

ラーメン橋脚における杭基礎の限界状態設計法 に関する基礎的研究

BASIC STUDY ON LIMIT STATE DESIGN OF PILE FOUNDATION SUPPORTING RIGID-FRAME STEEL PIERS

白木 渡* 松保重之**

By Wataru SHIRAKI and Shigeyuki MATSUHO

In this study, the Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC) of Canada is compared with the Japanese standard specifications of highway bridge by reliability analysis of rigid-frame pier and pile foundation system supporting three-span continuous box girder bridge. First, four typical types of pier structures with their pile foundations are selected out of the existing actual bridge structures constructed on Hanshin Expressway Network and are modeled so that they are amenable to analysis. Secondly, design of pile foundation is performed for pier structure according to the OHBDC of Canada and the present code of Japan. Combination of three actual load components (dead, live and earthquake load) is considered. Lastly, reliability levels of these two designs are compared.

1. まえがき

現在、道路橋の設計は、我国をはじめ、世界的趨勢として、確率論的手法に基づいた合理的な設計法としての限界状態設計法に移行されつつある。しかし、基礎構造に対しては、限界状態設計法の導入のための研究はかなり遅れており、ここ数年前からようやく緒についた段階である。その理由として、橋梁の基礎構造物は、土と構造物の挙動が複雑であり理想化された理論にのりにくく、複雑な塑性解析が必要となること、構造物の破壊事象、破壊規範が明確でないこと、荷重、強度に関する統計的性質が上部構造の場合ほど明らかでないこと等が挙げられる。しかしながら、基礎構造物は、上部構造からの荷重を安全かつ確実に支持し、長期にわたり、構造物が使用目的を果たすために欠くことのできない重要な部分であり、基礎構造物の橋梁全体に果たす役割は大きい。また、基礎構造物は、一度施工されれば、何か不都合なことが生じてもそれを補強・補修することは上部構造に比べ極めて困難である。さらに、橋梁の安全性は上、下部構造全体で評価すべきであり、両者の安全性のバランスを保つことが必要である。したがって、今後、橋梁全体の安全性を評価する上において、基礎構造物の確率論的手法に基づいた安全性評価に関する研究が望まれる。

上述のような観点から、著者らは既に我国の旧道路橋示方書¹⁾に基づく杭基礎の設計断面について考察を行っている²⁾が、本研究では、道路橋杭基礎構造物の信頼性解析の手法についてさらに考究し、平成2年に改訂された示方書³⁾に基づく設計断面、ならびに限界状態設計法で統一された示方書として評価の高いカナダオンタリオ州の道路橋設計規準⁴⁾・⁵⁾(以下、OHBD規準)に基づく設計断面の信頼性評価を行う。そして、これらの信頼性解析の結果を比較・検討を行うことによって、考察を加える。

信頼性解析においては、まず 対象とする道路橋として、阪神高速道路において現在供用されている標準的

* 工博 鳥取大学助教授 工学部土木工学科 (〒680 鳥取市湖山町南4丁目101番地)

** 工修 鳥取大学助手 工学部土木工学科 (〒680 鳥取市湖山町南4丁目101番地)

なもののうち、4種類の上部構造・橋脚（鋼製ラーメン橋脚）モデルを選定した。そして、各モデルの上部構造と橋脚を支える杭基礎構造物を現行設計法とOHB D規準に基づいて設計し、それら各モデルに実働荷重が作用した場合の杭基礎構造物の信頼性解析を行った。

2. 杭基礎の限界状態設計法

杭基礎の設計法の概略を、我国の現行設計法と、限界状態設計法としてのOHB D規準に基づいて述べる。

2. 1 現行の設計法

我国の現行の道路橋標準示方書の設計法である許容応力度設計法の杭基礎における基本概念は、

$$\sum_j P_j \leq R' (= R / \alpha) \quad (1)$$

で示される。ここに、 R' は許容支持力、 R は支持力公式、載荷試験等により得られた極限支持力、 α は安全率、 P_j は線形弾性理論で計算された、 j 作用荷重により杭頭に作用する外力である。

この方法では、設計照査式(1)に対する安全性の余裕は、構造物の規模に関わらず同一、かつ、従来の経験のみで規定された安全率 α (押込み支持力では常時3、地震時2)によってのみ配慮され、種々の欠点を有する。

2. 2 限界状態設計法

前節の設計法は、構造物の全うすべき機能のうち破壊に対する安全性だけが前面に出て、それ以外の限界状態における安全性の照査内容が不十分である等、設計内容が十分整理されていない。また、不確定性要因を信頼性理論を援用して、もっと合理的に扱うべきである。以上の観点から生まれたのが限界状態設計法である。その代表例であるOHB D規準の杭基礎に対する基本概念は、まず理論的または実験的に(終局)限界状態を定め、次にこの状態において式(2)の設計照査式

$$f \cdot R \geq \gamma_D \cdot D + \eta \cdot (\gamma_L \cdot L + \gamma_E \cdot E) \quad (2)$$

を満たすように、断面寸法等を決定する方法である。式中、 f は抵抗係数、 R は支持力公式、載荷試験等により得られた終局限界状態における支持力、 η は重要度係数(通常1.0)、 D , L , E は、死荷重(D)、活荷重(L)、地震荷重(E)により杭に作用する外力の規格値、 γ_D , γ_L , γ_E は、 D , L , E の荷重係数である。

荷重係数、抵抗係数等の部分安全係数は、主として、従来の構造および地盤の設計とのコード・キャリブレーションにより求められる。OHB D規準では、以下のように規定されており、本研究でもそれを使う。

荷重係数： $\gamma_{Dc}=1.25$ （現場打ちコンクリート）、

$\gamma_{Ds}=1.20$ （盛土）、 $\gamma_L=1.40$ 、 $\gamma_E=1.30$

抵抗係数： $f_\phi=0.80$ （摩擦力）、 $f_c=0.50$ （粘着力）、 $f_s=0.90$ （鋼）

以下、部分安全係数についてもう少し詳しく説明する。基礎の終局限界状態は、上述の荷重係数を用いた荷重の作用状態での支持力破壊で表される。荷重の規格値に基づく従来の支持力解析は、一般に安全率 $F=3$ に基づくので、死荷重(荷重係数 $\gamma_{Dc}=1.25$)のみの作用下での終局限界状態における部分安全係数は、地盤抵抗に対し有効安全率 $F'=2.4$ を与えなければならない。この安全率は活荷重(荷重係数 $\gamma_L=1.40$)の増加に伴って減少し、最小、 $F'=2$ まで減少する。もし提唱された部分安全係数 f_ϕ および f_c が十分でないと認められる場合、従来の安全余裕度を確保するために付加的な荷重修正係数および抵抗修正係数が必要となる。

