◀ 資 料 ▶

海上大型橋梁と溶接

Large Scale Bridge Over Straites
and Welding

長大橋梁と材料および溶接上の問題点について*

奥 村 敏 恵*

Recent Status of Materials and Welding for Long Span Bridge*

by Toshie Okumura**

1. は し が き

最近の構造物は社会的要請より大型化，長大化の傾向にあるが，その典型的な一例として本州四国連絡橋をはじめとした一連の長大橋梁の建設があげられる．特に本州四国連絡橋については7月1日より正式に本州四国連絡橋公団が発足し，本格的にその架橋活動をはじめようとしている．なお土木学会に設けられた本州四国連絡橋梁技術調査委員会では約4年間にわたってその橋梁地点に関連した架橋上の技術的諸問題について比較検討し，一応の結果を昭和40年5月に発表しており，その後日本道路公団および日本鉄道建設公団においてさらにその技術的問題解決のための調査研究および現地における調査をおこなっており，その調査結果の一部がまとめられ，本州四国連絡橋公団に引きつがれて具体的活動に移ろうとしている．

戦後わが国の名ばしい長大橋は，1955年に完成した支間216mの上路式トラスリブ固定アーチ西海橋にはじまり，主径間367mの吊橋若戸大橋，101m+300m+101mの連橋トラス天門橋を含めた天草五橋，85m+215m+85mの斜張橋尾道大橋，51m+217m+51mの3径間連続セルフアンカーアーチ神戸大橋などが建設され，現在主径間712mの吊橋関門橋および235m+530

m+235mのカンチレバートラス南港大橋が建設されようとしている．これらは今後建設される長大支間の橋梁の技術開発の先導者的役割を果たすものと考えられる．

さてこれらの長大橋梁は日本の上述の例でわかるように吊橋，カンチレバートラス橋，アーチ橋，連続トラス橋があげられる．その主要なものの例を表一1および図一1(a)，(b)，(c)にあげられる．図一1(a)のカンチレバートラス橋の内フォース橋は19世紀の末に建設されたものであり，主要部材は円形断面が採用され，約51,000tの平炉鋼が使用され，鋼橋の歴史の第1頁を飾る偉業を示すものといえる．なお表一2はスタイマンの研究による吊橋とカンチレバートラス橋の経済限界支間長を示す．この計算は降伏点36kg/mm²の鋼材を基準にしたものである．最近開発された高降伏点鋼材を使用することを前提とすると，幾分の修正が必要であるが，経済的な面より見ると，500m～600m位を限界として吊橋が，長大橋梁の代表的形式となる．唯わが国のように地震に対する考慮が問題となり，その動的挙動を対象にして吟味する場合，および鉄道道路併用橋でその荷重の疲労効果を考慮する場合には，この限界支間附近では積極的にゲルバートラス橋を採用するためのより詳細なつめを必要とするであろう．また吊橋のアンカレッジ下部構造は大きな水平力を受けるので，じゅう分に堅固な基礎をつくるのが不可能な地点では，吊橋の採用が問題となる．この場合カンチレバートラス橋または斜張橋が最適な構造形となる．後者は前者より経済的にはなるが，後

* 原稿受付 昭和45年7月17日

** 正 員 東京大学工学部 Member, Faculty of Engineering,
Tokyo University

表-1 世界 の 最 大 支 間 橋

(1965年 3 月現在)

