

新形式のずれ止め構造の強度特性に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON STRENGTH OF
A NEW TYPE OF STUD CONNECTOR

中井 博*、 竹中裕文**、 一ノ瀬伯子ルイザ***

By Hiroshi NAKAI, Hirofumi TAKENAKA and Luiza H. ICHINOSE

As a part of the development of the sliding method for the construction of slabs of the steel bridges, in which the precast concrete slabs are placed on an end of the steel girders and pushed out towards the opposite end of girders, a new type of stud connector was developed in this study. Push-out tests were executed to investigate the strength of these connections and then comparing the results with that of ordinary stud connectors, a quite unusual behavior was observed as detailed in this paper.

Key Words: stud connector, precast concrete slab, push-out test, strength of stud

1. まえがき

近年、熟練技能者の不足に伴い、建設現場における省力化が強く要望されるようになってきている。橋梁の建設においても同様な状況下であり、とくに型枠工・鉄筋工を必要とする床版の施工に対する合理化が緊急の課題として大きくクローズアップされてきている。また、床版の品質の確保や耐久性の向上も要求されている。このような状況から、各方面でプレキャスト床版に関する研究開発や設計・施工に対する技術基準の整備が試みられるようになってきている¹⁾。

プレキャストコンクリート床版を構成するプレキャストコンクリート板（以下、PC板という）の鋼桁上への敷設方法としては、通常、トラッククレーン、もしくは専用の門型クレーンにより、PC板を1枚ずつ所定の位置にセットしていく工法が用いられている。しかしながら、クレーンによる敷設が困難な場合や架橋地点が渓谷などの場合、スイスの例²⁾にみられるように、PC板を桁端部から押し出し敷設する工法が有利であり、わが国においても、最近、実橋で採用されている³⁾。この工法の場合、ずれ止めの溶植作業は、PC板の敷設後、現場で行う必要がある。そのため、現場作業の省力化が図れない。

そこで、上述のような問題点を解消するため、今回、PC板のスライド工法による敷設に適した新たなずれ止め構造を考案した。そして、文献4)に準じて製作した供試体によって、押抜き実験を実施し、これら新

*： 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)

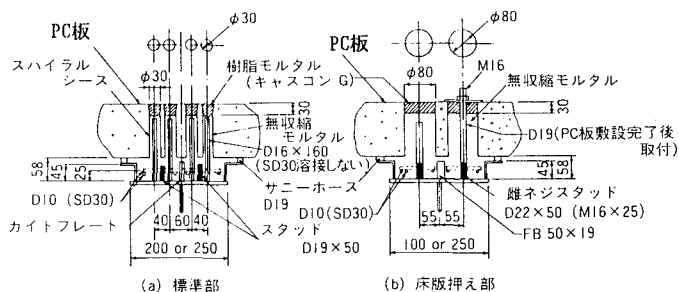
**： 工修 ㈱春本鐵工所 技術本部 本店設計部 (〒551 大阪市大正区南恩加島 6-20-34)

***： 工修 ㈱春本鐵工所 技術本部 本社設計部 (〒104 東京都中央区新川 2-26-3)

しいずれ止め構造の限界荷重、破壊荷重、および破壊性状を実験的に調べた。その結果、ずれ止めとしての有用性、および特記すべき強度特性を見出したので、ここに得られた知見を、報告する。

2. 新形式のずれ止め構造

図－1には、今回、考案した2種類のずれ止め構造の詳細を示す。主桁を工場製作する際、図－1(a)では着色部のスタッドが、また図－1(b)では雄ねじスタッドがそれぞれ溶植してある。いずれのスタッドの高さも、ハンチプレートの高さ以下に抑えられているので、PC板のスライド敷設作業時に、何ら支障をきたさない。



図－1 新形式のずれ止めの構造詳細

図－1(b)に示す床版押え部のずれ止め構造は、床版の浮き上がりを防止するためのもので、1.0 m 以内の間隔に配置し、それらの間には、図－1(a)に示すような構造のずれ止めを複数配置する。これらのずれ止めに用いるスタッドとしては、無収縮セメントモルタルとの付着効果を高めるため、すべて異形のものを使用する。なお、図－1(a)中のスパイラルシースは、異形鉄筋を挿入するための孔が直径 ϕ 30mm と小さく、孔を形成するための型枠の取り外しが困難であるので、埋め殺し型枠として用いる。

鋼桁の架設後、まず上フランジに溶植されたそれぞれのスタッドの両側に補強用の鉄筋(D10)を、橋軸方向に配置し、つぎに、それらの上にスタッドを囲むように橋軸直角方向の補強鉄筋を重ねて固定する。PC板をスライド工法により敷設した後、図－1(a)に示すように異形鉄筋を挿入し、また床版押え部では図－1(b)に示すように雄ねじスタッドを取り付ける。異形鉄筋の挿入に際しては、孔の内面と挿入鉄筋の間隔が保持されるように、なまし鉄線を異形鉄筋に巻き付けている。両構造とも、最終的には、ジベル孔内に無収縮モルタルを充填し、桁と床版とを一体化する。

