

鋼製橋脚のための非線形応答スペクトルについて

北海学園大学 正会員 杉本博之 学生員 佐々木利健 学生員 ○名畑信宏
北武コンサルタント 正会員 渡邊忠朋 山口大学工学部 正会員 古川浩平

1. まえがき

道路橋示方書V耐震設計編(以下、道示)¹⁾による鋼製橋脚の耐震性の照査には、基本的には時刻歴応答解析による検討を求めている。断面等の設計パラメータが仮定され、それらの値の良し悪しのみを検討するためであれば、時刻歴応答解析は有効な手法として用いられる。しかし、種々の断面変更が検討され、より良い設計を求める過程で用いられるのであれば、断面変更の論理が与えられたとしても、設計者に大きな負担を強いることになると考えられる。

そこで筆者らは、簡易な動的解析法と位置付けられる²⁾非線形スペクトル法を適用することを考え、道路橋のための非線形応答スペクトルを作成した³⁾⁴⁾。これは、時刻歴応答解析による最終の照査のための1次設計を求めるために用いられるものであるが、簡便だけでなく、精度が求められる。本報告では、門型ラーメン橋脚を例に取り、脚柱にコンクリートを充填した場合と無充填の場合に対して非線形スペクトル法と時刻歴応答解析で解析を行い、結果を比較することにより作成された非線形応答スペクトルの妥当性を検証した。

2. 非線形応答スペクトルの作成

非線形応答スペクトルとは、構造物の固有周期をパラメータとして1質点系の時刻歴応答解析を行い、その応答値(最大水平変位)を構造物の固有周期の関数として表示したものをいう。本研究では、非線形応答スペクトルの作成には、非線形応答スペクトル算出プログラム D-SPEC Ver1.1(以下、D-SPEC)を用いた。

鋼製構造物を対象とし、復元力特性は移動硬化型バイリニアモデルを用いた。減衰定数 h は、道示の標準加速度応答スペクトルで用いられる $h=0.05$ とした。時刻歴応答解析法に用いる積分法には Newmark- β 法を用い、 $\beta=0.25$ として解析を行った。以上の条件で、時刻歴応答解析を行う。道示では地盤種別、タイプIおよびII毎に、それぞれ3つの地震波形が観測され用いられている。それらの地震波形に対して、まず忠実にそれぞれの非線形応答スペクトルを作成する。次にそれぞれの応答塑性率毎に3波に対するスペクトル図を描く。最後に塑性率毎に3つのスペクトルの平均を取り、このスペクトルを包絡する直線群をもって求める非線形応答スペクトルとした。例として、I種地盤、タイプII地震動に対応するスペクトル図を図-1に示した。

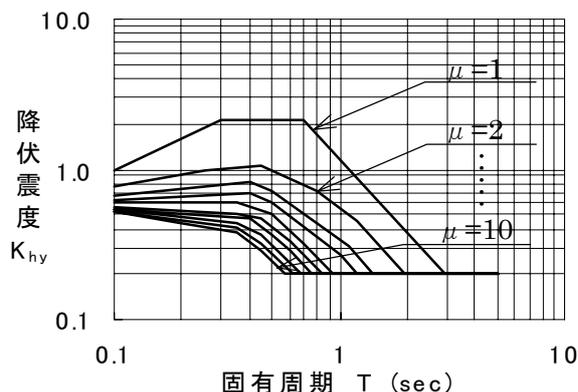


図-1 I種地盤、タイプIIのスペクトル図

3. 非線形スペクトル法

非線形スペクトル法は、構造物に対して地震動を与えて動力学的に解析することなく、地震時の非線形挙動を推定することができることから簡易動的解析法として位置付けられている²⁾。応答塑性率を算定する場合は、まず静的非線形解析から得られる構造物の固有周期 T および降伏震度 K_{hy} (静的非線形解析により得られる降伏荷重と上部工載荷重との比: P_y/W) を、図-1の非線形応答スペクトル図にプロットし、その点における応答塑性率 μ を内挿により算定する。また、応答変位 δ_d は次式により算定される。

$$\delta_d = \mu \cdot \delta_y \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 δ_y は構造物の静的非線形解析により得られる降伏変位である。

キーワード 非線形スペクトル法, 最大水平変位, 応答塑性率, 簡易動的解析法

連絡先 〒064-0926 北海道札幌市中央区南 26 条西 11 丁目 1 番 1 号 Tel(011)841-1161

表-1 断面諸元および固有値

断面 番号	N _F *N _W [本]	B*T _F [mm]	H*T _W [mm]	B _S *T _S [mm]	A [m ²]	I _{ex} [m ⁴]	I _{in} [m ⁴]	T _{ex} [sec]	T _{in} [sec]	δ _{yex} [mm]	δ _{yin} [mm]	K _{hyex}	K _{hyin}	μ _{SP}		μ _D		
														ex	in	ex	in	
無 充 填	1	3*2	1900*22	1600*25	200*19	0.202	0.109	0.084	0.812	0.410	68.2	35.3	0.417	0.849	3.10	2.83	2.76	2.41
	2	3*2	2000*22	1400*25	200*22	0.202	0.115	0.066	0.790	0.447	64.8	38.8	0.418	0.782	3.23	2.96	2.99	2.68
	3	3*2	2100*25	1200*19	200*19	0.189	0.105	0.051	0.827	0.496	60.9	43.2	0.359	0.709	3.68	3.16	3.05	2.60
	4	4*2	2300*22	1150*19	190*19	0.188	0.124	0.047	0.761	0.514	55.6	44.7	0.387	0.682	3.77	3.19	3.46	2.44
6 m 充 填	1	3*2	1850*16	1550*19	200*8	0.134	0.072	0.053	0.908	0.469	77.4	37.4	0.378	0.685	2.99	3.51	2.54	2.88
	2	3*2	2050*16	1450*19	200*9	0.139	0.088	0.05	0.816	0.480	69.0	39.3	0.417	0.686	3.07	3.43	2.71	2.85
	3	4*2	2250*14	1300*16	160*16	0.135	0.094	0.040	0.779	0.523	63.1	41.2	0.419	0.606	3.30	3.68	2.95	2.90
	4	4*2	2600*16	1300*19	200*8	0.152	0.142	0.047	0.626	0.487	52.1	43.6	0.535	0.739	2.98	3.29	2.84	2.64

