

Copyright © (2018) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行し たものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国 立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行っ てはならない。

# 道路橋示方書の改定を踏まえた 性能設計概念に基づく設計照査手法 についての研究開発

国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員 七澤利明 国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員 河野哲也 国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 交流研究員 田辺晶規<sup>\*1</sup>

国立大学法人 新潟大学 自然科学系(工学部)建設学科 准教授 大竹雄 国立大学法人 岐阜大学 名誉教授 本城雄介

※1 現 株式会社 建設技術研究所 (交流研究員在職期間: 2013年8月~2016年7月)

## 要旨

本研究では、基礎の変位を指標とした設計法の改善に取り組んだ。始めに、国内外の構造物設計基 準が性能設計概念に基づく信頼性設計法に移行し、定着しようとしていることを踏まえ、部分 係数法導入の意義を検証し、その問題点を明確にした。次に、粘性土、砂質土、礫質土を対象とし て、地盤変形係数および地盤反力係数の合理的な設定法の開発を行った.具体的には、土木研 究所が有する大規模な地盤調査データを活用し、地盤調査および地盤のひずみレベル、基礎の 変位レベルに応じた適切な定数設定の考え方を提示している.また、山岳部に堆積する岩盤に 着目し、岩盤の合理的な分類と地盤変形係数の適切な設定方法を提案している.

キーワード:性能設計、部分係数法、地盤変形係数、地盤反力係数

## 目次

1.	はし	こめに	1
1	.1	研究目的	1
1	.2	研究概要	2
1	.3	研究体制	5
2.	国内	内外の動向調査に基づく部分係数法導入の意義の再確認と問題抽出	6
2	.1	はじめに	6
2	.2	米国における道路橋設計基準の開発を巡る制度	6
2	.3	AASHTO-LRFD 導入の経緯と初版の発刊	6
2	.4	設計基準策定時のキャリブレーションとその再検討	7
2	.5	MCS による荷重抵抗係数の決定	9
2	.6	基礎構造の抵抗係数の決定	11
2	.7	むすび	13
3.	地	盤変形係数の推定方法の開発	15
3	.1	はじめに	15
3	.2	研究に用いるデータ	15
3	.3	変形係数の解釈と比較	18
3	.4	地盤変形係数の推定方法の提案	22
4.	地	盤反力係数の推定方法の開発	32
4	.1	はじめに	32
4	.2	地盤反力係数導出のための回帰方程式	32
4	.3	杭基礎の水平地盤反力係数推定問題への適用	35
4	.4	回帰分析結果に対する考察	40
5.	道 ) 定フ	格橋基礎の支持特性を踏まえた岩盤の区分とひずみレベルを考慮した変形 5法	係数の推 50
5	.1	はじめに	50
5	.2	検討に用いる地盤調査データの整理	53
5	.3	強度・変形特性に応じた岩盤区分の検討	55
5	.4	岩盤区分別の変形係数推定方法の検討	61
5	.5	まとめ	67

1. はじめに

## 1.1 研究目的

道路橋示方書は,H.23 年度改定に引き続き,数年以内に性能設計概念の徹底と,部分係数法による設計照査を全面的に導入した大幅改定が予定されている<sup>1</sup>.本研究はこの改定に備え,この概念と手法を全面的に取り入れた,道路構造物への要求の高度化と多様化への対応,建設や維持補修のコストの縮減等を目指した設計照査手法を廻る諸問題に,具体的な解を示すことにより,性能設計の導入の効果が速やかに発揮されることを目的としている.

道路橋示方書は,兵庫県南部地震の教訓を背景とした H.8 年度の改定,性能規定化の部分的な導入を 図った H.13 年度の改定に引き続き,H.23 年度にも改定が行われた.しかし,現在,性能設計概念の全 面的な導入と,信頼性設計法に基づいた部分係数法による照査法の採用を視野に入れた,数年以内の大 幅改定の作業が進行している.この改定は,性能提案型等の調達制度の変化やコスト縮減プログラムの 実施に合わせて,技術基準への適合の定義を,仕様の合致から,性能への適合に変更することにより, これらの変化に対応しようという事が大きなねらいである.

上述のような目的を持った大幅な改定が数年以内に予定されているとはいえ,実際に改定される道路 橋示方書で示されるのは,橋の要求性能に関する斬新な規定と,新設橋を対象とした,最低限度の性能 を担保するための部分係数法による照査の方法が「みなし」規定として提示されることとなる.

ここで「みなし」規定とは、多くの許容される照査方法の一つという意味であって、従来のように唯 一の照査方法となるわけではなく、ここに性能規定化の真骨頂が表れているのであるが、これが有効に 機能し、コストの縮減と合理化に寄与するためには、この新しい基準を使い込むための方法が具体的に 示される必要がある.さらに、現在我が国にストックされた膨大な道路関連社会基盤施設の維持保全を 考えたとき、道路橋示方書が新設橋を対象にしているとはいえ、性能規定化の意図が生かされるために は、この考え方が既設構造物の維持保全及び補修の設計時に、より柔軟に適用されてゆく必要がある. なお、上記の「みなし」規定として提案される部分係数による照査法は、その部分係数の設定に当た

り,あくまでも標準的な範囲の道路橋構造物が,現行の断面を保持することをまずは第一の目標として 設定されており,この照査法だけでは,上記のコスト縮減や「性能への適合」の効果を十分に達するこ とは困難であると考えられる点は留意しておく必要がある.

本研究はこのような背景を踏まえ、改定される新しい道路橋示方書がその本来の目的を果たしてゆく ために必要な、いくつかの問題点を解決するための検討を行う.

<sup>1</sup> 本報告書は、平成 25 年度から平成 27 年度までの共同研究報告書をまとめたものである。このため、 例えば道路橋示方書については、研究当時のもの(平成 24 年道路橋示方書・同解説)を指している。

## 1.2 研究概要

本研究の研究内容における主要な研究課題は、下記の4課題であった.まず、国内外の動向調査に 基づいて、部分係数法導入の意義を検証し、その問題点を明確にした.特に、アメリカのAASHTO 設計コード開発に携わっている2名の学識者の招へいでは、重要な示唆を得ることができた.(課題 1、第2章)

その後、本研究では、基礎の変位を指標とした設計法の改善に取り組むこととした.国内外の構造物設計基準が、性能設計概念に基づく信頼性設計法に移行し、定着しようとしている.そして、多様化・高度化した社会の要請は、構造や地盤の耐力に対する照査から塑性化を含めた変位を考慮した照査に移行しつつある.しかしながら、変位を指標とした設計計算の精度は、耐力計算に比べて相対的に低いこと、特に、地盤調査に基づく地盤パラメータの推定部分に大きな不確実性が含まれると考えられたためである.

課題2,課題3では、粘性土、砂質土、礫質土を対象として、地盤変形係数および地盤反力 係数の合理的な設定法の開発を行った.土木研究所が有する大規模な地盤調査データを活用 し、地盤調査および地盤のひずみレベル、基礎の変位レベルに応じた適切な定数設定の考え 方を提示している.課題4では、山岳部に堆積する岩盤に着目し、岩盤の合理的な分類と課 題2,課題3で構築した基礎理論に基づいた地盤変形係数の適切な設定方法を提案している. 以下には、各課題における主な研究成果を示している.

課題	研究成果	章
課題1	<ul> <li>(1) 国内外の動向調査に基づく部分係数法導入の意義の再確認と問題点の明確化</li> <li>国内外の動向調査に基づいて,部分係数法導入の意義の再確認と,問題点の明確化を行った.米国のAASHTO道路橋示方書が1990年代に荷重抵抗係数法(LRFD)に移行したとき,主導的な役割を果たしたKulicki博士と,現在AASHTO道路橋示方書の地盤構造物関連のコードライターであるワシントン州道路局のAllen氏を日本に招待し,土研での討論,日米橋梁ワークショップへの参加,学会関連の関係委員会メンバーとの意見交換,道路会議や学会主催の講演会等で,幅広く米国の経験を聞き,意見交換を行った.その結果,以下の点を学ぶことができた.</li> <li>(1)橋梁建設全体に投じられる資源量は,LRFDの導入前後でそれほど変化していない.しかしそれらの資源は,異なる橋梁間で,より適切に配分されるようになった.</li> <li>(2)橋梁全体の安全性に関する尺度を得たので,これを元に,橋梁全体の安全性に関する尺度を得たので,これを元に,橋梁の維持管理・補修において重要な基礎を与えている.その一つの方向性は,LRFR(Load and Resistance Factor Rating)である.</li> <li>(3)地盤構造物の抵抗係数の具体的な決定方法について,米国においても同様の問題を抱えていたことを学んだ.その上で,米国における解析策について情報を得ることができた.</li> </ul>	第2章

課題2	(2) 地盤調査法とひずみレベルを考慮した設計用地盤変形係数 の推定法 構造物基礎の設計では、弾性床上の梁理論に基づく等価線形 解析により基礎の変位が計算される.この等価線形解析におけ る重要な地盤パラメータに地盤変形係数がある.地盤変形係数 は、軸差応力-ひずみ関係の割線勾配として定義される指標で あり、設計照査で着目する基礎の変位量、地盤のひずみレベル に応じて、本来変化させるべきである.しかしながら、従来の 地盤変形係数の推定方法は、着目する地盤のひずみレベルが不 明確であり、このことが地盤変形係数の推定ならびに基礎の変 位照査の精度を低下させていると考えられた.そこで、本章で は、各種調査方法間の整合性、関係性を理論的に考察した上で、 日本全国の橋梁架設地点で実施された大規模な地盤調査デー タに基づいて、地盤変形係数のひずみレベル依存性について考 察した.これらの考察から、地盤調査または標準貫入試験のN 値から地盤変形係数を汎用的かつ精度良く推定する方法を提 案した.	第3章
課題3	(3) 基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを考慮した設計用 地盤反力係数の推定法 構造物基礎の設計では、地盤をバネ(地盤反力係数)でモデ ル化し、弾性床上の梁理論に基づく等価線形解析により基礎変 位が計算される.この計算を汎用的かつ精度良く行うために は、着目する変位が基礎に生じる場合の地盤の非線形特性をそ れと等価な線形モデルに適切に置き換える必要がある.本章で は、理論的な考察と大規模なデータに基づく統計的考察によ り、着目する対象基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを関 係づける方法を提案する.これにより、要求される様々な変位 の制限値に対して、着目する変位と地盤のひずみの関係から適 切な等価線形用地盤パラメータ(地盤変形係数)を推定するこ とにより、構造物基礎の変位を汎用的かつ精度よく計算するた めの地盤反力係数の設定方法を提示した.	第4章

	<u>(4) 道路橋基礎の指示特性を踏まえた岩盤の区分とひずみレベ</u> <u>ルを考慮した変形係数の推定法</u>	
課題4	道路橋において,山岳部等の岩盤を支持層とする基礎の事例 が増加してきている.一方で,風化が著しい岩盤などで,所定 の支持力発現までに変形が大きく発生し,沈下した不具合事例 が散見される.また,各種基準では岩盤の違いによる変形特性 は明確に示されておらず,岩盤の区分方法や異なる岩盤の変形 係数の評価方法とその推定精度,試験方法の違いによる変形係 数の違いは明らかではない.本章では,岩盤に関する強度・変 形特性を岩盤区分毎に把握し,変形係数の評価に関して研究を 行った.まず,既往の知見に基づいて岩盤区分を仮設定した上 で,全国の地盤調査結果より,強度・変形特性に影響を与える 影響から,岩盤の区分を行った.そして,異なるひずみを統一 化した上で,実務設計を考慮した岩盤区分を再設定した.さら に,地盤調査方法の違いを考慮した直接変形係数を計測する場 合とN値から変形係数をする場合の推定式の提案と推定精度を 提示した.	第5章

## 1.3 研究体制

本研究の研究体制を以下に示す(表 1.1).

研究氏名	所属・役職
本城勇介	岐阜大学・名誉教授
大竹雄	新潟大学・准教授
七澤利明	(国研)土木研究所・上席研究員
河野哲也	(国研)土木研究所・主任研究員
田辺晶規	(国研)土木研究所・交流研究員

表 1.1 研究体制

## 2. 国内外の動向調査に基づく部分係数法導入の意義の再確認と問題抽出

## 2.1 はじめに

2013年10月から11月にかけて, John M Kulicki 博士とTony M. Allen 氏を招聘し, 米国 AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials)の道路橋設計基準 における荷重抵抗係数設計法(以下, LRFD, Load and Resistance Factor Design)の策定経緯と 現在の検討状況、今後の動向について講演を聞くとともに、日本の基準策定に係る関係者と の意見交換を行った.

なお Kulicki 博士は,著名な橋梁設計コンサルタントであり,AASHTO 道路橋設計基準が LRFD 形式の照査基準に改定されたときの中心を担った. Kulicki 博士からは,AASHTO-LRFD 導入の経緯やその評価,将来の展望について聞いた.

一方 Allen 氏は、ワシントン州交通局(WS-DOT)の技師で、現在 AASHTO の道路橋設計基準の改定を 実施する委員会(HSCOBS)メンバー中の唯一の地盤工学者である. Allen 氏には、現在 AASHTO-LRFD 設計基準の改定で、実際に荷重・抵抗係数を求める考え方や手続について聞いた. Allen 氏の専門が基 礎構造であるため、内容は主に基礎構造の荷重抵抗係数を対象としたものとなっている.

## 2.2 米国における道路橋設計基準の開発を巡る制度

本題に入る前にここで、AASHTOの設計基準の位置や、その改定手順について確認してお きたい.米国では、高速道路の計画・設計・施工・維持管理に直接責任を負っているのは、 各州のDOT (Department of Transportation)であり、それぞれ独自の設計基準を持っている. AASHTOはその名称の通り、これらDOTをメンバーとする協会である.実際に各州で採用さ れる設計基準は、AASHTOの基準をベースにはするが、各州でそれぞれの事情に応じてこれ を変更・補足する.州政府が、州間高速道路のプロジェクトを実施する際、連邦政府より予 算補助を受け、その場合AASHTO基準を用いることが義務であるが、これはその最新版を採 用する必要を意味しない.

ところで高速道路に関する研究開発を実際に実施するのは、連邦政府及び各州政府から研 究資金を受けているNCHRP(National Cooperative Highway Research Program)であり、道路・交 通関係の多方面の研究を活発に実施している. AASHTOの基準は、AASHTOの中のHSCOBS (Highway subcommittee on bridges and structures)が主導権を持ち、必要な研究開発プロジェクト をNCHRPに提案し、その成果の設計基準への導入(すなわち、ドラフトの作成)も、この委 員会が行う. AASHTO -LRFDの開発は、一連のNCHRPの研究プロジェクトの研究成果の積み 上げにより、作成されてきたものである.

AASHTO基準の特徴は、Eurocodes等とは対照的である.形式を重んじるEurocodesに対して、 AASHTO基準の開発は、構造物種別毎に、公募により開発が進められる.従って、Eurocodes のように整然とした体系を整えることよりも、実質的に設計法が改善され、全体としての効 率が増すことを優先するプラグマティックな考え方が支配的である.

AASHTO基準は、本来そのメンバー(各州のDOT)がその成果を享受すればその目的を達す るものであるが、米国高速道路関連市場規模の大きさと、米国が世界に占める政治・経済的 位置のため、デファクトスタンダードとして、世界で広く用いられる結果となっている.

## 2.3 AASHTO-LRFD 導入の経緯と初版の発刊

1986年のNCHRP20-7/31「包括的橋梁仕様書と解説の開発」は、LRFD導入のパイロット・プロジェクトであった<sup>1)</sup>. 200ページに及ぶその報告書では、次の課題が包括的に検討され、新しい基準への改定の提案が行われた.

- 他の橋梁設計基準の調査.
- AASHTO の他の関連文書の調査と評価.
- 確率理論に基づく限界状態設計法の基準導入へのフィージビリティ評価.
- 新しい AASHTO 基準の概要(outline)の作成.

この報告書で確率的な限界状態設計法に基づく設計基準としてレビューされているのは, 1983年発行のOntario Highway Bridge Design Codeと<sup>2)</sup>, 建築物の荷重係数のキャリブレーショ ンによる決定を提案したEllingwoodらの研究等である<sup>3)</sup>.

今日の時点でこの報告書を読み直すと、1987年という早い時期に、このような包括的な調 査と展望に基づいて、既存の設計基準を置き換える新しい基準を、確率に基づく限界状態設 計法によって作成すべきであることを、その開発の計画や、概要を含めて述べている洞察の 鋭さに感銘を受ける.さらにこの報告書では、既存のAASHTO設計基準の多くの問題点(gaps, inconsistencies and obsolete provisions)を具体的に指摘し、解決を求めている.

既にこの時点で、長期的にはこの新しい基準により従来の基準は置き換えられ、廃棄されるべきことも提言している.また設計書式の名称を、すでにAASHTOの一部の文書で導入されていた荷重係数設計法(LFD)を踏襲して、実務者の親しみやすさも考慮し、荷重抵抗係数法(LRFD)とすべきであると、提案していることも興味深い.

LRFDの利点は、次の点にあることが確認された.

- より均等な安全性確保が,異なる種別の橋梁間,異なる材料間(新材料を含む)で図られる.
- 異なる競合する材料を,同じ考え方で扱える.
- 将来の必要に柔軟に対応可能である.
- 安全性のレベルの昇降を、均一にかつ予測できるやり方で制御できる。

AASHTO道路橋設計基準にとって、1987年5月のHSCOBSが一つのターニングポイントであった.NCHRP20-7/31の報告を受け、NCHRP12-33「包括橋梁設計基準と解説の開発」研究プロジェクトがスタートすることになった<sup>4)</sup>. Kulicki氏の会社 (Modjeski and Masters, Inc.) は、1988年7月にこのプロジェクトを受注し、作業を開始した.この成果が、1994年のAASHTO-LRFD設計基準初版の発刊である.

開発の目的は、次のような用件を満たす、LRFD設計基準の作成にあった.

- 技術的に最先端であること.
- 出来る限り包括的であること.
- 読みやすく,使いやすい設計基準であること.
- 設計基準らしい書式と文体を取ること。
   (教科書を書かないこと。)
- 異なる専門分野(鋼,コンクリート,基礎
   等)を統合したアプローチを取ること.
- 信頼性設計理論を利用すること.
   一方,次のような制約・前提も設けられ ていた.
- 構造物の劣化を助長するような設計の排除.
- 将来のトラック荷重の増加は考慮しない。



図 2.1 NCHRP12-33 の 175 橋の信頼性指標計算 結果

橋梁を全体的に一律に重く、または軽くするような設計基準の改定は行わない。

以上の方針のもとに,改定作業が開始された.改定作業の中心を成したのは,既存の設計 法に基づく橋の信頼性解析による荷重抵抗係数のキャリブレーションであった.これに加え て,設計活荷重の設定と,その桁への配分方法が平行して見直された.これらについて次節 で述べる.

## 2.4 設計基準策定時のキャリブレーションとその再検討

荷重抵抗係数のキャリブレーションは、既存構造物の信頼性指標を求め、その結果に基づいて目標信頼性指標( $\beta$ )を選択するという方法が取られた.(これは、「Hindcasting Approach」と呼ばれる.)キャリブレーションの対象となったのは、175橋(鋼,合成,RC,PC)のスパン9から60mの橋梁の死荷重+活荷重が作用する場合であった.材料に関しては多くの統計データが存在した.荷重に関しては正規分布を,抵抗に関しては対数正規分布を用い、FORM (First Order Reliability Method)とRackwitz-Fiessler近似を用いて $\beta$ を計算した.最初の計算では、 $\beta$ が2から4.5に分布しているのを見出した(図2.1).特にスパンの短い橋で $\beta$ が小さく、自分の直感と一致していたと感じたと、Kulicki博士は述べた.

NCHRP12-33のLRFD 設計基準の開発では、信頼性設計理論の導入と同時に、活荷重の新しいモデルと、桁間への新しい活荷重配分係数を開発した.この時点で、米国では東海岸から西海岸まで、州ごと

にいろいろな活荷重モデルが用いられていた(HS20 は AASHTO ASD/LFD 基準における設計活荷重で あったが,各州の荷重規定の特令により,唯一の活荷重モデルではなかった). HL-93 と呼ばれる,新 しい活荷重モデルを開発した.これに加えて,従来の桁間隔の関数として決めていた桁への荷重分配係 数を変更した.この荷重分配係数では,複数車線載荷の影響を加味し,構造形式や外内桁の別等が考慮 された.これらの導入により,活荷重応答値の算出方法が合理化された.なお,北米においても,桁間 への荷重の分配は,格子解析により決められることも多いということである.

表 2.1	NCHRP20-7/186	で対象とな	こった	124 橋梁
JA 4.1			5 - 10	

橋梁種別	記号	数	備考
実橋梁			
PC 箱桁	PC	10	スパン 14~22m
	Box		
PC 箱桁	CA	5	カリフォルニア設計仕
	Box		様
			現場打ち,スパン
			23~42m
PC I桁	PC I	2	スパン 40m
鋼桁橋	Pl.G.	12	スパン 30~101m
試設計によ	る橋梁		
PC 箱桁	PC	34	スパン 12~36m
	Box		
PC I桁	PC I	31	スパン 18~48m
RC スラブ	Slub	11	スパン 4.5~20m
鋼桁橋	Pl.G.	19	スパン 24~75m

NCHRP12-33で実施されたコードキャリブレーションは、厳しい時間的な制約のもとで行われたため、データの詳細や計算の過程に不明確な点が多く、多くの問題を残した.このため、このキャリブレーションの再検討が行われ(NCHRP20-7/186)、その報告書が2007年に完成した<sup>5)</sup>.

選定された橋梁は124橋梁で、その内29橋は実際に建設された橋梁であり、その他はキャリ ブレーションのために試設計された橋梁である. 試設計された橋梁では、部材寸法を丸めず、 照査式を厳密に満足するように断面寸法を決めた. NCHRP12-33にも用いられた橋梁は11橋に 留まり、その他のほとんどは、LRFD移行後の基準で設計された橋梁である(表2.1).

このキャリブレーション(NCHRP20-7/186)では、先の作業の反省を踏まえて、キャリブレーションの対象となる橋の選択基準と選定された橋梁の詳細、考慮する荷重や抵抗に関する不確実性、計算方法等の明確化に細心の注意が払われ、それらが詳細に記述されている.荷重や抵抗の計算に関して、多くの有用な情報を示している.(例えば、抵抗値の不確実性を、材料の性質及び施工精度に関する要因と、設計計算モデル化誤差に関する要因に分け、各構造種別に議論している.)

この他この研究では、モンテカルロシミュレーション(MCS)の利用が奨励された.先の作業 が、FORMを用い、非正規分布する確率変数にはRackowitz-Fissler近似を用いたのに対し、MCS ははるかに簡単に信頼性指標が計算でき、この方法に移行すべきことが強く奨励されている. 報告書には、解析結果の詳細が表で示されているので、この結果に基づいて再整理したのが、図 2.2 と 図 2.3 である.

図2.2は、橋梁種別の信頼性指標βの値を示した.全体に3.5から4.0の間に分布している. CA Boxに分類されるPC箱桁のβが低い結果となっているが、これらの橋梁はカリフォルニア設計 仕様と言われる現場施工の特別な方法で建設されたPC箱桁であり、現場施工のため施工寸法 の不確実性を、プレキャストのものより大きくとっているため、このような結果になったと 説明されている.プレキャストと同程度の施工精度であれば、βは0.3程度上昇する.

図2.3は、スパン長に対してβをプロットしたである.図2.2では鋼桁橋のβが、他の橋梁種 別に比べてやや小さいようにも見えたが、これはスパン長の影響であることが分かる.図2.3 には、実橋と試設計された橋のβの差異を区別してプロットしている.両者の有意な差は、 認められず、断面寸法の丸めがβに与える影響は少ないと思われる.

以上のような結果を踏まえてKulicki博士が強調した,LRFD設計基準の導入によりAASHTO 橋梁設計基準にもたらされた改善点は,次のような点である.

- 橋梁建設全体に投じられる資源量は, LRFD の導入前後でそれほど変化していない. しかしそれら の資源は, 異なる橋梁間で, より適切に配分されるようになった.
- 橋梁全体に統一的な安全性に関する尺度を得たので、これをもとに、橋梁全体の安全性の昇降を制 御できるようになった.これは、橋梁の維持管理にも有効な情報である.

