

首都高速道路における既設橋梁の補修・補強他

— 床組構造改築工事 1-82 —

東日本支社 開発部 藤本晋矢
東日本支社 土木部 松岡泉

概要：建設から40年以上が経過した首都高速道路の橋梁は経年の劣化だけでなく、交通量の増大や、過積載車両などの影響により構造物の補修・補強が必要と考えられていた。今回橋梁の床版補強を主として発注された本工事は、足場設置後に詳細調査を実施した結果、床版だけでなく主桁や支承など、様々な部位に劣化・損傷が発見された。本稿ではそれらの対処法について設計・施工の両面から紹介するものである。

Key Words：床版補強，桁補強，劣化調査，支承の取替え，PC鋼棒突出防護

1. はじめに

首都圏の大動脈である首都高速道路は昭和37年に、中央区宝町～港区海岸間の4.5kmが開通したのが始まりである。以来、東京線高速都心環状線14.8km、高速中央環状線19.4km、高速湾岸線32.0km、神奈川線高速神奈川1号横羽線20.1kmなどを逐次延伸し、現在総延長247.8kmが供用中である。これらの高速道路は1日の通行台数が合計115万台に達するといわれている。

当高速道路は都市の生活・文化・経済を結ぶネットワークとして首都圏だけでなく、日本経済を支える重要な社会資本といっても過言ではない。現在も更なる利便性向上のため、高速中央環状線をはじめ5路線54kmが建設中であり、地震防災対策、沿道環境対策の強化も積極的に行われている。

このうち地震防災対策については、阪神大震災にて高速道路も直撃を受け、橋脚が倒壊するなどの被害に国民は大きなショックを受けたが、首都高速道路でもこれを機に『震災後、首都高速は緊急輸送路の役割を果たす』ため、補強工事が進められている。

2. 工事概要

2.1 工事概要

本工事の概要を表-1に示す。

表-1 工事概要

工事名	床組構造改築工事1-82	
発注者	首都高速道路株式会社西東京管理局（旧：首都高速道路公団西東京管理局）	
工期	平成16年10月21日～平成19年3月9日（2年6ヶ月）	
主な工種	調査工	応力頻度測定調査，グラウト充填度調査，非破壊試験による劣化度調査
	補修工	支承の取替え
	補強工	床版補強（炭素繊維シート接着工法，リブ付鋼板接着工法），主桁補強
	対策工	横締めPC鋼棒突出防護対策



藤本晋矢



松岡泉

2.2 工事箇所

工事を実施した全体位置を図-1に示す。工事は都心環状線の西側から南側に位置しており、東京タワーや六本木ヒルズなど著明な建築物に挟まれた非常に交通量の多い場所である。施工箇所は3工区に分かれており、それぞれの工区における上部構造形式と主な工種を図-2に示す。

3つの工区のうち、芝工区は環-188～環-242（環-〇は橋脚番号を示している）間の内回りおよび外回りの77径間、飯倉工区は環-279～環-355間の内回りおよび外回りの47径間、溜池工区は環-419～423間の内回りおよび外回りの2径間が工事の対象であった。

3工区を合わせた総延長は約2.0kmに及ぶ。



図-1 全体位置図

3. 各工種の課題とそれに対する対処法

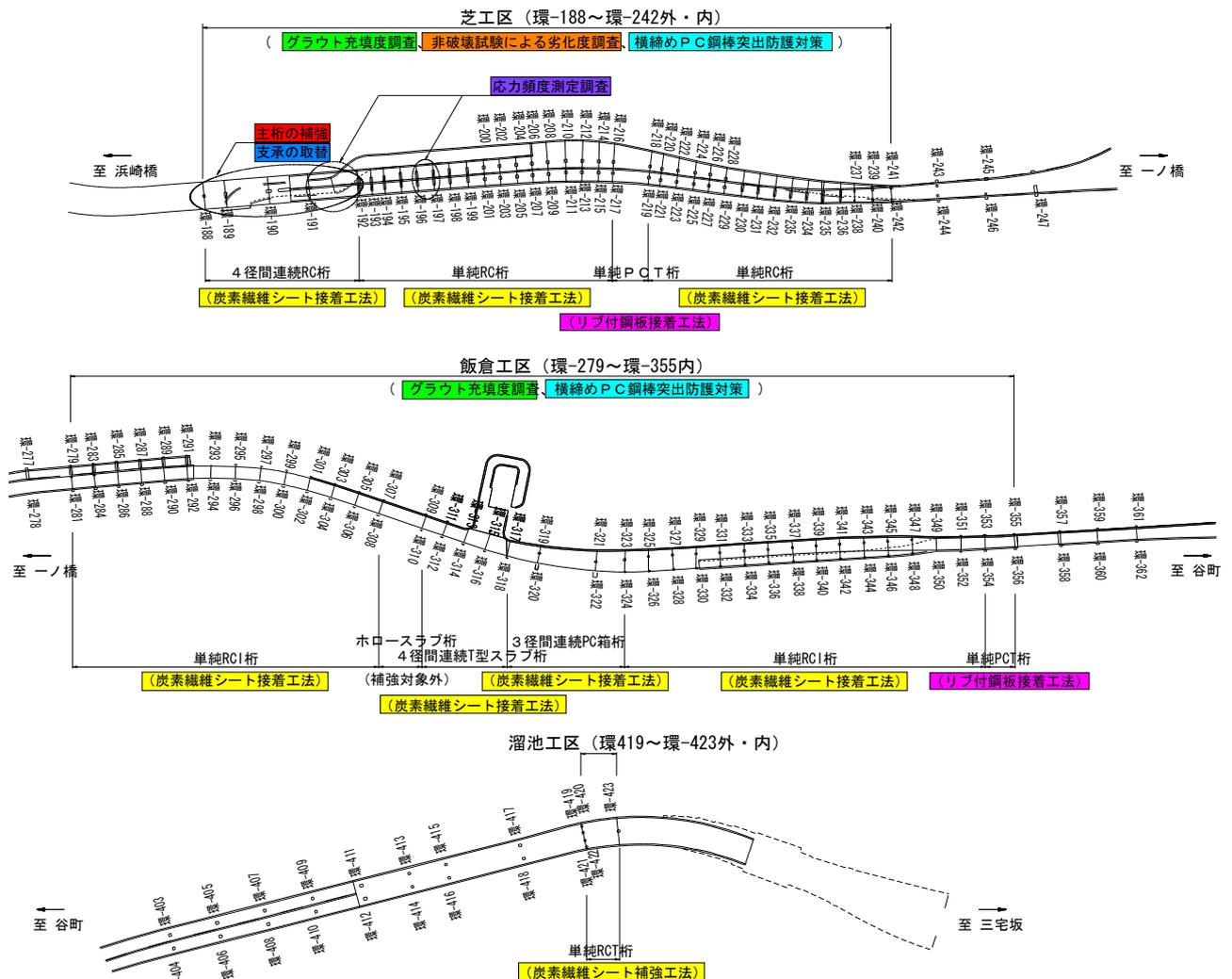


図-2 各工区の上部工形式と主な工種

本工事では主要工種である床版補強の他、数多くの追加調査・補修・補強・対策を実施した。ここでは報告事例の少ない8項目(表-1:主な工種)について概要、実施の経緯、課題などを挙げ、それらに対する結果および対処法を報告する。

3.1 炭素繊維シート接着工法による床版補強

3.1.1 工法の概要

炭素繊維シート接着工法¹⁾は、コンクリート床版の下面に幅 25cm の炭素繊維シートを床版主鉄筋方向および配力鉄筋方向にそれぞれ接着し、床版と一体化することで、床版の耐荷力および疲労耐久性の向上を図る工法である。図-3に炭素繊維シート接着工法のご概念図を示す。

本工法は、繊維シートを一定の間隔で格子状に配置することで、経済性の向上、補強後の床版のひび割れ観測、および床版からの漏水を確認しやすくできるなどの特徴を有している。首都高速道路の設計・施工要領²⁾によれば、貼り付けるシートの間隔は 150~170mm の床版厚では 100mm, 180mm~200mm の床版厚では 150mm の 2種類に分けられている。

