

2.5 送変電土木施設の耐震性向上工事事例

(1) No. 4-1：房総変電所 3号変圧器基礎補強工事

| | |
|-------|--------------------------------|
| No. | 4-1 |
| 発注者 | 東京電力(株) |
| 施設名 | 房総変電所 |
| 所在地 | 千葉県市原市 |
| 工事名称 | 房総変電所 3号変圧器基礎補強工事 |
| 施工期間 | 2006年1月～2006年3月 |
| 施工者 | (株)東京エネシス |
| キーワード | 既設基礎有効利用、くり抜き、スロット掘削、ウォータージェット |

概要

東京電力(株)では、経年大型変圧器の不具合を防止するために変圧器取替を行っている。房総変電所 3号変圧器では、長期的な供給力確保の観点も考慮して、変圧器を増容量化(1,000MVA→1,500MVA)することになり、変圧器重量の770kN増加(2,200kN→2,970kN)にともない、杭基礎形式の既設基礎床板下端筋の耐力が不足することになった。

当事例は、既設基礎床板の地震時耐力を向上させるため、基礎床板をくり抜いて下端筋とせん断補強筋を増量する補強工事を行ったものである。

【設計概要】

(1)昭和 63 年耐震補強

当基礎は、昭和 47 年に建設されたのち、昭和 62 年 12 月に発生した千葉県東方沖地震による設備事故を契機に、翌年に基礎の耐震補強が行われた。既設 3号変圧器基礎の平面図を図-1 に、諸元を表-1 に示す。

当時の補強内容は、図-1、表-1 に示すとおり、変圧器のロッキング防止のために、基礎短辺方向に当初の鉄筋コンクリート杭(BH 杭:φ 800mm×12 本)に加え、鉄筋コンクリート杭(BH 杭:φ 1200mm×10 本)を追加して、既設基礎床板幅を両側に 2.5m 拡大している。

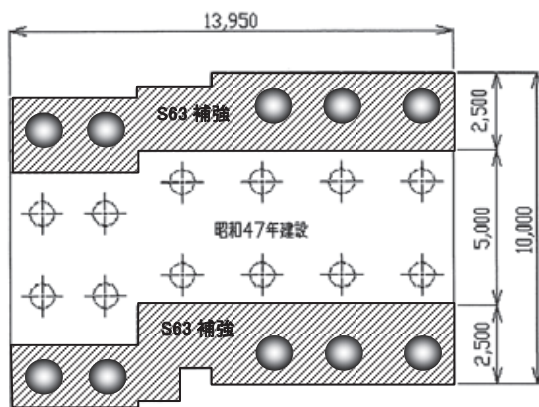


図-1 既設 3号変圧器基礎平面図(1 相分)

表-1 既設基礎の諸元

| | | | |
|------------|--------|--|--|
| 床板 | 鉄筋 | 長辺 | 上端筋: D22@170, SD295 下端筋: D22@340, SD295 |
| | | 短辺 | 上端筋: D16@340, SD295 下端筋: D16@170, SD295 |
| 材質(コンクリート) | | $E_c=22\text{kN/mm}^2$ ($\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$) | |
| 杭 | 杭種・杭本数 | | 場所打杭22本 (φ 800: 12本, φ 1200: 10本) |
| | φ 800 | 新設時 | L=14.3m 鉄筋径D29×16本, SD295 |
| | φ 1200 | 補強時 | L=14.3m 鉄筋径D22×16本, SD295 |
| 材質(コンクリート) | | $E_c=25\text{kN/mm}^2$ ($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$) | |

(2) 今回の耐震補強

今回、変圧器重量が 770kN 増加することから、常時使用限界と地震時終局限界の安全性を照査したところ、杭は安全であるが、床板は地震時終局限界のせん断耐力と常時使用限界の曲げ耐力が不足する結果を得た。基礎床板の補強に際しては、基礎床板全てを構築し直す方法と耐力不足範囲を限定して補強する方法とが考えられた。

比較の結果、基礎補強の工期が非常に厳しいこと、基礎床板の全てを構築し直すと、変圧器に隣接設置している 3 次鉄構と既設防油堤を再利用が出来なくなり、施工期間と工事費の双方で不利となるため、技術的には困難が伴うものの限定した範囲の床板補強が適切と判断し、これを採用した。

図-2 に既設基礎の補強イメージおよび 3 相分の基礎配置を示す。

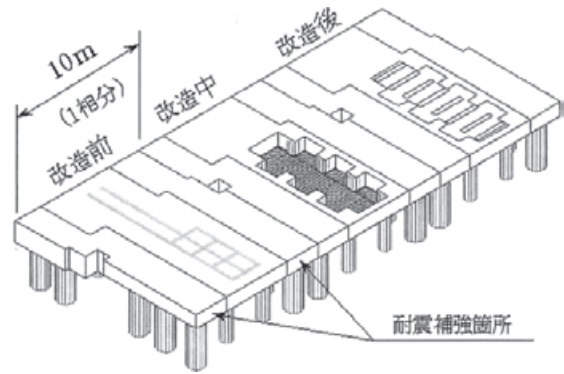


図-2 既設基礎の補強概要図

【施工概要】

既設床板のくり抜きは、図-3 に示す補強範囲をブロック単位で吊り出す方法を採用した。最初に①部分をくり抜いて、②の側面と底面をワイヤソーで切断してクレーンで吊り出し、その後に残り③部を同様の方法で吊り出した。

図-4 に補強手順と使用する機械を示し、以降、それぞれの工事の詳細を示す。

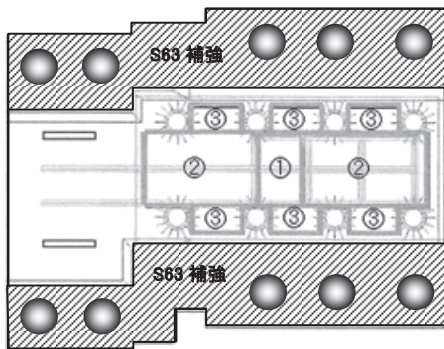


図-3 くり抜きブロック割(1相分)

| | 測定・墨出し | (使用する機械) |
|-----|-----------|--------------|
| (1) | 溝切工 | フラットソー |
| (2) | 溝掘工 | スロット削孔機(SD) |
| (3) | 破碎工 | 油圧ジャッキ+ブレーカー |
| (4) | 削孔工 | コアカッター |
| (5) | 切断工 | ワイヤソー |
| (6) | 撤去工 | クレーン |
| (7) | はつり工 | ウォータージェット |
| (8) | 配筋・コンクリート | |

