CVV_スペシャリスト会議（橋梁）

斜張橋の長大化方法

2019. 11 . 13.

CVV　田中　洋

講義内容

1. 伊勢湾港口連絡橋(つり橋)に斜張橋を適用し長大化を学ぶ

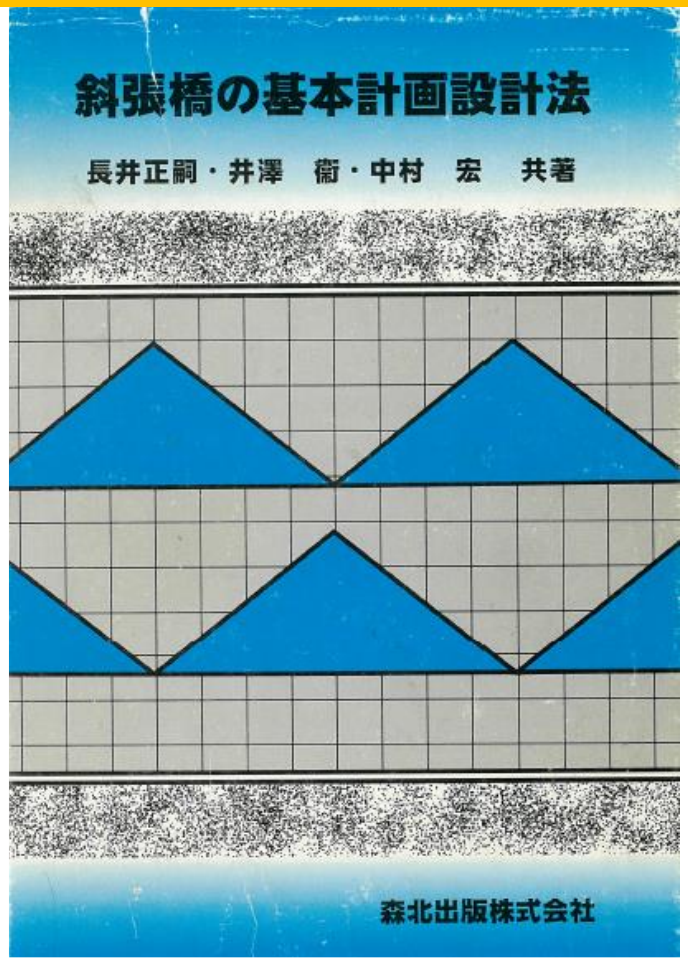
   1.1 長大化の動向
   1.2 サグ対策
   1.3 主桁軸力対策
   1.4 風荷重対策

2. つり橋（案）と斜張橋（案）の比較

(C) is reserved to CVV

斜張橋の設計法（長井正嗣先生）

斜張橋基本設計案作成ツールとして名著



(C) is reserved to CVV

長井/藤野らのASCE論文

1,400mの斜張橋が実現できる可能性を論じている

Feasibility of a 1,400 m Span Steel Cable-Stayed Bridge

Masatsugu Nagai[1]; Yozo Fujino[2]; Hiroki Yamaguchi[3]; and Eiji Iwasaki[4]

Abstract: This paper describes the feasibility of 1,400 m steel cable-stayed bridges from both structural and economic viewpoints. Because the weight of a steel girder strongly affects the total cost of the bridge, the writers present a procedure to obtain a minimum weight for a girder that ensures safety against static and dynamic instabilities. For static instability, elastoplastic, finite-displacement analysis under in-plane load and elastic, finite-displacement analysis under displacement-dependent wind load are conducted; for dynamic instability, multimodal flutter analysis is carried out. It is shown that static critical wind velocity of lateral torsional buckling governs the dimension of the girder. Finally, the writers briefly compare a cable-stayed bridge with suspension bridge alternatives.

DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2004)9:5(444)

CE Database subject headings: Project feasibility; Bridges, cable-stayed; Bridges, steel; Bridges, suspension.