なおこの様な均一なβは、荷重・抵抗係数の区分・設定のほか、先述の活荷重モデルの導入及び荷重分配係数の改良により達成されたものであるとKulicki博士は述べた.



Full set of 124 database bridges ※凡例の記号と橋梁種別の対応は表 2.1 を参照 図 2.2 信頼性指標と橋種別 5)



図 2.3 信頼性指標とスパン長 5)

## 2.5 MCS による荷重抵抗係数の決定

Kulicki博士らがNCHRP20-7/186で強調したように、今日AASHTOのコードキャリブレーションでは、FORMではなく、MCSを用いて行うことが主流となっている.この方法の基礎構造に対する適用の手引を示した報告書を、Allen氏らが執筆している<sup>6)</sup>.この報告書は、次のような点で興味深い情報を提供している.

目標信頼性指標の値:報告書では,過去に推定されたβの値が要約されている.上部構造 ではβは3.5以上であると考えられている.これに対して,基礎構造ではこれを下回る推定結 果が多く,2.3から3.0の間に分布している. 群杭等では,冗長性を考慮して目標信頼性指標を ある程度下げてもよいという議論もある<sup>2</sup>.

抵抗値の不確実性の整理方法: AASHTOのキャリブレーションでは、杭の載荷試験のような、設計計算値と直接比較可能な計測値を重視する.このモデル化誤差は、(計測値)/(計

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> 筆者らの経験でも,基礎構造のβは上部構造のそれに比較して一般に低い.βの比較では, 照査で対象となっている限界状態の内容を十分吟味する必要がある.また, AASHTO で,群杭 の目標βを冗長性のゆえに下げるという理屈は,現状追認の方便のように思われる.

算値)という形で統一的に正規化され,整理される.この比率を設計計算値に乗じると真値に変換されるため,使い勝手が良いためである.その平均がバイアス(λ)であり,そのばらつきが抵抗値の誤差とされる.抵抗の不確実性は,この考え方で統一的に処理される.つまり,報告書<sup>6)</sup>では,モデル化誤差,空間的,統計的不確実性についても形式的に論じているが,例題や他の報告書で実際に扱っている不確実性は,実測値と計算値の比較による不確実性評価のみであり,これにすべての不確実性要因を帰着させていると言える.

正規確率プロットによる結果の表示:この報告書では、荷重値や抵抗値の計測データや、 MCSで生成されたデータを正規確率紙にプロットする表示方法がとられており、これは他の 信頼性関連の文献ではあまり見られない.この表示方法は元々、Nowak and Collins (2000)<sup>7)</sup>が、 FORMにおけるRackwitz-Fissler近似の説明のために用いたものであると解説されている(図 2.4).

この近似は、FORMにおいて正規分布以外の確率分布を等価な正規分布に置き換えた上で計算することを提案したものであり、任意の確率分布の分布関数と密度関数をそれぞれG(x)及びg(x)、等価な正規分布のそれらをF(x)及びf(x)としたとき、設計点x\*で、次の条件が満たされるような正規分布を選択し、近似することを提案している.

 $G(x^{*}) = F(x^{*})$   $dG(x^{*}) = dF(x^{*})$ (2.1)

$$g(x^{*}) = f(x^{*}) = \frac{dG(x)}{dx} = \frac{dF(x)}{dx}$$

図2.4では、①荷重(Q)や抵抗(R)が任意の形状の分布をしていること(正規確率紙上で直線にならない)、②設計点と仮定された点でQとRが等しいこと、③近似に用いられる分布が正規分布であること(プロットが直線となる)、④設計点で式(2.1)の条件が満たされていることが、図式的に表現されている.さらに、⑤式(2.2)は、近似する正規分布を示す直線の傾きを表することになるので、これはG(x)とF(x)の傾きが、設計点で一致することにより示されている.

(2.2)

Allen氏はこの形式の図を用いて, MCSを行う場合, 荷重値や抵抗値それぞれの確率分布が, 設計点付近でデータとよく一致していることが重要であることを述べている(図2.5). またこ の形式の図は, MCSの結果を視覚的に検討するときも便利であると言える.



図 2.4 Rackwitz-Fissler 近似の図式的説明 6)



図 2.5 荷重値と抵抗値の分布への当てはめ例 6)

荷重係数の設定の考え方: AASHTOのLRFDでは,荷重係数を先に決定し,その後にこの荷 重係数を用いて抵抗係数を決定することが多い.例えば上部構造の終局限界状態に関する照 査では,一般に死荷重は1.25,活荷重は1.75とされている(死荷重比が小さい場合, γ<sub>D</sub>=1.5 が用いられることがある.).

Allen氏によれば,基礎構造の設計で,荷重係数を任意に決定できる場合は,荷重の {(平均 値)+2(標準偏差)}の値(98%フラクタイル値)を基準として荷重係数を決定する.抵抗係数は これに対して所要の目標βを満たすように決める.従って AASHTOの荷重抵抗係数では,設 計値法は用いられていないことになる.抵抗係数は,所与の荷重係数に対して,適当な安全 性余裕を確保するように決定される.

以上のようにAllen氏の報告書には多くの興味深い情報が盛られている.しかし,MCS実行の手順の記述が明確かつ詳細である(Excelの必要関数までリストアップされている)のに比して,抵抗係数の決定方法の記述は極めて乏しい.これについては,具体例を通じて,次節で見ることにする.

### 2.6 基礎構造の抵抗係数の決定

Allen氏は、基礎構造の安全性照査の基本的な考え方について、次のようなポイントを挙げた.

 従来欧州では、個々の基本設計変数に部分係数を乗じる部分係数法が、北米では計算された荷重値 と抵抗値に最終段階で係数を乗じる荷重抵抗係数法が発達してきた.基礎構造の設計では、設計式 が高い非線形性を有すること、地盤と構造物の相互作用などのため、荷重抵抗係数法の方が、部分 係数法より、適した設計照査式である.AASHTO-LRFDの照査式は、死荷重と活荷重を対象とした 場合、次のように書ける.

$$\phi R_k \ge \gamma_{OD} Q_{Dk} + \gamma_{OL} Q_{Lk}$$

ここで、 $R_k$ は抵抗値の特性値、 $Q_{Dk}$ を死荷重の特性値、 $Q_{Lk}$ を活荷重の特性値とする、yは抵抗係数、 $y_{OD}$ と $y_{OL}$ は、それぞれ死荷重及び活荷重の荷重係数である.

設計計算に用いる地盤パラメータの値は、平均値を用いるべきである.安全性余裕は、抵抗係数により最後の段階で導入されるべきである.サンプル数が極端に少ない場合などは、平均値よりかなり低いと考えられる値(たとえば最小値)を、特性値として設定する場合もあり得るが、それは安全側の判断である.

以上の2点は、1990年代後半から、地盤工学会の中で「地盤コード21」を開発したグループ が到達した結論と完全に一致していたので、正鵠を得た感を深くした.

先にも述べたように、AASHTOのコードキャリブレーションでは、荷重係数を先に決定し、 それぞれの構造物への適切な安全性余裕の確保は、抵抗係数を調整することを基本としてい

る. Allen氏によれば、抵抗係数の決定法の基本的な方法には、次の様な方法がある.

伝統的な安全率からの逆算:許容応力度設計法で伝統的に用いられてきた安全率から,荷 重係数が所与の元で,抵抗係数を逆算する.次式により計算できる.

$$\phi = \frac{\gamma_{QD}(Q_{Dk} / Q_{Lk}) + \gamma_{QL}}{(Q_{Dk} / Q_{Lk} + 1)F_S}$$
(2.4)

ここに, *F*<sub>s</sub>は安全率である.ここで, 死荷重と活荷重の特性値の比をパラメータに取るのは, この比率がスパン長により異なり, キャリブレーション作業で便利であるという理由による. *Q*<sub>Dk</sub>/*Q*<sub>Lk</sub>の典型的な値は, 2~3であると考えられているようである.

信頼性理論によるキャリブレーション:荷重Qと抵抗Rが対数正規分布すると仮定できる場合,性能関数Mは,次式で与えられる:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\ln\left\{\frac{\mu_R}{\mu_Q}\sqrt{\frac{(1+V_Q^2)}{(1+V_R^2)}}\right\}}{\sqrt{\ln\left(1+V_R^2\right)\left(1+V_Q^2\right)}}$$

 $M = \ln R - \ln Q$ 

ここに、 $\mu_M$ ,  $\sigma_M$ はそれぞれ、抵抗の平均値と標準偏差、 $\mu_R$ ,  $\mu_Q$ はそれぞれ、抵抗と外力の平均値、 $V_R$ ,  $V_Q$ はそれぞれの変動係数である.

(2.6)

ここで、荷重が死荷重と活荷重の和から成ることを考慮すると、荷重の平均と変動係数は 次のように近似される.

$$\mu_{Q} = \mu_{QD} + \mu_{QL}, \quad V_{Q}^{2} \approx V_{QD}^{2} + V_{QL}^{2}$$
(2.7)

ここに、 $\mu_{QD}, \mu_{QL}$ はそれぞれ、死荷重と活荷重の平均値、 $V_{QD}, V_{QL}$ はそれぞれの変動係数である.

さらに、 $\gamma_R$ ,  $\gamma_{QD}$ ,  $\gamma_{QL}$ , をそれぞれ,抵抗値,死荷重,活荷重の平均値の特性値からの偏差 とする. すなわち,

$$\mu_R = \lambda_R R_k, \ \mu_{QD} = \lambda_{QD} Q_{Dk}, \ \mu_{QL} = \lambda_{QL} Q_{Lk}$$
(2.8)

ここに, λ<sub>R</sub>は抵抗のバイアス, λ<sub>OD</sub>, λ<sub>OL</sub>はそれぞれ, 死荷重と活荷重のバイアスである.

さらに、LRFDにおける照査式(2.3)より

$$R_{k} = \frac{\gamma_{QD}Q_{Dk} + \gamma_{QL}Q_{Lk}}{\phi}$$
(2.9)

(2.7), (2.8), (2.9)式を,式(2.6)に代入し,信頼性指標が目標信頼性指標 $\beta_T$ で無ければならないことに注意すると,抵抗係数は,次式により求められる(式の誘導の詳細は文献<sup>9)</sup>を参照のこと).

$$\phi \approx \frac{\lambda_{R} \left( \gamma_{QD} \frac{Q_{Dk}}{Q_{Lk}} + \gamma_{QL} \right) \sqrt{\frac{\left(1 + V_{QD}^{2} + V_{QL}^{2}\right)}{\left(1 + V_{R}^{2}\right)}}}{\left( \lambda_{QD} \frac{Q_{Dk}}{Q_{Lk}} + \lambda_{QL} \right) \exp \left[ \beta_{T} \sqrt{\ln \left(1 + V_{R}^{2}\right) \left(1 + V_{QD}^{2} + V_{QL}^{2}\right)} \right]} - (2.10)$$

(2.10)式では、(2.4)式と同様に、死荷重と活荷重の特性値の比をパラメータとして、橋梁の特性(主にスパン長)はすべてこのパラメータに帰着させてキャリブレーションを行う事の出来るよう工夫されている.2004年頃以降に行われる(2.10)式を用いてキャリブレーションを行う場合、デフォルト値として、 $\gamma_{SD}$ =1.05、 $\gamma_{SL}$ =1.15. $V_{SD}$ =0.1、 $V_{SL}$ =0.3、 $\gamma_{SD}$ =1.25、 $\gamma_{SL}$ =1.75、 $Q_{Dk}/Q_{Lk}$ =2~3が用いられている<sup>8),11)</sup>.なお、この $Q_{Dk}/Q_{Lk}$ 比の設定については、主に上部構造の抵抗係数のキャリブレーションのため設定された値なので、基礎構造の場合の値の妥当性については、議論の余地があるとAllen氏は質疑の中で述べたことを付記する.

適用例:次に場所打ち杭(drilled shaft)を例として,Allen氏が実際どのように抵抗係数を決定 したかを見てみることにする.このときAllen氏が参照しているのは,NCHRPの委託研究とし て過去に実施された2つの研究結果である.一つはBarker他(1991)の報告書(NCHRP24-4)<sup>10)</sup>であ り,もう一つはPikowsky他(2004)の報告書(NCHRP506)<sup>11)</sup>である.前者は,AASHTOがLRFDに 移行する際,基礎構造の荷重抵抗係数を決定するために実施した最初の研究プロジェクトで あり,後者は杭の載荷試験に関する大規模なデータベースを基にキャリブレーションを行っ た,このような研究のモデルケースともなった研究である.

キャリブレーションの対象となった設計法は、AASHTOで設計値法として知られる、Reese とO'Neill(1988)により提案された方法である. Allen氏によると、NCHRP24-4では67の載荷試 験結果(粘性土13,砂質土19,岩35),同506では202の試験結果(同54,82,66)に基づいて、 不確実性評価が行われている.前者の67の載荷試験結果は,文献調査により得られたもので あるのに対し,後者では,個々の試験結果のデータベースに基づいている.

表2.2は、Allen氏が示した、抵抗係数φの奨励値の導出過程を示したものである. 奨励値の 導出に当たり、従来の安全率からの逆算、2つの報告書の奨励値との比較を行い検討してい る. それぞれの報告書で導出されている抵抗係数は、基本的に(2.10)式に基づいている. NCHRP24-4では目標β値は2.5~3.0としており、一方同506では3.0(群杭の場合は冗長性を考慮 して2.33)が設定されている. Allen氏は、24-4の結果は近似的なFOSM法に基づいているとし て、MCSによる解析により再計算しているが、その場合の抵抗係数は0.60であったとしている<sup>8)</sup>.

以上のような情報を基に、Allen氏が最終的に決定した抵抗係数(奨励値)も、表2.2には示 されている.粘性土地盤における Øの奨励値は、Paikowsky他の奨励値が著しく小さいことに 影響されて、小さめの値が取られている.一方砂質土と混合土の場合は、ほぼ安全率の逆算 値が採用されている.

設計条件	ASD のFs	Fsの 逆算	文献 <sup>(10</sup> の	文献 <sup>(11</sup> の φ	<b>φ</b> 奨励値
		#)	φ		
側面 粘性土	2.5	0.55	0.65	$0.24^{-}$	0.45
先端 粘性土	2.75	0.50	0.55	受励值 0.30	0.40
側面 砂質土	2.5	0.55		$0.25^{-}$	0.55
先端 砂質土	2.75	0.50	-	受励值 0.40	0.53
側面・先端 混合土	2.5	0.55	_	0.52- 0.69	0.55 側 0.50 先 <sup>&amp;)</sup>

表 2.2 場所打ち杭の抵抗係数の決定\*)

\*) 抵抗値の算定法は全て Roose & O'Neill(1988)による.

- +)施工法により抵抗係数が異なる.
- &) 先端抵抗力の起動は、側面のそれよりも大きな変位が必要であることを考慮した.

## 2.7 むすび

以上, AASHTO-LRFD橋梁設計基準の策定の経緯と,荷重・抵抗係数がどのような考え方で キャリブレーションされているかを示した.実際のコードライター達から直接話を聞き,人 間的に触れ合うことで,文献だけではなかなか理解できない生きた情報が得られたという印 象が強い.繰り返しになるが,Kulicki博士の総括は,次の2点であった.

- (1) 橋梁建設全体に投じられる資源量は,LRFD の導入前後でそれほど変化していない.しかしそれらの資源は,異なる橋梁間で,より適切に配分されるようになった.
- (2) 橋梁全体に統一的な安全性に関する尺度を得たので、これを元に、橋梁全体の安全性の昇降を制御できるようになった.

特に上記(2)の点は,橋梁の維持・管理・補修において重要な基礎を与えている. その一つの方向性は,LRFR(Load and Resistance Factor Rating)である.

## 参考文献

- 1) Kulicki, J.M. and D.R. Mertz (1988), NCHRP 20-7/31 Development of comprehensive bridge specifications and commentary.
- 2) Ontario Ministry of Transportation and Communications (1983), Ontario highway bridge design code, Toronto, Ontario, Canada.
- 3) Ellingwood, B., T.V. Galambos, J.G. MacGregor and C.A. Cornell(1980), Development of a probability based load criterion for American National Standard A58 building code requirements for minimum design

<sup>#)</sup> QDk/QLk=3 として逆算した.

loads in buildings and other structures, NBS report 577..

- 4) Kulicki, J.M. and D.R. Mertz (1993), Development of a comprehensive bridge specification and commentary, NCHRP 12-33.
- 5) Kulicki, J.M., Zolan, P., Clancy, C.M., D.R. Mertz and Nowak, A.S. (2007), Updating the calibration report for AASHTO LRFD code, NCHRP 20-7/186.
- 6) Allen, T.M., Nowak, A.S., and Bathurst, R.J. (2005), Calibration to determine load and resistance factors for geotechnical and structural design, Transport. Research Circular No. E-C079, TRB.
- 7) Nowak, A.S. and Collins, K.R. (2000), Reliability of Structures, New York, McGraw Hill.
- 8) Allen, T.M. (2005) Development of geotechnical resistance factors and downdrag load factors for LRFD foundation strength limit state design, FHWA-NHI-05-052, FHA.
- 9) 原隆史・本城勇介(2010), Eurocode7 と AASHTO 基準における信頼性設計法の適用, 講座「地盤 構造物の設計コードと信頼性設計法」, 地盤工学会誌, 58-12, 62-69.
- Barker, R.M., Duncan, J.M., Rojiani, K.B., Ooi, P.S.K., Tan, C.K. and Kim, S.G. (1991), Manuals for the design of bridge foundations, Appendix A: Procedures for evaluating performance factors, NCHRP Report 343.
- 11) Paikowsky, S.G. (2004), Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations, NCHRP Report 507.

## 3. 地盤変形係数の推定方法の開発

## 3.1 はじめに

構造物基礎の設計では、弾性床上の梁理論に基づく等価線形解析により基礎の変位が計算される. この等価線形解析における重要な地盤パラメータに地盤変形係数がある.地盤変形係数は、軸差応力 -ひずみ関係の割線勾配として定義される指標であり、設計照査で着目する基礎の変位量、地盤のひず みレベルに応じて、本来変化させるべきである.しかしながら、従来の地盤変形係数の推定方法は、 着目する地盤のひずみレベルが不明確であり、このことが地盤変形係数の推定ならびに基礎の変位照 査の精度を低下させていると考えられた.そこで、本章では、各種調査方法間の整合性、関係性を理 論的に考察した上で、日本全国の橋梁架設地点で実施された大規模な地盤調査データに基づいて、地 盤変形係数のひずみレベル依存性について考察した.これらの考察から、地盤調査または標準貫入試 験のN値から地盤変形係数を汎用的かつ精度良く推定する方法を提案した.

## 3.2 研究に用いるデータ

(1) データの概要とスクリーニング

本研究で解析に用いるデータは、種々の地盤調査結果に基づいており、日本全国5995箇所の 橋梁設計現場で計測されたものである.地盤調査には原位置調査試験・室内試験・基本的な 物理試験・粒度試験が含まれている.それぞれの内訳として、標準貫入試験5193本、孔内水 平載荷試験2022箇所、PS検層318箇所、平板載荷試験23箇所である.一方室内試験では、一軸 圧縮試験2000箇所、三軸圧縮試験1596箇所、超音波試験302箇所が含まれている.

これらのデータを用いる前に、データの信頼性を確保するため、データのスクリーニング を行った.地盤調査は様々な土質区分で実施されているが、本研究では粘性土(C)・砂質土 (S)・礫(G)を対象とする.ここで、粘性土とは、粘土・シルト・有機質土を含む細粒土 を意味し、砂質土とは、砂やシルト混じり砂とした.

試験の種類では、平板載荷試験と超音波試験はデータ数が少ないため統計解析の対象から 外した. 三軸圧縮試験における排水条件については、粘性土は非圧密非排水(UU)試験、砂 質土は圧密排水(CD)試験を対象としている. また、標準貫入試験では、自動落下方式(半 自動落下型・全自動落下型)や手動落下方式(コーンプーリー法・トンビ法),不明に試験 方法が区分されている.標準貫入試験で計測されるN値は、本研究において非常に重要なパラ メータであるため、N値に測定誤差が生じやすい手動落下方式及び不明のデータは、本研究の 解析精度を向上させる目的で除外した.

N値については、粘性土で1≦N<25、砂質土及び礫で1≦N<50を対象とし、それ以外のものは除外することとした.

具体的には、下記に示すスクリーニングを行った.その結果データ数は表3.1となった.

<b>泗木士</b> 汁	<u>⇒⊐.</u>	条件 1)~2)			条件 1)~3)			条件 1)~4)		
<u> </u>	記万	С	S	G	С	S	G	С	S	G
孔内水平載荷試験	PLT	260	259	83	90	84	43	61	49	19
一軸圧縮試験	UCT	1164	-	-	353	-	-	298	-	-
三軸圧縮試験	TCT	942	19	0	558	3	0	198	3	0
PS 検層	PSL	111	51	0	34	6	0	34	6	0

表 3.1 各地盤調査法の変形係数についてのデータ数

※C:粘性土,S:砂質土,G:礫,を意味する.

1) 三軸圧縮試験の試験条件は以下に限定する.

- 粘性土は非排水試験(UU 試験)
- 砂質土及び礫は CD 試験
- 2) ひずみのデータが得られている.
  - 具体的には ε>0.01%という制限を与えた.
- 3) N 値の範囲を以下に限定する.
  - 粘性土:1≦N<25

- 砂質土及び礫:1≦N<50

4) 標準貫入試験は自由落下方式のみに限定する.

(2) データの特徴

図3.1、図3.2は、土質分類(粘性土(C)、砂質土&礫(S&G))および地盤調査法分類(孔 内水平載荷試験(PMT)、一軸圧縮試験(UCT)、三軸圧縮試験(TCT))毎の変形係数*E*を N値で除した値*E/N*および計測された地盤変形係数と対応するひずみ*ε*(%)の散らばりを箱ひ げ図で表現している.砂質土と礫については、UCTやTCTのデータが乏しいことからPMTに着 目している.また、砂質土と礫のデータは特徴が類似していることから両者を同じグループ として取り扱っている.

なお、UCTとTCTについては、ピーク強度の1/2の割線勾配 $E_{50}$ およびピーク強度の割線勾配  $E_f$ の情報が収録されている.また、ひずみの定義が調査方法別に異なる点も留意しなければな らない.PMTは、孔壁の変位量を孔壁の半径で除した孔壁ひずみ $\varepsilon_c$ で表される.UCTおよびTCT は、試験時の供試体の鉛直変位を供試体の初期の高さで除した軸ひずみ $\varepsilon_a$ で表される.

図3.1と図3.2の左側の図は、計測値そのままの散らばりを表し、右側は、対数変換(常用対数)を施した値の散らばりを表している.右側を見るとデータの中央値がデータの散らばりの範囲の大凡中間の位置にある.ここでは、*E / N、* ε(%)に加えて、後述する回帰分析に用いる深度*Depth*(m)のヒストグラムも併記している.いずれも対数正規分布に近い形状をしている.

 $E/Nのグラフには、参考として既往の経験式700Nと2800Nの位置に横ラインを、<math>\varepsilon$ のグラフには、ひずみ1%、3%、5%の位置に横ラインを併記している、中央値に注目すると、700NはPMTもしくはUCT、TCTのピーク強度に対する地盤変形係数 $E_f$ に対応する値であることが分かる、ひずみの平均的な特徴に着目すると、700Nは、3~5%のひずみに対応し、UCTやTCTの $E_{50}$ は1%程度、 $E_f$ やPMTの地盤変形係数は4~5%に対応することが分かる.

図3.3は, 土質区分および調査方法別に地盤変形係数と深度の関係を表した図である. (a)は, 計測値*E<sub>m</sub>*(室内圧縮試験の場合には*E<sub>50</sub>*)をそのままプロットしており, (b)は,後述する基準 地盤変形係数*E*<sub>1</sub>に変換したものをプロットしている.ここでは,まず(a)のグラフに着目する. 両対数グラフであるが,地盤変形係数は深度に依存して線形に増加する傾向が読み取れ,特 に,粘性土のUCTで顕著であることが分かる.

何れの調査方法においてもひずみ量が,0.2%程度のものから10%以上のものまで存在し,広範囲にわたっている.これまでの基礎の設計計算では,これらの変形係数を区別なく設計に用いてきており,計算精度に大きな影響を及ぼしてきたと考えられる.