杭基礎の設計におけるOHB D規準の特徴として、群杭効果による支持力の低減の程度の規定、杭が剛体として作用した時の支持力の低減の程度の規定、浮力、揚圧力の考慮、等が挙げられる。

3. 限界状態設計法による杭基礎断面の算定

本章では、対象構造物(上部工、橋脚)に対して、OHB D規準による限界状態設計法および我国の現行の道路橋示方書に従って杭基礎構造物を設計し、両者の断面を比較する。

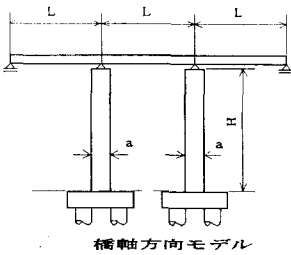
3. 1 対象とする構造物および地盤の諸元

本研究の対象構造物は、現行の許容応力度法により設計されて阪神高速道路において現在供用されている標準的な上部構造、橋脚モデルのうち4種のモデルを選定した⁶⁾。選定モデルの上部構造は、図1、2に示す4車線自動車専用的高架道路とし、各モデルとも同一の形状で、支間長 $L=40(\text{m})$ ，有効幅員 $18.2(\text{m})$ の3径間連続非合成箱桁橋とする。また、橋脚は一層門形鋼製ラーメン橋脚で、4つのモデルを考える。各モデルの橋脚部の諸元を表1に示す。基礎の設計は、図3に示す地盤条件のもとで、開端鋼管杭を用いて行う。なお、連続フーチングとし、 1m の土被りを仮定する。

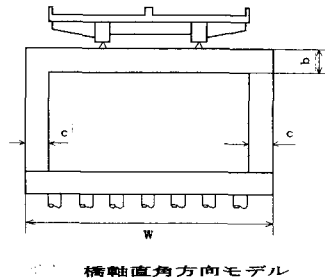
3. 2 限界状態の定義

杭基礎断面を算定するために必要な杭基礎の(終局)限界状態をOHB D規準に基づき定義する。

設計は、地震時(D+E)で行う。この場合、杭基礎は偏心荷重を受け、鉛直力とモーメントが作用する。OHB D規準では、偏心荷重を受ける杭基礎の終局限界状態における抵抗力は、図4に示すように、各々の杭



橋軸方向モデル



橋軸直角方向モデル

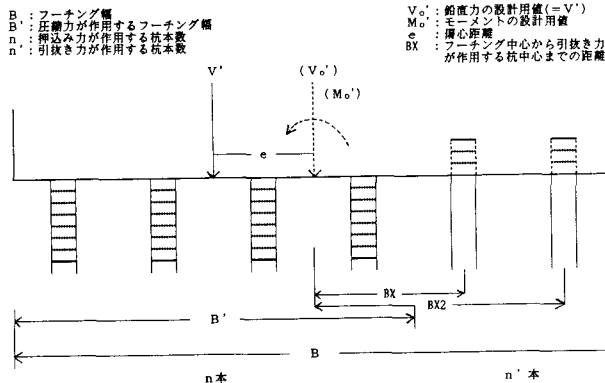
各種脚構造モデルの諸元

モデル NO.	支間長 $L(\text{m})$	橋脚全高 $H(\text{m})$	橋脚全幅 $W(\text{m})$	橋脚高 $h(\text{m})$	橋脚幅 $l(\text{m})$	梁柱厚さ $a(\text{m})$	梁高さ $b(\text{m})$	梁幅 $c(\text{m})$	梁部板厚 $t_1(\text{mm})$	柱部板厚 $t_2(\text{mm})$	橋脚自重 (t)
1	40.0	10.0	20.0	9.17	18.5	2.00	1.67	1.5	22.5	28.8	62.5
2	40.0	10.0	30.0	8.75	28.0	2.00	2.50	2.0	29.0	39.3	118.7
3	40.0	20.0	20.0	19.17	18.0	2.00	1.67	2.0	20.9	2.30	91.3
4	40.0	20.0	30.0	18.75	27.5	2.00	2.50	2.5	24.0	26.6	138.7

設計値			
層厚 (m)	N値	γ (t/m^3)	f (t/m^2)
2.40	12	1.4	0
4.00	0	1.6	0
6.30	10	1.7	0
12.00	2	1.5	2.0
4.70	4	1.6	4.0
8.20	6	1.8	1.2
8.00	50	2.1	10.0
5.80	8	1.6	16.0

地盤の柱状図

OHB D 規準 (限界状態設計法)



OHB D 規準の終局限界状態

がその終局限界状態を越えないように、有効幅 B' には均等の圧縮抵抗を、有効幅 $B-B'$ には均等の引張抵抗を受けるものと仮定している。ここで、幅 B のフーチング上における偏心量 e の合成荷重 P に対して圧縮ゾーンの有効幅 B' は下記に示す鉛直力と床板の圧縮側外縁回りのモーメントのつり合い式から求める。

$$\left. \begin{aligned} V &= n \cdot Q_{ti} - n' \cdot Q'_{ti} \\ V(B/2 - e) &= n \cdot Q_{ti} \cdot B'/2 - n' \cdot Q'_{ti} \cdot (B + B')/2 \\ B' &= n \cdot B / (n + n') \end{aligned} \right\} \tag{3}$$

ここに、 n は圧縮力を受ける杭の本数(支持力の設計用値 Q_{ti})、 n' は引張力を受ける杭の本数(支持力の設計用値 Q'_{ti})、 V は合成力 P の鉛直成分である。

