

鋼板、樹脂およびピンによる集成材主桁の接合

TIMBER MAIN BEAM JOINTS DUE TO STEEL PLATES, EPOXY RESIN AND DRIFT PINS

薄木征三*、佐々木貴信**、長谷部薫***、大原真也****

Seizo USUKI, Takanobu SASAKI, Kaoru HASEBE and Shinya OHARA

*工博 秋田大学教授 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1-1)

**工修 秋田県立農業短期大学助手 木材高度加工研究所 (〒016 能代市字海詠坂11-1)

***工博 秋田大学助教授 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1-1)

****工修 (株)大林組東京本社 土木技術本部設計第一部 (〒113 東京都文京区本郷2-2-9)

To present a design method of glulam beams having a long span and large cross section, a joint system consisted of inserted steel plates, drift-pins and epoxy resin was investigated. The European Yield Theory for drift-pinned joints was estimated by applying the perfectly elastic-plastic body. To explain brittle behaviors of inserted steel plates and epoxy resin joint systems, an elastic pure shearing static model was presented. Combining the yield theory and shearing static model, the shearing strength between steel plate and timber governed the design of joints. A design example for a pedestrian bridge with a length of 30.0 m was demonstratively presented and the resisting moment at joints of 73% for the full strength moment was achieved.

Key words: timber bridge, timber joint, epoxy resin, drift-pin, yield theory

1. まえがき

近年集成材や重ね梁など木質材を主構造に用いた近代木橋と称せられる橋梁が国内各地で建設されている。橋梁形式は鋼橋と類似しており、桁橋から斜張橋まで多様性に富んでいる^{1) 2)}。しかしながら諸外国を見ても自動車橋の場合、支間45m程度が最大であり¹⁾、特殊な斜張橋³⁾を除くと、これ以上の支間の木橋は架設されていない。この理由は一つには経済性的の問題であり、二つには長大橋ほど維持管理が困難になること、そして構造的には継手の問題であると思われる。

部材の製作工場から架設現場までの輸送上の制約は1部材の長さに関しては鋼橋も木橋も同じである。鋼橋の場合は溶接接合にせよボルト接合にせよ接合法は従前から確立されている。これに対して木橋では、ピン接合や鋼板とピンまたはボルトを併用した接合法があるが、これらは今のところ軸力が卓越するアーチやラーメン橋に限られている^{2) 4) 5)}。そしてその設計法は建築物の設計法に準じているのが実状である⁶⁾。

最も基本的な橋梁形式である桁橋の接合を解決するのが当面の急務である。この形式の自動車橋では国内外共に接合部を有する事例はほとんど無いと言ってよい。歩道橋でも非常に数は少なく、国内では2例が報告され

ているのみである⁷⁾。1例は挿入鋼板とボルトで曲げに抵抗し、シェアープレートでせん断に抵抗するタイプ、他の1例は桁の引張側を特殊繊維で補強したタイプであり、いずれも米国式の設計・製作であり、材料も米松集成材である。しかしこれらはブルーフ・ローディング(載荷試験)は行われておらず、その後の経過も不明である。一方、木桁の下部にP C鋼棒を貫通させ、プレストレス力で桁を接合する案⁸⁾もあるが、まだ模型実験のレベルである。ドイツ⁹⁾ではエポキシ・レジンを用いて、木材とサンドブラスト鋼板および総ネジボルトの接着強度試験が行われた。しかしこれらが木桁の接合に使用された報告は無いようである。

本研究では歩道橋の桁を対象として、挿入鋼板、ピンおよび樹脂から成る接合法を基本的に考察し、接合部の合理的な設計法を提案するものである。そのために、始めに世界的に認められているピン接合のヨーロッパ型降伏理論を紹介すると共に、完全弾塑性体理論で補足し、これを実験的に検証する。ついで鋼板-樹脂-木材系の挙動を説明するために、せん断弾性モデルを提案しヨーロッパ型降伏理論と組み合わせる。最後に鋼板-ピン-樹脂-木材系の耐荷力を明らかにすると共に、桁長30mの歩道橋の接合に適用したときの設計法を提示する。

2. ドリフトピンの降伏応力

図-1に本研究で対象とする挿入鋼板2枚の場合の継手の概念図を示す。ドリフトピン（以下単にピンと略称）間の最小距離等を満たす場合は、それぞれのピンは独立に機能することは、基本的に鋼橋等におけるボルトの場合と同じである。よって本項では、1本のピンの耐力を論ずる。この時、ピンと挿入鋼板端の距離（最小縁端距離で鋼構造のボルトの場合と同一） c と、木材の繊維方向の材端距離 e_1 および縁距離 e_2 は、それぞれ規定の制約条件を満たすものとする。

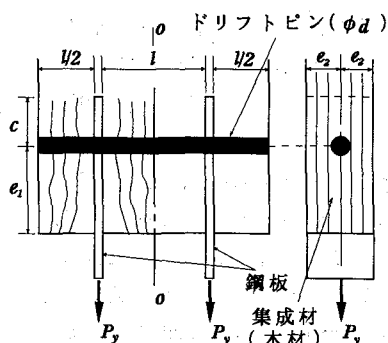


図-1 挿入鋼板2枚とドリフトピン

2. 1 ヨーロッパ型降伏理論

本理論は、本来図-1の挿入鋼板に相当する部材も木材（主材）で、かつ図-1の中心線O-Oの片側部分を対象としている。その後、主材が挿入鋼板1枚の場合にも適用され、本理論の妥当性が検証されてきている。図-1において接合部中心線O-Oに関して木材の物理的性質が、左右ほぼ同一と見なせる場合が多い。それ故、図-1の半分のみを考えると、図-2に示す3種の降伏パターンがあり得ることになり、結局挿入鋼板1枚の場合の耐荷力の問題に帰着するのである。

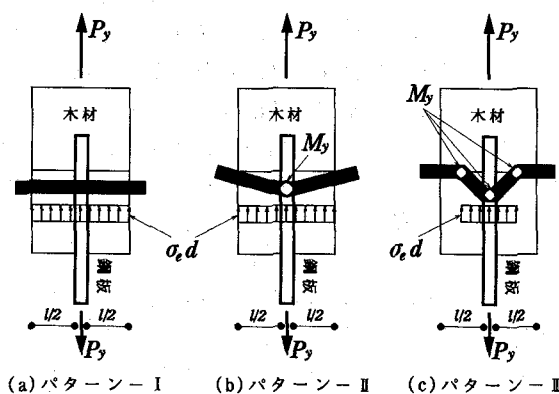


図-2 木材-ドリフトピン間の降伏パターン

図-2においてパターン-Iは、ピンは曲げ変形を生ずることなく剛体的に平行移動し、木材を剛塑性体とみなして、降伏応力 σ_e に達した時、塑性崩壊するパターンである。パターン-IIとIIIはピンに塑性ヒンジが発生し、木材も全幅あるいは部分的に降伏応力 σ_e に達して

