

ねじりに剛な架設ヒンジを設けた吊橋補剛 トラスの架設法

高 山 弘 美*
鈴 木 智 巳**

1. ま え が き

従来、一般に実施されてきた長大吊橋補剛トラスの架設工法は 2~3 パネル程度の小ブロックを逐次吊材にぶら下げていき、ケーブルの変形に応じて自由に変位させて架設していく方法である。すなわち、小ブロック間の継手は上弦材と上横構だけが仮留めされ、下弦材と下横構が連結されない自然ヒンジ形になっている。そして、架設の終了近く、各ブロックの下弦材の継手がほぼ同時に口を閉じる時期にいっせいに全継手を接合する。この架設工法（以下全ヒンジ式工法と仮称）は、フォース橋の報告書¹⁾の中でも論議されているように、作業管理の難ささと風でくい違ひ継手の接合不良などの欠点を持ち長大吊橋の架設にたづさわった技術者にとって、かなり悩みの種となっているようである。

これらの欠点を解消するために、補剛トラスを架設順にすべて剛結しながら架設していく方法（以下全剛結式工法と仮称）が考えられるが、架設前半の大きなケーブル変形のため構成部材が主構や床組重量だけで架設時許容応力を超過する傾向があり、床組みの一部や床版など死荷重の多くを補剛トラスの架設完了後に設置しなければならない。そこで、耐風安定性や接合精度に優れているばかりでなく、床版など死荷重の多くを補剛トラスといっしょに架設することも可能な工期短縮効果の大きい新しい工法が期待される。

本報告書はその一案として「架設時の補剛トラスを適当な長さの大ブロックに分割し、ブロック内部の継手は工場か架設時にすべて接合するが、大ブロック相互の連結部を鉛直方向に回転自由で水平力とねじりに対し剛であるヒンジ構造にして架設する方法」（以下大分割式工法と仮称。ねじりに剛な架設ヒンジを持つことが全ヒンジ式工法との根本的相異点）を提案し、従来の工法と比

較してその特性を述べ、前述の期待に答えられる工法であることを説明している。適当な位置に設けられたヒンジ部の働きによって架設時応力を制限することができ、架設最終時期の閉合も数箇所ですむ。また、ヒンジ部がねじりに対し剛な構造であることにより、全剛結式工法に勝るとも劣らない良好な耐風安定性が期待できる。

以下、本文では 2. で上記 3 種の架設工法の自重と風による変形と応力の性状を数値計算により比較検討し、3. で大分割式工法を中心とした 3 工法の耐風安定性を風洞試験と数値解析により示し、それらをふまえて 4. で大分割式工法の特性を述べ、最後に 5. で本工法のポイントであるヒンジ構造例を紹介している。

2. 架設時の変形と応力

下記のケースについて自重と風荷重による変形と応力を数値計算し²⁾、3 工法の性状を比較検討した。

- | | |
|-----------------|--------------|
| ケース 1 (全ヒンジ式工法) | } トラス閉合後床版打設 |
| ケース 2 (全剛結式工法) | |
| ケース 3 (大分割式工法) | |
| ケース 4 (大分割式工法) | |

計算は 700 m 級吊橋をモデルにし、補剛トラスは中央径間、側径間とも両側の主塔から対称に架設されていくものとした。諸元と架設段階を表-1 および図-1 に示す。架設時の風荷重は風速 40 m/sec を想定し、ケーブル 0.49 t/m、トラス 0.82 t/m とした。

なお、側径間の架設性状は中央径間の架設進行状態により大きな影響を受けるが、中央径間の架設性状は側径間の架設進行状態にあまり影響されない²⁾ので、以下には中央径間についてののみ論ずることにする。

(1) 架設時自重による変形と応力

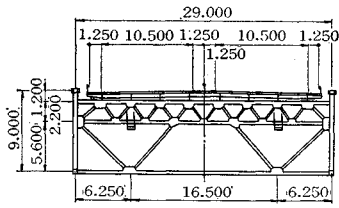
a) 鉛直変位 (図-2)

鉛直変位は、工法によってその性状がかなり異なる。全ヒンジ式工法の補剛トラスはケーブルの変形に従って

* 正会員 三菱重工(株)神戸造船所 鉄構部橋梁設計課主任

** 正会員 三菱重工(株)神戸研究所 第2実験課

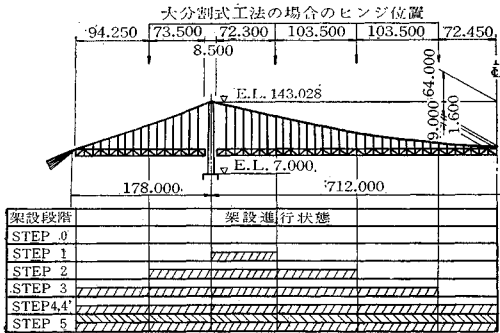
表-1 諸元一覧



補剛桁断面図

諸元	単位	中央径間	側径間
橋長	m	712.0	178.0
サグ	m	64.0	3.9
ケーブル間隔(トラス幅)	m	29.0	
ケーブル断面	m ²	0.2796	
ケーブルヤング係数	t/m ²	2.0×10 ⁷	
吊材断面	m ²	0.00588	
吊材ヤング係数	t/m ²	1.4×10 ⁷	
塔柱断面	m ²	0.9	
塔柱断面二次モーメント	m ⁴	4.46	
補剛トラス	断面二次モーメント		
	橋軸方向	m ⁴	1.296
	橋軸直角方向	m ⁴	13.46
ねじり抵抗※	m ⁴	4.755	2.715

