

ISSN 0386-5878

土研資料第1728号

# 土木研究所資料

第1728号

コンクリート充填鋼管の耐荷力  
(その1)

昭和56年8月

建設省土木研究所  
構造橋梁部橋梁研究室

## ま え が き

我国で建設される橋梁の橋脚には、大きな耐震性が要求される。また、都市内等に建設される橋脚は、寸法的に制約を受けることが多い。このため、小さな寸法諸元で大きな耐荷力・耐震性能をもつ構造が、橋脚として最も望ましいことになる。

このような観点から、鋼管の中にコンクリートを充填したコンクリート充填鋼管の使用が、一部で検討され始めている。従来から、いわゆる捨てコンクリートとして鋼管の中にコンクリートをつめることは行われていたが、コンクリート充填鋼管は、さらに考えを一步すすめて、鋼管とコンクリートを合成構造として、大きな耐荷力・耐震性能を得ようとするものである。

コンクリート充填鋼管は、その合成作用などに不明確な点が多いために、建築では若干の使用例があるものの、橋梁の分野では大規模に用いられたことはない。しかし、コンクリート充填鋼管は、上記のように合理的・経済的な構造であり、その使用も検討され始めているので、その挙動を解明し、設計基準を検討することは急務である。ここではまず、純圧縮を受けるコンクリート充填鋼管の挙動について述べ、設計基準策定のための一助としたい。

なお、実験供試体の製作は、日本鋼管(株)が担当した。

昭和56年8月

建設省土木研究所

構造橋梁部橋梁研究室

研究員 金 井 道 夫

大 塩 俊 雄

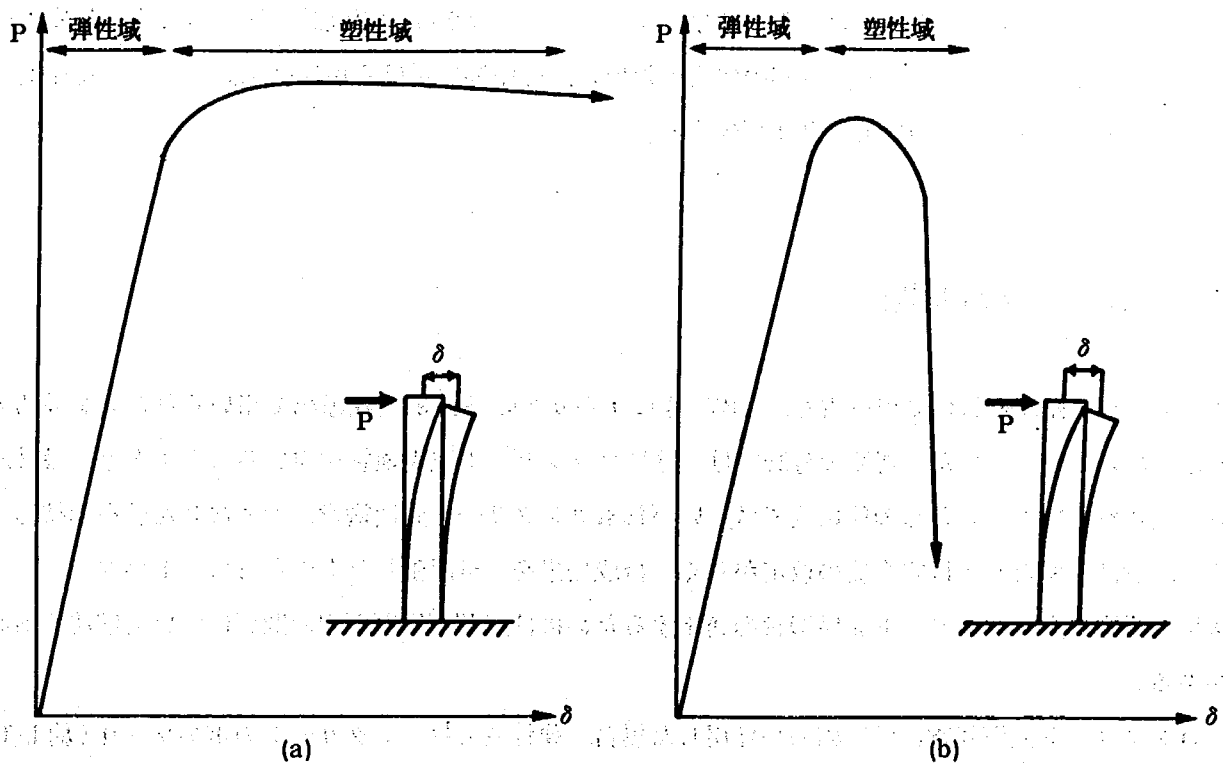
# 目 次

|                             |    |
|-----------------------------|----|
| 1. はじめに .....               | 1  |
| 2. 設計上の諸問題 .....            | 2  |
| 3. 供試体の概要 .....             | 4  |
| 4. 実験結果とその解析                |    |
| 4-1. 最大耐荷力について .....        | 12 |
| 4-2. じん性について .....          | 14 |
| 4-3. 軸方向ひずみの挙動について .....    | 23 |
| 4-4. フープ方向のひずみの挙動について ..... | 29 |
| 5. 結 論 .....                | 36 |
| 参考文献 .....                  | 37 |

## 1. はじめに

我国のような地震国では、橋梁の橋脚は供用期間中に想定される地震に対して安全のように設計されなければならないことは当然である。しかし、限られた地域でごくまれに生じるような大型地震に対しても構造物に何ら異常を生じないような設計をすることは、全体的に見れば過大設計であり、経済的とは言えない。

ごくまれに生起する地震に対しても何ら異常を生じない設計は確かに経済的ではないが、一方、このような地震に対して完全に崩壊してしまうような構造物は、大きな二次的災害を生じるために、望ましい構造物とは言えない。設計地震力を上回る地震力を受けた場合も、若干の局部的な変形は生じて、崩壊に至らない構造物が望ましい。橋脚の荷重—変位曲線を見た場合、図—1(a)に示すような構造物を



図—1 じん性をもつ構造と、じん性に乏しい構造

じん性のある構造もしくはねばりのある構造といい、耐震設計上望ましい構造である。このような構造は、設計荷重を大きく越える荷重に対しても崩壊することはない。一方、図—1(b)のような構造物をじん性の乏しい構造といい、このような構造は大きな地震力を受けた場合に崩壊し、二次的な災害をもたらす可能性がある。

鋼管構造は、外径—板厚比 ( $D/t$ ) によって、じん性をもつ構造となったり、じん性に乏しい構造となったりする。外径—板厚比の大きい鋼管、すなわち薄肉の鋼管は、断面積に比べて断面二次モーメント

ントが大きいために、弾性設計上は有利であるが、挙動としては図-1(b)のようにじん性に乏しい。これは、薄肉構造特有の局部座屈を生じるためである。一方、外径一板厚比の小さい鋼管、すなわち厚肉の鋼管は、局部座屈を生じにくいから、図-1(a)のようにじん性が大きい挙動を示す。しかし、厚肉の構造は、断面積に比べて断面二次モーメントが小さいため、弾性設計の上では不経済となる。

このように、鋼管を橋脚に用いる場合には、外径一板厚比の大きさのとり方について困難な問題がある。このような問題に対処し、さらに鋼管をより合理的に使用するために考えられたのが、コンクリート充填鋼管である。コンクリート充填鋼管は、鋼管の中に捨てコンクリートを打つのではなく、鋼管とコンクリートの合成構造として考えるとところに特徴がある。すなわち、コンクリートが鋼管の局部座屈を防止し、鋼管がコンクリートのクラックによる崩壊を防止するため、大きな荷重に対しても安定した耐荷力を期待できるのがコンクリート充填鋼管の特徴であり、きわめてじん性の高い挙動を期待できる。

コンクリート充填鋼管は、合成作用の効果などの面で不明確な点が多く、土木の分野では設計基準は検討されていない。一部の使用例でも、きわめて安全側の仮定のもとに設計がなされており、合成構造としての利点を十分生かしていない。ここでは、コンクリート充填鋼管の設計基準を検討するために行った実験の結果を報告する。なお、今回の報告の対象は、純圧縮を受ける短柱供試体であり、長柱供試体および曲げ試験の結果については別途報告する。

## 2. 設計上の諸問題

コンクリート充填鋼管の歴史は古く、1879年にイギリスの Severn 鉄道橋で用いられたのが最初であると言われている。また、建築の分野では、柱にコンクリート充填鋼管を用いることがあり、設計基準も準備されている。これらの使用例では、いずれもコンクリート充填鋼管に大きなじん性を期待しているが、設計基準としては安全側の仮定が多く、合成効果を十分評価したものとはなっていない。

橋梁の橋脚に、コンクリート充填鋼管を適用するためには、基本的に下記の問題について解決する必要がある。

- (1) コンクリート充填鋼管に軸圧縮力が作用した場合、弾性域ではコンクリートのポアソン比(約 $1/6$ )が鋼のポアソン比(約 $0.3$ )より小さいため、断面内ではコンクリートと鋼が離れようとする挙動を示す(図-2参照)。この場合、鋼とコンクリートが十分付着していれば、鋼管はコンクリートにより内側に引張られ、円周方向には圧縮応力が作用する。一方、付着が十分でなければ鋼管とコンクリートは離れ、合成構造としての効果は期待できないことになる。したがって、コンクリートと鋼の付着のみで一体化した挙動を示すかどうかの問題となる。また、コンクリートと鋼の付着が十分でない場合、鋼管の内側にスタッドを打つなどの対策が必要となる。

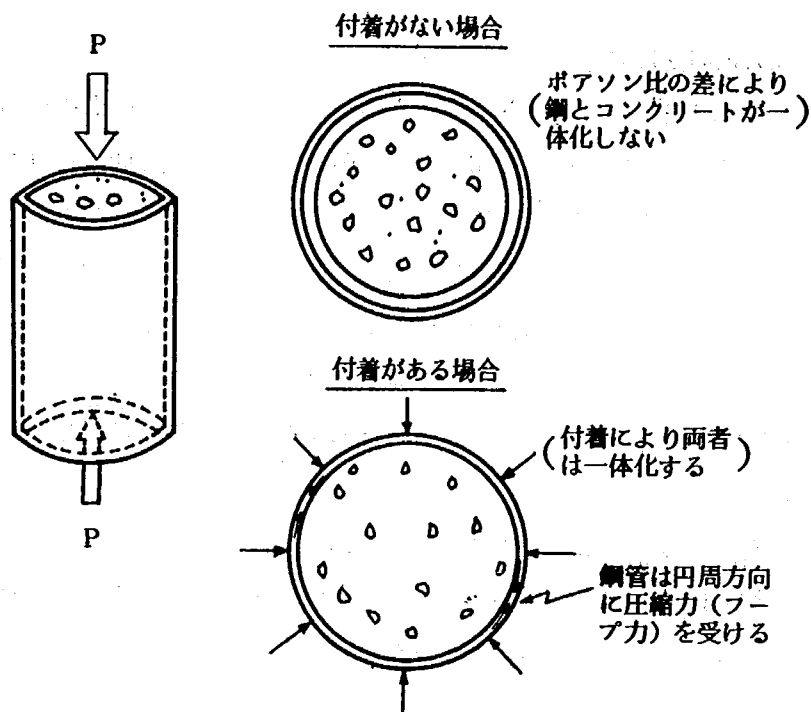


図-2 弾性域での挙動

(2) 次に塑性域に入ると、コンクリートのポアソン比が急激に大きく(約0.5)なり、鋼のポアソン比を上回る。したがって、上記とは逆に鋼管断面円周方向には引張力が作用する。このため、コンクリートと鋼管は一体化した構造になるが、塑性域ではコンクリートにクラックが生じ、鋼管には局部座屈が生じるために、耐荷力、じん性などについて確認する必要がある。また、塑性域におけるスタッドの効果(特に局部座屈の防止効果)について確認する必要がある。

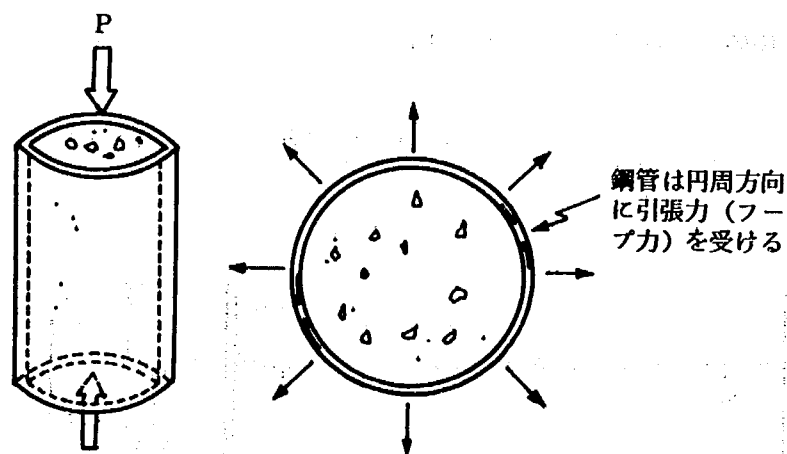


図-3 塑性域での挙動

(3) 上記の弾性域・塑性域での挙動は、様々な要素により影響される。たとえば、鋼管の板厚、スタッドの配置、コンクリート強度、鋼管降伏点などの要素が影響すると考えられる。これらの要素の影響を総合的に明らかにする必要がある。

上記の事項は短柱の圧縮試験により確認できるため、今回の報告の中で検討を加える。なお、コンクリート充填鋼管の設計基準を完全なものにするためには、さらに次の項目について検討を加える必要が

あり、56年度以降に順次検討を加えていく予定である。

- (4) コンクリート充填鋼管が曲げモーメントを受ける場合、コンクリートに引張応力が生じるため、この場合の耐力、剛度などについて検討を加える必要がある。さらに、鋼管とコンクリートとの間のせん断力の伝達を、付着によるかスタッドによるかについて検討する必要がある。
- (5) コンクリート充填鋼管がくり返し応力を受けた場合、ひび割れの進展、鋼管の塑性ひずみの蓄積、スタッド周辺の応力集中などにより、耐力が低下する恐れがある。また、付着強度もくり返し応力によって低下する恐れがあり、これらについて検討が必要である。
- (6) コンクリート充填鋼管で長柱を構成した場合は、その耐力を評価するためには断面剛性を正確に評価する必要がある。
- (7) じん性を有効に評価した設計を行うためには、設計体系について総合的に検討する必要がある。たとえば、弾性域で通常の地震に抵抗し、塑性域で大型地震に抵抗するような設計体系を規定することが考えられ、これら設計体系の方向を検討しなければならない。

### 3. 供試体の概要

供試体は計10体製作した。これらはいずれも圧縮試験用の供試体である。供試体の一般図を図-4に、10体の供試体の一覧を表-1に示す。

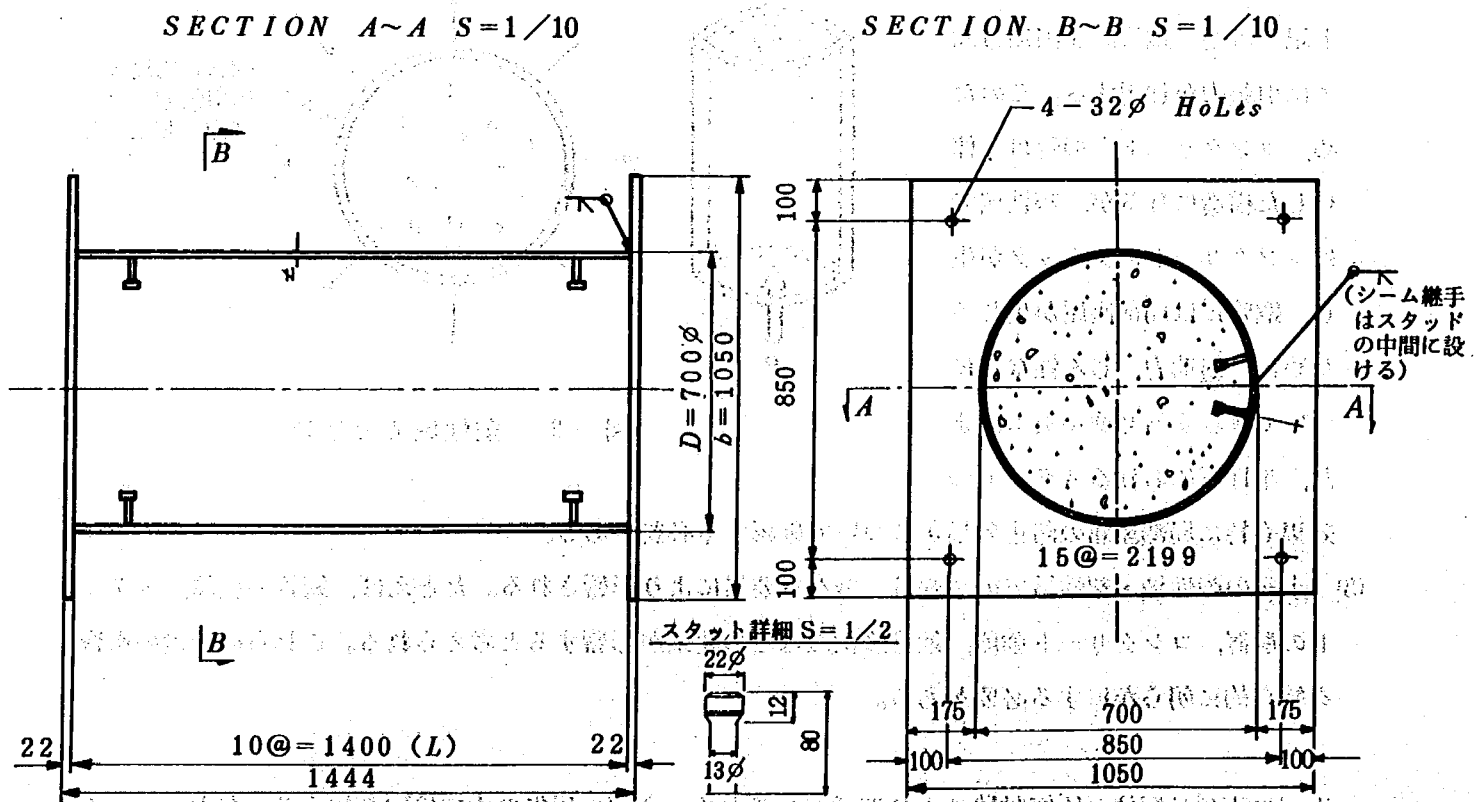


図-4 供試体一般図

表-1 実験供試体一覧

| 供試体 | 鋼管(径×板厚) <sup>*</sup> | 充填コンクリート | スタッド | 鋼管降伏点 (kg/cm <sup>2</sup> ) | コンクリート強度 (kg/cm <sup>2</sup> ) | 備 考       |
|-----|-----------------------|----------|------|-----------------------------|--------------------------------|-----------|
| A-1 | 700 × 6               | 無        | —    | 4600                        | 245                            | くり返し載荷用   |
| A-2 | " × 8                 | "        | —    | 4720                        | "                              |           |
| A-3 | " × 8                 | "        | —    | "                           | "                              |           |
| A-4 | " × 12                | "        | —    | 4000                        | "                              |           |
| B-1 | 700 × 6               | 有        | 有    | 4600                        | "                              | くり返し載荷用   |
| B-2 | " × 8                 | "        | "    | 4720                        | "                              |           |
| B-3 | " × 8                 | "        | "    | "                           | "                              |           |
| B-4 | " × 12                | "        | "    | 4000                        | "                              |           |
| B-5 | " × 8                 | "        | 無    | 4720                        | "                              | 高強度コンクリート |
| B-6 | " × 8                 | "        | 有    | "                           | 410                            |           |

