

非線形スペクトル法を用いた鉄道鋼製ラーメン橋脚の耐震設計

後藤貴士¹・池田学²・杉本一郎³・市川篤司⁴

¹正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

²正会員 工修 日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2)

³正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

⁴正会員 工博 東京工業大学 土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

1. はじめに

平成11年10月鉄道構造物等設計標準・同解説：耐震設計¹⁾(以下、耐震設計標準とよぶ)が制定された。耐震設計標準は、構造物の重要度に応じて要求される構造物の耐震性能を設定し、設計想定地震動による構造物の応答値が所要の耐震性能を満足するかを照査する体系になっている。

鉄道構造物におけるこれまでの耐震設計は、桁や橋脚等の上部構造物と基礎構造物とを分離して検討を行っていたが、耐震設計標準では上部構造物と基礎を一体としたモデルとし、応答値の算定は動的解析により行うことを原則としている。

著者らは、これまでに鋼製ラーメン橋脚を対象として一連の実験および解析を実施し、鋼ラーメン橋脚の耐震性能を簡易的に評価できる解析手法を提案しており^{2),3),4)}、耐震設計標準にも反映されている。

本報告では、この解析手法を実構造物に適用した場合の耐震性能の照査例を紹介することを目的とし、耐震設計標準に則り、簡易的な動的解析法である非線形スペクトル法による鉄道用鋼製ラーメン橋脚の耐震設計について、L2地震動に対する主として上部構造物の照査の流れを紹介する。

2. 鉄道構造物の耐震設計標準の概要

(1) 設計想定地震動と構造物の耐震性能

耐震設計標準における設計想定地震動はL1地震動(構造物の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)、L2地震動(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)

表-1 構造物の耐震性能

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、早期に機能が回復できる
耐震性能III	地震によって構造物全体が崩壊しない

表-2 部材の損傷レベル

損傷レベル1	無損傷
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷
損傷レベル3	補修が必要な損傷
損傷レベル4	補修が必要で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷

表-3 基礎の安定レベル

安定レベル1	無損傷
安定レベル2	場合によっては補修が必要な損傷
安定レベル3	補修が必要で、場合によっては補強や構造物の矯正等が必要な損傷

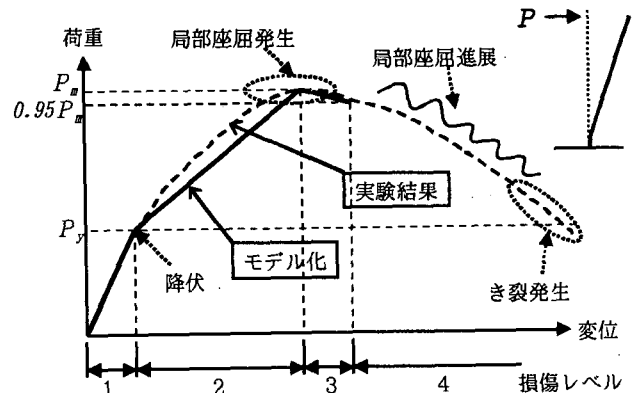


図-1 鋼部材の損傷レベル

の2つのレベルの地震動を設定している。また、構造物の耐震性能は地震後の構造物の復旧の難易に対する性能であり、表-1に示すように定義されている。構造物の耐震性能は、表-2、表-3に示す部材の損傷

レベル、基礎の安定レベル等と関連づけて評価される。部材の損傷レベルとは、部材の損傷度や補修の難易性を示す指標である。例えば、鋼部材の損傷レベルは図-1に示すように、片持柱供試体の交番載荷実験結果の荷重-変位包絡曲線において、供試体の損傷度を考慮して4段階に区分される⁴⁾。基礎の安定レベルとは、支持力および変位量を考慮した指標である。

また、L1地震動に対しては耐震性能Iを、L2地震動に対しては耐震性能IIあるいはIIIを満足することを照査する。表-4にラーメン橋脚を例にした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の目安を示す。

(2) 構造解析モデルの設定

耐震設計標準では、構造解析にあたって柱・梁・杭等の部材を線材によってモデル化することを基本にしている。このとき各部材は、非線形性を考慮する。

例えば、鋼部材の場合、図-1に示すようなトリリニア型にモデル化する。モデルの折れ点については部材の交番載荷実験結果をもとに算定方法が提案されている⁴⁾。また、鋼部材は、十分な変形性能(降伏以降も耐力の上昇が期待でき、局部座屈が発生した以降も急激に耐力が低下しない)が期待できるプロポジションとするのがよいが、耐震設計標準ではその目安として、以下のようなパラメータの範囲を設定している。

