

# [2047] 既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験的研究

正会員 宮本征夫（鉄道総合技術研究所）  
 正会員 石橋忠良（J R 東日本）  
 正会員 ○ 斉藤俊彦（鉄道総合技術研究所）

## 1. まえがき

既設橋脚の耐震補強法をRC巻立てで行う場合は、自重増加による基礎部の負担が増し不経済となる場合がある。このような橋脚の場合には、耐力の増加を期待するよりは、大きな変形を許容して橋脚の倒壊を防ぎ、地震後に簡易な補修で復旧する方法が経済的な手法といえる。このため、橋脚の自重を大幅に増加させずに耐震補強する手段である鋼板巻き補強方法について必要な補強鋼板の実用的な算定法を明かにすることを目的として実験的な調査研究を行った。

## 2. 実施概要

実験は、脚柱供試体の補強後の変形性能の向上度及び耐力の向上度を調べるため、脚下端の補強と鉄筋の途中定着部の補強について使用鋼板厚さく体幅等を変化させることにより行った。供試体諸元を表-1に示す。試験供試体は、図-1に示すように橋脚下端で破壊するもの(a、b)と鉄筋の途中定着部で破壊するもの

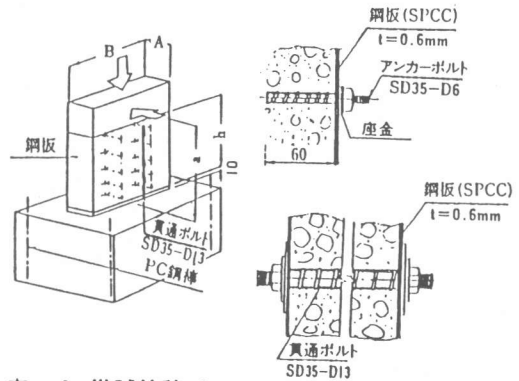


表-1 供試体諸元

| シリーズ            | No.   | 供試体寸法 A×B | センススパナ (cm) | 断面有効高さ (cm) | 引鉄筋配置  | 引鉄筋配置            | 鋼板厚 (mm) | 鋼板高さ h (cm) | コンクリートの圧縮強度 | 特記事項    |
|-----------------|-------|-----------|-------------|-------------|--------|------------------|----------|-------------|-------------|---------|
| 1 ☆ 脚下端で破壊      | 1-1N  | 30×30     | 67.0        | 26.5        | D13-5  |                  | —        |             | 206         | 無補強     |
|                 | 1-2R  | 30×30     |             |             | D13-5  |                  | 1.6      |             | 206         |         |
|                 | 1-3R  | 30×60     |             |             | D13-10 |                  | 1.6      | 61.0        | 170         |         |
|                 | 1-4R  | 30×90     |             |             | D13-15 |                  | 1.6      |             | 223         |         |
|                 | 1-5R  | 30×120    |             |             | D13-20 |                  | 1.6      |             | 225         |         |
|                 | 1-6N  | 30×30     | 115.0       | 27.4        | D13-3  |                  | —        |             | 341         | 無補強     |
|                 | 1-7R  | 30×30     |             |             | D13-3  |                  | 0.6      |             | 345         |         |
|                 | 1-8R  | 30×30     |             |             | D13-3  |                  | 1.2      |             | 309         |         |
|                 | 1-9R  | 30×60     |             |             | D13-6  |                  | 0.6      | 59.0        | 315         |         |
|                 | 1-10R | 30×60     |             |             | D13-6  |                  | 1.2      |             | 325         |         |
|                 | 1-11R | 30×90     |             |             | D13-12 |                  | 0.6      |             | 326         |         |
|                 | 1-12R | 30×90     |             |             | D13-12 |                  | 1.2      |             | 328         |         |
|                 | 1-13R | 30×90     |             |             | D13-12 |                  | 0.6      |             | 353         |         |
|                 |       |           |             |             |        |                  |          |             |             | 貫通ボルト有り |
| 2 ☆ 鉄筋の途中定着部で破壊 | 2-1N  | 30×30     | 50.1        | 26.5        | D10-3  |                  | —        |             | 160         | 無補強     |
|                 | 2-2R  | 30×30     |             |             | D10-3  |                  | 1.6      |             | 171         |         |
|                 | 2-3R  | 30×60     |             |             | D10-6  |                  | 1.6      | 84.0        | 175         |         |
|                 | 2-4R  | 30×90     |             |             | D10-9  |                  | 1.6      |             | 191         |         |
|                 | 2-5R  | 30×120    |             |             | D10-12 |                  | 1.6      |             | 191         |         |
|                 | 2-6N  | 30×30     | 95.0        | 27.4        | D13-3  |                  | —        |             | 304         | 無補強     |
|                 | 2-7R  | 30×30     |             |             | D13-3  |                  | 0.6      |             | 324         |         |
|                 | 2-8R  | 30×30     |             |             | D13-3  |                  | 0.6      |             | 341         |         |
|                 | 2-9R  | 30×60     |             |             | D13-6  |                  | 0.6      |             | 304         |         |
|                 | 2-10R | 30×60     |             |             | D13-6  |                  | 0.6      | 106.0       | 320         |         |
|                 | 2-11R | 30×60     |             |             | D13-6  | D6-1組<br>etc10cm | 0.6      |             | 339         |         |
|                 | 2-12R | 30×90     |             |             | D13-9  |                  | 0.6      |             | 322         |         |
|                 | 2-13R | 30×90     |             |             | D13-9  |                  | 0.6      |             | 341         |         |
|                 | 2-14R | 30×90     |             |             | D13-9  |                  | 0.6      |             | 371         |         |
|                 | 2-15R | 30×90     |             |             | D13-9  |                  | 0.6      |             | 302         |         |
|                 |       |           |             |             |        |                  |          |             |             | 貫通ボルト有り |

