

本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の設計

The Design of the Stiffening Girder for the Ohshima Bridge in the Honshu-Shikoku Bridge Project

小 坏 毅* 金 原 慎 一** 與 守***
 Tsuyoshi KOAKUTSU Shinichi KINBARA Mamoru KOSHI

Summary

The Ohshima Bridge is one of the Honshu-Shikoku Bridges, and the first long suspension bridge adopting the stiffening box girder in Japan.

This bridge features, in harmony with the scenery, the use of economical stiffening box girders for the steel plate deck.

This report outlines analyses of the stiffening girder and the design of the cross section, the hanger bracket, and the center-stay, which are the main points of this structure.

1. まえがき

大島大橋は、本州四国連絡橋尾道～今治ルートに属し、瀬戸内海のはほぼ中央に位置する伯方島（見近島）と大島の間、宮窪瀬戸を跨ぐ中央径間560m、全長840mの単径間吊橋である。本橋の補剛桁は美観、耐風安定性、経済

性を考慮して、本州四国連絡橋では初めての逆台形床版箱桁を採用している。本橋の寸法諸元を図-1、表-1に示す。本橋は、昭和63年1月開通した。開通時点では、車道2車線、自転車歩路1車線の暫定形状、最終完成時には、車道4車線、自転車歩道2車線の計6車線を計画している。