種 類	順 位	橋 名	架 設 年*	国 名	支 間** (m)	用 重***
吊 橋	1	Verrazano Narrows	1964	ア メ リ カ	1298	道 路
	2	Golden Gate	1937	ア メ リ カ	1280	道 路
	3	Mackinac Straits	1957	ア メ リ カ	1158	道 路
	4	George Washington	1931	ア メ リ カ	1037	道 路
	5	Tagus River	(1967)	ポ ル ト ガ ル	1013	道路(鉄道)
	6	Forth Road	1964	イ ギ リ ス	1006	道 路
	7	Severn	(1966)	イ ギ リ ス	985	道 路
	8	Tacoma Narrows	1949	ア メ リ カ	857	道 路
	9	San Francisco-Oakland Bay	1936	ア メ リ カ	704	道 路
	10	Bronx-Whitstone	1939	ア メ リ カ	701	道 路
カ ン チ レ パ ー 橋	1	Quebec	1917	カ ナ ダ	548	鉄 道
	2	Firth of Forth	1884	イ ギ リ ス	518	鉄 道
	3	New Orleans	1958	ア メ リ カ	480	道 路
	4	Howrah	1943	イ ン ド	457	道 路
	5	San Francisco-Oakland Bay	1936	ア メ リ カ	427	道 路
(c) ア ー チ 橋	鋼	Bayonne (Kill van Kull)	1931	ア メ リ カ	504	道 路
		Sydney Harbour	1932	オーストラリア	503	道路・鉄道
		Birchenough	1935	南ローデシア	329	鉄 道
		Bridge over the River Mersey	(--)	ア メ リ カ	325	道 路
		Hell Gate	1917	ア メ リ カ	298	鉄 道
	コ リ ン ク ト	Sydney	1962	オーストラリア	300	道 路
		International Bridge Brazil-Paraguay	1964	パラグアイ	290	道 路
		Arrábida	1963	ポ ル ト ガ ル	270	道 路
	連 続 ト ラ ス 橋	Dubuque	1943	ア メ リ カ	257	道 路
		Earle C. Clements	1944	ア メ リ カ	252	道 路
		St. Louis Country	1956	ア メ リ カ	246	道 路

注 1. * 括弧内は竣工予定年を示す

** 吊橋、カンチレバー橋および連続トラス橋は中央径間長を示す

*** 括弧内は将来計画を示す

注 2. 1) 世界の橋：森北出版，1964

2) Brücken mit grossen Spannweiten : D.B. Steinman, Heft I, Stahlbau, 1959

3) 上部構造専門部会 資料 No. 48

注 3. その後 (a) では Bosphorus 1972 トルコ 1,079 m
 (b) では Delaware 1971 アメリカ 501 m
 (c) では Portmann 1964 カナダ 366 m
 Thatcher 1962 パナマ 344 m
 (d) では Astoria 1966 アメリカ 376 m
 } などを追加すべきである

表-2 吊橋とカンチレバートラス橋の経済支間長

	吊 橋	カンチレバートラス橋
理論上の極限支間長*	14,700 ft (4,481 m)	5,600 ft (1,707 m)
最大実用支間長**	4,900 ft (1,494 m)	3,060 ft (933 m)
経済上の最大支間長***	3,170 ft (966 m)	2,700 ft (823 m)
吊橋とカンチレバー橋の経済性が同一になる支間長		1,670 ft (509 m)

* 吊橋の場合にケーブル断面積が無限大となる条件で求めカンチレバートラス橋の場合には、鋼重が無限大となる条件で求めた

** 吊橋の場合にはケーブル重量 20,000 lbs/ft, 活荷重 10,000 lbs/ft の条件で求めカンチレバートラス橋の場合には最大弦材面積を 3,000 m² とした

*** 利子 5% で建設資金を借入れ、これを 30 年間に交通料金から返還できる条取で求めた

者に対しては耐風安定性に対しじゅう分な考慮を払う必要がある。南港大橋では図-2 に示す 3 つの形式の橋梁が設計の初期において検討された結果、使用鋼材量はカンチレバートラス約 32,600 t、アーチ 38,000 t 斜張橋約 27,600 t の比になっている*。この結果斜張橋が下部

* 吊橋では約 24,000 t となっているが、下部構造に巨大な費用を要し、検討外となっている。

構造を含めた経済的見地より見ると有利の結果が出ているが、架設技術上および耐風安定性より今後の検討を要する点が多いため採用するに到らなかった。

なお本州四国連絡橋についても事前調査が行なわれているが、これらの比較設計の結果、表-3 に上部工使用鋼材量、表-4 に橋梁部の資材および現場就労延人員の予想量を示す。ここに A ルートは明石一鳴門、D ルート

