

## 一面鋼板補強によるせん断補強効果について

立石匡侑<sup>1</sup>・幸左賢二<sup>2</sup>・西岡勉<sup>3</sup>・二井伸一<sup>4</sup>

<sup>1</sup> 学生会員 九州工業大学大学 建設社会工学専攻（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1）

<sup>2</sup> 正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1）

<sup>3</sup> 正会員 阪神高速道路公団株式会社，技術部，技術管理室（〒541-0056 大阪府大阪市中央区久太郎町 4-1-3）

<sup>4</sup> 正会員 株式会社ウエスコ 岡山支社設計部構造設計課（〒700-0033 岡山県岡山市島田本町 2-5-35）

### 1. はじめに

従来，半永久的に強度や耐久性を有するとされてきたコンクリート構造物の劣化や損傷が近年見受けられるようになり，補修や補強の必要性が迫られるようになってきている．このような背景から，コンクリート橋脚の補強工法の一つとして，鋼板とコンクリート部分をアンカーボルトで一体化させ，せん断補強鋼材の不足を外部から補う方法が採用されつつある．

鋼板を用いて補強を行う場合，コンクリート橋脚の全周を巻き立てることが好ましい．しかし，高架橋で橋の下を店舗に利用している橋梁等，橋脚全周に鋼板を巻き立てることが困難な場合がある．そのような場合には，図-1 に示す鋼板一面のみで，せん断補強する工法が考えられる．

既往の研究<sup>1)</sup>では橋脚における一面鋼板補強について，アンカーボルト長を背面コンクリート部まで長く伸ばした実験により，その有効性の確認を行っている．

本研究では，梁部材による一面鋼板補強の実験を行い，その実験結果を踏まえ，抵抗メカニズムとアンカーボルトの補強効果に関する有効率について考察を行った．

### 2. 実験概要

#### (1) 実験供試体概要

実験供試体の形状，配筋状況及びアンカーボルトの設置状況を図-2 に示す．

供試体のせん断スパン比はディープビームの影響が混在しないように  $a/d=2.5$  とした．鋼板による補強後も供試体がせん断破壊するように，引張主鉄筋

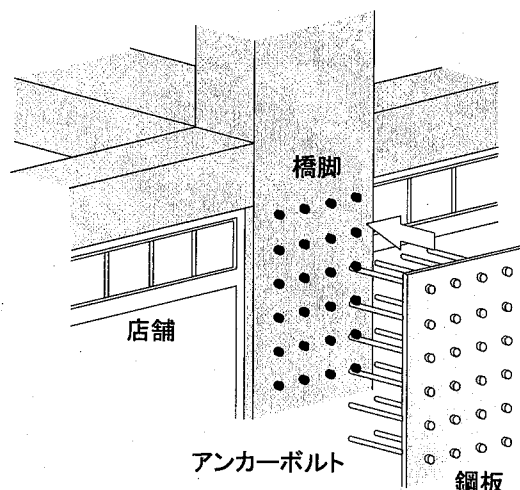


図-1 鋼板一面補強イメージ

に D25 を 6 本，圧縮主鉄筋には D22 を 3 本配置した．また，ひずみ分布を計測するため，せん断補強筋には低せん断補強比（ $\rho_s=0.05\%$ ）でせん断耐力への影響が少ない D4 鉄筋を 150mm 間隔で配置した．補強鋼板の厚さは 3.2mm であり，アンカーボルトとの接着は溶接により行なった．さらに，本実験ではアンカーボルト自身によるせん断抵抗を検討するために，鋼板に離型剤を塗布し，鋼板にせん断力が直接伝わらないようにした．