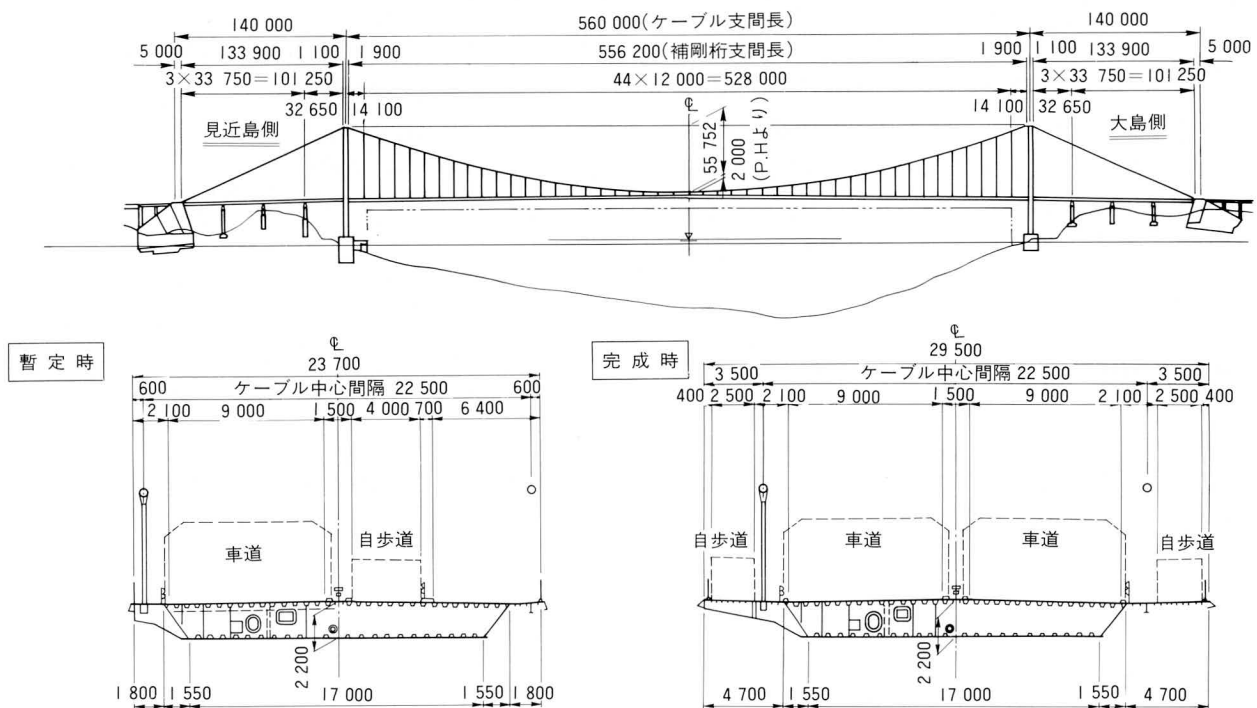


図-1 一般図

* 技術本部設計部設計第二課課長代理 *** 技術本部設計部設計第二課
 ** 技術本部設計部設計第三課

表-1 構造基本諸元

項目	内容			
橋梁型式	単径間補剛箱桁吊橋			
支間割	補剛桁	556.2m		
	ケーブル	140.0m + 560.0m + 140.0m		
塔	型式	2層ラーメン型式斜塔		
	塔中心間隔	塔頂	22.5m	
		塔基部	25.5m	
	塔基準高	ケーブル理論頂	TP+96.969m	
		塔頂	TP+95.000m	
		塔基面高	TP+7.150m	
塔柱高	88.350m			
主ケーブル	型式	平行線ケーブル(PWS127×52ストランド)		
	素線径	5.10mm		
	直径	471mm(空率率20%)		
	サグ	f=55.752m		
	中心間隔	22.5m		
ハンガーロープ	使用ロープ	CFRC 7+6×7+6×W(19)		
	ロープ径	48φ、50φ		
	破断強度	48φ	153.0 ^t	
		50φ	171.0 ^t	
使用本数	4本/格点			
吊箱構	補剛箱桁	型式	逆梯形2セル1箱桁	
		吊型式	ハンガーブラケット型式	
		桁高	2.2m	
	桁幅	完成時	29.5m	
		暫定時	23.7m	
造部	床組・床版	路面工	完成時	車道部 アスファルト舗装 t=65mm 歩道部 " t=30mm
			暫定時	アスファルト舗装 t=65mm
	床版	鋼床版		
	横リブ	充腹構造(ダイヤフラム兼用)		

メインケーブルは、PWS127×52、素線径5.1mmで構成され、その直径は471mm、許容耐力(張力)は8634^tである。なおハンガーロープはC.F.R.C48φ、50φを用いている。本報告は、補剛桁の解析概要と構造上の主要点である断面形状、ハンガーブラケット及びセンタースティの設計について紹介するものである。

2. 補剛桁の断面形状について

箱桁の断面形状は、基本設計段階の検討をふまえて下記の理由により決定した。

(a) 桁高について

基本設計時に耐風安定性について桁高は2.2~3.0mのもので検討したが

- ① 風洞実験(部分模型)を行い2.2mのものが最も良い。
- ② 補剛桁の応力レベルは余裕がある。
- ③ 製作架設時の作業性は2.0m以上あれば良い。

以上のことから箱桁中央部の桁高を2.2mとした。

(b) ウェブの傾斜角

風洞実験でウェブの傾斜角が45°~59°の間では、耐風安定性に優位差は認められないことから航行船舶のレーダー対策上53.3°とした。

(c) 主桁断面のセル割り

主桁断面のセル割りは、モノセル、2セル、4セルが考えられるが、製作上の施工性、経済性を考慮して2セルとした。

(d) 縦リブ

鋼床版縦リブは、UリブとしJSS規格品を使用した。また、下フランジ縦リブは、基本設計では、バルブプレートで考えられていたが、詳細設計時にUリブとした。これは、主桁下フランジ厚が大部分10mmと薄く構成されている事と、バルブプレートの場合の溶接量がUリブの場合の2倍になる事により、溶接ひずみが非常に大きくなり、加熱矯正による溶接縮みが大きく発生する事が予想される。またUリブにしてもそれ程鋼重増とはならない、等の理由による。

なお実寸大の溶接比較試験体を製作した結果、溶接ひずみ、縮み量はバルブプレートの場合、Uリブの場合に比して約3倍もあった。

3. 構造解析

補剛桁は、ケーブル、塔を含む上下部一体系で解析し吊橋の変形を考慮した有限変形理論を用いた。解析モデ

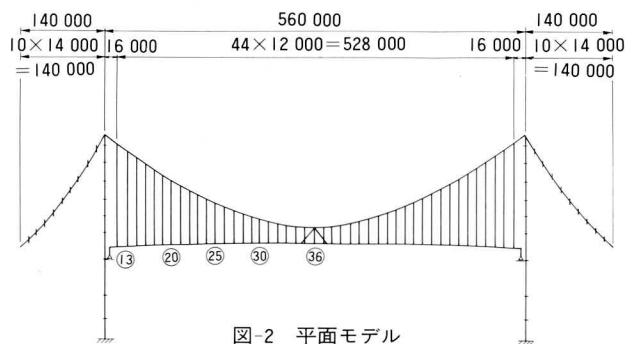


図-2 平面モデル

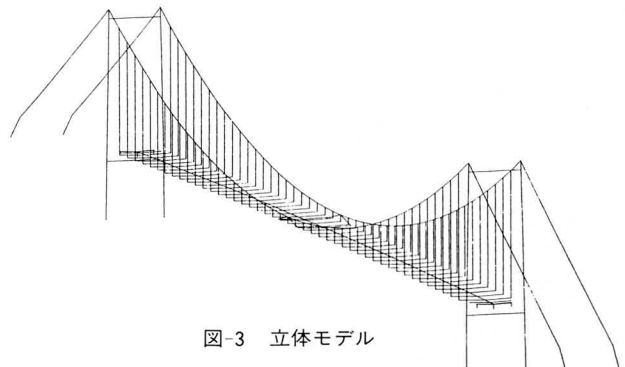


図-3 立体モデル

ルは、鉛直荷重については、平面モデルとし、(図-2)ねじり、横荷重については補剛桁を主桁とそれに直交する剛部材からなる立体モデルを用いた。(図-3)

