



## 橋梁事故物語

福田 武雄\*

### まえがき

“失敗は成功の基”という。ローマ時代のアーチ橋や今なお世界各地に残る壮麗な古代の構築物も、それまでの長い間の幾多の失敗や事故の試練の成果であろう。鋼や鉄筋コンクリートが出現し、橋の技術が近代科学の一分野として進展してからも、数え切れないほど多くの大小の事故が発生した。そのたびに、それまでの考え方の誤りや、不明であったことが明らかにされ、今日の発展がもたらされた。それに、皮肉なことに、事故が重大であればあるほど、それに比例して貴重な教訓が得られた。本講には、古来有名であり、そして今日の橋梁技術の礎となった事故のあらましを述べる。

### Tay 橋 の 墜 落

橋の歴史の中で **Tay** 橋の事故はあまりにも有名である。1878 年 6 月 1 日、英国スコットランドの東海岸にある大きな入江の一つである Tay 河上に、Edinburgh と Dundee を結ぶ単線鉄道橋として、全長約 3000 m の Tay 橋が開通した。本橋は、当時命名の高かった Thomas Bouch が技師長として担当し、85 径間の鍊鉄製ラストラスで、このうち主航路上の 13 径間は、支間 75 m の連続トラス群であった。橋脚は、海底岩盤上に築造された石工構造の上に建てられた 6 本の鑄鉄管の脚柱で形成され、主構は水面上約 27 m、当時、最新式かつ最大の傑作として、絶賛を博していた橋である。

しかるに、開通後間もなく、おそらく強風時の風圧によるものと推察されるが、鑄鉄管脚柱を結ぶ鍊鉄製対傾構がゆるんできた。そのうち、開通後 1 年半の 1879 年 12 月 18 日の日曜日の午後、暴風が襲来した。夜になって風はますます強まり、多くの Dundee 市民は、彼等が誇る巨橋の運命を心配して、橋の北岸の信号所まで出かけた。午後 7 時 15 分、風力はその頂点に達した。このときちょうど Edinburgh 発旅客列車 Edinburgh Mail 号の機関士は、信号所でタブレットを受け取り、列車は

\*工博 第 52 代本会会長・東京大学名誉教授

ゆっくりと橋上に進行した。その数分後、人々は、暗やみの中に火花のひらめきと同時に光のつながりが、流星のように落ちて行くのを見た。Dundee 側の信号手は、なにか重大な事故が発生したことを直感し、対岸に電話連絡を試みたが通じなかった。そこで、鉄道員 2 人が、身の危険をおかして、暗やみの中を線路上をほうようにして進んで行ったが、彼等は、眼前にあるべきものが消失していることを発見した。13 径間の主構が、その上の列車とともに、水中に落ちたのである。1 人の生存者もなく、75 の人命が失われたのである。

当時、橋の設計に考慮すべき風圧については、適切な示方書も資料もなく、約 100 年前の 1759 年に Smeaton が提案したつぎの風圧が、唯一のよりどころであったに過ぎない。

大風のとき：  $6 \#/\square' = 29 \text{ kg/m}^2$

強風のとき：  $8 \quad \quad = 39 \quad \quad$

暴風のとき：  $12 \quad \quad = 59 \quad \quad$

Tay 橋の設計で、このうちどれを採用したかは不明である。  $20 \#/\square' = 98 \text{ kg/m}^2$  の風圧を考えたという説もあるが、Bouch 自身は、風圧にたいしては、なんら特別の考慮をしなかったと証言した。いずれにしても、わが国の現行の  $300 \text{ kg/m}^2$  の基準風圧から見ると、まことに驚くべきことといわざるを得ない。

事故調査委員会の調査により、Tay 橋の主構と橋脚を吹き倒すためには、約  $40 \#/\square'$  ( $195 \text{ kg/m}^2$ ) の風圧が必要であることが判明した。これは約  $40 \text{ m/sec}$  の風速に相当し、たとえ暴風とはいえ、このような強風が全延長にわたって同時に吹くことは考えられない、というのが当時の考え方であり、結局、風によることだけは明らかであるが、事故の直接の原因については、なんら確定的な結論は出されなかった。

しかし、現場駐在技師 Gröthe の推論は、最も真に近いといえる。墜落した主構は数連の連続トラスである。列車が端径間より一つ手前の径間に乗れば、端径間の桁端は支承から浮き上がり、このとき風のため横方向に変位する。列車が進行して端径間上に来れば、浮き上がった桁端は落下するが、これが元の支承上にうまくもどらず、かつ衝撃を与え、支承と鑄鉄管脚柱を破壊する。こ

の現象が、主構不連続部の支点のどこか一カ所に発生すれば、主構は、その連続性のために、つぎつぎと崩落する。もし Tay 橋の各径間が単純トラスであったならば、事故は発生しなかったであろうというのが Gröthe の推論である。支承構造上、桁端の浮き上がり防止がなかったこと、列車が端径間の手前の径間の位置で墜落していた事実は、Gröthe の推論を裏づけるものである。

Tay 橋は 1882~87 年に再建された。新橋の設計には  $56 \text{ \#}/\square'$  ( $273 \text{ kg}/\text{m}^2$ ) の風圧が採用された。新橋は、旧橋に平行した位置に、旧鉄材の大部分を修理再使用し、複線橋として架設された。Bouch は、Tay 橋の事故の前に、Forth 橋の 2 径間つり橋 (支間 488 m) としての設計をすでに完了していたが、Tay 橋の事故の責任を問われ、Forth 橋の委託からはずされた。彼は、これらの事件により衝撃を受け、心身の健康を害し、事故の翌年、失意のうちに世を去った。

Tay 橋の事故はまことに悲惨であったが、そのおかげで、風圧の重大性が認識され、風にたいする設計方針や風そのものの研究を促した。もしこの事故がなければ、風に無関心な設計が依然として続けられ、多くの橋に、たとえば Tay 橋に引き続いて架設計画中であった Forth 橋に、Tay 橋と同様、あるいはそれ以上の重大な事故が発生したであろう。なお、Forth 橋の計画は、Bouch にかわって John Fowler と Benjamin Baker の 2 人に委託され、彼等は、Tay 橋の事故にかんがみ、風圧に関する綿密な現場実験と研究を行ない、新 Tay 橋の設計に採用された  $273 \text{ kg}/\text{m}^2$  の風圧が妥当であるとの結論に達し、この風圧にたいして Forth 橋を設計した。

Tay 橋の事故は、橋梁工学上の貴重な先駆者的犠牲といえるが、この種の事故が、その後もたびたび発生するのは遺憾である。米国では、St. Paul の **Smith Avenue** 橋が 1904 年に、ミシシッピ河上のゲルバー トラスの **Chester** 橋が 1944 年に、ともに旋風により河中に墜落

した。わが国では、昭和 37 年 8 月 25 日の夜、中部地方に襲来した第 14 号台風により、折から架設中であった名神高速道路木曾川橋中のトラス 1 連が、転倒もせずに横方向に河中に吹き落され、同夜、建設省が興津川に架設中であった連続箱桁も、一部分が落下して被害を受けた。