\* 供試体全長は 1400mm, 両端には載荷用の端板を有する。

鋼管に使用した鋼材は SM 50 Y 材である。材料引張試験片は曲げ加工後の鋼板より採取し、表-2 に示す結果を得た。

表-2 鋼材の引張り試験結果

| 鋼管種別       | 降伏点 (kg/cm <sup>2</sup> ) | 引張強さ (kg/cm <sup>2</sup> ) | 伸び (%) |
|------------|---------------------------|----------------------------|--------|
| φ 700 × 6  | 4570                      | 5700                       | 23.4   |
|            | 4620                      | 5750                       | 23.0   |
|            | 4630                      | 5670                       | 22.1   |
| 平 均 値      | 4600                      | 5700                       | 22.8   |
| φ 700 × 8  | 4720                      | 5650                       | 25.8   |
|            | 4720                      | 5660                       | 26.0   |
|            | 4720                      | 5620                       | 25.7   |
| 平 均 値      | 4720                      | 5640                       | 25.8   |
| φ 700 × 12 | 4000                      | 5710                       | 22.4   |
|            | 4030                      | 5770                       | 22.1   |
|            | 3970                      | 5770                       | 21.6   |
| 平 均 値      | 4000                      | 5750                       | 22.0   |
| 規 格 値      | 3700 以上                   | 5000 ~ 6200                | 15 以上  |

供試体は、写真-1 に示す巻加工を行った後、写真-2、写真-3 に示す内面溶接、外面溶接を行った。溶接開先の形状は図-5 に示すとおりであり、溶接条件については表-3 に示す。なお、溶接はサブマージアーク溶接である。スタッドジベルは通常のスタッドガンにより施工した。スタッドの溶植状態を写真-4 に示す。

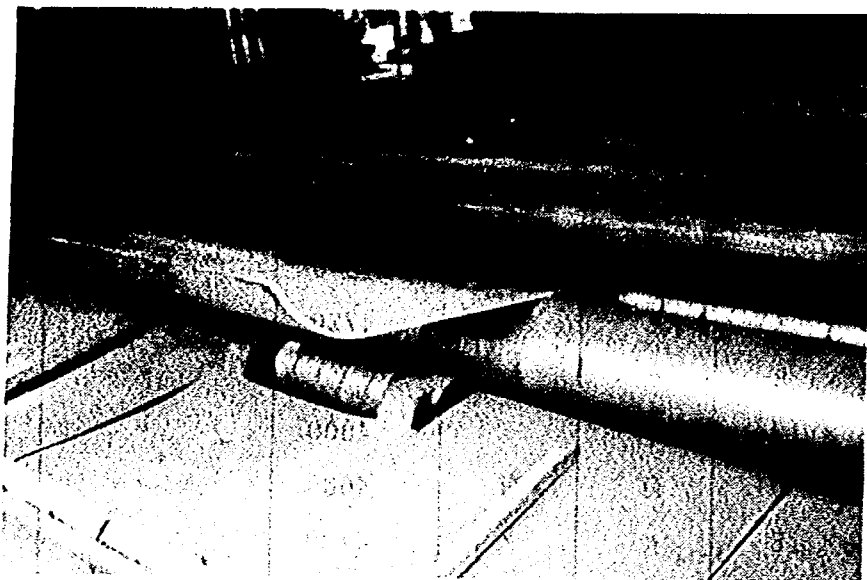


写真-1 鋼管巻き加工

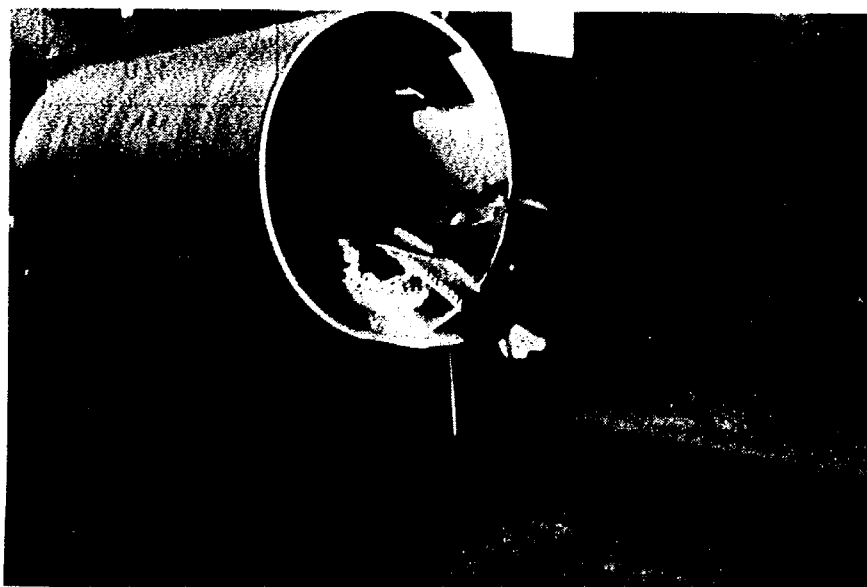
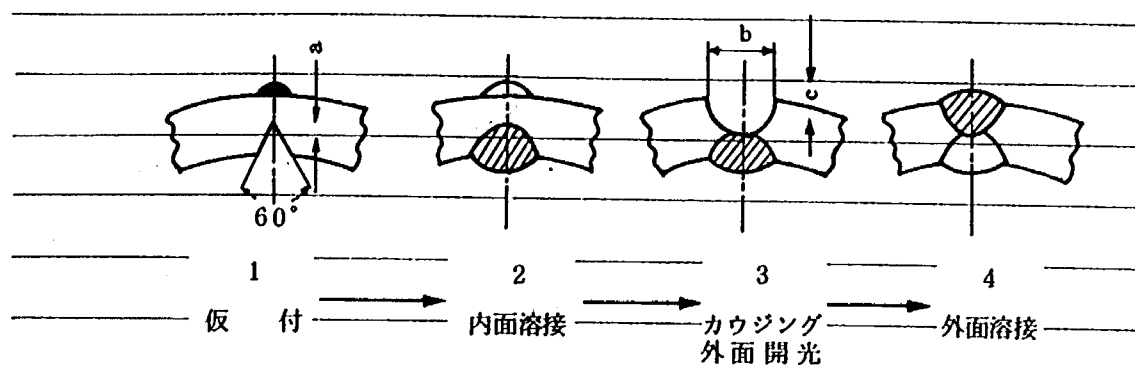


写真-2 鋼管内面溶接



写真-3 鋼管外面溶接



開光寸法

| 板 厚 | a | b  | c |
|-----|---|----|---|
| 12  | 3 | 10 | 5 |
| 8   | 2 | 8  | 3 |
| 6   | 2 | —  | — |

図-5 鋼管溶接開先形状

表-3 鋼管溶接条件

| 板 厚    | 場 所 | 電 流  | 電 圧 | 速 度                  |
|--------|-----|------|-----|----------------------|
| 12(鋼質) | 内 外 | 560A | 38V | 37 <sup>cm/min</sup> |
|        |     | 580  | 36  | 30                   |
| 8      | 内 外 | 430  | 35  | 50                   |
|        |     | 580  | 38  | 45                   |
| 6      | 内 外 | 370  | 32  | 85                   |
|        |     | 580  | 36  | 60                   |



写真-4 スタッロジベル溶植状態

表-4 コンクリートの配合および強度

コンクリート配合表

| 目 標 値                               |                | 水     | セメント  | 細骨材   | 粗骨材    | 備 考                                     |
|-------------------------------------|----------------|-------|-------|-------|--------|-----------------------------------------|
| $\sigma = 210\text{kg}/\text{cm}^2$ | 1 $\text{m}^3$ | 152kg | 249kg | 826kg | 1110kg | セメント比重 3.16<br>粗骨材比重 2.65<br>細骨材比重 2.58 |
| $\sigma = 400\text{kg}/\text{cm}^2$ | 1 $\text{m}^3$ | 151kg | 357kg | 650kg | 1179kg | セメント比重 3.16<br>粗骨材比重 2.65<br>細骨材比重 2.68 |

コンクリート圧縮試験結果

| 目標値(kg/cm <sup>2</sup> ) | (1) | (2) | (3) | 平 均 値 |
|--------------------------|-----|-----|-----|-------|
| (210)                    | 241 | 247 | 247 | 245   |
| (400)                    | 438 | 436 | 429 | 434   |

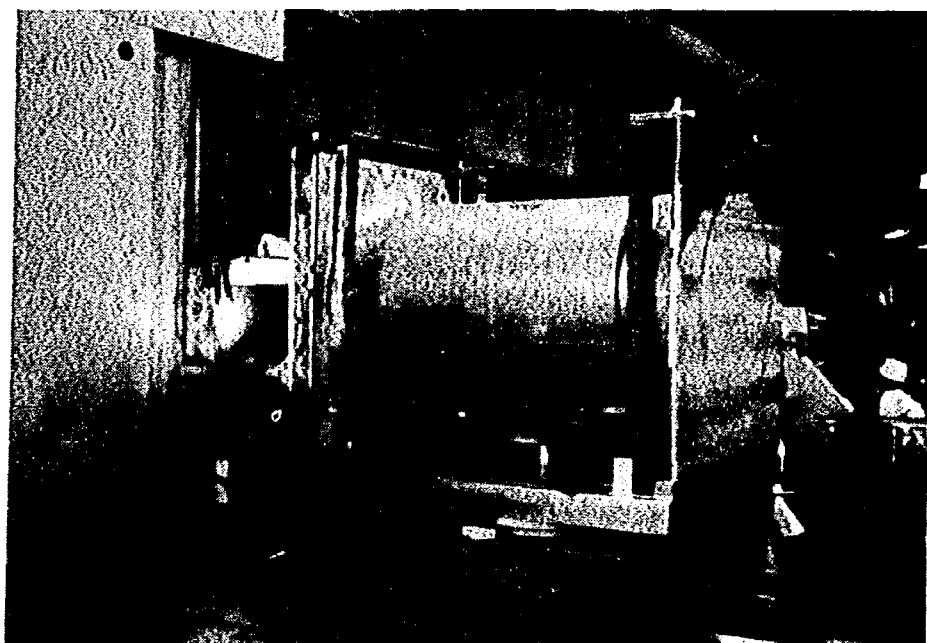
打設したコンクリートの配合および強度は表-4に示すとおりである。コンクリート打設後にそのまま端板を溶接すると、コンクリートの乾燥収縮によりコンクリートにクラックを生じ、一様な載荷が困難になることが考えられる。このため、3週間の養生のあと、余盛部のコンクリートをはつり、無収縮モルタルを平らに施工した後に端板を取付けた(写真-5~写真-6参照)。供試体の一様な載荷を可能にするため、端板表面はフェーシングマシンで仕上げた(写真-7)。



写真-5 無収縮モルタルの施工



写真－6 端板の取付け



写真－7 端板の仕上げ

供試体A-1～A-4はコンクリートを充填しない供試体であり、コンクリートを充填した供試体との対比を行うためのものである。供試体A-3は、A-2と同一であるが、くり返し載荷用（低サイクルのくり返しによる塑性ひずみの蓄積のチェック）に製作したものである。

供試体B-1～B-6はコンクリートを充填した供試体である。B-1～B-4はA-1～A-4に対応した供試体である。B-5はB-2と同一の諸元をもつがスタッドを打設していない供試体である。またB-6は、高強度のコンクリートを用いた供試体である。

載荷にあたっては、供試体全体の荷重－変位曲線のほかに、鋼管のひずみ（128点）と面外変形（52点）を自動計測した。ひずみおよび面外変形の計測位置を図-6および図-7に示す。ゲージ貼付および面外変形計測の状態を写真-8に示す。

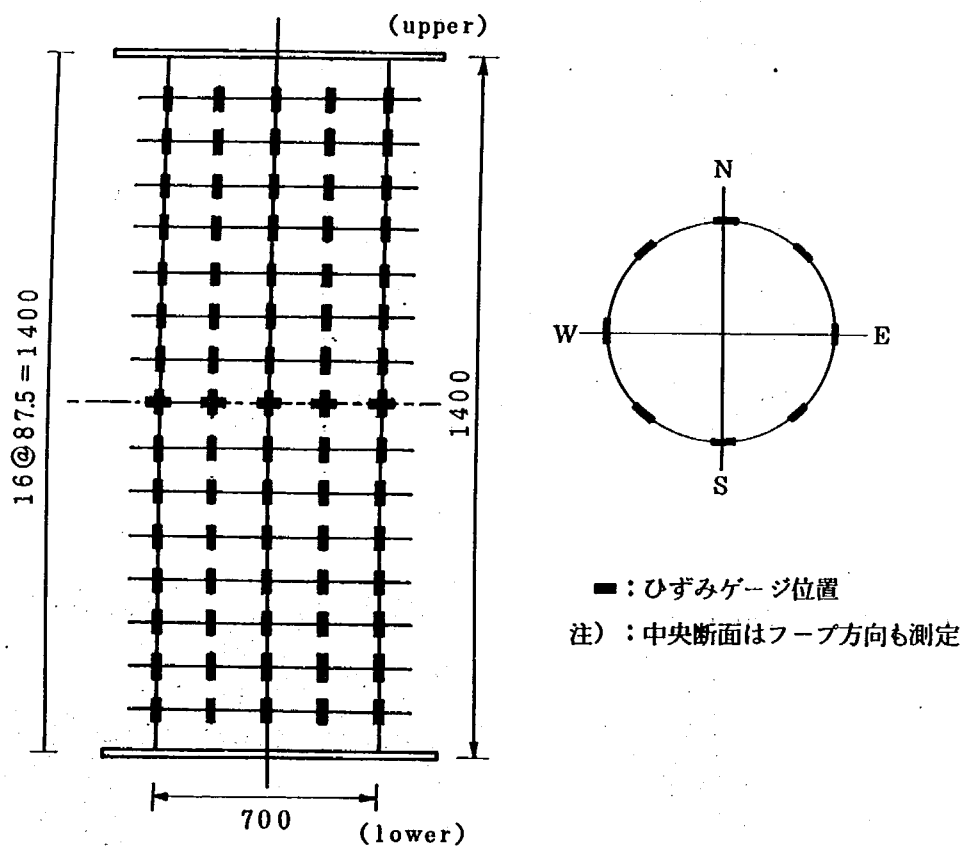


図-6 ひずみ計測位置

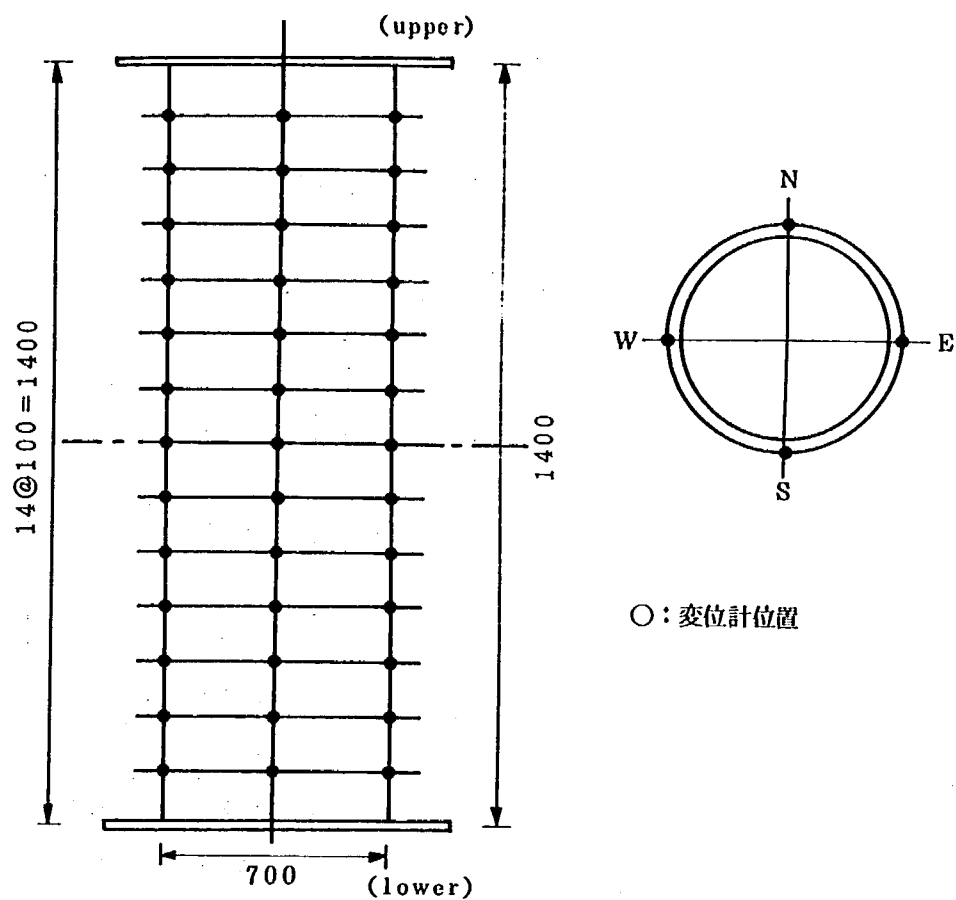


図-7 面外変形計測位置

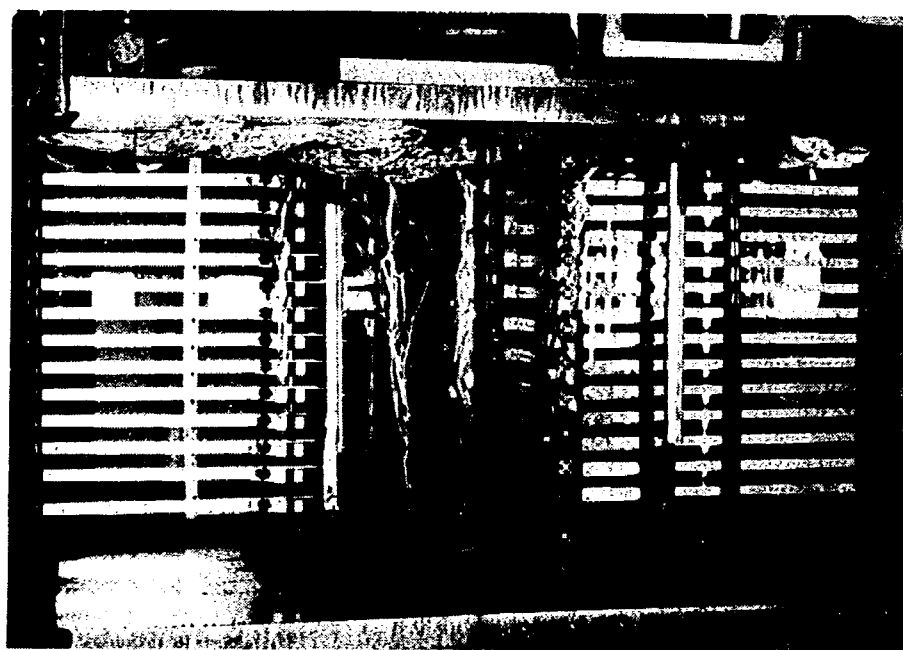


写真-8 変位計の取付け状態

## 4. 実験結果とその解析

### 4-1. 最大耐力について

コンクリート充填鋼管の最大耐力の実験値と理論値を表-5に示す。表-5の記号は次の定義による。

表-5 最大耐力の実験値と理論値

| 供試体 | 実験値<br>(t) | 理 論 値  |        |        |           |           | 実験値<br>$\frac{\text{実験値}}{Sc+Sb}$ | 実験値<br>$\frac{\text{実験値}}{Sc+Sy}$ |
|-----|------------|--------|--------|--------|-----------|-----------|-----------------------------------|-----------------------------------|
|     |            | Sc (t) | Sb (t) | Sy (t) | Sc+Sb (t) | Sc+Sy (t) |                                   |                                   |
| A-1 | 540        | —      | 567    | 602    | 567       | 602       | 0.95                              | 0.90                              |
| A-2 | 753        | —      | 786    | 821    | 786       | 821       | 0.96                              | 0.92                              |
| A-3 | 760        | —      | 786    | 821    | 786       | 821       | 0.97                              | 0.93                              |
| A-4 | 1087       | —      | 1010   | 1037   | 1010      | 1037      | 1.07                              | 1.05                              |
| B-1 | 1509       | 911    | 567    | 602    | 1478      | 1513      | 1.02                              | 1.00                              |
| B-2 | 1730       | 900    | 786    | 821    | 1686      | 1721      | 1.03                              | 1.01                              |
| B-3 | 1722       | 900    | 786    | 821    | 1686      | 1721      | 1.02                              | 1.00                              |
| B-4 | 2230       | 879    | 1010   | 1037   | 1889      | 1916      | 1.18                              | 1.16                              |
| B-5 | 1694       | 900    | 786    | 821    | 1686      | 1721      | 1.00                              | 0.98                              |
| B-6 | 2663       | 1595   | 786    | 821    | 2381      | 2416      | 1.12                              | 1.10                              |

