

新道路橋示方書に基づく鋼製橋脚の最適耐震設計と アクティブな条件に関する研究

Optimum seismic design of steel framed bridge piers based on newly revised Design Specifications
of Highway Bridges and active constraints

杉本博之¹, 佐々木利健², 名畑信宏², 渡邊忠朋³, 古川浩平⁴

Hiroyuki Sugimoto, Masakatsu Sasaki, Nobuhiro Nahata, Tadatomo Watanabe & Kohei Furukawa

- 1 工博 北海学園大学教授 工学部土木工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目)
2 北海学園大学 大学院工学研究科建設工学専攻 (〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目)
3 工博 北武コンサルタント株式会社 (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通 7 丁目)
4 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 宇部市常盤台 2 丁目 16 番 1 号)

This research studies on the optimum seismic design of steel framed bridge piers based on newly revised Design Specifications of Highway Bridge in 2002, and also studies on the active constraints, which dominate the design of member sections. The nonlinear spectrum diagrams are calculated for the seismic design of highway bridges. Static structural analysis method, nonlinear spectrum method and optimum design method are integrated to create the seismic design system. This design system is applied to the design of steel framed bridge piers, and several design solutions are investigated. The numerical examples show that the newly introduced conditions on the values of R_R and R_F are one of the dominant constraints on the design of member sections of steel framed bridge piers.

Key words: optimum seismic design, steel framed bridge pier, new Design Specifications of Highway Bridges, GA, active constraints

キーワード: 最適耐震設計, 鋼製ラーメン橋脚, 新道路橋示方書, 遺伝的アルゴリズム, アクティブな条件

1. まえがき

本研究は, 新道路橋示方書(平成 14 年 3 月改定, 以下, 道示)¹⁾に基づく道路橋門型鋼製ラーメン橋脚(以下, 鋼製橋脚と略する)の耐震設計を対象とする。

1995 年の兵庫県南部地震以降の耐震設計においては, 材料の非線形領域の挙動まで考慮されるようになった。この時, 材料の許容ひずみは, 静的, 動的構造解析のための骨格曲線, あるいは応答値の照査のための限界値設定のために重要なパラメータになる。

この許容ひずみは, 前示方書(平成 8 年 12 月改定)²⁾では, コンクリートを充填した鋼製橋脚の場合は定められていたが, コンクリートを充填しない場合は定められていなかった。実務上は, 構造物の各監督機関においてそれぞれ定められている値を用いて対応していた。また, この間いくつかの公式が提案されてきた³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾。

この許容ひずみは, 今回の改定により, コンクリートを充填する, およびしない鋼製橋脚双方に対し, 定義されるようになった。これらの公式は, 断面寸法及び材料のパラメータから構成される R_F (補剛板の幅厚比パラメータ)

を含み, 公式が適用できる範囲として R_F , R_R (板パネルの幅厚比パラメータ)の範囲がそれぞれ定められている。これらの適用範囲は, コンクリート充填部と無充填部で領域が異なる形で定められている。

鋼製橋脚の柱において, コンクリート充填部と無充填部の間で断面の変化は無いのが一般的である。設計公式の適用範囲が同一断面に対して異なることは, 設計上問題を生じそうであるが, 一般には問題にされていない。例えば, 多くの単柱式の橋脚において, コンクリートの充填高さは, コンクリート充填部上部(無充填部下)のひずみが, クリティカルにならないところまで充填する, ということになっている。このため, 無充填部は応答ひずみを照査する必要がなく, 無充填部の公式も使われないから, 適用範囲の矛盾は問題にならない。

しかし, 門型橋脚あるいは, 単柱式であっても柱上部に拘束がある場合は, 無充填部でも柱上部のひずみの照査が必要になってくる可能性が考えられる。このようなケースの検討を本研究では試みている。

この検討のためには, ある程度実務的な解析, および照査法に基づく設計解を出す必要があるのはいうまでもな

い、そのために、従来から提案している^{7) 8)}設計システムを用いた。つまり、簡易的な動的構造解析法、静的構造解析法および最適化手法を用いて 1 次設計解を得る。この 1 次設計解に対して時刻歴応答解析により妥当性を検証した後に、設計解の検討を行う。

簡易的な動的解析としては、従来提案している道路橋のための非線形スペクトル図⁹⁾を、その後の経緯で修正した図を作成し、それらによる非線形スペクトル法を用いた。

以下、非線形スペクトル法、新道路橋示方書における耐震設計のための基準、コンクリート充填橋脚の耐震設計について、最適耐震設計の順に考え方を説明し、その後計算例を示して考察を加えることにする。

2. 非線形スペクトル法

2.1 非線形応答スペクトル図の作成

本研究で用いた非線形応答スペクトル図は、すでに発表したスペクトル図⁹⁾に対するシンポジウムでの議論およびその後の検討の結果¹⁰⁾を踏まえて、改めて作成されたものである。従来のスペクトル図と異なるのは構造系に与える復元力モデルを、鋼構造物であることを考慮し、剛性劣化型バイリニアモデルから移動硬化型バイリニアモデルに変更した点である。

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 を用いた。作成に用いた地震波形の地震名、マグニチュード(M)及び観測場所を、地盤種別に区分して、表-1に示した。表-1において左はタイプⅠ地震動で、右はタイプⅡ地震動である。

スペクトル図の作成手順について簡単に説明する。表-1に示した各地盤種別の3波形に対して、まず、D-SPECを用いてそれぞれの非線形応答スペクトルを計算する。減衰定数は $h=0.05$ とした。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、これらを完全に包絡する直線をかいて各非線形スペクトルを求めた。タイプⅠ地震動に対応するスペクトル図を図-1に、タイプⅡ地震動に対応するスペクトル図を図-2に示した。

2.2 時刻歴応答解析との比較

非線形スペクトル法と時刻歴応答解析法で解析を行い、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。

計算の対象としたのは、図-3に示す一層門型鋼製ラーメン橋脚で、脚柱にコンクリートを充填した場合と、無充填の場合を考慮している。地盤種別はⅠ種である。図-3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、橋脚の断面は、無充填橋脚、充填橋脚(6m 充填)に、それぞれ4断面ずつ設定し、計8ケースの解析を行った。断面諸元および応答変位比の値を表-2に示した。表-2において上段の数値は無充

填橋脚、下段の数値は充填橋脚(6m 充填)を示している。

表中の 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、応答変位比は時刻歴応答解析法による最大水平応答変位を非線形スペクトル法による最大水平応答変位で除した値である。また、ⅠはタイプⅠ地震動、ⅡはタイプⅡ地震動を示しており、 ex は面外方向、 in は面内方向を示している。時刻歴応答解析には TDAPⅢを用いており、積分法は Newmark- β 法を用い、 $\beta=0.25$ とした。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(以下「 $M-\phi$ 関係」)を与え、無充填部は移動硬化型トリリニアモデル、充填部は移動硬化型バイリニアモデルとした。また、減衰定数は $h=0.05$ とした。

