

戦-52 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(道路勘定)

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：中谷昌一，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や部位である、深礎基礎や柱状体基礎を対象として提案するものである。20年度は、地盤の水平支持に関する弾性限界点を規定するための工学指標、及び弾性限界点までの基礎の水平挙動をモデル化するための地盤反力係数の見直しを行い、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を明らかにした。21年度は、沈下を制限すること、また岩においては静力学公式における支持力推定式を適用して支持力に関する安全率を照査する際の不確実性を踏まえ地盤反力度の上限値を新たに提案した。また、支持層より深い位置に圧密層が存在した場合の圧密沈下の影響の有無を判断するための新たな指標を設けることについて提案した。

22年度は、柱状体基礎(ケーソン基礎、地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎)の部材設計に着目して H14 道示で設計された基礎が有する信頼性指標を算定するとともに、部分係数を提案した。また、軟弱地盤上に建設され、側方移動による影響が大きな橋台基礎に、橋軸方向に平行に配置した複数の壁体からなる基礎の設計法の構築を行うため、流動力や作用土圧などに関する基礎的挙動の解明とデータの収集を目的とした二次元遠心力載荷実験を行った。

キーワード：ケーソン基礎、地中連続壁基礎、部材設計、側方移動

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、H14 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や柱状体基礎に対して、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。

柱状体基礎に属するケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎はいずれも深い基礎に分類されるものである。しかし、施工法が異なるので、基礎形式ごとに個別に設計法が開発されてきた。このため、本研究では、直接基礎や杭基礎との設計法の連続性の確保、常時・レベ

ル 1 地震時も含めた設計法の体系化も検討対象としている。

本年度は、レベル 1 地震時及びレベル 2 地震時の柱状体基礎の部材設計において考慮する部分係数を提案するための検討を行ったのでその結果を報告する。

また、軟弱地盤上に建設する橋台基礎では、地盤の側方移動により橋台が前面に押し出されるように動く場合があり、橋台の傾斜や遊間のつまりにより温度による桁の伸張に追従できないなどの懸念がある。このような影響を低減する有力な方法の一つとして、壁体を橋軸方向に平行に配置し、流動力を壁体間に逃すことにより基礎への流動力の影響を低減することが考えられる。これは地中連続壁基礎の一種類であるが、壁の間隔や地盤構成等によりどの程度基礎に作用する流動力を低減可能であるか、そしてそれをどのように設計に考慮すればよいか、については知見が十分とはいえないため、本構造の設計法構築に必要な基礎的研究を行うことが必要である。本年度は、軟弱地盤上に設置された橋台基礎を対象とした二次元遠心力載荷実験を行い、壁の枚数や間隔、地盤層厚の違いによる、壁体に作用する土圧や周面摩擦、壁体

の変形特性に関する基礎的データの収集を行った。

2. 柱状体基礎の部材設計の検討

2.1 信頼性設計法の導入に際しての基本的事項の整理

2.1.1 レベル 1 地震時における基礎の照査の意図と現行部材設計における課題

H14 道示では、橋の耐震設計において、供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル 1 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示されている。この性能を満足させるために、レベル 1 地震時における柱状体基礎本体の部材設計として、H14 道示では表-1 に示す照査を行うことが規定されている。

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し係数 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、許容応力度の割増し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、許容応力度に考慮している割増し係数や安全余裕の根拠は明確でない。したがって、性能規定化にあたっては、要求性能を満足するために定められた限界状態に対して照査を行えるように設計体系を整備し、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必要がある。

表-1 H14 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 水平方向断面*1 及び 基礎本体の 鉛直方向断面	発生応力度 < 許容応力度 *照査は、コンクリート・鋼材に対して行う。 *許容応力度は、各荷重条件で許容応力度の割増係数を考慮して求めたものでり、割増係数としては、常時 1.00、温度時 1.15、施工時 1.25、レベル 1 地震時 1.50 等がある。

*1：鋼管矢板基礎は、基礎本体の鉛直方向のみ。

2.2.2 レベル 2 地震時における基礎の照査の意図と現行部材設計における課題

H14 道示では、レベル 2 地震時の橋の要求性能について、供用期間中に生じる可能性が低いレベル 2 地震動を受けても、橋は、速やかな機能回復が可能な状態にとどまること、又は、地震による損傷が橋として致命的にならない状態にとどまることが示されている。この性能を満足させるために、H14 道示では表-2 に示す照査が規定されている。

基本的に、基礎は地盤中にあることから、期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とから、降伏点を超えないものとするのがよい。このことを踏まえ、H14 道示では、原則として副次的な塑性化にとどまり、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生じてよいとされている。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状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ようにされている。

ここで、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とど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いるときの発生断面力となり、H14 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_{df} を乗じ式(1)及び(2)にて求める。

$$k_{hu} = P_u / W, W = W_U + 0.5W_P \tag{1}$$

$$k_{hp} = c_{df} k_{hu} \tag{2}$$

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_{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。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。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 $c_{df}=1.1$ を乗じて割増しをしている。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、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。レベル2 地震時の設計においては、要求性能を満足するために定められた限界状態に対して照査を行う体系を整理するためには、この課題を明確にする必要がある。

表-2 H14 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	・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	・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 部材設計における設計方針の整理

2.2 で示した部材設計における課題を踏まえて、ここでは、性能規定化に向けた部材設計の設計方針を整理する。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や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ないこと、部材の長期耐久性が満足されること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十分な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係数を与えておく必要がある。その安全係数は、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。以下に、H14 道示における柱状体基礎の設計計算モデルに基づいて、各荷重レベルにおいて部材設計で用いる部分係数の提案方針を整理する。

2.3.1 柱状体基礎の現行部材設計計算モデルの整理

H14 道示において柱状体基礎の発生断面力は、図-1 に示すような6種類の地盤抵抗要素を考慮した、弾性床土上の有限長はり理論に基づき計算することが示されている。表-3 は、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の計算で仮定する基礎周辺地盤の抵抗要素について整理したものである。このように、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て、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。このときの地盤抵抗要素は、常時及びレベル1 地震時における基礎底面の地盤ばねを除いてバイリニア型を仮定しており、線形として扱っている基礎底面の地盤ばねにおいても、別途、安定照査において、地盤の弾性限界を

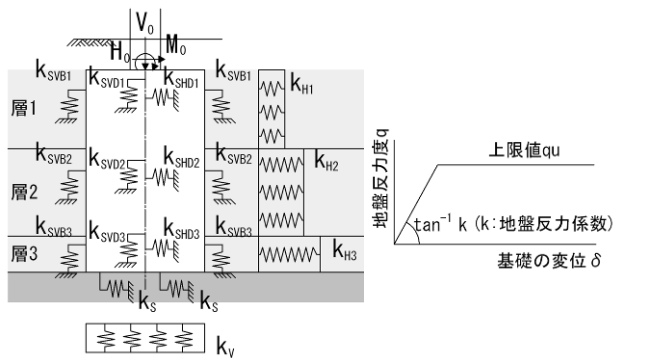


図-1 地盤抵抗要素のイメージ(3層地盤の場合)

表-3 ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の計算モデル

			計算モデル		地盤抵抗要素モデル	
			常時及びレベル1 地震時	レベル2 地震時	地盤反力係数	地盤反力度の上限值 (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	バイリニア型	$k_H = \alpha_k k_{H0} (B_e / 0.3)^{-3/4}$	水平地盤反力度の上限值 p_{Hu}
		鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVB}	バイリニア型	バイリニア型	$k_{SVB} = 0.3 \alpha_k k_{H0} (B_e / 0.3)^{-3/4}$	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_{SHD}	バイリニア型	バイリニア型	$k_{SHD} = 0.6 \alpha_k k_{H0} (D_e / 0.3)^{-3/4}$	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_{SVD}	バイリニア型	バイリニア型	$k_{SVD} = 0.3 \alpha_k k_{H0} (D_e / 0.3)^{-3/4}$	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	バイリニア型	$k_V = k_{V0} (B_V / 0.3)^{-3/4}, k_{V0} = \alpha E_0 / 0.3$	鉛直地盤反力度の上限值 q_d
	水平方向せん断地盤反力係数 k_s		線形	バイリニア型	$k_s = 0.3 k_V$	せん断地盤反力度の上限值 p_{su}

ここに、 α_k は k_H の推定に用いる補正係数、 k_{H0} は水平方向地盤反力係数で $k_{H0} = \alpha E_0 / 0.3$ により求める。また、 B_e は基礎前面の有効載荷幅、 D_e は基礎側面の有効砂荷幅、 B_V は基礎底面の有効載荷幅、 α は地盤反力係数の推定に用いる係数、 E_0 は地盤の変形係数である。

表-4 鋼管矢板基礎の計算モデル

			計算モデル			地盤抵抗要素モデル	
			常時及び レベル1 地震時		レベル2 地震時	地盤反力係数	地盤反力度の上 限值(バイリニア 型の場合)
計算モデル*1			I	II	II		
基礎本体の継手のせん断抵抗*2			合成効率に よる評価	バイリニア型		—	—
周 面	前 面	水平方向地盤反力係数 k_H	線形*3		バイリニア型	常時・レベル1 地震時: $k_H = (1 + \alpha_H)k_H (y/y_0)^{-1/2}$ レベル2 地震時: 表-3 に同じ	表-3 に同じ
		鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVB}	—(支持力に含める)		バイリニア型	表-3 に同じ	表-3 に同じ
	側 面	水平方向せん断地盤反力係数 k_{SHD}	—(k_H に含める)		バイリニア型	表-3 に同じ	表-3 に同じ
		鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVD}	—(支持力に含める)		バイリニア型	表-3 に同じ	表-3 に同じ
底 面	鉛直方向地盤反力係数 k_v		線形	線形	バイリニア型	表-3 に同じ	表-3 に同じ
	水平方向せん断地盤反力係数 k_s		線形	線形	線形	表-3 に同じ	—

ここに、 α_H は k_H の推定に用いる割増係数、 y は設計上の地盤面における基礎の水平変位、 y_0 は基準変位である。

*1: Iは、弾性床上の有限長ばりとしたモデルで、「 $B \leq 30m$ かつ $L/B > 1$ かつ $\beta L > 1$ 」に適用する。IIは継手のせん断ずれの影響を考慮した仮想井筒ばりモデルで、「 $B > 30m$ かつ $L/B \leq 1$ かつ $\beta L \leq 1$ 」に適用する。

*2: 計算モデルAでは、鋼管矢板基礎の水平載荷試験結果から逆算して求められた継手部のずれの影響を合成効率として評価する。また、Bでは、継手部の引張試験から得られたせん断剛性とせん断耐力によりバイリニア型として評価する。

*3: 常時及びレベル1 地震時は、ひずみ依存性を考慮した線形ばねとしてモデル化する。

考慮して設定されている上限値を超えないように規定されている。表中に示す、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、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、その他の地盤反力係数は k_H 及び k_v に依存するかたちで計算式が設定されている。同様に、地盤反力度の上限値も載荷試験等を踏まえて実測値に近い値が推定できるように設定された計算式が設定されている。これらの地盤抵抗要素は、各種載荷試験から求めることも可能であるが、設計実務においては、表中に示す計算式を用いて求めることが一般的である。

