

横河橋梁 正員 ○明石重雄

正員 原田康夫

筆者らは補剛橋を多主桁並列の格子構造とし別の高強度タイにアーチ推力を導入するスタブボーゲン橋について理論計算と模型実験結果をすでに報告し、¹⁾またアーチを岩盤に支持させた修善寺橋について荷重試験を行なつた。これらの結果を利用して今回は格子状補剛橋を床版コンクリートと合成することについての研究結果を補足する。この場合、床版コンクリートの許容引張応力内でアーチ橋特有の負曲げをいかに処置するかが主要な問題となるが、アーチの水平拘束度・補剛橋の曲げ剛度を適当に組合せることにより効果的な合成補剛橋の可能性が見出され、また床版打設時・乾燥収縮応力に対しても検討された。

I アーチの水平拘束度と補剛橋剛度が不静定反力・曲げモーメントに及ぼす影響

実験に用いた5種桁並列の模型橋諸元と曲げモーメントが最大となる荷重(図-1)により、つぎのような諸条件を設定した。

アーチの水平拘束度 $X_V = E_t A_t / l$

[A] $\sigma_B = 125 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 級の Tie を使用 $\gamma = 29.99 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{kg}}$

[B] $\sigma_B = 80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 級の Tie を使用 $\gamma = 18.55 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{kg}}$

[C] 水平反力を5主桁に均等に導入

非合成 $\gamma = 2.33 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{kg}}$

合成 $\gamma = 0.92 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{kg}}$

[D] 岩盤により外的支持 $\gamma = 0$

ただし l , E_t , A_t はそれぞれ Tie の長さ([C]ではスパン), 弾性係数, 断面積

補剛橋剛度 EJ

[E] スパン・桁高比 $l/d = 50$ の標準型

$$J_B = 720.0 \text{ cm}^4, J_Y = 1890.0 \text{ cm}^4 \quad (n=6)$$

[F] スパン・桁高比 $l/d = 85$ で剛度の小さい場合

$$J_B = 204.8 \text{ cm}^4, J_Y = 596.8 \text{ cm}^4 \quad (n=6)$$

試算により図-2および図-3が得られ、剛度による H_L の変化は僅かであつても曲げモーメントに対しては相当大きな影響のあることが明らかとなつた。例えば図-3で最も条件の悪い[D][X_V]と条件のよい[A][N_V]の負最大曲げモーメントを比較すると、前者の $-4334 \frac{\text{t} \cdot \text{cm}}{\text{m}}$ に対し後者は $-1997 \frac{\text{t} \cdot \text{cm}}{\text{m}}$ に減少しその比は0.46である。また補剛橋剛度を同一の[E]としても[A]と[D]の min M_L の比は $-1997 / -5842 = 0.52$ で岩盤支持の場合 ($\sigma_{cu} = +17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$) 何等かの方法によるプレストレンジングが必要となるが、Tieを用いる場合 ($\sigma_{cu} = +9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$) にはプレストレンジングが不要である。

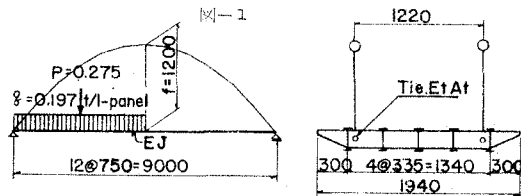
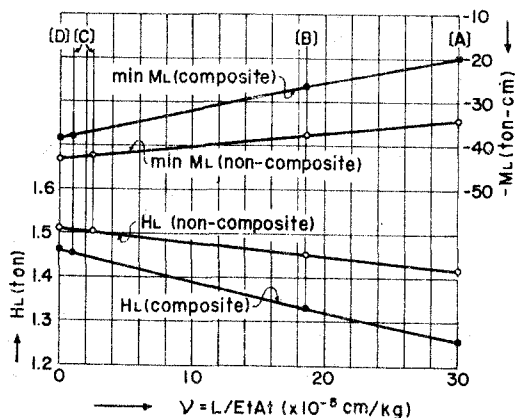


