

鋼管矢板基礎の頂版コンクリートと鋼管との 結合構造に関する研究

STUDIES ON THE JOINT STRUCTURE BETWEEN FOOTING CONCRETE AND STEEL SHEET PIPE PILE WALL

安孫子敏雄*・鯨井裕嗣**・和泉公比古***・森本精洋****

By Toshio ABIKO, Hiroshi KUJIRAI, Kimihiko IZUMI and Akihiro MORIMOTO

Several joints between footing concrete and steel sheet pipe pile wall have been used, but their shear transfer mechanisms of the joint have not been made clear fully under present conditions. Therefore small scale and large scale model tests with some different joints including a new proposed joint are carried out, and their shear transfer mechanism has been investigated based on tests.

Consequently, the proposed joint structure which has sufficient shear transfer capability and construction efficiency has been applied successfully at Katsushika Edogawa line, Metropolitan expressway in Japan.

Keywords: steel sheet pipe pile, concrete footing, shear transfer mechanism

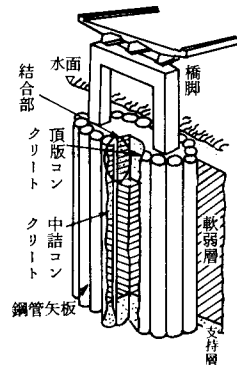
1. ま え が き

一般に、鋼管矢板基礎は、施工法により立上り方式、締切り方式および仮締切り兼用方式に分類されており、これらの基礎の頂版コンクリートと鋼管矢板との結合には次のような方式が用いられている。

- ① 立上り、締切り方式で用いられるような、鋼管に溶接した定着用の鉄筋を頂版コンクリートに埋め込む方法。
 - ② 立上り、締切り方式で用いられるような、鋼管を頂版コンクリートに一定の長さ埋め込む方法。
 - ③ 鋼管矢板基礎の仮締切り兼用方式で用いられるような、鉄筋付き鋼板を鋼管に溶接し、頂版に定着するとともにブラケットを溶接し、頂版を支える方法。
- しかし、現状においては、これら鋼管矢板基礎としての結合方法に関する設計は種々の手法^{1)~3)}で行われている。

るが、結合部の耐荷機構について十分解明されているとはいえないと考えられる。

本論文は、図一に示す鋼管矢板基礎の仮締切り兼用方式における頂版コンクリートと鋼管矢板との結合部に着目し、上記③の方式に代わる方法として「鋼管矢板に孔をあけ鉄筋を挿入する」という新しい結合構造の基本的な耐荷機構の解明および設計思想の妥当性について模型実験等を含めて検証を行い、新しい結合構造の実用化を図った研究開発に関するものである。



図一 鋼管矢板基礎

* 正会員 首都高速道路技術センター技術部技術第二課長 (〒105 港区虎ノ門1-1-21)

** 正会員 首都高速道路公団神奈川建設局大黒工事事務所工事第二課長 (〒222 横浜市神奈川区東神奈川1-24)

*** 正会員 首都高速道路公団第二建設部設計課班長 (〒151 渋谷区代々木1-2-13)

**** 正会員 工博 住友金属工業株式会社建設技術部建設工学研究室主任研究員 (〒314-02 茨城県鹿島郡波崎町砂山16)

2. 従来の結合構造に対する問題点と新結合構造の概要

鋼管矢板基礎の頂版コンクリートと鋼管矢板との結合部には、大きな曲げモーメントとせん断力が作用するため、大きな耐力と変形能が要求される。従来の結合構造は、図-2 (i) に示すように鋼板に鉄筋を工場で溶接し、これを現場溶接で鋼管矢板に取り付ける方法、あるいはあらかじめ工場で鋼管矢板に鋼板を溶接し、前述の鉄筋付き鋼板を高力ボルトで連結する方法である。これら溶接を主体とする結合構造は、前者では④現場溶接にあたってその箇所の洗浄、乾燥等の施工管理が困難である、⑥施工工程が天候に大きく左右される、後者では③鋼管矢板打込み時に溶接鋼板が変形するおそれがある、④頂版の位置が決まっているため、鋼管矢板の打ち止りの精度を上げる必要がある、⑤高力ボルト締付け作業について十分管理する必要がある等の問題がある。以上述べた問題のほかに、両者ともに外力が作用した場合には、鋼管矢板とせん断鋼板の結合部に大きな応力が集中し、鋼管矢板の局部変形のおそれがある等構造上および施工上多くの解決すべき問題点が残されている。

これらの問題点に対処するため、図-2 (ii) に示すように鋼管矢板打込み後鋼管矢板に孔をあけ、鉄筋を差し込み、この鉄筋を中詰コンクリートと頂版コンクリートに定着させる結合構造を考案し、これらに関する種々の実験を行うとともに耐力等の確認を行い、実用に供した。

3. 実験内容

実験は、耐力性能と施工性の両面からみて、実用性の高いと考えられる構造形式についての基礎実験として、④耐力の解明、⑤設計思想の妥当性検証を目的とした実験を行い、基礎実験の結果から最終的に実用可能と考えられる構造形式について、耐荷特性の確認を行うと

