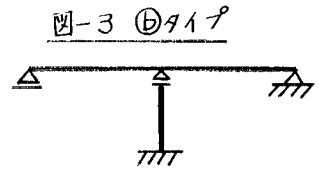
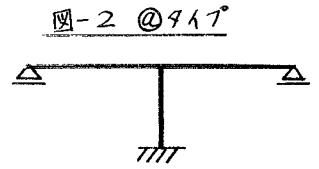


Ⅲ. 構造形式

本橋梁の構造形式を決定するに際し、次の2つの案を検討した。②：中央橋脚をけたと剛結し、水平荷重を負担させる構造、両端支点は可動とする（図-2）。③：中央橋脚は鉛直荷重のみを負担するフレキシブルな橋脚とし、橋軸方向水平荷重は主げたとPC鋼材で連結させた終点の橋台に負担させる構造（図-3）。両タイプの利害得失は次のようである。②の利点として、i)カンテラレバー架設の際生ずるアンバランスモーメントを中央橋脚で負担するので施工性は問題なく、ii)架設時の地震動に対しても安定であること。欠点として、i)中央固定橋脚に大きな断面力が集中し、基礎・橋脚とも大断面になって河川への影響が大きいことが挙げられる。③タイプの利点として、i)橋脚・基礎とも小断面であり、河川への影響が比較的小となるが、欠点として、i)カンテラレバー架設のアンバランスモーメントを主橋脚に伝えるために、橋脚頭部で仮固定・仮支の施工を必要とすること、ii)橋台と連結するまでは地震に対して中央橋脚の断面では抵抗できない、iii)地震時水平力は2000t程度になり、けたと橋台の連結部の構造に不安がある。iv)端支点橋台は反力が小さく、水平滑動に対してPCアンカー等の処置が必要である、が挙げられる。以上検討の結果、③タイプは設計上・施工上多くの難点を有し、結果的に②の中央固定式橋脚を採用することになった。



Ⅳ. 柱頭部の構造

中央固定式橋脚とけたとの結合は従来から基本的に次の2つの方法が採られてきた。すなわち、④ラーメン構造（神戸大橋等）（図-4）、⑤トラス構造（天草3号橋等）（図-5）である。ラーメン構造、トラス構造とも種々の解析手法、実験結果が報告されているが、吾妻川橋りょうは柱頭部のけた高が1/10になり、斜材のあるトラス構造では施工性に難点があるとしてラーメン構造を採用することにした。この部分は柱とはりとはが一体になった構造であり、応力的には通常のはり、あるいは柱理論によって求められる範囲にある。このような剛結柱頭部の静力学的な特性と、設計上必要な応力の数値を得るために、アクリル樹脂模型の載荷実験と三次元有限要素法による解析を行った。詳細は別稿に譲り、以下解析の概要と検討結果の設計への反映を記すこととする。まず、解析の対象としては図-6に示すような部分構造とし、荷重は柱頭部に左右対称なものを考え、片側半分を解析している。この場合、次の2点が主要な問題になる。ひとつは、設計上必要な解析結果を求めるには、橋梁全体を丁型の平面骨組として解析した結果から得られる両端部の点ごとの断面力を端部の各節点にどのように配分するかという点と、次に、死荷重・上載荷重・活荷重等の組合せをどのように処理するか、ということである。解析手法としては、まず、i)端部の断面ごとの平面保持を仮定して左側を固定し、右端部に水平（ u ）、鉛直（ w ）、回転方向（ θ ）にそれぞれ単位の変位を与えた場合について、3ケースの有限要素解析を行う。ii) i)によって求められた両端面の各節点反力を端部の断面について積分した値としてそれぞれの軸力（ P ）、せん断力（ S ）、曲げモーメント

図-4 ラーメン構造

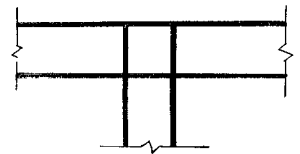


図-5 トラス構造

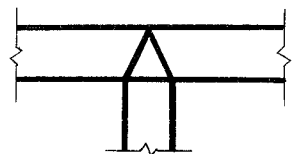
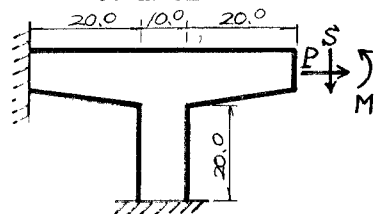


