

I - A 267 3径間2ヒンジ吊橋の鉛直荷重による終局強度に関する一計算

東海大学工学部土木工学科 正会員 中村俊一
日鐵プラント設計（株） 大神勝城
新日本製鐵 鋼構造センター 正会員 寺田昌弘

1. 緒言

鉛直荷重による吊橋全体系の終局強度に関する研究はこれまで殆ど実施されていない。筆者は、主塔を除いたケーブル・ハンガー・補剛桁で構成される吊橋系について撓度理論を発展させた弾塑性有限変位解析により検討したが¹⁾、ここでは主塔を含めた吊橋全体系の終局強度を弾塑性有限変位 FEM 解析により検討した。

2. 計算諸元

吊橋モデルは Fig.1 に示す 3 径間 2 ヒンジ吊橋（スパン 324+720+324m）とした。補剛桁および主塔は、それぞれ Fig.2 と Fig.3 に示す鋼製箱断面とした。いずれも鋼板の局部座屈は無視し、スパン方向には一様断面とした。鋼材の応力・ひずみ関係はバイリニアとした。

設計荷重は、ケーブル死荷重($W_C=1.5t/m$)、桁上の死荷重($W_G=7.0t/m$)、ケーブル温度荷重($W_{TEM}=-30^{\circ}C$)、活荷重($W_L=2.5t/m$)とした。活荷重は Fig.4 に示す 2 種類の載荷状態を考慮した。まず、死荷重作用時の形状を Fig.1 になるようにした計算した後、ケーブル温度荷重および W_L を作用させた。そして、終局に至るまで W_L を増分させた。したがって、累加荷重 W は荷重係数 K を用いて、

$$W = W_C + W_G + W_{TEM} + K W_L \quad (1)$$

と表される。計算ケースは Table 1 に示すように、主塔断面寸法、ケーブルおよびハンガー断面積を変化させた 4 グループ (S,A,B,C) とし、さらに各グループには 2 種類の活荷重載荷方法を与えた。また、主塔断面に圧縮残留応力があるケース (D) についても計算した。

3. 計算結果

標準のケースとなる S1、S2 ではいずれも主塔が弾性座屈して終局となったが、S1 終局時には Fig.5 に示すようにハンガーにもかなり塑性化が進展し、S1 の最大ハンガー張力も Fig.6 に示されるように荷重係数 K が 5.6 以降では増加こう配が異なっている。塔頂水平変位 u と荷重係数 K の関係を Fig.7 に示すが、S2 の塔頂水平変位は S1 より大きく、終局時の荷重係数 K_u はかなり小さい。これは、

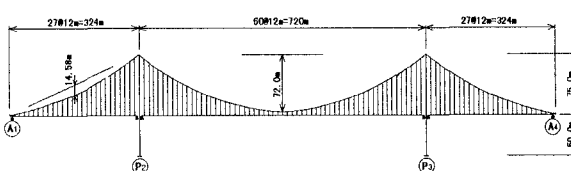


Fig.1 Suspension Bridge Model

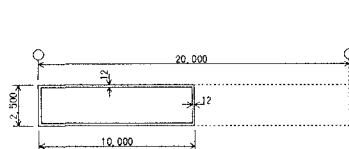


Fig.2 Girder Section

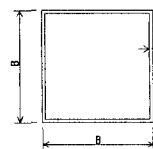


Fig.3 Tower Section

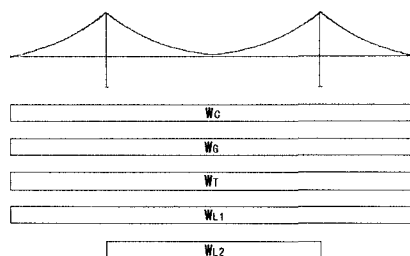


Fig.4 Loading Cases

Table 1 Dimensions of Elements

	Ac (m ²)	Ah (m ²)	B (m)	T (mm)	σ _r (kg/cm ²)
S1,S2	0.140	0.0020	4.5	50	0
A1,A2	0.140	0.0020	3.6	40	0
B1,B2	0.140	0.0030	4.5	50	0
C1,C2	0.105	0.0015	4.5	50	0
D1	0.140	0.0020	4.5	50	1,280