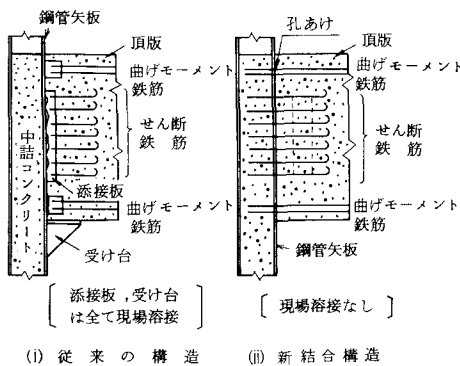


図-2 結合部の構造

もに施工性と耐力推定方法の妥当性に対して実物大に近い部分模型により実験、検討を行うという2段階について行った。

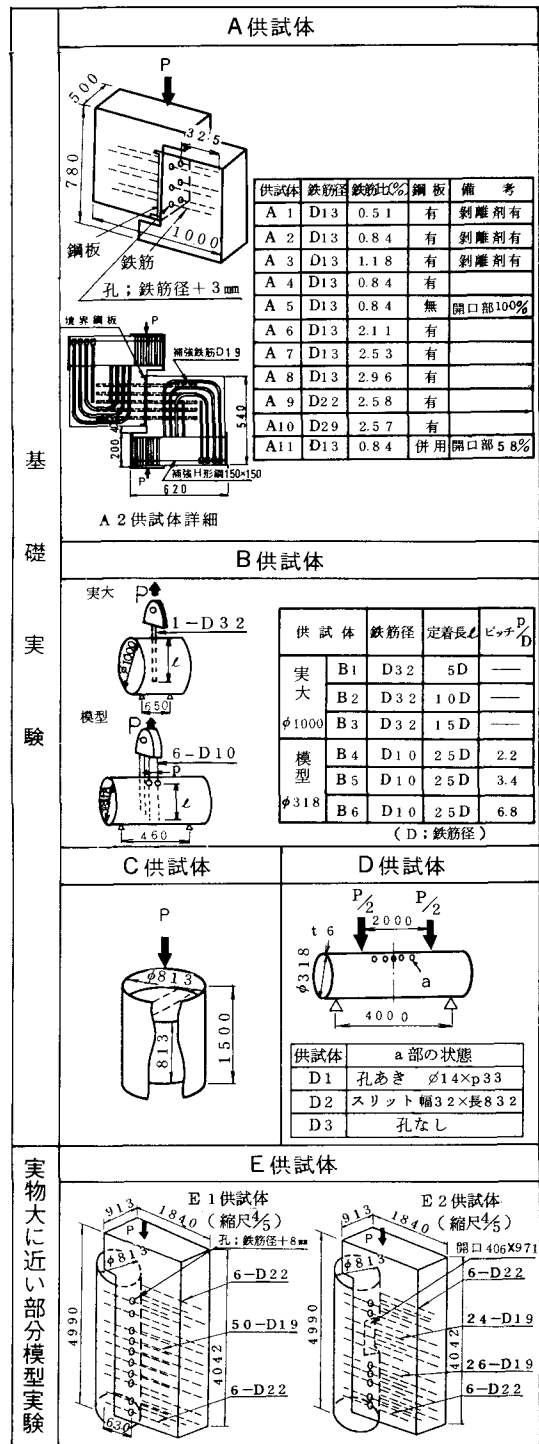


図-3 供試体形状

供試体の形状寸法、諸元および供試体の材料試験結果は、それぞれ図-3および表-1,2に示すとおりである。なお、実験での相対変位は、ダイヤルゲージにて測定した。

図-3に示す供試体の実験目的等を以下に述べる。

(1) せん断実験 (A 供試体)^{4),7)}

A 供試体は、鉄筋差し込み構造におけるせん断耐荷機構を明らかにするものである。

なお、鋼管の局面は、平面に置換してモデル化した。

実験パラメーターとしては、せん断面の鉄筋比および鉄筋径や境界鋼板とコンクリートとの付着効果をみるための鋼板表面のはく離材の有無であり、このほかに鋼管に大きな開口部を設けた RC 構造のものやこれに鉄筋差し込みを併用した構造についても実験を行った。

載荷方法は、境界鋼板がせん断面となるよう油圧ジャッキを用いて鉛直方向に加圧した。

(2) 引抜き実験 (B 供試体)^{5),7)}

B 供試体は、頂版コンクリートと鋼管の間に生じる曲げモーメントに抵抗させるための引張り主鉄筋の実験、すなわち曲げモーメント鉄筋を鋼管内に差し込み、中詰めしたコンクリートのみで十分な定着力が期待できるか否かの検証を目的として行った。

鉄筋の必要定着長の検証は、 $\phi 1000$ mm の実物大鋼管を用いて行った。その際、定着長は、3種類で単一鉄筋と複数鉄筋の場合の定着耐力の差異や頂版の厚さ方向への鉄筋間隔が定着耐力に与える影響をみるための実験も併せて行った。

載荷方法は、供試体をテストベッドにボルトで固定し、鉄筋に引張り治具を取り付けピンを介してセンターホールジャッキを用いて引抜いた。

(3) 中詰コンクリート押抜き実験 (C 供試体)⁵⁾

鉄筋差し込み構造 (せん断構造) を採用した場合、せん断力は、頂版コンクリートから差し込み鉄筋を介して中詰コンクリートに伝達し、中詰コンクリートから鋼管矢板へとその力が伝達される。このため、中詰コンクリートと鋼管矢板は、頂版コンクリートに最大せん断力が作用してもずれないことが必要であり、これを確認する目的で押抜き実験を行った。

なお、鋼管は、スパイラル鋼管を使用し、内面は無処理とした。また、打ち込まれたコンクリートは、パイプレーターで締め固めた。

(4) 鋼管の曲げ実験 (D 供試体)⁵⁾

新結合構造は、鋼管矢板に孔をあけ、鉄筋を差し込み構造であり、かつ仮締切り兼用方式の鋼管矢板基礎を対象としているため、仮締切り時の土圧および水圧による曲げモーメントに対して鋼管の曲げ耐力が十分であるか否かを検証する必要がある。ここでは、実橋で用いる鋼

表-1 供試材料の機械的性質

供試体	呼び名	降伏応力 σ_y (kgf/cm ²)	破断応力 σ_B (kgf/cm ²)	伸び (%)	
鉄	A 1~A 5	D13	3430	5090	33
	A6~A8, A11	D13	4070	5930	30
	A 9	D22	3670	5750	41
	A 10	D29	3410	5330	42
	B 1~B 3	D32	4390	6390	38
筋	B 4~B 5	D10	3460	4820	22
	E	D19	3960	5970	28
		D22	3660	5740	26
鋼管	D	$\phi 318 \times t 6$	3700	5410	41
	C, E	$\phi 813 \times t 12$	3040	4760	31

表-2 コンクリートの性状

供試体	圧縮強度 f_c (kgf/cm ²)	引張強度 f_t (kgf/cm ²)	スランプ (cm)	最大粗骨材寸法 (cm)
A 1~A 5	253	26	8	10
A 6~A 11	328	38	7	15
B 1~B 3	260	35	7	20
B 4~B 6, C	331	35	6	10
E	258	32	10	20

管矢板径は、一般に1000 mmで、板厚は最小でも18 mm程度となるため、縮尺率が1/3の模型で、孔あき鋼管 (周長に対する断面欠損率は4.5%)、スリットあき鋼管 (周長に対する断面欠損率は6.4%)、孔なし鋼管の3種類について、鋼管本体の曲げ破壊実験を行った。なお、仮締切り時には、切ばり取付け部で開口部が圧縮側となる場合があり、この場合が問題となるので孔あきおよびスリットあき部が圧縮応力状態となるように加圧した。

