

長大吊橋ケーブルバンドの力学性状に関する一考察

A consideration of mechanical behavior of the cable band of the long span suspension bridge

近藤 齊舒*、奥田 基**、河口浩二***、山崎武文****

Munecubu KONDOH, Motoi OKUDA, Kouji KAWAGUCHI, Takefumi YAMAZAKI

*(株)長 大 国際事業本部 (〒110-0015 東京都台東区東上野5-1-5)

**国際建設技術協会 技術研究所 (〒102-0083 東京都千代田区麹町5-3-23)

***本州四国連絡橋公団第三建設局 (〒722-0036 広島県尾道市東御所町1-20)

****工修(株)長 大 長大橋部 (〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6)

Double hanger ropes system of the PWS(Parallel Wire Strand) together with pin-connected cable band using lateral fastening method was adopted in the Akashi Kaikyo Bridge which was completed in April, 1998. This type of cable band has not yet been adopted for long span suspension bridge till today, and have many mechanical problems in it when applied this system to the bridge. Therefore the study for making those problems clear was necessary. Analysis of model of cable band with pin-connected and lateral fastening system was carried out by two-dimensional FEM (Finite Element Method). The stress and displacement of cable band under the normal and storm loading system or the variations of axial force of bolt due to the tension of hanger were investigated. The items which need to be considered in design work were also examined.

Key words: double hanger ropes system of the PWS, pin-connected cable band with lateral fastener, elastic modulus of cable, pre-loaded axial force of bolt

1. はじめに

本州四国連絡橋の明石海峡大橋は、1998年4月に開通した橋長3,911m、中央支間長1,991mの世界最長の吊橋である。

本橋のハンガーロープには、耐風安定性、経済性、施工性、維持管理性等について総合的に検討した結果、15m以下の短ハンガーには従来のストランドロープ(CFRC: Center Fit Rope Core)を、それ以外の最長200mを超える長ハンガーについては、半永久的なPE管被覆平行線ケーブル(PWS: Parallel Wire Strand)を採用した^{1)、2)、3)}。

それに伴い、ケーブルバンドもCFRCハンガー部には図-1に示す従来の鞍掛け方式を、PWSハンガー部には図-2に示すピン定着方式を適用した⁴⁾。

ピン定着ケーブルバンドには、図-3に示すような来島大橋で採用された縦締め方式^{5)、6)}と横締め方式が考えられたが、本橋はハンガー張力が大きいこと1格点に2本のハンガーが必要であったが、橋軸方向に2本を配置すると、桁側の定着部が補剛桁の主構上弦材の中心となり、構造が複雑となるため、上弦材腹板部で定着可能な橋軸直角方向のダブルハンガーとし、図-2に示すような横締め方式ケーブルバンドを採用した^{1)、4)、6)}。

また、これにより景観的にもCFRCハンガー部との統一性が図れた。

橋軸直角方向のダブルハンガーにピン定着横締め方式ケーブルバンドを採用した長大吊橋はこれまで例がなく被締付体が、剛性や支点条件の評価が困難なケーブルであるため、その力学性状には不明確な点が多く、本橋に適用するに当たっては下記のような種々な問題点が考えられた^{4)、6)}。

- ①ハンガー張力が鉛直方向に作用するのに対し、バンドボルトによる導入ボルト軸力が水平に作用するため、力の流れが複雑で、ケーブルバンドやバンドボルトの応力・変形も複雑な性状を示す。
- ②ハンガー張力の作用により、上下のバンドボルトに異なる付加軸力が発生するが、従来の鞍掛け方式とはハンガー張力の作用状態が異なることや、その程度が不明であるため、導入締付け力の設定が困難である。
- ③本橋は長大吊橋であるため、暴風時にケーブルと補剛桁との間に橋軸直角方向の大きな相対変位が生じケーブルバンドには鉛直力の他に水平力が作用するが、これまでケーブルバンドの面外解析の実績がなく、支点条件の評価の困難さあいまって、安全性

に懸念がある。

これらの問題点を解明するため、本研究では設計に先立って、ピン定着横締め方式ケーブルバンドについて、事前に検討された基本形状を対象に2次元有限要素法による解析を実施し、ケーブルバンドおよびバンドボルトの応力・変形状に関する検討や安全性の確認を行った。

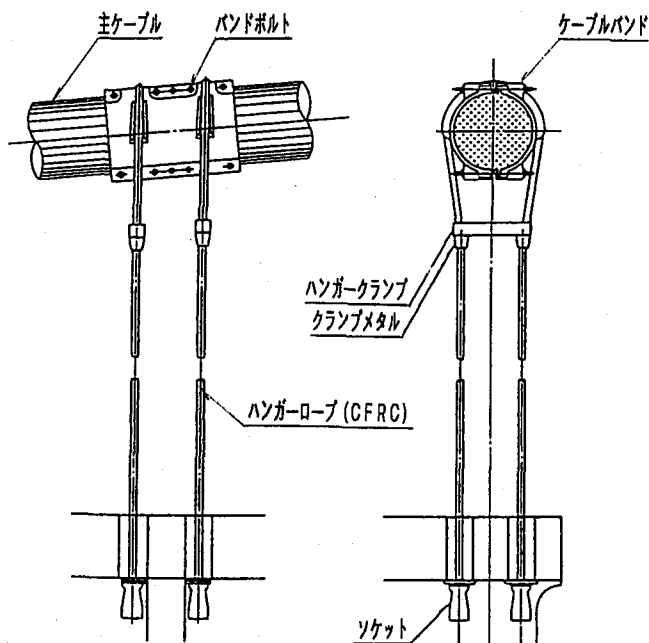


図-1 鞍掛け方式ケーブルバンド

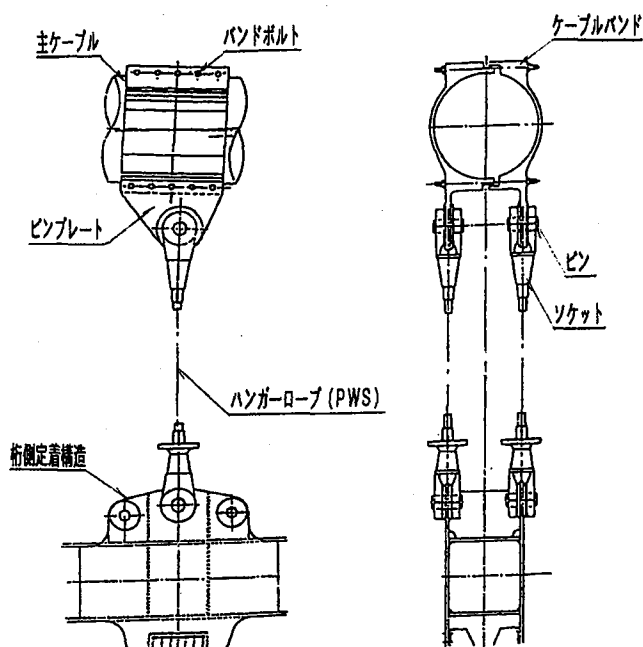


図-2 ピン定着横締め方式ケーブルバンド
(明石海峡大橋)

