

鉄道構造物における杭基礎の耐震設計法と設計計算例

高瀬直輝¹・池亀真樹¹・棚村史郎¹・西村昭彦²

¹正会員 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38)

²フェロー会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38)

1. はじめに

「鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)」(以下、耐震標準)による鉄道構造物の新しい耐震設計法では、構造物に必要とされる耐震性能を設定し、想定する地震動に対して構造物がその性能を満足することを確認する性能照査型の設計法となることが特徴である。

従来と比較して設計で考慮する地震動が大きくなるので、地震に対する耐力を確保するために基礎を無為に大きくすることは合理的ではない。したがって、基礎構造物がある程度損傷することを前提として、構造物全体系の地震時の応答値や変形性能を適切に評価し、地震時の安全性を確保することが重要となる。そのため、耐震標準では、地震時における構造物の応答値の算定を動的解析により行うことを基本としている。また、構造物の変形性能は主に静的非線形解析(Push-over analysis)により把握することとなる。

精度よく応答値を算定するためには、多自由度系の時刻歴動的解析を実施することになるが、一般には時間と労力がかかる。そこで、新しい耐震標準では、合理的かつ簡便に応答値を算定する手法として、あらかじめ地盤種別ごとに設定された所要降伏震度スペクトルを用いることとしている。ここでは、所要降伏震度スペクトルを用いた応答値の算定手法を非線形スペクトル法と呼ぶ。

本論文では、その非線形スペクトル法による杭基礎の耐震設計の考え方や静的非線形解析のモデル化の方法、および照査例を紹介する。

2. 非線形スペクトル法による耐震設計の概要

(1) 杭基礎の耐震性能

耐震標準では、構造物の耐震性能は以下のように定義され、設計地震動や構造物の重要度等を考慮して設定することとなる。

耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持できかつ過大な変位を生じない。

耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、短時間で機能が回復できる。

耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

杭基礎の耐震性能は、上記に示す構造物の耐震性能を満足するように、地震動を受けた杭基礎が構造物全体系としての機能や安全性に及ぼす影響の程度、および復旧の難易性に基づいて設定することとした。表-1に構造物の耐震性能に対応する杭基礎の状態の概念を示す。

表-1 耐震性能に対応する杭基礎の状態

構造物の耐震性能	杭基礎の安定レベル	杭基礎の状態(地盤・部材)
耐震性能Ⅰ	安定レベル1	杭基礎が降伏していない状態
耐震性能Ⅱ	安定レベル2	杭基礎が降伏し、杭部材が塑性化したり、地盤抵抗が上限値に達するが、十分な支持力を保持している状態
耐震性能Ⅲ	安定レベル3	多くの杭部材が損傷したり、地盤抵抗が上限値に達するが、構造物の崩壊は生じない安定性を保持している状態

耐震設計において杭基礎の耐震性能は、杭基礎の安定レベルにより照査することとなる。杭基礎の安定レベルは、地盤の強度や変形特性、杭部材の耐力および変形性能等を考慮して定められる。杭基礎の耐震設計では、一般に、耐震性能Ⅰの場合は安定レベル1、耐震性能Ⅱの場合は安定レベル2、耐震性能Ⅲの場合は安定レベル3を満足させることとする。

(2) 非線形スペクトル法による耐震設計の手順

非線形スペクトル法を適用することができる条件は、構造物の振動モードが比較的単純でかつ非線形化する部位が明確な場合である。地盤条件や構造諸元が

複雑な場合やより詳細な検討を行う場合は、時刻歴動的解析法によることとする。時刻歴動的解析法は、基礎を支持ばねに置換する解析法と地盤と基礎および上部構造物の一体解析法に分類され、地盤条件や構造諸元等に応じて使い分けることとする。