図-4 基礎補強手順

(1) 溝切工

溝切工は、補強箇所の上端筋切断・スロット削孔機の作業効率向上および縁部処理を目的にフラットソーで実施した。写真-1 に溝切工の状況を示す。

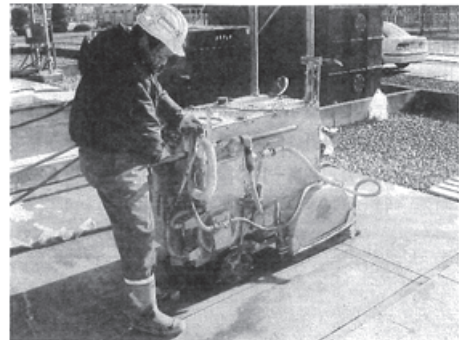


写真-1 フラットソー状況

(2) 溝掘工

溝掘工は、補強箇所と周囲のコンクリートとの縁切りを目的にスロット削孔機（SD工法）で下端筋付近まで溝を掘った。

2本のφ65mmのビットが深さ方向に段違いにラップして装備され、重複円のスロットが削孔される。同削孔機は無筋部の削孔機は容易であったが、鉄筋や鋼製埋設架台の削孔は時間が掛かるためガス切断を併用して実施した。写真-2はスロットドリルの削孔状況である。

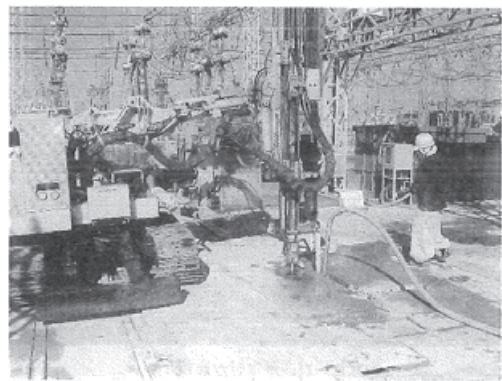


写真-2 スロット削孔機の削孔状況

(3) 破碎工

破碎工は、補強箇所中央部のコンクリートを撤去して作業空間を設けることを目的に実施した。本事例では、コアドリルで削孔した穴に油圧ジャッキを挿入してコンクリートブロック全体にひび割れを発生させたあと、油圧ブレーカーで破碎して写真-3に示す作業空間を設けた。



写真-3 水平コアドリルの削孔状況

スロット削孔機で破碎対象範囲にスロットを設けたことにより、油圧ジャッキでコンクリートブロックに短時間で容易に割裂やせん断によるひび割れが多数入ることができ、その後の油圧ブレーカー作業が容易になった。写真-4は、油圧ジャッキのセット状態と加圧時に隆起した床板である。

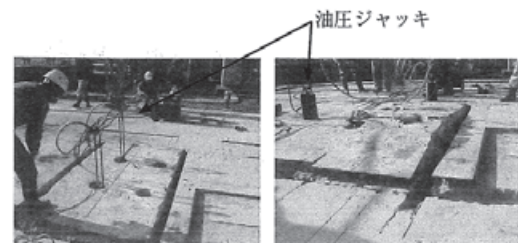


写真-4 油圧ジャッキと隆起した床板

(4) 削孔工

削孔工は、図-3に示した②と③部の吊り出すブロックの側面と底面を切断するワイヤーソーを通す孔を開けるため、コアドリルで下端筋上部を水平方向に削孔したものである。

図-5に実施箇所を、写真-3に①部内から、②部底面への水平コアドリルの削孔状況を示す。

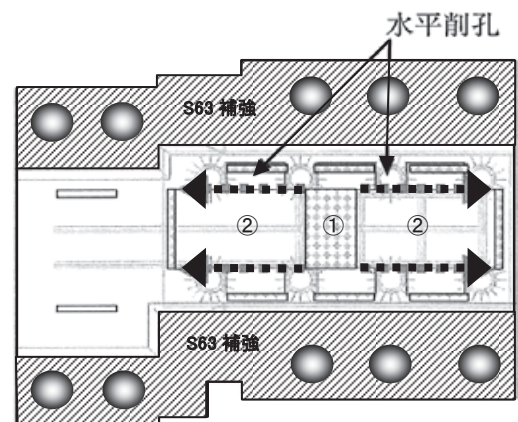


図-5 ②部用の削孔実施箇所

(5) 切断工

切断工は、吊り出すブロックの側面と底面を切断することを目的に、ワイヤーソーで実施した。切断面積の大きい底面は自走式、側面は油圧式を用いた（写真-5）。側面での実施においては、クレーンで吊り出す事を考慮し、底面から表面にかけて広がるように実施した。

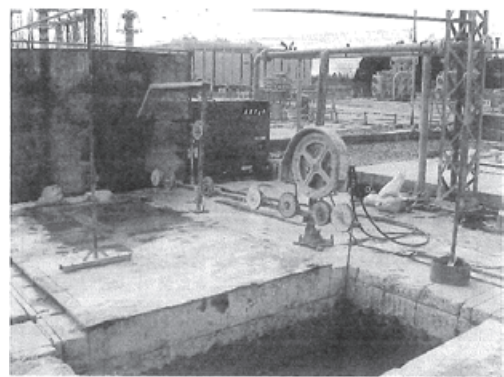


写真-5 ワイヤーソー状況(2部側面)

(6) 撤去工

撤去工は、切り出したブロックを吊り出す事を目的に、ブロックに吊り治具を取り付けトラッククレーンで吊り出した。クレーンは、②部のブロック重量(210kN)と作業半径の関係からつり上げ能力 200t のオールテレーンクレーンを選定した。吊り治具は4点支持としケミカルアンカーでブロックに固定した。吊り出したブロックは変電所構内の空き地に運搬し、油圧ブレーカーで小割りしてリサイクル施設に運搬した。写真-6 は、②部の吊り出し作業の状況である。

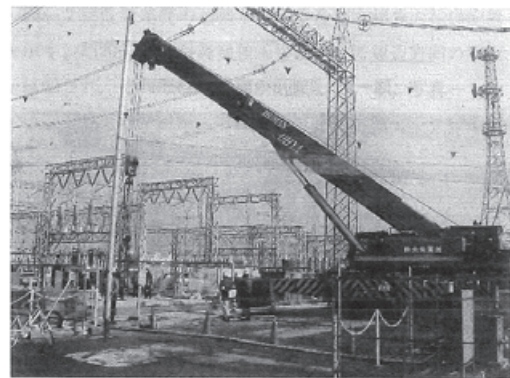


写真-6 ②部の吊り出し状況

(7) はつり工

はつり工は、下端筋の露出、新旧コンクリートの密着性向上、旧コンクリートへの影響軽減を目的に、ウォータージェットで実施した。本事例ではウォータージェット実施に先立ちブレーカーによる準備はつりを実施した。写真-7 は準備はつりが完了した段階の床板である。