#### (2) パラメータ

表-1 に実験ケースを示す．鋼板補強耐力に比べて，アンカーボルトのせん断耐力が小さいため，補強効果は，アンカーボルトのせん断耐力によって支配される．

そこで本実験では，鋼板の一面せん断補強耐力算定にあたり，アンカーボルトの設置本数の効果と埋め込み長の効果を明確にするため，アンカーボルト

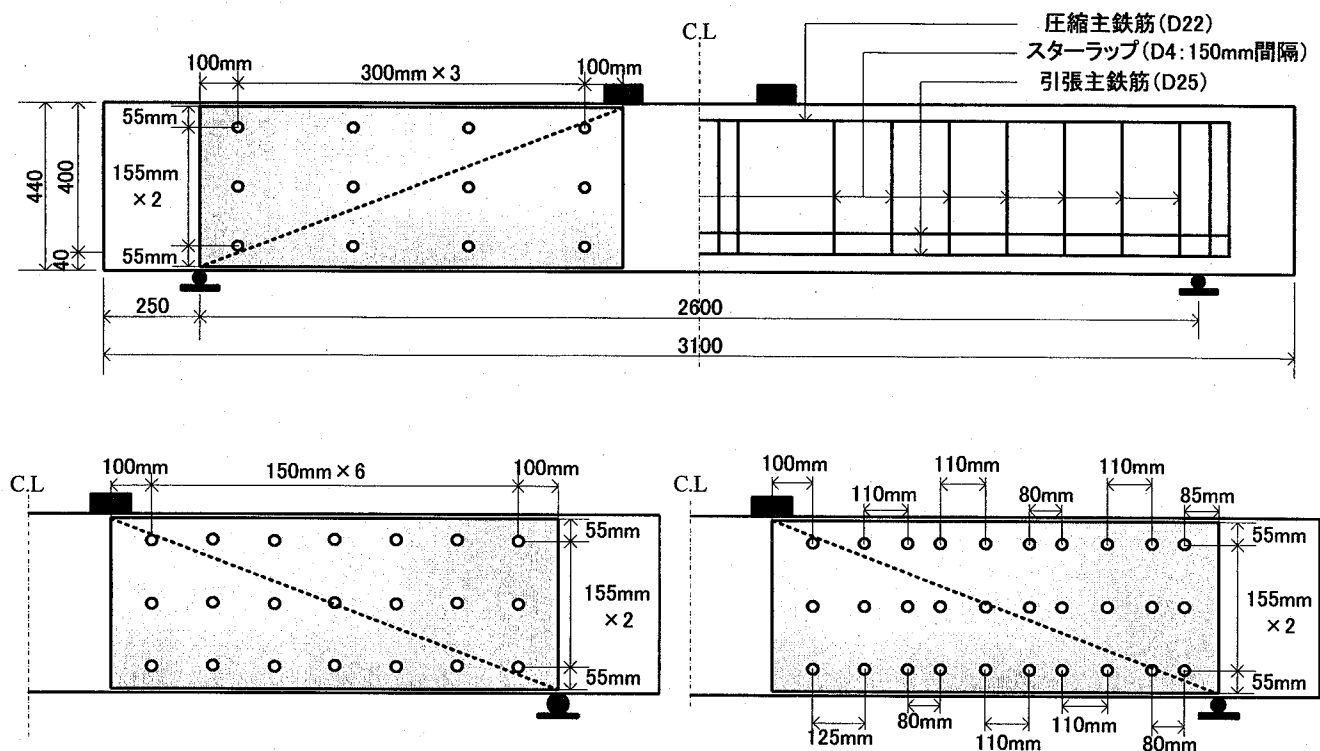


図-2 供試体配筋図およびアンカー設置状況

の本数を 12, 21, 30 本, アンカーボルト長を 100mm, 200mm と変化させている。

アンカーボルトのひずみ測定箇所は, 図-3 に示すように定着長 100mm の場合, 基部から 20mm の位置, 定着長 200mm の場合, 基部から 20, 100, 180mm の 3 箇所において, 上面および側面にそれぞれ 1 箇所ずつひずみゲージを設置し, 計測を行っている。

### (3) 各供試体の設計耐力

各供試体の曲げ耐力とせん断耐力を算出し, 比較を行った。コンクリートの設計基準強度は  $27\text{N/mm}^2$  とし, コンクリート標準示方書に準拠してコンクリートのせん断耐力は算出した。アンカーボルトの補強耐力は式(1)より算出した。ここで, 係数 2 は, 左右の梁の鋼板効果を考慮した係数である。式中のアンカーボルトの抵抗本数  $n$  は, 斜めひび割れが荷荷板と支承板を結ぶ方向に発生すると仮定し, そのひび割れよりも下側の位置にあるアンカーボルトの本数とした。算出結果を表-1 に示す。

$$S_s = 2 \times n \times \tau_{xy} \times A_s \quad (1)$$

$n$ : アンカーボルトの抵抗本数(設置個数の 1/2)

$\tau_{xy}$ : アンカーボルトのせん断力( $199\text{N/mm}^2$ )

$A_s$ : アンカーボルトの断面積( $\text{mm}^2$ )

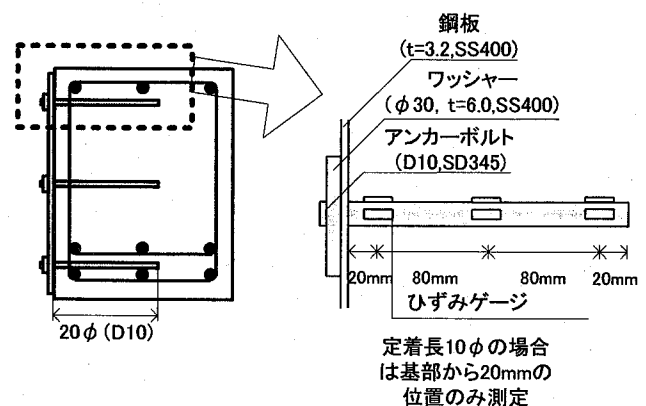


図-3 供試体断面図およびひずみゲージ設置箇所

表-1 供試体一覧

| Case | アンカーボルト |     | $P_y$ ※1<br>(kN) | $S_c$ ※2<br>(kN) | $S_s$ ※2<br>(kN) | $S/P_y$ |
|------|---------|-----|------------------|------------------|------------------|---------|
|      | 本数      | 埋込長 |                  |                  |                  |         |
| 2    | 12      | 100 | 604              | 280              | 170              | 0.75    |
| 3    | 21      | 100 | 604              | 280              | 298              | 0.96    |
| 4    | 12      | 200 | 604              | 280              | 170              | 0.75    |
| 5    | 21      | 200 | 604              | 280              | 298              | 0.96    |
| 6    | 30      | 200 | 604              | 280              | 426              | 1.17    |
| 7    | 30      | 100 | 604              | 280              | 426              | 1.17    |

※1  $P_y$ は曲げ耐力で道路橋示方書により算出

※2  $S = S_c + S_s$

$S_c$ : コンクリート負担せん断力(コンクリート標準示方書より)