3.1.2 床版厚 300mm を有する橋梁

飯倉工区に位置する環-279~283(外回り)は図-4に示すように、構造形式が床版、主桁および橋脚で一体化した RC ラーメン構造であった。本橋梁は床版厚が 300mm あり、上記で示した設計・施工要領の補強範囲から逸脱していた。この床版に対し、どのような補強を行うかを検討した。

3.1.3 検討および対処法

検討を行うに当たり、主桁・床版・橋脚が一体となったラーメン構造であったため、第一に補強対象箇所が構造的に床版として扱っているかを確認する目的で、復元設計を行った。その結果、当時の設計荷重(TL-20 荷重)に対し床版部に発生する応力は許容値に近い値を示したため、本橋梁は構造的に床版として扱った設計であると判断した。

次に現行の設計荷重(B 活荷重)に値を変更して再度応力検討を行った。結果的に発生応力度は許容値を満足せず、設計上は何らかの補強が必要と考えられた。

現場で足場を設置し目視およびたつき検査による詳細調査を実施した結果、床版の支間中央付近には有害なひび割れは見られず、床版の曲げに対する疲労抵抗性は十分にあるものと判断した。一方で、床版端部の橋脚付近には橋軸直角方向のひび割れが多く見られた。このことから活荷重による曲げモーメントよりも、繰返し作用するせん断力による影響が大きいものと考えた。

そこで、押し抜きせん断疲労耐力の検討を行うこととした。検討は『コンクリート標準示方書²⁾』に準じて行った。図-5は押し抜きせん断疲労耐力比と破壊回数の関係を示したものである。

ここに、 P_0 : 押し抜きせん断疲労耐力を算出する際の基準となる荷重 (kN)

P_{sx} : 押し抜き疲労せん断耐力 (kN)

破壊回数: 計算により算出される破壊に至るまでの回数 (回)

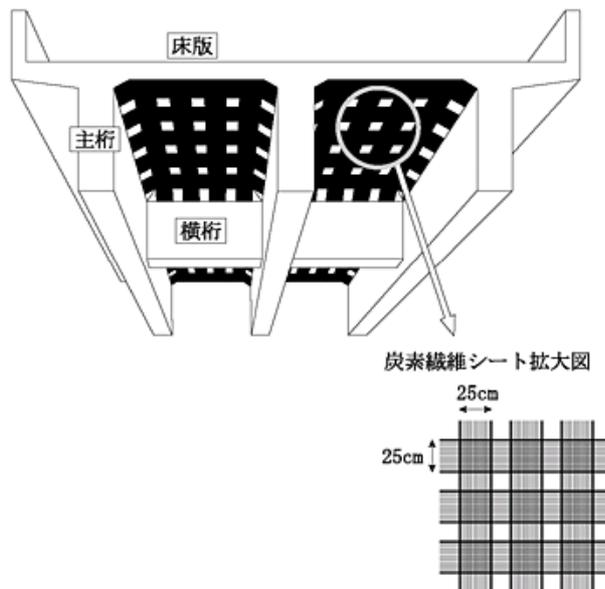


図-3 炭素繊維シート接着工法のご概念図

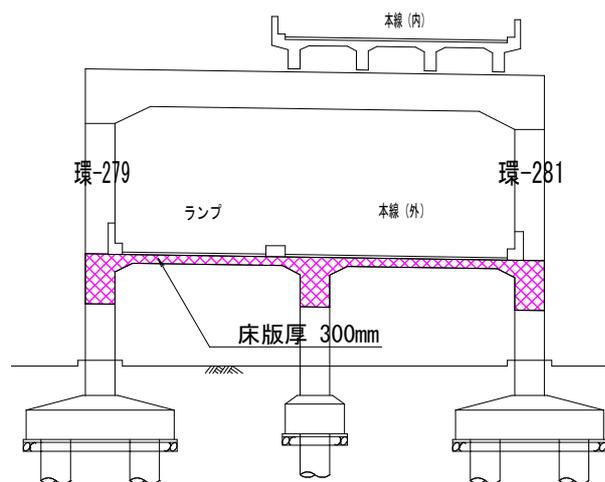


図-4 環-279~283(外)断面図

300mm の床版がどの程度の耐力を有しているかを比較するため、床版厚が 150mm, 180mm, 220mm の 3 種類の供試体と比較を行った。ここで 300mm 床版については基準となる荷重値 P0 を 2 種類とし、その比較も行った。その結果、床版厚が大きくなるほど疲労耐力に対する基準荷重の比率 (P0/Psx) は小さくなり、破壊に至るまでの回数は指数的に増加することがわかった。これにより 300mm の床版は設計・施工要領に示されている 150~200mm の床版厚に比べ十分な押し抜きせん断疲労耐力を有していることがわかった。

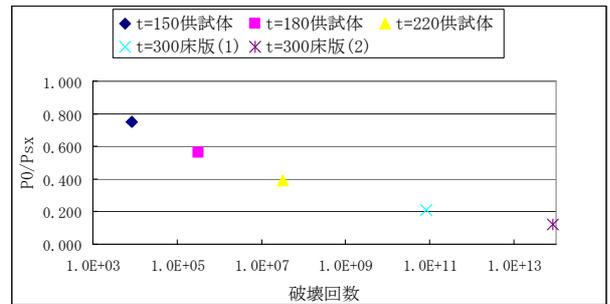


図-5 押し抜きせん断疲労耐力

上記の調査・検討の結果、本橋梁は炭素繊維シートによる床版補強を行わず、発生しているひび割れに対する補修のみを実施した。

3.2 リブ付鋼板接着工法による床版補強

3.2.1 実施の経緯

本工事のうち、飯倉工区の最終区間となる環・353~355 径間は当初炭素繊維シート接着工法による施工が予定されていた (環・216~218 径間は当初よりリブ付鋼板接着補強工法が採用)。当径間は T 桁間に間詰め床版 (図-6) を有していたが、鉄筋探査の結果、この部位は T 桁フランジからの鉄筋が配置されていなかった。また T 桁フランジ端部と間詰め床版端部の打継ぎ部のテーパもついていなかった。そのため間詰め床版は、横締め PC 鋼材によるプレストレス力のみで支持されていた。

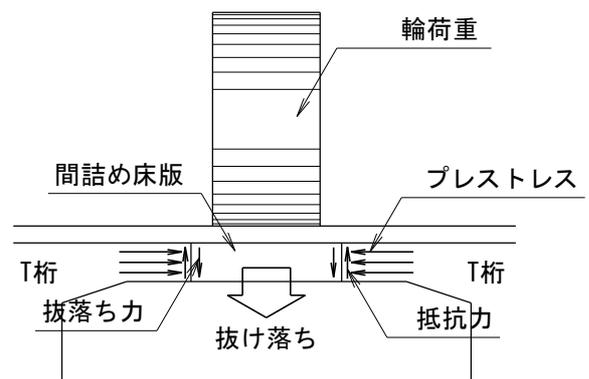


図-6 間詰め床版の概念図

設計・施工要領 1)によれば、上記のような構造の場合、T 桁フランジ端部のテーパの有無や間詰め部の配筋状況、および荷重による抜け落ち照査を行い、その結果により補強方法が決定されることになっている。そこで本工事ではこれらの検討を行い、補強方法を決定することとした。

3.2.2 補強方法の検討

抜け落ちの判定は設計・施工要領に従い、以下の式 (1) にて照査を行った。

$$\tau_R / \tau_T \geq F \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 τ_R : プレストレスによる打継ぎ面のせん断抵抗力(N/mm²)

τ_T : 輪荷重により打継ぎ面に作用するせん断 (抜け落ち) 力(N/mm²)

F: 安全率=1.67

検討の結果、 $\tau_R / \tau_T = 3.05$ となり、安全率 F=1.67 を超えたため、抜け落ちに対しては安全な結果となった。しかし、以下のような理由から本工事では間詰め床版の抜け落ちに抵抗できるリブ付鋼板接着工法を採用した。