また、表4に、鋼管矢板基礎の計算で仮定する基礎周辺地盤の抵抗要素について整理したものを示す。レベル2 地震時においては、基本的に表-3 で示したケーソン基礎及び地中連続壁基礎と同じであるが、鋼管矢板基礎は継手を有することから、継手のせん断抵抗を考慮した計算モデルであるという点で異なる。また、常時及びレベル1 地震時においては、地盤抵抗要素の考え方も異なり、鋼管矢板基礎は杭基礎と同様の考え方となっている。これは、鋼管矢板基礎は、基礎本体がケーソン基礎や地中連続壁基礎のように一本の柱状体として剛体に近い挙動とはならず、継手部のせん断ずれの影響により群杭基礎に近い挙動を示すためである。

このように計算モデルに用いられている各パラメータは、個々に検討されてきた経緯はあるが、この計算モデ

ルによって求めた基礎全体の荷重変位関係は、概ね柱状体基礎の水平載荷試験からえられた荷重変位関係の実測値を再現できることが分かっている。しかし、実際には、このような設計上の仮定やばね定数の計算式の推定能力に起因して実際と計算の間にばらつきを有しており、6種類の地盤抵抗要素や基礎本体の剛性の影響等の様々なばらつきが、それぞれどのように断面力の計算に影響してくるのかは明確でない。

2.3.2 常時及びレベル1 地震時の部材設計方針

前述のように、これまでの設計では、許容応力度以内に抑えることで、弾性限界を超えないという前提のもとに照査を行っている。しかし、この照査方法では、本来の弾性限界点に対してどの程度の安全性を有しているのかがわかりづらく、要求性能に対して担保されている安全性が明確でないという課題がある。そこで、部材の弾性限界点（降伏点）や最大強度点（終局点）を明確に定義するとともに、これらの点から一定の安全性が担保されていることを示すことができる照査方法を提案する。曲げ応力度の照査としては、降伏点及び終局点に対して安全であることを確認する。また、せん断力に関する照査としては、明確な弾性限界点が見つからないことから弾性限界に対する照査ではなく、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ことを照査することとした。

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(3)によって照査を行う。

$$Q_d = \Psi \cdot Q_n \leq \Phi \cdot R_n = R_d \quad (3)$$

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-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することが出来れば、荷重係数 Ψ 及び抵抗係数 Φ を定めることができる。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、たとえば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と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。

ここで、式(3)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分される。まず、発生断面力に着目すると、柱状体基礎の計算モデルは、図-1 及び表-3、表-4 に示したように、6つの地盤抵抗要素からなり、地盤抵抗要素を求める過程において、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不確実性の要因となる。また、部材の耐力に着目すると、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部材耐力のばらつきの要因となる。

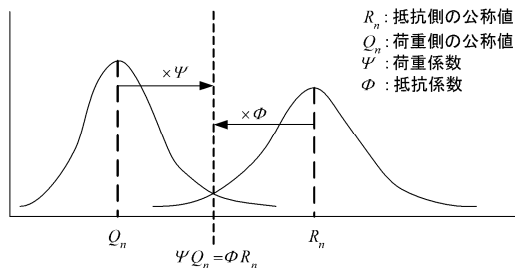


図-2 荷重と抵抗の分布の模式図

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-3 に示す。図に示すよ

うに、まず、地盤抵抗のばらつき等に起因する各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。なお、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 の統計量を計算し、発生断面力 Q と部材耐力 R のばらつきを考慮し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、最大強度点を区分して、それぞれの照査について、図-3 に示した照査式のように考える。最終的に、図-3 に示す部分係数を求める。なお、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の部材設計では、表-1 に示したように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た検討を行うものとする。

2.3.3 レベル2地震時の部材設計方針

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、2.2.2 で示した課題を踏まえて、信頼性の考え方を基に、補正係数 c_{df} の値の根拠を整理するとともに、補正係数 c_{df} に代わる部分係数 γ を導入することを試みる。式(3)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、これを考慮すると、照査式は次式のように書き表すことができる。

$$\Psi \cdot (\text{橋脚終局強度の設計値}) \leq \Phi \cdot (\text{基礎降伏強度の設計値}) \quad (4)$$

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(4)に対して、現行設計における照査式と同様に、抵抗係数と荷重係数を一つにまとめ、橋脚終局強度の設計値を割増す安全係数 γ ($=\Psi/\Phi$)とすると式(5)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。

$$\gamma \cdot (\text{橋脚終局強度の設計値}) \leq (\text{基礎降伏強度の設計値}) \quad (5)$$

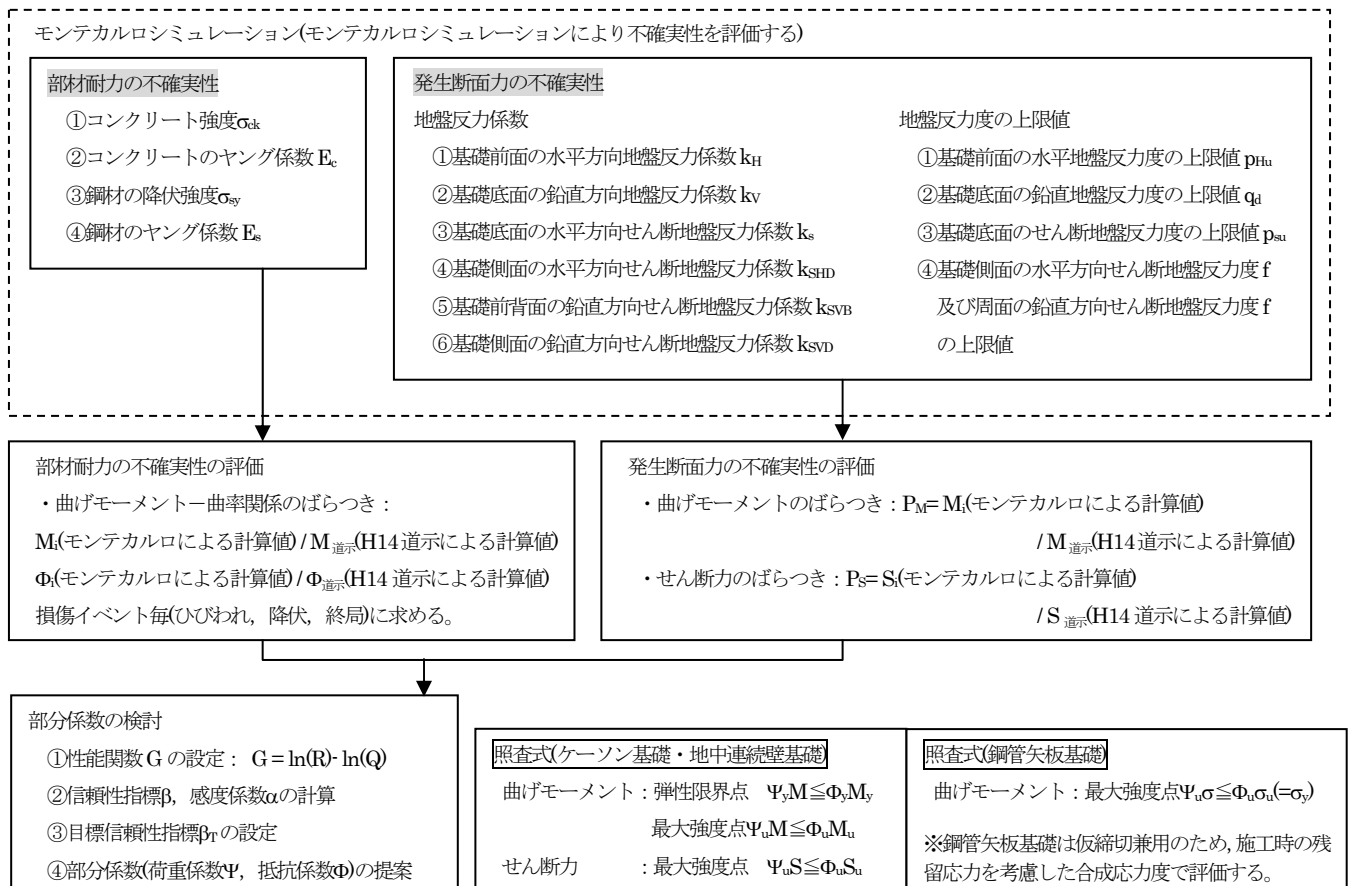


図-3 常時及びレベル1地震時の部材設計における部分係数の検討手順

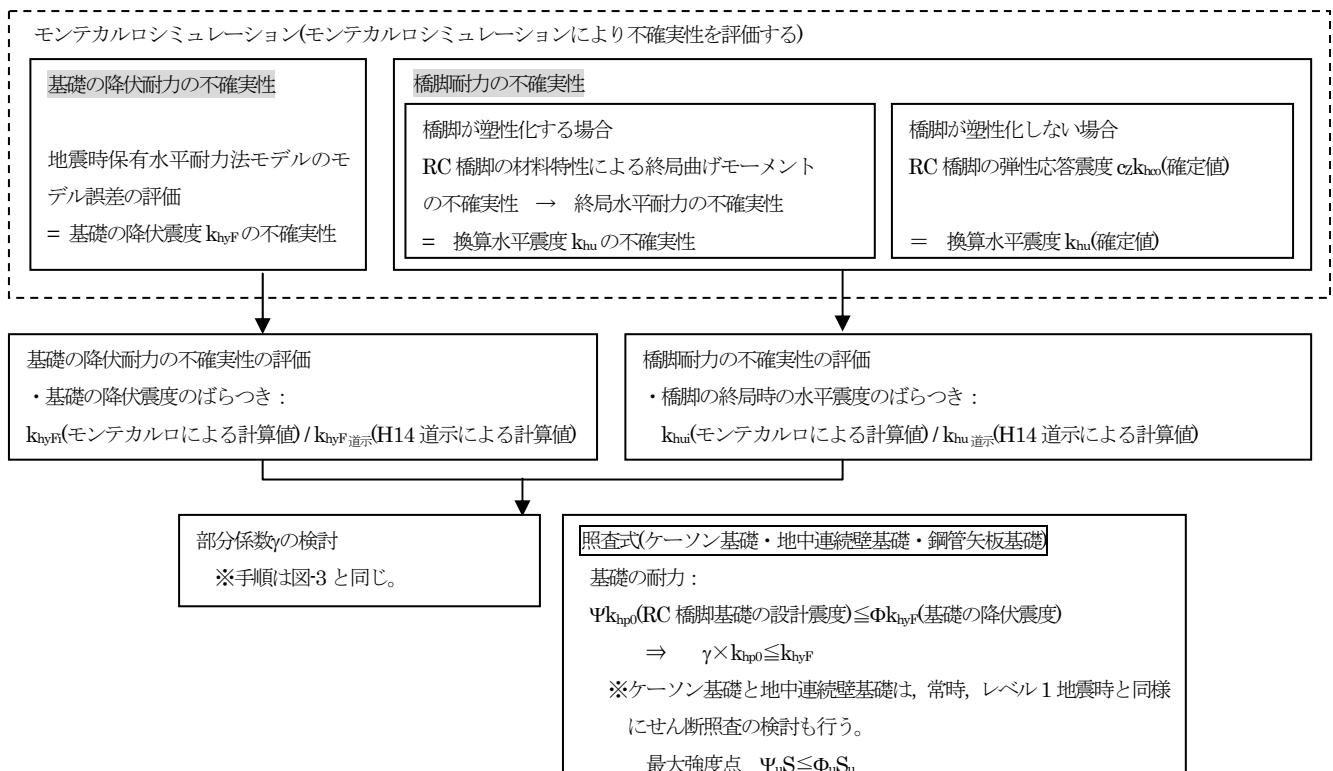


図-4 レベル2地震時の部材設計における部分係数の検討手順

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4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毎に、基礎の耐力のばらつきを評価する。最後に、図4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4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する。また、レベル2地震時の断面力や変位を求める計算モデルは基本的にはレベル1地震時と同じであり、計算モデルに考慮すべき不確実性については図3に示したものと同じように評価する。

