

戦-50 損傷を受けた基礎の対策工に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一、七澤利明、河野哲也

【要旨】

本研究は、軟弱地盤上の橋台における代表的な損傷形態の一つである側方移動に対する対策工ガイドラインの整備、および近年顕在化しているアルカリ骨材反応により損傷を受けたフーチングの健全度評価手法について検討するものである。前者については、昨年度までに対策工ガイドラインとして取りまとめ、検討を終えた。今年度は、アルカリ骨材反応により損傷を受けたフーチングの健全度評価について、フーチング供試体の暴露試験により損傷過程の観察を継続するとともに、暴露環境と損傷状況との関係を整理、分析した。さらに、アルカリ骨材反応による損傷を受けたフーチングに対する補強方法を提案するための実験を実施した。

キーワード：アルカリ骨材反応、フーチング、暴露実験、超音波試験、ひずみ

1. はじめに

近年では、地中構造物であるフーチングにおいて、アルカリ骨材反応（以下、ASR）により損傷を受けた事例が報告されている。ASRによる損傷を受けたフーチングに対しては、以下の手順が必要とされると考える。

① ASRの損傷の発生条件・進展過程の把握、および損傷状況の調査方法の検討

② ①で検討された調査方法による調査結果とフーチングの耐力低下との関係の検討、および補修・補強の必要性の検討

③ 適切な補修・補強方法の検討

①は、どのような条件でASRが発生・進展するのか、その傾向はどのような調査方法により評価できるのかを検討する手順である。そして、②で①の調査結果を分析し、ASRによる損傷を受けたフーチングが、どの程度の耐力を有しているのかを分析し、補修・補強の必要性を検討する。さらに、③において損傷状態の分析結果に基づき、どのような補修・補強方法であれば実施可能か、最も効果があるかを分析し、補修・補強を実施する必要がある。

従来からASRによる損傷が確認され多くの研究実績を有する上部工、梁や柱部材と異なり、フーチングは地中環境にあるため、そのASRによる損傷状況に関する知見はほぼない。したがって、どのような条件で発生するのか、どのような環境で進展していくのかは不明である。そこで本研究では、フーチングのASRによる損傷過程について知見を得るべく、ASR反応性骨材を用いて供試

体を作製し、暴露試験を行っている。暴露試験は、以下の2つを行っている。一つ目は、反応性骨材と非反応性骨材の割合の違い、非反応性骨材の種類の違い、環境条件の違いにより、ASRによる損傷がどのように異なるかを確認する目的で行った小型供試体暴露試験である。もう一つは、ASR反応性骨材を用いて作製されたフーチング供試体を野外に設置し、環境条件によりASRによる損傷がどのように異なるかを確認する目的で実施したフーチング供試体暴露試験である。フーチング供試体暴露試験は、実橋のフーチングが施工される環境条件を想定した3つの暴露環境を設定している。いずれの試験も平成18年度より実施している。本文では、暴露を開始した平成19年2月から平成23年3月までの計測結果について報告する。

また、③の項目に関しては、そもそもASRによる損傷を受けたフーチングの耐力が、ASRによる損傷を受けていない健全なフーチングに比べてどの程度低下するのか、ASRによる損傷を受けたことにより破壊形態に変化が見られるのか等については評価されておらず、その補修・補強の必要性や必要量の決定の妨げとなっている。

そこで、本研究では、上記の暴露試験用のフーチング供試体とは別にASRによる損傷を受けた供試体を作製して、単調水平載荷試験により曲げ耐力・せん断耐力を評価することとした。供試体は、ASRによる損傷を受けたものと受けていない健全なもの2種類を作製し、それぞれに対して補修又は補強の有無、補強材の違い等による曲げ耐力・せん断耐力の違いを評価した。

2 フーチング模型暴露実験

2.1 実験概要

供試体の概要を図2.1に示す。供試体は3体作製された。いずれもフーチングの寸法は同じであり幅2.0m×長さ2.0m×高さ0.7mである。柱部の寸法はCase 1, 2は幅0.6m×長さ0.6m×高さ1.0mであり、Case 3は幅0.6m×長さ0.6m×高さ2.6mである。供試体のコンクリート打設は、フーチングと柱部に分けて二回行われた。供試体作製に用いたセメントは普通ポルトランドセメントである。設計基準強度は21 kN/mm²であり、材齢14日、28日の圧縮強度はそれぞれ32.9 kN/mm²、34.5 kN/mm²であった。なお、添加アルカリとしてNaClを12.0 kg/m³添加した。用いた鉄筋はSD295Aであり、配筋量は引張鉄筋比0.20%、圧縮鉄筋比0.05%である。鉄筋の曲げ半径の違いによるASRの損傷の違いを把握することを目的とし、フーチング上面の4辺の鉄筋の曲げ半径のうち、北側と東側を1φ、南側と西側を2φとした。また、フーチング上側の鉄筋量は、下側の鉄筋量のおよそ1/4程度である。

実験ケースを表-2.1に、暴露実験の概要を図-2.2に、暴露実験の状況を写真2.1に示す。Case 1, 2はそれぞれ幅4.0m×長さ4.0mの水槽内に設置した。Case 1では水位を変動させ、フーチングの底面が着水している状態、フーチングの下から半分が水中にある状態、フーチング天端が浸水する状態という3つの状態が入れ替わるようにした。水位は、Case 3の地下水位にあわせて変動させた。一方、Case 2はフーチング天端が常時浸水するケースである。Case 3は、供試体を土中に埋設し、柱頭部を0.5m気中に出したケースである。

表-2.2に計測項目を示す。計測には、大きく分けて①3体の供試体についてASRの進行具合を計測するもの、②ASRの促進に影響すると考えられる環境条件を測定するものの二つがある。①のASRの進行具合の計測は、供試体内に埋め込まれた鉄筋ひずみゲージ、コンクリートひずみゲージによりそれぞれのひずみを計測する他、コンタクトゲージを用いて表面の膨張量を計測する。表面の膨張量は、供試体表面に貼りつけられたチップの間隔をコンタクトゲージで計測することで評価できる。なお、チップの初期の間隔は300mmである。さらに、目視により外観調査を行い、ひび割れ状況を確認する。また、超音波試験も実施した。コンクリートに透過させた超音波は高周期成分ほどよく減衰する⁴⁾。高周期成分が減衰すると、透過速度が減少するとともに、スペクトル重心が低くなるが、ASRにより劣化したコンクリートではこの傾向がより顕著になる¹⁾。超音波透過試験はこの

特性を利用し、超音波の透過速度およびスペクトル重心を初期値(健全時)と劣化時と比較することにより、コンクリートの劣化度を推定するものである。□の環境条件の測定では、ASRの進行に寄与すると考えられる給水量の測定(Case 3における地下水位変動、降水量)、温度の測定(土中温度、外気温、水温、コンクリート内部温度)を行う。各計測項目の暴露試験開始後の計測頻度は、①のうちのゲージによる計測項目及び②の全ての項目は、1回/hとし、暴露試験を終了するまで計測を続ける。ただし、本文に示す計測結果は、午前0時の計測結果である。上記以外の計測項目は、一年間を気温の変動により4つの時期(3~5月:温度上昇期、6~9月:高温期、10~11月:温度下降期、12~2月:低温期)に分け、各時期に応じて計測頻度を変えることにした。外観観察、コンタクトゲージによる膨張量計測は、高温期には毎月行うこととし、その他の時期には、計測センサの計測値を参考にしつつ、各期に1回ずつ行う。なお、以下に示す計測結果のうち、コンクリートの内部の計測結果(温度およびひずみ)の値は、コンクリート内部(かぶり100mm位置)に取り付けられた熱伝対、ひずみゲージにより計測された値である。

2.2 Case 1(水中・水位変動有)の計測結果

図-2.3にCase 1の暴露環境温度(気温・水温)の計測点及び計測結果を示す。気温と水温の時刻歴を比較すると、夏期はわずかに気温の方が高いもの(最大8°C差)の、ほぼ同様に変動している。一方で、気温の履歴は水温に比べて高周期であり、短期間では気温の方がわずかに変動が激しいことがわかる。

図-2.4(a)は、Case 1のフーチング部におけるコンクリート内部温度および表面温度の計測場所及び計測結果を示したものである。また、(b)は、柱部のコンクリート内部温度の計測結果を示したものである。それぞれの計測器の位置は、(c)に示す通りである。フーチングの表面温度は、フーチング天端の表面に取り付けられた熱伝対により計測された値であり、フーチング部・柱部ともに、内部温度は最外縁に位置する鉄筋に取り付けた熱伝対により計測されたものである。内部温度については、フーチング部・柱部のそれぞれで、計測地点により計測結果に大きな違いは見られない。一方、同位置に取り付けられた表面温度と内部温度の計測結果を比較すると、夏期には表面温度が内部温度よりも高くなる傾向があるが、冬期はほぼ同じ値である。また、計測地点や、内部と表面の違いに関わらず、コンクリート温度の年間の変動特性は、図-2.3に示した環境温度と同様であり、コン

クリート温度が周囲の環境温度に大きく依存していることがわかる。

図-2.5は、Case 1 のフーチング部のひび割れ状況図である。(a) は暴露開始後一年が経過した段階でのひび割れ状況、(b) は暴露開始後二年が経過した段階のひび割れ状況、(c) は暴露開始後三年が経過した段階でのひび割れ状況である。ともに、配筋図を展開し、その上にひび割れを重ね描きしている。暴露開始後一年間ではフーチングの隅角部を中心にひび割れの発生が確認された。また、ひび割れ幅の最大値は0.3 mmであった。その後、さらに一年間暴露した結果、隅角部だけでなく、天端や側面の下方にまでひび割れが大きく進行した。また、ひび割れ幅の最大値は0.7 mmとなり、ひび割れの数量だけでなく、ひび割れ幅も大きくなっていることがわかる。一方、暴露開始二年後から暴露開始三年後までに進展したひび割れは、暴露開始一年から二年にかけて進展したひび割れに比べて少ない。ひび割れについては、進展が収束に向かっていると思われる。

図-2.6は、フーチング天端の表面ひずみについて、計測点及び時刻歴を示したものである。また、図-2.7は、側面の鉄筋に取り付けたひずみゲージによる計測結果について、計測点および時刻歴を示したものである。天端の表面ひずみについて見てみると、暴露開始後150日程度経過したあたりから表面ひずみが増加し始めている。また、冬期は夏期に比べてひずみの増加量が小さいものの、増加を続けていることがわかる。側面の計測結果を見てみると、フーチング上側に大きなひずみが生じている一方、下方に生じたひずみは小さく、やや負側に推移している。これは、下面の鉄筋は、フーチング下面に存在する設置台の存在により圧縮力を受けていることによると思われる。また、上面と下面では上面の方が鉄筋量が少ないことも一因と考えられる。

図-2.8は、超音波試験の計測結果及び試験位置を示したものである。超音波試験は、構造物に超音波を透過させ、その伝搬特性を評価することで、構造物の損傷度を推測しようという試験である。超音波は、構造物内部を伝搬する際にある程度減衰する。減衰の程度は、構造物の内部の状況によって異なり、ひび割れやジャンカ等が生じている構造物に対しては、その減衰割合が大きい。一般に、減衰割合を評価する手法としては、超音波の伝搬速度が用いられ、ひび割れ等の損傷がひどい構造物ほど、超音波の伝搬速度の低下率が大きくなる。一方、文献^{1),2),3)}によれば、本供試体のように超音波の透過距離が比較的長い構造物に対しては、伝播速度よりもスペクトル重心による分析の方が、優れていると報告されている。

高周期の超音波ほど良く減衰することから、損傷が激しい構造物に対して透過された超音波のスペクトルは小さくなっている。スペクトル重心による分析は、超音波のスペクトル解析を行い、超音波のスペクトルがどの程度低下したかを評価するものである。ただし、伝搬速度については、健全なコンクリートの伝搬速度はおよそ4000 mm/sである、という大凡の目安が提案されている一方で、スペクトル重心についてはそのような目安が提案されておらず、その計測値の評価方法は、現在の所一般的ではない。そこで、本文では、スペクトル重心と超音波伝播速度の両方の分析結果について述べる。

超音波試験は、フーチング部・柱部について行われ、それぞれの部位について、東西方向に透過させた場合と、南北方向に透過させた場合の二回を実施した。結果の分析は、暴露開始日(2007/02)に計測された結果(以下、初期値と呼ぶ)に対し、約35ヶ月後(2010/01)に計測された結果(以下、計測値と呼ぶ)がどの程度低下しているかを調べることにより行う。図-2.8の縦軸は、超音波伝播速度およびスペクトル重心の変化率(計測値-初期値)を初期値で除し、百分率で示した値である。計測地点及び透過方向にかかわらず、変化率は負の値となっており、劣化が進行したことが分かる。計測地点の違いによるスペクトル重心の違いを見てみる。透過方向にかかわらず、超音波伝播速度は下部(水中部)と上部(気中部)で大きな違いがない。その一方で、スペクトル重心は下部(水中部)に比べて上部(気中部)の方が大きな低下率を示しており、図-2.7に示したひずみゲージや表面ひずみの計測結果と同様に、上部の劣化が激しいことがわかる。このように、ある調査結果に対する評価方法の違いで、損傷度合いの評価が異なる。今後、調査結果を蓄積することにより、フーチングのASRに対する適切な調査方法が確立されることが期待される。

2.3 Case 2(水中・水位変動無し)の計測結果

次に、Case 2の計測結果について報告する。Case 2は、フーチング天端が常に浸水する条件で暴露されたものである。

図-2.9は、Case 2 供試体のフーチング部のコンクリート表面に取り付けた温度とかぶり部分の鉄筋に取り付けた熱伝対により計測された温度の時刻歴である。Case 1と同様に、夏期以外は表面と内部温度で大きな差はない。

図-2.10は、Case 2のひび割れ状況図である。Case 2では、(a)に示すように、一年目の秋口(暴露開始8ヵ月後の11月)までは一切のひび割れが確認できなかったが、

暴露開始後約一年が経過した2月の計測では、(b)に示すように、顕著なひび割れが増加し、冬期に大きく増加したことが確認された。さらに、今年度の試験で(c)に示すように、ひび割れは大きく進展した。従来は、気温の低い冬期には膨張は進展しにくいと言われていたが、Case 1, 2の結果より、水中や夏期以外の低温期にも膨張が進展する場合があることが確認された。

図-2.11は、Case 2のフーチング天端の表面ひずみについて、計測点及び時刻歴を示したものである。天端のひずみは、暴露開始200日程度経過したあたりから増加しており、膨張開始時期がCase 1よりも若干遅いようである。また、夏期ほど顕著な増加は見られないものの、冬期にもひずみが増加している点も、Case 1と同様である。一方、Case 2においては、二年目の夏期に大きくひずみが増加している点の特徴である。図-2.12は、側面の鉄筋に取り付けたひずみゲージによる計測結果について、計測点および時刻歴を示したものである。側面のひずみについて見てみると、Case 1と同様に上側の方が大きなひずみが生じており、フーチングが上ぞりの状態になっていることが確認される。

図-2.13は、超音波試験の計測結果を示した図である。なお、計測位置は、Case 1(図-2.8(c))と同じ位置である。Case 1と同様に、暴露開始日の計測結果を初期値、暴露開始23ヵ月後の計測結果を計測値とし、超音波伝播速度、スペクトル重心の変化率 = (計測値 - 初期値) / 初期値として示している。全ての計測線において、超音波伝播速度、スペクトル重心ともに低下しており、コンクリートが劣化している結果を示している。また、フーチング部については、図-2.12でみたように、下側に比べて上側に大きなひずみが生じており、顕著な膨張が確認されたが、超音波試験の計測結果においても下側(F8~F14)に比べて上側(F1~F7)の低下率が大きく、表面ひずみと同様の傾向を示している。

2. 4 Case 3(土中)の計測結果

次に、土中に埋設されたCase 3の計測結果について述べる。Case 3については、暴露開始以降常に土中に埋設しているため、フーチング部の外観計測はしていない。なお、Dは柱径であり、600 mmである。図-2.14は、Case 3の柱部及びフーチング部の土中温度を計測した結果である。また、図-2.15、図-2.16は、それぞれ供試体の柱部、フーチング部の内部に取り付けた熱電対により計測された温度である。図-2.14より、地表面に近いほど年間の最高温度が高く、また、温度変化が大きいことがわかる。その一方で、冬期には地表面に比べて地中部

の方が高温となっており、季節によって、供試体周辺の温度の分布が異なることがわかる。一方、図-2.15、図-2.16をみると、供試体内部の温度の計測結果は、図-2.14に示した地中部の温度の計測結果に比べて深度ごとの温度差は小さく、各深度で同様の履歴を示している。

