

信頼性を考慮したレベル1地震時に対する ケーソン基礎の部材照査に関する検討

西田秀明¹・遠藤繁人²・七澤利明³・木村真也⁴

¹正会員 修（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 修（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員（同上）

³ 修（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

⁴正会員 修（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 元交流研究員（同上）

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13年（以下、道示¹⁾という）に性能照査型の設計に改められた。今後、さらなる性能規定化の推進のために、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設計法による照査体系の検討がなされており、基礎についてもこれまで直接基礎や杭基礎を対象とした部分係数の提案などがされている。

しかし、ケーソン基礎や地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎、深礎基礎といった柱状体基礎に対しては、信頼性に基づく部分係数設計法による照査体系の構築に向けた検討がまだ十分でないのが実状である。

本研究は、この一つとしてケーソン基礎のレベル1地震時（以下、L1地震時）の部材照査を対象として、地盤抵抗や材料強度などに起因するばらつきを信頼性理論に基づいて考慮して、所定の性能を確保するために必要となる部分係数の設定を目的として検討を行ったものである。

2. レベル1地震時におけるケーソン基礎の部材照査の意図と部分係数設計法に基づく書式の設定

(1) レベル1地震時におけるケーソン基礎の照査の意図と現行部材設計における課題

道示では、L1地震動に対して橋としての健全性を損なわないことが要求性能としており、この性能を満足させるために、L1地震時におけるケーソン基礎の部材設計では、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

査している。この照査は、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、一般に降伏強度は最大耐力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。ただし、この照査手法で用いている許容応力度や割増係数といった安全余裕の根拠は必ずしも明確でない。

この照査を行うにあたって算出するケーソン基礎の発生断面力は、道示では6種類の地盤抵抗要素を考慮した弾性床土の有限長はり理論に基づき計算することとしている（図-1、表-1）。基礎本体の剛性や周辺地盤の抵抗要素を設定したはりモデルに対し、基礎天端に設計作用力を作用させ、基礎に生じる断面力や変位を算定する。L1地震時における地盤抵抗要素は、線形として扱う基礎底面の地盤ばねを除いてバイリニア型と仮定しており、基礎底面の地盤ばねについても、別途、安定照査において、地盤抵抗の弾性限界を考慮して設定する上限値を超えないようにすることとしている。

表-1に示す地盤抵抗要素の初期勾配を表す水平方向地盤反力係数 k_H と鉛直方向地盤反力係数 k_V の計算式は、直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の結果から得られたものであり、その他の地盤反力係数は k_H 及び k_V に依存した計算式が設定されている。同様に、地盤反力度の上限値の計算式は、基礎の水平又は鉛直方向の地盤抵抗と変位の関係を地盤反力係数と上限値を持つバイリニアモデルと仮定したときに、載荷試験から得られる地盤抵抗と変位の関係に近い値を推定できるように設定されて

表-1 ケーソン基礎の地盤抵抗要素モデル（レベル1地震時）

地盤反力係数			骨格曲線	計算式	地盤反力度の上限値 (バイリニア型の場合)
周面	前面	水平方向地盤反力係数 k_H	バイリニア型	$k_H = \alpha_k k_{H1} (B_z/0.3)^{-3.5}$	水平地盤反力度の上限値 p_{H1}
		鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SD1}	バイリニア型	$k_{SD1} = 0.3 \alpha_k k_{H1} (B_z/0.3)^{-3.5}$	鉛直方向せん断地盤反力度 f
	側面	水平方向せん断地盤反力係数 k_{HD}	バイリニア型	$k_{HD} = 0.6 \alpha_k k_{H1} (D_z/0.3)^{-3.5}$	水平方向せん断地盤反力度 f
		鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SD2}	バイリニア型	$k_{SD2} = 0.3 \alpha_k k_{H1} (D_z/0.3)^{-3.5}$	鉛直方向せん断地盤反力度 f
底面	鉛直方向地盤反力係数 k_V		線形	$k_V = k_{SD1} (B_z/0.3)^{-3.5}$ $k_{SD1} = \alpha E_0/0.3$	鉛直地盤反力度の上限値 q_1
	水平方向せん断地盤反力係数 k_s		線形	$k_s = 0.3 k_V$	せん断地盤反力度の上限値 p_{H1}