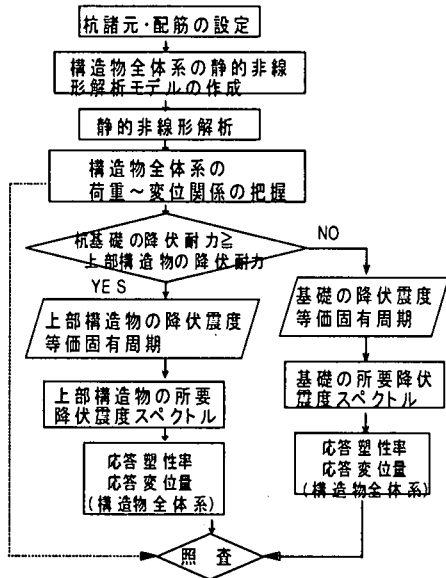


図-1 耐震設計の手順

非線形スペクトル法による杭基礎の耐震設計の手順を図-1に示す。所要降伏震度スペクトルは、地盤種別ごとに基礎用と上部構造物用があり、静的非線形解析により杭基礎と上部構造物の降伏耐力を比較し、適用するスペクトルを選択する。そして、所要降伏震度スペクトルから算定した応答値と静的非線形解析から得られる荷重-変位関係により耐震性能の照査を行う。

また、杭基礎の安定レベルの照査は、一般に所要降伏震度スペクトルにより算定された応答値に対して、①応答塑性率、②部材の損傷レベル、③応答変位置を用いて行うこととなる。各指標について詳しくは文献²⁾を参照されたい。

(3) 所要降伏震度スペクトル

所要降伏震度スペクトルは図-2に示しているように、縦軸に構造物の降伏震度を取り、応答塑性率ごとに等価固有周期と降伏震度との関係を図化したものである。したがって、降伏震度と等価固有周期が求まると、所要降伏震度スペクトル上でその交点を読みとれば簡単に応答塑性率を算定することができる。また、構造物の等価固有周期と目標とする応答塑性率がわかれば、必要な降伏震度を求めることもできる。

塑性率 μ に対する所要降伏震度スペクトルは、様々な固有周期の系に対して降伏震度を変数として、1自由度の弾塑性応答解析を行い、応答塑性率が目標塑性率 μ になるまで収束計算を行うことにより作成してい

る。所要降伏震度スペクトルの考え方や特徴について詳しくは文献²⁾を参照されたい。文献²⁾によると、「鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物)」(以下、基礎標準)³⁾の耐震設計で用いられているエネルギー一定則と比較を行った結果、所要降伏震度スペクトルの方が、長周期側および塑性率が大きい範囲で精度良く応答値を算定できることが確認されている。

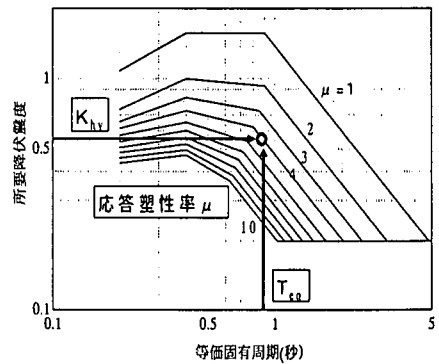
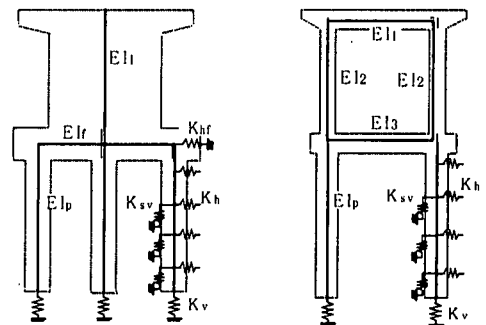


図-2 所要降伏震度スペクトル

3. 静的非線形解析

耐震設計では構造物の降伏点や等価固有周期、および杭基礎の大変形領域にわたる地盤の塑性化の状況や杭部材の損傷過程を精度良く把握することが重要となる。非線形スペクトル法では、それらを静的非線形解析により求めることとなる。以下に、静的非線形解析のモデル化について説明する。



K_v : 杭先端の設計鉛直ばね定数 K_{sv} : 杭周面の設計せん断ばね定数
 K_h : 設計水平ばね定数 K_{Hr} : フーチング前面の設計水平ばね定数

(1) 橋脚 (2) ラーメン高架橋
 図-3 構造解析モデル

(1) 構造解析モデル

耐震標準での静的非線形解析では、図-3に示すように上部構造物と杭基礎を一体としてモデル化することを基本とし、地盤抵抗や構造部材に非線形性を考慮することとする。

(2) 地盤抵抗特性

杭基礎の地盤抵抗は、図-4に示すような弾塑性体(バリエア型)と仮定し、地盤反力が上限値に達すると塑性化するものとする。地盤抵抗は表-2に示すように、杭先端の鉛直方向、杭周面の鉛直方向、および杭の水平方向について考慮する。各地盤抵抗の設計用値の算定方法は、耐震標準および基礎標準を参照されたい。