Gimsing教授

- Gimsing教授は、SAMSUNGの特別顧問

長大斜張橋（Gimsing)の提案例

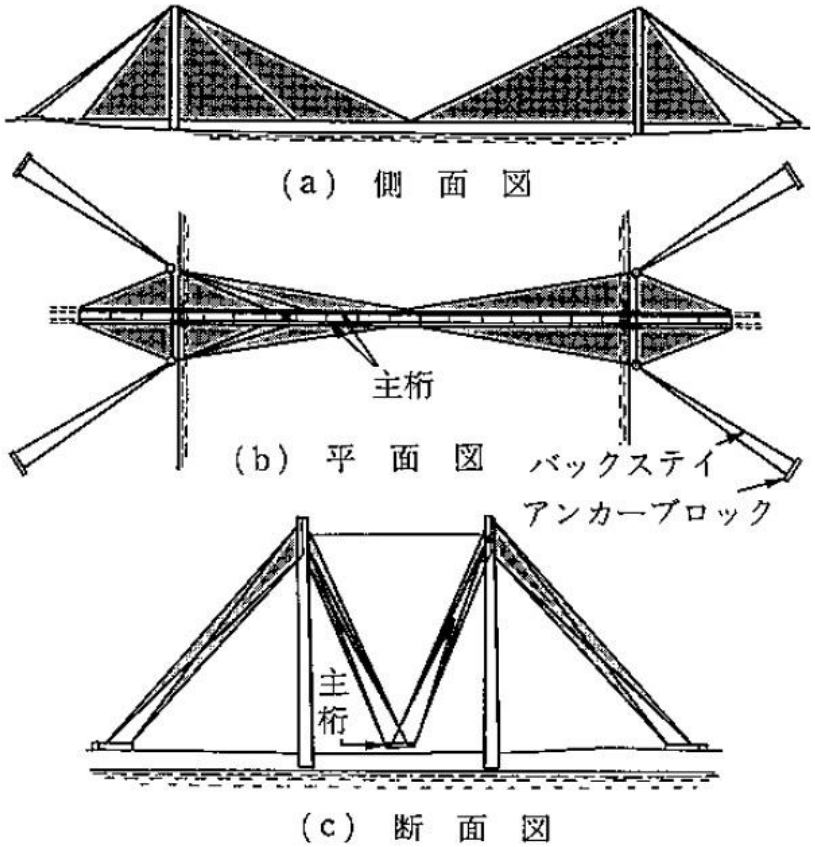


図7.1.1 N. J. Gimsing の超長大斜張橋

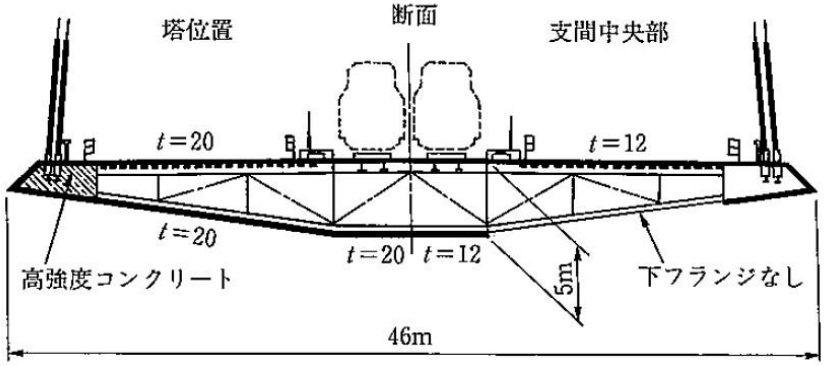


図7.1.2 メッシナ海峡斜張橋案（支間1800 m）

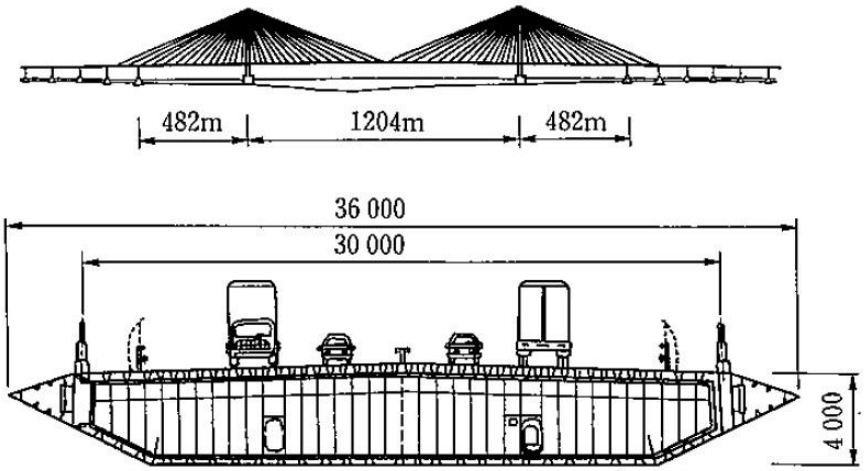


図7.1.3 COWI Consult の 1204 m 斜張橋

長大化の歴史（Gimsing）

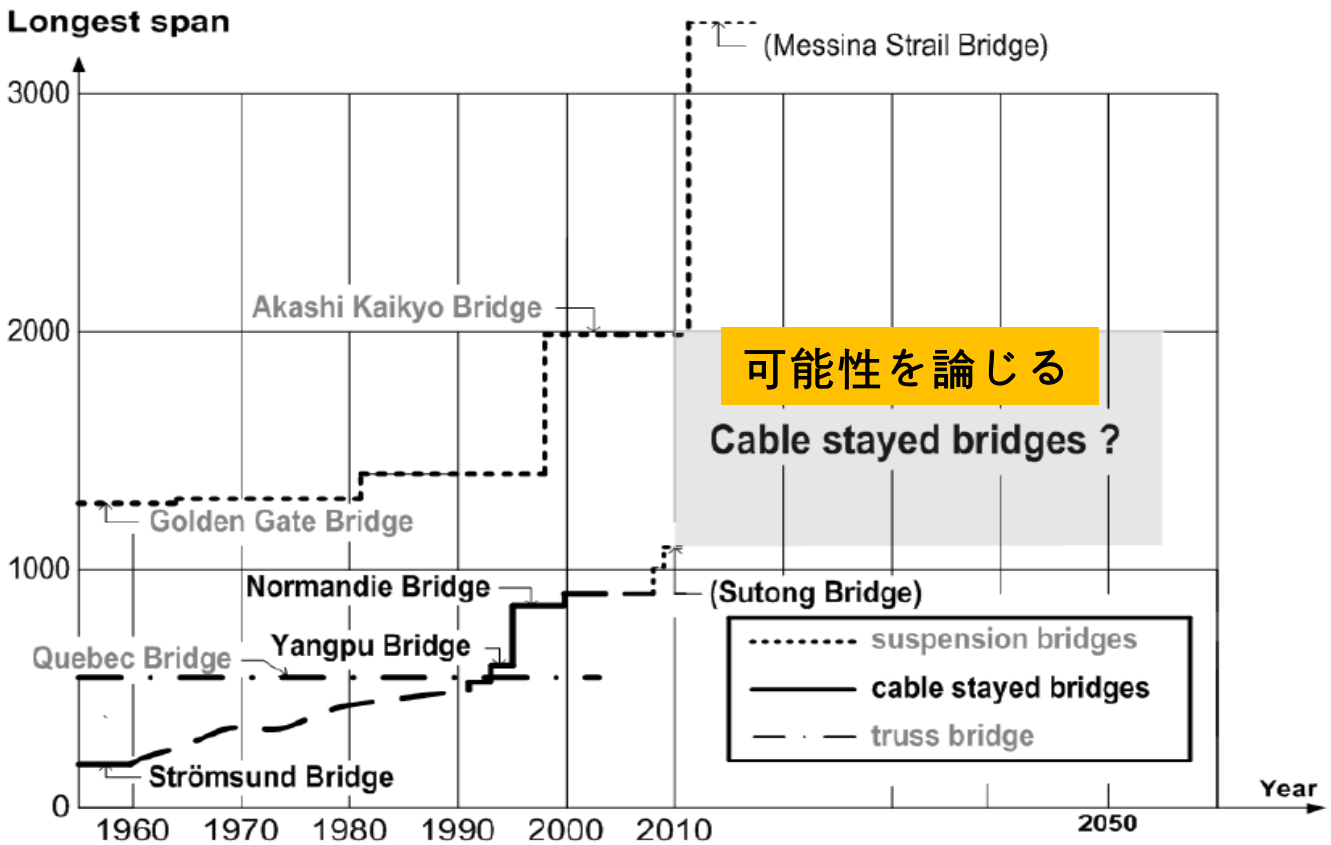


Fig.9 Maximum span lengths of suspension bridges, truss bridges and cable-stayed bridges since 1955.

1.1　斜張橋の長大化の動向

- 1994年 – Normandie橋 (フランス、中央径間 L=856m)
- 1999年 – 多々羅大橋 (日本, L=890m)
- 2008年 – Sutong橋 (中国, L=1,088m)
- 2009年– Stonecutters橋(香港, L=1,018m)
- 2009年– 仁川大橋 (韓国, L=800m)
- 2012年– ロシアが、L=1,104mの世界一を完成させた。

■ 急速な長径間化が進んでいる。
■ L=1,400mの可能性をここで考察する。
■ L=3,000mの提案(Gimsing)もある。

橋梁写真

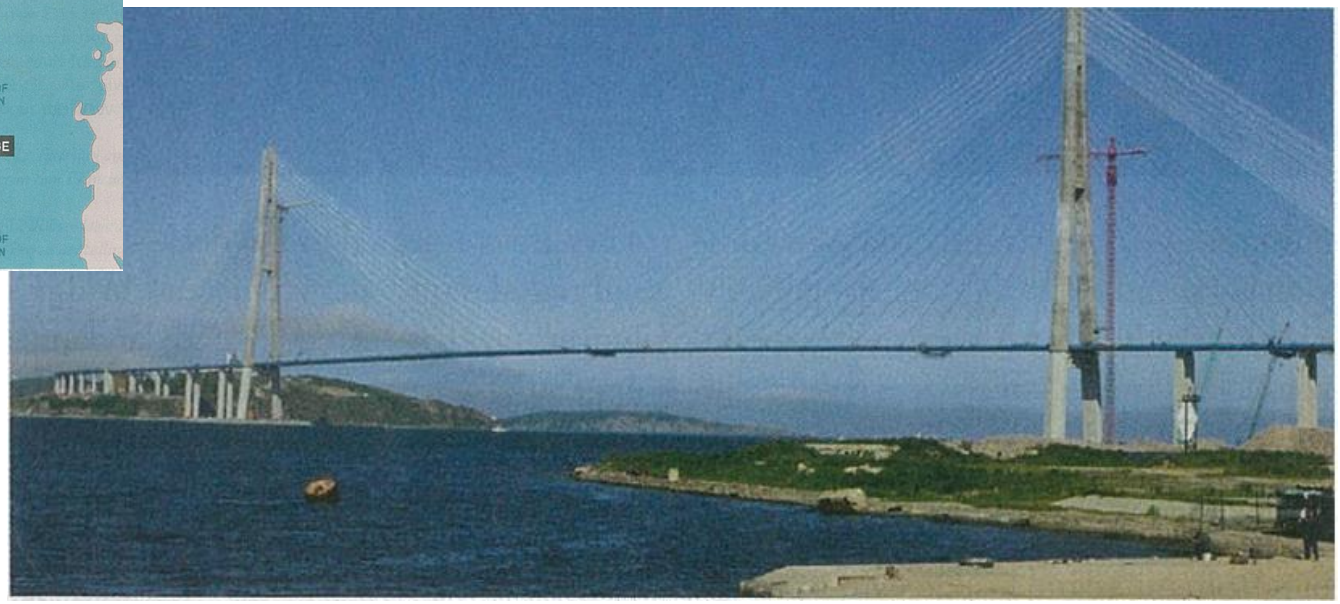
仁川大橋 (韓国)

多々羅大橋 (日本)

Stonecutters橋 (香港)

Sutong 橋 (中国)