いる。これらの地盤抵抗要素は、設計実務では、計算式を用いて求めることが一般的である。ただし、実際には、計算式に含まれている各パラメータには、設計上の仮定やばね定数の計算式の推定精度に起因した不確実性（ばらつき）がある。このような6つの地盤抵抗要素や基礎本体の剛性の影響等のばらつきは、安全性にも影響してくると考えられるが、それぞれどのように断面力の計算に影響してくるかは明確でない。

(2) 部分係数設計法に基づく書式の設定

性能規定化にあたっては、要求性能を満足するために想定する荷重と限界状態の対応が明確な設計体系を整備するとともに、荷重及び抵抗に関する不確実性の大きさや目標とする信頼性を明確にすることが重要である。

橋の要求性能を達成するために基礎が橋の構造部材の一つとして超えてはならない限界状態は、基礎の荷重－変位関係を特徴付ける弾性限界点（降伏点）や最大強度点（終局点）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ないことを、また、最大強度点に対する照査は、部材が最大耐力に関して十分な安全性を有していることを、それぞれ担保するものであると考える。これらはそれぞれ担保する状態が異なることから、以下の検討ではそれぞれの状態に対する照査式と部分係数（安全係数）を設定することとした。

具体的にケーソン基礎の部材について適用すると、曲げモーメントに対しては降伏点及び終局点に対して安全であるかを、また、せん断力に対してはせん断耐力が最大強度点（終局点）に相当すると考え、終局限界に対して安全であるかを照査することに対応する。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(1)によって照査を行う。

$$\Psi \cdot Q_n \leq \Phi \cdot R_n \tag{1}$$

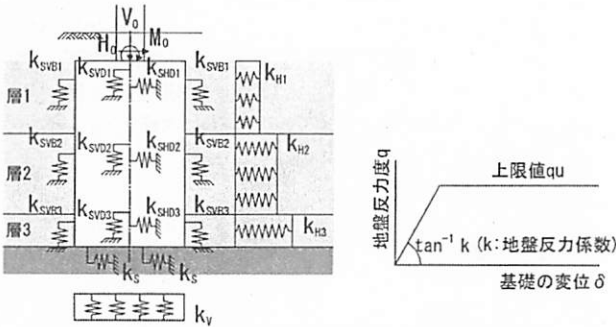


図-1 地盤抵抗要素のイメージ(3層地盤の場合)

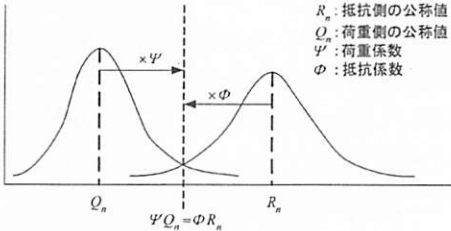


図-2 荷重と抵抗の分布の模式図

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。図-2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-2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。荷重と抵抗は、それぞれ独立した不確実性を有していると仮定したうえで、既往の実験や実測値の蓄積により、これらのばらつきの分布を評価できれば、荷重係数 Ψ 及び抵抗係数 Φ を定めることができる。

ここで、部分係数（荷重係数及び抵抗係数）は、荷重や抵抗の値を算出する過程での不確実性を考慮して設定する。式(1)に考慮する不確実性として、発生断面力に起因するものには、地盤抵抗要素を求める過程における地盤調査の精度、地盤反力係数や地盤反力度の上限値の計算式による推定誤差などがある。また、部材の耐力に起

因する不確実性には、基礎を構成するコンクリートや鋼材の強度等、材料特性のばらつきがある。

以上を踏まえて、L1 地震時の部材設計における部分係数の検討手順を次に示す。まず、地盤抵抗のばらつき等に起因する各地盤ばね定数の推定誤差の影響や材料特性のばらつきの大きさを統計量によって評価する。ここで、各不確実性の要素は、要素ごとにそれぞれ独立であると仮定する。そして、求め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を行い、試行毎にばね定数等の計算パラメータ値を与え、発生断面力 Q と部材耐力 R を計算する。次に、多数の試行を行うことにより発生断面力 Q と部材耐力 R の統計量をそれぞれ計算し、発生断面力 Q と部材耐力 R のばらつきを考慮した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、L1 地震時における基礎の部材設計について、弾性限界点、最大強度点を区分して、それぞれ照査し、部分係数を求める。ここでは、ケーソン基礎の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た検討を行った。また、荷重（外力）については確定値とした。