図-6



ント (M) を評価する。これに左右対称性を考慮すると、右側を固定して左側にそれぞれの方向に単位の変位を与えた場合の端部の断面力も求められる。このようにして評価すれば、端部の変位とそれに対応する端部の断面力の関係は式 (1) として得られる。

$$\begin{pmatrix} P_1^R & P_2^R & P_3^R & P_1^L & P_2^L & P_3^L \\ S_1^R & S_2^R & S_3^R & S_1^L & S_2^L & S_3^L \\ M_1^R & M_2^R & M_3^R & M_1^L & M_2^L & M_3^L \\ P_1^L & P_2^L & P_3^L & P_1^R & P_2^R & P_3^R \\ S_1^L & S_2^L & S_3^L & S_1^R & S_2^R & S_3^R \\ M_1^L & M_2^L & M_3^L & M_1^R & M_2^R & M_3^R \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} u^R \\ w^R \\ \theta^R \\ u^L \\ w^L \\ \theta^L \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P^R \\ S^R \\ M^R \\ P^L \\ S^L \\ M^L \end{pmatrix} \quad \text{---(1)}$$

ここに、1, 2, 3 は各方向 (軸方向, 鉛直方向, 回転方向) の変位に対して付けた番号であり、R, L は右端、及び左端のそれぞれの反力に付けた記号である。

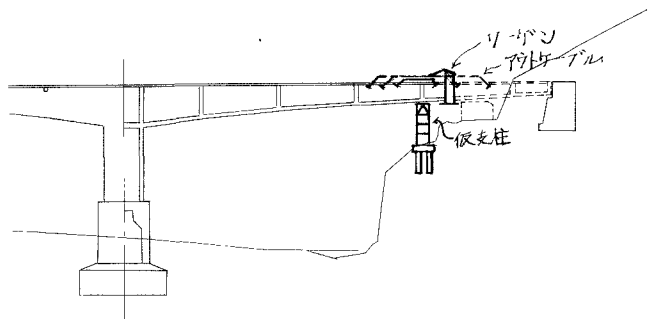
式 (1) を $A \cdot u = f$ と書くと、両端面に与えられた任意の断面力についての要素全体の解析結果は次のようにして求まる。まず、式 (1) を解いて $u = A^{-1} \cdot f$ より、両端面の変位が求まる。次に、(i), (ii) で得られた 3 ケースの単位の変位についての解析結果のそれぞれに u の各成分を単に係数として乗じて重ね合わせる。以上である。このようにして解析した結果、設計上以下のように対応させた。

(i) はり：応力分布は、当初設計で考えた状態とほぼ等しい。ただ、下フランジと隔壁の結合部付近で、版の局部曲げモーメントによってかなりの応力集中があったが、この部分は当初からフランジ厚を増加しているのでも問題はなかった。(ii) 隔壁：隔壁の機能としては、まずはりのせん断力を柱へ伝えることと、 $\gamma/2$ に、はりの断面形状の保持が図られる。 $\gamma/1$ の点に対して応力的には問題なかったが、 $\gamma/2$ の点に関しては、主げたウェブとの結合点における曲げモーメントによって水平方向曲げ応力がかなり発生しており、PC 鋼棒 $\phi 33$ mm によりプレストレスを導入した。(iii) 柱：橋脚頂部は鉛直方向、水平方向各応力ともかなりの応力集中があり、とくに橋軸直角方向版の応力状態がきびしくなっている。これに対しては、版厚の増加、及びプレストレス導入により対応した。

V. 架設工法

吾妻川橋梁はカンチレバー架設のため、架設時と完成時の構造系が異なる。また、全長 110 m を張出架設すると、死荷重の増加により橋梁柱頭部に最大な負モーメントがかかり、したがって、必要な鋼材量も架設時の条件で決定されることになり、不経済である。以上の 2 点を解決するために次のような架設工法を計画している。(図-7)

図-7 上部工架設図



まず (i) 柱頭部よりワーゲンによって張出架設する。各施工ブロック長は柱頭部より、2.0 m, 2.5 m, 3.0 m, 3.5 m とけた高が小さくなるにつれて変化し、コンクリート体積は 60 m³ 程度になっている。(ii) 柱頭部より 7 m 張出した時点では仮支柱によってけたを受け、それから支点までの張出架設による死荷重は仮支柱に負担させる。仮支柱は鉛直荷重のみを受ける構造とし、水平力は主橋脚に負担させるものとする。(iii) 仮支柱位置から支点までの上床版には主ケーブルが配置されていない (完成系では正のモーメントの部材) ので、張出架設による負のモーメントを処理するため、上床版上にアウトケーブル (PC 鋼棒) を配置して各施工ブロックを緊張する。