注：片側ケーブル面、ただし、*印は両面。



注：STEP 4'は閉合寸前を表す。

平均重量 (片側ケーブル面 単位 t/m)

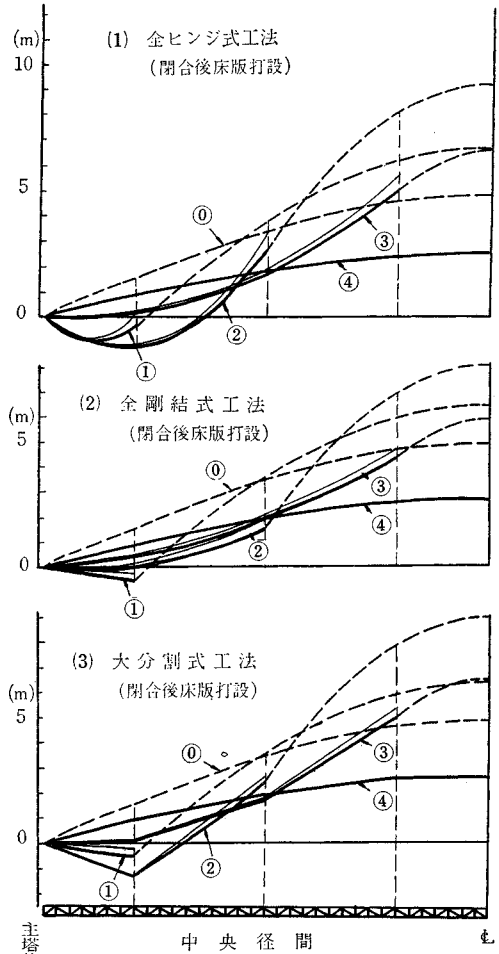
区分	中央径間	側径間
ケーブル	2.48	2.74
吊構造部	補剛トラス	4.07
	床版・グレーチング・舗装・高欄・その他	5.71
	補剛トラスおよび床版・グレーチング	8.26
	舗装・高欄・その他	1.52
側径間	3.80	6.54
側径間	8.49	1.84

図-1 架設進行状態

自由に変位し、架設前半に大きな曲率を生ずる。

全剛結式工法の補剛トラスはケーブルの変形を拘束し全般的にゆるやかな曲率で変位する。とくに架設前半の変位は全ヒンジ式工法とかなり異なる。

大分割式工法の場合、各ヒンジ間のブロックはケーブルの変形を拘束するが、ヒンジ部の回転がその拘束を逃がすように働く。したがって、ブロック内の曲率は他工



- 注：
- ① 太実線は架設時補剛トラスを、点線は吊材最下端の鉛直変位を示す。
 - ② 細線は風荷重作用時を示す。
 - ③ ○内数字は架設進行状態を示す。

図-2 架設時鉛直変位

法に比べて小さく、ヒンジ部では折れ角を生ずる。折れ角は架設前半部に顕著にでる。最大たわみや架設先端の変位量は全ヒンジ式工法とほとんど変わらない。

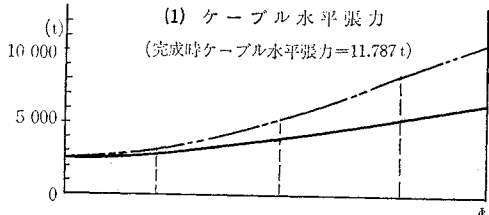
工法の違いによる影響は架設前半に大きい、後半減少し、トラス閉合間際にはほとんどなくなる。

b) ケーブルの折れ角 (図-3)

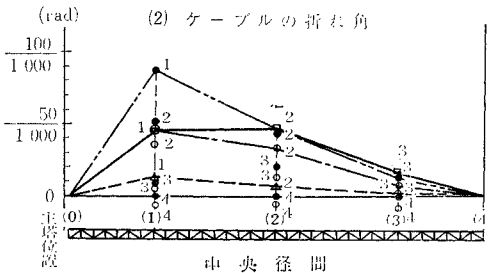
全ヒンジ式工法の場合にも、ケーブルに折れ角を生ずるが比較的小さい。全剛結式工法と大分割式工法の場合には、補剛トラス架設先端部およびヒンジ部のケーブルにかなりの折れ角を生ずる。大分割式工法の折れ角は全剛結式工法より小さく、ヒンジがケーブル折れ角を低減する効果を持つことを示している。

c) 補剛トラスの応力 (図-4)

全剛結式工法および大分割式工法の補剛トラスはケー



注：---△ 全ヒンジ式工法(閉合後床版打設)
 ---□ 全剛結式工法(閉合後床版打設)
 ---○ 大分割式工法(閉合後床版打設)
 ---● 大分割式工法(床版同時架設)



注：① ● 印付番号は架設ステップを示す。
 ② ○ 2は架設ステップ(2)における着目点の折れ角を示す。

図-3 ケーブルの水平張力と折れ角

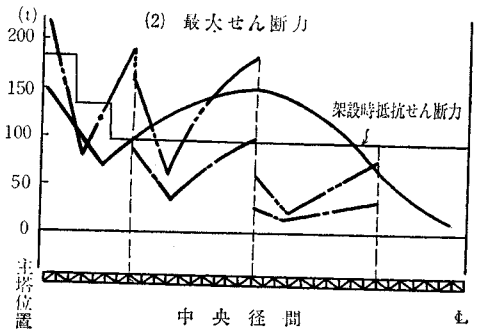
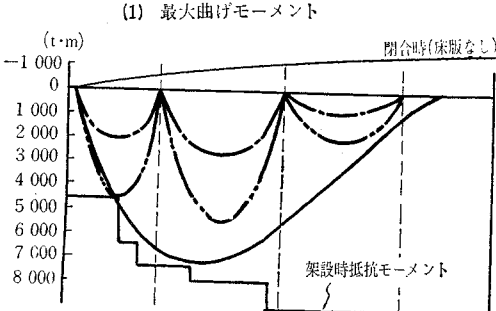