3. 部材設計における不確実性の評価

(1)地盤反力度に関する不確実性

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うえで求めるか、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（図-3）²⁾。ここで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、道示では表-1 に示した推定式より算出する。本研究では、 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地盤反力係数について再評価を行い提案されている式(2)³⁾ に対して k_H の推定誤差を評価した。

$$k_H = a \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}, \quad k_{H0} = b_H \left(\frac{E_{00}}{0.3} \right) \quad (2)$$

ここに、 a は載荷状態を考慮するための係数（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)、 b_H は直径 03(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 03、 E_{00} は直径 03(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/m²)である。また、

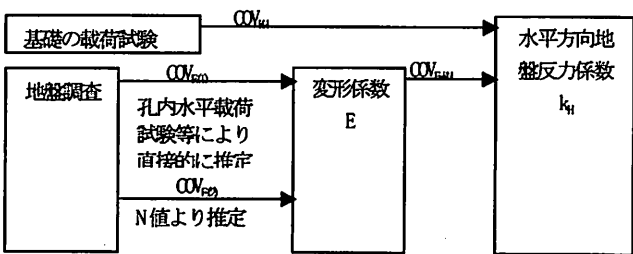


図-3 水平方向地盤反力係数 k_H 算出過程におけるばらつき

表-2 変形係数 E_0 の推定

変形係数の推定方法	E_0 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	$E_0 = 6E_b$	
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}	$E_0 = 6E_{30}$	
標準貫入試験の N 値より推定した変形係数 E_{6N}	$E_0 = 6E_{6N}$	砂質土： $E_b = 650N$ (kN/m ²) 粘性土： $E_b = 700N$ (kN/m ²) ※ $N > 4$ の範囲で適用 岩： $E_b = 700N$ (kN/m ²)

地盤の変形係数 E_0 の推定方法についても、既往の知見を再評価した結果、表-2 に示す相関式が提案されている³⁾。

表-2 に示すように、変形係数 E 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する方法は複数考えられるので、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-3 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設定することとした。そして、地盤調査から変形係数を推定する方法毎に、変動係数のばらつきが k_H の計算結果に及ぼす影響について調べることにした。ここに、図-3 に示す COV_E は、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であり、 COV_{EKH} は、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である。これらは土質や N 値の大きさによっても精度が異なることを考慮して設定する。また、地盤調査結果から推定される変形係数の変動係数 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_{EKH} 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(3)より表すことができる。

$$COV_{KH} = \sqrt{COV_E^2 + COV_{E-KH}^2} \quad (3)$$

このような方法による水平方向地盤反力係数の推定に関する変動係数 COV_{KH} の評価は Shirato らによってされている⁴⁾ (表-3)。この具体の検討方法について示す。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⁹⁾を参考にしてしている。Phoon らは、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、これによると、変動係数 COV_E は、0.05~0.35 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_{KH} は 0.35 としている。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_{KH} 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、N 値 ≥ 5 の砂質土の場合(case-3)で $COV_{KH}=0.55$ 、N 値 ≥ 5 の粘性土の場合(case-4)で $COV_{KH}=0.65$ としている。次に 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} について示す。N 値 ≥ 5 の砂質土(case-3)で、杭の水平載荷試験から求まる実測 k_H 値と、N 値から変形係数を推定し計算式より求めた計算 k_H 値との推定誤差は、バイアス 1.0、変動係数 0.60 程度となることが明らかとなっていることから、式(3)により $COV_{KH}=0.25$ となる。これを踏まえて、式(3)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 $COV_{KH}=0.25$ 、地盤の変形係数を直接的に推定した場合で $COV_{KH}=0.45$ 、N 値 ≥ 5 の粘性土で標準貫入試験の N 値より推定した場合で $COV_{KH}=0.70$ となる。

