

小余綾高架橋塩害補修工事における断面修復工の照査・管理・確認手法に関する一提案

(株)富士ピー・エス 技術本部 正会員 ○猪川 充
 国土交通省横浜国道事務所小田原出張所 修士 澤 健男
 国土交通省横浜国道事務所小田原出張所 末吉 史郎
 (株)富士ピー・エス 関東支店工事チーム 正会員 古賀 敬之

1. はじめに

小余綾高架橋は、昭和40年完成の一般国道1号西湘バイパスにかかる一部鋼橋を有する多径間のPCT桁橋であり、建設後約40年が経過している。写真-1に本橋の全景を示す。本橋の一部は海岸線に隣接しており、海からの飛来塩分の影響により、建設後十数年で塩害劣化が顕在化した。このため過去1~2回に渡って断面修復工法や表面被覆工法などの塩害補修が実施されている。しかし、近年の点検・調査により未補修部の劣化の進行および補修部の再劣化が多数みられ、特に海岸線に最も近い径間については塩害劣化について抜本的な対策を取る必要があった。そこで本工事では、塩害補修として断面修復工・電気化学的脱塩工・表面保護工等を実施した。

これらの塩害補修工法の中で、断面修復工は比較的簡易で広く用いられている工法であるが、はつり時の構造安全性照査・施工管理・断面修復部の一体化確認等の手法が明確になっていないのが現状である。特に本橋のようなPC橋は、設計上全断面有効とされているため、その確認・管理は重要な項目であるといえる。

そこで、本稿では本工事のはつりおよび断面修復時に行ったはつり時の構造安全性照査・施工管理・断面修復部の一体化確認について報告するとともに、その照査・管理・確認手法についての提案を行うものである。



写真-1 全体写真

2. 橋梁概要および劣化状況

橋梁概要および補修履歴を表-1に、橋梁断面図を図-1に示す。本橋の構造形式は、単純ポストテンション方式PCT桁橋であり、施工該当径間は、本橋の中でも最も塩害環境の厳しい区間である。施工前の詳細調査ではすべての主桁に対し未補修部のコンクリートの浮き・剥離・剥落・錆汁、断面修復部の再劣化、表面保護の浮き・剥離等の塩害劣化特有の損傷が多数認められた。その劣化状況を写真-2、写真-3に示す。

表-1 橋梁概要および補修履歴

| 橋梁名 | 小余綾高架橋 | |
|---------|----------------------|-----------|
| 位置 | 神奈川県中郡大磯町大磯地内から東小磯地内 | |
| 構造形式 | 単純ポストテンション方式PCT桁橋 | |
| 完成年 | 1965年 | |
| 橋長 | 1098.650m | |
| 支間長 | 20.000m | |
| 有効幅員 | 15.700m | |
| 施工区間 | 第44および45径間 | |
| 過去の補修履歴 | 第44径間 | |
| | 完成後20年 | 断面修復・表面被覆 |
| | 第45径間 | |
| | 完成後18年 | 断面修復・表面被覆 |
| | 完成後28年 | 同上 |

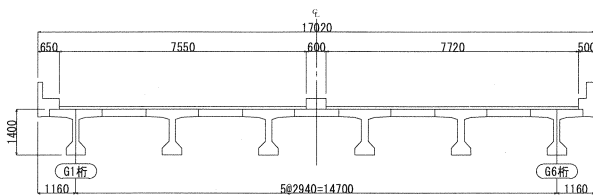


図-1 橋梁断面図

3. はつり工の施工計画と応力照査

3.1 はつり工の計画

本工事のはつり工は、コンクリートの浮き・剥離・剥落等の物理的変状が現れた部位に対して行うものであり、外部から塩分が浸透した部分をすべて取り除くという目的のものではない。よって、そのはつり範囲の形状は複雑であり、部材厚の薄いウェブにも及んでいる。よって本工事では、はつり工法としてこれらの条件に適応したハンドブレーカ工法を採用した。

はつり範囲の確定は、外観目視および打音調査によりコンクリートの浮き・剥離・剥落等の劣化範囲を確認することにより行った。例として図-2に第44径間G6桁のはつり範囲を示す。はつり範囲は主桁によって様々であるが、いずれもかなりの広範囲に及んでおり、特に海側の下フランジ上面および側面はどの主桁もほぼ全長にわたってはつる結果となった。また、はつり深さは断面修復部の一体化のため鉄筋裏まで断面修復材がまわり、かつ主桁の構造安全性に与える影響を最小とするため、最外縁鉄筋(スターラップ・はかま筋)の裏10mm程度を目安とした。

