

鋼製橋脚の耐震設計における骨格曲線の影響について

北海学園大学 正員 ○杉本博之, 学員 朝日啓太, 学員 佐々木利健
 山口大学 正員 古川浩平, 北武C. 正員 渡辺忠朋, 東光C. F 高久達将

1. まえがき 現在の耐震設計に関わる示方書類¹⁾²⁾では, 兵庫県南部地震に相当する大きな地震動を想定する場合, 部材の非線形性を考慮し, 時刻歴応答解析による耐震性の照査を必須としている. しかし時刻歴応答解析による照査を基本とする設計は, コストのおよび時間的に合理的な設計過程とは考えづらい. そこで本研究では最適化手法 GA を用いて静的非線形解析による一次設計を行い, 得られた一次設計を時刻歴応答解析による照査をする最適耐震設計システムの検討を行ってきた³⁾⁴⁾. ここでは, 色々な課題があるが, 静的非線形解析および時刻歴応答解析共通の問題として骨格曲線の問題がある. 文献 1)および 2)はどちらもパブリックな示方書であるにもかかわらず骨格曲線の定義には少なからぬ差がある. そこで本報告では, それらの骨格曲線が設計にどのように影響を及ぼすかを検討することを試みた. 本研究の耐震設計には, 骨格曲線あるいは耐震性の照査方法などいくつかの選択肢があるが, 耐震性の照査には地震時保有水平耐力法^{1) 3)}を用いるなど, 骨格曲線の選択以外はまったく同様にして設計を比較している.

2. 骨格曲線 本研究で比較を試みた 2 つの骨格曲線を説明する. それらを図-1 および図-2 に示した.

図-1 は基本的に道示¹⁾に従う骨格曲線である. ここで, YC 点は断面の圧縮側フランジの板厚中央が降伏ひずみに達した点, YT 点は同じく引張側が降伏ひずみに達した点, A 点は圧縮側が許容ひずみに達した点と定義される. 基本的にモーメント-曲率の関係で定義されるが, モーメント-部材角の関係が用いられる場合も想定して図は作られている. 許容ひずみ ε_a は, 多くの公式が提案されたが, ここでは, 次式⁵⁾を用いることにした.

$$\varepsilon_a / \varepsilon_y = 20 - 25R_F \quad (1)$$

ここで, ε_y : 降伏ひずみ, R_F : 補剛板全体の幅厚比パラメータである.

図-2 は JR²⁾に従う骨格曲線である. ここで, Y 点は最外縁ひずみが降伏ひずみに達した点, M 点は最大曲げモーメント程度を維持する最大変形点, N 点は最大曲げモーメントの 95% 程度を維持する変形点である. これら 2 種類の骨格曲線を用いてそれぞれ最適耐震設計を行ない結果を比較した.

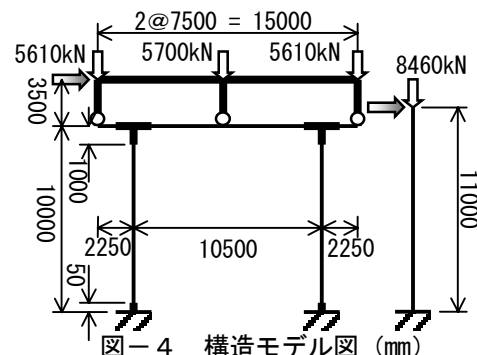
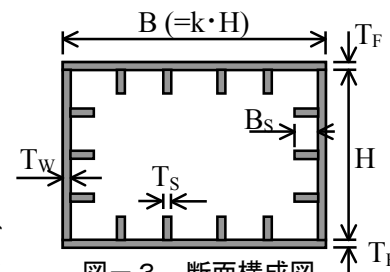
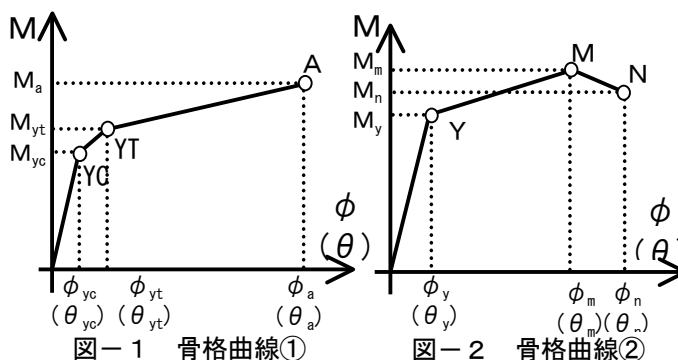
3. 最適耐震設計システム 本研究では, 最適耐震設計システム^{3) 4)}によって設計を行った. 最適耐震設計システムは, 最適化手法 GA と静的非線形解析による一次設計, 得られた一次設計の時刻歴応答解析による二次照査に大別される. 一次設計は, 次式で定義される, 鋼材総容積 V と補剛材本数 N の線形和の最少化を目的として得られる.

