

The Erskine Bridge (Erskine橋)

著者	誌名							ページ	回数	表数	抄録		査読
O.A. Kerensky, W. Henderson, W.C. Brown.	The Structural Engineer, 1972, 4.							147 170			佐々木正則 滝上工業		松川昭夫 大阪市土木局
分類	1	2	③	4	5	⑥	7	8	⑨	10	11	12	備考
	一般	計画	設計	解析	構造	製作	材料	ケーブル	架設	実験	耐風	その他	
関連ある番号に○印を, 特に詳細なものに◎印を付けた。													

1. まえがき

何世紀もの間 Clyde 河口にはフェリーが通っていたが、交通量の増大とともに、川を横断するより十分な方法が早急に必要となってきた。

1950年代に地方自治体の代表者の間で横断方法についての会議が始まった。1963年の初めに Erskine 橋両院協議会が結成され、そこで問題を研究する技術委員会が開かれた。

この橋とそのアプローチは Glasgow の西 15 km にある Clyde 河口を渡り、A 8 2 幹線と A 8 幹線を結ぶ、北と南の重要な結合点となるものである。

南側のアプローチは、新 Bishopfon バイパスと Craigton にある 3 階のインターチェンジと料金所を通り、橋に続く約 1.6 km の幹線道路から成る。

アプローチに関連した施工において、かなり興味深い題材もあったが、残りの紙面には主構の設計、建設および施工を主題として取り上げてある。

現場は 1967 年 6 月に始まり、橋は 1971 年の 7 月 2 日にアン王女を迎えて開通式が行われた。

2. 一般事項

平面線形は、アプローチの高架両端で半径 757 m で曲がっており、85.4 m の長さの緩和曲線で結ばれている。

縦断は、中央の 685 m は約 8 540 m の半径をもつ縦断曲線である。水道とガスの本管は歩道の下で、カンチレバ式のブラケットで支えられている。パイプは南側の橋台で固定され、北の橋台で伸縮する。なお橋の伸縮装置はスパン T-8 の位置にある。パイプと橋の相対的移動量は約 ± 530 mm 程度である。GPO ケーブルと橋の維持管理は箱断面の中のダクト

内で行われる。

車道と自転車道の表面は 40 mm の薄いマスタック・アスファルトであり、歩道は鋼製パネルからなり、表面は 13 mm のマスタック・アスファルトの舗装である。パネルは水道とガスの本管が維持管理できるよう取りはずせるようになっている。

上部構造は 14 基の橋脚と 2 つの橋台によって支えられ、すべての橋脚には Fixed knuckle 型の支承が使われている。ただし、かなり背の低い No. 14 の橋脚についてはローラー支承が使われている。また、ローラー支承は両側の橋台と主伸縮装置の位置でも使われている。Tie back は南側の橋台で使われている。

デッキの橋軸方向の移動量は Demag rolling leaf 伸縮装置と、北側の橋台にあるくし型 joint でとっている。

高さ 38 m の塔は主径間の橋脚の道路中心の位置にあり、サドル部分でケーブルを支えている。これらのケーブルは、主径間を中間で弾性支持している。ケーブルは塔の側 101 m のところで箱桁に固定されている。

塔は全溶接の鋼製の箱で、基部で 1.68 × 1.37 m、頂部で 1.22 × 1.07 m の断面にしばられている。高張力鋼の 38 mm の薄い板からなり、内部で補剛されている。また内部は高強度のコンクリートで充填されている。橋軸方向にヒンジ結合とするため、デッキの高さの位置にロッカー支承が設けられている。塔にかかる荷重は、直接がっしりしたダイヤフラムを通して橋脚の上にある中心の knuckle bearing に伝達される。

ケーブルは直径 76 mm のストランド 24 (6 本 × 4 層) 本から成り、個々のストランドは、直径 5 mm のスパイラル状にまかれた亜鉛引きワイヤー 178 本からなる。ストランドの公称最小強度は 500 t で、設計用の実荷重は 170 t である。

3. 設 計

橋は BS153 Part 3A(1966) に従って、高速車道、歩道、その他の荷重に対して設計され、HB荷重の45 units についてチェックされた。自転車道は張出部に最も重い乗物が載った時でも耐えるよう十分な強度を持たせてある。一方、歩道は荷重4 tのサービスカーも大丈夫で、直径600mmの水道管4本と、直径300mmのガス管2本を収容している。上部構造に作用する風圧は、BS 153 に示されている風速144 km/h のかわりに208 km/hとし、形状係数としては0.5が採用された。これは構造物の投影面に1.4 KN/m²の荷重に相当する。後で、国立物理学研究所で行われた風洞実験の結果、または120年に1回おこるといふ風速を使った新しいデータ(B116)によれば、上部構の風荷重は主径間で約20%の増、側径間では30%まで増加した。BS 153で与えられた温度範囲は、B116の新しいデータとこの地方の気象データに沿って大きくとった。箱桁の平均温度は影の部分より50%高くなりうるという仮定のもとに、温度範囲は-25°C~+55°Cとした。上フランジと下フランジの温度差は25°Cに増されている。

