

鉄道構造物等設計標準(耐震設計)に基づく RC橋脚(杭基礎)の耐震照査例

堤 英康¹・長谷川 雅志¹・谷村 幸裕²

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

²正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部(〒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)」¹⁾(以下、耐震標準)が昨年刊行されたが、
①想定する地震動および構造物の重要度に応じて耐震性能を定め、その耐震性能を満足するか否かを照査する体系(性能照査型設計)である。
②地震動は、海洋型地震動のみならず兵庫県南部地震のような内陸型地震動を考慮する。
③橋梁・高架橋等の構造物の挙動は、部材等の非線形性を考慮し動的解析により応答値を算定する(非線形スペクトル法と時刻歴動的解析法の2種類の方法を規定)。
などの点で、従来の設計法と大きく異なる。

本論では、一般的な形式の鉄筋コンクリート橋脚(杭基礎)を対象とし、耐震標準に基づいた非線形スペクトル法による具体的な耐震性能の照査を行った。耐震性能の照査フローを図-1に示す。なお、本論では、橋軸方向の耐震性能の照査について示す。

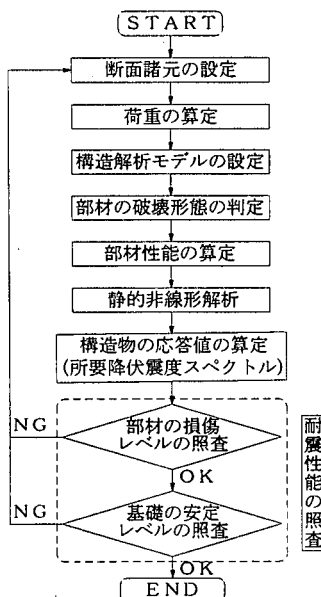


図-1 耐震性能の照査フロー(非線形スペクトル法)

2. 設計条件

(1) 一般条件および材料

本橋脚の構造形式等を以下に、一般図および概略配筋図を図-2および図-3に示す。

- ・上部工形式: PRC単純3主I型桁
(スパンL=29.200m×2連)
- ・列車荷重: 標準列車荷重(EA-17)
- ・軌道構造: 直線スラブ軌道(複線)
- ・支承の種類: ゴム支承
- ・下部工形式: 鉄筋コンクリート壁式橋脚(複線用)
- ・基礎形式: 杭基礎(場所打ち杭)
- ・構造物の重要度: 重要度の高い構造物
- ・設計耐用年数: 100年
- ・地域区分: A(地域別係数=1.0)

なお、コンクリートの設計基準強度 f'_c および鉄筋の種類は、橋脚く体・フーチングは24N/mm²およびSD390、杭は30N/mm²およびSD345である。

(2) 構造物の耐震性能

a) 構造物の耐震性能

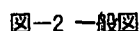
目標とする耐震性能は、L1地震動に対しては耐震性能Ⅰ、L2地震動に対しては重要度の高い構造物であるため耐震性能Ⅱとする。なお、L2地震動は、建設地点近傍の活断層の存在が不明なため、断層直上のスペクトルⅡを用いる。

ここで、L1地震動は構造物が設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動であり、L2地震動は構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低い非常に強い地震動である。また、耐震性能Ⅰは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性能であり、耐震性能Ⅱは地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる状態とする性能である。

b) 部材の損傷レベルおよび安定レベル

耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの制限値を表-1に示す。

ここで、損傷レベル1は無損傷、損傷レベル2は場合によっては補修が必要な損傷、損傷レベル3は補修が必要な損傷のレベルである。また、安定レベル1は杭基礎が降伏状態に至らない状態、安定レベル2は地震後の復



耐震性能		耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ
部材の 損傷レベル	橋脚く体	損傷レベル1	損傷レベル3
	杭	損傷レベル1	損傷レベル2
	フーチング	損傷レベル1	損傷レベル2
基礎の安定レベル		安定レベル1	安定レベル2

層番	層厚 (m)	土質区分	N 值	$\gamma (\gamma')$ (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ (度)
0	3.30	砂質土	—	18.0(8.0)	—	32
1	2.60	砂質土	10	18.0(8.0)	—	29
2	5.00	砂質土	15	18.0(8.0)	—	31
3	4.00	粘性土	4	15.0(5.0)	50.0	—
4	6.40	粘性土	10	16.0(6.0)	100.0	—
5	(1.00)	砂質土	50	20.0(10.0)	—	38

設計荷重の組合せおよび解析ケースを表-3に示す。
 ρ_m は軸方向鉄筋の降伏強度のばらつきを、 α_f は基礎構造物の強度の推定誤差と上部工の安全性を考慮したものである。前者は部材の破壊形態に、後者は構造物の損傷過程に与える影響が大きいため、これを考慮する。

地震動	解析 ケース	設計荷重の組合せ	ρ_m	α_f
L1 ・ L2	1	$D_1 + D_2 + W_{P1} + L + E_Q$	1.0	1.0
	2			2.0
	3		1.2	1.0
	4			2.0

