

(15) 鋼・コンクリート合成床版におけるスタッドの設計に関する基礎的研究

大阪大学工学部 正員 松井繁之 (株)神戸製鋼所 正員 岡本安弘
近畿大学理工学部 正員 前田幸雄 (株)川田工業 正員 渡辺 滉

1. まえがき

鋼・コンクリート合成床版の1種として、図1に示すように鋼床版における縦横のリブを極端に少なくし、代わりにデッキプレート上にずれ止めを配置して鉄筋コンクリート床版とを合成させ大きな剛性を確保するとともに、デッキプレートに型枠の役目も持たせようとする形式が注目されている。本床版の基本的な挙動については既に報告している^{1,2)}。

ところで、このような床版構造におけるずれ止めに対する設計法はまだ確立されていない。これは輪荷重による床版内のスタッドに作用するせん断力の大きさ、分布、方向などが未だ明確にされていないためである。

本研究は、この種の基本であるロビンソン型床版におけるスタッドに作用するせん断力の評価方法について解析と実験を基にし考察を加え、床版作用におけるスタッドの合理的設計法を見い出そうとしたものである。

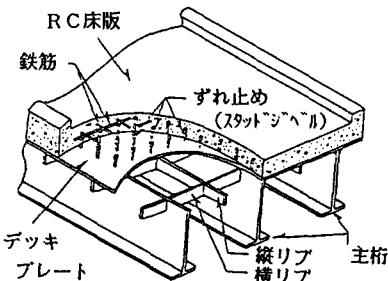


図1 鋼・コンクリート合成床版

2. 3次元解析を基にしたスタッドに作用するせん断力の評価方法

一般構造物中におけるスタッドにせん断力が作用すると、スタッド軸方向での分布性から曲げを伴いスタッドは曲げ変形する。よって、スタッドにひずみゲージを貼付して曲げおよびせん断力が評価できるが、それらのゲージの防水コーティング工の弾性変形によってコンクリートからのせん断力の大きさ、分布性状が変化してしまうために評価の精度が著しく低下する。よって、スタッドの支圧面の形状、性質を変えないで測定する必要がある。

筆者らはこのため鋼板のひずみ状況に着眼することにした。図2は、後述する合成はり供試体における、鋼板とコンクリートとの接触面のずれを考慮した3次元FEM解析による鋼板上面の応力分布である。スタッドのないa-a断面では明確ではないが、スタッド列があるb-b断面ではひずみはジグザグ状となる。このジグザグ状局部応力分布からスタッドに作用するせん断力の大きさが評価できると推定した。

さて、スタッド溶接止端形状による応力集中の影響を受けない範囲を越えたスタッド近傍では、鋼板の垂直応力は図3に示すように、はりの全体曲げ応力と、

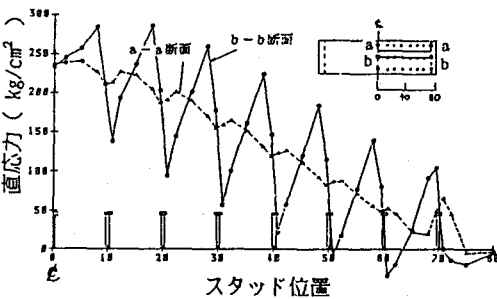


図2 鋼板上面の応力分布

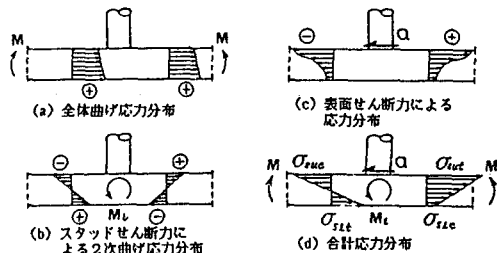


図3 スタッド近傍の鋼板の応力状況

スタッドに作用するせん断力 Q による局部応力が発生しており、さらに、この局部応力はスタッドの曲げに伴う局部曲げ応力と、スタッド基部の鋼板表面で作用する表面集中せん断力による軸方向応力からなる。よって、この局部応力が2つに分離できるならばせん断力の評価が可能となる。

