

レベル2地震時における杭基礎の設計 に用いる部分係数の検討

平成20年3月

独立行政法人土木研究所
構造物研究グループ
基礎チーム

Copyright © (200) 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、独立行政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、独立行政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。

レベル2地震時における杭基礎の設計 に用いる部分係数の検討

構造物研究グループ(基礎) 上席研究員 中谷 昌一
主任研究員 白戸 真大
交流研究員 野村 朋之

要 旨

現行基準によるレベル2地震時における道路橋橋脚基礎の設計では、基礎が副次的な塑性化にとどまる限界の状態を超えないことの照査を行う。すなわち、基礎がシステムとして降伏しないことを要求されており、基礎の降伏震度が橋脚の終局震度を超えないことを照査する。そして、橋脚の終局震度には橋脚の終局耐力等の不確実性を考慮する補正係数として c_{dF} が考慮されている。ただし、その数値の根拠は明確でない。本資料は、杭基礎を対象として、橋脚および杭基礎の不確実性を考慮して、補正係数 c_{dF} に代わる部分係数を提案することを目的として検討を行ったものである。

キーワード: 杭基礎, 地震時保有水平耐力法, 部分係数

目次

第1章	はじめに	1
第2章	橋脚が有する終局耐力のモデル誤差の評価	6
第3章	杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差の評価	8
3.1	杭基礎の降伏耐力のモデル誤差の評価方法	8
3.2	基礎のモデル化	12
3.3	杭体の $M \sim \phi$ 関係における軸力変動の影響について	15
3.4	モデル誤差の評価	18
3.5	モデル誤差の評価における杭種の違いに対する考察	19
第4章	杭基礎の限界状態が杭体の塑性化に支配される場合の部分係数の検討	22
4.1	部分係数 γ の計算	22
4.2	橋脚の応答が弾性範囲内におさまる場合の検討	26
4.3	部分係数の提案における検討ケース数について	27
第5章	杭の鉛直支持力に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差	29
5.1	モデル誤差の評価方法	29
5.2	杭頭作用力のばらつき	29
5.3	支持力推定式による極限支持力のモデル誤差	31
第6章	杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分係数の検討	34
6.1	安全性指標と部分係数の評価	34
6.2	橋脚が降伏しない場合に関する検討	38
6.3	杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分係数値	40
第7章	まとめ	41
資料 A	水平載荷試験データの諸元	43
資料 B	変位レベルに着目した計算モデル誤差の評価	55
参考文献		60

第1章 はじめに

道路橋の設計基準である道路橋示方書（以下、道示）は、2002年の改訂において、性能規定型の技術基準を目指して、要求する事項とそれを満たす従来からの規定とを併記することを基本として各規定がまとめられた。次期改訂では、性能規定型の技術基準をさらに推し進め、構造物の安全性等の基本的要求性能と構造物の性能に影響を及ぼす要因を明示的に扱い、要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とする照査式を導入するという基本方針の基に、各編において改訂に向けての検討が進められているところである。

レベル2地震時の照査に着目すると、現行道示では、要求される橋の限界状態に対する耐震性能を確保できるように、適切な部材の塑性化を許容するとともに、各部材について適切な限界状態を設定し、各部材の損傷が設定した限界状態以下にとどまるように必要な耐力及び剛性を確保していることを照査している。

基礎の安定を考えた場合、上部構造を支持するために基礎がどの程度の損傷に収まっているべきかを考えて、基礎の限界状態を設定しなければならない。すなわち、大地震時の基礎の安定問題は、上部構造からの慣性力に対して必要な復元力を与えることができるかどうかである。したがって道示は、上部構造からの慣性力の作用に対する基礎の荷重変位関係を考え、基礎の照査点を定めている。模式図を図-1.1に示す。たとえ、基礎が主たる塑性化が生じる領域とされる場合であっても、荷重変位曲線上の最大強度点を超えないように許容塑性率は与えられる¹⁾。しかし、基礎は地中部にあるため、一般に損傷の点検はその他の部位に比べて困難であることから、主たる塑性化を誘導する領域とされることは避けることが望ましい。その場合、基礎の限界状態は副次的な塑性化に留まる限界の状態とされ、地盤の非線形性の影響等により基礎を構成する一部の部材が塑性化したとしても、基礎システムとして降伏に達しないように設計される。基礎が副次的な塑性化にとどまる限界の状態であることを照査するときの照査式は次式で表される。

$$(\text{基礎の降伏強度}) > (\text{橋脚基部の発生断面力}) \quad (1.1)$$

ここで、基礎の降伏とは、基礎が主たる塑性化に達するときである。その定義は、「杭体の塑性化あるいは杭頭反力が上限値に達することにより、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点とする。」であり、一般に以下のイベントが発生したときがこれに対応する。

- 全ての杭体が降伏する
- 前列杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する

前者が杭体の塑性化に起因するもので、後者が杭の鉛直支持力に起因するものである。基礎が副次的な塑性化にとどまるように限界状態を設定する場合、一般に、橋脚基部に主たる塑性化が誘導されるので、基礎の設計水平震度 k_{hp} は、橋脚の終局水平耐力に相当する水平震度 k_{hu} に補正係

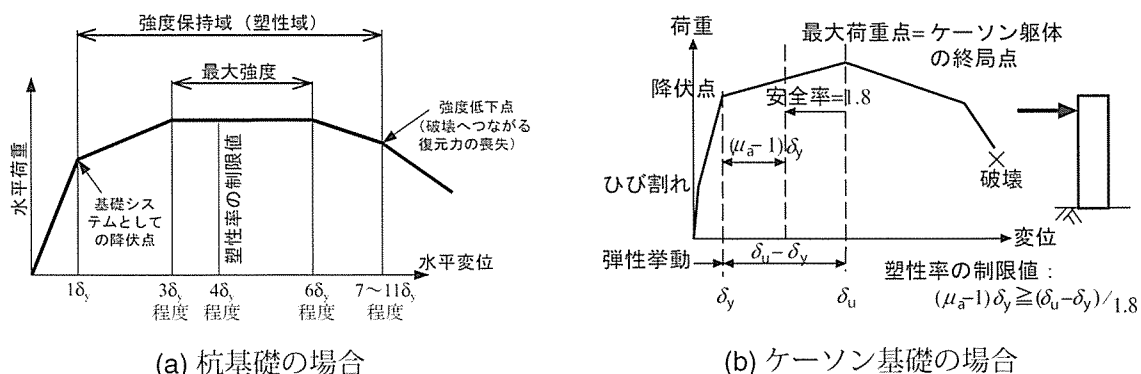


図-1.1 基礎の水平荷重～水平変位関係と限界状態の模式図

数 c_{dF} を乗じたものである。現行道示では、橋脚の終局水平耐力に相当する水平震度 k_{hu} 及び基礎の設計水平震度 k_{hp} は次式で求められる。

$$k_{hu} = P_u / W, \quad W = W_U + 0.5W_P \quad (1.2)$$

$$k_{hp} = c_{dF} k_{hu} \quad (1.3)$$

ここに、 W は地震時保有水平耐力法に用いる等価荷重、 W_U は当該橋脚が支持している上部構造部分の重量、 W_P は橋脚の重量である。 k_{hu} は橋脚の終局水平耐力を水平震度に換算したもので、これを換算水平震度と呼ぶこととする。

補正係数 c_{dF} は、橋脚に用いる材料の特性等による耐力のばらつき等を考慮したものである。橋脚は、算出される終局水平耐力に対して余剰耐力を有している可能性がある。また、基礎の耐力の評価にも不確実性が伴う。そこで、基礎の照査に用いる地震力の算出においては補正係数 c_{dF} を乗じて割増している。道示では、その係数値を $c_{dF}=1.1$ と規定している。しかし、この値の根拠やその設定方法については必ずしも明確ではない。本資料は信頼性の考え方を基に、補正係数 c_{dF} の値を検討することにする。

基礎の耐震設計に用いる荷重を割増すという類似の概念は、米国でも用いられている。例えば、AASHTO²⁾や CALTRANS³⁾の道路橋耐震設計基準では橋脚の曲げ耐力を 1.2 倍し、橋脚基部から基礎に作用する断面力を算出している。これは、実際の材料強度が設計で仮定している値よりも大きいことが考慮されたものである。基礎についても同様に、実際の材料強度と設計で仮定する値との間に差があるはずであるが、それについては考慮されていない。これは安全側の配慮であると解釈できる。

我が国においても秋山ら⁴⁾は、橋脚基礎の降伏を防ぐための RC 橋脚と場所打ち杭間の耐力差について信頼性解析を行った結果から、その不確実性を考慮した設計水平震度に関する補正係数の必要性について報告している。さらに、基礎の設計水平震度 (降伏震度) k_{hy} を RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hu} と部分係数 γ_0 の積と定義して、橋脚の主たる塑性化を橋脚基部に限定したときに、橋梁システムが保有する信頼性を所定の指標に近づけるための部分係数 γ_0 の設定方法について提案している。

本資料では、補正係数 c_{dF} に代わる部分係数 γ の導入する。現行の設計では、橋脚については、材料強度を公称値で表すことによって実際の材料強度より低めに評価し、かぶりコンクリートの寄与分を無視して耐力を算出している。橋脚基礎についても、図-1.2 に示されるように、計算モデルによる耐力の計算値にあたっては、材料強度を低めに見積もっていたり、地盤強度も低めに見積もることが多いので、実際の最大耐力に対しては余裕がある。したがって、橋脚、基礎いずれも実際の強度に対して計算値にはある程度の余裕が見込まれている。さらに、材料強度の評価が地盤強度の評価、出来形の部材寸法など様々な不確実性を有している。

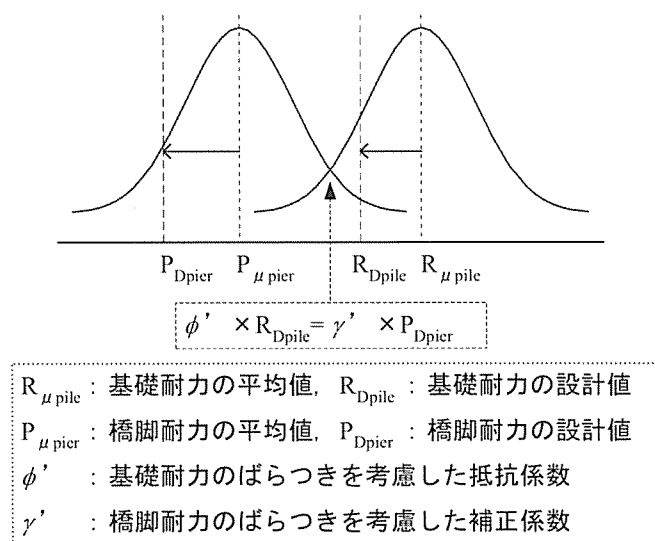


図-1.2 基礎および橋脚耐力の設計値

そこで、橋脚、基礎それぞれの耐力に関する不確実性を考慮するための係数を荷重抵抗係数の形で設定する。

$$\phi' \times (\text{基礎耐力の設計値}) \geq \gamma' \times (\text{橋脚耐力の設計値})$$

そして、これらの抵抗係数 ϕ' 及び γ' をまとめて部分係数 γ として表すと、 $\gamma = \gamma' / \phi'$ で表すことが出来る。

$$\begin{aligned}
 (\text{基礎耐力の設計値}) &\geq \gamma \times (\text{橋脚耐力の設計値}) \\
 &= \gamma' / \phi' \times (\text{橋脚耐力の設計値})
 \end{aligned}$$

このとき、部分係数 γ は橋脚および橋脚基礎の余剰耐力を考慮した補正係数であり、これまでの設計において考慮されてきた補正係数 c_{dF} を置き換えるものである。

部分係数 γ は、図-1.3 に示すフローに従い検討する。まず、橋脚の終局水平耐力 P_u の不確実性を評価する。そして、換算水平震度 k_{hm} のばらつきを設定する。 k_{hm} のばらつきは橋脚の終局水平耐力の不確実性に影響されると考えられる。橋脚耐力の不確実性の要因は、RC 橋脚の材料である鉄筋とコンクリートの材料特性のばらつきであるとする。これらのばらつきを既往の研究より設

定し、モンテカルロシミュレーションにより橋脚耐力のばらつきの統計量を設定する。そして、これを換算水平震度 k_{hu} のばらつきとして考慮する。

フーチング底面中心位置に作用する上部構造からの減衰力も基礎への作用荷重として考慮する必要があるとの指摘もあるが⁵⁾、それについては本資料では考慮しない。なぜなら、減衰力は基礎の抵抗特性においても加味されるべきであり、両者について減衰力を考慮することで、その影響は相殺されるものと考えられるためである。その取り扱いは今後の研究により解明されることが期待される。

次に、基礎の耐力のばらつきを評価する。対象とする基礎は杭基礎とする。この時、杭基礎の降伏には杭体の降伏に起因するものと杭の鉛直支持力に起因するものがあり、これらは各々異なる不確実性を有していると考えられる。したがって、それぞれの場合について検討する。杭基礎の降伏が杭体の降伏に支配される場合、計算モデルを用いて基礎の降伏耐力の推定誤差のばらつきを評価する。そして、橋脚耐力のばらつきと基礎の降伏耐力のばらつきを考慮して部分係数を計算する。

杭基礎の降伏が杭の鉛直支持力に支配される場合は、最終的には杭頭反力と杭の支持力の比較になる。そこで、橋脚耐力のばらつきが発生杭頭反力のばらつきに与える影響を評価する。また、

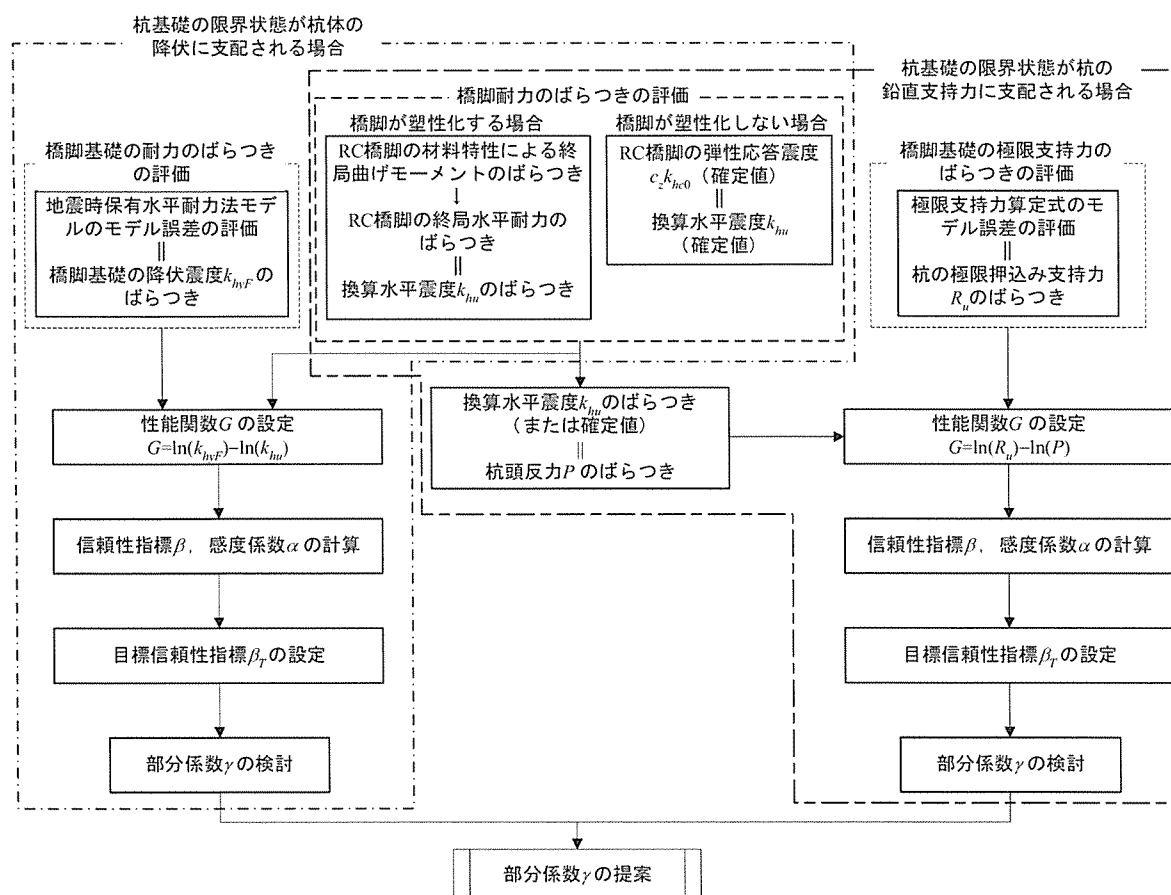


図-1.3 レベル2地震時の橋脚基礎の設計に用いる部分係数の検討フロー

杭の極限支持力推定式のモデル誤差のばらつきを評価する。そして、杭頭反力のばらつきと鉛直支持力のばらつきを考慮して部分係数を計算する。

第2章 橋脚が有する終局耐力のモデル誤差の評価

橋脚の耐力に関する不確実性としては、材料特性および構造解析モデルに起因する不確実性が挙げられる。鉄筋コンクリート橋脚の耐力や変形性能のばらつきに着目し、そのばらつきの要因となる材料特性や評価式の不確実性を考慮した耐震性能の評価を行った研究として、足立らの研究⁶⁾や秋山らの研究⁷⁾等がある。

足立ら⁶⁾は、材料強度等の変動による耐力・変形性能のばらつき、道示に示される各種評価式の誤差によるばらつき、荷重低減特性のばらつきについて検討を行い、定量的な評価を試みている。材料特性のばらつきとして、既往の研究⁸⁾⁹⁾を調査し、コンクリート強度、鉄筋強度、弾性係数等の基準値及び平均値とその変動係数などを設定している。そして、これらのばらつきが正規分布に従うと仮定して標準的な道路橋鉄筋コンクリート橋脚断面に対してモンテカルロシミュレーションを行い、鉄筋コンクリートの降伏・終局曲率、曲率じん性率、終局曲げモーメント、降伏剛性の各部材特性のばらつきを評価している。

秋山ら⁷⁾も、材料特性のばらつきや構造解析の持つ精度、実験等により提案された耐力算定式の持つばらつきによる確率変数を設定し、せん断破壊、変形性能、残留変位の各限界状態式の中に考慮し、信頼性に基づく鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法を検討している。ただし、橋脚曲げ耐力の評価において考慮した材料強度の持つばらつきは足立ら⁶⁾と同じである。

本資料においても、足立ら⁶⁾が評価した橋脚の曲げ耐力の統計量を採用することにする。材料特性のばらつきを表-2.1に示す。また、統計量の評価対象となっている橋脚断面を図-2.1に示す。矩形、円形、壁式のそれぞれの鉄筋コンクリートの断面諸量について、表-2.1に示す材料特性の基準値を用いて計算した値に対するばらつきを表-2.2に示す。

鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力は、終局曲げモーメントと橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離との関係で表される。したがって、終局曲げモーメントのばらつきに関する統計量は、換言すれば換算水平震度 k_{hu} のばらつきに関する統計量であると考えられる。以上よ

表-2.1 材料特性のばらつき⁶⁾

パラメータ	基準値	平均値	変動係数
コンクリート強度	23.5 N/mm ²	1.20	0.10
コンクリート弾性係数	2.45×10 ⁴ N/mm ²	コンクリート強度より設定 *	—
鉄筋降伏強度	295 N/mm ²	1.20	0.07
鉄筋断面積	公称断面積	0.97	0.01
鉄筋弾性係数	2.06×10 ⁵ N/mm ²	0.97	0.01
作用軸力	0.05 $\sigma_{ck}A_g$	1.05	0.05
断面寸法・配筋配置	設計値	1.00	0.01

*：道示に示されるコンクリート強度との相関関係より設定

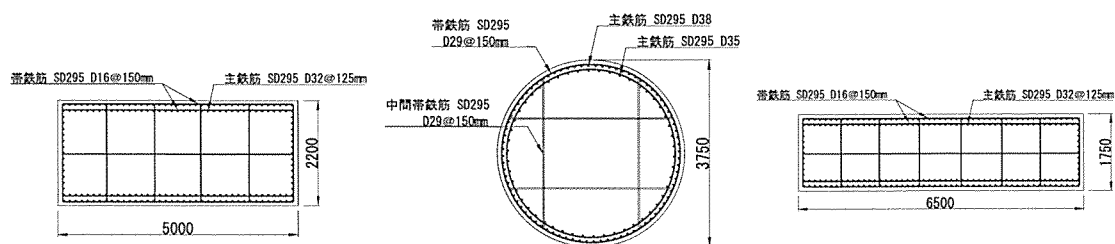


図-2.1 対象とする鉄筋コンクリート断面⁶⁾

表-2.2 鉄筋コンクリート断面特性のばらつきの統計量⁶⁾

	矩形断面		円形断面		壁式断面	
	バイアス	変動係数	バイアス	変動係数	バイアス	変動係数
降伏曲率	1.185	0.073	1.182	0.072	1.184	0.074
終局曲率	1.060	0.042	1.018	0.043	0.972	0.039
曲率じん性率	0.899	0.071	0.864	0.043	0.824	0.054
終局曲げモーメント	1.141	0.057	1.143	0.056	1.143	0.059
降伏剛性	0.964	0.037	0.969	0.041	0.968	0.038

り、本資料では表-2.2 に示される RC 橋脚の終局曲げモーメント（終局水平耐力）のばらつきに関する統計量を安全側に丸めて、換算水平震度比 k_Q ($= k_{hu}$ 計算値/ k_{hu} 基準値) のばらつきに関する統計量として表-2.3 に示すように設定する。ここに、 k_{hu} 基準値 は、材料特性が表-2.1 の基準値であるときに算出される橋脚の終局曲げモーメントに相当する換算水平震度のことである。

表-2.3 換算水平震度比 k_Q のばらつきの統計量

	バイアス λ_{k_Q}	変動係数 COV_{k_Q} (%)
換算水平震度比 k_Q	1.20	6

ここで、橋脚の終局耐力に相当する水平震度の計算値を K_Q とおくと、換算水平震度 k_{hu} の平均値 $\mu_{k_{hu}}$ と標準偏差 $\sigma_{k_{hu}}$ は次式により求められる。

$$\mu_{k_{hu}} = K_Q \cdot \lambda_{k_Q} \quad (2.1)$$

$$\sigma_{k_{hu}} = K_Q \cdot \lambda_{k_Q} \cdot COV_{k_Q} \quad (2.2)$$

第3章 杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差の評価

3.1 杭基礎の降伏耐力のモデル誤差の評価方法

杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏することが想定される場合、杭基礎中のいくつかの杭体の降伏は認めるものの、全ての杭体が塑性化しているという状態には達しないように設計される。このような設計を行う場合の基礎の耐力の計算に関わるモデル誤差は次のようにして検討する。図-3.1に、杭基礎の水平載荷試験と計算モデルにより算出される荷重 P ・変位 S 関係の模式図を示す。杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差を評価するためには、計算モデルから得られる降伏荷重と載荷試験において全杭が降伏したときの荷重の誤差を調べることになる。