図 3.4 変形係数の深度依存性(E1と深度の関係)

これまで述べてきたように、地盤調査法によりひずみの定義は異なり、また、対象とする ひずみが広範囲にばらついている状況にある.このような現状を踏まえて、まず、3章では、 地盤調査間のひずみの定義の整合性について考察を行う.そして、4章では、ここで詳述した 地盤調査データに基づく統計的な手法により、地盤変形係数のひずみ依存性モデルについて 提案を行う.

## 3.3 変形係数の解釈と比較

#### (1) 弾性論に基づく理論的考察

地盤材料を等方線形弾性体と仮定した場合のヤング率とポアソン比と変形係数の関係に着 目して考察を行う.これ以降,ヤング率と変形係数は記号を区別し,ヤング率をE,地盤変形 係数E<sub>eq</sub>とおく.

$$\varepsilon_{1} = \frac{1}{E} \{ \sigma_{1} - \nu(\sigma_{2} + \sigma_{3}) \}$$

$$\varepsilon_{2} = \frac{1}{E} \{ \sigma_{2} - \nu(\sigma_{1} + \sigma_{3}) \}$$

$$\varepsilon_{3} = \frac{1}{E} \{ \sigma_{3} - \nu(\sigma_{1} + \sigma_{2}) \}$$

$$(3.1)$$

$$(3.2)$$

$$(3.2)$$

$$(3.3)$$

ここで、 $\varepsilon_i$ は主ひずみ、 $\sigma_i$ は主応力、Eはヤング率、vはポアソン比を表す.

地盤の弾性体としての仮定は、地盤調査から変形係数を計算する際に用いられる一般的な仮定である こと、地盤変形係数は基礎の等価線形解析に用いられる地盤パラメータであること、を考慮したもので ある.

ただし、地盤は、微小なひずみレベルから非線形傾向を示すことから、線形弾性体を仮定 した式から計算されるヤング率Eとポアソン比vは、それぞれの試験の載荷状態に対応したみ かけのヤング率(割線勾配)とみかけのポアソン比であることに留意する必要がある. a) 一軸圧縮試験 UCT の場合

(3.1)~(3.3)式に鉛直方向の応力とひずみを $\sigma_a$ ,  $\varepsilon_a$ , 水平方向の応力とひずみを $\sigma_r$ ,  $\varepsilon_r$ として, 一軸圧縮試験の載荷条件を代入すると,以下式が得られる.

$$\varepsilon_{a} = \frac{\sigma_{a}}{E} \left( = \frac{q}{E} \right)$$

$$\varepsilon_{r} = -\frac{\nu \sigma_{a}}{E} \left( = -\nu \frac{q}{E} \right)$$
(3.4)
(3.5)

ここで、供試体の軸方向に載荷した荷重度をqとおくと(3.9)式より、ヤング率は以下式により得られる.

$$E = \frac{q}{\varepsilon}$$

図3.5の模式図にあるように、一軸圧縮試験から地盤変形係数*E*<sub>eq</sub><sup>UCT</sup>を算定する場合は以下の 式に基づいて計算される.

$$E_{eq}^{UCT} = \frac{q}{\varepsilon_{q}}$$



(3.6)



図 3.5 室内圧縮試験(一軸圧縮試験,三軸圧縮試験)における変形係数の模式図

(3.6)式と(3.7)式より、一軸圧縮試験で得られる地盤変形係数 $E_{eq}^{UCT}$ はヤング率Eと一致する.  $E_{eq}^{UCT} = E$  (3.8)

b) 三軸圧縮試験 TCT の場合

(3.14)式,

三軸圧縮試験の条件を代入すると、以下式が得られる.

$$\varepsilon_{a} = \frac{1}{E} (\sigma_{a} - 2\nu\sigma_{r})$$

$$\varepsilon_{r} = \frac{1}{E} \{\sigma_{r} - \nu(\sigma_{a} + \sigma_{r})\}$$

$$\xi \vartheta, 以下の式が得られる.$$

$$\sigma - 2\nu\sigma$$

$$(3.9)$$

$$(3.10)$$

 $E = \frac{\sigma_a - 2\nu\sigma_r}{\varepsilon_a} \tag{3.11}$ 

三軸圧縮試験で得られる地盤変形係数 $E_{eq}$ <sup>TCT</sup>は、軸差応力 $\sigma_a$ - $\sigma_r$ と軸ひずみ $\varepsilon_a$ の割線勾配として、以下の式で定義される.

$$E_{eq}^{TCT} = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{\varepsilon_a}$$

#### (3.12)

(3.11)式, (3.12)式より, ヤング率Eと三軸圧縮試験から得られる変形係数 $E_{eq}^{TCT}$ は, v=0.50の場合に一致することが分かる. したがって,  $E_{eq}^{TCT}$ は, v=0.50を仮定したヤング率であると解釈することができる.

c) 孔内水平載荷試験 PMT の場合

図 3.6は、地盤を上方から見た模式図である. 孔内水平載荷試験PMTでは、地盤を円筒状に 掘削し、等方圧力pを孔壁内部から周辺地盤へ載荷することにより、地盤変形係数を計測する 方法である.

円筒における弾性材料の応力分布は、ティモシェンコの極座標による厚肉円筒の理論より 計算される<sup>12)</sup>. PMTでは、一般的にこの弾性論に基づいて地盤変形係数を算定する<sup>13-15)</sup>.

孔内水平載荷試験における周辺地盤を無限に広がる材料と仮定すると,厚肉円筒理論より, 地盤中の応力は以下の式で表すことが出来る.



$$\sigma_a = \frac{pr_1^2}{r^2}$$

$$\sigma_r = -\frac{pr_1^2}{r^2}$$
(3.13)
(3.14)

ここに、 $\sigma_a$ は半径方向の応力、 $\sigma_r$ は円周方向の接線応力、pは孔壁の加圧力、 $r_1$ はボーリング 孔の半径、rは孔の中心からの距離である。従って、極座標におけるフックの法則より半径方 向の軸ひずみ $\varepsilon_a$ は以下の式で表せる。

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E} (\sigma_a - \nu \sigma_r)$$

$$= \frac{(1 + \nu)r_1^2 p}{E} \cdot \frac{1}{r^2}$$
(3.15)

ここに、vは地盤のポアソン比である. 孔壁の変位 $\Delta\delta$ は応力と変位の関係より以下の式で記述できる.

$$\Delta \delta = \int_{r_1}^{\infty} \varepsilon_a dr = \frac{(1+\nu)r_1 p}{E}$$
(3.16)  
したがって、孔壁ひずみ $\varepsilon_c$ は以下の式で記述できる.  
$$\varepsilon_c = \frac{\Delta \delta}{r_1} = \frac{(1+\nu)}{E} p$$
(3.17)

そして, PMTでは(3.17)式のEを変形係数としているので,以下の式より地盤変形係数が算出される.

$$E_{eq}^{PMT} = \frac{(1+\nu)}{\varepsilon_c} p$$

 $E_{eq}^{PMT}$ は,習慣的に地盤の材料によらずv=0.50を仮定して計算される.従って,(3.18)式は以下式より地盤変形係数が計算されている.

(3.18)

(3.20)

る.

$$E_{eq}^{PMT} = 1.5 \frac{p}{\varepsilon_c}$$
 (3.19)  
(3.15)式, (3.17)式より, 軸ひずみと孔壁ひずみの関係は以下の式で表せ  
 $\varepsilon_a = \frac{r_1^2}{r^2} \varepsilon_c$  (2.20)

ここで, 孔内水平載荷試験では, 発生する最大荷重(反力度)に応じた変形係数を算定していると解釈することができるため, r=r,とすると以下の関係に至る.

 $\varepsilon_a = \varepsilon_c \tag{3.21}$ 

すなわち, 孔内水平載荷試験で計測される変形係数は, 孔壁位置 $r = r_l$ における軸方向ひず み $\epsilon_a$ に対応した地盤変形係数を計算していることを意味する. PMTにより計測される地盤変形 係数もTCTと同様にv=0.50という仮定に基づくヤング率であるという, 同様の解釈をすること ができる.

## d) PS 検層 PSL の場合

 $G_{o} = \rho V_{s}^{2}$ 

PS検層PSLでは、地表もしくは地中部で波動を発生させて、波動が伝搬する時間から実態波の速度 $V_s$ 、 $V_p$ を求める方法である. せん断剛性 $G_o$ は密度 $\rho$ を用いて以下式で計算することができる.

なお、
$$G_o \geq E_o \geq$$
は動的ポアソン比 $v_d$ を介して以下の関係で変換することができ、これがPS 検層の地盤変形係数とされる.

(3, 22)

 $E_{o} = 2(1+\nu)G_{o} \approx E_{eq}^{PSL}$ ここで、 $v_{d}$ は以下式により地盤の速度から計算される.  $v_{d} = \frac{\{1-2(V_{s}/V_{p})^{2}\}}{\{2-2(V_{s}/V_{p})^{2}\}}$ (3.24)

なお, 越智ら(1993)<sup>16)</sup>, Tatsuoka et al.<sup>17)</sup>は, 局所変形測定装置(LDT)により三軸圧縮試験 時に微小歪みを測定することにより $E_0$ を室内試験により計測し,  $E_{eq}^{PSL}$ と比較している. これ によると,  $E_{eq}^{PSL}$ は, 初期剛性( $E_0$ )を観測していることが示されている.

### (2) 考察

以上より、UCT、TCT、PMTにより計測される地盤変形係数とひずみの概念の関係を確認することができた.これらより、地盤変形係数とはポアソン比vを0.5と仮定したときのヤング率 Eであると解釈することができる.

図 3.7 は、実際に計測された地盤変形係数 Em とそれに対応する軸ひずみ Em の関係を両対数で示した 図である. なお、図中の灰色直線は後述するひずみ依存性を表す勾配を全てのデータに対して描いている.

図 3.7(a)は、PMTのデータで、粘性土、砂質土、礫を色違いで表示している.計測される軸 ひずみの範囲は0.5~20%で、土質区分にかかわらず、概ね同じであることが分かる.ただし、 *E*mは、バラツキがあるものの粘性土、砂質土、礫の順で平均的に大きくなる傾向がある.こ れは、土質区分毎の強度の違いが表れていると考えられる.

図 3.7(b)は,粘性土におけるUCTとTCTのデータを重ねて示している.軸ひずみの範囲は, 試験方法によらず0.2~5.0%の範囲に分布している.ただし,UCTの方が*E*mのバラツキが大きく, 同じ軸ひずみレベルで比較するとTCTに比べてやや小さい値を示している.

UCTは、水平方向に拘束圧を与えない試験であるため、サンプリングの乱れなどの影響を

受けやすく計測された地盤変形係数のバラツキが大きいものと考えられる.また,同一材料, 同一軸ひずみで比較した場合においても体積ひずみがTCTより大きいため,やや小さい地盤変 形係数が得られていると考えられる.地盤変形係数を統一的に整理するためには,軸ひずみ は十分な情報ではないが,いずれの調査法においても計測できる指標であり,実務的には扱 いやすい.本研究では,実務的な方法を提案することを目的としているので,軸ひずみによ りひずみレベルを整合させることを考える.その結果,各種地盤調査から計測される変形係 数には,下記の関係があると考えられる.





(b) 粘性土・一軸圧縮試験 UCT, 三軸圧縮試験 TCT 結果
 図 3.7 計測された変形係数 *Em* とひずみ *Em*の関係

これより,設計計算におけるUCTの取扱いには留意が必要である.この考察については, データの統計分析に基づき,4章,5章でさらに考察を加える.

## 3.4 地盤変形係数の推定方法の提案

(1) ひずみ依存性モデル

変形係数は、ひずみレベルに依存して変化し、以下の関係式が成り立つものと仮定する(図 3.8).

$$E_{eq} = E_1 \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1}\right)^b = E_1 \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{0.01}\right)^b$$

ここで、 $E_1$ は軸ひずみ $\varepsilon_a$ =0.01 (1%) = $\varepsilon_1$ の時の地盤変形係数を意味し、ひずみ依存性モデル を考える上での基準値とする.この1%はモデル化のための便宜的な設定であるが、室内圧縮 試験の $E_{50}$ の平均的な値に相当する.変形係数 $E_{eq}$ は、任意の軸ひずみ $\varepsilon_{eq}$ に対応する地盤変形係 数を表す.以後、 $\varepsilon_1$ を「基準軸ひずみ」、 $E_1$ を「基準地盤変形係数」と呼称する.両辺を対数 変換すると下式となり、係数bは、対数変換した地盤変形係数と軸ひずみの傾きを表す係数と なる.

(3.26)

この仮定に基づけば,計測された変形係数*E* wと軸ひずみ*E* の関係は以下式となる.

$$\log E_{m} = \log E_{1} + b \log \left(\frac{\varepsilon_{m}}{\varepsilon_{1}}\right)$$
$$= a + b \log \left(\frac{\varepsilon_{m}}{\varepsilon_{1}}\right)$$

このモデルは,設計計算を意識した簡便なモデル化であり,理論的に係数*a*,*b*を導くことができない.従って,データから統計的に求めることにする.

(3.27)

図 3.8 は、ここで提案しているひずみ依存性モデルを模式的に表している.粘性土の UCT、TCT、砂 質土の TCT 試験について、同一の試験結果から、*E*<sub>50</sub>、*E*<sub>f</sub>に対応する 2 組の変形係数とひずみの関係を 得ることができるため、試験結果毎に係数 *a*、*b*を決定することができる.

図3.9(a)は、試験結果毎に係数bを計算して、 $E_m(E_{50})$ との散布図を示したものである.係数b はバラツキがあるものの $E_m$ の大きさとは無相関であり、平均的にはb = -1/2程度となることが 分かる.

bが土質によらず一定値であるとすると、対数変換した $E_m / E_l \ge \varepsilon_m / \varepsilon_l$ は、常に比例関係にあることになる(式(3.28)).

$$\log\left(\frac{E_m}{E_1}\right) = b \log\left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_1}\right) = -\frac{1}{2} \log\left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_1}\right)$$
(3.28)

図3.9 (b)は, 試験結果毎に決定した係数 $a \delta E_1$ に変換し,  $E_m / E_1 \geq \varepsilon_m / \varepsilon_1$ の関係を示している. ここで,  $E_m$ ,  $\varepsilon_m$ は,  $E_{50}$ ,  $\varepsilon_{50}$ としている. この図には,  $b \delta$ -1/2と仮定した場合の直線が併記されている. これらの結果より, UCTやTCTで対象とする軸ひずみの範囲においては, bは-1/2 で概ね一定であると考えた. 今後, この関係を「-1/2乗則」と呼称する.

各種試験により計測される地盤変形係数は広範囲のひずみレベルのものを含んでいる.こ こで提案した地盤変形係数のひずみ依存性モデルは,(3.26)式に示した簡便なモデルであり, パラメータは基準地盤変形係数*E*<sub>1</sub>のみである.基準地盤変形係数が適切に決定できれば,容 易に任意の着目ひずみレベルに対応する地盤変形係数に変換することができる.





図 3.8 変形係数のひずみ依存性モデルの概念

## (2) 基準変形係数の決定方法

a) 地盤調査により直接地盤変形係数を計測する場合

変形係数を直接計測した場合には、計測された変形係数Emとそれに対応する軸ひずみEmよ り,以下式により基準変形係数E<sub>1</sub>を計算することができる.

$$E_{1} = E_{m} \left(\frac{\varepsilon_{1}}{\varepsilon_{m}}\right)^{-1/2} = E_{m} \left(\frac{0.01}{\varepsilon_{m}}\right)^{-1/2} = \frac{1}{10} E_{m} \varepsilon_{m}^{1/2}$$
(3.29)

表 3.2 は, b=-1/2 に固定して E<sub>50</sub>から E<sub>f</sub>を推定して実際の E<sub>f</sub>との差の偏差 (bias) と変動係数 (COV) を示したものである. COV は 0.06~0.13 の範囲にあり、変換精度は地盤データとしては高いことが分 かる.

	表 3.2	-1/2 乗則による変換精度						
Soil Type	Test Type	Number	bias	COV				
Clau	UCT	140	1.01	0.11				
Clay	TCT	175	0.96	0.06				
Sand	TCT	26	0.98	0.13				

なお,図 3.4 は、E1と深度の関係を示した図である. Emと同様の傾向を有しているが、データのバ ラツキはやや小さくなる傾向が読み取れる.



図 3.10 計測変形係数 Emおよび基準変形係数 E1と N 値の関係

b) N 値から地盤変形係数を推定する場合

全ての現場において地盤変形係数を直接計測する試験を実施することは困難であり,実務ではN値から推定することも重要である.また,この回帰分析結果を考察することは,N値から地盤変形係数への変換誤差を定量化することであり,信頼性設計上重要である.

図 3.10 は、 $E_m$  および  $E_l$ と N 値の散布図を示している.全ての土質区分、地盤調査法のものを重ねて示している.参考として、(3.4)式、(3.5)式の既往式(700N、2800N)も示している. $E_m$ は土質区分や調査法により、ひずみレベルが異なることから、変形係数の大きさが異なる傾向があり、結果として全体として大きなバラツキを有している.これに対して、 $E_l$ は、ひずみを調整しているため、全体としてのバラツキはやや小さくなる傾向が見られる.

・回帰方程式

ここでは,以下の3種類の回帰方程式に対して,土質分類,調査法別に回帰分析を行い,結果を考察する.

Model(1): 
$$E_m = \beta_0 N^{\beta_1} d$$
 (3.30)  
Model(2):  $E_1 = \beta_0 N^{\beta_1} d$  (3.31)  
Model(3):  $E_1 = \beta_0 N^{\beta_1} Dep^{\beta_2} d$  (3.32)

ここで,  $E_1$ は基準地盤変形係数(kN/m<sup>2</sup>), NはN値, Depは深さ(m),  $\beta_0$ ,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ は回帰係数, dは対数軸上の残差を表す.

Model(1)は, (3.4)式, (3.5)式のような既往の研究で用いられている仮定である. 地盤変形係数は対数正規分布に近い分布をしていることから,対数変換すると以下式となる.

$$\ln E_m = \ln \beta_0 + 1.0 \ln N + \ln d$$

(3.33)

この式からも分かるとおり、Nの階乗を 1.0 に固定することは、回帰分析の傾きを固定して切片を 同定する問題であることが分かる.すなわち、傾きを固定して導出された推定式は、地盤変形係数と N値の関係を適切にとらえられない可能性があり、N値の大きさに依存して誤差(偏差,残差)の特 性が変化する可能性がある.また、(3.33)式を変形すると(3.34)式が得られる.

 $\ln \beta_0 = \ln(E_m/N) + \ln d$ 

(3.35)

これより, Nの階乗を1.0に固定した解析分析を行うことは、単に *E<sub>m</sub>/N*の平均と分散を計算していることに相当することが分かる.

Model(2), Model (3)は下記のように表される.

 $\ln E_1 = \ln \beta_0 + \beta_1 \ln N + \ln d$ 

$$\ln E_1 = \ln \beta_0 + \beta_1 \ln N + \beta_2 \ln Dep + \ln d \quad (3.36)$$

対数変換した地盤変形係数,N値,深度を用いた最小二乗法により回帰係数を得ることができる. 最小二乗法の有効性は,正規分布に基づいた尤度により説明できる.残差が正規分布に従う場合,最 小二乗法により設定されたパラメータは,尤度が最大となる場合のパラメータに一致する.対数変換 をすることは,残差を正規分布に近づけるための操作である.

· 回帰誤差

対数軸上の残差( $E_{I,m}$ : 観測値  $E_m$ から変換した基準地盤変形係数,  $E_{I,N}$ : 回帰式により推定した基準地盤変形係数)は以下式で表される.  $E_{I,m}$ と $E_{I,N}$ の比を $\lambda$ とおき,この指標に着目する.

(3.37)

$$\ln E_{1.m} - \ln E_{1.N} = \ln \left( \frac{E_{1.m}}{E_{1.N}} \right) = \ln \lambda$$

回帰誤差の統計量は、 $\lambda$ の平均と変動係数で整理することとし、bias と COV で表記する.

$$\sigma_{In\lambda}^{2} = \mu_{\lambda}^{2} (exp[\sigma_{In\lambda}^{2}] - 1) = bias^{2} (exp[\sigma_{In\lambda}^{2}] - 1) (3.38)$$
  

$$bias = \mu_{\lambda} = exp(\mu_{\ln\lambda} + 1/2\sigma_{\ln\lambda}^{2})$$
(3.39)  

$$COV = \sigma_{\lambda} / \mu_{\lambda} = \sqrt{exp[\sigma_{\ln\lambda}^{2}] - 1}$$
(3.40)

・情報量基準 AIC<sup>19)</sup>を用いたモデル選択

ここでは, Model (1)~ Model (3)の 3 つの回帰方程式を用いて回帰分析を行い, 情報量基準 AIC を用 いたモデル選択の視点から, 回帰係数の意味や物理的な解釈を行うこととする.

## $AIC = -2\ln L + 2(m+1)$

(3.41)

回帰分析におけるモデル選択とは、仮定した回帰方程式の妥当性を確認するためのものである.説 明変数を増やせば回帰誤差は小さくなる.ただし、それにより、説明変数を過度に増やすことは、外 挿推定の推定精度を必ずしも高めるわけではない.説明変数間の多重共線性が生じ、適切な回帰係数 が定まらなくなる場合もある.

式の第1項は対数尤度 lnL を表し、当てはまりの良さを意味する、第2項はパラメータによるペナ ルティーを表す. AIC が最小となるモデルは、少ないパラメータでかつ当てはまりの良いモデルを選 択することが出来る.

## (3) 回帰分析結果と考察

## a) 回帰式の平均的特性

表 3.3 に、回帰分析結果を示す.表には回帰分析に用いたデータ数とその範囲、回帰係数、回帰精度 (bias, COV)、情報量基準 AIC が示されている.また、図 E-1~図 E-4 には、観測値  $E_m$  から変換した  $E_l$  と N 値から回帰式により推定した  $E_l$  の散布図、回帰式の残差の散布図とヒストグラムが示されている.

Teat	Q <sub>a</sub> :1	Numb er of Data	Γa	Coefficient						Range of Data <sup>**</sup>		
Type Type	Зоп Туре		ьq. Туре	ßo	β1	$\beta_2$	bias	COV	AIC	Ν	e (%)	Depth (m)
DM			(1)	1081	1.00	-	1.71	1.38	180	1-15	0.01-99	1.5-28.
ГМ Т		61	(2)	3756	0.64	-	1.53	1.16	168	(6)	(1.88)	6
1			(3)	2952	0.60	0.15	1.52	1.15	170	(0)	(4.00)	(9.91)
			(1)	1292	1.00	-	1.73	1.41	857	1-95	0.23-6.	1.4-60.
UCT	Clay	298	(2)	2089	0.65	-	1.39	0.97	729	(7)	03	0
			(3)	818	0.22	0.60	1.24	0.73	597		(1.09)	(16.8)
			(1)	1602	1.00	-	1.30	0.83	340		0.27-2.	0.7-17.
TCT		175	(2)	4121	0.48	-	1.13	0.54	260	1-17	47	4
			(3)	3837	0.34	0.22	1.12	0.49	238	(7)	(1.19)	(6.09)
			(1)	710	1.00	-	1.33	0.88	113	1-48	0.95 - 16	2.5 - 27.
	Sand	49	(2)	2482	0.82	-	1.16	0.58	82	(12)	.8	6
PM T			(3)	1373	0.64	0.49	1.12	0.51	74	(12)	(6.47)	(8.83)
	Sand		(1)	648	1.00	-	1.32	0.86	155	1-48	0 95-20	2 5-35
	&	68	(2)	2739	0.76	-	1.17	0.61	116		8	2.0 00. 3
	grav el		(3)	1483	0.69	0.39	1.15	0.57	110	(15)	(6.70)	(8.67)

表 3.3 回帰分析結果(回帰係数,回帰精度,データの範囲)

※()は平均値を示す.

図3.11は、回帰分析結果を図化したもので、回帰方程式Model(2)と回帰方程式Model(3)を全ての土質区分、地盤調査について重ねて示した図である. Model(3)については、深度を1m、5m、10m、20m、30mの場合について示した.

