

杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書 (杭頭結合部に関する研究)

平成 24 年 3 月

独立行政法人 土木研究所
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会
社団法人 コンクリートパイル建設技術協会

Copyright © (2012) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同 研究報告書 (杭頭結合部に関する研究)

(独) 土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	橋梁構造研究グループ	上席研究員	中谷 昌一
(独) 土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	橋梁構造研究グループ	総括主任研究員	七澤 利明
(独) 土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	橋梁構造研究グループ	主任研究員	白戸 真大 ¹
元(独) 土木研究所	構造物研究グループ (基礎)		研究員	野々村佳哲 ²
(独) 土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	橋梁構造研究グループ	研究員	河野 哲也
(独) 土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	橋梁構造研究グループ	交流研究員	中村 祐二 ³
(独) 土木研究所	構造物メンテナンス研究センター	橋梁構造研究グループ	交流研究員	豊島 孝之 ⁴
(社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会				平田 尚
(社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会				恩田 邦彦
(社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会				中川 敬
(社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会				北濱 雅司
(社) コンクリートパイル建設技術協会				浅井 陽一
(社) コンクリートパイル建設技術協会				吉川 那穂

- 1 現 国土交通省道路局企画課付(インド共和国派遣)
- 2 現 独立行政法人寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ
- 3 交流研究員在職期間：平成 19 年 4 月～平成 21 年 3 月
- 4 交流研究員在職期間：平成 21 年 4 月～平成 23 年 6 月

要旨

次期道路橋示方書の改訂にあたり、コスト縮減効果が期待できる検討項目の一つとして、土留め・掘削数量の低減につながるフーチング寸法の縮小や杭とフーチングの縁端距離縮小化による構造の合理化がある。しかしながら、これまで軸力、曲げモーメント、水平力が同時に変動する条件下における縁端部の挙動については知見がなく、どの程度の合理化が可能かについては明らかでなかった。そこで、本研究では、基礎的な知見を得るため、場所打ち杭と鋼管杭による単杭および組杭の正負交番載荷実験を行った。杭頭結合部には、杭の軸方向鉄筋に従来鉄筋 (SD345) の他、高強度鉄筋 (SD490) や鉄筋端部に機械式定着を用いたケースでも実験を行い、杭頭結合部の最終的な破壊モードを確認し、杭頭結合部の設計法および構造細目を提案した。

キーワード：杭頭結合方法，フーチング縁端距離縮小，高強度鉄筋，機械式定着

目次

第1章 研究目的
第2章 単杭に対する場所打ち杭の杭頭結合部の水平載荷実験
2.1 実験概要
2.1.1 実験ケース
2.1.2 載荷方法
2.1.3 計測項目
2.2 材料試験結果
2.3 実験結果
2.3.1 CaseA (縁端距離：従来，端部補強鉄筋あり)
2.3.2 CaseB (縁端距離：縮小，端部補強鉄筋あり)
2.3.3 CaseC (縁端距離：縮小，端部補強鉄筋なし)
参考文献
第3章 単杭に対する鋼管杭の杭頭結合部の水平載荷実験
3.1 実験概要
3.1.1 実験ケース
3.1.2 載荷方法
3.1.3 計測項目
3.2 材料試験結果
3.3 実験結果
3.3.1 No.1 供試体 (杭径：φ800，従来鉄筋，鉄筋定着長)
3.3.2 No.2 供試体 (杭径：φ800，高強度鉄筋，鉄筋定着長)
3.3.3 No.3 供試体 (杭径：φ800，高強度鉄筋，仮想 RC 断面耐力)
3.3.4 No.4 供試体 (杭径：φ1000，高強度鉄筋，仮想 RC 断面耐力)
3.3.5 No.5 供試体 (杭径：φ800，高強度鉄筋，ずれ止めサイズ)
参考文献
第4章 組杭に対する場所打ち杭及び鋼管杭の杭頭結合部の水平載荷実験
4.1 実験概要
4.1.1 実験ケース
4.1.2 載荷方法
4.1.3 計測項目
4.1.4 高強度鉄筋に定着体を用いた場合の鉄筋定着長の設定
4.2 材料試験結果
4.3 実験結果
4.3.1 CaseD (場所打ち杭，従来鉄筋，縁端距離：縮小)

4.3.2	CaseE (場所打ち杭, 高強度鉄筋, 縁端距離: 縮小)
4.3.3	CaseF (鋼管杭, 定着体付き高強度鉄筋, 縁端距離: 縮小)
4.3.4	CaseG (鋼管杭, 定着体付き高強度鉄筋, 縁端距離: 従来)
第5章	実験結果の分析
5.1	場所打ち杭による杭頭結合部に着目した載荷実験結果
5.1.1	杭頭結合部の破壊形態と変形性能
5.1.2	フーチング縁端距離縮小化についての評価
5.1.3	高強度鉄筋の適用性について
5.1.4	フーチング端部補強鉄筋の有無による影響
5.2	鋼管杭による杭頭結合部に着目した載荷実験結果
5.2.1	杭頭結合部の破壊形態と変形性能
5.2.2	フーチング縁端距離縮小化についての評価
5.2.3	高強度鉄筋の適用性および定着体の効果について
5.2.4	鋼管杭内面ずれ止め厚さの影響
5.3	実験結果から得られた知見
	参考文献
第6章	耐力評価式の検討
6.1	フーチング縁端部の水平押抜きせん断耐力の評価
6.2	杭頭補強鉄筋の拔出しを考慮した計算モデルによる試算検討
6.3	鋼管杭の杭頭結合部耐力評価方法 (仮想 RC 断面) に関する検討
6.4	提案した 耐力評価式の検証
6.4.1	鋼管杭の杭頭補強鉄筋溶接廃止の可能性に関する試算検討
6.4.2	提案する水平押抜きせん断照査式を用いた場合の諸元変化の確認
6.4.3	縁端距離の縮小の可能性についての考察
	参考文献
第7章	杭頭結合部の設計手法の提案
7.1	杭頭結合部設計照査のための各荷重レベルにおける限界状態の設定 (案)
7.2	杭頭結合部の照査方法 (案)
7.3	杭頭結合部の構造細目 (案)
	参考文献
第8章	まとめ
資料A	供試体強度設定
A.1	単杭供試体の設定方針
A.2	組杭供試体の設定方針
資料B	各種項目の変遷調査

B.1 縁端距離	
B.2 結合方法 B の設計法および構造細目	
資料 C 鋼管杭頭結合部の FEM 解析検討	
C.1 解析概要	
C.2 解析モデル	
C.3 解析結果	
資料 D 既製コンクリート杭への適用	
D.1 SC 杭の杭頭補強鉄筋溶接禁止への対応に関する試算検討	
D.2 既製コンクリート杭の杭頭結合部耐力評価方法 (仮想 RC 断面) について	
D.3 高強度鉄筋を杭頭補強鉄筋とした場合について	
D.4 既製コンクリート杭の構造細目	
D.5 杭体内補強鉄筋入りの SC 杭について	
資料 E 斜杭の構造細目	
資料 F CD-ROM 収録データ	

第1章 研究目的

道路橋基礎の安定は、部位・部材の挙動に支配される上部構造とは異なり、図-1.1に示すように「基礎を構成する部材（杭体やフーチング）」および「基礎を支える部位（地盤）」の2つの影響を受ける。また、道路橋基礎の設計は、荷重の組み合わせにおいて、地震の影響を考慮しない状態（常時）、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動を考慮する状態（レベル1地震時）、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動を考慮する状態（レベル2地震時）の主として3つの荷重状態について行われる。基礎は、基礎を構成する部材、基礎を支える部位のいずれも、常時・レベル1地震時には各部材・部位の抵抗特性が弾性限界点を超えないように、レベル2地震時には基礎を構成する部材・地盤の全体からなる基礎系が弾性限界点を超えないように設計される。ここで、常時・レベル1地震時の各部材・部位とは、例えば基礎を構成する一本の杭であり、基礎を支持する地盤である。また、レベル2地震時の基礎系とは、全ての杭と地盤の合成体と呼ぶべきものである。すなわち、常時・レベル1地震時には、例え一本の杭であろうと降伏させない。その一方で、レベル2地震時には杭体が複数列降伏していたとしても基礎・地盤全体系の荷重変位関係が弾性とみなせるのであれば、降伏とは言わない。なお、仮に、弾性限界点を超えたとしても基礎は急激に支持性能を喪失することはないが、塑性化の進展に伴い変位や傾斜が生じると、最終的には上部構造を支えるという機能を失うことになるため、レベル2地震時には基礎系として、抵抗特性に可逆性が担保され、それにより有害な残留変位が生じないと期待される限界に達しないように設計されている。現行の設計において、荷重履歴や載荷に伴う抵抗特性の変化を考慮していないのは、原則として弾性限界点以下に抑えることにより、基礎の抵抗特性に変化がないとみなしているためである。

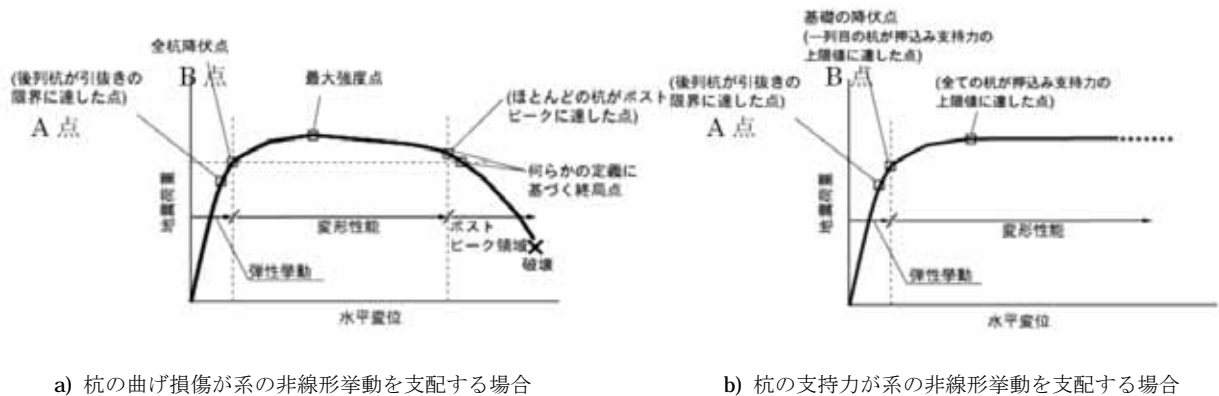


図-1.1 組杭の損傷と水平支持の関係の模式図

ただし、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつレベル2地震時に対して基礎系としての弾性限界に抑えることは、道路橋の設計を著しく不合理なものとする場合がある。そのような場合には、例外的に基礎系の塑性化を認めている。ただし、基礎系の塑性化を認める場合にも、復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない状態とするために、エネルギー一定則を用いて算出される応答塑性率が、許容塑性率に収まることを満足することとされている^{1), 2)}。

道路橋基礎における杭とフーチングの結合方法および設計法は、昭和47年の道路局企画課長通達³⁾によりはじめて示された。その後、道路橋下部構造設計指針、道路橋示方書に同結合方法の設計法

が取り込まれ、さらに幾度かの道路橋示方書の改訂において改良を続け、現在の結合方法とその設計法が定着してきた。特に、レベル 2 地震時における照査が導入された後に大規模な載荷試験が実施され、大地震においても杭頭結合部は十分な耐力・変形性能が期待できることが確認された⁴⁾。しかし、現行の設計法には、以下のような課題が残っている。

①縁端距離の縮小可能性について

杭の配列は、既製杭は昭和 39 年の道路橋下部構造設計指針 (くい基礎設計篇)⁵⁾、場所打ち杭は昭和 48 年の同指針 (場所打ちくいの設計施工篇)⁶⁾においてはじめて規定され、平成 14 年度版道路橋示方書 IV 下部構造編 (以下、現行道示 IV という)⁷⁾においても、変わりなく引き継がれている。その規定は、既製杭は杭の中心間隔は杭径の 2.5 倍、フーチング端部の杭表面からフーチング縁端までの距離 (以下、縁端距離という) は杭径の 0.75 倍、場所打ち杭では杭の中心間隔は杭径の 2.5 倍、縁端距離は 0.5 倍を確保する、というものである(図-1.2 参照)。また、平成 18 年度に発刊された杭基礎設計便覧の参考資料に記載された回転杭工法の場合は、羽径の 2.5 倍とされている。

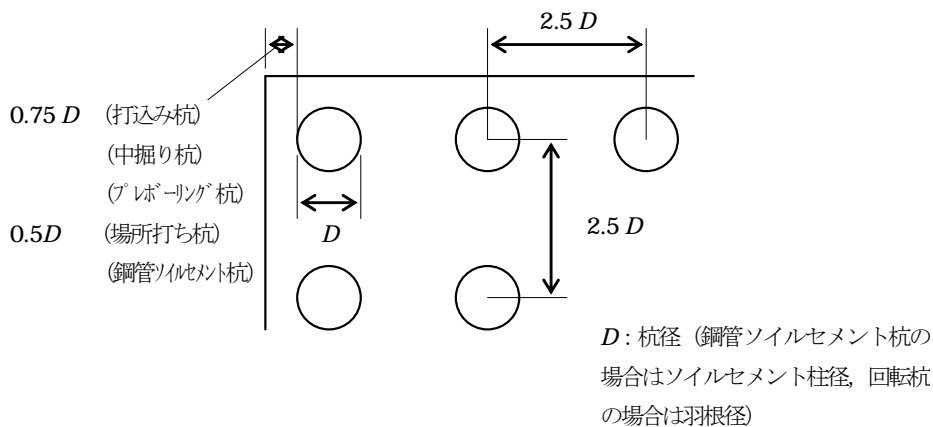


図-1.2 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離

一方、首都高速道路公団 (当時) では、都市内高架橋の建設における用地取得の縮小および構造部材量の減少によるコスト削減のため、縁端距離を 250 mm に縮小することを目的とした模型実験^{8),9)}が行われている。この実験では場所打ち杭を対象としたフーチング端部の杭の水平方向の押し抜きせん断に着目し、杭からの水平力のみを載荷させ破壊形態を確認したものである。そして、土木研究所においても、単杭の供試体を対象とし、杭頭結合方法 B に対して、現行の設計法が担保している性能を確認するための大規模な実験が実施されている¹⁰⁾。しかし、実際の杭頭結合部においては水平力に加えて曲げモーメントも作用し、しかも一般的な杭基礎は複数の杭を有する組杭基礎であることから、軸力が変動する。実際の杭頭結合部と杭体の挙動を確認するためには、水平力だけではなく、曲げモーメントや軸力変動を考慮した実際と同様の条件下でフーチング縁端部の杭頭結合の破壊形態を確認し、性能を評価する必要がある。

②高強度鉄筋の杭頭補強鉄筋への適用性

平成 8 年版道路橋示方書 (以下、H8 道示という) から、地震時保有水平耐力法による大規模地震に対する照査が導入されて以降、耐震設計上要求される鉄筋量が多くなった。この要求に対応する

ため、杭頭部の配筋が非常に煩雑になっている。特に、H8 道示における既製杭の杭頭結合部の照査では、仮想鉄筋コンクリート断面（以下、仮想 RC 断面という）の耐力が杭体と同程度以上にすることが推奨された¹¹⁾。これに伴い、従来の中詰め補強鉄筋だけではこの照査を満足しないケースが非常に多くなり、杭外周補強鉄筋により杭頭結合部の耐力を向上させる設計がなされるようになった。そして、鉄筋の配置を簡易に変更できる等の理由から、安易に杭外周補強鉄筋が使用されるようになった。杭外周補強鉄筋が使用された実績が、平成 6 年度でわずか約 7%であったのに対し、平成 16 年度は 6 割以上の鋼管杭で採用されている^{12) 13)}。しかし、杭外周補強鉄筋の施工は、フーチング下面から 100mm しか突出していない状態での施工であり現場での溶接体勢が良好でないこと、水などの影響も受けやすいこと、フーチング鉄筋が輻輳するため溶接品質の検査が非常に困難であることなど、期待する性能を担保するための十分な施工管理が難しい。このような状況に鑑み、平成 18 年度版杭基礎設計便覧（以下、現行設計便覧という）¹⁴⁾では、常時・レベル 1 地震時の照査においては、杭頭結合部の耐力として中詰め補強鉄筋のみを考慮することとし、レベル 2 地震時の照査にのみ、中詰め補強鉄筋（RC 杭、PHC 杭および SC 杭では杭体内補強鉄筋を含む）を優先的に配置した上で、それでも耐力を満足できない場合には不足分のみ杭外周補強鉄筋により補ってよいという道示の本来の趣旨が改めて解説された。しかし、やむなく設定される杭外周補強鉄筋の施工性が悪いことには変わりはなく、現行設計便覧の改定時にも将来的に杭外周補強鉄筋に代わる方法の検討が期待されていた。

近年、橋梁に従来よりも高強度の鉄筋（SD390, SD490）や定着体付きの鉄筋の適用が検討されている。これらの鉄筋を杭軸方向鉄筋にも使用することができれば、上記のような鋼管杭等の杭頭結合方法 B における杭外周補強鉄筋の課題や場所打ち杭の軸方向鉄筋の 2 段配置等の鉄筋の過密配筋問題を解決できると期待される。しかし、高強度鉄筋や定着体付き鉄筋の杭頭結合部への適用性について検討された例はなく、少なくとも下記について検討する必要がある。

高強度鉄筋の使用は、従来鉄筋に比べて鉄筋自体の伸び性能が低く部材としての変形性能が低くなること、また、従来のコンクリートを使用した場合は鉄筋強度とのバランスが異なることからコンクリートの圧壊が早くなることが想定される。杭頭結合部に高強度鉄筋を使用した場合には、高強度鉄筋のこの特性により杭頭結合部の破壊形態が変わる可能性があり、高強度材料を用いた場合の結合部の耐力・変形性能を評価し、必要に応じて照査項目、照査値を見直す必要がある。

定着体付きの鉄筋については、杭頭結合部のような押込み・引抜きが繰返し作用するような部位に使用する場合に、期待する定着性が発揮されるか、また、そのために必要な定着長はどの程度かを調べる必要がある。

さらに、高強度鉄筋を使用した場合、鋼管内ずれ止め厚さが杭頭結合部の性能に与える影響について確認しておく必要がある。

③仮想 RC 断面径の評価法の見直し

上述のように、鋼管杭・鋼管ソイルセメント杭・RC 杭・PHC 杭および SC 杭において、杭頭結合を方法 B とする場合は、杭頭結合部が杭体より先行して損傷しないよう、フーチング内に仮想 RC 断面を設定しコンクリートおよび鉄筋の応力度を照査する必要がある。

現行設計便覧では、仮想 RC 断面径として「杭径 D+200 (mm)」が適用されているが、これは、杭径 600mm 以下の比較的小径の実験結果をもとに設定されたものである。一方、現在使用されて

いる杭の杭径は、およそ 600mm～1200mm であり杭径 800mm 以上のものが約 8 割を占めている¹³⁾。一般的に、杭径が大きくなると仮想 RC 断面径も大きくなることが期待されるため、「杭径 D+200 (mm)」という評価は、実態にそぐわない可能性がある。現在の設計で多用されている杭径について検討することで、設計が合理的なものにできる可能性がある。

④杭頭結合方法 B の設計法の整備

現行道示 IV では、杭頭結合部は原則として剛結とし、結合部に生じる応力に対して安全であることを照査することとしている。具体的には、垂直支圧応力度、押抜きせん断応力度および水平支圧応力度について照査し、フーチング端部の杭については、上記に加えて水平方向の押抜きせん断応力度及び支圧応力度についても照査することとしており、具体的な照査式は現行設計便覧に示されている。しかし、これらの照査式は実際の杭基礎に作用する荷重状態（軸力、水平力、曲げモーメント）を踏まえて実施されたものではないため、必要以上に安全余裕を与える可能性がある。また、設計の実態としてはこれらの照査で決まることがほとんどなく、その照査の必要性も議論の余地がある。一方、過去に被災事例がないことから、レベル 2 地震時では、仮想 RC 断面の照査以外は省略してよいことになっているが、工学的な裏付けについては必ずしも明らかではない。したがって、これらの照査の必要性や、照査式の根拠および妥当性を検討する必要がある。

また、前述の通り、仮想 RC 断面の耐力は杭体と同程度以上とすることが推奨されているが、H8 道示以降具体的な照査法やその理由は記載されていない。そこで、現行設計便覧では「これは、最大曲げモーメントが杭頭部に発生する場合を想定した記述であり、レベル 2 地震動を受けるような場合に杭頭結合部にて損傷が先行し、進展することを避け、杭頭部へ損傷領域を誘導した設計になることを期待するものであるが、便宜的に仮想 RC 断面の降伏曲げモーメントが杭頭発生曲げモーメント以上であることを照査すれば良い。」という具体的な照査法と理由が記載された。ただし、現行設計便覧にも記載されている通り、この照査はあくまで便宜的なものであり、必ずしも十分な根拠があるわけではない。

上記の課題を解決することを目的とし、土木研究所、鋼管杭・鋼矢板技術協会 (JASPP)、コンクリートパイル建設技術協会 (COPITA) の 3 社は、本共同研究において、杭とフーチング結合部に着目した正負交番水平載荷実験を実施した。載荷実験は、極力実橋に近い条件で実施することとし、特に杭頭結合部に作用する荷重については、水平荷重だけではなく、鉛直荷重やその変動、曲げモーメントを考慮した。表-1.1 に本共同研究の実験内容を、表-1.2 に共同研究体制を示す。

表-1.1 実験内容

実験	検討内容
場所打ち杭の単杭実験	縁端距離の縮小, フーチング端部補強筋の影響について
鋼管杭の単杭実験	仮想 RC 断面の評価, 高強度鉄筋の適用性, 鋼管内ずれ止め厚さの影響について
場所打ち杭の組杭実験	高強度鉄筋の適用性, 縁端距離縮小による限界状態と破壊モードの確認
鋼管杭の組杭実験	高強度鉄筋及び定着体の適用性, 縁端距離縮小による限界状態と破壊モードの確認

表-1.2 共同研究体制

所属名	氏名	役職名	
独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	中谷 昌一	橋梁構造研究グループ	上席研究員
	白戸 真大	橋梁構造研究グループ	主任研究員※1
	野々村佳哲	構造物研究グループ(基礎)	研究員※2
一般社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会	平田 尚		技術委員
	恩田 邦彦		技術委員
	中川 敬		技術委員
	北濱 雅司		技術委員
社団法人コンクリートパイル建設技術協会	浅井 陽一	設計委員会	委員
	吉川 那穂	設計委員会	副委員長

※1 現 国土交通省道路局企画課付 (インド共和国派遣)

※2 現 独立行政法人寒地土木研究所 寒地基礎技術研究グループ

<本章の参考文献>

- 1) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 中村祐二, 野村朋之, 横幕清, 井落久貴: 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料, 第4136号, 2009.
- 2) 中谷昌一, 白戸真大: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, 第4030号, 2006.
- 3) 建設省道路局企画課: 道路局企画課長通達「杭頭部とフーチングの結合部の設計について」, 1972.
- 4) 福井次郎, 木村嘉富, 大越盛幸, 阪野彰: 杭とフーチングの結合部の耐力・変形性能に関する載荷試験, 土木研究所資料第3551号, 1998.
- 5) (社)日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇, 1964.
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 場所打ちぐいの設計施工篇, 1973.
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, 2002.
- 8) 池内武文, 甘利憲一, 松村廣: 場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する実験, 土木学会年次学術講演会, Vol.43, pp.532-533, 1988.
- 9) 小笠原政文, 石橋喬康, 吉田靖: 場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する実験(その2), 土木学会年次学術講演会, Vol.44, pp.392-393, 1989.
- 10) 岡原美智夫, 福井次郎, 中谷昌一, 田口啓二, 藤村知広: 杭頭部とフーチングの結合部の設計法に関する検討, 土木研究所資料, 第3077号, 1992.
- 11) (社)日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, 1996.
- 12) 福井次郎, 中野正則, 石田雅博, 七澤利明, 芦達拓哉, 田口博文: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第3500号, 1997.
- 13) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第4037号, 2007.
- 14) (社)日本道路協会: 杭基礎設計便覧 平成18年度改定版, 2007.

第2章 単杭に対する場所打ち杭の杭頭結合部の水平載荷実験

2.1 実験概要

縁端距離を縮小した場所打ち杭とフーチングの結合部の破壊形態を確認するため、単杭の供試体で正負交番の水平載荷実験を行った。供試体は実橋を 1/2 の大きさに縮小して杭基礎とフーチングの縁端部を模擬したものであり、杭頭結合部に水平力と曲げモーメントが同時に作用する形状とした。実験は土木研究所 部材耐震強度実験施設内で行った。実験状況および実験概要を写真-2.1、図-2.1 に示す。実験は供試体を横にして PC アンカーによりフーチングを床に固定し、反力壁に固定した油圧ジャッキにて載荷した。なお、写真-2.1 に示す通り、供試体を横にしているため、実験における載荷の向きは鉛直であるが、実構造物では水平荷重に相当するため、本資料では載荷点に与えた荷重、変位をそれぞれ水平荷重、水平変位と呼ぶ。

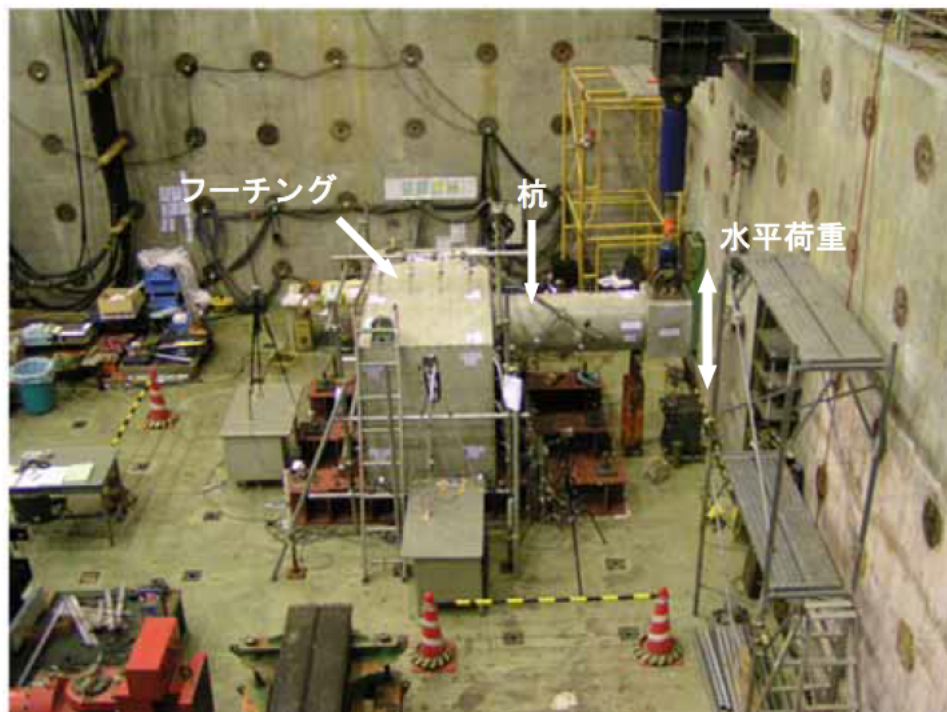
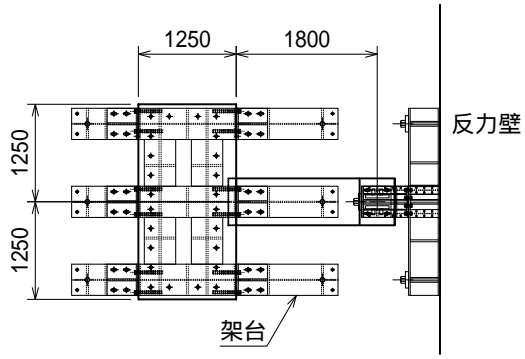
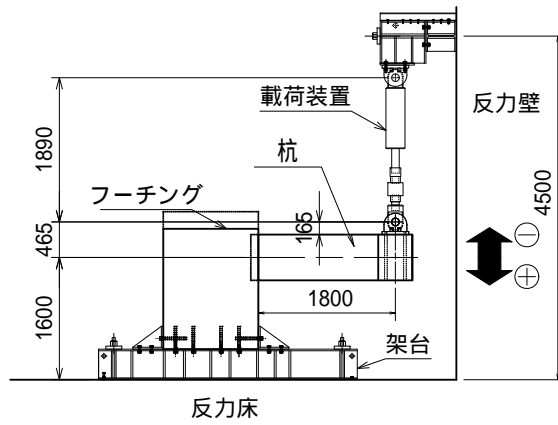


写真-2.1 単杭実験状況



(a) 平面図



(b) 側面図

図-2.1 場所打ち杭(単杭)の実験セットアップ

2.1.1 実験ケース

実験ケースを表-2.1 に示す。本実験では、杭頭結合部およびフーチング縁端部の耐力、変形性能および損傷過程を把握することが目的であるため、結合部より杭体の破壊が先行しないよう、フーチングに対して杭体の強度を相対的に高く設定した。強度設定に際しては実態調査結果¹⁾を参考に、実橋に配筋される範囲内で、杭体は標準的な配筋より少し多い鉄筋量を、フーチングは標準的な配筋より少し少ない鉄筋量を配筋した。供試体の強度設定の詳細は参考資料 A を参照されたい。供試体の杭体は全て同様の配筋の場所打ち杭を用い、結合方法は全供試体共通で現行道示 IV²⁾に示される方法 B とした。杭体の配筋を図-2.2 に、各供試体のフーチング配筋図を図-2.3～図-2.5 に示す。Case CPP-S-1 は縁端距離を現行規定どおりの 0.5D (D:杭径) としたケースであり、現行の設計が担保している杭頭結合部の耐力・変形性能を確認するためのものである。Case CPP-S-2 は Case CPP-S-1 に対して縁端距離を首都高速道路株式会社や NEXCO が提案する 250mm に縮小したケース、Case CPP-S-3 はフーチング側面に水平方向に配筋する鉄筋（いわゆる端部補強筋）の有効性を確認するため、Case CPP-S-2 に対して側面鉄筋を配筋しなかったケースである。なお、現行設計法では施工誤差として 100mm を許容していることから、安全側に配慮して、Case CPP-S-2、CPP-S-3 では施工誤差を考慮して縁端距離を 250-100=150 mm とした（供試体は 1/2 スケールであるため、供試体の縁端距離は 75 mm）。一方、縁端距離を従来通りとした Case CPP-S-1 は、Case CPP-S-2、CPP-S-3 の性能を確認するための比較対象であるため、施工誤差を考慮していない。いずれの供試体も、場所打ち杭のコンクリート設計基準強度は 30N/mm² とし、軸方向鉄筋は D22 を 12 本配置とした。フーチングコンクリートの設計基準強度は 21N/mm² とし、下面主鉄筋は D19 を 125mm ピッチの格子状に配置した。

表-2.1 単杭実験概要

		Case CPP-S-1	Case CPP-S-2	Case CPP-S-3
杭種		場所打ち杭		
杭径		600mm		
実橋に対する縮小スケール		1/2		
載荷位置		フーチング下端から1800mm(3D)の位置		
軸力		無		
杭の縁端距離		300mm	75mm	75mm
端部補強筋		有	有	無
コンクリート 設計基準強度	杭体	30N/mm ²		
	躯体	21N/mm ²		
鉄筋の種類	杭軸方向	SD345		
	その他	SD345		
杭の軸方向鉄筋 (鉄筋比)		D22-12本 (0.0164)		
フーチング下面主鉄筋 (鉄筋比)		D19@125mm (0.0020)		

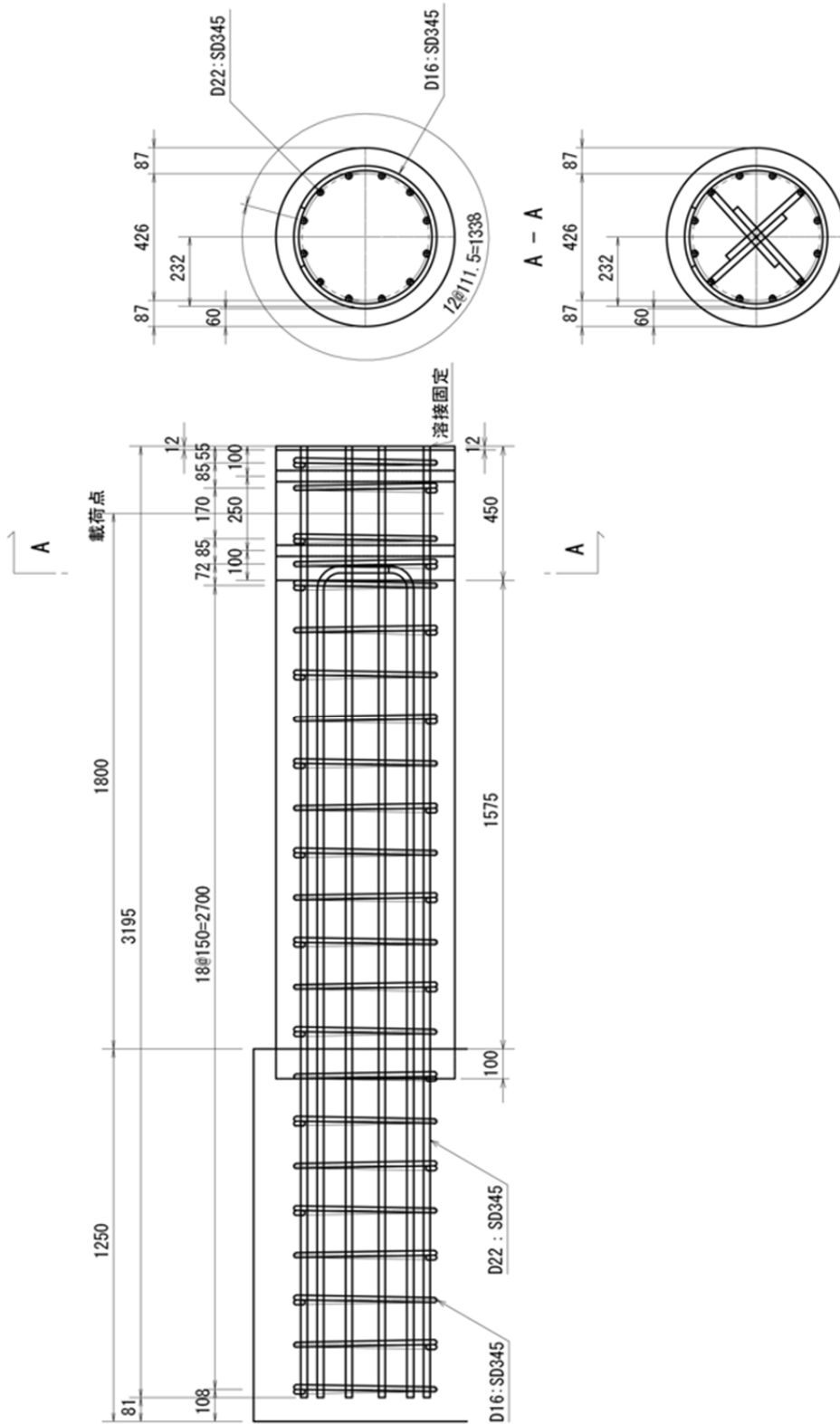


図-2.2 杭詳細図 (Case CPP-S-1 ~ CPP-S-3)