- ・ 計算に用いたプレストレス力が現在も導入されているか確認ができない。
- ・ 間詰め床版部の劣化が顕著である。
- ・ 当該橋梁の下は多くの車両が走行しており、今後第三者被害が発生する可能性がある。

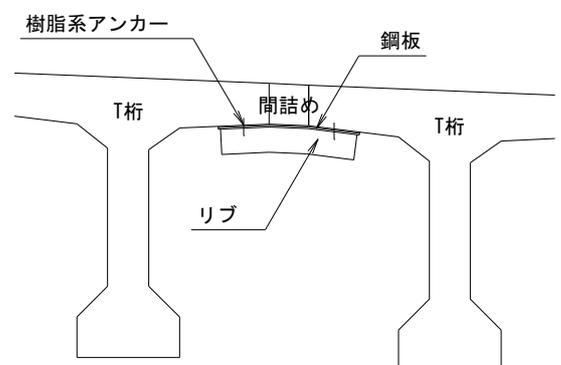


図-7 リブ付鋼板接着工法の概念図

リブ付鋼板接着工法は床版下面に接着された鋼板が床版の疲労耐久性を向上させ、併せて鋼製のリブが間詰め床版の抜け落ちに抵抗する工法で、樹脂系アンカーを用いて T 桁のフランジに定着させる構造である。図-7 に本工法の概念図を示す。

3.2.3 施工上の留意点

施工にあたり留意した点は以下のとおりである。

- ・ 樹脂系アンカーの削孔を行う際、既設の鉄筋に干渉し、アンカー設置間隔が大きくなることもある。この場合は支持する鋼板への負担が大きくなるため、予めこれを想定した設計を行った。
- ・ 間詰め部と T 桁フランジは場所によって大きな段差が発生していたため、測量結果を反映させた鋼板を製作した。
- ・ 鋼板はその重量が大きかつ床版下面からの逆向き施工となるため、鋼板の設置には油圧式荷揚げジャッキを使用し施工性・安全性を高めた。
- ・ 間詰め床版と鋼板の隙間は 3mm が標準とされており、隙間にはエポキシ樹脂を注入し一体化するようになっている。しかし本工事では間詰め部と T 桁フランジ部の打継ぎ部に段差が多く生じていたため、隙間 3mm を確保できない箇所があった。そこで隙間充填材をエポキシ樹脂からグラウト材に変更しグラウトの充填性能を確保できる厚さ (15mm 以上) を保持しながら施工を行った。グラウト材を使用すると鋼板との接着性(一体性)はエポキシ樹脂に比べ低下することになる。しかしこの接着性は設計に考慮せず、鋼板に発生する応力で設計されている。このことから、充填材は接着性よりも鋼板に確実な応力を伝達できる充填性を重視しグラウト材を採用したものである。

最後に本工法の鋼板設置前と設置後の状況を写真-1、写真-2に示す。



写真-1 鋼板設置前の状況



写真-2 鋼板設置後の状況

3.3 主桁の補強

3.3.1 実施の経緯

環-188～192 径間は 4 径間連続ラーメン RCT 桁橋である。床版補強を行うため、足場を設置し詳細調査を行ったところ、床版だけでなく桁にも多数のひび割れやコールドジョイントが発見された。ひび割れの原因を推定するため、復元設計を行ったところ、設計当時の荷重では許容値を満足したが、現行の設計荷重および設計手法では、鉄筋の発生応力度(210N/mm²)が許容値(160N/mm²)を満足することができなかった。

このことから、ひび割れの主原因は荷重超過による耐力不足と初期欠陥による劣化の加速によるものと判

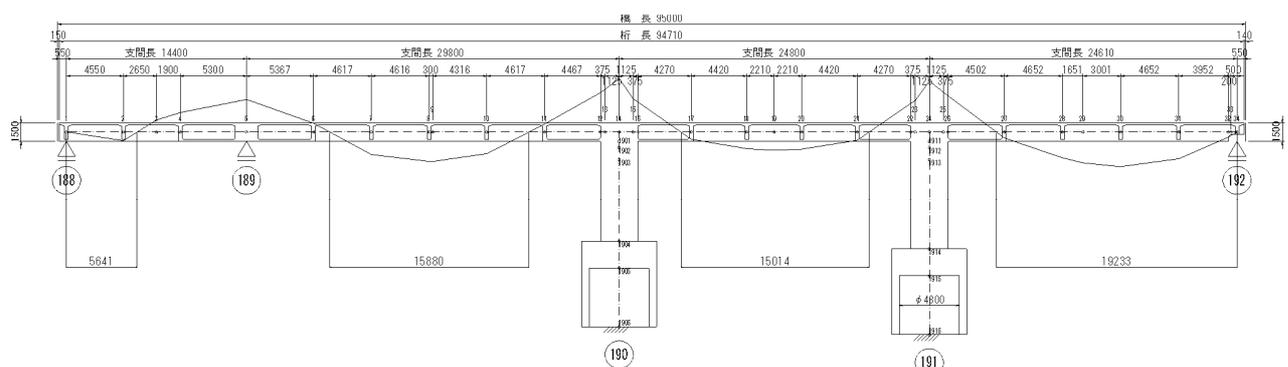


図-8 環-188～192 径間の一般側面図と曲げモーメント分布

断した。しかしながら、発生応力度が許容値を大きく超えているにもかかわらず、桁に異常なたわみや振動も見られないことから、実際に桁に作用している活荷重は設計で考慮したものより小さいと考えられた。そこで次節に挙げる応力頻度測定調査を実施し、実際の活荷重に見合うだけの補強を行うこととした。

図-8に環-188~192 径間の一般側面図と現行設計活荷重(B活荷重)による曲げモーメント分布を示す。

3.3.2 補強の検討

応力頻度測定調査の結果から、活荷重値は設計値の50%程度であることが分かった。これを考慮すると発生応力度は計算上 210N/mm^2 から 157N/mm^2 となり、許容値 160N/mm^2 を満足することになる。このため、計算上は補強の必要がなくなったが、本工事では以下の理由から補強を実施するのが良いと考えた。

- ・ 桁に多数のひび割れが存在していること。
- ・ 経年劣化の影響が設計に考慮できないこと。
- ・ 足場を解体することで今後の詳細な調査やメンテナンスが難しくなること。
- ・ 一般に事後保全よりも予防保全として考慮するほうが経済的となること。
- ・ 地震時の落橋など万一の事態に対し、第三者や社会に与える影響が大きい(橋の重要度が高い)こと。

補強は、炭素繊維シートによる補強を考えた。ただし、設計計算上は許容値を満足したため、その目標とする補強量を別途検討する必要がある。そこで図-9に示すように、応力頻度測定によって実活荷重の応力度が定量的に算出できたことを利用し、設計上、実荷重で発生する応力を補う程度の補強量を目標とした。

上記の目標応力値以上になるよう補強量を検討した結果、床版補強用で使用したものと同一グレード(目付量: 300g/m^2)の炭素繊維シートを2層貼り付けることで目標値をクリアできた。

なおここで挙げた補強は、主桁下面の曲げ応力に対する補強検討であったが、設計では橋脚支点上の主桁上面の曲げ応力も厳しく、許容値を満足しなかった。これに対しては橋脚を貫通させる外ケーブル補強等の検討も行ったが、現段階では異常なたわみや振動も見られないため、無理に補強を行うことはせず、今後の経過をみることにした。

3.3.3 施工上の留意点

本工事において主に留意した点として次のことが挙げられる。

- ・ 炭素繊維シートの設置は、コンクリートとの付着力が発揮されなければ十分な補強効果が得られないため、既設コンクリートの劣化部を予め調査し、断面修復などの補修を行ってから補強を実施した。
- ・ 炭素繊維シート貼付部の全面にたたき検査を実施することによって、接着不良箇所を特定し、接着剤の再注入を行うなど、接着性の向上を図った。