非線形スペクトル法の結果と時刻歴応答解析法の結果を応答変位比で検討する。タイプⅠ地震動に対する応答変位比は、無充填橋脚の面外方向では0.90~0.93、面内方向では0.85~0.95、6m充填橋脚の面外方向では0.84~0.94、面内方向では0.78~0.95であった。タイプⅡ地震動に対する応答変位比は、無充填橋脚の面外方向では0.83~0.93、面内方向では0.77~0.91、6m充填橋脚の面外方向では0.85~0.89、面内方向では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。

3. 新道路橋示方書における耐震設計のための基準

平成14年3月に行われた道示の改定は、性能照査型の技術基準を目指して行われたものである。

改定された道示において鋼製橋脚は、「地震時の挙動が複雑な橋」として区分され、ぜい性的な破壊を防ぐとともに、所要のじん性を確保できる構造としなければならないことが規定されている。その具体的な構造としては、鋼製橋脚の内部にコンクリートを充填した鋼製橋脚があげられている。また、静的照査法では地震時の挙動を十分に表すことができない場合もあるので、動的照査法によって耐震性能を照査するとされ、解析方法としては非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法を用いるのがよいとされている。

鋼製橋脚の耐震設計では、耐震性能2または3の照査を行う。耐震性能2、3ともに、時刻歴応答解析法により算出される鋼製橋脚の曲率又は変位等の最大応答値、及び残留変位が許容値以下となるように行うとされている。耐震性能2は、損傷が限定的なもので、回復が速やかに行い得る性能、耐震性能3は、損傷が致命的とならない性能としている。

曲率、及び変位の許容値は、静的解析法により算出している。許容残留変位は、橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さの1/100と示されている。

また、道示では、コンクリート無充填橋脚と充填橋脚にそれぞれ $M-\phi$ 関係の骨格曲線が示されている。さらに

表-1 スペクトル図の作成に用いた地震波形

地盤 種別	タイプⅠ地震動			タイプⅡ地震動		
	地震名	M	観測場所	地震名	M	観測場所
Ⅰ	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺（橋軸方向）	1995年兵 庫県南部 地震	7.2	神戸海洋気象台（NS成分）
	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺（橋軸直角方向）			神戸海洋気象台（EW成分）
	1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺			猪名川架橋予定地点周辺
Ⅱ	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺（橋軸方向）			JR西日本鷹取駅構内（NS成分）
	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺（橋軸直角方向）			JR西日本鷹取駅構内（EW成分）
	1994年北海道東方沖地震	8.2	湯根沼大橋周辺			大阪ガス葺合供給所構内
Ⅲ	1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺（橋軸方向）			東神戸大橋周辺
	1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺（橋軸直角方向）			ポートアイランド内（NS成分）
	1994年北海道東方沖地震	8.2	釧路川堤防周辺			ポートアイランド内（EW成分）

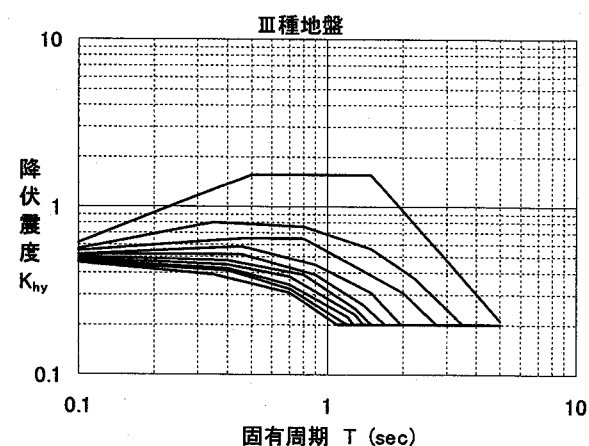
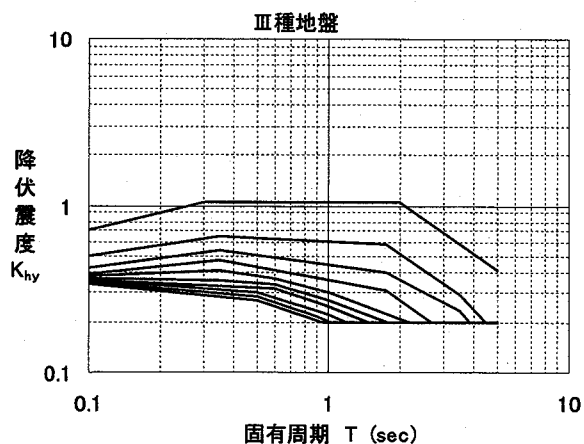
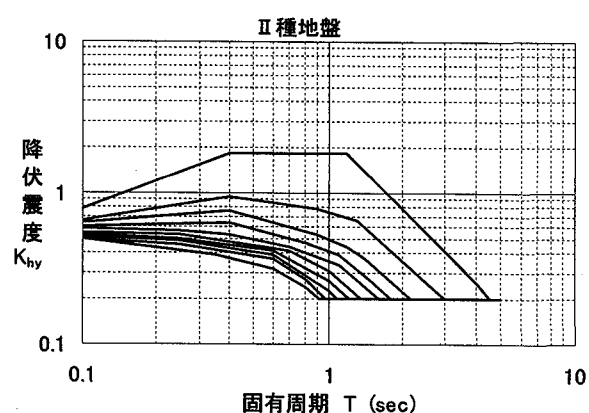
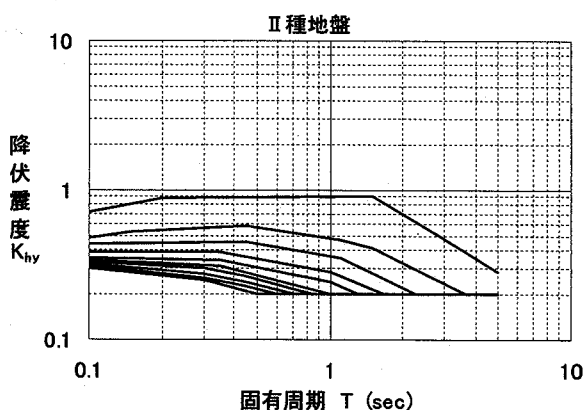
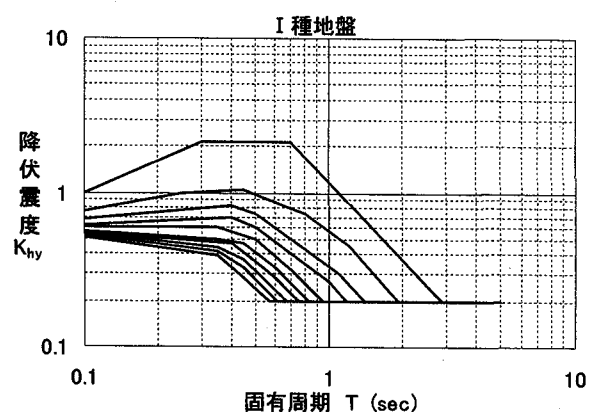
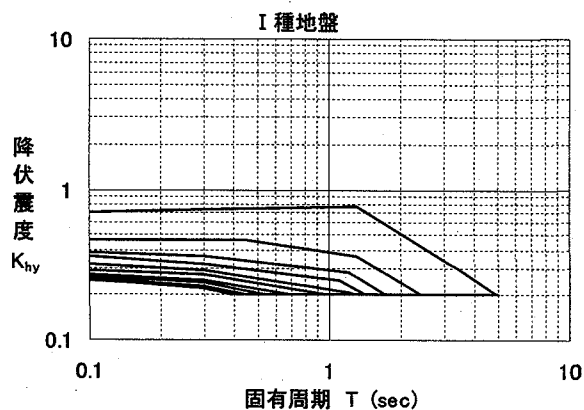