参考のため、O H B D 規準の終局限界状態に対応する我国の現行設計規準の極限状態を図 5 に示す。我国の現行設計法では、この状態において杭に働く最大鉛直反力が、照査式(1)を満たすように設計されている。

3. 3 杭基礎の設計

ここでは、先に示した4つの橋脚モデルに対して、杭基礎の設計をO H B D 規準に基づき行う。

3.3.1 杭の支持力の設計用値の推定

(1)押し込み支持力の設計用値： 載荷試験または動的解析手法を用いて求める。動的解析手法には波動方程式による解析法、動的杭打ち公式、動的現場測定等がある。いずれの方法も用いない場合は、式(4)に示す杭の押し込み支持力公式により求めた値 Q_{ti} および式(5)に示す杭の断面圧縮耐力の設計用値推定式により求めた値 R_s に支持力修正係数($F_p=0.5$)を掛けた値 $F_p \cdot R_s$ 、および式(6)に示す値のうち、最小値を押し込み支持力の設計用値とする。

$$Q_{ti} = Q_{ti} + Q_{si} = A_i \cdot P'_L \cdot N_i + \sum f_{si} \cdot A_{si} \cdot dz \tag{4}$$

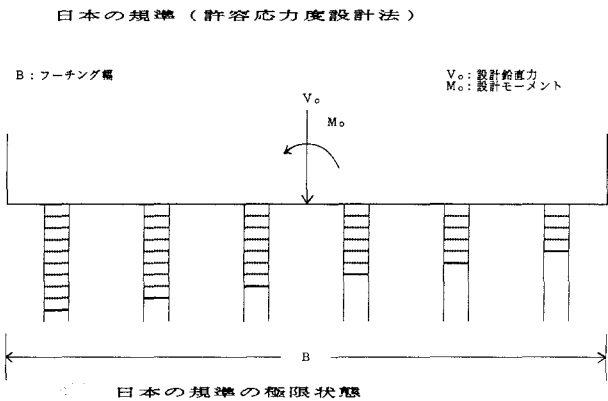
$$\left. \begin{aligned} \text{a)} & 0 \leq \lambda \leq 1.0 \text{ の時: } R_s = \phi \cdot A \cdot F_y \cdot (1.035 - 0.202 \lambda - 0.222 \lambda^2) \\ \text{b)} & 1.0 \leq \lambda \leq 2.0 \text{ の時: } R_s = \phi \cdot A \cdot F_y \cdot (-0.111 + 0.636 \lambda - 1 + 0.087 \lambda^{-2}) \\ \text{c)} & 2.0 \leq \lambda \leq 3.0 \text{ の時: } R_s = \phi \cdot A \cdot F_y \cdot (0.009 + 0.877 \lambda^{-2}) \end{aligned} \right\} \tag{5}$$

$$2.5E \cdot A_p / C \tag{6} \quad (2.5E/C = 100 \times 10^3, A_p \text{ は杭の断面積})$$

式(4)中、 Q_{ti} は全先端支持力の設計用値、 Q_{si} は全周面摩擦力の設計用値、 A_i は杭先端の面積、 A_{si} は杭の単位長さ当りの杭周面の面積、 P'_L は杭先端の土の単位有効鉛直応力、 $N_i \geq 2N_q$ (N_q は土の修正摩擦角に対応する先端支持力係数)、 dz は周面摩擦力を考える層の層厚、 f_{si} は周面摩擦力を考える層の杭の単位周面摩擦力の設計用値である。式(5)中、 F_y は鋼の降伏強度の保証値、 A は杭の断面積、 ϕ は鋼の耐力係数である。また、 λ は、 K を有効長さ係数、 L を杭の固定間距離、 r を断面二次半径、 E を鋼の弾性係数として、次式で与えられる。

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \cdot \left(\frac{F_y}{\pi^2 \cdot E} \right)^{0.5}$$

(2)引抜き支持力の設計用値： 上と同様に引抜き載荷試験または動的解析手法を用いて求める。いずれの方法も用いない場合は、式(7)に示す杭の引抜き支持力公式により求めた値 Q'_{ti} および式(8)に示す杭の断面引張耐力の設計用値の推定式により求めた値 R'_s に支持力修正係数 ($F_p=0.5$)



を掛けた値 $R'_s \cdot F_p$ 、および式(9)に示す値のうち一番小さいものを引抜き支持力の設計用値とする。

$$Q'_f = 0.5 \times \sum f_s \cdot A_s \cdot dz \quad (t) \quad (7)$$

$$R'_s = \text{Min.}(R'_{sa}, R'_{sb}) \quad (t) \quad (8)$$

$$a) R'_{sa} = \phi \cdot A_n \cdot F_y \quad (A_n/A_g \geq F_y/F_u \text{ の時})$$

$$= \phi \cdot (F_u \cdot \frac{A_n}{A_g}) \cdot A_n \quad (A_n/A_g \leq F_y/F_u \text{ の時}) \quad (8a)$$

$$b) R'_{sb} = 0.85 \times \phi \cdot A_n \cdot F_y \quad (8b)$$

$$2.5E \cdot A_p / C \quad (t) \quad (2.5E/C = 100 \times 10^3, A_p \text{ は杭の断面積}) \quad (9)$$

式(7)中、 A_s は杭の単位長さ当りの杭周面の面積、 dz は周面摩擦力を考える層の層厚、 f_s は周面摩擦力を考える層の杭の単位周面摩擦力の設計用値である。式(8a),(8b)中、 A_n は杭の限界純断面積、 A_g は杭の総断面積、 F_y は鋼の降伏強度の保証値、 F_u は鋼の引張強度の保証値、 ϕ は鋼の耐力係数である。

3.3.2 杭頭に作用する鉛直力

本研究の設計は地震時(D+E)を考えているので、杭頭に作用する鉛直力には、鉛直成分によるものとモーメントによるものの2つがある。したがって、この2つの鉛直力に対する終局限界状態(3.2参照)に対して、照査式(2)を満たすように設計される。