図-2.17は、柱内部に取り付けたひずみゲージにより計測されたひずみの計測結果の時刻歴を示した図である。地表面に近いほど、ひずみの発現は早く、暴露開始三年後のひずみは大きい。また、地表面付近の膨張速度は、冬期には著しく低下し、二年目の夏期に再度、膨張速度が増加している。これは、図-2.14や図-2.15でみた、深度方向の温度分布や、季節ごとの温度変動によく似た変動であり、温度とひずみに強い相関関係があることを示している。

図-2.17は、Case 3のフーチング側面の鉄筋に生じたひずみの時刻歴である。ひずみゲージは、上段・中斷・下段の3箇所に取り付けられており、それぞれ水平と鉛直ひずみを計測している。鉛直・水平ともに、下段のひずみゲージの値は暴露が進むにつれて負側に推移しており、圧縮ひずみが増加していることを示している。一方、上段・中段のひずみは、Case 1, 2と比べるとひずみの増加時期が遅く、暴露開始2年が経過したあたり(09/02)から引張ひずみが生じている。現在計測されている値は、柱部やCase 1, 2に比べると値は小さいものの、図-2.16に示した柱部のひずみは、主に夏期に大きく増加して冬期は増加しない傾向にあるものの、フーチング部のひずみは季節には関係なく、一定の勾配で増加している。これは、図-2.14に示したように、フーチング部周辺の温度の変動が小さいことが一因と考えられる。

2.5 ひずみとコンクリート内部温度との相関性

上述のように、各点に生じるひずみの大きさやひずみ発生時期は、暴露環境により異なる。筆者らは、これらの違いが周囲の温度に依存していると推測した。そこで、周囲の温度とひずみとの相関性を調べる。

図-2.18は、各ケースのフーチング側面(東面)の中段(図-2.7、図-2.12、図-2.17の■の位置)に取り付けたひずみゲージにより計測された鉛直ひずみ・水平ひずみと、同位置に取り付けた熱電対により計測されたコンクリート内部温度から評価した積算温度(コンクリート内部温度とそのコンクリート内部温度が持続した日数の積)の関係を示す。対象としたケースは、Case 1~3までの全ケースであり、ひずみは同位置の鉛直・水平の両方のひずみを示している。同図は損傷として有意な膨張ひずみ(150 μ)が発現する前までの関係を示している。ここに、

有意な膨張ひずみは、取り付けたひずみゲージの計測誤差を考慮して定めた。ひずみ、コンクリート内部温度は、月ごとの平均値である。また、積算温度については、過去3年間の計測実績から、コンクリート内部温度がある値以下であれば損傷が大きくは進展しないと想定し、次式に示すように、ある温度(以降、基準温度とよぶ)以上にさらされた日数のみを乗じて求めた。

積算温度 = (計測されたコンクリート内部温度 - 基準温度) × コンクリート内部温度が基準温度以上となった日数

基準温度は、0°C~18°Cまで1°Cピッチで変化させて整理したが、本文では、基準温度を0°Cとした場合(氷点下ではASRが進行しない)、最も相関性の高かった13°Cとした場合、基準温度を最も高くした18°Cの3パターンについて整理した結果を示す。同図より、基準温度が0°Cの場合は積算温度とひずみの間にほとんど相関性がないが、基準温度が13°Cや、18°C積算温度とひずみとの間に有意な相関性がみられる。特に基準温度を13°Cとした場合はR²値が0.66と比較的高い。また、0°Cや18°Cの場合は、暴露環境が地中部の場合(Case 3)とそれ以外(Case 1, 2)でデータが大きく異なるが、13°Cの場合は暴露環境の違いによらず、概ね一つの二次曲線として表わすことができそうである。そして、本実験の場合は、基準温度を13度とし、積算温度がおおよそ2500°C・日となった時点で有意なひずみに達する。このように、ASRの発現時期は、基準温度を考慮した積算温度により評価できる可能性がある。

また、図-2.19は、損傷発現後のひずみと積算温度の関係を示したものである。損傷発現後のひずみは、150 μ 以上のひずみとした。その他、ひずみやコンクリート内部温度の計測位置、積算温度の考え方は、損傷発現前の整理と同じである。

ASR 損傷発現後のひずみ—積算温度関係は、ASR 発現前よりもさらに相関性が高い。また、積算温度とひずみの関係はほぼ比例する。ASR 損傷発現後の整理では、基準温度を6°Cとした場合が最も相関性が高かった。すなわち、ASR が発現するために必要な温度と、ASR による損傷が進展するために必要な温度は異なり、後者の方が低いことが明らかになった。これは、ASR が発現するまではひずみがあまり増加しない温度下にあったとしても、一度ASR が発現すると、発現前には損傷が見られなかった温度においても、ASR が損傷することを示している。今後、温度を用いてASR 損傷を確認するすべを提案

する場合には、留意すべき事実である。

以上の結果から、ASR の発現や損傷の進展は、暴露環境や鉛直・水平の違いによらず、積算温度により評価できる可能性がある。今後、この考え方が骨材種や死荷重、寸法が異なる場合においても適用できるか、検討する必要がある。

3. 小型供試体暴露試験

3.1 実験概要

図-3.1に供試体概要を示す。供試体は、100×100×400 mm の無筋コンクリートである。実験ケースを表-3.3に示す。S シリーズは、非反応性骨材に滋賀県産のものをを用いたケースであり、T シリーズは、2. のフーチングの作製にも用いた、茨城県つくば産の骨材を用いたケースである。なお、反応性骨材は、S シリーズ、T シリーズともに北海道産のものである。また、ASR の進行を十分に促進させるため、添加アルカリとしてNaClを12.0 kg/m³ 添加した。

S シリーズについては、40°C-湿度100%、30°C-水中、20°C-水中の環境条件で暴露試験を行った。一方、T シリーズは、40°C-湿度90%、20°C-水中、20°C-湿度100%の環境条件で暴露試験を行った。S シリーズはT シリーズに先駆けて行われており、本文に示す計測結果は、S シリーズについては試験開始後約1400日、T シリーズについては約1200日が経過した時点でのものである。

供試体表面にはコンタクトゲージ計測用チップを貼り付けている。チップ間の距離をコンタクトゲージにより計測することにより、表面ひずみが計測される。なお、チップ間の距離の初期値は、おおよそ100 mm である。計測箇所は一体の供試体につき4点あり、その平均値をそのケースの表面ひずみとした。

3.2 計測結果

図-3.2(a) はS シリーズ、(b) はT シリーズの表面ひずみの計測結果の時刻歴である。S シリーズの計測結果について見てみると、いずれのケースも、すでに膨張が停止している。膨張の開始時期は、温度が低いほど遅い。これは、2. のフーチングの暴露試験の結果で述べた積算温度とひずみの関係と同様の傾向である。30°Cと40°Cのケースの最終ひずみ量は、ほぼ同程度である。一方、20°C・水中のケースの最終ひずみ量は、40°C・湿度100%のケース、30°C・湿度水中のケースに比べて小さい。次に、T シリーズについて見てみると、S シリーズと同様に、最も温度の高い40°C・湿度90%のケースが最も早

く膨張を開始している。そして、すでにひずみの増加は認められず、膨張が収束していると考えられる。ただし、40℃・湿度90%のケースについて、SシリーズとTシリーズで膨張開始時期を比較すると、前者の方が早い。また、最終的なひずみ値について見てみると、TシリーズはSシリーズの半分程度で収束している。さらに、Tシリーズの20℃・水中のケースは、暴露開始後400日程度経過した後に膨張を開始しており、Sシリーズに比べると、膨張開始時期が遅い。以上より、反応性骨材や暴露条件が同一であっても、非反応性骨材種の違いにより、膨張過程や最終膨張量に違いが見られることがわかった。また、20℃・湿度90%のケースは、現時点では膨張する傾向が見られない。ASRの発現には水が必要であるが、湿度が高いとは言え、温度が低い気中に存在する場合には、十分な水分が供給されなかった可能性がある。

なお、2. で述べたフーチングの表面ひずみの計測結果は、現時点でCase 1, 2ともに10000 μ 程度まで増加しており、同じ骨材を用いたTシリーズの40℃・湿度90%の最終膨張量を超過している。この要因については、以下の二つの要因が関係していると考えている。一つ目は、図-2.3 で見たように、フーチングの周辺温度は24時間で変動し、かつ、年間では20℃程度の変動を生じ、図-2.4, 2.10 で見たように、それに伴ってフーチングの表面・内部温度も変動する。一方で、小型供試体はこのような温度変動がなく、常に一定の温度・湿度環境にて暴露されている。このように、周辺の温度や湿度の変動が、コンクリートのひずみの膨張量に違いを生じさせた可能性がある。もうひとつは、現在も膨張を継続している20℃・水中のケースや、20℃・湿度90%のケースの最終膨張量が、40℃・90%のケースの膨張量を超過する可能性があることである。今後、さらに計測を継続し、観察を続ける予定である。

4. ASRによる損傷を受けたフーチングに対する補強方法に関する研究

ASRによる損傷を受けたフーチングに対する補強方法としては、幅・増厚による部材耐力を向上させる方法が考えられる。一方、河川内に存在するフーチングの場合等には、顕著な体積増加が認められない可能性があり、挿筋やプレストレスの導入、薄い補強材の接着等により補強する必要が生じる。また、ASRによるひび割れが生じた場合には、これらの補強の前にひび割れを充填し、ひび割れ部から水が浸透してASRをさらに促進することのないように補修する必要がある。そこで本研究では、これらの補修・補強効果を確認するために、供試体を作

製し、ASRによる損傷の有無、補修・補強の有無による、フーチングの曲げ耐力・せん断耐力の違いを評価するための載荷試験を行うこととした。平成21年度は、実験供試体を作製した。載荷試験は、平成22年度に実施する予定である。なお、ASRによる損傷を受けていない供試体については、別報⁴⁾にて報告しているため、本文ではASRによる損傷を受けた供試体に対してのみ報告する。

4.1 供試体の概要

実験供試体は、昭和40年～50年に設計された場所打ち杭基礎を想定して作製された。この理由は、① ASRが発現するためには骨材として反応性骨材が使用されなければならないが、昭和61年に建設省よりアルカリ総量規制が通達され、昭和61年以降の構造物にはASRが生じる可能性が低いと考えられること、② 直接基礎に比べて杭基礎のフーチングは配筋や応力状態が複雑であり、直接基礎で確認された補強方法が杭基礎に対しても適用できるかどうかは判断できないこと、③ 当時の杭基礎としては、場所打ち杭が多いこと、等である。

実験供試体の概要を図4.1に示す。供試体は合計7体作製され、いずれもフーチング部と柱部からなる。7体の供試体の諸元は同じであり、フーチングは平面寸法2500mm×1600mm、高さ650mmであり、実橋の1/3程度を想定している。杭本数は4本である。7体の供試体の一覧を表3.1.1に示す。実験供試体は、せん断で破壊すると想定されるものと曲げで破壊すると想定されるものの2種類を作製した。曲げに対しては、無補強のもの(Case B0)、ひび割れ充填を行うもの(Case B1)、ひび割れ充填を行い、さらに炭素繊維シートにより補強するもの(Case B2)、ひび割れ充填を行い、さらに水平方向にプレストレスを導入するもの(Case B3)の計4体である。せん断に対しては、無補強のもの(Case S0)、ひび割れ充填を行うもの(Case S1)、ひび割れ充填を行い、さらに鉛直方向にプレストレスを導入することで補強するもの(Case S2)の計3体である。各工法の現状や課題については、文献⁴⁾に整理されているので、参考にされたい。本文では、主に実験供試体の作成方法について述べる。

2., 3. で述べたように、ASRを実際に発生させるためには、反応性骨材と非反応性骨材の配合、環境条件を整えたとしても、数年間必要となる。本研究では、ASRが生じたフーチングに対する補強効果の有無を明らかにし、補強効果が期待できる補強方法を選別することが目的である。本研究で補強効果が期待できると判断された方法に対しては、最終的には実際にASRが生じたフーチングに対して載荷試験を実施することも考えられるが、補強

方法を取捨選択する現段階においては、必ずしも ASR による損傷を実際に発生させる必要はない。そこで、本実験では、実際に ASR 反応を起こすわけではなく、供試体中に膨張材を投与することにより、人工的にひび割れを発生させ、ASR による損傷を模擬した。さらに、既存の損傷事例を踏まえ、フーチング隅角部の鉄筋をあらかじめ破断させ、ASR による鉄筋破断も模擬した。鉄筋破断させた箇所を、図-4.1 に合わせて示す。

4.3 膨張材により模擬した供試体の損傷状況と実橋における ASR の損傷状況の比較

ASR による損傷を受けたフーチングは、過去にいくつか確認されている。ここでは、実橋や 2. で述べた暴露試験により生じた ASR の損傷と、本研究で作製した供試体における ASR 損傷を比較し、模擬した ASR が実際の ASR による損傷をどの程度再現できているかを確認する。

4.3.1 実橋に生じた ASR による損傷事例

写真-4.1 に A 橋の損傷状況を示す。直接基礎における ASR の損傷状況を示したものである。フーチング天端には、亀甲状のひび割れが多数発生していた(図-4.2)。側面には水平・鉛直方向のひび割れが生じており、格子状のひび割れが確認された。上面隅角部には、幅 2 cm の非常に大きな水平ひび割れが生じており、上側鉄筋が折り曲げ部で破断していた(写真-4.2)。

写真 4.2 に B 橋の損傷状況を示す。B 橋も直接基礎である。フーチングの天端には亀甲状、側面には格子状のひび割れが生じていた(図-4.3)。上面の隅角部には大きなひび割れが生じており、鉄筋破断が確認されおり、A 橋と同様の損傷状況である。B 橋においては、内部コンクリートの健全性を確認するために、超音波試験が実施されている。前述のように、一般的に、健全なコンクリートの超音波伝播速度は 4000 m/sec と言われているが、B 橋の場合は 2700 m/sec であり、劣化していると思われる。さらに、B 橋では、コアサンプリングを行い、コアの圧縮強度・ヤング係数を調べている。結果は表-4.1 に示す通りとなった。ASR による損傷により、コンクリートの物性値が基準値を下回っていることが確認されている。

写真-4.3 に杭基礎の C 橋の損傷状況を示す。フーチング天端の損傷状況は、A, B 橋と変わらない。また、隅角部では、鉄筋の破断が確認された。圧縮強度試験・弾性係数試験の結果は、表-4.2 に示すとおりである。いずれも、健全な時期の結果よりも低下しており、劣化が進行していることが確認された。

写真-4.4 に D 橋の損傷状況を示す。D 橋の基礎形式は

不明である。フーチングの天端付近には、水平・鉛直方向に大きなひび割れが生じており、鉄筋破断が確認された。圧縮強度はおおよそ設計基準強度程度であったが、弾性係数は 7.5 N/mm² であり、設計値の 1/3 程度まで低下していた。

4.3.2 膨張材で ASR を模擬した供試体の損傷状況

本研究で作製した供試体については、実橋との損傷状況を比較する目的で、ひび割れ観察および超音波試験を行っている。

供試体のひび割れ状況を写真-4.5 に示す。写真は、打設後 25 日が経過した段階のものである。フーチング天端・側面ともに、ひび割れは多数生じている。ひび割れは、柱部を中心に放射状に分布しており、隅角部では亀甲状のひび割れがみられた。隅角部は、鉄筋破断を模擬して切断した箇所では、水平ひび割れとともに、大きな段差が生じており、供試体によっては隅角部のコンクリートが剥落しているものもあった。ひび割れ密度は、10 m/m² 以上となっており、実構造物に比べて非常に大きい。

超音波試験の考察は、健全な状態における計測結果と劣化した状態における計測結果を比較することが有用であるため、別途作製した健全な供試体に対しても行った。健全な供試体は、ASR を模擬した供試体と諸元・寸法が同じであり、膨張材を投与していない供試体である。超音波の透過位置は、平成 22 年度に実施する補強を行った後にも計測できるように、図-4.4 に示す位置とした。

超音波伝播速度の計測結果を図-4.5 に示す。計測結果は、上段・中段・下段ごとに、計測値を平均した値である。いずれの計測位置についても、損傷は供試体打設初期に発生している。ASR を模擬した供試体については、下段に比べて上段の速度が低く、上段の損傷が激しいことがわかる。これは、2. で述べた暴露試験供試体と同様の傾向である。超音波試験の結果は、伝搬速度は 2500 mm/s ~ 3500 mm/s であった。図-2.8, 2.14 に述べた結果と同様に初期値との比較を行うと、劣化度は -0.125 ~ -0.375 程度であり、図-2.8, 2.14 に述べた結果と大きくは異ならない。ここに、初期値は別途作製した健全供試体に対して行った計測結果とした。

