

PC梁を有する橋脚のゴム支承アンカー部の検討

大阪管理部 調査設計課 閑上直浩
保全施設部 保全企画課 丹波寛夫
大阪管理部 調査設計課 青木圭

要 旨

公団では、上部耐震補強工事を順次進めており、従来の金属支承をゴム支承に取替えるとともに、アンカー部も増加した設計水平震度に対応できるよう補強することにより、支承の耐震性能を向上させている。この場合、設計水平震度が増すことにより、既設支承アンカー部を補強する必要が生じることが多いが、PC梁では新たに増設する補強アンカーボルトが既設のPC鋼材と干渉するため、十分な定着長を確保することが困難である場合が多い。

そこで、補強アンカーボルトが短い場合でも所要の耐力を満足するかどうかを、実物大の供試体を用いた水平載荷実験により確認するとともに、その結果を用いて既設支承アンカー部の補強設計方針の検討を行い、実工事に反映した。

キーワード：支承取替、ゴム支承、アンカー補強、PC梁、模型実験

はじめに

兵庫県南部地震においては、橋脚の被害とともに、桁の大きな変形に伴い桁端や金属支承の損傷が数多く発生した。このような損傷事例を鑑み、公団では塑性変形性能に富んだ免震もしくは分散ゴム支承を採用することにより橋梁全体系の耐震性を向上させるとともに、金属支承のぜい性的な破壊をさけることにより、支承自身の耐震性も向上させることを標準的な考え方としている。

このように、既設の金属支承をゴム支承に取替える上部耐震補強工事を行う場合、設計水平震度が増すため、既設支承アンカー部の補強が必要となることが多い。しかし、都市高速道路では制約条件から橋脚梁の張出し長が長くなり、その場合に採用されることが多いPC梁においては、PC鋼材が梁上面から20cm程度の位置に配置されるため、新たに増設される補強アンカーボルトの十分な定

着長を確保することが困難である場合が多い。

一方、現在までゴム支承単体での荷重-変位挙動は数多く把握されているが、台座上に設置されたゴム支承の挙動について評価した事例は多くはない。とくに、支承から台座へ軸力および水平力が伝達しゴム支承そのものが破壊しない場合は、台座上のモルタル部分あるいは台座自身が損傷するものと考えられるが、台座も含めた支承全体系の終局挙動について評価した例は少ない。

そこで、今回台座上にゴム支承を設置し、実桁の剛性を有する模型桁を介して、鉛直力および水平力を作用させることにより、台座部も含めた支承部全体系の挙動を評価することとした。試験体としては、アンカーボルトなし、既設アンカーボルトのみ、既設および補強アンカーボルト（実構造物で可能な定着長を7φとしたもの）の3種類とし、各供試体の終局挙動を比較することにより、それぞれの補強効果を評価した。

さらに、これらの試験結果を用いて、支承アンカー部の補強設計方針の検討を行い、PC梁上でのゴム支承への取替え工事に反映した。

1. 実験概要

1-1 試験体形状

試験体は図-1に示すように、1470kN用ゴム支承(340×630mm)を厚さ50mmの無収縮モルタルを介してコンクリート台座(3000×1200×900mm)のほぼ中央に設置した。試験体タイプを図-2に示す。

Aタイプ：ベースプレートにスタッドのみを溶植したもの。無収縮モルタルとベースコンクリートとの付着および摩擦抵抗力を確認する。

Dタイプ：Aタイプに既設アンカーボルト4本を追加し、最大耐力および破壊性状を確認する。

Eタイプ：Dタイプに補強アンカーボルト4本を追加し、最大耐力および破壊性状を確認する。

上記試験体は以下のような条件で設計している。

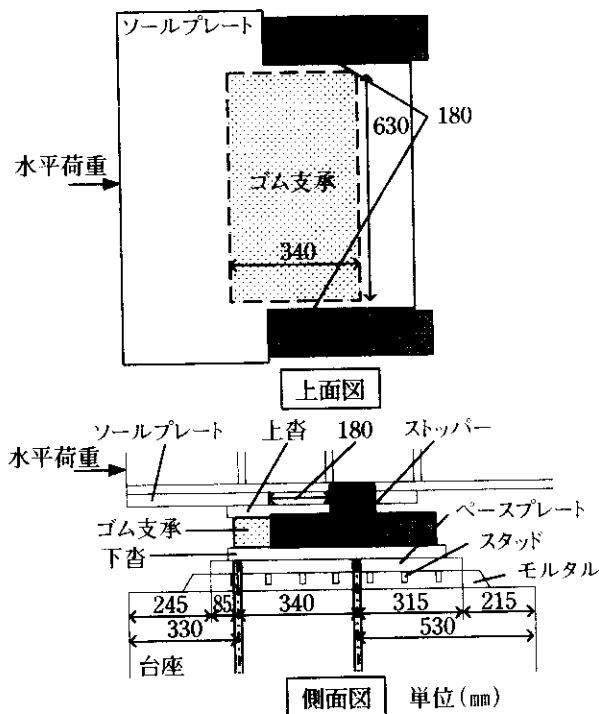


図-1 試験体形状

①アンカーボルトが終局破壊に至る性状を確認するため、ベースプレートとモルタル間で破壊を生じないように、スタッドは設計上必要な本数の3倍を配置することとした。

②既設アンカーボルト長は、実橋の実績からモルタル厚+台座中の既設アンカーボルト長=50+272=322mm(10φ, φ=32)とした。また補強アンカーボルト長は、実橋でのPC鋼材の位置を考慮しコンクリート台座中に15cm埋込み(定着長: 7φ, φ=22), 50+150=200mm(9φ)とした。

