

基礎構造物における限界状態設計法の現状

State-of-the-arts on Limit State Design of Foundations

石川和彦	Kazuhiko Ishikawa	(水野工学研究所)
平尾隆行	Takayuki Hirao	(中電技術コンサルタント(株))
荻島達也	Tatsuya Ogishima	(不動建設(株))

コンクリート標準示方書・鋼構造物設計指針をはじめ上部構造が限界状態設計法に移行しつつある現在、基礎構造物は未だに許容応力度設計法で設計され、様々な不都合が指摘されている。これを受け、各機関が限界状態設計法について、調査・研究を開始し、基礎構造物への限界状態設計法の導入が迫りつつある。

本報告は、平成7年度土質工学セミナー広島地区の活動成果として、限界状態設計法に関する情報を収集・整理し、限界状態設計法についての現状を報告するものである。

キーワード：限界状態設計法、限界状態、特性値、部分安全係数法、コードキャリブレーション (IGC H0)

1. はじめに

我が国においては、長年にわたりほぼ全ての構造物の設計に「許容応力度設計法」が用いられてきた。この許容応力度設計法は、ある外力の作用下で発生する構造物の応力度が、それを構成している材料の許容応力度を超えないように構造部材の寸法を決定する設計法である。通常、この許容応力度は材料の降伏応力の $1/2 \sim 1/3$ 程度で、挙動が弾性的とみなせる応力度の範囲内に設定されるため、別名「弾性設計法」とも呼ばれる。この設計法の特徴としては、発生する応力が許容値内に納まっていれば、つまり材料が弾性域内でのみ挙動すれば、外力によって部材に損傷が生じないと考える点にある。しかし、構造物の破壊に対する安全性を評価する場合には、材料が弾性域を越えて破壊するまでの塑性的性質が大きく関与するため、弾性理論に基づいた許容応力度設計法で破壊に対する安全性を正しく評価することは困難である。また、許容応力度を設定する際に導入される「材料安全率」も鋼材では約1.7、コンクリートでは3程度が用いられており、その決定には経験的な要素が多く、根拠が不明確で曖昧であることは以前から指摘されてきたことである。

このような背景のもと、材料強度や発生応力の算定に塑性的性質を取り入れて評価しようとする動き

が現れた。その主なものとして「終局強度設計法」や「極限荷重設計法」が知られている。この中で用いられている材料安全率は、材料の破壊強度を基準にしているため、理論的には許容応力度設計法より合理的であるが、その余裕の程度が定量的に求められているわけではない。

設計という行為の目的は、対象となる構造物の使用期間中に、その構造物に期待される機能を全うさせることにある。しかし、土木構造物は対象地域の自然環境に応じた現地一品生産という特殊性を有している。このため、設計という行為は多くの不確定要因を抱えたまま行われ、それ故、経済性の許す範囲内でできるだけ多くの余裕を見込まなければならないという宿命を持つ。不確定要因とは、作用荷重のばらつき、材料強度のばらつき、断面算定計算式の不正確さ、施工品質のばらつきなどが考えられるが、これまではこれらを一つの材料安全率、或いは強度・荷重係数として一括して取り扱ってきた。この点に、これまでの設計法の曖昧さと構造物の安全性が不明確であった原因がある。

本報告で取り上げる限界状態設計法は、この不明確な部分を確率論を用いてできるだけ定量的に評価し、合理的な設計体系を目指した設計法である。具体的には、設計において構造物の機能が失われる状

態を定義し、構造物がその状態に至る可能性を小さくするように強度と応力及びその安全性を決定する手法である。

本報告は、平成7年度土質工学セミナー広島地区の活動成果として、限界状態設計法に関する現状の情報を収集・整理したものである。

2. 限界状態設計法の概要

構造物の設計は材料を線形弾性体と考えた許容応力度設計法が主流であったが、前述のように時代の流れとともに材料の塑性的性質を取り入れた設計法へと変遷してきた。表-2.1に各設計法の考え方を簡単にまとめる。