4.3.3 実験供試体の模擬精度の考察

表-4.3 に、上記で述べた実験供試体と実橋梁における ASR 劣化状況をまとめた。実験供試体の ASR 模擬精度は、大凡以下の通りである。

模擬できた点

・超音波試験による計測の結果、膨張完了時の計測値と初期値との割合は、ASR 暴露試験供試体とほぼ同程度であった。また、超音波試験の結果より、ASR を模擬した供試体は、フーチングの下段に比べて上段の損傷が激しいが、これも暴露試験供試体と同様の傾向である。

・実構造物、ASR を模擬した供試体ともに、筋破断を模擬した箇所には、多数のひび割れが生じていた。

模擬できなかった点

・実構造物におけるひび割れは亀甲状、もしくは格子状のものが多い。一方で、ASR を模擬した供試体は、線状のひび割れが多数生じていた。また、ASR 模擬供試体に生じたひび割れ密度は、実構造物に比べて非常に大きい。

以上より、膨張材により ASR を模擬した供試体は、特にひび割れ性状について、実構造物を模擬できなかった。ただし、ひび割れ発生箇所や、上段・下段の損傷程度の違い等、全体的な損傷は大凡模擬できたと思われる。

4.4 実験概要

写真-4.6、図-4.5 に載荷試験概要を示す。載荷試験は、基礎特殊実験場で実施した。基礎特殊実験場内の反力壁の前に供試体を設置し、上部構造および下部構造躯体分の死荷重 (600kN) を作用させた状態から、柱部に単調な水平荷重を作用させた。荷重の作用位置は、無補修・無補強のケースにおいて、フーチングが期待する破壊形態となるように定め、全ての供試体について、フーチング上面から 1m の位置とした。杭先端はボルトで床に固定した。

なお、4.5、4.7 に示す補修・補強を行うケースの載荷実験では、補修・補強により生じたひび割れを保持したまま載荷した。

4.5 補修の実施

本研究で対象とした補修方法は、ひび割れ充填剤の注入、破断部の鉄筋の継筋、表面コンクリートの打ちかえである。実橋における状況下での施工の可否、補修効果を確認するため、これらの補修は死荷重作用下で実施した。

ひび割れ充填剤の注入の状況を、写真-4.5.1 に示す。注入は側面から実施した。ひび割れ注入材としては、エポキシ樹脂系、超微粒子ポリマーセメント系、充填剤等が比較的多く現場で使用されているが、本研究では、フーチングと極力同じ材質とする目的で、超微粒子系ポリマーセメント系注入材を使用した。

注入完了の判定は目視および注入量管理により実施し、充填剤が注入孔からあふれる、注入量が増加しなくなる

時点を、注入完了とした。実験終了後にフーチングからコアを採取して目視で確認したところ、かぶり部分程度までは充填剤が注入していることが確認できた。しかし、コアコンクリートには、充填剤が十分に注入されていないことが確認された。これは、内部に生じたひび割れが表面と連続していないために、表面に設けた注入孔からでは十分に注入できなかったためと考えられる。これらの内部のひび割れに確実に充填剤を注入するためには、多数の注入孔を設けなければならず、それに伴う鉄筋破断の可能性、フーチング耐力の低下が懸念される。現状の技術では、内部のコンクリートまで十分に注入し、かつ、その注入完了を確認するのは困難であり、本実験ではかぶりコンクリート部程度が充填されたものと想定して、実験を継続した。

充填剤注入後、表面の断面補修を実施した。具体的には、表面コンクリートをはつり、破断した鉄筋を継筋した後、モルタルを打設した。断面補修の状況を、写真-4.5.2 に示す。断面補修後に内部のひび割れを計測した結果、実験開始前に残存していたひび割れは最大でも 100 μ 弱であり、断面補修における一連の施工により、内部の応力・ひび割れ状況に大きな変化が生じていないことを確認した。

4.6 補修効果の確認実験

図-4.6 に、曲げ破壊型のケースのうち、ASR による損傷を生じていないケース(Case CA1)、ASR による損傷を模擬したケース(Case AA1)、ASR による損傷を模擬し、かつ、補修を行ったケース(Case AA2)の荷重-変位曲線を示す。荷重-変位曲線中には、載荷試験で確認されたイベント点を合わせて示しており、表-4.1 に図中に示したイベント点を抜き出した結果を示す。また、写真-4.9 に、各ケースの実験終了後の写真を示す。

ASR による損傷を模擬していない Case CA1 は、載荷重が 1300 kN 程度に達した段階でフーチング上面鉄筋が降伏した。その後は、荷重-変位勾配がやや緩慢になったものの荷重は増加し続け、1750 kN 程度で載荷治具の限界により、試験を中止した。ASR による損傷を模擬した Case AA1 は、Case CA1 よりも 300 kN 程度小さい荷重レベルで上面鉄筋が降伏した。その後も荷重はやや増加したものの、Case CA1 と比べるとその増加程度は小さく、最終的に 1500kN 程度で破壊した。Case AA1 の最終的な損傷状況は、写真-4.9 に示すように、フーチング側面を斜めに走るひび割れが発生したことから、せん断破壊によるものと推察される。補修を行った Case AA2 は、CA1 よりも初期の剛性がやや落ちるものの、上面鉄筋の降伏荷重は CA1 とほぼ同程度であった。最終的には試験

装置の限界により破壊に至ることは無かったが、AA1が破壊した荷重においてもAA2は破壊することは無かった。以上から、本研究で実施した補修により、ASRによる損傷で低下した性能の一部を回復することが可能であると考えられる。

図4.7に、せん断破壊型のケースのうち、ASRによる損傷を生じていないケース(Case CB1)、ASRによる損傷を模擬したケース(Case AB1)、ASRによる損傷を模擬し、かつ、補修を行ったケース(Case AB2)の荷重-変位曲線を示す。荷重-変位曲線中には、載荷試験で確認されたイベント点を合わせて示しており、表4.2に図中に示したイベント点を抜き出した結果を示す。また、写真4.10に、各ケースの実験終了後の写真を示す。

ASRの損傷を模擬していないCB1は、載荷重が1000kN程度でフーチング天端にひび割れが発生し、この点において剛性がやや低下したものの、荷重は伸び続けた。1600kN程度でフーチング側面にせん断ひび割れが発生した後も荷重は増加し続け、2000kN程度でフーチング側面に2本目のせん断ひび割れが発生したと同時に、荷重が低下した。ASRの損傷を模擬したAB1は、CB1よりも約150kN程度小さい850kN程度でフーチング天端にひび割れが発生した。その後も荷重は緩やかに増加したものの、その剛性はひび割れ発生前に比べて極めて小さく、天端ひび割れ発生前後で剛性にほとんど違いが生じなかったCB1との違いが顕著であった。最終的に、1300kN程度でせん断破壊により荷重が低下した。補修を行ったAB2は2000kN程度でせん断破壊し、損傷を模擬していないCB1と同程度の耐力を有することが確認された。ただし、せん断ひび割れが発生した荷重は、CB1が1600kNであったのに対して1300kN程度と、やや小さかった。

以上のように、ASRによる損傷を模擬したケースはASRによる損傷が生じていないケースに比べて、

- ・曲げ破壊型の場合はフーチング上面鉄筋降伏荷重が25%程度、せん断破壊型の場合は破壊荷重が35%程度小さい

- ・曲げ破壊型の供試体については上面鉄筋の降伏、せん断破壊型の供試体についてはせん断ひび割れ発生に伴う剛性の低下が著しい

など、ASRによる損傷がフーチングの耐力に与える影響が比較的大きいことが明らかになった。一方、ASRによる損傷が生じたフーチングに補修を実施した場合、

- ・フーチングの上面鉄筋の降伏荷重やせん断破壊時の荷重は、損傷が生じていないフーチングと同程度まで向上する

- ・初期の剛性はASRによる損傷が生じたフーチングに比べて大きくなる

など、補修により耐力や変形性能が向上することが明らかになった。

4.7 補強の実施

4.6で述べたように、本研究で提案した方法により補修した場合、一部性能は回復しなかったものの、フーチングの性能向上に寄与することが明らかになった。ただし、その効果はASRによる損傷を受けていない状態まで引き上げるには至らず、ここでは、鉄筋破断やひび割れを補修したせん断破壊に対する補強方法は、鉛直方向に鋼材を導入し、かつ、鋼材にプレストレスを与えることで、部材のせん断耐力を向上させることを期待するものである。曲げ破壊に対する補強方法は、水平方向に鋼材を導入し、かつ、鋼材にプレストレスを与える方法と、フーチング上面に炭素繊維を貼り付け、フーチング上面の曲げ耐力を向上させる方法である。

本実験は、これらの補強によりASRによる損傷が生じたフーチングをさらに補修したフーチングの耐力が向上するかどうかを確認することを目的とした、ごく基礎的な実験である。そこで、本実験では、いずれの補強に対しても、フーチングが柱に先行して破壊しない程度に補強することとし、柱に先行してフーチングが破壊しなければ、補強効果があったと評価することとする。したがって、補強量は、柱の耐力よりもやや大きい、表4.7.1に示す通りとした。

補強量は、以下のように決定した。

1) 炭素繊維シート

本工法は、フーチング上面に炭素繊維シートを接着し、フーチング上面の曲げ耐力を向上させる工法である。載荷実験に使用した繊維シートの引張強度の試験値は、引張強度 $\sigma_u=4665$ N/mm²、弾性係数 $E=2.63 \times 10^5$ N/mm²、 $\epsilon_u=1.74\%$ (3体平均値)であった。載荷実験は一方向であるため、繊維方向が載荷方向に一致するように一枚のシートをフーチング下端まで貼り付けた。既設部材とは樹脂材で一体化させた。

(2) 水平プレストレス導入工法

水平プレストレスは、ネジ定着方式のPC鋼棒($\phi 17$, SBPR930/1080)を用いた。

鋼材の配置にあたってはフーチングを掘削する必要があるが、杭周辺には杭頭鉄筋が多数配筋されているために比較的強度が強いと想定され、また、応力状態も複雑であると推測されることから杭間に配置することとし、

フーチング上下縁から 160 mm の位置、フーチング軸方向鉄筋中心から 100 mm の位置に合計 4 本配置した。導入プレストレスは照査断面で曲げ耐力が $M_y=368 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 以上となる軸力とし、偏心曲げモーメントが生じないフーチング中心位置において $N=400 \text{ kN}$ 必要となるため、各鋼材に対し 100kN ずつ緊張した。

(3) 鉛直プレストレス導入工法

本工法は、プレストレスを導入することでフーチング内部に発生する斜引張応力度が減少し、コンクリートの負担分を小さくすることを期待するものである。実験供試体は、プレストレスを導入するために必要なフーチング厚が確保されないため、プレストレス力の有効伝達長 l_e と分布角 α を考慮した分布形状を仮定し、さらにプレストレスの導入低減率を考慮したうえで、PC 鋼棒 1 本当たり 100 kN の導入プレストレスを有する鉛直 PC 鋼材を 18 本配置した。

4.8 補強効果の確認実験

図 4.8 に曲げ破壊型の荷重-変位曲線を、各ケースの損傷進行状況を、表 4.3 に示す。また、写真 4.11 に、実験終了後の状況を示す。

水平プレストレスを導入した供試体、炭素繊維シートを張り付けた供試体ともに、2000 kN 程度まで荷重が増加した時点で荷重低下した。ASR 劣化による損傷を模擬したケースや補修を行ったケースの荷重変位曲線を見ると、フーチング上面鉄筋が降伏した時点で剛性が大きく低下していることが分かる。特に損傷を模擬したケースは、上面鉄筋降伏後の荷重の伸びが他のケースと比べて著しく小さい。一方、健全な供試体の荷重変位曲線は、上面鉄筋が降伏しても剛性が大きく低下することなく荷重が伸び続けている。炭素繊維接着による補強を行ったケースの荷重変位曲線は、健全な供試体と同様に、上面鉄筋が降伏した後も剛性が大きく低下することなく、健全な供試体とほぼ同一の荷重-変位関係をなぞっていることが分かる。加えて、炭素繊維接着により補強ケースの全上面鉄筋が降伏したのは荷重が 1640 kN 程度に達した時であり、健全な供試体の上面鉄筋が全降伏した荷重(1300 kN 程度)よりも大きい。また、下面鉄筋が全降伏した荷重は、炭素繊維を接着したケースで約 2000 kN であり、無補強の健全なケースで約 1600kN よりも大きい。これは、炭素繊維を接着したことにより上面鉄筋および下面鉄筋が負担する荷重が軽減したためである。以上から、炭素繊維シート接着による補強は、曲げ対策としてある程度の効果があることが確認された。一方、水

平プレストレス導入により補強したケースは、上面鉄筋・下面鉄筋が降伏に至る前に柱部材が圧壊し、荷重が低下した。

図 4.9 にせん断破壊型の荷重-変位曲線を、各ケースの損傷進行状況を、表 4.4 に示す。また、写真 4.12 に、実験終了後の状況を示す。

健全な供試体、補修した供試体は、フーチング側面に斜めせん断ひび割れが生じ、荷重の増加に伴ってこのひび割れが発展して最終的にフーチングのせん断破壊により破壊する、という過程をたどった。しかし、鉛直プレストレスを導入した供試体では、フーチング側面の斜めひび割れは発生したものの、荷重の増加に伴うひび割れの発展が他のケースの供試体に比べて小さかったため、フーチングのせん断破壊に至る前に柱基部の圧壊により荷重が低下した。以上から、鉛直プレストレスにより、フーチングのせん断耐力は向上したものと判断できる。ただし、剛性については、鉛直プレストレスの導入により、ASR による損傷を模擬したケースよりも大きな剛性が得られたが、健全な供試体相当の剛性には至らず、補修を行った供試体と同程度の剛性にとどまった。

5. まとめ

フーチングの ASR による損傷メカニズムの解明、損傷後の状態評価手法の確立を目的として、フーチング供試体の暴露試験により損傷過程の観察を継続するとともに、現時点での暴露環境と損傷状況との関係を整理した。また、ASR による損傷を受けたフーチングに対する補強効果を確認するための載荷実験を計画し、実験供試体を作製した。本研究の主な成果は以下の通りである。

- ・野外で実施している暴露試験の結果より、水中・気中・乾湿繰返し・土中等の環境に関わらず、ASR が発現することを確認した。ただし、ASR の発現時期や進展過程は、暴露環境により異なる。

- ・暴露試験におけるひずみゲージによる計測結果、外観観察、表面ひずみの計測結果、超音波試験の結果から、フーチングの上方は比較的損傷が激しく、下方は上方に比べて損傷が軽微であることが分かった。特に、上方の隅角部は、大きなひび割れが確認された。

- ・実構造物に対して損傷度を計測するためには非破壊検査の適用が有用であると期待される。上述のように、本実験で得られた超音波試験の結果とその他の手法による計測結果はともに同様の傾向を示しており、超音波試験の実構造物へ適用できる可能性を示した。今後、今回の暴露試験供試体に対する計測結果や、実橋に対する計測結果に基づき、超音波試験の計測結果の評価方法につい

て検討することが望まれる。

・暴露試験で計測されたひずみゲージの計測結果とコンクリート内部温度との相関性について検討した。コンクリート内部温度は、過去の計測結果から、ある温度(基準温度)以下では ASR による損傷は大きく進展しないと想定し、周囲のコンクリート内部温度が基準温度以上になった時の日数とコンクリート内部温度の積として求めた積算温度として評価した。その結果、ひずみと積算温度との関係は、高い相関性が認められた。

・ひずみと積算温度との相関関係を分析した結果、ASR が発現した後に ASR が進展する基準温度は、ASR が発現するまでに要する基準温度よりも低いことが明らかになった。すなわち、一度 ASR が発現すると、発現前にはほとんどひずみが増加しなかった環境においても、損傷が進展する可能性があることが明らかになった。

・コンクリートにひび割れ、鉄筋破断を発生させることにより、

- i. コンクリートの剛性低下
- ii. コンクリートの強度低下
- iii. コンクリートと鉄筋の付着力の低下

を期待した供試体を作製した。これに対して載荷試験により基本的な構造上の特性について確認し、曲げ耐力、せん断耐力ともに、大きく低下することが明らかにした。ASR による損傷を模擬したフーチングも同様の特性に

あると考えられる。

・模擬供試体の構造的な改善策について、実験的に検討し、考えられる手法の有効性について確認できた。具体的には、これらの方法により耐力や剛性の向上させることができることが確認された。

・今後、さらなるデータ分析や数値解析、追加の実験等を行って性能向上のメカニズムを明らかにしていく予定である。また、ASR による損傷を受けたフーチングについては、模擬によるものではなく実際に ASR を生じさせた大規模供試体に対しても検討をすべく、現在供試体を作製中である。

参考文献

- 1) 稲葉ら : コンクリート供試体における超音波減衰係数, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第4巻, pp.289-292, 2004.10.
- 2) 葛目ら : ASR 劣化構造物の非破壊的な評価方法について, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第5巻, pp.151-158, 2005.10.
- 3) 葛目ら : ASR 劣化調査に用いる非破壊検査手法, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第4巻, pp.67-74, 2004.10.
- 4) 土木研究所 : 重点プロジェクト報告書, 橋梁基礎の耐震補強技術に関する試験調査, 2010.