2.4 部材設計における不確実性の評価

基礎の部材設計で計算される発生断面力や部材耐力は、前述のように本来不確実性を有している。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は図3に示した通りであり、ここでは、これらの不確実要素について整理した。なお、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎と鋼管矢板基礎で評価方法が異なる場合は、それぞれ区分して整理した。

2.4.1 地盤反力係数に関する不確実性の整理

(1) 水平方向地盤反力係数 k_H に関する不確実性の整理

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(図-5)。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、表3に示した推定式より算出することがH14道示に示されている。これに対して、過年度までの土木研究所での研究成果において、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、H14道示に示されている地盤反力係数について再評価を行い、式(6)が提案された。本研究では、この提案式を用いて k_H の推定誤差を評価するものとする。

$$k_H = a \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right), \quad k_{H0} = b_H \left(\frac{E_{00}}{0.3} \right) \quad (6)$$

ここに、 a は載荷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、表5に示す相関式が提案されている。

表5 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_{6N}	$E_{00} = 6E_{6N}$	砂質土 : $E_{6N} = 650 \text{ N (kN/m}^2\text{)}$ 粘性土 : $E_{6N} = 700 \text{ N (kN/m}^2\text{)}$ ※ $N > 4$ の範囲で適用 岩 : $E_{6N} = 700 \text{ N (kN/m}^2\text{)}$

表5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5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5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_{E-KH} は、変形係数から推定式により推定したときの不確実性に関する変動係数である。ここで、土質やN値の大きさによっても精度が異なることから、こ

れらを考慮して設定する。なお、基礎の水平載荷試験より直接的に k_H を求める場合は、 COV_E を考慮する必要はない。また、図-5 に示す、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_{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(7)よりのとおり表すことができるとした。

$$COV_{kH} = \sqrt{COV_E^2 + COV_{E-kH}^2} \quad (7)$$

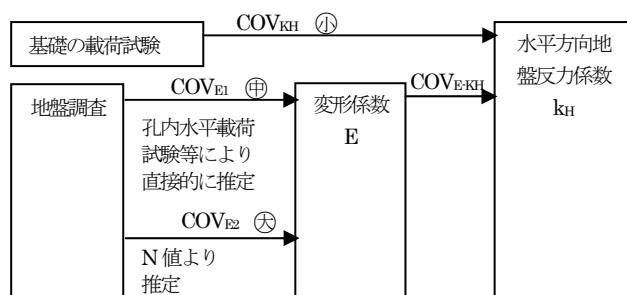


図-5 水平方向地盤反力係数 k_H 算出までの過程におけるばらつき

以上を踏まえて、表-6 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²⁾を参考にした。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、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 値 ≥ 5 の砂質土の場合(case-3)で $COV_E=55\%$ 、 N 値 ≥ 5 の粘性土の場合(case-4)で $COV_E=65\%$ とした。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} について説明する。過年度までの検討によると、 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、バイアスが 1.0、変動係数が 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(7)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(7)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 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 $COV_{kH}=70\%$ となる。なお、 N 値の小さな範囲におけるデータの使用は推定誤差が大きくなる要因となるので、原則として変形係数を N 値から推定しないとするのが望ましいが、ここでは、やむを得ない場合を想定し、 N 値 <5 の場合について、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することとした。

表-6 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	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_{E-kH}
水平載荷試験から推定した場合	case-1	1.00	25%	0%	25%
地盤の変形係数を直接的に推定した場合	case-2	1.00	45%	35%	
標準貫入試験の N 値より推定した場合	case-3	1.00	60%	55% ^{*1}	
	case-4	1.00	70%	65% ^{*2}	
	case-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

(2) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_v に関する不確実性の整理

鉛直方向地盤反力係数 k_v は、表-3 の計算式の通り求められる。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 と同様の値を考慮すればよい。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、 N 値より推定することがほとんどであることから、表-7 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-7 鉛直方向地盤反力係数 k_v に関する不確実性

	バイアス	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

(3) その他の地盤反力係数に関する不確実性の整理

表-3 に示したように、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、表-6 及び表-7 を用い、 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うこととした。

2.4.2 地盤反力度の上限値に関する不確実性の整理

柱状体基礎の設計計算においては、2.3.1 に示したように、常時及びレベル 1 地震時から周面地盤の塑性化を考慮したバイリニア型で地盤ばねをモデル化する。このとき、設定する地盤反力度の上限値は、地盤の受働土圧強度や基礎周面の摩擦力度等により求められ、これらは、地盤評価及び計算式そのものの不確実性が含まれる。ここでは、地盤反力度の上限値に関する不確実性の評価について整理する。

(1) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} に関する不確実性の整理

H14 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(8)により求めてよいことが示されている。

$$P_{Hu} = \alpha_p P_{EP} \quad (8)$$

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(9)のとおり求める。

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right\}^2} \quad (9)$$

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(8)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、载荷試験から求めた補正係数 $\alpha_{p \text{ 実測}}$ と H14 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、载荷試験から求

めた補正係数 $\alpha_{p \text{ 実測}}$ とは、単杭の水平载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、これを载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($=\alpha_{p \text{ 実測}}/\alpha_{p \text{ 計算}}$)を評価した結果を示す。

1) 分析に用いるデータの選定

表-8 に分析に用いたデータの一覧を示す。これまで柱状体基礎としての载荷試験が数多く行われていないことから、分析には文献3)に示されている杭基礎の载荷試験結果を用いることとする。表中に示す試験 ID は、文献3)の表記に合わせている。なお、分析には下記3つの条件を満たすデータを用いた。

- ①単杭の载荷試験であること。
- ②地盤抵抗が先行して限界状態となり、杭体が降伏していないこと。
- ③試験杭の $1/\beta$ の範囲で均質な地盤で行われた試験であること。

①については、1本の柱状体として扱う柱状体基礎の部材設計の検討に用いることから単杭の载荷試験を基本とした。また、②については、本検討では地盤の塑性化に着目することから地盤抵抗が先行して限界状態となることを前提とした。このため、杭種は限定せず、本検討に用いた杭種も表-7 に示しているように、鋼管杭と場所打ち杭の2杭種を用いている。③については、地盤反力度の上限値は図-1 に示したように各深度で設定されるものであるが、文献3)に示されている水平载荷試験より得られている荷重変位関係は杭頭のみである。このため、互層地盤であると上限値のばらつきの評価が困難となることから、試験杭の $1/\beta$ の範囲が単層と扱えるような均質な地盤を対象とした。

ここで、計算によって上限値を求める際に、式(8)及び(9)に代入する地盤定数(内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c)については、室内試験が行われている場合は、その試験結果を用い、行われていない場合は、N 値からの推定値を用いることとする。砂質土の内部摩擦角 ϕ については、N 値との相関関係のうち平均値を与える式(10)を用いる。

$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 23, \quad N_1 = 170 \text{ N/70} + \sigma'_v \quad (10)$$

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。また、粘性土の粘着力 c については、式(11)により求めた。

$$c = 1/2 q_u, \quad q_u = 25N \quad (11)$$

ここに、 q_u は一軸圧縮強度(kN/m²)である。水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} は、式(8)及び(9)に示した受働抵抗強度より与えられることから、これには、地盤定数の評価における推定精度も含まれることになる。

表-8 分析に用いた载荷試験

ID	土質	杭種	杭径 (mm)	杭長 (m)	1/β (m)	土質試験の有無		
						A	B	C
5501	砂質土	鋼管	600.0	45.0	2.63	—	—	—
9009		鋼管	318.5	14.4	2.40	○	○	—
6531		場所打ち	1000.0	24.0	4.39	○	○	○
6534	粘性土	場所打ち	1200.0	28.9	5.52	—	—	○
5531		鋼管	812.8	36.5	4.15	—	—	—
5553		鋼管	914.4	26.0	4.59	—	—	—
6510		鋼管	600.0	18.0	4.00	○	○	—

*A:一軸圧縮試験, B:三軸圧縮試験, C:平板载荷試験

2)計算に用いる水平方向地盤反力係数 k_H の算定

2.3.1 で示したように、計算により荷重変位関係を求める際に用いる地盤抵抗要素はバイリニア型で与えることから、水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} に加えて、初期勾配を表す水平方向地盤反力係数 k_H の推定精度も大きく影響を与える。しかし、ここでの検討は、地盤反力度の上限値の不確実性に着目するため、初期勾配を表す k_H は、推定式ではなく、杭径の 1%変位時の変位量と荷重を用いて実測値から式(12)により逆算して求めることとした。すなわち、水平方向地盤反力係数 k_H は既知として、水平载荷試験より得られた荷重変位関係の実測値と最も一致する計算値となるような水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} を求めることとした。

$$k_H = \alpha_k \frac{4EI \left(\frac{3}{\sqrt{2EI \cdot S_{1\%}}} \right)^4}{D} \quad (12)$$

ここに、 α_k は単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数、 E はヤング係数(kN/m²)、 I は断面二次モーメント(m⁴)、 D は杭径(m)、 $P_{1\%}$ は杭径の 1%変位時の荷重(kN)、 $S_{1\%}$ は杭径の 1%変位時の変位量(m)である。なお、補正係数 α_k について、H14 道示では、基礎周面にコンタクトグラウトを行うケーソン基礎、地中連続壁基礎及び鋼管矢板基礎の場合は $\alpha_k=1.5$ とし、基礎周面にコンタクトグラウトを行わないケーソン基礎の場合は $\alpha_k=1.0$ とすることが示されている。このため、 α_k については、 $\alpha_k=1.0$ と $\alpha_k=1.5$ の二通りとしてそれぞれの水平方向地盤反力係数 k_H を求めた。

