

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：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。

23年度は、現行設計法においてレベル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(地震荷重や土圧)のバランスが現行設計と変わること、橋脚躯体については現行設計に比べて鉄筋量が減少し、また、橋台基礎については基礎の規模が大きくなる可能性があることが明らかとなった。

キーワード：部分係数設計法，橋脚，橋台，荷重の不確実性の影響

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、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。

本年度は、H14道示に基づく設計法においてレベル1地震時の照査を満たす橋脚躯体及び橋台基礎を対象に、荷重係数を考慮した場合において断面諸元に与える影響について検討を行った。

2. 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方法

2.1 H14道示における部材照査及び安定照査の考え方と課題

H14道示では、下部構造の部材の設計においては、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。

また、基礎の安定照査では、前述の割増係数のように各荷重組合せに対して1つの値が設定されているのではなく、照査項目毎に異なった安全率(安全余裕)が設定されている。例えば、杭基礎を例にすると、常時に対して押し込み支持力に対しては3、引抜きに対しては6である。

しかし、いずれにおいても現行の照査手法は、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体系的に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、要求性能を満たす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 道示における部材照査

照査項目	発生応力度 < 許容応力度
*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、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。	

2.2 設計値の設定

過年度までの検討では、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として、信頼性理論に基づき下部構造が有する信頼性指標の評価や、目標信頼性指標に応じた部分係数の検討を行ってきた。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。

部分係数設計法における荷重の不確実性の考慮の方法については、現在、国土技術政策総合研究所において検討が進められているところである。ここでは、橋を構成する部位・部材に生じうる断面力を活荷重や地震、風など荷重のばらつきを考慮したうえでシミュレーションし、100 年間に生じうる最大断面力の確率分布を求め、これと H14 道示に基づいて求められた断面力を比較検討し、荷重係数を設定することで検討が進められている²⁾。このシミュレーションを行うに際しては、荷重組合せの割増係数は、発生頻度を補正するためのものであると仮定し、抵抗側である許容応力度ではなく、荷重側において考慮することとしている。従って、前述の H14 道示に基づいて求められた断面力とは荷重の割増係数 1.00 に換算したときの断面力を指しており、H14 道示に基づく設計でレベル 1 地震時に発生する断面力を例にとると、この値を荷重組合せの割増係数を 1.50 で除した値が比較すべき値となる。そこで、荷重側及び抵抗側の設計値を次のように考える。

荷重側においては、H14 道示において各荷重の設計で用いている値を荷重の特性値とする。また、荷重係数については、荷重側の検討状況を踏まえて表-2 のように設定をした。

後述するように、今回は H14 道示においてレベル 1 地震時に断面諸元が決定される場合を検討対象としていることから、地震の影響 (EQ) を含む組合せを対象としている。そこで、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 H14 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 H14 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影響するものとして扱うこととした。

抵抗側においては H14 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) と考える。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。

なお、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ないとして扱った。

表-2 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

2.3 試算対象構造と考慮した荷重係数の組合せ

試算対象としたのは、H14 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。

橋脚については、文献 3 に設計計算例が示されている鉄筋コンクリート橋脚を対象とした (図-1)。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-2 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-2 の組合せ 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-2 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-2 の組合せ a に対して検討を行った。