## Quebec 橋の事故

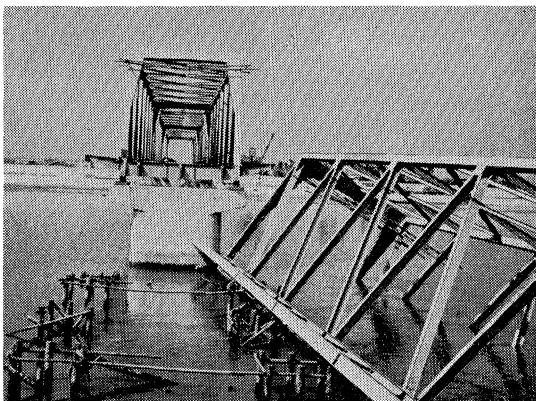
カナダの Quebec 市において St. Laurence 河上に、世界最大のゲルバー橋がかかっている。19 世紀の末期にいたり、それまでの鋳鉄や Forth 橋の錬鉄にかわり、鋼が橋に使われだした。Quebec 橋は、 $157+549+157 \text{ m}$  の鋼ゲルバー トラス橋で、中央支間は Forth 橋のそれをしのぐこと約 27 m、ゲルバー橋として、またトラス橋として、現在でも世界最長支間の橋である。しかし本橋もまた、開通までに再度の重大事故の洗礼を受けた。

Quebec 橋の主任技師は、当時鉄道橋の権威として世界的に令名が高かった Theodor Cooper であった。工事は、1904 年に開始以来順調に進み、南側の定着径間とその突出片持部が完成し、中央部のつりトラスの片持式架設を開始した 1907 年 8 月、橋脚付近の大きな圧縮力を受ける最大断面の下弦材の若干に、その腹板が座屈する徴候が発見された。Cooper は、当時 70 才の高令であったため一度も現場には行かなかったが、これを聞いてただちに、詳細な調査と腹板補強の研究を指示した。

しかしここに、悲惨な結果を引き起こすことになった二つの誤算があった。その一つは、Cooper が、調査研究を命じたからには、その間工事は当然中止されるものとひとり合点したことであり、他の一つは、そのまま工事を続行すれば世界最大となるべき橋に重大事故が発生することの懸念を、彼以外だれ一人として抱かなかったことである。また、製作工場を出るときに、これらの腹板がすでに 19 mm もはらみ出していた事実があり、工事は続行された。腹板のはらみ出しが 19 mm から 50 mm に増大したにもかかわらず、架設用クレーンはさらに径間中央の方に移動され、ついに 1907 年 8 月 29 日橋脚付近の主要下弦材が座屈破壊し、約 9 000 t の鋼材が水中に没するとともに、定着径間はその中央部で折れた。橋上に作業中の 86 人のうち、生存者はわずかに 11 名、Tay 橋の事故による推定死者数とまったく同数の 75 の人命が失われたことは、まことに不思議な因縁である。

事故査問委員会の調査によると、レーシングがあまりにも貧弱であったため圧縮下弦材の腹板に局部座屈が生じたこと、圧縮材の添接部の密着が不完全で、しかも部分的にしっかりベットされていなかったことが、事故の原因であり、これら直接の原因のほか、示方書が不十分で、許容応力が過大に、死荷重が過小に見積まれていた

写真-1 名神高速道路木曾川橋のトラス 1 連は  
37.8.25 の夜、台風吹き落された



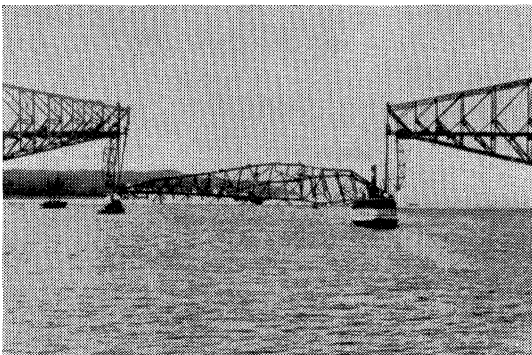
などの欠陥が明らかにされた。したがって、かりに架設が無事に完了したとしても、所定の活荷重には安全度が不足し、また旧部材の修理再使用が不可能なことが判明したので、まったく新規に設計・製作することになった。このため Ralph Modjeski を長とする委員会が設けられ、Modjeski は新橋の完成までその任についた。Cooper は、この事故ののち第一線から引退し、不遇のうち数年後に世を去った。

事故の跡片づけに2年かかり、その間、組合せ圧縮材の座屈・リベット継手・レーシング・アイバー・軟鋼と高張力ニッケル鋼との比較など、各種の広汎かつ綿密な実験と研究が行なわれた。この結果、新設計では、許容応力が軟鋼にくらべて40%大であるニッケル鋼を主構全部に使用することとし、新しく厳格な示方書を設定した。新橋では、主構中心間隔を旧設計の20.4mから26.8mに増大し、剛度・架設性・経済性の観点からKトラス形式とした。主引張材にはアイバーを使用、下弦格点はリベット結合としたが、他はピン結合とした。

旧橋の橋脚基礎に添えて木造ケーソンを沈め、これによって基礎を補強しようとした。橋本体に鋼が使われる時代に木造ケーソンを計画したことは不可解であるが、この試みは失敗に終り、旧橋の基礎を放棄、その南方18.5mの位置に圧縮空気ケーソン工法で基礎を築造、これはなんらの事故もなく1914年に完成した。

新橋の定着径間は足場上で架設され、その突出片持部は片持式架設により1916年に完成した。中央つり径間の支間195m、重量5000tのトラスは、陸上で製作し、台船に載せて現場に運び、定着径間片持部の先端から下桁ガイドにより、水圧ジャッキで押し上げることにした。押し上げ作業は1回60cmのリフトで開始され、第3回の押し上げでトラスは台船から離脱した。その後押し上げ作業は無事に進められたが、1916年9月11日突如として、トラスの4隅の支点の押し上げ用支承鋳物の一つが破壊し、このためトラスは、ねじれ、傾き、水中に落下した。死者13人、負傷者14人を出した。

写真-2 Quebec橋の195m、5000tのつりトラスは1916年、押し上げ作業中に墜落した



上部構造の工事者 St. Lawrence Bridge Co. は、ただちに、全責任を負い、崩落したスパンの再製作を政府に申し出た。調査の結果、今回の事故の原因は、複雑な十字形の支承鋳物にあり、しかも、このような支承は考え過ぎであり、かつ、不必要なことがわかった。その後1年の間に、トラスは再製作され、鋳物支承のかわりに鉛板を使用し、4日間の作業でつりトラスの架設が完了した。かくして Quebec 橋は1918年8月に開通した。

Quebec 橋の事故に関連して実施された多くの研究のおかげで、組合せ圧縮材の強度・腹板の局部座屈・レーシング・対傾構・格点構造等の鋼橋詳細設計の重要点の本質が明らかにされた。

### 風によるつり橋の事故

原始的な、あるいは無補剛のつり橋が、強風時に不安定になり、損傷または墜落した例は、古来きわめて多い。その最初の例は1818年に墜落したスコットランドの **Dryburgh Abbey** 橋である。支間137mの英国の **Berwick** 橋は開通後6ヵ月目の1820年に、ドイツの **Nassau** 橋は完成後3年目に、ともに風のため崩落し、1840年に完成したフランスの **Roche Bernard** 橋も、その橋床が風に吹き落され、1836年には英国の **Brighton Chain Pier** 橋が、1854年には米国の **Wheeling** 橋が、ともに、風のため墜落した。