(5) 実物大に近い部分模型実験 (E 供試体)⁶⁾

E 供試体は、耐荷性能と変形性能および施工時の安全性を考慮した鉄筋差し込み構造 (E 1 供試体) と初期剛性を高める理由から RC 構造と鉄筋差し込み構造を併用した構造 (E 2 供試体) とした。なお、結合部のせん断耐力を確認するために実物大に近い部分模型 (縮尺4/5) を使用した。

載荷方法は、せん断鉄筋が鋼管から突出している部分に荷重の中心が来るように加圧した。

4. 実験結果および考察

実験結果から、A~E 供試体の耐荷力および変形性能について、考察した結果を次に述べる。

(1) せん断耐荷特性 (A 供試体)

各供試体のせん断荷重とせん断面の相対変位を図-4に、せん断強度とせん断鉄筋パラメーター $p\sigma_y$ (p : せん断鉄筋比, σ_y : 鉄筋の降伏応力) の関係を図-5に示す。これらの図から次のことが考察される。

① RC 構造 (A5 供試体) の最大せん断耐力は、鉄筋比が等しく、かつせん断面に鋼板を挿入した鉄筋差し込み構造 (A4 供試体) の約 2.4 倍であった。しかし、A5 供試体は、せん断面のコンクリートにひびわれが発生すると、その耐力は約 1/2 に低下し、その後は A4 供試体と同じような耐荷特性を示した。

なお、ひびわれが発生した後の A5 供試体の載荷荷重は、A4 供試体のそれよりも 1.3 倍と大きい。これは、コンクリートひびわれ面の摩擦抵抗の方が、鋼板表面とコンクリートの摩擦抵抗よりも大きいことを意味するものと考えられる。

② 鉄筋差し込み構造の場合は、せん断鉄筋比が 2% ($p\sigma_y \approx 70 \text{ kgf/cm}^2$) 以上でも Mattock^{9),10)}等に見られるようなせん断強度とせん断鉄筋パラメータの関係におけるせん断強度の増加割合の低下がみられず、鉄筋比

が高いほど全体としてのせん断耐力は高く、鉄筋の降伏応力が同じならば、せん断強度はほぼ鉄筋比で決まるものと考えられる。

③ 鉄筋差し込み構造と RC 構造の併用 (A11 供試体) では、同じ鉄筋比の鉄筋差し込み構造 (A2, A4 供試体) と RC 構造 (A5 供試体) との中間的な耐荷特性を示している。本実験結果では、比較的 A5 供試体に近い耐荷力を示しているが、鉄筋差し込み部の比率が大きくなると A4 供試体の耐荷力に近くなるものと考えられる。

④ A9, A10 供試体は、細径のせん断鉄筋を用いた鉄筋比の等しい A7 供試体と比較して、せん断降伏後の耐荷力上昇が低くなっている。これは、せん断鉄筋のせん断面からの定着長が A7 供試体の 25D (D:鉄筋径) に対し、それぞれ 15D, 11D と短かったことによりせん断降伏後、鉄筋の引き抜けが生じたためと考えられる。

このことは、せん断鉄筋といえども十分な定着長が必要であることを示している。

⑤ コンクリート型枠の脱型用はく離剤を鋼板表面に塗布した構造 (A2 供試体) とはく離剤を塗布しなかった構造 (A4 供試体) との耐荷力は、前者が若干せん断耐力が大きい傾向を示すものの大きな差異は認められなかった。

⑥ 実橋で生じる鋼管矢板 $\phi 1000 \text{ mm}$ の 1 本当たりの支持力は、400 tf 程度であり、鉄筋比のほぼ等しい A2, A4 供試体のモデル換算設計荷重は、20 tf となるため実験結果は降伏に対して 1.6 倍、最大荷重に対しては 2.6 倍の値を示した。これは、地震時の安全率が、一般に降伏に対して 1.3 倍以上必要とされるので、鉄筋差し込み構造は十分安全であることがわかる。

(2) 引抜き耐荷特性 (B 供試体)

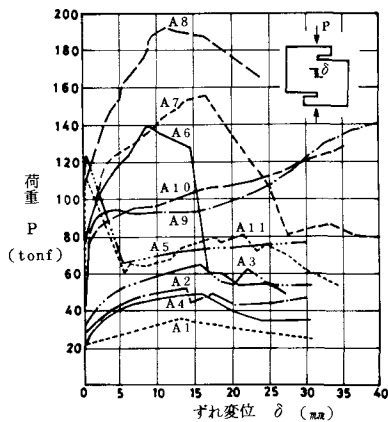


図-4 せん断荷重とずれ変位 (A 供試体)

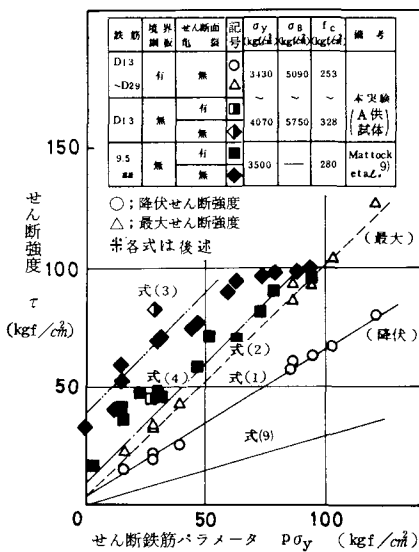


図-5 せん断強度と鉄筋パラメータ

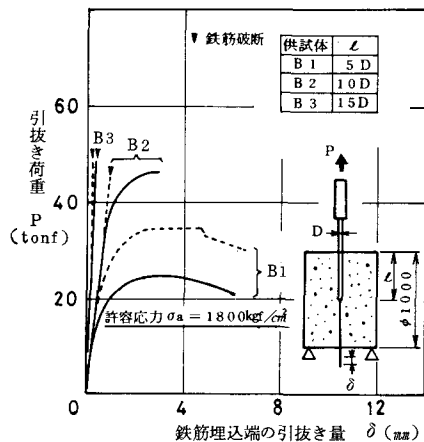


図-6 引抜き荷重と埋込端引抜き量 (B 供試体)

鋼管内の中詰コンクリートに定着した鉄筋の引抜き荷重と鉄筋自由端の引抜き量との関係を図-6, 7に, 最大荷重での鉄筋自由端の引抜き量と頂版コンクリート厚さ方向の鉄筋間隔の関係を図-8に示す。これらの図から次のことが考察される。

