

[81] スタッドジベルによる鋼材とコンクリートとの応力の伝達について

正会員 池田 尚 治 (横浜国立大学工学部)
 大町 武 司 (本州四国連絡橋公団)
 森 章 (本州四国連絡橋公団)
 正会員 ○山口 隆 裕 (横浜国立大学工学部)

1. 緒 言

本研究は形鋼と鉄筋とを併用した鉄骨鉄筋コンクリート構造物に関する研究のうち形鋼のコンクリート中への定着を対象としてスタッドによる鋼材とコンクリートとの応力伝達に関する実験的な研究を行ったものである。

2. 実験計画および使用材料

実験によつて検討を加える主な項目は次のようなものとした。

- a) スタッドが水平にコンクリート中に配置された場合、コンクリートの硬化前の沈下、およびブリージングがスタッド接合部の変位と強度に及ぼす影響 b) スタッドの間隔の影響 c) すべり変位とスタッド内に生ずる応力との関係 d) 鋼材とコンクリートとの付着挙動およびスタッドと付着との累加特性
 e) H形鋼のスタッドによる定着特性 f) 載荷が押抜き力または引抜き力による場合のせん断伝達特性の相違 g) スタッドの設計式に関する検討。

以上の項目を検討するにあたり、実験をできるだけ小型化し、合理的に行なうことを心がけ、次のように3つのタイプの供試体を作製して実験を行うこととした。

タイプⅠは、実構造物に用いるのと同じ寸法の $\phi 2.2\text{mm}$ 、長さ 144mm のスタッドを、厚さ 30mm の鋼板の両面に溶接してコンクリートに埋め込んだものである。供試体の種類としては、スタッドの間隔を 5cm (2.27ϕ)、 10cm (4.55ϕ)、 15cm (6.82ϕ)、およびスタッドなし、の4種類、コンクリートの打込み方向とスタッドの支圧方向とが同じ場合、および逆の場合の2種類、鋼板の付着の有無、を要因として変化させた押抜き供試体を10体とした。ここで、付着の除去は、鋼板の表面にビニールテープを貼ることによつて行つた。供試体の要因別一覧を表-1に、形状を図-1に示す。

タイプⅡは、実構造物に用いる鋼材をH形鋼と想定して、 $\phi 7\text{mm}$ 、長さ 30mm の丸鋼スタッドを溶接した $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ H形鋼をコンクリート中に埋め込んだものとした。供試体の種類としては、スタッドを1断面に6本配置したものを、 5cm (7.1ϕ)間隔、 10cm (14.3ϕ)間隔、およびスタッドなしの3種類、タイプⅠと同じくコンクリートの打込み方向を正、逆の2種類、H形鋼表面の付着の有無、を要因として変化させた押抜き供試体を8体とした。ただし、付着の影響を軽減するために、付着有りの場合も表面積の $1/2$ の付着を除くこととした。表-2にこれらの供試体の一覧を、図-2に供試体の形状を示す。

タイプⅢは、厚さ 10mm 、幅 40mm 、コンクリートへの埋め込み長 275mm の鋼板の両面に $\phi 7\text{mm}$ 、長さ 30mm の丸鋼スタッドをつけた引抜き供試体であつて、主として押抜き荷重と引抜き荷重との影響を比較するためのものである。供試体の一覧を表-3に示す。

コンクリートは、最大粗骨材寸法を 10mm 、目標スランプ値を 8cm 、目標強度を 240Kg/cm^2 のブレンコンクリートとした。なお、試験時のコンクリートの圧縮強度は、平均 288Kg/cm^2 (標準養生では 297Kg/cm^2)であつた。 $\phi 2.2\text{mm}$ のスタッドは、材質SR24、降伏点 29Kg/mm^2 、引張強さ 47Kg/mm^2 の丸鋼を加工し、 $\phi 35\text{mm}$ 、長さ 12mm の頭付きとしたものであり、 $\phi 7\text{mm}$ のスタッドは、引張強さ 55Kg/mm^2 の丸鋼を切断したものである。