ロシア　世界一長径間　斜張橋



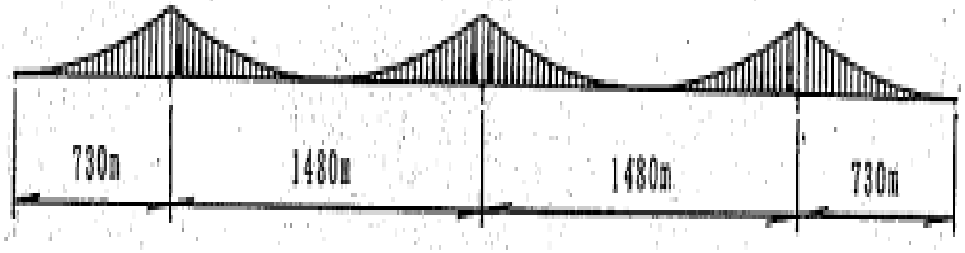
SAMSUNG
建設協力申し出を拒絶される！

Russky Bridge　（Russia）　　中央径間長=1,104m

(C) is reserved to CVV

話題設定：伊勢湾口部連絡橋に斜張橋適用

伊勢湾港口（神築海橋）連絡橋



（a）1500m級4径間吊橋

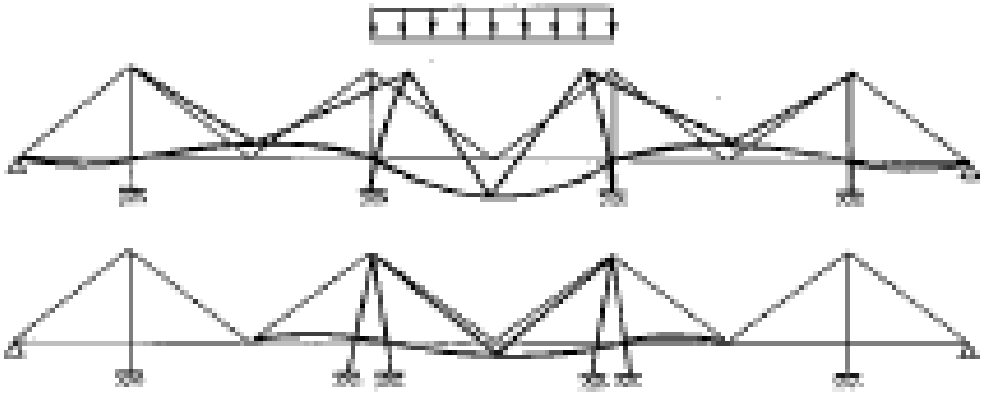


図 2.4.7　多径間連続斜張橋の変形

長井ら（スパン1,400m）研究提案

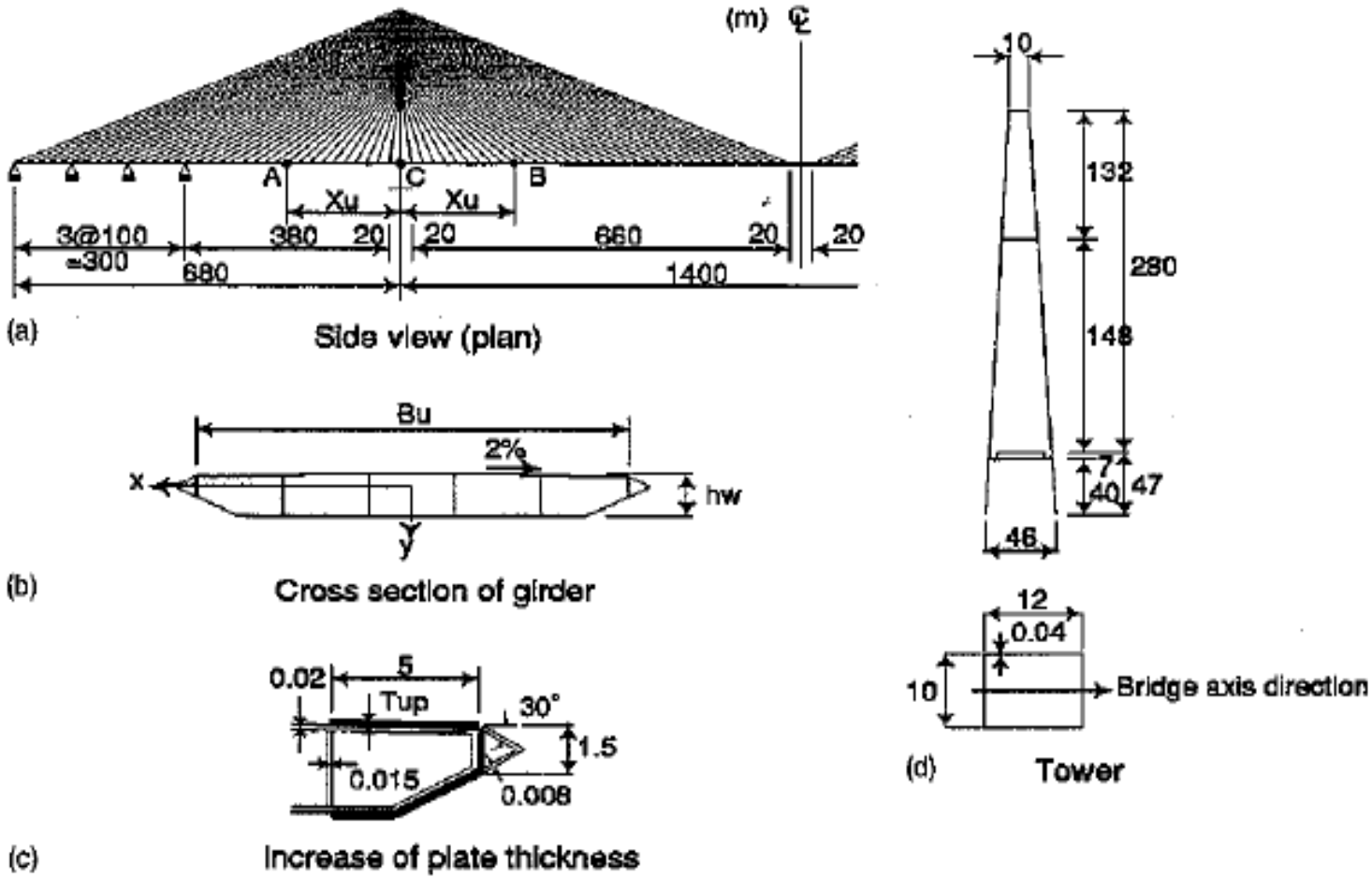


Fig. 1. 1,400-m cable-stayed bridge model

Lc = 1,400m

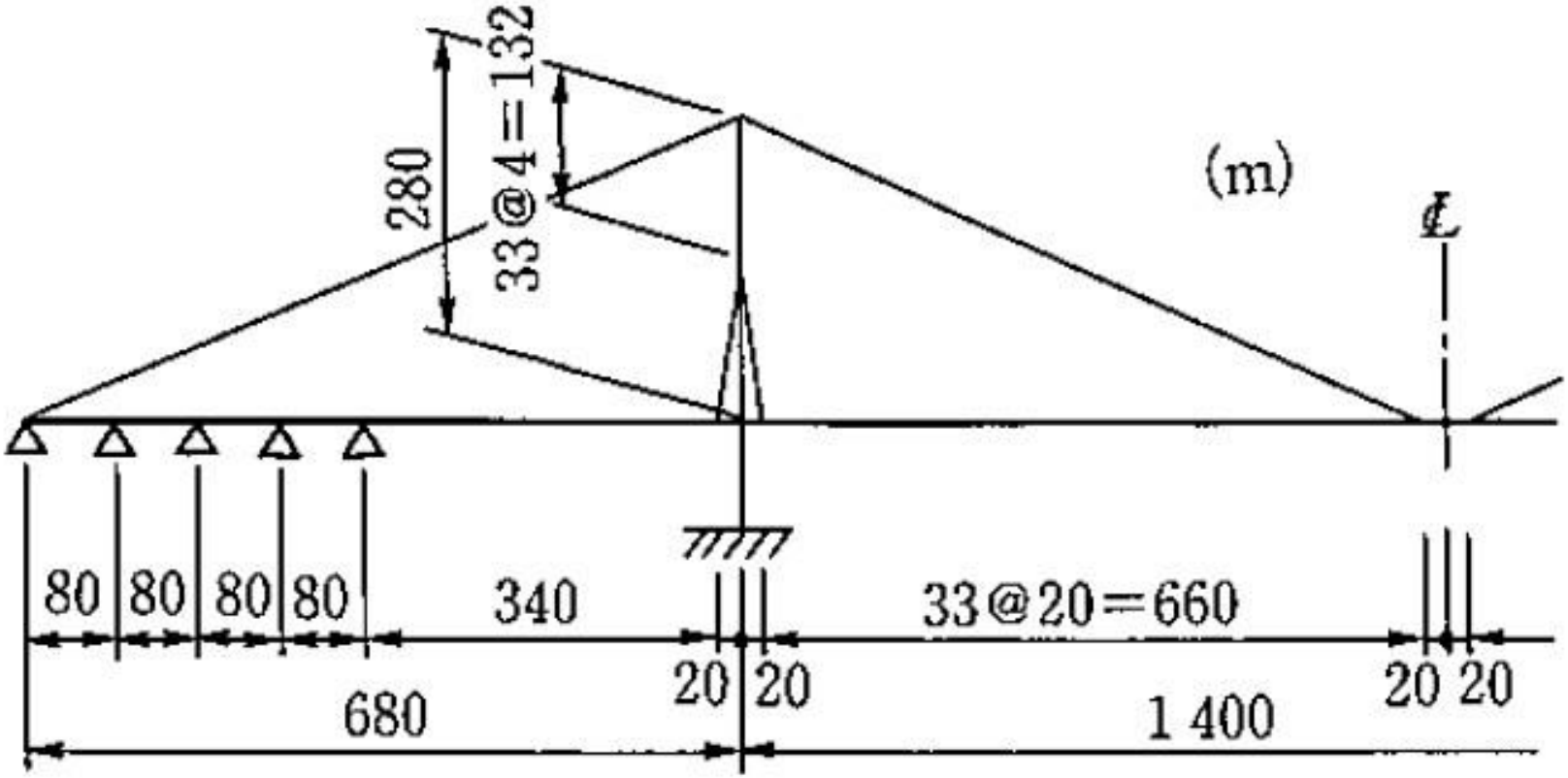


図7.1.14　計算モデルの側面形状

斜張橋長大化に解決すべき主要課題

1) ケーブルのサグ対策

2) 主桁の軸力対策

3) 風荷重対策

つり橋　→　斜張橋への変換

- 伊勢湾口部連絡橋の風洞試験で安全な断面形状を使う。（形状であって、板厚は異なる）

- 桁/塔/ケーブルの合計自重は、斜張橋では、つり橋の約1.2～1.3倍（経験上）になる。

- つり橋はアンカー/ケーブルが高価で不経済

つり橋（案）に適用された断面

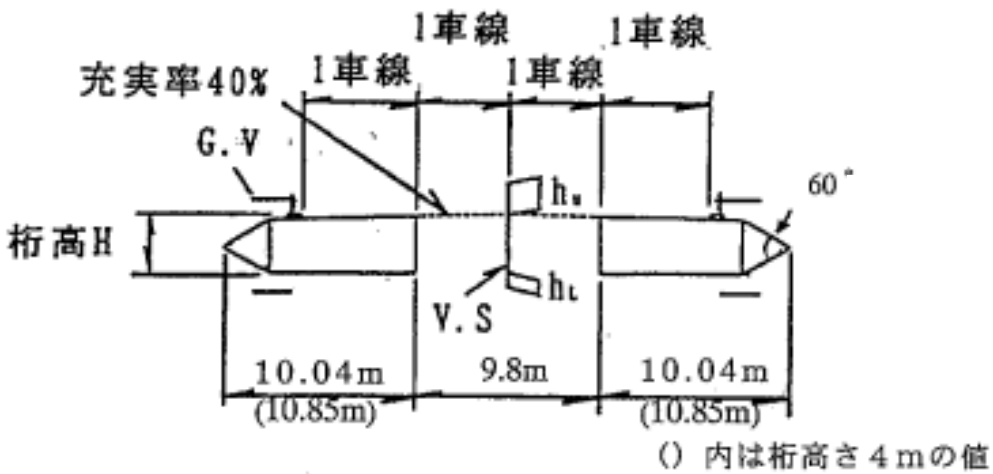


図2.2.1　対象とした桁断面形状

神築海橋に適用された断面　　H（桁高）＝4m
B(桁幅）＝31.5m

引用：日立造船受託　H9年度　伊勢湾口部橋梁実験

つり橋と斜張橋の構造特性

つり橋・・荷重は大部分ケーブルが負担

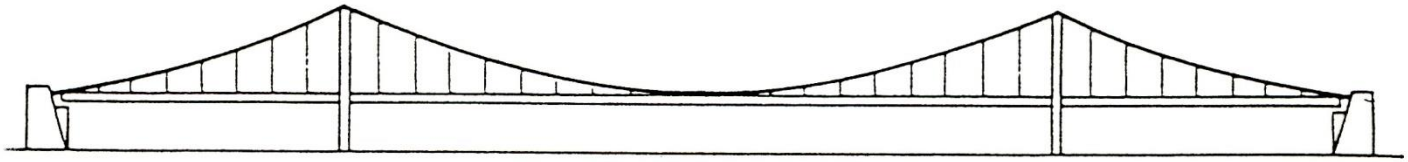
→　ケーブル断面は**大きい**

→　桁断面は剛性が**小さい**

斜張橋・・荷重は桁とケーブルで負担

→　ケーブル断面は**小さい**

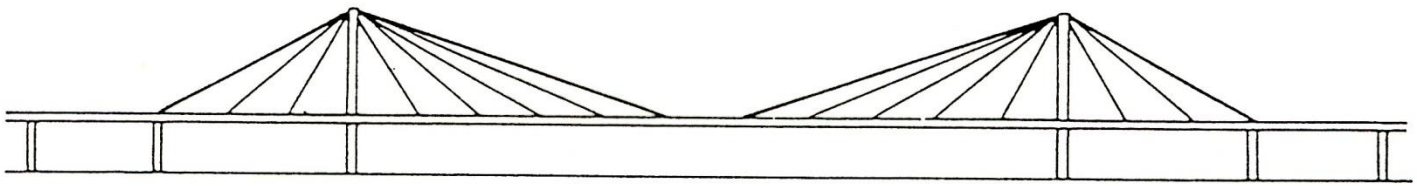