① ASTM で用いられているような鉄筋自由端の引抜き量 0.25 mm に対する初期付着強度は, 65~95 kgf/cm² (B 2 : 21 tf, B 3 : 46 tf) で (0.25~0.37) f_c となり最大付着強度は 150 kgf/cm² (B 1 : 24 tf, B 2 : 48 tf) で 0.58 f_c であった。

② 従来から行われている, フープ筋で補強したコンクリート立方体の中心に鉄筋を置いた引抜き実験¹¹⁾で得られる最大付着強度 0.37 f_c に比べると, 57% 程度高い最大付着強度が得られたが, 鋼管によるコンクリートの拘束効果が最大付着強度を大幅に高めたものと考えられる。

③ 鉄筋の埋込み長が 15D (D : 鉄筋径) 以上の場合には, すべて鉄筋が破断し, 引抜きは生じなかった。

④ 6本組み鉄筋構造の場合には, 鉄筋間隔が大きい

ものほど引抜き耐力は大きく, かつ引抜き量は小さくなる傾向にあるが, 差し込み鉄筋間隔と鉄筋径の比が 4 以上になると最大荷重時の引抜き量に差がなくなる傾向にあることがわかる。

(3) 中詰コンクリート押抜き耐荷特性

中詰コンクリートと鋼管との相対変位と押抜き荷重の関係を図-9に示す。この図より中詰コンクリートと鋼管の最大付着強度は, 14 kgf/cm² ($P_{max}=290$ tf) であり, 中詰コンクリートと鋼管との相対変位発生時の付着強度は, 3 kgf/cm² ($P=60$ tf) であった。いずれも実橋に対するモデル換算設計荷重 (26 tf) より大きく十分安全である。

(4) 鋼管の曲げ耐荷特性 (D 供試体)

健全鋼管と断面欠損鋼管の荷重と中央変位の関係を図-10に示す。この図より次のことが考察される。

① 孔なし鋼管の曲げ耐力に対して, 孔あき鋼管および

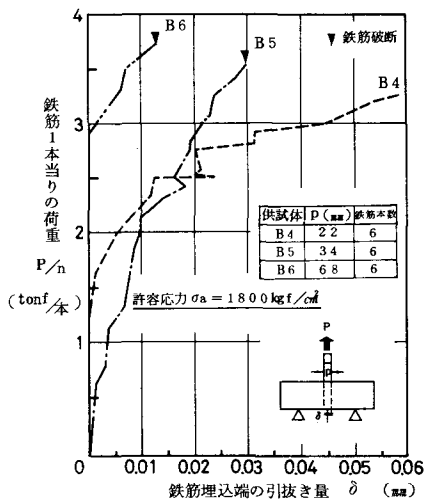


図-7 引抜き荷重と埋込端引抜き量 (B 供試体)

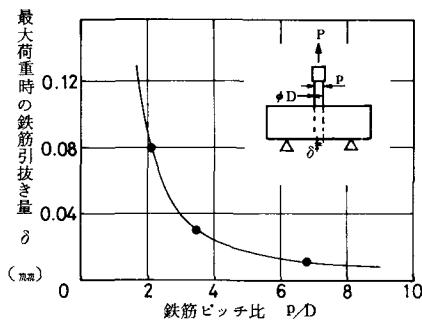


図-8 鉄筋ピッチ比と鉄筋引抜き量 (B 供試体)

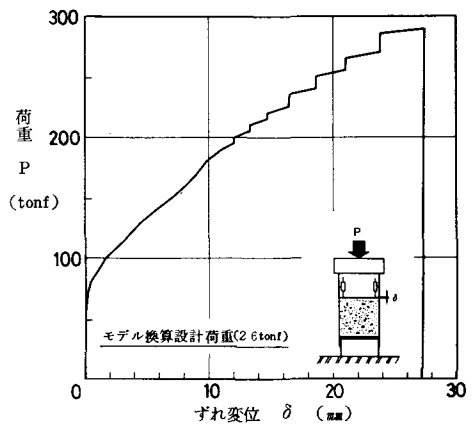


図-9 荷重とずれ変位 (C 供試体)

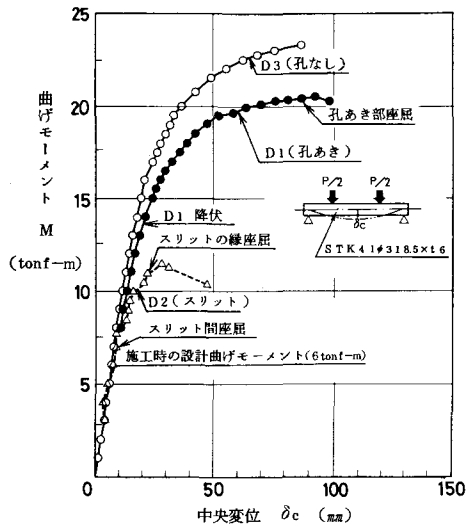


図-10 鋼管の曲げモーメントと変位 (D 供試体)

びスリットあき鋼管の曲げ耐力比は、0.9および0.5であった。

② 仮締切り時の土圧および水圧による実橋に対するモデル換算設計曲げモーメントは、6 tf-m であることから鉄筋差し込み構造での孔あき鋼管の降伏曲げモーメント (13.6 tf-m) の安全率は 2.3 となり、仮設時で一般的に必要な安全率 1.34 (=1.7/1.25) より大きいことから提案構造では十分安全であることが確認された。一方、鋼管矢板に開口部を設ける RC 構造や併用構造を用いる場合は、仮設時に対し開口部の補強等が必要である。

(5) 実物大に近い部分模型実験の耐荷特性 (E 供試体)

これまで述べてきた基礎実験 (A~D 供試体) 結果より、鉄筋差し込み構造は、せん断耐力、引抜き耐力とも十分であり、仮締切り時の土圧および水圧に対する孔あき鋼管の耐荷安全性も確認できた。鋼管に開口部を設け、一部 RC 構造とする併用構造では、仮締切り時に開口部を補強する必要が生じるものの、せん断耐力、引抜き耐力とも十分であった。ここでは、両構造の実物大に近い部分模型によるせん断実験の結果を図-11 に示す。この図より次のことが考察される。

① 鉄筋差し込み構造 (E1 供試体) と RC 併用構造 (E2 供試体) は、モデル換算設計荷重が 300 tf であることから、E1 供試体の降伏荷重と破壊荷重に対する安全率は 1.8 (550 tf) と 2.5 (750 tf) となり、E2 供試体の降伏荷重および破壊荷重に対する安全率が 2.7 (820 tf) となるため、耐荷性能、変形能とも十分安全であった。