これらの局部応力についてスタッド付鋼板をモデルとしてより詳細な3次元FEM解析により調べた。解析モデルを図4に示す。スパン L は鋼板の変形形状を考慮してスタッド間隔とした。支持条件はせん断力による面内力が非対称に発生することを考慮して両端ヒンジとした。載荷ケースは、せん断力を鋼板表面で与えたもの、及び、スタッドの鋼板上面から1 cm、2 cm、3 cmの所に与えたケースの計4ケースとした。解析結果からスタッドを中心とした半径2 cmの円周上における鋼板上表面における法線方向の応力分布について示すと図5の通りである(対称性から1/2周分だけを示した)。この結果から Q の作用位置を上昇させるにつれて局部曲げが大きくなり、応力は増加し、この表面応力だけではせん断力は評価できないことがわかる。

そこで、図3(b)から鋼板上下面の応力を平均すると曲げ応力は消去されることに着目した。すなわち、この局部曲げ応力成分は消去され Q による軸方向応力のみが残る。図6にこの平均応力 $\bar{\sigma}_r$ の解析結果を示す。横軸はせん断力の作用方向からの角度である。各ケースで若干の誤差が存在するがほぼ一致した。(この誤差の原因として、スタッドの応力集中の影響が半径2 cmのところではまだ残っていることが考えられる。)このことから、図7 ゲージ位置半径2 cmの円周に沿って $\bar{\sigma}_r$ の x 方向成分を積分したものは次式のように表現でき、力の釣合から Q に等しくなる。

$$Q = 2\pi r \int_0^{\pi} \cos^2 \phi \{ \bar{\sigma}_r(\phi + d\phi) + \bar{\sigma}_r(\phi) \} d\phi \quad (1)$$

ここに、 t : 鋼板の板厚、

r : 着目半径=2 cm。

さらに、 $\bar{\sigma}_r$ の関数形を図6から評価すると、次式のように近似できることがわかった。

$$Q = c \cdot t \cdot r \cdot \bar{\sigma}_{r,\max} \quad c = \pi \quad (2)$$

ここで、 $\bar{\sigma}_{r,\max}$ は $\bar{\sigma}_r$ の最大値で、 $\phi = 0$ のときの値である。この式から、スタッドに作用するせん断力はスタッドの前後の平均最大応力で表現できることがわかった。

次に、この $\bar{\sigma}_{r,\max}$ を実験的にどのように求めるか模索した。解析結果から応力集中の影響範囲、応力の分布性状を考慮して、図7に示すようにせん断力の作用線上でスタッドの中心から2 cm離れた前後で、かつ、鋼板上下面のひずみを求めればよいとの結論を得た。結局、この4点のひずみからせん断力は次式のように評価できる。

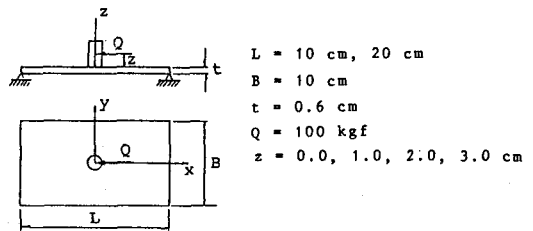


図4 スタッド付鋼板の解析モデル

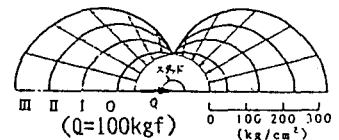


図5 鋼板上面のスタッド回りの応力分布



図7 ゲージ位置

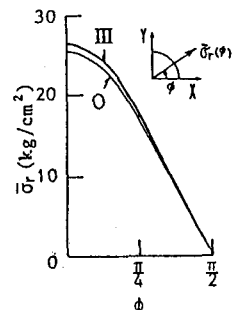


図6 平均応力の大きさ

$$\bar{\sigma}_{r, \max} = E_s \left(\frac{x+r}{x} \frac{\epsilon_1 + \epsilon_3}{2} - \frac{x-r}{x} \frac{\epsilon_2 + \epsilon_4}{2} \right) / 2 \quad (3)$$

上記の評価法の妥当性を確認するために模型供試体を作製し静的載荷試験を行った。

3. 実験方法と結果の概要

3. 1 実験方法

今回行った実験は、はりおよび板供試体を用いた静的載荷試験である。各供試体の形状・寸法を図8に示す。鋼板厚は6mm、床版厚は12cmであり、ずれ止めにはφ13×110mmの頭付スタッドを使用した。スタッド間隔については、各シリーズとも10cmと20cmの2種類を用意した。