この新しいずれ止め構造の特長は、下記のとおりである。

- ① スタッドの溶植作業は、全て工場内で行うことができる。
- ② プレキャストコンクリート床版と鋼桁とを一体化させて合成桁とするずれ止めの取付け作業は、現場で異形鉄筋を配置するか、あるいは雄ねじスタッドをねじ込むだけですむので、省力化が図れる。
- ③ ずれ止め用の孔は、従来のものより小さくてすみ、充填する無収縮モルタルの量が減少し経済的となる。
- ④ 現場で不可避の施工誤差の影響を受けずに、ずれ止めの配置作業を行うことができる。
- ⑤ ずれ止めは、ハンチプレートとガイドプレートとに挟まれたモルタル内に埋め込まれるため、両プレートによる拘束効果により、従来のずれ止め(スタッド)よりも高い強度特性が期待できる⁹⁾。したがって、ずれ止めの使用本数を、減じることが可能である。

3. 実験方法

3.1 供試体

新形式のずれ止めとしては、3種類の構造詳細が考案された。それらに対応するため、押抜き実験用の供試体は、各形式について3体ずつ、合計9体制作した。これらの供試体の一覧を、表－1に示す。また、供試体の構造詳細、および寸法を、図－2に示す。Type A 供試体とType B供試体との相違は、図－2に示すよ

うにスタッド周辺に配置される補強鉄筋の有無のみである。なお、Type C 供試体の雄ねじスタッドとしては、長さ 150 mm のものを用いるが、フランジに溶植された高さ 50 mm の雌ねじスタッドに 40 mm ねじ込むため、最終的なスタッドの高さは、160 mm となる。

押抜き供試体の製作方法は、H形鋼を左右に2分割し、実橋と同じ上向き状態でモルタルが充填されるように配慮した。充填モルタルの圧縮強度が設計基準強度に達したことを確認の後（養生3日間）、2分割された供試体のH形鋼のウェブを高力ボルトで締結し、押抜き実験が実施できる状態に組み立てた。

表-2には、コンクリート、および無収縮セメントモルタルの材料試験結果を示す。押抜き試験実施時のコンクリート、および無収縮モルタルの材令は、それぞれ 25～32日、6～13日であり、表-2の数値は、押抜き試験開始時と終了時に行った材料試験結果の平均値である。

また、表-3には、スタッド、および異形鉄筋の降伏点、ならびに引張強さを示す。

表-1 押抜き供試体の一覧

供試体の Type と番号	先付けスタッド*			後付けスタッド*			補強筋 の有無***
	種 類	本数**	d×h	種 類	本数**	d×h	
A-1	異 形 スタッド	4	D19×50	異 形 スタッド	6	D16×150	有
A-2							
A-3							
B-1	異 形 スタッド	4	D19×50	異 形 スタッド	6	D16×150	無
B-2							
B-3							
C-1	雌ねじ スタッド	4	D22×50	雌ねじ スタッド	4	D19×150	有
C-2							
C-3							

注： *先付けスタッドとは、工場内で溶植するずれ止めをいう。一方、後付けスタッドとは、現場で挿入、もしくは、ねじ込むずれ止めをいう。
 **本数は、片側のフランジに対するものである。
 ***この表におけるType A供試体とType B供試体との相違は、スタッド周辺に配置される補強筋の有無のみである。

表-2 コンクリート、およびモルタルの材料試験結果

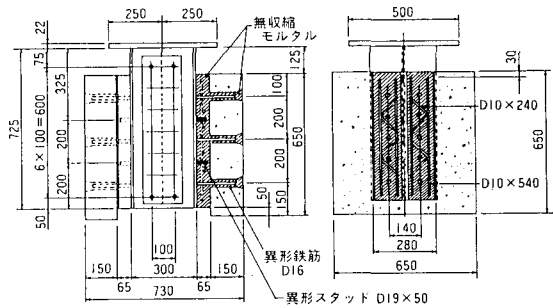
項目 種類	圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)
コンクリート	498	3.39×10^5
無収縮モルタル	605	2.30×10^5

1kgf/cm² = 0.098MPa

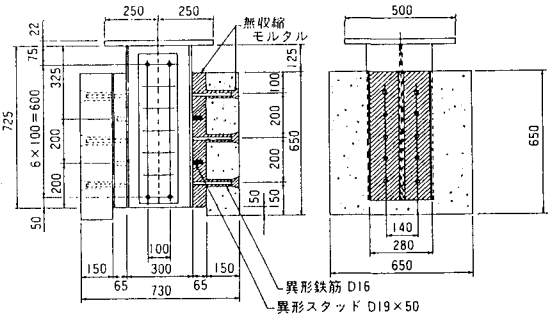
表-3 スタッド、および鉄筋の降伏点と引張強さ

項目 種類	直径 (mm)	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)
異形スタッド	19	3600	5000
ネジ付きスタッド	22	3500	5000
異形鉄筋	19	3300	4700
異形鉄筋	16	3600	5100
異形鉄筋	10	3400	4800

