圧密による強度増加を期待して施工時の安全率を定め、その安定を確認しながら施工するケースが多い。そのため、圧密による地盤の沈下や側方変位などの地盤変形は、避けられない工学的な課題であり、その動態は重要な情報である。一般に、動態観測などの情報化施工を行い、沈下量や間隙水圧などから間接的に圧密度 U などを推定し、各盛土ステップのせん断強度を求め、安全率を算定する手法がとられてきた。このような動態観測に加えて、RI-CPT を用いることにより、直接的に非排水せん断強度 C_u 、有効応力 σ_v' 、間隙比 e を求め、施工管理に用いる手法は軟弱粘性土地盤の急速施工管理には有効と考えられる。

7.2.2 RI-CPT の測定原理及び機構

RI-CPT は図-7.1 に示すとおり電気式静的コーン貫入試験(CPT)とラジオアイソトープ(RI)を併用した原位置試験調査計器である³⁾。計測項目は、コーン貫入抵抗 q_t 、周面摩擦力 f_s 、間隙水圧 u と湿潤密度 ρ_t である。RI-CPT による原位置試験とあらかじめ同位置で採取したサンプリングによる室内試験を組み合わせる事により、施工中の地盤の C_u 、 e が計測できる。そのため、施工途中の安全率を直接算定できるだけでなく、圧密中の地盤の e 及び σ_v' から設計時の圧密定数の検証が可能である。CPT で C_u を求める場合、コーン係数 N_{kt} を介して C_u が推定される。そのため、施工中の N_{kt} を評価し、実務上の精度を確認する必要がある。

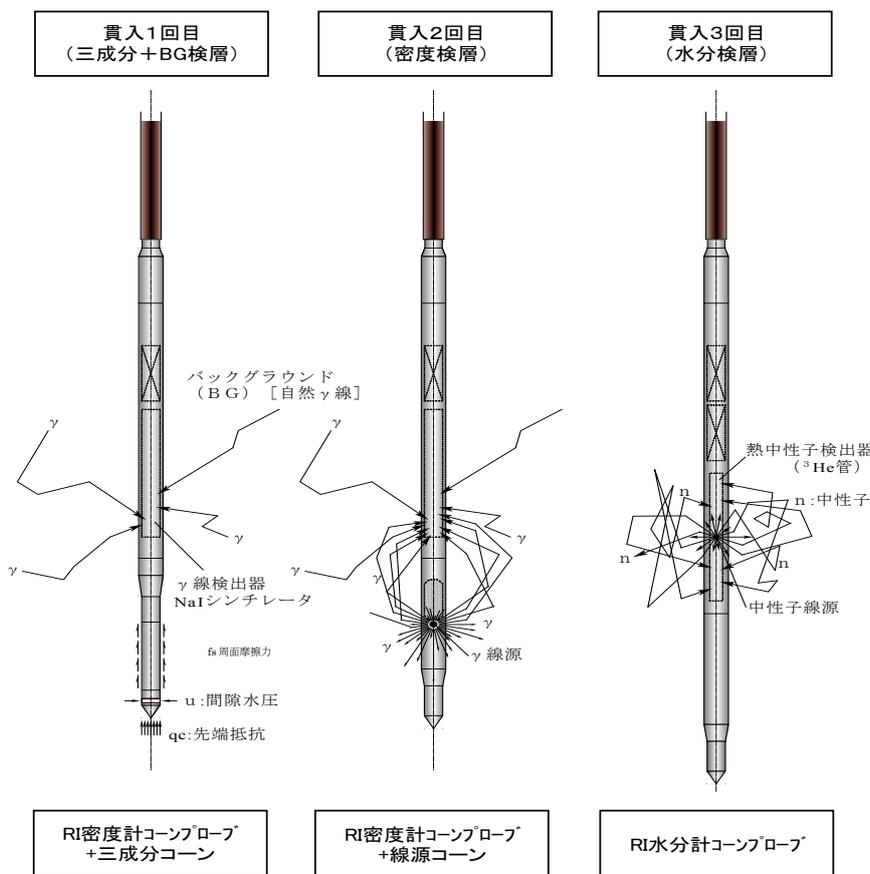


図-7.1 RI-CPT 計測装置

CPT は、先端が 60° の円錐状の貫入機を 1cm/sec~2cm/sec の速度で静的に貫入する試験機である。計測項目は、 q_t 、 u 及び f_s である。地盤の強度を直接計測はできないが、 $q_{net}=q_t - \sigma_{v0}$ と N_{kt} を介する事により C_u を推定する事ができる。また、 q_{net} と u を組み合わせた土層判別が提案¹⁾されるなど計測値を組み合わせる事により有用な地盤情報が取得できる。非排水せん断強度の算出式を式(7.1)に示す。

$$C_u = (q_t - \sigma) \cdot N_{kt}^{-1} = q_{net} \cdot N_{kt}^{-1} \quad (7.1)式$$

計測時の温度との差により補正を行う。計測初期との温度差にあらかじめ正したある温度補正係数を掛けて補正を行う。RI-CPT には温度計が組み込まれているため、温度による補正は計測ソフトにより自動的に行な温度変化を避ける手順を踏んでいる。RI-CPT は、三成分に加え CPT 先端付近に RI 線源と検出管を備え、地盤の ρ_t を計測できる計測器である。RI-CPT は、三成分コーン+BG (バックグラウンド) 計測プローブ、RI 密度計及び RI 水分計の 3 本のコーンプローブ (図-7.1) により構成されている。海中など飽和

した地盤では飽和度 $S_r=100\%$ と仮定して、土粒子密度 ρ_s を既知とすれば、含水比 w_n が算定される。そのため、飽和した地盤では三成分コーンと密度計の二本の組み合わせで計測を行っている場合が多い。地盤が不飽和土の場合は、RI 水分計を追加して地盤の水分量を計測する。RI 密度計コーンは、 γ 線と電子の相互作用（錯乱・吸収）を利用して電子の空間存在度＝湿潤密度 ρ_t を測定する。図-7.2に密度計と γ 線の相互作用について概念図を示す。図のように後方錯乱型と呼ばれる形式では、錯乱が優性でも吸収がそれを上回る領域を実用域として利用する³⁾。

7.2.3 地盤情報の推定手法

RI-CPT は、多成分を計測できるため、これらの地盤情報(ρ_t と q_{net})とサンプリングによる室内試験による($Cu, \rho_s, Cu/p$)を用いて、施工中の圧密過程における U や σ_{v0}' , $e \sim \log p$ 相当値が算出できる。サンプリングは、施工前に行い、各地盤定数をあらかじめ測定しておく。施工中は、RI-CPT のみで施工管理を行う。RI-CPT を用いると貫入試験の結果がリアルタイムで確認できるため、強度の確認や異常値の有無による再試験など一次データの精度を高めるための意志決定が試験時に可能である。また、 σ_v も同時に計測できるため、従来のサンプリングによるせん断試験（例えば一軸圧縮試験）と比較して短時間で Cu の確認ができる。結果として、埋立の次ステップ施工の意志決定が迅速に行われるため全体のコスト短縮などにつながることとなる。RI-CPT を用いて設計と施工に一貫して同じ調査法を用いる事により、安定管理と迅速に行うことが可能である。設計用せん断強度 Cu は一面せん断試験を用いて求めている⁴⁾。これは、再圧縮によりサンプリングによる膨張などの要因を排除するためである。RI-CPT の計測項目を用いて地盤定数を求めるフローを図-7.3に示す。地盤定数を求めるフローの中で複数の計測値を用いて地盤情報を取得する箇所について次に記す。

(1) Cu の算定

q_{net} と原地盤の Cu から、あらかじめ N_{kt} をもとめておく。施工中は RI-CPT の式(7.1)式より求める。

(2) σ_{v0}' の算定

施工中の Cu を強度増加率 Cu/p で割り戻す事により σ_{v0}' を算出する。 σ_{v0}' は、消散試験による過剰間隙水圧 Δu と施工履歴から $\sigma_v = \rho_t \cdot H$ からも求める事ができるため、消散試験にから求めた値と比較検証を行う。消散試験は、CPT 貫入時に所定の深度で止めて、貫入時の過剰間隙水圧が消散過程からその深度の間隙水圧を求めるものである。圧密過程では、 u から静水圧を差し引いた部分が過剰間隙水圧 Δu となる。 $U=100\%$ の場合の $\sigma_{v(U=100\%)}'$ と圧密過程の σ_v' から、 $U = \sigma_v' \cdot \sigma_{v(U=100\%)}'^{-1}$ も算出できる。

(3) e の算定

施工前の土質調査から，RI-CPTの ρ_t とサンプリング試料の単位重量の比較を行い，RI-CPTの精度検証を行う．施工中はRI-CPTで直接求めた ρ_t から e を計算する．地盤調査は水位以下であるため $Sr=100\%$ とし，土粒子密度 ρ_s は事前のサンプリングにより既知であるもとする．

(4) 原地盤の e - $\log P$ 曲線の推定

圧密中の C_u から σ_v' を求め， ρ_t から e を求めると，圧密試験の e - $\log P$ 曲線に相当する地盤情報が得られる．地盤中の e にはばらつきがあるため，幅をもった計測値となる．ただ一回の測定結果では（例えば原位置の測定一回だけ），明確な e - $\log P$ 曲線を表す事はできない．原位置の土被り圧が小さいため明確な関係がみられない．埋立の載荷荷重が増えると室内試験と比較が可能となる．過圧密の地盤では，圧密降伏応力 P_c 近傍に計測値が集中する．そのため，圧密降伏応力 P_c の検証が可能となる．

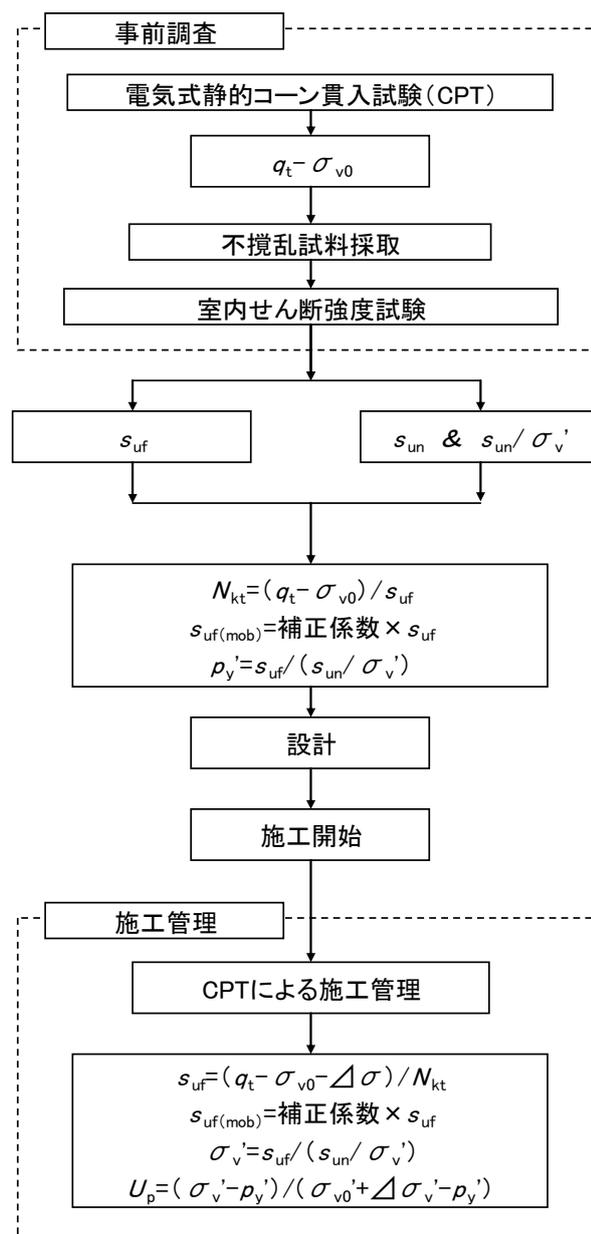


図-7.3 CPTによる地盤強度管理手法

7.2.4 RI-CPTを用いた施工管理の適用例

D滑走路工事では，施工前の土質調査にRI-CPTを用いて調査を行い設計値の確認を行った．施工中も図-7.4 護岸の安定管理，埋立部の施工管理にRI-CPTを用いた．圧密中の C_u は，RI-CPTから求めて安定管理を行った．また，施工途中で地盤定数の修正を行ったが，その際には，RI-CPTから得られた地盤情報を元に地盤定数の修正を行った．RI-CPTを用いて地盤情報を推定するためには， N_{kt} ， Cu/p ， ρ_t の精度など実務上施工管理に用いる事ができる精度を有しているかどうかの検証が必要となる．この工事の中で，RI-CPTの ρ_t と現場のサンプリングによる ρ_t の比較， N_{kt} の設定，消散試験と貫入試験か

ら Cu/p 検証と σ_v' の検証, σ_v' と e から求めた $e\text{-log}P$ 曲線相当値と室内試験結果の検証を行った. 各検証では実際の沈下挙動との比較を行い, 精度を確認した.

(1) 羽田D滑走路工事の概要と基礎地盤

D滑走路工事エリアは, 多摩川河口法線を含んでおり, 多摩川の河川流を阻害した場合, 上流の河川構造に影響を与えるため, 流域部を栈橋構造にしている. 多摩川河口エリア以外は関西国際空港や中部国際空港で実績のある埋立構造とした. 図-7.5 滑走路工事の平面図と断面図⁵⁾である. 護岸構造は傾斜堤形式で基礎地盤を SCP(サンドコンパクション)改良 ($\phi=2\text{m}$ 改良率 30%) している. 護岸より築堤内側はSD (サンドドレーン) 改良 ($\phi=0.4\text{m}$ $2.5\text{m}\times 1.6\text{m}$) を採用している. 改良下端は, A.P.-37m 付近まで改良している. 平均水深は A.P.-20m であり, 現空港付近に近年の覆砂事業による緩く堆積した砂層がある. この覆砂層が現空港まで緩やかに傾斜した地盤を形成している. 基礎地盤は A.P.-20m~A.P.-45m まで有楽町層 A.P.-45m~A.P.-55m まで七号地層があり, この2層が沈下及び地盤の破壊に関して対象となる層である. その下に新規段丘堆積層, N値30~50の東京層, 江戸川層などの支持層がある. 図-7.6は, 基礎地盤の断面図である. 6章で述べたように, 地質的な層分類にせん断強度, 圧密特性などの情報を加えて工学的な地層分類を行っている. 表-7.1⁵⁾に土質構成を示している.