図-2



II 比較設計

以上により本型式アーチ橋に対する床版合成の可能性が見出されたので、つぎの仕様によりほぼ同等の応力レベルで非合成・合成の概算比較設計を行なった。

型式 鋼材を有するスタンプアーチ橋

5 主桁並列

橋格 1 等橋

支間 90m

巾員 2.0m+11.2m+2.0m

床版コンクリート $\sigma_{28}=400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

許容応力 圧縮 $100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

引張 $25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (上縁)

$15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (中央)

鋼材 吊材・横桁・横樑: SS41

弦材・補剛桁: SM50

鋼材: PC鋼線 ($\sigma_y=145 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$)

$\sigma_{ta}=0.6\sigma_y=8700 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$

結果は表-1のとおりで、死荷重モーメントの大幅減少、補剛桁剛度増大によつて鋼重の節減率は17%に達し、たわみ剛度は28%改善される。

III その他

床版コンクリートの乾燥収縮による応力は単純桁としての値に、不静定反力

$$X = \frac{\frac{1}{E_s J_s} \int_0^l M \bar{M} dx}{\frac{1}{E_s J_s} \int_0^l \bar{M}^2 dx + \frac{1}{E_s A_s} \int_0^l \bar{N}^2 ds + \sum \frac{1}{E_s A_h} \bar{V}^2 h_i + \frac{1}{E_t A_t} l}$$

$J_y: n' = n(1 + \frac{g_s}{2})$ とした場合の合成桁断面二次率 $g_s = 2g_1 = 4.0$

M: 単純桁の乾燥収縮による曲げモーメント

による分を加算して求められ、上記比較設計の場合最大応力は $\sigma_{cu}=+11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ となる。つぎに床版コンクリートを中央から両端に向つて打設していく場合を考え、中央部が合成桁となつた後、両サイドの⊖影響面積の床版重量により負の曲げを受けるとすると、前記[AIX]では $\sigma_{cu}=+4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 、[AIX]型では $\sigma_{cu}=+16 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$ となり、Tieを用いる場合には特別な考慮を必要としない。

図-3

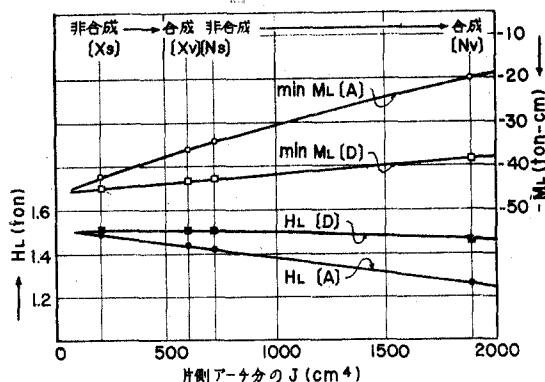


表-1

	非合成	合成	備考
死荷重 (ton/m)	7.29	6.90	
水平反力 (ton)	Hd=554 Ht=239 Htotal=793	Hd=553 Ht=221 Htotal=774	
曲げモーメント (ton-m)	Md=552 Mt=676 Mtotal=1228	Md=259 Mt=758 Mtotal=1017	1/4 断面
力補剛桁		Md=344 Mt=675 Mtotal=1019	1/2 断面
応力	弦材 -1558 < σ_{ca} (-1624) 吊材 7930 < σ_{ta} (8700) 材 1355 < σ_{ta} (1400)	-1606 < σ_{ca} (-1613) 8220 < σ_{ta} (8700) 1324 < σ_{ta} (1400)	
力補剛桁	$\sigma_{su} = -1744 < \sigma_{ca} (-1800)$ $\sigma_{st} = 1843 < \sigma_{ta} (1900)$	$\sigma_{su} = -1164 < \sigma_{ca} (-1800)$ $\sigma_{st} = 1738 < \sigma_{ta} (1900)$	1/4 断面
R.C. 床版		$\sigma_{su} = -1506 < \sigma_{ca} (-1800)$ $\sigma_{st} = 1820 < \sigma_{ta} (1900)$	1/2 断面
たわみ	δ (cm) 14.1	10.2	
δ/l	1/640	1/880	
鋼材重量	弦材 99 吊材 17 補剛桁 177 その他 81 総鋼重 374	95 16 113 + 3 = 116 81 308	* シェル
① 単位橋面当り	274 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	227 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	