Sc ; コンクリートのシリンダー試験結果により算出したコンクリート部分の最大耐力。

Sb ; 局部座屈を考慮した鋼管の最大耐力。ここでは、鋼管の残留応力、初期変形を考慮して、次式で定義される Donnell-Wan の式を用いて算出した。

$$\sigma_{cr} = \sigma_y \left( N - \sqrt{N^2 - \sigma_{cl}/\sigma_y} \right) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

$\sigma_{cr}$  ; 初期変形、残留応力を考慮した鋼管の局部座屈応力度

$\sigma_y$  ; 鋼管鋼材の降伏応力度

$\sigma_{cl}$  ; 弾性座屈理論による、鋼管の局部座屈応力度で、次式で算出する。

$$\sigma_{cl} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \cdot \frac{t}{R}$$

E,  $\nu$  ; 鋼材のヤング係数, ポアソン比

R, t ; 鋼管の半径, 板厚

$$N = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{\sigma_{cl}}{\sigma_y} + \frac{U \cdot E}{2 \sigma_y} \right)$$

U；初期不整の程度を表わす定数。道路橋示方書にならい、ここではU=0.001とする。

Sy；鋼管の鋼材降伏点より算出した、局部座屈を考慮した鋼管の最大耐荷力。

表一5に示すように、鋼管のみの供試体であるA-1～A-4については、実験値はSbをも下回ることが多い。これは、特に薄肉の鋼管では初期不整の影響が大きく、上記で仮定した初期不整の程度が必ずしも実態を反映したものではないためである。

一方、コンクリート充填鋼管供試体であるB-1～B-6の最大耐荷力については、次の3つのケースを基本的に考えることができる。

ケース1；コンクリートと鋼管が全く単独に挙動すると考えると、最大耐荷力はSc+Sbとなる。

ケース2；コンクリートにより鋼管の局部座屈が拘束されると考えられると、最大耐荷力はSc+Syとなる。

ケース3；コンクリートにより鋼管の局部座屈が拘束され、さらに塑性域においてポアソン比の差により鋼管の円周方向の引張力（フープ力）が生じ、これによりコンクリートが拘束されると考えると、コンクリートは3軸応力状態となるために、コンクリート強度はシリンダー強度より大きくなる。この状態では最大耐荷力はSc+Syよりさらに大きくなると考えられる。

表一5に示す実験結果を見ると、比較的鋼管が薄肉のB-1～B-3の供試体では、コンクリートにより鋼管の局部座屈が拘束されてはばSc+Syの最大耐荷力が確保されている。厚肉の供試体であるB-4では、Sc+Syを大幅に上回る耐荷力が示されているが、これは厚肉の鋼管によりコンクリートが強く拘束され、3軸応力状態になったためであると考えられる。したがって、薄肉の供試体でもケース2で想定した耐荷力は確保できるが、ケース3で想定した耐荷力を得るためには厚肉の鋼管が必要であると結論づけられる。

スタッドを打設していない供試体B-5では、B-2、B-3に比べて最大耐荷力が若干小さく、ほぼケース1に想定した耐荷力しか得られない。したがって、鋼管の局部座屈を十分に拘束するためには、スタッドを打設することが必要であると考えられるが、今回の供試体ではケース1とケース2の耐荷力の差は小さいため、スタッド打設の必要性の有無については、より詳細に検討する必要がある。

高強度コンクリートを用いた供試体では、最大耐荷力はSc+Syを大幅に上回る。この供試体では、鋼管によるコンクリートの拘束が大きくないことは、供試体B-2、B-3で確認したわけであるが、B-6で拘束の効果が期待できるのは、終局状態におけるコンクリートの状態が関係していると思われる。後述するように、供試体B-2、B-3では、終局状態では一部のコンクリートが圧壊して小さなブロック状になっていたと思われる、この状態では鋼管による拘束があっても3軸状態としての強度の増加は期待できない。供試体B-6では、終局状態でコンクリートが健全な状態にあるために、3軸状態での強度の増加が期待できる。すなわち、ケース3の耐荷力を期待できるかどうかは、鋼管の板厚のほかに、終局状態でのコンクリートの状態も大きく影響すると考えられる。

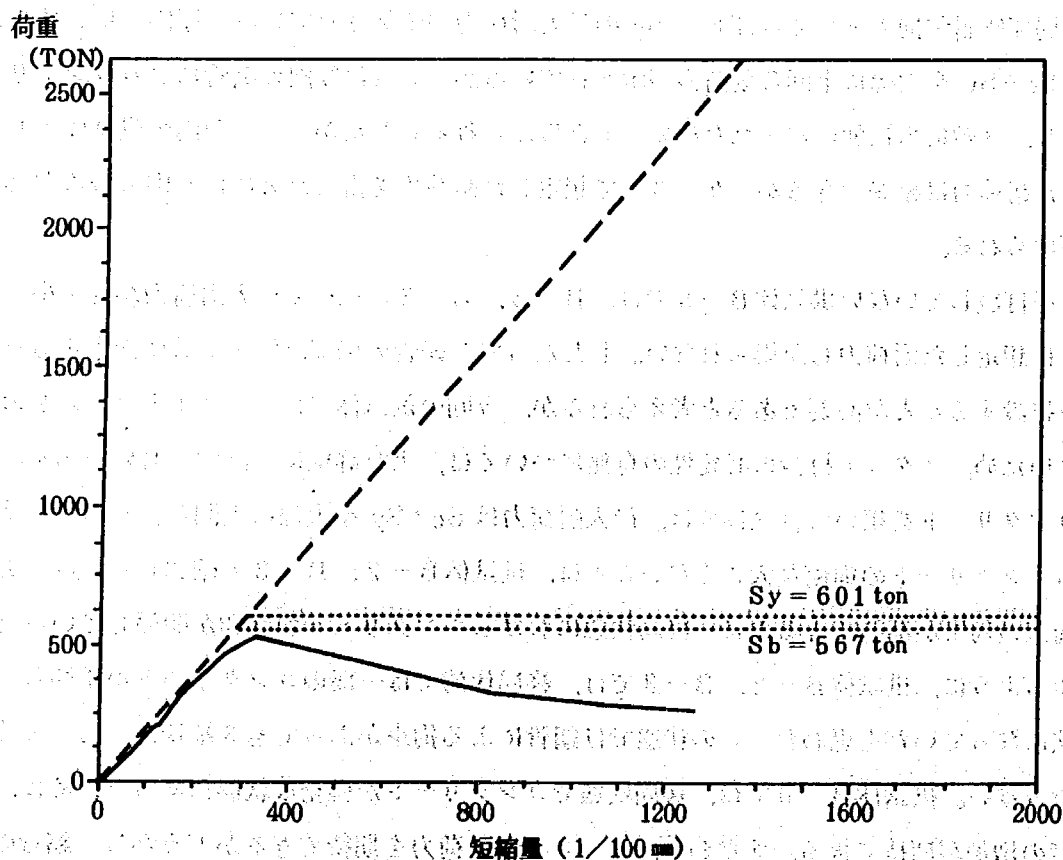
#### 4-2. じん性について

じん性の有無については荷重—変位曲線で概略を判断することができるので、各供試体の荷重—変位曲線を図—8～図—17に示す。

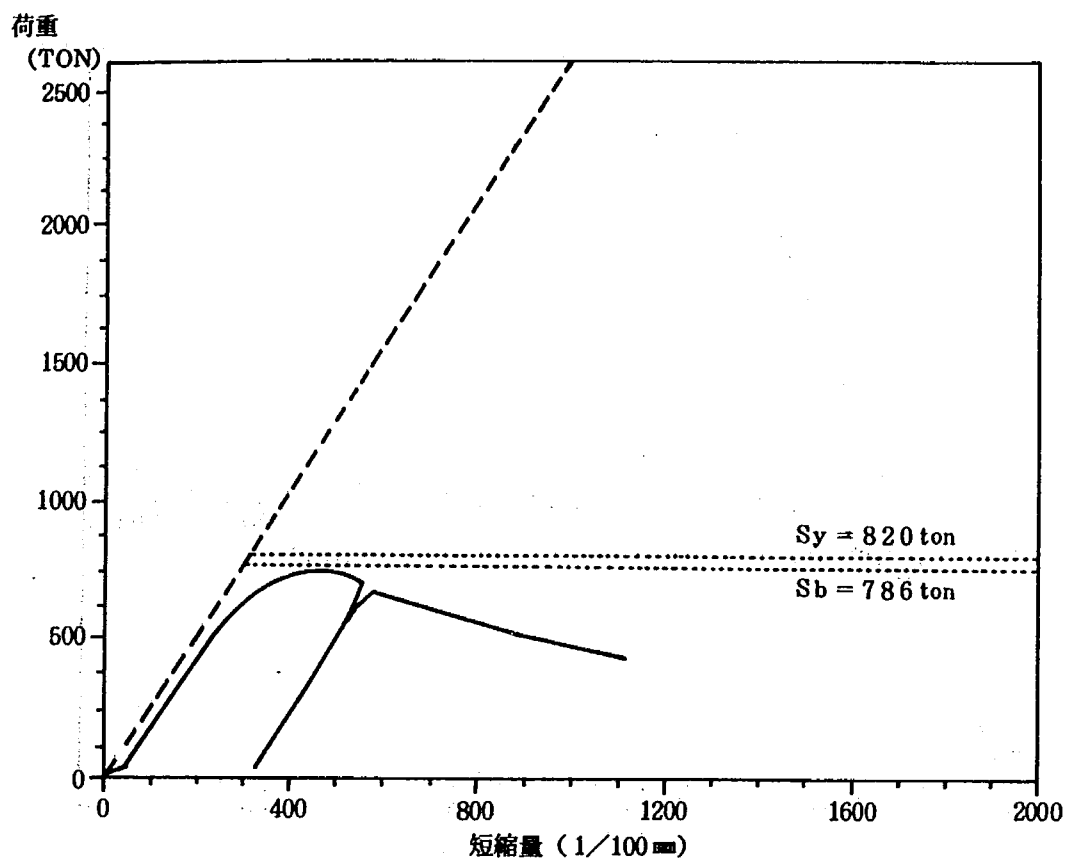
まず、図—8～図—11に示された鋼管のみの供試体の荷重—変位曲線について比較する。一般に、薄肉の鋼管供試体については、最大耐荷力に達した後の耐荷力の低下が著しく、じん性に乏しい挙動を示す。一方、供試体A—4のように比較的厚肉の鋼管は、大きな局部座屈を生じることなく、また急激に耐荷力が低下することはない。供試体A—2の載荷後の状態を写真—9に示すが、大きな局部座屈を生じて耐荷力が低下している状態がよく分る。一方、供試体A—4の載荷後の状態を写真—10に示すが、載荷後も大きな局部座屈は生じていない。

次に図—12～図—17に示されたコンクリート充填鋼管の荷重—変位曲線については、薄肉・厚肉をとわず最大耐荷力に達した後の耐荷力の低下はほとんど見られず、きわめてじん性の大きい構造となっている。図—14に示すように、この大きいじん性はくり返し載荷によっても失われることはない。したがって、コンクリート充填鋼管は、地震力を受ける橋脚などに最適の構造であると考えられる。また、鋼管のみの場合と異り、鋼管としては薄肉のものを用いても十分なじん性を期待できる。

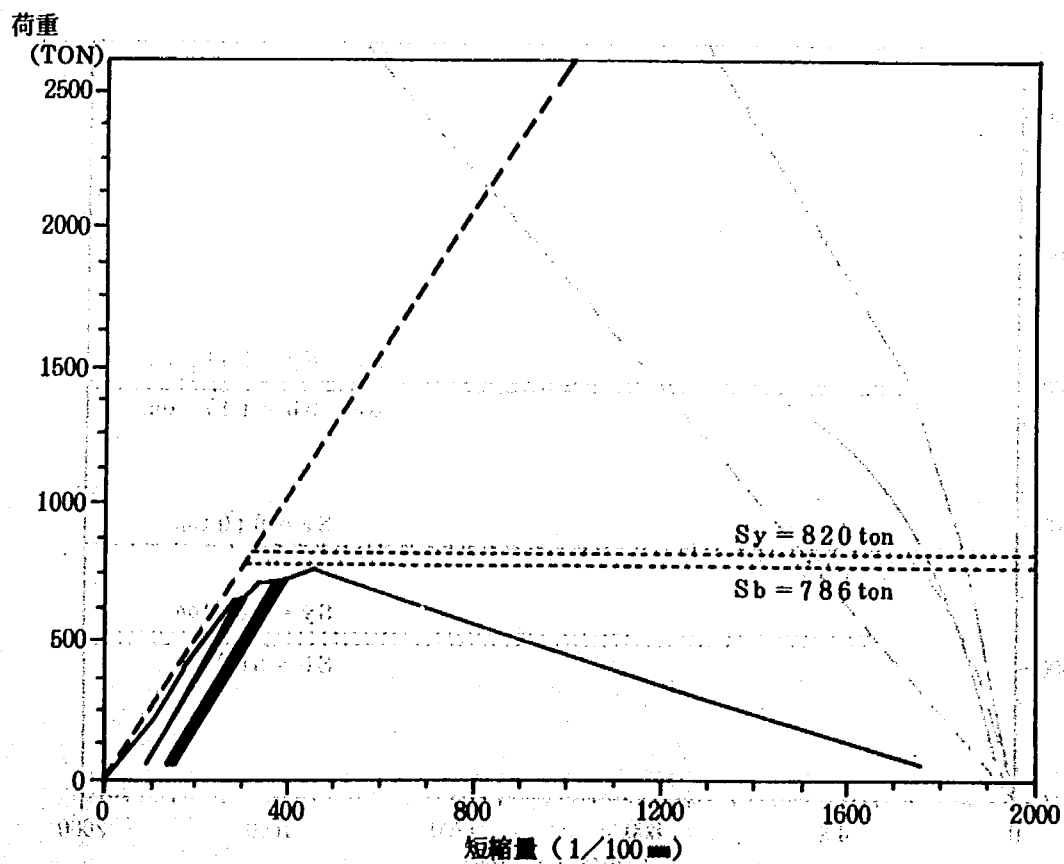
鋼管の内側にスタッドを設けない供試体については、最大耐荷力が若干低下したが、図—14と図—16を比較すれば明らかなように、スタッドを設けないために全体的な挙動が影響を受けることはない。