- 44 -

表-4 安全係数

荷重係数	γ_f	1.0
構造解析係数	γ_a	1.0
材料係数 γ_m	γ_c	1.3(1.0 ^{*1})
	γ_s	1.0
部材係数	γ_b	1.0(1.15 ^{*2})(1.3 ^{*3})
構造物係数	γ_i	1.0

注) 1: フーチングからの軸方向鉄筋の抜出し量算定時のフーチングのコンクリートの設計圧縮強度 f'_{fed} の算定に用いる。

2: セン断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力 V_{sd} の算定および塑性ヒンジ部の曲げ変形による設計く体変位における損傷レベル2限界時から3限界時の塑性ヒンジ回転角増分の設計値 $\Delta\theta_{\text{pl}}$ の算定に用いる。

3: セン断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 V_{sd} の算定に用いる。

3. 構造物の応答値の算定

(1) 構造物の応答値の算定法

本橋脚は、構造系が比較的単純で1次の振動モードが卓越し、主たる塑性ヒンジの発生箇所が明確であるため、非線形スペクトル法により構造物の応答値を算定する。

(2) 構造物のモデル化

a) 構造解析モデル

本橋脚の構造解析モデルは、地盤、基礎構造物および上部構造物を一体とした平面骨組モデル(図-4)とする。また、部材は線材モデル、地盤はばねモデルでモデル化し、それぞれ非線形性を考慮する。なお、部材の軸線は、各部材断面の重心位置とする。

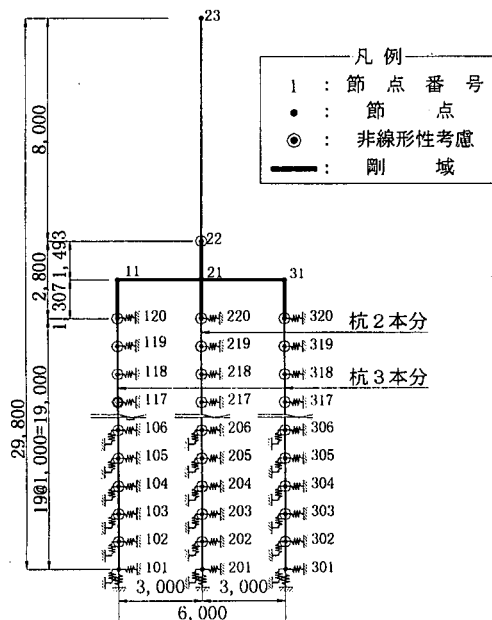


図-4 骨組モデル図

b) 部材のモデル化

橋脚く体および杭は棒部材として非線形性を考慮し、フーチングおよび支承部は剛域として取り扱う。

鉄筋コンクリート部材の非線形性は、最大曲げモーメント以降の曲げモーメントの低下を考慮したテトラニア型モデル(図-5)を用いる。C点はコンクリートに曲げひび割れが発生する点、Y点は引張鉄筋が降伏する点、M点は M_m を維持できる最大の部材角(曲率)に達する点、N点は M_y を維持できる最大の部材角(曲率)に達する点である。

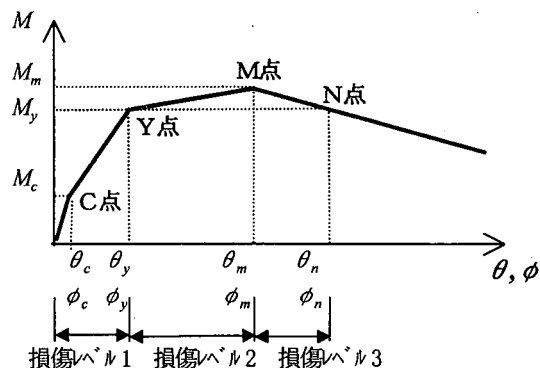


図-5 鉄筋コンクリート部材の非線形のモデル化

ここで、橋脚く体の非線形性は、曲げモーメント分布が直線的に変化するため、部材端部の回転ばねの曲げモーメントと部材角($M-\theta$)の関係により表わす。また、杭の非線形性は、曲げモーメント分布が曲線状に変化するため、部材断面の曲げモーメントと曲率($M-\phi$)の関係により表わす。なお、橋脚く体基部および杭頭には、フーチングからの軸方向鉄筋の抜出しの影響を考慮する。

