

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料第4369号

土木研究所資料

柱状体基礎の設計計算モデルおよび 安定照査方法に関する研究

平成30年4月

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

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。

柱状体基礎の設計計算モデルおよび 安定照査方法に関する研究

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

主任研究員 河野 哲也 *

交流研究員 遠藤 繁人 **

交流研究員 河村 淳 ***

交流研究員 藤村 彰

* 現 国立大学法人富山大学大学院理工学研究部 准教授

** 現 株式会社エイト日本技術開発 国際事業本部交通インフラ部

*** 現 株式会社エイト日本技術開発 国土インフラ事業部東京支社

要 旨

平成29年の道路橋示方書の改定においては、信頼性を踏まえた部分係数設計法による照査体系の構築が求められた。ケーソン基礎、地中連続壁基礎、深礎基礎および鋼管矢板基礎といった柱状体基礎においても、変位レベルや形式によらない平均的な基礎の挙動を一定の精度で推定できる設計計算モデルの確立や、限界点の明確化等が課題であった。こうした背景から本資料では、柱状体基礎の安定照査（設計モデル、照査方法）に着目して設計方法の根拠を整理した。そして、柱状体基礎に対する既往の実物載荷試験データを用いた再現解析を行い、従来の設計法の推定精度を確認するとともに、より実挙動を再現できる設計計算モデルや安定照査に関する限界点等について提案を行った。

キーワード：部分係数設計法, 柱状体基礎, 載荷試験, 設計計算モデル, 安定照査方法

目 次

第1章	はじめに	1
1.1	研究の背景および目的	1
1.2	研究の概要と本書の構成	2
第2章	H24 道示の設計計算モデルおよび照査方法	3
2.1	地盤抵抗要素モデルの概要と課題	3
2.2	鉛直荷重に対する安定照査の概要と課題	12
2.3	水平荷重に対する安定照査の概要と課題	14
2.4	H24 道示における柱状体基礎の安定照査の課題	17
第3章	水平載荷試験による設計計算モデルの推定精度の検証	18
3.1	検証内容	18
3.2	検証結果	25
第4章	水平載荷試験による水平方向の弾性限界点の検討	28
4.1	検討内容	28
4.2	弾性限界点の評価方法	30
4.3	検討結果	31
第5章	水平載荷試験による柱状体基礎の降伏の目安の検証	34
5.1	はじめに	34
5.2	検証内容	35
5.3	検証結果	36
第6章	鉛直載荷試験による鉛直方向の弾性限界点の検討	38
6.1	はじめに	38
6.2	検討内容	38
6.3	検討結果	42
6.4	まとめ	47
第7章	まとめ	48
	参考文献	49
	付属資料	50
1.	H24 道示における柱状体基礎の設計法と根拠等	50
2.	基礎底面地盤の極限鉛直支持力推定式における粘着力項について	57

第1章 はじめに

1.1 研究の背景および目的

道路橋に関する技術基準である道路橋示方書は、平成29年の改定において、部分係数設計法へ転換された。具体的には、半ば経験的に確立されてきた、安全率を用いた設計手法（許容応力度設計法）に代わり、様々な不確実要素を考慮した信頼性評価を踏まえて設定した部分係数を用いた設計手法（部分係数設計法）が導入された。本研究は、平成29年の改定で示された各種柱状体基礎（ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎、深礎基礎）の設計計算モデルや限界点等の安定照査方法に関して検討を行ったものである。

道路橋基礎のうち、直接基礎および杭基礎に関しては、これまで安定照査上の工学的な限界点が整理されるとともに限界点の応答を推定するための設計計算モデルの見直しおよび不確実性の評価が行われ、それに基づいて抵抗係数の検討等が行われてきた¹⁾²⁾。

しかしながら、ケーソン基礎、地中連続壁基礎、深礎基礎および鋼管矢板基礎といった柱状体基礎については、信頼性を踏まえた部分係数設計法による照査体系の構築に向けた検討が十分行われていたとは言い難い。また、柱状体基礎の各形式は、これまで基礎形式として設計手法や施工方法が確立されてきた歴史的経緯が異なることから個別の計算モデルや照査方法が与えられており、その根拠が必ずしも明確となっていない点もある。

このような背景を踏まえ、本研究では、柱状体基礎の設計における合理的な設計計算モデルおよび安定照査方法に関する提案を目的としている。

1.2 研究の概要と本書の構成

1.1 で述べた背景および目的を踏まえ、本資料では最初に平成 24 年道路橋示方書・同解説IV下部構造編³⁾ (以下、H24 道示) により柱状体基礎の安定照査を実施する際の設計計算モデル、照査方法に着目して各基礎の設計法を整理し課題を示した。

次に、柱状体基礎を対象に実施された既往の実物載荷試験データを用いた再現解析を行った。再現解析は、水平載荷試験データを用いた柱状体基礎の水平挙動における地盤抵抗の弾性限界点を評価するための分析、ケーソン基礎の安定照査に用いる降伏の目安の設定根拠と試験データとの比較、他の柱状体基礎の安定照査における降伏の目安の整理と適用可否の検証を行った。

また、鉛直荷重を受ける柱状体基礎の安定照査方法に着目して、既往の鉛直載荷試験データを用いて H24 道示の安定照査方法における許容値と弾性限界点との関係を確認した。

本書の構成を以下に示す。

第 1 章では、設計の背景および目的、研究の概要と本書の構成を示した。

第 2 章では、H24 道示における柱状体基礎の安定照査の設計計算モデル、照査方法および設計法を整理し、H24 道示の設計計算モデルおよび照査方法の課題を示した。

第 3 章では、水平載荷試験と H24 道示における常時モデル、レベル 1 地震時（以降、L1 地震時）モデルおよびレベル 2 地震時（以降、L2 地震時）モデルを用いた再現解析を比較することにより、各モデルの再現性を検証した。

第 4 章では、柱状体基礎の水平挙動における地盤抵抗の弾性限界点を評価することを目的とした、水平載荷試験データの分析を行った。

第 5 章では、水平載荷試験の降伏点（変位急増点）と H24 道示モデルの再現解析の降伏点（変位急増点）を比較することにより、H24 道示における柱状体基礎の降伏の目安の設定根拠について検証を行った。

第 6 章では、鉛直挙動における地盤抵抗の弾性限界点の評価を目的とした、鉛直載荷試験データの分析を行った。

第 7 章では、前章までで得られた知見と今後の課題をとりまとめた。

第 2 章 H24 道示の設計計算モデルおよび照査方法

本章では、H24 道示における柱状体基礎の安定照査の設計計算モデル、照査方法および設計法を整理している。なお、参考資料 1. に H24 道示における柱状体基礎の設計計算モデルおよび安定照査方法の設定根拠を一覧表として整理しているので併せて参照されたい。

2.1 地盤抵抗要素モデルの概要と課題

2.1.1 地盤抵抗要素

図 2.1.1 にケーソン基礎を例とした H24 道示における地盤抵抗要素のイメージ図、表 2.1.1 に柱状体基礎の地盤抵抗要素モデルを示す。いずれの基礎形式においても、設計で考慮する地盤抵抗要素は、図 2.1.1 に示した 6 種類の要素である。ただし、表 2.1.2 に示すように、荷重の作用方向や施工方法によって考慮できる地盤抵抗は異なる。

柱状体基礎の地盤抵抗要素モデルは基本的にバイリニア型であるが、常時・暴風時および L1 地震時での基礎底面や鋼管矢板基礎の L2 地震時の基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗要素は、線形モデルである。

また、常時・暴風時及び L1 地震時の基礎前面の水平方向地盤抵抗要素に着目すると、ケーソン基礎・深礎基礎及び地中連続壁基礎は、クーロンの受働抵抗強度を上限値とするバイリニア型である一方、鋼管矢板基礎はひずみ依存性を考慮した線形モデルである。

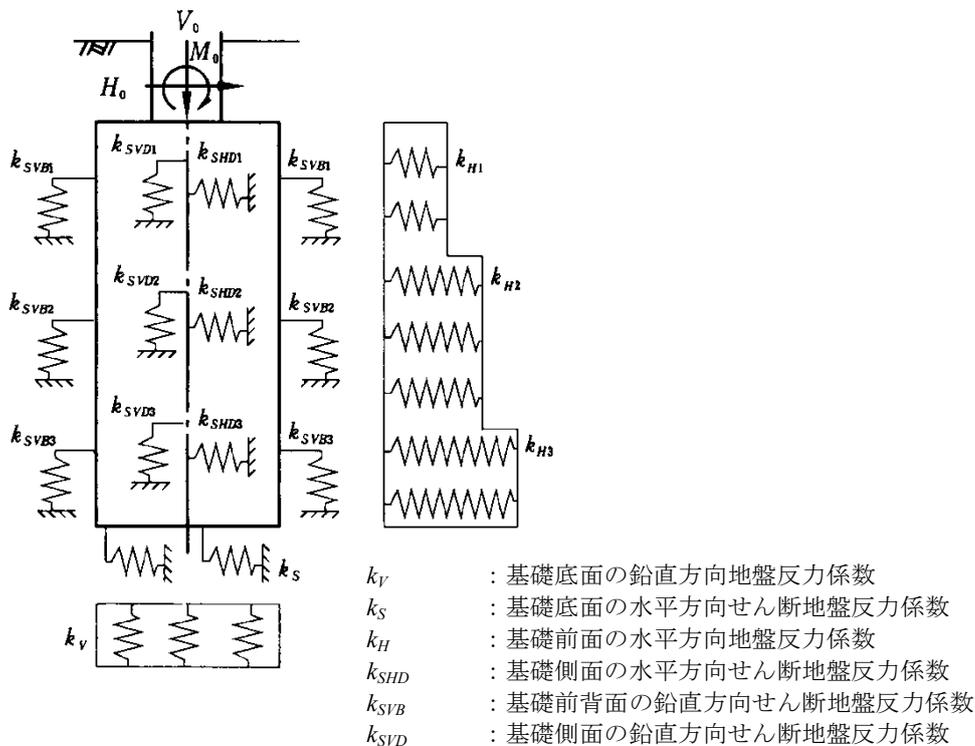


図 2.1.1 ケーソン基礎の地盤抵抗要素のイメージ図

表 2.1.1 H24 道示における柱状体基礎の地盤抵抗要素モデル

(a) 常時, L1 地震時

基礎形式	ケーソン基礎 地中連続壁基礎	深礎基礎	鋼管矢板基礎	
			$B \leq 30m$ かつ $V/B > 1$ かつ $\beta L_e > 1$	$B > 30m$ 又は $L/B \leq 1$ 又は $\beta L_e \leq 1$
基礎の剛性	線形	線形	線形 (合成効率及びモーメント分配率による評価)	線形 (継手のせん断ずれを考慮したパイリニア型) ※3
基礎底面の鉛直方向地盤抵抗 k_V	線形 (地盤反力度が許容値以下であることを照査)	線形	線形 (鉛直反力が許容値以下であることを照査)	
基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗 k_S	線形 (地盤反力度が許容値以下であることを照査)	線形	線形	
基礎前面の水平方向地盤抵抗 k_H	パイリニア型 (上限値はクーロンの受働抵抗土圧による)	パイリニア型※1 (上限値は斜面の影響を考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による)	ひずみ依存性を考慮した線形	
基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗 k_{SHD} ※2	パイリニア型	パイリニア型※1 (上限値は最大周面摩擦力による)	前面の水平抵抗に含める	
基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗 k_{SVB} ※2	パイリニア型	パイリニア型※1 (上限値は最大周面摩擦力による)	鋼管矢板の支持力に含める	
基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗 k_{SVD} ※2	パイリニア型	パイリニア型※1 (上限値は最大周面摩擦力による)	鋼管矢板の支持力に含める	

(b) L2 地震時

基礎形式	ケーソン基礎 地中連続壁基礎	深礎基礎	鋼管矢板基礎
基礎の剛性	原則として線形(基礎の塑性化を考慮する場合は曲げ剛性の低下を考慮)	曲げ剛性の低下を考慮	継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる解析
基礎底面の鉛直方向地盤抵抗 k_V	パイリニア型	パイリニア型 (上限値は基礎底面の最大鉛直支持力による)	パイリニア型
基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗 k_S	パイリニア型	パイリニア型 (上限値は基礎底面のせん断抵抗力による)	線形
基礎前面の水平方向地盤抵抗 k_H	パイリニア型 (上限値は受働抵抗領域の3次元的な広がりを考慮)	パイリニア型※1 (上限値は斜面の影響を考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による)	パイリニア型
基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗 k_{SHD} ※2	パイリニア型	パイリニア型※1 (上限値は最大周面摩擦力による)	パイリニア型
基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗 k_{SVB} ※2	パイリニア型	パイリニア型※1 (上限値は最大周面摩擦力による)	パイリニア型
基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗 k_{SVD} ※2	パイリニア型	パイリニア型※1 (上限値は最大周面摩擦力による)	パイリニア型

- ※1 硬岩の場合、岩のピークせん断強度とピーク強度に達した後の強度低下の影響を考慮できるモデルとする。
 ※2 深礎基礎においては、モルタルライニングや吹付けコンクリートのように基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合に考慮することができる。
 ※3 継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる解析では、鋼管矢板の塑性化以降も線形に取扱うので、13.9.2 1)に示した基礎の降伏以降の荷重-変位曲線の二次剛性を無視して基礎の変位や応答塑性率を求める。

表 2.1.2 H24 道示における柱状体基礎の考慮できる地盤抵抗

基礎形式		ケーソン基礎	地中連続壁基礎	深礎基礎	鋼管矢板基礎	
荷重分担	鉛直支持	1)底面地盤の鉛直地盤反力	○	○	○	
		2)側面地盤の鉛直せん断地盤反力	※1	○ (内外周面)	※2	○ (内外周面)
	水平支持	1)底面地盤の鉛直地盤反力	○	○	○	○
		2)底面地盤のせん断地盤反力	○	○	○	○
		3)前面地盤の水平地盤反力	○	○	○	○
		4)側面地盤の水平せん断地盤反力	○	○	※2	○
		5)前背面地盤の鉛直せん断地盤反力	○	○ (内外周面)	※2	○ (内外周面)
		6)側面地盤の鉛直せん断地盤反力	○	○ (内外周面)	※2	○ (内外周面)

※1： 周面地盤が良質でケーソン沈設による乱れも少ないと考えられる場合には、十分検討のうえ、完成後の鉛直荷重に対して基礎周面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮できる。

※2： 自立性の高い地山で、モルタルライニングや吹付けコンクリートのように地山の緩みが抑えられ地山と基礎の一体化が図れる土留構造を採用する場合に考慮できる。

2.1.2 鉛直支持に対する地盤抵抗要素

鉛直支持に対する地盤抵抗要素としては、地中連続壁基礎および鋼管矢板基礎においては、基礎底面地盤の鉛直地盤反力、外周面および内周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮する。

一方、ケーソン基礎および深礎基礎においては、周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮せず、基礎底面の鉛直地盤反力のみを考慮する。

ケーソン基礎において周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮できない理由は、沈設時の工法によっては地盤を乱す可能性があるためである³⁾。このため、基礎を含む下部構造の自重や上部構造の鉛直反力等長期にわたって作用する鉛直荷重は、全て基礎底面のみで支持することが原則とされている。ただし、周面地盤が良質でケーソン沈設による乱れも少ないと考えられる場合には、十分検討のうえ、完成後の鉛直荷重に対して基礎周面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮してもよいとされている。

深礎基礎において鉛直せん断地盤反力を考慮できない理由は、土留構造としてライナープレート等の土留材を用いる場合は、ライナープレートと地山の間にはグラウトが充てんされるものの、期待できるせん断地盤反力がどの程度か確認されていないためである⁴⁾。ただし、コンクリートライニングを油圧ジャッキで上下方向あるいは下向きに載荷した載荷試験により摩擦抵抗を計測した結果、場所打ち杭の設計に用いる周面摩擦力度と同等以上であることが確認された⁵⁾ことを踏まえ、モルタルライニングや吹付けコンクリートのように基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合には、抵抗を考慮することができる⁴⁾。

2.1.3 水平支持に対する地盤抵抗要素

水平支持に対しては、いずれの基礎形式も基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地

盤の水平地盤反力，側面地盤の水平せん断地盤反力および周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則としている．地中連続壁基礎，鋼管矢板基礎については，底面の形状が他の形式と異なるため，外周面のせん断抵抗力に加え内部土による内周面のせん断抵抗力を考慮することができ，深礎基礎については，鉛直支持と同様にモルタルライニングや吹付けコンクリートのよう基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合にのみ，周面地盤のせん断地盤反力を考慮することができる．

2.1.4 地盤反力係数

表 2.1.3 に H24 道示における柱状体基礎の 6 種類の地盤反力係数の推定式を示す．鉛直方向の地盤反力係数 k_V ，水平方向の地盤反力係数 k_H の推定式は，いずれの基礎形式も，吉中らが検討した直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数に載荷幅依存性を考慮した式を基本としている（表 2.1.3 中の式(1)～式(4)）．

水平方向の地盤反力係数 k_H には，いずれの基礎形式も施工法の違いによる補正係数 α_k が考慮されている．これは，ケーソン基礎の水平載荷試験の再現解析に基づいて提案された補正係数⁶⁾であり，地中連続壁基礎および深礎基礎はケーソン基礎に準じた式を用いている．ケーソン基礎の場合は掘削沈下の過程で基礎周面地盤を乱すおそれがあるため，ケーソン基礎の外周面と地盤間の空隙にセメント・モルタルなどを充てんする（コンタクトグラウトの施工）場合には $\alpha_k = 1.5$ を採用できるが，環境条件などから充てんを行えない場合には $\alpha_k = 1.0$ とすることとされている．

また，深礎基礎においては，斜面上に施工されることを想定しているため，解析的検討に基づいて斜面の影響を考慮するための $\alpha_{H\theta}$ が考慮されている⁷⁾（表 2.1.3 中の式 (3)）．さらに組杭深礎基礎の場合は，隣接杭の影響を考慮するための補正係数 μ も考慮されているが，これは旧日本道路公団の研究に基づくものであり，道路橋下部構造設計指針（くい基礎設計編）⁸⁾や場所打ちコンクリート杭の設計施工指針（案）（国鉄）⁹⁾等の各基準や旧日本道路公団試験所の試験結果⁷⁾を踏まえて設定されたものである．ただし，柱状体基礎に限らないが，地盤条件等によっては k_H の精度は必ずしも高くないことが確認されている¹⁰⁾．

鋼管矢板基礎では，井筒部側面の水平方向のせん断地盤反力および内部土の抵抗による分担等を含めた割増係数 α_H を考慮できるが，これは載荷試験結果に対する解析に基づき設定されている¹¹⁾．

基礎底面の水平方向地盤反力係数 k_S は基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_V の 0.3 倍としているが，これは実測では 1/2～1/5 と計測されている¹²⁾ため，平均的な値として 0.3 と設定したものと考えられる．また，鋼管矢板基礎以外の柱状体基礎における基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVB} および基礎側面のせん断地盤反力係数 k_{SVD} においても，同様の理由で基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H の 0.3 倍とし，基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 k_{SHD} は片面当り 0.3 倍として両面で 0.6 倍と設定したと考えられる．

これら 6 種類の地盤反力係数については，常時と地震時で地盤反力係数の換算係数 α を変えるという，いわゆる地震時 2 倍則以外に設計荷重状態による違いはない．

表 2.1.3 H24 道示における柱状体基礎の地盤反力係数の推定式

基礎形式	ケーソン基礎 地中連続壁基礎	深礎基礎	鋼管矢板基礎
基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_V	$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (1)$ <p> k_V : 鉛直地盤反力係数 (kN/m³) k_{V0} : 直径 0.3m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) B_V : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_V = \sqrt{A_V}$ A_V : 鉛直方向の換算面積 (m²) </p>		
基礎底面の水平方向地盤反力係数 k_S	$k_S = 0.3k_V$ <p> k_S : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³) </p>		
基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H	$k_H = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2)$ <p> k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³) α_k : 施工法の違いによる補正係数で、ケーソン基礎でコンタクトグラウトを行う場合・地中連続壁基礎は $\alpha_k = 1.5$、ケーソン基礎でコンタクトグラウトを行わない場合は $\alpha_k = 1.0$ k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) B_H : 基礎前面の換算載荷幅(m)で、 $B_H = B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$ B_e : 基礎の有効前面幅 (m) L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m) </p>	$k_{H\theta\mu} = \alpha_{H\theta} \mu k_H \quad (3)$ <p> $k_{H\theta\mu}$: 斜面と隣接杭の影響を考慮した水平方向地盤反力係数 (kN/m³) $\alpha_{H\theta}$: 斜面の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数 $\alpha_{H\theta} = 0$ ($0 \leq \alpha_H \leq 0.5$) $= 0.3 \log_{10} \alpha_H + 0.7$ ($0.5 \leq \alpha_H \leq 10$) $= 1.0$ ($10 \leq \alpha_H$) μ : 隣接杭の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数 $\mu = \frac{1}{6} \sqrt{\left(\frac{P_1}{D} + 1 \right) \left(\frac{P_2}{D} + 1 \right)}$ k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³). 式(2)を用い α_k は 1.5 として算出する。 </p>	$k_{H1} = (1 + \alpha_H) k_H \left(\frac{y}{y_0} \right)^{-1/2} \quad (4)$ <p> k_{H1} : ひずみ依存性を考慮する場合の水平方向地盤反力係数 (kN/m³) α_H : 井筒部側面の水平方向せん断地盤反力、内部土の抵抗による分担等を含めた割増係数、載荷試験結果に対する解析に基づき 1.0 としてよい。 k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³). 式(2)を用い α_k は 1.5 として算出する。 y : 設計上の地盤面での基礎の水平変位 (mm). ただし、10mm 以下の場合には 10mm とする。 y_0 : 基準変位で、一般に基礎幅の 1% とする。ただし、50mm を上回る場合には 50mm とする。 </p>
基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 k_{SHD}	$k_{SHD} = 0.6k_{HD}$ $k_{HD} = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3} \right)^{-3/4}$ <p> k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³) k_{HD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³) D_H : 基礎側面の換算載荷幅 (m) で、$D_H = D_e (\leq \sqrt{D_e L_e})$ D_e : 基礎の有効側面幅 (m) </p>		
基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVB}	$k_{SVB} = 0.3k_H$ <p> k_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³) </p>		
基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVD}	$k_{SVD} = 0.3k_{HD}$ <p> k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³) </p>		

2.1.5 地盤反力度の上限値

表 2.1.4 に H24 道示における柱状体基礎の地盤反力度の上限値を示す。

ケーソン基礎，地中連続壁基礎，深礎基礎および鋼管矢板基礎の地盤抵抗要素モデルは，常時・暴風時および L1 地震時における基礎底面の鉛直方向地盤反力および基礎底面の水平方向せん断地盤反力を除き，地盤反力度の上限値を設定し基礎をバイリニア型モデルとしている¹³⁾。

基礎底面の鉛直地盤抵抗について，ケーソン基礎および深礎基礎では常時・暴風時および L1 地震時において許容鉛直支持力度の上限値が定められている。L2 地震時において，基礎底面が砂質土，砂れき又は粘性土の場合は，基礎底面の極限支持力度を上限値とし，ケーソン基礎，深礎基礎で基礎底面が岩盤の場合は，既往の 5m 以深の硬岩及び軟岩に対する平板載荷試験結果に基づき提案された値¹⁴⁾が上限値として定められている。また，地中連続壁基礎では，L2 地震時で基礎底面地盤の極限支持力度，鋼管矢板基礎では，鋼管杭に準じ鋼管矢板先端の極限支持力度が上限値とされている。