3. 実験結果と考察

(1) タイプ I について

(a) 耐力

載荷方法は、道路協会の道路橋示方書による式によつて算出した許容荷重を 1.5 倍して地震時荷重とし、これを基準として載荷を行った。 σ_{ck} を 240 Kg/cm^2 とした許容値は 2.25 ton で、これを 1.5 倍した値は 3.38 ton となる。これから、スタッドが 4 本の場合には 13.5 ton 、6 本の場合には 20 ton を地震時荷重とした。載荷は地震時荷重で 5 回繰り返し、以後、破壊するまで載荷した。途中、適宜繰返し載荷を行つて繰返し荷重による挙動を把握した。表-1 に各供試体の最大耐力、およびその時のスタッド 1 本当たりの耐力を示す。

今、スタッドのせん断耐力として、せん断降伏に対して $\sigma_y / \sqrt{3}$ 、せん断破壊に対して $\sigma_u / \sqrt{3}$ とすれば、この時のスタッド 1 本当たりの耐力はそれぞれ $Q_y = 6.36 \text{ ton}$ 、 $Q_u = 10.3 \text{ ton}$ となる。これらの値を実験値と比較すると、スタッドの間隔が 10 cm 、および 15 cm の場合には降伏荷重を相当上まわり、せん断破壊耐力に近い値に達している。間隔が 5 cm の場合には、スタッドがせん断降伏する前にコンクリートが割裂して耐力を失つた。このことから、前述の示方書でスタッド最小間隔として 10 cm または直径の 5 倍という規定はほぼ適当なものと考えられる。なお、この実験では、スタッドの大きさに比べてそれを埋め込むコンクリートブロックの大きさが比較的小さいので最大耐力も小さい値となつている。

(b) すべり変位

供試体の載荷端でない側の鋼板端と、コンクリートとの間の相対変位量をダイヤルゲージを用いて測定した。図-3 に示すようにスタッドのない供試体の場合でも、鋼板とコンクリートとの付着特性は、コンクリートの打込み方向によつて大幅に異なる結果となつた。これは、鋼板の表面の微小な凹凸部分でコンクリートの硬化前の沈下の影響が生ずるためだと思われる。

また、逆打ちの場合でも最大荷重に到達後耐力が大きくは低下せず、 4 mm のすべりが生じていても約 9.4 Kg/cm^2 (最大値 12.7 Kg/cm^2 の 74%) の付着応力を保持している。一方、コンクリートを正打ちした供試体 (I-O-U) では $\tau_0 = 5 \text{ Kg/cm}^2$ 程度からすべり変位が大きくなり、 1.5 mm 程度の変位になつて最大応力である 9.3 Kg/cm^2 に達している。

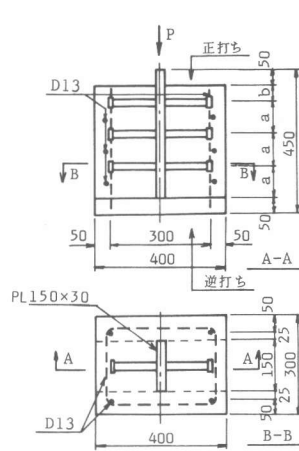


図-1 タイプ I 供試体

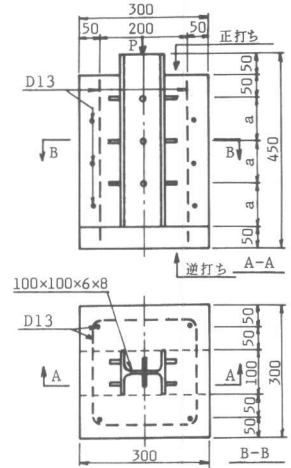


図-2 タイプ II 供試体

表-1 タイプ I 供試体一覧表

No	供試体名称	スタッドの軸方向の中心間隔 a (cm)	コンクリートの打込方向	付着の有・無	スタッド数 (本)	図-1の b (mm)	最大耐力 (ton)	最大耐力スタッド数
1	I-O-U	—	正	有	0	—	11.7	—
2	I-O-L	—	逆	—	—	—	16.0	—
3	I-5-NU	5	正	無	6	200	26.2	4.37
4	I-5-NL	—	逆	—	—	—	27.0	4.5
5	I-10-NU	10	正	—	—	50	50.5	8.42
6	I-10-NL	—	逆	—	—	—	54.5	9.08
7	I-10-U	—	正	有	—	—	55.8	9.3
8	I-10-L	—	逆	—	—	—	65.7	10.95
9	I-15-NU	15	正	無	4	—	38.0	9.5
10	I-15-NL	—	逆	—	—	—	38.6	9.65