(1)鉛直成分による鉛直力： 図4の終局限界状態で杭1本に作用する押込み力 P_{NV} は、

$$P_{NV} = V_o' / n + (n' / n) \cdot P_{NV}' \quad (10)$$

で表される。ただし、 P_{NV}' は杭1本に作用する引抜き力である。

(2)モーメントによる鉛直力： 図4の終局限界状態での抵抗モーメントは、押込み支持力と引抜き支持力の両方で仮定する。したがって、杭1本に作用する押込み力 P_{NM} は、次式で表される。

$$P_{NM} = M_o' / (BX + BX2) - P_{NM}' \quad (11)$$

式中、 P_{NM}' は杭1本に作用する引抜き力である。本研究の設計は、次章の安全性評価において必要である引抜き支持力の実測データ等の資料が全くといっていい程無いので、引抜き支持力を無視した設計も行った。

また、文献²⁾との比較のため、文献²⁾と同じ条件の仮定のもとで、設計を行った。すなわち、1)杭先端位置を固定する。つまり、支持層への根入れ長さを一定(2m)とする。2)杭の中心間隔は杭径の2.5倍、最外周杭中心からフーチング縁端までの距離は、杭径の1.25倍とする。3)各杭は鉛直杭とし、杭頭はフーチングに固定されているものとする。4)杭の配置は、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対し、中心対称に基盤目状とする。5)負の周面摩擦力は考慮しない。6)本研究での設計は、フーチングの設計を含まない。フーチングは断面変化を考えず直方体であるとし、その厚さは橋軸直角方向のフーチング幅に応じて設定する。7)鋼管杭の肉厚は14mmとする。8)鋼管杭の杭径Dのみを変数とする。以上の条件のもとで、設計を行った。

また、杭の鉛直反力が鉛直支持力の設計用値に対してある程度の余裕があると、この余裕が、各構造モデルを支える杭基礎モデル相互の鉛直支持力の安全性評価に際して、破壊確率 P_f にかなりの影響を及ぼすものと考えられる。そこで、本研究でも文献²⁾と同様に杭の鉛直反力と鉛直支持力の設計用値が釣り合うように杭径を求めるものとする。この時、橋軸方向の杭中心間隔は杭径Dに応じてDの2.5倍とするが、橋軸直角方向のそれは連続フーチングであるという制約上、杭径が1mの時の値を用いる。

設計計算に用いる設計条件は以下の通りである。ただし、地震荷重の水平震度は、修正震度法における補正係数を乗じる前の値を示し、支持地盤は、深さ37.6(m)以深の砂層(N値>50)とする。

上部工の死荷重反力 $R_D = 1105(t)$ (2支承当り)、 上部工の活荷重反力 $R_L = 316(t)$ (2支承当り)

地震荷重(水平震度 K_h) $K_h = 0.24$ (固有周期0.5秒)、 $K_h = 0.30$ (0.7秒)、 $K_h = 0.30$ (1.0秒)

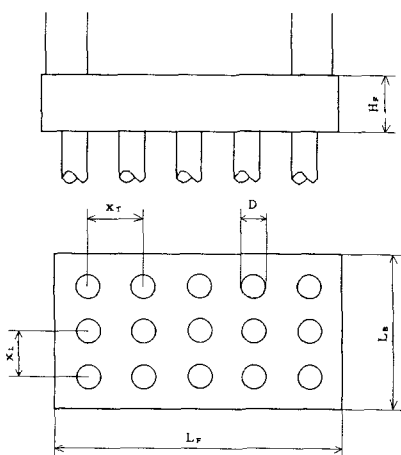
橋脚自重 モデル1: 63(t)、 モデル2: 119(t)、 モデル3: 92(t)、 モデル4: 139(t)

フーチングの上載土単位体積重量 $\gamma_s = 1.4(t/m^2)$ 、 フーチングの単位体積重量 $\gamma_f = 2.5(t/m^2)$

3. 4 現行の設計法により算定された杭基礎断面との比較

3. 3 で示した設計の結果を表2および3(記号は図6参照)に示す。また、文献²⁾の現行設計法(改訂(平成2年2月)前)による設計計算の結果を表4に示す。さらに、我国の道路橋示方書の改訂後の規準³⁾についても同様な設計を行った。その結果を表5に示す。杭基礎における改訂前後の主な変更点⁷⁾は、1)既成コンクリート杭の許容応力度が規定された、2)水中コンクリート杭の許容応力度が2種類追加になった、3)水平方向の許容変位量が変更になった、4)載荷試験をした場合は許容鉛直支持力の割増しすることが可能になった、5)中掘り杭のセメントミルク噴出攪拌方式の先端支持力が見直しされた、6)軸方向バネ定数 K_v の推定式が変更になった、7)杭とフーチング結合部の設計法と構造細目が変更になった、等である。

我国の現行設計法の結果とOHB D規準の結果とを比較してみると、表2～5より、OHB D規準による設計の方が少し大きい断面になることが分かる。これは、押込み支持力の推定においてはOHB D規準の方が大きく推定されているが、安全余裕度の目安である実質安全率は地震時において我国の規準で2.0、OHB D規準で約2.8を使用しているためによるものと思われる。我国の道路橋示方書の改訂前後では、改訂後の方が断面が少し小さくなっている事が分かる。この理由は、杭基礎における解析が進み支持力の推定に対して信頼度が上がったためであると思われる。容易に理解できるように、OHB D規準においての引抜き支持力を考慮する場合としない場合とでは、考慮した方が断面が少し小さくなっている事も分かる。



杭基礎の構造寸法

OHB D規準(限界状態設計法)(引抜き無視)による杭基礎の設計結果

モデル	フーチング形状 $L_p \times L_b \times H_b$ (m×m×m)	杭寸法			杭中心間隔(m)		杭本数 (本)	終局限界状態における支持力 (t)	橋脚の固有周期(sec)	
		径D(mm)	肉厚 t_p (mm)	長さ l_p (mm)	x_r	x_l			橋軸直角方向	橋軸方向
1	20×9.07×5	907	14.0	33.6	2.50	2.27	8×4=32	598.1	0.5	0.5
2	30×10.92×7.5	874	14.0	31.1	2.50	2.18	12×5=60	613.5	0.5	0.5
3	20×11.29×5	904	14.0	33.6	2.50	2.26	8×5=40	593.1	0.7	1.0
4	30×12.46×7.5	831	14.0	31.1	2.50	2.08	12×6=72	542.1	1.0	1.0