基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_{su} は，基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 H_u を基礎底面の有効載荷面積 A_e で除したものであり（表 2.1.4 中の式(5)），地中連続壁基礎のみ異なる式（表 2.1.4 中の式(6)）のように見えるが，これは内部土とのせん断抵抗力を考慮したためであり，その意図することは同様である。

ケーソン基礎および地中連続壁基礎の常時・暴風時および L1 地震時における基礎前面の水平方向地盤反力度の上限値は，地盤反力度の上限値の抵抗領域として 3 次元的な広がりを考慮していない。

一方で，L2 地震時においては上限値 p_{Hu} の算出において 3 次元的な広がりを考慮している（表 2.1.4 中の式(7)）。これは，柱状体基礎の最大水平地盤反力度に関する模型実験¹⁵⁾結果に基づき，基礎前面の水平抵抗に地盤抵抗の 3 次元的な広がりを考慮したものである。

次に，受働土圧強度もしくは最大周面摩擦力度（ケーソン基礎，地中連続壁基礎のみ）を減じる補正係数が乗じられている。この補正係数は，過度な地盤の塑性化を生じさせないように，変位を大きめに評価する安全余裕として定められたものと考えられるが，値の根拠は必ずしも明確ではない。また，地盤反力度の上限値を安全側に補正することにより，設計計算で得られる応答が平均的な挙動から乖離することとなる。

深礎基礎においては，斜面のすべり土塊の概念から算出した極限水平支持力 R_q を深さ方向に微分して算出した受働土圧強度 p_p とし（表 2.1.4 中の式(8)），常時・暴風時および L1 地震時，L2 地震時ともに 3 次元的な広がりを考慮している。なお，基礎周辺地盤が堅固な岩盤の場合，ピーク強度後の残留強度が著しく低下する傾向にあるため，基礎前面地盤が塑性化するまでの受働土圧強度と塑性化した後の受働土圧強度とを使い分ける必要がある⁴⁾。具体的には，図 2.1.2 に示すように，土塊のすべりに基づく塑性化範囲の極限抵抗力 R_0 (kN)は式(2-1)により求めるが，塑性化範囲のせん断抵抗角 ϕ_{res} および c_{res} はピーク強度と異なる残留強度を用いることとしている。

$$R_0 = \frac{(\cos \alpha_0 + \sin \alpha_0 \tan \phi_{res})W_0 + c_{res} A}{\sin \alpha_0 - \cos \alpha_0 \tan \phi_{res}} \quad (2-1)$$

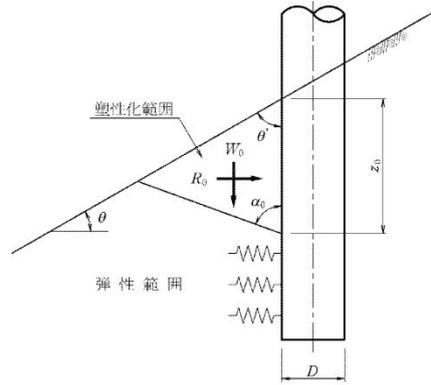


図 2.1.2 深度 z_0 における塑性化範囲のすべり土塊の概念（塑性化後抵抗）

基礎周面（側面および前背面）の水平方向せん断地盤反力度および鉛直方向せん断地盤反力度は、基礎形式ごとに設定された最大周面摩擦力度であるが、深礎基礎においては、表 2.1.4 に示すように、ケーソン基礎および地中連続壁基礎とは異なる補正係数を採用している。これは水平支持力の照査としての位置付けだったため、鉛直支持力照査と同じ安全率を適用してきたことによる。

このように、柱状体基礎の地盤反力度の上限値やその補正係数は、常時・暴風時および L1 地震時や L2 地震時といった設計ケースや基礎形式によって異なる値を採用している。したがって、平均的な挙動を捉えるという観点で、各荷重条件での設計計算モデルがどのような傾向となっているか明らかにする必要がある。

表 2.1.4 H24 道示における柱状体基礎の地盤反力度の上限値 (その1)

基礎形式	ケーソン基礎	地中連続壁基礎	深礎基礎	鋼管矢板基礎
	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 (砂れき・砂) ◆許容鉛直支持力度の上限 (常時) ニューマチック(砂れき): $q_a=48D_f+700$ ニューマチック(砂): $q_a=48D_f+400$ オーブ(砂れき): $q_a=48D_f+300$ オーブ(砂): $q_a=48D_f$ (軟岩)常時 2000, 暴風時・L1地震時 3000 (硬岩)常時 2500, 暴風時・L1地震時 3750</p> <p>【L2地震時】 (砂れき・砂) ◆基礎底面地盤の極限支持力度 q_d $q_d = \alpha_c N_c + 1/2 \gamma_1 B N_{\gamma} + \gamma_2 D N_q$ c: 基礎底面より下にある地盤の粘着力(kN/m²) γ_1: 基礎底面より上にある地盤の単位体積重量 γ_2: 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 B: 基礎幅 α_c: 基礎底面の形状係数 D_f: 基礎の有効掘入れ深さ N_c, N_q, N_γ: 支持力係数 (軟岩) 6000 (深礎基礎)に準じる) (硬岩) 7500 (深礎基礎)に準じる)</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 ◆基礎底面地盤の極限支持力度 q_d (砂れき及び砂(N≧30)) $q_d = 3000$ (良好な砂れき及び砂(N≧50)) $q_d = 5000$ (粘性土 N≧20, $q_u \geq 0.4 \text{ N/mm}^2$) $q_d = 3q_u$ q_u: 一軸圧縮強度(kN/m²) N: 標準貫入試験のN値</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 ◆許容鉛直支持力度の上限 (常時) (砂れき): $q_a=48D_f+700$ (砂): $q_a=48D_f+400$ ※暴風時及びL1地震時は上記の1.5倍 (軟岩)常時 2000, 暴風時・L1地震時 3000 (硬岩)常時 2500, 暴風時・L1地震時 3750</p> <p>【L2地震時】 (砂れき・砂) ◆基礎底面地盤の極限支持力度 q_d $q_d = \alpha_B (acN_c + 1/2 \gamma_1 B N_{\gamma} + \gamma_2 D N_q)$ α_B: 基礎底面地盤の極限支持力度の低減係数 (軟岩) 6000 (常時の3倍) (硬岩) 7500 (常時の3倍)</p>	<p>【常時・暴風時およびL1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 $q_d \cdot A_1$ (押込みに対して) 帯 (引抜きに対して) q_d: 鋼管矢板先端の極限支持力度</p>
基礎底面の 水平方向 地盤反力度 (kN/m ²)	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 ◆下式で算出される受動土圧強度 $P_{sw} = H_d/A_e$ (5)</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 ◆下式で算出される受動土圧強度 $P_{sw} = H_d/A_e$ (5)</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 ◆下式で算出される受動土圧強度 $P_{sw} = H_d/A_e$ (5)</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 規定なし(線形)</p>
基礎前面の 水平方向 地盤反力度 (kN/m ²)	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 ◆下式で算出される受動土圧強度 $P_m = c_p + p_v \tan \phi_p + \frac{1}{A_s} (A_s c + W_s' \tan \phi)$ (6) c_p: 基礎底面と地盤との間の付着力 p_v: 基礎底面に生じる鉛直地盤反力度 φ_p: 基礎底面と地盤との間の摩擦角 A_s: 基礎底面の有効載荷面積 (内部土含まず) c: 基礎底面地盤の粘着力 W_s': 基礎底面から上の内部土の有効重量 φ: 基礎底面地盤の土のせん断抵抗角</p> <p>◆受動土圧強度又は最大周面摩擦係数を補正係数で除した値 常時: 1.5 暴風時・L1地震時: 1.1</p> <p>最大周面摩擦係数 (砂質土) $f = \min[5N, (c + p \tan \phi)] \leq 200$ (粘性土) $f = (c + p \tan \phi) \leq 150$ f: 最大周面摩擦係数 N: 標準貫入試験のN値 c: 土の粘着力 p₀: 壁面に作用する静止土圧強度 φ: 土のせん断抵抗角</p> <p>【L2地震時】 ◆下式により算出 $P_{hw} = \alpha_p P_{sw}$ $\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_s) \leq 3.0$ (7)</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 ◆下式で算出される受動土圧強度 $P_p = \frac{\partial R_y}{\partial z} \frac{1}{D}$ R_y: 深度zの位置の受動土圧強度 極限水平支持力 D: 基礎径 c: 地盤の粘着力 A: 深度zの位置のすべり面の面積 φ: 地盤のせん断抵抗角 α_s: すべり面の角度, R_yが最小となる角度</p> <p>【L2地震時】 ◆受動土圧強度 $P_p = \frac{\partial R_y}{\partial z} \frac{1}{D}$ $R_y = \frac{W(\cos \alpha_s + \sin \alpha_s \tan \phi) + cA}{\sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi}$ (8)</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】 規定なし</p> <p>【L2地震時】 ◆下式により算出 $P_{hw} = \alpha_p P_{sw}$ P_{hw}: その位置における受動土圧強度 z: 設計上の地盤面からの深さ B_s: 基礎の換算載荷幅</p>	

表 2.1.4 H24 道示における柱状体基礎の地盤反力度の上限値 (その2)

基礎形式	ケーソン基礎	地中連続壁基礎	深礎基礎	鋼管矢板基礎																								
基礎側面の 水平方向 せん断 地盤反力度 (kN/m ²)	<p>【常時・暴風時・L1地震時】</p> <p>◆受動土圧強度又は最大周面摩擦係数を補正 係数で除した値 (砂質土) $f = \min[1N, 0.5(c+p_0 \tan \phi)] \leq 50$ (粘性土) $f = 0.5(c+p_0 \tan \phi) \leq 100$</p> <p>$f$: 最大周面摩擦係数 N : 標準貫入試験の N 値 c : 土の粘着力 p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 ϕ : 土のせん断抵抗角</p> <p>補正係数 (常時) 1.5 (暴風時・L1地震時) 1.1</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】</p> <p>◆受動土圧強度又は最大周面摩擦係数を補正係 数で除した値 (砂質土) $f = \min[5N, (c+p_0 \tan \phi)] \leq 200$ (粘性土) $f = c+p_0 \tan \phi \leq 150$</p> <p>$f$: 最大周面摩擦係数 N : 標準貫入試験の N 値 c : 土の粘着力 p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 ϕ : 土のせん断抵抗角</p> <p>補正係数 (常時) 1.5 (暴風時・L1地震時) 1.1</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】</p> <p>◆最大周面摩擦係数を補正係数で除した値 (砂質土) $f = \min[5N, (c+p_0 \tan \phi)] \leq 200$ (粘性土) $f = c+p_0 \tan \phi \leq 150$ (軟岩) 塑性域 $f = c+p_0 \tan \phi \leq 300$ (硬岩) 塑性域 $f = c+p_0 \tan \phi \leq 1500$ 脆性域 $f_0 = c_{res} + p_0 \tan \phi_{res} \leq 150$ ただし、$0 \leq c_{res} \leq c/3, \phi_{res} = 2\phi/3$</p> <p>$f$: 最大周面摩擦係数 f_0 : 硬岩の塑性域での最大周面摩擦係数 N : 標準貫入試験の N 値 c : 土や岩の粘着力 p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 ϕ : 土や岩のせん断抵抗角 c_{res} : 岩の残留粘着力 ϕ_{res} : 岩の残留せん断抵抗角</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】</p> <p>規定なし</p> <p>【L2地震時】</p> <p>◆下式により算出</p> <table border="1"> <tr> <td>地盤の種類</td> <td>水平方向せん断 地盤反力度の上限値</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td>$c+p_0 \tan \phi (\leq 200)$</td> </tr> <tr> <td>粘性土</td> <td>$c+p_0 \tan \phi (\leq 150)$</td> </tr> </table>	地盤の種類	水平方向せん断 地盤反力度の上限値	砂質土	$c+p_0 \tan \phi (\leq 200)$	粘性土	$c+p_0 \tan \phi (\leq 150)$																		
	地盤の種類	水平方向せん断 地盤反力度の上限値																										
砂質土	$c+p_0 \tan \phi (\leq 200)$																											
粘性土	$c+p_0 \tan \phi (\leq 150)$																											
基礎前背面の 水平方向 せん断 地盤反力度 (kN/m ²)	<p>【L2地震時】</p> <p>◆最大周面摩擦係数 (砂質土) $f = \min[1N, 0.5(c+p_0 \tan \phi)] \leq 50$ (粘性土) $f = 0.5(c+p_0 \tan \phi) \leq 100$</p>	<p>【L2地震時】</p> <p>◆最大周面摩擦係数 (砂質土) $f = \min[5N, (c+p_0 \tan \phi)] \leq 200$ (粘性土) $f = c+p_0 \tan \phi \leq 150$</p>	<p>【L2地震時】</p> <p>◆最大周面摩擦係数 (砂質土) $f = \min[5N, (c+p_0 \tan \phi)] \leq 200$ (粘性土) $f = c+p_0 \tan \phi \leq 150$ (軟岩) 塑性域 $f = c+p_0 \tan \phi \leq 300$ (硬岩) 塑性域 $f = c+p_0 \tan \phi \leq 1500$ 脆性域 $f_0 = c_{res} + p_0 \tan \phi_{res} \leq 150$ ただし、$0 \leq c_{res} \leq c/3, \phi_{res} = 2\phi/3$</p> <table border="1"> <tr> <th>補正係数</th> <th>常時</th> <th>暴風時, L1地震時</th> </tr> <tr> <td>水平せん断地盤反力度</td> <td>1.5</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>鉛直せん断 地盤反力度</td> <td>3.0</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>引抜き</td> <td>6.0</td> <td>4.0</td> </tr> </table>	補正係数	常時	暴風時, L1地震時	水平せん断地盤反力度	1.5	1.1	鉛直せん断 地盤反力度	3.0	2.0	引抜き	6.0	4.0	<p>【常時・暴風時・L1地震時】</p> <p>規定なし</p> <p>【L2地震時】</p> <p>◆下式により算出</p> <table border="1"> <tr> <td>地盤の種類</td> <td>打込み 工法</td> <td>中掘り 工法</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td colspan="2">$\min(2N\%, c+p_0 \tan \phi)$ ($\leq 100\%$)</td> </tr> <tr> <td>粘性土</td> <td colspan="2">$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 150\%$)</td> </tr> <tr> <td></td> <td colspan="2">$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 100\%$)</td> </tr> </table> <p>N : 標準貫入試験の N 値 c : 粘着力 (kN/m²) ϕ : せん断抵抗角 (°) $N\%$: 外壁鋼管矢板に沿った周長と外周包絡線長 の比で一般に1.5としてよい。 p_0 : 静止土圧強度 (kN/m²)</p>	地盤の種類	打込み 工法	中掘り 工法	砂質土	$\min(2N\%, c+p_0 \tan \phi)$ ($\leq 100\%$)		粘性土	$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 150\%$)			$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 100\%$)	
補正係数	常時	暴風時, L1地震時																										
水平せん断地盤反力度	1.5	1.1																										
鉛直せん断 地盤反力度	3.0	2.0																										
引抜き	6.0	4.0																										
地盤の種類	打込み 工法	中掘り 工法																										
砂質土	$\min(2N\%, c+p_0 \tan \phi)$ ($\leq 100\%$)																											
粘性土	$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 150\%$)																											
	$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 100\%$)																											
基礎側面の 鉛直方向 せん断 地盤反力度 (kN/m ²)	<p>【常時・暴風時・L1地震時】</p> <p>◆受動土圧強度又は最大周面摩擦係数を補 正係数で除した値 (砂質土) $f = \min[1N, 0.5(c+p_0 \tan \phi)] \leq 50$ (粘性土) $f = 0.5(c+p_0 \tan \phi) \leq 100$</p> <p>補正係数 (常時) 3.0 (暴風時・L1地震時) 1.1</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】</p> <p>◆受動土圧強度又は最大周面摩擦係数を補 正係数で除した値 (砂質土) $f = \min[5N, (c+p_0 \tan \phi)] \leq 200$ (粘性土) $f = c+p_0 \tan \phi \leq 150$</p> <p>補正係数 (常時) 3.0 (暴風時・L1地震時) 1.1</p>	<p>【L2地震時】</p> <p>◆最大周面摩擦係数 (砂質土) $f = \min[5N, (c+p_0 \tan \phi)] \leq 200$ (粘性土) $f = c+p_0 \tan \phi \leq 150$</p>	<p>【常時・暴風時・L1地震時】</p> <p>規定なし</p> <p>【L2地震時】</p> <p>◆下式により算出</p> <table border="1"> <tr> <td>地盤の種類</td> <td>打込み 工法</td> <td>中掘り 工法</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td colspan="2">$\min(2N\%, c+p_0 \tan \phi)$ ($\leq 100\%$)</td> </tr> <tr> <td>粘性土</td> <td colspan="2">$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 150\%$)</td> </tr> <tr> <td></td> <td colspan="2">$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 100\%$)</td> </tr> </table> <p>N : 標準貫入試験の N 値 c : 粘着力 (kN/m²) ϕ : せん断抵抗角 (°) $N\%$: 外壁鋼管矢板に沿った周長と外周包絡線長 の比で一般に1.5としてよい。 p_0 : 静止土圧強度 (kN/m²)</p>	地盤の種類	打込み 工法	中掘り 工法	砂質土	$\min(2N\%, c+p_0 \tan \phi)$ ($\leq 100\%$)		粘性土	$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 150\%$)			$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 100\%$)													
地盤の種類	打込み 工法	中掘り 工法																										
砂質土	$\min(2N\%, c+p_0 \tan \phi)$ ($\leq 100\%$)																											
粘性土	$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 150\%$)																											
	$c+p_0 \tan \phi$ ($\leq 100\%$)																											

2.2 鉛直荷重に対する安定照査の概要と課題

2.2.1 鉛直荷重に対する安定照査の概要

H24 道示では、鉛直荷重に対して基礎底面の鉛直地盤抵抗で抵抗すること、地中連続壁基礎の場合には自重以外の鉛直荷重に対して外周面及び内周面の鉛直せん断地盤抵抗も考慮できることが規定されている。また、周面地盤が良質で施工の乱れも少ないと考えられるケーソン基礎や、自立性の高い地山で地山のゆるみが抑えられ、地山と基礎の一体化が図られる深礎基礎に対しても、鉛直せん断地盤抵抗を考慮してよいとされている。

しかしながら、柱状体基礎の場合、一般には基礎底面の鉛直地盤抵抗によって荷重を負担することが多く、また、側面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮する場合においても、底面の方が多くの荷重を負担すると考えられる。

以上の理由から、本節は基礎底面の鉛直地盤抵抗に限定して述べることとする。

(1) 砂、砂れき、粘性土を支持層とする場合

H24 道示における柱状体基礎の鉛直方向の安定照査方法(常時・暴風時および L1 地震時)を表 2.2.1 に示す。基礎形式によって照査内容に違いはあるが、いずれの基礎形式に対しても基礎底面の鉛直地盤反力度が許容鉛直支持力度を超えないことを照査する(表 2.2.1 の照査①)。ケーソン基礎及び深礎基礎においては、許容鉛直支持力度の照査に加え、過大な沈下(変位)の発生を防止する観点から地盤反力度の上限値の照査(表 2.2.1 の照査②)を行う。この照査は常時・暴風時および L1 地震時のいずれに対しても行うが、荷重条件により安全率や上限値は異なる。

ケーソン基礎の極限支持力度の推定式は、平成 8 年道示(以下、H8 道示)¹⁶⁾に規定されていた直接基礎の極限支持力推定式を底面積で除して支持力度に換算したものである。なお、直接基礎の極限支持力推定式については、平成 14 年道示(以下、H14 年道示)において寸法効果の影響を考慮するための補正係数が加えられたが、ケーソン基礎に対しては寸法効果の影響を定量的に評価できるだけの試験結果がなかったことなどから、H24 道示まで変更されていない。深礎基礎についてもケーソン基礎に準じて定めることとされている。

地中連続壁基礎の極限支持力度は、先端地盤の状況に応じて場所打ち杭の極限支持力度や単壁式の壁式基礎の載荷試験結果に基づいた値が定められており、鋼管矢板基礎の極限支持力度は、その施工方法が鋼管杭と同様であることから、鋼管杭工法の極限支持力度の算出方法に準じて算出することとなっている。

いずれの基礎に対しても、許容支持力度は極限支持力度に安全率(常時:3, 暴風時および L1 地震時:2)を乗じて求めることとされている。

ケーソン基礎の地盤反力度の上限値は、直接基礎の最大地盤反力度の上限値に根入れ効果として $48D_f$ (D_f は基礎の有効根入れ深さ(m))を加えた値とされているが、これは昭和 55 年道示(以下、S55 道示)¹⁷⁾から記載されている値である。この 48 という数字はせん断抵抗角 $\phi = 30^\circ$ の砂質地盤の支持力係数 $N_q (=18)$ に単位体積重量(8kN/m^3)を乗じ、常時の安全率 3 で除した値($18 \times 8 / 3$)である。なお、単位体積重量は S55 道示 I 表-解 2.2.1 に示される、自然地盤の砂質土の値(1.7 t/m^3)から地下水位以下

にある土の単位重量として 0.9 t/m^3 を減じたもの $((1.7-0.9)=0.8 \text{ t/m}^3 \approx 8 \text{ kN/m}^3)$ であると考えられる。

図 2.2.1 に概念図を示す。

また、L1 地震時には常時の地盤反力度の上限値を 1.5 倍した値を上限値とするが、これは許容支持力の安全率の比率と合わせたものではないかと推察される。

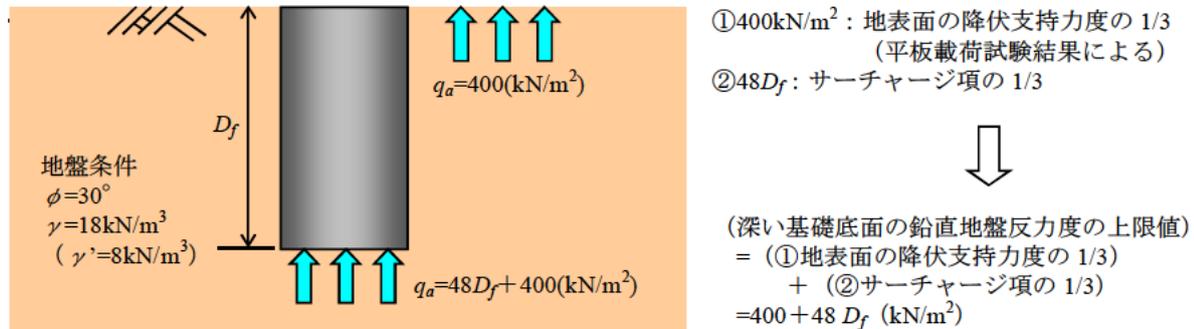


図 2.2.1 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値の概念図

(2) 岩盤を支持層とする場合

いずれの基礎形式に対しても基礎底面の鉛直地盤反力度が許容鉛直支持力度を超えないことを照査することは(1)と同様であるが、以下に示す点が異なる。

- 1) 岩盤を支持層とする深礎基礎の地盤反力度の上限値は、5m 以深の硬岩及び軟岩に対する平板載荷試験結果に基づき設定されており、ケーソン基礎もこれに準じて定められている。
- 2) 地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎について、岩盤を支持層とする場合の照査は規定されていない。