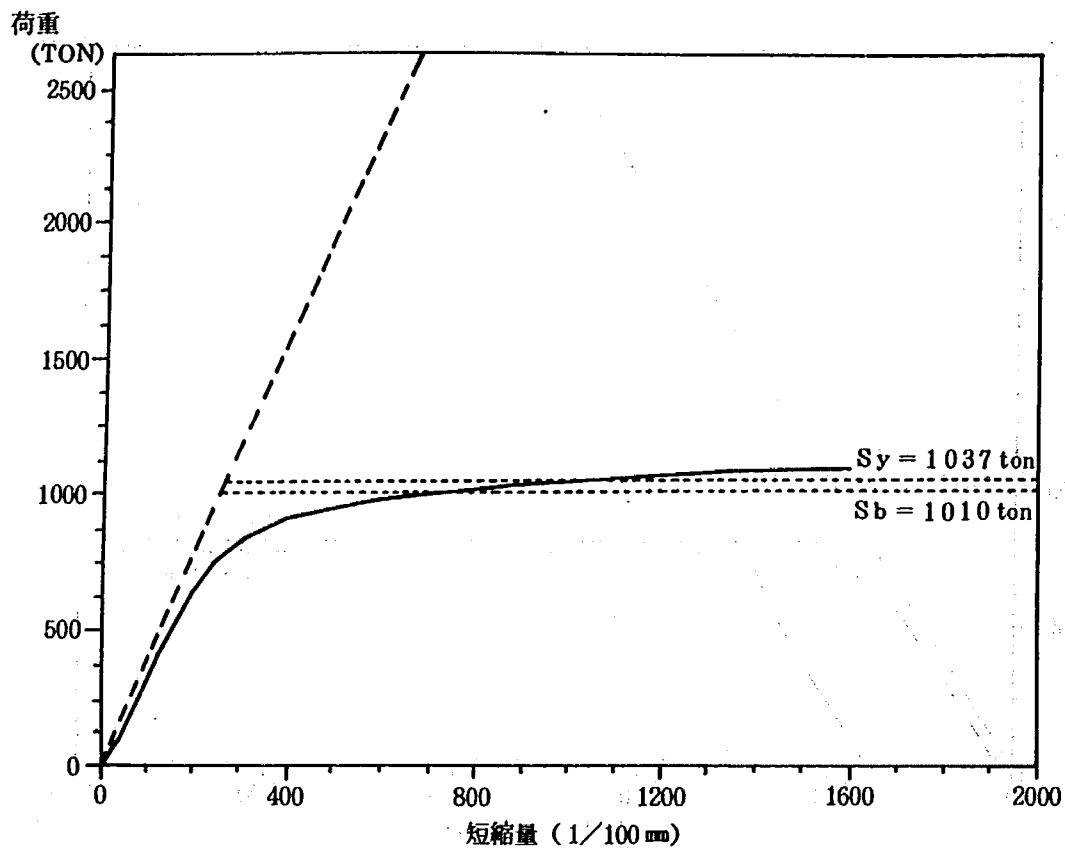
図—8 荷重—変位曲線（供試体A—1）



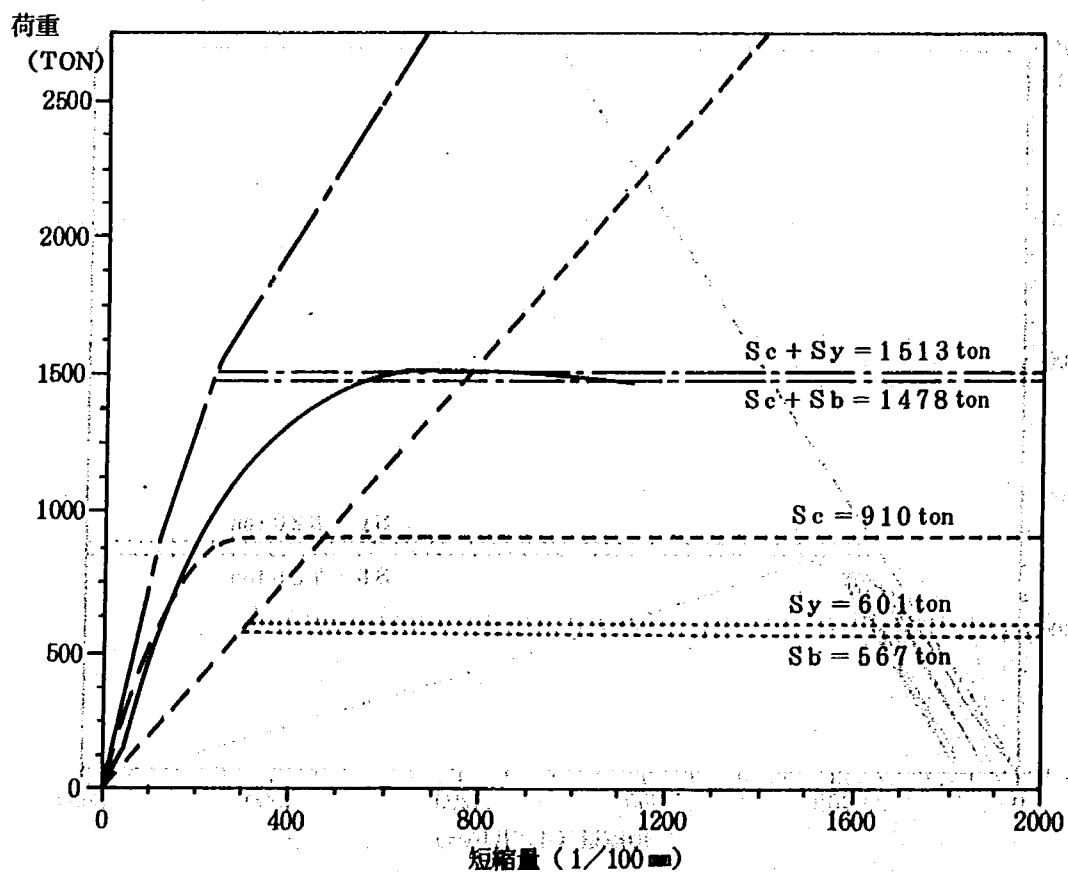
圖—9 荷重—変位曲線（供試体 A—2）



（圖—10 荷重—変位曲線（供試体 A—3）



図一 11 荷重—変位曲線（供試体 A—4）



図一 12 荷重—変位曲線（供試体 B—1）

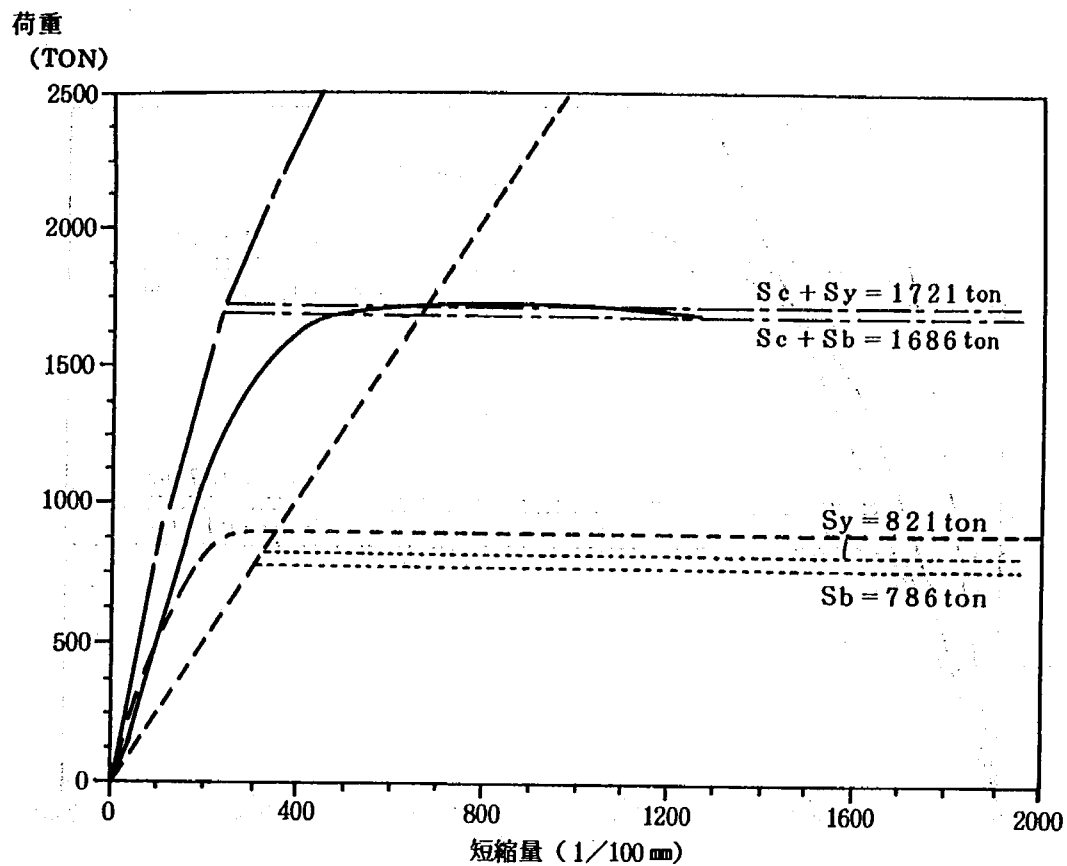


図-13 荷重-変位曲線 (供試体 B-2)

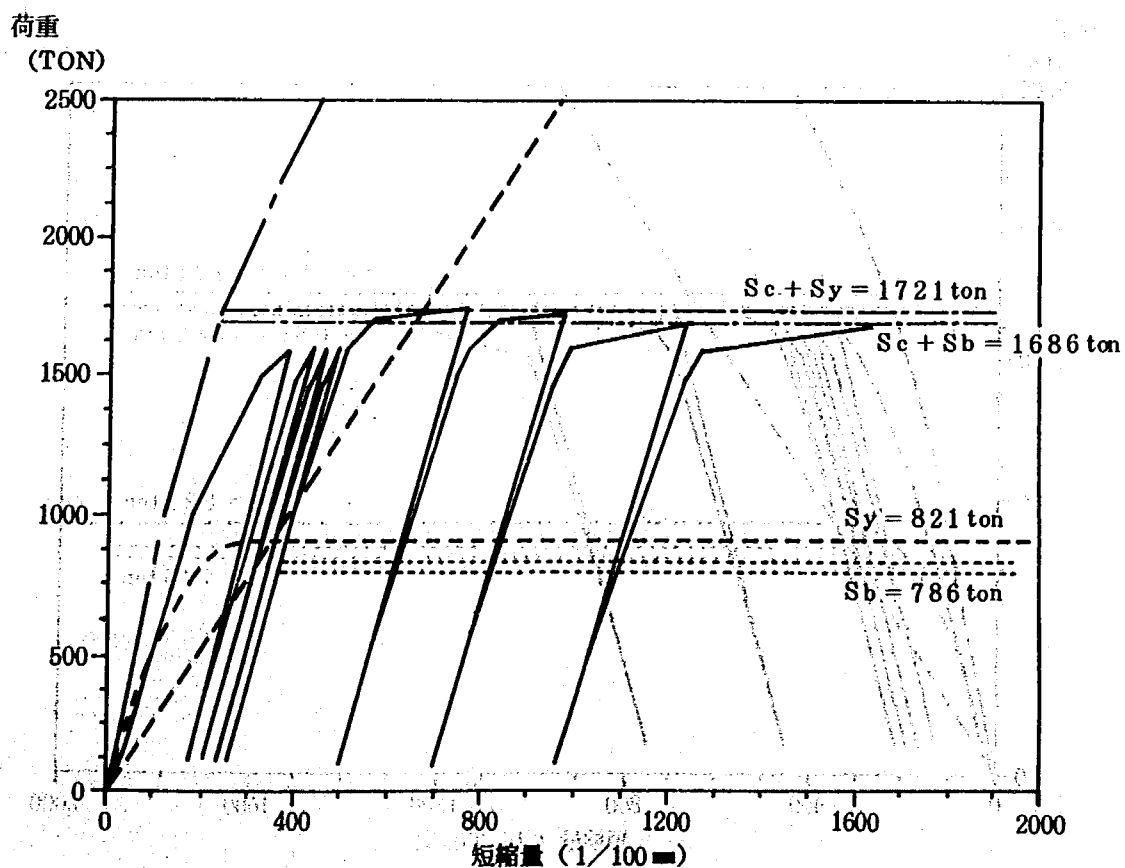
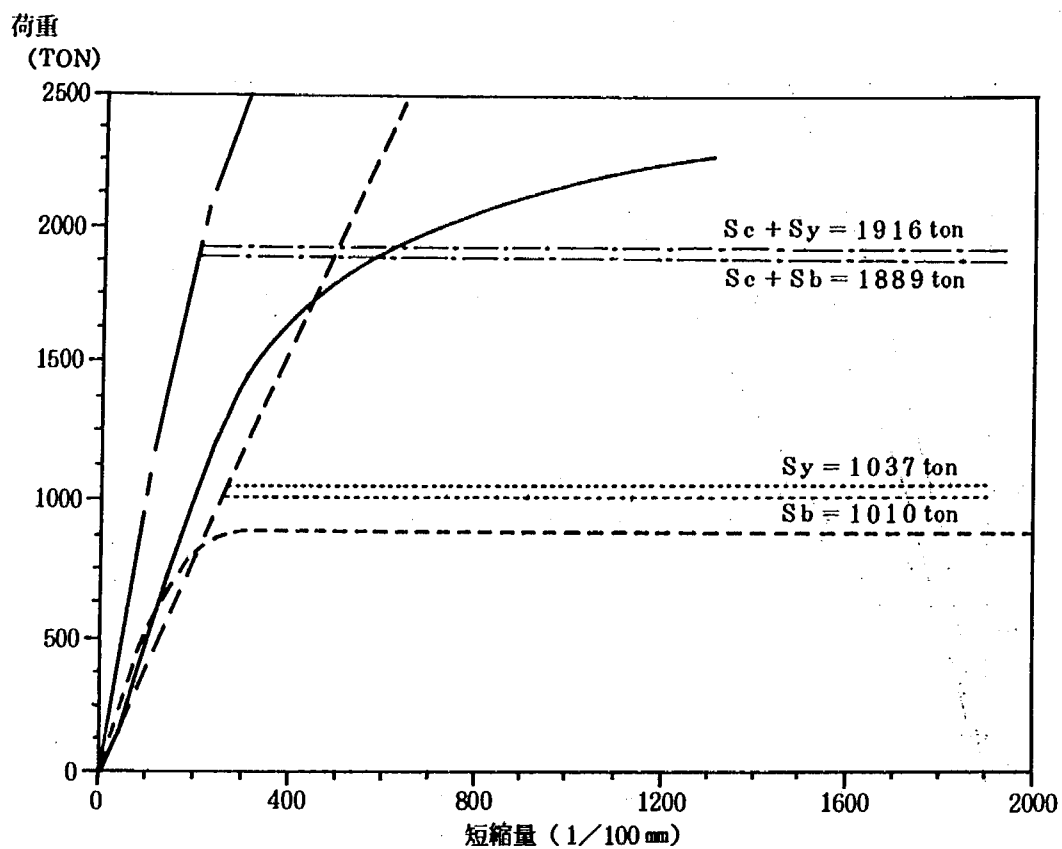
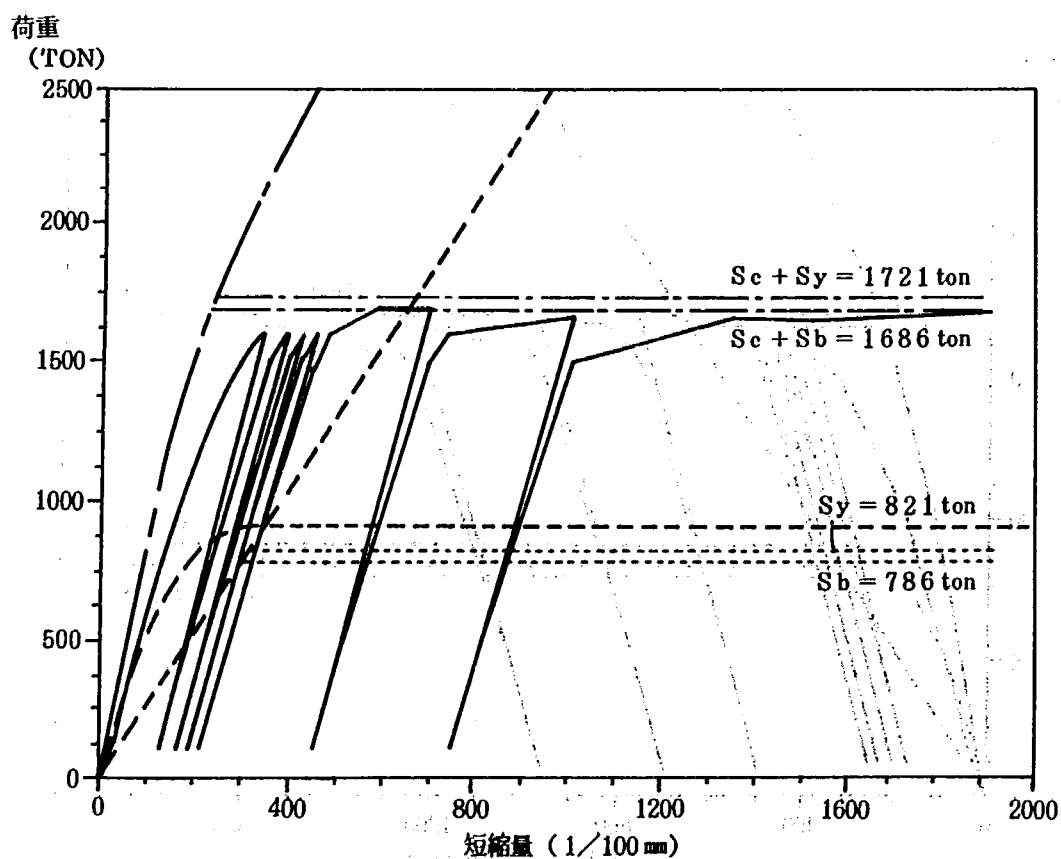


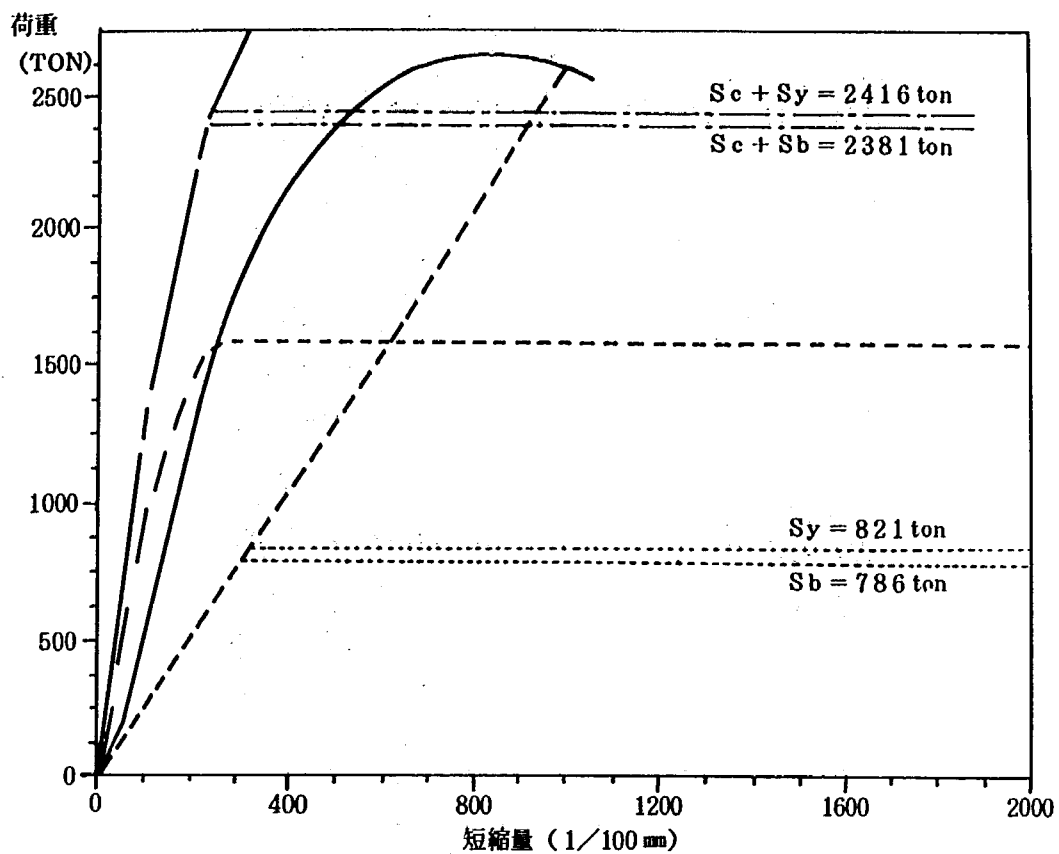
図-14 荷重-変位曲線 (供試体 B-3)



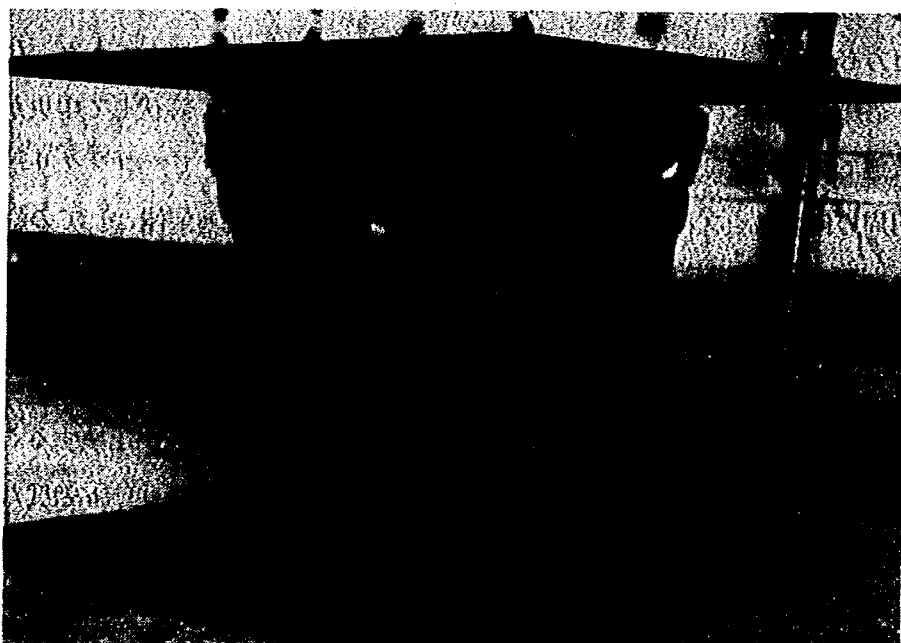
図—15 荷重—変位曲線（供試体 B—4）



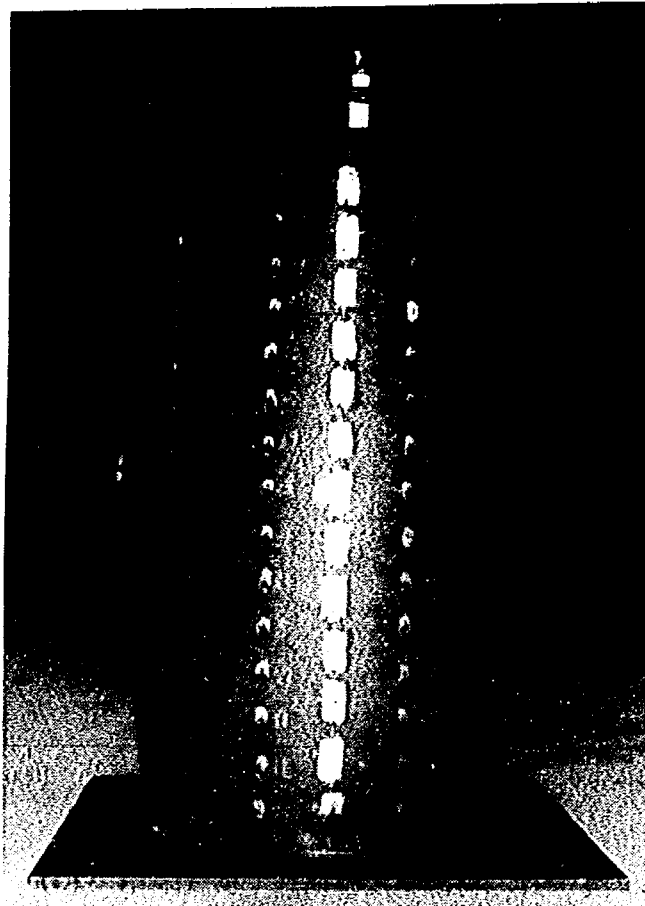
図—16 荷重—変位曲線（供試体 B—5）



図一 17 荷重—変位曲線 (供試体 B—6 )



