

鋼板・コンクリート合成床版のスタッドに働く せん断力と押し抜きせん断耐力

SHEARING FORCE ON STUDS AND PUNCHING SHEAR LOAD OF A STEEL PLATE AND CONCRETE COMPOSITE SLAB

園田恵一郎*・堀川都志雄**・鬼頭宏明***・木曾収一郎****

By Keiichiro SONODA, Toshio HORIKAWA, Hiroaki KITOH and Shuichiro KISO

A steel plate and concrete composite slab (so-called Robinson slab) is analyzed using a collocation method based on an elastic thick plate theory. A special attention is paid to the shearing force characteristics of studs in the slabs, and the effects of the spacing of stud, the thickness of steel plate and others on them are examined. Summarizing the analytical results obtained for various bridge deck models, a formula for estimating the maximum shearing force of studs is proposed.

Model slabs are tested under a static patch load. A good agreement between the analytical results and the test results is found.

Keywords: bridge deck, composite slab, stud, shearing force, fatigue, load carrying capacity

1. 結 論

従来の道路橋鉄筋コンクリート床版（以下 RC 床版と略称する）に替わる新しい形式の合成床版としては、今日、鋼格子床版、サンドイッチ合成スラブ、波形鋼型枠埋設床版、プレキャスト鋼板コンクリート合成床版などの実用化がみられるが、最もオーソドックスなものは Robinson slab として知られる鋼板・コンクリート合成床版と思われる。この床版は、頭付きスタッドが溶植された薄鋼板を埋め殺し型枠とし、これを現場打ちコンクリートと合成することを基本としており、1959年にフランスの tancarville 橋¹⁾に最初に採用され、わが国では、最近、首都高速道路公団で適用例²⁾がみられる。

ところで、この種の合成床版を設計しようとする場合、特に次の2つの点に留意しなければならない。第1は静的耐荷力特性であり、第2は疲労特性である。一般的にいて、この種の合成床版では、生コンクリートの重量

や作業荷重を支える型枠として機能できる鋼板の断面積は通常の RC 床版の鉄筋の断面積よりもかなり大きくなるので、十分な曲げ強度をもつことができる。しかしながら、せん断力は主としてコンクリート断面で受け持たねばならないので、局所的な輪荷重の作用下での床版の耐力はコンクリートのせん断強度かまたは鋼板の付着せん断強度に支配されるものと思われる。一方、疲労の問題は、自動車荷重の反復を受ける道路橋床版では重要である。特に、スタッドの溶植部には応力集中が避けがたいのでこの種の床版の疲労強度の低下が懸念される。

本研究は鋼板・コンクリート合成床版のせん断強度とスタッド付き鋼板の疲労に着目している。この問題に深く関連した既往の研究としては、前田・梶川³⁾のスタッド付き薄鋼板の疲労実験があり、彼らは実験結果を整理して次のような疲労寿命 (N_f) の評価式を提案している。

$$\log \sigma_e = A - B \log N_f \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_e = \sqrt{(\alpha \sigma_0^2 + \beta \tau_0^2 + \gamma \sigma_0 \tau_0)} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 A と B はスタッドのない薄鋼板の $S-N$ 曲線での係数であり、これらは同種の鋼材のクーボン試験から求められ、 α 、 β と γ は応力集中に関係した係数であり、文献3)では $\phi 19$ の頭付きスタッドと鋼板厚10mmの実験よりこれらの係数を与えている。また、 σ_0 と τ_0 はそれぞれ薄鋼板に作用する平均引張応力とスタッド

* 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科
(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 正会員 工博 大阪工業大学助教授 工学部土木工学科
(〒535 大阪市旭区大宮 5-16-1)

*** 正会員 工修 大阪市立大学助手 工学部土木工学科
(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

**** 正会員 工修 (株)春本鉄工所設計部設計課
(〒551 大阪市大正区南恩加島 6-20-34)

ド基部に作用するせん断力である。式(1)は合成桁のフランジのスタッドを対象として提案されたものであるが、類似の組合せ力を受ける鋼板・コンクリート合成床版のスタッドに対しても式(1)と同じ形式の評価式が適用できると考えられ、 σ_0 は平板の曲げ引張応力として次式で容易に求められる。

$$\sigma_0 = M_p / Z \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 M_p は平板理論により求められる曲げモーメント、 Z は合成断面としての断面係数である。それに反して、 τ_0 の決定はかなり厄介な問題である。もし床版のコンクリートと鋼板が全面で接着されたいわゆる完全合成の場合は、付着せん断応力 τ_0 は次式で求められる。

$$\tau_0 = G_s Q_p / I \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 Q_p は平板理論より求められるせん断力、 I は合成断面のコンクリート換算断面2次モーメント、 G_s は合成断面の中立軸に関する鋼板のコンクリート換算断面1次モーメントである。しかしながら、実用的な見地からはスタッドの間隔はあまり小さくできなく、完全合成としての取扱い⁴⁾は十分とは思われない。たとえば、前述の Tancarville 橋では、 $\phi 16$ の頭付きスタッドの平均間隔は15~16 mmで、首都高速道路公団の橋梁床版では $\phi 13$ mmのスタッドの最小間隔は10 cmである。

本研究の主たる目的は、種々の間隔のスタッドをもつ鋼板・コンクリート合成床版の疲労設計のための輪荷重下でのスタッドに働く最大せん断力の算定式を得ること、ならびにこの床版のせん断破壊のメカニズムを明らかにし終局耐力の評価法を見出すことである。なお、スタッドに働くせん断力に対する数値解析法とモデル床版の弾性実験についてはすでに前論文⁵⁾で発表しているが、本論文は、多種の諸元をもつ床版の解析結果と破壊実験結果を含めてまとめたものである。

2. 理 論

(1) 厚板理論に基づく選点法

薄鋼板とコンクリート板は、スタッドのみで連結しているとす。すなわち、鋼板とコンクリートの間の自然付着力は長期の繰返し荷重の作用下では保証できず、設計上は期待できないものとする。一般にスタッドと鋼板の溶接部にはきわめて高い応力集中が発生するが、応力集中の問題は式(2)の実験式の中で考慮されるとし、ここでは、スタッド溶着部に働く力(以下、スタッド力と略称する)のみに着目する。理論解析では、スタッド力、すなわち鋼板とコンクリート板の間の伝達力はスタッドの溶着部内に一様に分布すると仮定し、この力をフーリエ級数で展開し選点法(Collocation Method)によってスタッド溶着部の中心で変形適合させる。スタッドの断面はコンクリート厚や床版のスパン