炭素繊維シートによる桁補強の前後の状況を写真-3、写真-4に示す。



写真-3 シート接着前の状況



写真-4 シート接着後の状況

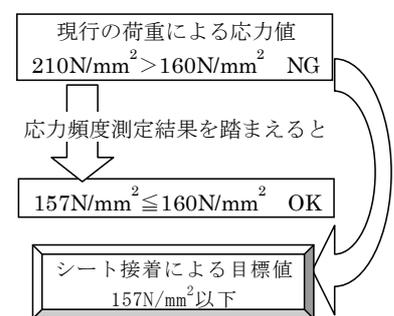


図-9 補強の考え方

3.4 応力頻度測定調査

3.4.1 実施の経緯

応力頻度測定調査³⁾は、環-188~192の4径間連続ラーメン RCT 桁橋および環-196~197の単純 RCT 桁橋の2箇所で行った。2箇所で行ったのは、構造形式の違いによる応力発生状況の相違を比較するためである。本調査は前節で述べたとおり桁に作用する活荷重の実状を把握すること、および桁の補強量を算出するための基礎データを得ることを目的として実施した。

3.4.2 調査方法と実施方法

応力頻度測定は、供用中の車両を利用し桁下に発生する応力度を測定するための1つの手法である。

計測例を図-10に示す。測定の開始から終了までに応力区間ごとの発生回数をヒストグラム化し、各区間の発生応力度の頻度を集計(ピークバレー法)する。

これを集計した例が図-11である。

測定時間は平日の連続72時間とした。

これはこの程度の時間を連続的に測定すれば一般的な交通量の把握ができるといわれているためである。

測定を行う位置は、正の最大曲げモーメントが発生する支間中央部付近の主桁下面とし、全主桁を測定対象とした。

応力値の算出は、桁下面の主鉄筋を部分的に露出させ、鉄筋に貼り付けたひずみゲージによるひずみ量を応力値に換算した。

3.4.3 調査の結果

上記の方法によって測定を行った結果を、図-12、図-13に示す。

両図ともなだらかな増減分布を描いた。これは測定を行った橋梁が鉄筋の破断などといった異常な状態でないことを示している。応力値にプラスとマイナスが生じているのは、ひずみゲージを設置した時点で活荷重による引張応力度が発生しているためである。したがって、実際の活荷重による応力度は最大値から最小値の差を取った相対的な数値が最大の発生応力度となる。これによると図-12で示した4径間連続桁橋では最大応力度が48(=40.3-(-7.6)) N/mm²程度であり復元設計で算出された設計値の97N/mm²に対し49%であった。また図-13で示した単純桁橋では最大応力度が75(=61.7-(-13.2)) N/mm²程度となり同設計値の97N/mm²に対し78%でありいずれも設計値に比べ減少した。構造形式の違いとしては連続桁に比べ単純桁のほうが設計値に近い応力を発生することがわかった。

上記で示した結果は最大の発生応力度であるが、連続72時間のうち、応力が最大となる回数のごくわずかであり、大部分がこの数値を下回る。そこで総繰返し回数

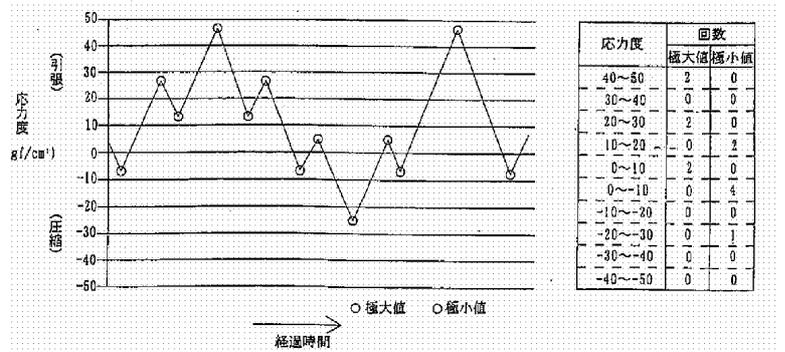


図-10 最大発生応力度測定例

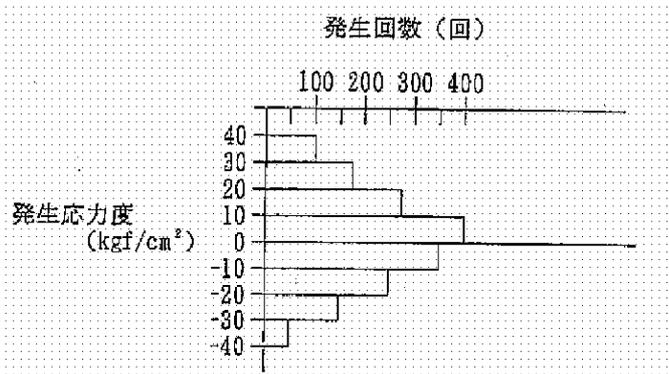


図-11 応力頻度分布例

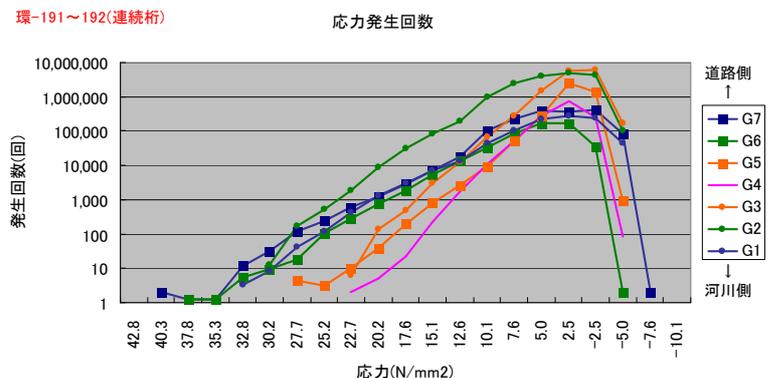


図-12 頻度-応力度関係 (4径間連続桁橋)

に対する応力度の発生割合の関係を図-14に示す。これによると72時間内における総繰返し回数は1,617,324回あり、その0.1%回数(=1,617回)分を除外すると、残りの99.9%回数分は応力値が20.2~5.0N/mm²の間(相対活荷重応力度=25.2N/mm²以内)に入る。換言すると72時間内の全発生応力度のうち99.9%は、設計値の26%(=25.2/97N/mm²)程度しか応力が発生していないことになる。

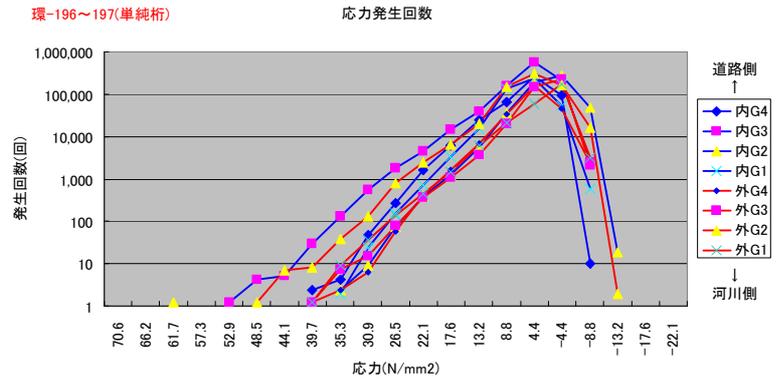


図-13 頻度-応力度関係(単純桁橋)

以上のことから、応力頻度測定を踏まえた桁の補強設計を行う場合は、測定結果によって得られた最大応力度を用いて設計を行うことは不経済であり、全体の繰返し回数に対する発生割合を考慮して設計を行うことが合理的といえる。前節で記した主桁の補強設計は1.0%回数分を除外したもの(99%の発生荷重に対するもの)で設計を行った結果、炭素繊維シート2層分の補強で許容値を満足することができた。