また Telford の手により1826年に開通した有名な英国の **Menai Straits** 橋も、再三にわたり、風の洗礼を受けた。本橋は、支間177mの錬鉄アイバーによる無補剛のつり橋であったが、開通した1826年と1836年および1839年に、風による不对称のねじれ振動のため、ハンガー・錬鉄床桁・木板橋床あるいはチェーンの間に設けた鋳鉄管材の横構等が破壊した。この最後の事故の後の修復に際しては、木造床板を三重にするとともに、縦方向に木の補剛材を配置して橋床の剛度を大にしたために小康を保っていたが、1893年にいたり、ついに、強風のために橋床が完全に崩落した。このときの修復には Benjamin Baker が当たり、床組を鋼構造に改造し、その後1940年に現在の橋に架け換えられるまで、大した事故もなく推移した。

現在は幾多のアーチ橋がかかっているナイアガラ渓谷には、昔は、いくつかのつり橋がかかっていた。そのうちの一つ、1850年に Serrel がかけた無補剛つり橋は、ある暴風のときかなりの損害を受けた。ちょうどこのとき現地にいた Roebing は、橋床から下側方の渓谷の底まで対風索を張り、これにより橋床部の安定をはかった。しかるにその後、谷の中に冰雪が堆積し、これが流出して対風索を巻き込み、ひいては橋床に危険のおよぶ

ことが懸念されたので、応急措置として、対風索を撤去した。そして堆雪の流出後、対風索の再置を準備中、一陣の暴風が襲来し、橋はその餌食となってしまった。

1869年にナイアガラ滝の下流に Samuel Keefer によって完成した **Niagara-Clifton** 橋は、支間 365m の当時としては記録的の長大つり橋であった。当初は、橋床も補剛トラスも木造であったが、1888年 McNulty によって、全部鋼構造に改造されるとともに拡幅された。かくしてナイアガラ溪谷上のつり橋として最後まで残っていた Clifton 橋も、改造後7か月目に、暴風のため完全に崩落し、その跡に現在のリブアーチ橋がかけられたのである。

以上はすべて無補剛または剛度不十分なつり橋であった。その後 Tay 橋の事故が教訓となり、風圧にたいする橋の横抵抗の重要性が認識され、つり橋にも補剛トラスを付けるようになった。その後 Brooklyn 橋、Golden Gate 橋、San Francisco-Oakland Bay 橋などの巨大な補剛トラスつり橋が完成し、これらが、いずれも、大した問題もなく経過したことから、つり橋の対風安定性については、一応問題はなくなったと考えられてきた。

しかるに 1939年と 1940年に、米国において、それまでの補剛トラスのかわりにプレートガーダーを補剛桁とする大径間つり橋が2橋完成した。一つは O.H. Anman の設計で 1939年ニューヨーク市内に完成した **Bronx-Whitestone** 橋であり、一つは、巨匠 Leon S. Moissieff の設計で、タコマ市近くの Puget Sound 上にかげられた **Tacoma Narrows** 橋である。両橋の主要諸元は、つぎのとおりである。

	支間	幅	桁高	支間 幅	支間 桁高
Whitestone 橋	701 m	22.6 m	3.35 m	31	209
Tacoma Narrows 橋	853 m	11.9 m	2.44 m	72	390

両橋とも、示方書の規定からはなんらの欠点はなく、風圧にたいしても、通常の計算では十分の安全度があった。両橋の差は、橋幅および桁高と支間との比にある。両橋とも、開通直後から空気力学的不安定性を示していた。ただし Whitestone 橋では 15cm 程度の変位であったが、Tacoma 橋では、少し強い風が吹くたびに、橋床が横揺れのほかに上下に 1m 以上も波動した。自動車で行くと、橋を渡り切るまでに、橋面の波動のために、前車が数回も見えかくれしたとのことであった。

それで、Whitestone 橋については Princeton 大学の E.K. Timby 教授が、Tacoma 橋については Washington 大学の F.B. Farquharson 教授が、それぞれ委託を受けて調査研究をした。その結果、Whitestone 橋では、支間中央で主索と補剛桁を斜索で連結し、かつ、橋床端と塔柱の間に摩擦緩衝装置を入れて、縦方向の運動を抑制することにした。一方 Tacoma 橋では、開通後3カ

月目に、直径 60mm のケーブルで側径間中央を地上に鎮定して中央径間の動揺を抑制する手段を実施し、さらに、塔頂から斜索を張ること、補剛桁の側面を流線形にすることなどが計画されていた。

しかし、これらの努力もすべてむだであった。開通後4か月目の 1940年11月7日、19m/sec の大して強くない風のときに Tacoma Narrows 橋は完全に崩落した。前夜から吹き出した風は7日の朝9時に前記の風速になった。このとき橋の運動を映画に記録するために橋上にいた Farquharson 教授は、橋床の水平動は約 60cm にすぎなかったが、上下動は 9m に達し、左右の補剛桁の

写真-3 Tacoma Narrows 橋は 1940年に開通後4か月目に毎秒 19m の風で崩落した



振動の位相が相違し、そのため橋床は 45° 近くまでねじれたことを観察した。この頃の初期の振動周期は約 1.7秒であったが、10時ごろには約 4.4秒の周期になり、橋床の上下動・波動およびねじれが増大し、ついに午前11時少し前、補剛桁が中央部で折れ、何本かのハンガーが破断、約 300m の橋床部が落下した。この後、橋の運動は急にいったん静止したが、ただちに新しい系の動揺が生じ、これが側径間に移行した。その後、中央径間の残存部が完全に崩落、塔頂は岸方向に約 3.5m 変位、側径間は約 9m 垂下して、ついに静止の状態になった。

Tay 橋の事故から約 50年間、この種の事故に免疫になっていた世界の橋梁技術陣は、Tacoma 橋の崩落によって一大衝撃を受けた。巨匠 Moissieff が設計し、ケーブルは John A. Roebling Sons 社製、鋼構造は Bethlehem 会社など、すべて世界一流の手に成り、しかも静力学的には 53m/sec の風に安全であるように設計された数千トンの鋼とコンクリートの巨大な橋が、風圧の点から見れば設計値の 1/9 の風によって、何故に、急に生きものようになったのであろうか。また何故に、比較

的小さい振動が急に巨大な橋を粉砕するほどのはげしい運動に移行したのであろうか。

いうまでもなく、これは空気動力学の問題である。およそ橋のみならず構造物にたいする風の影響は、風圧または風荷重で表現される構造静力学上の問題と、風による振動や共振の構造物の動力学的挙動と空気動力学の問題とに分けられる。前者は、Tay 橋の事故の原因であり、それにより一応は解明されたが、後者は、Tacoma 橋の事故までは、あまり注意されなかった。Tacoma 橋の事故を契機として、Timby, Farquharson 両教授をはじめ、世界各方面において、つり橋の空気動力学的挙動と安定性について、徹底的な研究が行なわれ、この問題は、いまなお長大つり橋の最重要問題の一つになっている。この方面での有名な D.B. Steinmann は“剛度”を定義し、これがある値以下ならば不安定になること、そして、剛度を大にするために、橋床部重量・幅員・補剛トラスの高さを増大すること、橋床部に吹き抜けの空間を設けて風の影響を軽減すること、斜め索や緩衝装置により橋床の運動を抑制することなどを提案した。

