

I-A 205

リジッドハンガーフレームを用いたMONO-DUO形式超長大吊橋の耐風安定性

東京都立大学大学院 学生員 田平 秀和 東京都立大学 正会員 前田 研一
名古屋工業大学 正会員 岩本 政巳 長 大 正会員 森園 康之
長岡技術科学大学 正会員 長井 正嗣 東京大学 正会員 藤野 陽三

1. まえがき 中央径間長2,000mを超える超長大吊橋の最重要課題である耐風安定性の確保のために、各種ケーブルシステムが研究されている。MONO-DUO形式吊橋もその一つであり、ステイハンガーと併用することによって、フラッター限界風速を高めるのに非常に効果的なケーブルシステムであることが既に確かめられている¹⁾。本研究は、ステイハンガーに代えて、その問題点を解決するリジッドハンガーフレームと名付けた新しい補助ハンガーシステムをMONO-DUO形式吊橋に併用することを提案し、中央径間長2,500mの箱桁吊橋を対象として、振り振動特性とフラッター限界風速に及ぼす効果を検討したものである。

2. ステイハンガーとリジッドハンガーフレーム 図-1に、ステイハンガーとリジッドハンガーフレームの概念図を示す。ステイハンガーの原理は明らかにハンガーに曲げ剛性を付与することであり、リジッドハンガーによれば、同様の効果を弛緩の問題なしに得ることができるものと考えられる。リジッドハンガーフレームは、リジッドハンガーと補助剛桁が逆ラーメン構造を構成することによって、橋体の振り剛度を高める効果を期待し、座屈安定性などに配慮して横梁（ビーム部）を設けたものである。

3. 解析モデルと検討条件 中央径間長2,500mの箱桁(38m×7m)吊橋の試設計結果から、表-1の諸元を有するMONO-DUO形式の基本モデルと、リジッドハンガーフレームを併用したモデル(図-2)の2種の立体解析モデルを作成した。リジッドハンガーフレームの設置位置は、ステイハンガーに対する検討結果²⁾を参照して、0.36L, 0.64L(L:中央径間長)の2箇所とした。図-3に、リジッドハンガーフレームの設置状況(張出し長:0m)と、y軸を橋軸方向にとって、ハンガー部、ビーム部共通の断面定数(基準値)を示す。固有振動解析では、張出し長や各部の断面定数の値を変えた計算も行っており、振り振動特性を検討するものとした。また、フラッター限界風速の推定は、鉛直たわみと振りの対称1次の固有振動解析結果を用い、モード解析法による連成フラッター解析プログラム³⁾を適用して行うものとした。ここに、非定常空気力としては、平板翼理論による補助剛桁の揚力、モーメントを考え、空気密度は $\rho=0.000125t \cdot s^2/m^4$ とし、構造減衰は無視した。

4. 振り振動特性とフラッター限界風速 解析結果の一部を図-4~7と表-2に示す。まず、図-4はリジッドハンガーフレームの張出し長と振り対称1次振動数との関係を示したものであり、構造上、景観上の点からは張出し長0mとすることが合理的といえる。図-5は、リジッドハンガーフレームのハンガー部とビーム部の断面2次モーメント I_y の

表-1 試設計の諸元

形 式	3径間2トン吊橋
支間長	1000 + 2500 + 1000 m
総桁高	980 + 2480 + 980 m
主ケーブル	1 / 10
中心径間	32 m (最大)
断面積	0.5594 m ² / cable
慣性質量	4.575 t / m + μ (9.84/sec ²)
ハンガーケーブル	断面積 0.006 m ² / 根
慣性質量	0.06 t / m + μ (9.84/sec ²)
中心径間	24.8 m 鉛直部 24.5 m
断面積	0.2 m ² (中央径間 1/10) / cable
慣性質量	2.0 t / m + μ (9.84/sec ²)
断面積	1.3 m ²
鉛直曲げ剛性	11.0 m ⁴
水平曲げ剛性	132 m ⁴
ねじり剛性	23.7 m ⁴
慣性質量	23 t / m + μ (9.84/sec ²)
断面積	2500 m ² / m + μ (9.84/sec ²)
断面積	2.5 m ² / 根
断面内剛性	13.5-23.2 m ⁴ / 根
断面外剛性	26.0-35.3 m ⁴ / 根
ねじり剛性	17.8-27.3 m ⁴ / 根

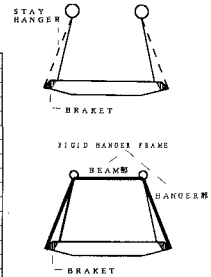


図-1 補助ハンガーシステム

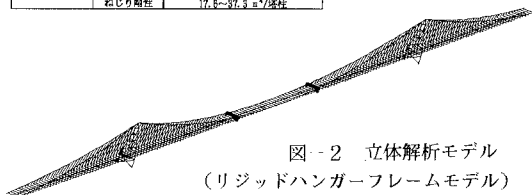
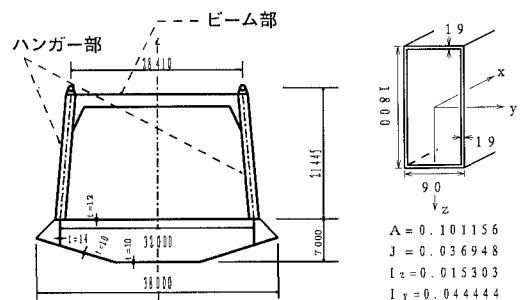
図-2 立体解析モデル
(リジッドハンガーフレームモデル)

