

重陽大橋の設計・施工

DESIGN AND CONSTRUCTION OF CHUNG-YANG BRIDGE

大宮司 尚¹⁾富本 信²⁾田辺 充浩³⁾奥原 光⁴⁾

SYNOPSIS

Chung-Yang Bridge, connecting the cities of San-Chung and Taipei, crosses the River Tansui in the longest span in Taiwan. Having a reinforced concrete tower and a steel girder, this bridge is the first hybrid cable-stayed bridge with floating support constructed in the Orient and Harumoto Iron Works was in charge of all the technical consulting works and the cable erection.

Taking into account the effects of the future illumination, APS cables were used, being this the first time in which this cable system, developed by Harumoto Iron Works, was used in a long-span cable-stayed bridge. The bridge was erected by the balanced-cantilever method, which, based on the cable length, proved to be very effective to the camber, as well as cable tension control. After 4 years, the bridge was completed and has now turn into one of the landmarks in Taiwan.

1. まえがき

重陽大橋 (Chung-Yang Bridge) は、台北市近郊の淡水河を隔てて三重市と台北市を結ぶ(図-1)、台湾で最大支間を有する橋梁であるとともに、東洋では初めての本格的なフローティング形式の複合斜張橋である。本橋の発注者は台湾省住宅及都市發展局で、発注者に対する設計コンサルタントは中華顧問工程司である。施工は省政府のゼネラルコントラクター唐榮会社が上下部一式を受注し、(株)春本鐵工所はコンクリート工を含む全工事の技術コンサルタント業務とケーブル工事を受注し、コンクリート工事の技術協力は(株)大林組の支援を仰いで施工したものである。

本橋は1986年8月に工事に着手し、1990年8月6日に閉合を完了し、10月に竣工した。

本報告は本橋の上下部工の設計と施工の概要を紹介するものである。

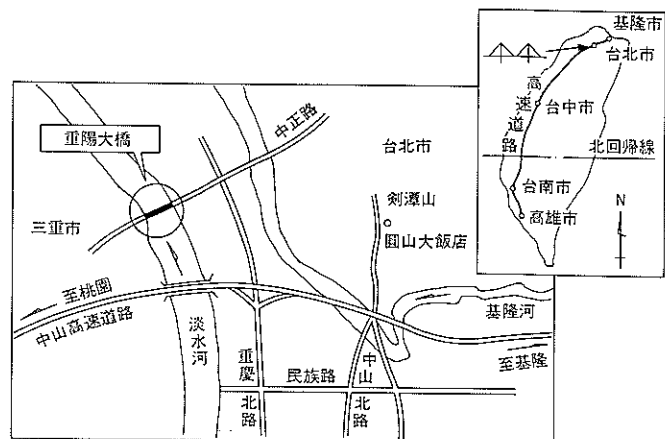


図-1 重陽大橋の架橋位置

2. 橋梁概要

2.1 橋梁諸元

橋梁の一般図を図-2に示し、本橋の諸元を以下に示す。
橋梁形式 3径間連続フローティング形式複合斜張橋
橋 長 385m

1) 本社 設計技術部長 工学博士 Hisashi DAIGUJI

2) 本店 設計技術部 技術開発課 主任技師 Makoto TOMIMOTO

3) 本店 工事部 工事課 主任技師 Mitsuhiro TANABE

4) 本店 工事部 工事課 Akira OKUHARA

支間長 92+200+92m
 幅員 27.5m (6車線と両側に歩道)
 平面線形 直線 (R=∞)
 縦断勾配 0.5%直線, 中央部放物線
 横断勾配 車道部 2%直線, 歩道部 1%直線

主桁 フェアリングをもつ鋼床版π形断面
 RC床版を有する合成桁

ケーブル 形 式 セミハープ型マルチケーブル2面吊り9段
 使用材料 37本×φ15.2mmPC鋼より線 (SWPR7B)