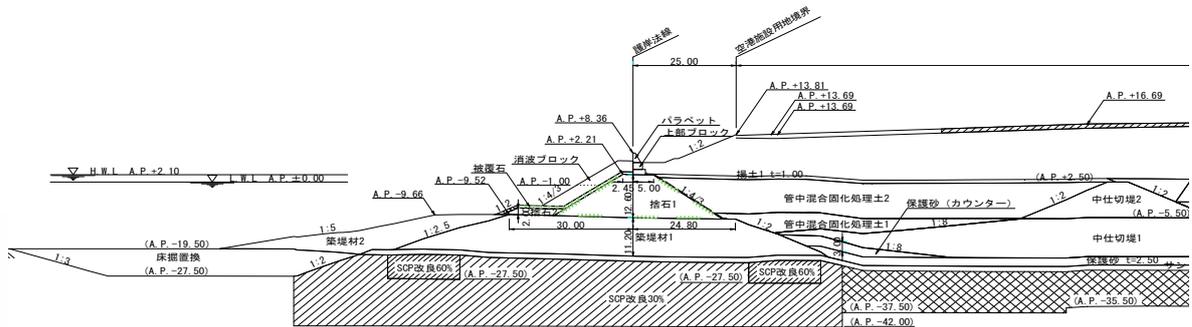


図-7.4 埋立護岸部断面図

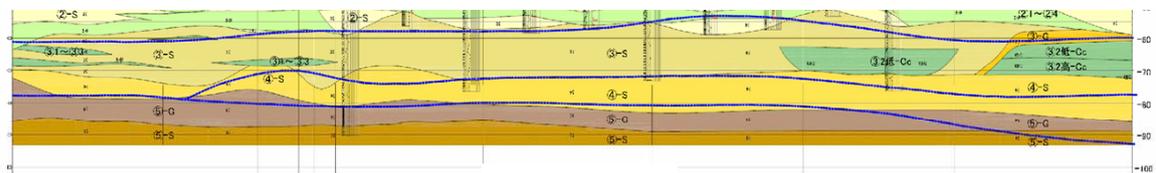


図-7.5 羽田D滑走路の基礎地盤

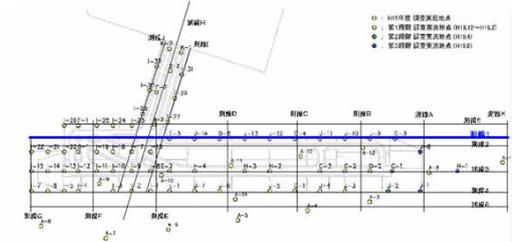


表-7.2⁶⁾ 土質の区分

大区分	小区分	地層区分	土質	特徴
①	①-H	覆土層	粘性土主体で一部砂を狭在	覆砂事業による堆積層
	①1~3	上部有楽町層AC1	粘性土	高含水比・間隙比が大きい。
A.P.-19.5~A.P.-35				
②	②1~2	下部有楽町層AC2	粘性土	①層と比べると粗粒で低塑性な粘土
	②2~4	七号地層Dc1~2	粘性土主体で砂質狭在	②層の下部の粘性土層、
	②S		レンズ上の砂層	粘性土中の砂層
③	③1~3	新規段丘堆積層 Dg1	互層の粘性土部	粘性土としては ρt 大
	③G層		互層の砂質土部	N値50以上連続の砂層
	③高Cc層		粘性土の高含水比部	珪藻を多量に含み高含水比で間隙比大
	③G層		互層の砂礫部	礫径が100mm超
④	④S層	東京層、工学的に基盤と見なせる可能性がある層	砂質を主体とする層	N値50以上連続の砂層
	④G層		礫質土を主体とする層	礫径が80mm程度
⑤	⑤	東京層、江戸川層 工学的基層	概ね砂層、粘性土が狭在	N値50以上連続の砂層

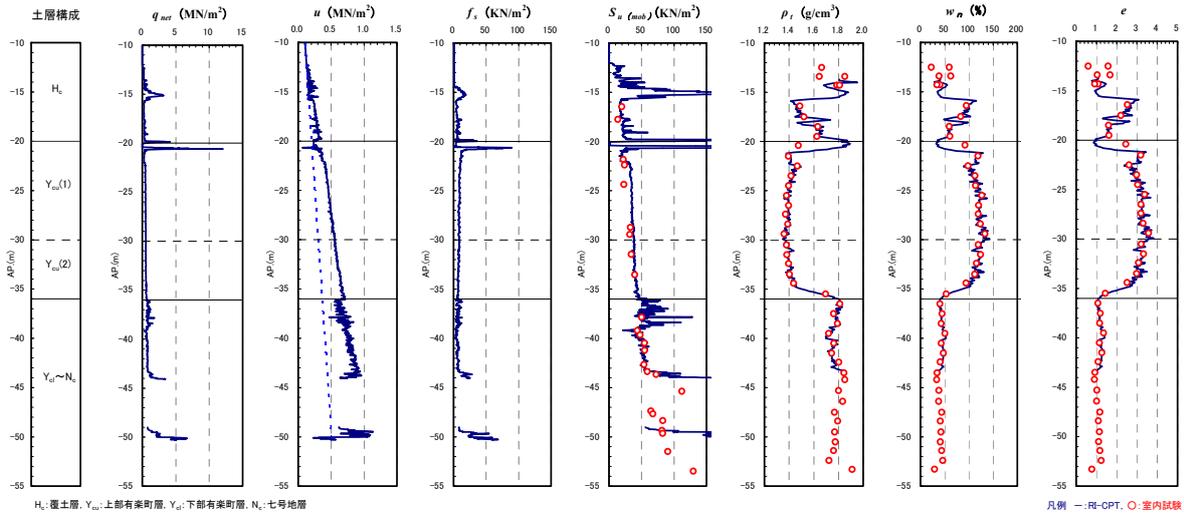


図-7.6 RI-CPT の計測結果と室内試験結果の深度分布

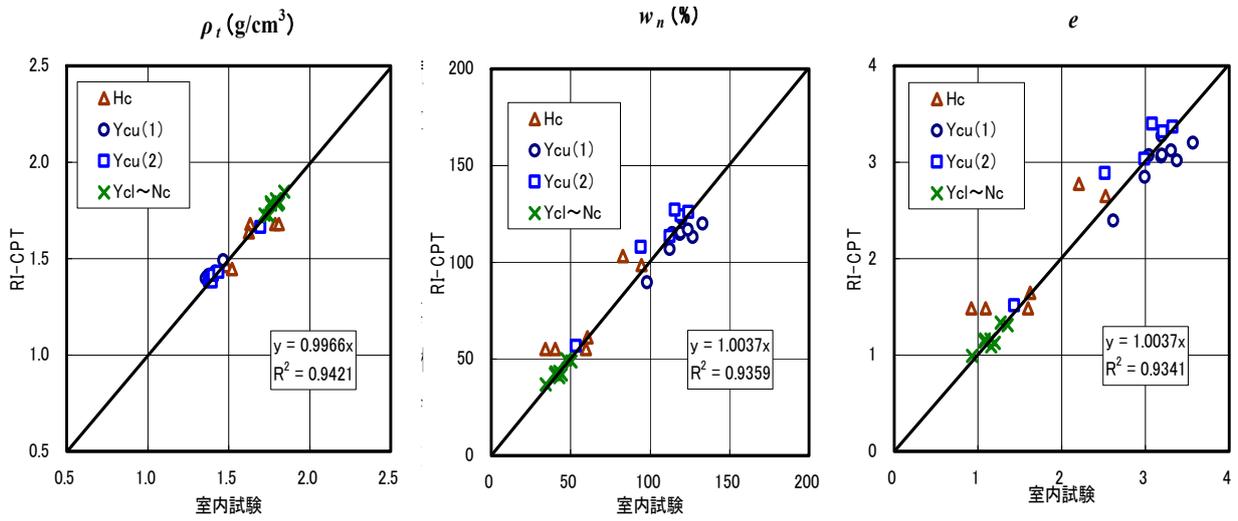
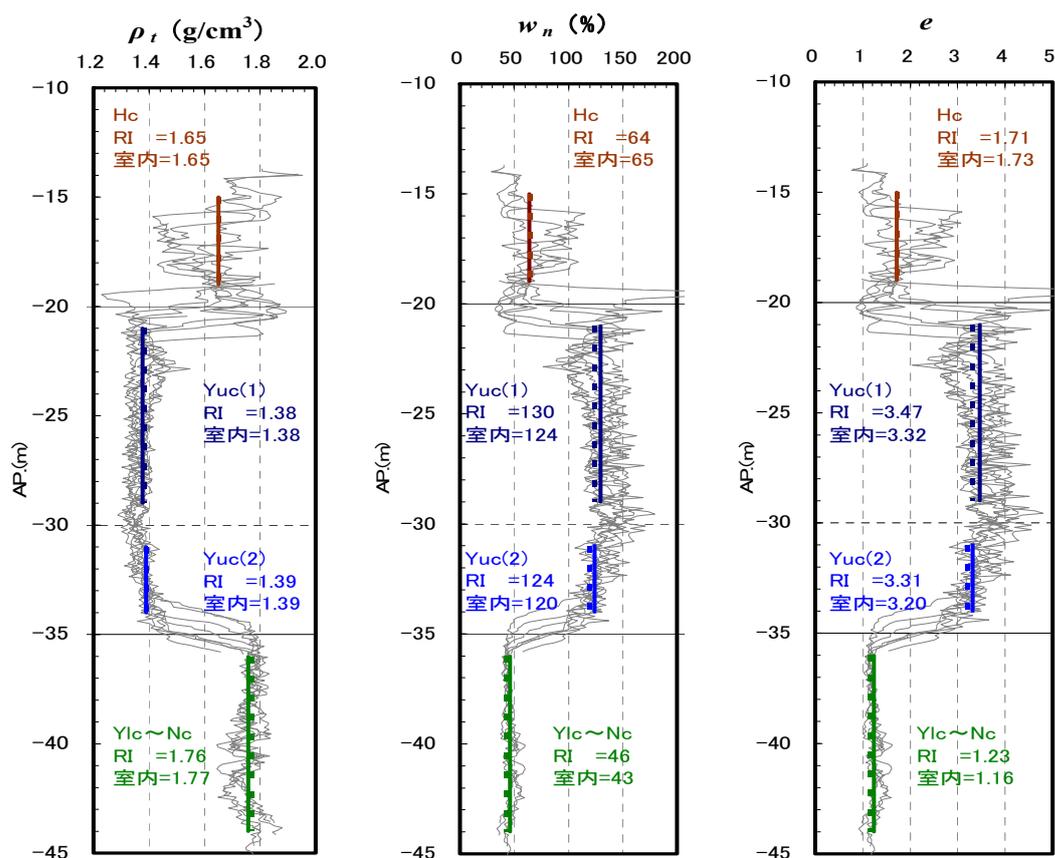


図-7.7 RI-CPT と室内試験の相関性



RI-CPT (D-5,J-5,J-10,J-11,J-12,J-13,J-14),室内試験 (D-4,D-5,E-3)

凡例 — : RI-CPT, --- 室内試験

図-7.8 土層別平均の比較

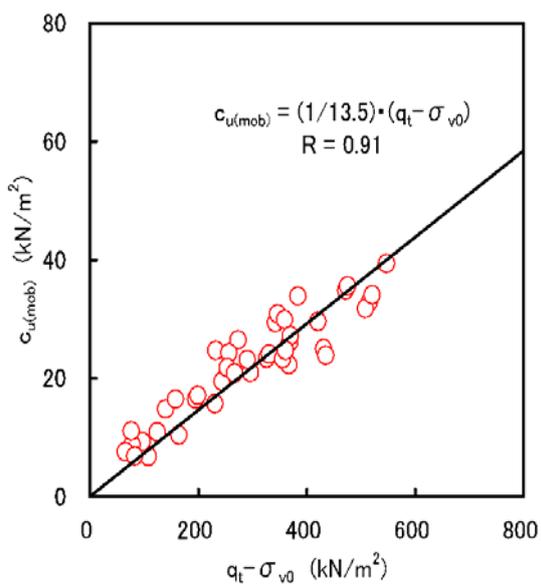


図-7.9(a) ①層の N_{kt}

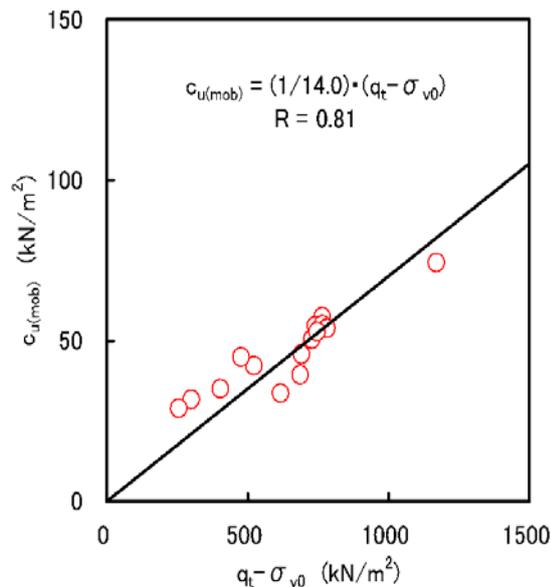


図-7.9(b) ②層の N_{kt}

(2) コーン係数 N_{kt} の設定

通常、粘性土では $N_{kt}=8\sim 16^7$ 程度と言われているが、あらかじめ同一箇所でもサンプリングをした供試体からもとめた C_u と q_{net} から原位置の土砂特有の N_{kt} 求めることができる。 C_u は、原位置の σ_v' で再圧縮した一面せん断試験によって求めたせん断強さ τ_{DS} 結果を用いて(7.2)式で計算している。一面せん断試験は、JGS0560 土の圧密定体積一面せん断試験方法によって行った。

$$C_u = 0.85 \cdot \tau_{DS} \quad (7.2) \text{式}$$

ここに、0.85 はせん断速度効果に関する補正係数である。図-7.9 は一面せん断試験で求めたため、設計用せん断強さと q_{net} の関係である。以上の結果より N_{kt} としては、①層で 13.5、②層で 14 とした。

(3) 施工中の RI-CPT による地盤調査

D 滑走路工事は、護岸部の基礎を低改良 (30%) の SCP により地盤改良している。埋立部も SD 改良を行い、埋立による強度増加を期待した断面としている。そのため、埋立の各施工ステップで強度増加の確認を行い、次の施工を行った。強度の確認は、RI-

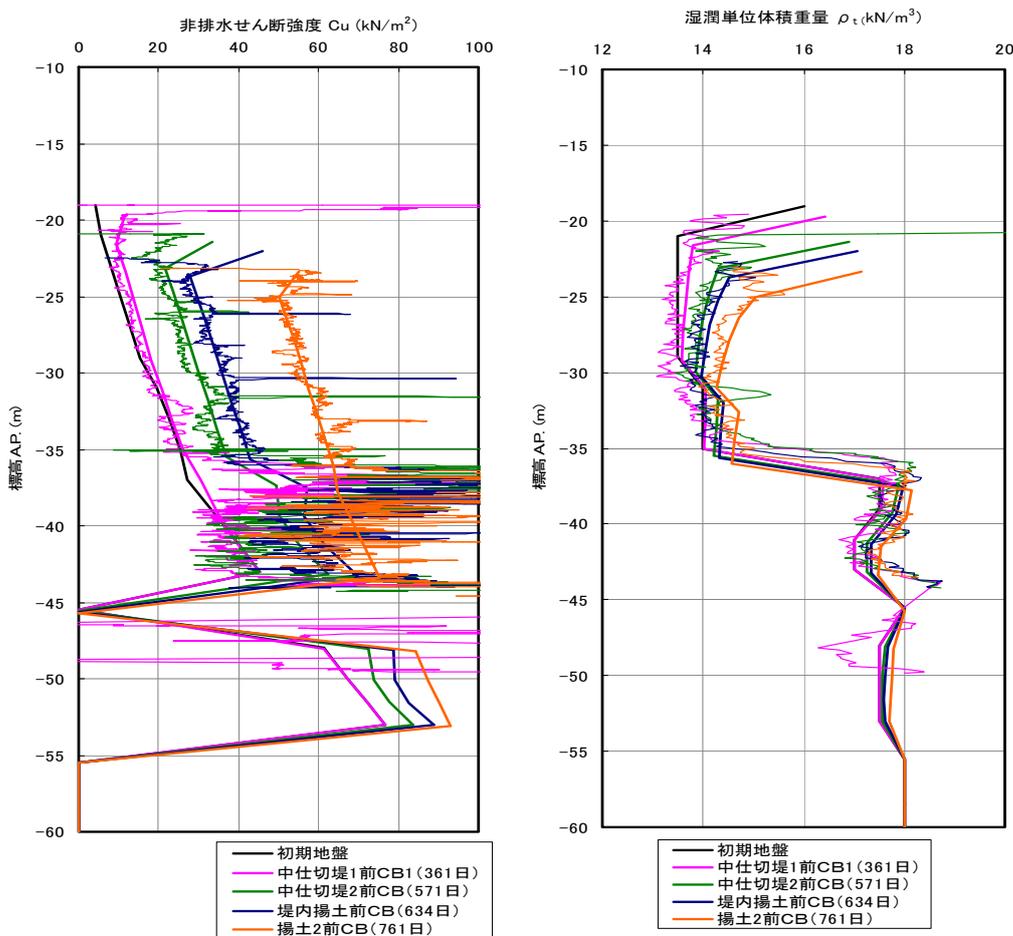


図-7.10 埋立部の RI-CPT の調査結果

CPT によって C_u を求め、安定計算を行い所定の安全率 F_s を確認し、次の施工を行うというサイクルを進めた。図-7.10 は、各施工ステップでの埋立部の RI-CPT の計測結果の一例である。図のように埋立土砂の載荷荷重により強度が増加し圧密による排水で湿潤単位体積重量が増加していることが分かる。また圧密により ρ_i が減少している。