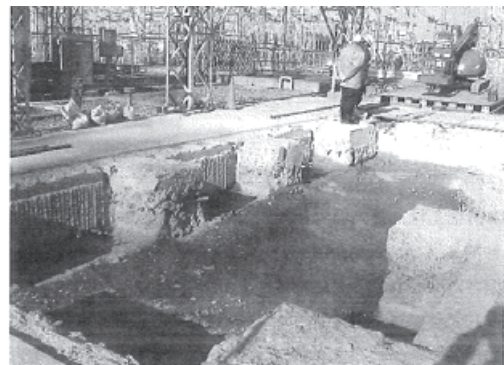


写真-7 準備はつり完了状況

準備はつり終了後、ウォータージェットを実施した。本事例では、はつり層が堆積するため、はつり層の撤去のため、強力な吸引設備を併用しながら、はつり作業を断続的に実施した。写真-8 に、はつりが完了した状況を示す。



写真-8 はつり終了

(8) 配筋

既設下端筋（D16、D22）に、曲げ補強用の鉄筋（D29）を沿えて配筋した。コアカッターやワイヤーソーで切断された杭頭部の鉄筋はニューNT工法で溶接して復元した。せん断補強筋はTヘッドバーを用いた。写真-9は配筋の状況である。

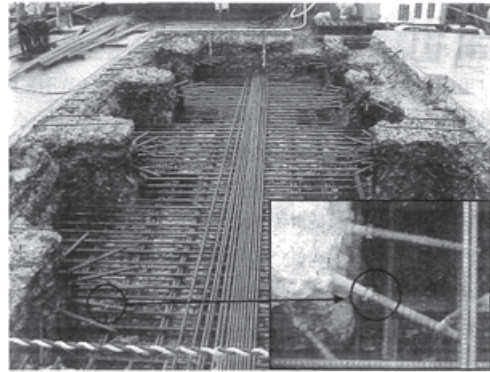


写真-9 配筋状況

(8)' コンクリート

コンクリートの打設に当たっては、新旧コンクリートの間で生じる内部拘束、外部拘束によるひび割れの発生を事前に3次元FEMを用いて検討した。

その結果、くり抜きによって肉厚が薄くなる旧床板の内部拘束によるひび割れの懸念が生じたため、コンクリートのセメント量の削減、断熱養生の実施、応力緩和のための旧床板の剛性低下処置などを対策として施した結果、新旧双方にひび割れの無いコンクリートを打設することが出来た。図-6に温度応力検討概要を示す。

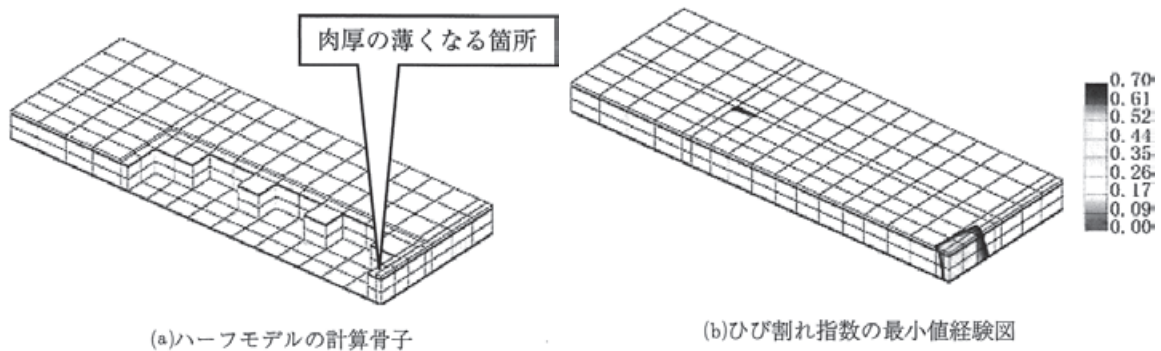


図-6 温度応力検討概要

| | |
|------|--|
| 参考文献 | 高松 進, 平井 孝, 岡 滋晃: 変電機器取替工事における既設基礎の有効活用を指向した補強方法, 電力土木, No.325, pp.81-85, 2006.9 |
| 備考 | |

(2) No. 4-2 : 中東京幹線山線他中越地震復旧工事

| | |
|-------|----------------------------|
| No. | 4-2 |
| 発注者 | 東京電力(株) |
| 施設名 | 東京電力送電鉄塔 |
| 所在地 | 新潟県中越地方 |
| 工事名称 | 中東京幹線山線他中越地震復旧工事 |
| 施工期間 | 2004年12月～2006年7月 |
| 施工者 | — |
| キーワード | 鉄塔補強、基礎補強、小口径鋼管杭、表層崩壊、震災対策 |

概要

新潟県中越地震による山岳地送電鉄塔周辺の被害の多くは表層崩壊に伴うものであり、厚さ数 10cm 程度から 1m 程度の崩壊と考えられた。鉄塔の多くは、被害が比較的軽微で表層崩壊に対する対策の実施のみで済んだが、一部表層崩壊に伴う基礎変位などが原因で鉄塔部材が大きく変形し、これらについて電線撤去(張替)、鉄塔建替、鉄塔の部材補強、小口径鋼管杭による基礎補強を実施した。

【設計概要】

特に表層崩壊が著しかった地点に対し斜面の安定性を検討する目的で動的 2 次元 FEM 解析を実施した。設計地震動は各観測地点の記録から解析地点における模擬地震動波形を設定し、結果は山頂付近(鉄塔地点)で加速度が急増し、鉄塔基部で最大 1,100gal が得られ、山頂付近では引張破壊が卓越し、道路部や山腹斜面でせん断破壊が卓越していた。ただし、地震の振動そのものによる被害は生じないという結果となり、鉄塔部材の変形は、地震動に伴う地盤の表層崩壊とそれによる基礎の変位によるものと判断できた。

