

4.3 曲げ破壊先行型供試体に対する実験結果

4.3.1 各ケースの損傷の進展と破壊形態

(a) 基準供試体 (Case CA1) に対する載荷実験結果

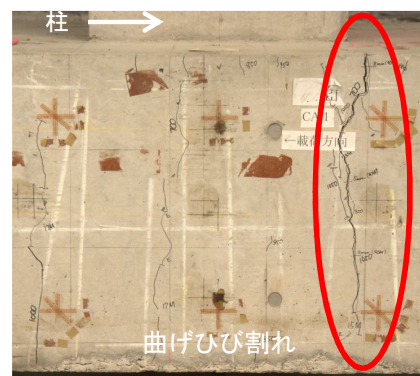
写真-4.4 に実験終了後の供試体の状況、表-4.20 に供試体に確認された損傷イベント、図-4.11 にフーチングの代表的な損傷状況、図-4.12 に載荷点における荷重と変位の関係を示す。図-4.13 はフーチングのひび割れ図を示しており、図-4.13 中の無単位の数字はそのひび割れが発生した荷重値 (kN)、後ろに M が記載されている数字は荷重制御後に変位制御に切り替えた後に生じたひび割れの発生時の載荷変位 (mm) を示している。また、浮きの範囲として示すハッチ部は、載荷実験終了後にテストハンマーのたたき検査で確認された、コンクリートの浮上り範囲を示している。なお、荷重値、変位、浮上り範囲の表記は、以降のケースについても同じである。



(a) 側面（東側）から見た全体図



(b) 東側側面に発生したせん断ひび割れ



(c) 東側側面に発生した曲げひび割れ

写真-4.4 実験終了後のフーチングの状況 (Case CA1)

表-4.20 Case CA1 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	743.3	5.8
柱引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生 (図-4.11 の①)	1044.4	11.3
柱の引抜側端部付近のフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.11 の②)	1109.1	12.8
フーチング上面の柱引抜側付近に円弧上のひび割れ発生 (図-4.11 の③)	1248.4	16.4
柱の引抜側端部付近の全てのフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.11 の④)	1287.6	17.9
引抜側の杭直上のフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.11 の⑤)	1365.1	20.8
柱の押込側端部付近のフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.11 の⑥)	1450.4	24.7
柱の最外縁鉄筋が降伏	1559.3	29.8
最大荷重 (ジャッキ容量の限界) および 柱の押込側端部と押込側の杭の間でせん断ひび割れ発生 (図-4.11 の⑦)	1747.5	39.7

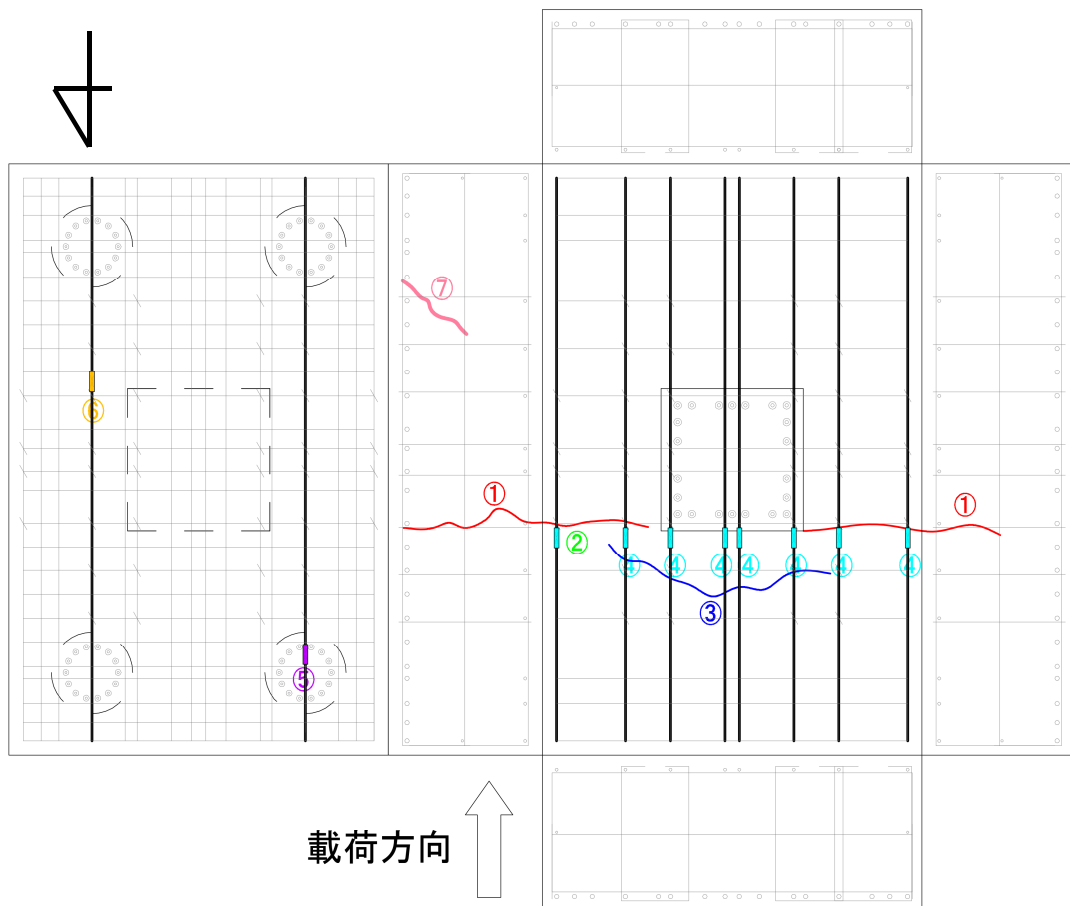


図-4.11 主な損傷イベントの発生箇所 (Case CA1)

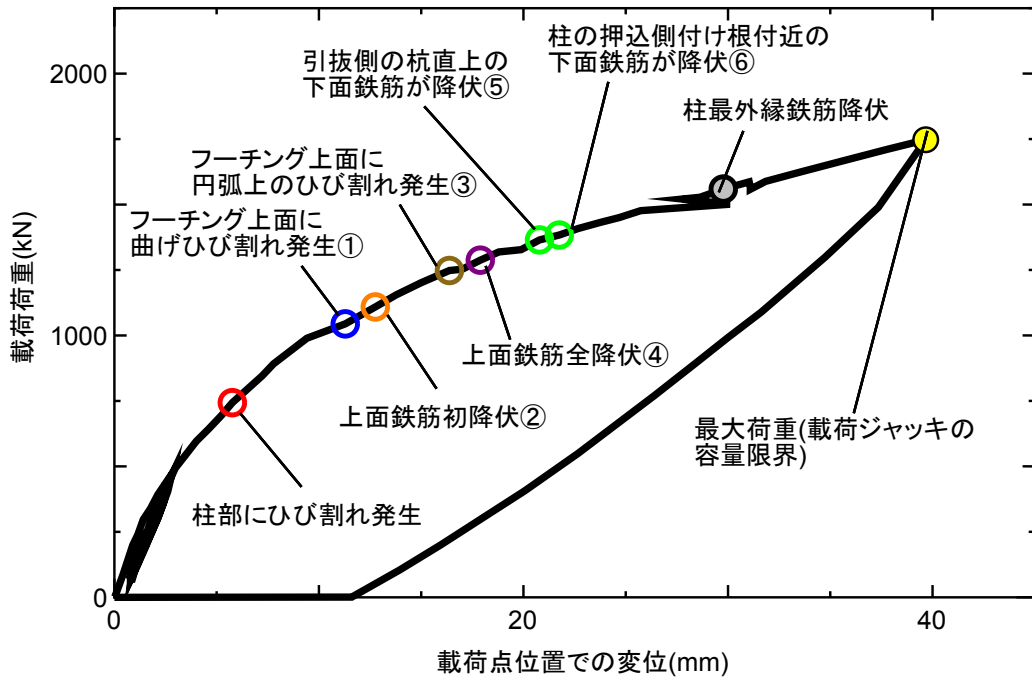


図-4.12 載荷点における荷重と変位の関係 (Case CA1)

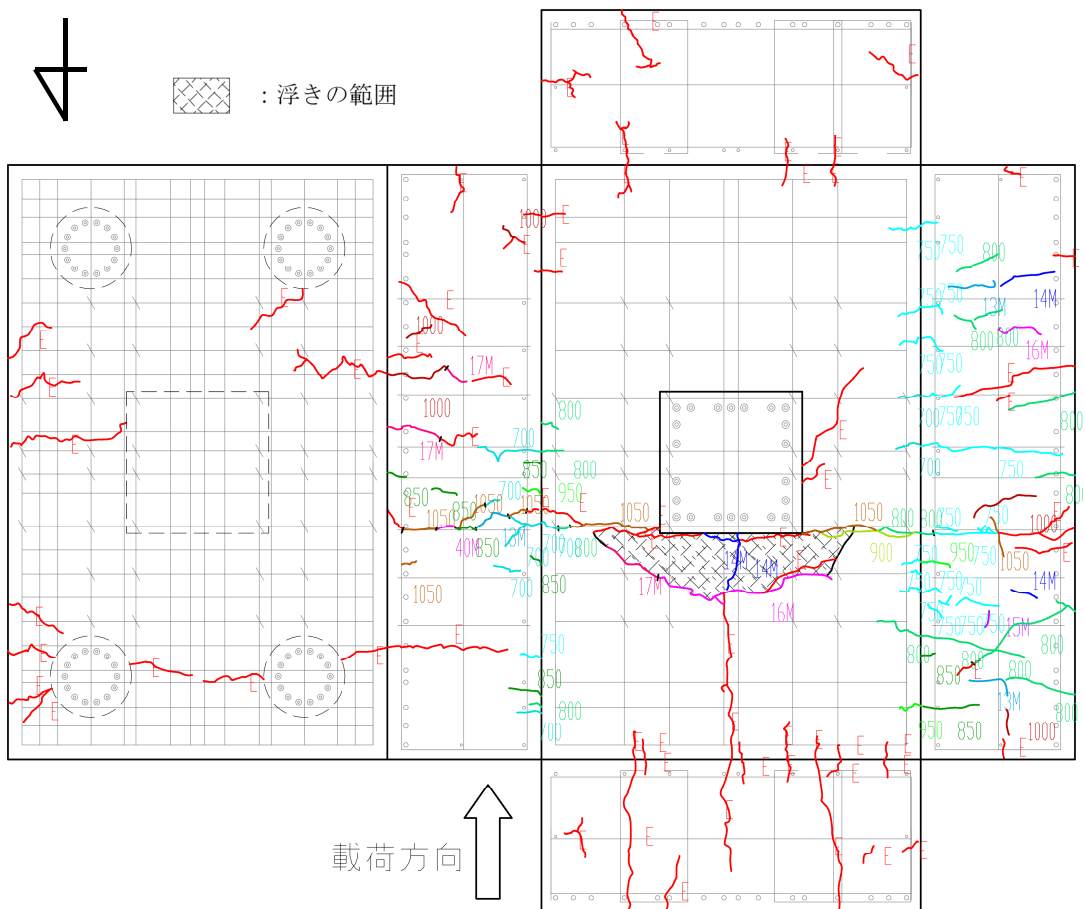


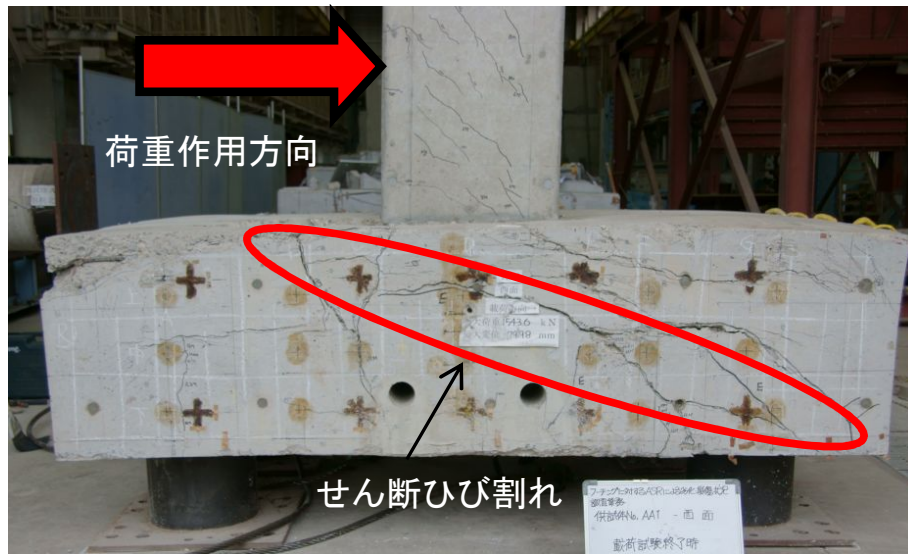
図-4.13 ひび割れ図 (Case CA1)

これらの図表より、Case CA1 の載荷実験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。荷重が約 700 kN に達したあたりから、フーチング側面の上面を中心に多数のひび割れが発生した。荷重が 1044.4 kN に達すると、現行道示 IV における曲げ照査断面にあたる⁹⁸⁾、引抜側のフーチング上面における柱の引抜側端部位置から載荷直角方向に伸びるひび割れが生じ始めた（図-4.11 の①）。このひび割れは側面にまで延伸し、最終的にはフーチング下面にまで到達した。なお、このひび割れは荷重の増加に伴って側面にまで到達し、最大荷重時にはフーチング下端にまで到達している。荷重が 1109.1 kN に達した時点で、柱の引抜側端部位置付近のフーチング上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.11 の②）。載荷変位が 16.4 mm（載荷荷重が 1248.4 kN）に達した時点で、フーチング上面のうち柱の引抜側端部周辺に円弧上のひび割れが発生した（図-4.11 の③）。実験終了後に確認したところ、円弧上のひび割れから柱の引抜側端部にかけて、かぶりコンクリートの浮上りが確認された。このような浮上りは、既往の実験においても確認されている⁵³⁾。載荷変位が 17.9 mm（荷重が 1287.6 kN）に達すると柱の引抜側端部に載荷直角方向に配置された全ての鉄筋ひずみゲージの計測結果が降伏ひずみを超え、上面鉄筋が全降伏に至った（図-4.11 の④）。前述の通り、この位置は現行道示 IV の曲げ照査位置である。その後、載荷変位が 20.8 mm（荷重が 1365.1 kN）に達した時点で、引抜側の杭直上の下面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.11 の⑤）。載荷変位が 24.7 mm（荷重が 1450.4 kN）に達した時点で、柱の押込側端部付近の下面鉄筋のひずみも降伏ひずみに達した（図-4.11 の⑥）。最終的には、使用した載荷ジャッキで作用させられる最大荷重 (1747.5 kN) まで作用させたものの、供試体は破壊には至らなかった。最大荷重時には、図-4.11 の⑦で示した、現行道示 IV の曲げ照査位置に生じた側面のひび割れ幅が拡大するとともに、東側の側面の柱の押込側端部と押込側の杭との間に斜め方向のせん断ひび割れが生じた（図-4.11 の⑦）。また、フーチング上面に柱の中心から載荷ジャッキ側に向けうひび割れが生じた（図-4.11 の⑧。）

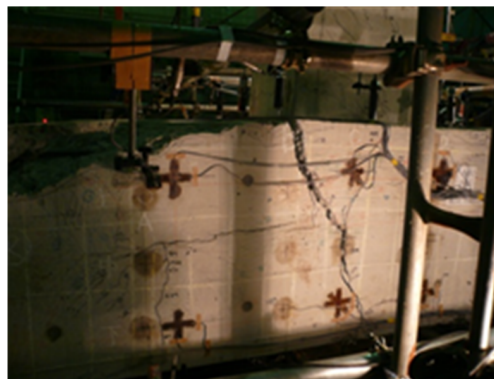
(b) ASR による損傷を模擬した供試体 (Caes AA1) に対する載荷実験結果

写真-4.5 に実験終了後の供試体の状況、表-4.21 に供試体に確認された損傷イベント、図-4.14 にフーチングの代表的な損傷状況、図-4.15 に載荷点における荷重と変位の関係を示す。図-4.16 はフーチングのひび割れ図を示しており、図-4.16 中の剥離はテストハンマによるたたき検査で確認されたコンクリートの浮上り範囲を示しており、剥離（実験開始前）として示す部分は実験開始前の ASR の膨張による浮上り、剥離（実験時）は載荷による浮上りの範囲を示している。

これらの図表より、Case AA1 の載荷実験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。荷重が 849.3 kN に達したあたりから、引抜側のフーチング上面における柱の引抜側端部位置から載荷直角方向に伸びるひび割れが生じ始めた（図-4.14 の①）。このひび割れは荷重の増加に伴って延伸し、側面からフーチング下面にまで到達している（図-4.14 の⑥）。荷重が 1003.2 kN に達した時点で、フーチング上面鉄筋のうち、杭直上ライン上の柱の引抜側端部付近に位置の上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.14 の②）。また、ほぼ同タイミングで柱部引抜側端部の載



(a) 側面（西側）から見た全体図



(b) 西側側面に発生したひび割れ

写真-4.5 実験終了後のフーチングの状況 (Case AA1)

表-4.21 Case AA1 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	299.1	2.2
柱引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生 (図-4.14 の①)	849.3	10.4
柱の引抜側端部付近のフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.14 の②)	1003.2	14.9
柱の押込側端部付近のフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.14 の③)	1028.7	19.0
柱の最外縁鉄筋が降伏	1094.4	23.0
せん断ひび割れ発生 (図-4.14 の⑤) および最大荷重	1543.6	76.0

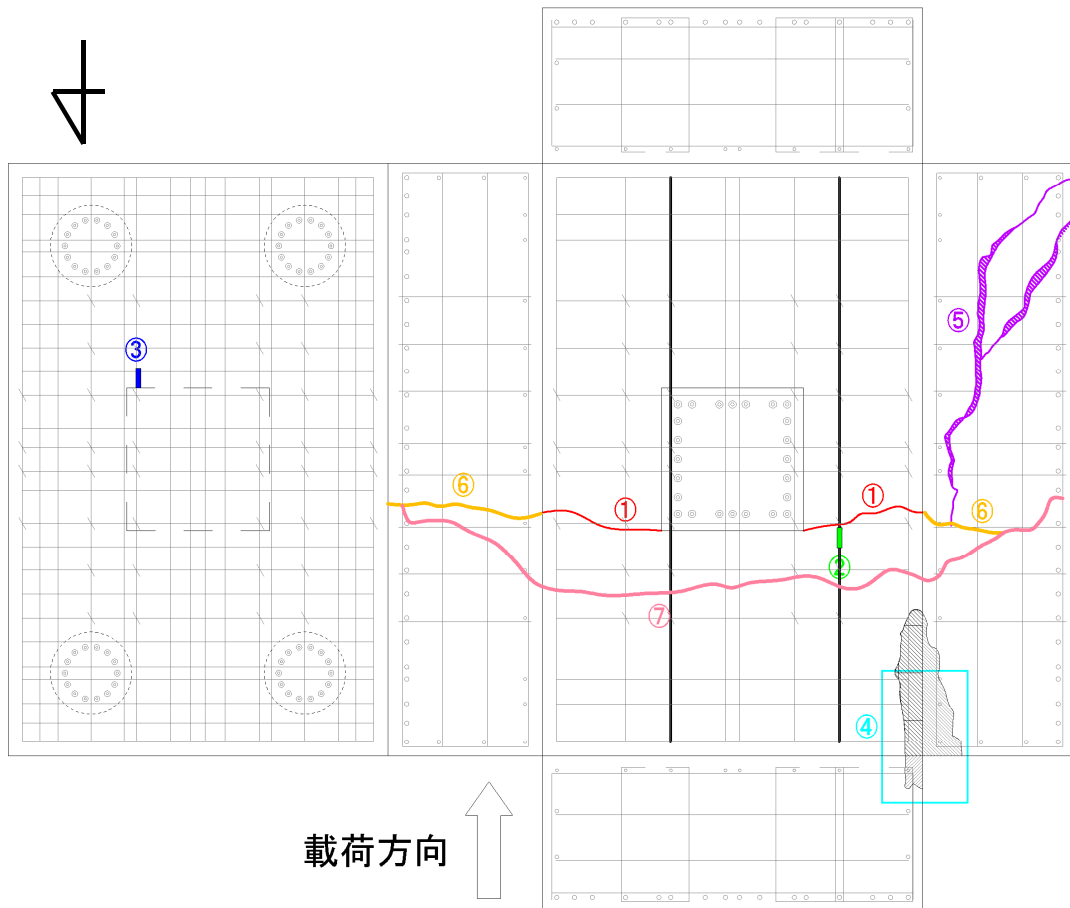


図-4.14 主な損傷イベントの発生個所 (Case AA1)

荷側に、円弧上のひび割れが生じた（図-4.14 の⑦）。図-4.14 の①のひび割れと同様に、⑦のひび割れも最終的にはフーチング下端に到達している。なお、図-4.14 の①や②の位置は、現行道示 IV の曲げ照査位置である。上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達したことにより、荷重-変位関係の剛性が大きく低下した。その直後、荷重変位が 19.0 mm（荷重が 1028.7 kN）に達したあたりで柱の押込側端部と押込側の杭との間の下面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.14 の③）。上面鉄筋が降伏した後に剛性が大きく低下したものの荷重は増加し続け、柱の最外縁鉄筋の降伏を経て、最終的に荷重変位が 76.0 mm（荷重が 1543.6 kN）に達した時点で、図-4.14 の①、⑥、⑦ のフーチング側面の曲げひび割れの幅が広がるとともに、柱の押込側端部から押込側の杭に向かうせん断ひび割れ（図-4.14 の⑤）が生じ、フーチングのせん断破壊により荷重が低下した。4.1.4(b) に示したように、Case AA1 には膨張材を混入して ASR を模擬したことによってフーチング側面に生じたひび割れが生じている。ASR を模擬したことによって生じたひび割れは、柱から押込側の杭にかけて水平に生じており、図-4.14 の⑤の上側のせん断ひび割れとほぼ同位置である。以上から、荷重が作用することによって ASR を模擬したことによって生じたひび割れが進展したものと考えられる。

なお、上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達したのは上述の図-4.14 の②のみであった。ただし、

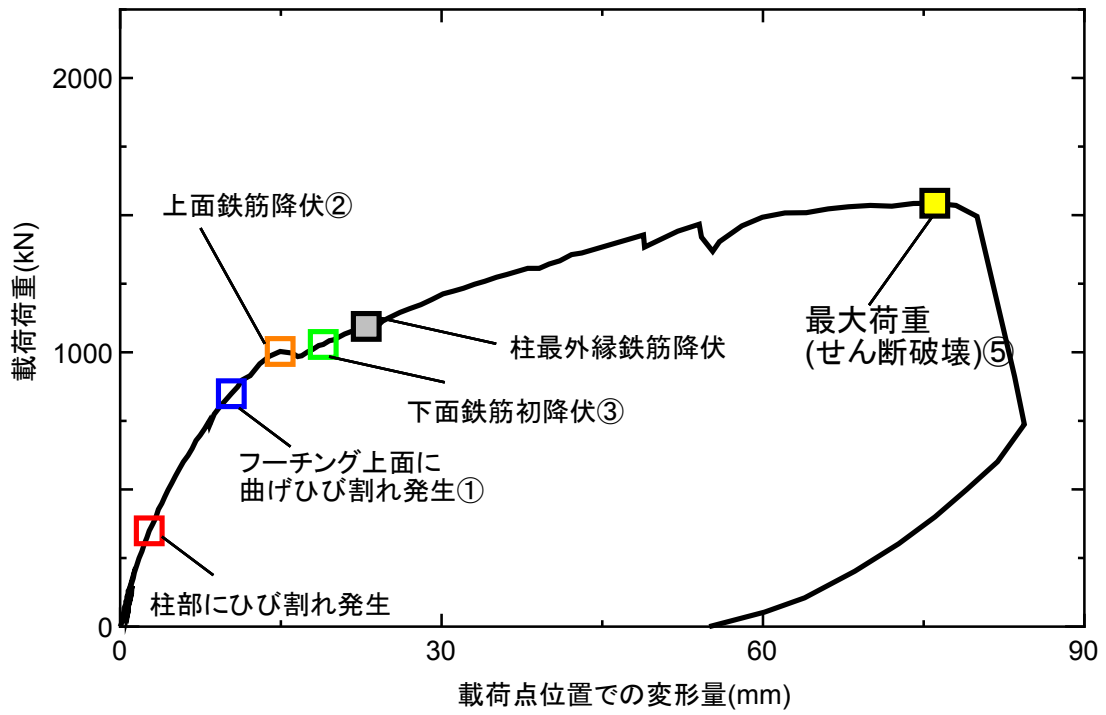


図-4.15 載荷点における荷重と変位の関係 (Case AA1)

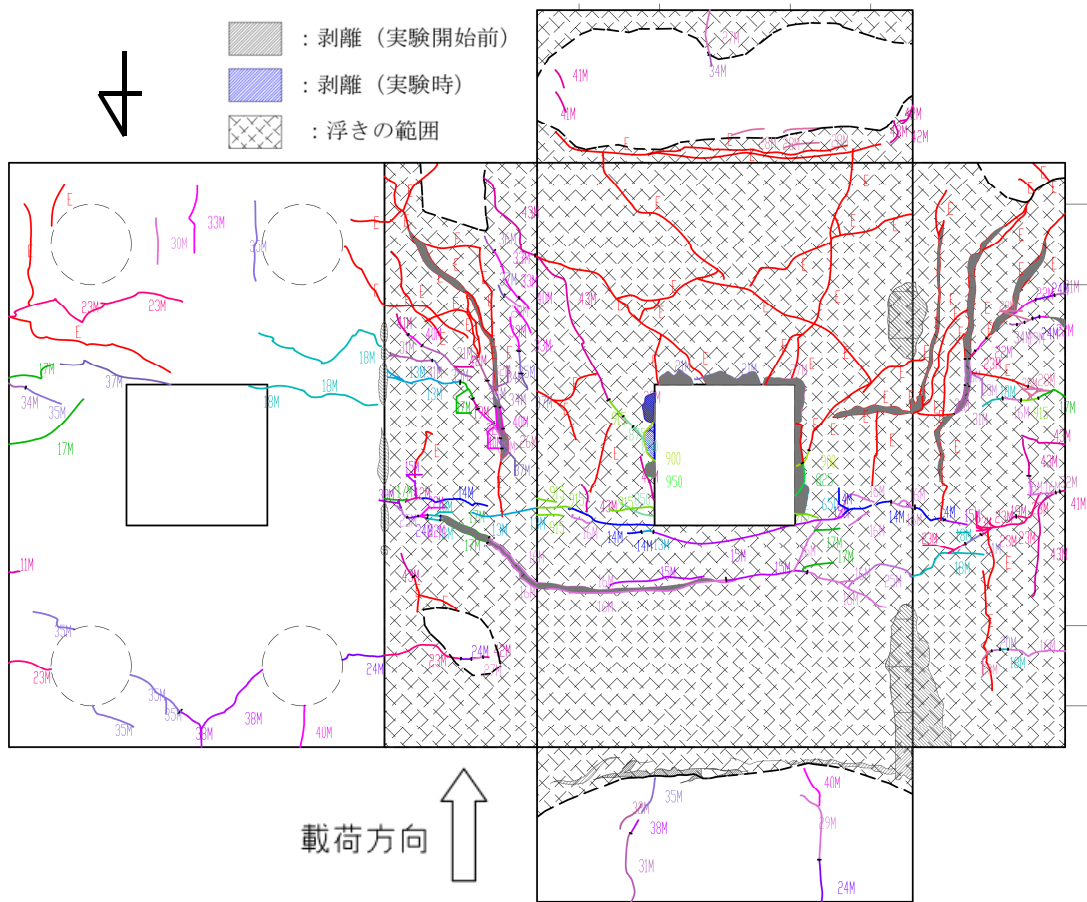


図-4.16 ひび割れ図 (Case AA1)

曲げ照査位置にある他の上面鉄筋のひずみが最大値を記録したのは、**図-4.14**の②の位置で計測されたひずみが降伏ひずみに達したのと同様であり、後述するようにこれ以降荷重が増加するに伴ってひずみは減少していた。実験終了後に打音検査により調査した結果、引張側のフーチング上面コンクリートが全て浮き上がっていることが確認された。さらに、**図-4.14**の④の位置の隅角部の上面コンクリートを研ったところ、**写真-4.6**に示すように鉄筋と周囲のコンクリートに隙間が生じているとともに、鉄筋が荷重方向に2 cmほど引き抜かれていることが確認された。このような上面鉄筋の引抜けが生じたのは、曲げ破壊先行型供試体の中ではCase AA1のみであった。

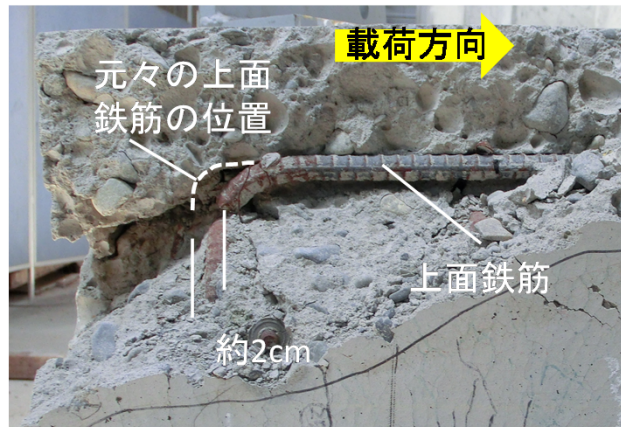
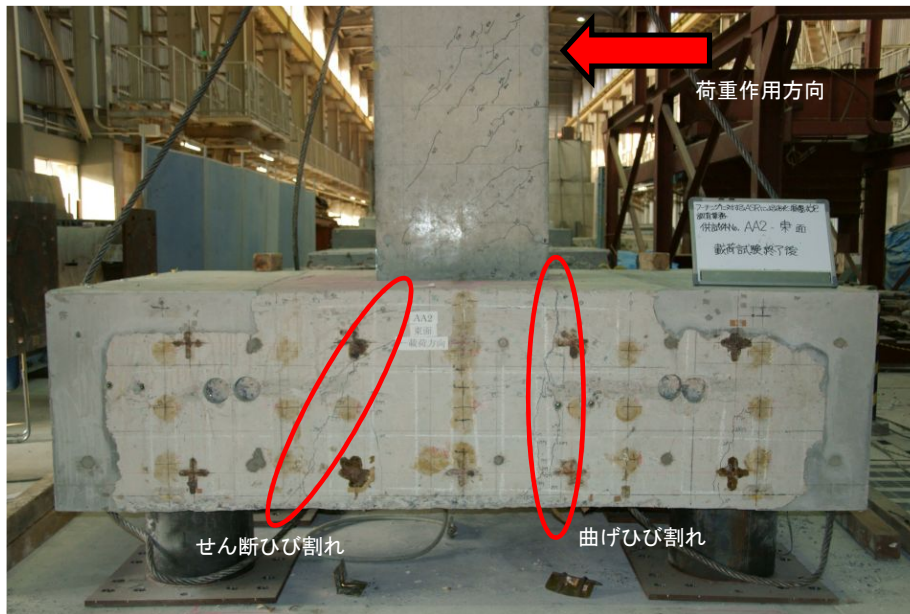


写真-4.6 実験終了後のフーチング隅角部の状況

(c) ASRによる損傷を補修した供試体 (Case AA2) に対する実験結果

写真-4.7に実験終了後の供試体の状況、**表-4.22**に供試体に確認された損傷イベント、**図-4.17**にフーチングの代表的な損傷状況、**図-4.18**に荷重点における荷重と変位の関係、**図-4.19**にフーチングのひび割れ図を示す。

これらの図表より、Case AA2の荷重実験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。荷重が921.8 kNに達したあたりから、引抜側のフーチング上面における柱の引抜側端部位置から荷重直角方向に伸びるひび割れが生じ始めた(**図-4.17**の①)。このひび割れは、後述する⑤のひび割れが増加するのとほぼ同時に側面にも延伸し、最終的にはフーチング下面まで到達した⑥。その後、荷重変位が18.2 mm (荷重が1133.7 kN)に達した時点で一部の上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した(**図-4.17**の②)。荷重変位が25.1 mm (荷重が1262.1 kN)に達すると上面鉄筋が全降伏に至った(**図-4.17**の③)。Case CA1と同様に、**図-4.17**の①のひび割れや、②、③の降伏ひずみに達した位置は柱の引抜側端部のライン上であり、現行道示IVの曲げ照査位置であった。全ての上面鉄筋が降伏に達した直後の荷重変位が26.1 mm (荷重が1306.2 kN)に達した時点で柱の押込側端部と押込側の杭の間の下面鉄筋のひずみも降伏ひずみに達した(**図-4.17**の④)。下面鉄筋が降伏に達したのちも荷重は増加し続け、荷重変位が49.6 mm (荷重が1575.9 kN)に達した時点で荷重架台が動いたことにより荷重が低下したため、実験を終了した。なお、Case AA2ではCase



(a) 側面（東側）から見た全体図



(b) 東側側面に発生したせん断ひび割れ



(c) 東側側面に発生した曲げひび割れ

写真-4.7 実験終了後のフーチングの状況 (Case AA2)

表-4.22 Case AA2 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	350.1	2.3
柱引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生 (図-4.17 の①)	921.8	10.8
柱の引抜側端部付近のフーチング上面鉄筋が降伏および (図-4.17 の②)	1133.7	18.2
柱の押込側端部と押込み側の杭の間でせん断ひび割れ発生 (図-4.17 の⑤)		
柱の最外縁鉄筋が降伏	1180.7	21.1
柱の引抜側端部付近の全てのフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.17 の③)	1262.1	25.1
柱の押込側端部付近フーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.17 の④)	1306.2	26.1
最大荷重	1575.9	49.6

AA1 のような急激な剛性低下は確認されなかった。その一方で、全ての上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達したあたりから、柱の押込側端部と押込側の杭の間に、Case AA1 で最終的な荷重低下の要因となったせん断ひび割れと同様のひび割れが発生した (図-4.17 の⑤)。

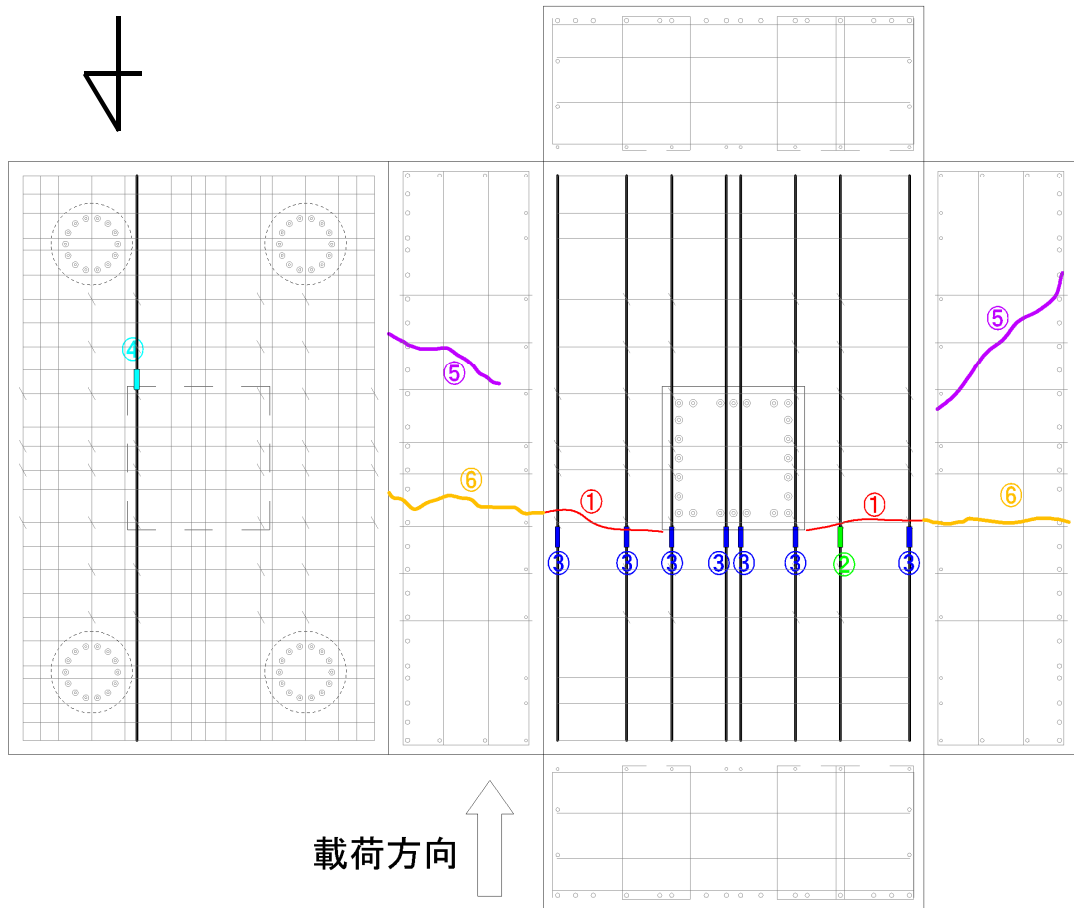


図-4.17 主な損傷イベントの発生個所 (Case AA2)

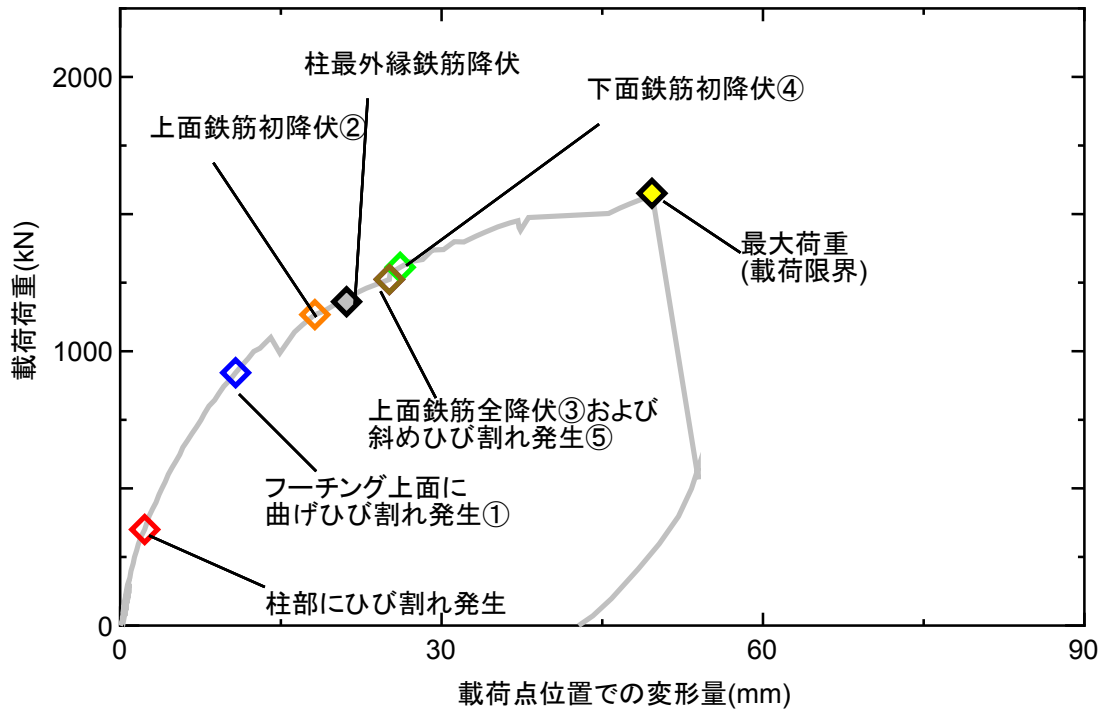


図-4.18 荷荷点における荷重と変位の関係 (Case AA2)