写真— 9 供試体 A—2 載荷後の状態



写真—10 供試体A—4 載荷後の状態

供試体B—2の載荷後の状態を写真—11に示す。コンクリート充填鋼管の供試体でも、鋼管が薄肉の場合は写真のように局部座屈を生じる。しかし、載荷をつづけていってもこの局部座屈は大きく広がることはなく、耐荷力もほとんど低下しない。供試体B—3では短縮量がきわめて大きくなる領域まで載荷をつづけたが、最終的な状態は写真—12に示すように鋼管が円周方向に降伏して中央がふくらんだ状態になる。この状態でも耐荷力はほとんど低下することはない。したがって、コンクリート充填鋼管は、塑性域で鋼管の円周方向のフープ作用により耐荷力が維持されるために、全体としての耐荷力が低下しないと考えることができる。なお、載荷後も一般部のコンクリートは写真—13に示すように健全であるが、局部座屈を生じた部分のコンクリートは、写真—14に示すように小さなブロック状に圧壊している。このような供試体では  $S_c + S_y$  以上の強度は得られていない。一方、写真—15に示す供試体B—6のように、載荷後も大きな局部座屈を生じない供試体では、内部のコンクリートが圧壊することもないために  $S_c + S_y$  を上回る耐荷力が得られた。供試体B—2とB—6の差はコンクリート強度だけであることを考えると、内部のコンクリート強度が十分大きい場合は、コンクリートが終局状態でも健全であるために、コンクリートの圧壊が生じることがなく、健全なコンクリートにより拘束された鋼管も局部座屈を生じないことがわかる。したがって、コンクリート充填鋼管の特性を十分生かすためには、コンクリートが鋼管に先行して圧壊を生じることが好ましくなく、鋼管の鋼材強度に見合った強度をもつコンクリートを用いることが必要であると考えられる。



写真-11 供試体B-2 載荷後の状態

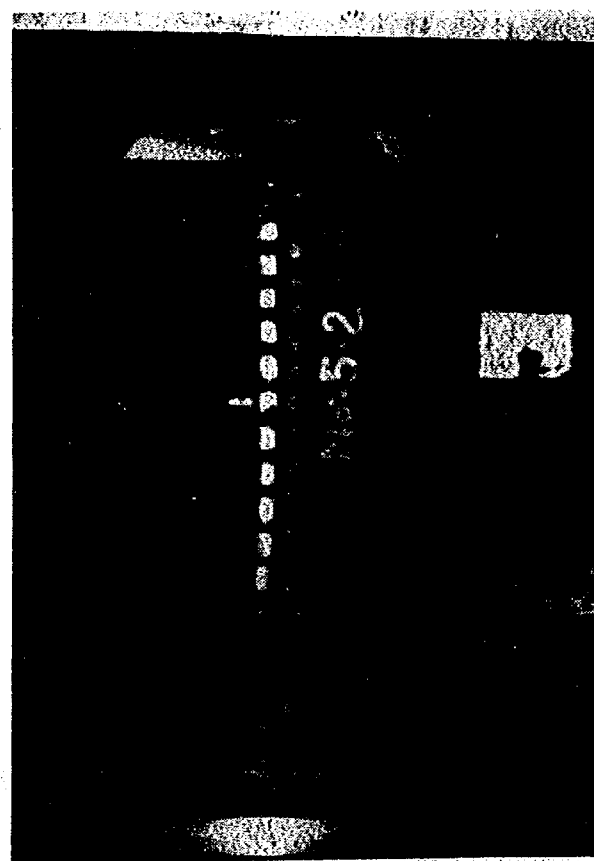


写真-12 供試体B-3 載荷後の状態

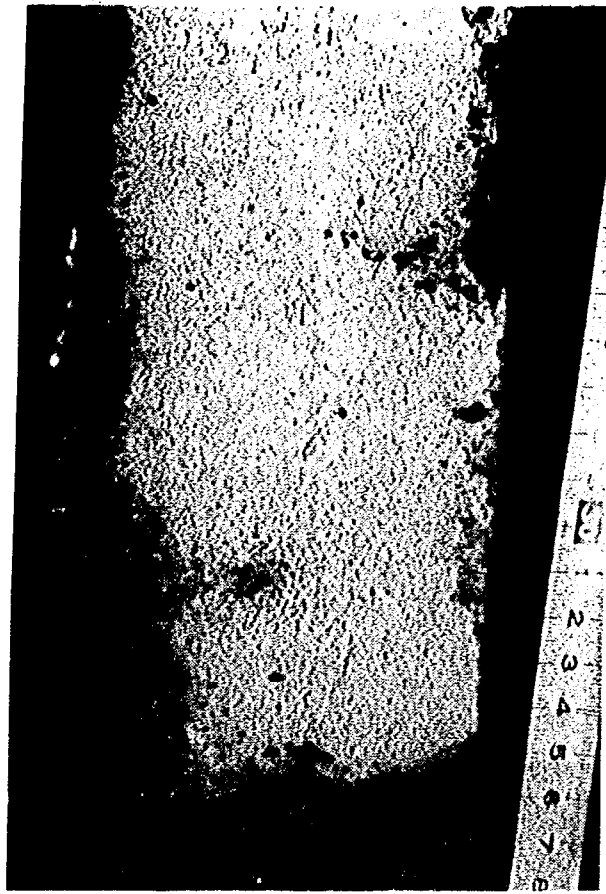


写真-13 載荷後のコンクリートの状態

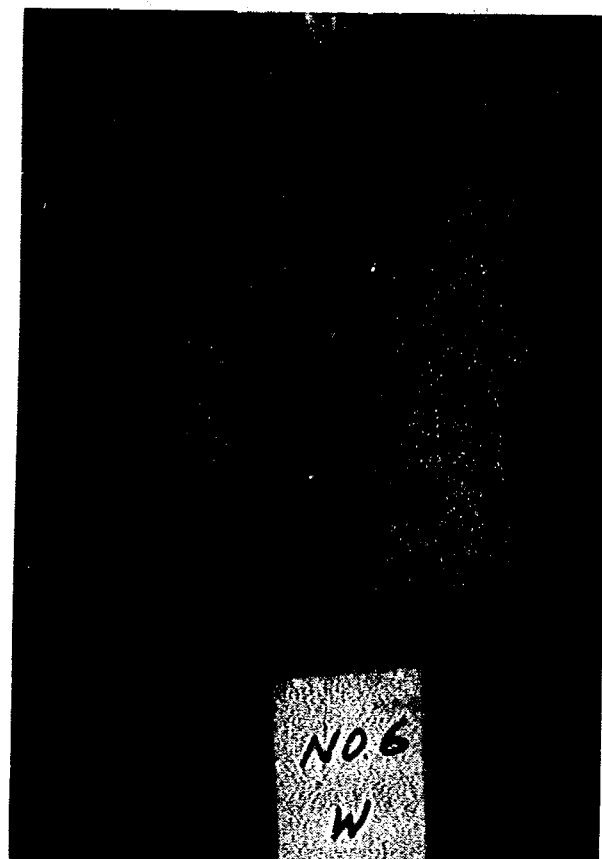


写真-14 載荷後のコンクリートの状態

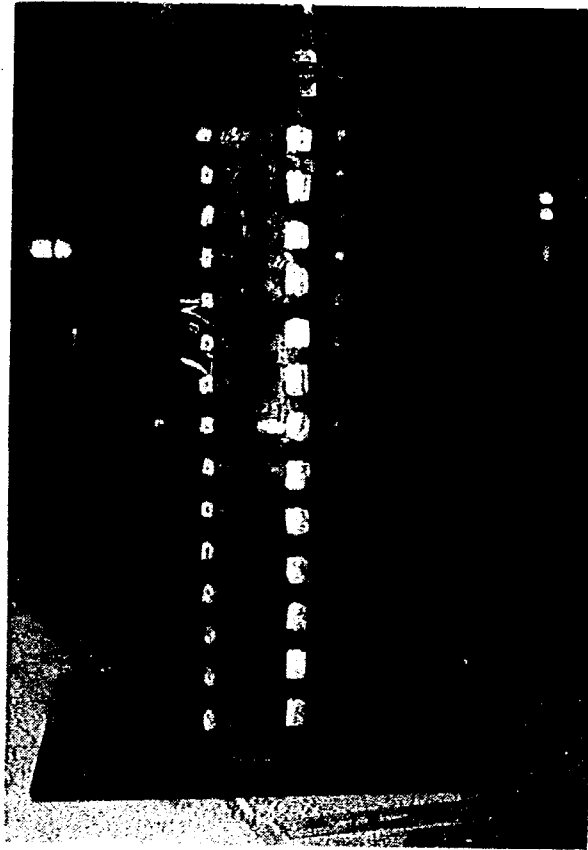


写真-15 供試体B-6 載荷後の状態

図-12～図-17に示されたコンクリート充填鋼管の荷重-変位曲線は、弾性域の勾配が理論値よりかなり小さい。理論曲線は、鋼のヤング係数を  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートの応力-ひずみ曲線を

$$\sigma = \sigma_{ck} \frac{\epsilon}{0.002} \left( 2 - \frac{\epsilon}{0.002} \right) \quad 0 \leq \epsilon \leq 0.002 \quad \dots\dots\dots (2)$$

として求めたものであり、コンクリート強度  $245 \text{ kg/cm}^2$  に対して  $n \div 8.5$  として初期勾配を求めたことになる。荷重-変位曲線が理論値と合わない理由は、次の2つが考えられる。

- (1) スタッドを打設していない供試体B-5の荷重-変位曲線が比較的理論値に近いことを考えると、スタッド打設による残留応力が鋼管の剛度低下をもたらしたと考えることができる。
- (2) 密閉された状態で硬化したコンクリートが品質の上で必ずしも十分でない可能性があることはいくつかの論文で指摘されており、コンクリートのヤング係数自体が(2)式に比べて低かった可能性がある。実際には(1)と(2)が連成してコンクリート充填鋼管の剛度低下をもたらしたと考えられる。

#### 4-3. 軸方向ひずみの挙動について

図-18～図-27に全供試体の軸方向ひずみの挙動を示す。ゲージはいずれも鋼管表面に貼付けたものである。ゲージの貼付け位置は図-6に示したとおりであるが、図-18～図-27に示したひずみは、鋼管の面外変形が最も大きい位置のひずみをプロットしたものである。したがって、図-18～図-27

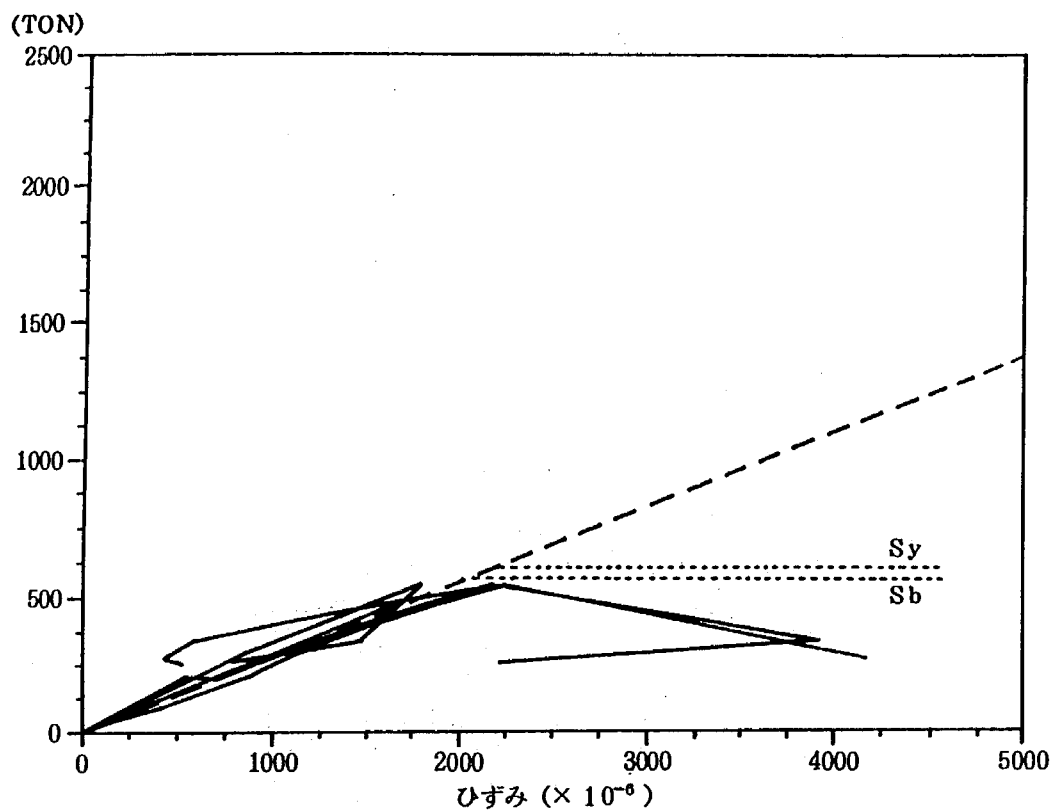


図-18 荷重-ひずみ曲線 (供試体 A-1)

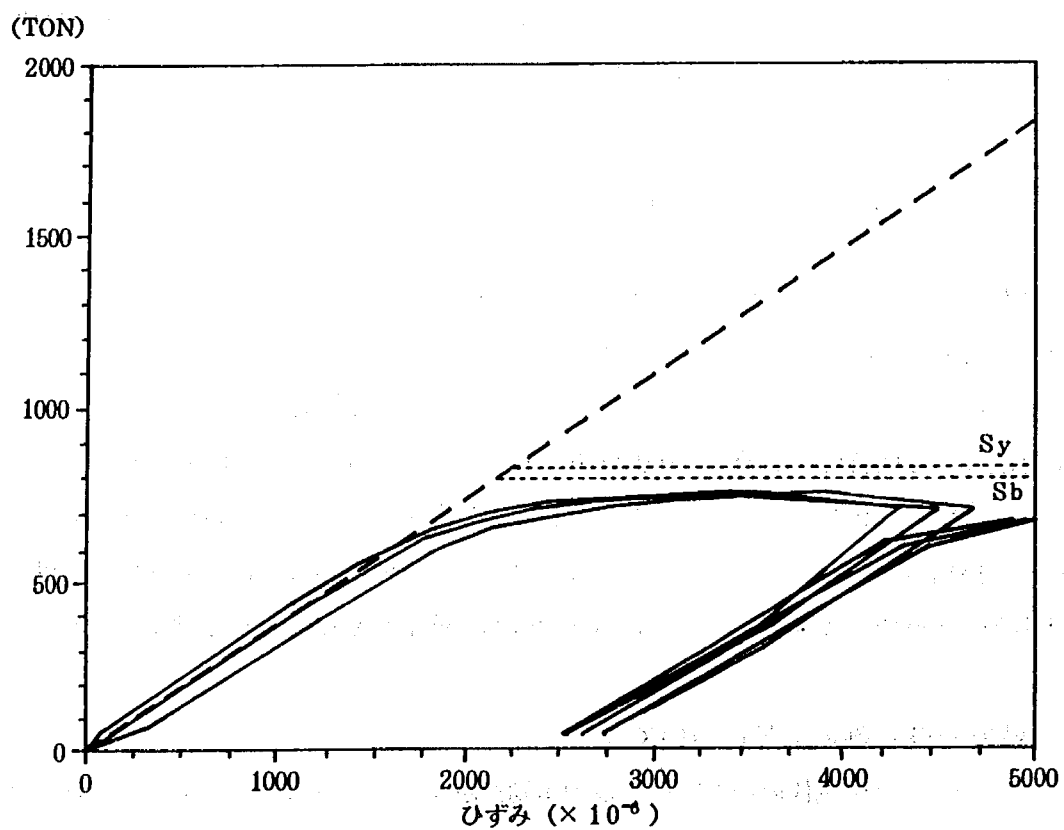


図-19 荷重-ひずみ曲線 (供試体 A-2)

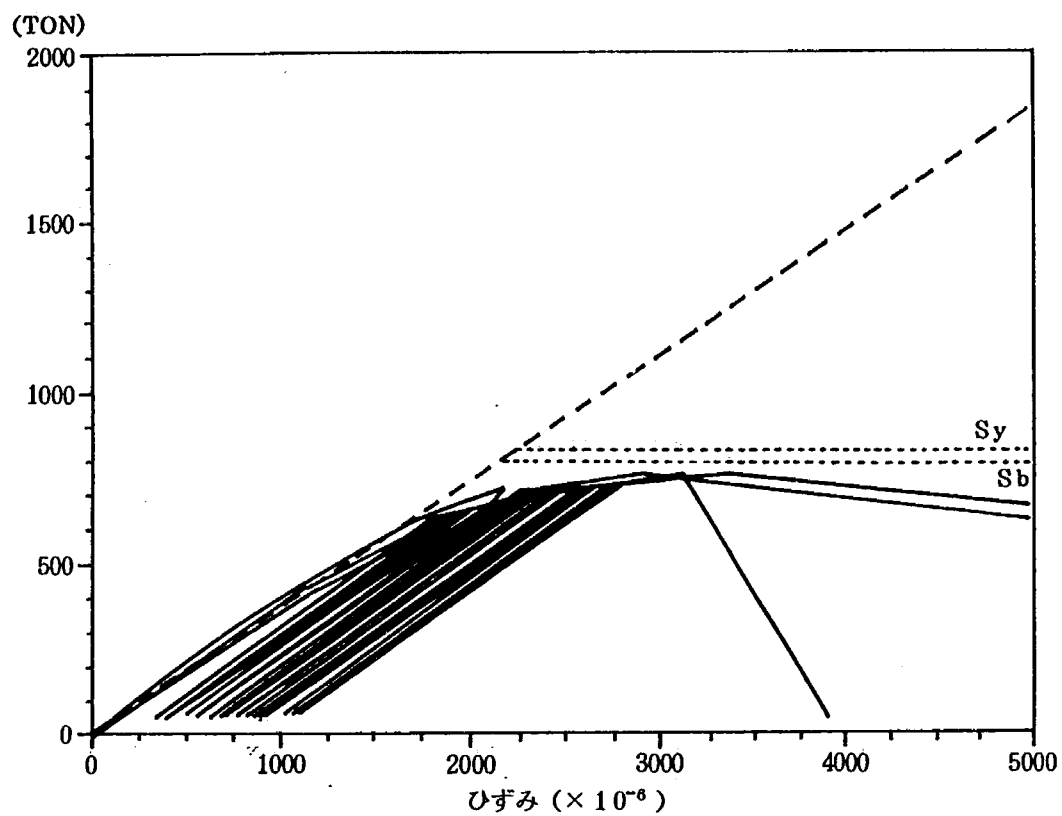


図-20 荷重-ひずみ曲線 (供試体 A-3)

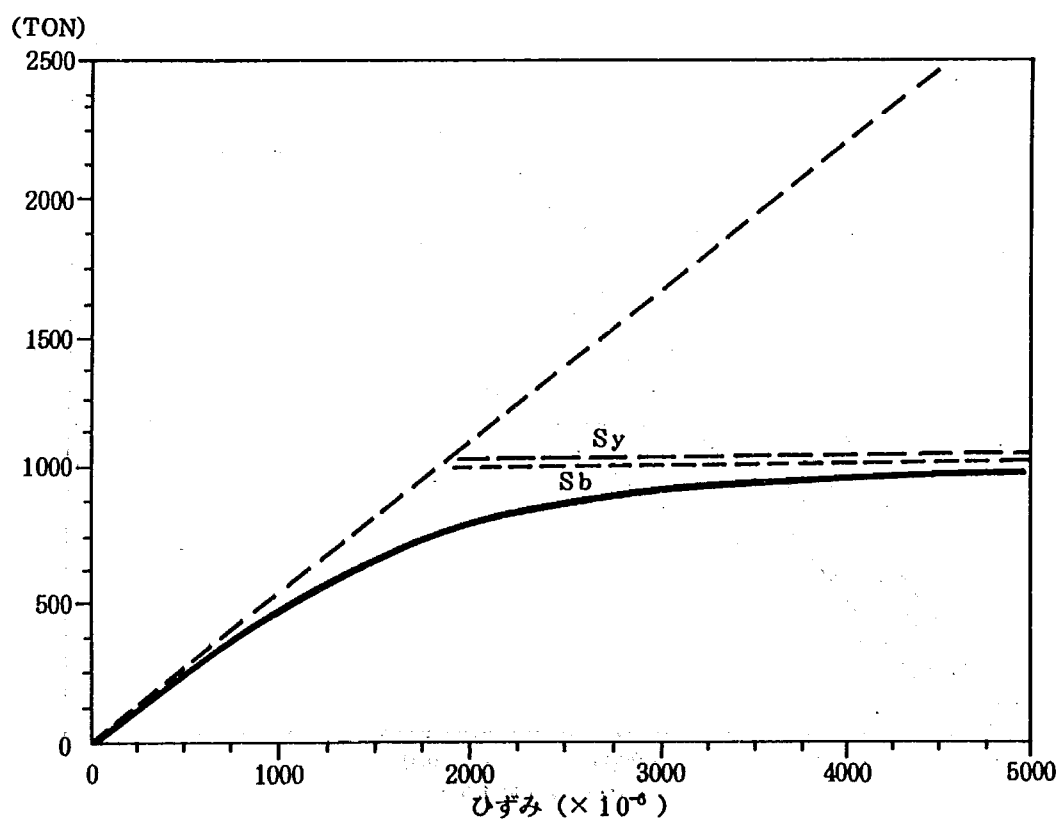


図-21 荷重-ひずみ曲線 (供試体 A-4)