表-2.1 設計法と強度・応力の算定方法

設計法	材料強度	発生応力
許容応力度設計法	線形弾性	線形弾性
終局強度設計法	塑性	線形弾性
極限荷重設計法	塑性	塑性

いずれの設計法においても、構造物の安全性確保のみに焦点がおかれており、構造物の破壊に対しての余裕度が不明確である。また、設計内容が十分に整理されていなかったり、設計の拠り所となる安全率や安全係数が経験的に決められているものが多い。

このような既往の設計法の持つ問題に対して、設計における様々な不確定要因を一つの安全率で評価するのではなく、不確定要因が何であるかをできるだけ明確にし、その影響を確率論等を用いてできるだけ定量的に評価し、出来上がる構造物が破壊に対してあるいは使用性に対してどの程度余裕を持っているのかを明確にするという観点から限界状態設計法が生まれた¹⁾。

限界状態設計法は確率論を基礎とした信頼性設計理論を拠り所としており、その定義は一般的に以下のようになされている。

「まず構造物の施工及び使用期間中に、この構造物が遂行すると予期されている機能を全うしなくなる状態（限界状態、すなわち設計において照査しなければならない状態）を明確に定義する。そしてその可能性が十分小さくなるように、出来るだけ信頼性理論の助けをかりて構造物を設計する方法である。」¹⁾

このように、限界状態設計法の特徴は、設計において照査しなければならない状態を明確に定義することと、信頼性理論の助けをかりて、限界状態に至る可能性を一定水準以下にすることの二点にある。

限界状態とは、その構造物の機能特性と密接な関わりがあり、構造物全体の崩壊はもちろんのこと、部分的な損傷や沈下などによりその機能を失うことも限界状態のひとつである。通常、構造物全体が崩壊するような状態を終局限界状態、構造物が通常の使用性に耐えられなくなる状態を使用限界状態といい、設計照査内容を区別している。また、設計に用いられる荷重レベルは、終局限界状態と使用限界状態とは異なる。つまり構造物の耐力を問題とする終局限界状態においては、その構造物の使用期間中にごく希にしか発生しないような危険側の荷重を用いる。これに対して、構造物の使用性、機能性を問題とする使用限界状態は、比較的頻繁に発生する荷重を用いる。

また、終局・使用各限界状態に至る可能性をできるだけ信頼性理論の助けをかりて設計するわけであるが、この信頼性理論の取入れ具合、換言すればどれだけ確率論を設計に取込むかによって、限界状態設計法は水準-1～水準-3の三種類に大別される。各水準と信頼性理論の利用状態は次のようである。

・水準-1：特性値の決定

部分安全係数の決定(コト・キリプレーション)

・水準-2：許容安全性指標の設定

・水準-3：全面的

各水準の具体的な設計方法の紹介は、紙面の都合上割愛するが、詳細は文献¹⁾に詳しく紹介されている。

現在、各基準類で限界状態設計法への移行作業が行われているが、そのほとんどが水準-1である部分安全係数法を採用している。

3. 基礎構造物への限界状態設計法導入の問題点

まず、限界状態設計法に関する議論の中でよく混同されて用いられている言葉をはっきりさせておく。荷重強度係数法(LRFD: Load and Resistance Factor Design)と部分安全係数法である。この両者はどちらも、以下の式を基本としている。

$$\phi \cdot R \geq \gamma \cdot S$$

ここに、 ϕ : 強度係数(<1)、 γ : 荷重係数(>1)

R: 断面の強度(抵抗値)

S: 作用荷重により発生する断面力

である。

限界状態設計法とは、強度や荷重、その他様々な不確定要因(バラツキ)をいかにして評価するかという問題であり、そのバラツキ評価のファクターをどの段階で設計に取り入れるかに違いがある。上式