図-4 架設時自重による補剛トラスの最大応力

ブルの変形を拘束するので、曲げモーメントとせん断力を生ずる。全剛結式工法の場合、架設始めはケーブルが変形しやすいが、補剛トラスの架設長が短いため、あまり大きな応力を生じない。しかし、架設部が長くなるにつれ応力は増加してゆき、架設半ばで最大となり、後半完成形に近づくにつれ応力も減少する。大分割式工法はヒンジがケーブルの拘束を逃がすので、応力を大幅に低減することが可能になる。

本計算例では全剛結式工法のせん断力は、かなりの範囲で抵抗せん断力を超えているが、大分割式工法はほぼ抵抗値内に収まっている。また、曲げモーメントの低減も大きく、大分割式工法で床版同時架設した場合でも、床版のない全剛結式工法より小さい値を示している。

d) 吊材張力

全ヒンジ式工法の吊材は直接荷重だけを負担するが、他の2工法は架設時ブロックの両端の吊材に荷重負担が集中する。全剛結式工法の場合、補剛トラス架設先端の吊材張力が、他の既設吊材張力に比べて著しく大きい。架設の進行につれて先端吊材張力は増加し、架設半ばを最大にしてその後は減少していく。各吊材とも、補剛トラスにセットするときに最大張力を生ずるのが架設上の問題となる。大分割式工法の場合は、ヒンジの働きにより架設先端の吊材張力が低減されている反面、ヒンジ部の吊材張力が増強される。しかし、吊材をセットするときの張力は比較的小さいし、また、ヒンジ部の最大張力も全剛結式工法の架設先端最大張力より小さい利点がある。

e) 床版同時架設

大分割式工法はヒンジの数と位置を合理的に設定することにより、床版を同時架設しても応力的問題を解決することができる。本計算例では、補剛トラスのせん断力が大幅に許容値を超えており、また、かなり大きなケーブル折れ角と吊材張力を生じているが、架設前半部に適当数のヒンジを設定することにより、それらを許容値内に収めることができると推測される。

(2) 架設時の風荷重による変形と応力

a) 横変位 (図-5)

架設途中の補剛トラスは、一方の端部が塔で横方向に回転自由に支持され、他部が吊材をとおしてケーブルに拘束されているので、トラスの閉合まで横変位はケーブル張力および吊材の長さや張力に依存している。閉合されると、補剛トラスはその剛性による横変位抵抗力を持つので急に変位が減少する。補剛トラスとケーブルの相対変位は、架設先端の吊材長が長く、ケーブルによる拘束の弱い架設初期ほど大きく、架設先端の吊材長が短い架設後半になるにつれ減少していく。

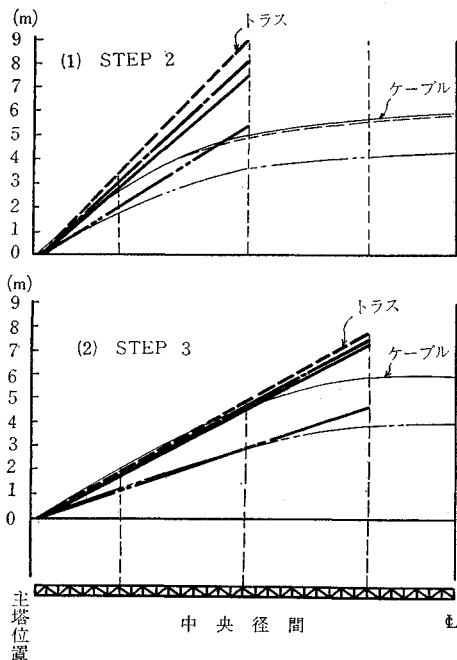


図-5 架設時風荷重による横変位

架設工法の違いによる補剛トラスの横変位の相違は架設初期ほど大きい。この相違は、吊材張力の分布による影響と思われる。すなわち、架設先端の吊材張力が大きいほど補剛トラスの横変位は拘束される。したがって、変位量は、全ヒンジ式工法>大分割式工法>全剛結式工法、の順である。

b) 補剛トラスの応力 (図-6)

架設時補剛トラスの横曲げモーメントは閉合されるまでは非常に小さく、閉合されると急に大きな横曲げモーメントを生ずる。工法による相違は定量的に問題にならない。閉合後床版荷重が載荷されるとケーブル張力が増