OHB D規準(限界状態設計法)(引抜き考慮)による杭基礎の設計結果

モデル	フーチング形状 $L_p \times L_b \times H_b$ (m×m×m)	杭寸法			杭中心間隔(m)		杭本数 (本)	終局限界状態における支持力 (t)	橋脚の固有周期(sec)	
		径D(mm)	肉厚 t_p (mm)	長さ l_p (mm)	x_r	x_l			橋軸直角方向	橋軸方向
1	20×8.59×5	859	14.0	33.6	2.50	2.15	8×4=32	523.6	0.5	0.5
2	30×10.30×7.5	824	14.0	31.1	2.50	2.06	12×5=60	531.6	0.5	0.5
3	20×10.82×5	866	14.0	33.6	2.50	2.17	8×5=40	534.2	0.7	1.0
4	30×12.40×7.5	827	14.0	31.1	2.50	2.07	12×6=72	535.7	1.0	1.0

日本の規準(旧道路橋示方書)による杭基礎の設計結果

モデル	フーチング形状 $L_p \times L_b \times H_b$ (m×m×m)	杭寸法			杭中心間隔(m)		杭本数 (本)	鉛直極限支持力 (t)	橋脚の固有周期(sec)	
		径D(mm)	肉厚 t_p (mm)	長さ l_p (mm)	x_r	x_l			橋軸直角方向	橋軸方向
1	20×7.52×5	752	14.0	33.6	2.50	1.89	8×4=32	455.1	0.5	0.5
2	30×9.45×7.5	756	14.0	31.1	2.50	1.88	12×5=60	475.5	0.5	0.5
3	20×10.55×5	844	14.0	33.6	2.50	2.11	8×5=40	510.7	0.7	1.0
4	30×12.75×7.5	850	14.0	31.1	2.50	2.13	12×6=72	514.4	1.0	1.0

日本の規準(新道路橋示方書)による杭基礎の設計結果

モデル	フーチング形状 $L_p \times L_b \times H_b$ (m×m×m)	杭寸法			杭中心間隔(m)		杭本数 (本)	鉛直極限支持力 (t)	橋脚の固有周期(sec)	
		径D(mm)	肉厚 t_p (mm)	長さ l_p (mm)	x_r	x_l			橋軸直角方向	橋軸方向
1	20×7.25×5	725	14.0	33.6	2.50	1.81	8×4=32	438.8	0.5	0.5
2	30×9.06×7.5	725	14.0	31.1	2.50	1.81	12×5=60	438.8	0.5	0.5
3	20×10.26×5	821	14.0	33.6	2.50	2.05	8×5=40	496.9	0.7	1.0
4	30×12.30×7.5	820	14.0	31.1	2.50	2.05	12×6=72	496.3	1.0	1.0

4. 限界状態設計法により算定された杭基礎の安全性評価

本章では、まず杭基礎構造物の破壊基準関数を定式化する。次に、この破壊基準関数を構成する基本変数(杭の支持力および死荷重、活荷重、地震荷重の実働荷重)のモデル化を行う。さらに、限界状態設計法ならびに我国の現行の許容応力度設計法により設計された杭基礎に、それらの実働荷重モデルを作用させた場合の信頼性評価を行い、両設計法により設計された杭基礎の安全性を比較する。

4. 1 杭基礎の破壊基準関数の定義

安全性評価を行う場合、破壊規範の定義が非常に重要となる。たとえば、地震時における杭基礎構造物の破壊事象を考えた場合、1)杭の鉛直支持力の不足による構造物全体または一部が変形する状態、2)杭の水平支持力の不足により構造物に変形、または変形により不安定になる状態、3)杭本体の部材断面が破壊、破断または座屈する状態が考えられる。これらの状態を破壊事象として選ぶ場合、数々の問題点が指摘されるが、2)、3)等の現象は1)の現象と比較して不明瞭な点が多いこと、さらに、杭基礎構造物では鉛直荷重が支配的であること等を考慮して、本研究では、非常に単純化して考え、杭頭反力が鉛直支持力 R_u を超えた時を破壊と定義する。この時、破壊基準関数 $f(\cdot)$ は次式で与えられ、 $f(\cdot) < 0$ は構造物の破壊を意味する。

$$f(R_u, P_N) = R_u - P_N \quad (12)$$

式中、 R_u は杭の鉛直支持力、 P_N は杭頭に作用する鉛直外力(死荷重、活荷重、地震荷重等を含む)である。

4. 2 杭の鉛直支持力と杭に作用する荷重のモデル化

ここでは、式(12)に用いる杭の鉛直支持力と杭に作用する荷重のモデル化を行う。

4.2.1 杭の鉛直支持力のモデル化

終局限界状態における杭の鉛直支持力は、O H B D 規準の設計式により求められるが、地盤や杭の抵抗力等のバラツキにより、真の杭の鉛直支持力とは当然異なってくる。このような誤差の原因は、設計計算式に伴う誤差(推定誤差)、土質試験結果のバラツキ、測定誤差、施工に伴う誤差、群杭効果等が考えられる。本研究においては簡単のため、支配的な不規則要因のみを考慮し、終局限界状態における杭の鉛直支持力 R_u を最終的に我国の載荷試験で求められた極限支持力 R_n と等しくなるように、次式のように定式化する。

$$R_u = \alpha_R \cdot R_n \quad (\alpha_R = R_u / R_n) \quad (13)$$

式中、 R_n は、我国の道路橋示方書の設計式により求められた鉛直極限支持力、 R_n' は、O H B D 規準の設計式により求められた終局限界状態における鉛直支持力、さらに α_R は、設計計算式の誤差に伴う確率変数であり、杭の支持機構のモデル化、地盤のモデル化に伴う誤差等を意味する。この α_R は、我国の載荷試験で求められた極限支持力 R と我国の規準の設計計算式で求められた極限支持力 R_n との比($=R/R_n$)で表す。