対策は斜面崩壊対策と鉄塔の基礎補強・部材補強を主として、3 基の鉄塔については建替えることにした。



写真-1 NY81 地点の状況

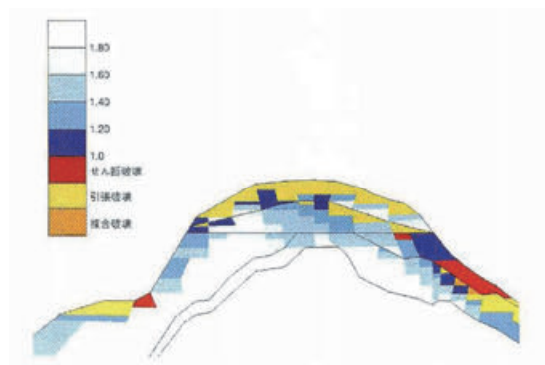


図-1 NY81 地点地表面の破壊モード

【施工概要】

対策工の内訳は以下の通りであった。

- ・ 斜面崩壊対策 55 基
- ・ 鉄塔の部材補強 12 基
- ・ 小口径鋼管杭による基礎補強 3 基
- ・ 鉄塔建替 3 基

(数字は重複を含むため対策基数の総計は 61 基)

斜面崩壊対策は木杭、しがら、亀裂の埋土、地すべり抑止杭などで行い、部材補強は新しい部材を变形した部材に添わせる方法で実施した。

地表面の崩壊が著しく鉄塔への今後の影響が懸念される箇所 3 基については、小口径鋼管杭による基礎補強を行った。小口径鋼管杭を基礎の脇に 2 本もしくは 4 本対称に配置し、この杭を H 鋼で鉄塔部材と繋ぐ方法とした。この補強方法は、杭打ち機が小さく、資機材搬入が容易で、施工期間が短いというメリットがある。

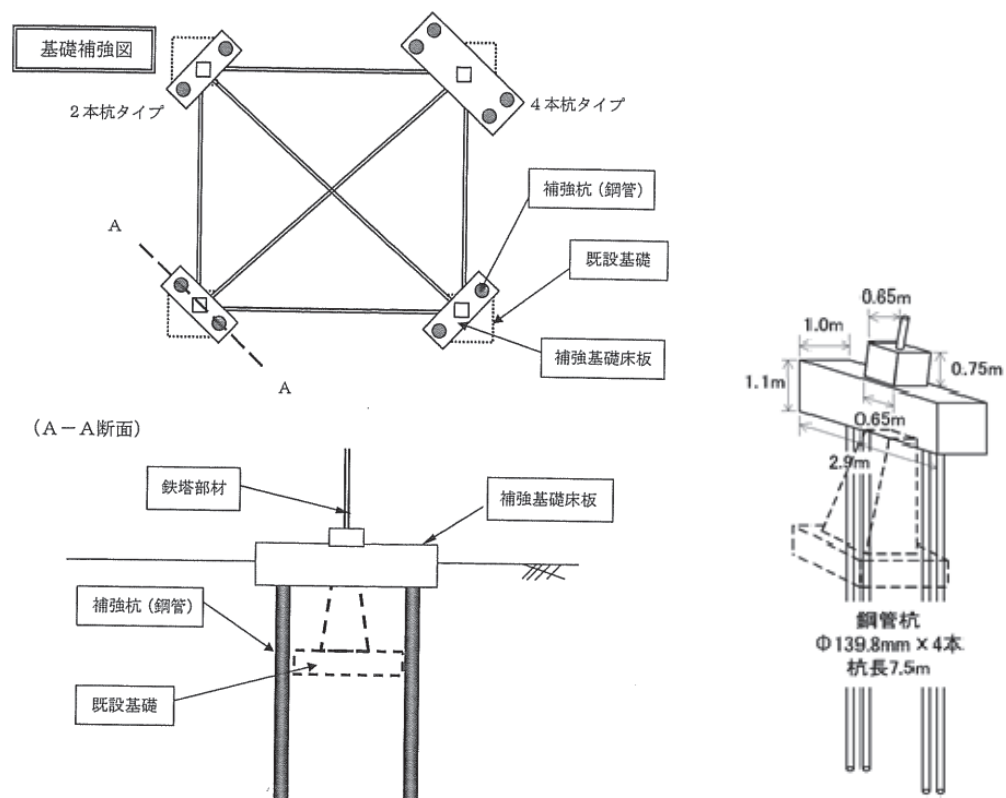


図-2 小口径鋼管杭による基礎補強方法



写真-2 鋼材の梁による鋼管杭の定着



写真-3 小口径鋼管杭の打設状況

また、部材の座屈などにより降雪による荷重に耐えられない可能性のある鉄塔3基については翌年建替えることにした。建替え前の越冬対策として不安定な1基は年内撤去し、残りの2基は翌年に撤去して、崩壊地を避けた位置に3基の鉄塔を建替えた。これら3基は、地質が魚沼層郡のシルト層であり、固結度が低く、褶曲の影響を受けて表層地盤が崩れやすいことなどを配慮して、根入れが深く、施工が早い小口径1本杭基礎とした。

| | |
|-------------|---|
| <p>参考文献</p> | <p>1) 田邊 成, 岡田浩士, 武石裕幸: 中越地震による鉄塔周辺の表層崩壊とその対策, 電力土木, No.326, pp.55-59, 2006.11</p> <p>2) 田邊 成, 和田収司, 松尾 敏, 武石裕幸: 送電用鉄塔基礎における小口径杭工法の適用, 電力土木, No.329, pp.42-46, 2007.5</p> |
| <p>備考</p> | |

(3) No. 4-3 : 専用橋耐震対策工事

| | |
|-------|--------------------------|
| No. | 4-3 |
| 発注者 | 東京電力(株) |
| 施設名 | 電力用専用橋 (ランガー橋、P C箱桁橋) |
| 所在地 | 東京都大田区～神奈川県川崎市 |
| 工事名称 | 専用橋耐震補強工事 |
| 施工期間 | 2010年8月～2012年6月 |
| 施工者 | (株)間組 |
| キーワード | 専用橋、免震支承、制震ダンパー、座屈防止ブレース |

概要

当該専用橋は、1984年(昭和59年)に建設された橋長523m(6径間、最大径間長150m)、幅員7mの他企業との併設専用橋である。近接する道路橋は災害時緊急輸送道路であること、また、当該河川には災害時緊急水上輸送航路および緊急船着場等があり、当社専用橋で落橋等が発生すると影響があることから、近接する道路橋と同レベルの耐震性能を満足するため、下部工については免震支承+制震ダンパーによる免震化、上部工については座屈防止ブレース+断面補強による耐震補強を実施した。

【設計概要】

設計地震動と設計方針を以下に示す。

(1) 設計地震動

入力地震動は、道路橋示方書 V耐震設計編におけるレベル2地震動(タイプII)とした。また、東京湾北部地震を想定した地震動についても検討を行った。

(2) 設計方針

本橋に落橋等の被害が発生した場合、近接する道路橋への影響が大きいため、道路橋の耐震補強レベルに合わせた耐震検討を行った。

東京湾北部地震では耐震性能を満足したが、道路橋示方書のレベル2地震動(タイプII)では、上部工及び下部工に耐震補強が必要とする照査結果となり、補強の検討を行った。