$S_s$ : アンカー負担せん断力(式(1)より)

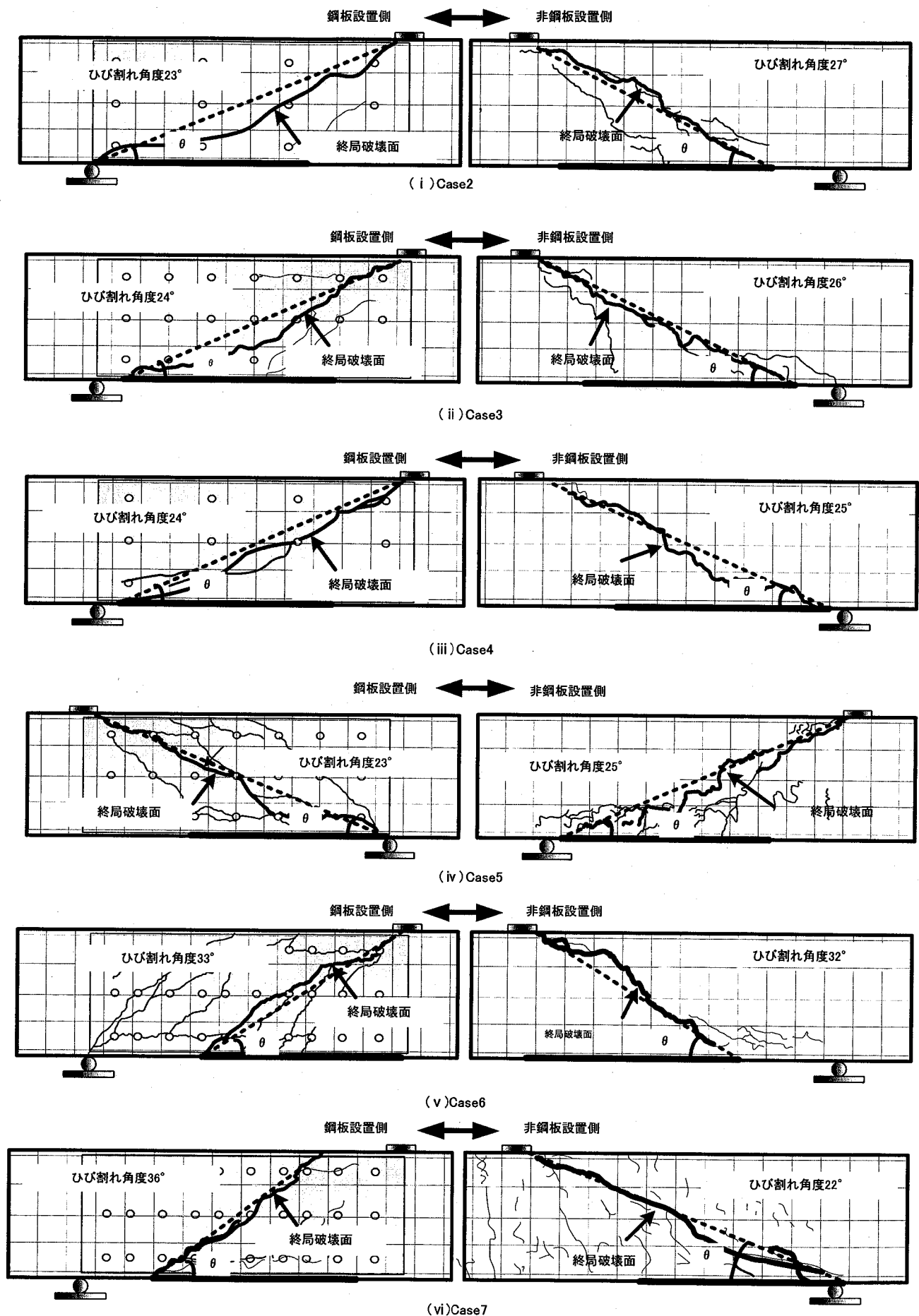


図-4 最大荷重時の損傷状況

表-1 に示すように、Case6, 7 では 100%のアンカーボルト補強効果の場合、破壊は 1.0 を超えて曲げ破壊タイプになることを示している。

### 3. 実験結果

#### (1) 破壊性状

図-4 に最大荷重時での各供試体、損傷状況を示す。鋼板設置側のひび割れ性状は、実験終了後、鋼板をはつり取り確認した。いずれの供試体も 350kN 程度で斜めひび割れが発生し、載荷板、支承板方向に進展した。その後、荷重を続けたが、ひび割れの分散は見られず、斜めひび割れ部分において、ズレが大きくなり破壊に至った。鋼板設置側の斜めひび割れに着目すると、Case2~Case5 のひび割れ角度は 23, 24° であるのに対し、Case6, 7 では 30° を超えており、アンカー設置本数 30 本の場合ではひび割れ性状に差異が見られた。

本文で着目する Case4 供試体について破壊性状を詳細に記すと、荷重開始後、曲げ変形がおこり梁中央部の下面に、曲げ変形による小さなひび割れが発生する。その後荷重荷重の増加とともに、前述の通り 350kN 程度で斜めひび割れが発生し、最大荷重を超えると斜めひび割れが大きく開いていく。