図-1 タイプⅠ地震動の非線形応答スペクトル

図-2 タイプⅡ地震動の非線形応答スペクトル

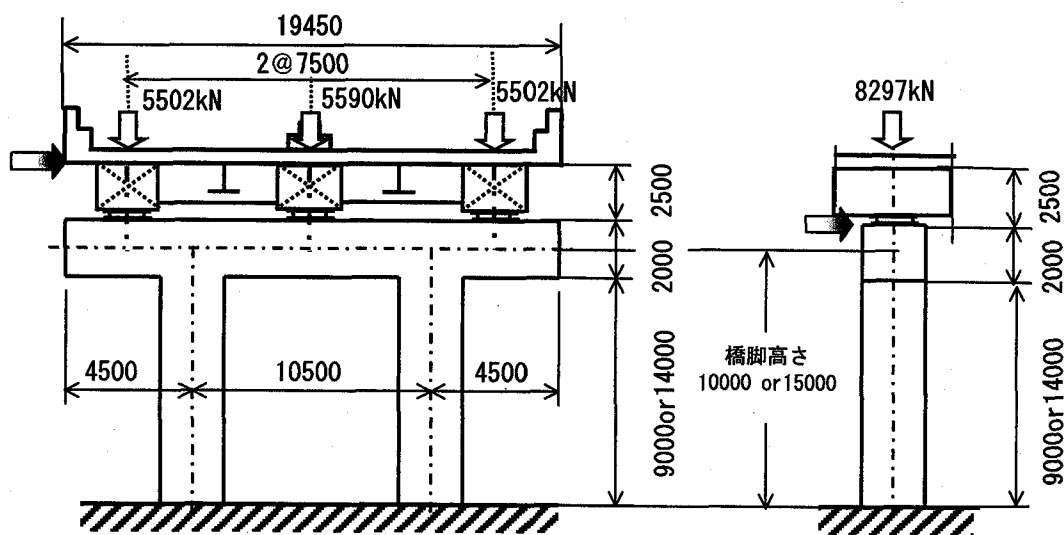


図-3 解析モデル図 (mm)

表-2 断面諸元および応答変位比

	断面 番号	$N_F \times N_W$ [本]	$B \times T_F$ [mm]	$H \times T_W$ [mm]	$B_S \times T_S$ [mm]	応答変位比 I		応答変位比 II	
						ex	in	ex	in
無 充 填	1	3*2	1900*22	1600*25	200*19	0.91	0.87	0.89	0.85
	2	3*2	2000*22	1400*25	200*22	0.93	0.95	0.93	0.91
	3	3*2	2100*25	1200*19	200*19	0.91	0.85	0.83	0.82
	4	4*2	2300*22	1150*19	190*19	0.90	0.87	0.92	0.77
6 m 充 填	5	3*2	1850*16	1550*19	200*8	0.91	0.90	0.85	0.82
	6	3*2	2050*16	1450*19	200*9	0.94	0.89	0.88	0.83
	7	4*2	2250*14	1300*16	160*16	0.93	0.78	0.89	0.79
	8	4*2	2600*16	1300*19	200*8	0.84	0.95	0.86	0.88

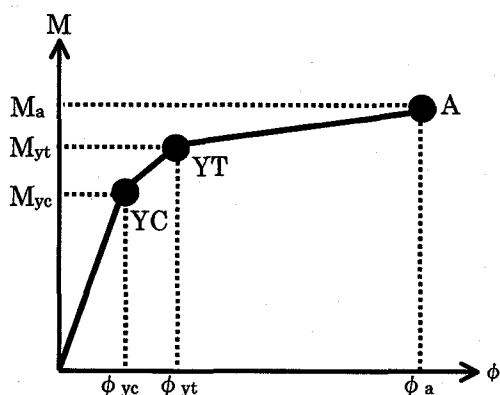


図-4 無充填鋼製橋脚の骨格曲線

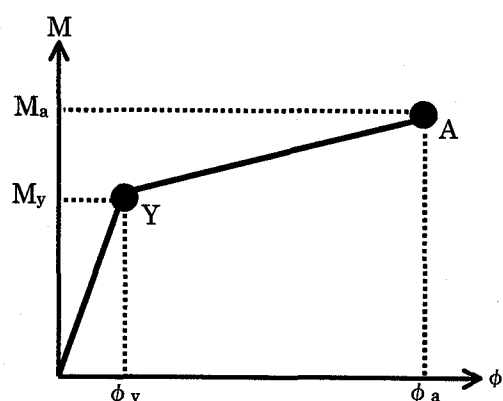


図-5 充填鋼製橋脚の骨格曲線

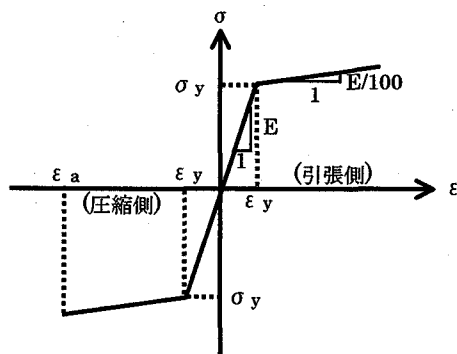


図-6 鋼材の応力-ひずみ関係

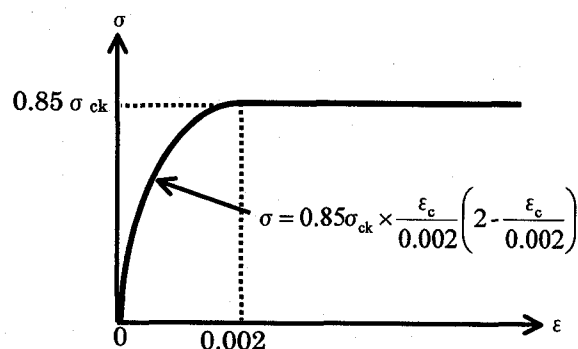


図-7 コンクリートの応力-ひずみ関係

骨格曲線について、その終局点を決定するために矩形断面及び、円形断面について許容ひずみ式が規定されている。

本研究では、矩形断面を対象としているため、以下に矩形断面について鋼材の許容ひずみ式とそれぞれの R_F , R_R に関する適用範囲を示す。

$$\cdot \text{充填しない} \quad \varepsilon_a / \varepsilon_y = 20 - 25R_F \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$0.2 \leq R_F \leq 0.5, 0.3 \leq R_R \leq 0.5$$

$$\cdot \text{充填する} \quad \varepsilon_a / \varepsilon_y = 7 \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$0.2 \leq R_F \leq 0.7, 0.3 \leq R_R \leq 0.7$$