表 2.2.1 H24 道示における柱状体基礎の鉛直方向の照査方法 (常時・暴風時および L1 地震時)

		支持地盤と照査項目等	
		砂, 砂れき, 粘性土	岩盤
ケーソン基礎	照査①	基礎底面の鉛直地盤反力度 \leq 許容鉛直支持力度 (静力学公式による理論値)	基礎底面の鉛直地盤反力度 \leq 許容鉛直支持力度 (静力学公式による理論値)
	照査②	基礎底面の鉛直支持力度 \leq 地盤反力度の上限値 (平板載荷試験より求めた経験値に 有効根入れを考慮)	基礎底面の鉛直支持力度 \leq 地盤反力度の上限値 (深礎基礎に準じる)
深礎基礎	照査①	基礎底面の鉛直地盤反力度 \leq 許容鉛直支持力度 (静力学公式による理論値)	基礎底面の鉛直地盤反力度 \leq 許容鉛直支持力度 (静力学公式による理論値)
	照査②	基礎底面の鉛直支持力度 \leq 地盤反力度の上限値 (ケーソン基礎に準じる)	基礎底面の鉛直支持力度 \leq 地盤反力度の上限値 (5m 以深の硬岩及び軟岩に対する 平板載荷試験結果に基づく)
地中連続壁基礎	照査①	基礎底面の鉛直地盤反力度 \leq 許容鉛直支持力度 (場所打ち杭の値および単壁式の 壁式基礎の載荷試験結果に基づく)	規定なし
鋼管矢板基礎	照査①	基礎底面の鋼管矢板 1 本の鉛直反力 \leq 鋼管矢板 1 本の許容鉛直支持力 (鋼管杭に準じた経験値)	規定なし
照査の意図		地盤の支持力の喪失を防止する。 過大な沈下及び不同沈下を避ける。	岩の地盤定数と支持力推定の不確実性を 踏まえて最大強度点に対する照査を行う。

2.2.2 鉛直荷重に対する安定照査の課題

近年の研究成果により、直接基礎や杭基礎については、それぞれの照査で達成すべき目的が明確にされ、それに伴って対応する照査の考え方が提案されている。すなわち、直接基礎・杭基礎ともに、今までの設計においては、常時に対しては持続的に作用する荷重に対して過度な変位が生じないこと、L1地震時に対しては地盤抵抗の可逆性を確保し、有害な残留変位が生じないことを担保しているものと解釈された。その結果、例えば直接基礎の常時における鉛直荷重に対する照査では、ケーソン基礎や深礎基礎と同様に、地盤反力度の上限値の照査と極限支持力に対して安全率を乗じて求める許容支持力に対する照査の両方が行われていたが、持続的に作用する荷重に対して過度な沈下を生じさせないようにするためには地盤反力度の上限値に対する照査が適切であることが載荷試験結果との比較等から明らかになっている。また、直接基礎及び杭基礎のいずれについても、L1地震時には基礎の応答の可逆性を担保するという観点から、極限支持力ではなく降伏支持力を限界状態とする照査が提案されている。その際、近年の載荷試験結果を分析しなおし、降伏支持力を精度よく評価できるような推定式が提案されている。柱状体基礎に対しても照査の位置付けを明確にし、必要に応じて特性値の推定式を見直したうえで、照査目的に照らして適切な照査を提案していくことが必要である。

2.3 水平荷重に対する安定照査の概要と課題

2.3.1 常時・暴風時およびL1地震時

H24道示においては常時・暴風時およびL1地震時に作用する水平荷重に対し、2.1に示した6種類の地盤抵抗を全て考慮できることとされている。H24道示における柱状体基礎の水平方向の安定照査は、表2.3.1に示すようにまとめられるが、いずれの基礎に対しても、設計地盤面における水平変位の照査と、基礎底面の滑動の照査が行われる。ただし滑動の照査については、最近の研究成果により、根入れの浅い場合を除いては不安定にならないことなどから、基礎形状によっては照査の必要がないことが提案されている¹³⁾。

柱状体基礎の水平変位の照査については、杭基礎と同様に橋脚基礎の場合は基礎幅の1%（上限50mm）、橋台基礎の場合は常時は15mm、L1地震時は基礎幅の1%（上限50mm）を許容変位とし、応答変位が許容変位を上回らないことを照査する。この許容変位は、杭基礎に準じて、基礎の挙動が弾性範囲内にとどまるようにすることを意図して定められたものであるが¹⁰⁾、柱状体基礎に関する載荷試験結果の分析を行うなどにより、柱状体基礎の実挙動に照らした検討が必要であると考えられる。

また、文献¹⁰⁾の検討においては、弾性限界点を評価するにあたり、地盤抵抗の塑性化と基礎の部材の塑性化の両方のデータを踏まえて提案されていた。しかしその後、この照査は安定照査であることから、弾性限界点は地盤抵抗にのみ着目して定めるべきであるとされ、杭基礎に対しては地盤抵抗の塑性化のみに着目して弾性限界点の再評価と対応する許容変位が提案されている¹⁾。したがって、柱状体基礎についても杭基礎と同様の考え方による評価が必要となる。さらに、2.2で示したように、それぞれの照査の意図を明確にした上で適切な設計上の限界値を提案する必要がある。

表 2.3.1 H24 道示における柱状体基礎の水平方向の照査方法

基礎形式	水平変位の照査	基礎底面のせん断抵抗の照査 (滑動の照査)
ケーソン基礎	設計地盤面位置の基礎直角方向変位 \leq 設計弾性限界変位 (基礎幅の 1%, 最大 50mm)	基礎底面の設計方向作用力 \leq 設計最大せん断抵抗力
地中連続壁基礎		
深礎基礎		規定なし
鋼管矢板基礎		
照査の意図	地盤の限界変位 (地盤抵抗の可逆性の担保) に対して安全余裕を確保する.	最大強度点に対して安全性を確保する.
備考		深い基礎の場合は照査不要

2.3.2 L2 地震時

H24 道示では, L2 地震時に作用する荷重に対し, 基礎と地盤を一体ととらえた基礎全体系で照査し, 原則として基礎の降伏に達しないことを照査する. ここにいう基礎の降伏とは, 地盤抵抗の塑性化や基礎本体の部材抵抗の塑性化に伴って上部構造からの慣性力が作用する位置における水平変位が急増するときであり, 全ての基礎形式で共通である (表 2.3.2 参照).

杭基礎における降伏の目安は, 載荷試験などに基づいて, 押込み側の全ての杭の支持力が極限支持力に達した時, 又は全ての杭が部材の曲げ降伏に達した時と定義されている. 一方, 柱状体基礎についてはケーソン基礎, 鋼管矢板基礎に対しては降伏の目安が示されているが, 地中連続壁基礎及び深礎基礎については示されていない. また, ケーソン基礎の降伏の目安は H8 道示改定時に一般的な地盤条件, 標準的なケーソン形状に対しての計算結果から近似的に規定されたものであり, 例えば軟岩・土丹等の硬い地盤中に深く根入れする場合や, 根入れ深さと基礎幅の比 (L_e/B) が一般的なケーソン基礎と異なる場合などといった, ケーソン基礎が特殊な地盤中に設置される場合やケーソン基礎の形状が特殊な場合等については, 基礎の全体挙動における水平荷重 P —水平変位 S の関係を確認したうえで, $\log P$ — $\log S$ 法等で設定する必要があるとしている.

したがって, ケーソン基礎以外の柱状体基礎も含め載荷試験結果を分析し, 基礎の降伏の目安について検討する必要があると考えられる.

表 2.3.2 H24 道示における柱状体基礎の降伏の定義

基礎形式	降伏の定義	降伏の目安
杭基礎		<p>次のいずれかの状態に最初に達するとき。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 全ての杭において杭体が塑性化する。 2) 一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する。
ケーソン基礎	<p>基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるとき。</p>	<p>1)から 3)に示すいずれかの状態に最初に達するとき。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 基礎の塑性化 <ol style="list-style-type: none"> i) 円形断面：基礎本体水平断面のうち、90°の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏する。 ii) 長方形断面：基礎背面側の壁における全ての軸方向鉄筋が降伏する。 iii) 小判形断面：基礎背面側の壁が半円の場合は i)，平面の場合は ii)。 2) 基礎前面地盤の塑性化 前面地盤の塑性領域率が 60%に達する。 3) 基礎底面の浮上り 基礎底面の浮上り面積率が 60%に達する。
地中連続壁基礎		<p>形状が多様であるため、基礎の降伏の目安は設けていない。</p>
深礎基礎		<p>周辺地盤の抵抗特性等に応じて基礎の降伏が著しく変わるため、一律に目安を示すことは困難。</p>
鋼管矢板基礎	<p>鋼管矢板の塑性化又は鋼管矢板の鉛直反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるとき。</p>	<p>一般には次のいずれかの状態に最初に達するとき。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 鋼管矢板の塑性化：外壁鋼管矢板の押し込み側の 1/4 範囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏点に達する。 2) 基礎底面の極限支持力 <ol style="list-style-type: none"> ① 1/4 以上の鋼管矢板の先端において、鉛直反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する。 ② 鋼管矢板の先端において、鉛直反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮上りが生じたものとの合計が、全鋼管矢板の 60%に達する。

2.4 H24 道示における柱状体基礎の安定照査の課題

H24 道示における柱状体基礎の設計計算モデルおよび照査方法の課題を以下にまとめる。

(1)設計計算モデル

柱状体基礎各形式の設計手法は、荷重支持機構等共通する部分が多いにも関わらず、これまで施工法が確立されてきた歴史的経緯が異なることから、個別の計算モデルが与えられている。

各々の計算モデルの精度確認や、補正係数の根拠を明確にする等の検証を行い計算モデルの統一を図り、変位レベルや形式によらない平均的な基礎の挙動を、一定の精度で推定できる設計計算モデルを構築する必要がある。

(2)安定照査

常時・L1 地震時の鉛直荷重及び水平荷重に対する安定照査で担保している意図について、近年の研究にて得られた知見に基づき整理し、照査や限界状態、特性値、許容値を適切に定める必要がある。

杭基礎等の整理と整合させる観点から、常時では持続的な荷重に対して過度な変位が生じないこと、L1 地震時では基礎の応答を可逆的な範囲に留めることを目的とした照査体系とする必要がある。

鉛直荷重に対しては常時・L1 地震時の照査として複数の照査が行われているが、照査の目的に鑑み、照査項目や特性値又は許容値の見直しが必要である。水平荷重に対しては、水平変位の照査のみ行われているが、弾性限界変位の再評価及びこれを踏まえた許容変位の再検討が必要である。

また、L2 地震時の安定照査における基礎の降伏の目安については、載荷試験結果データを用いて検証する必要がある。

第3章 水平載荷試験による設計計算モデルの推定精度の検証

3.1 検証内容

H24 道示における柱状体基礎の設計計算モデルの推定精度を検証するために、水平載荷試験の再現解析を行った。分析を行うために収集した水平載荷試験の概要を表 3.1.1 に、それぞれの水平載荷試験のモデル図を図 3.1.1 に、各ケースの詳細な地盤条件を表 3.1.2 に示す。なお、表 3.1.1 の周辺地盤は、各々の載荷試験基礎をその特性長さ $1/\beta$ (β : 基礎の特性値) の範囲までの深度において、砂質土層と粘性土層のそれぞれの合計層厚の厚い方を示したものである。

ここで、分析を行う載荷試験は以下の条件を満たすものを選定する。

- (1) ワイブルフィッティングで得られた弾性限界点の荷重の 1.2 倍以上の荷重が載荷されている。
- (2) 地盤に先んじて基礎本体が降伏していない。

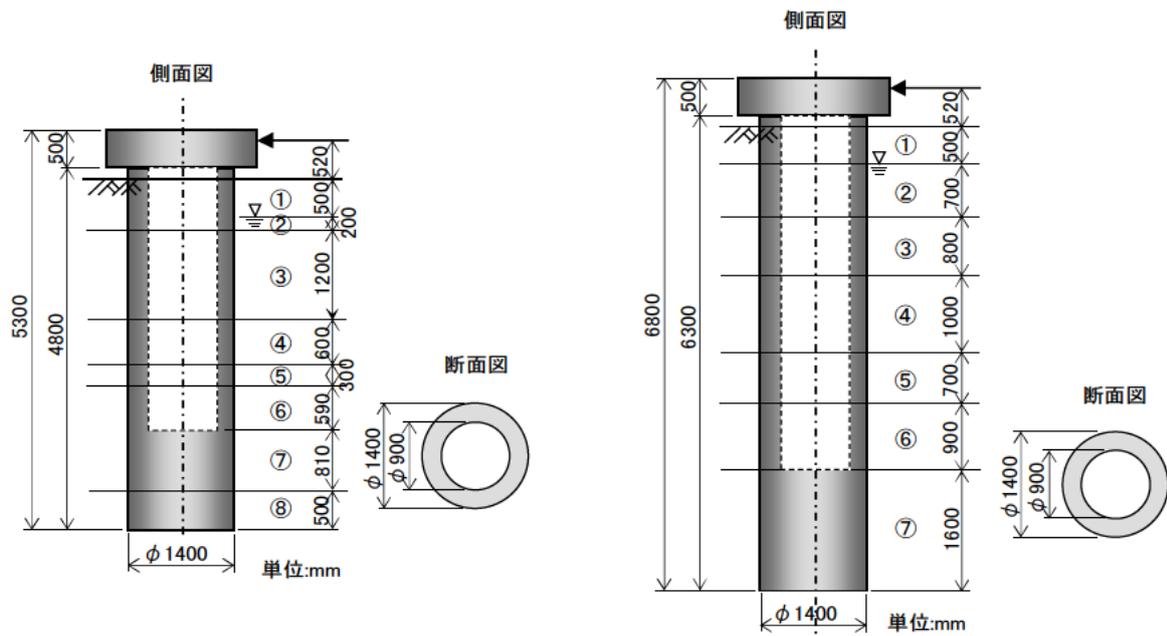
(1)は、ワイブル分布曲線式による近似精度をある程度大きな荷重レベルまで確保するための条件として文献¹⁾を参考に設定した。(2)は、ワイブル分布曲線式による近似で得られる変位急増点が基礎本体の降伏に起因していないことを担保するための条件である。これは、地盤抵抗の降伏に先んじて基礎本体が降伏に達した場合には、地盤抵抗から決定されるべき水平変位の限界点が評価できず、安定に着目して検討する本研究の目的に合致しないためである。

ここで、No.3 ケーソン基礎 (PC ウェル) は条件(1)を満たしていないため、対象から除外した。同様に No.10 および 11 についても条件(1)を満たしていないが、鋼管矢板基礎の試験結果が 2 ケース以外に収集できなかったため、参考として記載する。

したがって、設計計算モデルの推定精度検証のための再現解析は、表 3.1.1 のうち 10 ケース (No.1,2 (ケーソン基礎), No.4,5 (地中連続壁基礎), No.6,7,8,9 (深礎基礎), No.10,11 (鋼管矢板基礎)) について行った。

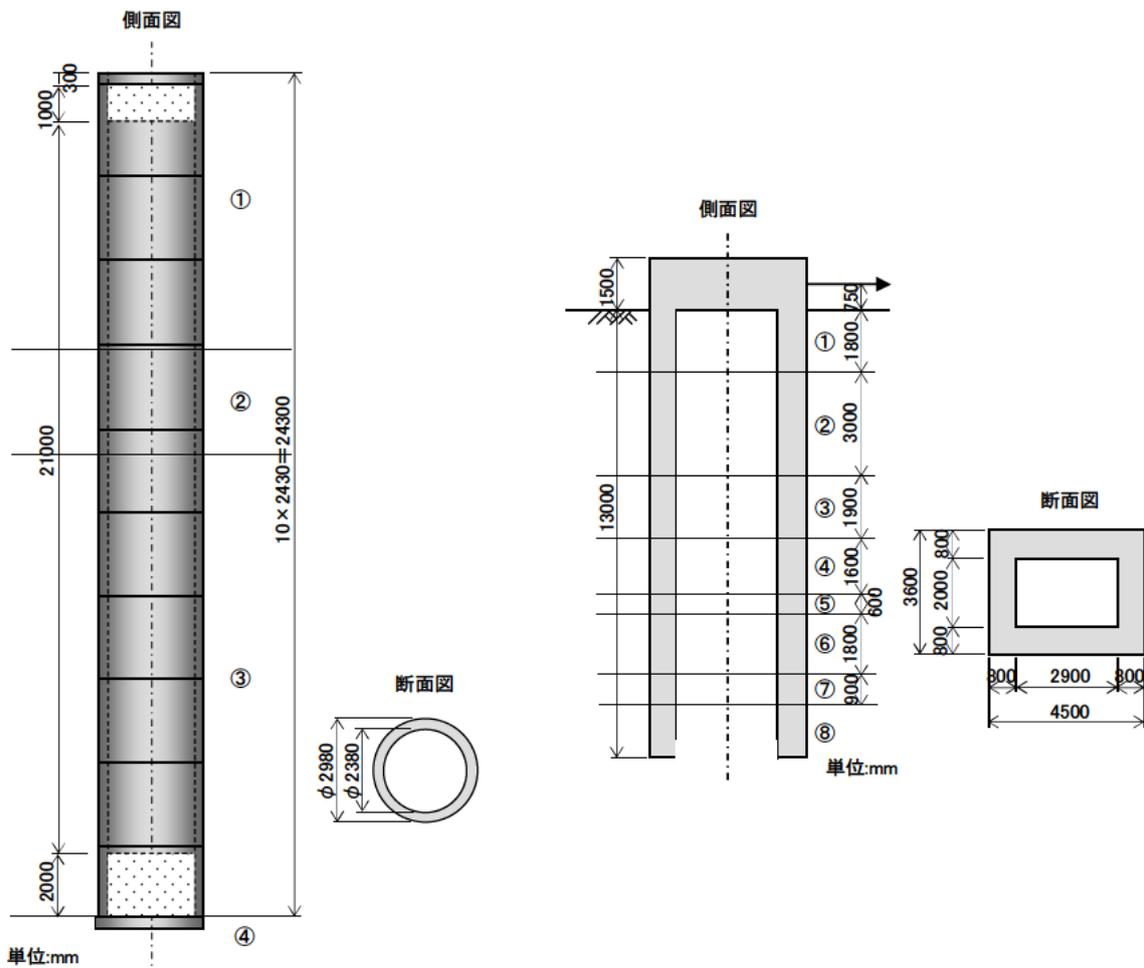
表 3.1.1 収集した水平載荷試験

No.	基礎形式	試験体 平面形状	試験体寸法 (h : 高さ)	周辺 地盤	備考
1	ケーソン基礎 (コンタクトグレート有)	円形	$\phi 1.4\text{m} \times h 5.3\text{m}$	粘性土	
2	ケーソン基礎 (コンタクトグレート有)	円形	$\phi 1.4\text{m} \times h 6.8\text{m}$	砂質土	
3	ケーソン基礎 (PC ウェル)	円形	$\phi 2.98\text{m} \times h 24.3\text{m}$	砂質土	条件(1)を 満たさないため 対象外とする
4	地中連続壁基礎	矩形 (中空断面)	$B 3.6\text{m} \times W 4.5\text{m}$ $\times h 13.0\text{m}$ (壁厚 0.8m)	粘性土	載荷方向: 3.6m 面に直角
5	地中連続壁基礎	矩形 (充実断面)	$B 1.2\text{m} \times W 5.0\text{m}$ $\times h 25.0\text{m}$	粘性土	載荷方向: 1.2m 面に直角
6	柱状体深礎基礎	円形	$\phi 2.0\text{m} \times h 12.0\text{m}$	砂質土	
7	柱状体深礎基礎	円形	$\phi 2.0\text{m} \times h 12.0\text{m}$	砂質土	
8	柱状体深礎基礎	円形	$\phi 3.0\text{m} \times h 12.0\text{m}$	砂質土	
9	柱状体深礎基礎	円形	$\phi 3.0\text{m} \times h 12.0\text{m}$	粘性土	
10	鋼管矢板基礎	小判形	$9.36\text{m} \times 10.16\text{m}$ $h 17.2\text{m}$	粘性土	条件(1)を 満たさないが 参考として掲載
11	鋼管矢板基礎	小判形	$7.396\text{m} \times 18.626\text{m}$ $h 43.6\text{m}$	粘性土	



(a) No.1 ケーソン基礎

(b) No.2 ケーソン基礎



(c) No.3 ケーソン基礎 (PC ウェル)

(d) No.4 地中連続壁基礎

図 3.1.1 水平載荷試験のモデル図 (その1)