表 - 2.1 実験ケースと暴露条件一覧

Case	暴露条件
Case 1	水位が変動する状態 (写真 - 1) Case 3 の地下水位にあわせて、三段階に変動
Case 2	フーチングが常に水没する状態 (写真 - 2)
Case 3	フーチングが土中に埋設される状態 (柱の一部は空中)(写真 - 3)

表-2.2 暴露試験計測項目一覧

大項目	中項目	細目	計測・試験項目	計測方法	計測頻度または時期
ASR進行状況	観察	ひび割れ状況	外観調査	目視観察	7回/年
		計測	ひずみ	コンクリート表面ひずみ	標点計測(手動)
	コンクリート内部ひずみ			計測センサー	
	鉄筋ひずみ			計測センサー	
	試験	コンクリート劣化度	超音波透過試験	超音波法	2回/年
鉄筋破断		鉄筋破断確認試験	電磁誘導法	(暴露開始前に一回)	
環境条件	計測	温度	コンクリート温度	計測センサー	1回/1時間
			外気温	計測センサー	
			土中温度	計測センサー	
			水中温度	計測センサー	
	その他	供給水分	地下水位(CASE-3)	自動+手動計測	1回/1時間+適宜
			水槽水位(CASE-1)	手動設定	適宜
			降水量	7メーター利用	
品質管理試験	試験	強度試験	圧縮強度	JIS A 1108	2回/年
			静弾性係数測定	JIS A 1149	
		膨張性試験	コンクリート表面ひずみ	標点計測(手動)	1回/2週間



(a) 全体図



(b) Case 1: 水中養生, 水位変動 (c) Case 2: 水中養生, 常時水中 (d) Case 3: 土中埋設
写真-2.1 暴露状況写真 (暴露開始時, 2007/02/27)

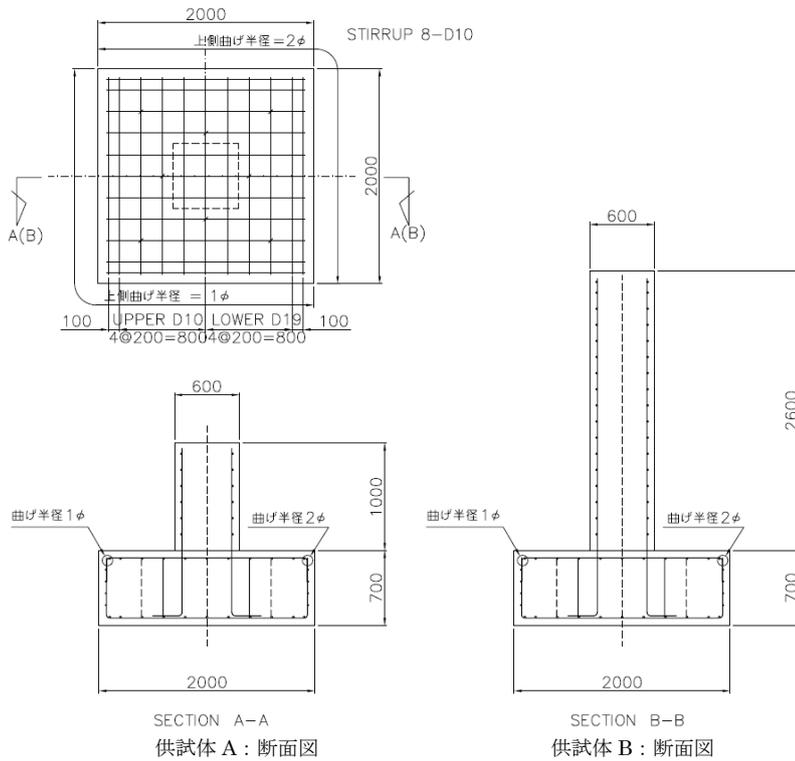


図-2.1 暴露試験供試体

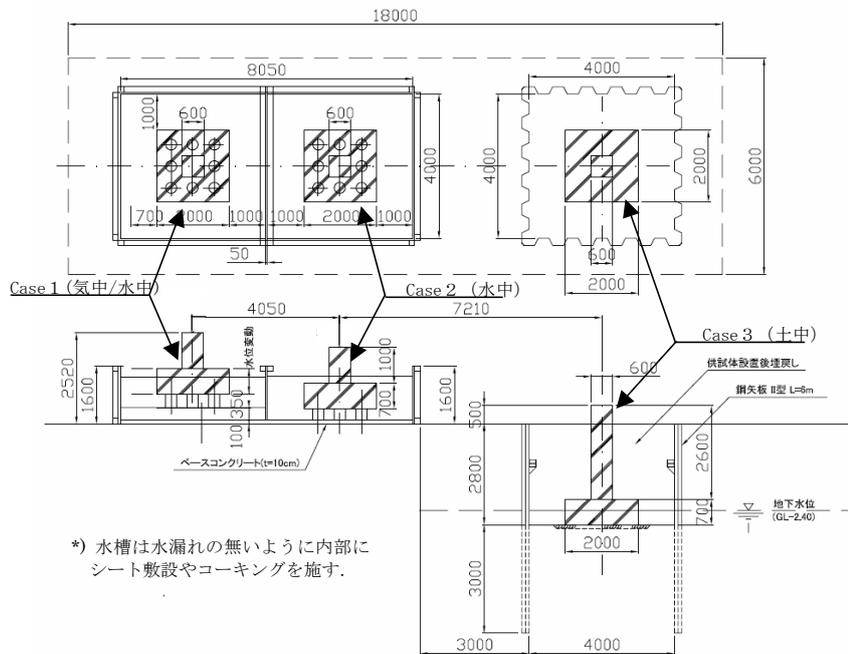


図-2.2 暴露試験概要

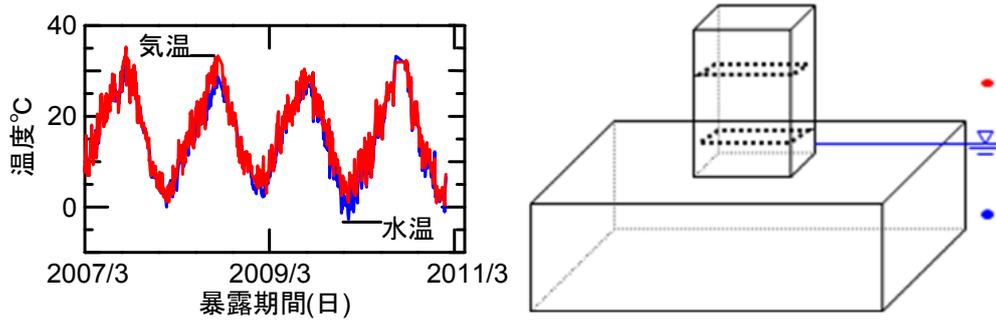
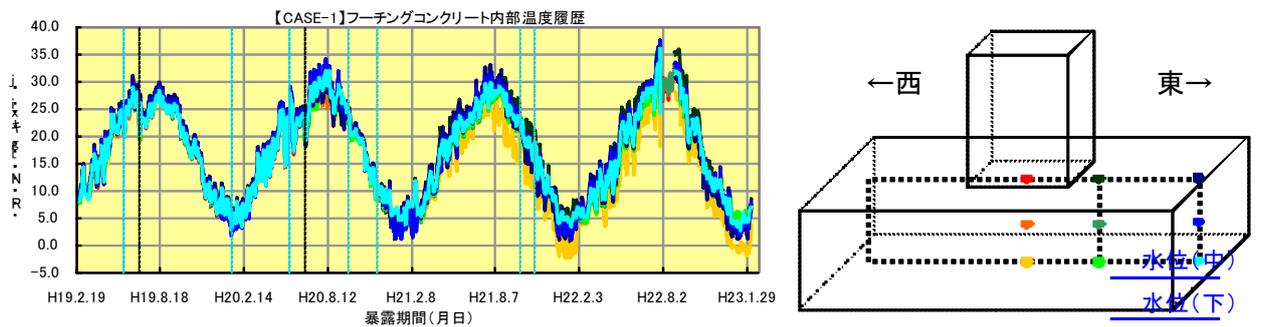
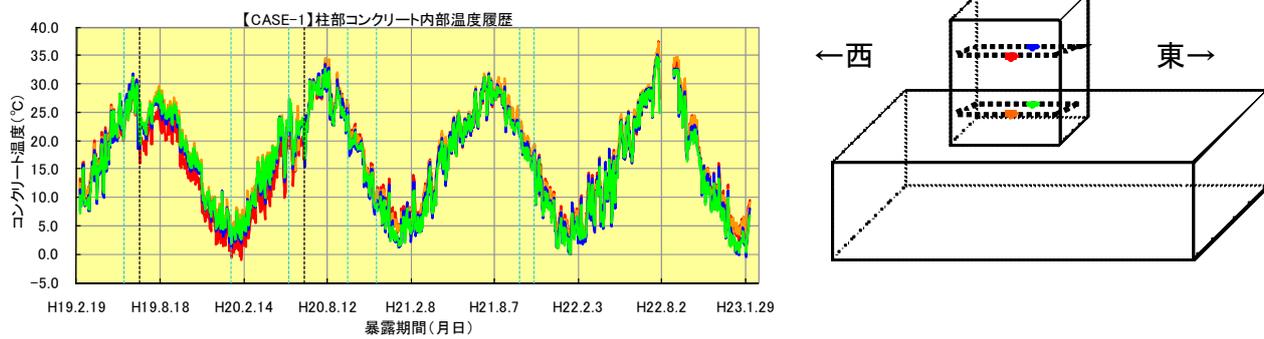


図-2.3 水中・気中温度の経時変化と計測地点

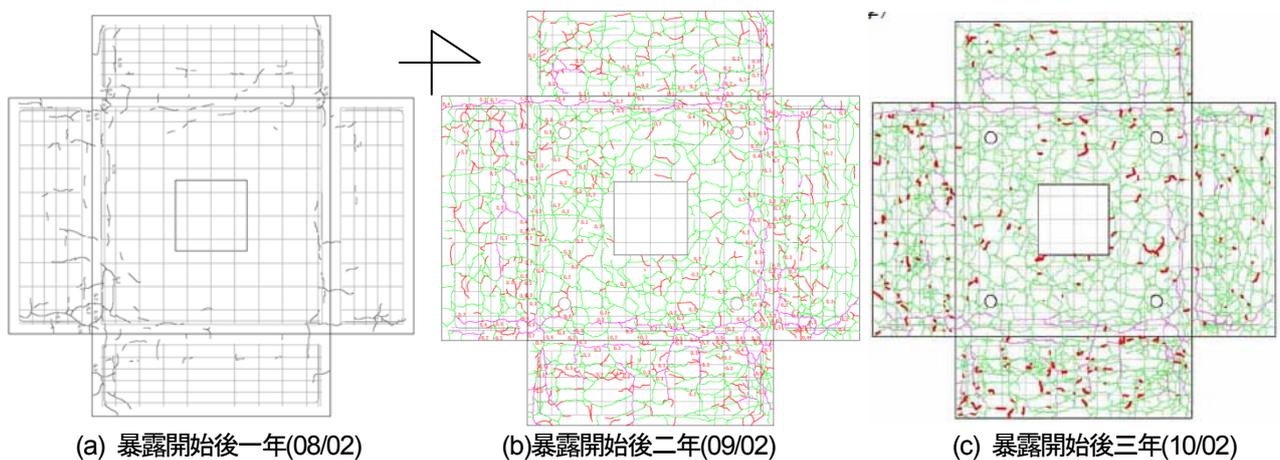


(a) フーチング内部の温度計測結果



(b) 柱内部の温度計測結果

図-2.4 コンクリート内部温度 (Case 1)



(a) 暴露開始後一年(08/02)

(b) 暴露開始後二年(09/02)

(c) 暴露開始後三年(10/02)

図-2.5 フーチング表面のひび割れ状況 (Case 1)

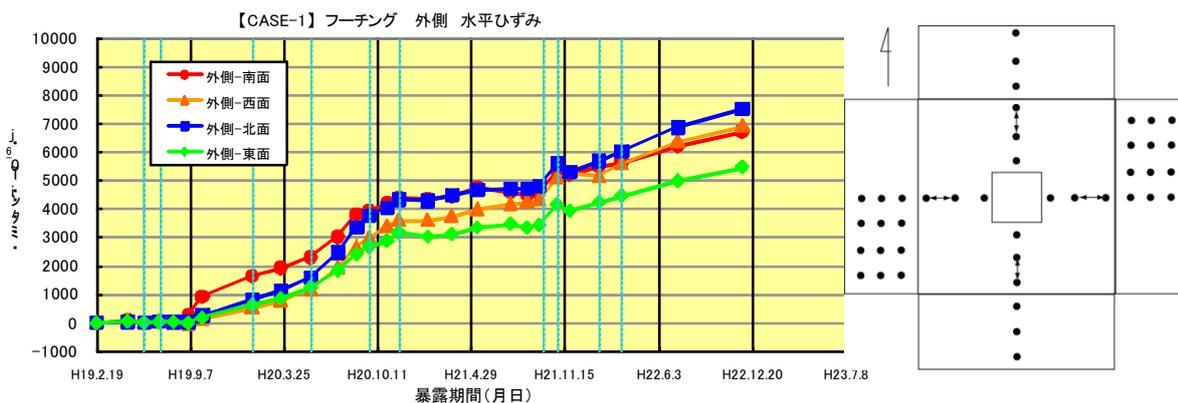


図-2.6 フーチング天端の表面ひずみの経時変化と計測位置(⇔部), Case 1

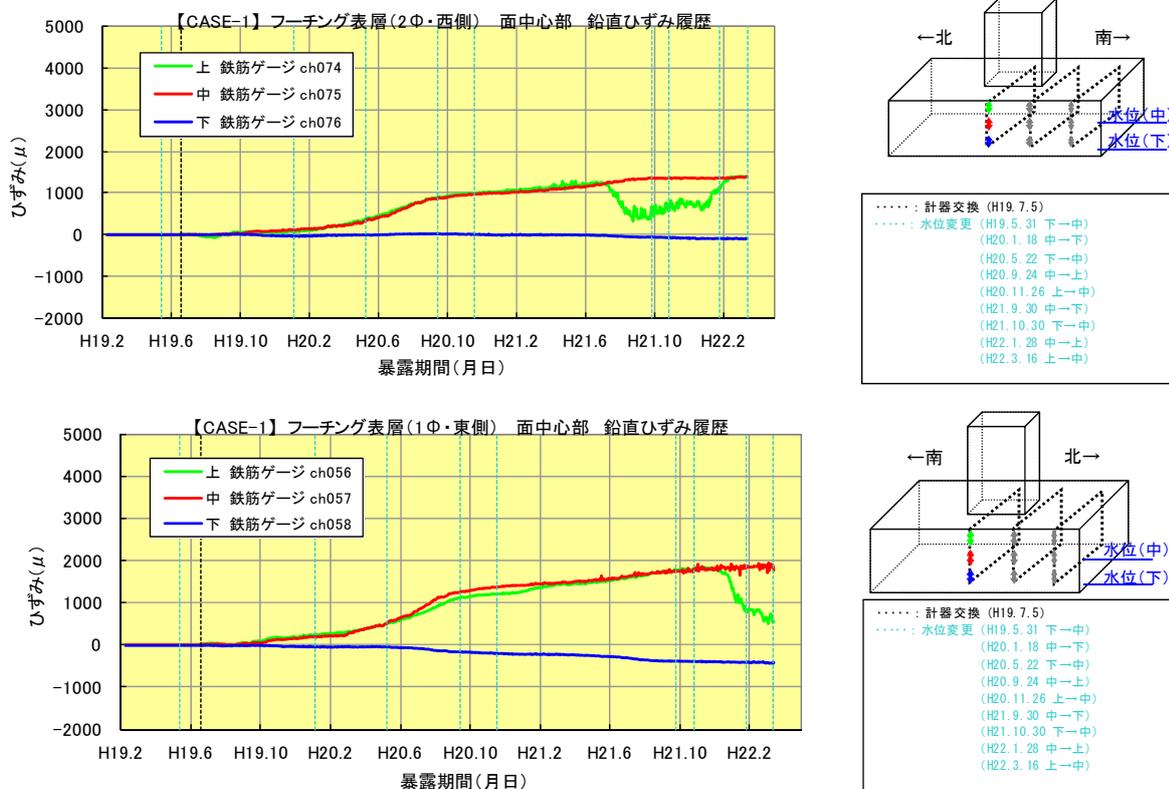


図-2.7 フーチング側面のひずみの経時変化と計測位置, Case 1

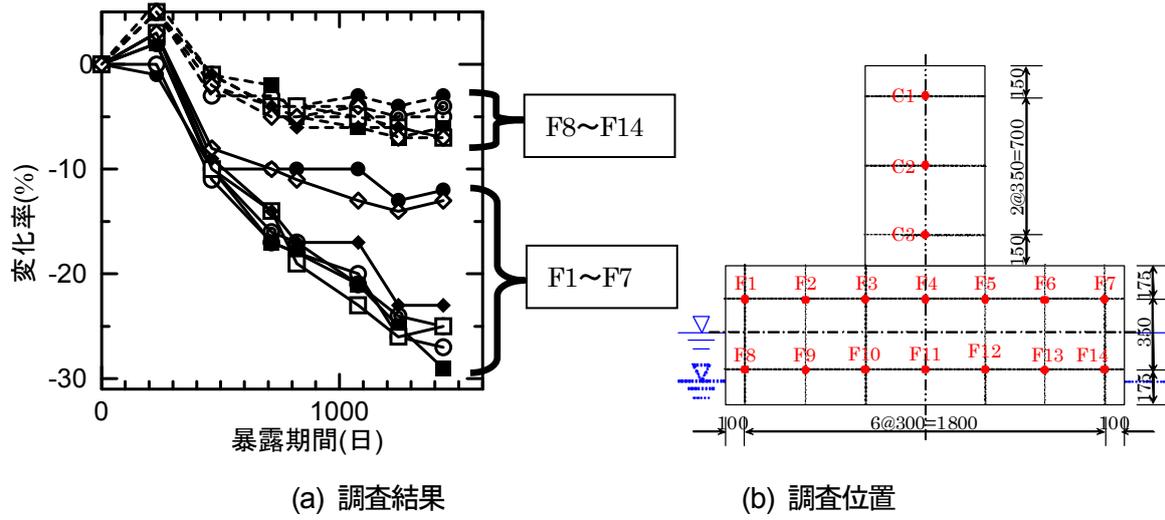


図-2.8 超音波試験結果(Case 1)

