

道路橋鋼板・コンクリート合成床版のずれ止めの設計に対するせん断有効幅

EFFECTIVE WIDTH FOR THE DESIGN OF SHEAR CONNECTORS OF STEEL DECK AND CONCRETE COMPOSITE BRIDGE SLABS

園田恵一郎*・堀川都志雄**・広瀬清泰***

By Keiichiro SONODA, Toshio HORIKAWA and Kiyoyasu HIROSE

1. 序 論

道路橋の鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版と略称する）のひびわれ損傷問題がクローズアップされて以来、すでに10数年が過ぎており、この間、この種の問題を再現させないために、RC床版の設計基準の改訂が、道路管理者である諸官庁によって段階的に行われてきた。特に、最新の基準¹⁾では、床版厚の増大によって耐力の大幅な増加が図られているが、その反面、床版の重量が増え、床版を支える桁の負担を増大させる結果になっている。

一方、昭和40年頃より、労働力の不足と相まって、RC床版における型枠工、配筋工などの現場作業の省力化が強く要望されるようになってきた。

以上のような背景のもとで、従来のRC床版に替わる橋梁床版として、鋼とコンクリートの合成床版の研究・開発が多方面で進められており、すでに、かなりの数の実施例も報告されている²⁾。この種の床版を鋼とコンクリートの合成作用の面からみれば、①鉄筋の一部を鋼梁で置換したもの、②型枠の一部を補強材として利用したものなどに大別できる。前者に属するものとしては、鋼格子床版、H形鋼埋込みスラブなどが挙げられ、後者にはプレキャスト鋼板コンクリートスラブ（コンポスラブ）、サンドウィッチ鋼板スラブ、鋼型枠合成床版などが挙げられる。

この種の合成構造では、異種材料間の付着特性が最も重要な問題となる。①に属する床版では、鋼材がコンクリートに巻き込まれているために、付着問題は鉄筋の場合と同じとみなし得るが、②に属する床版では、鋼板にずれ止めを設けてコンクリートと一体化を図る必要

があり、この点がRC床版と大きく異なるところである。ずれ止めは、主として鋼板とコンクリートの間のせん断応力を伝達させるものであるから、ずれ止めの設計には床版に作用する横せん断力（Transverse Shearing Force）の正確な評価が大切になる。

道路橋床版の設計横せん断力の評価に関する研究は、押抜きせん断耐力に関する研究を別とすれば、非常に少ない。1952年、成岡・米沢³⁾は弾性薄板理論に基づいた解析より、設計横せん断力を評価し、当時の鋼道路橋示方書で規定されている輪荷重の分布有効幅は、横せん断力に対しては大き過ぎるもので、危険側の設計を与える結果になることを指摘している。しかしながら、昭和31年以降の鋼道路橋示方書（昭和48年以降は道路橋示方書）では、RC床版のせん断耐力のチェックは不必要とされている。この理由は、RC床版の押抜きせん断強度は十分に大きく、せん断破壊が曲げ破壊に先行することはないと判断されたことによるものと思われる。

一方、鋼板とコンクリートの合成床版では、通常、鋼断面比が大きくなるために曲げ耐力が増大し、破壊は鋼板の付着破壊によって起こる場合が多い。たとえば、建築用の鋼デッキ補強床版（Steel-Deck-Reinforced Slabs）に対するIowa State Universityでの実験報告^{4),5)}によれば、せん断付着破壊（Shear Bond Failure）がこの種の床版の最も支配的な破壊形式であることが指摘されている。建築床版では、荷重が比較的小さいので市販のエンボス付（Embossed）鋼製型枠を用いたものが多く、ずれ止めの強度も限られたものであるが、道路橋床版では局所的に集中した輪荷重を受けるために、ずれ止めも強力なものを用いなければならない。たとえば、1959年に完成したフランスのTancarville橋の鋼板・コンクリート合成床版（通常Robinson Slabとよばれている）^{6),7)}では、ずれ止めとしてφ16の頭付きスタッドが平均15cm間隔に設けられている。

本研究の目的は、道路橋鋼板・コンクリート合成床版

* 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 大阪市立大学助手 工学部土木工学科

*** 正会員 工修 (株)大建構築コンサルタント

を対象として、ずれ止めの設計のための付着せん断応力の計算法を提案することにある。近年、土木構造物の設計法は、許容応力度法から限界状態設計法に移行しつつあるが、大抵の設計基準案では、断面設計のみに塑性理論などの非線形理論を適用しており、断面力算定には線形弾性理論を適用している。したがって、ここでも横せん断力の算定には、弾性薄板理論を用い、断面内の付着せん断応力の算定に対してのみ、ひびわれの影響を考慮する（通常の RC 計算法と同様）。なお、設計時に弾性薄板理論による計算を逐一行うのは面倒であるので、横せん断力に対する有効幅の概念を導入し、はりとしての計算に置換する方法を提案する。

2. 鋼板・コンクリート合成床版の付着せん断応力

図-1 には、床版の微小要素の応力状態を示す。鋼板とコンクリートの付着面に作用するせん断応力 (τ_{xz}^p , τ_{yz}^p) は、鋼板の応力とつり合い条件により以下のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{xz}^p &= \int_t \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \right) dx \\ \tau_{yz}^p &= \int_t \left(\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} \right) dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、積分は鋼板の厚さ (t) に沿って実行される。通常の RC ばりの計算法と同じく断面内のひずみ分布に対して、Bernoulli の仮定 (図-2 参照) と Hooke の法則を適用すれば、

$$\left. \begin{aligned} \tau_{xz}^p &= \frac{G_{x1}}{I_{x1}} \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{G_{x2}}{I_{x2}} \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \\ \tau_{yz}^p &= \frac{G_{y1}}{I_{y1}} \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{G_{y2}}{I_{y2}} \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