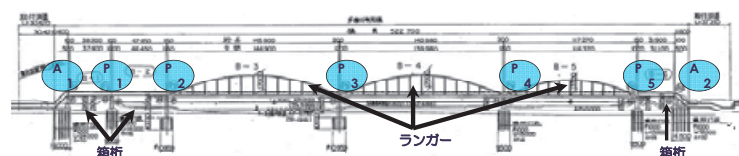
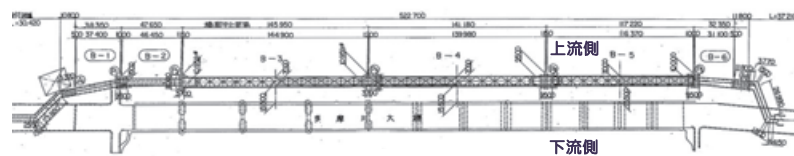


図-1 橋梁概要図

【施工概要】

(1) 下部工の免震化

現況照査の結果、ランガー部、PC 箱桁部ともに要求性能を満たさない結果となった。ランガー部は改造スペースがあるため免震支承、PC 箱桁部は改造スペースがないため制震ダンパーとした結果、要求性能を満足する結果となった。

施工では支承部交換時、ランガー橋を油圧ジャッキで仮受けすると共に橋梁の法線方向での回転、ねじれを防止するため鋼材架台による仮受け、橋梁全体の横ずれ防止のため3 t レバーブロックで固定することも併せて行った。

(2) 上部工の耐震補強

下部工の免震化を踏まえ上部工の現況照査を行った。ランガー部の照査方法については鋼橋の耐震・制震設計ガイドラインに基づき評価を行った。その結果、耐震性能を満たさない結果となり補強検討を行った。一般的な補強（鋼板による補強）では地震応答値が大きく補強が大規模となり経済的でないため、地震応答値を軽減できる座屈防止ブレースを基本とした補強を採用した。応答値を軽減したことにより、追加部材の増加が少なく下部工への影響が少ない結果となった。

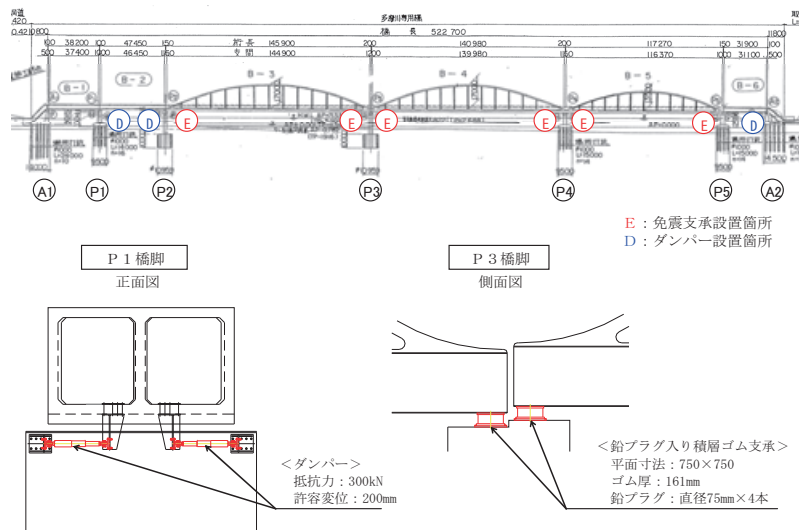


図-2 免震化の概要（下部工）

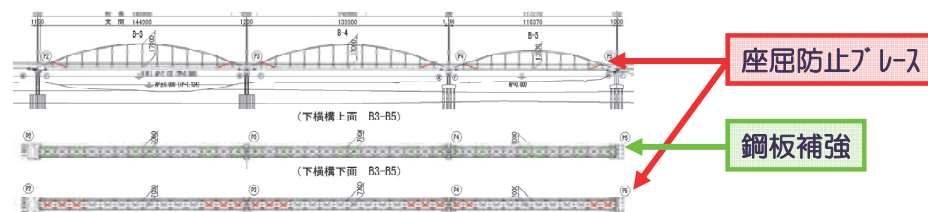


図-3 耐震補強の概要（上部工）

| | |
|------|--|
| 参考文献 | |
| 備考 | |

(4) No. 4-4 : 専用橋耐震対策工事

| | |
|-------|-----------------|
| No. | 4-4 |
| 発注者 | 東京電力(株) |
| 施設名 | 電力用専用橋 (トラス橋) |
| 所在地 | 横浜市鶴見区生麦 |
| 工事名称 | 専用橋耐震対策工事 |
| 施工期間 | 2012年8月～2013年3月 |
| 施工者 | 清水建設(株) |
| キーワード | 落橋防止装置、変位制限装置 |

概要

本工事は、専用橋(昭和38年架橋)の耐震対策工事である。当該専用橋は船舶が頻繁に運航する運河に架かる橋であり、また、大型車両が頻繁に通行する道路橋に隣接している橋である。本専用橋で落橋等が発生すると影響があるため、レベル2地震動に対して、損傷が限定的かつ橋としての機能が速やかに回復しうる性能を持たせることを目的として、橋脚、橋台部に落橋防止装置と変位制限装置を設置する工事である。なお、支承取替え、桁かかり長に関する耐震対策工事は、平成19年に実施済みである。



写真-1 電力用専用橋

【設計概要】

「道路橋示方書・同解説」他に準拠して、落橋防止装置と変位制限装置が設計された。設計方針を以下に示す。

(1) 落橋防止装置の設計方針

- ・ A1、A2 橋台は下弦材第二格点下側と橋台前面を PC ケーブルにより連結する構造とし、P1、P2 橋脚は、下弦材第一格点の外側側面同士を PC ケーブルで連結する構造とした。PC ケーブル構造は、防錆効果の大きい構造である。本橋梁は P1～P2 橋脚間を航路として供用している運河上の橋梁であること、橋梁内部に設備が充満されていることから、本構造とした。また、橋台上面と主構外側に空間を確保することが困難なために、橋台前面にブラケットを設置し、PC ケーブルを定着する構造とした。
- ・ PC ケーブル 1 本当りでの設計地震力 P は、次式で算定した。

$$P = 1.5 \times R_D / \cos\theta / n$$

ここに、 R_D : 支承線の死荷重反力、 θ : ケーブル設置角、 n : ケーブル本数である。PC ケーブル1本当りでの設計地震力に対して、降伏耐力との比較からPCケーブルの仕様を決定し、定着部の緩衝材(クロロプレンゴム)や鋼製ブラケットの設計を行った。また、定着部の下弦材の補強設計を行った。

