

京都大学工学部

古 川 浩 平

京都大学工学部

山 田 善 一

1. まえがき

近年日本においては、本州四国連絡橋をはじめ数多くの長大吊橋が計画され、一部はすでに建設されつつある。これらの長大吊橋に対しては、我が国が世界でも有数の地震国であるため、耐震性に対する十分な検討が不可欠である。長大吊橋の耐震性に関しては従来より多くの研究が行われてきた。^{1)~8)} その結果、長大吊橋タワーピアース系の固有周期が地震動の卓越周期と比較的近く、共振する可能性が大きいため、タワーピアース系に対して耐震上の考慮を払う必要性のあることが指摘されている。

タワーピアース系の耐震解析は、一般に橋軸方向と橋軸直角方向の2方向に分けて行なわれている。地震動の入力方向は上記2方向だけとは限らないが、この2方向の動特性が大きく異なるため、分離して解析することができる。タワーピアース系の橋軸方向は、タワーが曲げをうける1本の梁に、ピアースが剛体にモデル化でき、タワーとピアースの剛性の比や地盤条件がその動特性に大きく影響を及ぼす。それに対し橋軸直角方向では、タワーは1本の梁としてのモデル化はできず、タワーの形式やブレーシング配置が動特性に大きく影響し、逆にピアースの影響は小さい。このように、タワーピアース系の動特性は橋軸方向と橋軸直角方向では大きく異なり、この2方向を共に考慮しないとタワーピアース系の最適な耐震設計を行なうことは難しい。

本研究においては、タワーピアース系の動特性を明らかにした上で、その最適化を試みる。まずFig.1に示すように、タワーピアース系を橋軸方向と橋軸直角方向とに分離する。橋軸方向に対しては、タワーを1本の梁で、ピアースをケーソンでモデル化し、その動特性を最適設計で用いる制約条件を図示することにより明らかにする。さらにこの系に最適化手法を適用し、タワーとピアースの最適な剛比配分を求める。橋軸直角方向に対しては、ピアースの大きさは動特性に大きな影響を与えないため一定とし、タワーの形式とブレーシングの位置がその動特性に与える影響を制約条件を図示することによって明らかにした上で、通常最適化手法に形状変更のための制約緩和法を付加して、形状の最適化も含めた最適設計を行なう。

従来よりタワーピアース系の耐震性に関する研究は数多くなされているが、それらの多くは定性的な研究で、最適設計といった定量的観点からの研究は少ない。^{6)~7)} 耐震設計は非常に大きな不確実性をもつ地震動を外力としているため、その耐震設計に際しては解決すべき多くの問題をかかえている。これらを最適設計の見地から見直すことによって、タワーピアース系の耐震設計をより合理的に、安全に、経済的にすることが可能であると考えられる。

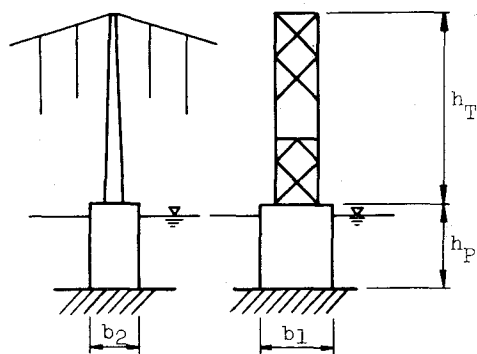


Fig. 1 Tower Pier System

2. タワーピアースの動的応答解析

2.1. 地盤のモデル化

地盤は弾性体と仮定し、地盤の弾性定数 E でもって表現する。過去の研究からタワーピアース系の橋軸方向に関しては、地盤条件、タワー剛性、ピアース幅により固有振動数の接近離反現象の起きることが知られており、Fig. 2 にその 1 例を示す。この現象と系の動特性とは密接な関係があるため、本研究ではこれらの現象が全て含まれるように、地盤の弾性定数として 10×10^4 ton/m^2 から 300×10^4 ton/m^2 までの値を用いた。

2.2. 地震外力

本研究で用いる地震外力として、Fig. 3 に示す平均応答スペクトル曲線を用いる。この曲線は本州四国連絡橋の耐震設計に用いているものであり、計算に用いる最大加速度は 180 ガルとする。減衰定数に関しては、タワーピアース系の特殊性を考慮に入れて、ピアースが揺れてピアースの影響が支配的なモードでは減衰定数 0.10 を、ピアースが揺れていないモードでは 0.02 を、ピアースとタワーの連成モードでは 0.05 とし、それぞれ Fig. 3 の相当する曲線を用いた。

2.3. 動的応答解析

タワーピアース系のような多自由度構造物は、減衰を粘性項で代表させると、次のような運動方程式で表現される。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{z} \quad (1)$$