ここに、 I_{x1} , I_{x2} , I_{y1} , I_{y2} は、コンクリートに換算した断面 2 次モーメント (単位幅当たり), G_{x1} , G_{x2} , G_{y1} , G_{y2} は中立面に関する鋼板の換算断面 1 次モーメント (単位幅当たり) であり、最初の添字は断面の方向を、2 番目の添字は曲げおよびねじりに関するものをそれぞれ示している。

図-2 に示すように、引張側のコンクリートにひびわ

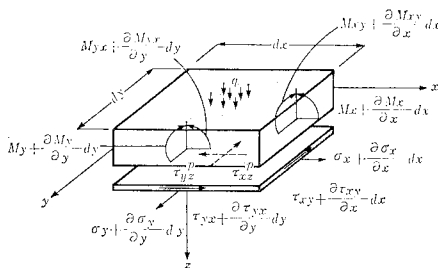


図-1 鋼板の付着せん断応力 (τ_{xz}^p , τ_{yz}^p)

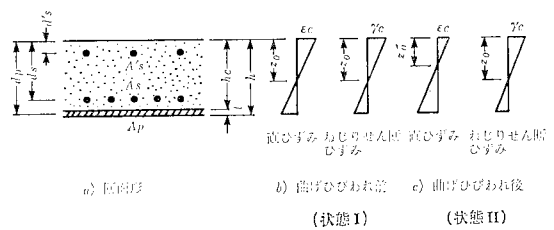


図-2 断面形とひずみ分布の仮定

れが発生する前では、全断面が有効 (状態 I) であるので、曲げに対してもねじりに対しても中立面の位置は変わらないが、ひびわれが発生した後 (状態 II) では、中立面の位置は互いに变化する。通常の RC ばりの鉄筋の付着せん断応力の計算法では、ひびわれ部のコンクリートは曲げ引張には抵抗できないが、せん断には抵抗できると仮定している。ここでも、この仮定が成立するとして、図-2 に示すようにひびわれ断面では、曲げに対してのみ引張部コンクリートを無視し、ねじりに対しては全断面有効と考える。すなわち、式 (2) はひびわれ発生前では

$$\left. \begin{aligned} \tau_{xz}^p &= \frac{G_x}{I_x} \left(\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \right) \\ \tau_{yz}^p &= \frac{G_y}{I_y} \left(\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 I_x , I_y は全断面有効の換算断面 2 次モーメント, G_x , G_y は全断面有効の中立面に関する鋼板の換算断面 1 次モーメントである。一方、ひびわれ発生後では、

$$\left. \begin{aligned} \tau_{xz}^p &= \frac{G_x'}{I_x'} \left(\frac{\partial M_x}{\partial x} + r_x \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \right) \\ \tau_{yz}^p &= \frac{G_y'}{I_y'} \left(\frac{\partial M_y}{\partial y} + r_y \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (4)$$

ここに、 $r_x = G_x I_x' / (G_x' I_x)$, $r_y = G_y I_y' / (G_y' I_y)$, I_x' , I_y' , G_x' , G_y' はひびわれ断面の換算断面 2 次モーメントと前述の換算断面 1 次モーメントである。

薄板理論における横せん断力は、次式で定義されるので、

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \\ Q_y &= \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

式 (4) における。

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q}_x &= \frac{\partial M_x}{\partial x} + r_x \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \\ \bar{Q}_y &= \frac{\partial M_y}{\partial y} + r_y \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

を修正横せん断力とよび、 r_x , r_y をねじり断面係数とよぶことにする。一般に、ひびわれ断面の剛性はひびわれ前の剛性より小さいので、 $0 < r_x < 1$, $0 < r_y < 1$ となり、 $r_x = r_y = 0$ のときはねじりの影響はなくなり、式

(4) は通常の RC ばりの鉄筋の付着せん断応力の計算式と同じになる。

最後に、図-2 に示すような一般的な Robinson 型の床版断面に対して、式 (3), (4) の換算断面 2 次モーメントと換算断面 1 次モーメントを求めると次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} I_{x \text{ or } y} &= \frac{z_0^3 + (h_c - z_0)^3}{3} + n_s(z_0 - d_s')^2 A_s' \\ &\quad + n_s(d_s - z_0)^2 A_s + n_p(d_p - z_0)^2 A_p \\ I'_{x \text{ or } y} &= \frac{z_0'^3}{3} + n_s(z_0' - d_s')^2 A_s' \\ &\quad + n_s(d_s - z_0')^2 A_s + n_p(d_p - z_0')^2 A_p \\ G_{x \text{ or } y} &= n_p A_p (d_p - z_0) \\ G'_{x \text{ or } y} &= n_p A_p (d_p - z_0') \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 z_0, z_0' は床版の上面から中立面までの距離で、

$$\begin{aligned} z_0 &= \frac{n_s d_s' A_s' + n_s d_s A_s + n_p d_p A_p + 0.5 h_c^2}{n_s A_s' + n_s A_s + n_p A_p + h_c} \\ z_0' &= -\frac{(n_s A_s' + n_s A_s + n_p A_p)}{+ \sqrt{(n_s A_s' + n_s A_s + n_p A_p)^2 + 2(n_s d_s' A_s' + n_s d_s A_s + n_p d_p A_p)}} \end{aligned}$$

ここに、 $n_s = E_s/E_c$, $n_p = E_p/E_c$, A_s', A_s, A_p は、単位幅当たりの上、下鉄筋および鋼板の断面積、 E_c, E_s, E_{sp} は、コンクリート、鉄筋、鋼板の弾性係数、 h_c はコンクリートの厚さ、 d_s', d_s, d_p は、床版上面から上、下鉄筋および鋼板の図心までの距離である。

3. 道路橋床版の修正横せん断力

序論で述べたように、断面力の算定は弾性薄板理論によるものとする。道路橋床版は主桁で支えられた連続版であるが、自動車の輪荷重のような局所的に集中した荷重によって起こる横せん断力の卓越する位置は荷重近傍であり、主桁の沈下が横せん断力の最大値に与える影響は少ないものと思われる。したがって、ここでの解析モデルとしては、図-3 に示す帯状版を採用する。すなわち、モデル 1 は 2 主桁橋の主桁間の床版に対応する $\bar{x} = 0, l$ で支持された版であり、モデル 2 は多主桁橋の中央部床版に対応する $\bar{x} = 0, l$ で固定された版であり、モデル 3 は張出し部床版に対応する $\bar{x} = 0$ で固定、 $\bar{x} = l$ で自由である片持板である。