3)载荷試験から逆算される補正係数 α_p の算定

図-6 に载荷試験から逆算される補正係数 α_p を算定するためのイメージを示す。水平载荷試験より得られた荷重変位関係を指数関数で一般化し、この指数関数曲線と補正係数 α_p をパラメトリックに変化させて求めた計算値とを対比することで、両者が最も一致するような補正係数 α_p を求める。そして、これを実測された補正係数 $\alpha_{p \text{ 実測}}$ とする。なお、どれほど一致するかについては、全体的な挙動に着目して各変位レベルにおける実測値 P_{ci} と計算値 P_{oi} の残差平方和 $\Sigma \varepsilon^2 = \Sigma (P_{ci} - P_{oi})^2$ を求めて判断する。そして、残差平方和が最小となる補正係数 α_p が最適 α_p となり、これが载荷試験から逆算される $\alpha_{p \text{ 実測}}$ となる。また、着目する変位レベルについては、全体的な挙動の精度を把握できるように、変位レベルが小さい範囲から大きい範囲までを考慮して、基礎径の 1%、3.5%、6%、10%の 4 点に着目した。また、最適 α_p を求めるための計算モデルは、図-1 に示した H14 道示に規定されている方法のとおりとし、水平方向地盤反力係数 k_H の評価については、前述したように実測値からの逆算 k_H とした。

この方法により、水平载荷試験より得られた荷重変位関係の実測値と最も一致するような補正係数 α_p の最適値を求める。図-7 に、ID6531 の検討を一例として、実測値と補正係数 α_p を様々に変化させて求めた計算値の荷重変位関係を示す。また、図-8 に、図-7 で示した荷重変位関係において残差平方和と補正係数 α_p の関係を整理した。なお、計算値は、図-7 に示したように、補正係数 α_p を 0.5 刻みとしているが、最適な補正係数 α_p を求めるうえでは、より精度を向上させるために 0.1 刻みで求めることとした。図-8 より残差平方和が最小となる補正係数 α_p を求めると $\alpha_p=4.1$ となり、この値が载荷試験から逆算される $\alpha_{p \text{ 実測}}$ となる。また、同様の手順で、表-8 で示した各試験結果において $\alpha_{p \text{ 実測}}$ を求めた結果を表-9 に示す。なお、前述したとおり α_k を $\alpha_k=1.0$ と $\alpha_k=1.5$ の二通りとして求めた結果を示している。これより、载荷試験から逆算される $\alpha_{p \text{ 実測}}$ は、砂質土の場合で $\alpha_{p \text{ 実測}}=3.0 \sim 5.0$ 程度、粘性土の場合で $\alpha_{p \text{ 実測}}=1.5 \sim 3.0$ 程度であることがわかる。また、砂質土の場合、 α_k の違いによって、 $\alpha_{p \text{ 実測}}$ の値が異なり、 $\alpha_k=1.0$ として求めた $\alpha_{p \text{ 実測}}$ は、 $\alpha_k=1.5$ として求めた $\alpha_{p \text{ 実測}}$ の 1.2 倍程度となっている。一方で、粘性土の場合、 α_k の違いによる差はほとんどない。これは、粘性土層が N 値 1~5 程度と比較的軟弱であったため、荷重レベルが小さい段階で地盤ばねが上限値に達してしまい、地盤反力係数よりも上限値の影響が支配的であったためと思われる。

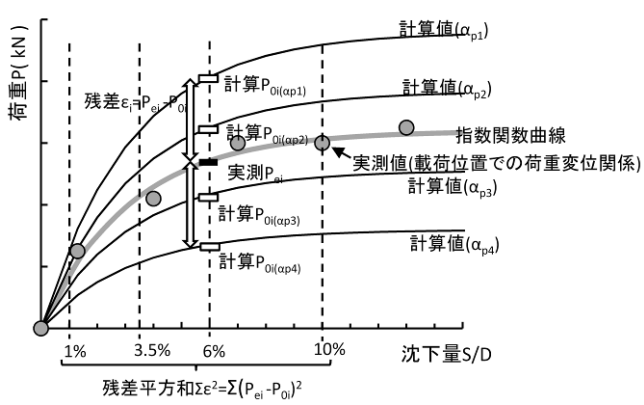


図-6 荷重試験から逆算される補正係数 $\alpha_{p\text{実測}}$ の算定概要

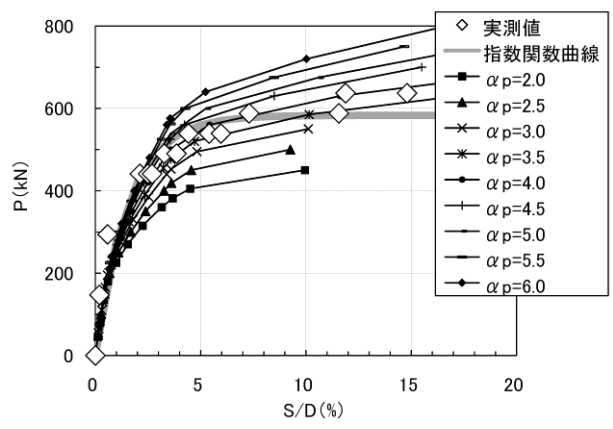


図-7 水平荷重P及びひずみS/Dの関係

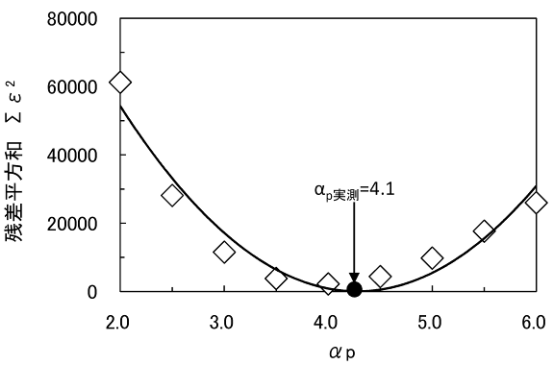


図-8 残差平方和 $\Sigma\epsilon^2$ と補正係数 α_p の関係

表-9 荷重試験から逆算される $\alpha_{p\text{実測}}$ の算定結果

ID		$\alpha_k=1.0$	$\alpha_k=1.5$
砂質土	5501	5.5	4.5
	9009	4.4	3.2
	6531	4.5	4.1
	6534	3.1	2.5

ID		$\alpha_k=1.0$	$\alpha_k=1.5$
粘性土	5531	1.6	1.4
	5553	1.5	1.5
	6510	3.1	2.6

4) 水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} に関する不確実性の算定
表-9 で整理した荷重試験から逆算される $\alpha_{p\text{実測}}$ を用いて、水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} の不確実性を評価する。前述したとおり、補正係数 α_p が地盤評価や計算モデルの

不確実性を踏まえて設定されるものであるとすると、 $\alpha_{p\text{実測}}$ と現行設計において用いている $\alpha_{p\text{計算}}$ との比($\alpha_{p\text{実測}}/\alpha_{p\text{計算}}$)が、水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} の不確実性であると考えられる。そこで、表-10 に、 $\alpha_{p\text{実測}}$ 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各土質で示す。なお、ここで、 $\alpha_{p\text{計算}}$ は分析に用いた荷重試験が単杭を対象としたものであることから、H14 道示の杭基礎において規定されている値として、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} に関する不確実性を表-11 の通りとした。

表-10 荷重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	1.46	1.19
	変動係数 COV	0.23	0.25
粘性土	バイアス	1.38	1.22
	変動係数 COV	0.43	0.36

表-11 地盤反力度の上限値 P_{Hu} に関する不確実性

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

(2) 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 q_d に関する不確実性の整理

1) ケーソン基礎及び地中連続壁基礎

H14 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、別課題の「道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究」では、平板荷重試験に基づき得られた極限支持力の実測値 $q_{d\text{実測}}$ と式(13)に示した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。そこで、基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 q_d の不確実性については、この統計量を用いることとした。表-12 に鉛直地盤反力度の上限値 q_d に関する不確実性を示す。

$$q_d = \alpha_k c N_c \Phi_c + \kappa q N_q S_q + 0.5 \gamma \beta B N_\gamma S_\gamma \quad (13)$$

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_q 、 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_q 、 S_c 、 S_γ は基礎の寸法効果を考慮するための補正係数である。また、 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し係数、 Φ_c は粘着力項に与える補正係数である。

表-12 鉛直地盤反力度の上限値 q_d に関する不確実性

	バイアス λ	変動係数 COV
自然砂地盤	0.80	0.30

2) 鋼管矢板基礎

H14 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、別課題の「道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究」では、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 H14 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。そこで、基礎先端の鉛直地盤反力度の上限値 q_d の不確実性については、この統計量を用いることとした。表-13 に鉛直地盤反力度の上限値 q_d に関する不確実性を示す。

表-13 鉛直地盤反力度の上限値 q_d に関する不確実性

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

(3) 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_{su} に関する不確実性の整理

H14 道示において、基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_{su} は式(16)及び式(17)より求めてよいことが規定されている。

$$p_{su} = H_u / A_c \quad (16)$$

$$H_u = c_B A_c + V \tan \phi_B \quad (17)$$

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、柱状体基礎の場合、圧密などの長期的な安定問題を踏まえて、粘性土層を支持層とすることはほとんどないため、式(15)は、 $H_u = V \tan \phi_B$ と考えることができる。これに対する不確実性について、別課題の「道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究」では、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 $H_{u \text{ 実測}}$ と式(15)に示した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。そこで、基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_{su} に関する不確実性を示す。

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。そこで、基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_{su} の不確実性については、この統計量を用いることとした。表-14 に基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 p_{su} に関する不確実性を示す。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-14 せん断地盤反力度の上限値 p_{su} に関する不確実性

	バイアス λ	変動係数 COV
自然砂地盤	1.10	0.15

(4) 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 に関する不確実性の整理

1) ケーソン基礎及び地中連続壁基礎

H14 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 は式(18)及び式(19)より求めることが規定されている。

a) ケーソン基礎(コンタクトグラウト無)

$$\left. \begin{array}{l} \text{i) 砂質土} \\ f = \min \{1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)\} \leq 50 \\ \text{ii) 粘性土} \\ f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100 \end{array} \right\} \quad (18)$$

b) 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

$$\left. \begin{array}{l} \text{i) 砂質土} \\ f = \min \{5N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)\} \leq 200 \\ \text{ii) 粘性土} \\ f = c + p_0 \tan \phi \leq 150 \end{array} \right\} \quad (19)$$

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。a) については、中掘り杭の鉛直載荷試験結果に基づき設定されたものであり、b) については場所打ち杭の鉛直載荷試験結果に基づき設定されたものを参考に定めたものである。これに対する不確実性について、別課題の「道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究」では、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(18)及び式(19)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。そこで、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 の不確実性については、この統計量を用いることとした。表-15 に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 に関する不確実性を示す。

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うこととした。

表-15 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 に関する不確実性

			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

2) 鋼管矢板基礎

H14 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-16 及び表-17 より求めることが規定されている。

表-16 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-17 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/m^2)、 p_0 は静止土圧強度(kN/m^2)、 ϕ はせん断抵抗角($^\circ$)、 γ_1 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、別課題の「道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究」では、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 $f_{\text{実測}}$ と表-16 及び表-17 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。そこで、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 の不確実性については、この統計量を用いることとした。表-18 に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 に関する不確実性を示す。

表-18 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度 f 及び基礎周面鉛直方向せん断地盤反力度の上限値 f に関する不確実性