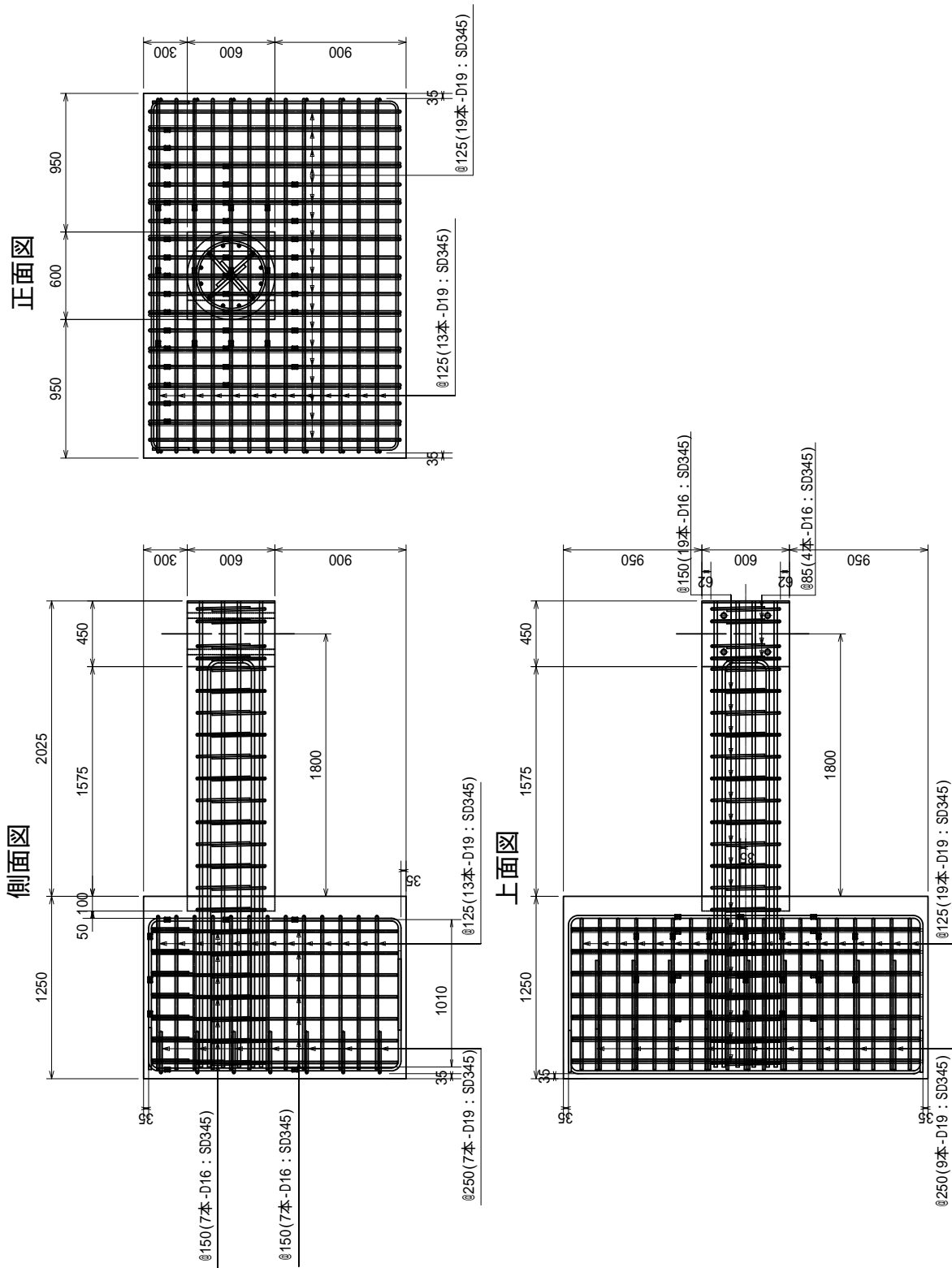


图-2.3 Case CPP-S-1 详细图

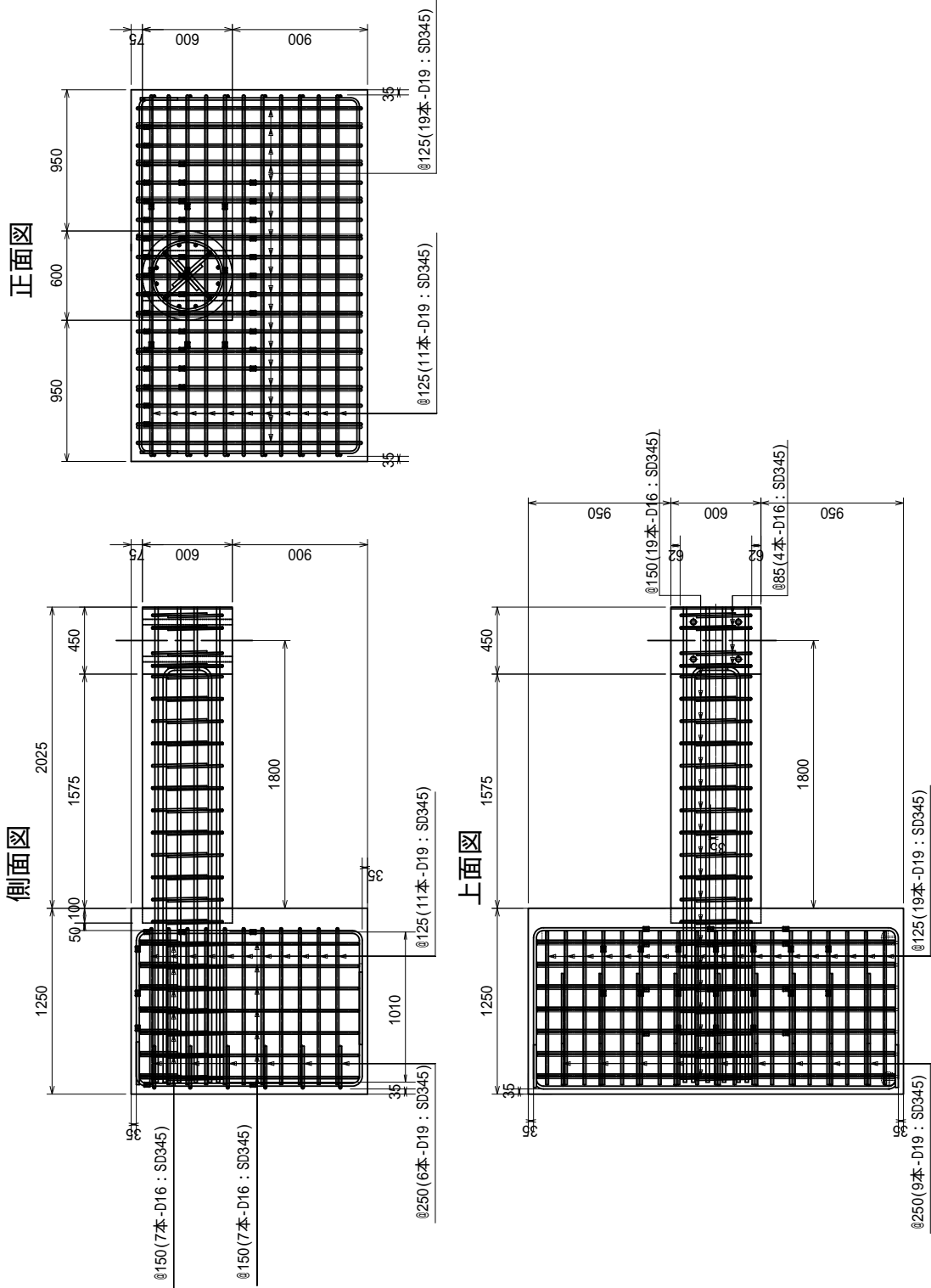


図-2.4 Case CPP-S-2 詳細図

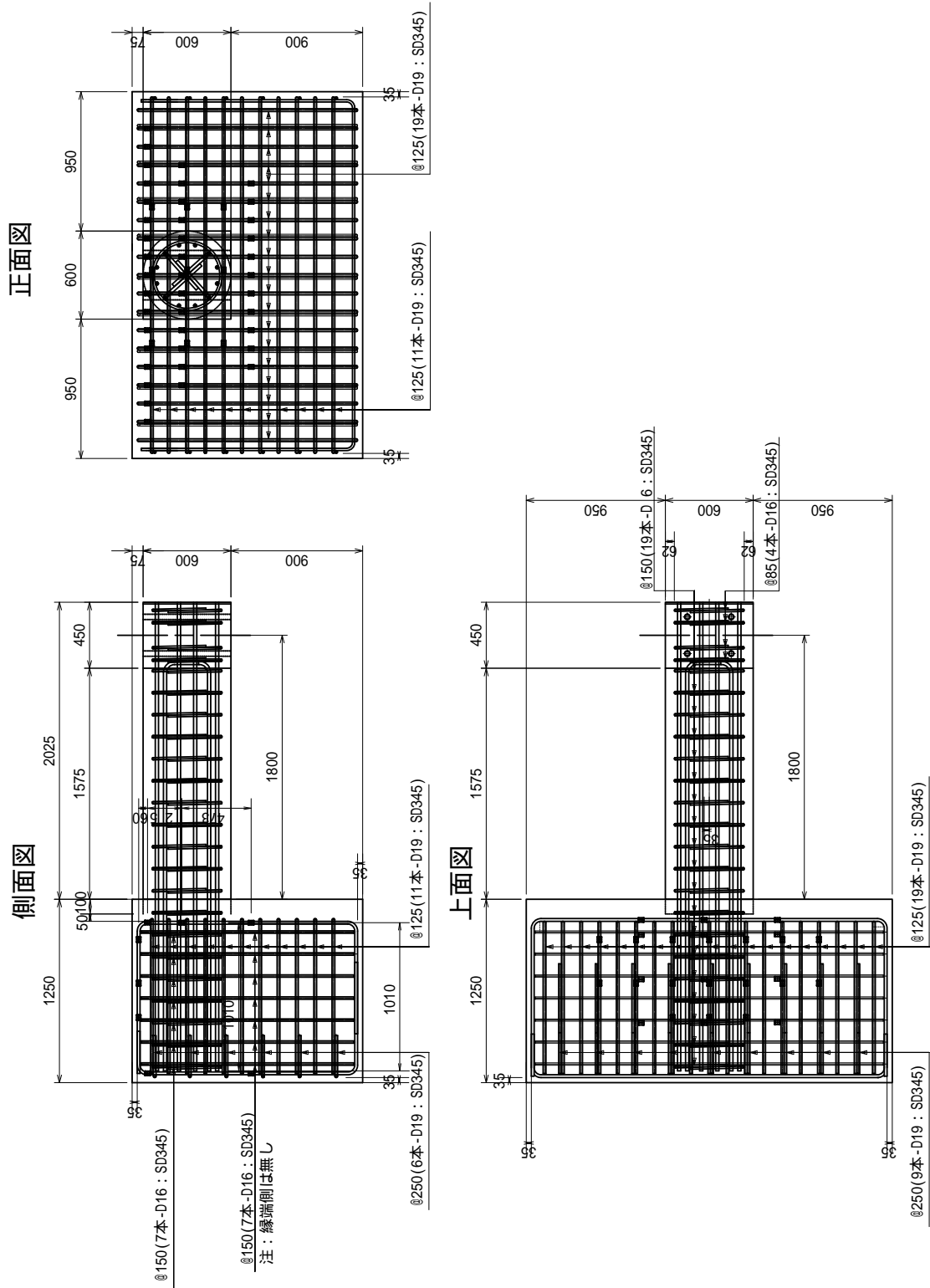


図-2.5 Case CPP-S-3 詳細図

2.1.2 荷重方法

荷重方法は、降伏時を確認するための予備荷重と、結合方法 B の限界状態と破壊形態を確認するための本荷重に分けて行った。予備荷重は、荷重制御により行った。まず、2.2 に示す実験供試体に用いた材料の強度試験結果の値を用いて実験前に杭体の最外縁軸方向鉄筋が全て降伏する際の水平荷重荷重 P_{y0} を杭帯鉄筋による横拘束効果を考慮したコンクリートの応力度 - ひずみ曲線と鉄筋の応力度 - ひずみ曲線を定義した RC 断面計算により求め、 $0.25P_{y0}$ $0.5P_{y0}$ $0.75P_{y0}$ の順に漸増させた正負交番荷重 (図-2.6 参照) を行った。ここに、コンクリートの応力度 - ひずみ曲線と鉄筋の応力度 - ひずみ曲線は、それぞれ現行道示 V に記載されるものである。以後、予備荷重における X_{Py0} 時の変位を X_{Py0} と表記する。

本荷重は、予備荷重により設定した $1d_y$ を基に荷重位置の水平変位で制御し、図-2.7 のように正負交番荷重を行った。ここで、 $1d_y$ は杭体が降伏する時の荷重点における荷重点変位であり、予備荷重において、実験供試体に用いた杭体の軸方向鉄筋のうち最も大きなひずみが生じた鉄筋について、その生じたひずみが鉄筋の強度試験により求めた降伏ひずみ ($\epsilon_{sy}=2014\mu$) を超えた時点の荷重点位置での水平変位とした。正負交番荷重の繰返し回数はタイプ II (内陸直下型) の地震動と同様の繰返し特性を持つとされる荷重点パターン³⁾である。なお、荷重点の荷重は下方向を正方向の荷重点とする (図-2.1 参照)。

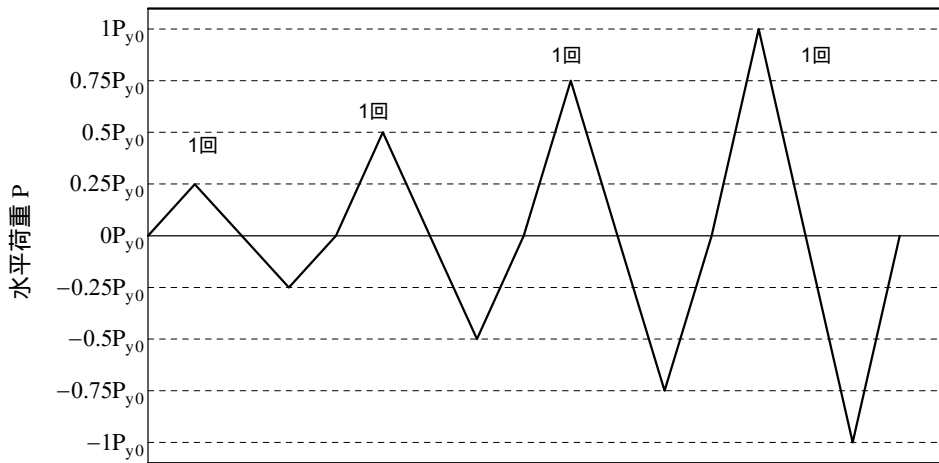


図-2.6 予備荷重の荷重点パターン

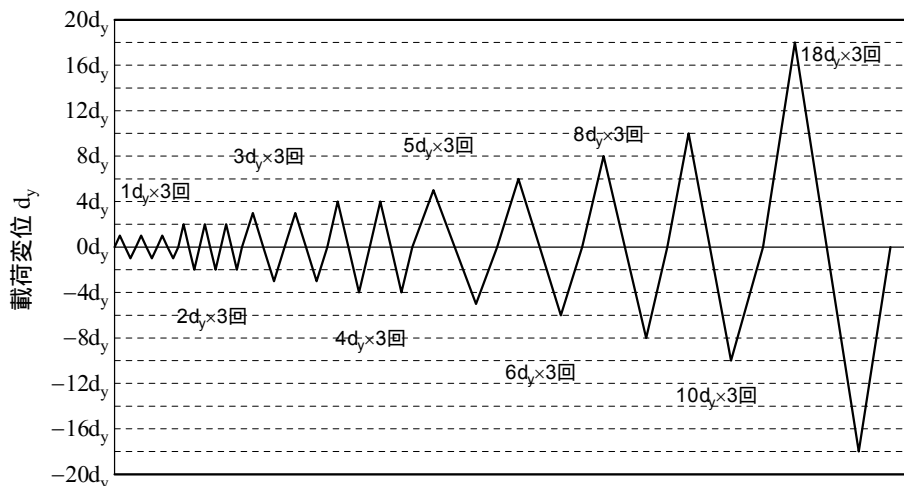


図-2.7 本載荷の載荷パターン

2.1.3 計測項目

計測項目は載荷荷重および供試体の各点の変位とひずみである。計測点数を表-2.2 に、計測点接続対応表を表-2.3～表-2.7 に示す。表-2.3～表 2.7 における係数は計測値を物理量（ひずみ，変位）に換算するための係数であり，本章以降に示す Case CPP-S-1～CPP-S-3 の値は，計測値にそれぞれの係数を乗じたものである。変位計およびひずみゲージ設置位置を図-2.8～図-2.13 に示す。杭体の変形を捉えるものとして，荷重載荷位置の載荷変位，杭の抜け出し量，杭の中立軸での傾斜角を計測した。杭の抜け出し量は，フーチング下面と杭中心付近の 2 点の変位を計測し，その差分とする。また，杭の径斜角は，杭体表面に傾斜計を取り付けて計測した。フーチングは PC アンカーにより床に固定したが，大変形領域における供試体の固定具合を確認するため，反力床からの絶対変位を計測した（表-2.3 変位 C）。また，杭頭結合部の損傷が進行した際，フーチング縁端の側面側が破壊することを想定し，フーチング側面のはらみだし量を反力床からの絶対変位で計測した（表-2.3 変位 A, B）。なお，実験時のフーチング固定用ボルトの安全性確認のために，ボルトゲージを設置し，載荷実験中のボルト軸力の変動量を計測した（各ボルトの軸力は 150kN/本に調整）。

各部における鉄筋ひずみゲージは，鉄筋の応力状態および荷重の伝達状況を把握するため，杭体内の軸方向鉄筋とフーチングの主鉄筋に設置した。各鉄筋の計測対象は，杭体内鉄筋に対しては，全 12 本のうち中立軸近傍 4 本を除く 8 本を対象とし，フーチング鉄筋に対しては下面鉄筋，縁端面側鉄筋，上面鉄筋を対象とした。なお，ここに言う縁端面側面鉄筋とはフーチングの下側鉄筋の曲上げ部，もしくはフーチングの上側鉄筋の曲げ下ろし部を指しており，Case CPP-S-1, Case CPP-S-2 に配した端部補強筋ではない。

表-2.2 計測点数一覧表

	載荷荷重	変位計	傾斜計	鉄筋ひずみゲージ	ボルトゲージ	計
Case CPP-S-1	1点	35点	5点	142点	20点	203点
Case CPP-S-2	1点	36点	5点	145点	20点	207点
Case CPP-S-3	1点	35点	5点	133点	20点	194点

表-2.3 計測点接続対応一覧表 (その1)

Ch.	測点記号			計測項目	計測機器	係数	単位	符号
	Case CPP-S-2	Case CPP-S-1	Case CPP-S-3					
0	-			-	-	-	-	
1	P			載荷荷重	TCLP-500	-0.2446	kN	押し方向を+
2	D			載荷点変位	LK-G500	0.0025	mm	下方方向を+
3	DJ-U			ジャッキ上部水平変位	LK-500	0.0050	mm	距離が短くなって-
4	DJ-L			ジャッキ下部水平変位	"	"	"	"
5	AS-1			変位A (はらみ出し)	SDP-100R	0.0100	mm	下方方向を+
6	AS-2			"	"	"	"	"
7	AS-3			"	"	"	"	"
8	AS-4			"	"	"	"	"
9	AL-1	無	無	"	"	1.0000	"	東方向を+
10	AL-2			"	"	"	"	"
11	AL-3			"	"	"	"	"
12	BL1-1			変位B (たわみ)	CDP-50	5.0000	mm	東方向を+
13	BL1-2			"	"	"	"	"
14	BL1-3			"	"	"	"	"
15	BL2-1			"	"	"	"	"
16	BL2-2			"	"	"	"	"
17	BL2-3			"	"	"	"	"
18	CL-1V			変位C (固定度:鉛直)	SDP-50R	0.0100	mm	下方方向を+
19	CL-2V			"	"	"	"	"
20	CU-1V			"	"	"	"	"
21	CU-2V			"	"	"	"	"
22	CL-1H			変位C (固定度:水平軸方向)	"	"	"	東方向を+
23	CL-2H			"	"	"	"	"
24	CU-1H			"	"	-1.0000	"	"
25	CU-2H			"	"	"	"	"
26	CW1-1			変位C (固定度:水平軸直角方向)	"	1.0000	"	南方向移動を+
27	CW1-2			"	"	"	"	"
28	CW2-1			"	"	-1.0000	"	"
29	CW2-2			"	"	"	"	"
30	D-1			杭の傾斜D:0.25D	傾斜計(CAP.5度)	0.0018	度	下方方向へ傾き+
31	D-2			0.5D	"(CAP.10度)	0.0046	"	"
32	D-3			1D	"(CAP.10度)	0.0046	"	"
33	D-4			1.5D	"(CAP.10度)	0.0044	"	"
34	D-5			3D	"(CAP.10度)	0.0044	"	"
35	DH			杭の抜け出し量(付根部)	CDP-25	0.0020	mm	東方向を+
36	DH2			杭の抜け出し量(1.5D)	SDP-100R	1.0000	"	"
37	D'			載荷点変位(予備)	SDP-200R	-0.0100	mm	下方方向を+
38	D''			杭500mm位置変位	SDP-100R	-0.0100	"	"
39	M1-1			ひずみ:杭の軸方向鉄筋(M1鉄筋)	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
40	M1-2			"	"	"	"	"
41	M1-3			"	"	"	"	"
42	M1-4			"	"	"	"	"
43	M1-5			"	"	"	"	"
44	M1-6			"	"	"	"	"
45	M2-1			ひずみ:杭の軸方向鉄筋(M2鉄筋)	"	"	"	"
46	M2-2			"	"	"	"	"
47	M2-3			"	"	"	"	"
48	M2-4			"	"	"	"	"
49	M2-5			"	"	"	"	"

表-2.4 計測点接続対応一覧表 (その2)

Ch.	測点記号			計測項目	計測機器	係数	単位	符号
	Case CPP-S-2	Case CPP-S-1	Case CPP-S-3					
50	M2-6			ひずみ：杭の軸方向鉄筋 (M2鉄筋)	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
51	M2-7			〃	〃	〃	〃	〃
52	M2-8			〃	〃	〃	〃	〃
53	M3-1			ひずみ：杭の軸方向鉄筋 (M3鉄筋)	〃	〃	〃	〃
54	M3-2			〃	〃	〃	〃	〃
55	M3-3			〃	〃	〃	〃	〃
56	M3-4			〃	〃	〃	〃	〃
57	M3-5			〃	〃	〃	〃	〃
58	M3-6			〃	〃	〃	〃	〃
59	M3-7			〃	〃	〃	〃	〃
60	M3-8			〃	〃	〃	〃	〃
61	M4-1			ひずみ：杭の軸方向鉄筋 (M4鉄筋)	〃	〃	〃	〃
62	M4-2			〃	〃	〃	〃	〃
63	M4-3			〃	〃	〃	〃	〃
64	M4-4			〃	〃	〃	〃	〃
65	M4-5			〃	〃	〃	〃	〃
66	M4-6			〃	〃	〃	〃	〃
67	M5-1			ひずみ：杭の軸方向鉄筋 (M5鉄筋)	〃	〃	〃	〃
68	M5-2			〃	〃	〃	〃	〃
69	M5-3			〃	〃	〃	〃	〃
70	M5-4			〃	〃	〃	〃	〃
71	M5-5			〃	〃	〃	〃	〃
72	M5-6			〃	〃	〃	〃	〃
73	M6-1			ひずみ：杭の軸方向鉄筋 (M6鉄筋)	〃	〃	〃	〃
74	M6-2			〃	〃	〃	〃	〃
75	M6-3			〃	〃	〃	〃	〃
76	M6-4			〃	〃	〃	〃	〃
77	M6-5			〃	〃	〃	〃	〃
78	M6-6			〃	〃	〃	〃	〃
79	M6-7			〃	〃	〃	〃	〃
80	M6-8			〃	〃	〃	〃	〃
81	M7-1			ひずみ：杭の軸方向鉄筋 (M7鉄筋)	〃	〃	〃	〃
82	M7-2			〃	〃	〃	〃	〃
83	M7-3			〃	〃	〃	〃	〃
84	M7-4			〃	〃	〃	〃	〃
85	M7-5			〃	〃	〃	〃	〃
86	M7-6			〃	〃	〃	〃	〃
87	M7-7			〃	〃	〃	〃	〃
88	M7-8			〃	〃	〃	〃	〃
89	M8-1			ひずみ：杭の軸方向鉄筋 (M8鉄筋)	〃	〃	〃	〃
90	M8-2			〃	〃	〃	〃	〃
91	M8-3			〃	〃	〃	〃	〃
92	M8-4			〃	〃	〃	〃	〃
93	M8-5			〃	〃	〃	〃	〃
94	M8-6			〃	〃	〃	〃	〃
95	LY1-1			ひずみ：フーチング鉄筋	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
96	LY2-1			(軸方向：杭設置面L)	〃	〃	〃	〃
97	LY3-1			〃	〃	〃	〃	〃
98	LY4-1			〃	〃	〃	〃	〃
99	LY5-1			〃	〃	〃	〃	〃

表-2.5 計測点接続対応一覧表 (その3)

Ch.	測点記号			計測項目	計測機器	係数	単位	符号
	Case CPP-S-2	Case CPP-S-1	Case CPP-S-3					
100	LY6-1			ひずみ：フーチング鉄筋	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
101	LY7-1			(軸方向：フーチング下面L)	"	"	"	"
102	LY8-1			"	"	"	"	"
103	LY9-1			"	"	"	"	"
104	LY10-1			"	"	"	"	"
105	LY11-1			"	"	"	"	"
106	LY12-1			"	"	"	"	"
107	LY13-1			"	"	"	"	"
108	LY14-1			"	"	"	"	"
109	LY15-1			"	"	"	"	"
110	LY16-1			"	"	"	"	"
111	LY17-1			"	"	"	"	"
112	LY3-3	LY3-2		"	"	"	"	"
113	LY4-3	LY4-2		"	"	"	"	"
114	LY5-3	LY5-2		"	"	"	"	"
115	LY6-3	LY6-2		"	"	"	"	"
116	LY7-3	LY7-2		"	"	"	"	"
117	LY8-3	LY8-2		"	"	"	"	"
118	LY9-3	LY9-2		"	"	"	"	"
119	LY10-3	LY10-2		"	"	"	"	"
120	LY11-3	LY11-2		"	"	"	"	"
121	LY12-3	LY12-2		"	"	"	"	"
122	LY13-3	LY13-2		"	"	"	"	"
123	LY14-3	LY14-2		"	"	"	"	"
124	LY15-3	LY15-2		"	"	"	"	"
125	LY4-4	LY4-3		"	"	"	"	"
126	LY5-4	LY5-3		"	"	"	"	"
127	LY6-4	LY6-3		"	"	"	"	"
128	LY7-4	LY7-3		"	"	"	"	"
129	LY8-4	LY8-3		"	"	"	"	"
130	LY9-4	LY9-3		"	"	"	"	"
131	LY10-4	LY10-3		"	"	"	"	"
132	LY11-4	LY11-3		"	"	"	"	"
133	LY12-4	LY12-3		"	"	"	"	"
134	LY13-4	LY13-3		"	"	"	"	"
135	LY14-4	LY14-3		"	"	"	"	"
136	SY3-1			(軸方向：フーチング縁端面S)	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
137	SY5-1			"	"	"	"	"
138	SY7-1			"	"	"	"	"
139	SY9-1			"	"	"	"	"
140	SY11-1			"	"	"	"	"
141	SY13-1			"	"	"	"	"
142	SY15-1			"	"	"	"	"
143	SY3-2			"	"	"	"	"
144	SY5-2			"	"	"	"	"
145	SY7-2			"	"	"	"	"
146	SY9-2			"	"	"	"	"
147	SY11-2			"	"	"	"	"
148	SY13-2			"	"	"	"	"
149	SY15-2			"	"	"	"	"

表-2.6 計測点接続対応一覧表 (その4)

Ch.	測点記号			計測項目	計測機器	係数	単位	符号
	Case CPP-S-2	Case CPP-S-1	Case CPP-S-3					
150	SY7-3			(軸方向：フーチング縁端面S)	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
151	SY9-3			"	"	"	"	"
152	SY11-3			"	"	"	"	"
153	UY5-1			(軸方向：フーチング上面U)	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
154	UY7-1			"	"	"	"	"
155	UY9-1			"	"	"	"	"
156	UY11-1			"	"	"	"	"
157	UY13-1			"	"	"	"	"
158	UY5-4	断線	UY5-3	"	"	"	"	"
159	UY7-4	UY7-3		"	"	"	"	"
160	UY9-4	UY9-3		"	"	"	"	"
161	UY11-4	UY11-3		"	"	"	"	"
162	UY13-4	UY13-3		"	"	"	"	"
163	LX5-1			(直角方向：フーチング下面L)	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
164	LX9-1			"	"	"	"	"
165	LX13-1			"	"	"	"	"
166	LX5-2			"	"	"	"	"
167	LX9-2			"	"	"	"	"
168	LX13-2			"	"	"	"	"
169	LX5-3			"	"	"	"	"
170	LX9-3			"	"	"	"	"
171	LX13-3			"	"	"	"	"
172	LX5-4	無	無	"	"	"	"	"
173	LX9-4	無	無	"	"	"	"	"
174	LX13-4	無	無	"	"	"	"	"
175	SX5-1		無	(直角方向：フーチング縁端面S)	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
176	SX9-1		無	"	"	"	"	"
177	SX13-1		無	"	"	"	"	"
178	SX5-2		無	"	"	"	"	"
179	SX9-2		無	"	"	"	"	"
180	SX13-2		無	"	"	"	"	"
181	SX5-3		無	"	"	"	"	"
182	SX9-3		無	"	"	"	"	"
183	SX13-3		無	"	"	"	"	"
184	B1-1			供試体固定ボルト軸力	ボルト埋設型ゲージ	0.0760	kN	引張力で+
185	B1-2			"	"	0.0767	"	"
186	B1-3			"	"	0.0762	"	"
187	B1-4			"	"	0.0785	"	"
188	B1-5			"	"	0.0762	"	"
189	B1-6			"	"	0.0753	"	"
190	B1-7			"	"	0.0771	"	"
191	B1-8			"	"	0.0771	"	"
192	B1-9			"	"	0.0775	"	"
193	B1-10			"	"	0.0771	"	"
194	B2-1			"	"	0.0757	"	"
195	B2-2			"	"	0.0770	"	"
196	B2-3			"	"	0.0769	"	"
197	B2-4			"	"	0.0772	"	"
198	B2-5			"	"	0.0758	"	"
199	B2-6			"	"	0.0759	"	"

表-2.7 計測点接続対応一覧表 (その5)

Ch.	測点記号			計測項目	計測機器	係数	単位	符号
	Case CPP-S-2	Case CPP-S-1	Case CPP-S-3					
200	B2-7			供試体固定ボルト軸力	ボルト埋設型ゲージ	0.0768	kN	引張力で +
201	B2-8			〃	〃	0.0767	〃	〃
202	B2-9			〃	〃	0.0762	〃	〃
203	B2-10			〃	〃	0.0777	〃	〃

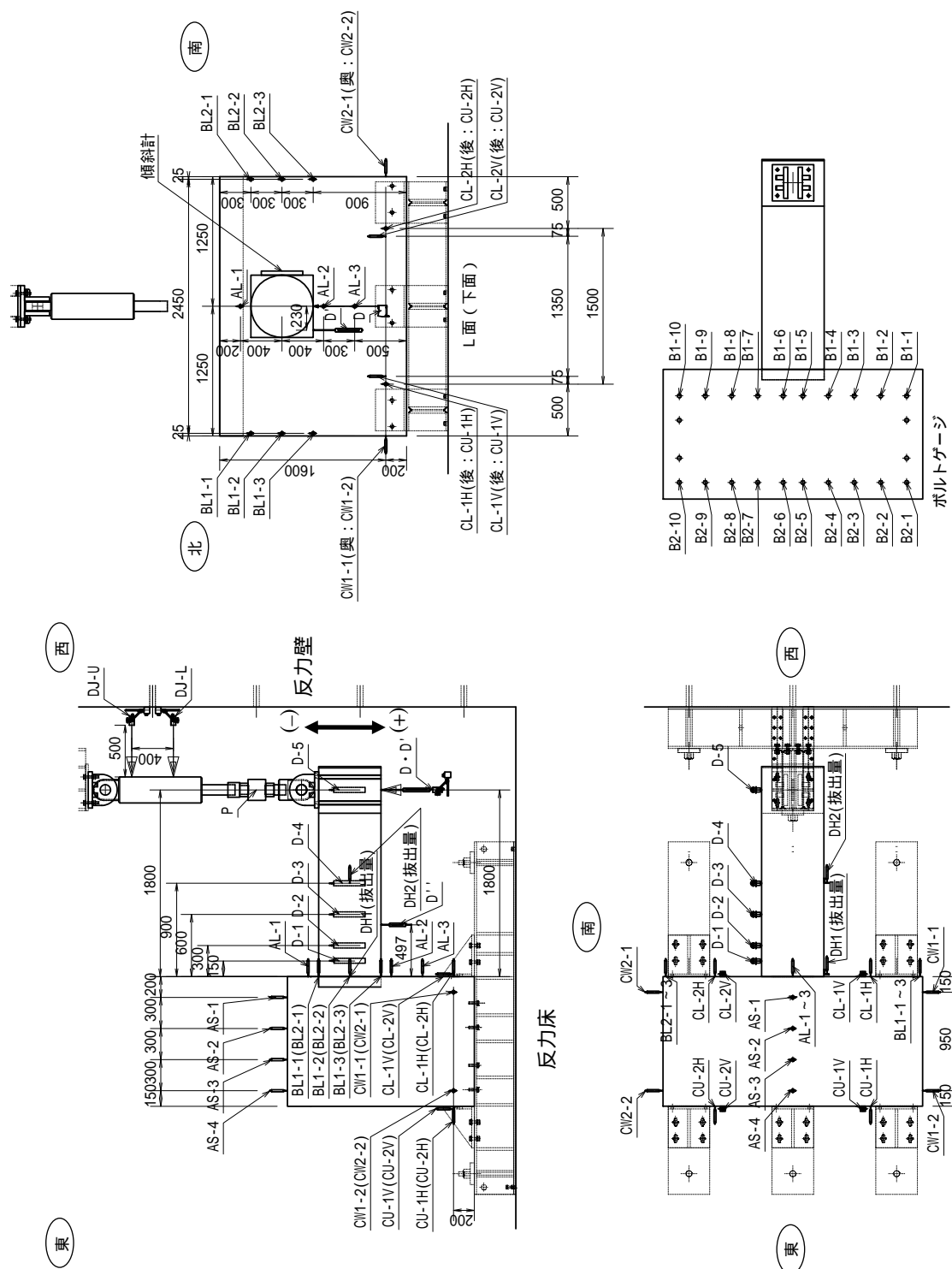


図-2.8 変位計設置位置(Case CPP-S-1)

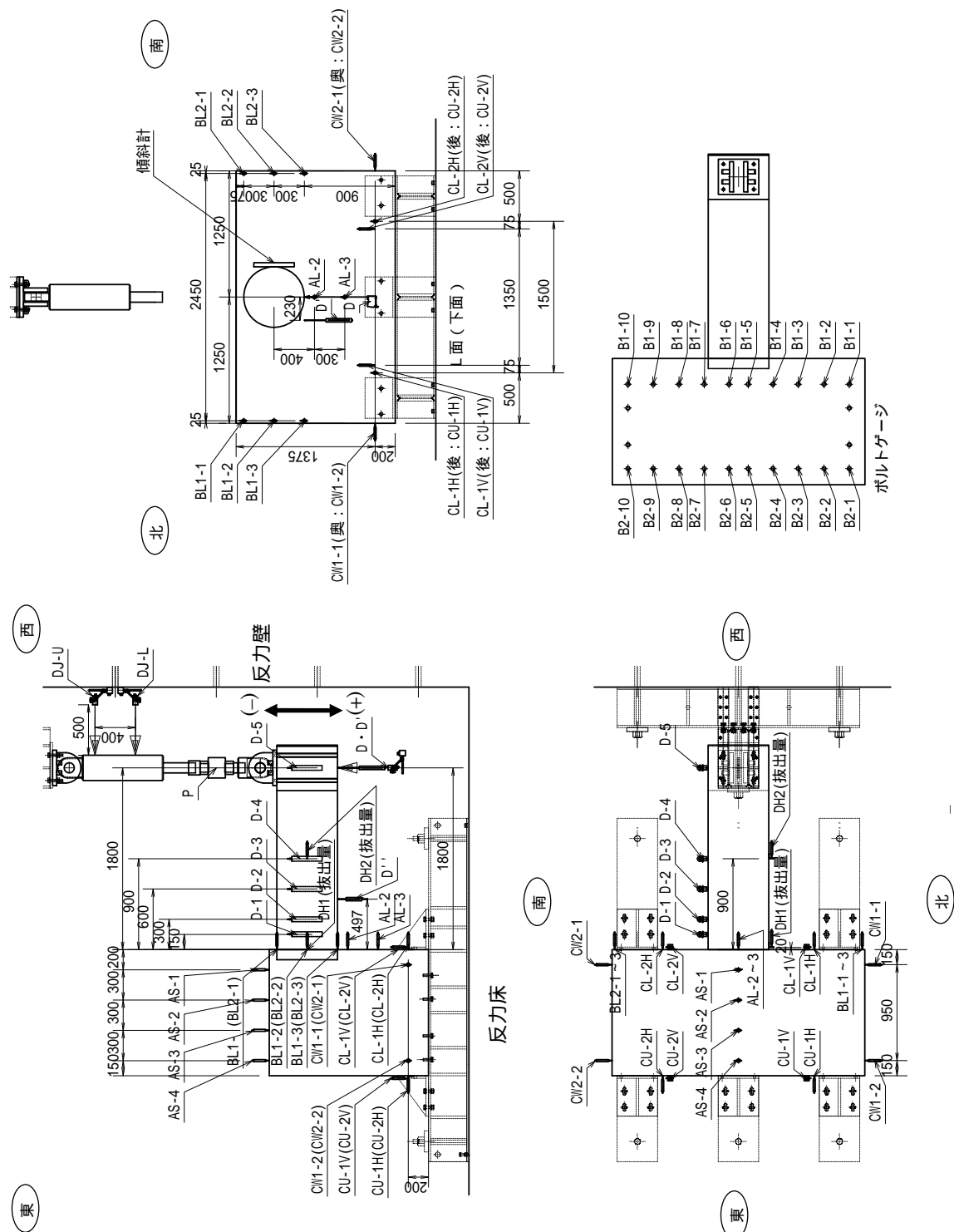


図-2.9 変位計設置位置(Case CPP-S-2, Case CPP-S-3)

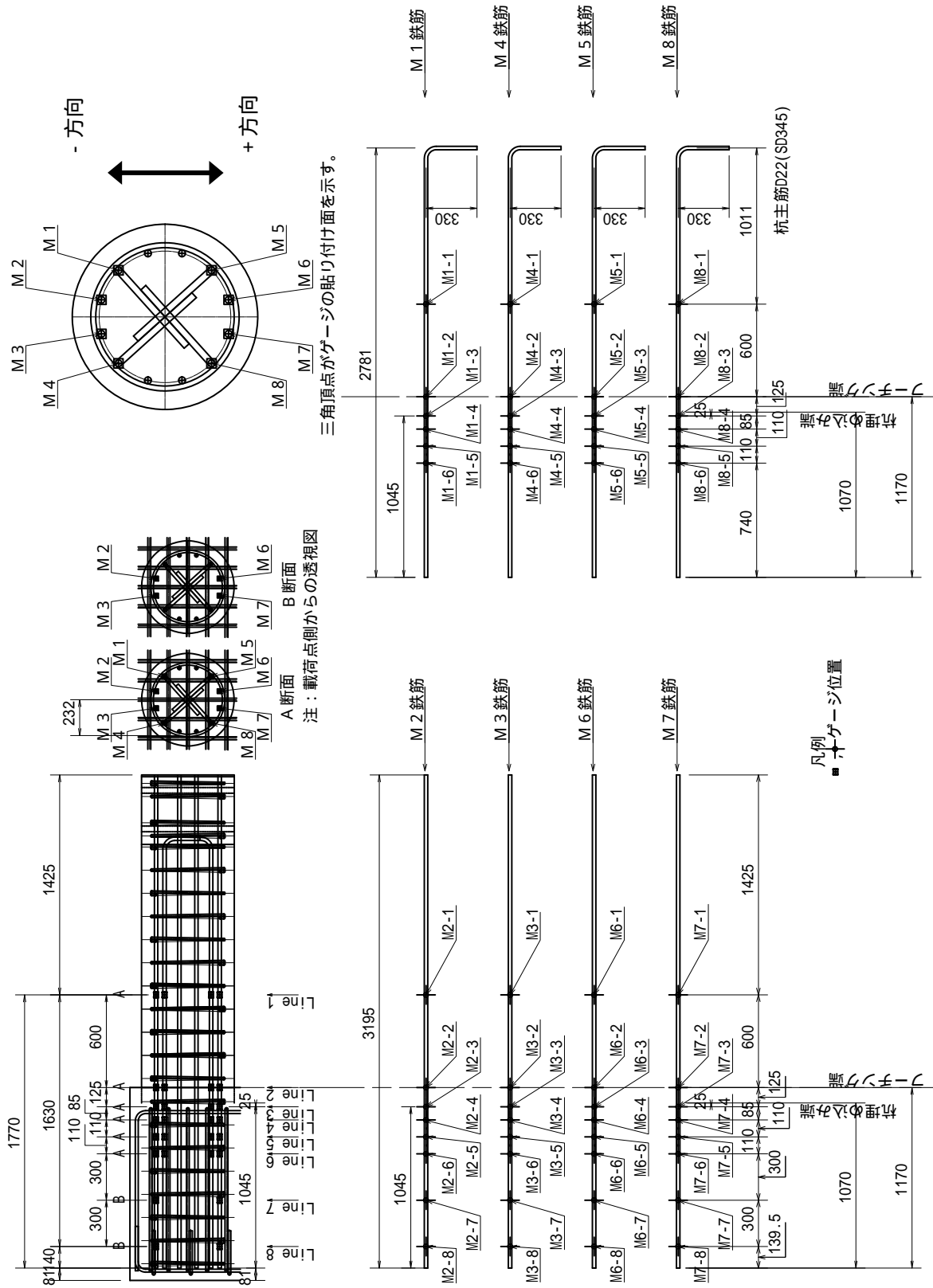


図-2.10 杭体ひずみゲージ設置位置(Case CPP-S-1 ~ Case CPP-S-3)