はつりおよび断面修復の施工は、はつりによる負担の軽減を目的として、隣接する主桁を同時にはつらないよう順序を決定した。具体的には、図-3に示すように施工該当区間を4ブロックに分割し、最初にはつった主桁を断面修復した後にその隣接する主桁をはつる手順とした。

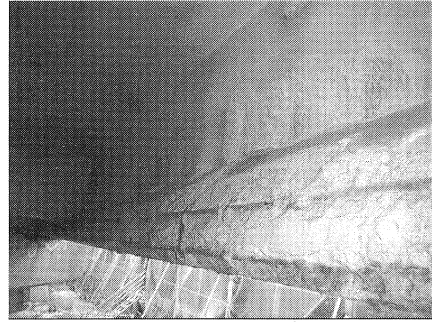


写真-2 主桁劣化状況

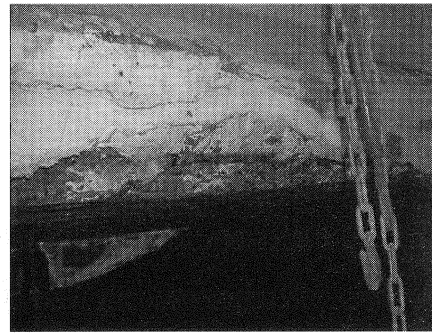


写真-3 補修部再劣化状況

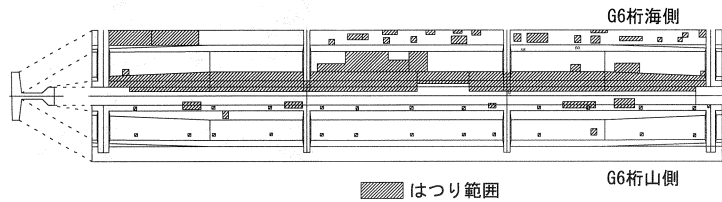


図-2 はつり範囲 (第44径間G6桁)

3.2 はつり時の応力照査

前章で示したとおり、本橋のはつり範囲はかなりの広さとなり、その面積は主桁全表面積の約17%(全主桁平均)に上った。また、本橋は全断面有効で設計されるPC橋であり、そのはつりによる断面欠損が主桁の構造安全性に与える影響は無視できないと考えられた。また、はつり工は本橋を供用しながらの作業となり、より一層の注意が必要であった。よって、ここでははつり時の応力照査を行い、構造安全性を確認することとした。

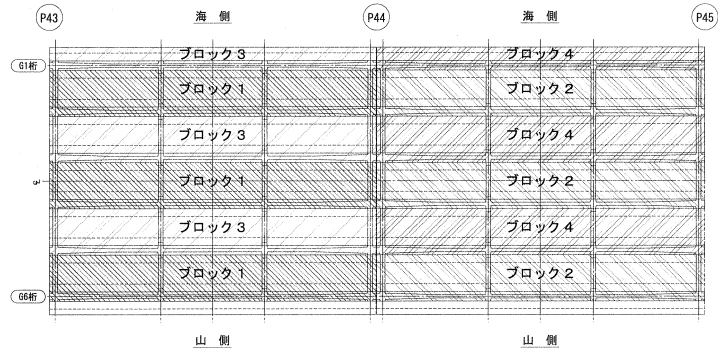


図-3 断面修復工の施工順序

3.2.1 応力照査方法

応力照査は、本橋の設計計算を再度実施し、はつり前の断面力および曲げ応力度を把握するところから行った。設計条件および使用材料を表-2 に示す。はつり後の曲げ応力度は、算出された断面力をはつりによる断面欠損を考慮した断面係数で除することにより算出し、その照査は合成曲げ応力度が許容値以下であることを確認することにより行った。また、簡易式¹⁾を用いた鉛直変位の算出も同時に行った。以下に、計算を行う上での仮定を列挙する。

- (1) はつり前後で断面力の変化はないものとした。厳密には、はつりにより除去したコンクリート分の主桁自重が減少するが、その値は死荷重全体に対して小さいものと判断した。
- (2) はつり範囲および深さは、安全側の計算となるよう最大の範囲および深さを想定した (図-4)。
- (3) 断面定数の算出は、はつり工が橋体完成後の作業であることから場所打ち換算断面とした。
- (4) 応力算出に用いる断面定数は、主桁一本のものとした。厳密には隣接する主桁の剛性寄与の影響を受けるが、ここでは簡便かつ安全側の計算とするためこのような仮定とした。
- (5) 鉛直変位の算出で使用した簡易式は、単径間を対象としたものであり、支間中央の曲げモーメント・支間長・コンクリートのヤング係数・断面2次モーメントの関係で表される簡便なものである。