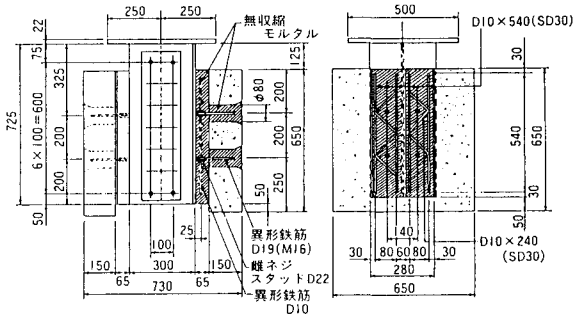
1kgf/cm² = 0.098MPa



(a) Type A供試体



(b) Type B供試体



(c) Type C供試体

図-2 供試体の形状・寸法（単位：mm）

3.2 実験方法

押抜き実験は、容量200tfの万能試験機を用いて行った。供試体の設置に際しては、供試体下面にセメントペーストを敷いて載荷面と支持面とが平行を保ち、かつ偏心荷重が作用しないよう、入念に設置作業を行った。

載荷は、文献6)のスタッドのせん断耐力の決め方を参考にして、残留ずれが $\delta = 0.08\text{mm}$ に達するまで、載荷と除荷とを何回も繰返す反復載荷する方法を採用した。しかし、最終的には、ずれ変位が通常のスタッド比べて極端に小さく、ほぼ最大荷重に達するまで、残留ずれ $\delta = 0.08\text{mm}$ に至らなかった。

3.3 計測方法

押抜き供試体のPC板とH形鋼との相対ずれ変位は、図-3に示すように、高精度変位計($1,000 \times 10^{-6}/\text{mm}$)を4箇所に取り付けて測定した。また、荷重の測定には、容量200tfのロードセルを用いた。

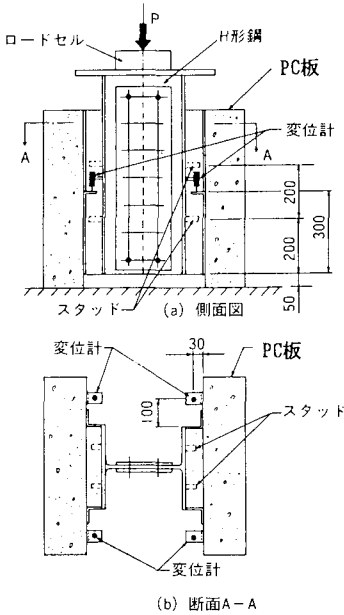


図-3 ずれ量、および荷重の測定位置

4. 実験結果とその考察

4.1 実験結果

押抜き試験により得られた各供試体の代表的な荷重 P - ずれ変位 δ の曲線を、タイプ別に図-4(a)~(c)に示す。これらの図におけるずれ変位 δ は、4つの測定値の平均値を用いて表してある。なお、図-4(b)において、 P - δ 曲線が途中までしか示されていないのは、変位計の損傷が予想されたのでこれらを取り外すしたためである。

これらの図より、新形式のずれ止め構

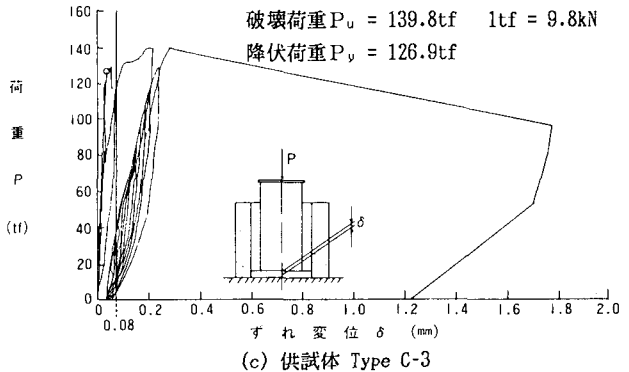
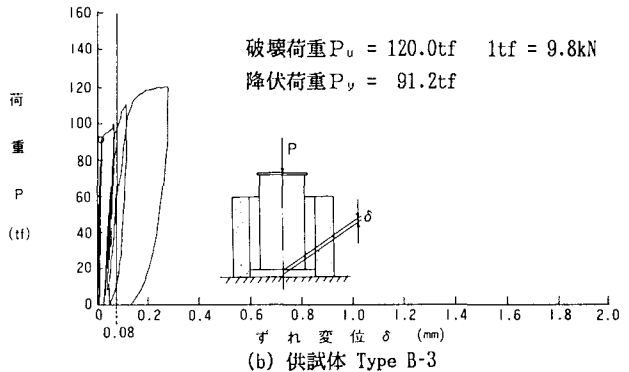
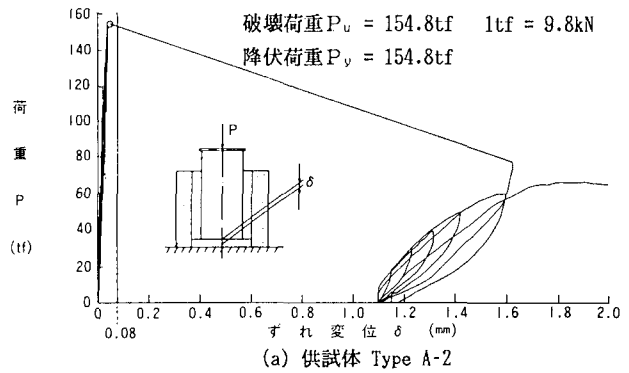