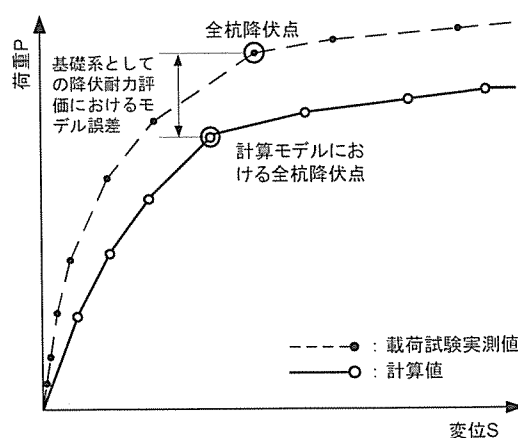


図-3.1 杭基礎の水平載荷試験と計算モデルによる荷重変位関係の模式図

まず、杭が極限支持力に達していないと考えられる群杭の水平載荷試験データを選定し、その降伏荷重を推定する。しかし、載荷試験において杭にひずみゲージが密に配置されていない場合や配置されていたとしても杭頭部に配置されていない場合も多く、全杭が降伏に至る点を同定することが出来ない。そこで、基礎の降伏の定義に立ち戻り、載荷試験で得られた荷重 P ・変位 S 曲線において水平変位が急増し始めた点を求め、その点の荷重を以て杭基礎の降伏耐力の実測値とした。降伏点の同定は、 $\log P$ - $\log S$ 曲線上で行う。一方で、計算降伏耐力は、地震時保有水平耐力法で用いられる一般的な設計計算モデルを用いて載荷試験のシミュレーションを行い、全杭が降伏に至った点の荷重であるものとする。そして、降伏耐力の実測値と計算値の比を以て、モデル誤差とした。

モデル誤差を評価するためのデータとして、群杭に関する既往の水平載荷試験結果の中から、杭頭剛結条件の場所打ち杭2ケース、鋼管杭2ケースの計4ケースを用いる。ここで、杭頭剛結条件の杭を選定したのは、道路橋における群杭基礎に関しては杭頭剛結が基本であることを考慮したものである。水平載荷試験データの概要を表-3.1に、土質柱状図及び荷重変位曲線をそれぞれ図-3.2、図-3.3に示す。ここで、 S を杭径 D で除したものを変位レベルと呼ぶ。また、表中の主たる土質とは、水平抵抗に参与する地盤の深さ $1/\beta$ (m) の範囲の土質構成に着目し、層厚の合計が砂質土、粘性土のいずれか80%以上を占めている土質で区分したものである。

なお、これらの水平載荷試験で用いた杭の配置および杭体諸元、地盤調査結果、計算モデルに
入力したパラメータ等を巻末の資料 A に示している。また、別途、各変位レベルにおける実測値
と計算荷重の比率を求め、各変位レベルの荷重の計算値が実測値に対してどの程度の誤差を有す
るのか調べている。結果については巻末の資料 B を参照されたい。

表-3.1 原位置試験の群杭データ

ID	主たる 土質	杭種	施工法	杭列数		杭 本数	杭径 D (mm)	試験最大荷重と変位		
				載荷 方向	載荷 直角			$P_{\max}$ (kN)	$S_{\max}$ (mm)	$S_{\max}/D$ (%)
6544 ¹⁰⁾¹¹⁾	砂質土	鋼管杭	打込み	3	3	9	318.5	2351.7	239.80	75.29
6532 ¹²⁾	砂質土	場所打ち杭		2	1	2	1000.0	2097.2	131.00	13.10
6535 ¹³⁾	砂質土	場所打ち杭		3	3	9	1200.0	20090.0	418.00	34.83
BF197706 ¹⁴⁾	粘性土	鋼管杭	打込み	2	2	4	406.0	490.0	31.78	7.83

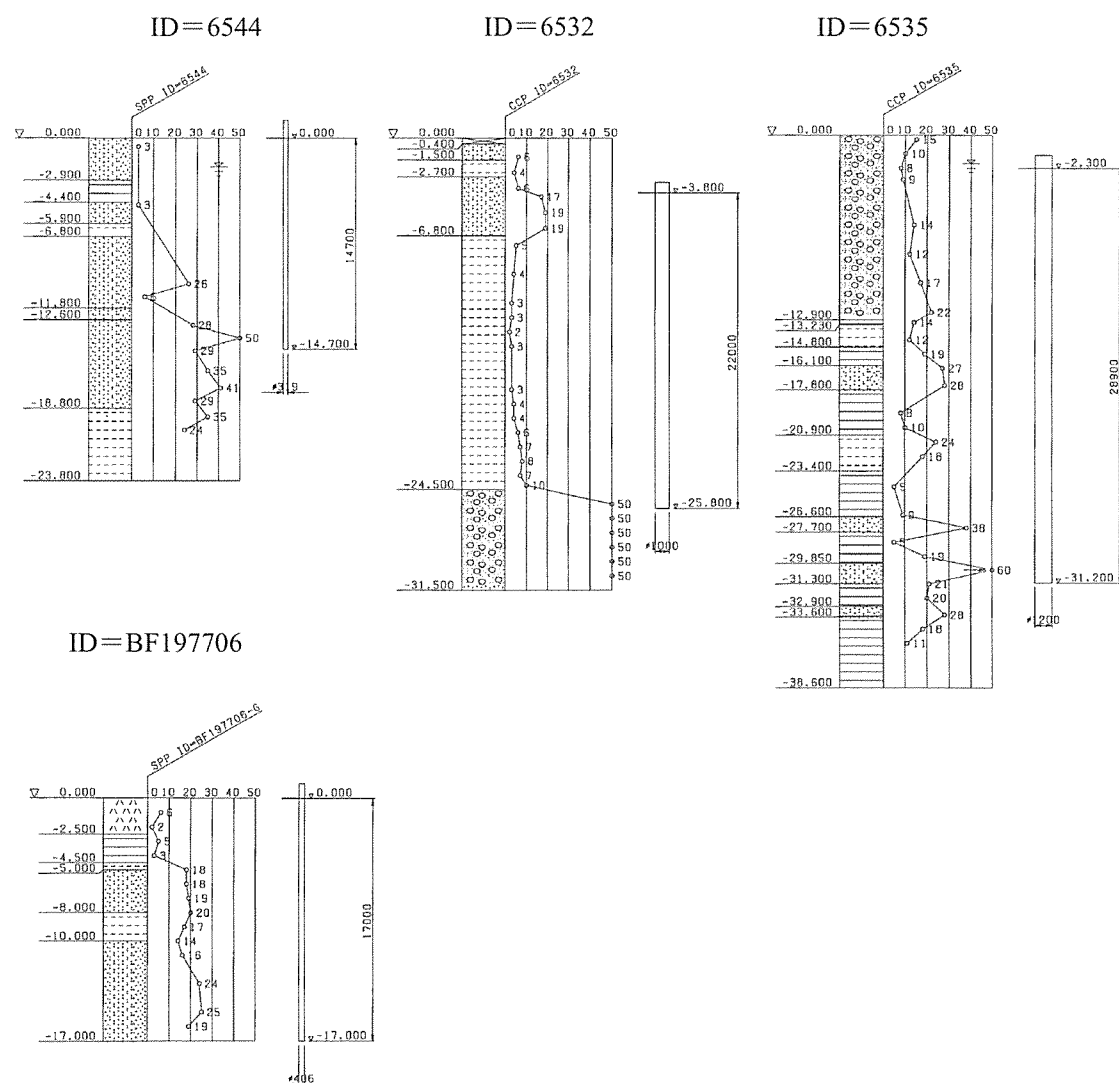
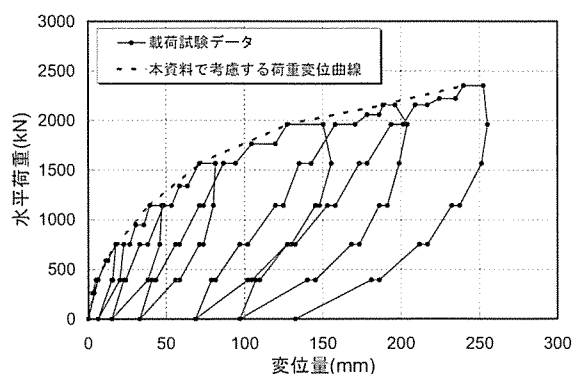
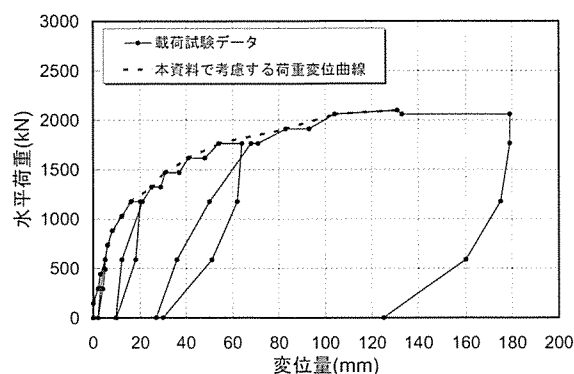


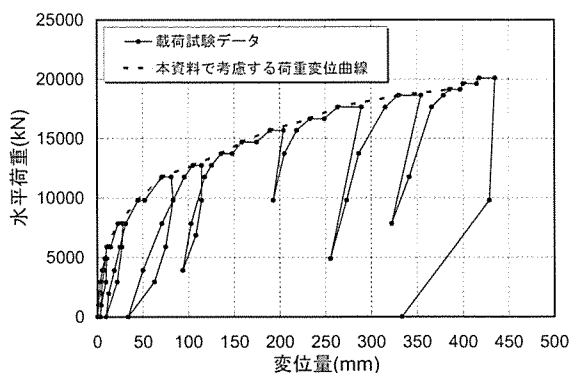
図-3.2 土質柱状図



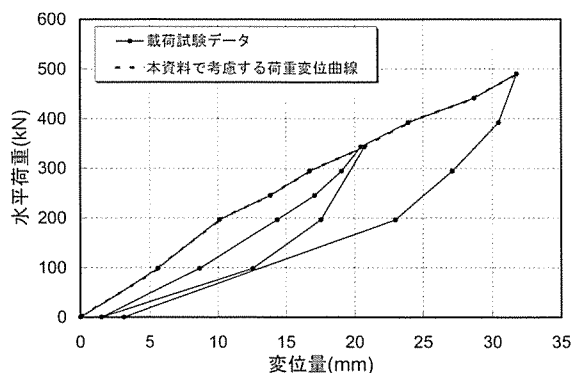
(1) ID=6544



(2) ID=6532



(3) ID=6535



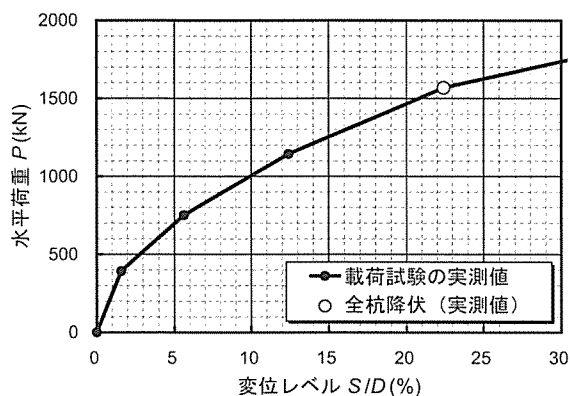
(4) ID=BF197706

図-3.3 水平載荷試験-荷重変位関係

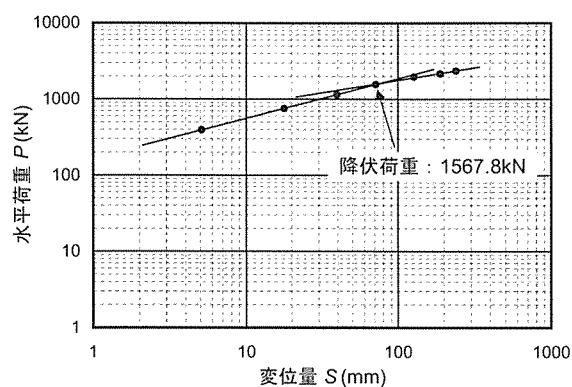
全杭が降伏に達するよりも前に押込み杭が極限支持力に達することにより基礎の変位が急増するという挙動が生じていないことを確認するため、載荷試験結果があるものはその結果から、無いものは、シミュレーションにより試験最大荷重時の杭頭反力を求め、道示に従い計算される杭の極限支持力と比較し、載荷試験中に杭は極限支持力に対して少なくとも安全率程度の余裕を持っていることを確認した。各載荷試験の最大荷重時における押込み側の杭頭反力と極限支持力を表-3.2に示す。これらの載荷試験結果を用いて、杭基礎の耐荷力の計算に関わるモデル誤差を評価した。図-3.4～図-3.7に本資料で考慮する荷重変位曲線及び杭基礎の降伏荷重を示す。ID=BF197706は杭体の降伏には達していないものであった。ここで、ID=6544¹¹⁾は杭頭断面にひずみゲージが設置されているので、参考に杭基礎の降伏点を推測した。ひずみの急増点を杭体の降伏点と仮定すると、160tf (1567.8kN) を境に押込み側の杭に発生するひずみが急増しており、降伏に達していると考えられる。このときのひずみは約 2000 μ である。なお、同条件で単杭の水平載荷試験も実施されており、文献¹¹⁾によれば、単杭の降伏ひずみは 1200 μ 程度と報告されている。また、中間杭は 200tf でひずみが急増しており、このときのひずみは約 1400 μ である。引抜き側の杭に発生する最大ひずみは 1000 μ 未満であり、降伏には達していないと考えられる。以上より、log P -log S 曲線の変曲点から求まる杭基礎の降伏点は、実際の杭基礎の降伏耐力をやや低めに評価しているようである。

表-3.2 荷重試験の最大荷重時における杭頭反力と極限支持力

ID	杭頭反力 P (kN)	極限支持力 R (kN)	杭頭反力/極限支持力 P/R	杭頭反力、極限支持力の確認方法
6544	1234.8	2205.0	0.56	杭頭反力：ひずみ計測値より 極限支持力：単杭の鉛直荷重試験
6532	1291.3	7675.0	0.17	計算値
6535	5194.0	15425.0	0.34	杭頭反力：ひずみ計測値より 極限支持力：計算値
BF197706	1039.2	1966.0	0.53	計算値

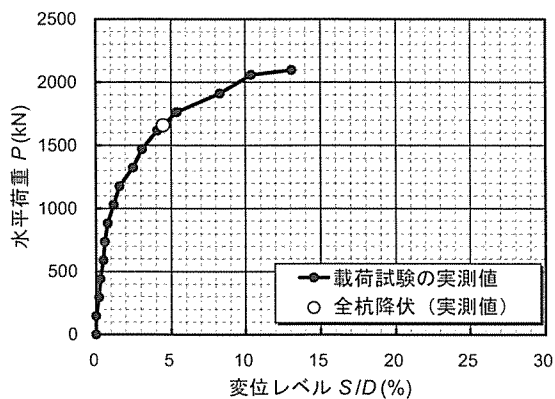


(1) 実測荷重変位関係

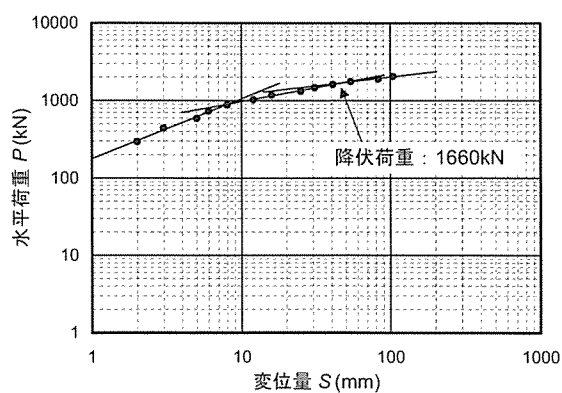


(2) 実測荷重変位関係 (対数表示)

図-3.4 ID=6544 (鋼管杭：3列×3列=9本杭) の荷重変位関係

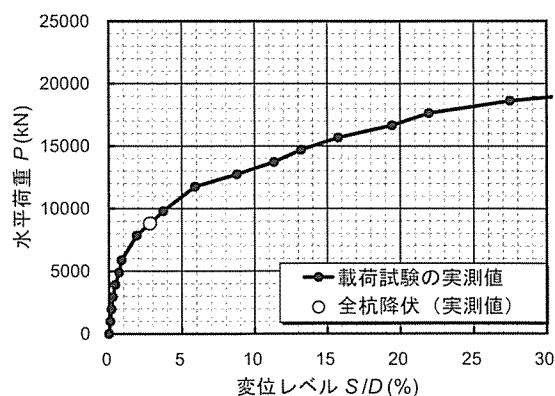


(1) 実測荷重変位関係

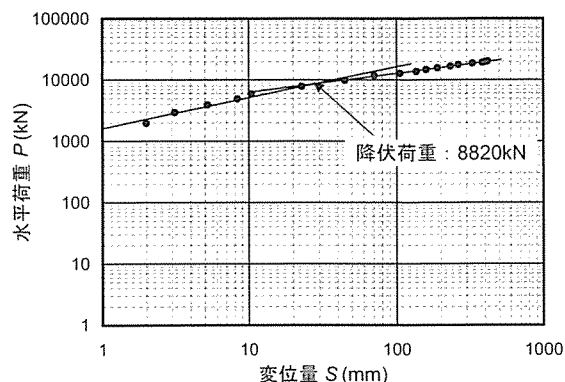


(2) 実測荷重変位関係 (対数表示)

図-3.5 ID=6532 (場所打ち杭：2列×1列=2本杭) の荷重変位関係

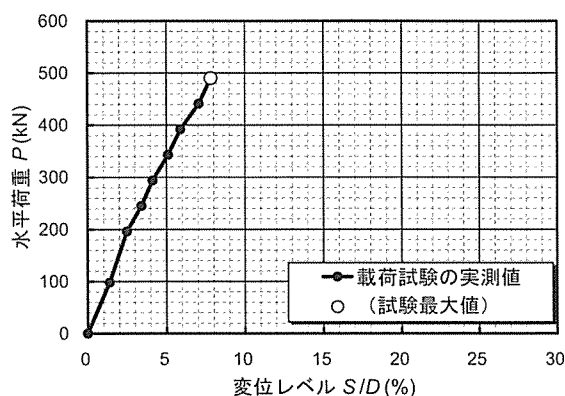


(1) 実測荷重変位関係



(2) 実測荷重変位関係 (対数表示)

図-3.6 ID=6535 (場所打ち杭：3列×3列=9本杭) の荷重変位関係



(1) 実測荷重変位関係

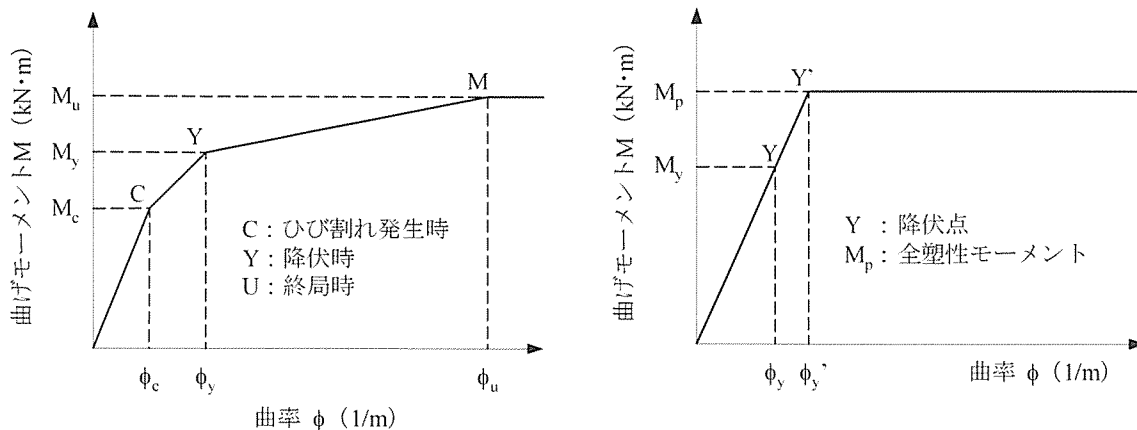
図-3.7 ID=BF197706 (鋼管杭：2列×2列=4本杭) の荷重変位関係

3.2 基礎のモデル化

(1) 計算モデルの設定

杭基礎の計算モデルは、道示に示される方法に従い設定する。杭基礎はラーメンモデルとして扱う。フーチングは剛体、杭体はり要素、杭が受ける水平地盤抵抗は Winkler 分布バネで、杭の軸方向抵抗は杭頭に配置するバネでモデル化する。

杭体の曲げ抵抗は、曲げモーメント M ～曲率 ϕ 関係（以下、 M ～ ϕ 関係とする）を用いてモデル化する。図-3.8 に示すように、場所打ち杭はテトラリニア型、鋼管杭はバイリニア型でモデル化する。 M ～ ϕ 関係を求めるための材料定数は公称値及びコンクリートについては設計基準強度を用いる。算出に用いる軸力は、道示に解説されるように、鋼管杭の場合は死荷重が作用したときの杭頭反力、場所打ち杭の場合は、押込み側の杭では死荷重が作用したときの杭頭反力を、引抜き側の杭では軸力を 0 と考える。中央列杭（例えば、3 列杭のうち 2 列目）は引抜き側と考え、軸



(a) 場所打ち杭の杭体の $M \sim \phi$ 関係

(b) 鋼管杭の杭体の $M \sim \phi$ 関係

図-3.8 杭体の $M \sim \phi$ 関係のモデル化

力を0として $M \sim \phi$ 関係を計算した。死荷重は次のようにして与える。群杭の水平載荷試験では、あらかじめ鉛直荷重を載荷しているデータがあり、鉛直荷重の値が利用可能なデータ (ID=6544) については、その値を死荷重相当と考えて $M \sim \phi$ 関係の算出に用いることとする。また、フーチングを有しており、その規模を判明できるデータ (ID=6535, ID=BF197706) についてはそのフーチング重量を死荷重と考える。死荷重に相当する荷重を載荷しておらず、フーチング重量も推定できないデータ (ID=6532) については、軸力を0として $M \sim \phi$ 関係を算出する。ここで、 $M \sim \phi$ 関係は、軸力の大きさによって異なる可能性があることから、後述する3.3ではこの軸力の影響について検討を行っている。

杭の軸方向の抵抗特性は、杭の軸方向バネ定数 K_V を初期勾配とし、押込み支持力の上限值 P_{NU} と引抜き支持力の上限值 P_{TU} を上限値とするバイリニア型とする。杭の軸方向バネ定数 K_V は道示に解説される推定式を用いて算定する。また、押込み及び引抜きの各支持力の上限值は、道示に解説される各杭工法の支持力推定式から算定する。