暫定完成時は完成形状より死荷重(完成時と暫定時の死荷重の違い)を逆載荷することによりその形状を求めそれを初期形状として解析を行った。

地震時に対しては、本四応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスにより、その断面力を求め応力、変形の照査を行った。

床組系でのハンガ一定着ブラケット、ダイヤフラム(横桁)等の有効巾および応力集中個所の照査は、有限要素法(FEM)によった。

(1) 鉛直荷重による面内解析

鉛直荷重のうち固定載荷の出来る死荷重、支点移動、製作や架設の誤差および温度変化の影響については有限変形理論で行った。活荷重については、有限変形法では、系に同じ荷重を載荷してもそれを載荷する時の部材応力状態によって異った結果が生じる。従って種々の荷重を載荷するための影響線が定義出来ない。このことから線形化有限変形法により影響線を作成し、荷重載荷幅を求めて有限変形法により解析した。又荷重の組合せは個々の断面力を単純に加えることとした。これは吊橋の場合荷重の増加によりケーブル張力が増し剛性が高まることにより変位、断面力とも線形で考えるより小さくなり、単純に加えた方が安全側となることと、計算の煩雑さをさけるためである。但し支点反力、変位量等については順次載荷し正確を期した。

(2) 横荷重による面外解析(静解析)

吊橋における横荷重は、一般橋梁と同じく風と地震である。地震に対する扱いは全て動的解析をしているので風荷重のみとした。補剛トラスを有する吊橋では、風荷重によってその断面が決定されるが、本橋の場合偏平箱断面で面外剛度は大きく、暴露面積も小さいことからこれが支配断面力とはなっていない。

解析は3次元モデルを用い有限変形法にて行った。

(3) ねじり荷重解析

偏載荷重によるねじり解析は、横荷重と同じく三次元モデルとし、完成時活荷重の偏載および暫定時の死荷重、活荷重の偏載について行った。載荷幅は線形化有限変形法により影響線を求め、ねじり荷重載荷を行い断面力を

求めた。

(4) 断面力図および変位図

図-4~7に補剛桁の鉛直、水平両方向のたわみおよび断面力を示す。図の如く完成時は暫定時に比べ水平変位を除き全て大きい、従って断面は完成時により決定された。

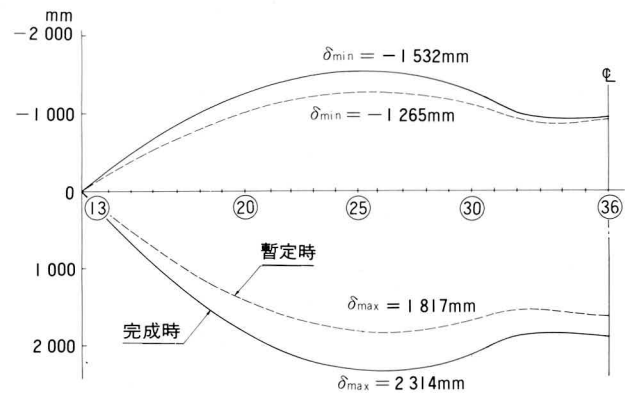


図-4 鉛直たわみ (L+T+SD+E)

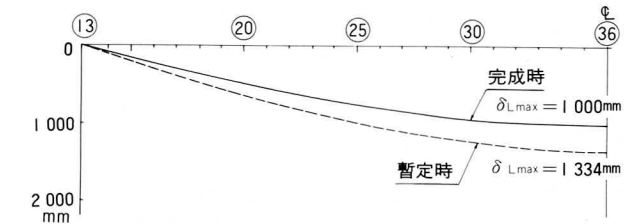


図-5 水平たわみ (W)

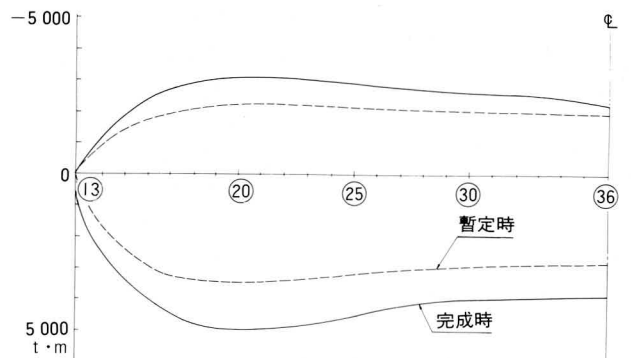


図-6 鉛直曲げモーメント (L+T+SD+E)