(2) 変位制限装置の設計方針

- ・本橋梁は、橋台、橋脚幅が狭く、変位制限装置の設置箇所が限定され、橋台、橋脚へのアンカーボルトの施工も困難である。一方、下弦材端横桁 H500×200×10×15 は比較的大きな断面部材であり、周囲のスペースもあることから、端横桁に使用実績がありコンパクトなアンカーバー型式のせん断ストッパー式変位制限装置を設置する。
- ・変位制限装置 1 基当たりの設計地震力 H_s は、次式で算定した。

$$H_s = 3 \times k_h \times R_d / n$$

ここに、 k_h : レベル 1 地震動に相当する設計水平震度、 R_d : 上部工死荷重反力、 n : 変位制限装置設置箇所数 (1 支承線上) である。変位制限装置 1 基当たりの設計地震力に対して、変位制限装置の仕様を決定し、調整架台、端横桁の補強設計を行った。

表-1 レベル 1 地震動に相当する設計水平震度

| 橋台・橋脚 | A1 | P1 | P2 | A2 |
|--------------|------|------|------|------|
| 設計水平震度 k_h | 0.20 | 0.25 | 0.25 | 0.20 |

注) 地域区分は A 地域 ($C_z=1.0$)、耐震設計上の地盤種別は II 種地盤である。

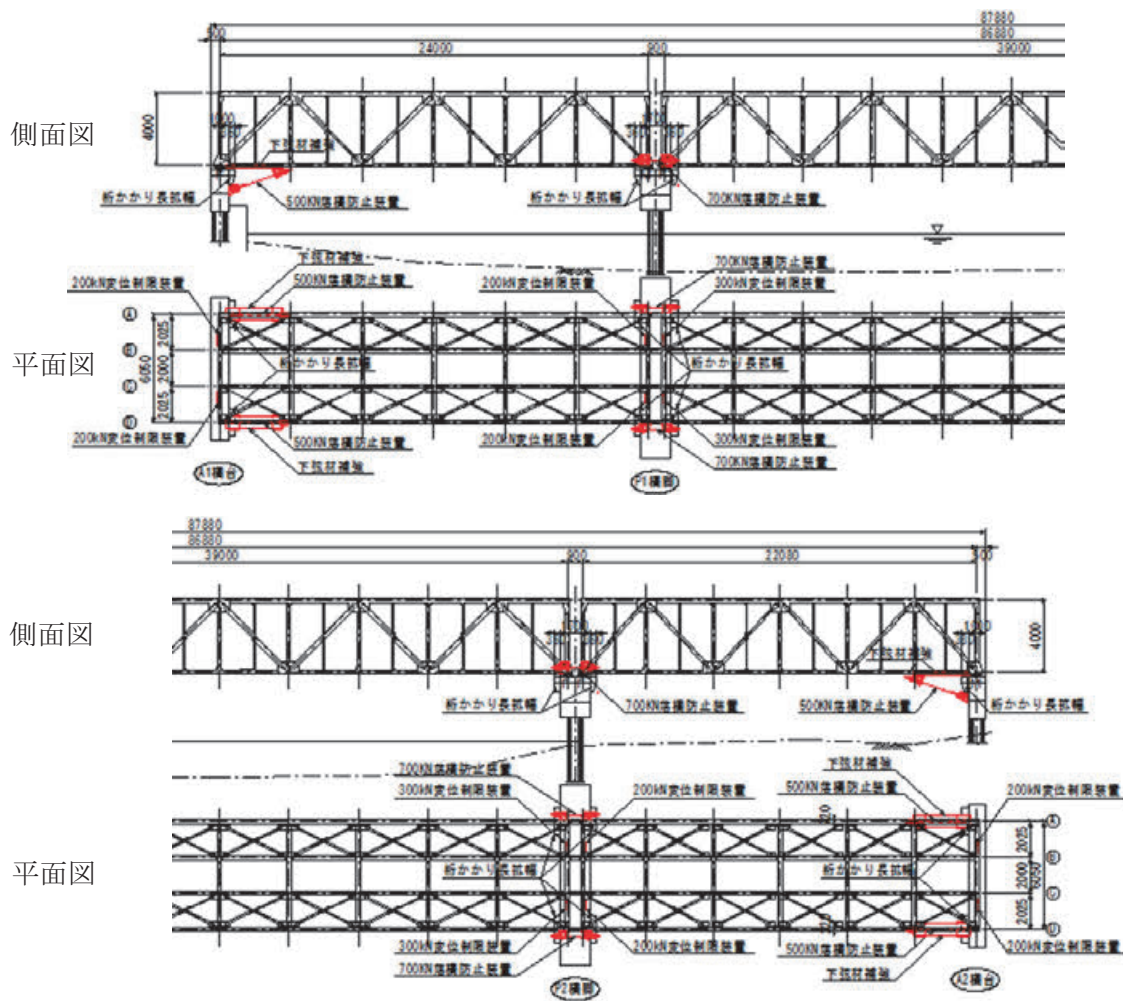


図-1 落橋防止システム一般図

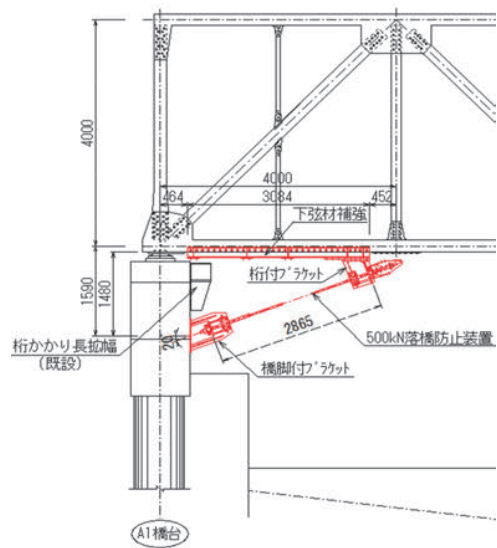


図-2 落橋防止装置配置図 (A1 橋台)