崩壊するパターンである。パターン-IIIでは、ピンの水平部分は、木材に減込まず、木材からの反力は無視できるものとしている。

これら各降伏パターンに対する崩壊荷重 P_y は、ピンの釣り合い条件を考慮することにより容易に求められ、次のようである。

$$\text{パターン-I ; } P_y = l d \sigma_e \quad (1)$$

$$\text{パターン-II ; } P_y = l d \sigma_e \left\{ \sqrt{2 + \frac{16 M_y}{l^2 d \sigma_e}} - 1 \right\} \quad (2)$$

$$\text{パターン-III ; } P_y = 2 \sqrt{4 M_y d \sigma_e} \quad (3)$$

ここで、 l は鋼板厚さを引いたピンの長さ、 d はピン径、 σ_e は木材の圧縮強度、 M_y はピンの全塑性モーメントであり、

$$M_y = \frac{\sigma_y d^3}{6} \quad (4)$$

で与えられる。 σ_y はピンの降伏点応力度である。通常全塑性モーメントは、 M_p または M_u などで表されるが、ヨーロッパ型降伏理論では、 M_y と記されるのが慣用となっている。

結局、式(1)~(3)のうち、最小値が真の降伏パターンとなり、これは材質（ σ_e と σ_y ）およびピンの形状（ d と l ）によって支配されることになる。

2. 2 すべり係数

降伏パターンは、上述のようであるが、接合部の設計では、安全率が考慮されるため弾性域レベルの議論となるのは、鋼構造の場合と同様である。よって本項では、前項2.1の基礎としての木材-ピン系の弾性挙動を論ずる。

図-2に示した降伏パターンに達する以前の弾性状態を図-3に示す。即ち木材を弾性床、ピンをはりと見なし、挿入鋼板は集中荷重 P を伝達する構造と見なす。この時鋼板の厚さは無視している。

荷重作用点 c のたわみは構造理論により、

$$y_c = \frac{P \lambda \cosh \lambda l + \cos \lambda l + 2}{2k \sinh \lambda l + \sin \lambda l} \quad (5)$$

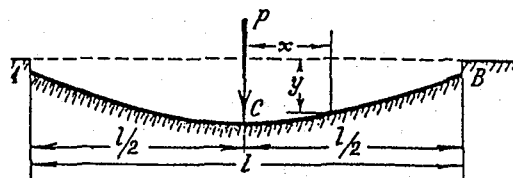


図-3 弾性床上のはり

ここで、

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (6)$$

であり、 k は弾性床のばね定数(kgf/cm^2)、 EI はビンの曲げ剛性である。木材では、支圧方向に単位の変位を与えるための支圧応力を面圧定数と称し、実験式として多くの場合¹⁰⁾、

$$k_o = \frac{E_w}{3.16 + 10.9d} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (7)$$

$$k_{90} = \frac{k_o}{3.4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (8)$$

が使われる。 E_w は木材のヤング係数、 $d(\text{cm})$ はピン径であり、サフィックス 0、90 はそれぞれ繊維方向、繊維直角方向を示す。中間の角度に対しては、ハンキンソン式⁹⁾ が用いられる。面圧定数の定義より弾性床のばね定数 k との関係は、繊維方向に対して、

$$k = k_o d \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (9)$$

となる。

すべり係数は、式(5)において、 y_c が単位の変位を生じるときの P の値として定義される。即ち、式(5)より、

$$P = \frac{2k}{\lambda} \frac{\sinh \lambda l + \sin \lambda l}{\cosh \lambda l + \cos \lambda l + 2} = 2K_s \quad (\text{kgf/cm}) \quad (10)$$

ここですべり係数 K_s は、図-3 の載荷点 c ではピンが 2 面せん断 (2 すべり面) を受けているため、これを 1 すべり面当たりの値として定義されることを意味する。

2.3 実験による検証

前項 2.1 で述べたように、ヨーロッパ型降伏理論では降伏崩壊パターンに至るまでの弾塑性変形は、無視している。しかし鋼部材の曲げ耐荷力では、塑性崩壊に至る直前までは、線形弾性挙動で近似的に説明できることが知られている。そこで本項では、ビンの降伏崩壊に至る過程を前項 2.1、2.2 を組み合わせて、完全弾塑性体として検証してみる。

図-4 に試験体の諸寸法を示す。木材はスギ集成材、ドリフトピンと鋼板は SS400 で黒皮のまま使用した。

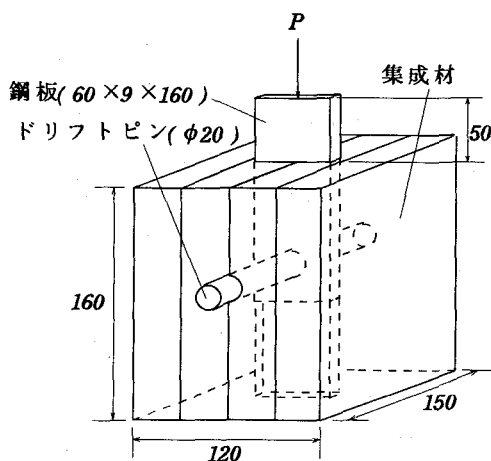


図-4 試験体

試験体の数は 5 個であり、いずれも含水率 12~15% の範囲にあった。試験後の各供試体から各々 3 個の圧縮試験片を採取し、圧縮試験を行い圧縮強度とヤング係数の平均値を得た。これらの値とビンの寸法から、式(1)~(4)により降伏に関する物性値が、式(5)、(6)及び(9)より弾性に関する物性値が求まる。これらを一括して表-1 に示す。

表-1 より本試験体は、図-2 で示した降伏パターン-II で降伏し、予想降伏荷重は $P_y = 5,950 \text{ kgf}$ となる。前述のように降伏まではピンも木材も完全弾塑性体と仮定すると、図-3 における載荷点、つまりピン中央点の変位は、鋼板の伸縮は無視し得るとして、

$$\delta = \frac{P_y}{2K_s} \quad (11)$$

これに、表-1 の値、 $P_y = 5,950 \text{ kgf}$ および $K_s = 37,300 \text{ kgf/cm}$ を代入すると、 $\delta = 0.80 \text{ mm}$ となる。図-5 は 5 個の試験体 (記号 M1~M5 で表す) の荷重-ピン中央点の鉛直変位 (すべり δ) の実験曲線と、完全弾塑性体モデルの比較を示す。図-5 より試験体 M3 と M4 を除くと本モデルは、ビンの挙動を定量的にも定性的にも良く説明できることが分かる。M3 は、木材そのものの圧縮強度が、平均値 ($\sigma_c = 385 \text{ kgf/cm}^2$) より低かったことを示し、M4 は、ピンと木材の孔に何らかのガタがあったことを示唆している。いずれにしても 5 個の試験体共、図-2 のパターン-II で降伏し、ヨーロッパ型降伏理論はビンの挙動を良く説明できる。