矩形断面(補剛断面の場合)

$$R_r \leq 0.5, \bar{\lambda} \leq 0.5, \gamma/\gamma^* \geq 3.0$$

ここで、

R_r : 幅厚比パラメータ

$$R_r = \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f}{E}} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot k}} \quad (1)$$

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f}{E}} \cdot \frac{l}{r} \quad (2)$$

γ : 縦方向補剛材とフランジ板の剛比

$$\gamma = \frac{I_s}{b \cdot t^3 / 11} \quad (3)$$

γ^* : 線形座屈理論から求められる最適剛比

$$\gamma^* = 4\alpha^2 n(1+n\delta) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} \quad (\alpha \leq \alpha_0) \quad (4)$$

$$\gamma^* = \frac{1}{n} (2n^2(1+n\delta) - 1)^2 - \frac{1}{n} \quad (\alpha > \alpha_0) \quad (5)$$

E : 弾性係数, ν : ポアソン比

b : フランジ全幅, t : フランジ板厚

表-4 鋼ラーメン橋脚の耐震性能

構造物の耐震性能		I	II	III
部材の損傷レベル	梁	1	2	3
	柱	1	3	3
基礎の安定レベル		1	2	3

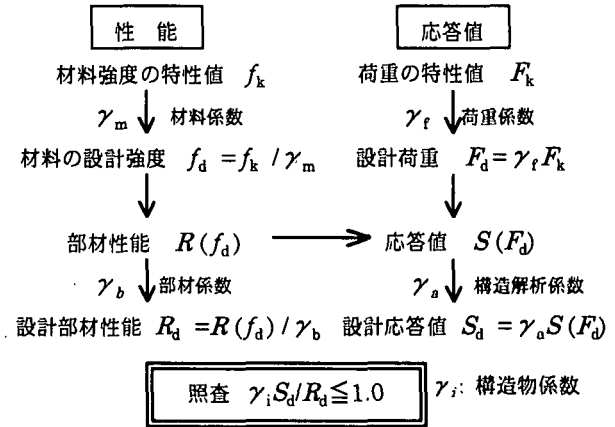


図-2 部材の照査方法の概念

f : 構造用鋼材の基本強度

k : 座屈強度(補剛断面の場合 $k = 4n^2$)

n : 縦補剛材で囲まれたサブパネルの数

l : 有効座屈長, r : 断面2次半径

I_s : 1本当りの縦方向補剛材の断面2次モーメント

δ : 1本当りの縦方向補剛材の面積 A と板の断面面積 bt との比 A/bt

α : 横方向補剛材間隔 a と板幅 b との比 a/b

α_0 : $\alpha_0 = \sqrt[4]{(1+n\gamma)}$

(3) 構造物の応答値の算定

構造物の応答値の算定法には、非線形スペクトル法と時刻歴動的解析法の2手法がある。非線形スペクトル法は、所要降伏震度スペクトルを用いて構造物の非線形動的応答値を予測するもので、時刻歴動的解析法の簡便法として位置づけられている。なお、所要降伏震度スペクトルとは、構造物の塑性域での挙動を知るために構造物の固有周期をパラメータとして1自由度系の非線形時刻歴応答解析を行い、応答塑性率ごとに構造物の固有周期と所要降伏震度との関係を示したものをいう。非線形スペクトル法は、時刻歴動的解析法に比べて比較的簡易な手法であるが、構造物の振動モードが比較的単純で非線形化する部位が明確な場合に適用が限定される。なお、所要降伏震度スペクトルは、地盤種別、構造材料、基礎形式毎に作成されている。¹⁾