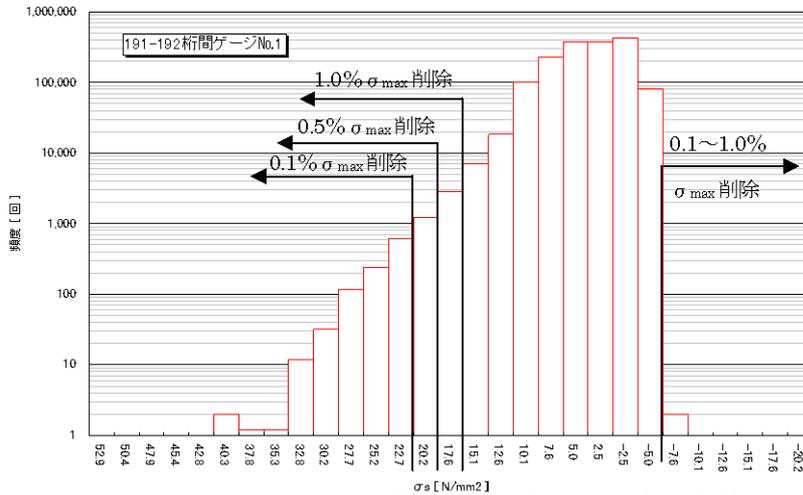


図-14 頻度-応力度関係2(4径間連続桁橋)

例) 環-191~192桁間
 総繰返し回数: 1,617,324回
 のうち、
 0.1% σ_{max}: 1,617回
 0.5% σ_{max}: 8,087回
 1.0% σ_{max}: 16,173回
 を除外した応力を求める。

3.5 支承の取替え

3.5.1 実施の経緯

環-188~192径間は主桁部にひび割れやコールドジョイントなどの劣化が多数見られたため、脆弱部を除去し断面修復工を行った。このうち環-188橋脚の支承付近の脆弱部を除去したところ、上沓側のアンカーが破断していることが判明した。図-15に不具合の発生した鋼製支承の一般図と破断部を示す。常時状態ではこのアンカーに大きな力は作用していないが、地震時の水平力および鉛直力を伝達するための機能を確保するため、何らかの対策を講じる必要があった。

3.5.2 調査

この結果を受け、同橋梁における他の支承部も点検調査を実施した。該当橋梁は全てが鋼製支承

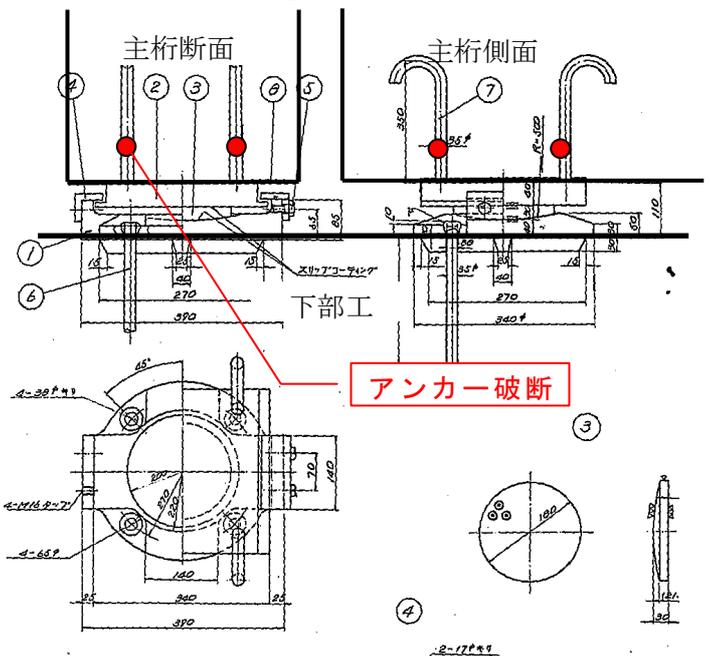


図-15 鋼製支承詳細図

であり、その健全度を目視およびたつき検査により実施した。調査の結果、環-189上の支承については大きな腐食や損傷は見られず、温度伸縮による水平移動跡もあり、支承としての機能を果たしていると判断した。しかし、環-192橋脚支承についてはアンカーの欠損が新たに発見され、先に破断が発見されていた環-188橋脚支承を含め、支承の交換を検討することとなった。

3.5.3 施工時の検討

交換後の支承は現在最も汎用性の高いBタイプのゴム支承を採用した。本稿では供用中の支承を交換する際のジャッキアップの検討について紹介する。

環-188支承および環-192支承の交換概要を図-16に示す。前者は既設支承の背面側で、後者は前面側でジャッキアップを行う計画とした。これを実施する際に考えられる問題点として以下が考えられた。

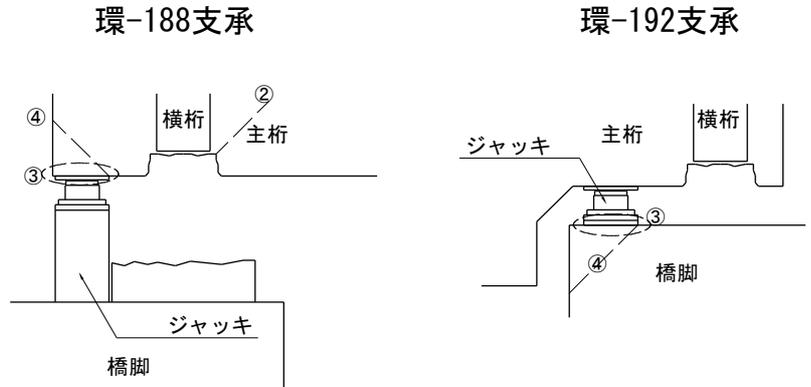


図-16 支承の交換概要

- ① 支間長の増加による主桁に発生する曲げモーメントの増加（環-188支承部）
- ② 上部工縁端にジャッキを設置することによる局部応力の発生（環-188支承部）
- ③ 縁端にジャッキを設置することによる支圧応力の発生（環-188,192支承部）
- ④ 縁端にジャッキを設置することによるせん断破壊面の検討（環-188,192支承部）

ここでは上記4項目について概要と結果を報告する。

① 支間長の増加による曲げモーメントの増加について

既設支承位置に対し、ジャッキは約0.5m背面側に設置した。

一般に死荷重・活荷重が変化しない場合の曲げモーメントは支間長の二乗に比例するため、既設支承位置における支間長 L とジャッキアップ時の支間長 L' の比率による曲げモーメントの増加率を計算した。

$$\text{曲げモーメント増加率} = (L'/L)^2 = (14.9\text{m}/14.4\text{m})^2 = 1.07 = 7\% \text{増}$$

先に実施した4径間連続桁の復元設計結果(3.4.3)から増加した曲げモーメントを付加して応力照査を行ったところ、許容値を満足したため、これによる構造的な問題はないものと判断した。

② 上部工縁端にジャッキを設置することによる局部応力の発生について

主桁端部にジャッキを設置し既設支承を撤去すると、切欠き部に局部的な引張応力が発生することが考えられた。これについては3次元FEM解析により照査を行った。

図-17に示すFEMによる最大引張応力度は $1.53\text{N}/\text{mm}^2$ を示しており、コンクリートのひび割れ強度 $1.91\text{N}/\text{mm}^2$ を下回った。さらに実構造物では鉄筋が密に配置されていることから、局部応力に対しても構造的な問題はないと判断した。

③ 構造物縁端にジャッキを設置することによる支圧応力の発生について

ジャッキアップ箇所に発生する支圧応力をできるだけ小さくするため、ジャッキの必要受圧面積を検討した。復元設計から算出された支承部の反力を許容支圧応力度で割りこむことによりジャッキの支持部に必要な面積を逆算した。この結果、本工事の場合の必要面積は $125\text{mm} \times 240\text{mm}$ 以上を確保すること