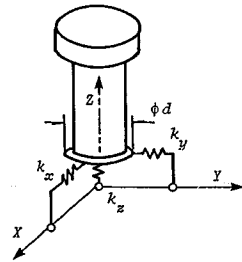


図-1 スタッド力とばね係数

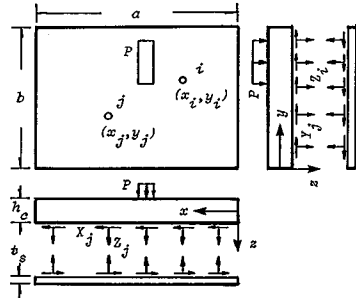


図-2 作用力と座標

に比して非常に小さいので、選点法に用いる素解は局所的な変形性状が考慮できる三次元弾性論に基づく厚板理論⁶⁾による。すなわち、スタッド力は、図-1に示すように、 x 、 y 、 z -軸に平行な3つの成分(X , Y , Z)をもち、これらの成分は1辺が $0.886d$ (d はスタッド溶着部の直径)の正方形の上に一様に分布するとし、単位力($X=1$, $Y=1$, $Z=1$)による厚板の変位解を素解として用い、各成分を以下の手順により決定する。

三次元弾性論におけるガレルキンベクトル(Galerkin vector)の z -軸成分 W とブーシネスク(Bousinesq)関数 θ は次のように与えられる。

$$\Delta \Delta W = 0, \quad \Delta \theta = 0 \dots\dots\dots (5 \cdot a, b)$$

ここに、 $\Delta = \partial^2 / \partial x^2 + \partial^2 / \partial y^2 + \partial^2 / \partial z^2$
図-2に示すような座標系(x , y , z)を用い、各座標軸に沿った変位成分(u , v , w)は

$$\left. \begin{aligned} 2\mu u &= -\partial^2 W / \partial x \partial z + \partial \theta / \partial y \\ 2\mu v &= -\partial^2 W / \partial y \partial z - \partial \theta / \partial x \\ 2\mu w &= 2(1-\nu)\Delta W - \partial^2 W / \partial z^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6 \cdot a, b, c)$$

ここに、 $\mu = E / 2(1+\nu)$ 、 ν :ポアソン比、 E :ヤング率
周辺が単純支持された長方形板に対しては、式(5)の一般解は次のような三角級数で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} W &= \sum_m \sum_n \{ C_1 \text{sh } \gamma z + C_2 \text{ch } \gamma z \\ &\quad + \gamma z (C_3 \text{sh } \gamma z + C_4 \text{ch } \gamma z) \} \sin \alpha x \sin \beta y \\ \theta &= \sum_m \sum_n (C_5 \text{sh } \gamma z + C_6 \text{ch } \gamma z) \cos \alpha x \cos \beta y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7 \cdot a, b)$$

ここに、 $\alpha = m\pi/a$, $\beta = n\pi/b$, m, n は級数の項数, $\text{sh } \gamma z = \sinh \gamma z$, $\text{ch } \gamma z = \cosh \gamma z$, $C_1 \sim C_6$ は積分定数で板の上, 下面の応力条件より決定できる。

式 (7) を式 (6) に代入すれば, 各変位成分は

$$\begin{aligned} 2\mu u &= -\sum_m \sum_n [C_1 \text{ch } \gamma z + C_2 \text{sh } \gamma z \\ &\quad + C_3 (\gamma z \text{ch } \gamma z + \text{sh } \gamma z) \\ &\quad + C_4 (\gamma z \text{sh } \gamma z + \text{ch } \gamma z) + \beta/\alpha \gamma (C_5 \text{sh } \gamma z \\ &\quad + C_6 \text{ch } \gamma z)] \alpha \gamma \cos \alpha x \sin \beta y \\ 2\mu v &= -\sum_m \sum_n [C_1 \text{ch } \gamma z + C_2 \text{sh } \gamma z \\ &\quad + C_3 (\gamma z \text{ch } \gamma z + \text{sh } \gamma z) \\ &\quad + C_4 (\gamma z \text{sh } \gamma z + \text{ch } \gamma z) - \alpha/\beta \gamma (C_5 \text{sh } \gamma z \\ &\quad + C_6 \text{ch } \gamma z)] \beta \gamma \sin \alpha x \cos \beta y \\ 2\mu w &= -\sum_m \sum_n [C_1 \text{sh } \gamma z + C_2 \text{ch } \gamma z \\ &\quad + C_3 \{\gamma z \text{sh } \gamma z - 2(1-2\nu) \text{ch } \gamma z\} \\ &\quad + C_4 \{\gamma z \text{ch } \gamma z - 2(1-2\nu) \text{sh } \gamma z\} \\ &\quad \cdot \gamma^2 \sin \alpha x \sin \beta y \\ &\quad \dots\dots\dots (8 \cdot a, b, c) \end{aligned}$$

さて, 本研究で対象とする合成床版はコンクリート板と鋼板の2層より成っており, 上層の上面は自動車の輪荷重を受け, 上層の下面と下層の上面はスタッド力を受けている。いま, 図-2に示すように, 座標 (x_i, y_i) のスタッド力を (X_i, Y_i, Z_i) とし, これらと輪荷重とともにフーリエ級数で展開し, 係数間の比較によって式 (8) 中の積分定数を決定する。

次に, 鋼板に設けられた全スタッド数を N とすれば, 任意点 (x_i, y_i) での変位成分は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} u_i^c &= u_i^{c0} + \sum_{j=1}^N (u_{ij}^{cs} X_j + u_{ij}^{cs} Y_j + u_{ij}^{cs} Z_j) \\ v_i^c &= v_i^{c0} + \sum_{j=1}^N (v_{ij}^{cs} X_j + v_{ij}^{cs} Y_j + v_{ij}^{cs} Z_j) \\ w_i^c &= w_i^{c0} + \sum_{j=1}^N (w_{ij}^{cs} X_j + w_{ij}^{cs} Y_j + w_{ij}^{cs} Z_j) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9 \cdot a, b, c)$$

ここに, 上添字の c はコンクリート板, s は鋼板を参照し, $u_i^{c0}, v_i^{c0}, w_i^{c0}$ は輪荷重に対して式 (8) から求められる変位成分, $u_{ij}^{cs}, v_{ij}^{cs}, w_{ij}^{cs}$ は, $l=1, l=2, l=3$ についてそれぞれ $X_j=1, Y_j=1, Z_j=1$ に対して式 (8) から求められる変位成分である。

さて, 一般にスタッドは剛でなくたわみ性がある。たとえば, Fisher ら⁷⁾が押し抜き試験から求めた実験式では, スタッドの剛性 (ずれ係数) は次式で表わされる。

$$k = \frac{Q}{\delta} = \frac{80 Q_u}{1+80 \delta} \dots\dots\dots (10)$$

ここに, Q はスタッドの作用せん断力, Q_u はスタッドの終局せん断耐力, δ はずれで単位はインチである。ところで, スタッド力は3成分をもつので, 解析では図-

