

土木学会第96回通常総会
特別講演

橋梁技術半世紀の歩み



おおつか ひさのり

大塚 久哲

(九州大学大学院教授/土木学会副会長)

平成22年5月28日

ホテルメトロポリタンエドモント

橋梁技術半世紀の歩み

大塚 久哲

(九州大学大学院 教授/土木学会 副会長)

1. はじめに

今から半世紀前といえば、昭和 30 年代のこととなるが、その頃の長大橋は離島・半島が多い九州で多く架設されていた。昭和 30 年(1955 年)には、上路式鋼ブレースドリブ固定アーチ橋である西海橋が、建設当時東洋一である橋長 316m, 支間長 267mの雄姿を大村湾の北に位置する針尾瀬戸に現した(写真 - 1.1)。



写真 - 1.1 針尾瀬戸に架かる西海橋

その7年後昭和 37 年(1962 年)に若戸大橋が橋長 627m, 支間長 367mの東洋一の吊り橋として北九州市の洞海湾に出現した。海面からの高さが 42m というので、傍から見上げるとそそり立つアンカレッジを異様に感じたことを覚えている(写真 - 1.2)。



写真 - 1.2 洞海湾に架かる若戸大橋

昭和 39 年(1964 年)の東京オリンピック開催(同年に新潟地震発生)昭和 40 年の名神高速道路全線開通と前後して、九州では昭和 41 年(1966 年)に天草五橋が完成した。熊本県本土と天草を結ぶ五つの橋は、一号橋の連続トラス橋(天門橋・橋長 502m)を始めとする,ランガートラス橋(橋長 249m), PC ラーメン橋 2 橋(橋長 361mと 516m), 上路式パイプアーチ橋(橋長 178m)か



写真 - 1.3 天草 1 号橋(天門橋)

らなる、当時の架橋技術の粋を集めた5つの離島架橋である。

現在、天草1号橋(写真-1.3)の北側に地域高規格道路「熊本天草幹線道路」が熊本県により企画されており、詳細設計が平成21年度(2009年度)に終了したところである。著者はその技術検討委員会の委員長を務める機会を得たので、主にその時の経験をもとに、半世紀における橋梁技術の歩みを俯瞰したい。

2. 現天門橋の特徴

当初案は中央径間150m、橋長371mの5径間鋼連続トラス橋であったが、最終的に図2.1に見られるような中央径間300m、橋長502mの3径間鋼連続トラス橋となった。RCラーメン橋脚は陸上部に設けられており、橋脚上の支点条件は可動である。天草側の橋台は固定、本土側の橋台は可動となっている。当時の設計水平震度は0.15、鉛直震度は0.10であり、橋脚はRC巻き付け工法により、既に耐震補強が行われている。

橋台の支承構造は側径間側が短いために生じるアップリフトに対処するためアイバーを挿入する形となっている。トラス部材の一部は風荷重で決まっている。

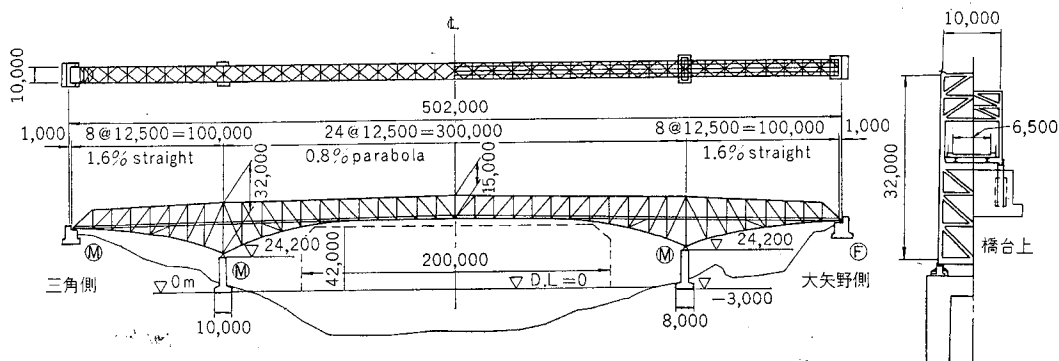


図-2.1 天門橋の一般図¹⁾

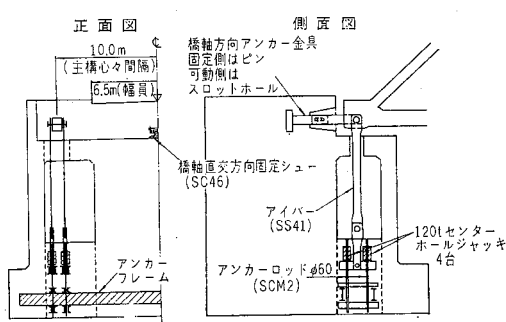


図-2.2 橋台支承構造¹⁾

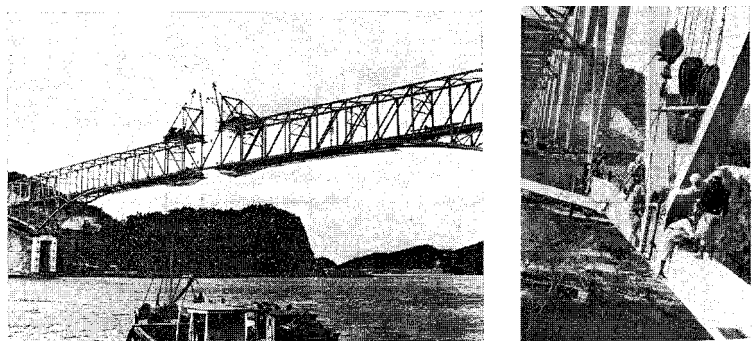


図-2.3 施工中の天門橋(左:閉合直前、右:最終パネルの架設)¹⁾

ちなみに、上路式パイプアーチ橋の5号橋(松島橋)は支間長126mであり、300mクラスのソリッドリブアーチ橋の出現は昭和54年(1979年)竣工の大三島橋(橋長328m、支間長297m)まで待たねばならない。



写真-2.4 天草5号橋(松島橋)

3. 新天門橋の設計

3.1 設計方針と最終案の決定

設計の基本方針は、初期建設コスト及び維持管理費等のライフサイクルコストの縮減を追求し、併せて、周辺環境との調和、現天門橋との対比に配慮した橋梁デザインとすることとした。景観対策方針は、周辺の景観に調和するとともに、現天門橋の繊細でありながら緊張感を内在する力強さを損なわず、対比的に技術的進歩が見てとれ、地域にも新しい物語が生まれる魅力的な橋を創造することとした。設計の基本条件は、一般国道における地域高規格道路(自動車専用道路、設計速度 60km/h)、航路幅 200m・航路限界 TP + 42m。設計基準風速 50.8m/s(耐風設計便覧)などである。