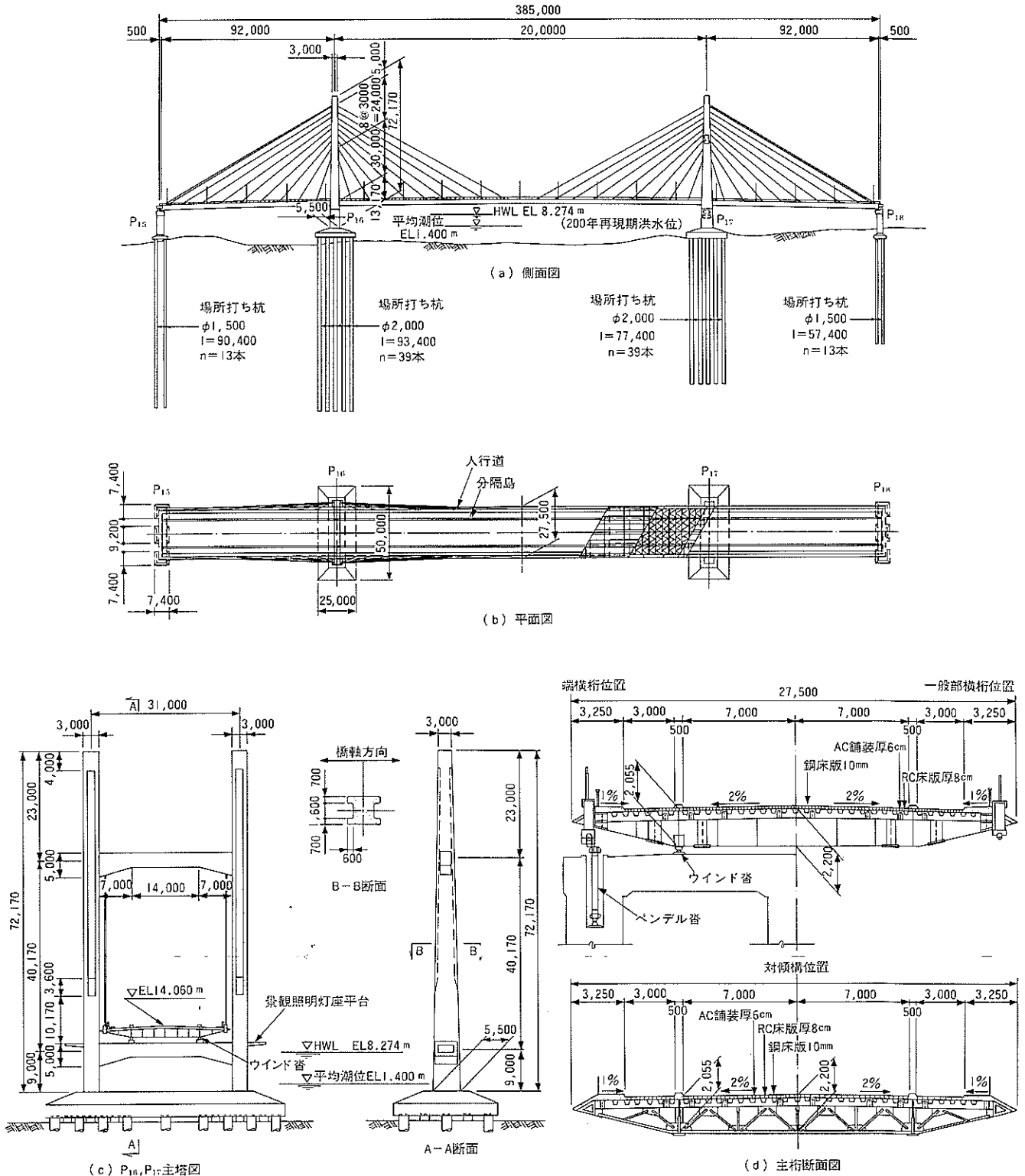


図-2 重慶大橋の一般図

37本×φ12.7mmPC鋼より線 (SWPR7B)

防食法 ポリエチレン被覆+アルミカパー

アンカー APSアンカー

主塔 鉄筋コンクリート製H形塔

高さ72.17m

2.2 工事数量

上部工，下部工の主要工事数量を表-1に示す。

表-1 工事数量

上部工	鋼 桁		3,985t
		ケ ー ブ ル	
下部工	付 属 物		306t
	床 版	コンクリート量	1,083 m ³
	主 塔	コンクリート量	14,368 m ³
下部工	橋 脚	コンクリート量	1,786 m ³
	杭	コンクリート量	23,702 m ³

3. 設計

3.1 基本構造の計画

架橋地点は台湾でも有数の軟弱地盤であり，臨時支保工を使った架設工法は高いコストとなることが予想された。また将来のメンテナンス費を最小にする必要もあったため，塔柱はコンクリート構造とすることになった。主桁構造については現地で鋼材の供給が可能であり，信頼できるファブリーケーターもいることから複合斜張橋と決定した。複合斜張橋の形式としては，経済性および実績を考慮してRande橋¹⁾と類似の形式とした。

基本構造としては，塔柱，主桁，ケーブルを軸力部材とし，フローティング形式のマルチケーブル斜張橋とした。ケーブルについては，将来のライトアップによる景観設計も考慮し，アルミカパー外装材を使ったケーブル²⁾とした。

(1) 主塔の設計

本橋の主塔は，図-2 (C) に示すとおり，2本の柱と上下層の横梁からなるH形の鉄筋コンクリート製である。主塔を鉄筋コンクリート構造にした理由の一つは，鋼製タワーにした場合に大型架設機材の有無など現地の状況を考えると，鋼製ブロックの架設は高価になることが予想された。その反面，コンクリート構造にすると施工機材も現地にあるものを使用でき，より経済的な施工が可能であった。さらに，主桁が軽く塔が重い場合に塔部の質量効果による耐風安定性も期待でき³⁾，バランスドカンチレバー架設により適していると判断した。

(2) 主桁の設計

本橋の断面は，図-2 (d) に示すとおりRC床版をもつ鋼床版π形2主桁断面とした。また，フェアリング桁を有し，橋体下面には全面下横構（写真-1）を設けねじり剛性を高める構造としたので，耐風的には安定した断面となった。

RC床版を打設し合成断面とした理由としては次のことが挙げられる。

- ① 鋼重の軽減…鋼床版の厚みを10mmとした。
- ② ケーブルの耐疲労性の向上…主桁を軸力部材とした場合，主桁の重量が軽くなりすぎケーブル張力に占める活荷重応力が大きくなり，疲労に対して敏感になりすぎる。
- ③ 桁の耐風安定性の向上。

本橋で採用したバランスドカンチレバー工法は，各架設ステップで構造系が異なり，架設系を含めた完成系まで一連の構造解析を行う必要がある。完成時の主桁の断面力図（曲げモーメント図，軸力図）を図-3に示す。この図より曲げモーメントの値は小さく，軸力主体の構造であることがわかる。

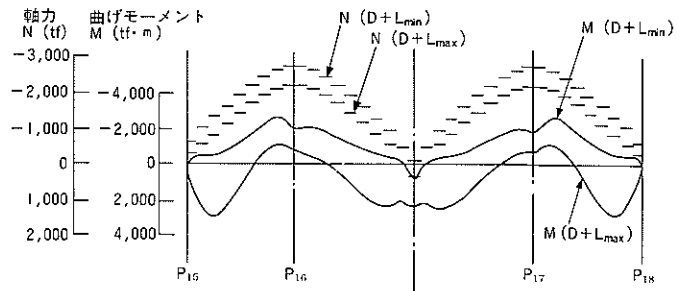


図-3 主桁断面力図

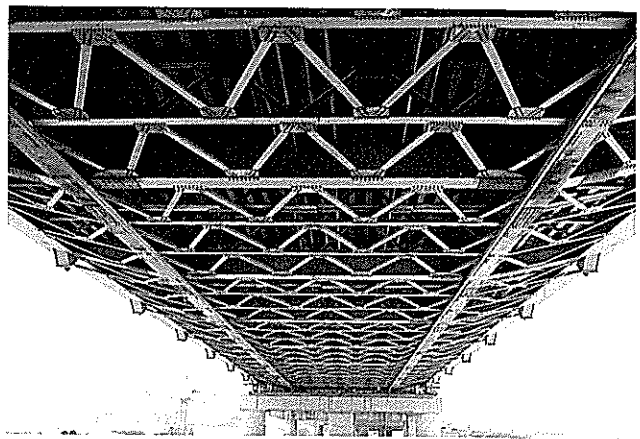


写真-1 主桁下面

その軸力はすべての力をフェアリング桁で受け持つように設計を行った。また図-4に示すようにフェアリングのせん断中心とケーブルの軸線とを一致させた。この設計にしたのは，ケーブル軸線の偏心によって横桁端部に発生する付加モーメントを回避するためである。

