

図-2 間隙要素

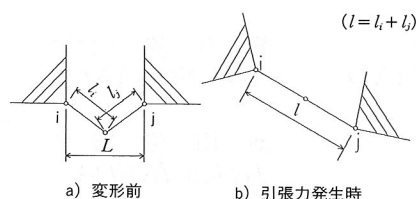


図-3 リンクケーブル要素

平材と主桁端部の間に設けられ、ストッパー部材とストップロープにより構成されている。橋軸方向の変形に対しては、ストッパーとストップロープの設定移動量の範囲で制御し、さらに強風時などの横荷重による補剛桁の回転変形を抑制できる構造になっている。

このうち、ストッパーのモデル化については、図-2に示す間隙要素を用いてその機能を表現した。これは圧縮軸力にのみ抵抗する直線トラス要素であり、部材の中間に間隙 d を有するため部材両端の節点間距離 L が設定された長さ l まで短くなったときに機能して、部材に圧縮力が生じる特殊要素である。したがって、この状態に達するまで断面力はゼロである。

一方、ストップロープについては、ロープが伸びきった状態で張力が発生するような構造をリンクケーブル要素により表現した(図-3)。この要素では、 $i-j$ 間の距離がストップロープ長 l より短い間は部材に張力が発生しないが、その長さを超えようとする時点で引張力が発生するような機能を有している。変形抑制装置の部材機能を忠実にモデル化した解析モデルとして、図-4に示すモデルを提案する。図中Aはストップロープ、Bはストッ

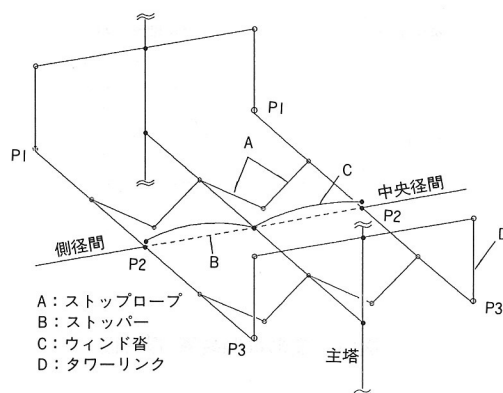


図-4 変形抑制装置モデル

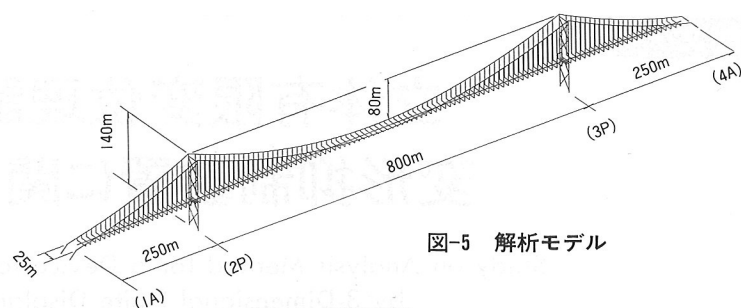


図-5 解析モデル

表-1 構造諸元

	断面性能				弾性係数 E (t/m ²)
	A (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	
補 剛 桁	0.198	1.195	4.000	33.455	21 000 000
仮想部材	50.000	50.000	100.000	100.000	21 000 000
ケーブル	0.243	0.000	0.000	0.000	20 000 000
ハンガー	0.006	0.000	0.000	0.000	20 000 000
主 塔	0.750~0.900	0.800~0.900	1.210~1.530	2.100~3.700	21 000 000

パー部材，Cはウィンド沓，Dはタワーリンクをモデル化したものである。なお，ウィンド沓では2つの節点の面外方向の変位成分に拘束条件を課している。

3. 数值計算例

(1) 解析モデル

3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋 (250 m + 800 m + 250 m) を解析対象とし、これを図-5 に示すような補剛トラスを等価な梁で置換して^{3),4)}魚骨モデルとしたものを、解析モデルとした。本モデルの構造諸元を表-1 に示す。