表-2 設計条件および使用材料

| 設計条件 | |
|--------|---|
| 解析手法 | 格子解析 |
| 活荷重 | TL-20 |
| 適用基準 | 道路橋示方書・同解説(平成14年3月) (活荷重以外適用) |
| 使用材料 | |
| コンクリート | |
| 設計基準強度 | 40 N/mm ² |
| ヤング係数 | 3.1 × 10 ⁴ N/mm ² |
| PC鋼材 | 12W7 (SWPR1) |

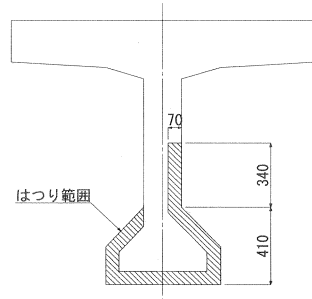


図-4 仮定したはつり範囲

表-3 はつり前の曲げ応力度 (支間中央断面)

| 検討断面番号 | | 単位 (N/mm ²) | | |
|---|------|-------------------------|-------|-------|
| | | G1桁 | G2桁 | G3桁 |
| 全死荷重時 0.00 σc 14.00 | 主桁上縁 | 2.486 | 2.608 | 2.457 |
| | 主桁下縁 | 5.780 | 5.542 | 5.842 |
| 設計荷重時 (TL-20) -1.50 σc 14.00 | 主桁上縁 | 5.511 | 4.999 | 4.617 |
| | 主桁下縁 | -0.199 | 0.031 | 0.865 |

3.2.2 応力照査結果

表-3、表-4 に支間中央断面のはつり前後の曲げ応力度を、表-5 に同じく鉛直変位を示す。結果として、はつり時の支間中央断面の曲げ応力度はすべての主桁で許容応力度を満足する結果となった。また、その応力度の変動は桁下縁の曲げ応力度が圧縮側に移行する結果となった。これは、はつりによる剛性低下により荷重による曲げ応力度は増加するものの、それ以上にプレストレスによる応力度が増加したためと考えられる。はつりによる断面減少の場合、PC鋼材の位置は変わらないため偏心量が増加し、かつ断面減少により軸力成分がより効果的に作用する。また、鉛直変位においても、応力と同様の理由で上向きに変位する結果となった。

表-4 はつり後の曲げ応力度 (支間中央断面)

| 検討断面番号 | | 単位 (N/mm ²) | | |
|---|------|-------------------------|--------|--------|
| | | G1桁 | G2桁 | G3桁 |
| 全死荷重時 0.00 σc 14.00 | 主桁上縁 | 1.505 | 1.645 | 1.469 |
| | 主桁下縁 | 11.819 | 11.452 | 11.920 |
| 設計荷重時 (TL-20) -1.50 σc 14.00 | 主桁上縁 | 5.126 | 4.544 | 4.088 |
| | 主桁下縁 | 2.163 | 2.509 | 3.842 |

表-5 はつり前後の鉛直変位 (支間中央断面)

| 主桁NO. | 全死荷重時 単位 (mm) | | |
|-------|------------------|------|------|
| | はつり前 | はつり後 | 差 |
| G1桁 | 20.6 | 53.1 | 32.5 |
| G2桁 | 19.6 | 51.0 | 31.4 |
| G3桁 | 21.0 | 52.7 | 31.7 |

注) 上向きの変位を正とする。

3.3 はつり時の管理手法

ここでは前述の曲げ応力度および変位の算出結果を踏まえ立案したはつり時の管理手法を示す。

(1) 桁下縁のコンクリートひずみをひずみゲージを用いて計測し、その値を管理値とする。その管理は、計算結果が圧縮側への移行であったため、同様に圧縮側に移行することを確認する。ただし、応力照査結果によるとはつりによりプレストレスによる応力が卓越する性状が見られる。よって、ここでは卓越したプレストレスにより主桁上縁に引張応力度が発生しないこと、主桁下縁の圧縮応力度が許容値を超過しないことを確認するため、計測値が計算値を上回らないことも確認する。