なお、N 値の小さな範囲では推定誤差が大きくなる要因となるので変形係数を N 値から推定しないのが望ましいが、本研究では、N 値 < 5 の場合についても検討対象とし、バイアスを 1.0(case-5)又は 4.0(case-6)、変動係数 COV_{KH} を 1.00 と仮定し、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 a) で示した水平方向地盤反力係数 k_H と同様の値を考慮した。ただし、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 k_v を推定することを踏まえ、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-4)。

表-3 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	ケース名	バイアス μ	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_{KH}
水平載荷試験から推定した場合	case-1	1.00	0.25	0	0.25
地盤の変形係数を直接的に推定した場合	case-2	1.00	0.45	0.35	
標準貫入試験の N 値より推定した場合	case-3	1.00	0.60	0.55 ^{*1}	
	case-4	1.00	0.70	0.65 ^{*2}	
	case-5/6	1.0, 4.0	1.00	0.97 ^{*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-4 鉛直方向地盤反力係数 k_v の不確実性

	バイアス μ	変動係数 COV
砂質土 (N 値より推定した場合)	1.00	0.60

c) その他の地盤反力係数

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 に依存するため、これらに依存するものとして不確実性を考慮した。

d) 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 q_d

道示においては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ている。これに対する不確実性は、平板載荷試験に基づき得られた極限支持力度の実測値 $q_{d実測}$ と式(4)に示した支持力推定式により求めた計算値 $q_{d計算}$ を支持力比 $q_{d実測}/q_{d計算}$ として統計的に整理し統計量を設定した (表-5)。

$$q_{d計算} = \alpha c + \gamma B + \beta N_p S_p S_s \quad (4)$$

ここに、 c は粘着力 (kN/m^2)、 γ 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_p 、 N_c 、 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_p 、 S_c 、 S_s は基礎の寸法効果を考慮するための補正係数、 α 、 β は長方形基礎・正方形基礎に対する形状係数、 κ は根入れ効果に対する割増係数である。

表-5 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 q_d の不確実性

	バイアス μ	変動係数 COV
砂質地盤	0.80	0.32

e) 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_u

道示においては基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_u を式(5)及び式(6)より求めてよいとしている。

$$p_u = H_u/A_c \quad (5)$$

$$H_u = c_u A_c + V \tan \phi_b \quad (6)$$

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。ここで支持層が砂質地盤の場合を考えると $H_u = V \tan \phi_b$ となる。これに対する不確実性は、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 $H_{u,実測}$ と推定式により求めた計算値 $H_{u,計算}$ の比 $H_{u,実測}/H_{u,計算}$ に対して統計的に整理されている結果を用いた⁹⁾ (表-6)。

表-6 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_u の不確実性

	バイアス μ	変動係数 COV
砂質地盤	1.10	0.15

f) 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

道示では、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 を式(7)及び式(8)より求めることとしている。

i) コンタクトグラウト無

$$\left. \begin{array}{l} \text{・砂質土: } f = \min \{1N, 0.5(c + p_b \tan \phi)\} \leq 50 \\ \text{・粘性土: } f = 0.5(c + p_b \tan \phi) \leq 100 \end{array} \right\} \quad (7)$$

ii) コンタクトグラウト有

$$\left. \begin{array}{l} \text{・砂質土: } f = \min \{5N, 0.5(c + p_b \tan \phi)\} \leq 200 \\ \text{・粘性土: } f = c + p_b \tan \phi \leq 150 \end{array} \right\} \quad (8)$$

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_b は静止土圧強度(kN/m^2)、 ϕ はせん断抵抗角($^\circ$)である。本研究ではこれらの不確実性を、施工法の特性を考慮して i) のコンタクトグラウト無しについては中掘り杭、ii) のコンタクトグラウト有りについては場所打ち杭に対する最大周面摩擦力度のばらつきからそれぞれ評価できると仮定して設定した。具体には、それぞれの杭工法に対する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度の実測値 $f_{実測}$ と最大周面摩擦力度の推定式から求めた計算値 $f_{計算}$ を周面摩擦力度比 $f_{実測}/f_{計算}$ に対して、統計的に整理を行い統計量を設定した⁷⁾ (表-7)。ここで、粘性土については、最大周面摩擦力度を標準貫入試験より得られる N 値から推定する方法と粘着力 c から推定する方法があるのでそれぞれの統計量を設定した。またコンタクトグラウトを行う場合と行わない場合についても異なることから、それぞれの場合に対して統計量を設定した。