		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

2.4.3 基礎の材料特性に関する不確実性の整理

部材設計では、基礎に生じる発生断面力に対して、基礎本体が保有する部材耐力を計算して照査を行う。これまで示した地盤反力係数や地盤反力度の上限値の不確実性は、発生断面力に考慮されるものであり、ここでは、部材耐力の計算に必要な材料特性に関する不確実性を整理する。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。一方、設計計算においては、材料強度は、その下限値を基準にした強度の許容値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。そのため、これらの基礎の耐力を決定づける要因に関するばらつきを考慮する必要がある。そこで、各材料の耐力に影響する材料特性の統計量を、過年度土木研究所で実施した「コンクリート橋の部分係数設計法に関する研究」及び文献 4) を参考に表-19 のとおりとした。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-19 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_{ck}	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

2.5 部材設計に用いる部分係数の検討

2.5.1 検討概要

2.3 に示した各パラメータの不確実性を踏まえて、柱状体基礎に生じる発生断面力及び部材耐力を評価し、部材設計に用いる部分係数の提案を行う。基礎本体の照査断面位置における発生断面力は、H14 道示に従って計算する。なお、これまでに行われた杭基礎の検討において、杭基礎は、せん断力は必ず杭頭で最大値となり、地盤抵抗の不確実性の影響を受けないことから、曲げモーメントのみを対象として検討してきた。しかし、柱状体基礎は、地中部でせん断力が最大値となることもあるため、曲げモーメント及びせん断力に着目して部分係数の検討を行う。また、前述したように、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、鉛直方向断面に対して照査を行っている。このため、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎においては、水平方向、鉛直方向に着目し、鋼管矢板基礎においては鉛直方向に着目して部分係数の検討を行う。

2.5.2 試算対象基礎の設定

部分係数の算定に用いる試算対象基礎は、ケーソン基礎と地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎のそれぞれに対して4 ケースを設定した。図-9～11 に試算対象基礎の形状図を、表-19～21 に試算対象基礎の諸元を検討ケースと併せて示す。試算対象基礎の設定にあたっては、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。ケーソン基礎については、円形、小判形、矩形と大きく3 種類が一般的に用いられている。既往の設計事例⁹⁾によれば、円形、小判形が80%程度を占めていることから、この状況を考慮し、小判形を試算対象基礎とした。検討ケースは、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で計4 ケースとした。表中に示す検討ケースは、例えば C-P-1 が橋脚、C-A-1 が橋台のケースである。また、地中連続壁基礎については矩形が一般的であることから矩形断面とした。検討ケースの考え方に

については、ケーソン基礎と同じである。鋼管矢板基礎については、表-4 に示したように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 ケースとした。

なお、部分係数の検討にあたっては、レベル1 地震で決定される構造諸元、レベル2 地震で決定される諸元に対し部分係数を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ことを前提条件とする。なお、図-9～11 及び表-20～22 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を参考として示したものである。また、表-23 に、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎並びに鋼管矢板基礎の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 H14 の規定に基づくものとし、基礎は弾性体と仮定して計算し、また地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床土上の有限長ばりとして設計した。なお、鋼管矢板基礎については、条件に応じて仮想井筒ばりとして設計した。構造材料の強度、及び剛性は公称値を用い、地盤材料の物性値は平均値を用いた。

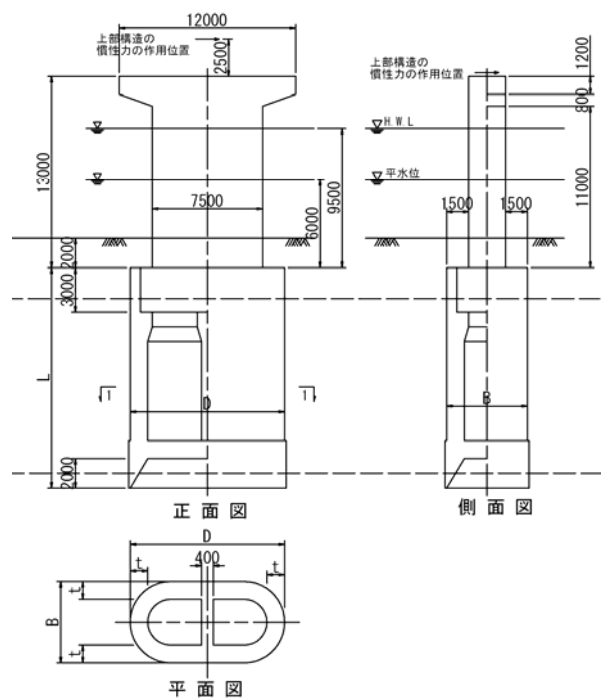


図-9 試算対象基礎形状(ケーソン基礎)

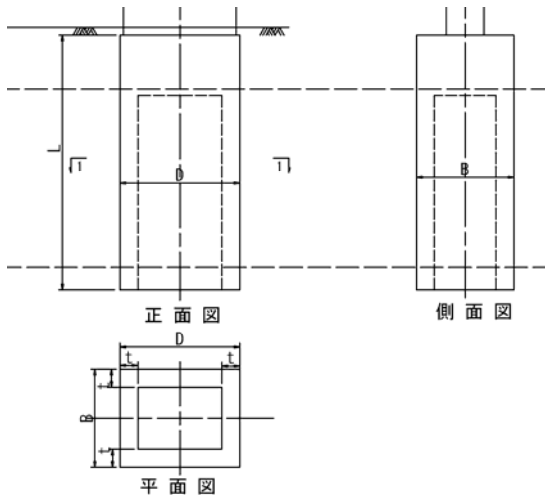


図-10 試算対象基礎形状(地中連続壁基礎)

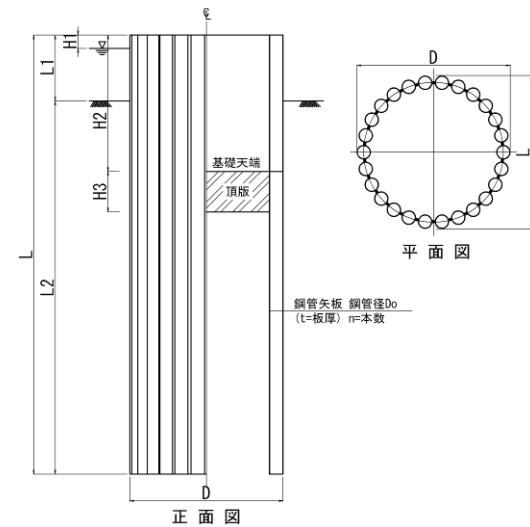


図-11 試算対象基礎形状(鋼管矢板基礎)

表-20 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
基礎幅	B(m)	5.5	5.5	5.5	5.5
	D(m)	10.5	10.5	10.5	10.5
部材厚	t(mm)	1200	1200	1200	1200
主たる地盤		砂質土及び粘性土			

表-21 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
基礎幅	B(m)	6.5	8.0	6.5	8.0
	D(m)	8.0	11.0	8.0	11.0
部材厚	t(mm)	1200	1500	1200	1500
主たる地盤		砂質土及び粘性土			

表-22 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、弾性床土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。

表-23 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	$E(kN/m^2)$	11,200
		N 値=17 相当	$E(kN/m^2)$	11,900
	粘土 地盤	N 値=2 相当	$E(kN/m^2)$	1,400
		N 値=3 相当	$E(kN/m^2)$	2,100
	支持層	N 値=50 相当	$E(kN/m^2)$	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_{ip}	1.10,0.69 0.76,0.45
地盤 定数	砂質 地盤	N 値=25 相当 (S-P-2)	$E(kN/m^2)$	17,500
		N 値=22 相当 (S-P-4)	$E(kN/m^2)$	15,400
	粘土 地盤	N 値=3 相当 (S-P-1, S-P-3)	$E(kN/m^2)$	2,100
	支持層	N 値=50 相当	$E(kN/m^2)$	35,000

2.5.3 部分係数の計算手順

基礎の部材設計に関する部分係数の全体的な検討手順は、図-3 及び図-4 に示したとおりであり、ここでは、具体的な部分係数の計算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(20)のように表すことができる。

$$G = \ln(R) - \ln(Q) = \ln(R/Q) \geq 0 \quad (20)$$

$G=0$ 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。

$$N(\mu_G, \sigma_G) = N\left(\mu_{\ln(R)} - \mu_{\ln(Q)}, \sqrt{\sigma_{\ln(R)}^2 + \sigma_{\ln(Q)}^2}\right) \quad (21)$$

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。 μ_G 及び σ_G は図-12 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) を適用すれば、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。信頼性指標 β は照査における安全余裕で、現行の道路橋示方書に当てはめると安全率に相当するものと考えることができる。

$$\beta = \mu_G / \sigma_G \quad (22)$$

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。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{\ln(Q)} &= \ln(\mu_Q) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(Q)}^2 \\ \sigma_{\ln(Q)}^2 &= \ln\left(1 + \frac{\sigma_Q^2}{\mu_Q^2}\right) = \ln(1 + \text{cov}_Q^2) \\ \mu_{\ln(R)} &= \ln(\mu_R) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(R)}^2 \\ \sigma_{\ln(R)}^2 &= \ln\left(1 + \frac{\sigma_R^2}{\mu_R^2}\right) = \ln(1 + \text{cov}_R^2) \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

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安全係数 Ψ 及び Φ は、次式より求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \Psi &= \frac{1}{\sqrt{1 + \text{cov}_Q^2}} \exp(-\alpha_Q \cdot \beta_T \cdot \sigma_Q) \frac{\mu_Q}{Q_n} \\ \Phi &= \frac{1}{\sqrt{1 + \text{cov}_R^2}} \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_R) \frac{\mu_R}{R_n} \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

ここに、 α_Q 及び α_R は感度係数で、式(25)のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_Q &= \sigma_{\ln(Q)} / \sigma_G \\ \alpha_R &= \sigma_{\ln(R)} / \sigma_G \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

以上のように、許容される不良率または目標信頼性指標 β_T を定めれば、自動的に、荷重と抵抗の不確実性が照査に与える感度の大きさの両者が考慮され、荷重係数 Ψ 、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。例えば、重要度の高い橋梁の基礎に関する設計では、荷重と耐力に関してばらつきの影響を考慮するだけでなく、より大きな信頼性指標を設定し、十分な安全余裕を確保することができるようにすること等が必要である。その必要な安全余裕 (信頼性指標) の考え方のひとつとして、現行の道路橋示方書と同等の安全余裕を確保できるように信頼性指標を設定する方法が考えられる。今後、信頼性に基づく部分係数設計法が導入されるにあたり、得られる設計結果が H14 道示と同等の安全余裕を有しているのであれば、新しい設計法へのスムーズな移行も期待できる。したがって、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。

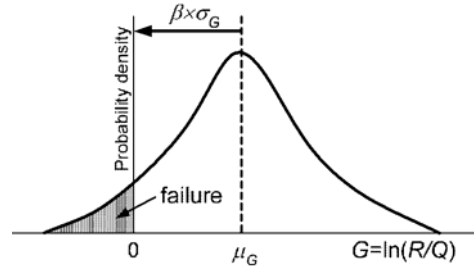


図-12 性能関数 G の確率分布の概念図

2.5.5 部分係数の計算 (レベル1地震時)

2.4 で示した不確実性の影響を考慮して、表-24 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 を計算する。部分係数の計算にあたっては、一般的に地震時照査がクリティカルになることから、ここでは、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する。