表中・貫通ボルト有り・とは、鋼板のはらみ出しを拘束するために貫通ボルトを設けたことを指す。また、・アンカーボルト片面\*\*本・とは、補強による耐力の向上を期待して設けたジベルの本数を指す。・内面グリース塗布・とは、鋼板内面にコンクリートとの付着を減ずるためにグリースを塗布したことを指す。

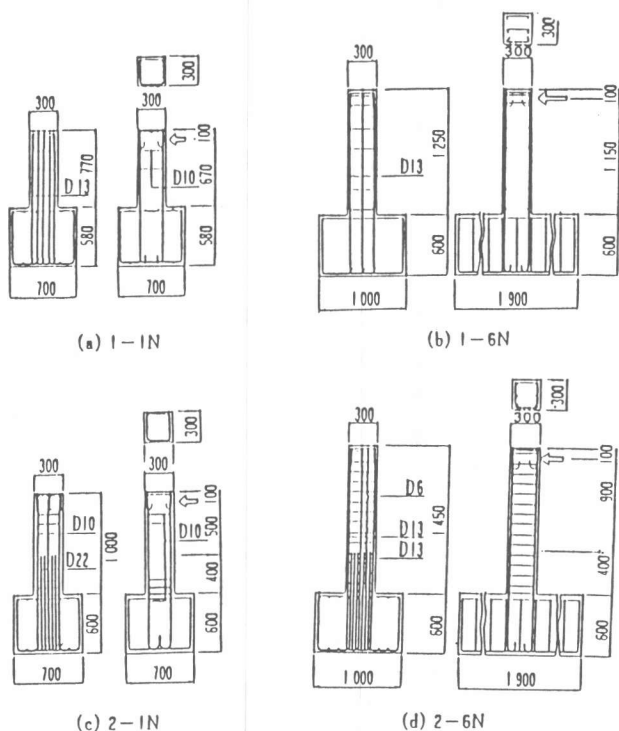


図-1 供試体の配筋状態

### 3. 実験結果

#### 3-1 荷重-変位の関係

図-2に供試体の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

##### (a) 脚下端で破壊する供試体の場合

脚下端で破壊する1シリーズの供試体は鋼板の下端をフーチングに定着していないため補強による耐力の向上はないが、補強した供試体は、無補強の供試体に比し、いずれも変形性能が向上したことが解る(図-2(a))。補強鋼板の厚さを0.6mmと1.2mmに変化させた供試体の比較では、鋼板が厚い供試体の方が終局変位は概ね大きくなる(図-2(b-1)~(b-3))。板のはらみ出しを拘束するように貫通ボルトで区切