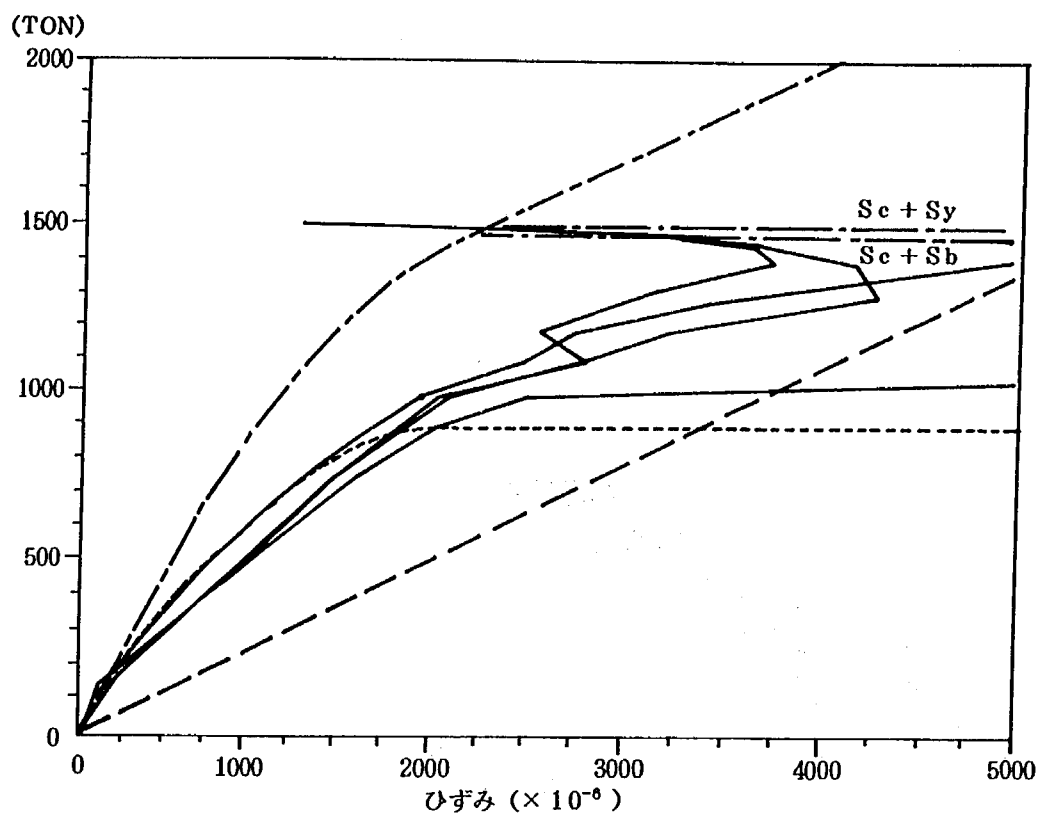


図-22 荷重-ひずみ曲線 (供試体 B-1)

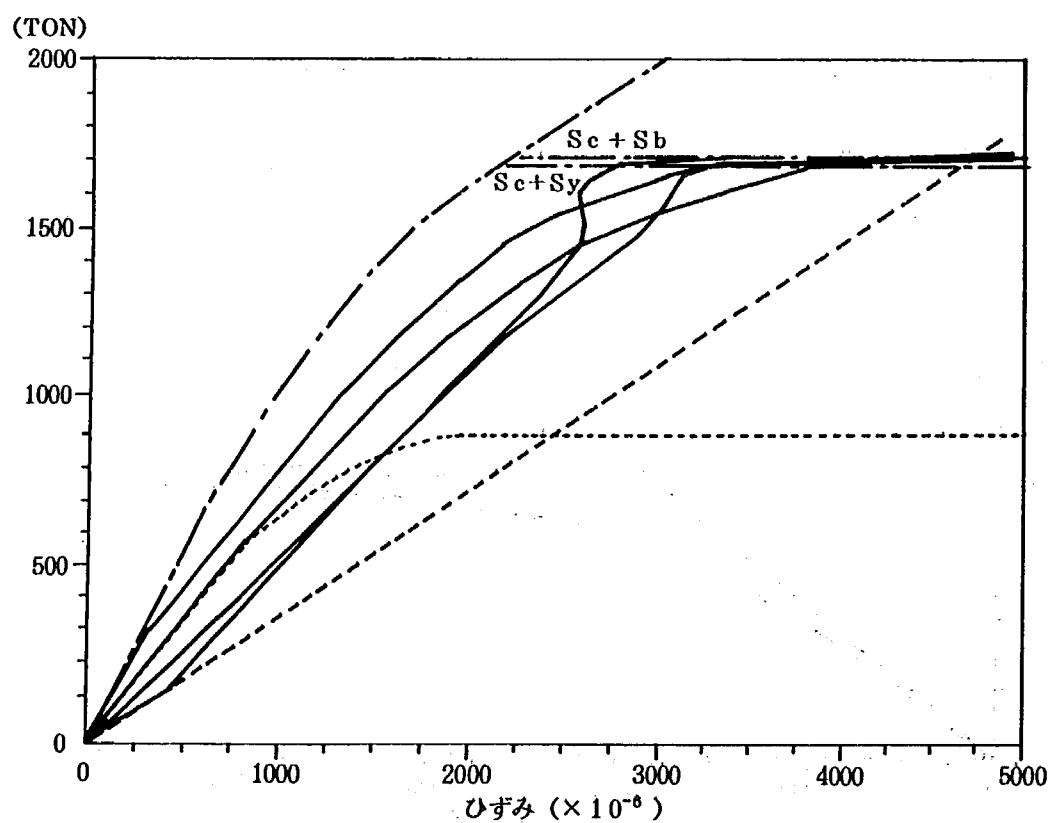


図-23 荷重-ひずみ曲線 (供試体 B-2)

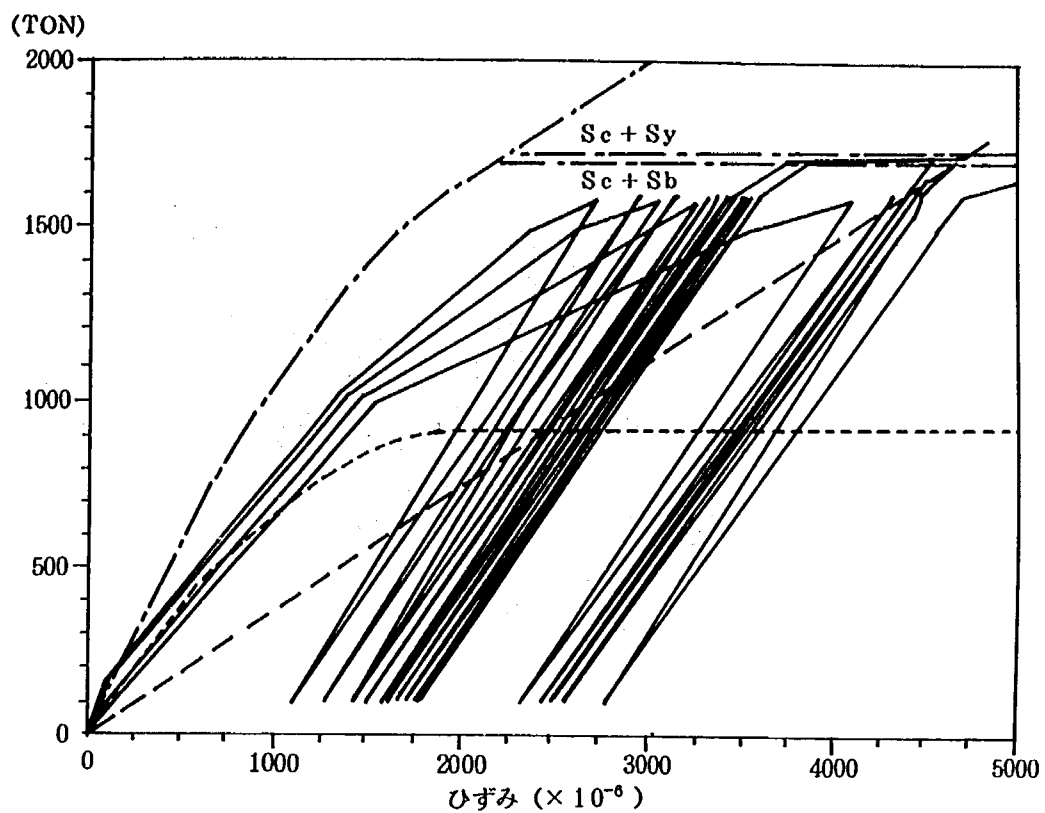


図-24 荷重-ひずみ曲線 (供試体 B-3)

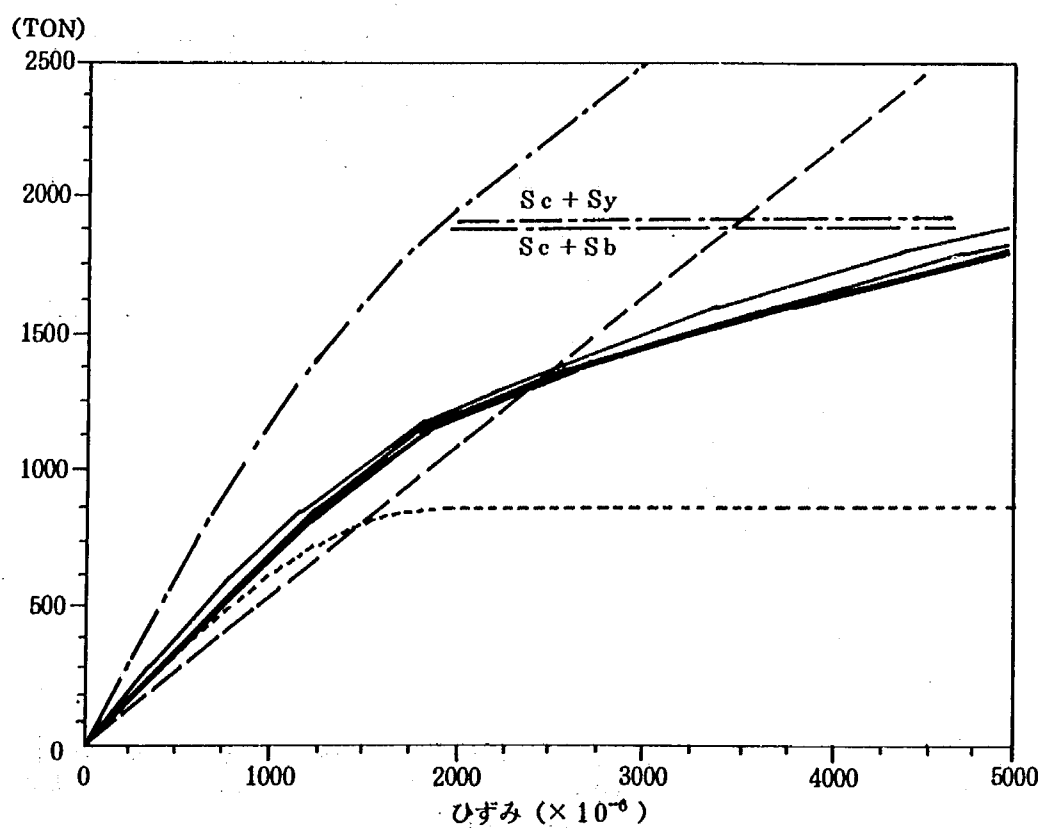


図-25 荷重-ひずみ曲線 (供試体 B-4)

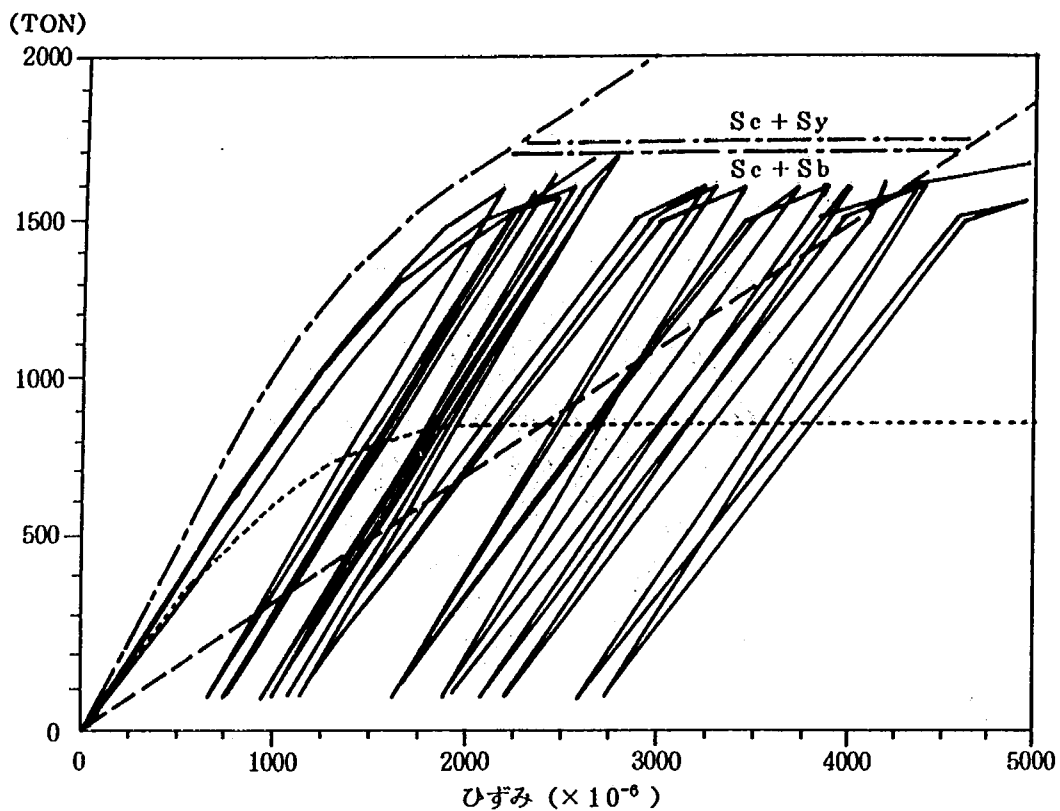


図-26 荷重-ひずみ曲線 (供試体 B-5)

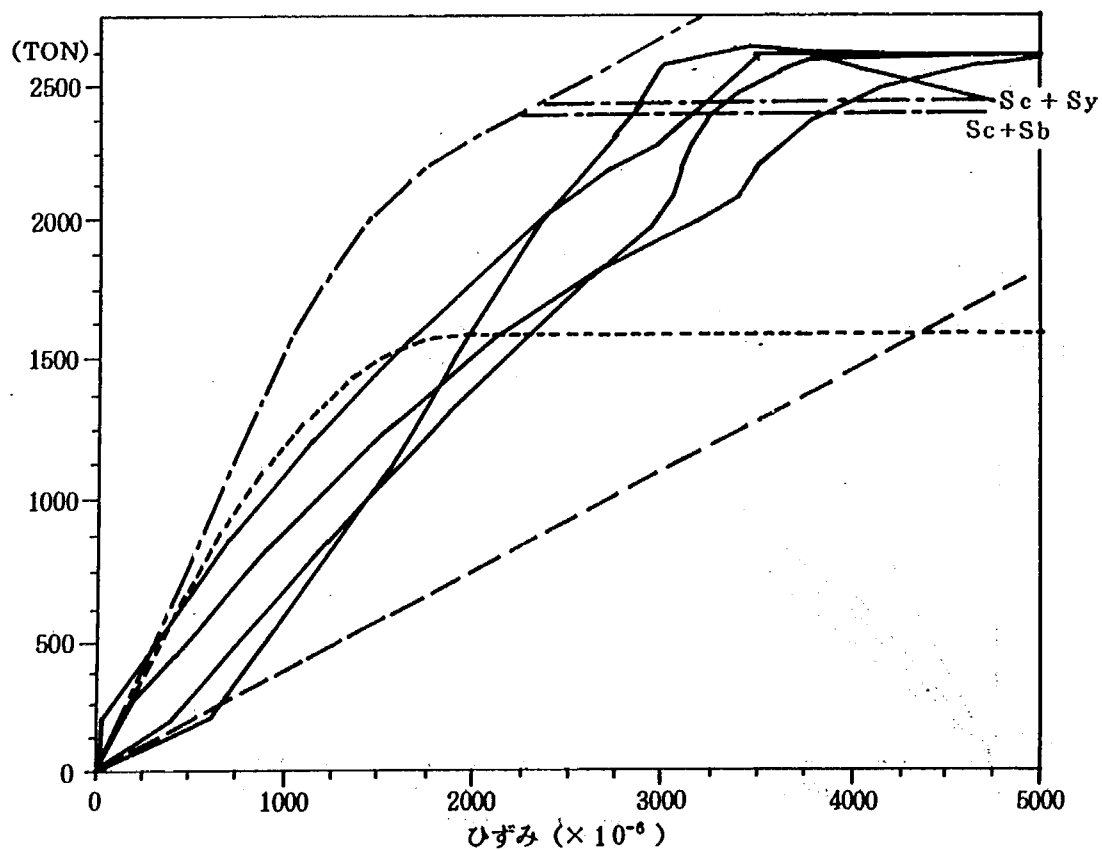


図-27 荷重-ひずみ曲線 (供試体 B-6)

は、鋼管の局部座屈の状態を最も端的に表わしていると考えてよい。

供試体A-1～A-3の荷重－ひずみ曲線から、これら薄肉の鋼管供試体では、局部座屈がかなり弾性座屈的に生じていることがわかる。すなわち、局部座屈を生じる以前の応力－ひずみ関係はほとんど直線であり、急激に座屈を生じている。一方、供試体A-4では、厚肉構造であるために局部座屈はほとんど生じていないが、残留応力等による剛度低下はかなり初期の段階から見られる。

供試体B-1～B-2の荷重－ひずみ曲線では、応力度が大きい領域で若干のひずみの乱れが観察される。このひずみの乱れの原因としては、次の2つが考えられる。

(1) 充填コンクリートの圧壊の影響

(2) スタッッドによる残留応力の影響

高い応力度レベルのひずみの乱れは、高強度コンクリートを用いた供試体B-6でも観察されることから、原因は主として(2)の残留応力の影響ではないかと推定される。いづれにせよ、この応力の乱れは小さいものであり、くり返し荷重によって耐荷力に問題を生じる程のものであるとは考えられない。厚肉の供試体B-4では、このような乱れは全く観察されていない。

供試体B-1～B-6の荷重－ひずみ曲線からも、コンクリート充填鋼管の剛度が理論値よりかなり低いことが観察される。この原因も、スタッッドを設けないB-5では剛度低下が小さいことから考えて、スタッッドによる残留応力が主ではないかと考えられる。