深さの効果を考慮しないModel(2)(左上図)を見ると、土質区分、調査方法によらず概ね同様の傾向があることが分かる.ただし、粘性土UCTについては他ケースより $E_1$ の値がやや小さく、粘性土は砂質土に比べて勾配 $\beta_1$ がやや小さいことが分かる.この特徴は、Model(3)の場合においても同様である.

なお,図には既存式(3.4)式,(3.5)式を灰色で併記している.いずれの場合においても,既存式の勾配 *B*<sub>1</sub>よりも回帰分析により得られた勾配 *B*<sub>1</sub>が小さいことが分かる.従って,既存式では,N値が小さいと ころでは過小評価し、N値が大きいところで過大評価していた可能性がある.

中谷ら(2007)<sup>20)</sup>は、全国の杭の水平載荷試験データを収集し、既存式に基づいて地盤変形係数と地盤反力係数の推定精度を考察している.(3.4)式、(3.5)式を用いて推定した地盤反力係数は、N値が小さいところで地盤反力係数の実測値に比べて、小さい値を推定することを指摘している.この結果は、この勾配β<sub>1</sub>の特徴と整合する.

次に,深さを考慮したModel(3)の結果を見ると,粘性土PMT,TCTはいずれの深度において も概ね同程度の*E*<sub>1</sub>が得られているのに対して,粘性土UCTは深度依存性が強く,地表に近づく につれて,他ケースに比べて小さい*E*<sub>1</sub>が得られている.3章で考察したように,UCT試験から 得られた変形係数は他試験とは異なることがデータからも観察される.

UCTは試験時に水平方向に拘束圧を作用させない試験であるため、表層に近いほど、供試体のみだれの影響を受けやすく、*E*<sub>50</sub>、*E*<sub>f</sub>を計測するひずみレベルにおいて試験時に体積膨張している可能性もある.すなわち、他試験と比べて、体積ひずみが表層ほど大きくなり、強い深度依存性を示している可能性がある.粘性土UCTより求めた変形係数を設計計算に活用する際には、ここで示された深度依存性に配慮して定数設定を行わなければならない.

UCT試験ほどではないが、砂質土と礫のPMTは、粘性土PMT、TCTに比べて強い深度依存性 を有している.砂質土が有する本来的な拘束圧依存性の影響が回帰分析結果に表れているも のと考えられる.ただし、表3.3からもわかるとおり、砂質土と礫のPMTの試験結果は表層2.5m 以浅データが存在しない.Dep=1mの結果は外挿した値であることもあり、土質区分による違 いについては今後の検討課題としたい.



図 3.11 回帰式の比較結果(深度を考慮しない Model(2),深度を考慮した Model(3)の場合. Model(3)で は、Dep=1m, 5m, 10m, 20m, 30m の場合について描画している)

b) 回帰誤差(bias, COV) 情報量基準 AIC

粘性土 PMT では, COV が 1.0 を超え, 他ケースと比べて顕著に大きい. また, ひずみ依存性が考慮されていない従来の回帰式 Model(1)とひずみ依存性を考慮した Model(2), Model(3)を比較すると, COV がやや小さくなるものの明瞭な改善効果は確認できない. この回帰誤差には, 主に N 値の観測 誤差, 回帰式のモデル化の誤差, 変形係数自体の観測誤差が含まれていると考えられる. 前2つの誤 差は他試験も同様に含まれているので,粘性土 PMT では,変形係数自体の観測誤差が回帰誤差を支配している可能性がある.すなわち,PMT では先行して地盤を掘削するが,特に軟弱粘性土においては孔壁の膨張などにより地盤が乱れるなど,観測の精度が劣ることが考えられる.

粘性土 UCT は、先にも示した通り強い深度依存性を示す.従って、深さを考慮した Model(3)が最 も回帰誤差が小さく、AIC も小さいことが分かる.従って、粘性土 UCT を N 値から推定する場合に は深度を考慮した Model(3)を用いる必要がある.COV は従来の回帰式 Model(1)に比べて顕著に小さ くなる.

粘性土 TCT は、粘性土の3 種類の試験の中で最も回帰誤差が小さい結果が得られた.粘性土の変 形係数を推定する場合には TCT が最も適していると考えられた. AIC に着目すると深度を考慮した Model(3)が最も小さく適切なモデルであると考えられた.

砂質土と礫 PMT についても、粘性土 TCT と概ね同様の回帰誤差、AIC の特徴を有している.ただし、深度に対する勾配( $\beta_3$ )は、0.49 もしくは 0.39 であり、粘性土 TCT に比べて大きい.また、 Model(1)の切片  $\beta_0$ に着目すると、砂質土の場合に 710、砂質土と礫を一体で解析した場合に 648 が得られており、(3.4)式(700N)と同等の結果が得られている.

### c) 変形係数 N 値推定式の提案

以上の検討から、土質区分、地盤調査方法により得られる変形係数の特性は異なることが確認された.従って、それぞれに推定式を提案する.

以下に、土質区分、地盤調査法別の基準変形係数の推定式とその回帰精度、適用範囲を示す.適用 範囲については、データの最大最小値ではなく、データのヒストグラム等を参考に主たるデータ群の 範囲を示している.また、回帰係数についても設計計算での煩雑さを考慮して丸めた値で提案した.

粘性土 PMT:

 $E_{1}^{PMT} = 4000N^{2/3}$   $bias = 1.53 \quad COV = 1.16$   $N = 1 - 15 \quad Depth \le 15m$ % It that UCT:  $E_{1}^{UCT} = 650N^{1/4}Dep^{2/3}$   $bias = 1.24 \quad COV = 0.73$   $N = 1 - 25 \quad Depth \le 60m$ % It that TCT:  $E_{1}^{TCT} = 4000N^{1/2}$   $bias = 1.13 \quad COV = 0.54$   $N = 1 - 15 \quad Depth \le 15m$ (3.42)
(3.42)
(3.43)
(3.43)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)
(3.44)

粘性土については、基本的に AIC が最小となる Model に基づいて回帰式を提案している.ただし、 粘性土 TCT については、深度を考慮した Model(3)が AIC 最小モデルであるが、Model(2)に基づいた 提案式となっている.これは、設計計算の現場では地表面が傾斜している場合など、深度の設定に苦 慮する場合があること、深さの傾きが 0.22 と小さいことを考慮した提案である.

砂質土&礫 PMT:

$E_1^{PMI} = 2700 N^{3/4}$	(3.45)
bias = 1.17  COV = 0.61	
$E_1^{PMT} = 1200N^{2/3}Dep^{1/2}$	(3.46)
bias = 1.15  COV = 0.57	
$N = 1 - 50$ Depth $\leq 30m$	

砂質土&礫 PMT は、Model(2)、Model(3)の2つの回帰式に基づいて2つの式を提案した。Model(3) に基づく結果が AIC 最小モデルであるが、AIC の差は大きくない。従って、粘性土 TCT と同様に深 さを考慮しない式を基本とした((3.45)式). ただし、深度に対する勾配  $B_3$ が 0.49 もしくは 0.39 であ り、比較的大きいことから、深度を考慮した式も提案することとした。特に、地表面付近の変形係数
の推定を要求される場合には、深度を考慮した式を適用するのが良いと考えられる.

図 3.12 は、基準変形係数とN値の回帰基データの散布図に提案する回帰式を重ねて示した図である.粘性土では、最も回帰誤差が小さいTCTの(3.44)式、砂質土と礫では(3.45)式が示されている.データへのフィッティングは良好であることが確認できる.





図E-1 粘性土-PMT 回帰分析結果(計測値と推定値 の散布図,残差と推定値の散布図,残差のヒス トグラム)



図E-3 粘性土-TCT 回帰分析結果(計測値と推定値の散布図,残差と推定値の散布図,残差のヒストグラム)



図 E-2 粘性土-UCT 回帰分析結果(計測値と推定値の散 布図,残差と推定値の散布図,残差のヒストグラム)



**図 E-4** 砂質土&礫質土-PMT 回帰分析結果(計測値と推 定値の散布図,残差と推定値の散布図,残差のヒストグラ ム)

# 参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説 IV 下部構造編, 丸善出版, 2012.
- 2) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準·同解説 基礎構造物,丸善出版,2012.
- 3) 日本建築学会:建築基礎構造物設計指針,日本建築学会,2001.
- 吉田巌,吉中竜之進:ボーリング孔内横方向載荷試験法-3室型試験器と1室型試験器の比較について,土木技術資料, Vol.9, No.6, pp.281-286, 1967.
- 5) 吉中竜之進:地盤反力係数とその載荷幅による補正,土木研究所資料,第299号,1967.
- 6) Yoshida, I. and Yoshinaka, R.: A Method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for a Pile, Soils and Foundations, Vol.12, No.3, pp.1-17, 1972.
- 1) 土屋尚,豊岡義則: SPT の N 値とプレシオメーターの測定値(P<sub>f</sub>, E<sub>p</sub>)の関係について、サウン ディングシンポジウム、土質工学会、pp.101-108、1980.
- 3) 玉置克之, 桂豊, 岸田了: 施工時の鉛直変位測定に基づく支持地盤のヤング係数, Vol.55, p.11-20, 清水建設研究報告, 1992.
- 9) 西岡英俊,安西綾子,神田政幸,館山勝:地盤調査法に応じた地盤変形係数および地盤反力係数 の算定法,鉄道総研報告, Vol.24, No.7, pp.11-16, 2010.
- 10) 西岡英俊,神田政幸,室野剛隆,棚村史郎:地盤の変形係数算定に用いる補正係数と地盤調査法の関係,土木学会全国大会大 57 回年次学術講演会,Ⅲ-680, pp.1359-1360, 2002.
- 11) 安西綾子,小坂拓哉,西岡英俊,神田政幸,館山勝:平板載荷試験による地盤の変形係数の評価 について一他の地盤調査法による評価との関係-,第43回地盤工学研究発表会,pp.1313-1314, 2008.
- 12) 電力中央研究所技術第二研究所:ボーリング孔壁の静的・動的加圧試験による地盤物性の調査法, 研究報告 71017, 1972.
- 13) 社団法人地盤工学会:地盤調查法, pp.249-257, 2003.
- Mair, R.J.and Wood, D.M.:Pressuremeter Testing:Methods and Interpretation, CIRIA Ground Engineering Report, Butterworth-Heinemann, 1987.
- 15) Briaud, J-L: The Pressuremeter, Balkema, p.22, 1992.
- 16) 越智健三,金有性,龍岡文夫:ひずみ依存性と測定誤差を考慮した堆積軟岩の変形特性の検討, 土木学会論文集,No.463/III-22, pp.133-142,1993.
- 17) Tatsuoka, F. and Shibuya,S.: "Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests", Keynote Lecture for Session No.1, Proc. of the 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Bangkok, Vol.II, pp.101-170. 1991.
- 18) 緒方辰男, 倉知禎直, 古関潤一: 地盤変形特性の応 力・ひずみレベル依存性を考慮した水平方 向地盤反力係数の載荷幅依存性, 土木学会論文集, No. 631/III-48, pp. 371–381, 1999.
- Akaike, H : Information Theory and an Extention of the Maximum Likelihood Principle, 2nd International Symposium on Information Theory, Petrov, B. N., and Csaki, F, Akadimiai Kiado, Budapest, pp.267-281, 1973.
- 20) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 中村祐二, 野村朋之, 横幕清, 井落久貴: 性能規定体系におけ る道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4136 号, 2009.

# 4. 地盤反力係数の推定方法の開発

### 4.1 はじめに

構造物基礎の設計では、地盤をバネ(地盤反力係数)でモデル化し、弾性床上の梁理論に基づく等 価線形解析により基礎変位が計算される.この計算を汎用的かつ精度良く行うためには、着目する変 位が基礎に生じる場合の地盤の非線形特性をそれと等価な線形モデルに適切に置き換える必要があ る.本章では、理論的な考察と大規模なデータに基づく統計的考察により、着目する対象基礎の変位 レベルと地盤のひずみレベルを関係づける方法を提案する.これにより、要求される様々な変位の制 限値に対して、着目する変位と地盤のひずみの関係から適切な等価線形用地盤パラメータ(地盤変形 係数)を推定することにより、構造物基礎の変位を汎用的かつ精度よく計算するための地盤反力係数 の設定方法を提示した.

### 4.2 地盤反力係数導出のための回帰方程式

(1) 弾性論に基づく地盤反力係数の導出

図4.1(a)は,正方形剛体基礎を例にして,荷重Pが鉛直に作用した場合の地盤の応力状態を示した図である.一般的な基礎の変位照査では,弾性床上の梁理論に基づく計算が行われ,図4.1(b)に示されている通り,地盤材料は,等方な線形弾性体と仮定される.そして,剛体基礎に生じる地盤反力度は,3次元的に広がり,複雑な分布を示すが,これを簡便に等圧の荷重度に一致すると仮定して,地盤反力度(荷重度)と変位を地盤反力係数で結びつける.

$$p = \frac{P}{D^2} = k_{eq} \delta_{eq} \tag{41}$$

ここで、pは地盤反力度、 $\delta_{eq}$ は基礎の変位、 $k_{eq}$ は地盤反力係数である.このような仮定に基づいて、3次元問題は1次元問題に置き換えられる.ここで、下付き記号eqは、着目する基礎の変位レベル(例えば、基礎幅の0.01(1%)など)に対応する等価線形モデルを意味する.

図4.1(c)は、 $k_{eq}$ を推定するための地盤調査と調査により計算される地盤変形係数 $E_{eq}$ の模式図を表している.  $E_{eq}$ は、基礎の設計に用いられる地盤パラメータであり、軸差応力qと軸ひずみ  $\varepsilon_{eq}$ から下記で計算される.  $\varepsilon_{eq}$ 、 $E_{eq}$ は、着目する基礎の変位レベルに対応する地盤の軸ひずみと地盤変形係数を意味する.

$$E_{eq} = \frac{q}{\varepsilon_{eq}}$$

(4.2)

 $E_{eq}$ は、ポアソン比v=0.50を仮定した場合の等価ヤング率であると解釈することができる<sup>13)</sup>. 次に、地盤反力係数 $k_{eq}$ の意味を考察する.ブシネスクの弾性変位解に、地盤変形係数をヤン グ率に見立て代入すると以下式が得られる(Poulos and Davis<sup>14)</sup>).

$$\delta_{eq} = pD \frac{1 - \nu^2}{E_{eq}} I_p$$

 $L_{eq}$  (4.3) ここで、 $\delta_{eq}$ は基礎の着目変位量(m)、pは荷重度(地盤反力度)(kN/m<sup>2</sup>)、Dは載荷幅(m)(こ こでは基礎幅)、vは地盤のポアソン比、 $E_{eq}$ は地盤変形係数(kN/m<sup>2</sup>)、 $I_p$ は形状係数であり、構 造物の形状と境界条件に応じて決定される、鉛直載荷された剛体矩形基礎の形状係数は既知 である、例えば、m=L/B(L:載荷面の奥行長、B:載荷面の幅)が1(正方形)の場合 $I_p=0.88$ 、 m=4の場合 $I_p=1.60$ となる<sup>15)</sup>.

(4.3)式を下記のように展開するとkegと地盤変形係数Eegの関係が導かれる.

$$p = \frac{1}{I_p(1-\nu^2)} \frac{E_{eq}}{D} \delta_{eq}$$

$$k_{eq} = \frac{p}{\delta_{eq}} = \frac{1}{I_p(1-\nu^2)} \frac{E_{eq}}{D}$$

$$(4.4)$$

ここで、 $k_{eq} \ge E_{eq}$ を関連づける比例定数を $\alpha_{eq}$ として、以下のように置くことにする.

$$\alpha_{eq} = \frac{1}{I_p (1 - \nu^2)}$$
(4.6)

以上の準備より,以下の2式を得ることができる.

$$\frac{p}{E_{eq}} = \alpha_{eq} \frac{\delta_{eq}}{D} = \alpha_{eq} y_{eq}$$

$$k_{eq} = \alpha_{eq} \frac{E_{eq}}{D}$$

$$(4.7)$$

ここで、 $y_{eq}$ を構造物変位率と呼称する.構造物の着目変位量 $\delta_{eq}$ (剛体基礎であれば中心の 沈下量,杭であれば杭頭水平変位量など)を対象基礎の代表的な規模D(剛体基礎であれば基 礎幅,杭であれば杭径)で正規化した量である.一方、 $\alpha_{eq}$ を影響係数と呼称する.(4.6)式に 示されているように、基礎の幾何形状および境界条件から決まる $I_p$ と地盤のポアソン比vの関 数となり、地盤変形係数で仮定されるように地盤のポアソン比vを固定して考えると、対象と なる基礎形式や境界条件毎に与えられる固有の定数となる.そして、(4.7)式に示されている 通り、影響係数 $\alpha_{eq}$ は、構造物変位率 $y_{eq}$ と $p/E_{eq}$ の関係(勾配)を意味する.

本研究では、(4.8)式を構造物基礎の地盤反力係数の基本式とする.すなわち、地盤反力係数の載荷幅依存性の議論で考えると、-1乗則の立場をとることになる.



図 4.1 基礎設計における地盤のモデル化

(2) 回帰方程式の導出

次に,多数の載荷試験から統計的に地盤反力係数を導出することを考える.載荷試験では, 基礎に作用する荷重Pと変位δの関係と載荷試験現場で実施された地盤調査より地盤変形係数 が既知であるものとする.これらの情報を用いて,地盤変形係数と地盤反力係数の関係を回 帰分析により結びつけることを考える.

図4.2(a)は、基礎の載荷試験により得られる荷重P-変位 $\delta$ 曲線の模式図を表している.割線勾配をKとおき、基礎幅の0.01(1%)の変位の時の割線勾配を $K_I$ 、着目する任意点の割線勾配を $K_{eq}$ とおくことにする.この図では、着目する変位レベルを基礎幅の0.01(1%)とした場合( $K_{eq}=K_I$ )について描画している.

図4.2 (b)は,縦軸を荷重度(=地盤反力度)pに置き換えたものであり,地盤反力係数は,図のように $p-\delta$ 関係の割線勾配として定義される. $k_{eq}$ , $k_1$ は, $K_{eq}$ , $K_1$ に対応する地盤反力係数を意味する.

図4.1 (c)は、地盤調査により得られる地盤要素の軸差応力q-軸ひずみ $\varepsilon_a$ 関係の模式図である. 軸ひずみ0.01(1%)を $\varepsilon_I$ 、着目する基礎の変位レベルに対応する地盤の軸ひずみと地盤変形係数 を $\varepsilon_{eq}$ 、 $E_{eq}$ とおく.繰り返しになるが、下付き記号eqは着目する基礎の変位レベルを意味する. 従って、 $K_{eq}$ と $k_{eq}$ の関係は、基礎に作用する荷重と変位から計算される指標であるため、その 関係は明確である.しかし,基礎の荷重と変位から計算されるk<sub>eq</sub>と地盤のひずみレベルにより定義されるE<sub>eq</sub>の関係は明確ではない.すなわち,着目する基礎の変位レベルにおいて,周辺の地盤がどの程度のひずみレベルに達するかは不明である.そこで,それぞれに便宜的に基準値を設け,両者を回帰分析で関係づけることを考える.



図4.2 着目する変位が基礎幅Dの0.01(1%)の場合における荷重P,荷重度p,変位 $\delta_{eq}$ ,ひずみ $\varepsilon_{eq}$ 関係 ((a)載荷試験の割線勾配 $K_{eq}$ ,(b)地盤反力係数 $k_{eq}$ ,(c)地盤の変形係数 $E_{eq}$ )

著者らの研究<sup>13)</sup>および中谷ら(2012)<sup>12)</sup>より,地盤変形係数 $E_{eq}$ のひずみ $\varepsilon_{eq}$ 依存性と地盤反力係数 $k_{eq}$ の構造物変位率 $y_{eq}$ (= $\delta_{eq}/D$ )依存性は、下式のようにモデル化できることが分かっている.

$$E_{eq} = E_1 \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1}\right)^{-1/2}$$

$$k_{eq} = k_1 \left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2}$$
(4.9)
(4.9)
(4.10)

ここで、 $E_1$ は、基準地盤変形係数であり、軸ひずみ $0.01(1\%) = \varepsilon_1$ の時の地盤変形係数を意味 する. $k_1$ は、基準地盤反力係数であり、構造物変位率 $0.01(1\%) = y_1$ の時の地盤反力係数を意味 する.

(4.11)式は、(4.8)式の $k_{eq}$ と $E_{eq}$ に基準とした地盤反力係数 $k_l$ と基準地盤変形係数 $E_l$ を代入したものである.基礎幅の0.01(1%)、軸ひずみ0.01(1%)は、いずれも便宜的に設定した基準値である.従って、構造物変位率 $y_{eq} = y_l$ に対応する地盤変形係数は $E_l$ ではないので、図4.2(c)に示されているように、これを調整するための比例係数 $\omega$ (これを等価近似係数と呼称する)を導入する.

$$k_1 = \alpha_{eq} \frac{\omega E_1}{D} = \alpha_{eq} \omega \frac{E_1}{D}$$
 (4.11)  
式を(4.10)式に代入して,一般化すると下式を得る.

(4.11)

$$k_{eq} = \alpha_{eq} \omega \frac{E_1}{D} \left( \frac{y_{eq}}{y_1} \right)^{-1/2} = \alpha_R \frac{E_1}{D} \left( \frac{y_{eq}}{y_1} \right)^{-1/2}$$
(4.12)

ここで、 $\alpha_R$ は影響係数 $\alpha_{eq}$ と等価近似係数 $\omega$ の積であり、これを回帰係数とする.以上の準備を踏まえて、回帰分析の手順は以下の通りとする.

- a) 載荷試験から地盤反力係数 keg を逆算し、それを目的変数とする.
- b) 地盤調査から基準地盤変形係数  $E_l$ を設定し, 基礎幅 D と変位レベルの補正項 $(y_{eq}/y_l)^{-1/2}$ を考慮した 値を説明変数とする.
- c) 切片を0とした回帰分析を行い、回帰係数 α<sub>R</sub>を得ることにより地盤反力係数の推定式を導く. なお、(4.12)式から明らかなように、この回帰係数には、基礎の形状、載荷条件から決まる

c) 切片を0とした回帰分析を行い,回帰係数 α<sub>R</sub>を得ることにより地盤反力係数の推定式を導く. なお,(4.12)式から明らかなように,この回帰係数には,基礎の形状,載荷条件から決まる 影響係数α<sub>eq</sub>と地盤のひずみレベルの補正ω(等価近似係数)の影響が含まれている.4章では, これを分離することにより,基礎の構造物変位率と地盤のひずみとの関係について考察する.

# 4.3 杭基礎の水平地盤反力係数推定問題への適用

前章で示した回帰分析方法を杭基礎の水平変位照査における地盤反力係数の推定問題へ適 用し、その有効性を検証する.

(1) 杭基礎の水平変位計算方法の概要

図4.3は、突出杭の杭頭に水平荷重Pが作用した場合の模式図を表している.地中部は弾性床上の梁でモデル化すると地表面から突出している弾性梁の支配方程式は、地上部(突出部) と地中部に分けて以下のように記述できる.

$$EI \frac{d^{4}z_{1}}{dx^{4}} = 0$$
(突出部) (4.13)
$$EI \frac{d^{4}z_{2}}{dx^{4}} + p = 0$$
(地中部) (4.14)

ここで,Eは杭のヤング係数,Iは杭の断面二次モーメント,hはPが作用する地上高を表す. xは位置, z<sub>1</sub>, z<sub>2</sub>は任意位置の変位を示す.地上高とは,地表面からの高さを意味する.なお, pは地中部における地盤反力度を表す.

先の微分方程式を杭頭の回転を許す場合(杭頭自由)と杭頭が回転しない場合(杭頭固定)について 解くと、杭頭の水平変位δはそれぞれ下式となる<sup>5</sup>.



図 4.3 突出杭の模式図と記号

 $\delta = \frac{(1+\beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} P$ (杭頭自由) (4.15)  $\delta = \frac{(1+\beta h)^3 + 2}{12EI\beta^3} P$ (杭頭固定) (4.16) ここで、杭の特性値 $\beta$ (m<sup>-1</sup>)は、下式となる.  $\beta = \sqrt[4]{kD/4EI}$ (4.17)

kは地盤反力係数,Dは杭径である.1/βの範囲は,水平抵抗を支配する地盤の主たる抵抗長 さとされる.

