

深礎基礎等の部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金(一般勘定)

研究期間：平 20～平 24

担当チーム：CAESAR 橋梁構造研究グループ

研究担当者：七澤利明，西田秀明，河野哲也

【要旨】

本研究は、道路橋の設計体系の更なる性能規定化の実現のために必要となる信頼性を考慮した部分係数を用いた照査法について、従前より検討を行ってきた直接基礎や杭基礎以外の基礎形式である深礎基礎などの柱状体基礎、並びに下部構造躯体を対象として提案するものである。

柱状体基礎に関しては、杭基礎と柱状体基礎の弾性限界点を示す工学指標の統一的な解釈と地盤反力係数のモデル誤差とそれに及ぼす地盤調査の質の影響の明確化や、岩を対象とした地盤反力度の上限値の提案、並びに道路橋示方書に基づいて設計された柱状体基礎が有する信頼性指標の試算及び部分係数の提案を行った。また、道路橋示方書においてレベル1地震時の照査を満たす下部構造躯体に対して、荷重係数を考慮した場合に鉛直力(死荷重や活荷重)と水平力(地震荷重や土圧)のバランスが変わることにより、断面諸元に及ぼす影響があることを明らかにした。

キーワード：部分係数設計法，柱状体基礎，下部構造躯体

1. はじめに

わが国の道路橋の設計基準である道路橋示方書は、平成14年道路橋示方書(以下、道示¹⁾という)において、構造物に期待されている機能を踏まえ、構造物や部位・部材等の構造要素について確保されるべき性能など設計の意図が明示され、それに対して部位・部材の限界状態を設定し、照査する性能照査型の設計に改められた。今後、より一層の性能規定化を推進するために、従来経験的に用いられてきた安全率に代わり、データと信頼性に基づく部分係数を用いた照査を導入することが重要である。本研究は、これまで検討してきた直接基礎・杭基礎に引続き、近年、道路橋基礎に用いられる基礎形式として採用割合が増加している深礎基礎などの柱状体基礎、さらに下部構造躯体(橋脚、橋台)に対して信頼性に基づく部分係数設計法に基づく照査体系を構築するものである。

ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎はいずれも深い基礎であるが、施工法や開発された時期の違いなどにより、基礎形式ごとに個別に設計法が開発されてきた。それでも、レベル2地震動に対する設計として地震時保有水平耐力法が導入された平成8年道路橋示方書²⁾の改定において、部材や地盤抵抗モデルの考え方について、柱状体基礎として統合するための一定の体系化に向けた取り組みがなされた。しかし、同

じ深い基礎に分類される杭基礎や、平成24年道路橋示方書において新たに柱状体基礎の一つとして設計・施工に関する規定がなされた深礎基礎も含めた体系化は十分に図られていない。

このような背景から、過年度の研究課題にて扱った杭基礎と柱状体基礎について、深い基礎として統一的な解釈ができる事項について体系化することを目的とした検討を行い、限界点の統一的な解釈を行った。また、照査値については、特に深礎基礎が適用される岩を支持地盤とする場合に対して、変形特性を踏まえた地盤反力度の上限値の提案を行った。これらの検討を踏まえて、道示に基づいて設計された柱状体基礎の信頼性評価を行うとともに、部分係数の提案を行った。

また、下部構造躯体については、上部構造と異なり、死荷重や活荷重のような鉛直方向の荷重に加えて、地震の影響や橋台背面土圧のような水平方向の荷重が設計に及ぼす影響が大きい。このため、荷重係数の設定によっては鉛直・水平バランスが変化し、従来とは異なる諸元となる可能性があるとともに、その影響の仕方が上部構造とは異なることも考えられることから、荷重係数を考慮した場合に下部構造躯体の断面諸元に与える影響について検討した。

2. 統一的な柱状体基礎の照査体系の提案

2.1 水平支持に対する照査

2.1.1 地盤の水平支持における弾性限界点および終局限界点

道示の基礎の設計は、基礎の形式や規模、地盤条件によらず橋の要求性能に応じて上部構造及び下部構造躯体など基礎から上の部分に作用する荷重に対し、基礎本体の破壊や基礎の安定性を損なうことがないように行う必要がある。上部構造からの水平荷重を受ける単杭又はケーソン基礎の荷重-変位曲線の模式図を図-1に示す。荷重の増加に伴って変位も増加するが、ある変位レベルを超過すると荷重が上限値（極限支持力）に達し増加しなくなる。また、図-1のように、基礎の挙動は変位の小さい段階から非線形となるが、変位が急増する点に達しない範囲に基礎の挙動を制限する場合は、変位の絶対値も小さく、かつ荷重が作用することにより変位が生じても残留変位は実質的にはほぼ変位を受ける前と同様の反力特性が期待できると考えられる。そこで、可逆的な挙動が期待できる限界点を弾性限界（降伏）点とし、このときの基礎の支持力を降伏支持力、基礎の変位を降伏変位とする。また、終局限界点となるとき基礎の支持力は、荷重の上限値である最大支持力とする。

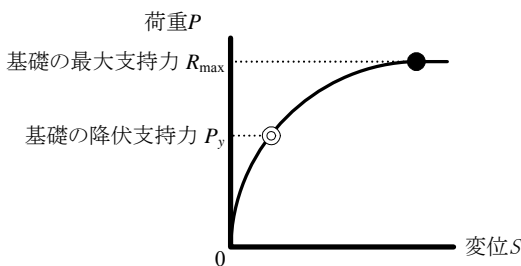


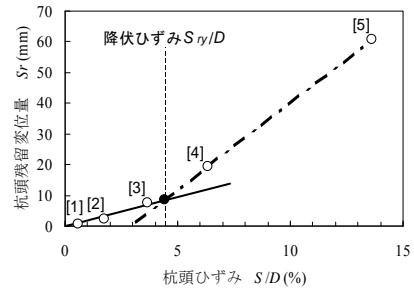
図-1 水平荷重を受ける単杭やケーソンの荷重-変位曲線

荷重-変位曲線に非線形化が生じる主な要因として、基礎前面水平地盤抵抗の塑性化、基礎底面の浮上がり、基礎底面鉛直地盤抵抗の塑性化などが考えられる。ここでは十分に根入れの長い深い基礎であり、荷重-変位曲線の非線形化が主として基礎前面水平地盤抵抗の塑性化に起因して生じる場合を想定して示す。

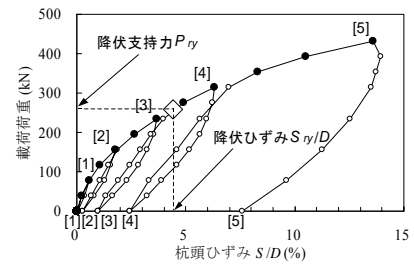
2.1.2 荷重試験データにおける降伏点の特定方法と降伏変位の統計量

降伏点の設定には、残留変位急増点から求める方法とワイブル分布曲線から求める方法の2つがある。

残留変位急増点から求める方法(図-2)は、段階荷重試験による各荷重サイクルの除荷後の杭頭残留変位量 S_r と除荷前の杭径 D に対する杭頭変位量の比率(杭頭ひずみ S/D)



(a) 残留変位急増点



(b) 降伏変位 S_y 時の載荷荷重

図-2 残留変位急増点から求める方法

S/D) の関係から、残留変位急増点における杭頭ひずみを降伏ひずみ S_y/D とし(図-2(a))、対応する載荷荷重を杭の降伏支持力の実測値 $R_y (=P_y)$ とするものである(図-2(b))。

ワイブル分布曲線から求める方法は、荷重試験データをワイブル (Weibull) 分布曲線式で近似(以下、ワイブル近似とよぶ)し、ワイブル分布曲線の降伏点を各試験の降伏点とするものである(図-3)。

ワイブル分布曲線式を次式に示す。

$$\frac{R}{R_{uw}} = 1 - \exp\left[-\left(\frac{S}{S_0}\right)^m\right] \quad (1)$$

ここに、 R_{uw} : ワイブル分布曲線式により推定した極限支持力、 S : 変位、 S_0 : ワイブル分布曲線式により推定した弾性限界変位、 m : 曲線の曲がり具合を示す変位指数である。ワイブル近似は、荷重-変位曲線を数学的にフィッティングし、初期勾配から二次勾配へ移行する点を降伏点とする方法である³⁾。杭の極限支持力 R_u と杭の降伏支持力 R_y の関係は、ワイブル近似により $R_y \cong 0.63R_u$ として求められる⁴⁾。

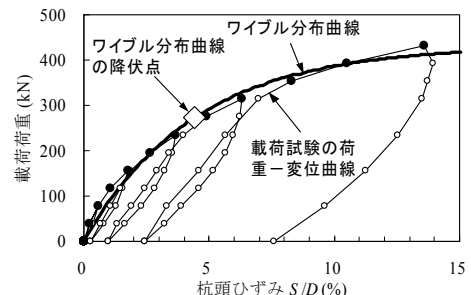


図-3 ワイブル近似する方法

(残留変位急増点の変位) / (ワイブル近似曲線から求められる降伏変位) の比率の平均値は 1.01, 変動係数は 45%であり, これら 2 つの方法により求められる変位の値はほぼ同じである。降伏ひずみ S/D の統計量は, 平均値 0.057, 変動係数 0.39 であった。一方, (残留変位急増点の荷重) / (ワイブル近似曲線から求められる降伏支持力) の比率を求めると, 平均値は 1.1, 変動係数は 40%であり, ワイブル近似曲線から求められる降伏支持力は, 残留変位急増点から求められる降伏支持力を若干小さく評価している。

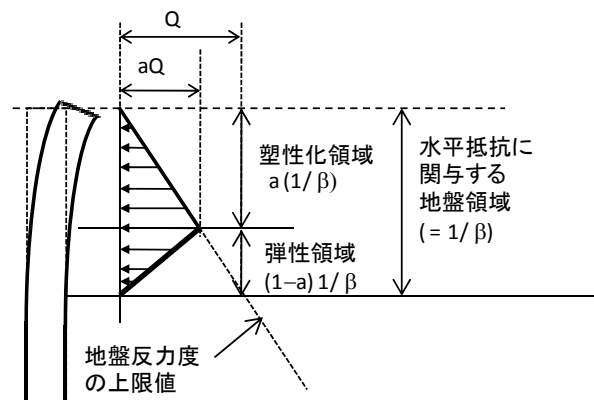


図4 地盤反力度の上限値の塑性化領域のイメージ

2.1.2 降伏点において地盤反力度が上限値に達している領域の割合

前述の通り, 基礎が降伏変位に達するときの変位量については把握できる。しかし, ケーソン基礎の設計における許容支持力等との関係づけるためには, 降伏点に達したときに, 前面地盤の塑性化領域率がどの程度であるかを調査する必要がある。前面地盤の塑性化領域率は, 以下のようにして評価することができる。

杭基礎において, 杭頭に作用する水平荷重が徐々に増加することを想定した場合, 水平抵抗に関与する地盤領域(杭基礎においては $1/\beta$ (有効長))の浅い部分と深い部分の地盤が均等に抵抗力を発揮するのではなく, 図4のように, 上限値の小さい浅い地盤から塑性化が徐々に深度方向に進展していくものと考えられる。そこで, 本研究では, 図4に示すように, 杭の前面地盤を塑性化領域と弾性領域に区分し, 弾性領域の地盤反力度は深さに応じて直線的に低下し, 水平抵抗に関与する特性長さの下端で0になると仮定した。このとき, $1/\beta$ の位置の地盤反力度の上限値を Q とすると, ある深さ $a \times 1/\beta$ ($a < 1$) の位置の地盤反力度の上限値は, aQ となる。前面地盤の抵抗は, 図4の三角形の面積としてあらわされるので, 有効長 $1/\beta$ のうち a の領域の地盤が塑性化しているときの地盤抵抗は, $a(1/\beta)Q/2$ となり, 有効長の範囲の地盤が全て塑性化したときに発揮される前面地盤の抵抗力は, $(1/\beta)Q/2$ となる。ここで, 降伏点において作用している荷重と前面地盤の極限支持力の比率が, 前面地盤の塑性化領域率 a となる。

2.1.3 検討に用いる載荷試験データ

検討に用いる水平載荷試験データは, 試験最大荷重 P_{max} まで杭体が弾性挙動しており, かつ, 受働土圧が算出できる地盤の基本パラメータがわかる, 以下の条件を全て満足するものとした。

- 1) 試験最大荷重 P_{max} 時の変位レベル S_{max} が杭径 D の

5%以上

- 2) 試験最大荷重 P_{max} がワイブル近似($m=1$) の降伏荷重 R_y の 1.2 倍以上($P_{max} \geq 1.2R_y$)
- 3) 地表面から載荷点までの高さが杭径以下
- 4) 試験最大荷重 P_{max} 時に杭体が降伏していない
- 5) 受働土圧強度の算出に用いる地盤の基本情報が明らかである

以上の条件を満足する載荷試験データとして, 鋼管打込み杭 9 件, 鋼管回転杭 5 件, PC・PHC 中掘り杭 1 件, 鋼管ソイルセメント杭 1 件の計 16 件を用いて以降の検討を行った。

なお, 荷重-変位曲線の評価する際の変位は, a) 地表面位置で計測されていればその変位を, b) 地表面位置で計測された結果が無い場合, 地表面より高く, 載荷点よりも低い位置で変位を計測した結果があればその変位を, c) さもなければ, 載荷点の変位を用いている。

2.1.4 降伏点における前面地盤の塑性化領域率の評価

図5に, 水平載荷試験データをワイブル曲線で近似した結果を示す。前面地盤の塑性化領域率はワイブル曲線により評価される降伏点における前面地盤の塑性化領域率として算出した。

杭体は降伏しておらず, 地盤抵抗の塑性化により杭の降伏が決まっているとき, 杭が降伏支持力を発揮しているときに地盤が負担している荷重(地盤の降伏支持力)を降伏支持力の実測値として次式により求めた。

$$R_{y(\text{soil})} = R_y - R_{y(\text{shaft})} \quad (2)$$

ここに, $R_{y(\text{soil})}$: 地盤の降伏支持力, R_y : 杭の降伏支持力である。 $R_{y(\text{shaft})}$: 杭体負担分であり, 式(3)により求める。

$$R_{y(\text{shaft})} = K_{(\text{shaft})}S \quad (3)$$

ここに、 $R_{y(\text{shaft})}$: 杭体の負担分(kN), $K_{(\text{shaft})}$: 杭体負担分のバネ(kN/m), S : 杭体変位(m) である。ここで、水平荷重を受ける杭を図-6のような集中荷重が作用する片持ち梁であると考え、荷重が増加するにしたがって、仮想アーム長 L が変化するとした。この場合の杭体の剛性 $K_{(\text{shaft})}$ は式(4) で求めることができる。

$$K_{(\text{shaft})} = \frac{3EI}{L^3} \quad (4)$$

ここに、 EI : 基礎の曲げ剛性(kNm²), E : 基礎のヤング係数(kN/m²), I : 基礎の断面二次モーメント(m⁴), L : 仮想アーム長 (m) である。仮想アーム長 L は、地表面から載荷点までの高さ h と、道示 IV 表-解 12.9.1 に示される半無限長の杭の変形に関する計算式より求められる第一不動点の深さ l ($h \neq 0$ の場合は式(5), $h = 0$ の場合は式(6)) を加えた長さである。そこで、杭体の剛性 $K_{(\text{shaft})}$ を表す式(4) は式(7) のように書き換えられる。なお、式(5), (6) は、杭頭変位が許容変位程度のレベル以降において適用できるものである。

$$h \neq 0 \text{ の場合} \quad l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta h}{\beta h} \quad (5)$$

$$h = 0 \text{ の場合} \quad l = \frac{\pi}{2\beta} \quad (6)$$

$$K_{(\text{shaft})} = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3EI}{(l+h)^3} \quad (7)$$