まず、橋脚を海上に設ける案、橋脚を陸上に設ける案、橋脚を設けない案の全 9 案から、経済的及び力学的合理性を考慮して 6 案を抽出した(図 3.1)。これに対して表 3.1(左)のような評価基準を設けて 1 次比較を行ったところ、上位 3 橋として、鋼トラス橋・複合エキストラロード橋・複合アーチ橋が残った(写真 3.2)。

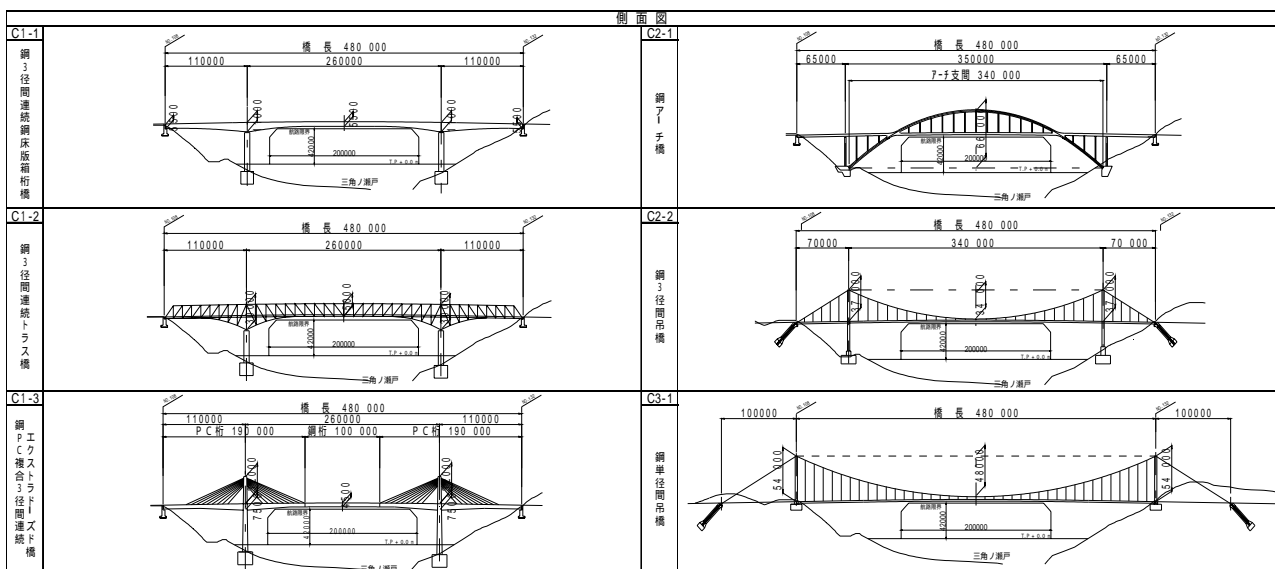


図 - 3.1 1 次抽出案の 6 橋²⁾

3 案に対してさらに、評価基準を精査して 2 次比較を表 - 3.1(右)により行ったところ、鋼 PC 複合中路アーチ橋)が一位、鋼トラス橋が 3 位となった。

その理由として、経済性(初期コスト)と維持管理における差が明確であったことと、景観においても差が明瞭に出たことが上げられる。

アーチ案は地形に納まり、美しさに秀で、経済性にも優れている。また、三角瀬戸をひとまたぎする姿は、地形の状況や現橋との並列関係においても調和し、長大支間橋としての技術的進展が感じられると評価された。

写真 - 3.1 2 次抽出案の 3 橋
(上：鋼連続トラス橋(現橋と同形式)
中：鋼 PC 複合エキストラロード橋
下：鋼 PC 複合中路アーチ橋)²⁾



表 - 3.1 1次・2次比較の評価項目と配点²⁾

	1次比較			2次比較		
	配点	評価指標	判定項目	配点	評価指標	判定項目
経済性	50	定量評価	初期建設費	50	定量評価	初期建設費
構造的性		構造の一般性	施工実績の多少			
		耐久性	床版の耐久性			
		耐震性	耐震安定性		耐震性	耐震安定性
		耐風性	耐風安定性		耐風性	耐風安定性(並列の影響含む)
コスト縮減性		新技術導入の可能性	新技術導入効果		<削除>	<経済性および構造的性に反映>
		コスト縮減の可能性	コスト縮減効果			
		工期	現場工期の長短			
施工性					工期	現場工期の長短
					施工時期の制約	上部工架設工程と台風季節との関係
		難易性	難易度の程度		難易性	難易度の程度
		海上施工	海上施工の有無			
景観		周辺景観との調和	スケール感		安全性	施工時の航行船舶への影響程度
					周辺景観との調和	周辺地形との調和
		並列の関係	技術的進歩の表現		現橋との調和	並列橋の景観
					現橋との対比	技術的進歩の表現
環境等への 適応性		工事用道路	工事用車両の多少		走行時の景観	運転者からの景観
		環境保全	地形改変への影響		工事用道路	工事用車両の多少
					環境保全	地形改変への影響
					環境保全	海洋汚濁への影響
維持管理性		管理の難易性	塗り替え塗装規模		海上交通	航行船舶への影響
		補修の難易性	部分補修の可否			
					定量評価	維持管理費