図-4 荷重-ずれ曲線の例

造の $P-\delta$ 曲線は、通常のスタッドの $P-\delta$ 曲線とは明らかに相違していることがわかる。すなわち、通常のスタッドの場合、載荷の初期の段階からずれ変位が生じ、かつ残留ずれが順次増大し、明確な荷重-ずれ変位曲線の急変点が特定できないという性質を有している。そのため、Viest⁶⁾は、残留ずれ 0.08 mm に対応する荷重を限界荷重と定義している。この限界荷重は、鋼材における降伏点に対応するものと考えられる。

ところが、新形式のずれ止め構造の場合、ずれ変位が極めて小さく、かつ荷重の載荷・除荷の繰り返しに対して、残留ずれは、大きなずれが発生するまでほとんど生じないという特性を有している。さらに、 $P-\delta$ 曲線の急変点が明確に特定できるので、とくに残留ずれ 0.08mm に対応する限界荷重を定義する必要がないと考えられる。

そこで、各供試体について、初期の荷重-ずれ変位曲線の急変点（図-4中に○印で示す）における荷重の大きさとずれ変位とを求めた。以下、ここでは、初期の荷重の急変点に対応する荷重を降伏荷重、最大荷重を破壊荷重とそれぞれ呼ぶことにする。各タイプ別の平均降伏荷重、破壊荷重、および降伏荷重時の平均ずれ変位 δ_y を、表-4に示す。

Type A と Type B との供試体構造上の相違は、図-2に示すようにスタッド周辺の補強鉄筋の有無のみである。このことから、表-4に示す両タイプの降伏、および破壊荷重を比較すると、無収縮モルタル内に配置した鉄筋の著しい補強効果が認められる。また、全タイプの降伏荷重時のずれ変位は、0.02~0.05mm程度であることもわかる。

表-4 各タイプの平均降伏荷重、破壊荷重、
および降伏荷重時の平均ずれ変位

供試体の タイプ	降伏荷重 P_y * (tf)	降伏荷重時の ずれ変位 δ_y (mm)	破壊荷重 P_u (tf)
Type A	148.6	0.049	148.6
Type B	88.9	0.015	108.4
Type C	127.5	0.038	134.0

1tf = 9.8kN

4.2 実験結果の考察

本構造におけるずれ止めの限界荷重を、上述したように鋼材における降伏点に相当するものと考え、表-4に示す各タイプの降伏荷重を用いて、ずれ止め1本当たりの許容せん断力 Q_0 を求め、道路橋示方書によるスタッドの許容せん断力 Q_0 と比較し、考察を加える。

本研究で対象としたずれ止めは、上述のように、ハンチプレートとガイドプレートとの間に充填されたモルタル内に埋め込まれているので、両プレートの拘束効果が、ずれ止めの耐荷性状に好結果をもたらすものと考えられる。したがって、そのせん断耐荷機構は、図-5に示す Roik らの研究成果⁵⁾に見られるように、側方の拘束を受

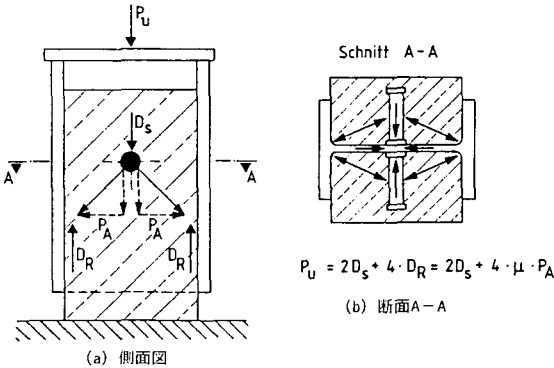


図-5 両フランジから拘束を受けるスタッドの耐荷機構⁵⁾

— 1442 —

ただし、Type A および B においては、せん断面Ⅰの場合、挿入した異形鉄筋がフランジと溶植されていないので、埋め込み長さの長いPC版内に埋め込まれているずれ止め部分を固定と考え、埋め込み長さの短いハンチプレートの高さに相当する部分を、ずれ止めの高さとした。