c) 地盤のモデル化

杭基礎の地盤抵抗は、地盤反力が上限値に達すると塑性化する弾塑性体(バイリニア型)でモデル化し、群杭の影響を考慮する。

(2) 荷重図

荷重図を図-6に示す。

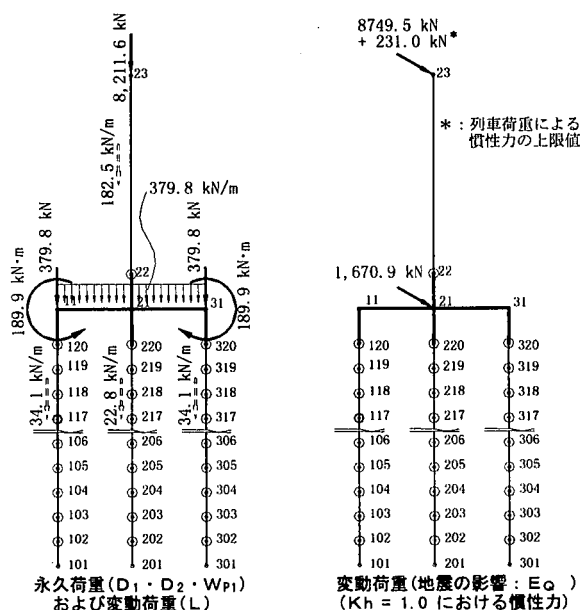


図-6 荷重図

(3) 部材性能の算定

a) 橋脚く体

・C点

・曲げモーメント M_c

M_c は曲げひび割れ発生時の曲げモーメントとする。コンクリートの縁引張応力度が部材寸法の影響を考慮した設計曲げ強度 f_{bd} に達するときの曲げモーメントとして算定する。

$$M_c = 5,515.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

なお、部材寸法の影響を考慮した設計曲げ強度 f_{bd} は、

$$f_{bd} = k_b \cdot f_{bk} / \gamma_c = 1.479 \text{ N/mm}^2$$

k_b : f_{bd} を算定する際の係数で、 $0.5 \leq k_b \leq 1.0$

$$k_b = 0.5 / (h/2)^{1/3} = 0.550$$

h : 断面の高さ(m) (= 1.50 m)

f_{bk} : コンクリートの曲げ強度の特性値 (N/mm²)

$$f_{bk} = 0.42 f'_{ck}{}^{2/3} = 3.495 \text{ N/mm}^2$$

γ_c : 材料係数 (= 1.3)

・部材角 θ_c

θ_c は、部材の全断面を有効として算定した M_c 時の部材角とする。

$$\theta_c = M_c / (3 E_c \cdot I_e) \cdot L_a = 0.000415 \text{ rad}$$

ここに、

E_c : コンクリートのヤング係数 (= 25 kN/mm²)

I_e : 換算断面二次モーメント (= $1.419 \times 10^{12} \text{ mm}^4$)

L_a : セン断スパン (= 8,000 mm: 橋脚く体基部～橋脚天端まで)

・Y点

・曲げモーメント M_y

M_y は、引張鉄筋が鉄筋の降伏ひずみに達した時点の曲げモーメントとする。

$$M_y = 28,728.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (x_y = 564 \text{ mm}) \quad (\rho_m = 1.0)$$

$$= 33,381.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (x_y = 559 \text{ mm}) \quad (\rho_m = 1.2)$$

・部材角 θ_y

θ_y は、 M_y 時の部材角とする。

$$\theta_y = \theta_{y0} + \theta_{y1}$$

$$= 0.007044 \text{ rad} \quad (\rho_m = 1.0), 0.008593 \text{ rad} \quad (\rho_m = 1.2)$$

ここに、

θ_{y0} : Y点におけるく体変形による部材角

$$\theta_{y0} = \delta_{y0} / L_a$$

$$= 0.005699 \text{ rad} \quad (\rho_m = 1.0), 0.006819 \text{ rad} \quad (\rho_m = 1.2)$$

δ_{y0} : Y点におけるく体変形による変位で、曲率を2階積分して算定する。曲げモーメントが M_c 以下の場合は全断面有効として、 M_c 以上の場合には引張側のコンクリートを無視する(図-7)。

$$\delta_{y0} = 45.593 \text{ mm} \quad (\rho_m = 1.0), 54.550 \text{ mm} \quad (\rho_m = 1.2)$$

θ_{y1} : Y点におけるフーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる部材端部の回転角

$$\theta_{y1} = \Delta L_y / (d - x_y)$$

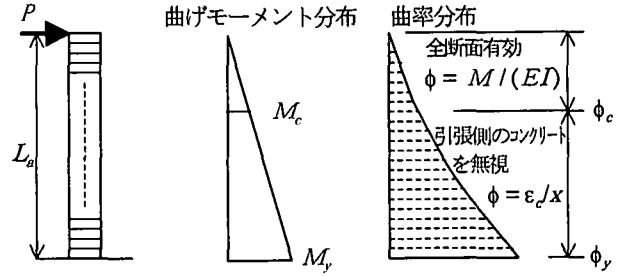


図-7 降伏時のく体変形の算定

$$= 0.001345 \text{ rad} \quad (\rho_m = 1.0), 0.001774 \text{ rad} \quad (\rho_m = 1.2)$$

ΔL_y : 降伏時のフーチングからの軸方向鉄筋の拔出し量(mm)

$$\Delta L_y = 7.4 \alpha \cdot \epsilon_y (6 + 3500 \epsilon_y) \phi / (f'_{\text{red}})^{2/3}$$

$$= 1.108 \text{ mm} \quad (\rho_m = 1.0), 1.471 \text{ mm} \quad (\rho_m = 1.2)$$