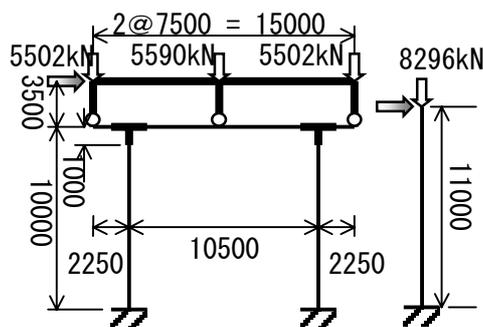


図-2 解析モデル図 (mm)

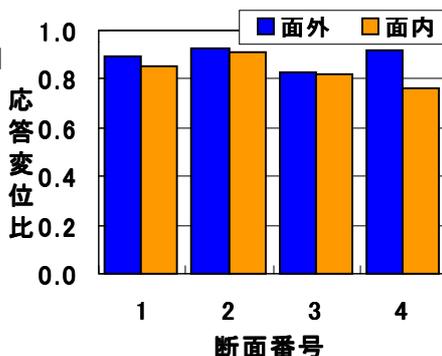


図-3 無充填橋脚の応答変位比

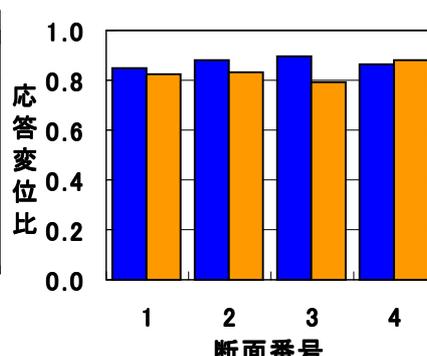


図-4 6m 充填橋脚の応答変位比

4. 解析結果

本研究が計算の対象としたのは、図-2 に示す一層門型鋼製ラーメン橋脚である。図-2 において左が面内方向、右が面外方向である。またコンクリートの充填高さは6mとした。今回の計算で用いた橋脚の断面諸元および固有値等の値を表-1 に示した。表-1 において上段の数値は無充填橋脚、下段の数値は6m 充填橋脚を示している。また N_F はフランジ補剛材本数、 N_W はウェブ補剛材本数、 B は断面幅、 T_F はフランジ板厚、 H は断面高さ、 T_W はウェブ板厚、 B_S は補剛材高さ、 T_S は補剛材板厚、 A は断面積、 I は断面2次モーメント、 T は構造物の固有周期、 δ_y は降伏変位、 K_{hy} は降伏震度、 μ_{SP} は非線形スペクトル法による応答塑性率であり、 μ_D は時刻歴応答解析により得られた応答塑性率である。また添え字の ex は面外方向、 in は面内方向を示している。

図-2 のモデルのための時刻歴応答解析には TDAPⅢ を用いている。また部材の復元力モデルは、曲げモーメント M と曲率 Φ の関係を移動硬化型トリリニアモデルとして与えた。減衰定数等の条件は D-SPEC の入力データと同様とした。非線形スペクトル法の結果と時刻歴応答解析の結果を応答変位で比較する。図-3 は無充填橋脚の応答変位比、図-4 は6m 充填橋脚の応答変位比である。それぞれ応答変位比は時刻歴応答解析により得られた最大水平応答変位を非線形スペクトル法により得られた最大水平応答変位で除した値である。無充填橋脚の応答変位比は面外方向では0.83~0.93、面内方向では0.77~0.91、6m 充填橋脚の応答変位比は面外方向では0.85~0.89、面内方向でも0.79~0.88であった。比較的良好な結果が得られたと考えられる。

5. まとめ

最終の耐震性の照査は、時刻歴応答解析で行うことを前提とし、そのための有効な1次設計を得るための方法として、最適手法と非線形スペクトル法による簡易耐震性の照査法の結合による設計システムを提案してきた。良好な1次設計を得るためには、耐震性の照査法つまり非線形応答スペクトル³⁾⁴⁾の妥当性が問題となる。そこで、門型ラーメン橋脚を例に取り、いくつかの断面において無充填と充填の最大水平変位の値を時刻歴応答解析の結果と比較検討した。今後、コンクリート断面を含めてさらに検討を加えたいと考えている。

参考文献 1) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編改定案，2001。2) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説耐震設計，1999。3) 杉本，他4名：道路橋の耐震設計用非線形スペクトルの作成とその耐震設計への応用，土木学会北海道支部論文報告集第58号，2002。4) 杉本，他5名：非線形スペクトル法による道路橋下部構造の耐震設計に関する研究，第5回SDDM講演論文集，2002。