(2) 解析ケース

本解析では、次の2点に着目した解析を行った。

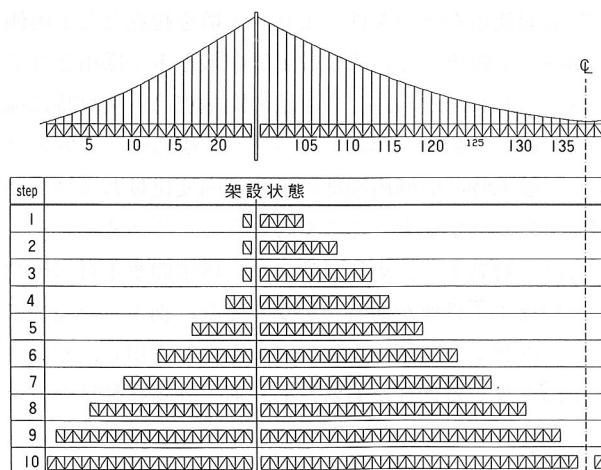


図-6 架設ステップ図

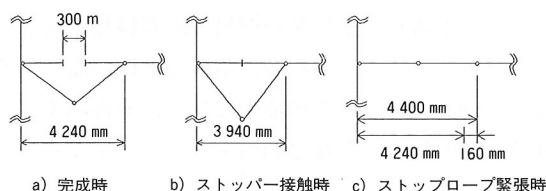


図-7 ストッパー、ストップロープ許容移動量

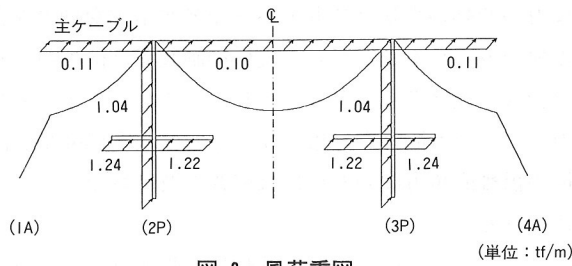


図-8 風荷重図

まず、サイクル架設工法では順次補剛桁を張出し架設してゆくため、各架設ステップでの変形の性状が大きく異なることから、サイクル架設時における変形抑制装置の挙動を明らかにするために、補剛桁の張出し長をパラメータとした解析ケースを実施した（CASE-A）。

次に変形抑制装置の移動量を設定するためには、その設定値に対する構造特性を把握しておく必要がある。そこで、ストップロープ長をパラメータとし、変形抑制装置が受ける影響を検討した（CASE-B）。

a) CASE-A

本解析ケースでは、図-6に示すstep 1～10の合計10ステップの架設系モデルを対象とした。またこのときのストッパーおよびストップロープの許容移動量は、おおよそ300 mm、160 mmとした（図-7）。架設系モデルの作成にあたっては完成形状を計算した後に、解体計算を連続的に行った。なお風荷重は文献5）を参考に算出し、橋軸直角方向に載荷した（図-8）。

b) CASE-B

本解析ケースでは、CASE-Aの解析結果の中でストップロープ張力（ストッパー軸力）が最大であったstep 2を対象モデルとした。このとき、ストップロープの許容移動量は60 mm～760 mmの間で変化させた。

(3) 計算結果と考察

各ステップの変形抑制装置および桁端周辺部材の挙動を明らかにするために、架設ステップごとの死荷重時および風荷重時におけるストップロープ軸力、ストッパー軸力、タワーリンク軸力、および桁端部の変位に着目した。なお、本解析モデルは橋軸方向に対して対称なモデルであるため結果の整理は2P側についてのみ行った。また、図-9～13において、解析結果を表すグラフの横軸は、中央径間（側径間）の長さ（ L ）に対して各架設時の張出し長（ l ）を無次元化したものである。また、側径間においては、step 1～3では張出し長が等しいためstep 3以降の結果を表している。