全般的に、荷重－ひずみ曲線からは、コンクリート充填鋼管の問題点は特に見当たらない。スタッッドの残留応力がくり返し荷重に対する耐荷力その他に大きな影響を与えるかどうかについては、再度確認する必要がある。

#### 4-4. フープ方向のひずみの挙動について

2章に述べたように、コンクリート充填鋼管は、鋼管とコンクリートのポアソン比の差により、弾性域では鋼管とコンクリートが離れようとする挙動を示す。この時に、鋼管とコンクリートの間の付着のみで、両者が一体化した挙動を示すかどうかが問題である。

この問題について、まず理論解を求めることを試みる。両者が全く独立な挙動をする場合、両者の間の付着応力 $\sigma_{co}$ は零であり、鋼管とコンクリートのフープ方向のひずみ $\epsilon_{hs}$ 、 $\epsilon_{hc}$ はそれぞれ次式で表わすことができる。

$$\epsilon_{hc} = -\nu_s \cdot \epsilon_x \cdots \cdots \cdots (3)$$

$$\epsilon_{hs} = -\nu_c \cdot \epsilon_x \cdots \cdots \cdots (4)$$

ここに、 $\epsilon_x$ は軸方向ひずみである。また、 $\nu_s$ と $\nu_c$ はそれぞれ鋼とコンクリートのポアソン比であり、弾性域においては、 $\nu_s$ は0.3程度また $\nu_c$ は1/6程度であると考えられる。

一方、両者の間に付着応力度 $\sigma_{co}$ が作用し、両者が一体として挙動している場合を考える。まず、コンクリートから $\sigma_{co}$ なる応力を受ける鋼管を考える(図-28)と、フープ方向のひずみ $\epsilon_{hs}$ は次式で与えることができる。

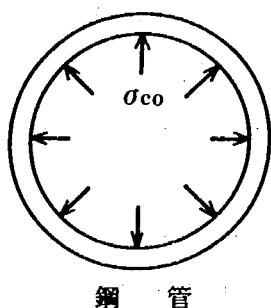
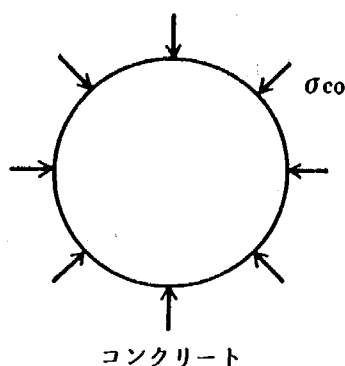


図-28 付着応力度  $\sigma_{co}$

$$\epsilon_{hs} = - \left( \nu_s \cdot \epsilon_x + \frac{\sigma_{co} \cdot R}{E_s \cdot t} \right) \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $R$  および  $t$  はそれぞれ鋼管の半径と板厚である。また、コンクリートのフープ方向のひずみ  $\epsilon_{hc}$  は次式で表わせる。

$$\epsilon_{hc} = - \left( \nu_c \cdot \epsilon_x - \frac{(1 - \nu_c) \epsilon_{co}}{E_c} \right) \dots \dots \dots (6)$$

両者が一体として挙動するためには、 $\epsilon_{hs}$  と  $\epsilon_{hc}$  は等しくなくてはならない。すなわち、 $\epsilon_{hs} = \epsilon_{hc}$  より  $\sigma_{co}$  を求めると次式を得る。

$$\sigma_{co} = \frac{\nu_c - \nu_s}{\left( (R/t)/E_s + (1 - \nu_c)/E_c \right)} \cdot \epsilon_x \dots \dots \dots (7)$$

また、(7)式を(5)式に代入すると、鋼管のフープ方向のひずみとし 次式を得る。

$$\epsilon_{hs} = - \epsilon_x \left( \nu_s - \frac{\nu_s - \nu_c}{(1 + (1 - \nu_c) \frac{t \cdot E_s}{R \cdot E_c})} \right) \dots \dots \dots (8)$$

(7)式をもとに、軸ひずみが降伏ひずみに達した時点においても鋼管とコンクリートが一体として挙動するのに必要な付着応力度  $\sigma_{co}$  を算出する。降伏ひずみに近い領域であるので、 $n = E_s/E_c$  は 15 とし、 $\sigma_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$  とすると、必要な付着応力度は次式で算出できる。

$$\sigma_{co} = \frac{2}{15 (R/t + 12.5)} \times \sigma_y = \frac{533}{R/t + 12.5} (\text{kg/cm}^2) \dots \dots \dots (9)$$

一方、鋼管のフープ方向のひずみは、弾性域において次式のとおりに計算できる。 $n = 7$  として算出する。

$$\epsilon_{hs} = - \left( 0.3 - \frac{2}{15 (1 + 5.83 (t/R))} \right) \epsilon_x \dots \dots \dots (10)$$

以上にもとづき、各供試体で必要となる  $\sigma_{co}$  および見かけのポアソン比 (10式の ( ) 中の値) を示すと、表-6 のとおりである。

表-6 に示されるとおり、鋼管の降伏点までコンクリートと鋼管が一体として挙動するためには、約  $10 \text{ kg/cm}^2$  程度の付着応力度を必要とすることになる。また、見かけのポアソン比は、鋼材のポアソン比

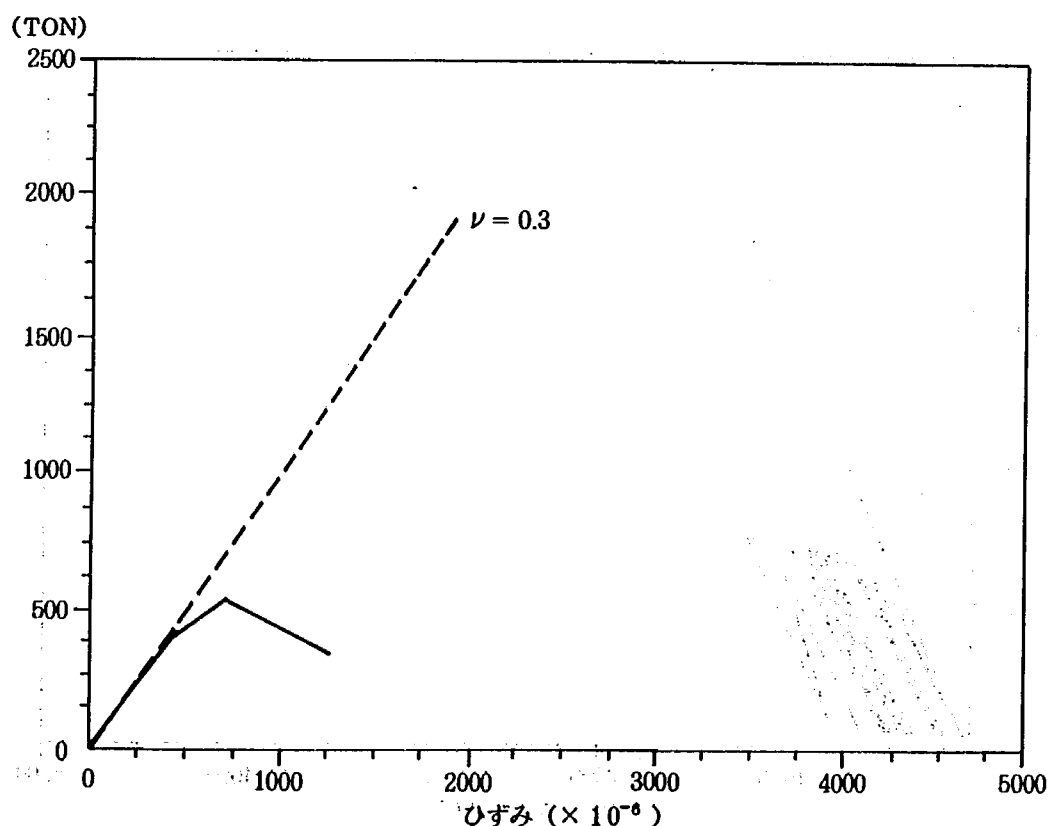
0.3 に比べて、3～4 割低下することになる。

実際に観察された、鋼管のフープ方向の荷重—ひずみ曲線を、図—29～図—38 に示す。図中の点線は図—18～図—27 に示した軸方向の荷重—ひずみ曲線の弾性挙動部の直線に対して表—6 のポアソン比を乗じてプロットしたものである。

供試体 A—1～A—4 については、弾性挙動をする領域では、フープ方向のひずみは  $\nu=0.3$  を仮定した直線ときわめてよく一致する。スタッドを打設したコンクリート充填鋼管供試体である B—1～B—4 および B—6 については、フープ方向のひずみは表—6 に示した見かけのポアソン比を用いた理論曲線ときわめてよく一致する。したがって、スタッドを設けた供試体では、スタッドにより鋼管とコンクリートが一体として挙動していることが分る。一方、スタッドを設けない供試体である B—5 については、フープ方向のひずみは見かけのポアソン比 0.182 ではなく、鋼材のポアソン比 0.3 を仮定した理論曲線に一致する。したがって、スタッドを設けない供試体では、弾性域では鋼管とコンクリートが離れ、独立に挙動していることが分る。このことは、前述のとおり、耐荷力にはあまり影響を与えないが、くり返し荷重に対する耐荷力などの面で不安を残す材料であり、今後より詳細に検討する必要がある。

表—6 コンクリート充填鋼管の必要付着強度と見かけのポアソン比

| 供 試 体                               | B—1   | B—2<br>B—3<br>B—5<br>B—6 | B—4   |
|-------------------------------------|-------|--------------------------|-------|
| R/t                                 | 58.3  | 43.8                     | 29.2  |
| $\sigma_{co}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | 7.5   | 9.5                      | 12.8  |
| 見かけの<br>ポアソン比                       | 0.179 | 0.182                    | 0.189 |