3. 鋼板-樹脂-木材の接着耐力

図-4 に示した試験体の挿入鋼板と木材の間に隙間を作り、ここに樹脂を注入して接着硬化させた構造が本研究で対象とする、曲げを受ける部材の継手の基本構造である。それ故、樹脂と鋼板、及び木材系の挙動を調べておく必要がある。ビンの効果は 2. 節を本節の結果に加えることで考慮される。

表-1 物性値

集成材	σ_c (圧縮強度)	385 kgf/cm^2
	E_w (ヤング係数)	$93.7 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$
ピン	寸法	$d=2.0 \text{ cm}, l=15 \text{ cm}$
	σ_y (降伏点応力度)	2,400 kgf/cm^2
塑性値	M_y (全塑性モーメント)	3,200 $\text{kgf} \cdot \text{cm}$
	P_y (パターン-II)	5,950 kgf
弾性値	k_o (面圧定数)	3,750 kgf/cm^2
	λ (式(6))	0.184 cm^{-1}
	K_s (すべり係数)	37,300 kgf/cm

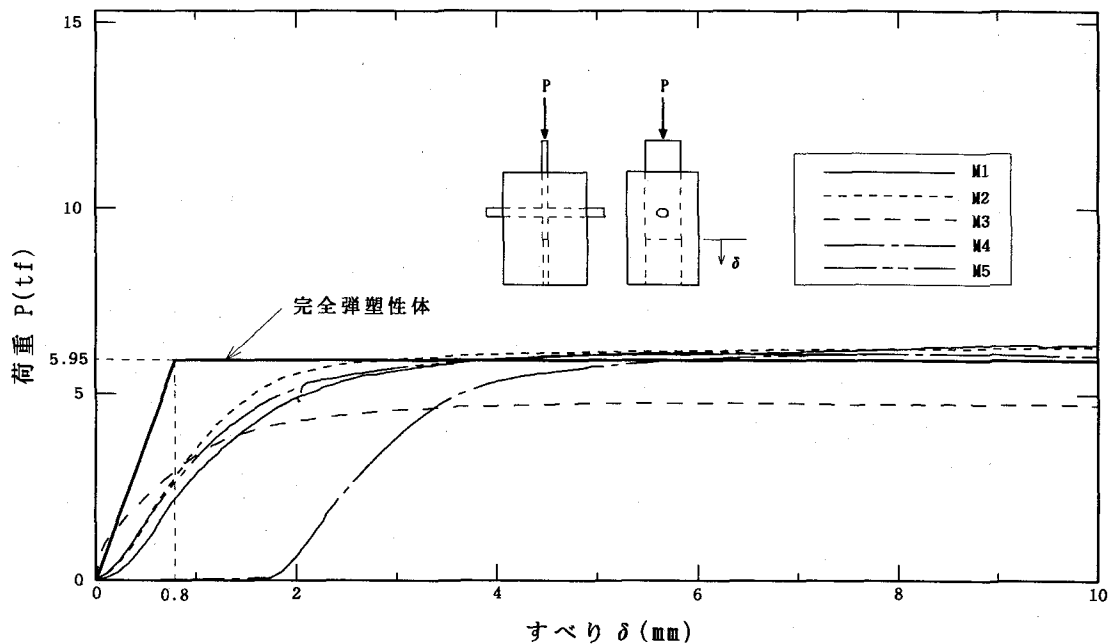


図-5 荷重(P)-ピンのすべり変位(δ)

3. 1 すべり係数

図-6 に挿入鋼板と木材の隙間が樹脂で満たされ硬化した状態の概念図(a) と鋼板が $2Q$ なる力を受けた時の構造系を平面せん断モデルで置き換えた図(b) を示す。構造系は鋼板厚さの中心面S-S に関して上下ほぼ対称とする。樹脂層②の厚さ t_r は、小さ過ぎると圧入しても隙間が埋まらず、また、大き過ぎると経費の問題が生じる。それ故、 $2 \sim 3 \text{ mm}$ 程度が妥当と思われる。③の樹脂含浸層は本研究で採用した BL-グラウト (ショーボンド社製) では、 $1 \sim 2 \text{ mm}$ 程度である。

すべり係数は、2. 2 項で述べたように、一般に単位の変位を生じさせるのに必要な力として定義される。図-6 (b) でせん断変形のみを考えると、領域②~④の内部で、

$$\tau = \frac{Q}{A}, \gamma = \frac{dv}{dx}, \tau = G\gamma \quad (12), (13), (14)$$

が成り立つ。ここで A は、せん断モデル底面の面積である。木部④のせん断弾性係数を G_1 、②と③のそれらは樹脂のせん断弾性係数 G_2 で代表させる。すると式(12)より、

$$\text{②+③層}; \frac{Q}{A} = G_2 \frac{dv_2}{dx_2} \quad (15)$$

$$\text{④層}; \frac{Q}{A} = G_1 \frac{dv_1}{dx_1} \quad (16)$$

ここで図-6 (b) に示すように変位 v_i 、座標 x_i ($i=1, 2$) は各層の変位及び座標である。上式を、

$$x_1=0 \text{ で } v_1=v_0 \text{ (測定された値)} \quad (17)$$

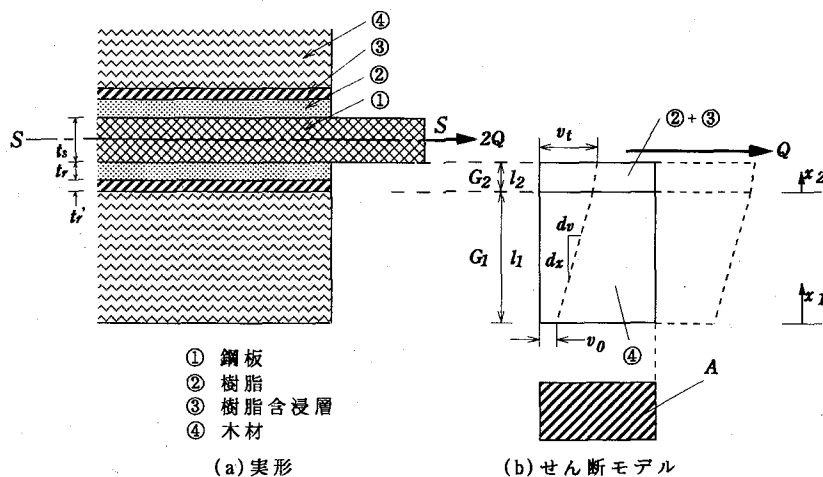


図-6 樹脂接着鋼板の力学モデル

$x_1=l_1$ と $x_2=0$ での変位は連続である。つまり、

$$v_1(x_1=l_1) = v_2(x_2=0) \quad (18)$$

の境界条件のもとに解く。鋼板下面、つまり $x_2=l_2$ での変位を図-6 (b)のように v_t とすると、④層下面との相対変位 δ (すべり変位) は、

$$v_t - v_o = \delta = \frac{Q}{A} \left(\frac{l_1}{G_1} + \frac{l_2}{G_2} \right) \quad (19)$$