表-7 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 の不確実性

コンタクトグラウト	表層地盤	fの評価方法		バイアス μ	変動係数 COV
		推定法	推定式*		
無	砂質土	Nより	2N	1.33	1.01
	粘性土	Nより	8N	2.23	2.02
		cより	c	1.03	0.75
有	砂質土	Nより	5N	1.06	0.73
	粘性土	Nより	10N	2.72	2.01
		cより	c	1.42	0.57

*道示における杭の最大周面摩擦力度の推定式

g) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 p_{H1}

文献⁸⁾に示されている統計量を用いた(表-8)。

$$p_{H1} = \alpha_p P_{EP} \quad (9)$$

ここに、 α_p は水平地盤反力度の上限値の割増係数。

表-8 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 p_{H1} の不確実性

	バイアス μ	変動係数 COV
砂質土	1.19	0.25
粘性土	1.22	0.36

(2) 基礎の材料特性に関する不確実性

部材耐力は、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より異なる。一般に、基礎を構成する構造材料は、材料強度の下限値が規定され、これを満足するように製造される。設計計算においてはその下限値を基準にした材料強度を基に計算されるため、実際の基礎が有する部材の耐力は、設計計算で考慮する部材強度に対して余裕がある。ここでは、部材耐力に影響する材料特性の不確実性を考慮し、統計量は表-9 とした⁹⁾。

表-9 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 μ	変動係数 COV
コンクリート強度 σ_{ck}	24 N/mm^2	1.20	0.15
コンクリートのヤング係数 E_c	25 $\times 10^4 N/mm^2$	コンクリート強度に依存	
鉄筋の降伏点強度 σ_{yk}	345 N/mm^2	1.14	0.04
鉄筋のヤング係数 E_s	20 $\times 10^4 N/mm^2$	確定値	確定値

4. 部材照査に用いる部分係数の検討

(1) 試算対象基礎の設定

図-4 に試算対象基礎の形状図を、表-10 に試算対象基礎の諸元を検討ケースと併せて示す。試算対象基礎として、基礎の規模、表層地盤条件、及び躯体条件(橋脚又は橋台)の違いを考慮した計 8 ケースを道示に基づいて試設計した。ここで、表層地盤は表-11 に示す地盤定数をもつ 2 層からなり、層厚は基礎長 15m の場合は第 1 層が 4.1m、第 2 層が 11.9m、基礎長が 40m の場合は、各層

20mとした。上部構造からの鉛直荷重は7100kN(死荷重)、上部構造部分の重量は7850kN(橋軸方向)及び4740kN(橋軸直角方向)とした。なお、部材諸元は、L1地震時に対する照査で決定される構造諸元に対し部分係数を算出することを目的としているため、L1地震時で基礎の部材諸元がちょうど決定されるように決定している。

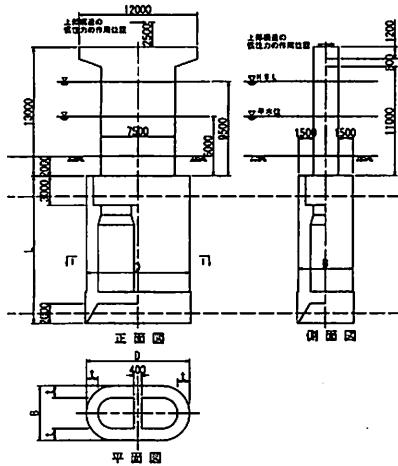


図-4 試算対象基礎形状

表-10 試算対象基礎の設計条件

(1) 橋脚基礎

検討ケース		P-I-S	P-I-C	P-2-S	P-2-C
基礎長	L(m)	150		400	
基礎幅	B(m)	55	55	55	55
	D(m)	105	105	105	105
側壁厚	t(mm)	600	600	600	600
表層地盤条件		砂質土	粘性土	砂質土	粘性土
設計水平震度		0.25		0.30	