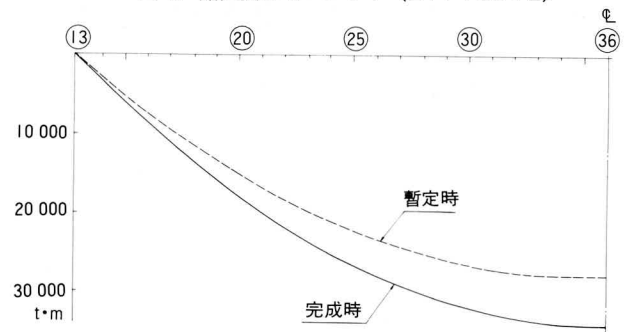


図-7 水平曲げモーメント (W)

(5) 動的解析

吊橋の構造で動的外力によるものは、風、地震、活荷重の通過による衝撃等があるが、活荷重による振動が、主構造に及ぼす影響は、風、地震に比べ問題とならない。また、風については、現時点では机上でその安全性を議論する方法がなく、風洞実験にたよらざるを得ない。架設系での耐風安定性について、全橋模型による風洞実験で確認をした。

地震応答解析は、通常時刻歴応答解析、応答スペクトル解析の2通りがある。本橋においては下記の理由により応答スペクトル解析とした。

- 1) 特定地震波を用いる時刻歴応答解析に比べて、多くの地震動を反映できる。
- 2) 時刻歴応答解析は、現実に出現した振動状態、あるいは出現するであろう状態を数理的にシミュレートするものであり、特定の地震動に対する応答特性を検討する場合には、有効な手段であるが、得られた結果で構造物の一般的な耐震性を論ずる事は難しい。

応答解析結果は表-2、3に示す。

表-2 応答加速度および応答変位

補剛桁の 応答値	応答加速度	位置				
		支点上	1/4ℓ	中央		
補剛桁の 応答値	橋軸方向	(スティ有)	91gal	75gal	90gal	
		(スティ無)	32gal	29gal	32gal	
	鉛直方向	218gal	66gal	66gal		
	橋軸直角方向	459gal	179gal	281gal		
補剛桁の 応答値	応答変位	位置				
		支点上	1/4ℓ	中央		
		橋軸方向	(スティ有)	161mm	160mm	159mm
			(スティ無)	338mm	335mm	335mm
		鉛直方向	—	130mm	121mm	
橋軸直角方向	—	467mm	595mm			

表-3 固有周期

モード	橋軸方向		鉛直方向	橋軸直角方向
	スティ有	スティ無		
1	*6.484	*7.405	*6.098	6.921
2	4.313	5.233	4.301	*2.244
3	3.160	4.313	3.150	2.123
4	*2.818	*3.160	*2.576	*1.774
5	*2.564	2.593	1.863	1.603
6	1.871	1.871	*1.416	*1.553

無印 対称モード *印 逆対称モード

4. 補剛桁の有効幅

本橋補剛桁の上下フランジ有効幅は、最大曲げモーメントの生ずるℓ/4点の部材に着目した影響線の正領域を等価支間長として、道示8・3・4により算出し、その結果全幅有効となった。

しかしながら、本補剛桁のように多室偏平な箱桁においては、中井等³⁾が報告しているように、偏平多室箱桁全体としてのシアラグと、各セルを単一の箱断面と考えた場合のシアラグの双方が作用する。このため、前記有効幅を検証する目的で、FSMによる解析を行った。

本解析では、フランジ、ウェブ、縦リブ、縦桁を断面に考慮し、要素分割を行なった。また、中間ダイアフラムは十分に剛であると考え、断面変形は考慮してない。

荷重は、上記有効幅を算出する際着目した部材の曲げモーメントが最大となる様な荷重配置と、その状態での吊橋系のハンガー張力とを同時載荷し(図-8)、フランジの応力分布を求めた(図-9、10)。

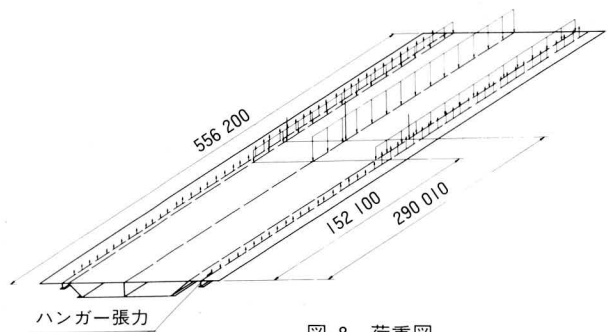


図-8 荷重図

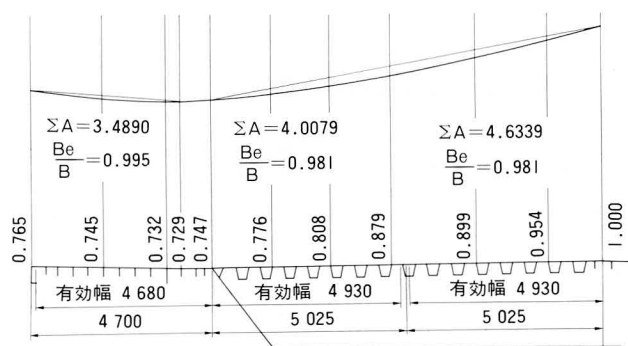


図-9 上フランジ応力分布(節点36)