Tacoma Narrows の新橋は、旧橋に比し、2.44 m 高の補剛桁のかわりに高さ 10 m の補剛トラスにし、幅員を 11.9 m から 18.3 m に増大して、剛度を 37 倍にするとともに、橋床の中央分離帯に風抜きの空間を配置した。新橋は、1949 年に工事開始、1950 年 10 月に完成、その後なんらの問題もなく現在にいたっている。

Whitestone 橋が開通後間もなくある程度の補強を施されたことは前述のとおりであるが、Tacoma 橋の事故にかんがみ、1946 年に、在来の補剛桁の上に補剛トラスを増設するとともに、塔頭から橋床に斜め索を張り、現在にいたっている。

Golden Gate 橋も風に免疫ではなかった。本橋では工事中から引き続いて 1937 年に開通後も、地震による橋塔その他の部分の振動の観測に並行して、風による振動の観察が続けられていた。そのうち、開通後約 8 カ月目の 1938 年 2 月 9 日と 1941 年 2 月 11 日の両度、約 28 m/sec の強風時に、橋床に波高約 60 cm の波動が進行するのが観察された。振動は主として上下動で、ねじれ振動は少なく、実質的な被害はなかったが、Tacoma Narrows 橋の崩壊事故の後、米国内に組織されたつり橋の対風安定性に関する委員会の一つの事業として、本橋についての実測研究が取り上げられ、1943 年に風力計・加速度計その他 10 個の計器が橋の各部に取り付けられ、詳細な計測と研究が 1950 年まで続けられた。しかるに 1951 年 12 月 1 日、午前中から吹き荒れていた風が夕方になって 25~30 m/sec の風速になったとき、3.3 m の上下動と 3.7 m の水平動が発生し、このため、補剛トラスの緩衝装置や橋床の伸縮継手部分等が破損、

支間中央部では照明柱が主索に接触して折損するなど、約 7 万ドルの被害を受けた。この結果、補剛トラスのねじれ剛性を増大する必要があることがわかり、そのために、補剛トラスの下弦面に水平横構を構築した。その後はなんらの異常もなく現在にいたっている。

## 全溶接フィレンデール橋の破壊

1938 年 3 月 14 日、午前 8 時 20 分、ベルギーの Albert 運河上の全溶接フィレンデール桁の Hasselt 橋が、路面電車の通過中に破断崩落した。溶接技術進展の初期における最初の重大事故である。

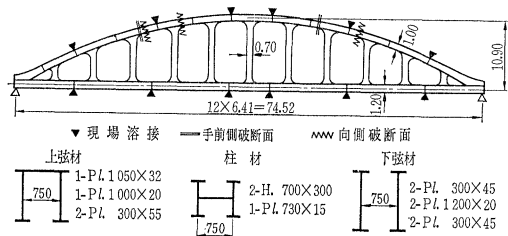
フィレンデール桁は、ベルギーの Louvain 大学の教授 A. Vierendeel が最初に提案したラーメン桁で、その計算理論は確立され、桁全体としてのみならず、格点部についても、広汎な実験が実施されていた。初期のものはリベット構造であったが、溶接の出現とともに、溶接によりフィレンデール桁の特長がさらに発揮されるものとされ、当時ベルギー橋梁界のボスの存在であった Vierendeel の権力とあいまって、1933 年以後 50 橋以上のフィレンデール橋がベルギー国内各地に架設された。このうち最大のもは、アルバート運河上にかげられた支間 90 m の Haccourt 橋である。

Hasselt 橋は、支間 74.52 m、主桁中心間隔 10.4 m の曲弦下路橋である。単線の路面電車軌道が布設された。1937 年 1 月 19 日に完成、橋梁道路省の載荷試験に合格して開通後 14 カ月目に事故が発生したのである。

事故発生当時、電車 1 台と歩行者が橋上にあつたが、事故を知らせる最初の叫聲から橋が 3 分して落下するまでに約 6 分かかり、その間に電車も通行人も無事に橋外に出て、死傷者がなかったのは、不幸中の幸である。目撃者の言によると、最初に一つの横桁が落下、つぎに下弦材が破断、ついで上弦材がほぼ 3 等分点で切れ、3 部分に分かれて運河中に落下した。下弦材の破断後は、上弦材はアーチとして作用することになり、それに耐えきれなくなって 1/3 点で破壊したものと考えられる。石工橋台が河心から反対方向に水平せん断破壊されたことは、上弦材がアーチとして作用し、橋台に水平推力が作用したことを物語っている。

Hasselt 橋は、工場も現場もすべて溶接、鋼材はベルギーの St 42 の規格(引張強度 42~52 kg/mm<sup>2</sup>, 降伏点 28 kg/mm<sup>2</sup> 以上、伸び 20% 以上)に合格するトーマス鋼であった。鋼材の化学成分は C は 0.15% 以下、S と P はともに 0.03% 以下で、この点だけからは、溶接上に異常な困難はなかったと思われる。しかし、伸びについては規格に合格することが困難で、とくに厚板ではそうであったと報告されている。本橋の上弦材のフランジ

図-1 全溶接フレンドール桁 Hasselt 橋



には 55 mm の厚板が使用され、このような厚板では材料の均一性に多大の疑問があったと思われる。また引張強度と降伏点の規格値から見て、使用鋼材が、延性の乏しいもろい材料であったと想像される。じっさい、上弦材の破断が、図に示すように、最弱と思われる現場溶接部に発生せず、これからはるかに遠い母材部に発生し、しかもその破断面が、およそ軟鋼のそれではなく、むしろ鑄鉄の破断面と同様であったことから裏づけられる。

本橋破壊の一因は、明らかに鋼の材質にあるが、調査の結果、溶接にも原因がある。上弦材の破断が、最弱と思われる現場溶接部に発生しなかったのは、偶然か計画的にか、フレンドール桁の弦材として曲げモーメントが 0 になる反曲点の近くに現場溶接が行なわれたこと、一方、実際破断箇所が、柱材と弦材との接合隅角部の端部であり、ここで曲げモーメントが最大になり、かつ応力の集中があり、そのうえ、ここで柱材のフランジの端部が弦材の 55 mm フランジに溶接され、ここに応力の集中と切欠き効果が重なったためと思われる。

本橋破壊の起因は横桁の落下である。これは疑いもなく、横桁と下弦材腹板との現場溶接部が、そのすぐ近くにある軌道を通過する電車荷重のくり返しと衝撃により、ついに疲れ破壊したものとされる。

Hasselt 橋の事故は、明らかに、鋼材と溶接に原因があり、当時の溶接構造関係者に一大衝撃と警告と教訓を与え、そのころ多発した船舶その他の溶接構造物の事故とともに、結果として、今日の進展した溶接工法をもたらしたものと見える。