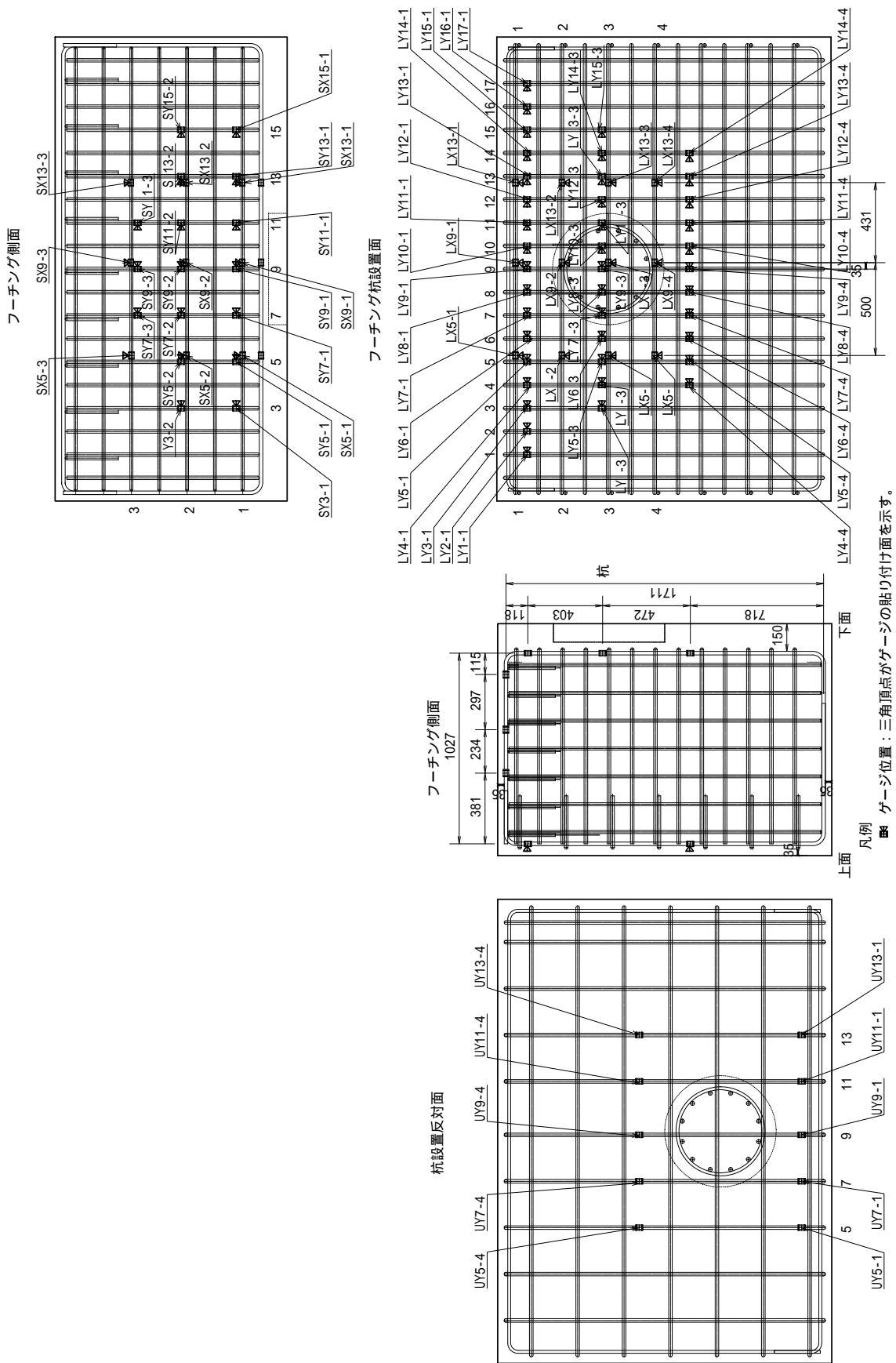


図-2.11 フーチングひずみゲージ設置位置(Case CPP-S-1)

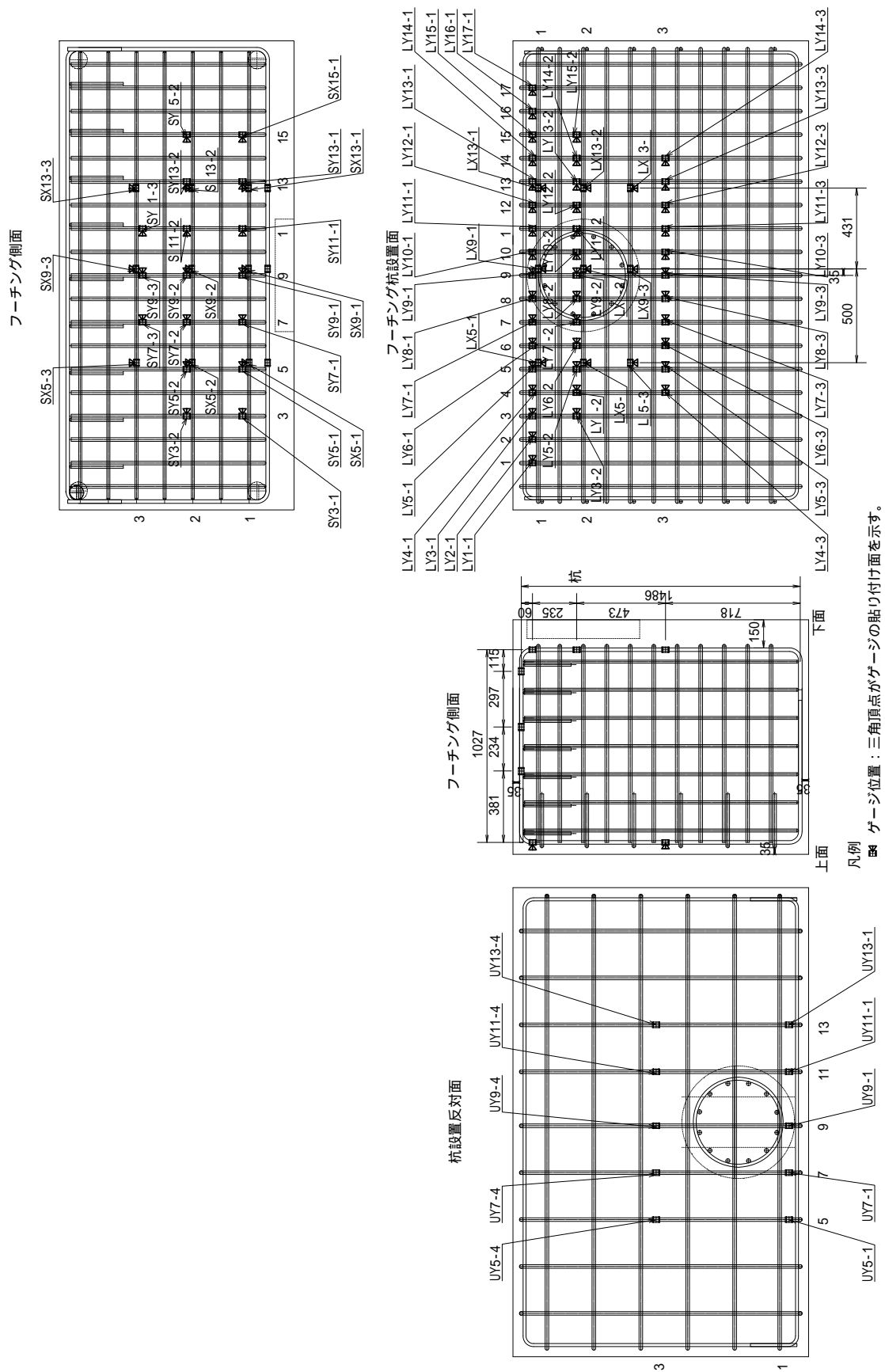


図-2.12 フーチングひずみゲージ設置位置(Case CPP-S-2)

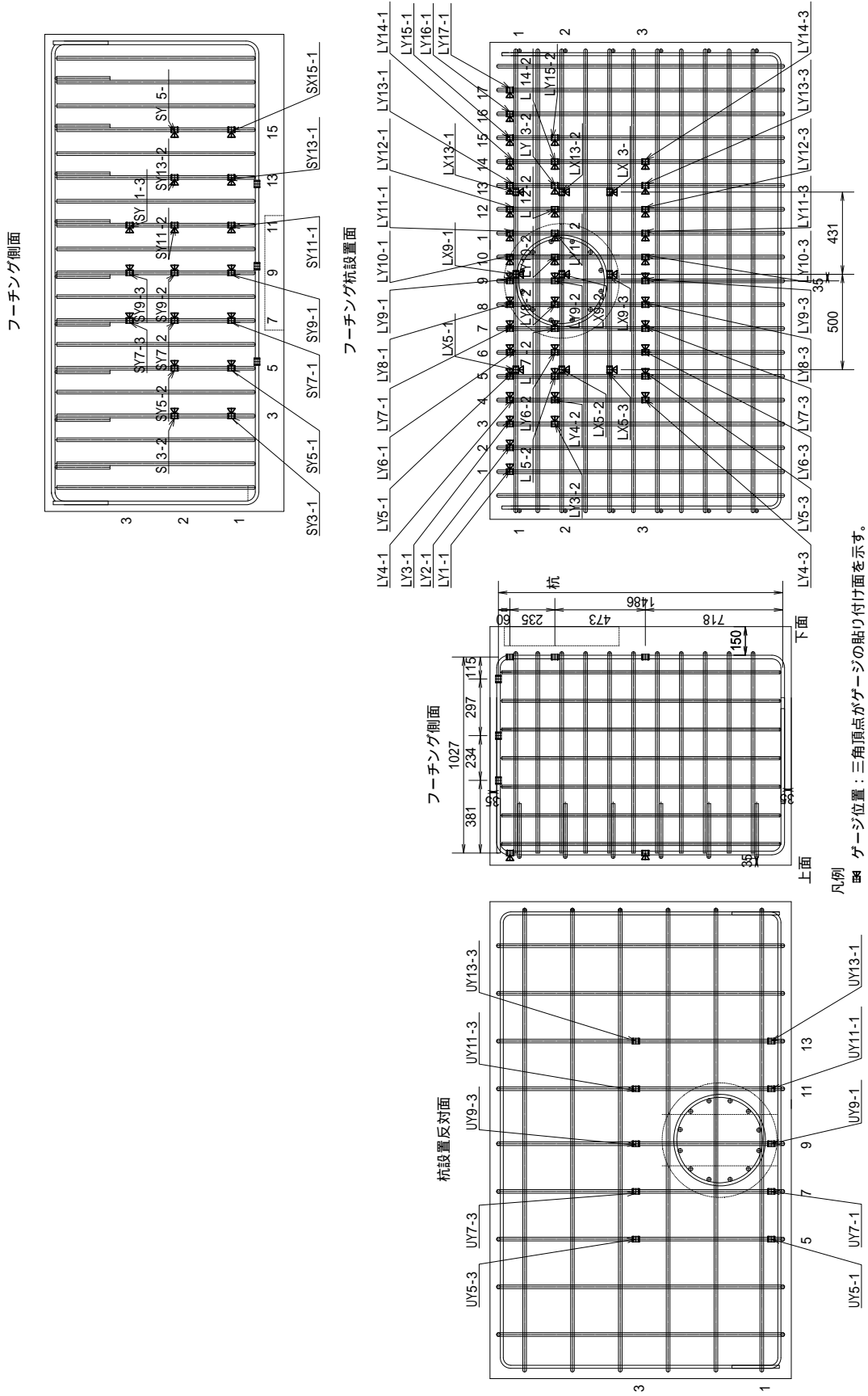


図-2.13 フーチングひずみゲージ設置位置(Case CPP-S-3)

2.2 材料試験結果

実験供試体に使用した材料の試験結果を表-2.8～表-2.10に示す。鉄筋に対しては、引張試験（JIS Z 2241）、コンクリートに対しては圧縮強度試験（JIS A 1108）、引張強度試験（JIS A 1113）を行った。

表-2.8 鉄筋材料試験結果（3体平均値）

	鉄筋の種類	鉄筋径 (mm)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大応力 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
杭軸方向鉄筋	SD345	D22	152.3	233.5	393.4	2014	603.3	195.3
杭帯鉄筋	SD345	D16	75.1	110.6	370.6	1931	566.1	192.0
フーチング主鉄筋	SD345	D19	106.2	162.2	378.0	1963	557.1	192.5

表-2.9 杭体コンクリート材料試験結果（3体平均値）

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
CaseA	37.36	27.59	0.17	3.15	43
CaseB	40.21	28.93	0.19	3.41	51
CaseC	41.29	28.57	0.20	3.51	61

表-2.10 フーチングコンクリート材料試験結果（3体平均値）

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
CaseA	24.92	24.62	0.19	2.17	23
CaseB	22.37	20.28	0.18	2.17	22
CaseC	27.02	21.52	0.18	2.29	24

2.3 実験結果

2.1.3 に述べたように、載荷実験中のフーチング変位を計測したが、本実験では、フーチングに生じた変位（測点記号 AS-4）が最大でも Case CPP-S-1 で 0.2mm であり、極めて小さい値であったため、本節に示す計測結果は特にこれらに対する補正をしていない。

2.3.1 Case CPP-S-1

荷重載荷位置における荷重 - 変位関係を図-2.14 に、供試体の主要位置での鉄筋ひずみの計測結果を図-2.15～図-2.17 に示す。図-2.18、図-2.19 に供試体の損傷進行状況を、写真-2.2、写真-2.3 に実験終了後の供試体の損傷状況を示す（図-2.19 参照）。なお、荷重 - 変位関係の横軸のうち、下側の軸は載荷変位、上側の軸は塑性率(載荷変位 d_H / 降伏変位 d_y)を示している。

以下、杭体の損傷進行状況を示す。

- ・ $0.75d_{y0}$ 、杭体に初期ひび割れが生じた。ただし、変位をゼロに戻すと閉じてしまう程度の微小なひび割れで、発見が困難であった。
- ・ $2 \sim 3d_y$ 、杭体の側面に斜めひび割れが生じた。
- ・ $4d_y$ 、荷重ゼロ時のひび割れ幅は $2 \sim 3$ mm 程度であった。
- ・ $5 \sim 6d_y$ 、杭頭部付近でかぶりコンクリートが剥落し始めたものの、帯鉄筋が目視で確認できるほどではなかった。
- ・ $10 \sim 18d_y$ 、軸方向鉄筋が露出し、その後、 $+18d_y$ の 2 サイクル目で軸方向鉄筋が 2 本破断した。

従来の RC 杭や載荷繰返し回数を 3 回とした RC 柱の実験⁴⁾では $8d_y$ 程度で軸方向鉄筋が破断したが、それらの実験結果に比べて本実験の破断時の載荷変位が $18d_y$ と大きい。この理由は載荷パターンの違いであり、文献 4) で採用された載荷パターンの繰返し回数に比べて、本実験で採用した載荷パターンの繰返し回数が少なかったためと考えられる。

つぎに、フーチングの損傷進行状況を示す（図-2.18 参照）。図-2.1 に示すように、架台によって固定された方がフーチング固定部、その反対側が縁端部である。

- ・ $3d_y$ 、杭頭から 5 cm 程度の範囲で、フーチング固定側、縁端部側の両方のフーチング下面コンクリートに剥離や浮上りが生じた。
- ・ $4 \sim 5d_y$ 、浮上り範囲が $10 \sim 15$ cm 程度に広がった。
- ・ $10d_y$ 、フーチング固定側のかぶりコンクリートが損傷し、浮上り範囲のコンクリートが大きく剥落した。
- ・ 最終的な破壊形状は、杭を中心としたコーン状のフーチングかぶりコンクリートの損傷であった。フーチング主鉄筋は露出せず、剥落したフーチングコンクリートの深さは最深部で 50 mm 程度であった（杭の埋込み長は 100 mm、載荷直角方向のフーチング下面鉄筋までは 128 mm）。

杭の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-2.15 に示す。(a) はフーチング固定側の最外縁軸方向鉄筋 A、(b) は縁端部側の最外縁軸方向鉄筋 B の計測結果である。縦軸はフーチング下面からの距離、横軸は杭の軸方向鉄筋ひずみである。ここで、横軸の鉄筋ひずみは、図-2.15 (a), (b) の両グラフとも鉄筋に最大ひずみが生じる引張力が作用する載荷方向での計測値であり、鉄筋 A は負載荷時、鉄筋 B は正載荷時に各載荷レベルで計測された最大、若しくは最小値である。

杭とフーチングの接合部付近において鉄筋ひずみが降伏 ($\epsilon_{sy}=2014\mu$) に達し、最終的な降伏範囲はフーチング固定側の鉄筋 A よりも縁端部側の鉄筋 B の方が大きく、 $10d_y$ 時で杭頭から約 20 cm (軸方向鉄筋径の 10 倍) の範囲となった。一方で、杭体内の軸方向鉄筋のひずみは、鉄筋 A、B とともに鉄筋が降伏した範囲は $5d_y$ の時点でフーチング下面から 60 cm の範囲を超えていた。

フーチング下面の主鉄筋のひずみ分布を図-2.16 に示す。縦軸は着目する鉄筋に生じたひずみを示しており、横軸は(载荷変位/降伏変位)として塑性率を示している。着目した鉄筋は、図-2.16 に示すように、フーチング下面の 3 つの位置にある鉄筋である。(b) のフーチング固定側、(c) の縁端部側の結果を見ると、着目する鉄筋位置と反対方向に载荷した際(縁端部側の鉄筋に着目している場合には正方向に载荷した際に)引張ひずみが生じていることが分かる。これは、フーチング下面鉄筋に水平押抜きせん断というよりも杭頭結合部に生じる曲げ引張力が作用したためと考えられる。载荷荷重の増加によりフーチング下面の主鉄筋のひずみも大きくなるが最大で 210μ であり、いずれの载荷ケースにおいても鉄筋の降伏 ($\epsilon_{sy}=1963\mu$) は見られなかった。

フーチング側面鉄筋のひずみ分布を図-2.17 に示す。载荷荷重の増加によりフーチング側面鉄筋のひずみも大きくなるが最大で 143μ であり、いずれの载荷ケースにおいても鉄筋の降伏 ($\epsilon_{sy}=1931\mu$) までには至らなかった。

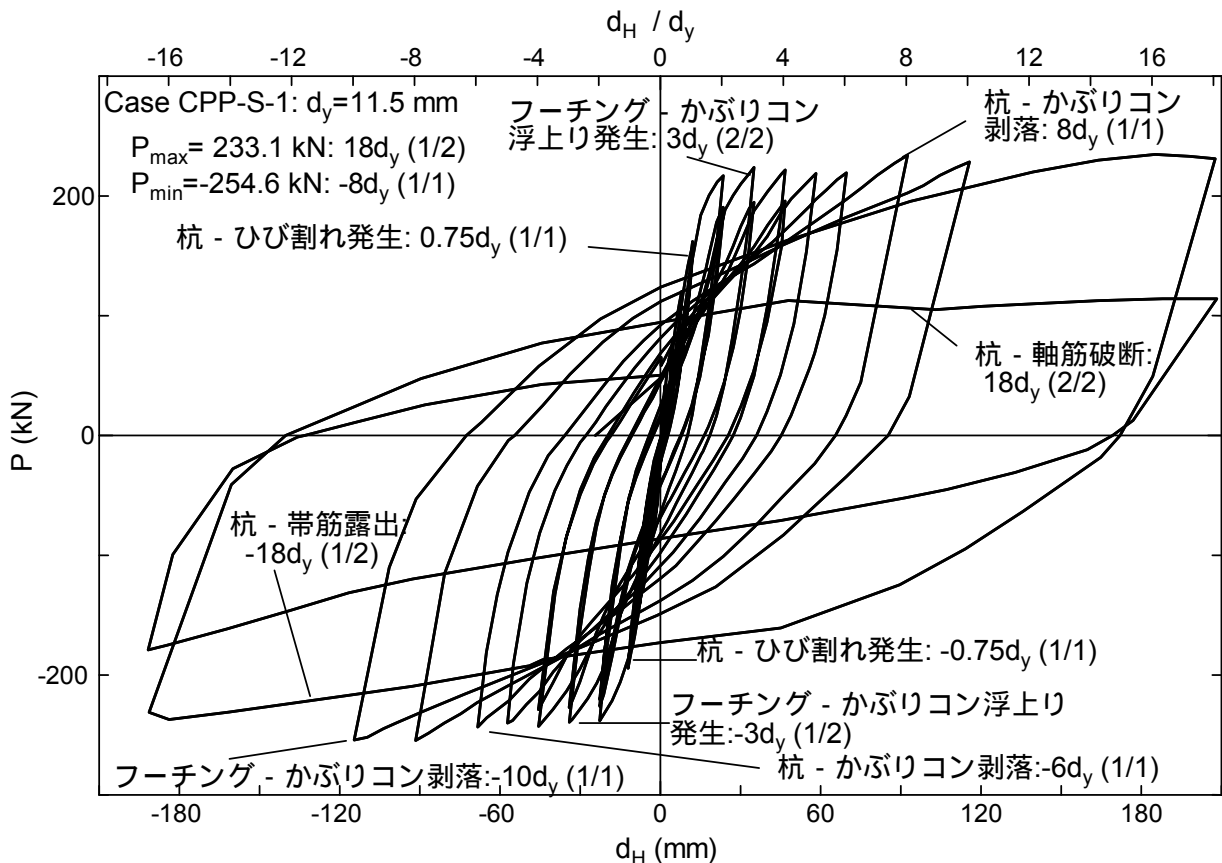
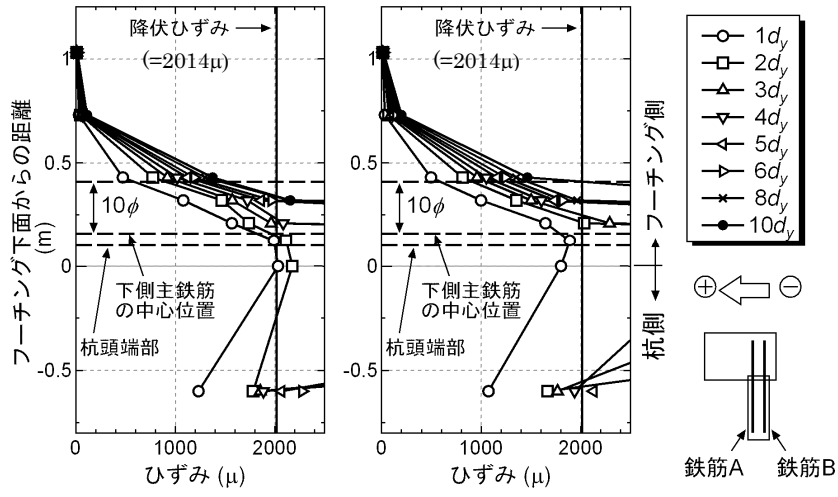


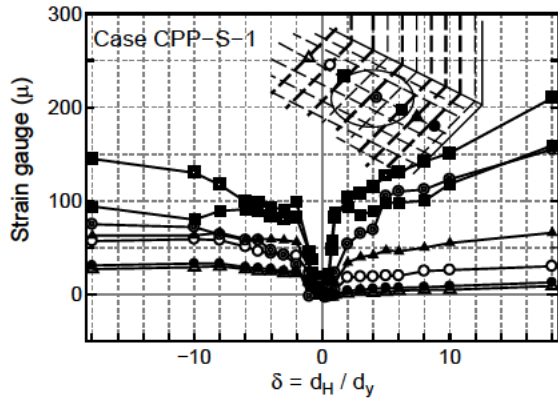
図-2.14 荷重 - 変位関係 (Case CPP-S-1)



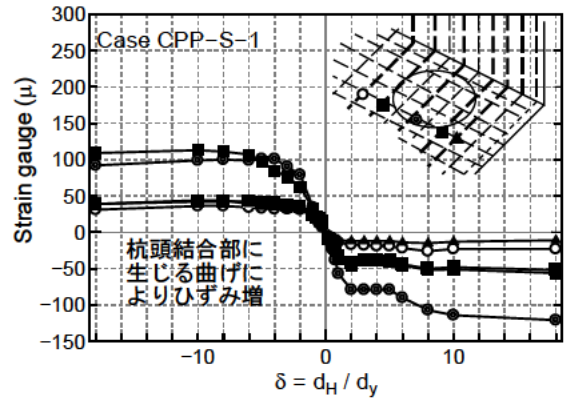
(a) 鉄筋 A

(b) 鉄筋 B

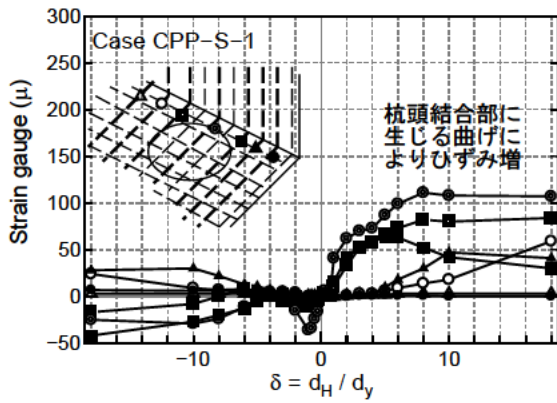
図-2.15 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-S-1)



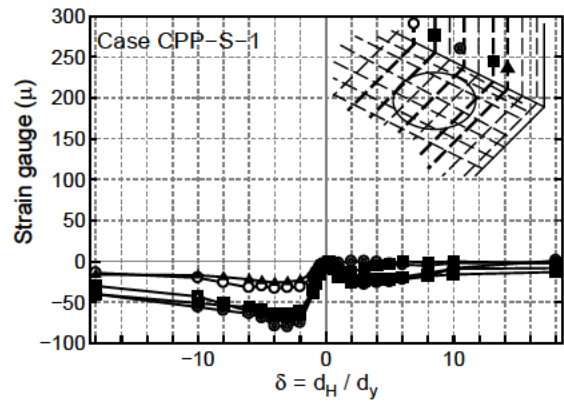
(a) 杭中心位置



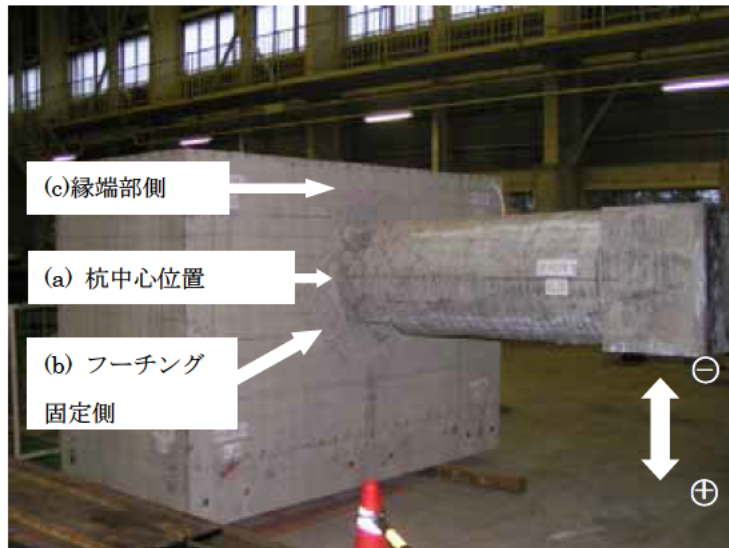
(b) フーチング固定側



(c) 縁端部側

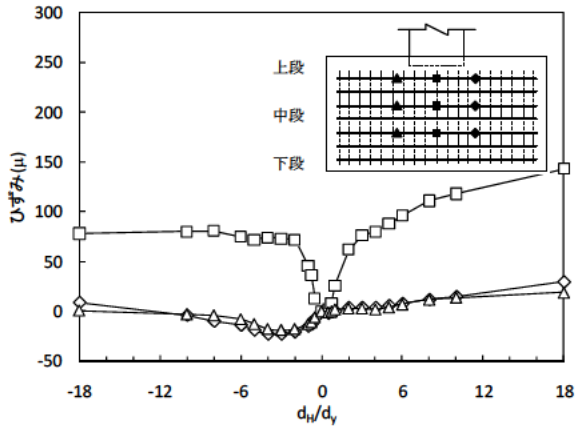


(d) フーチング側面鉄筋
(下面鉄筋の曲げ上げ部)

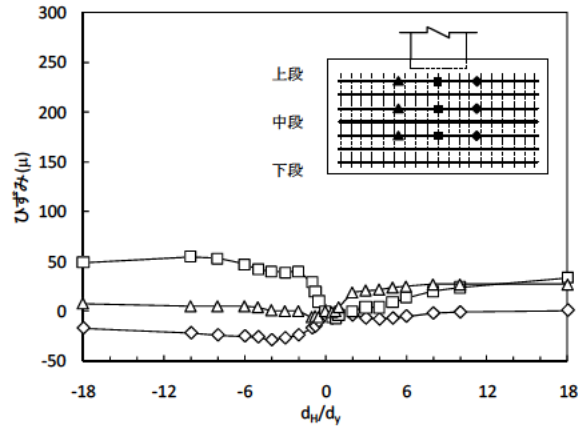


(e) フーチング着目箇所 (実験終了後)

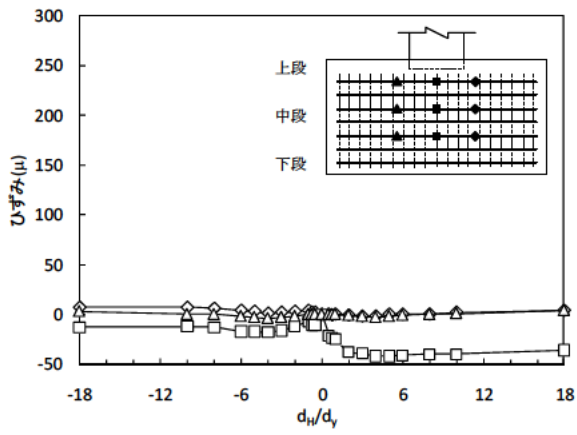
図-2.16 フーチング下面鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-S-1)



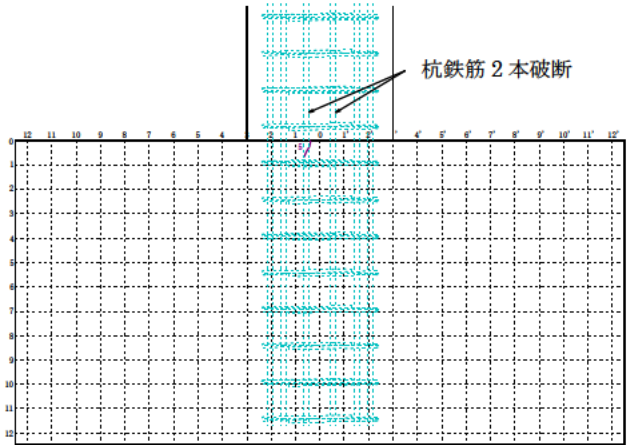
(a) 上段



(b) 中段



(c) 下段



(e) フーチング側面部の損傷状況

図-2.17 端部補強筋のひずみ分布 (Case CPP-S-1)

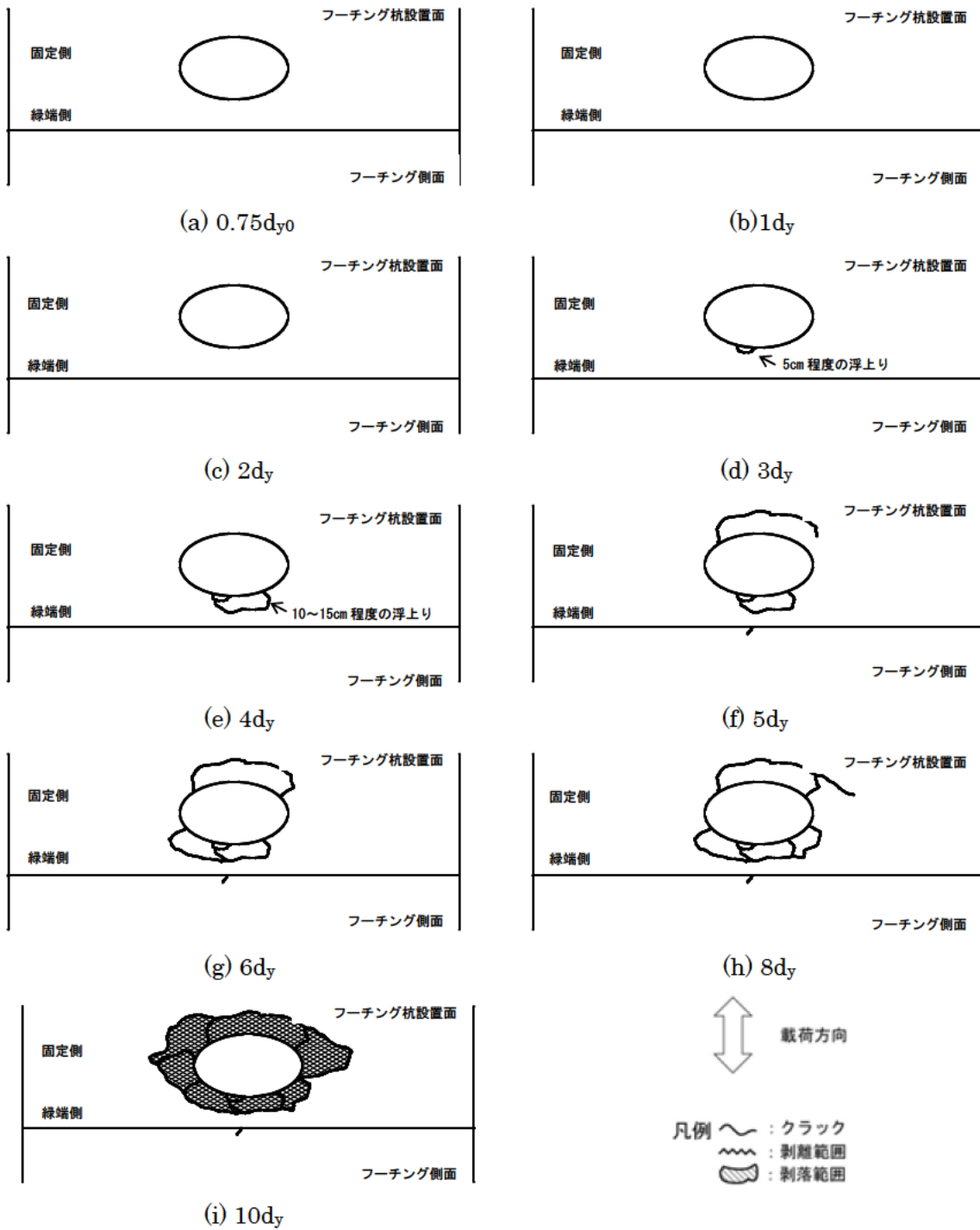


図-2.18 杭設置面フーチングのひび割れ進行状況図 (Case CPP-S-1)

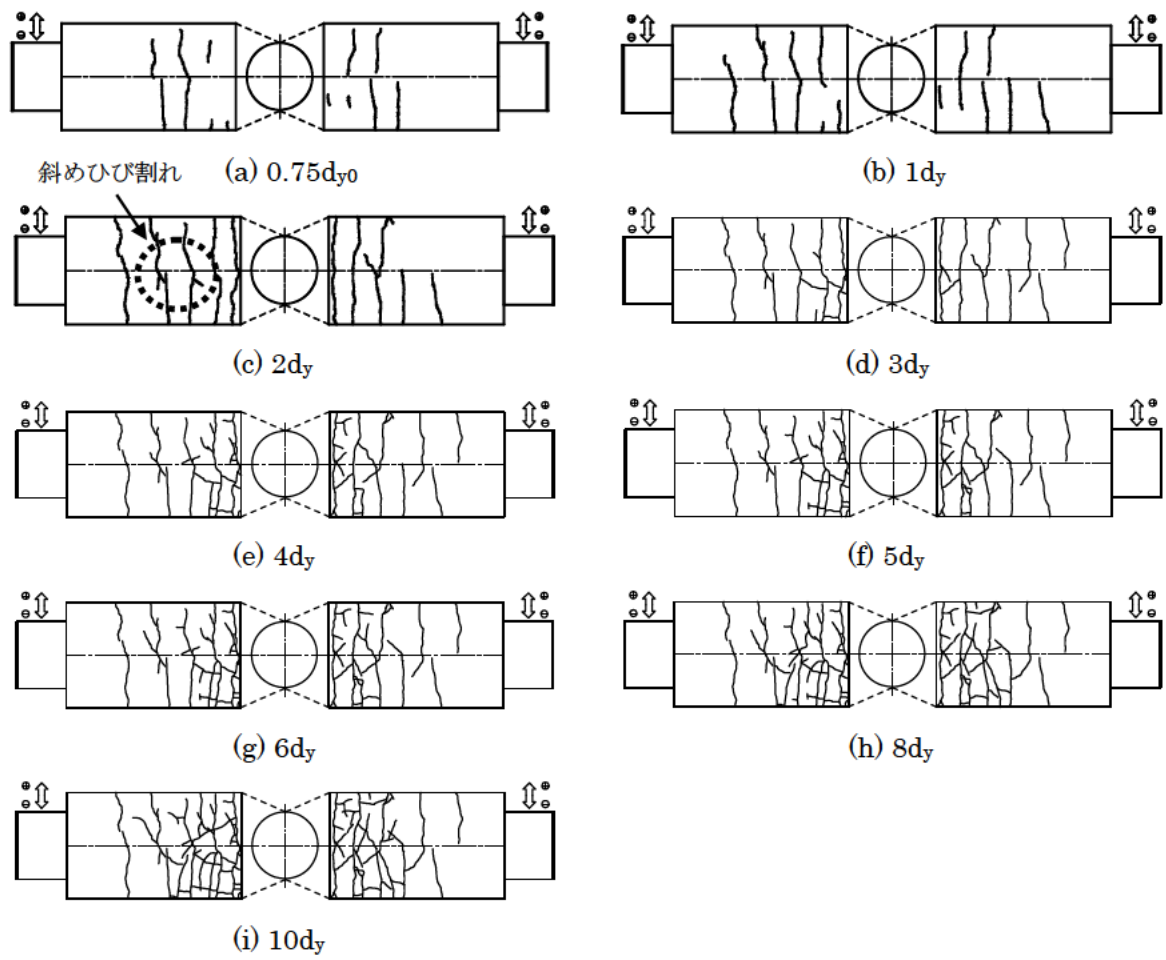


図-2.19 杭体のひび割れ進行状況図 (Case CPP-S-1)



写真-2.2 実験終了後フーチング損傷状況 (Case CPP-S-1)

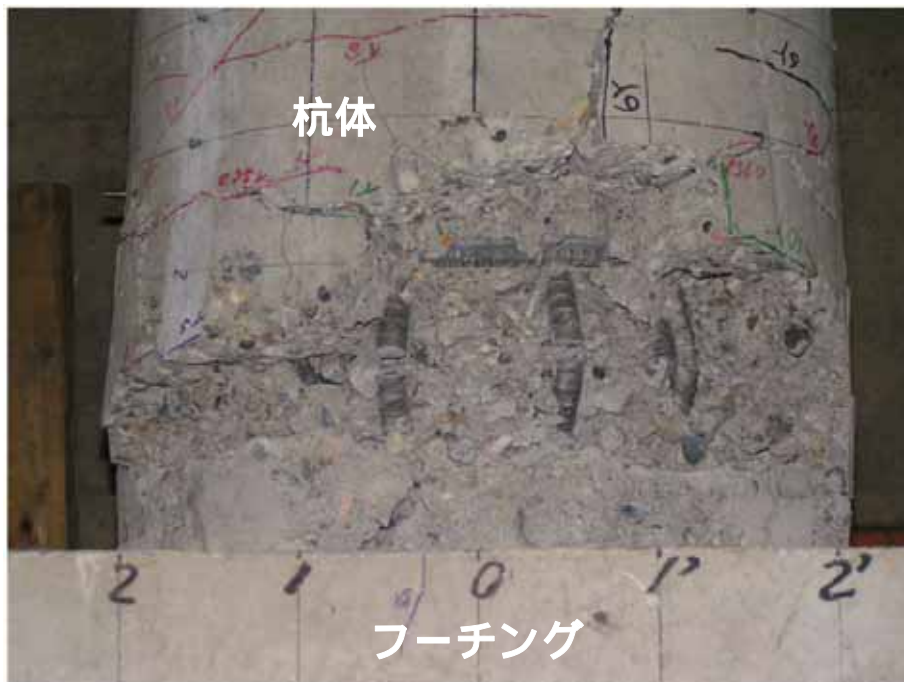


写真-2.3 実験終了後杭体損傷状況 (Case CPP-S-1)