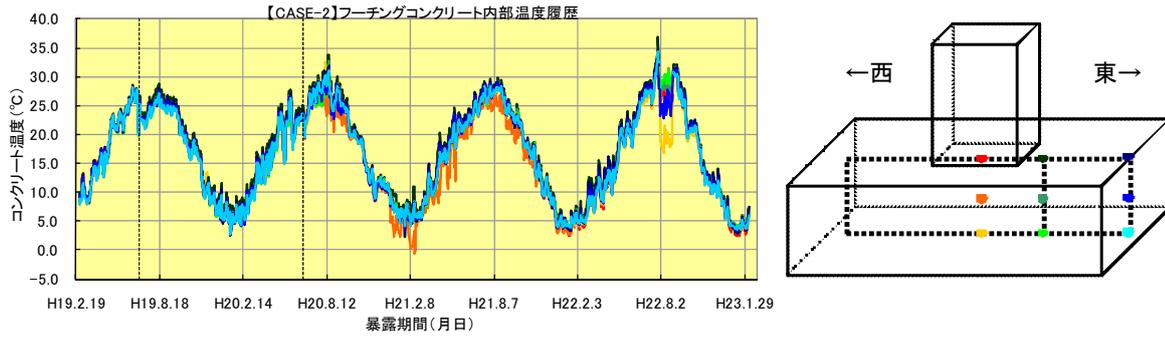


図-2.9 フーチングコンクリート内部温度 (Case 2)

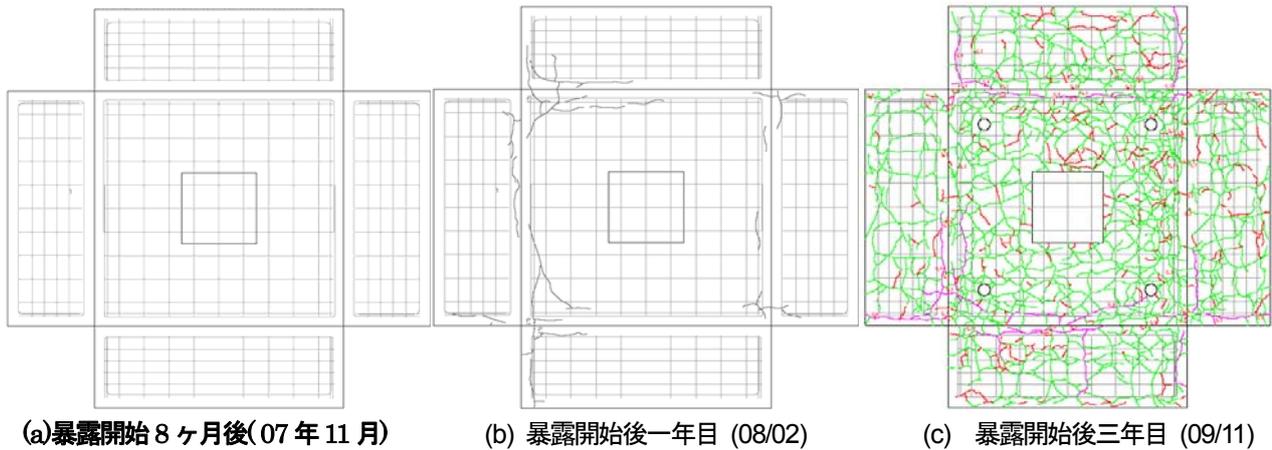


図-2.10 フーチング表面ひび割れ図(Case 2)

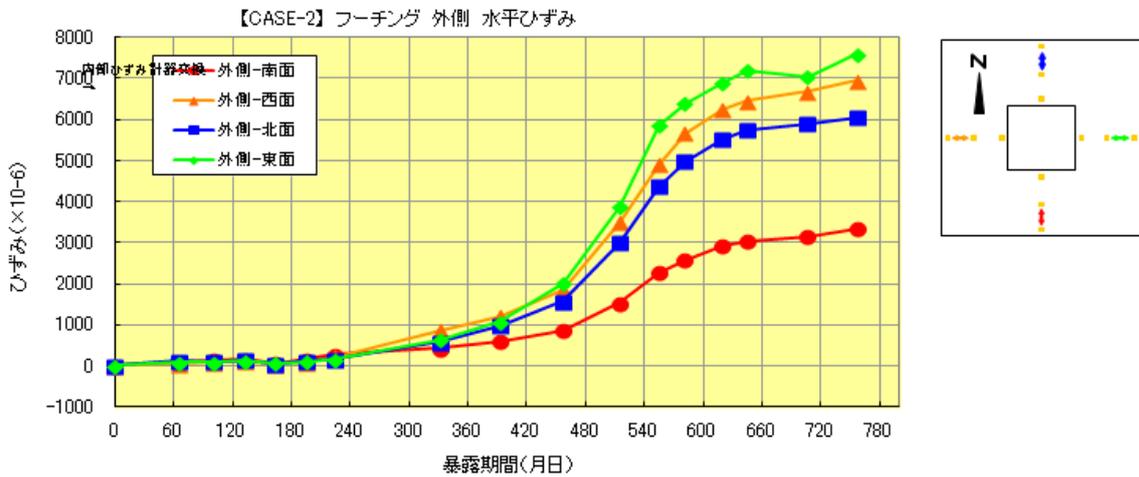


図-2.11 フーチング天端の表面ひずみの経時変化と計測位置(⇔部), Case 2

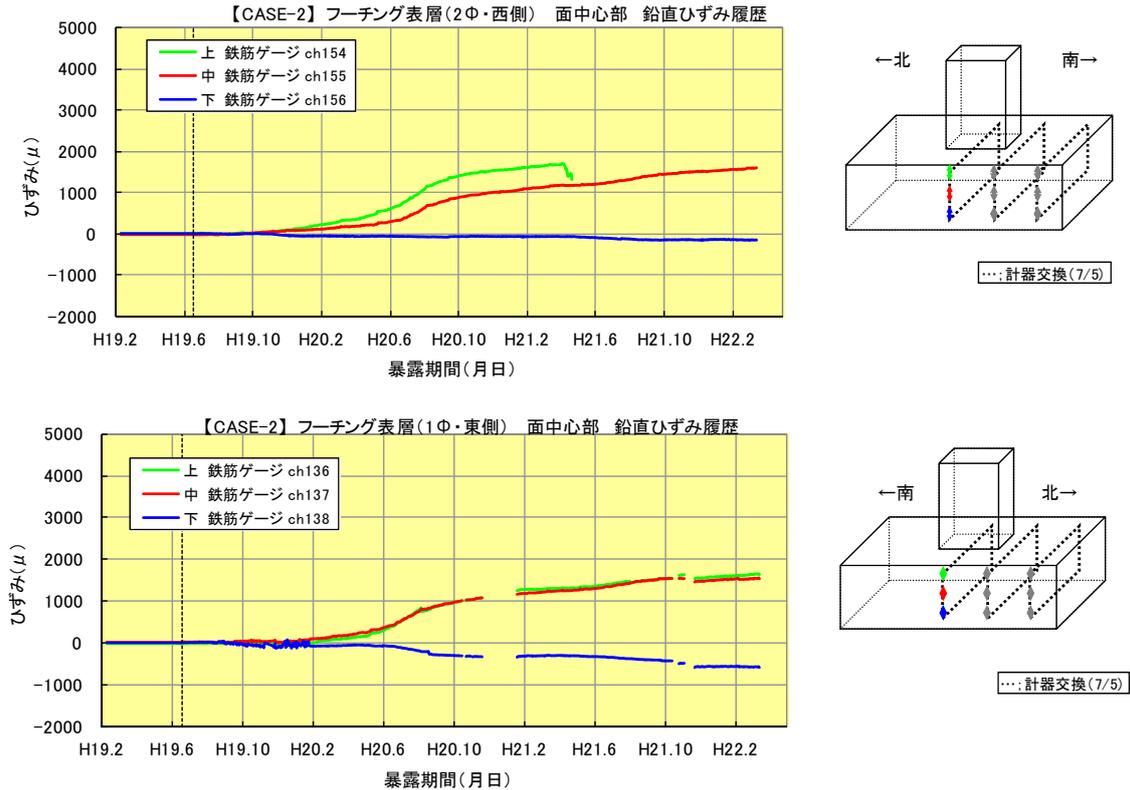


図-2.12 フーチング側面のひずみの経時変化と計測位置, Case 2

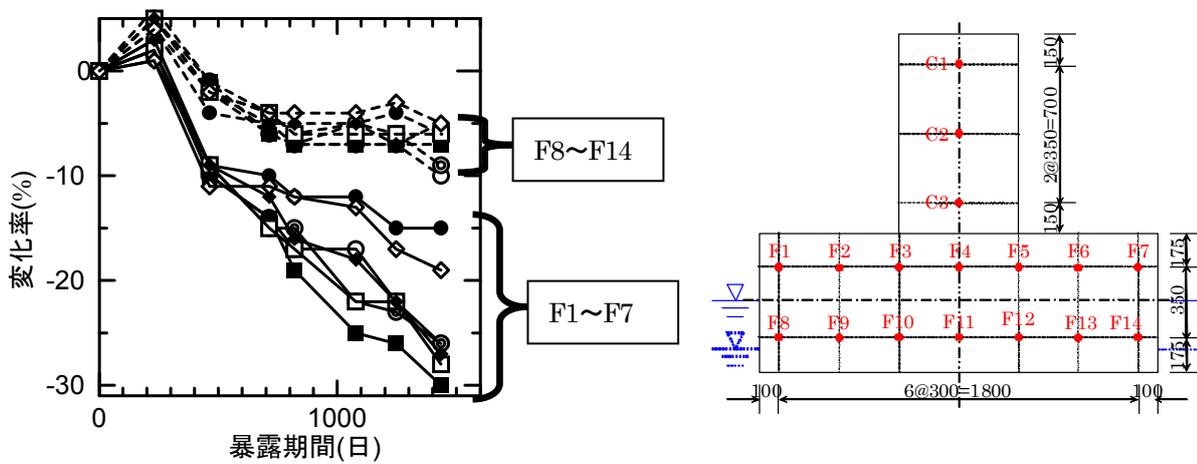


図-2.13 超音波試験結果(Case 2)

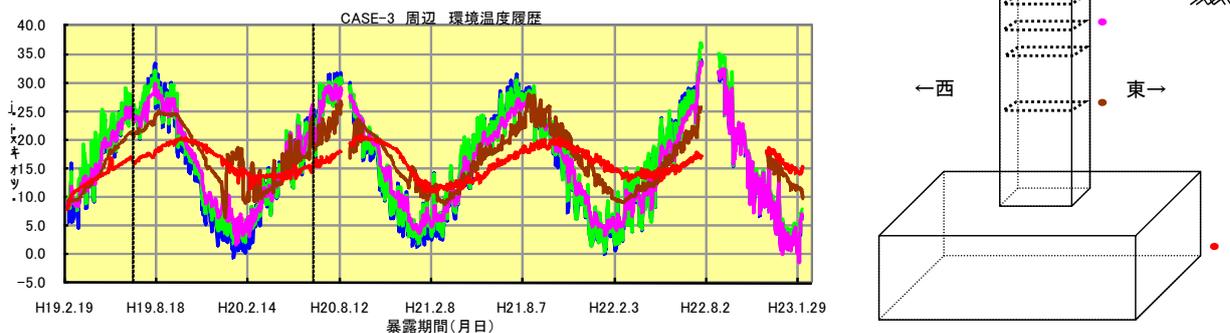


図-2.14 供試体周辺の土中温度の経時変化と計測位置(Case 3)

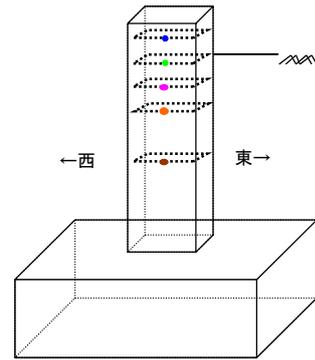
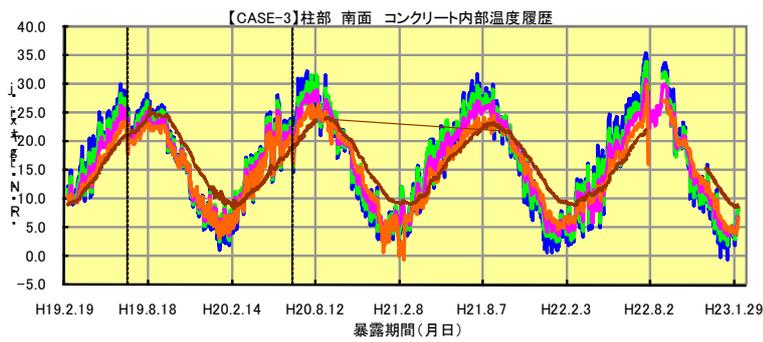


図-2.15 供試体(柱部・南側)内部温度の経時変化と計測位置(Case 3)

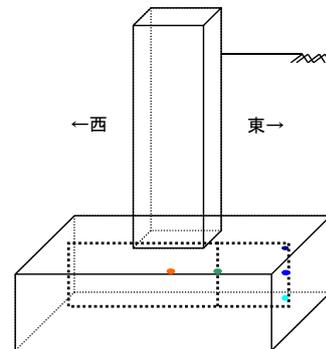
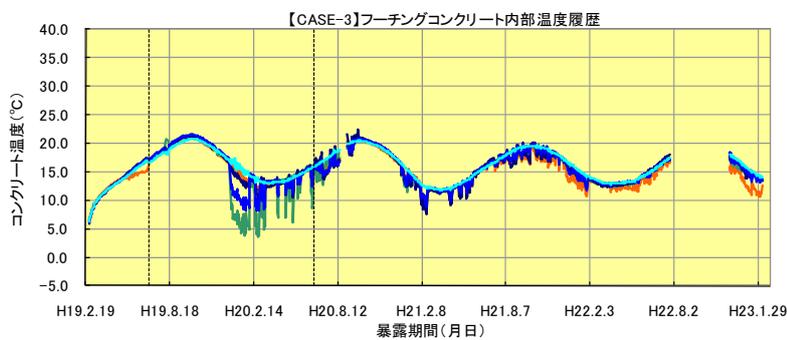