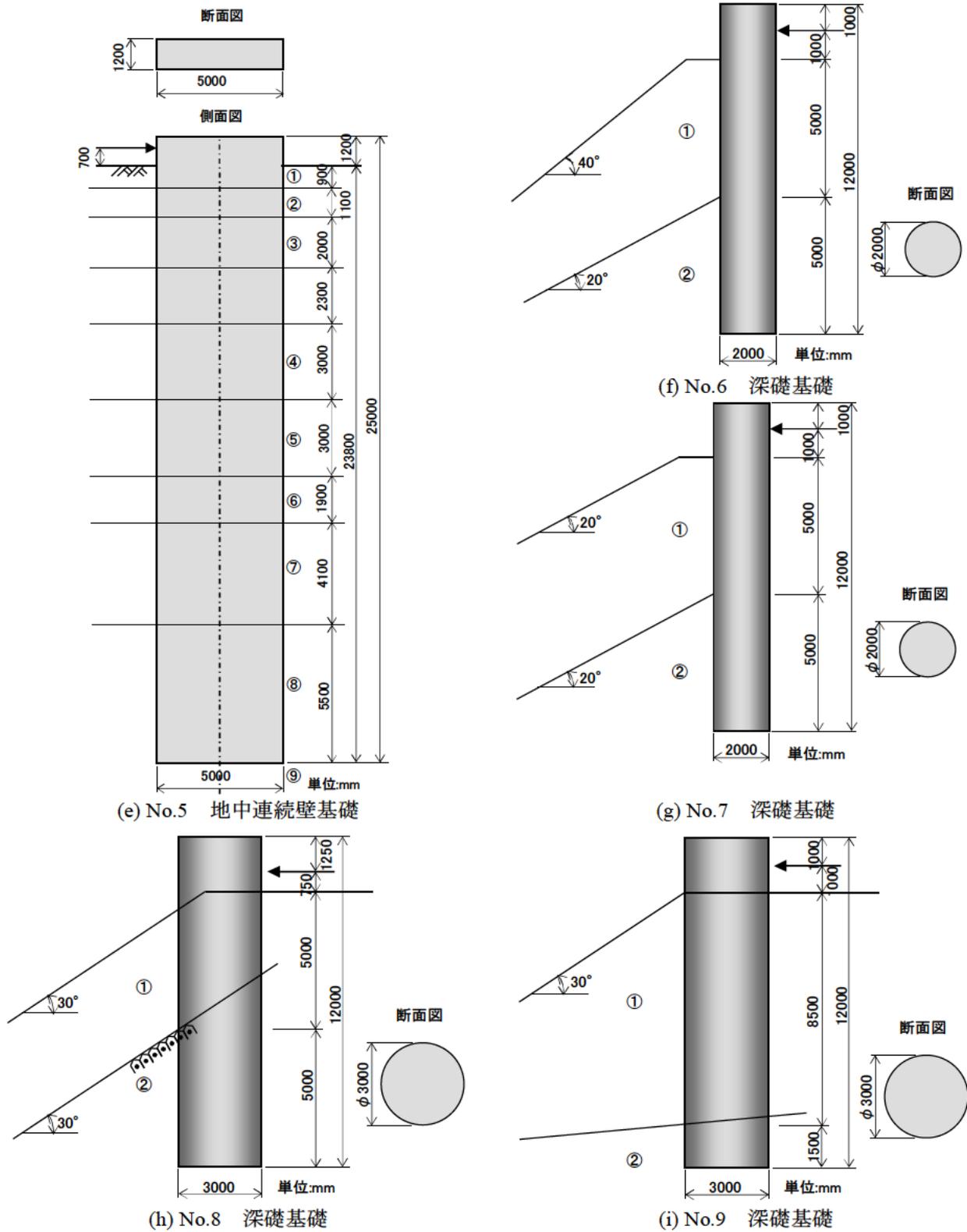
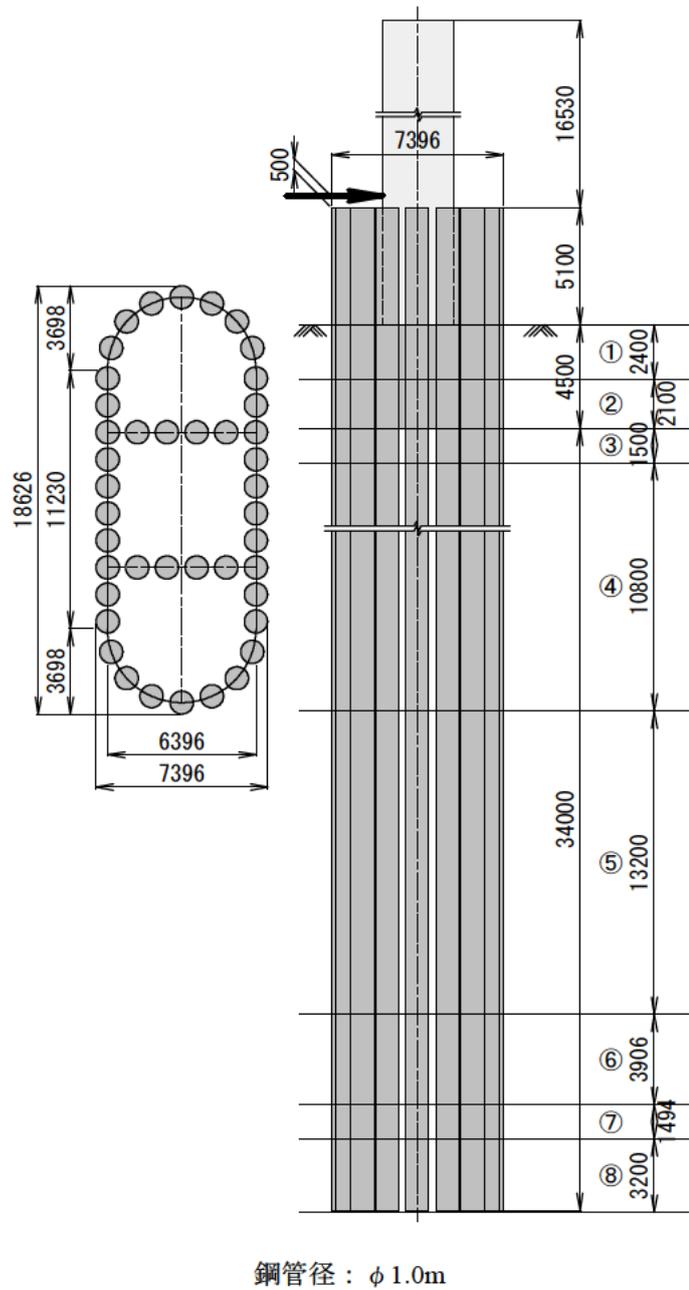
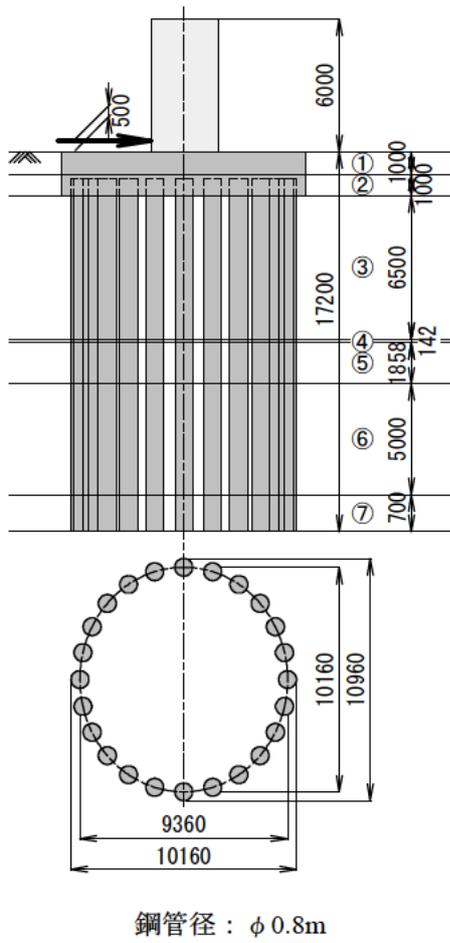


図 3.1.1 水平載荷試験のモデル図 (その 2)



(j) No.10 鋼管矢板基礎

(k) No.11 鋼管矢板基礎

図 3.1.1 水平載荷試験のモデル図 (その3)

表 3.1.2 水平載荷試験の詳細地盤条件 (その1)

(a) No.1 ケーソン基礎 円形 $\phi 1.4\text{m} \times h 5.3\text{m}$

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 C (kN/m ²)
①	砂質土	0.500	5	15.0	10.0	10.0
②	砂質土	0.200	5	5.0	10.0	10.0
③	粘性土	1.200	1	4.5	8.0	8.5
④	粘性土	0.600	0	1.0	7.5	4.3
⑤	粘性土	0.300	1	4.5	7.5	7.0
⑥	粘性土	0.590	1	6.8	17.0	4.0
⑦	粘性土	0.810	1	6.8	17.0	4.0
⑧	砂質土	0.500	45	7.2	18.0	13.0

(b) No.2 ケーソン基礎 円形 $\phi 1.4\text{m} \times h 6.8\text{m}$

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 C (kN/m ²)
① 盛土	砂質土	0.500	5	—	—	—
② 砂質シルト	砂質土	0.700	5	—	—	—
③ ピート	粘性土	0.800	1	—	—	—
④ 砂質シルト	砂質土	1.000	0	—	—	—
⑤ 砂質ローム	砂質土	0.700	1	—	—	—
⑥ 細砂	砂質土	0.900	1	—	—	—
⑦ 細砂	砂質土	1.600	1	—	—	—

(c) No.3 ケーソン基礎 (PC ウェル) 円形 $\phi 2.98\text{m} \times h 24.3\text{m}$

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 C (kN/m ²)
① 砂	砂質土	8.000	20	19.0	20.0	0.0
② シルト	粘性土	3.000	5	16.0	0.0	30.0
③ 砂礫	砂質土	13.300	30	19.0	20.0	0.0
④ 砂礫	砂質土	—	40	20.0	40.0	0.0

(d) No.4 地中連続壁基礎 $\square 3.6\text{m} \times 4.5\text{m} \times h 14.5\text{m}$

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 C (kN/m ²)
① 埋土	粘性土	1.800	—	14.5	0.0	10.0
② 砂/シルト	粘性土	3.000	—	17.0	10.0	10.0
③ シルト	粘性土	1.900	—	17.0	8.0	8.5
④ 砂混じりシルト	粘性土	1.600	—	17.0	7.5	4.3
⑤ 砂質シルト	粘性土	0.600	—	18.0	7.5	7.0
⑥ 砂質シルト	粘性土	1.800	—	18.0	17.0	4.0
⑦ 微細砂	粘性土	0.900	—	18.0	17.0	4.0
⑧ 固結シルト	粘性土	3.700	—	18.0	18.0	13.0

表 3.1.2 水平載荷試験の詳細地盤条件 (その2)

(e) No.5 地中連続壁基礎 □1.2m×5.0m×h25.0m

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
① 粘土	粘性土	0.900	—	18.0	0.0	40.0
② 砂混じりシルト質粗砂	砂質土	1.100	—	18.0	14.0	40.0
③ 粘土	粘性土	2.000	—	17.0	15.0	60.0
④ 粘土	粘性土	2.300	—	17.0	15.0	60.0
⑤ 細砂/シルト質細砂	砂質土	3.000	—	17.0	28.0	0.0
⑥ 細砂/シルト質細砂	砂質土	3.000	—	17.0	28.0	0.0
⑦ シルト質粗砂/細砂	砂質土	1.900	—	17.0	34.0	0.0
⑧ 粘土/シルト	粘性土	4.100	—	17.0	0.0	140.0
⑨ シルト	粘性土	5.500	—	18.0	30.0	700.0

(f) No.6 深礎基礎 円形 ϕ 2.0m×h12.0m

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
①	砂質土	5.000	3-10	16.0	30.0	26.0
②	砂質土	5.000	10-43	18.0	41.0	60.0

(g) No.7 深礎基礎 円形 ϕ 2.0m×h12.0m

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
①	砂質土	5.000	3-10	16.0	32.0	30.0
②	砂質土	5.000	10-43	18.0	40.0	61.0

(h) No.8 深礎基礎 円形 ϕ 3.0m×h12.0m

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
①	粘性土	5.000	2-17	14.0	17.0	80.0
②	岩盤	5.000	50/11	19.0	50.0	270.0

(i) No.9 深礎基礎 円形 ϕ 3.0m×h12.0m

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
①	砂質土	8.500	20-35	14.0	34.0	20.0
②	砂質土	1.500	20	19.0	37.0	50.0

表 3.1.2 水平載荷試験の詳細地盤条件 (その3)

(j) No.10 鋼管矢板基礎 小判形 9.36m×10.16m×h 17.2m

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
①	粘性土	1.000	0.0	17.0	0.0	0.0
②	粘性土	1.000	0.0	17.0	0.0	7.0
③	粘性土	6.500	0.0	17.0	0.0	7.0
④	砂質土	0.142	10.0	18.0	35.0	0.0
⑤	砂質土	1.858	10.0	18.0	35.0	0.0
⑥	粘性土	5.000	25.0	17.0	0.0	310.0
⑦	粘性土	1.700	50.0	18.0	0.0	600.0

(k) No.11 鋼管矢板基礎 小判形 7.396m×18.626m×h 43.6m

地層	地層区分	層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
①	砂質土	2.400	5.4	18.0	23.0	0.0
②	砂質土	2.100	8.9	18.0	37.0	0.0
③	砂質土	1.500	8.9	18.0	37.0	0.0
④	粘性土	10.800	4.1	17.0	0.0	56.0
⑤	粘性土	13.200	9.5	17.0	0.0	118.0
⑥	砂質土	3.906	5.4	18.0	23.0	0.0
⑦	砂質土	1.494	5.4	18.0	23.0	0.0
⑧	砂質土	3.200	50.0	18.0	44.0	0.0

3.2 検証結果

図 3.2.1 に水平載荷試験で得られた水平荷重と荷重作用位置の水平変位との関係（荷重変位関係）と、H24 道示モデルの再現解析で得られた荷重変位関係を示す。なお、基礎幅 B は換算基礎幅（H24 道示表-解 9.6.2 に示される B_H ）としている。図 3.2.1 の凡例に示す設計計算モデルの詳細を表 3.2.1 の再現解析条件に示す。

図 3.2.1 中の H24 道示モデルのうち、常時・暴風時および L1 地震時のモデルを用いた解析結果は試験結果を下回る傾向にある。一方、L2 地震時のモデルを用いた解析結果は試験結果をよく再現できていることがわかる。

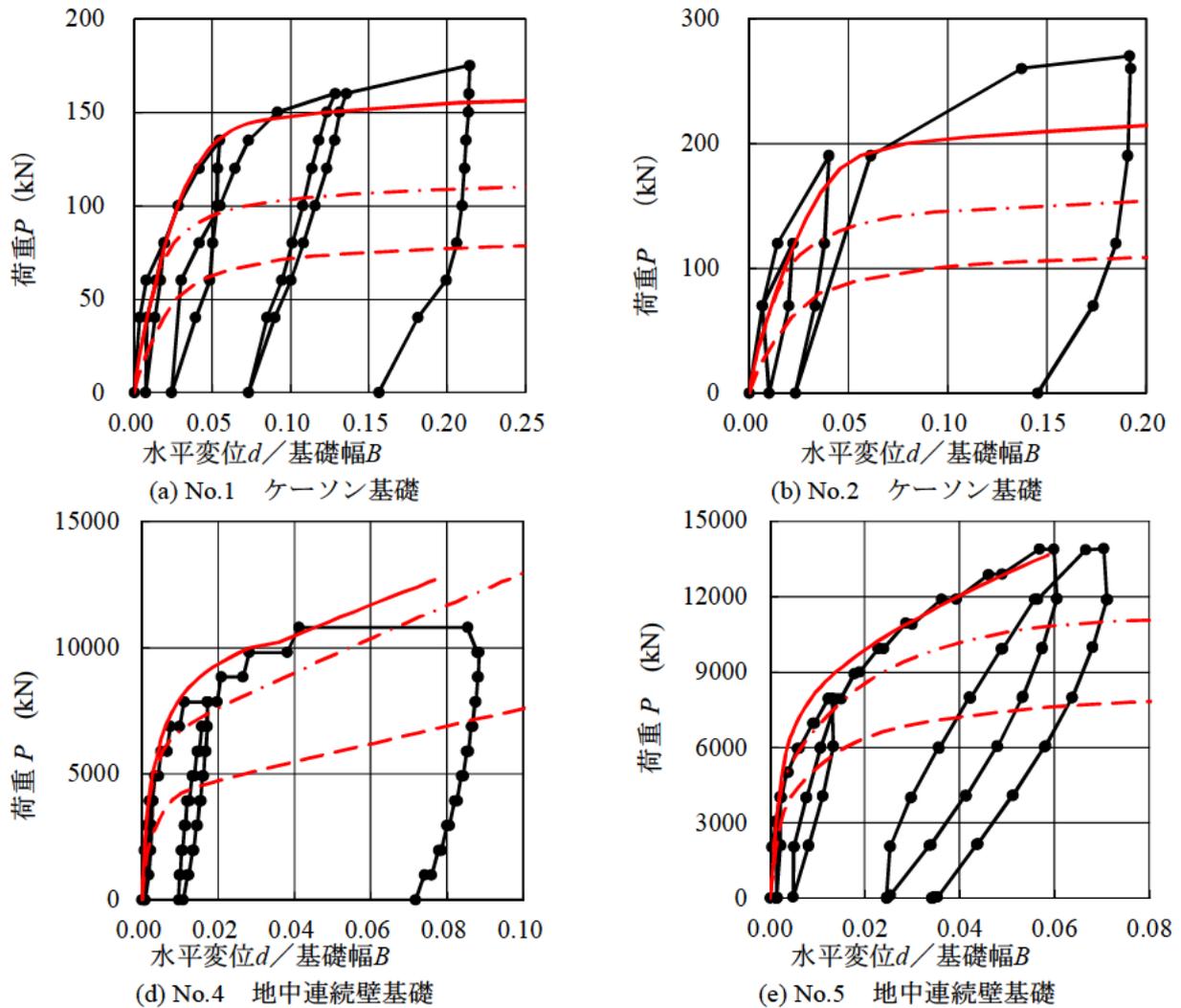
以上より、基礎形式の如何を問わず、地盤反力度の上限値の補正係数により上限値を低減させずに、地盤反力度の上限値の抵抗領域に 3 次元的な広がりを考慮した L2 地震時のモデルが最も実挙動を忠実に再現できていることが確認できた。

表 3.2.1 再現解析条件

設計ケース	補正係数 ※1	抵抗領域 ※2	水平方向地盤反力係数 k_H
H24 道示 (常時)	1.5	3 次元的な広がりを考慮しない	H24 道示
H24 道示 (L1 地震時)	1.1	3 次元的な広がりを考慮しない	H24 道示
H24 道示 (L2 地震時)	—	3 次元的な広がりを考慮する	H24 道示

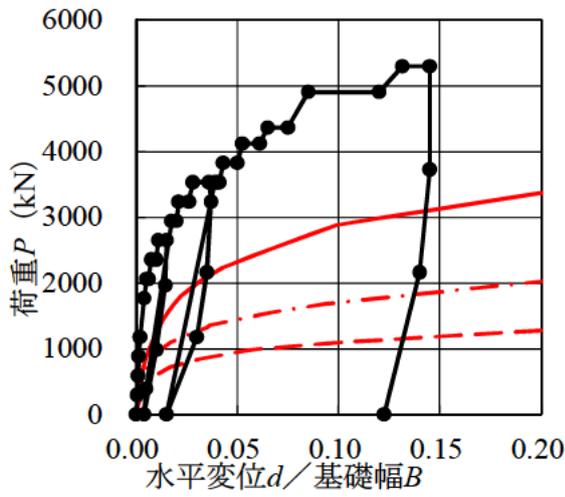
※1：地盤反力度の上限値に用いる補正係数（表 2.1.4 参照）．深礎基礎は表 2.1.4 の通り．

※2：地盤反力度の上限値の抵抗領域

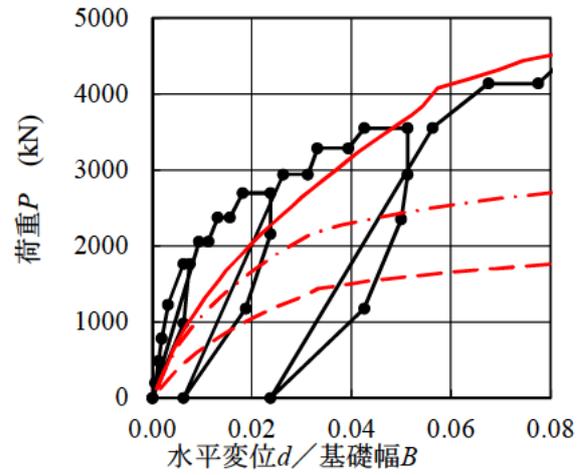


● 実験結果 - - H24道示 (常時) - · - H24道示 (L1地震時) — H24道示 (L2地震時)

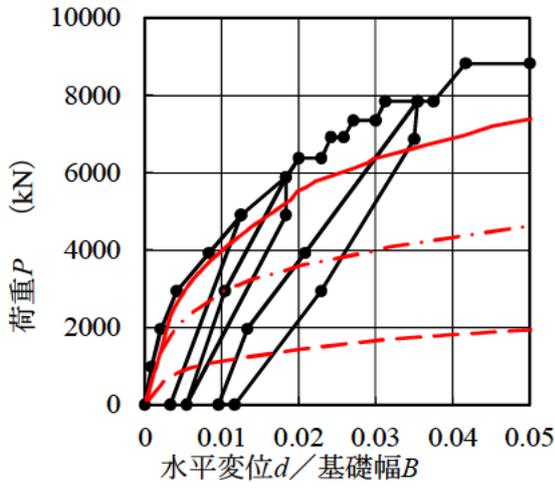
図 3.2.1 水平載荷試験結果および H24 道示モデルによる再現解析の荷重変位関係 (その 1)



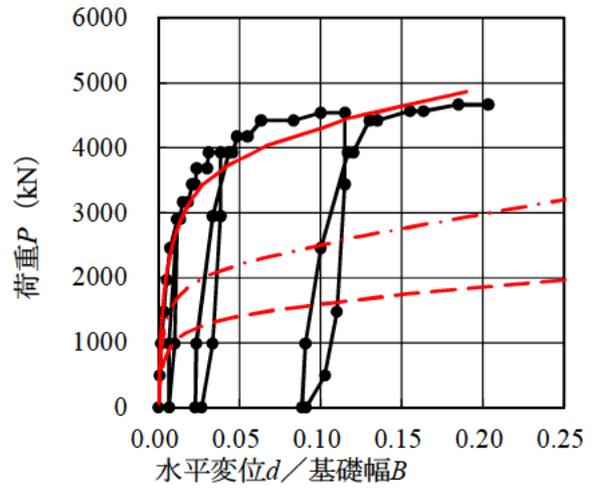
(f) No.6 深礎基礎



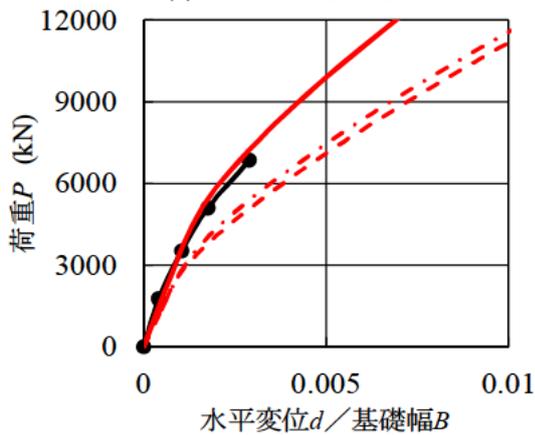
(g) No.7 深礎基礎



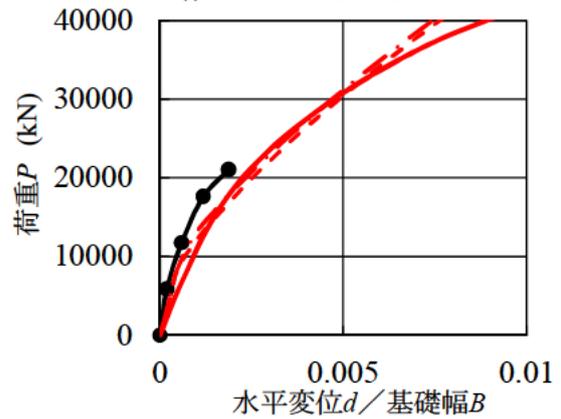
(h) No.8 深礎基礎



(i) No.9 深礎基礎



(j) No.10 鋼管矢板基礎 (参考)



(k) No.11 鋼管矢板基礎 (参考)

● 実験結果 - - H24道示 (常時) - · - H24道示 (L1地震時) — H24道示 (L2地震時)

図 3.2.1 水平載荷試験結果および H24 道示モデルによる再現解析の荷重変位関係 (その 2)

第4章 水平載荷試験による弾性限界点の検討

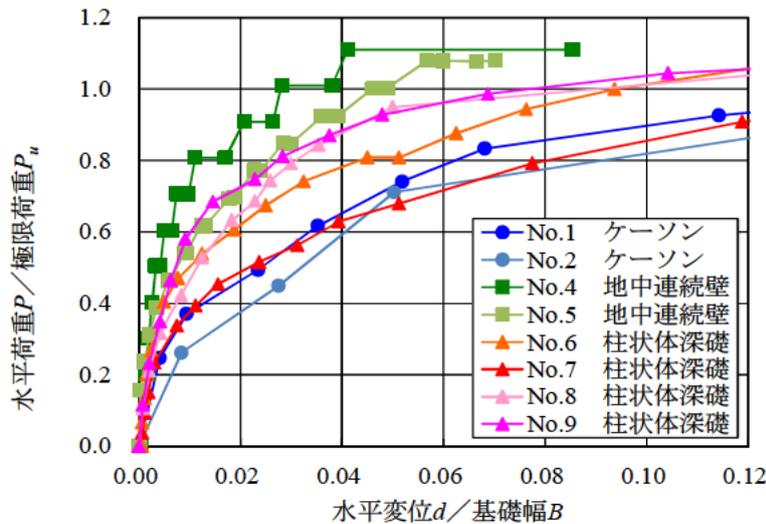
4.1 検討内容

杭基礎では文献¹⁾において、弾性限界点に対応する水平変位を多数の原位置載荷試験データに基づき評価していることは第2章で述べた。そこで、柱状体基礎についても水平挙動における地盤抵抗の弾性限界点を評価するために水平載荷試験データの分析を行った。分析に用いた水平載荷試験は、3章の分析に用いた8ケースである（荷重変位関係を図4.1.1に示す）。