## 地底の事故

圧縮空気ケーソンは、現在は橋梁基礎の工法として常識になっているが、これまたその進展の過程において、大小の事故と多くの人命の犠牲があった。

この工法が橋に使われたのは、1851 年 Cubitt と J. Wright が英国の Rochester で Medway 河中に、円筒橋脚を深さ 20 m に沈めたのが最初である。1855~59 年に英国の Saltash に I.K. Brunel がかけた **Royal Albert** 橋は、彼の最後の傑作といわれる。本橋は、パイプ断面

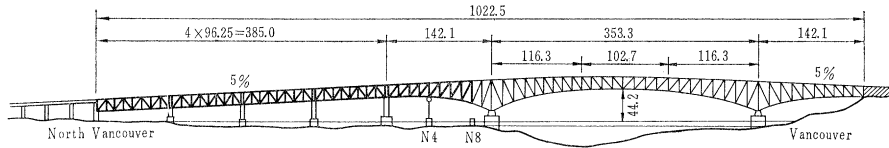
の上弦材とチェーン状の下弦材とから成る支間 139 m の錬鉄製レンズ形トラスの単線鉄道橋で、Brunel は、その主橋脚にケーソンを使用した。ケーソンは直径 10.7 m の錬鉄製円筒で、陸岸で製作、満潮時に現場に運び、水面下 24 m の岩盤に到達させた。最初は 7 時間交代で工事したが、病人が続出したので、3 時間交代にし、その後は故障者も出ずに無事に完工した。

圧縮空気ケーソンは、米国においては、ミシシッピ河にかけられた **St. Louis** 橋に使われたのが最初である。本橋は、1839 年以来 Ellett, Roebling および Homer によって計画されていたが、1867 年に James B. Eads が主任技師となって架設せられ、一名 **Eads** 橋ともいわれる。上部構造は Theodor Cooper が監督した。153+158.5+153 m の当時としては大径間の上路アーチ二層橋で、上層は車道、下層は複線鉄道を通した。Eads は、経済的理由から、ケーソンの壁体を木造とし、その内外面に薄鉄板を張り、内部を鑄鉄と木材で補強した。工事は無事に進行していたが、最大かつ最深の東側橋台のケーソンに事故が発生した。断面寸法は 26.5×22 m で、形は六角形であった。このケーソンの刃口がようやく基礎岩盤まで 3 m に近づいたとき、強旋風によりすべての施工設備が被害を受けた。工事再開後、深さ約 30 m のときに、1 人の作業員が倒れ、エアロックを出てから 15 分後に死亡した。これは卒中と診断されたが、数日中に数人の死者が続出した。この予防策として、作業員に亜鉛と銀の甲冑を支給したと伝えられるほど、当時はケーソン病に無知であったので、この工事で、作業員約 600 人のうち重症 119 人、死亡 14 人を出した。今から考えると、2.8 kg/cm<sup>2</sup> の圧力から大気圧までに下げるのに、わずか 2~3 分という急速な減圧が原因であったと思われる。

ケーソンの事故で有名かつ悲惨なのは **Brooklyn** 橋基礎の事故である。1867 年 5 月 Brooklyn 橋の技師長に任命された John Roebling は、橋脚位置測量中、足を船に挟まれ、手術の経過不良で 1869 年 7 月に死亡した。その後を彼の息子の Washington Roebling が引継ぎ、工事が進められた。ケーソンは、鑄鉄の刃口の上部に、側壁も作業室の天井も全部木造、木材の継目にはまきほだを詰めて気密と水密をはかった。これを陸上で製作して進水し、現場で、上部にコンクリートを詰めて沈下した。現在のケーソンと異なり、掘削土砂搬出用のシャフトは上下端ともまったくオープンで、この下端を、作業室内の地底に掘ったピットの水たまりに突込み、これによって作業室内の空気の逸出を防ぎ、かつ、掘削土砂をピットに落とし込み、シャフトの上端から下したグラブバケットによりつかみ上げる方法をとった。

この方法では、ピット内の水位の調整に問題がある。

図-2 Vancouver の Second Narrows 橋 (太線は事故発生ときに架設完了部分)



あるとき Manhattan 側ケーソン内のピットの水位が、突然にシャフトの下端より下がったため、作業室内の圧縮空気がシャフトから噴出、これとともに 100 m ほどの泥水の柱が上がった。この日は日曜日で、作業は休んでいたため、人身事故がなかったのは不幸中の幸である。

またあるとき Brooklyn 側ケーソンに火災が起きた。このとき Roebling は、率先してケーソン内で消火作業を陣頭指揮し、倒れて外にかつぎ出されても、回復するやただちにケーソン内に戻るといふように活動した。この火災は、当時は電灯がなく、照明用の裸ローソクの火が木材継目のまきはだに引火し、これが圧縮空気の圧力で深く押し込まれ、木構造内部にすっかり火がまわるまで発見できなかったのが、惨事を大にした原因である。

これにこりて Roebling は、Manhattan 側ケーソンには鉄板の内張りをした。このケーソンの沈下が進み、作業室内の気圧が  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  になったとき、100人以上の重症者が出た。このうち最も痛手を受けたのは Roebling 自身である。Brooklyn 橋は 1883 年 5 月に開通したが、彼はそれまで 13 年間にわたる心労のほか、誰よりも長時間圧縮空気に身をさらした結果、心身ともに衰弱し、身体不随の余生を送った。

Saltash 橋や Brooklyn 橋のケーソン工事で発生した耳痛・鼻血等の軽症から神経マヒや死亡にいたるいわゆるケーソン病については、当時は、原因や治療法もまったくわかっていなかった。1876 年にフランスの生理学者 Paul Peret は、空気中の窒素が血液に溶け、減圧時にこれが気泡になり、毛細血管につまって血行に障害を与えることを発見し、ケーソン病の本態を明らかにし、緩徐な減圧によってケーソン病を避け得ることがわかった。今世紀のはじめ、米国の Hill と Greenwood の二人は自己の肉体を  $5.3 \sim 6.5 \text{ kg/cm}^2$  の圧縮空気の中に入れて実験し、ケーソン病にたいし貴重な貢献をした。これら先人の献身的研究の結果、ケーソン病の対策や治療法が確立し、現在にいたった。

この間でもケーソンの事故は絶えなかった。John Fowler と Benjamin Baker が設計し、1887 年 6 月 21 日に開通した英国の Forth 橋でも、再三の事故があった。すなわち、橋脚の基礎として、直径約 21 m の鍛鉄製ケーソンを満潮位以下 19~27 m にある基礎岩盤に鎮定する工事が進められていた。このうち Queensferry 北西側