図-2.16 供試体(フーチング部)内部温度の経時変化と計測位置(Case 3)

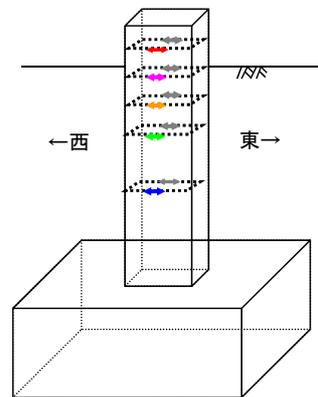
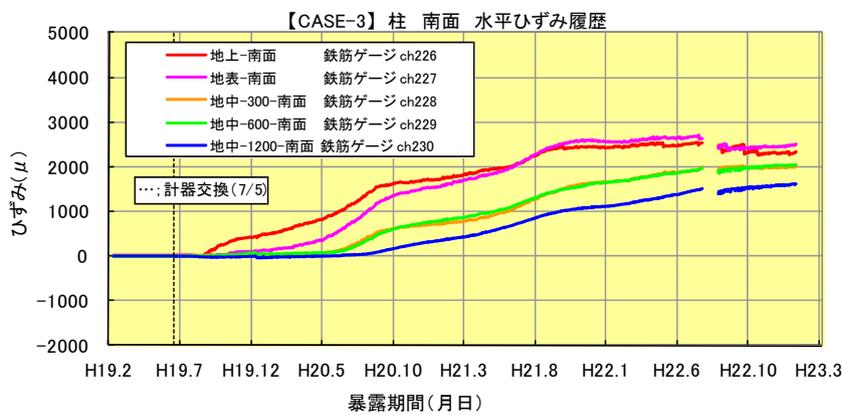


図-2.17 供試体(柱部)鉄筋ひずみの経時変化と計測位置(Case 3)

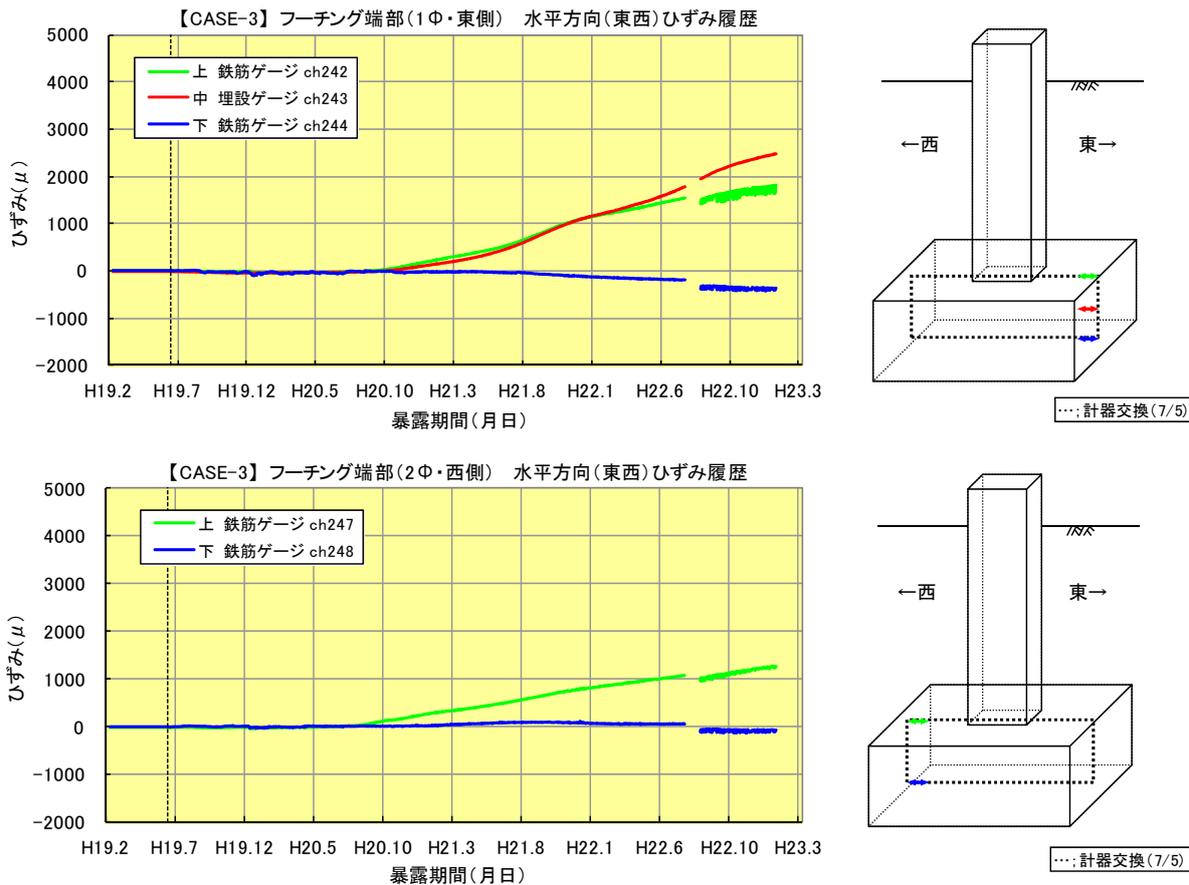


図-2.18 フーチング側面のひずみの経時変化と計測位置, Case 3

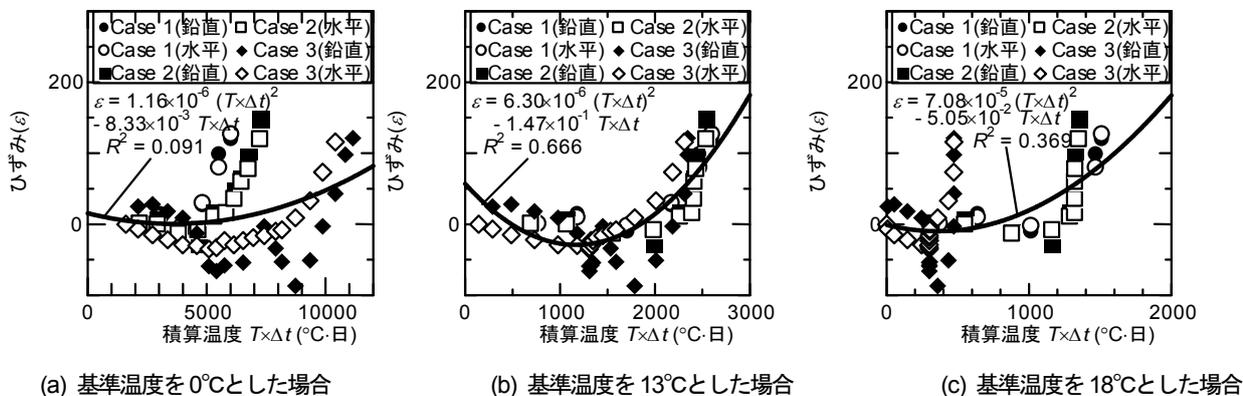


図-2.18 フーチングの側面の鉄筋に生じたひずみと積算温度との関係(膨張開始前)

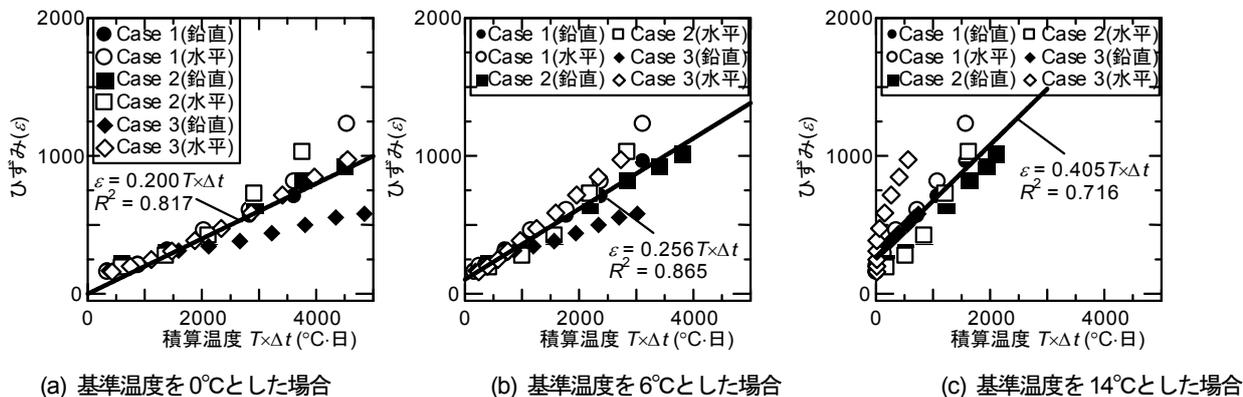


図-2.19 フーチングの側面の鉄筋に生じたひずみと積算温度との(膨張開始後)

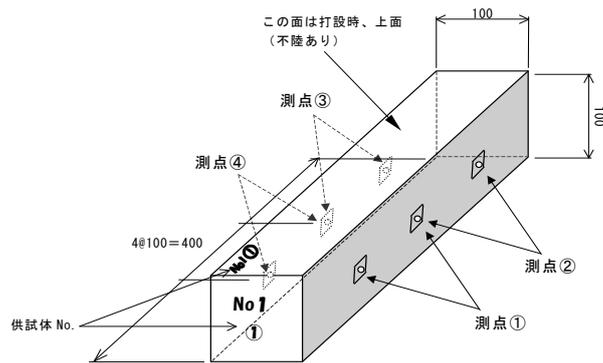
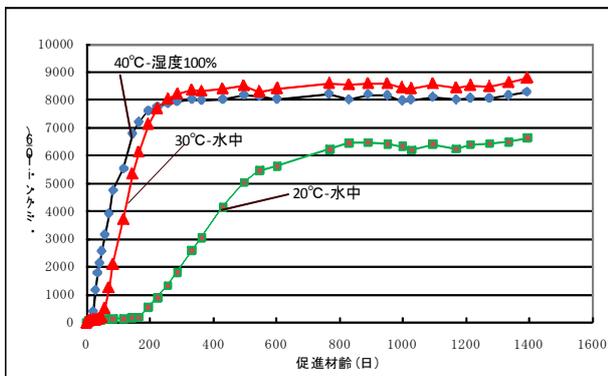


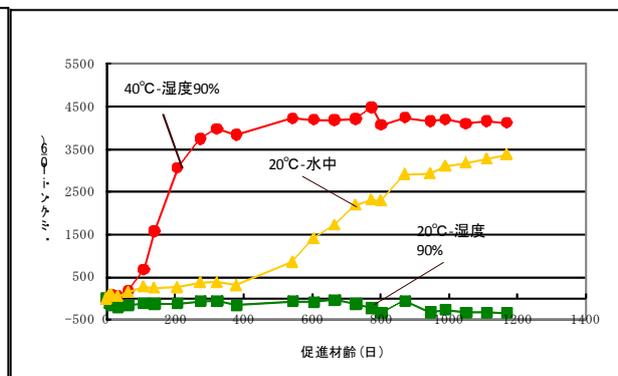
図 - 3.1 小型供試体暴露試験の供試体

表-3.1 小型供試体暴露試験ケース一覧

非反応性骨材	暴露環境			
	40°C-湿度100%	30°C-水中	20°C-水中	20°C-湿度100%
滋賀石(S シリーズ)	3 体	3 体	3 体	-
つくば石(T シリーズ)	3 体	-	3 体	3 体



(a) S シリーズ



(b) T シリーズ

図 - 3.2 小型供試体の表面ひずみ経時変化

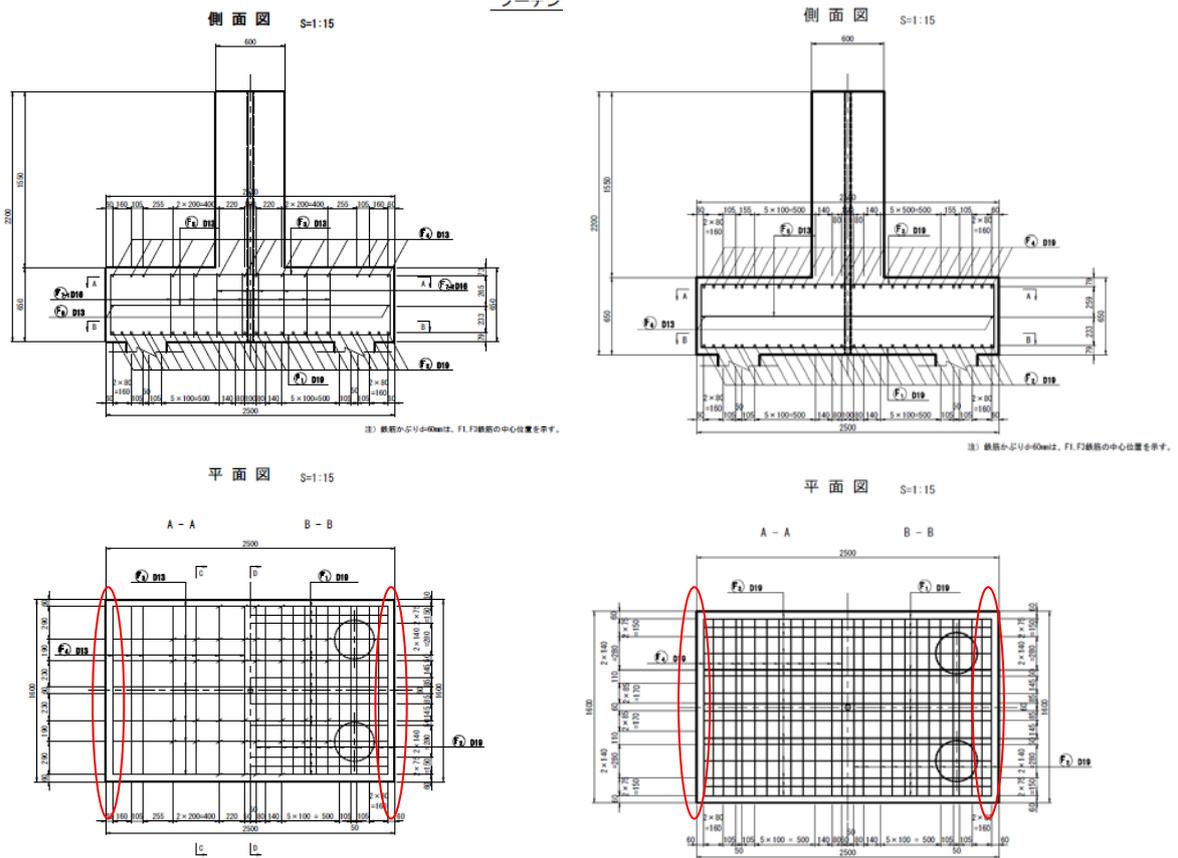


図4.1 供試体概要図(左：曲げ試験用，右：せん断試験用，赤○で囲まれた部分：鉄筋破断を模擬)



写真4.1. A橋の損傷状況(上段：ひび割れ状況，下段：鉄筋破断状況)

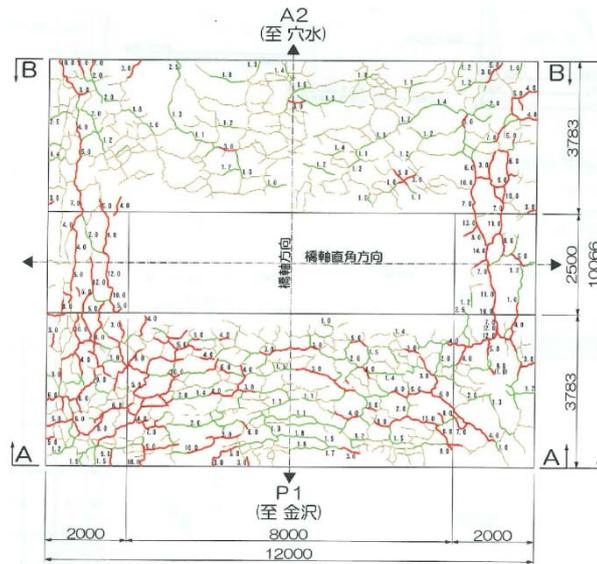


図4.2 A橋のフーチング上面のひび割れ状況



写真4.2. B橋の損傷状況(上段：ひび割れ状況, 下段：鉄筋破断状況)