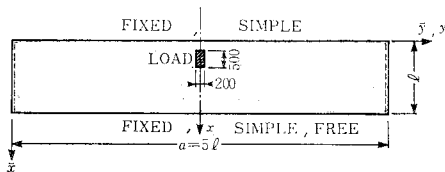


図-3 解析モデル

(1) 計 算 法

荷重は、道路橋示方書で規定された T-荷重とする。前輪に比して後輪荷重が支配的であるので、1つの後輪荷重に対する式(6)の修正横せん断力の影響面を作成することを試みる。示方書では、曲げモーメントの算定に対して、後輪荷重の作用面を 20 cm × 50 cm とし、舗装を通して床版の中央面まで 45° 方向に拡散させたものをを用いているが、園田・堀川⁹⁾は横せん断力の分布特性に対して、舗装厚および床版厚の荷重分散効果はないことを指摘しているの、ここでは 20 cm × 50 cm の長方形の分布荷重を直接床版に作用させるものとする。

薄板弾性理論における構成方程式と基礎微分方程式は、

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -\left(D_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_1 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ M_y &= -\left(D_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ M_{xy} &= -2 D_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y) \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $H = D_1 + 2 D_{xy}$, D_x, D_y, D_1, D_{xy} は曲げおよびねじり剛性である。式(9)は、直交異方性等質板の式である。

式(8)を式(6)に代入すれば、

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q}_x &= -\left\{ D_x \frac{\partial^3}{\partial x^3} + (D_1 + 2 \tau_x D_{xy}) \frac{\partial^3}{\partial x \partial y^2} \right\} w \\ \bar{Q}_y &= -\left\{ D_y \frac{\partial^3}{\partial y^3} + (D_1 + 2 \tau_y D_{xy}) \frac{\partial^3}{\partial x^2 \partial y} \right\} w \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

一般に、集中荷重を受けた場合の床版の横せん断力は、荷重点から遠ざかるにつれて急激に減少するので、辺長比の大きい長方形板の解で帯状版の解を代用させることができる。さらに、鉄筋コンクリート床版に対して M.T. Huber⁹⁾ が提案した関係、 $H = \sqrt{D_x D_y}$ を用いると、前述の各モデルに対する式(9)の解は次式で与えられる。

$$w = \sum_m \left\{ \sum_n a_{mn} \sin \beta_n \bar{x} + A_m \cosh \lambda_0 \bar{x} + B_m \sinh \lambda_0 \bar{x} + \lambda_0 \bar{x} (C_m \cosh \lambda_0 \bar{x} + D_m \sinh \lambda_0 \bar{x}) \right\} \sin \alpha_m \bar{y} \dots\dots\dots (11)$$

ここに、

$$a_{mn} = \frac{16 P}{\pi^2 m n} \sin \frac{\alpha_m u}{2} \sin \alpha_m \xi \sin \frac{\beta_n v}{2} \sin \beta_n \eta,$$

$$\alpha_m = m\pi/a, \beta_n = n\pi/l, \lambda_0 = \alpha_m \sqrt{D_y/D_x},$$

l : 短辺 (\bar{x}) 方向のスパン, a : 長辺 (\bar{y}) 方向のスパン, v, u : \bar{x}, \bar{y} 方向の荷重幅, η, ξ : 荷重の中心

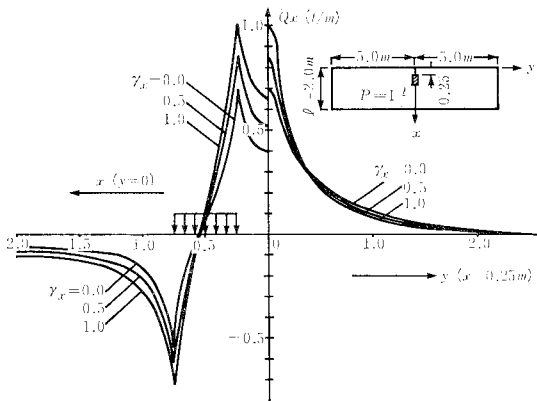


図-4 修正横せん断力の分布 (モデル 1, $P=1t$ による値, $1t=9.8\text{ kN}$)

座標

式 (11) の A_m, B_m, C_m, D_m は積分定数で、前述の各モデルに対して $\bar{x}=0, l$ の境界条件より決定できる。

(2) 輪荷重による修正横せん断力の影響面

図-4 には、モデル 1 (等方性単純板) に対する橋軸直角方向の修正横せん断力 (以下、せん断力と略称する) の分布を示す。せん断力のピーク値は荷重面の周辺で起こり、それより離れるにつれてせん断力の値は急速に減衰している。ねじり断面係数 (r_x) のせん断力のピーク値に与える影響は大きく、 $r_x=0$ のときは $r_x=1$ のときに比して約 7 割に減少している。次に、図-5 には、中央線上 ($y=a/2$) の各位置におけるせん断力 ($r_x=1$ のとき) の後輪 1 個による影響線を示している。はりのせん断力の影響線は直線から成るのに比して、板のそれは荷重面の縁が着目点にきたときに急に立ち上がり、荷重が着目点から遠ざかると急速に減少する曲線を描いている。図-5 はモデル 2 のみに対する結果を示すが、他のモデルに対しても同様の傾向を示した。したがっ