なお、杭体を非線形ラーメンモデルとして解析を行う場合は、使用する計算ソフトにおける部材の剛性変化の判定方法や、入力する杭部材の分割ピッチによって解析結果に違いが生じるとの報告がある¹⁷⁾。事前検討により本資料で用いる計算プログラムについて分割ピッチが計算結果に与える影響を調べた結果から、その影響がほとんど見られなくなる範囲で分割ピッチを設定した。具体的には、杭径600mm以上の場合は部材の分割ピッチを200mmに、杭径が600mm未満の場合は部材の分割ピッチを100mmと設定した。

水平方向地盤反力係数 k_{HE} は、常時の水平方向地盤反力係数 k_H と、道示に解説されている単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数 α_k および群杭効果を考慮した補正係数 η_k を用いて設定する。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad (3.1)$$

ここに、 k_H は常時の水平方向地盤反力係数、 η_k は群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補

正係数 (= 2/3), α_k は単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数で, 砂質土地盤で 1.5, 粘性土地盤で 1.5 である。解析対象である水平載荷試験は, いずれも地盤工学会基準に従い荷重保持を一定時間行いながら実施されたものと考えられる。このような載荷条件を考慮し, 常時の地盤反力係数を用いることにした。

水平地盤反力度の上限値 p_{HU} は次式より求める。

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad (3.2)$$

ここに, p_U は受働土圧強度, η_p は単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数で, 砂質土地盤のとき $\eta_p \alpha_p =$ 荷重載荷直角方向の杭の中心間隔 / 杭径 ($\leq \alpha_p = 3.0$), ただし最前列以外は 1/2, 粘性土地盤のとき $\eta_p = 1.0$ である。 α_p は単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数で, 砂質土地盤のとき $\alpha_p = 3.0$, 粘性土地盤のとき $\alpha_p = 1.5$ (N 値 > 2), または $\alpha_p = 1.0$ (N 値 ≤ 2) である。 i 層目地盤における受働土圧強度 p_{Ui} (kN/m²) は, 次式で計算する。

$$p_{Ui} = K_{Pi} \gamma_i h_i + 2c_i \sqrt{K_{Pi}} + K_{Pi}(q + \gamma_{i-1} h_{i-1}) \quad (3.3)$$

$$K_{Pi} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right)^2} \quad (3.4)$$

ここに, K_{Pi} は i 層目地盤の受働土圧係数, γ_i は i 層目地盤の単位重量 (kN/m³), h_i は i 層目地盤の層厚 (m), c_i は粘性土の粘着力 (kN/m²), ϕ_i は i 層目のせん断抵抗角 (°), q は上載荷重 (kN/m²), δ は杭の壁面と土との摩擦角 (°) で $\delta = -\phi/3$ とする。また, α は地表面と水平面のなす角度 (°) である。

(2) 土質定数の設定

土質定数は, 十分な土質調査を行うことを想定して設定した。調査が十分でない場合, 本来ならば追加調査を行うのが望ましいが, ここでは過去の実験を扱っていることからそれが不可能であるので, 以下のように土質定数を設定し, 対応することとした。

土の単位重量は, 物理試験結果が得られるものについてはその値を優先する。得られない場合には次のように単位重量を設定した。ここで, 地下水位に関する情報が得られない場合は, 有効単位重量を用いることとした。砂地盤では湿潤単位重量 $\gamma=18$ kN/m³, 有効単位重量 $\gamma'=9$ kN/m³ を仮定した。れき地盤では湿潤単位重量 $\gamma=19$ kN/m³, 有効単位重量 $\gamma'=10$ kN/m³ を仮定した。粘土地盤では湿潤単位重量 $\gamma=17$ kN/m³, 有効単位重量 $\gamma'=8$ kN/m³ を仮定した。なお, 群杭の対象データには, フーチングを有している場合で現地盤面から杭頭周辺地盤面まで掘り下げたものがいくつかある。これらは載荷試験時の掘削範囲がフーチング面積より比較的大きいことを考慮して, 受働土圧強度の算定においては杭頭位置の地盤面より上層の土砂重量は無視することとした。

地盤のせん断強度 (c, ϕ) は、土質試験結果が判明している場合はその値とし、判明していない場合には N 値から推定した。ただし、土質試験結果を行った場合に得られるであろう値を予測するために、 N 値との相関関係のうち、平均値を与えるような式を用いる。砂質土のせん断抵抗角 $\phi(^{\circ})$ は、次式によった。

$$\left. \begin{array}{l} N > 5 : \phi = 4.8 \ln N_1 + 23, \quad N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \\ N \leq 5 : \phi = 23 \end{array} \right\} \quad (3.5)$$

ここに、 N_1 は有効上載圧 100 kN/m^2 相当に換算した N 値、 σ'_v は有効上載圧 (kN/m^2) である。式 (3.5) に示す $N > 5$ の砂質土のせん断抵抗角 ϕ の算定式は、土木研究所資料第 3849 号¹⁵⁾でまとめられた、有効上載圧を考慮した N_1 と三軸圧縮試験より求めたせん断抵抗角 ϕ の相関の平均式である。また、 $N \leq 5$ の砂質土のせん断抵抗角は、式 (3.5) で $N_1 = 0$ とおいたときの値である 23° と便宜的に仮定する。また、粘性土の粘着力 c (kN/m^2) は次式によった。

$$\left. \begin{array}{l} N \geq 5 : c = \frac{1}{2} q_u = 12.5N \\ N < 5 : c = 0.5(40 + 5N)^{1.15} \end{array} \right\} \quad (3.6)$$

ここに、 q_u は一軸圧縮強度 (kN/m^2) である。粘性土の粘着力は、文献¹⁶⁾を参考にして一軸圧縮強度 q_u と N 値の関係から式を仮定した。 $N \geq 5$ の場合については、Terzaghi and Peck の推定値から平均式を導いている。 $N < 5$ の場合については、図-3.9 に示すように大崎の推定式 ($q_u = 40 + 5N$) に対して、平均曲線の切片が 70 であると仮定し、 $\log 70 / \log 40 = 1.15$ より式を導いた。

水平方向地盤反力係数 k_H を算定する際に用いる変形係数 αE_0 は、孔内水平試験結果を用いることを基本とするが、試験結果がない場合は各層の平均 N 値を用いて $\alpha E_0 = 2800N$ より求めた。

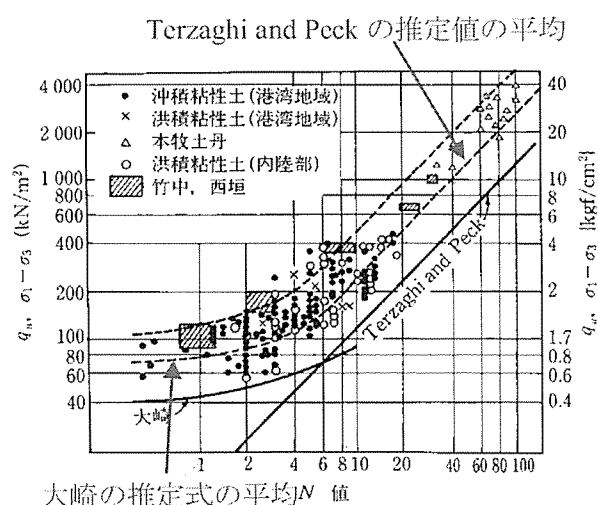


図-3.9 粘性土の q_u と N 値との関係¹⁶⁾

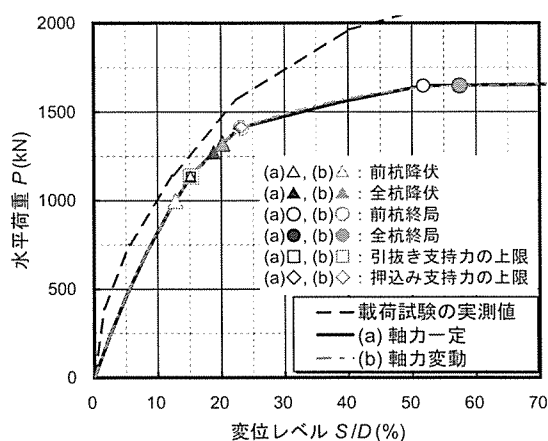
3.3 杭体の $M \sim \phi$ 関係における軸力変動の影響について

地震動により構造物に作用する水平力の影響で、杭には押込み力または引抜き力が作用する。杭体の $M \sim \phi$ 関係は軸力により変化するので、本来、この軸力変動の影響を考慮して基礎の耐力を評価する必要がある。しかし、基礎に生じる塑性化があまり大きくない範囲を対象としていることから、道示では、杭体の $M \sim \phi$ 関係は、鋼管杭の場合は死荷重が作用したときの杭頭反力を、場所打ち杭、PHC 杭、SC 杭および RC 杭の場合は押込み側で死荷重が作用したときの杭頭反力を、

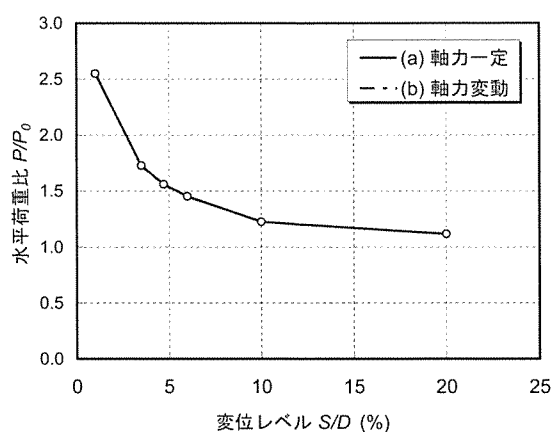
引抜き側で軸力を0とした場合の杭頭反力を作用軸力としたときの $M \sim \phi$ 関係を用いてよいことが解説されている。

本資料では、道示に従って軸力一定条件の下で $M \sim \phi$ 関係を設定しているが、杭基礎の計算モデルのモデル誤差を適切に評価するため、軸力変動が基礎の荷重変位関係の計算値に与える影響がどの程度あるのかについても把握しておくことにした。

対象とするデータは、鋼管杭のデータ ID=6544 と、場所打ち杭のデータ ID=6535 の2件で、軸力を一定とした場合（道示の解説に示される方法）と、軸力変動を考慮して $M \sim \phi$ 関係を逐次更新した場合でそれぞれシミュレーションを行う。そして、着目する変位レベルにおける水平載荷試験の実測値と計算値の水平荷重比 p （＝実測値 P / 計算値 P_0 ）への影響および全杭が降伏に達したときの荷重と変位について分析する。シミュレーションより得られた荷重変位関係を図-3.10、図-3.11に示す。また、図-3.12は軸力一定とした場合と軸力変動を考慮した場合の試験最大荷重時における $M \sim \phi$ 関係を示したものである。

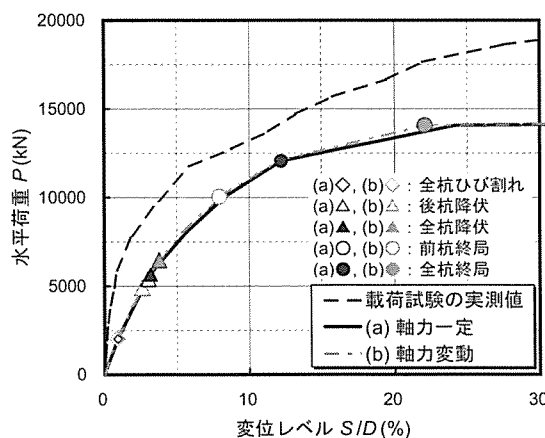


(1) 荷重-変位関係

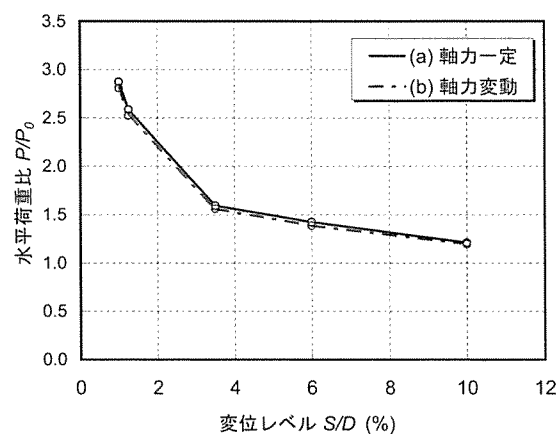


(2) 水平荷重比 p （＝実測値 P / 計算値 P_0 ）

図-3.10 ID=6544（鋼管杭）： $M \sim \phi$ 関係の算出における軸力変動の影響

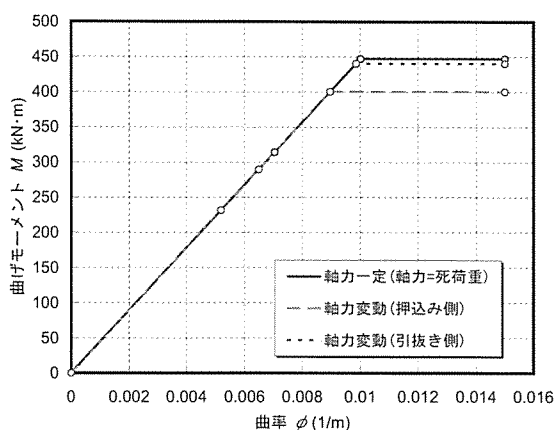


(1) 荷重-変位関係

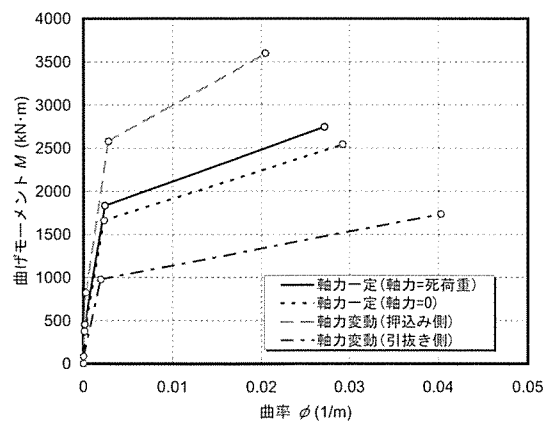


(2) 水平荷重比 p （＝実測値 P / 計算値 P_0 ）

図-3.11 ID=6535（場所打ち杭）： $M \sim \phi$ 関係の算出における軸力変動の影響



(1) 鋼管杭 (ID=6544)



(2) 場所打ち杭 (ID=6535)

図-3.12 試験最大荷重における軸力変動を考慮した $M \sim \phi$ 関係

まず、鋼管杭の場合 (ID=6544) についてシミュレーションを行った結果、図-3.10 に示すような荷重および荷重比と変位レベルの関係が得られた。軸力一定と軸力変動のいずれの場合も約 20% 変位レベルまでに全杭が降伏している。全杭が降伏に達するときの荷重と変位の計算値にはほとんど差がない。1%~20% の変位レベルに着目すると、図-3.10(2) に示すように実線と一点鎖線がほぼ重なっており、水平荷重比 $p (= P/P_0)$ に相違がない。ただし、詳細に見ると異なる損傷過程が得られている。軸力の変動を考慮すると、軸力一定 (全杭の杭頭反力が死荷重) のときに比べて小さい変位レベルで前列側 (押し込み側) の杭が損傷を受けている。鋼管杭の場合、 M_y の値が軸力の変動によって変化しても、降伏曲げ剛性 EI_y は $EI_y = M_y/\phi_y$ が成立するので、 $M \sim \phi$ 関係は軸力の影響を受けない。さらに、全塑性曲げモーメント M_p は、降伏の延長線上に定義される。したがって、 $M \sim \phi$ 関係評価の際に考慮している軸力の違いが杭体の曲げ剛性の違いとして現れるのは、全杭が全塑性モーメントに達した後であると考えられる。また、図-3.12(1) から明らかなように、軸力変動を考慮した場合、押し込み側の全塑性モーメントは軸力一定と考えた場合よりも低めに評価されるものの、引抜き側は軸力一定と考えた場合とほとんど変わらない。したがって、全杭の降伏に着目すると $M \sim \phi$ 関係の設定の差は計算結果にほとんど影響を与えないものと考えられる。

場所打ち杭の場合 (ID=6535) についてシミュレーションを行った結果、図-3.11 に示すような荷重および荷重比と変位レベルの関係が得られた。なお、図-3.11(2) では、実線と一点鎖線がほぼ重なっている。軸力変動の有無にかかわらず、全杭が降伏に達する荷重や変位もほぼ一致する。場所打ち杭の場合、図-3.12(2) に示すように、作用する軸力の違いにより曲げモーメントの値のみならず曲率も影響を受け、ひび割れ以降の 2 次剛性 (ひび割れ~降伏) および降伏以降の 3 次剛性 (降伏~終局) についても作用する軸力の影響を受ける。このことから軸力一定と軸力変動の場合で荷重-変位レベル関係に小さな変位レベルから違いが生じているが、その差は 2% 程度と小さい。すなわち、変位レベルが小さい範囲においては載荷水平荷重による杭体の軸力変動が杭体の $M \sim \phi$ 関係に与える影響はさほど大きくない。

杭基礎としての降伏時における降伏荷重 P_{Fy} とその変位レベル S_{Fy}/D の計算値を表-3.3 に示す。杭基礎システムとしての降伏時に着目すると、鋼管杭および場所打ち杭のいずれの場合にも軸力変動の考慮の有無による計算結果の間に大きな差は認められない。また、軸力一定と考える現行の考え方は、軸力を変動させた場合に比べて全杭の降伏となる荷重および変位レベルを若干安全側に評価しているようである。

表-3.3 杭体の $M \sim \phi$ 関係算定における軸力の違いによる杭基礎の降伏荷重と降伏変位レベル

杭種	ID	杭基礎の降伏荷重 P_{Fy} (kN)			杭基礎の降伏変位レベル S_{Fy}/D (%)		
		(a) 軸力一定	(b) 軸力変動	(b)/(a)	(a) 軸力一定	(b) 軸力変動	(b)/(a)
鋼管杭	6544	1272.3	1321.7	1.04	18.81	20.19	1.07
場所打ち杭	6535	5645.3	6448.9	1.14	3.20	3.78	1.18

上記の検討は、原位置載荷試験に対する解析であったが、実橋の橋脚基礎のように、上部構造慣性力の作用位置が高い場合は、フーチング底面中心位置に作用する回転モーメントの影響が大きくなる。特に、場所打ち杭では曲げ耐力への影響が大きくなるものと考えられる。土木研究所では、過去にそのような載荷状態を考慮して、気中における組杭の載荷試験結果¹⁸⁾¹⁹⁾を行っており、さらに軸力一定条件および軸力変動の影響を考慮した計算モデルによる解析を行っている²⁰⁾。フーチング底面中心位置に作用する鉛直力、水平力、転倒モーメントの値は、一般的な橋脚杭基礎の設計例を参考に設定された値である。軸力一定の場合と軸力変動を考慮した場合の計算結果を、杭基礎の降伏時（全杭降伏時）の荷重及び変位に着目して比較すると、軸力考慮の違いによる差はほとんどなく、いずれも実験結果を精度良く推定できている。

したがって、場所打ち杭の杭体の $M \sim \phi$ 関係の算定では、押込み側は死荷重時の軸力、引抜き側には軸力を 0 とすることとしても問題はなく、杭体の $M \sim \phi$ 関係の設定における作用軸力のモデル化が杭基礎の降伏震度のばらつきに与える影響もほとんどないものとする。

3.4 モデル誤差の評価

表-3.1 に示す載荷試験のうち、ID=BF197706 を除く 3 件の載荷試験を対象として降伏耐力を求めた。ID=BF197706 は、載荷試験において杭体が降伏していないことから、ここでは除外した。載荷試験から $\log P - \log S$ 曲線を用いて求められる杭基礎降伏時の水平荷重の実測値、計算される降伏水平荷重とそのモデル誤差を表-3.4 に示す。

表-3.4 降伏耐力のモデル誤差

杭種	ID	載荷試験実測値 ($\log P - \log S$ 曲線より算出)		非線形杭ラーク モデル計算値		モデル誤差 P/P_0
		水平荷重 P (kN)	変位レベル S/D (%)	水平荷重 P_0 (kN)	変位レベル S/D (%)	
鋼管杭	6544	1567.8	22.43	1272.3	18.81	1.23
場所打ち杭	6532	1660.0	4.48	847.3	1.61	1.96
	6535	8820.0	2.82	5645.3	3.20	1.56

表-3.5 は、3 件の載荷試験結果から得られたモデル誤差の統計量と、このうち場所打ち杭基礎 2 件の載荷試験結果から得られたモデル誤差の統計量である。場所打ち杭のモデル誤差のバイアスは 1.76、変動係数が 16%、全杭を集計すると、バイアスは 1.58、変動係数が 23%となる。

表-3.5 杭基礎の降伏耐力のモデル誤差に関する統計量

	バイアス	変動係数 COV (%)
場所打ち杭基礎のモデル誤差	1.76	16
全検討ケースのモデル誤差	1.58	23

降伏耐力のモデル誤差のばらつきは、杭基礎に用いられる杭種によって異なることが予想される。様々な施工条件に左右される場所打ち杭の場合、既製杭に比べてそのばらつきが大きくなることが考えられる。そこで、本資料では、場所打ち杭の場合のモデル誤差の変動係数 16%を参照し、杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合における降伏耐力のモデル誤差の変動係数を 20%と設定する。また、降伏耐力のバイアスは以下のように設定する。場所打ち杭基礎の場合、計算モデルから求められる降伏耐力は、載荷試験実測値を 1.5～2.0 倍程度まで大きく評価する傾向にある。また、鋼管杭基礎の場合は、1 ケースのみの結果ではあるが、そのモデル誤差は 1.0 に比較的近い値を示しているようである。このことから、降伏耐力の計算モデルのバイアスは 1.0～2.0 の範囲にあると考えられる。よって、本資料では、モデル誤差のバイアスを 1.50 と設定することとした。この値は、全検討ケースから求められるモデル誤差のバイアスに近い。以上より、本資料では、降伏耐力のモデル誤差の統計量をバイアス 1.50、変動係数 20%として評価することとする。ここで、降伏耐力と降伏震度 k_{hyF} は同義であることから、降伏震度が有するバイアスと変動係数は、降伏耐力のモデル誤差に関する統計量で整理できる。これを降伏震度比 k_R のばらつきとして表-3.6 に示す。ここに、降伏震度比 k_R とは、杭基礎の降伏荷重に相当する震度に関する実測値の計算値に対する比 (k_{hyF} 実測値/ k_{hyF} 計算値) である。

表-3.6 降伏震度比 k_R のばらつきの統計量

	バイアス λ_{k_R}	変動係数 COV_{k_R} (%)
降伏震度比 k_R	1.50	20

ここで、杭基礎の降伏震度の計算値を K_R とおくと、杭基礎の降伏震度 k_{hyF} の平均値 $\mu_{k_{hyF}}$ と標準偏差 $\sigma_{k_{hyF}}$ は次式により求められる。

$$\mu_{k_{hyF}} = K_R \cdot \lambda_{k_R} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{k_{hyF}} = K_R \cdot \lambda_{k_R} \cdot COV_{k_R} \quad (3.8)$$