次に，主桁の疲労設計については，日本の道路橋では検討をする必要がないことになっているが，AASHTO⁴⁾では，10.3.1に疲労設計の規定がある。本橋の主桁と横桁をAASHTO

に示す規定に従って疲労応力の検討を行った。

さらに、主桁のアンバランス死荷重による塔柱コンクリートの引張応力を除去するために、中央桁閉合前にあらかじめキャンパーを高くしておいた桁端をジャッキダウンすることにより、ケーブルのプレストレスを入れた。

(3) ケーブル

今回採用したフローティング形式の複合斜張橋は、活荷重による応力変動が大きいいため疲労に対して強いケーブル

が要求された。さらに外観および耐久性も考慮して重防食アルマイト加工を施したアルミニウム外装材を使用したAPSケーブルを採用した。その特色を次に挙げる。

PC鋼より線にポリエチレン被覆を行い、PC鋼より線の1次防食を行うとともに、さらにポリエチレン被覆の劣化を防ぐために外側へアルミカバーを装着し、2重の防食構造とした。また、このアルミカバーは表面をアルマイト加工したので光沢もよく、美観的にも優れたケーブルである。

本橋で使用したケーブルの断面およびソケットの断面図を図-5に示す。図にも示すように、このAPSケーブルは37本のPC鋼より線を正六角形に束ねた形であり、使用したケーブルおよびPC鋼より線は次の2種類である。

- タイプI $\phi 15.2\text{mm}$ (SWPR 7B) $\times 37$ 本
引張荷重 984.2tf
- タイプII $\phi 12.7\text{mm}$ (SWPR 7B) $\times 37$ 本
引張荷重 691.9tf

上記の引張荷重を安全率3で割った値をケーブルの許容引張荷重とした。

本ケーブルの端部の構造は、ポリエチレン被覆をはぎ取りソケット内の定着板に圧着グリップを用いて固定する構造である。ソケット、定着板および圧着グリップは、PC鋼より線と同じ強度を持つように設計を行った。そのうえで

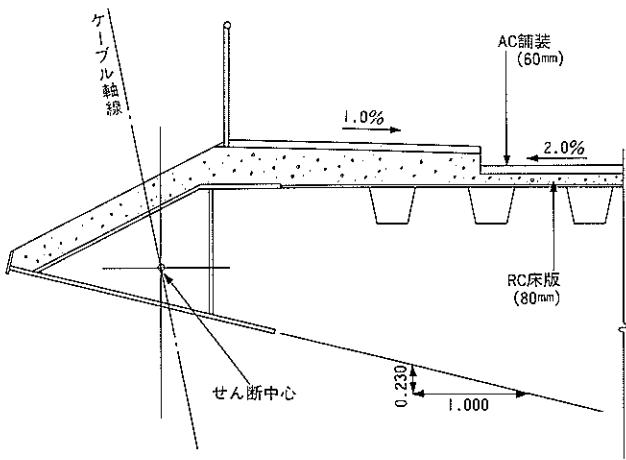
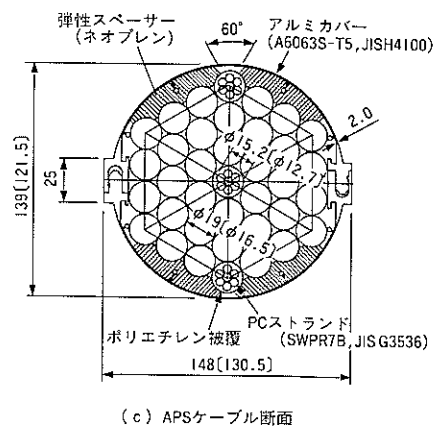
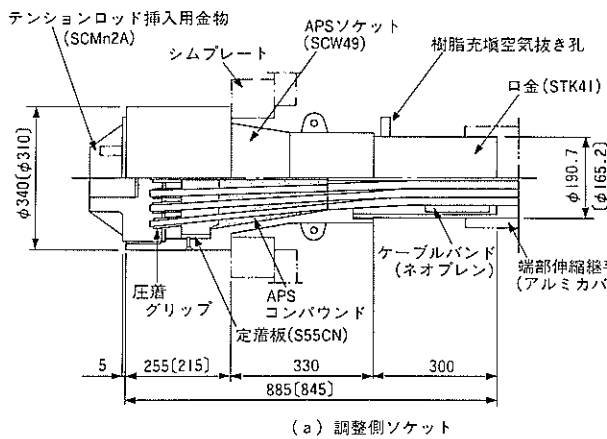


図-4 フェアリングのせん断中心



注) ()内はタイプII

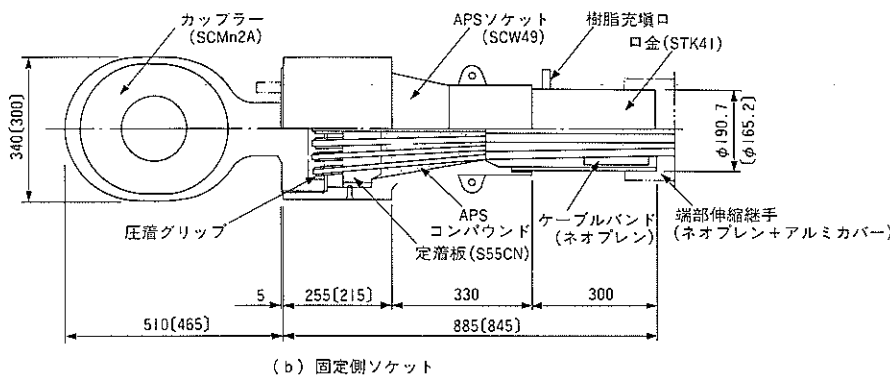


図-5 APSアンカーケーブル

疲労強度を高めるためにAPSコンパウンドを充填し、その付着強度で活荷重の変動応力に対応できるようにした。APSコンパウンドの特性値を表-2に示す。表の硬化条件のもとで保証強度を示した。