2.3.2 Case CPP-S-2

荷重載荷位置における荷重 - 変位関係を図-2.20 に、供試体の主要位置での鉄筋ひずみの計測結果を図-2.21～図-2.23 に示す。図-2.24、図-2.25 に供試体の損傷進行状況を、写真-2.4、写真-2.5 に実験終了後の供試体の損傷状況を示す。

以下、杭体の損傷進行状況を示す（図-2.25 参照）。

- ・ $0.5d_y$ ，杭体に初期ひび割れが生じた。ただし、変位をゼロに戻すと閉じてしまう程度の微小なひび割れで、発見が困難であった。
- ・ $1 \sim 3d_y$ ，杭体の側面に斜めひび割れが生じた。
- ・ $4d_y$ ，荷重ゼロ時のひび割れ幅は $2 \sim 3 \text{ mm}$ 程度であった。
- ・ $5 \sim 6d_y$ ，杭頭部付近でかぶりコンクリートが剥落し始めたものの、帯鉄筋が目視で確認できるほどではなかった。
- ・ $10 \sim 18d_y$ ，軸方向鉄筋が露出し、その後、 $-18d_y$ の 2 サイクル目で軸方向鉄筋が 1 本破断した。

従来の RC 杭や載荷繰返し回数を 3 回とした RC 柱の実験⁴⁾では $8d_y$ 程度で軸方向鉄筋が破断したが、それらの実験結果に比べて本実験の破断時の載荷変位が $18d_y$ と大きい。この理由は載荷パターンの違いであり、文献 4) で採用された載荷パターンの繰返し回数に比べて、本実験で採用した載荷パターンの繰返し回数が少なかったためと考えられる。

つぎに、フーチングの損傷進行状況を以下に示す（図-2.24 参照）。図-2.1 に示すように、架台によって固定された方がフーチング固定部、その反対側が縁端部である。

- ・ $1d_y$ ，フーチング側面の杭近傍に、荷重作用方向に直角のひび割れが発生した。発生したひび割れは、杭体の縁端コンクリートに引張り力が作用する時に大きく開くものの、変位ゼロや圧縮時には閉じる軽微なものであった。
- ・ $3d_y$ ，フーチング下面に、杭頭からフーチング側面に向かって押抜きせん断形状のひび割れが発生した（図-2.24 (d) 参照）。
- ・ $4d_y$ ，フーチング下面のかぶりコンクリートに浮上りが生じた。
- ・ $5d_y$ ，フーチング側面に発生したひび割れから発達したフーチング上面に向かって伸びるひび割れがフーチング下側主鉄筋の位置を越えて、フーチング下面から 40cm 上方まで進展した。
- ・ $10d_y$ ，フーチング側面やフーチング下面の縁端部側において、かぶりコンクリートの浮上りが確認された。フーチング下面の固定側において、浮上り範囲のコンクリートが大きく剥落した。
- ・ $18d_y$ ，フーチング下面の縁端部側において押抜きせん断形状に浮上りコンクリートが剥落した。
- ・ 最終的な破壊形状は、杭を中心としたコーン状のフーチングかぶりコンクリートの損傷であった。縁端部側では押し抜きせん断形状に破壊し、下側主鉄筋が露出した。

杭の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-2.21 に示す。(a) はフーチング固定側の最外縁軸方向鉄筋 A、(b) は縁端部側の最外縁軸方向鉄筋 B の計測結果である。縦軸はフーチング下面からの距離、横軸は杭の軸方向鉄筋ひずみである。ここで、横軸の鉄筋ひずみは、図-2.21 (a)、(b) の両グラフとも鉄筋に最大ひずみが生じる引張力が作用する載荷方向での計測値であり、鉄筋 A は負載荷時、鉄筋 B は正載荷時に各載荷レベルで計測された最大、若しくは最小値である。

1d_y 時に杭とフーチングの接合部付近において鉄筋ひずみが降伏 ($\epsilon_{sy}=2014\mu$) に達し、最終的な降伏範囲は 10d_y 時で杭頭から約 20 cm (軸方向鉄筋径の 10 倍) の範囲であった。一方で、杭体内の軸方向鉄筋のひずみは、鉄筋 A, B とともに鉄筋が降伏した範囲は、5d_y の時点でフーチング下面から 60 cm の範囲を超えていた。

フーチング下面の主鉄筋のひずみ分布を図-2.22 に示す。Case CPP-S-1 と同様に(b)フーチング固定側、(c)縁端部側の鉄筋ひずみは、それぞれの鉄筋の位置と反対方向に荷重を作用させた場合に大きなひずみが生じている。これは 2.3.1 で考察したように、杭頭の前後に位置するフーチング下面鉄筋は、水平押抜きせん断というよりも杭頭結合部に生じる曲げ引張力によってひずみが大きくなっていると考えられるためである。図-2.21 (c) で杭中心位置を通過するフーチング下面鉄筋のひずみ (記号:) が負方向載荷時に圧縮を示している。これは、負方向載荷時には縁端部側の杭頭部が杭頭曲げモーメントにより圧縮となるため、この影響を受けて杭最外縁付近に設置されたフーチング下面鉄筋のひずみが圧縮応答を示していると考えられる。載荷荷重の増加によりフーチング下面の主鉄筋で最も大きなひずみが生じたのは(a)杭中心位置の下面鉄筋であった。そのひずみは最大で 855 μ であり、本実験においては鉄筋の降伏 ($\epsilon_{sy}=1963\mu$) までには至らなかった。

フーチング側面鉄筋のひずみ分布を図-2.23 に示す。載荷荷重の増加によりフーチング側面鉄筋のひずみも大きくなるが最大で 353 μ であり、本実験においては鉄筋の降伏 ($\epsilon_{sy}=1931\mu$) は見られなかった。

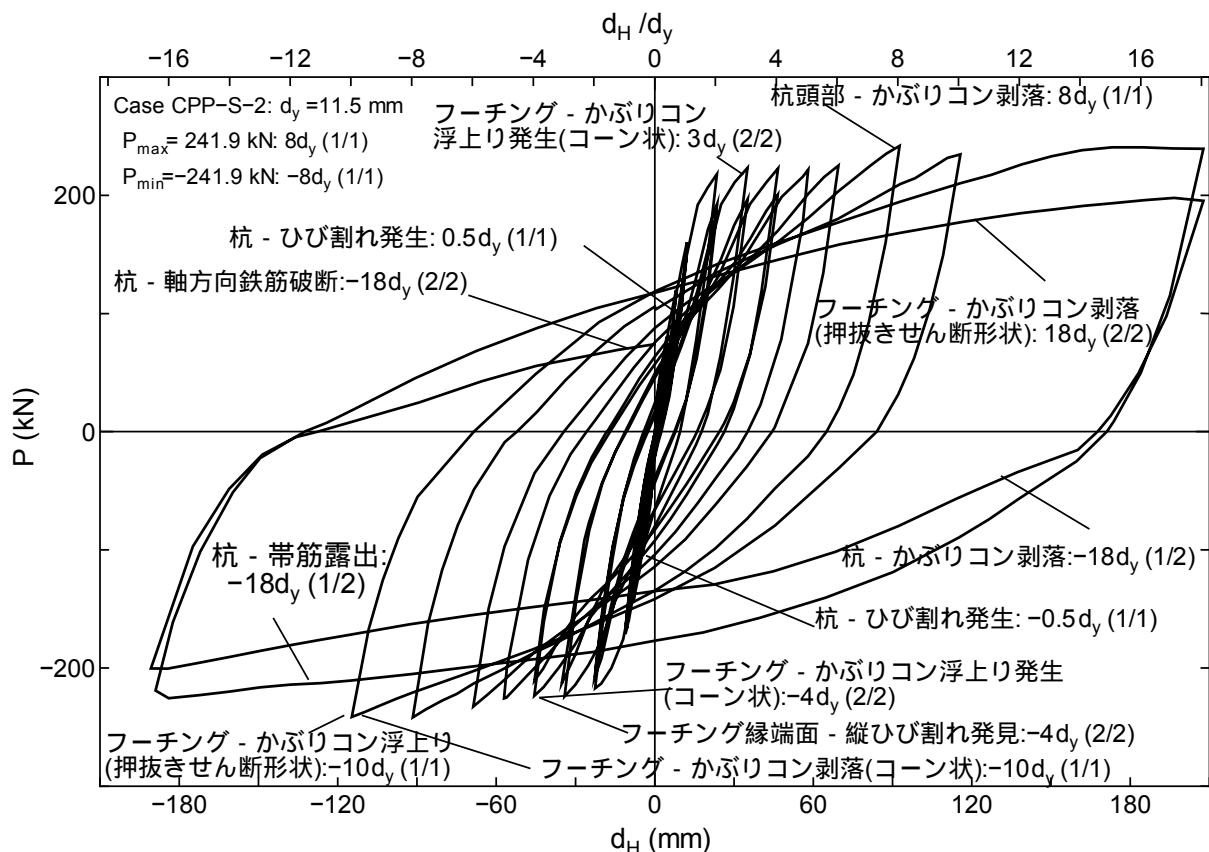


図-2.20 荷重 - 変位関係 (Case CPP-S-2)

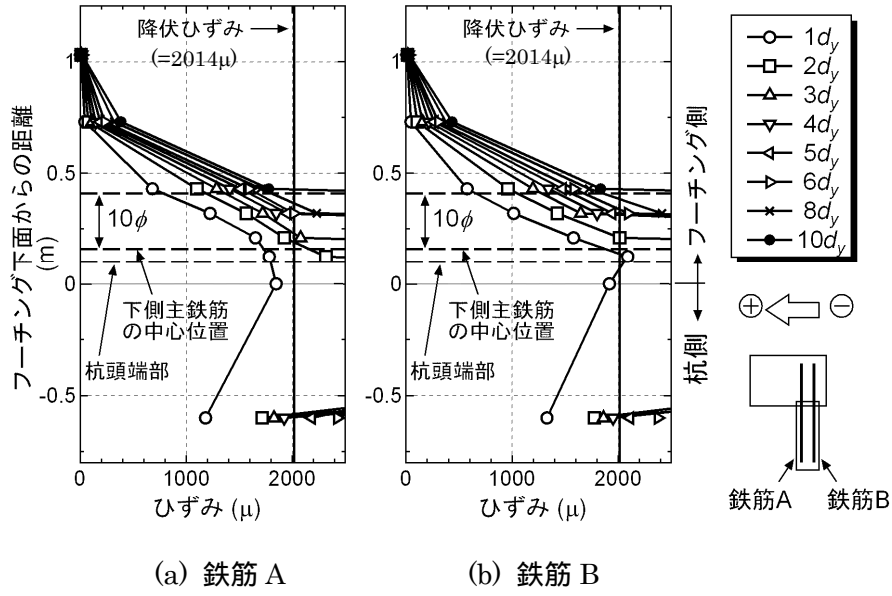
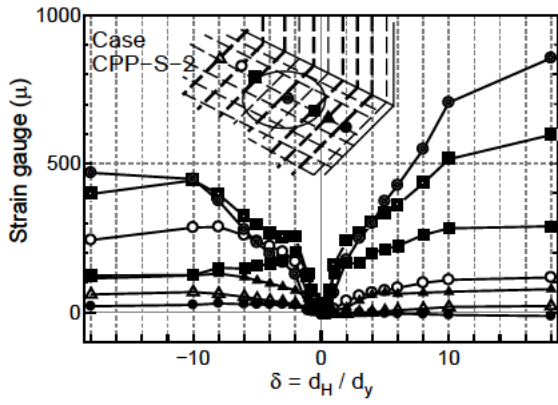
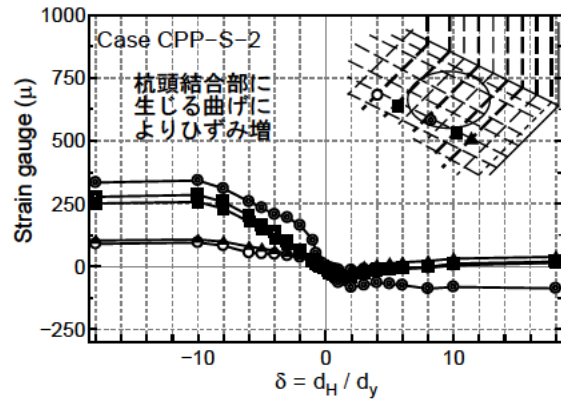


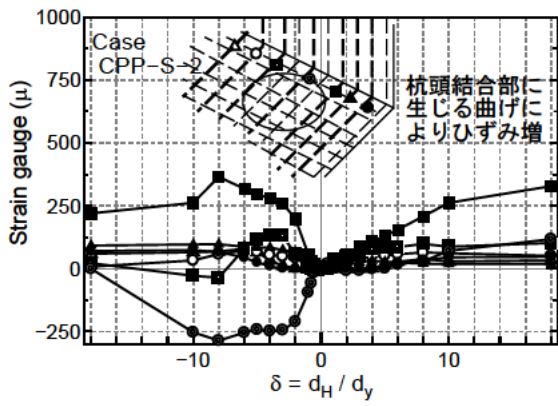
図-2.21 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-S-2)



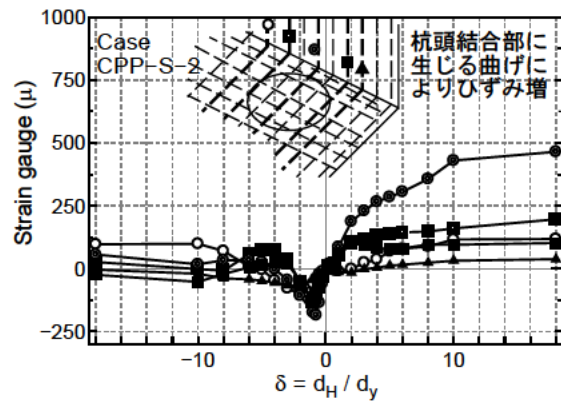
(a) 杭中心位置



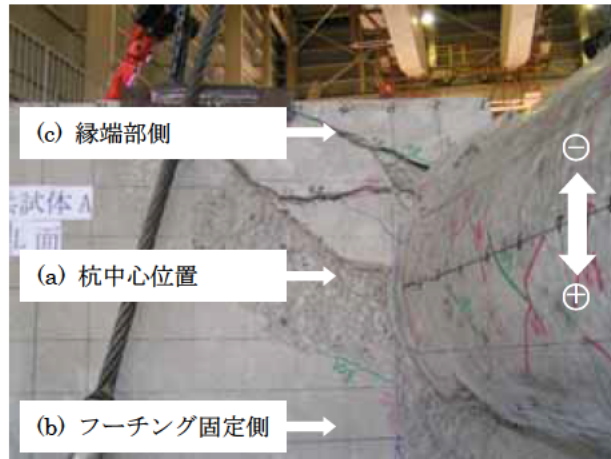
(b) 杭内側



(c) 縁端部

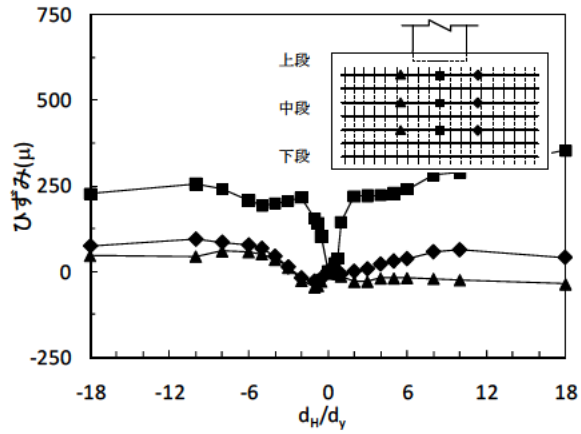


(d) フーチング側面鉄筋
(下面鉄筋の曲げ上げ部)

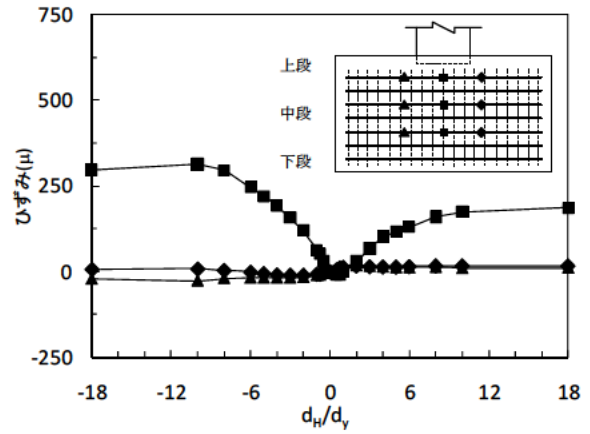


(e) フーチング着目箇所 (実験終了後)

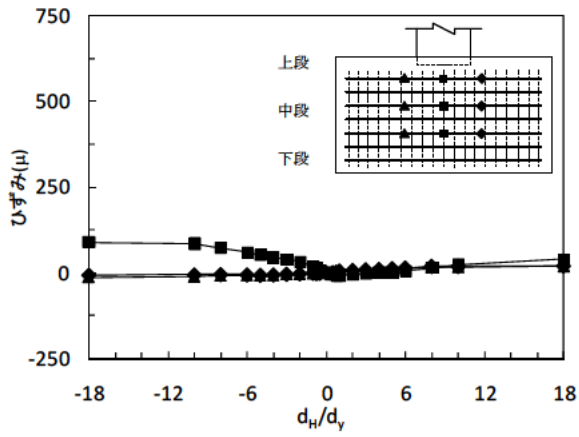
図-2.22 フーチング下面鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-S-2)



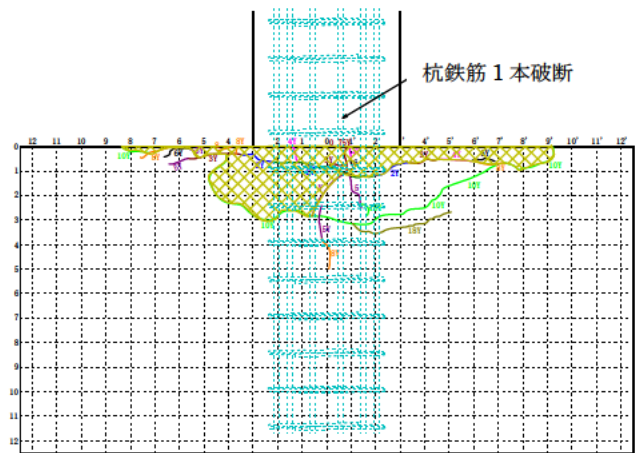
(a) 上段



(b) 中段



(c) 下段



(e) フーチング側面部の損傷状況

図-2.23 端部補強筋のひずみ分布 (Case CPP-S-2)

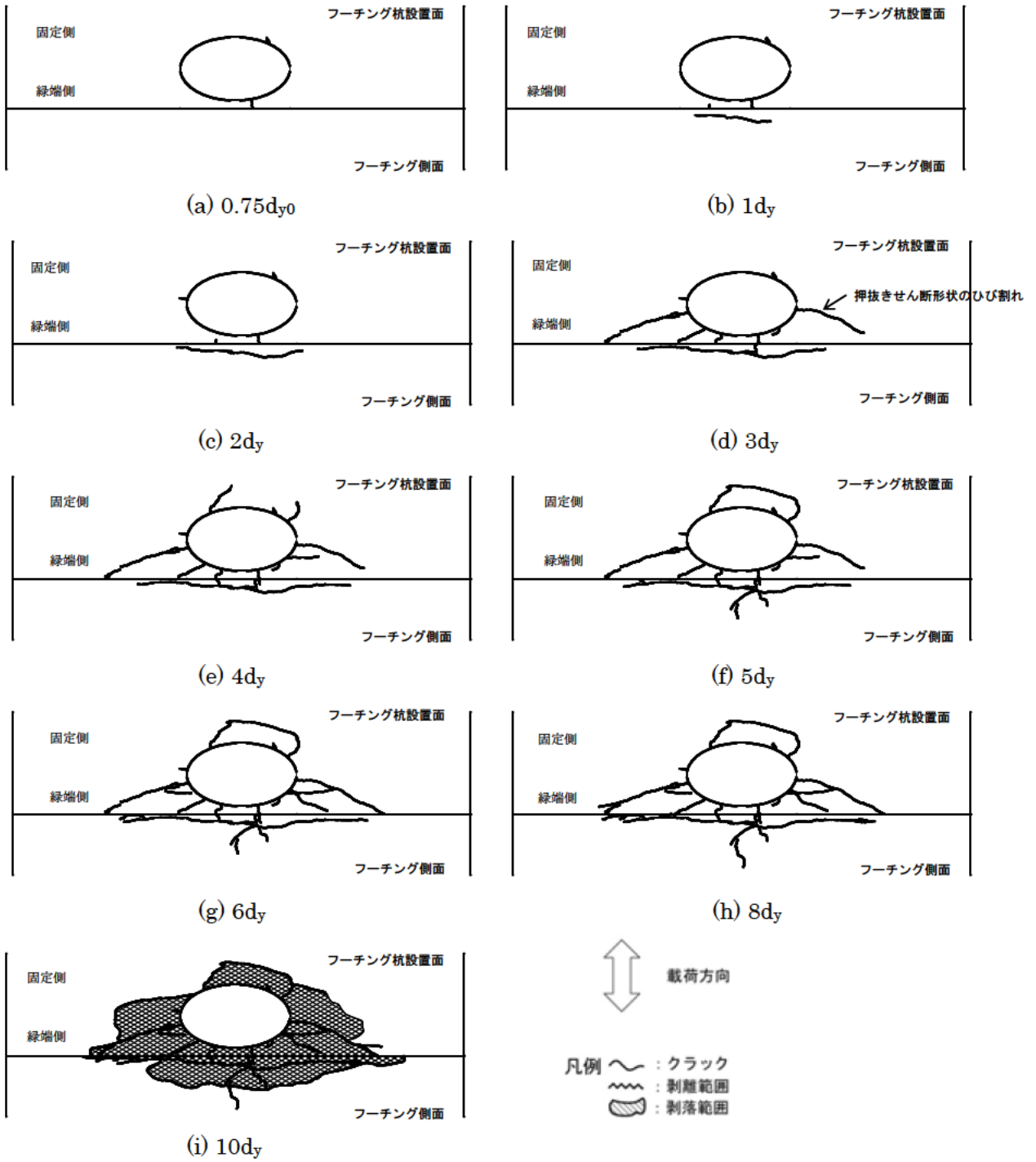


図-2.24 杭設置面フーチングのひび割れ進行状況図 (Case CPP-S-2)

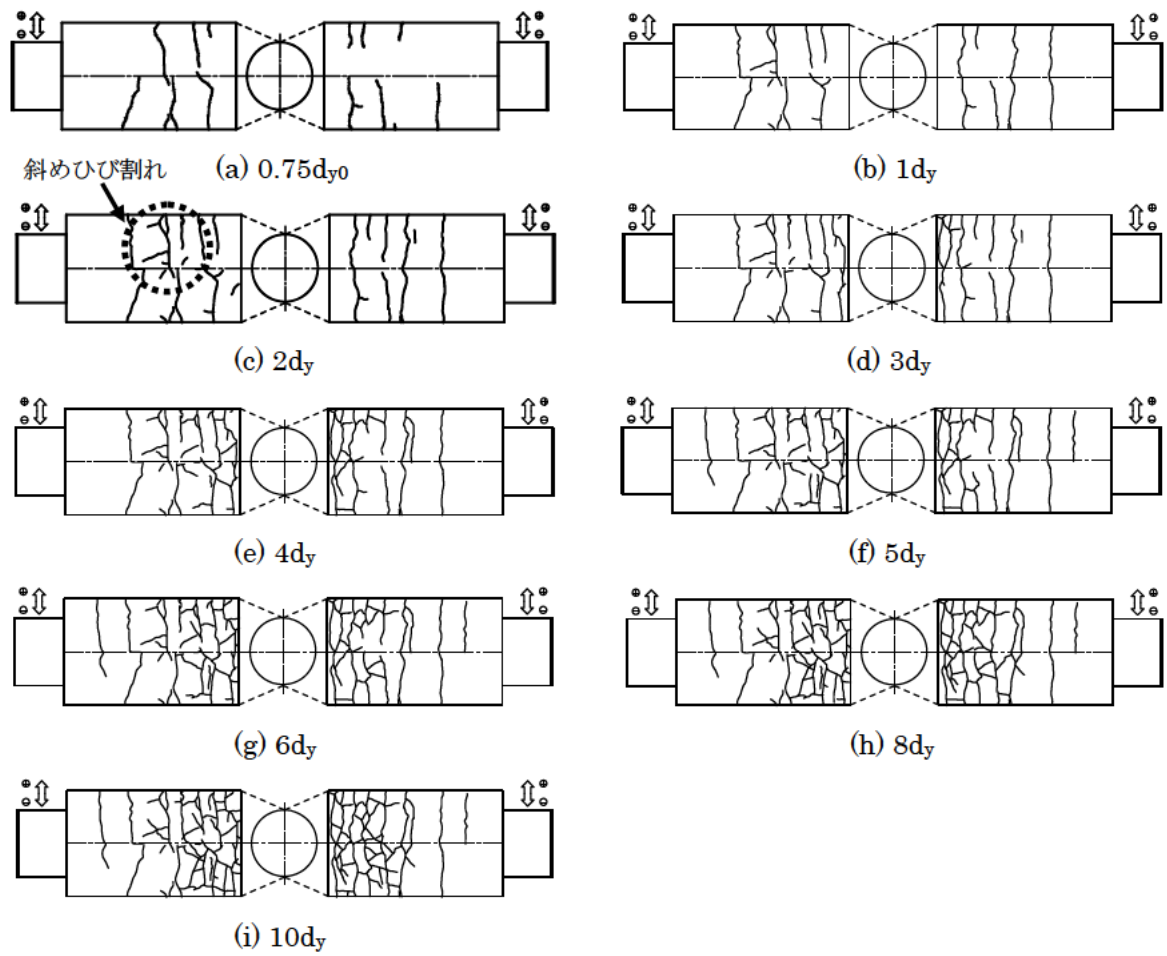


図-2.25 杭体のひび割れ進行状況図 (Case CPP-S-2)

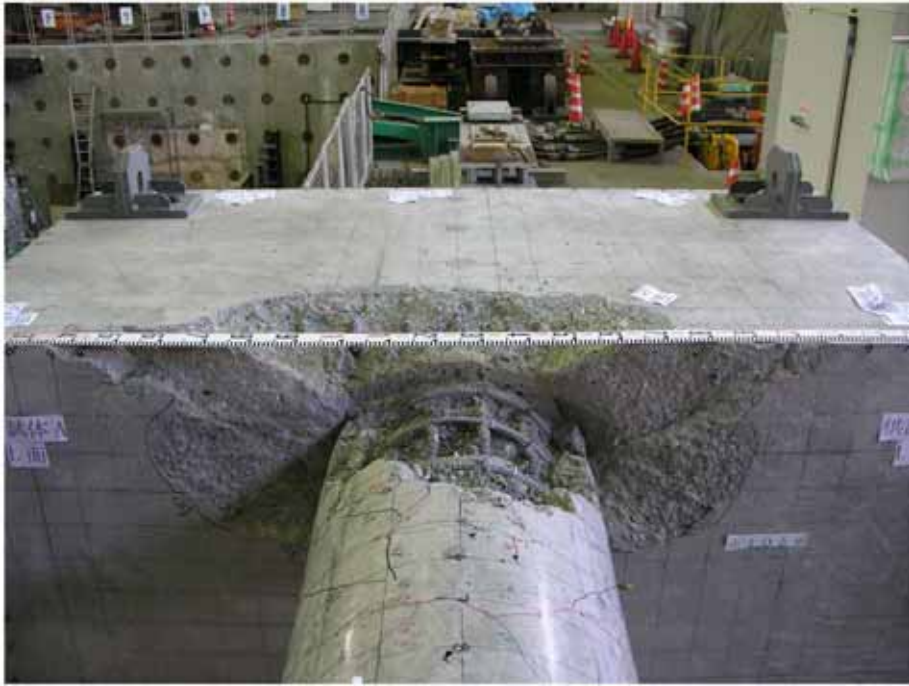


写真-2.4 実験終了後フーチング損傷状況 (Case CPP-S-2)



写真-2.5 実験終了後杭体損傷状況 (Case CPP-S-2)

2.3.3 Case CPP-S-3

荷重載荷位置における荷重 - 変位関係を図-2.26 に、供試体の主要位置での鉄筋ひずみの計測結果を図-2.27～図-2.29 に示す。図-2.30、図-2.31 に供試体の損傷進行状況を、写真-2.6、写真-2.7 に実験終了後の供試体の損傷状況を示す。

以下、杭体の損傷進行状況を示す(図-2.31 参照)。

- ・ $0.5d_y$, 杭体に初期ひび割れが生じた。ただし、変位をゼロに戻すと閉じてしまう程度の微小なひび割れで、発見が困難であった。
- ・ $1 \sim 3d_y$, 杭体の側面に斜めひび割れが生じた。
- ・ $4d_y$, 荷重ゼロ時のひび割れ幅は $2 \sim 3 \text{ mm}$ 程度であった。
- ・ $5 \sim 6d_y$, 杭頭部付近でかぶりコンクリートが剥落し始めたものの、帯鉄筋が目視で確認できるほどではなかった。
- ・ $10 \sim 18d_y$, 軸方向鉄筋が露出し、その後、 $-18d_y$ の 2 サイクル目で軸方向鉄筋が 2 本破断した。

従来の RC 杭や載荷繰返し回数を 3 回とした RC 柱の実験⁴⁾では $8d_y$ 程度で軸方向鉄筋が破断したが、それらの実験結果に比べて本実験の破断時の載荷変位が $18d_y$ と大きい。この理由は載荷パターンの違いであり、文献⁴⁾で採用された載荷パターンの繰返し回数に比べて、本実験で採用した載荷パターンの繰返し回数が少なかったためと考えられる。

つぎに、フーチングの損傷進行状況を示す(図-2.30 参照)。図-2.1 に示すように、架台によって固定された方がフーチング固定部、その反対側が縁端部である。

- ・ $2d_y$, フーチング側面の杭近傍に、荷重作用方向に直角のひび割れが発生した。発生したひび割れは、杭体の縁端コンクリートに引張り力が作用する時に大きく開くものの、変位ゼロや圧縮時には閉じる軽微なものであった。また、フーチング下面に押し抜きせん断形状のひび割れが発生した(図-2.30(c)参照)。
- ・ $3d_y$, フーチング側面に発生したひび割れから発達したフーチング上面に向かって伸びるひび割れがフーチング下側主鉄筋の位置を越えて、フーチング下面から 40cm 上方まで進展した。
- ・ $8d_y$, フーチング側面やフーチング下面の縁端部側において、かぶりコンクリートの浮上りが確認された。
- ・ $18d_y$, フーチング下面の固定部側において浮上り範囲のコンクリートが大きく剥落した。
- ・ 最終的な破壊形状は、杭を中心としたコーン状のフーチングかぶりコンクリートの損傷であった。縁端部側では押し抜きせん断形状に破壊し、下側主鉄筋が露出した。

杭の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-2.27 に示す。(a) はフーチング固定側の最外縁軸方向鉄筋 A, (b) は縁端部側の最外縁軸方向鉄筋 B の計測結果である。縦軸はフーチング下面からの距離、横軸は杭の軸方向鉄筋ひずみである。ここで、横軸の鉄筋ひずみは、図-2.27 (a), (b) の両グラフとも鉄筋に最大ひずみが生じる引張力が作用する載荷方向での計測値であり、鉄筋 A は負載荷時、鉄筋 B は正載荷時に各載荷レベルで計測された最大、若しくは最小値である。

杭とフーチングの接合部付近において鉄筋ひずみが降伏 ($\epsilon_{sy}=2014\mu$) に達し、最終的な降伏範囲は $10d_y$ 時で杭頭から約 20 cm (軸方向鉄筋径の 10 倍)の範囲となった。一方で、杭体内の軸方向鉄

筋のひずみは、鉄筋 A は $2d_y$ で、鉄筋 B は $4d_y$ の時点で、鉄筋の降伏範囲がフーチング下面から 60 cm の範囲を超えていた。

フーチング下面の主鉄筋のひずみ分布を図-2.28 に示す。Case CPP-S-1, CPP-S-2 と同様に(b)フーチング固定側、(c)縁端部側の鉄筋ひずみは、それぞれの鉄筋の位置と反対方向に荷重を作用させた場合に大きなひずみが生じている。これは 2.3.1 で考察したように、杭頭の前後に位置するフーチング下面鉄筋は、水平押抜きせん断というよりも杭頭結合部に生じる曲げ引張力によってひずみが大きくなっていると考えられるためである。図-2.28 (c) で杭中心位置を通過するフーチング下面鉄筋のひずみ(記号：) が負方向載荷時に圧縮を示している。これは、負方向載荷時には縁端部側の杭頭部が杭頭曲げモーメントにより圧縮となるため、この影響を受けて杭最外縁付近に設置されたフーチング下面鉄筋のひずみが圧縮応答を示していると考えられる。載荷荷重の増加によりフーチング下面の主鉄筋で最も大きなひずみが生じたのは(a)杭中心位置の下面鉄筋であった。そのひずみは最大で 582μ であり、本実験においては鉄筋の降伏 ($\epsilon_{sy}=1963\mu$) は見られなかった。

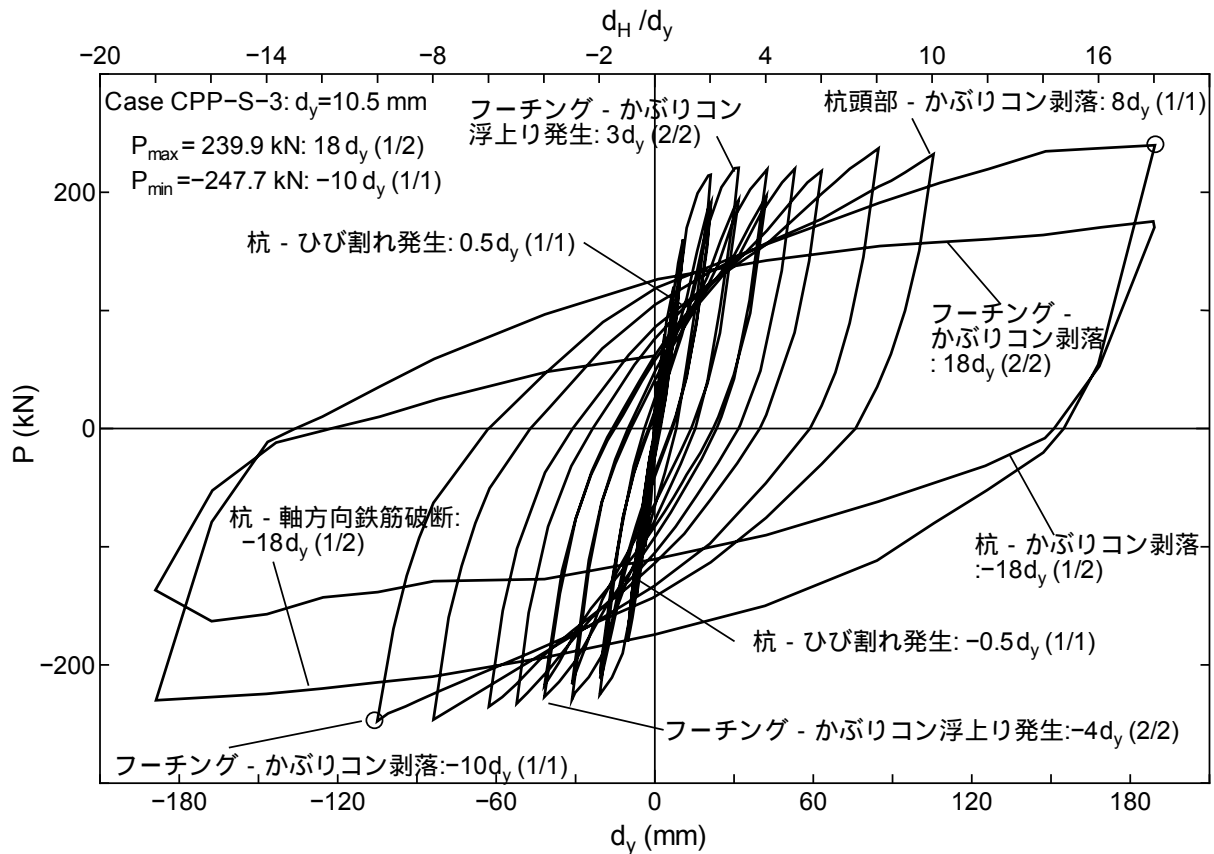
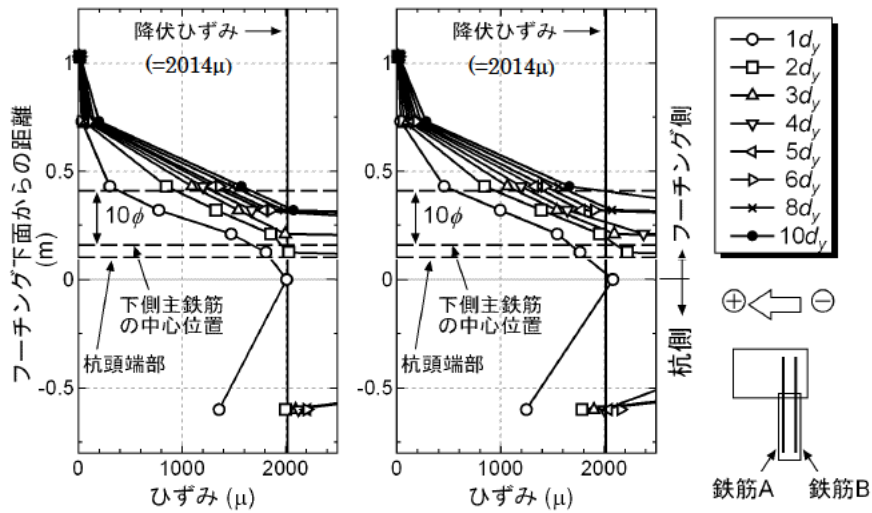
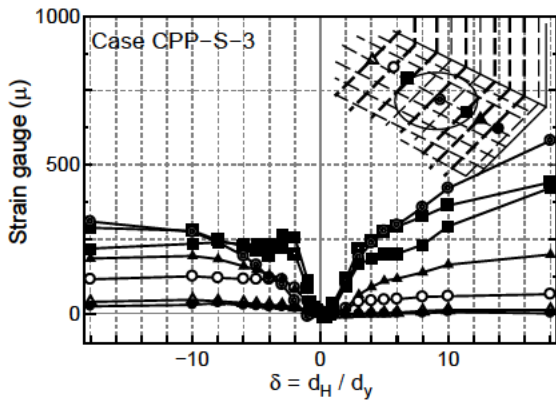