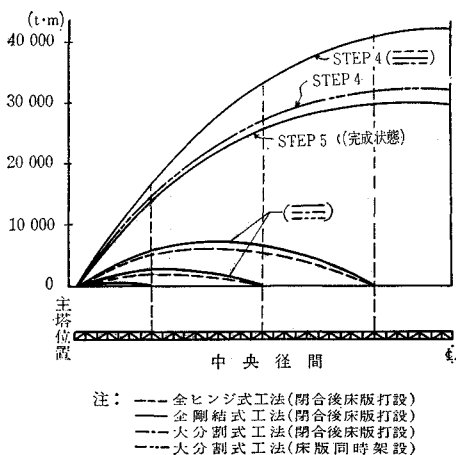
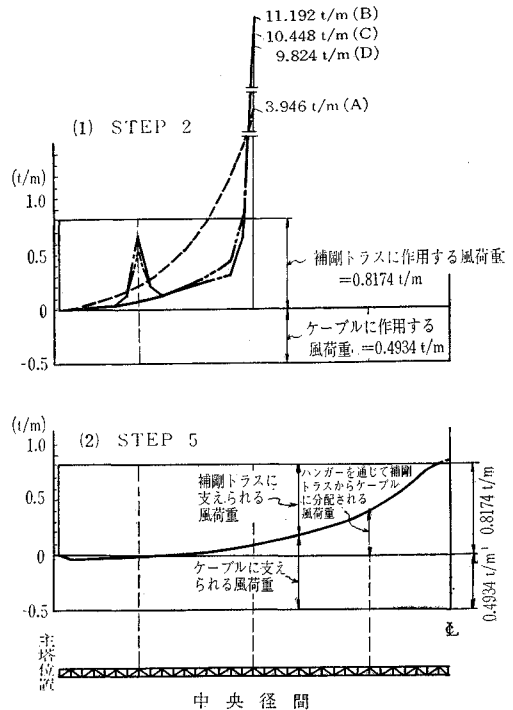


図-6 架設時風荷重による補剛トラスの横曲げモーメント

し、トラスの横曲げモーメントはかなり減少する。本例では、閉合時の最大曲げモーメントは完成時の40%増となっている。横せん断力とねじりモーメントも架設の進行につれ徐々に増加し、閉合時が最大となる。また、曲げモーメントと同様に閉合前後で分布形状が変化するが、曲げモーメントほど極端な変化はみられない。

c) 風荷重の分配 (図-7)



注: A --- 全ヒンジ式工法(閉合後床版打設)
 B ——— 全剛結式工法(閉合後床版打設)
 C - - - 大分割式工法(閉合後床版打設)
 D - - - 大分割式工法(床版同時架設)

図-7 ケーブルと補剛トラスとの風荷重分配

吊橋に風荷重が作用すると、補剛トラスとケーブルは横方向に相対変位を生じて吊材が傾斜するため補剛トラスに作用する風荷重の一部は吊材を伝ってケーブルに分配される。すなわち、分担荷重は吊材の長さや張力、および補剛トラスとケーブルの相対横変位量に依存している。補剛トラスが閉合されるまでは架設先端の吊材をとおしてケーブルに流れる荷重が非常に大きく、また、その量は架設の進んだ段階ほど大きくなる。補剛トラスが閉合されると、それ自身が横変位に抵抗できるので閉合前と全く異なる荷重分配を示し、補剛トラスの荷重分担量が急に増加する。

工法による荷重分配の相違は架設前半に顕著である。全ヒンジ式工法では吊材張力が一樣なので、分配荷重は吊材の傾斜に従ってなめらかに変化するが、全剛結式工

法と大分割式工法の場合には補剛トラスの架設先端部およびヒンジ部の吊材張力が非常に大きいので、そこからケーブルに分配される荷重も極大となる。とくに架設先端部では、補剛トラス全域に加わる風荷重のかなりの部分（本例の架設半ばで40%程度）が集中的にケーブルに流れる。トラスの閉合近くなると、補剛トラスとケーブルの相対変位および吊材張力が工法の影響を受けなくなるので、各工法の風荷重分配もほぼ等しくなる。

d) 床版同時架設

床版を補剛トラスと同時に架設すると、床版荷重だけケーブル張力と吊材張力が増加するので、横変位量はかなり低減される。また、トラス閉合前の床版の有無は補剛トラスの風荷重応力や荷重分配にあまり影響しないようである。

3. 架設時の耐風安定性

本項では、先に静的特性を論じた3種類の補剛トラスの架設工法に対し、架設時における振動特性および耐風安定性（とくにフラッター発生限界風速）などの動的特性を検討した。なお、大分割式工法に関しては、床版同時架設の場合もあわせて検討した。

(1) 架設時の振動特性

架設時の耐風安定性を検討するためには、まずその各架設段階時における固有振動数と固有振動モードを知る必要がある。

振動計算には、死荷重により吊橋の各構成要素に生ずる初期張力を考慮し、以下の仮定のもとに行った^{2),3)}。

- ① 吊橋構造系を骨組構造系（平面系および立体系）に置換し、集中定数系として取り扱う。
- ② 静的計算により各架設時の厳密な吊合い状態を求め、この状態での各構成要素の張力を初期張力として導入する。
- ③ 吊橋構造系をある程度巨視的にみた節点分割を行い、計算上の節点軽減を図る。