(2) 回帰分析に用いるデータの概要

中谷ら(2012)が整理した杭の水平載荷試験データ(36現場)を用いる.これは、日本全国の 橋梁架設地点において実施された杭の水平載荷試験を収集整理したものである.このデータ は以下の基準によりスクリーニングが実施されている.

- 荷重変位曲線が非線形性を有したデータである.
- 十分大きな変位レベルまで杭体が降伏していないと考えられるデータである。
- 地盤面から載荷点までの高さが杭径以下

されている.

- 1.2R<sub>0</sub>の荷重が作用したときに杭体が降伏していない.
- 地盤データ(土層構成, N 値)が存在し, かつ地盤種が岩盤ではなく, また, N 値がゼロではない.
- 「杭基礎設計便覧<sup>16)</sup>」に記載された工法であること.
- 載荷試験に基づく地盤反力係数の逆算は下記の通り行った.
- a) 杭頭変位 δ<sub>eq</sub> = 0.01D とその際の杭頭荷重 P から割線勾配 K<sub>1</sub>を計算し, (4.15)式から β を算定する.
   式 (4.15)を用いるのは、杭の水平載荷試験では、杭頭自由の状態で水平荷重のみを載荷しているためである.
- b) 得られた β を(4.15)式に代入し、地盤反力係数 k<sub>l</sub>を得る.
- c) 同様の考え方に基づいて, δ<sub>eq</sub> = 0.02D, 0.035D に対応する地盤反力係数 k<sub>2</sub>, k<sub>3.5</sub> についても計算し, 広範な地盤反力係数を準備する.
- (3) 回帰分析

36の載荷試験により計算された $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_{3.5}$ を目的変数,  $E_1 D^{-1} (y_{eq} / y_1)^{-1/2}$ を説明変数として回帰分析を行った. 切片を0として、勾配を求めている.

説明変数側の変形係数 $E_1$ は、杭の水平安定性照査における地盤の主たる抵抗範囲( $1/\beta$ )における層厚による重み付き平均値(以降 $E_1$  we と記述する)としている.

それぞれの載荷試験現場で行われた N 値と土質区分(粘性土,砂質土)から深度毎の変形係数  $E_1 e$ 著者らの研究<sup>13)</sup>の式(式(4.18),式(4.19))により計算した.地盤の主たる抵抗範囲(1/8 の範囲)は, 中谷ら(2012)<sup>12)</sup>に示されている一般値として一律 4Dと仮定した.地盤の主たる抵抗範囲(1/8 の範囲) は,載荷試験結果(荷重 P変位  $\delta$ 関係)から,(4.15)式を用いて,載荷試験現場毎に同定することがで きる.しかし,設計計算の実務では,載荷試験が必ずしも行われるわけではないので,上記のような簡 便な仮定を行った.

$$E_1^{Clay} = 4000N^{1/2} \tag{4.18}$$

$$E_1^{Sand} = 1200N^{2/3}Dep^{1/2} \tag{4.19}$$

以上の準備を踏まえて、地表面から深さ4Dまでの範囲にある土層の層厚*B<sub>i</sub>*の重みづけ平均 値を下式で計算した.

$$E_{1.ave} = \frac{\sum_{i} B_{i} E_{1i}}{\sum_{i} B_{i}}$$

回帰分析の結果を図4.4 (a), (b)に示す.図4.4 (a)は,粘性土が主体の現場で,(b)は砂質が主体の現場の結果を示している.回帰分析により得られた回帰曲線を併記しているが,土質区分や着目する構造物変位率 $y_{eq}$ に依存せず,傾き $a_R$  (= $a_{eq}\omega$ )は2.6程度となり,杭の水平地盤反力係数((4.21)式)を得た.ここで,対象36現場の区分(粘性土が主体的な現場(n=14)と砂質土が主体的な現場(n=22))は,主観的に分類したものである.なお,図4.4は,両対数軸で表示されている.地盤反力係数は対数正規分布に近い分布形状をしており,回帰分析は対数変換し,対数軸上で最小2乗法により回帰係数を得ている.

(4.20)

$$k_{eq} = 2.6 \frac{E_1}{D} \left( \frac{y_{eq}}{y_1} \right)^{-1/2}$$
(4.21)



図 4.4 推定モデルの検証

(4) 有効性検証

回帰分析を行うために、地盤の主たる抵抗範囲( $1/\beta$ の範囲)を便宜的に一律4Dと仮定してきた.この仮定の有効性を確認するために、弾性床上の梁理論に基づく有限要素法(以後フレーム計算と呼称)に基づいて補足計算を行った.フレーム計算では、N値が得られている深度毎(1m間隔)に個別に地盤反力係数の設定している.すなわち、同一土層内でもN値に応じて設定した地盤反力係数は異なる.N値が計測されている各深度において、(4.18)式、(4.19)式を用いて $E_I$ を計算し、(4.21)式から着目する3ケースの構造物変位率( $y_{eq}$ =0.01(1%)、0.02(2%)、0.035(3.5%))に対応する地盤反力係数を設定した.

図4.5は、フレーム計算による確認結果である.図は、着目する構造物変位率y<sub>eq</sub>=0.01(1%)、 0.02(2%)、0.035(3.5%)の3ケースについて、載荷試験から逆算した地盤反力係数とフレーム計 算から得られる地盤反力係数の散布図を示している.フレーム計算では、上記の通り、深度 毎に異なる地盤反力係数を設定しているが、杭頭荷重をステップ載荷することにより、杭頭 の荷重-変位関係を得ることにより、平均的な地盤反力係数を計算した.すなわち、フレーム 計算では、線形解析を行うので、杭頭の荷重-変位関係は比例関係となり、これを着目変位レ ベルにおける荷重-変位関係の割線勾配Kと見立てることにより、載荷試験から地盤反力係数 を逆算する方法と同様の方法でフレーム計算に基づく地盤反力係数を得た.

表4.1,表4.2は、この提案モデルの推定誤差を示している.ここで、回帰誤差とは、先に行った回帰分析における残差から計算した推定誤差を意味する(図4.4).先に示した通り、地 盤反力係数は対数正規分布に近い分布形状をしている.従って、推定誤差は、以下のように 載荷試験からの逆算値(LoadingTest)と回帰分析もしくはフレーム計算による推定値 (Estimation)をそれぞれ対数変換して、その差に着目している.すなわち、(4.22)式に示され ているように、逆算値と推定値の比(λ)の統計量を整理していることになる.



推定誤差は, λの平均と変動係数で整理することとし, biasとCOVで表記する((4.23)式, (4.24) 式).

$$\sigma_{\lambda}^{2} = \mu_{\lambda}^{2} (exp[\sigma_{ln\lambda}^{2}] - 1) = bias^{2} (exp[\sigma_{ln\lambda}^{2}] - 1)(4.23)$$
  

$$bias = \mu_{\lambda} = exp(\mu_{\ln\lambda} + 1/2\sigma_{\ln\lambda}^{2})$$
  

$$COV = \sigma_{\lambda} / \mu_{\lambda} = \sqrt{exp[\sigma_{\ln\lambda}^{2}] - 1}$$
  

$$(4.25)$$

表4.1,表4.2には,参考として,現行道示SHB2012で採用されている推定式(式(4.1),式(4.2)) についても同様の検討を行い,推定誤差を示している.

本研究の提案法は、現行道示SHB2012に比べて偏差(bias)が補正され、変動係数(COV) も小さくなり、推定誤差が低減していることが分かる.特に、粘性土主体の現場において推 定誤差が大きく低減していることが分かる.

図4.6は、構造物変位率y<sub>eq</sub>=0.01(1%), 0.02(2%), 0.035(3.5%)における載荷試験からの逆算地 盤反力係数と本研究(This Study)および現行式(SHB2012)の推定地盤反力係数との対応関 係を示した図である.上図が本研究の提案法、下図が現行式(SHB2012)による推定値の場合 を示し,左図が粘性土主体現場,右図が砂質土主体現場の場合を示している.現行式(SHB2012) では、粘性土主体の現場で、大きく過小評価する傾向が読み取れる.砂質土主体の現場では、 概ね1:1の対応関係にあるが、地盤反力係数が小さい場合でやや過小評価し、大きくなるほど 過大に評価する傾向がある.これに対して、本研究の提案式は、偏差がなく、残差(分散) は概ね一定であることが分かる.

			/ = //•/
	n	bias	COV
回帰誤差(yeq=0.01~0.035)	41	1.10	0.46
フレーム計算 aequ=2.6	14	1.03	0.47
$(y_{eq}=0.01)$			
フレーム計算 aequ=2.6	14	0.96	0.43
$(y_{eq}=0.02)$			
フレーム計算 aequ=2.6	14	0.81	0.28
$(y_{eq}=0.035)$			
SHB(2012) $(y_{eq}=0.01\sim0.035)$	41	2.51	0.94

表 4.1 地盤反力係数の推定誤差(粘性土主体現場)

私 4.4 地盘区乃所数•7世纪医庄	(その知	<u></u> /+	
	n	bias	COV
回帰誤差( $y_{eq}$ =0.01~0.035)	62	1.09	0.44
フレーム計算 $a_{eq}\omega=2.6$	22	0.98	0.41
$(y_{eq}=0.01)$			
フレーム計算 $a_{eq}\omega=2.6$	22	0.95	0.42
$(y_{eq}=0.02)$			
フレーム計算 $a_{eq}\omega=2.6$	22	0.91	0.51
$(y_{eq}=0.035)$			
SHB(2012) ( $_{Veo}=0.01\sim0.035$ )	62	0.92	0.69

表 4.2 地盤反力係数の推定誤差(砂質土主体現場)



図 4.6 載荷試験からの逆算地盤反力係数(Loading Test)と提案手法(This Study),現行道示式 (SHB2012)の比較

図4.7は、本研究の提案式と現行式(SHB2012式)の違いをN値との関係で分析している.図 4.7(a)は、着目する構造物変位率をy<sub>eq</sub>=0.01(1%)に設定し、提案式と現行式(SHB2012式)の関係が示されている.

N 値を 1~30 まで変化させ,粘性土の現場を想定して(4.18)式で *E*<sub>1</sub>を計算した場合と砂質土の現場を 想定して(4.19)式で *E*<sub>1</sub>を計算した場合で,それぞれに地盤反力係数を計算した.なお,砂質土の現場で は(4.19)式の *Depth*=1.4m を代入した.これは,1/*B*の範囲が概ね 4D であることから,その中心深度 2D 相当とした.Dは,36 載荷現場の平均値として 0.70m とした.

灰色の実線は、SHB2012の推定式による計算結果である. 図4.7(b)は、図4.7(a)の縦軸を SHB2012で計算される地盤反力係数で正規化して表示したものである.



(a)提案式 k1 および kH(SHB2012)と N 値の関係 (b)提案式 k1/kH(SHB2012)と N 値の関係 図 4.7 提案モデルの検証結果

図中の○と▲のプロットは、36の載荷試験現場で逆算された地盤反力係数と1/βの範囲にお ける平均N値(*E*<sub>1.ave</sub>)との関係が示されている.載荷試験結果は、本研究の粘性土と砂質土の 推定式の間に分布するが、N値が小さい場合(粘性土主体の現場)には粘性土の推定式に概ね 一致し、N値が大きい場合(砂質土主体の現場)には砂質土の推定式に概ね一致することが分 かる.N値が3~5は、区分が困難な互層の現場であるため、2つの推定式の中間にばらついて分 布している.SHB2012は、N値が小さい粘性土主体の現場で地盤反力係数を過小に評価する傾 向があるが、本研究の推定式は載荷試験からの逆算値の特徴を適切に捉えていることが読み 取れる.

### 4.4 回帰分析結果に対する考察

### (1) 回帰係数の物理的意味

本章では,得られた回帰係数の物理的意味をさらに考察する.(4.12)式に(4.9)式を代入して, *E*<sub>ea</sub>と*k*<sub>ea</sub>の関係を導くと以下式が得られる.

$$k_{eq} = \alpha_{eq} \frac{\omega E_{eq}}{D} \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1}\right)^{1/2} \left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2}$$
$$= \alpha_{eq} \omega \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1}\right)^{1/2} \left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2} \frac{E_{eq}}{D}$$

(4.8)式と(4.26)式を比較すると、以下の関係にあることが分かる.

$$\omega \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1}\right)^{1/2} \left(\frac{y_{eq}}{y_1}\right)^{-1/2} = 1$$
(4.27)

以上より、 $\varepsilon_l = y_l = 0.01$ であることを考慮すると、構造物変位率と地盤の軸ひずみとの関係 を導くことができる.

(4.26)

構造物変位率と地盤の軸ひずみは、等価近似係数ωにより関係づけられることが分かる.図 4.2(c)、(4.9)式、(4.11)式からも分かるとおり、ωは、基準地盤変形係数*E*<sub>1</sub>に対するひずみレベ ルの調整係数を意味している.従って、回帰係数*α*<sub>*R*</sub>と影響係数*α*<sub>*ea*</sub>からωを計算することができ れば、基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルの関係が定量的に把握できることが分かる. そこで、次節では、杭の水平変位照査における影響係数α<sub>ea</sub>を同定することを試みる.

(2) 影響係数 a<sub>eq</sub> の同定

影響係数 $\alpha_{eq}$ は、(4.6)式に示されているように、形状係数 $I_p$ と地盤のポアソン比vから決定される基礎形式固有の値であると解釈される。例えば、図4.1に示されている正方形の剛体基礎の鉛直方向の安定照査を考える。正方形基礎の場合、形状係数 $I_p$ は0.88である<sup>15)</sup>からv=0.5とすると $\alpha_{eq}$ は以下の様に計算できる。

$$\alpha_{eq} = \frac{1}{I_n (1 - v^2)} = 1.52$$

(4.29)

すなわち,矩形基礎,円形基礎の鉛直載荷問題など,荷重-変位関係の弾性解が導かれている場合については,特別な検討をせずに計算することができる.

これに対して,杭の水平方向の安定照査の場合には,地盤に作用する地盤反力度(荷重度) p と形状 係数 I<sub>p</sub>が不明である.従って,杭基礎を模擬した3次元弾性有限要素法を用いて,形状係数 I<sub>p</sub>を同定す ることとする.

解析領域とメッシュ分割を図4.8に示す. 地盤はソリッド要素, 杭体はシェル要素でモデル 化し, 周辺地盤との接点は共有させ, 境界部にジョイント要素等は設けていない. これは, ブシネスク解でも基礎周辺の地盤の引張りは許容しており, 同様の仮定に基づいている. 杭周 辺部ではメッシュサイズを小さくし, 大凡0.05m程度となるように設定した.

解析ケースは表4.3の通りである.載荷する荷重Pは1から100(kN)まで段階的に載荷し,杭径 (載荷幅) Dは0.6, 0.8, 1.0mの3ケースとしている.杭径の範囲は,杭の水平載荷試験データ における杭径の範囲から設定した.地盤は弾性体でモデル化し,ヤング率は9000, 15200, 20600(kN/m<sup>2</sup>)とした.これは,著者らの研究<sup>13)</sup>が提案する砂質土の地盤変形係数のN値推定式 より算定したもので,N値が5, 10, 15に相当する値である.



(a) 地表面・底面X・Y平面境界条件

(b) Y•Z平面境界条件

(c) Z·X平面境界条件

図 4.8 3 次元有限要素法モデル

衣 4.3 解析クース一見衣										
P(kN)	E(kN/m <sup>2</sup> )		D(m)							
1, 5, 10	9028	(N=5)	0.6							
25, 50, 75	15183	(N=10)	0.8							
100	20579	(N=15)	1.0							

地盤材料の地盤のポアソン比は0.33とした.先に述べた通り、地盤変形係数は地盤のポアソ

ン比v=0.50を仮定した場合の等価ヤング率であると解釈できる.従って,地盤変形係数の概念 と同様の条件を与えるため,v=0.499などを与えて非圧縮性の問題を解くことも考えられるが, 先に示した程度のメッシュ分割では弾性解の近似精度が乏しいため,便宜的に上記の値を与 えた.この解析は,形状係数*I*pを同定することに主眼を置くこととすれば,ポアソン比はいず れの値でも良いことになる.杭の材質は鋼を想定し,ヤング率は2.0×10<sup>8</sup>(kN/m<sup>2</sup>)を与え,ポア ソン比は0.30とした.

図4.9には境界条件が示されている.解析領域の底面は、X・Y・Z方向固定、地表面はX・Y・ Z方向自由としている.Y-Z平面の境界条件も同様にX・Y・Z方向固定、Z-X平面は、杭側は対称性をモデル化するためZ・X方向自由、Y方向固定とし、地盤側がX・Y・Z方向固定とした.

また,杭頭部については,杭頭自由(Free)と杭頭固定(Fix)の2つの境界条件を設定している. 杭頭自由の場合には,X・Y・Z方向を自由とし,杭頭固定の場合には,X・Y・Zの回転とY方向を固定した.なお,杭頭の突出はないモデルとしている.

図4.10は,解析結果を示した図である.杭径D=600mm,800mm,1000mmの場合について, 杭頭荷重P(kN)と杭頭変位δ(mm)の関係を示している.図には,表4.3の解析ケース全ての結果 を示し,杭頭自由(Free)を○,杭頭固定(Fix)を▲で示している.地盤に与えたヤング率 が同じケースを線でつないでいる.弾性解析を行っているので,載荷荷重P(kN)と杭頭変位は 線形関係にあり,この傾きがKとなる.

この傾きKの理論解は、(4.15)式、(4.16)式から計算することができる. 杭頭荷重Pの作用高が0(杭の突出がない)の場合を考えると、杭頭自由(Free),杭頭固定(Fix)それぞれ、下式となる.

$$K = P/\delta = 2EI\beta^3 \tag{4.30}$$

$$K = P/\delta = 4EI\beta^3 \tag{4.31}$$

有限要素法解析より得られた*K*をこの式に代入することにより,各ケースの特性値βを求めることができる.図4.9は,杭を模擬した弾性床上の梁の模式図を示している.

基礎の設計計算では、下式に示される換算載荷幅*B<sub>H</sub>*という概念が導入され、地盤反力係数 が設定される.

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \tag{4.32}$$

杭頭に載荷された荷重*P*は,水平抵抗の支配部分1/βの範囲で抵抗して反力が得られるとの仮 定に基づいている.ここでは,設計計算モデルと同様の仮定に基づいて,疑似的な地盤反力 度(荷重度)を*p*\*とおき,下式により算出する.

$$p^{*} = \frac{P}{B_{H}^{2}} = \frac{P}{D/\beta}$$

$$p^{*} \varepsilon (4.7) 式 へ 代入 する と下式が得られる.$$
(4.33)

 $\frac{p^*}{E_{eq}} = \alpha'_{eq} \frac{\delta}{D}$ 

(4.34)

以上より、 $p^*$ を変形係数 $E_{eq}$ (有限要素法に代入したヤング率)で正規化した値と、基礎の変位率( $y = \delta/D$ )の関係を解析結果から分析することで、杭の水平変位問題における影響係数ならびに形状係数が同定できる.

ここで、 $\alpha_{eq}$ としたのは、解析の都合上、地盤のポアソン比をv=0.33を仮定しているためである.地盤変形係数の仮定(v=0.50)とは異なるので $\alpha_{eq}$ と別な指標で表示している.



図 4.9 杭基礎を模擬した弾性床上の梁の模式図

図4.11は、図4.10の縦軸を上記の指標で置き換えた図である.この図から分かる通り、 $\alpha_{eq}$ は、地盤の変形係数の大きさや杭頭の拘束条件によらず、一定値となることが分かる.有限要素法で仮定したポアソン比v=0.33の場合において $\alpha_{eq}$ は0.70程度であることが分かった.これより、(4.6)式を用いて、対象問題における形状係数は(4.35)式のように算出される.この値は、先に示した矩形剛体基礎の鉛直載荷問題におけるm=4(m=L/B, L:載荷面の奥行長、B:載荷面の幅)における形状係数Ip=1.60と一致するのは興味深い.杭の水平変位時の主たる地盤の抵抗範囲1/ $\beta$ が平均的に4Dの範囲であることと整合する結果である.

$$I_{p} = \frac{1}{\alpha_{eq}^{'}(1-\nu^{2})} = \frac{1}{0.70(1-0.33^{2})} = 1.60$$
(4.35)

改めて、得られた形状係数 $I_p$ =1.60とポアソン比v=0.50を(4.11)式に代入することにより、地盤変形係数と同様の仮定に基づく影響係数を得た.

$$\alpha_{eq} = \frac{1}{I_p (1 - \nu^2)} = \frac{1}{1.60(1 - 0.5^2)} = 0.83$$
(4.36)

(3) 地盤反力係数推定式の一般化

上記の検討から、影響係数 $\alpha_{eq}$ =0.83、等価近似係数 $\omega$ =3.1となるので、杭の水平変位照査における地盤のひずみレベル(地盤の軸ひずみ)と基礎の変位レベル(構造物変位率)は以下の関係にあることが分かった.

$$\varepsilon_{eq} = 0.10 y_{eq} \quad (= (1/\varpi)^2 y_{eq})$$
 (4.37)

杭の水平変位照査では、地盤の等価軸ひずみ $\varepsilon_{eq}$ は、構造物変位率 $y_{eq}$ の1/10倍の関係にある. 例えば、着目する構造物変位率 $y_{eq}=y_1=0.01(1\%)$ の場合には、地盤の軸ひずみは $\varepsilon_{eq}=0.001(0.1\%)$ となり、基準軸ひずみ $\varepsilon_1=0.01(1\%)$ に対応する構造物変位率は0.10(10%)に相当することが分かった.

そして,この関係が分かれば,(4.21)式の地盤反力係数の推定式は,下記のように一般化で きる.

$$k_{eq} = \alpha_{eq} \frac{E_{eq}}{D}$$
  
where  $\alpha_{eq} = 0.83$ ,  $E_{eq} = E_1 \left( \varepsilon_{eq} / \varepsilon_1 \right)^{-1/2}$  (4.38)



((a)載荷試験の割線勾配 K, (b)地盤反力係数 k, (c)地盤の変形係数 Eeq)

すなわち,地盤のひずみレベルと基礎の変位レベルの関係が明確になったため,着目する 基礎の変位レベルに応じてひずみレベルを調整した地盤変形係数を用いることで,弾性論か ら導かれた地盤反力係数の推定式((4.8)式)により地盤反力係数の推定が行える.設計者は, 着目する基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを意識することになり,等価線形解析の適 用性について考察することができる.例えば,ピーク強度を超えるようなひずみレベルまで 等価線形解析を適用することは現実的ではない.着目する基礎の変位レベルと地盤のひずみ レベルの関係を確認できることは,上記のような判断を容易に行うことができるであろう. また,地盤のひずみレベルを意識した設計は,設計計算における地盤調査の位置づけを強く し,工学的判断が生きる設計方法となると考えられる.

表 E-1 及び図 E-5 に示された水平載荷試験現場の Nol サイトを例に(4.37)式, (4.38)式に基づいた地盤 反力係数の設定手順を示す. 表 4.4 は,載荷試験現場 Nol における標準貫入試験の N 値と N 値から推 定された深度別の地盤変形係数,地盤反力係数が整理されている.対象現場の土質区分は全て砂質土に 分類されるため, (4.19)式により計算された基準地盤変形係数  $E_l$  と構造物変位率  $y_{eq}=0.01(1\%)$ を着目変 位率とした場合の地盤反力係数  $E_{eq}$  ( $\varepsilon_{eq}=0.001(0.1\%)$ )と地盤反力係数  $k_{eq}$  ( $=k_l$ )が示されている.

試験杭は打込み鋼管杭であり,杭径D=0.60m,杭長L=45mである.水平荷重Pは,地表面から0.24m上方に載荷され, h=0.24mの突出部がある.