3.5 モデル誤差の評価における杭種の違いに対する考察

杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差は、場所打ち杭 2 ケース、鋼管杭 1 ケースの載荷試験のシミュレーションにより得られた値である。このとき杭体諸元

は公称値または基準値であるとして杭基礎のモデル誤差を評価している。様々な杭種を対象としたとき、杭基礎の降伏耐力のモデル誤差は、それぞれの杭体の曲げ耐力のばらつきが影響を与えるものと考えられる。そこで、場所打ち杭、鋼管杭、PHC 杭、SC 杭の各杭について、材料強度のばらつきや杭体の曲げ耐力実験結果から、それぞれの杭種の曲げ耐力のばらつきを評価することとした。

場所打ち杭の曲げ耐力のばらつきは、材料特性のばらつきを考慮して評価した。コンクリート強度は、文献²¹⁾によれば、設計基準強度 f_{ck} と標準供試体強度 f の平均値 f_m の間には $f_m \cong 1.23f_{ck}$ の関係が得られている。また、標準供試体強度 f と水中コンクリートのコア強度 f^* に関する強度比 $R = (f^*/f)$ の統計量を分析すると、強度比 R の平均値 $R_m = 0.909$ 、変動係数 $V_R = 0.232$ であった。よって、水中コンクリートの平均値 f_m^* は $f_m^* \cong 1.23f_{ck} \times R_m \cong 1.1f_{ck}$ とする。また、標準供試体強度の変動係数を $V_f = 10\%$ と仮定すると、水中コンクリートの強度に関する変動係数 V_{f^*} は、 $V_{f^*} = \sqrt{V_R^2 - V_f^2} \cong 19\%$ となる。場所打ち杭に用いるコンクリートは設計基準強度 24 N/mm^2 に対して呼び強度が 30 N/mm^2 と仮定すると、場所打ち杭の水中コンクリート強度の平均値は $30 \times f_m^* = 33 \text{ N/mm}^2$ となる。この時のコンクリートの弾性係数 E_c は、表-3.7 に示されるコンクリート強度とヤング係数の相関を線形補間して、 $E_c = 2.89 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とする。鉄筋の降伏点は、文献²²⁾、足立ら⁶⁾から、SD345 のバイアスが 1.2、変動係数は 7% と仮定する。鉄筋の弾性係数は、文献²²⁾²³⁾から、 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とし、そのバイアスを 0.97、変動係数を 1% とする。これらを整理したものが表-3.8 である。

表-3.7 コンクリートの弾性係数

コンクリート強度 ※(N/mm ²)	21	24	27	30	40
ヤング係数 (N/mm ²)	2.35×10^4	2.50×10^4	2.65×10^4	2.80×10^4	3.10×10^4

※：表中にないコンクリート強度の場合は線形補間によりヤング係数を算出する。

表-3.8 場所打ち杭の材料特性に関する不確実性

項目	基準値 (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	変動係数
水中コンクリート強度	30	33	0.19
コンクリートの弾性係数	コンクリート強度により設定 (表-3.7 参照)		
鉄筋の降伏強度 (SD345)	345	414	0.07
鉄筋の弾性係数	2.00×10^5	1.94×10^5	0.01

以上のようにして場所打ち杭の材料特性のばらつきを設定する。そして、場所打ち杭の曲げ耐力のばらつきを評価するために、材料特性のばらつきが正規分布に従うと仮定して、1,000 回のモンテカルロシミュレーションを行う。各試行で群杭基礎の杭体の曲げ耐力を算定し、その統計量を場所打ち杭の曲げ耐力のばらつきと考えることとした。軸力は押込み側を死荷重を考慮し、引抜き側は軸力を 0 とした場合と引張力を考慮した場合の 2 ケースを設定した。いくつかの橋脚の試設計ケースに対して適用した結果、得られた降伏曲げモーメント M_y および終局曲げモーメント

表-3.9 場所打ち杭の曲げ耐力のばらつき（材料特性のばらつきによるもの）

	押込み側軸力：死荷重 引抜き側軸力：0		押込み側軸力：死荷重 引抜き軸力：引張力	
	バイアス	変動係数	バイアス	変動係数
降伏曲げモーメント M_y	1.2 程度	4%	1.3 程度	9～13%
終局曲げモーメント M_u	1.15 程度	3～4%	1.25 程度	7～10%

M_u の統計量を整理して表-3.9 に示す。

鋼管杭の杭体の曲げ耐力のばらつきを工場検査における鋼材の降伏強度から評価する。既往の文献²⁴⁾によれば、鋼材の規格値に対するばらつきは鋼種 SKK 400, 杭径 $\phi=600$ mm, 肉厚 $t=9$ mm の場合でバイアス $\lambda=1.33$, 変動係数 $COV=7\%$ であった。また、鋼種 SKK 490, 杭径 $\phi=600$ mm, 肉厚 $t=12$ mm の場合でも変動係数はほとんど同じで $COV=6\%$ 弱であった。

高温高圧蒸気養生の PHC 杭 ($\phi=400$ mm) の杭本体 (JIS 従来型) の曲げ破壊強度 (軸力=0) は、既往の文献²⁴⁾によれば、曲げ破壊強度の規格値に対して、A 種では $\lambda, COV=8.3\%$, B 種では $\lambda=1.31, COV=8.5\%$, C 種では $\lambda=1.28, COV=6.5\%$ のばらつきがある。また、軸力が作用した高温高圧蒸気養生の PHC 杭 (A 種, $\phi=400$ mm) の杭本体 (JIS 従来型) の曲げ破壊強度 (軸力=180 tf) は、曲げ破壊強度の規格値に対して $\lambda=1.19, COV=6.1\%$ のばらつきがあると報告されている。

SC 杭の曲げ耐力に関するばらつきは、既往の実験結果²⁵⁾による発生曲げモーメントと、設計基準強度から道示に従って算出される降伏、終局曲げモーメントの計算値との比を整理すると、降伏曲げモーメントのばらつきは、 $\lambda=1.34, COV=14\%$, 終局曲げモーメントのばらつきは、 $\lambda=1.56, COV=4\%$ と設定される。

以上より、PHC 杭及び SC 杭の曲げ耐力は、その耐力のばらつきの傾向から、場所打ち杭や鋼管杭と同程度あるいはそれ以上の大きな余剰強度を有する一方、同程度あるいは小さな変動係数を有していると推定される。したがって、表-3.6 に示す統計量を PHC 杭及び SC 杭等、他の杭種を有する基礎に適用することは、安全側の検討結果を与える。

第4章 杭基礎の限界状態が杭体の塑性化に支配される場合の部分係数の検討

本章では、杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合に着目して、現行の設計基準が有する安全性指標について評価し、目標安全性指標を設定する。そして、これを満足する部分係数の計算を行う。

4.1 部分係数 γ の計算

4.1.1 現行基準により設計される RC 橋脚の杭基礎が有する信頼性指標の計算

現行基準にしたがい補正係数 c_{dF} を考慮して設計された RC 橋脚の杭基礎が有する信頼性指標 β と感度係数 α を計算する。杭基礎の降伏耐力に相当する降伏震度 k_{hyF} 及び橋脚の終局耐力に相当する換算水平震度 k_{hu} のばらつきが対数正規分布に従うと仮定すると、性能関数 G は式 (4.1) で表される。

$$G = \ln(k_{hyF}) - \ln(k_{hu}) \quad (4.1)$$

ここで、杭基礎の降伏震度 k_{hyF} を対数表示した $\ln(k_{hyF})$ と、換算水平震度 k_{hu} を対数表示した $\ln(k_{hu})$ がそれぞれ $N(\mu_{\ln(k_{hyF})}, \sigma_{\ln(k_{hyF})})$, $N(\mu_{\ln(k_{hu})}, \sigma_{\ln(k_{hu})})$ なる正規確率分布と仮定すると、性能関数 G は式 (4.2) に示される正規確率変数となる。また、性能関数 G の確率分布の概念図を図-4.1 に示す。

$$N(\mu_G, \sigma_G) = N\left(\mu_{\ln(k_{hyF})} - \mu_{\ln(k_{hu})}, \sqrt{\sigma_{\ln(k_{hyF})}^2 + \sigma_{\ln(k_{hu})}^2}\right) \quad (4.2)$$

ここに、 μ_G , σ_G はそれぞれ性能関数 G の確率分布の平均値、標準偏差である。 $\mu_{\ln(k_{hyF})}$, $\sigma_{\ln(k_{hyF})}$, $\mu_{\ln(k_{hu})}$, $\sigma_{\ln(k_{hu})}$ は次式で求める。

$$\mu_{\ln(k_{hyF})} = \ln(\mu_{k_{hyF}}) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(k_{hyF})}^2, \quad \sigma_{\ln(k_{hyF})}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_{k_{hyF}}^2}{\mu_{k_{hyF}}^2}\right) \quad (4.3)$$

$$\mu_{\ln(k_{hu})} = \ln(\mu_{k_{hu}}) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(k_{hu})}^2, \quad \sigma_{\ln(k_{hu})}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_{k_{hu}}^2}{\mu_{k_{hu}}^2}\right) \quad (4.4)$$

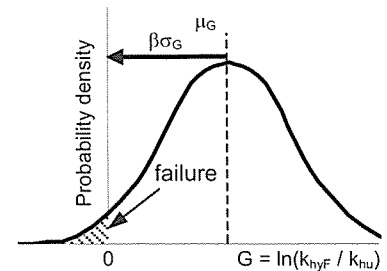


図-4.1 性能関数 G の確率分布の概念図

信頼性指標 β は式 (4.5) で求められる。また、杭基礎の降伏震度 k_{hyF} の感度係数 $\alpha_{k_{hyF}}$ と換算水平震度 k_{hu} の感度係数 $\alpha_{k_{hu}}$ は、それぞれ式 (4.6), 式 (4.7) のように求められる。

$$\beta = \mu_G / \sigma_G \quad (4.5)$$

$$\alpha_{k_{hyF}} = \sigma_{\ln(k_{hyF})} / \sigma_G \quad (4.6)$$

$$\alpha_{k_{hu}} = \sigma_{\ln(k_{hu})} / \sigma_G \quad (4.7)$$

現行基準にしたがう場合、杭基礎の降伏震度の設計値 K_R と換算水平震度の設計値 K_Q には次式の関係が成立する。

$$K_R \geq c_{dF} K_Q \quad (4.8)$$

杭基礎の最適な設計では、性能関数が $G \equiv 0$ となり、 K_R と K_Q は $K_R = c_{dF} K_Q$ の関係となる。 $K_R = c_{dF} K_Q$ のとき、式 (2.1), 式 (2.2), 式 (3.7), 式 (3.8) より μ_G , σ_G は以下のように展開される。

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln(k_{hyF})} &= \sqrt{\ln \left(1 + \frac{\sigma_{k_{hyF}}^2}{\mu_{k_{hyF}}^2} \right)} = \sqrt{\ln (1 + \text{COV}_{k_R}^2)} \\ \sigma_{\ln(k_{hu})} &= \sqrt{\ln \left(1 + \frac{\sigma_{k_{hu}}^2}{\mu_{k_{hu}}^2} \right)} = \sqrt{\ln (1 + \text{COV}_{k_Q}^2)} \\ \mu_G &= \mu_{\ln(k_{hyF})} - \mu_{\ln(k_{hu})} = \ln \left(\frac{\mu_{k_{hyF}}}{\mu_{k_{hu}}} \right) - \frac{1}{2} (\sigma_{\ln(k_{hyF})}^2 - \sigma_{\ln(k_{hu})}^2) \\ &= \ln \left(\frac{K_R \lambda_{k_R}}{K_Q \lambda_{k_Q}} \right) - \frac{1}{2} \{ \ln (1 + \text{COV}_{k_R}^2) - \ln (1 + \text{COV}_{k_Q}^2) \} \\ &= \ln \left(\frac{c_{dF} \lambda_{k_R}}{\lambda_{k_Q}} \right) - \frac{1}{2} \ln \left(\frac{1 + \text{COV}_{k_R}^2}{1 + \text{COV}_{k_Q}^2} \right) \\ \sigma_G &= \sqrt{\sigma_{\ln(k_{hyF})}^2 + \sigma_{\ln(k_{hu})}^2} = \sqrt{\ln (1 + \text{COV}_{k_R}^2) + \ln (1 + \text{COV}_{k_Q}^2)} \end{aligned}$$

以上より、 $c_{dF}=1.1$ 及び表-2.3, 表-3.6 の統計量から、信頼性指標 β , 感度係数 $\alpha_{k_{hyF}}$, $\alpha_{k_{hu}}$ は表-4.1 に求められる。

表-4.1 現行基準で設計された杭基礎が有する信頼性指標と感度係数（補正係数 c_{dF} を考慮）

橋脚に生じる応答	信頼性指標 β	感度係数 α	
		杭基礎の降伏震度 $\alpha_{k_{hyF}}$	換算水平震度 $\alpha_{k_{hu}}$
橋脚が降伏する	1.453	0.957	0.290

杭基礎システムの耐力が杭体の曲げ耐力に支配される場合、補正係数 c_{dF} を考慮して現行基準で設計された杭基礎が有する信頼性指標 β は 1.5 程度 ($G < 0$ となる確率は 10%未満) である。また、感度係数を比較すると、杭基礎の降伏震度のばらつきが杭基礎システムの信頼性に与える影響が大きいことが分かる ($\alpha_{k_{hyF}} \gg \alpha_{k_{hu}}$)。

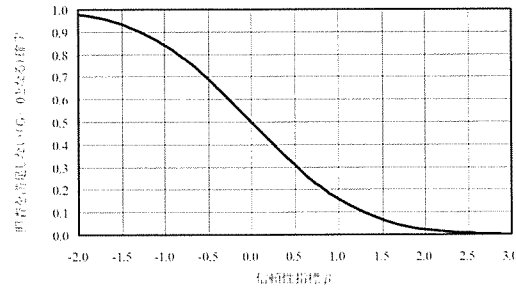


図-4.2 照査を満足しない ($G < 0$) 確率と信頼性指標 β の関係

4.1.2 目標信頼性指標 β_T の設定と部分係数 γ の計算

レベル2地震時における目標信頼性指標 β_T は、小さめに評価し、 $\beta_T = 0.0$ と設定することとした。これは、想定する地震自体の発生確率がかなり低いこと、また、たとえ限界状態を超えても最大強度点や変形性能を失う点に達するまでには余裕があり、限界状態を超えることが直ちに落橋を引き起こすようなクリティカルな状態に至ることではないからである。また、感度係数 α は表-4.1 の値を用いる。これらを整理したものが表-4.2 である。

表-4.2 部分係数の計算に用いる目標信頼性指標 β_T と感度係数 α

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T	感度係数 α	
		杭基礎の降伏震度 $\alpha_{k_{hyF}}$	橋脚基礎照査用震度 $\alpha_{k_{hu}}$
橋脚が降伏する	0.0	0.957	0.290

性能関数 G は式 (4.1) である。また、部分係数 γ は式 (4.9)～式 (4.11) により求まる。

$$\gamma = \gamma' / \phi' \quad (4.9)$$

$$\phi' = \frac{k_{hyF}\beta}{K_R}, \quad k_{hyF}\beta = \exp(\mu_{\ln(k_{hyF})} - \alpha_{k_{hyF}}\beta_T\sigma_{\ln(k_{hyF})}) \quad (4.10)$$

$$\gamma' = \frac{k_{hu}\beta}{K_Q}, \quad k_{hu}\beta = \exp(\mu_{\ln(k_{hu})} + \alpha_{k_{hu}}\beta_T\sigma_{\ln(k_{hu})}) \quad (4.11)$$

ここに、

- γ : RC 橋脚の終局水平耐力と杭基礎の降伏耐力のばらつきを考慮した部分係数
- ϕ' : 杭基礎の降伏耐力のばらつきを考慮した抵抗係数
- γ' : RC 橋脚の終局水平耐力のばらつきを考慮した荷重の補正係数
- β_T : 目標信頼性指標
- $\alpha_{k_{hyF}}$: 杭基礎の降伏震度に関する感度係数
- $\mu_{\ln(k_{hyF})}$: 杭基礎の降伏震度 k_{hyF} を対数表示した $\ln(k_{hyF})$ の平均値
- $\sigma_{\ln(k_{hyF})}$: 杭基礎の降伏震度 k_{hyF} を対数表示した $\ln(k_{hyF})$ の標準偏差

- $k_{hyF\beta}$: 目標信頼性指標 β_T に相当する杭基礎の降伏震度
 K_R : 設計基準値を用いて算出した杭基礎の降伏震度
 $\alpha_{k_{hu}}$: 橋脚終局水平耐力に相当する換算水平震度に関する感度係数
 $\mu_{\ln(k_{hu})}$: 橋脚終局水平耐力に相当する換算水平震度 k_{hu} を対数表示した $\ln(k_{hu})$ の平均値
 $\sigma_{\ln(k_{hu})}$: 橋脚終局水平耐力に相当する換算水平震度 k_{hu} を対数表示した $\ln(k_{hu})$ の標準偏差
 $k_{hu\beta}$: 目標信頼性指標 β_T に相当する換算水平震度
 K_Q : 設計基準値を用いて算出した橋脚終局水平耐力に相当する換算水平震度

式(4.10), 式(4.11)はそれぞれ以下のように展開される。

$$\begin{aligned}
 k_{hyF\beta} &= \exp\left(\ln(\mu_{k_{hyF}}) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(k_{hyF})}^2 - \alpha_{k_{hyF}}\beta_T\sigma_{\ln(k_{hyF})}\right) \\
 &= \exp\left(\ln(K_R\lambda_{k_R}) - \frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) - \alpha_{k_{hyF}}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)}\right) \\
 &= K_R\lambda_{k_R} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) - \alpha_{k_{hyF}}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)}\right) \\
 k_{hu\beta} &= \exp\left(\ln(\mu_{k_{hu}}) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(k_{hu})}^2 + \alpha_{k_{hu}}\beta_T\sigma_{\ln(k_{hu})}\right) \\
 &= \exp\left(\ln(K_Q\lambda_{k_Q}) - \frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_Q}^2) + \alpha_{k_{hu}}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_Q}^2)}\right) \\
 &= K_Q\lambda_{k_Q} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_Q}^2) + \alpha_{k_{hu}}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_Q}^2)}\right)
 \end{aligned}$$

よって,

$$\begin{aligned}
 \phi' &= \frac{k_{hyF\beta}}{K_R} = \frac{K_R\lambda_{k_R}}{K_R} \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) - \alpha_{k_{hyF}}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)}\right) \\
 &= \lambda_{k_R} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) - \alpha_{k_{hyF}}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)}\right) \\
 \gamma' &= \frac{k_{hu\beta}}{K_Q} = \frac{K_Q\lambda_{k_Q}}{K_Q} \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_Q}^2) + \alpha_{k_{hu}}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_Q}^2)}\right) \\
 &= \lambda_{k_Q} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_Q}^2) + \alpha_{k_{hu}}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_Q}^2)}\right)
 \end{aligned}$$

ここに、表-2.3, 表-3.6, 表-4.2 の値を代入すると、抵抗係数 ϕ' , 補正係数 γ' が求まる。さらに、式(4.9)より部分係数 γ が求められる。部分係数の計算結果を表-4.3に示す。橋脚が降伏する場合のレベル2地震時における杭基礎の部分係数 γ は $\gamma = 0.8$ 程度となる。

表-4.3 部分係数の計算結果

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T	感度係数		部分係数		
		基礎の 降伏震度 $\alpha_{k_{hyF}}$	基礎の 照査用震度 $\alpha_{k_{hu}}$	係数分離		部分係数 γ
				抵抗係数 ϕ'	補正係数 γ'	
橋脚が降伏する	0.0	0.957	0.290	1.47	1.20	0.81

4.2 橋脚の応答が弾性範囲内におさまる場合の検討

4.2.1 現行基準により設計される RC 橋脚の杭基礎が有する信頼性指標の計算

橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合、橋脚基礎の照査においては、橋脚基部に生じる断面力を荷重として考慮するものと道路橋示方書では規定されている。橋脚基部に生じる断面力は、弾性応答震度 $c_z k_{hc0}$ により与えられる。ここに、 c_z は道路橋示方書に示される地域別補正係数、 k_{hc0} はレベル 2 地震時の設計水平震度の標準値である。したがって、橋脚の塑性化を考慮しない場合、橋脚基礎の照査では弾性応答震度 $c_z k_{hc0}$ 相当の荷重を作用させる。このとき、換算水平震度 k_{hu} を確定値であるとする、換算水平震度 k_{hu} の $\mu_{k_{hu}}$ 及び $\sigma_{k_{hu}}$ は $\mu_{k_{hu}} = c_z k_{hc0} = K_Q$ 、 $\sigma_{k_{hu}} = 0$ となる。 $K_R = K_Q$ の関係にあるとき、 μ_G 、 σ_G は以下のように展開される。

$$\begin{aligned}\sigma_{\ln(k_{hyF})} &= \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_{k_{hyF}}^2}{\mu_{k_{hyF}}^2}\right)} = \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)} \\ \sigma_{\ln(k_{hu})} &= \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_{k_{hu}}^2}{\mu_{k_{hu}}^2}\right)} = 0 \\ \mu_G &= \mu_{\ln(k_{hyF})} - \mu_{\ln(k_{hu})} = \ln\left(\frac{\mu_{k_{hyF}}}{\mu_{k_{hu}}}\right) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(k_{hyF})}^2 = \ln\left(\frac{K_R \lambda_{k_R}}{K_Q}\right) - \frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) \\ &= \ln(\lambda_{k_R}) - \frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) \\ \sigma_G &= \sqrt{\sigma_{\ln(k_{hyF})}^2 + \sigma_{\ln(k_{hu})}^2} = \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)}\end{aligned}$$

したがって、式 (4.5)～式 (4.7) より、信頼性指標 β 、感度係数 $\alpha_{k_{hyF}}$ 、 $\alpha_{k_{hu}}$ は表-4.4 に示すように求まる。

表-4.4 現行基準で設計された杭基礎が有する信頼性指標と感度係数

橋脚に生じる応答	信頼性指標 β	感度係数 α	
		杭基礎の降伏 震度 $\alpha_{k_{hyF}}$	橋脚基礎照査用 設計水平震度 $\alpha_{k_{hu}}$
橋脚が降伏しない	1.948	1.000	0.000

現行基準で設計された RC 橋脚を支持する杭基礎が有する信頼性指標 β は、橋脚が降伏しない場合では $\beta = 2.0$ 程度となる。

4.2.2 目標信頼性指標 β_T の設定と部分係数 γ の計算

橋脚の塑性化を考慮しない場合、 β は橋脚が塑性化する場合に比較して0.5程度大きくなり、2.0程度となった。しかし、橋脚の塑性化を考慮する場合と同等の β を与えることとして、レベル2地震時における目標信頼性指標は、 $\beta_T=0.0$ と設定する。また、感度係数 α は表-4.4の値を用いる。これを整理して、表-4.5に示す。