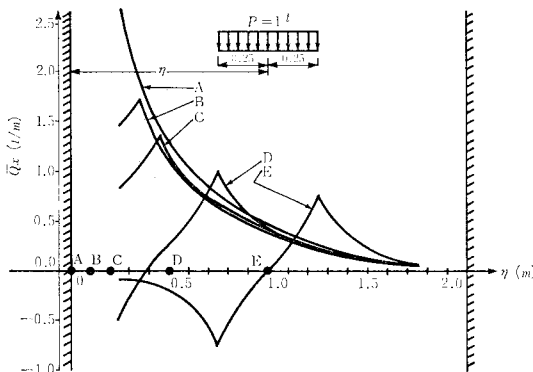


図-5 $\bar{Q}_x (r_x=1)$ の影響線 (モデル 2, $P=1t$ による値, $1t=9.8\text{ kN}$)

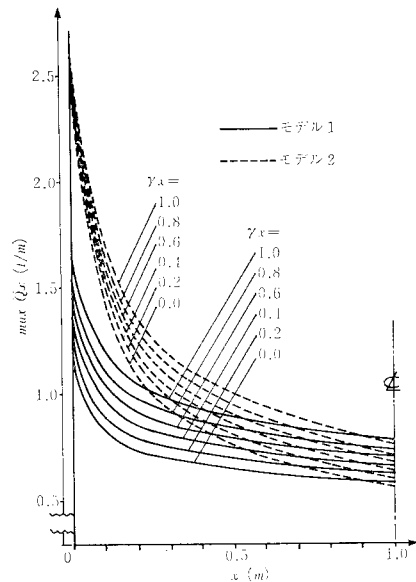


図-6 $\max \bar{Q}_x$ の変化 ($P=1t$ による値, $1t=9.8\text{ kN}$)

て、道路橋床版のせん断力は、着目点近傍の後輪荷重に支配され、他の輪荷重の影響は少ない。次に、ねじり断面係数 (r_x) が、影響線のピーク値にどのような影響を与えるかを示したものが 図-6 である。せん断力の最大値は支承線上で起こり、支承線から離れるにつれて急激に減少するが、支間中央部での変化は比較的なだからである。 r_x の影響は位置によって異なるが、支承線のごく近傍を除けばほぼ一様である。一般に、顕著な付着せん断ずれが発生するには、ずれの領域が支間方向にある程度広がったときであると思われるので、設計に考慮すべき r_x の影響としては、図-6 の結果を支間方向に平均化したものを選ぶ方が合理的であろう。すると、各モデルに対する計算結果より、このような r_x の影響は次式で精度よく表わされる。

モデル 1 に対しては、

$$\bar{Q}_x = (0.72 + 0.28 r_x) Q_x \dots\dots\dots (12 \cdot a)$$

モデル 2 に対しては、

$$\bar{Q}_x = (0.78 + 0.22 r_x) Q_x \dots\dots\dots (12 \cdot b)$$

モデル 3 に対しては、

$$\bar{Q}_x = (0.80 + 0.20 r_x) Q_x \dots\dots\dots (12 \cdot c)$$

ここに、 Q_x は、通常横せん断力に相当する。

以上は、スパンが 2m の床版に対する数値計算結果による考察であるが、せん断力の影響面の特性はスパンによって大きく変化するものではないので、式 (12) は他のスパンに対しても適用できるものと思われる。

次に、直交異方性板に対する影響面のピーク値を示したものが 図-7 (ただし、 $r_x=1.0$) である。橋軸直角 (主筋) 方向の剛性に対する橋軸 (配力筋) 方向の剛性

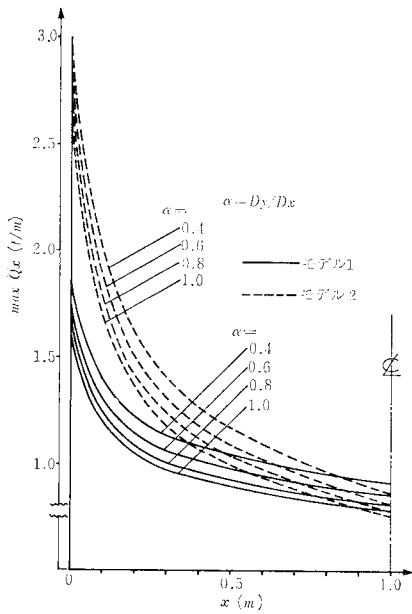


図-7 $\max \bar{Q}_x (\gamma_x=1)$ の変化 ($P=1t$ による値, $1t=9.8kN$)

表-1 $\max \bar{Q}_x (\gamma_x=0) / \max \bar{Q}_x (\gamma_x=1)$ の値

$\alpha = D_y/D_x$	1.0	0.8	0.6	0.4
$x(m)$				
0.1	0.697	0.699	0.703	0.708
0.1	0.851	0.854	0.858	0.865
0.1	0.852	0.856	0.860	0.866
0.3	0.713	0.716	0.719	0.724
0.3	0.780	0.783	0.787	0.785
0.2	0.802	0.805	0.809	0.814
0.5	0.724	0.727	0.730	0.736
0.5	0.757	0.760	0.764	0.770
0.3	0.770	0.774	0.778	0.782
0.7	0.732	0.735	0.739	0.745
0.7	0.748	0.751	0.755	0.762
0.4	0.741	0.744	0.749	0.752
0.9	0.739	0.742	0.747	0.752
0.9	0.743	0.747	0.752	0.759
0.5	0.703	0.706	0.711	0.713

(注) 各種中の上段はモデル 1, 中段はモデル 2, 下段はモデル 3 に対する数値を示す。ただし, モデル 1, 2 はスパン 2m, モデル 3 はスパン 1m である。

の比が, 小さくなるにつれてせん断力の増大がみられる。また, 直交異方性板に対するねじり断面係数 (γ_x) の影響を調べたものが表-1 である。全体的な傾向は等方性板と同じであるので, 式 (12) は直交異方性板に対してもほぼ適用できるものと思われる。

4. 修正横せん断力に対する有効幅

実橋床版においては, 主桁間長も異方性率もさまざまであるので, 設計のために修正横せん断力 (以下, せん

断力と略称する) の最大値を求めるには, 最も危険な輪荷重の載荷位置を考えて, 式 (11) の級数計算を行わねばならない。しかしながら, 各橋梁の設計段階でこのような計算を行うことは, 大変煩雑でかつ経済的でもない。ところで, 輪荷重のような局部的に集中した荷重が, 床版に作用する場合の曲げモーメントの算定には有効幅を導入して, 床版をはりに置換する方法がよく知られている¹⁰⁾。