次に、実橋床版では、自動車の走行位置が一定しないため、鋼・コンクリート間の付着切れ、および、コンクリートのひびわれが床版全域で発生すると予想される。また、既往の設計法でも支間全域で引張側コンクリートを無視するという仮定で断面設計を行っている。筆者らもこのような状態を使用限界状態であると考え、この状態下におけるスタッドの挙動を調べるのが合理的であると考えた。

ただし、この状態を一定点の載荷試験によっては評価するのは困難である。このため載荷装置として図9に示す油圧ジャッキ可動装置を作製し、1つの供試体上に複数個の載荷位置を設置し、予め決めておいた荷重段階毎に載荷点を移動させ、各載荷点において0もからその段階の最大荷重までの荷重を数サイクルづつ繰り返し載荷する移動載荷法を採用した。そして、どの荷重段階で均等にひびわれ、使用限界状態に到達するかを調べた。図10にはり供試体および板供試体における載荷位置の例を示した。

測定項目は原則として、鋼板上下面とコンクリート表面のひずみ、たわみ、および、ずれである。ただし、2で述べたようにスタッドに作用するせん断力を評価するためにスタッド近傍に貼付する鋼板上下面の4枚のひずみゲージ位置はスタッド中心より±2cmの所とした。

3. 2 はり供試体の試験結果

表1にはり供試体の荷重増加段階を示した。コンクリートのひびわれ発生状況を図11に示す。これよりひびわれは

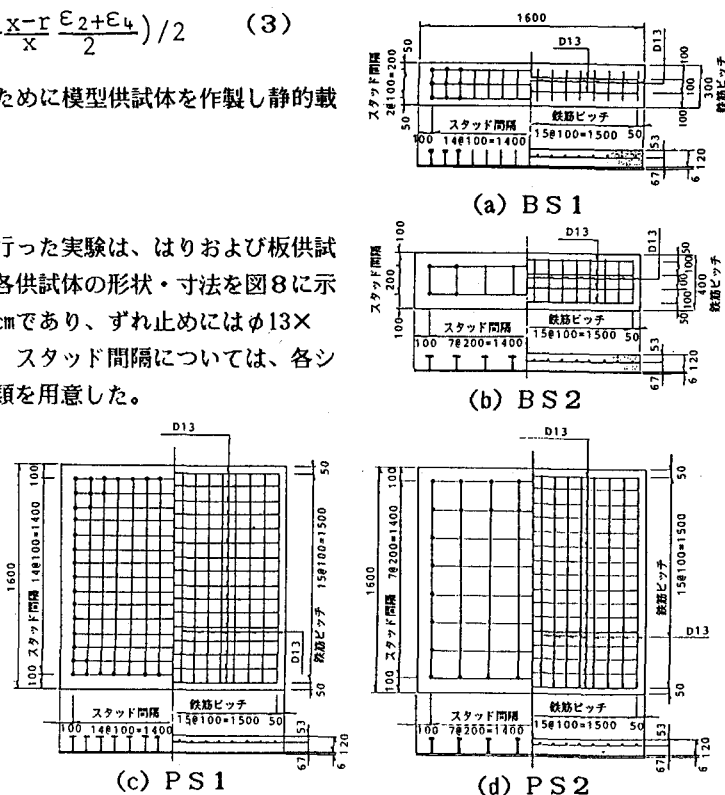


図8 供試体の諸元

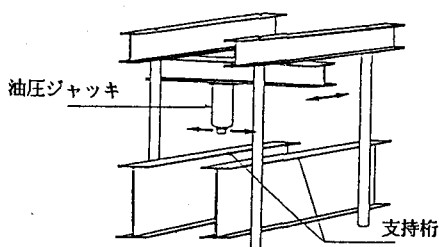


図9 載荷装置

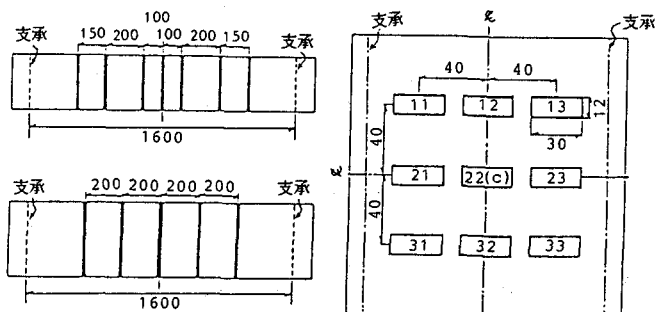


図10 載荷位置

ほぼ均等に発生していると言える。

間隔は約10cmであった。ただし、スタッド間隔の大きいBS2の方がひびわれは深い。

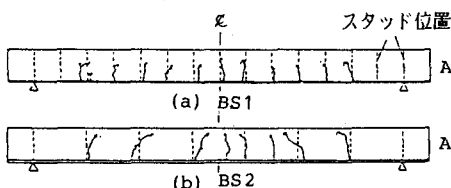


図1.1 ひびわれ発生状況

これは鋼板へのセン断伝達が悪く、ひびわれ部のセン断変形および曲げ変形が大きくなるためである。

表2 破壊荷重(t)

供試体	破壊荷重	梁理論値
BS1-A	18.9	17.7
BS1-B	18.7	
BS2-A	15.1	23.5
BS2-B	16.4	

図1.2に、一例として、はり供試体BS1における鋼板上面のひずみ分布を示した。