ここで、 R_F は補剛板の幅厚比パラメータ、 R_R は板パネルの幅厚比パラメータ、 ε_a は鋼材の許容ひずみ、 ε_y は鋼材の降伏ひずみである。どちらの式も鋼材の板厚中心位置における許容ひずみを規定したものである。これらの他に下記の3式が適用範囲として定められている。

$$0 \leq N/N_y \leq 0.2 \quad (\text{共通}) \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$0.2 \leq \lambda \leq 0.4 \quad (\text{共通}) \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$\gamma_1 / \gamma_1^* \leq 1 \quad (\text{無充填のみ}) \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここで、 λ は細長比パラメータ、 γ_1 は補剛材と補剛板の剛比、 γ_1^* は線形座屈理論から求められる最適剛比である。 N/N_y は軸力比であり、 N は作用軸力、 N_y は降伏軸力である。 R_R および R_F の式を以下に示す。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 b は補剛板の全幅、 t は板厚、 σ_y は鋼材の降伏応力、 E_s は鋼材のヤング係数、 μ はポアソン比、 k_F , k_R は座屈係数である。

なお、式(1)、(2)の許容ひずみの公式は、道示の中で、門型鋼製橋脚においては、面内の柱の設計に適用できると記述されている。

4. コンクリート充填橋脚の耐震設計について

前述したように、鋼製橋脚は、ぜい性的な破壊を防ぐとともに、所要のじん性を確保できる構造としなければならないことが規定されている。具体的な構造として、コンクリートを充填した鋼製橋脚や、コンクリートを充填しないがじん性の向上を図った構造細目を有する鋼製橋脚をあげている。鋼製橋脚を設計する上で、これらの無充填橋脚と充填橋脚の力学的差異は、 $M-\phi$ 関係の骨格曲線の計算過程で考慮されている。

骨格曲線の設定は、コンクリート無充填橋脚では、断面が軸力による圧縮力、及び曲げモーメントによる圧縮力、引張力に抵抗するとして設定するのに対し、コンクリート充填橋脚では、鋼断面については、無充填橋脚と同様の力に抵抗し、コンクリート断面は引張力を無視し、圧縮力のみ抵抗するものとして設定している。

図-4 は道示 11.2 に規定されているコンクリート無充填橋脚の骨格曲線、図-5 は道示 11.2 に規定されているコンクリート充填橋脚の骨格曲線である。図-4 において、YC 点は圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが降伏ひずみ ε_y に達した点であり、その時の曲げモーメントが M_{yc} 、曲率が ϕ_{yc} である。YT 点は引張力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが降伏ひずみ ε_y に達した点であり、その時の曲げモーメントが M_{yt} 、曲率が ϕ_{yt} である。A 点は圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが、式(1)によって得られる終局ひずみ ε_a に達した点であり、その時の曲げモーメントが M_a 、曲率が ϕ_a である。ひずみ式の適用範囲は前節で述べた通りである。

図-5 において Y 点は、圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが ε_y に達した時の曲げモーメント M_{yc} 、曲率 ϕ_{yc} と、引張力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが ε_y に達した時の曲げモーメント M_{yt} 、曲率 ϕ_{yt} のうち、いずれか小さい方の値をとり、その時の曲げモーメントが M_y 、曲率が ϕ_y である。A 点は圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが式(2)によって得られる終局ひずみ ε_a に達した点であり、その時の曲げモーメントが M_a 、曲率が ϕ_a である。ひずみ式の適用範囲は前節で述べた通りである。鋼材の応力ひずみ関係は図-6 に示したバイリニア型の応力ひずみ関係を用い、コンクリートの応力ひずみ関係は図-7 に示した応力ひずみ関係を用いた。

5. 最適耐震設計

本研究では、最適耐震設計システム⁷⁸⁾を用いて設計を行っている。このシステムは、最適化問題における制約条件に耐震性能の照査を組み込んで、さらに最適化手法である遺伝的アルゴリズム¹¹⁾に静的非線形解析に基づく耐震性能の照査法を応用した1次設計と、その1次設計の結果に対して時刻歴応答解析法による耐震性能の照査を行うシステムである。ここでは、このシステムの1次設計における最適設計問題の定式化について説明する。

5.1 設計変数

本研究では、橋脚の柱断面のみを設計の対象とし、断面は補剛矩形断面としている。設計変数は図-8 に示す断面寸法として、断面高さ H 、フランジ板厚 T_f 、ウェブ板厚 T_w 、補剛材高さ B_s 、補剛材板厚 T_s 、フランジ補剛材本数 N_f 、ウェブ補剛材本数 N_w 、の計7変数としている。 H は、850~2400mm の50mm 間隔で32個の候補値を設定している。 B は H に係数 k を乗じて算定され、数値計算例では k は $\sqrt{3}$ としている。 T_f , T_w , T_s はそれぞれ、8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 34, 36, 38mm の16個の候補値¹²⁾を設定している。また、補剛材の断面はフランジもウェブも等しいとしている。

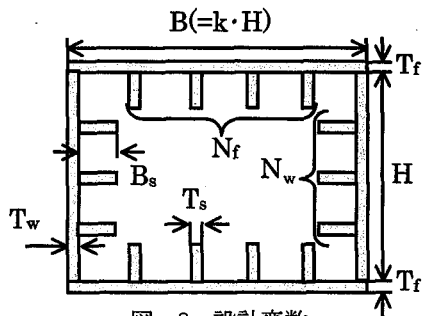


図-8 設計変数

B_s は、50～360mm の 10mm 間隔で 32 個、 N_f 、 N_w は 0～15 本の 16 個の候補値を設定している。

ダイヤフラムの断面および間隔は一定値としてあらかじめ与えられる。従って設計変数には含まれない。

5.2 目的関数

目的関数は、鋼製橋脚の総コストを考慮して、材料に関するコストと補剛材の溶接に関するコストの線形和として次式で与えられる。¹³⁾

$$OBJ = \frac{V}{V_0} + \alpha \cdot N \quad \dots \dots \dots (8)$$

ここで、

$$V_0 = L \cdot A_0 \quad \dots \dots \dots (9)$$

さらに、 V は柱の総容積(m^3)、 N は 1 断面に設置される垂直補剛材本数、 α はコスト比、 V_0 は無次元化のために導入されたパラメータ、 L は柱の総長さ(m)、 A_0 は基準断面積(m^2)である。 α は、鋼材の単位体積重量あたりのコストと補剛材の溶接に関わるコストを考慮している。後の数値計算例では $\alpha=0.08$ として設計を行っている。

5.3 制約条件

制約条件は、耐震性能の照査に関する制約条件と構造細目に関する制約条件で構成されている。

5.3.1 耐震性能の照査に関する制約条件

1 次設計において耐震性能の照査は非線形スペクトル法を用いて行い、面内方向(in)、面外方向(ex)に対してそれぞれタイプ I 地震動(I)、タイプ II 地震動(II)を同時に照査しているため、以下の 4 式を耐震性能の制約条件式としている。

$$g(1) = \mu_I^i / \mu_a^i - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (10)$$

$$g(2) = \mu_{II}^i / \mu_a^i - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (11)$$

$$g(3) = \mu_I^{ex} / \mu_a^{ex} - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$g(4) = \mu_{II}^{ex} / \mu_a^{ex} - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (13)$$