これに対して、杭頭から水平荷重に抵抗する地盤領域である有効長の各深度において水平地盤抵抗が上限値に達したときに発揮される地盤抵抗力の計算値は次式で求めた。

$$P_p = P_H D \quad (8)$$

$$P_H = \sum_i \left(\frac{\alpha_p p_{pui} + \alpha_p p_{pli} l_i}{2} \right) \quad (9)$$

ここに、 P_p : 地盤面から有効長で発揮される受働土圧強度から算出された支持力(kN), P_H : 有効長における受働土圧(kN/m), p_{pui} : 有効長における各土層 i で構成される層厚 l_i (m) の上面での受働土圧強度(kN/m²), p_{pli} : 有効長における各土層 i で構成される層厚 l_i (m) の下面での受働土圧強度(kN/m²), D : 杭径(m), α_p : 水平地盤反力度の上限値の補正係数である。 α_p の値は、文献 4 及び道示 IV の 12.10.4 に示される値を用いる(表-1)。

以上により、載荷試験から評価された地盤の降伏支持力 R_y と式(8) で求められる受働土圧の比率を計算する

ことにより、降伏点において、式(8) で求められる前

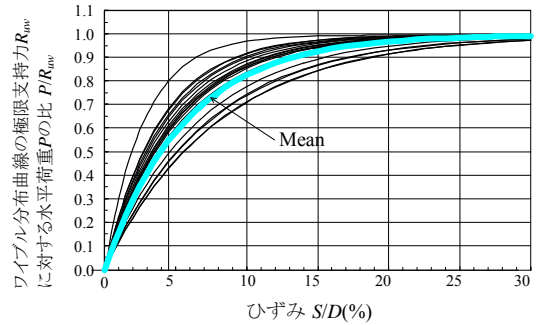


図5 水平載荷試験データのワイブル曲線による近似結果

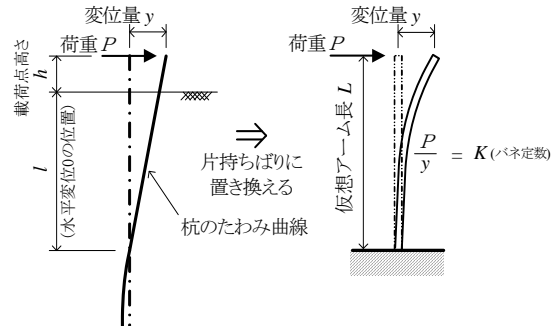


図6 集中荷重が作用する片持ち梁

面地盤の抵抗力の何割程度が発揮されているかが評価できる。

$$a = (\text{地盤の降伏支持力の実測値}) / P_p \quad (10)$$

16 件の水平載荷試験データの降伏支持力に対して、 a を求めたところ、杭種や地盤種別(砂質土, 粘性土, 又はこれらの互層)に関わらず平均は 53% であった。一方、段階載荷が行われている 7 件のデータについて、降伏点を残留変位急増点として評価した場合に求められる降伏支持力に対して、前面地盤の塑性率を求めたところ平均は 56% であった。降伏点を残留変位急増点から評価した場合に得られる前面地盤の塑性化領域率は、降伏点をワイブル近似により求めた場合として求めた場合の塑性化領域率に比べて若干大きいものの、両者の値はほぼ同じである。

以上より、杭基礎に対して前面地盤の塑性領域率の値により降伏点を予測できる可能性があり、その場合の前面地盤の塑性化領域率は 55~60% 程度であると考えられる。

表-1 水平地盤反力度の上限値の補正係数 α_p ¹⁾

地盤の種類	α_p
砂質土地盤	3.0
粘性土地盤	$N > 2$ 1.5
	$N \leq 2$ 1.0

2.1.5 各種照査点の関係

以上の検討の結果、杭基礎の水平挙動における降伏点は表-2のようになる。また、図-7は、水平荷重を受ける基礎の挙動を特徴づける限界点と現行の設計法における照査点の関係を、荷重-変位曲線上に示したものである。

杭基礎については、残留変位の急増点またはワイブル近似により求められる極限支持力の0.63倍の支持力が発揮されている点を降伏点と定義することができ、その時の変位レベルの平均値は杭径の5.7%、このときの地盤の塑性化領域率 a は、杭頭から有効長の55~60%程度である。

表-2 基礎の水平支持における降伏点の指標

限界点	変位レベル	基礎の特性長さ(基礎の水平抵抗に関与する領域)の前面地盤の塑性領域率
降伏点	基礎幅の5.7%	55~60%

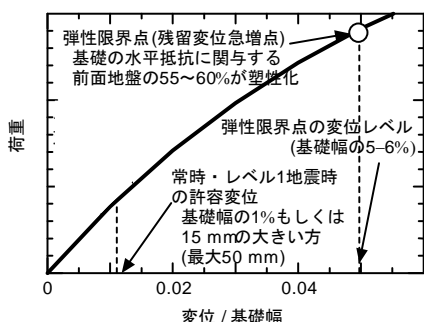


図-7 基礎の水平挙動における限界点と照査点の関係

ケーソン基礎の場合は一般に剛性が大きいことから、基礎の特性長さは基礎の根入れ長とほぼ等しいと考えることもできる。そして、ケーソン基礎の場合は、道示においては基礎の特性長さにおける前面地盤のうち60%の地盤が塑性化した点を降伏点の目安としている。したがって、水平荷重に対して抵抗を発揮する前面地盤の領域における塑性化領域率 a は、杭基礎・ケーソン基礎にかかわらず同等の値となっている。

ただし、降伏点における変位レベルについては、柱状体基礎の場合は、杭基礎よりも規模が大きいことなどによる影響があることも考えられる。本研究では、現時点ではデータは限られることから杭基礎の載荷試験結果を基に分析したが、今後、柱状体基礎に関する載荷データを元にした検討がなされた場合は、その結果を踏まえた見直しを適宜行っていく必要がある。

2.2 鉛直支持に対する照査

2.2.1 鉛直支持に対する照査の現状と課題

鉛直支持の照査の意図するところは支持に対して十分に安全であること、有害な沈下が生じないことであり、基礎形式によらず同じである。道示における各基礎の鉛直支持の照査項目を表-3に示す。基礎形式毎に照査項目の相違や、必ずしも明確に照査法が規定されていない項目がある。特に、深い基礎では岩盤を支持層としたときの照査手法が明確でなく、地中連続壁基礎では砂、砂れき、粘土を支持層とした場合の沈下の照査が明確にはなっていない。そこで、これらの照査について、その意図を踏まえた照査法について検討を行った。

表-3 平成14年道路橋示方書・同解説IV下部構造編において示されている各基礎の鉛直支持の照査方法

	岩盤を支持層とする場合の照査	砂・砂礫・硬質粘土を支持層とする場合	課題
直接基礎	照査①: 基礎底面の鉛直反力 ≤ 許容鉛直支持力 (静力学公式による理論値) 照査②: 基礎底面の地盤反力度 ≤ 地盤反力度の上限値 (平板載荷試験より求めた経験値)	照査①: 基礎底面の鉛直反力 ≤ 許容鉛直支持力 (静力学公式による理論値) 照査②: 基礎底面の地盤反力度 ≤ 地盤反力度の上限値 (平板載荷試験より求めた経験値)	-
深礎基礎	- (深礎基礎自体の規定がない)	-	・岩における支持力評価の不確実性を担保した照査を規定することが必要。
ケーソン基礎	規定なし (※既往実績のうち約30%が岩盤を支持層としている。)	照査①: 基礎底面の鉛直反力 ≤ 許容鉛直支持力 (静力学公式による理論値) 照査②: 基礎底面の地盤反力度 ≤ 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)	・岩における支持力評価の不確実性を担保した照査を規定することが必要。
地中連続壁基礎	規定なし	照査①: 杭鉛直反力度 ≤ 許容支持力度 (経験値)	・岩における支持力評価の不確実性を担保した照査を規定することが必要。 ・基礎の沈下を抑制することが関連づけられた照査となっているか検証が必要。
場所打ち杭基礎	規定なし (※既往実績のうち約30%が岩盤を支持層としている。)	照査①: 杭鉛直反力 ≤ 許容支持力 (杭の載荷試験結果に基づき、沈下と関連付けた許容支持力が規定されている)	・岩における支持力評価の不確実性を担保した照査を規定することが必要。
照査の意図	岩の地盤定数と支持力推定の不確実性を担保して最大強度点に対する照査をする。	過大な沈下および不同沈下を避ける	

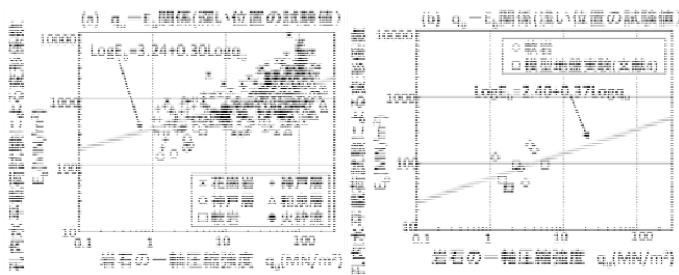


図-8 各種試験値の相関関係図の例

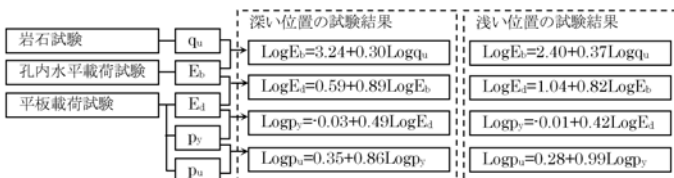


図-9 各種試験値の関連性と回帰式

2.2.2 岩盤を支持層とする深い基礎の鉛直支持に対する照査法の提案

岩盤の支持力特性は、多数の地盤調査や平板載荷試験、室内実験の分析より、各物理定数間および載荷試験より得られる力学的性質の間に相関関係が認められている。これらの相関関係を利用して平板載荷試験の降伏支持力 P_y および極限支持力 P_u は、 q_u (一軸圧縮強度) $\rightarrow E_b$ (孔内水平載荷による変形係数) $\rightarrow E_d$ (平板載荷による変形係数) $\rightarrow P_y$ (平板載荷による降伏支持力) $\rightarrow P_u$ (平板載荷による極限支持力) という過程により各種試験値の関係から推定することができることが明らかとなっている。

深い基礎の場合、基礎の支持地盤は、比較的大きな土被り荷重により拘束され、応力開放されない状態にあるため、潜在的な亀裂、節理の影響を受けにくい状況にある。

各種試験値を深い位置と浅い位置とで試験したものに区分して相関関係を整理した例を図-8、図-9 に示す⁵⁾。ここで、深度は深い基礎が5m以深で採用されることが多いことから5mを区分の目安とした。このように図-9の手順で一軸圧縮強度 q_u から極限支持力 p_u を推定した結果を図-10に直線(B)・(C)で示す。図中には、載荷試験により直接 p_u - q_u 関係が得られている場合には、その試験値もプロットした。また、直線(B)・(C)の勾配に合わせて、深い位置(□と○と◇)と浅い位置(■と●と◆)それぞれの試験値の下限值まで下げた直線(B')・(C')をあわせて示す。図-8より、深い位置の試験値は、浅い位置の試験値と比べると全体的に極限支持力度が大きい傾向にあ

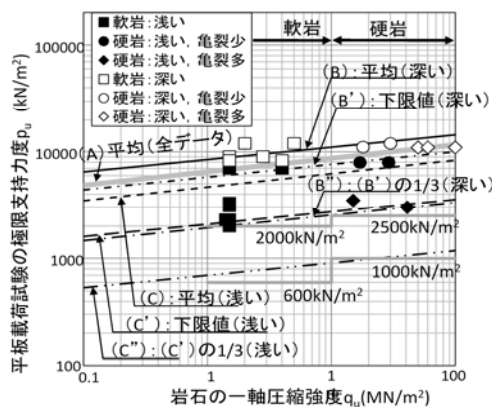


図-10 q_u - p_u 関係(深度を区分した整理結果)

表-4 最大地盤反力度の上限値の提案値(常時)

岩種	$p_a = p_u/3$ (kN/m ²)		q_u (MN/m ²)	E (MN/m ²)
	浅い基礎	深い基礎		
硬岩	亀裂少	2,500	10以上	500以上
	亀裂多	1,000		500未満
軟岩	600	2,000	1-10	

p_u : 極限支持力度, p_a : 最大地盤反力度の上限値
 q_u : 一軸圧縮強度, E : 孔内水平載荷試験による変形係数
 ※レベル1地震時は、常時の1.5倍の値とする。

る。また、深い位置の試験値は亀裂の多い場合(◇)と少ない場合(○)による極限支持力の差は少ない一方で、浅い位置の試験値は亀裂の多い場合(◆)と少ない場合(●)による差が大きく表れている。さらに、亀裂の少ない硬岩(○と●)は、深い位置と浅い位置の試験値で有意な差は認められない。

以上の結果を踏まえて、浅い基礎と深い基礎に適用する最大地盤反力度の上限値をそれぞれ設定した。最大地盤反力度の上限値は、長期荷重に対して十分な安全余裕が担保されるように、地盤の弾性範囲内を保障する値として極限支持力度に安全率3を担保した値として設定する。このとき、岩盤は非常にばらつきが大きいため、極限支持力度の平均値(図-8 (B) (C))に安全率3を確保した場合でも必ずしも弾性範囲内に収まらないことも想定される。このため、安全側を考慮し、直接的に p_u - q_u 関係が得られているそれぞれの試験値の下限值(図-8 (B') (C'))を基準にして、そこから1/3を確保した値(図-8 (B'') (C''))を最大地盤反力度の上限値とした。表-4に提案した値を示す。浅い基礎については、結果的に道示の値と同値となった。一方、深い基礎に用いる上限値は、直接基礎よりも3倍程度大きく評価できる結果となった。なお、亀裂の少ない硬岩は、深度に関わらず大きな差がなかったことを踏まえて、深度による区分はしなかった。

以上により提案した最大地盤反力度の上限値を用いることで、岩に支持された基礎については、浅い基礎から深い基礎まで統一的な考え方に基づき照査することがで

きる。

2.2.3 地中連続壁基礎の沈下に対する照査法の提案

柱状体基礎は、一本の杭と異なり幅広の剛体に近い構造であることから、偏心・傾斜荷重を受けると基礎底面で回転変位が生じ、基礎底面に分布する地盤反力度は均等にはならない。回転変位が大きくなると一部で浮上りが生じ、局部的に地盤が塑性化することで不同沈下を引起す要因となる。道示におけるケーソン基礎の鉛直支持力に対する照査では、最大地盤反力度の上限値を定め、基礎底面に分布する地盤反力度の最大値がこれを超えないことを確認している。一方、地中連続壁基礎では、基礎底面における最大地盤反力度が、極限支持力に対し所定の安全率を確保した許容支持力度以下となることを照査しており異なっている。このため、有害な沈下や不同沈下を抑制するための照査として、地中連続壁基礎においても、ケーソン基礎と同様に基礎底面での地盤反力度の上限値による照査の導入についての検討を行った。