1に示すように各成分に対するずれ係数をばね係数として表わし, 次の関係をもたせる。

$$\begin{aligned} X_i &= k_x \delta_{xi}, Y_i = k_y \delta_{yi}, Z_i = k_z \delta_{zi} \quad (i=1, 2, \dots, N) \\ &\dots\dots\dots (11 \cdot a, b, c) \end{aligned}$$

ここに, k_x, k_y, k_z は式 (10) に対応しており, $\delta_{xi}, \delta_{yi}, \delta_{zi}$ はコンクリート板と鋼板の相対変位の座標方向成分であり, 式 (9) を用い

$$\begin{aligned} \delta_{xi} &= u_i^s - u_i^c, \delta_{yi} = v_i^s - v_i^c, \delta_{zi} = w_i^s - w_i^c \\ &\dots\dots\dots (12 \cdot a, b, c) \end{aligned}$$

で与えられる。したがって, 式 (9) と (12) を式 (11) に代入すれば, スタッド力 (X_i, Y_i, Z_i) を決定するための次の連立1次方程式を得る。

$$(\mathbf{F} - \mathbf{K}^{-1})\mathbf{Q} = \mathbf{u}_0 \dots\dots\dots (13)$$

ここに, \mathbf{Q} はスタッド力を表わすベクトル, \mathbf{K} はばね係数から成る対角行列, \mathbf{u}_0 は輪荷重による変位ベクトル, \mathbf{F} は単位のスタッド力による相対変位成分を表わす行列 (すなわち柔性行列) である。式 (13) の解より各スタッド力の成分が決定でき, 式 (2) の τ_0 を与えるスタッドのせん断応力は次式で求められる。

$$\tau_{0i} = \sqrt{(X_i^2 + Y_i^2)} / a_s \dots\dots\dots (14)$$

ここに, a_s はスタッドの断面積である。

(2) 級数解の収束性と数値計算法

選点法の素解には式 (8) の級数解を用いている。ところで, スタッドの径に比して床版のスパンは非常に大きくなるので, スタッド力をフーリエ級数で精度良く展開するには非常に多くの項数を必要とし, 級数の収束性を事前に十分に調べておかねばならない。そこで, 収束性が最も厳しくなると予想される単位のスタッド力による鋼板の変位に関する級数の収束性を調べた。検討した鋼板は長さ 100 cm, 幅 200 cm, 厚さ 10 mm で, 周辺で

表-1 級数解の収束性

項数 m (=n)	X=1による着目点の変位		
	u (x10 ⁻³)	v (x10 ⁻⁵)	w (x10 ⁻³)
50	-7.730	-5.307	-9.302
100	-9.041	-5.307	-9.278
150	-9.542	-5.318	-9.282
200	-9.694	-5.308	-9.282
250	-9.720	-5.301	"
300	-9.742	-5.308	"
350	-9.763	-5.312	"
400	-9.778	-5.308	"
450	-9.808	-5.305	"
500	-9.858	-5.308	"
項数 m (=n)	Z=1による着目点の変位		
	u (x10 ⁻³)	v (x10 ⁻²)	w
50	-9.302	-4.849	4.742
100	-9.278	-4.849	4.745
150	-9.282	-4.849	4.745
200	-9.282	"	"
250	"	"	"
300	"	"	"
350	"	"	"
400	"	"	"
450	"	"	"
500	"	"	"

単純支持されており、スタッド力は鋼板の上面の正方形(20 mm×20 mm)に一様分布させている。

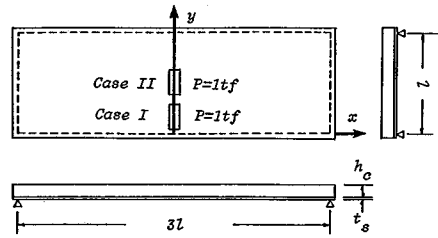
表一はスタッド力の単位水平成分 $X=1\text{tf}$ および単位鉛直成分 $Z=1\text{tf}$ によるスタッド着着部の中心点での変位成分の収束状況を示したものである。水平力 ($X=1$) による水平変位成分 (u) の収束性が最も悪く、項数を 500 にとってもまだわずかではあるが脈動している。実際の橋梁床版でのスタッドの径とスパンの比はこのモデルよりもっと大きくなり、完全な収束値を求めることが困難になるので、 u, v については級数和の脈動幅が 1% 以内になったときの平均値を収束値とみなした。着目スタッドより離れたスタッドの位置での変位の収束性は非常によいので、このような処置による結果は工学的には十分な精度をもっていると思われる。

一方、選点法に必要な素解の種類は、式 (9) で示したように、18 個であり、それぞれより N (スタッドの総数) 個の数値データを求めて式 (13) の連立 1 次方程式の係数を決定する。しかしながら、局所的な輪荷重によるせん断力は荷重面の近傍に集中すること、ならびにスタッド力による変位の大きさを着目点から離れるにつれて急速に減少することを考慮すれば、輪荷重の作用面から短スパン直角方向に遠く離れたスタッドの影響は無視でき、数値計算の効率化が図れる。そこで、いくつかの試算により、短スパン長程度の幅の中にあるスタッドのみを考慮し、それ以上離れたスタッドを無視してもスタッド力の最大値には影響を与えないことがわかったので、次節に示す実橋床版の解析モデルに対してはこのような数値計算の効率化を図った。

3. 道路橋床版の後輪荷重下でのスタッドに働くせん断力

(1) 解析モデル

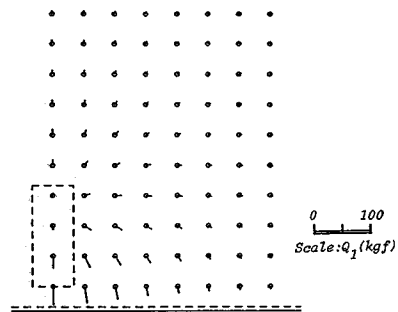
橋梁床版は主桁によって支えられた連続版であるが、スパンに比して厚みの小さな平板が輪荷重のような局所的な荷重を受ける場合のせん断力分布は荷重特性に支配され、板の支持条件の影響は少ないと考えられる。したがって、解析の便宜上、隣接縦桁に挟まれた 1 パネルの床版を取り出し、図一三に示すようなアスペクト比が十分に大きく帯状版とみなせる周辺単純支持長方形版を解析モデルに選ぶ。作用荷重はわが国の道路橋示方書で規定された T 荷重の後輪^{注1)}、すなわち 50 cm×20 cm の長方形上の等分布荷重 (大きさは $P=1\text{tf}$ を基準に用いた) である。荷重位置は図一三の 2 か所であり、Case I は端部載荷で荷重面の縁が長辺に平行な支持線に最も



図一三 解析モデル

表一 解析モデルの種類と諸元

項目	記号	適用値
床版支間	l	2m, 3m
コンクリート厚	h_c	10cm, 15cm, 20cm
鋼板厚	t_s	6mm, 10mm
スタッド間隔	λ_x	15cm, 20cm, 30cm, 40cm
#	λ_y	10cm, 15cm, 20cm, 30cm
弾性係数比	n	7, 15
載荷位置	Case	I:端部載荷, II:中央載荷