ここに、 M は質量マトリックス、 C は減衰マトリックス、 K は剛性マトリックス、 x は変位ベクトル、 $\ddot{z}$ は地震動の加速度ベクトルである。規準化されたモーダルマトリックス Φ および一般化変位ベクトル q を用い、 $x = \Phi q$ と変換し、比例減衰を仮定すると式 (1) は次式となる。

$$[I]\ddot{q} + [2\beta_i\omega_i]\dot{q} + [\omega_i^2]q = [\Gamma_i]\ddot{z} \quad (2)$$

ここに、 $[I]$ は単位マトリックス、 β_i 、 ω_i 、 Γ_i はそれぞれ i 次の減衰定数、固有振動数、刺激係数である。最大変位 x_{max} はモードの自乗和平方根法より、

$$x_{max} = \sqrt{\sum_i (\Gamma_i \Phi_i q_i^{max})^2} \quad (3)$$

として求められる。ここに、 Φ_i は規準化された i 次モードであり、 q_i^{max} は Fig. 3 の応答スペクトル曲線と固有振動数から求めることができる。

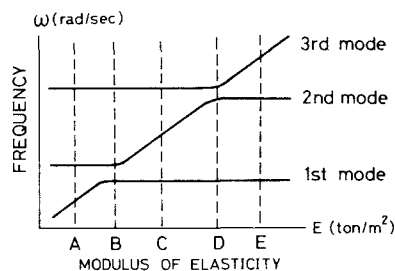


Fig. 2 Natural Frequencies

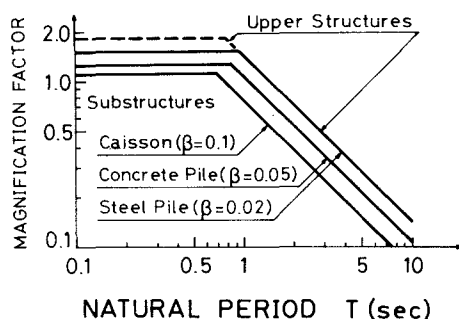


Fig. 3 Response Spectrum

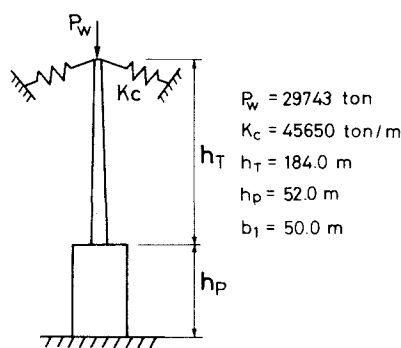


Fig. 4 Analytical Model in the Longitudinal Direction

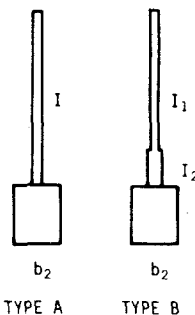


Fig. 5 Design Models

3. タワーピア系の橋軸方向の計算結果および考察

3.1. 橋軸方向の動特性

数値計算例として Fig. 4 に示すタワーピア系を用いる。制約条件を図示するためには、この系を2変数で表わす必要がある。そのため Fig. 5 に示すタイプAのモデル、すなわちタワー断面に関しては断面2次モーメント I を、ピアーに関しては橋軸方向幅 b_2 を設計変数にとる。地盤の弾性定数 $E = 10 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$ の時、Fig. 2 に示した各種の応答が設計平面上にどのように分布しているかを Fig. 6 に示す。図中、縦軸はタワーの断面2次モーメント、横軸はピアー幅である。図より、タワーとピアーの連成モードが出現する領域Bが設計平面の中央を占めていることがわかる。

Fig. 7 に $E = 10 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$ のピアー頂変位の制約を示す。この制約は設計平面において同じ応答を示す点を連らねたものである。制約が右上方につき出た領域は Fig. 6 で連成モードが生じたB領域にあたる。このように連成モードが生じているところでは動的応答が大きくなるため、耐震設計においてはこの領域を避ける必要があることがわかる。ピアー頂変位はこの連成モードが生じる領域以外ではほとんど縦軸に平行で、ピアー頂変位はタワーの剛性には余り影響されずピアー幅のみが関係する。またピアー頂変位が少し変化しただけでピアー幅が大きく変動していることは、ピアー頂許容変位の決め方が系の建設コストを大きく支配することを示している。

Fig. 8 に同じ地盤でのタワー下端の応力制約を示す。許容応力として $\sigma_a = 20300 \text{ ton/m}^2$, 26000 ton/m^2 を用いている。この $\sigma_a = 20300 \text{ ton/m}^2$ というのは、鋼材としてSS41を用い、本州四国連絡橋の耐震設計における許容応力の割

り増し率45%を用いた場合であり、 26000 ton/m^2 はSM58の平常時の許容応力である。SM58の45%増の 37700 ton/m^2 という許容応力を用いた場合は、全設計平面で制約にならず図には現われない。Fig. 8 の制約も Fig. 6 のB領域と重なる部分の応答が大きくなっている。これらの図からわかるように、タワーピアー系においてはタワーとピアーの関係や地盤条件によって動特性が異なり、このことを考慮せずに最適な耐震設計を行なうことは難しい。また、連成モードの生じる領域では動的応答が大きくなるため、耐震設計に際してはこの領域を避ける必要があることがわかる。