α_R の分布形は、建設省土木研究所による杭の載荷試験データ⁸⁾のうちlog p-log s 曲線において降伏荷重が明確なものから極限支持力を求め、それから得られた α_R の分布に基づいてモデル化を行う。 α_R の平均値は0.99、標準誤差は0.48、さらに、分布形は、 α_R の値は必ず正值になることを考慮して対数正規分布でモデル化した。その分布関数 $F_{\alpha_R}(x)$ は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} F_{\alpha_R}(x) &= \Phi\left(\frac{\ln(x) - \varepsilon}{\xi}\right) \\ \xi &= \{\ln(1 + 0.482/0.992)\}^{1/2}, \quad \varepsilon = \ln(0.99) - (1/2)\xi^2 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

ここに、 $\Phi(\cdot)$ は標準正規確率分布関数である。

O H B D 規準では、破壊基準関数における引抜き支持力も確率変数として定式化しなければならないが、その統計的性質に関する資料がほとんど無いので、本研究においては、現実のものとは異なることが予想されるが、上の鉛直極限支持力を参考にして平均値1.00、標準誤差0.50の対数正規分布でモデル化した。

4.2.2 杭に作用する荷重のモデル化

杭基礎構造物に作用する荷重として死荷重、活荷重、地震荷重の3つを考える。これらの荷重の組合せは、O H B D 規準の規定に従った。規定外のものとして、地震発生時にも橋梁に何らかの活荷重が作用していると考えて荷重の組合せを行った。組合せは次の3通りである。

1) 常時(死荷重+活荷重)、 2) 地震時1(死荷重+地震荷重)、 3) 地震時2(死荷重+地震荷重+活荷重)
なお、活荷重は、常時については耐用期間中の最大のもの、地震時2については任意時点のものとした。これらの死荷重、活荷重、地震荷重から鉛直荷重 P_N への換算は、橋軸方向では次式によるものとする。

$$\text{常時については、} \quad P_{N1} = (R + 2L_1)/N \quad (15)$$

$$\text{地震時1に対して、鉛直成分による鉛直荷重} \quad P_{N_{gv1}} = R/n \quad (16)$$

$$\text{モーメントによる鉛直荷重} \quad P_{N_{gm1}} = R \times Y \times E / \Sigma BX / NR \quad (17)$$

$$\text{地震時2に対して、鉛直成分による鉛直荷重} \quad P_{N_{gv2}} = (R + L_g)/n \quad (18)$$

$$\text{モーメントによる鉛直荷重} \quad P_{N_{gm2}} = (R + L_g) \times Y \times E / \Sigma BX / NR \quad (19)$$

ただし、地震時には、鉛直成分によるものとモーメントによるものとの2つがあることに注意すべきである。上式中、 R は死荷重による鉛直力、 L_1 は常時の活荷重、 L_g は地震時の活荷重、 N は杭の全本数、 n は地震時の終局限界状態で押込み力を受ける杭の本数、 Y はフーチング下面から橋脚、上載土、フーチング全体の重力中心までの距離、 E は地震荷重、 ΣBX はフーチング中心から引抜き力が働く杭中心までの距離の和、 NR は橋軸直角方向の杭の本数である。また、橋軸直角方向では、 NR が NG (橋軸方向の杭の本数) に変わる。

設計における上述の P_N に含まれる荷重は、耐用期間中における最大荷重の平均値であり、確定値である。この実働荷重の強度や発生頻度についての確率特性は、本研究では、阪神地区を対象に行われた阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会の実働荷重のモデル化に関する検討結果⁹⁾を参考にして、実働荷重のモデル化を行った。以下に、そのモデル化の概略について述べる。

- 1) 死荷重： 死荷重は、解析の便宜も考えて確定量であるとし、死荷重の規格値そのものを用いた。
- 2) 活荷重： 常時の活荷重は、その最大値に注目し、比較的長い期間に一回発生する活荷重強度をモデル化する。また、地震時に活荷重を組み合わせた場合は、任意時刻における活荷重強度でモデル化を行った。

a) 常時における活荷重： 4車線道路橋上の自動車荷重列による活荷重反力を活荷重のモデルとし、その確率特性値をモンテカルロ・シミュレーション法により求めた。常時の活荷重反力の分布関数は、耐用期間を50年とした時の最大値の分布関数であるとした。耐用期間50年での活荷重反力の最大値の分布は、極値I型分布が最も良く適合し、活荷重の1ヶ月最大値の分布 $F_L'(X)^{10)}$ をべき乗して、

$$F_L(X) = \{F_L'(X)\}^n = \exp[-n \cdot \exp\{-0.1942(x-120.1)\}] \quad (x>0 \quad \text{単位: ton}) \quad (20)$$

で与えられる。ただし、上式の活荷重反力の分布は1支承当りのものであり、 n は50年間の月数(600ヶ月)である。また、上式(20)の分布の平均値および標準偏差は、それぞれ156.0(t)および6.6(t)である。

- b) 地震時における活荷重： a)と同様に、4車線道路橋上の自動車荷重列による活荷重反力の確率特性値をシミュレーション法により求めるが、この場合の活荷重反力は1日以内の短い期間を対象としてモデル化される必要がある。その結果、ワイブル分布が最も良く適合し⁹⁾、2支承当りの活荷重反力は、

$$F_L^*(x) = 1 - \exp\{-(x/56.49)^{2.343}\} \quad (x>0 \quad \text{単位: ton}) \quad (21)$$

で与えられる。上式の活荷重反力の平均値と標準偏差は、それぞれ50.1(t)と22.7(t)である。次に、上式より活荷重の無載荷時を考慮に入れた、任意時刻の活荷重反力(2支承当り)の分布は次のようになる。

$$F_L(x) = 1 - p\{1 - F_L^*(x)\} \quad (x>0 \quad \text{単位: ton}) \quad (22)$$

上式中、 p は通常渋滞時あるいは通常走行時の状態が生起する発生率であり、 $p=0.75$ とした。また、

上式の活荷重反力の分布の平均値および標準偏差はそれぞれ37.54(t)および22.46(t)である。

3)地震荷重： 地震荷重については、HDL委員会によってモデル化された応答加速度 S_A により求める。まず、シミュレーションにより、各固有周期ごとにこの応答加速度 S_A と年平均発生回数 $\lambda(S_A)$ との関係を求める。そして、求められた S_A と $\lambda(S_A)$ との関係により、構造物の固有周期が、 $T = 0.5, 0.7, 1.0$ (秒)の時の応答加速度 S_A の頻度分布を算定し、この分布にワイブル分布が良く適合することから、 S_A の分布として次のような確率分布関数を用いている⁹⁾。

