

市野々西橋（斜格子合成桁）の設計について

高 知 県 土 木 部 片 山 直 梢
 神 戸 大 学 工 学 部 大 村 裕
 ○三菱造船所広島造船所 古 賀 太 郎

市野々西橋の架設地点は高知市南西2.8kmの二級国道松山高知線土佐市市野々にある。左岸において $R=220\text{m}$ の曲線部にかかり、橋梁基本巾員は車道巾員 6.5m 、橋梁予余巾は 0.5m 計 7.0m であるが、曲線部の拡巾 0.5m とし左岸においては 7.50m 、右岸においては 7.34m となる。支間 21.80m 、橋格一等橋とし、左 30° （実斜角 60° ）の斜角を有する。主桁数を4と定め、中央に荷重分配用横桁を1本用い、なお対傾構をもつて横方向の剛度を保持することとした。これらの骨組は図一に示すとおりである。図一2は左岸における断面図の概略を示すものである。なお主桁活荷重に対して合成とする斜格子合成桁である。

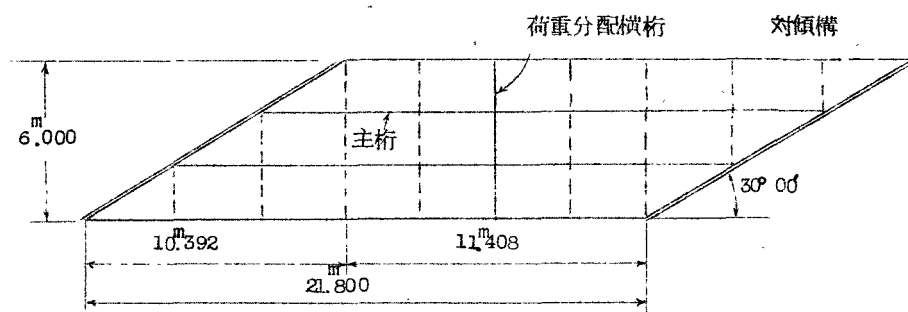


図 一 1

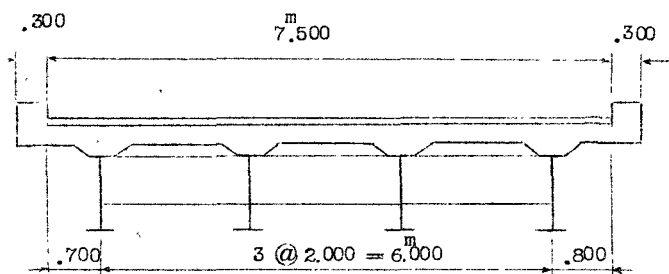


図 一 2

従来桁橋の設計にあたっては、主桁の解析はこれを線構造的にとり扱い、斜角の影響は床版コンクリートの配筋について若干考慮されているにすぎない。直桁橋においては直交異方性板理論による平面構造論的解析が、Cornelius, Guyon, Massonnet によつて研究され実用化しているが、斜桁橋においては、斜角の影響による曲げモーメントの減少を考えても、直桁橋の場合よりも一層平面構造としての解析が必要とされるわけである。斜桁橋については Illinois 大学における実験的、解析的研究があるが、これらは荷重分配用の横桁を有しない場合について行われている。このような理由から本橋においては、主桁の曲げモーメントについては直交異方性平行四辺形板として解析することとし、床版コンクリートについては局所応力の関係から従来の慣用解析法によることにした。