図-2.26 荷重 - 変位関係 (Case CPP-S-3)

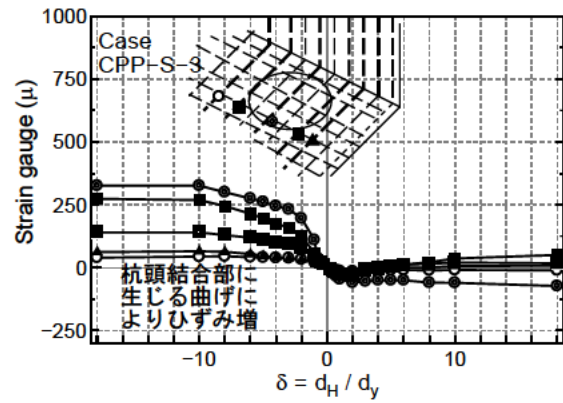


(a) 鉄筋 A (b) 鉄筋 B

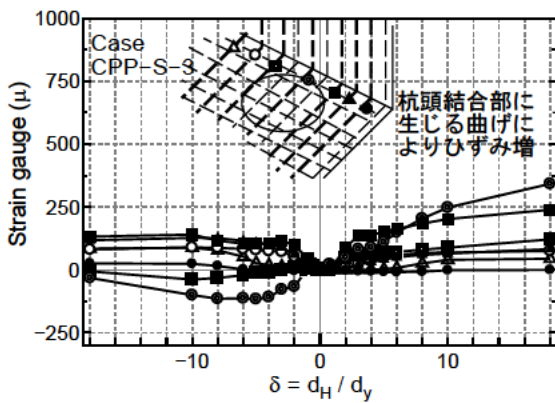
図-2.27 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-S-3)



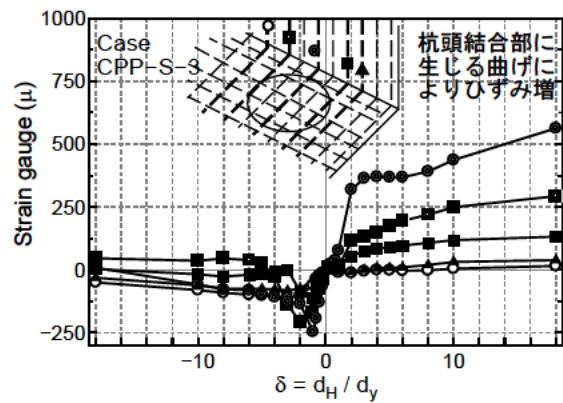
(a) 杭中心位置



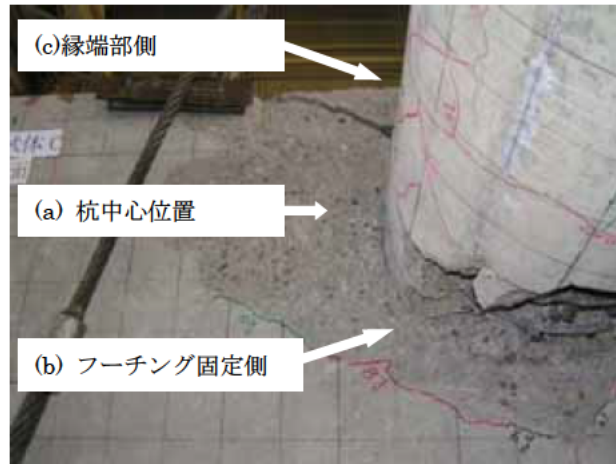
(b) 杭内側



(c) 縁端部



(d) フーチング側面鉄筋
(下面鉄筋の曲げ上げ部)



(e) フーチング着目箇所

図-2.28 フーチング下面鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-S-3)

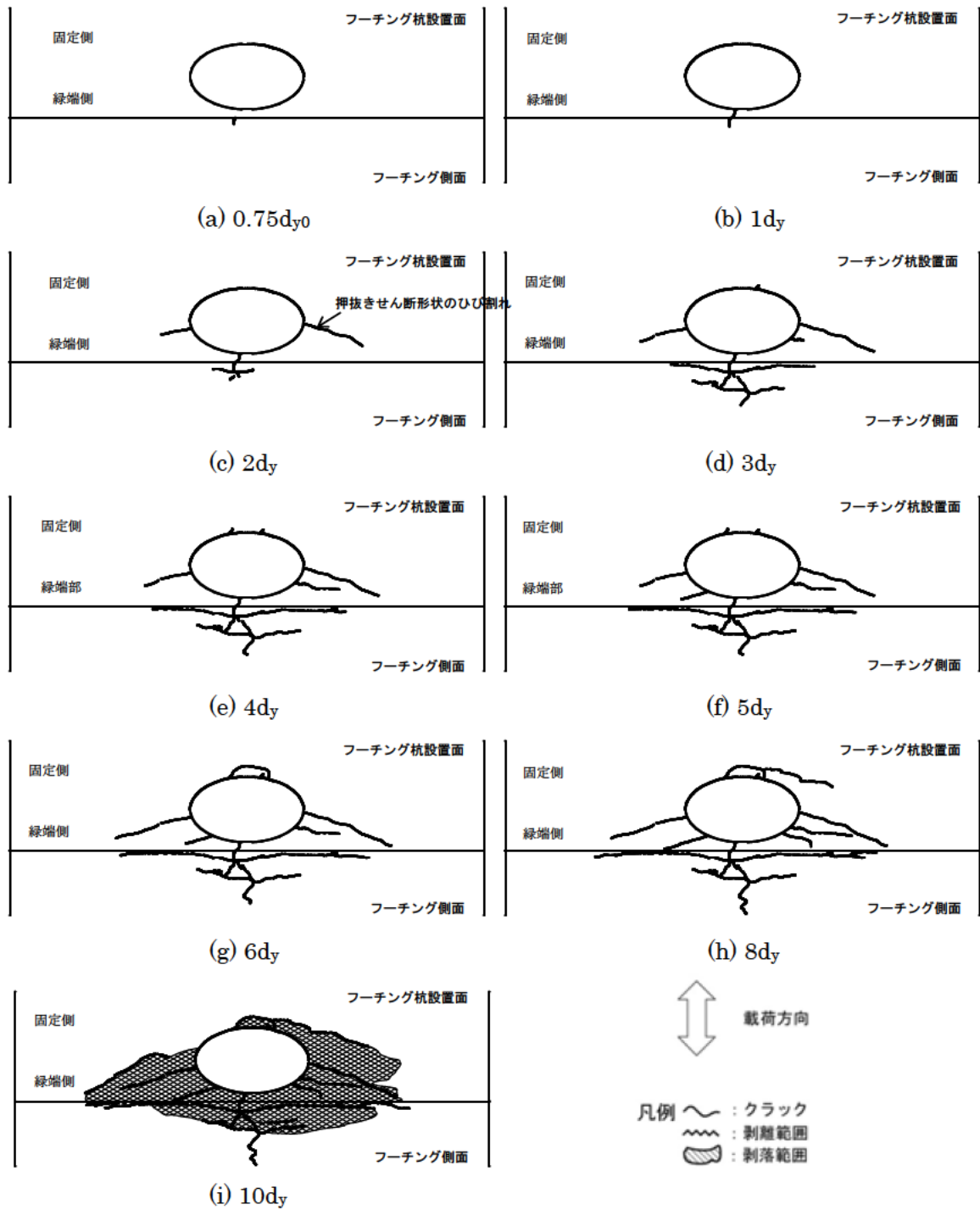


図-2.29 杭設置面フーチングのひび割れ進行状況図 (Case CPP-S-3)

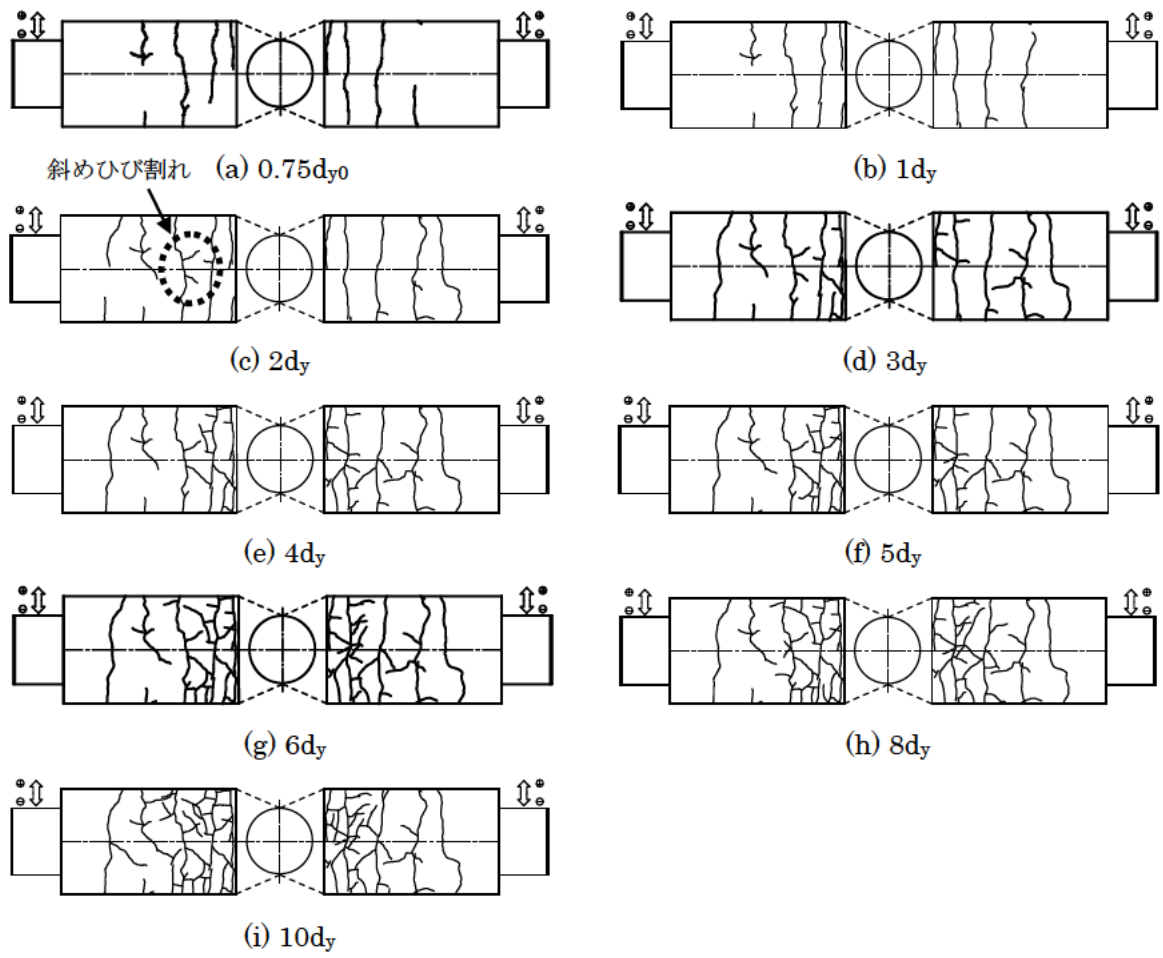


図-2.30 杭体のひび割れ進行状況図 (Case CPP-S-3)



写真-2.6 実験終了後フーチング損傷状況 (Case CPP-S-3)



写真-2.7 実験終了後杭体損傷状況 (Case CPP-S-3)

< 本章の参考文献 >

- 1) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第4037号, 2007.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編, 2002.
- 3) 運上茂樹, 星隈順一, 西田秀明: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動大実験方法), 土木研究所資料, 第4023号, 2006.
- 4) 星隈順一, 運上茂樹, 川島一彦, 長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 構造工学論文集, vol.44A, pp.877-888, 1998.3

第3章 単杭に対する鋼管杭の杭頭結合部の水平載荷実験

3.1 実験概要

本実験の目的は、①鋼管杭の中詰め補強鉄筋として従来のSD295 またはSD345 より高強度であるSD490 を適用した場合の杭頭結合部の構造性能を確認すること、②杭頭部耐力設計で用いる仮想RC断面径の合理的な評価手法の確立の2点である。これらを調べるため、単杭供試体による正負交番の水平載荷実験を行った。

供試体は、杭径800~1000mmの実大スケールで鋼管杭基礎とフーチングとの結合部を製作したものであり、荷重位置は装置能力と試験体耐力の関係から、フーチング下面から1800mm、2760mmの2通りに設定し、杭頭結合部に水平力と曲げモーメントを同時に作用させた。実験は、千葉市のJFEスチール構造試験施設内で行った。

供試体の荷重状況と試験装置概要を写真-3.1、図-3.1 に示す。実験は供試体を上下反転させ、フーチング上面を床に設置し、杭を鉛直上向きにした状態でPCアンカーによりフーチングを床に固定し、反力壁に固定した油圧ジャッキにて水平方向に荷重させた。

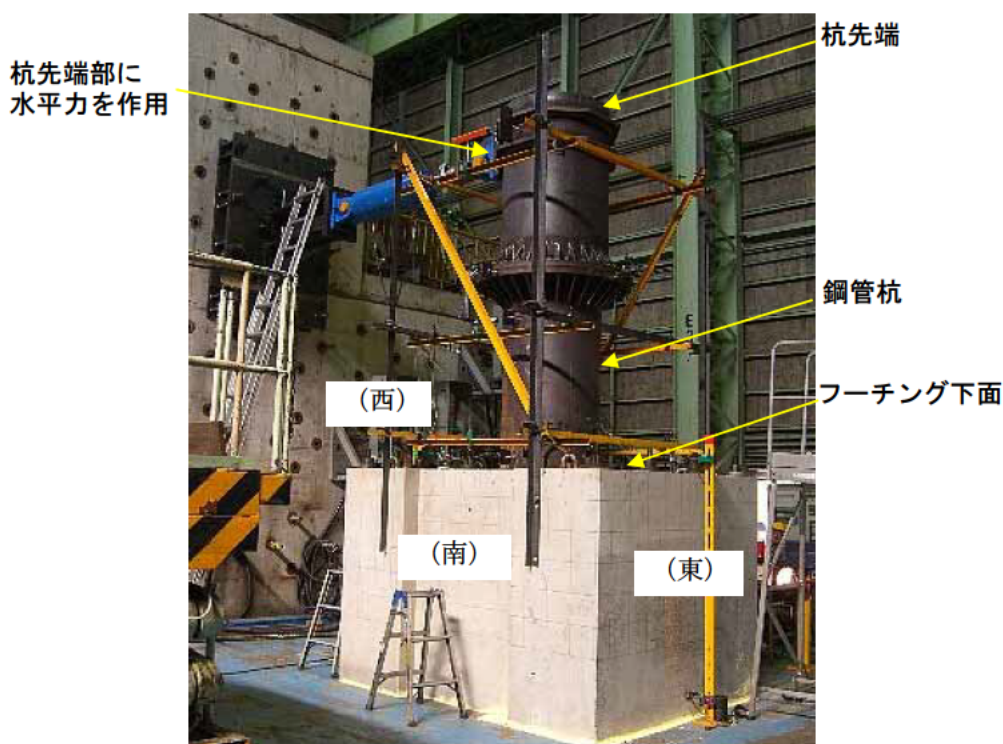


写真-3.1 荷重状況 (Case SPP-S-3 供試体)

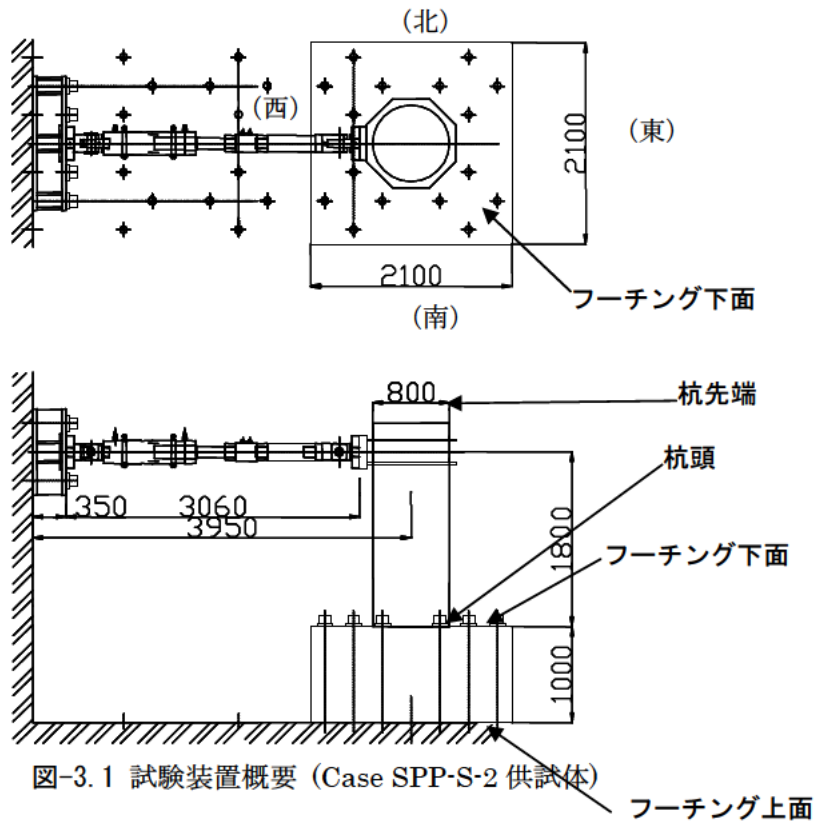


図-3.1 試験装置概要 (Case SPP-S-2 供試体)

3.1.1 実験ケースおよび実験供試体

表-3.1 に実験ケースならびに結合部に用いた鉄筋サイズ, 材質, 本数, 定着長などの条件を示す。実験パラメータは杭頭の中詰め補強鉄筋のサイズと材質 (強度), 鉄筋量 (鉄筋比), 鉄筋の定着長および杭径である。図-3.2~図-3.5 に各供試体の概要図を示す。

Case SPP-S-1 は現行設計法¹⁾で設計される杭頭結合部を想定しており, Case SPP-S-2~Case SPP-S-5 は中詰め補強鉄筋への高強度鉄筋の適用性を調べるために, 中詰め補強鉄筋として SD490 を使用したものである。Case SPP-S-2 は, Case SPP-S-1 と同位置に同径で同本数の SD490 の鉄筋を用いたものであり, Case SPP-S-3 および Case SPP-S-5 は D29 を用いて最密配筋となるように鉄筋のあき (純間隔) を鉄筋径の 1.5 倍程度として本数を設定した。Case SPP-S-4 は主鉄筋比が Case SPP-S-2 と Case SPP-S-3 (Case SPP-S-5) の中間程度となるように径, 本数を設定した。中詰め補強鉄筋 (鉄筋かご) の帯鉄筋は, SD295 の D13 を 150mm 間隔で配筋した。また, いずれのケースも鋼管杭内のずれ止め段数は 2 段とし, 杭頭から 0.25D の空き間隔を設けて取り付けた。

なお, 鋼管杭の材質について, Case SPP-S-1, Case SPP-S-2 は SKK400 材を使用した。Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 は 25mm 板厚の SKK 材を入手できなかったため, SM490 材の鋼板を曲げ加工して鋼管成形した。

荷重作用位置について, Case SPP-S-1, Case SPP-S-2 はフーチング下面から 1800mm 位置に, Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 はフーチング下面から 2760mm 位置に水平力を作用させた。

表-3.2 に示すように, 杭側の鉄筋定着長は, Case SPP-S-1, Case SPP-S-2 に比べて Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 では長めに設定した。また, Case SPP-S-4 は杭径の違いによる耐力レベルや変形性能, 破壊メカニズムへの影響有無を確認するため, 杭径を 1000mm としたものである。また, Case SPP-S-5 は鋼管杭内のずれ止め厚さの違いによる杭頭結合部耐力への影響有無を確認するために, 現行設計法の 12mm から 16mm に変更したものである。

本実験では, 杭頭結合部 (仮想 RC 断面) の耐力, 変形性能および損傷過程を把握することが目的であるため, 杭体およびフーチング本体の破壊が結合部より先行しないよう, 結合部に対して杭体およびフーチングの強度を相対的に高く設定した。そのため, 一般的に SD295 を使用する際にはフーチングコンクリート強度は 24N/mm² であるが, 本実験ではいずれのケースも 30N/mm² を目標強度とした。実際の発現強度は, 表-3.1 に示す通りである。また, フーチングの縁端距離は 0.75D (D : 杭径) 以上, 確保することとした。さらに, 杭体 (鋼管杭) についてもそれぞれのケースで十分な強度が得られるように設計を行い, その結果, 板厚を 24mm (Case SPP-S-1, Case SPP-S-2), 25mm (Case SPP-S-3~Case SPP-S-5) とした。

表-3.1 単杭による鋼管杭頭結合部実験ケース

Case	鋼管杭			中詰め補強鉄筋(方法 B)				フーチングのコンクリート強度 σ_{ck} (N/mm ²)	鉄筋定着長 (mm)		ずれ止め厚さ (mm)
	杭径 D (mm)	板厚 t (mm) 材質	フーチングへの埋込長さ	種類 (実降伏強度 N/mm ²)	鉄筋径 d (mm)	本数 (主鉄筋比)	配筋径 (mm)		フーチング側	杭側	
SPP-S-1	800	24	100mm	SD295 (342)	16	24 (0.95%)	689	30.3	831 (52d 相当)	560 (35d 相当)	12
SPP-S-2	800	SKK400		SD490 (502)				31.9	1460 (50d 相当)	1460 (50d 相当)	
SPP-S-3	800	25 SM490		SD490 (516)	29	30 (4.4%)	688	31.0	1460 (50d 相当)	1460 (50d 相当)	
SPP-S-4	1000					28 (2.5%)	896	30.8			
SPP-S-5	800					30 (4.4%)	688	33.4			

表-3.2 中詰め補強鉄筋の定着長

	Case SPP-S-1 (SD295)	Case SPP-S-2 (SD490)	Case SPP-S-3~5 (SD490)
実験概要	<p>・ 水平方向正負交番载荷</p>	<p>・ 水平方向正負交番载荷</p>	
杭頭補強鉄筋の定着長	<p>フーチング側 : 831mm ($L_0+10d=52d$ 相当, d : 鉄筋径)</p> <p>杭側 : 560mm ($L_0=35d$ 相当, d : 鉄筋径)</p> <p>⇒ 現行設計法</p>	<p>フーチング側 : 1460 mm ($L_0+10d=50d$ 相当, d : 鉄筋径)</p> <p>杭側 : 1460 mm ($L_0+10d=50d$ 相当, d : 鉄筋径)</p> <p>⇒ 現行設計法から 10d 増し</p>	

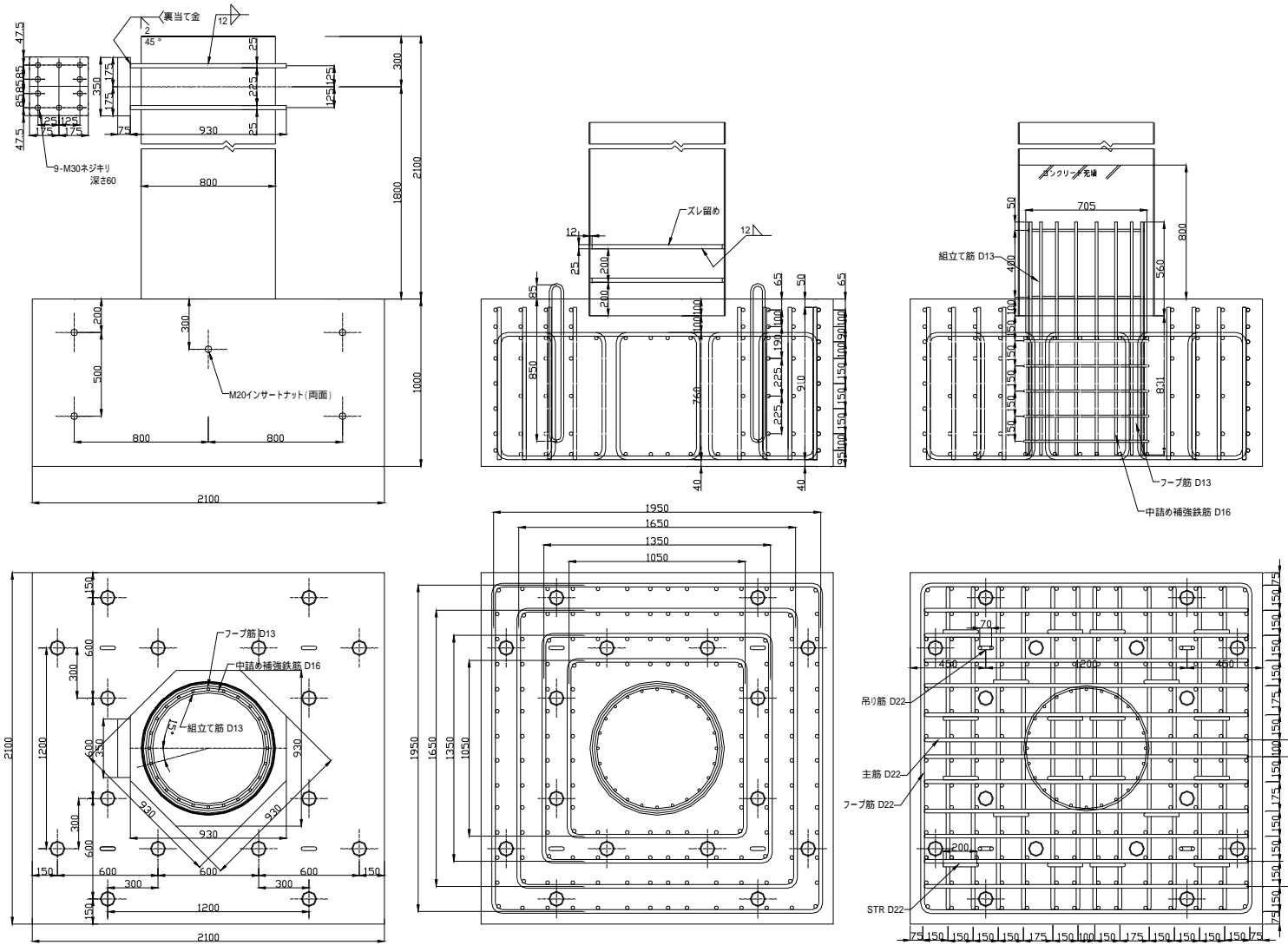


図-3.2 Case SPP-S-1, Case SPP-S-2 供試体概要

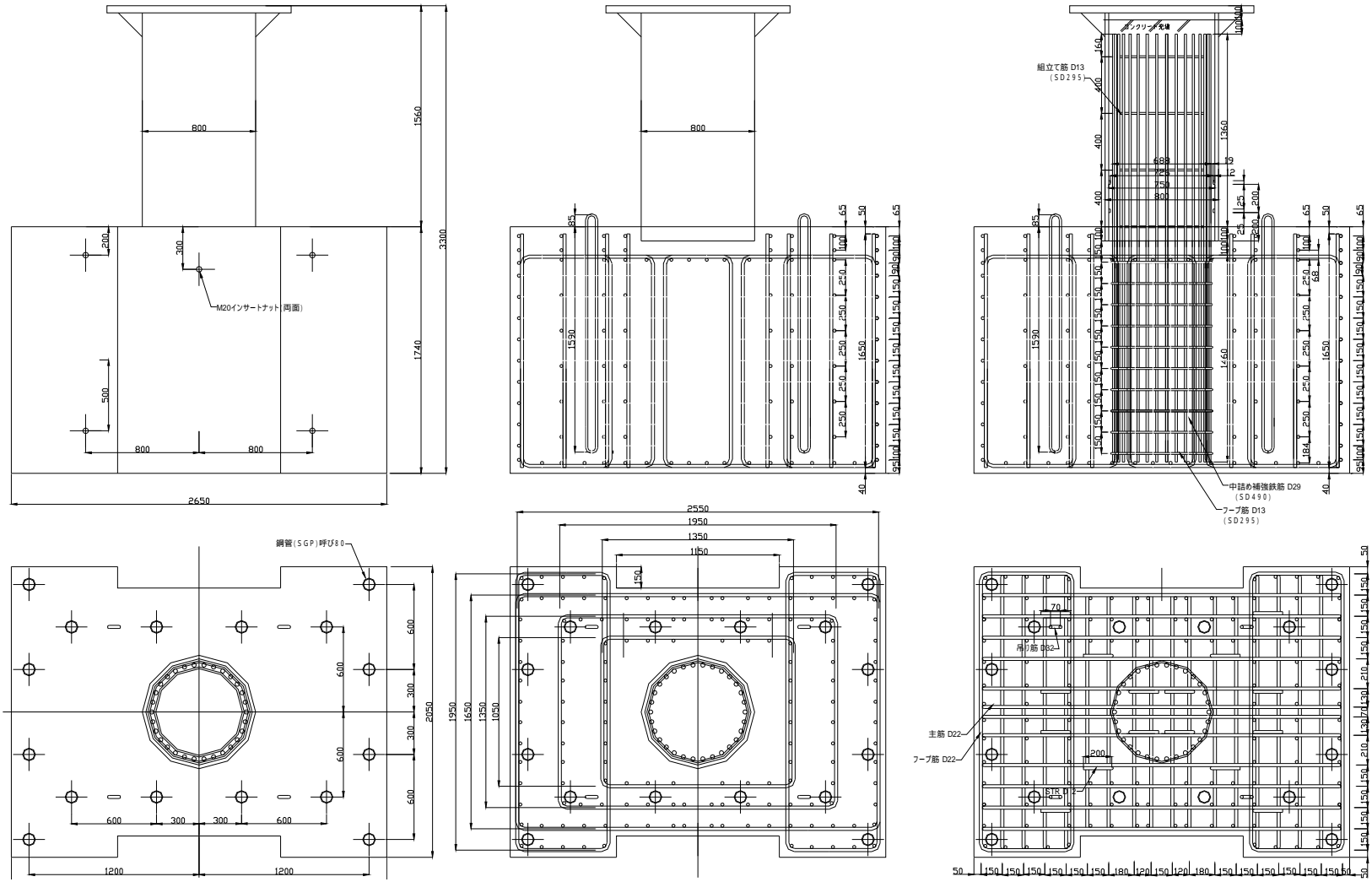


図-3.3 Case SPP-S-3 供試体概要

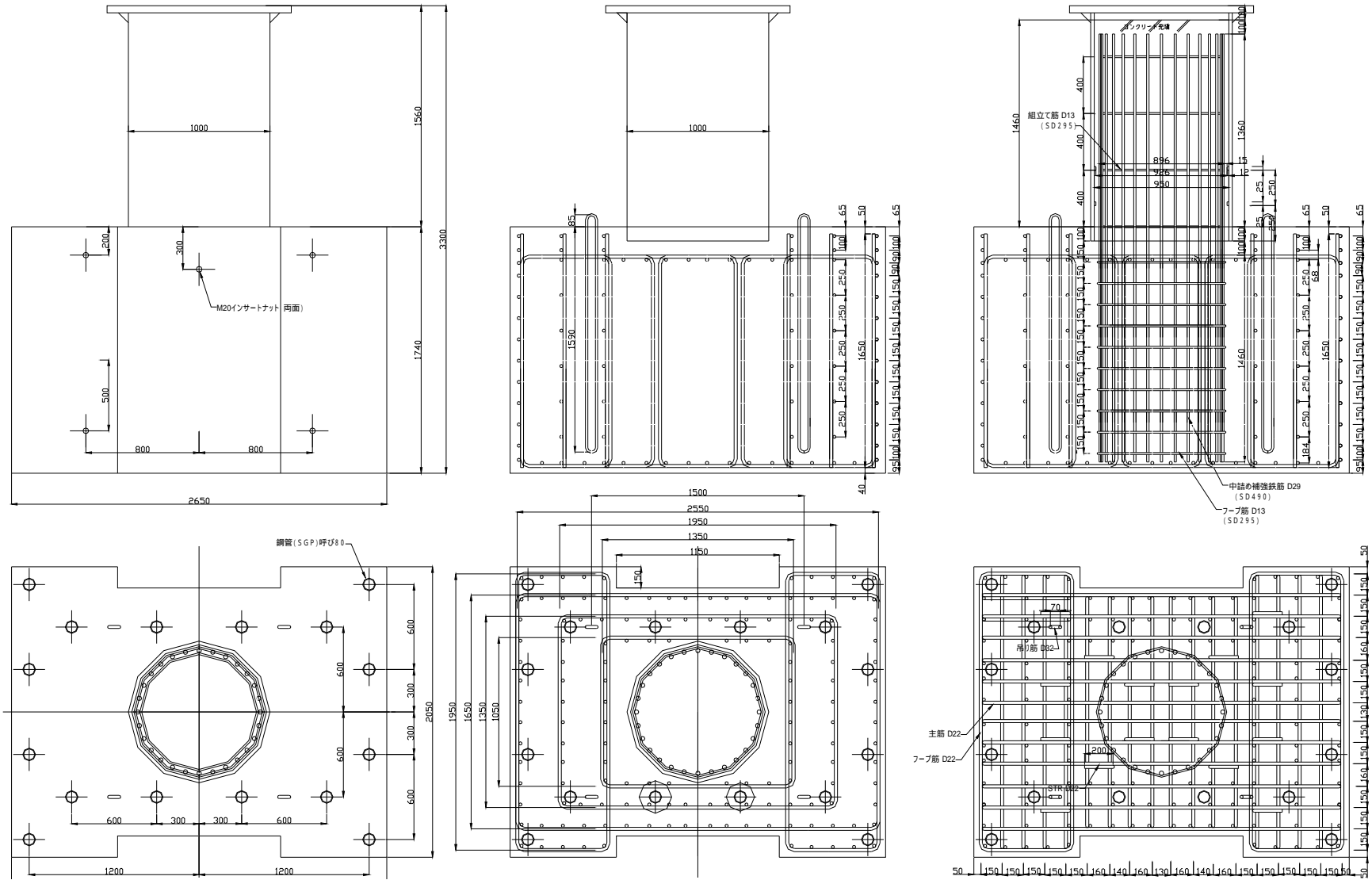


図-3.4 Case SPP-S-4 供試体概要

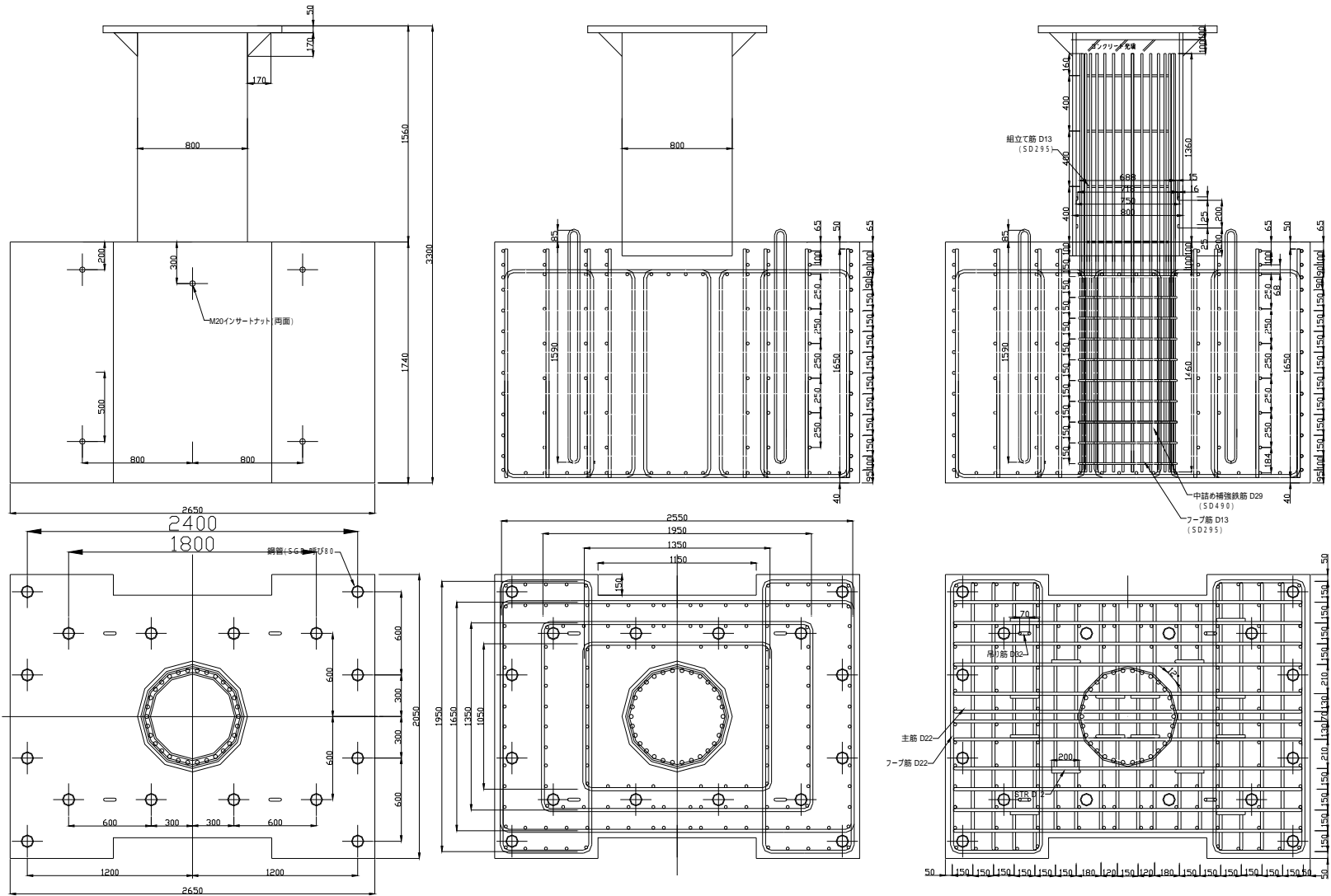


図-3.5 Case SPP-S-5 供試体概要

3.1.2 荷重方法

荷重は、フーチング下面における曲げモーメントが、杭頭結合部の降伏曲げモーメント M_y (計算値) に達するまでは荷重制御とし、それ以降は変位制御で行った。以後、降伏曲げモーメント M_y に達するまでを予備荷重、それ以降の荷重を本荷重と呼ぶ。

杭頭結合部の降伏曲げモーメント M_y の計算は、現行設計便覧²⁾ p.302 に記載されている仮想 RC 断面による方法を用いた。具体的には、表-3.3 に示すような条件で、鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を用いている。そして、フーチング下面での曲げモーメントが M_y となる水平荷重 $P_y (= M_y / h, h$: フーチング下面から荷重作用位置までの距離) が作用した時の水平力荷重位置における変位を降伏変位 d_y とした。