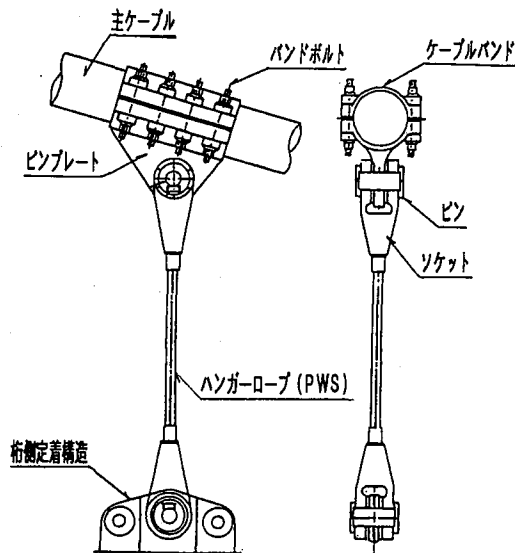


図-3 ピン定着縦締め方式ケーブルバンド
(来島大橋)

2. 基本条件

2.1 解析対象バンド

解析対象バンドは、比較的ハンガー張力が大きく且つケーブルバンド長が小さい、中央支間中央より300m程度主塔寄りのケーブルバンドを選定した。

2.2 構造解析法

長大吊橋は、活荷重や風荷重により大きな変形が生じる特性があるため、ケーブルバンドに作用するハンガー張力および変位は、ハンガー間隔、本数および剛性等を忠実に評価し、補剛桁についてはその回転中心に部材を有する”フィッシュボーンモデル”に変換した、吊橋全体系骨組モデルに対して立体構造解析を行って求めた⁷⁾。

図-4に構造解析モデルを示す。

鉛直荷重に対する解析は線形化有限変形解析を、また橋軸直角方向暴風時に対しては非線形の影響を考慮して荷重増分法による逐次解析を行った^{1)、2)、3)}。

これらの解析によって得られたハンガー張力と、暴風時のケーブルと補剛桁との橋軸直角方向相対変位を用いてケーブルバンドの有限要素解析を行った。

なお、立体構造解析には(株)長大所有の「立体骨組構造解析プログラム」を使用した。

2.3 有限要素解析モデル

有限要素解析は、ケーブルバンドを3角形もしくは4角形の平面要素でモデル化し、バンドボルトは棒要素でモデル化した。

支点はケーブル中心に置き、ケーブルバンド本体と棒要素で評価したケーブルを、支点とケーブルバンドとの間に配置した、ケーブルバンド長1m当りの平面ひずみ解析モデルとした^{4)、6)、8)}。

ケーブルとケーブルバンドは真円と仮定したため、ケ

ケーブルとケーブル間のクリアランスは解析上無視した。
 また、ケーブルとケーブルバンドは接線方向に固定しているため、摩擦による滑り抵抗も無視した。

図-5に有限要素解析モデルを示す。図中のKは、後述する暴風時の仮想水平支点バネ定数である。

なお、有限要素解析には（株）長大所有の「2次元有限要素解析プログラム」を使用した。

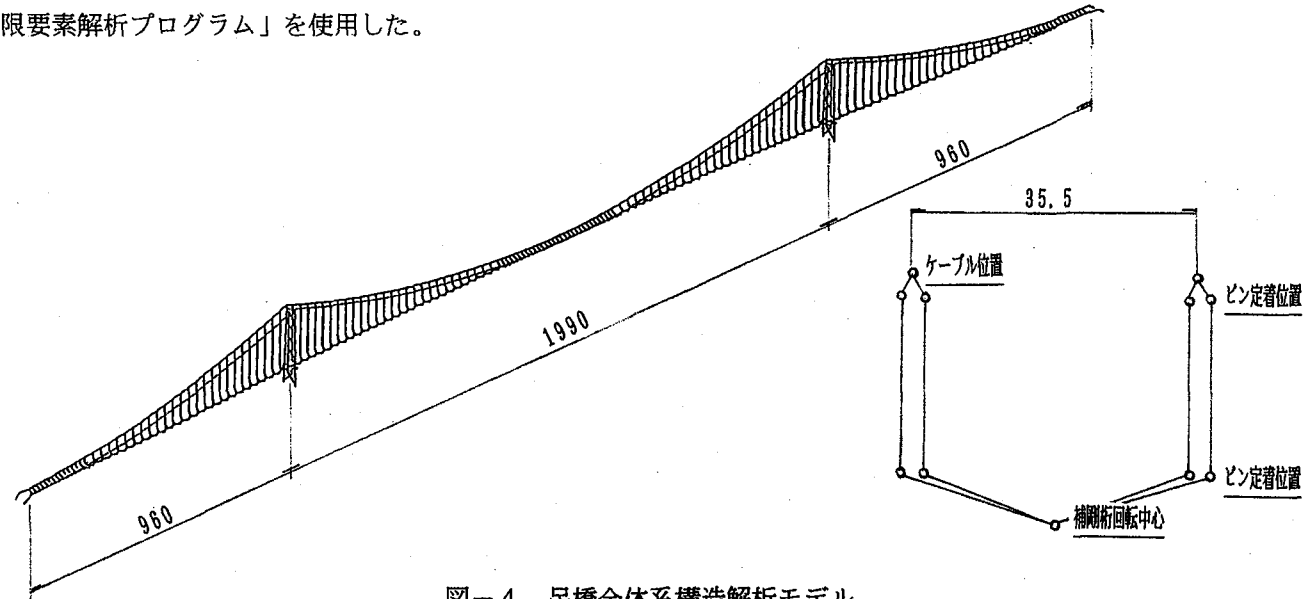


図-4 吊橋全体系構造解析モデル

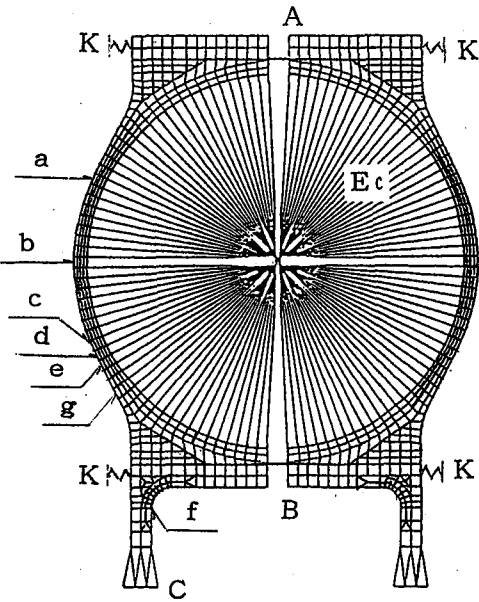


図-5 有限要素解析モデルおよび着目点

2.4 材料および強度

ケーブルバンドの材料はSCW480を用いた。降伏点応力度は $\sigma_y=2,800\text{kgf/cm}^2$ で、FEM解析による常時の許容応力度は σ_y とし、応力集中部では文献8より1.2 σ_y とした⁸⁾。暴風時の軸力と曲げの合成応力に対しては文献9を参照して、同じく1.2 σ_y とした⁹⁾。