図一四 スタッドに働くせん断力 Q_1 の大きさと方向 ($\lambda_x=\lambda_y=15\text{cm}$, Case I)

近いスタッドの列の上であり、せん断力が支配する場合である。Case II は中央載荷で荷重面の中心が床版の中心にあり、曲げの影響を大きく受ける場合である。使用スタッドの直径は 16 mm とし、解析上は 14 mm×14 mm の正方形として取り扱う。解析モデルの種類と諸元を表一に示す。また、鋼の弾性係数を E_s 、コンクリートの弾性係数を E_c とし、その比 $n=E_s/E_c$ は 7 または 15 とした。

(2) 一般的特性

ここではスパン ($l=2\text{m}$)、コンクリート厚 ($h_c=15\text{cm}$)、鋼板厚 ($t_s=6\text{mm}$)、 $n=7$ の床版を基準に選び、この床版の一般的特性を調べる。最初にスタッドに働くせん断力の分布特性を図一四に示す。図は Case I の解析結果で、 $x-y$ 座標の第 1 象限の一部であるが、スタッドに働く最大せん断力は載荷面の縁で発生し、その方向は短スパンに平行であり、載荷面から遠ざかるにつれてせん断力は小さくなりその方向は載荷面の中心に向かう。

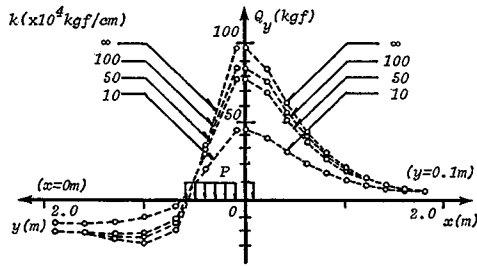
次に、スタッド剛性 ($k_x=k_y=k, k_z=\infty$) がせん断

注1) 平板のせん断力は局所荷重の近傍に集中し、それから離れるにつれて急速に減衰するので、着目する後輪以外の他の輪の影響は小さいと思われる。

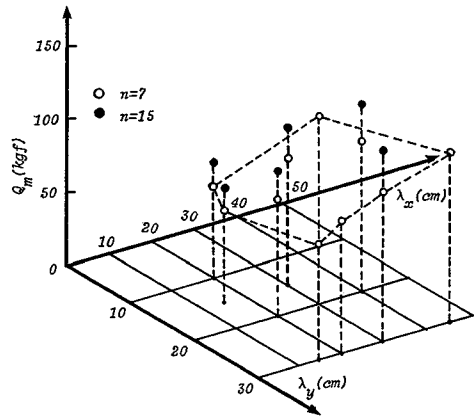
表—3 スタッドの最大せん断力についての他の理論との比較

載荷位置	λ_x	λ_y	ECCS	完全合成理論	本理論 (n=10)			
					k=∞	=10×10 ⁶	=5×10 ⁶	=1×10 ⁶
Case I	20	30	368	445	96.9	85.9	77.3	44.4
〃	30	30	551	667	114.0	99.8	89.0	48.8
Case II	20	30	176	270	70.2	64.5	59.7	40.6
〃	30	30	264	404	88.7	81.6	75.5	47.3

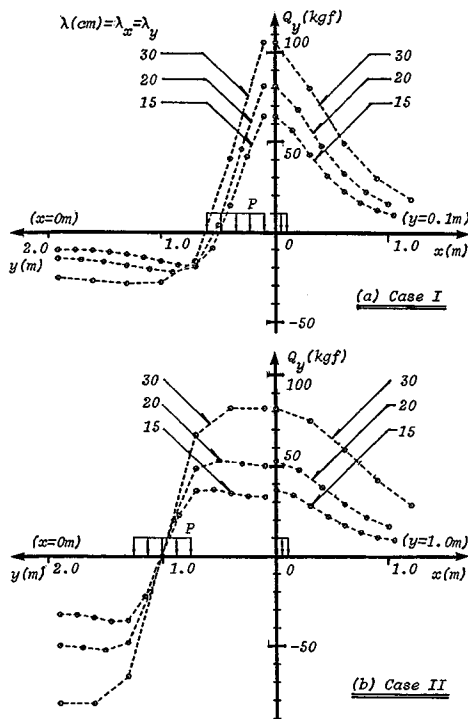
(注)せん断力はP=1tfに対する値(kgf), λ_x, λ_y の単位はcm, kの単位はkgf/cm.



図—5 スタッドのせん断力分布に対する剛性の影響 ($\lambda_x=20$ cm, $\lambda_y=30$ cm, Case I)



図—7 スタッド間隔と最大せん断力の関係



図—6 スタッド間隔とせん断力分布 (n=7)

タッド間隔で積分したもの)と本解析結果との比較を示している。スタッドの剛性を無限大としても本解析値は他よりもかなり小さいことがわかるであろう。すなわち、十分に剛な止めであっても間隔が20~30 cm程度では床版は完全合成にはなり得ないといえる。この原因については次節の実験結果との比較で検討する。

(3) スタッドのせん断力特性

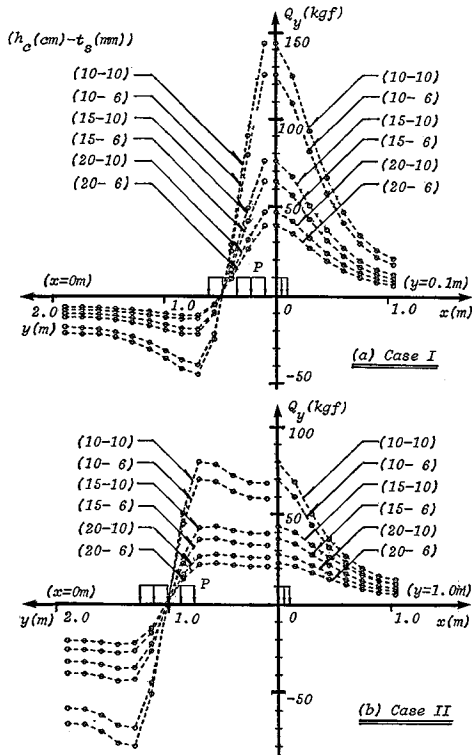
スタッド間隔がスタッドに働く最大せん断力にどのように影響するかを調べるために、スパン： $l=2.0$ m, コンクリート厚： $h_c=15$ cm, 鋼板厚： $t_s=6$ mm, スタッド剛性： $k (=k_x=k_y=k_z)=\infty$ のモデルに対して、スタッド間隔 (λ_x, λ_y) を種々変化させた解析を行った。n=7の場合の結果を図—6に示す。スタッド間隔が大きくなるにつれてせん断力の値は大きくなるが、その分布形は変わらないことがわかる。また、端部荷重では最大せん断力は荷重面の縁で起こるが、中央荷重ではスタッド間隔が大きくなると最大せん断力の位置は荷重面の縁より支持辺側に移行することがわかる。さらに、最大せん断力に着目して解析結果を整理したものが図—7である。最大せん断力はスタッドの間隔が大きくなるにつれて増加するが増加率は比較的小さく、これは前述の完全合成理論から得られる傾向とは大きく異なっている。また、コンクリートに対する鋼板の弾性係数比nが大きくなると最大せん断力の値が大きくなることもわかる。