表-4.5 部分係数の計算に用いる目標信頼性指標 β_T と感度係数 α

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T	感度係数 α	
		杭基礎の降伏震度 $\alpha_{k_{hyF}}$	橋脚基礎照査用設計水平震度 $\alpha_{k_{hu}}$
橋脚が降伏しない	0.0	1.000	0.000

性能関数 G は、式 (4.1) である。部分係数 γ は式 (4.9)～式 (4.11) により求まる。式 (4.10)、式 (4.11) はそれぞれ以下のように展開される。

$$k_{hyF\beta} = K_R \lambda_{k_R} \cdot \exp \left(-\frac{1}{2} \ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) - \alpha_{k_{hyF}} \beta_T \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)} \right)$$

$$k_{hu\beta} = \exp \left(\ln(\mu_{k_{hu}}) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(k_{hu})}^2 - \alpha_{k_{hu}} \beta_T \sigma_{\ln(k_{hu})} \right) = \exp(\ln(K_Q))$$

$$= K_Q$$

よって、

$$\phi' = \frac{k_{hyF\beta}}{K_R} = \frac{K_R \lambda_{k_R}}{K_R} \exp \left(-\frac{1}{2} \ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) - \alpha_{k_{hyF}} \beta_T \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)} \right)$$

$$= \lambda_{k_R} \cdot \exp \left(-\frac{1}{2} \ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2) - \alpha_{k_{hyF}} \beta_T \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_{k_R}^2)} \right)$$

$$\gamma' = \frac{k_{hu\beta}}{K_Q} = 1.00$$

ここに、表-3.6、表-4.5から抵抗係数 ϕ' が求まる。さらに、 $\gamma' = 1.00$ 、式 (4.9) より部分係数 γ が求められる。部分係数の計算結果を表-4.6に示す。橋脚が降伏しない場合の部分係数は $\gamma=0.7$ 程度である。

表-4.6 部分係数の計算結果

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T	感度係数		部分係数		
		基礎の降伏震度 $\alpha_{k_{hyF}}$	基礎の照査用震度 $\alpha_{k_{hu}}$	係数分離		部分係数 γ
				抵抗係数 ϕ'	補正係数 γ'	
橋脚が降伏しない	0.0	1.000	0.000	1.47	1.00	0.68

4.3 部分係数の提案における検討ケース数について

本資料で行った杭基礎の降伏耐力のモデル誤差の統計量の算出に用いたデータ数は3ケースと少なかった。そのため、今後データが増加したときに統計量も変わる可能性がある。そこで、参考として杭基礎の降伏震度比 k_R の統計量（バイアス λ_{k_R} ，変動係数 COV_{k_R} ）を変化させた場合の部分係数の計算結果を表-4.7，図-4.3 に示す。

モデル誤差のバイアスが1.0～1.2程度になった場合，橋脚が降伏する場合の部分係数は1.0～1.2程度，橋脚が降伏しない場合の部分係数は0.85～1.0程度見込んでおけばよいと考えられる。今後，統計データが蓄積されれば，杭基礎の降伏耐力のモデル誤差を再度評価するのが望ましいと考える。

表-4.7 杭基礎の降伏耐力のモデル誤差の統計量を変化させた場合の部分係数 γ の試算

λ_{k_R}	橋脚が降伏する場合（塑性化） 部分係数 γ			橋脚が降伏しない場合（弾性域） 部分係数 γ		
	COV=30%	COV=20%	COV=10%	COV=30%	COV=20%	COV=10%
1.50	0.83	0.81	0.80	0.70	0.68	0.67
1.40	0.89	0.87	0.86	0.75	0.73	0.72
1.30	0.96	0.94	0.93	0.80	0.78	0.77
1.20	1.04	1.02	1.00	0.87	0.85	0.84
1.10	1.14	1.11	1.09	0.95	0.93	0.91
1.00	1.25	1.22	1.20	1.04	1.02	1.00

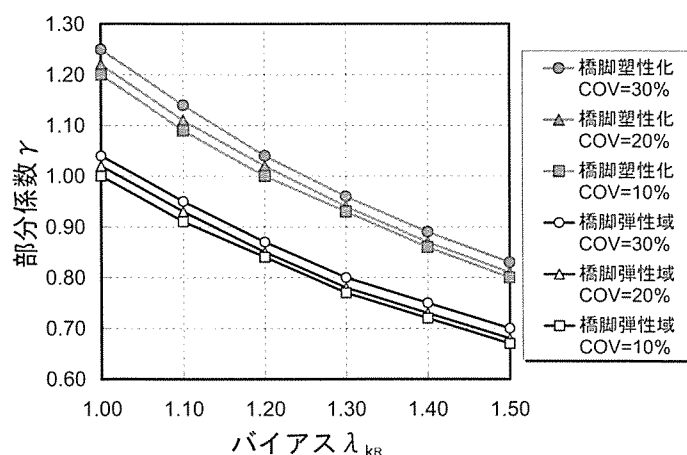


図-4.3 杭基礎の降伏耐力のモデル誤差と部分係数 γ の関係

第5章 杭の鉛直支持力に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差

5.1 モデル誤差の評価方法

杭の鉛直支持力により杭基礎の降伏が支配される場合、杭基礎の降伏耐力の不確実性は、前列杭の杭頭反力と極限支持力に関する不確実性であると仮定する。荷重側である杭頭反力は橋脚耐力のばらつきの影響を受けるので、結果として杭頭反力もばらつくことになる。橋脚耐力については第2章において既にそのばらつきを評価している。抵抗側である前列杭の極限支持力のモデル誤差は、過去に実施された杭の鉛直載荷試験結果から得られる極限支持力と杭種毎の支持力推定式から求められる極限支持力との比較であるとする。

5.2 杭頭作用力のばらつき

本城ら²⁶⁾は地震時の杭の支持力照査のための部分係数を求めており、杭頭作用力のばらつきについて評価している。本資料でも本城らの手法²⁶⁾に準じて杭頭作用力の評価を行う。レベル2地震時における杭頭反力を P とおくと、 P は死荷重による杭頭反力 P_D と、地震荷重による杭頭反力 P_E に分けて考えることができる。死荷重のばらつきは、他の不確定要素のばらつきに比べて小さいと考えられるので、本資料ではこれを無視して、死荷重による杭頭反力は確定値として扱うこととする。一方、地震荷重による杭頭反力 P_E のばらつきは橋脚の終局水平耐力のばらつきに起因する。すなわち、以下のように考えることができる。

$$\text{杭頭反力：} P = P_D(\text{死荷重による反力}) + P_E(\text{地震荷重による反力})$$

↓

$$\text{杭頭反力：} P = P_D(\text{確定値}) + P_E(\text{変動値})$$

このように考えると、杭頭反力 P は確定値である死荷重による鉛直反力 P_D を含んでいることから、 P_D が P に占める割合によって杭頭反力 P のばらつきの統計量が異なることになる。そこで、過去の実橋の設計データから死荷重による杭頭反力 P_D と地震時荷重による杭頭反力 P_E の関係を評価する。過去の実橋の設計データは、以下のように選定した。まず、土木研究所が橋梁基礎形式の選定手法調査²⁷⁾から、実橋の杭基礎に採用される杭種及び杭径、杭長の頻度を調査した。調査結果から得られた杭基礎諸元の頻度に応じて一般的な設計ケースと想定される現行基準で設計された8基の橋脚を抽出した。各橋脚杭基礎の前列杭のうち1本について、 P_D と P_E の関係式を求めた結果を図-5.1に示す。 P_D と P_E の間には相関があり、平均値 μ と標準偏差 σ から $\mu - 1\sigma$,

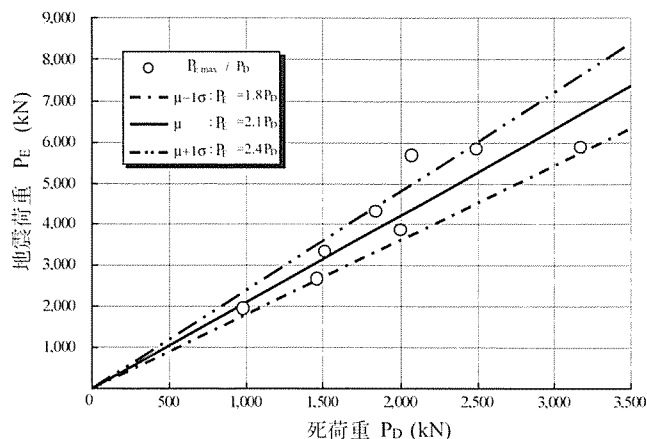


図-5.1 現行基準にしたがう場合の死荷重 P_D と地震荷重 P_E の関係

μ , $\mu + 1\sigma$ を求め、これを順に Case 1, Case 2, Case 3 として、最外縁の押込み杭 1 本が受ける地震荷重を代表させる。

Case 1 (図-5.1 における $\mu - 1\sigma$ の相関関係に対応) : $P_E = 1.8P_D$

Case 2 (図-5.1 における μ の相関関係に対応) : $P_E = 2.1P_D$

Case 3 (図-5.1 における $\mu + 1\sigma$ の相関関係に対応) : $P_E = 2.4P_D$

上記の P_D と P_E の関係は、現行基準にしたがう場合の関係である。式 (1.3) に示すように、設計水平震度 k_{hp} には補正係数 c_{dF} が考慮されている。したがって、橋脚の換算水平震度 k_{hu} に相当する荷重が作用するときの地震荷重による杭頭反力を P_{Ehu} とおくと、 P_{Ehu} は、 P_E を補正係数 $c_{dF} = 1.1$ で除した値となる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Case 1 : } P_{Ehu} = P_E / 1.1 = (1.8 / 1.1) P_D = a_1 P_D, \quad a_1 = 1.636 \\ \text{Case 2 : } P_{Ehu} = P_E / 1.1 = (2.1 / 1.1) P_D = a_2 P_D, \quad a_2 = 1.909 \\ \text{Case 3 : } P_{Ehu} = P_E / 1.1 = (2.4 / 1.1) P_D = a_3 P_D, \quad a_3 = 2.182 \end{array} \right\} \quad (5.1)$$

ここに、 a_i は各検討ケースにおける P_D と P_{Ehu} の相関係数である。以上より、換算水平震度 k_{hu} に相当する荷重が作用するときの杭頭反力 P は次式により表される。

$$P = P_D + P_{Ehu}, \quad P_{Ehu} = a_i P_D \quad (5.2)$$

なお、現行基準にしたがう場合、杭頭反力 P は

$$P = P_D + c_{dF} P_{Ehu}, \quad P_{Ehu} = a_i P_D \quad (5.3)$$

と表される。

杭頭反力 P のうち、死荷重分 P_D は確定値である。一方、地震荷重分 P_{Ehu} は橋脚の終局水平耐力の影響を受けて変動する。そのばらつきは、表-2.3 に示す換算水平震度比 k_Q のばらつきと同じである。したがって、杭頭反力 P の平均値 μ_P と標準偏差 σ_P は次式のように表される。

$$\mu_P = P_D + \lambda_{k_Q} \cdot P_{Ehu} = (1 + \lambda_{k_Q} a_i) P_D \quad (5.4)$$

$$\sigma_P = \lambda_{k_Q} \cdot \text{COV}_{k_Q} \cdot P_{Ehu} = \lambda_{k_Q} a_i \cdot \text{COV}_{k_Q} \cdot P_D \quad (5.5)$$

$$\text{COV}_P = \frac{\sigma_P}{\mu_P} = \frac{\lambda_{k_Q} a_i \cdot \text{COV}_{k_Q}}{1 + \lambda_{k_Q} a_i} \quad (5.6)$$

5.3 支持力推定式による極限支持力のモデル誤差

杭の極限支持力推定式のモデル誤差を評価するため、土木研究所資料第2919号²⁸⁾で用いられた実測値データを基に、支持力の定義を行った上で再整理した結果を用いることとする。極限支持力 R_u は以下のように定義する。

- 1) 杭頭における変位量が杭径の10%であるときの載荷荷重の実測値 R_{y10} を R_u とする。
 - 2) 実測値がない場合は Weibull 分布曲線による杭径の10%変位時の荷重 R_{w10} を R_u とする。
- ここで、Weibull 分布曲線は式 (5.7) より表される。

$$\frac{R_0}{R_u} = 1 - \exp \left\{ - \left(\frac{S_0/D}{S_y/D} \right)^m \right\} \quad (5.7)$$

ここに、 R_0 は杭頭荷重、 R_u は極限支持力、 D は杭径、 S_0 は杭頭沈下量、 S_y は杭頭荷重が降伏支持力 R_y 時の杭頭沈下量で、 R_y は Weibull 分布曲線式においては極限支持力 R_u の0.63倍の点である。 m は変位指数で、文献²⁸⁾では測定値との誤差を最小にする m の値が導かれている。

本資料では、文献²⁸⁾で整理された鉛直載荷試験データのうち、支持杭で、先端支持力と周面摩擦力を評価するためのひずみゲージが設置されているデータを対象とした。上記に当てはまるデータは、場所打ち杭16ケース、鋼管杭（打込み杭工法）14ケース、鋼管杭（中掘り杭工法）11ケースであった。

一方で、各載荷試験杭の極限支持力の推定値 R_{uc} は、次の条件に従い、道示に示されている支持力推定式より求めた。周面摩擦力を計算するとき、杭のひずみゲージ間の平均 N 値より周面摩擦力を計算する。各層の N 値は文献²⁸⁾で検討されたときの値を用いた。ひずみゲージ間の地層の

表-5.1 杭の極限支持力の算定方法

杭 種	工 法	杭先端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	最大周面摩擦力度 f (kN/m ²)
場所打ち杭	—	$q_d=3000^{※2}$	砂質土： $f=5N(\leq 200)$ 粘性土： $f=10N(\leq 150)$
鋼管杭	打込み工法 (開端鋼管杭)	$q_d=60N \cdot (l'/D)^{※1}$	砂質土： $f=2N(\leq 100)$ 粘性土： $f=10N(\leq 150)$
鋼管杭	中掘り工法 (セメントミルク噴出攪拌)	砂層： $q_d=150N(\leq 7500)$ 砂れき層： $q_d=200N(\leq 10000)$	砂質土： $f=2N(\leq 100)$ 粘性土： $f=8N(\leq 100)$

※1 l' ：支持層への根入れ深さ (m)、 D ：杭径 (m)

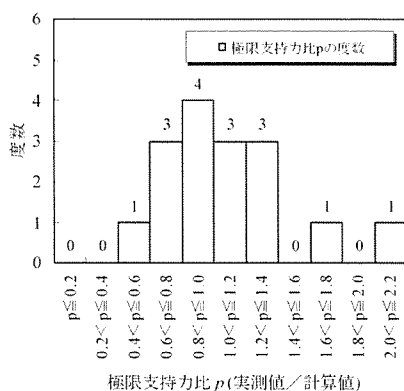
※2 砂れき層及び砂層 ($N \geq 30$) の場合

種類が砂質土と粘性土の互層である場合の周面摩擦力度 f は、砂質土として求めた周面摩擦力度 f_s と粘性土として求めた周面摩擦力度 f_c の平均値 ($= (f_s + f_c)/2$) とした。杭先端の極限支持力度及び最大周面摩擦力度の算定式を表-5.1 に示す。

最終的に、支持力比 p ($=$ 実測値 R_u / 推定値 R_{uc}) の統計量を整理した結果を表-5.2 および図-5.2 に示す。場所打ち杭と鋼管杭（打込み工法）の統計量は文献²⁹⁾で整理したものと同一である。

表-5.2 杭頭における押込み支持力比 p の統計量

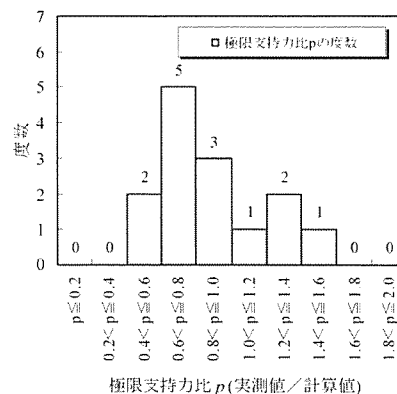
	場所打ち杭	鋼管杭（打込み工法）	鋼管杭（中掘り工法）
バイアス λ_R	1.055	0.876	1.053
変動係数 COV_R	0.393	0.327	0.404



データ数=16, 平均値=1.055

標準偏差=0.415, 変動係数=0.393

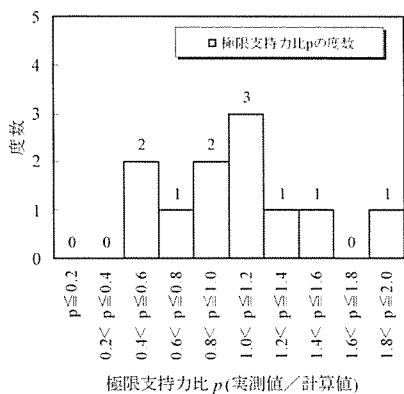
(a) 場所打ち杭の極限支持力比



データ数=14, 平均値=0.876

標準偏差=0.286, 変動係数=0.327

(b) 鋼管杭（打込み杭工法）の極限支持力比



データ数=11, 平均値=1.053

標準偏差=0.425, 変動係数=0.404

(c) 鋼管杭（中掘り杭工法）の極限支持力比

図-5.2 杭頭での極限押込み支持力比 p の度数分布

場所打ち杭，鋼管杭（中掘り工法）については，バイアス λ_R がほぼ 1.0 程度となっており，支持力推定式は概ね実測値を表す。ただし，変動係数はいずれも 40% 程度ある。打込み鋼管杭については，バイアス λ_R が 0.85 程度となっており，支持力推定式は実測値よりも大きめに評価している。また，変動係数 COV_R は 35% 程度となっている。したがって，打込み鋼管杭については支持力推定式の見直しが必要と考えられる。この点については今後見直すことを前提とし，最終的に極限支持力推定式のモデル誤差を表-5.3 のように設定する。

表-5.3 極限支持力のモデル誤差

	バイアス λ_R	変動係数 COV_R (%)
極限支持力のモデル誤差	1.00	40

以上より，極限支持力 R_u の平均値 μ_{R_u} と標準偏差 σ_{R_u} は，次式により求められる。

$$\mu_{R_u} = \lambda_R \cdot R_{uC} \quad (5.8)$$

$$\sigma_{R_u} = \lambda_R \cdot COV_R \cdot R_{uC} \quad (5.9)$$

第6章 杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分係数の検討

第5章で評価した杭の鉛直支持力のモデル誤差を用いて、杭基礎システムの耐力が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分係数の検討を行う。第4章と同様に、橋脚に主たる塑性化を考慮する場合と考慮しない（橋脚の応答が弾性域にとどまる）場合で、杭基礎の安全性指標は異なることが予想されることから、以下の検討では、それぞれの場合について安全性指標を求めることとした。

6.1 安全性指標と部分係数の評価

6.1.1 現行基準により算出される支持力推定式に関する信頼性指標の計算

現行基準で設計されたRC橋脚の杭基礎が有する鉛直支持力に関する信頼性指標 β と感度係数 α の計算は、以下のようにして行う。現行基準の支持力推定式による極限支持力のモデル誤差及び橋脚の終局震度のばらつきは対数正規分布に従うと仮定する。性能関数 G は式(6.1)に示すとおりとした。性能関数 G が $G > 0$ となれば極限支持力は杭頭反力よりも大きいことになるので、橋脚基礎の照査を満足することになる。

$$G = \ln(R_u) - \ln(P) = \ln(R_u/P) \quad (6.1)$$

ここに、 R_u は杭1本あたりの極限支持力(kN)、 P はレベル2地震時における杭頭反力(kN)である。極限支持力 R_u を対数表示した $\ln(R_u)$ と杭頭反力 P を対数表示した $\ln(P)$ が、それぞれ $N(\mu_{\ln(R_u)}, \sigma_{\ln(R_u)})$ 、 $N(\mu_{\ln(P)}, \sigma_{\ln(P)})$ なる正規確率変数と仮定すると、性能関数 G は、

$$N(\mu_G, \sigma_G) = N\left(\mu_{\ln(R_u)} - \mu_{\ln(P)}, \sqrt{\sigma_{\ln(R_u)}^2 + \sigma_{\ln(P)}^2}\right) \quad (6.2)$$

なる正規確率変数となる。ここに、 $\mu_{\ln(R_u)}$ 、 $\sigma_{\ln(R_u)}$ 、 $\mu_{\ln(P)}$ 、 $\sigma_{\ln(P)}$ はそれぞれ次式で求める。

$$\mu_{\ln(R_u)} = \ln(\mu_{R_u}) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(R_u)}^2, \quad \sigma_{\ln(R_u)}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_{R_u}^2}{\mu_{R_u}^2}\right) \quad (6.3)$$

$$\mu_{\ln(P)} = \ln(\mu_P) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(P)}^2, \quad \sigma_{\ln(P)}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_P^2}{\mu_P^2}\right) \quad (6.4)$$

信頼性指標 β は式(6.5)より求められる。また、極限支持力 R_u の感度係数 α_{R_u} と杭頭反力 P の感度係数 α_P はそれぞれ式(6.6)、式(6.7)のように求められる。

$$\beta = \mu_G / \sigma_G \quad (6.5)$$

$$\alpha_{R_u} = \sigma_{\ln(R_u)} / \sigma_G \quad (6.6)$$

$$\alpha_P = \sigma_{\ln(P)} / \sigma_G \quad (6.7)$$

現行基準にしたがう場合，推定される杭の極限支持力 R_{uC} と c_{dF} の影響を考慮した杭頭反力 P は， $R_{uC} = P$ の関係にある。ここに，式 (5.3) より $P = P_D + c_{dF} P_{Ehu} = (1 + c_{dF} a_i) P_D$ となる。したがって，式 (5.4)～式 (5.6)，式 (5.8)，式 (5.9) から， μ_G ， σ_G は以下のように展開される。

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln(R_u)} &= \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_{R_u}^2}{\mu_{R_u}^2}\right)} = \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)} \\ \sigma_{\ln(P)} &= \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_P^2}{\mu_P^2}\right)} = \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_P^2)} \\ \mu_G &= \mu_{\ln(R_u)} - \mu_{\ln(P)} = \ln\left(\frac{\mu_{R_u}}{\mu_P}\right) - \frac{1}{2}(\sigma_{\ln(R_u)}^2 - \sigma_{\ln(P)}^2) \\ &= \ln\left(\frac{\lambda_R R_{uC}}{(1 + \lambda_{kQ} a_i) P_D}\right) - \frac{1}{2}\{\ln(1 + \text{COV}_R^2) - \ln(1 + \text{COV}_P^2)\} \\ &= \ln\left(\frac{\lambda_R (1 + c_{dF} a_i) P_D}{(1 + \lambda_{kQ} a_i) P_D}\right) - \frac{1}{2} \ln\left(\frac{1 + \text{COV}_R^2}{1 + \text{COV}_P^2}\right) \\ &= \ln\left(\frac{\lambda_R (1 + c_{dF} a_i)}{1 + \lambda_{kQ} a_i}\right) - \frac{1}{2} \ln\left(\frac{1 + \text{COV}_R^2}{1 + \text{COV}_P^2}\right) \\ \sigma_G &= \sqrt{\sigma_{\ln(R)}^2 + \sigma_{\ln(P)}^2} = \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2) + \ln(1 + \text{COV}_P^2)} \end{aligned}$$