Fig. 9 に $E = 30 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$ の場合の各種の応答分布を示す。この地盤では設計平面の中央をC領域が占め、Fig. 6 では現われなかったD, E領域が出現している。この時のピアー頂変位制約とタワー下

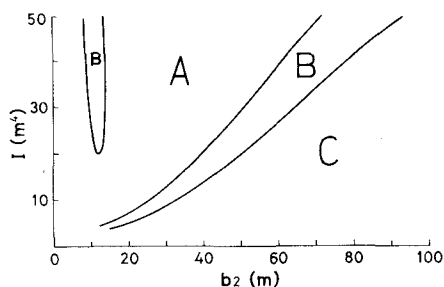


Fig. 6 Distribution of Responses on Design Space at $E=10 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$

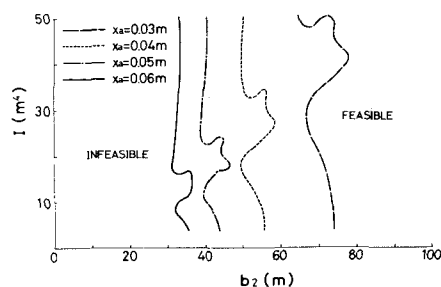


Fig. 7 Constraint Curves for Pier Top Displacement at $E=10 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$

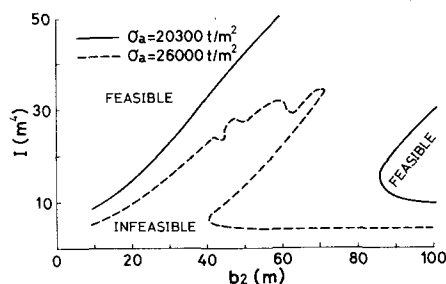


Fig. 8 Constraint Curves for Tower Base Stress at $E=10 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$

端応力制約を Fig.10 に示す。この図においても連成モードが生じる B, D 領域では応答が大きくなっている。Fig.10 のピア-頂変位制約は Fig. 7 に比べてピア-幅の小さい方に移動している。地盤の弾性定数 E が大きくなるのに伴ってピア-頂変位は小さくなり、 E がある値よりも大きくなるとピア-頂変位は支配的な制約でなくなることが予想される。このようにタワーピア-系の橋軸方向の動特性は、地盤条件、タワーの剛性、ピア-幅によって変化し、固有振動数の接近離反現象と密接に関係するため、タワーピア-系の耐震設計にあたってはこの点に関する十分な検討が必要である。

3.2. タワーピア-系の橋軸方向の最適設計

Fig. 4 に示すタワーピア-系の最適設計を次のように行なう。目的関数として、鋼材とコンクリートの総コストをとり、鋼材の重量に換算した次式を用いる。

$$W = W_T + \kappa W_P \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 W は目的関数、 W_T はタワーの重量、 W_P はピア-の重量、 κ はタワーとピア-の単位重量当りのコスト比である。制約条件として以下の 4 条件を考える。

- i) 地震時におけるタワーの縁応力
- ii) 地震時におけるピア-頂変位
- iii) タワーの全体座屈
- iv) ピア-の転倒

このように最適設計の定式化を行なうと、目的関数、制約条件共に非線形となり、制約条件は微分することが難しい形となる。よって最適化手法として微分する必要のない Powell の直接探索法を用いた SUMT を用いる。

Table 1 に最適化を行なった結果を示す。この計算では

Fig. 5 のタイプ B の設計モデルを用い、以下の値を用いている。入力地震動の最大加速度 180 ガル、ピア-頂許容変位 $x_a = 0.042 \text{ m}$ 、許容応力 $\sigma_a = 37700 \text{ ton/m}^2$ 、タワーとピア-の単位重量当りのコスト比 $\kappa = 0.2$ 、タワーの座屈安全率 2.0 である。このピア-頂許容変位は本四連絡橋の設計案⁹⁾より計算して求めた値であり、許容応力は SM58 の平常時の許容応力の 45% 増の値である。このコスト比 κ は材料費だけでなく、施工費も含めた全体としての大まかなコスト比であり、最適解が κ の変動に対して鋭敏でないことを確認した上でこの値を用いている。

Table 1 から次のことが言える。地盤の弾性定数 E が小さいところではピア-頂変位制約で設計が決まり、 E が大きくなるとピア-転倒とタワー座屈で設計が決まる。動的応力は鋼材の許容応力の割り増しのため、 E の値の大小にかかわらず制約とならない。 E が小さいところではピア-頂変位制約のみが支配的であり、このことはピア-頂許容変位の決め方で系の建設コストが大きく影響されることを示している。また E が大きくなると、すでに Fig.10 で考察を加えたように動的応答に対する制約は支配的で