4. 上部構造

主桁の曲げモーメント、せん断力、ねじりおよび鉛直たわみは、計算機と影響線を使って計算された。なお、この影響線は支承の弾性を考慮し、せん断遅れ、せん断によるそりや腹板の変形を無視したものである。構造物のすべての部分における応力は、公称断面諸元を使って計算された。いくつかの計算が適当な断面を決定するのに必要であった。曲げを受ける梁において、フランジの垂直応力は腹板のせん断によって生じる。これらの力は1つの線に沿って作用し、せん断変形によって徐々にフランジから遠く離れた部分に分布してゆく。したがって、フランジの端における応力は平均よりも小さくなるであろう。逆に、フランジと腹板の交点では、単純な曲げ理論による平均応力より高い平面応力が発生するであろう。この高い応力は必ずしも梁の耐荷力を減ずるものではない。なぜなら、引張フランジまたは圧縮フランジが初期の座屈を防止できる程度の剛性を有するなら、降伏しても応力が再分配されるからである。このせん断遅れを許容する簡単な方法は、経験法則に基づいてフランジの有効幅を減ずることである。ドイツの示方書であるDIN 1073に即応したフランジ幅が、モーメントやせん断分布を知るのに必要な断

面諸元を与えるのに採用された。偏心荷重による断面のねじれによるそり応力は、4.27m間隔に剛性ダイヤフラムがあるため、無視できることがわかった。

5. ダイヤフラム

実際は、橋脚上のダイヤフラムは腹板としてのダイヤフラムを持つ梁であり、主箱桁のフランジや腹板は、フランジとして働く。ダイヤフラムの両側を、適当な間隔でこれら主腹板やフランジを横方向に補剛することによって、ダイヤフラムに対するフランジの最大有効幅が与えられる。加えて、腹板と下フランジの接合部における効果的な補剛材は、横圧縮を受けたカドが内側に座屈するのを防ぐ。当初ダイヤフラムは慣例法に従って解析された。フランジと補剛材の所有効断面積は実圧縮を考慮して決定され、最終の解析では下フランジについてもこれが行われた。ねじりの効果も考慮した平面応力状態にある有限要素のプログラムが開発され、圧縮は、適当なダイヤフラムを仮定してダイヤフラムのすべての部分の応力が再計算された。圧縮部付近には多少の高応力があつたが、近似解法による応力は十分満足のゆくものであつた。補剛材がせん断を分配し座屈を防ぐために付け加えられた。

6. 鋼床版

鋼床版は厚さ13mmの高張力鋼である。設計はSevern橋やWye橋で開発されたものによつた。4.27m間隔のダイヤフラムについては、圧縮による座屈の問題は何もない。長期間における危険なのは、引張領域における疲労の影響である。たとえ十分に気を配り、経済上実用的で活用できる技術を用いたとしても、鋼材の組立の際には、望ましくない不適当な応力が生ずるものである。

7. 架設応力

張出しによつて架設される橋は、完成後よりも、架設の最中により危険な条件を受けるかもしれない。他の架設条件における、架設許容応力と架設条件に対する許容は数十年にわたつて開発されてきた。極限状態における、腹板、フランジおよびダイヤフラムは、通常の規則によつて、局部座屈、せん断応力が計算され、Perry Robertsonの方法により照査された。

圧縮部材は、すべての方向に補剛され、後にMerrison ruleによつて、なお一層の補剛が行われている。架設時の

張出しのたわみは、腹板のせん断ひずみとフランジのせん断遅れによって大変影響をうけるもので、それは端部のたわみに10~15%の増加をもたらす。もちろん、このパーセンテージは桁の形状や架設後の寸法によっても種々に異なる。種々の箱桁要素を個々に架設する普通のドイツ方式よりは、大きな箱桁単位で架設する方が、架設2次応力が小さくなると思われる。