鋼板についてはいずれの状態においても変状は見られなかった。その後さらに、最大荷重値から 5 割低下となる状態まで荷重を加えた。斜めひび割れはさらに大きくなり、コンクリート部材は斜めひび割れ線を境界にズレが生じた。この時、鋼板自体には変状は小さく、コンクリート部材のズレに追随するように傾いていた。実験終了後のアンカーボルトをはつとり、その形状を確認したところ、後述の図-12 に示すような変形が確認され、アンカーボルトのズレ破壊により耐力が支配されていたと考えられる。

#### (2) 荷重-変位関係

図-5 に各供試体の荷重-変位関係を示す。荷重の増加勾配は、いずれの供試体もほぼ同様であった。最大荷重はアンカーボルト設置本数が 12 本の Case2, 4 が最も小さく、21 本の Case3, 5 が最も大きな値となった。さらに増やした 30 本の Case6, 7 では 21 本のケースに比べて最大荷重の増加が見られず、逆に減少する傾向となった。30 本のケースの最大荷重の増加が見られなかった要因として、設置本数 30 本の供試体の場合、アンカーボルトは密に配置されているため、アンカーボルト間でひび割れの発生が促進されたことが考えられる。その結果、

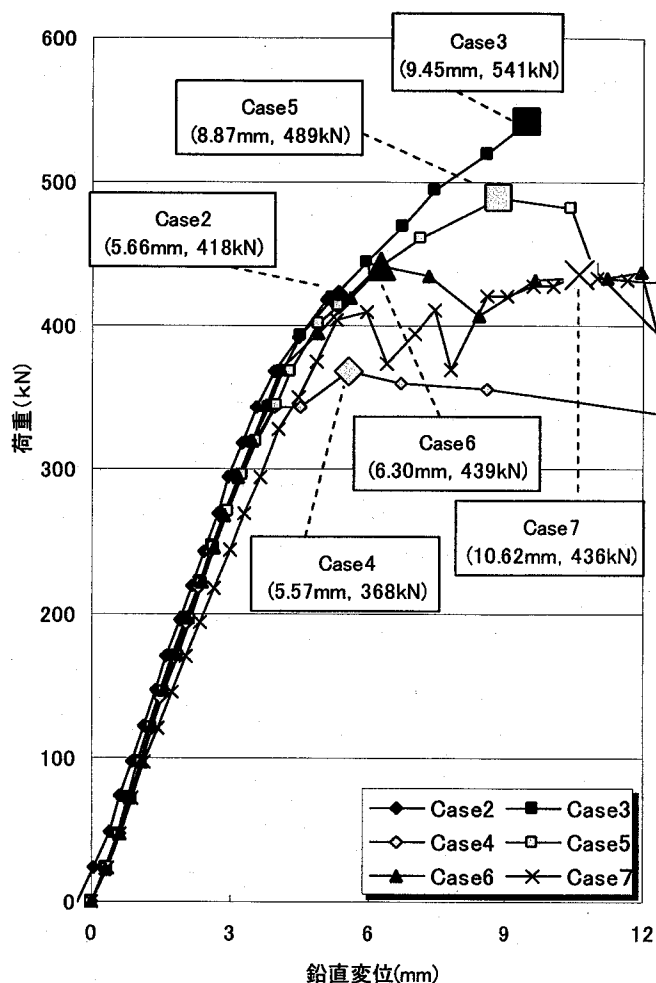


図-5 荷重-変位関係

12, 21 本供試体に比べてひび割れ角度が急になったと考えられる。また、各供試体、荷重の下降勾配に顕著な差は見られなかった。

#### (3) アンカーボルトの補強有効率

実験より得られる補強耐力  $V_s$  を式(1)で算出した設計補強耐力  $S_s'$  で除すことにより有効率  $\alpha_1$  を算出する。

表-2 中のコンクリート負担せん断力  $V_c$  は、各実験供試体の圧縮試験結果を踏まえ、コンクリート標準示方書に準拠し算出した。補強耐力  $V_s$  は、実験より得られた最大荷重からコンクリート負担せん断力  $V_c$  を差し引いたものである。

本文で着目する Case4 供試体について有効率  $\alpha_1$  の算出過程を詳細に記すと、Case4 供試体のコンクリート圧縮強度は  $28.3\text{N/mm}^2$  であった。そして、コンクリート標準示方書に準拠し、コンクリート負担せん断力  $V_c$  を算出すると、328kN となり、これはコンクリートの斜めひび割れ発生荷重とほぼ対応していた。その後、Case4 供試体の最大荷重 368kN からコンクリート負担せん断力 328kN を差し引くこと

により、補強耐力 40kN を算出した。最後に、補強耐力 40kN を式(1)で算出した、アンカーボルト設置本数 12 本の設計補強耐力 170kN で除すことにより  $\alpha_1=0.24$  を算出した。

補強耐力に関しては、アンカー設置本数 12, 21 本の Case を比較すると 21 本のケースで大きくなっており、補強耐力はアンカー設置本数に比例して増加する傾向にあることがわかる。しかし、アンカー設置本数 30 本のケースでは 21 本のケースと比べて補強耐力が小さくなっている。各ケースの有効率  $\alpha_1$  を表-2 に示す。有効率  $\alpha_1$  はアンカーボルト設置本数 21 本の Case で最も高くなった。