μ_I^i 、 μ_I^{ex} はそれぞれ面内方向および面外方向におけるタイプ I 地震動に対応した非線形スペクトル図を用い

表-3 鋼種と β 値

	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SM570W
β_1	28.0	24.0	22.0	22.0
β_2	12.8	11.2	10.5	9.5
β_3	38.7	33.7	31.6	28.7

た応答塑性率、 μ_{II}^i 、 μ_{II}^{ex} はそれぞれ面内方向および面外方向におけるタイプ II 地震動に対応した非線形スペクトル図を用いた応答塑性率であり、 μ_a^i 、 μ_a^{ex} はそれぞれ面内方向および面外方向の許容塑性率である。許容塑性率は静的非線形解析により得られる。静的非線形解析では、柱を構成するいずれかの要素の曲率が、 $M-\phi$ 関係における終局点の曲率に達した状態を限界状態として解析を行っている。したがって、1 次設計において、前述した耐震性能 2、3 は必然的に満足されることになる。

5.3.2 構造細目に関する制約条件

構造細目に関する制約条件は、幅厚比に関する条件と許容ひずみ式の適用範囲に関する条件があり、断面を構成する材料の寸法に関して、面内方向と面外方向、無充填部と充填部でそれぞれ制約条件を設定している。

圧縮力を受ける無補剛板および補剛板に関して、道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編¹⁴⁾ に従い、局部座屈防止を考慮して次のような制約条件式を設定している。

補剛板の幅厚比は次式を満足しなければならない。

$$g(5) = B'/t(\beta_1 f n) - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (14)$$

ここで、 B' は補剛板内幅、 β_1 は鋼種により決定する値、 t は補剛板板厚、 n は補剛材によって区切られるパネル数($n \geq 2$)、 f は応力勾配の係数で 1 とした。

補剛材の幅厚比は次式を満足しなければならない。

$$g(6) = b_s/t_s \beta_2 - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (15)$$

ここで、 b_s は補剛材高さ、 β_2 は鋼種により決定する値、 t_s は補剛材板厚である。

補剛材の断面 2 次モーメントおよび断面積は次式を満足しなければならない。

$$g(7) = B'^3 \gamma_{Lreq} / 11 I_L - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (16)$$

$$g(8) = B't / (10 n) A_L - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (17)$$

ここで、 γ_{Lreq} は縦方向補剛材必要剛比、 I_L は縦方向補剛材 1 個の断面 2 次モーメント、 A_L はその断面積である。

前述の骨格曲線を算定する際に許容ひずみ式を用いるために、その適用範囲を以下のように正規化し、制約条件として考慮している。

$$g(9) = 0.2 / R_F - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (18)$$

$$g(10) = R_F / 0.5 - 1 \leq 0 \quad (\text{無充填部}) \quad \dots \dots \dots (19)$$

$$g(11) = R_F / 0.7 - 1 \leq 0 \quad (\text{充填部}) \quad \dots \dots \dots (20)$$

$$g(12) = 0.3 / R_R - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (21)$$

$$g(13) = R_R / 0.5 - 1 \leq 0 \quad (\text{無充填部}) \quad \dots \dots \dots (22)$$

$$g(14) = R_R / 0.7 - 1 \leq 0 \quad (\text{充填部}) \quad \dots \dots \dots (23)$$

$$g(15) = N / (0.2 N_y) - 1 \leq 0 \quad \dots \dots \dots (24)$$

$$g(16)=0.2/\lambda-1\leq 0 \quad \dots\dots\dots(25)$$

$$g(17)=\lambda/0.4-1\leq 0 \quad \dots\dots\dots(26)$$

$$g(18)=\gamma_1/\gamma_1^*-1\leq 0 \quad \dots\dots\dots(27)$$

本研究は、補剛材の本数は前記のように 0 もありうるとしている。その時、無補剛板の幅厚比は次式を満足しなければならない。

$$g(19)=B'/t(\beta_3\delta)-1\leq 0 \quad \dots\dots\dots(28)$$

ここで、 β_3 は鋼種により決定する値である。 $\beta_1\sim\beta_3$ の値を表-3に示した。また、式(14)～式(28)に示した条件は面内および面外の両方向を考慮している。

面外方向の充填直上の無充填断面が降伏しないように以下の式を条件としている。

$$g(20)=M/My-1\leq 0 \quad \dots\dots\dots(29)$$

ここで、Mは、静的解析における終局状態の時の充填直上の曲げモーメント、Myは、骨格曲線上のYC点に対応する曲げモーメントである。

6. 数値計算結果

6.1 1次設計の結果

対象構造は、図-3に示した門型ラーメン橋脚とした。地盤種別はI種(II種地盤に対する計算、考察は7.2で説明)である。図中の左が面内方向、右が面外方向の図であり、両方向の制約条件を同時に考慮して設計を行っている。橋脚高さは、10mと15mとしており、どちらの場合も梁の長さは10.5mであるが、柱部のみを設計の対象とした。橋脚高さ10mの場合は、充填高さを[0m, 5m, 6m, 7m, 8m, 9m]と6通りで計算を行い、15mの場合は、充填高さを[0m, 7m, 8m, 9m, 10m, 11m, 12m, 13m, 14m]と9通りの計算を行った。部分充填した場合は、コンクリート充填部と無充填部では板厚変化部などを設けない一様断面とした。

表-4は10m橋脚の設計された断面寸法及び各断面パラメータを示したものである。表中のOBJは目的関数値、Aは柱の断面積値を示しており、exは面外方向の各パラメータ、inは面内方向の各パラメータ、R_Rは板パネルの幅厚比パラメータ、R_Fは補剛板の幅厚比パラメータ、 λ は細長比パラメータを示している。さらに、Tは固有周期、K_{hy}は降伏震度、 μ_I は非線形スペクトル法によるタイプI地震動に対する応答塑性率、 μ_{II} は非線形スペクトル法によるタイプII地震動に対する応答塑性率、 μ_a は許容塑性率を示している。

6.2 時刻歴応答解析による照査

道示では、充填の有無に関わらず時刻歴応答解析によって耐震性能の照査をし、鋼製橋脚の設計を行うとしている。そこで、本研究では上記した各設計に対して時刻歴応答解析を行い耐震性能の照査を行なった。その結果をタイプII地震動についてのみ表-5に示す。表-5の左は10m橋脚、右は15m橋脚の結果である。表-4の μ_I 、 μ_{II} を比