もし、橋全体を、その最終の位置に一気に架設したり、連続桁（架設桁）の上に組立てられるのであれば、多くの問題が解消される。

特に夏の間、温度の影響によって張出部たわみは50%程増加する。

8. そ り

橋の最終的の形状は、最近20年間に架設された他の箱桁よりもよいかそれとも同程度であったが、スパンが意図したものよりいくらか異なっているため、完全なものではなかった。

9. 塔

塔は当初軸方向荷重を受ける鋼製箱柱として設計された。すなわち橋軸方向に基部でヒンジ固定され、頂部で横方向にケーブルによって弾性支持として設計された。製作や架設における許容誤差は、塔の中心で2方向に25mmの偏心量を有するものと仮定して決められた。厚さ38mmの板を効果的に利用するため、箱桁の内部が補剛されている。

10. 架 設

取付橋梁の架設は、図6.3に示すようにLaunching Beamを使用することによって行われている。架設中の先端のたわみは図6.4のようにジャッキアップすることにより、所定の位置に架設される。

一方、斜張橋の主径間部の架設は、下からステーキングが設けられないため、図6.5のように架設ケーブルを利用することにより行われている。先端のたわみを小さくするとともに、架設中の風の振動を減衰させるため、側スパンに300tのダンパーが設置されている。中央径間閉合時には、両側張り出し桁の段差を矯正するため、図6.6のようなJack Beamが使用された。