変形抑制装置のモデル化の妥当性を確認するために、主塔と桁端の変形後の距離に着目した（図-9）。図より、架設常時については中央径間側のstep 2～4、風荷重時には、側径間側のstep 4～5、中央径間側のstep 1～4がストッパー部材により設定された最小間隔3.94

mを示している。これよりこれらのステップにおいてストッパー部材が機能し変形が抑制されていることがわかる。

次に、桁端部の回転変形について見れば、図-10より、桁端の節点（図-4に示すP1、P2、P3）で、P1-P2間、P2-P3間の橋軸方向変位差は側径間側ではstep 5、中央径間側ではstep 2で最大値となっており、図-11に示す架設ステップとストッパーおよびストップロープ張力の関係図においても同様の架設ステップで最大値となっている。一方、発生断面力の変動をみればストップロープの張力についてはstep 2で最大となり、step 4まで急激に減少した後ゆるやかに増加する傾向にある。また、ストッパー軸力についてはストップロープ同様step 2で最大値をとり、step 5以降は機能していない。このように、ふたつの部材の最大値が同じ架設ステップで発生し、かつその絶対値がほぼ等しい値を示しているのは、補剛桁の回転変形をストッパーとストップロープでほぼ均等に拘束している結果である。なお側径間側、中央径間側にかかわらず、ストップロープ張力が最大となる張出し長は、閉合時張り出し長の約1/4の長さであることがわかった。また、ストップロープ張力（ストッパー軸力）が