バンドボルトの材料はSCM435を用い¹⁾、常時の許容応力度は降伏点応力度の $\sigma_y=8,000\text{kgf/cm}^2$ とした。

2.5 導入ボルト軸力

導入ボルト軸力は、降伏点応力度の75%とし^{4), 9)}、式(1)により算定した。

$$N_o=0.75\sigma_y\cdot Ae\quad(\text{tonf/本})\quad(1)$$

ここに、 Ae :ボルト有効断面積 (cm^2)

これを単位ボルト軸力 F_B に換算すると

$$F_B=N_o/l\quad(\text{tonf/m})\quad(2)$$

ここに、 l :ボルト間隔 (cm)

(図-6参照)

解析では、この単位ボルト軸力を、ボルト棒部材に温度変化に換算して入力した。

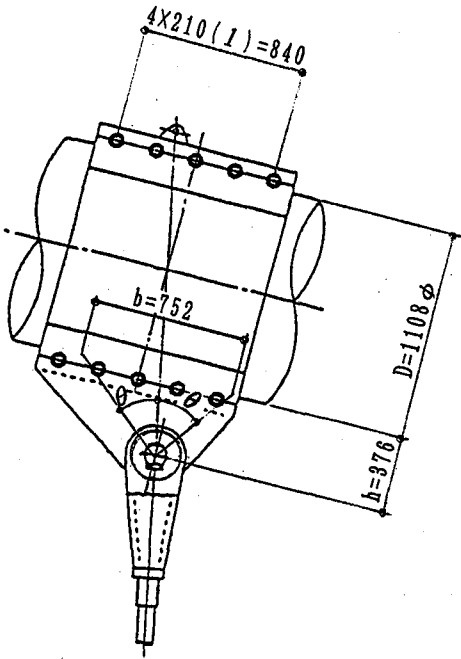


図-6 ケーブルバンド寸法

2.6 ケーブル弾性係数

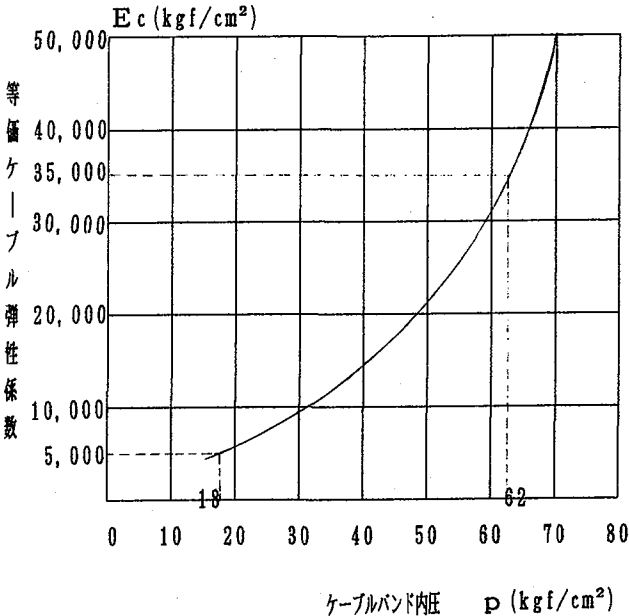
ケーブルは解析上弾性体として扱い、棒要素で評価した場合の等価弾性係数 E_c は、図-7に示す大鳴門橋のケーブルバンド架設時に測定された、ケーブルバンド内圧とケーブルの等価弾性係数の関係より想定した。

ケーブルバンド内圧 p は、式(3)より¹⁰⁾

$$p = 2 N_o / D \cdot l = 61.8 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (3)$$

ここに、 D : ケーブルバンド内径 (cm)

このケーブルバンド内圧に対応する等価弾性係数は、大鳴門橋の実測値では $E_c = 35,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であるが等価弾性係数が小さいほどケーブルバンド応力が大きくなる傾向にあるため、ケーブルバンド内圧が低い場合の等価弾性係数 $E_c = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ に対しても解析を行った。これは、設計で想定したケーブル一般部の空隙率(20%)と、ケーブルバンド部の空隙率(18%)との変化量に相当し、図-7よりケーブルバンドの内圧 $p \approx 18 \text{ kgf/cm}^2$ に相当する値である。



3. 常時の有限要素解析

3.1 ハンガー張力

常時ハンガー張力は死荷重、活荷重の他、架設誤差、製作誤差も考慮し^{4)、9)}、側径間、中央径間の主要格点に着目して算定した。

3.2 解析荷重

解析荷重は、PWSハンガー区間で最大値を得た、中央径間中央から約336mの格点のハンガー張力

$$T_H = 290 \text{ (tonf)} \quad (4)$$

を採用した。

入力荷重は、ハンガー張力がピン中心より片側45°の分布¹⁾でケーブルバンドに伝達するものとし、分布長当りの単位ハンガー張力 F_T は、式(5)、(6)により算定した(図-6参照)。

$$b = 2 h \cdot \tan \theta \text{ (cm)} \quad (5)$$

$$F_T = T_H \cdot 10^3 / b \text{ (kgf/cm)} \quad (6)$$

ここに、 b : ハンガー張力分布長 (cm)

h : ピン中心とケーブルバンド下端との距離 (cm)

θ : ハンガー張力片側分布角度 (度)

図-7 ケーブルバンド内圧-等価ケーブル弾性係数

3.3 着目点

ケーブルバンド応力着目点は、a~gの7点とした。なお、 g 点はケーブルバンド形状変化部の着目点である。

ケーブルバンド変位着目点は、鉛直変位についてはケーブルバンド本体上下端のA、Bの2点、最大水平変位についてはピンプレート下端のC点とした(図-5参照)。

3.4 解析結果

(1) ケーブルバンド応力・変位

板厚38mmに対して、2種類の等価弾性係数のケースについて、また板厚45mmに対しては安全側の等価弾性係数 $E_c = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ で解析を行った。