② E1 供試体の降伏および破壊に対する安全率は、基礎実験で構造および鉄筋比が同程度の A2, A4 供試体と同程度であったことから、ほぼ相似則が成立するものと考えられる。

③ E1 供試体の降伏荷重は、E2 供試体に比較して小さいが、降伏後の耐力増加は 200 tf と大きい。

しかし、E2 供試体では、降伏後の耐力増加は認められなかった。

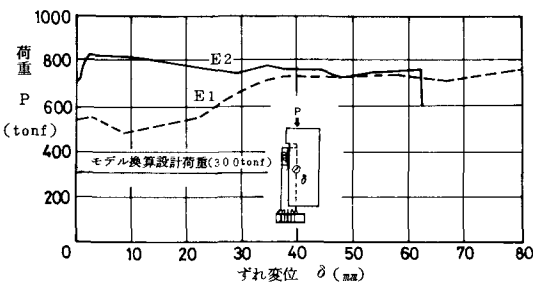


図-11 荷重とずれ変位 (E 供試体)

④ E2 供試体の降伏荷重は、E1 供試体の 1.5 倍と高いが、RC 構造 (開口部) の部分にひびわれが生ずると、その耐力はしだいに低下していき、E1 供試体の 1.04 倍となった。前者については、RC 構造の部分が 15.7% を占め、この部分のコンクリートもせん断に抵抗するためである。後者については、RC 構造のコンクリートとコンクリートの摩擦係数の方が鋼管表面とコンクリートのそれよりも大きいことを意味している。

5. せん断耐荷特性の評価方法⁸⁾

新しい結合構造として、鉄筋差し込み構造の実用化を図るには、この構造のせん断耐荷機構の解明が不可欠であるため、以下に実験結果をもとに耐力評価法について若干の考察を行う。

基礎実験 (A 供試体) および実物大に近い模型実験 (E 供試体) から得られたせん断実験結果のまとめを表-3 に示す。なお、ここに示す降伏荷重は、荷重とせん断面の相対変位に非線形性が顕著に現われ始める荷重とした。

(1) せん断鉄筋のひずみ

大部分の供試体は、せん断鉄筋が破断 (コンクリートのひびわれ発生も伴う) したので、耐荷機構解明のために降伏荷重および最大荷重作用時のせん断鉄筋のひずみを測定した。測定にあたっては、鉄筋の上下面に鉄筋ひずみゲージを貼付した。

平均軸ひずみ分布は、図-12, 13 に示すとおりである。付着応力分布は、鉄筋全長にわたり均一ではなく、荷

表-3 実験結果

供試体	降伏荷重 (tonf)	最大荷重 (tonf)	せん断面 (cm ²)	鉄筋比 (%)	使用鉄筋	鉄筋降伏応力 (kgf/cm ²)	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	構造
A1	23.5	35.0	1500	0.51	D13	3430	253	鉄筋差し込
A2	33.5	53.0	"	0.84	"	"	"	"
A3	39.0	65.0	"	1.18	"	"	"	"
A4	30.5	49.5	"	0.84	"	"	"	"
A5	124.0	124.0	"	0.84	"	"	"	RC
A6	85.8	140.0	"	2.11	"	4070	328	鉄筋差し込
A7	100.8	156.0	"	2.53	"	"	"	"
A8	119.5	191.9	"	2.96	"	"	"	"
A9	93.5	141.0	"	2.58	D22	3670	"	"
A10	90.0	128.5	"	2.57	D29	3410	"	"
A11	112.0	112.0	"	0.84	D13	4070	"	併用
E1	550.0	750.0	25062	0.76	D19, 22	3960, 3680	258	鉄筋差し込
E2	820.0	820.0	"	"	"	"	"	併用

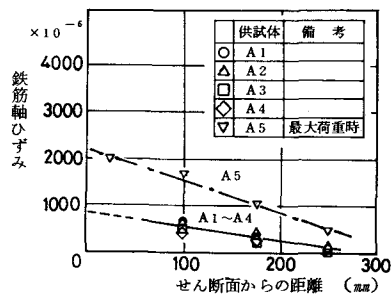


図-12 降伏時の鉄筋軸ひずみ分布

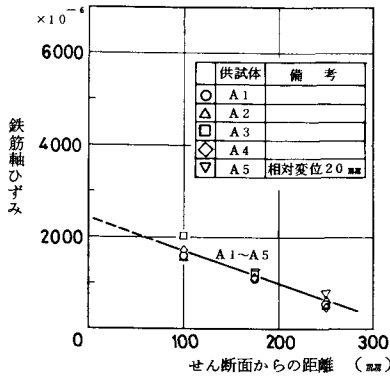


図-13 最大荷重時の鉄筋軸ひずみ分布

重レベルや定着長によっても変化するが、ここではほぼ均一として直線近似化し、せん断面での鉄筋ひずみを推定した。これらのことから以下のことが考察される。

① せん断面に境界鋼板のある構造 (A 1~A 4 供試体) と境界鋼板のない RC 構造 (A 5 供試体) では、せん断面のずれ変位が同じでも、せん断面に生ずる軸ひずみ分布が異なるものと考えられる。

② せん断面に境界鋼板のある供試体では、せん断降伏時のせん断面での鉄筋軸ひずみは 1000 μ 程度であり、鉄筋軸応力は鉄筋降伏応力の約 1/2 であった。また、最大荷重時の鉄筋軸ひずみは 2000 μ 程度であり鉄筋降伏応力程度であった。

③ せん断面に境界鋼板のない RC 供試体では、せん断面で最大荷重到達時の鉄筋軸ひずみは、降伏ひずみ程度であり、コンクリートにひびわれが入ってから鉄筋の軸ひずみは、ずれ変位が同程度生じたせん断面に境界鋼板のある供試体と同じような挙動を示した。

(2) せん断耐力の評価

a) 鉄筋差し込み構造のせん断耐力

鉄筋差し込み構造のせん断耐力は、大部分の供試体でせん断鉄筋が破断したため、図-14 (i) に模式的に示すように、次の 3 つの要素にわけて評価できる。

- ① 境界鋼板とコンクリートの付着力
- ② 境界鋼板とコンクリートの摩擦力
- ③ 鉄筋のせん断抵抗力

せん断鉄筋に生じる軸ひずみは、前述のとおりとし、鉄筋の降伏および破壊は最大せん断応力説に従うと仮定し、耐力を評価したのが式 (1), (2) である。

$$Q_{Hv} = \tau_0 A_T + p \mu \sigma_0 A_T + p \sqrt{(\sigma_y/2)^2 - (\sigma_0/2)^2} \cdot A_T$$