α : 鉄筋間隔の影響を表す係数で二段配筋の場合

$$\alpha = 1 + 0.9 e^{0.45(1 - C_s/\phi)} + 0.45 e^{0.45(1 - C_s/\phi)} = 1.566$$

C_s : 引張鉄筋の中心間隔 (= 101 mm: 最外縁引張鉄筋の平均間隔)

C_{s2} : 複数段配置における段間隔 (= 80 mm)

ϕ : 引張鉄筋の公称直径 (= 31.8 mm)

ϵ_y : 引張鉄筋の降伏ひずみ

$$\epsilon_y = f_{syd} / E_s$$

$$= 0.00195 \quad (\rho_m = 1.0), 0.00234 \quad (\rho_m = 1.2)$$

f'_{red} : フーチングのコンクリートの設計圧縮強度 (= 24.0 N/mm²: $\gamma_c = 1.0$)

d : 有効高さ (= 1388 mm)

・M点

・曲げモーメント M_m

M_m は、コンクリートの圧縮ひずみが $\epsilon_{cu}' = 0.0035$ に達する時の曲げモーメントとする。

$$M_m = 32,184.9 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\rho_m = 1.0)$$

$$= 37,226.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\rho_m = 1.2)$$

・部材角 θ_m

θ_m は、く体の曲げ変形による部材角 θ_{m0} とフーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる部材端部の回転角 θ_{m1} の和として算定する(図-8)。

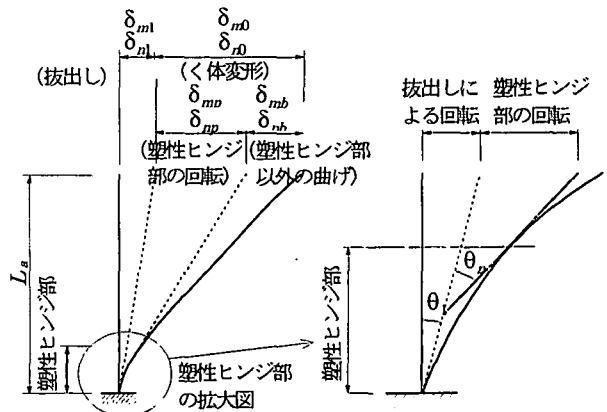


図-8 M点、N点における変位の算定

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1}$$

$$= 0.047980 \text{ rad } (\rho_m=1.0), 0.050056 \text{ rad } (\rho_m=1.2)$$

ここに,

θ_{m0} : M点におけるく体変形による部材角

$$\theta_{m0} = \delta_{m0}/L_a$$

$$= 0.043225 \text{ rad } (\rho_m=1.0), 0.043869 \text{ rad } (\rho_m=1.2)$$

δ_{m0} : M点におけるく体変形

$$\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp}$$

$$= 345.796 \text{ mm } (\rho_m=1.0), 350.952 \text{ mm } (\rho_m=1.2)$$

δ_{mb} : M点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変で、曲率を2階積分して算定する (図-9).

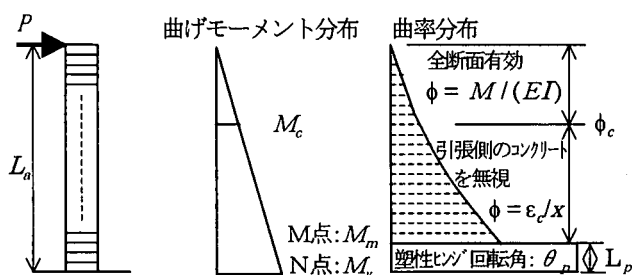


図-9 M点、N点におけるく体変形の算定

$$\delta_{mb} = 26.854 \text{ mm } (\rho_m=1.0), 32.010 \text{ mm } (\rho_m=1.2)$$

δ_{mp} : M点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p/2)$$

$$= 318.942 \text{ mm}$$

θ_{pm} : 塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pm} = (0.021 k_{w0} \cdot \rho_w + 0.013) / (0.79 \rho_t + 0.153)$$

$$= 0.043992 \text{ rad}$$

ただし, $0.021 k_{w0} \cdot \rho_w + 0.013 \leq 0.04$,
 $0.79 \rho_t + 0.153 \geq 0.78$

k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数
 (= 1.15 : SD390)

ρ_w : 帯鉄筋比(%)

$$\rho_w = 100 A_w / (b_w \cdot S_s) = 0.955 \%$$

A_w : 区間 S_s における帯鉄筋の総断面(mm^2)
 (= D19-20 本 = 5,730 mm^2)

b_w : 腹部の幅(= 4,000 mm)

S_s : 帯鉄筋の配置間隔(= 150mm)

ρ_t : 引張鉄筋比(%)

$$\rho_t = 100 A_s / (b \cdot d) = 0.844 \%$$

A_s : 引張鉄筋断面積(mm^2)