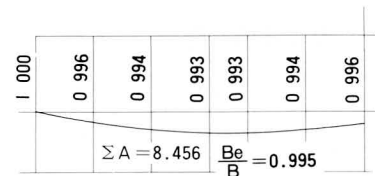


図-10 下フランジ応力分布(節点21)

この応力分布からフランジ有効率 Be/B は、上フランジで0.981、下フランジで0.995となり、本橋の場合、全幅有効と考えても差しつかえないと考えられる。

断面計算は、上記結果により全断面有効（縦リブ、縦桁、中央隔板を含む）として曲げ応力度を求めた。せん断力ねじりモーメントは、せん断流理論により算出した。

また、斜ウェブ、下フランジの補剛材は、面内面外の荷重に対してプレートガードとしての腹板及び圧縮を受ける補剛板として設計した。

表-4 応力計算(完成時)

		断面力	応力度	備考
面内 曲げ 最大点	曲げ	$M_{y\ max} = 5145t \cdot m$	$\sigma_u = -600\ kg/cm^2$ $\sigma_l = 982 \text{ ''}$	支間1/4点 *はパネル間の付加モーメント含む
	死荷重せん断	$S_d = 86t$	$\tau_d = 133 \text{ ''}$	
	活荷重せん断	$S_z = 134t$	$\tau_z = 207 \text{ ''}$	
	ねじりせん断	$T = 2025t \cdot m$	$\tau_s = 261 \text{ ''}$	
	合計せん断	—	$\sum \tau = 601 \text{ ''}$	
面内 曲げ 最小点	曲げ	$M_{y\ min} = -3065t \cdot m$	$\sigma_u = 357\ kg/cm^2$ $\sigma_l = -585 \text{ ''}$	支間1/4点
	死荷重せん断	$S_d = 86t$	$\tau_d = 133 \text{ ''}$	
	活荷重せん断	$S_z = 134t$	$\tau_z = 207 \text{ ''}$	
	ねじりせん断	$T = 2025t \cdot m$	$\tau_s = 261 \text{ ''}$	
	合計せん断	—	$\sum \tau = 601 \text{ ''}$	
面外 曲げ 最大点	曲げ	$M_{z\ max} = 33701tm$	$\sigma_u = -440\ kg/cm^2$ $\sigma_l = 440 \text{ ''}$	支間1/2点
	死荷重せん断	$S_d = 86t$	$\tau_d = 89 \text{ ''}$	
	活荷重せん断	—	—	
	ねじりせん断	—	—	
	合計せん断	—	$\sum \tau = 89 \text{ ''}$	

5. ハンガー定着ブラケットの構造

本橋のハンガーの定着は、箱桁本体より離れたブラケット部で行われている。この様な構造は諸外国でも箱桁形式の吊橋ではみられずウェブ直近で定着されている例が多い。本橋のような形式の特徴は定着構造が容易であり箱幅を小さく出来ることにある。但し、ハンガー軸力はブラケットを介して主桁に伝わることになりその結合部分の力の流れが複雑となる。基本設計では、このことから薄肉立体モデルでFEMにより検討しブラケット断面を照査している。しかしながら、

① 局部的に応力集中がみられ、また主桁作用との二軸応力状態になっている。

② この部分は多くの部材が集中してくるため溶接等による残留応力が懸念される。

これらの理由により、この交差部の構造詳細の決定および溶接施工性の確認の目的で実橋大の試験桁を製作し大型試験機による疲労試験を行った。

また、疲労試験と併行して試験体モデルおよび実橋モデルでのFEM解析も行った。疲労試験結果より疲労寿命曲線を作成し許容応力を求め又実橋に合わせるため、FEM解析結果での応力度から疲労許容応力度を求めた。