以上より， $c_{dF}=1.1$ ，表-2.3，表-5.3，式 (5.1)，式 (5.6) から，信頼性指標 β ，感度係数 α_{R_u} ， α_P は表-6.1 に求められる。

表-6.1 現行基準で設計された杭基礎が有する信頼性指標と感度係数（補正係数 c_{dF} を考慮）

橋脚に生じる応答	信頼性指標 β	感度係数 α	
		極限支持力 α_{R_u}	杭頭反力 α_P
橋脚が降伏する	-0.34～-0.35	0.994	0.103～0.112

信頼性指標 β は $\beta = -0.35$ 程度（ $G < 0$ になる確率は約 60%）である。感度係数 α_{R_u} ， α_P を比較すると，杭基礎システムの耐力が杭の鉛直支持力に支配される場合の杭基礎の信頼性は，杭の極限支持力のばらつきの影響に支配されることが分かる（ $\alpha_{R_u} \gg \alpha_P$ ）。

6.1.2 目標信頼性指標 β_T の設定

橋脚に主たる塑性化を考慮する場合のレベル 2 地震時における目標信頼性指標 β_T は次のように設定した。多列杭基礎の場合は，前列杭が極限に達してもその後ろの杭列が鉛直力を分担できる

ため、基礎システムとしての最大強度は降伏強度よりも大きい。したがって、 $G = 0$ に達しても直ちに基礎システムとして安全性を失うわけではない。また、レベル2地震がそもそも橋の供用期間中に遭遇する確率は極めて低いものである。そこで、目標信頼性指標を $\beta_T = 0.0$ とする。ただし、一般に2列杭基礎の場合には、まず後列杭が引抜き支持力に達し、その後前列杭が極限に達することで基礎としては最大強度を発揮している状態になる。すなわち、2列杭基礎の場合は多列杭基礎に比べて余剰強度のない構造になっている。そこで、2列杭基礎の場合には、目標信頼性指標 $\beta_T = 0.5$ とし、目標安全余裕を大きくすることにした。感度係数 α はそれぞれ表-6.1と同じ値と設定した。以上を整理して表-6.2に示す。

表-6.2 部分係数の計算に用いる目標信頼性指標 β_T と感度係数 α

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T^*	感度係数 α	
		極限支持力 α_{Ru}	杭頭反力 α_P
橋脚が降伏する	0.0 (0.5)	0.994	0.103~0.112

※ () 内は2列杭基礎の場合

6.1.3 目標信頼性指標 β_T に対する部分係数値 γ の計算

性能関数 G は式(6.1)である。また、部分係数 γ は式(6.8)~式(6.10)より求まる。

$$\gamma = \gamma' / \phi' \quad (6.8)$$

$$\phi' = \frac{R_{u\beta}}{R_{uC}}, \quad R_{u\beta} = \exp(\mu_{\ln(R_u)} - \alpha_{Ru}\beta_T\sigma_{\ln(R_u)}) \quad (6.9)$$

$$\gamma' = \frac{P_\beta}{P}, \quad P_\beta = \exp(\mu_{\ln(P)} + \alpha_P\beta_T\sigma_{\ln(P)}) \quad (6.10)$$

ここに、

- γ : 杭の極限支持力のばらつきと杭頭反力のばらつきを考慮した部分係数
- ϕ' : 杭の極限支持力のばらつきを考慮した抵抗係数
- γ' : 杭頭反力のばらつきを考慮した荷重の補正係数
- α_{Ru} : 杭の極限支持力に関する感度係数
- $\mu_{\ln(R_u)}$: 杭の極限支持力 R_u を対数表示した $\ln(R_u)$ の平均値
- $\sigma_{\ln(R_u)}$: 杭の極限支持力 R_u を対数表示した $\ln(R_u)$ の標準偏差
- $R_{u\beta}$: 目標信頼性指標 β_T に相当する杭の極限支持力
- R_{uC} : 現行基準の支持力推定式を用いて算出した杭の極限支持力
- α_P : 杭頭反力に関する感度係数
- $\mu_{\ln(P)}$: 杭頭反力 P を対数表示した $\ln(P)$ の平均値
- $\sigma_{\ln(P)}$: 杭頭反力 P を対数表示した $\ln(P)$ の標準偏差
- P_β : 目標信頼性指標 β_T に相当する杭頭反力
- P : 設計基準値を用いて算出した杭頭反力

ここで、設計基準値を用いて算出した杭頭反力 P は、式 (5.2) から、 $P = (1 + a_i)P_D$ で表される。式 (6.9)、式 (6.10) はそれぞれ次のように展開される。

$$\begin{aligned}
 R_{u\beta} &= \exp\left(\ln(\mu_{R_u}) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(R_u)}^2 - \alpha_{R_u}\beta_T\sigma_{\ln(R_u)}\right) \\
 &= \exp\left(\ln(\lambda_R R_{uC}) - \frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_R^2) - \alpha_{R_u}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)}\right) \\
 &= \lambda_R R_{uC} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_R^2) - \alpha_{R_u}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)}\right) \\
 P_\beta &= \exp\left(\ln(\mu_P) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(P)}^2 + \alpha_P\beta_T\sigma_{\ln(P)}\right) \\
 &= \exp\left(\ln((1 + \lambda_{k_Q}a_i)P_D) - \frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_P^2) + \alpha_P\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_P^2)}\right) \\
 &= (1 + \lambda_{k_Q}a_i)P_D \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_P^2) + \alpha_P\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_P^2)}\right)
 \end{aligned}$$

よって、

$$\begin{aligned}
 \phi' &= \frac{R_{u\beta}}{R_{uC}} = \frac{\lambda_R R_{uC}}{R_{uC}} \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_R^2) - \alpha_{R_u}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)}\right) \\
 &= \lambda_R \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_R^2) - \alpha_{R_u}\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)}\right) \\
 \gamma' &= \frac{P_\beta}{P} \\
 &= \frac{(1 + \lambda_{k_Q}a_i)P_D}{(1 + a_i)P_D} \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_P^2) + \alpha_P\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_P^2)}\right) \\
 &= \frac{1 + \lambda_{k_Q}a_i}{1 + a_i} \exp\left(-\frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_P^2) + \alpha_P\beta_T\sqrt{\ln(1 + \text{COV}_P^2)}\right)
 \end{aligned}$$

ここに、表-2.3、表-5.3、表-6.2、式 (5.1)、式 (5.6) から抵抗係数 ϕ' 、補正係数 γ' が求まる。さらに、式 (6.8) より部分係数 γ が求められる。目標信頼性指標 $\beta_T = 0.0$ としたときの部分係数の計算結果を表-6.3 に示す。部分係数 γ は $\gamma = 1.2$ 程度である。ただし、今後、打込み鋼管杭の支持力推定式を見直すことが前提である。

表-6.3 部分係数の計算結果 ($\beta_T = 0.0$)

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T	感度係数		部分係数		
		極限支持力 α_{R_u}	杭頭反力 α_P	係数分離		部分係数 γ
				抵抗係数 ϕ'	補正係数 γ'	
橋脚が降伏する	0.0	0.994	0.103 ~0.112	0.93	1.12 ~1.14	1.21 ~1.22

また、2列杭基礎のような構造的に余剰強度がないケースとして、目標信頼性指標 $\beta_T = 0.5$ としたときの計算結果を表-6.4 に示す。部分係数は $\gamma = 1.5$ 程度である。 $\beta_T = 0.0$ での部分係数と比べて、 $\beta_T = 0.5$ とした場合の γ は 0.3 程度大きな値となる。

表-6.4 部分係数の計算結果 ($\beta_T = 0.5$)

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T	感度係数		部分係数		
		極限支持力 α_{R_u}	杭頭反力 α_P	係数分離		部分係数 γ
				抵抗係数 ϕ'	補正係数 γ'	
橋脚が降伏する	0.5	0.994	0.103 ~0.112	0.77	1.13 ~1.14	1.47 ~1.49

6.2 橋脚が降伏しない場合に関する検討

6.2.1 信頼性指標の計算

レベル2地震時に橋脚が降伏しない場合もあるので、橋脚の応答が弾性域にとどまるケースに着目して部分係数の検討を行う。このとき、杭頭反力 P は確定値であるとして扱うことになるので、 μ_P 及び σ_P は、それぞれ次式で求まる。

$$\mu_P = \mu_{P_D} + \mu_{P_{Ehu}} = P_D + P_{Ehu} = (1 + a_i)P_D \quad (6.11)$$

$$\sigma_P = 0.0 \quad (6.12)$$

極限支持力 R_u と杭頭反力 P の関係が $R_u = P$ の関係にあるとき、 μ_G 、 σ_G は以下のように展開される。ここに、式(5.2)より $P = P_D + P_{Ehu} = (1 + a_i)P_D$ である。

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln(R_u)} &= \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_{R_u}^2}{\mu_{R_u}^2}\right)} = \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)} \\ \sigma_{\ln(P)} &= \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_P^2}{\mu_P^2}\right)} = 0 \\ \mu_G &= \mu_{\ln(R_u)} - \mu_{\ln(P)} = \ln\left(\frac{\mu_{R_u}}{\mu_P}\right) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln(R_u)}^2 = \ln\left(\frac{\lambda_R R_u}{(1 + a_i)P_D}\right) - \frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_R^2) \\ &= \ln(\lambda_R) - \frac{1}{2}\ln(1 + \text{COV}_R^2) \\ \sigma_G &= \sqrt{\sigma_{\ln(R)}^2 + \sigma_{\ln(P)}^2} = \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)} \end{aligned}$$

表-5.3 より、信頼性指標 β 、感度係数 α が表-6.5 に求まる。橋脚が降伏しない場合で信頼性指標 β は $\beta = 0.0$ 程度である。

表-6.5 現行基準で設計された杭基礎が有する信頼性指標と感度係数

橋脚に生じる応答	信頼性指標 β	感度係数 α	
		極限支持力 α_{Ru}	杭頭反力 α_P
橋脚が降伏しない	-0.19	1.000	0.000

6.2.2 目標信頼性指標 β_T の設定と部分係数 γ の計算

レベル2地震時における目標信頼性指標 β_T は 6.1.2 と同様に $\beta_T=0.0$ (2列杭基礎の場合で $\beta=0.5$) とする。これを表-6.6 に示す。

表-6.6 部分係数の計算に用いる目標信頼性指標 β_T と感度係数 α

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T^*	感度係数 α	
		極限支持力 α_{Ru}	杭頭反力 α_P
橋脚が降伏しない	0.0 (0.5)	1.000	0.000

※ () 内は 2 列杭基礎の場合

性能関数 G は、式 (6.1) である。部分係数 γ は式 (6.8)～式 (6.10) により求まる。ここで、式 (6.9)、式 (6.10) はそれぞれ以下のように展開される。

$$R_{u\beta} = \lambda_R R_{uC} \cdot \exp \left(-\frac{1}{2} \ln(1 + \text{COV}_R^2) - \alpha_{Ru} \beta_T \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)} \right)$$

$$P_\beta = \exp(\ln(\mu_P)) = (1 + a_i) P_D$$

よって、

$$\phi' = \frac{R_{u\beta}}{R_{uC}} = \frac{\lambda_R R_{uC}}{R_{uC}} \exp \left(-\frac{1}{2} \ln(1 + \text{COV}_R^2) - \alpha_{Ru} \beta_T \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)} \right)$$

$$= \lambda_R \cdot \exp \left(-\frac{1}{2} \ln(1 + \text{COV}_R^2) - \alpha_{Ru} \beta_T \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_R^2)} \right)$$

$$\gamma' = \frac{P_\beta}{P} = \frac{(1 + a_i) P_D}{(1 + a_i) P_D} = 1.00$$

ここに、表-5.3、表-6.6 から抵抗係数 ϕ' が求まる。さらに、 $\gamma' = 1.00$ 及び式 (6.8) より部分係数 γ が求められる。

目標信頼性指標 $\beta_T = 0.0$ としたときの部分係数の計算結果を表-6.7 に示す。部分係数 γ は $\gamma = 1.1$ 程度である。

表-6.7 部分係数の計算結果 ($\beta_T = 0.0$)

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T	感度係数		部分係数		
		極限支持力 α_{R_u}	杭頭反力 α_P	係数分離		部分係数 γ
				抵抗係数 ϕ'	補正係数 γ'	
橋脚が降伏しない	0.0	1.000	0.000	0.93	1.00	1.08

また、2列杭基礎のような支持力の安全性余裕のないケースとして、 $\beta_T = 0.5$ としたときの部分係数の計算結果を表-6.8 に示す。部分係数は $\gamma = 1.3$ 程度である。 $\beta_T = 0.0$ での部分係数と比べて、 $\beta_T = 0.5$ とした場合の γ の値は 0.2 程度大きな値となる。

表-6.8 部分係数の計算結果 ($\beta_T = 0.5$)

橋脚に生じる応答	目標信頼性指標 β_T	感度係数		部分係数		
		極限支持力 α_{R_u}	杭頭反力 α_P	係数分離		部分係数 γ
				抵抗係数 ϕ'	補正係数 γ'	
橋脚が降伏しない	0.5	1.000	0.000	0.77	1.00	1.31

6.3 杭基礎の限界状態が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分係数値

以上の検討結果を整理して、杭基礎システムの耐力が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分係数を換算水平震度 k_{Hu} の部分係数 γ で表すと表-6.9 に示す値となる。

表-6.9 基礎の耐力が杭の鉛直支持力に支配される場合の部分係数

橋脚に生じる応答	部分係数 γ	
	多列杭基礎 ($\beta_T = 0.0$)	2列杭基礎 ($\beta_T = 0.5$)
塑性域に達する（橋脚が降伏する）場合	1.2	1.5
弾性域にとどまる（橋脚が降伏しない）場合	1.1	1.3

第7章 まとめ

本資料では、地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査において、基礎以外に主たる塑性化を考慮する場合を対象として、基礎の設計に用いる部分係数を計算した。

第1章では、現行の道示におけるレベル2地震時に目標としている基礎の耐震性能と地震時保有水平耐力法による照査の考え方についてまとめ、本資料の目的と検討方針を示した。

第2章では、橋脚の終局曲げ耐力のばらつきを評価した。そして、得られた曲げ耐力のばらつきを基礎の照査において考慮する換算水平震度 k_{hu} のばらつきとして評価した。

第3章では、杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合に着目して、杭基礎の降伏耐力のモデル誤差を評価した。場所打ち杭基礎および打込み鋼管杭基礎に対する実際の群杭の水平載荷試験結果から、地震時保有水平耐力法で用いる計算モデルを用いてシミュレートし、降伏耐力の実測値と比較することによりモデル誤差を設定した。

第4章では、杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合について、信頼性指標 β の算出を試みた。その結果、 β は 1.5 程度となった。しかし、レベル2地震の再現確率の低さと、杭基礎がもし限界状態を超えたとしても、まだ杭基礎の最大強度点には達するまでに余裕があることから、目標信頼性指標を $\beta_T=0.0$ と設定し、部分係数を求めた。

第5章では、杭の鉛直支持力に起因して杭基礎が降伏する場合に着目して、杭基礎の降伏耐力のモデル誤差を評価した。対象としたのは、場所打ち杭基礎、打込み鋼管杭基礎、中掘り鋼管杭基礎の3種類である。鉛直載荷試験結果と支持力式により算定された極限支持力の計算値とを比較すると、場所打ち杭及び中掘り杭についてはバイアスがほぼ 1.0 であった一方で、打込み鋼管杭の支持力評価におけるバイアスが 0.85 となり、現行の支持力推定式は実際の支持力を過大に評価しているという結果となった。この点については今後の課題とし、打込み杭の支持力推定式が改善されることを前提としてモデル誤差を設定した。

第6章では、杭の鉛直支持力に起因して杭基礎が降伏する場合について、杭の諸元が杭頭反力とほぼ等しくなる極限支持力を与えるように設計されると仮定して、信頼性指標 β の算出を行った。その結果、 β は $-0.35 \sim 0.0$ 程度となった。第4章における目標信頼性指標 β_T を設定したのと同じ理由も考慮して、 $\beta_T=0.0$ として部分係数を求めた。また、杭基礎全体系の支持力に達するまでの余裕度は杭の配置によって異なると考えられることから、2列杭基礎で安全余裕が小さいケースを想定し、 $\beta_T=0.5$ としたときの部分係数も求めた。

本資料の検討で得られたレベル2地震時の杭基礎の設計に用いる部分係数を整理して表-7.1に示す。なお、照査式は、橋脚基礎の降伏震度を k_{hyF} 、杭基礎照査用の換算水平震度を k_{hu} とすると、次式で表される。

$$k_{hyF} \geq \gamma k_{hu} \quad (7.1)$$

ここで、単に橋脚と基礎の強度の比較をするならば、基礎の限界状態として、「基礎が最大強度に達しない限界」を設定し、橋脚基部の発生断面力と基礎の最大強度との比較をする照査式を用いることも考えられるが、基礎の降伏強度を用いることは結果的に安全側でもあるので、本資料では照査式自体や限界状態の設定は現行道示のままとした。

杭体の塑性化に起因する場合は、基礎の降伏強度に関して計算値の有するバイアス（部分係数 γ ）が1未満（計算値は基礎の降伏強度を過小評価）である。したがって、 $\gamma=1.2$ を用いるときに逆算される信頼性指標 β は、 $\beta=1.9$ となる。また、杭の鉛直支持力に起因する場合で、2列杭基礎のように杭列数が少なく、安全余裕が小さいと考えられる場合には、表-7.2に示すように γ を大きめに評価するのが良いと考える。

表-7.1 検討結果から得られる部分係数 γ の整理

橋脚に生じる応答	杭基礎システムとしての耐力を支配する要因	
	杭体の塑性化	杭の鉛直支持力
橋脚が降伏する場合	$\gamma=0.8$	$\gamma=1.2$
橋脚が降伏しない場合	$\gamma=0.7$	$\gamma=1.1$
目標信頼性指標 β_T	$\beta_T=0.0$	$\beta_T=0.0$
橋脚が降伏する場合かつ $\gamma=1.2$ のときの逆算 β	$\beta=1.9$	$\beta=0.0$

表-7.2 杭基礎の降伏が杭の鉛直支持力に起因する場合の部分係数 γ の整理
(杭列数が少ない場合)

橋脚に生じる応答	部分係数 γ	目標信頼性指標 β_T
橋脚が降伏する場合	$\gamma=1.5$	$\beta_T=0.5$
橋脚が降伏しない場合	$\gamma=1.3$	

本資料は、現時点で利用することができる載荷試験結果に基づき、設計計算におけるモデル誤差を積みあげることにより、レベル2地震時の杭基礎の設計において考慮する部分係数を提案した。今後、打込み鋼管杭の支持力推定式の見直しを行うことを前提としたように、評価している数値の根拠となるデータを蓄積し、各種の算定式を見直していく必要がある。あわせて実挙動の推定精度が向上したり、精度の高い測定値が得られるような技術が開発されれば、それに伴って本資料で示したような部分係数も見直していく必要がある。

資料 A 水平載荷試験データの諸元

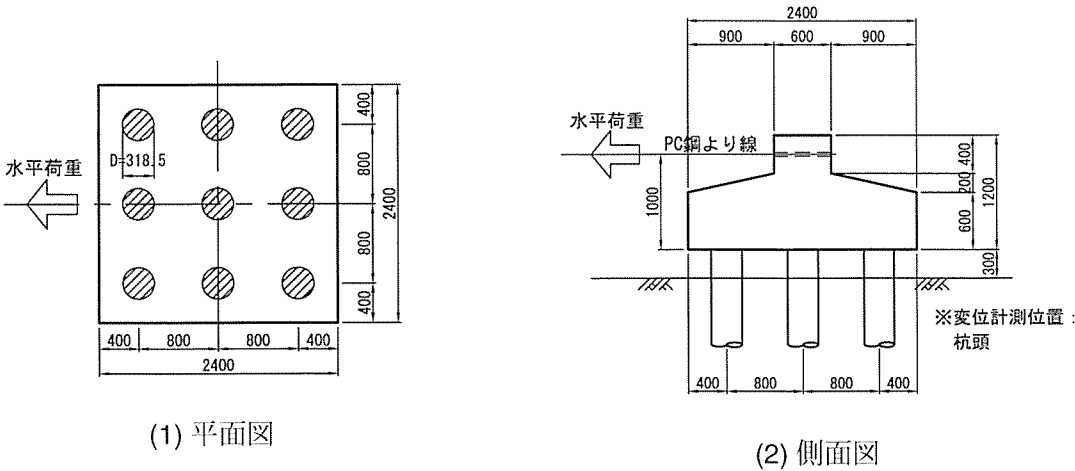
この参考資料は、第3章で地震時保有水平耐力法の計算モデルのモデル誤差を評価する検討に用いた水平載荷試験データ及び計算モデルにおいて設定したパラメータについて示すこととする。

本資料で検討したデータはそれぞれ次の文献を参照したものである。なお、本資料では、参照した文献中の旧単位系を $1(\text{kgf})=9.8(\text{N})$ として換算し、国際単位系 (SI) に統一したデータを各検討に用いている。

- ID=6544： 杭基礎の耐力に関する研究（小笠原, 飯古ら, 1991. 3）¹⁰⁾
杭基礎の水平方向大変形時の挙動に関する研究（斉藤, 飯古ら, 1993. 3）¹¹⁾
- ID=6532： 旧梅田入路構造物に関する調査研究報告書（阪神高速道路管理技術センター, 1992. 3）¹²⁾
- ID=6535： 岸和田旧港実杭水平載荷試験実験報告書（阪神高速道路管理技術センター, 1994. 3）¹³⁾
- ID=BF197706： クイの水平載荷試験における地盤の隆起と変位（小川, 窪田ら, 1977. 6）¹⁴⁾

(1) 試験杭の配置

各水平載荷試験における群杭の配置図及び水平荷重載荷位置を図-資料 A.1～図-資料 A.4 に示す。



項目	内容	概要図
杭 径	$\phi 318.5 \text{ mm}$	
肉 厚	$t 6.9 \text{ mm}$	
杭 長	$l=15.0 \text{ m}$	
断面積	$A=101.4 \text{ cm}^2$ (チャンネル含む)	
周 長	$U=125 \text{ cm}$ (チャンネル含む)	
断面二次モーメント	$I=22320 \text{ cm}^4$ (チャンネル含む)	