非線形スペクトル法の適用には、対象とする構造

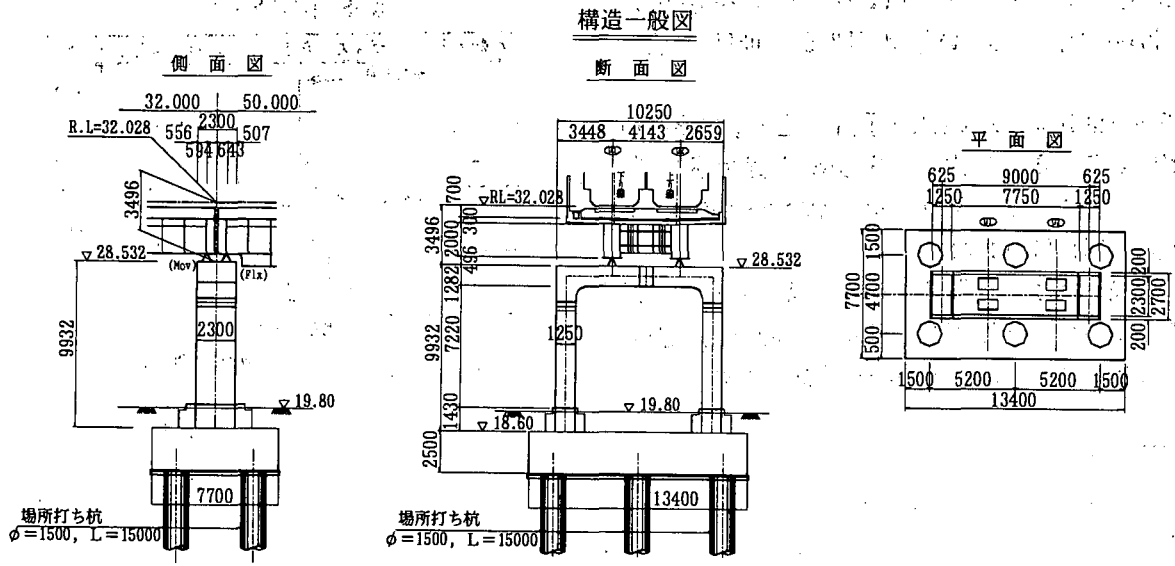


図-3 構造一般図

物の等価固有周期と降伏震度が必要であるが、これらは静的非線形解析により求められる。具体的な算定方法については次章の照査例において示す。

(4) 構造物の耐震性能の照査

図-2に部材の損傷レベルの照査方法の概念を示す。部材性能 $R(f_i)$ は、部材の損傷レベルに応じた耐力、変形性能等を総合して表したものであり、応答値 $S(F_i)$ は、部材に作用する断面力、応答部材角および応答曲率等を表したものである。

3. 鋼製ラーメン橋脚の耐震照査例

(1) 対象構造物

単純桁式複線用合成箱桁 ($L=32m, 50m$) を受ける鋼門型ラーメン橋脚を対象とする。構造一般図を図-3に示す。なお、基礎構造は杭基礎 ($\phi=1500, L=15m$) である。

(2) 非線形スペクトル法による耐震照査の流れ

本報告で対象とする構造物は、構造系が比較的単純であり、主たる塑性ヒンジの発生箇所が明確であるという適用条件を満たすと考えられることから、非線形スペクトル法により応答値を算定する。非線形スペクトル法による耐震照査の流れを図-4に示す。

所要降伏震度スペクトルには、地盤種別ごとに上部構造物用と基礎用があり、静的非線形解析により上部構造物と杭基礎の降伏震度を比較し適用スペクトルを選定する。そして、所要降伏震度スペクトルから算定する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。