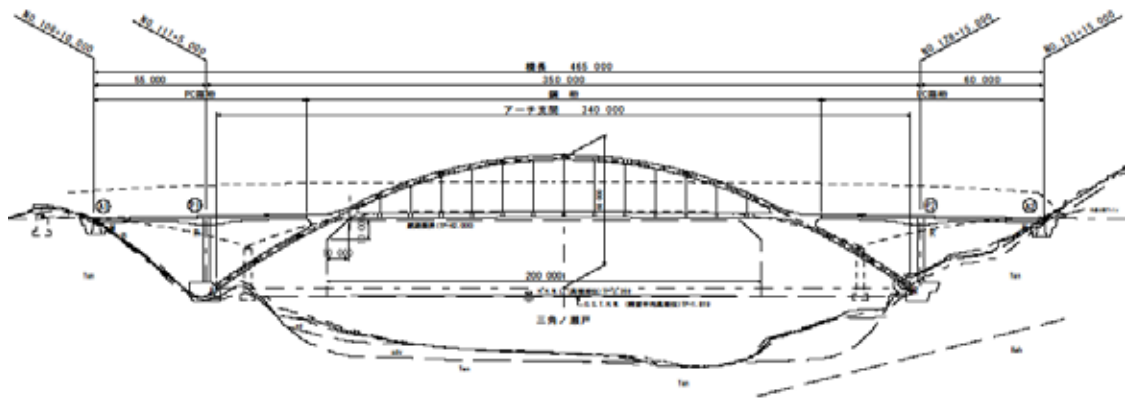


図 - 3.2 最終案として残ったアーチ橋の原形²⁾

3.2 構造検討

このようにして決まった複合アーチ橋に対して構造的な検討が詳細に行われていった。主な事項をあげると以下のものである。()内は決定事項である。

- ・アーチリブの軸線形状(放物線)
- ・アーチ支間(350m)とライズ比(1/5.5)(地山改変・護岸工の最小化、海岸線の確保)
- ・アーチリブの傾斜角(構造的・経済性から83°~86°)
- ・支点条件(アーチリブ固定・橋脚柱頭部固定(PCラーメン)・橋台上は可動、橋長(463m))
- ・基礎形式(陸上施工の直接基礎)
- ・吊り材(景観性・経済性からケーブル、最適間隔を15mに決定)
- ・橋面上の横支材(経済性から6本。最初の支材は経済性・構造的・景観から第1~第2ケーブル間)
- ・橋面下側(横支材配置、横構なし)
- ・アーチリブ断面寸法(陸送可能な1.8m×2.7mに変更。最大板厚46mm)
- ・鋼桁とPC桁の接合部位置(死荷重曲げモーメントが小さい位置)
- ・閉合部(最終微調整が相対的に容易な鋼桁側)
- ・補剛桁とアーチリブの交差部(補剛桁内に横梁を設け、アーチリブ内に貫通させて剛結)

- ・L2地震時の塑性化部位（橋脚基部のみ、塑性化率は1.2前後）
- ・鋼補剛桁（耐風安定性に優れる船底形の翼形断面、桁高2.3m）
- ・ケーブル定着（補剛桁断面内）
- ・橋脚断面（景観上優れているI型断面）

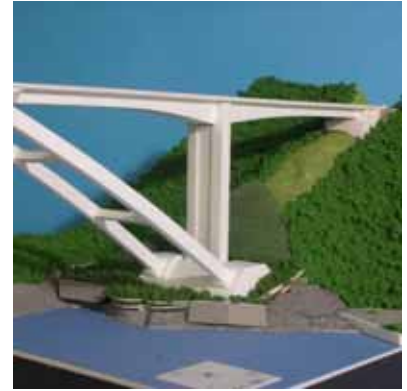


図 3.3 橋脚・アバット部の形状²⁾

3.3 維持管理手法の検討

維持管理手法の検討方針は以下のようにした。

目標耐用年数を100年とし、床版・支承・付属物は、LCCの縮減及び耐用年数を確保する耐久性のある構造を採用する。鋼橋の塗装仕様及び塗り替え間隔は、現天門橋の補修履歴や類似の橋梁点検要領等を収集整理し、LCCの縮減を考慮して決定する。また、景観維持の観点から、変退色が目立たない色を採用する。管理空間の確保・点検しやすい構造を検討する。必要と考えられる点検箇所及びアプローチ方法を熟慮した検査路配置計画を策定する。

鋼床版は、デッキプレートの増厚、疲労損傷の遅延が期待できる構造とし、PC床版は、プレグラウトPC鋼材を使用する。

支承は、ゴムを用いた弾性支承を端支点にのみ配置し、耐久性及び耐震性の向上を図る。支承部周りには補修時の施工空間を確保すると共に、下部工沓座面に導水勾配を設けて、アンカーボルト等の腐食を防止する。

塗装仕様は経済性比較の結果、下地処理として金属溶射を施した上に、ふっ素系塗装を施す仕様の採用を推奨している。金属溶射は、アルミニウム・マグネシウム合金溶射などの実用化されている材料についてさらに検討することとした。

3.4 耐震検討

平成7年（1995年）兵庫県南部地震以後の橋梁の耐震検討では、従来の震度法レベルの地震動（レベル1地震動）以外に、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（レベル2地震動）に対しても耐震性能を照査している。また、本橋のような長大橋に対しては、架橋近傍で想定される最大級の地震動（想定断層によるサイト波）に対しても照査することが行われている。図-3.4は道路橋示方書に示されている標準波形とサイト波の加速度応答スペクトルを比較したものである。本橋の主要モードが現れる0.3～2.7秒の帯域ではサイト波の方が大きくなっていることがわかる。このことは耐震性照査に反映されることとなる。

平成8年（1996年）以後の道路橋の耐震設計は、性能照査型設計に移行したと言える（道路橋全体としては平成14年版から）。性能照査は要求される耐震性能に対して、各部材ごとの限界状態（許容状態）を想定して行う。本橋の場合、アーチリブ・鋼桁・両者の交差部・接合部・ケーブル・支承部などはいずれも弾性域を超えない状態、PC桁は副次的な塑性化にとどまる状態、横支材・RC橋脚は損傷の修復が容易に行い得る状態としている。

また道路橋示方書では、本橋のように地震時の挙動が複雑な橋梁の耐震計算法は、動的照査法によることとしている。本橋では構造全体系が非常にスレンダーなため、材料非線形とともに幾何学的非線形性を考慮できる動的複合非線形解析を行った。解析モデルの作成にあたっては、軸力変動と2軸曲げの影響を直接的に考慮できるファイバーモデルを使用している（図-3.5）。

静的解析により決定した断面構成に対して非線形時刻歴応答解析を実施した結果、橋脚を除く全ての部材が弾性域に収まり、所定の耐震性能を満足する結果となった（図-3.6）。