図において、縦軸は水平荷重 P (kN) を極限荷重 P_u (kN) で除し、横軸は水平変位 d (mm) を荷重方向に直交する基礎幅 B (mm) で除した、ともに無次元化した値である。ここで、極限荷重 P_u (kN) はワイブル分布曲線式より算出した P_{uw} (5.1に示す式(9)参照)、基礎幅 B は換算基礎幅 B_H (3.2参照) としている。

検討においては、柱状体基礎の8ケースに加え、文献¹⁾において単杭の地盤水平抵抗の弾性限界点の分析に用いた載荷試験データを含めて分析を行うこととした。なお、場所打ち杭は杭体抵抗が地盤抵抗に先行して弾性限界に達すると考え、対象データから除外している（本文3.1の条件2）と同義）。

表4.1.1に分析の対象としたデータの一覧表を示す。



No.	基礎形式	試験体平面形状	試験体寸法 (h : 高さ)	周辺地盤
1	ケーソン基礎	円形	$\phi 1.4\text{m} \times h 5.3\text{m}$	粘性土
2	(コンタクトフラット有)	円形	$\phi 1.4\text{m} \times h 6.8\text{m}$	砂質土
4	地中連続壁基礎	矩形 (中空)	$B 3.6\text{m} \times W 4.5\text{m} \times h 13.0\text{m}$ (壁厚 0.8m)	粘性土
5		矩形 (充実)	$B 1.2\text{m} \times W 5.0\text{m} \times h 25.0\text{m}$	粘性土
6	柱状体深礎基礎	円形	$\phi 2.0\text{m} \times h 12.0\text{m}$	砂質土
7		円形	$\phi 2.0\text{m} \times h 12.0\text{m}$	砂質土
8		円形	$\phi 3.0\text{m} \times h 12.0\text{m}$	砂質土
9		円形	$\phi 3.0\text{m} \times h 12.0\text{m}$	粘性土

図 4.1.1 水平載荷試験の荷重変位曲線

表 4.1.1 水平載荷試験データ一覧

基礎形式 (C:複合杭, NC:非複合杭)		杭の 施工方法	地盤の 種類	断面	基礎 幅 (m)	載荷方法	方法1 ワイブル		方法2 logP-logS		方法3 変位急増		備 考	
							採 否	不採用 理由	採 否	不採用 理由	採 否	不採用 理由		
柱状体基礎	ケーソン基礎		粘性土	円形	1.40	繰返し載荷	○	—	○	—	×	最大荷重時 変位間隔		
	ケーソン基礎		砂質土	円形	1.40	繰返し載荷	○	—	○	—	○	—		
	PCウェル		砂質土	円形	2.98	単調載荷	×	3.1 条件(1) を満たさない	×	急折点の 確認困難	×	単調載荷 のため除外		
	地中連続壁		粘性土	空矩	3.60	繰返し載荷	○	—	○	—	×	残留変位 ⁰ の過程有		
	地中連続壁		粘性土	充矩	1.25	繰返し載荷	○	—	○	—	○	—		
	柱状体深礎基礎		砂質土	円形	2.00	繰返し載荷	○	—	○	—	○	—		
	柱状体深礎基礎		砂質土	円形	2.00	繰返し載荷	○	—	○	—	○	—		
	柱状体深礎基礎		粘性土	円形	3.00	繰返し載荷	○	—	○	—	○	—		
	柱状体深礎基礎		粘性土	円形	3.00	繰返し載荷	○	—	○	—	○	—		
柱状体基礎 分析ケース数							8件		8件		6件			
杭基礎	NC	鋼管杭	打込み	砂質土	円形	0.60	繰返し載荷	○	—	×	人為的誤差 が入りやすい ため実施して いない (文献1))	○	—	文献1) 文献2)
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.61	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	不明	円形	0.61	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	不明	円形	0.61	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	砂質土	円形	0.61	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.81	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.81	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	砂質土	円形	0.80	繰返し載荷	○	—			○	—	
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.91	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.91	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	砂質土	円形	0.51	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.61	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.61	繰返し載荷	○	—			○	—	
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.61	繰返し載荷	○	—			○	—	
	NC	鋼管杭	打込み	不明	円形	0.60	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	不明	円形	0.60	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	砂質土	円形	0.60	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	砂質土	円形	0.51	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	砂質土	円形	0.51	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	回転杭	砂質土	円形	0.61	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	回転杭	砂質土	円形	0.61	繰返し載荷	○	—			○	—	
	NC	鋼管杭	回転杭	砂質土	円形	0.80	繰返し載荷	○	—			○	—	
	NC	鋼管杭	回転杭	砂質土	円形	1.20	繰返し載荷	○	—			○	—	
	NC	PC・PHC杭	中掘り	粘性土	円形	0.60	繰返し載荷	○	—			○	—	
	NC	PC・PHC杭	中掘り	粘性土	円形	1.20	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	C	PC・PHC杭	プレボーリング	粘性土	円形	0.38	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	粘性土	円形	0.81	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	NC	鋼管杭	打込み	不明	円形	0.60	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	C	鋼管ソイルセメント杭		砂質土	円形	0.80	繰返し載荷	○	—			○	—	
	C	鋼管ソイルセメント杭		粘性土	円形	0.80	繰返し載荷	○	—			○	—	
	C	鋼管ソイルセメント杭		砂質土	円形	1.10	繰返し載荷	○	—			○	—	
	C	鋼管ソイルセメント杭		粘性土	円形	1.00	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
	C	鋼管ソイルセメント杭		砂質土	円形	1.40	単調載荷	○	—			×	繰返し載荷でない	
C	鋼管ソイルセメント杭		砂質土	円形	1.20	単調載荷	○	—	×	繰返し載荷でない				
NC	鋼管杭	回転杭	粘性土	円形	0.51	繰返し載荷	○	—	○	—				
NC	鋼管杭	回転杭	砂質土	円形	1.20	単調載荷	○	—	×	繰返し載荷でない				
NC	鋼管杭	回転杭	砂質土	円形	0.51	単調載荷	○	—	×	繰返し載荷でない				
杭基礎 分析データ数							37件		0件		12件			
合計データ数							45件		8件		18件			

4.2 弾性限界点の評価方法

荷重変位曲線上にある弾性限界点は、荷重変位曲線の初期勾配から二次勾配へ移行する点として考えることができる。この移行点を見つける手段として、1) 荷重変位曲線を観察し、変位が急増する点あるいは残留変位が急増する点を弾性限界点とする方法、2) 荷重変位曲線を数学的にフィッティングし、得られる降伏荷重に対応する点を弾性限界点とする方法が考えられる。1) , 2) の方法で定義した弾性限界点がほぼ対応することは確認されている¹⁰⁾が、方法によっては精度の高い推定が困難な場合も想定されるため、あえて1方法に特定せず、次に示す3方法により行うこととした。

(1) 方法①：ワイブル分布曲線による方法（柱状体基礎：8 ケース，杭基礎：37 ケース²⁾）

第5章で後述するワイブル分布曲線による方法である。ここで、柱状体基礎を評価する場合には、変位指数 $m=1$ では十分な近似精度とは言い難いため、 m を変化させた $m \neq 1$ で評価を行うこととした。

(2) 方法②：log P –log S 法による方法（柱状体基礎：8 ケース）

一般に、地盤の塑性化が生じた時には水平変位が急増する。この変位が急増し始める点を押さえるために、水平荷重 P とその荷重段階での水平変位 S を両対数グラフ上にプロットし、これらの試験値を結ぶ直線が急折する点を見出し、その点を弾性限界点とする方法である。極限荷重については(1)と同様、ワイブル分布曲線式から求めた。なお、No.3 は試験値を結ぶ直線が急折する点を見出すことが困難であったため、検討から除外した。

(3) 方法③：残留変位急増点による方法（柱状体基礎：6 ケース，杭基礎：12 ケース²⁾）

3 つ目の方法は、繰返し載荷試験から求められる残留変位急増点を弾性限界とする方法¹⁾である。この方法を用いて弾性限界点を見出すためには、繰返し載荷過程のデータが必要である。図 4.2.1 に表 3.1.1 における No.5 の残留変位急増点による方法を示す。図 4.2.1 (a) は繰返し載荷試験の荷重変位曲線である。この荷重変位曲線の載荷ステップ[1]–[1]～[4]–[4]における最大荷重時の変位 (d_p) と荷重 $R=0$ に戻した時の残留変位 (d_r) をそれぞれ抽出し、最大荷重時の変位 d_p を横軸に、荷重 $R=0$ に戻した時の残留変位 d_r を縦軸に示したものが図 4.2.1 (b) である。この図より点を結ぶ直線が急折する点を見出し、その点を弾性限界点とする。なお、No. 1, No. 3 および No. 4 は次の理由により方法③による検討からは除外した（方法①, ②について、弾性限界点を定めることは可能なため、No.1 及び 4 については検討対象としている）。

①No.1 は、最大荷重時の変位 (d_p) の間隔が 103mm と大きく、文献²⁾の杭基礎の繰返し載荷試験データを分析したところ、最大荷重時の変位 (d_p) の間隔は大きいもので 70mm 程度であり、残留変位急増点を精度良く推定することが困難なため。

②No.3 は、繰返し載荷試験でないため。

③No.4 は、載荷ステップ[1]–[1]～[4]–[4]のうち、[1]と[2]の残留変位 (d_r) が 0 であり、残留変位急増点を精度良く推定することが困難なため。

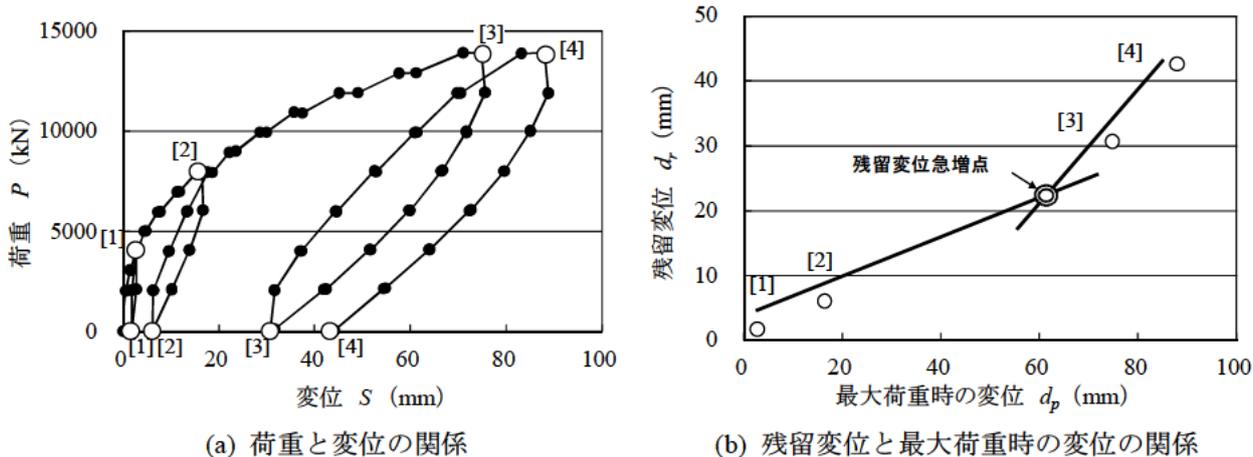


図 4.2.1 残留変位急増点から求める方法の例

4.3 検討結果

4.2で示した弾性限界点の評価方法によって求めた弾性限界変位 d_0 と基礎幅 B の関係、および弾性限界変位レベル d_0 / B と基礎幅 B の関係を図 4.3.1から図 4.3.3に示す。それぞれの図の左図が (a) 弾性限界変位 d_0 と基礎幅 B の関係、右図が (b) 弾性限界変位レベル d_0 / B と基礎幅 B の関係を示している。

図 4.3.1から図 4.3.3について、以下に補足する。

- ▶ 方法①：ワイブル分布曲線($m \neq 1$)から求めた変位急増点および方法②： $\log P - \log S$ から求めた変位急増点の図中の杭基礎は、ワイブル分布曲線($m = 1$)から求めた変位急増点の37点をプロットしたものである。
- ▶ 方法③：残留変位急増点から求めた変位急増点の図中の杭基礎は、残留変位急増点から求めた変位急増点の12点をプロットしたものである。
- ▶ マーカー「○」は、非複合杭 (Non-composite pile, N.C.と表示) を表している。これは、杭体が直接地盤と接し、杭体の周囲に地盤を改良した物質が存在しない杭を指し、打込み杭、回転杭及び中掘り杭をこれに分類している。
- ▶ マーカー「●」は、複合杭 (Composite pile, C.と表示) を表している。これは、杭体周囲にソイルセメント等、地盤を改良した物質が存在している杭を指し、プレボーリング杭と鋼管ソイルセメント杭をこれに分類している。
- ▶ 図中の黒実線は杭基礎のみの平均値、赤実線は柱状体基礎のみの平均値、青実線は全体 (杭基礎と柱状体基礎) の平均値を示している。

全体 (杭基礎および柱状体基礎) の弾性限界変位レベル d_0 / B は、3方法のいずれも5%程度、柱状体基礎のみの弾性限界変位レベル d_0 / B は3~4%程度である。また、いずれの評価方法においても基礎幅 B が大きくなるにつれて弾性限界変位レベル d_0 / B は小さくなる傾向にあることがわかる。また、本文で参照した載荷試験結果に限定すると、杭基礎に比べ柱状体基礎の方が基礎幅は大きく、基礎幅が大きくなるにつれて地盤抵抗が小さくなる載荷幅依存性が影響しているのではないかと推察される。

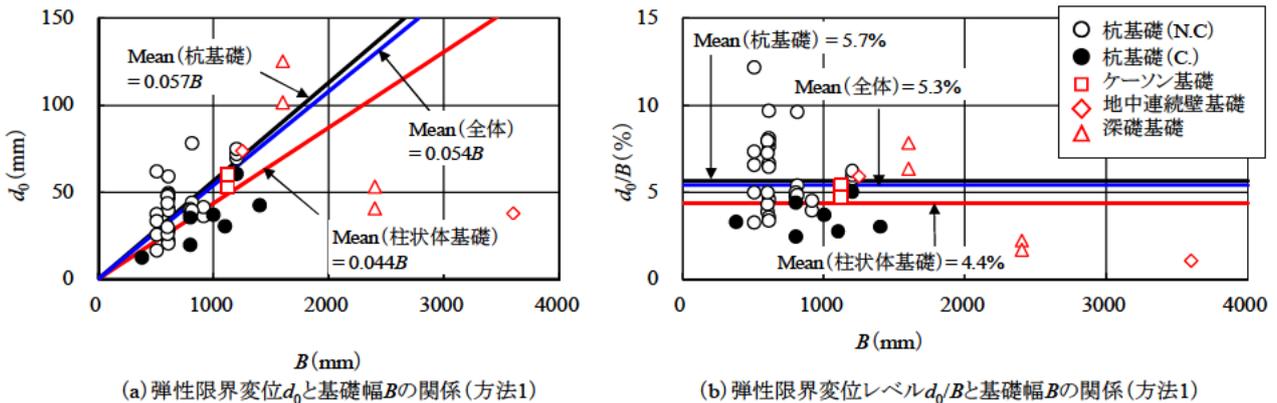
文献¹⁾において、複合杭 (C.) はその構造的要因に起因する非線形性の影響により、非複合杭 (N.C.)

よりも弾性限界変位レベルが小さな値を示す傾向であると考察しているが、これは杭基礎（基礎幅 0.6～1.4m 程度）という、柱状体基礎（基礎幅 1.0～3.6m 程度）に比べ基礎幅の小さな範囲に着目して得られた知見であり、柱状体基礎を含めた弾性限界変位レベルの傾向分析という観点からはさほど大きな影響として捉える必要はないと考える。

このことから、基礎の弾性限界変位レベルは基礎の形式（ここでは杭種、ケーソン、地中連続壁、深礎などの柱状体基礎の形式）や使用材料（鋼、コンクリート等）にかかわらず、平均的に基礎幅の 5% という一定の傾向を示しており、また地盤抵抗の影響のみに依存しているといえる。

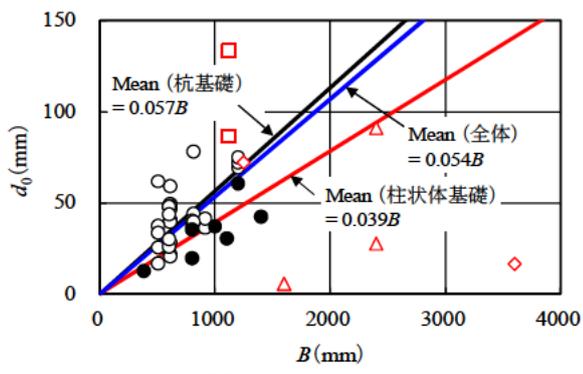
一方で、杭基礎と柱状体基礎それぞれで異なる弾性限界変位レベルを設定するという考え方もできるが、実際の設計・施工の現場においては、組杭深礎基礎の杭径よりも大口径の杭基礎の杭径の方が大きくなる事例もあり、杭基礎と柱状体基礎の違いで弾性限界点異なる扱いをすることに不整合が生じる。

また、柱状体基礎の水平載荷試験データは、杭基礎形式に比べてデータ数が少ないため、引き続き試験的、解析的な検討が必要であるが、現時点では基礎の弾性限界変位は、基礎形式によらず、基礎幅の 5% とすることが考えられる。

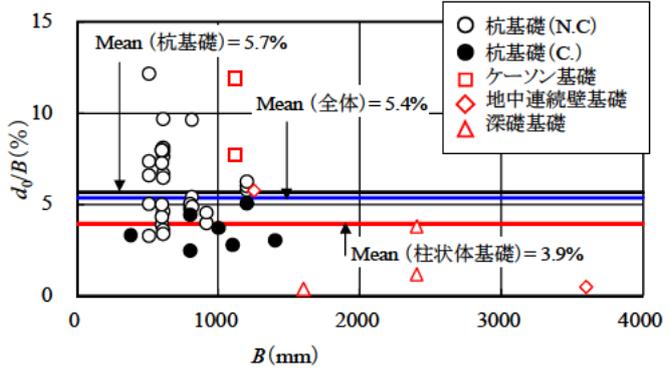


方法1 ワイブル分布曲線 ($m \neq 1$) から求めた変位急増点		基礎幅 B (mm)	弾性限界変位 S_y (mm)	弾性限界変位レベル S_y/B (%)
No 1	ケーソン基礎	1120	601	54
No 2	ケーソン基礎	1120	527	47
No 3	ケーソン基礎	2384		
No 4	地中連続壁基礎	3600	376	10
No 5	地中連続壁基礎	1250	736	59
No 6	深礎基礎	1600	1012	63
No 7	深礎基礎	1600	1250	78
No 8	深礎基礎	2400	527	22
No 9	深礎基礎	2400	404	17
柱状体平均値				438
全体平均値				540

図 4.3.1 弾性限界変位 d_0 と基礎幅 B の関係および弾性限界変位レベル d_0/B と B の関係
(方法①：ワイブル分布曲線による方法)



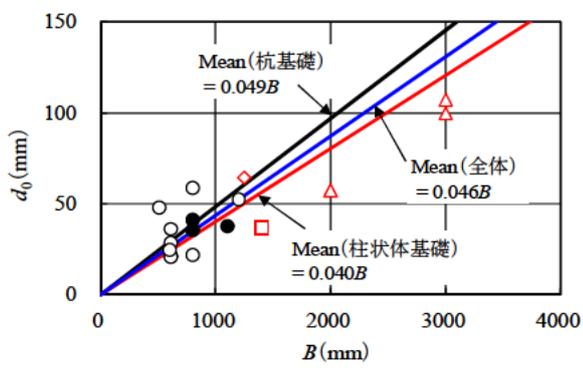
(a) 弾性限界変位 d_0 と基礎幅 B の関係(方法2)



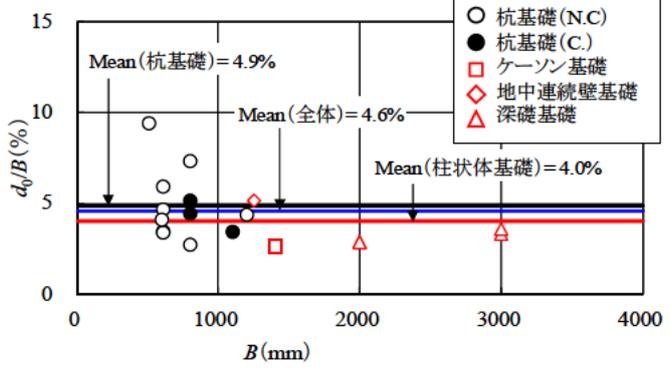
(b) 弾性限界変位レベル d_0/B と基礎幅 B の関係(方法2)

方法2	logP-logSから求めた変位急増点	基礎幅 B (mm)	弾性限界変位 S_y (mm)	弾性限界変位レベル S_y/B (%)
No 1	ケーソン基礎	1120	863	7.70
No 2	ケーソン基礎	1120	1333	11.90
No 3	ケーソン基礎	2384		
No 4	地中連続壁基礎	3600	161	0.45
No 5	地中連続壁基礎	1250	71.8	5.74
No 6	深礎基礎	1600	49	0.31
No 7	深礎基礎	1600	54	0.34
No 8	深礎基礎	2400	90.8	3.78
No 9	深礎基礎	2400	27.5	1.15
柱状体平均値				3.92
全体平均値				5.35

図 4.3.2 弾性限界変位 d_0 と基礎幅 B の関係および弾性限界変位レベル d_0/B と B の関係
(方法②: logP-logS法による方法)



(a) 弾性限界変位 d_0 と基礎幅 B の関係(方法3)



(b) 弾性限界変位レベル d_0/B と基礎幅 B の関係(方法3)

方法3	残留変位急増点から求めた変位急増点	基礎幅 B (mm)	弾性限界変位 S_y (mm)	弾性限界変位レベル S_y/B (%)
No 1	ケーソン基礎	1120		
No 2	ケーソン基礎	1120	364	3.25
No 3	ケーソン基礎	2384		
No 4	地中連続壁基礎	3600		
No 5	地中連続壁基礎	1250	64.3	5.14
No 6	深礎基礎	1600	57.0	3.56
No 7	深礎基礎	1600	57.2	3.58
No 8	深礎基礎	2400	99.5	4.15
No 9	深礎基礎	2400	107.0	4.46
柱状体平均値				4.02
全体平均値				4.57

図 4.3.3 弾性限界変位 d_0 と基礎幅 B の関係および弾性限界変位レベル d_0/B と B の関係
(方法③: 残留変位急増点による方法)