→　桁断面は剛性が**大きい**



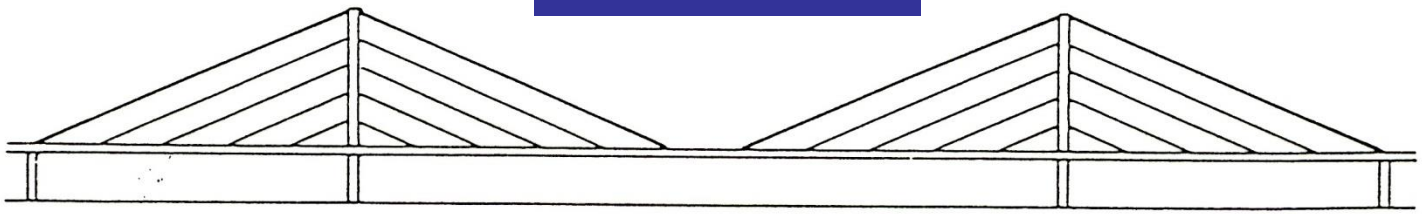
つり橋 ↑

斜張橋 ↓

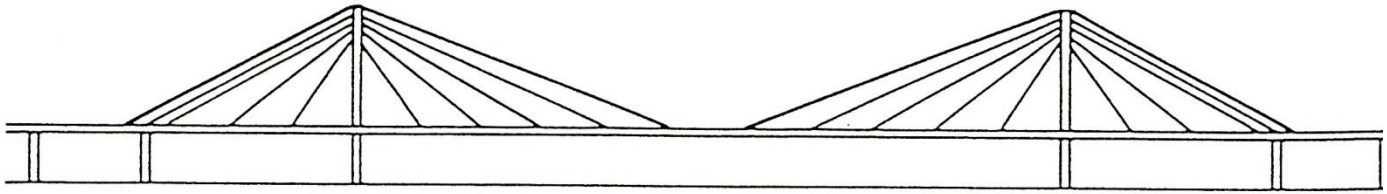
ラジアル（放射） タイプ



ハープ タイプ

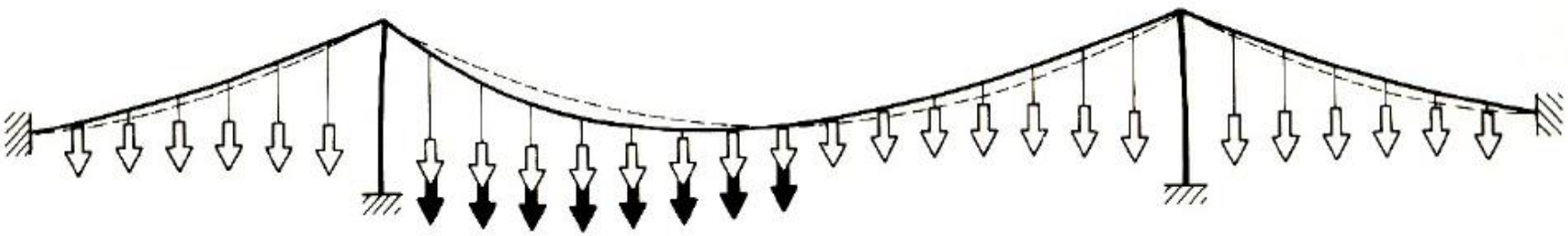


ファン タイプ

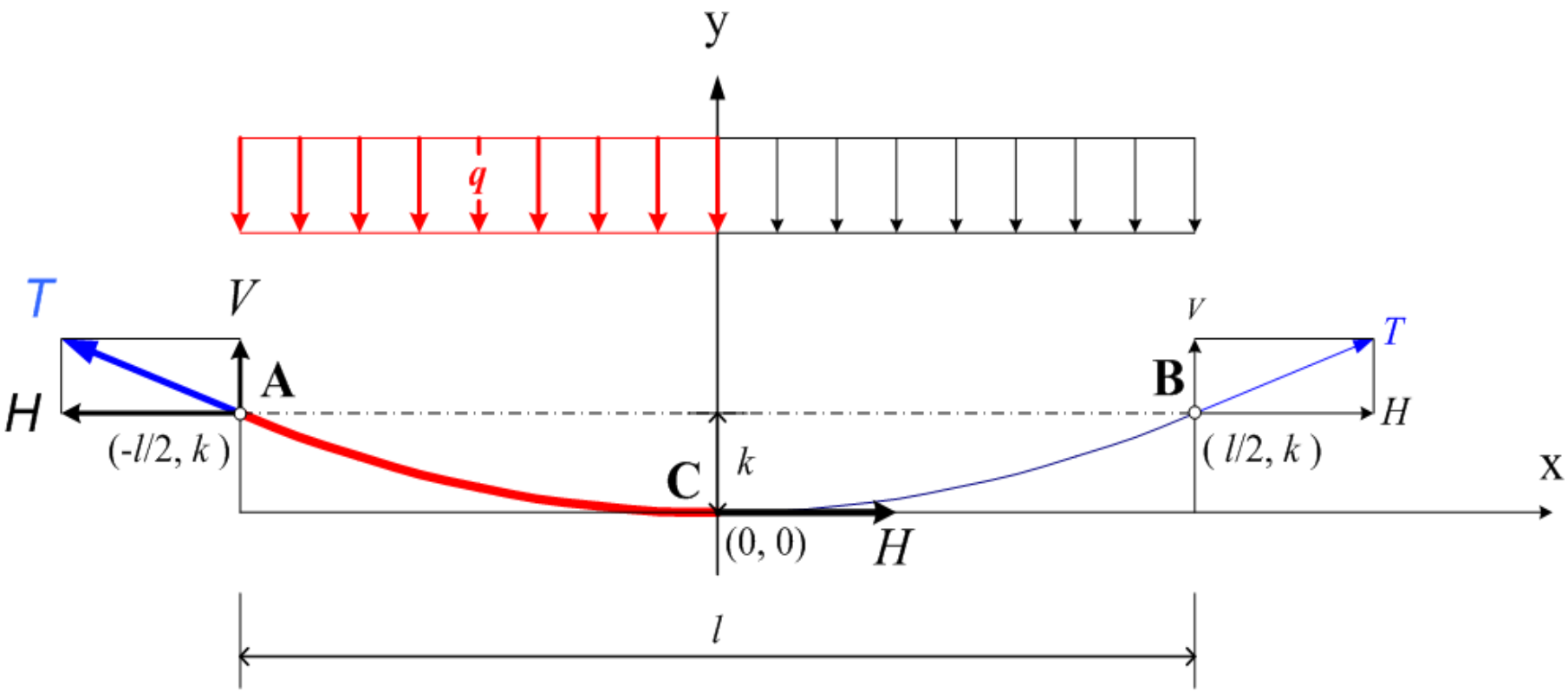


(C) is reserved to CVV

つり橋の古典的計算モデル



(C) is reserved to CVV



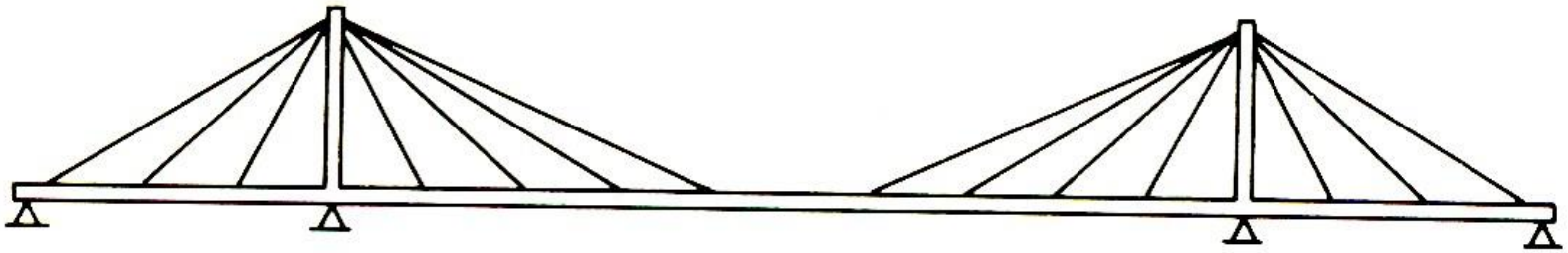
Moment around **A** for left cable half (**A-C**):

$$\tfrac{1}{2}ql(\tfrac{1}{4}l) - Hk = 0$$

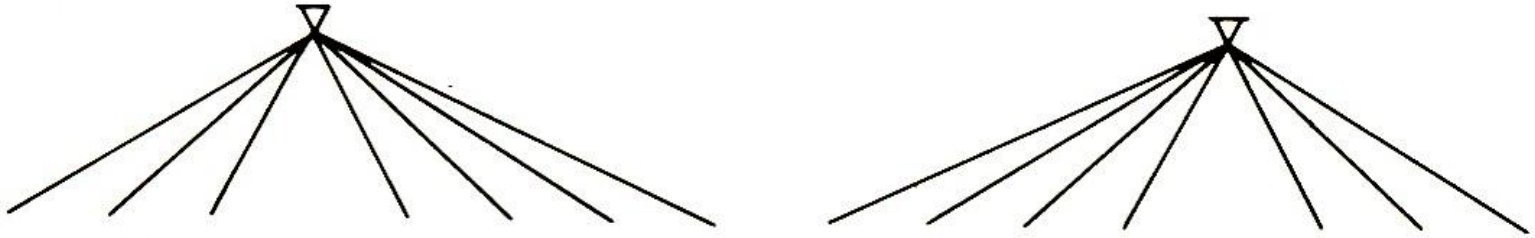
$$\boldsymbol{H} = \frac{ql^2}{8\boldsymbol{k}}$$

(C) is reserved to CVV

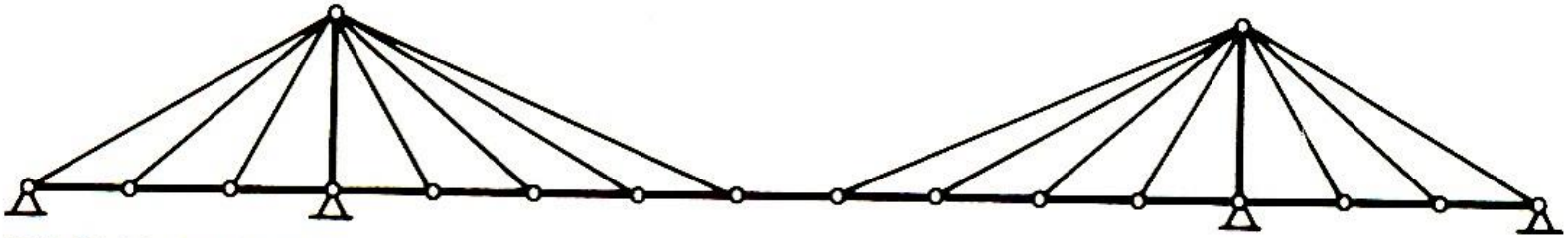
斜張橋の計算モデル



TOTAL SYSTEM



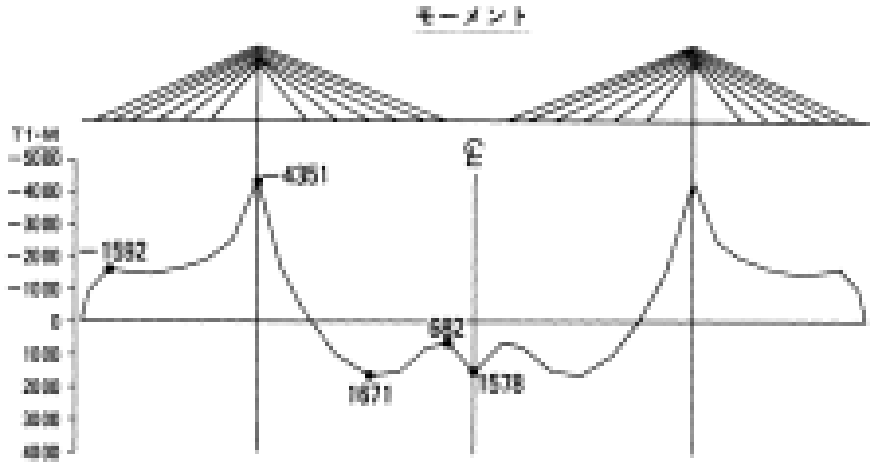
CABLES



CABLE SYSTEM

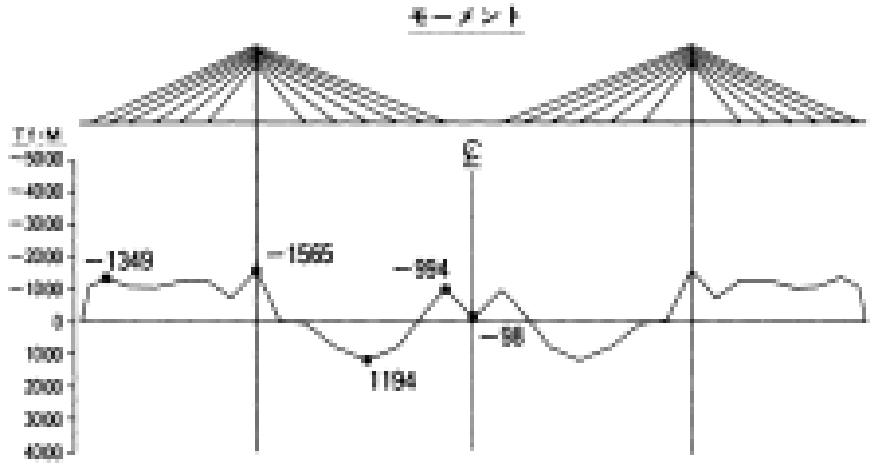
(C) is reserved to CVV

プレストレス(PS)の導入



ケーブル張力	
部材番号	張力(tf)
501	452.57
502	344.38
503	195.55
504	180.07
505	157.58
506	111.71
511	482.79
512	337.05
513	191.57
514	175.54
515	153.71
516	121.71