なお、仮想 RC 断面径の設定について、Case SPP-S-1 および Case SPP-S-2 供試体については、図-3.6 の現行設計便覧²⁾ p.302 に記載されている評価式「杭径 $D+200$ (mm)」を適用した。実験の結果、Case SPP-S-1 および Case SPP-S-2 供試体において評価式から算定した降伏曲げモーメント (計算値) と実験による降伏曲げモーメント (中詰め補強鉄筋が降伏ひずみに達した時点の作用曲げモーメント) を比較すると、9~14%程度実験値が計算値を上回っていた。そして、第6章では、この結果を受けて FEM 解析の結果を示している。なお、表-3.3 の Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 供試体に関しては、仮想 RC 断面を杭径に応じて大きく評価したときの降伏値 (M_y, P_y) を示している。

表-3.3 杭頭結合部の想定降伏荷重

	杭径 D (mm)	接合部鉄筋かご				仮想 RC 断面径 (mm)	フーチン グコンク リート圧 縮強度 σ_{ck} (N/mm ²)	降伏耐力 M_y (kN·m)	降伏荷重 P_y (kN)
		種類	鉄筋径 d(mm)	本数	配筋径 (mm)				
Case SPP-S-1	800	SD295	16	24	689	1000	30.3	450	250
Case SPP-S-2		SD490					31.9	657	363
Case SPP-S-3							30	688	1100
Case SPP-S-4	1000	SD490	29	28	896	1350	31.8	3098	1123
Case SPP-S-5	800			30	688	1100	33.4	2508	909

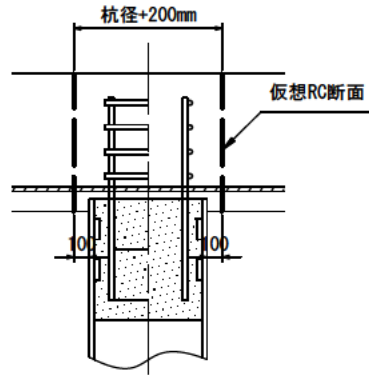


図-3.6 仮想 RC 断面（現行設計便覧の方法 B）

杭頭結合部（仮想 RC 断面）の降伏曲げモーメントは以下の条件に基づいて算定した。

- ・現行道示 IV¹⁾ 12.10.4 の” 3) 杭体の曲げモーメント～曲率の関係” に記載されている方法に従い、最外縁の鋼材（中詰め補強鉄筋）の応力度が降伏に達する時点の曲げモーメントを降伏曲げモーメントとした。
- ・コンクリートの応力-ひずみ曲線は、現行道示 V³⁾ 10.4 の規定に従い、式 (10.4.1)～(10.4.7) を用いて計算した。このときの終局ひずみ ϵ_{cu} は、タイプ II 地震動に対する値を用いた。
- ・鉄筋は、現行道示 V³⁾ 10.3 の図-10.3.2 に示される応力-ひずみ曲線を用いた。
- ・降伏曲げモーメントの算定に用いる鉄筋の降伏強度 σ_{sy} およびコンクリート圧縮強度 σ_{ck} は、材料試験値を用いた（表-3.5～表-3.7 参照）。

図-3.7, 図-3.8に予備荷重および本荷重の荷重パターンを示す。

予備荷重の荷重パターンは図-3.7 に示すとおり、水平力のピーク値を $0.25P_y \rightarrow 0.5P_y \rightarrow 0.75P_y \rightarrow 1.0P_y$ の順に漸増させた正負交番荷重とした。

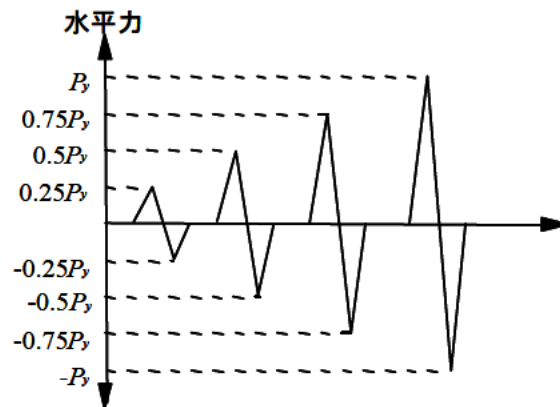


図-3.7 予備荷重パターン

本荷重の荷重パターンは図-3.8 に示すとおりであり、正負交番荷重の繰返し回数はタイプ II（内陸直下型）の地震動と同様の繰返し特性を持つとされる荷重パターン⁴⁾とした。なお、荷重装置の都合で荷重が不可能になるまで、もしくは 1 サイクル目の荷重で水平力が最大水平荷重の 80%以下に低下するまでは水平変位を漸増させるものとして行った。

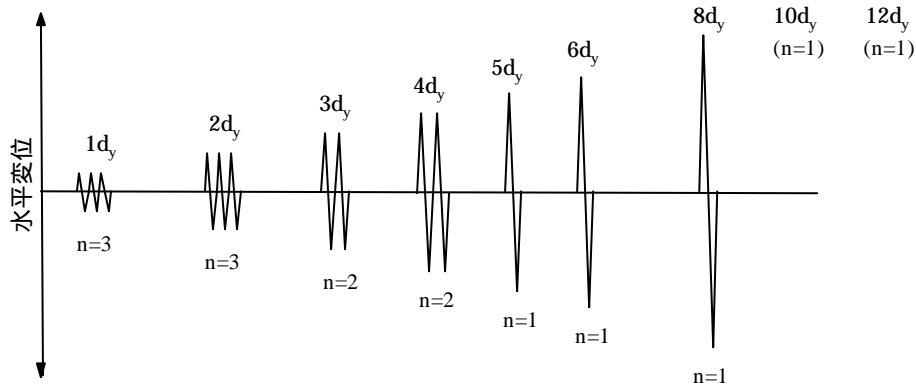


図-3.8 本载荷パターン

3.1.3 計測項目

計測項目一覧を表-3.4 に示す。変位計および傾斜計による測定位置を図-3.9, 図-3.10 に、ひずみの測定位置を図-3.11, 図-3.12 に示す。変位は水平力载荷位置, フーチング側面, 鋼管杭中間部 (Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 のみ) および杭頭接合部位置 (Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 のみ) において水平変位を計測した。また, フーチング下面および側面, 杭頭接合部位置, 鋼管杭中間部 (Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 のみ) の回転角や拔出し量を計測するため, 鉛直変位を計測した。また, Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 ではボルトにより鋼管を継いで杭を形成していることから, 鋼管継手部における滑りや開きの発生有無を確認するため, ボルト接合のために設けた接合端部フランジ間の相対変位を測定した。また, 各部材に作用する応力を把握するため, 中詰め補強鉄筋, 鋼管杭, フーチングコンクリートにおいてひずみを計測している。なお, 中詰め補強鉄筋については载荷方向に対して北側に位置する鉄筋側面にひずみゲージを貼り付け (図-3.11, 図-3.12 参照), 杭頭結合部断面におけるひずみ分布を観察した。また, 鉄筋断面で見た場合, ひずみゲージが鉄筋中心の真北面に位置するように貼り付けている (図-3.11, 図-3.12 参照)。鋼管杭については, 最外縁となる東・西位置にそれぞれ鉛直方向に 4 枚のひずみゲージを配置した。またフーチングコンクリートの応力伝達を確認するため, 供試体フーチング下面から 175mm の深さ位置に, 载荷方向に沿ってモールドゲージを配置した (ひずみの鉛直成分のみ計測)。

表-3.4 計測項目一覧

計測項目		計測位置
荷重	水平力	ロードセル 1点
変位	水平変位	水平力载荷位置 (南・北位置) フーチング側面 (東・西位置) 鋼管杭中間部 (南・北位置, Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 のみ) 杭頭接合部位置 (南・北位置, Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 のみ)

	鉛直変位 (回転角/拔出し量)	杭頭接合部 (東・西位置, フーチング下面より+75mm 上) フーチング側面 (東・西位置) 鋼管杭中間部 (東・西位置, Case SPP-S-3~Case SPP-S-5 のみ)
傾斜	杭頭接合部の回転角 フーチングの回転角	フーチング下面より+75mm 上 (南側位置) フーチング側面 (南側位置)
ひずみ	中詰め補強鉄筋	16 枚/本×2 本+5 枚/本×5 本 (Case SPP-S-1,Case SPP-S-2) 19 枚/本×2 本+3 枚/本×5 本 (Case SPP-S-3~Case SPP-S-5)
	鋼管杭	載荷方向に対して最外縁位置 (東・西位置)
	コンクリート (鉛直方向)	フーチング下面より 175mm 下位置

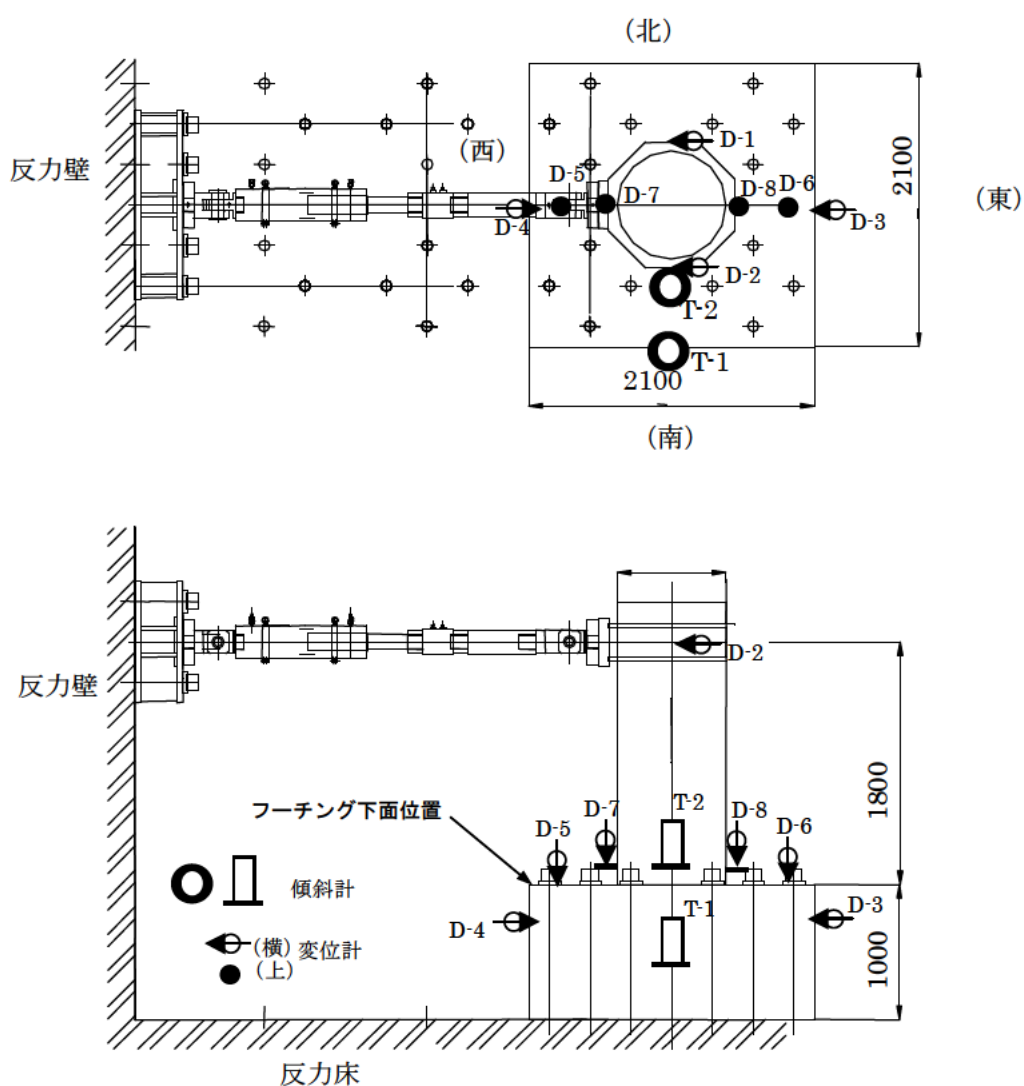


図-3.9 変位計および傾斜計の測定位置 (Case SPP-S-1, Case SPP-S-2)

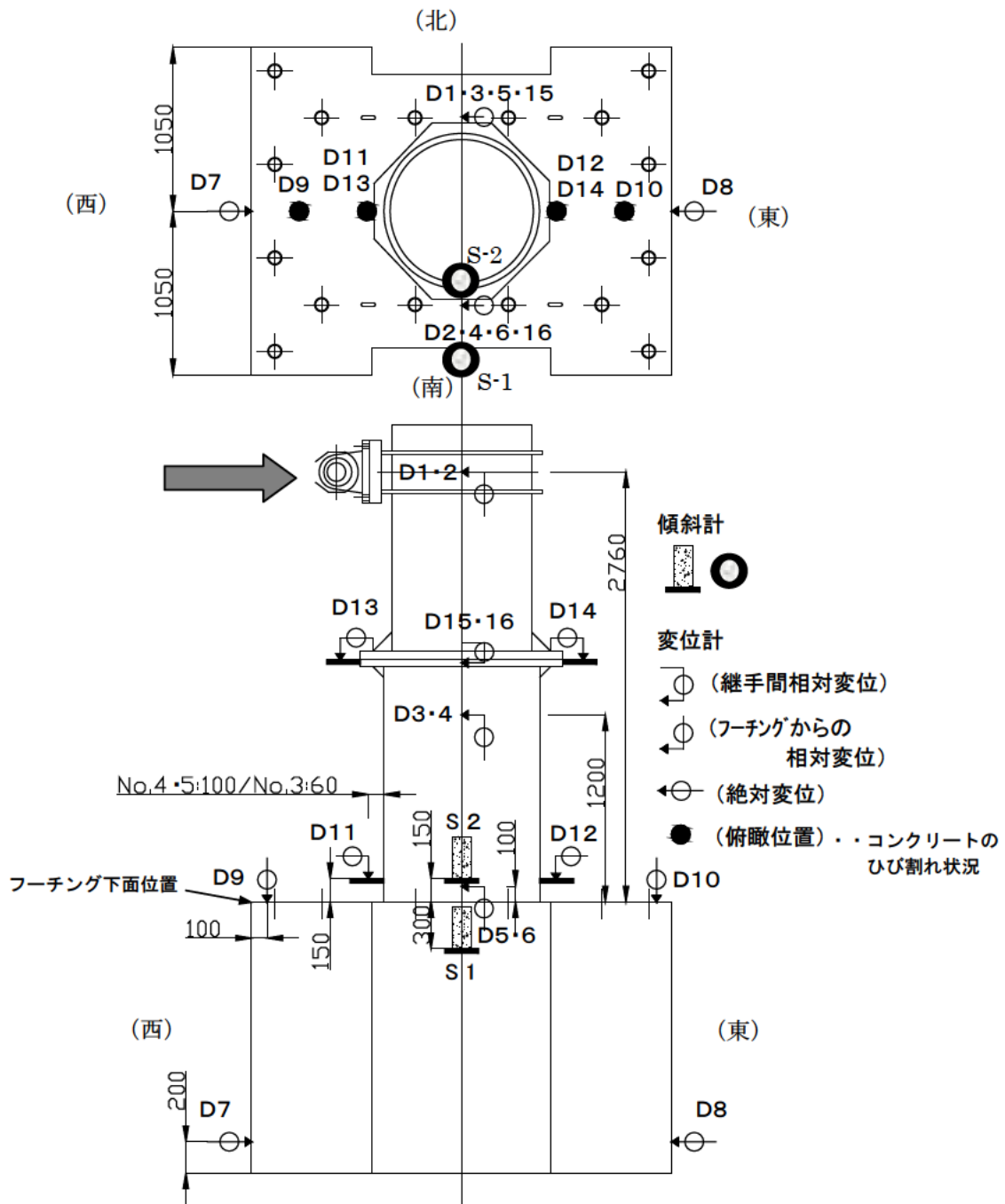


図-3.10 変位計および傾斜計の測定位置 (Case SPP-S-3, Case SPP-S-4, Case SPP-S-5)

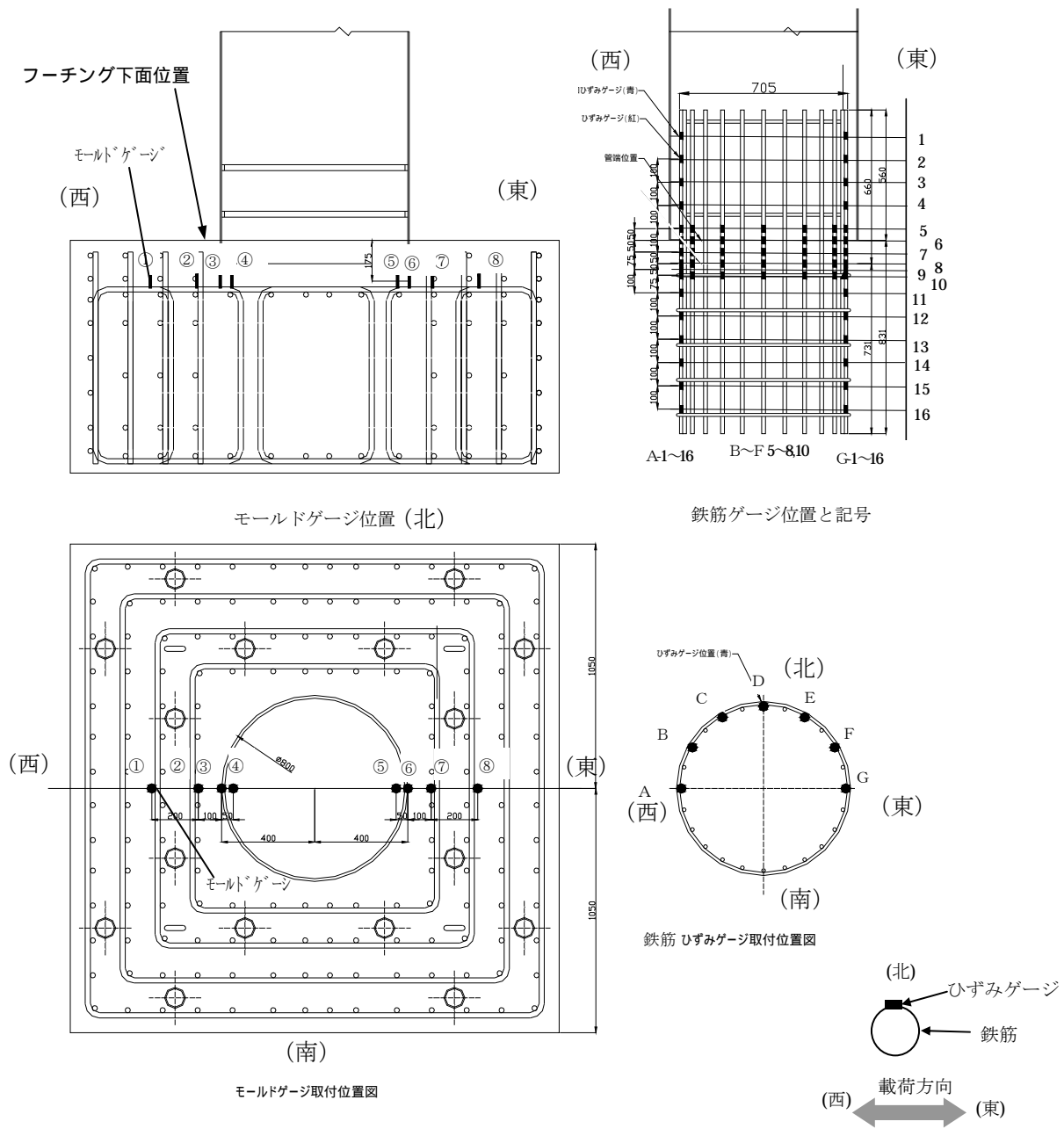
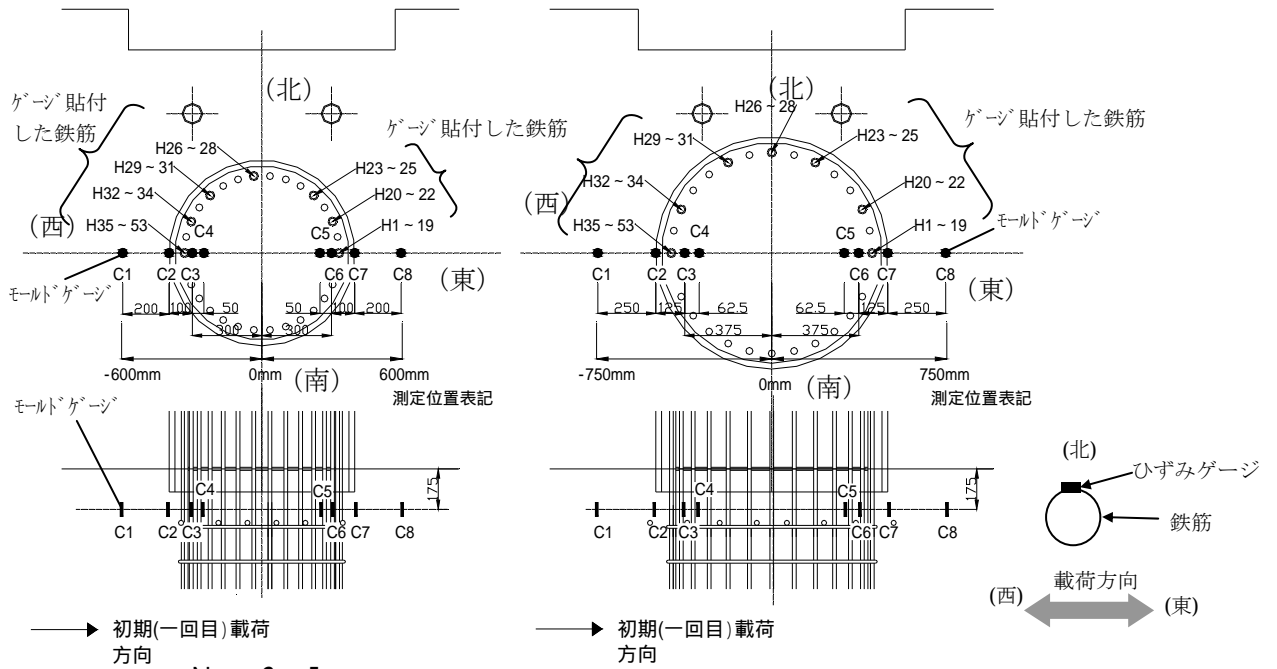


図-3.11 ひずみの測定位置 (Case SPP-S-1,)



Case SPP-S-3, SPP-S-5

Case SPP-S-4

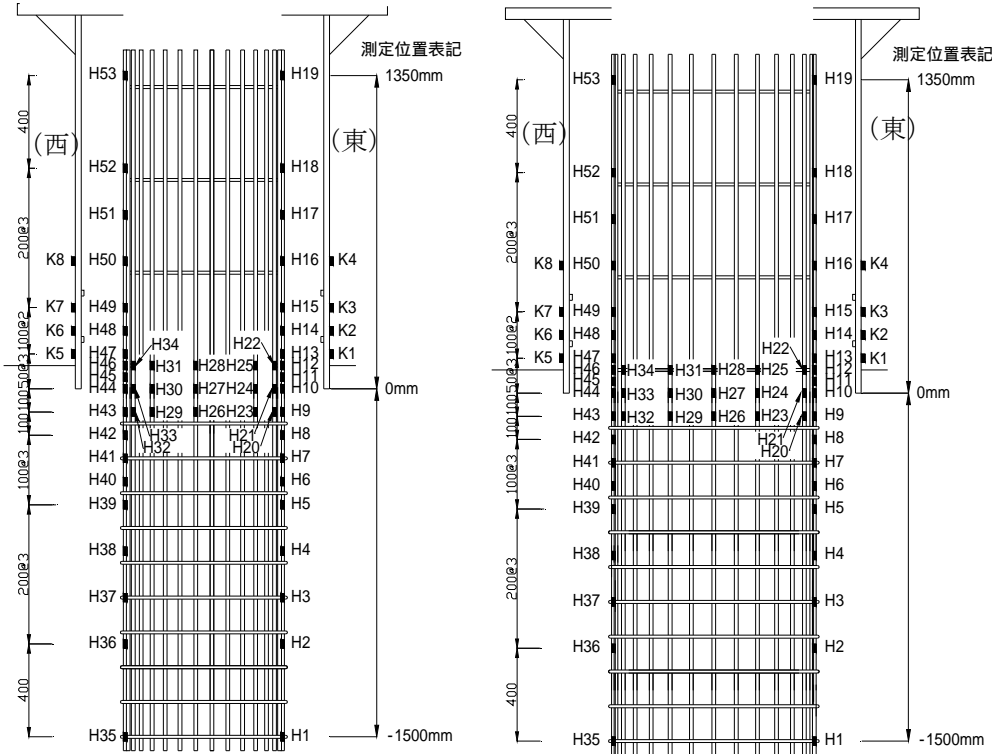


図-3.12 ひずみの測定位置 (Case SPP-S-3, Case SPP-S-4, Case SPP-S-5)

3.2 材料試験結果

供試体に使用した鋼管，中詰め補強鉄筋，およびコンクリートについて各 3 体ずつ材料強度試験を実施した。鋼管，中詰め補強鉄筋に対しては引張試験 (JIS Z 2241) を実施した。コンクリートは試験実施の前日に圧縮強度試験 (JIS A 1108) および引張強度試験 (JIS A 1113) を実施した。

鋼管の試験結果を表-3.5 に，鉄筋の試験結果を表-3.6 に，コンクリートの試験結果を表-3.7 に示す。

表-3.5 鋼管 (杭) の材料試験結果 (3 体平均値)

鋼管	鋼管板厚 (mm)	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	弾性係数 (kN/mm ²)
鋼管 (Case SPP-S-1, Case SPP-S-2)	24	264	1296	421	30.7	203.7
鋼管 (Case SPP-S-3~Case SPP-S-5)	25	370	1805	535	28.3	205.3

表-3.6 中詰め補強鉄筋 (軸方向) の材料試験結果 (3 体平均値)

鉄筋	鉄筋径	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	弾性係数 (kN/mm ²)
SD295 (Case SPP-S-1)	D16	342	1736	512	26.6	194.7
SD490 (Case SPP-S-2)	D16	502	2501	705	18.2	206.1
SD490 (Case SPP-S-3~Case SPP-S-5)	D29	516	2508	680	23.3	207.2

表-3.7 フーチングおよび中詰めコンクリートの材料試験結果 (3 体平均値)

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
Case SPP-S-1	30.25	23.6	0.21	2.66	22
Case SPP-S-2	31.85	22.9	0.20	2.92	27
Case SPP-S-3	31.00	23.6	0.20	2.34	32
Case SPP-S-4	31.80	22.9	0.19	2.96	46
Case SPP-S-5	33.40	24.8	0.21	2.44	39

3.3 実験結果

3.3.1 Case SPP-S-1 供試体

荷重載荷位置における荷重-変位関係を図-3.13 に示す。図-3.14 に載荷荷重およびその時点の水平変位をそれぞれ降伏時の値（実験値）で無次元化した荷重-変位関係（包絡線）を示す。包絡線は各載荷ステップで1回目の載荷ループにおけるピーク荷重値を採用している。

写真-3.2 に供試体の損傷進行状況を示す。なお、本実験における鋼管杭の最大ひずみ（計測値）は 642μ であり、材料試験による降伏ひずみ 1296μ には達しておらず、塑性化は生じなかった。

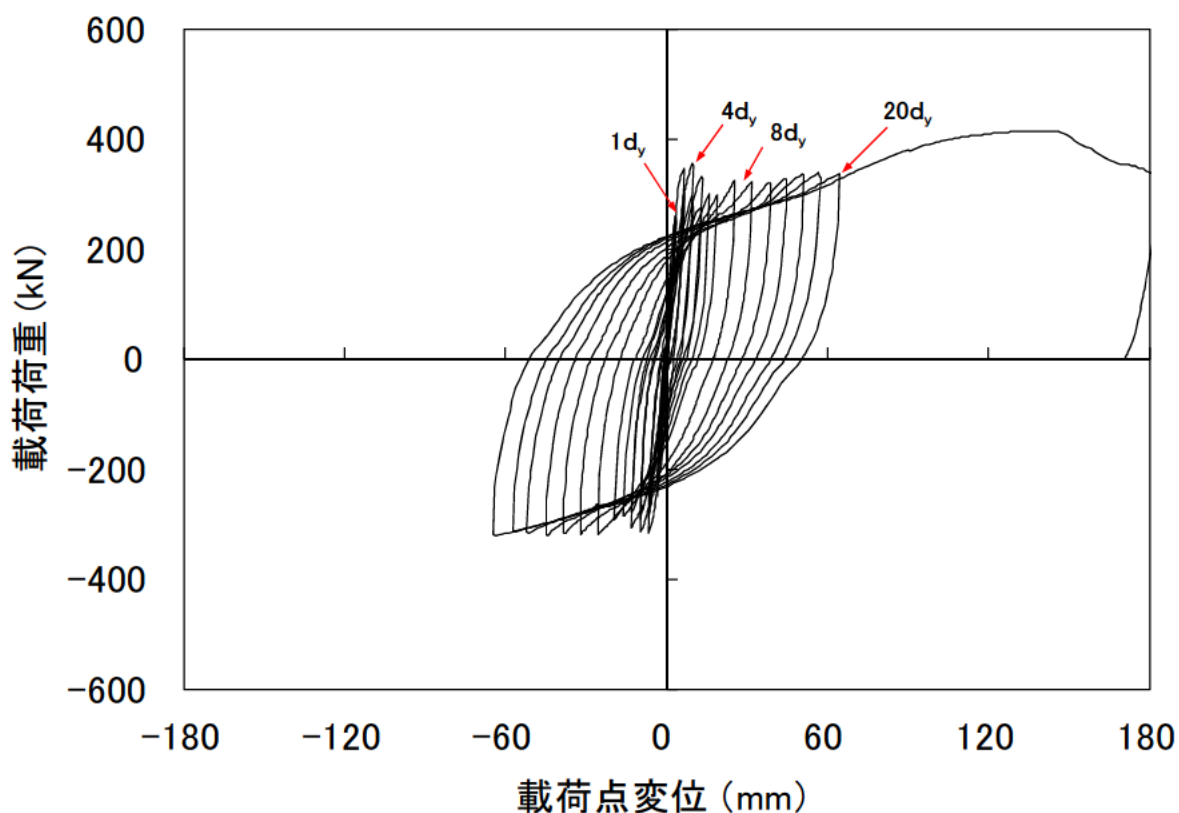


図-3.13 荷重-変位関係 (Case SPP-S-1)

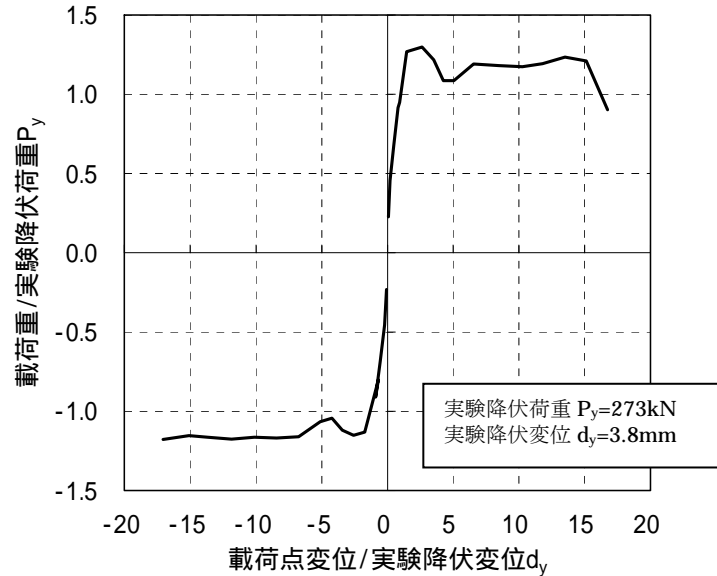


図 3.14 荷重-変位関係 (包絡線, 無次元化) (Case SPP-S-1)

Case SPP-S-1 供試体の変形性能について、以下に示す。

- 荷重 $3d_y$ 以降、一旦荷重が低下したが、 $6d_y$ でやや増加に転じ、 $8d_y$ 以降一定の値を保持した。最大荷重が $+3d_y$ の時より低下した理由は、フーチング下面のひび割れの進展により鋼管杭周囲のコンクリートの寄与が低下したためと考えられる。また、 $6d_y$ 以降で最大荷重が増加した理由は、鉄筋の塑性化後のひずみ硬化による影響が考えられる。図-3.15 に各荷重ステップ最大荷重時における最外縁の中詰め補強鉄筋ひずみ (フーチング定着側) を示す (凡例に示す計測位置は図-3.17 を参照)。図-3.16 に中詰め補強鉄筋に使用した SD295 D16 の引張試験結果を示す。図-3.15 から、中詰め補強鉄筋は荷重ステップ $6d_y$ 以降、ひずみ硬化が始まる 18000μ の水準に達しており、これ以降の荷重増加を裏付ける結果を示していた。
- 最終の荷重ループでは荷重点変位 140mm 付近まで荷重増加が継続し、荷重点変位 150mm 時点に達したところで荷重低下が計測された。その後荷重を継続し、荷重点変位 180mm で試験装置の限界に達したため、荷重を終了した。

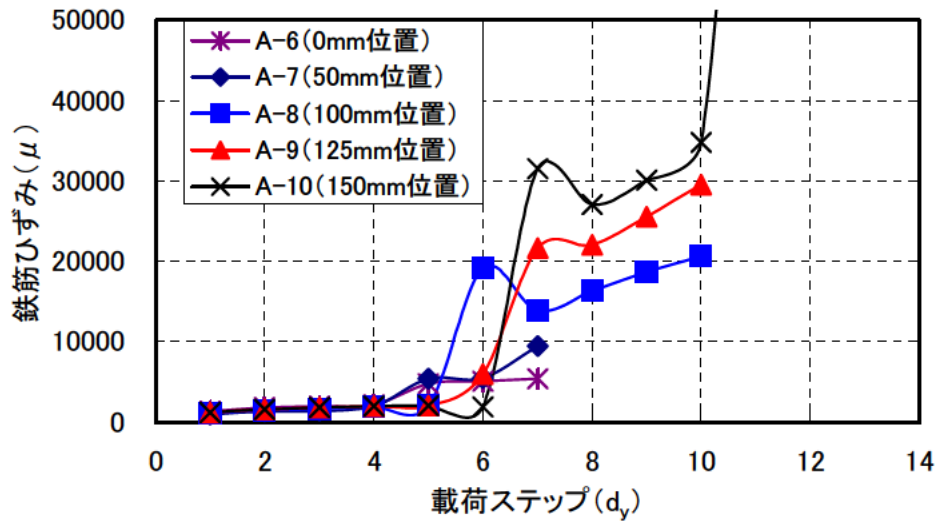


図-3.15 各载荷ステップ最大荷重時における最外縁鉄筋の計測ひずみ（フォーミング定着側）

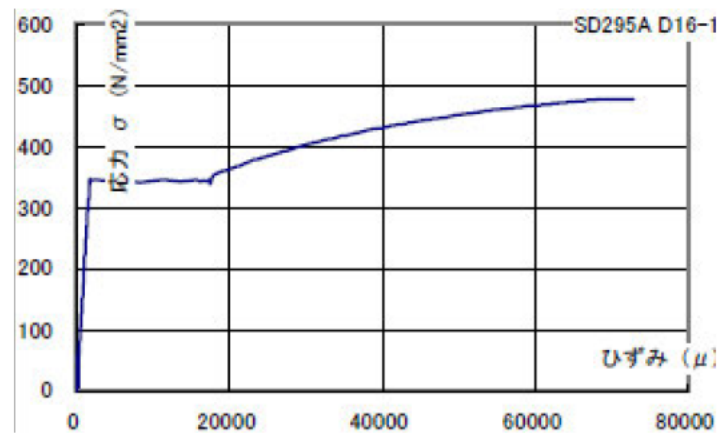


図-3.16 中詰め補強鉄筋（SD295 D16）の引張試験における応力-ひずみ関係



2d_y (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+3d_y (1 ループ目, 東側=圧縮縁側)



+4d_y (1 ループ目, 東側=圧縮縁側)



-4d_y (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+8d_y (1 ループ目, 西側=引張縁側)



+20d_y (1 ループ目, 西側=引張縁側)

写真-3.2 供試体の損傷進行状況 (Case SPP-S-1)

杭頭結合部およびフーチング部のコンクリート損傷進行状況について以下に示す。

- +3d_y (1 ループ目) において、鋼管杭圧縮縁側で鋼管周面から放射状に微小ひび割れが観察され、以降載荷が進むにつれてひび割れが進展、増加した。
- -4d_y (1 ループ目) において、鋼管杭圧縮縁側で鋼管の周囲に沿って円弧状にひび割れが生じた。そして、ひび割れがフーチング側面に達した。

・+8d_yにおいて、鋼管引張縁側の周囲に沿ってかぶりコンクリートにコーン状の浮上りが生じた。

杭の最外縁軸方向鉄筋のひずみ分布を図-3.17 に示す。縦軸は杭頭からの距離、横軸は正側の 1 サイクル目載荷における軸方向鉄筋ひずみである。図-3.17 に示したひずみは、図-3.11 に示したひずみの測定位置図における鉄筋のひずみ計測点 A-1～A-1 (西側) において計測された値である。

273kN 作用時 (2d_y 載荷) に最外縁にある引張鉄筋が降伏ひずみに達しており (西側 A-4 計測点)、仮想 RC 断面径「D+200 (mm)」としたときの設計値 P_y=250kN (1d_y 荷重) より大きな荷重が得られた。

フーチング中の鉄筋に生じたひずみが最初に降伏ひずみ ϵ_{sy} (=1736 μ) に達したのは、1d_y と 2d_y の間であり、以降、塑性化した領域は、載荷変位が大きくなるのに伴って、0mm (2d_y)→200mm (3,4,5,6d_y) →300mm (8d_y) →400mm (16d_y) と拡大していることがわかる。また、鋼管杭中においても、1d_y までは降伏に達している領域はないが、2d_y 以降、-250mm (2,3,4,5,6d_y)→-300mm (8d_y) と拡大していることがわかる。なお、8d_y 以降は杭頭境界面付近において鉄筋の塑性化が進み計測不能となった。以上より、フーチング内、杭体内ともに繰返し載荷により鉄筋の塑性化領域が長くなることが確認された。