解析結果を表-1に示す。また、図-8にハンガー張力作用時(Case-2)の主応力を、図-9にハンガー張力作用時(Case-2、4、6)の変位を示す。

また、図-10に板厚および等価弾性係数による応力の比較を示す。

表-1 ケーブルバンド応力・変位

Case No.	板厚 (mm)	等価ケーブル弾性係数 (kgf/cm ²)	荷重状態	①ケーブルバンド主応力度 (kgf/cm ²)						②鉛直変位 (mm)			③最大水平変位 C (mm)
				a	b	c	d	e	f	A	B	合計	
1	38	5,000	ボルト軸力導入時	2,264	1,680	2,262	2,171	1,912	7	6.0	6.0	12.0	15.9
2			ハンガー張力作用時	2,491	1,353	2,694	2,824	2,736	345	7.4	3.1	10.5	16.2
3		35,000	ボルト軸力導入時	1,374	883	1,373	1,364	1,237	7	0.9	0.9	1.8	2.7
4			ハンガー張力作用時	1,658	910	1,555	1,689	1,701	345	1.1	0.6	1.7	3.3
5	45	5,000	ボルト軸力導入時	2,253	1,817	2,251	2,155	1,909	7	5.8	5.8	11.6	15.6
6			ハンガー張力作用時	2,357	1,468	2,591	2,688	2,597	345	7.3	2.9	10.2	15.9

[注] : 変位の符号は中心部方向変位が「正」

(2) バンドボルト付加軸力

ハンガー張力分布幅内にある全バンドボルトの導入ボルト軸力 N_0 は、式(2)、(5)より

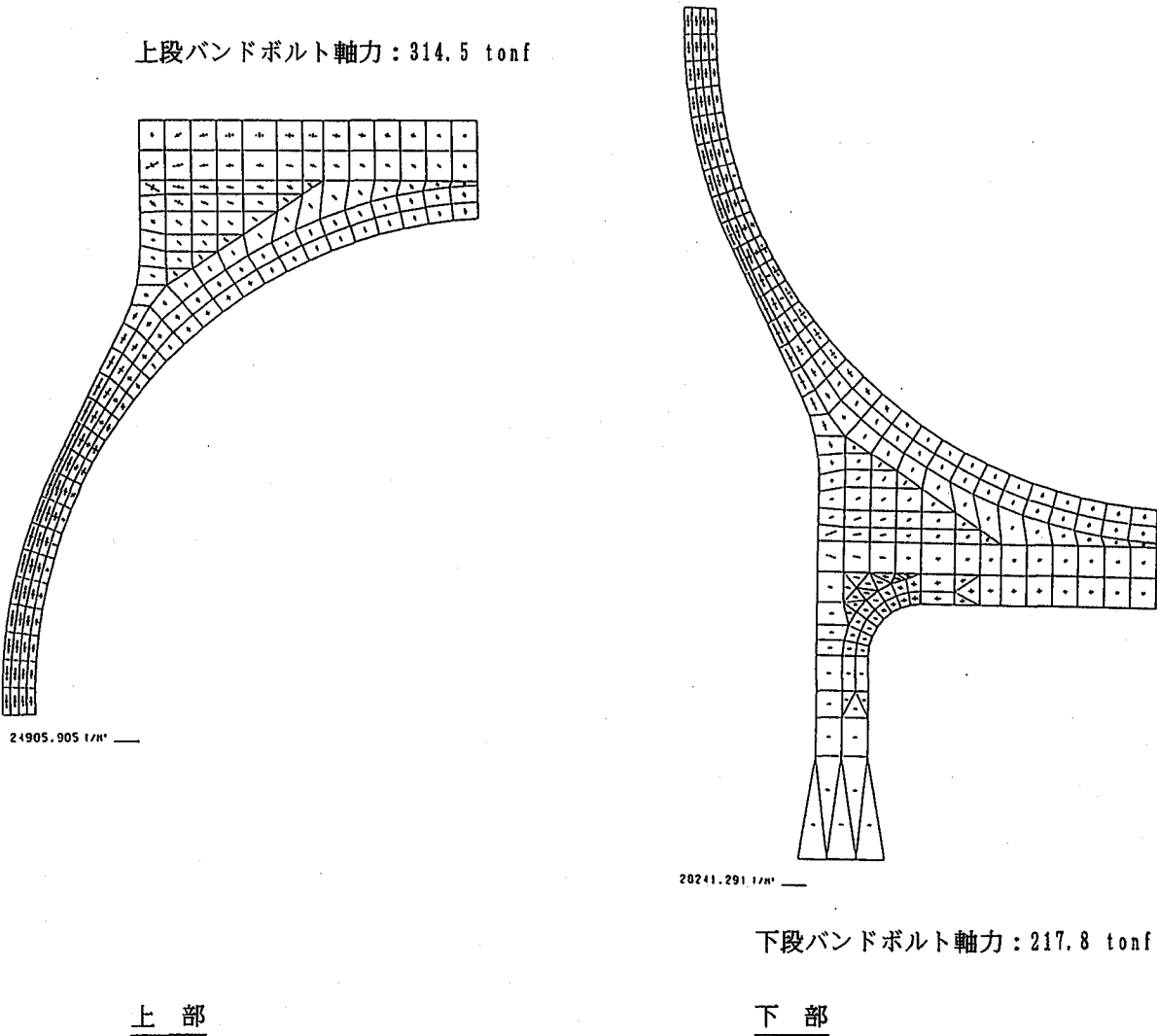
$$N_0 = F_B \cdot b \quad (\text{tonf}) \quad (7)$$

これを初期導入軸力として、2種類の等価弾性係数に対して算定した、ハンガー張力作用時のバンドボルト付加張力を表-2に示す。

表-2 バンドボルト付加軸力

Case No.	板厚 (mm)	等価弾性係数 (kgf/cm ²)	ボルト位置	初期導入軸力 (tonf)	ハンガー張力作用時の軸力 (tonf)	付加軸力 (tonf/本)	
						分担幅当り	全体当り
2	38	5,000	上側	257.3	314.5	16.0	14.3
			下側	257.3	217.8	-11.0	-9.9
4		35,000	上側	257.3	308.2	14.2	12.7
			下側	257.3	211.5	-12.8	-11.5
6	45	5,000	上側	257.3	314.3	15.9	14.2
			下側	257.3	217.6	-11.1	-9.9

[注] : ・ 分担幅当り:ハンガー張力分担幅 (b) 当りのボルト本数 3.58 本 (=b/l) で分担したバンドボルト付加軸力
・ 全体当り:ハンガー張力分担幅 (b) 内のボルト本数 4 本で分担したバンドボルト付加軸力



Case-2 (板厚: 38mm、等価弾性係数: 5,000kgf/cm²)