(2) 橋台基礎

検討ケース		A-I-S	A-I-C	A-2-S	A-2-C
基礎長	L(m)	150		400	
基礎幅	B(m)	55	70	55	55
	D(m)	105	120	105	105
側壁厚	t(mm)	700	600	600	600
表層地盤条件		砂質土	粘性土	砂質土	粘性土
設計水平震度		0.25		0.30	

表-11 地盤定数の設計条件

表層地盤	層構成	平均N値	粘着力 α(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)	E(kN/m ²)
砂質土	第1層	16	0	30	11,200
	第2層	17	0	30	11,900
粘性土	第1層	2	20	0	1,400
	第2層	3	30	0	2,100
支持層(砂質土)		50	0	40	35,000

(2) 部分係数の計算手順

発生断面力 Q と部材耐力 R の不確実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(10)のように表すことができる。

$$G = \ln(R) - \ln(Q) = \ln(R/Q) \geq 0 \quad (10)$$

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。

$$N(\mu_G, \sigma_G) = N\left(\mu_{\ln(R)} - \mu_{\ln(Q)}, \sqrt{\sigma_{\ln(R)}^2 + \sigma_{\ln(Q)}^2}\right) \quad (11)$$

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を表している。FOSM(一次近似二次モーメント法)を適用すれば、照査における安全余裕である信頼性指標 β は性能関数 G の確率変数を用いて次式で表される。

$$\beta = \mu_G / \sigma_G \quad (12)$$

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。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{\ln(Q)} &= \ln(\mu_Q) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(Q)}^2 \\ \sigma_{\ln(Q)}^2 &= \ln\left(1 + \frac{\sigma_Q^2}{\mu_Q^2}\right) = \ln(1 + \text{cov}_Q^2) \\ \mu_{\ln(R)} &= \ln(\mu_R) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(R)}^2 \\ \sigma_{\ln(R)}^2 &= \ln\left(1 + \frac{\sigma_R^2}{\mu_R^2}\right) = \ln(1 + \text{cov}_R^2) \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

ここに、 μ_Q 及び μ_R は荷重及び抵抗のばらつきの平均値、 σ_Q 及び σ_R は荷重及び抵抗のばらつきの標準偏差、 COV_Q 及び COV_R は荷重及び抵抗のばらつきの変動係数である。目標信頼性指標 β_T を定めれば、荷重及び抵抗のばらつき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。

$$\left. \begin{aligned} \Psi &= \frac{1}{\sqrt{1 + \text{cov}_Q^2}} \exp(\alpha_Q \cdot \beta_T \cdot \sigma_Q) \frac{\mu_Q}{Q_n} \\ \Phi &= \frac{1}{\sqrt{1 + \text{cov}_R^2}} \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_R) \frac{\mu_R}{R_n} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

ここに、 α_Q 及び α_R は感度係数で、式(15)のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_Q &= \sigma_{\ln(Q)} / \sigma_G \\ \alpha_R &= \sigma_{\ln(R)} / \sigma_G \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

これより、目標信頼性指標 β_T 、及び荷重と抵抗の不確実性に関する統計量を与えることで、荷重係数 Ψ と抵抗係数 Φ が定まる。

ここで、目標信頼性指標 β_T の設定にあたり、要求性能を満足するために必要となる安全余裕は、これとは別に設定される。ここでは、現行の道路橋示方書と同等の安全余裕を確保するために必要な信頼性指標を目標信頼性指標 β_T として与えるものとする。

(3) 部分係数の試算

前述の各種不確実性の影響を考慮して、表-12 に示す照査式に対する目標信頼性指標 β_T を満足するための部分係数 Ψ 及び Φ を試算した。

表-12 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
曲げモーメント	$\Psi M \leq \Phi M_k$	$\Psi M \leq \Phi M_k$
せん断力	—	$\Psi S \leq \Phi S_k$