べて分かるように、タイプI地震動については、タイプII地震動に対してよりもさらに余裕がある。表-5の上から許容曲率比、許容変位比、許容残留変位比である。それぞれ時刻歴応答解析による応答値を許容値で除した値である。応答値は、面内、面外でそれぞれ最もアクティブな値を用いた。曲率の許容値は骨格曲線における終局点の曲率であり、変位の許容値は静的解析の終局変位であり、残留変位の許容値は橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さの1/100である。これら全ての結果において時刻歴応答解析による照査は許容値を大幅に満足している。これは、1次設計における耐震性能に関わる制約条件がアクティブになっていないことを考慮すると、妥当な結果であると考えられる。

6.3 アクティブな制約条件の考察

図-9、10は、それぞれ10m橋脚、15m橋脚の目的関数値及び断面積値を充填高さ毎に比較したものである。図中の横軸は充填高さ、縦軸は目的関数値及び断面積値を示している。いずれの橋脚においても目的関数値、断面積値ともに無充填橋脚(充填高さ0m)が最大値を示し、10m橋脚では充填高さ6～8m、15m橋脚では充填高さ8m～13mの範囲で、目的関数値、断面積値ともに一定値になる傾向を示した。このことは充填高さが低い範囲では、コンクリートの充填により鋼重を減らすことができるが、ある程度以上高い場合は、さらに鋼重を減らすことはできないことを示していると考えられる。しかし、いずれの橋脚でも全充填(9mあるいは14m)で極端に鋼重が減った。全体の傾向から考えると不自然な現象なので、さらに考察を加えることにした。

まず、1次設計においてアクティブになった制約条件とその値を、10m橋脚については表-6に、15m橋脚については表-7に示す。さらに耐震性能に関わる制約条件値g(1)～g(4)を10m橋脚は表-8の左に、15m橋脚は表-8の右に示した。値が0に近ければより許容値に近いアクティブな状態であるが、数値計算上の誤差を考慮して0.008まで許容している。

表-6、7を見ると、10m橋脚及び15m橋脚ともに、ほとんどの設計で面内方向もしくは、面外方向のR_R、R_Fの上限値がアクティブな状態になっている。また、表-8を見ると、10m橋脚では、全充填の面外方向のタイプIIに関する制約条件のみがアクティブな状態ではあるが、その条件以外はすべて余裕があり、15m橋脚では、全ての条件において余裕がある。これは、ほとんどの設計が耐震性能ではなく、断面パラメータの条件で決定されていることを示している。具体的にR_Rの上限値の制約条件値は、10m橋脚の5m充填で-0.032、6～8m充填で-0.029、9m充填で0.008であり、15m橋脚の7m充填で-0.008、8～13m充填で-0.039、14m充填で-0.053である。R_Fの上限値の制約条件値は、10m橋脚の6～8m充填で-0.042であり、15m橋脚の7m充填で-0.087、8～13m

表-4 断面寸法および各断面パラメータの値 (10m橋脚)

0m充填				5m充填			
	(mm)	OBJ	3.486		OBJ	3.202	
		A(m ²)	0.189		A(m ²)	0.160	
			ex in			ex in	
		R _R	0.458 0.449		R _R	0.379 0.484	
		R _F	0.363 0.442		R _F	0.376 0.431	
		λ	0.388 0.379		λ	0.393 0.401	
		T	0.812 0.487		T	0.839 0.531	
		K _{hy}	0.374 0.739		K _{hy}	0.425 0.685	
		μ _I	2.274 1.005		μ _I	1.929 1.196	
		μ _{II}	3.593 2.990		μ _{II}	2.947 2.980	
		μ _a	5.059 4.217		μ _a	3.468 4.196	
6m充填				7m充填			
		OBJ	3.101			OBJ	3.101
		A(m ²)	0.150			A(m ²)	0.150
			ex in			ex in	
		R _R	0.439 0.485			R _R	0.439 0.485
		R _F	0.398 0.479			R _F	0.398 0.479
		λ	0.398 0.394			λ	0.398 0.394
		T	0.885 0.548			T	0.881 0.547
		K _{hy}	0.374 0.627			K _{hy}	0.374 0.623
		μ _I	2.204 1.386			μ _I	2.207 1.398
		μ _{II}	3.157 3.245			μ _{II}	3.178 3.288
		μ _a	3.618 3.778			μ _a	3.636 3.796
8m充填				9m充填			
		OBJ	3.101			OBJ	2.768
		A(m ²)	0.150			A(m ²)	0.117
			ex in			ex in	
		R _R	0.439 0.485			R _R	0.670 0.706
		R _F	0.398 0.479			R _F	0.362 0.437
		λ	0.398 0.394			λ	0.383 0.380
		T	0.879 0.544			T	0.931 0.573
		K _{hy}	0.374 0.617			K _{hy}	0.315 0.581
		μ _I	2.209 1.418			μ _I	2.768 1.532
		μ _{II}	3.190 3.371			μ _{II}	3.668 3.378
		μ _a	3.647 3.838			μ _a	3.929 4.294

表-5 許容値と動解による応答値の比 (タイプII)

		10m橋脚						15m橋脚								
充填高さ		0m	5m	6m	7m	8m	9m	0m	7m	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m
許容 曲率比	ex	0.530	0.659	0.668	0.674	0.671	0.734	0.388	0.475	0.399	0.385	0.409	0.404	0.402	0.403	0.385
	in	0.486	0.531	0.588	0.591	0.596	0.617	0.450	0.397	0.416	0.415	0.417	0.413	0.408	0.405	0.388
許容 変位比	ex	0.605	0.732	0.740	0.745	0.748	0.802	0.457	0.539	0.453	0.454	0.460	0.459	0.457	0.458	0.405
	in	0.578	0.590	0.678	0.677	0.677	0.655	0.563	0.479	0.558	0.557	0.560	0.559	0.560	0.568	0.379
許容残留 変位比	ex	0.408	0.349	0.369	0.373	0.375	0.440	0.298	0.297	0.227	0.229	0.235	0.235	0.233	0.234	0.233
	in	0.224	0.233	0.242	0.242	0.241	0.286	0.166	0.136	0.162	0.160	0.160	0.157	0.154	0.151	0.182

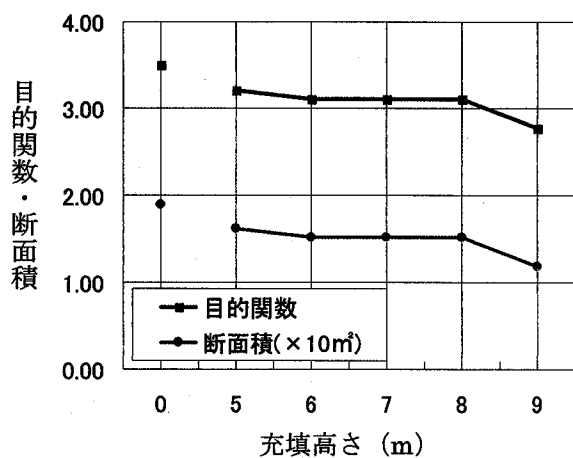


図-9 設計の比較 (10m 橋脚)