(Ⅳ) アウトケーゲルは温度変化による緊張力の変化を軽減するために断熱材で防護する。(Ⅴ) 仮支柱、及びアウトケーゲルはけた架設後撤去する。以上である。

VI. 下部構造の施工

吾妻川橋梁の下部構造は、'74年1月に発注され、'74年度中に柱頭部まで施工が完了する予定である。以下、着函工法を主体に、下部構造の施工を報告する。(a) 設計：図-8から明らかなように、本橋梁はフーチングケーソンであり、橋脚が止水壁を兼用する構造である。したがって、ロックシャフトの本は作業室中央に集中することになる。5本のロックシャフトのうち、1本を人用、4本を材料用とした。(b) 砂セントル：フーチング形状は $22\text{ m} \times 26\text{ m}$ 、高さ 8 m 、重量約 7800 t の大規模なものであり、約 14 t/m^2 の荷重がかかる。このため、木製、あるいはパイプサポート等の支保工では取りはずしの段階で、残された支保工に過大な荷重がかかって危険である。また、不均衡下が生じた場合は、ケーソンの偏位・傾斜を修正することは非常に困難になる。以上の理由により砂セントルを採用した。砂セントルは次のように施工した。

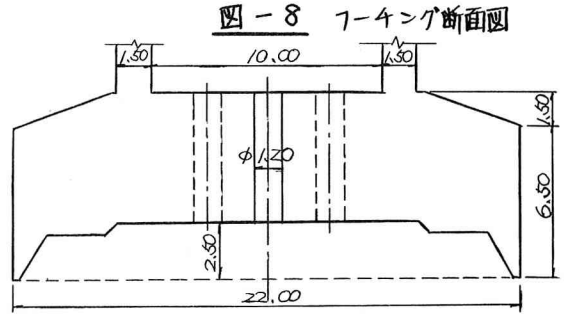
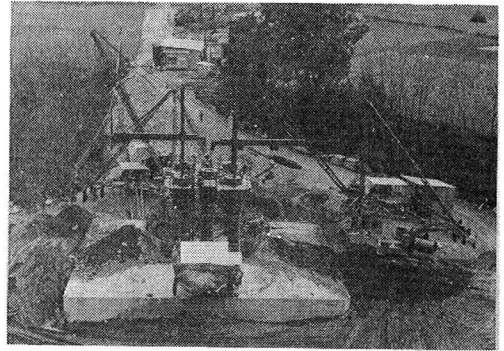


写真-1 着函式下



(i) 地下水位+1mの位置で地盤を整地する。(ii) 砂セントルを設置する。この場合、砂は $30 \sim 50\text{ cm}$ の層毎に水締め、及びブルドーザーによって十分に転圧・締固める。使用する砂は若干の粘性土を含んだものが粘着力もあり、よく締固まる。(iii) 同時に、所定の位置に刃口金物を掘付ける。(iv) 着函作業室の形状どおり、人力によって表面仕上げをする。(v) 砂セントル表面に合板を張り、型枠とする。(c) 着函掘削：①地質：地質は固結した玉石混り砂礫層と凝灰岩からなり、基礎地盤としては十分な地耐力を有した。②着函内ブルドーザー：発破によって掘り起した土砂を作業室中央に集中したバケットに積み込むため、着函内用の電動ブルドーザーを使用した。函内ブルは直径 1.2 m のロックシャフトから搬入・搬出が可能のように、分解・組立が簡単にできる。しかし、バケットの容量が小さく(0.2 m^3)、出力も低い(11 kW)ので、当現場のような地質では掘削能力は全くなかった。③坑下更積：坑下長 13 m 、掘削数量 8500 m^3 、坑下日数92日、坑下量 14.1 cm/日 、掘削効率 $92.4\text{ m}^3/\text{日}$ 、更作業時間 $7\text{ hr} \times 2\text{ 回}$ 、函内作業人員 $30 \sim 45\text{ 人/直}$ 、バケット容量 0.5 m^3 、バケット効率 60% 、バケット搬出回数 11 回/hr 、基、火薬使用量 0.27 kg/m^3 (平均)

VII. 吾妻川橋梁に關しては、多くの人により、様々な角度で検討がなされてきたが、限られた紙面でそれら一切を報告することは不可能である。別の機会を通して残された事項についても報告したい。また、上部構造に近い将来着工される予定なので、その施工記録も機会があれば報告する予定である。

(8) 「有限要素法による箱桁橋梁柱頭部の応力解析」土木学会論文報告集 吉田 裕、高橋 昇、増田 陳紀