c) σ_{cs} の値は、表－2 に示したモルタルの圧縮強度試験結果から判断し、600kgf/cm² を共通して用いる。

以上の仮定を用いて算定した許容せん断力 Q_s を、実験により求められた許容せん断力 Q_d と比較して、表－5 に示す。

表－5 実験から求めた許容せん断力 Q_d と道路橋示方書から求められる許容せん断力 Q_s

供試体の タイプ	せん断面Ⅰ			せん断面Ⅱ		
	Q_d (tf/本)	Q_s (tf/本)	Q_d/Q_s	Q_d (tf/本)	Q_s (tf/本)	Q_d/Q_s
Type A	4.13 <2.054>	1.40 < 697>	2.95	6.19 <2.185>	1.28 < 451>	4.84
Type B	2.47 <1.229>	1.40 < 697>	1.76	3.70 <1.307>	1.28 < 451>	2.89
Type C	5.31 <1.874>	2.65 < 936>	2.00	5.31 <1.398>	3.56 < 936>	1.49

注：< > 内は、平均せん断応力度(kgf/cm²)である。1tf = 9.8kN。

1kgf/cm² = 0.098MPa。

この表から明らかなように、新形式のずれ止め構造の降伏荷重を基準に考えた許容せん断力 Q_s は、道路橋示方書から算定される許容せん断力 Q_s よりも、1.5～4.8倍大きいことがわかる。

まず、Type A の Q_d/Q_s の値は、せん断面Ⅰ、およびⅡとも、他のTypeに比べて大きく3.0～4.8であり、ずれ止めの使用本数の大幅な低減が可能となる。また、せん断面ⅠとⅡとでは、ずれ止めの径、および使用本数が異なるので、当然、 Q_s の値が異なる。しかし、ずれ止めの平均せん断応力度でみた場合、2,100kgf/cm²程度となる。一方、 Q_s の場合、モルタルの支圧強度で許容せん断力が定まり、平均せん断応力は、450～700kgf/cm²程度である。

つぎに、Type B の Q_d/Q_s の値は、1.8～2.9程度となっている。ずれ止め周辺に配置される補強鉄筋の作用が計算に反映されていないので、 Q_s の値は、Type A と Type B とで同じ値となる。補強鉄筋がないType B の場合でも、 Q_d は Q_s の2倍程度となっている。したがって、現場作業の面からすれば、Type A よりもType B の方が、好ましい構造であると思われる。

最後に、Type C のずれ止めは、ねじ継手部を有するだけで、従来の異形スタッドと何ら構造的な変化がない。しかし、ハンチプレートとガイドプレートとの配置の仕方により、ずれ止め周辺のモルタルに拘束効果が生じ、 Q_d/Q_s の値が1.5～2.0程度になったものと思われる。

以上の考察では、 Q_s を算定する際、安全率として $\gamma_s=3.0$ を採用しているので、今後、この安全率の合理的なとり方については、検討の余地が残されている。

4.3 降伏荷重、および許容せん断力の算定式に関する検討

ここでは、上述の実験結果にもとづき、降伏荷重、および許容せん断力の算定式の検討を行う。

(1) 降伏荷重の算定式に関する検討

供試体は、ほぼ同様なパターンで破壊した。試験後、ハンチプレートをガス切断して充填モルタルのひびわれ状況を観察した。図-7には、代表的な破壊パターンを示す。破壊は、図中の点線で示すように上部の充填モルタルの斜めひびわれ部分とせん断面 I とに生じていることがわかる。なお、異形鉄筋、あるいは、スタッドが降伏しているかどうかは、今回、確認できなかった。

本ずれ止め構造には、高強度の無収縮セメントモルタルが充填され、かつこのモルタルが実際の橋梁に用いられるものと同程度の剛性を有するハンチプレートにより拘束を受けるので、充填モルタルの強度は相当高くなっているものと考えられる。とくに、Type A 供試体では、無収縮モルタル内に補強鉄筋が配置されているのでその効果も追加されるものと考えられる。しかしながら、今回の実験から、これらの効果について定量的な評価を加えることは困難である。

以上のようなことを考慮し、コンクリートの強度が高い場合のずれ止めのせん断強度算定式として、Roik が提案しているスタッドの引張強さを用いる式⁹⁾を参考にして、まず、ずれ止めの降伏荷重として異形鉄筋 (D16) の抵抗力を考慮した。ここでは、さらに充填モルタルのせん断抵抗力、および図-7に示すモルタルの斜めせん断破壊面内に配置された補強鉄筋 (D10) の抵抗力が追加されるものと考えた。ずれ止めのせん断降伏荷重がこれら3つの抵抗力の和として与えられるものと考えると、せん断降伏荷重の算定式は、次式のように書ける。

$$P_{y,1} = n_1 A_{s,1} \sigma_{sy1} + A_c \tau_{yu} + n_2 A_{s,2} \sigma_{sy2} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

$P_{y,1}$: せん断降伏荷重(kgf)

n_1 : せん断面 I 内に配置された異形鉄筋の本数

$A_{s,1}$: せん断面 I 内に配置された異形鉄筋 1 本当たりの断面積(cm^2)