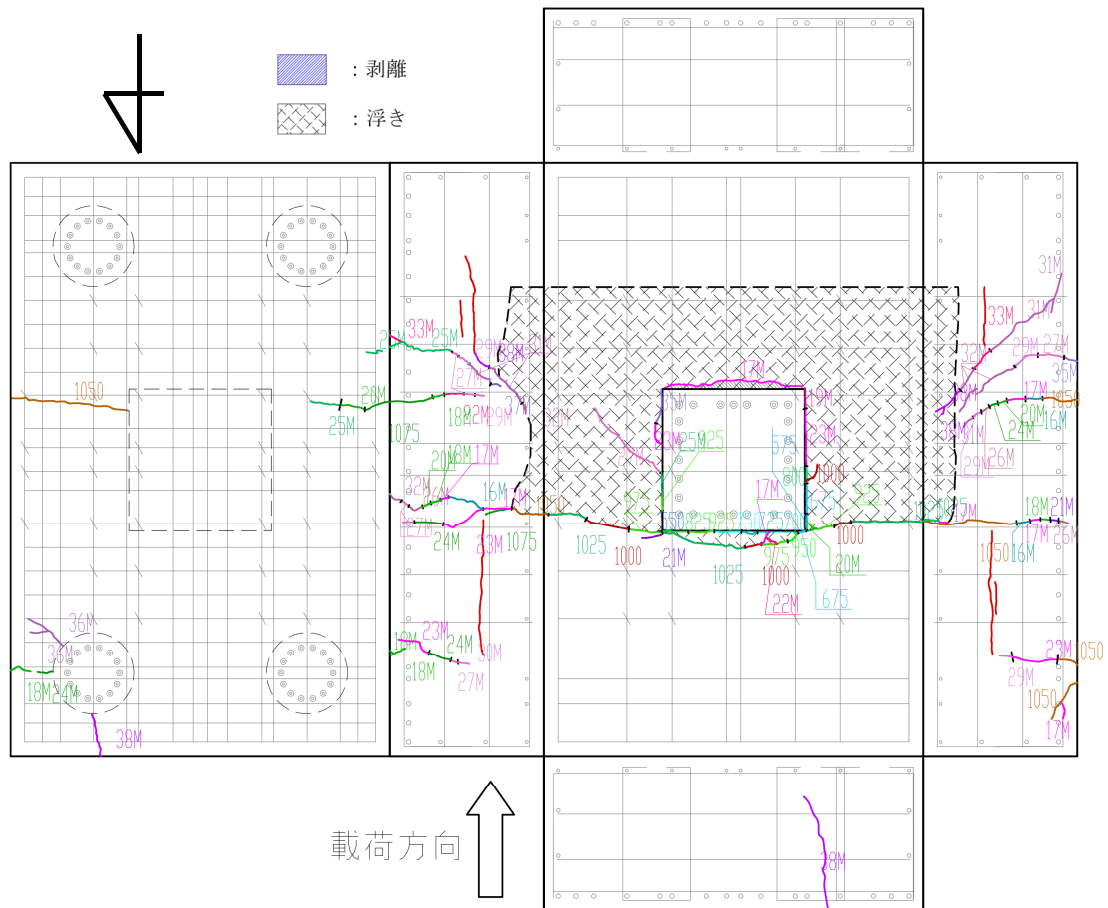
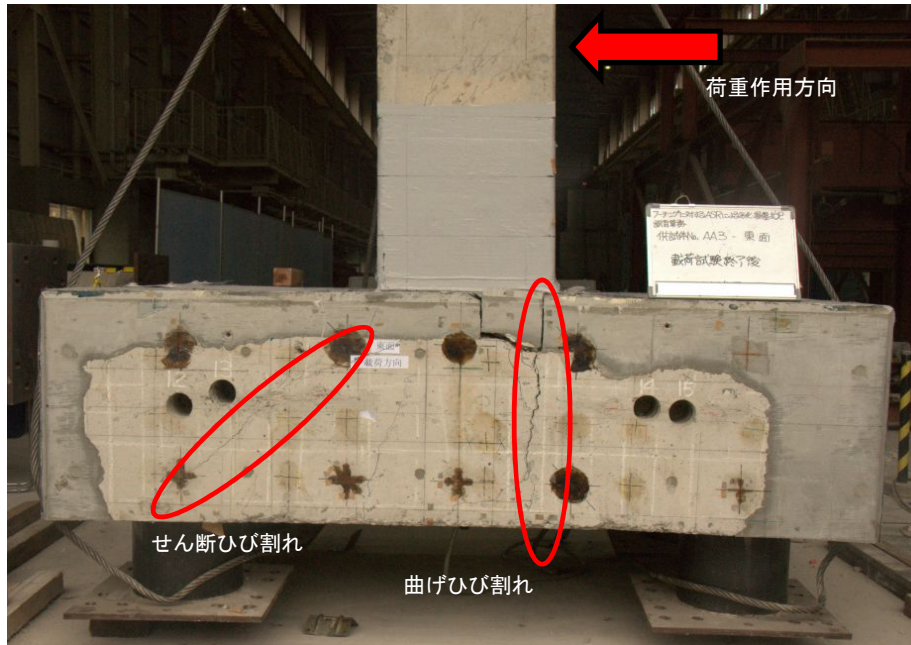


図-4.19 ひび割れ図 (Case AA2)

(d) ASR を模擬したフーチングに対して補修および炭素繊維シート貼付により補強した供試体 (Case AA3) に対する実験結果

写真-4.8 に実験終了後の供試体の状況、表-4.23 に供試体に確認された損傷イベント、図-4.20 にフーチングの代表的な損傷状況、図-4.21 に載荷点における荷重と変位の関係、図-4.22 にフーチングのひび割れ図を示す。

これらの図表より、Case AA3 の載荷実験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。荷重が 1100.3 kN に達したあたりから、フーチング側面の柱の引抜側端部位置から載荷直角方向に伸びるひび割れが生じ始めた (図-4.20 の①)。このひび割れは荷重の増加とともに下向きに延伸し、荷重が 1508.3 kN (載荷変位が 24.3 mm) に達したあたりでフーチング下面に到達した (図-4.20 の②)。荷重が 1149.3 kN に達した時点で一部の上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した (図-4.20 の③)。上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した位置は前述の 3 ケースと同じ柱の引抜側端部付近であり、現行道示 IV で定められている曲げ照査位置であった。載荷変位が 17.2 mm (荷重が 1314.1 kN) に達したあたりで柱の最外縁鉄筋が降伏した。載荷変位が 18.1 mm (荷重が 1353.3 kN) に達したあたりで、現行道示 IV のフーチング曲げ照査位置となる柱の引抜側端部の炭素繊維シートに浮上りが確認された (図-4.20 の④)。ただし、炭素繊維シートは、最大荷重に至るまでに破断する



(a) 側面（東側）から見た全体図



(b) 東側側面に発生したせん断ひび割れ



(c) 東側側面に発生した曲げひび割れ

写真-4.8 実験終了後のフーチングの状況 (Case AA3)

表-4.23 Case AA3 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	600.2	4.8
柱引抜側端部付近のフーチング側面に曲げひび割れ発生 (図-4.20 の①)	1100.3	10.9
柱の引抜側端部付近のフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.20 の③)	1149.3	12.4
柱の最外縁鉄筋が降伏	1314.1	17.2
フーチングの曲げ照査位置 (柱引抜側端部付近) で炭素繊維シートが浮上り (図-4.20 の④)	1353.3	18.1
炭素繊維シートの浮上り範囲が拡大および (図-4.20 の⑤)	1444.5	21.3
柱の押込側端部と押込み側の杭の間でせん断ひび割れ発生 (図-4.20 の⑨)		
柱の引抜側端部付近の全てのフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.20 の⑥)	1490.6	23.3
柱の押込側端部付近のフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.20 の⑦)	1508.3	24.3
柱の押込側端部付近の全てのフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.20 の⑧)	2048.6	64.4
最大荷重 (荷重除荷)	2068.2	68.4

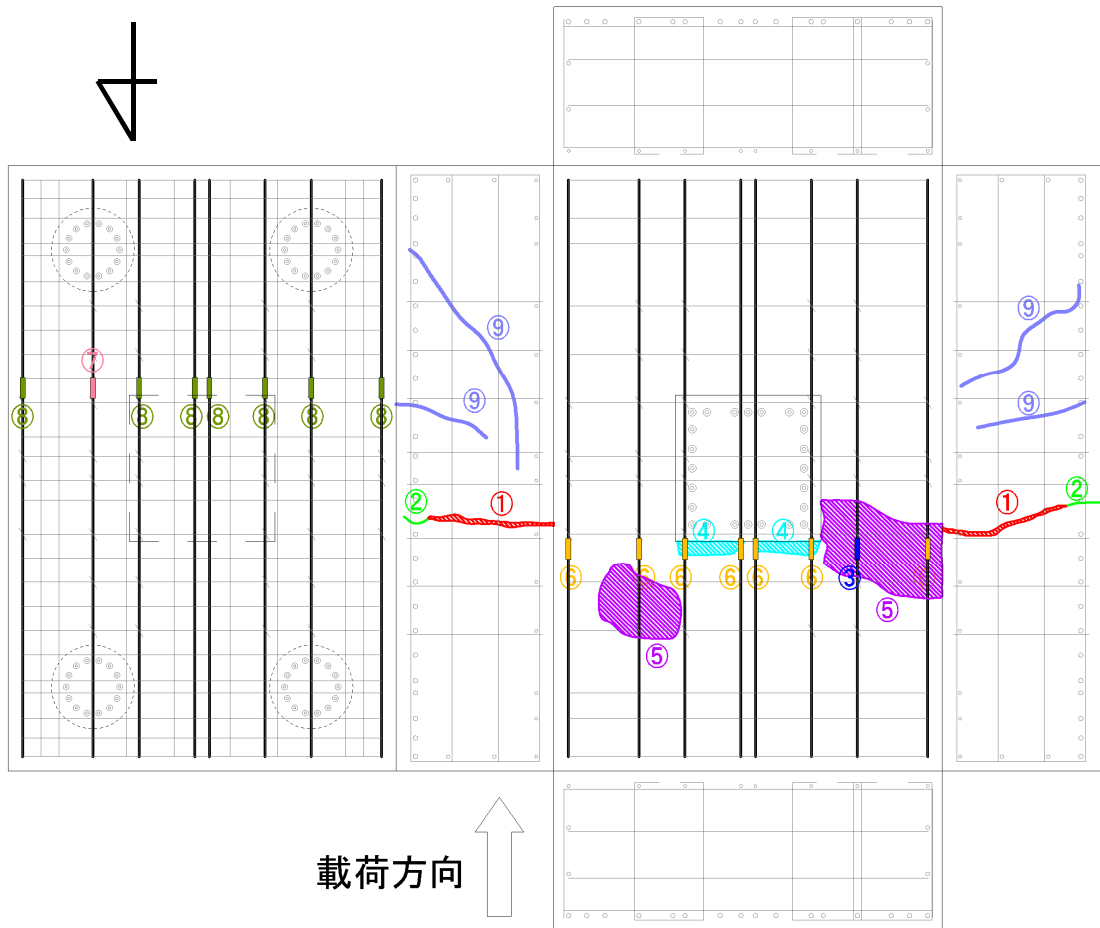


図-4.20 主な損傷イベントの発生個所 (Case AA3)

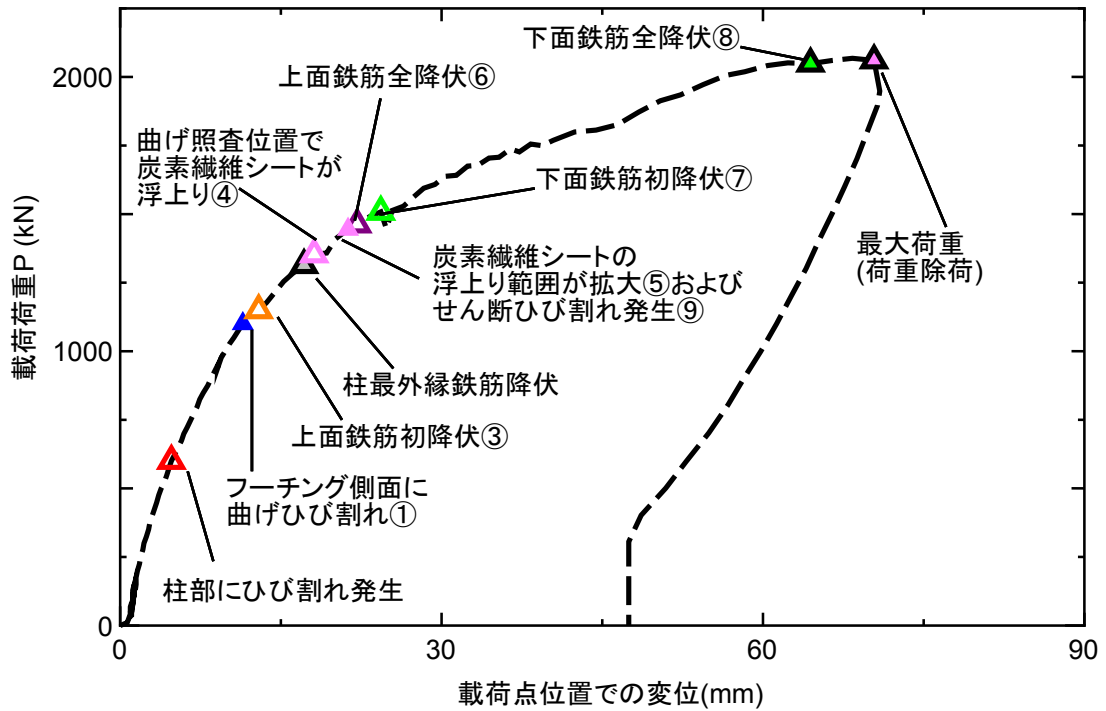


図-4.21 荷荷点における荷重と変位の関係 (Case AA3)

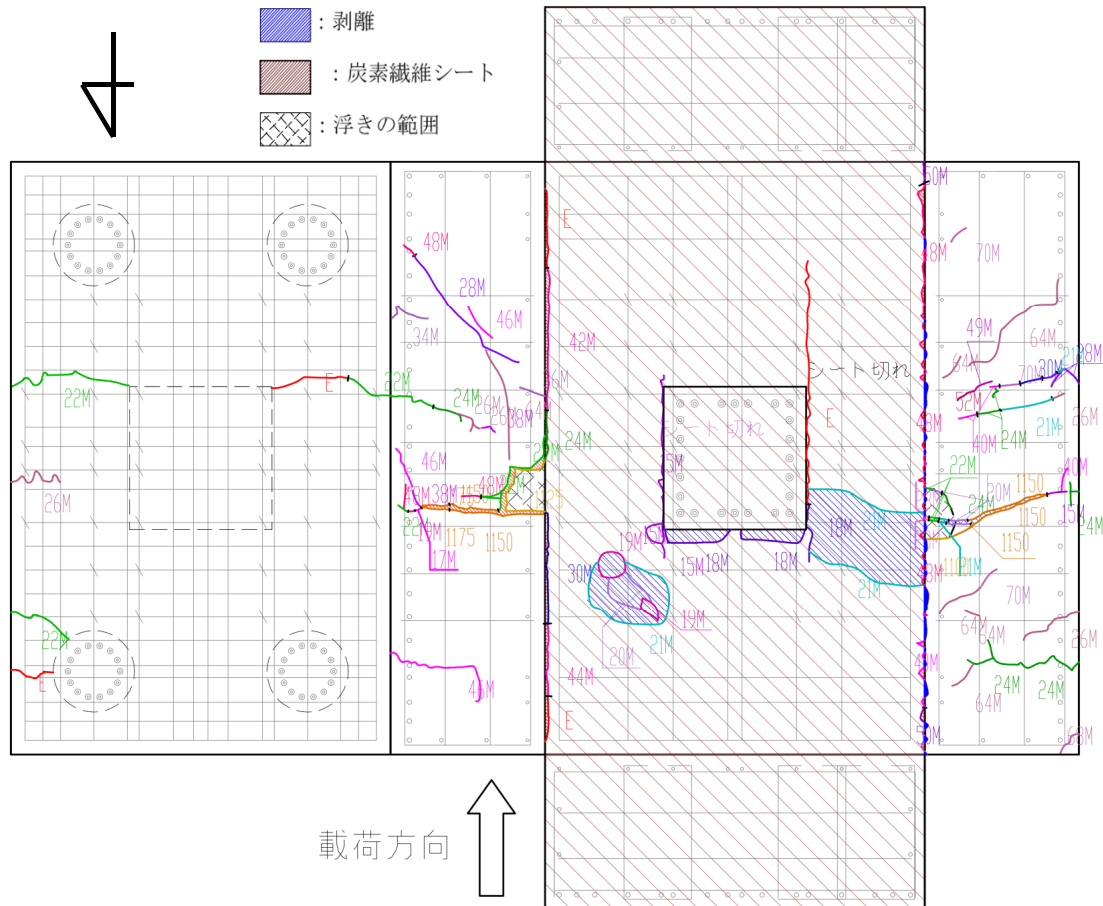


図-4.22 ひび割れ図 (Case AA3)

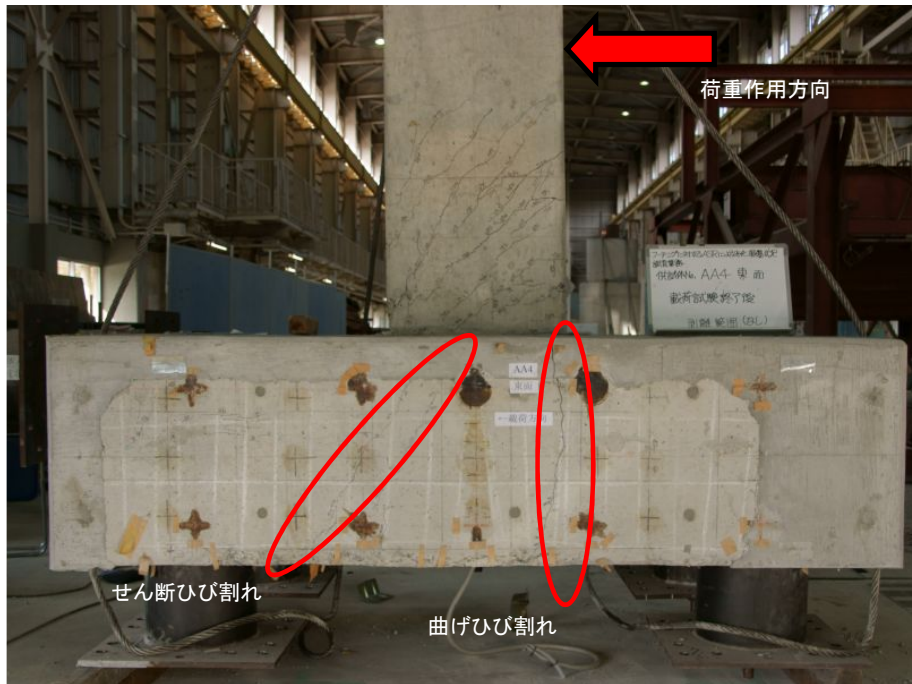
ことはなかった。荷重変位が 21.3 mm（荷重が 1444.5 kN）に達したあたりで炭素繊維シートの浮上り範囲が広範囲に広がった（図-4.20 の⑤）。なお、炭素繊維シートの浮上りについては、浮き上がった炭素繊維シートの貼り付け面にフーチング上面のモルタル片が付着していたことから、炭素繊維シートの接着剤とコンクリートとの間の剥離ではなく、モルタルの引張り強度が上限に達したことによる、モルタルの破壊であった。炭素繊維シートの浮上りが広範囲に広がった直後の荷重変位が 23.3 mm（荷重が 1490.6 kN）に達したあたりで全ての上面鉄筋が降伏した（図-4.20 の⑥）。さらに、荷重変位が 24.3 mm（荷重が 1508.3 kN）に達したあたりで、Case AA1 などと同様に、柱の押込側端部と押込側の杭との間のフーチング下面鉄筋が降伏し（図-4.20 の⑦）、荷重変位が 64.4 mm（荷重が 2048.6 kN）に達したあたりで全ての下面鉄筋が降伏（図-4.20 の⑧）したことを確認し、荷重を除荷した。

なお、図-4.22 には、炭素繊維シートの剥離範囲の記録として荷重変位が 21.3 mm に達した時の記録までしか記載されていないが、これは荷重変位が 21.3 mm 以上では浮上り範囲の測定を行っていないためであり、荷重変位が 21.3 mm 時点から浮上り範囲が拡大していないという意味ではない。測定をやめた理由は、これ以上大きな変位を作用させた場合には、フーチング上面に乗って打音検査により剥離範囲を確認することは危険であると判断したためである。

また、荷重変位が 21.3 mm（荷重が 1444.5 kN）に達して炭素繊維シートの浮上り範囲が拡大すると同時に、前述の 3 ケースと同様にフーチング側面に、柱位置から押込側の杭に向かう斜め方向のひび割れが生じた（図-4.20 の㊸）。

(e) ASR を模擬したフーチングに対して補修および水平 PC 鋼材の導入により補強した供試体 (Case AA4) に対する実験結果

写真-4.9 に実験終了後の供試体の状況、表-4.24 に供試体に確認された損傷イベント、図-4.23 にフーチングの代表的な損傷状況、図-4.24 に荷重点における荷重と変位の関係、図-4.25 にフーチングのひび割れ図を示す。



(a) 側面（東側）から見た全体図



(b) 東側側面に発生したせん断ひび割れ



(c) 東側側面に発生した曲げひび割れ

写真-4.9 実験終了後のフーチングの状況 (Case AA4)

ひび割れの性状について見てみると、荷重変位が 32.3 mm（荷重が 1700.5 kN）に達したあたり

表-4.24 Case AA4 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	451.1	2.5
柱の最外縁鉄筋が降伏	1203.3	13.3
柱引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生 (図-4.23 の①)	1220.9	13.3
柱の引抜側端部付近のフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.23 の②)	1476.9	20.4
引抜側の杭近傍のフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.23 の③)	1657.3	29.4
柱の押込側端部と押込み側の杭の間でせん断ひび割れ発生 (図-4.23 の⑤)	1700.5	32.3
柱の引抜側端部付近の全てのフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.23 の④)	1748.5	35.5
最大荷重 (荷重除荷)	1987.8	60.8

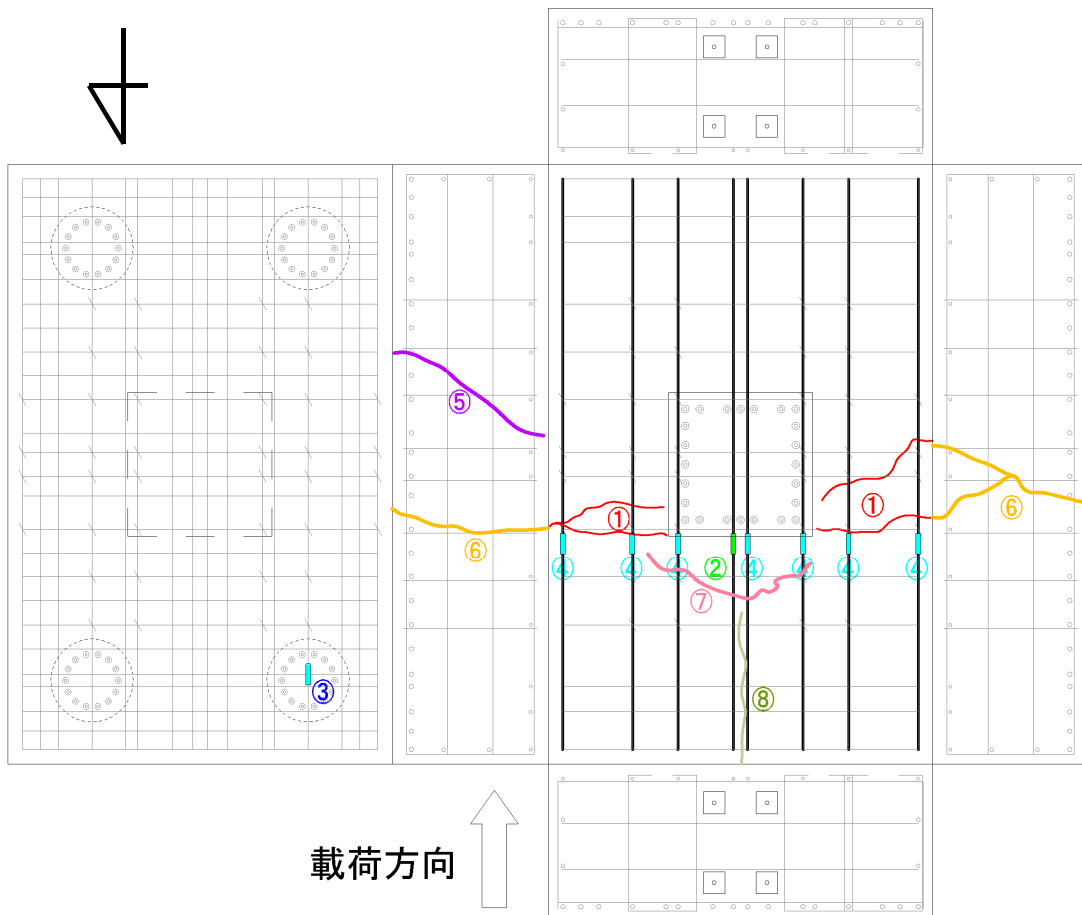


図-4.23 主な損傷イベントの発生個所 (Case AA4)

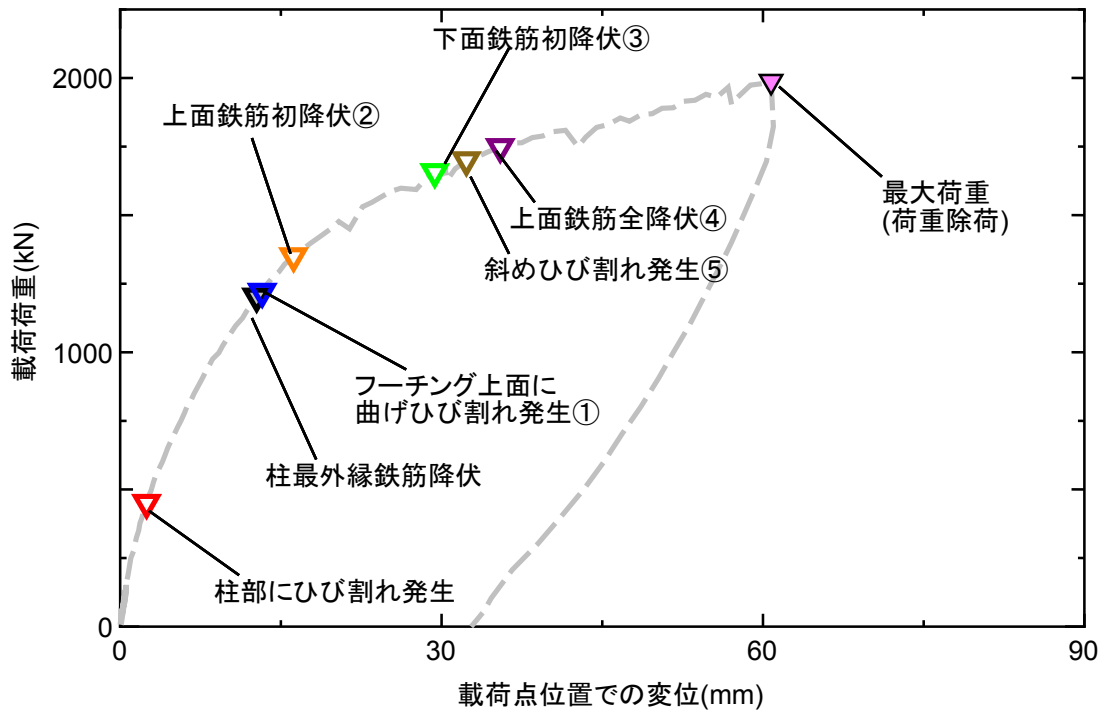


図-4.24 載荷点における荷重と変位の関係 (Case AA4)

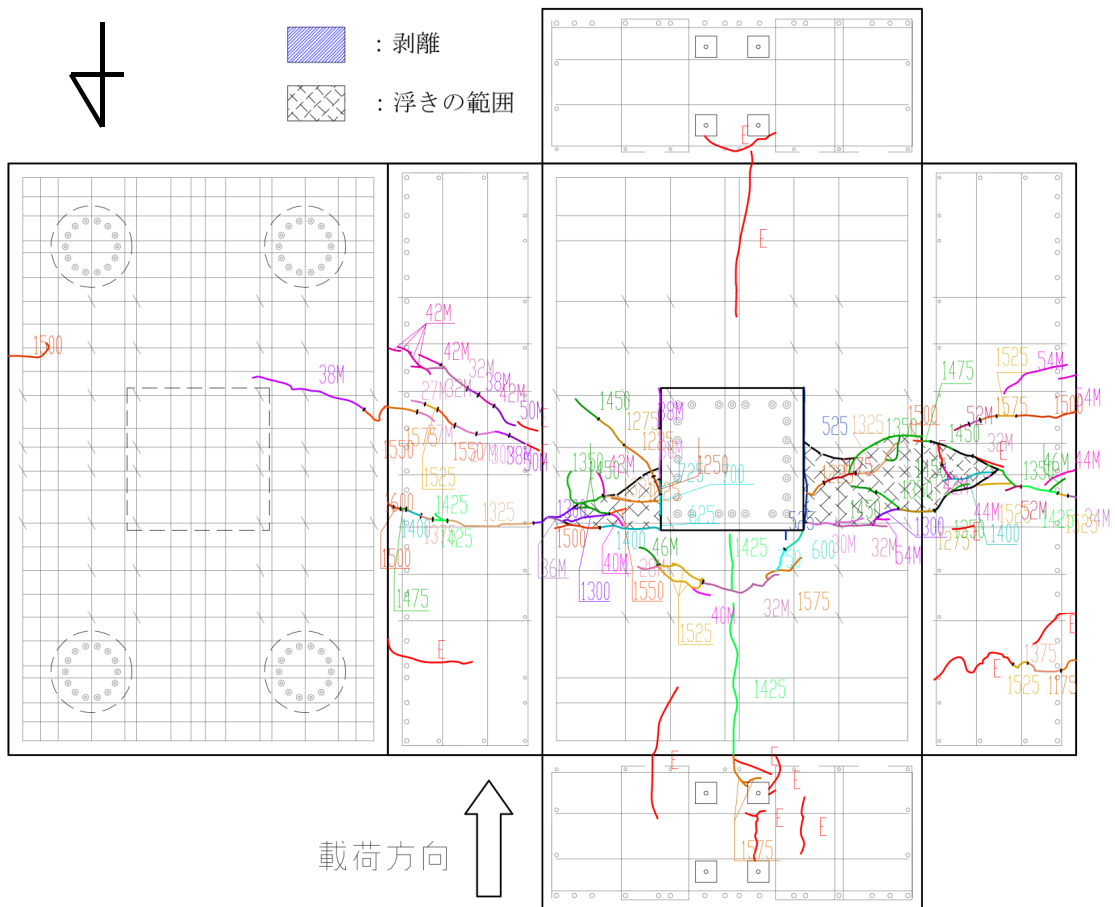


図-4.25 ひび割れ図 (Case AA4)

で、Case AA2 や AA3 と同様に柱の押込側端部から押込み側の杭に向かう斜め方向のひび割れが生じた（図-4.23 の⑤）。これらの図表より、Case AA4 の載荷実験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。荷重が 1203.3 kN に達した時点で、柱の最外縁の鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した。荷重が 1220.9 kN に達したあたりから、引抜側のフーチング上面における柱の引抜側端部位置から載荷直角方向に伸びるひび割れが生じ始めた（図-4.23 の①）。このひび割れは、最終的にはフーチング下面にまで到達している⑥。荷重が 1476.9 kN に達した時点で、一部のフーチング上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.23 の②）。ひずみが降伏ひずみに達した位置は、前述の 4 ケースと同じ、現行道示 IV の曲げ照査位置である、柱の引抜側端部付近であった。載荷変位が 29.4 mm（荷重が 1657.3 kN）に達した時点で、引抜側の杭直上のフーチング下面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.23 の③）。載荷変位が 35.5 mm（荷重が 1748.5 kN）に達したあたりで、フーチングの全ての上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した。ひずみが降伏ひずみに達した位置は、最初に上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した位置と同じ柱の引抜側端部付近であった（図-4.23 の④）。その後も荷重は増加し続け、載荷変位が 60.8 mm（1987.8 kN）に達した時点で、荷重を除荷した。荷重を除荷した理由は、本ケースがプレストレスを導入しており、破壊に至ることでコンクリート片が周囲に飛び散るなどの危険性があり、実験の安全を考慮したためである。なお、Case CA1 と同様に、フーチング上面においては、柱の引抜側周辺に円弧上のひび割れ⑦、柱の引抜側端部から載荷ジャッキ側に向かうひび割れが生じた⑧。

4.3.2 各ケースの実験結果の比較

(a) 荷重－変位関係および損傷過程の比較

図-4.26 に各ケースの荷重－変位関係、表-4.25 に各ケースの供試体において最大荷重に至るまでに確認された損傷イベントとその時の載荷荷重・載荷変位の値、荷重低下要因を示す。また、表-4.26 に、柱およびフーチングの降伏時の荷重について、実験結果（実験値）と実験供試体の設計時において得られた設計結果（設計値）を示す。

図-4.26 に示すように、Case AA1 では荷重が 1003.2 kN（載荷変位が 14.9 mm）で上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達して以降、剛性が大きく低下している。この変位レベルまでの各ケースの荷重－変位曲線を見てみると、Case AA1 の荷重－変位関係が最も下側にあり、他の 4 ケースに比べて剛性が小さいことが分かる。また、他のケースでは、Case AA1 で見られたような急激な剛性低下も生じなかった。以上から、ASR によってフーチングの剛性が低下することが明らかになった。補修を行った Case AA2 の剛性は Case AA1 よりも大きいものの、Case CA1 よりも小さく、ASR による損傷を補修したとしても、ASR による損傷を受ける前までには剛性が回復しなかった。写真-4.27 に示すように、Case AA2 に対して実験終了後に供試体からコアを採取したところ、ひび割れが確認された。このコアの採取位置は載荷実験でひび割れが生じていない箇所であることから、コアに確認されたひび割れは実験開始前から生じていた ASR を模擬したことによるひび割れ

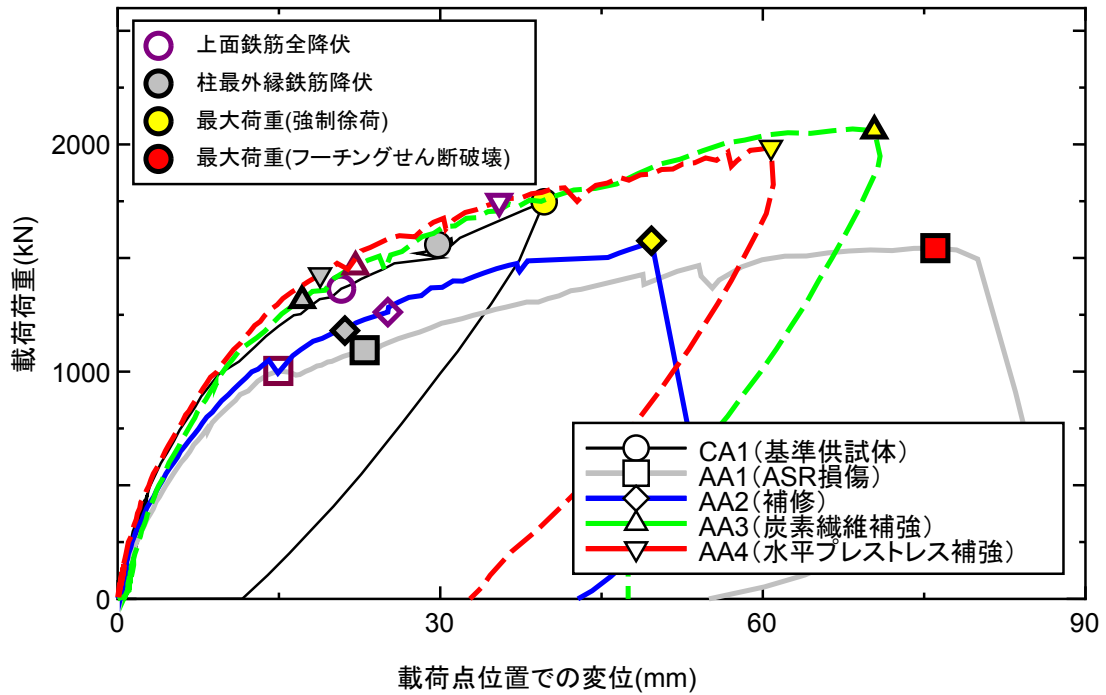


図-4.26 曲げ破壊先行型供試体の荷重－変位関係



図-4.27 ひび割れ充填剤の未充填の状況

であると考えられる。以上から、Case AA2 においては補修時に導入にしたひび割れ充填剤が確実に充填されずに未充填領域が残ったものと考えられ、これが Case AA2 の剛性が基準供試体よりも小さかった一因と考えられる。補強を行った Case AA3 や AA4 の剛性は Case CA1 とほぼ同程度であり、Case AA2 で施した補修に加えて炭素繊維シートの張付けや水平プレストレスの導入による補強を行うことで、剛性が基準供試体と同程度まで向上することが明らかになった。この理由については、4.3.2(d) で後述する。

表-4.25 に示した各損傷イベントが生じた荷重について見てみると、いずれの損傷イベントについても Case AA1 の荷重は最も小さい。例えばフーチングが降伏するときの荷重の損傷イベント E について見てみると、Case AA1 は上面鉄筋が引抜けたことによって全ての上面鉄筋が降伏に達