注：スタッドの軸方向の中心間隔は図-1の a をさす

表-2 タイプ II 供試体一覧表

No	供試体名称	スタッドの軸方向の中心間隔 a (cm)	コンクリートの打込方向	付着の有・無	スタッド数 (本)	最大耐力 (ton)	最大耐力スタッド数
1	II-O-U	—	正	有	0	12.7	—
2	II-O-L	—	逆	—	—	17.0	—
3	II-5-NU	5	正	無	36	44.0	1.22
4	II-5-NL	—	逆	—	—	49.5	1.38
5	II-5-U	—	正	有	—	57.0	1.58
6	II-5-L	—	逆	—	—	62.7	1.74
7	II-10-NU	10	正	無	18	31.8	1.77
8	II-10-NL	—	逆	—	—	37.0	2.06

注：スタッドの軸方向の中心間隔は図-2の a をさす

表-3 タイプ III 供試体一覧表

No	供試体名称	スタッドの軸方向の中心間隔 (cm)	付着の有・無	スタッド数 (本)	最大耐力 (ton)	最大耐力スタッド数
1	III-0	—	有	0	5.15	—
2	III-5(1)	5	—	10	11.8	1.18
3	III-5(2)	—	—	—	11.75	1.18
4	III-5-N	—	無	—	8.7	0.87
5	III-8	8	有	6	9.25	1.54
6	III-8-N	—	無	—	7.8	1.3

注：コンクリートの打込方向はすべて横打ちである

図-4に、スタッドが10 cm間隔で鋼板の付着のない場合の荷重-すべり変位の実験結果を示す。この図に示されるように、変位の挙動はコンクリートの打込み方向の相違によって大幅に異なっており、地震時荷重20 tonが作用した後の残留変位が逆打ちの場合約0.4 mmであるのに対し、正打ちの場合には約0.24 mmで6倍の値となつている。また、最大耐力も両者の間で若干異なっており、逆打ちの方が10%程度大きくなつている。これは明らかに、正打ちではコンクリートの硬化前の沈下とブリージングの影響によりスタッドの支圧面に空隙ができていたためと考えられる。また、地震時荷重を除荷後、再び載荷するときのすべり変位は初回載荷時とほぼ同様に剛性が相当に小さい。しかしながら鋼材に付着がある場合には、除荷後の剛性が図-5に示すように大きくなつている。このような現象はスタッドの間隔が5 cmの場合も15 cmの場合も同様に認められた。

(c) スタッドの応力

スタッド上面に貼付したストレインゲージの測定結果から、スタッド内の応力はコンクリートの支圧変形、割裂ひびわれ等に大きく影響されることが示された。典型的な例として、I-10-NL、およびNLの場合の上段のスタッドにつきスタッドのつけ根から2 cmの位置のスタッド上面のひずみの測定結果を図-6に示す。図-6に示されるように、コンクリートが正打ちでスタッドの下側のコンクリートに弱点があると、スタッドはつけ根部で水平のまま変位する傾向にあるのでひずみは圧縮を示す。荷重が増大してスタッドつけ根部が曲げ降伏すると、つけ根部でスタッドが若干傾斜するため、固定度がゆるんでひずみが引張方向に進むものと考えられる。その後、コンクリートの支圧面の圧壊や割裂が生じ急激に再び圧縮ひずみとなつたものと考えられる。コンクリートが逆打ちの場合には、支圧面が強固であつてスタッドの変形も小さいのでひずみの値も小さい。なおスタッドのつけ根から10 cm位置(4.5φ)のひずみが最大荷重時とほぼ降伏ひずみに達していることから、スタッドの長さとしてそれ以上の長さの部分も有効に作用していることが認められた。