最大荷重が2.1tの範囲においては鋼板の応力分布は滑らかな分布を示し、この時点でははりはまだコンクリートが全断面有効で、かつ、完全合成の状態にある。その荷重を越えるとコンクリートにはひびわれが発生し、それとともに鋼板とコンクリート間のずれが発生するためひずみ分布はジグザグ状となる。その後、このような分布性状のままでひずみは荷重に比例して増加し、一部が降伏ひずみに達するとたわみが急増し、かつ、ずれも急増する。そして、もしはりのずれ止めの剛性が不足しているとはりではセン断破壊する。一方、セン断剛性が十分な場合は大きなずれを伴わずに曲げ破壊にいたる。各供試体の破壊荷重を表2にまとめたが、BS1では曲げ破壊を呈した。一方、スタッド間隔の大きいBS2では重ねばり的な挙動が卓越しセン断曲げ破壊したため実験値ははり理論値の約67%となった。

図1.3ははり供試体における荷重-たわみ、荷重-鋼板のひずみ、荷重-ずれの各結果の一例である。これから使用限界状態の荷重サイクルを決定した。

すなわち、スタッド間隔が10cmのBS1では最高荷重10.5tの荷重段階で、20cm間隔のBS2では10.2tの荷重段階でそれぞれ限界状態に達したと判断できる。また、I.M.Viestの限界ずれはこの段階の残留ずれとほぼ一致した。

3.3 板供試体の実験結果

板供試体でも使用限界状態を移動載荷で作製し、その荷重段階での弾性挙動からスタッドに作用するセン断力を評価

することにある。そのため載荷荷重の最高を簡易計算による降伏荷重40tとした。この荷重に対しPS1では大きな変化はなかったが、PS2は35tで支承線付近の載荷のときセン断破壊した。

板供試体PS1では35t、PS2では20tの荷重段階を終了した時点で残留ひずみが急増しているこ

表1 各供試体の荷重履歴

荷重 サイクル	はり 供 試 体			板供試体
	BS1-A	BS1-B	BS2-A, B	PS1, PS2
	最大荷重 (t)	最大荷重 (t)	最大荷重 (t)	最大荷重 (t)
1-5	2.1	2.1	3.4	7.0
6	4.2	6.3	6.8	14.0
7	6.3	10.5	10.2	20.0
8	8.4	13.7	13.6	25.0
9	10.5	13.7	破壊まで	30.0
10	12.6	破壊まで		35.0
11	13.7			40.0
12	13.7			
13	破壊まで			