(2) 主桁支間中央部の鉛直変位をレベルにて計測し、その値を管理値とする。その管理は、計算結果が上向きの変位であったため、下がらないことを確認する。

(3) 目視によりひび割れ等の発生を監視する。

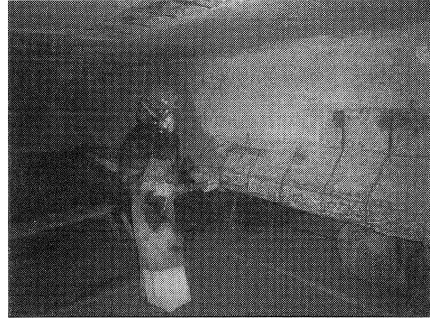


写真-4 はつり工の施工状況

4. 断面修復工の施工計画

断面修復工法は、はつり面積が比較的広いこと、その分布・形状が複雑という点を勘案して湿式吹付け工法とした。吹付け材料は、湿式吹付け工法に適用でき、かつその後行う電気化学的脱塩工法に支障を来さないよう、既設コンクリートの電気抵抗と同程度の抵抗を有するSBR系ポリマーセメントモルタルとした。また、圧縮強度が主桁コンクリート強度以上であり、コンクリートとの付着強度が1.5N/mm²以上²⁾といった力学的な性能を満たすものを選定した。

5. 管理値の測定方法とその結果

5.1 施工状況と管理値の計測方法

はつり工は事前調査によって確定した範囲の外周に沿ってカッター目地を約10mm入れ、断面修復端部が鋭角に薄くならないようにした。はつり工の施工状況を写真-4に示す。

はつり時の管理値として計測する桁下縁軸方向ひずみおよび鉛直変位の計測方法を表-6に示す。ひずみの計測には小型のデータロガーを用い、その測定は温度の影響を極力排除するため、毎日ほぼ同時刻とした。また、鉛直変位の測定に用いるレベルの設置は、不動点である橋脚上とした。

5.2 管理値の計測結果

図-5、図-6に第44径間におけるはつり時の桁下縁軸方向ひずみの計測結果を、また図-7に第44径

表-6 はつり時の管理値計測方法

| 主桁下縁軸方向ひずみの測定方法 | |
|-------------------|-------------------------------|
| 測定位置 | 主桁下縁支間中央断面 |
| 測定主桁 | 全主桁 |
| 測定方法 | ストレインゲージ |
| 測定方向 | 橋軸方向 |
| 測定頻度 | 該当主桁のはつり作業中について1回/日 |
| 主桁支間中央断面鉛直変位の測定方法 | |
| 測定位置 | 支間中央位置 |
| 測定主桁 | 全耳桁 (第44径間G1・G6桁、第45径間G1・G6桁) |
| 測定方法 | レベル(橋脚上に設置) |
| 測定頻度 | 該当主桁のはつり作業中について1回/日 |

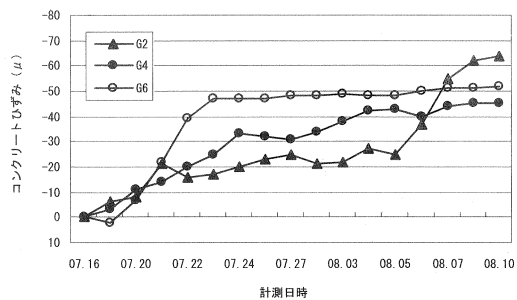


図-5 はつり時の桁下縁ひずみ (G2, G4, G6 桁)

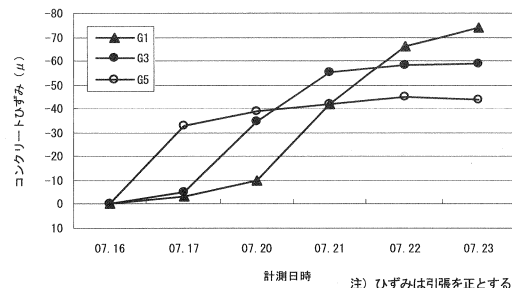


図-6 はつり時の桁下縁ひずみ (G1, G3, G5 桁)
注) ひずみは引張を正とする。

間におけるG1・G6桁のはつり時の鉛直変位の計測結果を示す。これらのグラフははつり作業中のひずみおよび鉛直変位をプロットしたものであるが、作業進行状況によりコンクリートひずみの推移を把握するため、ここではX軸を計測日時としている。