σ_{sy1} : せん断面 I 内に配置された異形鉄筋の降伏強度(kgf/cm^2)

A_c : 充填モルタルのせん断面積(cm^2)

τ_{yu} : 充填モルタルのせん断強度 ($\tau_{yu} = 0.252 \sigma_{ck} - 0.000246 \sigma_{ck}^2$ (kgf/cm^2))⁹⁾

n_2 : 充填モルタルの斜めせん断破壊面内に配置された補強鉄筋の本数

$A_{s,2}$: 充填モルタルの斜めせん断破壊面内に配置された補強鉄筋 1 本当たりの断面積(kgf/cm^2)

σ_{sy2} : 充填モルタルの斜めせん断破壊面内に配置された補強鉄筋の降伏強度(kgf/cm^2)

そして、この式を用い、実験データを整理してみた。その際、降伏荷重の実験値と比較するため、異形鉄筋の降伏強度としては、表-3に示す材料試験結果を用いた。表-6には、上述の算定式(3)により供試体の降伏荷重を求めた結果を示す。なお、Type-Bについては、充填モルタル内に補強鉄筋を配置していないので、算定式(3)の右辺の第3項は、除いてある。

Type-A、および C の降伏荷重の算定値は、実験結果とほぼ一致している。Type-Bに関しては、充填モルタルが鉄筋によって補強されていないので、先に破壊が生じ、実験値の方が、算定値よりも小さくなったのではないと思われる。

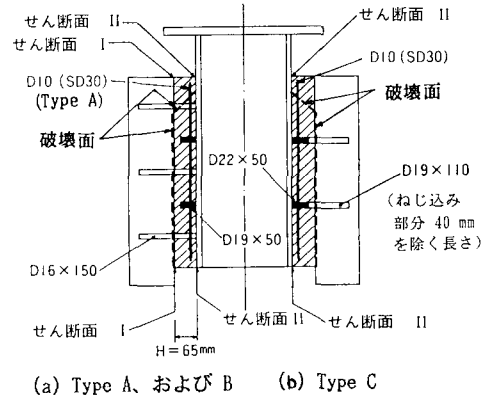


図-7 供試体の破壊パターン

表－6 セン断面Ⅰに対する降伏荷重の算定値と実験値との比較

供試体の タイプ	$n_1 A_{s1} \sigma_{sy1}$ (tf)	$A_c \tau_{yu}$ (tf)	$n_2 A_{s2} \sigma_{sy2}$ (tf)	$P_{y,1}$ (tf)	P_y^* (tf)	$P_{y,1}/P_y^*$
Type A	86.8	33.5	22.0	142.3	148.6	0.958
Type B	86.8	33.5	—	120.3	88.9	1.353
Type C	79.3	33.5	22.0	134.8	127.5	1.057

注： P_y^* は、実験から求めた平均降伏荷重である。1tf = 9.8kN。

一方、せん断面Ⅱに対しては、文献５）を参考にし、図－５において、まずスタッド自身のせん断抵抗力（ D_s ）と充填モルタルの拘束に伴う摩擦力（ $2D_R = 2\mu P_A = \mu D_s$ ）とを考慮し、ここでは、さらに充填モルタルと鋼材との付着力も考慮した。このように考えると、ずれ止めのせん断降伏荷重の算定式は、次式のように書ける。

$$P_{y,11} = (1.0 + \mu) n_3 A_{s3} \sigma_{sy3} + A_{bod} \tau_{bod} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

$P_{y,11}$ ：せん断降伏荷重(kgf)

μ ：充填モルタルと鋼との摩擦係数（0.5）¹⁰⁾

n_3 ：せん断面Ⅱ内に配置された異形スタッドの本数

A_{s3} ：せん断面Ⅱ内に配置された異形スタッド１本当たりの断面積(cm²)

σ_{sy3} ：せん断面Ⅱ内に配置された異形スタッドの降伏強度(kgf/cm²)

A_{bod} ：充填モルタルと鋼との付着面積(cm²)

τ_{bod} ：充填モルタルの付着強度（ $\tau_{bod} = 0.4 \times 0.6 \times \sigma_{ck}^{2/3}$ (kgf/cm²）¹¹⁾

表－７には、算定式(4)により求めた降伏荷重を示す。この表より、せん断面Ⅱに対する降伏荷重の算定値 $P_{y,11}$ は、実験値、およびせん断面Ⅰに対する降伏荷重の算定値 $P_{y,1}$ よりもかなり大きくなっている。しかしながら、せん断面Ⅱに配置されるスタッドが少ない場合には、この部分が先に破壊する可能性もある。