7.2.5 圧密進行地盤を対象とした RI-CPT の適用性

図-7.11 は埋立部内の傾斜堤施工前に行われた RI-CPT 結果と圧密沈下計算から得られた s_u 及び γ_t を比較したものである。また、RI-CPT と消散試験結果を組み合わせることで応力の圧密度を推定することができ、調査時に生じている Δu に s_u/p を乗じて圧密度 100% 時の S_u を推定することが可能である。図中にプロットされている点は圧密度 100% 時の S_u を推定したものである。

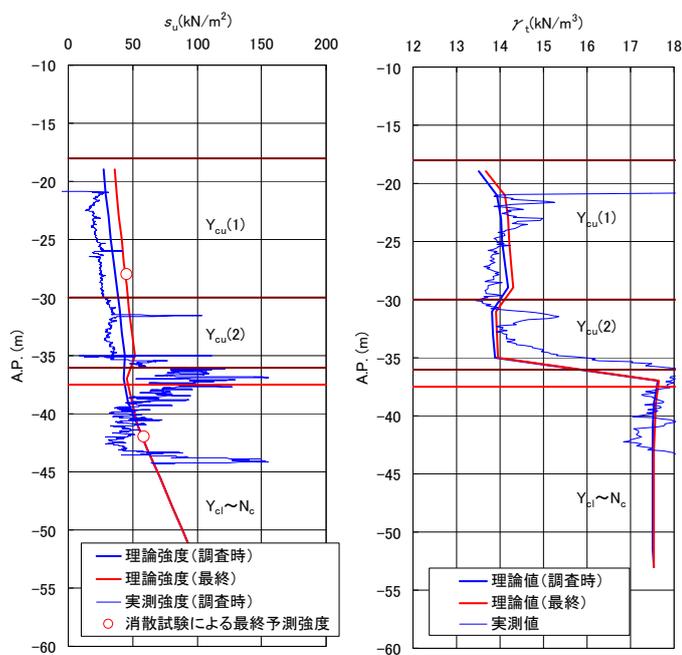


図-7.11 圧密進行地盤における RI-CPT 結果と理論値の比較

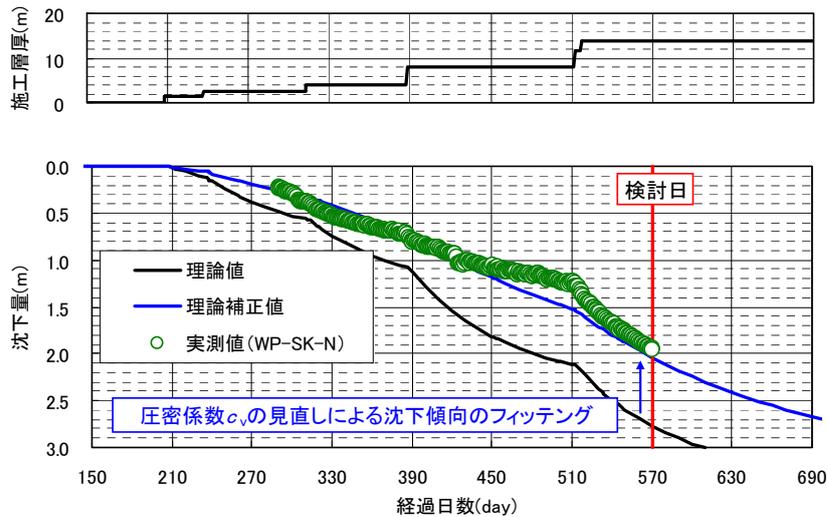


図-7.12 理論沈下量の低減補正

圧密度 100%時の s_u は、実測値と理論値で整合するものの、検討時においては実測値が理論値を下回る。この傾向は γ_t についても同様である。図-7.12 に検討時の荷重条件における理論沈下曲線と同測点付近に設置された水圧式沈下計⁸⁾による実測沈下曲線を比較したものである。沈下曲線についても理論値が実測値を上回り、検討時の沈下量 S を比較すると $S_{\text{実測}}/S_{\text{理論}}$ は 0.71 である。

これらのデータを総合的に考察すると、圧密遅れに伴い強度発現についても遅れが生じているものと考えられる。一方、沈下曲線が実測値 < 理論値と評価できるのに対して、強度についても RI-CPT 結果 < 理論値の関係であることや圧密度 100%における理論強度と消散試験から得られた Δu による最終予測強度は一致していることから、RI-CPT 結果は妥当な

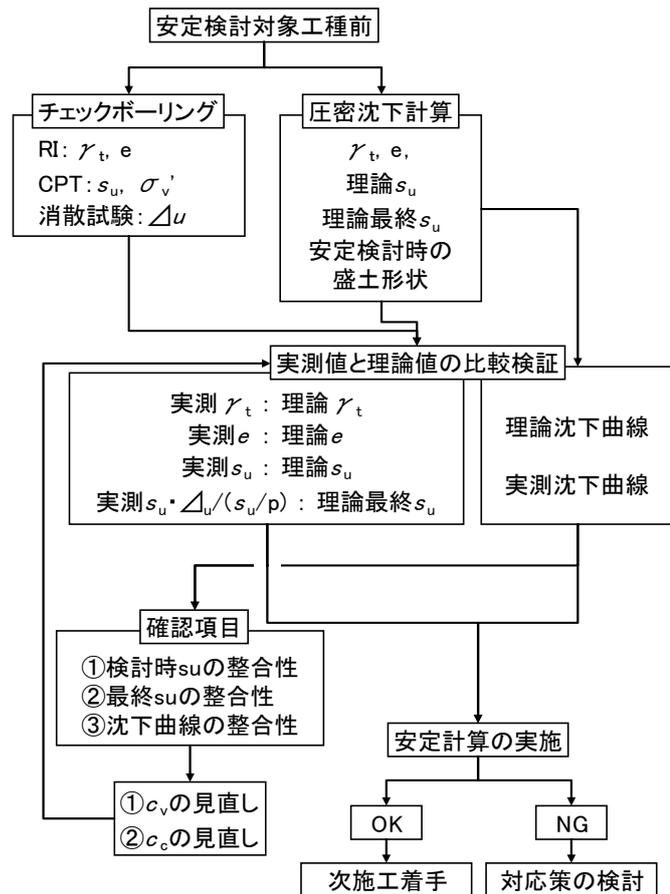


図-7.13 安定管理フロー

図-7.12 理論沈下量の低減補正

第7章 地盤リスク低減を図るための新技術の導入

値を示しているものと推測できる。この流れを表したものを図-7.13 に示す。これらの考察結果を受けて、図-7.12 に示すように検討時の実測沈下量と整合するよう、圧密係数 C_v によるフィッティングを行い、理論強度を算出した結果が図-7.14 である。 C_v 補正により RI-CPT 結果と理論強度が一致し、すべての取得データに対して整合性が確認でき T。図-7.15 は 2009 年 6 月現在までに行われた SD 改良地盤における RI-CPT 結果と理論値の関係である。なお、理論値のフィッティングが必要な場合は、前述したように C_v 値を見直して補正している。 s_u , γ_t において RI-CPT 結果と理論値がよく一致しており、荷重条件ならびに調査時の圧密度に係わらず RI-CPT 計測結果の妥当性はあることが言える。このように、RI-CPT と消散試験結果を組み合わせることで、調査時点における強度及び圧密に関するパラメータを簡易かつ迅速に取得することが可能であり、施工中の地盤パラメータのフィッティングについても簡易に実施することが可能である。特に今回のケースのように、期間が限られた条件において調査から結果の解釈まで求められる場合における地盤調査手法としては非常に適用性が高い。

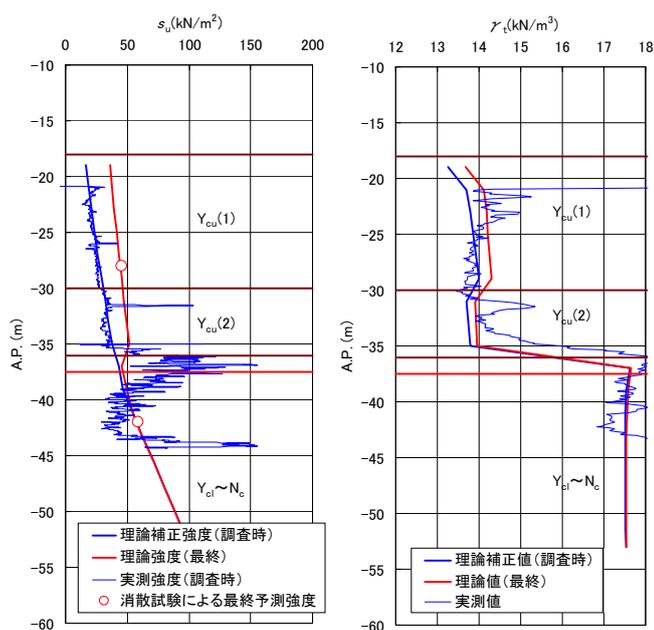


図-7.14 C_v 補正後の RI-CPT 結果と理論値の比較

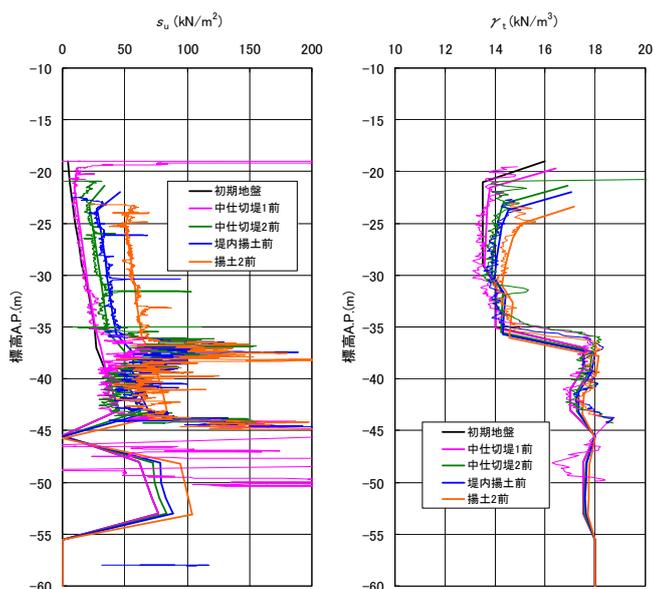


図-7.15 各施工段階に対する RI-CPT 結果の推移

7.2.6 RI-CPT の適用性に関するまとめ

安定管理と沈下挙動の推定を行う上で RI-CPT は有用な計器であり，設計から施工管理まで一貫した調査手法による，迅速かつ低コストで連続的に地盤情報を取得する事ができた．サンプリング調査と併用することで，地盤リスクを低減することが可能であると判断できる．

RI-CPT を併用した静的電気式コーン貫入試験の利点と留意点について下記に述べる．

(1) 利点

- a) 事前調査時に CPT とサンプリングを実施し，CPT より得られる実コーン先端抵抗とすべり時のせん断破壊モードを忠実に再現できる室内試験（一面せん断試験）の非排水せん断強度を相関させることでコーン係数を取得することができる．このコーン係数を用いて，CPT 試験結果を深度方向に連続した地盤強度に変換することができ，サンプリングでは把握することが困難な狭層の存在を明確にできる上，その地盤強度も取得することが可能となり，設計用強度の設定や確認に対して有用なデータを得ることができる．
- b) RI を併用することで三成分より得られる非排水せん断強度に加えて原位置条件下での単位体積重量及び間隙比などを取得することが可能である．盛土载荷中においては，貫入を中断し水圧を消散させることで現在の過剰間隙水圧を知ることができ，貫入試験により得られたせん断強度や間隙比と併用して圧密度や e - $\log P$ 曲線などを整理することにより，圧密パラメータおよび強度増加量の確認，推定など多種の情報から施工時の沈下や安定の精度検証をすることができる．
- c) サンプリングによる室内試験では得られない連続的な地盤情報を取得することができ，精度の高い層序構成の把握が可能である．施工中においては任意の段階で調査を実施することで層境界位置を時系列で追跡することができ，簡易的な層別沈下傾向を把握する

ことができる。

(2) 留意点

- a) 本調査は粘性土層や中間土的な挙動を示す層など多種多様な地層に対して静的貫入を行うため、予測される対象地盤の反力に合わせて適切な測定範囲を有する荷重計などを選別する必要がある。調査機器の故障などによる工程遅延やコスト増加などのリスクを回避するためには、柱状図などの事前情報をもとに調査計画を熟考することが必要である。
- b) 非排水せん断強度の算定において調査深度の全土被り圧を用いて整理する。その土被り圧の精度が非排水せん断強度の算出値に影響するため、施工段階に応じて変化する単位体積重量などはコーン貫入試験とともに確実に把握しておく必要がある。
- c) 調査時において通常1回の貫入で三成分データを取得できるが、RIを併用した場合はこれに加えて自然 γ 線（バックグラウンド）の取得と密度検層、また不飽和地盤では水分検層も実施する必要がある。2回もしくは3回の貫入が必要となる。

7.3 性能型設計による盛土施工における新技術の導入

7.3.1 盛土施工の要求性能と新たな調査方法の導入

東日本大震災による東京湾岸千葉沿岸部の埋立地は、液状化による地盤沈下や護岸変位が多く報告されている。一方、同様な粒度分布と細粒分含有率（FCで20%以下）である千葉県上総地区の均質な砂で締め固めた羽田では液状化による被害報告はない。D滑走路は、土被り圧が高く、かつ、地下水位も低いので、一概に他と比較はできないが、詳細な検討をせずとも、造成時の締め固めによる地盤のせん断強度の違いが強く影響していることが推測される。