において、部分安全係数法では強度(R)と断面力(S)に特性値としての概念が入っている。特性値とは、強度と断面力のバラツキが確率論的に同程度の影響、換言すれば確率論的な水準を一定にした、材料強度および荷重値のことである。つまり、部分安全係数法においては、特性値の中に強度と荷重のバラツキの影響は考慮されているということである。

一方の荷重強度係数法には、この特性値としての概念が入っておらず(公称値)、 $\phi(<1)$ と $\gamma(>1)$ に荷重と強度のバラツキを調整する役目があることになる。もちろん、その他の不確定要因の影響もこの ϕ 、 γ で調整する事となる¹⁾。

部分安全係数法では、強度、荷重のバラツキは特性値で考慮されるが、その他の未知要因を考慮すべく多くの安全係数が用いられる。用いられる安全係数は、①材料係数 γ_m 、②荷重係数 γ_f 、③部材係数 γ_B 、④構造解析係数 γ_A 、⑤荷重組合せ係数 Ψ の五つである。

しかし、土は以下に示すように、他の構造材料とは異なる特有の問題点を有する。

- ・土は自然材料であり、鋼やコンクリートのようにその強度特性を制御できない。
- ・土は基本的にその場所(地域性)、その時(一回性)にしか存在せず、過去に蓄積されたデータがそのまま転用できない。
- ・土質材料は、鋼やコンクリートに比較して、その力学的性質の幅が大きい。
- ・地盤データは調査・試験を行って求められるものであり、その時に生じるサンプリング、運搬、オペレータの技術等、避けることの出来ない偶発的、人為的な誤差が含まれる。
- ・試験方法によって強度が大きく異なる。
- ・土構造物には多くの破壊形態が存在するため、そのモデル化には多くの仮定が必要であり、それに応じた強度定数を用いなければならない。(解析法と強度定数をセットで用いる必要がある)
- ・均一な地盤は存在しない。

つまり、対象とする地盤の強度特性を定めることは非常に困難であるばかりでなく、仮に綿密な調査を実施して特性値を定め得ることができたとしても、その適用には慎重を要する。ここに、土・基礎構造物の材料強度を特性値として導入する難しさがある。

そこで、このような問題点を考慮するために前述の5つの安全係数意外にもさらに3つの安全係数が導入されている⁶⁾。

⑥地盤調査係数：地盤の強度(c 、 ϕ)の特性値が土質調査・試験の精度および信頼性に大きく依存していることを考慮するための係数。

⑦地盤抵抗係数：地盤の支持力の算定式等が不確定要素を含んでいるため、それを考慮するための係数。

⑧地盤特性係数：基礎の支持力の施工法及び施工管理方法によるバラツキや、載荷試験の実施等を考慮するための係数。

以上に示した合計八つの安全係数の定量化にあたっては、ひとつ大きな問題が考えられる。それは、設計・施工において発生する様々な不確定要因を、各々のバラツキ要因として、どのように分離・評価するかという問題である。現在のところは、これら不確定要因の統計的データの蓄積が十分でないため、統計的に部分安全係数を決定することは行われていない。このため、諸外国規準、現在検討中の国内基準ともコードキャリブレーションで部分安全係数が決定されている。

コードキャリブレーションとは、新しい設計基準に移行するにあたり、それまでの設計基準で保たれていた平均的な安全性の水準が確保できるように、新しい基準中の係数等を決定することをいう¹⁾。このような方法を取るのには、現状では安全性の水準をどの辺りにするか判断根拠がないために、とりあえず従来の水準に抛り所を求めざるを得ないためである。

また、これ以外の問題点として、新設計法を導入するにあたり設計理論がいかほど合理的であったとしても、新設計法で設計された構造物の形状、ボリュームが実績のある過去の設計法で設計されたものと大きくかけ離れたものとなると、新設計法の普及を疎外する恐れがあることが考えられる。