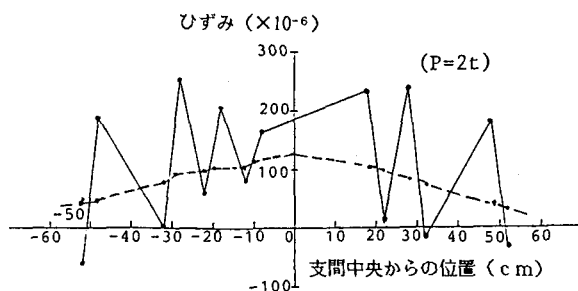


図1.2 鋼板上面のひずみ分布

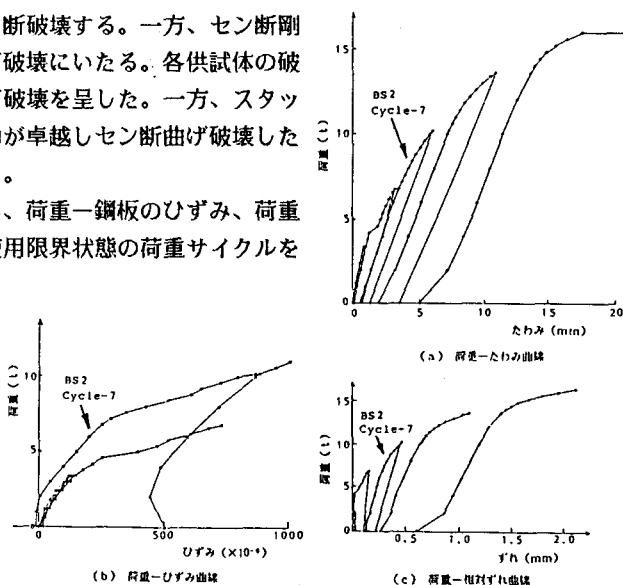


図1.3 実験結果の一例

とがわかった。また、側面でのずれからはViestの限界ずれに達する荷重はやはり上記の荷重と一致した。一方、残留ずれの急増荷重はPS1では40t、PS2では20tと推定できた。以上から板供試体での限界荷重はPS1で30t、PS2では20tと判定した。よって、この最高荷重の荷重サイクルでの弾性挙動でスタッドせん断力を評価することにした。

4. 供試体におけるスタッドせん断力の評価

4.1 評価せん断力と慣用理論値との関係

手法によってまずは供試体のスタッドせん断力を評価する。着目スタッドは図14に示すものである。結果は表3の通りとなった。この実験結果に対し、表中に次の4つの計算値を示す。

- 1) Q_{c1} —慣用のはり理論による合成断面における計算せん断力（ただし、全断面有効）、
 - 2) Q_{c2} —同上（ただし、引張側コンクリート無視）、
 - 3) Q_{c3} —スタッドをバネとしそのバネ定数を $1.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}$ とした不完全合成理論値（ただし、コンクリートは全断面有効）、
 - 4) Q_{c4} —同上（ただし、バネ定数を $0.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}$ とし、引張側コンクリート無視）。
- ただし、ここで採用した不完全合成理論値の算出は、構造物の全体的な変形と局部的な変形

を同時に考慮できる K.R.Moffattらの方法⁴⁾に準じた有限要素法によった。鋼板とコンクリートは1節点6自由度の長方形要素とし、どちらか一方については偏心を考慮し、スタッドのずれ特性は、両者をつなぐ3方向のバネで表現した。

さて、荷重直下のA点のスタッドを省いて全実験結果は総体的に計算値 Q_{c3} と Q_{c4} の中間にあるといえる。慣用のはり理論値は実質の2倍となり、非常に安全側のせん断力を与えていることがわかった。合成床版では不完全合成理論でせん断力を評価すべきであろう。A点での不一致はこれが荷重点付近であるため、スタッドには鉛直方向の力が作用するとともに、コンクリート内で応力が2次元的に流れスタッドに作用するせん断力そのものが減少するためである。

しかし、上記の結果のままでは実験値と計算値の対応が明確ではない。明確にするにはスタッドの変形性を考慮する必要がある。これはスタッドのずれ特性、すなわち、バネ定数で表現できるため、次に、これを厳密に評価し計算値との対応について考察を進める。

4.2 スタッドのずれ定数（バネ定数）の評価

4.1で求めた計算値のスタッドのバネ定数には、これまでの研究でよく用いられた値を採用した。そこで、本供

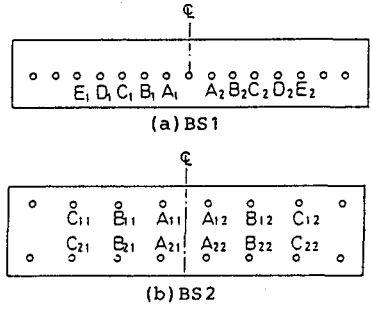


図14 着目スタッド

表3 スタッドせん断力の評価結果

(a) BS1-A, B

供試体	サイクル	スタッド	せん断力	スタッド	せん断力	スタッド	せん断力
BS1-A	9	E	490	C	529	B	396
BS1-B	7	E	486	C	544	B	487
理論値	Q_{c1}		680		680		680
	Q_{c2}		970		970		970
	Q_{c3}		323		328		316
	Q_{c4}		644		608		533