また、アンカーボルト負担せん断力  $S_s'$  をアンカーボルト設計補強耐力で除すことで有効率  $\alpha_2$  を算出した。アンカーボルト負担せん断力  $S_s'$  の算出式を式(2)に示す。

$$S_s' = \sum_{i=1}^n \{A_s \times \varepsilon \times E\} \quad (2)$$

ここで、

$S_s'$ : アンカーボルト負担せん断力(kN)

$n$ : アンカーボルト抵抗本数

$A_s$ : アンカーボルト断面積(mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon$ : アンカーボルトひずみ

$E$ : アンカーボルト弾性係数( $19.1 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>)

アンカーボルト抵抗本数  $n$  は実験終了後に確認された鋼板側ひび割れよりも下側で、多数のアンカーボルトの折れ曲がり確認されたことから、鋼板側ひび割れよりも下側のアンカーボルトの本数とした。式中のアンカーボルトひずみは、図-3 に示す基部から 20mm に設置した 2 箇所のひずみのうち、絶対値の大きいひずみを用いた。これは、実験後のアンカーボルトにひずみゲージ付近での折れ曲がり確認されており、アンカーボルトの負担せん断力は軸方向ひずみに比例すると考えられるからである。各抵抗アンカーボルトについて、式(2)にひずみを代入し、各抵抗アンカーボルトの負担力を算出した。そして、各抵抗アンカーボルトから算出した負担力を足し合わせ、アンカーボルト負担せん断力を算出した。最後に、梁両面を考慮し、2 倍した値をアンカーボルト負担せん断力  $S_s'$  とした。

本文で着目する Case4 供試体について、アンカーボルト負担せん断力  $S_s'$  について詳細に記す。破壊面を形成した斜めひび割れより下側に位置するアンカーボルト抵抗本数は図-10 で示すように 5 本であり、アンカーボルトは D10 鉄筋を使用したため、公

表-2 各供試体の最大耐力と補強耐力

| Case | 最大荷重<br>( $V_c+V_s$ )<br>(kN) | $V_c$<br>(コンクリート負担)<br>(kN) | $V_s$<br>(補強耐力)<br>(kN) | 有効率 $\alpha_1$<br>$V_s/S_s$<br>(kN) |
|------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------------------|
| 2    | 418                           | 341                         | 77                      | 0.45                                |
| 3    | 541                           | 341                         | 200                     | 0.67                                |
| 4    | 368                           | 328                         | 40                      | 0.24                                |
| 5    | 489                           | 328                         | 161                     | 0.54                                |
| 6    | 442                           | 328                         | 114                     | 0.27                                |
| 7    | 436                           | 329                         | 107                     | 0.25                                |

$\alpha_1$  の平均 = 0.40

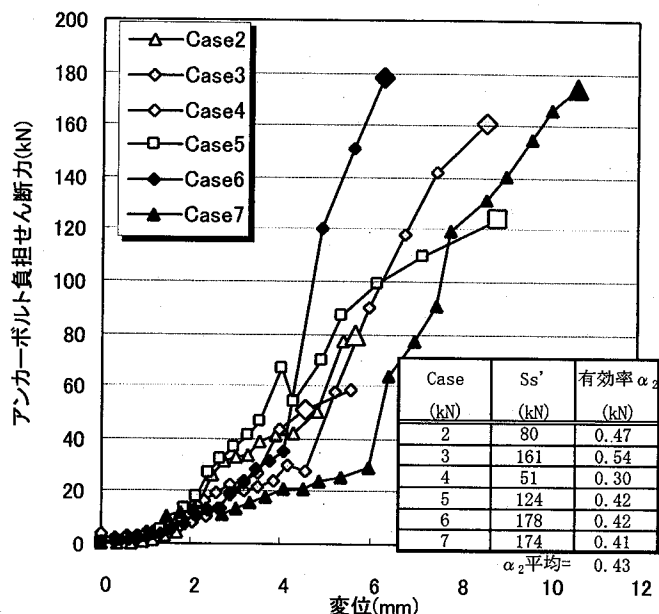


図-6 アンカーボルト負担せん断力-変位関係

称断面積 71.33mm<sup>2</sup> を用いた。アンカーボルトひずみは前述したように図-3 に示す 2 箇所のひずみのうち、絶対値の大きいひずみを用い、式(2)へ代入してそれぞれのアンカーボルト負担せん断力を算出した。そして、全ての抵抗アンカーボルト負担せん断力を足し合わせ、アンカーボルト負担せん断力  $S_s'$  を算出した。有効率  $\alpha_2$  に関しては、前述した方法で最大荷重時のアンカーボルト負担せん断力を算出し、 $S_s'=40$ kN を得た。その後、設計補強耐力 170kN で除すことにより  $\alpha_2=0.30$  を算出した。

図-6 に各供試体の最大荷重時までのアンカーボルト負担せん断力-変位関係、最大荷重時のアンカー負担せん断力及び有効率  $\alpha_2$  を示す。アンカーボルト負担せん断力  $S_s'$  はアンカーボルト設置本数 30 本ケースで最も高くなっており、設置本数に比例して増加する傾向にあることがわかる。また、図-6 に示すとおり、変位 4mm 程度からアンカーボルトの負担せん断力が急激に増加することがわかる。

図-7 は、各実験ケースの有効率  $\alpha_1$  と有効率  $\alpha_2$  を整理し一覧図にしたものである。図-7 によれば  $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$  共にアンカーボルト 21 本のケースの供試体は有効率が高いことが分かる。また、全供試体平均値は  $\alpha_1=0.40$ 、 $\alpha_2=0.43$  と近い値になっている。このことから、補強耐力はアンカーボルト引張りひずみに比例して評価できることを示している。