った供試体 1-13Rは、区切った幅と同じく体幅の供試体 1-7R

に類似した荷重-変位曲線となった

(図-2(b-4))。

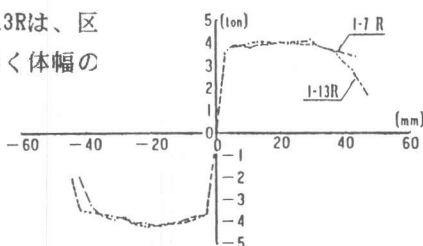


図-2 (b-4)

の(c、d)とし、脚柱の幅を 30~120 cmまで変化させた。

実験は、実橋脚上部工の荷重を考慮して一定の軸方向力 (5 kg/cm<sup>2</sup>)を加えながら変位制御方式で水平交番載荷により行った。

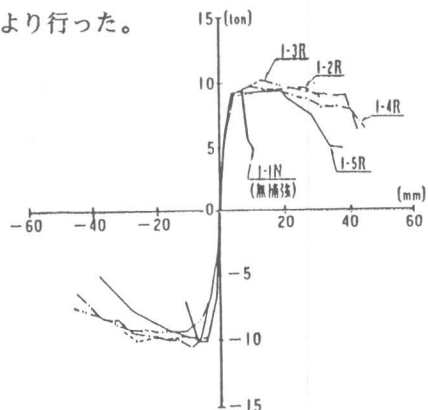


図-2 (a)

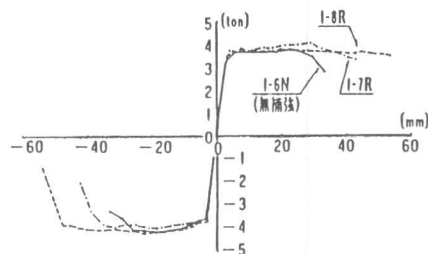


図-2 (b-1)

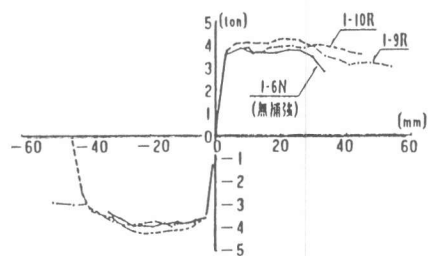


図-2 (b-2)

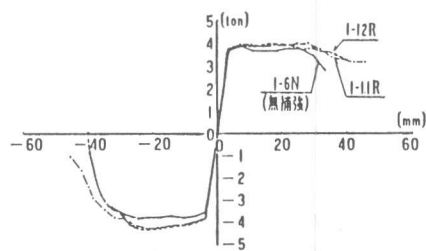


図-2 (b-3)

### (b) 鉄筋の途中定着部で破壊する供試体の場合

鉄筋の途中定着部で破壊する2シリーズの供試体は、鋼板巻き補強により耐力及び終局変位が大きくなった。耐力の向上度及び終局変位は、鋼板厚さを一定( $t=1.6\text{mm}$ )とした場合く体幅の小さい供試体の方が大きくなる傾向がある(図-2(c))。補強による耐力の向上を期待して鋼板にアンカーボルトを設けた供試体 2-8R、2-13Rは、耐力、終局変位共にアンカーボルトを用いない供試体より大きくなった(図-2(d-1)~(d-3))。また、鋼板内面にグリースを塗布してコンクリートと体面との付着を切った供試体 2-11R、2-14Rは、同一形状で何も塗布しない供試体 2-9R、2-12R とほぼ同一の荷重-変位曲線となった(図-2(d-2)~(d-3))。

鋼板を貫通ボルトで区切って鋼板のはらみ出しをを拘束した供試体 2-15Rは、区切った幅と同じく体幅の供試体 2-7Rに類似した荷重-変位曲線を示した(図-2(d-4))。