次に、スタッド間隔を固定 ($\lambda_x=\lambda_y=15$ cm) して、コンクリート厚、鋼板厚がスタッドのせん断力分布にど

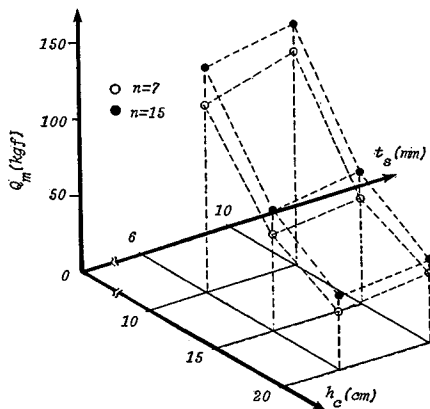
力分布に与える影響を調べたもの (ただし、n=10) が図—5である。kが小さくなるにつれて最大せん断力の値は減少するが、kが50×10⁶ kgf/cmより大きくなればスタッドの剛性の影響は鈍ることがわかる。表—3にはECCSの設計基準⁶⁾による値および完全合成理論値(文献4)の積層厚板理論による付着せん断応力をス

のように影響を与えるかを調べたものが図—8であり、得られた結果を最大せん断力に着目して整理したものが図—9である。一般的な傾向としては鋼板厚が小さくコンクリート厚が大きくなるほどスタッドのせん断力は大きくなるといえる。このことより、スタッドのせん断力は、その値は別とすれば、結論で述べた完全合成理論による付着せん断応力である式(4)の中の G_s/I に関係することが示唆できる。

最後にスパンの影響を調べるために $l=3.0\text{ m}$, $h_c=$



図—8 コンクリート厚、鋼板厚とせん断力分布 ($n=7$)



図—9 コンクリート厚、鋼板厚と最大せん断力の関係

15 cm, $t_s=6\text{ mm}$, $n=7$ のモデルの解析を行った。結果を表—4に示す。表には、 $l=2.0\text{ m}$ のモデルとの比較も示すが、両者の差は高々 10 % 程度である。

(4) 最大せん断力の予測式

$l=2.0\text{ m}$, $h_c=15\text{ cm}$, $t_s=6\text{ mm}$ の床版を基準に採り、種々のスタッド間隔 (ただし $k=\infty$) に対する最大せん断力の解析結果を、最小二乗法により整理すれば $P=1\text{ tf}$ 当たりの最大せん断力は以下ようになる。

$$\begin{aligned} \bar{Q}_m = a_n (-12.48 + 3.210 \lambda_x + 3.081 \lambda_y - 0.03536 \lambda_x^2 \\ + 0.004436 \lambda_x \lambda_y - 0.04846 \lambda_y^2) \\ a_n = 0.79 + 0.03 n \end{aligned} \quad (15\text{ a, b})$$

ここに、 \bar{Q}_m の単位は kgf, λ_x, λ_y の単位は cm である。この近似式を用いれば、解析値を 1.0 % 以内の高精度で予測することができる。次にコンクリート厚と鋼板厚の影響は、すでに (3) で指摘したように、次の因子を導入することによって考慮する。

$$\gamma = G_s/I \quad (16)$$

ここに、 G_s, I は式(4)で用いたものと同じである (ただし G_s, I の算定において $n=7$ は全断面有効, $n=15$ はひびわれ断面を想定)。 $l=2.0\text{ m}$, $h_c=15\text{ cm}$, $t_s=6\text{ mm}$ の基準床版の γ を基準値 γ_0 とし、式(15)の値に γ/γ_0 をかけて補正すれば、次式を得る。

$$Q_m = (\gamma/\gamma_0) \bar{Q}_m \quad (17)$$

式(17)による予測値と解析値との比較を表—5に示す。これより +20 %, -8 % 以内の精度の予測値が得られることがわかる。また、(3) で述べたようにスパン (l) の影響は実用上の範囲 ($2\text{ m} \leq l \leq 3\text{ m}$) では大きくなく上記の精度の中に吸収されてしまうものと考えられるので、式(17)によるスタッドの最大せん断力の予測式は、

表—4 スパンの相違による最大せん断力 Q_m の変化

λ_x, λ_y (cm) (cm)	Case I		Case II	
	$l=2\text{ m}$	$l=3\text{ m}$	$l=2\text{ m}$	$l=3\text{ m}$
15 15	64.3	69.2	36.0	33.8
20 20	81.2	82.9	53.0	48.4
30 30	105.7	116.2	81.0	77.2

(注) Q_m は $P=1\text{ tf}$ による値 (kgf)

表—5 スタッドの最大せん断力の予測値と解析値の比較

h_c	t_s	n	γ/γ_0	Q_m	Q_m'	Q_m/Q_m'
10	6	7	1.916	123.2	125.6	0.981
		15	1.722	138.3	150.9	0.917
10	10	7	2.370	152.4	143.5	1.062
		15	2.049	164.5	161.4	1.018
15	6	7	1.000	64.3	64.3	1.000
		15	1.000	80.3	80.3	1.000
15	10	7	1.336	85.9	75.7	1.135
		15	1.188	95.4	88.0	1.084
20	6	7	0.673	43.3	39.3	1.102
		15	0.674	54.1	50.3	1.076
20	10	7	0.881	56.6	47.0	1.204
		15	0.810	65.0	55.9	1.163

(注) Q_m, Q_m' は、それぞれ式(17)による予測値、解析値であり、 $P=1\text{ tf}$ による値 (kgf) を示す。 ($\lambda_x = \lambda_y = 15\text{ cm}$)

$10\text{ cm} \leq h_c \leq 20\text{ cm}$, $6\text{ mm} \leq t_s \leq 10\text{ mm}$, $10\text{ cm} \leq (\lambda_x, \lambda_y) \leq 45\text{ cm}$ の範囲内では実用的な精度をもつと思われる。

4. モデル床版の実験

(1) 実験の方法

実験床版は短辺1.1 m、長辺2.1 m、鋼板厚9 mm、コンクリート厚11 cmで、スタッドの配置間隔は短辺方向には15 cmで長辺方向は7.5 cm、10 cm、15 cmおよび20 cmのものと端部の長辺に沿った2列のみに10 cm間隔の合計5種類である。鋼板とコンクリートの間の自然付着を除去するために、鋼板の上面に薄いビニールシートを敷き、その上にコンクリートを打設して、スタッドのみで接合される合成床版とした。荷重の作用面は50 cm×20 cmで、図-10に示すように厚さ30 mmの硬質ゴムパットを通して油圧ジャッキによって載荷した。