図-5 および図-6 のひずみの推移を見ると、若干のばらつきはあるものの、作業の進行とともに圧縮ひずみが卓越する性状を示している。また、圧縮ひずみが増加するタイミングは、G6 からG4・G2, G5 からG3・G1 で行ったはつり作業の順序と概ね一致した。このことから、計測値は応力算出結果と同様の傾向を示したといえる。また、はつり作業完了時のひずみはいずれもG1・G2桁が最大となったが、これはこの主桁が海側に位置する主桁であり、そのはつり範囲も他の桁に比べ広いためと考えられる。

図-7 の鉛直変位の推移をみると、ひずみ同様作業の進捗とともに主桁の変位は上向きに推移した。

表-7 にはつり前後の応力度および鉛直変位の比較を示す。ひずみ、鉛直変位ともに計算値が計測値を大きく上回る結果となった。この原因は計算で考慮したはつり範囲は安全側となるよう最大を想定していることと、計算値で考慮した主桁剛性は主桁一本のもので、実橋は隣接桁の剛性の影響を受けるためと考えられる。

また、これらの計測結果は施工管理指標である「ひずみが圧縮側に移行し、計算値を上回らないこと」、「鉛直変位が下向きにならないこと」を満足しており、この管理手法で随時安全性を確認しながらの施工ができたと考えられる。

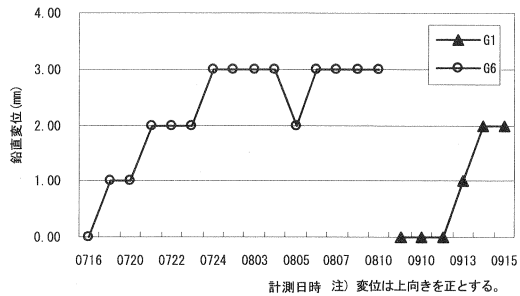


図-7 はつり時の鉛直変位計測結果(G1, G6 桁)

表-7 はつり後の応力および鉛直変位比較表

| | | ひずみおよび応力度 | | | 鉛直変位 | | | |
|-------|-----|-----------|------|------|------|----------|----------|------|
| | | ひずみ計測値(μ) | ①計測値 | ②計算値 | ①/② | ③計測値(mm) | ④計算値(mm) | ①/② |
| 第44径間 | G1桁 | -74 | 2.29 | 6.04 | 0.38 | 2.0 | 32.5 | 0.06 |
| | G2桁 | -64 | 1.98 | 5.91 | 0.34 | - | - | - |
| | G3桁 | -59 | 1.83 | 6.08 | 0.30 | - | - | - |
| | G4桁 | -45 | 1.40 | 6.08 | 0.23 | - | - | - |
| | G5桁 | -44 | 1.36 | 5.91 | 0.23 | - | - | - |
| | G6桁 | -52 | 1.61 | 6.04 | 0.27 | 3.0 | 32.5 | 0.09 |
| 第45径間 | G1桁 | -80 | 2.48 | 6.04 | 0.41 | 3.0 | 32.5 | 0.09 |
| | G2桁 | -28 | 0.87 | 5.91 | 0.15 | - | - | - |
| | G3桁 | -58 | 1.80 | 6.08 | 0.30 | - | - | - |
| | G4桁 | -62 | 1.92 | 6.08 | 0.32 | - | - | - |
| | G5桁 | -52 | 1.61 | 5.91 | 0.27 | - | - | - |
| | G6桁 | -57 | 1.77 | 6.04 | 0.29 | 3.0 | 32.5 | 0.09 |

注) 符号はひずみについては引張を正、応力度については圧縮を正、変位については上向きを正とする
応力度の算出に用いるヤング係数は $3.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とする。

6. 断面修復工の一体化の確認

6.1 一体化確認の計測方法

断面修復部の一体化確認は、断面修復部と既設コンクリート部にひずみゲージを添付し、動ひずみ計を用いて通行車両荷重によるひずみを計測することにより行った。着目位置は主桁および床版としたが、ここでは主桁での計測について報告する。主桁計測位置は第45径間G6桁支間中央断面とし、断面修復部2点、既設コンクリート部2点について軸方向ひずみ計測した。計測位置を図-8に示す。計測におけるサンプリング速度は10mmsecとし、1回の記録時間は81.91sec、計3回計測を実施した。