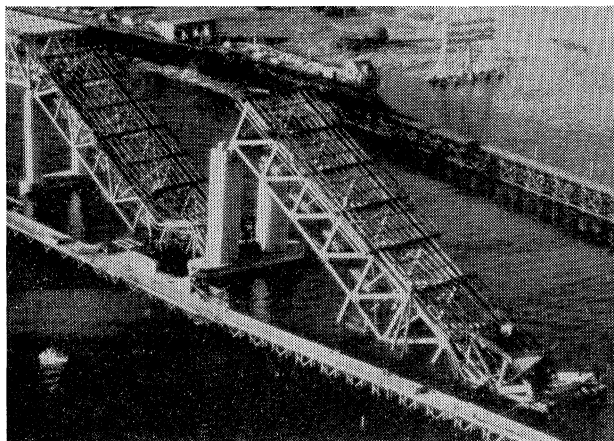
ケーソンは、クリスマス休日の異常干潮時に、刃口が水底の沈泥に深く食い込み、ケーソンが傾いた。満潮時に浮上して元に戻ると予想されたが、刃口が沈泥に固着して浮上せず、満潮時の海水がケーソン上部に流入し、満水して重量を増したケーソンはつぎの干潮時にさらに傾斜し、6 m 転位して転倒した。潜水夫により鉄板で補強し、ケーソン内の水をポンプで排水中、ケーソンは突然に沈泥から離脱して浮上した。南西側ケーソンも軟弱な沈泥中に作業中、突然に急落し、作業員が泥土と作業室天井との間に押しつぶされるようになったが、現場指揮者がただちに送気弁を全開、圧縮空気の圧力で侵入泥土を排除し、人身事故を防ぐことができた。

## 架 設 中 の 事 故

Quebec 橋の事故もその一つであるが、カナダの Vancouver 市の Second Narrows 橋の事故は、近年における架設中の大事故である。本橋は Swan, Wooster and Partners コンサルタントの設計・工事管理のもとに、工費 57.6 億円で Burrard 入江上に工事中の 6 車線の道路橋であった。上部構造の製作・架設は Dominion 橋梁会社が受注した。上路単純トラス 4 連の側径間部 385 m の架設は完了し、水路上のゲルバー トラスの定着径間 142.1 m の架設が進行中であった。10 格間の定着径間トラスは、第 4 格点下の仮設ベントを利用して架設され、それからさきは片持工法で進められ、すでに第 8 格間まで完了し、そこにまた仮設ベントを建てる計画であったが、1958 年 6 月 17 日、第 4 格間下のベントを支承する 2 層の鋼桁群の上層部の桁が降伏し、これにより定着径間トラスが墜落した。片持式架設のため、定着径間トラスの端部が定着橋脚の頂部に固定されていたので、定着橋脚はそれに引張られて傾斜し、そのため、これに支持されていた支間 96.25 m の側径間単純トラスも墜落した。

仮設ベントは箱形断面の鋼柱脚 2 本で構成され、それぞれ、港底中に打ち込まれ内部にコンクリートを詰めた外径 263 mm の鋼管ぐい 24 本の上に、格子状に 2 層に重ねた鋼桁群の上に支承されていた。下層の鋼桁は、高さ 1000 mm のリベット結合プレート ガーダー 4 本で、鋼板のダイヤフラムで十分に連結されていたが、上層には  $915 \times 305$  の H 形鋼 4 本を使用し、これには、集中荷重

写真-4 Vancouver の Second Narrows 橋架設中、1958.6.17、仮設ベント底部の H 形鋼の腹部の座屈に基因して墜落した



が作用するベントの脚柱支持点のみならず、まったく補剛材がなく、ところどころに木材のブロックを挟んだだけであった。

事故の後、ただちに州の最高裁判所の首席判事を長とする査問委員会が設けられた。その調査の結果、事故当時においては、定着径間部と架設機材の重量はベントに集中して作用しており、これを直接に支持する上層の H 形鋼の腹部の座屈が原因であることが確認された。そしてこの座屈の原因としては、(1) 腹部の補剛材を省略し、かつ、木材のブロックを挟んだ以外には十分な対傾構がなかったこと、(2) 実際の腹板厚 17 mm にたいし、25 mm 厚として計算したこと、(3) せん断力にたいする有効断面として、腹部の断面のみとせず、全断面積を有効としたこと、(4) 不安全な長柱公式を使用したこと、(5) この H 形鋼の上下に、荷重を平均化する目的で、厚 19 mm のベニヤ板のパッキングを嵌んだが、これがかえって腹部の座屈を助長したこと、の計算上の過誤と設計上の不注意が確認された。

査問委員会は、以上の事実のほかに、工事契約仕様書中の“工事契約者は、あらかじめ、責任技術者がその適切性と安全度を確認し得るように、架設計画を責任技術者に提示しなげなければならない”規定に違反して、仮設ベントの計画をあらかじめ責任技術者に提示しなかったことをも含めて、Dominion 橋梁会社が事故の責任を負うべきものであると結論した。

査問委員会は、責任技術者としての業務を委託されたコンサルタントにたいしては、工事契約仕様書がコンサルタントによって作成されたものであるからには、コンサルタントは、その中に前記の架設計画の事前提出の規定があることを十分に知っているはずであるにもかかわらず、工事契約者にその提出を求めなかったことは、委託業務の一部不履行の責任があると裁定した。

この事故の原因となった H 形鋼は、経験の浅い技師の計算と設計によるものであり、その安全性がどこかで検討されていたならば、事故は未然に防げたであろう。

わが国でも上部構造架設中の事故は、たびたび報道せられ、これを一々記録しておかなかったが、思い出すままに、その若干の例をあげる。

茨城県那珂湊市と大洗町との間で那珂川河口にかかる海門橋は、昭和 13 年の出水で流され、昭和 29 年に新橋の工事が始まり、主径間をケーブル式で架設中、昭和 29 年 12 月 29 日橋脚上に建てた鉄塔の控え索の 1 本がその支端から抜け、架設中の桁が河中に転落、即死 1 名、行方不明 2 名、重傷 3 名を出した。

佐久間ダムの逆調整池として静岡県竜山村に工事中の秋葉ダム現場において、天竜川にケーブル式で架設中の竜山大橋は、昭和 30 年 1 月 20 日の午後、大音響とともに主桁が中央部で二つに折れ、天竜川に落ちた。この事故の原因は、主索に作用する架設荷重の誤算であった。

宮城県宮城村熊ヶ根の大倉ダム工事用道路に、ケーブル式架設中であつた青下橋の主径間 55 m のトラスは、昭和 33 年 2 月 25 日鉄塔の控え索がその支端のターンバックルのところで破断し、鉄塔とともに 40 m 下の青下川に崩落した。この事故で死者 4、負傷者 5 を出した。

岐阜県大野郡の御母衣ダム現場近く、水没する国道の代替工事として尾神橋がケーブル式で架設中であつた。本橋は、全長 315 m、幅員 6 m、高さ 55 m の橋脚上かけられ、本邦第一の高い橋である。支間 29.4 m の単純桁と 75+120+90 m の 3 径間連続トラスから成り、兩岸より架設中のところ、昭和 33 年 8 月 16 日左岸側の径間 75 m のトラス部分が、50 m 下の尾神郷川に落下、死者 4 名とともに、その下に仮置きしてあつた橋材に大損害を与えた。本橋の場合、架設用吊索の下端に取付ける受桁は、大部分は工形鋼であつたが、1 本だけに溝形鋼が使用された。しかるに、この溝形鋼受桁と吊索との連結には、工形鋼用のものがそのまま使用され、したがって結合部にガタがあり、かつ受桁とトラス部材との連結も不十分であつたため、なんらかの原因で橋軸方向の力が作用したときに、溝形鋼受桁が横倒しになり、そのため受桁としての断面係数が小になり、架設荷重を支えることができず屈曲し滑り落ちたのが原因となり、連鎖反動的に全径間が崩落したのである。