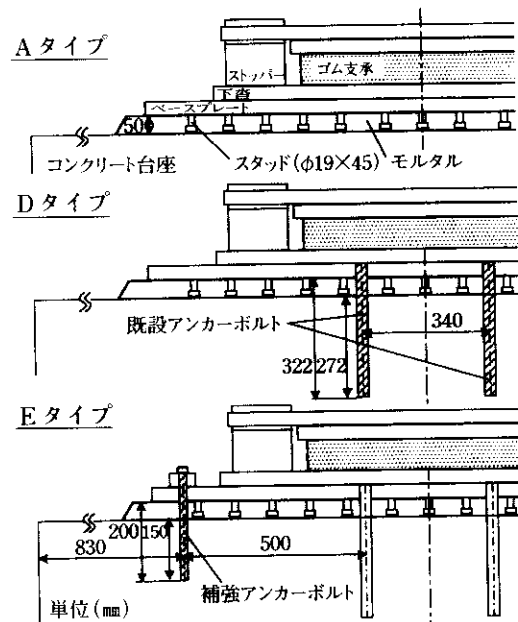


図-2 試験体タイプ

1-2 载荷要領

载荷装置を図-3に示す。鉛直荷重470kNを载荷した状態で、水平荷重を片方向に徐々に増加させる。なお死荷重が最も小さくなる場合が最も不

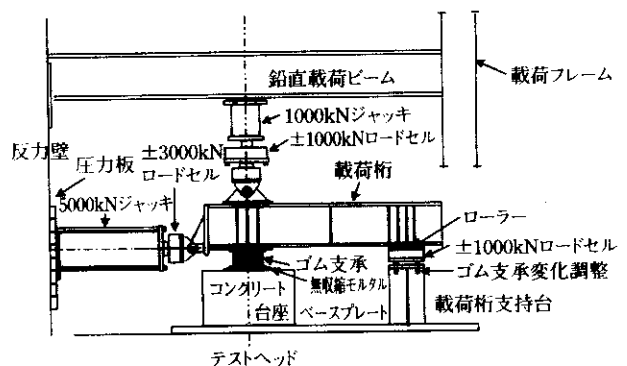


図-3 载荷要領図

利になると考え、鉛直荷重は次式により算出した。

$$R_v = R_d \times (1 - kv) = 882 \times (1 - 0.47) \approx 470 \text{ kN} \quad (1)$$

ここで、 R_v ：鉛直荷重

R_d ：死荷重反力（882kN：1470kNの60%）

kv ：鉛直震度（0.47）

載荷桁は実橋を再現するため、支承部の回転角が支間40m程度の1桁と同等になるような剛性としている。桁の移動に伴う回転変形により載荷桁支持台に鉛直反力が生じるため、支承に載荷される鉛直荷重は常に470kNとなるように補正している。ゴム支承は、設計せん断変形能が300%であるため、せん断変形が300%（ゴム層厚60mm×300%=180mm）に達した時点でせん断変形を拘束するためのストッパーを取り付けた。よって、水平力が約1078kN（水平変位量180mm）までは水平力はゴム体を介して、1078kNを超える部分はストッパーを介して、ベースプレートに伝達される。計測は上査およびベースプレートの水平・鉛直変位を変位計により計測した。また、一軸ひずみゲージを用いてスタッド（中心位置に1点）、既設アンカーボルト（モルタル面に1点、台座面に3点）、補強アンカーボルト（モルタル面に1点、台座面に2点）の軸応力度を測定した。

1-3 使用材料

使用材料の特性を表-1に示す。

表-1 使用材料一覧表

材 料	規 格 等
ゴ ム 支 承	G=1.0N/mm ²
台 座	早強コンクリート $\sigma_{ck}=35\text{N/mm}^2$ 35.7N/mm ² (実験日平均)
無 収 縮 モ ル タ ル	超早強コンクリート $\sigma_{ck}=45\text{N/mm}^2$ 64.9N/mm ² (実験日平均)
ベースプレート	SM490A $t=38\text{mm}$
頭付きスタッド	JISB1198 $\phi 19, 45\text{mm}$
既 設 アンカーボルト	SS400 $\phi 32, 322\text{mm}$ 300N/mm ² (実降伏強度)
補 強 アンカーボルト	SS400 $\phi 22, 200\text{mm}$ 507N/mm ² (実降伏強度)

2. 実験結果

(1) Aタイプ

水平荷重と上査の水平変位の関係を図-4に示す。なお図中の①～⑤は以下の状態を示している。

- ①荷重1215kN：スタッドひずみ変化率（ひずみ量を時間で微分したもの）に大きな変動があり、ベース部付着切れが生じたと思われる。
- ②荷重1352kN：モルタル側面にひび割れが発生した。
- ③荷重1529kN：最大荷重に達するとともに、載荷側のベース部が1mm浮き上がり、台座上面にひび割れが発生した。
- ④荷重1254kN：ベース部が浮き上がりながら水平変位が増加し、台座上面のひび割れが台座側面に進展した。
- ⑤荷重774kN：鉄筋破断音がして台座前面が抜け出した。
- ⑥最終状態（除荷後）：ベースプレートとモルタルは一体化したままで、載荷側はモルタル底面と台座表面部がなめらかな滑り面で剥離している。