a) 発生断面力のばらつきの評価

ここでは、荷重側に考慮する発生断面力のばらつきを評価した結果を示す。

3. (1)に示した地盤抵抗の不確実性や各地盤ばね定数の推定誤差の確率分布を用いて、モンテカルロシミュレーションにより不確実性を有する変数を変化させながら1,000回の断面力の計算を行った。そして、道示にしたがって計算した発生曲げモーメントの最大値 $M_{道示}$ を特性値と考え、モンテカルロシミュレーションにて得られる最大曲げモーメントの値 M_k を $P_M = M/M_{道示}$ として無次元化して統計量を整理した。また、せん断力もこれと同様に、道示にしたがって計算した発生せん断力の最大値 $S_{道示}$ を特性値と考え、モンテカルロシミュレーションにて得られる最大せん断力の値 S_k を $P_S = S/S_{道示}$ として無次元化して統計量を整理した。表-13にケーソン基礎における水平方向断面における発生断面力の統計量をそれぞれ示す。ケーソン基礎において、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_M と外側の鉄筋が引張になる場合 P_{M0} とがあるが、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ないこととした。また、試行計算で考慮した不確実性を有する要素のうち、水平方向地盤反力係数 k_H についてはN値が5未満の土質でN値より水平方向地盤反力係数を推定する表-3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。このため、表-13に示す発生断面力の変動係数COVは、case1からcase4までと、case5及びcase6に分けて整理した。水平方向地盤反力係数 k_H の推定方法による違いが表れなかった理由としては、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よる不確実性の影響が大きく表れたためと考えられる。また、コンタクトグラウトの有無により表-1に示した地盤反力係数に乗ずる α_k が1.0、15と異なるものの、 α_k の違いによる発生断面力のばらつきの違いはわずかであったことから区分せ

ずに整理した。

表-13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1.0の範囲にあることがわかる。変動係数は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。また、発生断面力の変動係数は、個々の不確実性のそれと比べると小さい。この要因は、断面力の最大値は作用自体の大きさに影響されるものの、基礎へ作用する外力（地震荷重）は確定値としており、個々の地盤反力係数の不確実性にはあまり影響しなかった可能性などが考えられるが詳細については今後さらに検討が必要である。

表-13 発生断面力に関するばらつき

(a) Case1~4

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			砂質土	粘性土	
			Nより推定	Nより推定	cより推定
P-1 P-2	P_{M0} P_M	μ	0.82-0.93	0.85-0.95	0.86-0.96
		COV	0.05-0.11	0.07-0.14	0.05-0.11
	P_S	μ	0.84-0.93	0.86-0.95	0.87-0.96
		COV	0.05-0.10	0.07-0.13	0.05-0.10
A-1 A-2	P_{M0} P_M	μ	0.83-0.99	0.88-0.95	0.92-0.99
		COV	0.06-0.12	0.14-0.20	0.03-0.12
	P_S	μ	0.84-0.97	0.88-0.96	0.94-0.99
		COV	0.05-0.10	0.13-0.18	0.03-0.08

(b) Case5, 6

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			砂質土	粘性土	
			Nより推定	Nより推定	cより推定
P-1 P-2	P_{M0} P_M	μ	0.82-1.03	0.85-1.36	0.85-1.36
		COV	0.07-0.17	0.08-0.15	0.07-0.13
	P_S	μ	0.83-1.03	0.86-1.04	0.86-1.34
		COV	0.07-0.15	0.08-0.14	0.06-0.12
A-1 A-2	P_{M0} P_M	μ	0.82-1.05	0.90-1.25	0.93-1.27
		COV	0.07-0.16	0.16-0.20	0.13-0.19
	P_S	μ	0.83-1.03	0.93-1.05	0.93-1.25
		COV	0.07-0.13	0.15-0.17	0.12-0.17

μ : 平均値 COV: 変動係数

b) 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ばらつきの評価を行った結果を示す。

3. (2)に示した材料特性の推定誤差の確率分布を用いて、モンテカルロシミュレーションにより確率量を変化させながら1,000回の部材耐力の計算を行った。また、部材耐力の不確実性は、曲げモーメントと曲率の關係に着目して、道示に基づき計算した発生曲げモーメント $M_{道示}$ ・曲率 $\phi_{道示}$ を特性値と考え、モンテカルロシミュレーションにて得られる発生曲げモーメント M_k ・曲率 ϕ_k を降伏、終局の損傷イベント毎に $M/M_{道示}$ 、 $\phi/\phi_{道示}$ を算出し、その統計量