(b) BS2-A, B

供試体	サイクル	スタッド	せん断力	スタッド	せん断力	スタッド	せん断力
BS2-A	7	C	1586	B	1319	A	306
BS2-B	7	C	1637	B	1269	A	52
理論値	Q_{c1}		1980		1980		1980
	Q_{c2}		2870		2870		2870
	Q_{c3}		735		562		232
	Q_{c4}		1871		1792		992

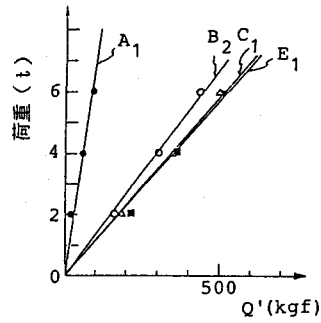


図15 荷重と評価せん断力の関係

表4 スタッドのバネ定数(kg/cm)

供試体	スタッド	バネ定数	供試体	スタッド	バネ定数
BS1	A1	1.5×10^5	BS2	A11	2.4×10^5
-A	B1	1.1 "	-A	B11	0.7 "
	C1	3.5 "		C11	1.2 "
	E1	1.8 "		C21	1.1 "
BS1	B2	1.3×10^5		A11	0.8×10^5
-B	C2	1.6 "	BS2	B11	1.0 "
	E1	3.2 "	-B	C11	1.5 "
	E2	3.5 "		C21	1.5 "

試体におけるスタッドのバネ定数を評価することにした。バネ定数は評価せん断力とずれの関係からもとまる。すなわち、荷重とずれの関係は限界状態のサイクルでは線形であり、一方、荷重とスタッドせん断力との関係も図15に一例を示すように線形である。この両者の傾きから計算できる。結果の一例を表4に示す。これらの結果を平均すると $k = 1.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}$ となった。

このバネ定数結果を用いて

再び不完全合成理論によるバネ力 Q_t を計算し、評価せん断力

Q' との比を求めると表5のようになった。BS1ではその比は1.1となりよい一致を示すようになった。一方、BS2では若干一致度は低下した。これはこの供試体のスタッド間隔が大きいため、せん断変形が卓越しコンクリートが鋼板に押し付けられ両者の接触面に摩擦力が働き、せん断力が分担されたためと推定される。

4.3 板供試体に対する確認

やはり供試体で得たバネ定数を2軸応力状態下にある板供試体に適用し、計算せん断力（バネ力） Q_t を算出し、実験による評価せん断力との関係を調べた。表6にその結果を示す。PS1では支間方向、支間直角方向ともほぼ一致した。一方、PS2では計算値の方が2割程度大きくなった。この傾向はやはり供試体と同じであり、載荷板直下のせん断変形が大きいためと思われる。従って、今回の供試体では20cm間隔のスタッド配置は大きすぎるものと考えられる。ちなみに、限界状態に至る前の荷重段階では両者は一致した。

以上から、合成床版ではスタッドに作用するせん断力はずれ定数（バネ定数）として $k = 1.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}$ を用いた不完全合成理論で評価できることが明らかになった。

5. スタッドの最適配置のための設計法

φ13のスタッドを用いた合成床版のせん断力評価は、適切なバネ定数を与えた不完全合成の板曲げ解析で行えるが、バネ定数はスタッド径や鋼板厚等によって変化することは容易に推定される。本研究ではずれに対する限界状態はI.M.Viestの限界ずれに達した時点であり、この時のずれ定数は既往の押し抜き試験結果における限界ずれ発生時での荷重—ずれ曲線の接線に一致していた。この結果から、任意のスタッド径に対してもずれ定数は既往の押し抜き試験によるずれ定数を利用してよいと思われる。

次に、限界状態時の限界せん断抵抗力は、やはり、押し抜き試験における限界ずれに対応する荷重としてよいであろう。表7にφ13スタッドの限界状態せん断力 Q_{cr} を示した。表中、道路橋示方書の許容せん断力 Q_a も示したが、 Q_{cr} の約1/3程度となっている。