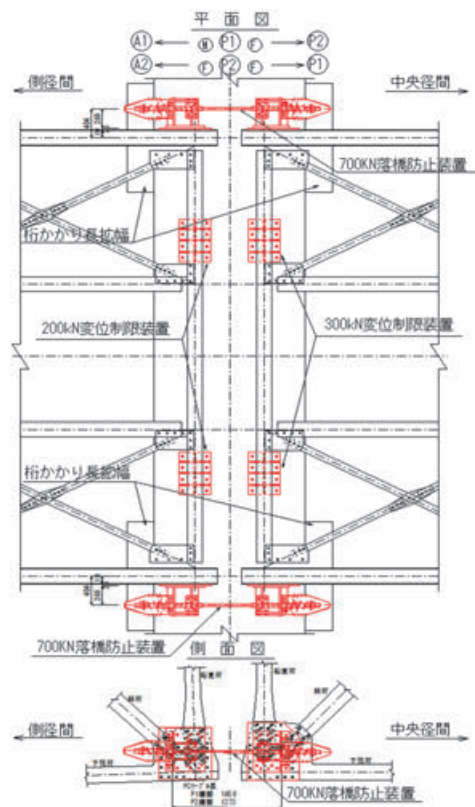


図-3 落橋防止装置配置図(P1、P2 橋脚)

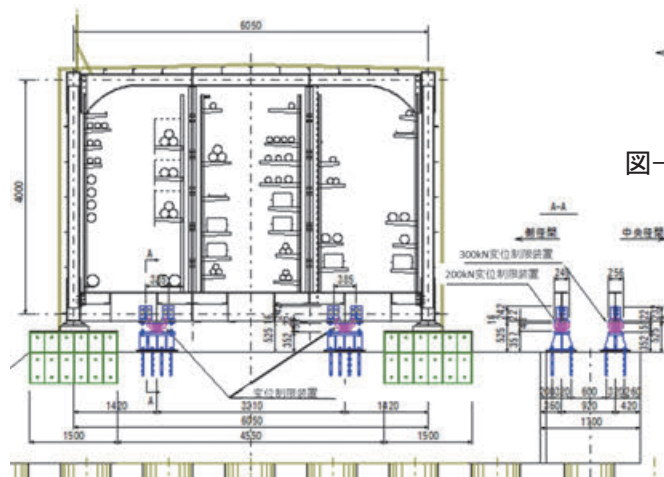


図-4 変位制限装置配置図 (P1、P2 橋脚)

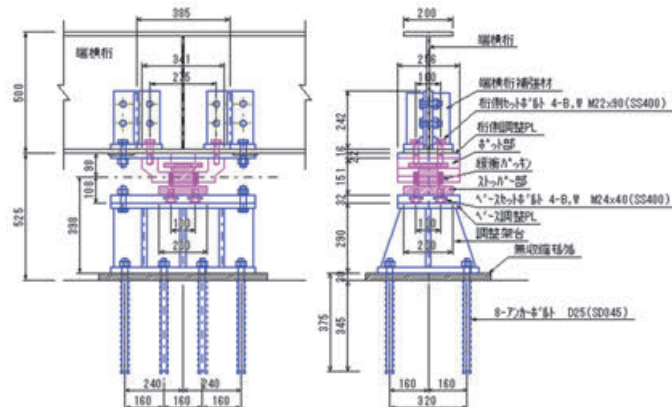


図-5 変位制限装置 (300kN 仕様)

【施工概要】

落橋防止装置の設置は、以下の手順で実施した。

①設置位置の野書き工

補強材取付け位置、ブラケット取付け位置等を野書き確認する。

②設置位置塗装除去工

上記野書き位置に則り、既設塗装の除去を行う。既設塗装の除去は、サンダーにより削り除去を行う。サンダー使用時は、周囲をシート防護して、削りかすが飛散しないようにする。

③下弦材孔明工

補強材取付けボルト位置の削孔を行う。削孔は、マグネット式電気ドリルにより行う。電気ドリルは、マグネットの固定を確認後回転を開始し、取扱いミスによる事故のないように十分注意を払い操作する。

④補強材取付工

下弦材孔明後、速やかに補強材の取付を行う。

⑤桁付ブラケット取付工

部材の荷取りは、隣接市道を1車線規制し、ユニック車または小型クレーンにより行う。部材は橋梁上部を足場板等により防護し、その上に仮置きする。部材仮置き後、台車、チェーンブロックを使用して部材を移動させ設置する。

⑥アンカーボルト工

下部工付きブラケットのアンカーボルトの削孔は、鉄筋探査後に鉄筋位置に干渉しない箇所を照査確認し行う。削孔機械はコンクリートドリルを使用し、鉄筋に傷を付けないよう十分注意して行う。コンクリートドリルでの削孔が不可能と判断された場合は、小径のドリルで先行削孔または鉄筋位置まではつり出し、鉄筋位置を確認してコアドリリング工法で削孔する。

⑦橋台付または橋脚付ブラケット取付工

桁付ブラケット取付けと同様に行う。

⑧落橋防止 PC ケーブル取付工

桁付ブラケットと橋台付または橋脚付ブラケットを、落橋防止 PC ケーブルで連結する。取付け作業は主として人力により行う。

一方、変位制限装置の設置も落橋防止装置と基本的に同様の設置手順で実施した。設置手順は以下に示すとおりである。

①設置位置の野書き工

②設置位置塗装除去工

③アンカーボルト工

④調整架台設置工

⑤端横桁孔明工

⑥補強材取付工

⑦変位制限装置設置工

⑧無収縮モルタル打設工

無収縮モルタルは、プレミックスタイプを使用し、ハンドミキサーで攪拌し打設する。
品質管理は、流下試験と圧縮強度試験（ σ_3 、 σ_7 ）を実施する。

表-2 主要工事数量

| 工 種 | 仕 様 | 単位 | 数量 |
|-------------|-----------------|----------------|-------|
| ケーブル防護工 | 22KV 以下、66KV 以上 | m | 600 |
| 底部ワイヤーブリッチ工 | A1～P1、P2～A2 | m | 46 |
| 足場工 | A1、A2、P1、P2 | m | 32 |
| 外壁撤去復旧工 | FRP 波板 t=2mm | m ² | 224 |
| 落橋防止装置取付工 | 橋台部：500kN | 基 | 4 |
| 落橋防止装置取付工 | 橋脚部：700kN | 基 | 4 |
| 変位制限装置取付工 | 橋台部：200kN | 基 | 4 |
| 変位制限装置取付工 | 橋脚部：200kN、300kN | 基 | 8 |
| 塗装工 | 下・中・上塗 | m ² | 170.0 |

参考文献

備 考

(5) No. 4-5 : 中国中幹線鉄塔基礎補強工事

| | |
|-------|---------------------------|
| No. | 4-5 |
| 発注者 | 中国電力(株) |
| 施設名 | 中国電力(株)中国中幹線 |
| 所在地 | 鳥取県西伯郡西伯町 |
| 工事名称 | 中国中幹鉄塔基礎補強工事 |
| 施工期間 | 2001年4月～2001年5月 |
| 施工者 | (株)中電工 |
| キーワード | 鉄塔補強、基礎補強、高耐力マイクロパイル、震災対策 |