#### 4. 考察

Case4 供試体の実験結果であるアンカーボルトのひずみ値と鋼板のひずみ値に着目し、一面鋼板補強の抵抗メカニズムについて考察する。

図-8 は最大荷重時における鋼板のひずみ分布を示したものである。図-9 は最大荷重時におけるアンカーボルトのひずみ分布を示したものである。各ひずみ値の平均を比較すると、アンカーボルトでは平均  $652\mu$  に対して、鋼板では 1 割程度の圧縮力  $-86\mu$  と鋼板に発生するひずみの絶対値が微少であることが分かる。また、破壊後の変状観察においても、鋼板には、はらみなどは見られなかった。一方、多くのアンカーボルトは表面付近で折れ曲がりが見られた。これより、作用力による抵抗はアンカーボルトが支配的に負担するものと考えられる。また、アンカーボルトのひずみ値はひび割れ近傍のものが大きな値となっており、抵抗はこの近傍のアンカーボルトに集中するものと考えられる。以上のことから推察する抵抗メカニズムの模式図を図-10 に示す。

STEP1 はひび割れ発生直後の状態であり、載荷荷重の増加とともに、コンクリートに斜めひび割れが発生し、そのひび割れを境界とするズレ方向にコンクリートが抵抗するものと考えられる。次に STEP2 では、コンクリートで負担出来なくなったせん断力を、鋼板がアンカーボルトを介して抵抗する。この時点では、アンカーボルトの応力状態は弾性域内で、降伏や破断といった状態に至らず、せん断力を鋼板に伝達する役割を果たすものと考えられる。鋼板に関しては、載荷荷重の増加とともに負担する抵抗力の割合が大きくなる。STEP3 では、ひび割れ近傍のアンカーボルトが降伏や破断に至り、せん断力を鋼板に伝達する役割を失う。そのため、鋼板のひずみは頭打ちとなる。

図-10 中の STEP3 には Case4 の実験結果におけるコンクリート部材のズレと傾いている様子を示す。コンクリート部材のズレについては、鋼板を添付していない側面について画像計測を行い、ひび割れ幅を算定し図化した。また同図から、載荷板から離れ

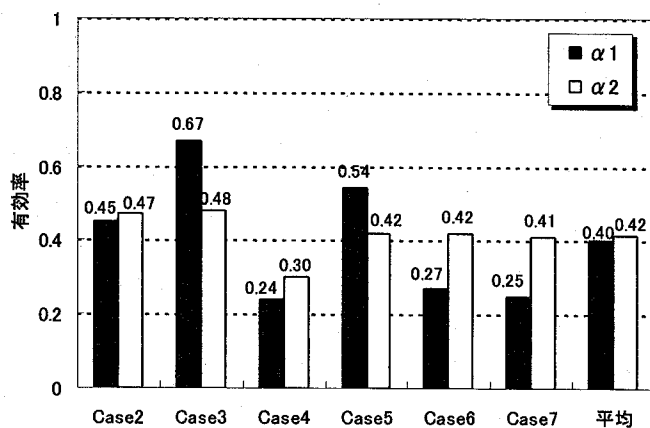


図-7 有効率一覧

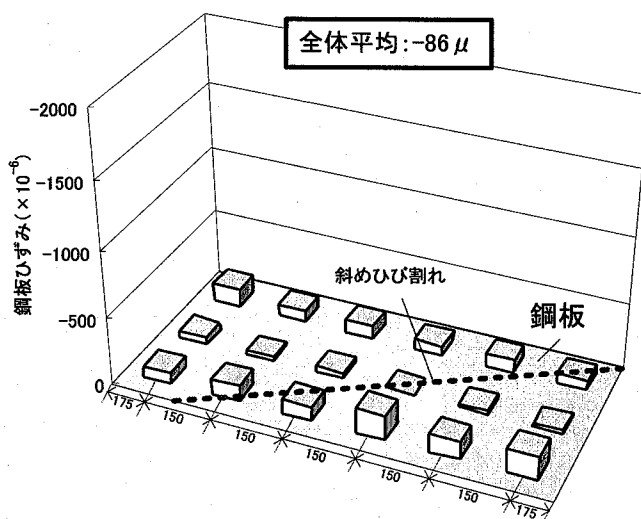


図-8 鋼板ひずみ分布 (Case4 実験結果)

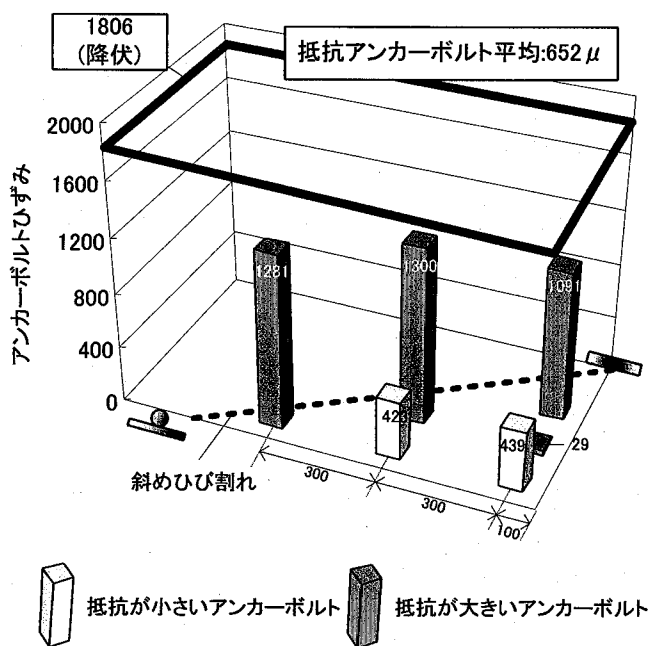


図-9 アンカーボルトひずみ (Case4)