図-3 リジッドハンガーフレームの設置と断面構成

共通の値と、図-6は、ハンガー部の I_y を基準値とした際のビーム部の I_y の値と、振り対称1次振動数との関係をそれぞれ示したものである。これらの図から、設定した断面定数の基準値(基準断面)がほぼ妥当で経済性、施工性からも問題ないことが解り、ビーム部が振り振動数を高める効果は小さいことも確かめられる。図-7は基準断面のリジッドハンガーフレームを併用したモデルの振り対称1次振動モードを示したもので、橋軸直角方向成分の連成が大きいことが解る。

最後に、表-2は、連成フラッター解析による限界風速の推定結果(リジッドハンガーフレームは基準断面)をSelberg式によるものと同時に示したものであり、比較のために、従来形式の基本モデルに対する推定結果¹⁾も併記している。この表から、新たに提案したリジッドハンガーフレームを併用したMONO-DUO形式吊橋が、従来形式吊橋に比べて非常に高い耐風安定性を確保できることが解る。振り対称1次の固有振動数がかかなり高められたことに加えて、振動モードにおける橋軸直角方向成分の連成によって等価極慣性の値がほぼ倍増されたことによるものと考えられる。なお、この表の場合、Selberg式による限界風速の推定値が、連成フラッター解析によるものに比べて安全側であることも解る。

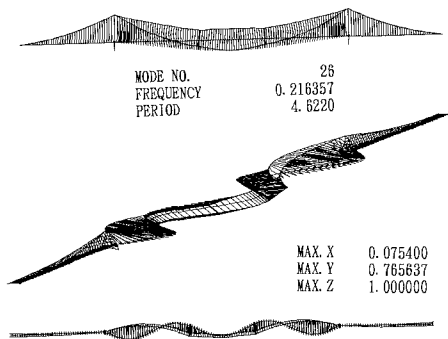


図-7 振り対称1次振動モード
(リジッドハンガーフレームモデル)

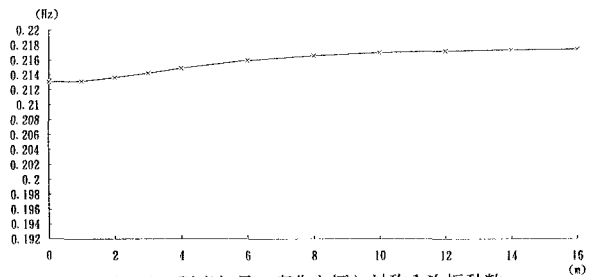


図-4 張出し長の変化と振り対称1次振動数

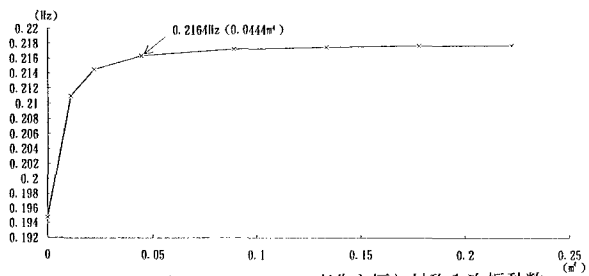


図-5 断面2次モーメント I_y の変化と振り対称1次振動数

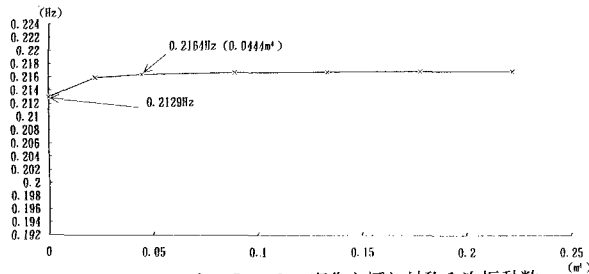


図-6 ビーム部の I_y のみの変化と振り対称1次振動数

表-2 フラッター限界風速の推定値

形式	従来形式	MONO-DUO 形式
解析モデル	基本	基本 リジッドハンガー フレーム
等価質量 ($t \cdot s^2/m^2$)	3.37	3.36
等価極慣性 ($t \cdot s^2$)	530	512
たわみモード振動数 (Hz)	0.0644	0.0643
振りモード振動数 (Hz)	0.1693	0.1926
連成ファクター	0.9	0.86
フラッター限界風速 (m/s)	58	67.4
Selbergの式 (m/s)	55.2	62.9

5. あとがき 検討の結果、MONO-DUO形式超長大吊橋の耐風安定化対策として提案したリジッドハンガーフレームが、前に提案したステイハンガーと同等の効果が得られることを確認できた。構造景観を大きく乱さず、弛緩の問題もないが、座屈安定性を含む静的構造特性の検討が今後は不可欠である。

〔参考文献〕 1)前田・森園・岩本・長井・藤野：補助ハンガーシステムを併用したMONO-DUO形式超長大吊橋の構造特性、構造工学論文集、Vol.42A、1996。 2)志水・前田・岩本・森園・長井・藤野：ステイハンガーを用いたMONO-DUO形式超長大吊橋の耐風安定性、第51回年次学術講演会講演概要集(Ⅰ)、1996。 3)岩本・藤野・長井：三次元モデルによる長大斜張橋のフラッター解析、第48回年次学術講演会講演概要集(Ⅰ)、1993。