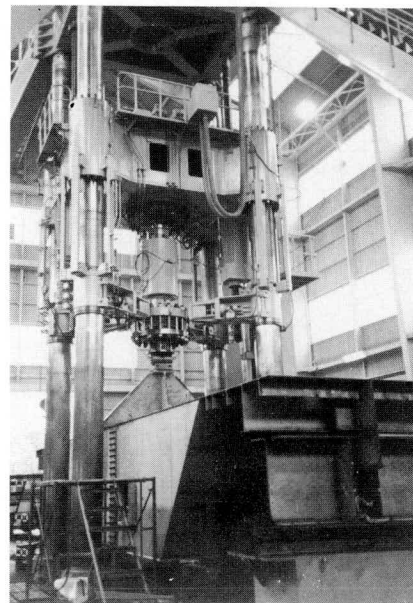


写真-1 ブラケット部疲労試験

その結果、ハンガー下フランジ交差部は疲労設計上安全であると評価できるものの、この部分は補剛桁で最も重要な部分であり断面急変による応力集中は残ることからブラケット形状を変更しブラケット下フランジを主桁下フランジに合わせることにした。

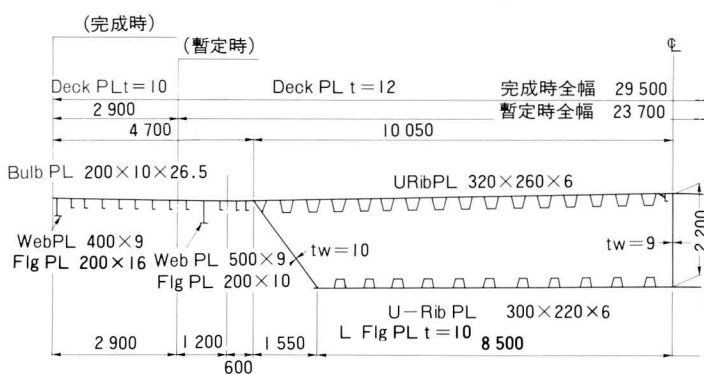
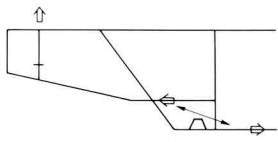
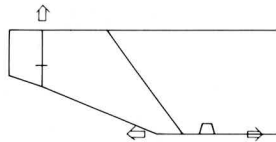


図-11 断面構成



ブラケット下フランジの応力がダイヤフラムを通して補剛桁下フランジに伝達される。

基本設計の構造



ブラケット下フランジの応力が、直接補剛桁下フランジに伝達される。

詳細設計の構造

図-12 ブラケットの変更

なお、下フランジトラフスカーラップの応力集中は避けられないことからウェブ付根より2本はダイヤフラムを優先しトラフを切ることにした。

また、上フランジトラフは、ブラケット形状を変更したことにより応力集中が緩和されトラフを貫通することが出来た。

次にFEM解析で検討した結果の一部を以下に示す。

(a) ブラケット形状の構造比較

- 1) トラフリブ切抜き上側の主応力は、大きく改善されている。(図-13、14中の□部)
- 2) ダイヤフラムと下フランジ連結部の主応力、最大せん断力は、同程度であり改善されていない。
- 3) 下フランジに生じていた板曲げ応力度も変わらないと判断される。