計算に用いた立体骨組構造系のモデルを図-8に示し

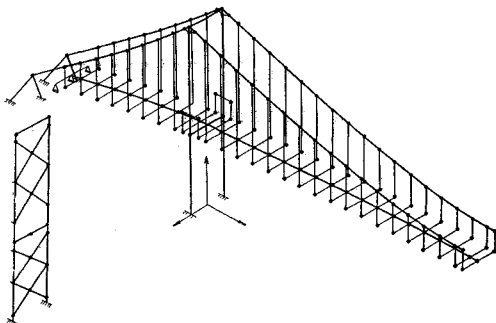


図-8 立体骨組構造振動計算モデル

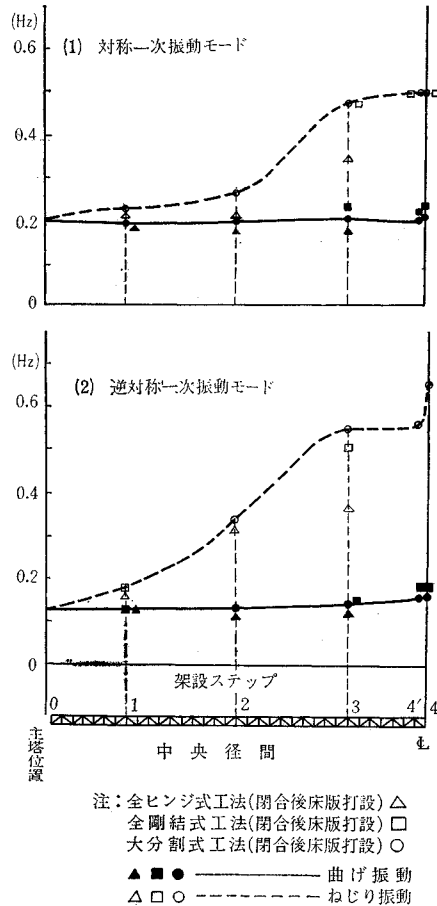


図-9 架設時固有振動数の比較

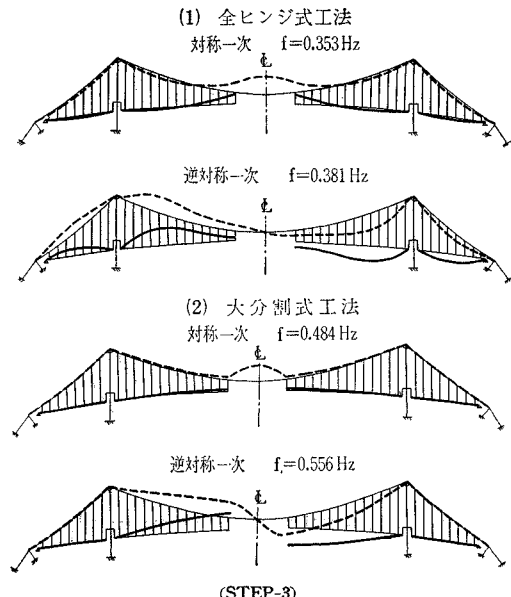


図-10 ねじり振動モード

た。3種類の架設工法の架設長さによる固有振動数の変化を図-9に、また、振動モードの一例を図-10に示した。これらの結果から、以下の結論が得られるであろう。

④ 最低次固有振動数に着目した場合、各ケースとも鉛直曲げ振動では、全架設段階において逆対称モードとなっているが、ねじり振動では補剛桁架設の進行に伴い逆対称モードから対称モードに変化している。

⑤ 架設の進行に伴う固有振動数の推移は、鉛直曲げ振動では、対称モード、逆対称モードの場合とも、架設進行中、ほぼ一定値を保っている。一方、ねじり振動では、逆対称モードの場合、STEP-3付近まで比較的なめらかに上昇し、補剛桁の閉合寸前と閉合完了の間で大きな変化を示している。これに対し対称モードの場合は、架設なかばで大きな変化が認められる。

⑥ 3種類の架設工法を用いた場合の振動数を各架設段階で比較検討すると、鉛直曲げ振動では、いずれの振動モードの場合とも、全ヒンジ式工法<大分割式

工法<全剛結式工法、の順に若干高くなっているがあまり差がない。これに対し、ねじり振動では、全架設段階でいずれの振動モードの場合とも、補剛桁のねじり剛性のない全ヒンジ式工法の値が、他の2ケースのそれよりもかなり低くなっている。