表-4.25 曲げ破壊先行型供試体に生じた損傷イベントおよび最大荷重時の載荷荷重・載荷変位（上段：荷重 kN，下段：変位 mm）

損傷イベント		CA1	AA1	AA2	AA3	AA4
A	柱部にひび割れ発生	743.3	299.1	350.1	600.2	451.1
		5.8	2.2	2.3	4.8	2.5
B	柱の引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生	1044.4	849.3	921.8	1100.3* ¹	1220.9
		11.3	10.4	10.8	10.9* ¹	13.3
C	一部のフーチング上面鉄筋が降伏	1109.1	1003.2	1133.7	1149.3	1476.9
		12.8	14.9	18.2	12.4	20.4
D	柱の引張側端部で炭素繊維シートが浮上り	–	–	–	1353.3	–
		–	–	–	18.1	–
E	全てのフーチング上面鉄筋が降伏	1287.6	1003.2* ²	1262.1	1490.6	1748.5
		17.9	14.9* ²	25.1	23.3	35.5
F	一部のフーチング下面鉄筋が降伏	1365.1	1028.7	1306.2	1508.3	1657.3
		20.8	19.0	26.1	24.3	29.4
G	柱の最外縁鉄筋が降伏	1559.3	1094.4	1180.7	1314.1	1203.3
		29.8	23.0	21.1	17.2	13.3
H	斜めひび割れ発生	1747.5	1074.8	1262.1	1608.3	1700.5
		39.7	22.0	25.1	29.4	32.3
I	全てのフーチング下面鉄筋が降伏	–	–	–	2048.6	–
		–	–	–	64.4	–
J	最大荷重	1747.5	1543.6	1575.9	2068.2	1987.8
		39.7	76.0	49.6	68.4	60.8
	荷重低下、または除荷要因	強制的に除荷（ジャッキの限界）	フーチングのせん断破壊	強制的に除荷（架台の移動）	強制的に除荷	強制的に除荷

* 1: Case AA3 はフーチング上面に炭素繊維シートを張り付けたことから実験時にフーチング上面のひび割れ状況を確認できなかったため、損傷イベント B：柱の引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生欄には、柱の引抜側端部付近のフーチング側面に曲げひび割れが発生した時点の荷重・変位を示す。

* 2: Case AA1 はフーチング上面鉄筋の全降伏に至っていないため、一部の上面鉄筋が降伏ひずみに達した時点の荷重・変位を示す。

表-4.26 フーチングが降伏に達する時の荷重値の実験値と設計値の比較（曲げ破壊先行型供試体）

	CA1	AA1	AA2	AA3	AA4
設計値 (kN)	875	–	875	1438	1186
実験値 (kN)	1287.6	1003.2* ¹	1262.1	1490.6	1748.5
基準供試体 (Case CA1) との実験値の比較 (Case AAx の実験値 / Case CA1 の実験値)	1.00	0.78	0.98	1.16	1.36
実験値 / 設計値	1.47	–	1.44	1.04	1.47

* 1: Case AA1 はフーチングが降伏に達していないため、柱の引抜側端部付近の上面鉄筋が降伏に達した時点を示している。

していないために他のケースと同じように全ての上面鉄筋が降伏した時点をフーチングの降伏とみなすことはできない。ただし、**図-4.26**に示すように、荷重が1003.2 kN（载荷変位が14.9 mm）で上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点で剛性が著しく低下している。さらに、後述するようにこれ以降は上面鉄筋にひずみが生じないため、この点を降伏と仮定すれば、フーチングが降伏するときの荷重が最も小さいのはCase AA1である。そして、**表-4.26**に示すように、その時の荷重値は基準供試体のCase CA1の8割弱であった。また、これらの5ケースの中でフーチングが破壊したのはCase AA1のみであり、その破壊形態は柱の押込側端部と押込側の杭の間に生じるせん断ひび割れを伴うせん断破壊であった。加えて、その破壊荷重は他の最大荷重に比べて最も小さかった。以上から、ASRによって剛性だけでなく、耐力も小さくなり、その破壊形態は曲げではなく脆性的なせん断破壊となることが明らかになった。その他のケースのフーチング降伏時の荷重を見てみると、補修を行ったCase AA2と基準供試体のCase CA1がほぼ同じ荷重であり、その次に大きいケースがAA3で基準供試体の1.16倍、最も大きいケースがAA4で基準供試体の1.36倍であった。さらに、**表-4.25**に示すように、Case CA1においては、設計時の想定通り、柱の最外縁鉄筋のひずみが降伏ひずみに達するより前にフーチングの上面鉄筋が全降伏に至ったのに対し、Case AA3やAA4の上面鉄筋が全降伏に至るのは、柱の最外縁鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した後である。以上から、補強によって降伏曲げモーメントが増加し、柱の耐力よりもフーチングの耐力の方が大きくなったことがわかる。なお、上面鉄筋が全降伏に達する荷重レベルと、柱の最外縁鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する荷重の差（= 損傷イベントGが発生した荷重 - 損傷イベントEが発生した荷重の差で、以後 P_{GE} とする）は、Case AA3が176.5 kN、Case AA4が545.2 kNであり、Case AA4の P_{GE} はCase AA3に比べても3倍程度大きい。加えて、**表-4.25**を見ると、Case AA4において柱の最外縁鉄筋のひずみが降伏ひずみに達したのは、フーチング上面に曲げひび割れが入るよりも前である。以上から、Case AA4のフーチングは本実験ケースの中で最も大きな耐力を有していた可能性がある。

いずれのケースにおいても、損傷イベントBで曲げひび割れ、損傷イベントHのせん断ひび割れが発生している。上面のひび割れが確認できなかったCase AA3を除いて曲げひび割れの発生荷重を各ケースで比較すると、Case AA1 < Case AA2 < Case CA1 < Case AA4であった。補修のみを行ったCase AA2はCase CA1よりも小さく、水平PC鋼材の導入によって補強を行ったCase AA4はCase CA1よりも大きかったことから、Case AA4においては補強によって導入された水平プレストレスが有効に機能していると考えられる。せん断ひび割れ発生荷重は基準供試体のCase CA1が最も大きく、ASRを模擬したCase AA1が最も小さい。そして、補修や補強を行うことで、せん断ひび割れの発生荷重がCase AA1に比べて大きくなっており、これらの補修や補強を行うことでせん断ひび割れの発生を遅延させる効果が確認された。

表-4.26に示すように、フーチングが降伏に達するときの荷重値については、いずれのケースにおいても設計で想定した値よりも大きな値となっており、設計結果に対して安全側の結果となっている。ただし、設計値と実験値との比率についてはケース間でばらつきがあり、Case CA1, AA2,

AA4の実験値は計算値の1.4倍程度の値が得られた一方で、Case AA3は実験値と計算値がほぼ等しい。これは、後述するように炭素繊維シートの柱前面付近には浮上りが生じたことに伴って貼り付けた部位によって抵抗特性に違いがあるものの、この違いを適切に評価できていない可能性や、炭素繊維シートを張り付けたケースにおいてはフーチング上面の打ち代えたモルタルの引張破壊が確認されたことから、モルタルの強度を適切に評価できていない可能性が考えられる。

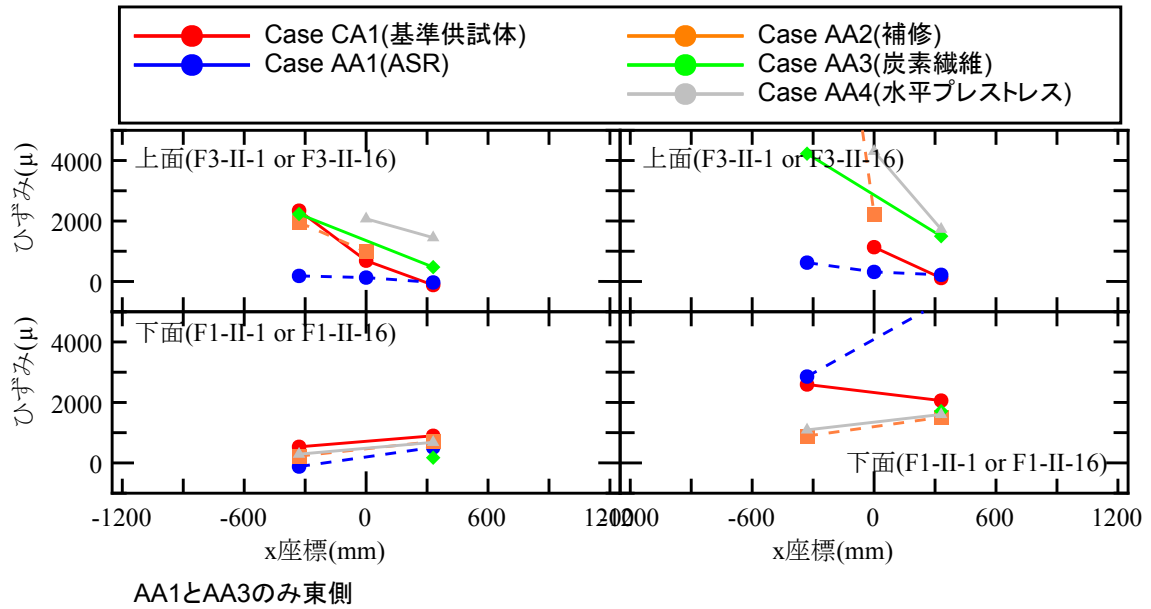
(b) フーチングの鉄筋のひずみ分布

フーチングの上下面鉄筋のひずみ分布について考察し、フーチングのどの部分が主として荷重に抵抗しているのかを確認する。図-4.28に、各ケースのフーチング上面鉄筋および下面鉄筋で計測されたひずみの荷重方向の分布を示す。計測位置は図-4.28(e)に示す通りであり、図-4.28(a)に示すフーチング端部の計測位置を最外縁ライン、図-4.28(b)に示す杭直上を通る計測線を杭直上ライン、図-4.28(c)に示す柱端部を通る計測線を柱端部ライン、図-4.28(d)に示すフーチング中心を通る計測線をフーチング中心ラインと呼ぶ。それぞれの図の上側には各ラインの上面鉄筋の結果を、下側には下面鉄筋の結果を示している。また、それぞれの左側の図は全ての上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点（上面鉄筋全降伏時）、右側の図は最大荷重が作用した時点（最大荷重時）における分布を示している。なお、Case AA1においては、上面鉄筋の引抜けにより上面鉄筋全降伏に至っていないため、図-4.14の②の上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の結果を示している。いずれの図も縦軸にひずみ(μ)、横軸に荷重方向の座標(x座標, mm)を示しており、座標の原点はフーチング中心である。

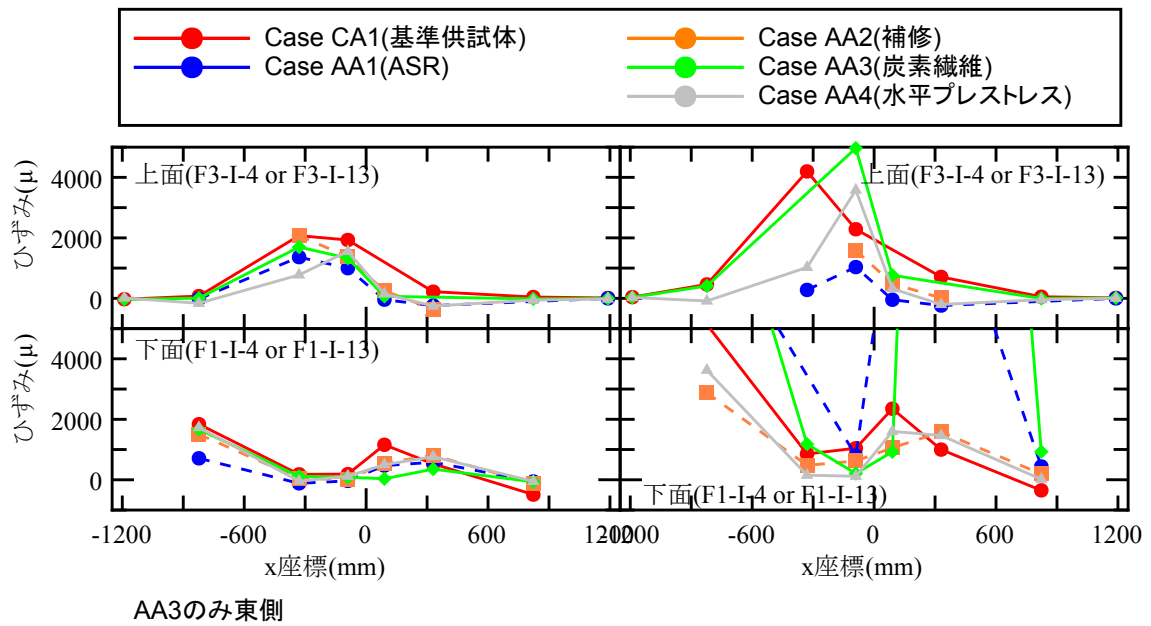
上面鉄筋全降伏時の上面鉄筋に生じたひずみの分布をみると、いずれのケースにおいても柱の引抜側端部($x = -330$ mm)のひずみが最も大きい。これは、4.3.1で述べたように、全てのケースにおいて、この位置の上面鉄筋が最も早く降伏ひずみに達したこと、この位置にひび割れが生じたのは比較的早期であったことから理解される。なお、この位置は現行の道路橋示方書においてフーチングの曲げ照査位置として定められている個所に等しい。上記の結果は、4つのライン全てについて同様である。以上から、ASRや補修・補強の有無によらず、曲げの照査位置は現行道示IVと同じ位置でよく、曲げに対する抵抗要素としてはフーチング全幅を考慮してよいと考えられる。

以上のように、いずれのケースにおいても上面鉄筋の中で最も大きなひずみが生じる位置は同じであり、柱の引抜側端部である一方で、柱の引抜側端部の上面鉄筋のひずみの値や荷重の増加に伴うひずみの変動傾向はケースによって異なる。ASRを模擬したCase AA1の柱の引抜側端部に生じているひずみや、荷重の増加に伴うひずみの増加量（上面鉄筋全降伏時で生じたひずみと最大荷重時に生じたひずみの差）は小さく、Case AA1の上面鉄筋は他のケースに比べて荷重に対する寄与が小さい。

下面鉄筋について見てみると、いずれのケースにおいても引抜側の杭の中心位置にあたる $x = -833$ mmと、柱の押込側端部直下の $x = 0 \sim 330$ mmに大きなひずみが生じている。4.3.1で述べた

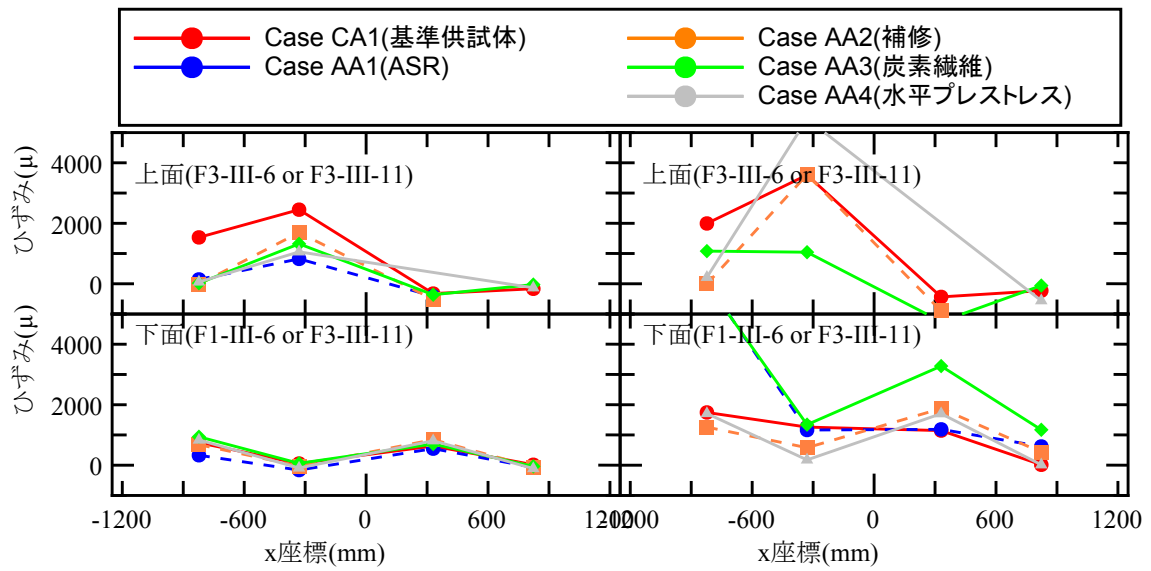


(a) 最外縁ライン



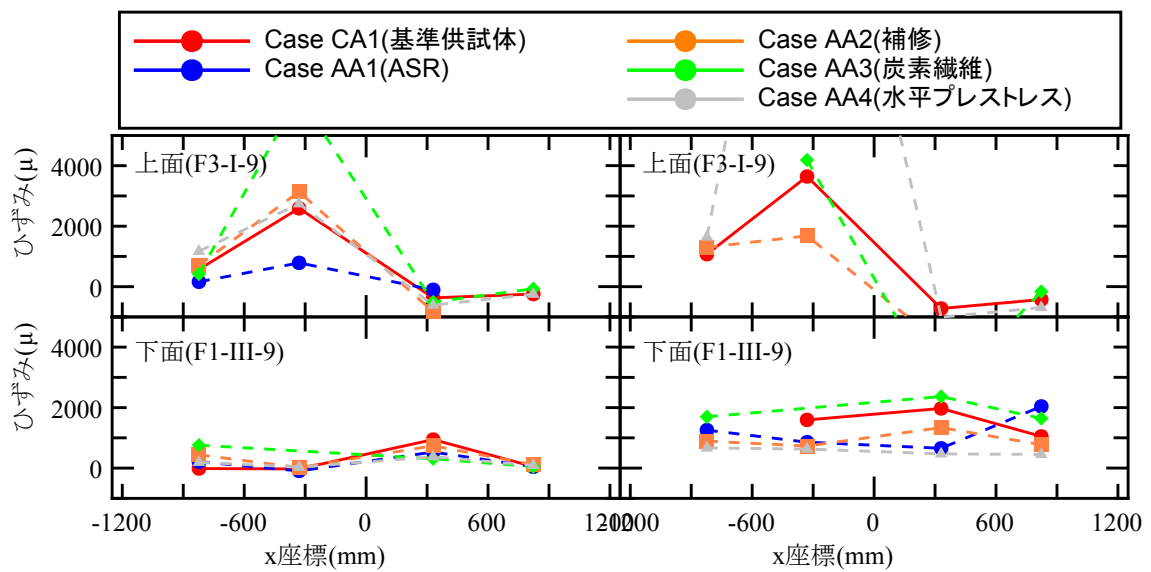
(b) 杭直上ライン

図-4.28 曲げ破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの荷重方向の空間分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：上面鉄筋全降伏時、右：最大荷重時）(1/3)



AA2のみ東側

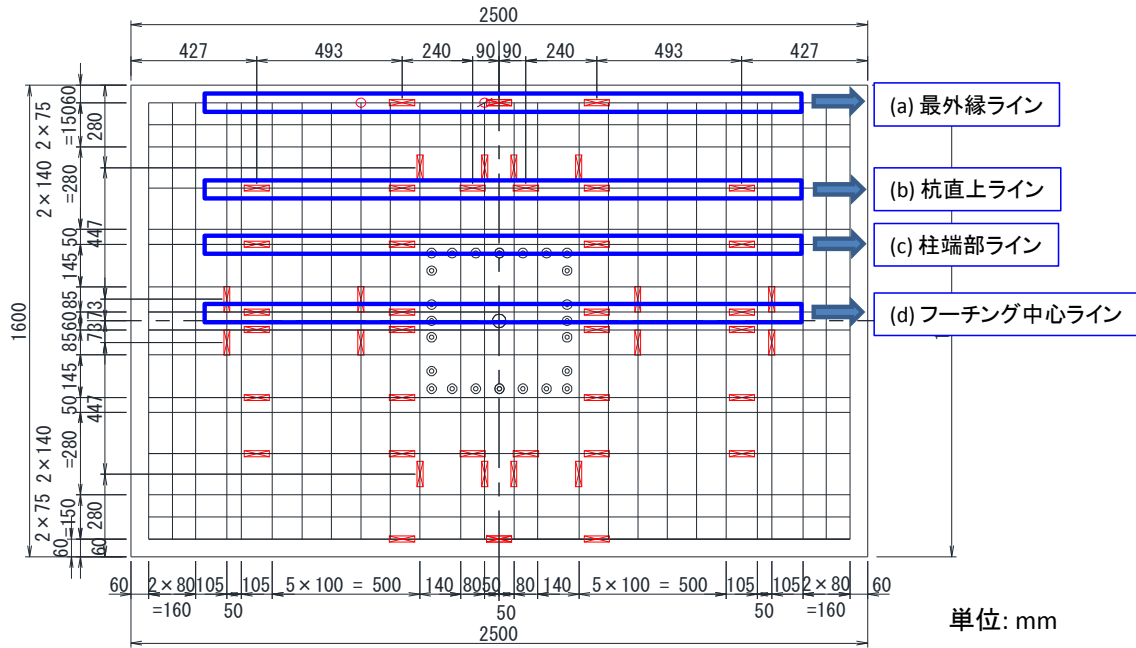
(c) 柱端部ライン



CA1, AA4: 東側 AA1, AA2, AA3: 西側

(d) フーチング中心ライン

図-4.28 曲げ破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの荷重方向の空間分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：上面鉄筋全降伏時、右：最大荷重時）(2/3)



(e) 計測位置

図-4.28 曲げ破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの荷重方向の空間分布（上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：上面鉄筋全降伏時、右：最大荷重時）(3/3)

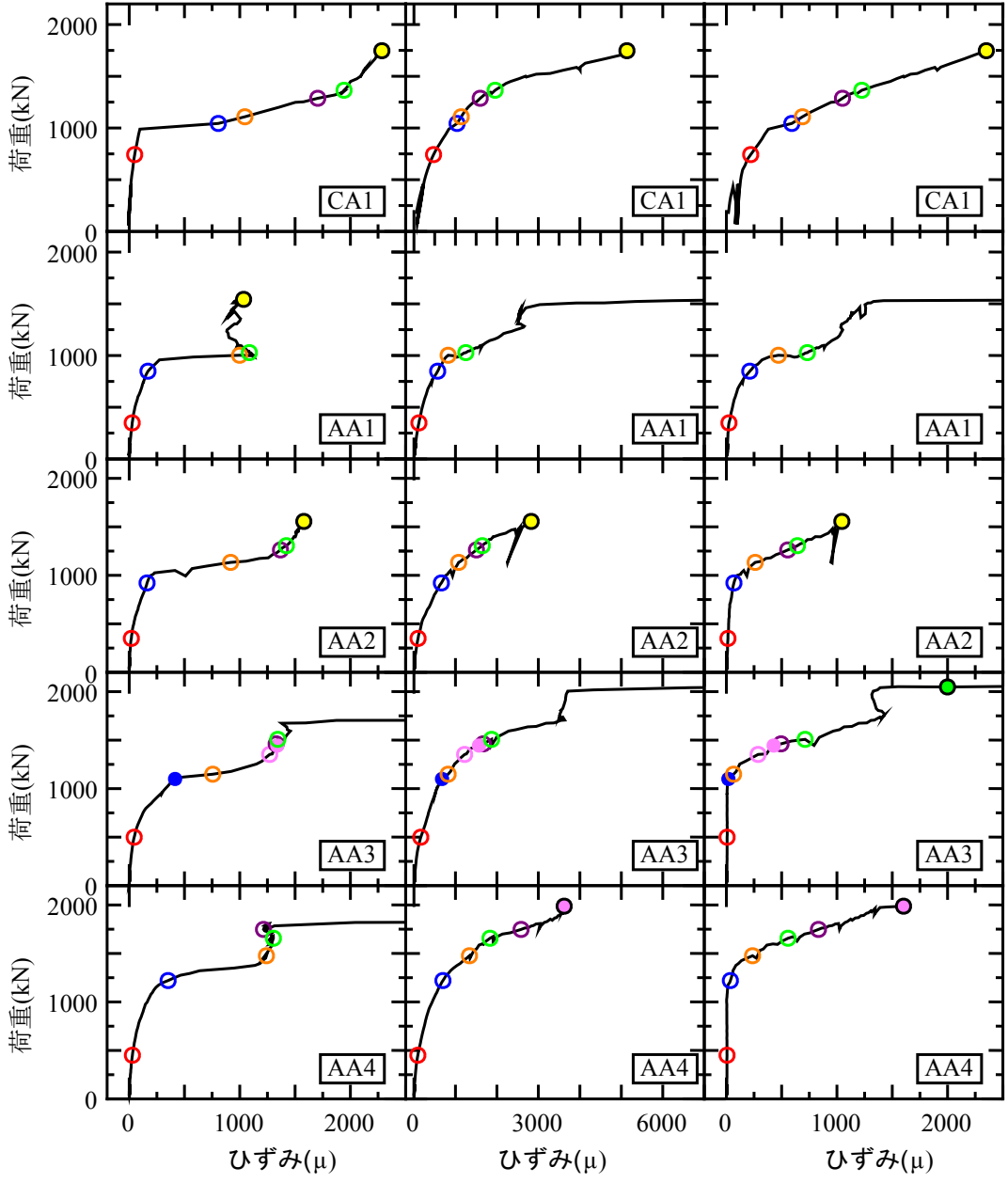
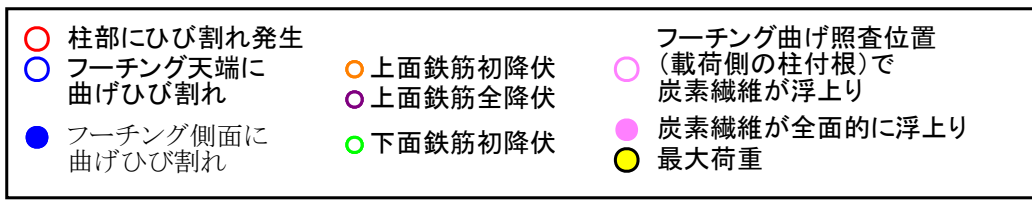
下面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した位置と一致する。また、 $x = -833 \text{ mm}$, $x = 0 \sim 330 \text{ mm}$ の2か所のひずみの値を4つのラインで比較すると、柱端部ラインやフーチング中心ラインで生じたひずみは杭直上ラインで生じたひずみよりも小さい。 $x = 0 \sim 330 \text{ mm}$ の範囲については柱から作用した水平荷重に対して、押込側の杭に発生した鉛直上向きの反力により、 $x = -833 \text{ mm}$ については引抜側の杭に発生した鉛直下向きの反力により、フーチング下面鉄筋に上下にせん断力を受けてダウエル効果が発生するものと考えられ、杭が近くにある杭直上ラインは他のラインに比べてこの影響が顕著であったものと考えられる。

以上から、曲げ破壊先行型のフーチングにおいては、ASRや補修・補強の有無によらず、(i) 柱の引抜側端部の上面鉄筋、(ii) 引抜側の杭直上の下面鉄筋、(iii) 柱の押込側端部と押込側の杭との間の下面鉄筋の3か所に大きなひずみが生じることが明らかになった。ただし、これらの領域のひずみの応答特性にはケース間で違いがみられ、ASRを模擬したCase AA1では、特に(i)の上面鉄筋のひずみが他のケースに比べて著しく小さかった。

(c) 荷重と鉄筋のひずみの関係

4.3.2(b)の検討から明らかになった、荷重に対して大きなひずみが発生する領域における鉄筋のひずみ応答特性を分析する。

図-4.29に、杭直上ラインの鉄筋で計測されたひずみと荷重荷重の関係を示す。図-4.29(a)が柱の引抜側端部の上面鉄筋、図-4.29(b)が引抜側の杭直上の下面鉄筋、図-4.29(c)が柱の押込側端部



(a) 柱の引抜側端部の上面鉄筋 (b) 引抜側の杭直上の下面鉄筋 (c) 柱の押込側端部と押込側の杭の間の下面鉄筋

図-4.29 載荷荷重と荷重に対して主として抵抗する領域の鉄筋で計測されたひずみの関係（曲げ破壊先行型供試体）

と押込側の杭の間の下面鉄筋の結果であり、上から順に Case CA1, AA1, AA2, AA3, AA4 の結果を示している。いずれも縦軸が載荷荷重 (kN)、横軸がひずみ (μ) であり、横軸の最大値は各鉄筋のひずみに応じて最適化している。

基準供試体の Case CA1 については、(a) 柱の引抜側端部の上面鉄筋や (c) の柱の押込み側端部と押込側の杭の間の下面鉄筋のひずみは、フーチングに曲げひび割れが生じたあたりで急増している。一方、(b) 引抜側の杭直上の下面鉄筋のひずみは急増することなく、荷重が増加し始めた瞬間から緩やかに増加し始めている。

ASR を模擬した Case AA1 の (a) のひずみは、Case CA1 と同様にフーチングに曲げひび割れが生じたあたりで急増している。ただし、その後の履歴は Case CA1 では増加し続けたのに対し、Case AA1 では減少している。これは、前述の通り上面鉄筋が引き抜けたことを示している。そしてひずみが減少し始めたときの荷重値は、**図-4.15** で示した荷重-変位関係において剛性が急減した荷重値と一致する。以上から、Case AA1 の剛性が急減した理由は上面鉄筋の引抜けであったものと推察される。Case AA1 の (b) や (c) のひずみは、上面鉄筋が引き抜けてひずみが減少し始めて以降に急増しており、上面鉄筋が引き抜けて抵抗要素となりえなくなった後は下面鉄筋が主として荷重を負担していることが分かる。以上から、ASR による損傷を受けたフーチングの耐荷メカニズムは基準供試体とは異なり、鉄筋が隅角部で破断したことによる定着長不足、コンクリートのひび割れによる付着力の低下により上面鉄筋の引抜けが生じた結果、上面鉄筋が負担できる荷重は小さく、相対的に下面鉄筋の負担が増えたものと考えられる。

Case AA2 や AA3, AA4 のひずみ履歴は Case CA1 とほぼ同様であり、Case AA1 で見られたような上面鉄筋のひずみの減少や、これに伴う下面鉄筋のひずみの急増は見られない。すなわち、補修によって上面鉄筋の付着力が回復したものと考えられ、その結果、Case AA2 や AA3, AA4 の荷重-変位関係では Case AA1 のような剛性低下が確認されず、また、Case AA1 に比べて耐力が増加しているものと考えられる。以上から、本実験で実施した補修を行うことによって上面鉄筋の付着力が回復し、これがフーチングの耐荷性能の回復に寄与することが確認された。

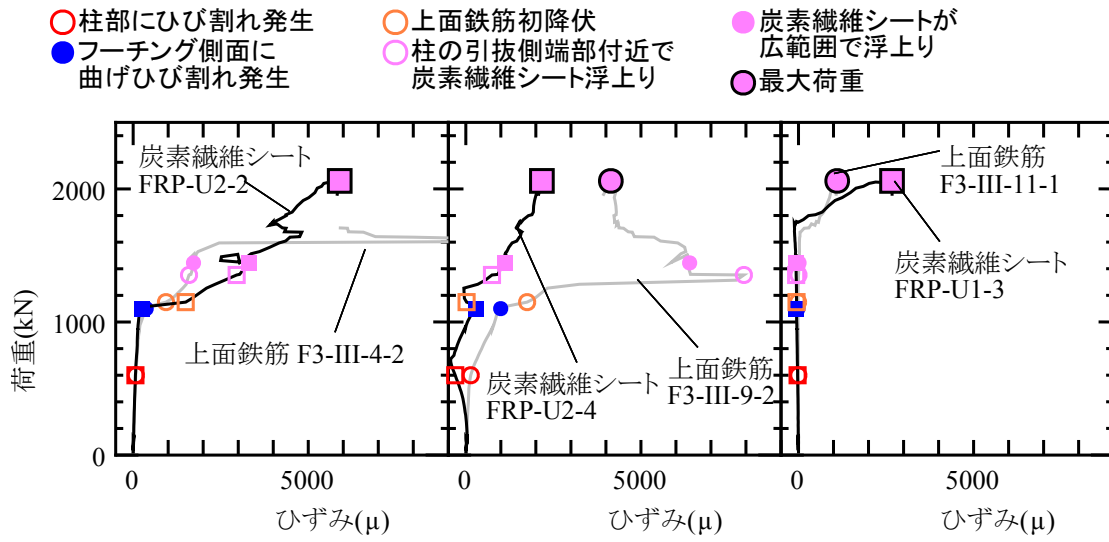
(d) 補強材に生じたひずみ分布

次に Case AA3, AA4 の補強材に生じたひずみについて分析し、補強材がどのように抵抗したのかを考察し、補強を行ったフーチングの耐荷メカニズムを確認する。

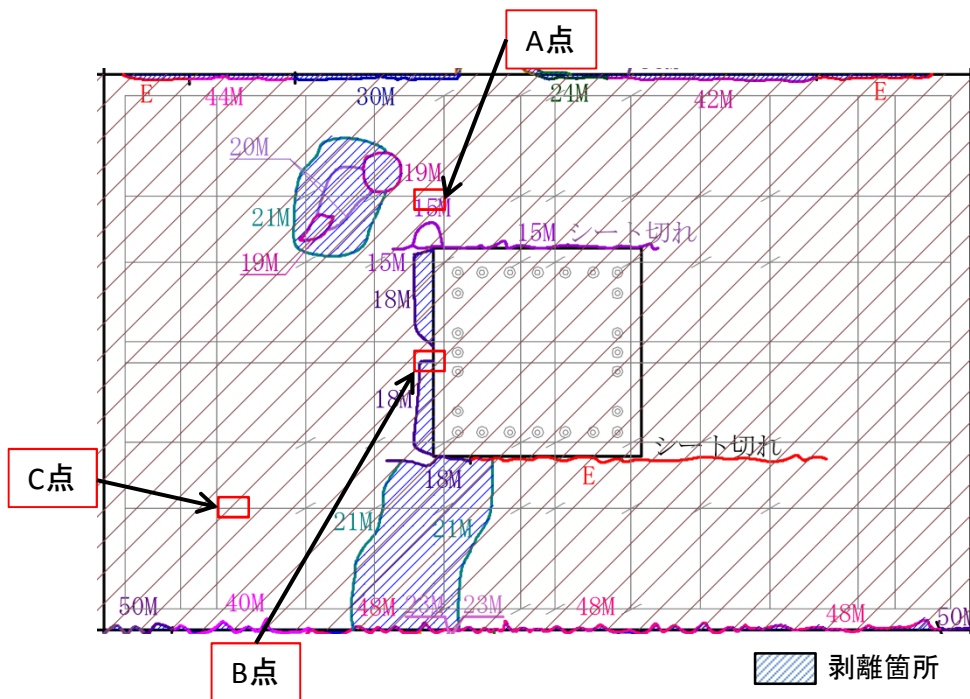
(i) 炭素繊維シート (Case AA3)

図-4.30(a) に、荷重と炭素繊維シートに生じたひずみの関係を示す。計測位置は**図-4.30(b)** に示す通りである。なお、同図にはほぼ同じ位置で計測されたフーチング上面鉄筋のひずみも合わせて示す。

A 点と B 点はともに 4.3.2(b) で述べた大きなひずみが計測された 3 か所のうち、(i) の柱の引抜側端部付近で計測された結果である。2 点の鉄筋の履歴を見てみると、A 点は荷重が 1100.3 kN でフーチング側面に曲げひび割れが生じた後に、B 点は荷重が 600.2 kN で柱部にひび割れが生じた



(a) 計測結果



(b) 計測位置

図-4.30 載荷荷重と炭素繊維シート・上面鉄筋のひずみの関係

後にひずみが増加している。炭素繊維シートのひずみも同じタイミングで増加しており、鉄筋と一体となって抵抗していることがわかる。特に、柱により近いB点の炭素繊維シートのひずみは柱のひび割れが生じた直後から増加しており、比較的小さい荷重レベルから炭素繊維シートが荷重に対して抵抗していることが分かる。前述の通り、Case AA2は内部のコンクリートのひび割れ充填が十分にできなかったために荷重-変位関係の剛性が基準供試体のCase CA1ほどには回復しなかった。しかし、Case AA3においては上記のように炭素繊維シートが初期から荷重に対して抵抗することにより内部コンクリートの強度・剛性不足を補ったため、基準供試体と同等の剛性と

なったものと考えられる。

さらに、B 点の計測結果を見てみると、荷重が 1444.5 kN で炭素繊維シートが浮き上がった時点で鉄筋のひずみが減少している。図-4.30(b) に示す通り、B 点の計測位置は炭素繊維シートの浮上りが確認された箇所である。前述の通り、炭素繊維シートの浮上りは接着剤の剥離ではなく、表面のモルタルの引張り破壊であることから、炭素繊維シートが浮き上がったことによって上面鉄筋の付着力が低下したのと考えられる。その一方で、B 点の炭素繊維シートのひずみは炭素繊維シートが浮き上がった後も増加しており、鉄筋が抵抗要素となりえなくなった後も炭素繊維シートは抵抗要素として機能し続けていることが分かる。これは、炭素繊維シートの浮上り範囲が限定的であり、柱近傍の部分が浮き上がってもそれよりもさらに載荷ジャッキ側、柱側の炭素繊維シートは浮き上がらずに接着しており、載荷ジャッキ側と柱側の炭素繊維シートが抵抗したためであると考えられる。

最も載荷側の計測点である C 点においても鉄筋と炭素繊維シートの履歴は良く似ており、炭素繊維シートの浮上り範囲が広範囲にわたった後にひずみが増加している。炭素繊維シートのひずみは最大荷重に至るまで途中で減少することなく増加し続けていることから、この位置の炭素繊維シートもフーチングの最大耐力の向上に寄与しているものと推察される。

以上から、引張側の領域にある炭素繊維シートは荷重に対して鉄筋と共同して荷重に対して抵抗すること、上面鉄筋のひずみが減少し始めた後もシートのひずみが増加し続けることから、この位置の炭素繊維シートは上面鉄筋のひずみが減少し始めた後も荷重を負担することがわかった。また、炭素繊維シートには浮上りが確認されたものの、シートが浮き上がった後も浮き上がっていない部分が抵抗要素として機能するためにシートのひずみが増加し続け、これがフーチングの曲げ耐力の向上に寄与しているものと考えられる。そのため、炭素繊維シートによる補強を行う場合、本実験のようにフーチング下端まで曲げおろすなど、フーチング上面の炭素繊維シートが確実に抵抗できるような十分な定着領域を確保する必要がある。

(ii) 水平 PC 鋼材 (Case AA4)

図-4.31 に、いくつかの損傷イベントが発生した時に水平 PC 鋼材に生じたひずみの空間分布を示す。上の図は上段に配した水平プレストレス鋼材、下の図は下段に配した水平 PC 鋼材の結果を示している。横軸は載荷方向の位置 (x 座標:mm) を示しており、原点はフーチング中心である。縦軸にひずみ (μ) を示している。

上段に配した水平 PC 鋼材のひずみは、載荷荷重の増加に伴って増加している。最も大きなひずみが生じているのは、上面鉄筋と同様に柱の引抜側端部付近である。一方、下段に配した水平 PC 鋼材のひずみは上段の水平 PC 鋼材に生じたひずみよりも小さいものの、荷重の増加に伴って増加している。以上から、水平 PC 鋼材は、上下共に荷重を負担していることがわかる。下段の水平 PC 鋼材よりも上段の水平 PC 鋼材の方が大きなひずみが生じたことは、4.3.2(a) で述べたように、下面鉄筋に生じたひずみが上面鉄筋に生じたひずみよりも小さいことと一致する。また、下段の水平 PC 鋼材の中でも柱の押込側端部付近に比較的大きなひずみが生じている点は、下面鉄筋