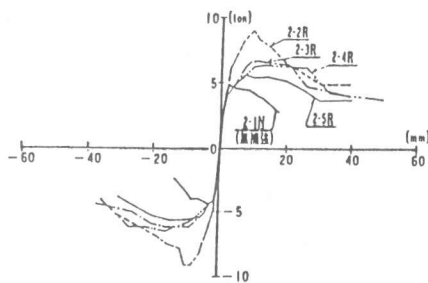


図-2(c)

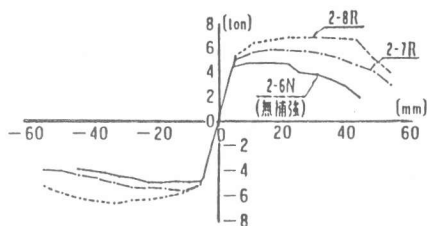


図-2(d-1)

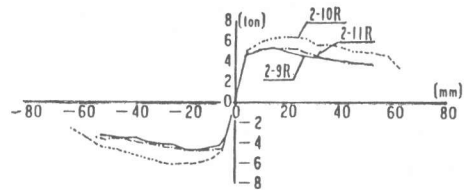


図-2(d-2)

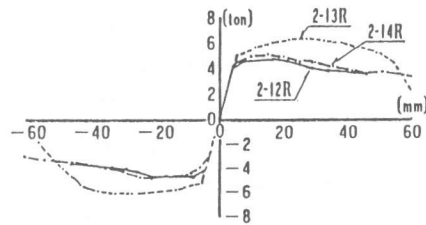


図-2(d-3)

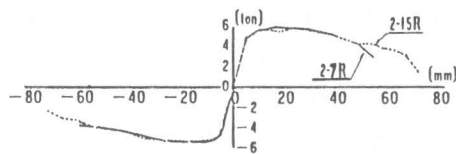


図-2(d-4)

### 3-2 破壊状況

図-3は、鉄筋の途中定着部で破壊する供試体の破壊状況の例を示す。左の無補強の供試体は、鉄筋の途中定着部で付着割裂を生じて破壊したが、鋼板巻き補強した供試体は、曲げひび割れが卓越して破壊した。このことは、鋼板巻き補強を施すことで地震時に橋脚が、せん断破壊等ぜい性的な破壊をしにくくなることを示す。

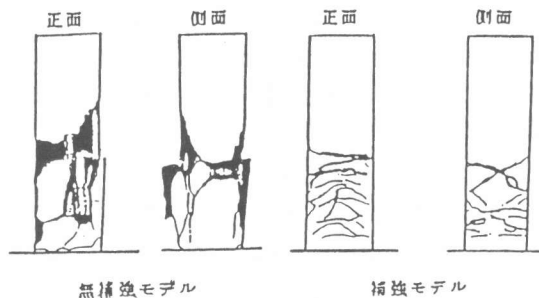


図-3 供試体の破壊状況(鉄筋の途中定着部で破壊する場合)

#### 4. じん性能と耐力の評価

##### 4-1 脚下端で破壊する場合

橋脚をモデル化したRC脚柱の水平交番載荷実験で得られる脚柱天端の変位は、脚柱自身の弾性・塑性変位と軸方向引張鉄筋がフーチング内部から引抜けることによる脚柱下端部の回転で生ずる脚柱天端の変位成分が足し合わされたものである。引き抜けによる回転変位の全変位に占める割合は縮小供試体の場合に大きく、RC脚柱の変形性能を考える場合は、この変位成分を分離して取り扱う必要がある。従って、実験により得られるじん性率とく体が塑性変形することにより生じるじん性率（以下、く体のみのじん性率と呼ぶ）との関係は以下の式で表される。<sup>1)</sup>

$$\mu = \delta u / \delta y = (\mu_0 \cdot \delta y_0 + \delta u_1) / (\delta y_0 + \delta y_1) \cdots \cdots (1)$$