Q_a は降伏に対して3程度の安全率を有していることから Q_{cr} はほぼ降伏荷重と考えられる。さらに、 Q_{ult} の約1/2となっていることから、 Q_{cr} はBS5400の限界せん断力に近い値になっている。具体的にφ13のスタッドの Q_{cr} は約2600kgfであった。

表5 スタッドせん断力の解析値の実験値に対する比

供試体	スタッド番号	荷重(t)	せん断力比 (Q_t/Q')
BS1-A	A	6	3.44
	B	6	1.27
	C	6	1.03
	E	6	1.14
BS1-B	B	3	1.13
	C	3	1.19
	E	3	1.27
BS2-A	A	6	0.70
	B	6	1.46
	C	6	1.59
BS2-B	A	6	4.09
	B	6	1.52
	C	6	1.55

表6 板供試体のスタッドせん断力

供試体	スタッド番号	荷重(t)	Q_t (kgf)	Q (kgf)	せん断力比 (Q_t/Q')
PS1	AL	8	166	231	1.39
	BL	8	353	342	0.97
	CL	8	288	282	0.98
	AT	8	267	288	1.07
	BT	8	224	239	1.07
	CT	8	119	123	1.03
PS2	AL	8	614	663	1.08
	BL	8	1610	1174	0.73
	CL	8	1352	1090	0.81
	AT	8	585	649	1.11
	BT	8	858	765	0.89
	CT	8	690	490	0.71

注) 添字 L: 橋軸方向
T: 橋軸直角方向

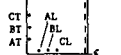


表7 限界せん断力の比較

研究者	H(cm)	Q_{cr} (kgf)	Q_{ult} (kgf)	Q_a (kgf)
I.M.Viest	10.2	2630	約 5600	878
B.Thurlimann	8.0	2650	約 5600	878
平城	6.5	2350	約 5600	805

さて、合成床版における限界状態として次の2つが考えられる。

- (1)鋼板の応力が降伏応力に達し、たわみが急増し始める状態、
- (2)最大スタッドせん断力が限界せん断力 Q_{cr} に達し、変形が急増する状態。

今回の実験によると、はりおよび板供試体において、スタッド間隔が10cmのものでは限界状態(2)に達する以前に限界状態(1)に達し、逆に、20cmのものは(2)が先行した。ゆえに、両限界状態が同時に発生するようスタッド配置を設計すれば最適になると考えられる。ちなみに、はり供試体について計算してみると、図16に示したように約15cmとなった。

ただし、この結果は静的荷重下のものであり、さらに疲労の照査を行わなければならない。この照査法については今後の課題としたい。

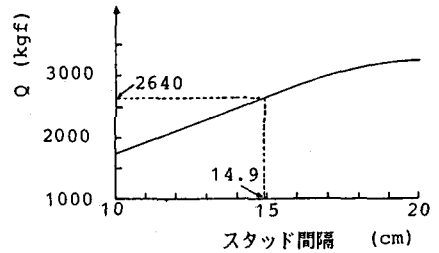


図16 スタッドの最適間隔

6. 結 論

ロビンソン型合成床版のスタッドに作用するせん断力の評価方法を示し、その妥当性を実験値と解析値との対応で考察した。この結果、スタッドに作用するせん断力は鋼板とコンクリートを結ぶバネに $k=1.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}$ を用いた不完全合成理論によって求められるバネ力と一致することを明らかにした。最後に、合成床版における最適スタッド配置について1方法を述べた。

参考文献

- 1)前田・梶川・岡本：鋼・コンクリート合成鋼床版の静的荷重試験，土木学会第39回年次学術講演会 1-137, 1984-10.
- 2)前田・梶川・岡本：合成鋼床版の走行荷重による疲労実験，土木学会第40回年次学術講演会 1-489, 1985-9.
- 3) Moffatt, K.R. & P.T.K.Lim: Finite element analysis of composite box girder bridges having complete or incomplete interaction, Proc. of the Inst. of Civil Engrs., Vol.61, Part 2, pp.1-22, March, 1976.
- 4) Viest, I.M.: Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-beams, Journal of the ACI, pp.875-891, April, 1956.