過去に行われた実大規模の載荷試験結果に基づき、2.1 と同様にワイブル曲線にて一般化を行い、限界点の定義とその際生じる沈下量について定量的な評価を行った。表-5 に、分析に用いた壁基礎の載荷試験のデータ数を示す。地中連続壁基礎の載荷試験は、いずれも壁式基礎を対象に実施したものである。用いる試験データは、載荷荷重・変位、基礎寸法、地盤条件等の基本情報が既知であり、載荷荷重不足のために近似精度が不十分であると考えられるデータを排除するため実測値がワイブル曲線で推定される降伏荷重の 1.2 倍程度以上の荷重がなされているものを前提とした。なお、連壁基礎の載荷試験事例が少ないことから、施工法や基礎底面の支持機構が同じである場所打ち杭も併せて整理した。荷重-沈下関係は、載荷試験で得られた基礎底面の地盤反力度と変位の関係を分析した。図-11 に鉛直載荷試験より得られた基礎底面の荷重-沈下関係を示す。荷重-沈下曲線は、N 値が 50 以上の場合、 $30 \leq N < 50$ の場合、30 未満の場合で傾向が異なっていたことから、N 値による区分を目安に整理した。ここで検証する基礎は、良質な地盤に支持させたものを対象としていることから、N 値が 30 未満の場合には示していない。なお、連壁の沈下量については壁厚で正規化している。

表-5 分析に用いた載荷試験一覧

地盤の種類	場所打ち杭	地中連続壁基礎
砂れき及び砂層($30 \leq N < 50$)	9	1
砂れき層及び砂層($50 \leq N$)	9	5
硬質粘性土層	3	0

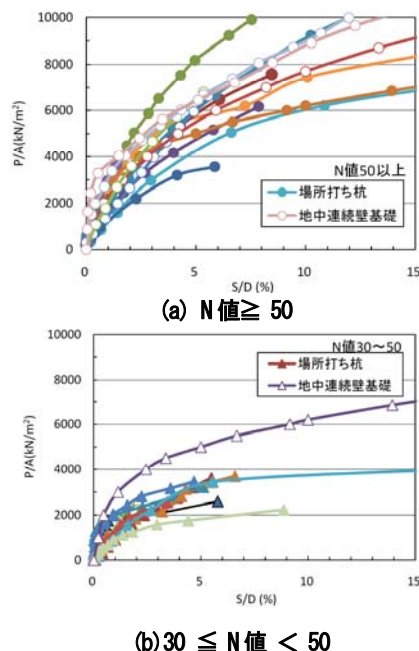


図-11 載荷試験における荷重沈下関係

載荷試験結果をワイブル曲線でカーブフィッティングを行い、各試験結果を平均化したものを図-12 に示す。なお、基礎底面における沈下量が壁厚の10%に達する時の荷重は、ほぼ横ばいとなり基礎が発揮する最大抵抗力とみなしうることから、10%での荷重を極限支持力とした。降伏荷重相当（極限荷重の63%程度）での沈下量をみると砂・砂れき ($50 \leq N$) で壁厚 D の3.56%程度、砂・砂れき ($30 \leq N < 50$) で2.58%程度であった。また、極限荷重を安全率3で除した荷重が作用した際の沈下量は、砂・砂れき ($50 \leq N$) で1.34%程度、砂・砂れき ($30 \leq N < 50$) で0.90%程度である。仮に壁厚1.5mの基礎で極限荷重を安全率3で除した荷重での沈下量を想定すると、砂・砂れき ($50 \leq N$) で2.0cm、砂・砂れき ($30 \leq N < 50$) で1.5cmとなり、杭基礎が許容支持力に達した時の沈下量と同程度である。極限支持力に対し安全率3を確保した値を地盤反力度の上限値としておけば、温度荷重や土圧などが生じる場合に対し基礎直下地盤の塑性化に伴う不同沈下は生じないと考えられる。

載荷試験より得られた沈下量が基礎幅の10%に達した時の基礎底面の極限支持力度を図-13 に示す。場所打ち杭基礎と地中連続壁基礎で極限支持力度に大きな差は

なく、スライム処理等の影響も踏まえ N 値 50 を境にそれぞれ下限値相当を極限支持力度とし、前述の岩の場合と同様、この 1/3 を最大地盤反力度の上限値として設定した(表-6)。提案した地盤反力度の上限値相当で基礎寸法を決定したときに想定される沈下量の頻度分布(図-14)で沈下量の平均値は基礎幅の 0.7%程度となった。

2.3 部材に対する照査

2.3.1 基礎の部材照査における課題

まず、道示における柱状体基礎(ここでは、平成 24 年より前の道示に規定が示されているケーソン基礎、地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎を対象とする)の部材照査の意図と課題について整理した。ここでは多くの場合に諸元の決定要因になっている地震時に着目して示す。

道示におけるレベル 1 地震時における部材照査では、部材に発生した応力度が、地震の影響を考慮した割増係数 1.5 を乗じて設定した許容応力度に達しないことを確認している。この許容応力度に対する照査では、部材の降伏強度(弾性限界)に一定の安全率を考慮した許容応力度を設定し、さらに荷重の特性に応じた構造物の応答特性等を踏まえた割増係数を考慮している。結果として、弾性範囲に留まることで可逆性を担保するとともに、最大耐力に対しても十分な安全余裕を担保している。しかし、許容応力度や割増係数の根拠は、地盤や部材耐力のような荷重及び抵抗に関する不確実性を考慮して定められたものではなく明確でない。

レベル 2 地震時における部材照査では表-7 に示す照査が規定されている。基礎は地盤中にあることから、気中にある橋を構成する他の部位、部材に比べて相対的に損傷の確認や補修が困難である。このことを踏まえ、道示では、原則として副次的な塑性化に留まり、基礎に主たる塑性化を生じさせないことが規定されている。しかし、橋脚が設計水平震度に対して十分大きな終局水平耐力を有している場合や、地盤が液状化する場合には、基礎本体が降伏を超えて基礎に主たる塑性化が考慮してもよいとしている。この場合は、基礎に生じる最大変位(応答変位)が残留変位の制限値を超えないこと、応答塑性率が許容塑性率以下であることを照査する必要がある。この許容塑性率や許容変位は荷重-変位曲線上の最大強度点を超えないように設定されており、基礎に主たる塑性化を考慮する場合であっても、一定の安全性の担保と損傷の抑制が図られる。

橋脚基部に主たる塑性化を考慮し、基礎が副次的な塑性化に留まるように設計する場合、基礎の設計で用いる設計水平地震力は、橋脚基部が保有水平耐力を発揮して

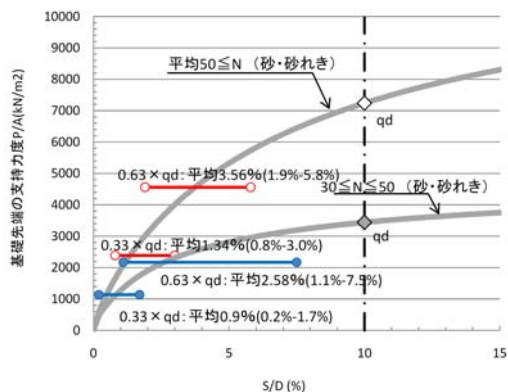


図-12 ワイブル曲線により平均化した荷重沈下関係

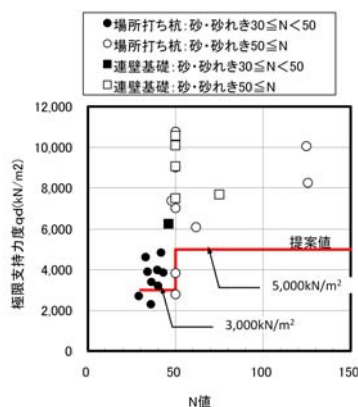


図-13 載荷試験より得られた極限支持力度と N 値の関係

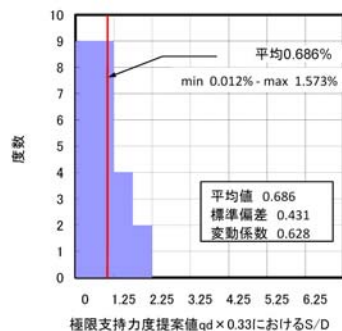


図-14 最大地盤反力度の上限値での沈下量の頻度分布

表-6 最大地盤反力度の上限値の提案値

地盤の種類	最大地盤反力度の上限値(kN/m ²)
砂れき及び砂層(30≦N<50)	1,000
砂れき層及び砂層(50≦N)	1,600

いるときの発生断面力となり、道示では水平震度に換算して評価している。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} に補正係数 c_{ar} を乗じ式(11)及び(12)にて求める。

$$k_{hu} = P_u/W, W = W_U + 0.5W_P \quad (11)$$

$$k_{hp} = c_{ar}k_{hu} \quad (12)$$

ここに、 W は地震時保有水平耐力法に用いる等価荷重(kN)、 W_U は当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(kN)、 W_P は橋脚の重量(kN)である。 k_{nu} 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。また、 c_{df} は、橋脚の保有水平耐力や基礎の水平耐力評価の不確実性に配慮して定められたものであり1.1が用いられている。これは、橋脚に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こと、また、基礎の耐力の評価にも不確実性が伴うことを考慮したものである。しかし、補正係数 c_{df} は、定量的に評価する手法は必ずしも定まっておらず、そ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。

表-7 道示における柱状体基礎の部材照査式

	照査項目
基礎本体の塑性化を考慮しない場合	<ul style="list-style-type: none"> ・設計水平地震力 < 基礎の降伏耐力 ・作用せん断力 < せん断耐力*
基礎本体の塑性化を考慮する場合	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎の応答塑性率 < 許容塑性率 ・応答回転角 < 許容回転角 ・作用せん断力 < せん断耐力*

*せん断耐力照査は、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎に対して行う。

2.3.2 部材照査の設計方針と部分係数の設定方法

以上のような部材設計における課題を踏まえて、性能規定化に向けた部材設計の設計方針を整理した。

橋の要求性能を達成するために基礎が橋の一構造部材として超えてはならない限界状態は、基礎の荷重-変位関係の特徴付ける弾性限界点と最大強度点を用いて定義される。ここで、弾性限界点に対する照査は、基礎に残留変位が生じず、部材の可逆性が担保できるように設定され、最大強度点に対する照査は、部材が最大耐力に関して安全性を有していることが担保できるように設定される。

設計実務への適用にあたっては、それぞれの限界状態において、荷重と抵抗を比較する照査式と安全率に相当する値(部分係数)を与えておく必要がある。安全率に相当する値である部分係数は、荷重や抵抗の値を算出する過程で考えられる不確実性を考慮したデータに基づき、信頼性理論を用いて設定する。

2.3.3 常時及びレベル1地震時の照査項目と部分係数の設定方法

曲げに対する照査としては、降伏点及び終局点に対し

て安全であるかを確認する。この両方を確認することで安全性はもとより、可逆性を担保することも意図している。また、せん断に関する照査としては、終局限界に対して安全であることを照査することでとした。これは、曲げと比べると破壊が生じるまでは比較的可逆性も確保され弾性的な挙動となるが、一度破壊が生じた後には脆性的な破壊となると考えられることから、弾性限界点と最大強度点を別途考慮することが困難であると考えたためである。ただし、結果として最大強度点に対して安全性を担保するようにすることで、曲げの場合と同様、可逆性も担保することとなる。

照査の対象となる曲げ耐力とせん断耐力には、その算出する過程で様々なばらつきの影響が含まれる。このため、このようなばらつきの影響を係数 Ψ や Φ で考慮して、式(13)によって照査を行う。

$$Q_d = \Psi \cdot Q_n \leq \Phi \cdot R_n = R_d \tag{13}$$

ここに、 Ψ は荷重係数、 Φ は抵抗係数であり、与えられた要求性能に対して一定の信頼度を確保するために、不確実性の影響を評価する係数である。 Q_d は設計荷重、 R_d は設計抵抗力である。図-15は、荷重及び抵抗の公称値 Q_n 、抵抗 R_n 及び荷重係数 Ψ 、抵抗係数 Φ の関係を模式的に表したものである。図-15に示す Q_n 、 R_n は、ある部材の照査において、考えられる荷重及び抵抗の取り得る値の代表値として設定される公称値である。荷重側と抵抗側それぞれにおいて不確実性を有する可能性があるが、既往の実験や実測値の蓄積により、これらのばらつきをそれぞれ評価することができれば、荷重係数 Ψ 及び抵抗係数 Φ を定めることができる。

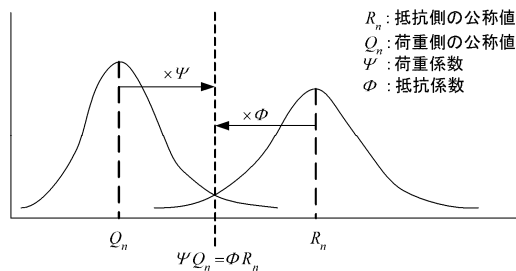


図-15 荷重と抵抗の分布の模式図

本研究では、地盤評価や部材の材料特性に関する不確実性に着目した整理を行う。このため、荷重(外力)については確定値と扱うが、たとえ荷重が確定値であったとしても、基礎の剛性や地盤抵抗の剛性がばらつきを有すれば荷重効果に相当する発生断面力はばらつきを有するため、基礎に発生する断面力 Q は確率量になる。

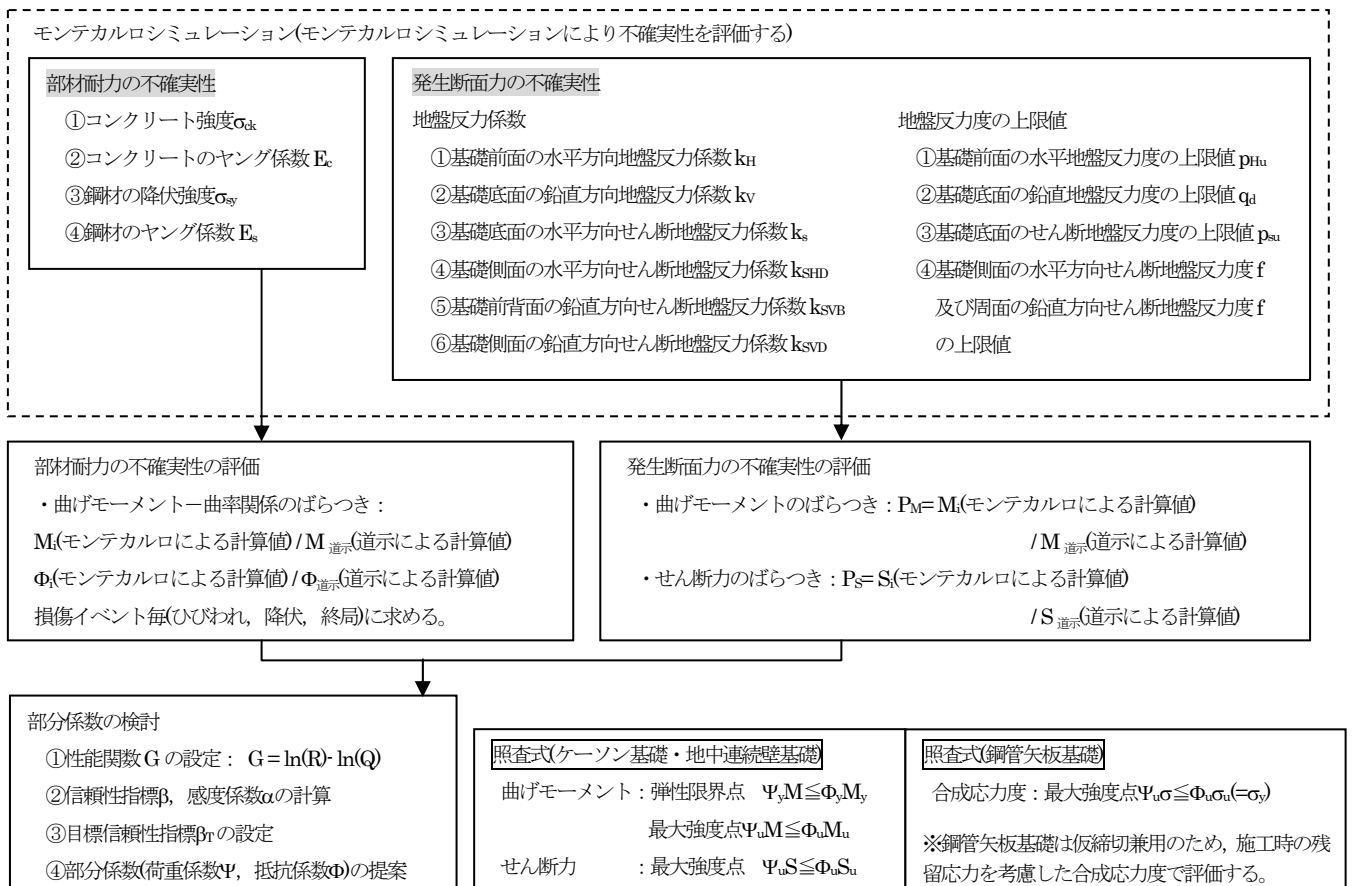


図-16 常時及びレベル1地震時の部材設計における部分係数の検討手順

ここで、式(13)に考慮する不確実性は、発生断面力に影響するものと部材耐力に影響するものとに区別される。発生断面力については柱状体基礎の計算モデルに含まれる6つの地盤抵抗要素に関する不確実性、また、部材の耐力については基礎を構成するコンクリートや鋼材の強度等、材料特性に関する不確実性がそれぞれ主たるばらつき要因となる。