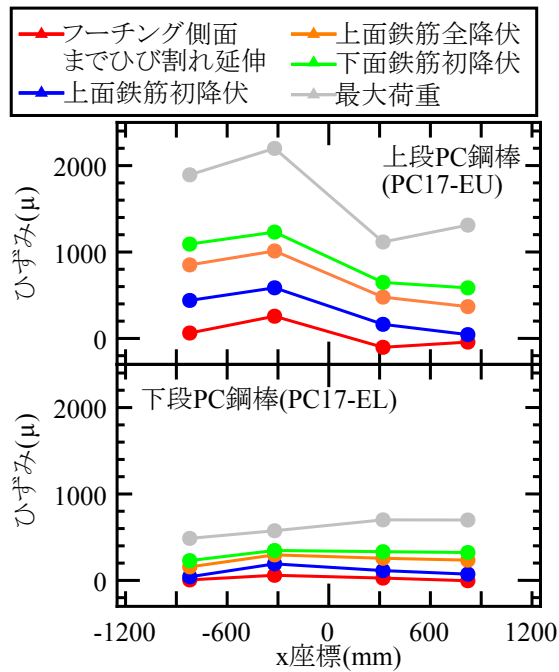


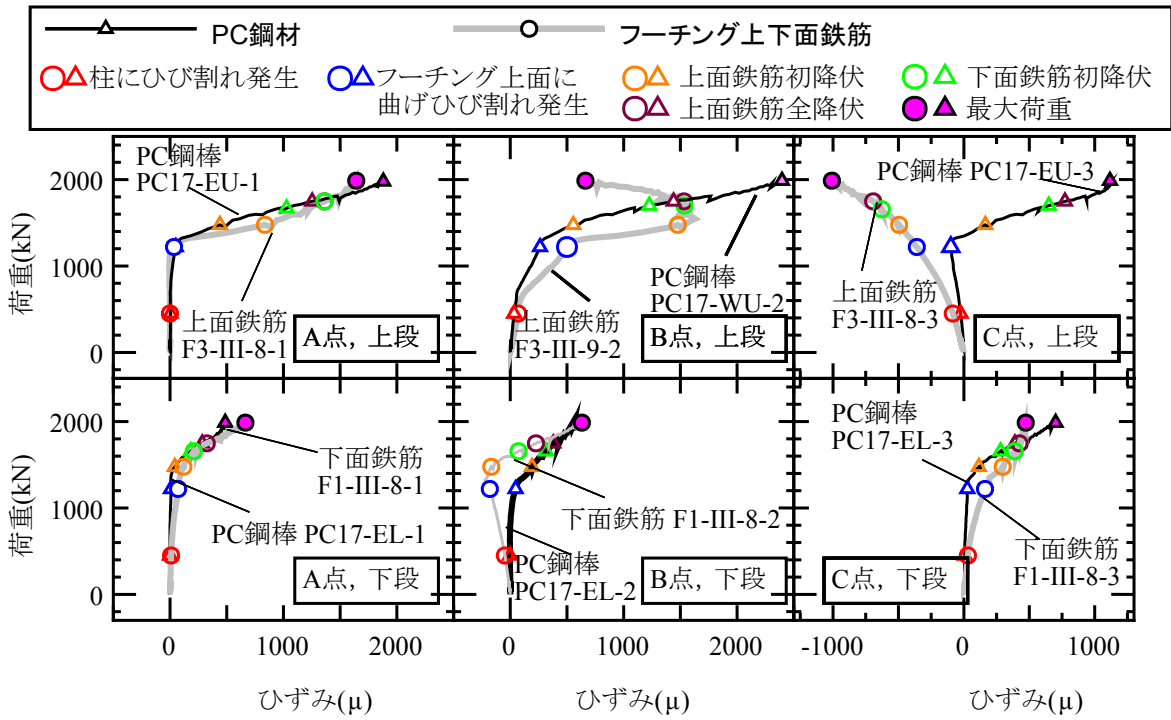
図-4.31 水平 PC 鋼材に生じたひずみの荷重方向の空間分布

にもみられる傾向である。

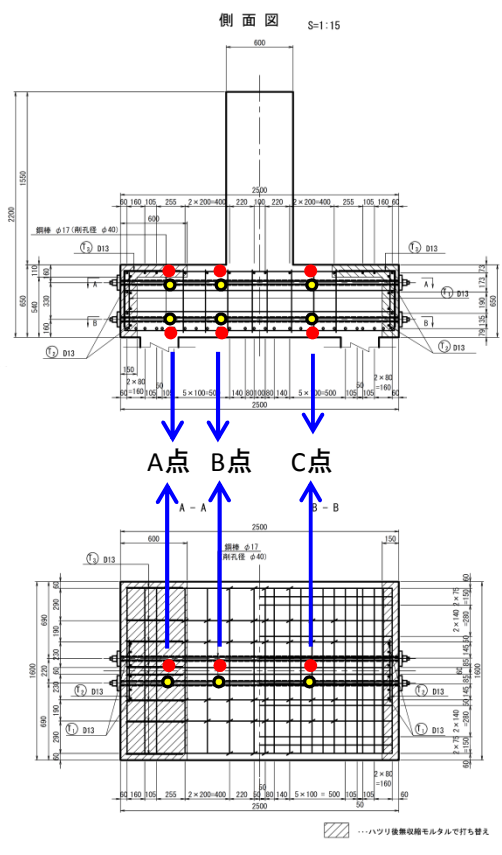
図-4.32(a) に、荷重と水平 PC 鋼材に生じたひずみの関係を示す。計測位置は図-4.32(b) に示す通りである。なお、同図にはほぼ同じ位置で計測されたフーチング上面鉄筋のひずみも合わせて示す。

上段の水平 PC 鋼材のうち、A 点や B 点に生じたひずみは、同じ位置の鉄筋のひずみと同様な履歴を示している。また、下段の 3 点についても、水平 PC 鋼材と鉄筋の履歴は同様である。これらの位置のひずみは、鉄筋、水平 PC 鋼材ともに荷重が 1200 kN 程度でフーチング上面に曲げひび割れが発生した時点で大きく増加している。以上から、曲げひび割れが生じた後は水平 PC 鋼材が荷重を負担し、これによって曲げ耐力が増加していることがわかる。

上段の水平 PC 鋼材の中で最も大きなひずみが計測された柱の引抜側端部付近 (B 点) で計測された鉄筋および水平 PC 鋼材のひずみは、荷重が 451.1 kN に達して柱にひび割れが発生した直後から増加し始めており、炭素繊維シートと同様に水平 PC 鋼材が初期から荷重を負担していることが分かる。以上から、Case AA4 の内部のコンクリートの強度・剛性がひび割れ充填剤の未充填の影響で基準供試体 Case CA1 のコンクリートよりも小さかったにもかかわらず、Case AA4 の荷重-変位関係の剛性が基準供試体 Case CA1 の剛性とほぼ同等になった理由は、Case AA3 と同様に、荷重が比較的小さい段階から補強材である水平 PC 鋼材が荷重を負担したためであると推察される。さらに、B 点の鉄筋のひずみは荷重が約 1600 kN に達した後に減少している一方で、水平 PC 鋼材のひずみは最大荷重である約 2000 kN に達するまでひずみが増加し続けており、鉄筋が抵抗要素となりえなくなった後も水平 PC 鋼材は抵抗要素として機能し続けていることが分かる。



(a) 計測結果



- 鉄筋のひずみ計測位置
- 水平プレストレス鋼材のひずみ計測位置

(b) 計測位置

図-4.32 荷重と水平 PC 鋼材・フーチング上下面鉄筋に生じたひずみの関係

また、上段の水平 PC 鋼材の C 点においては、鉄筋のひずみは載荷初期から最大荷重に至るまで一貫して圧縮側に増加しているのに対し、水平 PC 鋼材のひずみは載荷初期には若干の圧縮ひずみが累積するものの、最終的には引張りひずみが累積している。図-4.23、図-4.25 に示したように C 点の位置にはせん断ひび割れが生じていることから、この位置の水平 PC 鋼材は柱の押込側端部から押込側の杭に向かうせん断荷重に対して抵抗している可能性がある。表-4.25 に示したように、Case AA4 のせん断ひび割れ発生荷重は Case AA1 や AA2, AA3 よりも大きく、基準供試体の Case CA1 のせん断ひび割れ発生荷重とほぼ同程度であった。これは、上記のように C 点の水平 PC 鋼材がせん断荷重に対して抵抗したためであると考えられる。

以上から、水平 PC 鋼材には荷重が作用することによってひずみが増加しており、抵抗要素として機能していると考えられる。ひずみが増加し始めるタイミングや最も大きなひずみが生じる位置は、フーチングの上面鉄筋や下面鉄筋において大きなひずみが生じた位置とほぼ同じである。また、水平 PC 鋼材にひずみが生じ始めるのは比較的荷重が小さい段階であった。補修のみを行った供試体において充填剤の未充填領域の影響で剛性が回復しなかったものの、水平 PC 鋼材が比較的小さい荷重レベルから荷重を負担し始めることにより、充填剤の未充填領域の影響を補い、剛性が基準供試体と同程度まで向上したものと考えられる。そして、水平 PC 鋼材のひずみはほぼ同じ位置の上面鉄筋のひずみが減少し始めた後も増加し続けることから、基準供試体に比べて大きな耐力を有したものと考えられる。さらに、上面鉄筋位置では圧縮ひずみが卓越する押込側の領域においても、上面鉄筋よりも深い位置にある水平 PC 鋼材付近には引張りひずみが生じていることから、既往の研究でも確認されているように、水平 PC 鋼材はせん断補強材としても機能するものと考えられる⁹⁹⁾。本実験供試体のようなフーチングにおいては、せん断スパン比が梁などに比べて小さいため、水平方向鋼材がせん断補強材として機能する傾向が顕著であったものと考えられる。

4.3.3 補修・補強設計に関する知見

補修に関しては、上面コンクリートの打替え、ひび割れ充填剤の注入、破断部の鉄筋の継筋を行うことで、フーチングの耐荷性能は幾分回復した。ただし、ひび割れ充填剤が注入できない未充填領域が残存し、その結果、荷重-変位関係の剛性や降伏曲げモーメントは、ASR による損傷を受ける前の状態までには回復しなかった。実験では、補修に加えて補強を行うことでこの未充填領域の影響を補い、ASR による損傷を受ける前の状態以上の耐荷性能を確保することができたものの、未充填領域の範囲や位置、程度によっては補強を行っても ASR による損傷を受ける前の状態以上の耐荷性能が確保されるかどうかは不明である。また、未充填領域の影響を考慮した耐荷性能を評価することは、未充填領域の調査のために多数のコアを採取する必要があること、未充填領域の影響を考慮した設計計算モデルは非常に煩雑となることから、現実的ではない。そのため、ひび割れ充填剤は確実に充填する必要があると求められる。その一方で、本実験供試体の ASR によるひび割れは実際に ASR を生じさせたものではなく、膨張材によって強制的に発生させたものであるため、実際の ASR によるひび割れとはひび割れの性状に比べて微細なひび割れが多く、ひび

割れ密度が高かった。このようなひび割れの性状がひび割れ充填剤の注入精度に影響した可能性は高く、実際の ASR によるひび割れでは本実験供試体よりも精度よく充填できる可能性がある。これについては、実際の ASR に対する注入試験などに基づいて、確実に注入するための手法と確実に注入できたことを確認できる施工管理方法の開発が期待される。

Case AA3 に関しては、図-4.30 に示したように、炭素繊維シートの載荷直角方向のひずみ分布については、フーチングの端部・中心位置のいずれにおいてもひずみが生じていたことから、フーチング上面鉄筋鉄筋が荷重を負担する箇所においては、炭素繊維シートの貼付位置によらず抵抗要素として期待できるものと考えられる。ただし、浮上りが確認された B 点の炭素繊維シートに生じたひずみの値は A 点や C 点の炭素繊維シートに比べて小さく、位置によって抵抗要素としての効果に差が生じることが分かった。また、表-4.26 に示したように、実験値/設計値の比率は、Case AA3 が最も小さかった。本研究では、炭素繊維の必要量の算出方法や施工法は文献⁹⁶⁾に準じたものの、文献⁹⁶⁾で示されている方法は橋脚に対して貼り付ける場合の方法であるため、フーチングに適用する際には、上記のような抵抗特性を踏まえた評価式や施工法を検討する余地がある。

Case AA4 に関しては、表-4.25 に示したようにプレストレスが導入されたことにより、曲げひび割れの発生荷重が Case CA1 よりも大きくなった。また、図-4.32 に示したように荷重の増加に伴って水平 PC 鋼材にひずみが増加したことから、フーチングの降伏曲げモーメントの向上に水平 PC 鋼材が寄与していることは明らかである。その一方で、降伏曲げモーメントの増加がプレストレスによるものなのか、鋼材量の増加によるものなのか、また、両者の分担率は明らかではない。本実験供試体は 400 kN のプレストレスが導入されたと仮定して設計されたものであり、実験で得られた降伏曲げモーメントは設計で想定していた値よりも大きかったものの、設計時の仮定の妥当性については、さらに詳細な検討が必要であると考えられる。例えば水平 PC 鋼材を導入した供試体の曲げひび割れ発生荷重が基準供試体に比べて大きくなったことから、プレストレスが有効に機能していることが分かった一方で、PC 鋼材のひずみはフーチングに曲げひび割れが生じてから急増することから、曲げひび割れ発生荷重まではプレストレスを考慮した設計を行い、ひび割れ発生以降はプレストレスを考慮せず、鋼材量が増加したものとみなして設計する等の対応が考えられる。鋼材量が増加したものとみなして設計する場合は、図-4.31 や図-4.32 に示したように、荷重に対して主として抵抗する箇所は鉄筋と同じであると考えられることを踏まえ、鉄筋と同様に考慮することができると思われる。仮に水平 PC 鋼材のプレストレスを期待せず、鋼材量の増加だけを見込んだ場合、補強後のフーチングの降伏曲げモーメントは 254 kN・m となり、フーチングに作用する曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達するときの荷重は約 1050 kN となる。表-4.26 に示した実験値 / 設計値の比率は、1.66 となる。

4.3.4 曲げ破壊先行型供試体の実験結果のまとめ

曲げ破壊先行型供試体に対する実験結果から得られた知見、各ケースの耐荷性能（荷重—変位関係の剛性、最大耐力）や最終的な破壊形態、耐荷メカニズムは以下の通りである。

基準供試体の耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りであった。

- 基準供試体の Case CA1 の損傷は、柱の引抜側端部付近に曲げひび割れ発生、上面鉄筋の降伏、下面鉄筋の降伏、柱の最外縁鉄筋の降伏の順番で生じた。
- 荷重によって比較的大きなひずみが生じる鉄筋は、(i) 柱の引抜側端部の上面鉄筋、(ii) 引抜側の杭直上の下面鉄筋、(iii) 押込側の柱端部と押込側の杭の間の下面鉄筋であった。これはいずれの供試体においても同じであった。
- (i) の位置に生じた曲げひび割れだけでなく、柱の押込側端部と押込側の杭の間にせん断ひび割れが生じた。
- 最終的には、当初の想定通り、柱下端の発生曲げモーメントが柱の降伏曲げモーメントに達する前に、フーチングに作用する曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達した。
- 実験においてフーチングが降伏するときの荷重は、設計で想定した荷重の 1.4 倍程度であった。この比率は、フーチングの降伏曲げモーメントの推定式が提案された際に検討された実験結果と計算結果の比率とほぼ同じであった⁵⁰⁾。

ASR による損傷を模擬したフーチングの耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りであった。

- 上面鉄筋が降伏するまでの剛性は 5 ケースの中で最も小さかった。また、上面鉄筋の降伏後の剛性は、上面鉄筋が降伏する前に比べて著しく低下した。これは、上面鉄筋が降伏したタイミングで上面鉄筋が引き抜けたためであった。
- フーチングの上面鉄筋が引き抜けた理由は、フーチングのコンクリートにひび割れが生じていたこと、隅角部が破断していたために定着長が不足していたことなどから、フーチングの上面鉄筋の付着力が小さかったためであると考えられる。
- 上面鉄筋が引き抜けた後、下面鉄筋のひずみが急増した。これは、上面鉄筋が十分な抵抗要素となりえなかったことから下面鉄筋の分担率が大きくなったためである。
- 最終的な破壊部位はフーチングであり、その破壊形態はフーチング上面鉄筋が引き抜けたことによってフーチング上面の抵抗力が喪失したことにより、曲げひび割れが拡大するとともにせん断ひび割れが発生するという、極めて脆性的なものであった。なお、最大荷重値は、5 ケースの中で最も小さかった。
- Case AA1 はフーチングの上面鉄筋の付着力が小さいために曲げひび割れの発生荷重が小さく、かつ上面鉄筋の引抜けが生じており、その結果、曲げひび割れの前方に生じるせん断ひび割れの発生荷重も他のケースに比べて小さい。せん断ひび割れは膨張材によって生じたひび割れが荷重によって拡大したものと考えられ、ASR による損傷が生じていたことによって曲げひび割れとせん断ひび割れの拡大が一気に生じたために終局状態に至ったものと考えられる。さらに、Case AA1 ではコンクリートにひび割れが生じていることから骨材のかみ合わせが期待できなかったことも、急激なせん断破壊を招いた一因であると考えられる。
- 以上から、ASR によって耐荷性能が大きく低下した。特に、フーチング上面鉄筋の引抜けがフーチングの耐荷性能、破壊形態に与える影響が大きく、耐荷性能が基準供試体に比べて大

きく低下するとともに、最終的な破壊形態が脆性的なものになった。

ASR による損傷を補修したフーチングの耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りである。

- 上面鉄筋が降伏するまでの剛性は、ASR による損傷を模擬した供試体よりも大きかった。ただし、内部のコンクリートのひび割れを確実に充填できなかったことなどから、基準供試体に比べると小さかった。また、上面鉄筋が降伏に至るときの荷重値は、基準供試体と同程度であった。
- ASR による損傷を模擬した供試体で確認されたような上面鉄筋の引抜けやそれに伴う剛性の急減は確認されなかった。この結果、下面鉄筋のひずみが急増することもなかった。
- 補修した供試体は、ASR による損傷を模擬した供試体が破壊した荷重に達しても破壊には至らなかったことから、補修することによって耐力が回復したと言える。
- 以上から、ひび割れ充填、破断部の鉄筋の継筋、上面コンクリートの打ち換えという補修を行うことで、ASR による損傷を受けたフーチングで低下した耐荷性能が幾分回復した。これは、ASR による損傷を受けたフーチングの耐荷性能が低下した一因がフーチング上面鉄筋の付着力不足、およびその結果生じたフーチング上面鉄筋の引抜けであったのに対し、補修することによって上面鉄筋の付着力が回復したためである。以上から、ASR による損傷を受けたフーチングの上面鉄筋の付着力を回復させる補修方法は、フーチングの耐荷性能を回復させる上で有効である。
- その一方で、初期の剛性については ASR を模擬した Case AA1 よりは大きかったものの、基準供試体の剛性に比べると小さかった。これは、ひび割れ充填剤が十分に充填されず、未充填領域が残存したためであると考えられる。実橋に適用する場合には、確実に充填するための工法、施工管理の開発が求められる。

炭素繊維シートの貼付けにより補強したフーチングの耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りである。

- 炭素繊維シートのひずみの応答特性より、炭素繊維シートは荷重が小さい時点から、抵抗要素として機能していることが明らかになった。そのひずみの応答履歴は、同位置のフーチング上面鉄筋とほぼ同じであったことから、炭素繊維シートは同位置のフーチング上面鉄筋と共同して荷重に抵抗しているものと考えられる。
- 荷重の増加に伴ってフーチング上面のモルタルが引張破壊することによって炭素繊維シートの浮上りが確認されたものの、炭素繊維シートは最大荷重に至るまで破断することなかった。
- 炭素繊維シートのひずみは上面鉄筋のひずみが減少した後、炭素繊維シートに浮上りが確認された後も減少しておらず、最大荷重に至るまで増加し続けた。なお、炭素繊維シートが浮き上がった後もひずみが増加する理由としては、貼付け範囲が十分に確保されていたために浮上り範囲が限定的であり、柱部やジャッキ側のフーチング端部付近などの浮上がっていない部分が荷重抵抗要素として機能し続けたためと推察される。そのため、炭素繊維シートの

補強効果を確実に発揮させるためにはフーチング側面まで接着させるなど、全面的に浮上りが生じないように十分な接着領域を確保する必要がある。

- 炭素繊維シートは全面的に抵抗要素として機能したものの、荷重によって生じたひずみは位置によって違いがあり、柱前面の浮上りが生じた箇所はその他の計測点に比べて小さかった。
- 炭素繊維シートが比較的小さい荷重レベルから抵抗要素として機能した結果、上面鉄筋が全降伏に至るまでの剛性は基準供試体と同程度まで回復した。また、上面鉄筋が全降伏に至るときの荷重値は、基準供試体の約 1.15 倍であり、降伏曲げ耐力が増加したことが確認された。
- ASR による損傷を模擬した供試体で確認された上面鉄筋の引抜けは生じず、その結果、剛性が急減することもなかった。
- 以上から、炭素繊維シートの貼付けによってフーチングの耐荷性能は基準供試体よりも向上した。すなわち、炭素繊維シートが比較的荷重が小さい段階から荷重に対して抵抗した結果、充填剤の未充填領域の影響を補填して剛性が向上するとともに、上面鉄筋のひずみが減少した後も炭素繊維シートは荷重に対する抵抗要素として機能し続けた結果、曲げ耐力が増加したたものと考えられる。
- フーチングの発生断面力が降伏曲げモーメントに達するときの作用荷重を実験値と計算値で比較すると、実験値は計算値よりも 1.1 倍程度大きかった。ただし、前述のように浮上りが生じる位置においては荷重を負担する割合が小さいなどから、その耐力の算出方法については改善の余地がある。

水平 PC 鋼材の導入より補強したフーチングの耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りである。

- 水平 PC 鋼材のひずみ履歴より、水平 PC 鋼材は荷重が小さい時点から、抵抗要素として機能していることが明らかになった。そして、水平 PC 鋼材のひずみはフーチングに曲げひび割れが発生した後に急増し、さらに上面鉄筋のひずみが減少した後も減少しておらず、最大荷重に至るまで増加し続けた。
- 水平 PC 鋼材のひずみ分布は鉄筋と同様であり、上側は柱の引抜側端部、下側は柱の押込側端部と押込側の杭の間の位置に大きなひずみが生じた。
- せん断ひび割れ発生荷重は基準供試体と同程度まで向上した。これは、水平 PC 鋼材のひずみ分布より、水平 PC 鋼材がせん断補強筋としても機能したためであると考えられる。
- 水平 PC 鋼材が比較的小さい荷重レベルから抵抗要素として機能した結果、上面鉄筋が全降伏に至るまでの剛性は基準供試体と同程度まで回復した。また、上面鉄筋が全降伏に至るときの荷重値は、基準供試体の約 1.36 倍であり、降伏曲げ耐力が増加したことが確認された。
- ASR による損傷を模擬した供試体で確認された上面鉄筋の引抜けは生じず、その結果、剛性が急減することもなかった。
- フーチングの発生断面力が降伏曲げモーメントに達した時の荷重値は、設計値の約 1.5 倍で

あった。

- 以上から、水平 PC 鋼材の導入によってフーチングの耐荷性能は基準供試体よりも向上した。すなわち、水平プレストレスが比較的荷重が小さい段階から荷重に対して抵抗した結果、充填剤の未充填領域の影響を補填して剛性が向上するとともに、上面鉄筋のひずみが減少した後も水平 PC 鋼材は荷重に対する抵抗要素として機能し続けた結果、曲げ耐力が増加したたものと考えられる。

上述のように、ASR による損傷を受けたフーチングの耐荷メカニズムは脆性的になり、耐荷性能は低下することが明らかになった。この要因としては、付着力の低下に伴うフーチング上面鉄筋の引抜けの影響が大きい。したがって、補修を行う場合は上面鉄筋の付着力を向上させる方法が効果的であると考えられ、これが実験的にも証明された。ただし、本実験ではフーチング内部のひび割れを確実に充填することができなかつたため、補修だけでは耐荷性能は ASR による損傷を受ける前ほどには回復しなかつた。補修に加えて炭素繊維シートの貼付け、水平 PC 鋼材の導入を行った場合は、それぞれの補強材が比較的荷重が小さい段階から抵抗要素として機能することによってフーチングの引張り剛性が向上するため、ひび割れ充填が確実にできなかつたことによる剛性低下分を補ったために剛性が向上した。さらに、補強材はフーチング上面鉄筋が抵抗要素として機能しなくなった後も抵抗し続けることから、最大耐力も基準供試体に比べて増加した。

なお、本実験は単調載荷実験である一方で、繰返し載荷時には多方向のひび割れが発生することによってコンクリートの圧縮強度が急激に低下し、コンクリートの負担するせん断応力の増加分が認められなくなるという結果も報告されている¹⁰⁰⁾。また、ASR による損傷が生じたフーチングの耐荷性能に大きな与える鉄筋の引抜けについては、繰返し荷重下ではより早期に発生する可能性がある。以上から、繰返し荷重下においては耐荷性能の低下が顕著になり、それに伴って補強効果も低減する可能性がある。

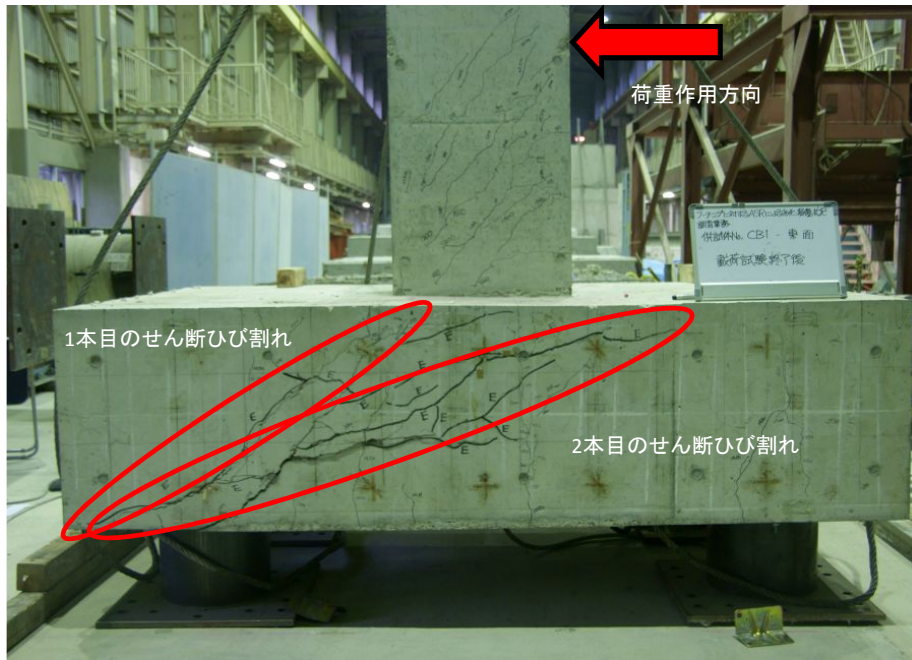
4.4 せん断破壊先行型供試体に対する実験結果

4.4.1 各ケースの損傷の進展と破壊形態

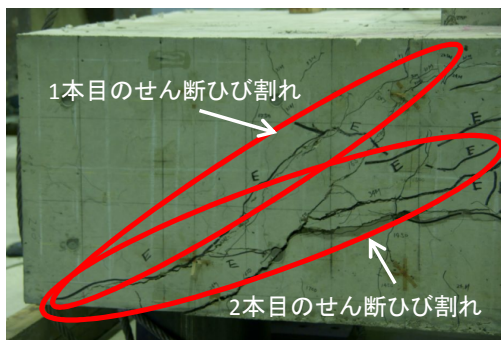
(a) 基準供試体 (Case CB1) に対する載荷実験結果

写真-4.10 に実験終了後の供試体の状況、表-4.27 に供試体に確認された損傷イベント、図-4.33 にフーチングの代表的な損傷状況、図-4.34 に載荷点における荷重と変位の関係、図-4.35 にフーチングのひび割れ図を示す。

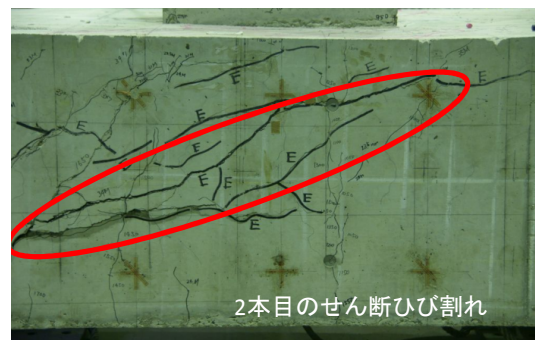
これらの図表より、Case CB1 の載荷試験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。荷重が 997.3 kN に達したあたりから、現行道示 IV における曲げ照査断面にあたる⁹⁸⁾、引抜側のフーチング上面における柱の引抜側端部位置から載荷直角方向に伸びるひび割れが生じ始めた (図-4.33 の①)。また、同じく荷重が 997.3 kN に達したあたりから、フーチング側面のうち、柱の引抜側



(a) 側面（西側）から見た全体図



(b) 西側側面に発生したせん断ひび割れ



(c) 西側側面に発生した曲げひび割れ

写真-4.10 実験終了後のフーチングの状況 (Case CB1)

表-4.27 Case CB1 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	397.2	1.7
柱引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生 (図-4.33 の①) およびフーチング側面に曲げひび割れ発生 (図-4.33 の②)	997.3	6.7
柱の最外縁鉄筋が降伏	1545.5	17.7
フーチングの引張側側面に斜めひび割れ発生 (図-4.33 の③)	1598.5	20.3
柱の最外縁鉄筋が降伏	1545.5	17.7
柱の引抜側端部付近のフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.33 の④) および 1 本目のせん断ひび割れの発生 (図-4.33 の⑤)	1696.3	22.2
引抜側の杭直上のフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.33 の⑥)	1727.0	23.1
2 本目のせん断ひび割れの発生 (図-4.33 の⑦) および最大荷重 (フーチングのせん断破壊)	2026.1	34.1

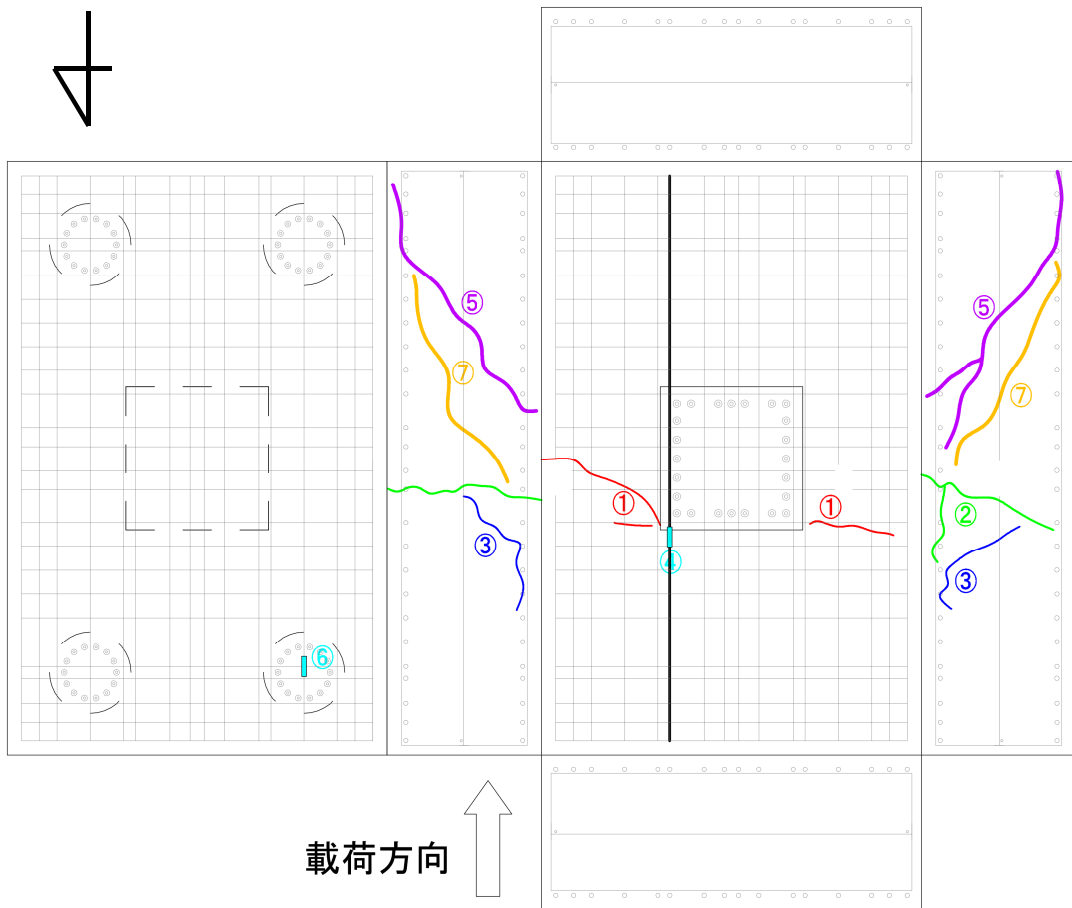


図-4.33 主な損傷イベントの発生個所 (Case CB1)

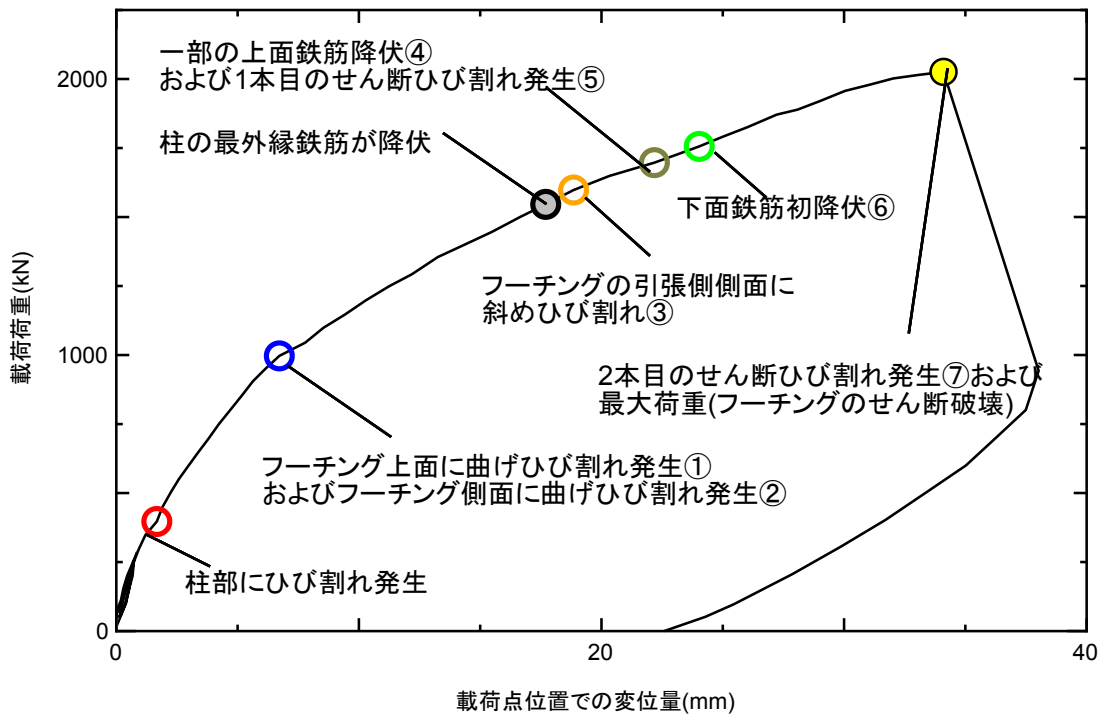


図-4.34 載荷点における荷重と変位の関係 (Case CB1)

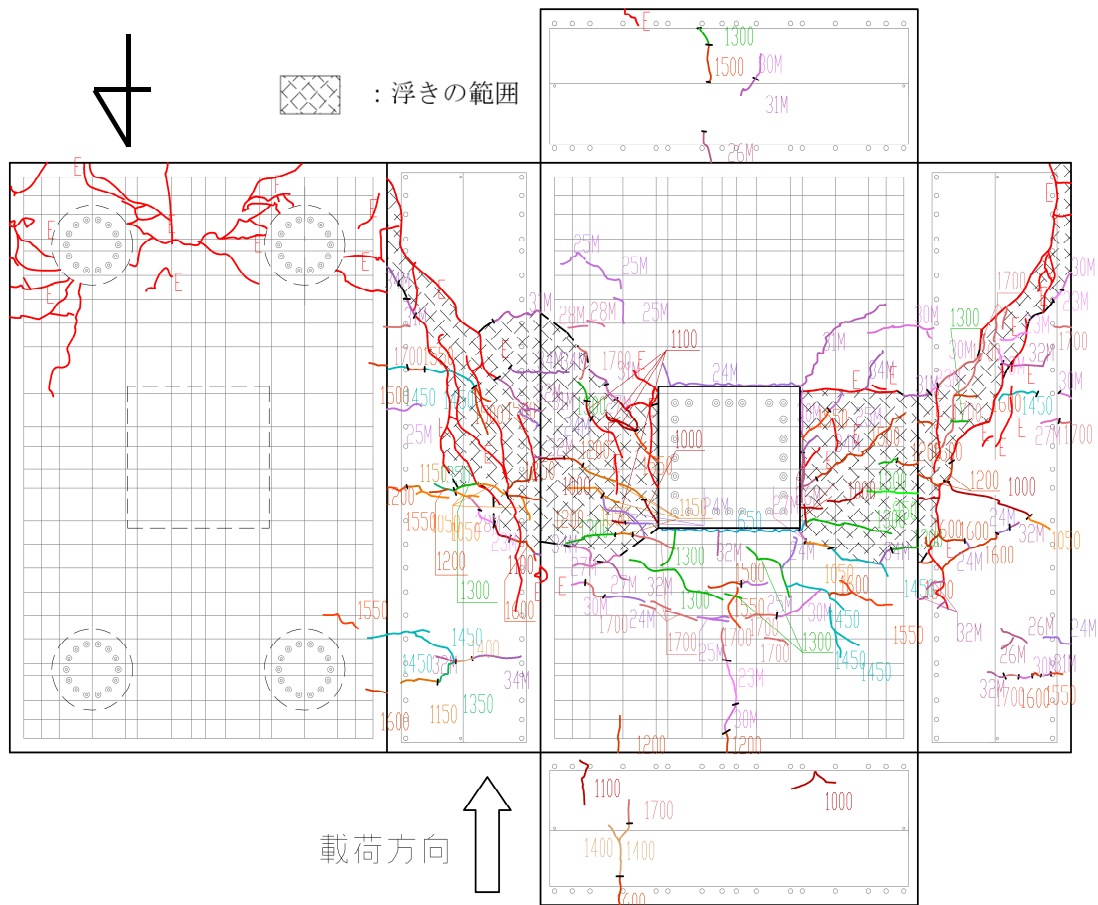


図-4.35 ひび割れ図 (Case CB1)