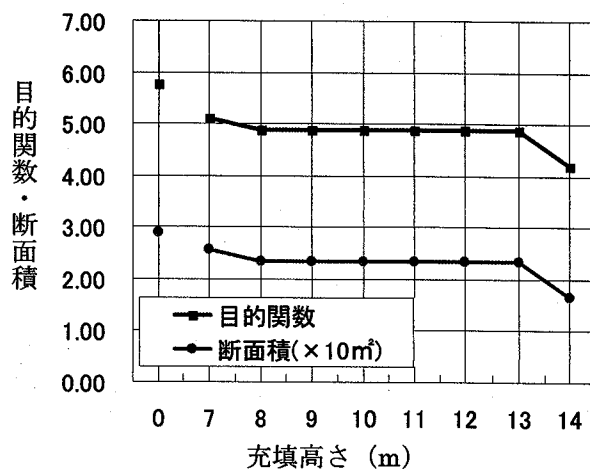


図-10 設計の比較 (15m 橋脚)

表-6 10m 橋脚のアクティブな制約条件

充填高さ		0m	5m	6m	7m	8m	9m
タイプⅡの耐震性 $g(4)$	ex	-	-	-	-	-	-0.067
	in	-	-	-	-	-	-
補剛板の幅厚比 $g(5)$	ex	-0.043	-	-	-	-	-
	in	-0.063	-	-	-	-	-
補剛材の幅厚比 $g(6)$	ex	0.003	-	-	-	-	-
	in	0.003	-	-	-	-	-
R_F の上限値 $g(10)$	in	-	-	-0.042	-0.042	-0.042	-
R_R の上限値 $g(13), g(14)$	ex	-0.083	-	-	-	-	-0.043
	in	-	-0.032	-0.029	-0.029	-0.029	0.008
軸力比 $g(15)$		-	-	-	-	-	0.006
λ の上限値 $g(17)$	ex	-0.030	-0.018	-0.004	-0.004	-0.004	-0.043
	in	-0.052	0.003	-0.014	-0.014	-0.014	-0.049
補剛材の剛比 $g(18)$	ex	-	-	-0.027	-0.027	-0.027	-
	in	-0.033	-0.020	-	-	-	-
充填直上の降伏 $g(20)$	ex	-	-0.012	-	-	-	-

表-7 15m 橋脚のアクティブな制約条件

充填高さ		0m	7m	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m
補剛板の幅厚比 $g(5)$	ex	-0.034	-	-	-	-	-	-	-	-
	in	-	-0.087	-0.038	-0.038	-0.038	-0.038	-0.038	-0.038	-0.071
R_F の上限値 $g(10), g(11)$	ex	-0.075	-	-0.026	-0.026	-0.026	-0.026	-0.026	-0.026	-0.056
	in	-	-0.008	-0.039	-0.039	-0.039	-0.039	-0.039	-0.039	-0.053
R_R の上限値 $g(13), g(14)$	ex	-0.075	-	-0.026	-0.026	-0.026	-0.026	-0.026	-0.026	-0.056
	in	-	-0.008	-0.039	-0.039	-0.039	-0.039	-0.039	-0.039	-0.053
λ の上限値 $g(17)$	ex	0.003	-0.068	-0.023	-0.023	-0.023	-0.023	-0.023	-0.023	-0.029
	in	0.007	-0.012	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.000
補剛材の剛比 $g(18)$	ex	-	-0.028	-	-	-	-	-	-	-
	in	0.002	-	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	-
充填直上の降伏 $g(20)$	ex	-	0.001	-0.080	-	-	-	-	-	-

表-8 10m 橋脚および 15m 橋脚の耐震性の制約条件

	10m橋脚						15m橋脚								
	0m	5m	6m	7m	8m	9m	0m	7m	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m
$g(1)$	-0.762	-0.715	-0.633	-0.632	-0.631	-0.643	-0.690	-0.729	-0.706	-0.705	-0.703	-0.701	-0.698	-0.692	-0.767
$g(2)$	-0.291	-0.290	-0.141	-0.134	-0.122	-0.213	-0.400	-0.469	-0.412	-0.411	-0.408	-0.403	-0.398	-0.387	-0.545
$g(3)$	-0.551	-0.444	-0.391	-0.393	-0.394	-0.296	-0.697	-0.736	-0.686	-0.689	-0.691	-0.693	-0.694	-0.694	-0.674
$g(4)$	-0.290	-0.150	-0.127	-0.126	-0.125	-0.067	-0.522	-0.514	-0.482	-0.484	-0.486	-0.487	-0.488	-0.489	-0.512

充填で-0.038, 14m 充填で-0.071である。

これらのことから、柱を一樣断面として設計した場合は、面内方向の柱上端の無充填部がアクティブになるため無充填部の適用範囲に従わなければならない。それが全充填になると、公式の適用範囲の条件が無充填部から充填部に対応する範囲に緩和されるので、図-9, 10 に示されるように目的関数値、鋼重の減少を示したと考えられる。

7. 考察

数値計算例で検討した構造モデル(図-3)は、比較的实际的な例⁷⁾と考えられる。その設計において、上記のように耐震性能は必ずしもアクティブ(設計を支配する)な制約条件とはならず、今回の示方書の改定で導入された許容ひずみに関する公式の適用範囲が影響している結果が得られた。

このことは、必ずしも良し悪しの判断の対象ではないが、門型鋼製橋脚は全充填の方が目的関数値、鋼重は少ない、という結果は必ずしもストレートには受けいれづらい。

参考として、本来は任意に変更可能な条件ではないが、荷重条件、及び地盤条件を変更して再度設計を試みた。つまり、耐震性能の影響が大きくなるように、死荷重を大きくした計算例、およびⅡ種地盤での計算結果を行ったので以下に説明する。

7. 1 死荷重を増やした場合

図-3に示す上部積載荷重を2割増した状態で設計を試みた。つまり図中の5502kN, 5590kN, および8297kNを、それぞれ6602kN, 6708kN, 9956kNとするモデルである。充填高さは、0m, 6m, 9m(全充填)の3ケースとした。結果を表-9に示した。表には、目的関数値と主な制約条件値が書かれている。また括弧内は、上部積載荷重を増やす前の前節の結果である。

まず耐震性能の制約条件 $g(1) \sim g(4)$ を見ると、荷重を増やすことにより、アクティブな方向に変化している。充填高さ6mと9mでは、 $g(2)$ あるいは $g(4)$ はアクティブな制約条件の一つとなっている。しかし、充填高さ6mまでは他の条件の制約が厳しく、目的関数値の増減は見られない。充填高さ9mで制約条件 $g(4)$ がアクティブな制約条件に加わり前節の例よりは目的関数値を増加させている。しかし、6m充填では $g(13)$ がアクティブであったが、9m充填では、それがより適用範囲の広い $g(14)$ に移行している。そのためやはり9m充填で最も目的関数値が小さくなっている。

7. 2 Ⅱ種地盤の結果

次に、図-3のモデルがⅡ種地盤上にあるという条件で計算を試みた。充填高さは、0m, 6m, 9m(全充填)の3ケースとした。結果を表-10に示した。表の内容は上と同様である。