ここに、 $\mu$ : 実験により得られるじん性率、 $\mu_0$ : く体のみのじん性率

$\delta y$ : 実験により得られる降伏変位、 $\delta u$ : 実験により得られる終局変位

$\delta y_0$ : 脚柱く体の弾性・塑性変形によって生じる変位（降伏時）

$\delta u_0$ : 上記に同じ（終局時）、ここでは  $\delta u_0 = \mu_0 \times \delta u_0$  と考える

$\delta y_1$ : 軸方向鉄筋がフーチング内からの引抜けにより生じる脚柱天端の回転変位（降伏時）

$\delta u_1$ : 上記に同じ（終局時）

但し、降伏時とは引張縁の軸方向鉄筋の応力度が降伏値に達したときを指す。また、この時の水平荷重を降伏荷重、変位を降伏変位と呼び、終局時とは実験により得られた荷重-変位曲線の包絡線上の荷重が降伏荷重を下回らない場合の最大変位時を指す。じん性率は、このような条件で求めた終局変位を降伏変位で除して求めた。脚下端で破壊するRC脚柱の $\mu_0$ は、数多くのRC脚柱の水平交番載荷実験の結果からせん断耐力比 ( $Su \cdot a / Mu$ ) とせん断補強鉄筋比  $Pw$  で表す式が提案されている。<sup>2)</sup>

$$\mu_0 = -1.85 + 6.57(Su \cdot a / Mu) + Pw(13.33Pw - 1.65) \cdots \cdots (2)$$

ここに、 $Su$ : 終局せん断耐力、 $Su = Sc + Sv$ 、 $Sc$ : せん断補強鉄筋以外が負担するせん断耐力<sup>3) 4)</sup>、 $Sv$ : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力、 $Mu$ : 終局モーメント

$a$ : せん断スパン、 $Pw$ : せん断補強鉄筋比

図-4に鋼板補強の場合の供試体のく体のみのじん性率から(2)式で計算されるく体のみのじん性率を差し引

いたじん性率の増分:  $\Delta \mu_0 r$ とRCく体断面幅に対する鋼板厚の比（以下、補強鋼材比と呼ぶ:  $Pwp = (2t + Ab/s) / B(\%)$   $t$ : 鋼板の厚さ、 $Ab$ : 貫通ボルト断面積、 $S$ : ボルト配置ピッチ、 $B$ : 脚柱幅）の関係を示す。この図によれば補強鋼材比とじん性率の増分は強い相関関係にあることがわかる。今回の実験の供試体はせん断補強鉄筋を配置していないので(2)式の第3項目を無視して図-4中の(3)式と足し合わせると次式を得る。

$$\mu_0 r = -1.61 + 6.57(Su \cdot a / Mu) + 11.22Pwp \cdots \cdots (4)$$

ここに、 $\mu_0 r$ : 補強後のく体のみのじん性率、 $Pwp$ : 補強鋼材比

但し、実験の範囲は  $Pwp > 0$ 、 $0.8 < (Su \cdot a / Mu) < 3.6$  である。また、鋼板はせん断力を負担しないものと仮定している。図-5に(4)式を用いて計算した各供試体のく体のみのじん性率と実験値との相関を示す。(2)、(4)式の第3項目は、共に鋼材の拘束効果がじん性率に与える影響を示すもの

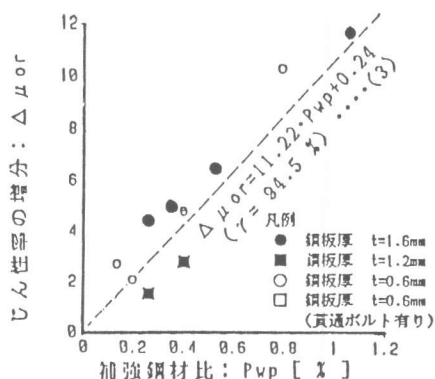


図-4 じん性率の増分と補強鋼材比 (脚下端で破壊する場合)

であるが、せん断補強鉄筋比と補強鋼材比が共に1%の場合はじん性率に寄与する程度はほぼ等しく、1%以下では鋼板の拘束効果が大きくなる。これは、鋼板の連続的な拘束によるものと思われる。