従って単位すべり変位 ($\delta=1$) を生ぜしめるのに必要なせん断応力は $\tau = Q/A$ より、

$$\frac{\tau}{\delta} = \frac{G_1 G_2}{G_1 l_2 + G_2 l_1} = T_s \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (20)$$

となる。即ち、 T_s は鋼板中心線の下側 $1/2$ (図-6 (a))、つまり1摩擦面当たりのすべり係数を表す。

3. 2 設計値

図-4でピンがない場合、挿入鋼板と木材の間に樹脂を満たしたとする。3. 1項で述べた諸定数を求めた結果を表-2に示す。

表-2 すべり係数

t_s (鋼板厚)	9 mm
t_r (樹脂層厚)	3 "
t'_r (樹脂含浸層厚)	2 "
l_1 (木材厚)	$\{150 - (9+6+4)\} / 2 = 65.5 \text{ mm}$
$l_2 = t_s + t_r$	3 + 2 = 5 "
$G_1 = E_y / 15$	5,860 kgf/cm ²
$G_2 = E_r / 2(1+\nu)$	11,000 "
T_s (すべり係数)	1,160 kgf/cm ³

表-2において、木材のせん断弾性係数 $G_1 = E_y / 15$ は、木質構造設計規準・同解説⁶⁾による。つまり E_y は、集成材積層面に平行方向に力が作用したときのヤング係数であり積層面に直角方向に力が作用したときのヤング係数 E_x より小さい。ここでは式(7)における木材の繊維方向へのヤング係数 E_w を用いて $E_x \approx E_w$ (表-1参照)と近似し $E_y = (75/80)E_x$ として E_y を求めた。係数 $75/80$ はスギ1級集成材をスギ集成材の代表とみなすと、 $E_x : E_y = 80 : 75$ となっているための補正係数である。表-2の、 $G_2 = E_r / 2(1+\nu)$ は、等方弾性体の関係式である。樹脂のヤング係数 E_r は、断面寸法 $1 \times 1 \times 3 \text{ cm}$ (JIS規格)の圧縮試験片5個の平均値を用い、($E_r = 28,700 \text{ kgf/cm}^2$) ポアソン比を 0.3 と近似して求めたものである。

3. 3 せん断強度

2節のピンの降伏パターンに相当するのは、鋼板-樹脂-木材間のせん断強度である。図-7にせん断強度を測定するために用いた試験体の寸法を示す。

木材表面と鋼板に樹脂 (BL-グラウト: ショーボン社製) を塗布した後約 0.5 kgf/cm^2 の圧力を加えて硬化させた。鋼板の表面は、ショットブラスト処理 (鋼橋

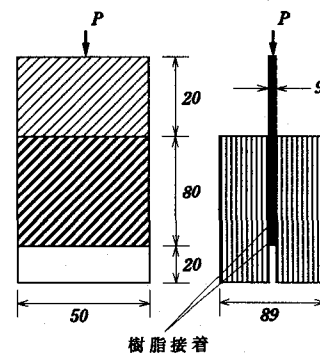


図-7 樹脂接着鋼板

と同程度の粗さ) したものと黒皮付きのままのもの各3体である。

崩壊時の荷重を接着全面積 ($5 \times 8 \times 2 = 80 \text{ cm}^2$) で除して1摩擦面当たりのせん断強度を求めた。結果を表-3に示す。

表-3 せん断強度 τ_e (kgf/cm²)

NO.	ショットブラスト	黒皮
1	52.5	60.7
2	65.4	60.0
3	36.6	58.9
平均	51.1	59.9

その結果ショットブラスト処理したものは、黒皮のままの試験値に比べて非常に強度にばらつきがあり、かつ、平均強度も低いことが分かった。それ故、本研究では黒皮付きの鋼板を調査対象とする。なお、破壊は脆性的であり破壊面は木部破壊率が30%程度で、残り70%程度は黒皮の剥離であった。即ち、樹脂そのものが、せん断破壊したケースは観察されなかった。

4. ピン+樹脂接合

4. 1 ピンと樹脂機能の重ね合わせ

図-8に挿入鋼板とピンから成る接合部の、鋼板と木材の間に樹脂を注入し、硬化した状態の概念図を示す。記号①~④は図-6 (a)で示したものと同一の意味であり、⑤のピンが追加されている。

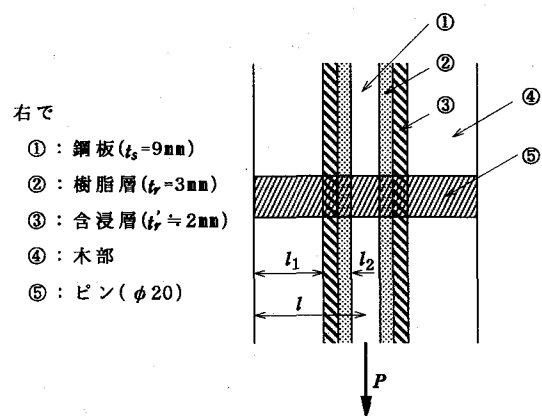


図-8 接合部の構成

2. 及び3. 節の結果、弾性域においては接合部の挙動は、

$$\text{ビンのすべり係数} \quad ; \quad K_s \text{ (kgf/cm)} \quad (21)$$

$$\text{接着層のすべり係数} \quad ; \quad T_s \text{ (kgf/cm}^2\text{/cm)} \quad (22)$$

によって議論できることを示した。これ以降は、図-8の②+③層を接着層と称する。図-8について次の仮定を設ける。

(i) 鋼板とビンのすべり変位は等しい

(ii) ビンまたは接着層が崩壊するまでは弾性挙動
これにより、鋼板の木材に対するすべり変位を δ とすると、ビン及び接着層が、負担する力は、それぞれ(11)、及び(19)、(20)より、

$$P_p = K_s \cdot \delta \quad (\text{kgf}) \quad (23)$$

$$P_r = A \cdot \tau = A \cdot T_s \cdot \delta \quad (\text{kgf}) \quad (24)$$

ここで A は接着面の片面の面積で、 P_p 及び P_r 、共に1摩擦面当たりの作用力である。鋼板への作用力を図-8に示すように P とすれば、ビン+樹脂系に対して、2摩擦面であるから、

$$\begin{aligned} P &= 2(P_p + P_r) \\ &= 2(K_s + A \cdot T_s) \cdot \delta \end{aligned} \quad (25)$$