図-資料 A.1 ID=6544 打込み鋼管杭：水平載荷試験の杭配置図（単位：mm）

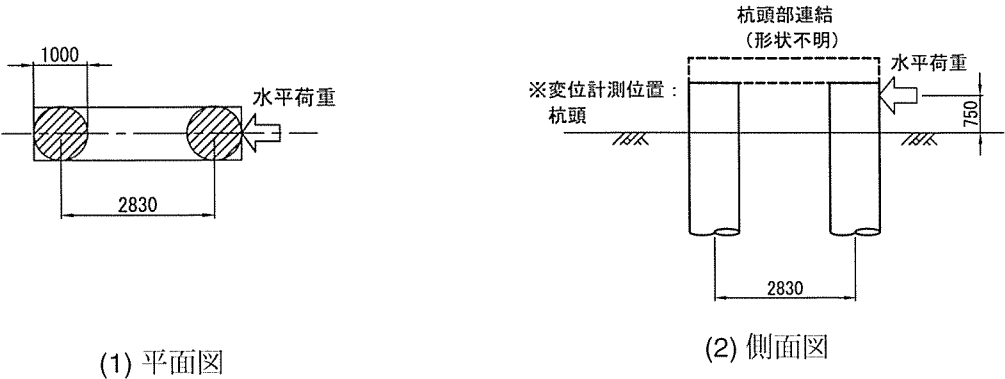


図-資料 A.2 ID=6532 場所打ち杭：水平載荷試験の杭配置図（単位：mm）

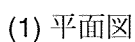


図-資料 A.3 ID=6535 場所打ち杭：水平載荷試験の杭配置図（単位：mm）

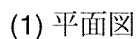


図-資料 A.4 ID=BF197706 打込み鋼管杭：水平載荷試験の杭配置図（単位：mm）

(2) 載荷試験地盤の土質調査結果

各試験において実施された土質試験結果を表-資料 A.1～表-資料 A.4 に示す。

表-資料 A.1 ID=6544：土質試驗結果

土層 番号	層上面 深度 (m)	層厚 (m)	地盤 種別	平均 N 値	湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	粘着力 c (kgf/cm ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	変形係数 (孔内水平載荷)	
									深度 (m)	E_p (kgf/cm ²)
1	0.00	2.90	砂	3	1.443	—	0.017	34.4	-1.5	6.2
2	- 2.90	1.50	粘土	0	—	—	0.280	34.4	-4.0	254.2
3	- 4.40	1.50	砂	3	1.882	—	—	—	—	—
4	- 5.90	0.90	粘土	5	1.750	1.38~1.64	—	—	—	—
5	- 6.80	5.00	砂	26	1.901	—	0.086	40.5	-8.0	15.9
6	-11.80	0.80	粘土	6	1.825	0.39~0.42	—	—	—	—
7	-12.60	6.20	砂	35	—	—	—	—	—	—

表-資料 A.2 ID=6532：土質試験結果

土層 番号	層上面 深度 (m)	層厚 (m)	地盤 種別	平均 N 値	粘着力 (三軸 (UU) 試験)		変形係数 (孔内水平載荷)	
					深度 (m)	c (kgf/cm ²)	深度 (m)	E ₀ (kgf/cm ²)
1	0.00	6.80	砂	15	—	—	- 5.40	39.2
2	- 6.80	17.70	シルト	4	- 7.50~- 8.30	0.53	- 8.40	17.7
					- 9.90~-10.70	0.48	-11.40	24.3
					-15.40~-16.20	0.37	-14.40	18.9
3	-24.50	1.30	砂れき	50	—	—	—	—

表-資料 A.3 ID=6535：土質試験結果

土層 番号	層上面 深度 (m)	層厚 (m)	地盤 種別	平均 N 値	単位重量 ρ_t (tf/m ³)	室内 試験	深度 (m)	粘着力 c (tf/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	変形係数 (孔内水平載荷)	
										深度 (m)	E ₀ (kgf/cm ²)
1	0.00	12.90	盛土 (砂れき)	13.4	1.87 ~1.97	三軸 (CD)	- 3.50	0.5	39.3	- 2.50	11.17
						三軸 (CD)	- 5.50	0.5	36.0	- 4.70	3.30
						三軸 (CD)	- 9.50	0.0	38.9	- 6.30	18.91
						三軸 (CD)	-11.50	0.0	37.5	- 8.40	6.47
						—	—	—	—	-10.40	8.62
						—	—	—	—	-12.70	14.71
2	-12.90	0.33	粘土	14	1.69 ~1.82	—	—	—	—	—	—
3	-13.23	1.57	シルト	12	—	—	—	—	—	—	—
4	-14.80	1.30	粘土	19	—	—	—	—	—	-15.40	106.47
5	-16.10	1.70	細粒分 まじり砂	27.5	—	—	—	—	—	-16.35	100.01
6	-17.80	3.10	粘土	9	—	三軸 (UU)	-18.40	8.7	0.0	-19.35	63.92
7	-20.90	2.50	シルト	21	—	—	—	—	—	—	—
8	-23.40	3.20	粘土	7	—	三軸 (UU)	-23.40	11.5	0.0	-24.30	47.46
						三軸 (UU)	-25.40	24.2	0.0	—	—
9	-26.60	1.10	砂	38	—	—	—	—	—	—	—
10	-27.70	2.15	粘土	12	—	—	—	—	—	—	—
11	-29.85	1.45	砂	40.5	—	—	—	—	—	—	—
12	-31.30	1.60	粘土	20	—	—	—	—	—	—	—
13	-32.90	0.70	細粒分 まじり砂	28	—	—	—	—	—	—	—
14	-33.60	1.90	粘土	14.5	—	—	—	—	—	—	—

表-資料 A.4 ID=BF197706：土質試験結果

土層 番号	層上面 深度 (m)	層厚 (m)	地盤 種別	平均 N 値	室内試験	粘着力 c (tf/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
1	0.00	2.50	関東ローム	4	三軸圧縮	6.5	4.5
2	- 2.50	2.00	粘土	4	—	—	—
3	- 4.50	0.50	砂質シルト	18	—	—	—
4	- 5.00	3.00	細砂	18.3	—	—	—
5	- 8.00	2.00	砂質シルト	15.5	—	—	—
6	-10.00	16.00	細砂	21	—	—	—

(3) 杭体の曲げモーメント～曲率関係

本資料で設定した杭体の曲げモーメント～曲率関係を表-資料 A.5～表-資料 A.8 に示す。

表-資料 A.5 ID=6544：杭体の曲げモーメント～曲率関係

番号	区間 (m)	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)		曲率 (1/m)	
			M_y	M_p	ϕ_y	ϕ'_y
1	15.00	217.8	314.2	447.1	0.007039	0.0100163

表-資料 A.6 ID=6532：杭体の曲げモーメント～曲率関係

番号	区間 (m)	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			曲率 (1/m)		
			M_c	M_y	M_u	ϕ_c	ϕ_y	ϕ_u
1	2.00	0.0※	210.6	665.2	1039.5	0.0001531	0.0022364	0.0401912
2	3.00		210.6	671.1	1023.0	0.0001531	0.0022128	0.0238685
3	17.00		2004.7	512.1	780.2	0.0001531	0.0021314	0.0272350

※：フーチング形状・重量が不明のため死荷重を 0 として計算した

表-資料 A.7 ID=6535：杭体の曲げモーメント～曲率関係

番号	区間 (m)	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			曲率 (1/m)		
			M_c	M_y	M_u	ϕ_c	ϕ_y	ϕ_u
1	2.40	507.2	452.8	1833.0	2743.7	0.0001545	0.0024227	0.0271658
2	9.27		452.8	1849.8	2691.0	0.0001545	0.0023933	0.0160923
3	2.70		426.8	1091.0	1559.2	0.0001559	0.0022326	0.0210065
4	14.53		416.5	773.0	1078.2	0.0001565	0.0021464	0.0252970
1	2.40	0.0	373.8	1660.4	2541.0	0.0001276	0.0023335	0.0292332
2	9.27		373.8	1674.5	2495.9	0.0001276	0.0023082	0.0173463
3	2.70		349.2	895.1	1334.6	0.0001276	0.0020138	0.0301632
4	14.53		339.5	563.4	838.6	0.0001276	0.0020138	0.0301632

表-資料 A.8 ID=BF197706：杭体の曲げモーメント～曲率関係

番号	区間 (m)	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)		曲率 (1/m)	
			M_y	M_p	ϕ_y	ϕ'_y
1	18.00	66.2	345.3	461.6	0.0056843	0.0075994

(4) 荷重変位関係

水平載荷試験の荷重変位関係は表-資料 A.9～表-資料 A.12 に示すデータを用いた。

表-資料 A.9 ID=6544：水平載荷試験-荷重変位関係データ

載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)	載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)	載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)
1	261.0	2.6	41	392.4	43.4	81	392.4	140.3
2	392.4	5.1	42	751.5	56.1	82	0.0	96.9
3	392.4	6.4	43	751.5	58.7	83	392.4	107.1
4	261.0	3.8	44	1143.0	71.4	84	392.4	109.7
5	0.0	0.0	45	1143.0	74.0	85	751.5	127.6
6	392.4	6.4	46	1567.8	86.7	86	751.5	132.7
7	587.7	11.5	47	1567.8	94.4	87	1143.0	153.1
8	587.7	12.8	48	1764.0	104.6	88	1143.0	158.2
9	751.5	17.9	49	1764.0	119.9	89	1567.8	173.5
10	751.5	23.0	50	1960.2	127.6	90	1567.8	178.6
11	392.4	20.4	51	1960.2	150.5	91	1960.2	193.9
12	0.0	6.4	52	1567.8	155.6	92	1960.2	201.5
13	392.4	15.3	53	1143.0	148.0	93	2156.4	209.2
14	392.4	15.8	54	1143.0	145.4	94	2156.4	216.8
15	751.5	17.9	55	751.5	130.1	95	2221.2	224.5
16	751.5	26.8	56	751.5	127.6	96	2221.2	234.7
17	947.7	30.6	57	392.4	104.6	97	2351.7	239.8
18	947.7	35.7	58	392.4	102.0	98	2351.7	252.6
19	1143.0	39.5	59	0.0	68.9	99	1960.2	255.1
20	1143.0	47.2	60	392.4	79.1	100	1567.8	251.3
21	751.5	45.9	61	392.4	81.6	101	1143.0	237.2
22	392.4	38.3	62	751.5	96.9	102	1143.0	232.1
23	0.0	15.3	63	751.5	102.0	103	751.5	216.8
24	392.4	23.0	64	1143.0	119.9	104	751.5	211.7
25	392.4	24.2	65	1143.0	125.0	105	392.4	186.2
26	751.5	33.2	66	1567.8	135.2	106	392.4	181.1
27	751.5	38.3	67	1567.8	142.9	107	0.0	132.7
28	1143.0	48.5	68	1960.2	158.2			
29	1143.0	53.6	69	1960.2	170.9			
30	1339.2	58.7	70	2058.3	178.6			
31	1339.2	63.8	71	2058.3	186.2			
32	1567.8	71.4	72	2156.4	188.8			
33	1567.8	81.6	73	2156.4	196.4			
34	1143.0	80.4	74	1960.2	204.1			
35	751.5	74.0	75	1567.8	199.0			
36	751.5	71.4	76	1143.0	191.3			
37	392.4	58.7	77	1143.0	186.2			
38	392.4	56.1	78	751.5	173.5			
39	0.0	33.2	79	751.5	168.4			
40	392.4	40.8	80	392.4	145.4			

表-資料 A.10 ID=6532：水平載荷試験-荷重変位関係データ

載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)	載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)	載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)
1	0.0	0.0	21	1176.0	21.0	41	2097.2	131.0
2	147.0	0.0	22	1323.0	25.0	42	2058.0	133.0
3	294.0	2.0	23	1323.0	29.0	43	2058.0	179.0
4	441.0	3.0	24	1470.0	31.0	44	1764.0	179.0
5	588.0	5.0	25	1470.0	37.0	45	1176.0	175.0
6	490.0	5.0	26	1617.0	41.0	46	588.0	160.0
7	294.0	4.0	27	1617.0	48.0	47	0.0	125.0
8	0.0	2.0	28	1764.0	54.0			
9	0.0	2.0	29	1764.0	64.0			
10	294.0	3.0	30	1176.0	62.0			
11	588.0	5.0	31	588.0	51.0			
12	735.0	6.0	32	0.0	30.0			
13	882.0	8.0	33	0.0	27.0			
14	1029.0	12.0	34	588.0	36.0			
15	1176.0	16.0	35	1176.0	50.0			
16	1176.0	20.0	36	1764.0	68.0			
17	588.0	18.0	37	1764.0	71.0			
18	0.0	9.6	38	1911.0	83.0			
19	0.0	9.4	39	1911.0	93.0			
20	588.0	12.0	40	2058.0	104.0			

表-資料 A.11 ID=6535：水平載荷試験-荷重変位関係データ

載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)	載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)	載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)
1	0.0	0.0	31	1960.0	12.5	70	15680.0	204.2
2	980.0	1.0	32	3920.0	18.8	71	9800.0	192.6
3	980.0	1.0	33	5880.0	25.0	72	13720.0	205.2
4	1960.0	2.0	34	7840.0	31.3	73	15680.0	218.8
5	1960.0	2.0	35	9800.0	44.8	74	16660.0	233.3
6	980.0	1.0	36	9800.0	52.0	75	16660.0	249.0
7	0.0	0.0	37	11760.0	70.8	76	17640.0	263.5
8	0.0	0.0	38	11760.0	81.3	77	17640.0	289.5
9	980.0	1.0	39	9800.0	83.3	78	4900.0	255.2
10	1960.0	2.0	40	5880.0	75.0	79	9800.0	273.0
11	2940.0	3.1	41	2940.0	62.5	80	13720.0	286.5
12	2940.0	3.1	42	0.0	33.7	81	17640.0	315.6
13	3920.0	5.2	43	0.0	33.7	82	18620.0	329.8
14	3920.0	5.2	44	3920.0	50.0	83	18620.0	354.3
15	4900.0	8.3	45	7840.0	70.8	84	7840.0	322.3
16	4900.0	10.4	46	11760.0	95.8	85	7840.0	322.3
17	2940.0	9.4	47	12740.0	105.2	86	11760.0	341.5
18	980.0	4.2	48	12740.0	114.6	87	17640.0	365.9
19	0.0	3.2	49	9800.0	114.6	88	18620.0	378.7
20	0.0	3.2	50	6860.0	108.3	89	19110.0	385.1
21	1960.0	4.2	51	3920.0	93.8	90	19110.0	396.8
22	3920.0	7.3	52	3920.0	93.8	91	19600.0	400.0
23	5880.0	10.4	53	7840.0	103.1	92	19600.0	414.9
24	5880.0	14.6	54	11760.0	118.0	93	20090.0	418.0
25	7840.0	22.9	55	12740.0	125.5	94	20090.0	435.0
26	7840.0	28.1	56	13720.0	136.1	95	9800.0	428.7
27	5880.0	27.1	57	13720.0	147.9	96	0.0	333.3
28	2940.0	21.9	58	14700.0	158.5			
29	0.0	9.5	59	14700.0	174.5			
30	0.0	9.5	60	15680.0	189.3			

表-資料 A.12 ID=BF197706：水平載荷試験-荷重変位関係データ

載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)	載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)	載荷 ステップ	荷重 (kN)	変位量 (mm)
1	0.0	0.00	8	98.0	12.57	15	392.0	23.94
2	98.0	5.61	9	0.0	1.48	16	441.0	28.67
3	196.0	10.11	10	98.0	8.66	17	490.0	31.78
4	245.0	13.86	11	196.0	14.36	18	392.0	30.46
5	294.0	16.73	12	245.0	17.10	19	294.0	27.09
6	343.0	20.73	13	294.0	19.06	20	196.0	23.00
7	196.0	17.55	14	343.0	20.45	21	0.0	3.09

(5) 計算入力データ

杭の諸元は表-資料 A.13～表-資料 A.18 に示すように設定した。場所打ち杭に関する2つのデータ（ID=6532：杭径 $D=1000$ mm, ID=6535： $D=1200$ mm）については、軸方向鉄筋の情報しか判明しておらず、帯鉄筋に関する情報が不明であった。したがって、便宜的に、一般的な場所打ち杭の杭径 $D=1000\sim1200$ mm に用いられる帯鉄筋 D16 を杭頭から $2D$ の範囲で ctc=150, それより深い位置では ctc=300 で帯鉄筋を配置していると仮定した。

また、各試験結果および推定値を計算して、本資料における地盤パラメータを表-資料 A.19～表-資料 A.22 に示すように設定した。ここで、水平地盤反力係数は、本文でも触れているように水平載荷試験の載荷状態を考慮して常時の値を用いている。

表-資料 A.13 ID=6544：杭の諸元および軸方向バネ定数

杭種	鋼管杭（打込み工法）		
杭の設計地盤面	GL	(m)	0.0
杭長	L	(m)	15
杭外径	D	(mm)	318.50
鋼管厚	t	(mm)	6.9 (21.9)*
杭内径	D'	(mm)	275.3
純断面積	A_p	(m^2)	0.02015
鋼管のヤング係数	E_p	(N/mm^2)	2.0×10^5
断面二次モーメント	I	(m^4)	0.00022
水平抵抗に関与する地盤の深さ	$1/\beta$	(m)	4.011
換算載荷幅	B_H	(m)	1.1303
軸方向バネ定数	K_{VE}	(kN/m)	374478

*：表中右側列の () 内の値はチャンネル分の剛性を鋼管厚に換算した値

表-資料 A.14 ID=6532：杭の諸元および軸方向バネ定数

杭種	場所打ち杭		
杭の設計地盤面	GL	(m)	-3.8
杭長	L	(m)	22
杭外径	D	(mm)	1000.00
純断面積	A_p	(m^2)	0.7854
コンクリート強度	σ_{ck}	(N/mm^2)	24.00
鉄筋の降伏応力度	σ_y	(N/mm^2)	274.40
コンクリートのヤング係数	E_p	(N/mm^2)	2.0×10^5
断面二次モーメント	I	(m^4)	0.04909
水平抵抗に関与する地盤の深さ	$1/\beta$	(m)	4.769
換算載荷幅	B_H	(m)	2.1838
軸方向バネ定数	K_{VE}	(kN/m)	474,809

表-資料 A.15 ID=6532：場所打ち杭の鉄筋配置

	区間長 (m)	主鉄筋			帯鉄筋	
		鉄筋径	本数	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ
1	2.0	D22	24	10	D16	ctc=150
2	3.0	D22	24	10	D16	ctc=300
3	17.0	D19	24	10	D16	ctc=300

表-資料 A.16 ID=6535：杭の諸元および軸方向バネ定数

杭種	場所打ち杭		
杭の設計地盤面	GL	(m)	-2.3
杭長	L	(m)	28.9
杭外径	D	(mm)	1200
純断面積	A_p	(m^2)	1.13097
コンクリート強度	σ_{ck}	(N/mm^2)	24.00
鉄筋の降伏応力度	σ_y	(N/mm^2)	274.40
コンクリートのヤング係数	E_p	(N/mm^2)	2.0×10^5
断面二次モーメント	I	(m^4)	0.10179
水平抵抗に關与する地盤の深さ	$1/\beta$	(m)	7.691
換算載荷幅	B_H	(m)	3.038
軸方向バネ定数	K_{VE}	(kN/m)	583,668

表-資料 A.17 ID=6535：場所打ち杭の鉄筋配置

	区間長 (m)	主鉄筋			帯鉄筋	
		鉄筋径	本数	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ
1	2.40	D29	24	10	D16	ctc=150
2	9.27	D29	24	10	D16	ctc=300
3	2.70	D29	12	10	D16	ctc=300
4	14.53	D22	12	10	D16	ctc=300

表-資料 A.18 ID=BF197706：杭の諸元

杭種	鋼管杭（打込み工法）		
杭の設計地盤面	GL	(m)	0.0
杭長	L	(m)	18
杭外径	D	(mm)	406.0
鋼管厚	t	(mm)	12.7
杭内径	D'	(mm)	0.3806
純断面積	A_p	(m^2)	0.01569
鋼管のヤング係数	E_p	(N/mm^2)	2.0×10^5
断面二次モーメント	I	(m^4)	0.0003037
水平抵抗に關与する地盤の深さ	$1/\beta$	(m)	2.512
換算載荷幅	B_H	(m)	1.01
軸方向バネ定数	K_{VE}	(kN/m)	241,141

表-資料 A.19 ID=6544：地盤パラメータの設定

土層 番号	層厚 (m)	地盤 種別	平均 N 値	単位重量		粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	壁面 摩擦角 $\delta = -\phi/3$ (°)	土圧 係数 K_p	水平地盤反力度の上限値				水平方向地盤反力係数	
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)					受働土圧 pu (kN/m ²)	最前列	phu (kN/m ²)	前列以外	常時 αE_0 (kN/m ²)	常時 k_H (kN/m ²)
1	2.9	砂層	3	14	5	1.6	34.4	-11.5	5.458	上面 下面	7.5 86.6	18.8 217.6	9.4 108.8	2.430	2.996
2	1.5	粘土層	0	17	8	34.8	0.0		1.000	上面 下面	84.1 96.1	84.1 96.1	42.1 48.1	0	0
3	1.5	砂層	3	18	9	27.4	34.4	-11.5	5.458	上面 下面	272.7 346.3	684.9 870.0	342.5 435.0	99.646	122.827
4	0.9	粘土層	5	17	8	74.0	0.0		1.000	上面 下面	188.0 195.2	282.0 292.8	141.0 146.4	6.233	7.683
5	5.0	砂層	26	18	9	8.4	40.5	-13.5	8.473	上面 下面	448.8 830.1	1127.5 2085.2	563.7 1042.6	72.800	89.735
6	0.8	粘土層	6	17	8	19.9	0.0		1.000	上面 下面	132.0 138.4	198.0 207.6	99.0 103.8	16.800	20.708
7	6.2	砂層	35	18	9	0.0	39.8	-13.3	8.022	上面 下面	791.0 942.6	1986.9 2367.8	993.5 1183.9	98.000	120.798

表-資料 A.20 ID=6532：地盤パラメータの設定

土層 番号	層厚 (m)	地盤 種別	平均 N 値	単位重量		粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	壁面 摩擦角 $\delta = -\phi/3$ (°)	土圧 係数 K_p	水平地盤反力度の上限値				水平方向地盤反力係数	
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)					受働土圧 pu (kN/m ²)	最前列	phu (kN/m ²)	前列以外	常時 αE_0 (kN/m ²)	常時 k_H (kN/m ²)
1	3.0	砂層	15	18	9	0.0	37.7	-12.6	6.856	上面 下面	0.0 185.1	0.0 555.3	0.0 277.7	15.366	11.558
2	17.7	粘土層	4	17	8	45.1	0.0		1.000	上面 下面	117.2 258.8	175.7 388.1	175.7 388.1	7.958	5.985
3	1.3	砂れき	50	19	10	0.0	40.0	-13.3	8.147	上面 下面	1373.6 1479.5	4120.8 4438.6	2060.4 2219.3	140.000	105.303