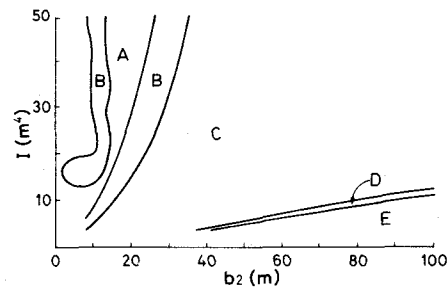


Fig. 9 Distribution of Responses on Design Space at $E=30 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$

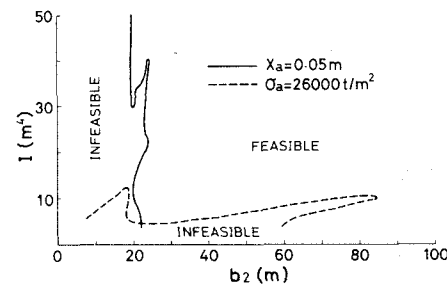


Fig. 10 Constraint Curves for Pier Top Displacement and Tower Base Stress at $E=30 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$

Table 1 Results of Optimization in Longitudinal Direction

地 盤 の 弾 性 定 数 (10 ⁴ t/m ²)	最 適 解			目 的 関 数 (t)	制 約 条 件											
	タワ-断面二次 モーメント(m ⁴)		ピア- 幅 (m)		ピア- タワ- 動的応力								(基 部)	座 屈		
	タワ- 上 部	タワ- 下 部			変頂 位点	転 倒	(頂 部)									
10	8.20	34.91	47.32	61 780	○											
30	7.80	39.43	24.69	34 120	○											
50	7.00	34.30	17.80	25 550	○											
70	6.36	25.21	14.36	21 160	○	○										
150	4.75	4.76	14.33	20 460		○										○
300	4.75	4.76	14.33	20 460		○										○

なくなり、一種の寸法制約であるピア転倒とタワー座屈で設計が決まる。したがって、このような地盤条件における耐震設計の必要性について再検討を加える必要があることがわかる。このように、地盤条件によって最適な設計が大きく異なるため、設計を行なう前の地盤の調査が非常に大切である。

4. タワーピア系の橋軸直角方向の計算結果および考察

4.1. 橋軸直角方向の動特性に及ぼす形状の影響

3で述べた橋軸方向では、曲げをうける1本の梁としてタワーをモデル化した。これに対し橋軸直角方向では、タワーの形式やそのブレイシングの配置によって動的応答が大きく異なる。タワーの形式としては主に、トラス形式、ラーメン形式、トラス・ラーメン併用形式の3種があり、本研究でもこの3形式を対象とし、Fig.11に示すような設計モデルを考える。ここでは、タワーの高さや横幅、軌道面の高さなどは取付部との関係ですでに決まっているものとする。軌道面以下はタワーの形式が決まるとほぼ自動的に決まるため、形状を変化させて動特性に与える影響を調べるのは軌道面より上の部分となる。形式の差はあれ、各ブレイシング間隔が異なっているのは美観上からも良い構造物とは思われない。結局、形状に関する設計変数は軌道面上のブレイシングの最下端の位置ということになる。Fig.11の X_4 が形状に関する設計変数である。

このモデルにおいて、ピアの橋軸方向幅は30m、橋軸直角方向幅は50mである。橋軸直角方向では地盤の弾性定数 E の影響は小さく、 E が変化しても動的応答はほとんど変化しないため、 $E = 10 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$ とする。この動特性と形状との関係を制約条件を図示することによって明らかにするのであるが、そのためには設計変数を2つにする必要がある。ここでは

Fig.11に示す4変数のうち、 $X_1 = X_2 = I$ 、 $X_3 = I_3 = 0.15 \text{ m}^4$ 、 $X_4 = H$ とし、タワーの断面2次モーメント