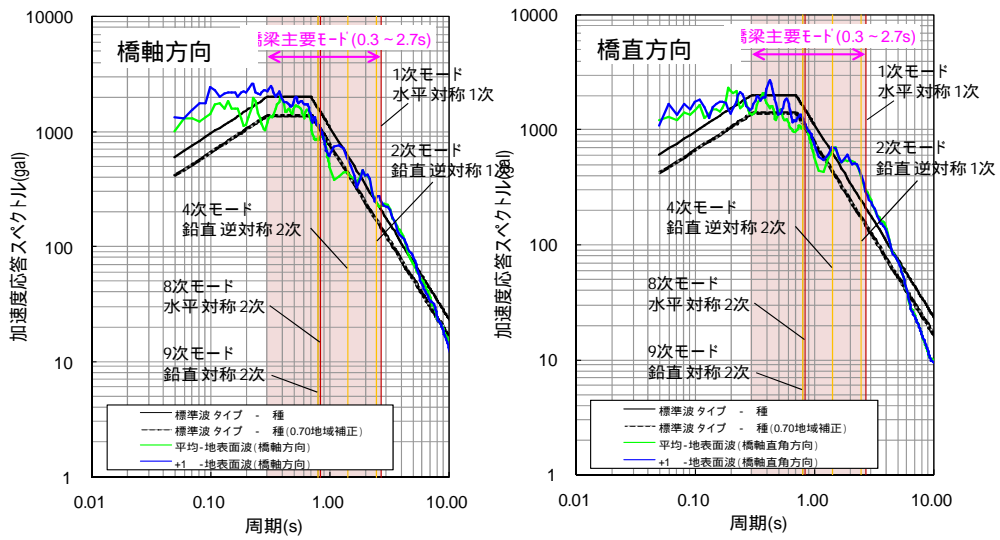


図 3.4 標準波形と布田川・日奈久断層帯波形の加速度応答スペクトル²⁾

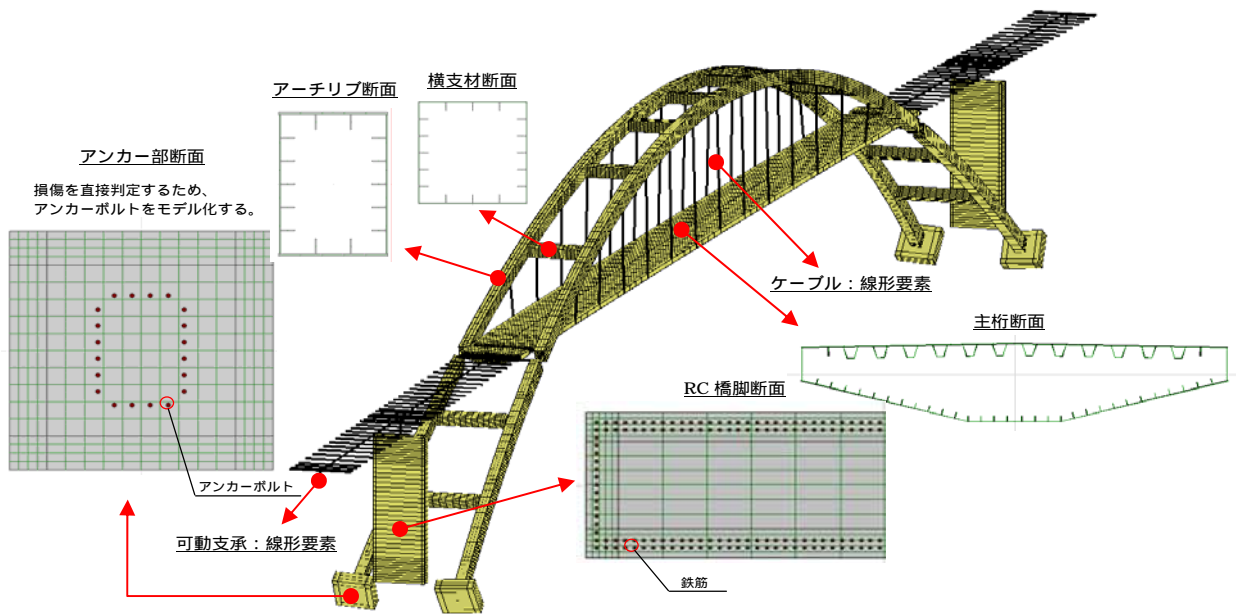


図 - 3.5 耐震照査用 3次元解析モデル²⁾

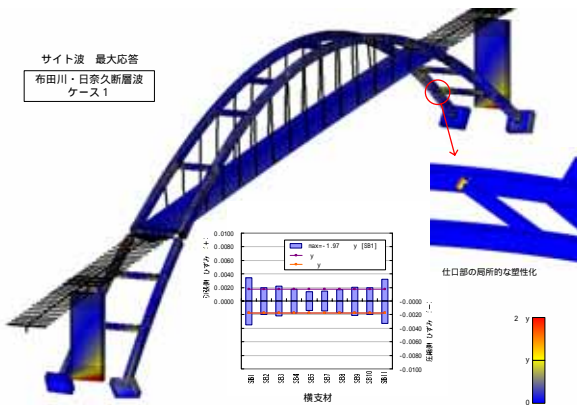


図-5.4.1 ひずみコンター (布田川・日奈久断層帯 ケース1)

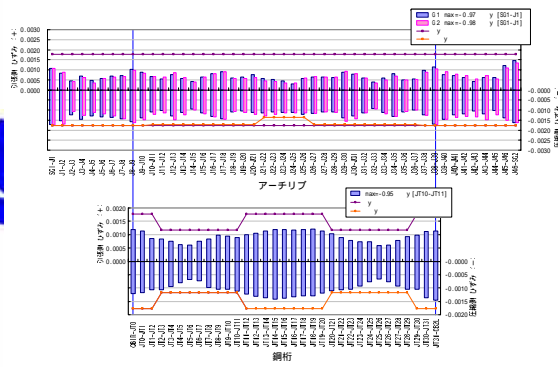


図-5.4.2 ひずみ分布 (布田川・日奈久断層帯 ケース1)

図 3.6 サイト波による動的解析結果²⁾

3.5 耐風検討

補剛桁断面は最終的には、図 3.7 に見られるように 3 室箱桁が 1 室箱桁に変更され、またケーブル定着のために定着断面ごとに付加されていた定着用張り出し部を省略して補剛桁腹板部に直接ケーブルを定着する構造を採用した。以下に、2次元と3次元風洞試験の概要を紹介する。

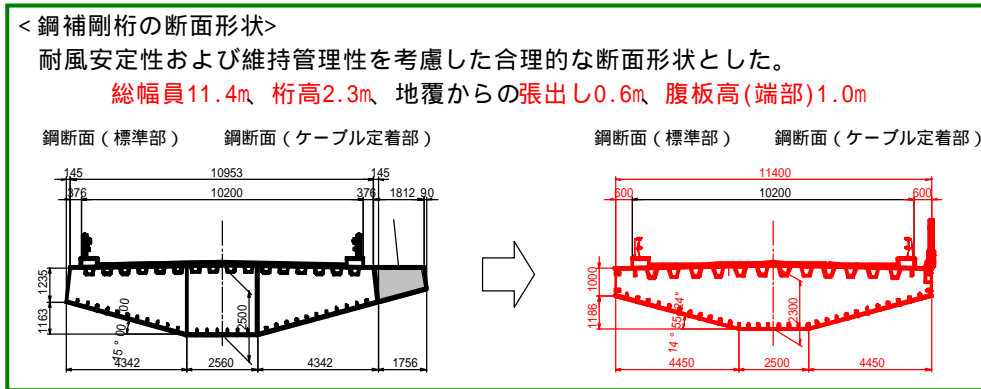


図 - 3.7 補剛桁断面形状とケーブル定着位置の変更²⁾

1) 2次元風洞試験

まず、補剛桁形状を工夫した新天門橋が耐風安定性に優れていることと、単独橋としての耐風安定性に問題ないことを確認するための実験によれば、鉛直たわみ渦励振の発現振幅は許容振幅の64%、ギャロッピングは発現せず、その対風挙動の安全性を確認できた。