表-資料 A.21 ID=6535：地盤パラメータの設定

土層 番号	層厚 (m)	地盤 種別	平均 N 値	単位重量		粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	壁面 摩擦角 $\delta = -\phi/3$ (°)	土圧 係数 K_p	水平地盤反力度の上限値				水平方向地盤反力係数	
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)					受働土圧 p_u (kN/m ²)	最前列	p_{Hu} (kN/m ²)	前列以外	常時 αE_0 (kN/m ²)	常時 k_H (kN/m ²)
1	10.60	砂れき	13	19	10	4.9	37.9	-12.6	6.956	上面 25.8 下面 763.2	64.6 1908.0	32.3 954.0		4.128	2.424
2	3.20	粘土層	15	17	8	187.5	0.0		1.000	上面 481.0 下面 506.6	721.5 759.9	721.5 759.9		41.736	24,507
3	1.70	砂層	27	18	9	0.0	37.8	-12.6	6.906	上面 908.8 下面 1014.5	2272.0 2536.2	1136.0 1268.1		39,204	23,020
4	8.80	粘土層	12	17	8	145.0	0.0		1.000	上面 436.9 下面 507.3	655.4 761.0	655.4 761.0		21,831	12,819
5	1.10	砂層	38	18	9	0.0	37.9	-12.6	6.956	上面 1511.6 下面 1580.5	3779.0 3951.2	1889.5 1975.6		106,400	62,477
6	2.15	粘土層	12	17	8	150.0	0.0		1.000	上面 527.2 下面 544.4	790.8 816.6	790.8 816.6		33,600	19,730
7	1.35	砂層	40	18	9	0.0	37.7	-12.6	6.856	上面 1675.6 下面 1758.9	4189.0 4397.3	2094.5 2198.6		112,000	65,765

表-資料 A.22 ID=BF197706：地盤パラメータの設定

土層 番号	層厚 (m)	地盤 種別	平均 N 値	単位重量		粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	壁面 摩擦角 $\delta = -\phi/3$ (°)	土圧 係数 K_p	水平地盤反力度の上限値				水平方向地盤反力係数	
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)					受働土圧 p_u (kN/m ²)	最前列	p_{Hu} (kN/m ²)	前列以外	常時 αE_0 (kN/m ²)	常時 k_H (kN/m ²)
1	2.50	粘土層	4	17	8	63.7	4.5	-12.6	1.202	上面 139.7 下面 163.7	209.5 245.6	209.5 245.6		11,200	15,021
2	2.50	粘土層	4	17	8	55.4	0.0		1.000	上面 130.9 下面 150.9	196.3 226.3	196.3 226.3		11,200	15,021
3	3.00	砂層	18	18	9	0.0	38.4	-12.6	7.216	上面 288.7 下面 483.5	866.0 1450.5	433.0 725.2		50,400	67,596
4	2.00	粘土層	15	17	8	187.5	0.0		1.000	上面 442.0 下面 458.0	663.0 687.0	663.0 687.0		42,000	56,330
5	7.00	砂層	21	18	9	0.0	37.2	-12.6	6.614	上面 549.0 下面 965.6	1646.9 2896.9	823.4 1448.5		58,800	78,862

資料 B 変位レベルに着目した計算モデル誤差の評価

(1) レベル2地震時に想定する基礎の変位量

本資料では、群杭基礎の水平載荷試験より、杭基礎の降伏が杭体の塑性化に起因する場合の、実際の杭基礎の降伏時（全杭の降伏）における降伏耐力と、計算モデルにおける降伏耐力のモデル誤差を評価することを試みた。ここで、3.1で検討した3件の水平載荷試験について、計算上の降伏時の変位レベルにおける降伏耐力のモデル誤差に着目すると、図-資料 B.1 に示すように、モデル誤差と変位レベルには何らかの相関があると考えられる。したがって、降伏耐力のモデル誤差を評価するために、一般的に想定される杭基礎の降伏時における変位レベルを設定し、設定した変位レベルにおける荷重の実測値と平均値の誤差を評価してみる。

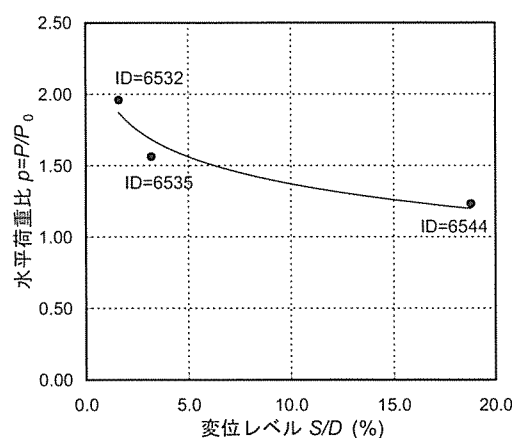


図-資料 B.1 計算上の降伏変位レベルにおける降伏耐力のモデル誤差

まず、一般的な杭基礎がレベル2地震時においてどの程度の変位レベルが生じているのかを調査し、着目変位レベルを推定することとした。ここに、変位レベルとは、変位 S を杭径 D で除したもの (S/D) である。表-資料 B.1 に、収集した10ケースの実施設計例（場所打ち杭8ケース、

表-資料 B.1 レベル2地震時の設計荷重時における水平変位量の調査

番号	杭種	杭径 D (mm)	浮力無視		浮力考慮		レベル2 地震時の 決定要因
			水平変位 S (mm)	変位レベル S/D (%)	水平変位 S (mm)	変位レベル S/D (%)	
1	場所打ち杭	1000	8.5	0.85	10.6	1.06	—
2	場所打ち杭	1000	15.0	1.50	21.9	2.19	—
3	場所打ち杭	1200	17.0	1.42	27.1	2.26	—
4	場所打ち杭	1200	22.1	1.84	33.8	2.82	杭体耐力
5	場所打ち杭	1200	14.1	1.18	20.6	1.72	—
6	場所打ち杭	1200	42.6	3.55	42.7	3.56	杭体耐力
7	場所打ち杭	1200	19.1	1.59	21.7	1.81	—
8	場所打ち杭	1500	24.3	1.62	24.1	1.61	—
9	鋼管杭	800			29.9	3.74	杭体耐力
10	鋼管杭	600			65.4	10.90	杭体耐力

鋼管杭 2 ケース) を示す。これらの実施設計例はいずれもレベル 2 地震時に基礎が降伏に至らないとされるものを選定した。また、レベル 1 地震時の設計計算において水平変位量の制限を緩和を行っていないものである。レベル 2 地震時の照査において、杭体耐力が基礎の諸元の決定要因になる設計ケースは 4 件であった。これらはいずれも浮力を考慮した場合の計算結果より決定されている。レベル 2 地震時において杭体耐力が基礎諸元の決定要因になるケース（場所打ち杭の番号 4、6 及び鋼管杭の番号 9、10）について計算上の発生変位レベルを評価すると、一般にレベル 2 地震時の発生変位レベルは 3%～10%の範囲にあることが推測される。これらの結果を考慮して、ここでは、着目する変位レベルを、水平変位レベルが小さい場合と大きい場合で考慮して次のように仮定した。

- 水平変位レベルが小さい場合：3.5%
- 水平変位レベルが大きい場合：10%

(2) 各変位レベルにおける基礎の抵抗力推定誤差の評価

第 3 章で設定した杭基礎の計算モデルを用いて表-3.1 に示す 4 件の水平荷重試験をシミュレートし、1%、3.5%、6%、10%の各水平変位レベルと、各荷重試験の杭基礎が計算上、全杭降伏するときの変位レベルにおける荷重試験荷重 P と計算値 P_0 の比 p (=実測値 P / 計算値 P_0) を求めた。各試算ケースにおける水平荷重比 p の関係を図-資料 B.2 および表-資料 B.2 に示す。また、図-資料 B.3 は、荷重試験の実測値とシミュレーションにより求められた荷重-変位レベルを示したものである。表-資料 B.2 では、3.5%変位レベルの有効データが 2 件ずつの合計 4 件、10%変位レベルでは 1 件ずつの合計 2 件とデータ数が少ない。したがって、本来であれば杭種ごとに評価を行うべきかもしれないが、ここでは全杭種の集計で評価を行うこととした。場所打ち杭 ID=6532 は、シミュレーションを行ったところ、7%変位レベルで計算上、全杭が終局に達してしまうため、10%変位レベル時の水平荷重比 p の検討には用いないことにした。鋼管杭 ID=BF197706 は、試験最大変位レベルが 10%以下であったので、10%変位レベル時の水平荷重比 p の検討には用いないことにした。

全体的に小変位レベルから大变位レベルになるに従い、水平荷重比 p のバイアスが小さくなり変動係数も小さくなる傾向が見られる。また、3.5%変位レベルでは鋼管杭の 2 件でバイアスが 1.2 であるものの、変動係数が 64%と大きな違いが生じている。地盤が粘性土主体であった ID=BF197706 は実測値よりも計算値が大きく上回っている。場所打ち杭の 2 件では水平荷重比 p のバイアスが

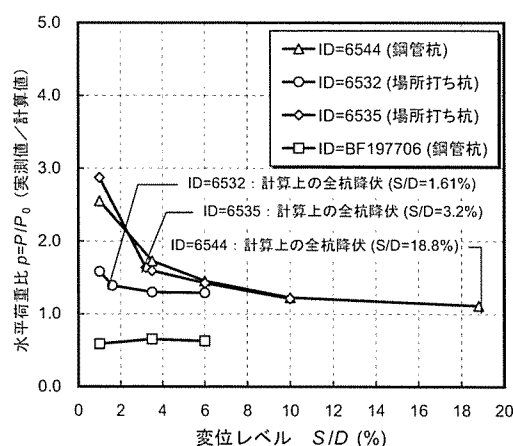


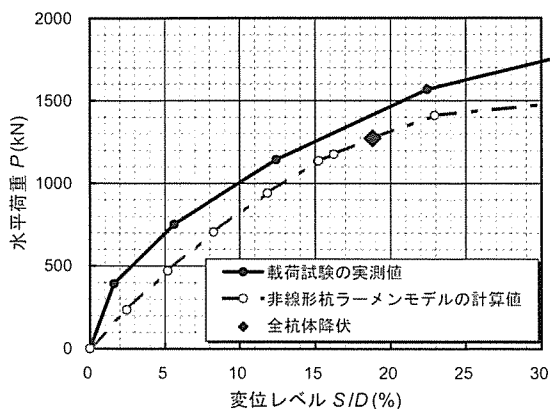
図-資料 B.2 水平荷重比 p と変位レベルの関係

表-資料 B.2 着目した変位レベルにおける水平荷重比 p の統計量

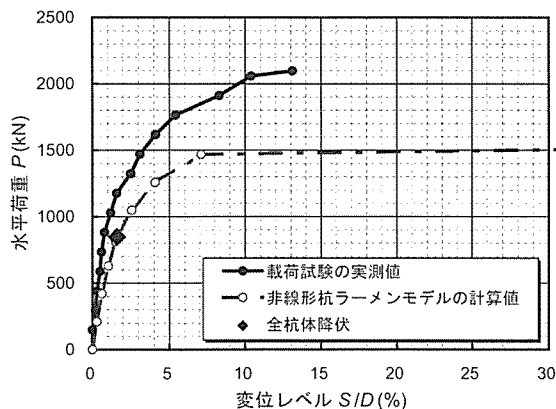
着目する変位レベル または変位量		着目変位レベル					
		1%	3.5%	6%	10%	15mm	全杭降伏
鋼管杭	サンプル数	2	2	2	1	2	1
	最小値	0.588	0.653	0.626	1.225	0.652	1.112
	最大値	2.551	1.728	1.453	1.225	1.561	1.112
	バイアス λ	1.569	1.190	1.039	1.225	1.107	1.112
	標準偏差 σ	1.388	0.760	0.584	—	0.643	—
	変動係数 COV	88.4%	63.8%	56.2%	—	58.1%	—
場所打ち杭	サンプル数	2	2	2	1	2	2
	最小値	1.581	1.297	1.289	1.211	1.414	1.390
	最大値	2.872	1.592	1.423	1.211	2.586	1.634
	バイアス λ	2.227	1.445	1.356	1.211	2.000	1.512
	標準偏差 σ	0.913	0.208	0.095	—	0.829	0.173
	変動係数 COV	41.0%	14.4%	7.0%	—	41.4%	11.4%
全杭集計	サンプル数	4	4	4	2	4	3
	最小値	0.588	0.653	0.626	1.211	0.652	1.112
	最大値	2.872	1.728	1.453	1.225	2.586	1.634
	バイアス λ	1.898	1.318	1.198	1.218	1.553	1.379
	標準偏差 σ	1.031	0.478	0.388	0.01	0.795	0.261
	変動係数 COV	54.3%	36.3%	32.4%	0.8%	51.2%	19.0%

1.4, 変動係数で 14%と 2 件とも比較的近い値となっている。計算上の全杭降伏時の変位レベルを見ると, ID=6532 のみ 1.6%と小さい変位レベルにおいて杭基礎が降伏に達している。この要因を考察すると, ID=6532 は変形性能の低い場所打ち杭であることと, 杭配置が載荷方向に 2 列, 載荷直角方向に 1 列の 2×1 列杭であることから, 通常の杭基礎に想定されるような杭間での応力再分担が期待できず, 1 本の杭体の降伏とほぼ同時に杭基礎が降伏したものと考えられる。もう 1 件の場所打ち杭 ID=6535 では, 全杭降伏時の変位レベルは 3.2%程度となっており, 変位レベルが小さい場合 (変位レベル $S/D=3.5\%$) と同程度である。鋼管杭の ID=6544 では変位レベル 18.8%であり, 変位レベルが大きい場合 (変位レベル $S/D=10\%$) よりもさらに大きい。しかし, 図-資料 B.2 に示すように, 変位レベル 10%と 18.8%では, 水平荷重比 p にほとんど差はない。このため, 10%変位レベルでの水平荷重比 p をモデル誤差と考えても問題はないものと考えられる。

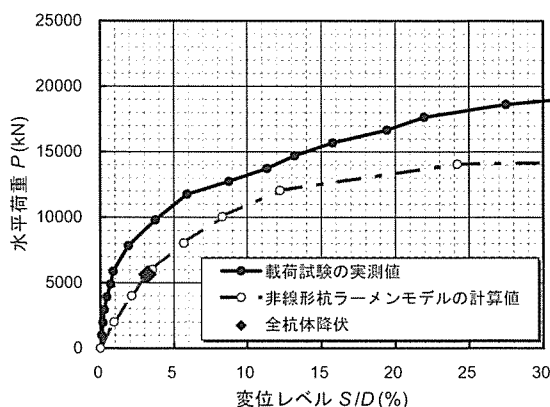
鋼管杭と場所打ち杭の合計 4 件を集計した統計量によれば水平変位が小さい場合 (3.5%変位レベル相当) のモデル誤差はバイアス $\lambda_p=1.3$, 変動係数 $COV_p=40\%$ 程度と想定される。3.5 に示したように, 鋼管杭の降伏点強度の公称値に対するバイアスは 1.33, 場所打ち杭の耐力を支配する鉄筋の降伏点強度のバイアスは 1.2 である。 $M \sim \phi$ 関係における M_y , M_u もほぼ同程度のバイアスを有していると考え、杭体強度のモデル誤差が反映された結果であると考えられる。10%変位レベルについて利用可能な載荷試験結果は, 鋼管杭 1 件, 場所打ち杭 1 件の計 2 件のみである。しかも, 水平荷重比 p が同程度であったことから変動係数は 1%以下であった。この統計量を用いて 10%変位レベルにおけるモデル誤差とばらつきを評価することは適切でないと考えられ, 以下のよ



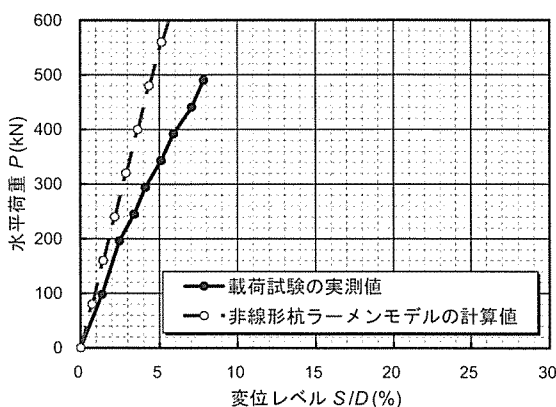
(1) 鋼管杭：ID=6544（3列×3列=9本杭）



(2) 場所打ち杭：ID=6532（2列×1列=2本杭）



(3) 場所打ち杭：ID=6535（3列×3列=9本杭）



(4) 鋼管杭：ID=BF197706（2列×2列=4本杭）

図-資料 B.3 載荷試験及びシミュレーションによる荷重-変位曲線

うに仮定するのがよいと考えられる。図-資料 B.2 より、変位レベルが大きくなるにしたがって水平荷重比 p のバイアスや変動係数は小さくなる傾向を示しており、上記の変位レベル 3.5% における平均値、変動係数を考慮して、レベル 2 地震時に水平変位が大きい場合のモデル誤差は、バイアス $\lambda_p=1.2$ 、変動係数 $COV_p=30\%$ 程度と考える。以上を整理したものを表-資料 B.3 にまとめる。

表-資料 B.3 変位レベルに着目した場合の水平荷重比 p の統計量

	変位レベル S/D (%)	バイアス λ_p	変動係数 COV_p (%)
水平変位レベルが小さい場合	3.5	1.3	40
水平変位レベルが大きい場合	10.0	1.2	30

(3) 杭体の $M \sim \phi$ の設定における軸力変動の取扱いの違いが荷重変位曲線の計算値に与える影響

杭体の $M \sim \phi$ 関係の設定において軸力変動の影響は簡略化され、杭位置、杭材料に応じた一定軸力を考慮して設定される。これに対し、時々刻々と変動する軸力に応じて $M \sim \phi$ 関係を設定し直し、杭基礎の挙動を計算することも出来る。両者のモデル化の違いが水平荷重比 $p (= P/P_0)$ の変化に与える度合いを調べた結果が表-資料 B.4 である。杭種を問わず杭体が降伏するまでの変位レベルにおいては計算される水平荷重比 p にほとんど相違がなかった。さらに、全杭が降伏するときの荷重レベルについてもほとんど差がない。したがって、1%~10%の範囲に着目した場合、その変位レベルにおいては、軸力変動の取扱いの違いが杭基礎の荷重変位関係の計算値に与える影響はさほど大きくないと考えられる。

表-資料 B.4 着目変位レベルにおける水平荷重比 p

ID	杭体の $M \sim \phi$ 関係 算出時の 軸力 ※	着目変位レベル											
		1%			3.5%			6%			10%		
		P (kN)	P_0 (kN)	P/P_0	P (kN)	P_0 (kN)	P/P_0	P (kN)	P_0 (kN)	P/P_0	P (kN)	P_0 (kN)	P/P_0
6544	(a)	245	96	2.551	562	325	1.728	774	532	1.453	1004	820	1.225
	(b)	245	96	2.551	562	325	1.728	774	532	1.453	1004	820	1.225
	(b) / (a)	—	1.000	1.000	—	1.000	1.000	—	1.000	1.000	—	1.000	1.000
6535	(a)	6131	2135	2.872	9549	5998	1.592	11794	8289	1.423	13209	10912	1.211
	(b)	6131	2182	2.809	9549	6117	1.561	11794	8504	1.387	13209	11066	1.194
	(b) / (a)	—	1.022	0.978	—	1.020	0.980	—	1.026	0.975	—	1.014	0.986

※ (a) は軸力一定, (b) は軸力変動を示す。

参考文献

- 1) 中谷昌一, 白戸真大: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, 第 4030 号, 2006. 12
- 2) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, 4th Edition, 2007
- 3) California Department of Transportation: Seismic design criteria, Ver. 1. 4, 2006. 6
- 4) 秋山充良, 松中亮治, 土井充, 鈴木基行: 構造系信頼性評価法と構造最適化手法を用いた RC 橋脚と場所打ち杭基礎間の耐力階層化に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 743-752, 2001.3
- 5) 矢部正明, 川島一彦: 杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究, 土木学会論文集, No. 619/I-47, pp. 91-109, 1999. 4
- 6) 足立幸郎, 運上茂樹: じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 777-788, 2000. 3
- 7) 秋山充良, 土井充, 松中亮治, 鈴木基行: 構造系の信頼性を考慮した RC 橋脚の耐震設計に用いる安全係数の試算, 土木学会論文集, No. 718, V-57, pp. 1-17, 2002. 11
- 8) 中埜良昭: 信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究, 東京大学博士論文, 1988. 3
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建造物の靱性保証型耐震設計指針 (案)・同解説, 1997
- 10) 小笠原政文, 飯古道則, 五瀬伸吾, 川口光雄: 杭基礎の耐力に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1467-1477, 1991. 3
- 11) 斉藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, 易 峰: 杭基礎の水平方向大変形時の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 1395-1408, 1993. 3
- 12) 阪神高速道路管理技術センター: 旧梅田入路構造物に関する調査研究報告書, 阪神高速道路公団, 1992. 3
- 13) 阪神高速道路管理技術センター: 岸和田旧港実杭水平載荷試験実験報告書, 阪神高速道路公団, 1994. 3
- 14) 小川雅夫, 窪田進, 下岡孝之: クイの水平載荷試験における地盤の隆起と変位, 橋梁と基礎, Vol. 77-6, pp. 10-15, 1977. 6
- 15) 福井次郎, 白戸真大, 松井謙二, 岡本真次: 三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験 N 値との関係, 土木研究所資料, 第 3849 号, 2002. 2
- 16) (社)地盤工学会: 地盤調査法, 丸善, 1997. 9

- 17) (財) 土木研究センター：平成 9・10 年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書, 1999. 4
- 18) 木村嘉富, 大越盛幸, 中野正則, 福井次郎, 横山功一：杭基礎の変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1597-1606, 1998.
- 19) 福井次郎, 中野正則, 木村嘉富, 石田雅博, 大越盛幸, 阪野彰：杭基礎の変形性能に関する載荷試験, 土木研究所資料, 第 3553 号, 1998.
- 20) 福井次郎, 白戸真大：地震時の地盤の振動変位が道路橋杭基礎に与える影響度と地盤条件の関係, 土木研究所資料, 第 3919 号, 2004. 1
- 21) 吉田巖, 矢作樞監修：基礎工の設計実技 下・杭基礎編, 建設図書, 1996. 2
- 22) (社) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法 (案), コンクリートライブラリー, No. 52, 1983
- 23) 大住道生, 運上茂樹：道路橋の耐震信頼性の評価に関する解析的検討, 土木技術資料, 第 43 巻, 第 7 号, pp. 58-63, 2001. 7
- 24) (社) 土質工学会：施工・品質管理ワーキンググループ活動成果報告, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 105-125, 1995. 5
- 25) (社) コンクリートパイル建設技術協会, (社) コンクリートポール・パイル協会：SC 杭の耐力・変形性能実験報告書, 1998. 10
- 26) Honjo. Y , Suzuki. M, Shirato.M, and Fukui. J：Determination of Partial Factors for a Vertically Loaded Pile Based on Reliability Analysis, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 91-109, 2002.
- 27) 福井次郎, 中野正則, 石田雅博, 七澤利明, 芦達拓哉, 田口博文：橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第 3500 号, 1997. 1
- 28) 岡原美智夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富：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
- 29) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 野村朋之：性能規定化における杭基礎の安定照査に関する研究, 土木研究所資料, 第 4036 号, 2007. 1