図－6　PS導入前モーメント分布



ケーブル張力	
部材番号	張力(tf)
501	614.79
502	380.00
503	170.00
504	170.00
505	193.19
506	187.95
511	682.58
512	293.62
513	166.20
514	165.72
515	188.44
516	187.95

図－7　PS導入後（ファジィPS決定法）

(C) is reserved to CVV

(C) is reserved to CVV

1) サグ対策

サグ量は支間 1000mを超えるあたりから急激に増加

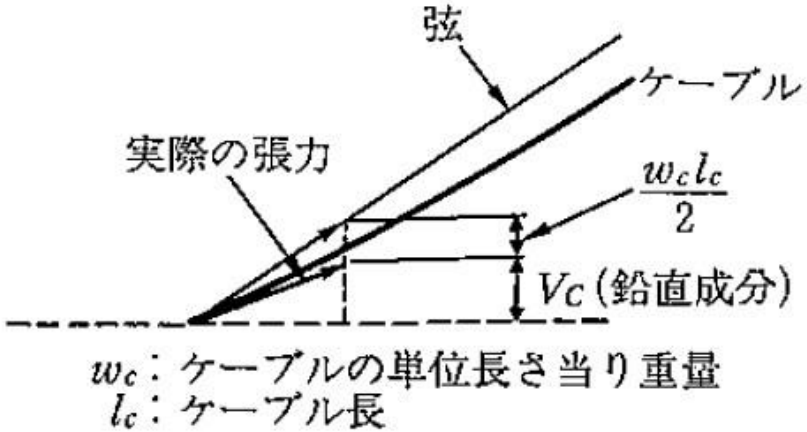


図7.1.7　ケーブル張力の鉛直成分

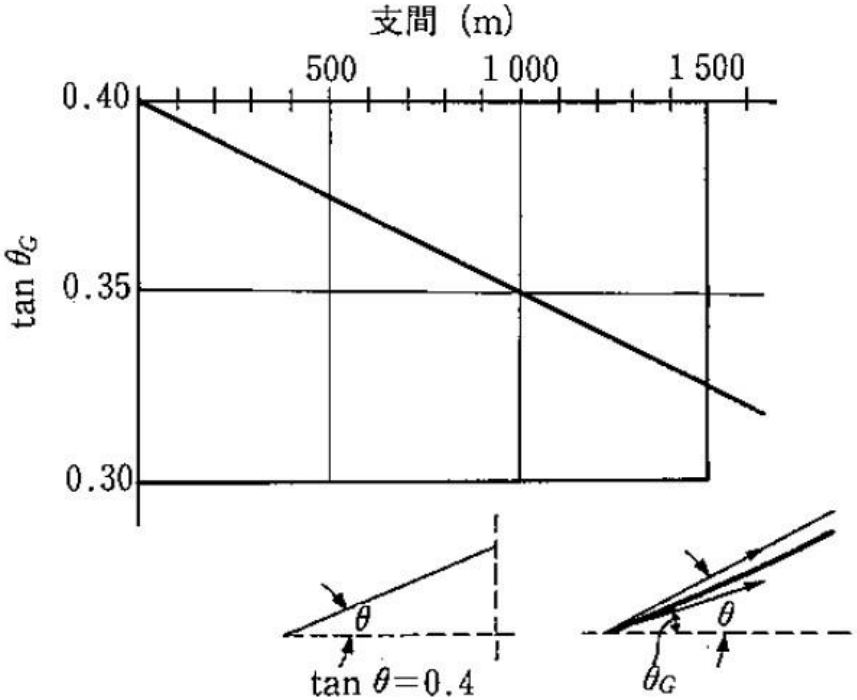


図7.1.8　ケーブルサブによる張力の鉛直成分

Prof. Gimsingによる超長大化のアイデア

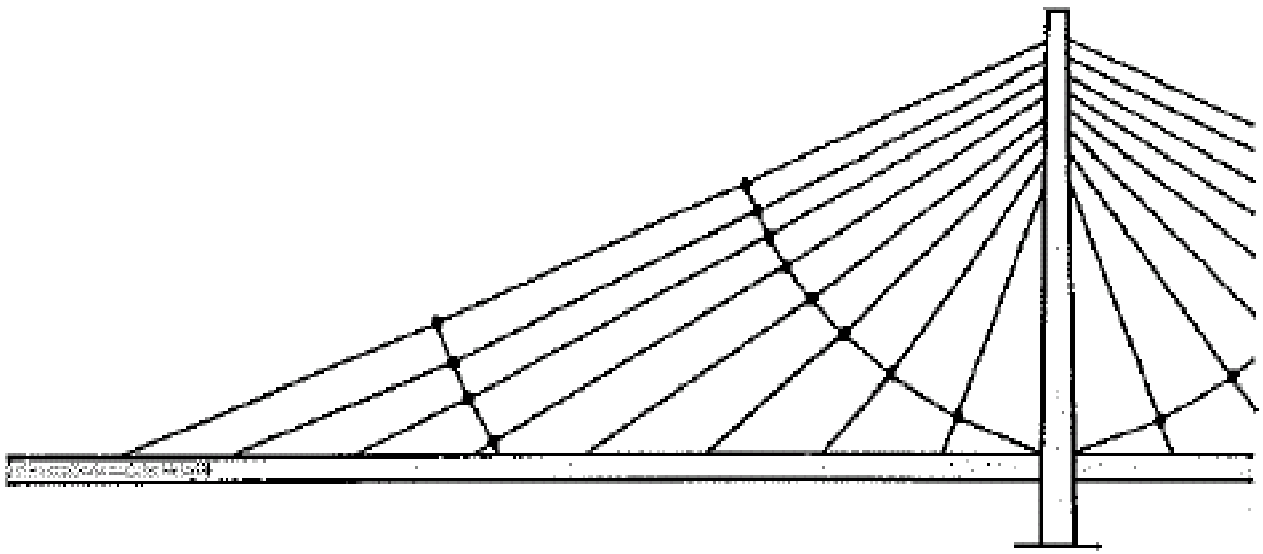


図-15　２次的な定角軌道ケーブルの採用

2) 主桁の軸力対策

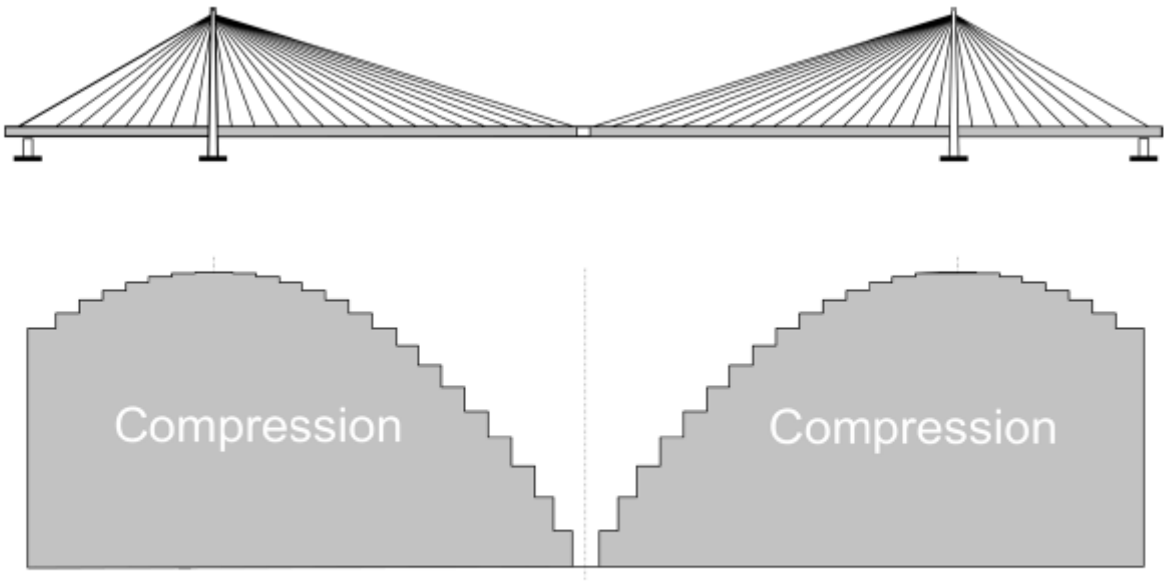
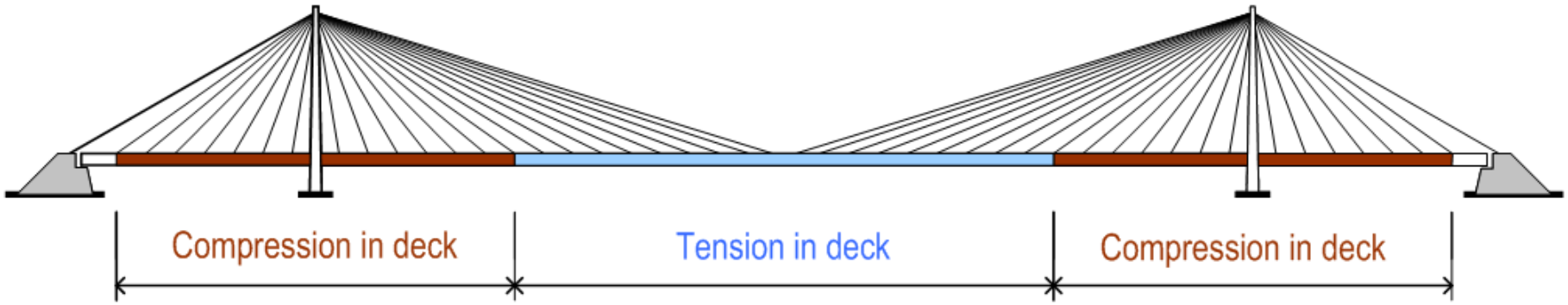
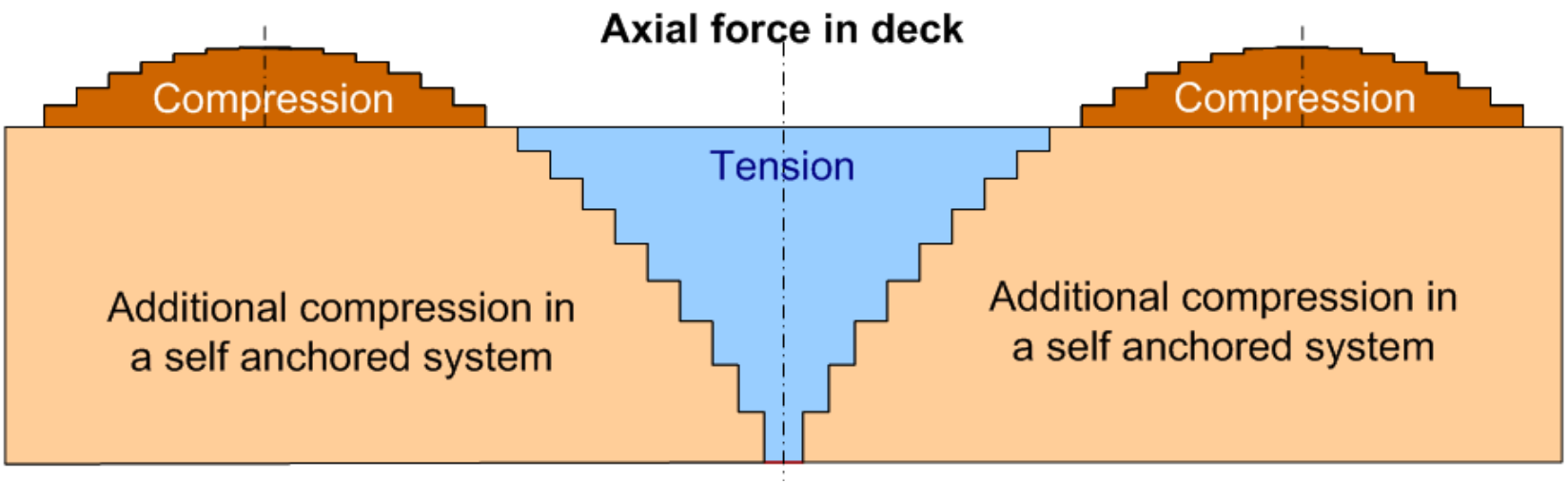