このような現状では、新設計法に移行したとしても現段階では現状以上の構造物の経済設計は望めないことになる。しかし、様々な安全係数を導入しておけば、これからの研究成果の蓄積により、安全係数を合理的な値に変更することが可能で、将来には所定の安全性を確保しつつ、経済的な設計が可能となるものと思われる。

4. 国内・外の現状と動向

基礎構造物の限界状態設計法に関する国外各基準については、限界状態設計法の導入を参考する国内各機関が様々な形で調査・整理し^{4)、7)、8)} 参考としているが、ここでは、地盤工学会(旧 土質工学会)基礎構造物の限界状態設計に関する研究委員会の「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」⁶⁾を参考に、国内・外の現状と動向について述べる。

4.1 海外諸標準

海外では1970年代から、基礎構造物に関する限界状態設計法が導入・確立されてきており、特にヨーロッパ、アメリカではほとんどの構造物に限界状態設計法が適用できる状態になっている。その主なものを表-4.1に示す。

表-4.1 海外の限界状態設計法による基準類⁷⁾

基準名	略称
Canadian Foundation Engineering Manual. 1985	CFEM
Ontario Highway Bridge Design Code. 1983	OHBDC
Rules for Design Construction and Inspection of Offshore Structures. 1977	DNV
Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures 1977, 1985	FIP
Standard Specifications for Highway Bridges. 1983	AASHTO

これらを調査・整理した結果は文献 7)に詳しい。

(1) AASHTO

米国のAASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials)制定の高速道路橋標準示方書において、1970年半ばに躯体より上部の構造に対してLRFD(荷重抵抗係数設計法)の適用が示されたが、下部構造に関しては依然許容応力度設計法が用いられていた。しかし、1992年には、下部構造においてもLRFDの導入が採択され、これにより上部構造と下部構造は同一の荷重を用いた設計が可能になり、設計の手法および思想の統一がなされた。

1) 想定される限界状態と荷重の組合せ

主な限界状態としては、基礎の構造物としての破壊および支持地盤の破壊による崩壊を指す終局限界状態と、基礎の沈下や過大な変位などによる走行性や排水機能等の喪失を指す使用限界状態がある。またその他の限界状態として、偶発的限界状態と疲労限界状態を設定している。限界状態と検討すべき荷重の組合せを表-4.2に示す。

表-4.2 荷重組合せおよび荷重係数⁶⁾

荷重組合せ 限界状態	永久 荷重	短期 荷重 ①	短期 荷重 ②	短期 荷重 ③	短期 荷重 ④	短期 荷重 ⑤	短期 荷重 ⑥	偶発 荷重	想定供用状態
終局限界状態-I	γ_D	1.70	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	無風下、通常車両走行
終局限界状態-II	γ_D	1.30	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	無風下、許可車両(トレーラーなし)走行
終局限界状態-III	γ_D	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	—	最大風速時、有意な活荷重なし
終局限界状態-IV	$\gamma_D, 1.50$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	死荷重効果/活荷重効果>7.0
終局限界状態-V	γ_D	1.30	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	—	風速25m/s、通常車両走行
偶発的限界状態	γ_D	0.50	1.00	—	—	1.00	—	1.00	単一特殊荷重の作用
使用限界状態-I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	—	風速25m/s、通常車両走行
使用限界状態-II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	—	—	供用期間中数回程度の超過車両走行
使用限界状態-III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	—	—	地域管轄下、許可された車両の走行
疲労限界状態	—	0.75	—	—	—	—	—	—	トラック走行頻度を考慮

