

(1) 内部診断—有効断面の方法 直径 9mm 程度の丸鋼の先端をとがらせ直線長約 30 cm くらいとし手を入れるハンドルを他端につけた検査棒を用いて木橋の各部材各所に棒を押し込んで見ることによって腐朽部分を概略求め、棒が入らない部分すなわち残りの部分を腐朽しない健康部として有効断面と考えて普通の計算法により耐荷力を算定しこれをもつてその橋の耐荷力とみなす方法である。この方法による時、棒を押し込む力が人によっていろいろ違うのではないかという疑いがあるが、この力を測定できる仕掛けをしたベネ附検査棒を作つて実測した結果によれば、普通の男の大人の力は大体一定して 20 kg 前後であり、単なる丸鋼製の検査棒を使用しても実用上支障がないことがわかつた。この検査をする際にこの棒で叩いてみて空洞音を聴き取ることが望ましい。なお検査棒の先端が健康部まで押し込まれる結果、実際以上に腐朽部を多く考えることになるかとの疑問が生ずる。

(2) 主桁の計算—主桁における荷重分担割合(負荷係数) 主体をなす部分は主桁であるが、この主桁の寸法決定法は、普通、主桁の真上に荷重が乗つたものとして計算することは周知のとおりである。しかし実際には、並木によつて互いに連結されている主桁間に荷重が分布されるので、主桁の耐荷力という時はこのことを考慮に入れた方が一層真実に近いことになるから、いきおい、この分担の割合(負荷係数)を定める必要に迫られる。従つてこれをどの程度に考えるべきかが耐荷力算定の場合第2の問題となるのである。北海道庁において木コンクリート橋の研究の一環として実測された数値は一つの示唆を与えるものであるが、コンクリート床版でなく並木の場合について調べて見た結果、標準として負荷係数を 0.55 とすることが適当でないかと考えている。

III. 結 語 以上述べた方法により木橋各部の耐荷力を算定することを論じたが、ある程度、あるいはしばしば非常に腐朽した橋を対象として考えるいまの場合として、その間いづれか診断上の見落としがあるかも知れないことをおそれる。ことに接合部などにおいてしかりであろう。従つて橋全体としての健康状態を総合的に判断することを怠りたくないのである。これには車両通過の際における全体の振動の様子に注目することが一つの行き方と思われる。

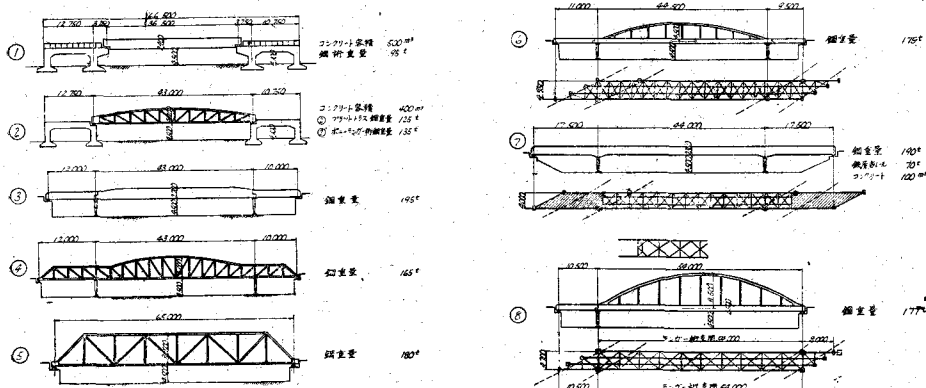
(4—3) 博多臨港線多々良架道橋の比較設計について

正員 国鉄施設局特殊設計室 菊 池 洋

博多臨港線改良工事にともない現在の国道との平面交叉を立体交叉となし、多々良架道橋が計画された。これは巾員 28m の国道と約 27° の斜角で交叉しており、一時仮線を設け、旧線とはほとんど同位置の径間約 60m の国道乗越橋梁である。単線、荷重 KS 15、下路型式の鉄道橋、車道に鋼柱、橋脚等を設けないこと、以上の設計条件によつて、各種の橋梁型式の比較検討を行つた(図—1)。

- ① 下路プレートガーダー：プレートガーダー支間を小にするため、コンクリートラーメンの両端をカンチレバーに張出した。
- ② ボニーブラットトラス：歩道上をコンクリートラーメンとし、車道上を鋼桁としたもので、鋼桁はボニーランガー、タイドアーチ、なども考えられる。