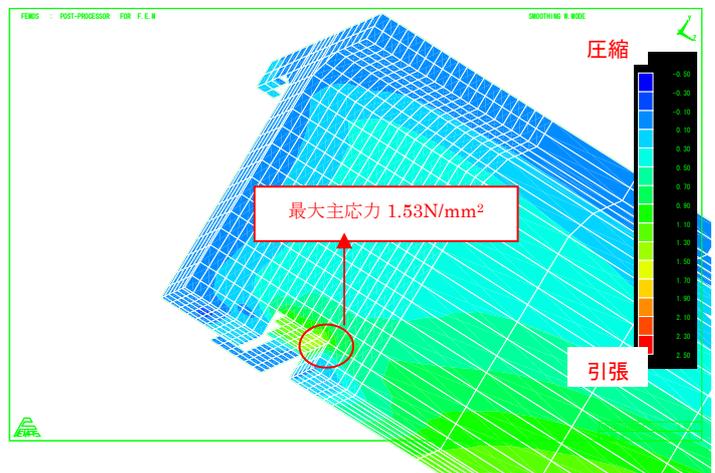


図-17 FEMによる応力分布

で構造的に安全であることを確認した。

④ 構造物縁端にジャッキを設置することによるせん断破壊面の検討

構造物端部にジャッキを設置し上部工重量を支持することで桁端部に集中的な力が発生するが、ここではこれにより桁端部が図-16の破線方向に欠け落ちる可能性を検討した。

ジャッキアップによる主応力は主桁に作用する曲げモーメントとせん断力の影響により、図-18の水色で示した矢印方向に引張応力が発生する。ひび割れは主応力に対し直角方向に発生しようとするため、図中の赤線に沿った方向に発生すると考えられる。この結果から、縁端にジャッキを設置によって縁端部が欠け落ちることはないと判断した。

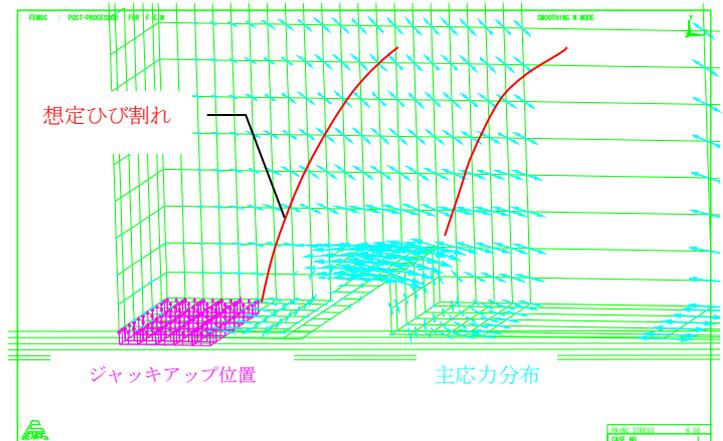


図-18 主応力方向とひび割れの発生する方向

3.5.4 施工上の留意点

支承交換を行う上での留意点を挙げる。

- ・ 橋梁を供用しながらジャッキアップを行うため、ジャッキアップ量はできるだけ小さく（3mm以内で管理）抑えた。
- ・ 複数の桁を同時に連動させてジャッキアップするため、全主桁にダイヤルゲージを設置し、ジャッキアップ量を計測した。
- ・ ジャッキは安全ナット付ジャッキ（ジャッキアップ後、機械的にロックできる機能）を選定した。
- ・ 支承交換時の万一の地震に備え、一度に全支承を撤去せず、偶数桁・奇数桁で支承を交換する時期をずらした。
- ・ 既設支承の撤去は、内部の鉄筋に損傷を与えないよう、ウォータージェット工法を採用した。

3.6 グラウト充填度調査

3.6.1 実施の経緯

本工事のうち、飯倉工区の一部の橋梁で横締め PC 鋼材のグラウト充填不良が発見された。そこで今後の首都高速全体のグラウト充填率を把握する基礎資料とする目的で、全工区のグラウト充填度調査を行いその充填状況を確認した。

3.6.2 調査方法

一般的な調査手法としては、削孔調査、打音振動法、X線撮影があるが、本工事では打音振動法により大まかな充填度の判定を行い、その結果を踏まえて、削孔調査による最終判定を行った。

打音振動法は、PC 鋼材近傍のコンクリート表面をハンマーでたたき、発生する弾性波および周波数を発信

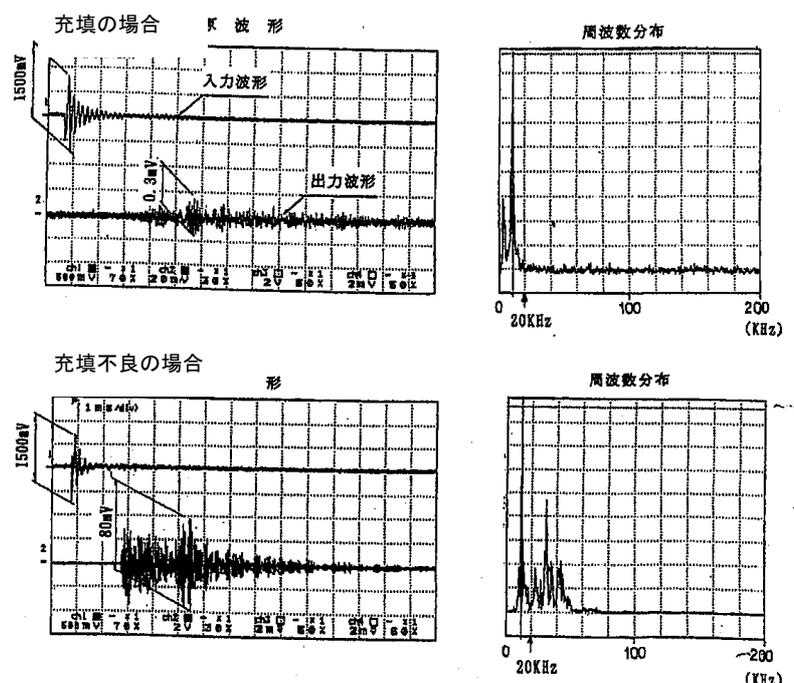


図-19 打音振動法による周波数解析

側と受信側で集計・比較することで充填性能を評価する。グラウトの充填状況によって計測される波形（周

波数)は大きく異なる。図-19は本工法による入出力波の違いと周波数分布を示した一例である。グラウトが充填されている場合は、グラウト材の拘束によってPC鋼材を伝播する伝播エネルギーが減衰しやすくなるため入力波に対し出力波が小さくなる。グラウトが充填不良の場合はエネルギーが減衰しにくくなり、出力波が大きくなる。これをスペクトル解析することにより特定の周波数域に収束するか否かで充填度を判定する。

調査に先立ち、打音振動法による評価のキャリブレーションを行うため、実際に目視確認できたグラウトの充填、充填不良のケースを用いて計測を行い、判定基準を設定した。

3.6.3 調査結果と充填施工

調査結果を図-20に示す。横軸は伝播速度、縦軸は入出力波の比率を示している。図中の□で囲まれた箇所は打音振動法と削孔調査を両方実施したものである。この結果から、グラウトが充填されているものと充填不良であったものとの境界線を定性的に赤線で示した。境界線を基準にすると、調査を行った全120箇所のうち充填されていると評価されたものは全体の68%、充填不良と評価されたものは32%であった。

施工に際しては、以下の点に留意した。

- ・ 充填不良と評価されたものに対し、新たにグラウト注入のための削孔を行い、目視およびエアーによる通気確認を行った後、グラウトを注入した。
- ・ 注入に先立ち、調査で使用した孔を利用してホースを取り付け、注入・排気孔として堅固に設置した。
- ・ わずかな空隙にも可能な限り充填できるように、低粘性ノンブリージングタイプのグラウト材を選定した。
- ・ 既設構造物には多くの劣化部位が存在しており、想定箇所外からグラウトが流出する可能性があったため、グラウト注入中は第三者被害に十分注意しながら作業を行った。