Depth (m)	SPT-N	<i>E</i> 1 (kN/m²)	$E_{eq}$ $y_{eq}$ =1% (kN/m <sup>2</sup> )	$k_{eq} = k_1$ $y_{eq} = 1\%$ $(kN/m^3)$	Soil Type
1	15	7299	23080	32312	Sand
2	16	10776	34076	47706	Sand
3	9	8993	28438	39714	Sand
4	9	10384	32838	45973	Sand
5	11	13272	41969	58757	Sand

表 4.4 構造物変位率 1%に対応する等価変形係数と地盤反力係数(載荷試験現場 No1)



図 4.12 載荷試験現場 No1 におけるフレーム計算結果 軸ひずみ*ɛeq*, 地盤変形係数*Eeq*, 地盤反力係数*keq*, 杭頭水平荷重Pと構造物変位率*yeq*の関係

図4.12(a)は、軸ひずみ $\varepsilon_{eq}$ と着目する構造物変位率 $y_{eq}$ の関係が示されている.(4.37)式にあるように両者は比例関係にある.さらに、Depth=1mにおけるN値(=15)から(4.19)式より $E_I$ を計算し、(4.9)式より着目変位率 $y_{eq}$ に対応した等価地盤変形係数 $E_{eq}$ を計算すると図4.12(b)が得られ、(4.38)式から地盤反力係数 $k_{eq}$ を計算すると図4.12(c)が得られる.

ここで、基準変形係数 $E_I$ と構造物変位率 $y_{eq}=y_I=0.01(1\%)$ に対応した地盤版系係数 $E_{eq}$ の比に着目すると3.1倍(= $\omega$ )の関係になる(図4.3).吉中(1967)<sup>3)</sup>は、(4.3)式に示されているように、室内試験で得られる $E_{50}$ に対して平板載荷試験の勾配に対応した地盤変形係数は3~4倍であ

るとされており、同程度の倍率関係にある点は興味深い.

図4.12(d)は,着目する構造物変位率毎に地盤変形係数を変化させて,杭頭の荷重P-構造物変 位率y<sub>eq</sub>関係を描いた.この図には、この現場で実施された水平載荷試験結果が△プロットで 併記されている.この載荷試験では,構造物変位率y<sub>eq</sub>=0.08(8%)程度まで計測されている.本 研究では,着目構造物変位率1%,2%,3.5%に対して,36の水平載荷試験結果から逆算した地 盤反力係数を目的変数として,回帰分析により地盤反力係数の推定式を導いた.

外挿推定となるが,構造物変化率0.08(8%)程度までの計測結果を適切に推定していることが 分かる.基礎の構造物変位率が0.10(10%)の場合,地盤の軸ひずみは0.01(1%)であり,三軸圧 縮試験のE<sub>50</sub>程度のひずみとなる.従って,本研究で提案する地盤反力係数は,この程度の変 位レベルまで適用できる可能性がある.

現行式(SHB2012)は、構造物変位率 $y_{eq}$ =0.01(1%)に対応する地盤反力係数 $k_l$ の推定式であると考え、(4.10)式を用いて構造物変位率に応じた補正を行うことでP- $y_{eq}$ 曲線を描いている.

図の右上には、それぞれの載荷試験現場の土質区分を示している.多くが粘性土と砂質土 層の互層であるが、粘性土が主体の現場を「C」、砂質土主体の現場を「S」と記載している. 全般的にみて、現行式(SHB2012)に比べて、本研究で提案した推定結果は、載荷試験結果を 良く説明していることが読み取れる.特に、粘性土主体の現場で、現行式(SHB2012)は載荷 試験結果と乖離する傾向があるが、本研究の提案モデルは粘性土主体の現場においても再現 性が高いことが読み取れる.

本章では、回帰分析により得られた回帰係数の物理的な意味について考察を加えることに より、基礎の構造物変位率と地盤のひずみとの関係を定量化できることを示した.基礎の幾 何形状や載荷条件から決まる影響係数*a<sub>eq</sub>と地盤のひずみレベルの補正ω*を分離することによ り、より汎用性の高い地盤反力係数の導出方法を提示した. 表E-1 載荷試験諸元一覧表

							ワイブル関	数パラメータ			断示2次		溢質		4D範囲
No	杭種	施工法	杭径 D(m)	杭長 L(m)	作用高 h(m)	降伏変位 S <sub>y</sub> (mm)	S <sub>y</sub> /D	降伏荷重 Ry (kN)	極限荷重 Ru (kN)	杭ヤング率 E <sub>P</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	モーメント I <sub>P</sub> (mm <sup>4</sup> )	1/β (m)	δ=0.01D k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	主たる 土質区分	平均 E1.ave (kN/m <sup>2</sup> )
1	鋼管杭	打込み	0.60	45.00	0.24	23.3	3.9	320.9	507.6	2.E+08	0.0010	3.15	32338	s	9037
2	鋼管杭	打込み	0.66	29.10	0.15	12.7	1.9	199.0	314.8	2.E+08	0.0010	3.68	25055	s	7620
3	鋼管杭	打込み	0.61	23.50	0.20	49.4	8.1	413.7	654.4	2.E+08	0.0008	3.12	24856	s	8394
4	鋼管杭	打込み	0.81	33.50	0.20	24.0	3.0	356.9	564.6	2.E+08	0.0028	4.68	14487	с	5293
5	鋼管杭	打込み	0.81	15.50	0.25	14.7	1.8	408.0	645.4	2.E+08	0.0032	4.47	28595	s	11118
6	鋼管杭	打込み	0.81	36.50	0.40	43.9	5.4	320.9	507.7	2.E+08	0.0026	5.00	9610	с	3943
7	鋼管杭	打込み	0.81	36.50	0.40	78.1	9.6	450.1	712.1	2.E+08	0.0026	5.05	8955	с	3943
8	鋼管杭	打込み	0.80	45.00	0.50	37.9	4.7	679.5	1074.9	2.E+08	0.0030	3.88	36786	s	6484
9	鋼管杭	打込み	1.22	34.50	0.83	16.1	1.3	554.7	877.5	2.E+08	0.0096	6.30	21568	с	4000
10	鋼管杭	打込み	0.91	26.00	0.50	36.1	4.0	611.0	966.5	2.E+08	0.0061	5.29	16511	с	7285
11	鋼管杭	中掘り	0.80	49.00	0.25	14.1	1.8	297.5	470.6	2.E+08	0.0023	4.43	22526	s	9698
12	鋼管杭	打込み	0.91	26.00	0.50	41.3	4.5	619.1	979.4	2.E+08	0.0061	5.38	14123	с	7285
13	鋼管杭	打込み	0.51	16.00	0.50	25.4	5.0	358.2	566.6	2.E+08	0.0006	2.25	85557	s	10948
14	鋼管杭	打込み	0.36	21.00	0.15	5.1	1.4	47.2	74.6	2.E+08	0.0001	2.47	41309	s	2317
15	鋼管杭	打込み	0.60	35.00	0.50	43.5	7.3	177.0	280.1	2.E+08	0.0010	4.10	9998	s	4236
16	鋼管杭	打込み	0.60	35.00	0.50	29.8	5.0	121.3	192.0	2.E+08	0.0010	4.33	7654	s	2365
17	鋼管杭	打込み	0.60	35.00	0.50	47.8	8.0	178.6	282.5	2.E+08	0.0010	4.17	9159	s	4236
18	鋼管杭	打込み	0.51	33.00	0.30	16.5	3.3	218.5	345.7	2.E+08	0.0005	2.48	54748	s	10016
19	鋼管杭	回転杭	0.61	12.60	0.25	58.9	9.7	558.3	883.2	2.E+08	0.0015	3.64	22013	s	3101
20	鋼管杭	回転杭	0.61	14.70	0.25	48.3	7.9	574.4	908.7	2.E+08	0.0015	3.43	22572	s	3519
21	鋼管杭	回転杭	0.80	26.40	0.25	40.0	5.0	450.1	712.1	2.E+08	0.0036	4.99	21133	s	6863
22	鋼管杭	回転杭	1.20	32.60	0.25	69.2	5.8	1158.5	1832.8	2.E+08	0.0129	6.63	11385	s	7548
23	PC・PHC杭	中掘り	0.60	34.00	0.60	25.8	4.3	180.8	286.0	4.E+07	0.0048	3.60	18947	с	4828
24	PC・PHC杭	中掘り	1.20	18.25	1.20	71.9	6.0	663.6	1049.8	4.E+07	0.0696	7.62	5150	с	5645
25	PC・PHC杭	プレボーリング	0.38	8.00	0.20	12.5	3.3	84.4	133.5	4.E+07	0.0006	2.00	51464	с	5192
26	PC・PHC杭	プレボーリング	0.63	17.50	0.30	5.6	0.9	162.5	257.0	4.E+07	0.0048	3.64	47119	с	7936
27	鋼管杭	打込み	0.81	30.00	0.30	39.4	4.9	360.1	569.6	2.E+08	0.0028	4.93	10953	с	4929
28	鋼管杭	打込み	0.81	22.00	0.15	10.1	1.2	222.1	351.3	2.E+08	0.0026	5.17	18239	s	6683
29	鋼管ソイル	鋼管ソイル	0.80	23.10	0.00	35.3	4.4	272.6	431.2	2.E+08	0.0007	3.52	12815	s	3389
30	鋼管ソイル	鋼管ソイル	0.80	20.35	0.00	19.5	2.4	351.5	556.0	2.E+08	0.0011	3.47	30121	с	4000
31	鋼管ソイル	鋼管ソイル	1.10	25.20	0.00	30.3	2.8	574.8	909.3	2.E+08	0.0023	4.23	16725	s	8599
32	鋼管ソイル	鋼管ソイル	1.00	14.00	0.00	36.9	3.7	681.9	1078.7	2.E+08	0.0014	3.42	21840	с	4741
33	鋼管ソイル	鋼管ソイル	1.20	25.40	0.00	60.4	5.0	1084.9	1716.2	2.E+08	0.0070	5.54	15508	s	4992
34	鋼管杭	回転杭	0.51	41.00	0.50	37.3	7.3	214.4	339.1	2.E+08	0.0007	3.28	28572	с	6828
35	鋼管杭	回転杭	1.20	17.00	0.50	74.8	6.2	1472.1	2328.9	2.E+08	0.0079	5.06	22784	s	8643
36	鋼管杭	回転杭	0.51	26.50	0.50	33.4	6.6	187.5	296.6	2.E+08	0.000663311	3.22	29518	s	8944



# 参考文献

- 1) Honjo,Y. : Challenges in Geotechnical Reliability Based Design, the 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, N.Vogt et al. ed., pp.11-27, 2011.
- 2) 本城勇介,大竹雄: 簡易な地盤構造物信頼性解析法の開発と浅い基礎の設計問題への適用,土木 学会論文集 C(地圏工学), Vol.70, No.4, pp.372-386, 2014.
- 3) 吉中竜之進:地盤反力係数とその載荷幅による補正,土木研究所資料,第299号,1967.
- 4) Yoshida, I. and Yoshinaka, R.: A Method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for a Pile, Soils and Foundations, Vol.12, No.3, pp.1-17, 1972.
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説 IV 下部構造編, 丸善出版, 2012.
- 6) 西岡英俊,安西綾子,神田政幸,館山勝:地盤調査法に応じた地盤変形係数および地盤反力係数 の算定法,鉄道総研報告, Vol.24, No.7, pp.11-16, 2010.
- 7) 西岡英俊,神田政幸,室野剛隆,棚村史郎:地盤の変形係数算定に用いる補正係数と地盤調査法の関係,土木学会全国大会大 57 回年次学術講演会,Ⅲ-680, pp.1359-1360, 2002.
- 8) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準·同解説 基礎構造物,丸善出版,2012.
- 9) 篠原登美雄,久保浩一:杭の横抵抗に関する実験的研究(その1)垂直自由端単杭の横抵抗,運 輸技術研究所報告,第11巻,第6号,1961.
- 10) 緒方辰男, 倉知禎直, 古関潤一: 地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性を考慮した水平方向 地盤反力係数の載荷幅依存性, 土木学会論文集, No. 631/III-48, pp. 371–381, 1999.
- 11) 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、日本港湾協会、2007.
- 12) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 中村祐二, 野村朋之, 横幕清, 井落久貴: 性能規定体系におけ る道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4136 号, 2009.
- 13) 山崎周,大竹雄,本城勇介,七澤利明,河野哲也:地盤調査法とひずみレベルを考慮した変形係 数及び地盤反力係数の推定方法の開発,第33回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会, P222-223, 2015.
- 14) Poulos, H. G. and Davis, E. H.: Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley and Sons Inc., 1974.
- 15) 松岡元:基礎土木工学シリーズ 15 土質力学,森北出版, 2009.
- 16) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 2015.

# 5. 道路橋基礎の支持特性を踏まえた岩盤の区分とひずみレベルを考慮した 変形係数の推定方法

### 5.1 はじめに

(1) 研究の背景

岩盤を支持層とした場合,一般に良好な支持力が期待でき,特に鉛直支持力で問題になることはないと考えられてきた.

一方で、岩盤は、岩種、年代、風化や亀裂程度によって強度・変形特性は様々であり、岩盤に支持された基礎の載荷試験についてあまり実績がない.これは、載荷荷重が大きいことも一因となっている.

こうしたことから、例えば杭基礎では道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 1)(以下,道示IV)で岩盤に支持された場合の推定式が示されていない.

しかし, 亀裂や風化が著しい場合等により, 沈下等の不具合を起こす事例が見られる. 不具合に関する文献 20によると, 所定の支持力が発揮されるまでに大きな沈下が発生したとしている.

このため、道路橋基礎の支持特性、具体的には強度および変形特性という観点から岩盤を区分したうえで、 区分に応じた調査方法や支持特性を評価する方法を明らかにする必要がある.

### (2) 既往の研究等

現在の基準類に示される推定式や最近の研究動向について以下に示す。

a) 道示Ⅳ

道路橋の設計基準である道示IV <sup>10</sup>では, 岩盤に関する変形係数の標準的な推定式が示されていない. 一方で, 設計実務においては式(5.1)の粘性土や砂れきの既往の推定式を準用している事例がみられる. ここで, a は地盤 反力係数の換算係数である。

$$E_{\text{id}\vec{\pi}\text{IV}} = \alpha \times 700N \tag{5.1}$$

また,道示IV <sup>1)</sup>で岩盤の区分方法は,一軸圧縮強度quと変形係数Eを目安に分類している.具体的には,一軸圧縮強度quでは,1~10MN/m<sup>2</sup>を軟岩,10MN/m<sup>2</sup>以上を硬岩としている.また,孔内水平載荷試験による変形係数Eから,500MN/m<sup>2</sup>以上を亀裂が少ない硬岩としている.

この一軸圧縮強度quによる分類は、既往の研究 3より、原位置せん断試験と一軸圧縮試験により求めた地盤 定数(粘着力c,内部摩擦角φ)を比較した結果、硬岩では原位置試験と室内試験で結果が異なり、軟岩では大 きな差がないことによる.これは、硬岩のような材料自体が硬質なものは亀裂の影響が大きく、一方で、軟岩 のような材料自体が軟質なものは亀裂の影響が少なく、材料自体の物性で決まるためと考えられる.

また、変形係数Eによる分類は、孔内水平載荷試験により求まる変形係数E<sub>b</sub>が500MN/m<sup>2</sup>を境にRQD値50%未 満の亀裂が比較的多いものと、50%以上の亀裂が少ないものに区分されることによる.一方で、平板載荷試験 結果より得られる値から、深い基礎では拘束圧により亀裂の影響を受けにくく、浅い基礎では亀裂の影響があ ることが確認されている.そのため、直接基礎では亀裂の多寡により設計値が区分され、深い基礎である深礎 基礎では、亀裂の多寡により区分されていない.

b) その他の基準類

道路分野のNEXCO 設計要領第二集 橋梁建設編 4(以下,設計要領)では,原位置試験や室内試験により 直接計測するのがよいとしている.また,D級程度の岩盤の場合は,標準貫入試験のN値,または換算N値から 設定することもできるとしている.これは,N値と孔内水平載荷試験による変形係数との間に強い相関がある こと,室内試験の実施が困難な場合が多いためである.なお,N値からの変形係数E<sub>設計要領</sub>の推定式は式(5.2)の 関係で示されている.

$$E_{\rm ightrafted} = \alpha \times 27.1 (\times 98.1) N^{0.69}$$
 (5.2)

ただし、式(5.2)は全岩盤種別を対象としており、岩盤種類毎の変形特性の違いを考慮はしていない.また、 孔内水平載荷試験より求まる変形係数もひずみレベルが不明である.

斜面上の深礎基礎設計施工便覧 5(以下,深礎便覧)の参考資料では,設計要領と同様の変形係数の推定式 としている.設計上の留意点としては,岩盤は岩相,層理・片理・節理等の状態や頻度,断層破砕帯の位置・ 程度等の種々の状況に影響されるため,適切に設定するのがよいとしている.

鉄道分野の基準である鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物 ©(以下,鉄道標準)では、地盤反力係 数の算定に用いる地盤の変形係数Edを直接試験により求める場合は、式(5.3)としている. なお、*pgb*は、地盤修 正係数で試験条件の特性の違いやひずみレベルの差を補正し、*ygb*は各地盤調査法自体の精度の影響を安全係数 として除している. 具体的な係数は、表5.1に示す通りである.

		. 65	
地盤調	間査方法	$ ho_{gE}$	m YgE
三軸日	E縮試験	1.00	$1.2 \sim 1.4$
<b>—</b>	E縮試験	1.00	$(1.0 \sim 1.1)^{3}$
平板載	新規載荷時	1.00	$1.2 \sim 1.4$
荷試験	繰返し載荷時	0.33	1.0~1.1
PS	検層	0.10	1.0~1.1
孔内水平	乙載荷試験	$2.50^{*1}$	$1.2 \sim 1.4$
標準調	<b> 【</b> 入試験	$1.00^{*}_{2}$	$1.2 \sim 1.4$

表5.1 鉄道標準における地盤修正係数 ρ ε と地盤調査係数 γ ε 6

※1砂れき以外, ※2砂質土, ※3乱れの少ない良質な試料を採取した場合

(5.3)

$$E_d = \frac{\rho_{gE} E_x}{\gamma_{gE}}$$

岩級区分がD級程度の比較的軟らかい岩盤の変形係数であれば、標準貫入試験により推定してよいとしており、設計要領と同様に式(5.2)としている.このときのpgEは孔内水平載荷試験のものとしている.なお、岩級区分D級以外の岩盤においてpgEを実データに基づいて検討はしていない.また、留意点としては、岩種、風化の度合い、RQD値等の状況を考慮して定める必要があるとし、必要に応じて孔内水平載荷試験やPS検層のほか、岩石圧縮試験や一面せん断試験等を実施し、適切に設定することとしている.

設計要領 4と鉄道標準 6, では,変形係数と一軸圧縮強度に加え,田中ら7の方法をもとに岩級区分の目安 が示されており,岩盤の硬軟を評価することとしている.また,岩級区分毎に代表的な岩種の変形係数や粘着 力,内部摩擦角の目安値が示されており,この目安値が設計で用いられる場合がある。ただし,この岩級の区 分は定性的な指標であるため,調査者により評価が異なる.また,目安値の適用性や信頼性についても明らか でない.

### c) 近年の研究

文献 %では、全国の関係機関より、岩盤を支持層とする杭基礎の鉛直載荷試験データを収集し、杭先端の極限支持力度を評価している。具体的には、砂・砂れき等の既往の推定式と鉛直載荷試験結果を比較し、既往の推定式以上であることを確認している。しかし、載荷試験数が少なく、風化や亀裂の程度などが支持力特性に与える影響を確認することは困難とし、今後収集が必要としている。また、硬岩のように既往の推定式を大きく上回る傾向もあり、岩盤の種類により傾向が異なることを確認している。

大竹ら 9の研究によると,設計で基礎の変位を適切に照査するためには,基礎の変位と地盤の原位置試験や 室内試験で得られる周辺地盤のひずみとの関係を明確にすることが重要とし,異なる試験により求められた変 形係数とひずみの関係を定式化(以降,ひずみ依存性)している.定式化の具体的な方法としては,大竹ら<sup>10</sup> の研究より,変形係数はひずみレベルに依存して変化し,式(5.4)の関係式が成り立つものと仮定している.

$$E_m = E_1 \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_1}\right)^b = E_1 \left(\frac{\varepsilon_m}{0.01}\right)^b \tag{5.4}$$

ここで、 $E_1$ は軸ひずみ $\epsilon_a$ =0.01 (1%) = $\epsilon_1$ の時の変形係数を表し、ひずみ依存性モデルを考える上での 基準値としている.また、変形係数 $E_m$ は、実測の任意の軸ひずみ $\epsilon_m$ に対応する変形係数を表している. この1%はモデル化のための便宜的な設定であり、室内圧縮試験の E50 の平均的な値に相当している. この仮定に基づいて、両辺を対数変換すると式(5.5)となり、係数bは、対数変換した変形係数と軸ひず みの傾きを表す係数となる.

$$\log E_m = \log E_1 + b \log \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_1}\right)$$

$$= a + b \log \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_1}\right)$$
(5.5)

ここで、式(5.5)の係数 *a*, *b* は理論的には導くことができないため、砂質土・粘性土のデータから統計的に求めている.具体的には、粘性土の UCT、TCT、砂質土の TCT 試験について、同一の試験結果から、 $E_{50}$ 、 $E_f$ に対応する 2 組の変形係数とひずみの関係を得ることができる.係数 b は一定値であるとすると、対数変換した  $E_m/E_l \ge \epsilon_m/\epsilon_l$ が比例関係から-1/2 程度となり、式(5.6)となる.

$$\log\left(\frac{E_m}{E_1}\right) = b\log\left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_1}\right) = -\frac{1}{2}\log\left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_1}\right)$$
(5.6)

以上から,任意のひずみレベル $\varepsilon_m$ ,  $\varepsilon_l$ の変形係数 $E_m$ ,  $E_l$ は,ひずみの比で式(5.7)のように変換でき, この関係を「ひずみの-1/2 乗則」と呼称している.

$$\frac{E_m}{E_1} = \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_1}\right)^{-1/2} \tag{5.7}$$

上記の関係から,式(5.8)のように変換できる. すなわち,図 5.1 に示すようなひずみ依存性に関して 基準ひずみを統一化することで,変形係数 E<sub>1</sub>を定式化したことになる.



#### d) 課題

岩盤において支持力特性や変形特性に応じた適切な変形係数を設定するためには、様々な岩盤の特性の違いに応じて区分するとともに、ひずみレベルに着目した変形係数を設定することが必要である.

また,岩級の区分等の定性的な指標のみを用いて,統一的に分類することは困難であり,その他の原 位置試験や室内試験結果を踏まえて,明確な閾値等を有する区分方法を提案していく必要がある.

さらに、異なる地盤調査方法から求まる岩盤の変形係数の精度の違いを明確にする必要がある.

# (3) 研究の目的と方法

岩盤を支持層とする道路橋基礎の支持特性を評価する方法を確立するため,既往の地盤調査データの 分析等に基づき,力学特性に応じた岩盤の区分や変形係数の推定方法について提案する。

- 研究の流れを以下に示す。
- ① 検討に用いる地盤調査データの整理
- ・収集した地盤調査データに対して、信頼性を向上させる目的でスクリーニングを実施する.
- ② 強度・変形特性に応じた岩盤区分の検討
   ・既往の知見等に基づき岩盤区分の仮設定を行った上で、区分毎の特性について比較評価し、強度・ 変形特性に応じた岩盤区分を提案する.なお、浅い基礎(直接基礎)の設計では通常変形係数は 使わないため、本研究では深い基礎を対象として検討を行う.
- ③ 岩盤区分別の変形係数推定方法の検討
  - ・岩盤のひずみ依存性について分析し、ひずみレベルを統一化した上で変形係数の推定式を提案するとともに、地盤調査法毎の推定精度の違いを明らかにする.具体的には、直接試験により変形係数を求める場合とN値からの推定式により変形係数を求める場合について検討を行う.

### 5.2 検討に用いる地盤調査データの整理

### (1) 対象データとスクリーニング方法

変形係数の検討にあたり,分析に用いる各種試験データの整理を行う.データは,近年の道路建設工 事に関連して収集された日本全国 1921 箇所の現場で計測されたものであり,標準貫入試験(N値) 1360 箇所,孔内水平載荷試験(PMT) 728 箇所,孔内せん断摩擦試験(SBIFT) 50 箇所,一軸圧縮試験(UCT) 644 箇所,三軸圧縮試験(TCT) 365 箇所が含まれる.

これらのデータの信頼性を確保するために、データのスクリーニングを行う.なお、岩盤は後述する 方法で区分しており、亀裂の少ない硬岩(K1)・亀裂の多い硬岩(K2)・風化している軟岩(F1)・風化 している花崗岩類(F2)・堆積軟岩(T)・不明(unknown)とした.