るに従い、ひび割れ幅は大きく、また、ズレが大きくなることから分かる。

図-11 に斜めひび割れより下側に位置するアンカーボルトのひずみ値とひび割れ幅の関係を示す。なお、図中の記号はアンカーボルトを示しており、その位置関係については図-12 に示す。A8 のアンカーボルトは、斜めひび割れ線上に位置していたため、有効率 $\alpha_2$ の算定時には抵抗アンカーボルト本数に含めなかったが、本検証ではこのアンカーボルトも含めるものとする。また、各列ごとにアンカーボルトのひずみ値を平均化した結果も併記する。図-11 から、ひび割れ幅が大きくなるにつれ、アンカーボルトのひずみ値が大きくなることがわかり、ひび割れ幅とアンカーボルトの抵抗力には比例関係が成立することがわかる。今回使用したアンカーボルトはSD345であり、アンカーボルトの弾性係数 $19.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ であることから降伏ひずみは $1806 \mu$ である。

図-12 に実験終了後におけるアンカーボルトの変形状況を示す。アンカーボルトの変形状況は、実験終了後に鋼板を切り取り、アンカーボルトを取り出して確認した。図-12 よりアンカーボルトの変形状況は載荷板から離れるに従い、発生することが分かる。図-11 で示したように、載荷板から離れるに従い、アンカーボルトひずみが大きい傾向にあり、アンカーボルトの変形状況にも対応していることがわかる。これはひび割れ近傍のアンカーボルトにおいて、荷重を分担する割合が大きいためと考えられる。

図-13 は $\alpha_2$ を算定した抵抗アンカーボルトを対象に、各アンカーボルトのひずみを表したものである。作用せん断力に対し、右下部のアンカーボルト3本(A9, 11, 12)のひずみが小さく、負担している割合が小さい。逆に残りの2本(A6, A10)で作用するせん断力を大きく負担していることが分かる。右下部のアンカーボルトの負担する割合が小さくなった要因として、前述してきたように、コンクリート部材のズレが傾いており、載荷板から近い程、変形量が小さい。従って、右下部においてはアンカーボルトの変形量が小さく、負担する割合が低くなつたと考えられる。図-14 はCase3について図-13と同様に整理した図である。図-14 から右下部のアンカーボルト4本は負担している割合が小さく、有効に機能していたのは残りの5本であったことが分かる。