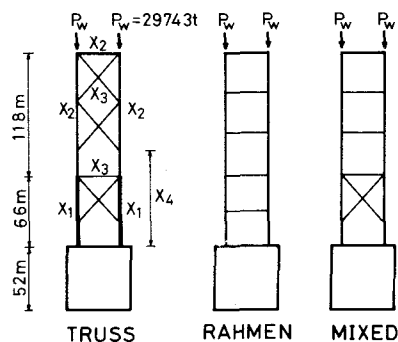


Fig.11 Design Models in the Transverse Direction

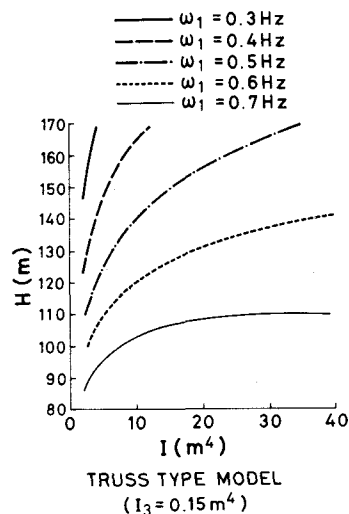


Fig.12 Constraint Curves for First Natural Frequencies with Truss Type Model

I とブレーシング最下端の高さ H を設計変数とする。 I が構造断面に関する設計変数であり、 H が形状に関する設計変数である。

Fig. 12 にトラス形式の 1 次の固有振動数制約の分布状態を示す。この図において縦軸は H 、横軸は I である。この図の制約は右上りの曲線になっていることより、1 次の固有振動数は構造断面および形状の両者の影響を受けていることがわかる。同断面なら H が大きくなるに伴って、同形状なら断面の減少に伴って ω_1 が小さくなり系はフレキシブルになる。Fig. 13 に

軌道面変位の制約図を示す。軌道面変位も断面と形状の両者の影響を受けており、また軌道面変位を最小にする形状が存在することがわかる。Fig. 14 に同じトラス形式のタワー下端応力とタワーの全体座屈制約を示す。応力制約も断面と形状の影響を受けており、これに関しても最適形状の存在が示唆されている。この最適形状における H は 110 m 付近であり、この値は従来の設計例に比べるとかなり高い位置にあることがわかる。これらの図より、トラス形式タワーにおいては形状の影響はかなり大きく、形状によって動的応答が大きく異なることがわかる。また動的応答を最小にする形状が存在することが推定される。