第5章 水平載荷試験による柱状体基礎の降伏の目安の検証

5.1 はじめに

第2章で述べたとおり，H24 道示においては，L2 地震時に作用する水平荷重に対して基礎と地盤を一体ととらえた基礎全体系で照査し，原則として基礎の降伏に達しないことを照査する．ここで，基礎の降伏の目安として，杭基礎に対しては載荷試験などに基づき①全杭が塑性化する②一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する，のいずれかの状態に最初に達するときと定義されている．

一方で柱状体基礎に対しては，ケーソン基礎や鋼管矢板基礎については試設計による解析結果から降伏の目安が定義されているが，地中連続壁基礎や深礎基礎については降伏の目安は示されていない．

表 5.1.1 H24 道示に示される柱状体基礎の降伏の目安

基礎形式	降伏の目安
ケーソン基礎	次の 1) から 3) のいずれかの状態に最初に達するとき 1) 基礎本体が塑性化するとき 2) 基礎前面地盤の塑性領域率が 60%に達する 3) 基礎底面の浮上り面積率が 60%に達する
地中連続壁基礎	降伏の目安は示されていない
深礎基礎	
鋼管矢板基礎	次のいずれかの状態に最初に達するとき 1) 鋼管矢板の押し込み側の 1/4 範囲の縁応力度が降伏点に達する 2) 基礎底面の極限支持力 ①1/4 以上の鋼管矢板の先端において，鉛直反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する ②鋼管矢板先端において，鉛直反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮上りが生じたものとの合計が 60%に達する

ここで，ケーソン基礎における「降伏の目安」とされている「基礎前面地盤の塑性化率 60%，基礎底面の浮上り率 60%」について，過去の載荷試験結果を確認すると，変位急増点と上記の降伏の目安とが対応していなかったり，前面塑性化 60%のときの変位レベルが常時の許容変位よりも小さかったりするなど，降伏の目安が必ずしも基礎の降伏を示しているとは言い切れない可能性がある．

しかしながら，降伏の目安を撤廃してしまうと，降伏の判定にばらつきが生じることが想定されるため，実務上の観点からも柱状体基礎における降伏の目安を残すことが望ましいと考えられる．

よって，水平載荷試験のデータを用いた降伏点（変位急増点）と H24 道示モデルの再現解析の降伏点（変位急増点）の比較を行うことにより，柱状体基礎の降伏の目安について検証を行った．

5.2 検証内容

水平載荷試験の降伏点の算出にはワイブル分布曲線による方法によるものとした。ワイブル分布曲線による方法は次に示すとおりである。

- ①それぞれの水平載荷試験において、水平荷重 P をワイブル分布曲線式により算出した極限荷重 P_u で除して無次元化したワイブル分布曲線を作成する。
- ②ワイブル分布曲線より算出した極限荷重 P_u および弾性限界変位 S_{0y} の平均値を求め、この値を用いて平均値のワイブル分布曲線（mean 曲線）を作成する。
- ③作成した mean 曲線の極限荷重の 0.63 倍の位置を弾性限界点（＝降伏点）とし、その時の変位レベルを求める。

ここで、弾性限界点を極限荷重の 0.63 倍としたのは、ワイブル分布曲線式（式 (9)）において変位 S が弾性限界変位 S_{0y} のときには、 $P_{0y} / P_{uw} = 1 - e^{-1} \doteq 0.63$ の関係が成立するためである。

$$\frac{P}{P_{uw}} = 1 - \exp\left[-\frac{S}{S_{0y}}\right]^m \quad (9)$$

ここに、

P : 水平荷重 (kN)

P_{uw} : ワイブル分布曲線式により推定した極限荷重 (kN)

S : 変位 (mm)

S_{0y} : ワイブル分布曲線式により推定した弾性限界変位 (mm)

m : 曲線の曲がり具合を示す変位指数

変位指数 m はワイブル分布曲線の曲がり具合を示すが、杭基礎の分析を行っている文献¹⁾では $m=1$ として分析を行っている。これは、 $m=1$ としても十分な近似を示していたためである¹⁷⁾が、柱状体基礎の載荷試験データについては、 $m=1$ とした場合に十分な近似を示しているかどうかは不明である。

したがって、変位指数 m の違いにより柱状体基礎の載荷試験データのワイブル分布曲線がどの程度近似しているかを確認することとした。確認方法としては、ある変位レベルにおける載荷試験データ（実測値 P_i ）と $m=1$ 又は $m \doteq 1$ としたワイブル分布曲線（計算値 P_{0i} ）の残差平方和 $\Sigma(P_i - P_{0i})^2 / P_u$ を算出する。極限荷重 P_u で除すこととした理由は、大きな差があった各載荷試験の載荷荷重差の影響を排除できると考えたためである。残差平方和を求めるための着目変位は、小～大变位の全体的な挙動に着目する観点から、文献¹⁾を参考にして次の3点とした。

- ・変位レベル 1 として基礎幅の 1.0%変位時（H24 道示の許容水平変位相当）
- ・変位レベル 2 として基礎幅の 3.5%変位時（H24 道示の緩和した許容水平変位相当）
- ・変位レベル 3 として基礎幅の 5.0%変位時（杭基礎の弾性限界変位相当（第 4 章参照））

ここで、実験において荷重保持としているケースについては、荷重保持後の値を用いた。図 5.2.1 に縦軸に $\Sigma(P_i - P_{0i})^2 / P_u$ 、横軸に基礎幅 $B(m)$ として各ケースをプロットした図を示す。図において、○

は柱状体基礎 8 ケース($m=1$), ●は柱状体基礎 8 ケース($m \neq 1$), □は杭基礎 37 ケース($m=1$)を示している。 $\Sigma(P_i - P_{0i})^2/P_u$ が小さいほどワイブル分布曲線は精度よく近似しているといえる。 図より、杭基礎 ($m=1$)に比べて柱状体基礎($m=1$)の近似精度が悪いことがわかる。 一方で、柱状体基礎($m \neq 1$)は杭基礎 ($m=1$)と同程度の近似精度である。 以上より、柱状体基礎を評価する場合には、変位指数 $m=1$ では杭基礎($m=1$)と同程度の十分な近似精度とは言い難いため、 m を変化させた $m \neq 1$ で評価を行うこととした。 検証に用いる水平載荷試験データは、第 3 章で再現解析の対象とした 8 ケース (参考記載した No.10,11 を除く) である。

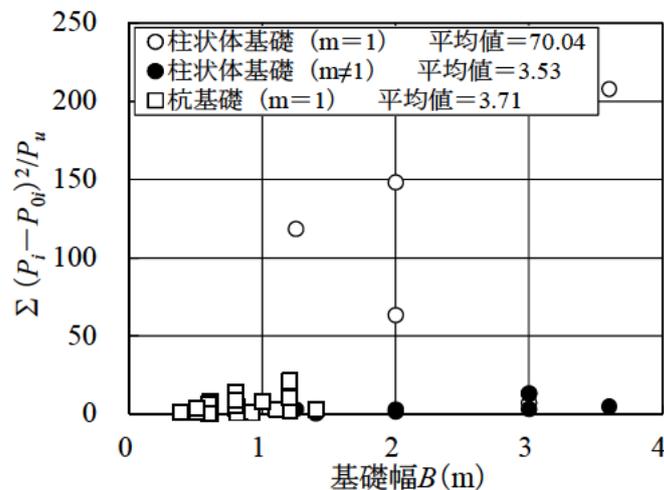


図 5.2.1 $\Sigma(P_i - P_{0i})^2/P_u$ と基礎幅 B の関係

5.3 検証結果

図 5.3.1 に水平載荷試験結果および設計計算 (H24 道示 (L2 地震時)) の降伏点の比較を示す。 図より、基礎形式によって載荷試験から求められる降伏点と設計計算から求められる降伏点がほぼ同様の変位レベルとなるケースもあるが異なるケースも確認される。 また、多くのケースで設計計算から求められる降伏変位の方が、載荷試験から求められる降伏変位よりも小さくなっている。

この要因を載荷試験結果による考察のみで明らかにすることは難しい。 一方、多くのケースで設計計算から求められる降伏変位の方が小さい値に抑えられることを踏まえると、当面の降伏の目安としては H24 道示に示される定義を踏襲し、今後の課題として引き続き検討を行っていくことが考えられる。

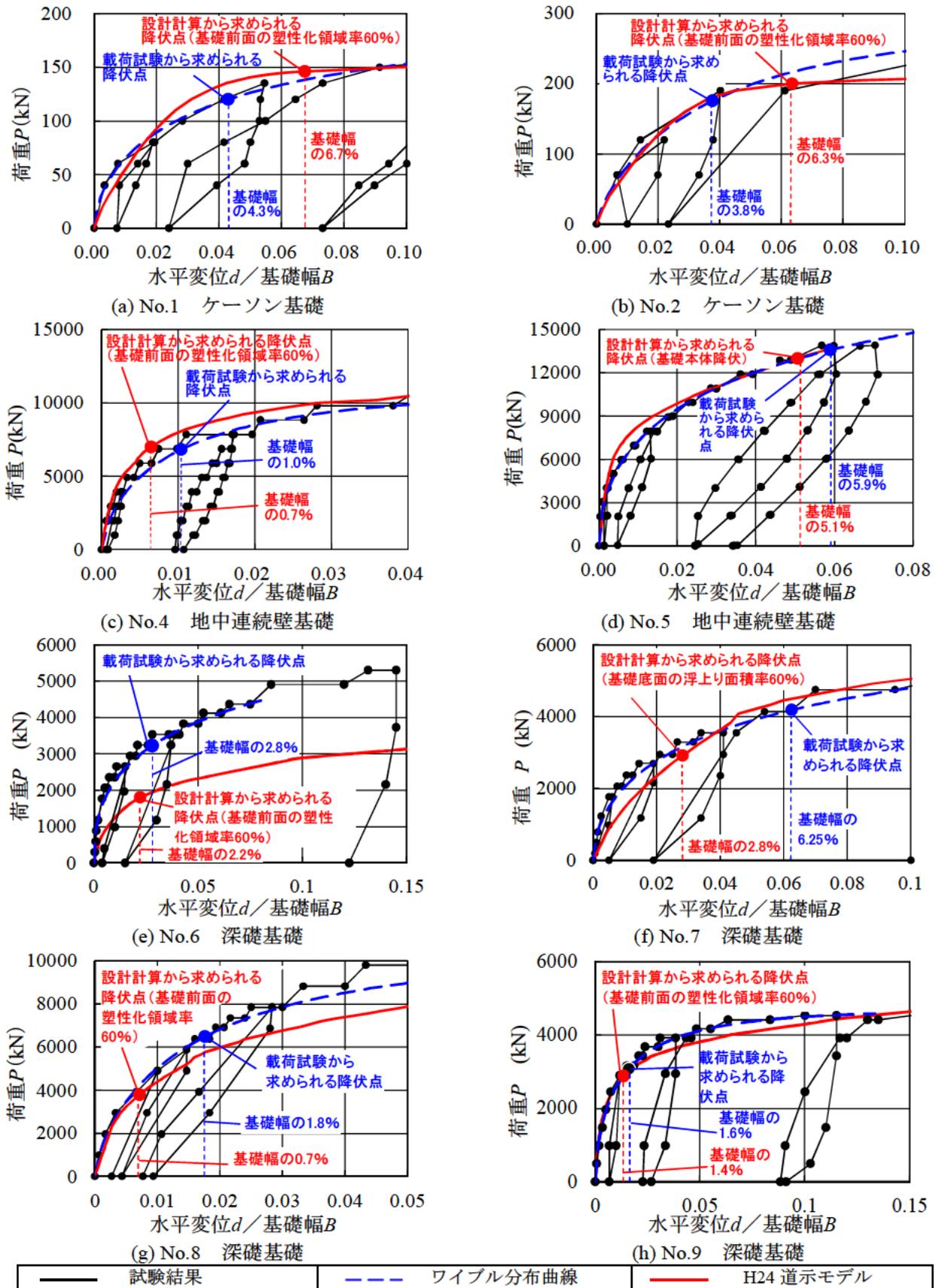


図 5.3.1 水平載荷試験結果および設計計算 (H24 道示 (L2 地震時)) の降伏点の比較

第6章 鉛直載荷試験による鉛直方向の弾性限界点の検討

6.1 はじめに

本章では鉛直荷重を受ける柱状体基礎の安定照査方法に着目し、柱状体基礎の鉛直載荷試験の分析に基づき H24 道示の照査方法における許容値と弾性限界点の関係を確認したうえで、鉛直荷重を受ける柱状体基礎の限界状態や許容値について検討する。

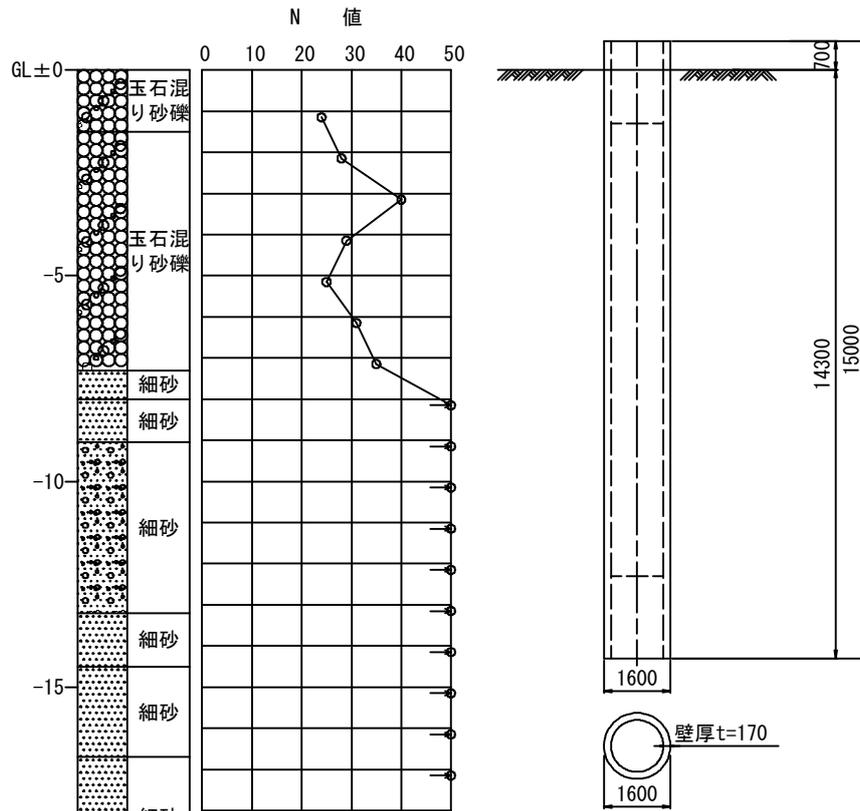
6.2 検討内容

第4章で示した水平挙動における地盤抵抗の弾性限界点の評価と同様に、鉛直挙動における地盤抵抗の弾性限界点の評価するために、鉛直載荷試験データの分析を行う。分析に用いた鉛直載荷試験は表 6.2.1 に示す鉛直載荷試験7ケースである。このうち、No. 1 はケーソン基礎、No. 2 から No. 7 が地中連続壁基礎である。なお、No. 1 は PC ウェル基礎に対して行われた載荷試験であるが、設計法や施工法はオープンケーソン基礎に類似しているため、ここではケーソン基礎として取り扱う。

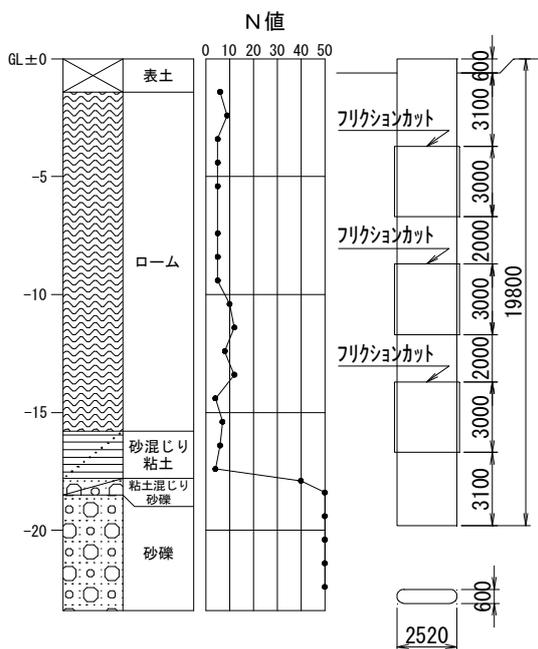
図 6.2.1 に鉛直載荷試験モデル図および土質柱状図を示す。

表 6.2.1 分析に用いた鉛直載荷試験

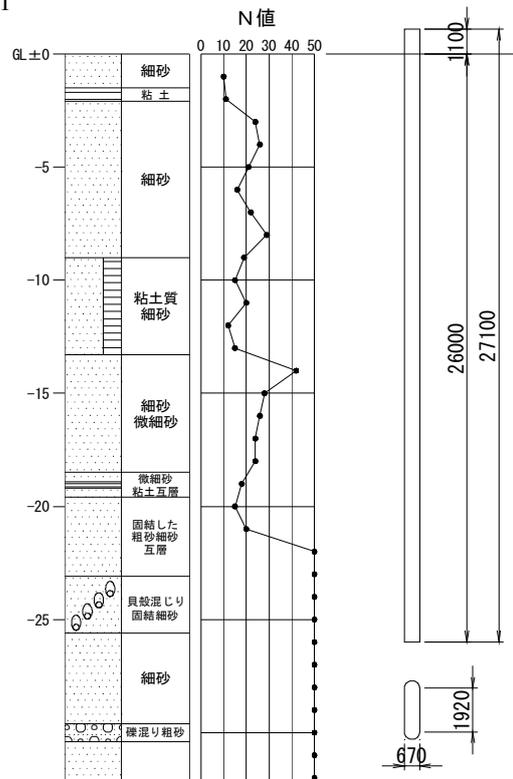
No.	基礎形式	試験体形状 (h は地盤面からの根入深さ)	載荷種類
1	ケーソン基礎 (PC ウェル基礎)	円形 (中空断面-底版コンクリート有) $\phi 1.6\text{m} \times h 14.3\text{m}$	単調載荷
2	地中連続壁基礎	小判形 (充実断面) $(0.60\text{m} \times 2.52\text{m}) \times h 19.8\text{m}$	単調載荷
3	地中連続壁基礎	小判形 (充実断面) $(0.67\text{m} \times 1.92\text{m}) \times h 26.3\text{m}$	繰返し載荷
4	地中連続壁基礎	矩形 (充実断面) $(0.60\text{m} \times 2.10\text{m}) \times h 21.0\text{m}$	単調載荷
5	地中連続壁基礎	小判形 (充実断面) $(0.60\text{m} \times 1.86\text{m}) \times h 19.0\text{m}$	繰返し載荷
6	地中連続壁基礎	矩形 (充実断面) $(1.20\text{m} \times 2.40\text{m}) \times h 28.5\text{m}$	単調載荷
7	地中連続壁基礎	小判形 (充実断面) $(0.60\text{m} \times 2.52\text{m}) \times h 16.6\text{m}$	繰返し載荷



(a) No. 1

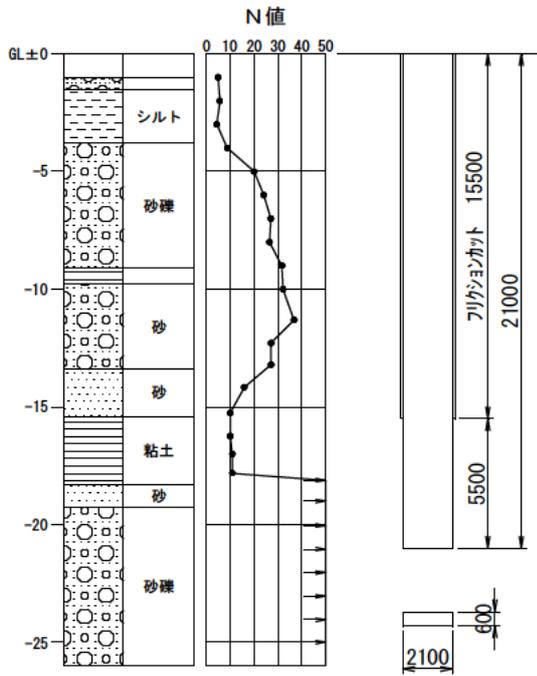


(b) No. 2

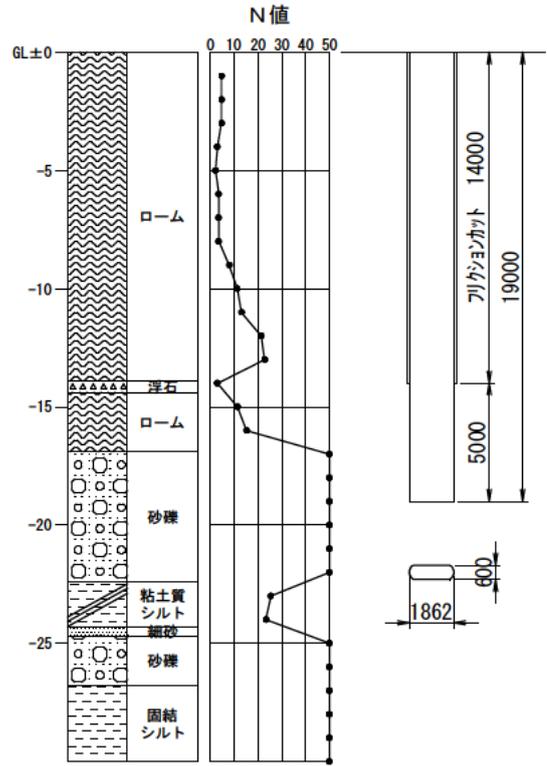


(c) No. 3

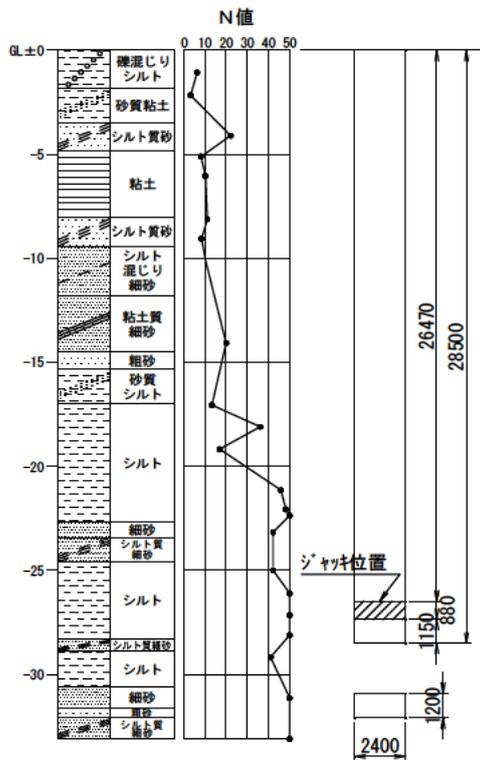
図 6.2.1 鉛直載荷試験モデル図および土質柱状図 (その 1)