以上より、アンカーボルト設置本数12本の供試体では、設計抵抗アンカーボルト本数6本に対し、右下部の3本程度、除外されるため、実際に有効に

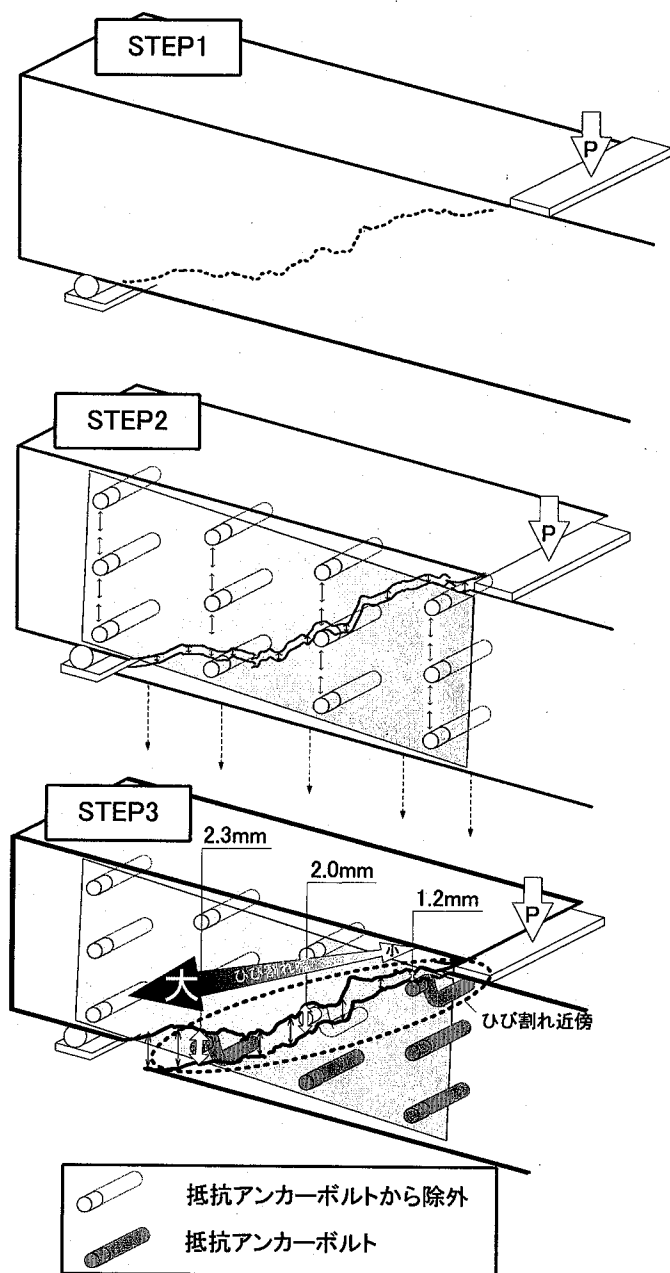


図-10 抵抗メカニズム

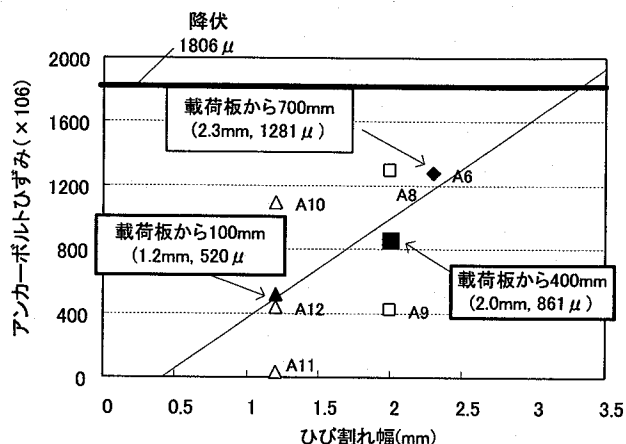


図-11 ひび割れ幅とアンカーひずみの関係(Case4)

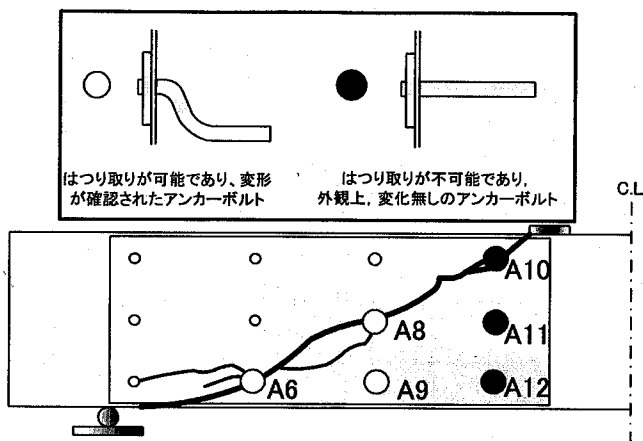


図-12 実験終了後のアンカーボルト変形状況 (Case4)

機能していたアンカーボルト本数は 3 本程度であった。そのため、有効率は 0.5 程度まで低減したと考えられる。アンカーボルト設置本数 21 本の供試体でも同様に、設計抵抗アンカーボルト本数 10.5 本に対し、右下部の 4 本程度、除外されるため、実際に有効に機能していたアンカーボルト本数は 5 本程度であった。そのため、有効率は 0.4~0.5 程度まで低減したと考えられる。

## 5. まとめ

本文では、梁部材による一面鋼板補強の実験結果を踏まえ、抵抗メカニズムとアンカーボルトの補強効果に関する有効率について考察を行った。以下に知見をまとめる。

- ①せん断力に対する一面鋼板補強による抵抗は、鋼板がアンカーボルトを介して抵抗するものの、鋼板より先にアンカーボルトが降伏や破断に至るため、補強効果に限界がある。

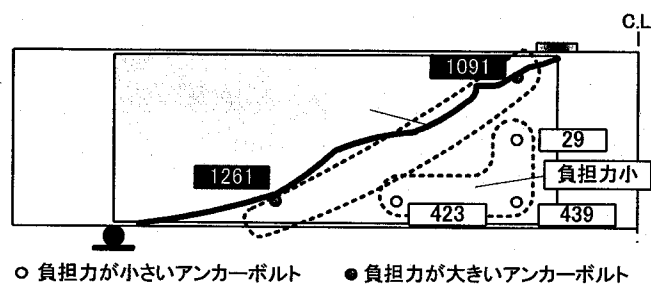


図-13 有効率低減の過程 (Case4)

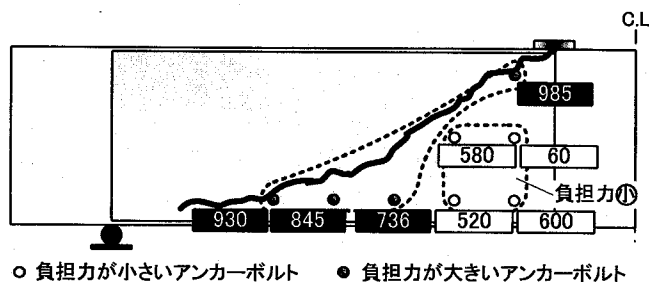


図-14 有効率低減の過程 (Case3)

- ②有効率が 0.4 となった原因として、作用するせん断力に対してアンカーボルトが一樣に抵抗していないためである。

- ③アンカーボルトが一樣に抵抗しないのは、ズレるコンクリート部材が傾いているためである。

## 参考文献

- 1) 小林薫, 石橋忠良: RC柱の一面から施工する耐震補強工法の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 683/V-52, pp75-89, 2001. 8
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書設計編, pp60-61, 1996.