$$\left. \begin{aligned} T = 0.5(\text{秒}): F_E(x) &= 1 - \exp[-\{(x-41.28)/34.24\}^{0.913}] \quad (\text{平均値}77.01, \text{標準誤差}39.21) \quad (41.28 < x) \\ T = 0.7(\text{秒}): F_E(x) &= 1 - \exp[-\{(x-25.88)/26.12\}^{0.879}] \quad (\text{平均値}53.71, \text{標準誤差}31.77) \quad (25.88 < x) \\ T = 1.0(\text{秒}): F_E(x) &= 1 - \exp[-\{(x-17.91)/18.05\}^{0.850}] \quad (\text{平均値}37.53, \text{標準誤差}23.20) \quad (17.91 < x) \end{aligned} \right\} \quad \begin{matrix} \text{(単位: gal)} \\ (23) \end{matrix}$$

この分布関数は応答加速度 S_A についてのものであり、水平震度へ換算するためには、 S_A を重力加速度 g によって除する必要がある。また、上式は再現期間が平均2年以上のものであり、これより耐用期間50年の最大値の分布は、次のように与えられる。

$$F_{E50}(x) = \exp[-\nu \cdot \Theta \cdot \{1 - F_E(x)\}] \quad (24)$$

ここに、 ν は再現期間が2年以上の地震の発生率($\nu = 0.5/\text{年}$)、 Θ は耐用年数($\Theta = 50\text{年}$)である。また、各固有周期(0.5, 0.7, 1.0秒)の応答加速度の分布関数を上式にあてはめた場合の平均値および標準偏差はそれぞれ、固有周期が0.5秒の時に189.7(gal)および55.29(gal)、固有周期が0.7秒の時に146.0(gal)および46.63(gal)、さらに、固有周期が1.0秒の時に105.6(gal)および35.30(gal)である。

4. 3 数値計算例

本節では、効率化モンテカルロ法の1つであるIFM(Iterative Fast Monte-Carlo)手法¹¹⁾を用いて、3.で設計した杭基礎断面に4. 2で説明した実働荷重が作用した時の信頼性解析を行った結果を示す。

4.3.1 現行の設計法により算定された杭基礎の安全性との比較

3. 4で示した杭基礎の設計断面に対する破壊確率 P_f の結果を表6～9に示す。OHBD規準による断面と我国の現行設計法による断面との破壊確率 P_f を比較すると、前者の方がかなり小さくなっていることが分かる。この理由は、

断面の比較のところで述べたようにOH

BD規準の方が安全

余裕度を大きくとっ

ているためであると

考えられる。我国の

現行設計法の改訂前

後の比較では、改訂

前後で同じ安全率を

使用しているために、

改訂前後の破壊確率

はほぼ同程度である

ことが分かる。OH

BD規準の引抜き支

持力を考慮する場合

OHBD規準(引抜き無視)による杭基礎の破壊確率 P_f

(横軸方向)

モデル	常時	地震時1	地震時2
1	2.558×10^{-4}	8.547×10^{-5}	9.297×10^{-5}
2	1.588×10^{-4}	6.010×10^{-5}	6.260×10^{-5}
3	1.967×10^{-4}	8.625×10^{-5}	1.027×10^{-4}
4	8.330×10^{-4}	9.232×10^{-5}	1.072×10^{-4}

(横軸直角方向)

モデル	常時	地震時1	地震時2
1	—	2.111×10^{-5}	2.325×10^{-5}
2	—	1.176×10^{-5}	1.201×10^{-5}
3	—	8.217×10^{-5}	8.889×10^{-5}
4	—	4.258×10^{-5}	4.640×10^{-5}

OHBD規準(引抜き考慮)による杭基礎の破壊確率 P_f

(横軸方向)

モデル	常時	地震時1	地震時2
1	1.371×10^{-5}	4.342×10^{-5}	4.971×10^{-5}
2	1.246×10^{-5}	3.492×10^{-5}	3.923×10^{-5}
3	5.609×10^{-4}	2.881×10^{-4}	3.074×10^{-4}
4	9.331×10^{-4}	2.182×10^{-4}	2.342×10^{-4}

(横軸直角方向)

モデル	常時	地震時1	地震時2
1	—	6.075×10^{-4}	6.706×10^{-4}
2	—	3.868×10^{-4}	4.003×10^{-4}
3	—	1.596×10^{-4}	1.720×10^{-4}
4	—	7.947×10^{-5}	8.241×10^{-5}

としない場合とでは、考慮した方が4つのモデルの安全性のバラツキが小さくなることが分かる。この理由は、引抜き支持力を考慮した場合は、モーメントに対する抵抗力は増加するが鉛直成分に対する抵抗力は減少する。それで、安全性はモデル1と2はモーメントの効果により設計されているため安全側になり、モデル3と4は鉛直成分の効果により設計されているため危険側になるためであると考えられる。

4.3.2 限界状態設計法に対する考察

O H B D 規準で設計を行うと構造材料の約15%の節約をもたらすことが見込まれているが、上部工では必ずしも経済的になるとは限らないことが著者らの他の研究で確認されている。本研究で行われた我国の規準とO H B D 規準の杭基礎の断面寸法の比較においても、表2～5に示すように、O H B D 規準で設計を行った方が少し不経済になった。しかし、この結果は安全性の絡

みで議論すべきである。2. で述べたようにO H B D 規準の基礎の設計において、荷重係数と抵抗係数は従来の安全余裕度を確保するために、コード・キャリブレーションにより主として求められている。そこで、表6～9を見てみると、O H B D 規準による設計の方がかなり安全性が高い。これらのことから次の3つのことが分かる。1つは、カナダの従来の設計規準は本研究で行った地震時の設計においては表6、7に示される程度の安全性を有していたと考えられる。2つ目は、カナダの従来の規準とO H B D 規準とを比べると、安全性に対してはほぼ同程度で、断面は経済的になることが予想される。3つ目は、同じ許容応力度設計法である我国の規準とカナダの従来の規準とでは、カナダの従来の規準の方が地震に対する安全余裕を高く取っていたと考えられる。