端部付近からほぼ真下、もしくは引抜側の杭に向かって延びる曲げひび割れが発生している（図-4.33の②）。図-4.33の②のひび割れは荷重の増加に伴って延伸し、東側の側面においては荷重が1545.5 kNに達するまでに下面付近にまで到達している。また、荷重が1598.4 kNに達すると、引抜側のフーチング天端から柱直下に向かって伸びる斜めひび割れも発生している（図-4.33の③）。荷重が1696.3 kNに達した時点で、一部の上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.33の④）。同じく荷重が1696.3 kNに達したあたりから、西側の側面に柱の押込側端部位置から押込側の杭に向かう斜めひび割れが発生した。最大荷重時にはこのひび割れがフーチング下端まで到達し、フーチング上端から下端に至るせん断ひび割れを形成した（図-4.33の⑤）。東側には、載荷変位が32.0 mm（荷重が2001.5 kN）に達して以降に同様のひび割れが生じている。以後、このひび割れを一本目のせん断ひび割れと呼び、最初にひび割れが生じたときの荷重を一本目のせん断ひび割れ発生荷重とする。載荷変位が23.1 mm（荷重が1727.0 kN）に達した時点で、引抜側の杭直上の下面鉄筋が降伏に達した（図-4.33の⑥）。載荷変位が34.1 mm（荷重が2026.1 kN）に達した時点で、西側・東側の側面ともに一本目のせん断ひび割れの下側を走る新しいせん断ひび割れが生じるとともに（図-4.33の⑦）、一本目のせん断ひび割れが押込側の杭付近まで一気に進展することによってフーチングがせん断破壊し、荷重が低下した。二本目のせん断ひび割れは、図-4.33

の②、**図-4.33**の③とつながり、引抜側の杭直上のフーチング上端から押込側の杭に向かう斜めひび割れとなった。

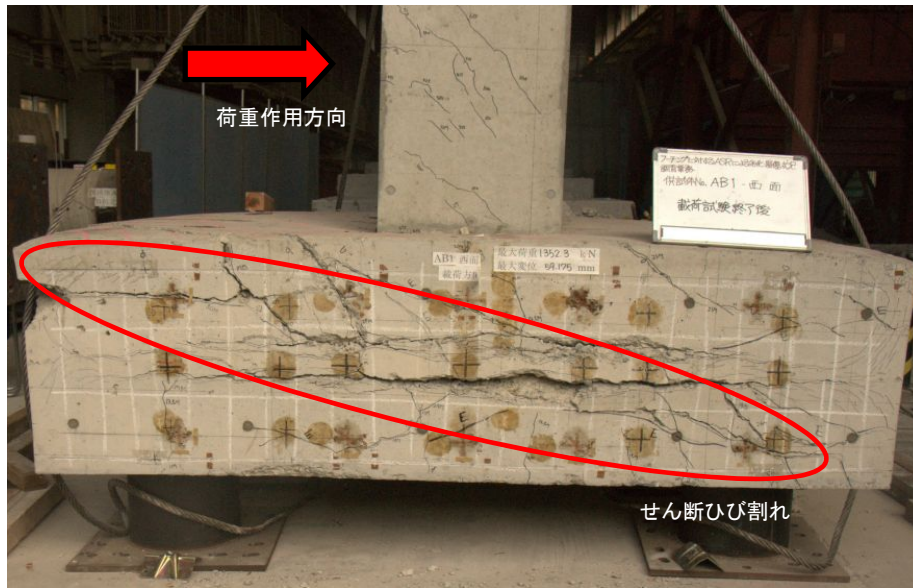
以上から、最終的にフーチングがせん断破壊した際には、複数のせん断ひび割れが発生していることが認められる。一本目のせん断ひび割れは、柱の押込側端部の位置から押込側の杭に向かって生じている。それ以降に生じたせん断ひび割れの始点は、引抜側の杭直上である。ただし、引抜側の杭直上から柱の引抜側端部に至るまでは、フーチング上面鉄筋付近に生じる水平ひび割れであり、柱の引抜側端部から押込側の杭にかけては斜め方向のひび割れとなっている。その他のひび割れの性状について見てみると、Case CA1 などと同様に、柱の引抜側周辺に円弧上のひび割れ（**図-4.33**の⑧）、柱の引抜側端部から荷重ジャッキ側に向かうひび割れ（**図-4.33**の⑨）が確認された。

(b) ASRによる損傷を模擬した供試体 (Case AB1) に対する荷重実験結果

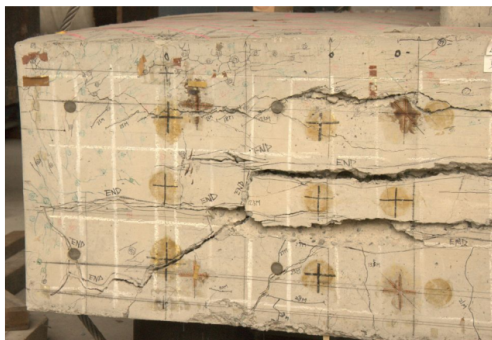
写真-4.11に実験終了後の供試体の状況、**表-4.28**に供試体に確認された損傷イベント、**図-4.36**にフーチングの代表的な損傷状況、**図-4.37**に荷重点における荷重と変位の関係、**図-4.38**にフーチングのひび割れ図を示す。

これらの図表より、Case AB1の荷重試験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。まず、荷重が627.7 kNに達した時点でフーチング上面において、柱の引抜側端部付近から荷重方向と直行する方向にひび割れが生じた（**図-4.36**の①）。その後、荷重が849.3 kNに達した時点でフーチングの側面に斜めひび割れが発生し（**図-4.36**の②）、このひび割れにより荷重変位曲線の剛性が大きく低下したものの、その後も荷重は増加し続け、荷重変位が14.1 mm（荷重が891.4 kN）に達した時点で柱の押込側端部直下の下面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（**図-4.36**の③）。その後、荷重変位が56.4 mm（荷重が1352.3 kN）に達した時点で、荷重を保持した状態で計測している最中にフーチング側面に北側端部から南側端部まで横断するようなほぼ水平のせん断ひび割れが生じるとともに（**図-4.36**の④）、側面のかぶりコンクリートが剥落するというせん断破壊が生じ、荷重が低下した。最大荷重時に生じたせん断ひび割れの位置は**写真-4.3**に示したASRによって生じたひび割れと同じ位置であることから、最終的な破壊形態はASRによって生じたひび割れが拡大したことによるせん断破壊であると考えられる。なお、上面鉄筋については、ひずみが降伏ひずみには達したものはなかった。また、最大荷重時には、柱から前方に向かって伸びるひび割れも生じた（**図-4.36**の⑤）。

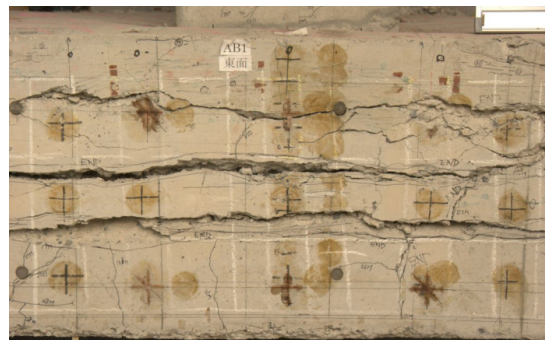
ひび割れの性状についてより詳しく見てみると、Case AB1において荷重によって生じたひび割れはCase CB1に比べて少なく、Case AB1においてひび割れが生じた領域は主に側面である。フーチング上面には荷重変位が15.1 mm（荷重が890.4 kN）に達したあたりで生じた、柱の押込側端部位置から押込側に広角的に伸びる押抜きせん断状のひび割れ（**図-4.36**の⑤）、荷重変位が17.1 mm（荷重が942.4 kN）に達した時点でフーチングの北側端部から西側端部を經由して西側側面の中段あたりまで伸びるひび割れ（**図-4.36**の⑥）に限定されている。このうち、**図-4.36**に⑥として



(a) 側面（西側）から見た全体図



(b) 西側側面に発生したせん断ひび割れ



(c) 西側側面に発生した曲げひび割れ

写真-4.11 実験終了後のフーチングの状況 (Case AB1)

表-4.28 Case AB1 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	324.6	2.0
フーチング上面の柱引抜側端部において曲げひび割れ発生 (図-4.36 の①)	627.7	6.2
フーチング側面に斜めひび割れ発生 (図-4.36 の②)	849.3	12.1
柱の押込側端部直下のフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.36 の③)	891.4	14.1
柱の最外縁鉄筋が降伏	1032.6	22.1
せん断ひび割れ発生 (図-4.36 の④) および最大荷重 (フーチングのせん断破壊)	1352.3	56.4

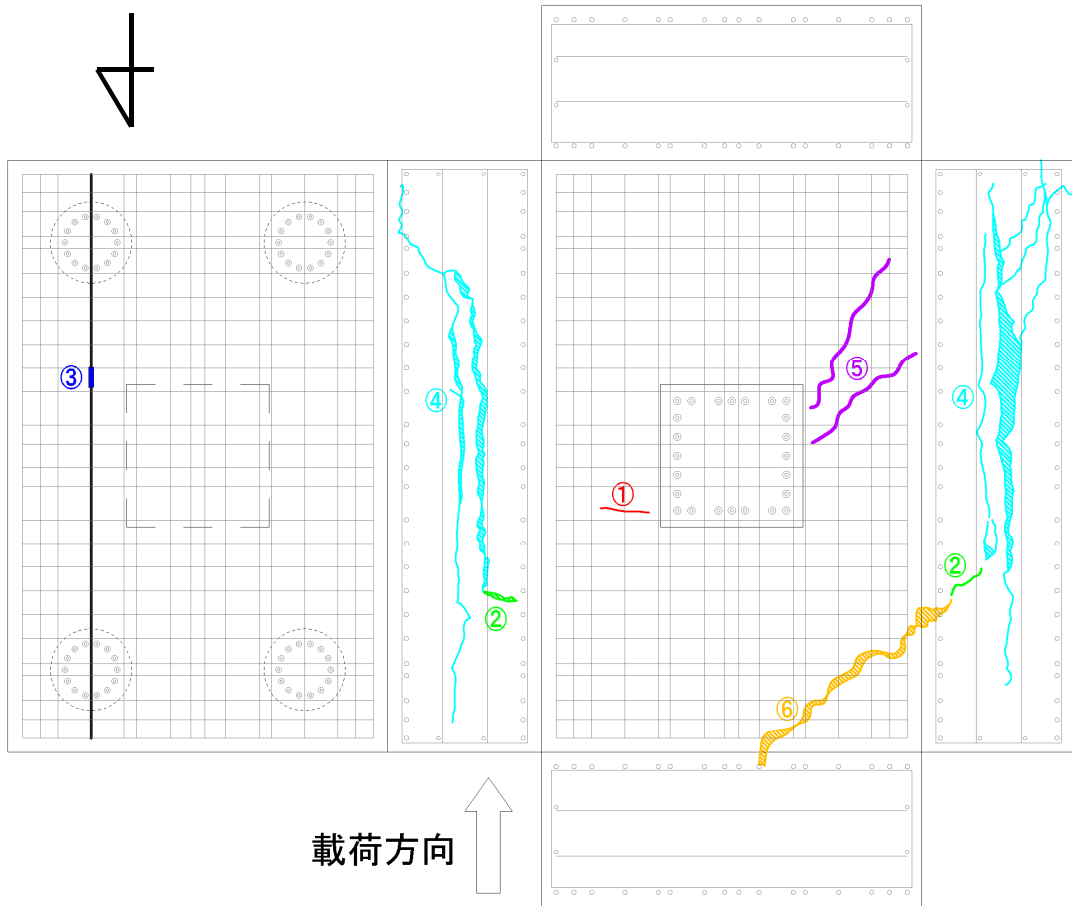


図-4.36 主な損傷イベントの発生個所 (Case AB1)

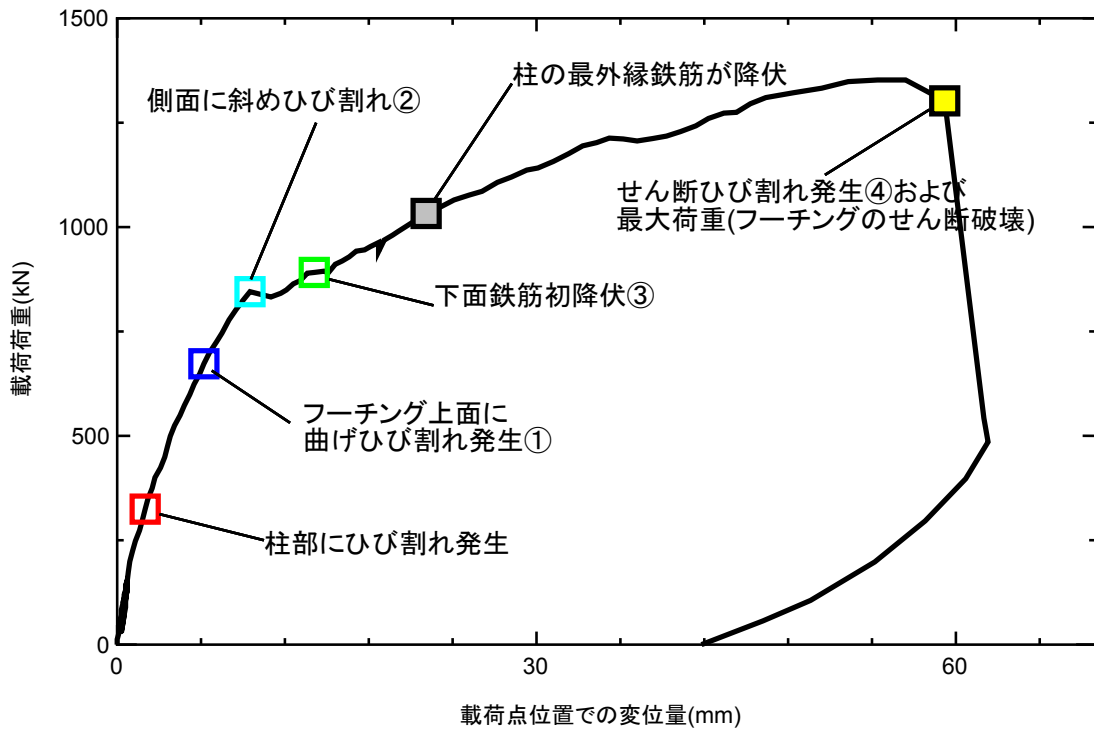


図-4.37 載荷点における荷重と変位の関係 (Case AB1)

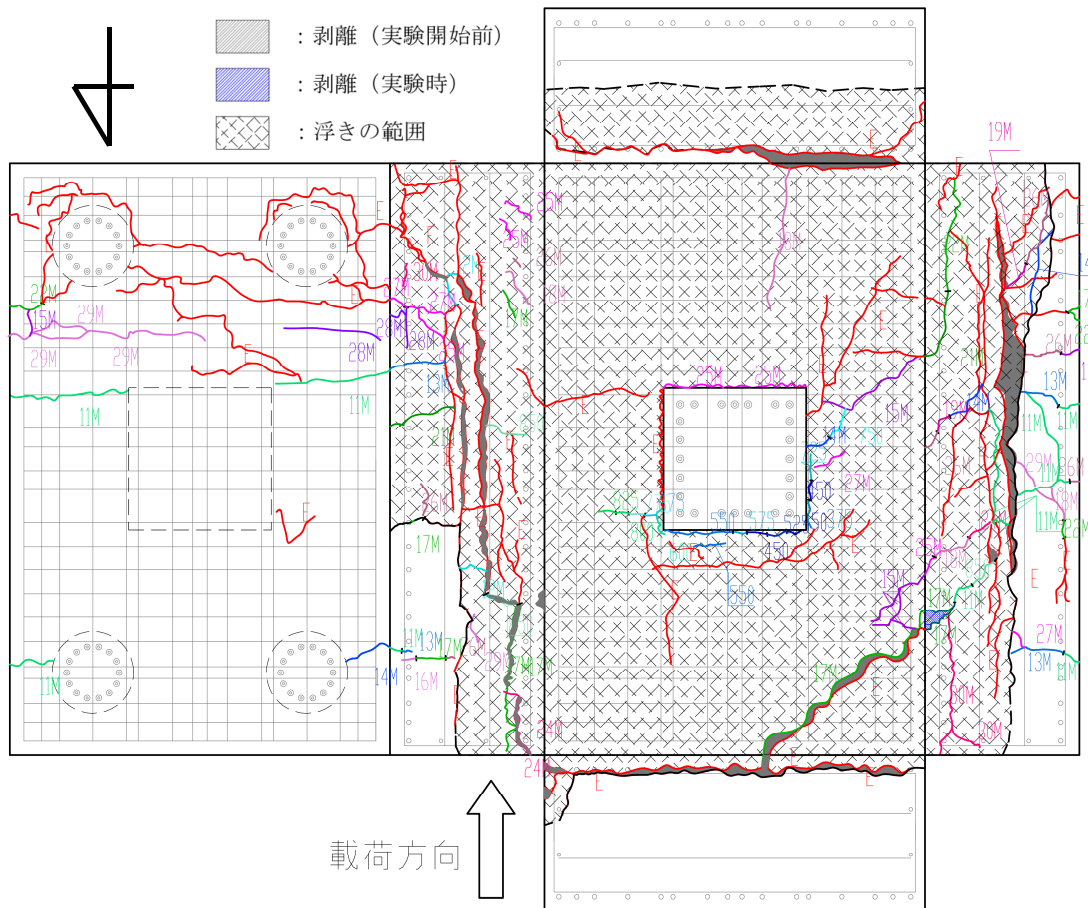


図-4.38 ひび割れ図 (Case AB1)

示したフーチングの北側端部から西側側面に至るまで伸びているひび割れの位置は引抜側の杭直上であることから、柱に作用する載荷荷重と引抜側の杭に発生した反力によって生じたものと考えられる。側面に生じたひび割れはそのほとんどが最大荷重時にせん断破壊に伴って生じたものであり、最大荷重に至るまでに生じたひび割れは少ない。加えてそれぞれのひび割れがかぶりコンクリートの剥落を伴うような甚大なひび割れであり、Case CB1 に比べて脆性的な破壊であったと言える。

また、実験終了後に上面コンクリートをはつったところ、写真-4.12 に示すように、Case AA1 と同様に、上面鉄筋が引抜けていることが確認された。

(c) ASR による損傷を補修した供試体 (Case AB2) に対する載荷実験結果

写真-4.13 に実験終了後の供試体の状況、表-4.29 に供試体に確認された損傷イベント、図-4.39 にフーチングの代表的な損傷状況、図-4.40 に載荷点における荷重と変位の関係、図-4.41 にフーチングのひび割れ図を示す。

これらの図表より、Case AB2 の載荷試験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。荷重が 1074.8 kN に達したあたりから、引抜側のフーチング上面における柱の引抜側端部位置から



写真-4.12 実験終了後の上面鉄筋の状況



(a) 側面（西側）から見た全体図



(b) 西側側面に発生したせん断ひび割れ



(c) 西側側面に発生した曲げひび割れ

写真-4.13 実験終了後のフーチングの状況 (Case AB2)

表-4.29 Case AB2 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	253.0	1.0
柱引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生 (図-4.39 の①) およびフーチング側面にひび割れ発生	1074.8	9.3
柱の最外縁鉄筋が降伏	1174.8	13.8
せん断ひび割れ (図-4.39 の②) および杭の引抜け発生	1376.9	19.1
柱の引抜側端部付近のフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.39 の③)	1545.5	34.0
最大荷重 (フーチングのせん断破壊、(図-4.39 の④, ⑤))	1973.1	47.7

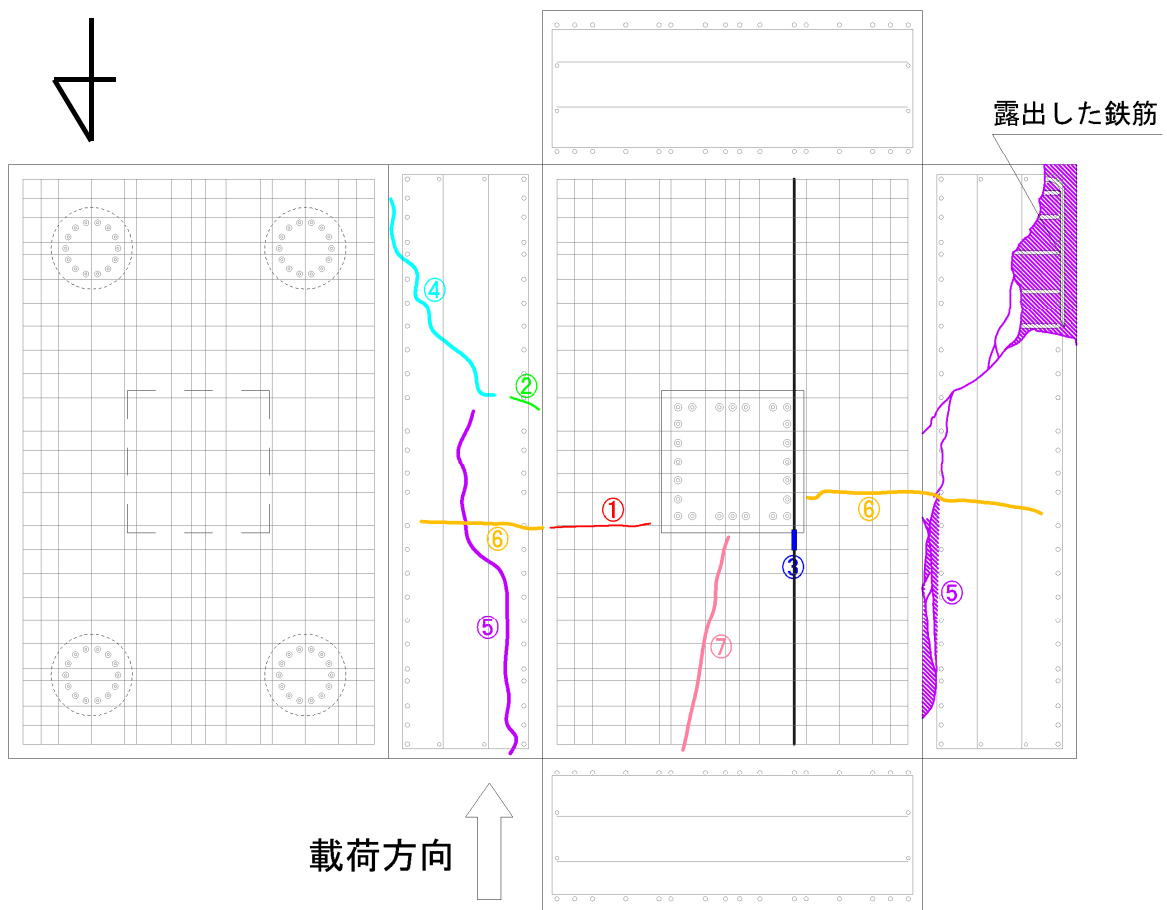


図-4.39 主な損傷イベントの発生個所 (Case AB2)

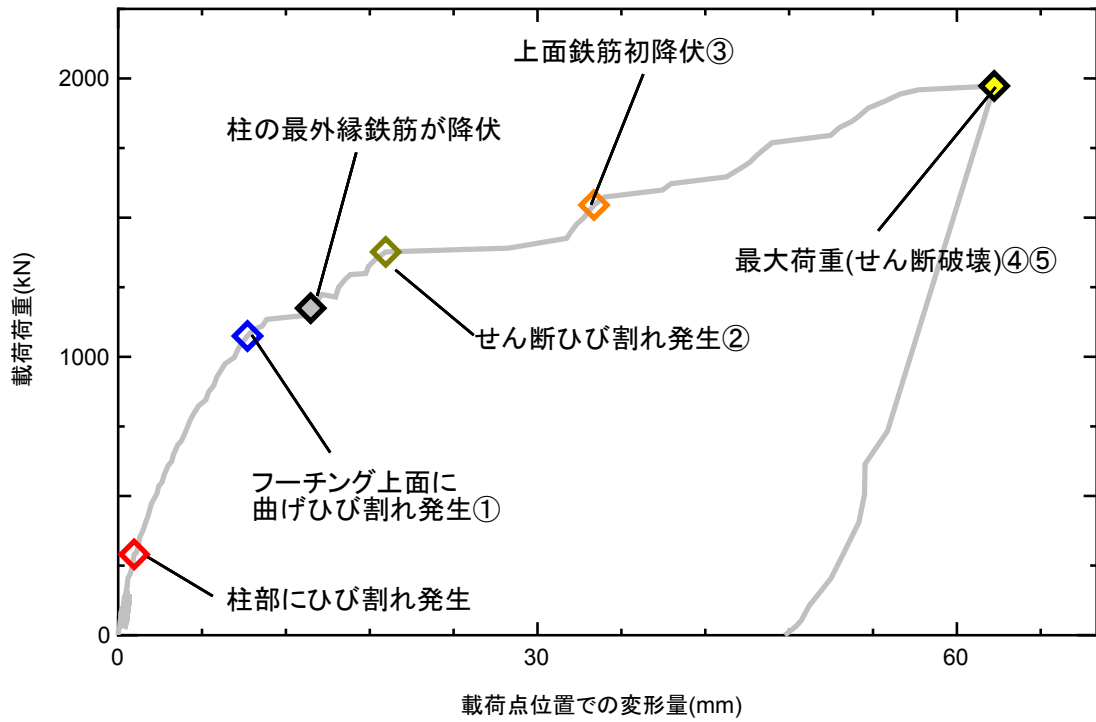


図-4.40 載荷点における荷重と変位の関係 (Case AB2)

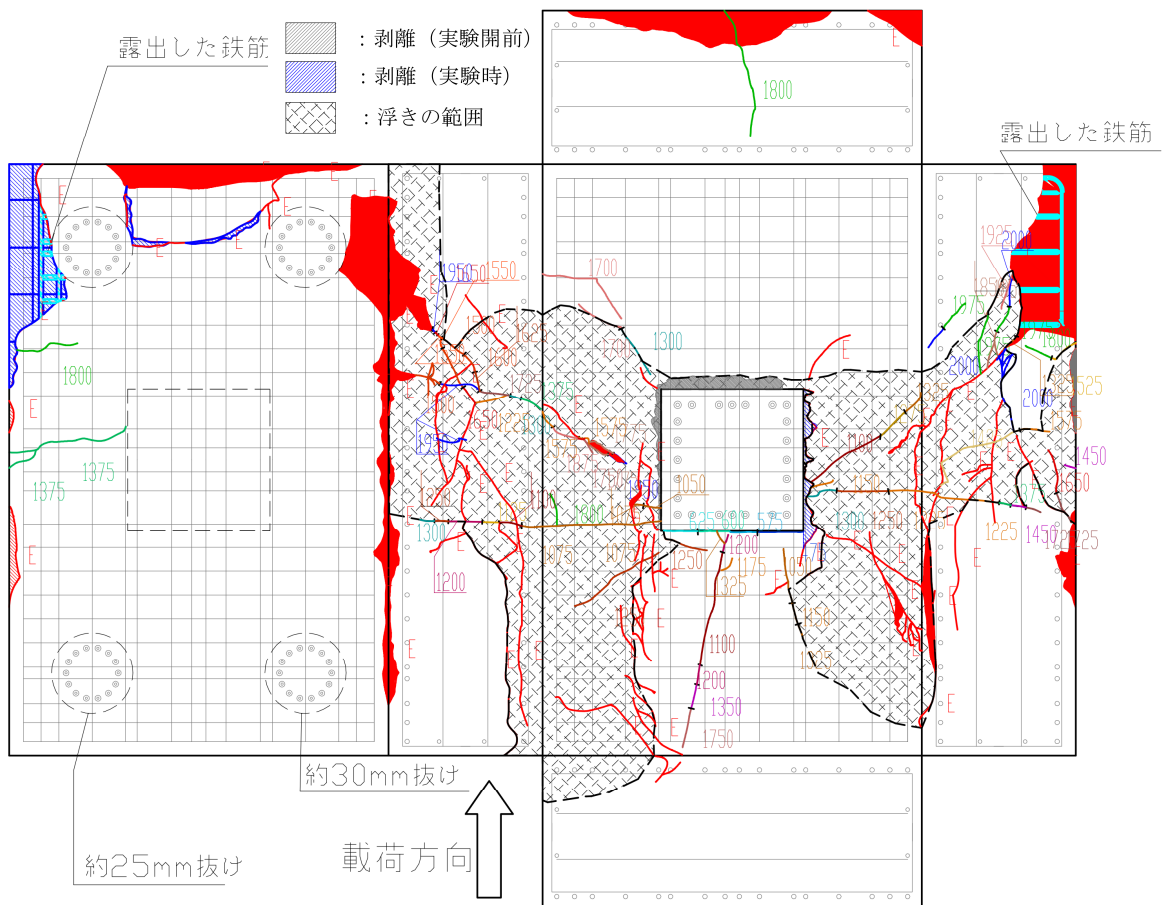


図-4.41 ひび割れ図 (Case AB2)

載荷直角方向に伸びるひび割れが生じ始めた（図-4.39の①）。このひび割れは、荷重の増加に伴って側面およびフーチング下面にまで延伸している（図-4.39の⑥）。荷重が1376.9 kNに達した時点で東側のフーチング側面上部において、柱の押込側端部付近から押込側の杭に向かう斜めひび割れが発生すると同時に杭の引抜けが生じた（図-4.39の②）。杭の引抜けは、杭と載荷架台との接合不備によるものであり、供試体の強度や抵抗特性に依存するものではない。杭の引抜けが生じた後も実験は続行したものの、杭の引抜けが生じた後は他のケースと支持条件が異なるため、4.4.2以降では杭の引抜けが生じる前までの結果のみについて述べる。なお、①の発生個所が東西で異なっており、西側のひび割れは東側のひび割れや他のケースで生じた曲げひび割れよりも前方にある。これも杭の引抜けの影響であると考えられる。

杭の引抜けが生じた後も荷重は増加し続け、荷重が1545.5 kNに達した時点で柱の引抜側端部付近の上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.39の③）。そして、荷重が1973.1 kNに達した時点で、図-4.39に②で示した斜めひび割れがフーチング下面まで到達した（図-4.39の④）。以後、このひび割れを、一本目のせん断ひび割れと呼び、②のひび割れが発生した時点を一本目のひび割れ発生荷重とする。一本目のひび割れの発生位置や角度は、Case CB1で述べた一本目のせん断ひび割れとほぼ同じであった。同時に、フーチング側面上部（かぶりコンクリート付近）の引抜側端部から柱の押込側端部にわたっては水平で、柱の押込側端部から先は押込側の杭に向かうせん断ひび割れが発生（図-4.39の⑤）したことによってフーチングがせん断破壊し、荷重が低下した。以上のように、Case AB2においてはCase AB1のような水平方向のひび割れは生じておらず、Case AB2のひび割れ性状はCase CB1に近いものとなった。

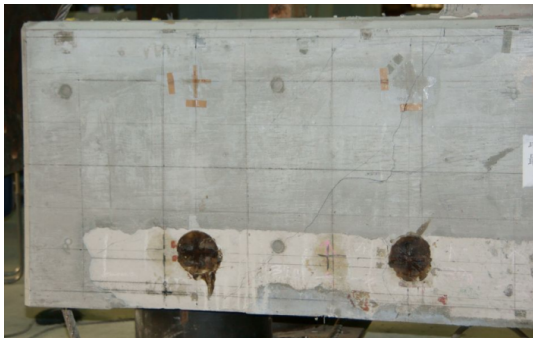
(d) ASRを模擬したフーチングに対して補修および鉛直PC鋼材の導入により補強した供試体 (Case AB3) に対する載荷実験結果

写真-4.14に実験終了後の供試体の状況、表-4.30に供試体に確認された損傷イベント、図-4.42にフーチングの代表的な損傷状況、図-4.43に載荷点における荷重と変位の関係、図-4.44にフーチングのひび割れ図を示す。

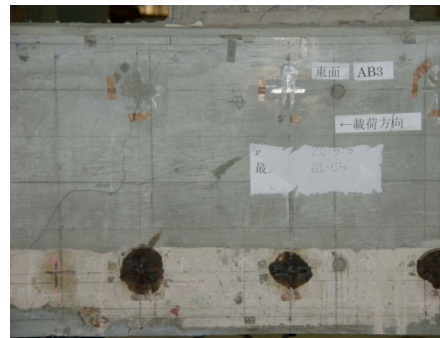
これらの図表より、Case AB3の載荷試験で確認された損傷の進展過程は次のとおりである。荷重が826.7 kNに達したあたりから、現行道示IVにおける曲げ照査断面にあたる⁹⁸⁾、引抜側のフーチング上面における柱の引抜側端部位置から載荷直角方向に伸びるひび割れが生じ始めた（図-4.42の①）。この曲げひび割れは、荷重が1128.7 kNに達した時点で側面にまで達したものの、最大荷重時においてもフーチング下端にまでは到達しなかった（図-4.42の⑤）。荷重が1250.4 kNに達した時点で柱の押込側端部付近の下面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した（図-4.42の②）。なお、この時点では、ひずみが降伏ひずみに達した上面鉄筋はなかったことから、上面鉄筋よりも下面鉄筋が先に抵抗し始めたことがわかる。荷重が1377.8 kNに達した時点でフーチング東側側面に斜めひび割れが生じた。この斜めひび割れは荷重が1571.0 kNに達した時点でフーチング下端まで到達し、柱の押込側端部から押込側の杭にわたるせん断ひび割れを形成しており（図-4.42の③）、そ



(a) 側面（西側）から見た全体図



(b) 西側側面に発生したせん断ひび割れ



(c) 西側側面に発生した曲げひび割れ

写真-4.14 実験終了後のフーチングの状況 (Case AB3)

の発生位置や角度は Case CB1 や AB2 で生じた一本目のせん断ひび割れとほぼ同じであった。西側においても、荷重が 1700.5 kN 程度で同様のひび割れが生じている。荷重が 1672.0 kN で柱の引抜側端部付近の上面鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した (図-4.42 の④)。載荷変位が 51.9 mm (荷重が 1946.6 kN) に達した時点で、写真-4.15 に示すように、柱の押込側端部付近のフーチング上面コンクリートが圧壊した (図-4.42 の⑤)。ただし、圧壊の範囲は柱端部付近の極めて限定な範囲であったためにもその後も荷重は増加し、載荷変位が 61.9 mm (荷重が 2015.3 kN) に達して Case CB1 の破壊荷重とほぼ同程度の荷重に到達した時点で、実験を終了した。なお、Case AB3 では、Case CB1 や AB2 で確認されたような引抜側の杭直上を始点とする二本目以降のせん断ひび割れは生じなかった。また、Case CB1 と同様に、柱の引抜側端部から載荷ジャッキ側に向かうひび割れが確認された (図-4.42 の⑥)。

表-4.30 Case AB3 に生じた損傷イベントと載荷荷重・載荷点の変位

損傷イベント	荷重 (kN)	変位 (mm)
柱部にひび割れ発生	398.2	2.2
柱引抜側端部付近のフーチング上面に曲げひび割れ発生 (図-4.42 の①)	826.7	7.2
柱の最外縁鉄筋が降伏	1215.0	14.0
柱の押込側端部付近のフーチング下面鉄筋が降伏 (図-4.42 の②)	1250.4	14.9
フーチング側面に斜めひび割れ (図-4.42 の③)	1377.8	18.1
柱の引抜側端部付近のフーチング上面鉄筋が降伏 (図-4.42 の④)	1672.0	30.8
柱の押込側端部付近のフーチング上面コンクリートが圧壊 (図-4.42 の⑤)	1946.6	51.9
最大荷重 (荷重除荷)	2015.3	61.9

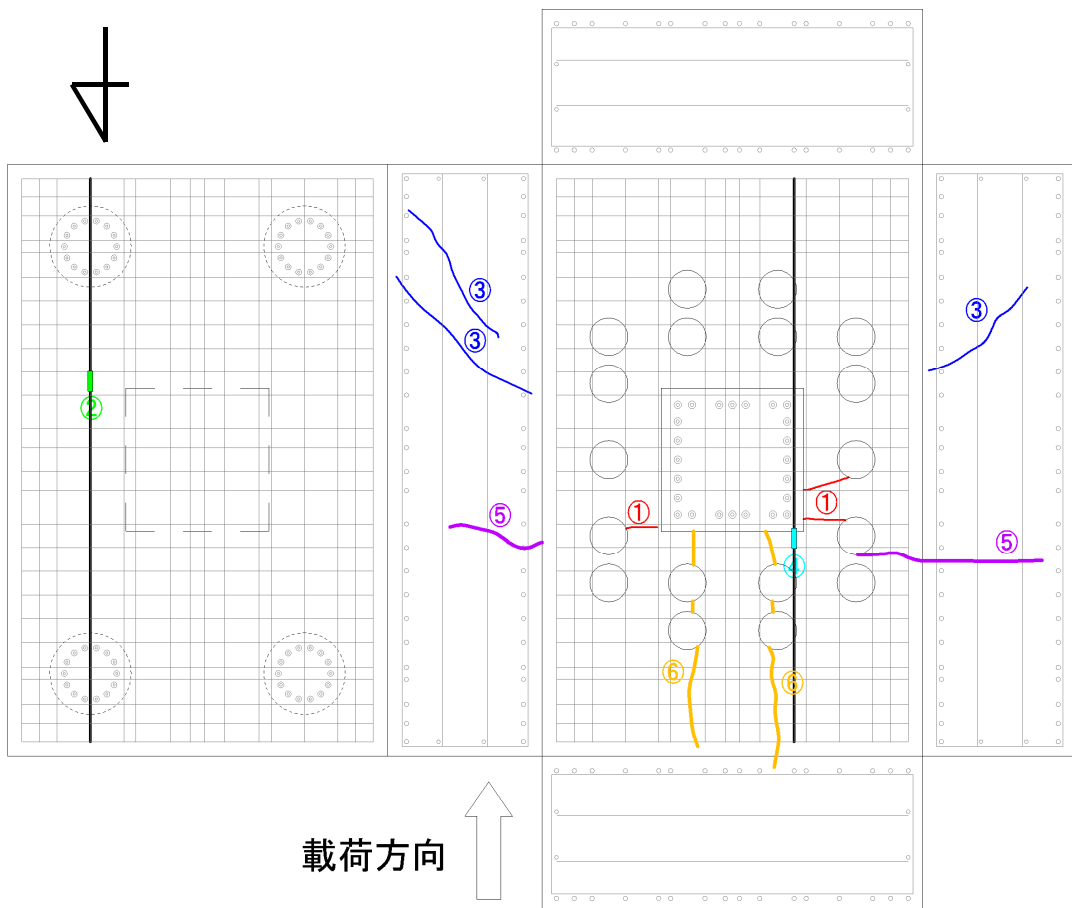


図-4.42 主な損傷イベントの発生個所 (Case AB3)