スタッドはNelson型φ13×80の頭付きで鋼板はSS-41でスタッドの配列の一例を図-11(a)に示す。表-6に供試体の種類とスタッド間隔を示すが、供試体E-1、E-2は長辺に最も近い端部の2列のみにスタッドを設けた。すべての実験床版は全周で単純支持で、四隅の浮き上がりは防止した(図-10参照)。コンクリートの力学特性を表-6に示す。また鋼板の降伏点は2992 kgf/cm²、引張強度は4107 kgf/cm²であった。

次に、主な測定項目と測定方法を以下に示す。

- ① 長辺に平行な1つの支持線の半分に沿って反力計(ロードセル)(図-10参照)を設置し、反力の分布を

調べる。

- ② スタッドに働くせん断力を求めるために、着目スタッドの中心から15 mm離れた両側に幅2 mmで長さ50 mmのスリットを入れ、スリット間の2点の鋼板の上下面にひずみゲージ(計4枚)を貼付し(図-11(b)参照)、コンクリート打設前にスタッドの既知のせん断力と鋼板の面内力差との関係を校正係数として求めておき、コンクリート合成後のスタッドのせん断力を鋼板のひずみゲージ値より算定する。3.(2)での解析結果(図-4参照)が示すように、スリットは最大せん断力の方向と平行であるので、スリットの導入はスタッドの最大せん断力の値には大きな影響を与えないと考えた。

- ③ 床版の中央点、それより30 cmおよび60 cmだけ長辺方向に離れた位置でのたわみを測定する。

- ④ 床版の端部にII型ゲージを設定し、鋼板とコンクリートの間のずれを測定する。

(2) 実験結果と考察

実験に用いた荷重ケースは図-3に準じた2つである。Case Iは端部載荷で、荷重面の縁が支持線に最も近いスタッド列の直上にあり、曲げモーメントの影響は小さくせん断力が支配する場合で、Case IIは中央点載荷で、曲げモーメントの影響が大きい場合である。以下に示す図、表において座標(x, y)は図-3を参照のこと。

a) 反力分布

端部載荷(Case I)に対して、長辺に沿った支持線上の反力分布を図-12に示す。図の中には比較のために完全合成理論⁴⁾による値も記入している。この理論値

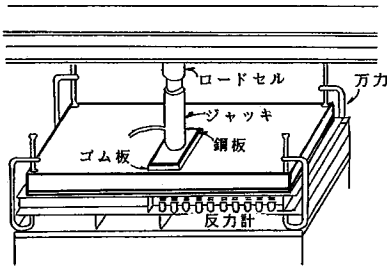


図-10 実験装置

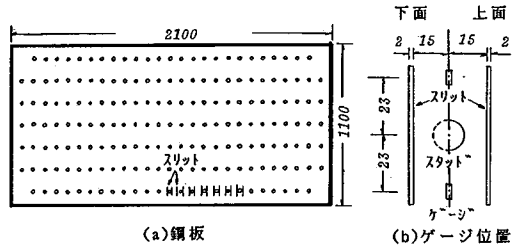


図-11 スタッドの配置とせん断力の測定

表-6 供試体の種類とコンクリートの力学特性

供試体	スタッド間隔(mm)		コンクリートの力学特性			
	λ_x	λ_y	E_c	$f_{c'}$	$f_{t'}$	材令(日)
A	75	150	1.84×10^5	329.4	27.5	44
B-1	100	150	1.89×10^5	264.8	24.1	30
B-2	100	150	1.92×10^5	305.7	28.2	37
B-3	100	150	1.92×10^5	308.6	28.5	65
C-1	150	150	1.89×10^5	264.8	24.1	30
C-2	150	150	1.92×10^5	308.6	28.5	65
D	200	150	1.92×10^5	308.6	28.5	65
E-1	100	-	1.92×10^5	308.6	28.5	65
E-2	100	-	1.92×10^5	308.6	28.5	65

(注) E_c : ヤング率, $f_{c'}$: 圧縮強度, $f_{t'}$: 引張強度, いずれも単位は kgf/cm² である。

は鋼板とコンクリートが全面で完全に接合されているとして誘導されているが、実験値とほぼ一致している。

b) スタッッドに働くせん断力

端部荷重 (Case I) で、長辺に沿った支持線に最も近いスタッッドの列の短スパン方向のせん断力の分布を図-13に示す。与えた荷重は3tf以内で、版中央のたわみと鋼板のひずみからみてほぼ線形弾性状態にあった。図中、破線は実験値で、実線は本論文による理論値 (ただし、 $n=7, k_x=k_y=k_z=\infty$) および完全合成理論値 (積層厚板理論⁴⁾) により求めた付着せん断断力をスタッッド間隔で積分した値) である。スタッッド間隔が異なる供試体 A, B, C とも実験値は本論文による理論値によく一致している。図より、スタッッドに働く最大せん断力はスタッッド間隔を変えてもさほど変化せず、これは完全合成理論による結果と大きく異なっている。次に、最大せん断力を与えるスタッッドに着目し、さらに大きな荷重とせん断力の関係を示したものが図-14である。全体的には荷重とせん断力の間にはほぼ線形関係が認められるが、荷重の増加につれてせん断力の増加率が若干大きくなる傾向もみられる。この傾向は、荷重の増加につれて、鋼とコンクリートの見掛けの弾性係数比 (n) が増加し、スタッッドに働くせん断力が大きくなることに対応しており、先に提案した式 (15・b) の妥当性を裏付けている。

c) たわみ

床版がまだ線形弾性状態にあるときのたわみの測定値を表-7に示す。表には比較のため完全合成と非合成 (重ね板) の理論値も示されている。ここで、たわみ値を用いて合成率を次のように定義してみる。

$$\eta = \frac{\delta_0 - \delta_e}{\delta_0 - \delta_1} \dots \dots \dots (18)$$

ここに、 δ_e : 実験値、 δ_1 : 完全合成理論値、 δ_0 : 非合成 (重ね板) 理論値である。表-7を用いて式 (18) の η

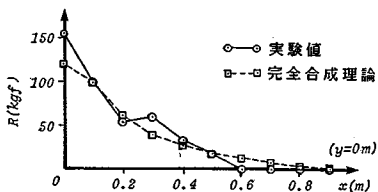


図-12 反力の分布 (供試体 A, Case I, P=1tf)

表-7 たわみの測定値 (mm/tf)