ここでも最大せん断力に対する有効幅の概念を導入して, 床版をはりに置換して付着せん断応力の計算を行う方法を試みる。

(1) 有効幅の定義

前節で示したように, せん断力は荷重面の縁でピーク値を取り, それから遠ざかるにつれて急速に減衰する。

幅が無窮大である帯状板を対象とすれば, $x = \text{const.}$ の断面に沿ったせん断力 (\bar{Q}_x) の積分値は, 同じスパンのほりに同じ荷重が作用するときのせん断力に等しい。したがって, 床版のせん断力の最大値 ($\max \bar{Q}_x$) に等しいせん断力を与えるはりの幅は, 次式で定義できる。

$$\lambda(x) = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \bar{Q}_x dy}{\max \bar{Q}_x} \dots\dots\dots (13)$$

$\lambda(x)$ は T 形ばりのフランジの有効幅と類似の定義であることより, ここでは $\lambda(x)$ をせん断力の有効幅と名付ける。

(2) 各モデルに対する有効幅の計算

式 (13) に従えば, 有効幅 $\lambda(x)$ は荷重と着目点の位置によって異なる。設計上重要なのはせん断力の最大値であるから, 荷重面の縁に位置する断面に着目した有効幅 $\lambda(x_p)$ を計算したものを 図-8, 9 に示す。これらの計算値は, ねじり断面係数 (γ_x) が 1.0 のときのも

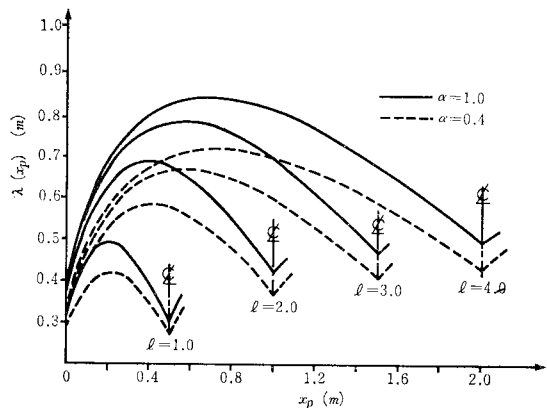


図-8 有効幅 $\lambda(x_p)$ の分布 (モデル 2)

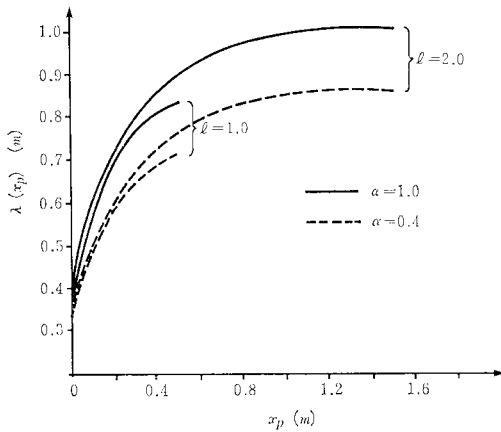


図-9 有効幅 $\lambda(x_p)$ の分布 (モデル3)

のである。図-8には固定版(モデル2)に対する結果のみを示すが、単純版(モデル1)の結果もほぼ同様の傾向を示し、これらのモデルでの $\lambda(x_p)$ はスパン中央点と端で小さくなり、それらの中間では大きくなっている。これは、はりの影響線のピーク値はスパンの端から中央に向かって直線的に減少するのに比して、床版では、図-5に示すように、支承線を離れるにつれてピーク値は急速に減少するが、中央部では比較的变化が少ないためである。

一方、 $\lambda(x_p)$ に与えるスパンの影響については、スパンが小さくなるほど有効幅が小さくなる傾向にある。

(3) 平均有効幅

前節で示したように、有効幅 $\lambda(x_p)$ は着目点の位置によって変化している。しかしながら、設計計算に用いる有効幅は、スパン方向に一定である方が便利であること、実際には鋼とコンクリートの間のずれ(Bond Slip)は塑性的であり、せん断応力の最大値が付着強度を越えた領域でずれが発生しようとするが、このような領域がかなり広がった後に、初めて目立った(有害な)量に生長することより考えて、設計のための有効幅としては、 $\lambda(x_p)$ をスパン方向に平均化したものを提案し、次式で定義する。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{l} \int_0^l \lambda(x_p) dx_p \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 l はスパン(主桁間長または張出し長)である。

図-10~12には、式(14)で定義した平均有効幅の計算結果を示す。単純支持版(モデル1)と固定版(モデル2)はほとんど同じ特性を示しており、固定版のスパン(l)の0.9倍を換算スパンとすれば、単純支持版の有効幅が固定版にも適用できることがわかる。最後に、図-10~12よりスパン l (m)と平均有効幅 $\bar{\lambda}$ (m)の関係を、式(12)のねじり断面係数 r_x の補正を考慮

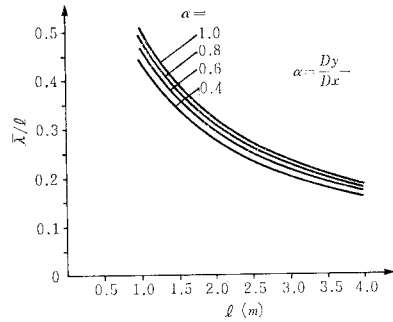


図-10 平均有効幅 (モデル1, Case 1)

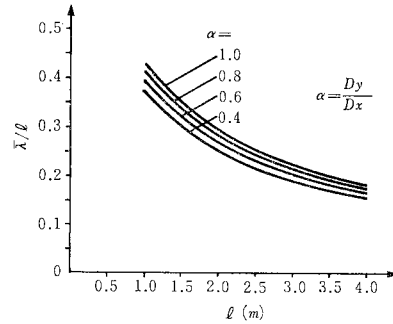


図-11 平均有効幅 (モデル2, Case 1)