以上を踏まえて、常時及びレベル1地震時の部材設計における部分係数の検討手順を図-16に示す。まず、地盤反力係数の推定誤差の影響等による地盤抵抗のばらつきや材料特性のばらつきを統計量によって評価する。なお、各不確実性の要素は、特に断りのない限りそれぞれ独立(相関がない)と仮定する。そして、設定した統計量を用いてモンテカルロシミュレーションによる試行計算(試行回数1000回)を行い、計算により得られた発生断面力 Q と部材耐力 R のばらつきがそれぞれ対数正規分布に従うと仮定して設定した統計量(平均値及び変動係数)を用いて部分係数の検討を行う。着目する発生断面力 Q は、基礎本体に発生する曲げモーメント及びせん断力とする。そして、レベル1地震時における基礎の部材設計について、弾性限界点、最大強度点それぞれの照査について、図-16に示した照査式とそれに対応する部分係数を求め

る。なお、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の部材設計では、水平方向断面照査と鉛直方向断面照査が規定されているが、ケーソン基礎では、部材設計上、クリティカルとなる水平方向断面照査に着目して検討した。

2.3.4 レベル2地震時の照査項目と部分係数の設定方法

レベル2地震時においても、計算モデルは基本的にレベル1地震時と同様である。このため、荷重及び抵抗側に考慮すべき不確実性の要素についても同じである。ここでは、補正係数 c_{df} の値の根拠を信頼性の考え方を踏まえて整理することを考慮して、補正係数 c_{df} に代わる部分係数 γ を導入することとした。式(13)と同様に考えると、橋脚の終局強度が荷重側、基礎の降伏強度が抵抗側として考えられ、照査式は次式のように書き表すことができる。

$$\Psi \cdot (\text{橋脚終局強度の設計値}) \leq \Phi \cdot (\text{基礎降伏強度の設計値}) \quad (14)$$

ここに、 Φ は基礎の降伏強度のモデル誤差を考慮した抵抗係数、 Ψ は橋脚の終局強度のモデル誤差を考慮した荷重係数である。さらに、式(14)に対して、道示の照査式と同様に、抵抗係数と荷重係数を一つにまとめ、橋脚終

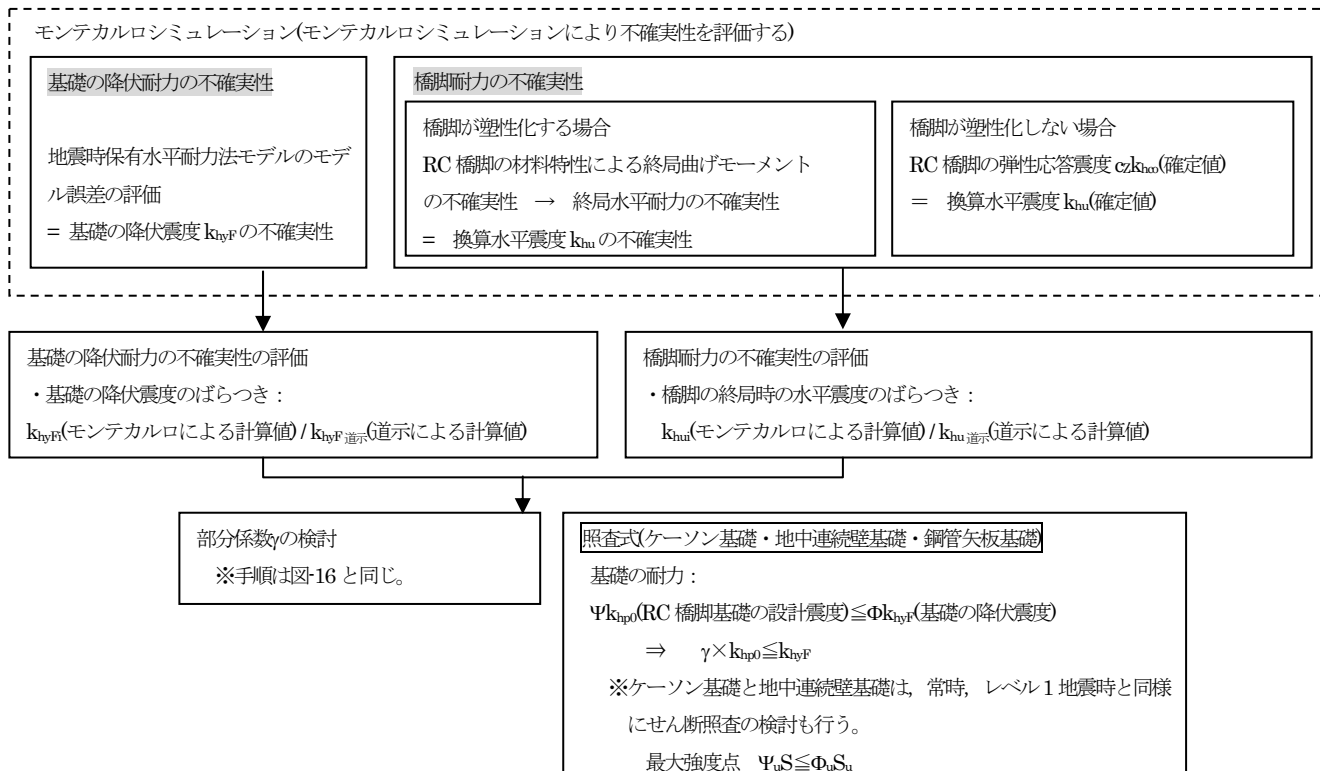


図-17 レベル2地震時の部材設計における部分係数の検討手順

局強度の設計値を割増す安全係数 $\gamma (= \Psi/\Phi)$ として扱うようにすると式(15)となる。このとき、部分係数 γ は橋脚及び橋脚基礎の余剰耐力のばらつきや地盤抵抗のばらつきを考慮した補正係数となる。

$$\gamma (\text{橋脚終局強度の設計値}) \leq (\text{基礎降伏強度の設計値}) \quad (15)$$

以上を踏まえて、レベル2地震時の部材設計における部分係数の検討手順を図-17に示す。まず、橋脚基部断面における終局耐力のばらつき(基礎に作用する荷重のばらつきに相当)を評価し、基礎に作用する荷重のばらつきを評価する。次に、基礎の降伏イベントの違いを踏まえて基礎の耐力のばらつきを評価する。最後に、図-17に示す照査式を目標として、基礎に作用する荷重のばらつきと基礎の降伏耐力のばらつきの影響を考慮した部分係数を提案する。なお、図-17は、基礎の降伏耐力の照査に着目した検討手順を示したものであるが、レベル1地震時と同様の手順でせん断耐力照査についても併せて検討した。

2.3.5 部材設計における不確実性の評価

柱状体基礎の発生断面力や耐力を求める過程で考慮すべき不確実要素について整理した。なお、基礎形式により評価方法が異なる場合は、それぞれ区分して整理した。

(1)地盤反力係数に関する不確実性の整理

(a) 水平方向地盤反力係数 k_H

水平方向地盤反力係数 k_H は、地盤調査、土質試験結果を十分に検討した上で求めるか、基礎の水平載荷試験による荷重-変位曲線から逆算して求める。後者の水平載荷試験から直接的に求める方法を用いることが最も信頼性が高いといえるが、設計実務においては、前者の地盤調査、土質試験結果により推定することがほとんどである。水平方向地盤反力係数 k_H を地盤調査、土質試験の結果から求める場合は推定式より算出することが道示に示されている。これに対して、N値の小さな範囲及び粘性土地盤における地盤の変形係数の推定精度について、着目するひずみレベルや地盤反力係数のひずみレベル依存性等を考慮して、道示に示されて地盤反力係数について再評価を行い、新たに提案した式(16)を用いて k_H の推定誤差を評価した。

$$k_H = a \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right), \quad k_{H0} = b_H \left(\frac{E_{00}}{0.3} \right) \quad (16)$$

ここに、 a は荷重状態を考慮するための係数で地震の影響を考慮する場合には2、地震の影響を考慮しない場合には1、 B_H は基礎の換算載荷幅(m)、 D は基礎径(m)、 b_H は直径0.3(m)の剛体円板による平板載荷試験の繰返し載荷曲線の勾配から得られる地盤反力係数を換算する係

数で0.3, E_{00} は直径0.3(m)の剛体円板による平板載荷試験の繰返し載荷曲線の勾配から得られる地盤の変形係数(kN/m^2)である。また、地盤の変形係数 E_{00} の推定方法の違いの関係についても、既往の知見を再評価した結果による表-8に示す相関式を用いた。

表-8 変形係数 E_{00} の推定

変形係数の推定方法	E_{00} との相関式	備考
孔内水平載荷試験で測定した変形係数 E_b	$E_{00} = 6E_b$	
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数 E_{30}	$E_{00} = 6E_{30}$	
標準貫入試験のN値より推定した変形係数 E_{bN}	$E_{00} = 6E_{bN}$	砂質土 : $E_{bN} = 650\text{N} (\text{kN/m}^2)$ 粘性土 : $E_{bN} = 700\text{N} (\text{kN/m}^2)$ ※ $N > 4$ の範囲で適用 岩 : $E_{bN} = 700\text{N} (\text{kN/m}^2)$

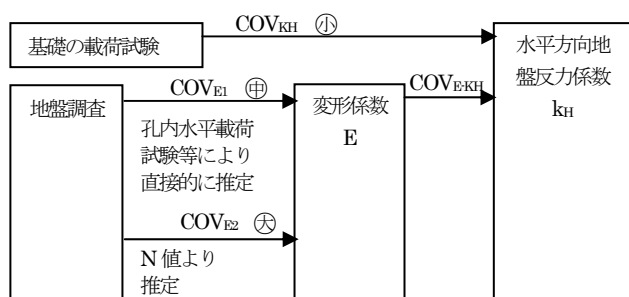


図-18 水平方向地盤反力係数 k_H 算出までの過程におけるばらつき

変形係数は、載荷試験または土質試験によって直接的に求める方法と標準貫入試験により求めたN値より間接的に求める方法とがあり、設計計算に用いる水平方向地盤反力係数 k_H は、変形係数の調査方法や地盤そのものの不確実性の影響を受けると考えられる。このため、変形係数の推定方法の違いによる水平方向地盤反力係数の不確実性を評価する必要がある。このとき、地盤調査から変形係数の推定は、複数の方法が考えられるので、その方法の違いによって推定誤差のばらつきも異なる。このため、図-18に示すように、 k_H を求める過程で生じる推定誤差のばらつきは、 k_H の推定方法の違いや地盤の成層状況等により異なることを考慮して、変動係数を設定した。ここで図-18に示す、ある地盤調査方法から対象地盤の変形係数を推定したときの不確実性に関する変動係数を COV_E 、変形係数から推定式により水平方向地盤反力係数 k_H を推定したときの不確実性に関する変動係数 COV_{E-KH} とする。このとき、 COV_E と水平方向地盤反力係数 k_H の推定誤差の変動係数 COV_{E-KH} は、互いに独立した事象であるから、地盤調査から推定される水平

方向地盤反力係数 k_H の推定誤差の変動係数 COV_{kH} は、式(17)のように表すことができる。

$$COV_{kH} = \sqrt{COV_E^2 + COV_{E-KH}^2} \quad (17)$$

以上を踏まえて、表-9に水平方向地盤反力係数の推定に関する変動係数 COV_{kH} について整理した。まず、地盤調査から直接的に変形係数を求める場合の COV_E は、Phoonらの研究⁶⁾を参考にした。この研究では多数の地盤調査から地盤定数のばらつきを評価しており、変動係数 COV_E は5~35%程度となるとされている。これを踏まえて、地盤調査から直接的に変形係数を求める場合(case-2)の COV_E は35%とした。また、標準貫入試験のN値から間接的に変形係数Eを求める場合の COV_E は、N値と孔内水平載荷試験により求められた変形係数 E_b の関係からばらつきを評価した結果を踏まえて、 $N \geq 5$ の砂質土の場合(case-3)で $COV_E = 55\%$ 、 $N \geq 5$ の粘性土の場合(case-4)で $COV_E = 65\%$ とした。また、N値から変形係数を推定し、 k_H を計算する場合の変動係数 COV_{kH} については、 $N \geq 5$ の砂地盤で行われた杭の水平載荷試験から求まる k_H のモデル誤差を求めた結果より60%程度となることが明らかとなっている。この結果より、式(17)により、 $COV_E = 55\%$ 、 $COV_{kH} = 60\%$ を代入して COV_{E-KH} を求めると $COV_{E-KH} = 25\%$ となる。これを踏まえて、式(17)により、各変動係数 COV_{kH} を求めると、水平載荷試験から推定した場合で $COV_{kH} = 25\%$ 、地盤の変形係数を直接的に推定した場合で $COV_{kH} = 45\%$ 、 $N \geq 5$ の粘性土で標準貫入試験のN値より推定した場合で $COV_{kH} = 70\%$ となる。 $N < 5$ の場合についてはN値から変形係数を推定しないのが望ましいが、ここでは、バイアスを1.0(case-5)又は4.0(case-6)、変動係数 COV_{kH} を100%と仮定して、そのばらつきが与える影響を評価することとした。これらを用いて水平方向地盤反力係数 k_H の不確実性の影響を考慮した。

(b) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_v

鉛直方向地盤反力係数 k_v は、載荷面積の異なる複数の円形載荷板に対して行われた平板載荷試験に基づき与えられたものであり、その成り立ちは、水平方向地盤反力係数 k_H と同じである。このため、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_v に関する不確実性についても(1)で示した水平方向地盤反力係数 k_H と同様の値を考慮できると考えられる。しかし、ここで求める鉛直方向地盤反力係数 k_v は支持層に対するものであり、設計実務においては、N値より推定することがほとんどであることから、表-10に示した、標準貫入試験のN値より推定した砂質