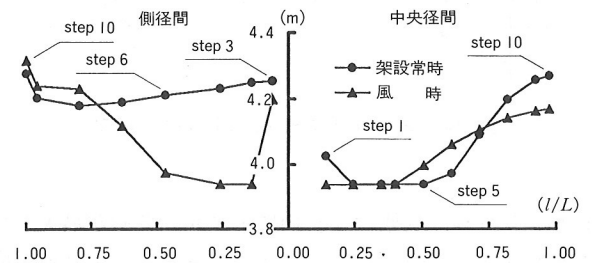


図-9 塔-桁端部間隔

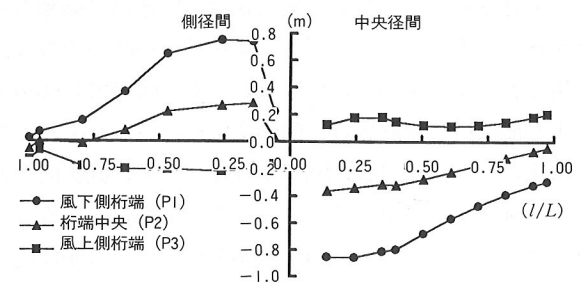


図-10 桁端部橋軸方向変位

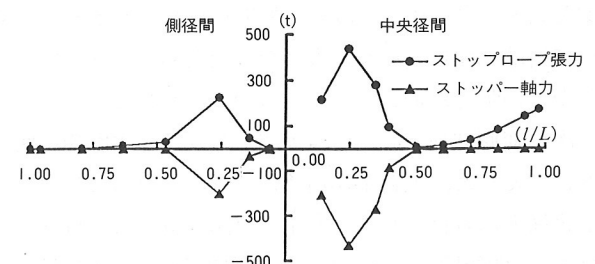


図-11 ストップロープ、ストッパー軸力

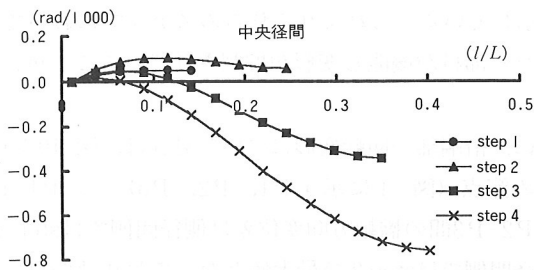


図-12 補剛桁変形状

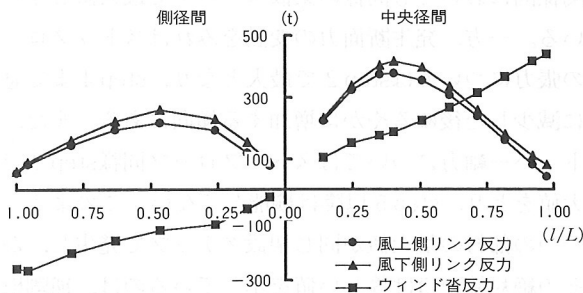


図-13 リンク反力, ウィンド沓反力

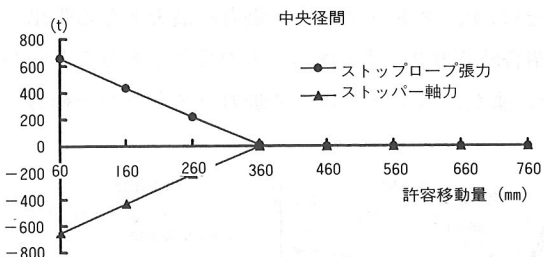


図-14 ストップロープ, ストッパー軸力

最大となる架設状態は、図-10に示す回転変形が最大となる架設状態と一致している。このことから、桁端部の回転変形は変形抑制装置の挙動となんらかの関係があるものと予想される。一般的に架設初期の段階ほど橋軸方向の変形量が大きくなり、同じく風荷重作用時の変形は、張出し長が長くなるほど大きくなる。図-12は、step 1～4の補剛桁の変形状（回転変位）を表したものである。図より、変形状はstep 1, step 2ともに直線的であるのに対して、step 3以降については曲線的であることがわかる。以上より、step 1, step 2においては剛体的な変形性状を示し、他方step 3以降は桁に可撓性が現れてきたことがわかる。このことより、剛体回転変形をする架設ステップの中で、最大の張出し長となるstep 2において桁端の回転変形が最大になったため、ストップロープなどの張力が最大になったものと思われる。

次に変形抑制装置が桁端周辺部材に及ぼす影響を明らかにするため、風荷重作用時のリンク反力およびウィンド沓反力に着目した結果を示す（図-13）。この時リンク反力は、側径間ではstep 6, 中央径間ではstep 4で最大値となっている。架設ステップの進行と相まって示すリン

ク反力の変動の性状とストッパーなどが示す変動の性状に差異がみられることから、変形抑制装置は桁のねじりには影響を及ぼさないと考えられる。また、ウィンド沓反力についても同様な結果となっており、変形抑制装置は桁の橋軸直角方向の変形には影響を及ぼさないものと考えられる。

次にストップロープの許容移動量と張力（ストッパー軸力）との関係を見れば、許容移動量をパラメータとした解析結果（図-14）より、設定量が60 mmのときストップロープ張力は最大になる。張力の変動は直線的に減少し、移動量を360 mm以上になると機能しなくなる。なお、ストッパー軸力についてもほぼ同様の挙動を示した。

4. あとがき

本論文では、構造系が不安定となる吊橋の架設時に、耐風対策として設置される変形抑制装置の評価法として、有限変位理論を適用した接触問題を扱う解析方法を提案した。数値解析例として、実橋に忠実なモデル化を行うとともに、変形抑制装置のモデル化では、接触問題として取り扱うために間隙要素、リンクケーブル要素など特殊な機能を有する部材を用いた。

本解析方法によれば、架設ステップごとの、桁端周辺部材や変形抑制装置の複雑な挙動を、明確に評価することが可能であるため、架設時における安全性の照査を行う際に非常に有効な手段であると考えられる。

今後は、スパン比の異なるモデルや、違うタイプの変形抑制装置の検討を進め、設定移動量および許容応力などの判断材料となるような研究を進めてゆく予定である。

最後に、本研究にあたり、貴重なご助言をいただいた長岡技術科学大学・林 正教授に心より感謝いたします。

参考文献

- 1) 林 正・前田研一・増井由春・内海 靖・山野長弘：長径間吊橋の立体有限変位解析，構造工学論文集，Vol. 1，37A，1991.
- 2) 前田研一・斉藤道生・山野長弘・千原申三・林 正：吊橋の設計支援システムにおける立体有限変位解析プログラム，土木学会第16回土木情報システムシンポジウム講演集，1991.
- 3) 本州四国連絡橋公団：昭和48年度本州四国連絡橋綱上部構造に関する調査報告書（別冊6・吊橋のねじり解析），土木学会，1973.
- 4) 本州四国連絡橋公団：昭和51年度本州四国連絡橋綱上部構造に関する調査報告書（別冊2・トラス橋の解析），土木学会，1976.
- 5) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準（1976）・同解説，財海洋架橋調査会，60. 9. 1.