図-1(a) カンチレバー橋

図-1(b) 吊 橋

図-1(c) アーチ橋

は下津井一坂出，Eルートは尾道—今治間のルートを示したものである。

なおこれらの橋梁の内代表的なものについて，その大きさと，資材の使用状態を比較して示したものが図-3

である。東京タワーおよび霞ヶ関ビルと比較すると，その規模の大きさがわかるであろう。

2. 吊橋とその使用鋼材

吊橋の主要部分では下部構造ではタワー・ピア，アンカレッジ下部構造，上部構造ではタワー，ケーブル，吊構造があげられる。これらの構造部分の使用鋼材量の割合は，その規模によっていくらかの相異があるが，タワー，ケーブル，吊構造では大体1:2:2位の割合となる。

吊橋を説明するに，現在の世界最長の吊橋ベラザノ＝ナロウズ橋について述べればその大要がわかるであろう。この主要諸元は表-5に示すものである。残念ながらアメリカの特殊事情から溶接構造を採用してはいないが，アメリカにおいても今後の吊橋は溶接構造を大幅にとり入れることが言われている。この大きな特徴は動的風荷重に対する安定性を増すため，図-4に示すよう吊構造の両側のトラスが剛なクロスフレームと上下ラテラルによって二重橋床を形成し，振り剛性の高い構造になっている点であり，橋床部にはグレーティングやスロッ

表-3 上 部 工 使 用 鋼 材

区 分	橋 梁 延 長 (m)			吊橋タワー	吊橋ケーブル類	補剛トラス 他型式主桁	縦 桁	床 版	そ の 他	鋼材合計
	吊 橋	そ の 他	計							
Aルート	7,005	760	7,765	46,000 ^t	59,000 ^t	36,000 ^t	24,000 ^t	8,000 ^t	15,000 ^t	188,000 ^t
Dルート	4,918	5,615	10,533	33,000	36,000	60,000	30,000	12,000	14,000	185,000
Eルート	8,235	3,571	11,806	51,000	49,000	61,000	32,000	15,000	21,000	229,000

図-2(a) カンチレバートラス橋のプロポーション

図-2(b) アーチ橋のプロポーション

図-2(c) 斜張橋のプロポーション

表-4 資材及び現場就労延人員 (橋梁部)

資 材		鋼 材 (t)			コンクリート (m ³)			現場就労延人員 (人)		
ル ー ト 別		Aルート	Dルート	Eルート	Aルート	Dルート	Eルート	Aルート	Dルート	Eルート
上 部 工	吊 橋	182,800	123,800	189,600	19,800	13,700	23,000	517,500	341,900	575,400
	そ の 他	2,400	61,400	39,700	2,400	26,100	15,600	27,300	289,000	179,100
	計	185,200	185,200	229,300	22,200	39,800	38,600	544,800	630,900	754,500
下 部 工	吊 橋	131,500	75,000	73,600	871,700	555,800	620,000	1,629,400	897,800	1,175,900
	そ の 他	5,200	37,500	13,100	39,500	334,800	183,100	101,800	938,200	429,700
	計	136,700	112,500	86,700	911,200	890,600	813,100	1,731,200	1,836,000	1,605,600
準備工・仮設工等		97,700	80,700	77,400	164,300	207,400	253,000	2,535,300	1,506,300	1,720,300
合 計		419,600	378,400	393,400	1,097,700	1,137,800	1,094,700	4,811,300	3,973,200	4,080,400

トを設けていない点である。なおこのようなトラス形式の吊構造に対比すべきものとしては、図-5(b)に示すようなセバーン橋で採用された箱形断面形式である。いずれも耐風安定性を増す手段として構造的には振り剛性を高めている所に一つの重点をおいていることである。これは吊橋が溶接構造に移行することを示唆するものであり、一方対振動性より見て、疲労強度を低下させない構造材料および継手構造に対する検討が必要なることを示唆するものと考えられる。なお床版は図-6に示される特殊グリッドで補強したものが用いられ、また現場継手部