以下に、具体的なスクリーニング方法について述べる.

三軸圧縮試験における排水条件は、非圧密非排水(UU)試験と圧密排水(CD)試験を使用する.なお、圧密排水(CD)試験は、拘束圧を変化させた複数の変形係数があるため、深度依存性など拘束圧に依存する問題を取り扱う場合には、その深度の拘束圧を考慮して、それ以外の拘束圧の異なるデータは除外している.

ひずみは、0.01%以上のものを使用する.測定時の値を%で入力している.データの中には、入力ミスと考えられる小さい値もあるため、精度向上のため除外している.

N値は、データ数確保による信頼性を考慮し、確実に手動落下方式と判断できるものは除外するものの、不明のデータについては本研究で対象とする. なお、標準貫入試験では、落下方式が自動落下方式 (半自動落下型・全自動落下型)と手動落下方式(コーンプーリー法・トンビ法)、不明なものがある.

砂質土・粘性土等の標準貫入試験より得られるN値は,落下方式の違いにより精度が悪くなることが知られている いが,岩盤でも同様にその精度の違いはある可能性が懸念される.一方で,岩盤の標準貫入試験により得られる岩盤柱状図には落下方式が記載されておらず,不明となるものがほとんどである. 一部で,砂質土・粘性土等の柱状図を使用した場合は,落下方式の記載があるが,RQD等の岩盤性状が記載されていない.ここで,図5.3は,落下方式の違いによるN値のばらつきを示している.岩盤において,落下方式の違いによって平均値および変動係数(COV)に大きな違いはないことが確認できる.

以上より,岩盤のような N 値が高い(硬い)領域では,落下方式の違いによる N 値の推定誤差は小 さいと考えられるが,砂質土や粘性土での整理 <sup>10</sup> を考慮して,手動落下方式と明確に確認できるもの は除外し,落下方式が不明なデータは含めて整理を行う.

以上のスクリーニングを実施した結果、データ数は表5.2に示すとおりとなる.

調本			スカリーニング前							スクリーニング後					
<b></b> 「加重 一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一	記号			~7	9	イクロ	IJ		条件1) ~3)						
714		K1	K2	F1	F2	Т	UN	合計	K1	K2	F1	F2	Т	UN	合計
孔水 載 試 験	PMT	51	18	42	75	144	371	701	10	3	19	60	32	77	201
せん 断摩 験	SBIFT	0	0	0	50	0	0	50	0	0	0	47	0	0	47
一軸 圧 縮 験	UCT	152	12	62	3	162	86	477	20	2	25	1	87	41	176
三軸	TCT	7	0	36	148	40	134	365	0	0	17	93	19	131	260
合計 210 30 140 276 346 591				1593	30	5	61	201	138	249	684				
※K1:新魚	洋岩または亀裂	の少ない	硬岩, K	2: 亀裂の	の多い硬岩	¦, F1∶厘	乳化してレ 	いる軟岩, F	2:風化	している	花崗岩,	T:堆積	〔軟岩,U	N:不明	
ر د د د د د															

表5.2 データの範囲



図 5.3 落下方式の違いによる N 値のばらつき

### (2) データの特徴

図5.2は、後述する岩盤区分に応じた実測変形係数EmをN値で除したもの、およびひずみを対数(log10) とし、そのヒストグラムを示している.なお、用いるデータは、表5.2に示すスクリーニング後の実測 変形係数と同じ箇所で実施されたボーリングデータがあるものを対象としている。また、図5.2の箱ひ げ図の横線は、データの第1四分位点と第3四分位点により全データの半数が含まれる箱とその中央値 を表している。さらに、箱の長さの1.5倍を超えない範囲での最小値と最大値を表し、1.5倍を超えるプ ロットは外れ値として扱った.以降に示す箱ひげ図は同様の整理としている.

図 5.2 より,変形係数をN値で除したものおよびひずみデータはどちらも中央値を確認すると概ね中間に位置する.縦軸は対数としているため,データは対数正規分布することが確認できる.

#### a) 亀裂の少ない硬岩と亀裂の多い硬岩

図 5.2 に示す硬岩(K1 および K2)は、SBIFT や TCT のような精度の高いと考えられている方法で試験を行っていない.これは、一般にコア採取が可能であることから UCT や PMT を基本的には実施していることや、SBIFT の場合硬岩ではせん断プレートと孔壁が滑って試験が困難となることが一因と考えられる.

地盤物性値の違いに着目し、硬岩の $E_m$  / N (K1 および K2)を確認すると、軟岩 (F1 および F2, T) と比較して大きい一方で、ひずみは小さい傾向にある.

### b) 風化している軟岩と風化している花崗岩類

軟岩(F1 および F2)は、様々な調査方法により試験が行われている.具体的には、風化している軟 岩(F1)に関しては、SBIFT 以外の全ての試験が行われており、風化している花崗岩類(F2)に関して は、UCT 以外の全ての試験が行われている.これは、風化している花崗岩類(F2)のような風化が著し い岩盤はコア採取ができないため、UCT が困難であるためと考えられる.

風化している花崗岩類(F2)のひずみに着目すると、SBIFT を除く調査方法で、おおむね 1%以上である. なお、SBIFT はひずみレベルが小さく、 $E_m/N$ が大きい傾向にあることが確認できる.

# c) 堆積軟岩

堆積軟岩(T)も、様々な調査法により試験が行われており、SBIFT 以外の試験により確認されている. PMT に関しては、 $E_m / N$ が小さく、ひずみが大きい傾向にある. UCT や TCT に関しては、 $E_m / N$ が大きく、ひずみが小さい傾向にあることが確認できる. これは、ひずみが大きい場合、風化の影響によりコアが採取できないため PMT により試験を行い、ひずみが小さい場合は、風化の影響が小さくコアが採取できるため UCT や TCT により室内試験を行っていることが一因と考えられる.

### 5.3 強度・変形特性に応じた岩盤区分の検討

#### (1) 既往の知見等に基づく岩盤区分の仮設定

本項では,既往の知見等に基づいて,岩盤の区分の仮設定を行う.

道示IVにおける岩盤の区分は、「亀裂の少ない硬岩」、「亀裂の多い硬岩」、「軟岩・土丹」の3つに区分している.

ここで、硬岩と軟岩の区分に関しては、一軸圧縮強度 q<sub>u</sub>=10MN/m<sup>2</sup>を境に岩盤の硬軟をもとに区分し ている.岩盤の硬軟は、一般的に岩盤の種類の違いによる岩種の硬軟と、風化の状態や亀裂の程度等に よって異なると考えられる.また、硬岩と軟岩では、応力-ひずみ関係の傾向が異なる.硬岩はピーク 強度発現後に応力が急激に低下する傾向にある.一方で、軟岩はピーク強度発現後に応力が増加してい く傾向にある.この様に軟岩と硬岩では力学特性が異なるため、区分する必要があると考える.

硬岩の場合,変形係数 E=500MN/m<sup>2</sup> を境に「亀裂の少ない硬岩」と「亀裂の多い硬岩」に区分している. 亀裂の多寡によって岩盤としての力学特性が異なるため,区分する必要があると考える.

不具合に関する文献 <sup>2</sup>より,他の岩盤と比較して風化が著しい石英閃緑岩のような風化している花崗 岩類の変形係数は,700Nを下回る傾向にあるとされていることから区分する必要があると考える.な お,不具合事例が発生した岩盤は,長石を多く含む火成岩(火山岩,深成岩)であり,風化花崗岩・風 化閃緑岩・風化流紋岩などが該当する.

同じ軟岩でも、一度硬化したものが風化により軟質化したものと、堆積した年代が新しいため軟質で あるものとでは、形成過程の違いから変形特性が異なる可能性がある.このことから、土丹に代表され る鮮新世以降に堆積して形成された軟岩を「堆積軟岩」と呼称することとする.なお、年代については、 地質図に基づき区分することが可能である.

以上より,既往の知見等による岩盤の区分は表 5.3 の通りとなり,この区分に応じてデータを整理する.

具体的には、まず「硬岩」と「軟岩」に関して、一軸圧縮強度 qu=10MN/m<sup>2</sup>を閾値として分ける.次に、「硬岩」に関して、「亀裂の少ない硬岩」と「亀裂の多い硬岩」を変形係数 E=500MN/m<sup>2</sup>を境に分ける.なお、ここでの亀裂の多寡は、変形係数の大きさにより評価しており、直接的に亀裂の程度を評価しているわけではない.あくまで変形係数の大小で、亀裂が多い少ないとみなして表現している.さらに、「軟岩」に関して、地質図等より得られる年代に着目して「堆積軟岩」を分ける.最後に、柱状図等より得られる岩種に着目して「風化している花崗岩類」と「風化している軟岩」で分ける.

	岩盤の硬軟		一軸圧縮強度 (MN/m²)	変形係数 (MN/m²)	年代		
碩巴	▲裂が少ない硬岩 K1 g ≥10		E≧500				
<b></b> (	亀裂が多い硬岩	K2	$q_u \ge 10$				
軟岩	風化している軟岩	F1			中新世以前		
	風化している花崗岩 類	F2	$q_u \! < \! 10$	$\mathrm{E}\!<\!500$			
	堆積軟岩	Т			鮮新世以降		

表5.3 岩盤の区分

### (2) 地盤調査データに基づく区分毎の強度・変形特性の評価

前述した岩盤区分に基づいて、岩盤の変形特性や支持力特性に与える影響の評価を行う.

ここでは、一軸圧縮強度および変形係数が確認できる UCT を基本として整理する.ただし、風化している花崗岩類は一軸圧縮強度が不明なものがほとんどであるため、PMT・SBIFT・TCT(風化している花崗岩類以外は UCT も含む)による変形係数とひずみの関係により評価する.また、硬岩の亀裂の影響に関しては、PMT も併せて整理する.

強度特性は、支持力の問題等で一般的に扱われる一軸圧縮強度 q<sub>u</sub>により確認を行う.変形特性は、地 盤反力度等で一般的に扱われる実測変形係数 E<sub>m</sub>により確認を行う.

また,その他,岩盤柱状図に示される岩盤の定性的な指標から強度特性,変形特性との関係を確認する.具体的には,表 5.4 の通りであり,これらの記号は,岩盤柱状図作成要領 <sup>12)</sup>に基づいている.また, 岩級区分(A~D)は,田中ら 7)の方法による.

#### a) 定量的な指標が強度・変形特性に与える影響の評価

#### ① 年代

岩盤区分で仮設定した年代の違いによる強度・変形特性の違いについて確認を行う.

図 5.4(a) (b) は、変形係数  $E_{50}$  と一軸圧縮強度  $q_u$ の関係と一軸圧縮強度  $q_u$ と年代の関係を示している.

図 5.4(a)より、中新世以前の岩盤は一軸圧縮強度 q<sub>u</sub>と変形係数 E<sub>50</sub>が大きい一方で、鮮新世以降の 岩盤は変形係数と一軸圧縮強度が小さい.

図 5.4(b)より,鮮新世以降の岩盤は概ね軟岩であることが確認できる.一方で,中新世以前の岩盤は、変形係数の中央値は硬岩であるものの,軟岩となるものも一定程度含まれる.

以上より、年代の違いが、岩盤の変形特性や支持力特性へ影響を与えていることが確認できる.

#### 2 岩種

岩盤区分で仮設定した岩種の違いによる強度・変形特性の違いについて確認を行う.

図 5.5 は、変形係数  $E_m$ とひずみ  $\varepsilon_m$ の関係を示している.

図 5.5 より,風化している花崗岩類(風化花崗岩・風化閃緑岩・風化流紋岩)の中には、変形係数 が高くひずみが小さいものもあるが、おおむね変形係数が小さくひずみが大きい傾向にある.すなわ ち、風化している花崗岩類とそれ以外では変形係数とひずみのエリアが異なる.

以上より、岩種の違いが、岩盤の変形特性へ影響を与えていることが確認できる.

#### 3 亀裂の程度

硬岩に関して、岩盤区分で仮設定した亀裂の影響の違いによる強度・変形特性の違いについて確認 を行う.

	ない
母 B 硬,ハンマーで金属音	
の C 中硬,ハンマーで容易に割れる	5
硬   D   軟, ハンマーでボロボロに砕!	ける
▼	
密着している,あるいは分離し	ている
a が割れ目沿いの風化・変質は認	ぷめられ
コーない	
ア 割れ目沿いの風化・変質は認め	られる
の  b   が, 岩片はほとんど風化・変質	〔してい
割 ない	
れ 。 割れ目沿いの岩片に風化・変質	「が認め
目うられ軟質となっている	
d 割れ目として認識できない角積	樂状, 砂
状、粘土状コア	
<ul> <li>α 非常に新鮮である</li> </ul>	
$\begin{vmatrix} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\$	二沿って
風 僅かに変色があり割れやすい	
化    弱風化している。層埋面,斤均	自由に沿
のつく風化している	.1 ~1 \
$\begin{vmatrix} \Lambda \\ \delta \end{vmatrix}$ $\delta \mid Z $ かいマーで簡単に割れ Z	
窓 る。ハノマーで間里に割れる	七十万
	拍元で
1         及このにII以上の体化コア           2         長さ50~15cm以上の様化コア	
2 <u>良さ50 150m以上の</u> 体状コア	~下生
3 $7$	- /1 1/
	サコア
コ    長さ5cm $\mu$ トの 権 太 コ ア ~ 丘	$\eta = 1$
コ   長さ5cm以下の棒状コア〜斤   ア   4   でかつコアの外周の一部が認	められ
コ 長さ5cm以下の棒状コア〜 ア 4 でかつコアの外周の一部が認 形 るもの	められ
コ 長さ5cm以下の棒状コア〜 「 ア 4 でかつコアの外周の一部が認 形 るもの 状 5 主として角礫状のもの	められ
コ     長さ5cm以下の棒状コア~斤       ア     4     でかつコアの外周の一部が認       形     るもの       状     5     主として角礫状のもの       6     主として砂状のもの	められ
コ     長さ5cm以下の棒状コア~月       ア     4     でかつコアの外周の一部が認       形     るもの       状     5     主として角礫状のもの       6     主として砂状のもの       7     主として粘土状のもの	められ
コ     長さ5cm以下の棒状コア~斤       ア     4     でかつコアの外周の一部が認       形     るもの       状     5     主として角礫状のもの       6     主として砂状のもの       7     主として粘土状のもの       。     コアの採取ができないもの。ス	められ 

表5.4 岩盤の定性的な指標



図 5.6(a) (b) は、変形係数  $E_m$ と一軸圧縮強度  $q_u$ の関係と RQD と岩盤区分の関係を示している. なお、 RQD とは、1.0m 区間で得られた 10cm 以上のコアの採取率を示したものであり、値が大きいほど亀裂が 少ないと判断される.

図 5.6(a) より, K1 と K2 の UCT による変形係数  $E_{50}$ の違いはない. 一方で, K1 と K2 の PMT による 変形係数  $E_m$ は UCT と比較して小さく, K2 は K1 より小さい. この違いは, PMT が原位置で試験を行うため亀裂の影響を考慮している一方で, UCT が亀裂の影響がない箇所でコア採取し室内試験を行うため, 亀裂の影響がないためと考えられる.

また,図 5.6(b)より,K1とK2では亀裂の程度の指標である RQD が異なる.K2 は亀裂が多く,RQD が小さい傾向にある.また,F1 およびF2 は亀裂が多いが,T は亀裂が多くない.年代で区分したTは, 亀裂の影響は少ない傾向にある.しかし,RQD が小さい場合でも硬いものもあるため,力学的な評価指標としては使用できないと考えられる.

以上より, RQD による明確な区分はできないものの,変形係数の大小で亀裂の多寡を評価すると,亀 裂の影響が,岩盤の変形特性や支持力特性へ影響を与えていることが確認できる.一方で,調査方法に よる違いを整理する必要があり,(3)で後述する.

### b) その他の定性的な指標が強度・変形特性に与える影響の評価

前述した定量的な指標により,年代,岩種, 亀裂の程度が強度・変形特性に影響を与えることを確認し, 岩盤区分の妥当性を確認した.以下では,表 5.4 に示す定性的な指標と岩盤の強度・変形特性との関係について確認する.

図 5.7(a)~(e)には、定性的な指標として、母岩の硬軟、割れ目の状態、風化の程度、コアの形状、 岩級区分の変形係数 *E*<sub>50</sub>と一軸圧縮強度 *q*<sub>u</sub>の関係を示している.

図 5.7(a)~(e) より,母岩の硬軟が E から A,割れ目の状態が d から a,風化の程度が α から ε,コ ア形状が 8 から 1,岩級区分が D 級から B 級になるにつれて,一軸圧縮強度と変形係数が大きくなる傾向がある程度は確認できる.

しかし、図 5.7(a)より、T ではほとんどが母岩の硬軟 D の傾向ではあるが、軟岩の中にも母岩の硬軟 B のものもあり、一部で硬い傾向のものもある.また、図 5.7(b)より、軟岩の中に割れ目の状態 b のものや硬岩の中に d のものがある.図 5.7(c)より、軟岩の中に風化程度が小さい  $\alpha や \beta$  がある一方で、硬岩の中に風化程度が大きい  $\delta や \varepsilon$  のものもある.さらに、図 5.7(d)より、軟岩の中にコア形状が良好な 2 や 3 のものもあり、図 5.7(e)より、軟岩の中に岩級区分が CH~CM 級のものもある.

以上から,定性的な指標の違いにより一軸圧縮強度と変形係数にある程度の傾向があるものの,力学的な観点で明確には区分できないため,力学的な指標として使用できない.

#### c) まとめ

5.3(1)で提案した既往の知見による岩盤の区分に関して、定量的な指標である年代および岩種、亀裂の程度が、変形特性及び支持力特性と関係することを確認した.

一方で、定性的な指標である母岩の硬軟や割れ目の状態、風化の程度、コアの形状の違いにより、変 形特性及び支持力特性の違いがあるものの、力学的な観点での区分には明確な違いがなく、指標として は使用できないことを確認した.

#### (3) 強度・変形特性に応じた岩盤区分の再整理

#### I) UCT に基づく考え方

前述した岩盤の区分は、UCTのみによる区分であり、ひずみレベルは様々である.そのため、ひずみレベルを統一化した上で、調査方法や岩盤の変形特性及び支持力特性による違いを確認し、岩盤の区分を再整理する.なお、本検討では、砂質土・粘性土等と同様 10に岩盤でもひずみ依存性を b=-1/2 乗と仮定する.-1/2 乗則の岩盤への適用性については 5.4(1)で示す.

ー軸圧縮強度の定義は、式(5.9)のとおりである.ここで、式(5.9)の $E_{50}$ は、 $1/2q_u$ のときの荷重と、そのときのひずみ $\epsilon_{50}$ との割線勾配で表される.

$$E_{50}\varepsilon_{50} = \frac{1}{2}q_u \tag{5.9}$$

大竹ら 10の研究より,式(5.8)の  $E_m$ および  $\epsilon_m$ に関して,UCT の変形係数  $E_{50}$ 及びひずみ  $\epsilon_{50}$ から,式 (5.10)のように表すことができる.

$$E_{1} = E_{50} \left(\frac{\varepsilon_{50}}{\varepsilon_{1}}\right)^{\frac{1}{2}}$$
(5.10)

UCT に関して,式(5.9)(5.10)は式(5.11)のように変換できる.

$$E_1 = \frac{1}{2} \left( \varepsilon_{50} \times \varepsilon_1 \right)^{\frac{1}{2}} q_u \tag{5.11}$$

式(5.11)より, UCT では、岩盤の種別によらず、すべてのデータが、図 5.8 のようなひずみの範囲(0.01%~10.0%) であり、変形係数と一軸圧縮強度が概ね線形関係にあることが確認できる.

この関係を用いて、岩盤区分の再整理を行う.

### 2) 硬岩

硬岩で行われる調査方法の違いに着目し,深い基礎を対象とした設計で用いるための岩盤区分を行う. ここで,図 5.9 には,硬岩における変形係数 *E*<sub>1</sub> と N 値の関係を示している.同じ N 値に対して K1 よりも K2 の変形係数 *E*<sub>1</sub>が小さい傾向にあることは確認できるものの,いずれの場合も N 値との相関が 小さく(傾きが小さい),データ数も 35 例と少ない.そのため,硬岩において N 値の推定式を提案する ことは適切ではない.

図 5.10(a) ~ (c)は、K1 と K2 の地盤調査方法に着目した変形係数  $E_1$  と一軸圧縮強度  $q_u$ の関係、変形 係数  $E_1$  と深さ Dep の関係、10m 以深での変形係数  $E_1$  と一軸圧縮強度  $q_u$ の関係を示している.

図 5.10(a)より, K1 および K2 の UCT と PMT では異なる傾向となる. UCT は変形係数  $E_1$ が大きくなるにつれて一軸圧縮強度  $q_u$ が大きくなる傾向である一方, PMT は UCT と比較して同じ一軸圧縮強度  $q_u$ でも変形係数  $E_1$ が小さくなる傾向となる. これは, PMT が原位置での風化や亀裂の状態を含めて評

価しているのに対して, UCT は風化や亀裂の影響が少ないコアを採取して室内試験を実施しているため と考えられる.

また、図 5.10(b)より、K2 の PMT は深度の浅い箇所で実施されているものがほとんどである. 一方で、文献 <sup>13)</sup>によると、杭基礎の多くは深度が 10m~30m の範囲で設置されている. そのため、実際に設定される杭の深度 10m 以深での UCT と PMT より求めた変形係数  $E_1$  を確認すると、PMT の一部で小さいものがあるものの、おおむね同等程度である. さらに、図 5.10(c)より、10m より深い箇所での変形係数  $E_1$ と一軸圧縮強度  $q_u$ の関係を確認すると、PMT の一部で小さいものがあるものの、UCT と PMT はおおむね同等程度である.

以上より、深い杭基礎を対象とする条件では、K1 および K2 の強度・変形特性は同等と扱う.

3) 軟岩

軟岩で行われる調査方法の違いに着目し,深い基礎を対象とした設計で用いるための岩盤区分を行う. 図 5.11 (a) ~ (c) は, F1 と F2 の変形係数  $E_1$  と一軸圧縮強度  $q_u$ の関係, T の変形係数  $E_1$  と一軸圧縮強 度  $q_u$ の関係,岩盤区分に応じた変形係数  $E_1$  と N の関係を示している.

図 5.11(a)より, F1 と F2 で変形係数  $E_1$ と一軸圧縮強度  $q_u$ の関係に関して調査方法の違いによる明確 な違いは見られない.

また,図 5.11(b)より,T で変形係数 E1 に関して調査方法の違いによる明確な違いは見られない.

さらに,図 5.11(c)より,F1 と F2 は N 値と変形係数の傾きが同様の傾向にある.一方で,T は傾き が異なるため,提案式も異なると考えられる.

以上より,実務設計を考える上では,N値に関する推定式の違いを考慮して,F1とF2は強度・変形 特性は同等と扱い,Tは分離する.

4) まとめ

以上より、岩盤の強度・変形特性に応じた岩盤区分の再整理結果は以下のとおりとなる.

①杭基礎のような深い基礎では、K1 および K2 で強度・変形特性に明確な違いは生じない. そのため、 K1 および K2 の強度・変形特性は同等と扱い、硬岩(K)とまとめて扱う.

②F1 と F2 は強度・変形特性は同等と扱い,風化岩(F)とまとめて扱う.

③F1 と F2 と T の N 値に関する推定式の違いを考慮して、堆積軟岩(T)と分離する.



# 5.4 岩盤区分別の変形係数推定方法の検討

### (1) 直接試験による推定方法

# a) 直接試験による場合の推定精度

岩盤のひずみ依存性の確認を行った上で,直接試験による場合の推定精度の確認を行う.ここで, 直接試験の推定精度とは,UCT および TCT で計測された変形係数の推定精度を指す.

砂質土・粘性土では、式(5.4)に示すように基準のひずみを 1%と、モデル化のため便宜的に設定している. 岩盤の場合は、図 5.12 に示すように全岩種の計測したひずみの平均値相当が 1%に近い値(1.7%)であり、現在設計で用いられている変形係数に近い値で設定すること、砂質土・粘性土と考え方をそろえることで設計が煩雑とならないようにすることから、同様に1%とした.