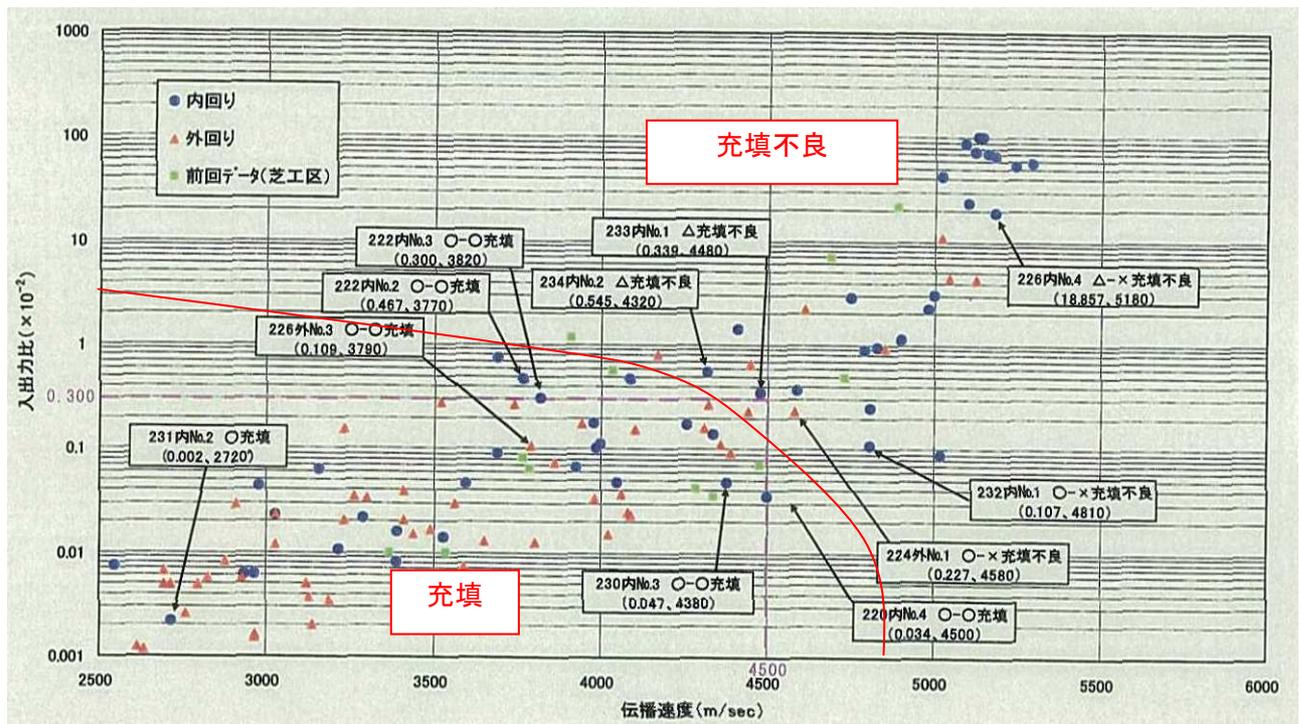


図-20 グラウト充填度調査結果

3.7 横締めPC鋼棒突出防護対策

3.7.1 実施の経緯

他機関ではPC構造物の劣化損傷事例の一つとして横締めのPC鋼棒が破断して突出した事例が報告されている。これは先に述べたグラウト充填不良などの理由によりPC鋼材が腐食して破断し、導入緊張力が急激に開放されて突出にいたるものである。これにより定着部コンクリート片が飛散し第三者に被害を及ぼす可能性がある。首都高速でもこのような事例に対し事前に対策を行うべく、横締めPC鋼棒を対象に防護対

策を実施することとなった。本工事では補助的な工事との位置づけで、工程や足場の組み換えに大幅な変更のない範囲で第三者被害が生じる可能性の高いものを優先的に実施した。

3.7.2 対策方法の検討

突出防護の具体的な対策方法は他機関の資料⁵⁾⁶⁾を参考にした。対策の基本的な仕組みを図-21に示す。この構造は、厚さ2.3mmの帯鋼板および二方向繊維シート(アラミドナイロン繊維)でPC鋼棒の突出を抑え、コンクリート片の落下を防止するものである。PC鋼棒の径、長さ、緊張力に応じて突出エネルギーが異なるため、貼り付ける繊維シートの枚数が順次増加する。

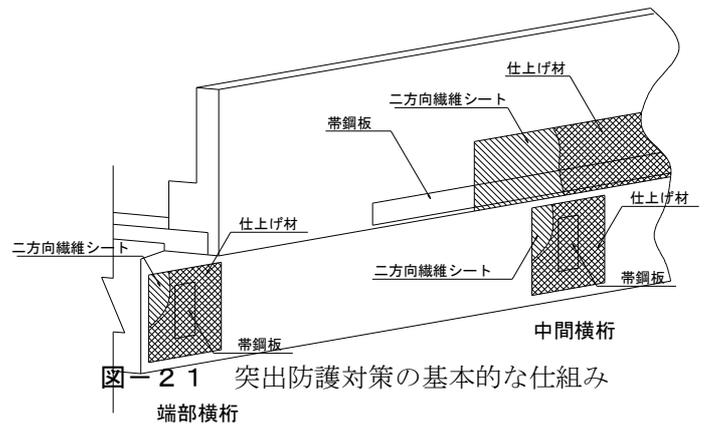


図-21 突出防護対策の基本的な仕組み
端部横桁

対策を行うに当たり、第一に建設時の竣功図書から横締めPC鋼棒の有無を確認した。その中で第三者被害の可能性、施工を行う上での支障物の有無、足場の改良規模、その他対策時の問題点を集計し、対策を『可能』・『不可能』・『不要』の3種類に分類した。対策が『不可能』となった箇所は、別途竣功図書に記載し、今後の様子を定期的に見ることとした。

現在の首都高速道路は単純桁が複数連なった高架橋が多い。そのため図-21のように端部横桁に二方向繊維シートを貼り付けようとした場合、隣接する桁に接触し所定のシート接着面積が得られないことが多く存在した。隣接径間との遊間も20mm程度しかなく、シートの巻き込み接着も不可能であった。

そこで本工事では端部横桁に対し、厚さ9mmの補強鋼板と樹脂系アンカーにてPC鋼棒の突出を直接抑制する構造を採用した。図-22にイメージ図を示す。この構造は他機関⁵⁾におけるゲルバーヒンジ部に採用されたものを参考としている。またアンカーは埋め込み長を深くすると主桁背面側の鉄筋に干渉し削孔が困難になる恐れがあった。そこで本工事では引抜耐力が低下しない範囲で極力埋め込み長を小さく⁶⁾し、既設構造物へ与える影響を小さくすることとした。

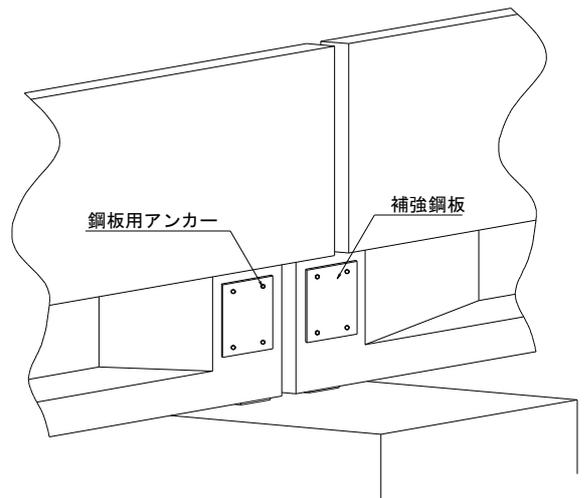


図-22 端部横桁の突出防護

3.7.3 施工上の留意点

施工を実施するに当たり、留意した点を以下に列挙する。

- ・ 二方向繊維シートはその接着力が重要となるため、コンクリート面を十分清掃した後プライマーによる接着力の向上を図った。また接着後は浮きがないかをたたき検査により確認した。
- ・ 二方向繊維シートは縦と横で繊維の種類が異なりその引張強度が大きく違うため、貼り付ける方向に注意した。
- ・ 端部横桁はせん断補強筋が多く配置されており、図面どおりに鋼板用樹脂アンカーが設置できるとは限らない。アンカー削孔前は鉄筋探査を行い、鉄筋を避けて削孔した(写真-5)。



写真-5 端部横桁の突出防護工

3.8 非破壊試験による劣化度調査

3.8.1 実施の経緯

首都高速道路の他工事で、中性化の進行した橋梁があるとの報告があったことを受け、本工事においても中性化調査を実施することとなった。調査を行う場所は全工区の任意箇所を抽出した。最初に全体の傾向を把握するため簡易的なドリル法による調査を実施した。調査の結果、芝工区の環-235～236 径間で中性化深さが 60mm という鉄筋のかぶり値を大きく超える結果が得られた。次に、結果が良好でなかった 3 径間（いずれも表面塗装がされていない芝工区）に対し、詳細調査としてコア採取による中性化試験を実施した。