なお、鋼管矢板基礎は、仮締切りを兼用した構造であることから、H14 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 $\sigma(=\sigma_1+\sigma_2)$ で評価している。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を基本として、表-24(b)のとおりとした。

表-24 レベル1地震時の部材設計における照査式

(a) ケーソン基礎・地中連続壁基礎

	弾性限界点	最大強度点
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	—	$\Psi_u S \leq \Phi_u S_u$

(b) 鋼管矢板基礎

	弾性限界点	最大強度点
曲げモーメント	—	$\Psi_u \sigma \leq \Phi_u \sigma_u (= \sigma_y)$

(1) 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の評価を行った結果を示す。

2.3に示した地盤抵抗の不確実性や各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、H14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 $M_{\text{道示}}$ 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_i を $P_M = M_i / M_{\text{道示}}$ として無次元化して統計量を整理した。また、せん断力においてもこれと同様に、H14道示にしたがって計算した発生せん断力の最大値 $S_{\text{道示}}$ 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_i を $P_S = S_i / S_{\text{道示}}$ として無次元化して統計量を整理した。表-25にケーソン基礎、表-26に地中連続壁基礎における発生断面力の統計量をそれぞれ示す。ここで、表-25に示すケーソン基礎の結果は、水平方向断面における発生断面力のばらつきを、表-26に示す地中連続壁基礎の結果は、鉛直方向断面力と水平方向断面における発生断面力のばらつきを示している。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。このようにして決定した基礎諸元に対して求める部分係数は、全く意味をもたないことから、ケーソン基礎の鉛直方向断面は省略することとした。また、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_{M1} 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、区分して整理を行わないこととした。さらに、試行計算で考慮した不確実要素のうち水平方向地盤反力係数 k_H については、推定方法による違いを表-5のとおり考慮したが、N値が5未満の土質でN値よりを推定する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、表中に示す発生断面力の変動係数COV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()内に示した。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、柱状体基礎の場合、表-3に示したように、常時及びレベル1地震時から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であるといえる。また、ケーソン基礎はコンタクトグラウトの有無により表-3に示した地盤反力係数に乗ずる α_k が1.0、1.5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、区分して整理を行わなかった。

表-25及び26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。

表-27に、鋼管矢板基礎について、モンテカルロシミュレーションにて得られる最大応力度の値 σ_i を $P_\sigma = \sigma_i / \sigma_{\text{道示}}$ として無次元化して統計量を整理した結果を示す。鋼管矢板基礎は、常時及びレベル1地震時には地盤抵抗要素を線形と考える。このため、ケーソン基礎や地中連続壁基礎と異なり、発生応力度のばらつきには、水平方向地盤反力係数 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、表中のcaseは、表-4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-25 ケーソン基礎の発生断面力に関するばらつき(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
水平方向	C-P-1 C-P-2	P_{MO}, P_{MI}	平均値 μ	0.83-0.93	0.85-0.95	0.88-0.95
			変動係数 COV	0.05-0.11(0.16)	0.07-0.14(0.15)	0.09-0.11(0.13)
	P_S		平均値 μ	0.83-0.93	0.86-0.90	0.87-0.93
			変動係数 COV	0.05-0.10(0.15)	0.07-0.13(0.14)	0.05-0.10(0.11)
	C-A-1 C-A-2	P_{MO}, P_{MI}	平均値 μ	0.84-0.98	0.87-0.95	0.91-0.99
			変動係数 COV	0.05-0.12(0.16)	0.14-0.20(0.20)	0.12-0.21(0.19)
		P_S	平均値 μ	0.86-0.97	0.88-0.96	0.94-0.99
			変動係数 COV	0.04-0.10(0.13)	0.12-0.18(0.17)	0.10-0.16(0.17)

表-26 地中連続壁基礎の発生断面力に関するばらつき(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
水平方向	C-P-1 C-P-2	P_{MO}, P_{MI}	平均値 μ	0.79-1.02	0.87-1.48	0.85-1.39
			変動係数 COV	0.09-0.19(0.24)	0.51-0.84(0.88)	0.26-0.41(0.48)
	P_S		平均値 μ	0.79-1.19	0.94-1.73	0.92-1.63
			変動係数 COV	0.11-0.19(0.24)	0.47-0.53(0.75)	0.28-0.36(0.75)
	C-A-1 C-A-2	P_{MO}, P_{MI}	平均値 μ	0.81-1.03	0.87-0.92	0.87-1.49
			変動係数 COV	0.10-0.18(0.22)	0.44-0.49(0.45)	0.38-0.48(0.64)
		P_S	平均値 μ	0.81-1.15	0.92-0.96	0.89-1.59
			変動係数 COV	0.10-0.18(0.22)	0.39-0.41(0.45)	0.33-0.60(0.85)
鉛直方向	C-P-1 C-P-2	P_{MO}, P_{MI}	平均値 μ	1.00-1.01	1.00-1.04	0.99-1.04
			変動係数 COV	0.03-0.04(0.05)	0.07-0.09(0.11)	0.05-0.07(0.09)
	P_S		平均値 μ	0.99-1.00	0.97-1.01	0.97-1.00
			変動係数 COV	0.00-0.06(0.07)	0.06-0.10(0.17)	0.04-0.09(0.13)
	C-A-1 C-A-2	P_{MO}, P_{MI}	平均値 μ	1.00-1.02	0.97-1.05	0.97-1.05
			変動係数 COV	0.05-0.06(0.07)	0.10-0.12(0.15)	0.08-0.10(0.12)
		P_S	平均値 μ	1.00-1.00	0.94-1.01	0.97-0.98
			変動係数 COV	0.03(0.13)	0.06-0.37(0.39)	0.24-0.26(0.33)

表-27 鋼管矢板基礎の発生断面力に関するばらつき(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 COV $_{kH}$ =25%	case-2 COV $_{kH}$ =45%	case-3 COV $_{kH}$ =60%	case-4 COV $_{kH}$ =70%	case-5 COV $_{kH}$ =100%	case-6 COV $_{kH}$ =100%
S-P-1,2,3,4	P_G	平均値 μ	1.01-1.03	1.01-1.07	1.01-1.11	1.01-1.14	1.01-1.22	0.90-1.21
		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	0.06-0.14

(2) 部材耐力の不確実性の評価

ここでは、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。

2.4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。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、H14道示にしたがって計算した発生曲げモーメント $M_{\text{道示}}$ -曲率 $\phi_{\text{道示}}$ 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_r -曲率 ϕ_r を降伏、終局の損傷イベント毎に $M_r/M_{\text{道示}}$ 、 $\phi_r/\phi_{\text{道示}}$ を算出し、その統計量から部材抵抗のばらつきを設定する。表-28に部材耐力のばらつきの評価結果を示す。結果的に、降伏時、終局

時に関わらず、また、曲げモーメント、せん断力に関わらず、ばらつきは変わらないと判断して、同じばらつきで評価することとした。

表-28 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

(3) 信頼性指標 β の計算及び目標信頼性指標 β_T の設定

H14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 と感度係数

α を計算した結果を整理する。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-29～31に示す。この結果から、感度係数に着目すると、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 のほうが大きい。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、目標信頼性指標 β_T を設定する。表-32に目標信頼性指標 β_T の設定結果を示す。

表-29 ケーソン基礎の信頼性指標 β 及び感度係数 α (レベル 1 地震時)

基礎 検討 モデル	不 確 実 性 要 素 水平方向地盤反力 係数 k_H	曲げモーメントに対する検討				せん断力に対する検討		
		信頼性指標 β		感度係数 α		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	最大強度点	部材耐力 α_p	発生断面力 α_Q
C-P-1	case-1,2,3,4	2.2-4.0	2.6-4.5	0.59-0.88	0.47-0.81	1.5-4.9	0.61-0.90	0.44-0.79
C-P-2	case-5,6	1.7-3.9	2.1-4.4	0.45-0.88	0.48-0.89	1.3-3.9	0.48-0.89	0.45-0.88
C-A-1	case-1,2,3,4	0.4-3.9	1.5-4.4	0.56-0.71	0.70-0.81	0.6-4.8	0.56-0.84	0.54-0.83
C-A-2	case-5,6	0.5-2.9	0.8-3.3	0.47-0.83	0.56-0.88	0.4-3.1	0.50-0.84	0.55-0.86

表-30 地中連続壁基礎の信頼性指標 β 及び感度係数 α (レベル 1 地震時)

(a) 水平方向

基礎 検討 モデル	不 確 実 性 要 素 水平方向地盤反力 係数 k_H	曲げモーメントに対する検討				せん断力に対する検討		
		信頼性指標 β		感度係数 α		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	最大強度点	部材耐力 α_p	発生断面力 α_Q
R-P-1	case-1,2,3,4	0.5-4.1	0.5-4.5	0.18-0.69	0.72-0.98	0.0-4.9	0.20-0.69	0.72-0.98
R-P-2	case-5,6	0.4-2.8	0.5-3.0	0.16-0.64	0.77-0.99	0.0-3.2	0.15-0.58	0.81-0.99
R-A-1	case-1,2,3,4	0.3-3.7	0.4-4.1	0.16-0.70	0.72-0.99	1.2-5.9	0.16-0.70	0.72-0.99
R-A-2	case-5,6	0.2-2.6	0.3-2.9	0.13-0.56	0.83-0.99	0.8-4.0	0.13-0.52	0.86-0.99

(b) 鉛直方向

基礎 検討 モデル	不 確 実 性 要 素 水平方向地盤反力 係数 k_H	曲げモーメントに対する検討				せん断力に対する検討		
		信頼性指標 β		感度係数 α		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	最大強度点	部材耐力 α_p	発生断面力 α_Q
R-P-1	case-1,2,3,4	2.0-3.5	3.2-5.1	0.75-0.95	0.30-0.67	1.4-3.5	0.68-1.00	0.0-0.58
R-P-2	case-5,6	1.9-3.6	3.1-5.2	0.67-0.95	0.31-0.74	0.6-3.4	0.51-1.00	0.07-0.86
R-A-1	case-1,2,3,4	1.9-3.3	2.9-4.9	0.63-0.90	0.43-0.78	1.5-4.4	0.26-1.00	0.0-0.96
R-A-2	case-5,6	1.8-3.4	2.8-4.9	0.55-0.90	0.43-0.84	1.5-4.3	0.26-1.00	0.0-0.97

表-31 鋼管矢板基礎の信頼性指標 β 及び感度係数 α

基礎検討 モデル	不 確 実 性 要 素 水平方向地盤 反力係数 k_H	曲げモーメントに対する検討		
		信頼性指標 β	感度係数 α	
		最大強度点	部材耐力 α_p	発生断面力 α_Q
S-P-1	case-1	4.30-5.40	0.76-0.92	0.39-0.65
S-P-2	case-2	3.30-5.40	0.61-0.89	0.45-0.79
S-P-3	case-3,4	2.50-5.40	0.50-0.89	0.45-0.79
S-P-4	case-5,6	1.70-4.90	0.50-0.76	0.65-0.86

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		曲げモーメント	—	3.5

(4) 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 を求める。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-33 にレベル1 地震時の部材設計に適用する部分係数 Ψ' の提案値を示す。これらの提案値は、表-34～36 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、H14 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り、各基礎形式によって、考慮している目標信頼性指標 β_T は異なっている。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。