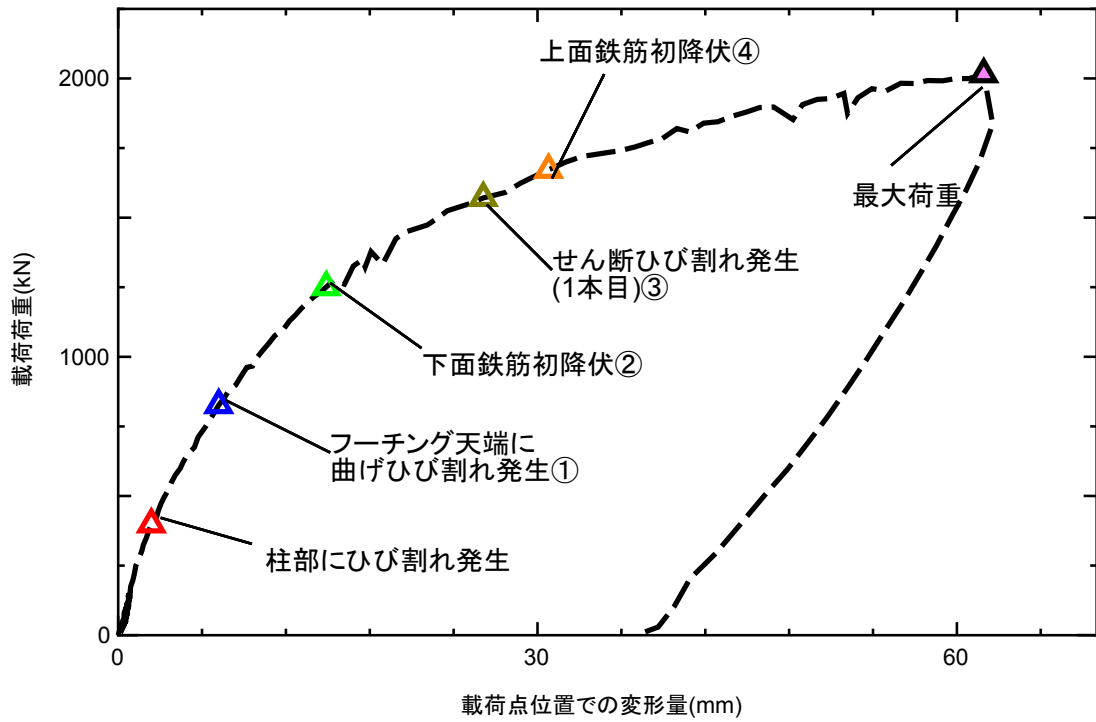


図-4.43 載荷点における荷重と変位の関係 (Case AB3)

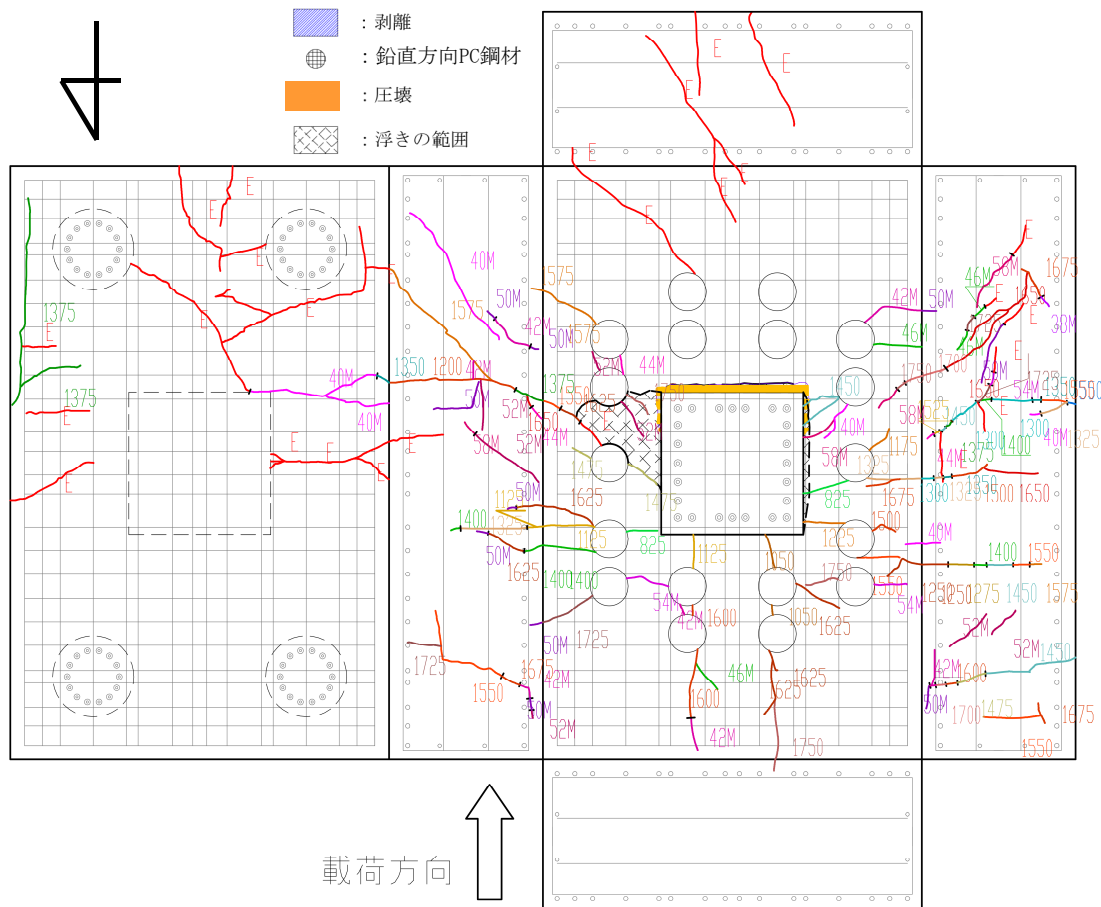


図-4.44 ひび割れ図 (Case AB3)

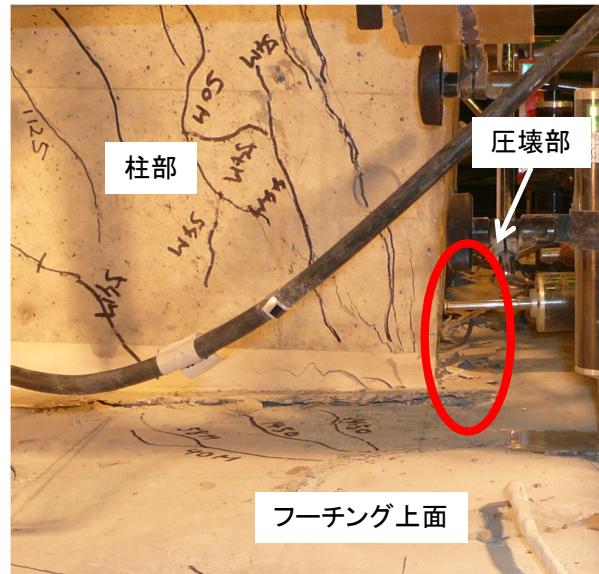


写真-4.15 柱部の圧壊の状況

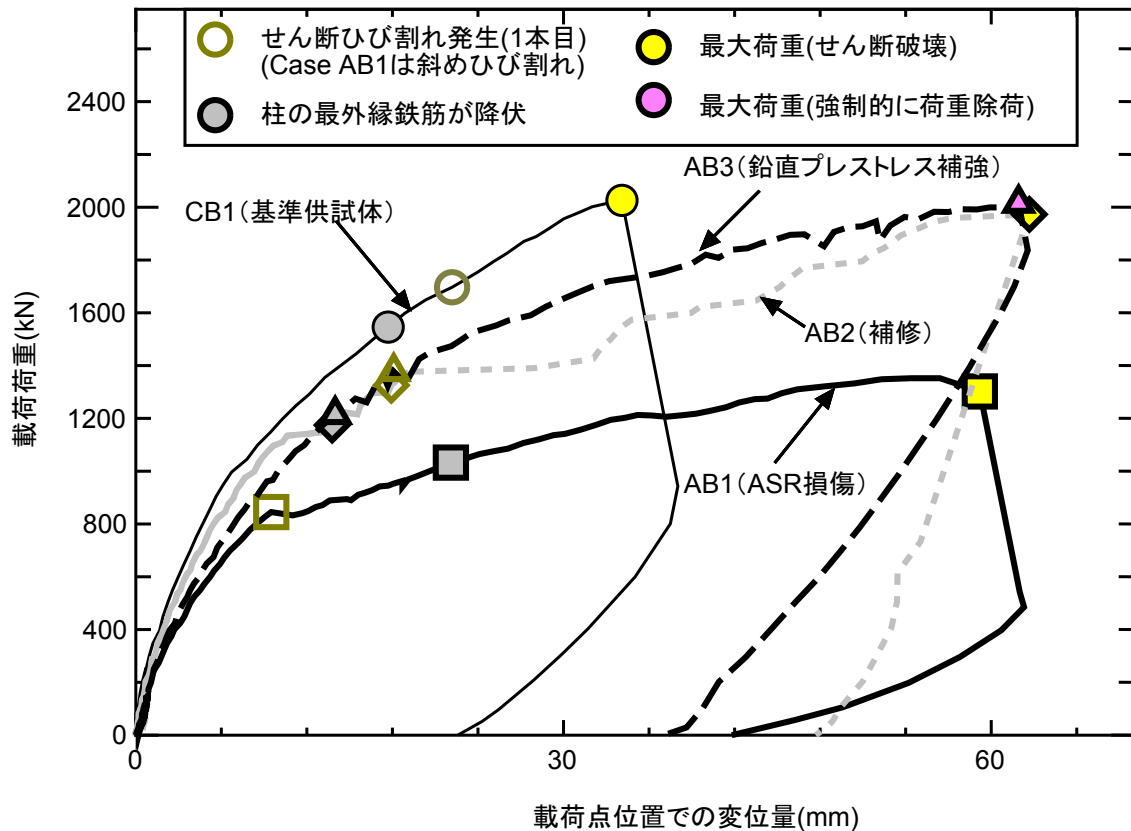
4.4.2 各ケースの実験結果の比較

(a) 荷重－変位関係および損傷過程の比較

図-4.45 に各ケースの荷重－変位関係を、表-4.31 に各ケースの供試体において、最大荷重に至るまでに確認された損傷イベントとその時の載荷荷重・載荷変位の値、荷重低下要因を示す。また、表-4.32 に、フーチングのせん断耐力が発揮される時の荷重について、実験結果（実験値）と実験供試体の設計時において得られた設計結果（設計値）を示す。

表-4.31 に示した各ケースの損傷イベントの発生過程を比較してみると、基準供試体の Case CB1 では、柱の引抜側端部付近の上面鉄筋が降伏した後に一本目のせん断ひび割れが発生し、その後下面鉄筋の降伏を経て、一本目のせん断ひび割れの急激な進展と、新たに生じたせん断ひび割れの発生とともにせん断破壊し、荷重が低下している。一方、ASR を模擬した Case AB1 においては、上面鉄筋が降伏に至ることなくせん断破壊している。これは、4.4.1(b) で述べたように、上面鉄筋が引抜けたことにより上面鉄筋が荷重抵抗要素となりえなかったためであると考えられる。これについては、4.4.2(c) で後述する。また、補修や補強を行った供試体に対しては上面鉄筋は降伏に達しており、荷重抵抗要素として機能していると考えられる。ただし、Case AB3 の損傷イベント E の一本目のせん断ひび割れの発生荷重は Case CB1 よりも約 300 kN 小さい値であり、補修のみを行った Case AB2 とほぼ同じ値であった。一般にプレストレスが導入されるとコンクリートに圧縮力が作用するためにひび割れの発生荷重は大きくなるものの、本実験においてはプレストレスの導入によるひび割れ発生遅延効果は確認されなかった。フーチングに対しては、鉛直方向のプレストレスが面的な広がりをもって導入されなかった可能性がある。

図-4.45 に示した荷重－変位関係で各ケースの剛性を比較してみると、基準供試体 Case CB1 においては、荷重が 2026.1 kN に達してフーチングがせん断破壊するまで、剛性の顕著な低下は見



Case AB2 のせん断ひび割れ発生後（点線部）は、架台が動いたため、参考値として示す。

図-4.45 せん断破壊先行型供試体の荷重－変位関係

られなかった。一方、ASRを模擬したCase AB1の荷重－変位曲線を見ると、斜めひび割れが生じるまでの剛性は4ケースの中で最も小さい。また、斜めひび割れが生じた後も荷重は増加するものの、斜めひび割れ発生前と比べると剛性が大きく低下している。基準供試体のCase CB1では斜め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ことから、ASRによる損傷を受けたフーチングにおいては、斜めひび割れが基礎の剛性に与える影響が大きいことが明らかになった。補修を行ったCase AB2では、斜めひび割れが発生するまでの剛性はCase AB1よりも大きい。以上から、ASRによる損傷を受けたフーチングに対して補修を行うことで剛性が回復することが明らかになった。ただし基準供試体のCase CB1と比べると小さい。これは、Case AA2と同様にひび割れ充填剤の未充填領域の影響であると考えられる。補強を行ったCase AB3の斜めひび割れ発生前までの剛性は、ASRを模擬したCase AB1よりは大きいものの、基準供試体のCase CB1や補修のみを行ったCase AB2よりも小さい。この一因として、鉛直PC鋼材を介して導入されたプレストレスが、フーチング内部のコンクリートのひび割れの影響によって鉛直PC鋼材を導入するために削孔孔の充填部分と既設部分が十分に一体化されず、それに伴ってプレストレスが面的な広がりをもってフーチングコンクリートに伝達されていなかったことが考えられる。

各ケースの最大荷重と最終的な破壊形態を比較してみると、最大荷重が最も大きかったのは基準供試体のCase CB1であり、最終的には、フーチングのせん断破壊によって荷重が低下した。一

方、ASRによる損傷を模擬した Case AB1においても、最終的にはフーチングのせん断破壊によって荷重が低下した。せん断破壊時の荷重は、表-4.32に示すように Case CB1の67%程度であり、ASRによる損傷によって最大荷重が低下することが明らかになった。また、フーチングに生じたひび割れの多くは最大荷重時に生じたものであり、さらに、荷重低下の要因となったせん断ひび割れは、Case CB1のように柱の押込側端部から押込側の杭に向かうせん断ひび割れではなく、フーチング側面の中段付近に、引抜側の杭の位置から押込側の杭の位置にかけて生じた水平のひび割れであった。これは、載荷前にフーチングに生じていたASRによるひび割れが拡大したものと考えられる。以上から、ASRによってフーチングの最大せん断耐力は低下することが明らかになった。鉛直方向PC鋼材の導入によって補強した Case AB3は、安全上の観点から荷重低下まで載荷することはできなかったものの、基準供試体 Case CB1のせん断破壊荷重とほぼ同じ2015.3 kN

表-4.31 せん断破壊先行型供試体に生じた損傷イベントおよび最大荷重時の載荷荷重・載荷変位
(上段：荷重 kN，下段：変位 mm)

損傷イベント		CB1	AB1	AB2	AB3
A	柱部にひび割れ発生	397.2	324.6	253.0	398.2
		1.7	2.0	1.0	2.2
B	柱の引抜側端部付近のフーチング 上面に曲げひび割れ発生	997.3	672.7	1074.8	826.7
		6.7	6.2	9.3	7.2
C	柱の最外縁鉄筋が降伏	1545.5	1032.6	1174.8	826.7
		17.7	22.1	13.8	14.0
D	フーチング上面鉄筋が柱の 引抜側端部付近で降伏	1648.5	—	(1545.5)*	1672.0
		20.3	—	(34.0)*	30.8
E	一本目のせん断ひび割れ発生	1696.6	—	1376.9	1377.8
		22.2	—	19.1	18.1
F	一部のフーチング下面 鉄筋が降伏	1727.0	891.4	(—)*	1250.4
		23.1	14.1	(—)*	14.9
G	二本目のせん断ひび割れ発生	2026.1	—	(1973.1)*	—
		34.1	—	(47.69)*	—
H	最大荷重	2026.1	1352.3	(1973.1)*	2015.3
		34.1	56.4	(47.69)*	61.9
荷重低下、または除荷要因		フーチングのせん断破壊			荷重除荷

* Case AA2においては、一本目のせん断ひび割れ発生（損傷イベント D）の後に杭の引抜けが生じたため、これ以降の数値は参考として示す。

表-4.32 フーチングのせん断耐力が発揮される時の荷重値の実験値と設計値の比較（せん断破壊先行型供試体）

	CB1	AB1	AB2	AB3
設計値	1532	—	1532	1706
実験値	2026.1	1352.3	1973.1*1	2015.3*2
Case CB1 との比 (Case ABx / Case CB1)	1.00	0.67	0.97*1	0.99*2
実験値 / 設計値	1.32	—	1.29*1	1.17*2

*1: Case AB2 はせん断破壊発生前に架台に変位が生じたため、参考値として示す。

*2: Case AB3 はせん断破壊に至っていないため、最大荷重値の結果を示す。

では荷重が増加したこと、柱の押込側端部付近のフーチング上面コンクリートに圧壊の兆候が見られたことから、フーチングのせん断耐力は増加したものと考えられる。以上から、Case AB3 のせん断耐力は、Case CB1 と同等以上であると考えられる。なお、表-4.32 に示すように、Case AB3 においては設計で想定したよりも大きなせん断耐力が得られている。ただし、設計値は鉛直 PC 鋼材に導入されたプレストレスの効果を期待したものである一方で、上述のように実験で確認されたせん断耐力増加の効果はプレストレスによるものではないと考えられるため、単純に比較はできない。これについては、4.4.2(d) に示す結果を踏まえて考察する。

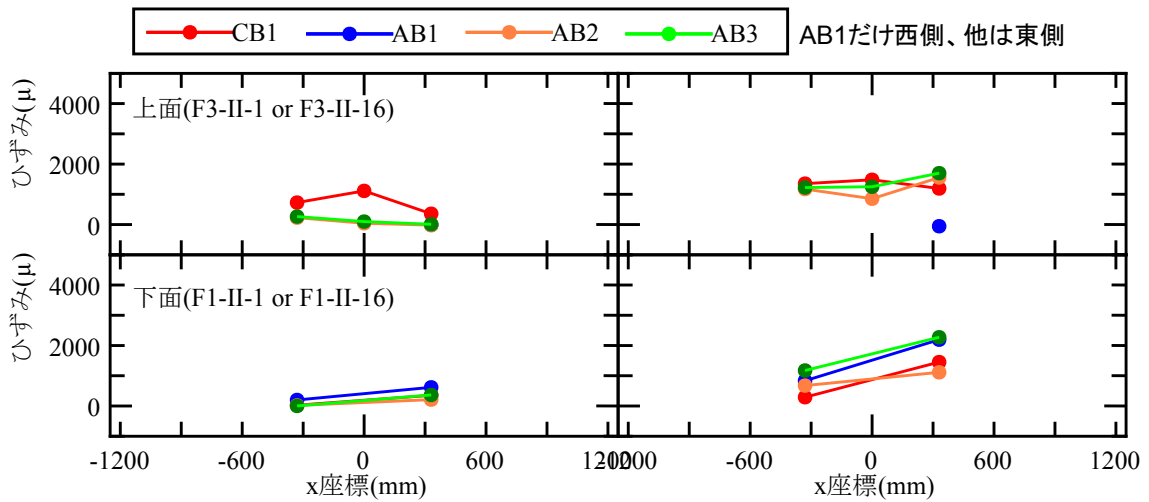
(b) フーチングの鉄筋のひずみ分布

フーチングの上下面鉄筋のひずみ分布について考察し、フーチングのどの部分が主として荷重に抵抗しているのかを確認する。図-4.46 に、各ケースのフーチング上面鉄筋および下面鉄筋で計測されたひずみの荷重方向の分布を示す。計測位置は図-4.46(e) に示す通りであり、図-4.46(a) に示すフーチング端部の計測位置を最外縁ライン、図-4.46(b) に示す杭直上を通る計測線を杭直上ライン、図-4.46(c) に示す柱端部を通る計測線を柱端部ライン、図-4.46(d) に示すフーチング中心を通る計測線をフーチング中心ラインと呼ぶ。それぞれの図の上側には各ラインの上面鉄筋の結果を、下側には下面鉄筋の結果を示している。また、それぞれの左側の図は一本目のせん断ひび割れが発生した時点（せん断ひび割れ発生時）、右側の図は最大荷重が作用した時点（最大荷重時）における分布を示している。いずれの図も縦軸にひずみ (μ)、横軸に荷重方向の座標 (x 座標 (mm)) を示しており、座標の原点はフーチング中心である。

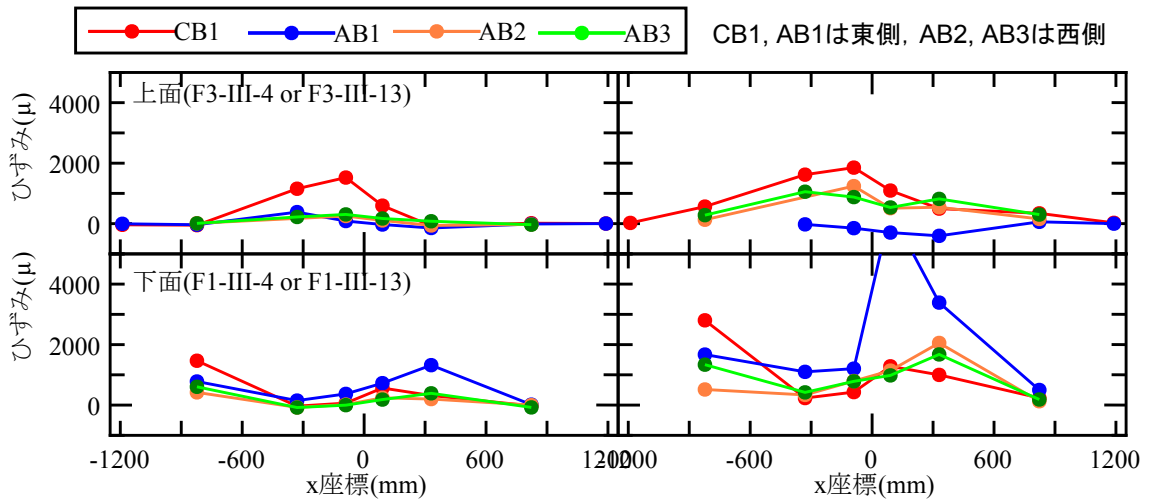
せん断ひび割れ発生時の上面鉄筋に生じたひずみの分布をみると、いずれのケースにおいても最も大きなひずみが生じているのは柱の引抜側端部 ($x = -33 \sim -330$ mm) である。また、この傾向は4つのライン全てにおいて共通する事項であることから、ASR や補修・補強の有無によらず、フーチングの上面鉄筋は荷重に対しては、特に柱の引抜側端部付近の位置で全幅で抵抗するものと考えられる。なお、この位置は各ケースで曲げひび割れが発生した位置に等しく、フーチング上面に生じた曲げモーメントによって生じたひずみであると考えられる。

下面鉄筋について見てみると、いずれのケースにおいても、大きなひずみが生じているのは柱の押込側端部直下の下面鉄筋 ($x = 33 \sim 330$ mm) と、引抜側の杭直上の下面鉄筋 ($x = -833$ mm) である。下面鉄筋には全般的に引張荷重が作用するものと考えられるものの、柱の押込側端部直下の下面鉄筋には、柱から作用する下向きの荷重と押込側の杭に発生する上向きの反力によるせん断力、引抜側の杭直上の下面鉄筋には柱からの上向きの引抜力と引抜側の杭に作用する下向きの反力によるせん断力も作用するため、ダウエル効果によって大きなひずみが生じたものと考えられる。

以上のように、大きなひずみが生じる位置は ASR や補修・補強の有無によらず同じである一方で、ひずみの値はケースで異なる。ASR を模擬した Case AB1 は4ケースの中で最も荷重が小さかったにもかかわらず、下面鉄筋に生じたひずみは最も大きい。その一方で上面鉄筋に生じ

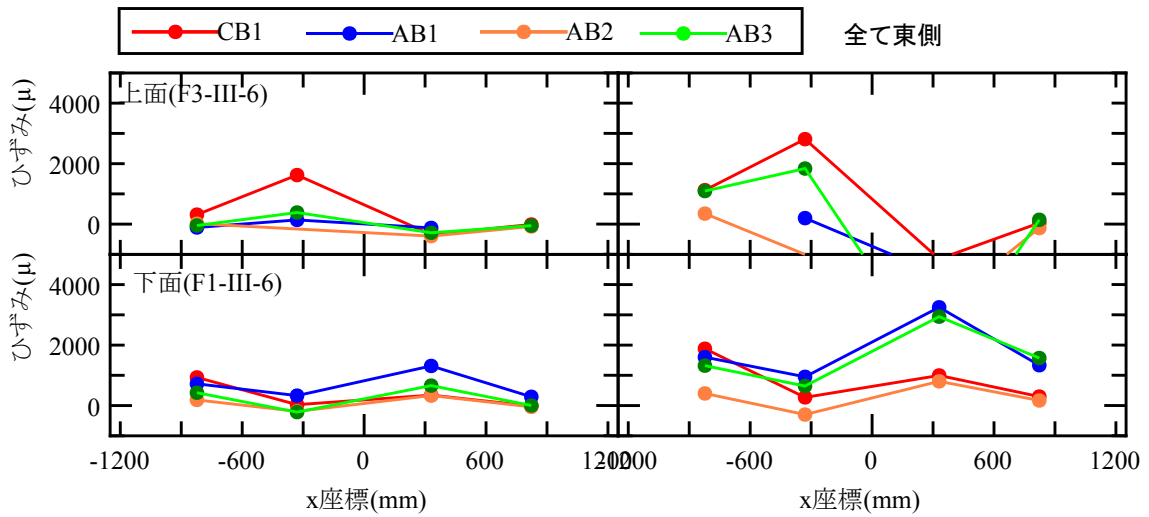


(a) 最外縁ライン

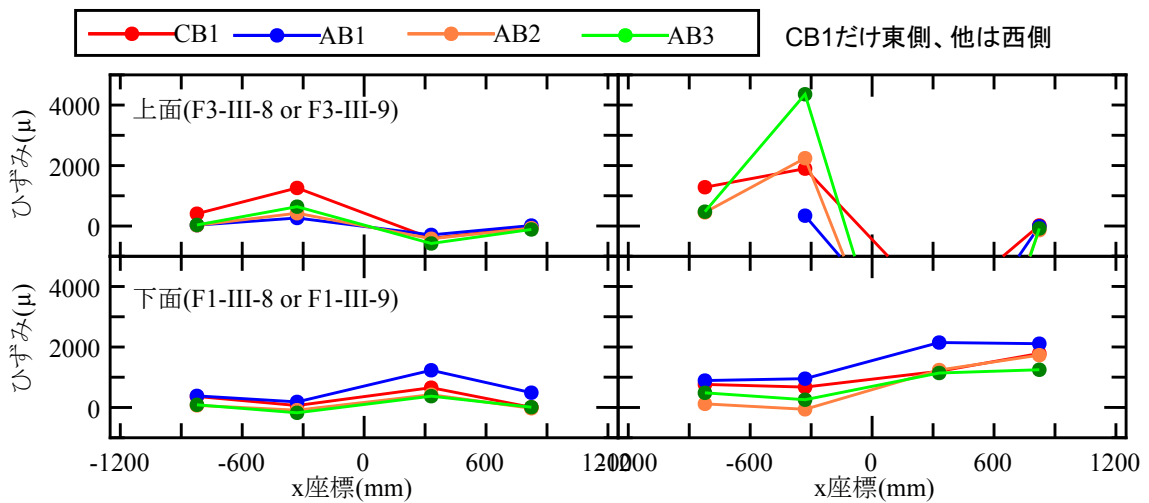


(b) 杭直上ライン

図-4.46 セン断破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの荷重方向の空間分布 (上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：せん断ひび割れ発生時、右：最大荷重時) (1/3)

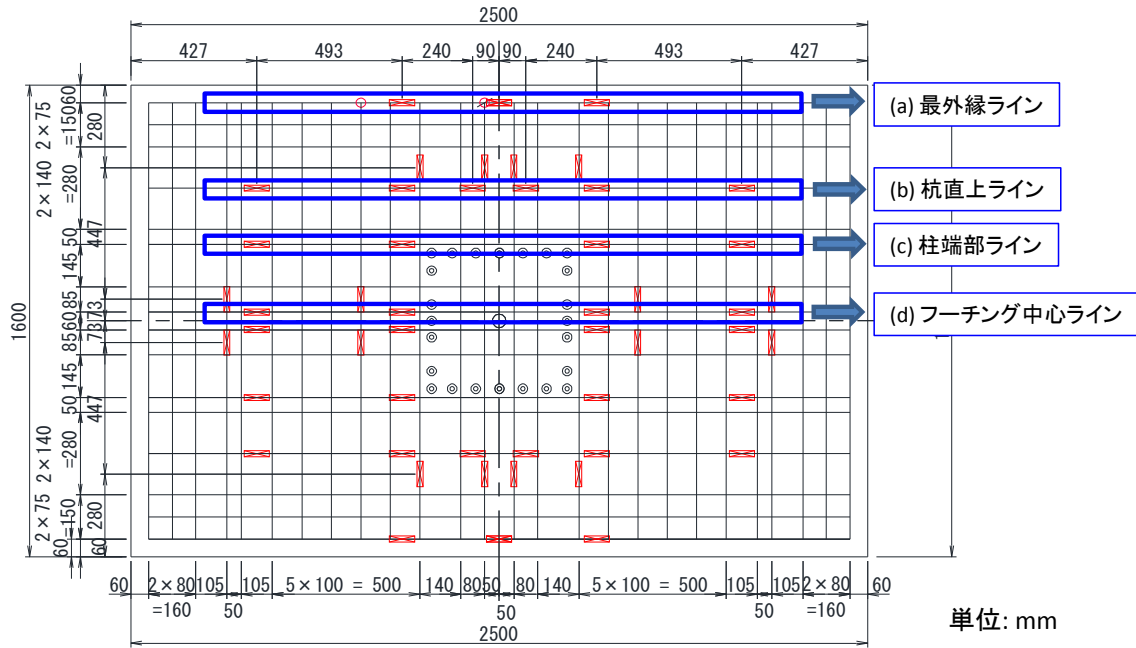


(c) 柱端部ライン



(d) フーチング中心ライン

図-4.46 せん断破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの荷重方向の空間分布 (上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：せん断ひび割れ発生時、右：最大荷重時) (2/3)



(e) 計測位置

図-4.46 セン断破壊先行型供試体のフーチング上下面鉄筋に生じたひずみの荷重方向の空間分布
(上段：上面鉄筋、下段：下面鉄筋、左：せん断ひび割れ発生時、右：最大荷重時) (3/3)

たひずみは小さいことから、荷重に対しては上面鉄筋よりも下面鉄筋が主として抵抗したことが分かる。

(c) 荷重と鉄筋のひずみの関係

4.4.2(b) の検討から明らかになった、荷重に対して大きなひずみが発生する領域における鉄筋のひずみ応答特性を分析する。

図-4.47 に、杭直上ラインの鉄筋で計測されたひずみと載荷荷重の関係を示す。図-4.47(a) が柱の引抜側端部の上面鉄筋、図-4.47(b) が引抜側の杭直上の下面鉄筋、図-4.47(c) が柱の押込側端部と押込側の杭の間の下面鉄筋の結果であり、上から順に Case CB1, AB1, AB2, AB3 の結果を示している。いずれも縦軸が載荷荷重 (kN)、横軸がひずみ (μ) である。

基準供試体の Case CB1 においては、(a) 柱の引抜側端部付近の上面鉄筋や (b) 引抜側の杭直上の下面鉄筋のひずみは、載荷初期から緩やかに増加し、柱部にひび割れが発生したあたりから増加している。(c) 柱の押込側端部直下の下面鉄筋は、フーチング上面に曲げひび割れが生じた後に急増しており、(a) や (b) よりもひずみが増加し始める荷重値が大きい。以上より、まず (a) や (b) の位置のひずみが増加し、曲げひび割れが生じた後から押込み側の下面鉄筋に応力が作用していることが分かる。

ASR を模擬した Case AB1 の (a) のひずみの履歴を見ると、側面に斜めひび割れが発生したあたりでひずみが減少しており、上面鉄筋が引き抜けたことがわかる。同じタイミングで (b)、(c) のひ

ずみが急増しており、最大荷重に至るまでに減少することなく増加している。これより、上面鉄筋が抵抗要素となりえなくなった後は、下面鉄筋が大きな抵抗要素となっていることが分かる。なお、図-4.37 に示した荷重—変位関係において剛性が急減した荷重は、(a) の上面鉄筋のひずみが減少し始める荷重と一致していることから、剛性の急減の要因は上面鉄筋の引抜けであると考えられる。

補強を行った Case AB3 の鉄筋ひずみについては、(a)~(c) のいずれの計測点においても、基準供試体の Case CB1 と同様な履歴を示しており、最初は (a) や (b) の鉄筋のひずみが増加し、フーチングに曲げひび割れが生じた後から (c) のひずみが増加している。そして、Case AB1 の上面鉄筋で見られたようなひずみの減少や、それに伴う下面鉄筋のひずみの急増などは確認されない。補修のみを行った Case AB2 の鉄筋ひずみについても、杭の引抜けが生じた 1376.9 kN に達するまでの履歴は Case CB1 とよく似ている。以上から、補修を行うことでフーチングの上面鉄筋の付着力が回復し、フーチングの耐荷メカニズムは基準供試体と同様になったものと考えられる。

以上から、基準供試体のフーチングに対しては、まず上面鉄筋や引抜側の杭付近の下面鉄筋のひずみが増加し、フーチングに曲げひび割れが発生し始めた後に押込側の下面鉄筋のひずみが増加し始めることが明らかになった。一方、ASR による損傷を受けたフーチングにおいては、付着力が小さいために上面鉄筋にはその他のケースほど大きなひずみが生じることはなく、さらに側面に斜めひび割れが生じたあたりの比較的小さい荷重で上面鉄筋が引抜け、その後に下面鉄筋のひずみが増加し始めることが明らかになった。そして、補修を行うことにより、上面鉄筋の付着力が回復し、基準供試体と同様な耐荷メカニズムを発揮するようになったものと考えられる。

(d) 補強材に生じたひずみ分布

図-4.48 に鉛直 PC 鋼材鋼材に張り付けたひずみゲージにより計測された値と、載荷荷重の関係を示す。計測箇所は図-4.48(b) に示す通りである。

PC 鋼材の中で最も大きなひずみが生じたのは、せん断ひび割れが発生した個所にあたる、柱の押込側端部の (iii) の位置に配置されたものである。ただし、この位置においても PC 鋼材のひずみが増加し始めるのは荷重が約 1400 kN に達してせん断ひび割れが生じたあたりであり、それ以前はほとんどひずみが生じていない。すなわち、鉛直 PC 鋼材はせん断ひび割れが発生するまでは荷重に対する抵抗要素となりえないと考えられる。この要因としては、4.4.2(a) でせん断ひび割れ発生荷重について考察したように、掘削孔と既設部分が確実に一体化されていなかったこと、また、一体化されていないことやひび割れ充填剤の未充填の領域が残ったことに伴ってプレストレスが面的な広がりをもって導入されていなかったことなどが考えられる。なお、図-4.45 の荷重—変位関係でみたように Case AB3 の剛性は基準供試体よりも小さく、補修のみを行った Case AB2 と同程度にとどまっている。一方、例えば曲げ破壊先行型の Case AA3 や Case AA4 の剛性は、基準供試体の Case CA1 と同程度まで回復している。既に述べた通り、この要因は比較的小さい荷重レベルから補強材にひずみが生じた結果、補修のみを行った Case AA2 ではひび割れ充填剤の未充填の