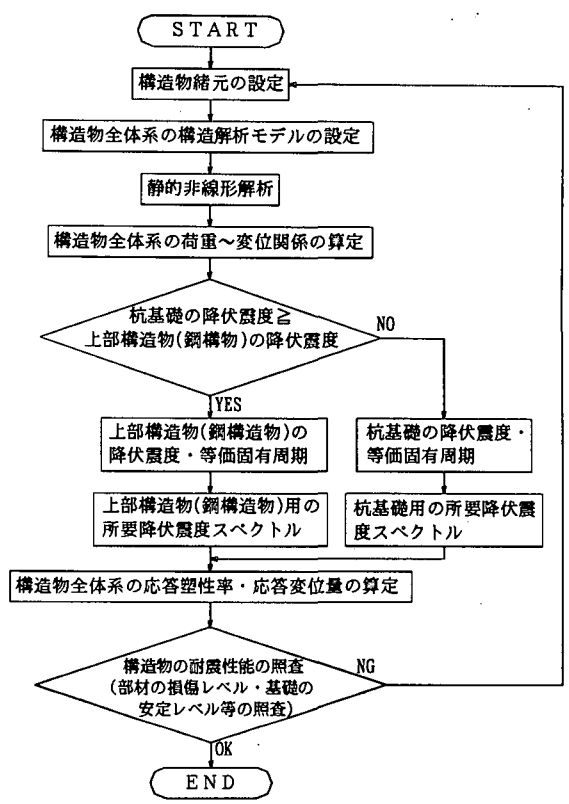


図-4 非線形スペクトル法による耐震照査の流れ

(3) 設計条件

鋼ラーメン橋脚の耐震性能は、重要度の高い構造物としてL1地震動に対しては耐震性能Iを、L2地震動に対しては耐震性能IIを満足するものとする。

設計荷重は、永久荷重として固定死荷重： D_1 (構造物の自重や桁反力等) および付加死荷重： D_2 (フーチングの上載土等) を考慮し、変動荷重として列車荷重： L (EA-17: 35kN/m) を考慮する。

梁・柱の鋼材は SM490 ($f_{syk}=315N/mm^2$)、フーチング

および杭のコンクリートは各々 $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$, $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ を使用し, 鉄筋は SD345, SD390 を使用する。

支持地盤はN値 50 以上の砂質土層とし, 地盤種類の判定により, 表層地盤はG3地盤(普通地盤)と判定された。また, 液状化はしない土層と仮定し, 土質諸定数の補正は行わない。

なお, 設計地震動(L2地震動)は, 建設地点近傍での活断層の存在は不明と仮定し, 内陸型地震を対象としたスペクトルIIの地震動¹⁾を考慮する。

表-5 照査ケース

照査CASE	慣性力の向き	荷重の組合せ	α_1
①	橋軸方向 →	D ₁ +D ₂ +L+E ₀	2.0
2	↓		1.0
③	橋軸直角方向 →	D ₁ +D ₂ +L+E ₀	2.0
4	↓		1.0

E₀: 地震の影響

○ 数字は, 本報告での検討ケースを示す

(4)照査ケース

表-5に主な照査ケースを示す。ここで, α_1 は基礎の支持力係数で, 地盤反力の算定精度を考慮した係数である。上部構造(鋼橋脚)の照査を行う場合, 一般には $\alpha_1=2.0$ とし, 地盤反力の上限值に乗じる。すなわち, 地盤反力を2倍とし, 上部構造物に対して厳しい条件とすることで上部構造物の照査を行う。本報告では, 表-5に示す照査ケースのうち, CASE1およびCASE3について照査結果を紹介することとする。なお, 本報告で紹介する照査ケース以外にも実際の設計においては, 表-5に示すCASE2, CASE4のような基礎構造物の照査に着目したケースや, 杭(RC部材)の破壊形態の判定を行うケースについて照査を行う必要がある。

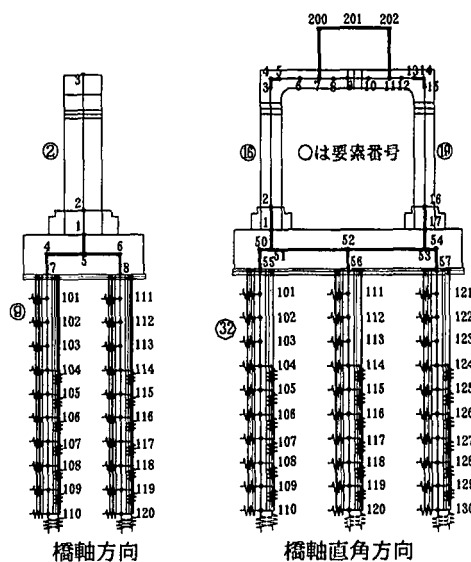


図-5 構造解析モデル

(5)構造解析モデル

構造解析モデルは, 図-5に示すように, 橋軸方向・橋軸直角方向共に平面モデルとし, 各部材は線材要素, 地盤はばね要素でモデル化する。各部材のモデル化は以下のようにしている。

柱と梁の断面を図-6に示す。ここで, 柱部材のパラメータを計算すると表-6に示すようになり, 橋軸方向の γ/γ^* のみ目安値3.0に対して2.87とやや目安を満たしていないものの, 橋軸方向および橋軸直角方向共に概ね良好な変形性能を有する部材と判断される。