【限界状態】

終局限界状態：強度および安定性に関する限界状態

使用限界状態：応力・永久変位・ひび割れに関する限界状態

【荷重】

永久荷重：部材・付属物の死荷重+N F+舗装等の死荷重+土圧+盛土荷重+上載土荷重

短期荷重①：活荷重+衝撃荷重+車両遠心力+制動荷重+歩道荷重

短期荷重③：構造物に作用する風荷重

短期荷重⑤：摩擦

偶発荷重：地震力、氷荷重、車両衝突荷重、船舶衝突荷重の内いずれか一つ

γ_D ：永久荷重に対する部分係数

偶発的限界状態：特殊条件下における強度に関する限界状態

疲労限界状態：応力振幅・疲労破壊に関する限界状態

短期荷重②：水荷重+流れの圧力

短期荷重④：車両等に作用する風荷重

短期荷重⑥：均一温度+温度勾配+クリープ+収縮+沈下の影響

2) 抵抗係数

抵抗係数はPerformance-Factorという形で抵抗値の公称値に一括して乗じる方法がとられている。この抵抗係数の決定方法に、従来の設計における安全レベルを確認の上で信頼性解析手法により目標とする安全性指標を設定し、これを満足する抵抗係数が決定されている。一方、統計データ量の少ない場合には、許容応力度法における安全率に対応する形で工学的判断を加味し抵抗係数が割り当てられる。例として表-4.3に、コードキャリブレーションの結果得られた打込み杭における終局限界状態に対する抵抗係数を示す。

表-4.3 打込み杭の抵抗係数 ϕ (括弧内は $1/\phi$)⁵⁾

項 目		押込み	引抜き
先 端 支持力	砂 質 土	0.45(2.2)	—
	粘 性 土	0.70(1.4)	—
周 面 摩擦力	砂 質 土	0.45(2.2)	0.35(2.9)
	粘性土	α 法	0.70(1.4)
		β 法	0.50(2.0)
		γ 法	0.55(1.8)
群 杭 (ブロック)	砂 質 土	—	0.55(1.8)
	粘 性 土	0.65(1.5)	0.55(1.8)
打設時計測解析		0.70(1.4)	—
載荷試験		0.80(1.25)	0.80(1.25)

3) 地震荷重

全ての橋梁は設計耐用期間を75年と想定し、地震被災後に要求される供用の程度と地域安全性確保への貢献度に応じて三つの範疇に分類され、そのうち“重要な橋梁”では、緊急車両の走行が要求され再現期間475年(50年超過確率10%)相当の基盤加速度が与えられる。“特に重要な橋梁”においては、全交通の通行確保が必要とされるため2500年の再現期間が考慮される。

(2) Eurocode

Eurocode(Structural Eurocode)は制度的には欧州連合(EU)の建設指令(CPD/89/106/EFX)に規定されている6つの基本条件のうちの1つ「力学的耐力と安定性」に対応する解釈文書(ID)的なものと位置付けられる。欧州標準化委員会はEurocodeを制定するために、1990年5月にCEN/TC250“Structural Eurocode”を設置した。

Eurocodeは現在もお制定作業中であり、その一部が欧州規格案(ENV, Prestandard)として発行されている。試行期間を経て将来欧州規格(EN, European Standard)となる。基礎構造の設計に関与するものは、Eurocode7,

Part1, 4th Version, 1993である。関連するものに、ENV 1991-1, Eurocode1, Part1, Version sent to CEN/CS, August 1994(設計の基本)がある。Eurocode1のうち荷重関係は未だドラフトもできあがっていない状況にある。

1) 想定される限界状態と荷重の組合せ

Eurocodeでは、使用限界状態、終局限界状態につき各々3つの場合を想定して作用の組合せを示している。しかし、基礎構造に関与するEurocode7、特に杭基礎についてみると、限界状態は終局限界状態、使用限界状態と分ける事なく、次のように提示されている。