次に、新天門橋と現天門橋との並列橋としての耐風安定性に問題がないかの実験を行ったところ、互いに干渉することなく、新天文橋・現天門橋ともに、単独橋とした場合の挙動と同等となり、並列橋としての対風挙動の安全性も確認できた。



写真 - 3.2 2次元風洞試験模型(左：新橋，右：現橋)²⁾

2) 3次元風洞試験

3次元風洞試験はアーチリブ閉合時と補剛桁閉合直前時の2ケースを行った(図-3.8)。耐風安定上、最も危険となる架設状態はアーチリブ閉合前であるが、設計時点で斜索等の仮設材を決定して風洞実験に反映させることが困難であったため、試験はアーチリブ閉合時とした。また、補剛桁閉合直前はアーチリブだけで重い重量を支えている最も不安定な状態である。試験結果から両架設系

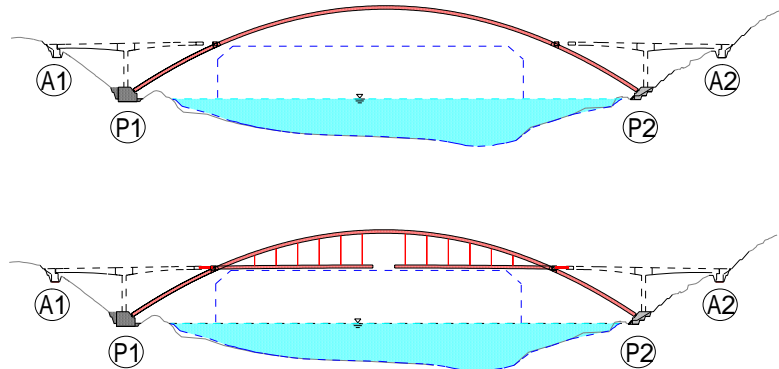


図 3.8 架設系の3次元風洞試験(上：アーチ単独自立時、下：補剛桁閉合直前)²⁾

ともに有害となる振動は見られなかった。ただし、実施工時に改めて、仮設材・固定条件等を反映させた風洞実験を実施する予定である。

3.6 交差部の設計検討

部材が交錯する交差部については、静的・動的骨組解析により設計した結果に対し、これを照査する目的でFEMによる部分構造の応力解析を実施した。交差部は力の伝達に無理がなく、局所的な応力集中を避けた構造とする。交差部の板厚は、最大厚46mmとなっている。

横梁仕口部の応力集中は局所的であったので、細部構造の形状変更（フィレット部の新設）で対応した。フィレット部の形状決定には試行錯誤を要したが、所期の応力低減を図ることができた。