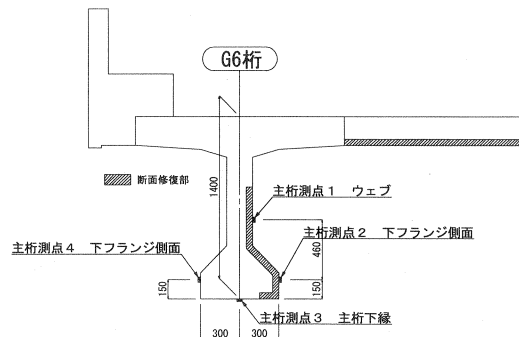


図-8 一体化確認計測位置

6.2 一体化確認の計測結果

6.2.1 ひずみのピーク位置の確認

図-9 に各測点の計測結果を示す。断面修復部(測点1, 2)と既設部(測点3, 4)のひずみは通行車両荷重によるピークの位置が一致しており、断面修復部と既設部が一体となって挙動していることがわかる。

6.2.2 ひずみの連続性の確認

ここでは主桁各部位で得られたひずみをグラフ上にプロットし、その連続性を確認した。図-10 に主桁各部位のひずみ分布とその回帰直線を示す。プロットした点は、ウェブ・下フランジ側面・桁下縁の3点であり、下フランジ側面は両側の平均値とした。

グラフには、3回の計測の最大ひずみを示した時点の値をプロットしたが、いずれもその分布は概ね直線を示しており、Y軸切片が示す中立軸位置もほぼ一致する結果となった。このことから、断面修復部と既設コンクリート部のひずみは連続し、一体として挙動していることが伺える。

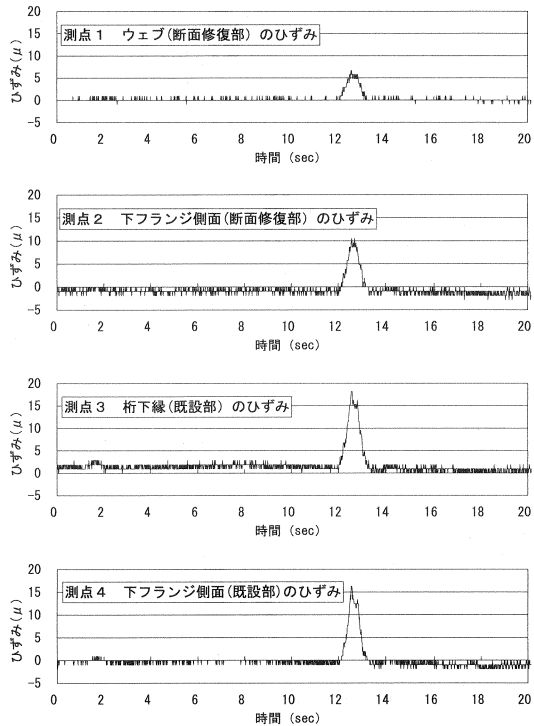


図-9 主桁各測点の軸方向ひずみ

7. まとめ

ここまで、小余綾高架橋における断面修復工において、はつり時の構造安全性の照査・施工時の管理・断面修復部の一体化確認について述べた。以下にそのまとめを示す。

- ・一般的に用いられる簡易な計算手法を用いて応力照査を行い、安全側ではあるものの施工時の構造安全性が確認できた。
- ・はつり時の桁下縁ひずみ・鉛直変位を管理することで、構造安全性を確認しながらの施工ができた。
- ・断面修復部と既設コンクリート部のひずみを計測することにより、その一体化が確認された。
- ・これらの検討により、PC 構造物の断面修復工におけるはつり時の構造安全性照査・施工管理・断面修復部の一体化確認の手法において一提案ができたと考えられる。

しかし、ここまでの検討は断面修復工の照査・管理・評価において、すべての必要項目を網羅するものではない。この照査・管理・評価手法を一般化するにあたっては、はつり時の応力度の精算解の把握や断面修復材の要求性能の明確化等が今後の課題であるといえる。

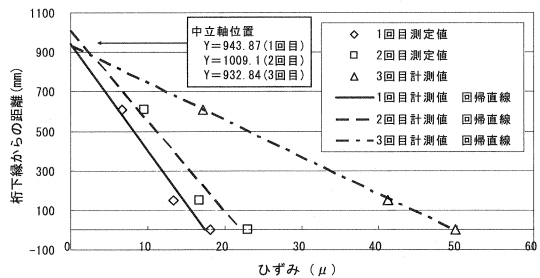


図-10 主桁のひずみ分布

参考文献

1) 社団法人 日本道路協会：コンクリート道路橋施工便覧，pp32～35，平成 10 年 1 月
 2) 日本道路公団：構造物施工管理要領，pp293，平成 11 年 7 月