土(case-3)の場合を考慮することとした。

表-9 水平方向地盤反力係数の推定に関する変動係数

水平方向地盤反力係数 k_H の推定方法	case-	バイアス λ	変動係数 COV_{KH}	備考	
				変形係数Eの変動係数 COV_E	k_H の推定誤差 COV_{EKH}
水平載荷試験から推定した場合	1	1.00	25%	0%	25%
地盤の変形係数を直接的に推定した場合	2	1.00	45%	35%	
標準貫入試験のN値より推定した場合	3	1.00	60%	55%*1	
	4	1.00	70%	65%*2	
	5,6	1.0, 4.0	100%	97%*3	

- *1 N値 ≥ 5 の砂質土
- *2 N値 ≥ 5 の粘性土
- *3 N値5未満の土質

表-10 鉛直方向地盤反力係数 k_v に関する統計量

	バイアス λ	変動係数COV
標準貫入試験のN値より推定した場合	1.00	0.60

(c) 水平方向地盤反力係数 k_H 及び基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_v を除く各地盤反力係数

水平方向地盤反力係数 k_H 及び基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_v を除く各地盤反力係数は、それぞれ水平方向地盤反力係数 k_H 及び鉛直方向地盤反力係数 k_v に依存する。このため、各地盤反力係数については k_H 及び k_v に依存するものとして部分係数の試行計算を行った。

(2) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 P_{Hu}

道示において水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} は、地盤の受働土圧強度 P_{EP} に水平地盤反力度の上限値の補正係数 α_p を乗じることで、式(18)により求めてよいことが示されている。

$$P_{Hu} = \alpha_p P_{EP} \tag{18}$$

ここに、 α_p は水平地盤反力度の上限値の割増係数、 P_{EP} は地盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を用いて求める受働土圧強度(kN/m^2)であり、これを求める際に用いる受働土圧係数は式(19)のとおりである。

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right\}^2} \tag{19}$$

ここに、 ϕ は地盤の内部摩擦角($^\circ$)、 δ は基礎壁面と土の

摩擦角($^\circ$)、 α は地表面と基礎天端面のなす角度($^\circ$)である。したがって、水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} で評価すべき不確実性は受働土圧強度の不確実性であり、これには受働土圧強度を求める際に用いる地盤定数 α (粘着力)及び ϕ (内部摩擦角)の評価における不確実性を含んでいる。ここで、式(18)に示す補正係数 α_p がこれらの不確実性を踏まえて設定されるものであると仮定すると、載荷試験から求めた補正係数 $\alpha_{p \text{ 実測}}$ と道示で規定されている補正係数 $\alpha_{p \text{ 計算}}$ を対比して、統計的に整理することで、これを水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} の不確実性($=\alpha_{p \text{ 実測}}/\alpha_{p \text{ 計算}}$)として評価することができる。なお、載荷試験から求めた補正係数 $\alpha_{p \text{ 実測}}$ とは、単杭の水平載荷試験から得られた荷重変位関係の実測値と計算値が最も一致するような補正係数 α_p を調べ、これを載荷試験から逆算される補正係数 $\alpha_{p \text{ 実測}}$ と置くこととした。

ここでは、水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} の不確実性($=\alpha_{p \text{ 実測}}/\alpha_{p \text{ 計算}}$)は、単杭でかつ地盤抵抗が先行して限界状態となる載荷試験結果(8データ)を用いて、中谷らの検討⁷⁾と同様の手法により載荷試験から $\alpha_{p \text{ 実測}}$ を逆算し、これから水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} の不確実性を評価した。

$\alpha_{p \text{ 実測}}$ と $\alpha_{p \text{ 計算}}$ の比($\alpha_{p \text{ 実測}}/\alpha_{p \text{ 計算}}$)を整理し、変動係数を併せて算定した結果を表-11に示す。なお、ここで、 $\alpha_{p \text{ 計算}}$ は分析に用いた載荷試験が単杭を対象としたものであることを踏まえて、特性値は道示の杭基礎において規定されている値(砂質土で $\alpha_{p \text{ 計算}}=3.0$ 、粘性土で $\alpha_{p \text{ 計算}}=1.5$)とした。以上を踏まえて、限られたデータ数ではあるが、水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} に関する統計量は表-12の通りとした。

表-11 載荷試験から逆算される $\alpha_{p \text{ 実測}}$ の算定結果

		$\alpha_k=1.0$	$\alpha_k=1.5$
砂質土	バイアス λ	1.46	1.19
	変動係数COV	0.23	0.25
粘性土	バイアス λ	1.38	1.22
	変動係数COV	0.43	0.36

表-12 地盤反力度の上限値 P_{Hu} に関する統計量

	バイアス λ	変動係数COV
砂質地盤	1.19	0.25
粘性土地盤	1.22	0.36

(3) 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 q_d

a) ケーソン基礎及び地中連続壁基礎

道示において、基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 q_d は静力学公式による支持力推定式にて極限支持力度を求

めることが規定されている。これに対する不確実性について、平板載荷試験に基づき得られた極限支持力度の実測値 $q_{d \text{ 実測}}$ と式(20)による支持力推定式により求めた計算値 $q_{d \text{ 計算}}$ を支持力比 $q_{d \text{ 実測}}/q_{d \text{ 計算}}$ として、統計的に整理を行っている結果を踏まえて表-13の通りとした。

$$q_d = \alpha \Phi_c c N_{c_0} + q N_q S_q + 0.5 \gamma \beta B N_{\gamma} S_{\gamma} \quad (20)$$

ここに、 c は粘着力(kN/m^2)、 q はサーチャージ(kN/m^2)、 γ は地盤の単位体積重量(kN/m^3)、 B は基礎幅(m)、 N_{c_0} 、 N_q 、 N_{γ} はそれぞれ粘着力項、サーチャージ項、地盤自重項の支持力係数、 S_q 、 S_{γ} は基礎の寸法効果を考慮するための補正係数、 α 及び β は長方形基礎・正方形基礎に対する形状係数、 Φ_c は粘着力項に与える補正係数で支持地盤が砂及び砂れきの場合は 0.65、岩及び粘性土の場合は 0.25 とした。

表-13 鉛直地盤反力度の上限値 q_d に関する統計量

	バイアス	変動係数 COV
自然砂地盤	0.80	0.30

b) 鋼管矢板基礎

道示において、基礎先端の鉛直地盤反力度の上限値 q_d は、鋼管杭と同様に打込み工法又は中掘り工法により施工されるため、鋼管杭の極限支持力度を上限値としてよいことが規定されている。これに対する不確実性について、単杭の鉛直載荷試験に基づき得られた杭先端の極限支持力度の実測値 $q_{d \text{ 実測}}$ と道示に従って求めた計算値 $q_{d \text{ 計算}}$ を支持力比 $q_{d \text{ 実測}}/q_{d \text{ 計算}}$ として統計的に整理を行っている結果を踏まえて表-14の通りとした。

表-14 鉛直地盤反力度の上限値 q_d に関する統計量

	バイアス	変動係数 COV
打込み工法	1.40	0.65
中掘り工法	1.10	0.35

(4) 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_{su}

道示において、基礎底面のせん断地盤反力度の上限値の計算値 p_{su} は式(21)及び式(22)より求めている。

$$p_{su} = H_u / A_c \quad (21)$$

$$H_u = c_B A_c + V \tan \phi_B \quad (22)$$

ここに、 H_u は基礎底面と地盤の間に働くせん断抵抗力 (kN)、 A_c は有効載荷面積 (m^2)、 c_B は基礎底面と地盤の間の付着力、 ϕ_B は基礎底面と地盤の間の摩擦角 ($^\circ$)、 V は基

礎底面に作用する鉛直荷重 (kN) である。これに対する不確実性について、模型基礎の水平載荷試験に基づき得られた基礎底面のせん断抵抗力の実測値 $H_u \text{ 実測}$ と支持力推定式により求めた計算値 $H_u \text{ 計算}$ をせん断抵抗力比 $H_u \text{ 実測} / H_u \text{ 計算}$ として統計的に整理を行っている結果を踏まえて表-15の通りとした。なお、鋼管矢板基礎は、レベル 2 地震時においても基礎底面のせん断地盤抵抗は線形として扱うため、これは、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎に用いる。

表-15 せん断地盤反力度の上限値 p_{su} に関する統計量

	バイアス	変動係数 COV
自然砂地盤	1.10	0.15

(5) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び基礎周面鉛直方向せん断地盤反力度の上限値 f

a) ケーソン基礎及び地中連続壁基礎

道示において、基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び基礎周面鉛直方向せん断地盤反力度の上限値 f の計算値は式(23)及び式(24)より求めるとしている。

ケーソン基礎(コンタクトグラウト無)の場合

$$\left. \begin{array}{l} \text{i) 砂質土} \\ f = \min \{ 1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi) \} \leq 50 \\ \text{ii) 粘性土} \\ f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100 \end{array} \right\} \quad (23)$$

ケーソン基礎(コンタクトグラウト有)及び地中連続壁基礎の場合

$$\left. \begin{array}{l} \text{i) 砂質土} \\ f = \min \{ 5N, 0.5(c + p_0 \tan \phi) \} \leq 200 \\ \text{ii) 粘性土} \\ f = c + p_0 \tan \phi \leq 150 \end{array} \right\} \quad (24)$$

ここに、 f は最大周面摩擦力度 (kN/m^2)、 N は標準貫入試験の N 値、 c は粘着力 (kN/m^2)、 p_0 は静止土圧強度 (kN/m^2)、 ϕ はせん断抵抗角 ($^\circ$) である。前者については、中掘り杭の鉛直載荷試験結果に基づいて、後者については場所打ち杭の鉛直載荷試験結果に基づいてそれぞれ設定されたものを参考に定めたものである。これらに対する不確実性について、単杭の鉛直載荷試験に基づき得られた基礎周面の摩擦力の実測値 $f \text{ 実測}$ と式(23)及び式(24)に示した推定式により求めた計算値 $f \text{ 計算}$ を周面摩擦力比 $f \text{ 実測} / f \text{ 計算}$ として統計的に整理を行っている結果を踏まえて表-16の通りとした。

なお、基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び基礎周面鉛直方向せん断地盤反力度の上限値 f は、標準貫入試験より得られる N 値から推定する場合と粘着力 c から

推定する場合がある。また、ケーソン基礎においてはコンタクトグラウトを行う場合と行わない場合がある。これらは、それぞれ考慮すべき不確実性が異なることから、考えられるすべての条件において不確実性を評価した部分係数の検討を行った。

表-16 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び基礎周面鉛直方向せん断地盤反力度の上限値 f に関する統計量

			バイアス λ	変動係数 COV
ケーソン基礎(コンタクトグラウト有)及び地中連続壁基礎	砂質土	Nより推定	1.06	0.73
	粘性土	Nより推定	2.72	2.01
		cより推定	1.44	0.57
ケーソン基礎(コンタクトグラウト無)	砂質土	Nより推定	1.33	1.01
	粘性土	Nより推定	2.23	2.02
		cより推定	1.03	0.75

b)鋼管矢板基礎

道示において、基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び基礎周面鉛直方向せん断地盤反力度の上限値 f は表-17 及び表-18 より求めている。

表-17 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度の上限値 f

砂質土	$c+p_0 \tan \phi \leq 200$
粘性土	$c+p_0 \tan \phi \leq 150$

表-18 基礎周面鉛直方向せん断地盤反力度の上限値 f

打込み工法	砂質土	$\min \{2N \gamma_1, 0.5(c+p_0 \tan \phi)\} \leq 100 \gamma_1$
	粘性土	$c+p_0 \tan \phi \leq 150 \gamma_1$
中掘り工法	砂質土	$\min \{2N \gamma_1, 0.5(c+p_0 \tan \phi)\} \leq 100 \gamma_1$
	粘性土	$c+p_0 \tan \phi \leq 100 \gamma_1$

ここに、Nは標準貫入試験のN値、cは粘着力(kN/m²)、p₀は静止土圧強度(kN/m²)、φはせん断抵抗角(°)、γ₁は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である。これは、鋼管杭の鉛直載荷試験結果に基づき設定されたものであり、これに対する不確実性について、単杭の鉛直載荷試験に基づき得られた基礎周面の摩擦力の実測値 f_{実測}と表-17 及び表-18 に示した推定式により求めた計算値 f_{計算}を周面摩擦力比 f_{実測}/f_{計算}として統計的に整理を行っている結果を踏まえて表-19 の通りとした。

表-19 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び基礎周面鉛直方向せん断地盤反力度の上限値 f に関する統計量

		バイアス λ	変動係数 COV
打込み工法	砂質土	2.80	1.10
	粘性土	0.80	0.65
中掘り工法	砂質土	1.90	1.00
	粘性土	1.00	0.75

(6) 基礎本体の材料特性

基礎を構成する鋼材、コンクリートの構造材料の強度や剛性に関する統計量は、既往の研究を参考に表-20 の通りとした。ここに、コンクリートのヤング係数 E_cはコンクリート強度に依存するものとした。また、基礎の断面寸法や鉄筋位置、鋼管径、鋼管板厚については、確定値として扱うものとした。

また、鋼管矢板基礎は、継手を有しており、本来は継手の評価にも不確実性を含むことになる。しかし、現時点ではその不確実性が明確でないことから、継手の評価に関わる、合成効率や継手のせん断剛性、せん断耐力については確定値として扱うこととした。

表-20 構造材料等のばらつきに関する統計量

	特性値 (公称値)	バイアス λ	変動係数 COV
コンクリート強度σ _{sk}	24N/mm ²	1.20	0.15
コンクリートのヤング係数 E _c	2.5×10 ⁴ N/mm ²	コンクリート強度に依存	
鉄筋の降伏点強度σ _{sy}	345 N/mm ²	1.14	0.04
鉄筋のヤング係数 E _s	2.0×10 ⁵ N/mm ²	確定値	確定値
鋼管矢板(SKY400)の降伏点強度σ _{sy}	240N/mm ²	1.33	0.07
鋼材のヤング係数 E _s	2.0×10 ⁵ N/mm ²	確定値	確定値

2.3.6 試算対象基礎の設定

部分係数を試算するために、道示の規定を満たすようにケーソン基礎と地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎を試設計した。図-19～21 に試算対象基礎の形状図、表-21～23 に試算対象基礎の諸元を検討ケースとあわせて示す。試算対象基礎は、これまでの設計事例を踏まえて、平均的な荷重条件及び平面寸法となるようにし、基礎長や平面寸法の異なる基礎とした。ケーソン基礎及び地中連続壁基礎については、それぞれ基礎規模の異なる2ケースに対して橋脚の場合と橋台の場合の計4ケース、また、鋼管矢板基礎については、基礎の規模や荷重条件によって「弾性床土上の有限長ばりによる解析」と「継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる解析」とを区分していることを踏まえて、2つの異なる解析モデルに対してそれぞれ2ケース、計4ケースを試設計した。

部分係数は、レベル1地震時で決定される構造諸元、レベル2地震時で決定される諸元、それぞれに対して算出することを目的としている。したがって、試算基礎はそれぞれの荷重ケースを考慮し、対象荷重条件にて基礎体部材諸元がちょうど決定されるように設定している。なお、図-19～21 及び表-21～23 に示した基礎の諸元は、レベル1地震時において基礎体に生じる応力度が許容応力度を満足するように諸元決定したものである。表-24

に試算対象基礎の作成に用いた設計条件を示す。なお、試算対象基礎の諸元を決定するために用いる計算モデルは、道示の規定に基づくものとした。構造材料の強度及び剛性の特性値は公称値を、地盤材料の物性値は平均値を用いた。