次に安全性について考えてみる。設計された4種類の杭基礎の安全性を代表する地震時1(設計時)の破壊確率 P_f を図7に示す。モデル1、2の組とモデル3、4の組とは、それぞれ死荷重は異なるが、各組内では、等しい作用外力(活荷重、地震荷重)で破壊確率が評価されている。それ故、図7より、O H B D 規準で設計した方が等しい外力に対して安全性の均一性があることが分かる。これは部分安全係数を用いた限界状態設

日本の規準(旧道路橋示方書)による杭基礎の破壊確率 P_f
(橋軸方向)

モデル	常時	地震時1	地震時2
1	2.448×10^{-8}	1.231×10^{-8}	1.521×10^{-8}
2	4.036×10^{-8}	1.793×10^{-8}	1.854×10^{-8}
3	1.065×10^{-8}	2.953×10^{-8}	3.368×10^{-8}
4	2.813×10^{-8}	6.612×10^{-8}	7.020×10^{-8}

(橋軸直角方向)

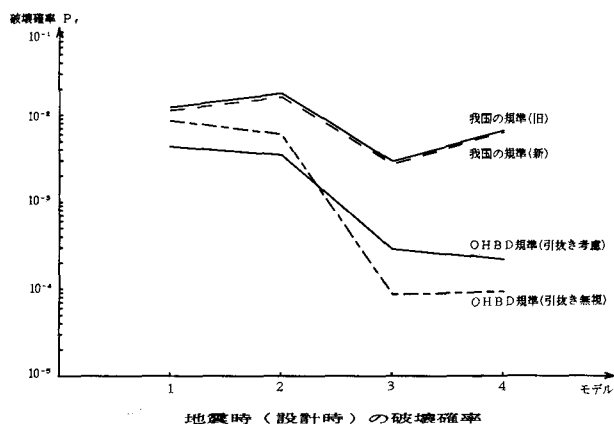
モデル	常時	地震時1	地震時2
1	—	4.227×10^{-9}	4.837×10^{-9}
2	—	6.542×10^{-9}	6.986×10^{-9}
3	—	2.168×10^{-9}	2.534×10^{-9}
4	—	3.715×10^{-9}	3.964×10^{-9}

日本の規準(新道路橋示方書)による杭基礎の破壊確率 P_f
(橋軸方向)

モデル	常時	地震時1	地震時2
1	2.731×10^{-8}	1.126×10^{-8}	1.343×10^{-8}
2	4.385×10^{-8}	1.616×10^{-8}	1.746×10^{-8}
3	1.134×10^{-8}	2.741×10^{-8}	3.091×10^{-8}
4	2.943×10^{-8}	6.284×10^{-8}	6.757×10^{-8}

(橋軸直角方向)

モデル	常時	地震時1	地震時2
1	—	4.084×10^{-9}	4.772×10^{-9}
2	—	6.144×10^{-9}	6.479×10^{-9}
3	—	2.114×10^{-9}	2.423×10^{-9}
4	—	3.663×10^{-9}	3.963×10^{-9}



計法の利点である。しかし、異なる外力に対して設計された杭基礎構造物の安全性は我国の規準による設計に比べて差が大きいことも分かる。この差は、両規準の地震時の安全余裕度の差であると考えられる。

5. あとがき

本研究では、我国の現行設計規準およびOHB D規準で設計を行い、その設計断面と安全性の2点について比較を行った。その結果、杭基礎の限界状態設計法（OHB D規準）について次の様なことが分かった。

- 1) 等しい外力に対しては安全性の均一性が向上する。
- 2) 部分安全係数については、上部工に対しては安全性指標 $\beta=3.50$ の均一のレベルを確保するようにキャリブレーションにより決定されているが、基礎に対してはカナダの従来の設計法の安全余裕度を確保するためにキャリブレーションにより決定されている。故に、異なる外力に対しては安全性が異なる。
- 3) 我国とカナダとでは、基礎において地震に対する安全余裕度のとり方が異なる。OHB D規準で設計すれば、同一の荷重条件下では、安全度においてより余裕のある杭基礎構造物が得られる。

以上は、極く限られた条件のもとでの結果である。したがって、今後、もっと多くの橋脚モデルによる比較、引抜き支持力の統計的データの収集、破壊規準関数の定義の見直し等、残された問題が多く、上述の結論を即、一般の現実の問題に適用できる訳ではないかもしれない。しかし、本研究は、限界状態設計法に関するこの種の研究に対して有効な資料を与えるものとする。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ－共通編，Ⅳ－下部構造編，Ⅴ－耐震設計編，1980-2.
- 2) 白木渡・松保重之・高岡宣善：道路橋の鋼製ラーメン橋脚における杭基礎構造物の信頼性解析，JCROSSAR' 87論文集，Vol. 1, pp. 207～212, 1987-2.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ－共通編，Ⅳ－下部構造編，Ⅴ－耐震設計編，1990-2.
- 4) 大塚久哲監修：基礎の限界状態設計法入門，九州大学出版会，1989-8.
- 5) 九州橋梁・構造工学研究会：道路橋の限界状態設計法に関する調査研究報告書(Ⅰ)-カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準，1985-3.
- 6) 阪神高速道路公団・(株)システム総合研究所：阪神地域における都市高速道路の荷重条件と設計荷重に関する基礎的研究，pp. 146～194, 1986-3.
- 7) 矢作枢・五十嵐功：よくわかる杭基礎の設計，山海堂，1990-4.
- 8) 建設省土木研究所：くいの鉛直載荷試験データ整理報告書，1980.
- 9) 阪神高速道路公団・(株)総合技術コンサルタント：阪神高速道路管理技術センター設計荷重委員会作業部会資料 No. 3-8号，1985-10.
- 10) 阪神高速道路公団・(株)総合技術コンサルタント：阪神高速道路管理技術センター設計荷重委員会作業部会資料 No. 6号，1986-7.
- 11) Bucher, C.G.: Adaptive Sampling - An Iterative Fast Monte-Carlo Procedure, Structural Safety, Vol. 5, pp. 119～126, 1988.

(1991年9月30日受付)