(= D32-59 本 = 46,857.8 mm^2)

b : 部材の幅(= 4000 mm)

L_p : 等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 1.0D = 1,500 \text{ mm}$$

D : 断面高さ(= 1,500mm)

θ_{m1} : M点におけるフーチングからの軸方向鉄筋の抜

出しによる部材端部の回転角

$$\theta_{m1} = \{(2.7 k_{w1} \cdot \rho_w + 0.22) (1 - N'_d / N'_b) + 1\} \cdot \theta_{y1}$$

$$= 0.004755 \text{ rad } (\rho_m=1.0), 0.006187 \text{ rad } (\rho_m=1.2)$$

ただし, $2.7 k_{w1} \cdot \rho_w + 0.22 \leq 3.7$, $N'_d / N'_b \leq 1.0$
 k_{w1} : 帯鉄筋強度を考慮する係数(= 1.15: SD390)
 N'_d : 設計軸圧縮力(= 9,671.6 kN)
 N'_b : 釣合い軸力(= 47,410.0 kN : $\rho_m=1.0$,
 44,252.6 kN : $\rho_m=1.2$)

・ N点

・ 曲げモーメント M_n

$M_n = M_y$ とする.

$$M_n = 28728.0 \text{ kN}\cdot\text{m } (\rho_m=1.0), 33381.8 \text{ kN}\cdot\text{m } (\rho_m=1.2)$$

・ 部材角 θ_n

θ_n は, く体の曲げ変形による部材角 θ_{n0} と部材接合部からの軸方向鉄筋の拔出しによる部材端部の回転角 θ_{n1} の和として算定する (図-8).

$$\theta_n = \theta_{n0} + \theta_{n1}$$

$$= 0.057279 \text{ rad } (\rho_m=1.0), 0.058921 \text{ rad } (\rho_m=1.2)$$

ここに,

θ_{n0} : N点におけるく体変形による部材角

$$\theta_{n0} = \delta_{n0}/L_a$$

$$= 0.052524 \text{ rad } (\rho_m=1.0), 0.052734 \text{ rad } (\rho_m=1.2)$$

δ_{n0} : N点におけるく体変形

$$\delta_{n0} = \delta_{nb} + \delta_{np}$$

$$= 420.190 \text{ mm } (\rho_m=1.0), 421.874 \text{ mm } (\rho_m=1.2)$$

δ_{nb} : N点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位で、曲率を2階積分して算定する (図-9).

$$\delta_{nb} = 23.376 \text{ mm } (\rho_m=1.0), 28.061 \text{ mm } (\rho_m=1.2)$$

δ_{np} : N点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p/2)$$

$$= 396.814 \text{ mm } (\rho_m=1.0), 393.813 \text{ mm } (\rho_m=1.2)$$

θ_{pn} : 塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta \theta_p$$

$$= 0.054733 \text{ rad } (\rho_m=1.0)$$

$$= 0.054319 \text{ rad } (\rho_m=1.2)$$

$$\Delta \theta_p = K_p (M_y - M_n)$$

$$= 0.010741 \text{ rad } (\rho_m=1.0)$$

$$= 0.010327 \text{ rad } (\rho_m=1.2)$$

$$K_p = -0.1/M_n$$

θ_{n1} : N点におけるフーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる部材端部の回転角でM点と同じ値とする.

$$\theta_{n1} = 0.004755 \text{ rad } (\rho_m=1.0), 0.006187 \text{ rad } (\rho_m=1.2)$$

b) 杭

杭部材の非線形性は、M- ϕ 関係により表わす。C点・Y点・M点・N点におけるM- ϕ 関係は、軸力の変動による影響を考慮するとともに、曲げ耐力は平面奥行き方

向の本数分を考慮して算定した。

(4) 破壊形態の判定

橋脚く体の破壊形態を判定する。破壊形態の判定は、設計せん断耐力 V_{yd} と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力 V_{mu} を比較することにより行う。

ここで、 V_{mu} ：部材が曲げ耐力に達するときのせん断力。

$V_{mu} = M_u / L_a = 4,653.3 \text{ kN}\cdot\text{m} \ (\rho_m=1.2)$

M_u ：曲げ耐力。曲げ耐力は、断面内の全ての軸方向鉄筋を考慮して算定する。

$M_u = 37,226.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \ (\rho_m=1.2)$

L_a ：せん断スパン (= 8.00 m)

V_{yd} ：設計せん断耐力 (= 18,277.7 kN)

$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$

V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力。 γ_b は、1.3とする。

V_{sd} ：せん断補強鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力。 γ_b は1.15とする。