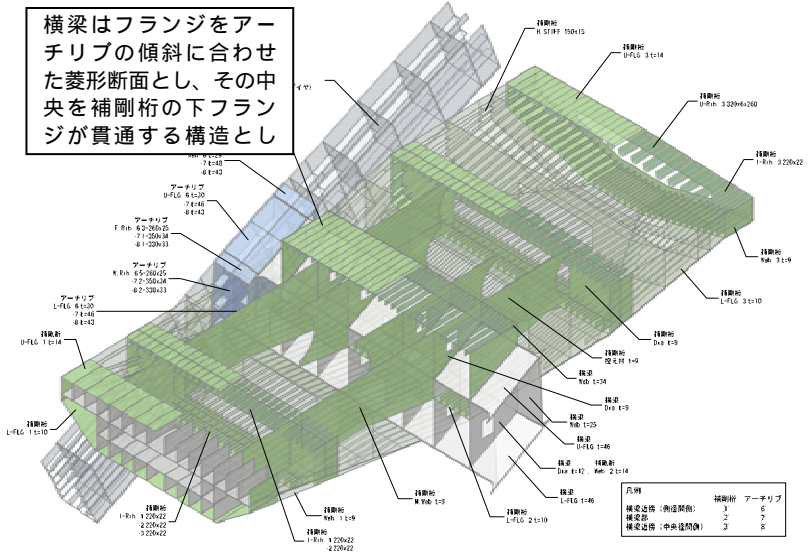


図 3.9 交差部の概要²⁾

最大応力発生位置の確認

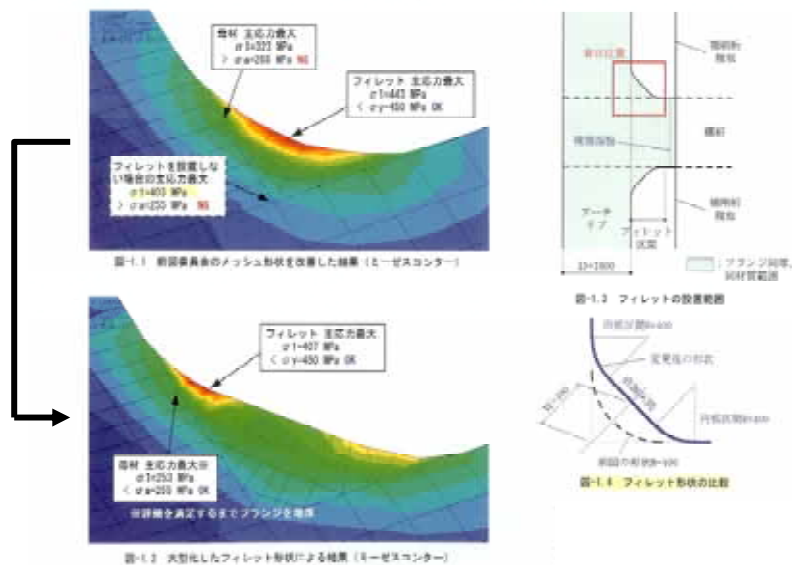
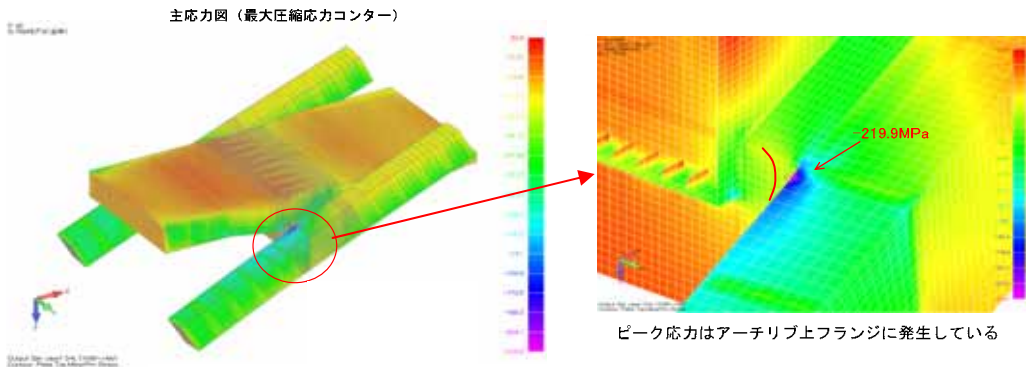
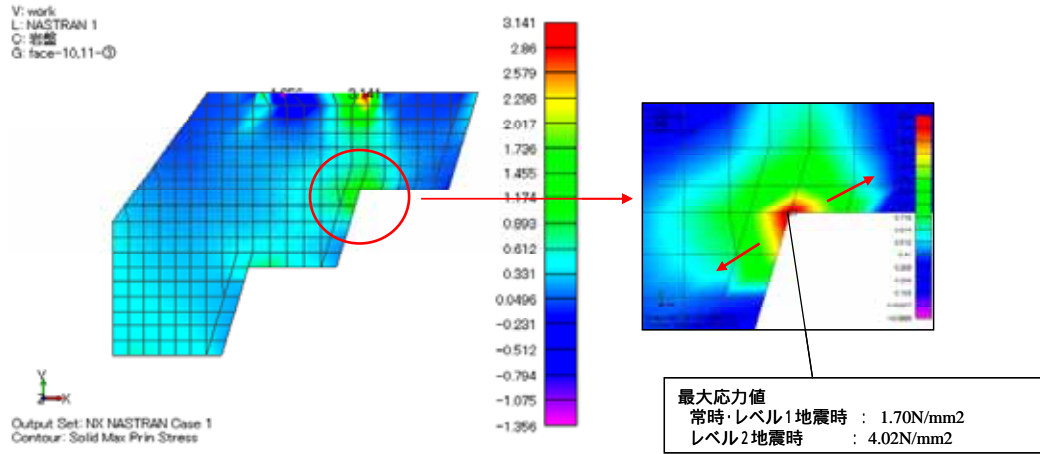


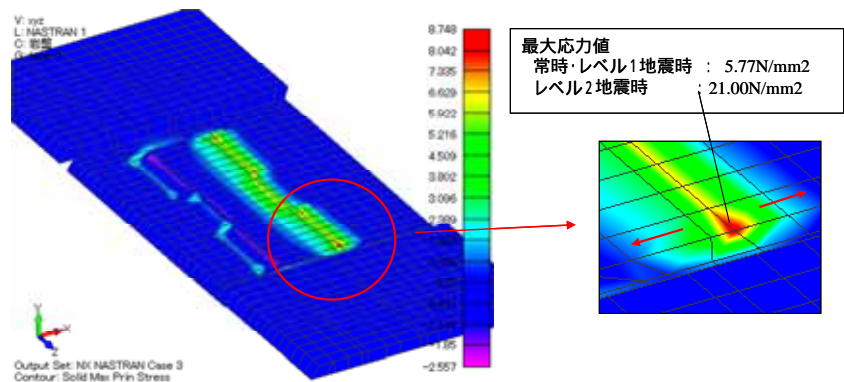
図 3.10 横梁仕口部の応力集中と新設フィレットによる応力低減²⁾

3.7 アーチアバットの検討

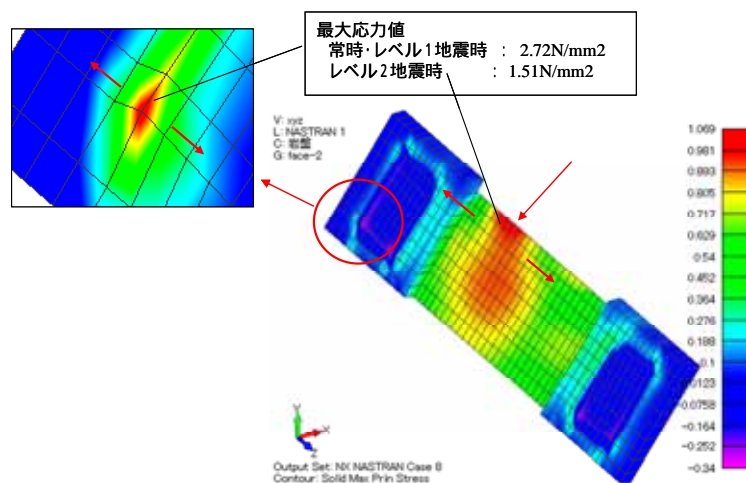
アーチリブおよび橋脚基部からアーチアバットに作用する力に対し、アーチアバットの安定性照査を行った。また、立体 FEM 解析を行い、アーチアバットの応力状態を確認して、引張応力が発生する箇所に引張鉄筋の検討を行った。対処すべき引張応力の発現箇所とその大きさを図 - 3.11 に示す。



(1) 橋脚基部・アーチリブ基部の曲げモーメント等により背面の段差角部に発生した局部引張応力



(2) 橋脚基部の曲げモーメントにより柱縁端部に発生した局部引張応力



(3) アーチリブ基部の曲げモーメントにより、アーチリブ縁端に発生した局部引張応力

図 3.11 FEM 解析によるアバット部応力コンター(上段:アーチアバット背面角部、中段:橋脚基部縁端、下段:アーチリブ基部縁端)²⁾

3.8 施工法の検討

施工手順の主なステップは、下記の6ステップとなる。

ステップ1：下部工（橋台・アーチアバット・橋脚）施工

ステップ2：アーチリブ架設 - ケーブルクレーンと斜吊りの設備配置

ステップ3：PC桁架設（場所打ち片持ち架設） - 一旦PC桁として成立させる。

ステップ4：接合桁架設 - PC桁間詰め部で施工誤差等の調整を行う（図 - 3.12）。

ステップ5：鋼桁架設 - 台船による大ブロック輸送 + 吊り上げ架設、仮固定部材の設置。

ステップ6：鋼桁閉合ブロック架設 - 鋼桁閉合部（落とし込み）による最終調整（図 - 3.13）。

ステップ4の接合桁架設時にPC桁間詰め部で施工誤差等の調整を図る（図 - 3.12）。さらに補剛桁全体の閉合は鋼桁部において桁落とし込みによって行い、最終的な調整はここでも行い得る構造とした（図 - 3.13）。ステップ5の鋼桁架設時には接合桁と鋼桁との間に仮固定装置を設け、全体系としての安定性を確保することとした。