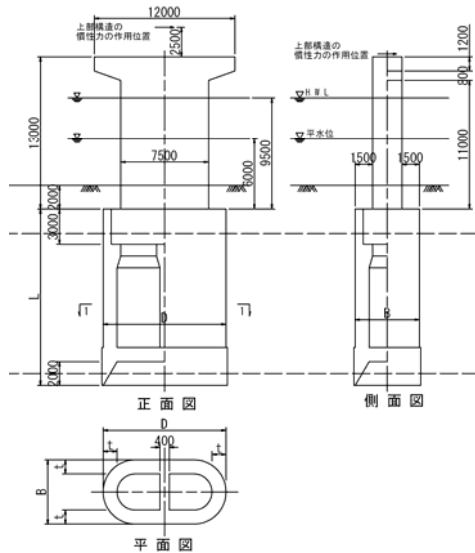


図-19 試算対象基礎形状(ケーソン基礎)

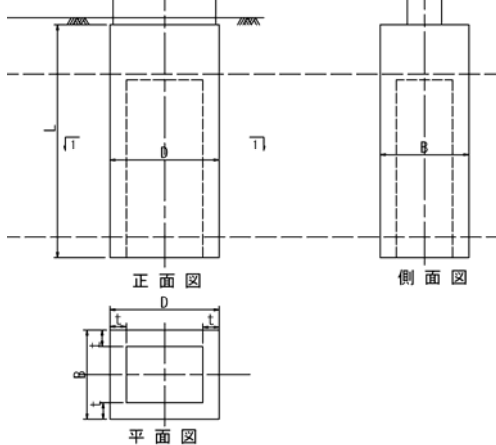


図-20 試算対象基礎形状(地中連続壁基礎)

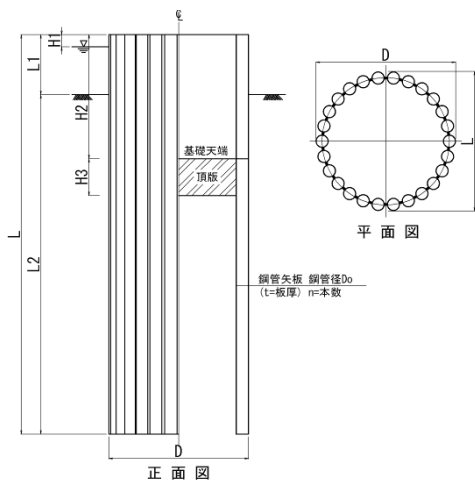


図-21 試算対象基礎形状(鋼管矢板基礎)

表-21 ケーソン基礎の試算対象基礎の設計条件

検討ケース		C-P-1	C-P-2	C-A-1	C-A-2
下部構造形式		橋脚	橋脚	橋台	橋台
基礎長	L(m)	15.0	40.0	15.0	40.0
	B(m)	5.5	5.5	5.5	5.5
基礎幅	D(m)	10.5	10.5	10.5	10.5
	t(mm)	1200	1200	1200	1200
主たる地盤		砂質土及び粘性土			

表-22 地中連続壁基礎の試算対象基礎の設計条件

検討ケース		R-P-1	R-P-2	R-A-1	R-A-2
下部構造形式		橋脚	橋脚	橋台	橋台
基礎長	L(m)	17.0	35.5	17.0	35.5
	B(m)	6.5	8.0	6.5	8.0
基礎幅	D(m)	8.0	11.0	8.0	11.0
	t(mm)	1200	1500	1200	1500
主たる地盤		砂質土及び粘性土			

表-23 鋼管矢板基礎の試算対象基礎の設計条件

検討ケース		S-P-1	S-P-2	S-P-3	S-P-4
下部構造形式		橋脚	橋脚	橋脚	橋脚
計算モデル ^{*1}		I	I	II	II
基礎長	L(m)	35.2	47.5	36.5	19.5
	L1(m)	4.89	7.44	5.81	1.37
	L2(m)	27.61	40.06	30.69	18.13
	H1(m)	1.0	0.55	1.04	1.37
	H2(m)	10.09	14.0	16.1	6.0
	H3(m)	3.0	4.0	3.5	4.0
基礎幅	B(m)	11.4	9.0	15.2	10.5
	D(m)	11.4	9.0	9.0	19.0
鋼管径	D ₀ (mm)	1000	1000	1000	1200
部材厚	t(mm)	14	11	16	9
鋼管本数	n(本)	26	20	30	32
主たる地盤		粘性土	砂質土	粘性土	砂質土

*1: Iは、弾性床上の有限長ばりによる解析, IIは継手のせん断ずれの影響を考慮した仮想井筒ばりによる解析。

2.3.7 部分係数の算出手順

ここでは部分係数の算出手順を以下に整理する。
発生断面力Qと部材耐力Rの不確か性が対数正規分布にしたがうと仮定すれば、性能関数Gは式(23)のように表すことができる。

$$G = \ln(R) - \ln(Q) = \ln(R/Q) \geq 0 \quad (25)$$

G=0であれば、荷重Qと抵抗Rが等しい状態であり、G<0になると、荷重が抵抗を上回り不良ということになる。荷重及び抵抗にそれぞれ $N(\mu_{\ln(Q)}, \sigma_{\ln(Q)})$, $N(\mu_{\ln(R)}, \sigma_{\ln(R)})$ なる対数正規確率変数を仮定すれば、性能関数Gは正規確率変数となり、次式で表わされる。

表-24 設計条件

(a) ケーソン基礎, 地中連続壁基礎

レベル1地震時 設計水平震度	砂質地盤	k_h	0.25,0.30
	粘土地盤	k_h	0.25,0.30
レベル2地震時の基礎の設計に用いる 設計水平震度			k_p 0.62
地盤 定数	砂質 地盤	N 値16相当	$E(\text{kN/m}^2)$ 11,200
		N 値17相当	$E(\text{kN/m}^2)$ 11,900
	粘土 地盤	N 値2相当	$E(\text{kN/m}^2)$ 1,400
		N 値3相当	$E(\text{kN/m}^2)$ 2,100
支持層	N 値50相当	$E(\text{kN/m}^2)$ 35,000	

(b) 鋼管矢板基礎

レベル1地震時 設計水平震度	砂質地盤	k_h	0.25,0.30
	粘土地盤	k_h	0.25,0.30
レベル2地震時の基礎の設計に用いる 設計水平震度			k_p
地盤 定数	砂質 地盤	N 値25相当 (S-P-2)	$E(\text{kN/m}^2)$ 17,500
		N 値22相当 (S-P-4)	$E(\text{kN/m}^2)$ 15,400
	粘土 地盤	N 値3相当 (S-P-1, S-P-3)	$E(\text{kN/m}^2)$ 2,100
		支持層	N 値50相当

$$N(\mu_G, \sigma_G) = N\left(\mu_{\ln(R)} - \mu_{\ln(Q)}, \sqrt{\sigma_{\ln(R)}^2 - \sigma_{\ln(Q)}^2}\right) \quad (26)$$

ここに、 μ 及び σ は対数正規確率分布の平均値及び標準偏差であり μ_G 及び σ_G は図-22に示す関係にある。 $\beta \times \sigma_G$ は μ_G に対する安全余裕を表しており、不良となる確率を一定以下にするように信頼性指標 β を設定する必要がある。FOSM (一次近似二次モーメント法) を適用すると β は次式で表される。

$$\beta = \mu_G / \sigma_G \quad (27)$$

また、 $\mu_{\ln(Q)}$, $\sigma_{\ln(Q)}$, $\mu_{\ln(R)}$, $\sigma_{\ln(R)}$ は、それぞれ次式で求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{\ln(Q)} &= \ln(\mu_Q) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(Q)}^2 \\ \sigma_{\ln(Q)}^2 &= \ln\left(1 + \frac{\sigma_Q^2}{\mu_Q^2}\right) = \ln(1 + \text{cov}_Q^2) \\ \mu_{\ln(R)} &= \ln(\mu_R) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(R)}^2 \\ \sigma_{\ln(R)}^2 &= \ln\left(1 + \frac{\sigma_R^2}{\mu_R^2}\right) = \ln(1 + \text{cov}_R^2) \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

ここに、 μ_Q 及び μ_R はそれぞれ荷重及び抵抗の平均値、 σ_Q 及び σ_R はそれぞれ荷重及び抵抗の標準偏差、 COV_Q

及び COV_R はそれぞれ荷重及び抵抗の変動係数である。目標信頼性指標 β_T を定めれば、荷重及び抵抗が有する不確実性の影響を考慮する部分係数 Ψ 及び Φ は、次式より求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \Psi &= \frac{1}{\sqrt{1 + \text{cov}_Q^2}} \exp(-\alpha_Q \cdot \beta_T \cdot \sigma_Q) \frac{\mu_Q}{Q_n} \\ \Phi &= \frac{1}{\sqrt{1 + \text{cov}_R^2}} \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_R) \frac{\mu_R}{R_n} \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

ここに、 α_Q 及び α_R は感度係数で次式のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_Q &= \sigma_{\ln(Q)} / \sigma_G \\ \alpha_R &= \sigma_{\ln(R)} / \sigma_G \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

ここで、目標信頼性指標 β_T の設定は橋の要求性能に応じて任意に行うことができるが、本研究では道示に基づいて設計される基礎が有する安全余裕(信頼性指標)を評価したうえで、これと同等の安全余裕を確保することができるように定めた。

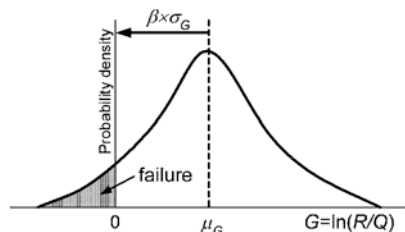


図-22 性能関数Gの確率分布の概念図

2.3.8 部分係数の試算結果

(1) レベル1地震時

(a) 照査項目と照査式

柱状体基礎の部材照査に用いるに関する部分係数は、一般的に地震時照査がクリティカルになることから、レベル1地震時の曲げモーメント及びせん断力に対して部分係数を求めることを基本方針とした。

ここで、鋼管矢板基礎は、一般に仮締切りを兼用した構造であることから、道示における部材設計では施工時に残留する応力度 σ_1 と完成後の荷重によって生じる応力度 σ_2 を足し合わせた合成応力度 $\sigma(\sigma_1 + \sigma_2)$ で評価した。この σ_1 と σ_2 は、それぞれ異なる軸力状態から求められる応力度であるため曲げモーメントによる評価は困難である。このため、鋼管矢板基礎については、施工時の残留応力度を考慮した合成応力度による照査によるものとした。

表-25 レベル1地震時の部材設計における照査式

		弾性限界点	最大強度点
ケーソン基礎・地中連続壁基礎	曲げモーメント	$\Psi_y M \leq \Phi_y M_y$	$\Psi_u M \leq \Phi_u M_u$
	せん断力	—	$\Psi_u S \leq \Phi_u S_u$
鋼管矢板基礎	合成応力度	—	$\Psi_u \sigma \leq \Phi_u \sigma_y$

(b) 発生断面力のばらつきの評価

荷重側に考慮する発生断面力のばらつきの評価を行った結果を示す。なお、ケーソン基礎の場合、常時及びレベル1地震時の荷重に対して、鉛直方向断面に対して基礎諸元を設定しようとする、施工上の制約を無視した、実際にはあり得ない基礎諸元となることから鉛直方向断面は省略することとした。

発生断面力の統計量は、各変数の公称値を用いて道示に基づいて計算した値を特性値とし、モンテカルロシミュレーションにて計算された値を特性値で除して無次元化したものに対して平均値(特性値に対するバイアス)と変動係数を設定した。表-26にケーソン基礎、表-27に地中連続壁基礎における発生最大断面力の統計量を、また、表-28に鋼管矢板基礎の発生最大応力度の統計量を示す。ここで、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎において、水平方向断面に生じる曲げモーメントは部材の内側の鉄筋が引張になる場合 (P_{MI}) と外側の鉄筋が引張になる場合 (P_{MO}) があるが、それぞれのばらつきを算定して対比した結果、違いがなかったことから、区分して整理を行わないこととした。さらに、水平方向地盤反力係数 k_H に

については推定方法による違いを表-9のとおり考慮したが、表-9のcase5及び6を除いては、結果的に推定方法による変動係数 (COV) の違いは大きく表れなかったため、発生断面力の変動係数はcase1からcase4までの平均値で整理を行い、case5及びcase6についてはばらつきの大きい方の結果を括弧内に示した。ここで、 k_H の推定方法による違いが表れなかったのは、地盤の塑性化を考慮したバイリニア型で地盤抵抗要素をモデル化するため、水平方向地盤反力係数 k_H の不確実性以上に、地盤反力度の上限値に対する不確実性の影響が大きかったためと考えられる。また、ケーソン基礎はコンタクトグラウトの有無により α_k が1.0、1.5と異なるものの、この違いが発生断面力のばらつきの違いはわずかであったため区分せずに整理した。

表-26及び表-27より、発生断面力比の平均値は、条件によらず、概ね0.80から1.5の範囲にあることがわかる。また、変動係数も条件によらず大きな差はないが、粘性土地盤で、基礎側面及び周面のせん断地盤反力度の上限値 f を粘着力 c より求める場合よりも、 N 値より求める場合の方が若干ばらつきが大きくなる傾向にあった。

一方、鋼管矢板基礎については、常時及びレベル1地震時には地盤抵抗要素を線形として扱っており、発生応力度のばらつきに k_H の推定方法の違いによる不確実性の影響が表れたことからこれを区分して整理した。なお、表-28のcaseは表-9のとおりである。発生応力度比の平均値は、条件によらず、概ね1.0程度であり、変動係数は、case-5及び6ほど大きくなる傾向にある。

表-26 ケーソン基礎の発生断面力に関する統計量(レベル1地震時)

基礎側面及び基礎周面のせん断地盤反力度の上限値 f の推定方法			砂地盤		粘性土地盤			
			Nより推定		Nより推定		cより推定	
			バイアス λ	変動係数 COV	バイアス λ	変動係数 COV	バイアス λ	変動係数 COV
水平方向	C-P-1	P_{MO}, P_{MI}	0.83-0.93	0.05-0.11(0.16)	0.85-0.95	0.07-0.14(0.15)	0.88-0.95	0.09-0.11(0.13)
		P_S	0.83-0.93	0.05-0.10(0.15)	0.86-0.90	0.07-0.13(0.14)	0.87-0.93	0.05-0.10(0.11)
	C-A-1	P_{MO}, P_{MI}	0.84-0.98	0.05-0.12(0.16)	0.87-0.95	0.14-0.20(0.20)	0.91-0.99	0.12-0.21(0.19)
		P_S	0.86-0.97	0.04-0.10(0.13)	0.88-0.96	0.12-0.18(0.17)	0.94-0.99	0.10-0.16(0.17)

表-27 地中連続壁基礎の発生断面力に関する統計量(レベル1地震時)