図-8 ハンガー張力作用時の主応力

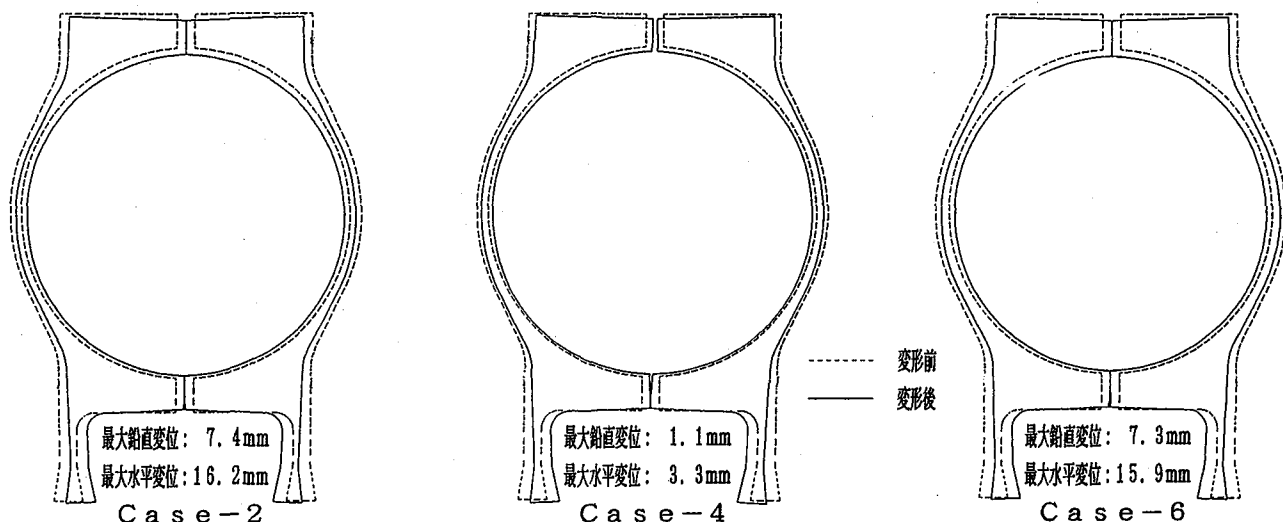


図-9 ハンガー張力作用時の変位

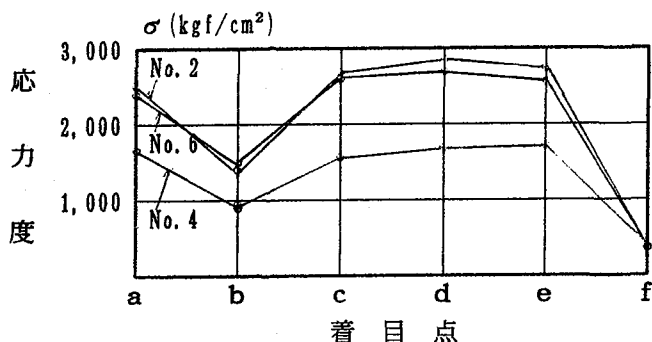


図-10 ハンガー張力作用時の応力比較

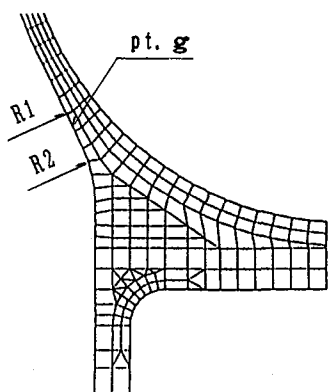
(3) ケーブルバンド形状変化部の応力

ケーブルバンド本体とバンドボルト部との境界部付近(図-5のpt. g)は、形状変化による応力集中の影響が予想された。そこで、基本形状(A)を含め3種類の形状に対してFEM解析を行って、応力集中の度合いを比較検討した(図-11参照)。表-3に解析結果を示す。

4. 暴風時の有限要素解析

4.1 ハンガー張力および解析荷重

橋軸直角方向暴風時には、ケーブルと補剛桁との相対



Model	形状変化部諸元 曲線半径 (mm)	
	R1	R2
A	60	60
B	300	300
C	∞	200

図-11 バンド形状変化部モデル

表-3 形状変化部応力

等価ケーブル弾性係数 (kgf/cm²)	荷重 状態	形状変化部主応力度 (kgf/cm²)		
		Model. A	Model. B	Model. C
5,000	ボルト軸力導入時	3,120	2,360	2,250
	ハンガー張力作用時	5,020	3,340	3,210
35,000	ボルト軸力導入時	—	—	1,370
	ハンガー張力作用時	—	—	2,120

変位によりハンガーロープはケーブルバンドに対して傾斜するため、ケーブルバンドには鉛直力の他に水平力が作用する。また、橋軸直角方向に配置された2本のハンガーには、片効きによるハンガー張力のアンバランスが生ずる^{2)、3)}。

暴風時ハンガー張力は、死荷重、製作誤差、架設誤差および基本風速45m/secの風荷重を考慮した^{10)、12)}。

常時と同じ中央径間の格点に着目すると、ハンガー張力T1、T2と、ハンガー長および相対変位から逆算したハンガー相対角度αの立体構造解析結果は、図-12の通りであった。

これらを鉛直力と水平力に分解し、常時の場合と同様に分布長当りの単位荷重に変換して入力した。

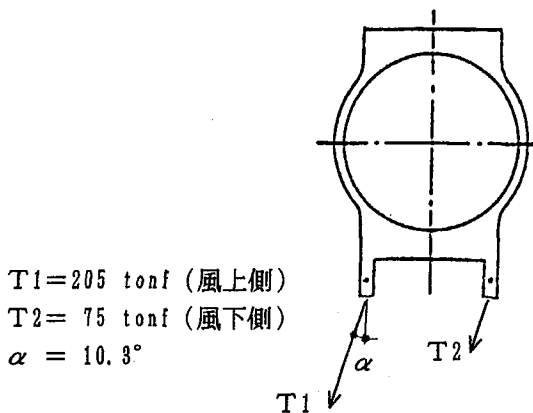


図-12 暴風時ハンガー張力

4.2 水平力に対する支点条件

暴風時の水平力に対する支点条件として、

- ①ケーブルをモデル化した棒部材に初期軸力を入れて
ケーブルの回転方向にせん断抵抗させるモデル
- ②ケーブル上下のバンド端部に水平支点バネを入れて
回転力に対して抵抗させるモデル

の2ケースについて比較検討した結果、定性的・定量的に比較的妥当性が高い②の支点条件を採用した（図－5参照）。

バネ定数については、実績もなくデータも得られなかったため、仮想水平支点バネ定数として $K=500\text{ tonf/m}$ 、 $1,000\text{ tonf/m}$ および $2,000\text{ tonf/m}$ の3種類についてパラメトリック解析を行い、応力・変位の傾向を見た。