$$OBJ = V/V_0 + \alpha N \quad (2)$$

ここで, V_0 は V を無次元化する一定値, α は無次元化された鋼材総容積と補剛材 1 本のコスト比で, 後記の計算例では 0.01 とした. 設計変数は鋼製橋脚の断面構成として, 図-3 に示す断面高さ H , 板厚 T_F , T_W , 補剛材高さ B_S , 補剛材厚 T_S , 補剛材本数 N_F , N_W である. B と H の比はパラメータ k で与えた.

キーワード 最適耐震設計システム, 骨格曲線, 静的解析, 時刻歴応答解析

〒064-0666 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目 1 番 1 号 TEL(011)841-1161 FAX(011)551-2951



4. 数値計算 本究で対象とする鋼製橋脚の構造モデルは、2方向を同時考慮するため、面内、面外の2つの構造モデルを設定している。これらを図-4に示した。左に面内、右に面外の構造モデルである。使用鋼材はSM490Y、ダイヤフラム間隔は1900mm、地盤種別はI種地盤である。

4.1 最適設計結果 パラメータ k は、1.2, $\sqrt{2}$, $\sqrt{3}$, 2.0 を与えた。結果を表-1に示した。表中のOBJは目的関数値、Arは断面積である。ここで、 k と目的関数の関係を見ると、設計①では $k=\sqrt{2}$ 、②では $k=1.2$ でOBJが最も小さかった。この計算では、紙の規準のA4サイズがおおよそその最適形状ということになる。

次に、得られた一次設計に対して二次照査を行った。その結果を表-2に示した。照査項目は、最大応答曲率 $\phi_{\max}$ を降伏曲率 ϕ_{yc} と限界曲率 ϕ_a で除した比率、残留変位 δ_R 、および水平応答変位 $\delta_{h,\max}$ である。それらの許容値は δ_R は橋脚高さの100分の1、水平応答変位の δ_a は、静的非線形解析の最大変位とした。表に示すように、全ての設計において、制約条件を満足したので、次にこれらと比較することにする。

4.2 設計比較 k の値に対する、幅厚比、補剛材本数の比較を図-5、6に示す。幅厚比は B/T_F , H/T_W である。図-5において、①、②はそれぞれ設計①、②を、F、Wはフランジ、ウェブを意味する。それぞれの設計を比較すると、表-1に示すように断面積の差は少ないにも関わらず、設計①は薄肉の多補剛材断面、設計②は厚肉の少補剛材断面となった。ここで $k=1.2$ を例にとり、得られた断面の面外の骨格曲線の比較を行った。それを図-7に示した。図に顕著に表れているように、設計①は曲げ耐力、設計②は変形性能を大きくして耐震性を保っていることが見られる。これらの設計①、②の違いは、それぞれの骨格曲線の設定における構造物の性能の評価、また骨格曲線に関するパラメータ、特に細長比パラメータの適用範囲が影響していると考えられる。

表-1 最適設計結果

k		OBJ	N _F *N _W	B*T _F [mm]	H*T _W [mm]	B _S *T _S [mm]	Ar [m ²]
設計①	1.2	2.060	3*3	2200*25	1850*22	200*34	0.273
	√2	2.031	6*5	2700*19	1900*16	180*19	0.239
	√3	2.071	6*4	2750*19	1600*16	190*25	0.251
	2	2.037	5*3	2800*22	1400*16	200*28	0.258
設計②	1.2	1.711	2*2	1550*25	1300*32	250*36	0.233
	√2	1.724	2*2	1650*28	1150*28	270*36	0.235
	√3	1.784	3*2	1750*28	1000*25	280*32	0.238
	2	1.821	3*2	2000*28	1000*25	290*28	0.243