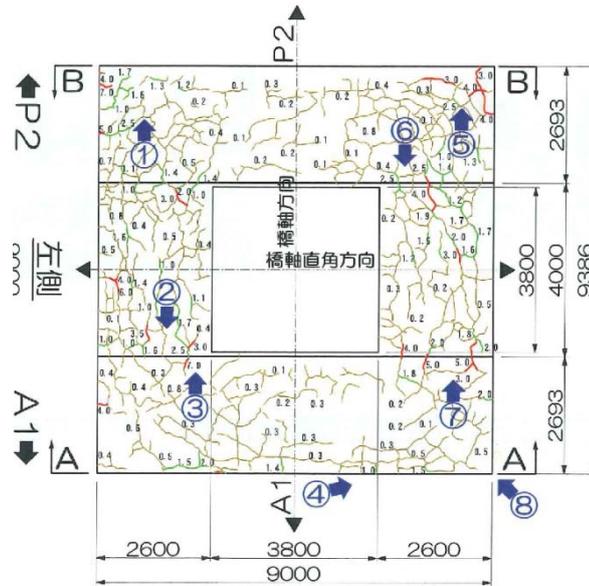


図4.3 B橋のフーチング上面のひび割れ状況

表4.1. B橋のコンクリート試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
	鉛直コア	水平コア	鉛直コア	水平コア
基準値	21		23.5	
試験値	22.3~22.5	20.0~20.9	0.96~1.21	1.16~1.40



写真4.3. C橋のフーチング隅角部の鉄筋破断

表4.2. C橋のコンクリート試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
基準値	21	23.5
試験値	37.3 (コア平均値) 35.0 (最小値)	26.7 (コア平均値) 19.1 (最小値)



写真4.4. D橋の損傷状況(左：側面のひび割れ状況，右：隅角部の鉄筋破断状況)

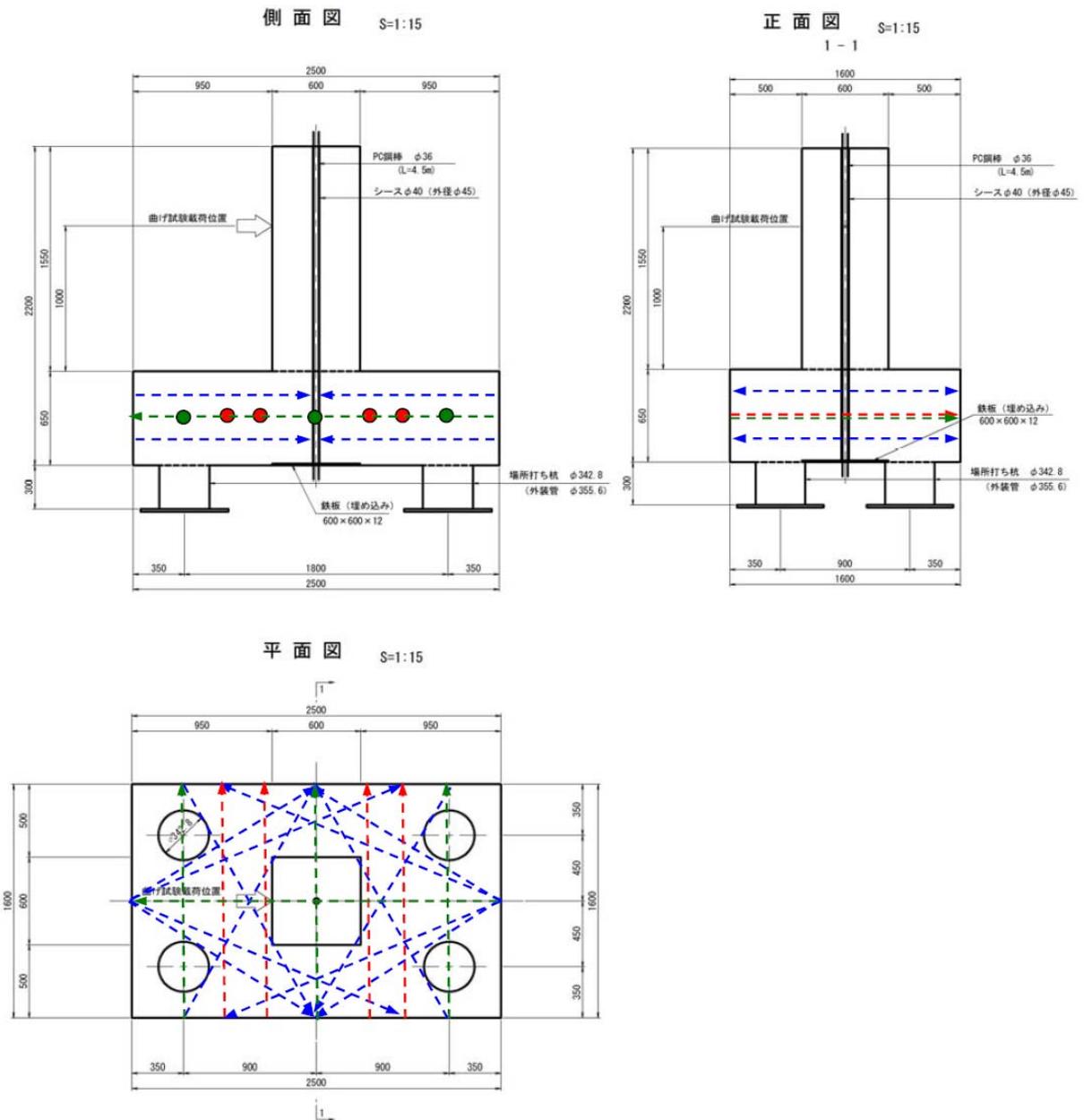
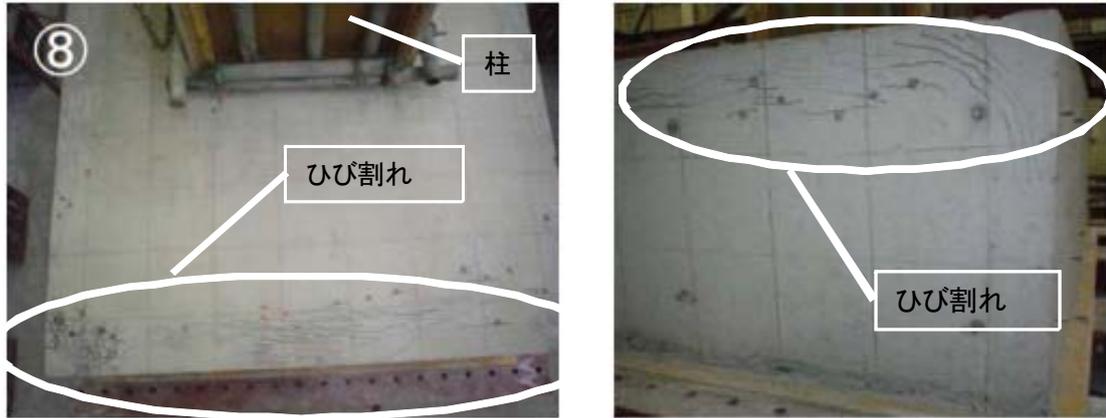


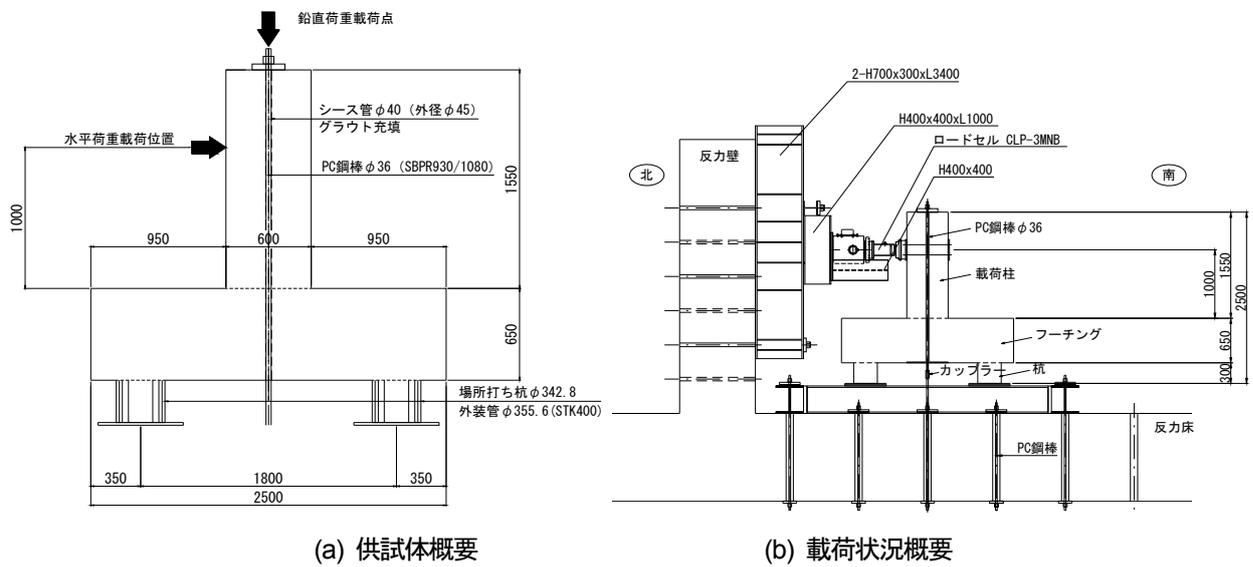
図4.4 ASR 模擬供試体に対する超音波透過位置



(a) フーチング天端

(b) フーチング側面

写真-4.5 ASR 模擬供試体のひび割れ状況



(a) 供試体概要

(b) 載荷状況概要

図-4.5 フーチングの載荷試験概要

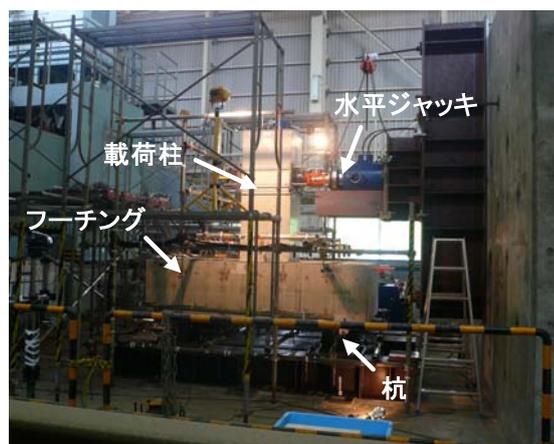


写真-4.6 載荷試験の状況



写真4.7 ひび割れ充填剤注入時の様子

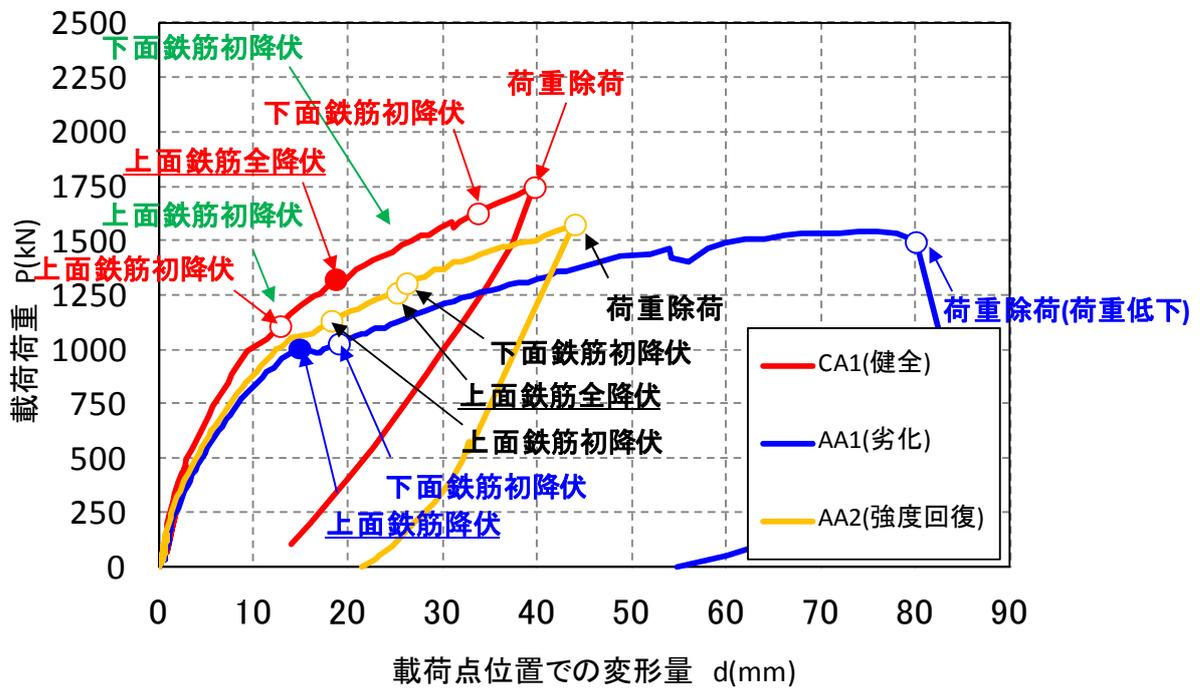
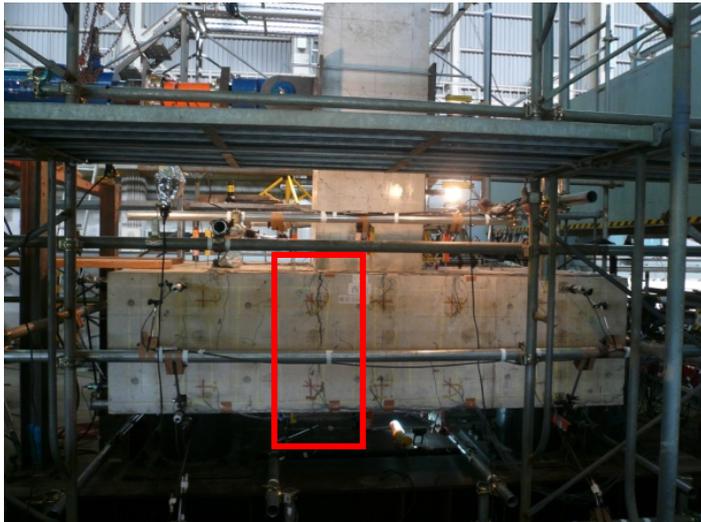


図4.6 曲げ破壊先行型供試体に対する荷重実験で得られた荷重—変位曲線(CA1, AA1, AA2)

表4.1 曲げ破壊先行型供試体に対する荷重実験でフーチングに生じたイベント(CA1, AA1, AA2)

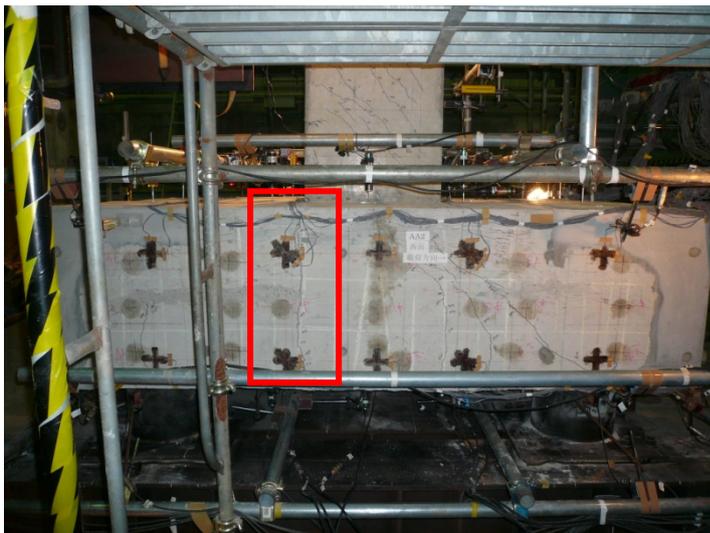
イベント	ケース	荷重(kN)			変位		
		CA1	AA1	AA2	CA1	AA1	AA2
フーチング上面鉄筋初降伏時		1109.1	1003.2	1133.7	12.8	14.9	18.2
フーチング上面鉄筋降伏時 (全数)		1319.0	1003.2	1262.1	18.8	14.9	25.1
フーチング下面鉄筋初降伏時		1626.9	1028.7	1306.2	33.7	19.0	26.1
除荷時		1747.5	1495.5	1575.9	39.7	80.0	43.9