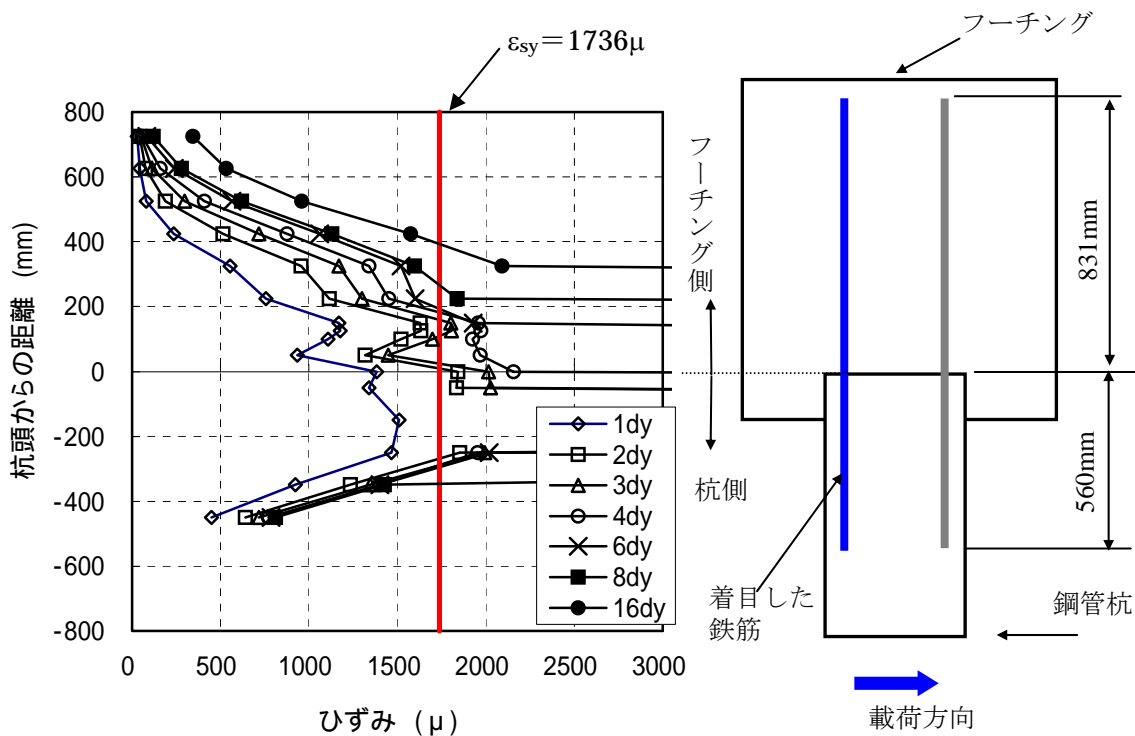


図-3.17 最外縁鉄筋のひずみ分布変化 (Case SPP-S-1, SD295)

3.3.2 Case SPP-S-2 供試体

荷重載荷位置における荷重-変位関係を図 3.18 に示す。図 3.19 に載荷荷重およびその時点の水平変位をそれぞれ降伏時の値 (実験値) で無次元化した荷重-変位関係 (包絡線) を示す。包絡線は各載荷ステップで 1 回目の載荷ループにおける荷重ピーク値を採用している。

写真 3.3 に供試体の損傷進行状況を示す。なお、本実験における鋼管杭の最大ひずみ (計測値) は 557μ であり、材料試験による降伏ひずみ 1296μ には達しておらず、塑性化は生じなかった。

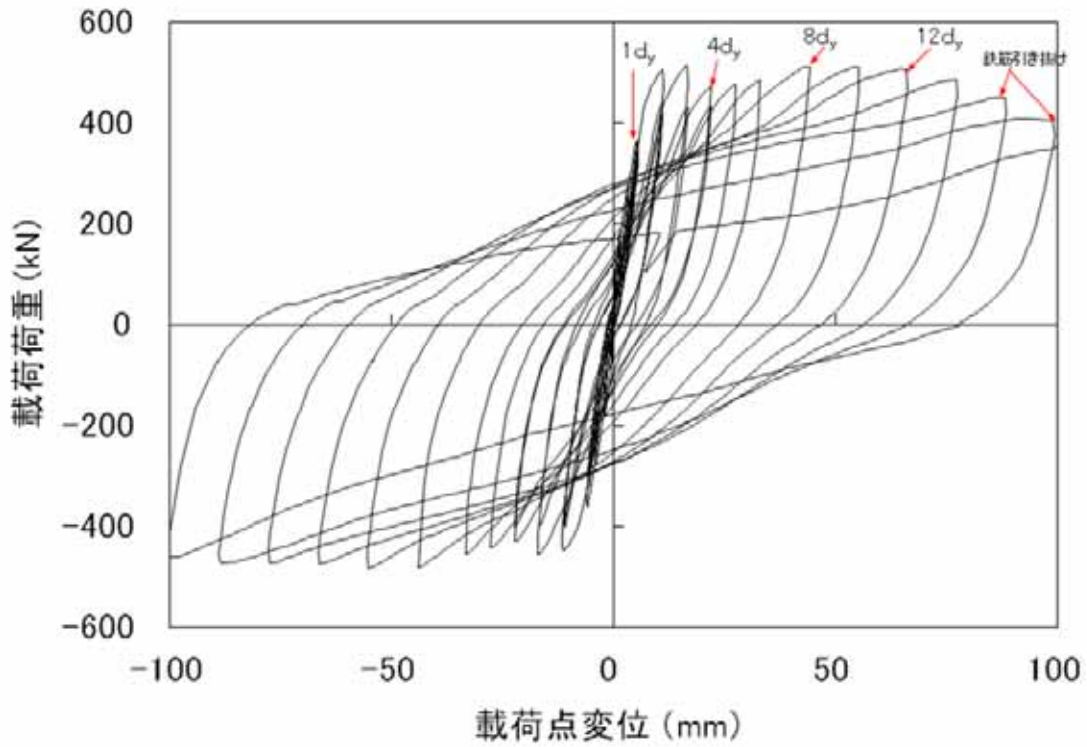


図 3.18 荷重-変位関係 (Case SPP-S-2)

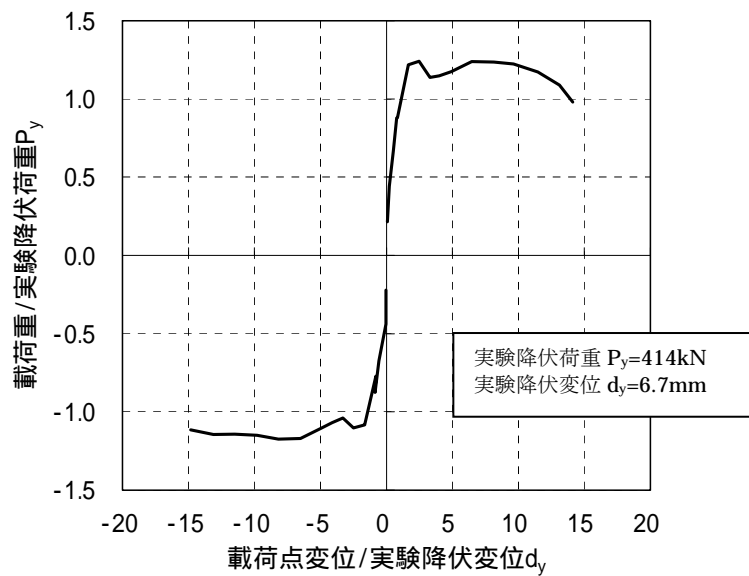


図 3.19 荷重-変位関係 (包絡線, 無次元化) (Case SPP-S-2)

Case SPP-S-2 供試体の変形性能について、以下に示す。

- ・ 荷重 $3d_y$ 以降、一旦荷重が低下したが、 $5d_y$ 以降増加に転じた。

最大荷重が $+3d_y$ の時より低下した理由は、フーチング下面のひび割れの進展により鋼管杭周面のコンクリートの寄与が低下したためと考えられる。また、 $5d_y$ 以降で最大荷重が増加した理由は、Case SPP-S-1 で考察したように鉄筋の塑性化後のひずみ硬化による影響が考えられる。

- ・ 荷重 $8d_y$ 以降で荷重が低下した。その後、 $14d_y$ 、 $16d_y$ の正側荷重において、相次いで鉄筋の付着切れによる引抜けが杭側で生じ、荷重が大きく低下したため、荷重を終了した。



+ $2d_y$ (1 ループ目, 東側=圧縮縁側)



- $3d_y$ (1 ループ目, 東側=引張縁側)



+ $4d_y$ (1 ループ目, 東側=圧縮縁側)



- $4d_y$ (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+ $5d_y$ (1 ループ目, 西側=引張縁側)



+ $18d_y$ (1 ループ目, 西側=引張縁側)

写真-3.3 供試体の損傷進行状況 (Case SPP-S-2)

杭頭結合部およびフーチング部のコンクリート損傷進行状況について以下に示す。

- +2d_y (1 ループ目)において、鋼管杭圧縮縁側のフーチングコンクリートに放射状の微小ひび割れが発生した。以降荷重が進むにつれてひび割れが進展，増加した。
- -3d_y (1 ループ目)において、鋼管杭引張り縁側で鋼管の周囲に沿って円弧状にひび割れが繋がった。
- +5d_yにおいて、鋼管引張縁側の周囲に沿ってかぶりコンクリートにコーン状の浮上りが生じた。

杭の最外縁軸方向鉄筋のひずみ分布を図-3.20 に示す。縦軸は杭頭からの距離，横軸は正側の 1 サイクル目載荷における軸方向鉄筋ひずみである。図-3.20 に示したひずみは，図-3.11 に示したひずみの測定位置図における鉄筋のひずみ計測点 A-1～A-16 (西側) において計測された値である。

414kN (2d_y) 作用時に最外縁にある引張鉄筋が降伏ひずみに達しており (西側 A-4 計測点)，想定値 (D+200mm の仮想 RC 断面耐力) の 363kN (1d_y 荷重) より大きな荷重が得られた。

フーチング中の鉄筋に生じたひずみが最初に降伏ひずみ $\epsilon_{sy} (=2501 \mu)$ に達したのは，1d_y と 2d_y の間であり，以降，塑性化した領域は，荷重変位が大きくなるのに伴って，200mm (2,3,4d_y) → 300mm (5d_y) → 400mm (10d_y) と拡大している一方で，14d_y以降は 300mm に戻っていることがわかる。これは，14d_y以降では，鋼管の中詰め補強鉄筋が引抜けたことにより，鉄筋に加わる引張力が低下したためと考えられる。また，鋼管杭中においても，1d_yまでは降伏に達している領域はないが，2d_y以降，-200mm (2d_y) → -300mm (3d_y) → -350mm (4,5d_y) と拡大していることがわかる。なお，5d_y以降は杭頭境界面付近において鉄筋の塑性化が進み計測不能となった。

以上より，フーチング内，杭体内ともに繰返し載荷により鉄筋の塑性化領域が長くなること，荷重が急激に低下する 14d_y以降に塑性化領域が短くなることが確認された。

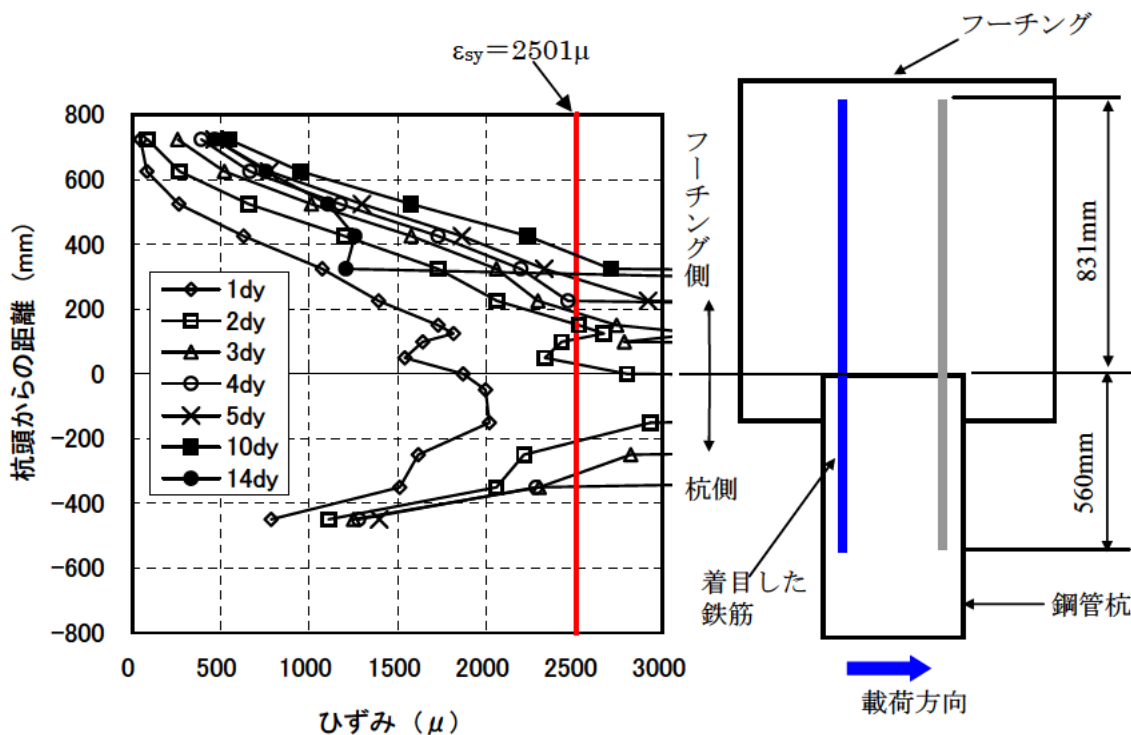


図-3.20 最外縁鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-S-2, SD490, 杭側定着長 35d)

本供試体では、中詰め補強鉄筋の引抜けが生じたため、載荷後の供試体の鋼管杭部分を切断し内部の状況を観察した。

中詰めコンクリート外面状況を写真-3.4 に示す。ずれ止め位置の杭頭方向側のコンクリートにおいて部分的に損傷（支圧破壊）が観察された。一方、ずれ止め位置の杭先端方向側のコンクリートには損傷は見られなかった。また、中詰め補強鉄筋の端部位置付近に円周上にひび割れが生じていた。

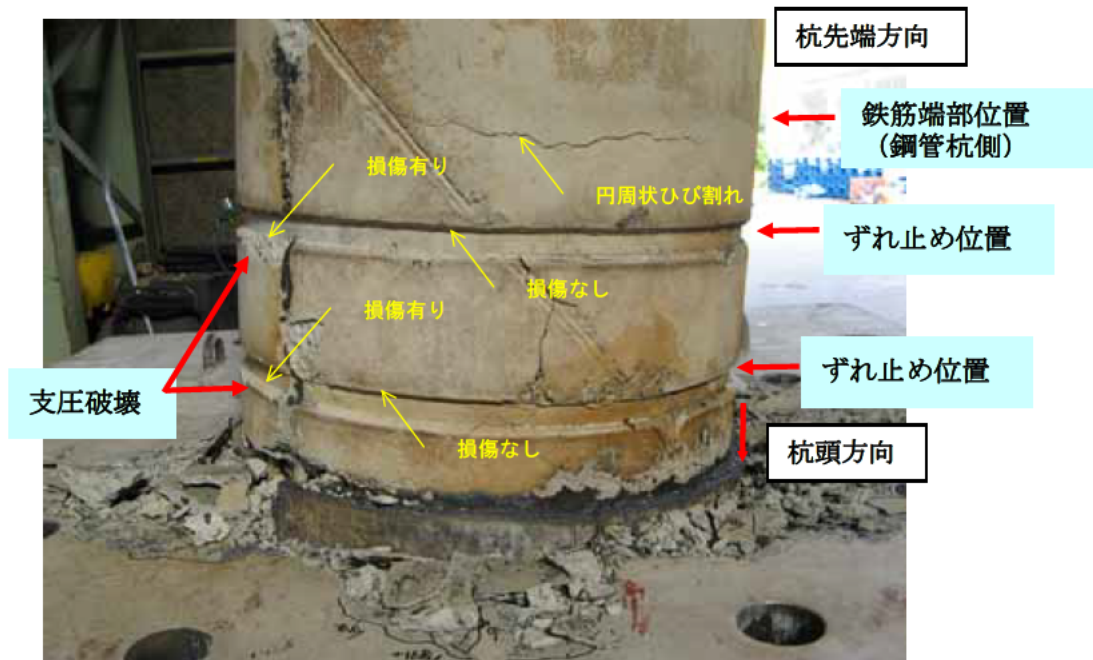


写真-3.4 中詰めコンクリート外面状況

中詰め補強鉄筋の周りのコンクリートを全てはつり出した状況を写真-3.5 に示す。引張側鉄筋 6 本が 30~60mm 程度抜け出しており、破壊して粉状になったコンクリートが鉄筋の周面に付着していた。

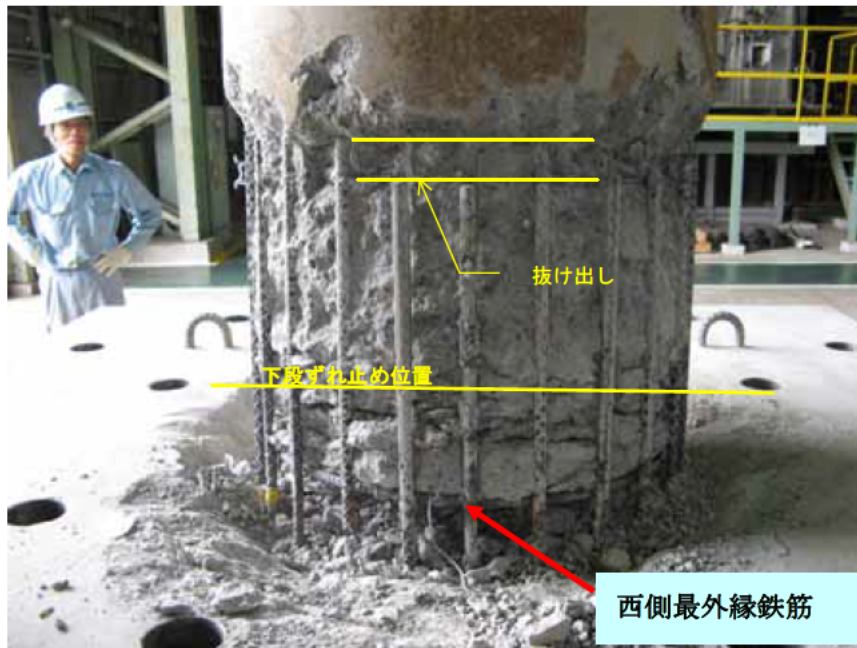


写真-3.5 中詰め補強鉄筋の周りのコンクリートを全てはつり出した状況

3.3.3 Case SPP-S-3 供試体

荷重載荷位置における荷重-変位関係を図-3.21 に示す。図-3.22 に載荷荷重およびその時点の水平変位をそれぞれ降伏時の値で無次元化した荷重-変位関係（包絡線）を示す。包絡線は各載荷ステップで1回目の載荷ループにおけるピーク荷重値を採用している。

写真-3.6 に載荷終了後の供試体の損傷進行状況を示す。なお、本実験における鋼管杭の最大ひずみ（計測値）は 971μ であり、材料試験による降伏ひずみ 1805μ には達しておらず、塑性化は生じなかった。

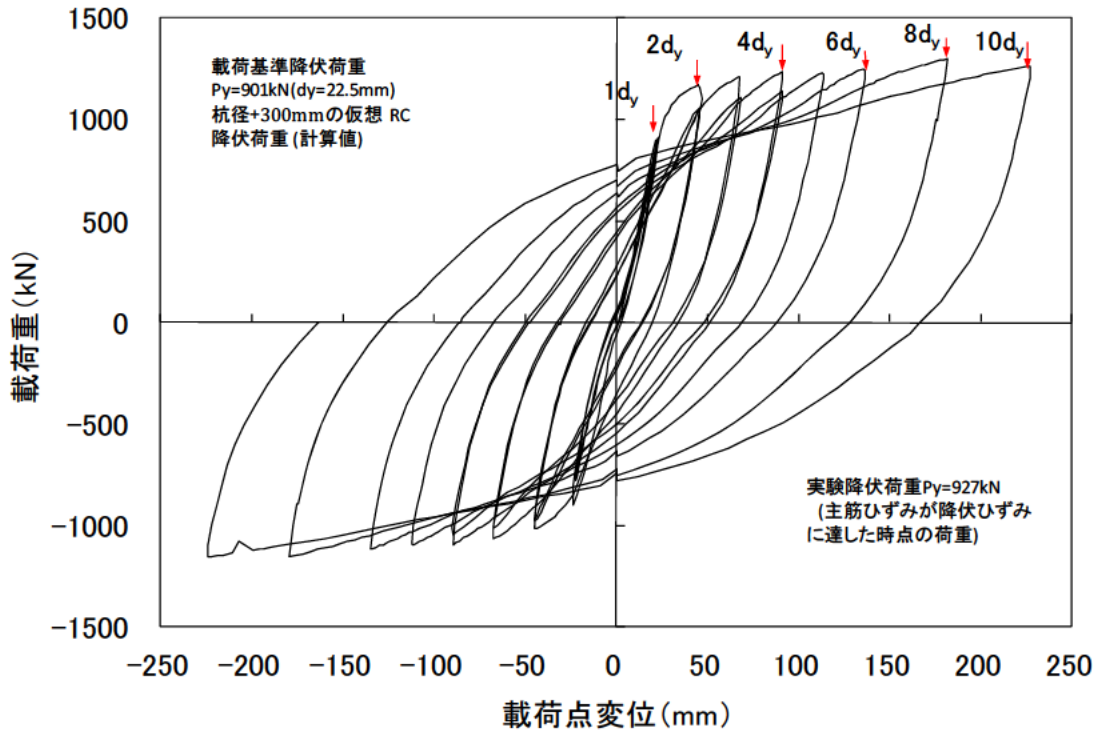


図-3.21 荷重-変位関係 (Case SPP-S-3)

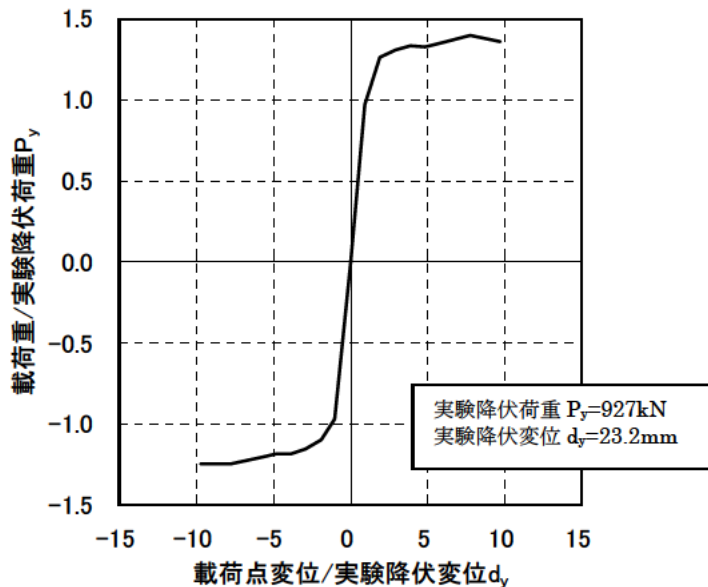


図-3.22 荷重-変位関係（包絡線，無次元化）(Case SPP-S-3)

Case SPP-S-3 供試体の変形性能について、以下に示す。

- ・ 載荷 $8d_y$ (正側) で最大荷重 $1297kN$ に達した後、 $10d_y$ で変位量 $200mm$ を超え載荷装置の限界に達したため載荷を終了した。



+0.5Py (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+4dy (1 ループ目, 東側=引張縁側)



-8dy (1 ループ目, 東側=圧縮縁側)



+10dy (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



載荷終了後 載荷方向面 (西側=引張縁)



載荷終了後 載荷方向面 (東側=圧縮縁)

写真-3.6 供試体の損傷状況 (Case SPP-S-3)

杭頭結合部およびフーチング部のコンクリート損傷進行状況について以下に示す。

- ・ Case SPP-S-3 供試体の初期ひび割れの発生は、 $+0.5P_y$ であった。
- ・ $+4d_y$ において、鋼管の抜出しが明瞭になった。
- ・ 鋼管周囲に放射状に生じていたひび割れが鋼管周面方向に沿って円弧状につながり、正載荷側

+10d_y, 負荷荷側-8d_y で広範囲にわたってフーチング下面のかぶりコンクリートがコーン状に剥離した。

杭の最外縁軸方向鉄筋のひずみ分布を図-3.23 に示す。縦軸は杭頭からの距離、横軸は正側の 1 サイクル目载荷における軸方向鉄筋ひずみである。図-3.23 に示したひずみは、図-3.12 に示したひずみの測定位置図における鉄筋のひずみ計測点 H-35~H-53 (西側) において計測された値である。

想定降伏荷重 901kN (D+300mm の仮想 RC 断面耐力) を若干上回る 927kN 作用時 (2d_y 载荷) に最外縁にある引張鉄筋が降伏に達した (西側 H46 計測点)。

フーチング中の鉄筋に生じたひずみが最初に降伏ひずみ $\epsilon_{sy} (=2508\mu)$ に達したのは、1d_y と 2d_y の間であり、以降、塑性化した領域は、载荷変位が大きくなるのに伴って、200mm (2d_y) → 300mm (3,4d_y) → 400mm (5d_y) → 600mm (8d_y) → 800mm (10d_y) と拡大していることがわかる。また、鋼管杭中においても、1d_y までは降伏に達している領域はないが、2d_y 以降、-400mm (2,3d_y) → -500mm (4,5d_y) と拡大していることがわかる。なお、5d_y 以降は杭頭境界面付近において鉄筋の塑性化が進み計測不能となった。以上より、フーチング内、杭体内ともに繰返し载荷により鉄筋の塑性化領域が長くなることが確認された。

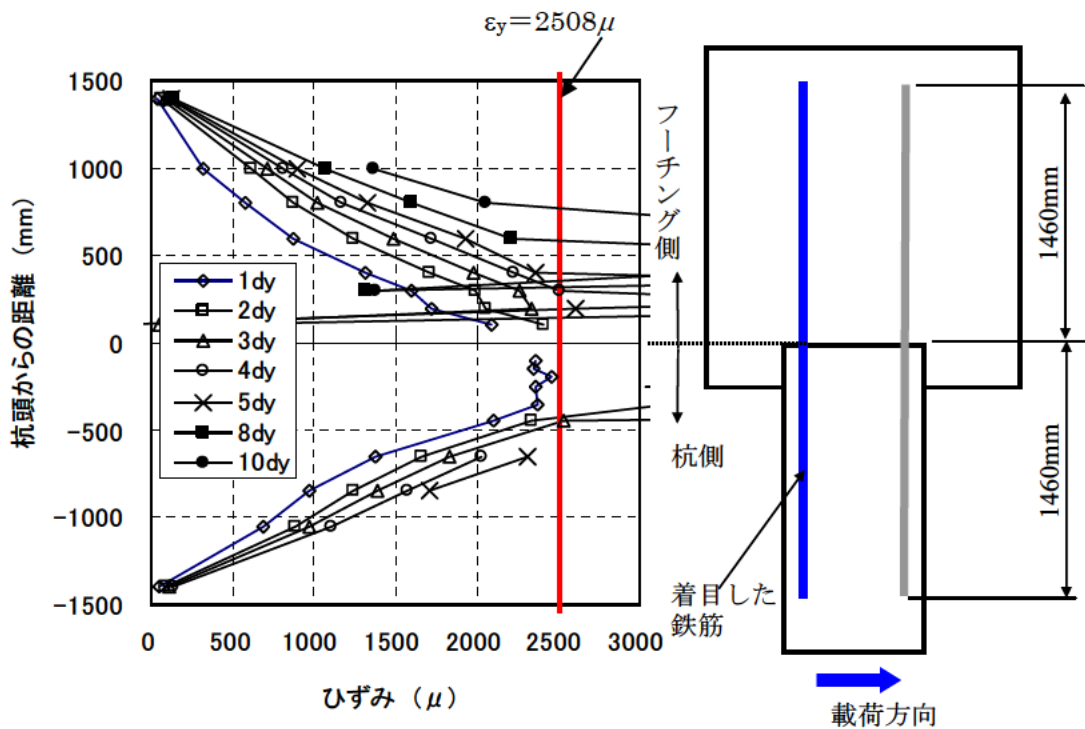


図-3.23 最外縁鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-S-3, SD490)

3.3.4 Case SPP-S-4 供試体

荷重載荷位置における荷重-変位関係を図-3.24 に示す。図-3.25 に載荷荷重およびその時点の水平変位をそれぞれ降伏時の値で無次元化した荷重-変位関係 (包絡線)を示す。包絡線は各載荷ステップで1回目の載荷ループにおけるピーク荷重値を採用している。

写真-3.7 に載荷終了後の供試体の損傷進行状況を示す。なお、本実験における鋼管杭の最大ひずみ (計測値) は 836μ であり、材料試験による降伏ひずみ 1805μ には達しておらず、塑性化は生じなかった。

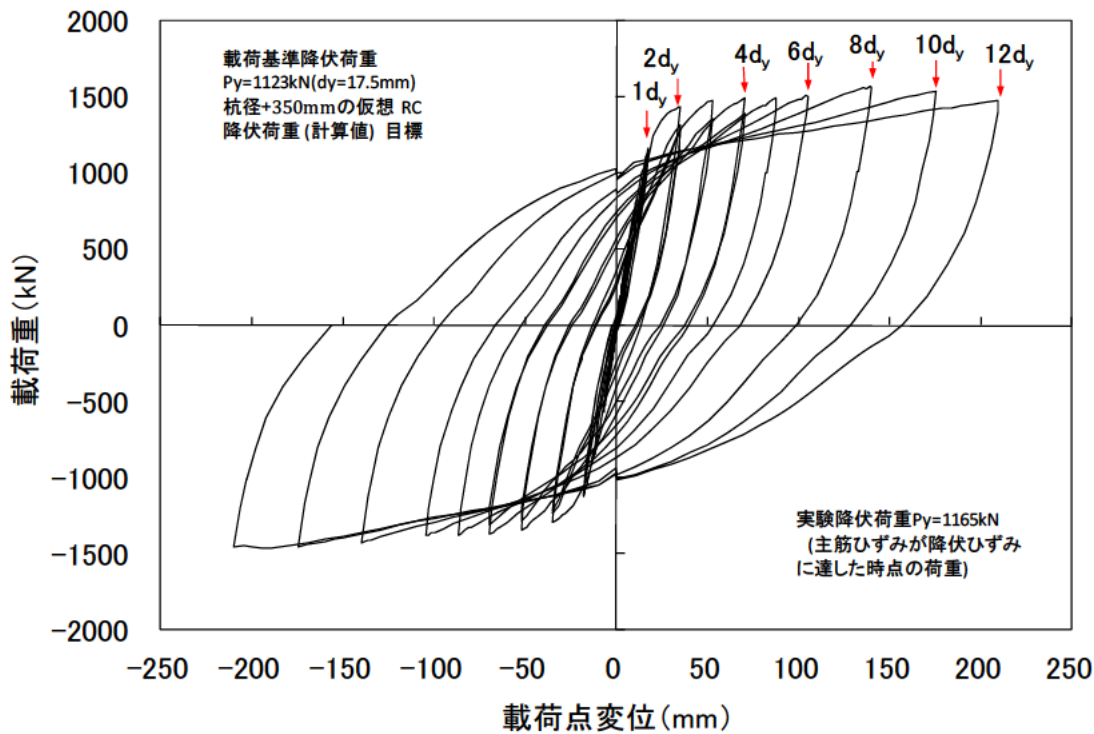


図-3.24 荷重-変位関係 (Case SPP-S-4)

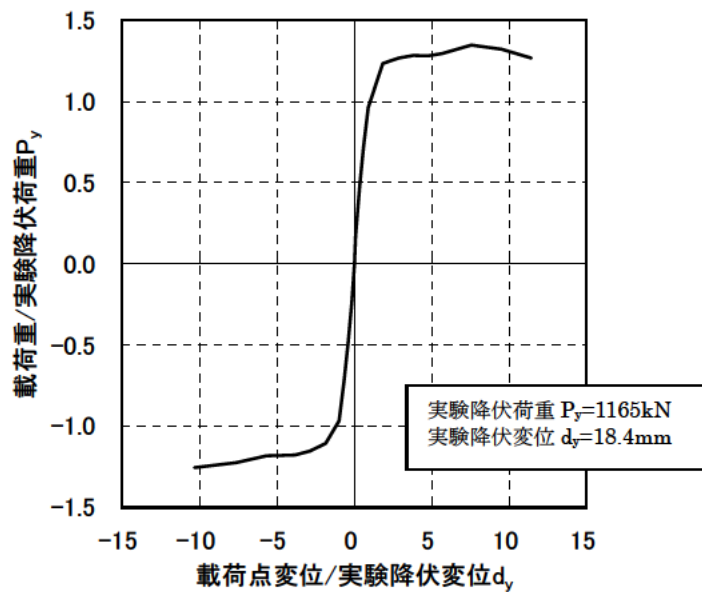


図-3.25 荷重-変位関係 (包絡線, 無次元化) (Case SPP-S-4)

Case SPP-S-4 供試体の変形性能について、以下に示す。

・ 載荷 $8d_y$ (正側) で最大荷重 $1561kN$ に達した後、 $12d_y$ で変位量 $200mm$ を超え載荷装置の限界に達したため載荷終了した。



- $0.25P_y$ (1 ループ目, 東側=圧縮縁側)



+ $1d_y$ (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+ $4d_y$ (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+ $4d_y$ (1 ループ目, 東側=引張縁側)



+ $12d_y$ (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



- $12d_y$ (1 ループ目, 東側=圧縮縁側)

写真-3.7 供試体の損傷状況 (Case SPP-S-4)

杭頭結合部およびフーチング部のコンクリート損傷進行状況について以下に示す。

- ・ Case SPP-S-4 供試体の初期ひび割れの発生は、 $-0.25P_y$ であった。
- ・ + $4d_y$ において、鋼管の抜け出しが明瞭となり、コンクリートとの間に隙間が生じた。
- ・ 供試体表面に広範囲な圧壊が発生したのは正側負側共に $12d_y$ であった。

Case SPP-S-3 および後述する Case SPP-S-5 供試体に比べて、比較的コンクリートの損傷が小さいのは、Case SPP-S-4 供試体は鋼管径がφ1000 と大きいため、供試体の剛性が高く変形が小さいためと考えられる。

杭の最外縁軸方向鉄筋のひずみ分布を図-3.26 に示す。縦軸は杭頭からの距離、横軸は正側の 1 サイクル目载荷における軸方向鉄筋ひずみである。図-3.26 に示したひずみは、図-3.12 に示したひずみの測定位置図における鉄筋のひずみ計測点 H-35~H-53 (西側) において計測された値である。

想定降伏荷重 1123kN (D+350mm の仮想 RC 断面耐力) を若干上回る 1165kN 作用時 (2_{dy} 载荷) に最外縁にある引張鉄筋が降伏に達した (西側 H46 計測点)。

フーチング中の鉄筋に生じたひずみが最初に降伏ひずみ ϵ_{sy} (=2508 μ) に達したのは、1_{dy} と 2_{dy} の間であり、以降、塑性化した領域は、载荷変位が大きくなるのに伴って、200mm (2, 3_{dy}) →300mm (4_{dy}) →400mm (5_{dy}) →600mm (8_{dy}) →800mm (10_{dy}) と拡大していることがわかる。また、鋼管杭中においても、1_{dy} までは降伏に達している領域はないが、2_{dy} 以降、-500mm (2_{dy})→-600mm (3_{dy})と拡大していることがわかる。なお、3_{dy} 以降は杭頭境界面付近において鉄筋の塑性化が進み計測不能となった。以上より、フーチング内、杭体内ともに繰返し载荷により鉄筋の塑性化領域が長くなることが確認された。

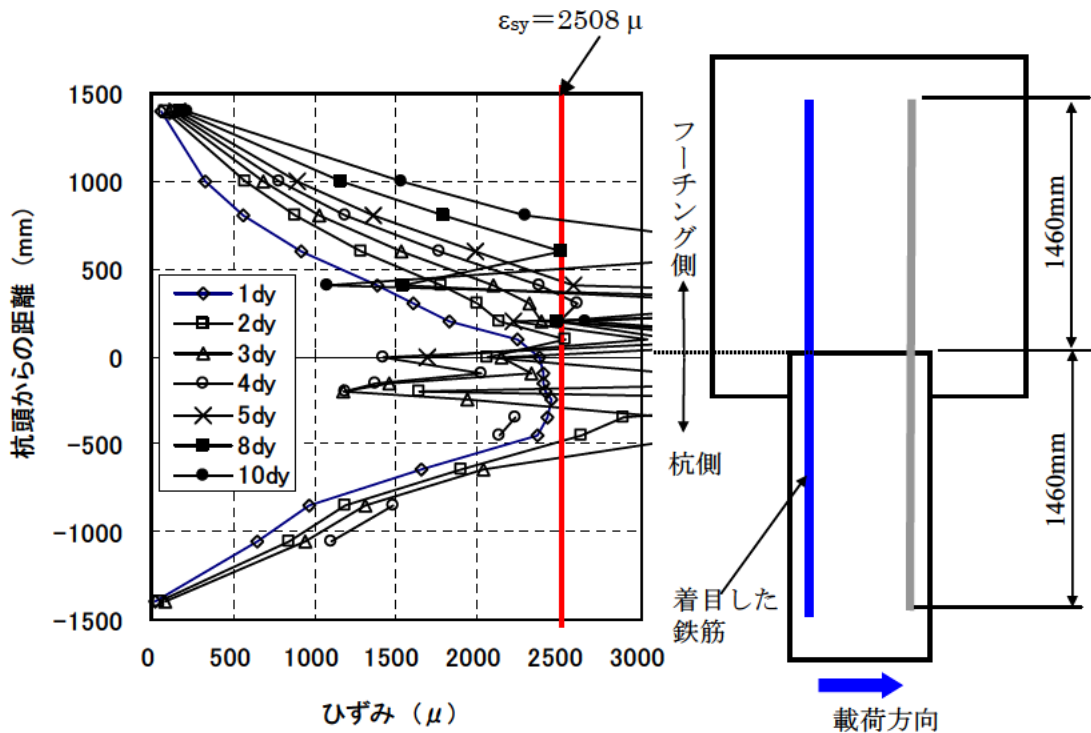


図-3.26 最外縁鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-S-4, SD490)

試験後に供試体の鋼管を取り外し、内部のひび割れの状況、鉄筋の定着状況を観察した。観察結果を図-3.27 に、状況写真を写真-3.8、写真-3.9 に示す。写真-3.8 で示されるように、供試体の杭頭付近のコアコンクリートに数層にわたってひび割れが生じるとともに、鉄筋の節部に支圧破壊して粉体状となったコンクリートが付着しており、鉄筋とコンクリートの付着が部分的に切れている状況が観察された。ただし、写真-3.5 の Case SPP-S-2 で観察されたような鉄筋の完全な付着切れによる引抜けは確認されなかった。また、圧縮側の鉄筋にわずかに座屈が発生していた (写真-3.9

参照)。

なお、図-3.27 に示すように、粉体状のコンクリートの付着状況から、鋼管杭中の中詰め補強鉄筋(縁端部位置)における付着切れの範囲は、杭頭部から535mm程度までであることが確認された(鋼管杭側の定着長は1460mm)。これは、図-3.26 に示す最外縁鉄筋のひずみ分布における鋼管杭中(位置でプラスの部分)の鉄筋の塑性域とほぼ合致している。