① 全体的な安定性を失うこと

② 杭基礎の支持抵抗が破壊すること

③ 杭基礎の浮上りもしくは不十分な引張り抵抗

④ 基礎の水平力による地盤の破壊

⑤ 圧縮、引張、曲げ、座屈、せん断による杭の構造的破壊

⑥ 地盤と杭の複合破壊

⑦ 地盤と構造物の複合破壊

⑧ 過度の沈下

⑨ 過度のヒービング

⑩ 受容しがたい振動

また、Eurocode7では作用の組合せについては示されていない。

2) 抵抗係数

設計法のレベルとしては部分係数法であり、基本的には既存の規準とのキャリブレーションにより係数を決める。

しかし、広大なヨーロッパを1つの規準でまとめようとしても、例えば北欧と地中海側とは気候や地質も大きく異なることからかなりの困難が伴うといわれている。

3) 地震荷重

Eurocode1の終局限界状態の作用組合せの中に、“地震作用設計状況の組合せの場合”としての考慮はあるものの、再現期間等の記述は見あたらない。

これは、Eurocode制定に積極的な北欧各国は地震荷重が支配的な荷重となることが少ないためと考えられ、地震環境の比較的厳しい南欧各国との隔たりが大きく、この点でもEurocodeの欧州規格(EN)化の困難性が伺える。

4.2 国内基準

(1) 鉄道構造物

鉄道構造物の設計においては、平成2年度にコンクリート構造物および鋼・合成構造物に限界状態設計法が導入され、平成3年12月にはその扱いについて運輸省から関係各所に通達され、上部工の設計を限界状態設計法で行うことができるようになった。基礎においても平成2年度から5年間の予定で(財)鉄道総合研究所を事務局として「基礎・抗土圧構造物設計標準に関する委員会」が設けられ限界状態法に基づいた基準作成が行われた。昨年度(平成6年度)がこの原案作成の最終年度であったが、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震により鉄道構造物に多くの被害が生じたため、設計震度の見直し等の作業を行っており、未だ設計標準化には至っていない。

1) 想定される限界状態と荷重の組合せ

草案である、「限界状態設計法による基礎構造物設計指針(案)」⁶⁾(1992)の段階で基礎の限界状態と荷重の組合せは表-4.4に示すとおりである。

この時点で既に草案の取りまとめは最終段階にあり指針内容もかなり具体化している。

表-4.4 鉄道構造物における限界状態と設計荷重⁶⁾

限界状態		設計荷重の組み合わせ
使用限界状態1	常に作用する荷重に対して所要の使用性と耐久性を失う状態	永久荷重
使用限界状態2	しばしば作用する荷重に対して、所要の使用性と耐久性を失う状態	永久荷重+変動荷重
終局限界状態	稀に発生する荷重に対して機能や安定を失う状態	永久荷重+主たる変動荷重 +従たる変動荷重
地震時使用限界状態	中規模地震に対して、使用性と耐久性を失い変位が降伏点を越える状態	永久荷重+従たる変動荷重 +中規模地震荷重
地震時終局限界状態	大規模地震に対して、致命的な損傷や変位を生じ安定や機能を失う状態	永久荷重+従たる変動荷重 +大規模地震荷重

2) 抵抗係数

同じく、「限界状態設計法による基礎構造物設計指針(案)」⁶⁾(1992)に示された、設計に用いる標準的な安全係数の値は表-4.5に示すとおりである。

部分安全係数について基礎構造物に特有な3つの係数をみると、地盤調査係数は全て1.0としている。これは、試験法の相違がどの程度特性値に影響するのか不明であることや、土質定数に直接乗じる係数であるため結果に

表-4.5 基礎構造物設計に用いる標準的な安全係数の値⁶⁾

限界状態			地盤に関する係数			構造体に関する係数				
			地盤調査係数 γ_s	地盤抵抗係数 γ_r	地盤特性係数 γ_p	材料係数		部材係数 γ_b	構造物係数 γ_i	記事
	荷重係数 γ_f	構造解析係数 γ_a				コンクリート γ_{mc}	鋼材 γ_{ms}			
1	1.0	1.0	1.0	0 ~ 0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0 ~ 1.2	
2	1.0 ~ 1.2	1.0		0.15 ~ 0.67	1.0	1.3	1.0 (1.05)	1.15 (1.30)	1.0 ~ 1.2	
	1.0	1.0		0.3 ~ 1.1	1.0	1.0	1.0 (1.05)	1.0 (1.15)	1.0 ~ 1.2	中地震時
3	1.0	1.0		1.0	1.0	1.3	1.0 (1.05)	1.0 (1.15)	1.0 ~ 1.2	大地震時