埋立てにより造成した地盤では締め固めによる安定性を確保することが求められるが、盛土造成での強度不足は、不同沈下を発生させるとともに、地震時ではコラプス沈下や地盤の側方流動により護岸の崩壊を引き起こす可能性がある。また、性能型設計では盛土工に必要な性能の確認方法および照査方法を定める必要がある。

そこで、使用材料の特性および転圧試験結果などを踏まえ、本工事における盛土工の品質管理方法を以下のように策定した。なお、品質管理計画の策定にあたり、本工事の大きな特徴の一つとして挙げられるのが大量急速施工を考慮した管理手法である。前述でも示したが、最盛期では約200万 m^3 /月の施工数量となり、日当たりに換算すると、約8万 m^3 /日の施工数量となる。一方、土源における産出土量は、中小さまざまな約30箇所土源があり、出荷量は1~10万 m^3 /月である。したがって、約8万 m^3 /日の施工数量を確保するために、土源毎に材料を区別することは難しく、出荷港での仮置時および土運船への積込時、空港島への揚土時にさまざまな土源の材料が混入し、混合土として取り扱わざるをえない状況であった。

7.3.2 新たな調査法を必要とした盛土の特徴

(1) 盛土施工の特徴

護岸堤内の埋立部においては、岩砕材などの材料による中仕切堤を施工し、管中混合処理工、山砂の水中投入による堤内揚土を施工した後、水面上から揚土工となる。揚土工は、第1航路側の端部の最高点で最大層厚は約20m、埋立部全体で約1100万 m^3 の土量となる。平成21年4月末から部分的に揚土工(図-7.16)の施工が開始され、平成22年2月末で完了となる予定である。施工期間は約10ヶ月であり、最盛期では約200万 m^3 /月の施工数量となる。写真-7.1は平成21年6月末の埋立部施工中の状況であり、一部で水面の部分が残っているが、全体的に陸化し始め、揚土工の施工が本格的に実施されている。

揚土工は、滑走路および誘導路などの路体盛土としての機能を有するため、①安定性を有すること(滑り破壊が発生しないこと)、②液状化が発生しないこと、③将来的に有害となる圧縮沈下が生じないこと(特に、降雨や水位上昇に伴う水浸時)などの性能を有する必要がある。既往の研究では締固め度 D_c が90%以上でないといゆる密度状態であるとする例もあり、空港盛土の実績からも $D_c \geq 90\%$ であれば、上記①～③の性能の確保が可能と考えられる。例えば、既往の文献²⁾では、せん断強度～締固め度の関係において、 $D_c=90\%$ 付近でせん断強度が急激に増大する変曲点があり、 $D_c \geq 90\%$ であれば、十分なせん断強度を期待できることを表している。また、既往の文献²⁾では、圧縮時の変形係数～締固め度の関係において、せん断強度と同様に、 $D_c=90\%$ 付近で変形係数が増大する変曲点があり、 $D_c \geq 90\%$ であれば、圧縮沈下が発生しにくいことを表している。以上のことから、本工事における揚土工の要求水準は、 $D_c \geq 90\%$ を確保することとした。 D_c を算出する際の最大乾燥密度は、締固め試験(JIS A 1210)におけるModified Procter(締固め仕事量 $E_c=2500kJ/m^3$)に相当



写真-7.1 埋立部の状況 (平成21年6月末)

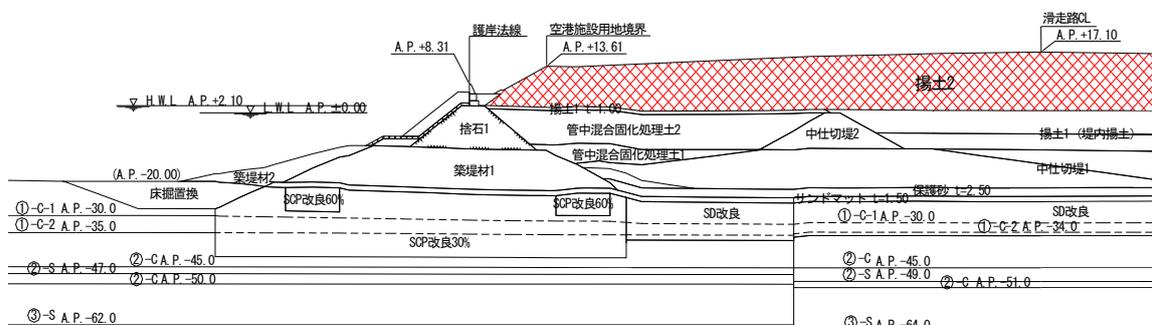


図-7.16 埋立部の断面図

するE法により求めることにした。

(2) 盛土材料の特性

揚土2工に使用する主材料は、千葉県上総地区産出の山砂である。千葉県上総地区の山砂は、君津市～富津市付近で産出される上総層群と木更津市～袖ヶ浦市付近で産出される下総層群の2種類の地質年代であり、これらの約30土源の山砂を本工事に使用する計画である。2つの地質年代に分かれる材料ではあるが、ほぼ均質な材料である。約30土源の山砂の粒度分布を図-7.17に示す。細粒分含有率 $F_c \leq 20\%$ であり、礫分がほとんどなく砂分が卓越したほぼ均等粒径の材料である。図-7.18に締固め試験(E-c法)により得られた締固め曲線を示す。締固め曲線には多少ばらつきがあり、最大乾燥密度は $\rho_{dmax} = 1.45 \sim 1.80 \text{ g/cm}^3$ に分布している。図-7.19に締固め度と締固めエネルギーの相関図を示す。この図は、修正CBR試験より得られた結果を用いて、締固めエネルギーと締固め度の相関を双曲線近似し整理した図であり、材料の締固め易さの指標となる。締固め度 $D_c = 90\%$ に必要な締固めエネルギー E_{90} は $150 \sim 650 \text{ kJ/m}^3$ と多少ばらつきが見られる。

空港路体盛土に必要な性能を確認するために、平均的な代表材料である山砂Bについて、既往の文献³⁾のような圧縮性を圧縮試験により確認した。試験結果を図-7.20に示す。なお、図-7.20は横軸に D_c を示しているが、 D_c の変化量は体積変化量と相似であり、 D_c の変化が大きければ体積変化すなわち圧縮量が大きいこととなる。試験は載荷荷重 $P = 1000 \text{ kN/m}^2$ まで載荷した後、水浸によるコラプス沈下の計測を行った。 $D_c = 80\%$ 付近で変曲点を迎え、 $D_c \geq 90\%$ に締固めれば圧縮性は収束する傾向があり、水浸による影響も締固め度 90% で締固めをしていれば1%程度の沈下であることから有害な圧縮沈下は生じないことが確認できる。続いて、既往の文献²⁾のせん断強度～締固め度の関係を整理した。圧縮圧力を $\sigma_v = 10 \sim 400 \text{ kN/m}^2$ と変えて一面せん断試験を行い、各 D_c におけるせん断強さ S_u を求めた。その結果を図-

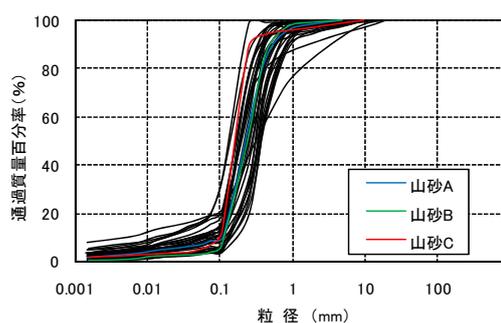


図-7.17 山砂の粒度曲線

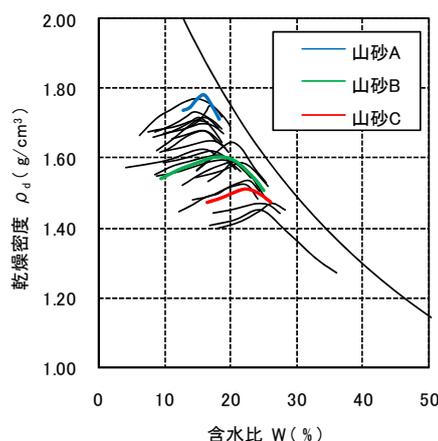


図-7.18 山砂の締固め曲線

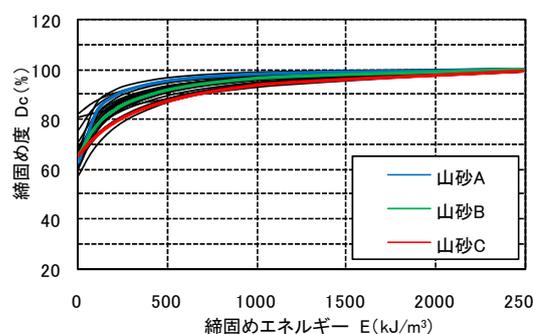


図-7.19 山砂の締固めエネルギー

7.21 に示す。 $D_c=75\sim 80\%$ 付近で変曲点を迎えせん断強度が増大し、既往の研究と同様の傾向があることが確認され、 $D_c\geq 90\%$ に締固めれば、十分なせん断強度および盛土の安定性が確保されることが確認できる。液状化の可能性については、路体盛土は振動締固めを行い $D_c\geq 90\%$ に締固めるため、液状化は発生しないと想定される。そこで、山砂の D_c と相対密度 D_r の相関を調査した。その結果を図-7.22 に示す。ばらつきはあるが、 $D_c\geq 90\%$ では、平均して $D_r\geq 100\%$ であり、最低でも $D_r\geq 60\%$ を確保しており、いわゆる密な状態となり液状化は生じないと判断できる。

7.3.3 空港盛土における調査方法の導入

大量急速施工を実現するため、転圧試験や各種室内試験、計測計器の開発、品質管理手法の検討等を行った。具体的には、大型振動ローラを用いた振動締固めの実施、良質な砂質土による盛土の構築、施工中の転圧試験による管理値の設定、転圧管理システムの開発とこれを用いた層厚・転圧回数管理、厚層化施工に対応したRI密度測定器の開発とこれによる締固め度の管理、小型FWDによる地盤剛性の管理を実施し空港盛土の品質を確保した。事前に実施した転圧試験の結果から、施工層厚0.9mまでであれば、所要の性能を有する盛土を構築できることを確認し、実施工において採用した。

品質管理項目および計測方法を表-7.3に示す。日常管理はFWDのみとしているが、定期管理ではFWDと比較するために従来方法の試験を合わせて実施している。

本工事での盛土の施工管理は工法規定とし、転圧管理システムを用いて転圧回数と盛土厚さを管理した。週1回の頻度で定期試験を行い、事前の転圧試験で得られた管理値を逸脱していないかどうかを確認した。定期試験では、現場でブルドーザを使用した撤出し・転圧を行い、1回の施工層厚0.9mに対して上中下0.3m厚ごとの平均乾燥密度をRI密度測定器により計測した。また、表層の地盤反力係数

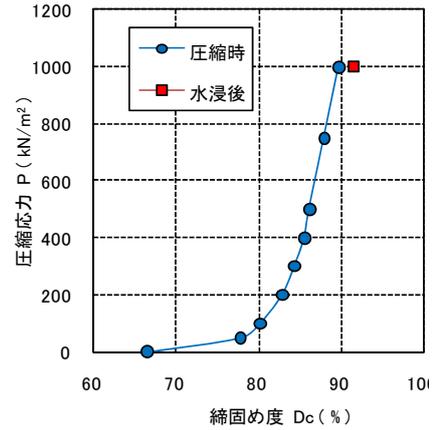


図-7.20 山砂の圧縮性

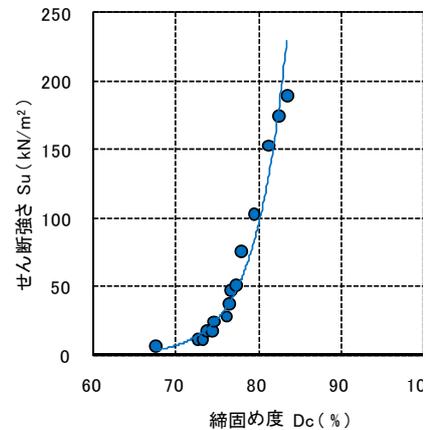


図-7.21 山砂のせん断強さ

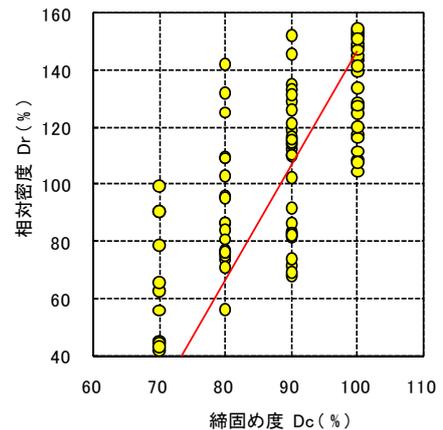


図-7.22 山砂の D_c と D_r の関係

表-7.3 品質管理項目と計測方法

項目		管理基準値	計測・試験方法	計測頻度等	
工法管理	盛土厚 転圧回数	$T \leq 0.9 \text{ m}$ 8回	GPS施工管理 GPS転圧管理	施工エリア 全面	
日常管理	地盤反力係数	山砂 $K_{FWD} \geq 65 \text{ MN/m}^3$ 岩ズリ $K_{FWD} \geq 180 \text{ MN/m}^3$	小型FWD試験 ($\phi 300$)	2000m ² /回	
定期 管理	原位置 試験	地盤反力係数 乾燥密度	山砂 $K_{FWD} \geq 65 \text{ MN/m}^3$ 岩ズリ $K_{FWD} \geq 180 \text{ MN/m}^3$ $D_c \geq 90\%$	小型FWD試験 ($\phi 300$) 1孔式RI (0.3, 0.6, 0.6m)	1回/週
	室内試 験	粒度試験 含水比試験 最大・最小 密度試験 締固め試験 修正CBR試験	山砂対象 修正CBR $\geq 5\%$	JIS A 1204 JIS A 1203 JIS A 1224 JIS A 1210 E-c法 JIS A 1211	

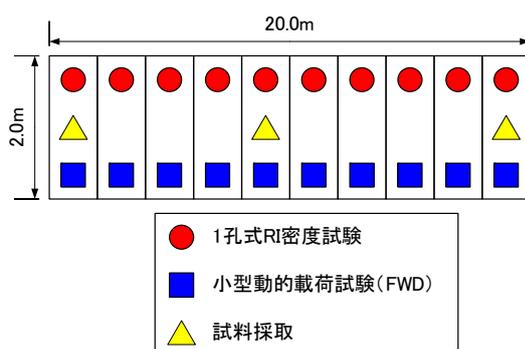


図-7.23 定期管理の概要

を小型FWD試験により計測した。複数の土源からの盛土材料を使用したことから、材料のばらつきがあることにも対応するため、従来から行われてきた盛土の施工管理手法との整合も図り、締固め度 $D_c \leq 90\%$ （E-c法による締固め試験結果から算出）であることを

合わせて確認した。

室内試験では、修正CBR試験および最大・最小密度試験を行い、地盤の支持力や液状化抵抗についても確認した。日常管理は2000m²ごとに1回の割合で実施し、盛土厚や転圧回数と合わせて、小型FWD試験による地盤反力係数を確認した。