Fig.11 Variation of the normal force in the deck due to the axial force.

一部他定式斜張橋（Gimsing）

Partially Earth Anchored Cable Stayed Bridge





(C) is reserved to CVV

■ 一部他定式による長大化の可能性

- 他定式は自定式の　$\sqrt{2}$倍の長大化が可能(理論上)

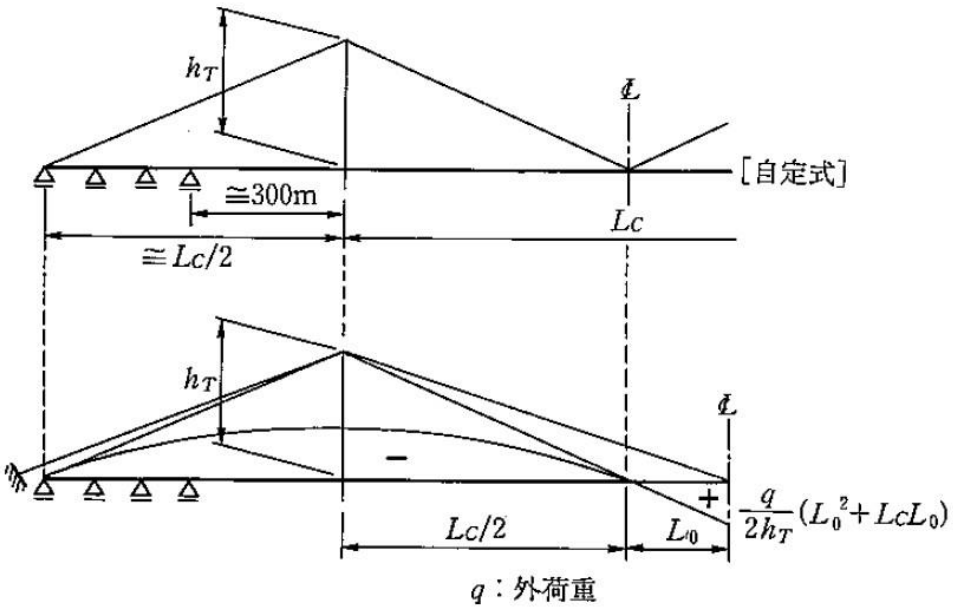


図7.1.17　一部他定式斜張橋の側面形状と軸力

$$N_{T,}\max = \frac{q}{h_T}(L_0{}^2 + L_0L_c) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \textbf{(7.1.10)}$$

図の関係から、2次方程式を解けば　$\sqrt{2}Lc = Lc + 2Lo$

■ 概算計算

表7.1.2　一部他定式による長支間化

(m)

自定式	一部他定式				
支間	支間	搭高 (桁上)	桁幅	桁高	材質
1200	→ 1520	240	38	4.5	SM490Y
1400	→ 1700	280	44	5.0	SM570
1600	→ 1880	320	48	5.5	SM570

注）上記は静的現象の検討のみであり、次の動的現象の検討が必要。

① フラッター風速の検討
② ガスト応答（風の乱れによる振動）
③ 地震応答解析による検討など

■ 主桁軸力の計算

<u>矩形の2軸対称箱断面</u>

桁の死荷重　W_D　　$W_D = 1.4\,\gamma_S A_S + W_{DS}$　……(7.1.1)

ここで、A_s : 軸力に抵抗できる鋼断面積

1.4 : 横リブ、鉛直補剛材、ダイヤフラム、添接板、ボルト等の重量を考慮した割増係数

γ_s :鋼の単位体積重量 (=77kN/m^3)

W_{DS} :死荷重(手摺、地覆、添加物)

ここで、 (7.1.1)を下式で表す。

$$W_D = \eta \gamma_S A_S \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (7.1.1)$$

η ： 経験的な値となる。

ここでは、

ηは 2.0～2.5を仮定する。

η=2.5は後死荷重の重量が鋼重量の約80%に対応。
これまでの実績と比較するとやや大きい値の仮定。

■ 主桁に生じる最大軸力(精度が良い)

$$N_{max}=\frac{qL_C{}^2}{8\bar{h}}=\frac{q}{8}\left(\frac{L_C}{\bar{h}}\right)L_C=\frac{q}{8}\bar{n}_hL_C$$ ..... (7.1.3)

今、外荷重 qを死荷重と活荷重の和として、

$$q=W_D+p=W_D(1+\omega)$$ ..... (7.1.4)

式(7.1.4)を式(7.1.3)に代入すると、

$$N_{max}=\frac{W_D(1+\omega)}{8}\bar{n}_hL_C$$ ..... (7.1.5)

さらに、式(7.1.2)を代入すると、

$$N_{max}=\frac{\eta\gamma_sA_s}{8}(1+\omega)\,\bar{n}_hL_C$$ ..... (7.1.6)

以上より応力度(σ_{max})を計算する。

最大応力度の算出

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A_s} = \eta \frac{\gamma_s}{8}(1+\omega)\,\bar{n}_h L_c \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (7.1.7)$$

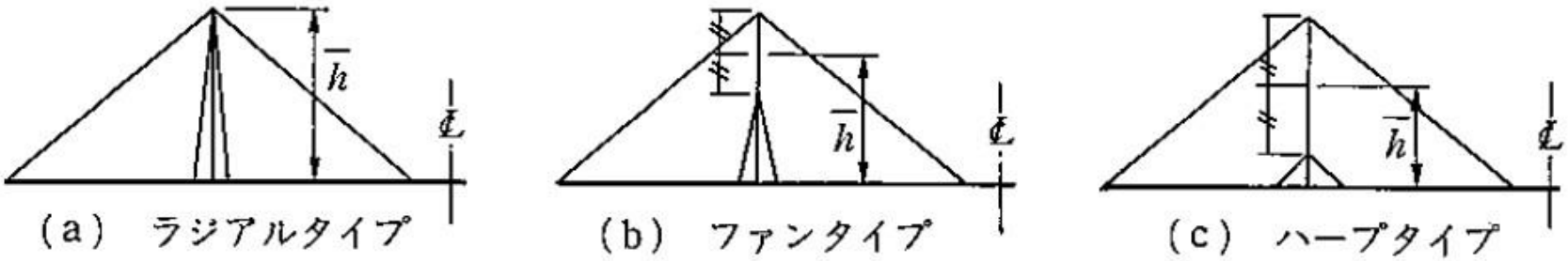


図 4.1.2 ケーブル張り形式別の $\bar{h}$ のとり方

■　活荷重の仮定

② ω　：活荷重 / 死荷重 = 0.2（仮定）

Lc → 大きいと　　ω → 小さくなる

よって、安全側の仮定

⇩

$$\sigma_{max} = (155 \sim 194)\, L_c \quad (\mathrm{kN/m^2}) \qquad (\eta = 2.0 \sim 2.5)$$