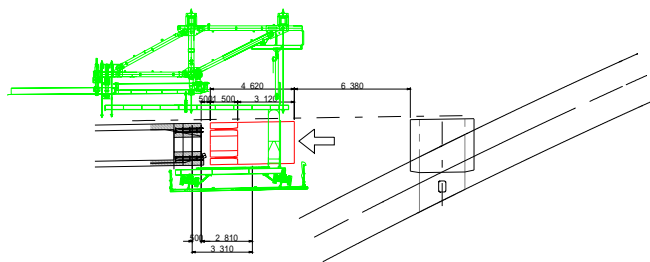


図 3.12 ステップ4：接合桁架設 縦取り²⁾

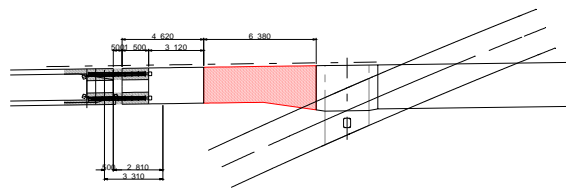


図 3.13 ステップ6：鋼桁閉合ブロック架設²⁾

3.9 接合部の実験

接合部の構造は図 - 3.14に見られるように中詰めコンクリート部と間詰め部からなる。中詰めコンクリート部は合計26個のセルから構成されており、各セルに1本ずつのPCケーブルが配されPC桁部と連結される。各セルには軸方向鉄筋・横方向鉄筋・ずれ止め（孔空き鋼板）充填コンクリートが配されるが、構造上大きなねじりモーメントが作用する懸念のある部位であり、安全性の確認が望まれた。そこで、接合部応力伝達機構の確認と、横方向（帯状）鉄筋と螺旋鉄筋の比較実験を単体セルによって行うこととした（表 - 3.2）。ここに、横方向（帯状）鉄筋とは図 - 3.15 上段に見られるような鉄筋のことで、孔空き鋼板の存在により内部拘束コンクリートの断面積が、同図下段に示される螺旋鉄筋よりかなり小さい。

写真 - 3.3は複合載荷装置にセットされた供試体である。

図 - 3.16に荷重と変形図を示す。この図から鉄筋配置の影響、曲げとねじりが同時に作用するときの力学特性が明らかになった。まず、鉄筋配置の違いが耐力、靱性に及ぼす差は小さいが、内部コンクリートのひび割れ本数・幅などからは螺旋配置の方が耐久性の面から優れていると判断された。また、どちらもコンクリート部分より剛性と耐力が大きく、どちらの接合部も構造的な弱点にはならないことが確認できた。次に、曲げねじりが同時に作用する場合には純ねじりよりねじり耐力が大幅に低下するこ