APSソケットの疲労強度を調べるために、疲労試験を行った。そのときの条件と結果を表-3に示す。この表をみると、変動応力範囲は22.5kgf/mm²までは無破断で200万回は保証されることがわかる。この結果より、APSソケットの許容変動応力範囲を22.5kgf/mm² (2250kgf/cm²)とした疲労設計を行うことにした。

表-2 APSコンパウンドの特性値

配合比 (主剤：硬化剤)	4 : 1
硬化条件	28℃×3日
引張強度	410kgf/cm ²
曲げ強度	625kgf/cm ²
圧縮強度	925kgf/cm ²
荷重たわみ温度	52℃

次に、実際の変動応力の最大値を活荷重の最大値と最小値の差 (L_{max}-L_{min}) の応力として、本橋の疲労応力の照査を行った結果を表-4に示す。この表より、許容変動応力範囲と比べると、No.1, 2の2本がα=0.936で6.4%大きい。しかし実際問題として、(L_{max}-L_{min})なる応力変動が将来200万回起こる可能性は少ないと考えられるので、本橋で使

表-3 疲労試験の結果

条件	載荷条件	繰返し数(回)		最終繰返し数(回)
		初断線	3%断線	
1	P _u :54.0kgf/mm ² 2σ _a :20.0kgf/mm ²	無	無	2×10 ⁶
2	P _u :65.0kgf/mm ² 2σ _a :22.5kgf/mm ²	無	無	2×10 ⁶
3	P _u :65.0kgf/mm ² 2σ _a :27.5kgf/mm ²	1,101,130	1,708,020	2×10 ⁶

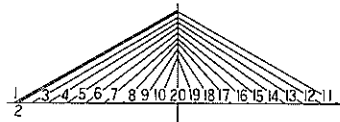


表-4 ケーブルの疲労照査

ケーブル番号	タイプ	断面積 A (cm ²)	引張荷重 T _s (tf)	許容引張荷重 T _a (tf)	ケーブル張力 (tf)				ケーブル疲労照査		*許容変動応力範囲 (kgf/cm ²)
					D	D+L _{max}	D+L _{min}	L _{max} -L _{min}	変動応力範囲 (kgf/cm ²)	α	
1	II	36.523	691.9	230.6	133.2	189.4	101.6	87.8	2,404	0.936	2,250
2	II	36.523	691.9	230.6	133.2	189.4	101.6	87.8	2,404	0.936	2,250
3	I	51.319	984.2	328.1	204.1	270.4	178.0	92.4	1,801	1.250	2,250
4	II	36.523	691.9	230.6	160.8	200.6	154.9	45.7	1,251	1.798	2,250
5	II	36.523	691.9	230.6	172.9	215.3	170.8	44.5	1,218	1.847	2,250
6	II	36.523	691.9	230.6	178.8	225.0	177.7	47.3	1,295	1.737	2,250
7	II	36.523	691.9	230.6	177.3	226.1	175.3	50.8	1,391	1.618	2,250
8	II	36.523	691.9	230.6	169.4	221.8	162.6	59.2	1,621	1.388	2,250
9	II	36.523	691.9	230.6	159.8	211.7	150.7	61.0	1,670	1.347	2,250
10	II	36.523	691.9	230.6	155.1	206.2	144.9	61.3	1,678	1.341	2,250
20	II	36.523	691.9	230.6	115.3	155.3	108.6	46.7	1,279	1.760	2,250
19	II	36.523	691.9	230.6	123.7	172.1	113.9	58.2	1,594	1.412	2,250
18	II	36.523	691.9	230.6	126.2	169.5	120.8	48.7	1,333	1.687	2,250
17	II	36.523	691.9	230.6	133.4	175.7	129.5	46.2	1,265	1.779	2,250
16	I	51.319	984.2	328.1	196.5	256.5	191.8	64.7	1,261	1.785	2,250
15	I	51.319	984.2	328.1	206.2	256.5	203.9	61.4	1,196	1.881	2,250
14	I	51.319	984.2	328.1	215.4	276.0	212.0	64.0	1,247	1.804	2,250
13	I	51.319	984.2	328.1	221.1	284.2	213.2	71.0	1,384	1.626	2,250
12	I	51.319	984.2	328.1	221.7	287.6	206.7	80.9	1,576	1.427	2,250
11	I	51.319	984.2	328.1	215.9	285.3	190.5	94.8	1,847	1.218	2,250

注) タイプI : 37×φ15.2mm (SWPR7B)
タイプII : 37×φ12.7mm (SWPR7B)

$$\alpha = \frac{2,250 *}{\sigma_{L_{max}} - \sigma_{L_{min}}}$$

* : 疲労試験による確認数値

用したケーブルは疲労に対して十分に安全であると判断した。疲労試験は住友電工伊丹製作所で行った。

(4) 耐震安全性の検討⁵⁾

本橋は、塔がRC塔で基礎杭は約90mである。また建設される場所は軟弱地盤である。そのうえ台湾は世界でも有数の地震国であり、地震に対する詳細な検討を行う必要があった。耐震安全性については、京都大学工学部土木工学科耐震工学研究室で詳細な検討が行われた結果、十分安全な設計であることが確認された。

(5) 耐風安定性の検討⁶⁾

本橋の架設される台北市は台風の通り道であり、それらの中には強風を伴ってさまざまな被害をもたらすものもある。また低風速でも橋の揺れが起り、疲労の問題が発生する可能性もあったため、京都大学工学部土木工学科橋梁工学研究室で本橋の風に対する安定性の調査・実験が行われ、安全であることが確認された。