(b) 下フランジトラフの応力度の比較

全ての縦リブを貫通させた場合と2本の縦リブについて

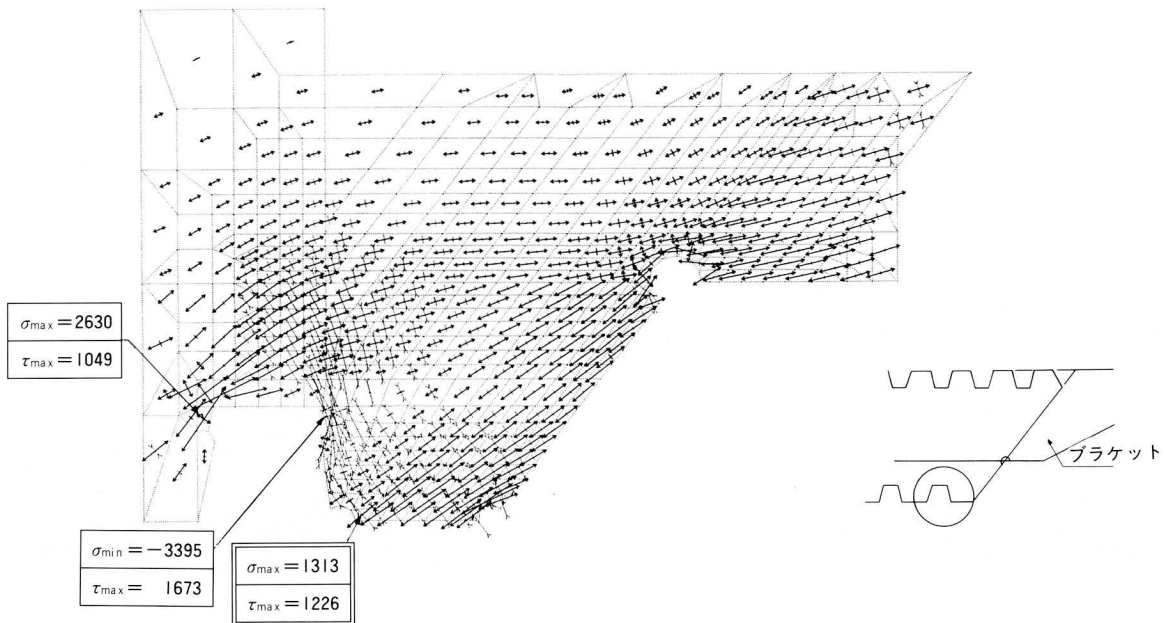


図-13 基本設計の主応力

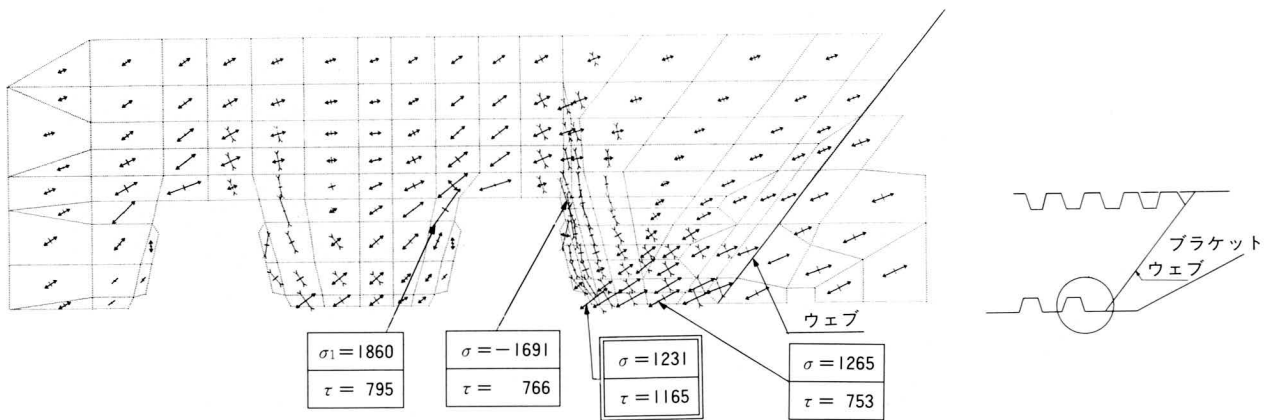
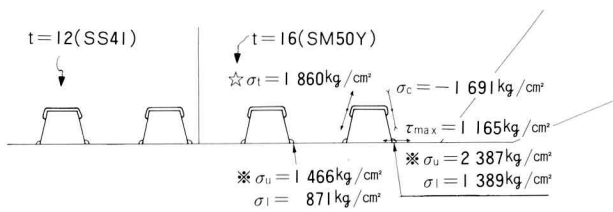


図-14 詳細設計の主応力

1) 全て縦リブを貫通した場合



2) 縦リブ2つ分ダイヤフラムを貫通した場合

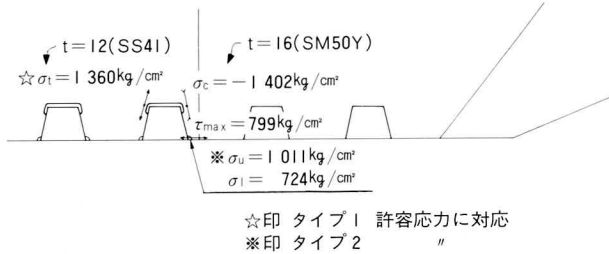


図-15 トラススカーラップ付近の発生応力比較

ではダイヤフラムを貫通させた場合の下フランジトラスの応力度の違いについて、図-15に示す。図中2)項の場合許容応力を満足する。

6. センタースティ

一般的な吊橋の橋軸方向の変位による抵抗力(復元力)は、ハンガーとタワーリンクの傾斜による水平成分の力だけである。この為、長大橋ではスティを付けることにより実用上問題ない変位としている。本橋は、美観上タワーリンクの代わりに鉛直沓を使用している。さらに本橋の補剛桁は非常に撓み易いことから常時荷重による変位が大きい。よってスティは、比較的重要な構造部分となる。

センタースティに入る張力は、常時荷重が他橋(補剛トラスを持つ吊橋)に比べハイレベルとなり、反面風荷重はこれを下廻る結果になっている。

そこで常時荷重に対して大きなセンタースティを必要とするが、これが災いして地震時に大きな応力を発生する。又地震時にも耐えるスティにするとセンターバンド長が627mmとなりスティケーブル比 $\alpha=627/46=13.6$ にもなる(通常この値は5~8倍程度としている)。