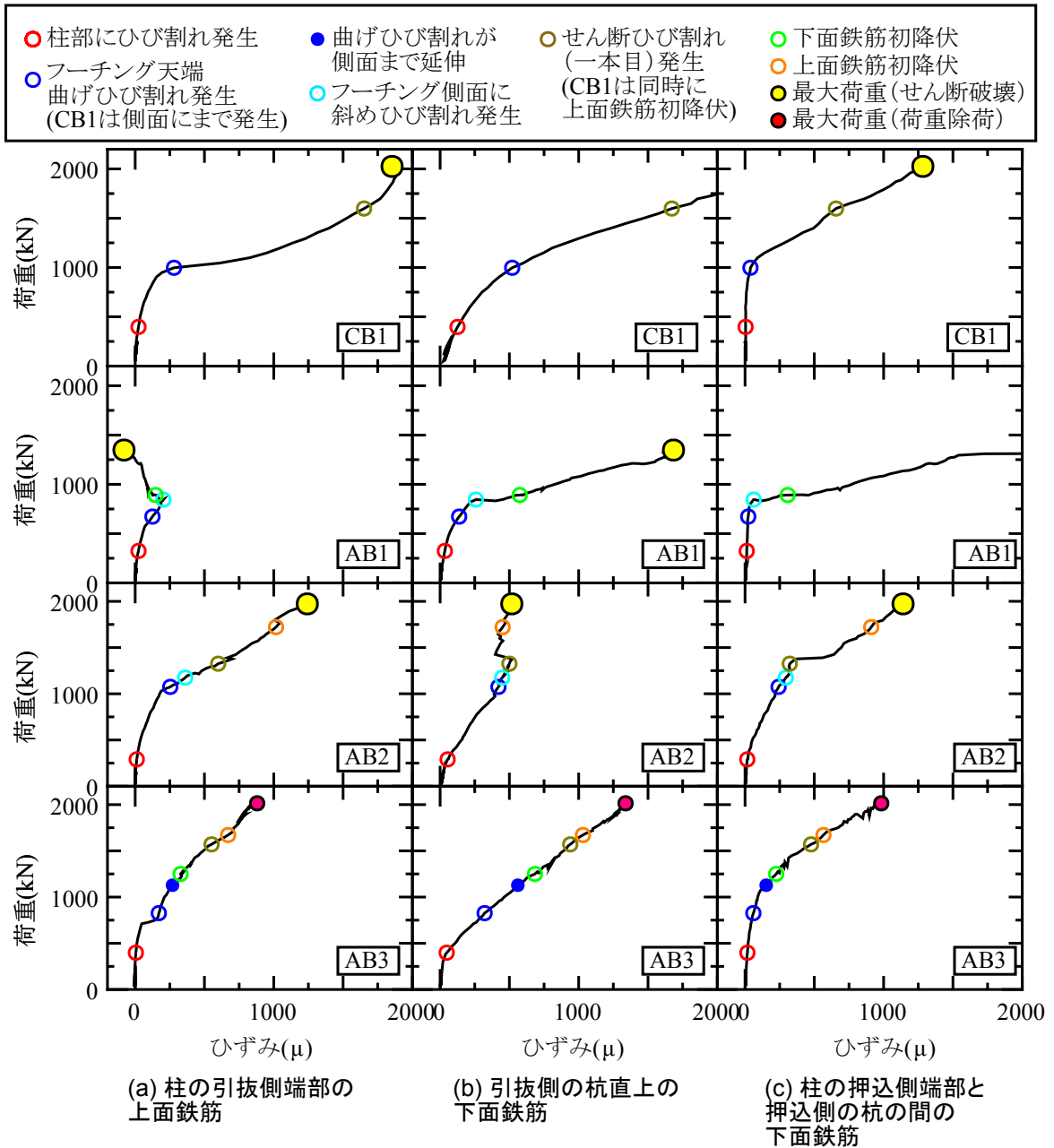
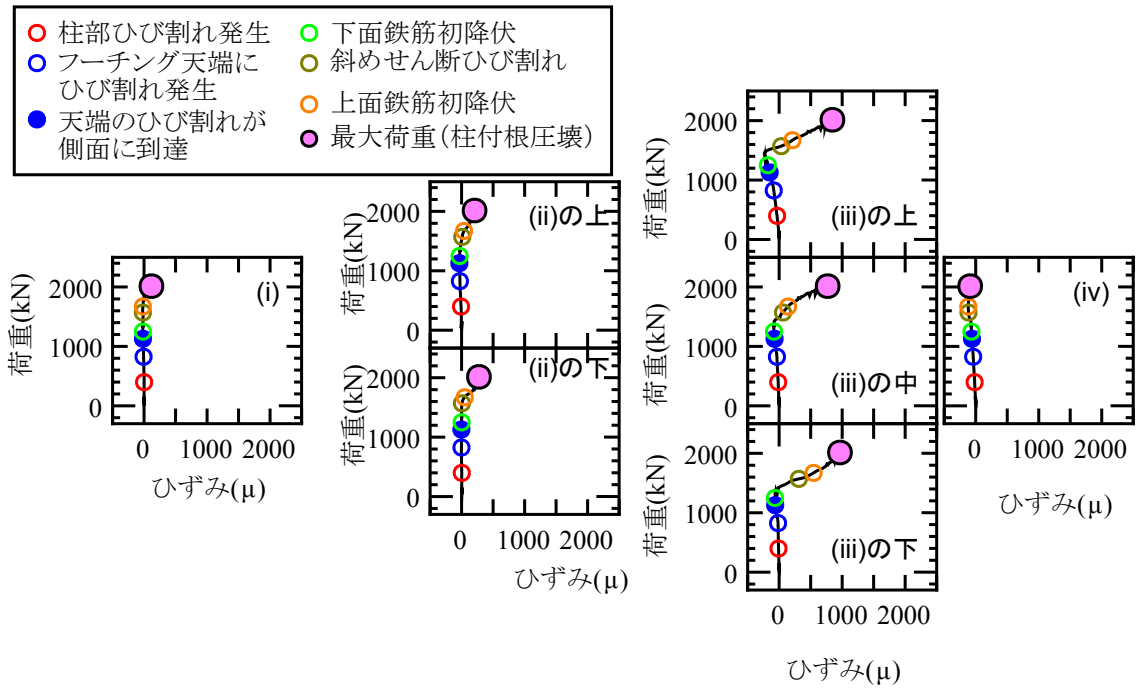
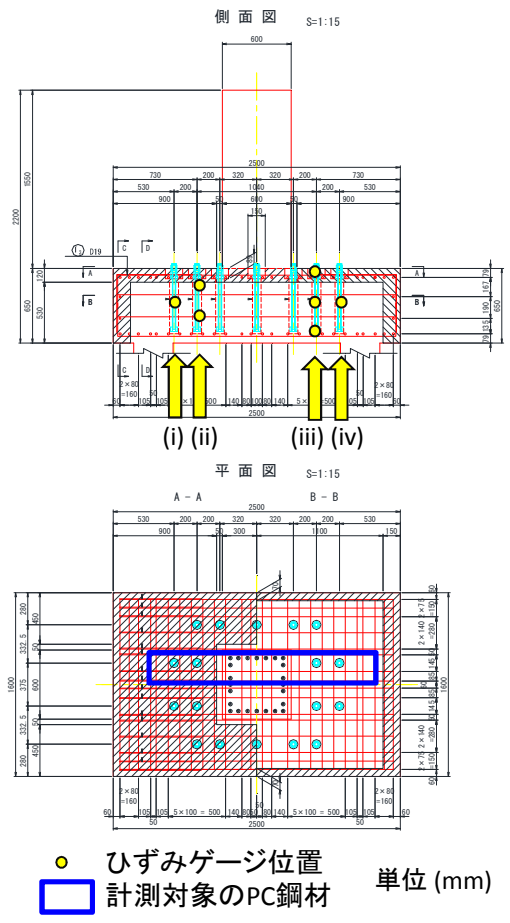


図-4.47 載荷荷重と荷重に対して主として抵抗する領域の鉄筋で計測されたひずみの関係（せん断破壊先行型供試体）



(a) 計測結果



(b) 計測位置

図-4.48 載荷荷重と鉛直方向PC鋼材のひずみの関係

影響を補強材が補ったことによる。しかし、鉛直 PC 鋼材は荷重が小さい段階では荷重に対する抵抗要素とはなりえないため、荷重—変位関係の剛性は変化しなかったものと考えられる。

(ii) の位置の鉛直 PC 鋼材のせん断ひび割れ発生後のひずみを見てみると、最大荷重に至るまで増加し続けている。これは、プレストレスの導入効果とは関係なく、鉛直 PC 鋼材が鉛直方向のせん断補強鉄筋として機能しているものと考えられ、その結果せん断耐力が増加し、柱の押込側端部の圧壊を招いたものと考えられる。

一方で、(iii) よりもさらに押込側（南側）に位置し、せん断ひび割れが通過していない位置に配置された (iv) の PC 鋼材にはほとんどひずみが生じていない。以上から、せん断補強材として配置する PC 鋼材のうち、大きなひずみが生じるのはせん断ひび割れが発生する箇所にあたる柱の押込側端部と押込側の杭との間に位置するものであり、この位置の PC 鋼材がせん断補強筋として有効に機能していることが分かる。

4.4.3 補強設計に関する知見

本実験供試体は、鉛直プレストレスが導入されたことにより、耐力が増加すると仮定して設計されている。しかし、実験の結果、せん断ひび割れの発生荷重は Case AB2 と同程度であり、プレストレスの導入効果は確認できず、供試体のせん断耐力が増加した要因は、鉛直 PC 鋼材がせん断補強筋として機能したからであった。以上から、鉛直プレストレスに期待せず、鉛直 PC 鋼材をせん断補強筋として考慮した場合の耐力について検討する。

鉛直 PC 鋼材がせん断補強筋として機能した時のフーチングのせん断耐力は、式-(4.8) で求められるせん断破壊先行型供試体のせん断耐力に、鉛直 PC 鋼材をせん断補強筋として求めた S_s を足し合わせることで求められる。本実験で用いた鉛直 PC 鋼材の諸元は、表-4.33 の通りである。

表-4.33 鉛直 PC 鋼材がせん断補強筋として機能するときのせん断耐力の算出に用いる物理量および値の一覧

記号	記号が示す物理量	単位	耐力計算に用いた値	備考
A_w	鉛直 PC 鋼材の断面積	mm ²	287.3	公称値
σ_{sy}	鉛直 PC 鋼材の降伏応力度	N/mm ²	648	公称値
θ	PC 鋼材が部材軸方向となす角度	°	90	
s	PC 鋼材の部材軸方向の間隔	mm	200	

図-4.48 より、鉛直 PC 鋼材の中で荷重に対してひずみが生じたのは柱と杭の間の 4 本の PC 鋼材であることから、せん断補強筋として機能する鉛直 PC 鋼材の本数としては 4 本を考慮すると、鉛直 PC 鋼材が負担するせん断耐力 S_s は約 773 kN となる。コンクリートの負担分 S_c と合わせて供試体のせん断耐力は約 2573 kN となり、供試体のせん断耐力が発揮される時の破壊荷重は約 2250kN である。一方、本実験ではフーチングがせん断破壊に至る前に、荷重が 2015 kN に達した時点で強制的に除荷しており、また、仮に載荷を続けたとしても、柱の押込側端部の圧壊が先行したことから最終的にはフーチングはせん断破壊しなかったと推定されるため、設計で想定した

通りの耐力が確保されているかどうかは判断できず、今後の課題である。

4.4.4 せん断破壊先行型供試体の実験結果のまとめ

せん断破壊先行型供試体に対する実験結果から得られた知見、各ケースの耐荷性能（荷重—変位関係の剛性、最大耐力）や最終的な破壊形態、耐荷メカニズムは以下の通りである。

基準供試体の耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りであった。

- 基準供試体の Case CB1 の損傷は、柱の引抜側端部付近に曲げひび割れ発生、柱の最外縁鉄筋の降伏、一本目のせん断ひび割れ発生、上面鉄筋の降伏、下面鉄筋の降伏、新しいせん断ひび割れ発生の順番で生じ、最終的には一本目のせん断ひび割れの急激な進展と二本目以降のせん断ひび割れの発生とともにせん断破壊に達し、荷重が低下した。
- 荷重低下の直接的な要因となったせん断ひび割れのうち、一本目のせん断ひび割れの発生箇所は、柱の押込側端部と押込側の杭の間であった。また、二本目以降のせん断ひび割れ発生箇所は引抜側の杭直上から、押込側の杭の間であった。
- 荷重によって比較的大きなひずみが生じる鉄筋は、(i) 柱の引抜側端部の上面鉄筋、(ii) 引抜側の杭直上の下面鉄筋、(iii) 押込側の柱端部と押込側の杭の間の下面鉄筋であった。これはいずれの供試体においても同じであった。

ASR による損傷を模擬したフーチングの耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りであった。

- 側面に斜めひび割れが発生するまでの剛性は4ケースの中で最も小さかった。
- 側面に斜めひび割れが発生した後の剛性は、側面に斜めひび割れが発生する前に比べて著しく低下した。これは、側面に斜めひび割れが発生したタイミングで上面鉄筋が引き抜けたためであった。
- フーチングの上面鉄筋が引き抜けた理由は、ASR によってフーチングのコンクリートにひび割れが生じていたこと、隅角部が破断していたために定着長が不足していたことなどから、フーチングの上面鉄筋の付着力が小さかったためであると考えられる。
- 上面鉄筋が引き抜けた後、下面鉄筋のひずみが急増した。これは、上面鉄筋が十分な抵抗要素となりえなかったことから下面鉄筋の分担率が大きくなったためである。
- 最終的な破壊部位はフーチングであり、その破壊形態は ASR によって生じたひび割れによりコンクリートのせん断耐力が低下したこと、さらにフーチング上面鉄筋が引き抜けたことによってフーチング上面の抵抗力が喪失したことにより、引抜側の杭直上から押込側の杭の位置にかけてほぼ水平に生じていた ASR によるひび割れが拡大してせん断破壊に至るというものであった。
- 最大荷重値は、4ケースの中で最も小さく、基準供試体の Case CB1 の約 67%であった。
- 以上から、ASR によって耐荷性能が大きく低下した。特に、フーチング上面鉄筋の引抜けがフーチングの耐荷性能、破壊形態に与える影響が大きく、耐荷性能が基準供試体に比べて大

きく低下するとともに、最終的な破壊形態が脆性的なものになった。

ASR による損傷を補修したフーチングの耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りである。

- せん断ひび割れが発生するまでの剛性やせん断ひび割れ発生荷重は、ASR による損傷を模擬した供試体よりも大きかったものの、基準供試体に比べると小さかった。この要因は、内部のコンクリートのひび割れを確実に充填できなかったことなどが考えられる。
- せん断ひび割れの性状については、ASR を模擬した供試体のような水平ひび割れではなく、基準供試体と同様に、柱の押込側端部と押込側の杭の間に生じる斜めひび割れであった。
- ひび割れ充填、上面鉄筋の破断箇所の継筋、上面コンクリートの打代えによる補修することによって上面鉄筋の付着力が回復し、せん断ひび割れが生じるまでの剛性や荷重が向上した。また、Case AA1 のように、上面鉄筋の引抜けやそれに付随して発生する剛性の急激な低下は生じなかった。せん断ひび割れの性状も Case AA1 のほぼ水平のひび割れとは異なり、Case CB1 のような斜め方向のひび割れであった。以上から、補修を行うことで破壊形態も基準供試体に近づくことを明らかにした。
- 曲げ破壊型供試体と同様に、剛性を回復させるためにはひび割れを確実に充填する必要がある。ただし、本実験においては充填剤が確実に注入されていなかったため、補修を行った場合でも基準供試体と同程度までには回復しなかったものと考えられる。
- 補修を行った場合は、ASR を模擬したフーチングでせん断破壊した荷重に達しても破壊に至らず、破壊メカニズムも基準供試体に近くなった。これは補修を行うことで、コンクリートのせん断耐力が増加するとともに、上面鉄筋の付着力が回復したためである。

鉛直 PC 鋼材の導入により補強したフーチングの耐荷メカニズムおよび耐荷性能は、以下の通りである。

- 鉛直 PC 鋼材のひずみ分布より、特にせん断ひび割れが生じる位置に配置された鉛直 PC 鋼材に大きなひずみが計測された。この位置の鉛直 PC 鋼材のひずみは、せん断ひび割れが生じた後であり、せん断ひび割れが生じる前はひずみが生じなかった。以上から、鉛直 PC 鋼材が荷重抵抗要素として機能するのは、せん断ひび割れが生じた後であると考えられる。
- せん断ひび割れが生じるまでは鉛直 PC 鋼材のひずみが増加しない要因としては、掘削孔と既設部分が十分に一体化できなかったこと、それに伴って ASR による損傷を受けたフーチングに対してプレストレスが面的な広がりを持って導入できなかったことなどが考えられる。その結果、せん断ひび割れの発生荷重は基準供試体よりも約 300 kN 小さく、補修のみを行った Case AA2 とほぼ同じ値であった。
- せん断ひび割れが生じるまでは鉛直 PC 鋼材が荷重に対する抵抗要素とは言いえないことから、荷重—変位曲線においてせん断ひび割れが発生するまでの剛性は、基準供試体に比べると小さかった。
- Case AB3 は基準供試体が破壊した荷重と同程度の荷重においても破壊に至らなかった。ま

た、上面鉄筋の全降伏には至っていないものの、柱の押込側端部付近のフーチング上面コンクリートに圧壊の兆候が見られた。圧壊が確認された荷重は基準供試体がせん断破壊した時の荷重とほぼ同じであることから、鉛直 PC 鋼材の導入によってフーチングのせん断耐力が向上したものと考えられる。これは、せん断ひび割れ発生後は鉛直 PC 鋼材にひずみが生じ、せん断補強筋として機能した結果、フーチングのせん断耐力を向上させたためであると考えられる。

- 実験で得られた最大荷重は設計で想定したせん断耐力よりも大きかったものの、ひび割れ発生荷重に大きな違いはないことから、せん断耐力が向上した要因は鋼材量が増加したことによるものと考えられる。
- 以上から、ASR による損傷を補修したフーチングに鉛直方向プレストレスを導入しても内部のひび割れの影響によりプレストレスの導入効果が期待できないため、剛性の回復は期待できない。その一方で鉛直 PC 鋼材はせん断ひび割れ発生後にせん断補強筋として荷重に抵抗するため、せん断耐力の向上に寄与することが明らかになった。

上述のように、せん断破壊先行型供試体においても、曲げ破壊先行型供試体と同様に、ASR による損傷を受けたフーチングの耐荷性能は、付着力の低下に伴うフーチング上面鉄筋の引抜けの影響によって低下すること、上面鉄筋の付着力を向上させる補修方法が効果的であるものの、ひび割れ充填剤の未充填領域の影響により、補修だけでは耐荷性能は ASR による損傷を受ける前ほどには回復しないことが明らかになった。補修に加えて鉛直 PC 鋼材の導入を行った場合は、鉛直 PC 鋼材は比較的荷重が小さい領域では荷重に対する抵抗要素として機能しないため、ひび割れ発生荷重や剛性は増加しないものの、せん断補強筋として抵抗するために最大耐力は大きくなった。なお、曲げ破壊先行型供試と同様に、繰返し荷重下においては ASR による耐荷性能の低下が著しくなり、補強効果が低減する可能性がある。

5. ASRが懸念される既設道路橋フーチングに対するメンテナンスのシナリオデザイン

本章では、前章までの検討の結果に基づき、実橋のフーチングの維持管理を行うことを想定した場合に必要な検討事項を示し、さらに課題や未解明な事項に対して本論文で得られた知見や留意すべき事項を反映させた一連のプロセスを「ASRが懸念される既設道路橋フーチングに対するメンテナンスのシナリオ」として提案する。提案するシナリオは、図-5.1に示す通りであり、以下の4つのステップから構成される。

ステップ1 ASRによる損傷を受けているフーチングの選定方法

ステップ2 ASRによるフーチングの損傷メカニズムの評価および損傷程度の推定

ステップ3 ASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷性能の評価

ステップ4 ASRによる損傷を受けたフーチングに対する補修・補強

上記の各ステップは、1.2.4で述べた各課題に対応している。すなわち、[ステップ1]では、地中部にあって目視による確認ができないフーチングに対して、ASRによる損傷を受けているかどうか推定する方法を提案する。そして[ステップ2]ではASRによってフーチングにはどのような損傷が生じるのか、[ステップ3]では[ステップ2]で生じた損傷によってフーチングの耐荷性能がどの程度変化するのか、さらに、そのような変化が生じる理由、つまりASRによる損傷によってフーチングの耐荷メカニズムがどのように変化するのかを[ステップ2]での損傷状況の知見を踏まえて明らかにする。[ステップ4]では、[ステップ3]で明らかにした[ステップ3]で明らかにしたASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷メカニズム、すなわちASRによる損傷を受けたフーチングの耐荷性能が低下した理由は何かを考慮した上で、フーチングの耐荷性能を回復させる、もしくは向上させるために必要となる補修、補強方法を提案する。

5.1 [ステップ1]ASR発生条件の特定

一般的にフーチングは地中や河川内などの水中に施工されるために目視による確認ができない。そのため、上部構造など気中部に存在する部材のようにASRが発生しているかどうかを通常点検や定期点検でASRが発現しているかどうかを確認することができない。河川内締切などを行って掘り出し調査をすれば可能であるものの、上部構造や露出している下部構造躯体に比べて調査にかかるコスト・労力が大きく、全国のフーチングを全て掘り出すことは現実的ではない。そこで、ASRが生じない環境条件を特定すること、さらにその条件を簡易に計測することができれば、点検対象や優先的に点検すべき対象の選定が可能となり、効率的なメンテナンスが可能となる。

そこで、まずフーチングにASRが確認された実橋の事例を確認した。その結果、フーチングに

において ASR が発現した 5 つの全ての橋梁については、気中にある柱や梁などの下部構造躯体にも ASR が確認されていた。また、ASR 発生条件に関する知見を得るため、水中・気中の乾湿繰返し、水中、土中（地下水あり）という実橋のフーチングが設置されると考えられる環境にて実施した暴露実験の結果、いずれの環境においても ASR が発現した。ただし、ASR の発現特性は環境条件によって異なり、土中に比べて総じて高温環境下にある気中や水中にある部材の方が ASR による損傷が早期に生じた。以上から、本研究で対象としたような鉄筋量を有する道路橋においては、土中にあるフーチングは気中にある下部構造躯体などよりも ASR による損傷が生じ始める時期が遅いことが暴露実験によって裏付けられた。実橋の損傷事例において柱や梁などの気中にある部材に ASR による損傷が生じていたことについても、気中の方が総じて温度が高いと推察され、ASR の損傷はフーチングよりも先に気中部にある部材に生じていたものと考えられる。以上から、一般に柱や梁部などの気中部材に ASR による損傷が生じている場合は、土中にある部材にも ASR による損傷が生じている、もしくは今後生じる可能性があると考えられ、土中にある部材に ASR が発現していることを確認する条件の一つとして、柱や梁に損傷が確認されていることがあげられる。逆説的に言えば、土中よりも総じて温度が高い箇所にある部材に ASR が生じていない場合は、土中にある部材においても ASR が生じている可能性は低く、維持管理の優先順位は低いと言える。なお、暴露実験の結果、土中で暴露されたケースではその他の環境で暴露されたケースに比べて ASR の発生が遅いことから、気中にある部材に ASR による損傷が確認された橋梁に対して土を掘り返して土中にある部材を確認した結果、土中にある部材には損傷が確認されなかったとしても、その調査結果が将来的にも ASR による損傷を生じないということを保証するものではないため、実橋の点検においては注意が必要である。特に、次節で詳述するように、暴露実験において土中で暴露した部材のひずみの計測結果や実橋の損傷事例を見ると、最終的な損傷程度は気中や水中に比べて土中の方が大きくなる場合があるため、一時の点検結果を以て ASR による損傷が将来的にも生じないという判断をするのではなく、点検後もひずみなどをモニタリングするなどの経過観察措置が必要であると考えられる。

その一方で、暴露実験の結果に基づき、鉄筋に生じるひずみと構造物周辺の温度と暴露期間の関係から、ひずみが増加し始める時期を予測できる式を提案できた。本提案式は、暴露実験において、コンクリートの内部温度が 13℃以下では ASR による鉄筋ひずみの増加が急激に低下することを考慮し、13℃を基準温度として、鉄筋のひずみを（コンクリートの内部温度 - 基準温度）とコンクリートの内部温度が基準温度以上になった期間の積として予測するものである。鉄筋のひずみは構造物の鉄筋量や使用する骨材などによって異なるため、提案した式や基準温度が全ての構造物に適用できるわけではない。ただし、ASR 発現初期に構造物に生じるひずみは温度に依存することは本論文の 2 章や 3 章、既往の研究をみても明らかであり、今後データを蓄積することで適用範囲が明確になるとともに、より一般性の高い評価方法が提案できるものと期待される。

以上から、環境条件によって ASR の発生メカニズムやその結果生じる損傷程度には違いがあるものの、いずれの環境条件においても ASR の発生とそれに伴う損傷が確認された。ASR の発生や

その損傷程度は、特に温度に依存することも明らかとなったため、例えば極めて低温環境にある場合などでは ASR の発生するまでに非常に長い時間がかかり、供用期間中には発生しないなどの可能性も考えられる。しかし、現時点で得られている知見に基づけば、気中部の部材で ASR による損傷が生じ、地中部の部材も同じ骨材を使用している構造物に対しては、地中部の部材も ASR の損傷が生じている、もしくは将来的に生じる可能性があるとして想定しておく必要があり、全国の橋梁に対して点検を行う際には、気中部の部材で ASR が生じているものを優先的に確認するのがよいと考えられる。経過観察を行う場合の計測箇所については、[ステップ 2] で述べるようにフーチングには損傷が生じやすい箇所、生じにくい箇所があることを考慮して選定するのがよい。

5.2 [ステップ 2] ASR によるフーチングの損傷メカニズムの評価および損傷程度の推定

[ステップ 1] で ASR による損傷が懸念されるフーチングを選定した後は、ASR による損傷を受けたフーチングの耐荷性能を評価し、補修や補強を行う必要がある。そのためには、ASR によってどのような損傷を受けるのかを明らかにしておく必要がある。

そこで、フーチング供試体に対する野外での暴露実験を実施し、長期にわたって鉄筋のひずみやひび割れ、内部のコンクリートの状況を探査するための超音波の伝播特性を計測した。これらの計測結果を分析した結果、いずれの環境条件においてもフーチングの ASR による損傷はフーチング上面、特に隅角部から生じ始め、フーチング下面や柱直下に比べてひずみやひび割れの程度が大きかった。実橋の損傷事例においても、鉄筋破断などの重大な損傷が生じている箇所はフーチング上面の隅角部であり、実験結果と同様の傾向が確認された。以上から、フーチングにおいて ASR による損傷を受けやすい部位は上面の隅角部であることが、実験的な裏付けとともに明らかになった。この要因は、フーチング下面や柱の軸方向鉄筋が配されているフーチング中心はフーチング上面に比べて鉄筋量が多いこと、中でも特に隅角部は鉄筋量が少ないこと、下面は死荷重や地盤等によって上面よりも拘束条件が厳しいことなどが考えられる。

また、暴露実験の結果より、環境条件によって ASR による損傷程度が異なることも明らかになった。[ステップ 1] で述べたように、ASR は高温条件ほど早期に発現することが確認できた一方で、コンクリートや鉄筋の最終的なひずみは必ずしも高温条件である場合の方が大きくなるわけではない。2 章の小型供試体に対する室内暴露実験では、40℃の条件と 20℃の条件の最終ひずみがほぼ同程度となる結果が得られた。また、フーチング供試体に対する野外での暴露実験において、上述のフーチング上面鉄筋のひずみなどを比較すると、最高温度が低く、最低温度が高く、最高温度と最低温度の温度差が小さい土中で暴露されたケースのひずみが最も大きくなった。これは、1 章で示した実橋の損傷状況において、フーチングのひび割れ幅は柱や梁などに比べて大きかったこと、中には柱や梁に鉄筋破断が確認されていないにもかかわらずフーチングでは鉄筋破断が確認された橋梁もあったこととも一致している。以上から、地中部のフーチングは気中部の部材より

りも甚大な損傷となる可能性がある。

フーチング内部の損傷状況に関する上記の知見は、実橋のフーチングにおける点検時にも有用である。[ステップ 1]による分析の結果、フーチングに ASR による損傷が生じていると疑われる場合には、目視による確認が必要であると考えられる。ただし、その場合にも、まずは最も損傷が進行していると思われる箇所の状況を確認するのが効率的であると考えられる。具体的には、暴露実験の結果より、フーチングにおいては上面の隅角部の損傷が先行することから、ボーリングなどによって隅角部付近の地盤を掘削してフーチング上面をあらわにし、カメラなどによってひび割れの有無を確認するなどの方法が考えられる。また、[ステップ 1]で述べたように、土中にある部材は ASR による損傷が生じるのが気中にある部材よりも遅いため、点検時に ASR による損傷が生じていなかったとしても、継続的なモニタリングを実施しておくことが望ましい。フーチングの場合には、上述のようにフーチングの上面の損傷が先行することから、この位置のひずみを計測することで ASR によるひずみが増加し始める時期を確認することができ、比較的 ASR による損傷が軽微な段階でその後の対応を取ることができる。

また、実構造物に対して損傷程度を評価するための手法として最も実績のある手法は超音波の伝播特性の計測である。ただし、超音波の伝播特性に基づいて損傷の有無を評価するためには、長期にわたって試験を実施し、その結果の経年的な推移を確認する必要がある。しかし、実橋のフーチングを毎年掘り出して調査し、調査終了後に埋め戻すという作業を繰り返すのは現実的ではない。そこで、隅角部の損傷が先行するというフーチングの損傷メカニズムを利用して、隅角部に対して奥行き方向に複数の計測を行うことで、内部の劣化がどの程度まで進行しているかを確認する手法を提案した。本手法を用いて評価された結果は、同じ供試体に対して計測された鉄筋ひずみの計測結果と同じ傾向を示しており、提案手法の妥当性が確認でき、本手法によってフーチング内部の相対的な損傷状況を推定することができる。今後、健全なコンクリートの超音波伝播特性について、より汎用的な評価指標が提案されれば、内部のコンクリートの健全な部分と損傷が生じた部分の見極めが可能になると考えられる。

さらに、損傷程度をより正確に、かつ定量的に評価するためには、構造物から採取したコアを用いて試験を行い、強度や弾性係数などの物性を評価する必要がある。ただし、上述のように損傷の程度は同一のフーチングでも部位によって違いがあるため、採取位置の選定が非常に重要である。フーチングの上面は下面に比べて損傷が激しいなど、フーチング内部の損傷状況を考慮し、損傷の激しい箇所と軽微な箇所の両者についてコアを採取して物性を評価することで、合理的な性能評価が可能になると考える。

環境条件によって ASR による損傷が異なるという点に対しても、留意が必要である。一般的に、ASR が生じた構造物に対してはコアを採取して残存膨張量が調査される。残存膨張量の調査法としては一般的にカナダ法やデンマーク法、JCI-DD2 法などが採用されるものの、これらの調査法の暴露環境温度は 40℃～80℃であり、実橋のフーチングの暴露環境温度よりもかなり高い。これらの試験の目的は ASR が発生するか否かを確認することであるため、極力早期に反応するように

高温条件下で実施することとなっている。しかし、上記のように温度によって発生時期や最終膨張量が異なるため、残存膨張量を推定するためには各機関で定められている基準条件だけでなく、実環境と同様の条件でも実施しておく等の工夫が必要であると考えられる。

5.3 [ステップ3] ASRが生じたフーチングの耐荷性能の評価

[ステップ2]で述べた損傷を模擬したフーチング供試体に対する載荷実験の結果、ASRによる損傷を受けたフーチングの剛性および最大曲げ耐力・せん断耐力は、ASRによる損傷を受けていないフーチングと比較して大きく低下することが明らかになった。また、曲げ破壊先行型供試体においては、ASRによる損傷を受けていないフーチングでは柱の引抜側端部付近にほぼ鉛直に生じた曲げひび割れが生じた一方で、ASRによる損傷を受けたフーチングではこれ以外に柱の引抜側端部から押込側の杭に向かってせん断ひび割れが生じ、このせん断ひび割れの発生と曲げひび割れの拡大が生じた瞬間に荷重が低下するという、極めて脆性的な破壊形態となった。せん断破壊先行型供試体においては、ASRによる損傷を受けていないフーチングでは柱の引抜側端部から押込側の杭に向かう斜めのせん断ひび割れによって荷重が低下した一方で、ASRによる損傷を受けたフーチングではほぼ水平のせん断ひび割れによって荷重が低下した。なお、最大荷重時に生じた曲げ、せん断ひび割れは、ASRによって生じていたひび割れが拡大したものであると考えられる。

このように、曲げ破壊先行型、せん断破壊先行型ともにASRによる損傷によって耐荷性能は低下し、その破壊メカニズムもASRによる損傷を受けていない供試体とは異なることが明らかになった。この主要因は、上面鉄筋の付着力不足、ASRによって生じたひび割れに伴うコンクリートのせん断耐力の低下であると考えられる。すなわち、[ステップ2]で述べたように、フーチングのASRによる損傷は下面よりも上面に大きく表れ、上面コンクリートのひび割れや上面鉄筋の隅角部における破断が生じる。その結果、曲げ破壊先行型供試体、せん断破壊先行型供試体ともに、ASRによる損傷を生じていないフーチングに比べて上面鉄筋の定着力が低くなり、上面鉄筋が引抜けるといふ破壊形態が確認された。その結果、上面鉄筋が引抜けたことによって剛性が大きく低下するとともに、曲げ破壊先行型供試体においてもせん断破壊によって破壊したり、せん断破壊先行型供試体においてもひび割れの幅や長さが甚大であるなど、脆性的な破壊形態となったものと考えられる。コンクリートにひび割れが無い状態では骨材のかみ合わせの効果などによって急激なせん断破壊は免れた可能性があるものの、ASRによって内部のコンクリートにひび割れが生じていることから、骨材のかみ合わせの効果が期待できなかったことも副次的な要因として考えられる。また、上面鉄筋の付着力が低下した結果、ASRによる損傷が生じていないフーチングに比べて下面鉄筋に生じるひずみの値が大きくなった。これは、ASRによる損傷が生じていないフーチングに比べて上面鉄筋が負担できる荷重が小さくなり、その分下面鉄筋の負担率が増加したものであると考えられる。実橋のメンテナンスを行うにあたって、作用する荷重や要求性能を満足で

きるか、補修や補強が必要かどうかを判断する際には、ASRによる損傷を生じたフーチングの上記のような特性をよく理解し、当該橋の性能を確認する必要があると考える。

なお、[ステップ4]も含め、本研究で実施した载荷実験は単調水平载荷実験であり、繰返し荷重に対する耐荷性能・耐荷メカニズムは明らかになっていない。ただし、ASRによって上面鉄筋が引き抜けるという現象が生じており、これが耐荷性能および耐荷メカニズムに大きく影響している。繰返し荷重に対しては、上面鉄筋の引き抜けがより早期に発生する可能性があり、ASRの影響がさらに顕著に表れる可能性がある。

5.4 [ステップ4] ASRが生じたフーチングに対する補修・補強

[ステップ3]で述べたように、ASRによる損傷を生じたフーチングの耐荷性能は上面鉄筋の付着力不足、その結果生じる上面鉄筋の引抜けに大きく影響されることから、補修方法としては上面鉄筋の付着力を回復させることは有用であると考えられる。そこで、隅角部の鉄筋破断部の継筋、上面コンクリートの打ち直し、さらにひび割れ充填剤の注入という補修を施した供試体に対する実験の結果、ASRによる損傷を生じたフーチングのような上面鉄筋の引き抜けや脆性的な破壊は生じなかった。また、剛性および耐力はASRによる損傷を受けていないフーチングには及ばないものの、ASRによる損傷を受けたフーチングよりも大きな値となった。このように補修を行うことによってASRによる損傷を受けたフーチングで確認されたような上面鉄筋の引抜け、それに伴う剛性の著しい低下は認められなかったことから、補修を行うことによって耐荷メカニズムもASRによる損傷を受けていないフーチングに近づいたものと考えられる。以上から、このような補修を行うことである程度の耐荷性能回復効果が期待できる。

一方、補修を行ってもASRによる損傷を受けていないフーチングと同等の剛性や耐力が得られなかった要因としては、ひび割れ充填剤が内部にまで浸透しておらず、内部のひび割れを確実に充填できていなかったことが考えられる。今後、フーチングのような大断面で、かつ、下面からの注入ができない部材に対しても確実に充填できる充填性の高い材料の開発と、充填程度の評価方法を含めた施工管理方法の提案が期待される。また、上面コンクリートのはつり範囲を特定するためには、[ステップ2]で示したASRによるフーチングの損傷範囲、程度を参考に、適切な範囲を定める必要がある。

現在一般的に実施されているフーチングの補強方法としては増厚や拡幅という部材体積を増加させるものであり、比較的実績も多く、ある程度効果が確認されている。ただし、近接構造物や河川阻害率の制限がある場合にはこれらの補強方法を採用することができず、これらに代わる補強方法もないのが実態である。そこで本研究では、部材体積を向上させることができない条件でも施工できるものの補強効果やフーチングへの適用性が不明な方法について検討した。具体的な補強方法は、曲げ補強として炭素繊維シートの貼付け、水平プレストレスの導入、せん断補強として鉛直プレストレスの導入である。

曲げ補強として配置した炭素繊維シートや水平プレストレス鋼材には、引抜側において比較的小さい荷重レベルからひずみが生じていた。また、炭素繊維シートや水平 PC 鋼材のひずみは曲げひび割れ発生後に急増していることから、フーチングの耐力の増加に寄与していると考えられる。同じ位置の上面鉄筋のひずみが増加しなくなった後も、これらの補強材のひずみは最大荷重に至るまで増加し続けていたことから、補強材は比較的小さい荷重レベルから最大荷重に至るまで、荷重に対する抵抗要素として有効に機能していることが分かった。また、いずれの補強方法においても、設計で想定したよりも大きな耐力が得られた。補修のみを行ったフーチングにおいては、充填剤の未充填領域の影響で剛性が健全なフーチングの剛性ほどには回復しなかったものの、炭素繊維シートや水平プレストレス鋼材の導入によって補強したフーチングにおいては、補強材が比較的小さい荷重レベルから荷重に対する抵抗要素として機能して充填剤の未充填領域の影響を補い、剛性が健全な供試体と同程度まで回復し、降伏曲げモーメントは健全なフーチングよりも大きくなった。また、水平 PC 鋼材を導入した場合は、プレストレスが有効に機能することによって曲げひび割れの発生荷重が基準供試体よりも大きくなった。以上のように、補強によってフーチングの耐荷性能は向上することが明らかになった。

その一方で、本研究で対象とした補強を行う場合は、下記の点に留意が必要である。炭素繊維シートの貼付けによって補強する場合は、炭素繊維シートの材料強度やその定着範囲の設定に留意が必要である。本実験のように、最大荷重時においても破断せず、浮上り範囲が限定的な範囲にとどまるように施工するとともに、設計上は浮上りが生じる可能性がある範囲の抵抗は考慮しない等、安全側に考慮するなどの対応が考えられる。水平プレストレス鋼材の導入によって補強する場合は、その施工位置に留意が必要である。荷重に対して適切に抵抗する箇所を選定した上で、杭や柱の軸方向鉄筋や、健全な部分の鉄筋やコンクリートを極力傷つけない位置に施工するのが良い。また、曲げひび割れ発生後もプレストレスが効いているかどうかは不明瞭である。そのため、プレストレスを考慮するのは曲げひび割れ発生時までにとどめ、降伏曲げモーメントの算出時には水平 PC 鋼材を鋼材量が増加したものとして期待する等の安全側に考慮するなどの対応が考えられる。

せん断補強として配置した鉛直プレストレス鋼材には、せん断ひび割れが生じる以前にはひずみの増加が確認されず、荷重に対する抵抗要素として機能していないことが明らかになった。そのため、せん断ひび割れが生じるまでの剛性や、せん断ひび割れが発生する荷重レベルは、ASR による損傷が生じていないフーチングよりも小さかった。この要因は、鉛直プレストレス鋼材を導入する際に設けた掘削孔と既設部との一体性が十分に確保できなかったこと、また、充填剤で充填しきれなかったひび割れの影響によってプレストレスが面的な広がりをもって導入できてなかったことなどが考えられる。

一方、せん断ひび割れが生じた後には、せん断ひび割れが生じる柱の押込側端部付近に配置された鉛直プレストレス鋼材にひずみの増加が確認された。この位置のひずみは最大荷重に至るまで増加し続けた。健全なフーチングはせん断破壊した一方で、鉛直プレストレス鋼材の導入によっ

て補強したフーチングにはフーチング上面に圧壊の兆候がみられた。以上より、せん断ひび割れ発生後は鉛直プレストレス鋼材がせん断補強筋として機能した結果、補強したフーチングのせん断耐力は健全なフーチングよりも大きくなったものと推察される。ただし、上述の通りプレストレスの効果は確認できなかったため、せん断補強筋を配置することでも同様の効果が期待できるものと考えられる。本文の暴露実験で明らかにしたように、ASRによる損傷を受けたフーチングにおいては健全な部分と損傷が激しい部分があり、特に健全な部分を補強によってむやみに掘削することは避けた方がよいと考えられるため、プレストレス鋼材よりも小さい掘削径で施工できる鉄筋の方が適切であると考えられる。

以上から、本研究で検討した3つの工法については、いずれの工法も耐荷性能が向上することを確認した。

[ステップ1] ASR発生条件の特定

- ・フーチングが設置される環境条件下では、いずれの環境においてもASRは発生する可能性あり。
- ・気中部材にASRによる損傷が確認されている橋梁を優先的に点検。
- ・ASRによる損傷が生じる可能性がある構造物に対しては、一時の計測結果で判断せず、継続的なモニタリングが必要。
- ・モニタリングの際は、フーチング上面の隅角部など、比較的早期にASRによる損傷が生じる箇所に対して実施。
- ・環境温度、当該現場に設置された期間とひずみ増分の関係を表す式を用いて、ASRが発生しているか否かを検討できる可能性あり。