⑦ 床版重量の架設時ねじり固有振動数に与える影響は、あまりみられなかった。

(2) 架設時の耐風安定性

ここでは、前述の各計算ケースについて、とくにフラッター発生限界風速に着目し、架設時の耐風安定性を検討するために、フラッター計算⁹⁾を行った。

フラッター計算に必要な空気力は、二次元模型風洞試験を実施して、補剛桁が振動している時の空気力、すなわち、非定常空気力として、強制振動法により求めた⁵⁾。

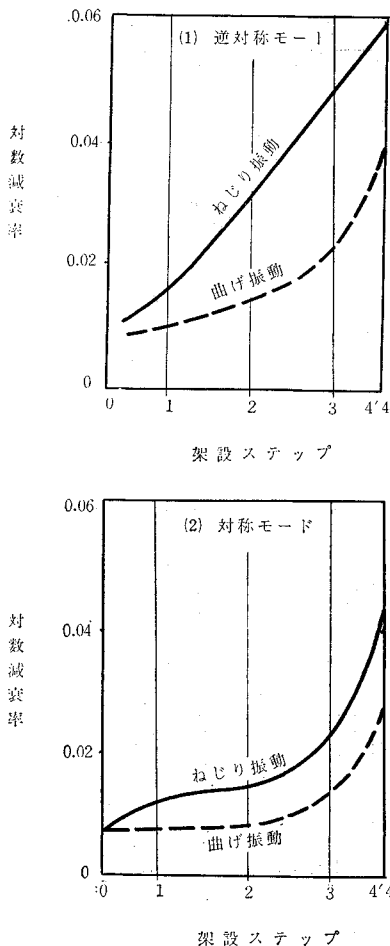


図-11 架設時の仮定対数減衰率

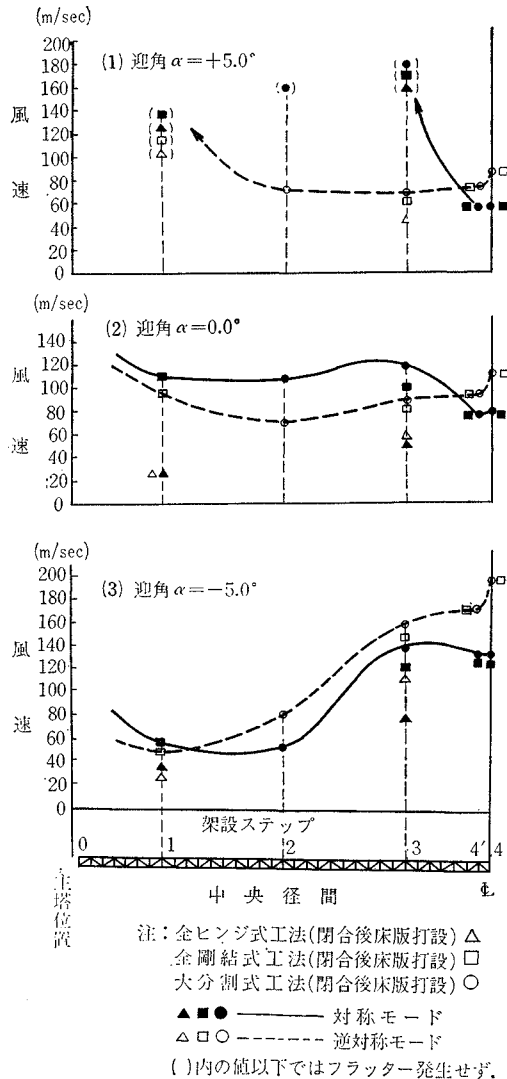


図-12 架設時フラッター発生風速の比較

なお、架設工法の比較という観点から、空気力は各ケースとも完成時と同じ開床率を持つ模型による計測値を用いた。

また、各架設段階時減衰率は、実橋のデータがないので既設実橋の減衰値を参考に完成時の値を仮定し、これをもとに、弾性模型による架設時の振動実験結果から各架設時段階における減衰率を推定した⁴⁾。厳密には架設工法の差異を当然加味すべきであるが、現時点ではこれらに関する資料皆無のため、本報告では、同一の架設段階については、すべて同一の減衰率を用いるものと仮定した。

フラッター計算に用いた各架設時の対称減衰率を、図-11に示す。3種類の各架設工法における架設長さによるフラッター発生限界風速を各迎角ごとに比較して示したものが図-12である。また、図-13には、大分割式工法の床版同時架設を対象に、迎角をパラメーターとして架設時のフラッター発生限界風速を示した。

これらの結果から、今回の検討風速範囲内ではほぼ以下の事項がいえよう。

① 3種類の架設工法のフラッター発生限界風速を比較すると、全計算ケースを通じ、全ヒンジ式工法<全剛結式工法<大分割式工法、となる傾向が認められる。とくに、全ヒンジ式工法は、他の2ケースに比べてかなり低い値を示している。

② 各架設段階時において、最低風速で現われるフラッターのモードには、なんら定性的な傾向は認められない。これは、フラッター現象が、固有振動数、固有振動モード、減衰率、空気力などの要素が複雑にからみあって発現するためである。

③ 架設の進行に伴うフラッター発生限界風速の傾向を迎角 α をパラメーターに考察すると、 $\alpha < 0$ のときは対称、逆対称モードともに架設前半に最低値があり、架設の後半で、その値の上昇が期待できる。一方、 $\alpha > 0$ のときは、架設後半で最低値がある。したがって、完成した時点だけの限界風速を考えると、 $\alpha \geq 0$ の場合だけに着目しておけばほぼ十分であるが、各架設段階時をも対象に検討するときには $\alpha < 0$ の場合についても十分な検討を加える必要がある。

もちろん、これには各架設段階における減衰率の値が大きく影響するので、今後、この方面の研究も十分行なう必要がある。

④ 大分割式工法の床版有無の計算結果を通じ、床版重量の架設時におけるフラッター発生風速に与える影響を検討すると、実用上の範囲では、両者の間にはほとんど差異がないといってもよいであろう。