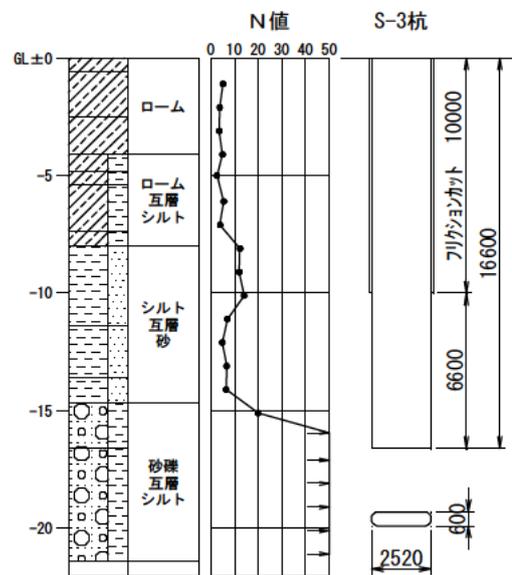
(d) No. 4



(e) No. 5



(f) No. 6



(g) No. 7

図 6.2.1 鉛直載荷試験モデル図および土質柱状図 (その 2)

各実験ケースの荷重変位関係を図 6.2.2 に示す。図において、縦軸は鉛直荷重 P (kN) を極限荷重 P_u (kN) で除し、横軸は鉛直変位 d (mm) を基礎幅 B (mm) で除して無次元化している。ここで、極限荷重 P_u (kN) はワイブル分布曲線式より算出した値としている。(式 (9) 参照)

なお、水平載荷試験と同様に、変位指数 m は実験結果を最も精度良く推定できる値としている。

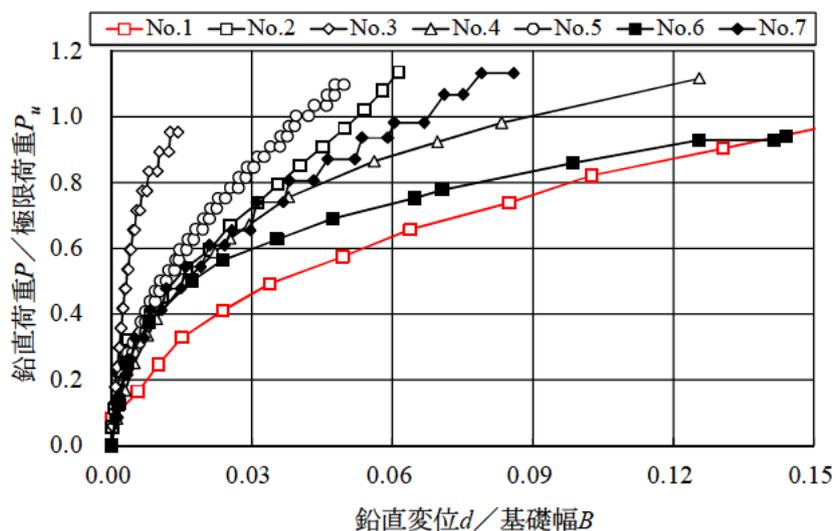


図 6.2.2 鉛直載荷試験の荷重変位曲線

6.3 検討結果

図 6.3.1および図 6.3.2に、載荷試験で得られた荷重変位関係とH24道示における鉛直荷重に対する安定照査の許容値を示す。縦軸は、載荷試験で計測された荷重を計算で得られた極限支持力度で除し、横軸は、載荷試験で計測された沈下量を基礎幅で除している。第2章に示した通り、H24道示における鉛直荷重を受ける柱状体基礎の設計法は、常時においては過大な沈下を生じさせないように、L1地震時には基礎の挙動の可逆性が担保されるように定められているものと考えられる。

そこで表 6.3.1に、図 6.3.1および図 6.3.2に示す荷重変位関係において常時・L1地震時の照査を満足させた場合に、常時において生じる沈下量、及びL1地震時の許容支持力の降伏支持力に対する比率を示した。ここで、表 6.3.1には比較のために直接基礎や杭基礎についても示した。なお、直接基礎の常時に関しては、地盤反力度の上限値を比較対象としている。

6.3.1 ケーソン基礎

図 6.3.1 に示すケーソン基礎の結果を見ると、常時において、地盤反力度の上限値に抑えた場合には、基礎幅の約 0.4%の沈下量 ($B=1.6\text{m}$ の場合、約 0.6 cm) が生じている。一方、許容支持力の照査で生じる沈下量は、基礎幅の約 2.5% ($B=1.6\text{m}$ の場合、約 4.0 cm) であり、地盤反力度による照査で抑えるよりも大きな沈下量が生じている。そもそも、直接基礎やケーソン基礎の極限支持力推定式は、沈下量に着目して定められたものではないことも踏まえると、常時において沈下量を抑制するための照査としては、直接基礎と同様に、地盤反力度の上限値の照査のみでよいと考えられる。

L1地震時の結果を見ると、地盤反力度の上限値で留める場合には、基礎底面に作用する荷重を降伏支持力の2割程度 ($0.110/0.63 \approx 0.2$) に留めることとなり、直接基礎や杭基礎と比べて安全余裕がかなり大きくなっている。一方、L1地震時の照査を許容支持力の照査のみとすれば、他の基礎形式と同程度の安全余裕となる。

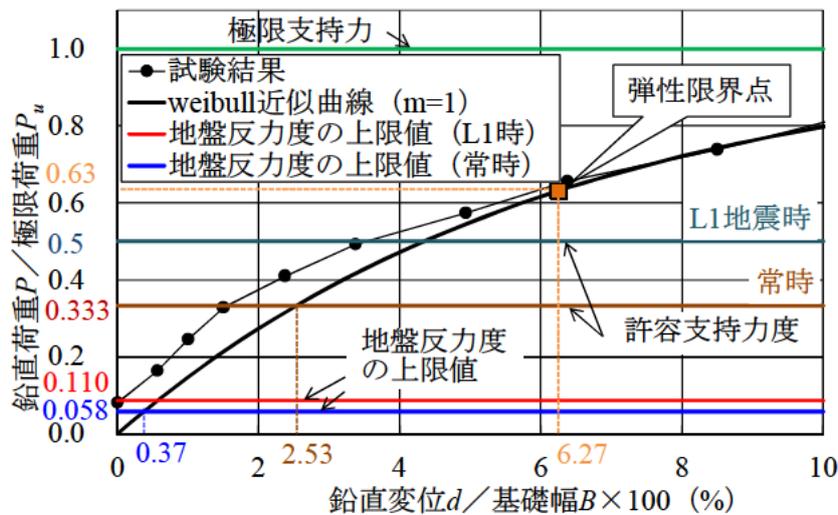


図 6.3.1 鉛直載荷試験のワイブル分布曲線の弾性限界点と H24 道示照査方法における許容値の関係 (ケーソン基礎)

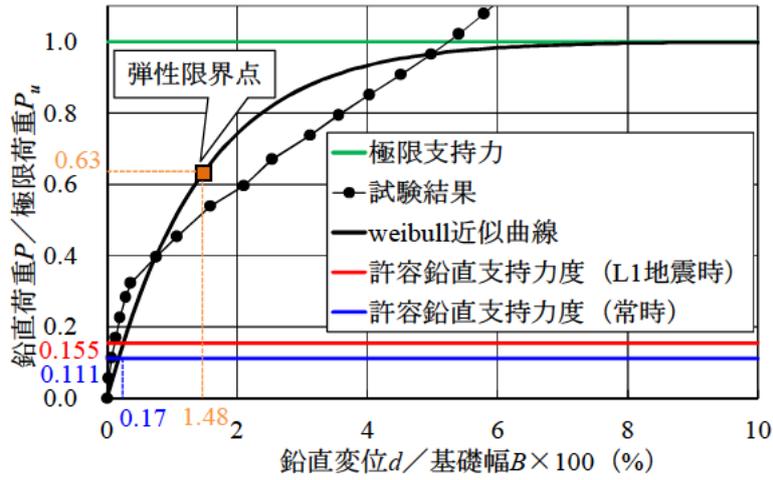
6.3.2 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎においては、常時で極限支持力度の 1/3、L1 地震時で極限支持力度の 1/2 を許容支持力とする照査が行われる。ここに、極限支持力度 q_d は地盤種別によって異なるが、今回整理した結果と同じ条件である良質な砂・砂れきの場合では、場所打ち杭の値を準用して $q_d = 5,000 \text{ kN/m}^2$ となっている。

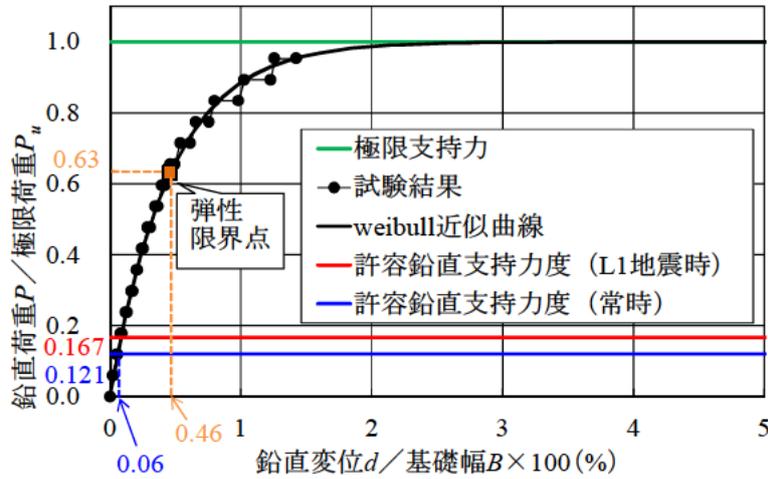
表 6.3.1、図 6.3.2 を見ると、 $q_d = 5,000 \text{ kN/m}^2$ とした場合の常時の沈下量は 0.1~0.3% ($A^{0.5} = 1.0\text{m}$ の場合 0.1~0.3 cm)、L1 地震時の許容支持力は載荷試験で得られた極限支持力の約 2 割となり、直接基礎や杭基礎、ケーソン基礎と比較して担保している安全余裕が極めて大きい。この要因を分析するために、縦軸を極限支持力度で除さず、載荷試験で計測された荷重とした図を、図 6.3.3 に示す。この結果を見ると、載荷試験での極限支持力度の値（鉛直変位が基礎換算載荷幅の 10%相当の値）は平均で $10,423 \text{ kN/m}^2$ が得られており、場所打ち杭に準じて定められた $5,000 \text{ kN/m}^2$ は地中連続壁基礎の極限支持力度を著しく過小評価していることがわかる。

以上より、地中連続壁基礎が直接基礎や杭基礎、ケーソン基礎に比べて大きな安全余裕を有している理由は、極限支持力度を過小評価しているためであると考えられる。ここで、砂れきの場合の極限支持力度を $10,000 \text{ kN/m}^2$ と仮定すると、常時に生じる沈下量は 0.1~0.6%程度 ($A^{0.5} = 1.0\text{m}$ の場合 0.1~0.6 cm)、L1 地震時の許容支持力は降伏支持力の 4 割程度となる（表 6.3.2 参照）。

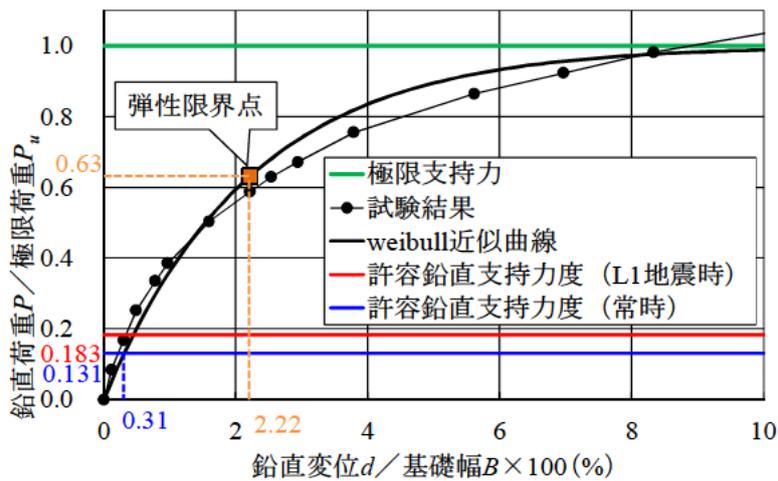
なお、地中連続壁基礎の極限支持力度が場所打ち杭よりも大きな値を期待できる理由として、掘削完了時の掘削機による一次スライム処理に加えて、鉄筋建込前に二次スライム処理を実施して安定液を完全に良液と置換することから、スライム成分をほぼなくすことができ、場所打ち杭に比べて先端の品質が良いことなどが考えられる。



(b) No. 2

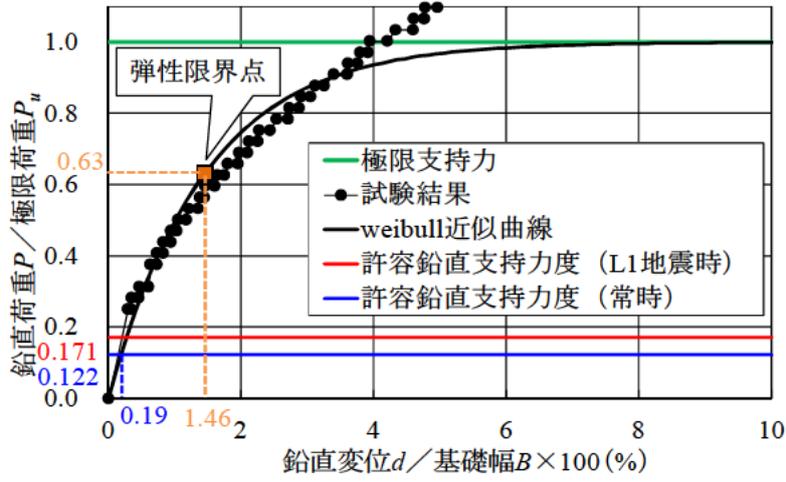


(c) No. 3

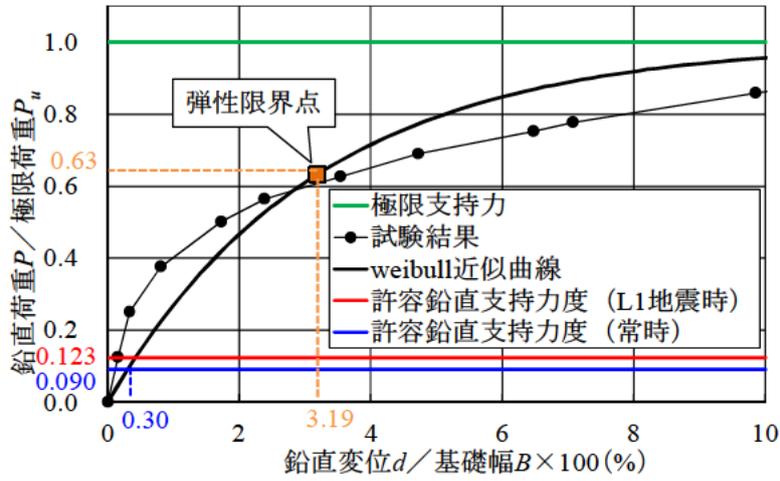


(d) No. 4

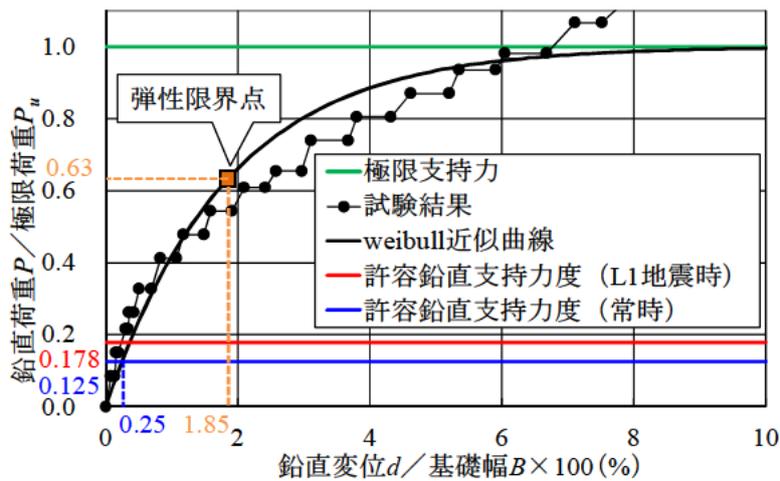
図 6.3.2 鉛直載荷試験のワイブル分布曲線の弾性限界点と H24 道示照査方法における許容値の関係 (地中連続壁基礎) (その 1)



(e) No. 5



(f) No. 6



(g) No. 7

図 6.3.2 鉛直載荷試験のワイブル分布曲線の弾性限界点と H24 道示照査方法における許容値の関係 (地中連続壁基礎) (その 2)

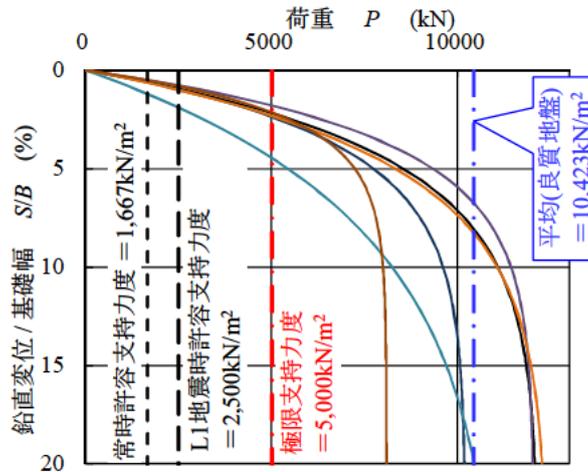


図 6.3.3 地中連続壁基礎の鉛直載荷試験結果

表 6.3.1 各基礎の H24 道示における許容値と安全余裕等との関係

基礎		常時	L1 地震時
直接基礎		【地盤反力度の上限値】 基礎の換算載荷幅 $A^{0.5}$ の 0.1~0.3% ($A=8\text{m}$ の場合, 0.8~2.4 cm)	【許容支持力】 降伏支持力の約 8 割
杭基礎		【許容支持力】 杭径 D の 0.4~1.6% ($D=1.0\text{m}$ の場合, 約 0.4~1.6cm)	【許容支持力】 降伏支持力の約 8 割
ケーソン基礎 (PC ウェル基礎)		【地盤反力度の上限値】 換算基礎幅 B の約 0.4% ($B=1.6\text{m}$ の場合, 約 0.6cm)	【地盤反力度の上限値】 降伏支持力の約 2 割
		【許容支持力度】 換算基礎幅 B の 2.5%程度 ($B=1.6\text{m}$ の場合約 4.0 cm)	【許容支持力度】 降伏支持力の約 8 割
地中連続壁基礎	H24 道示 ($q_d=5,000 \text{ kN/m}^2$)	【許容支持力度】 基礎の換算載荷幅 $A^{0.5}$ の 0.1~0.3%程度 ($A^{0.5}=1.0\text{m}$ の場合 0.1~0.3 cm)	【許容支持力度】 降伏支持力の約 2 割
	極限支持力度を 見直した場合 ($q_d=10,000 \text{ kN/m}^2$)	【許容支持力度】 基礎の換算載荷幅 $A^{0.5}$ の 0.1~0.6%程度 ($A^{0.5}=1.0\text{m}$ の場合 0.1~0.6 cm)	【許容支持力度】 降伏支持力の約 4 割

表 6.3.2 許容支持力度の降伏支持力に対する比率

case	L1 地震時の 許容支持力度／降伏支持力	
	5,000	10,000
q_d (kN/m ²)		
case2	0.17	0.36
case3	0.18	0.38
case4	0.20	0.44
case5	0.19	0.40
case6	0.13	0.27
case7	0.20	0.42
平均	0.18	0.38

6.4 まとめ

鉛直荷重を受ける柱状体基礎の安定照査に関して、H24 道示における許容値と限界状態等との関係を明らかにするため、載荷実験結果を分析した。

本検討により、ケーソン基礎については常時の照査としては許容支持力度の照査を行わず地盤反力度の上限値のみとすることで、直接基礎や杭基礎と同等の沈下量に留めることができること、L1 地震時の照査としては地盤反力度の上限値の照査を行わず許容支持力度の照査のみとすることで、直接基礎や杭基礎と同等の安全余裕の確保することができることがわかった。

地中連続壁基礎については、他の基礎形式に比べて常時・L1 地震時ともに大きな安全余裕を確保していたが、極限支持力度を見直すことにより他の基礎形式の安全余裕と近づくことがわかった。

なお、本検討ではニューマチックケーソン基礎に対する試験結果が入手できなかったため、検証ができていない。今後の載荷試験結果の蓄積が待たれるが、基準における極限支持力度の推定式はオープンケーソン基礎と同じであり、また、オープンケーソン基礎よりも極限支持力度が低下する要因は特段ないと考えられることから、ニューマチックケーソン基礎についてもオープンケーソン基礎と同じ扱いでよいと考えられる。

地中連続壁基礎については、支持層が砂れき以外の場合についての載荷試験結果がなく検証が行えていない。砂れきにおいて場所打ち杭よりも大きな支持力度が得られた要因を鑑みれば、砂や粘性土においても場所打ち杭以上の支持力度が得られることが期待されるが、これらについては定量的な評価や確認を行うことができていないため、現時点では H24 道示と同じ値としておくのがよいと考えられる。

第7章 まとめ

柱状体基礎の設計計算モデルおよび安定照査方法に対する検討を行い、次のような結果を得た。

- (1) 水平載荷試験の再現解析を行った結果、地盤反力度の上限値の補正係数により上限値を低減せず、地盤反力度の上限値の抵抗領域に3次元的な広がりを考慮した設計計算モデルの方が、荷重や変位レベルにかかわらず、実挙動を忠実に再現できることが確認できた。
- (2) 水平載荷試験データについて、柱状体基礎における弾性限界点をワイブル分布曲線による方法、 $\log P$ - $\log S$ 法による方法、残留変位急増点による方法の3つの方法で評価した結果、基礎幅が大きくなるにつれて弾性限界変位レベルは小さくなる傾向にあることがわかった。

しかしながら、弾性限界変位レベルは平均的に基礎幅の5%であること、基礎形式の違いで弾性限界点異なる扱いをすると不整合が生じることを踏まえ、現時点では基礎形式によらず、弾性限界変位は基礎幅の5%とすることを提案した。

- (3) ケーソン基礎の降伏の目安について、水平載荷試験の降伏点と H24 道示モデルの再現解析の降伏点との比較検証を行ったところ、一致しないケースもあるものの、多くのケースで設計計算から求められる降伏変位の方が小さい値に抑えられることがわかった。このため、今後の課題として引続き検討を行う必要があるものの、当面の降伏の目安としては H24 道示に示される定義を踏襲することにより考えられる。

- (4) 鉛直載荷試験データ分析の結果、次のような結果を得た。

- 1) ケーソン基礎は、常時は地盤反力度の上限値の照査、L1 地震時は許容鉛直支持力度の照査を実施することで、他の基礎形式と同程度の沈下レベルおよび安全余裕度が確保されることがわかった。
- 2) 地中連続壁基礎は、H24 道示（特に L1 地震時）における許容鉛直支持力度の照査が直接基礎や杭基礎に比べ過剰に安全側の評価となっていることがわかった。これは極限支持力度を過小評価していることが要因と推察されるため、鉛直載荷試験結果の分析に基づき、砂れきについては極限支持力度を $10,000 \text{ kN/m}^2$ とすることを提案した。