から部材抵抗のばらつきを設定した。せん断耐力は道示に基づき計算したものを特性値として、モンテカルロシミュレーションにて得られるせん断耐力との比に対するばらつきから統計量を設定した。これらのより得られた統計量を表-14に示す。

表-14 部材耐力に関するばらつき

降伏曲げモーメント	平均値 μ	1.10
	変動係数 COV	0.10
終局曲げモーメント	平均値 μ	1.10
	変動係数 COV	0.10
せん断耐力	平均値 μ	1.10
	変動係数 COV	0.10

c) 信頼性指標 β の計算及び目標信頼性指標 β_T の設定

現行の設計法で設計された基礎の有する信頼性指標の評価結果を表-15に示す。この評価結果を踏まえて、ここでは表-16のように目標信頼性指標 β_T を設定した。

d) 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 Ψ 及び Φ を求めた。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。表-17にL1地震時の部材設計に適用する部分係数 Ψ の試算結果を示す。特にN値が5未満の場合(case5,6)では、部分係数がやや大きくなっている。これは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なことを示唆していると考えられる。

5. まとめ

本文では、ケーソン基礎のL1地震時における基礎の部材照査について、信頼性理論に基づいて部分係数の検討を行い、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部分係数の試算結果を示した。ただし、部材耐力計算モデルの推定誤差等、本研究で考慮したもの以外の不確定性についても考慮すべきと考えられるものがある。今後さらに、他の基礎形式や構造部材との信頼性の考え方との整合や、部材耐力の計算モデルなど他の不確定性等も考慮して、目標信頼性指標 β_T や部分係数の設定に関する検討を行っていく必要がある。

表-15 信頼性指標 β 及び感度係数 α (レベル1地震時)

	検討モデル	水平方向地盤反力係数 k_H	信頼性指標 β		感度係数 α	
			弾性限界点	最大強度点	部材耐力 α_P	発生断面力 α_Q
曲げモーメント	P-1 P-2	Case-1,2,3,4	22-40	26-45	0.59-0.88	0.47-0.81
		Case-5,6	1.0-3.9	1.4-4.4	0.54-0.82	0.57-0.84
	A-1 A-2	Case-1,2,3,4	1.7-3.9	2.0-4.4	0.45-0.88	0.48-0.89
		Case-5,6	0.5-2.9	0.8-3.3	0.47-0.83	0.56-0.88
せん断力	P-1 P-2	Case-1,2,3,4	—	1.5-4.9	0.61-0.90	0.44-0.79
		Case-5,6	—	0.6-4.8	0.53-0.84	0.54-0.83
	A-1 A-2	Case-1,2,3,4	—	1.3-3.5	0.48-0.89	0.45-0.88
		Case-5,6	—	0.5-1.9	0.50-0.84	0.55-0.85

表-16 目標信頼性指標 β_T (レベル1地震時)

照査項目	弾性限界点	最大強度点
曲げモーメント	20	25
せん断力	—	20

表-17 部分係数 Ψ' ($=\Psi/\Phi$)の試算結果

		弾性限界点	最大強度点
曲げモーメント	case-1,2,3,4	0.9-1.3	0.9-1.4
	case-5,6	0.9-1.7	0.9-1.9
せん断力	case-1,2,3,4	—	1.0-1.3
	case-5,6	—	1.0-1.7

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編・同解説，2002
2) 河野：地盤反力係数の定義と地盤調査からの推定方法，。実務に役立つ地盤工学Q&A，2009
3) 中谷ほか：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，土木研究所資料第4136号，2009。
4) MShirato et al: LRFD for the Structural Design of Piles in Grouped-pile Foundations, The 17th Southeast Asian Geotechnical Conference, 2010.
5) Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H.: Characterization of geotechnical variability, Canadian Geotechnical Journal, 36, pp.612-624, 2010
6) 塩井ほか：浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究，土木研究所資料第1611号，1980
7) 中谷ほか：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料第4139号，2009
8) 遠藤ほか：柱状体深礎基礎に用いる水平地盤反力度の上限値のばらつきに関する研究，第15回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2011。
9) コンクリート橋の部分係数設計法に関する研究，土木研究所成果報告書，2008