4.3 着目量

暴風時の有限要素解析においては、最大主応力と最大水平変位に着目した。

4.4 解析結果

表-4に解析結果を示す。等価弾性係数 $5,000\text{kgf/cm}^2$

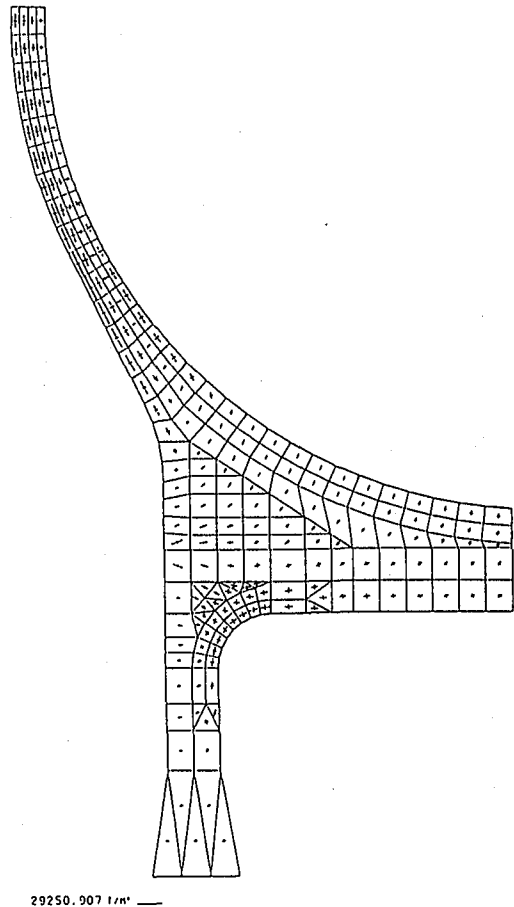
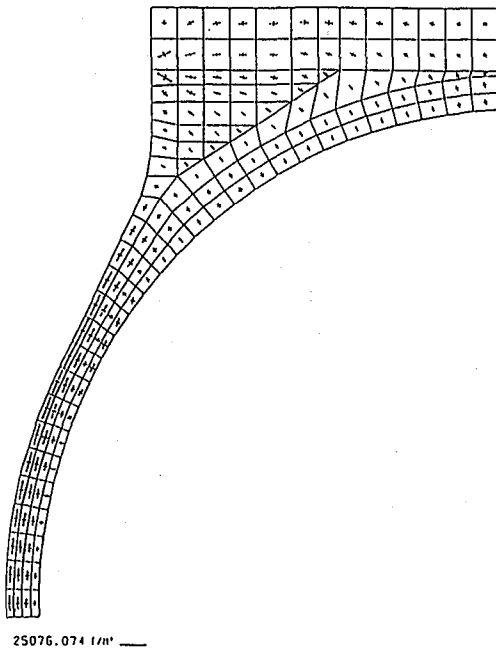
のケースでは、仮想水平支点バネ定数による有意差があまり見られなかった。等価弾性係数 $35,000 \text{ kgf/cm}^2$ のケースでは、仮想水平支点バネ定数は $1,000 \text{ tonf/m}$ についてのみ解析した。最大主応力は風上側の e 点付近に生じ、最大水平変位はピンプレート下端の C 点に生じた。

図-13に $K=500\text{tonf/m}$ のケース(Case-1)の風上側主応力を、図-14に $K=500\text{tonf/m}$ および $1,000\text{tonf/m}$ のケース(Case-1、2、4)の最大水平変位を示す。

また、図-15に仮想水平バネ定数に対する応力の変化を示す。

表一 4 暴風時応力・変位

Case	板厚	係数	弾性係数	仮想支点	バネ定数	最大主応力度 (kgf/cm ²)	最大水平変位
No.	(mm)		(kgf/cm ²)	(tonf/m)		風上側	風下側
							(mm)
1	38	5,000		500		2,925	2,479
2				1,000		2,909	2,464
3				2,000		2,867	2,424
4		35,000		1,000		1,686	1,891
							5.3



風上側上部 風上側下部
Case-1 (板厚: 38 mm、等価一フル弾性係数: 5,000 kgf/cm²、仮想水平支たハネ定数: 500 tonf/m)