⑤ 大分割式工法については、床版を中央の3分の1に積み重ね、開床率を大きくした場合をも検討したが、フラッターの発生は認められなかった。

⑥ 床版あるいは架設用足場のない開床率の非常に大きな断面の場合には、全ヒンジ式工法でもフラッターの心配はないようである(非定常空気力の計測値極小)。

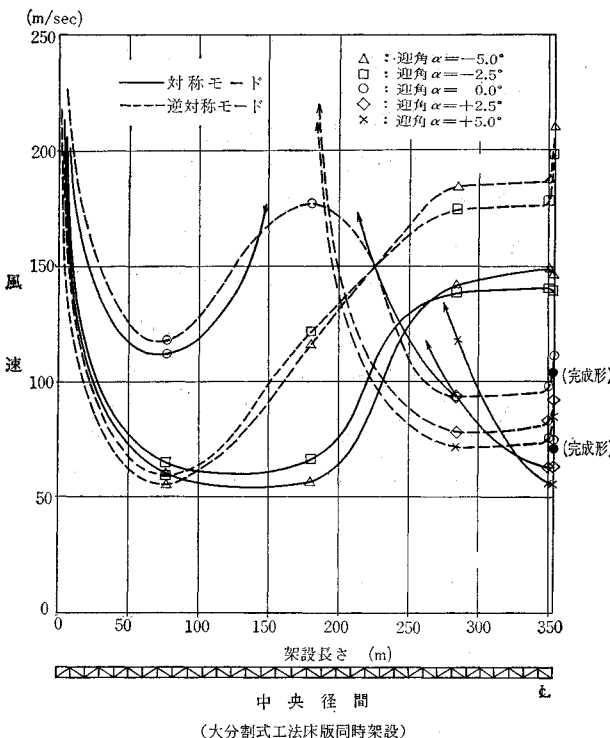


図-13 架設長さによるフラッターの風速変化

4. 大分割式工法の特長

(1) 架設時の変形と応力

a) 大分割式工法は、全ヒンジ式工法の架設時鉛直変形の曲率の大きい位置にヒンジを設け、その他の継手を剛結して架設する方法であるから、架設時自重による最大たわみや架設先端の変位量は全ヒンジ式工法とあまり変わらない。ただし、架設先端およびヒンジ部でケーブルおよび補剛トラスに折れ角を生ずるのが特徴である。しかし、ケーブルの折れ角は全剛結式工法の架設先端部の値よりも、かなり小さくすることができる。

b) 風荷重による補剛トラスの横変位は、吊材張力分布の影響で全ヒンジ式工法に比べ若干小さくなる。

c) 大分割式工法は補剛トラスのヒンジ間ブロックがケーブルの変形を拘束するため、従来の全ヒンジ式工法では無視できた架設時応力を考慮し

なければならない。すなわち、補剛トラスの曲げモーメントとせん断力、架設先端とヒンジ部に集中した吊材張力、およびケーブルの折れ角により生ずるケーブル二次応力などである。しかし、ヒンジを架設前半部に集中して配置することにより、これら応力を許容値内に収めることは容易である。

d) 補剛トラス閉合前に風荷重によって生ずる応力は問題にならない。なお、閉合前の補剛トラスの受ける風荷重は架設先端とヒンジ部の吊材から集中してケーブルに流れる傾向がある。

(2) 架設時の耐風安定性

大分割式工法は、3. で示したように、従来の全ヒンジ式工法に比較して、大幅な耐風安定性の向上が期待できる。そのために、架設時床面を完成時と同じ開床率にしてもフラッター発生心配はかなり軽減される。その主な理由として、全ヒンジ式工法は補剛トラスの架設がほぼ終了するまで下横構が接合できないので、トラスのねじり剛性がほとんどないのに対し、大分割式工法はヒンジ間ブロック内で主構が完全に剛結されており、ヒンジ部もねじりに対し剛な構造であるため、橋のねじり振動数が大幅に高められることがあげられる。

なお、そのためには架設時の補剛トラスは主塔にねじり固定されること、したがって、本計算例のように補剛トラスは主塔から支間中央に向かって架設することが有効と思われる。

(3) 床版同時架設

大分割式工法はヒンジの働きにより架設時応力を制限することができ、かつ耐風安定性にも優れているので、補剛トラスと床版（この場合、鋼床版やプレハブ床版などを想定している）を同時に架設することが可能である。ただし、対象となる橋によっては、床版の一部を所定の位置よりずらしてデッキの開床率を大きくするくふうが必要となる。従来の全ヒンジ式工法は耐風安定性の面から、全剛結式工法は架設時応力の面から床版同時架設は無理であろう。なお、床版同時架設の利点として下記のものなどが考えられる。

- ① 大幅な工期短縮が可能である。
- ② 完成形に近い状態でトラスを閉合できる。
- ③ 風荷重によるトラスの横変位および閉合時の横曲げモーメントも比較的小さい。

(4) 施工性

従来の全ヒンジ式工法の一つの大きな欠点は小ブロック間の継手を接合する作業にある。このことは、フォース橋の報告書にも強調されている。すなわち、架設の終

了近くまで補剛トラスは逆キャンパーが残り、接合部が開いていたり、一直線上になっていなかったりして継手が接合できない。そして最終形状に近づくとき、各ブロックの下弦材の接合部が同時に口を閉じる時期がある。その短期間にすべての下弦材や下横構などの接合をいっせいに実施しなければならないので、多くの仮設材と人工を必要とするし、作業管理も難しい。また、その接合部が風によって食い違いを生じて接合精度が悪くなる。

これに対し、大分割式工法はブロック内の継手が地上で接合されるか、架設途上で逐次剛結されていくので、最終時期にはヒンジ部の閉合作業だけが残っている。ヒンジ部は数も少ないので、集中した作業管理が可能である。また、ヒンジはねじり剛性を連続させる必要性から必然的にガイドを設けた構造になると思われるので、閉合精度も改善される。

また、工期短縮をはかるため、大ブロック吊上げ架設法を採用する場合、全剛結式工法ではブロックを吊上げる力よりも、それを既設ブロックに剛結してから吊材を引込む力の方がだいぶ大きくなる傾向があるので、吊上げ装置と吊材引込み装置を別々に用意しなければならず作業が二重段取りになる。これに対し、大分割式工法では、吊上げブロック間をすべてヒンジにすれば全く問題ない。