表－７ セン断面Ⅱに対する降伏荷重の算定値と実験値との比較

供試体の タイプ	$(1.0 + \mu) n_3 A_{s3} \sigma_{sy3}$ (tf)	$A_{bod} \tau_{bod}$ (tf)	$P_{y,11}$ (tf)	P_y^* (tf)	$P_{y,11}/P_y^*$
Type A	122.4	57.5	179.9	148.6	1.211
Type B	122.4	57.5	179.9	88.9	2.024
Type C	159.6	57.5	217.1	127.5	1.703

注： P_y^* は、実験から求めた平均降伏荷重である。1tf = 9.8kN。

(2) 許容せん断力の算定式に関する検討

今回のようなずれ止め構造では、ずれが著しく小さいため、従来のような手法により許容せん断力を求めることができない。ここでは、上述の2つの降伏荷重算定式に基づいて、許容せん断力算定式について検討してみた。その際、せん断面Ⅰ、および、せん断面Ⅱに対する許容せん断力の検討を行う必要があり、設計に用いる許容せん断力としては、両者のうちの小さい方の値を採用するのがよいと考える。

a) せん断面Ⅰに対する許容せん断力

せん断面Ⅰに対する降伏荷重算定式(式(3))の右辺第2項、および3項については、補強鉄筋を配置しない場合には期待できないので、安全側に考えて第1項のみを考慮すると、せん断面Ⅰに対する鉄筋1本当たりの許容せん断力 $Q_{a,1}$ は、次式で与えられる。

$$Q_{a,1} = A_{s,1} \sigma_{sy,1} / \nu_{y,1} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

- $A_{s,1}$: せん断面Ⅰ内に配置された異形鉄筋1本当たりの断面積(cm^2)
- $\sigma_{sy,1}$: せん断面Ⅰ内に配置された異形鉄筋の降伏強度(kgf/cm^2)
- $\nu_{y,1}$: せん断面Ⅰの降伏に対する安全率

b) せん断面Ⅱに対する許容せん断力

降伏荷重算定式(4)の右辺第2項は付着によるものであるので、安全側に考えて、設計上は考慮しないこととする。また、同式の右辺第1項に関しては、実橋において使用されるハンチプレートの剛性は、一般に今回の供試体のものよりも大きいと考えられるので、充填モルタルの拘束に伴う摩擦力による抵抗力を考慮することとした。以上のような考え方にもとづくと、せん断面Ⅱに対するスタッド1本当たりの許容せん断力は、次式で与えられる。

$$Q_{a,11} = (1.0 + \mu) A_{s,11} \sigma_{sy,11} / \nu_{y,11} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、

- $A_{s,11}$: せん断面Ⅱ内に配置された異形スタッド1本当たりの断面積(cm^2)
- $\sigma_{sy,11}$: せん断面Ⅱ内に配置された異形スタッドの降伏強度(kgf/cm^2)
- $\nu_{y,11}$: せん断面Ⅱの降伏に対する安全率
- μ : 摩擦係数 (0.5)¹⁰⁾

4.4 許容せん断力に関する比較・検討

供試体は、せん断面Ⅰで破壊したので、上述の許容せん断力算定式(式(5))により安全率 $\nu_{y,1}=1.7$ としたときの許容せん断力 $Q_{a,1}$ を求め、実験から求めたずれ止め1本当たりの平均降伏荷重 Q_y^* 、および道路橋示方書から求められる許容せん断力 Q_a と比較してみた。ただし、ここでは異形鉄筋(SD30)の降伏強度は保証値 $\sigma_{sy} = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$ を、充填モルタルの圧縮強度は設計基準強度 $\sigma_{ck} = 500 \text{ kgf/cm}^2$ を、それぞれ用いた。表-8には、これらの結果を示す。

表-8 実験から求められたずれ止め1本当たりの平均降伏荷重と許容せん断力との比較

供試体の タイプ	Q_y^* (tf)	$Q_{a,1}$ (tf)	$Q_y^*/Q_{a,1}$	Q_a (tf)	Q_y^*/Q_a	$Q_{a,1}/Q_a$
Type A	12.38	3.55	3.49	1.28	9.67	2.77
Type B	7.41	3.55	2.09	1.28	5.79	2.77
Type C	15.94	5.00	3.19	2.42	6.59	2.07

注： Q_y^* は、実験から求めたずれ止め1本当たりの平均降伏荷重である。1tf = 9.8kN。

この表より、式(5)によって求めた許容せん断力 $Q_{a,1}$ は、スタッド、あるいは異形鉄筋1本当当たりの降伏荷重 $Q_{y,*}$ に対して、Type A、および Cで 3.2～3.5、またType Bで 2.1以上の安全率を確保している。道路橋示方書による許容せん断力 Q_a と式(5)による $Q_{a,1}$ との比は、Type A、および Bで 2.8倍、またType Cで2.1倍となっている。すなわち、式(5)にしたがえば、従来のスタッドに比較して、スタッドの使用本数を1/2～1/3以下に減じることが可能となる。プレキャストコンクリート床版を用いる合成桁橋においては、これらの諸点は、現場でのモルタルの充填作業の省力化や高価な材料の使用の削減につながる有用な知見であると考えられる。ただし、スタッドや鉄筋の配置の仕方によっては、算定式(4)、あるいは(6)により、降伏荷重、ならびに許容せん断力が定まる場合があるものと思われる。