(3) 施工管理・品質管理方法

a) 転圧管理

転圧管理システムは、GPSをブルドーザと振動ローラに取り付けて、撤出し・転圧回数をリアルタイムで管理するシステムである。本工事では、RTK-GPSによる補正情報を用いてGPSの位置情報を補正して精度を高めた。ブルドーザの排土板にGPS受信機を設置し、位置情報が運転席の画面にリアルタイムで表示することによって、撤出し高さを確認した（図-7.24）。また、振動ローラにもGPS受信機を設置し（図-7.25）、運転席の画面上に転圧回数毎に色分けしてカラー表示することにより、未転圧箇所を残さずに、所定の施工が容易かつ確実にできるシステムとした。各データは、無線LANを用いてコン

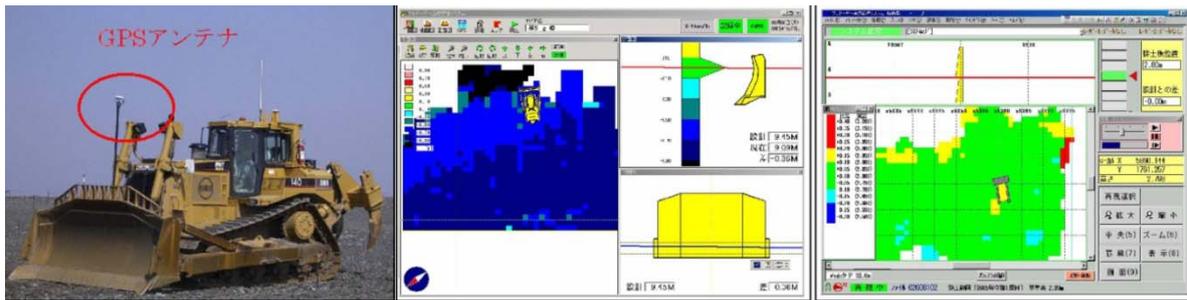


図-7.24 盛土厚の管理システム

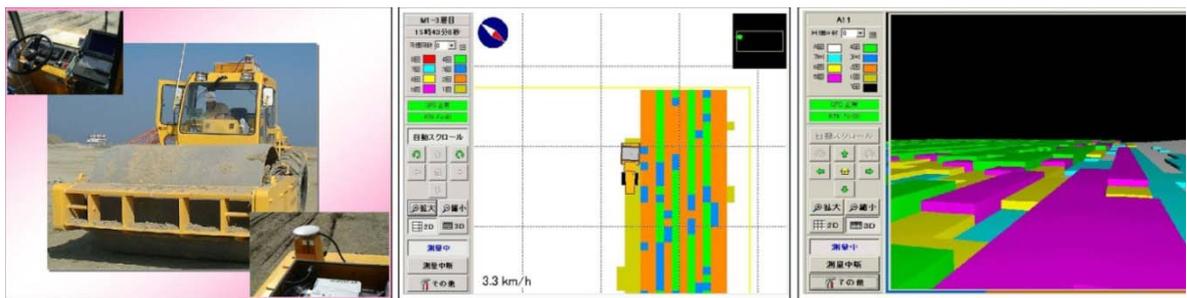


図-7.25 転圧回数の管理システム

トロールルームに集約され、リアルタイムで施工管理がなされた。

b) RI密度測定

厚層化施工の管理用に、散乱型RI密度測定器を活用した。長尺の計測ロッドの先端付近にRI線源と受信部を設け、深層の密度と水分量を計測することができる。RI密度測定器には、バックグラウンド計、密度計、水分計の3本のロッド(図-7.26)があり、同一孔に対して深度0.3m、0.6m、0.9mにおいてそれぞれのロッドにより延べ9深度で計測した。1点当たりの各測定時間は約1分であり、9深度での計測には付随する作業を含めて計約15分を要した。計測は、転圧後に削孔し、ケーシングロッドを打ち込んで削孔を保護した後にロッドを挿入して密度計測をした。湿潤密度および水分量は放射線源から受信部までの距離0.3mの平均値が得られる。

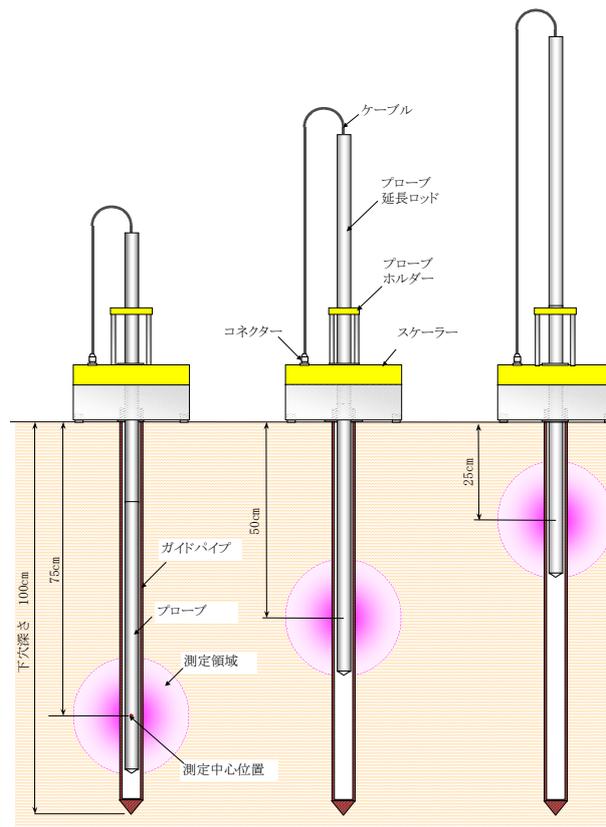


図-7.26 RI密度測定器

c) 小型FWD試験

小型FWD (Falling Weight Deflectometer) 試験は、重錘を落下させて、動的な载荷によるたわみ量から地盤反力係数や弾性係数を求める試験方法である。静的な平板载荷試験と比較すると、試験方法が簡易で、かつ、装置の持ち運びが便利なことなどから、多数の測点に対して短時間のうちに試験を実施することができる。

通常、落下による衝突エネルギーは衝撃载荷的なものとなるが、硬質ゴムバッファを装着することにより、载荷時間を長くして急速载荷的なものとしている。使用した小型FWD試験装置を図-7.27に示す。载荷盤

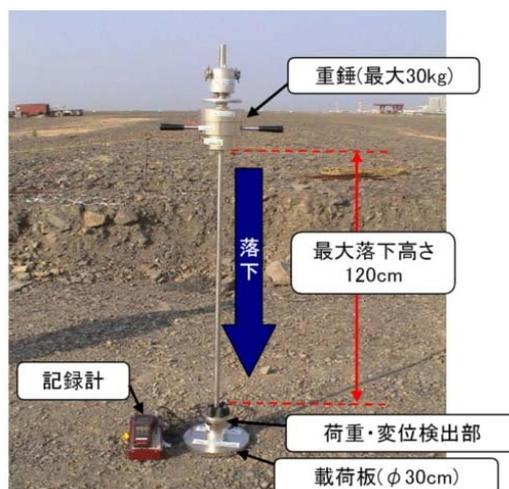


図-7.27 小型FWD試験に用いた装置

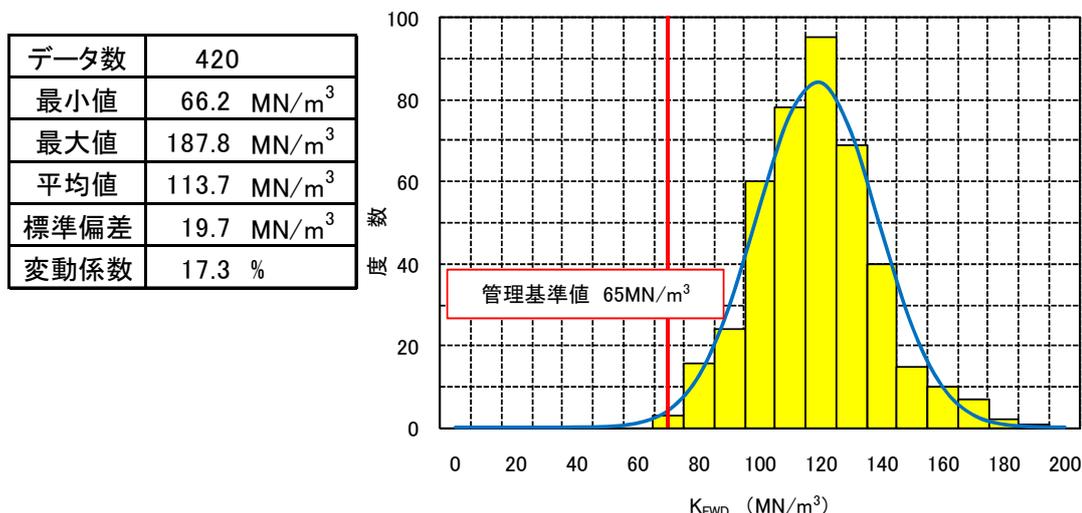


図-7.28 日常管理試験結果【小型動的载荷試験 (FWD)】

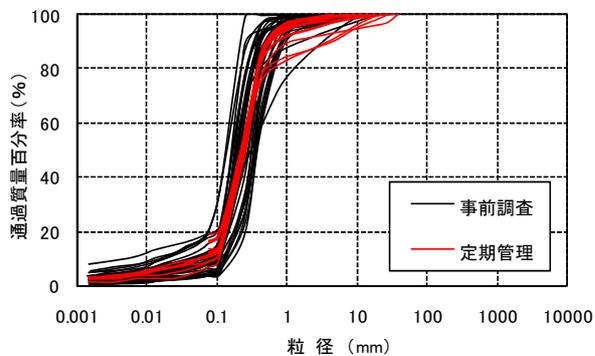


図-7.29 山砂の粒度分布

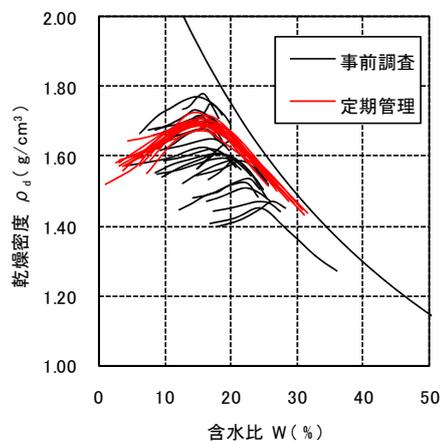


図-7.30 山砂の締固め曲線

	表層	中層	下層
データ数	39	39	39
最小値	92.8 %	89.7 %	88.7 %
最大値	100.4 %	98.6 %	95.6 %
平均値	95.9 %	94.7 %	92.9 %
標準偏差	2.0 %	2.3 %	1.9 %
変動係数	2.1 %	2.4 %	2.0 %

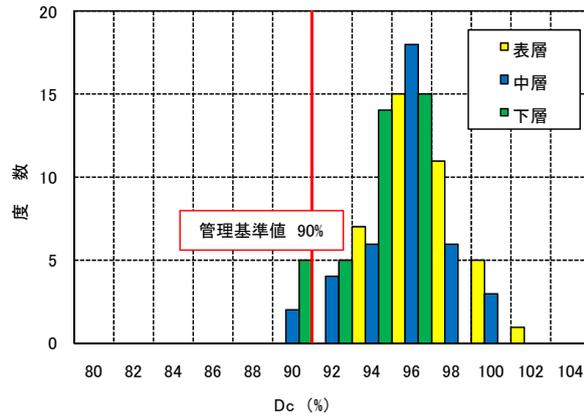


図-7.32 定期管理試験結果（締固め度 D_c ）

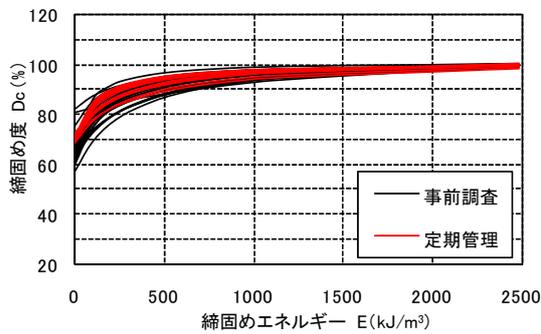


図-7.31 山砂の締固めエネルギー

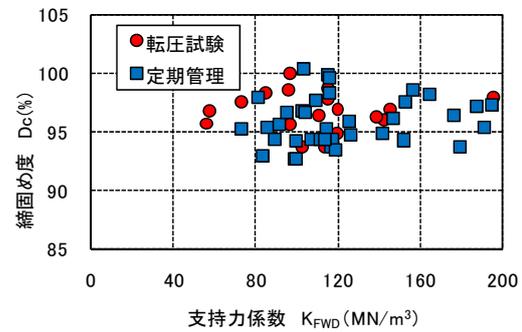


図-7.33 $D_c \sim K_{FWD}$ の相関

の径は300mm、重錘の質量は20～30kg、落下高さは0～1200mmである。最大落下高さで得られる動的な載荷荷重は約40kNである。小型FWD試験と平板載荷試験の結果は良い相関関係にあった。

7.3.4 新たな調査方法による盛土施工の品質管理結果

(1) 日常管理結果

小型動的載荷試験（FWD）のヒストグラムを図-7.28に示す。FWDの管理値は事前に転圧試験を実施し、従来管理値である D_c と K_{FWD} を比較して、その相関から D_c 値が90%を下回らない値を管理基準値 65.0MN/m^3 とした。 K_{FWD} の試験結果は正規分布を呈しており、平均値は 113.7MN/m^3 となり管理基準値を満足するものであった。図-7.29～図-7.31に試料採取による室内試験から得られた物理特性を示す。図は、山砂の事前調査データに定期管理のデータを重ねた図である。試験結果より、実工事に使用している材料は事前調査と同等の範囲であることが確認できる。

図-7.32に表層、中層、下層における D_c のヒストグラムを示す。表層ほど D_c の値は大きく平均値で95%程度であり、下層は表層よりも3%ほど小さい値であるが90%以上は確保している。管理値90%に対して数点下回っている値があるが、個々のデータでは試験誤差の範囲内とも考えられ、変動係数も小さいことから盛土全体の性能は確保されて

データ数	117
最小値	103.2 %
最大値	149.0 %
平均値	129.3 %
標準偏差	9.7 %
変動係数	7.5 %

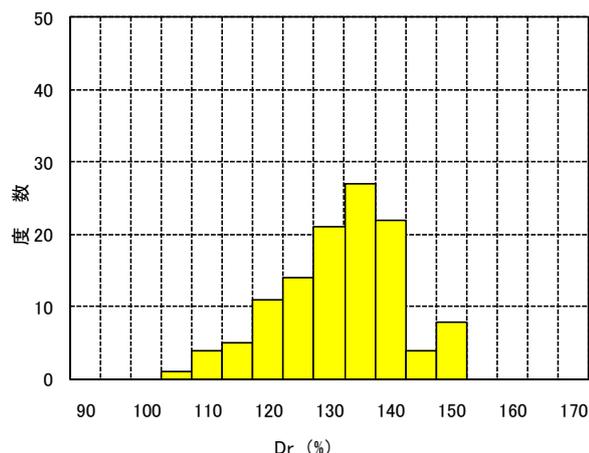


図-7.34 定期管理試験結果（相対密度 D_r ）

いる。なお、定期管理は図-7.23 に示す 10 点の平均値管理としている。

図-7.33 に定期管理時における小型動的載荷試験（FWD）と表層の D_c との相関関係を示す。図には前章で述べた転圧試験におけるデータもプロットしている、 D_c は直接的に支持力を示す指標ではないので K_{FWD} との間には、確な相関性は確認出来ないが、 K_{FWD} が一定値を超えると D_c が 90%以上となる傾向は伺える。最後に、定期管理において、液状化に対する性能の確認の一つとして、相対密度 D_r についても算出している。そのヒストグラムを図-7.34 に示す。 D_r については、最低でも 100%を超える結果となっている。これにより、振動ローラによる振動転圧の効果は、大きな締固め効果があり地震などの振動が起きても緩むような地盤でないことを示している。以上の結果より短時間で確認が可能な小型動的載荷試験（FWD）により地盤強度を計測することで、空港盛土の地盤剛性を確認している。