表-2 地盤抵抗の初期勾配および上限値

地盤抵抗	初期勾配	地盤抵抗の上限値
杭先端の鉛直地盤抵抗	杭先端の設計鉛直地盤ばね定数 K_v	単杭の基準先端支持力
杭周面の鉛直地盤抵抗	杭周面の設計せん断地盤ばね定数 K_{sv}	単杭の最大周面支持力
杭の水平地盤抵抗	設計水平地盤ばね定数 K_h	有効抵抗土圧力度

$$e_g = [1 - 5\{1 - (0.6 - 0.25k)d^{(0.3+0.2k)}\} \times \{1 - m^{-0.22}n^{-0.09}\}]^{4/3} \quad (2)$$

k : 杭頭固定度 (一般に0.6としてよい)

d : 杭間隔係数 $d=L/D$

L : 杭中心間隔(m)

D : 杭径(m)

m : 水平荷重作用方向の杭本数

n : 水平荷重作用直角方向の杭本数

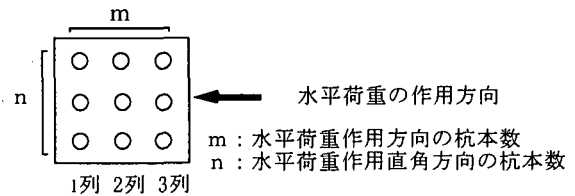


図-6 群杭の杭列番号

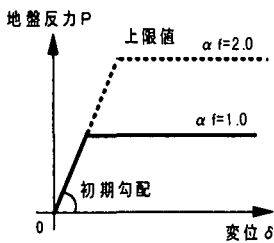


図-4 地盤抵抗のモデル化の例

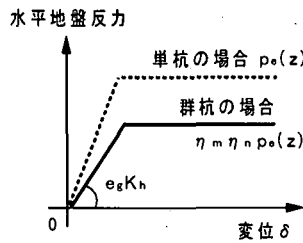


図-5 群杭の影響のモデル化の例

なお、図-4に示す基礎の支持力係数 α_i は、支持地盤の強度のばらつきが上部構造物に与える影響を考慮した補正係数であり、 $\alpha_r=1.0$ および $\alpha_r=2.0$ の2ケースを考え、各地盤抵抗の上限値に考慮する。 $\alpha_r=1.0$ は主として基礎の照査に、 $\alpha_r=2.0$ は主として上部構造物の照査に用いることとなる。

(3) 群杭の水平地盤抵抗特性

群杭全体の水平地盤抵抗は、初期勾配および上限値とも単杭の本数倍より小さく、また、変位の増加に伴い杭列(図-6参照)によって荷重の分担率が異なることが確認されている⁴⁾⁵⁾⁶⁾。そこで、耐震標準では、図-5に示すように、水平地盤抵抗の初期勾配および上限値に群杭の影響を考慮した補正係数を用いることとした。

初期勾配については基礎標準と同様に、式(1)により群杭の影響を考慮することとした。

$$k_{hg} = e_g k_h \quad (1)$$

ここに、 k_{hg} : 群杭の設計水平地盤反力係数(kN/m³)

k_h : 単杭の設計水平地盤反力係数(kN/m³)

e_g : 群杭の補正係数で式(2)により算定する

上限値については、模型杭や載荷試験の結果をもとに、群杭の杭列や杭本数による影響について検討を行った。

(a) 杭列による抵抗分担係数(η_m)

水平荷重作用方向の群杭効果は、式(2)で水平荷重作用直角方向の杭本数(n)を1とすることで得られる。水平荷重作用方向では、杭列によって水平地盤抵抗の上限値が異なるので、載荷試験結果での分担率と群杭効果、および式(2)から求まる群杭効果を参考にして、群杭の杭列による抵抗分担係数(η_m)を表-3のように定めた。

表-3 杭列による抵抗分担係数 η_m

	1列目	2列目	3列目以降
η_m	1.0	0.5	0.4

(注)粘性土の場合は各列とも $\eta_m=1.0$ とする

(b) 杭本数による抵抗補正係数(η_n)