3.8.2 調査方法

調査の主な目的は中性化深さの測定であったが、副次的に採取したコアを利用して塩分量の測定と圧縮強度試験も実施した。図-23に削孔位置と採取するコアの使用目的を示す。コア採取に当たって留意した点を以下に示す。

- ・ 試験に影響を与えないよう、コア採取位置はひび割れのないところを選定した。
- ・ 構造物への影響を最小限とするため、断面力が小さい 1/4 スパンの付近とした。
- ・ 断面の中立軸付近とするため、できるだけ床版ハンチ付け根を採取した。
- ・ 鉄筋探査を行い、既設鉄筋に損傷を与えないよう注意した。

コアは主桁および横桁を貫通するように削孔し、中性化深さはその両面側から測定、2/3 を圧縮強度用に、1/3 を塩分測定用に使用した。採取するコア本数は既設構造物の影響を最小限にするため、主桁部 1 本×3 径間、横桁部 3 本×1 径間とした。塩分測定に使用する資料はコンクリート表面から 60mm までの 3 深度 (0～20, 20～40, 40～60mm) とした。

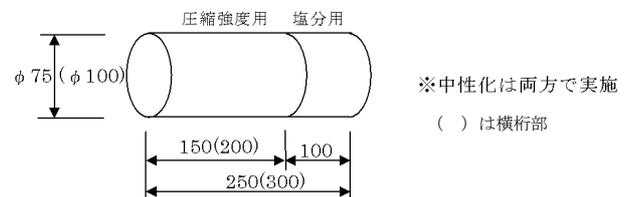
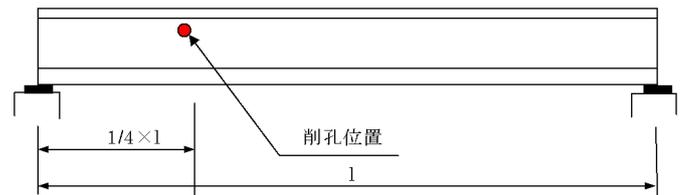


図-23 削孔位置とコア

3.8.3 調査結果と対処法

< 中性化調査 >

試験の結果、ドリル法で 60mm と判定された径間はコア法で 38.4mm となった。ドリル法に比べ値は小さくなったが、鉄筋のかぶり値を超える結果であった。

この橋梁の鉄筋の腐食状況を調べるため、ひび割れが発生している表面をはつとり鉄筋の腐食状況を目視で確認した。写真-6、写真-7にその状況を示す。この写真から以下のことがわかる。

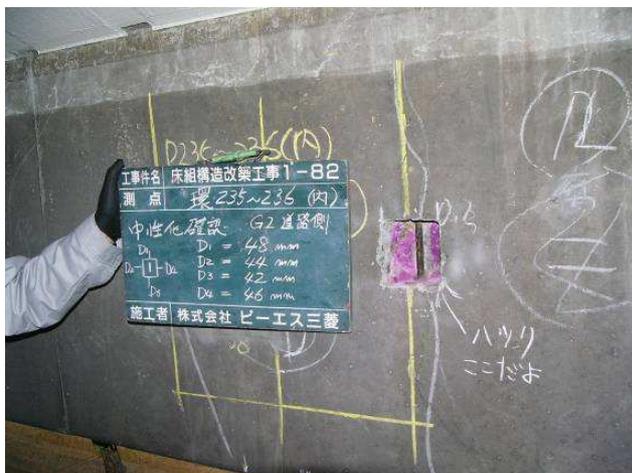


写真-6 鉄筋腐食状況

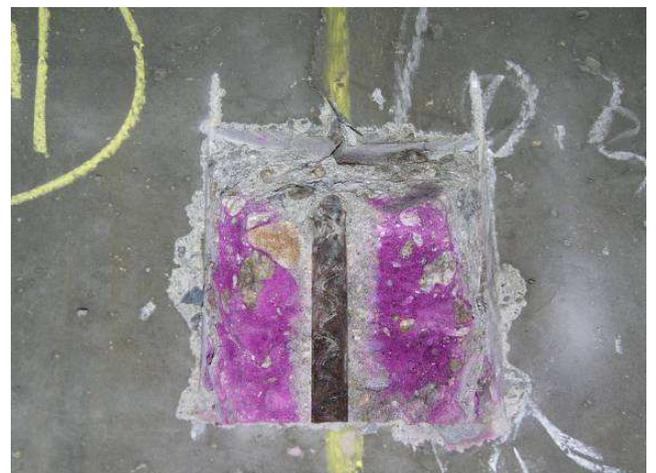


写真-7 鉄筋腐食状況 (近接)

- ・ 鉄筋表面に錆はみられるが、体積膨張はない。
- ・ 鉄筋の周りでは中性化が進行している。

- ・ ひび割れはコンクリート表面から鉄筋表面まで貫通している。
- ・ ひび割れはスターラップに沿って等間隔に発生はしていない。

上記の状況から、ひび割れは中性化による鉄筋腐食が原因で発生したものではなく、その他の要因（活荷重の増加による曲げひび割れなど）と推測した。その理由として、鉄筋腐食の体積膨張がみられないため内側からのひび割れではないこと、中性化であればかぶりの小さいスターラップに沿って等間隔でひび割れが発生すると考えられること、鉄筋周りの中性化は他の要因により発生したひび割れから炭酸化が進み中性化したものと思われること、などによるものである。

中性化対策として、上記の状態は一般的に中性化の『進展期』にあたると考えられた。そこで芝工区全体に表面被覆（剥落防止工を含む）工法を適用し今後の中性化の進行を抑制することとした。既に発生しているひび割れについては0.4mm以上を対象にひび割れ注入工法を採用し、補修を行った。

<塩分測定>

塩分量については、最大で0.86kg/m³であり、鉄筋の腐食発生限界といわれる1.2kg/m³を下回っていたため、塩害の可能性は小さいと判断した。

<圧縮強度試験>

圧縮強度については、採取を行ったコアのうち1本を除く全てが設計基準強度24N/mm²に対し40N/mm²を超える高い圧縮強度を示したが、1本だけ19.4N/mm²（環・236～236径間）という低い結果となった。復元設計によりこの程度の強度でも構造的な問題はないことを確認したが、中性化によってここまで強度が低下することは考えにくい。おそらく採取したコアに、ジャンカ等の劣化が多く含まれていたか、微細なひび割れが発生しておりこれによるものと推測した。

4. 施工を終えて

本工事は炭素繊維シート接着工法による床版補強として受注したものであるが、詳細な調査を行った結果、様々な追加工種が発生した。供用年数の長い橋梁の補修・補強工事を行う場合は、想像以上に劣化が激しく、大幅な工程の見直し等が発生する可能性があるため、注意が必要である。

また現場は都市環境下の供用しながらの施工という厳しい施工条件で行ったものである。工事中の職員や作業員の安全については勿論であるが、第三者へ与える影響が非常に大きいものであった。そのため施工においては安全を第一に考え、入念な施工計画を立て、様々な施工方法を検討した結果、無事無災害で工事を完了することができた。

社会資本の維持管理社会に移っていく今後は、更に補修・補強工事が増加してゆくことが考えられるが、本稿が読者の設計・施工を行う上での一助となれば幸いである。

謝辞

施工にあたっては、発注者の構造技術部門および工事監理の方々の多大なご支援をいただいている。また、本稿の執筆では多忙の中、各委員に貴重なご助言をいただいている。これら関係各位に、心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 首都高速道路公団：コンクリート橋の床版補強設計・施工要領，平成17年7月
- 2) 土木学会：CL.104 コンクリート標準示方書維持管理編制定資料，2001年制定
- 3) (財)道路保全技術センター：応力頻度測定要領（案），平成8年3月
- 4) 日本道路公団：繊維シート接着工施工マニュアル（案），平成11年
- 5) 阪神高速道路公団：PC横締め防護工施工要領（案），平成16年4月
- 6) 首都高速道路公団：後打ちアンカーの設計・施工に関する技術資料，平成6年8月