4. コンクリート工の施工

4.1 基礎の施工

(1) 仮締切り工

仮締切り工は、次に示すことを基本にして計画を行った。施工計画は、(株)大林組の全面的な協力に基づいて行われた。以下に仮締切り計画の概要を示す。

- ① 川底の表面は汚泥層であり、川底を十分な範囲と深さで完全に浚渫した後、良質な砂に置換する。
- ② 水深が深く、ドライ施工時と水面との水頭差が大きくなるので、ボーリング、ヒービング、パイピングの検討を行った。
- ③ 本橋の基礎工事は軟弱地盤での水中作業であり、2重締切りが不可欠である。

(2) 杭基礎の施工

本橋の杭基礎は、主塔の位置で直径2m、杭長は最長で93.4mのものを39本打設するという大規模なものである。

また、この杭は場所打ち杭であり、一般にリバース杭と呼ばれるものである。リバース杭で上記のような大規模な杭は台湾での施工実績もなく、本工事で最大の困難が予想されたが、利根ボーリング社製のRRC-20(Roddless Reverse Circulation)ドリル(深掘仕様)が期待以上の性能を示し、順調に完了した。

合計104本のリバース杭を打つという大工事であったが、最後に鉛直と水平の荷重載荷試験を行い、規定以上の支持力が得られることを確認した。

4.2 主塔・上横梁の施工

主塔の施工は、写真-2に示すように塔壁面に何の突起物もなく鉛直である側面側をスリップフォーム工法で行い、部材がとび出しかつテーパのついている塔正面側は在来式型枠工法を用いて施工することとした。本工法においても現地での施工経験がなかったため、(株)大林組の協力により施工試験を行い、問題点を解決したのち本工事に着手し

た。

作業工程面では、一度に打設する高さを1リフト2.5~3.5mとし、1サイクルは7~10日を標準とした。しかし、塔の主筋は多いところで $\phi 38$ mmの鉄筋が3重に用いられ、約10mを定尺として機械式ジョイントで結合される。この結合する部分の工程は非常に困難で、標準サイクルに加えてさらに5日間ほど余分にかかることとなった。

打設コンクリートの品質としては、ミキサー車による運搬時のスランプを8とし、コンクリート打設時のスランプは流動化剤を用いて12とすることを目標とした。

上横梁の施工は写真-2に示すようにあらかじめ上横梁位置に横梁鉄骨を埋め込み、その鉄骨上にレールを設置し上横梁施工用移動作業車を走らせて、鉄筋組立て作業とコンクリートの打設を行う方法とした。

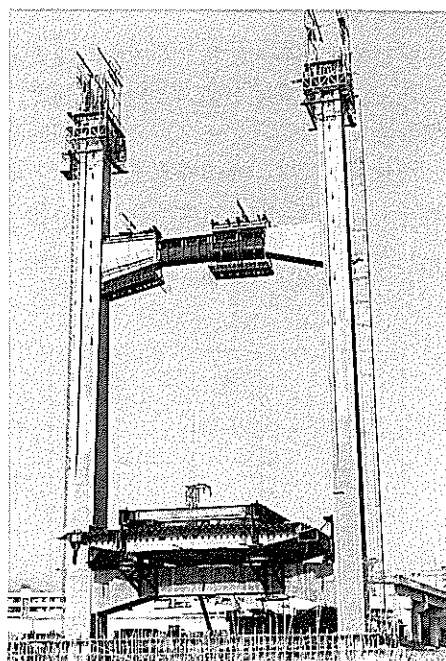


写真-2 主塔・上横梁の施工

5. 主桁の製作

5.1 上部工の製作

(1) 主桁の製作

主桁の製作にあたっては、十分な精度を確保するためNC工法を採用した。鋼橋の製作は原寸・野書き・切断の精度が品質に与える影響が大きい。また本橋の製作には高度の熟練を必要としたが、現地で経験のある優秀な原寸工を確保することは困難であった。以上の理由により原寸作業はすべて(株)春本鐵工所和歌山工場で行い、製作に必要なNCテープを支給して、組立て、溶接は全部唐栄公司機械工場で行った。製作に関しては以前関渡大橋(鋼重約6000tの全溶接アーチ橋)を経験した技能者を確保できたため、比較的問題も少なく予定どおり完了した。

(2) ケーブルの製作

本橋で使用したAPSケーブルは、現場で切断およびソケット付けが可能なケーブルであるため、架設途上の鋼床版上ですべてを製作した。ケーブル製作の概略フローを図-6に示す。PC鋼より線自体は、ポリエチレン被覆されているが、防水効果には何ら問題がないが、ソケット付け加工を行う両端部は、製作時には雨に特に注意する必要があった。現場で製作を行うため、少々の雨で製作工事が止まらないようにソケット位置には屋根を設け、雨に対しては細心の注意を払った。

本ケーブル製作時に発生する誤差は、ストランド切断時の誤差と、圧着ブリップ取付け時の誤差の2点が大半をしめる。そこで、切断のために日本側であらかじめ切断用の基準定規を作成し、また圧着ブリップの取付けは、専用の圧着加工用ポンプとジャッキを用いて行うなど、誤差を小さく抑える工夫をした。

次にケーブル製作の最終段階となる樹脂注入・養生も重要な作業である。養生温度が悪いと樹脂の強度、荷重たわみ温度に悪影響を及ぼし、ケーブルの疲労強度を下げることになる。樹脂養生には、専用の養生用ヒータ箱を作り、現場で熱養生を行った。養生温度の管理は、 $28 \pm 0.5^{\circ}\text{C} \times 3$ 日を基準にして行った。

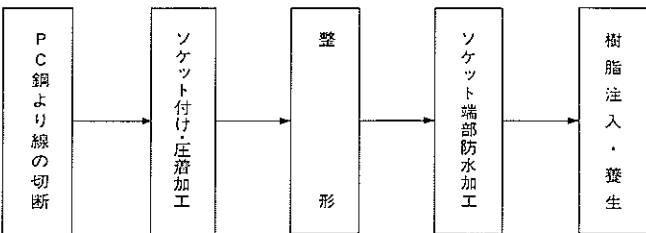


図-6 ケーブル製作の概略フロー

表-5 ソケット温度の比較 (単位 $^{\circ}\text{C}$)