には溶接が採用されている。できるだけ重量の少なく、高い疲労強度が期待されるブロック工法による構造の開発が要望されている。タワーは図 7 に示すよう構造であり、その一基の鋼重が 25,000 t である。これは例えば関門橋で使用される全鋼重 28,000 t (内タワー一基 2,910 t—SM 53 がその主要部分を示す) であることと比較すると、その主径間により使用鋼材がどの程度増えてくるかを知る一つの手がかりを与えるものと見てほしい。なおこのペラザノニナロウス橋のタワーの全鋼重 5 万 t 中約 30% が ASTMA-7、約 70% が ASTMA-440、

東京タワー

鋼材 3,600 t

観音閣ビル

鋼材 22,500 t
コンクリート 55,000 m³

図-3(a)

明石海峡主橋脚

鋼材 34,900 t
コンクリート 90,300 m³
支持枠鋼材 10,200 t

<図4>本州四国連絡橋の規模概念図

明石海峡アンカレッジ

鋼材 29,600 t
コンクリート 208,600 m³
支持枠鋼材 12,400 t

図-3(b)

備讃瀬戸主橋脚

鋼材 14,100 t
コンクリート 44,400 m³
支持枠鋼材 8,900 t

備讃瀬戸アンカレッジ

鋼材 26,800 t
コンクリート 177,800 m³
支持枠鋼材 4,600 t

図-3(c)

図中寸法単位：m

奈島海峡主橋脚

鋼材 9,100 t
コンクリート 22,300 m³
支持枠鋼材 4,100 t

伯方～大島間アンカレッジ

鋼材 7,400 t
コンクリート 57,100 m³
支持枠鋼材 2,200 t

図-3(d)

図-4 補剛トラスと横トラスの結合

(関門橋では約 100 t) を使用している。

なおセバーン橋では図-8に示すようなきわめて簡単な断面で降伏点 36 kg/mm^2 の鋼材，鋼板の最大厚さ 1 in で溶接とボルト結合の混用によってきわめて美しい軽快な構造に成功していることは注目値する。なお本州四国連絡橋について試算設計がおこなわれているが，これらの検討結果によると，タワーの特にその下半部では，地震によりその設計断面が決定されることが報告されている。このことはタワーの下部ではできるだけ強度の高い鋼を利用することが有利であることを示すものであり，今後この面よりの検討が必要であるといえる。

なおタワーに関連した問題として，タワーの上にのせるサドルが問題となる。ペラザノ＝ナロフス橋ではその材質として ASTM A 148-58, Grade 80-50 で，これをノルマライズ，テンパーしたものを使用し，各タワーの

A-441 等の低合金高力鋼を使用しており，現場継手のために摩擦接合高力ボルトとして ASTM-A325 を 2,040 t

図—8 セバーン橋タワー構造図

表—6 南港大橋 (カンケレパートラス—Kトラス) の使用鋼材 (試算設計の一例による)

(単位 t)

	SS 41	SM 50	SM 53 SM 50 Y	SM 58	70キロ鋼	80キロ鋼	SCA 2 SC 46	計
鋼床版床組高欄	7,047 (3,523)		1,833 (918)	1,731 (377)				10,614 (4,818)
主 構 ト ラ ス	4,372	2,621	1,214	1,610	5,716	1,521		17,054
塔		273	264	1,175				1,712
横 構	2,340	331						2,671
各 付 属 品	50						468	518
計	13,809	3,225	3,314	4,516	5,716	1,521	468	32,569 (4,818)