ビンのみの場合の降伏耐力は、式(11)であり樹脂のみのせん断耐力は、これを T_y とすると、

$$T_y = \tau_e \times 2A \quad (26)$$

である。ここで τ_e は表-3に示した実験的に得られるせん断強度である。以上より弾性式(25)が成り立つのは、

$$\text{ビンの降伏耐力} \quad ; \quad 2P_p = 2K_s \cdot \delta \leq P_y \quad (27)$$

$$\text{接着層のせん断耐力} \quad ; \quad 2P_r = 2A T_s \cdot \delta \leq T_y \quad (28)$$

の領域となる。これらよりすべり変位の制約条件は、

$$\delta_p \leq \frac{P_y}{2K_s} \quad (29)$$

$$\delta_r \leq \frac{T_y}{2AT_s} \quad (30)$$

4. 2 実験による検証

図-9に本継手系のモデル試験体を示す。図-8に示したように、鋼板厚 t_s や樹脂層厚 t_r などは表-2に示したものと同一である。これらの値に基づいた、式(25)~(30)の諸物理量は表-4のようになる。

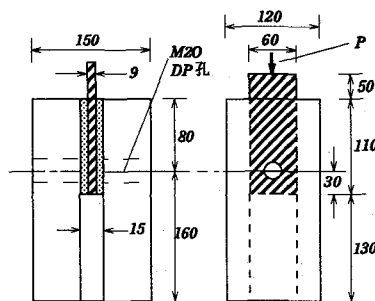


図-9 鋼板-ピン-樹脂接合

ただし K_s, T_s 及び降伏荷重 P_y は再掲する。表-4の下欄の限界すべり変位を比較すると、

$$\delta_r < \delta_p \quad (31)$$

であるから、荷重 P が漸増しすべり変位 δ も増加してゆくと鋼板と接着層で先に脆性破壊を生じることになる。終局強度に達するまでの継手挙動は以下ようになる。

(i) $0 \leq \delta < \delta_r$

ビン、木材及び接着層共すべて弾性域にあり荷重と変位の関係は式(25)で記述される。即ち $\delta_r = 0.52 \text{ mm}$ と、表-4の値を式(25)に代入すると $P_A = 2(K_s + A \cdot T_s) \cdot \delta_r = 11.8 \text{ tf}$ となり、荷重 P_A までは弾性挙動をする。

(ii) $\delta_r \leq \delta < \delta_p$

接着部の脆性破壊によって接着層の耐荷力は消失し、ピン-鋼板系の弾性挙動に沿って推移する。即ち式(25)で力 P_r は消失し、 $P = 2K_s \cdot \delta$ が支配する。 $\delta = \delta_r = 0.52 \text{ mm}$ 時のピン負担力は、 $P_B = 2 \times 37,300 \times 0.052 = 3,880 \text{ kgf}$ であり、最大荷重 P_A から荷重 P_B まで脆性的に低下する。

(iii) $\delta > \delta_p$

ピン-鋼板系のパターン-II (図-2 (b)) の降伏モードに達し、この時の荷重は、 $P = P_y = 5,950 \text{ kgf}$ で一定となる。

図-10に5個の試験体の荷重 P -すべり変位 δ 曲線と上述の(i)~(iii)による予想値とを示す。定性的にはよい一致が見られる。

予想値 $P_B = 3.88 \text{ tf}$ と $P_y = 5.59 \text{ tf}$ は、ほぼ実験値の下限を与えていることが分かる。これは、図-8で樹脂が

表-4

すべり係数	K_s	37,300 kgf/cm
	T_s	1,160 kgf/cm ³
A (鋼板片側接着面積)		11×6=66 cm
崩壊荷重	P_y (パターン-II)	5,950 kgf
	T_y (式(26))	59.9×2×66=7,910 kgf
限界すべり変位	δ_p (式(29))	0.80 mm
	δ_r (式(30))	0.52 mm