水平荷重作用直角方向の杭本数による影響は、水平荷重作用直角方向の杭本数(n)と杭間隔係数(d)を考慮することとした。式(2)より、水平荷重作用直角方向の杭本数による群杭効果の影響は式(3)、杭間隔係数による影響は式(4)のように考えられる。

$$N(n) = n^{-0.09} \quad (3)$$

$$F(d) = (0.6 - 0.25k)d^{(0.3+0.2k)} = 0.45d^{0.42} \quad (k=0.6とする) \quad (4)$$

ここで、式(4)を一般的な杭間隔係数($d=3$)で正規化し、水平荷重作用直角方向の杭本数による抵抗補正係数(η_n)とする。

$$\eta_n = F(d)/F(3) \times N(n) = (d/3)^{0.42} n^{-0.09} \quad (5)$$

ただし、粘性土の場合は $\eta_n=1.0$ とする。

以上の検討結果より、上限値については式(6)により、群杭の影響を考慮することとする。

$$p_{og}(z) = \eta_m \eta_n p_o(z) \leq p_o(z) \quad (6)$$

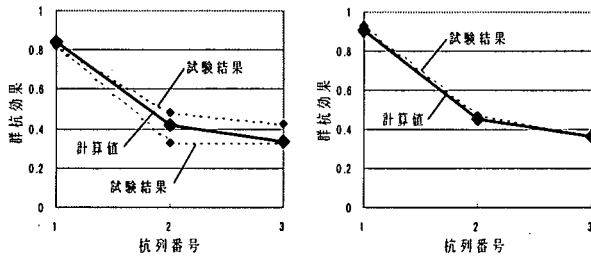
$p_{og}(z)$: 群杭の有効抵抗土圧力度(kN/m²)

$p_o(z)$: 単杭の有効抵抗土圧力度(kN/m²)

η_m : 杭列による抵抗分担係数で表-3による。

η_n : 杭本数による抵抗補正係数で式(5)による。

載荷試験結果と式(6)により求めた群杭効果($\eta_m \times \eta_n$)を比較した結果を図-7に示す。試験数が少ないものの試験値と計算値はよくあっており、妥当な補正係数を与えているといえる。



(1) 杭本数 3×3、d=2.5 (2) 杭本数3×3、d=3.0
図-7 群杭効果の比較

(3) 杭部材のモデル化

杭部材は曲げモーメントが曲線状に変化するので、部材の非線形性は、一般に、曲げモーメントと曲率の関係を用いてモデル化する。図-8に一般的な軸力が作用する場合の場所打ち杭のモデル化の例を示すが、杭部材は地震の影響により軸力が変動するので、軸力が曲げモーメントに与える影響を考慮してモデル化を行う。図-8の ϕ_c は降伏時の曲率、 ϕ_m は最大耐力を維持できる最大の曲率、 ϕ_n は降伏耐力を維持できる最大の曲率である。これらと損傷レベルの関係は、一般に、 ϕ_c が損傷レベル1、 ϕ_m が損傷レベル2、 ϕ_n が損傷レベル3の制限値として考える。なお、杭部材の非線形性は、曲げ破壊モードであることが前提としてモデル化されており、別途せん断破壊に対する照査が必要である。

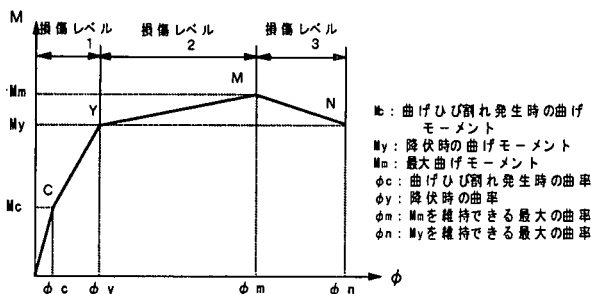


図-8 杭部材のモデル化の例 (場所打ち杭)

(4) 杭基礎の降伏点

杭基礎の降伏点は、図-9に示すように構造物全体系

の荷重-変位曲線において、杭基礎が主な要因となり変位が急増し始める点として設定する。変位が急増し始める要因としては、地盤抵抗が上限値に達したり、杭部材の降伏による曲げ剛性の低下などが考えられる。しかし、地盤抵抗がどの程度上限値に達したり、杭部材の全本数のうち何本が降伏すれば荷重-変位曲線の変曲点となるのかは構造物により異なり明確ではない。