図—29 荷重—ひずみ曲線（フープ方向、供試体 A—1）

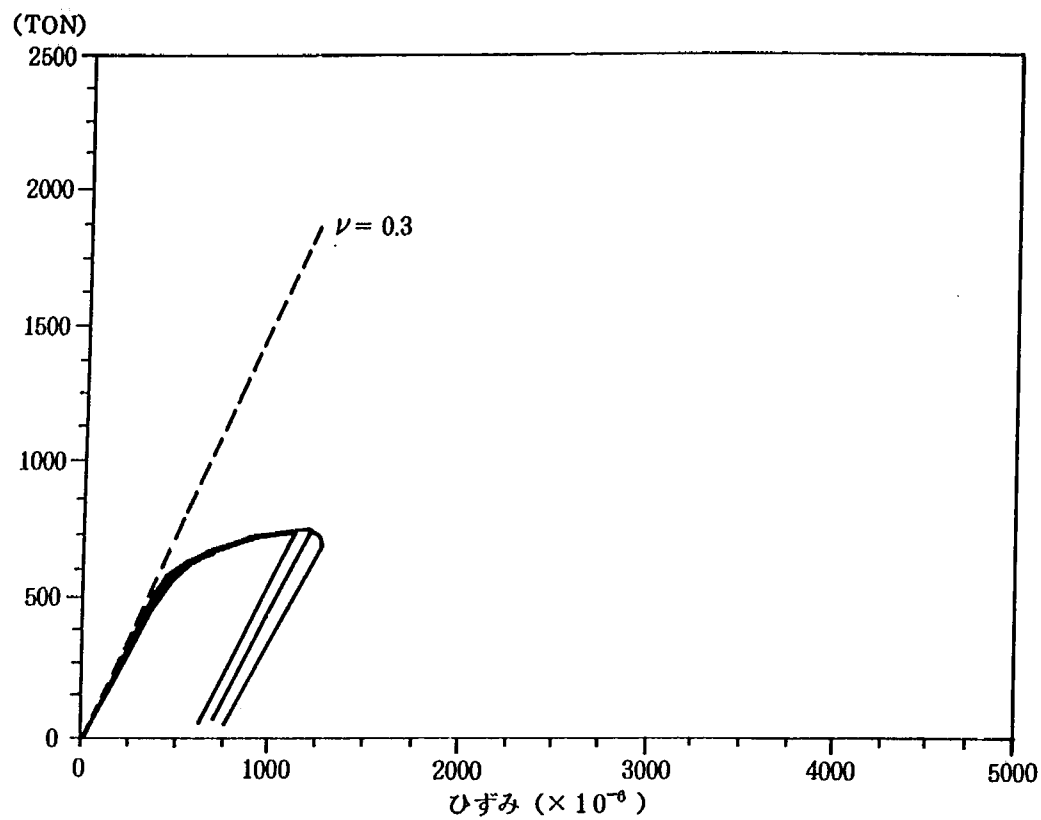


図-30 荷重-ひずみ曲線（フープ方向，供試体A-2）

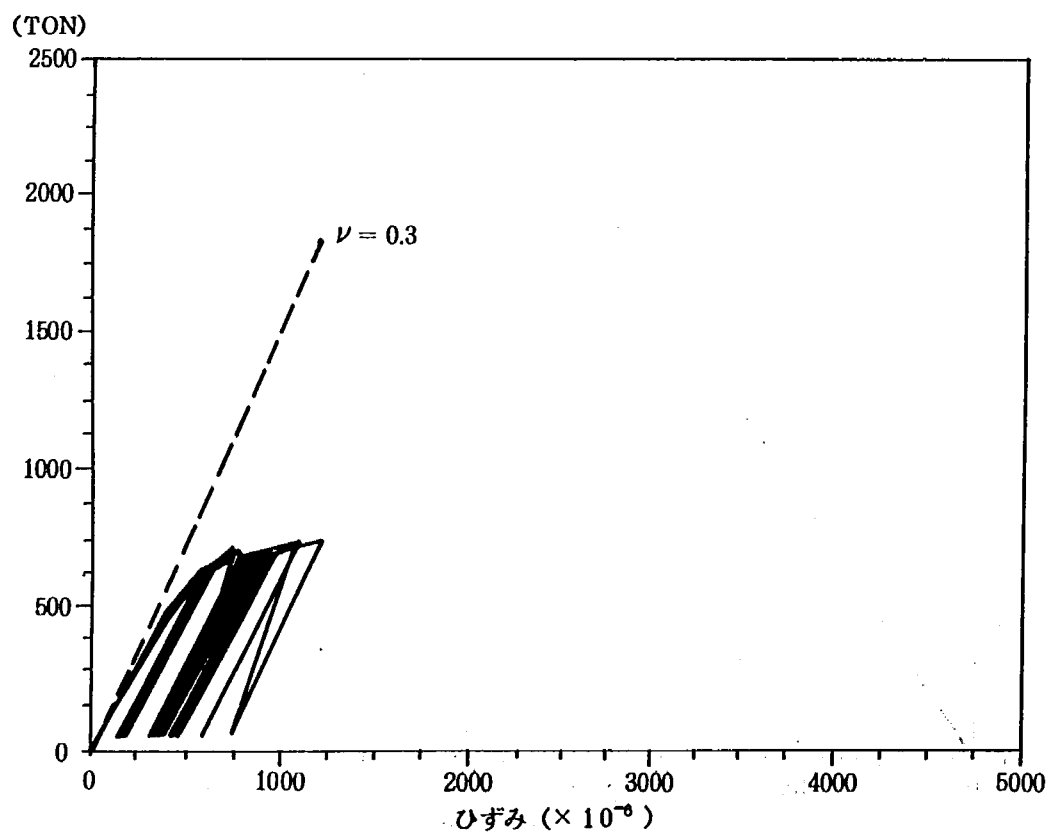


図-31 荷重-ひずみ曲線（フープ方向，供試体A-3）

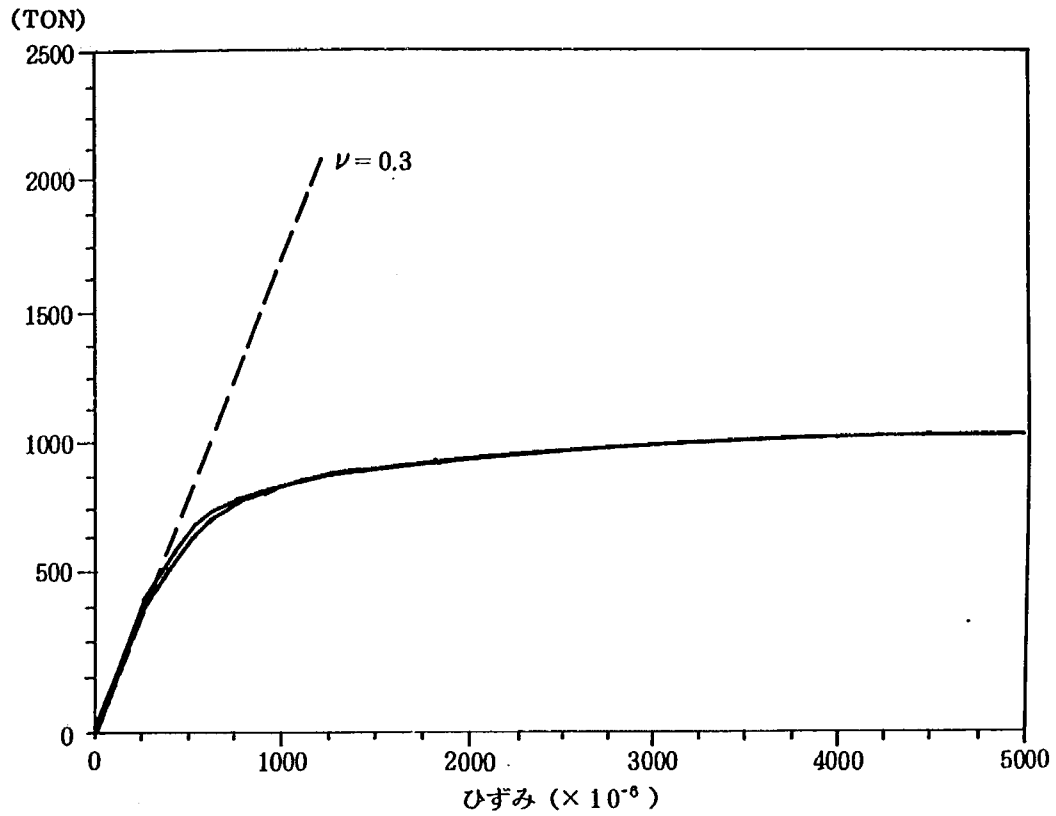


図-32 荷重-ひずみ曲線（フープ方向, 供試体A-4）

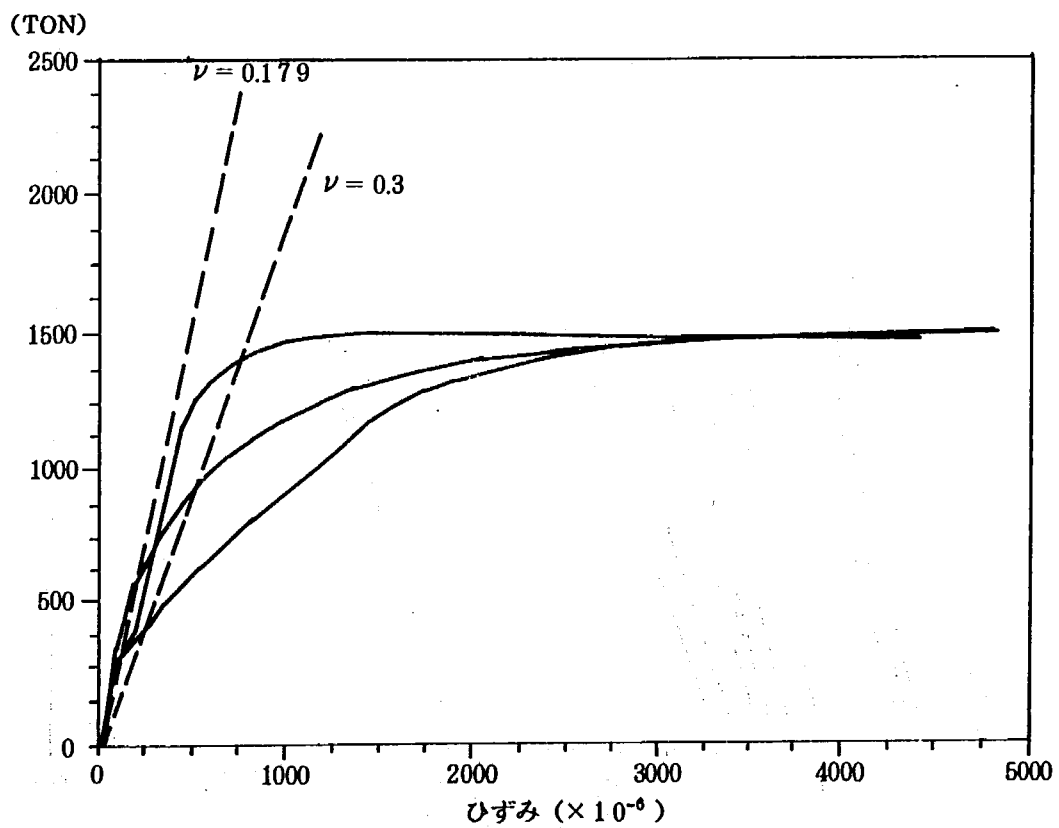


図-33 荷重-ひずみ曲線（フープ方向, 供試体B-1）

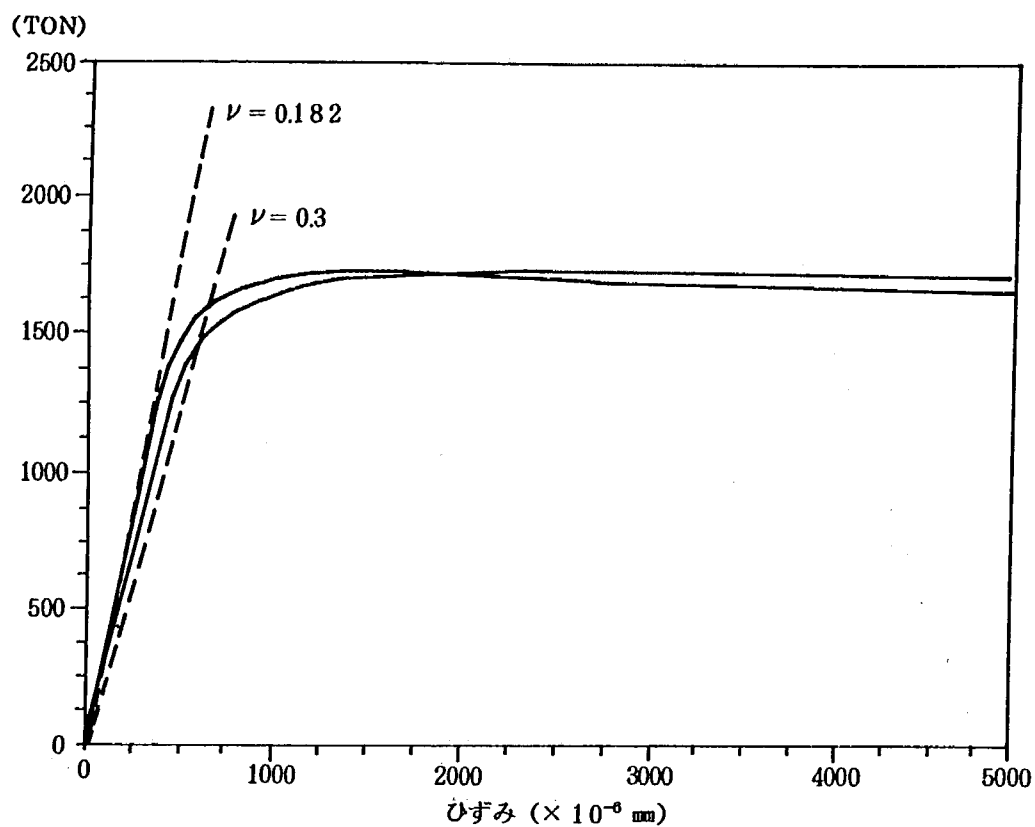


図-34 荷重-ひずみ曲線 (フープ方向, 供試体B-2)

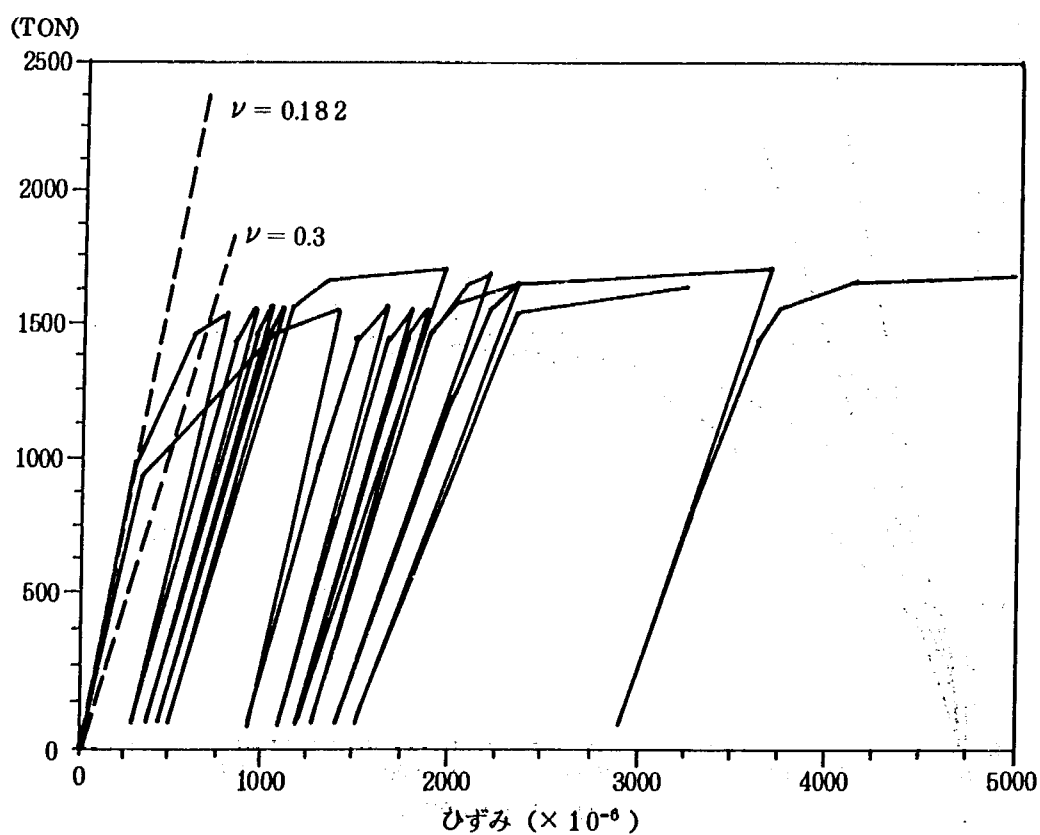


図-35 荷重-ひずみ曲線 (フープ方向, 供試体B-3)

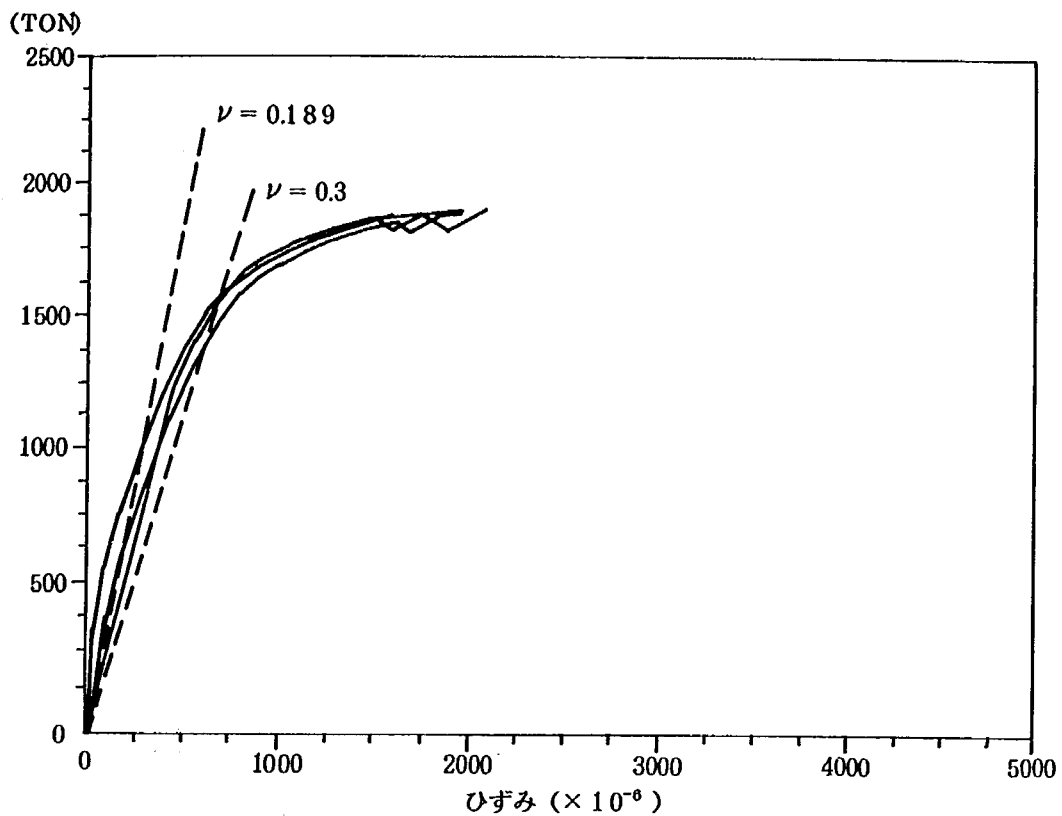


図-36 荷重-ひずみ曲線（フープ方向，供試体B-4）

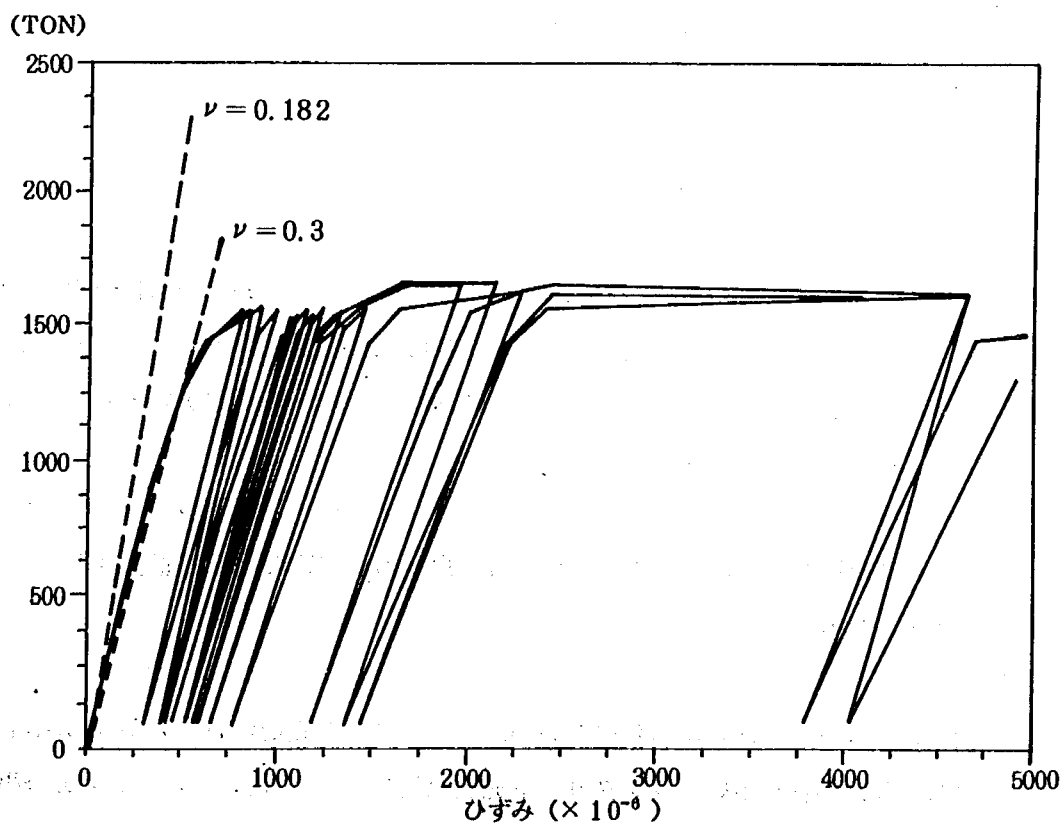


図-37 荷重-ひずみ曲線（フープ方向，供試体B-5）

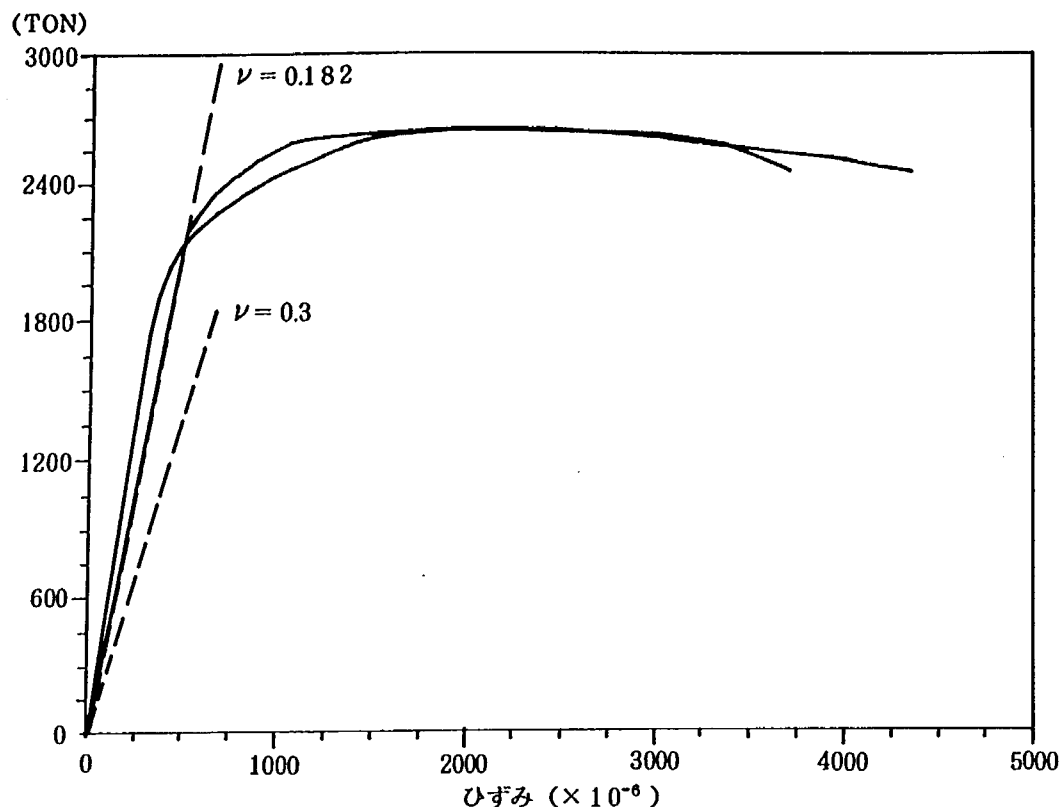


図-38 荷重-ひずみ曲線（フープ方向，供試体B-6）

## 5. 結 論

コンクリート充填鋼管の純圧縮試験より得られた結論は次のとおりである。

### (1) 最大耐荷力に関して

スタッドを設けたコンクリート充填鋼管では、鋼管の降伏強度とコンクリートの圧縮強度を加え合わせた最大耐荷力を十分期待できる。特に鋼管が比較的厚肉の場合、もしくはコンクリート強度が大きくコンクリートが先行して圧壊しない場合は、塑性域での鋼管のフープ作用によりコンクリートが3軸状態となり、上記を上回る耐荷力が得られる。

一方、スタッドを設けないコンクリート充填鋼管では、コンクリートと鋼管が一体となった挙動を示さないため、鋼管の局部座屈が完全には防止されず、最大耐荷力は鋼管の局部座屈強度とコンクリートの圧縮強度の和で表示される。

### (2) じん性に関して

薄肉の鋼管供試体は小さいじん性しかもち得ないが、コンクリート充填鋼管はいかなる場合も大きなじん性を持つ。なお、薄肉鋼管を用いたコンクリート充填鋼管は、じん性は大きいものの、塑性域では局部座屈を生じるため、くり返し荷重等に対する耐荷力についてより詳細な検討が必要である。

### (3) ひずみの挙動について

フープ方向のひずみの挙動から見て、スタッドを設けたコンクリート充填鋼管は十分一体化した挙動を示すが、スタッドを設けないコンクリート充填鋼管は鋼管とコンクリートが一体化せず、単独に挙動している。このため、スタッドを設けないコンクリート充填鋼管は、合成構造としての利点を十分発揮できない恐れがある。

## 参 考 文 献

- 1) 富井政英, 崎野健治, 森下陽一; コンクリート充填鋼管構造の設計上の問題点, カラム, No 73, 昭和54年7月
- 2) 富井政英, 崎野健治; 充填コンクリート鋼管構造に関する研究の現状 その1.部材の弾塑性性状, コンクリート工学, Vol. 13, No 2, 昭和50年2月
- 3) 富井政英, 崎野健治; 充填コンクリート鋼管構造に関する研究の現状 その2.柱・はり接合部, コンクリート工学 Vol. 13, No 3, 昭和50年3月
- 4) 岸田英明, 村上 浩; 鋼管コンクリート杭の曲げ強度, JSSC, Vol. 15, No 164
- 5) 仲 威雄, 加藤 勉, 阿部信男; コンクリート充填鋼管の圧縮強さ, 日本建築学会論文報告集, 第69号, 昭和36年10月
- 6) 斉藤二郎, 入沢賢一; 低強度モルタル充填鋼管に関する実験的研究, 大林組技術研究所報 No 9, 1974
- 7) 日本建築学会; 鋼管コンクリート構造計算基準・同解説, 昭和55年2月
- 8) L.H.DONNELL, C.C.WAN; Effect of Imperfections on Buckling of Thin Cylinders and Columns Under Axial Compression, JOURNAL OF APPLIED MECHANICS 1950. 3
- 9) N.J.GARDNER, E.R.JACOBSON; Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubes, ACI JOURNAL, 1967.7
- 10) P.K.Neogi, H.K.Sen, J.C.Chapman; Concrete-filled tubular steel columns under eccentric loading, THE STRUCTURAL ENGINEER, No 5, Vol.47, 1969.5
- 11) 建設省土木研究所; 耐震技術に関する研究開発総合報告書, 土木研究所資料第1250号, 昭和52.3
- 12) C.G.SCHILLING; Buckling Strength of Circular Tubes, ASCE, Vol.91, No ST.5, 1965
- 13) 山田 稔, 坂恵一巳; コンクリート充填鋼管に関する実験的研究(N 偏心圧縮), 日本建築学会論文報告集 第103号, 昭和39年10月
- 14) 仲 威雄, 加藤 勉, 金谷 弘, 山口太郎; コンクリート充填鋼管の偏心圧縮実験, 日本建築学会論文報告集号外, 昭和40年9月
- 15) 加藤 勉, 金谷 弘, 山口太郎, 徳田忠明, 岩竹 亨; コンクリート充填鋼管の実験(その2)一定軸圧における曲げ実験, 日本建築学会関東支部第36回学術研究発表会, 昭和40年6月

# コンクリート充填鋼管の耐荷力

土研資料第1728号  
昭和56年8月(1981年)

建設省土木研究所橋梁研究室  
金井 道夫, 大塩 俊雄

キーワード: 鋼-コンクリート合成構造

## 要 旨

鋼管にコンクリートを充填したコンクリート充填鋼管の合成構造としての挙動を実験により解析したものである。

郵便はがき

郵便切手  
はいて  
下さ

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地  
建設省土木研究所構造橋梁部  
橋 梁 研 究 室 御 中

No 18

No 18

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1728号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印