橋軸方向の柱部材のモデル化は, M- θ (曲げモーメントと部材角)関係により図-7に例を示すトリリニア型の非線形特性を考慮している。

橋軸直角方向の柱部材のモデル化は, 橋軸方向と同様に, M- θ 関係によりトリリニア型の非線形特性を考慮している。ラーメン構造であることから, 解析時には柱の軸力が変動するため, 図-8に示す曲げモーメントと軸力の関係(M-N相関)によりその影響を考慮している。

また, 梁部材について, 通常, 鉄道構造物では,

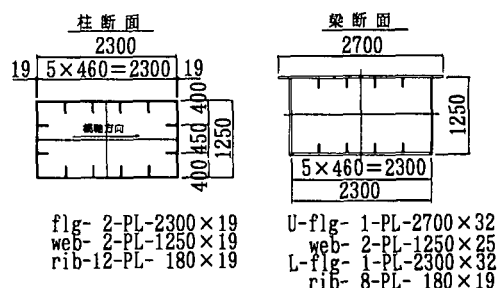


図-6 柱・梁断面

表-6 柱部材パラメータ

	橋軸方向	橋軸直角方向	目安値
R_f	0.444	0.497	≤ 0.5
λ	0.298	0.248	≤ 0.5
γ/γ^*	2.87	3.27	≥ 3.0

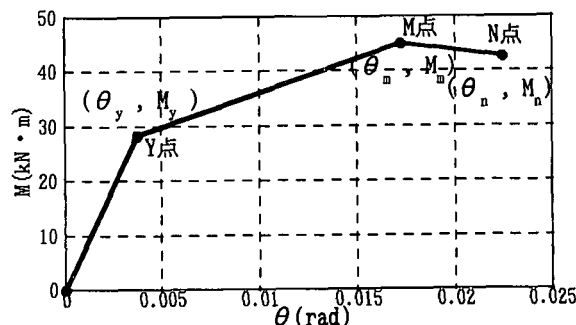


図-7 柱部材のM- θ 関係(橋軸方向:死荷重時)

たわみの照査により所要の剛性が確保されるため、地震時においても塑性化しないことが予想される。そこで、線形要素としてモデル化する。ただし、照査の際に降伏を超えていないこと、すなわち損傷レベル1であることを照査する。

フーチングは剛体として扱う。また、杭部材は、 $M-\phi$ (曲げモーメントと曲率) 関係によりテトラリニア型の非線形特性を考慮している。また、解析時には軸力が変動するため、その影響を考慮する。

各地盤ばね(杭の水平方向地盤抵抗, 杭周面の鉛直地盤抵抗, 杭先端の鉛直地盤抵抗)の非線形性は、それぞれ地盤反力を上限値とした完全バイリニア型とする。

(6) 構造物の応答値の算定

所要降伏震度スペクトルから応答塑性率を算定するには、構造物の降伏震度 K_y と等価固有周期 T_{eq} を求める必要がある。構造物の降伏震度および等価固有周期は静的非線形解析により求められるが、以下にその流れを示す。

a) 静的非線形解析

静的非線形解析の解析手法は変位増分法を用いる。解析ステップは、上部工慣性力作用位置における変位を1ステップあたり1.0mmに設定する。上部工慣性力の作用位置は、橋軸方向は橋脚天端位置、橋軸直角方向は桁の重心位置としている。なお、列車荷重により作用する水平方向の慣性力は、橋軸方向については列車荷重の特性値に0.2、橋軸直角方向については0.3を乗じた値を上限値としており、静的非線形解析ではその上限値を水平荷重として予め作用させた。

b) 降伏震度および降伏変位の算定

静的非線形解析から得られた上部工重心位置における震度-変位関係を、橋軸方向のCASE1は図-9に、橋軸直角方向のCASE3は図-10に示す。図には非線形特性の各折れ点(図-7参照)、すなわち各部材が損傷レベルの限界点に達する時点をプロットしている。この震度-変位関係より、柱部材の損傷が基礎構造物より先行しており、柱部材の損傷レベルにより構造物の耐震性能が決定される傾向が認められる。