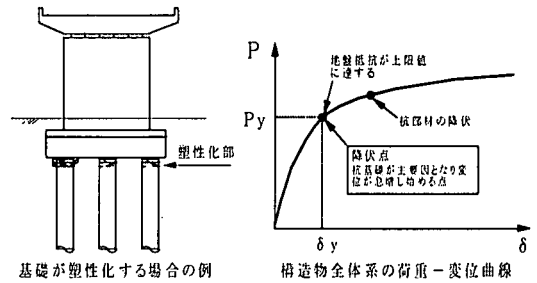


図-9 杭基礎の降伏点の考え方

そこで、一般的な実構造物の群杭基礎について試験設計を行ったところ⁷⁾、地盤が降伏点の決定要因となるのは、押込側最外縁の地盤抵抗が降伏したときであり、杭部材が決定要因となるのは、全杭本数のうち約半数が降伏耐力に達したときであることが確認された。

したがって、一般的な形状の杭基礎については、表-4に示す状態のいずれかに最初に達するときを降伏点と設定することとした。

表-4 杭基礎の降伏点

押込側地盤	最外縁の杭頭反力が設計鉛直支持力の上値に達するとき
引抜き側地盤	全本数の半数の杭頭反力が設計引抜き抵抗の上限値に達するとき
杭部材	全本数の半数の杭が降伏耐力に達するとき

(注) 半数の杭本数は、全杭本数を2で除して、小数点以下を切捨て得られる本数とする

なお、杭列数が多い等の特殊な条件で、表-4によるものが適切でないと判断される場合は、構造物全体系の荷重-変位曲線において、変位が急増し始める点とその要因について考慮し別途適切に降伏点を定めることとする。

4. 非線形スペクトル法による照査例

(1) 設計条件

検討の対象とした構造物は、図-10に示す一般的な構造形式の壁式橋脚で、主に杭基礎が塑性化すると考えられる線路直角方向の照査例を示す。地盤条件および一般条件の概要は図-10に、設計条件の概要を以下

に示す。

- (a) 設計地震動：L2地震動（スペクトルⅡ）
- (b) 目標とする耐震性能：耐震性能Ⅲ
- (c) 応答値の算定手法：非線形スペクトル法
- (d) 支持力係数： $\alpha_r=1.0$ （基礎照査用）
- (e) 地盤種別：G3地盤（普通地盤）

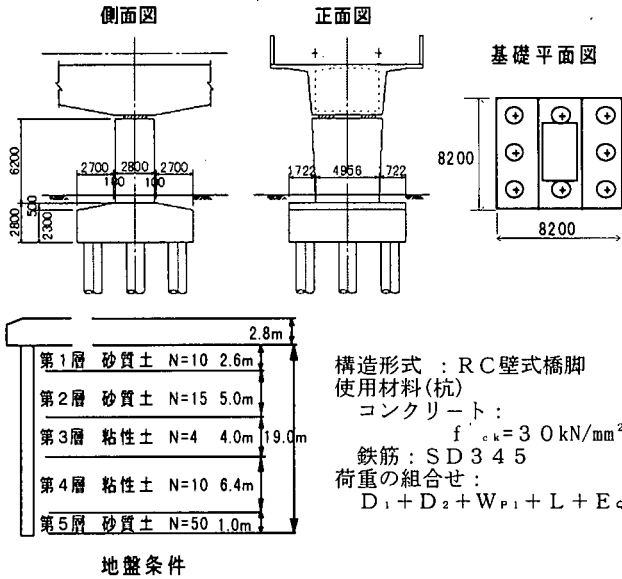


図-10 検討対象構造物

照査例での目標とする耐震性能はⅢであるので、杭基礎の安定レベル3を満足することを確認する。耐震設計の検討フローは図-1、構造解析モデル等静的非線形解析の考え方については「3. 静的非線形解析」を参照されたい。

(2) 照査結果

(a) 応答値の算定

静的非線形解析より得られた構造物全体系（橋脚天端）の荷重変位曲線を図-11に示す。杭基礎は最初に引抜杭と押込側地盤が同時に降伏し、その後引抜杭が最大耐力となり、引抜側地盤が降伏するという損傷過程となる。構造物全体系の降伏点は上部構造物が降伏