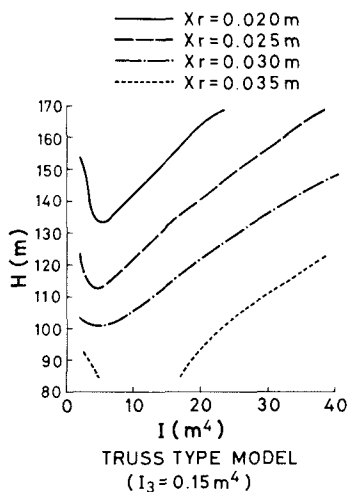


Fig.13 Constraint Curves for Rail Plane Displacement with Truss Type Model

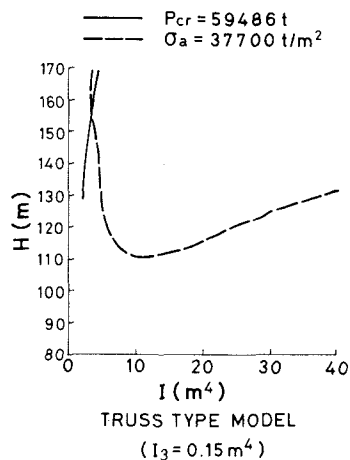


Fig.14 Constraint Curves for Stress and Buckling with Truss Type Model

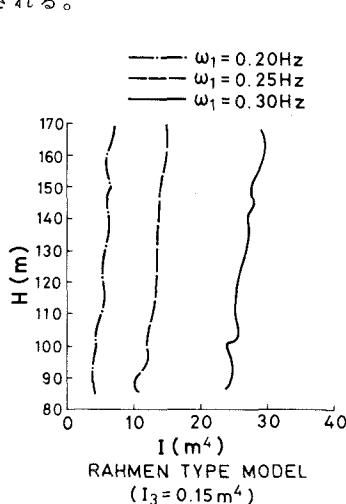


Fig. 15 Constraint Curves for First Natural Frequencies with Rahmen Type Model

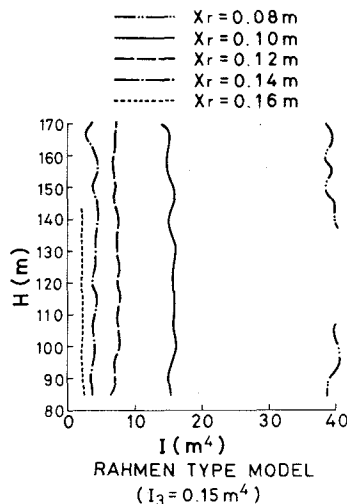


Fig. 16 Constraint Curves for Rail Plane Displacement with Rahmen Type Model

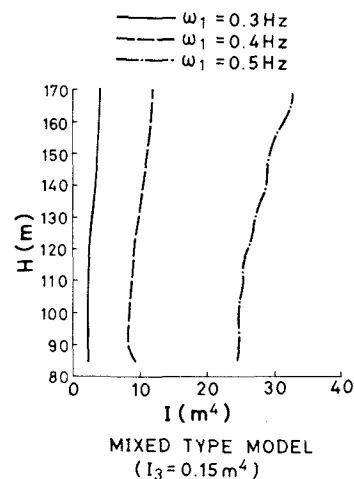


Fig.17 Constraint Curves for First Natural Frequencies with Mixed Type Model

Fig.15 にラーメン形式タワーの 1 次の固有振動数制約を示す。計算に用いた数値はトラス形式の場合と全く同じである。この制約は縦軸とほぼ平行であり、動的応答は形状とは関係なく構造断面の大きさによってのみ支配されることを示している。Fig.16 にラーメン形式タワーの軌道面変位の制約図を示す。これも形状の影響はほとんどないことがわかる。またトラス形式タワーの応答 (Fig.13) と比較すると、ラーメン形式タワーの応答の方がはるかに大きく、橋軸直角方向の耐震設計においてはトラス形式の方がラーメン形式より有利であることがわかる。他の応答は図には示していないが、いずれの応答も形状に関係なく、かつトラス形式より大きい。これは横方向からの外力に対してラーメン形式タワーのブレースは圧縮材としてしか働かず、かつその断面が小さいためであろう。実際のラーメン形式タワーにおいてはブレース断面はかなり大きく、この結果と同じになることはない。しかしタワーの構造断面をほぼ同じ、すなわち総重量をほぼ等しくした場合においては、トラス形式タワーの方が耐震面では有利であることがわかる。

Fig.17 にトラス・ラーメン併用形式タワーの 1 次の固有振動数制約を示す。この制約もほぼ縦軸と平行であり、ラーメン形式同様形状変化が動的応答に与える影響の小さいことがわかる。Fig.15 と Fig.17 を比べると、同じ 0.3Hz の制約が Fig.15 では $I = 25 \text{ m}^4$ 付近にあるのに対し Fig.17 では $I = 3 \text{ m}^4$ 付近にある。つまり軌道面下の形状をトラス形式に変えただけで、タワーが非常に剛になることがわかる。トラス・ラーメン併用形式の他の応答はいずれもラーメン形式の応答より小さく、軌道面下の形状はトラス形式を用いた方が耐震面では有利である。しかしこの両形式とも、トラス形式とは異なり、軌道面上の形状が動的応答に及ぼす影響は小さい。

これらのラーメン形式およびトラス・ラーメン併用形式とも、ブレース断面は $I_3 = 0.15 \text{ m}^4$ として計算を行っていた。この値はトラス形式の場合と同一のものをを用いたのであるが、実際のラーメン形式やトラス・ラーメン併用形式ではより大きなブレース断面を用いるのが普通である。そこでラーメン形式およびトラス・ラーメン併用形式のブレース断面として $I_3 = 20 \text{ m}^4$ を用いた時の 1 次の固有振動数制約を Fig.18, Fig.19 に示す。これらの結果は Fig.12 に示すトラス形式の場合とほぼ同じであるが、鋼材の総重量はトラス形式に比べて約 30% も増加している。また図には示していないが、他の動的応答もトラス形式と類似した形になる。このようにブレース断面を大きくした場合、ラーメン形式およびトラス・ラーメン併用形式タワーの動特性は、トラス形式と同じようになるものと考えられる。

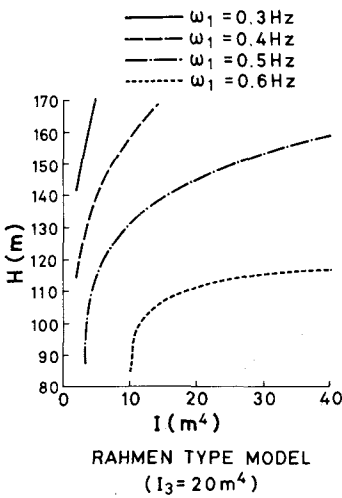


Fig. 18 Constraint Curves for First Natural Frequencies with Rahmen Type Model ($I_3 = 20 \text{ m}^4$)

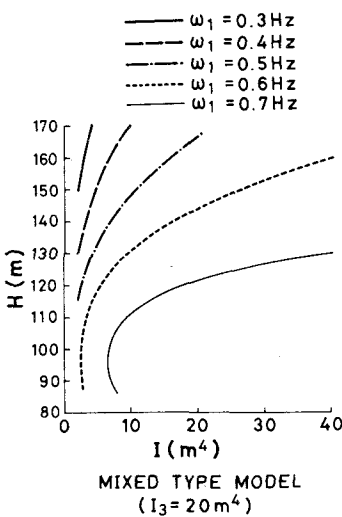


Fig. 19 Constraint Curves for First Natural Frequencies with Mixed Type Model ($I_3 = 20 \text{ m}^4$)

4.2. 形状を考慮した橋軸直角方向の

最適設計

Fig.11 に示す設計モデルを対象にして、形状を考慮した最適化を次のように定式化する。ここの設計変数はタワーに関するもののみであるため、目的関数としては鋼材の総重量を用いる。制約条件として以下の6条件を考える。

- i) 地震時におけるピアー頂変位 x_p
- ii) 地震時における軌道面変位 x_r
- iii) 地震時におけるタワー頂変位 x_t
- iv) 地震時におけるタワー各部材の縁応力 σ
- v) タワーの全体座屈 P_{cr}
- vi) 最小部材寸法, 形状変数の上下限