()内はコンクリートの強度により定まるせん断耐力の算定に用いる

鋭敏に反映されるなどが原因と思われる。地盤抵抗係数は、この不確定要素が未だ解明されていないため、現行の基礎標準に定める安全率および安全係数を考慮して定めている。つまり、現行設計基準における安全率の逆数に乗じる形をとっている。地盤特性係数は、基礎の施工法や施工管理方法によるバラツキや載荷試験の実施等を考慮するための係数であるが、現段階ではやはりすべて1.0を採用している。施工法などの影響の解明は難しいにしても、載荷試験を実施して直接、基礎体の強度を把握しているにも関わらずその見返りが無いことになるためこの点は改善が望まれるところである。例えば、表-4.3に示すようにAASHTOでは、載荷試験の実施時には抵抗係数の割増しが考慮されている。限界状態設計法は土質定数や載荷試験・施工管理方法などのデータ蓄積が必須である以上、こういった行為を積極的に実施させるシステム、換言すれば金と手間のかかる行為を実施すれば、なんらかの優位性が与えられる安全係数の採用が望まれる。

3) 地震荷重

地震の発生は、通常ポアソン過程としてモデル化される⁹⁾。ポアソン過程を適用し、設計耐用期間を100年、この期間に想定すべき地震が1回以下発生する確率を90%と想定すると、設計想定地震の再現期間が約190年となる。この再現期間内に日本列島付近で発生する規模は概ねマグニチュード8が上限となっていることから、これを想定地震規模として設計水平震度の基準値 $K_{h0}=1.0$ を求めている²⁾。基礎の設計に用いる地震加速度の試算を行うと、Ⅲ種地盤で700gal、同様の試算によるAASHTOでは1005galになり、指針(案)の方が小さな値となっている。現在見直し作業中ではあるが、兵庫県南部地震の被害状況からしても”設計標準”として基準化される際の設計に用いる地震加速度は少なくともAASHTOと同レベルの地震動を想定する事になるものと思われる。

(2) 道路構造物

道路橋関係では、(財)国土開発技術研究センターにおいて1989年から3年間「道路橋下部構造の限界状態設計に関する調査研究委員会」が設けられ道路橋下部構造の限界状態設計法試案が作成され、その後引き続き(社)日本道路協会「橋梁委員会下部構造小委員会」において「限界状態設計法WG」が設けられ基準化に向けた研究が進められている。

1) 想定される限界状態と荷重の組合せ

試案において設定された限界状態と主な荷重を表-4.6に示す。

表-4.6 道路橋における限界状態と荷重⁷⁾

限界状態の定義		支配的な荷重
限界状態1	極めて稀に作用する荷重に対して構造物に壊滅的な損傷が生じない限界状態	偶発荷重 (大地震、衝突)
限界状態2	稀に作用する荷重に対して構造物にはほとんど損傷が生じない限界状態	異常時荷重(中地震、風荷重、稀に作用する活荷重)
限界状態3	常にまたはしばしば作用する荷重に対して、構造物の所要の使用性と耐久性が確保される限界状態	常時荷重 (死荷重、活荷重等)

限界状態のナンバリングが前出の鉄道構造物の指針(案)とは逆になっているものの限界状態の定義自体は大差ないといえる。

2) 抵抗係数

試案の段階では未だ示されていない。

3) 地震荷重

地震荷重については協会内の小委員会にて検討中であるが、ここでは大地震を想定した終局限界状態に近い考え方の「鉄筋コンクリート橋脚の地震時水平体力の照査」(道路橋示方書・同解説 V耐震設計編)および兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様(以下、復旧仕様)を参考に述べる。現行耐震設計編によると大正12年の関東大震災級を想定し、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値 k_{h0} を1.0としている⁹⁾。