したがって、 $V_{mu} / V_{yd} = 0.25 < 1.0$ となるため、橋脚く体は曲げ破壊モードと判定する。

なお、杭部材は破壊形態の判定ができないため、静的非線形解析の結果を用いて、せん断破壊に対する照査を行う。

(5) 静的非線形解析

静的非線形解析は、構造物の荷重～変位曲線が負勾配領域に達し、十分に耐力が低下するまで解析を行った。

ケース 1 およびケース 3 の慣性力作用位置(橋脚く体天端)における荷重～変位曲線を図-11および図-12に示す。

橋脚く体基部の降伏は、ケース 1 で震度 0.384、ケース 3 では震度 0.451 で生じている。しかし、杭基礎はいずれのケースにおいても、押込み側地盤が最外縁の杭頭反力が設計鉛直支持力の上限值に達しておらず、また引抜き側地盤が全本数の半数(本橋脚の場合、1本)の杭頭反力が設計引抜き抵抗力の上限值に達しておらず、杭部材が全本数の半数の杭が降伏耐力に達していない。また、最大震度は、ケース 1 で 0.432、ケース 1 で 0.503 である。

したがって、ケース 3 の方がケース 1 よりも降伏震度、降伏変位および最大震度が大きくなっているものの、損傷過程は同様な傾向であり、降伏橋脚く体基部のみが降伏している結果となっている。

また、 $\alpha_f=1.0$ と 2.0 の違いによる差は極めて小さく、ケース 2 はケース 1 と、ケース 4 はケース 3 とほぼ同一の結果であった。これは、杭基礎の降伏点となる状態が生じていないためと考えられる。

(6) 構造物の応答値の算定

a) L 2 地震動に対する応答値の算定

非線形スペクトル法を用いて L 2 地震動に対する応答

値を算定する手順をケース 1 について示す。

・ 構造物全体系の降伏震度 K_{hy}

静的非線形解析の結果より、構造物全体系の降伏震度 K_{hy} は 0.384、降伏変位 δ_y は 93 mm (上部工慣性力作用位置での水平変位) である。

・ 構造物の等価固有周期 T_{eq}

等価固有周期 T_{eq} は、次式で算定する。

$T_{eq} = 2.0 \sqrt{\delta_y / K_{hy}}$

ここに、 T_{eq} ：構造物の等価固有周期(s)

δ_y ：降伏変位(m) (= 93 mm= 0.093 m)

K_{hy} ：降伏震度 (= 0.384)

したがって、 $T_{eq} = 2.0 \sqrt{93 / 0.384} = 0.984 \text{ (s)}$

・ 所要降伏震度スペクトルの選定

橋脚く体基部の降伏が構造物全体系の降伏点となるため、「L 2 地震動(スペクトルⅡ)上部構造物(RC)・G 3 地盤用」の所要降伏震度スペクトルを選定する。

・ 応答塑性率 μ および応答値の算定

所要降伏震度スペクトルを用いて、構造物全体系の降伏震度と構造物の等価固有周期の交点を求め、応答塑性率 μ を算定すると、 $\mu=5.1$ となる(図-10 参照)。

構造物全体系の降伏変位 δ_y に応答塑性率 μ を乗じて、応答変位量 δ_{L2} を算定すると、 $\delta_{L2} = 474 \text{ mm} (= 93 \text{ mm} \times 5.1)$ となる。荷重～変位曲線を図-11に示す。また、ケース 3 の荷重～変位曲線を図-12に示す。

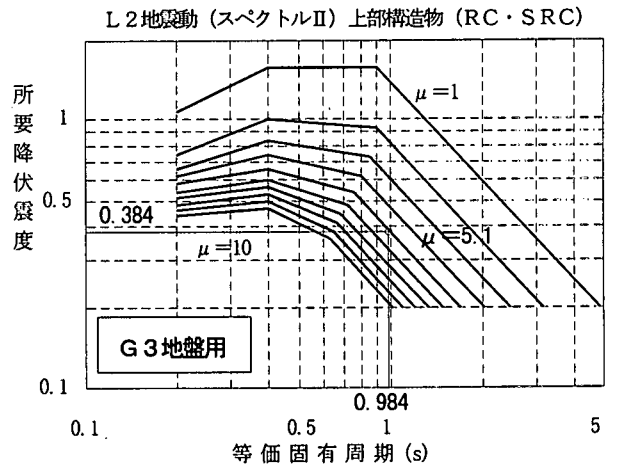


図-10 所要降伏震度スペクトル

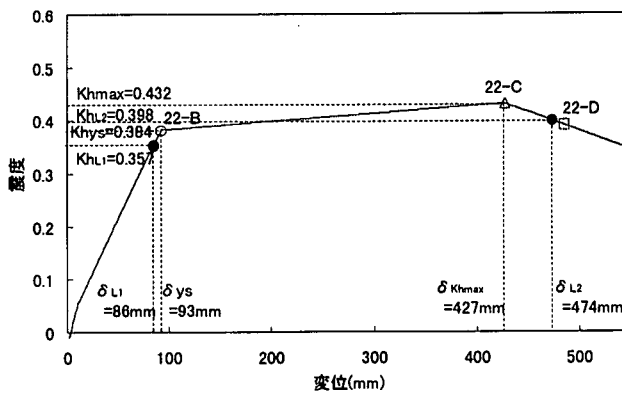


図-11 荷重～変位曲線(ケース 1)