気温との差	最大値	最小値	平均値
表面温度	47.1	37.0	40.2
差	11.6	1.5	6.0
内部温度	43.6	36.6	39.3
差	8.1	1.1	5.1
気温	35.5	35.5	34.2

表-6 ケーブル温度の比較 (単位 $^{\circ}\text{C}$)

気温	アルミカバー 装着前	アルミカバー装着後	
		表面	内部
32.5	47.1	36.7	36.0
差	14.6	4.2	3.5
33.9	49.2	37.4	34.9
差	15.3	3.5	1.0

ソケット養生後のソケット内樹脂温度を確認するために、熱電対を取り付けた。ソケット表面、内部の温度と、そのときの気温との差の最大値、最小値、平均値を表-5に示す。この測定は真夏に行い、日中では約 55°C に熱せられた鋼床版上に置かれているのでたいへん悪条件下での記録である。この表をみてもわかるように、表面温度の最大値は 47.1°C 、ソケット内部温度で 43.6°C 、気温との差でも 11.6°C である。架設後ソケットに白色系の塗装を行えば、さらに条件もよくなりソケット内温度が 50°C 以上になることはありえないことがわかった。したがって、本橋に使用した樹脂の荷重たわみ温度の 52°C は十分な値であるといえる。

次に、アルミカバーの装着前後におけるケーブル温度の違いの調査結果を表-6に示す。この表より、アルミカバー装着前のポリエチレン被覆表面の温度は、気温より 15°C 前後高くなっているが、アルミカバーを付けると内部で最大 3.5°C 、表面で 4°C 前後高くなるだけとなる。

5.2 上部工の架設

(1) 鋼桁架設ステップ

鋼桁の架設ステップの概略フローを図-7に示す。架設はまずP₁₇側を完成し、次にP₁₆側を完成させ、最後に中央桁を架設し閉合するという手順とした。

最初の架設は塔位置の3ブロックで、塔位置に設置した臨時支保工上にトラッククレーンを用いて行う。その後に

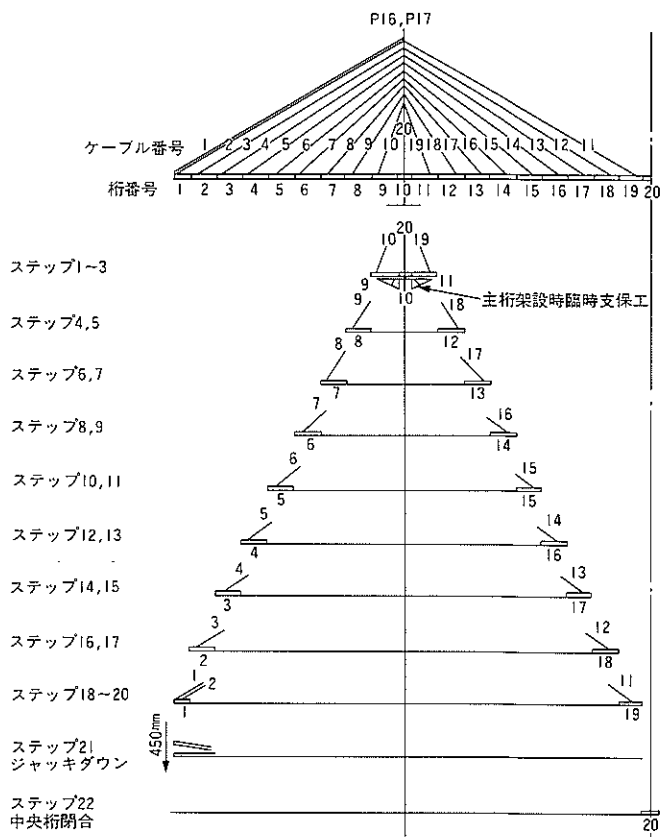


図-7 鋼桁架設ステップの概略フロー

ケーブルの架設を行い、支保工を撤去する（ステップ1, 2, 3）。この時点から完成するまで、すべての荷重をケーブルで支え張力管理を精度よく遂行した。ステップ4（写真-3）以後、ステップ20までは桁を張出し架設しながらケーブルを架設していくバランスドカンチレバー工法である。さらに、工期短縮のためにあらかじめ台船上で組み立てた桁を一度に架けるという大ブロック一括架設工法を採用した。大ブロック架設を行う1ブロックは、標準部で長さ10.5m、総重量約110tである。図-8に示すような架設要領で、鋼床版上に設けた架設桁上に取り付けてある片側4台のジャッキとゲビンデスタープを用いて吊り上げる方法とした。また吊上げブロックは、台船上に設けた架台の上岸壁にあるタワークレーンを用いて直接組み立てる方法とした。

上部工架設の実施工程は表-7に示すように、14日を1サイクルとした。なお、架設時、台風の影響を受け20~30m/secの強い風が吹いたが、当初ある程度予想されたケーブルや主桁の風による振動は全く起こらず、耐風上も安定した構造であることが証明された。



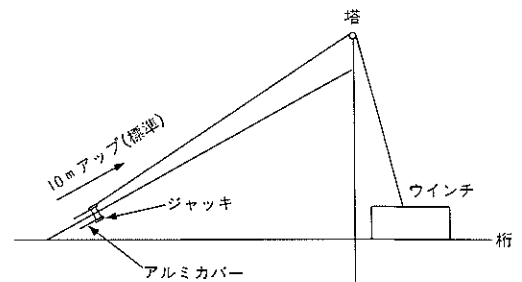
写真-3 アルミカバー装着ジャッキ

表-7 上部工架設の実施工程

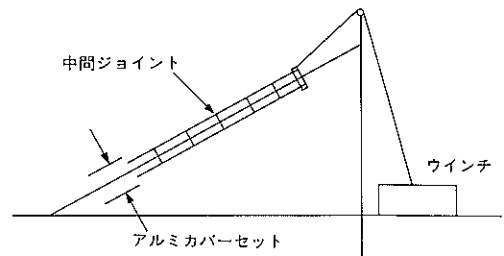
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
鋼桁の吊上げ架設	■													
高力ボルトの締付け		■	■	■	■	■								
ケーブル調整側の引込み						■	■							
シム装着・縦断測量								■	■					
橋軸直角方向溶接										■	■	■	■	
次回ケーブル固定側取付け											■	■		
次回吊上げ桁準備													■	■