基礎側面及び基礎周面のせん断地盤反力度の上限値fの推定方法		砂地盤		粘性土地盤				
		Nより推定		Nより推定		cより推定		
		バイアス	変動係数 COV	バイアス	変動係数 COV	バイアス	変動係数 COV	
水平方向	R-P-1	P_{MO}, P_{MI}	0.79-1.02	0.09-0.19(0.24)	0.87-1.48	0.51-0.84(0.88)	0.85-1.39	0.26-0.41(0.48)
	R-P-2	P_S	0.79-1.19	0.11-0.19(0.24)	0.94-1.73	0.47-0.53(0.75)	0.92-1.63	0.28-0.36(0.75)
	R-A-1	P_{MO}, P_{MI}	0.81-1.03	0.10-0.18(0.22)	0.87-0.92	0.44-0.49(0.45)	0.87-1.49	0.38-0.48(0.64)
	R-A-2	P_S	0.81-1.15	0.10-0.18(0.22)	0.92-0.96	0.39-0.41(0.45)	0.89-1.59	0.33-0.60(0.85)
鉛直方向	R-P-1	P_{MO}, P_{MI}	1.00-1.01	0.03-0.04(0.05)	1.00-1.04	0.07-0.09(0.11)	0.99-1.04	0.05-0.07(0.09)
	R-P-2	P_S	0.99-1.00	0.00-0.06(0.07)	0.97-1.01	0.06-0.10(0.17)	0.97-1.00	0.04-0.09(0.13)
	R-A-1	P_{MO}, P_{MI}	1.00-1.02	0.05-0.06(0.07)	0.97-1.05	0.10-0.12(0.15)	0.97-1.05	0.08-0.10(0.12)
	R-A-2	P_S	1.00-1.00	0.03(0.13)	0.94-1.01	0.06-0.37(0.39)	0.97-0.98	0.24-0.26(0.33)

表-28 鋼管矢板基礎の発生断面力に関する統計量(レベル1地震時)

水平方向地盤反力係数 k_H の推定方法		case-1	case-2	case-3	case-4	case-5	case-6
		$COV_{k_H}=25\%$	$COV_{k_H}=45\%$	$COV_{k_H}=60\%$	$COV_{k_H}=70\%$	$COV_{k_H}=100\%$	$COV_{k_H}=100\%$
S-P-1,2,3,4	P_o	バイアス	1.01-1.03	1.01-1.07	1.01-1.11	1.01-1.14	1.01-1.22
		変動係数 COV	0.03-0.06	0.04-0.09	0.04-0.11	0.04-0.12	0.04-0.16

(c) 部材耐力の不確実性の評価

抵抗側に考慮する部材耐力の統計量は、材料特性に関する各変数の公称値を用いて道示に基づいて計算した値を特性値とし、モンテカルロシミュレーションにて計算された値を特性値で除して無次元化したものに対して平均値(特性値に対するバイアス)と変動係数を設定した。

表-29に部材耐力の統計量を示す。

表-29 部材耐力に関する統計量

	バイアス	変動係数 COV
降伏曲げモーメント	1.10	0.10
終局曲げモーメント	1.10	0.10

(d) 信頼性指標 β の計算及び目標信頼性指標 β_T の設定

道示にしたがって設計される常時及びレベル1地震時における基礎部材が有する信頼性指標 β を表-30及び表-31に示す。この結果から、曲げモーメントのcase1からcase4、及びせん断力については、発生断面力に関する感度係数 α_Q よりも耐力に関する感度係数 α_P のほうが大きく、曲げモーメントのcase5,6においては、発生断面力に関する感度係数 α_Q が耐力に関する感度係数 α_P よりも大きい傾向にある。したがって、適切な地盤調査により地盤ばねを設定し、発生断面力のばらつきを抑えることで、部材設計の合理化が可能であると考えられる。

信頼性指標 β の試算を行った結果を踏まえて設定した、目標信頼性指標 β_T を表-32に示す。

表-30 ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の信頼性指標 β (レベル1地震時)

		水平方向地盤反力係数 k_H	曲げモーメント		せん断力最大強度点
			弾性限界点	最大強度点	
ケーソン基礎	C-P-1	case-1,2,3,4	2.2-4.0	2.6-4.5	1.5-4.9
	C-P-2	case-5,6	1.7-3.9	2.1-4.4	1.3-3.9
	C-A-1	case-1,2,3,4	0.4-3.9	1.5-4.4	0.6-4.8
	C-A-2	case-5,6	0.5-2.9	0.8-3.3	0.4-3.1
地中連続壁基礎 (水平方向)	R-P-1	case-1,2,3,4	0.5-4.1	0.5-4.5	2.0-3.5
	R-P-2	case-5,6	0.4-2.8	0.5-3.0	1.9-3.6
	R-A-1	case-1,2,3,4	0.3-3.7	0.4-4.1	1.9-3.3
	R-A-2	case-5,6	0.2-2.6	0.3-2.9	1.8-3.4
地中連続壁基礎 (鉛直方向)	R-P-1	case-1,2,3,4	3.2-5.1	1.4-3.5	0.0-4.9
	R-P-2	case-5,6	3.1-5.2	0.6-3.4	0.0-3.2
	R-A-1	case-1,2,3,4	2.9-4.9	1.5-4.4	1.2-5.9
	R-A-2	case-5,6	2.8-4.9	1.5-4.3	0.8-4.0

表-31 鋼管矢板基礎の信頼性指標 β

水平方向地盤反力係数 k_H		合成応力度最大強度点
S-P-1	case-1	4.30-5.40
S-P-2	case-2	3.30-5.40
S-P-3	case-3,4	2.50-5.40
S-P-4	case-5,6	1.70-4.90

表-32 ケーソン基礎、地中連続壁基礎及び鋼管矢板基礎の
目標信頼性指標 β_T (レベル1地震時)

基礎形式		照査項目	弾性 限界点	最大 強度点
ケーソン基礎		曲げモーメント	2.0	2.5
		せん断力	—	1.5
地中連続壁基礎	水平方向 断面	曲げモーメント	1.5	2.0
		せん断力	—	0.5
	鉛直方向 断面	曲げモーメント	3.0	4.5
		せん断力	—	3.5
鋼管矢板基礎		合成応力度	—	3.5

(e) 部分係数の設定

設定した目標信頼性指標 β_T を満足するための部分係数を表-33に示す。ここでは、耐力側のばらつきに比べて荷重側のばらつきが全般的に大きいことから、式を簡略化するために部分係数を荷重側だけに与えて $\Psi' = \Psi / \Phi$ として整理した。これらの提案値は、表-34に示す各基礎形式における部分係数の算定結果を元に提案したものである。なお、ここで提案している部分係数は、道示にて設計された基礎と同等の性能を確保することを前提として求めたものである。今後、他の基礎形式や構造部材との信頼性の考え方との整合等を含めて、目標信頼性指標 β_T を設定し直す場合には、併せて部分係数を見直す必要がある。

(2) レベル2地震時

(a) 照査項目と照査式

レベル2地震時の基礎の設計は、基礎全体系として降伏しないようにすることが基本である。ここで、基礎の降伏は、表-35に示すように基礎本体の降伏に起因する場合と周辺地盤の降伏に起因する場合とに区分される。本検討では、部材の降伏に着目した部分係数の検討を行うことから、基礎本体が降伏する場合を基礎全体系としての降伏と定義する。部分係数は、表-36に示す基礎の降伏とせん断力に対して求めることを基本方針とした。

なお、レベル1地震時の検討では、基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H の不確実性を推定方法毎に区分したが、地盤抵抗要素をバイリニア型として扱う場合には k_H の推定方法の違いによる不確実性の影響が小さくなったことから、レベル2地震時の検討では地盤の変形係数を直接的に推定した場合(case-2)とN値より推定した場合(case-5)の2通りを検討対象とした(表-37)。

表-33 部分係数 Ψ' (= Ψ / Φ) の提案値

(a) 曲げモーメント照査

		水平方向 地盤反力 係数 k_H	弾性限界点	最大強度点
ケーソン基礎 地中連続壁基礎	水平	case-1,2,3,4	1.20	1.30
		case-5,6	1.50	1.70
	鉛直	case-1,2,3,4	1.20	1.30
		case-5,6	1.20	1.30
鋼管矢板基礎 (合成応力度)		case-1	—	1.00
		case-2	—	1.10
		case-3,4	—	1.20
		case-5,6	—	1.30

(b) せん断力照査

		水平方向地 盤反力係数 k_H	弾性限界点	最大強度点
ケーソン基礎	case-1,2,3,4	—	—	1.10
地中連続壁基礎	case-5,6	—	—	1.50

表-34 各基礎の部分係数 Ψ' (= Ψ / Φ)

	水平方向 地盤反力 係数 k_H	曲げモーメント		せん断力	
		弾性 限界点	最大 強度点	最大 強度点	
ケーソン基礎	case-1,2,3,4	1.1-1.3	1.1-1.4	1.0-1.2	
	case-5,6	1.1-1.7	1.2-1.9	1.0-1.7	
地中連続壁 基礎	水平	case-1,2,3,4	1.0-1.5	1.0-1.5	1.0-1.8
		case-5,6	1.0-1.5	1.0-1.6	1.0-1.9
	鉛直	case-1,2,3,4	1.1-1.3	1.2-1.5	1.0-1.7
		case-5,6	1.1-1.3	1.2-1.6	1.0-1.8
鋼管矢板基礎 (合成応力度)	case-1	—	1.04	—	
	case-2	—	1.09	—	
	case-3,4	—	1.14-1.17	—	
	case-5,6	—	1.14-1.29	—	

表-35 各基礎の降伏の定義

基礎形式	降伏の定義
ケーソン基礎	<ul style="list-style-type: none"> 基礎本体が降伏する。 基礎前面の水平地盤抵抗が塑性化した領域が基礎の根入れ長の60%に達する。 基礎底面において浮上がりを生じた面積が基礎底面積の60%に達する。
地中連続壁基礎	荷重変位関係に基づいて定義する。
鋼管矢板基礎	<ul style="list-style-type: none"> 基礎本体が降伏する。 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挿込み支持力に達する。 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挿込み支持力に達したものと浮上がりが生じたものとの合計が、全鋼管矢板の60%に達する。

表-36 レベル2 地震時の部材設計における照査式

	ケーソン基礎 地中連続壁基礎	鋼管矢板基礎
基礎の降伏	$\gamma \times k_{hp0} \leq k_{hyF}$	$\gamma \times k_{hp0} \leq k_{hyF}$
せん断力	$\Psi_u S \leq \Phi_u S_u$	—

表-37 水平方向地盤反力係数の推定に関する統計量

水平方向地盤反力係数 k_{hi} の推定方法	バイアス λ	変動係数 $COV_{k_{hi}}$
地盤の変形係数を直接的に推定した場合	1.00	45%
標準貫入試験の N 値より推定した場合	1.00	100%

(b) 基礎の降伏照査の検討

1) 橋脚基部断面における終局耐力のばらつきの評価
荷重側に考慮する橋脚基部断面における終局耐力 P_u のばらつきは、橋脚が終局に達したときの水平震度 k_{hp0} で評価する。表-38に、橋脚の終局耐力 P_u を震度に換算した k_{hp0} の公称値(材料特性の公称値から計算される値) と材料特性のばらつきを考慮してモンテカルロシミュレーションにより求めた計算値 k_{hi} の比を設計水平震度の推定誤差 $k_Q (=k_{hp0 \text{ 計算値}}/k_{hp0 \text{ 公称値}})$ のばらつきであるとして評価した結果を示す。なお、橋脚が降伏しない場合は確定値として扱った。

表-38 RC橋脚の終局耐力に関する統計量

	バイアス λ	変動係数 COV
橋脚が降伏する場合	1.10	0.04
橋脚が降伏しない場合	1.10	確定値

2) 基礎の降伏耐力のばらつきの評価

基礎の降伏耐力のばらつきに相当する基礎の降伏震度 k_{hyF} の統計量は、各変数の公称値を用いて道示に基づいて計算した $k_{hyF \text{ 道示}}$ を特性値とし、モンテカルロシミュレーションにて計算された基礎の降伏震度 k_{hyF} を特性値で除して無次元化したものに対して平均値(特性値に対するバイアス)と変動係数を設定した。

表-39に設定した統計量を示す。ケーソン基礎や地中連続壁基礎に比べると、鋼管矢板基礎の変動係数が若干大きくなっている。

表-39 基礎の降伏震度 k_{hyF} に関する統計量

		バイアス λ	変動係数 COV
ケーソン基礎	$COV_{k_{hi}}=0.45$	1.24	0.06
	$COV_{k_{hi}}=1.00$	1.26	0.05
地中連続壁基礎	$COV_{k_{hi}}=0.45$	1.10	0.05
	$COV_{k_{hi}}=1.00$	1.10	0.05
鋼管矢板基礎	$COV_{k_{hi}}=0.45$	1.40	0.14
	$COV_{k_{hi}}=1.00$	1.38	0.14

3) 信頼性指標 β の計算及び目標信頼性指標 β_T の設定
道示に基づいてレベル2 地震時に対する照査を満たすように設計された基礎部材が有する信頼性指標 β と感度係数 α を計算した結果を表-40 に、この結果を踏まえて設定した目標信頼性指標 β_T を表-41 にそれぞれ示す。

表-40 信頼性指標 β と感度係数 α

(a) 橋脚が降伏する場合

	信頼性 指標 β	感度係数 α	
		基礎の降伏震度 $\alpha_{k_{hyF}}$	設計震度 $\alpha_{k_{hp0}}$
ケーソン基礎	2.4-3.2	0.72-0.88	0.47-0.69
地中連続壁基礎	1.3-2.4	0.73-0.80	0.60-0.68
鋼管矢板基礎	0.80	0.98	0.20

(b) 橋脚が降伏しない場合

	信頼性 指標 β	感度係数 α	
		基礎の降伏震度 $\alpha_{k_{hyF}}$	設計震度 $\alpha_{k_{hp0}}$
ケーソン基礎	2.7-4.4	1.00	0.00
地中連続壁基礎	1.6-3.3	1.00	0.00
鋼管矢板基礎	0.80	1.00	0.00

表-41 目標信頼性指標 β_T

	橋脚が降伏する場合	橋脚が降伏しない場合
ケーソン基礎	2.0	2.5
地中連続壁基礎	1.0	1.5
鋼管矢板基礎	0.5	0.5

4) 部分係数の設定

以上により設定した目標信頼性指標 β_T を満足するための部分係数 γ を試算したところ、ケーソン基礎、地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎いずれについても、橋脚が降伏する場合は1.1、橋脚が降伏しない場合は1.0となった。この値は、結果として道示に規定されている補正係数 c_{df} と同じとなっているが、この理由は、今回の検討が道示にて設計された基礎と同等の性能を確保することを前提として求めたものであるためと考えられる。今後、他の基礎形式や構造部材との信頼性の考え方との整合等を含めて、目標信頼性指標 β_T を設定し直す場合には、併せて部分係数 γ を見直す必要がある。

(c) せん断照査の検討

1) せん断耐力のばらつきの評価

抵抗側に考慮するせん断耐力の統計量は、材料特性に関する各変数の公称値を用いて道示に基づいて計算した値を特性値とし、モンテカルロシミュレーションにて計

算された値を特性値で除して無次元化したものに対して平均値(特性値に対するバイアス)と変動係数を設定した。この結果より、せん断耐力の統計量はバイアス1.10、変動係数0.10とした。

2) 発生せん断力のばらつきの評価

荷重側に考慮する発生せん断力の統計量は、各変数の公称値を用いて道示に基づいて計算した値を特性値とし、モンテカルロシミュレーションにて計算された値を特性値で除して無次元化したものに対して平均値(特性値に対するバイアス)と変動係数を設定した。この結果を表-42に示す。

表-42 発生せん断力に関する統計量

		バイアス λ	変動係数 COV
ケーソン 基礎	COV _{kt} =0.45	1.09-1.20	0.05-0.12
	COV _{kt} =1.00	1.01-1.20	0.05-0.23
地中連続壁 基礎	COV _{kt} =0.45	1.11	0.04-0.06
	COV _{kt} =1.00	1.10	0.05-0.07

3) 信頼性指標 β の計算及び目標信頼性指標 β_T の設定

レベル2地震時に対して道示に基づいて設計した基礎部材が有する信頼性指標 β と感度係数 α を計算した結果を表-43に示す。この結果を踏まえて目標信頼性指標 β_T をケーソン基礎、地中連続壁基礎共に0.0と設定した。