5. ヒンジ構造

大分割式工法のヒンジ構造が備えなければならない3つの主要条件

- ① 橋軸方向鉛直面内に回転自由、
- ② ねじりに剛な構造（ねじり剛性の連続性）、
- ③ 架設や閉合が容易な構造、

を満足するヒンジ構造例を 図-14 に示す。

タイプ1は、下弦材を連結しないで上弦材と斜材とを

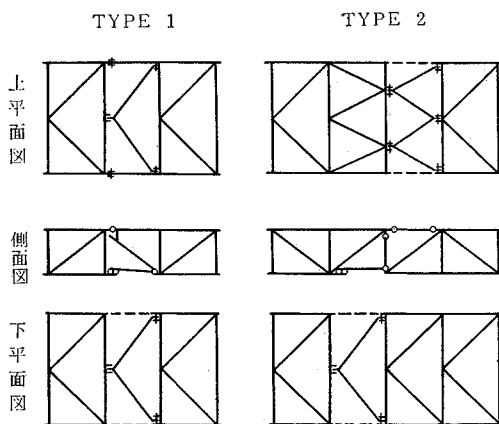


図-14 ヒンジ構造の例

一括して連結しているピンで両端ブロックの鉛直面内回転を可能にしている。また、それと一端結合、他端ガイド内滑動の上下横構とでねじり剛性を連続させている。

タイプ 2 は、上弦材を連結しないで、両端回転自由の振子材にした垂直材と上横構とにより両端ブロックの鉛直面内回転を可能にしている。また、それと一端結合、他端ガイド内滑動の下横構とで、ねじり剛性を連続させている。両タイプとも、閉合するときに食い違いを生じないように鉛直面内回転以外の相対変位は、すべて拘束されている。

タイプ 1 は、ヒンジ部の鉛直せん断力が比較的小さい場合に適した構造である（構造的にピンと格点とが偏心するため局部曲げ応力が生ずる）。

タイプ 2 は、ヒンジ部の鉛直せん断力が大きい場合、また、大ブロック吊上げ架設法を採用する場合に適している（鉛直せん断力は垂直材で伝達されるので局部曲げが小さい。また、ヒンジ部の形成が、まず垂直材を結合してから、それをガイドに他部材を設置する手順になるので、風などによる両端ブロックの衝突を避け易い）。

なお、両タイプとも曲げねじり剛性が不連続になるので、場合によっては横構部材を大きくして、剛性の不足を補う必要がある。

6. む す び

わが国経済機構の発展に伴い、あらゆる分野で省力化と工期短縮が要求されている。この観点から、本文は吊橋補剛トラスの架設法に関して一つの改良案を提示し、700 m 級吊橋を例にとり、従来の工法との比較において、その特徴を説明した。

本工法は架設先端とヒンジ部に折れ角を生じ、そこに

集中した吊材張力とケーブル二次応力、および補剛トラスブロック内の曲げモーメントとせん断力など、従来の全ヒンジ式工法では無視できた架設時応力を考慮しなければならぬが、ヒンジの位置を合理的に設定することにより、これら応力を調整することができる。

さらに、従来の工法と比較して、風荷重による変形と応力の性状も特に問題ないし、ヒンジがねじりに剛な構造であることにより耐風安定性が大幅に向上し、架設時床面を完成時と同じ開床率にしてもフラッター発生心配はだいぶ軽減される。したがって、床版など死荷重の多くをトラスと同時に架設して工期短縮をはかることが期待できる。とくに、大ブロック吊上げ架設法の場合、効果が大きいであろう。なお、本文は工法の特性を主眼として論じたものであるから、実橋に適用する場合には対象橋梁ごとに定量的な検討を行う必要がある。

また、架設時の減衰率およびヒンジ構造部精度の影響など、とくに耐風安定性に関して今後究明されるべき問題が残されており、各方面の研究が期待される。

最後に、本文は風洞試験を担当した三菱重工長崎研究所の田中博喜氏と渡辺洋八郎氏をはじめ多くの関係者の協力によるところが大きいことを付言しておく^{2),3),4),5)}。

参 考 文 献

- 1) フォース道路橋についてのディスカッション、神戸市調査月報、Vol. 7~10, 1968 年。
- 2) 大坂・梶原・市場・高山・山本：長大つり橋補剛トラスの架設に関する研究、三菱重工技報、Vol. 7, No. 7, 1970 年。
- 3) 藤野・大坂：任意形式のツリ橋の固有振動解析法、三菱重工技報、Vol. 3, No. 6, 1966 年。
- 4) 白木・福沢・田中・松井：長大つり橋補剛架設時の耐風安定性、三菱重工技報、Vol. 7, No. 7, 1970 年。
- 5) 笠口・坂田・山本・西谷：つり橋の耐風安定性に関する研究、三菱重工技報、Vol. 3, No. 6, 1966 年。

(1973. 6. 27・受付)

橋

1972-73

A 4 判 110 ページ・一部カラー／1 月末刊行・2 000 円 (〒170)
土木学会田中賞を記念して出版された橋梁年報の 7 冊目

内容 ●都市と橋● 昭和 47 年度田中賞作品部門受賞作品
1 浦戸大橋 2 境水道橋 3 生の浦大橋 ●鋼橋 1972 年の展望 石狩河口橋／愛本橋／ハッロ橋／高速 1 号架道橋／入江大橋／利根川橋／高千穂橋梁／尖道湖大橋／響灘大橋／製鉄所用鉄道橋／円応教歩道橋／子供の国歩道橋 ●コンクリート橋 1972 年の展望 手取川橋／埼玉大橋／妙高大橋／第二木曾川橋梁／本谷川橋／第三木曾川橋梁 ●1972 年竣工主要橋梁一覽 ●昭和 47 年度土木学会田中賞選考経過●