直交異方性平行四辺形板としての解析をおこなうにあたっては、まず剛度比を定める必要があり、このために仮断面を定める必要がある。この場合、床板・ベンチ・桁自重による曲げモーメントは非合成として鋼桁断面でうけることとし、活荷重及び舗装・地覆・高欄による曲げモーメントは合成断面でうけることとする。このようにして求めた従来の慣用計算法による曲げモーメントに対して、死荷重については特にねじり剛度を有しない場合曲げモーメントの減少は少いので減少率は考えないこととし、たゞし桁中央断面の値をもつて剛度一定の桁とみなすので、この点を考慮して上記の値の90%をとり、活荷重については斜角による曲げモーメントの減少を併せ考慮して上記の値の60%をとり、これらの曲げモーメントに対して主桁断面を求めると、外桁と内桁では大差ないので同一断面とし、鋼桁断面のみの断面二次モーメントと $I_g = 517800 \text{ cm}^4$ 、合成断面の断面二次モーメント $I_v = 1606500 \text{ cm}^4$ を得た。横桁断面については直格子桁の設計例より推定した値より若干大きくとり $\bar{I}_g = 82300 \text{ cm}^4$ の断面を用いた。橋軸方向の板剛度としては前記の E_g, I_v の値を主桁間隔で除したものをを用い、横方向の板剛度は対傾構はこれを見捨てることにして、横桁剛度をスパン a の $1/2$ で除した値とコンクリート床版の剛度の和を用いることとした。かくして $B_x = 8032.5 E_g, B_y = 109.63 E_g$ $\alpha = \sqrt{B_y / B_x} = 0.116826$ を得る。Network は 図-3 に示すごとく橋軸方向8等分とし、横方向は外側主桁間を6等分とし、 $\lambda_x = 2.725 \text{ m}, \lambda_y = 1.000 \text{ m}$ $K = \lambda_y / \lambda_x = 0.3669724$ したがって $A = K^2 / 2 = 1.152729, B = K \tan \phi = 0.635615, J = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{K^4}{\lambda_y} \left(\frac{E_b E_b}{B_x} - 100 \right) = 1.328784$ となる。なおねじり剛度については略算の結果きわめて小さいのでこれを見捨て $\kappa = 0$ としてとり扱うこととした。

上記のような直交異方性平行四辺形板が相対する二斜辺で単純支持され、他の二辺で弾性支

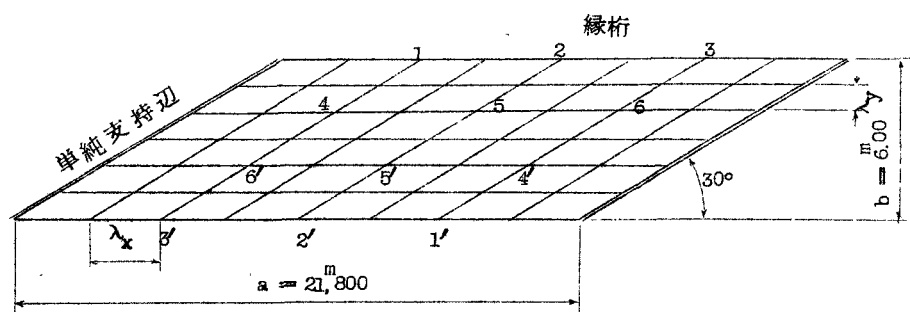


図 — 3

持されるものとして図一三の各網目について斜交座標による階差方程式を作成し、これら方程式の左辺の係数よりなるマトリックスの逆マトリックスを Digital Computer によつて求め、これよりタワミ及び曲げモーメントの影響係数を得た。このようにして得られた M_x の影響係数によつて図一三に示す Net Point 1. 2. 3. (外桁) 4. 5. 6 (中桁) について曲げモーメントを求めるとつぎのようになる。

($t \cdot m$)

	M_{x1}	M_{x2}	M_{x3}	M_{x4}	M_{x5}	M_{x6}
線 荷 重	481.59	635.97	466.49	41.486	563.53	44.248
等分布荷重	41.288	50.549	35.748	32.251	42.678	33.488
舗 装	6.609	8.091	5.721	5.162	6.831	5.360
地 覆 高 欄	5.596	6.554	4.856	2.242	4.028	3.794
Σ	101.649	128.790	92.973	81.141	109.890	86.890

従来の慣用計算法による曲げモーメントの値は外桁中央 M_{x2} については線荷重に対し、 $62.108^{t \cdot m}$ 等分布荷重に対し $47.411^{t \cdot m}$ 舗装・地覆・高欄に対し $20.673^{t \cdot m}$ 計 $130.192^{t \cdot m}$ であつて、平面構造として解析することにより、活荷重に対してはむしろ僅かながら増大し、舗装その他に対しては減少し、合計において僅かながら減少する。一方中桁中央 M_{x5} についてみると慣用計算法による場合線荷重に対し $69.706^{t \cdot m}$ 等分布荷重に対し $53.185^{t \cdot m}$ 舗装・地覆・高欄に対し $8.198^{t \cdot m}$ であつて活荷重に対してはかなり減少し、舗装その他に対しては僅かながら増大し、合計において $21.2^{t \cdot m}$ の減少となる。斜角の大きいのに比して曲げモーメント減少度のあまり大きくないのは、スパンが巾員に比して大きいことと、ねじり剛度を全く無視しているためであると思われる。