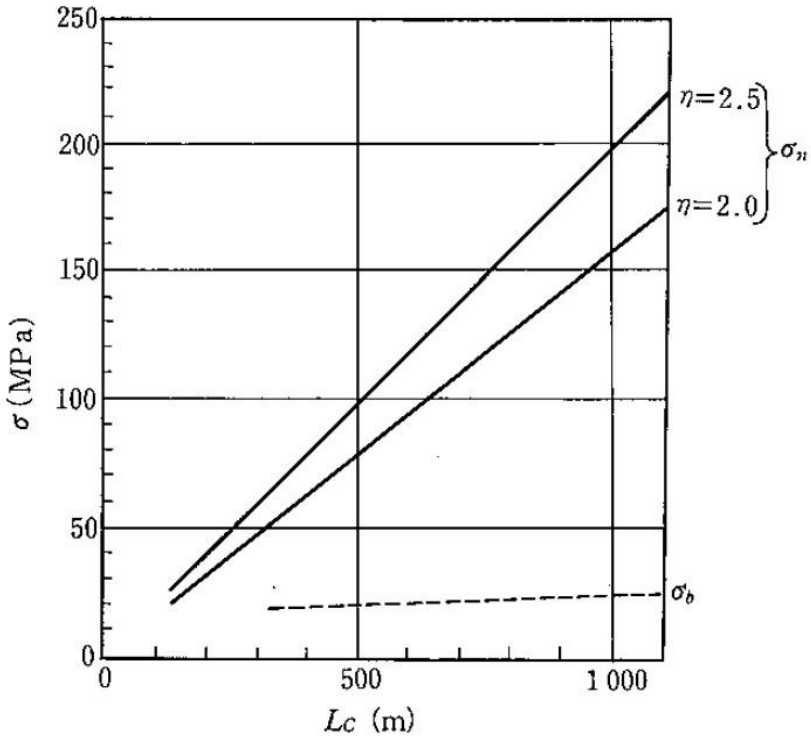


図 7.1.4　垂直応力度の予測

■ 桁の最大応力度

① 支間 500~600m ⇒ 最大応力度 $\sigma_{\max}$ = 100~110 (MPa)

SM400材の許容応力度の上限値 $\sigma_{\max}^{a(SM400)}$= 137 MPa

よって、

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\max}^{a(SM400)}$$

② 支間 1,000mかつ η =2.5の場合、

SM490Y材の許容応力度の上限値 $\sigma_{\max}^{a(SM490Y)}$= 206 MPa

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\max}^{a(SM490Y)}$$

③ <u>主桁の軸力による最大応力度は</u>断面構成(η の値)と

<u>支間長に依存</u>

④ <u>最大応力度は</u> 塔の高さ<u>どれだけ高くできるか</u>やケーブルを

<u>塔の頂部にどれだけ集約できるに依存</u>

3） 風荷重対策

① 桁を意図的に拡幅
② 桁の補強は橋幅方向の断面端部の増厚が得策
③ 並列の箱桁の採用し、対傾構や横構で連結する。
④ 支間が更に長くなる。⇒ 立体ケーブルシステムの導入(図7.1.1)

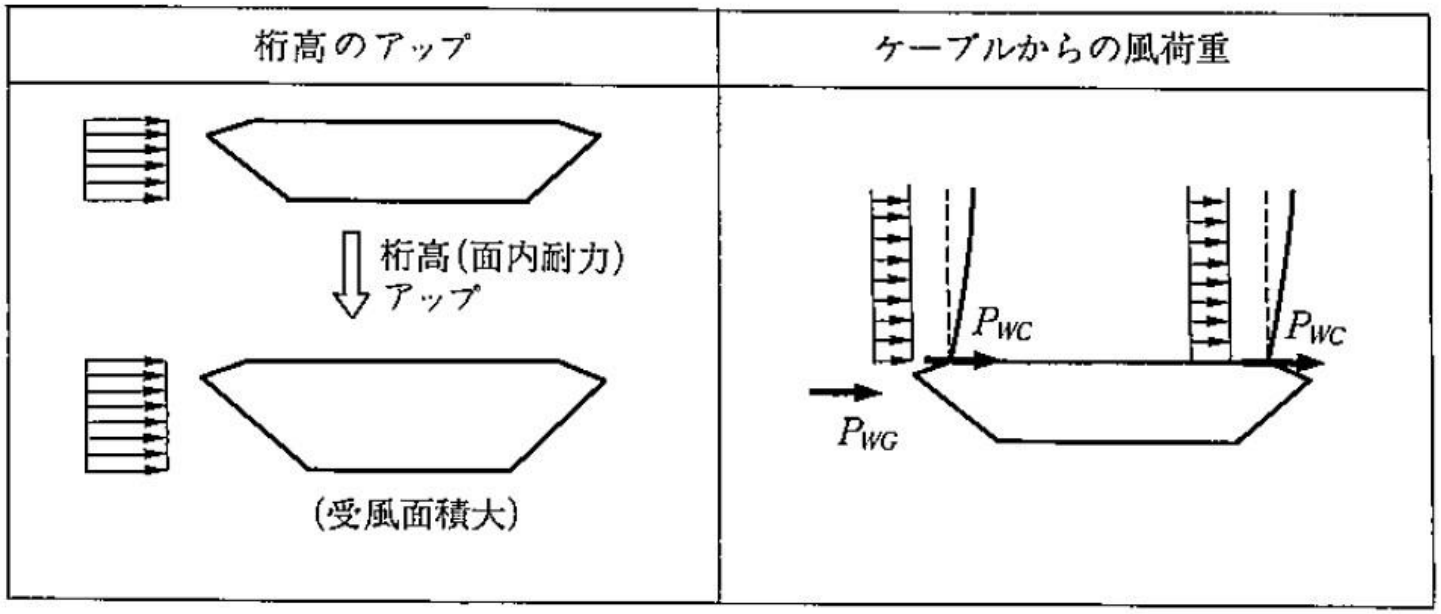


図 7.1.5　長大化に伴う風荷重

■ 風荷重対応

・ 風荷重(横荷重) ⇦ 主桁の曲げ剛性で支える。

⇩

車線に必要な幅以上に拡幅が必要な長さは？

4車線橋梁 ⇒ Lc = 1,000m 以上

（ただし、桁の風荷重風速 60m/sかつ抗力係数 0.8として、
ケーブルは、70m/sかつ0.7と仮定）

<u>ケーブルと桁に作用する風荷重による断面力はほぼ同じ大きさ</u>

■　桁先端の変位（架設時）

■ 必要桁幅の決定は基本計画上極めて重要

横方向の安全性の確保：

$$\frac{\text{橋の幅員}}{\text{中央径間長}} \geqq \frac{1}{40}$$

例えば、中央径間 1000mで幅員 25m 以上

中央径間 1 5 00mで幅員 30.5m 以上

図7.1.6が過去のデータで、上式の条件をほぼ満足している。

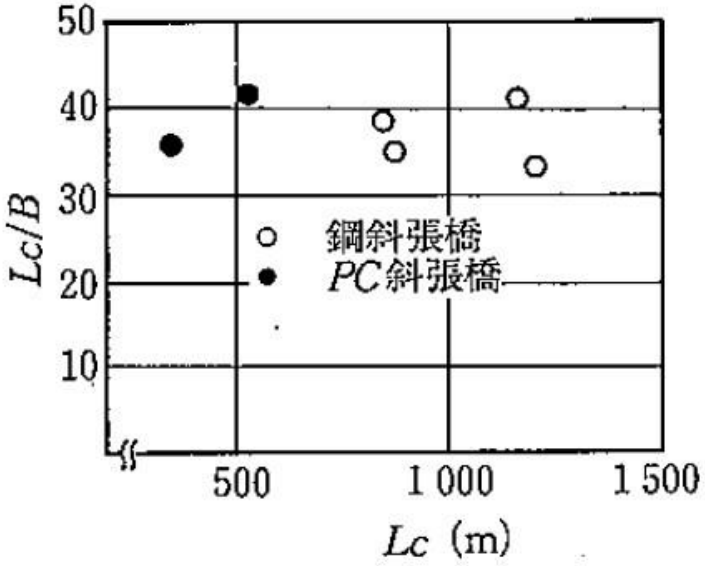
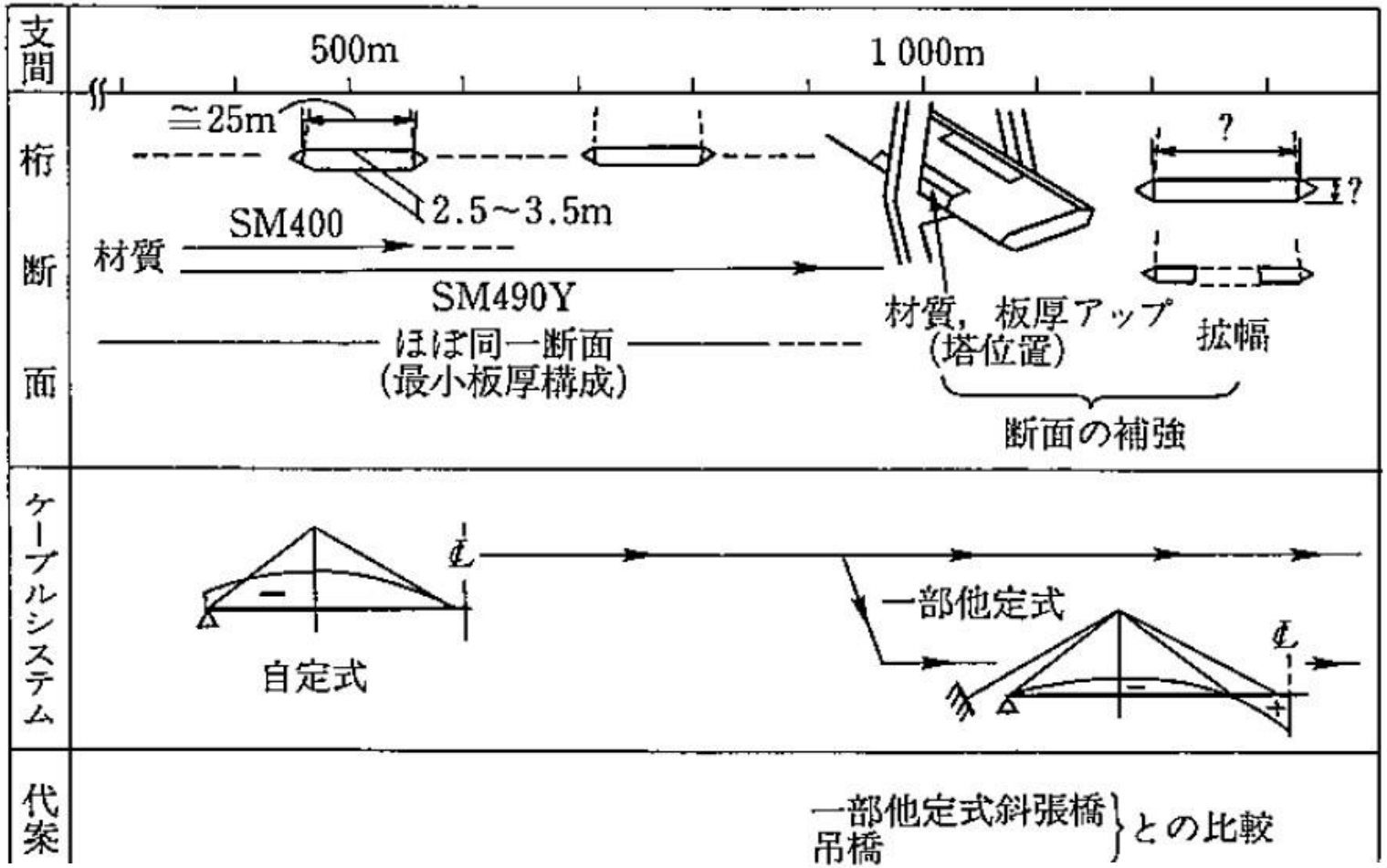