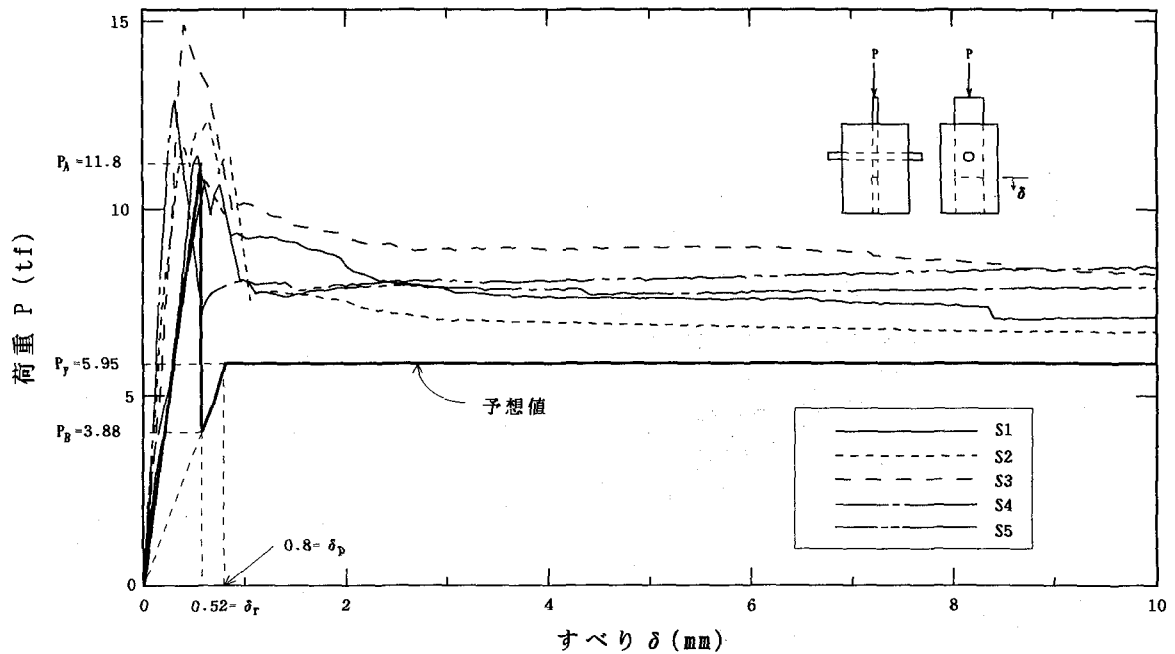


図-10 実験値と予想値

ピンと木材の間隙にも若干浸透したため、ピン周辺の木材が強化されたことによるものと思われる。

5. 接合部の設計と実験

5.1 π型鋼板継手

本節で対象とする継手を図-11に示す。側面からはコ型に見えるスプリット鋼板に溶接された2枚の鋼板を、木材に加工されたやはり同寸法のコ型の溝（スリット）に挿入してピンを打つ。その後鋼板と木材のスリットの間隙にグラウトを圧入し硬化させる。この様に工場で接合線に関して左右対称に製作された木桁は、スプリット鋼板を介して高力ボルトで現場で接合される。高力ボルト周辺は、鋼板に補剛材が溶接されるので、その部分の木材は切削されて、図-11の斜線部が木材部になる。S-S断面平面図に示すように、中央線*t-t*に関して上下対称に製作されるので、結局、前節までの挿入鋼板1枚の議論が成り立つ。

5.2 抵抗モーメント

曲げモーメント M が作用した場合、スプリット鋼板は十分に剛であるので、図-11のように、接合部の図心のまわりに剛体的に回転しようとする。コ型挿入鋼板の高さ h の中心から座標軸 y を取り、図心（中立点）までの距離を e とすると、任意点 y の部材軸方向の変位（すべり変位）は、

$$\delta = (y - e) \cdot \theta \quad (32)$$

ここで、 θ は、スプリット鋼板の回転角とする。図-11に示すように、上側挿入鋼板端の座標を y_1, y_2 、下

側挿入鋼板のそれらを y_3, y_4 、ウェブに相当する挿入鋼板のそれらを y_5, y_6 とする。また、各ピン行の y 座標を $p_1 \sim p_4$ とする（本節以降では、上下挿入鋼板共に各2行のピンとする）。また、各挿入鋼板の幅は、図示のように、それぞれ b_1, b_2, b_3 としている。また式(32)では、挿入鋼板の伸縮は無視している。

(1) 接着層によるモーメント

式(20)で定義された接着面のすべり係数、 T_s (kgf/cm²/cm) は、単位のすべり変位を生ぜしめるのに必要な1摩擦面当りのせん断応力である。よって図-11で、座標 y の微小面積 dA に作用する部材軸方向の挿入鋼板1枚当たりの微小せん断抵抗力は、式(20)と(32)より、

$$dP = 2(y - e) \cdot \theta \cdot T_s \cdot dA \quad (33)$$

この力による図心回りの微小モーメントは、

$$dM_r = (y - e) \cdot dP \quad (34)$$

であるから1挿入鋼板当りの抵抗モーメントは、

$$M_r = \sum_i \int_{y_i}^{y_{i+1}} 2(y - e)^2 \cdot \theta \cdot T_s \cdot b_j \cdot dy \quad (35)$$

ここで b_j は座標 y における挿入鋼板幅である。上式の積分結果は、

$$M_r = T_s \cdot \theta \cdot \sum_j I_{rj} \quad (36)$$

ここで、

$$I_{rj} = \frac{2}{3} \{ (y_{i+1} - e)^3 - (y_i - e)^3 \} \cdot b_j \quad (37)$$

であり $j=1$ （上挿入鋼板）に対して $i=1, j=2$ （下挿入

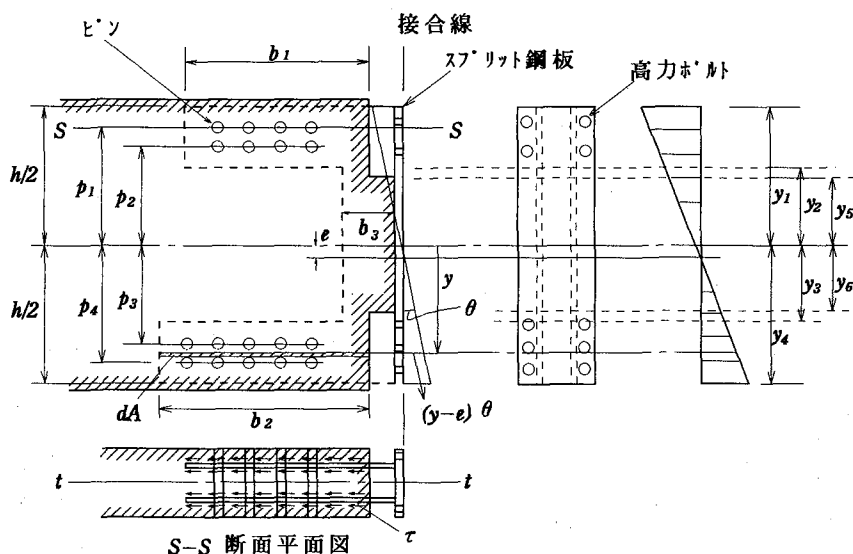


図-11 π型鋼板継手

鋼板) に対して $i=3$, $j=3$ (ウェブ鋼板) に対して $i=5$ とおけばよい。

(2) ピンによるモーメント

図-11で座標 p_m ($m=1\sim4$) に n_m 本のピンがあるとす。ピン1本当りのすべり係数は式(10)によって、 $2K_s$ (kgf/cm, 二面せん断) であり、式(11)と同様に1本当りの負担力は、 $2K_s \cdot \delta_m$ となる。ここで、

$$\delta_m = \delta(y=p_m) = (p_m - e) \cdot \theta \quad (38)$$

であり、 m 行目のピンのすべり変位を表す。よって m 行目ピン列の抵抗モーメントは、

$$\begin{aligned} M_m &= 2K_s \cdot \delta_m \cdot n_m \cdot (p_m - e) \\ &= 2n_m \cdot K_s \cdot (p_m - e)^2 \cdot \theta \end{aligned} \quad (39)$$

ピン全行による抵抗モーメント M_p は、

$$\begin{aligned} M_p &= \sum_m M_m \\ &= K_s \cdot \theta \cdot \sum_m I_{pm} \end{aligned} \quad (40)$$

ここで、

$$I_{pm} = 2n_m \cdot (p_m - e)^2 \quad (41)$$

(3) 全抵抗モーメント

接着層とピン列による、挿入鋼板1枚当りの抵抗モーメントは以上の合計であり、これを作用モーメントの $1/2$ に等しいとおくと

$$\frac{M}{2} = (T_s \sum_j I_{rj} + K_s \sum_m I_{pm}) \cdot \theta \quad (42)$$