圖一13 暴風時主応力

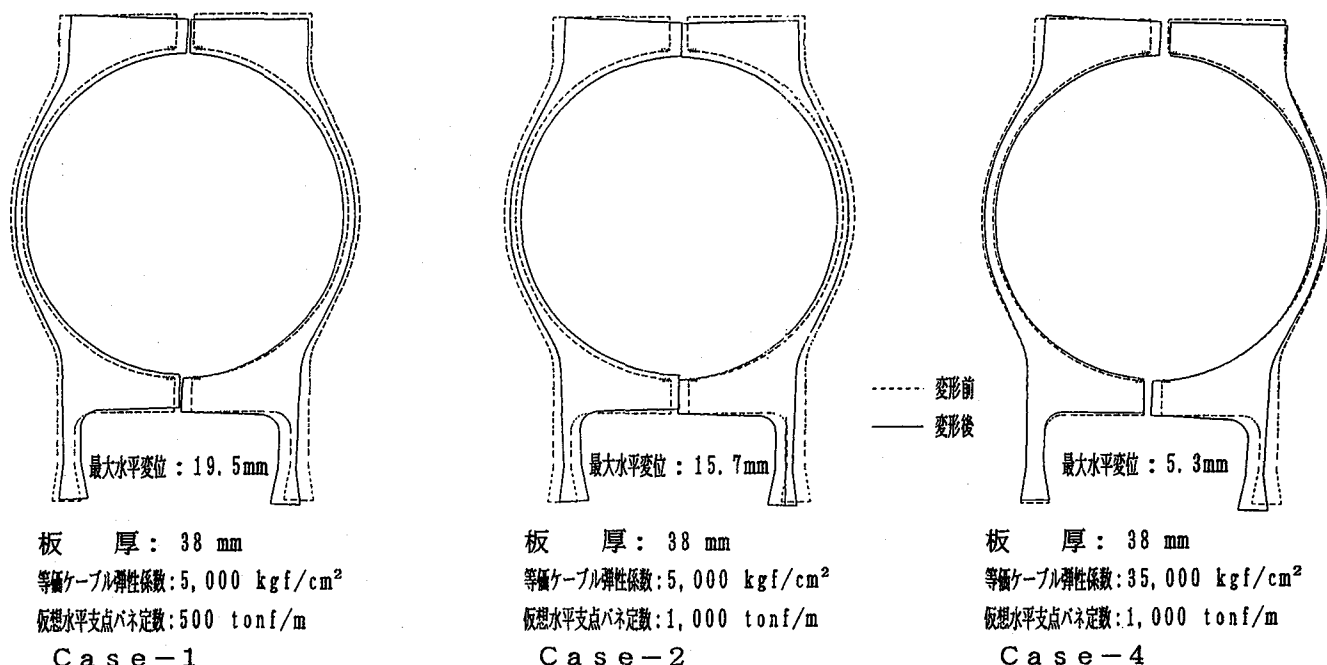


図-14 暴風時変位

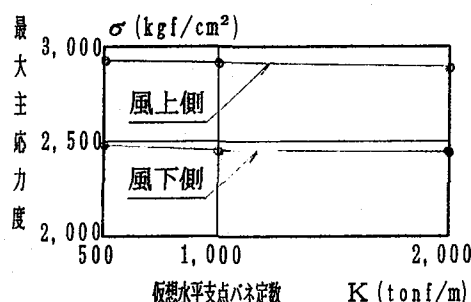


図-15 暴風時応力変化

5. 解析結果の考察

常時および暴風時の有限要素解析結果に基づいて、各項目ごとに考察を行う。

5.1 常時応力・変位

(1) ケーブルバンド応力 (表-1、図-8、10参照)

- ① ケーブルバンド応力は、板厚よりもケーブルの等価弾性係数の影響が大きい。
- ② 等価弾性係数が小さい方が、ケーブルバンド応力が大きい。これは、ケーブルの弾性変形に追従して生ずるケーブルバンドの変形に伴う応力が支配的であることを示している。
- ③ ボルト軸力導入時応力が70～95%を占めており、ハンガー張力導入による付加応力は比較的小さい。
- ④ ケーブルバンド中央部 (pt. b) では、等価弾性係数が小さい5,000kgf/cm²のケースで、板厚に関係なくボルト軸力導入時応力が卓越している。これはボルト軸力導入により生じた比較的大きいケーブル変形に伴うケーブルバンドの変形が、ハンガー張力の作

用により戻されて、逆符号の応力が生じたことを示している。

⑤ その他の着目点および等価弾性係数では、いずれもハンガー張力作用時応力が卓越している。これはハンガー張力の作用によって、ボルト軸力導入時と同符号の付加応力が生じたことを示している。

⑥ ケーブルバンド応力は、板厚38mm、等価弾性係数を5,000kgf/cm²とした最も厳しい条件で、最大主応力度が2,824kgf/cm² (pt. d) となり、降伏点 σ_y を若干超えている。

⑦ しかし、ボルト軸力導入によってケーブルが締められた状態では等価弾性係数が大きくなり、実際にはハンガー張力による付加応力が解析値より小さくなる傾向にあると考えられることから、安全性には特に問題はないと判断した。

⑧ なお、大鳴門橋の実測値より推定した、等価弾性係数が35,000kgf/cm²のケースでは、最大主応力度は1,701kgf/cm² (pt. e) と、かなり小さかった。

(2) ケーブルバンド変位 (表-1、図-9参照)

- ① ケーブルバンド変位についても、ケーブルの等価弾性係数が支配的で、板厚38mmにおける $E_c=5,000\text{kgf/cm}^2$ と $35,000\text{kgf/cm}^2$ の場合の変位の比率が1:0.15～0.20程度であり、 $E_c=35,000\text{kgf/cm}^2$ のケースでは鉛直、水平変位ともほとんど生じなかった。
- ② 鉛直変位は、板厚38mm、等価弾性係数が5,000kgf/cm²のケースで、ボルト軸力導入時の上下端合計最大変位が12mmという結果が得られた。これは空隙率に換算すると16.1%に相当し、設計時に設定したケーブルの空隙率18%に対する差異が1.9%程度であ

るため、表-5に示す過去の施工実績と比較して、許容範囲内であると判断した^{9)、12)、13)、14)、15)、16)}。

表-5 実橋のケーブル空隙率

橋 名	ケーブル幅 (mm)	空 隙 率 (%)		
		設計	実 績	差 異
関 門 橋	664	19.0	15.1~18.0	-3.9~+1.0
因 島 大 橋	618	19.0	15.9~17.9	-3.1~+1.1
大 鳴 門 橋	840	18.0	16.5~18.2	-1.5~+0.2
北備讃瀬戸大橋	1,006	18.0	16.7~18.9	-1.3~+0.9
南備讃瀬戸大橋	1,070	18.0	16.1~18.3	-1.9~+0.3

③水平変位は、ピンプレート下端に最大16mm程度の発生が見られるが、殆どボルト軸力導入時のもので、ハンガー張力による付加変位は1mm以下である。

④ピンプレート下端に” 揺み現象 ”が見られるが、傾斜角に換算すると1°程度であり問題ないと判断した。

(3) バンドボルト付加軸力 (表-2、図-8参照)

①ボルト軸力導入後にハンガー張力を作用させると、解析条件による有意差はあまり認められず、ケーブルバンド上段のボルト軸力が13~16 tonf/本程度増加し、下段のボルト軸力は10~13 tonf/本程度減少した。

②これは、ハンガー張力の作用による上段、下段ボルト軸力の増減が、ボルト降伏点応力度 $\sigma_y=8,000\text{kgf/cm}^2$ の約15%に相当する値であった。

③この結果、本タイプのケーブルバンドの設計において、バンドボルトに導入する締付け応力度は、従来の鞍掛け方式ケーブルバンドで標準としていた⁸⁾ボルト降伏点の75%以下とし¹⁾、上段ボルトの初期導入締め付け応力度は60%程度が妥当であることが判明した。すなわち、

$$\sigma_0 \approx 0.60 \sigma_y \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (8)$$

ここに、 σ_0 : 上段バンドボルトに導入する初期締付け応力度 ($\approx 4,800\text{kgf/cm}^2$)

④ケーブルバンドの滑りに対しては、上下のボルトの締付け力全体で抵抗するため、解析で得られたボルト軸力の増減は考慮しなくて良いと考え、鞍掛け方式ケーブルバンドと同様、初期ボルト導入締め付け応力度の70%が妥当と思われる^{1)、8)}。

(4) ケーブルバンド形状変化部の応力 (表-3、図-11参照)

①ケーブルバンド本体とバンドボルト部との境界の形状変化部には、等価弾性係数が $5,000\text{kgf/cm}^2$ の厳しい条件での解析では、基本形状のModel. Aのケースで、ハンガー張力作用時に応力集中と見られる過大な応力度 ($5,020\text{kgf/cm}^2 \gg 1.2\sigma_y=3,360\text{kgf/cm}^2$) が生じた。

