

I - 25 合成T形ばりの弾塑性解析と実験

秋田大学 ○ 学生員 上田 有利
秋田大学 正 員 長谷部 薫
秋田大学 正 員 薄木 征三

1. まえがき

集成材を主桁に用い、床版パネルを橋軸直角方向に配置した桁橋は、最近架設されている木橋の中で最も多く用いられている形式である。この桁橋の場合、ラグボルトかブラケットにより床版が桁に固定されるが、木材の繊維に直角方向の弾性係数は平行方向のその1/25 と小さく、桁と床版のずれも大きいために橋軸方向の合成効果は期待できない構造となっている。

本報告では、集成材桁とコンクリート床版を鋼ずれ止めで合成した合成桁橋を想定し、T形断面を対象として弾塑性解析を行った。ここでは、圧縮側のコンクリート材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とし、引張側の木部では破断点まで直線関係とするモデルを用い、破壊に至るまでの曲げによるはりの変位を求めた。また、直応力とつり合うせん断応力を用いてはりのせん断による変位を求め、塑性域におけるせん断応力の影響を評価した。さらに模型実験を行い、実験値との比較により本解析法の検証を行った。

2. 解析方法

図-1(a)は、コンクリート材の圧縮側の応力-ひずみ関係を示しており、完全弾塑性モデルを仮定する。(b)は、スギ材の応力-ひずみ関係を示しており、圧縮試験と引張試験結果より、圧縮側では完全弾塑性、引張側では破断点まで直線関係とするbi-linear型のモデルを採用する。また、破壊に至るまで曲げによる断面内直ひずみ分布は線形と仮定する。

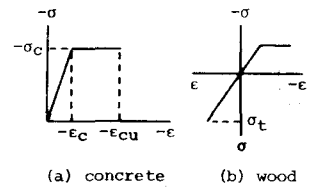


図-2に弾塑性状態における断面内の応力とひずみ分布を示している。図-1 応力-ひずみ関係
断面のコンクリート部が全塑性化するまでは、図の応力分布から弾性部の
応力と塑性部の応力 σ_z が次式で示される。

$$\sigma_z = -\sigma_c \quad (-e \leq x \leq -c) \quad (1)$$

$$\sigma_z = \frac{(x-\eta)\sigma_c'}{(\eta+c)} \frac{E_i}{E_w} = \frac{(x-\eta)\sigma_c}{(\eta+c)} \frac{E_i}{E_c} \quad (-c \leq x \leq c_w) \quad (2)$$

ここで、 $c(z)$ =弾塑性境界の位置、 $\eta(z)$ =断面重心から中立軸までの距離、 e 、 c_w =重心からコンクリート上縁と木材下縁までの距離、 $E_i = E_c$ 、 E_s 、 E_w でコンクリートと鋼と木材のヤング係数である。

式(1)、(2)と断面力の定義式を用い、軸力=0、曲げモーメント= $M(z)$ とすると η と c が得られる。断面のコンクリート部が全塑性化すると、鋼が塑性化するまでは c は定数となる。この場合、式(2)で σ_c' ($\neq \sigma_c E_w/E_c$)を未知数とし、上記の方法で η と σ_c' を求める。ひずみの仮定より、弾塑性状態における断面内の任意点の直ひずみは式(2)から得られ、このひずみを用いて補仮想仕事の原理を適用すると弾塑性状態における曲げによるはりの変位が求められる。

はり断面部材の微小要素の力のつり合い式に式(1)、(2)を代入し積分すると、弾塑性状態にある断面内のせん断応力が与えられる。このせん断応力を用い、曲げによる変位を求める方法と同様にして補仮想仕事の原理を用いてせん断による変位を求める。

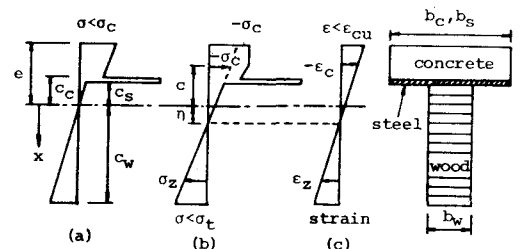


図-2 合成桁の応力とひずみ分布

3. 実験結果と数値計算

模型実験で用いた2本の合成桁は、集成材桁とコンクリート床版を鋼ずれ止めで合成したものである。主桁に用いた集成材は、厚さ2.9cmの秋田杉のひき板14層を接着積層した長方形断面である。鋼ず