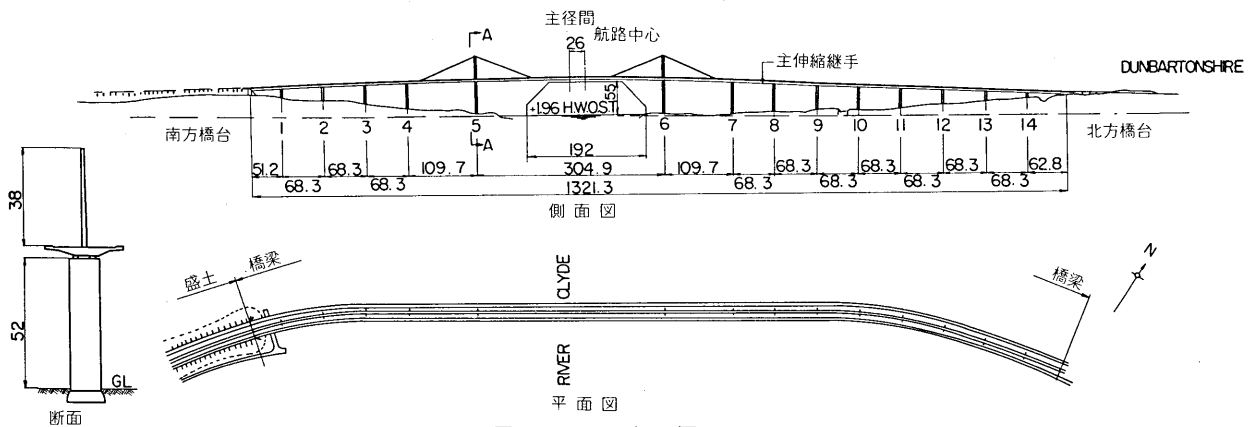


図 6.1 一般図

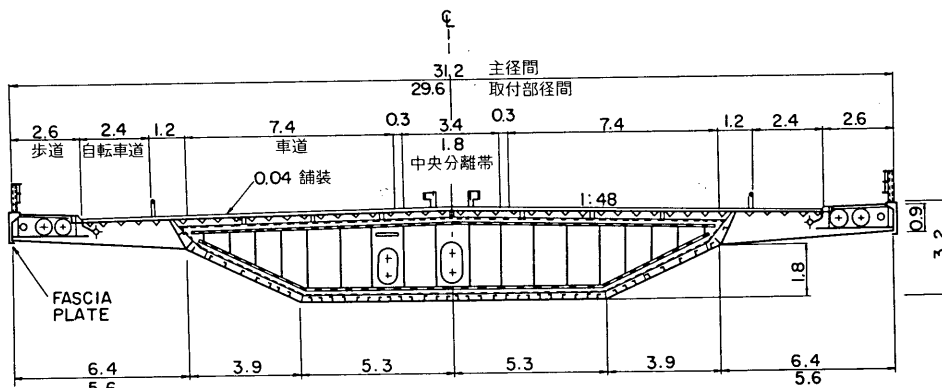


図 6.2 標準断面図

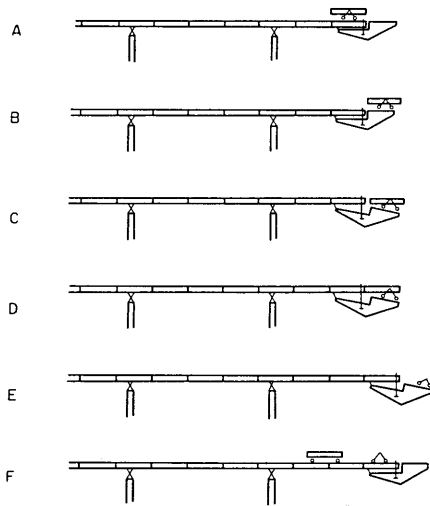


図 6.3 Launching Beamを利用した
取付橋梁部の架設

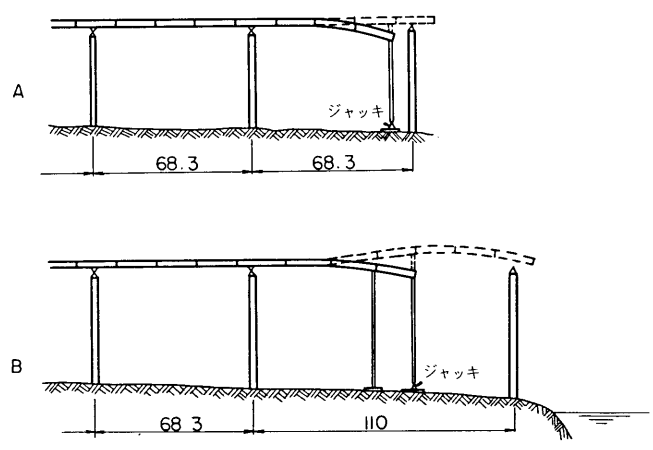


図 6.4 桁先端のたゆめを矯正するためのジャッキアップ

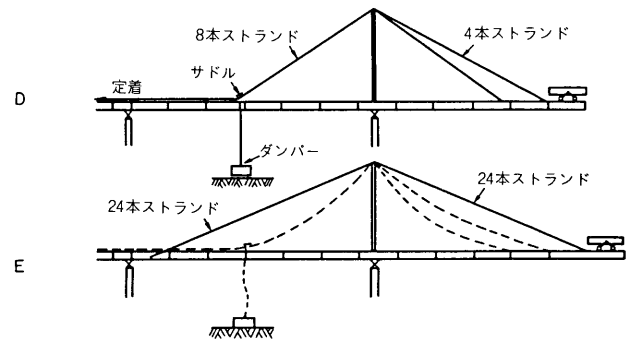
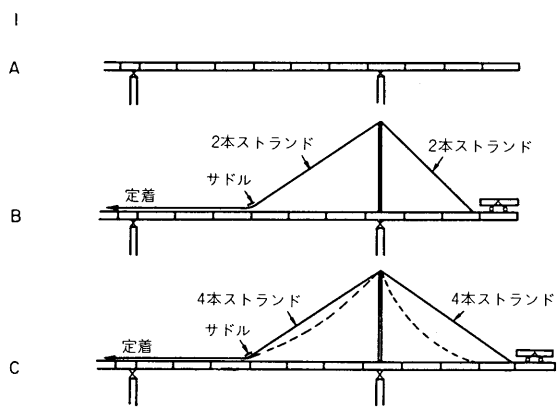


図 6.5 架設ケーブルを利用した斜張橋主
径間部の架設

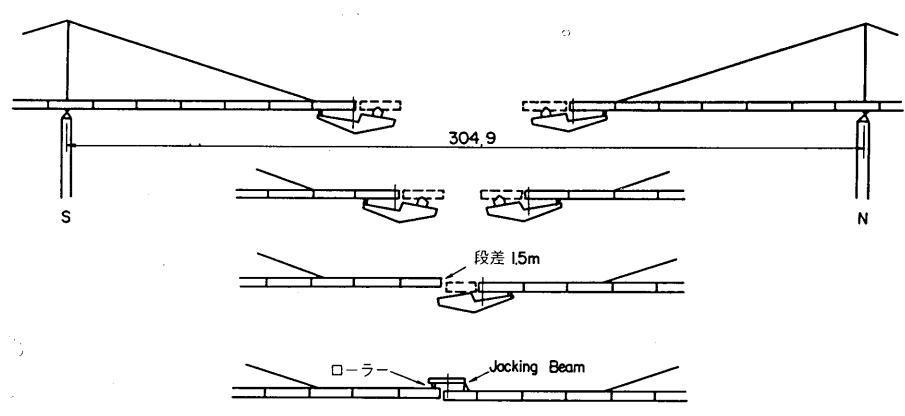


図 6.6 斜張橋主径間部の閉合