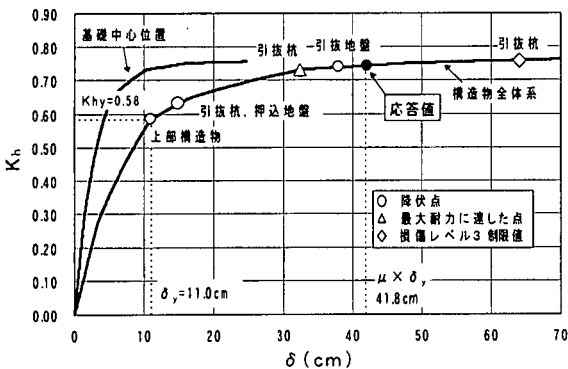


図-11 構造物全体系の荷重変位曲線

したときであり、降伏震度 $K_{hy}=0.58$ 、降伏変位量 $\delta_y=11.0\text{cm}$ 、等価固有周期 $T_{eq}=0.87\text{sec}$ となる。

したがって、図-12に示す所要降伏震度スペクトルより、応答塑性率 $\mu=3.8$ 、応答変位量は $\delta_a=11.0 \times 3.8=41.8\text{cm}$ となる。

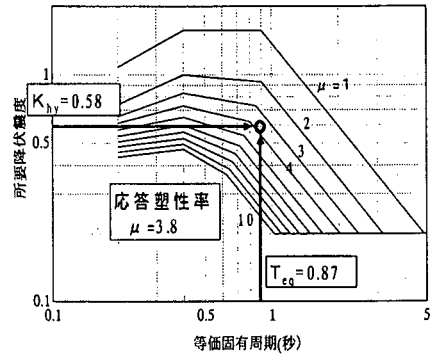


図-12 所要降伏震度スペクトル(G3地盤)

(b) 杭基礎の安定レベルの照査

杭基礎の安定レベルの照査は、図-13に示すように①応答塑性率、②部材の損傷レベル、③応答変位量の3つの指標を用いて行うこととなる。応答塑性率については、基礎の安定から定まる制限値の他に部材の損傷レベルによっても制限値が定まる。したがって、一般に杭基礎の場合、杭部材は応答塑性率により部材の損傷レベルの照査を行うこととなる。以下に、応答塑性率の照査例を示す。

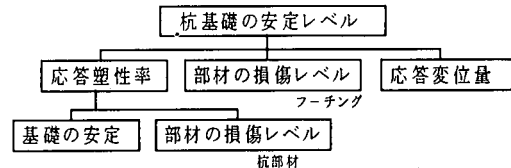


図-13 杭基礎の安定レベルの概念図

応答塑性率の照査は基礎中心位置（橋脚の場合フーチング中心）の荷重と変位の関係を用いて行い、式(7)を満足することを確認する。

$$\gamma_i \mu_R / \mu_L \leq 1.0 \quad (7)$$

ここに、 μ_R ：設計応答塑性率（基礎中心位置）

$$\mu_R = \gamma_a \mu \quad \mu$$

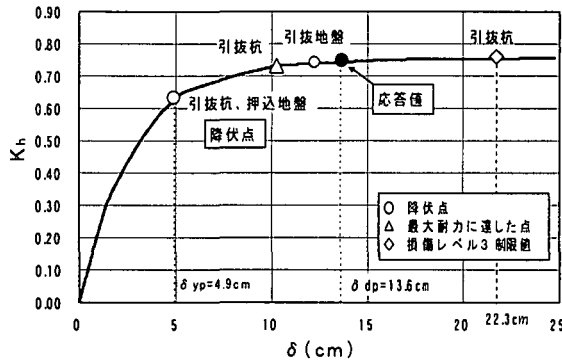
μ ：応答塑性率

γ_a ：構造解析係数

μ_L ：塑性率の制限値

γ_i ：構造物係数

基礎中心位置の応答塑性率 μ は、基礎中心位置での荷重変位曲線上の、杭基礎の降伏点と構造物の応答値に対応する変位量から算定し、図-14に示すように応答塑性率 $\mu=2.8$ となる。



基礎中心位置での応答塑性率 $\mu = 13.6\text{cm}/4.9\text{cm} = 2.8$
 部材の損傷レベルから定まる制限値 $\mu_{L2} = 22.3\text{cm}/4.9\text{cm} = 4.6$