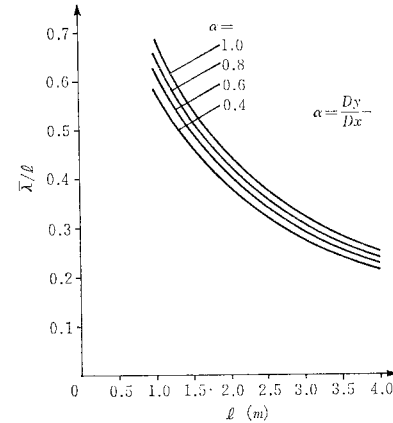


図-12 平均有効幅 (モデル3, Case 1)

して、最小2乗法を用いて決定すれば次式を得る。

(1) 車両の進行方向が主桁と平行な場合 (Case 1)

モデル1, 2に対して、

$$\bar{\lambda} = \beta \bar{l} (0.034 \bar{l}^2 - 0.28 \bar{l} + 0.75) \dots\dots\dots (15)$$

ただし、モデル1では

$$\bar{l} = 1.0 l, \beta = \frac{1}{30} \cdot \frac{7\alpha + 23}{0.72 + 0.28 r_x}$$

モデル2では

$$\bar{l} = 0.9 l, \beta = \frac{1}{30} \cdot \frac{7\alpha + 23}{0.78 + 0.22 r_x}$$

モデル3に対して、

$$\bar{\lambda} = \beta l (0.044 l^2 - 0.36 l + 1.00) \dots\dots\dots (16)$$

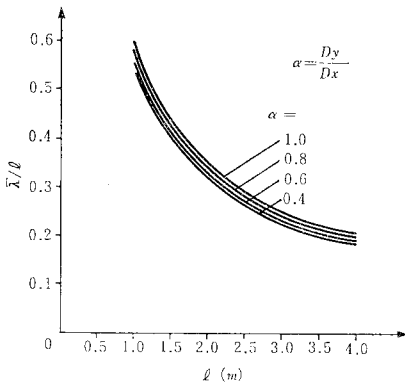


図-13 平均有効幅 (モデル 2, Case 2)

$$\beta = \frac{1}{30} \cdot \frac{7\alpha + 23}{0.80 + 0.20 r_x}$$

なお、式 (15), (16) における \bar{l} と l の単位は m であり、 $\alpha = D_y/D_x$ 、 r_x は式 (4) で定義される主筋 (x) 方向のねじり断面係数である。

以上の結果は、通常の道路橋床版において多くみられる車両の進行方向が、主桁と平行な場合 (Case 1) に対応する。次に、車両の進行方向が主桁と直角な場合 (Case 2)、すなわち 図-3 において、 x 方向の荷重幅が 20 cm、 y 方向が 50 cm の場合について同様の計算を行った。モデル 2 に対する平均有効幅のみを 図-13 に示すが、各モデルとも等方性版と同様な傾向を示した。これらの結果より、スパン l (m) と \bar{l} (m) の関係を導けば、次式ようになる。

(2) 車両の進行方向が主桁と直角な場合 (Case 2) モデル 1, 2 に対して、

$$\bar{l} = \beta l (0.055 l^2 - 0.41 l + 1.00) \dots\dots\dots (17)$$

ただし、モデル 1 では

$$\bar{l} = 1.0 l, \beta = \frac{1}{60} \cdot \frac{7\alpha + 53}{0.72 + 0.28 r_x}$$

モデル 2 では

$$\bar{l} = 0.9 l, \beta = \frac{1}{60} \cdot \frac{7\alpha + 53}{0.78 + 0.22 r_x}$$

モデル 3 に対して、

$$\bar{l} = \beta l (0.065 l^2 - 0.49 l + 1.20) \dots\dots\dots (18)$$

$$\beta = \frac{1}{60} \cdot \frac{7\alpha + 53}{0.80 + 0.20 r_x}$$

ここに、 $\alpha = D_y/D_x$ 、 r_x における x 方向は、主筋方向を意味する。

(4) ECCS の提案式¹⁴⁾との比較

1981 年に、CEB-ECCS-FIP-IABSE 合同委員会は合成構造物の設計基準と解説を発表した¹⁴⁾。その中で、形鋼板 (Profiled Sheet) と合成したコンクリート床版が、局所荷重を受ける場合のせん断力に対する有効幅を

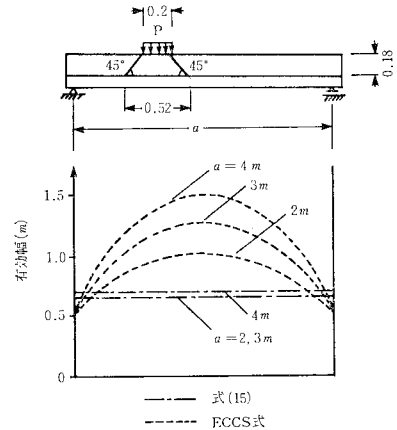


図-14 ECCS 式との比較

次のように規定している。

$$b_t = b_m + \left(1 - \frac{x'}{l}\right) x' \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 x' は支点から荷重中心までの距離、 l はスパン、 b_m は荷重分布幅で、荷重幅に床版上面から形鋼板の上面までの距離の 2 倍を加えたものに採っている。式 (19) の理論的根拠は定かでないが、最大曲げモーメントに対する有効幅と類似した式になっている。

いま、等方性版 ($\alpha=1$) で曲げひびわれの影響がない場合 ($r_x=1$) に対して、式 (15) と (19) を比較したものが 図-14 である。図中、式 (19) の b_m を輪荷重幅 (0.2 m) に床版厚 (0.18 m) の 2 倍を加えたものに採っている。図からわかるように、支点のごく近傍を除いて、式 (19) は式 (15) より大きな有効幅を与えている。特に、スパンが大きくなれば、式 (19) は中央部で非常に大きな有効幅を与える結果になる。すでに述べたように、せん断力のピーク値は荷重面の縁に位置する断面で起こり、これに着目した有効幅は、図-8 が示すように、単純支持版や固定版では、支承部とスパン中央部で小さくなる瓢箪形になる。したがって、ECCS の式は、支承部のせん断力のみに着目したものであろうと推測されるので、この式を用いてスパン中央部のずれ止めの設計を行うことは十分でないと思われる。