制約条件 i) ~ iv) が動的応答に対する制約である。これらの許容値として次のものを考える。対象とする吊橋には鉄道が通るものと想定し、軌道面変位制約は鉄道の脱線限界から $x_{r,a} = 0.05\text{m}$ とする。ピアー頂許容変位は $x_{p,a}$ の半分として $x_{p,a} = 0.025\text{m}$, タワー頂許容変位 $x_{t,a} = 0.30\text{m}$ とする。鋼材として SM58 を用いるものとし $\sigma_a = 37700\text{ ton/m}^2$, タワーの座屈安全率 2 を用いる。

本研究においては、部材断面だけでなく形状に関する変数も設計変数に取り入れている。この場合、形状に関する設計変数を他の部材断面に関する設計変数と同様に扱うことはできない。何故なら、目的関数が重量である本研究の場合、形状に関する変数を変化させても断面の変更がなければ重量はほとんど変化しないからである。そこで本研究では、形状変更時の目的関数を重量ではなく、最も厳しい制約を緩めることとする。この場合、断面の変更は行なわれないため重量は変化しないが、形状変更のため制約が緩和され、より大きく断面に関する設計変数を変化させることができ、重量の減少に寄与できる。この形状変更は Powell の直接探索法による SUMT での最適化のどの時点で挿入してもよいが、形状変更ルーチンが余りに多いと収束までの時間がかかるため、直接探索法の n 次元探索プラス共役方向への探索の計 $n+1$ 方向探索が終わった段階で形状変更を行なった。

Fig.20 にトラス形式タワーの形状最適化を行なった結果を示す。 $X_1 \sim X_3$ の最小値として 0.01m^4 を用いている。図中、 $X_1 \sim X_4$ は設計変数、 W は目的関数の値を示す。また constraints の下の数値は各制約に対する満足度を示しており、1.0 に近い方が支配的な制約であることを示している。この図から次

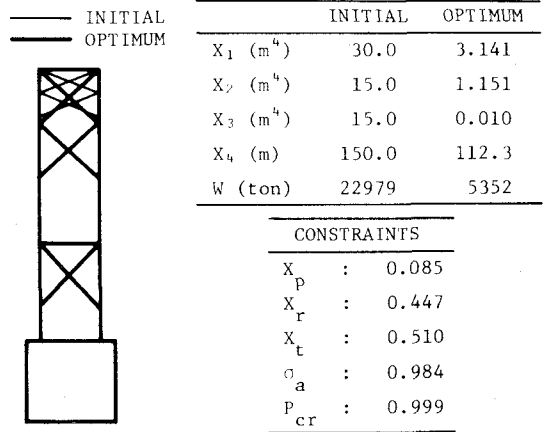


Fig. 20 Optimum Geometry of Truss Type Model

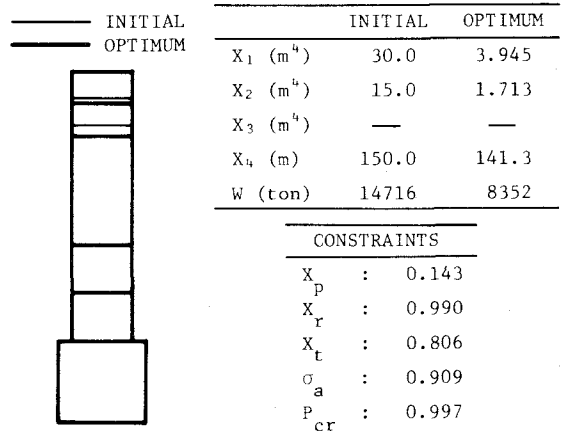


Fig. 21 Optimum Geometry of Rahmen Type Model

のことが言える。形状の変数である X_4 は 150m から 112m まで変化している。この形状は従来のタワーと比べると軌道面と最下段斜材との間隔が広がっている。この結果からすれば、軌道面と最下段斜材との間隔は従来考えられていたより大きくとっても耐震面での問題は少ないといえる。他の初期値から出発しても、 $X_4=110$ m 前後の値が得られているため、大域的な最適解であると考えられる。

Fig.21 にラーメン形式タワーの最適設計結果を示す。すでに 4.1. で示したように、水平材断面が小さいと全ての制約は形状とは無関係となり、形状最適化の問題にはならないため、本計算例では $X_3=10\text{m}^4$ に固定した。しかし、Fig.21 に示すように形状はほとんど変化しない。他の初期値から始めても初期値の近傍で収束するため、ラーメン形式タワーでは耐震面から見た最適形状というものは存在せず、どのように水平材を配置しても動特性には影響がないものと考えられる。最適解における重量はトラス形式より 70% 程度増加し、かつ支配的な制約が多く、トラス形式に比べると耐震面からは不利な点が多い。トラス・ラーメン併用形式においてもラーメン形式同様に、形状が最適解に与える影響は小さく、形状の初期値の近傍で収束する。またその重量もトラス形式より大きく、ラーメン形式同様、耐震面での利点は小さい。