図-14 基礎中心位置での荷重変位曲線

塑性率の制限値 μ_L は、基礎の安定から定まる制限値 μ_{L1} と部材の損傷レベルから定まる制限値 μ_{L2} のうち小さい方とする。基礎の安定から定まる制限値 μ_{L1} は、一般に表-5に示す値を用いることとし、 $\mu_{L1} = 8.0$ (安定レベル3)となる。表-5に示す値は、載荷試験結果をもとに各安定レベルに対応する一般的な目安として定めたものである。また、部材の損傷レベルから定まる制限値は、安定レベル3の場合、杭部材が最初に損傷レベル3の制限値に達するときとなる。したがって、図-14より引抜杭部材が損傷レベル3の制限値に達した時が部材の損傷レベルから定まる制限値 μ_{L2} となり、 $\mu_{L2} = 4.6$ となる。以上より、塑性率の制限値 μ_L は $\mu_L = 4.6$ となる。

表-5 基礎の安定から定まる制限値の目安

	塑性率の制限値 μ_{L1}		
	安定レベル 1	安定レベル 2	安定レベル 3
場所打ち杭	1	5	8

μ_L : 杭基礎の応答塑性率 (δ_a/δ_y または θ_a/θ_y)
 δ_a : 杭基礎の応答変位 δ_y : 杭基礎の降伏変位
 θ_a : 杭基礎の応答回転角 θ_y : 杭基礎の降伏回転角

式(7)に応答塑性率と塑性率の制限値を代入すると、以下に示すように基礎の安定レベル3を満足することが確認でき、応答塑性率については耐震性能Ⅲを満足しているといえる。なお、安全係数は全て1.0としている。

$$\gamma_i \mu_R / \mu_L = 1.0 \times 2.8 / 4.6 = 0.61 \leq 1.0$$

今回の照査例は、部材が曲げ破壊モードであるという仮定でモデル化したものであり、別途破壊モードの検討が必要である。

(3) 従来鉄道基準との比較

図-10に示す橋脚について、杭部材の主鉄筋量について従来の鉄道基準との比較を行った。比較は許容応力度設計法⁹⁾と基礎標準 (限界状態設計法) について

行った。表-6に検討結果を示すが、耐震性能Ⅲを満足する主鉄筋量は、許容応力度設計法と比べると若干増えているが、基礎標準とは同じ鉄筋量となっている。

表-6 従来鉄道基準との比較

適用基準	許容応力度 ⁹⁾	基礎標準	耐震標準
杭径	1200mm	1200mm	1200mm
主鉄筋量	D29-28本 A.: 179.9cm ²	D32-26本 A.: 206.5cm ²	D32-26本 A.: 206.5cm ²
増減率	0.87	1.0	1.0

- 1) 増減率は耐震標準での鉄筋量に対する率を示している。
- 2) 耐震標準の鉄筋量は耐震性能Ⅲを満足する配筋量である。

5. おわりに

新しい鉄道構造物の耐震標準での、非線形スペクトル法による杭基礎構造物の耐震設計考え方、静的非線形解析のモデル化の方法、および照査例を示した。非線形スペクトル法を用いることで、合理的でかつ簡便に耐震設計を行うことが可能である考えられる。今後は、試算を数多く行い、解析法や耐震性能の照査に用いる指標についてさらに深度化をはかる必要があると考えている。

参考文献

- 1) 棚村史郎, 西村昭彦: 基礎の耐震性能と耐震設計法, 鉄道総研報告第13巻第3号, 1999. 3
- 2) 西村昭彦, 室野剛隆: 所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定, 鉄道総研報告第13巻第2号, 1999. 2
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (基礎構造物・抗土圧構造物), 丸善, 1997. 3
- 4) 幸左賢二, 森田悠紀雄, 鈴木直人: 実杭基礎による大規模水平載荷試験と解析的検討, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム, 1995. 5
- 5) 高木繁, 岡原美知夫, 木村嘉富: 杭基礎の大変形シミュレーションに関する一考察, 土木学会第47回年次学術講演会, 1992. 9
- 6) 近藤政弘, 奥村文直, 西村昭彦ら: 大変位時の群杭基礎の挙動に及ぼす水平地盤抵抗の影響, 第31回土質工学研究発表会, 1996. 7
- 7) 黒木亮, 高橋正好, 松浦靖治ら: 大地震時における杭基礎の降伏耐力に関する一考察, 土木学会第53回年次学術講演会, 1998. 10
- 8) (社) 土木学会: 国鉄建造物設計標準解説 (基礎構造物・抗土圧構造物), 1986. 3