5. 有効幅をもつはりとしての付着せん断応力の計算

前節で求めた平均有効幅 (\bar{l}) をもつはりの鋼板とコンクリートの間の付着せん断応力の計算式は、式 (4) より次のように与えられる。

曲げひびわれのない断面では

$$\tau_b = \frac{G_b}{\bar{l} b} Q_b \dots\dots\dots (20)$$

曲げひびわれのある断面では

$$\tau_b = \frac{G_b'}{\lambda I_b'} Q_b \dots\dots\dots(21)$$

ここに、 Q_b ははりと考えたときのせん断力。

式 (20), (21) において、 I_b, I_b' は全断面有効と曲げひびわれ断面でのコンクリート換算断面 2 次モーメント、 G_b, G_b' は同じ断面での中立軸に関する換算断面 1 次モーメントである。道路橋示方書に基づいて設計せん断力 (Q_b) を求めるには、車両を幅員方向に何台か載せ、せん断力の最大値を与える位置を捜さねばならない。しかしながら、はりの影響線を用いてこれを求めようとすると、実際の床版に作用するせん断力より、はるかに大きな値を与える結果になる。なぜならば、図 5 に示したように、床版での影響線の縦距は、着目点から遠ざかるにつれて急速に減少するのに対して、はりのそれは直線的に減少するからである。したがって、はりの影響線を便宜的に利用する場合には、以下

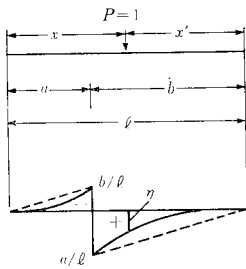


図-15 影響線の補正

に示すように影響線を補正する必要がある。

単純版および固定版に対しては (図-15 参照),

$$\left. \begin{aligned} \eta &= -\left(\frac{x}{a}\right)^3 \frac{bx}{la}, \text{ in } 0 \leq x \leq a \\ &= \left(\frac{x'}{b}\right)^3 \frac{ax'}{lb}, \text{ in } 0 \leq x' \leq b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(22)$$

ここに、 \bar{l} は換算スパンで、単純版では $\bar{l}=l$, 固定版で $\bar{l}=0.9l$, ただし l は主桁間長である。

片持版に対しては,

$$\left. \begin{aligned} \eta &= 0, \text{ in } 0 \leq x \leq a \\ &= \left(\frac{x'}{b}\right)^3, \text{ in } 0 \leq x' \leq b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(23)$$

ただし、 $x=0$ で固定、 $x'=0$ で自由である。

式 (22), (23) は輪荷重のように、局所的に集中した荷重に対してのみ適用できる式であり、死荷重のような床版全面にかかる等分布荷重に対しては、はりの影響線をそのまま適用しなければならないことはいうまでもない。

道路橋示方書に規定された隣接する後輪間隔の最小値は 1 m であるから、スパンが 2 m 以内の床版では着目点上の後輪荷重のみを考慮し、他の後輪の影響を無視しても差し支えない。また、前輪の影響は荷重が小さいことと距離が離れていることより、いずれの場合でも無視して差し支えないと思われる。

6. 計算例

1 つの計算例として、1959 年に完成したフランスの Tancarville Bridge⁷⁾ の鋼板・コンクリート合成床版 (Robinson Slab) を取り上げ、わが国の道路橋示方書に規定された設計荷重のもとで、このスラブのずれ止め用のスタッドに働くせん断力を計算してみる。縦桁間間は 2 m、床版断面は 図-16 に示すように、版厚は 10.5 cm、鋼板厚は 10 mm、 $\phi 16$ の Nelson 型スタッドボルトが、15 cm \times 16.5 cm の間隔で打たれている。

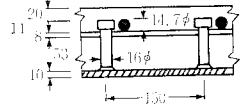


図-16 Robinson Slab の断面

このスラブの式 (7) による断面定数は、

$$G_x = 22.5 \text{ cm}^3/\text{cm}, I_x = 196.1 \text{ cm}^4/\text{cm},$$

$$G_x' = 36.8 \text{ cm}^3/\text{cm}, I_x' = 272.9 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

ただし、これらは全断面有効では $n_s = n_p = 7$, ひびわれ断面では $n_s = n_p = 15$ と仮定し、それぞれのコンクリートに換算した断面定数である。

したがって、

$$\tau_x = G_x I_x' / (G_x' I_x) = 0.85$$

$$G_x / I_x = 0.115, G_x' / I_x' = 0.135$$

正曲げによるひびわれの影響の少ない支承部付近の付着せん断応力 (τ_1) とひびわれの影響を受けるスパン中央部の付着せん断応力 (τ_2) は、式 (20), (21) より

$$\tau_1 = 0.115 \frac{Q_{b1}}{\lambda_1}, \tau_2 = 0.135 \frac{Q_{b2}}{\lambda_2}$$

一方、式 (15) による有効幅は、

$$\text{支承部付近では } \bar{\lambda}_1 = 1.00 \times 0.64 = 0.64 \text{ m}$$

$$\text{スパン中央部では } \bar{\lambda}_2 = 1.03 \times 0.64 = 0.66 \text{ m}$$

スパンは 2 m であるので、後輪荷重 1 個 ($P=8.0 \times 1.38=11 \text{ t}$ (108 kN), 0.38 は衝撃係数) のみを考慮した場合のはりのせん断力は、

$$\text{支承部では } Q_{b1} = 11 \text{ t} (108 \text{ kN})$$

$$\text{スパン中央では } Q_{b2} = 5.5 \text{ t} (54 \text{ kN})$$

したがって、

$$\begin{aligned} \tau_1 &= 0.115 \times (11\,000/64) \\ &= 19.8 \text{ kg/cm}^2 (1.94 \text{ MN/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_2 &= 0.138 \times (5\,500/66) \\ &= 11.5 \text{ kg/cm}^2 (1.13 \text{ MN/m}^2) \end{aligned}$$