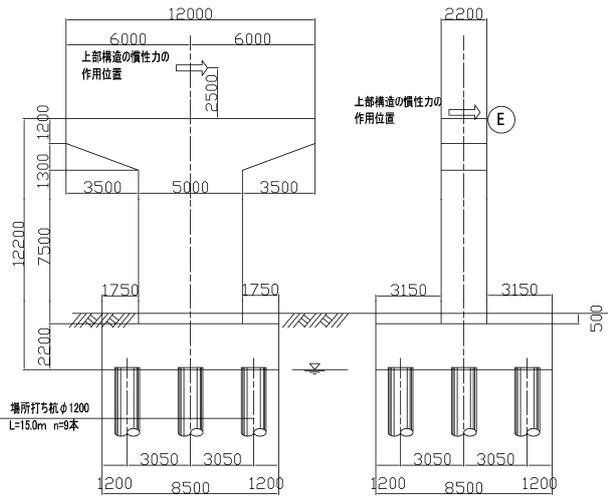


図-1 試算対象橋脚

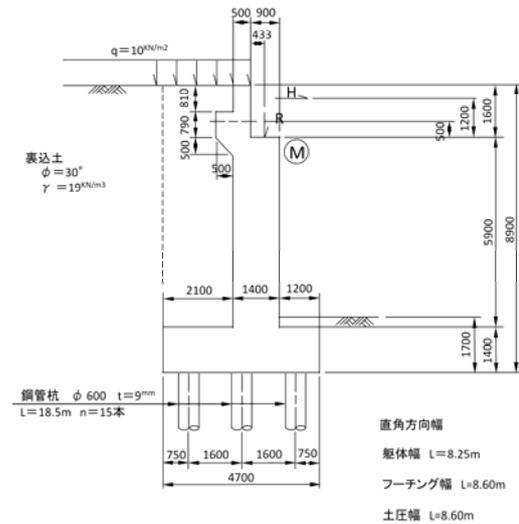


図-2 試算対象橋台

3. 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

3.1 橋脚躯体に対する影響

まず、H14 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-3に示す。

ケース1と3の比較を見ると、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、鉛直力については、現行設計では地震との組合せとして考慮されていない活荷重分が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、水平力の影響が支配的となるが、地震の影響に関する荷重係数が小さく水平力がH14道示の場合に比べて小さくなっていることから小さくなっていると考えられる。

他のケースも含めて、設計限界値（H14道示という許容応力度と同じ）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結果を表-4に示す。また、あわせて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-4にあわせて示す。

H14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では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入らず最小鉄筋量の規定に諸元が決定する結果となった。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い結果となる。なお、実際の設計において橋脚の軸方向鉄筋量はレ

表-3 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-4 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
圧縮鉄筋比		0.766	0.740	0.858	0.602
引張鉄筋比		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)

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、試算結果の評価の際には留意が必要である。

3.2 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、H14道示に基づいて求めた場合と、表-2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-5に示す。荷重係数を考慮した場合は、H14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-6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さない結果となった。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ていることによると考えられる。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ものの、それ以上に限界値が小さくなっているためである。これは、前述のように荷重係数を考慮する場合は荷重組合せによる割増係数分を限界値ではなく荷重側に見込むこととしているためである。これらの照査を満たすためには、H14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

本文では、H14道示に基づいてにおいてレベル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。荷重係数は、H14道示の設計で用いる荷重に対して、死荷重及び土圧に関しては大きく、地震の影響及び活荷重については小さく、それぞれ見込んだケースを考慮して検討を行った。

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、H14道示に基づく諸元と比べて、橋脚躯体については軸力が大きく水平力が低減することで鉄筋量が減少し、橋台基礎については土圧による水平力の増加により基礎の規模が大きくなる可能性があることが明らかとなった。

なお、本検討は、荷重係数が検討途中の段階であること、また、レベル1地震時で諸元が決定されると仮定し

表-5 橋台フーチング底面における発生断面力の比較

ケース	H14道示		表-2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-6 照査結果(橋台基礎)

ケース	H14道示		表-2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 (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

た場合のみを対象としていること、部材照査を全て断面力ではなく応力度で行うとした場合の試算であるなど、限定した条件の場合に対して得られた結果である。このため、荷重側の不確実性も考慮したうえでより汎用性のある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, 平成14年3月
- 2) T. TAMAKOSHI and K. NAKASU; Calibration of Load Factors for Highway Bridges Design, Proc. of 27th U.S. - Japan Bridge Engineering Workshop, 2011
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 平成9年3月

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 : Shoichi NAKATANI

Hideaki NISHIDA

Tetsuya KOHNO

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. 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.

In FY 2011, the impact given to the design of the RC pier column and abutment foundation by using of load factors was examined.

The results were as follows:

- 1) The size of the pier columns which were designed by using of load factors were smaller than the columns which were satisfied the current design code for Level 1 earthquake. This is mainly because the bending moment at the bottom of the pier became small since seismic force became small by use of loading factors.
- 2) The size of the pile foundations for abutment which were designed by use of load factors were larger than the foundations which were satisfied the current design code for Level 1 earthquake. This is mainly because the lateral force became large since earth pressure became large by using of loading factors.

Key words : load and factor design, bridge pier, abutment, uncertainty of load effect caused by load varification