(2) タイプIIについて

(a) 耐力およびすべり変位

載荷は、タイプIと同様に道路橋示方書の式を用いて算出した許容荷重を1.5倍した地震時荷重を基準として載荷した。 $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$ とした値は0.179 tonであり、これを1.5倍した値は0.268 tonである。これから、スタッドが18本の場合には4.8 ton、36本の場合には9.6 tonを地震時荷重とした。載荷方法はタイプIと同様に行つた。表-2に各供試体の最大耐力、およびその時のスタッド1本当りの耐力を示す。

今、スタッドのせん断破壊に対して $\sigma_u/\sqrt{3}$ をとれば $Q_u = 1.22 \text{ ton}$ となり、スタッドが18本の場合、 $P_u = 2.2 \text{ ton}$ 、36本の場合4.4 tonとなる。これらの値を付着のない供試体の実験値と比べると、実験値の方が前者で1.4倍~1.7倍、後者が1.0倍~1.1倍大きくなつている。タイプIIの実験においても、タイプIの場合

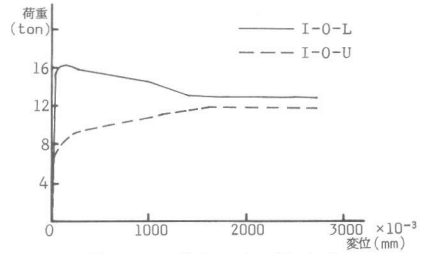


図-3 荷重-すべり変位

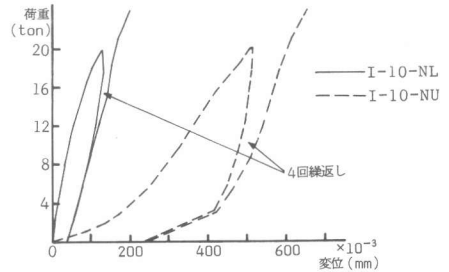


図-4 荷重-すべり変位

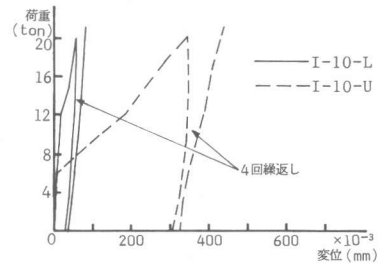


図-5 荷重-すべり変位

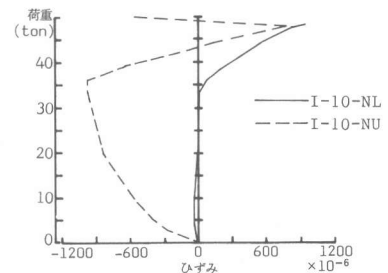


図-6 スタッドつけ根近傍のひずみ

と同様にコンクリートの打込み方向の相違によつてスタッドの有無にかかわらず耐力に大きな相違が見られた。付着の影響については、タイプⅠの場合と同様に付着のみによる耐力とスタッドのみによる耐力との累加強度が、付着とスタッドとを有する場合の耐力にほぼ等しいことが認められた。

スタッドを有する供試体は、すべて側面に鉛直のひびわれが発生した。スタッドがない場合、およびスタッドの間隔が10cmの場合には、押抜き力によつてH形鋼のみがコンクリートブロックから押抜かれたが、スタッドの間隔が5cmの場合には、H形鋼のフランジに狭まれた部分のコンクリートもH形鋼と一緒にとなつて押抜けた。

(3) タイプⅢについて

スタッドの間隔が8cm(1.14φ)で付着がない場合、スタッド1本当りの耐力は1.3tonであつて $\sigma_u/\sqrt{3}$ の値を上まわつている。スタッドの間隔が5cm(7.1φ)の場合には、スタッド1本当たり0.87tonで若干小さな値となつている。鋼板を埋め込んだコンクリートブロックの断面積が10cm×10cmで相当に小さいため、コンクリートにひびわれが容易に発生し、タイプⅡのH形鋼による押抜き載荷の場合のように大きな耐力を発揮することができなかつたが、耐力的にはタイプⅠの場合とほぼ同様であることが認められた。表-3に実験結果の概略を示す。