[ステップ2] ASRによるフーチングの損傷メカニズムの評価および損傷程度の推定

- ・フーチングの中で比較的早期に損傷が生じ、かつ甚大な損傷が生じる部位は上面鉄筋、特に隅角部
- ・損傷程度を評価するには、環境条件によるASRの損傷特性の違いに留意が必要
(環境条件の違いがASRの膨張特性に与える影響)
 - 高温条件(最高温度が高く、最低温度が低い)：膨張が始まるのが早い。
 - 低温条件(最高温度が低く、最低温度が高い)：膨張が始まるのが遅い。最終膨張量は高温条件下よりも大きくなる場合あり。
- (実構造物の劣化・損傷程度を評価する際の留意事項の例)
 - 高温条件下の調査結果が低温条件下にも当てはまるとは限らない。
 - 残存膨張量の評価試験として低温条件下の試験も実施する。
- ・フーチング内の損傷がどこまで進展しているかを計測する手法としては、隅角部に対して超音波試験を行うことが有用。
- ・コア採取を行う場合は、フーチング全体の劣化・損傷程度を考慮したうえで、適切な位置から採取する。



[ステップ3] ASRが生じたフーチングの耐荷性能の評価

- ・ASRによるひび割れによるコンクリートの耐力の低下、ひび割れや鉄筋破断による上面鉄筋の付着力の低下などにより、フーチングの剛性、耐力が大きく低下。
- ・健全な状態では曲げ破壊が先行するフーチングにおいても、ASRによる損傷を受けた場合はせん断破壊により荷重が低下する等、脆性的な破壊となる可能性あり。
- ・繰り返し荷重下では、上面鉄筋の付着切れがさらに早期に生じる可能性あり。
- ⇒ASRによる損傷を生じたフーチングの耐荷メカニズムを考慮した上で、既設橋の性能を照査。



[ステップ4] ASRが生じたフーチングに対する補修・補強

【補修】

- ・ASRが生じたフーチングに対して上面鉄筋の付着力を回復させる補修(上面コンクリートの打ち換え、ひび割れの充填、上面鉄筋破断部の継筋)が効果的。
- ・ただし、充填剤の未充填領域の影響により、剛性や耐力は健全な状態にまでは戻りきらないため、確実に充填することが必要。

【補強】

- ・補修に加えて補強することで、耐荷性能はさらに向上。
- ・補強方法としては、増厚および拡幅を基本とする。
- ・これらの方法が採用できない場合に限り、曲げ補強として炭素繊維シートの貼り付けや水平プレストレスの導入、せん断補強として鉛直プレストレスの導入を行う。これらの補強方法を採用する場合には、実験結果などを踏まえて当該橋への適用性を十分に検討することが必要。
- ・水平プレストレス鋼材の導入、炭素繊維シートの貼付けによって補強した場合は、剛性・耐力ともに増加。
- ・鉛直プレストレス鋼材の導入によって補強した場合は、せん断ひび割れが発生するまでは鉛直プレストレス鋼材にひずみが生じないため、剛性は向上しない。ただし、せん断補強筋としては機能するため、最大耐力は増加。

図-5.1 既設道路橋フーチングのASRによる損傷に対するメンテナンスのシナリオデザイン

6. 結論

本論文は、ASRによる損傷を受けたフーチングを対象とし、実環境下における長期暴露実験、載荷実験で得られた知見に基づいて、これまでほとんど知見がなかったASRの発生および進展状況やASRによる耐荷性能の低下程度および耐荷メカニズムの変化の評価、補修補強方法の提案を目的として実施した研究をまとめたものである。各章で得られた主な成果は以下の通りである。

第一章では、背景として我が国やアメリカの交通インフラの実態やASRやフーチングの補強に関する実態を報告し、ASRによる損傷を受けたフーチングに対する維持管理上の課題を整理し、本研究の目的と構成を述べた。また、実橋の損傷事例を整理し、フーチングにおいてASRによる損傷が確認されている場合は柱や梁などの気中構造物にもASRによる損傷が確認されていることから、目視不可能な地中構造物であるフーチングにおいてASRによる損傷が生じているかどうかを判断する目安として、気中構造物のASR損傷の有無が一つの目安になりうる可能性を示した。

第二章では、ASRの膨張に与える骨材種、温度、骨材配合の影響を調べることを目的に、小型供試体を対象に恒温恒湿状態での暴露実験を実施した。その結果、暴露環境の温度が高いほどASRによる膨張が早期に生じるとともに膨張開始後の膨張速度が大きいこと、非反応性骨材の種類の違いによっても膨張特性に違いが生じることも明らかにした。

特にASRによる膨張が暴露環境の温度に強く依存することから、実橋の調査時に実施する残存膨張量の調査における留意事項として、規格温度の40℃や80℃という高温状態だけでなく、実環境下に近い温度での試験の必要性について言及した。

また、超音波の伝播特性の分析による内部の損傷状況の評価については、初期の水和反応によるコンクリートの密実化、ASRによる劣化、反応収束後のゲルの発生というコンクリート内部の変状をよく評価できた。その一方で、反応収束後の値は、超音波伝播速度により評価した場合は供試体打設直後と同程度の値となったのに対し、スペクトル重心により評価した場合は供試体打設直後よりも小さい値となり、評価法によって結果に違いが生じたことから、実橋において超音波を用いる場合は留意が必要であることを述べた。

第三章では、地中部という特殊な条件においてASRが発生する条件は何か、フーチングという大断面低鉄筋構造においてASRが生じた結果、構造物にどのような損傷が生じるのかを確認することを目的とし、野外にて実環境下における長期暴露実験を実施した。その結果、気中、水中、土中という暴露環境や温度、湿度などの条件にかかわらずASRが発生し、損傷が進展した。ただし、気中では乾燥収縮によって生じた微細なひび割れがASRによって拡大する一方で、水中では乾燥収縮によるひび割れが生じないためにASRによるひび割れの発生が遅かった。また、生じたひび割れは気中に比べて大きい一方で、本数は少なかった。水中や気中に比べて周囲の環境の最高温度が低く、最低温度が高く、最低温度と最高温度の差が小さい土中環境にて暴露したケースにおい

ては、水中よりもさらに ASR による膨張開始時期が遅く、また、その後の膨張速度も緩慢であった。その一方で、鉄筋に生じたひずみは水中や気中よりも若干大きな値となった。土中環境の方が最終的な鉄筋ひずみが大きかった一因としては、高温下で生成される場合に比べて低温下で生成されるゲルの場合は粘性が大きく、ゲルが生成・膨張した際にゲルが変形・移動することがないため、膨張エネルギーがその場で作用することが考えられる。第三章の結果より、総じて低温環境下にある場合ほど ASR の発生が遅いことが実験的に明らかになったことから、最高温度が低く、最低温度が高い地中部においては気中に比べて ASR による損傷が生じる時期が遅いものと考えられる。このことから、第一章で述べた「気中の部材に ASR による損傷が生じているかどうか、地中部の部材にも ASR が生じているかどうかを判断する目安になりうる」という仮説についても、実験的に裏付けられたと考える。また、同じく第一章で述べた実橋の損傷事例においては、ASR による損傷状況は地中部の方が甚大であった。このことについても、第三章の暴露実験結果とも整合していた。

フーチング内部の損傷状況としては、フーチング下側に比べて上側の損傷が大きかった。これは、第一章で述べた実橋の損傷状況とも一致している。さらに、この特性を生かし、超音波を斜め方向に多断面に対して実施することで内部の損傷がどこまで進んでいるかを推定できるかどうかを検証した。その結果、超音波を透過させた結果得られた内部の損傷状況の分布は、鉄筋ひずみの計測結果と近似しており、本手法の妥当性が確認できた。

以上から、鉄筋のひずみと温度との間には強い相関があることから、暴露実験の計測結果に基づいて鉄筋ひずみと周囲の環境温度との相関性を表す式を提案した。ASR による膨張は鉄筋量や、第二章で述べたように非反応性骨材などにも依存する一方で、第三章の暴露実験ではこれらをパラメータとしていないことから、現時点においては本式は一般的なものではないものの、今後知見を蓄積することでより汎用性の高い式が提案できるものと考えられ、実橋において ASR が発生しているかどうかを予測できる手法となりうる可能性を示した。

第四章では、ASR による損傷を受けたフーチングの耐荷性能、破壊メカニズムを確認し、さらに補修補強方法を検討することを目的に、単調水平載荷実験を実施した。

第三章に述べたように、ASR による損傷を受けたフーチングは上面の損傷が甚大であることから、ASR によるひび割れや上面鉄筋の引抜けにより剛性が著しく低下すること、最終的には ASR によって生じたひび割れが拡大することでフーチングが破壊することを示した。また、これによって最大荷重も低下するとともに、ASR による損傷を受けることによって破壊形態が曲げからせん断に移行すること、せん断ひび割れがほぼ水平の甚大なものとなることを明らかにした。

このようなフーチングに対して上面コンクリートの打換え、上面鉄筋隅角部の破断部の継筋、ひび割れ充填という上面鉄筋の付着力を回復させるための補修を実施することにより、上面鉄筋の引抜けを抑制し、剛性や降伏曲げモーメントが ASR による損傷を生じたフーチングよりも増加することを示した。その一方で、ひび割れ充填剤が内部にまで到達しなかったことから、ASR による損傷を生じる前に比べると降伏曲げモーメントや剛性は小さかった。以上から、上面鉄筋の付

着力を回復させる上記のような方法が、フーチングに対する補修方法としては効果的である一方、その剛性や耐荷力はひび割れ充填剤の充填状況に依存することが明らかになった。

補修したフーチングに対し、曲げ補強として炭素繊維シートの貼付けもしくは水平プレストレス鋼材の導入を行った場合、これらの補強材が比較的荷重が小さい段階から最大荷重に至るまで荷重に対して抵抗し続け、補強材がひび割れ充填剤の未充填による耐力不足分を補うことから、剛性は ASR による損傷を受ける前と同程度になり、降伏曲げモーメントは ASR による損傷を受ける前よりも増加することを示した。せん断補強として鉛直プレストレス鋼材を導入した場合は、既設部との一体性が十分に取れないことなどから、せん断ひび割れが発生する前の剛性は ASR による損傷を受ける前よりも小さかったものの、せん断ひび割れ発生後は鉛直プレストレス鋼材にひずみが発生し、補強によって最大せん断耐力は増加することを示した。

以上から、これらの補強材は水平荷重に対して有効に機能し、その結果フーチングの耐荷性能が向上することを明らかにした。

第五章では、これらの一連の検討結果をまとめ、既設道路橋フーチングの ASR による損傷に対するメンテナンスのシナリオとして取りまとめ、安全な道路ネットワークを実現、維持するにあたって技術的な知見がなく、大きな課題であった ASR による損傷を受けたフーチングに対する点検方法、損傷程度の把握、補修補強方法という一連の維持管理手法を提案した。

一方、本研究において明らかになった課題について、下記に列挙する。

1. ASR が発生しているか否かの判定手法として、本研究では暴露実験の計測結果に基づいて温度と鉄筋のひずみとの相関式を提案した。ただし、ASR は温度だけでなく、骨材や鉄筋量にも依存することから、本提案手法をより汎用的なものとし、実橋の評価に用いるためには、さらに多くの実験結果に基づく分析が必要である。
2. 補修を行った実験結果より、ひび割れ充填剤の未充填領域の影響によって剛性や耐荷力が十分に回復しないことが明らかになった。実橋において補修を行ったフーチングの耐荷性能を適切に評価するためには、ひび割れ充填剤の充填領域を評価する方法と、その施工管理方法を提案する必要がある。
3. フーチングの耐荷性能を評価するための載荷実験においては、ASR による損傷が最も甚大である状態を再現して実施し、その結果、耐荷性能の顕著な低下が確認された。ただし、ASR が生じた全てのフーチングが鉄筋破断を伴うような甚大な損傷を生じるわけではなく、比較的軽微な損傷にとどまる可能性もある。そのような軽微な損傷にとどまるフーチングに対して補修や補強が必要か否かは、今後さらに実験的、解析的な研究が必要である。
4. 本実験においては、補強した3ケースについてはいずれも設計で想定したよりも大きな耐力が確認された一方で、炭素繊維シートについては浮上り範囲や、貼付け位置の影響、プレストレス鋼材についてはプレストレスの効果が不明確であり、今後検討の余地がある。
5. 載荷実験においては単調な水平荷重を作用させており、繰返し荷重に対する知見は得られていない。ASR による損傷を生じたフーチングにおいては上面鉄筋の付着力の低減による影

響が大きく、ひび割れの性状によっては例えば繰返し荷重によって上面鉄筋の引抜けがより早期に生じる等の影響が考えられる。また、本研究の荷重実験は ASR による損傷を模擬した供試体に対して実施しており、特にひび割れの入り方などについては実際の ASR による損傷を受けたフーチングと異なる。したがって、上記のひび割れ充填剤の充填領域についても、実際の ASR による損傷を受けたフーチングとは異なる可能性がある。そのため、実際の ASR による損傷を受けたフーチングに対して実験を実施し、耐荷性能の評価、補修補強効果を確認する必要がある。

以上から、筆者は現在、新たな暴露実験を実施して ASR による損傷を受けた杭基礎フーチングを作製しているところである。今後、ASR による損傷が確認された段階でこれらの供試体に対して荷重実験を実施し、模擬ではなく、実際の ASR による損傷を受けたフーチングに対して耐荷性能や補修補強効果を確認する予定である。具体的には、実際に ASR による損傷を生じたフーチングに対してひび割れ充填剤を確実に充填した結果、健全なフーチングと同等の耐荷性能を有していることが明らかになれば、上記の課題としてあげたプレストレスの導入効果やフーチングの耐荷力の推定式などの適用性についてもより詳細に明らかになるとともに、健全なフーチングと同等に扱うことができるようになり、設計実務におけるフーチングの補修・補強方法のメニューの多様化、補修・補強の検討の合理化が期待される。

参考文献

- 1) 国土交通省: 国土交通省白書 2013, 2013.
- 2) 国土交通省道路局, 第 14 回基本政策部会資料 5, 「荒廃する日本」としないための維持管理:
<http://www.mlit.go.jp/road/ir/kihon/14/51.pdf>.
- 3) Board, N.T.S.: Collapse of a suspended span of route 95 highway bridge over the mianus river greenwich, connecticut, *Highway Accident Report*, Vol. HAR-84/03, 1984.
- 4) 米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団: 米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査報告書, 2007.
- 5) 玉越隆史, 三宅淳市, 村越潤: 現場に学ぶメンテナンス, 鋼部材の疲労亀裂について (その 1) —道路橋の主桁—, 土木技術資料, Vol. 51, No. 10, pp. 39–40, 2009.
- 6) 玉越隆史, 平賀和文, 木村嘉富: 現場に学ぶメンテナンス, PC 鋼材の腐食損傷への対応事例—妙高大橋のグラウト未充填と鋼材腐食の調査—, 土木技術資料, Vol. 54, No. 5, pp. 50–51, 2012.
- 7) 玉越隆史: 道路橋の耐久性向上と維持管理体制の適正化に向けた近年の取組みと展望—道路橋示方書と定期点検要領を中心に—, 土木技術資料, Vol. 55, No. 10, pp. 6–9, 2013.
- 8) 佐伯彰一, 藤原稔, 岩崎泰彦, 引野純, 柴崎亮介: 橋梁点検要領 (案), 土木研究所資料第 2651 号, 1988.
- 9) 国土交通省道路局: 橋梁定期点検要領 (案), 2004.
- 10) 国土交通省道路局: 総点検実施要領 (案), 2013.
- 11) (社) 日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料, 1995.
- 12) (社) 日本道路協会: 道路震災対策便覧 (震前対策編), 2006.
- 13) 運上茂樹, 星隈順一, 堺淳一, 植田健介: 過去の大規模地震における落橋事例とその分析, 土木研究所資料, 第 4158 号, 2010.
- 14) 中谷昌一, 星隈順一, 白戸真大, 西田秀明, 谷本俊輔, 横幕清, 豊島孝之: 既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4168 号, 2010.
- 15) 建設省土木研究所他: 橋梁基礎構造の形状および損傷調査マニュアル (案), 共同研究報告書, 第 236 号, 1999.
- 16) 建設省土木研究所他: 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書 (その 1), 共同研究報告書, 第 246 号, 2000.
- 17) 建設省土木研究所他: 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書 (その 2), 共

- 同研究報告書, 第 278 号, 2001.
- 18) 建設省土木研究所他: 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書 (その 3), 共同研究報告書, 第 282 号, 2002.
 - 19) (社) 日本道路協会: 既設道路橋基礎の耐震補強に関する参考資料, 2000.
 - 20) 国土交通省道路局: 道路統計年報, 2010.
 - 21) Katayama, T.: How to identify carbonate rock reaction in concrete, *Materials Characterization*, Vol. 53, pp. 85–104, 2004.
 - 22) Katayama, T.: Modern petrography of carbonate aggregates in concrete - diagnosis of so-called Alkali-Carbonate Reaction and Alkali-Silica Reaction, *Proc. of the Marc-Andre Berube Symposium on Alkali-Aggregate Reactivity in Concrete*, pp. 423–444, 2006.
 - 23) 河村満紀, 棚場重正: アルカリ・シリカ反応とその防止対策, 土木学会論文集, Vol. 348, No. V-1, pp. 13–26, 1984.
 - 24) Santon, T.E.: Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate, *Proc. ASCE*, Vol. 66, pp. 1781–1811, 1940.
 - 25) 小野紘一: アルカリ骨材反応による構造物の劣化の実態-日本における例, コンクリート工学誌, Vol. 24, No. 11, pp. 50–56, 1986.
 - 26) (財) 土木研究センター: 建設省総合技術開発プロジェクト・コンクリートの耐久性向上技術の開発 (土木構造物に関する研究成果) 報告書, 1989.
 - 27) 桑原啓三, 平野勇, 脇坂安彦, 阿部昌彦, 長沢政和, 守屋進, 西崎到, 小林茂敏, 河野広隆, 小野金造, 窪田洋司: コンクリートの劣化実態調査報告 (1), 土木研究所資料, 第 2369 号, 1986.
 - 28) (社) 日本コンクリート工学協会・アルカリ骨材反応調査研究委員会: アルカリ骨材反応調査研究委員会報告書, (社) 日本コンクリート苦学協会, 1989.
 - 29) 小林茂敏, 箕作光一: コンクリートの耐久性向上技術に関する調査研究, プレストレストコンクリート, Vol. 31, No. 1, pp. 26–29, 1989.
 - 30) (財) 土木研究センター: 建設省総合技術開発プロジェクト, コンクリートの耐久性向上技術の開発 (土木構造物に関する研究成果) 報告書, 1989.
 - 31) 河野広隆: コンクリート構造物のアルカリ骨材反応劣化進行と維持管理のあり方に関する研究, 京都大学, 博士論文, 2004.
 - 32) 鳥居和之, 宮村雅之, 湊俊彦, 西川元気: 能登有料道路の基礎構造物の ASR 劣化とその対策, コンクリート工学, Vol. 46, No. 4, pp. 27–33, 2008.
 - 33) 米倉重州夫, 伊藤秀敏, 政所暢利: アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張に及ぼす温度の影響, 広島工業大学紀要研究編, Vol. 41, pp. 53–60, 2007.
 - 34) 黒田保, 井上正一, 吉野公, 西林新蔵: NaOH 溶液に浸せきした安山岩あるいはチャート骨材使用コンクリートの ASR 膨張挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 1, pp. 929–934, 2010.

- 35) 王鉄成, 西林新蔵, 木村厚之, 権赫文: コンクリートの ASR に及ぼす要因のベシマム現象, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 1, pp. 929–934, 1993.
- 36) Diamond, S., B.R.S.J. and Struble, L.J.: On the physics and chemistry of Alkali-Silica Reactions, *Proc. 5th Int. Conf. On Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Cape Town*, p.S252/22, 1981.
- 37) Hobbs, D.W.: Expansion of concrete due to Alkali-Silica Reaction, *An Explanation, Magazine on Concr. Res.*, Vol. 30, No. 105, pp. 215–220, 1978.
- 38) 栗林健一, 米倉重州夫, 伊藤秀敏: アルカリ骨材反応を生じたコンクリート擁壁の劣化性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 1, pp. 585–590, 2002.
- 39) 釣田修宏, 米倉重州夫, 伊藤秀敏, 万治孝治: アルカリ骨材反応を生じたコンクリート橋台の劣化性状, 土木学会年次学術講演会, Vol. 55, No. V-308, pp. 616–617, 2000.
- 40) (社) 土木学会: アルカリ骨材反応対策小委員会報告書: 鉄筋破断と新たなる対応, コンクリートライブラリー 124, (社) 土木学会, 2005.
- 41) 鳥居和之, 樽井敏三, 武志大代: 能登半島の ASR 劣化構造物に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 1, pp. 779–784, 2006.
- 42) 湊俊彦: 能登有料道路におけるアルカリシリカ反応が発生した橋梁の実態調査と維持管理に関する研究, 金沢大学, 博士論文, 2013.
- 43) 佐々木一則: アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の鉄筋破断原因究明と維持管理方法に関する研究, 京都大学, 博士論文, 2011.
- 44) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995.
- 45) 阪神高速道路公団神戸線復旧建設部: 3号神戸線基礎構造の復旧に関する中間報告書, 1997.
- 46) 中野正則, 木村嘉富, 石田雅博, 七澤利明: 道路橋基礎の被災と今後の耐震設計の方向, 基礎工, Vol. 30, No. 8, 1996.
- 47) 幸左賢二, 藤井康男, 水田崇志, 森田修二: 地震時のフーチング損傷メカニズムに関する研究, 土木学会論文集, No. 655 / V-48, pp. 63–73, 2000.
- 48) 幸左賢二, 安藤高士, 白戸真大, 水田和之: 地震時における柱・フーチング接合部の損傷メカニズムに関する研究, 土木学会論文集, No. 746 / V-61, pp. 41–55, 2003.
- 49) 福井次郎, 七澤利明, 加藤秀章, 南澤聡: 橋梁基礎のフーチングおよび頂版の耐力に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第 3483 号, 1997.
- 50) 福井次郎, 七澤利明, 加藤秀章, 大越盛幸, 南澤聡, 渡辺明貞: フーチングの設計および補強方法に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第 3550 号, 1998.
- 51) 藤井康男, 幸左賢二, 桶田憲一, 木村隆明: 新道示式適用に伴うフーチングのせん断に関する影響度分析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 1231–1236, 1999.
- 52) 幸左賢二, 藤井康男, 小林和夫, 水田和之: せん断スパン比に着目したフーチングの地震時挙動実験, 構造力学論文集, Vol. 46A, pp. 1405–1412, 2000.

- 53) 福井次郎, 加藤秀章, 白戸真大, 大越盛幸, 古荘伸一郎: 上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの耐力算定法に関する実験的研究, 土木研究所資料第 3781 号, 2001.
- 54) 白戸真大, 川本篤志, 福井次郎, 幸左賢二: 上面側が引張になる場合のフーチングのせん断耐力算定式, 構造力学論文集, Vol. 48A, pp. 1211–1220, 2002.
- 55) 白戸真大, 古荘伸一郎, 福井次郎, 加藤秀章: 引張り力による曲げ・せん断を受けるフーチングの限界状態に関する実験的研究, 構造力学論文集, Vol. 47A, pp. 1327–1338, 2001.
- 56) 白戸真大, 福井次郎, 幸左賢二, 梅原剛: ディープビーム・フーチングのせん断耐力算定法に関する研究, 構造力学論文集, Vol. 47A, pp. 1315–1325, 2001.
- 57) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 丸善, 1980.
- 58) 田邊成, 吉井幸雄, 松島学, 三島徹也: 4 本杭に支持されたフーチングの引抜き・押抜き模型実験におけるせん断補強筋の効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 707–712, 1996.
- 59) 鈴木邦康, 大築和夫: へりあきの短い杭指示独立フーチングの補強方法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 24, No. 2, pp. 559–564, 2002.
- 60) 石橋忠良, 斉藤啓一, 寺田年夫: 小本数のくいを用いたフーチングのせん断補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 10, No. 3, pp. 565–570, 1988.
- 61) 渡辺尚夫, 石崎浩, 北川隆司: 阪神高速道路 5 号湾岸線の基礎の復旧工事, 耐震補強・補修技術・耐震診断技術に関するシンポジウム, Vol. 1, pp. 17–24, 1997.
- 62) 石川次郎: 震災復旧橋梁における基礎の復旧—国道 2 号浜手バイパスと国道 43 号岩屋高架橋, 基礎工, Vol. 24, No. 9, pp. 23–29, 1996.
- 63) 小林敏彦, 白川就啓, 武者浩透: 神戸新交通ポートアイランド線橋脚基礎の被害と復旧, 基礎工, Vol. 24, No. 9, pp. 61–65, 1996.
- 64) 山村賢輔, 清宮理: 開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法, 土木学会論文集, No. 777/VI-65, pp. 37–51, 2004.
- 65) 半井健一郎, Hai, L.D., 前川宏一: 離散配置補強筋による既設 RC 部材のせん断補強効果, 土木学会論文集 E, No. 63, pp. 116–126, 2007.
- 66) 加藤修平, 佐藤春浩, 藤田学: アラミド FRP 緊張材を用いた既設フーチングのせん断補強—男鹿大橋, *Journal of prestressed concrete, Japan*, Vol. 43, No. 1, pp. 90–95, 2001.
- 67) Xiao, Y., P.M.a.S.F.: Seismic assessment and retrofit of bridge column footings, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, pp. 79–94, 1996.
- 68) McLean, D.I. and Marsh, M.L.: Seismic retrofitting of bridge foundations, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 2, pp. 174–182, 1999.
- 69) (社) 土木学会: 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.
- 70) 佐々木一則, 松本茂, 久利良夫, 葛目和宏, 金海鈺, 宮川豊章: ASR 劣化が生じた PC はりの長期暴露試験における膨張挙動, 材料 (*Journal of the Society of Materials Science, Japan*), Vol. 57,

- No. 10, pp. 973–980, 2008.
- 71) 江良和徳, 三原孝文, 山本貴士, 宮川豊章: リチウムイオンによる ASR 膨張抑制効果に関する一考察, 材料, Vol. 58, No. 8, pp. 697–702, 2009.
 - 72) Thomas, M.D.A., H.R. and Stokes, D.: Use of lithium-containing compounds to control expansion in concrete due to Alkali-Silica Reaction, *Proc. of 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction*, pp. 783–792, 2000.
 - 73) 江良和徳, 直野和人, 中村裕大: ASR で劣化した橋台の補修工事の施工と効果の確認について～亜硝酸リチウム内部圧入による ASR 抑制効果～, 第一回北陸橋梁保全会議法文集, pp. 185–188, 2013.
 - 74) 奥村琢実, 湊俊彦, 酒井忠昭: 石川県におけるアルカリシリカ反応が発生した橋梁の詳細調査と対策工法, 第一回北陸橋梁保全会議法文集, pp. 91–96, 2013.
 - 75) 鳥居和之, 奥田由法, 石井浩司, 佐藤健一: PC 鋼材巻き立てにより補強した ASR 損傷コンクリート柱の交番載荷試験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 21, No. 2, pp. 1051–1056, 1999.
 - 76) 河野哲也, 七澤利明, 中谷昌一: 暴露条件の違いが ASR による劣化特性に与える影響の評価, 土木技術資料, Vol. 55, No. 2, pp. 30–35, 2013.
 - 77) 森寛晃, 小川彰一, 久保善司, 渡邊悠輔: アルカリ骨材反応を生じたコンクリート部材の弾性波法による品質評価について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 30, No. 1, pp. 1059–1064, 2008.
 - 78) 葛目和宏, 森雅司, 松本茂: アルカリ骨材反応を生じた構造物に適用する非破壊検査, 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, Vol. 2, pp. 171–178, 2002.
 - 79) 岩波光保, 横田弘, 奥山和俊, 鳥居和之: ASR 損傷を受けたコンクリート柱の力学挙動と補強方法に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 704 / V-55, pp. 129–142, 2002.
 - 80) 小林一輔, 森弥広: ASR を生じたコンクリートの動弾性係数および超音波伝播速度に関する一考察, 土木学会論文集, pp. p245–250, 1990.
 - 81) 河野哲也, 中谷昌一, 山本貴士, 宮川豊章: 実環境下での長期暴露試験に基づくフーチングの ASR 劣化状況の評価, 材料, Vol. 61, No. 10, pp. 837–844, 2012.
 - 82) Kohno, T., N.T.N.S.Y.T. and Miyagawa, T.: Eposure test results for underground structures damaged by ASR, *EASEC-13*, pp. D-2-4, 2013.
 - 83) 玉越隆史 山本貴士 宮川豊章小椋紀彦: 超音波法による ASR 劣化深さ測定方法の検討, コンクリート構造物のアップグレードシンポジウム論文報告集, Vol. 8, pp. 51–56, 2008.
 - 84) 松田豊樹, 森川英典, 淵靖文, 川口哲生: ASR が生じた RC はり部材のせん断耐荷機構と UFC パネル接着による補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 1, pp. 995–1000, 2010.
 - 85) 奥山和俊, 石井浩司, 奥田由法, 鳥居和之: ASR が発生したフーチングの補修・補強とモニタリング, コンクリート工学年次論文集, Vol. 49, No. 1, pp. 1263–1268, 2007.

- 86) 奥山和俊, 石井浩司, 笹谷輝彦, 鳥居和之: 亀裂変位計を用いたモニタリングによる ASR 劣化橋梁の維持管理, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 1, pp. 1053–1058, 2008.
- 87) 西村博之, 浦修造, 笹谷輝彦: アルカリシリカ反応 (ASR) により劣化した RC 橋脚の補強とモニタリング, 第一回北陸橋梁保全会議法文集, pp. 97–102, 2013.
- 88) 鈴木一孝, 西川直宏, 池永寛: 石英粉末を用いたアルカリ・シリカ反応の速度論的検討, セメント技術年報, Vol. 39, pp. 336–339, 1985.
- 89) 古澤靖彦, 魚本健人: アルカリ・シリカ反応の進行を定量的に評価する新しい判定システム, コンクリート工学論文集, Vol. 3, No. 2, pp. 15–25, 1992.
- 90) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 2010.
- 91) 河野哲也, 豊島孝之, 七澤利明, 中谷昌一: 既設フーチングに対する補強効果の確認実験, 第 21 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. 10–5, 2012.
- 92) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 丸善, 2002.
- 93) 阪神高速道路管理技術センター: ASR 構造物の維持管理マニュアル, 2007.
- 94) (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, 丸善, 2002.
- 95) 安藤高士, 幸左賢二, 足立幸郎, 白戸真大: フーチングの地震時挙動を考慮した耐震設計に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 24, No. 2, pp. 901–906, 2002.
- 96) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領第二集橋梁保全編, 2008.
- 97) 日本道路公団試験研究所橋梁研究室: 炭素繊維による鉄筋コンクリート橋脚の補強工法 設計・施工要領, 試験研究所技術資料, 第 615 号, 1995.
- 98) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 丸善, 2012.
- 99) 長友克寛, 角徹三, 春本繁, 松原三郎: RC はり腹部に配置した軸方向鉄筋のせん断補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 325–330, 1998.
- 100) 河野広隆, 渡辺博志: 地震荷重が作用する RC ディープビームのせん断強度の寸法効果に関する検討, 土木研究所資料, 第 3572 号, 1998.

謝辞

本論文は、筆者が平成18年3月に大阪市立大学大学院前期博士課程を修了した後、同年同月独立行政法人土木研究所に配属になって以来研究してきた、ASRによる損傷を受けたフーチングに対する維持管理について取りまとめたものです。フーチングのASRという特筆すべき事象について、実現象に近い条件で約8年という長期にわたって研究し続ける環境に恵まれたのは、私の研究者としての人生において非常に有益なものでした。今、学位論文という形でまとめられましたのも、このような環境を与えていただいた周囲の人々のおかげでございませう。ここに、心より感謝を申し上げます。

本論文は、筆者が京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻に後期博士課程として3年間在籍し、構造工学講座 構造材料学分野教授 宮川豊章先生にご指導いただいてまとめたものです。宮川先生には念願の博士論文をまとめる機会を頂くとともに、月一回のゼミの他にも折に触れてご指導いただきましたこと、心より感謝申し上げます。土木研究所に在籍してから温め続けた本研究の成果をこのような学位論文という形でとりまとめることができ、また学位論文の執筆を通して研究者としてまた一つ成長できたのも、宮川先生にご指導いただいたおかげでございませう。ありがとうございました。また、同科都市基盤工学専攻教授 河野広隆先生、同科社会基盤工学専攻准教授 山本貴士先生には、副査としてご指導を頂きました。河野先生は国土交通省、土木研究所という全国の橋梁のあり方を考える立場を経験してこられた観点から、特に本論文の最後に示した維持管理のシナリオデザインに関してご指導いただきました。山本先生からは、特に4章の載荷実験についてご指導いただきました。ありがとうございました。

本研究を進めるにあたり、また、論文をまとめるにあたっては、(独)土木研究所の中谷昌一博士、七澤利明氏、白戸真大博士(現国土技術政策総合研究所)に大変お世話になりました。本課題は、筆者が土木研究所構造物研究グループ基礎チーム(当時)に配属になった直後に、中谷昌一博士(当時、上席研究員)に与えていただいたものです。本研究のきっかけをいただき、ありがとうございました。白戸真大博士(当時主任研究員)には、特に4章の載荷実験について計画段階からご指導いただきました。また、筆者を宮川先生に引き合わせ、筆者の入学を宮川先生へ直談判していただいたのも白戸博士でした。中谷博士、白戸博士は、筆者が就職して右も左もわからない頃より現在に至るまで、フーチングやASRに限らず、また研究や仕事に限らず、公私にわたって広くご指導いただいている恩人です。研究者になりたてでまだ何色にも染まっていないまっさらな状態でお二人に出会い、研究者としての第一歩をお二人の基で本格的な踏み出せたことは非常に幸せでした。最終的に本論文を執筆するにあたっては、土木研究所 CAESAR 上席研究

員 七澤利明氏にご指導いただきました。なかなか上手に執筆することができず、出来の悪い状態で論文草稿を提出しても嫌な顔一つせずに丁寧に読んでいただき、核心的なご指導をたくさんいただきました。折に触れて温かい励ましをいただいたこと、本当にうれしかったです。本論文がここまでの精度に達することができたのは、七澤氏の指導があったればこそでした。さらに、道路橋示方書の改訂など、学位論文以外の業務も通じて道路橋の設計・施工について幅広く教えていただくとともに、筆者が学位論文の執筆に集中できるような環境を与えていただきました。ここに、心から感謝申し上げます。

本論文を執筆するにあたっては、現在所属している CAESAR のメンバーや関係者の多くの皆様にご指導、ご協力いただきました。西田秀明氏には、学位論文に対してご指導いただいただけでなく、在学期間中の業務の多くを筆者に代わって遂行していただきました。ここに感謝申し上げるとともに、大変ご迷惑をおかけしたこと、お詫び申し上げます。木村嘉富氏には ASR や非破壊検査に関する既往の知見や暴露実験結果について、星隈順一博士、堺淳一博士には載荷実験の方法や道路橋の耐震性能の考え方などをご指導いただきました。また、田中良樹氏には、鉄筋コンクリート構造物の破壊性状についてご指導いただきました。ありがとうございます。さらに、竹口昌弘氏、斉藤隆氏は、両氏が土研在籍中に暴露実験の計画段階からご指導いただきました。元交流研究員の豊島孝之氏には、載荷実験について、実験の管理や供試体の設計、データの一次整理などに関して、氏が土木研究所在籍時だけでなく現在に至るまで大変お世話になりました。豊島氏の尽力がなければ、本論文をまとめるどころか、載荷実験を実施することもままならなかったものと確信しております。改めて、ここに御礼申し上げます。暴露実験の供試体作製、計測の実施に関しては、国際建設技術研究所の金海鉦氏、岩藤正彦氏にご協力いただきました。また、ASR に関する既往の研究論文も多数紹介していただき、これらの論文から多くの知見を得ることができました。また、載荷実験のひび割れ図については、CAESAR の田辺昌規氏にご協力いただきました。同じく CAESAR の松沢政和氏、青柳聖氏には、道路橋示方書 III 編の考え方などについてご指導いただきました。ありがとうございます。

本論文はフーチングの ASR を対象としてまとめたものですが、学位論文を執筆するにあたっては、フーチングの ASR に関する事項だけでなく、今まで培った全ての経験、技術がなければ完成にはいたらなかったと思います。西日本高速道路株式会社 前田良刀博士、九州工業大学教授 幸左賢二先生、東京大学教授 古関潤一先生、岐阜大学教授 本城勇介先生、大阪大学准教授 小野潔先生、早稲田大学准教授 秋山充良先生、(独) 土木研究所 松井謙二博士、清水建設 鈴木誠博士、(公財) 鉄道総合技術研究所 神田政幸博士、西岡英俊博士、(独) 港湾空港技術研究所 水谷崇亮博士、真鍋雅夫氏をはじめとする (一社) コンクリートパイル建設協会各位、田中宏征博士、平田尚氏、横幕清氏をはじめとする (一社) 鋼管杭・鋼矢板建設協会各位には、道路橋示方書の改訂委員会などで構造力学的視点、地盤工学的視点から、道路橋基礎の設計施工や研究の進め方などについて幅広くご意見、ご指導いただいただけでなく、折に触れて学位論文の進捗などを聞いていただくなど温かい励ましをいただきました。特に (株) 長大 矢部正明博士、中浦孝氏、

アイテックコンサルタント（株）山中真己氏、（株）エイト日本技術開発 金聲漢氏、（株）大林組 田坂幹雄氏、（株）ウエスコ 井落久貴氏には、筆者が土木研究所の研究者として働き始めた直後からご指導いただきました。ありがとうございました。

私が土木研究所へ入りたいと強く希望したのは、卒業論文、修士論文を通じて研究の楽しさ、難しさを学ぶことができたからです。あの時得られた貴重な経験がなければ研究者としての道を進むことはなく、このような学位論文を書くこともなかったと思います。当時指導いただき、研究者としての道を進むと決めた背中を押してくださった大阪市立大学教授 重松孝昌先生、教授 矢持進先生、京都大学准教授 森信人先生に、厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院の宮川先生の元で学んだ3年間は苦しくも楽しい時間でした。一緒にゼミに参加し、互いの研究だけでなくプライベートについても冗談を交えながら話ができる同輩に恵まれたのは幸せでした。宮川研社会人ドクターの小林仁氏、山下亮氏、葛目和宏氏、宮口克一氏、吉田隆浩氏、佐々木亘氏、村田一郎氏、室田敬氏、山田卓氏に感謝申し上げます。

私はまだまだ若輩ですが、このわずか数年間でここに書ききれないほど多くの方に支えていただけましたのは本当に幸運であり、自分のことを幸せな人間であると自負しております。日本の交通インフラをより盤石なものとしていくために、また、一人の研究者として、人間として成長していくために、引き続き貴重な知恵を貸していただきたく思います。

最後になりましたが、今なお僕の支えとなり、京都大学への進学が決まったときに心の底から喜び、あらゆる面で全力で応援してくれた両親および祖母 初子と、学位論文の大詰めの博士課程3年時に結婚し、新婚にもかかわらず学位論文と仕事にかまけてほとんど構えなかった僕を一生懸命支えてくれた妻 博美に、心から感謝します。