昭和 34 年 9 月 7 日北海道中川郡歌内市内と国府部落を結ぶため、天塩川に全長 240 m、幅員 4.5 m の歌内橋をケーブル工法により架設中、支間 40 m、重さ 60 t の主桁をつっていた主索の支端の定着金物が破断し、桁は



転落、死者3人を出した。

昭和36年12月8日大阪市此花区春日出一丁目の第二阪神国道安治川橋現場において、ケーブル法で架設中の36mの鋼桁2本が、架設用鉄塔の転倒によって落ちた。鉄塔の移設作業中、その控え索の定着を確認しなかった不注意によるものである。

以上のように、ケーブル式架設時の事故がきわめて多い。ほとんどすべて、控え索の定着上の過誤または不注意、主索の強度不足、架設荷重の誤算、作業中の不注意によるものである。

昭和37年8月25日、日本道路公団が架設中の木曾川橋のワレントラス1連が、台風時に吹き飛ばされたのには、風力の偉大さをまざまざ見せつけられたが、昭和38年秋、首都高速道路4号線の千駄ヶ谷陸橋のPC桁が、パイプ足場のねじれによって墜落したこと、あるいは昭和39年11月26日大阪市北区樋之上町における阪神高速道路大阪1号線堂島川橋工事現場において、長さ40mの鋼桁2本を橋脚上に置き、これを4本のロープを張って支えていたところ、ロープが切れて、1本の桁は橋脚上に横転し、1本が河中に転落したことなどは、足場その他について横方向の安定性やねじれにたいする考慮の不足に基因するものである。

以上はすべて架設計画の不適正または作業上の手落ちによる事故であるが、上部構造の設計そのもののミスによる事故も少なくない。鉄筋量の誤算のため桁が落ちたり、ランガー桁を架設中、その上弦材の安定計算にミスがあったため、架設が終って足場を撤去しようとしたときに、上弦材に横方向の座屈が生じたり、あるいは、合成桁の断面計算に誤算があり、床版コンクリートを打設したときに鋼桁に異常なたわみが生じて、はじめて誤算に気がついたなどという例を知っている。

北海道神恵内村において架設中であった支間58mの合成箱桁の折石橋は、鋼桁部の架設が完了し、床版コンクリートを打設中、昭和38年11月17日崩落した。本橋は、鉄筋コンクリート床版と $\cup$ 形の鋼桁で構成される逆台形合成箱桁橋である。この種の箱桁では、床版コンクリートが十分に硬化した後において、はじめて箱桁としての剛性が発揮される。また、一般に、合成桁の鋼桁の上フランジは、合成後の応力が小である関係から比較的小断面に設計され、したがって、床版コンクリートが十分に硬化するまではきわめて不安定である。さらに本橋のような逆台形箱桁では、打設されたコンクリートの重量によって、左右の鋼桁が外側方に開いて倒れるように力を受け、これにたいして十分な連結材や横構・対傾構等が配置されていなければならない。折石橋の事故は、架設時の強風によるものとの説もあるが、当時の風は風力3(3.4~5.4 m/sec)であって、この程度の風で

事故が生じたとは考えられない。折石橋の設計を見ると、床版コンクリートの硬化前の施工時における鋼桁の不安定性に関する配慮が不足であったと考えられ、しかも60kg高張力鋼の使用により腹板厚が極度に小であり、これらのことが重なって、コンクリート打設時に鋼桁が外側方に開くか、上フランジが横方向に座屈するか、桁がねじれるか、あるいはこれらの現象がたがいに助長し合って、事故にいたったものと思われる。

## 地震による被害

大正12年の関東大地震で無数の橋が損壊した。その後、南海道地震・今市地震・福井地震・十勝沖地震・新潟地震等が発生し、相変らず同じような被害が生じ、そのたびに同じような橋の地震対策が叫ばれてきた。地震による橋の被害については、あらためていう必要はないが、とくに興味ある若干の例について述べる。

昭和23年の福井地震で被害を受けた中角橋と瀬越橋は、多径間単純鋼桁橋で、ともに、下部構造の変状が主因になって桁が落下または移動した。両橋とも、鉄筋コンクリート床版が、完全に桁から離れて横にずれ、または、ずり落ちた。これから、たとえ合成桁でなくても、床版と桁とを結合するスラブ止め工法がはじまった。

新潟地震の際の昭和大橋の被害の原因や対策については、いろいろのことがいわれている。下部構造における土質工学の重要性、振動論的耐震設計、桁端の落下防止や支承の強化などである。しかし、これは昭和大橋の落橋によってはじめてわかったことでなく、十勝沖や福井地震の後にも、まったく同じことがいわれた。

しかし、ここにも問題点がある。たとえば、どんな大地震によっても、橋台や橋脚から桁が落ちないように支承を強化すべしという議論である。しかしこのようにすると、地震時に、上部構造の影響がフルに下部構造にかり、その負担を増大する結果になる。これに反し、アンカーボルトの強度を適度にしておき、この限度以上の異常な大地震のときには、アンカーボルトが切れ、上部と下部の縁が切れ、下部構造にはある限度以上の水平力は作用しないという下部構造の免震設計が考えられる。もちろん、桁の落下防止や桁の落下による下部構造の損傷を防止する工夫は必要であるが、前記のようにすれば、たとえ桁が移動または落下しても、下部構造もともに破壊するよりは、事後の処置が容易である。

昭和大橋落橋の原因として、下部構造設計における土質工学的および動力学的耐震設計の不足と支承構造の不備とがあげられている。しかし、たとえこれらが完全であったとしても、あのような地盤変動があれば、橋はおそらく被害を受けたであろう。昭和大橋が教えるところ

は、橋の耐震設計においては、従来から力説されていることのほかに、地盤変動を考慮することと、これに関連して、橋の各部分とその詳細を、部分的に独立に計画または設計することなく、基礎地盤・下部構造・上部構造の3者を一体として考慮することの必要性である。

従来わが国では、軟弱地盤では支点の変位が予想されるから、連続桁は不可とされている。しかし、このような軟弱地盤にこそ、連続桁を採用すべきであると考えられる。じっさい、十勝沖地震の被害調査報告では、多径間橋の場合、単純桁よりもゲルバー桁や連続桁形式のほうが、またゲルバー桁よりも連続桁のほうが、被害が小さかったと報告されている。軟弱地盤上に連続桁橋を設計する場合、支点の変位は当然予想すべきであり、当初からある限度の変位にたいしては安全であるように設計しておき、この限度以上の変位が生じたときには、桁を上げ得る構造にしておけばよい。要するに、橋の耐震設計においては、個々の部分の耐震性について考える前に、下部構造とその基礎をふくむ橋全体としての構造系の検討と計画が先決問題である。

### 思わぬ原因による事故

橋は、その設計荷重より大きな荷重を受けても、安全率があるから、大いには大丈夫である。しかし、予想しなかった異常に大きな荷重や異種の力が作用したとき、被害が生じあるいは落橋するのは当然である。この種の事故のうち興味のある若干のものについて述べる。