構造物の降伏は、構造物の任意の部材が最初に降伏に達する点とし、橋軸方向は柱下端、橋軸直角方向は右柱上部が最初に降伏しているため、この時点を構造物の降伏点とする。

なお、静的非線形解析結果より、降伏震度および降伏変位を算定すると表-7のようになる。

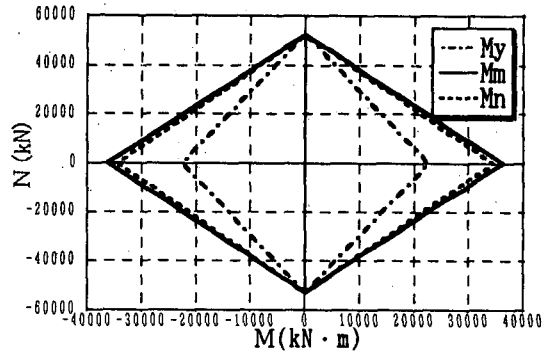


図-8 柱部材のM-N関係

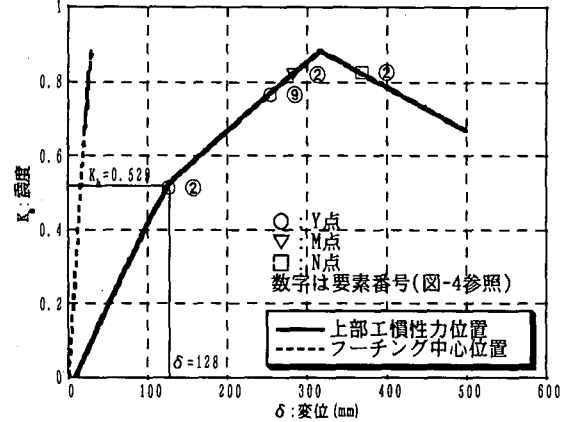


図-9 橋軸方向の震度-変位関係(CASE1)

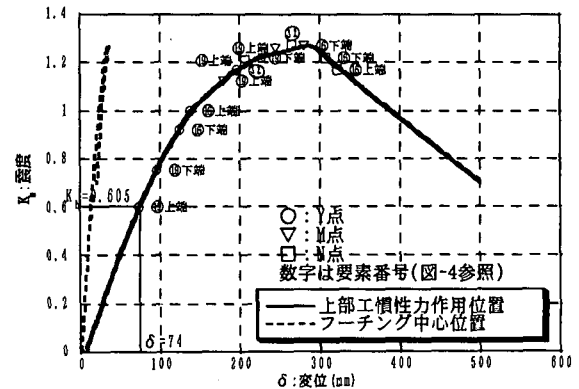


図-10 橋軸直角方向の震度-変位関係(CASE3)

表-7 応答値集計

	橋軸方向	橋軸直角方向
	CASE1	CASE3
降伏変位 δ_y (m)	0.128	0.074
降伏震度 K_{by}	0.529	0.605
等価固有周期 T_{eq} (sec)	0.984	0.699
応答塑性率 μ	2.4	2.7
応答変位 $\mu \delta_y$ (m)	0.307	0.200

c) 等価固有周期の算定

構造物の等価固有周期は、上部工慣性力の作用位置での荷重-変位関係から、構造物の降伏震度と降伏変位から(6)式により算定することができる。算定した等価固有周期を表-7に示す。

$$T_{eq} = 2.0 \sqrt{\frac{\delta_y}{K_{hy}}} \quad (\text{sec}) \quad (6)$$

ここに、 K_{hy} : 降伏震度

δ_y : 降伏変位 (m)

d) 応答値の算定

CASE1, CASE3 共に上部構造物の降伏震度が基礎構造物の降伏震度より小さいため、上部構造物用の所要降伏震度スペクトル(スペクトルII G3地盤用)を用いる(図-4)。図-11にCASE1について所要降伏震度スペクトルによる応答塑性率の算定例を示す。CASE1は、降伏震度 $K_{hy}=0.529$ 、等価固有周期 $T_{eq}=0.984$ であることから、応答塑性率 μ を読みとると $\mu=2.4$ を得る。応答変位は、降伏変位に応答塑性率を乗じて算出する。表-7に各ケースにおける応答値の算定結果を示す。CASE1の応答変位は0.307m、CASE3は0.200mとなる。