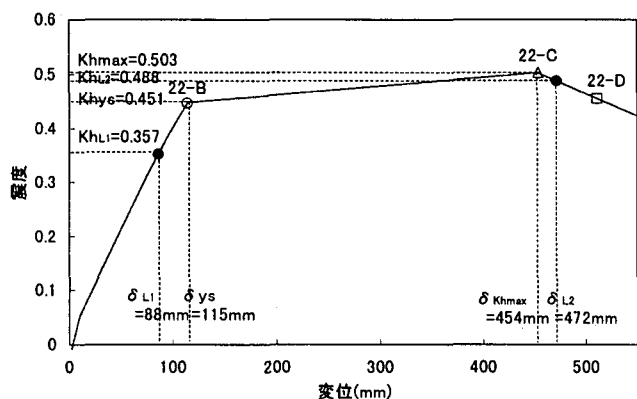


図-12 荷重～変位曲線(ケース3)

注)・22-B:橋脚く体基部(節点22)の損傷レベル1限界点

・22-C:橋脚く体基部(節点22)の損傷レベル2限界点

・22-D:橋脚く体基部(節点22)の損傷レベル3限界点

・ K_{hys} :上部構造物の降伏震度

・ δ_{ys} :上部構造物の降伏変位(mm)

・ $K_{hL1} \cdot \delta_{L1}$:L1地震動に対する震度・水平変位(mm)

・ $K_{hL2} \cdot \delta_{L2}$:L2地震動に対する震度・水平変位(mm)

・ $K_{hmax} \cdot \delta_{Khmax}$:最大震度・最大震度における水平変位(mm)

また、ケース2もケース1と同様に応答値を算定し、その結果を表-5に示す。

表-5 応答値の算定結果(橋軸方向)

ケース		ケース1	ケース2
上部構造物	降伏震度 K_{hys}	0.384	0.386
基礎	降伏震度 K_{hyf}	降伏しない	
降伏震度の判定		$K_{hys} < K_{hyf}$	
構造物	降伏震度 K_{hy}	0.384	0.386
全体系	降伏変位 δ_y	93(mm)	93(mm)
構造物の等価固有周期 T_{eq}		0.984(s)	0.982(s)
所要降伏震度スペクトル	設計地震動 上部 or 基礎 地盤種別	L2地震動(スペクトルⅡ) 上部構造物(RC) G3地盤用	
応答塑性率 μ		5.1	5.0
応答変位量 $\delta_{L2}(=\delta_y \cdot \mu)$		474(mm)	465(mm)

b) L1地震動に対する応答値の算定

G3地盤における地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル(L1地震動)より、応答加速度は350(gal)となる。したがって、明らかに耐震性能Ⅰを満足する。

4. 耐震性能の照査

(1) L2地震動に対する検討

a) 部材の損傷レベルの照査

・橋脚く体

橋脚く体の部材の非線形性は $M-\theta$ 関係により表現しており、破壊形態は曲げ破壊モードであるため、部材角を照査指標として、次式により損傷レベルの照査を行う。

$$\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_{rd} \leq 1.0$$

ここに、 θ_d :設計応答部材角

θ_{rd} :部材角の制限値

γ_i :構造物係数

以下、決定ケースとなったケース1およびケース2($\rho_m = 1.0$)について述べる。

・損傷レベル1制限値

降伏時の設計部材角 θ_{yd} を損傷レベル1制限値とする。

$$\theta_{yd} = \theta_y / \gamma_b = 0.007044 \text{ rad} (\rho_m = 1.0)$$

ここに、

θ_y :降伏時の部材角(=0.007044 rad: $\rho_m = 1.0$)

γ_b :部材係数(=1.0)

・損傷レベル2制限値

最大水平抵抗荷重程度を維持する最大変位時の設計部材角 θ_{md} を損傷レベル2制限値とする。

$$\begin{aligned} \theta_{md} &= \theta_{n0d} + \theta_{n1d} \\ &= (\delta_{nb} / \gamma_b + \delta_{np} / \gamma_b) / L_a + \theta_{n1} / \gamma_b \\ &= 0.047980 \text{ rad} (\rho_m = 1.0) \end{aligned}$$

ここに、

θ_{n0d} :く体の曲げ変形による設計部材角

θ_{n1d} :部材接合部からの軸方向鉄筋拔出しによる部材端部の設計回転角

γ_b :部材係数(=1.0)

δ_{nb} :塑性ヒンジ部以外の曲げ変形によるく体変位(=26.854 mm: $\rho_m = 1.0$)。

δ_{np} :塑性ヒンジ部の曲げ変形によるく体変位(=318.942 mm)

L_a :せん断スパン(=8,000 mm)

θ_{n1} :部材接合部からの軸方向鉄筋拔出しによる部材端部の回転角(=0.004755 rad: $\rho_m = 1.0$)