表-33 部分係数 Ψ' ($=\Psi/\Phi$)の提案値

(a) 曲げモーメント照査

			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		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

			弾性限界点	最大強度点
ケーソン基礎 地中連続壁基礎		case-1,2,3,4	—	1.10
		case-5,6	—	1.50

表-34 ケーソン基礎の部分係数 Ψ' ($=\Psi/\Phi$)

不 確 実 要 素	曲げモーメントに 対する検討		せん断力に 対する検討
水平方向地盤 反力係数 k_H	弾性 限界点	最大 強度点	最大強度点
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

表-35 地中連続壁基礎の部分係数 Ψ' ($=\Psi/\Phi$)

(a) 水平方向

不 確 実 要 素	曲げモーメントに 対する検討		せん断力に 対する検討
水平方向地盤 反力係数 k_H	弾性 限界点	最大 強度点	最大強度点
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

(b) 鉛直方向

不 確 実 要 素	曲げモーメントに 対する検討		せん断力に 対する検討
水平方向地盤 反力係数 k_H	弾性 限界点	最大 強度点	最大強度点
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

表-36 鋼管矢板基礎の部分係数 Ψ' ($=\Psi/\Phi$)

不 確 実 性 要 素	曲げモーメントに対する検討
水平方向地盤反力係数 k_H	最大強度点
case-1	1.04
case-2	1.09
case-3,4	1.14-1.17
case-5,6	1.14-1.29

2.5.6 部分係数の計算 (レベル2地震時)

2.4 で示した不確実性の影響を考慮して、表-37 に示す照査式に対して目標信頼性指標 β_T を満足するための部分係数を計算する。ここで、レベル1 地震時の検討において、基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H の不確実性を表-6 のとおり推定方法毎に区分した。しかし、レベル1 地震時の検討結果より、地盤抵抗要素をバイリニア型として扱う場合には、水平方向地盤反力係数 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。このことから、レベル2 地震時の検討では、設計実務上に想定される範囲の上下限値を確認するものとして、地盤の変形係数を直接的に推定した場合(case-2)と標準貫入試験の N 値より推定した場合(case-5)の二通りを検討対象とした(表-38)。

目標信頼性指標 β_T は、レベル1 地震時の検討方針と同様に、現行の道路橋示方書が有する安全余裕を評価することによって設定するものとする。前述のとおり、レベル2 地震時の基礎については、降伏させないことが基本である。ここで、基礎の降伏の定義は、表-39 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系としての降伏と定義する。なお、部分係数の設定にあたっては、基礎の耐力照査とせん断

耐力照査に着目した検討を行う。

表-37 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-38 水平方向地盤反力係数の推定に関するばらつき

水平方向地盤反力係数 k_H の推定方法	バイアス λ	変動係数 COV_{KH}
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%

表-39 各基礎の降伏の定義

基礎形式	降伏の定義
ケーソン基礎	- 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	- 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押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押込み支持力に達したものと浮上りが生じたものと合計が、全鋼管矢板の 60% に達する。

(1) 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

ここでは、荷重側に考慮する橋脚基部断面における終局耐力 P_u のばらつきの評価を行った結果を示す。

橋脚の終局耐力 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-40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た計算値 k_{hu} 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うこととした。

表-40 RC橋脚の終局耐力に関するばらつき

橋脚が降伏する場合	平均値 μ	1.10
	変動係数 COV	0.04
橋脚が降伏しない場合	平均値 μ	1.10
	変動係数 COV	確定値

2) 基礎の降伏耐力のばらつきの評価

ここでは、抵抗側に考慮する基礎の降伏耐力のばらつきの評価を行った結果を示す。

基礎の降伏耐力のばらつきは、基礎の降伏震度 k_{hyF} のばらつきとして評価する。表-41に、H14道示にしたがって計算した基礎の降伏震度 k_{hyF} 道示 と、モンテカルロシミュレーションにて得られる基礎の降伏震度 k_{hyFi} を k_{hyFi} / k_{hyF} 道示 として無次元化して統計量を整理した結果を示す。ケーソン基礎や地中連続壁基礎に比べると、鋼管矢板基礎は変動係数が若干大きくなっている。

表-41 基礎の降伏震度 k_{hyF} に関するばらつき

ケーソン基礎	$COV_{KH}=0.45$	平均値 μ	1.24
		変動係数 COV	0.06
	$COV_{KH}=1.00$	平均値 μ	1.26
		変動係数 COV	0.05
地中連続壁基礎	$COV_{KH}=0.45$	平均値 μ	1.10
		変動係数 COV	0.05
	$COV_{KH}=1.00$	平均値 μ	1.10
		変動係数 COV	0.05
鋼管矢板基礎	$COV_{KH}=0.45$	平均値 μ	1.40
		変動係数 COV	0.14
	$COV_{KH}=1.00$	平均値 μ	1.38
		変動係数 COV	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

H14 道示にしたがって設計されるレベル2 地震時における基礎部材が有する信頼性指標 β と感度係数 α を計算した結果を整理する。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-42 に示す。この結果を踏まえて、目標信頼性指標 β_T を設定する。表-43 に目標信頼性指標 β_T の設定結果を示す。

表-42 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	設計震度
		α_{khyF}	α_{khp0}
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	設計震度
		α_{khyF}	α_{khp0}
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-43 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

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 を求める。表-44 にレベル2 地震時の部材設計に適用する部分係数 γ の提案値を示す。結果として、H14 道示にきいていされている補正係数 c_{df} と同等の値とした。これは、H14 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り、各基礎形式によって、考慮している目標信頼性指標 β_T が異なる。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。

表-44 部分係数 γ の提案値

	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 地中連続壁基礎 鋼管矢板基礎	1.1	1.0

(2) せん断照査の検討

1) せん断耐力のばらつきの評価

ここでは、抵抗側に考慮する基礎のせん断耐力 P_S のばらつきの評価を行った結果を示す。表-45に、H14道示にしたがって計算した基礎のせん断耐力 $P_{S\text{道示}}$ と、モンテカルロシミュレーションにて得られる基礎のせん断耐力 P_{Si} を $P_{Si}/P_{S\text{道示}}$ として無次元化して統計量を整理した結果を示す。

表-45 せん断耐力に関するばらつき

せん断耐力	平均値 μ	1.10
	変動係数 COV	0.10

2) 発生せん断力のばらつきの評価

ここでは、荷重側に考慮する発生せん断力 S のばらつきの評価を行った結果を示す。

表-46に、H14道示にしたがって計算した基礎に生じるせん断力 $S_{\text{道示}}$ と、モンテカルロシミュレーションにて得られる発生せん断力 S_i を $S_i/S_{\text{道示}}$ として無次元化して統計量を整理した結果を示す。

表-46 発生せん断力に関するばらつき

ケーソン基礎	COV $_{KH}$ =0.45	平均値 μ	1.09-1.20
		変動係数 COV	0.05-0.12
	COV $_{KH}$ =1.00	平均値 μ	1.01-1.20
		変動係数 COV	0.05-0.23
地中連続壁基礎	COV $_{KH}$ =0.45	平均値 μ	1.11
		変動係数 COV	0.04-0.06
	COV $_{KH}$ =1.00	平均値 μ	1.10
		変動係数 COV	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

現行の道路橋示方書にしたがって設計されるレベル2 地震時における基礎部材が有する信頼性指標 β と感度係数 α を計算した結果を整理する。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-47に示す。この結果を踏まえて、目標信頼性指標 β_T を設定する。表-48に目標信頼性指標 β_T の設定結果を示す。

表-47 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_{Fs}	発生せん断力 α_S
ケーソン基礎	COV $_{KH}$ =0.45	0.1	0.63-0.92	0.39-0.80
	COV $_{KH}$ =1.00	0.4	0.41-0.91	0.42-0.91
地中連続壁基礎	COV $_{KH}$ =0.45	0.3	0.84-0.92	0.40-0.54
	COV $_{KH}$ =1.00	0.4	0.83-0.88	0.47-0.55

表-48 目標信頼性指標 β_T

	目標信頼性指標 β_T
ケーソン基礎	0.0
地中連続壁基礎	0.0

4) 部分係数の設定

ここで、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 を求める。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。これは、H14 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り、各基礎形式によって、考慮している目標信頼性指標 β_T が異なる。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 Ψ' を見直す必要がある。

3. 軟弱地盤上に建設される橋台基礎の設計法に関する検討

3.1 軟弱地盤上の橋台基礎の課題

軟弱地盤上に構築される橋梁では、橋台背面土などにより常時偏荷重を受ける基礎で側方移動のおそれがある場合には、その影響について検討し、必要に応じてあらかじめ基礎地盤を十分に圧密させることや、現地盤への上載荷重の低減をさせるため橋台背面に軽量材料を用いた盛土構造とするなどの対策がとられている。さらに、地震時に流動化が生じるおそれのある橋台基礎については平成8年道路橋示方書より流動力を考慮した設計が行われている。

しかし、このような対策を講じて、側方流動により橋台の移動を生じる不具合が多く発生している。この要因としては、橋台前背面の高低差の見込みが適切でなく側方流動の発生の可能性を低く見込んでしまった場合や、橋台背面土や地盤改良の施工方法が適切でなかった場合などがある。これらについては教訓として取り纏めて周知し、改善を図っているところであるが⁹⁾、必ずしもこれらの配慮のみでは側方流動に対し十分に対応できない。このことから、設計、施工上の観点のみならず地盤の側方流動に対して橋台に変状が生じないような構造の検討とその設計法の構築が期待される。

側方流動力に対応する方法としては、側方流動力に十分抵抗できるような基礎とするか、側方流動力をいわば受け流すような基礎とすることが考えられる。前者は、例えば、杭の本数を増やすなどにより基礎の剛性を高めることであり、これまでも一般的に行われている方法ではある。しかし、このような対応をしても不具合の事例はあるうえ、コスト面などが課題となる。これに対して、後者については、従来あまり実用化されていないものの、例えば、壁体を流動力の生じる方向に平行に配置することで側方流動力を受け流すことができる可能性がある。このような構造は現在の道路橋示方書では前提とされていないが、壁体を筒状に構築した地中連続壁基礎が類似の構造として規定されている。このため、壁体を一方向に並行に配置した場合の側方流動力に対する抵抗特性が適切に評価できれば、すでに規定されている地中連続壁基礎の考え方を基本的に踏襲できると考えられる。

そこで、橋軸方向に並行に配置した壁体からなる基礎の設計法の構築を目指し、地中連続壁基礎協会との共同研究として開始した。平成22年度は、壁体に作用する抵抗特性を評価する基礎データを取得するために遠心実験を実施した。

3.2 橋台基礎を対象とした二次元遠心載荷実験の概要

前述のように、橋軸方向に並行に配置した壁体からなる基礎の設計法の構築には、壁体に作用する周面摩擦力や壁体部材の抵抗力(曲げ、せん断)、壁体と頂版の接合方法等に関する検討が必要となる。22年度は、流動力が作用したときに壁体に生じる周面摩擦力や発生曲げモーメントを評価するため、橋台の基礎に壁体を有する模型を用いた二次元遠心実験を行った。