古来わが国で有名なのは、徳川時代文化4年(1807年)8月19日に起こった永代橋事件である。当日は深川八幡の大祭であった。この祭は、寛政7年(1795年)ケンカさわぎのため中止され、12年ぶりの再開とあって、江戸中から数千の群集が出ていた。朝の四つ時(午前10時)ごろ、一つ橋の大名が船で橋下を通るといので橋上の交通を一時遮断していたが、これが解かれ、そのときちょうどミコシが来たので、群集はどっと一時に橋上に殺到し、橋の木桁は群集の重みにたえ切れず、橋上の群集とともに隅田川に落下した。陸続として殺到する群集は落橋に気づかず、前の者はこれに押されて、つぎつぎに川中に押し落され、記録によると、千人を越す死者と371人の行方不明者が出たという。もしこの数が真ならば、永代橋事件は、死者数において古今を通じて世界最大の事故といえる。なお、この事故の責任者として、橋掛受負人その他多数が入牢した。

異常な重車両の通行によって床版や伸縮継手などが部分的に破損する例は多いが、不法な通行により落橋した例は、北海道開発局の軽金属応急橋である。同開発局は昭和35年度に、支間30mまで架設可能な本邦最初の

高力アルミ合金製の組立式応急橋を2組完成した。昭和36年7月26日道南地方を襲った集中豪雨の後の応急的交通確保のため、この応急橋2橋が架設された。そのうちの1橋は相当の長期間にわたってその任務を果たしたが余市郡大江村地内の大江橋の流出跡にかけられた1橋は、8月2日より開通した。ところが8月6日午前8時すぎ、制限標識を無視して通行したブルドーザー積載のトレーラートラックによって墜落した。本橋はTL-14荷重にたいして設計したものであり、架設後14tの試験車を通してその耐荷力を確認したのであるが、応急工事として支承支保工を木造サンドル構造としたことを勘案して、荷重制限10tの標識を出しておいた。しかるに、これを無視して通行したのは、17tのブルドーザーを積載した自重10t、合計27tのトレーラーであった。計算の結果、もし主構が均等に荷重を分担するものとすれば、上記27tの荷重にたいしても主構は強度的には安全であるが、トレーラー荷重による支承反力は27.7tに達し、制限支承反力10tよりはるかに過大なものであった。本橋の事故は、制限荷重を大幅にこえた通過車両重量により支承部支保工が不均等に沈下し、このため主構のねじれ、上弦材格点部での座屈を引き起こし、通行車両とともに河中に転落したものと思われる。いずれにしても、制限標識を平気で無視する不法な傾向が絶無ではないことをわれわれは忘れてはならない。

橋本体ではないが、群集の圧力のため高欄が破壊し、人命が失われる事故も少なくない。昭和23年8月23日の夜、新潟万代橋の石造高欄は、火花見物のため殺到した群集の圧力のため崩落し、多数の死傷者を出した。この高欄は、コンクリート床の上にモルタル目地で築造したもので、計算上は、設計当時施行されていた内務省令の道路構造令の「道路構造ニ関スル細則」に規定された70kg/mの推力には安全であった。その後、戦時中に高欄中の金物を取りはずされたときに無理が生じており、これが一つの原因になって崩落したと想像された。しかし上記の高欄推力の規定にはなんらの根拠がなく、不安全と思われたので、筆者は、この事故の後に実験を行ない、群集の力で少なくとも250kg/m以上の水平推力が出ることを確認し、その結果、わが国で現行の高欄推力の規定が定められたのである。

同様な椿事が古代ローマにもあった。現在Tiber河上に有名なSant' Angelo橋がある。本橋の前身は、紀元134年にHadrian帝が築造したAelius橋(7径間アーチ橋)である。1450年12月19日St. Peter'sから帰途中の大勢の巡礼者が橋上にいたとき、一人の大僧正の馬が何かに驚いて突然にあばれ出し、ついに群集の中に狂奔をはじめ、この奔馬から難を避けようとした群集の圧力のため高欄はついに崩落し、172人の巡礼者が河

中に転落し、多数が溺死したと伝えられている。

脱線車両、暴走自動車等による損傷、桁下を通行する船舶や車両等の衝突による被害も少なくないが、最近におけるこの種の大事故は、ベネスエラのマラカイボ湖の入口を横断する **Rafael Urdante** 橋の事故である。本橋は全長 8678 m、幅員 17.4 m の PC 橋で、主航路上には、斜索でつった片持部とつり桁で構成される支間 235 m の 5 径間がかかっている。本橋の基本計画はイタリアの Morandi の手に成り、下部構造にはフランスの J. Kérisel 教授、模型実験はポルトガル国立研究所、さらにスイス工科大学の Stüssi と Lardi の両教授が協力、工事は地元の Precomprimido 社とドイツの Julius Berger 社が担当し、まことに国際技術協力のもとに 1963 年に工費約 241 億円で完成した巨橋である。1964 年 4 月

7 日の夜、石油を満載して主航路を通過しようとした長さ 198 m の巨大なタンカー **Esso Maracaibo** 号は、電気系統の故障のため操舵の自由を失い、横向きになって側径間の橋脚に衝突し、2 基の橋脚とともに約 210 m にわたる桁を崩落せしめた。衝突前に投錨したため、船が旋回し、主航路からはずれて支間 85 m の側径間部に衝突したのは、不幸中の幸であったといえる。しかし、この事故に気づかず、暗夜の中を疾走してきた自動車が、つぎつぎと湖中に突入して多数の人命が失われたのは悲惨であった。本橋は、その後工費約 25 億円で修復され、昨年末に再び開通した。以上のような橋梁事故物語が種切れになることを祈って本講を終わる。

(1965.5.29・福岡市民会館にて講演)

コンクリート・ライブラリー第 10 号

構造用軽量骨材シンポジウム頒布中

本文は、最近特に注目を集めている軽量コンクリートについて各方面で行なわれている研究を集録した論文です。ぜひご一読下さるようおすすめ致します。

体 裁：B5判 96 ページ 図・表・写真多数

定 価：500 円 (〒 50 円)

会員特価：400 円 (〒 50 円)

申 込 先：土木学会 振替東京 16828 番 電話 351-5130 (販売・編集直通)



好評 / 発売中

鹿島研究所出版会・好評書

軟弱地盤における  
建築の地下掘削工法  
甲野繁夫 著  
第三版  
¥ 590

道 路 と 景 観  
— 景观工学への序説 —  
S・クロー著  
鈴木忠義訳  
¥ 900

アースドリル基礎工法  
工学博士  
種谷実 著  
池田太郎 共著  
¥ 600

簡易索道の計画と設計  
技術士  
二宮嘉弘 著  
¥ 980

新しい工程管理  
— PERT・CPM 理論と実際 —  
ウオルドロン  
鹿島研究所  
出版会訳  
¥ 1300

爆 破

付 ANFO 爆薬  
¥ 900

● 土木学会監修  
京都大学助教授 若園吉一 / 佐藤忠五郎共著

土 地 造 成

¥ 1000

● 土木学会監修

— 新圧密理論とその応用 —

軟弱粘土の圧密

¥ 750

第 3 版出来

● 土木学会賞受賞 大阪市立大学教授 三笠正人著

東京 / 赤坂氷川町 9 / 振替東京 180883