#### 4-2 鉄筋の途中定着部で破壊する場合

鉄筋の途中定着部で破壊する供試体を鋼板巻きした供試体では無補強供試体に比べて耐力と終局変位が増加した。図-6は、無補強供試体の耐力に対する補強供試体の耐力の向上度{(補強供試体の耐力)/(無補強供試体の耐力)}と補強鋼材比との関係を示したものである。降伏耐力は必ずしも向上がみられないものもあり、相関は薄いが、最大耐力では、補強鋼材比との間に強い相関がある。

図-7に補強前の供試体の降伏荷重、降伏変位を基準として求めた補強供試体のじん性率と補強鋼材比との関係を示す。補強前にじん性率の小さい供試体(○)を補強した供試体(●)は、じん性率が向上するが、補強前にじん性率の大きい供試体(△)を補強した供試体(▲)では、補強鋼材比が0.20%以下ではじん性率の向上はみられない。

鉄筋の途中定着部で破壊するRC脚柱のじん性率は、鉄筋の拔出しによる影響が比較的少ないので次式によって表される<sup>5)</sup>。

$$\mu = 0.6 + 1.4 (Su \cdot a / My) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $\mu$ :鉄筋の途中定着部で破壊する場合のじん性率

$My$ :鉄筋の途中定着部から脚柱断面の有効高さ下がった位置の降伏曲げ耐力

今回の鋼板巻き補強の実験結果を(6)式を基本として回帰して次式を得た。

$$\mu r = 1.10 + 1.4 (Su \cdot a / Mu) + \{ 2.48 (Svp - Sv) \cdot a / My \} \dots \dots \dots (7)$$

但し、 $Svp - Sv \geq 0$

ここに、 $\mu r$ :鉄筋の途中定着部を鋼板巻立て補強した場合のじん性率

$Svp$ :鋼板を帯鉄筋に換算して得られる負担せん断力

$Sv$ :帯鉄筋の負担するせん断力

(7)式で求めた鉄筋の途中定着部のじん性率と実験値との相関を図-8に示す。

以上の結果より鉄筋の途中定着部で破壊する供試体

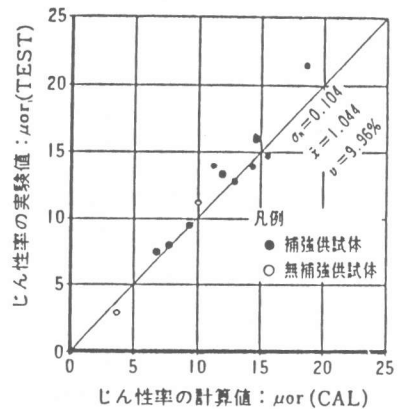


図-5 じん性率の実験値と計算値 (脚下端)

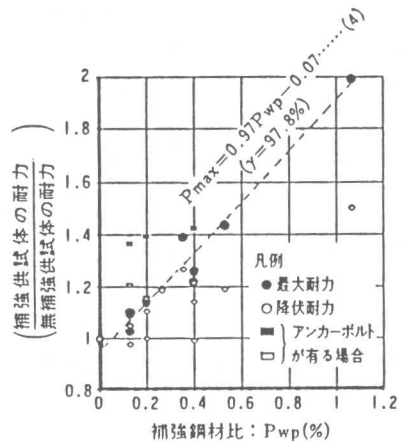


図-6 耐力の増分と補強鋼材比 (途中定着)

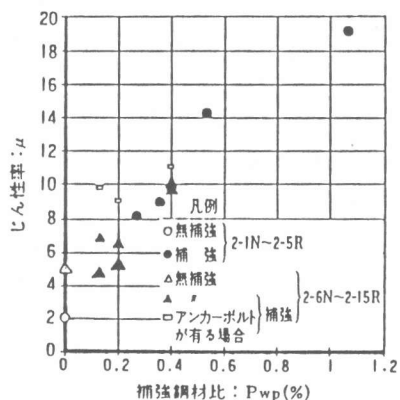


図-7 じん性率と補強鋼材比 (途中定着)