れ止めは、図-3に示すように、0.45cm厚の鋼板の上下に $\phi 13$ のスタッドと鉛直鋼板を溶接した鋼パネル板である。鋼パネル板に8cm厚のコンクリートを打込み、屋外で30日間の養生後、集成材の上部溝孔にエポキシ樹脂接着剤を流し込みコンクリート-鋼パネル板の鉛直鋼板を挿入した。集成材の上部溝孔を加工する前に曲げ試験を行い、2本の集成材の E_w を求めた(図-4参照)。また、集成材と合成させる前にコンクリート-鋼パネル板の曲げ試験を行いコンクリートの $E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ が得られた。

図-4は2本の桁の支間中央における荷重と変位の関係を示している。a桁は支間中央付近の木部の引張側で曲げにより破壊し、b桁は中立軸付近において木部のせん断により破壊した。図中の白丸は実験値を示しているが、実験値の比例限界荷重を降伏限界荷重 P_Y とし、降伏モーメント $M_Y = P_Y b = \sigma_c (E_w/E_c) I_0 / e$ よりコンクリートの圧縮強さ σ_c を推定した。ここで、主桁からの突出幅と支間の比 $17.5/500 = 0.035 < 0.05$ より、床版有効幅は全幅有効とし合成断面の木材に換算した断面二次モーメント I_0 と e を求めた。実線は曲げとせん断による変位の解析値で、破線はせん断による変位を示している。2本の桁ともに実験値が計算値より5%程度大きい値となっているが、可能性としてコンクリートと鋼および鋼と集成材のずれによるものと考えられる。図より、塑性化が進行すると変位に及ぼすせん断の影響が小さくなるのがみられ、終局荷重時のせん断による変位は、a桁の場合曲げとせん断による変位の23%、b桁で21%となっている。なお、a桁の終局荷重が低いのは、引張側の節から破断したためである。

図-5は、終局荷重時における荷重点近傍の断面内のa桁の直応力とb桁のせん断応力分布の解析値を示しており、破線は弾性解である。曲げ破壊したa桁の場合、図の直応力分布より引張強さは $\sigma_t = 213 \text{ kg/cm}^2$ である。JASの材質基準および木構造計算基準によると、曲げを伴う引張材のa桁の許容引張応力度は 65 kg/cm^2 であるので安全率は3.3となっている。また、せん断破壊したb桁の場合、せん断応力分布図から $x \approx 8 \text{ cm}$ の位置で最大せん断応力が生じ $\tau_{xz} = 33 \text{ kg/cm}^2$ であり、許容せん断応力度 9 kg/cm^2 で割ると安全率は3.7である。

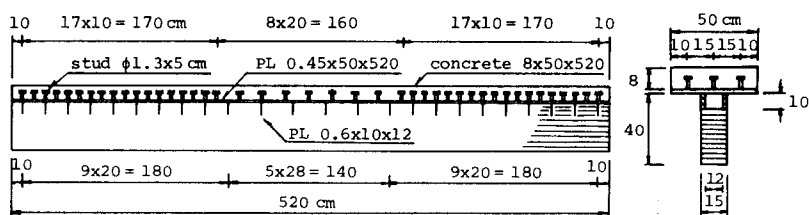


図-3 合成桁の側面図と断面図

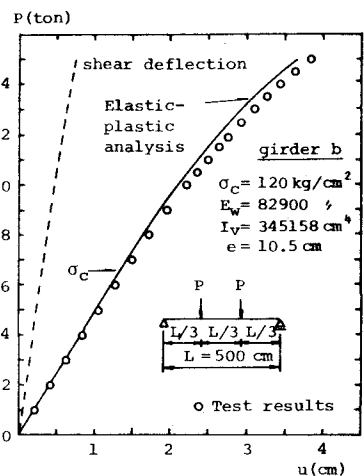
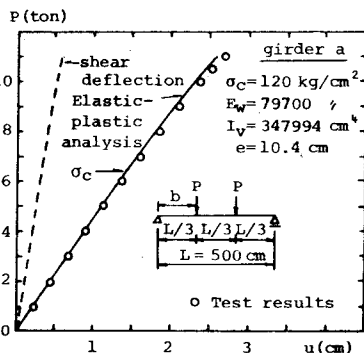


図-4 荷重-変位曲線

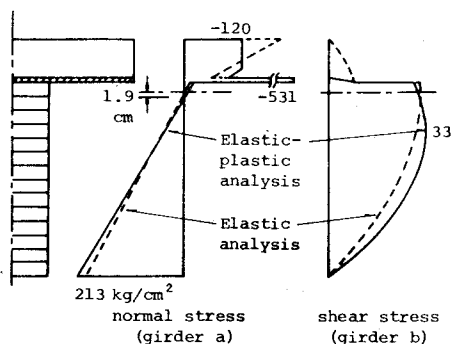


図-5 直応力とせん断応力分布