図-9 ベラザノナロス橋のタワー上サドル

表-7 架設地点を考慮しての特徴比較表

形式	利 点	欠 点	問 題 点	鋼材重量	備 考
1 ゲルバー トラス	1. 実額がない 2. 他の形式に比し、不等洗下に有利 3. アーチ吊橋に比し、基礎工が有利 4. 架設時の安定性が他形式に比し大で、航路等への障害を容易に少なくすることができる 5. 耐風性、耐震性 良	1. 所要鋼材が多い 2. ブロック重量が大きくなり、架設法が左右される 3. 走行性が劣る（トラス部材、伸縮継手） 4. 美観劣る	1. 架設法に適したヒンジ構造の検討 2. 四本柱の場合、外的に不穩定で、不等洗下の検討必要	約32,600トン	トラス組を検討して美観と機能的に優れた形状を考える必要がある
2 アーチ	1. 完成後の耐風、耐震圧良 2. 走行性良（伸縮継手少、トラス部材はゲルバーより少い） 3. 美観良	1. 実額少い 2. 不等洗下の影響大 3. 水平力の処理→基礎工に不利 4. 架設時の安定性に乏しい 5. 架設が困難（タワー）	1. 有限変位理論による応力検討 2. 架設時の耐風安定性	約38,000トン	種々アーチの種類はあるが、現地の地盤を考えると図示のようなタイドアーチしか考えられない
3 斜張橋	1. 所要鋼材が少い 2. 吊橋、アーチに比し基礎工やム有利 3. 走行性良 4. 美観良	1. 実額なし（最大支間） 2. 架設時の安定性に乏しい 3. 架設の手間多い（ザイルヤンパー） 4. ザイルの弾性係数の変動が大	1. 有限変位理論による応力検討 2. 架設時の耐風安定性 3. ケーブルとケーブルアンカー構造の検討（ヤング係数、疲労強度）	約27,600トン	各種の構造系は考えられるが、特に架設が容易になるような構造系を2,3選定して検討して見る必要がある
4 吊 橋	1. 実額が多い 2. 所要鋼材が少い 3. 架設が比較的容易 4. 走行性良 3. 美観良	1. 水平力の処理（アンカレッジ）→基礎工への影響大 2. 港区側のアンカーの位置及び形状用地	1. 軟弱地盤におけるアンカールック（特に耐震） 2. 架設時の耐風安定性	約24,000トン	下部について検討の要あり

われたことは¹⁾耳新しい事実である。多くの橋梁構造では、できるだけ拘束度の低い所に溶接を用いるように留意されており、特殊の場合を除けば通常拘束度 250 kg/mm 位を標準に考えればじゅう分安全と考えられる。ま

た工場溶接が主体となるのでその管理もじゅう分行ない得る特徴を持つ。ただし後で示すような南港大橋の設計途次に検討されている断面のように箱形断面で適当な間隔にダイヤフラムをとりつける場合、そのダイヤフラム

図-10 (a) 長大カンチレバー
トラス単位鋼重グ
ラフ

図-10(c) 長大アーチ単位鋼重グラフ

図一10 (c) 斜張橋単位鋼重グラフ

との溶接および内側のリブの溶接はせまい閉鎖された空間内の溶接のため予熱条件次第ではその溶接施工が困難となり、その施工にある制限条件がつく問題がのこり、この面よりの検討が希望されている。

第2の問題は特に鋼床板構造に関連したものであるが、現在では現場で突合せ溶接を行なう方向にある。隅田川を横断する高速道路専用の橋梁の場合には、その鋼床板に相当するデッキプレートは空間で立体的の曲面を持っており、道路線形の立場より、デッキプレートの形状に高い精度を持つよう要求されているのでデッキプレートの現場溶接の収縮変形の影響を小さくするように、溶接方法、溶接順序などに関し、正しい管理が要求された。片面溶接法の進歩はこの条件に対する一つの解決手段を与えている。なおわが国にとっては長大橋梁に関し、溶接技術上今後、解決しておくべき問題であるが、前述の

図一10 (d) 吊橋単位鋼重グラフ

セバン橋のような流線形箱形断面の各ブロック端面の現場突合せ溶接である。セバン橋では一ブロック全長 60 ft. その重量 130 ton (英) を互に溶接し、主径間 3,240 ft. 側径間 1,000 ft. のものをつくったわけである。いかに多くのブロックが空間に並べられて溶接されたことかを想像してほしい。なおこの吊橋の吊構造の下面は水面上 120 ft. である。このように水面上 40 m ~ 60 m の高い個所で、ハンガーで吊られた状態で現場溶接をし、所定の形状におさめることが要求されることを述べておこう。