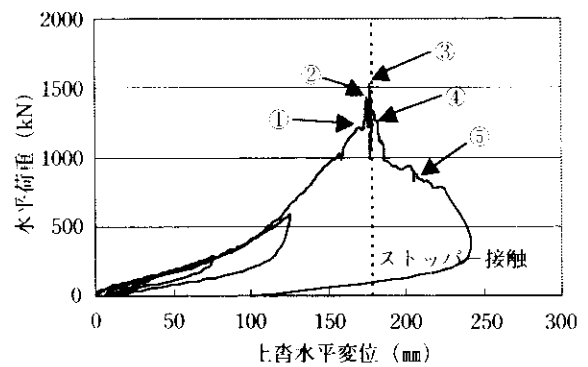


図-4 荷重-上査水平変位（Aタイプ）

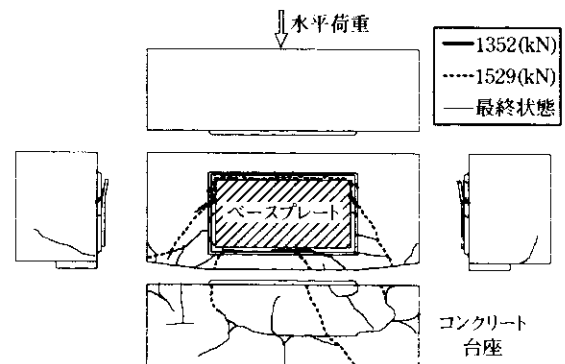


図-5 ひび割れ状況（Aタイプ）

一方、荷重反対側はサイドブロック中心付近を起点として、一体化したベースプレートとモルタルが台座コンクリートをえぐり取る形で破壊している。なお、図-5にひび割れ状況、図-6に最終破壊状況を示す。なお、図-6の両側の破壊面はサイドブロック位置で観察された深さ方向のひび割れ破壊面である。図-4に示すように、荷重1078kN付近までの変形挙動はゴム支承単独の荷重-変位挙動にほぼ近似していることから、大部分の変形がゴム支承本体部で生じていることが分かる。その後、ストッパーの拘束により180mm付近から荷重が立ち上がり、1529kN付近でモルタル面が圧壊するとともに、台座上面にひび割れが発生し、側面方向でもひび割れが観察されたことから、台座に押抜きせん断による損傷が発生したと考えられる。最大耐力については、ベース部付着剥離が生じた後、ベースプレートとモルタルが一体で浮き上がるとともに、押抜きせん断破壊を生じていることから、ベース部付着剥離および押抜きせん断の両者に支配されていると考えられる。

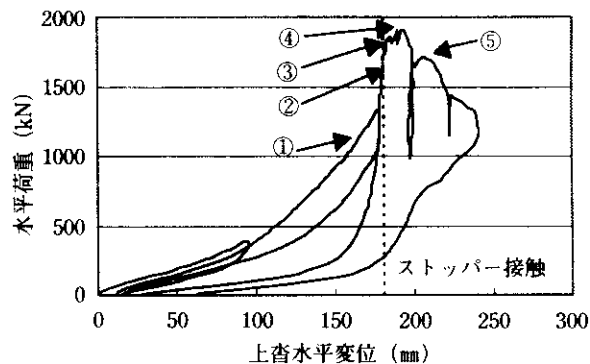


図-7 荷重-上沓水平変位 (Dタイプ)

- ④荷重1911kN：ベース部の剥離音が発生し、載荷側台座上面にひび割れが発生した。
- ⑤荷重1607kN：ベース部の浮き上がりが50mm程度発生した。
- ⑥最終状態(除荷後)：既設アンカーボルトは変形しているものの4本とも破断せず残存している。ベースプレートとモルタルは一体化したままで、ベースプレート前面(載荷反対側)で台座をえぐり取っている。載荷側のベースプレートとモルタルの浮き上がりが顕著で、ベース部下面の

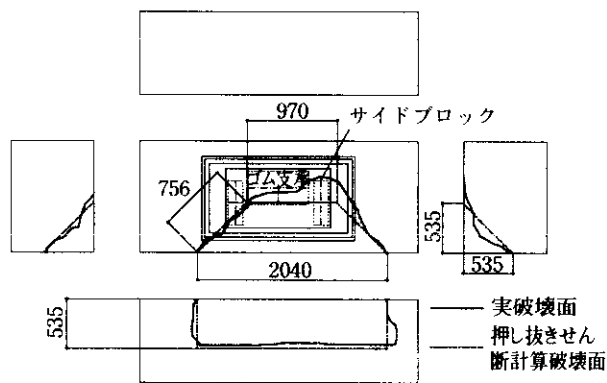


図-6 最終破壊状況 (Aタイプ)

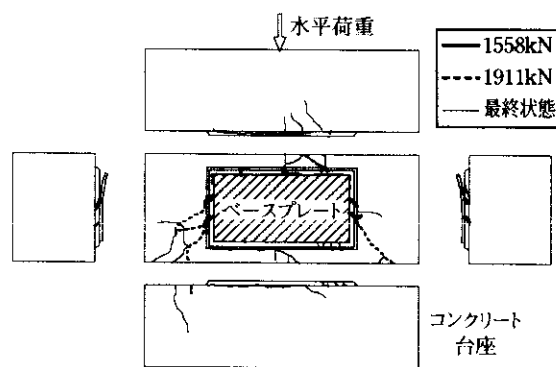


図-8 ひび割れ状況 (Dタイプ)