表-2 時刻歴応答解析による照査

	k	位置	$\phi_{\max}$	$\phi_{\max}$	δ_R	$\delta_{h,\max}$	δ_a	
			ϕ_{yc}	ϕ_a				
設計①	1.2	内	上	0.970	0.090	4	66	238
			下	5.006	0.465			
		外	6.875	0.590	39			
	$\sqrt{2}$	内	上	1.137	0.130	4	67	216
			下	5.689	0.653			
		外	7.304	0.705	10			
	$\sqrt{3}$	内	上	1.328	0.131	11	85	292
			下	6.891	0.681			
		外	6.868	0.592	12			
	2	内	上	2.178	0.212	20	101	327
			下	7.863	0.766			
		外	7.313	0.581	12			
設計②	1.2	内	上	2.566	0.435	25	130	210
			下	3.822	0.511			
		外	3.421	0.279	34			
	$\sqrt{2}$	内	上	2.273	0.375	25	125	247
			下	2.991	0.377			
		外	4.012	0.270	23			
	$\sqrt{3}$	内	上	2.471	0.349	15	145	313
			下	3.168	0.358			
		外	4.983	0.276	15			
	2	内	上	2.089	0.351	14	137	293
			下	2.625	0.369			
		外	6.468	0.333	32			

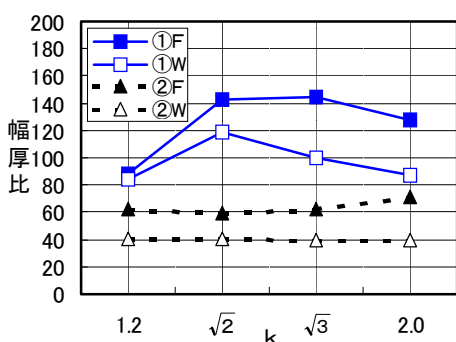


図-5 幅厚比の比較

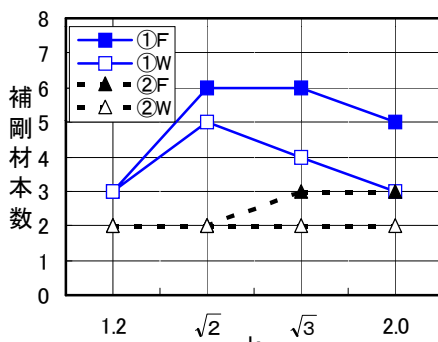


図-6 補剛材本数の比較

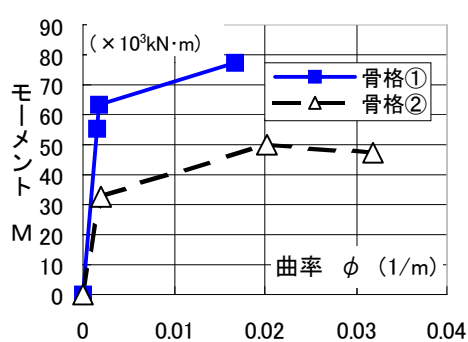


図-7 骨格曲線の比較

5. まとめ 道示に従う骨格曲線を用いる設計と、JRに従う骨格曲線を用いる設計の比較を行った。前者は相対的に薄肉多補剛材設計、後者は厚肉少補剛材設計と異なる結果を示した。1例の結果であるが興味ある対比が得られた。今後さらに他の構造系においても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,1996. 2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準耐震設計,1999. 3) 杉本・村部・朝日・古川・高久・渡辺:鋼製橋脚の最適設計法に関する一試み,第4回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集,2000. 4) 杉本・村部・朝日・古川・高久・渡辺:鋼製橋脚の最適耐震設計法について,構造工学論文集 Vol.47A,2001. 5) 西川・村越・小野・高橋:実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデルの設定法,土木技術資料 41-10,1999.