4. すべり変位量の算定式

コンクリートの品質は実用上あまり大きな相違がないとすれば、すべり変位の算定式は次式の形が考えられる。ただし、スタッドの長さは4φ以上、スタッドの間隔は4φ以上とする。

$$\delta = \alpha \frac{Q}{\phi} \quad \text{--- ①} \quad \text{または} \quad \delta = \alpha \frac{\pi}{4} \phi \cdot \tau \quad \text{--- ②}$$

ここに、Q：スタッド1本に作用する力(kg)、φ：スタッドの直径(cm)、τ：スタッドのせん断応力度(実験結果から、αの値は次のように求められる。

設計荷重時 NU：4.5×10⁻⁶、NL：7×10⁻⁶、U：2.0×10⁻⁶、L：2×10⁻⁶
 限界荷重時 3.0×10⁻⁶ (供試体の条件の相違を考慮せず同一の値とした。)

ここで、N：付着なし、U：コンクリート正打ち、L：コンクリート逆打ち

①式によつて算出した値と実験値との比較は、表-4に示すようにコンクリートが早く破壊したNUタイプの限界荷重時を除いて比較的一致しており、①式または②式は、すべり変位量を把握するために極めて有用であると思われる。

5. スタッドのせん断耐力について

タイプⅠ、Ⅱ、Ⅲの3種類の実験結果から、各供試体の最大荷重時におけるスタッドのせん断応力度を、スタッドの間隔を変数として表わしたのが図-7である。この図より、スタッドの間隔が大きいく程、スタッド1本当りのせん断応力は大きくなつてはいるが、実用上はほぼ4φ以上の間隔があればよいことがわかる。

6. 結論

スタッド接合に関し、すべり変位量を求める簡便な式を見出したこと、H形鋼をスタッド定着する場合の挙動を把握したこと等、2.で述べた実験計画の目的がほぼ達せられた。

参考文献：池田、上田、樋口、山口、形鋼鉄筋併用コンクリート構造の研究

第3回JCI講演論文集 1981年(発表予定)

表-4 すべり出し量の実験値と計算値

供試体名称	設計荷重時		実験値 計算値	限界荷重時 ⁽¹⁾	
	実験値(mm)	計算値(mm)		実験値(mm)	計算値
I-10-NU	0.412	0.504	0.8	6.8	6.1
I-10-NL	0.073	0.078	0.9	1.5	1.3
I-10-U	0.236	0.224	1.1	1.6	1.4
I-10-L	0.035	0.022	1.6	0.72	0.6
I-15-NU	0.488	0.504	1.0	2.05	1.8
I-15-NL	0.05	0.078	0.6	0.72	0.6
Ⅱ-5-NU	0.173	0.126	1.4	1.05	2.6
Ⅱ-5-NL	0.021	0.02	1.1	0.41	1.0
Ⅱ-5-U	0.017	0.056	0.3	0.5	1.2
Ⅱ-5-L ⁽²⁾	(0.003)	0.006	(0.5)	0.28	0.7
Ⅱ-10-NU	0.175	0.126	1.4	0.9	2.2
Ⅱ-10-NL	0.021	0.02	1.1	0.31	0.8

注1)限界荷重はスタッド1本に $(Q_U = \pi D^2/4 \times \sigma_U/\sqrt{3}) \times 0.8$ の荷重がかかるとした。限界荷重時の計算値はタイプⅠが1.12mm、タイプⅡが0.41mmである。
 (2)Ⅱ-5-L()の値は推定値である。

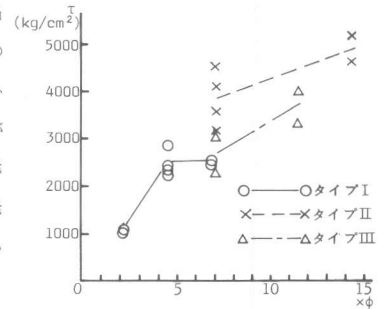


図-7 スタッド1本当りのせん断耐力とスタッドの間隔