概要

平成 12 年に発生した鳥取県西部地震により、中国電力(株)中国中幹線において直接基礎形式の鉄塔基礎が不等移動し基礎の補強が必要となった。

山岳地の既存送電線鉄塔基礎の(恒久対策)補強工事であることから、施工機械や材料が軽量・小型で運搬が容易な高耐力マイクロパイル(HMP)を採用し、補強を実施した。

【設計概要】

現場は急峻な尾根部であり適当な進入路がないため、すべての資機材をヘリコプターで運搬する必要があった。また、移動した基礎の直近での工事であり掘削工事を行うことは非常に危険であった。そこで、施工機械が小型・軽量であり、また、削孔径が小さく掘削土量も抑えられる点から、狭隘地や桁下スペースなどの制約条件下での道路橋等の耐震補強工法として実績のある高耐力マイクロパイルを採用した。

補強は、鉄塔脚部の周囲に基礎フーチングを貫通して杭を打設し、杭頭部の鋼管から鉄塔脚部を直接支持して補強するものとした。

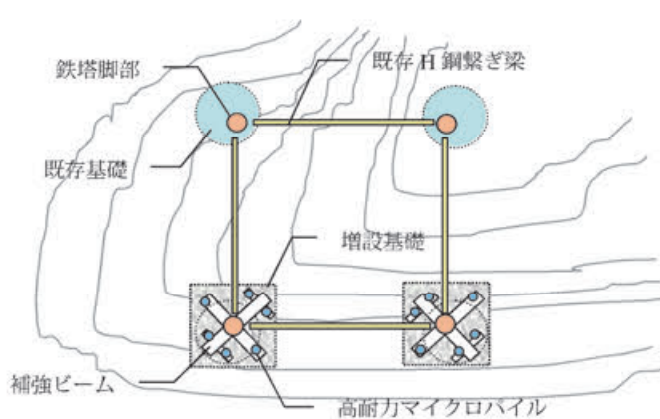


図-1 杭配置概略図

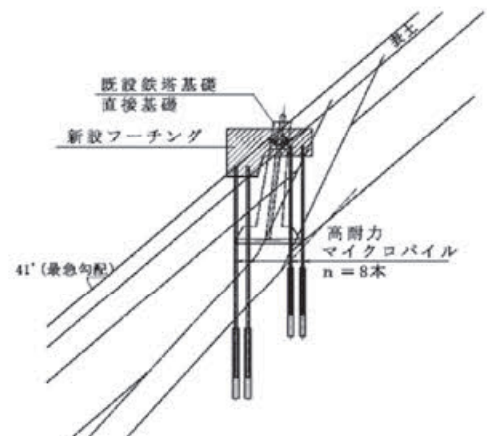


図-2 杭配置断面図

【施工概要】

杭長・本数 直杭 24.3m～34.8m×16 本

鋼管仕様 APIN-80φ177.8×12.65t

標準鋼管長 1.5m

鉄筋仕様 SD490 D51

標準鉄筋長 2.0m

ヘリコプターによる運搬には、1回の輸送重量が2.8t未満という制限があったことから、分解可能なスキットタイプの削孔機(ダウンザホールハンマー二重管方式)を使用した。

施工は、急勾配の斜面上に単管足場を組立て、足場上に削孔機を配置して行った。なお、削孔機の移動には、単管・チルホール・レバーブロック等を使用した。



写真-1 施工状況全景



写真-2 施工前



写真-3 資機材運搬状況



写真-4 施工状況



写真-5 資機材運搬状況



写真-6 施工状況



写真-7 杭打設完了



写真-8 鋼製部材接続

| | |
|-------------|--|
| <p>参考文献</p> | <p>1) 池水富美矢, 妻鹿 誠, 稲富芳寿:送電用鉄塔嵩上げや建替等に有効な高耐力マイクロパイル工法, 電力土木, No.322, pp.161-163, 2006.3 2) 極東開発 HP : 鉄塔基礎補強 No.2, http://www.kkwn.net/uploaded/files/tech1-2-78.pdf</p> |
| <p>備考</p> | <p>類似工事「18万7千V阿南幹線141他鉄塔嵩上げ工事」</p> |

参考文献

- 1) 土木構造物耐震設計ガイドライン(案)ー耐震基準作成のための手引きー(耐震基準小委員会活動報告) 2001年9月, 土木学会地震工学委員会, 耐震基準小委員会
<http://jsce.or.jp/committee/eec2/taishin/guidline.html>
- 2) 山口勝:活断層情報を社会に生かすために, 活断層研究 28号, pp.123-131, 2008.
- 3) 室野剛隆, 桐生郷史, 館山勝, 小林正介:ポリマー材を用いた開削トンネルの免震工法, 土木学会地震工学論文集, 2005.
- 4) 日経コンストラクション:横浜市営地下鉄中川駅耐震補強工事(横浜市), ポリマーの壁を築き免震構造に, 2006年3月10日号, pp.24-28, 日経BP社, 2006.
- 5) F.F.Tajirian: Base isolation design of civil components and civil structures, Proceedings of Structural Engineers World Congress, San francisco, 1998.
- 6) <http://gefya.gr/>
- 7) Combault, J., 那須誠, 小沼恵太郎:リオン・アンティリオン橋の建設, 橋梁と基礎, Vol.34, No.12, pp.17-21, 2000.
- 8) Combault, J.: Seismic evaluation of the Rion-Antirion Bridge, Structural Concrete-The bridge between people, fib Symposium, Vol.2, pp.731-735, 1999.
- 9) 川島一彦:リオン-アンティリオン橋の耐震設計, 橋梁と基礎, Vol.35, No.3, pp.33-36, 2001.
- 10) 福武毅芳:軟弱地盤の非線形特性を利用した免震基礎, MENSIN, No.34, 日本免震構造協会, pp.26-40, 2001.
- 11) 福武毅芳, 長谷場良二, 山口弘信, 竹脇尚信, 吉原 進:西田橋基礎の地震応答シミュレーションー沖積地盤上の石造アーチ橋の移設計画ー, 第18回土木史研究発表会, pp.395-410, 1998.
- 12) 財団法人 土木研究センター: Post-Head-bar 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋, 建設技術審査証(土木系材料・製品・技術) 建技審証第0520号 概要書, 2005.
- 13) 加藤幸耀, 青木晃樹:新千歳空港における土木施設の耐震対策について, 国土交通省航空局 第9回空港技術報告会, 2008.
- 14) 加藤幸耀, 佐々木卓哉, 佐藤明彦:地下道における PHb(ポストヘッドバー)工法の採用と積雪寒冷地の施工について, 第53回北海道開発技術研究発表会, 2010.