FWD は、 D_c による間接的な性能評価と比較すると、転圧による地盤反力係数など力学特性を直接計測できること、試験機が汎用的であり、試験方法も簡易であることから多数の計測が容易である。広大な面積における品質管理方法としては、多くの品質管理データを必要とするが、FWD は品質管理と性能評価を一貫して行うことができる手法であり、不同沈下などの地盤リスクを抑制することに繋がる。FWD による品質管理は主要な工事での実績がない方法であったが、地盤リスクを監理する上で有効であったといえる。

表-7.4 性能型設計に伴う新技術

7.4 地盤リスク低減を図るための新技術の導入に関するまとめ

DB契約における性能型設計を採用した場合には、新技術を採用することも有効である。

表-7.4には本章でまとめた新技

ニーズ	従来技術	新技術
設計から施工まで一貫した調査指標	せん断強度試験 C_u	RI-CPT C_u
構造物の性能を直接数値により説明可能な指標	締固め度 D_c	FWD
迅速な測定結果と客観性のある指標	乾燥密度試験 ρ_d	RI ρ_d

術を総括した。また、それぞれの有効性は以下のとおりである。

(1)性能型設計では、施工時における工事の確実性を示すこと、供用後の地盤の安定性を説明する必要があることから、設計に使用する土質調査から施工管理も含めて一貫した調査法（RI-CPT）を用いて施工管理を行うことが有利である。

(2) RI-CPT の採用は、サンプリングによる室内試験では得られない連続的な地盤情報を取得することができ、精度の高い層序構成の把握が可能である。施工中においては任意の段階で調査を実施することで層境界位置を時系列で追跡することができ、簡易的な層別沈下傾向を把握することができる。

(3) 短時間で確認が可能な密度測定試験（RI）や小型動的載荷試験（FWD）により地盤強度を計測することで、従来の品質管理方法と同様の管理が可能であり、空港盛土の地盤剛性を確認可能なことを確認した。

参考文献

- 1)龍岡文夫：盛土の締固め管理と設計の協働の必要性,基礎工,Vol.37,No.7,2-9,2009.
- 2)野口孝俊,堺谷常廣,高橋充,榊原務：大規模人工島建設における性能設計に応じた調査手法,第54回地盤工学シンポジウム,6-358,715-716,2009.
- 3)ソイルアンドロック社：RI-CPT のパンフレットより
- 4)Roertson,P.K:Soil : classification using the cone penetration test Canadian Geotechnical journal,Vol.27,No.1,151-158,1990.
- 5)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解,318,2007.
- 6)東京国際空港羽田 D 滑走路外建設工事技術提案書,2006.
- 7)国土交通省：東京国際空港羽田 D 滑走路外建設工事土質参考資料,2006.
- 8)地盤工学会：地盤調査の方法と解説,P305,2004.
- 9)野口孝俊,中村明教：サンドコンパクション改良地盤における杭間粘性土の乱れに関する調査事例,土木学会第63回年次講演会,729-730,2008.
- 10)宮田正史,野口孝俊,福本裕哉,相河清実：羽田空港D滑走路の事業概要について,基礎工,Vol.35,No.1,64-68,2007.
- 11)地盤工学会編：盛土の調査・設計から施工まで,104-106,1990.
- 12)久楽勝行,三木博史：礫まじり土の締固め度と圧縮時の変形係数の関係,第20回土質工学研究発表会,971-972,1985.
- 13)豊田泰晴,林雅典,川端利和,堺谷常廣,野口孝俊：上総地区産山砂の転圧締固め特性,地盤工学会第44回地盤工学研究発表会,2009.
- 14)地盤工学会編：地盤調査の方法と解説,560-561,2004.
- 15)河村健輔,林雅典,長谷川靖,堺谷常廣,吉村貢：層厚化施工に向けた1孔式RIの開発,地盤工学会第44回地盤工学研究発表会,2009.
- 16)川崎廣貴,皿海章雄,長澤正明,龍岡文夫：地盤剛性全自動評価システム（SFWD）による礫質盛土の地盤剛性評価,地盤工学会第41回地盤工学研究発表会,1291-1292,2006.

第8章 設計施工一括発注方式を採用した海上空港における地盤リスク監理の提案

8.1 設計施工一括発注方式における地盤リスクへの対応

本章では、DB方式の工事における地盤リスクの対処方策を総括し、その妥当性と課題を考察した。

空港のような広大な面積を有する埋立地においては、最小かつ最適なボーリング数で、精度の高い地盤情報を収集することが求められる。地盤条件を正確に解釈し、それを設計・施工に反映しなければ、安全で経済的な構造物を構築することはできない。しかし、これに関するすべての事象を予測することは困難である。設計施工一括発注方式では、予測できない事象から発生するリスクは発注者のリスクとして扱われるが、そもそも地盤には不確実性というリスクがあると言われている¹⁾。しかも、上述のとおり限られた地盤調査では地盤リスク発生確率は高く、如何にこれを考慮して影響を抑制するかがプロジェクト成否の鍵となる。

我が国において、羽田D滑走路のような大規模工事におけるDB契約実績はなかった。また、DB契約の利点を最大に生かすために、性能規定型の設計を採用したことも、従来の発注方式とは異なる土木工事となった。そこで、設計の難易度も重要な要素ではあるものの、設計・施工に関するプロジェクト監理については、「リスク」をどのように監理するかが最大の課題となった。通常の土木工事では、品質管理、出来高管理のように、工事の結果が基準や設計図書などから外れていないかを確認（監督）することが求められる。一方、DB契約では、契約から運営、設計・審査、工事の進捗を包括した確認行為が必要となる。そこで、本稿では「管理」ではなく「監理」という用語を用いて整理している。単に、取りしまりを行うという意味でなく、広い視野を持って総合的に判断することを行うことを監理と定義したい。

DB契約では、工事価格が決定していることから、受注者は工事コストを極力削減することを目的として調査・設計を行うことが想定される。これが過度になる場合は、品質の低下(契約上の要求性能未達成)や安全性の低下等が発生する恐れがある。DB契約では要求性能を満たすことが求められているので、受注者としても安易に経済性重視の設計・施工を行うことはできない。更に、予見不可能なリスク以外は自らの負担となるため、リスク監理が必要とされる。

地盤工学会や地質リスク学会において、リスクは保有、低減、抑制、回避いずれかの言葉により表現されることが多いが、具体的なリスク対応の定義は規定されたいと認識している。

保有：リスクの発生確率が低いか若しくは、影響が小さいと判断される場合

低減：リスクの発生による対応は可能であるが、発生確率を低減することにより有効と判断される場合（発生確率的に小さくできる対策は抑制と表現）

回避：リスクは発生確率および発生時の影響が大きいいため、対策が困難な場合において対応

本論では、以下のように定義し、DB 契約では回避に向けた検討体制を整えることが工事遂行には有効であると結論づけたい。場合によっては、受注者内部に第3者における照査検討委員会も必要になることも想定すべきである。

設計の実務においては、構造選定段階の調査若しくは基本設計の初期段階において「地盤リスクの検討」の項目を追加することが、地盤リスク監理には有効に働くものと想定される。公共工事では、15年ほど前、設計体系的に「照査」を追加し、設計費に追加する措置を講じた。照査については、従前より設計担当者が照査することとしていたが、照査が形骸的であったことから、設計担当者と照査担当者を分離し、その責任を負荷した事例である。今回の提案も同様の狙いがあり、設計体系に組み込まれていた安全性の担保を分離させ、調査段階、設計段階、施工段階毎に「地盤リスクと対応」を検討させることにある。この措置により、要求性能を満たすことと、地盤リスクを考慮することを追加した合理的な設計体系となる。つまり、設計実施により要求水準を満たす安全率は1.0であれば、地盤リスクは例えば0.2増加分とすることで、全体の安全率が確保されると共に増加分が可視部分となることを意味する。

8.2 段階的な地盤リスクの移行と監理

8.2.1 D滑走路工事における地盤リスクの想定と対応

D滑走路工事では、幾つかの点で地盤リスクに関して仕様型設計とは異なった対応が必要となる。各検討段階において想定される地盤リスクとその対応について表-8.1に縦軸には時間軸を示し、調査、設計、施工、供用中（維持管理）、地震時の段階毎に発生する地盤リスクについて一般に言われている地盤（地質）の不確実性（ばらつき）と人為的に発生するものを整理した。更に、これらの地盤リスクに対する対応を示している。

各段階においてリスクが発生するが、調査段階における土質試料のばらつきは、低減することは難しいが、土質性状を見極めるための土質試験の選択など人為的に発生するものについては専門家による照査などで低減することが出来る。地盤調査・土質試験担当者は構造物の特性や設計上の課題を想定して調査・試験を実施し、地盤定数を設定することが理想であるが、現状の設計体系では、地盤定数の設定は設計担当者が行うことがほとんどである。このため、地盤調査・土質試験担当者が設計まで踏み込むことは無く、地盤調査や土質試験に起因するリスクに関する理解がしっかりできていない中で設計が行われるのが実情である。

また、D滑走路工事では3次元地盤推定技術と地学的情報の活用により、情報不足から発生する地盤リスクを低減している。また、設計段階で発生する設計値導出時の誤差は、算出方法の適性や個人差から発生するものであるが、実際の施工進捗に伴い観測データ

表-8.1 地盤リスク項目と対応

要求性能	検討段階	想定される地盤リスク		地盤リスクへの対応
		地盤の不確実性	人為的	
空港地盤の安定性	調査段階		・土質調査が無い箇所の情報不足に起因する測定値の不確実性 調査間隔, 深度方向のデータが不足する場合の推定値	地学的情報からの補間 クリギング手法などによる情報推定
		土質試料のばらつき	室内試験の人為的ばらつき	専門家による照査
	設計段階		土質調査のデータから推測した層序(構成, 支持層), 水平面内(平面的な差違, 不連続性)の差違	パラメータ解析
			土質調査のデータから設定した設計値導出の誤差(算定手法, 担当者の考え方に起因)	複数の調査工区設定によるデータ比較・補間 過去の施工実績を参考とした適切な設定
			設計モデルの限界(設計モデルが土質データや構造物との相互作用を完全には表現できない)	想定外とならぬような安全率の確保(エンジニアリングジャッジ)
	施工段階	地盤調査からは予見不可能な事象(調査間隔から予見できない段丘, 深度方向の調査数では実施していない層の地盤強度)		調査地点・項目の追加 従来調査法では、不足していた情報の追加(新技術導入による地点・深度間隔の増による追加情報)
			現状の設計技術では対応出来ない三次元的事象	適切な情報化施工計画(地点・項目・頻度) 従来調査法では、不足していた情報の追加(新技術導入による測定頻度・地点・深度間隔増による追加情報) 情報化施工による設計値の継続的な見直し
		施工時の平面的な施工時間のずれに起因する沈下現象		施工のずれを考慮した疑似三次元圧密解析を採用した情報化施工
	供用中	設計圧密量を超える沈下	設計圧密量を想定した設計	嵩上げを想定した滑走路舗装設計 規定勾配・段差の観測と擦りつけ施工体制と維持管理計画の策定
	地震時	直接的現象: 地盤変状に伴う全体的な規定勾配を外れる沈下、陥没、隣接構造物との段差 間接的現象: 二次圧密の増大、滑走路下の空洞発生		現状データの定期的な取得を確実に実施する維持管理計画の策定 最新技術の導入を想定した維持管理計画の策定

を用い設計値の修正を計ることで、誤差の修復が可能となる。更に、地盤せん断強度を概ね同程度と推定していた複数工区のデータを総合的に判断することで異なる設計値に修正することも可能であった。大規模工事において複数工区を実施する場合に限定されるが、各工区の連携を図り情報共有化を計ることもリスク監理として重要なことにつながるがある。施工段階では、調査地点間隔や深度方向における調査点数不足から発生する土層構成の見誤りや推定した地盤強度との違いなど、当初条件では予見不可能な

事象から発生する地盤リスクが大きい。これらについては追加調査や情報化施工による推定値のフィードバックによる対応がある。更に、DB 契約の最大の特徴である、基本的に要求性能を満たしていれば、当初に設計した断面の変更を可能としているため、施工の進捗に伴っての地盤データ増加に対応した設計値の見直しや地盤データのばらつきに対する補正を組みこんだ設計を実施している点である。この方法によれば、想定される地盤リスクに対して現実的な対応を図ることで、地盤リスクを回避・低減することが可能となる。初めの調査段階で情報不足であったことに対する補足・補間が十分に行うことで、設計・施工段階に発生すると想定していたリスクは加速度的に減少することになる。

8.2.2 段階的な地盤リスクの移行

海上における大規模埋立工事による空港建設では、地盤調査から設計・施工まで数多くのリスクが存在する。特に軟弱な沖積粘土層はサンドドレーン (SD) によるバーチカルドレーン工法で地盤改良を実施することが多い。したがって、埋立工事費を大きく左右するのは沖積粘土層の圧密沈下量と沈下時間であり、これらを正確に予測し、施工中にモニタリングする必要がある。また、護岸部では安定検討のための非排水せん断強さと、圧密沈下による強度増加を正確に予測し、施工各段階におけるすべりに対する安定性を検討する必要がある。特に、大規模構造物で有効上載荷重が大きいことから、沖積粘土層下層にまで達する側方流動的な大きなすべりに対する安定性が確保されなければならない。

埋立てに係わるリスクは調査、設計、施工におけるそれぞれの段階毎に想定される。地盤定数を設定する過程では、設計を意識した調査担当者の思想が盛り込まれ、経験に基づいてやや安全側に設定されてきた。圧密による沈下が懸念される軟弱地盤上での埋立工事では、長さ 80cm のコアサンプルから、圧密試験用供試体 1 個、一軸圧縮試験用供試体 3~4 個を切り出し、その結果をもって当該深度の力学特性を代表させることが多い。一軸圧縮試験の結果は、ばらつきが著しく、また、圧密試験の数量は著しく限られてしまうため、設計上の余裕代を考慮して特性値に反映させることも多い。逆に、砂質地盤では、せん断強さを弱く見積もり過ぎないように注意を払うこともあるが、試料採取が困難であることから、多くの場合には標準貫入試験による N 値からせん断抵抗角 ϕ_d を推定している。このとき、 N 値から経験式を用いて ϕ_d を推定する際には、安全側の値の設定になるように式が提案されていると理解される。リスクの出現数（個数）とそのリス