供試体	(a)端部荷重:Case I			(b)中央荷重:Case II		
	測点(mm), y=500					
	x=0	300	600	x=0	300	600
完全合成板*	0.026	0.019	0.010	0.021	0.015	0.008
A	0.025	0.025	0.009	0.021	0.017	0.011
B-1	0.029	0.029	0.016	0.028	0.021	0.013
C-1	0.034	0.032	0.024	0.028	0.022	0.021
非合成板**	0.067	0.049	0.025	0.053	0.039	0.020

(注)* 厚板理論による計算値, **重ね板理論による計算値

を求めれば、表-8の結果を得る。これより、スタッッド間隔の最も小さい供試体 A はほぼ完全合成に近く、スタッッド間隔が大きくなるほど合成率の低下が認められる。

d) スタッッド近傍での鋼板のひずみ

鋼板の下面のスタッッドの中心を通り長辺に平行な方向に多くのひずみゲージを貼り、鋼板の短スパン方向の

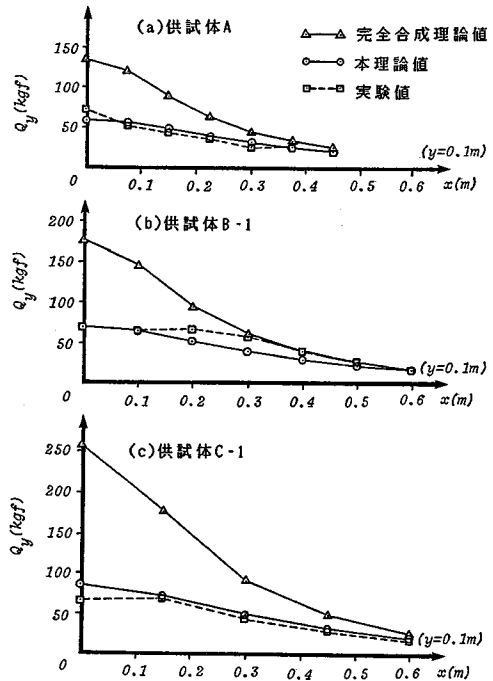


図-13 スタッッドのせん断力分布 (P=1tf)

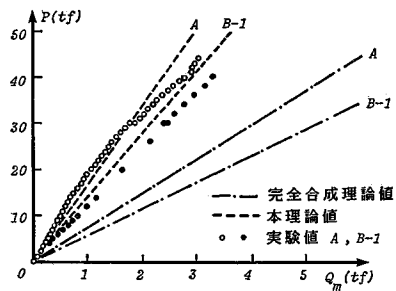


図-14 スタッッドの最大せん断力の変化

表-8 合成率 η

供試体	端部荷重 Case I	中央荷重 Case II
A	1.00	1.00
B-1	0.93	0.78
C-1	0.80	0.78

ひずみ分布を調べた。得られた結果と本理論による解析値との比較を図-15に示すが、両者は定性的にはよく一致していることがわかる。ひずみ分布が一様でなく波打っているのはスタッド着着部から鋼板に伝達される局所曲げの影響およびスタッド間の鋼板のシャールラグ (shear lag) の影響によるものと思われる。本理論ではスタッド力は鋼板の上面に作用させており、鋼板厚の1/2だけの腕のみによって局所曲げの効果を与えている。このようなひずみ分布の不均質性は完全合成理論では説明できないものである。前述したようにたわみ性からみればほぼ完全合成と思われる床版でも、スタッドに作用するせん断力は完全合成理論に従わない理由の1つは局所曲げやシャールラグの影響と推測される。

④ 破壊機構と終局耐力

端部載荷および中央載荷時での破壊形状を図-16に示す。中央載荷の破壊形状はRC床版の押し抜きせん断形に類似し、端部載荷の破壊は支持線近傍の付着せん断破壊に支配される。終局耐力 (破壊荷重) を表-9の最後の列に示す。表中の計算値はRC床版に対する押し抜きせん断式を修正して以下のように求めた。

土木学会コンクリート・ライブラリー No. 52 “コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案)”⁹⁾ で提案された押し抜きせん断耐力の算定式は、

$$P_u = f_{va} u_d / \gamma_0 \dots \dots \dots (19)$$

ここに、 $f_{va} = \beta_r (1 + \beta_{as} + \beta_s) f_{va_s}$

$$\begin{aligned} \beta_r &= 2(0.85 + 0.4 d/r), \\ \beta_s &= \sqrt{(100 p_w)} - 1 \leq 0.73, \\ \beta_{as} &= 1.0 - 0.015 d \geq 0.60 \quad (d : \text{cm}), \\ f_{va_s} &= f_{vk} / \gamma_c \quad (\text{kgf/cm}^2), \\ f_{vk} &= 0.94 f'_{ck}{}^{2/3} \quad (\text{kgf/cm}^2), \\ r &= (u + v)/2, \quad d = h_c + t_s/2, \end{aligned}$$

$$u_p = \begin{cases} 0.5 \pi d + v + 2(u + e) & : \text{for Case I} \\ \pi d + 2(u + v) & : \text{for Case II} \end{cases}$$

p_w は鉄筋比、 f'_{ck} はコンクリートの圧縮強度で、他の記号は図-17を参照のこと。なお、部分安全係数 γ_0 と γ_c は実験値との対応を目的とし、いずれも1とした。

式 (19) において、鉄筋の寄与は係数 β_s のみに関係しているので、合成スラブに適用するために、 β_s を次のように変更する。

$$\beta_s = \sqrt{(100 \alpha p_w)} - 1 > 0 \dots \dots \dots (20)$$

ここに、 $p_w = t_s/d$ 、 t_s は鋼板厚、 α は鋼断面の寄与率で、スタッドの強度と数によって決まる係数であり以下のよう

に評価する。大野、水谷、小柳¹⁰⁾によれば、RCスラブの押し抜きせん断耐力は荷重面からほぼ45°の角度で広がるピラミッド形の破壊面の仮定によって算定できると述べている。本合成スラブにおいても同様の破壊面が仮定できるとし、押し抜きせん断破壊時には図-17に示す周長 S で囲まれた面積 A_s の内部の鋼板上のスタッドが付着せん断に抵抗すると考える。すなわち、面積 A_s にスタッドが1本もなければ、コンクリート断面のせん断に対す

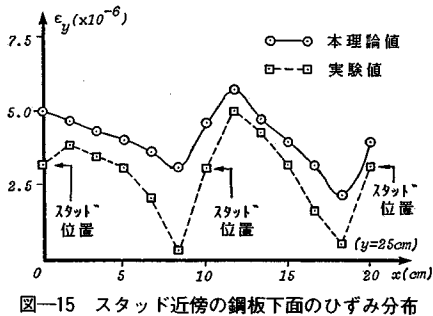


図-15 スタッド近傍の鋼板下面のひずみ分布

表-9 破壊荷重 (P_u) の実験値と計算値

載荷位置	供試体	Q_w (tf)	α	β	P_u (tf)	
					計算値	実験値
端部 Case I	A	5.3	0.567	1.110	63.3	68
	B-1	4.8	0.385	0.740	51.5	61
	C-1	4.8	0.257	0.421	45.1	52
	E-1	5.2	0.092	0	38.6	36
中央 Case II	B-2	5.2	0.446	0.873	67.5	64
	B-3	5.2	0.446	0.873	67.5	63
	C-2	5.2	0.297	0.529	59.1	62
	E-2	5.2	0	0	45.8	41
	D	5.2	0.223	0.324	54.0	54