これより回転角 θ は、

$$\theta = \frac{M/2}{T_s \sum_j I_{rj} + K_s \sum_m I_{pm}} \quad (43)$$

すべり変位の式(32)にこれを代入して、式(20)を用いれば、任意点 y における接着層に作用するせん断応力は (図-11参照)、

$$\tau = T_s \cdot \delta \quad (44)$$

$$= \frac{M/2}{\sum I_{rj} + a \sum I_{pm}} \cdot (y - e)$$

ここで、

$$a = \frac{K_s}{T_s} \quad (45)$$

とおいた。

同様に、ピン1本当りに作用する力は、本節(2)で述べたように $P_m = 2K_s \cdot \delta_m$ で与えられる ($m=1\sim4$) から、式(38)を用いて θ を消去すると、

$$P_m = \frac{M}{\sum I_{rj}/a + \sum I_{pm}} \cdot (p_m - e) \quad (46)$$

最後に図心 (中立軸) の位置 e は、接着層とピンによる抵抗力の合計は軸力が作用していないことから、これを零に等しいとおいて定まる。結果のみ記すと、

$$e = \frac{T_s \sum yA + K_s \sum n_m P_m}{T_s \sum A + K_s \sum n_m} \quad (47)$$

ここで、 $\sum A$ は1枚の挿入鋼板の片側面積、 $\sum yA$ は1次モーメントである。

6. 設計例

6.1 諸寸法と断面定数

対象とする集成材桁を図-12に示す。

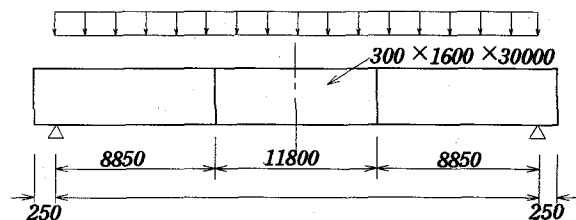


図-12 対象集成材桁

桁長30.0 m、支間長29.5 mであり、現地への運搬上継手を設けなければならない。

本橋は歩道橋であり、主桁間隔1.45 mで、断面寸法が300mm×1,600mmの3本の桁からなり、幅員は3.0 mである。継手位置は図のように、支間をLとすると3L/10の位置にある。継手の形状寸法を図-13に示す。ただし木桁部は省略している。

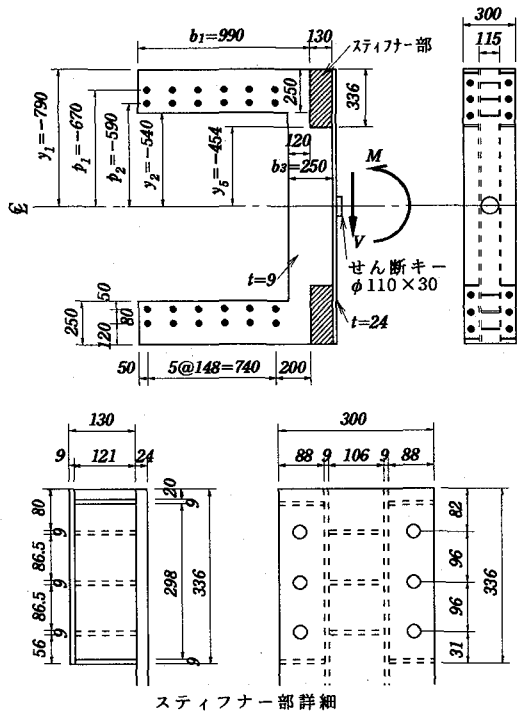


図-13 継手部寸法

前節の諸記号に対応させた寸法を表-5に示す。また、同表には、継手位置における設計曲げモーメントとせん断力も挙げてある。これらの値は、格子桁解析から得られたものである。

表-5 継手諸寸法と断面力

挿入 鋼板	$y_1 = -y_4$	-790 mm
	$y_2 = -y_3$	-540 "
	$y_5 = -y_6$	-454 "
	$b_1 = b_2$	990 "
	b_3	250 "
ピン	$p_1 = -p_4$	-670 mm
	$n_1 = n_4$	5
	$p_2 = -p_3$	-590 mm
	$n_2 = n_3$	5
断面 力	M	108 tf·m
	S	7.6 tf

※ 断面力は(死+活)荷重に対して継手位置における値

表-5の値を用いて、式(37)、(41)の断面定数を求めると表-6のようになる。なお、挿入鋼板は部材図心軸に関して上下対称なので、接合部の図心までの距離は $e=0$ となる。

表-6 断面定数

	e (式(43))	0
挿入 鋼板	$I_{r1}=I_{r3}$ (式(37))	$22.2 \times 10^6 \text{ cm}^4$
	I_{r2} (式(37))	$3.12 \times 10^6 \text{ cm}^4$
	$\textcircled{1} \sum I_{rj}$	$47.5 \times 10^6 \text{ cm}^4$
ピン	$I_{p1}=I_{p4}$ (式(41))	$44,900 \text{ cm}^2$
	$I_{p2}=I_{p3}$ (式(41))	$34,800 \text{ cm}^2$
	$\textcircled{2} \sum I_{pm}$	$1.59 \times 10^5 \text{ cm}^2$
	a (式(45))	32.1 cm^2
	$\textcircled{1} + a \times \textcircled{2}$ (式(44))	$52.6 \times 10^6 \text{ cm}^4$
	$\textcircled{1} / a + \textcircled{2}$ (式(46))	$1.64 \times 10^6 \text{ cm}^4$

6. 2 許容せん断応力度

許容応力度設計法では、設計に使用されるのは材の強度そのものでなく許容応力度である。3. 3でピンがない場合の鋼板-樹脂-木材系のせん断強度について述べ、表-3の結果を得た。この表に関連して述べたように黒皮付き鋼板では、木部破壊率が30%程度であったが、黒皮と鋼板間せん断強度については公にされたデータも皆無であるので、許容せん断応力度の算定に当たっては木材に関する手法を踏襲する¹¹⁾。

すなわち、表-3の黒皮付き鋼板の3個のデータは統計的検定の結果、対数正規分布に従うものと見なされ、このとき、平均値4.092、標準偏差0.015である。従って、信頼度75%での5%下限値 F_v を求めると、 $F_v = e^{4.092 - 0.015K} = 57.1 \text{ kgf/cm}^2$ を得る。ここで、 K は信頼限界係数で、 $n=3$ のとき3.152である。よって、接着層の許容せん断応力度は公式、

$$f_v = F_v \times \frac{2}{3} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \quad (48)$$