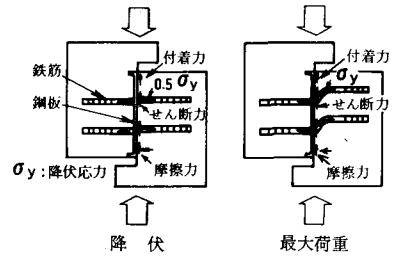
$$= \{ \tau_0 + p \mu \sigma_0 + p \sqrt{(\sigma_y/2)^2 - (\sigma_0/2)^2} \} A_T$$

$$= \{ \tau_0 + p \sigma_y (\alpha \mu + \sqrt{1 - \alpha^2} / 2) \} A_T \dots \dots \dots (1)$$

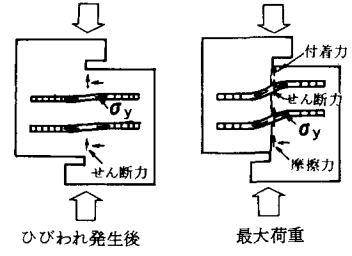
$$Q_{H \max} = \{ \tau_0 + p \mu \sigma_y + p \sqrt{(\sigma_B/2)^2 - (\sigma_y/2)^2} \} A_T$$

$$= \{ \tau_0 + p \sigma_y (\mu + \sqrt{\beta^2 - 1} / 2) \} A_T \dots \dots \dots (2)$$

Q_{Hv} : 降伏耐力, τ_0 : 鋼板とコンクリートの付着応力,



(i) 境界鋼板の有る供試体



(ii) 境界鋼板の無い供試体

図-14 せん断鉄筋の状態

A_T : せん断面積, A_s : 鉄筋差し込み部の鉄筋総断面積, p : せん断鉄筋比 (= A_s/A_T), μ : 鋼板とコンクリートの摩擦係数, σ_0 : 鉄筋の軸応力, σ_k : 鉄筋の降伏応力 (= σ_y), α : 0.5 (5.(1) ②参照), $Q_{H \max}$: 最大耐力, σ_B : 鉄筋の破断応力, β : σ_B/σ_y

b) RC 構造のせん断耐力

RC 構造のせん断耐力は、図-14 (ii) で模式的に示すように、最大耐力についてはコンクリートに面圧 (せん断鉄筋の軸力によってコンクリートに作用する反力としての圧縮力) が作用した状態でのコンクリートのせん断抵抗力 (コンクリートの破壊はモール説に従うと仮定) で評価できる。一方、コンクリートにひびわれが入り耐荷力が低下した場合には、a) と同様に 3 つの要素にわけて耐力を評価すると式 (3), (4) となる。

$$Q_{R \max} = \{ \sqrt{K f_c f_t} / 2 + p \sigma_y (K f_c - f_t) / 2 \sqrt{K f_c f_t} \} A_T$$

$$\dots \dots \dots (3)$$

$$Q_{R \max} = \{ \tau_0' + p \mu' \sigma_y + p \sqrt{(\sigma_B/2)^2 - (\sigma_y/2)^2} \} A_T$$

$$= \{ \tau_0' + p \sigma_y (\mu' + \sqrt{\beta^2 - 1} / 2) \} A_T \dots \dots \dots (4)$$

$Q_{R \max}$: 最大耐力, K : 0.85¹²⁾, f_c : コンクリートの圧縮強度, f_t : コンクリートの引張強度, $Q_{R \max}$: コンクリートのせん断破壊後の耐力, τ_0' : コンクリートとコンクリートの付着強度, μ' : コンクリートとコンクリートの摩擦係数

c) 鉄筋差し込みと RC 併用構造のせん断耐力

この供試体に荷重を加えていくと、最初に RC 構造部にひびわれが生じて破壊し、その後鉄筋差し込み部の鉄筋が降伏して、相対変位が大きくなっていく。RC 構

造部が破壊するときの耐力 ($Q_{HR\ max}$) は、相対変位が小さいため、3つの要素に分けて式(5)で耐力の評価を行った。

- ① RC 構造部のコンクリートのせん断抵抗力
- ② 境界鋼板とコンクリートの付着力
- ③ 鉄筋差し込み部の鉄筋のせん断抵抗力

$$Q_{HR\ max} = \{ \sqrt{Kf_c f_i / 2 + p_2 \sigma_y (Kf_c - f_i) / 2} \sqrt{Kf_c f_i} \} \times (A_{T_2} + A_{S_1} G_s / G_c) + \tau_0 A_T \dots (5)$$

鉄筋差し込み部のせん断鉄筋が、降伏するときの耐力 (Q_{HRy}) と相対変位が大きくなったときの耐力 ($Q_{HR\ max}$) は、式(1), (2), (4)より式(6), (7)と展開することができる。

$$Q_{HRy} = \{ \tau'_0 + p_2 \sigma_y (\mu' + \sqrt{\beta^2 - 1} / 2) \} A_{T_2} + \{ \tau_0 + p_1 \sigma_y (\alpha \mu + \sqrt{1 - \alpha^2} / 2) \} A_{T_1} \dots (6)$$

$$Q_{HR\ max} = \{ \tau'_0 + p_2 \sigma_y (\mu' + \sqrt{\beta^2 - 1} / 2) \} A_{T_2} + \{ \tau_0 + p_1 \sigma_y (\alpha \mu + \sqrt{\beta^2 - 1} / 2) \} A_{T_1} \dots (7)$$

p_2 : RC 部のせん断鉄筋比, A_{T_2} : RC 部のせん断面積, A_{S_1} : 鉄筋差し込み部の鉄筋総断面積, G_s : 鉄筋のせん断弾性係数, G_c : コンクリートのせん断弾性係数, p_1 : 鉄筋差し込み部のせん断鉄筋比, A_{T_1} : 鉄筋差し込み部のせん断面積

d) 付着応力 (τ_0, τ'_0) および摩擦係数 (μ, μ') の評価
 付着応力および摩擦係数は、図-5に示すとおり、実験値を結ぶ線から次のように求められる。ただし、 τ_0, τ'_0 は、図-5に示す $p\sigma_y=0$ の値および μ, μ' は式(1), (4)の勾配として求めた。

① コンクリートと鋼板の付着応力は、 $\tau_0 = 5 \text{ kgf/cm}^2$ で、コンクリートとコンクリートの付着応力(ひびわれ発生後)は $\tau'_0 = 7 \text{ kgf/cm}^2$ である。