参考文献

- 1) (独) 土木研究所：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，2009.3
- 2) (独) 土木研究所：杭の水平支持における限界状態に関する研究，土木研究所資料第 4151 号，2009.8
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，2012.3
- 4) (社) 日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧，2012.4
- 5) (財) 高速道路調査会：平成 7 年度 基礎工の諸問題に関する調査研究（その 3）報告書，1996.2
- 6) 建設省 土木研究所：柱状体基礎の設計計算法に関する調査，土木研究所資料第 3455 号，1996.10
- 7) (財) 高速道路調査会：基礎構造に関する調査研究 昭和 46 年度，1972.2
- 8) (社) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇，1964.3
- 9) 日本国有鉄道 日本国有鉄道建設局場所打ち杭の設計施工に関する委員会：場所打ちコンクリート杭の設計施工指針（案），1969
- 10) 建設省 土木研究所：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，土木研究所資料第 2919 号，1991.1
- 11) 和田克哉：鋼管矢板基礎の設計，基礎工，25（2），pp.51-56，1997.2
- 12) (社) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計篇，1970.3
- 13) (独) 土木研究所：柱状体基礎の要求性能及び安定照査法に関する研究，土木研究所資料第 4273 号，2013.10
- 14) (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，2012.3
- 15) 秋田直樹，福井次郎，木村嘉富，七澤利明：柱状体基礎の最大水平地盤反力度に関する模型実験，土木学会第 52 回年次学術講演会，Ⅲ-B，pp.74-75，1997.9
- 16) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，1996.12
- 17) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，1980.5

付属資料 1. 柱状体基礎の設計法についての情報収集結果

本資料第2章で述べたように、柱状体基礎の各形式は、これまで基礎形式として設計手法や施工方法が確立されてきた歴史的経緯が異なることから個別の計算モデルや照査方法が与えられており、その根拠が必ずしも明確となっていない。このような状況から、柱状体基礎における計算モデルや安定照査方法の見直しを行うにあたり、各柱状体基礎の設計手法が確立されてきた経緯等について各形式の施工に携わる団体等を通じて情報収集を行った。次ページ以降に情報収集結果一覧表を添付する。

表 1.1.2 柱状基礎の設計手法に関する情報収集結果 (地盤抵抗要素)

基礎抵抗要素	ケーソン基礎		地中連続基礎		深礎基礎		鋼管矢板基礎	
	H24 表示の設計法	考え方、経緯等	H24 表示の設計法	考え方、経緯等	H24 表示の設計法	考え方、経緯等	H24 表示の設計法	考え方、経緯等
鉛直方向地盤抵抗	常時、暴風時、L1 地震時	地盤反力は許容値以内を仰せられ、降伏までに至らないようにしているため。	鋼管基礎と同様	ケーソン基礎と同様	鋼管基礎と同様	ケーソン基礎と同様	鋼管基礎と同様	ケーソン基礎と同様
	L2 地震時	鋼管基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様
基礎底面のせん断地盤抵抗	常時、暴風時、L1 地震時	基礎底面の鉛直方向地盤抵抗と同様。	鋼管基礎と同様	ケーソン基礎と同様	鋼管基礎と同様	ケーソン基礎と同様	鋼管基礎と同様	ケーソン基礎と同様
	L2 地震時	基礎底面のせん断地盤抵抗と同様。	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様
水平方向地盤抵抗	常時、暴風時、L1 地震時	基礎底面のせん断地盤抵抗と同様。	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様
	L2 地震時	基礎底面のせん断地盤抵抗と同様。	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様
基礎前面のせん断地盤抵抗	常時、暴風時、L1 地震時	基礎底面のせん断地盤抵抗と同様。	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様
	L2 地震時	基礎底面のせん断地盤抵抗と同様。	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様

表 1.1.3 柱状基礎の設計手法に関する情報収集結果 (地震反力係数)

	ケーソン基礎	考え方、経緯等	H24 告示の設計法	地中連続壁基礎	考え方、経緯等	H24 告示の設計法	ケーソン基礎と同様	深層基礎	考え方、経緯等	H24 告示の設計法	ケーソン基礎と同様	鋼管六角基礎	考え方、経緯等
基礎底面の 水平方向 地震反力係数 k_b	H24 告示の設計法 $k_b = k_{10} \left(\frac{B_z}{0.3} \right)^{-0.14}$ k_{10} : 基礎底面の水平方向地震反力係数 (kN/m ²) B_z : 基礎底面の水平方向の幅 (m) D_0 : 鋼管六角 1 本の外径 (m) A_0 : 基礎底面の面積 (m ²)	地震反力係数算出式の 3/4 乗 (1/1.5) に補正係数を乗じて、平均値を変えた実験に基づいたものである。 (「地震反力係数とその変動」による補正係数 (土木研究所資料集 229 号))	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	H24 告示の設計法 ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	H24 告示の設計法 ケーソン基礎と同様	S41.1 矢張式基礎の設計と施工指針では $B_z = A_0$ F19 年鋼管六角基礎設計施工便覧にて $B_z = D_0$
基礎底面の せん断 地震反力係数 k_b	H24 告示の設計法 $k_b = 0.3 k_{10}$ k_{10} : 基礎底面の水平方向地震反力係数 (kN/m ²) B_z : 基礎底面の水平方向の幅 (m) D_0 : 鋼管六角 1 本の外径 (m) A_0 : 基礎底面の面積 (m ²)	S45 道路橋下部構造 (ケーソン基礎の設計) に、実測では 1/2~1/3 に計測されていると記述されており、その間の 1/3.33~0.3 に固定したものとされる。	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様
基礎側面の せん断 地震反力係数 k_{sp}	H24 告示の設計法 $k_{sp} = \alpha k_{10} \left(\frac{B_z}{0.3} \right)^{-0.14}$ k_{10} : 基礎底面の水平方向地震反力係数 (kN/m ²) α : せん断係数 (0.5~1.5) B_z : 基礎底面の水平方向の幅 (m) D_0 : 鋼管六角 1 本の外径 (m) A_0 : 基礎底面の面積 (m ²)	「今回の設計では水平方向の地震反力係数の補正係数として α を導入している。これは、従来のせん断係数と同等の性質と見なされ、初期勾配を上げた方が実際の挙動に近い挙動を示すと考えられる」として、 $\alpha = 1.5$ を採用している。また、 $\alpha = 0.5$ の場合、基礎底面のせん断係数と同等の性質を示すと考えられる。 k_{10} : 基礎底面の水平方向地震反力係数 (kN/m ²) α : せん断係数 (0.5~1.5) B_z : 基礎底面の水平方向の幅 (m) D_0 : 鋼管六角 1 本の外径 (m) A_0 : 基礎底面の面積 (m ²)	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様
基礎側面の せん断 地震反力係数 k_{sp}	H24 告示の設計法 $k_{sp} = 0.3 k_{10}$ k_{10} : 基礎底面の水平方向地震反力係数 (kN/m ²) B_z : 基礎底面の水平方向の幅 (m) D_0 : 鋼管六角 1 本の外径 (m) A_0 : 基礎底面の面積 (m ²)	「改訂のポイント」ケーソン基礎の設計 (基礎 1997.2.)	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様
基礎側面の せん断 地震反力係数 k_{sp}	H24 告示の設計法 $k_{sp} = \alpha k_{10} \left(\frac{D_z}{0.3} \right)^{-0.14}$ k_{10} : 基礎底面の水平方向地震反力係数 (kN/m ²) α : せん断係数 (0.5~1.5) D_z : 基礎側面のせん断方向の幅 (m) A_0 : 基礎底面の面積 (m ²)	「改訂のポイント」ケーソン基礎の設計 (基礎 1997.2.)	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様	ケーソン基礎と同様

表 1.1.6 柱状基礎の設計手法に関する情報収集結果（基礎の降伏等）

降伏の定義	ケーソン基礎		地中連続壁基礎		深礎基礎		鋼管矢板基礎	
	HD4 遮示の設計法	考え方、経緯等	HD4 遮示の設計法	考え方、経緯等	HD4 遮示の設計法	考え方、経緯等	HD4 遮示の設計法	考え方、経緯等
降伏の定義	<p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始めるとき</p> <p>◆基礎本体が塑性化する。</p> <p>◆基礎前面地盤の60%が塑性化する。</p> <p>◆基礎後面の60%が浮上る。</p>	<p>考え方、経緯等</p> <p>日本道路協会にて行った試験より左記の妥当性を検証</p>	<p>HD4 遮示の設計法</p> <p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始めるとき</p>	<p>考え方、経緯等</p> <p>地中連続壁基礎はその形状が多様であることから、基礎の降伏についての目安を一般的に示すことが難しいことから、個々の地中連続壁基礎の水平力-水平変位曲線に基づいて基礎の降伏を定義する必要がある。</p> <p>(道路指示方書V前期設計編：H14.3)</p>	<p>HD4 遮示の設計法</p> <p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始めるとき</p>	<p>考え方、経緯等</p> <p>ケーソン基礎と同様</p>	<p>HD4 遮示の設計法</p> <p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始めるとき</p> <p>◆I4の鋼管矢板が塑性化する。</p> <p>◆I4の鋼管矢板の先端地盤反力が鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したおのと同様に浮上りを生じたものの合計が60%に達する。</p>	<p>考え方、経緯等</p> <p>試験計を基礎し、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める状態の目安を定めた。結果、鋼管矢板の降伏、基礎後面の支持力のいずれかが左記の状態に達したときが、水平変位が急増し始める状態とよく対応していることがわかった。</p> <p>(鋼管矢板基礎設計施工要領 H12.3. 鋼管矢板基礎の降伏に関する資料)</p>
終局の定義	<p>部材の圧縮線においてコンクリートが終局ひずみに達するとき</p>	<p>鉄筋コンクリート構造物の終局ひずみ-モーメントを、最外縁の軸方向圧縮筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみに達したときであり、種別に応じて安全率を考慮して定めたと考えられる。</p> <p>「道路橋の前期設計」に関する資料：H9年3月「ケーソン基礎の設計事例」では、終局時とは基礎本体の圧縮線においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達したときとしている。</p>	<p>部材の圧縮線においてコンクリートが終局ひずみに達するとき</p>	<p>ケーソン基礎と同様</p>	<p>部材の圧縮線においてコンクリートが終局ひずみに達するとき</p>	<p>ケーソン基礎と同様</p>	<p>鋼管杭と同様？</p>	<p>杭基礎に準拠。</p> <p>杭基礎の許容塑性率としては、組杭を対象とした正負交番載荷実験における荷重変位関係と損傷状態の関係の検討より定められている。</p>
許容塑性率	<p>補脚基礎の場合は、下式による。</p> $\mu_L = 1 + \frac{\delta_x - \delta_y}{\alpha \delta_y}$ <p>μ_L：ケーソン基礎の許容塑性率</p> <p>δ_x：基礎が終局に達したときの上部工慣性力作用位置における水平変位(m)</p> <p>δ_y：基礎が降伏に達したときの上部工慣性力作用位置における水平変位(m)</p> <p>α：安全係数で、1.8とする。</p> <p>構台基礎の場合は3</p>	<p>多数の正負交番載荷実験が行われている単柱式の鉄筋コンクリート構造物、このうち特に形状や配筋細目が類似する中空断面鉄筋コンクリート構造物を参考に、ケーソン係と損傷状態との関係を参考に、ケーソン基礎に塑性化を考慮する場合でも水平荷重が最大での塑性率よりも小さくなるようにし、地震後に修復をしながらも速やかな機能の回復が行える損傷に抑えられるように設定している。</p>	<p>補脚基礎の場合は、下式による。</p> $\mu_L = 1 + \frac{\delta_x - \delta_y}{\alpha \delta_y}$ <p>μ_L：ケーソン基礎の許容塑性率</p> <p>δ_x：基礎が終局に達したときの上部工慣性力作用位置における水平変位(m)</p> <p>δ_y：基礎が降伏に達したときの上部工慣性力作用位置における水平変位(m)</p> <p>α：安全係数で、1.8とする。</p> <p>構台基礎の場合は3</p>	<p>ケーソン基礎と同様</p>	<p>基礎が降伏しない範囲に留める。</p> <p>岩における塑性化後のせん断強度の低下や地震時の斜面の深礎基礎の挙動について不明な点が多いことに配慮。</p>	<p>補脚基礎の場合は4</p> <p>構台基礎の場合は3</p>	<p>補脚基礎の場合は4</p> <p>構台基礎の場合は3</p>	

付属資料 2 基礎底面地盤の極限鉛直支持力推定式における粘着力項について

参 2.1 はじめに

H29 道示におけるケーソン基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値は、式(参 2-1)により求められる。式(参 2-1)は、直接基礎の極限支持力推定式と同じく、テルツァーギにより提案された支持力式を基本とするものであるが、土木研究所資料第 4255 号^{参 2-1)}でも報告されているように、直接基礎やケーソン基礎の支持力推定式における粘着力項は、その推定精度が低いことから、支持力推定式の粘着力項に補正係数 ζ_c が乗じられている。本資料では、式(参 2-1)の提案に至った、粘着力項における補正係数 ζ_c に関する検討や粘着力 c の算出に関する留意点について示す。

$$Q_u = A \{ \alpha \kappa c N_c S_c \zeta_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B N_\gamma S_\gamma \} \quad \dots \text{(参 2-1)}$$

ここに、

Q_u	: 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 (kN)
A	: 基礎の底面積 (m ²)
c	: 粘着力 (kN/m ²)
q	: 上載荷重の特性値 (kN/m ²) で、 $q = \gamma D_f$
γ_1, γ_2	: 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m ³)、 ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。
B	: 基礎幅 (m)
α, β	: 基礎の形状係数
κ	: 支持層への根入れ効果に関する割増係数
D_f	: 上載荷重として考慮する基礎の根入れ深さ (m)
N_c, N_q, N_γ	: 帯基礎の支持力係数
ζ_c	: <u>地盤の種類の違いを考慮する係数</u> . 支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には 1.00、 <u>粘性土地盤の場合には 0.55</u> とする。
S_c, S_q, S_γ	: 支持力係数の寸法効果による補正係数で $S_c = (c^*)^2$, $S_q = (q^*)^\nu$, $S_\gamma = (B)^\mu$
λ, ν, μ	: 寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。
c^*	: c/c_0 、ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$ とする。
c_0	: 10 (kN/m ²) とする。
q^*	: q/q_0 、ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$ とする。
q_0	: 10 (kN/m ²) とする。

参 2.2 補正係数 ζ_c による粘着力項の補正

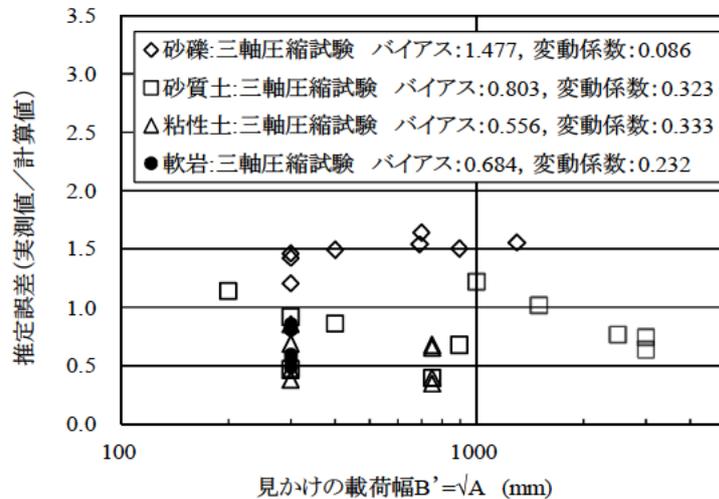
文献^{参 2-1)}では、基礎底面地盤の支持力推定式について、実験的結果に対する近似精度が十分に確かめられていないこと、これまでの検討が砂質地盤を中心に行われていることなどを指摘し、粘着力が卓越する地盤における支持力推定式の精度を検証している。

検証を行った結果、過去にケーソン函内で実施した平板載荷試験結果における極限鉛直支持力の実測値と、同一現場からサンプリングした試料の三軸試験結果に基づく支持力推定式による計算値とを

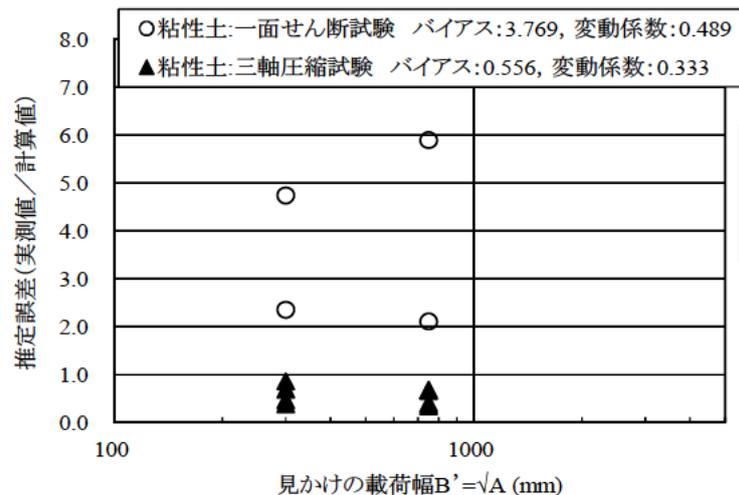
比較した場合、砂地盤や砂れき地盤では実測値と計算値が同等である一方、粘性土地盤では実測値が計算値を大きく下回ることが明らかとなった。この要因は、図-参 2.1 に示すように、支持力推定式の粘着力項が、実測値を過大評価していることにある。

こうしたことから、この粘着力項の実測値と計算値のバイアスを補正する必要がある(補正係数 α)。粘着力項が実測値を過大評価した要因として、平板载荷試験実施地盤の乱れ、強度の空間的なばらつきや異方性等が考えられるが、検証に用いた载荷試験結果のデータ数が少ないこともあり、今後さらなる検証が必要である。

なお、粘性土の一面せん断試験結果については、拘束方法の違いやサンプリング試料の乱れにより、一面せん断試験結果に基づく支持力推定式による計算値が同一現場で実施した平板载荷試験結果による極限鉛直支持力の実測値を大きく下回る結果となっている。



(a) 土質別極限支持力推定誤差と载荷幅の関係



(b) 試験方法別極限支持力推定誤差と载荷幅の関係

図-参 2.1 粘性土の極限支持力推定精度^{参 2-1)}

参 2.3 c の排水条件を考慮した補正係数 ζ_c の検討

文献²⁻¹⁾においては、粘着力項の算出に用いる粘着力 c は、排水強度（有効応力強度）を用いて整理されていた。一方、粘性土における排水強度は、長期にわたって排水される状況等における強度を示すには適切であるが、地震時荷重等の短期的な荷重を受ける場合のように十分に排水されない状況における強度を表現するには必ずしも適切ではない。平板載荷試験の荷重の作用速度は比較的早いいため、平板載荷試験と比較する場合には非排水強度と比較するのが適切である。以上から、本文では、非排水強度を用いた場合の補正係数 ζ_c の値を検討する。

非排水強度の求め方としては、以下のような方法がある。

- ①一軸圧縮試験において、すべり面とモールの応力円の交点の値として求める方法
- ②非圧密非排水試験（UU 試験）により求める方法
- ③圧密非排水試験（CU 試験・ \overline{CU} 試験）により求める方法

①の方法は、一軸圧縮試験から求める方法であり、三軸圧縮試験に比べてせん断強度を簡易に求めることができる。ただし、ケーソン基礎のように支持層が比較的深い位置にある場合には、サンプリングによる応力解放の影響により供試体に亀裂が生じ、負圧が保持できなくなるので、 $\phi_u=0$ の仮定が成り立たず、強度を過小評価する可能性がある。また、②の方法についても、供試体を再圧密しないためにサンプリングによる応力解放の影響を除去することはできない。したがって、CU 試験もしくは \overline{CU} 試験により求めることとする。

図-参 2.2 に、CU 試験又は \overline{CU} 試験により求めた非排水強度を用いて算出した極限支持力（計算値）と、平板載荷試験で得られた極限支持力（実測値）を比較した結果を示す。非排水強度を用いた場合にも、実測値と計算値のバイアスは 0.55 程度となった。

載荷実験	土質区分	平板載荷試験による実測値(荷重変位関係をワイブル近似して求めた値)		原位置(深度)における有効土被り圧として補正して求めた c_u ※を用いた計算値		F_m / Q_{cal}
		基礎幅長辺(mm)	極限荷重実測値(kN) F_m	粘着力(kN/m ²) c_u ※	計算値(kN) $Q_{cal} = \alpha_c N_c \cdot A$	
A	粘性土	300	79.65	270	162.37	0.49
B	粘性土	300	79.06	270	162.37	0.49
C	粘性土	750	395.48	270	1014.83	0.39
D	粘性土	750	468.81	270	1014.83	0.46
E	粘性土	300	82.32	250	150.34	0.55
F	粘性土	300	94.98	240	144.33	0.66
G	粘性土	750	482.16	250	939.66	0.51
H	粘性土	750	520.30	240	902.07	0.58
単純平均						0.52

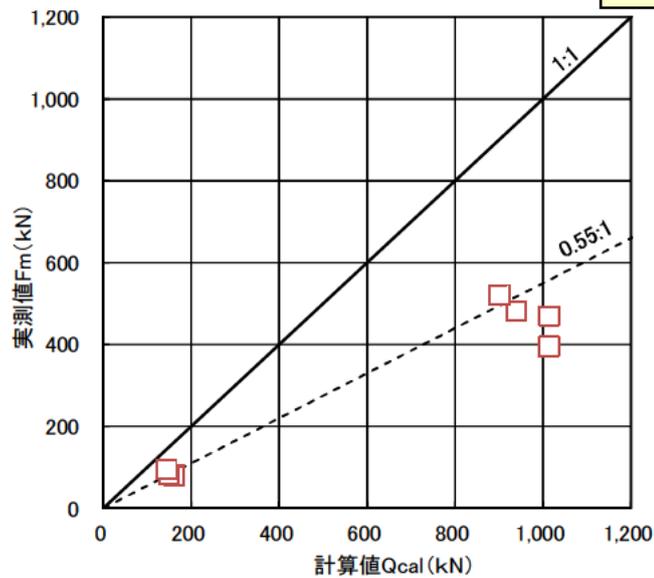


図-参 2.2 非排水強度を用いた場合の極限支持力算出結果

参 2.4 粘着力項 c の算出に関する留意点

以上から、基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を求める際には、粘着力 c に CU 試験又は \overline{CU} 試験により求めた非排水強度を用いた上で、補正係数 ζ_c の値として 0.55 を用いるのがよいと考えられる。ここで、CU 試験と \overline{CU} 試験の使い分けについては、地下水位等との関係も考慮して適切に定める必要があるが、直接基礎の場合には支持層が浅く、完全に飽和状態にない場合も多いことを考慮すると、一般的には \overline{CU} 試験により求めるのがよいと考えられる。

一方ケーソン基礎の場合には、多くの場合支持層が深く、飽和状態にあると考えられるため、一般的には CU 試験により求めるのがよいと考えられる。いずれの場合にも、サンプリングによる応力解放の影響を最小限にとどめるために、適切な応力で再圧密を行うのがよいと考えられる。

参考文献

- 参 2-1) (独) 土木研究所：性能規定体系における直接基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料第 4255 号，2014.3
- 参 2-2) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，2017.11
- 参 2-3) (社) 土質工学会：N 値および $c \cdot \phi$ ー考え方と利用法ー，1998

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4369 April 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