(2) アルミカバー装着

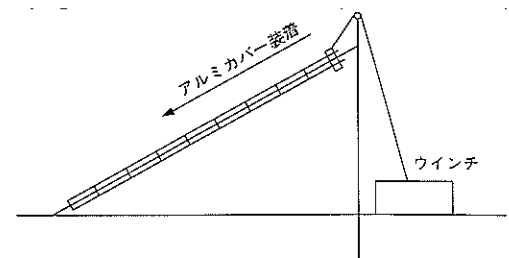
本橋ではまず先にアルミカバーなしでケーブルを架設し、後からアルミカバーを取りつける方法をとった。装着方法の概略を図-9に示す。前後2組のアルミカバーは、内部にある中間ジョイントのボルトによって結合されている。



(a) ジャッキ、アルミカバーのセット



(b) ジャッキ、アルミカバーの引上げ



(c) アルミカバーの装着

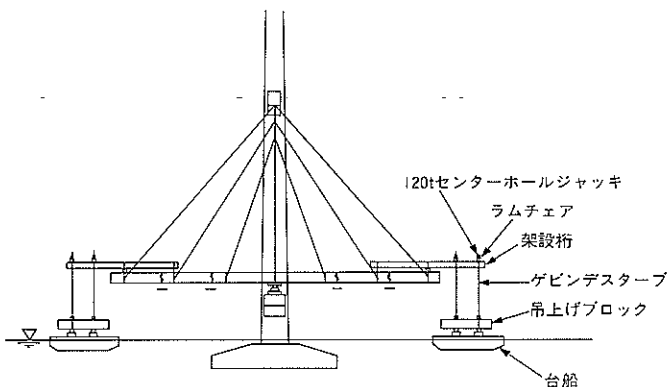


図-8 鋼桁の架設要領

図-9 アルミカバーの装着方法

したがって、最上段のアルミカバーを写真-4に示す装着ジャッキを用いて引き上げることによって、全体が一度に上昇していく仕組みである。アルミカバーセット終了後は、ジャッキを上から下へ移動させそのつど装着していけば、ジャッキの位置に人をおく必要がなくなり、デッキ面にあるジャッキポンプの操作のみで装着が可能となった。アルミカバーの装着は、多いときは1日6本の取付けを行った。

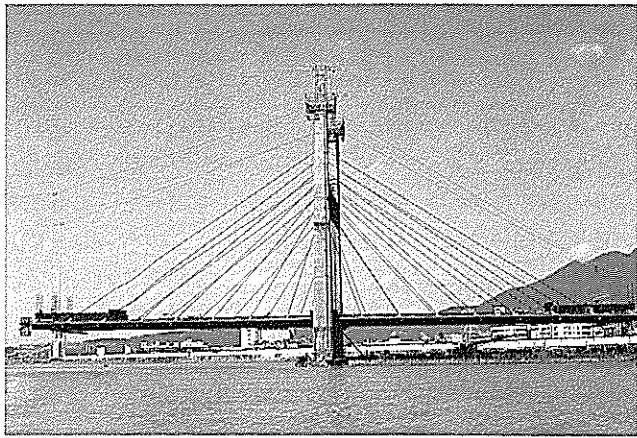


写真-4 鋼桁吊上げ架設

5.3 ケーブル張力測定

(1) 張力算定方法

本橋の張力測定は、架設系において振動法と油圧ジャッキとの併用でキャリブレーションを行い、全体を通しては振動法での測定を行った。本橋のケーブル張力の算定に用いた算定式は次式によるものとした。

$$T = \frac{4wl^2}{n^2g} f_n^2 - \frac{n^2EI\pi^2}{l^2} \quad (\text{tf})$$

ここに、 n : 振動次数

f_n : n 次固有振動数 (Hz)

w : 単位質量 (t/m) $w = w_s + w_a$

E : 弾性係数 (tf/m^2)

I : 断面2次モーメント (m^4)

$EI = E_S I_S + E_A I_A$

添字SはPC鋼より線、Aはアルミカバーを表す。

振動数測定に用いた機械は、ケーブルを強制振動させることにより拾った振動からパワースペクトル密度関数を求め、卓越振動数を表示する機械である。本橋の場合、実測では1次と2次の振動数を記録したが、張力の算定にはすべて2次（逆対称1次）の振動数を用いた。

(2) 張力測定

油圧ジャッキによる計測と振動法による張力算定結果との比較を表-8に示す。この表をみると振動法による値の方がジャッキによる値よりもやや大きくなっているが、4%以内の差であり、許容できる誤差範囲と判断した。

また本橋の場合、架設系においてはアルミカバー装着前

と装着後のケーブルが同時に存在することになる。そこで、アルミカバー装置による影響を張力算定式を用いて考察した。例として、最も長いケーブルであるNo1と最も短いケーブルであるNo19について考える。

算定式を、 $T = af_n^2 - b$ とする。ここで、 a はケーブルの重量に関する係数で、 b はケーブルの曲げ剛性に関する係数である。 a と b の値を表-9に示す。表より、係数 b の差は0.036tfと0.562tfである。架設時の張力は、最低でも60tfであるので1%にも満たない量である。よってアルミカバーの剛性は張力の算定には影響しないと考えられる。次に、係数 a は12.1%の増加となっている。この値は、アルミカバー装着による重量の増加と一致する。アルミカバー装着による張力増はアルミカバー自重による増加の分だけであるから、装着の有無による張力の変化はなほ一定と考えてよい。張力を一定とすれば、係数 a と振動数 f_n の関係は算定式により a は f_n の2乗に反比例すると考えられる。すなわち a は12.1%増加していることから $1/\sqrt{1.121} = 0.945$ で、 f_n は約5.5%減少するものと推察される。同様に、タイプIの場合は a の増加量は9.8%となり $1/\sqrt{1.098} = 0.954$ で f_n は約4.6%の減少となると推察される。