② コンクリートと鋼板の摩擦係数は、 $\mu = 0.4$ で、コンクリートとコンクリートの摩擦係数(ひびわれ発生後)は $\mu' = 0.6$ である。

なお、文献によるとコンクリートと鋼板の摩擦係数は、 $\mu = 0.42 \sim 0.49^{13)}$ 、コンクリートとコンクリートの摩擦係数は、 $\mu' = 0.78 \sim 0.82^{14)}$ との報告があるが、以下の検討では本実験結果より求めた値を用いた。

(3) せん断耐力の推定結果とせん断鉄筋の設計法

これまで述べてきた評価式を用い、耐力の推定を行った結果は、図-15に示すとおりであり、実験より得られたせん断鉄筋の挙動より、妥当なせん断耐力の推定が可能となったと考えられる。

鉄筋差し込み構造のせん断鉄筋の設計法にあたっては、式(1)における付着力と摩擦力の項を無視し、鉄筋のせん断抵抗力のみを考慮した式(8)を用いるのがよいと思われるが、現場の状況等を考慮して安全側の式(9)とした。

$$\tau_s = Q_{HRy} / pA_T = 0.43 \sigma_y = 0.74 \sigma_a \dots (8)$$

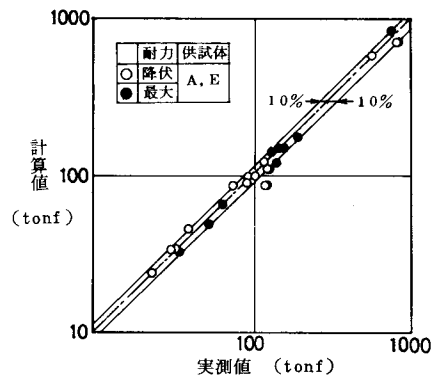


図-15 実測値と計算値の対応

$$\tau_s = R / nA_s \leq 0.6 \sigma_a \dots (9)$$

τ_s : 鉄筋が受けるせん断応力, R : 鋼管矢板1本に働く鉛直反力, n : 差し込み鉄筋の本数, A_s : 差し込み鉄筋の1本の断面積, σ_a : 鉄筋の許容引張応力

なお、従来のRC構造のせん断強度は、仮想摩擦係数を用いた^{9),10)} $p\sigma_y \tan \phi$ (p : 鉄筋比, σ_y : 鉄筋の降伏応力, $\tan \phi$: 係数)で評価されており、式(1), (9)も形式的には同様な式となっているが、境界面に鋼板のある鉄筋差し込み構造の場合は鉄筋のせん断抵抗が先行するのに対し、RC構造の場合はコンクリートのせん断抵抗が先行するため、耐荷機構上差異があるものと考えられる。

実施設計に用いる式(9)と実験値の関係は、図-5に示すとおりであり、実用上よく用いられる鉄筋比 $p = 1\%$ ($\sigma_a = 2000 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_y = 3500 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_b = 5250 \text{ kgf/cm}^2$: SD 35を想定)での降伏および破壊に対する安全率が2.3および3.2となり、十分安全であることがわかる。

なお、式(9)を用いるにあたり首都高速道路公団の設計基準¹⁵⁾では、B, D 供試体の結果を参考として、上下方向の鉄筋差し込みのピッチは100 mm以上で2~3列配置で、差し込み鉄筋の定着長は所要の定着強度が取れる長さとし、断面欠損率は孔あけ部分で周長に対し5%以下としている。また、中詰コンクリートの打設高さは、C 供試体の結果を参考とし、頂版厚の2倍程度としている。

6. 新しい結合構造による施工

各種結合構造の基礎実験とそれに引続く実物大に近い部分模型実験により、溶接を全く用いない鋼管矢板と頂版コンクリートの結合構造(図-2(ii))の安全性が確認されたため、首都高速道路葛飾江戸川線(図-16)で本構造が全面的に採用された。鋼管矢板基礎の標準的な形状は、図-17であり、詳細は図-18に示すとおりで

ある。

新結合構造では、鋼管矢板打設後、所定の位置に孔をあけて鉄筋を差し込むため、施工能率の向上と孔あけ精度の向上を目的としてガスによる自動孔あけ機械を開発して実用に供した。

(1) 自動孔あけ機械¹⁶⁾

孔あけ機械は、トーチヘッド、トーチガイドおよび台車フレームの3部から構成され、光センサー、マイコン等により孔径および孔あけ位置の選定が自動的にできる構造とした。孔あけ機械の概要およびその性能を図-19、表-4に示す。なお、孔の形状は、鉄筋差し込みを容易にし、かつ鋼管矢板に生じる断面欠損率が最小となるように鉄筋差し込み軸と同軸とした。

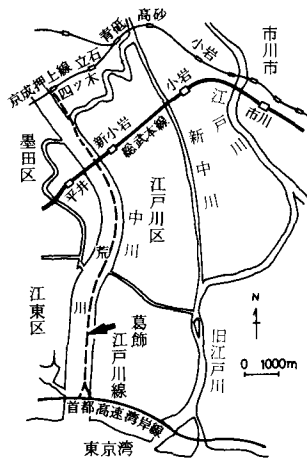


図-16 葛飾江戸川線の位置

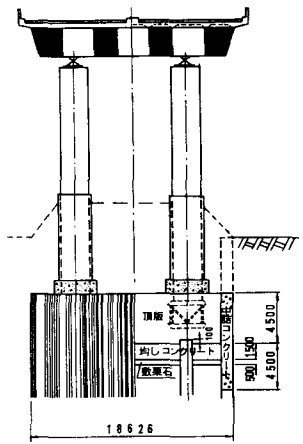


図-17 鋼管矢板基礎標準断面

(2) 結合部の施工手順

従来工法と新結合工法との施工手順の比較を図-20に示す。従来工法では、鋼管矢板打設、管内の土砂排土、中詰コンクリート打設、ドライアップ、鉄筋付き鋼板の現場溶接の順序であるが、新結合工法では管内の土砂排土、ドライアップ、孔あけ、鉄筋差し込み、中詰コン