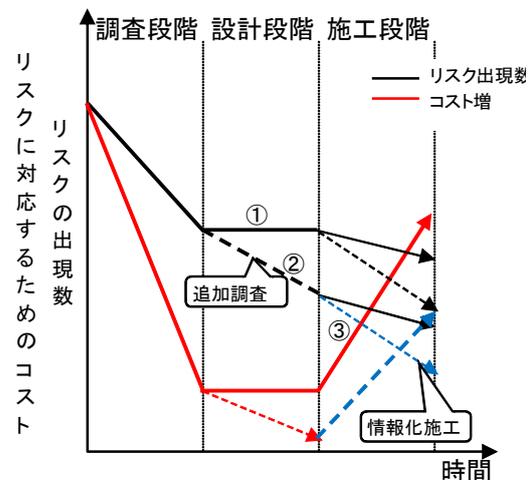


図-8.1 埋立工法による地盤リスクと対応コストの関係

クによるコストの概念図を図-8.1に示す。調査の段階で地盤の情報が集まるにつれて（追加調査）、地盤リスクとされる内容の個数とその大きさは著しく減ぜられていく。施工にも情報化施工などの対応を図れば、更にリスクを減少させることが可能である。図-8.1では、地盤リスクへの対応を何もしない①ラインから最終的には③ラインまで減ずることになる。これに伴い、発生する地盤リスクは小さなものになっていくことから、対応が求められるコストも減少する。ここで、「リスクの出現数」と「リスクに対応するためのコスト」それぞれに、関連性はない。リスクが一つ発現しただけでも、相当なコスト負担となる場合もあれば、その逆も存在する。これらの関係はあくまで概念であり、地盤リスクマネジメントの研究を通して、事例を積み重ね、定量的なリスク評価がなされることに期待する。

8.3 地盤リスクの考え方とリスクの監理に対するアプローチ

(1) 地盤リスクへの対応方法

上記で整理した地盤のリスクに対応する考え方は以下の3通りである。

- ケース A. 発生したリスクへの対応（保有）
- ケース B. リスク発生確率の低減
- ケース C. リスクの回避（発生抑制・防止）

ケース A に示すように、顕在化したリスクに対応し、損害を最小にするか、若しくは補償によるバックアップを図るのが、現在の土木工事でのリスクへの対応となっている。つまり、従来の工事では、リスクの発生確率が高くとも、顕在化しなければリスクマネジメントを要しない仕組みが一般的であった。リスクが発生した時点で、緊急措置を講じ、臨時調査をした後、設計変更を実施してから、応急対応（応急復旧）をすることになる。

しかし、一度発生したリスクの大きさによってはプロジェクト自体の存続に繋がる話となり、リスクを発生させないためのリスクマネジメントが必要となることもある。発生確率が高いが、リスク影響が小さくないと判断される場合の対応が上記分類のケース A であり、発生確率は低い影響が大きい場合はケース C の対応が必要となる。この中間としては、リスクが発生すると想定された時点で、情報化施工を行うか、追加ボーリング調査を実施して事前にリスクの発生を低減する考え方がある。この情報化施工などは調査ではなく対策工事の一部と考えられる。ケース C は当初想定した地盤条件が設計値と異なると判断されたときに、リスクの発生を抑制若しくは防止することを目的に、設計条件を工事着手前に変更することである。仕様発注型の契約では発注者がそのリスクを条件変更として認め、場合によっては金額の変更を認めるが、DB 契約においては受注者の判断の下に費用負担も生じることが基本となるため、いかに対応するかが鍵となることからリスクマネジメント無しではプロジェクトの遂行はあり得ないと考える。

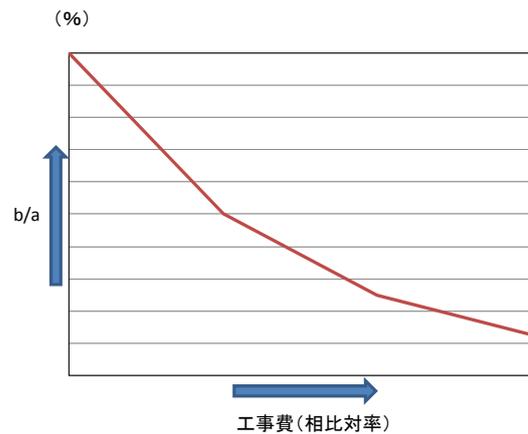
(2) 地盤リスク回避対策費用の妥当性判断

リスク監理としては、より多くの事例を収集し類型化することにより、それらへの合

理的な対応が可能となるため、今後の取り組みとして検討する必要がある。どの程度の割合まで費用支出が最適とされるかの問題については検討事例がない。

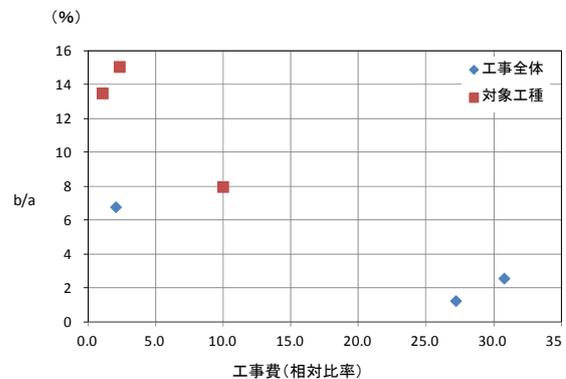
工事や工種の大きさにより、地盤リスク回避対策費用の上限は変わってくるのは当然であるが、そこに、一定の関係が成立するものと想定される。この概念は図-8.2のように考えることができる。横軸に工種全体の費用で示し、縦軸には想定被害総額(a)に対するリスク低減対応費用(b)として考える。この時、想定被害総額は、応急復旧費用(一時対応費)+調査費用+再工事費+工期遅延費用と想定する。リスク低減対応費用とは当初設計断面からの変更による増分費用とする。このうち工期遅延費用を付加される契約は少ないので、通常の契約では考慮する必要はない。但し、対策費用は公表されていないので、ここでは相対比率:一番金額の少ない金額に対する比で示した。工事規模が小さければ、想定被害総額(a)に対するリスク低減対応費用(b)の割合が高く、工事規模が大きくなればその比率は小さくなると考えられる。羽田D滑走路工事の幾つかの工種では、提示土質調査が不足している箇所があったため、地盤に関わるリスクの一部を発注者も負担してリスク回避を確実に実施するため、追加調査実施後に費用の増額を含む設計変更を認めている。D滑走路工事の実例を基に上記関係を定量化して図-8.3に示す。

例としては、表-8.2に示す埋立護岸の安定対策のためのSCP下端深度と基礎マウンド幅の変更、深層混合処理下端深度の変更、埋立部でのサンドマット厚さの変更である。いずれも当初提示した条件と異なることを認めた上での変更対応である。この事例では対象工種比率が10%前後の費用となっている。また、工事全体額の比率では2%程度となっている。具体的に述べれば、護岸工事を実施したときに一対象工種である地盤改良の変更は10%の変更ではあるが、護岸本体工や裏埋工を含めた護岸工全体工事費比率と



※ 想定被害総額(a) 低減対応費用(b)

図-8.2 埋立法による地盤リスクと対応コストの関係



※ 想定被害総額:a 低減対応費用:b

図-8.3 埋立法による地盤リスクと対応コストの関係(羽田事例)

表-8.2 羽田工事設計変更対象項目

工事全体	対象工種	変更箇所
護岸工(捨石)	地盤改良(SCP)	下端深度
	捨石盛土	基礎マウンド幅
護岸工(CDM)	地盤改良(CDM)	下端深度
埋立工	地盤改良(SD)	サンドマット層厚さ

すると、2%程度の比率に留まることになる。今回はリスク低減のための変更であるが、実際にリスクが発生した場合は、応急復旧費用や調査費用が増加することが想定され、比率的には更に増えることが考えられる。地盤リスク回避対策費がどこまで許容されるかは、このような考え方を基にした事例を積み重ねることで一定の関係式が構築されるが、現時点ではデータベース的な情報集約がなされておらず、本稿では概念に留まる。この関係式の成立には、今後の研究に期待するところが大きい。今回の試算では、工事遅延費用を除いているが、プロジェクトによっては相当金額を科せられる場合もあり、当初工事費には間接費用として見積もっておくことが必要になることも想定すべきである。昨今、海外における工事受注を目指す取り組みも推進されているが、工期遵守という契約が当然なことからも、今回試算したような地盤リスク回避対策費用を検討するリスクマネジメントが必要になるであろう。

8.4 設計施工一括発注方式における地盤リスクへの対応

本稿をまとめると以下の結論を得た。

(1) 羽田空港 D 滑走路建設工事で採用された DB 方式（設計・施工一括発注方式）は、受注者に最大限自由度を持たせた性能規定型設計を併せて採用する契約方式であるが、それは、発注者と受注者双方が負担するリスクと責任を明確にすることで成立する方式である。従来型の契約では、発注者はインハウスですべてのリスク処理を実施していたためリスク監理の認識が顕在していなかった。DB 契約では発注者もリスク管理が必要となる。

(2) DB 契約においては、受注者が負担すべき地盤リスクを発注者の負担に変更する行為は、「予見不可能な場合」に限られる。しかし、実際に地盤に関して「予見不可能」に近い状況が発生した場合は、発注者と受注者の間でその負担責任に関する係争が発生し、それがプロジェクトの円滑な進捗を妨げることもありうる。したがって、契約前に適切な方法で十分な地盤情報を得ることにより、地盤の不確実性に関するリスクをできるだけ低減することは、受注者はもちろん発注者にとっても重要である。羽田空港 D 滑走路建設工事は、契約前に受注者に提供する情報としてボーリングによって得た地盤情報に地質学的な情報を加えることにより、地盤リスクの低減を十分に低減できたと考えられる。

(3) 地盤リスクは調査・設計・施工のいずれの段階でも内在しており、それぞれの段階でリスクを低減する必要がある。羽田空港 D 滑走路建設工事は、従来用いられてきた標準的な手法以外にも妥当性があると判断される新技術を採用し、調査・設計・施工の各段階において地盤リスクの低減と回避に努めた。用いられた技術は、地質学的情報を考慮した地盤の設計断面の作成、CPT を中心とした施工中の地盤調査、施工中の観測値によって予測を修正する観測施工、FWD を用いた埋立土の締固め管理などである。これらの技術を用いることにより、地盤リスクを低減させながら施工を進めることができた

と考えられる。

(4) 地盤リスクマネジメントでは、地盤リスクによる損失の程度とそれを回避するための費用を予測し、トータルの損失が最小になるように監理を行う必要がある。地盤リスクによる被害に対する回避するための費用負担の比率についてはこれまで検討された事例がないが、本論文では羽田空港 D 滑走路建設工事の事例から費用負担比率を求め示した。本データは特定の事例によるものであるが、今後の他の事例によるデータを収集することにより、地盤リスクマネジメントを実施する上で基礎的なデータになると考えられる。

(5) 設計施工一括契約方式は、地盤リスク回避のための様々な工夫と検討の積み重ねが必要不可欠な契約方法であるといえる。地盤の特性や挙動が当初と想定と大きく異なったとして、その原因を特定しそれが「予見不可能な場合」といえるかどうか（リスクの負担が、発注者なのか受注者か）の問題は、十分な確認行為（調査）と管理を実施したとしても係争に持ち込まれる可能性は残されている。本質的に不確実性がある地盤に関しては、問題となる現象の原因を短期間に解明して判断することは難しく、明らかな設計ミスや施工不良以外の場合、科学的な調査検討を行っても地盤情報を完全に解明することには限界があり、係争が長引くことも想定される。D 滑走路工事の契約書作成段階では国際紛争仲裁人の意見も参考にして、係争に持ち込まれた場合も想定して地盤リスクに対応する準備をしていた。

これらの問題を避けるためには、有識者による中立的な立場を有する第三者委員会を設置して、地盤の調査結果や施工中の地盤の状況について定期的に意見を伺うことも効果的であり、委員会から適切な意見をいただく上でも、不確実性があると言われる地盤について、事前および施工中に十分なデータの取得と検討を行っておくことが、結果的に地盤リスク監理の有効策となる。今後、DB 契約や性能型設計による契約が増加することが想定されるが、地盤リスクの抑制を考慮した地盤調査計画や調査手法、照査方法に対する研究が進むことを望む。

参考文献

- 1) 渡邊法美, 小笠原正継, 永野正展, 岩松 暉: 地質リスク分析のためのデータ収集様式の研究, (財)日本建設情報センター研究助成事業報告書, 2008.

第9章 結論

9.1 本研究によって得られた成果

本研究は、国際基準にも対応可能な新しい契約方式への適用や国外の企業が国内参入を促進しやすくするための手続きとして、仕様型設計から性能型設計への移行が進められているなかで、国際競争力ある建設技術の確立するための「地盤リスク監理」の在り方を明示すること目的としたものである。

国際的な契約方式に対応するためには、事業コストの見極めが非常に重要であり、「地盤条件の判断と土質に対する不確実性」は「地盤リスク」としてされプロジェクトの正否に大きく影響するものである。従って、「地盤リスクに対する対応」に必要な設計・施工体系を構築し、それに応じた最適な契約を締結することが必要である。

また、設計施工一括発注方式は性能規定型設計を採用する方が有利とされているが、性能型規定設計は基準等の切り替え過程であり、見なし基準での運用が続いているところである。また、国際的な契約方式に対応するためには、事業コストの見極めが非常に重要であり、「地盤条件の判断と土質に対する不確実性」は「地盤リスク」と定義されプロジェクトの正否に大きく影響するものである。従って、「地盤リスクへの対応」に必要な設計・施工体系を構築し、それに応じた最適な契約を締結することが必要である。

このような背景から本研究では、今後の契約形態として考慮しておかねばならない「国際的な発注契約方式の活用」と「性能規定型設計への対応」を踏まえた、海上空港建設における「地盤リスクの考え方」とリスク低減を目指した新たな調査手法の検証を主要な研究としている。以下に各章の内容を要約し、本研究で得られた主要な成果を示す。

第1章「序論」では、国際的な契約方式に対応するためには、事業コストの見極めが非常に重要であり、「地盤条件の判断と土質に対する不確実性」は「地盤リスク」と定義されプロジェクトの正否に大きく影響するものである。従って、「地盤リスクに対する対応」に必要な設計・施工体系を構築し、それに応じた最適な契約を締結することが必要である。

そこで、新たな契約方式に基づき性能型設計を採用したD滑走路工事で具現化した課題について総括し、実践例として地盤リスクに対する考え方を考察することで、上記課題に対する検討が必要であることを示し、本研究における検討課題について述べた。

第2章「粘性土地盤に建設される海上埋立空港における地盤調査と地盤リスクの既往の考え方」では、まず粘性土地盤に建設された羽田空港における地盤調査計画を概観し、海上埋立法による空港整備における地盤の特徴と必要な地盤調査への課題を整理した。また、国内の研究事例から本稿における「地盤リスク」についての定義を規定した。

第3章「設計施工一括発注方式の契約上における地盤リスク対応の考え方」では、設計

施工一括発注方式の契約上の特徴を纏め、リスクに対する考え方を明示させた。また、仕様発注方式との差異を比較し、受注者・発注者のリスクに対する取り組み方を明らかにした。明らかとなった結果を以下にまとめる。

- 3-1)設計施工一括発注方式の契約上の特徴を整理した。自由な提案を優先させるため性能型設計の採用も大きな特色である。
- 3-2)設計施工一括発注方式は要求性能を満たせば自由な提案により構造形式、設計法、施工法を決定することが可能。しかし、従来発注者が負っていたリスクを受注者が負担することになる。要求された性能を規定し、説明することも受注者であるため、リスクに対する対応を自ら実施する必要がある。
- 3-3)設計施工一括発注方式における受注者のリスクについて明確化する共に、仕様波中方式との契約上の差異を明文化した。
- 3-4)仕様発注方式では、発注者はインハウスでリスク処理を実施していたことでリスクへの認識が顕在化していなかったが、DB契約では発注者もリスク監理が必要となる。