4.5 破壊性状

各タイプとも特記すべき異常な破壊性状は、見られなかった。また、当初、Type A、および Bで予想されたH形鋼とプレキャストコンクリート版とのはく離現象は全く見られず、また後付けスタッド（異形鉄筋）は充填モルタル内に強固に定着されていたものと考えられる。

5. あとがき

プレキャストコンクリート板の押出し敷設工法を前提とした新しい3種類のずれ止め構造について、押抜き実験をした結果、次の事項が明らかになった。

- 1) 3種類のずれ止め構造とも、ずれ変位は極めて小さく、かつ明確な荷重の急変点がみられる。
- 2) したがって、本構造のずれ止めの場合、従来のスタッドとは異なり、残留ずれ $\delta = 0.08\text{mm}$ に対する限界荷重を求めることができない。
- 3) そこで、まず荷重の急変点を降伏荷重 P_y と定義して、それを安全率 ν_y で割ってずれ止め1本当たりの許容せん断力を評価した。その際、安全率 $\nu_y = 3.0$ を用いると、各タイプのずれ止めの許容せん断力は、現行の道路橋示方書から算出されるものよりも、1.5～4.8倍大きな値をとれることがわかった。
- 4) とくに、Type Aと Type Bとの降伏荷重の比較から、充填モルタル内の補強鉄筋の効果が、顕著であった。
- 5) また、従来とほぼ同じ構造形式で配置されるType Cのずれ止めの場合でも、ハンチプレートとガイドプレートとに挟まれたモルタル内にずれ止めが埋め込まれるので、その拘束効果により、許容せん断力の向上が認められた。
- 6) つぎに、算定式(3)により求めた降伏荷重は、Type Bを除いて実験値とほぼ一致した。
- 7) 算定式(5)によって求めた許容せん断力 $Q_{a,1}$ は、スタッド、あるいは異形鉄筋1本当当たりの降伏荷重 $Q_{y,*}$ に対して、Type A、および Cで 3.2～3.5、Type Bで 2.1以上の安全率が確保されている。また、道路橋示方書による許容せん断力 Q_a と式(5)による $Q_{a,1}$ との比は、Type A、およびBで2.8倍、Type Cで 2.1倍となった。
- 8) ただし、スタッドや鉄筋の配置の仕方によっては、算定式(4)、および(6)により、降伏荷重、ならびに許容せん断力が定まる場合もあるものと思われる。

上述の結果は、実験パラメータが限られた範囲内で、しかも押抜き実験のみによるものである。そのため、一般性のある結論を得るためには、今後、下記の項目について研究する必要がある。

- 1) ずれ止め本数、配置、径、長さ、およびモルタル強度などを実験パラメータとし、モルタルのハンチプレートによる拘束度との関連性をもたせた押抜き実験を行う必要がある。
- 2) 本形式のずれ止めは、使用本数の低減が可能であるが、使用本数を減じると、活荷重による作用せん断力が大きくなるので、疲労に対する検討も必要である。
- 3) 今回の押抜き実験では、H形鋼とプレキャストコンクリートとの間に、はく離現象が認められなかつ

た。しかし、繰返し載荷を受ける場合、両者のはく離現象に対する問題が残されているので、曲げ試験などを通じて確認すべきである。

謝 辞

本実験を実施するに当たり、多大の御指導・御助力を頂いた大阪工業大学・栗田章光助教授、ならびに関係各位に心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 中井 博編：プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工、森北出版、1988年5月
- 2) Dauner, H. G. : Entwicklungstendenzen im Schweizer Verbund-brückenbau, Fortschritte in der Verbund technik, Sonderdruck der Fortschritt-Berichte der VDI Zeitschriften, Reihe 4, Nr.33, S.97-111, 1976
- 3) 安達 功：シーサイドカントリー橋架設工事（愛媛県）、日経コンストラクション、1991年2月
- 4) 土木学会編：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン、構造工学シリーズ3、p.94、平成元年3月
- 5) Roik, K. und Hanswille, G. : Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Der Stahlbau, Jahr.52, H.10, S.301-308, Okt.1983
- 6) Viest, I. M. : Investigation of Stud Shear Connector for Composite Concrete and Steel T-Beams, Journal of the American Concrete Institute, pp.857-891, April 1956
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、丸善、平成2年2月
- 8) Roik, K. : Stahlbau Handbuch, Für Studiumund Praxis, Band 1, Stahlbau-Verlags-GmbH, 1982
- 9) 前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式、土木学会論文報告集、V-1、pp.133-141、昭和59年2月。
- 10) Eurocode 4 : Composite Steel and Concrete Structures, Print Draft, 1984
- 11) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編）、土木学会、昭和61年10月

（1993年 9月16日受付）