(7) L2地震動に対する耐震性能の照査

L2地震動に対する耐震性能の照査は、部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルについて行う必要がある。ここでは、柱部材の損傷レベルの照査結果を示す。なお、損傷レベルの制限値は図-1に示す関係をもとに各部材毎に算出した。

柱部材の損傷レベルの照査は、部材角を指標とし、上記により算出した応答変位時の部材角と、部材の損傷レベルの制限値を比較することにより行う。照査結果を表-8に示す。表-8より、橋軸方向、橋軸直角方向共に柱部材の損傷レベルは制限値3を満足している。

また、梁部材(橋軸直角方向)については、最大曲げモーメントが降伏曲げ耐力を超えていなかったため、損傷レベル1を満足していた。

本報告では、L2地震動に対する鋼部材の損傷レベルの照査について記述したが、実際には基礎の安定レベルについても所要のレベルを満足しており、L2地震動に対して耐震性能IIを満足することを確認している。

4. おわりに

本報告では、鋼製ラーメン橋脚を対象として、耐震設計標準に則り、非線形スペクトル法を用いたL2地震動に対する構造物の耐震性能の照査の一連の流れについて、主として鋼部材の損傷レベルの照査に着目して紹介したものである。

表-8 L2地震動照査結果

	橋軸方向	橋軸直角方向				
	CASE1	CASE3				
照査箇所	柱下端	左柱(引張側)		右柱(圧縮側)		
要素番号/節点番号	②/2	⑥/3	⑥/2	⑨/15	⑨/16	
応答変位(m)	0.307	0.200				
応答部材角 θ_i (rad)	0.0167	0.0097	0.0103	0.01413	0.01117	
照査	$\gamma_i \cdot \theta_i / \theta_{1d}$	4.66	2.26	2.40	4.42	3.49
	$\gamma_i \cdot \theta_i / \theta_{2d}$	1.10	0.55	0.58	1.13	0.90
	$\gamma_i \cdot \theta_i / \theta_{3d}$	0.84	0.41	0.44	0.97	0.76
照査結果(損傷レベル)	3	2	2	3	2	
損傷レベルの制限値	3	3	3	3	3	
判定	OK	OK	OK	OK	OK	

γ_i : 構造物係数 1.0, θ_{1d} : 損傷レベル1制限値
 θ_{2d} : 損傷レベル2制限値, θ_{3d} : 損傷レベル3制限値

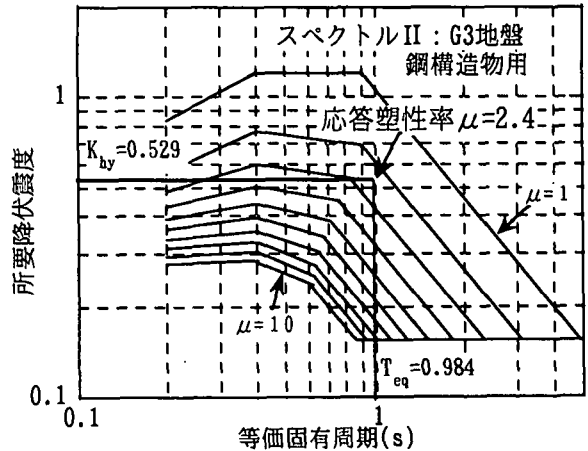


図-11 所要降伏震度スペクトル(上部構造物用)

従来、鋼鉄道構造物は、水平震度0.2相当の中規模地震を想定した修正震度法を用いてきたが、本報告で紹介した方法により大規模地震まで考慮した耐震性能の照査が可能であると考えている。

なお、ここではL1地震動に対する構造物の耐震性能の照査、L2地震動に対する基礎構造物の安定レベルの照査、その他添接部などの照査を省略しているが、現在これらの照査を含めた計算例を作成している。

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), 1999.10
- 2) 池田学, 山田正人, 市川篤司, 安波博道, 冨永知徳: 鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震設計法に関する一研究, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.17-24, 2000.1
- 3) 山田正人, 市川篤司, 池田学, 安原真人: 鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価実験, 鉄道総研報告第13巻第4号, pp.47-52, 1999.4
- 4) 池田学, 市川篤司, 山田正人, 安原真人: 鋼部材の変形性能と復元力特性, 鉄道総研報告第13巻第4号, pp.53-58, 1999.4