②応力緩和を図るため、基本モデルより形状変化部の

曲線形状をスムージング化したModel. BとModel. Cでは、Model. Aの65%程度に大幅に緩和され、許容応力度以内に収まった。

③3モデルの中で、最も応力緩和効果が大きかったModel. Cに対して、等価弾性係数を $35,000\text{kgf/cm}^2$ とした解析結果では、 $2,120\text{kgf/cm}^2$ と大幅な応力の減少が見られた。

5.2 暴風時応力・変位

(1) ケーブルバンド応力 (表-4、図-13、15参照)

①ケーブルバンド応力は、等価弾性係数が $5,000\text{kgf/cm}^2$ のケースでは、3種類の仮想水平支点バネ定数が小さく、ケーブルバンドの回転が大きい方が僅かに大きい傾向が現れたが、その差は2%程度であり、ほとんど有意差は見られなかった。

②等価弾性係数が $35,000\text{kgf/cm}^2$ のケースでは、常時と同様に大幅な応力度の低減傾向が見られた。

③最大主応力は風上側のe点付近に生じ、常時とほぼ同じ位置であることから、水平力の影響はあまりなく、鉛直力が支配的であるという傾向が見られた。

④その値は $2,925\text{kgf/cm}^2$ ($< 1.2\sigma_y=3,360\text{kgf/cm}^2$) で、常時応力に比較して 100kgf/cm^2 程度の増加であることから、暴風時に対する増厚等の特別な配慮は必要ないことが確認出来た。

⑤ケーブルバンドとピンプレートとの接点部 (pt. f) は、常時の解析結果 (表-1参照) より明らかなように、ボルト軸力や鉛直力による応力が比較的小さいため、暴風時に水平力が作用しても、あまり大きな合成応力は発生しなかった。

(2) ケーブルバンド変位 (表-4、図-14参照)

①ケーブルバンドには水平荷重により剛体変位 (回転) が生じた。

②等価弾性係数が $5,000\text{kgf/cm}^2$ のケースでは、最大水平変位は19.5mmであったが、これはケーブルの回転角に換算すると1.2°と微少であり、問題ないと判断した。

③この値は、回転を拘束している水平支点バネ定数によって変化するが、解析結果では応力と同様、変位についても仮想水平支点バネ定数による有意差は顕著ではなく、またその量も微少であった。

④常時で生じたピンプレート下端の” 揺み現象 ”は、暴風時においても残留したが、特に問題ではないと判断した。

⑤ケーブルの回転を拘束する仮想水平支点バネ定数の仮定値の妥当性については、解析結果によっても判断出来なかった。

6. おわりに

本研究では、これまで実績のなかった長大吊橋のピン定着横締め方式ケーブルバンドの力学性状について2次元有限要素解析により検討し、下記のような種々の不明

確な点を解明した。

- ①ケーブルバンド応力は、常時および暴風時ともオーダー的には想定した基本断面で概ね妥当であり、設計においては板厚変更で対処できるレベルであった。
- ②ケーブルバンド形状変化部の応力集中に対しては、形状のスムージング化により、大幅な改善が図れた。
- ③ケーブルバンド変位は、空隙率に換算すると過去の施工実績と比較して、許容範囲内であった。
- ④ハンガー張力の作用によるバンドボルトの付加軸力は、ボルト降伏点の15%程度であった。

明石海峡大橋では、これらの結果を十分に参考にして設計を行い、さらに製作段階では模型実験や3次元有限要素解析等により、設計の妥当性に対する検証を行っている¹⁾。

今後は、既に供用中の明石海峡大橋の実橋計測や、より詳細な解析等により、本研究において必ずしも十分でなかった下記のような種々の解析上の課題について、さらなる検証が望まれる。

- ①ケーブルとケーブルバンドとのクリアランスを考慮した、楕円形ケーブルモデルの場合の、“なじみ”による付加応力の影響。
- ②ボルト軸力導入時およびハンガー張力作用時の、より実態にあったケーブルバンド内部の支点条件と、より高精度のケーブルの等価弾性係数の想定。
- ③ケーブルとケーブルバンドとの摩擦抵抗力を考慮した場合の影響。
- ④暴風時のより合理的な支点条件と、実橋ケーブルのねじり剛性の計測等による、本研究で想定した仮想水平支点バネ定数の仮定値の妥当性。
- ⑤ハンガー張力作用時の、ボルト軸力の変動の把握。

最後に、本論文執筆に際してご指導戴いた、北海道大学大学院工学研究科佐藤浩一教授および建設省土木研究所耐震技術研究センター保田雅彦センター長（前本州四国連絡橋公団第二管理局部長）に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 河口浩二・福永勸：明石海峡大橋のバンド・ハンガ

- 一構造(その1)、本四技報 Vol. 18 No. 70, pp. 22~28, '94. 4
- 2) 近藤脩・奥田基・河口浩二・山崎武文：長大吊橋のPWSハンガーのガスト応答解析による累積疲労照査第52回土木学会年次学術講演会概要集第1部(A)、pp. 510~511, 1997. 9
- 3) 近藤脩・奥田基・河口浩二・山崎武文：長大吊橋ハンガーシステムの設計法について、鋼構造年次論文報告集第5巻、pp. 31~38, 1997. 11
- 4) 近藤脩・奥田基・河口浩二・山崎武文：ピン定着横締め方式ケーブルバンドに関する解析的研究、第53回土木学会年次学術講演会概要集第1部(A)、pp. 82~83, 1998. 10
- 5) 薄井稔弘・平野信一・麓興一郎・杉田卓男：来島大橋のバンド・ハンガー構造、第52回土木学会年次学術講演会概要集第1部(A)、pp. 548~549, 1997. 9
- 6) 大橋治一：ピン定着ケーブルバンドの構造特性、本四技報 Vol. 17 No. 67, pp. 22~32, 1993. 7
- 7) Miyata, T: "Comprehensive discussions on aero-elastic-coupled flutter control for very long span suspension bridges", International Seminar on Long Span Bridges Aerodynamic Perspective' 98, Kobe, Japan
- 8) 鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(案)：平成5年9月、本州四国連絡橋公団
- 9) ケーブルバンド設計要領(案)：昭和53年3月、本州四国連絡橋公団
- 10) ハンガー設計要領(案)：昭和55年3月、本州四国連絡橋公団
- 11) 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説：平成2年2月、本州四国連絡橋公団
- 12) 関門橋工事報告書：昭和52年3月、日本道路公団
- 13) 本州四国連絡橋・因島大橋工事誌：昭和60年10月、本州四国連絡橋公団
- 14) 大鳴門橋工事誌：昭和62年3月、本州四国連絡橋公団
- 15) 瀬戸大橋工事誌：昭和63年10月、本州四国連絡橋公団
- 16) 完成した橋梁のプロファイル：橋梁と基礎、Vol. 22 No. 8, pp. 42~47, pp. 54~61, pp. 91~92, 1988. 8

(1998年9月18日受付)