表-43 信頼性指標 β と感度係数 α

		信頼性 指標 β	感度係数 α	
			せん断耐 力 α_{ps}	発生せん 断力 α_s
ケーソン 基礎	COV _{kt} =0.45	0.1	0.63-0.92	0.39-0.80
	COV _{kt} =1.00	0.4	0.41-0.91	0.42-0.91
地中連続壁 基礎	COV _{kt} =0.45	0.3	0.84-0.92	0.40-0.54
	COV _{kt} =1.00	0.4	0.83-0.88	0.47-0.55

4) 部分係数の設定

以上により設定した目標信頼性指標 β_T を満足するための部分係数を求めた。レベル1地震時と同様に、ここでは、部分係数を荷重側だけに与えて式を簡略化するために、 $\Psi'=\Psi/\Phi$ として整理した。この結果、レベル2地震時の部材設計に適用する部分係数 Ψ' の提案値として、ケーソン基礎、地中連続壁基礎ともに1.00となった。なお、ここで提案している部分係数は、レベル1地震時と同様道示にて設計された基礎と同等の性能を確保することを前提として求めたものである。今後、他の基礎形式や構造部材との信頼性の考え方との整合等を含めて、目標信頼性指標 β_T を設定し直す場合には、併せて部分係数

を見直す必要がある。

3. 荷重係数を考慮した下部構造における部分係数設計法の検討

3.1 道示における下部構造躯体の部材照査の考え方と課題

道示における下部構造の部材の設計では、常時、レベル1地震時、暴風時には、橋としての健全性を損なわないよう、2.4.1の基礎の部材照査と同様に許容応力度を用いた照査を行っている。レベル1地震時では、部材に発生した応力度が、地震の影響を考慮した割増係数1.5を乗じて設定した許容応力度に達しないことを照査する。この許容応力度照査では、部材の降伏強度(弾性限界)に一定の安全率を乗じることで許容応力度を設定し、さらに荷重やその荷重作用時の構造物の応答特性等を考慮して、許容応力度の割増係数として安全率を調整することで弾性挙動範囲であることを担保している。また、一般に降伏強度は極限值に対して低いことから、同時に最大耐力に対しても十分な安全余裕を担保しているといえる。しかし、現行の照査手法で用いている許容応力度に考慮している割増係数や安全余裕の根拠は、前述のように明確でない。

3.2 荷重の不確実性が下部構造諸元に及ぼす影響の検討

下部構造に関する部分係数の検討は、前章までに示した検討を含めて、荷重に関する不確実性はなく確定的に与えられることを前提に行ってきた。しかし、例えば、地震の影響を設計で見込む場合に考慮する設計震度には、地震そのものの発生確率や震源からの距離、地盤の硬軟等に起因する不確実性を有する。このため、荷重の不確実性の影響を考慮した場合には、それを考慮しない場合とは評価結果が異なる。

そこで、荷重の不確実性を考慮して設定した荷重係数を適用した場合の荷重側の設計値、及び抵抗側の設計値をそれぞれ次のように考える。

荷重側の設計値については、道示に規定される設計で用いている各荷重の値を荷重の特性値に荷重係数を乗じて求めた。本報告では、文献8の荷重に関する検討結果を踏まえ表-44に示す荷重係数を用いて検討をした。なお、文献8の検討では、道示における許容応力度の割増係数を荷重側で考慮して荷重係数を算出している。

ここで、表-44について、地震の影響に考慮する荷重係数に着目すると、組合せaの地震の影響に考慮する荷重係数は、概ね道示におけるレベル1地震時に考慮す

る荷重組合せの割増係数 1.50 の逆数に相当する。これを基本に、地震及び活荷重に関する荷重係数を増減させ組合せ b, c を設定した。なお、地震と活荷重が同時に作用する場合の荷重組合せは道示にはないが、ここでは、活荷重の影響は鉛直力の増減のみに影響するものとして扱うこととした。

抵抗側の設計値については、道示における許容応力度を設計限界値（抵抗係数×限界値の特性値）と考えた。これは、鉄筋 (SD345) を例にとると、鉄筋の降伏点強度の規格値 (345N/mm²) が限界値（弾性限界）の特性値で、この値と許容応力度（例えば、荷重の組合せに地震の影響を含む場合の引張応力度の許容応力度であれば 200N/mm²）との比 (0.58) が抵抗係数に相当すると考えることと同義である。また、基礎の安定照査については、常時に対する安全率を設計限界値として、レベル1地震時の安全率と常時の安全率の比に相当するものは荷重側で見込んでいるとして扱った。

表-44 試算において用いた荷重組合せと荷重係数

組合せ	D (死荷重)	L (活荷重)	E (土圧)	EQ (地震)	
a	D+E+EQ	1.05	—	1.10	0.65
b	D+E+L+EQ	1.05	0.40	1.10	0.75
c		1.05	0.95	1.10	0.55

3.3 試算対象構造と考慮した荷重係数の組合せ

試算対象は、道示による設計でレベル1地震時の照査を満たす鉄筋コンクリート橋脚の躯体及び橋台躯体及び基礎である。

橋脚の諸元を図-23に示す。ここで上部構造死荷重反力は6965kN、常時の設計において考慮する活荷重は2550kNとした。荷重係数の影響に関する検討は、現行設計(ケース1)のほか、表-44における荷重組合せと荷重係数(ただし、土圧項は除く)に対して行い、表-44の

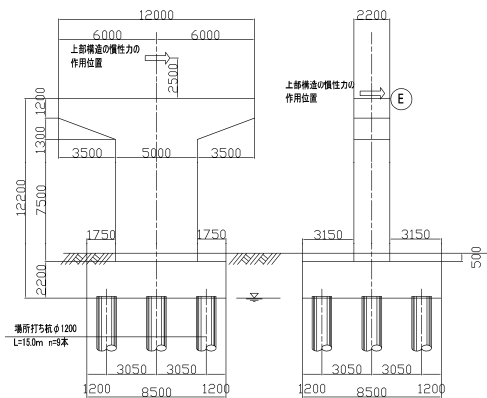


図-23 試算対象橋脚

組合せ a をケース 2, b をケース 3, c をケース 4 とした。橋台については、図-24 に示す橋台躯体及び鋼管杭からなる基礎を対象とした。ここで上部構造死荷重反力は1800kNとした。橋台については土圧の影響が大きく、相対的に活荷重の影響がそれほど大きくないと考えられることから、荷重係数の影響は、現行設計のほか表-44の組合せ a に対して検討を行った。

3.4 荷重係数を考慮した場合の下部構造の諸元に及ぼす影響に関する検討結果

(1) 橋脚躯体に対する影響

道示に基づいて算出した橋脚基部における鉛直力と曲げモーメントを、ケース 3 の荷重係数を考慮した場合の値と共に表-45に示す。

ケース 1 と 3 を比較すると、鉛直力については、ケース 3 が 1 に比べて 1.15 倍と大きくなり、逆に曲げモーメントについては 0.75 倍と小さくなっている。これは、現行設計では地震との組合せで考慮されていない活荷重が鉛直力に負荷されている影響が大きい。これに対して橋脚基部の曲げモーメントは、地震の影響に関する荷重係数の影響で水平力が道示の場合に比べて小さくなったことに伴い小さくなっていると考えられる。

また、設計限界値に対する設計応答値の比を圧縮側軸方向鉄筋及び引張側軸方向鉄筋で求めた結果、及び照査を満たすために必要となる軸方向鉄筋量とその際の鉄筋配置を表-46に示す。道示に基づく設計であるケース 1 に比べて、ケース 2 から 4 いずれのケースでも鉄筋量が減少しており、特にケース 4 では計算上はほとんど軸方向鉄筋がいらず最小鉄筋量の規定により諸元が決定した。これらのことから、活荷重の影響により鉛直力が増加し、逆に地震の影響に対する荷重係数を小さく見込むことにより水平力が減少すると、地震時の許容応力度の割増しを抵抗側で見込まなくても必要鉄筋量は少なくなる。な

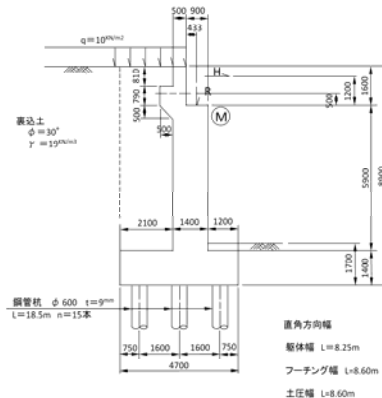


図-24 試算対象橋台

表-45 橋脚基部の発生断面力

ケース	1		3	
	鉛直力 (kN)	曲げM (kN・m)	鉛直力 (kN)	曲げM (kN・m)
上部構造	6965	15794	8334	11846
橋脚躯体	3396	4951	3566	3713
合計	10361	20745	11900 (1.15)	15559 (0.75)

※ケース3の括弧内はケース1に対する比率

表-46 照査結果(橋脚躯体)

ケース	1	2	3	4	
荷重係数	死荷重	-	1.05	1.05	1.05
	活荷重	-	-	0.40	0.95
	地震の影響	-	0.65	0.75	0.55
設計応答値 設計限界値 (圧縮側鉄筋)	0.766	0.740	0.858	0.602	
設計応答値 設計限界値 (引張側鉄筋)	0.915	0.560	0.693	0.242	
必要鉄筋量	454.8	245.7	323.5	10.0	
上記を満たす軸方向鉄筋の配置	D29 -125ctc 1段	D22 -125ctc 1段	D25 -125ctc 1段	D16 -250ctc (最小鉄筋量)	

お、実際の設計において橋脚の軸方向鉄筋量はレベル2地震時に対する設計で決定されることが一般的であり、この試算結果の評価の際には留意が必要である。

(2) 橋台基礎に対する影響

橋台フーチング底面における派生断面力について、道示に基づいて求めた場合と、表-44の組合せaの荷重係数を考慮して求めた場合の比較を表-47に示す。荷重係数を考慮した場合は、道示の場合と比べて鉛直力については1.05倍と大きくなっているが、水平力及び曲げモーメントについてはそれぞれ0.93倍、0.84倍と小さくなっている。鉛直力が増加し、水平力及び曲げモーメントが減少しているという傾向は橋脚と同じであるが、この試算の範囲では、水平力及び曲げモーメントの現象の割合は橋脚の場合よりは小さい。これは、土圧が水平力に占める割合が大きいうえ、土圧の荷重係数が1.10と地震の影響に考慮する荷重係数のように小さくないためと考えられる。

基礎の安定照査及び部材照査の結果を表-48に示す。この結果、荷重係数を考慮した場合は、押し込み支持力及び杭体応力度が照査を満たしていない。この理由は押し込み支持力については、押し込み支持力の設計限界値が常時換算した場合には地震時の2/3になっているうえに、作用する鉛直力が大きくなったためと考えられる。また、杭体応力度については、発生応力度は小さくなっている

表-47 橋台フーチング底面における発生断面力の比較

ケース	道示		表-43の組合せa	
	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)
上部構造 死荷重反力	1800	324	1890	211
橋台躯体	3323	997	3489	648
橋台背面土	2387	573	2507	372
橋台前面土	485	0	510	0
土圧	824	3077	907	3384
合計	8820	4971	9302 (1.05)	4615 (0.93)
曲げモーメント (kN・m)	15256		12874(0.84)	

表-48 照査結果(橋台基礎)

ケース	H14 道示		表-43の組合せa	
	応答値	限界値	応答値	限界値
○安定照査				
押し込み支持力 (kN)	1531	1542	1437	1028
引抜き抵抗力 (kN)	-355	-425	-196	-212
水平変位(mm)	11.6	15	10.4	15
○部材照査				
杭体応力度 (N/mm ²)	201	210	186	140

※ハッチは照査を満たしていない項目

ものの、それ以上に限界値が小さくなったためと考えられる。なお、部分係数の調整などを行わずにこれらの照査を満たすためには、道示により決定する諸元に対して杭列数を1列増やす(元の諸元3×5を4×5にする)とともに、鋼管杭の板厚を1ランクあげる(9mmから12mm)に必要がある。

4. まとめ

道路橋の設計体系の更なる性能規定化の実現のために必要となる信頼性を考慮した部分係数を用いた照査法について、柱状体基礎並びに下部構造躯体を対象として検討を行い、次のような結果を得た。

- 1) 柱状体基礎の水平支持に関して、杭基礎と柱状体基礎の弾性限界点を評価した。この結果、基礎形式に関わらず、地盤抵抗に関与する前面地盤の6割程度が塑性化した際に降伏点に達することから、工学指標の統一的な解釈を行うことができることが明らかとなった。
- 2) 柱状体基礎の鉛直支持に対して、岩に支持された基礎について、亀裂や割れ目等の存在による支持力推定に関する不確実性を踏まえた上で適切な安全余裕を担保できるような最大地盤反力度の上限値を提案した。また、地中連続壁基礎において、基礎の沈下の抑制と関連づけた照査指標として、砂及び砂れきの最大地盤反力度の上限値を提案した。これらにより、基礎形式

によらず、鉛直支持力に対する安全性及び沈下の抑制に関する工学指標の統一的な解釈を行うことができることが明らかとなった。

- 3) ケーソン基礎、地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎について、統一的な観点から照査項目の整理を行った。ここで考慮した照査項目に対して、道示に基づいて設計した基礎本体が有する安全性について、地盤抵抗を表す地盤反力係数を求める際の地盤定数のばらつきや推定式の推定誤差、基礎の材料等のばらつきなどを考慮し、信頼性理論に基づいた評価を行った。さらにこの結果に基づいて目標信頼性指標を設定し、対応する部分係数を提案した。
- 4) 道示のレベル1地震時の照査を満たす橋脚躯体及び橋台基礎に対して、荷重係数を考慮した場合に断面諸元に及ぼす影響について検討を行った。この結果、各荷重にかかる荷重係数の違いにより、鉛直力(死荷重や活荷重)と水平力(地震の影響や土圧)のバランスが変化することで断面諸元に影響を及ぼすことが明らかとなった。荷重側の不確実性も考慮したうえで抵抗係数

を設定するに際しては、本検討で得られた傾向などを踏まえつつ、引き続き検討が必要である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1996.
- 3) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧，2007.
- 4) 宇都一馬，冬樹衛，桜井学：杭の載荷試験結果の整理方法，基礎工，Vol.10,No.9，pp.21-31,1982.
- 5) 中谷昌一ほか：岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究，土研資料4222号,2012.
- 6) Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H. : Characterization of geotechnical variability, Table 7, *Can. Geotech. J.*, 36, pp. 612-624, 1999.
- 7) 中谷昌一ほか：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，土研資料4136号,2009.
- 8) T. TAMAKOSHI and K.NAKASU; Calibration of Load Factors for Highway Bridges Design, Proc. of 27th U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop, 2011.

A STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR COLUMN TYPE FOUNDATIONS

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2008-2012

Research Team : Bridge and Structural Engineering

Research Group

Author : NANAZAWA Toshiaki

NISHIDA Hideaki

KOHNO Tetsuya

Abstract : The adoption of a reliability concept has been enthusiastically encouraged so that new design approaches or materials can be compared with current practices in terms of reliability. Accordingly, the Japanese Specifications for Highway Bridges are being revised toward the implementation of the load and resistance factor design (LRFD) format with a reliability design concept. This study has proposed limit states, resistance factors, limiting values such as upper limit of maximum ground reaction in the rock in design of the column type deep foundations that ensure bridge performance demands using the reliability analyses of uncertainty factors.

Key words : partial factor design method, column type deep foundation, substructure,