・損傷レベル3制限値

降伏荷重を維持する最大変位時の設計部材角 θ_{nd} を損傷レベル3制限値とする。

$$\begin{aligned} \theta_{nd} &= \theta_{n0d} + \theta_{n1d} \\ &= (\delta_{nbd} + \delta_{npd}) / L_a + \theta_{n1d} \\ &= [\delta_{nb} / \gamma_b + \{\delta_{np} / \gamma_b + \Delta\theta_p / \gamma_b \cdot (L_a - L_p / 2)\}] / L_a + \theta_{n1} / \gamma_b \\ &= 0.056009 \text{ rad} (\rho_m = 1.0) \end{aligned}$$

ここに、

θ_{n0d} :く体の曲げ変形による設計部材角

θ_{n1d} :部材接合部からの軸方向鉄筋拔出しによる部材端部の設計回転角

θ_{n1} :部材接合部からの軸方向鉄筋拔出しによる部材端部の回転角(=0.004755 rad: $\rho_m = 1.0$)

γ_b :部材係数(=1.0。 $\Delta\theta_p$ 算出の際は1.15)

δ_{nb} :塑性ヒンジ部以外の曲げ変形によるく体変位(=23.376 mm: $\rho_m = 1.0$)。

δ_{np} :損傷レベル2限界時の塑性ヒンジ部の曲げ変形によるく体変位(=318.942 mm)

$\Delta\theta_p$:損傷レベル2限界時から3限界時の、塑性ヒン

ジ回転角増分 (= 0.010741 rad : $\rho_m=1.0$)

L_p :等価塑性ヒンジ長 (= 1,500 mm)

損傷レベルの照査結果を表-6に示す。

表-6 損傷レベルの照査結果(橋軸方向)

決定ケース		ケース1
水平変位(mm)		474 mm
応答値	θ_d (rad)	-0.054224
損傷レベル の 制限値	損傷レベル1: θ_{yd} (rad)	-0.007044
	損傷レベル2: θ_{md} (rad)	-0.047980
	損傷レベル3: θ_{nd} (rad)	-0.056009
構造物係数: γ_i		1.0
照 査	損傷レベル1: $\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_{yd}$	7.70
	損傷レベル2: $\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_{md}$	1.13
	損傷レベル3: $\gamma_i \cdot \theta_d / \theta_{nd}$	0.97
損傷レベル		3
損傷レベルの制限値		3

これより、損傷レベルは3となり、損傷レベルの制限値3を満足する。

なお、表-6の水平変位は、上方の慣性力作用位置における水平変位（以下、水平変位）である。

・杭部材

静的非線形解析の結果から、杭部材は曲げ降伏しないことを確認しているため、変形性能に関する照査は不要である。ここでは、せん断破壊に対する照査を、次式により行う。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$$

ここに、

γ_i :構造物係数

V_d :設計せん断力。静的非線形解析の全ての過程で、 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$ が最大となる V_d を用いる。

V_{yd} :設計せん断耐力

せん断破壊に対する照査結果を、表-7に示す。軸方向鉄筋の降伏強度に $\rho_m=1.2$ を考慮したケース3およびケース4の方が生じる設計せん断力が大きく、また軸力変動も大きいため、これが決定ケースとなっている。

表-7 せん断破壊に対する照査結果(杭1本分:橋軸方向)

検討位置	3列目 (引抜き杭)	2列目 (中間杭)	1列目 (押込み杭)
決定ケース	ケース3	ケース3	ケース3
水平変位(mm)	456	456	454
V_d (kN)	383.8	455.7	561.0
V_{yd} (kN)	1,250.8	1,379.3	1,442.8
γ_i	1.0	1.0	1.0
$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.31	0.33	0.39

したがって、1列目～3列目の全ての杭の損傷レベルは損傷レベル1となる。

なお、設計想定地震動を超える地震動が作用した際にも、脆性的な破壊とならないことを確認するため、せん断破壊に対する照査を静的非線形解析の全ての過程で行っている。

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、基礎部材の損傷レベルの照査と基礎の応答塑性率の照査について行うが、杭基礎の降伏点となる状態が生じていないことから、杭基礎の安定レベルは安定レベル1となる。

c) 耐震性能

a)部材の損傷レベルの照査および b) 杭基礎の安定レベルの照査より、耐震性能Ⅱを満足する。

(2) L1地震動に対する検討

3.(6)bより、L1地震動に対して耐震性能Ⅰを満足する。また、列車走行性を損なうような過大な変位が生じないように構造物の変位の検討を行い、制限値を満足していることを確認しているが、本論では省略する。

4. おわりに

本論では、一般的な形式の鉄筋コンクリート橋脚(杭基礎)を対象とし、耐震標準に基づいて非線形スペクトル法により具体的な耐震性能の照査を行った。

構造物全体をモデル化し、非線形解析を行うため、地震時の損傷過程が把握でき、被災後の復旧にも役立つものと考えられる。

なお、支承部に関しても適切な損傷レベルの制限値を設定し、別途検討を行う必要がある。

参考文献

- 1)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計),1999
- 2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物 SI 単位版),1999
- 3) 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),1997