とから、曲げとねじりの相関を考慮することが必要であることもわかった。

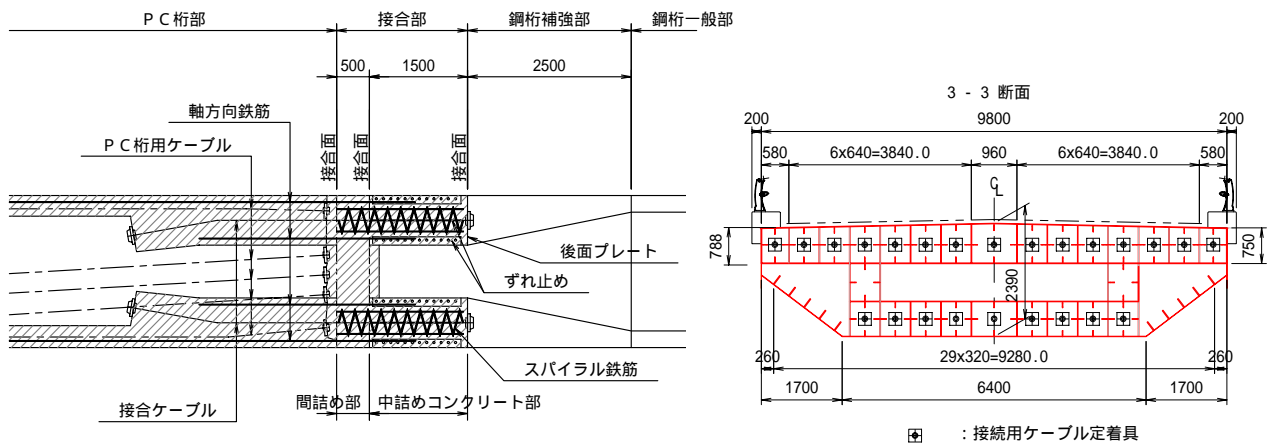


図 - 3.14 PC桁・鋼桁接合部の一般図と中詰めコンクリート部の断面図²⁾

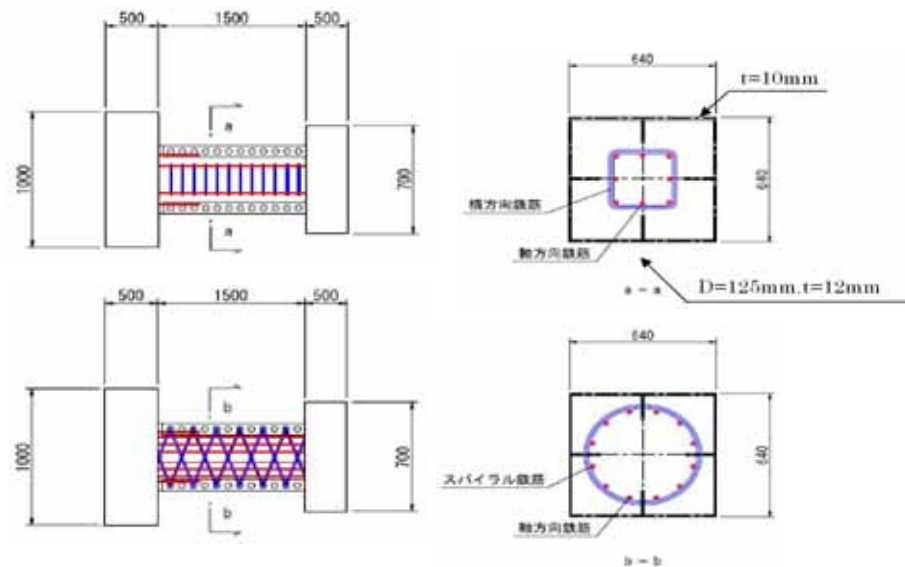


図 - 3.15 中詰めコンクリート部の実験用供試体（上段：横方向（帯状）鉄筋、下段：螺旋鉄筋）²⁾

表 - 3.2 実験用供試体の種類

No.	セル数	帯鉄筋	载荷方法
1	単セル	螺旋	純ねじり
2	単セル	螺旋	曲げねじり複合
3	単セル	帯状	曲げねじり複合

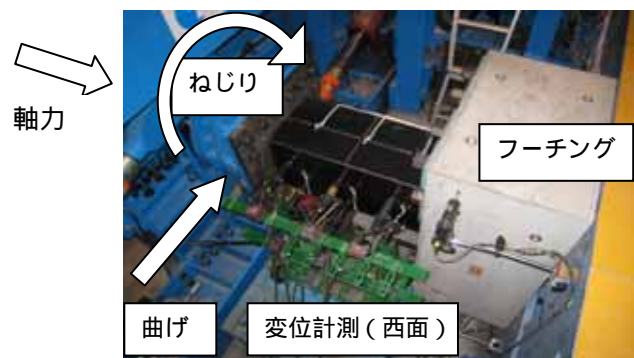


写真 - 3.3 セットされた単セルの供試体と载荷方向

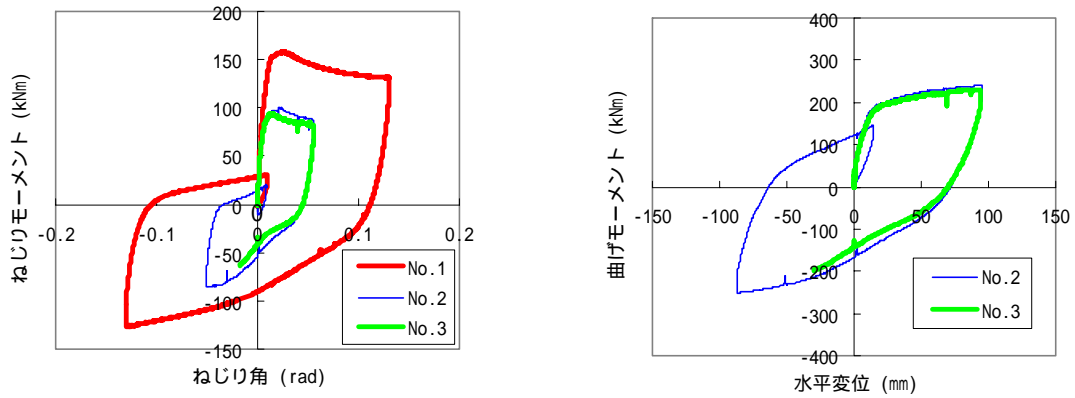


図 - 3.16 ねじりモーメント - ねじり角(左図)と曲げモーメント - 水平変位(右図)

4 . 新旧橋梁の比較

新旧橋梁の比較を解析技術、設計技術、保全技術の歩みとしてみていくと以下のようにまとめられる。

1) 解析技術面での歩み

ハード・ソフト両面におけるコンピューターの発達により、高度な解析が可能になった。例えば、大規模地震時を予測、評価して解析できるようになり、長周期化により地震力を緩和し、柔軟性を高めた耐震性に優れた構造を提案できた。これにより、現時点では、日本一長いソリッドリブアーチ橋を設計できた。

2) 設計技術の進歩

永年にわたる数多くの実験と、研究の積み重ねにより、新技術や新工法の採用が可能になった。例えば、鋼部材とコンクリート部材を適材適所に使用した複合構造で、力学合理性に優れ、初期建設コストを縮減できた橋梁を設計できた。また、風洞実験を活用して、主桁形状そのものの工夫で、耐風安定性に優れた構造とすることができた。

3) 保全技術の進歩

新材料や防食技術等の進歩により、将来の維持管理費の削減を可能にした。例えば、橋を構成する部材数をなるべく少なく、部材形状を単純化して、塩害等に強く、維持管理しやすい構造を設計できた。ちなみに、再塗装等の 100 年間の維持費は、トラス橋（現橋）と比べ 1/5.6（67 億円を 12 億円）に削減できる予定である。



新天文橋のアーチの明度は補剛桁よりわずかに低いが、現天門橋とは調和している。

図 - 3.17 新旧天門橋²⁾

5 . おわりに

設計技術に関しては、平成 7 年（1995 年）の兵庫県南部地震による橋梁被災を教訓に、特に耐震設計に格段の変化が生じた³⁾。このほかにも、耐風設計、疲労設計、景観設計などの研究の蓄積・ツールの整備によって、より合理的な設計が可能になった点が多い。

また、海洋架橋の幕開けとも言うべき天草五橋完成から、45 年を経過し、設計期間も含めるとちょうど半世紀を経た時期になる。

平成 19 年からの三箇年の間、著者は天草一号橋に近接して架橋される新天門橋の技術検討委員会の委員長を経験することができた。現天門橋に恥じない橋を言う思いで、熊本県と、委員各位、設計実務者（大日本コンサルタント）の技術者と知恵を出し合ってきた。

その経験を踏まえて、橋梁技術はこの半世紀でどう変わったのかを述べて、進歩の足跡を振り返りたいと思ったのであるが、ここに述べたことが進歩であったとの判断は安易に行えないと考え、標題を進歩ではなく歩みとした。

橋梁は他の産業製品のようにコスト縮減を何処まで達成できたのかを判断することは難しい。労働者の安全を確保すること、工事期間を短くすること、周辺環境に配慮すること、地球に優しい材料を使用することなどで、架橋コストはむしろ割高になっているのかも知れない。橋種選定の評価項目の一つである経済性は、あくまでも現時点でのコストの比較である。

明石大橋で世界一記録を達成できた日本の橋梁技術者は、日本経済の沈滞化と新規公共事業に振り向けられる予算の大幅な減少により、諸外国で活発に行われている架橋事業を羨ましく眺めながら生きているように見える。しかし、架橋技術は海外における、日本人技術者の活躍と日本の技術の利用が期待される分野であり、今後における橋梁技術者の諸外国での活躍を期待して、本稿を終えたい。

謝辞

本稿は熊本県の下承を得て作成したものである。委員会委員・事務局他の関係各位のこれまでのご協力に謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本道路公団編：工事報告 天草五橋 昭和 42 年 5 月 31 日発行（非売品）受託作成者 社団法人土木学会
- 2) 熊本県新天門橋技術検討委員会：第 1 回～第 7 回委員会資料、平成 19 年 3 月～平成 21 年 7 月
- 3) 土木学会 地震工学委員会：橋の動的耐震設計、平成 15 年 3 月