図5.14 変形係数E1とE50のヒストグラム

指数則	分類	個数	bias	COV
	すべて	553	0.891	0.234
-1/9	Κ	95	0.753	0.134
1/2	F	164	0.884	0.171
	Т	114	0.898	0.259
	すべて	553	1.092	0.304
-1/9	Κ	95	0.871	0.162
1/0	F	164	1.076	0.201
	Т	114	1.107	0.350
	すべて	553	1.211	0.341
-1/4	Κ	95	0.938	0.179
1/4	F	164	1.188	0.221
	Т	114	1.233	0.396

表 5.5 指数則の変換誤差

# (2) N値からの推定方法

### a) 岩盤の N 値

風化岩のうち特に風化が著しい岩盤では、コア採取が困難となる場合が多いため、N値からの推定 が考えられる.また、N値は予備調査段階から必ず実施され、得られる値である.そのため、軟岩(風 化岩、堆積軟岩)を対象として、他の調査方法のデータとの回帰分析に基づき、N値に用いる場合の 推定方法を提案して精度を評価する.

### b) N 値推定式の導出方法

各調査方法の回帰式から信頼性の高さやデータの多寡を考慮して、N値による推定式の選定を行う. N値による推定式は、地盤材料であることを踏まえて、式(5.12)および式(5.13)のような指数関数による回帰方程式により回帰分析を行う.なお、変数としてはN値とDep(深さ:m)とし、 $\beta_0, \beta_1, \beta_2$ は



表 5.6 b= -1/2に固定した場合の調査法毎の推 定誤差

分類	調査方法	個数	bias	COV
硬岩	UCT	95	0.932	0.180
围化当	UCT	35	1.070	0.184
風石	TCT	129	1.221	0.223
#4:14:14:14	UCT	95	1.143	0.381
堆傾퇷石	TCT	19	1.674	0.234

Eq(1): 
$$E_1 = \beta_0 N^{\beta_1} d$$
 (5.12)

Eq(2):  $E_1 = \beta_0 N^{\beta_1} Dep^{\beta_2} d$  (5.13)

岩盤の変形係数は,前述したヒストグラムからも対数正規分布することが分かることから,式(5.12) 式(5.13)を対数変換すると式(5.14)式(5.15)のように表すことができる.

$$\ln E_1 = \ln \beta_0 + \beta_1 \ln N + \ln d \tag{5.14}$$

$$\ln E_{1} = \ln \beta_{0} + \beta_{1} \ln N + \beta_{2} \ln Dep + \ln d \qquad (5.15)$$

以上より、対数変換した変形係数、N値,深度を用いた最小二乗法により回帰係数を得ることができる.最小二乗法の有効性は,正規分布に基づいた尤度により説明できる.残差が正規分布に従う場合,最小二乗法により設定されたパラメータは,尤度が最大となる場合のパラメータに一致する.対数変換をすることは,残差を正規分布に近づけるための操作である.

また、対数軸上の残差( $E_{I,m}$ : 観測値  $E_m$ から変換した値、 $E_{I,N}$ : 回帰式により推定した基準変形係数)は式(5.16)で表される.変形係数は対数正規分布に近い分布を示すことから、対数軸上の残差は正規分布に近い分布となると考えられる. $E_{I,m}$ と $E_{I,N}$ の比を $\lambda$ とおき、この指標に着目する.

$$\ln E_{1.m} - \ln E_{1.N} = \ln \left( \frac{E_{1.m}}{E_{1.N}} \right) = \ln \lambda$$
 (5.16)

回帰誤差の統計量は,式(5.17)のようにλの平均と変動係数で整理することとし, bias と COV を式(5.18) 式(5.19)のように表記する.

$$\sigma_{ln\lambda}^{2} = \mu_{\lambda}^{2} (\exp[\sigma_{ln\lambda}^{2}] - 1) = bias^{2} (\exp[\sigma_{ln\lambda}^{2}] - 1) \quad (5.17)$$
  

$$bias = \mu_{\lambda} = \exp(\mu_{ln\lambda} + 1/2\sigma_{ln\lambda}^{2}) \quad (5.18)$$
  

$$COV = \sigma_{ln\lambda} / \mu_{ln\lambda} = \sqrt{\exp[\sigma_{ln\lambda}^{2}] - 1} \quad (5.19)$$

ここで, Eq(1)および Eq(2)の2つの回帰方程式に関して, 情報量基準 AIC を用いて, 回帰係数の意味や物理的な解釈を行う.

回帰分析におけるモデル選択とは、仮定した回帰方程式の妥当性を確認するためのものである.説 明変数を増やせば回帰誤差は小さくなる.ただし、それにより、説明変数を過度に増やすことは、外 挿推定の推定精度を必ずしも高めるわけではない.説明変数間での多重共線性が生じ、適切な回帰係 数が定まらなくなる場合もある.

ここで,式(5.20)の第1項は対数尤度 lnL を表し,当てはまりの良さを意味する,第2項はパラメー タによるペナルティーを表す. AIC が最小となるモデルは,少ないパラメータでかつ当てはまりの良 いモデルを選択することが出来る.

$$AIC = -2\ln L + 2(m+1) \tag{5.20}$$

#### c) N 値推定式の提案

N 値推定式の提案を行う.なお、N 値に関する検討は、調査方法(PMT, SBIFT, UCT, TCT),回 帰方程式の違いを踏まえて推定精度の違いを確認する.具体な検討方法としては、データ数を考慮し た上でどの調査方法からの推定式がよいか選定し、選定した方法の深さ依存性の確認を行う.その上 で、N 値推定式の提案を行うこととする.なお、風化や亀裂の程度により N 値が極端に小さい岩盤は、 設計上岩盤とみなすのは適切ではないため、本検討の対象から除外する。岩盤における N 値の下限値 は、道示IVの良質な支持層とみなせる粘性土層の 20 とした.

表 5.7 には、岩盤区分に応じた調査方法別の回帰分析結果を示している.表には回帰分析に用いた データ数とその範囲、回帰係数、回帰精度(bias, COV)、情報量基準 AIC が示されている.また、 図 5.15 および図 5.16 は、回帰分析結果を図化したもので、回帰方程式 Eq(1)の岩盤区分、地盤調査 毎について重ねた図である.回帰方程式 Eq(2)は、深度を 5m、10m、20m、30m の場合について示 した.

1) 風化岩

表 5.7 に示す風化岩に着目すると、様々な試験方法により、変形係数が求められている. UCT は、 硬岩とは異なり、風化岩のような亀裂や風化が著しくコアが採取できないため、少なくなっている. 一方で、サンプリングして拘束圧をかけ試験を行う TCT が多く行われており、PMT や SBIFT など の原位置試験が次いで多いのが特徴的である.

風化岩では、回帰式 Eq(1)及び Eq(2)の各回帰係数  $B_1 B_2$ は、地盤調査方法によらず基本は正の値であることから、N 値および深度が大きいほど変形係数が大きくなる傾向にある.

地盤調査方法毎の回帰誤差(bias, COV)に着目する.

UCT の回帰誤差は、その他の地盤調査方法と比較して回帰誤差が大きくなる.回帰式に着目すると、Eq(2)では、深さに関する係数  $B_2$ が大きく、AIC が若干小さくなるものの、bias や COV の明瞭な改善効果は見られない.また、データ数は非常に少ないことから、N 値の推定式に適用するには信頼性が乏しく適切ではない.

岩盤	調査	佃粉	回帰	I I	回帰係数		hine	COV	AIC		適用範囲※	
分類	方法	回奴	式	во	<b>B</b> 1	<b>B</b> 2	5145	001	mo	Ν	3	Dep
		213	Eq(1)	3431	0.636	-	1.463	1.067	551	$21\sim$	$0.07\sim$	$2.5\sim$
	すべて	919	$\mathbf{F}_{\alpha}(2)$	4400	0.626	-0.007	1 461	1.065	559	1500	10.0	31.5
		210	Eq(2)	4409	0.030	0.097	1.401	1.005	000	(150)	(2.8)	(14.9)
		58	Eq(1)	2524	0.796	_	1.145	0.558	94	$21\sim$	$0.19 \sim$	$2.5\sim$
	PMT	58	$E_{\alpha}(2)$	1645	0.788	0.209	1 1 2 8	0.543	03	1500	10.0	27.7
围化		00	Eq(2)	1045	0.100	0.205	1.150	0.040	55	(171)	(3.2)	(10.6)
		23	Eq(1)	15535	0.238	-	1.111	0.484	34	$21 \sim 300$	$0.33 \sim$	$6.0\sim$
巴巴	SBIFT	23	$E_{\alpha}(2)$	5356	-0.026	0.775	1.062	0.359	24	(83)	3.2	31.5
石		20	114(2)	0000	0.020	0.110	1.002		24	(00)	(1.5)	(17.8)
	UCT	26	Eq(1)	8673	0.553	-	2.271	2.039	91	$54\sim$	$0.07\sim$	$2.5\sim$
		<sup>ст</sup> 26	$E_{\alpha}(2)$	770	0.641	0.834	2 014	1 748	89	1500	2.7	23.0
		20	Eq(2)		0.041	0.004	2.014	1.740	05	(319)	(0.6)	(12.0)
	TCT	106	Eq(1)	11061	0.310	_	1.370	0.937	257	$30 \sim 375$	$0.2 \sim 7.2$	$8.3\sim$
		$106 = E_{\alpha}(2)$	$E_{\alpha}(2)$	2806	0.314	0.481	1 361	0.924	257	(112)	(3.4)	24.5
		100	11q(2)	2000	0.014	0.401	1.001	0.024	201	(112)	(0.4)	(17.2)
		130	Eq(1)	3111	0.899	-	1.404	0.986	324	$23\sim$	$0.03\sim$	$2.4\sim$
	すべて	$130 = E_{\alpha}(2)$	$E_{\alpha}(2)$	2) 5117	0.918	-0.249	1 384	0.957	320	1500	6.0	37.6
		100	11q(2)	0111	0.010	0.210	1.001	0.001	010	(227)	(0.6)	(13.4)
		28	Eq(1)	1400	1.061	—	1.585	1.229	82	$23\sim$	$0.03 \sim$	$2.4\sim$
	PMT	28	$E_{\alpha}(2)$	3156	1 099	-0.478	1.527	1 155	82	1500	6.0	21.0
堆積		20	11q(2)	0100	1.000	0.110	1.021	1.100	01	(344)	(1.4)	(9.5)
軟岩		87	Eq(1)	11032	0.643	—	1.384	0.957	214	$27 \sim 500$	$0.04 \sim$	$2.5\sim$
	UCT	87	$E_{\alpha}(2)$	19649	0.657	-0 272	1 358	0.919	911	(198)	4.3	37.6
		01	11q(2)	10040	0.001	0.212	1.000	0.010	211	(190)	(0.4)	(13.6)
		15	Eq(1)	849199	-0.140	_	1.093	0.442	22	$153\sim$	$0.25\sim$	$14.5 \sim$
	TCT	15	$E_{\alpha}(2)$	9903645	-0.106	-0.904	1 056	0.341	16	191	0.8	31.5
		10	11q(1)	2000010	0.100	0.001	1.000	5.011	10	(172)	(0.5)	(19.2)

表5.7 回帰分析結果

※() は平均値を示す.


次に、SBIFTの回帰誤差は、その他の地盤調査方法と比較して回帰誤差が小さくなる。回帰式に着目すると、Eq(2)では、深さに関する係数 $\beta_2$ が大きく、AICが Eq(1)よりも小さくなり、bias や COVの明瞭な改善効果が見られる。しかし、SBIFTは同一サイトでの試験結果がほとんどであるため、サイトによる違いは確認できておらず、UCTと同様に試験数も少ない。そのため、深さ方向に変形係数が依存する傾向にあるものの、同じサイトでの特徴が顕著に出ている可能性があり、N 値の推定式に適用するには信頼性が乏しく適切ではない。

PMT の回帰誤差は、その他の地盤調査方法と比較して SBIFT に次いで回帰誤差が小さくなる.回帰式に着目すると、Eq(2)では、深さに関する係数  $\beta_2$ が小さく、AIC が Eq(1)よりもやや小さくなるものの、bias や COV の明瞭な改善効果は見られない、データ数も比較的多く、深さ依存性は少ないため、Eq(1)による N 値の推定式が適切と考えられる.

TCT の回帰誤差は、PMT 及び SBIFT と比較して回帰誤差がやや大きくなる傾向にある.回帰式に 着目すると、Eq(2)では、深さに関する係数  $\beta_2$ が大きく、AIC が Eq(1)よりもやや小さくなるものの、 bias や COV の明瞭な改善効果は見られない.データ数も比較的多く、深さ依存性は少ないため、Eq(1) による N 値の推定式が適切と考えられる.

以上より、SBIFTでは深さ依存性の影響があるものの、それ以外の地盤調査方法では、深さ依存性の影響は小さいことが確認できる。一方で、SBIFTは同一サイトでの試験結果がほとんどであることや試験数が少ないため、推定精度はよいものの、N 値推定式に直接使用することは適切ではない。また、図 5.15 に示すように変形係数に大きな違いがないことも確認できる。さらに、岩盤では亀裂や風化の状態により、コア採取の条件が異なるため、適切な試験方法が異なり、試験方法を明確に一つにすることは適切ではない。これらのことから、風化岩では、すべての調査方法をまとめた Eq(1)の回帰係数  $\beta_0$ =3431、回帰係数  $\beta_2$ =0.636 により推定式を提案する。なお、設計計算での煩雑さを考慮して、数値を丸めた式(5.21)を提案する。

風化岩:

 $E_1^F = 2800N^{2/3}$ (5.21) bias = 1.46 N = 21 - 1500 Depth = 3 - 31m

#### d) 堆積軟岩

表 5.7 に示す堆積軟岩に着目すると,風化岩とは異なり SBIFT 以外の試験方法により,変形係数が 求められている.また,風化岩のような亀裂や風化が著しくないため,コア採取が可能であり,UCT が多い.一方で,UCT が可能であるため,TCT のようなサンプリングを伴う試験が少ないのが特徴的 である.

回帰式 Eq(2)の回帰係数 β<sub>2</sub>は、地盤調査方法によらず、負の値であることから N 値および深度が大きいほど変形係数が小さくなる傾向にあり、bias や COV の明瞭な改善効果は見られない. そのため、深さ依存性の影響は少ないと考えられる.

地盤調査方法毎の回帰誤差(bias, COV)に着目する.

TCT の回帰誤差は、その他の地盤調査方法と比較して小さくなる.また、データ数は非常に少ない ことから、N値の推定式に適用するには信頼性が乏しく適切ではない.

PMT および UCT の回帰誤差は,TCT と比較してやや大きくなる.また,PMT と UCT の回帰誤差 はおおむね同等程度であることが確認できる.

以上より, 堆積軟岩は深さ依存性の影響は小さいことが確認できる. 一方で, 推定誤差が小さい TCT がデータ数が非常に少なく, N 値の推定式に適用するには信頼性が乏しく適切ではない. また, 風化 岩と同様に, 亀裂や風化の状態により, コア採取の条件が異なるため, 適切な試験方法が異なり, 試 験方法を明確に一つにすることは適切ではない. また, データ数の少ない TCT を除き, 図 5.16 に示 すように変形係数に大きな違いがないことも確認できる. これらのことから, すべての調査方法をま とめた Eq(1)の回帰係数  $\beta_0=3111$ , 回帰係数  $\beta_1=0.899$  により推定式を提案する. なお, 設計計算での煩 雑さを考慮して, 数値を丸めた式(5.22)を提案する.

# 堆積軟岩:

# $E_{1}^{T} = 1500N$

(5.22)

bias = 1.41 COV = 0.99

N = 23 - 1500 Depth = 3 - 37m

データ数が比較的多い調査方法では、深度依存性によって、bias や COV の明瞭な改善効果は見られなかった.これは、粘性土と異なり、岩盤は比較的硬く、体積ひずみが小さいため、ポアソン比も小さい.そのため、変形係数に与える影響は無視できる程度であると考えられる.文献 14によると、軸ひずみが 3%以下と小さい場合には、側方向ひずみはその半分以下であるため、ほとんど断面積の変化の影響は現れないとしている.今回対象としたデータで計測されたひずみ εm は砂質土・粘性土と比較して小さく、多くが 3%より小さいため、体積変化の影響は非常に小さいと考えられる.

### e) N 値推定式の考察

図 5.17 には、基準変形係数  $E_1 \ge N$  値のプロットと、N 値推定式の関係を示しており、上図は横軸 縦軸ともに対数軸、下図は縦軸のみ対数軸としたものである.また、参考に砂質土・粘性土の既往の 推定式(700N, 2800N)と設計要領の岩盤の推定式(2658N<sup>0.69</sup>, 10634N<sup>0.69</sup>)も併せて示している.な お、700N は式(5.1)の  $\alpha$  に 1 を代入し、2800N は式(5.1)の  $\alpha$  に 4 を代入した式である.また、2658N<sup>0.69</sup> は式(5.2)の  $\alpha$  に 1 を代入し、10634N<sup>0.69</sup> は式(5.2)の  $\alpha$  に 4 を代入した式である.この  $\alpha$ =1 は、平板載 荷試験から得られた変形係数を用いて地盤反力係数を定める場合の値である.平板載荷試験以外から 地盤反力係数を定める場合は、地盤調査方法の違いを考慮して  $\alpha$ =4 としている.

岩盤分類に着目すると、風化岩と堆積軟岩を比較すると、同じN値でも風化岩の方が堆積軟岩と比較して変形係数が小さい傾向にある. どちらもN値との相関は強く、N値が大きくなるにつれて変形係数が大きくなっている.

次に,既往の推定式と比較すると,2658N<sup>0.69</sup>で評価することは,風化岩の推定式とほぼ同等である ことが確認できる.設計要領が直接試験により評価できないようなD級岩を対象とした推定式である ことから,設計要領では今回の岩盤分類の風化岩を対象としていること分かる.一方で,700Nで評価した場合,N値が100以上となる場合,風化岩の変形係数を過大評価してしまうこととなる.

堆積軟岩では,既往の推定式(700N や 2658N<sup>0.69</sup>)よりもやや大きくなる傾向にある.これは,比 較的新鮮なコア状態であることからも変形係数が高いことは理解できる.また,N値が大きくなるほ ど,2800Nに近くなることが確認できる.さらに,700Nで評価した場合,過小評価してしまうこと となる.

#### f) N 値推定式毎の推定精度

表 5.8 には,砂質土・粘性土の道示の推定式(700N, 2800N)と設計要領の岩盤の推定式(2658N<sup>0.69</sup>, 10634N<sup>0.69</sup>),今回提案した岩盤区分に応じた N 値の推定式(2600N<sup>2/3</sup>, 600N<sup>6/5</sup>)の推定精度を示している.なお,道示および設計要領の推定式は,明確な岩盤区分がないため,ここでは軟岩(風化岩と堆積軟岩)を対象として推定精度を確認している.

表 5.8 より,今回の提案式は bias および COV が既往の推定式(道示および設計要領)と比較して 小さいことが確認でき,推定精度が向上していることが確認できる.



図 5.17 変形係数推定式とN値の関係

推定式	bias	COV	対象岩
700N	2.300	1.322	風化岩, 堆積軟岩
2800N	0.574	1.322	風化岩, 堆積軟岩
$2658N^{0.69}$	2.746	1.323	風化岩, 堆積軟岩
$10632N^{0.69}$	0.686	1.323	風化岩, 堆積軟岩
2800N <sup>2/3</sup>	1.631	1.160	風化岩
1500N	1.727	1.000	堆積軟岩

表 5.8 推定式の推定精度の比較

### 5.5 まとめ

本研究では、岩盤の強度・変形特性に影響を与える要因から岩盤の区分を行った.また、岩盤の種類 や地盤調査方法により異なるひずみで評価されている変形係数に関して、着目するひずみを統一化した 変形係数の推定式を提案するとともに、地盤調査方法毎の推定精度を明らかにした.具体的には、以下 の知見が得られた.

- 既往の知見等に基づいて、岩盤区分の仮設定を行った上で、地盤調査データに基づく岩盤区分毎の 強度・変形特性の評価を行った.その結果、年代や岩種、亀裂の程度等の違いにより、「亀裂の少 ない硬岩」「亀裂の多い硬岩」「風化している軟岩」「風化している花崗岩類」「堆積軟岩」に区分し た.また、定性的な指標である岩盤柱状図に記載される岩盤性状に関して、力学的な観点での区分 には明確な違いがなく、そのまま指標として使用できないことを確認した.
- 杭基礎のような深い基礎を対象とした場合には、強度・変形特性の分析結果に基づき、「亀裂の少ない硬岩」および「亀裂の多い硬岩」、並びに「風化している軟岩」および「風化している花崗岩類」は同等と扱い、「硬岩」「風化岩」「堆積軟岩」の3つに区分した.
- 岩盤データのUCT, TCT について、同一の試験結果から、*Eso*、*Es*に対応する2組の変形係数とひずみの関係より、仮定したひずみの指数則-1/2、-1/3、-1/4の精度を確認した。その結果、岩盤にも砂質土・粘性土と同様に-1/2乗則が適用可能であることを確認した。また、*Eso*と*E*1との比較により、着目するひずみの統一により推定精度が大きく改善していることを確認した。
- N 値に関する検討は、調査方法、回帰方程式の違いを踏まえて推定精度の違いを確認した.具体的 には、データ数を考慮した上でどの調査方法からの推定式がよいか選定し、選定した方法の深さ依

存性の確認した上で,N値による場合の推定式と推定誤差を提案した.

- 提案した変形係数推定式から、岩盤分類による違いに着目すると、同じN値でも風化岩の方が堆積 軟岩と比較して変形係数が小さい傾向にあることが明確となった.一方で、どちらもN値との相関 は強く、N値が大きくなるにつれて変形係数が大きくなっている。
- 砂質土・粘性土の道示の推定式(700N, 2800N)と設計要領の岩盤の推定式(2658N<sup>0.69</sup>, 10634N<sup>0.69</sup>),
  今回提案した岩盤区分に応じた N 値の推定式(2600N<sup>2/3</sup>, 600N<sup>6/5</sup>)の推定精度から,今回の提案
  式は bias および COV が既往の推定式(道示および設計要領)と比較して小さいことが確認でき,
  推定精度が向上していることが確認できた.

今後は、岩盤の変形特性を踏まえて、基礎の設計計算に用いる地盤反力係数や支持力問題に展開 する予定である。岩盤のひずみと基礎の変位量との関係を明確にし、定式化することにより、風化 が著しい場合の支持力の問題や、硬岩のような支持力が高い場合に対しても合理的な設計が可能と なると考えられる。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2012.
- 村中 誠・岡田 和弘・加藤 昌明・宮部 光貴:新東名高速道路 新城 I C付近で沈下した橋梁下 部工の対策工事—愛知県新城市—,土木施工 2016 年 07 月号,2016.
- 3) (独)土木研究所: 岩盤上の基礎の鉛直方向の安定照査法のための地盤反力度の評価に関する研究, 土木研究所資料,第4222号,2012.
- 東日本高速道路(株),中日本高速道路(株),西日本高速道路(株):設計要領第二集 橋梁建設編, 2016.
- 5) (社)日本道路協会:斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 2012.
- 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012.
- 7) 田中治雄: 土木技術者のための地質学入門, 山海堂, 1964.
- 8) (独)土木研究所:岩盤を支持層とする杭の先端極限支持力度の評価,土木研究所資料第 4303 号, 2015.
- 9) 大竹雄ら:基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを考慮した設計用地盤反力係数の推定法,土 木学会論文集C(地圏工学), 73(4),pp.412-428,2017.
- 10) 大竹雄ら:地盤調査法とひずみレベルを考慮した設計用地盤変形係数の推定方法,土木学会論文 集 C (地圏工学), 73(4), pp.396-411, 2017.
- 11) (公社)地盤工学会:地盤調査の方法と解説, 2013.
- 12) 建設省大臣官房技術調査室 建設省土木研究所編 : ボーリング柱状図作成要領(案) 解説書改訂 版,(財)日本建設情報総合センター,1999.
- 13) (国研)土木研究所:橋梁基礎形式の選定手法調査,土木研究所資料第4339号,2016.
- 14) (社)地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 2009.

共同研究報告書 Cooperative Research Report of PWRI No.499 March 2018

編集·発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課 〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754