第4章「設計施工一括発注方式における地盤リスクを考慮した羽田D滑走路建設工事の特徴」では、新たな契約方式に基づき性能型設計を採用したD滑走路工事で具現化した課題について総括し、実践例からの地盤リスクに対する考え方を考察することで、地盤リスクへの具体的対応方法を明確にしたものである。明らかとなった結果を以下にまとめる。

- 4-1)国内で初めての埋立栈橋ハイブリット構造を採用したD滑走路工事の構造上の特徴について整理した。
- 4-2)発注者が実施したD滑走路工事の土質調査の考え方と契約後に追加された土層図を比較した結果、情報が不足していたにも係わらず土層構成には概ね一致した結果となっていた。地盤リスク低減への工夫が講じられた結果と想定される。
- 4-3)軟弱地盤上に建設される空港は、過去における建設を踏まえた特徴ある工法を採用して施工時における地盤リスクによる工程管理および想定内予算規模を実現させている。具体的には圧密沈下挙動をフィッティングさせながら設計最終沈下量を実現させる施工法や圧倒的な経済的断面を実現させた軽量土の採用であり、圧密計算の誤差による供用遅れなどのリスクを減じる策である。
- 4-4)長尺大口径鋼管杭における支持力管理は空港施設の長期安定性を確保するための重要なポイントであるが、追加調査による情報不足の解消や施工段階におけるデータの蓄積は支持力不足という地盤リスクを回避させた。
- 4-5)軟弱地盤上に建設されたD滑走路工事は栈橋杭の支持層の考え方や埋立部の地盤改良による沈下コントロール、情報化施工の実施など地盤リスクを回避させた様々な工夫が実施されている。
- 4-6)滑走路・誘導路工事に想定される地盤リスクを「地盤の不確実性」と「人為的リス

ク」に分け、時系列的に考察した。地盤リスクを検討する体制・体系があれば地盤リスクの低減は可能となることをD滑走路工事事例より考察した。

第5章「工学的地盤情報が少ない場合での土層推定技術の検証」では、性能型設計を求めた技術提案を要求するために必要な地盤情報を提供するための地盤調査を実施することが不可能であったD滑走路の事例を基に、工学的地層分類は限られたボーリングデータを基に三次元地層推定法によって物性値の補完と地層の推定を行い、層序の確定で得られた結果を考慮して、工学的地層の決定方法について検証した。

- 5-1) 空港建設は面積が広大であり、十分な地盤調査を行うことが出来ないことからボーリング間隔が広くなり情報が少ない。当初調査した位置と若干建設位置がずれたことによりボーリングの空白地帯が発生したことによる地盤リスク発生が想定された。三次元地層推定手法を採用し、土質データベースから抽出したボーリングデータを基に、クリギングによって土質データの空間的な分布を推定し、重回帰分析により地層分類を行うことで空白地帯の土層構成を実施した。
- 5-2) 地盤の三次元地層推定手順を整理し、D滑走路工事における解析を実施した。重回帰分析の結果、粘性土と砂質土との境界線は、 F_c 値の増加に従って w_n 値も増加する傾向となる。この重回帰分析結果から得られた境界線によって粘性土と砂質土とに判別され、土層の区分が明確となることが判った。
- 5-3) 当初地盤調査から検討した三次元地層推定結果と追加調査から得られた情報も加味して実施した三次元地層推定結果を比較し、その整合性と有効性について検証を行った。その結果、少ないボーリングデータであっても本地層推定手法は、実用的に十分活用できることがわかった。これは、港湾地域の地盤の堆積過程にも起因しており、水平方向に高い相関性を持っていることが一つの要因に挙げられる。また、本検討結果から港湾地域の場合には、およそ250m間隔のデータ情報があれば、適切な地層判定基準を用いることによって、クリギングと重回帰分析による地層判定でも十分な精度が期待されるものと考えられる。ボーリング本数が著しく少ない場合、クリギングと重回帰分析による地層推定手法は、非常に有効であることがわかった。
- 5-4) 本手法はあくまで補完法の一つであるので、他の手法と同様に観測点から遠く離れた地点では推定精度は減少する。また、クリギングを行うことによって、観測データは平均化されてしまうので、正しいと考えられる観測データや特異点についても平均化されてしまうことがある。このため、最終的な判断は、工学的ならびに地質学的な考察を加えることによって行われる必要がある。

第6章「工学的な層序決定に対する有効な地質学的調査の有効性評価」では、D滑走路工事における層序および堆積環境を同定するため、工学的情報の他に従来採用することが無い地学情報を取り入れた土層図を作成することで工学情報と地学情報の融合に対する有効性と適用性について検証した。その結果、以下のような結論を得た。

- 6-1)河口域に建設される構造物の検討においては、工学的情報から同一な地層と判断しても堆積環境が異なる場合はその地盤強度を見誤ること、圧密の検討を行うためには海成粘性土と砂層の互層状況など層序が重要な情報であることから、地質学情報から得られる層序構成や堆積環境を踏まえた判断も必要であることから地質学的情報も必要である。
- 6-2)地質学的調査は地盤調査法の一つであり新しい技術ではないが、粘性土地盤での適用に関してはわずかであり、具体的な調査項目や目的との関連性や設計への適用については系統的な整理がされていない。設計に有効に利用するためにはその有効性を検証することが必要である。
- 6-3)支持層の選定では、標準貫入試験を実施し、地盤の成層状況やN値の結果から総合的に判断している。これら物理的な調査のみでは土層の水平・鉛直方向の連続性や互層状況、平面的な広がり判断が難しい。また、工学的情報による断面図は材料としての見方が強く、時刻層の概念は加味されていないことから、N値がばらつきで整理されるか程度であり、土層が異なるとの見解は生まれにくい。この点が工学的な情報のみで作成した断面図と地質情報を加味した断面図の違いであり、地学的な情報が有効になることが判った。
- 6-4)地学的調査の情報を工学的判断の補足となるような体系は存在しない。そこで、設計担当者が具体的に活用するための考え方として「地盤調査の方法と解説」を基にしてD滑走路工事の設計で採用した検討を取り入れて体系的に考察した。
- 6-5)地質学的な情報が少ない条件においては地盤リスクが大きくなると想定されるが、そのリスクを低減する方法として地学的(理学的)情報から堆積環境を考慮した土層構成を考察することが有効な手法であることを提案し、工学的に採用するための留意点を考察した。

第7章「地盤リスク低減を図るための多様な調査法の有効性検証」では、従来、試験的な採用に留まっていた新たな調査手法を用いることによって、空港のような広大な面積を有する地盤性能が確認出来るのかについての検討を行った。従来指標との比較をおこなうことで、従前指標の有効性を示すと共に、性能規定型設計における広大な埋立地盤に係わる多様な調査方法の有効性を検証した。検討結果から以下のような結論を得た。

- 7-1)軟弱な地盤上に建設される埋立て構造の課題と対応を抽出すると共に、それらの事象を的確に把握できる調査項目を検討した結果、護岸の建設については、設計・施工一貫した調査法(RI-CPT)を用いることが有効であり、性能型設計に対応した盛土施工では小型動的載荷試験が有効性であると選択した。
- 7-2)安定管理と沈下挙動の推定を行う上でRI-CPTは地盤強度を判断する効果的な調査方法であり、設計から施工管理まで一貫した調査手法による、迅速かつ低コストで連続的に地盤情報を取得する事ができる。従来から実施しているサンプリング調査と併用することで、地盤リスクを低減することが可能であると判断した。

- 7-3)短時間で確認が可能な小型動的載荷試験(FWD)により地盤強度を計測することで、空港盛土の地盤剛性を確認している。従来の品質管理方法では盛土の性能を直接数値で示すことが出来なかったが、この方法では有効な指標として示すことが出来た。また、この指標を採用することにより、材料と施工管理方法を規定すれば90cmの厚層盛土の施工しても、十分な性能を満たすことが判った。
- 7-4)軟弱な地盤上に建設される埋立構造では、従来の調査方法に捕らわれず、新しい、多様な調査方法の採用が有効であり、設計から施工まで一貫した指標の採用は、性能型設計で必要な調査方法である。

第8章「設計施工一括発注方式を採用した海上空港における地盤リスク監理の提案」では、設計施工一括発注方式を採用した海上空港建設に関わる地盤リスクの考え方を整理し、地盤リスクを設計・施工の段階で体系的に取り組むことで地盤リスクの低減を図ることを提案している。最後に、設計施工一括発注方式を採用した海上空港建設に係わる地盤リスクの監理の有用性について論じた。

- 8-1)設計施工一括発注方式における海上空港の地盤リスクへの対応として、目に見えるものを計測する管理から広い視野を持った総合的に判断する監理の必要性について言及した。
- 8-2)従来契約とDB契約におけるリスク負担の考え方を整理した。DB方式は、最大限自由度を持たせた性能規定型設計を併せて採用する契約方式であるが、それは、受注者のリスクと責任を明確にすることで成立する方式でもある。
- 8-3)海上における大規模埋立工事による空港建設では、地盤調査から設計・施工まで数多くの地盤リスクが存在する。それらを含めてマネジメントしていくことが必要であるが、地盤リスクマネジメントのための費用負担比率は検討事例がなく、今回の研究により一定の参考値が得られた。今後、各所・各工種の事例を集約することで、その精度が上がる。
- 8-4)本稿における設計施工一括発注方式における地盤リスクへの対応方針について総括している。

9.2 研究成果の適用範囲と今後の課題

本研究は、「国際的な発注契約方式の適用における地盤リスクの考え方」と「性能規定型設計への対応」を満たすためには、発注者と受注者のリスク負担と監理が必要であること示したものであるが、設計施工一括発注方式による施工事例は限られておりD滑走路工事の結果から主な結論を導いている。本研究で示した多様な調査の適用性については検証が不十分な側面もあり、地盤リスク監理の在り方については今後の検証データを蓄積することで一層の有効性を示すことに繋がる。また、本研究では取り扱うことができなかった諸問題については、今後も引き続き検討を進める必要がある。すなわち、以下に示す諸

問題は、研究成果の適用範囲を示していると同時に、今後の研究課題として位置づけられる。

地盤情報データベースと地盤リスクデータベースの充実

- (1) 地盤リスクは地盤情報の少なさから発生するものが多いが、一定の条件を制約として構築された情報は有用なものである。三次元地層想定方法は地盤データベースを利用したものであるが、羽田空港の整備にあたり、多くボーリングを実施しておりこれらの情報をデータベース化していることやこれらのデータを有効に利用することなど積極的に利用価値を高めることは必要である。
- (2) 地学的な情報はそもそも調査事例が少ないことやその情報の活用が成されていないことが、工学的情報と地学的情報の融合を推進できない課題と考えられる。そのためには、①精密で確立した層序の提示②物理・力学特性の評価と堆積環境の関係性分析③設計・施工への寄与など整理しておくことが必要である。また、融合には専門的な知見と総合的な判断が必要とされる。現在の地盤調査は専門分野に特化し、総合判断できる経験が少なくなっているが、その問題を保管する方法としては、調査結果のデータベース化を進め、微化石などの示準化を図ることも有効策である。また、地学情報と工学情報の融合例を積極的に開示し、その有用性を評価することも必要であると考えられる。微化石分析などは調査例が多ければ年代特定の指標として有効な層序構成判断に繋がる調査であり、データの蓄積は不可欠なものであることから、これら調査結果の地盤データベースの一項目として体系化していくことが求められる。
- (3) 地盤リスク監理では、地盤リスクによる損失の程度とそれを回避するための費用を予測し、トータルの損失が最小になるように監理を行う必要がある。地盤リスクによる被害に対する回避するための費用負担の比率についてはこれまで検討された事例がないが、本論文では羽田空港 D 滑走路建設工事例から費用負担比率を求め示した。本データは特定の事例によるものであるが、今後の他の事例によるデータを収集することにより、地盤リスク監理を実施する上で基礎的なデータになると考えられる。ネット上でのバーチャル学会である地質リスク学会などの検討に情報を集約しつつ、今後の動向に注視することが求められる。

多様な調査方法の採用における留意点

- (4) CPT は粘性土層や中間土的な挙動を示す層など多種多様な地層に対して静的貫入を行うためことが可能である。しかし、堅い砂質土など予測される対象地盤の反力に合わせた適切な測定範囲を有する荷重計などを選別する必要があり、柱状図などの事前情報をもとに調査計画を熟考することが必要であることやサンプリングによるせん断試験結果との整合性を確認のうえ実施することなど、一層の調査成果の蓄積と解析が必要とされる。
- (5) 盛土の品質管理方法として FWD は有効な手法であるが、一定の条件を前提としてい

る。FWDは体積あたりでの軸方に耐えうる質量を示し、盛土性能を示すものではあるが、盛土締固め性能の一部を示したものであり、全てを表現しているものではない。締固めは、骨材（粒子）のかみ合わせや空気量や水分量とのバランスにより組み合わせられ、その機構自体が解明されていない事象である。その安全性を評価するためには、従来指標との相関や事前施工での確認が伴うことも必要である。盛土施工は、性能型設計施工が進み、情報化施工（ICT）が一層進行する分野であるが、技術の進行と地盤リスクの減少は比例関係がないことを念頭におき、地盤リスク監理を行うことが必要である。

設計施工一括発注方式における地盤リスク監理

(6) DB 契約においては、受注者が負担すべき地盤リスクを発注者の負担に変更する行為は、「予見不可能な場合」に限られる。しかし、実際に地盤に関して「予見不可能」に近い状況が発生した場合は、発注者と受注者の間でその負担責任に関する係争が発生し、それがプロジェクトの円滑な進捗を妨げることもありうる。したがって、契約前に適切な方法で十分な地盤情報を得ることにより、地盤の不確実性に関するリスクをできるだけ低減することは、受注者はもちろん発注者にとっても重要である。この認識が契約行為に反映されることが、本研究の最大の効果となる。

(7) DB 契約は、地盤リスク回避のための様々な工夫と検討の積み重ねが必要不可欠な契約方法であるといえる。地盤の特性や挙動が当初と想定と大きく異なるとして、その原因を特定しそれが「予見不可能な場合」といえるかどうか（リスクの負担が、発注者なのか受注者か）の問題は、十分な確認行為（調査）と管理を実施したとしても係争に持ち込まれる可能性は残されている。本質的に不確実性がある地盤に関しては、問題となる現象の原因を短期間に解明して判断することは難しく、明らかな設計ミスや施工不良以外の場合、科学的な調査検討を行っても係争が長引くことも想定される。

これらの問題を避けるためには、有識者による中立的な立場を有する第三者委員会を設置して、地盤の調査結果や施工中の地盤の状況について定期的に意見を伺うことも効果的であり、委員会から適切な意見をいただく上でも、不確実性があると言われる地盤について、事前および施工中に十分なデータの取得と検討を行っておくことが、結果的に地盤リスク監理の有効策となる。今後、DB 契約や性能型設計による契約が増加することが想定されるが、地盤リスクの抑制を考慮した地盤調査計画や調査手法、照査方法に対する研究が進むことを望む。