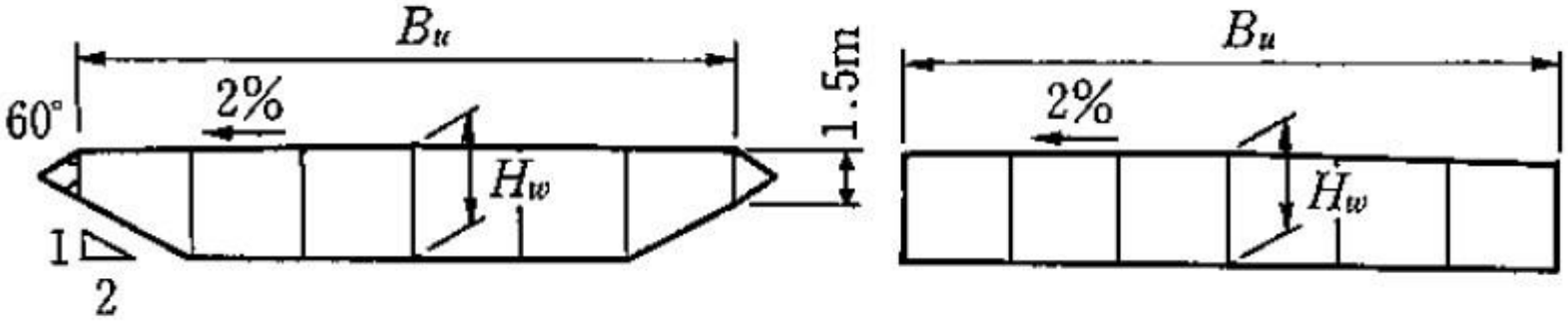
図 7.1.6　中央径間長／桁幅

■ 長大斜張橋への挑戦

表 7.1.1　斜張橋の長大化と桁断面（3 径間連続斜張橋，4 車線）



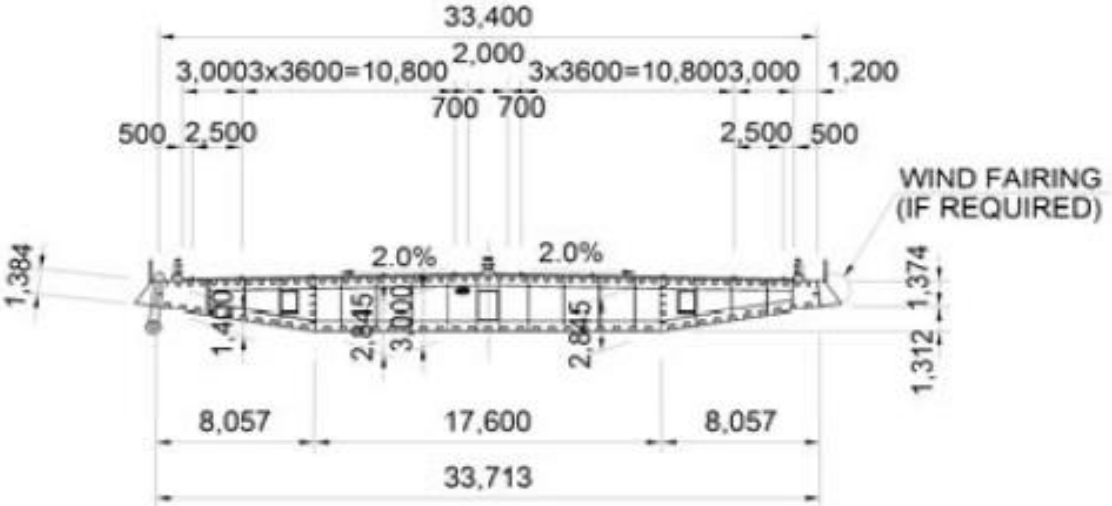
■耐風性に優れる断面



（a） 流線形断面（Type－1）　　（b） 矩形断面（Type－2）

図7.1.9　仮定した断面形

参考）仁川大橋



■　桁の補強（増厚）

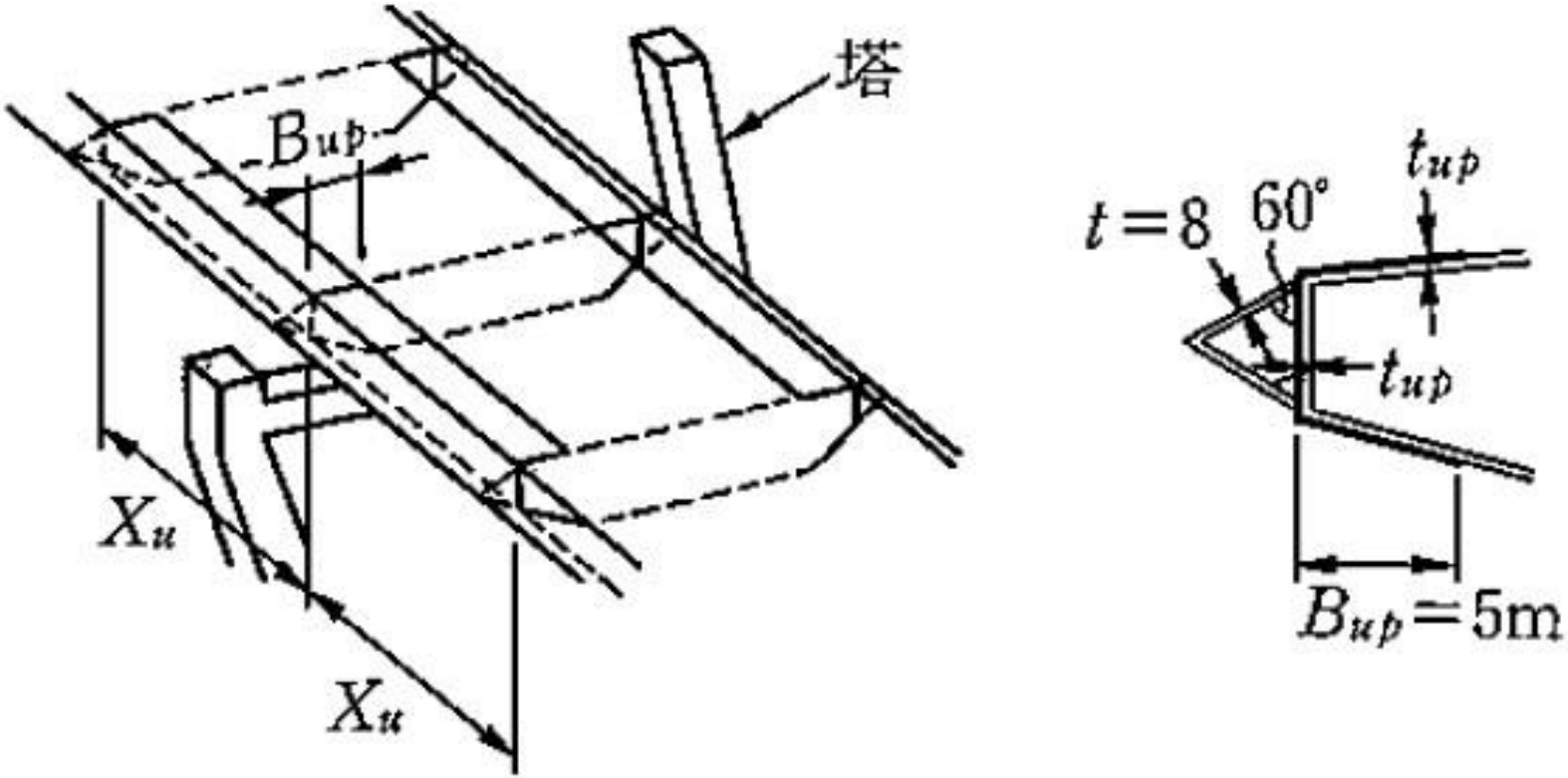
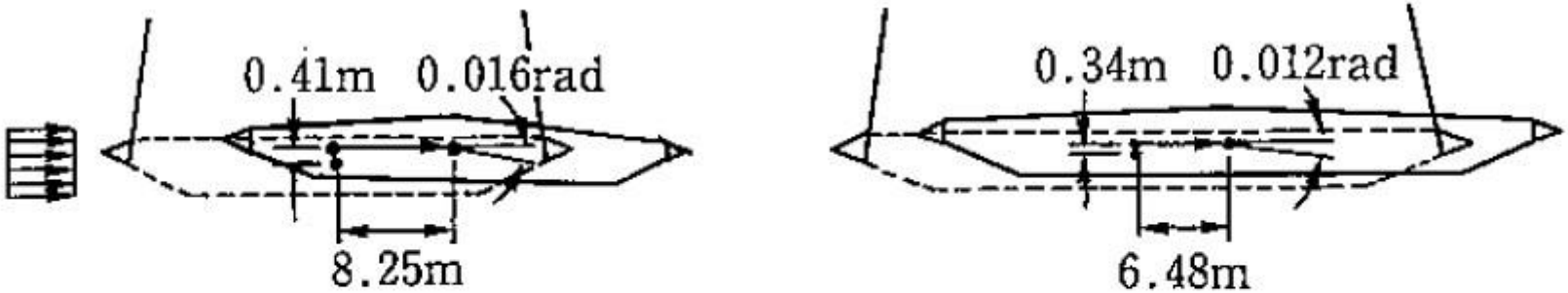


図 7.1.10　風荷重に対する桁の補強（増厚）

■　架設時の桁先端の変位比較



（a）　B_u=34m（L_C/B_u=41）　　（b）　B_u=40m（L_C/B_u=35）

図7.1.15　架設時風荷重による桁先端の変位

つり橋と斜張橋の重量比較

Table 3. Comparison of Steel Volume (MN)

Location	Suspension bridge[a]	Cable-stayed bridge[b]
Girder	312	448
	[119.6 kN/m]	[162.8 kN/m]
Tower	141	271
Cable	191	110
	(334)	(193)
Total	646	829
	(787)	(912)
Ratio	1.00	1.28
	(1.00)	(1.16)

[a]550+1,500+550 m (=2,600 m).

[b]680+1,400+680 m (=2,760 m).

注記）比較は、長井・藤野らによる

結論

- 重量比較で斜張橋は、つり橋に比較して、大きくなり不利である。
- しかし、定着部のアンカー構造が小規模、ケーブル重量も約半分で有利である。
- 総合的に評価すれば、斜張橋は競争力を有すると判定できる。

御静聴感謝いたします。

Thank You Very Much !!