表-9 死荷重増加後の設計との制約条件値の比較

		0m	6m	9m
OBJ		3.486(3.486)	3.101(3.101)	3.002(2.768)
$g(1)$		-0.630(-0.762)	-0.532(-0.633)	-0.600(-0.643)
$g(2)$		-0.114(-0.291)	0.007(-0.141)	-0.129(-0.213)
$g(3)$		-0.383(-0.551)	-0.240(-0.391)	-0.258(-0.296)
$g(4)$		-0.180(-0.290)	-0.034(-0.127)	-0.028(-0.067)
$g(5)$	ex	-0.043(-0.043)	-	-
	in	-0.063(-0.063)	-	-
$g(6)$	ex	0.003(0.003)	-	-
	in	0.003(0.003)	-	-
$g(10)$	in	-	-0.042(-0.042)	-
$g(13)$	ex	-0.083(-0.083)	-	-
	in	-	-0.029(-0.029)	-
$g(14)$	ex	-	-	-0.222(-0.043)
	in	-	-	-0.154(0.008)
$g(15)$		-	-0.060(-0.722)	0.006(0.006)
$g(17)$	ex	-0.030(-0.030)	-0.004(-0.004)	-0.046(-0.043)
	in	-0.052(-0.052)	-0.014(-0.014)	-0.049(-0.049)
$g(18)$	ex	-	-0.027(-0.027)	-
	in	-0.033(-0.033)	-	-

表-10 Ⅱ種地盤の設計との制約条件値の比較

		0m	6m	9m
OBJ		4.208(3.486)	3.612(3.101)	3.357(2.768)
$g(1)$		-0.730(-0.762)	-0.741(-0.633)	-0.728(-0.643)
$g(2)$		-0.499(-0.291)	0.491(-0.141)	-0.466(-0.213)
$g(3)$		-0.501(-0.551)	-0.447(-0.391)	-0.494(-0.296)
$g(4)$		-0.040(-0.290)	-0.003(-0.127)	-0.030(-0.067)
$g(5)$	ex	-0.003(-0.043)	-	-
	in	0.000(-0.063)	-	-
$g(10)$	in	-	-0.195(-0.042)	-
$g(11)$	ex	-	-	-0.075(-0.483)
	in	-	-	-0.036(-0.376)
$g(13)$	ex	-0.045(-0.083)	-	-
	in	-0.042(-0.102)	-0.086(-0.029)	-
$g(14)$	ex	-	-	-0.060(-0.043)
	in	-	-	-0.041(0.008)
$g(15)$		-	-0.416(-0.722)	-0.182(0.006)
$g(17)$	ex	-0.053(-0.030)	-0.085(-0.004)	-0.221(-0.043)
	in	-0.019(-0.052)	-0.074(-0.014)	-0.210(-0.049)
$g(18)$	ex	-	-0.040(-0.027)	-
	in	-0.033(-0.033)	-	-

目的関数値は、すべての充填高さでⅠ種地盤の結果より2割前後増加している。耐震性能に関する制約条件の $g(4)$ がすべての充填高さでアクティブになったのが理由と考えられる。この場合でも、今までの計算例と同様に、充填高さ9mの場合が最も目的関数値は小さい。耐震性能以外の支配的な制約条件を見ると、充填高さ6mでは $g(13)$ がアクティブになっているが、充填高さ9mでは、これが適用領域の広い $g(14)$ に移行している。やはり、許容ひずみに関する公式の適用範囲が、設計に影響し、目的関数値を

充填高さ 9mで小さくしている結果が得られた。

8. あとがき

道路橋示方書が改定され、鋼製橋脚についても許容ひずみが明確にされた。その公式の適用範囲が、設計に影響することを説明し、門型鋼製橋脚の設計例で検討を加えた。

本研究で得られた事項を箇条書きにすると以下のようになる。

- 1) 改良された道路橋のための非線形スペクトル図を示し、時刻歴応答解析の結果と比較した。非線形スペクトル法による応答値は、時刻歴応答解析の結果よりは少なくかつ近い値を与えており、1次モードが卓越する構造形式の簡便な動的解析法として有効であると考えられる。
- 2) 上記の非線形スペクトル法と、非線形構造解析、および最適化手法(GA)を結合し、道路橋鋼製橋脚のための最適耐震設計のプログラムを作成した。
- 3) このプログラムを種々のコンクリート充填高さの門型鋼製橋脚に適用して設計解を検討した。その結果、耐震性能の条件は必ずしもアクティブではなく、他の断面寸法に関する条件、あるいは新しく導入された許容ひずみの適用範囲に関する条件が、支配的な条件になっていることがわかった。
- 4) コンクリート充填高さと目的関数値の関係の図より、全充填の場合が最も目的関数値が少ないという結果が得られた。これは、設計を支配する許容ひずみの適用範囲に関する条件が、全充填とその他の場合で異なるためであることがわかった。
- 5) 以上の結果を、死荷重を2割増やした設計例、およびⅡ種地盤での設計例で検証したが、同様な結果が得られた。

謝辞

本研究の一部は、日本橋梁建設協会からの援助をいただいた。また、文科省私立大学学術フロンティア推進拠点事業の援助を受けた。末筆であるが、記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善株式会社，2002。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善株式会社，1996。

- 3) 船本浩二・今村幸一・半野久光・田嶋仁志・松田宏：塑性ヒンジを考慮した鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係に関する一検討，第2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，pp.235-238，1998。
- 4) 葛漢淋・鄭沂・宇佐美勉：短柱の変形能に基づく鋼構造物の保有性能評価法，土木学会第54回年次学術講演会講演概要集，I-B196，pp.390-391，1999。
- 5) 小野潔・西川和廣・深谷茂広・劉銘崇：正負交番繰返し載荷実験結果に基づく矩形断面鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係に関する一検討，土木学会第54回年次学術講演概要集，I-B169，pp.336-337，1999。
- 6) 西川和廣・村越潤・小野潔・高橋実：実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法，土木技術資料，vol.41-10，1999。
- 7) 杉本博之・古川浩平：ラーメン鋼製橋脚の最適設計(設計法と設計事例)，鋼製橋脚の耐震設計マニュアル(ラーメン橋脚等の耐震設計編)中間報告書，日本橋梁建設協会，pp.49-63，2001。
- 8) 渡邊忠朋・杉本博之・朝日啓太：補修費用を考慮した耐震設計に関する一考察，土木学会論文集，No.718/V-57，pp.81-93，2002。
- 9) 杉本博之・渡邊忠朋・朝日啓太・佐々木利健・古川浩平・松本寛和：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，pp.11-18，2002。
- 10) 名畑信宏：道路橋鋼構造物の耐震設計のための非線形応答スペクトルの作成とその応用について，北海学園大学卒業論文，2002。
- 11) 杉本博之・鹿美麗：工業最適設計のための汎用GAプログラムについて，北海学園大学学術論集，第96，97号，pp.81-105，1998。
- 12) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック，1997。
- 13) 杉本博之・朝日啓太・佐々木利健・渡邊忠朋・古川浩平・高久達将：鋼製橋脚の最適耐震設計法に関する研究，北海学園大学工学部研究報告，第29号，pp.23-46，2002。
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II鋼橋編，丸善株式会社，2002。

(2002年9月13日受付)