スタッドの間隔は 15 cm \times 16.5 cm であるので、スタッド 1 本あたりに作用するせん断力は

$$\text{支承部では } P_s = 4.9 \text{ t} (48 \text{ kN})$$

$$\text{スパン中央では } P_s = 2.8 \text{ t} (27 \text{ kN})$$

これらの値は、鋼板とコンクリートの間の自然付着強度を期待しない場合のスタッド 1 本に働くせん断応力で

あるが、わが国の道路橋示方書で規定された合成桁におけるスタッドの許容せん断力に比して、非常に大きな値になっていることが注目される。

7. 結 論

一般的な道路橋鋼板・コンクリート合成床版のせん断有効幅を提案した。この有効幅は鋼板とコンクリートの間の付着せん断強度の設計・計算のために導入したもので、式(13)が示すように、T形ばりのフランジ有効幅と類似した定義になっている。単純版、連続版および張出し版のモデルに対して、このような有効幅を計算した結果以下の結論を得た。

(1) 鋼板とコンクリートの間の付着せん断応力は、横せん断力を式(6)で定義する修正横せん断力に置き換えて、通常のRCばりの鉄筋の付着応力の計算と同様な式で求めることができる。

(2) 修正横せん断力のピーク値は、輪荷重の作用面の周辺に位置する断面で起こり、このピーク値に着目した有効幅は、単純版と連続版では支承部とスパン中央部で狭くなり、スパンの4分点で広がる瓢箪形になる。また、張出し版では支承部から自由辺に向けて単調に広がる形状を示す。

(3) 上記の最大のせん断力に着目した有効幅を、スパン全体にわたって平均化したものを平均有効幅と名付ければ、この平均有効幅は式(15)~(18)に示すように、スパン、剛性の異方性率、ねじり断面係数(式(4)による)によって変化する。しかしながら、通常のスパン2~4mの範囲内では、スパンの影響は少なく車両の進行が主桁と平行な場合では、単純版および連続版に対する平均有効幅は0.65~0.70m、車両の進行が主桁と直角な場合は、0.80~0.95mとほぼ一定である。

(4) 剛性の異方性率の有効幅に与える影響は、高々20%程度である。すなわち、スパン方向の曲げ剛性に対する直角方向の剛性の比が小さくなればなるほど、有効幅は小さくなるが、この比が零になる極端な場合でも等方性の場合の有効幅の20%強減少するに過ぎない。

(5) 平均有効幅をもつはりとして鋼板の付着せん断応力を計算する際は、はりの影響線を式(22)、(23)に示すように補正する必要がある。なぜならば、床版のせん断力は着目点上の輪荷重に支配され、他の輪荷重の影響ははりの場合に比して緩慢であるからである。

最後に、本研究では、薄板弾性平板理論による最大横せん断力のもとでの鋼板とコンクリートの間の付着せん断力の計算法を提案した。したがって、本計算法はほとんど変形を起こさないで、破壊するような剛ジベルで

接合された場合に適用できるものである。スタッドジベルのようなフレキシブルなジベルの場合は、ジベルの変形によってせん断応力の再配分が起こり、その最大値は弾性理論値より低くなる。このような場合の厳密な付着応力式は、許容変形量(ずれ量)を基準にした非線形解析に頼らねばならないが、付着せん断応力の再配分量の許容値($r\%$)を規定することができれば、 $(100-r)/100$ を低減率とし、本論文の式(4)を補正して利用することができる。

最後に、本論文の数値計算については、本学大学院生 三浦芳雄君の協力を得たことに感謝します。また、本研究の一部に対して昭和56年度文部省科学研究補助金⁽¹⁾を受けたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 建設省都市局街路課長, 道路局企画課長通達, 道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工について, 昭和53年4月。
- 2) 建設コンサルタンツ協会近畿支部, 我が国の土木構造物における<S-C構造の現状>(その1)および(その2), 昭和52年11月および昭和54年7月。
- 3) 成岡昌夫・米沢 博: 鉄筋コンクリート単純版の剪断力に対する輪荷重の分布有効幅に関する研究, 土木学会誌, Vol. 16, No. 4, pp. 163~167, 1952。
- 4) Porter, M.L. and C.E., Jr. Ekberg, L.F. Greimann and H.A. Elleby: Shear-Bond Analysis of Steel-Deck-Reinforced Slabs, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST 12, Dec., pp. 2255~2268, 1976。
- 5) Porter, M.L. and C.E., Jr. Ekberg: Behavior of Steel-Deck-Reinforced Slabs, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST 3, pp. 663~677, Mar., 1977。
- 6) Robinson, J.R.: Système nouveau de couverture de ponts-route métalliques par tôle cintrée et béton armé associés, Prelim. Report, 4th Congress IABSE, pp. 649~662, 1952。
- 7) Esquillan, N.: Pont-route de Tancarville, Chap. 7, Dalles en béton armé sous chaussée et sous trottoirs, Annales, Vol. 14, No. 157, pp. 152~166, Jan., 1961。
- 8) 園田恵一郎・堀川都志雄: 道路橋床版の輪荷重直下の応力の算定について, 土木学会論文報告集, No. 273, pp. 15~22, 1978。
- 9) Timoshenko, S. and S. Woinowsky-Krieger: Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, p. 366, 1959。
- 10) コンクリート標準示方書(昭和52年版), 土木学会, pp. 58~60, 1977。
- 11) European Convention for Constructional Steelwork, Composite Structures, The Constructure Press, London, p. 146, 1981。
- 12) 園田恵一郎: 移動繰返載荷の下での道路橋RCおよびSC床版の疲労特性, 文部省科学研究費補助金一般(C), 昭和57年3月。

(1972.11.22・受付)