の鋼板巻立て補強による耐震性能の向上度をエネルギー吸収能力比（図-9の面積比）で表すと次式となる。

$$A/A' = 1 + \{ \alpha (P_u + P_y) + \beta \cdot P_u (\mu - 1 + \alpha) \} / (\mu - 1) (P_u + P_y) \dots (8)$$

ここに、 $\alpha = 2.48 (Svp - Sv) \cdot a / My + 0.50$

$$\beta = 0.97 \cdot Pwp - 0.07$$

但し、 $Pwp < 1.10 (\%)$

図-10に(8)式で計算した補強によるエネルギー吸収能力の増加倍率と実験値よりもとまる増加倍率の相関を示す。実験値に対して計算値は、安全側であり、ほぼ直線関係にある。

## 5. まとめ

(1) RC脚柱に鋼板巻立て補強を施すと コンクリートの剥落が抑えられ、く体下端部での破壊に対して、終局変位が大きくなり、鉄筋の途中定着部での破壊に対しては、耐力、終局変位ともに大きくなる。この効果は、鋼板厚が大きいほど、また、く体幅が小さいほど大きい。

(2) 既設RC橋脚の耐震補強に必要な補強鋼材量算定は、想定地震の入力で必要となる変形性能(じん性率)が求められれば、橋脚下端では(1)式より必要となるく体のみのじん性率を求めて(4)式に代入して補強鋼材比を求め、鉄筋の途中定着部では(8)式を解いて補強鋼材比を求めて、この補強鋼材比を満足する鋼板厚、貫通ボルト断面積を求めればよい。

## 6. むすび

今回の実験の結果、橋脚供試体に鋼板巻き補強を施すことにより変形性能をかなり改善できることがわかった。これにより実橋脚への適用に際して必要となる基礎資料が得られた。

## <参考文献>

1) 石橋他2名:鉄筋コンクリート部材の靱性評価;第7回コンクリート工学年次講演会論文集、日本コンクリート工学協会、(1985.5)

2) 石橋他3名:RC部材の耐震に関する構造細目の取扱い方

;構造物設計資料No.88、社団法人日本鉄道施設協会、(1988.12)

3) コンクリートライブラリー48号:コンクリート限界状態設計法試案:土木学会、(1981.4)

4) 石橋他2名:小数杭を用いたフーリングのせん断設計について;土木学会論文集第337号、(1983.9)

5) 山本他3名:鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究;土木学会論文集第384号/V-1 (1984.8)

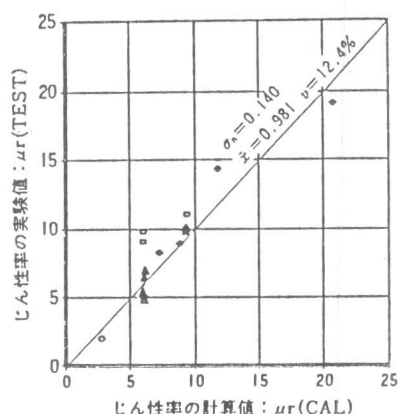


図-8 じん性率の実験値と計算値 (途中定着部)

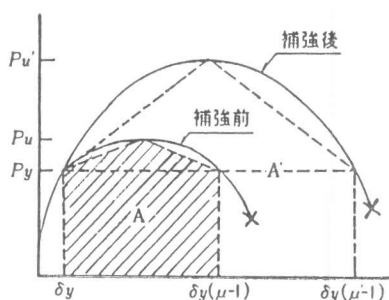


図-9 エネルギー吸収能力

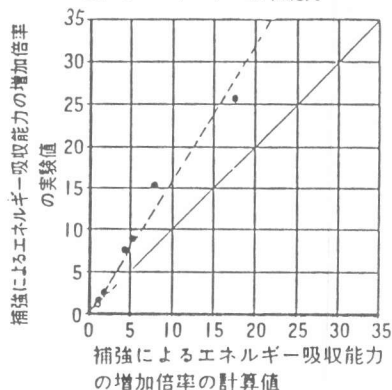


図-10 エネルギー吸収能力の増加倍率の実験値と計算値 (途中定着部)