(2) Dタイプ

水平荷重と上沓の水平変位の関係を図-7に示す。

- ①荷重1078kN：スタッドひずみ変化率に大きな変動があり、ベース部付着切れが生じたと思われる。
- ②荷重1558kN：モルタル側面にひび割れが発生した。
- ③荷重1823kN：モルタル側面、台座上面のひび割れが増え、ベース部の浮き上がりが増加した。

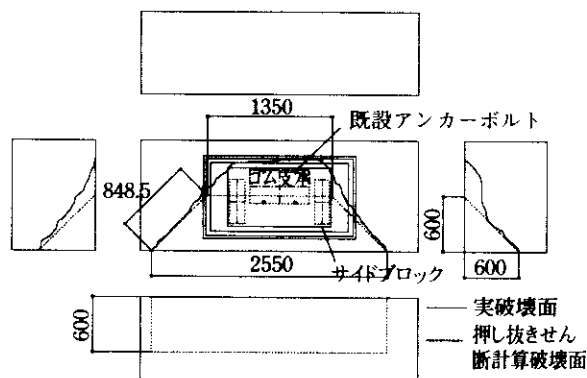


図-9 最終破壊状況 (Dタイプ)

破壊は載荷側既設アンカーボルト位置より45°の角度で深さ方向に進んでいる。なお、図-8にひび割れ状況、図-9に最終破壊状況、図-10に既設アンカーボルトのひずみ分布を示す。損傷状況から、アンカーボルトの降伏後、圧縮側コンクリート台座の圧壊および押し抜きせん断破壊が生じたと考えられる。また、図-10より、前列アンカーボルトは1568kN付近からひずみが増加し、1813kN付近からは急激にひずみが増加している。これに対して、後列アンカーボルトは1813kN付近まではひずみの増加が少ないものの、1813kN付近よりひずみが急激に増加している。以上のことから、1568kN付近より前列アンカーボルトに引張ひずみが生じ始め、1813kN付近で、前列、後列ともに引き抜きあるいは

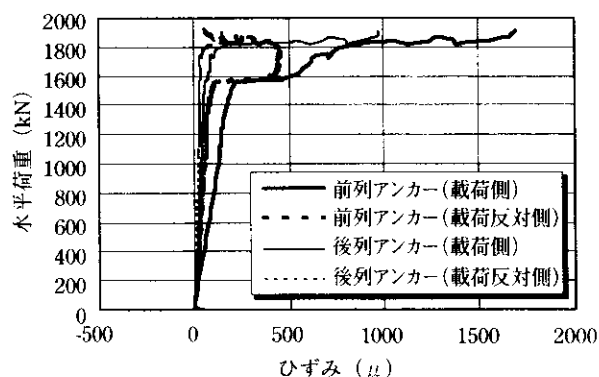


図-10 既設アンカーボルトひずみ分布(Dタイプ)

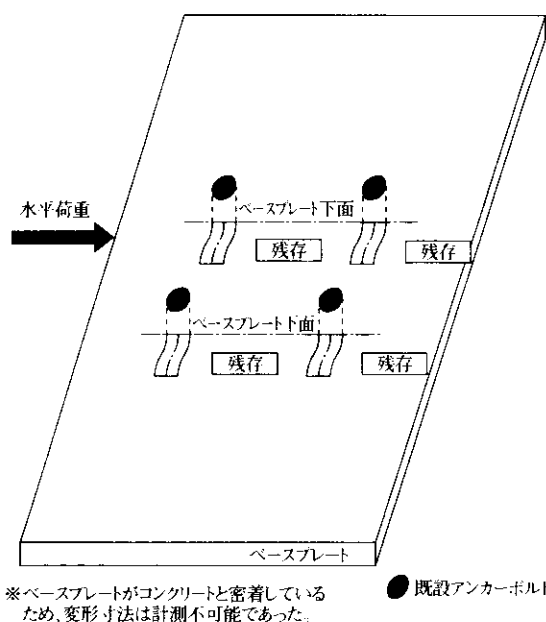


図-11 アンカーボルト最終変形状況(Dタイプ)

せん断ずれが生じていると考えられる。図-11に実験終了後観察したアンカーボルトの形状を示すが、いずれも曲げ変形を受けた後に、抜け出していることが分かる。

(3) Eタイプ

水平荷重と上沓位置の水平変位の関係を図-12に示す。

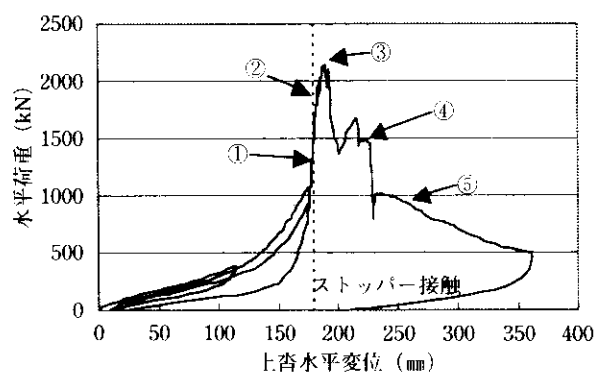


図-12 荷重-上沓水平変位 (Eタイプ)

- ①荷重1274kN：モルタル側面にひび割れが発生し、スタッドひずみ変化率に大きな変動がある。
- ②荷重1921kN：ベース部が浮き上がり、モルタル側面ひび割れとつながる。
- ③荷重2156kN：モルタル下面が浮き上がり、台座上面にひび割れが発生し、荷重が1490kNまで急激に低下。
- ④荷重1490kN：前面モルタルが剥離しベース部が20mm水平移動。
- ⑤荷重941kN：前面モルタルおよび台座上面が大きく破壊。
- ⑥最終状態(除荷後)：既設アンカーボルト4本中3本は破断し、残る1本は大きく変形した。破断したアンカーボルトの破面形状から初めはせん断力で、最後は引張力で切断したと思われる。補強アンカーボルトは4本とも抜け出し、大きく変形した。前面側モルタルは、台座をえぐり取るかたちで破壊した。押し抜きせん断破壊面は補強アンカーボルト位置またはサイドブロック中心を起点として、深さ方向に45°の破壊面が形成されている。ひび割れ状況を図-13に、最終ひび割れ状況を図-14に示す。図-15に

実験終了後観察したアンカーボルトの形状を示すが、補強アンカーボルトでは抜けだしが生じ、

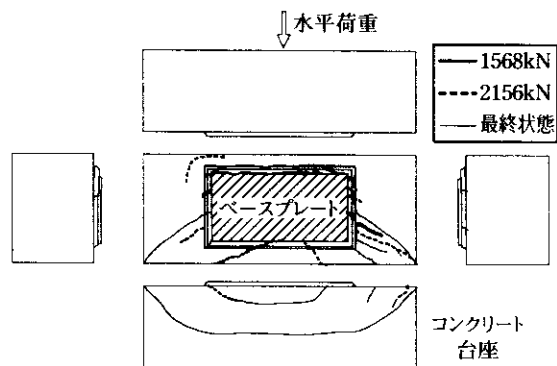


図-13 ひび割れ状況 (Eタイプ)

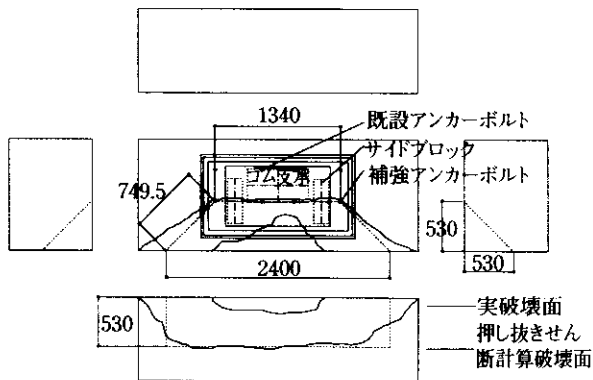


図-14 最終ひび割れ状況 (Eタイプ)

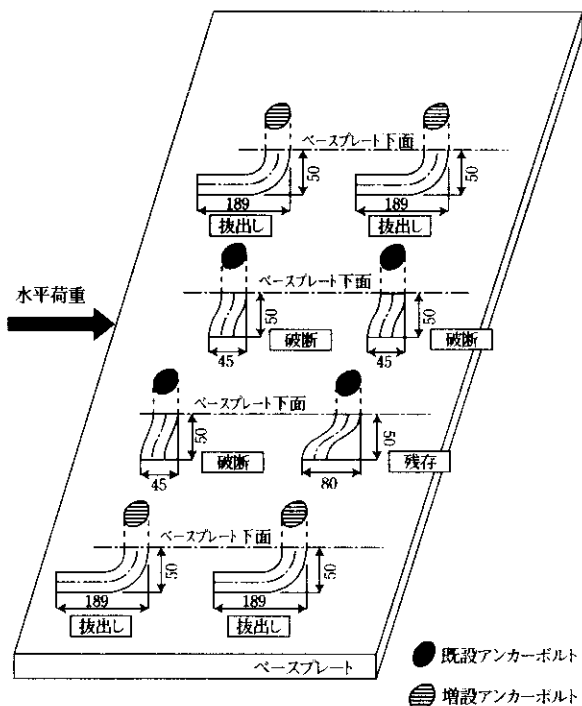


図-15 アンカーボルト最終変形状況 (Eタイプ)

また既設アンカーボルト 4 本のうち 3 本が破断した。このようにアンカーボルトの破壊形式にばらつきが生じた理由は明確ではないが、アンカーボルト埋込み長の違いや降伏強度の違いなどが考えられる。以上より最大耐力を支配したのが、アンカーボルトの降伏か押抜きせん断であるかは明確でない点もあるが、アンカーボルトが降伏に達するとほぼ同時に終局耐力に達することから、アンカーボルトの降伏を最大耐力とみなしてよいと考えられる。その後、アンカーボルトの降伏とともに、ベース部が大きく浮き上がり、ベース部前面の支圧面に荷重が集中することにより、せん断押抜き破壊を生じると考えられる。

3. 耐荷力評価

3-1 アンカー部の付着抵抗力評価

支承アンカー部の破壊の初期段階としてベース部の浮き上がりによりクラックが発生する。このときの作用水平力をコンクリートの付着力より算出し、実験値で検証する。

ゴム支承上端に作用する水平力による支承基部での曲げモーメントにより、載荷側のベース部が浮き上がる状況を想定して次式により算出した。

$$\sigma_r = -N/A + P \cdot h/Z \quad (2)$$

ここに、 σ_r : コンクリートの引張強度

N : 軸力

A : 抵抗断面積

P : 作用水平力

h : 作用高さ

Z : 断面係数

Aタイプを例に示すと、コンクリートの引張強度を土木学会引張強度式²⁾より算出すると、 $2.4N/mm^2$ となる。軸力 $470kN$ 作用下で、最外縁コンクリートの引張強度が $2.4N/mm^2$ となる作用荷重を求めると $1326kN$ となる。同様の手法による算出結果を表-2に示すが、 $1326 \sim 1412kN$ 程度となっており、実験のひび割れ発生荷重 ($1078 \sim 1352kN$) は解析値よりも低めであるが、これにはモルタル下面で

表-2 実験結果一覧表 (単位: kN)

	Aタイプ	Dタイプ	Eタイプ
実験最大耐力	1529	1911	2156
コンクリート付着剥離計算値	1326	1389	1412
アンカー付着剥離計算値	—	1578	1924
アンカー降伏計算値	—	1627	1988
アンカー実降伏計算値	—	1929	2395
設計耐力	141	425	528
押抜きせん断耐力計算	1294	1879	1609

の打継ぎ目による引張強度の低下も考えられる。

3-2 最大終局耐力

ここでは、実験による破壊耐力(最大耐力)を各アンカーボルトの降伏耐力から求められる計算値で検証した。RC複鉄筋断面計算により、既設および補強アンカーボルトが以下の応力度になる作用荷重を求める。

- ①設計上の鉄筋付着応力度 (229N/mm²)
- ②設計上の降伏応力度 (240N/mm²)
- ③材料試験による降伏応力度 (300N/mm²)

既設および補強アンカーボルトは材料強度が異なるが、ここでは強度の低い既設アンカーボルトが上記の強度に達する作用荷重を求めた。表-2に示すようにアンカーボルト付着剥離時の荷重は、Dタイプで1578kN、Eタイプで1924kNであった。アンカーボルトの発生応力度が設計上の降伏応力度に達するときの荷重は、Dタイプで1627kN、Eタイプで1988kNであった。また、実材料試験値に達するときの荷重は、Dタイプで1929kN、Eタイプで2395kNであった。これを実験値と比べると、Dタイプでは実材料試験値とほぼ一致した値となっているが、Eタイプでは実材料試験値に比べて実験結果は1割程度低めの値であった。これは、計算値は引張応力度のみを評価したものであるのに対し、実際は引張応力とせん断応力が作用した合成応力状態となっていることやEタイプでは補強アンカーボルトのみのひずみが急激に進展したため、曲げ抵抗としては、必ずしも既設と補強アンカーボルトの重ね合わせが成立しなかったためとも考えられる。以上のように、厳密には各アンカーボルトの応力状態や合成応力度で評価する必

要があるが、RC複鉄筋による計算でも1割程度の誤差で最大耐力を評価することができた。

ただし、実際の設計に用いる設計耐力は、Aタイプで141kN、Dタイプで425kN、Eタイプで528kNといずれも実験最大耐力に対して4倍以上の安全率を有していることを確認している。

3-3 押抜きせん断破壊荷重 (RC梁部)

支承からの水平力により押抜きせん断で梁自体が破壊することも考えられるため、ここでは破壊後の台座におけるひび割れ形状からコンクリート破壊面を想定し、(3)式¹⁾に基づき押抜きせん断耐力を算出した。

$$P_{bs} = P_c + P_s \quad P_c = \alpha \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c$$

$$P_s = \sum \beta (1 - h_i / d_a) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{si} \quad (3)$$

ここに、 P_{bs} : 台座部の耐力

P_c : コンクリートの負担する耐力

P_s : 補強筋の負担する耐力

α : コンクリートの負担分の補正係数

β : 鉄筋の負担分の補正係数

Aタイプの最終破壊状況(図-6参照)をみると、台座前面で幅2040mm、深さ535mmのひび割れ面が確認された。ひび割れが45°の角度で進展したものととして、ひび割れ始点幅を求めると970mmとなる。これよりコンクリートの抵抗面積を求めると1544300mm²となる。(3)式よりコンクリートの抵抗力は558kN、鉄筋抵抗力は736kNとなり、合計抵抗力は1294kNとなる。同様に押抜きせん断破壊荷重はDタイプで1879kN、Eタイプで1609kNとなった。せん断破壊面を実破壊面から推定したため、EタイプはDタイプより耐力が小さいという結果になったが、Eタイプは上面のひび割れ角度が45°よりも大きくなっており、計算値は実際のせん断耐力を過小評価している可能性があるものの、各計算値は実験最大耐力を安全側に評価していると考えられる。

なお、モルタル~コンクリート台座間で破壊が生じると考え、コンクリートとアンカーボルトのせん断耐力で算出した場合、Aタイプで875kN、Dタイプで985kN、Eタイプで1122kNと実験結

果と差のある結果となった。

3-4 コンクリートとモルタルの摩擦係数

補強設計では、アンカーボルトのせん断耐力と梁とモルタルの摩擦抵抗力で作用水平力に抵抗することにしている。ここでの摩擦係数を実験値から推定する。

Aタイプの実験目的は、台座コンクリートとモルタル間の付着および摩擦係数を確認することであったが、コンクリートとモルタルとの圧縮域での付着力が予想外に大きかったことから、的確な摩擦力の確認はできなかった。そこで、実験における最終水平力から残されたアンカーボルトの降伏耐力を差し引いて摩擦耐力を推定した(表-3)。これから摩擦係数を算出すると1.2~1.7となり、1よりも大きな値となるが、これは破壊面の凹凸などにより、水平抵抗が増加するためと考えられる。よって、設計時に摩擦抵抗力をみる場合、道示の岩とコンクリートの摩擦係数0.6¹⁾を用いても十分安全と考えられる。

表-3 想定摩擦耐力(単位: kN)

供試体	最終水平力	アンカーボルト負担力	想定摩擦耐力
Aタイプ	777	0	777
Dタイプ	1318	757	562
Eタイプ	824	189	635

4. 支承アンカー一部補強設計

4-1 補強設計における照査方法

以上の実験結果をもとに補強設計要領を作成した。その要点は以下のとおりである。

- ①水平作用力による応力照査および実験結果から支承アンカーボルトの降伏応力発生時がアンカー部の最大耐力に対応すると考えられるため、支承アンカーボルト降伏時に対して照査する。
- ②コンクリートとモルタル面の摩擦係数は、実験結果から0.6程度を考慮してよい。

(1) 支承に作用する設計荷重

橋軸方向水平力: 固定 $H_1 = k_{he} \times (R_{d1} + R_{d2})$

可動 $H_1 = k_{he} \times R_{d1}$

橋軸直角方向水平力: $H_2 = k_{he} \times R_{d1}$

地震時最小鉛直反力: $R_u = (1 - kv) \times R_{d1}$

k_{he} : 橋軸・橋直方向それぞれの等価水平震度

R_{d1} : 死荷重反力

R_{d2} : 同一桁の反対側支承の死荷重反力

kv : 支承に作用する鉛直震度

(2) 水平力に対する照査

水平力に対しては、基本的に既設アンカーボルトのせん断耐力によって、抵抗するものとする。ただし、せん断耐力が不足する場合は、モルタルと梁コンクリートの摩擦抵抗力、補強スタッドおよび補強アンカーボルトのせん断耐力を考慮するものとする。

①破壊想定面A(図-16)に対する照査

$$H_1 \text{ or } H_2 \leq H_{r1} + (H_{r2} + H_{r3}) \quad (4)$$

H_{r1} : 既設アンカーボルトの許容せん断耐力

H_{r2} : 補強スタッドの許容せん断耐力

H_{r3} : 補強アンカーボルトの許容せん断耐力

②破壊想定面B(図-16)に対する照査

$$H_1 \text{ or } H_2 \leq H_{r1} + (H_{r3} + H_{r4}) \quad (5)$$

H_{r4} : モルタルと梁コンクリート面の摩擦耐力

$$H_{r4} = \mu \cdot R_u = 0.6R_u$$

なお、実験では、摩擦抵抗力よりモルタルと梁コンクリート面の付着耐力がかなり大きいことがわかったが、設計上は考慮していない。

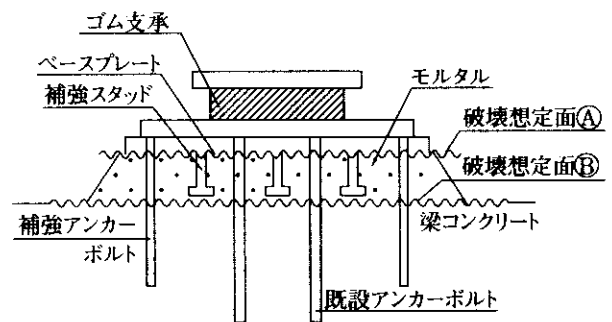


図-16 水平力による破壊想定面

(3) 既設・補強アンカーボルトの合成応力照査

アンカーボルトには引張力が作用することから、アンカーボルトの引張とせん断の合成応力度を照査する。

$$(\sigma_s / \sigma_{sa})^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2 \quad (6)$$

σ_{sa} : アンカーボルトの許容引張応力度
 τ : アンカーボルトのせん断応力度
 τ_a : アンカーボルトの許容せん断応力度

$$\tau = (H_1 - H_{r4}) / A_s = (840 - 282) \times 10^3 / (3180 \times 2) = 88 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$$

アンカーボルトの合成応力度照査式 (6) より
 $(57/210)^2 + (88/90)^2 = 1.03 \leq 1.2 \quad \text{OK}$

図-17にアンカー部補強図を示す。

既設のPCケーブルのかぶりを考慮し、ゴム支承の補強アンカーボルトの埋設長を決定しているが、実際の施工では、安全性も考慮してミストドリル ($\phi 10$) を用いてコンクリートを先行削孔し、ファイバースコープ ($\phi 8$) にてPCシース等の有無を確認後、正規のアンカーボルト孔の削孔を行っている。

4-2 実際の橋梁における補強設計例

環状線の橋脚の固定支承を設計例とする。

(1) 支承に作用する設計荷重

$$R_{d1} = 891 \text{ kN} \quad R_{d2} = 896 \text{ kN}$$

$$k_{he} = 0.47 \quad (\text{橋軸方向, 橋軸直角方向とも同値})$$

$$k_v = 0.67 \times 0.7 = 0.47 \quad (\text{II種地盤})$$

(2) 橋軸方向水平力に対する照査

①破壊想定面Bに対する照査

既設アンカーボルト ($\phi 36$) の許容せん断耐力

$$H_{r1} = \tau_a \times A_{s1} \times n$$

τ_a : 既設アンカーボルトの許容せん断耐力
 $(= 90 \text{ N/mm}^2)$

A_{s1} : 既設アンカーボルトの断面積, $n = 4$ 本

$$H_{r1} = 90 \times \pi \times (36/2)^2 \times 4 = 366250 \text{ N} \approx 366 \text{ kN}$$

モルタルと梁コンクリート面の摩擦耐力

$$H_{r4} = 0.6 \times 470 = 282 \text{ kN}$$

補強アンカーボルト ($\phi 30$) の許容せん断耐力

A_{s1} : 補強アンカーボルトの断面積, $n = 4$ 本

$$H_{r3} = 90 \times 571 \times 4 = 205560 \text{ N} \approx 206 \text{ kN}$$

破壊想定面Bでの耐力照査式 (5) より

$$H_{r1} + H_{r3} + H_{r4} = 854 > H_1 = 0.47 \times (891 + 896) = 840 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

②破壊想定面Aに対する照査

補強スタッドのせん断耐力

$$H_{r2} = 1.72 \times \phi \times h_3 \times \sqrt{\sigma_{ck}} \times \alpha \times n$$

ϕ : 補強スタッドの径 ($= 22 \text{ mm}$), $n = 8$ 本

h_3 : 補強スタッド全高 (50 mm)

σ_{ck} : モルタルの設計基準強度 (50 N/mm^2)

α : 許容応力度の地震時割増し ($= 3$)

$$H_{r2} = 1.72 \times 22 \times 50 \times \sqrt{50} \times 3 \times 8 = 321083 \text{ N} \approx 321 \text{ kN}$$

破壊想定面Aに対する照査式 (4) より

$$H_{r1} + H_{r2} + H_{r3} = 893 > H_1 = 840 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

(3) アンカーボルトの合成応力度照査

アンカーボルトの引張応力度

$$\sigma_s = 57 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{SS400})$$

アンカーボルトのせん断応力

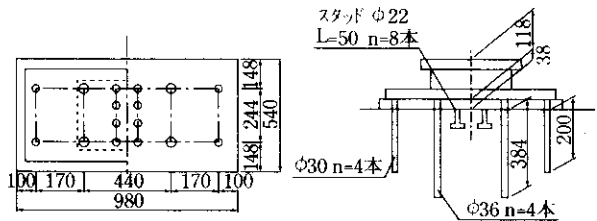


図-17 アンカー部補強図

5. まとめ

ゴム支承の実験および補強設計の試算によって得られた結論を以下に示す。

- 1) 実験は、いずれもベース部の付着剥離から、アンカーボルトを有する場合はアンカーボルトの降伏を経て、コンクリート台座の押抜きせん断破壊により終局に至った。このため、終局破壊時の照査においては、押抜きせん断に対しても十分な安全性を確保する必要がある。
- 2) 実験でのベース部の浮き上がり荷重は、1078~1352kNとなっており、コンクリートの引張応力度を用いた弾性モデルにより算出した解析値1326~1412kNと若干低めであるが概ね一致している。
- 3) 実験での最大耐力はDタイプで1911kN、Eタイプで2156kNとなっており、アンカーボルトの実降伏値を用いて算出した計算値は

それぞれ1929kN, 2395kNと1割程度の誤差で評価することができた。

- 4) 既設および補強アンカーボルトが降伏するのに伴い最大耐力に達することから、アンカーボルトの降伏を最大耐力とみなしてよいと考えられる。よって、やむを得ない場合は補強アンカーボルト定着長として7φ程度確保されていれば、実用上は設計上の耐力は確保されていると考えられる。
- 5) ひび割れ面より想定した破壊面から道示を用いて推定した押抜きせん断耐力は、Aタイプ1294kN, Dタイプ1879kN, Eタイプ1609kNとなり、実験結果をやや安全側に評価する傾向が得られた。
- 6) 上記の実験結果を基に、アンカーボルトの耐力を合成応力度でも照査し、コンクリートとモルタル面には0.6の摩擦係数を考慮できるという支承アンカー部補強設計要領(案)を作成した。

また、これにより算出した設計耐力は、実験最大耐力に対して4倍以上の安全率を有していることを確認している。

6. あとがき

本実験は、「支承取替及び落橋防止装置改良工事(9-1-環池)(請負者:トピー工業(株))」において実施した。今後FEM解析により、鉄筋ひずみ量と耐力の関係や破壊領域などの詳細損傷メカニズムを推定するとともに、補強要領(案)についてさらに検討を行い、今後のPC梁上での工事に反映させたいと考えている。

最後に、実験の計画段階から実験実施における詳細そして実験結果のとりまとめにわたり多大なご指導をいただいた九州工業大学の幸左賢二助教授(元・工務部設計課調査役)、実験の実施ならびに実験結果のとりまとめを行っていただいたトピー工業(株)の播金昭浩氏、および実験計画について検討いただいた東京エンジニアリング(株)の萩原隆朗氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 1996. 12
- 2) (社)土木学会:コンクリート標準示方書設計編, 1996. 3

Considerations when adding additional reinforcing anchor bolts with rubber bearings at prestressed concrete beams on piers.

Naohiro Kanjou, Yoshio Tanba, Kei Aoki

The public corporation has been making progress in reinforcing the earthquake resistance of the bearings of the upper bridge section. This has been achieved by increasing the design horizontal seismic coefficient and by replacing conventional metal bearings for rubber bearings. Owing to the increase in the horizontal seismic coefficient, the need to strengthen the existing anchored sections may often arise. When reinforcing anchor bolts are newly added to PC (prestressed concrete) beams they are often obstructed at the anchor site by the existing PC steel. In many cases it is problem to maintain sufficient anchor length.

To investigate this problem, we carried out a full-scale horizontal loading experiment to check whether the bearing force requirement can be satisfied by using short reinforcement anchor bolts. The results also allowed us to reconsider the design policy for reinforcing existing anchor support sections and implement revised designs in actual works

Keywords: bearing replacement, rubber bearings, anchor reinforcement, PC beam, model experiment.