第三に問題となるのは箱形断面部材の4隅の綴り合せ溶接である。表一8は南港大橋の設計に使用される断面形状の比較試案であり、図一11は格点附近の構造の概要を示す。いずれにしろ箱形断面の4隅の溶接が問題となる。この場合この4隅の溶接部は、死荷重および活荷重により部材を生ずる応力またはひずみを受けても、各材片相互にずれを生じないで、部材断面が形状変化をともなわないで一体として抵抗できればよいわけである。幸なことにこの部分では剪断応力はほとんど0と考えてよい。ただ比較的剛性の大きい断面に、脚長の小さな隅肉溶接を用いることは不安であるので、できるならば、板厚を完全にとかした溶接が望ましい。この場合使用鋼板の強度よりいく分低目の強度であるが伸び能力のすぐれた溶接金属を用いることも検討してよい問題であろう。特にこの場合外側より片側溶接することを主体として考えることが望まれると思われるが、特に80キロ鋼の場合には横わりの問題、および溶接後の部材全体としてのひずみ——これをできるだけ小さくすることが望まれる

図一11 格点附近の部材の構成

が、座屈より見ると、部材全長の少くとも 1/1000 以下の初期たわみでおさえたい——およびそのひずみ直しの問題が生じてくる。

いずれにしろ 50 mm 厚の80キロ鋼の使用は、その固有の材料および溶接上の問題がある。特にボンド部の脆化をできるだけ小さくし、脆性破壊の発生点とならないための工夫が望まれ、この場合ユニオンメルト法を採用する場合には最大入熱量の決定、および横われ防止の問題が残っている。この他 MIG 溶接その他新しい溶接法の開発も望まれる。一方圧縮材の座屈特に部材構成の板部分(リブがついたもの)の局部座屈に対する検討、特にそのリブの配置および溶接量に関係した溶接残留応力、および溶接変形の影響などもじゅう分吟味しておく必要がある。これらの問題に対し、現在昭和48年度末完成を目標として、理論的、実験的立場より検討を行なっ

表—8 主要断面構成比較表

() 内は添接部断面を示す。

		A	B	C	D	隅肉溶接の概要
上弦材	中間支点上					
	吊スパン中央					
鉛直材	最大断面					
	斜					
下弦材	中間支点上					
	吊スパン中央					
備考		1. リブ付口の字型を基本、板厚制限 50 mm 以下とし、1 枚板で断面構成。 2. リブの剛度は全体座屈で決め、強度断面に算入。	1. リブは日の字型を基本、板厚制限 50 mm 以下とし、1 枚板で断面構成。 2. リブの剛度は DIN 4114 (4*) にて決め、日の字型部分については強度断面に算入せず	1. リブなし日の字型を基本とし板厚 50 mm を超える分はサイドプレートとして 2 枚重ねとする。 2. サイドプレートは HT ボルトで綴じる。	1. 一部リブ付口の字型を基本とし板厚 50 mm を超える分はサイドプレートとして 2 枚重ねとする。 2. サイドプレートは HT ボルトで綴じる。	

ている。このような研究成果および新しい鋼材および溶接に関係した技術の開発は今後相續いて施工される本州四国連絡橋に対し、重要な役割を果すものと期待している。多くの人の関心と示唆をお願いするしだいである。

参 考 文 献

- 1) 木原 博, 稀垣道夫, 堀川一夫, 栗山良員: 50 kg/mm² 級高張力鋼すみ肉溶接部の割れについて, 溶接学会誌, 1970, Vol. 39, No. 3
- 2) 南港連絡橋技術委員会資料
- 3) 小西一郎: アメリカの最近の吊橋, カラム 28
- 4) 相良正次: 本田連絡橋架橋計画, カラム 28
- 5) 奥村敏恵: 長大橋とその使用鋼材について, 鉄と鋼, 第 53 年第 2 号