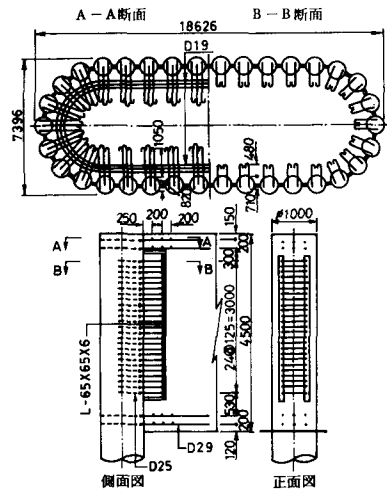
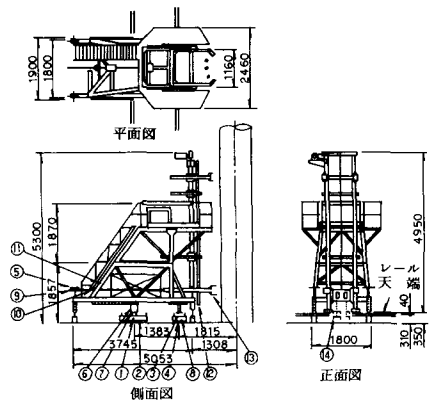


図-18 頂版部結合構造の詳細

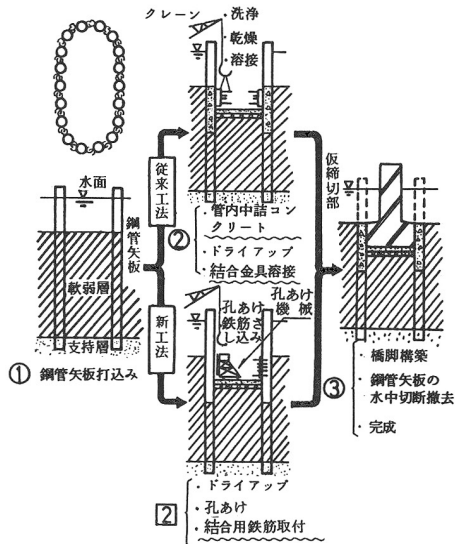


- ①センターレール
- ②まくら
- ③補助レール
- ④まくら
- ⑤アクトリガー
- ⑥後部車輪ボックス
- ⑦サイドローラ
- ⑧前部車輪
- ⑨補助押し棒
- ⑩補助押し棒ロックハンドル
- ⑪ガイド移動用ハンドル
- ⑫テンプレート
- ⑬ゲージ
- ⑭トーチ

図-19 自動孔あけ機械の構造

表-4 孔あけ機械の性能および特徴

項目	性能及び特徴
孔の形状	
鋼管矢板仕様	直径；φ800~1300 板厚Max. 2.2mm
寸法と精度	孔径；φ35~44mm ±2mm ピッチ；125mm ±2mm



図—20 従来工法と新工法の比較

リート打設の手順となる。新結合工法による孔あけ作業と鉄筋の差し込み状況を写真—1, 2に示す。

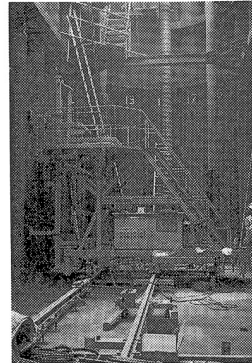
従来工法では、鋼管矢板の洗浄、乾燥、鉄筋付き鋼板の現場溶接等において十分な施工管理が必要であり、かつ現場溶接部の非破壊検査等にも十分注意を払わなければならなかったが、新結合工法では特殊技能工が不要であり、多少の雨でも施工が可能であるとともに、結合工の信頼性も向上する等のメリットが生じた。また、当該部分の施工時間および工費が、従来工法の60%程度になるというメリットも生じた。

7. あとがき

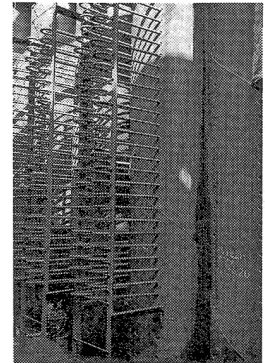
本研究で行われた鋼管矢板基礎の鋼管と頂版コンクリートの各種結合構造は、原理模型を用いた基礎実験により、せん断耐荷性能、引抜き耐荷性能、中詰コンクリートの押抜き耐力、開口部を設けた場合の仮締切り時の安全性が明らかにされ、最終的には実現が可能と考えられる結合構造の実物大に近い部分模型実験により、せん断耐荷機構の解明を行うとともに、施工時の能率化を図る目的で孔あけ機械を開発し、実際の基礎を施工した。

この結果、新しい結合構造は、本研究の目的であった従来の結合構造の問題点に対し、ある程度の解決がなされたと考えられる。また、結果的には、工期の短縮、工費の低減も図ることができた。

最後に、本研究において実験計画、解析に総合的なご指導を戴いた(株)宮地鉄工所 上前行孝氏、実験および解析に多大なご指導を得た首都高速道路公団 戸田透氏、秋元泰輔氏、住友金属工業(株)山川純雄氏に対



写真—1 孔あけ作業



写真—2 鉄筋差し込み状況

し深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，p. 308, S. 55. 5.
- 2) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，p. 276, S. 61. 1.
- 3) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針・同解説，p. 79, S. 59. 2.
- 4) 安孫子ほか：鉄筋コンクリートフーチングと鋼管との接合方法に関する研究(その1)，土木学会第37回年次学術講演会，V-183, p. 365, S. 57. 10.
- 5) 鯨井ほか：同上(その2)，同上，V-184, p. 367, S. 57. 10.
- 6) 和泉ほか：同上(その3)，土木学会第38回年次学術講演会，V-173, p. 343, S. 58. 9.
- 7) 鯨井ほか：同上(その4)，同上，V-172, p. 341, S. 58. 9.
- 8) 森本ほか：同上(その5)，同上，V-171, p. 339, S. 58. 9.
- 9) Mattock et al. : Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research, Journal of the Prestressed Concrete Institute Proc. Vol. 17, No. 3, June 1972.
- 10) Hofbeck et al. : Shear Transfer in Reinforced Concrete, ACI Journal February 1969, p. 119.
- 11) 土木学会：太径鉄筋D51を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針(案)，p. 15, S. 50. 6.
- 12) ACI Committee 443 : Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures, ACI Journal, April 1975, p. 171.
- 13) 日本建築学会：鋼構造計算規準同解説，p. 169, S. 39.
- 14) 山崎：コンクリート接合面のせん断性状に関する基礎的研究，土木学会第36回年次学術講演会，V-37, p. 73, S. 56. 10.
- 15) 首都高速道路公団：下部構造物設計基準，S. 61. 4.
- 16) 戸田ほか：鉄筋差し込み方式による鋼管矢板基礎頂版結合部の設計と施工，橋梁と基礎，84-11, p. 19.

(1986. 7. 31・受付)