(a) Case CA1



(b) Case AA1



(c) Case AA2

写真4.9 実験終了後の状況

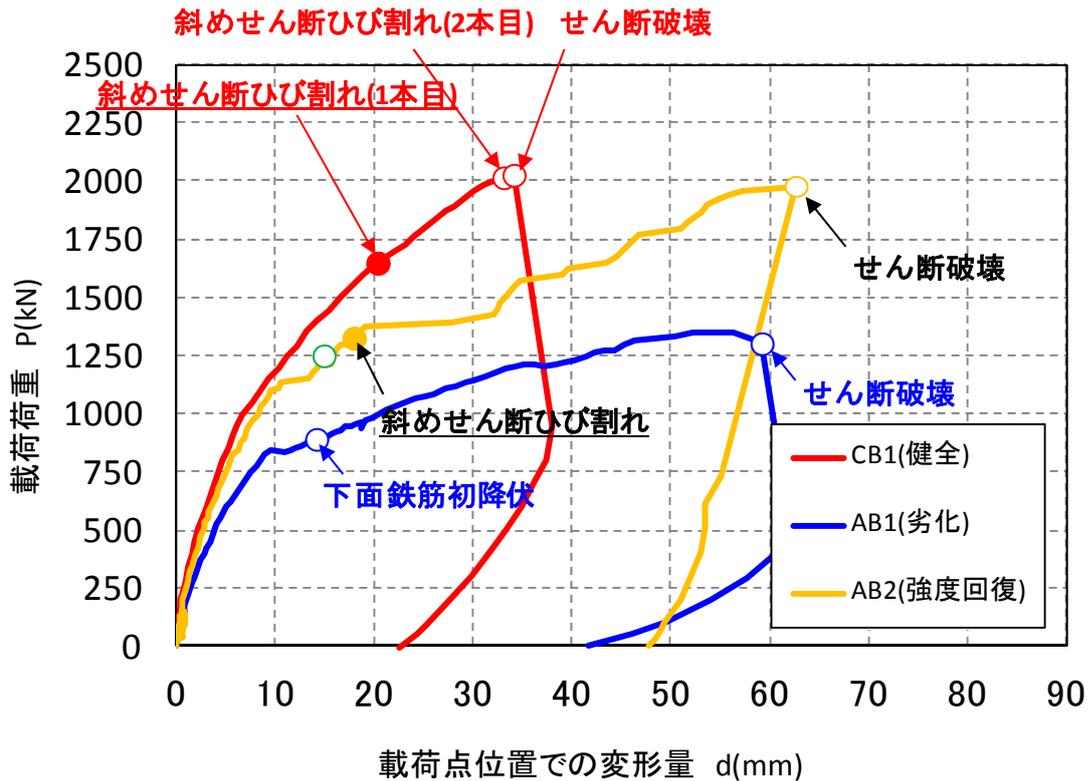
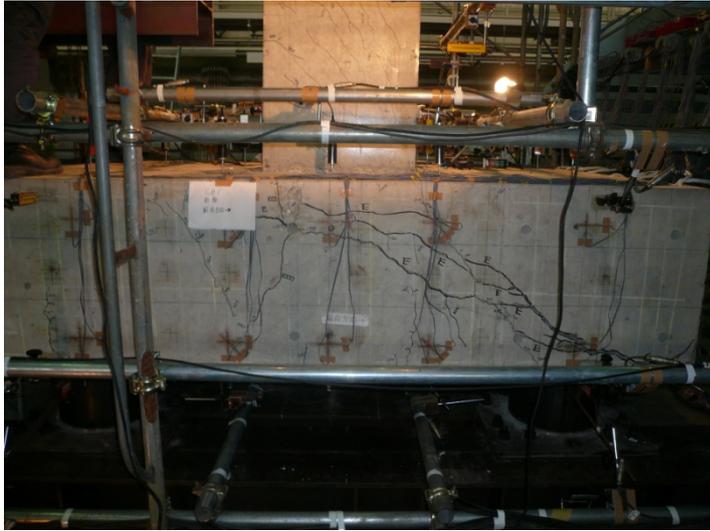


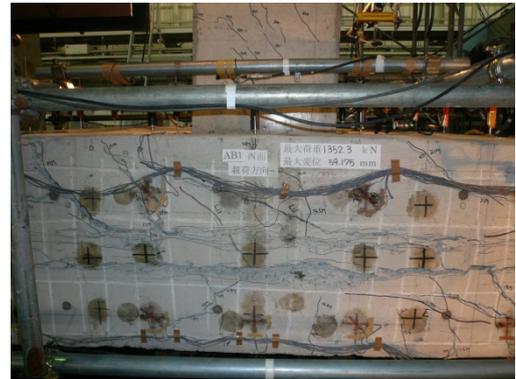
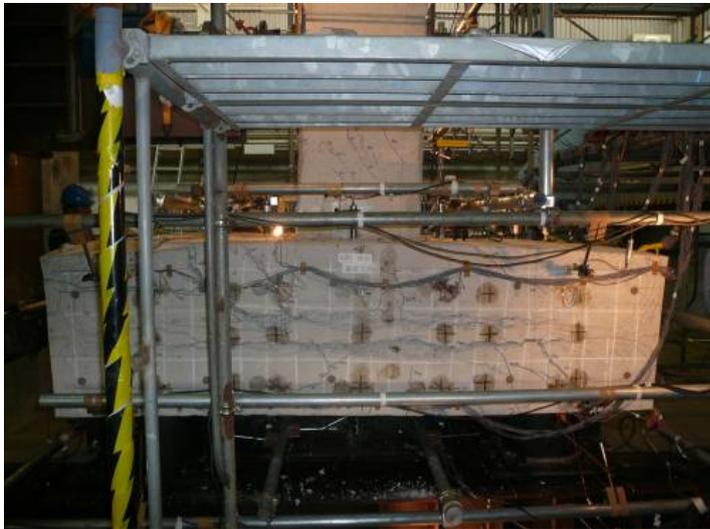
図-4.7 せん断破壊先行型供試体に対する載荷実験で得られた荷重—変位曲線(CB1, AB1, AB2)

表-4.2 せん断破壊先行型供試体に対する載荷実験でフーチングに生じたイベント(CB1, AB1, AB2)

イベント	ケース	荷重(kN)			変位(mm)		
		CB1	AB1	AB2	CB1	AB1	AB2
柱付根フーチング曲げひび割れ発生時		449.1	672.7	1074.8	1.9	6.2	12.1
フーチング側面に斜めひび割れ発生(柱とフーチング接合部)		997.3	845.3	1174.8	6.7	9.5	14.13
フーチング斜めせん断ひび割れ(1本目)		1648.5	-	1325.9	20.3	-	18.14
フーチング上面鉄筋初降伏時		1648.5	-	1745.6	20.3	-	46.2
フーチング下面鉄筋初降伏時		-	891.4	-	-	14.14	-
フーチング斜めせん断ひび割れ(2本目)		2015.1	-		33.1		-
せん断破壊		2026.1	1352.3	1973.1	34.1	59.18	62.67



(a) Case CB1



(b) Case AB2



(c) Case AB2

写真-4.10 実験終了後の状況

]

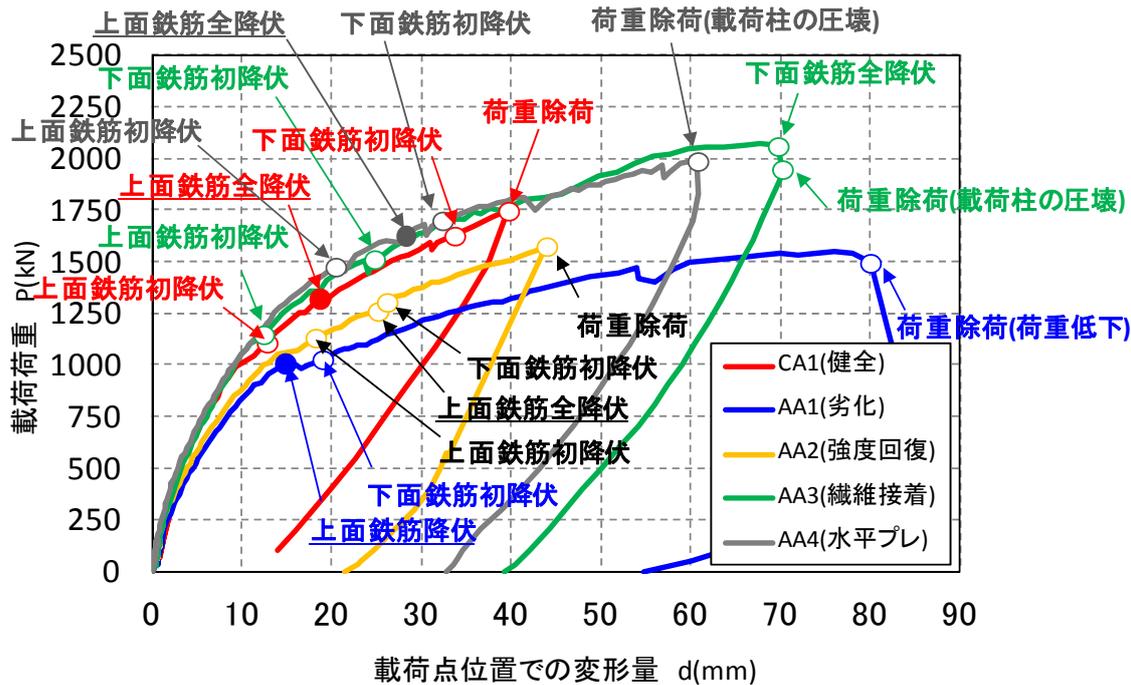
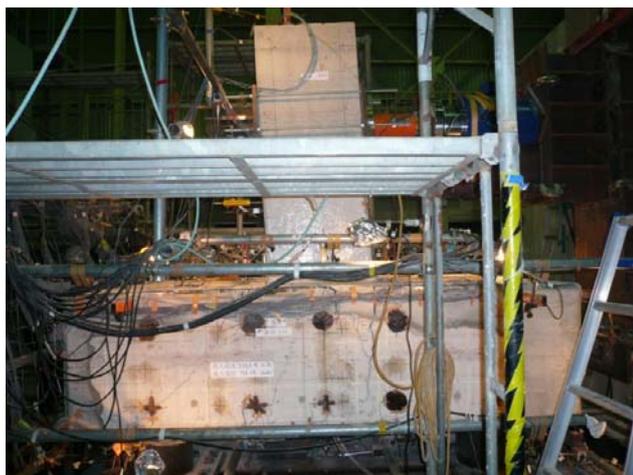
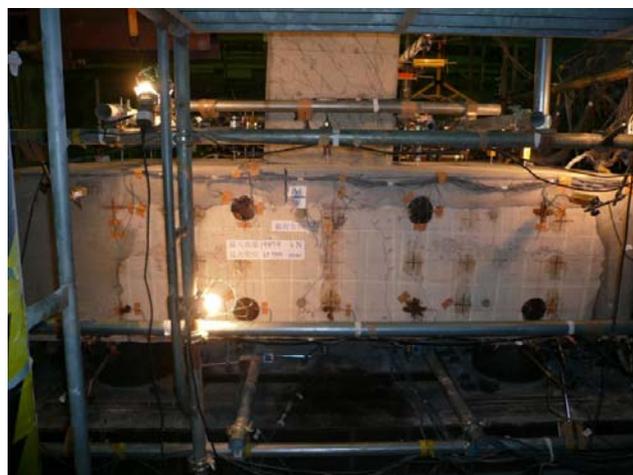


図-4.8 曲げ破壊先行型供試体に対する載荷実験で得られた荷重—変位曲線(全ケース)



(a) Case AA3



(b) Case AA4

写真-4.11 実験終了後の状況

表-4.2 曲げ壊先行型供試体に対する荷重実験でフーチングに生じたイベント(CB1, AB1, AB2)

イベント	ケース	荷重(kN)					変位				
		CA1	AA1	AA2	AA3	AA4	CA1	AA1	AA2	AA3	AA4
フーチング上面鉄筋初降伏時		1109.1	1003.2	1133.7	1149.3	1476.9	12.8	14.9	18.2	12.4	20.4
フーチング上面鉄筋降伏時 (全数)		1319.0	1003.2	1262.1	-	1624.0	18.8	14.9	25.1	-	28.3
フーチング下面鉄筋初降伏時		1626.9	1028.7	1306.2	1513.2	1700.5	33.7	19.0	26.1	24.7	32.3
除荷時		1747.5	1495.5	1575.9	2060.4	1987.8	39.7	80.0	43.9	69.7	60.8

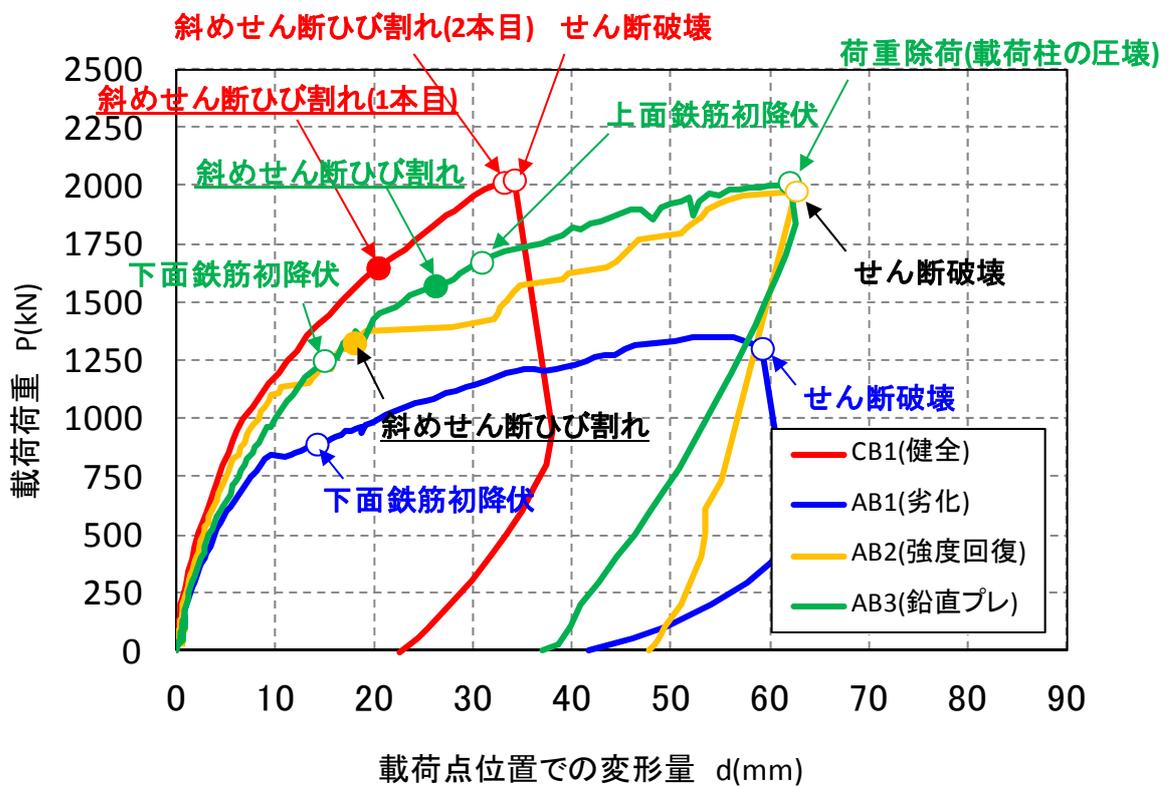


図-4.8 せん断破壊先行型供試体に対する荷重実験で得られた荷重—変位曲線(全ケース)



写真-4.12 実験終了後の状況(Case AB3)

表-4.4 せん断破壊先行型供試体に対する荷重実験でフーチングに生じたイベント(全ケース)

イベント	ケース	荷重(kN)				変位(mm)			
		CB1	AB1	AB2	AB3	CB1	AB1	AB2	AB3
柱付根フーチング曲げひび割れ発生時		449.1	672.7	1074.8	826.7	1.9	6.2	12.1	7.2
フーチング側面に斜めひび割れ発生(柱とフーチング接合部)		997.3	845.3	1174.8	1128.7	6.7	9.5	14.13	12.3
フーチング斜めせん断ひび割れ(1本目)		1648.5	-	1325.9	1571.0	20.3	-	18.14	26.1
フーチング上面鉄筋初降伏時		1648.5	-	1745.6	1672.0	20.3	-	46.2	30.8
フーチング下面鉄筋初降伏時		-	891.4	-	1250.4	-	14.14	-	14.9
フーチング斜めせん断ひび割れ(2本目)		2015.1	-	-	-	33.1	-	-	-
除荷時		2026.1	1352.3	1973.1	2015.3	34.1	59.18	62.67	61.9

RESEARCH ON COUNTERMEASURE OF FOUNDATIONS RECEIVED DAMAGE

Abstract : This research studies about a guideline of countermeasures for lateral movement of bridge abutment and evaluation method for soundness of footing damaged by alkali silica reaction.

In this fiscal year, about lateral movement of bridge abutment, we carried out case research and arranged present issues. And about evaluation method for condition of footing damaged by alkali silica reaction, we started observation of the damage situation of footing by exposure test.

Key words : lateral movement of abutment, alkali silica reaction, footing, evaluation method for soundness, countermeasure