Ac and Ah: cable and hanger cross sectional areas

B, T and σ_r: width, thickness and residual stresses of tower

当然、終局時に主塔に作用する曲げモーメントにも大きく影響を与え、Fig.8 に示す S1 とおり S2 の主塔の高さ方向の曲げモーメント形状にも差が見られる。

S1 に対して A1,A2 は主塔の幅および板厚を 0.8 倍にしたケース、B1,B2 はハンガー断面積を 1.5 倍にしたケース、C1,C2 はケーブルおよびハンガー断面積を 0.75 倍にしたケースであるが、すべてのケースで終局は主塔の弾性座屈であった。しかし、これらの因子は主塔の変形および座屈強度に大きく影響することは Fig.9 に示す終局時の曲げモーメント形状から理解される。一方、主塔に降伏応力の 40% の圧縮残留応力を与えた D1 ケースでは、主塔に塑性域が広がり、主塔中央部に塑性ヒンジが形成され終局となった。

すべてのケースに関する、最終時の荷重係数 K_u 、発生応力度、塔頂水平変位 u 、桁中央部のたわみ v を

Table 2 に示した。さらに、FEM 計算から得た座屈強度を、両端ヒンジと仮定した場合のオイラー座屈強度 P_{cr} と比較することにより主塔の有効座屈長係数(β)を各々のケースについて算出した。A1,A2 の β は 0.9 程度であり両端ヒンジの柱としての座屈強度に近く、曲げモーメント性状から推定される挙動と一致している。その他のケースの β は 1.32 から 1.65 の間にあり、曲げモーメント性状も、両端ヒンジの柱と下端固定かつ上端ヒンジの柱との中間的な挙動を示した。

参考文献 中村俊一：主ケーブルおよびハンガーに着目した単径間吊橋の鉛直荷重に対する終局強度に関する一考察，土木学会論文集，I-30，1996.10.

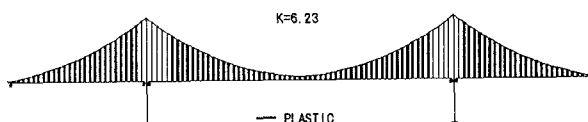


Fig.5 Plastic zones at ultimate stage (S1)

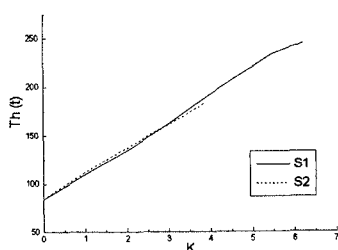


Fig.6 Hanger tension

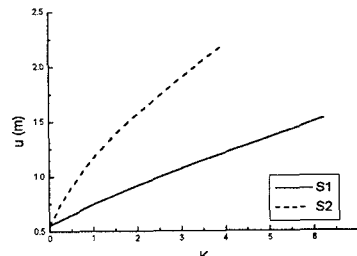


Fig.7 Horizontal displacement at tower top

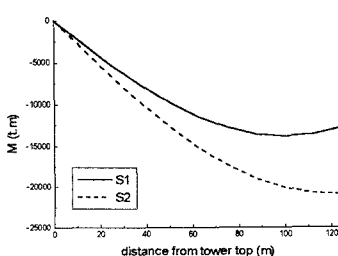


Fig.8 Bending moment of tower (S1,S2)

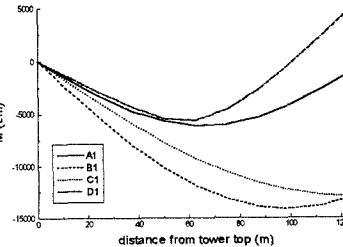


Fig.9 Bending moment of towers (A1,B1,C1,D1)

Table 2 Calculated results at ultimate stage with $K=K_u$

	S1	S2	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1
K_u	6.23	3.93	5.14	4.09	6.40	4.29	3.05	2.72	5.83
σ_{tn}	1,698	1,154	2,337	1,837	1,723	1,206	901	961	1,618
σ_{tb}	1,029	1,552	894	1,274	977	1,594	963	1,549	420
σ_c	13,997	10,417	12,657	10,575	14,182	10,848	12,462	11,319	13,482
σ_h	14,135	9,235	11,200	9,449	8,640	6,503	10,728	9,869	12,450
σ_g	74	125	74	125	74	125	90	133	90
u	1.52	2.18	1.40	2.26	1.57	2.29	1.34	2.09	1.50
v	-15.18	-14.91	-13.78	-15.35	-15.50	-15.31	-13.38	-15.15	-14.70
P	15,287	10,386	13,463	10,583	15,512	10,862	9,983	8,661	14,565
M/My	0.321	0.485	0.279	0.398	0.305	0.498	0.300	0.484	0.131
P_{cr}	38,998	38,998	15,917	15,917	38,998	38,998	38,998	38,998	38,998
β	1.32	1.39	0.92	0.91	1.32	1.34	1.65	1.52	1.52