そこでスティに破断部を設けることにより暴風時には破断せず地震時に破断する構造とした。この時安全率が問題となるがこれは、表-5に示す値とした。又スティの滑り安全率は、スティ切断荷重に対して滑動しないものとし、常時 $\nu=3.0$ 、暴風時 $\nu=2.0$ 、地震時 $\nu=1.5$ と設定した。

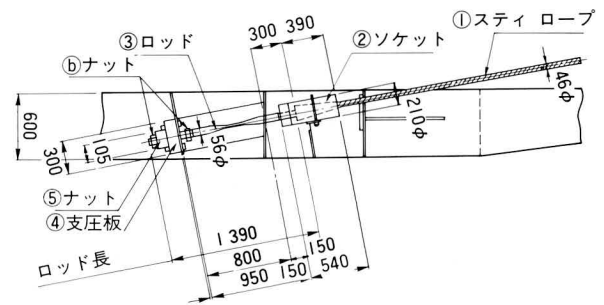


図-16 碇着構造

表-5 スティローブおよび破断部の安全率

部材	荷重状態	安全率		
		記号	許容値	計算値
スティローブ	常時	ν_B	3.0	5.36
		ν_r		4.42
	風時	ν_B	2.0	2.76
		ν_r		2.27
	地震時	ν_B	1.3	1.37
		ν_r	1.0	1.12
破断ロッド	常時	ν_B	2.0	3.93
		ν_r		3.52
	風時	ν_B	1.5	2.02
		ν_r		1.81
	地震時	ν_B	<1.0	0.78
		ν_r	<1.0	0.70

ν_B : 破断に対する安全率
 ν_r : 降伏に対する安全率

表-6 橋軸方向変位量

(単位: mm)

	スティあり	スティなし
活荷重	368	438
風荷重	66	299
地震荷重	164	338

センタースティの効果を表-6に示す。表の如く橋軸方向最大変位は地震時(スティなし)より常時(常時)決まっている。

スティ碇着の設計は、慣用計算の外に三次元FEM解析を行い、計算の妥当性を確認した。

7. 耐風安定性

本橋において詳細設計に先立ち数種の風洞実験が行なわれ、箱桁完成時断面、暫定時断面とも自励振動につい

ては安定しているが、高い迎角の風に対し20m以下の風で渦励振がみられた。これは応力的にも使用性にも支障がなく、又実態としても渦励振の生ずる可能性は低いとされた。しかしこれらは、部分模型による風洞実験の結果であり、架設系については全橋模型による確認が必要と考えられ、詳細設計において架設途中の3段階（架設長で22%、54%、90%）と閉合時、すなわち暫定時断面の完成時について風洞実験を行った。その結果どの段階においても自励振動は発生しなかった。又後期段階では、部分模型の時の実験と同じく低風速で渦励振は生じたが、これも同じ理由で耐風安定性は十分であると考えた。

8. あとがき

以上、大島大橋の補剛桁についてその概要を報告した。補剛桁に箱桁を用いる構造は、その実例も少なく改良出来る余地があると思われ、吊橋の補剛桁に箱桁を使用する特徴を列挙して今後この構造が増えることを期待したい。

- 1) 桁高が低いと、非常に繊細かつ軽快な印象を与える。

- 2) 曝露面積が小さいため、風荷重により断面が決定されない。
- 3) 補剛桁は、版としての解析も必要がある。
- 4) 単純な構造のためメンテナンスが容易である。
- 5) 薄肉構造となるため、溶接によるひずみ等を十分に考慮し設計製作及び架設をする必要がある。
- 6) 添加物が箱桁内に入るため、十分にその配置、位置等を考慮し、ダイヤフラム等の開口を考え設計する必要がある。

終りに本設計に当り本州四国連絡橋公団今治工事事務所並びに大島大橋補剛桁製作宮地・横河共同企業体及び関係各位に多大のご援助戴いた。ここに付記して深甚なる感謝の意を表する次第である。

<参考文献>

- 1) 中井、田井戸、林；偏平多室箱桁のシャラグ解析と有効幅の一算定法、土木学会論文報告集、昭和58年12月
- 2) 谷中、福井他；本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の設計、橋梁と基礎Vol.21、No.10、昭和62年10月

グラビア写真説明

南浦和跨線橋

本工事は、東京外郭環状道路の東北本線、京浜東北線の跨線部に自動車専用道及び一般国道298号線の各上下線桁4連を架設するものである。

架設工法は、初めに専用道下り線桁を手延機による送り出し工法にて架設し、次にその桁上を組立ヤードとして、残り3連を縦取り組立後横取工法で架設を行った。

写真は専用道下り線桁の手延送り出し中のものであり、3主桁桁約900tを150m送り出した。作業に際しては全送り出し期間にわたって、パソコンを利用した集中計測システムにより、送り出し反力及びベント支持杭の沈下量の管理を行った。(菅井)