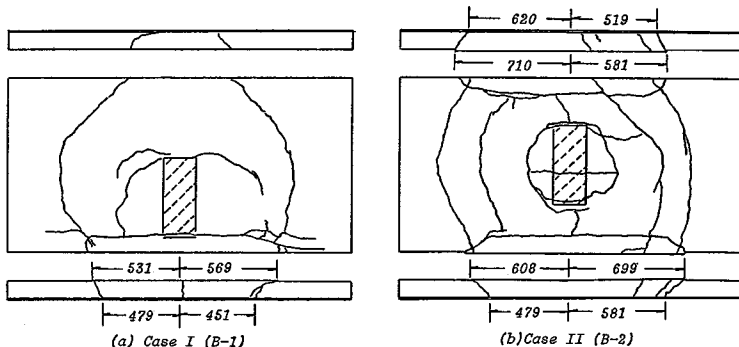


図-16 破壊モード

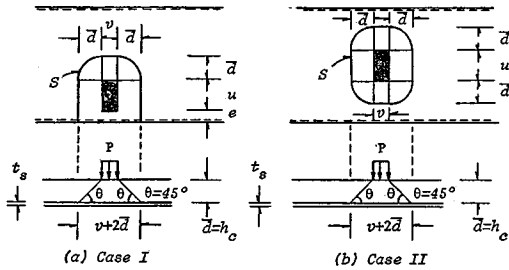


図-17 仮定した押し抜きせん断破壊形式

る鋼板の拘束効果が期待できず、式 (19) で鋼断面の寄与 p_w が零になると考える。

ところで、図-17において付着せん断破壊を伴わないで押し抜きせん断破壊を起こすためには、最大曲げモーメントの位置での鋼板の応力が降伏応力に達するまで、面積 A_s 内のスタッドが付着せん断力に抵抗する必要がある。この抵抗力を R_u とし、1方向スラブに対しては、次式で与えられるとする。

$$R_u = t_s(v+2\bar{d})\sigma_{sy}$$

ここに、 σ_{sy} は鋼板の降伏応力、 \bar{d} ($=h_c$) はコンクリート部の厚み。したがって、スタッド1本のせん断耐力 Q_u を Fisher ら⁷⁾の提案式より求める。

$$Q_u = 0.5 a_s \sqrt{f_c E_c}$$

ここに、 a_s はスタッドの断面積、 E_c はコンクリートのヤング率。いま、スタッド間隔が ($\lambda_x \times \lambda_y$) とすれば、式 (20) の中の α は次のように与えられる。

$$\alpha = \frac{Q_u A_u}{2 R_u \lambda_x \lambda_y} \leq 1 \dots\dots\dots (21)$$

最後に、 $f'_c = f'_{ca} = f'_{cs}$ 、 $d = 11.45$ cm、 $u = 50$ cm、 $v = 20$ cm とし、表-6 の材料定数と各供試体の諸元を用いて式 (21) の α と式 (20) の β_o を求め、さらに式 (19) の P_u を計算すれば、表-9 の結果を得る。

5. 結 論

本研究で得られた主な事項を以下にまとめる。

- (1) 弾性域内でのスタッドに働く最大せん断力に対して、本論文で展開した厚板理論に基づく選点法による解析値は実験値によく一致していた。
- (2) 床版の中央点荷重より支持辺近傍の端部荷重の方がスタッドに作用する最大せん断力の値は大きい。
- (3) スタッドの最大せん断力の値はスタッド間隔が大きくなるにつれて大きくなるが、増加率は小さく、完全合成理論から得られる傾向と大きく異なっている。
- (4) たわみ性 (剛性) からみてほとんど完全合成と思われる密なスタッド間隔の場合でも、スタッドに働くせん断力は完全合成理論で求めた値よりかなり小さい。

(5) スタッドの変形、すなわち鋼板とコンクリートとの間のずれはスタッドの最大せん断力の値を低減させるが、スタッドのずれ係数が 50×10^4 kgf/cm 以上になれば、その影響がほとんどなくなる。

(6) 完全合成理論に従わない理由の1つにスタッド溶接部の鋼板の局所曲げと鋼板の面内力に関するシャラグの影響が考えられた。

(7) 完全合成理論に基づくせん断有効幅⁴⁾や ECCS の提案式⁸⁾を用いて、スタッドのせん断力を計算すれば実際に働くせん断力よりも過大な値を与える。

(8) 実用的と思われる範囲内の諸元をもつ鋼板・コンクリート合成床版のスタッドに働く最大せん断力の値は式 (17) によって工学的には十分な精度で予測できる。

(9) 鋼板・コンクリート合成床版の終局せん断耐力は RC 床版の押し抜きせん断耐力に対する既往の提案式を若干修正することによっておおむね予測できる。

参 考 文 献

- 1) Johnson, R.P. and Buckby, R.J.: Composite Structure of Steel and Concrete, Vol.2, Bridge with a Commentary on BS5400 Part 5, Gradana Publishing, 1975.
- 2) 新津啓治・浅島弘光・大貫一生・落合正利: 鋼製型枠合成床版を用いた合成桁の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.14, No.11, pp.42~49, 1980.
- 3) 梶川靖治・前田幸雄: 組合せ荷重下におけるスタッド溶接フランジの疲労強度の評価, 土木学会論文集, No.362, pp.285~292, 1985.
- 4) 園田恵一郎・堀川都志雄・広瀬清泰: 道路橋鋼板・コンクリート合成床版のずれ止めの設計に関するせん断有効幅, 土木学会論文報告集, No.338, pp.1~9, 1983.
- 5) 堀川都志雄・園田恵一郎: 道路橋鋼板・コンクリート合成床版のスタッドに働くせん断力の解析と実験, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.299~306, 1987.
- 6) 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.
- 7) Ollgaard, J.G., Slutter, R.G. and Fisher, J.W.: Shear strength of stud connectors in light-weight and normal-weight concrete, AISC Eng. Jour., No.5, pp.55~64, 1971.
- 8) European Convention for Construction Steelwork, Composite Structures, The Construction Press, London, 1981.
- 9) 土木学会コンクリート委員会: コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案), コンクリートライブラリー, No.52, 1983.
- 10) 大野定俊・水谷 隆・小柳 治: RC スラブの押し抜きせん断破壊のモデル化と終局耐力, RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.69~76, 1982.

(1988.2.19・受付)