5. むすび

本研究は長大吊橋タワー・ピアー系の耐震設計をより合理的なものとするために、制約条件を図示することによって系の動特性を明らかにした上で、その最適化を試みたものである。その結果、タワー・ピアー系の橋軸方向の動特性はタワーとピアーの固有振動数の接近離反現象と大きな関係があること、橋軸方向の最適な耐震設計は系が建設される地盤条件に大きく影響されるため、設計を行なう前の地盤の調査が非常に大切であること、地盤の弾性定数が小さいところではピアー頂許容変位の決め方が系の建設コストに大きな影響を与えること、地盤の弾性定数が大きいところでは系の耐震設計の必要性を再検討する必要があることが明らかになった。また橋軸直角方向に関しては、トラス形式タワーの動的応答が最も小さく耐震設計では最も有利であり、次いでトラス・ラーメン併用形式タワーであり、ラーメン形式タワーが耐震面では最も不利であること、ラーメン形式やトラス・ラーメン併用形式タワーでは形状が動特性に及ぼす影響はほとんどないこと、トラス形式タワーの最適耐震形状は従来の設計例に比べると軌道面と最下段斜材までの空間が大きいことが示された。

参考文献

- 1) Konishi, I. and Y. Yamada, Proc. of Second W.C.E.E., Vol II, pp. 863 - 878, 1960.
- 2) Konishi, I. and Y. Yamada, Proc. of Third W.C.E.E., Vol. III, pp. IV 312 - IV 323, 1965.
- 3) 山田善一・竹宮宏和, 土木学会論文報告集, 第163号, pp.17~27, 1969年3月.
- 4) 高岡宣善・佐藤猶治, 土木学会論文報告集, 第172号, pp.58~62, 1969年12月.
- 5) 山田善一・後藤洋三, 土木学会論文報告集, 第207号, pp.1~12, 1972年11月.
- 6) Yamada, Y. and K. Furukawa, The Preliminary Report of 10th Congress of IABSE, pp.183-188, 1976.
- 7) 山田善一・古川浩平, 土木学会論文報告集, 第281号, pp.17~27, 1979年1月.
- 8) 山田善一・古川浩平, 土木学会論文報告集, 第293号, pp.23~33, 1980年1月.
- 9) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋下部構造設計方書(案), pp.22~23, 昭和47年12月.

THE DYNAMIC CHARACTERISTICS AND OPTIMIZATIONS
OF TOWER-PIER SYSTEMS OF LONG SPAN SUSPENSION BRIGES

Kohei FURUKAWA* and Yoshikazu YAMADA**

According to past studies, aseismic design of the tower-pier system of long span suspension bridges is proved to be very important, since this system and many earthquakes usually have similar natural frequency domains and there exist the risk of resonance. In this study, an attempt is made to obtain more rational, safe and economical aseismic design of the tower-pier systems by means of dynamic analysis and an optimization technique.

In this study, two problems in the aseismic design of the tower-pier systems are considered: One is the problem in the longitudinal direction, the other being in the transverse direction. In the longitudinal direction, the tower-pier system is assumed to consist of a beam and a rigid body on the elastic foundation, since the total proportion of tower and pier is especially important. In the transverse direction, on the other hand, the topology and geometry of the tower are precisely taken into account in the dynamic characteristics and its optimum design.

In the former problem, the moment of inertia of the tower and the width of the pier are selected to be the design variables. The objective function is taken to be the cost of the system, and the constraints include the following: stress of the tower, displacement of the pier, buckling of the tower and overturning of the pier. SUMT by Powell's direct search method is employed as the optimization technique.

In the latter problem, topology and geometry of the tower gives great influence on the dynamic response of the system. To solve this, three different topological types of tower are assumed. The location of the joint of cross frames with the tower is selected to be one of the design variables together with the moment of inertia of the tower. In the optimization process, the authors used SUMT and a specific constraint relieving method. The objective function is taken to be the total weight of the tower, and the constraints include stress and displacement of the tower, displacement of the pier top, upper and lower limit of the geometry.

The results of this study show that the dynamic characteristics of the system in the longitudinal direction are closely related to coupling of modes due to the phenomena of accession and separation of natural frequencies. Most severe constraint of the system in the longitudinal direction is the displacement at the pier top, thus, this constraint must be discussed more precisely from the safety view point of the structure. In the transverse direction, truss type tower is found to have smaller dynamic responses in comparison with other types. Furthermore, it is found that the location of the joint of the cross frames has a considerable influence on the dynamic characteristics and optimum design in the case of truss type tower. However this influence in the other types of towers is found to be insignificant.

* Research Associate, Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto

** Professor, Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto