

円柱ジベルを併用した縁端拡幅工法の開発

Development of the Edge Widening Method by Cylindrical Connector

三加 崇 TAKASHI SANGA

浅井 洋 HIROSHI ASAI

東京土木支店 竹之井 勇 ISAMU TAKENOI

土木技術部 安藤 直文 NAOFUMI ANDO

橋脚や橋台の桁掛かり長を拡幅する工法として、ブラケットを用いた縁端拡幅工法が用いられている。著者らは、施工性や経済性を勘案して円柱ジベルを用いたブラケットの固定方法を開発した。鋼製ブラケットを鉄筋アンカーや円柱ジベルを併用して固定した試験体の載荷試験の結果、円柱ジベルを併用した固定方法は設計荷重の範囲内におけるずれ変位が小さいことが明らかになった。また、破壊耐力は鉄筋アンカーによる固定方法よりも小さいものの設計荷重の3倍以上の耐力を有することが分かった。

キーワード：縁端拡幅，円柱ジベル，ブラケット

The edge widening methods using a bracket widening are applied to bridge girders to extend seating length. The authors have developed the construction method of the bracket using the cylindrical connector considering construction conditions and economical efficiency. The fixed method of the anchor bolt using the cylindrical connectors showed minor gap displacement in the range of design load. Although capacity of the method with connectors was smaller than with anchor bolts, it was observed to be 3 times or more of the design load.

Key Words: Edge Widening, Cylindrical Connector, Bracket

1. はじめに

縁端拡幅工法は、地震による落橋を防ぐことを目的として、橋脚や橋台の橋座幅を拡幅する工法である。拡幅工法は、コンクリートの増し打ちによる方法や、鋼製のブラケットをアンカーによって固定する方法がある。

鋼製ブラケットは、複数の鉄筋や PC 鋼棒のアンカーで固定され、図-1 に示すように、曲げモーメントとせん断力に対してアンカー量が設計される。鉄筋をアンカーとして用いる場合（以下、鉄筋アンカー）、せん断力に対して鉄筋総断面積が決定され、曲げモーメントに対して鉄筋の配置位置と断面積が決定される。したがって、鉄筋量がせん断力に対して決定された場合には、曲げモーメントに対して大きな余裕を有する場合がある。アンカー設置位置は既設構造物の鉄筋を事前に調査し、干渉しない位置に計画されるが、深い位置の鉄筋や支承アンカーが設計図面通りに設置されていない場合には、位置を変えて削孔しなければならない。鋼製ブラケットは、削孔位置の変更を反映して製作することになり、アンカ

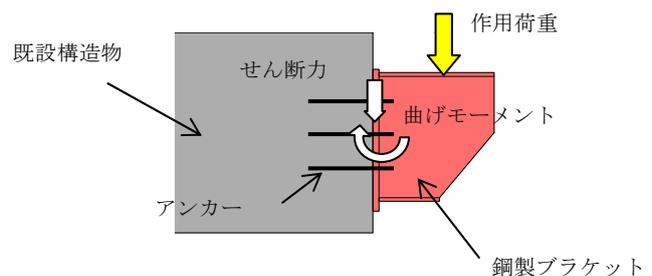


図-1 鋼製ブラケットの作用力

一位置の測量に労力が必要となっている。

著者らは、これらの課題を低減できる鉄筋アンカーと円柱ジベル¹⁾を併用した鋼製ブラケットの固定方法を提案する。本稿では、従来の鉄筋アンカーによる固定方法と、円柱ジベルを併用した固定方法について実験で比較するとともに、併用した工法の適用性と特徴について検討する。

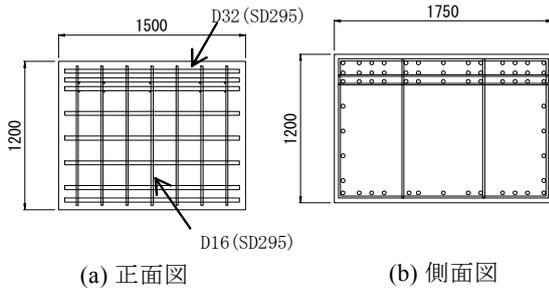


図-2 コンクリートブロック

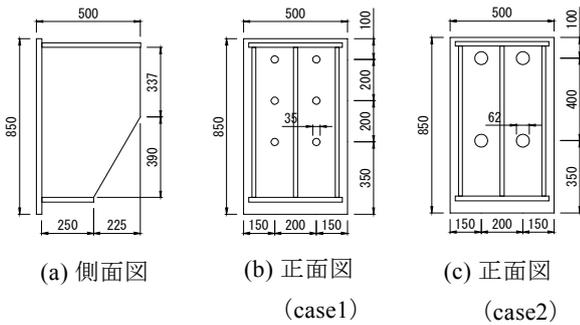


図-3 鋼製ブラケット

2. 試験体

(1) コンクリートブロック

T型橋脚の一部を模擬したコンクリートブロックの形状を図-2に示す。コンクリートブロックは、幅1500mm、長さ1750mm、高さ1200mmである。鉄筋の配置は、D32 (SD295) の鉄筋を9段、せん断補強筋としてD16 (SD295) を配置した。実験時のコンクリート圧縮強度は29.6N/mm²である。

(2) 鋼製ブラケット

鋼製ブラケットの形状を図-3に示す。鋼製ブラケットは、幅500mm、長さ500mm、高さ850mmで実大ブラケットの一部を切りだしたモデルであり、設計荷重400kNに対して、十分な耐力を有する鋼板厚で設計した。コンクリートブロックに鋼製ブラケットを固定するアンカー孔は、case1がφ35mmを6箇所、case2がφ62mmを4箇所とした。

(3) アンカー形状

アンカーの配置は、設計荷重時に許容応力度以下となるように設計した。アンカーの種類を表-1に示す。試験体の種類は、鋼製ブラケットのアンカーに鉄筋アンカーを使用したcase1、鉄筋アンカーと円柱ジベルを併用したcase2の2種類である。

case1の鉄筋アンカー量は、設計荷重作用時に鉄筋アンカーに作用する引張応力度およびせん断応力度が許容

表-1 アンカー種類

| アンカー種類 | | case1 | case2 |
|--------|----|----------|---------------|
| 鉄筋 | 材質 | SD345 | SD345 |
| | 径 | D29(M27) | D22(M20) |
| 円柱ジベル | 材質 | — | STK400 |
| | 径 | — | φ60.5mm-4.9mm |

表-2 設計荷重時の応力度計算値(case1)

| 径 | 材質 | 本数 | 上部からの距離 (mm) | 引張応力度 (N/mm ²) | 許容引張応力度 (N/mm ²) | 総断面積 (mm ²) | せん断応力度 (N/mm ²) | 許容せん断応力度 (N/mm ²) |
|-----|-------|----|--------------|----------------------------|------------------------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| D29 | SD345 | 2 | 100 | 73 | 200 | 3854 | 104 | 115 |
| | | 2 | 300 | 46 | | | | |
| | | 2 | 500 | 19 | | | | |

応力度以下となるように決定した。鉄筋アンカーの許容引張応力度は、道路橋示方書²⁾に準じた。許容せん断応力度は、鉄筋の許容引張応力度を $\sqrt{3}$ で除した値とした。鉄筋アンカーのせん断応力度は、設計荷重を既設コンクリートブロックと鋼製ブラケットの接合界面に配置する鉄筋アンカーの断面積で除して算出した。鉄筋アンカーのせん断応力度が許容せん断応力度以下となるための必要鉄筋量は3478mm²である。曲げモーメントに対しては、コンクリートブロックと鋼製ブラケットの接合界面で平面保持が成立すると仮定して、鉄筋アンカーの引張応力度が許容引張応力度以下となるように設計した。

せん断および曲げモーメントによる鉄筋アンカー応力度の算出結果を表-2に示す。case1のアンカーは、鉄筋径D29、材質SD345を3段2列で6本を配置した。

case2のアンカーは、既設コンクリートと鋼製ブラケット接合面に鋼管を配置し、鋼管を通して鉄筋を既設コンクリートに十分な定着長を設けて定着し、鋼管と鉄筋の間に無収縮モルタルを充填した構造である。case2のアンカー量は、円柱ジベルと鉄筋アンカーの許容せん断力が設計荷重以上になるように算出した。円柱ジベルと鉄筋を併用したアンカーの許容せん断力は、円柱ジベルと鉄筋アンカーの許容せん断力の和として式(1)より算出する。

$$V_a = V_{rca} + V_{ca} \quad (1)$$

ここに、 V_a : アンカーの許容せん断力 (N)、
 V_{rca} : 鉄筋アンカーの許容せん断力 (N)、 V_{ca} : 円柱ジベルの許容せん断力 (N)

著者らは、円柱ジベルのせん断耐力を式(2)で算出できることを示している³⁾。式(2)の第1項がモルタルによるせん断耐力、第2項が鋼管によるせん断耐力である。円柱ジベルの許容せん断力は、せん断耐力を安全率

表-3 設計荷重時許容せん断力計算値 (case2)

| 種類 | 材質 | 径 | 寸法 (mm) | 断面積 (mm ²) | 本数 (本) | 総断面積 (mm ²) | 許容せん断 応力度 [*] (N/mm ²) | 許容せん断力 (kN) |
|------|---------------------|-----|------------|---------------------------|-----------|----------------------------|---|----------------|
| 鉄筋 | SD345 | D22 | — | 387.1 | 4 | 1548.4 | 115.5 | 178.8 |
| 鋼管 | STK400 | — | φ60.5-4.9 | 855.9 | 4 | 3423.6 | 46.1 | 157.8 |
| モルタル | 50N/mm ² | — | φ50.7 | 1631.8 | 4 | 6527.0 | 11.1 | 72.1 |
| 合計 | | | | | | | | 408.7 |

表-4 設計荷重時応力度計算値 (case2)

| 径 | 材質 | 本数 (本) | 上部からの 距離 (mm) | 引張 応力度 (N/mm ²) | 許容引張 応力度 (N/mm ²) |
|-----|-------|-----------|---------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| D22 | SD345 | 2 | 100 | 160 | 200 |
| | | 2 | 500 | 55 | |

表-5 アンカー材の材料試験結果

| 試験体種類 | アンカー種類 | | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (kN/mm ²) | 圧縮強度 (N/mm ²) |
|-------|-------------|--------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| case1 | 鉄筋 | D29 | 371.7 | 581.5 | 196.6 | |
| case2 | 鉄筋 | D22 | 382.1 | 554.4 | 196.7 | |
| | 鋼管 | φ60.5mm t=4.9mm | 282.0 | 480.0 | | |
| | 無収縮 モルタル | | | | 28.4 | 89.2 |

3 で除した値とした。鉄筋アンカーの許容せん断力は、鉄筋の許容せん断応力度と総断面積との積で算出した。

$$V_c = 9.0A_c \sqrt[3]{f_c} + A_{st} f_{stu} / \sqrt{3} \quad (2)$$

ここに、 A_c : モルタルの断面積 (mm²)、 A_{st} : 鋼管の断面積 (mm²)、 f_c : モルタルの圧縮強度 (N/mm²)、 f_{stu} : 鋼管の引張強度 (N/mm²)

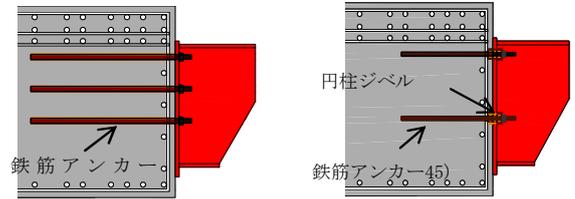
許容せん断力の算出結果を表-3 に示す。許容せん断力は、鉄筋アンカー179kN、鋼管 158kN、および無収縮モルタル 72kN で合計 409kN である。曲げモーメントによる鉄筋アンカーの応力度の算出結果を表-4 に示す。

case1 と同様にコンクリートブロックと鋼製ブラケット間で平面保持が成立すると仮定して、鉄筋アンカーの引張応力度が許容引張応力度以下となるように設計した。この結果、鉄筋径 D22 (SD345)、鋼管外径 60.5mm、厚さ 4.9mm (STK400)、ジベルを 2 段 2 列で 4 本を配置した。

使用したアンカー材の材料物性を表-5 に示す。case1 と case2 の曲げモーメントによる降伏荷重、せん断による降伏荷重とせん断耐力の算出結果を表-6 に示す。曲げモーメントによる降伏荷重は、コンクリートブロックと鋼製ブラケットの間で平面保持が成立すると仮定して、最上段の鉄筋アンカーに作用する応力度が降伏強度になる荷重とした。鉄筋アンカーのせん断降伏荷重は、鉄筋アンカーの引張降伏強度を $\sqrt{3}$ で除した値に鉄筋断面積

表-6 降伏荷重およびせん断耐力

| 試験体 | アンカー種類 | 降伏荷重 | | せん断耐力 (kN) |
|-------|----------|------------|-------------|---------------|
| | | 曲げ (kN) | せん断 (kN) | |
| case1 | 鉄筋 | 1802 | 768 | 1565 |
| case2 | 鉄筋+円柱ジベル | 847 | 1047 | 2014 |



(a) case1 (鉄筋のみ) (b) case2 (鉄筋+円柱ジベル)

図-4 試験体形状

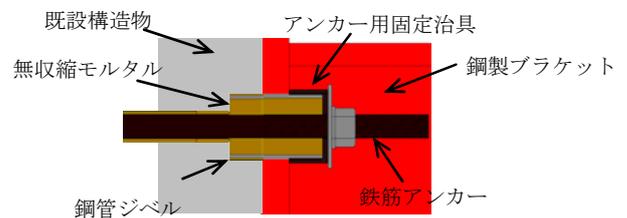


図-5 アンカー固定方法 (case2)

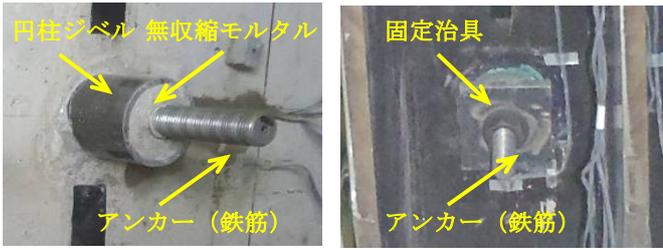
を乗じて算出した。円柱ジベルのせん断降伏荷重は、式(2)の鋼管の引張強度を降伏強度として算出した。鉄筋アンカーのせん断耐力は、引張強度を $\sqrt{3}$ で除した値として算出し、円柱ジベルのせん断耐力は式(2)により算出した。

(4) 試験体形状

試験体の形状を図-4 に示す。試験体は、コンクリートブロックに鋼製ブラケットをアンカーで固定する構造である。鉄筋アンカーの定着長は、引抜きによって、コンクリートがコーン破壊しないように、十分に長く設定した。

case1 は、鉄筋アンカー位置の削孔径を 37mm、削孔長を 925mm とした。削孔部に無機系の接着系アンカー材を充填し、定着長さ 900mm の鉄筋アンカーを挿入して定着させた。定着後に、鋼製ブラケットを仮設置した後、コンクリートブロックと鋼製ブラケットの間を無収縮モルタルで充填した。無収縮モルタルの厚さは実橋の橋脚コンクリートの不陸を考慮して 30mm とした。無収縮モルタルの硬化後に鋼製ブラケットを設置した。

case2 は、鉄筋アンカー位置の削孔径を 28mm、削孔長を 625mm とした。また、円柱ジベル位置は、削孔径を 65mm、削孔長を 70mm とした。初めに、削孔部に無機系の接着系アンカー材を充填し、定着長さ 600mm の鉄筋アンカーを挿入して定着させた。鋼管を所定の位置に設



(a) 鋼製ブラケット設置前 (b) 鋼製ブラケット設置後
写真-1 アンカー状況 (case2: 鉄筋+円柱ジベル)

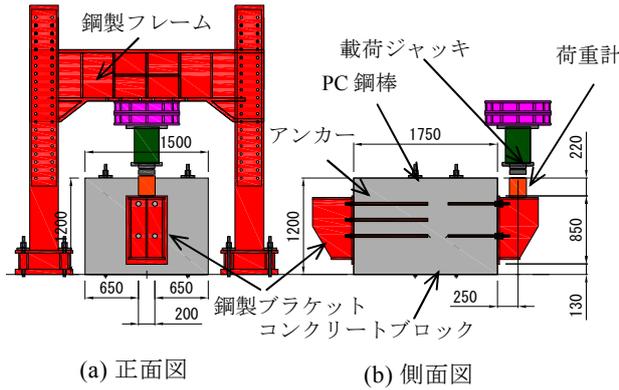


図-6 荷重装置図

置した後に、鋼管内部を無収縮モルタルで充填して円柱ジベルを製作した。このとき、鉄筋アンカーは鋼管内に配置されている。その後、case1と同様に、厚さ30mmの無収縮モルタルをコンクリートブロックと鋼製ブラケット間に充填した。円柱ジベルと鉄筋アンカーの配置図を図-5、配置状況を写真-1に示す。鉄筋アンカーの作用力は、円柱ジベル外側のアンカー用固定治具を介して鋼製ブラケットに伝達する構造である。

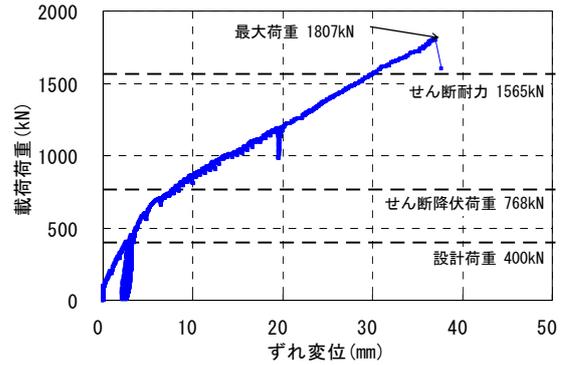
3. 試験方法

試験方法を図-6に示す。荷重には3000kNの油圧ジャッキを用いた。荷重位置はコンクリートブロック面から250mm離れた鋼製ブラケット上面とした。コンクリートブロックはφ32mmのPC鋼棒4本(500kN/本)で反力床に緊結した。計測項目は、荷重荷重、コンクリートブロックと鋼製ブラケット間のずれ変位、および目開き変位である。また、アンカーに使用した鉄筋と鋼管、コンクリートおよび鋼製ブラケットのひずみを測定した。

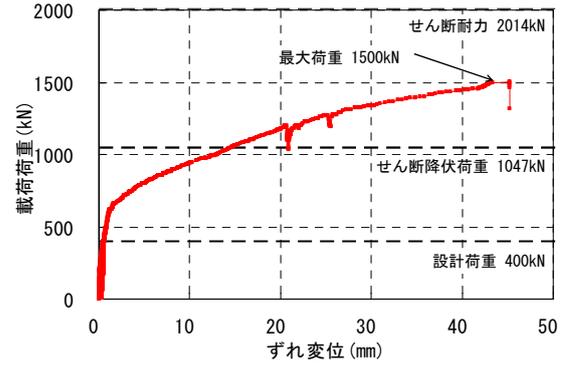
4. 試験結果

(1) ずれ変位

コンクリートと鋼製ブラケットの鉛直方向のずれ変位を図-7に示す。設計荷重時のずれ変位はcase1が2.6mm



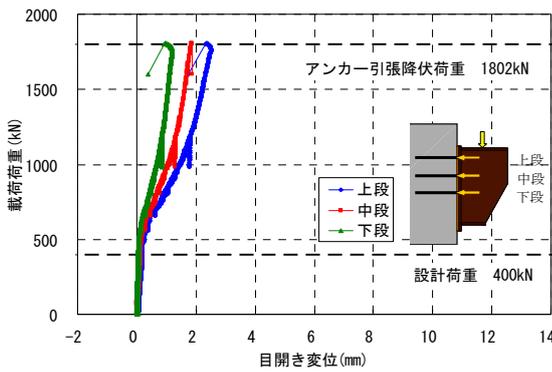
(a) case1



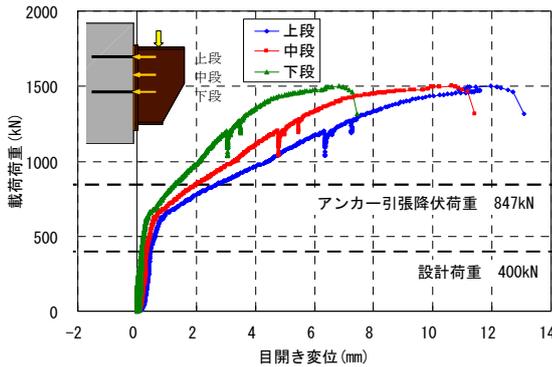
(b) case2

図-7 荷重荷重とずれ変位

に対して case2 が 0.5mm で大幅に小さい。case1 の鉄筋アンカー径に比べて case2 の円柱ジベルの径が大きく、剛性が大きいと考える。すなわち、鉄筋アンカーの場合は鋼製ブラケットと充填モルタルとの間のずれ変位が生じ、アンカーに大きな変形が生じることでせん断力に抵抗する効果が得られるのに対して、円柱ジベルはわずかな変形によって同等の抵抗力が得られていると考えられる。ずれ変位が小さいことは、鋼製ブラケットと充填モルタルとの付着が切れにくく、円柱ジベルに作用するせん断力も若干小さくなる効果も考えられる。設計荷重で除荷すると case1 では約 3mm の残留変位が生じるのに対して、case2 の残留変位は小さく弾性挙動を示している。荷重の増加に伴って、いずれの試験体もずれ変位の増加割合が大きくなる傾向が認められる。ずれ変位の増加は、アンカーの降伏やコンクリートの破壊、アンカーとコンクリートとの付着破壊など、アンカー機構の変化によって生じたと考えられる。図中にアンカーの降伏荷重を示した。両試験体とも降伏荷重計算値に比べてずれ変位増加点は小さい。case1 は 6 本の鉄筋アンカーのうち 1 本が鋼製ブラケットと充填モルタルとの界面付近でせん断破断し荷重が低下した。最大荷重は 1807kN で設計荷重に対して 4.5 倍の耐力を有し、せん断耐力計算値の 1.15 倍でおおむね一致している。case2 の最大荷重は 1507kN であり、破壊形態は鉄筋アンカー



(a) case1



(b) case2

図-8 載荷荷重と目開き変位

の引抜きによるコンクリートのコーン破壊であった。最大荷重は 1500kN で、設計荷重の 3.8 倍であるが、せん断耐力の 0.75 倍であり、計算耐力に至っていない。

(2) 目開き変位

載荷荷重とコンクリートとブラケットの目開き変位の関係を図-8 に示す。case2 の設計荷重時の目開き変位は、0.4mm で、case1 に比べ 2 倍大きい。これは、曲げモーメントに対して最も抵抗する最上段の鉄筋アンカー断面積が case2 は case1 の 60% であることに起因していると考えられる。設計荷重時の目開き変位を小さくするためには、曲げモーメントに対して最も抵抗する最上段の鉄筋アンカー断面積を同等以上とすることが必要である。載荷荷重が 600kN を超えると目開き変位は増加し始める。このときの荷重は鉛直方向ずれ変位が増加し始める荷重と一致している。目開き変位の増加の割合は case2 で大きく、1500kN 付近でさらに増加する傾向が認められる。これに対して、case1 は最大荷重近傍においても目開き変位が著しく増加する傾向は認められない。

(3) 鉄筋ひずみ

載荷荷重と case1 の鉄筋アンカーひずみの関係を図-9 に示す。上段の鉄筋アンカーには、鉄筋断面の上側と下

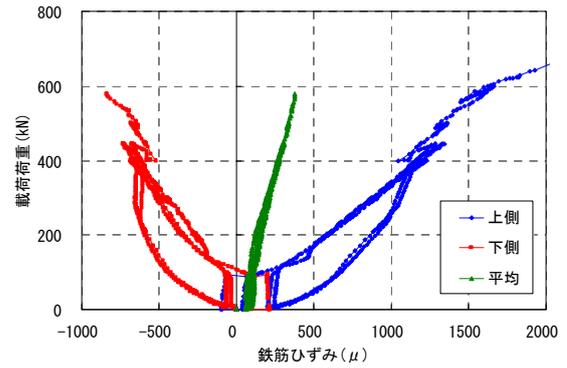


図-9 載荷荷重と鉄筋アンカーひずみ (case1)

側にひずみゲージを設置している。上下のひずみゲージの値は、載荷荷重が約 100kN までは一致しているが、それ以降のひずみの増加は符号が反転しており、鉄筋アンカーに曲げが作用していることがわかる。約 100kN までの間、鉄筋に曲げが作用していないのは、手締めによるナット締め込みで鉄筋に軸力が作用していたことと鋼製ブラケットと充填モルタルとの付着が完全に切れていないためブラケットが鉄筋を押し下げる力が小さいことが考えられる。鉄筋アンカーの平均ひずみは概ね線形関係を示しており、設計荷重時の平均ひずみは 270μ であった。鉄筋の引張応力に換算すると 53N/mm² であり、設計値 (73N/mm²) より若干小さい値であった。

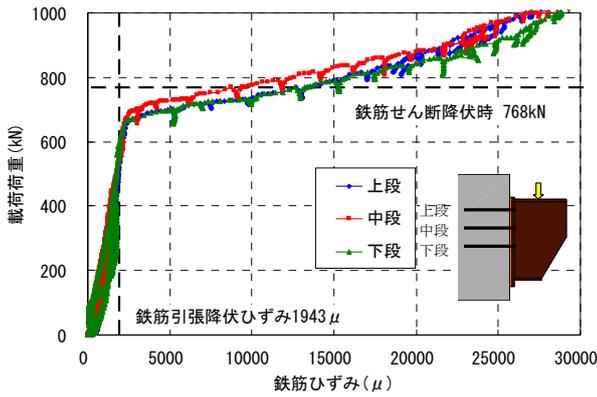
載荷荷重と鉄筋アンカーの上側 (引張側) ひずみの関係を図-10 に示す。鉄筋が引張降伏するときのひずみは case1 で 1943μ であり、載荷荷重と鉄筋ひずみの関係の折れ点とおおむね一致する。case1 の鉄筋が引張降伏する載荷荷重は 1802kN、せん断降伏する荷重は 768kN であり、鉄筋アンカーはせん断降伏する荷重より小さい荷重で降伏している。鉄筋アンカーには曲げモーメントによる引張力とせん断力が同時に作用するため、式(3)による照査が必要と考えられる。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sy}}\right) + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{sy}}\right) = 1 \quad (3)$$

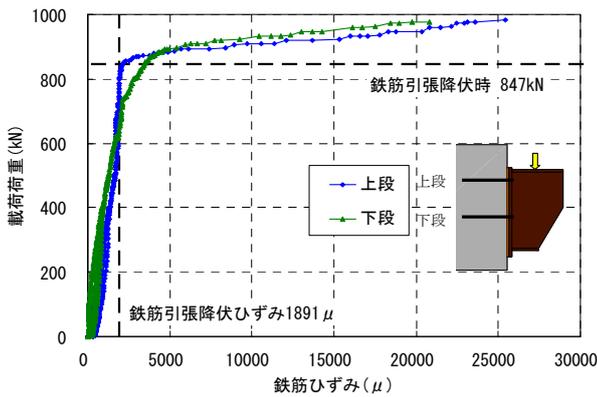
ここに、 σ_s : 鉄筋アンカーの引張応力度 (N/mm²),
 σ_{sy} : 鉄筋アンカーの引張降伏応力度 (N/mm²),
 τ_s : 鉄筋アンカーのせん断応力度 (N/mm²),
 τ_{sy} : 鉄筋アンカーのせん断降伏応力度 (N/mm²)

case1 では、式(3)を満たす載荷荷重が 637kN であり、図-7(a)による変曲点と同等程度となる。したがって、曲げモーメントによる引張力とブラケットが鉄筋を押し下げるせん断力による複合作用によって鉄筋アンカーが降伏したと考えられる。

case2 の鉄筋ひずみが降伏ひずみ (1891μ) に達する



(a) case1



(b) case2

図-10 載荷荷重と鉄筋ひずみ (引張側)

荷重は、曲げモーメントによって鉄筋アンカーが引張降伏する計算値 (847kN) とほぼ同程度である。曲げモーメントに対してコンクリートブロックと鋼製ブラケットの接合界面で平面保持が成立すると仮定して応力度を算出できることがわかった。鉄筋アンカーの引張降伏まで、式(3)より鉄筋アンカーにせん断力がほとんど作用していないことから、円柱ジベルがせん断力に抵抗していると考えられる。鉄筋アンカーの引張降伏荷重を載荷荷重とブラケットのずれ変位との関係 (図-7(b)) と比較すると、ずれ変位の増加点で鉄筋は降伏していないことが明らかである。すなわち、case2 のずれ変位折れ点は鉄筋の降伏以外の影響と考えられる。

(4) 鋼管ひずみ

載荷荷重と鋼管ひずみの関係を図-11 に示す。円柱ジベルは鋼管周囲に凹凸を設けていないため軸方向の引抜きにほとんど抵抗しない構造である。鋼管断面の上側と下側表面で鋼管軸方向のひずみを測定した。ひずみゲージは、コンクリートブロックと充填モルタルの界面近傍に取り付けている。設計荷重時の鋼管ひずみは 419 μ (応力換算 83.8N/mm²) であり、鋼材の降伏強度 (規格

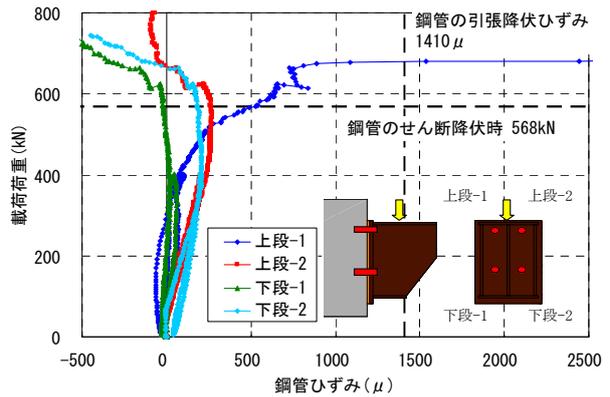


図-11 載荷荷重と鋼管ひずみ

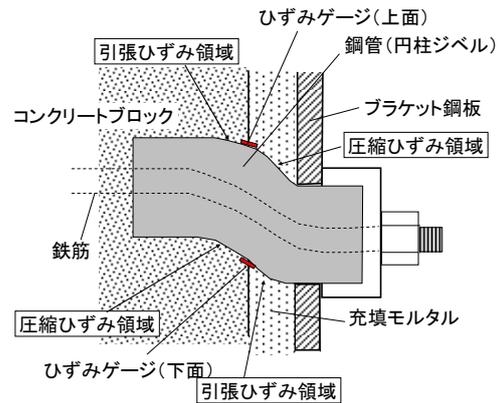


図-12 円柱ジベルの変形

値 245 N/mm²) の約 1/2.9 倍である。設計荷重作用後に除荷した際の残留ひずみは小さく、円柱ジベルは弾性範囲内にあることが明らかである。載荷荷重 600kN を超えると鋼管の一部 (上段-1) のひずみが降伏ひずみ 1410 μ に達し、650kN では大幅に増加している。載荷荷重と鋼管の降伏荷重が同等程度であり、鉄筋アンカーにせん断力が作用していないことから、せん断力に対して円柱ジベルのみが抵抗するものとして照査が必要である。case2 の載荷荷重とずれ変位の関係 (図-7(b)) と比較すれば、鋼管が降伏する載荷荷重とずれ変位が増大し始める載荷荷重とが一致しており、ずれ変位の増加は鋼管の降伏によるものと推察される。

載荷荷重が増加すると、鋼管ひずみも増加するが、上面ひずみが圧縮ひずみであったり引張ひずみであったり個々のアンカーで異なった挙動を示す。試験後に円柱ジベルを確認したところ、図-12 に示すように鋼管および鉄筋は大きく S 字形に変形しており、ジベルの変形形状とひずみ測定位置の関係がわずかでも異なるとひずみの増減に大きな影響を与えるものと考えられる。なお、鋼管の亀裂は認められなかった。

4. まとめ

- ① 設計荷重時のコンクリートブロックと鋼製ブラケットの鉛直ずれ変位は、鉄筋アンカーと円柱ジベルを併用した case2 は、鉄筋アンカーのみの case1 と比較してせん断に抵抗するアンカーの断面積が大きくなるため、ずれ変位を小さくできる。
- ② 設計荷重時のコンクリートブロックと鋼製ブラケットの目開き変位は、case2 が case1 と比較して曲げモーメントにより発生する引張力に抵抗する断面積が小さいため目開き変位が大きい。目開き変位を小さくするためには、曲げモーメントに対して最も抵抗する最上段の鉄筋アンカー断面積を同等以上とすることが必要である。
- ③ case1 の鉄筋アンカーに引張力とせん断力が同時に作用する場合には、複合した応力度の照査を行う必要がある。case2 の鉄筋アンカーと円柱ジベルを併用した場合には、引張力に対して鉄筋アンカー、せん断力に対して円柱ジベルが抵抗するものとして別々に照査する必要がある。
- ④ case1 の最大荷重は設計荷重の 4.5 倍、case2 では 3.8 倍あり、設計荷重に対して十分な耐力を有している。

縁端拡幅の鋼製ブラケットを設置する上で、アンカーのせん断力に対して曲げモーメントによる引張力に大きな余裕がある場合、アンカーに円柱ジベルを併用した場合においても、設計荷重に対して十分な破壊耐力を有することが分かった。

アンカーに使用する鉄筋の径を細くし、本数を減らすことが可能であることが分かった。削孔長や径、鋼材の減少により施工性を改善することが可能となる。今後、円柱ジベルの施工方法を改善していく予定である。

参考文献

- 1) 有川直貴，篠崎裕生，三加崇，浅井洋：円柱ジベルによるコンクリートの接合に関する研究,三井住友建設技術開発センター報告 第 10 号, pp , 33-35, 2012
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2012
- 3) 浅井洋，篠崎裕生，三加崇，竹之井勇：鋼管充填モルタルジベルのせん断耐力に関する実験的研究, 第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.351-356, 2011