表-8 油圧ジャッキと振動法の比較

ケーブル番号	油圧ジャッキ A(tf)	振動法 B(tf)	$\frac{B}{A}$
15	100.0	104.0	1.040
6	90.0	91.6	1.018
16	80.0	82.4	1.030
7	80.0	82.0	1.025

表-9 アルミカバーの張力への影響

ケーブル 番号	係数 a			係数 b		
	アルミ カバー 装着前A	アルミ カバー 装着後B	$\frac{B}{A}$	アルミ カバー 装着前	アルミ カバー 装着後	差 (tf)
1	38.41	43.05	1.121	0.181	0.217	0.036
19	2.44	2.74	1.121	2.853	3.415	0.562

(3) 上部工の形状管理および張力管理

上部工の形状管理は、各架設途上において無応力長で製作したケーブルを架設時に90mm(45mm 2枚)一定厚のシムプレート挿入して取り付けることで行った。

表-10に示すように閉合時のケーブル平均張力と設計張力との差は10%以内である。この結果は、主桁の曲げ剛性を柔にすることにより、各ブロックの死荷重がケーブルにバランスよく配分されたことを示している。

一般にコンクリート構造物は、乾燥収縮やクリープの影響もあり、かつ現場施工であるため、鋼製の塔柱と同レベルの制度を得るのは困難である。本橋の場合は、塔内のケー

表-10 閉合時のケーブル張力

ケーブル 番 号	設計張力 T_2 (tf)	P_{16}		P_{17}	
		平均張力 T_1 (tf)	$\frac{T_1}{T_2}$	平均張力 T_1 (tf)	$\frac{T_1}{T_2}$
1	97.7	96.7	0.99	101.6	1.04
2	97.7	97.7	1.00	102.6	1.05
3	134.7	136.5	1.01	140.6	1.04
4	99.9	91.0	0.91	92.3	0.92
5	101.6	104.1	1.03	106.6	1.05
6	92.1	99.8	1.08	97.7	1.06
7	97.2	95.7	0.98	96.6	0.99
8	90.7	96.6	1.07	84.5	0.93
9	84.6	89.3	1.06	81.2	0.96
10	82.6	84.5	1.02	91.5	1.11
20	67.1	71.6	1.07	72.0	1.07
19	87.1	89.6	1.03	91.2	1.05
18	74.9	74.9	1.00	73.9	0.99
17	75.4	78.1	1.04	69.4	0.92
16	101.8	109.7	1.08	108.7	1.07
15	105.5	96.2	0.91	98.5	0.93
14	110.4	118.5	1.07	120.0	1.09
13	124.9	120.9	0.97	131.3	1.05
12	120.5	121.9	1.01	131.5	1.09
11	123.8	125.2	1.01	129.5	1.05

注) タイプ I : $37 \times \phi 15.2\text{mm}$ (SWPR7B)タイプ II : $37 \times \phi 12.7\text{mm}$ (SWPR7B)

ブル取付け鉄骨アンカーフレームの据付けを厳密に行い、さらにケーブル長を基準とした施工管理を行うことにより、閉合後のシム調整なしで所定の縦断値およびケーブル張力を得ることができた。

6. あとがき

『橋梁と基礎』1977年11月号に成瀬輝男氏の報告¹⁾が掲載されて13年の歳月が流れたが、重陽大橋が計画され完成に至った経過を辿ると、本工事は同報告の示唆による影響が大きい。同報告が出てからも斜張橋はめまぐるしい技術革新を続け、当初ドイツを中心に発展した主桁の曲げ剛性が大きい連続桁形式の斜張橋は、同じ技術者らによって北米を中心としたより経済的なフローティング形式のマルチケー

ブル複合斜張橋やPC斜張橋として建設される機会が多くなっている。

筆者らは成瀬氏の報告を拝読以来、Rande橋の工事にかかわった技術者との交流を数回行い、ケーブルの技術改良の必要性を痛感した結果生まれたのがAPSアンカーケーブルである。APSアンカーケーブルの開発にあたっては晩年小西一郎京都大学名誉教授の熱心なご指導があり、同先生を委員長としたAPSアンカーケーブル技術委員会の先生方に貴重なご指導をいただいた。ここに改めて本橋梁の施工を楽しみにしたまま他界された故小西先生のご冥福を祈るとともに、各委員の先生方に深謝します。また耐震安全性の検討では、京都大学工学部土木工学科山田善一教授、家村浩和助教授に、耐風安定性の検討では、京都大学工学部土木工学科白石成人教授、松本勝助教授に深謝いたします。特にコンクリート工事の技術指導をいただいた(株)大林組海外土木部桑原章次部長、三宅賢治課長に感謝します。

最後に本工事遂行にあたっていろいろな面でご尽力を賜った中華顧問工程司林樹柱総工師、曾清銓結構工部部經理ならびに唐榮公司重陽大橋工部處處長呉光輝氏に深く感謝する次第であります。

本報告が今後経済性の面から増加することが予想されるフローティング形式の長大斜張橋の建設に参考になれば幸いです。

重陽大橋は、1990年10月25日（光復節＝開放記念日）に完成し、今後台湾台北地区のランドマークとして親しまれることになろう。

参考文献

- 1) 成瀬：スペインの大型斜張橋、橋梁と基礎 (1977.11)
- 2) 日本材料学会：APSアンカーケーブル技術委員会報告書(1985.11)
- 3) 複合斜張橋の設計法：土木学会関西支部 (1987.11)
- 4) Standard Specifications for Highway Bridges, Adopted by The American Association of State Highway and Transportation Officials, 1983
- 5) Earthquake Engineering Laboratory, School of Civil Engineering, Kyoto University: Earthquake Resistant Analysis of Chung-Yang Highway Bridge (1985.3)
- 6) Bridge Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Kyoto University: Aerodynamic Investigation for Chung-Yang Bridge Project (1985.3)