実験ケースは、壁枚数、壁間隔、層厚をパラメータとした表-49に示す計4ケースである。

橋台躯体及び基礎は、1/80の縮尺を有する模型を用い、曲げ剛性が原寸の橋台と合うようにアルミ製とした。壁体の寸法は325×50×15mmである。地盤は支持層(珪砂7号+セメント改良体で作成)と粘性土層を模した軟弱層(カオリンで作成)の二層からなるモデルとした。以上の実験模型と計測点の配置等の例を図-13に示す。

準備段階として、橋台壁体部模型を設置した支持層及び粘性土層からなる軟弱層を土槽内に作成し80G場で自重圧密を行った後、土層表面の整形、橋台躯体部取付けを行った。これを80G場にした状態で、橋台背面部に設置した載荷板を1mm/minの速度で変位制御にて降下させ、橋台背面土による重量が盛土底面地盤に作用するとともに、盛土高が高くなる状態を再現した。

ここで、地盤の変形は、地盤側面に一定間隔毎に打った標点の動きを画像解析により追跡できるようにするとともに、橋台中央部前面地盤内にひずみゲージを貼付したりん青銅の板により最終変形を確認できるようにした。また、壁体の抵抗力については壁体の前背面及び底面に土圧計を設置した。なお、ここで壁体前面とは橋台前面側、背面とは橋台背面側をさす。壁体側面の土圧については直接測定していないが、流動力と上記抵抗力の差分として評価できると考えた。このほか、橋台躯体の挙動を確認するための変位計や、壁体の曲げモーメント分布を把握するためのひずみゲージを設置した。

表-49 二次元遠心模型実験ケース

Case	壁枚数	軟弱層厚	支持層厚	壁間隔
1	1	250mm (20m)	175mm (14m)	—
2	3	250mm (20m)	175mm (14m)	37.5mm (3m)
3	3	250mm (20m)	175mm (14m)	60mm (4.8m)
4	3	125mm (10m)	300mm (24m)	60mm (4.8m)

※ () 内は実寸換算値

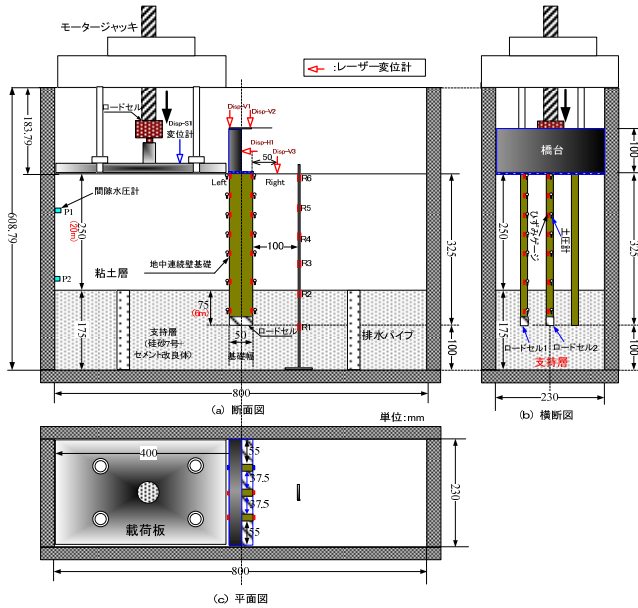


図-13 橋台基礎の二次元遠心模型実験概要(Case2 の例)

3.3 遠心実験結果

本文では、実験結果のみからある程度の解釈が可能な盛土高さと橋台水平変位の関係を中心に示す。なお、その他項目については、実験データのみの単純比較は困難なことから今後解析的アプローチによる検討とあわせて検討を行う予定である。

橋台の水平方向変位と盛土高さの関係(実寸換算)を図-14、盛土高 4m 時の橋台中央前面の地盤の変位分布を図-15、実験終了時点での地盤の変位を示す写真(Case1 と 3 のみ)を写真-1にそれぞれ示す。なお、図-15における地盤の変位分布は、側面につけたターゲットの画像解析から求めたものであり、実験結果から別途求めた地盤降伏時(3.2~4.5m)の盛土高に相当している。

壁が 1 枚の Case1 を基準とすると、同じ軟弱層厚で、壁枚数が多い Case 2 や 3 では、同じ盛土高に対する橋台の水平変位は大きく、さらに同じ枚数でも、壁間隔が狭い Case2 の方がさらに水平変位が大きくなっている。このことから、壁の枚数が多くなり、さらに、壁間隔が狭くなるほど、側方流動力に対して抵抗する力が大きくなり、結果として水平変位も大きくなっていると考えられる。盛土高 4m 時の地盤変位の分布とあわせてみると、Case1 と 2 では地表面付近で地盤の変位が 2.5~3.0m となっているが、橋台の水平変位はもっとも大きな Case2 でも 300mm 程度であった。Case2 は、現実的の施工性を考慮したうえでほぼ最小と考えられる壁間隔が 3m を想定したものであるが、この場合であっても、地盤の変位

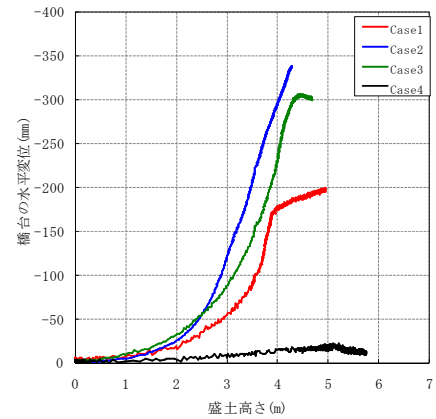


図-14 橋台の水平方向変位と盛土高さの関係

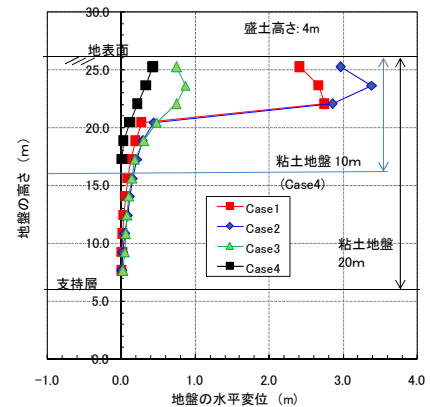
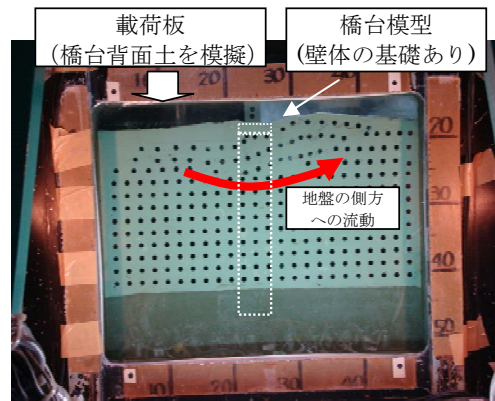
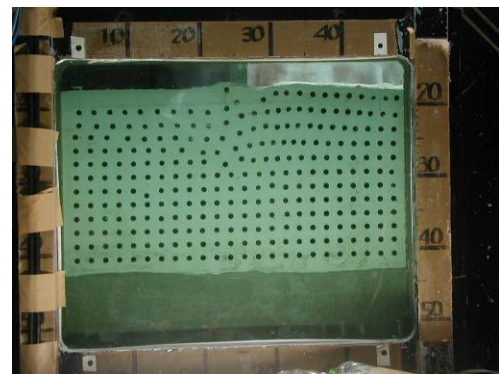


図-15 盛土高 4m 時の地盤変位分布



(a)Case1



(b)Case3

写真-1 実験終了時の地盤の変位状況

に対して橋台が追随する度合いを低減する効果が十分にあるといえる。

以上より、壁が 1 枚の場合は、軟弱土が壁の両側をすり抜けたため壁本体に作用する側方流動力が小さく、逆に、壁間隔が狭い場合は壁体の間を軟弱土がすり抜けにくくなり壁体に大きな力が作用したと考えられる。この確認は、土圧の分布や曲げモーメントの分布などとあわせることでできるものと考えられる。しかし、一部土圧データの欠測しており、実験データから直接的に確認することができないものがあるため、解析的なアプローチから取得できたデータを説明できるかを確認の上、この解析結果と合わせて今後評価を行う予定である。

なお、軟弱層厚が薄い Case4 については、盛土高が高くなっても地盤変位、橋台変位ともに他のケースと比べて小さく、この結果のみで他の Case との比較はできない。

4. まとめ

本文では、道路橋下部構造の柱状体基礎(ケーソン基礎、地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎)を対象に、レベル 1 地震時及びレベル 2 地震時における基礎の部材設計について、信頼性に基づく荷重抵抗係数設計法の導入における部分係数の検討を行った。それぞれ、現行の道路橋示方書の規定に基づいて設計された基礎が有する信頼性を評価し、その結果から定めた目標信頼性指標となるような部分係数を提案した。提案に際しては、地盤抵抗のばらつきに伴う発生断面力の変動が認められることから、地盤反力係数の設定を行う際の地盤調査法による推定精度

の違いや、抵抗側に比べて荷重側のばらつきが大きいことを踏まえて部分係数の提案を行った。

また、軟弱地盤上で側方移動力が作用した場合に対して橋台変位を低減できる基礎形式の設計法の構築を目的に、壁体を橋軸方向に並行に配置した基礎を対象として二次元遠心載荷実験を行った。この結果、壁間隔が狭いと地盤の側方流動が生じた際に、橋台基礎が抵抗し橋台変位を生じるものの、地盤の変位量に比べると相当程度橋台の移動を抑制できる可能性があることが確認できた。

参考文献

- 1)(社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説、平成 14 年 3 月
- 2) Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H. : Characterization of geotechnical variability, Table 7, *Can. Geotech. J.*, 36, pp. 612–624, 1999.
- 3) 土木研究所、「大きな抵抗を受ける杭基礎の地盤水平抵抗のモデル化について」、土木研究所資料第 4100 号、平成 20 年 3 月
- 4) 基礎構造物の限界状態設計に関する研究小委員会、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、p105、平成 7 年 5 月、土質工学会
- 5) 土木研究所、「橋梁基礎形式の選定手法調査」、土木研究所資料第 4037 号、平成 19 年 2 月
- 6) 土木研究所、「橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討 (その 2)」、土木研究所資料第 4174 号、平成 22 年 6 月

A STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR COLUMN TYPE FOUNDATIONS

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. We have completed calibrating the load and resistance factors for most commonly foundation types of shallow foundations and pile foundations. This study has dealt with column type deep foundations. The results in FY 2010 are as follows:

- 1) Reliability indexes of foundation members for foundations (caisson foundation, cast-in situ diaphragm wall foundation and steel pipe sheet pile foundation) which are designed by current design specification are evaluated. Moreover, partial factors of these members which are corresponding to target reliability index are proposed.
- 2) To propose the design method for wall type foundation that the wall foundations are arranged for longitudinal parallel direction of bridge, two-dimensional centrifuge tests were carried out and collect data such as friction and deformation distribution of walls.

Key words : deep foundations, load and factor design (LRFD), reliability based design, wall type foundation, lateral flow of soil