図—1 橋梁型式



- ③ 下路プレートガーダー： 鋼脚を歩車道の境界に設けた架違いのプレートガーダーで、中央支間が大なるため鋼重量が相当大である。架違いの位置を変え、ゲルバー型式とするとアップリフトその他の問題がある。
- ④ プラットトラス： 鋼脚上の架違いのプラットトラスで比較的経済設計であるが、斜角のため斜材が複雑する。
- ⑤ ワーレントラス： 桁下空頭に対し、桁高が大で道路上には好ましくない。
- ⑥ ボニーランガー桁： ランガー桁は上弦材の断面が小であり、かつボニー型式のために振動が大となるおそれがある。また鋼脚前後の横桁は左右主桁の撓みの差の影響が大である。
- ⑦ 連続桁： 支間中央の曲げモーメントを小にするためとアップリフトの対策として、側支間を延長し、側支間はコンクリートベッドとした。
- ⑧ ランガー桁： 直角のランガー桁とし、1支点を橋合上に、他支点を鋼脚上に置き、架違いのガーダーを設けた。

以上の橋梁型式のうち、ランガー桁が構造上よりも直角桁で難点がなく、主体のランガー支間が大であるが、桁高が十分大なるため鋼重量もあまり増加せず、外観、道路交通などの諸点よりみても適当であるのでこれを採用した。

(4-4) 3 径間連続橋における剛比を考慮した径間割について

正員 国鉄施設局特殊設計室 深 谷 俊 明

3 径間連続橋は、一般に、一様な断面を有するハリとして取扱われ、その径間割は、死荷重によつて両径間に生ずる正の最大曲げモーメントが等しくなるよう、 $(0.7 \sim 0.8) : 1.0 : (0.7 \sim 0.8)$ とすることが常識化されている。しかし、死荷重のみについて計算すれば $0.795 : 1.0 : 0.795$ となり、また、活荷重のみについて計算すれば $0.840 : 1.0 : 0.840$ となる。従つて、従来、使用されている数値は必ずしも妥当な値とはいいいくく、また、径間比は活荷重を無視して決めるべきでなく、死活荷重比を十分考慮してこれを決めるべきものと考えらる。

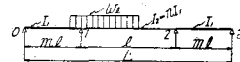
断面の異なる連続バリは、計算が複雑なため、あまり応用されてはいないが、その剛比を適当に選ぶことにより、曲げモーメントを有利に分配することができるので、剛度を異にする 3 径間連続橋は、設計の経済化ならびに橋梁の長径間化には、一応考慮されてよい型式のように考えられる。最近ドイツに架設され、驚異の焦点とされている Düsseldorf のプレートガーダーは、剛度の異なる 3 径間連続橋であるが、その主要寸法は、径間割： $103\text{m} + 206\text{m} + 103\text{m}$ 、中央径間の桁高： 3.3m 、側径間の桁高： 4.7m であつて、その断面、径間比、径間とも従来の常識では考えられないものである。これは、剛比や漸変断面の影響を考慮して、正の曲げモーメントの減少と負の曲げモーメントの増大を図り、かつ、断面を有効に使用した結果によるものと考えられる。

いま図-1 のような断面の異なる 3 径間連続バリにおける正の最大曲げモーメント： $M^1_{\max}$ 、 $M^2_{\max}$ は次式のように誘導される（記号は図-1 参照）。

$$+ M^1_{\max} = m^2 \left[(\beta\gamma + 1) - \frac{\left(\beta + \frac{1}{nm^3}\right)\gamma + 1}{2 + \frac{3}{nm}} \right]$$

$$\left\{ 1 - \frac{\left(\beta + \frac{1}{nm^3}\right)\gamma + 1}{4 \left(2 + \frac{3}{nm}\right) (\beta\gamma + 1)} \right\} \frac{w_l l^2}{8}$$

図-1



I_1 : 側径間の断面2次モーメント δw_l : 中央径間の死荷重
 I_2 : 中央径間の断面2次モーメント $\beta \delta w_l$: 側径間の死荷重
 n : h/h' M^1 : 側径間に生じる正の曲げモーメント
 m : 径間比 M^2 : 中央径間に生じる正の曲げモーメント
 w_l : 活荷重 α : M^2 の w_l に対する係数

(死荷重のみの場合)



(中央径間に正の最大曲げモーメントを生じる場合)



(側径間に正の最大曲げモーメントを生じる場合)