より得られる。ここで2/3は比例限界、1/2は応力集中係数(木材のせん断ブロック試験を準用)、最後の1/2は、クリープ係数である。 $F_v = 57.1 \text{ kgf/cm}^2$ を代入すれば、 $f_v = 9.5 \text{ kgf/cm}^2$ を得る。

以上は、木材の繊維方向に関してであるが、繊維直角方向の許容応力度も表-5の継手部のせん断力 S の照査のために必要である。図-7と類似の試験を行った結果のみを記すと3個の試験片から得られた破壊確率5%の信頼限界値は、 $F_{v\perp} = 25.8 \text{ kgf/cm}^2$ であった。上式(48)の F_v の代わりに $F_{v\perp}$ の値を代入すれば、繊維直角方向の許容せん断応力として1摩擦面当り $f_{v\perp} = 4.3 \text{ kgf/cm}^2$ を得る。なお、この場合は接着層の破壊は生ぜず、木部破壊率100%であった。

6. 3 抵抗モーメントとせん断力

(1) 鋼板

式(44)において図心までの距離を $e=0$ とおくと、 $y = y_{max}$ (挿入鋼板の上下端)で最大せん断応力 τ_{max} となり、

全強に相当する曲げモーメントは $M=M_{max}$ において

$$M_{max} = (\sum I_{rj} + a \sum I_{pm}) \cdot \frac{2\tau_{max}}{y_{max}} \quad (49)$$

図-13より $y_{max} = -y_1 = y_4 = 79.0 \text{ cm}$ 、 $\tau_{max} = f_v = 9.5 \text{ kgf/cm}^2$ を代入し、表-6の断面定数の値(①+②)を用いれば $M_{max} = 127 \text{ tf}\cdot\text{m}$ を得る。

一方、この集成材(スギ)の等級を特級と見なすと、曲げ許容応力度は $f_b = 135 \text{ kgf/cm}^2$ である。桁の断面は、図-12に示したように $300\text{mm} \times 1,600\text{mm}$ であるから、全強に相当するモーメント M_a は

$$M_a = \frac{bh^3}{6} \cdot f_b = \frac{300 \times 160^2}{6} \times 135 = 173 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

よって全強に対する抵抗モーメントの比は

$$\frac{M_{max}}{M_a} = \frac{127}{173} = 0.73$$

となる。即ち母材(集成材桁)の73%の強度は継手部に確保される。一方、表-5より継手部での設計曲げモーメントは $M = 108 \text{ tf}\cdot\text{m}$ なので

$$\frac{M_{max}}{M_a} = \frac{127}{108} = 1.18$$

となり、18%余裕があり、設計上十分な安全が確保される。

(2) ピン

式(46)で $e=0$ とおけば、ピン1本当たりの分担力は、ピンの属する行の $p_i (i=1\sim 4)$ に比例する。よって図-13において接合部図心からの最遠位置 $p_4 = -p_1 = 67 \text{ cm}$ を代入し、表-6の断面定数(①/a+②)を用いれば抵抗モーメント M_{max} のとき

$$P_{max} = P_4 = 519 \text{ kgf} < P,$$

ここで $P_y = 5,950 \text{ kgf}$ であり、表-1で与えられた値である。 P_y は降伏パターン-IIに対応する崩壊荷重であり、 $P_y/P_{max} = 11.5$ であるから十分余裕があると考えられる。

(3) せん断力の照査

せん断力は、図-13のウェブプレートで負担するものとする。1摩擦面当りの作用せん断応力は、表-5より、継手部で $S = 7.6 \text{ tf}$ だから

$$\tau = \frac{S}{A_s} = \frac{7,600}{25 \times 90.8 \times 4} = 0.83 \text{ kgf/cm}^2 < f_{v1} (=4.3 \text{ kgf/cm}^2)$$

となり問題はない。

7. あとがき

木桁、特にスパンの長い集成材桁の接合部の合理的な

設計法を目指して、挿入鋼板とピンの耐荷力にはヨーロッパ型降伏理論を採用し、鋼板-ピン-樹脂系にはせん断弾性モデルを提案した。これらの理論とモデルに基づいて、接合部の設計法を例を通して解説した。得られた結果と今後の課題をまとめると以下のようなものである。

(1) ヨーロッパ型降伏理論は実験結果を良く説明できる。これは本来剛塑性理論であるが、完全弾塑性理論で補足すると、実験結果をより明確に説明できる。

(2) 鋼板-ピン-樹脂系に対して純粋せん断弾性モデルを提案した。この系の破壊性状は脆性的であり、接着層が耐力を失った後は、ピンと木材はヨーロッパ型降伏理論値を下限として降伏する。

(3) 接合部の抵抗モーメントは接着層の許容せん断応力によって定まる。許容せん断応力は小さな試験体のせん断強度から、これらの値が対数正規分布に従うとして必要な安全係数を乗じて得られる。

(4) 接合部の抵抗モーメントは全強モーメントの70%以上であり、接合部の設計モーメントの118%であった。将来に亘って桁の劣化などが生じない防腐対策を施すならば、十分安全と言えよう。

(5) 接合部のスプリット鋼板や高力ボルトそしてせん断キーの設計およびたわみへの影響については、別の機会に報告したい。

参考文献

- 1) 林野庁監修：近代木橋の時代、龍源社、1995。
- 2) (財)日本住宅・木材技術センター編著：木橋づくり新時代、ぎょうせい、1995。
- 3) 志水茂也：木造斜張橋の設計・施工、土木施工、Vol. 38, No. 5, pp. 38-41, 1997。
- 4) 薄木征三、小松幸平、鍵和田功、佐々木貴信：集成材アーチリブのII形挿入鋼板を用いたドリフトピン接合、構造工学論文集、Vol. 41A, pp. 915-922, 1995。
- 5) 薄木征三：現代木橋技術、土木学会誌、Vol. 82, April, pp. 8-10, 1997。
- 6) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説、1995。
- 7) 飯村 豊、小林辰美：単純桁木造橋の現状、橋梁、1月号、pp. 74-80, 1995。
- 8) 久保田努、渡辺浩志、三井康司：プレストレスによる木桁の接合法、構造工学論文集、Vol. 43A, pp. 1103-1110, 1997。
- 9) Werner G.: Konstruktionselemente des Metallbaus im Ingenieurholzbau, Bautechnik 66, H. 4, pp. 120-126, 1989。
- 10) 小松幸平：メカニカル接合の設計、建築技術、NO. 547 11月号、pp. 92-98, 1995。
- 11) ASTM: D2915-94, Annual book of ASTM Standards Vol. 04.10, pp. 397-408, 1995。

(1997年9月26日受付)