一方、復旧仕様に示される k_{h0} は最大で2.0になっている。検討中とはいえ、この値は基準化における設計水平震度の決定に影響を与えると思われる。

5. おわりに

これまで、基礎構造物の限界状態設計法について概要、問題点、諸基準の現状などについて述べてきた。限界状態設計法は既往の設計法で曖昧であった安全率や不確定要素をできるだけ定量的に評価し、設計内容を明確化した合理的な設計法である。しかし、その合理性が最も端的に現れる部分安全係数の決定にコードキャリブレーションという曖昧さを残す手法を用いているため、現状では中途半端な設計思想となっている。

では、なぜ今限界状態設計法を導入する必要があるのか、という疑問が生じる。一つは、上部構造が次々と限界状態設計法に移行し、下部構造の設計と考え方の相違が生じていることが挙げられる。また、海外の諸規準が限界状態設計法に移行している状態から、我が国のみが許容応力度設計法に固執しては行かないということもある。実際、Eurocodeの欧州規格(EN)化は西暦2000年を目処にしているとの事であり、この動きはISO(国際標準化機構)と密接に関係しておりEN化と前後してISOの規準に取り入れられるということは充分に考えられる。ISOによる規準化は、我が国の諸基準に大きな影響を与えることは1960年国際度量総会から国内の「計量法」の改正を経て1999年10月1日を以て全面的に切り替わるSI単位系の例をみても明らかであろう。基礎構造物の設計に関して許容応力度設計法に固執して諸外国の動きに遅れることは海外工事の受注にも大きな障壁となることが考えられる。

そして何より、本年1月の兵庫県南部地震の被災例を見て、現設計法の限界を感じるとともに、あのような規模の地震が発生した際に構造物がどうなるのか、また、以後の復旧時にその構造物はどの程度供用できるのかを設計段階で把握しておく事は土木技術者としての責務といえる。限界状態設計法はそれができる設計法である。

それでも、我々実務者レベルでは“果たして安全か”、“経済性は”、“設計・発注実務はどうかかわるのか”、“そして何より”今後構造物がどう変わるのか”という様々な疑問が残る。

しかし、限界状態設計法を本来の統計量に基づく合理的な設計法に成長させ、その経済性においても有利な設計法にするためには、我々実務者の調査・試験・設計・施工に関するデータの蓄積が必要であり、その重要性を自覚して対処していくべきであると考えらる。

謝辞

今回の発表に際して、資料提供および貴重なご助言を頂いた、広島大学 日下部教授、森脇助教授、(財)鉄道総合研究所 奥村主任研究員および、共同研究者として多数のご助言を頂いた不動建設 村上喜代治主任をはじめ土質工学セミナー広島地区の各位に感謝致します。

参考文献

- (1) (社)土木学会編：構造物のライフタイムリスクの評価，pp. 8～12, 1988
- (2) (社)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物) pp410～420, 1992
- (3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp68～71, 1990
- (4) 基礎構造物の限界状態設計に関する委員会 限界状態の定義W. G.：基礎構造物における限界状態，土と基礎，Vol. 42, No. 9, pp. 9～14, 1994
- (5) (社)土質工学会 基礎構造物の限界状態設計に関する研究委員会：基礎構造物の限界状態設計に関するシンポジウム発表論文集，pp. 1～125, 1995
- (6) (財)鉄道総合技術研究所編：限界状態設計法による基礎構造物設計指針(案)，1992
- (7) (財)国土開発技術研究センター：道路橋下部構造物の限界状態設計法に関する調査研究報告書，1988
- (8) 奥村文直：限界状態設計法に関する海外の動向，土と基礎，Vol. 42, No. 9, pp. 45～50, 1994
- (9) (社)土木学会編：構造物の安全性・信頼性，pp. 103～107, 1974