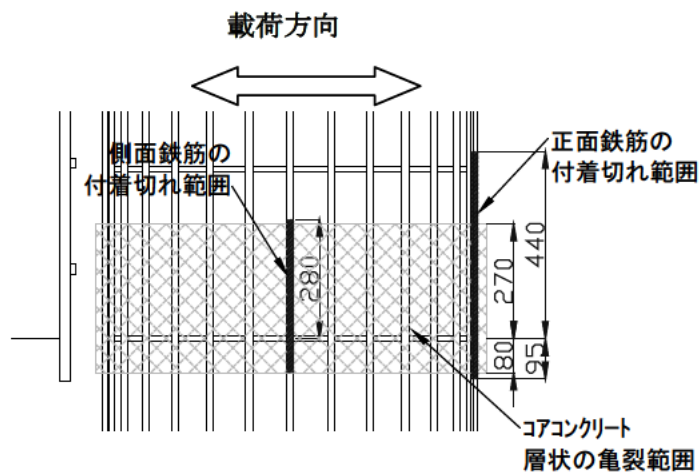


図-3.27 内部観察結果

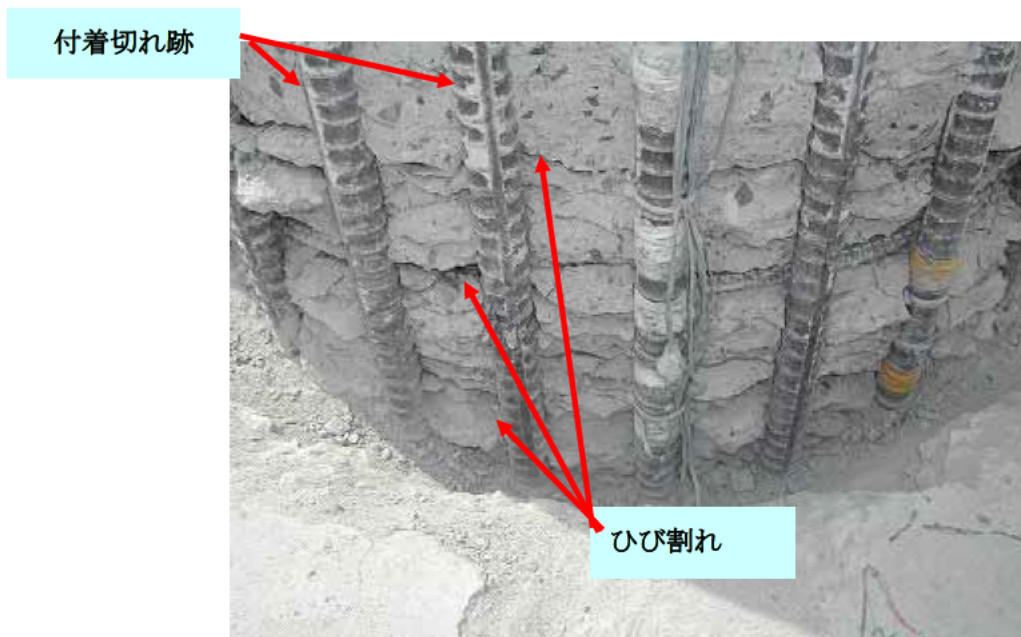


写真-3.8 内部観察状況(東側, 最終引張り縁側)

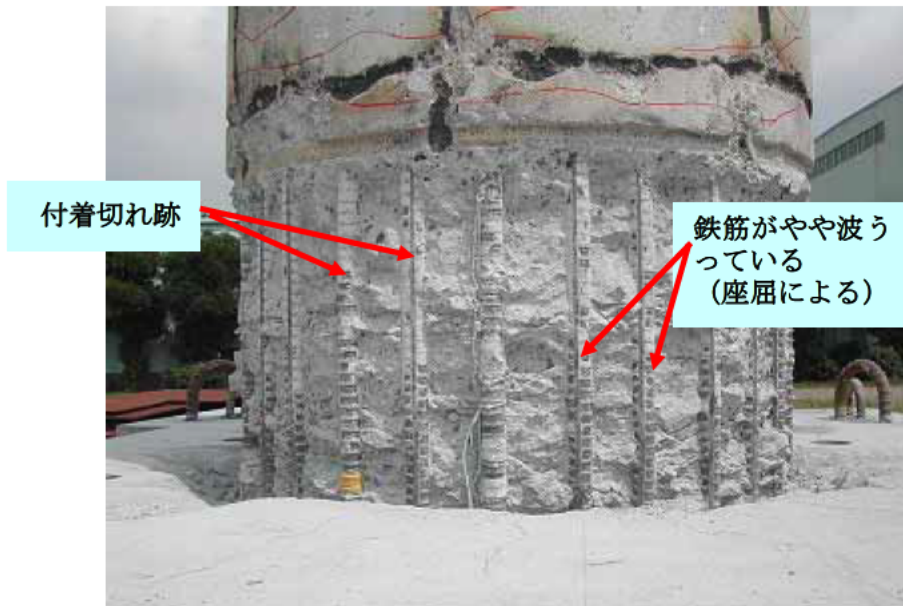


写真-3.9 内部観察状況 (西側, 最終圧縮縁側)

3.3.5 Case SPP-S-5 供試体

荷重載荷位置における荷重-変位関係を図 3.28 に示す。図 3.29 に載荷荷重およびその時点の水平変位をそれぞれ降伏時の値で無次元化した荷重-変位関係 (包絡線) を示す。包絡線は各載荷ステップで 1 回目の載荷ループにおけるピーク荷重値を採用している。

写真 3.10 に載荷終了後の供試体の損傷進行状況を示す。なお、本実験における鋼管杭の最大ひずみ (計測値) は 1030μ であり、材料試験による降伏ひずみ 1805μ には達しておらず、塑性化は生じなかった。

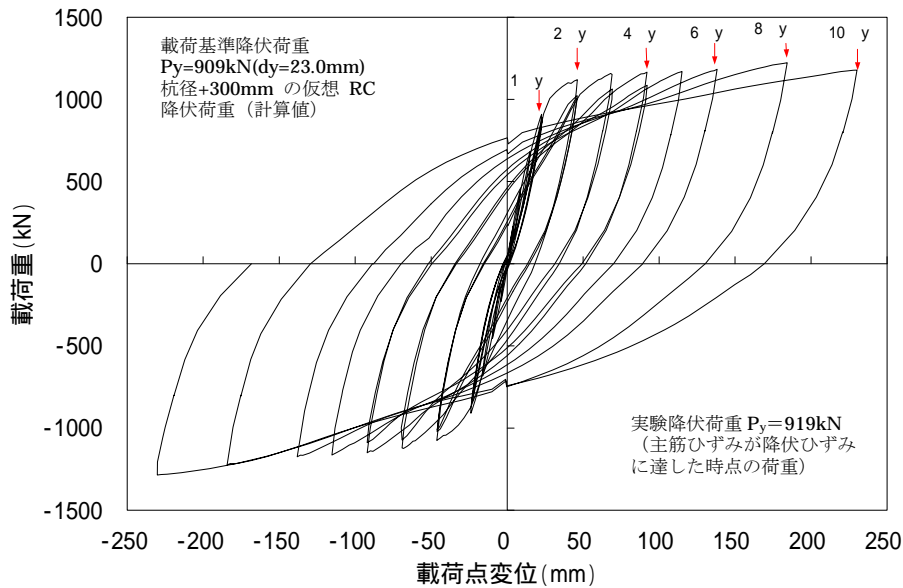


図 3.28 荷重-変位関係 (Case SPP-S-5)

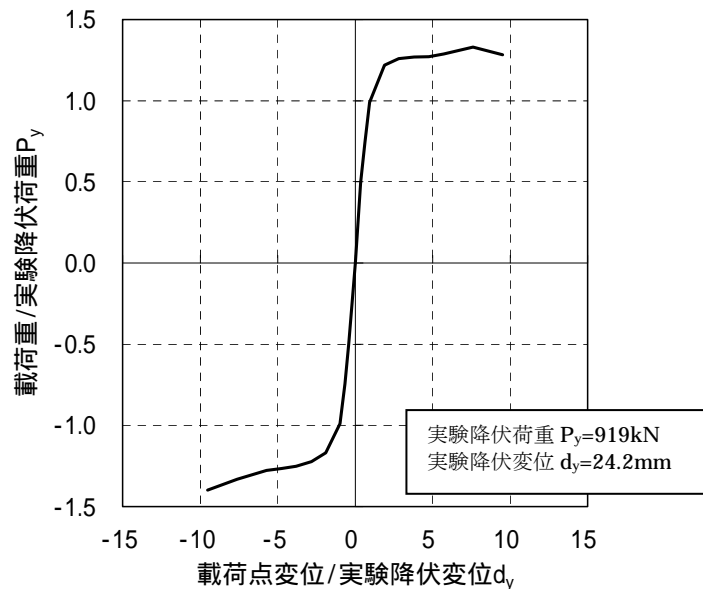


図 3.29 荷重-変位関係 (包絡線, 無次元化) (Case SPP-S-5)

Case SPP-S-5 供試体の変形性能について、以下に示す。

- ・載荷 (負側) $10d_y$ で最大荷重 1285kN に達した後、変位量 200mm を超え載荷装置の限界に達し

たため載荷終了した。



+0.5Py (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+1dy (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+4dy (1 ループ目, 西側=圧縮縁側)



+4dy (1 ループ目, 東側=引張縁側)



-8dy (1 ループ目, 東側=圧縮縁側)



載荷終了後 (東側=圧縮縁側)

写真-3.10 供試体の損傷状況 (Case SPP-S-5)

杭頭結合部およびフーチング部のコンクリート損傷進行状況について以下に示す。

- Case SPP-S-5 供試体の初期ひび割れの発生は、+0.5Pyであった。
- +4dyにおいて、鋼管の拔出しが明瞭となり、フーチングの下面においてコンクリートの圧壊部分が観察されるようになった。
- 負荷側-8dyでさらに広範囲にわたってフーチング下面コンクリートが圧壊した。

杭の最外縁軸方向鉄筋のひずみ分布を図-3.30 に示す。縦軸は杭頭からの距離，横軸は正側の 1 サイクル目載荷における軸方向鉄筋ひずみである。図-3.30 に示したひずみは，図-3.12 に示したひずみの測定位置図における鉄筋のひずみ計測点 H-35～H-53 (西側) において計測された値である。

想定降伏荷重 909kN (D+300mm の仮想 RC 断面耐力) を若干上回る 919kN 作用時 (2d_y 載荷) に最外縁にある引張鉄筋が降伏に達した (西側 H46 計測点)。

フーチング中の鉄筋に生じたひずみが最初に降伏ひずみ ϵ_{sy} (=2508 μ) に達したのは，1d_y と 2d_y の間であり，以降，塑性化した領域は，載荷変位が大きくなるのに伴って，-200mm (2d_y) → -300mm (3d_y) → -400mm (4,5 d_y) → -600mm (8d_y) → -800mm (10d_y) と拡大していることがわかる。また，鋼管杭中においても，1d_y までは降伏に達している領域はないが，2d_y 以降，400mm (2,3d_y) → 500mm (3,4d_y) と拡大していることがわかる。なお，4d_y 以降は杭頭境界面付近において鉄筋の塑性化が進み計測不能となった。以上より，フーチング内，杭体内ともに繰返し載荷により鉄筋の塑性化領域が長くなることが確認された。

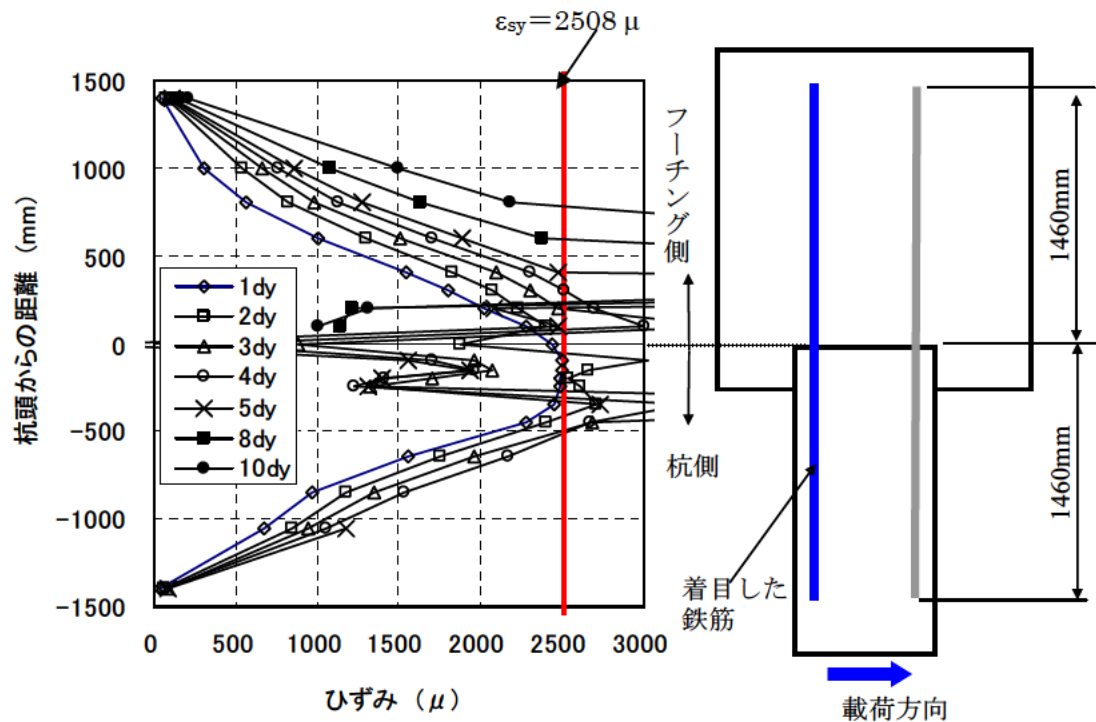


図-3.30 最外縁鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-S-5, SD490)

<本章の参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2002.
- 2) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧 平成18年度改定版，2007.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.
- 4) 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法，構造工学論文集，vol.44A，pp.877-888，1998.

第4章 組杭に対する場所打ち杭及び鋼管杭の杭頭結合部の水平載荷実験

第2章、第3章にて、場所打ち杭、鋼管杭の単杭の水平載荷実験結果を示した。単杭の実験は、杭頭結合部に水平力と曲げモーメントが同時に作用する条件で行われたため、軸力変動が杭頭結合部に与える影響について評価できていない。そこで、軸力変動が生じる組杭に対して正負交番の水平載荷実験を行った。

4.1 実験概要

本実験は、組杭供試体を対象として、現行道示 IV に準じて設計された杭頭結合方法 B の限界状態と破壊形態の確認、縁端距離の縮小可能性、高強度鉄筋の適用性、及び仮想 RC 断面径の評価式を見直すことによる耐力や変形性能を実験的に確認することが目的である。実験は、土木研究所 部材耐震強度実験施設内で行った。実験状況を写真-4.1、図-4.1 に示す。実験供試体は、橋脚・フーチング・杭体からなる。杭基礎は道路橋の橋脚における 2×2 の組杭を想定し、図-4.2 に示すように縁端部にとって最も厳しい条件として、縁端部の抵抗範囲領域が最も小さくなるように 2 本の杭を対象にモデル化した。組杭による実験は、いずれの供試体もほぼ同様の方法で、供試体を横にした状態で杭先端部をヒンジで固定して行った。荷重は、橋脚部に鉛直荷重と橋軸、橋軸直角方向に対して 45° 方向に水平荷重を作用させた。これにより、杭頭に対し軸力、曲げモーメント、水平力が同時に作用する。フーチングと床との摩擦が実験結果に影響を与えないようにフーチングをテフロン板の上に設置し、さらにモリブデンを施し極力摩擦が軽減するように努めた。以降、北側の杭を PileA、南側の杭を PileB と呼ぶ。

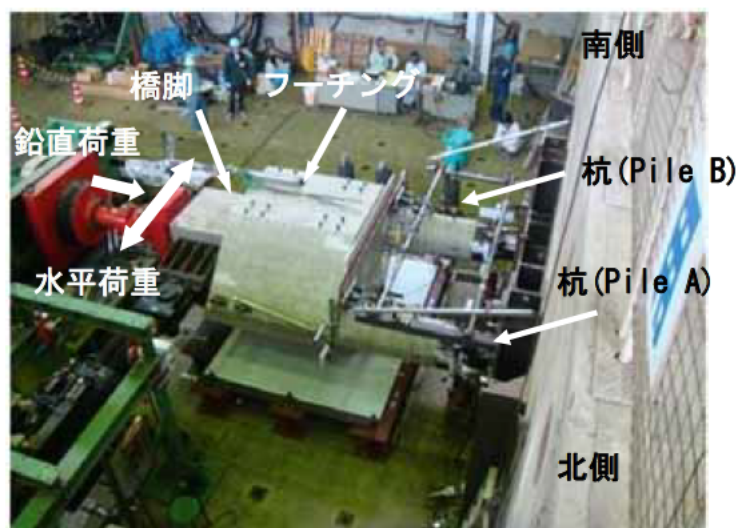


写真-4.1 組杭実験状況(Case CPP-C-1)

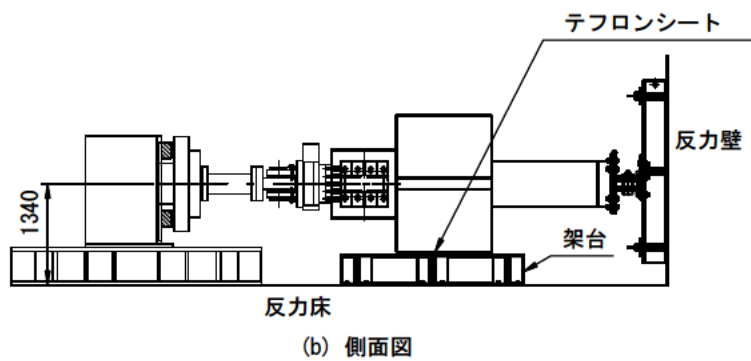
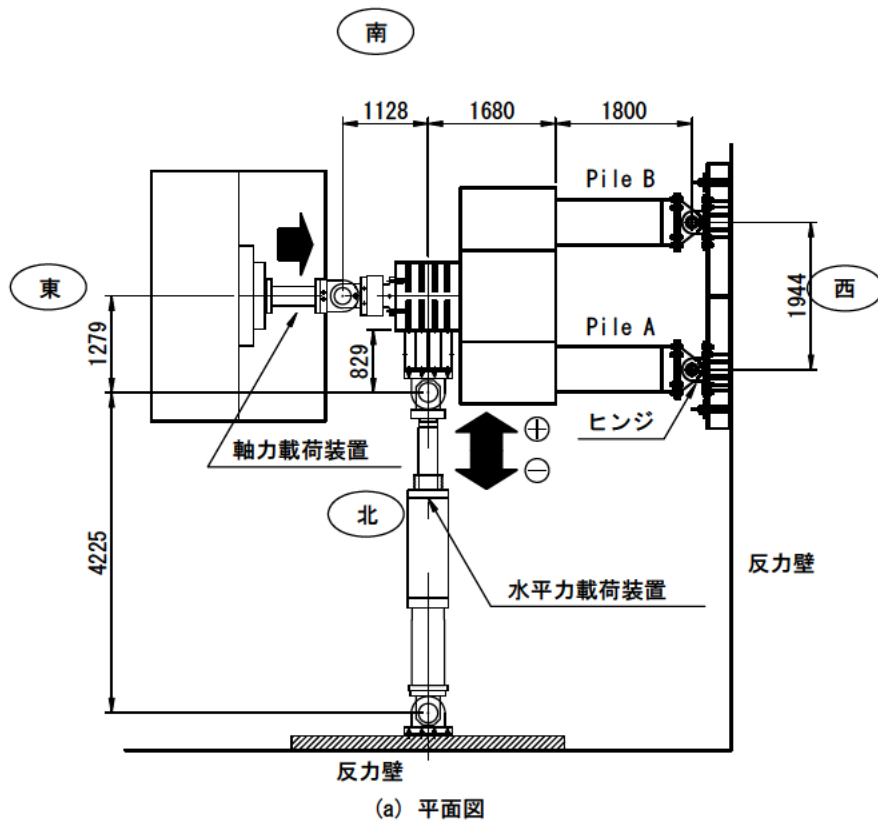


図-4.1 組杭実験セットアップの例 (Case CPP-C-1)

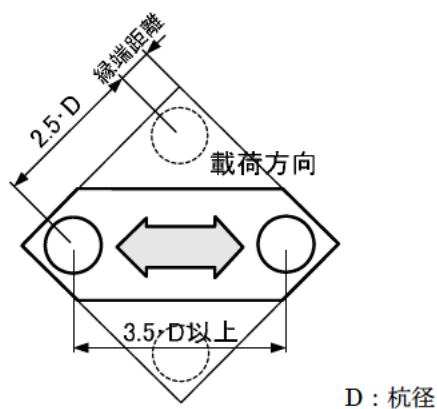


図-4.2 荷荷方向

4.1.1 実験ケース

実験ケースを表-4.1 に示す。組杭の実験は 4 ケース行った。このうち、Case CPP-C-1、Case CPP-C-2 は場所打ち杭、Case SPP-C-1、SPP-C-2 は鋼管杭である。なお、杭頭結合方法は全ての供試体で方法 B である。

場所打ち杭の Case CPP-C-1、Case CPP-C-2 はいずれも縁端距離を現行道示 IV より縮小したものである。Case CPP-C-1、Case CPP-C-2 縁端距離は、単杭の実験と同様に首都高速道路株式会社および NEXCO の実績を考慮して実構造物の寸法で 250 mm とした。ただし、供試体では、単杭の実験同様に安全側の配慮として、施工誤差の許容値 100 mm を差し引いた寸法 150 mm と設定した(図-4.3、図-4.4 を参照)。Case CPP-C-1 は、杭の軸方向鉄筋として SD345、Case E は SD490 を使用した供試体である。Case CPP-C-1、CPP-C-2 の寸法、配筋の詳細は、それぞれ図-4.6～図-4.9、図-4.10～図-4.13 を参照されたい。なお、実験供試体の実橋に対する縮尺率(スケール)は Case CPP-C-1 が 1/2 (杭径 600mm)、Case CPP-C-2 が 5/12 (杭径 500mm) である。Case CPP-C-1 は、第 2 章で述べた場所打ち杭φ1200mm の 1/2 スケールである単杭の杭径 600mm と比較するために 1/2 としたが、運搬時の制約から 1/2 スケールの組杭では対角杭中心間隔が 3.29D となる。現行道示 IV の杭間隔の規定である 2.5D を確保した場合、対角杭杭中心間隔は 3.5D 以上となり、この規定を満足するモデルではない。そこで、Case CPP-C-2 においては杭間隔の規定を満足する形状となる杭径 500mm とした。

鋼管杭の Case SPP-C-1、SPP-C-2 は、いずれも中詰め補強鉄筋に高強度鉄筋 SD490 を使用したものである。供試体のスケールは 1/2 で杭径 1000mm の杭を対象として、杭径 500mm の供試体を作製した。Case SPP-C-1 は縁端距離を縮小し、Case SPP-C-2 は縁端距離を現行設計法通りとした供試体である。杭頭結合部の降伏強度はフーチング内に仮想 RC 断面を仮定して評価されるため、Case SPP-C-1 については、図-4.5 に示すように杭頭結合部の仮想 RC 断面を確保し、かつフーチング下面主鉄筋の定着領域を確保出来る縁端距離とした。なお、仮想 RC 断面径は現行規定では杭径+200mm であるが、本実験においては単杭の実験結果を踏まえ、仮想 RC 断面径を杭径+350 mm と仮定した。仮想 RC 断面径に関する検討の詳細は 6 章で述べる。したがって、図-4.5 に示すように、 $350/2=175\text{mm}$ の範囲を確保した上で、フーチング鉄筋の定着に必要な仮想 RC 断面からのあきとフーチング縁端からのかぶりを確保し、杭外周までの距離 $S=175+156=331\text{mm}$ とした。なお、鋼管杭を用いた供試体で設定した縁端距離は、場所打ち杭と同様に施工誤差として見込まれている値(=杭径 D の 1/4 かつ 100mm 以内)を差し引いた最小距離とした。Case SPP-C-1、SPP-C-2 の寸法、配筋の詳細は、それぞれ図-4.14～図-4.17、図-4.18～図-4.21 を参照されたい。

本実験では、杭頭結合部およびフーチング縁端部の耐力・変形性能および損傷過程を把握することが目的であるため、結合部より杭体の破壊が先行しないよう、フーチングに対して杭体の強度を相対的に高く設定した。強度設定に際しては実態調査結果¹⁾を参考に、杭体は標準的な配筋より少し多い鉄筋量を、フーチングは標準的な配筋より少し少ない鉄筋量を配筋した。なお、供試体の強度設定の詳細は参考資料を参照されたい。場所打ち杭の杭体コンクリートの設計基準強度は 35N/mm^2 とし、フーチングコンクリートの設計基準強度は、杭の軸方向鉄筋に SD345 を使用した Case CPP-C-1 は 21N/mm^2 とし、SD490 の高強度鉄筋を使用した場所打ち杭の Case CPP-C-2 および鋼管杭の Case SPP-C-1、SPP-C-2 は、杭の軸方向鉄筋に SD490 の高強度鉄筋を使用するため、鉄筋の引張応力とコンクリートの付着強度のバランスを考え、フーチング、中詰めコンクリートと

もにコンクリートの設計基準強度を引き上げ 30N/mm^2 とした。

また、Case SPP-C-1, SPP-C-2 のフーチングへの杭の軸方向鉄筋の定着方法としては、定着体を用いている。これは、高強度鉄筋の使用により、軸方向鉄筋の定着長が長くなることから、設計・施工の都合上、従来の鉄筋長が確保できない可能性があり、鉄筋端部に定着体を設けることで定着長を短くできる鉄筋の杭頭結合部への適用性も検討するためである。そこで、図-4.17, 図-4.21 に示すように Case SPP-C-1, SPP-C-2 には端部に定着板を模したナットを取付けた。

なお、実橋においては、フーチング端部に、ひび割れ防止筋の他、杭前面水平支圧に対する補強を期待して、一般に端部補強鉄筋と呼ばれる鉄筋 D19 を 200mm 間隔で配筋することがある。なお、初期設計においては端部補強筋を無視して設計されるのが一般的である。2 章で述べたように、場所打ち杭の単杭の実験では、端部補強筋を配置した実験を実施したが、組み杭の実験では、以下に示す理由から、いずれのケースにおいても端部補強筋を配置していない。

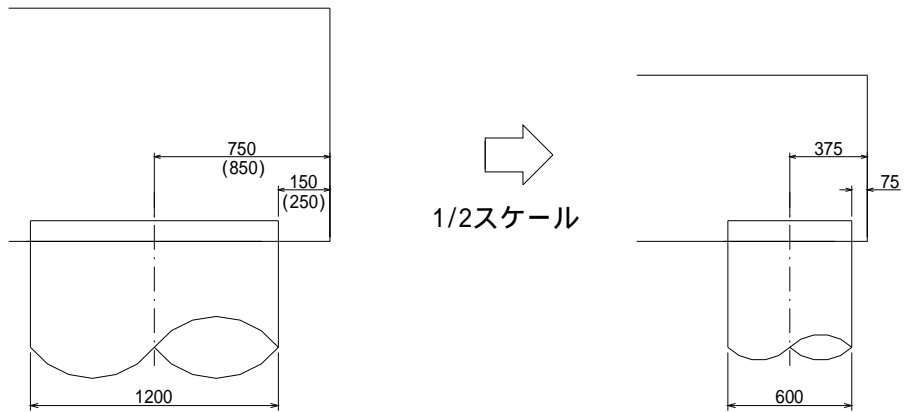
・5 章で詳解するように、単杭の場所打ち杭の実験において、Case CPP-S-2 と Case CPP-S-3 で端部補強筋の有無をパラメータとして実験した結果、両ケースの実験結果に大きな違いは無かったため。

・本実験の目的が、構造計算で杭頭結合部の耐力に考慮される要素のみをモデル化して、設計で期待できる耐力を評価することであるため。

なお、いずれのケースにおいても、ひび割れ防止筋は配置している。

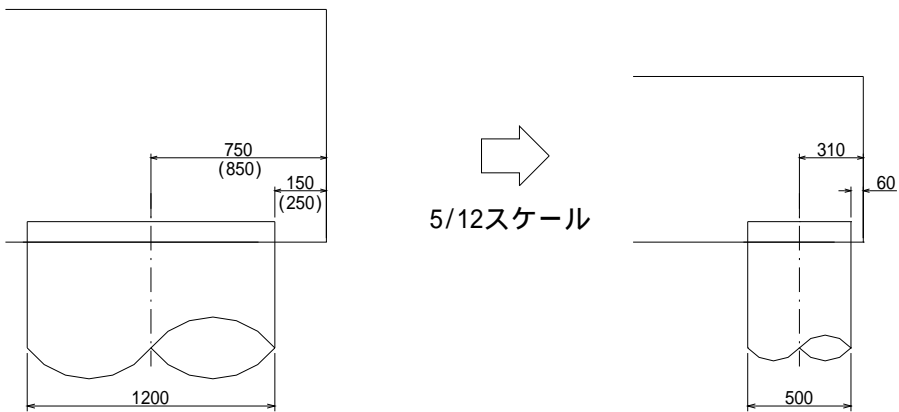
表-4.1 組杭実験概要

		Case CPP-C-1	Case CPP-C-2	Case SPP-C-1	Case SPP-C-2
杭種		場所打ち杭	場所打ち杭	鋼管杭	鋼管杭
杭径		D=600mm	D=500mm	D=508mm	
スケール		1/2	5/12	1/2	
載荷位置		1800mm(3D)	フーチング下面から1500mm(3D)の位置		
鋼管肉厚				7.8mm	
鋼管杭材質				STK400	
軸力		1800kN	1200kN		
杭の縁端距離		75mm	60mm	168mm	375mm
コンクリート 設計基準強度	杭体	35N/mm^2	35N/mm^2	30N/mm^2	
	フーチング	21N/mm^2	30N/mm^2	30N/mm^2	
鉄筋の種類	杭軸方向	SD345	SD490		
	その他	SD345			
杭の軸方向鉄筋 (鉄筋比)		D25-12本 (0.0215)	D25-10本 (0.0258)	D29-12本 (0.0393)	D29-12本 (0.0393)
フーチング下面主鉄筋 (鉄筋比)		D19@125mm (0.0017)	D22@125mm (0.0023)	D22@125mm (0.0025)	D22@125mm (0.0021)
端部補強筋		無	無	無	無
鉄筋定着方式		一般的な定着	一般的な定着	定着体による機械的な定着	PileA: 一般的な定着 PileB: 定着体による機械的な定着



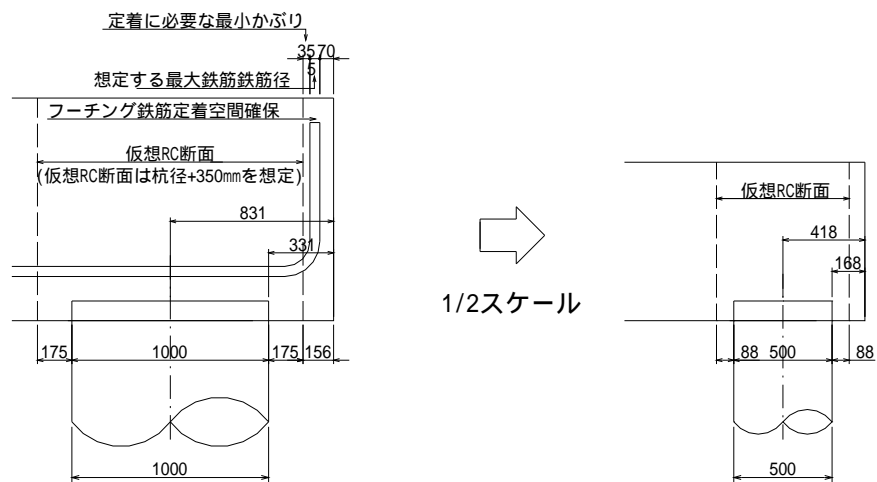
()内は設計値で、施工誤差 100mm を考慮した縁端距離

図-4.3 縁端距離の設定(Case CPP-C-1)



()内は設計値で、施工誤差 100mm を考慮した縁端距離

図-4.4 縁端距離の設定(Case CPP-C-2)



施工誤差を考慮しない最小縁端距離

図-4.5 縁端距離の設定(Case SPP-C-1)

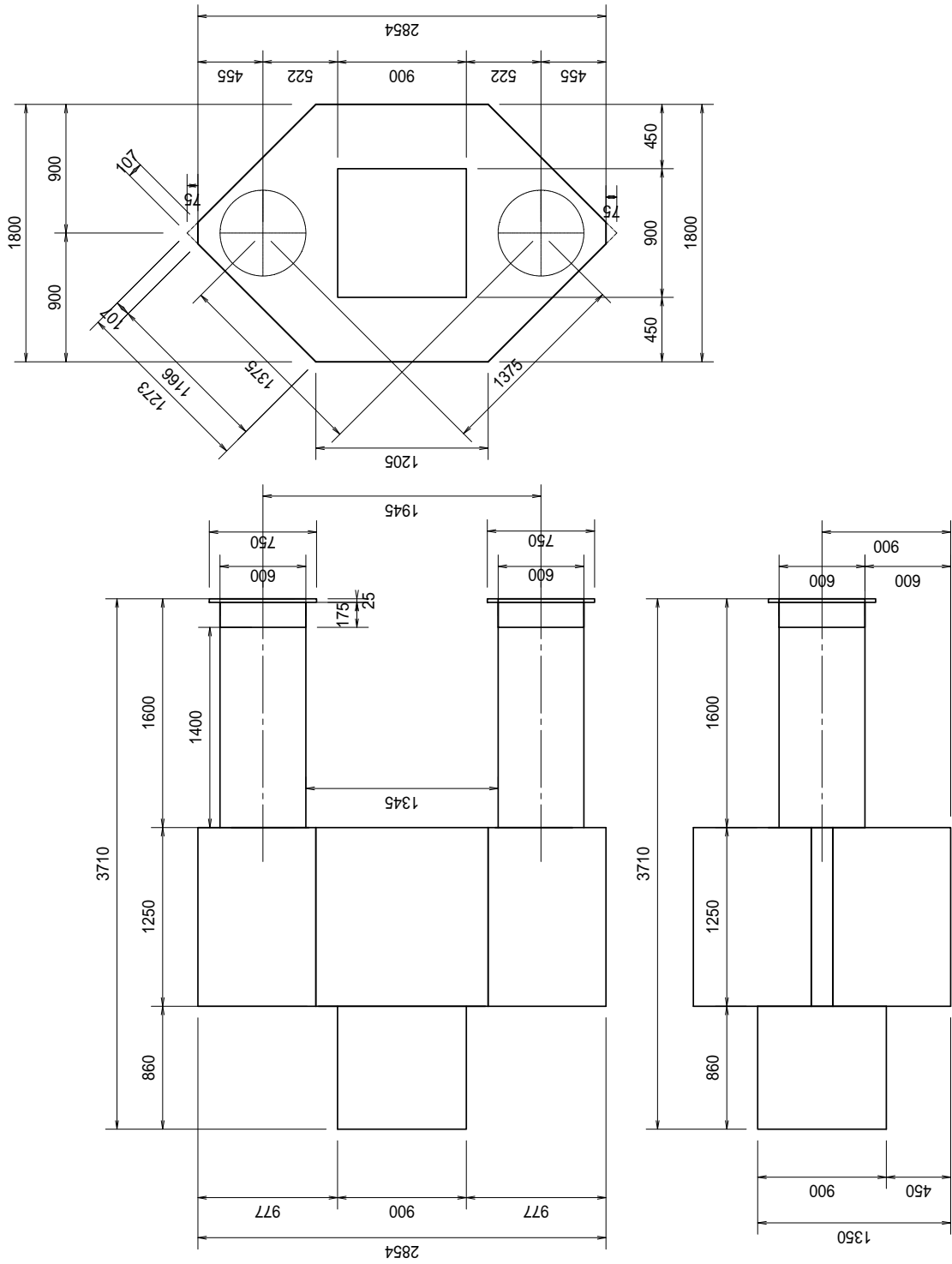


图-4.6 Case CPP-C-1 形状寸法

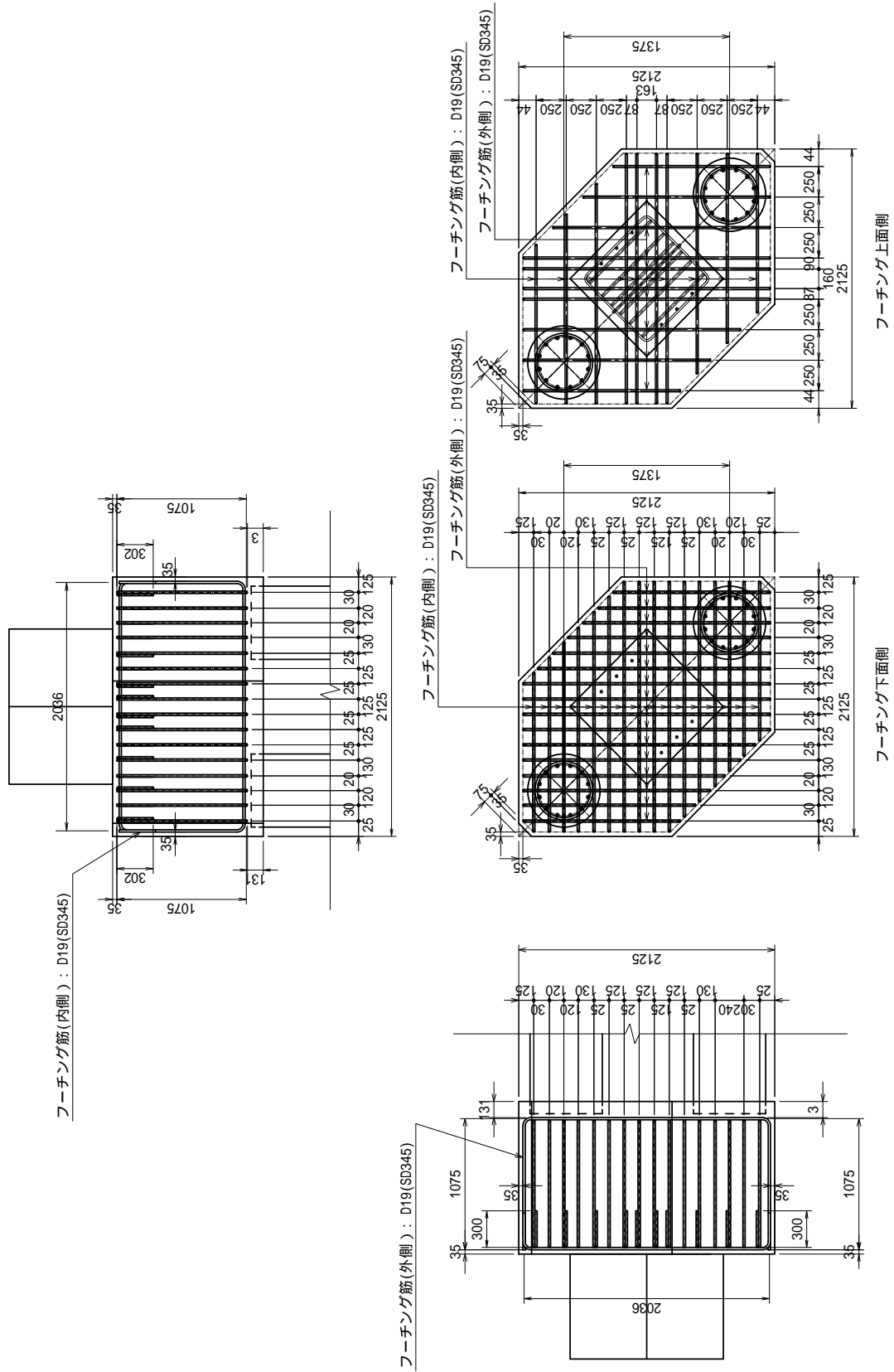


図-4.7 Case CPP-C-1 配筋図その1

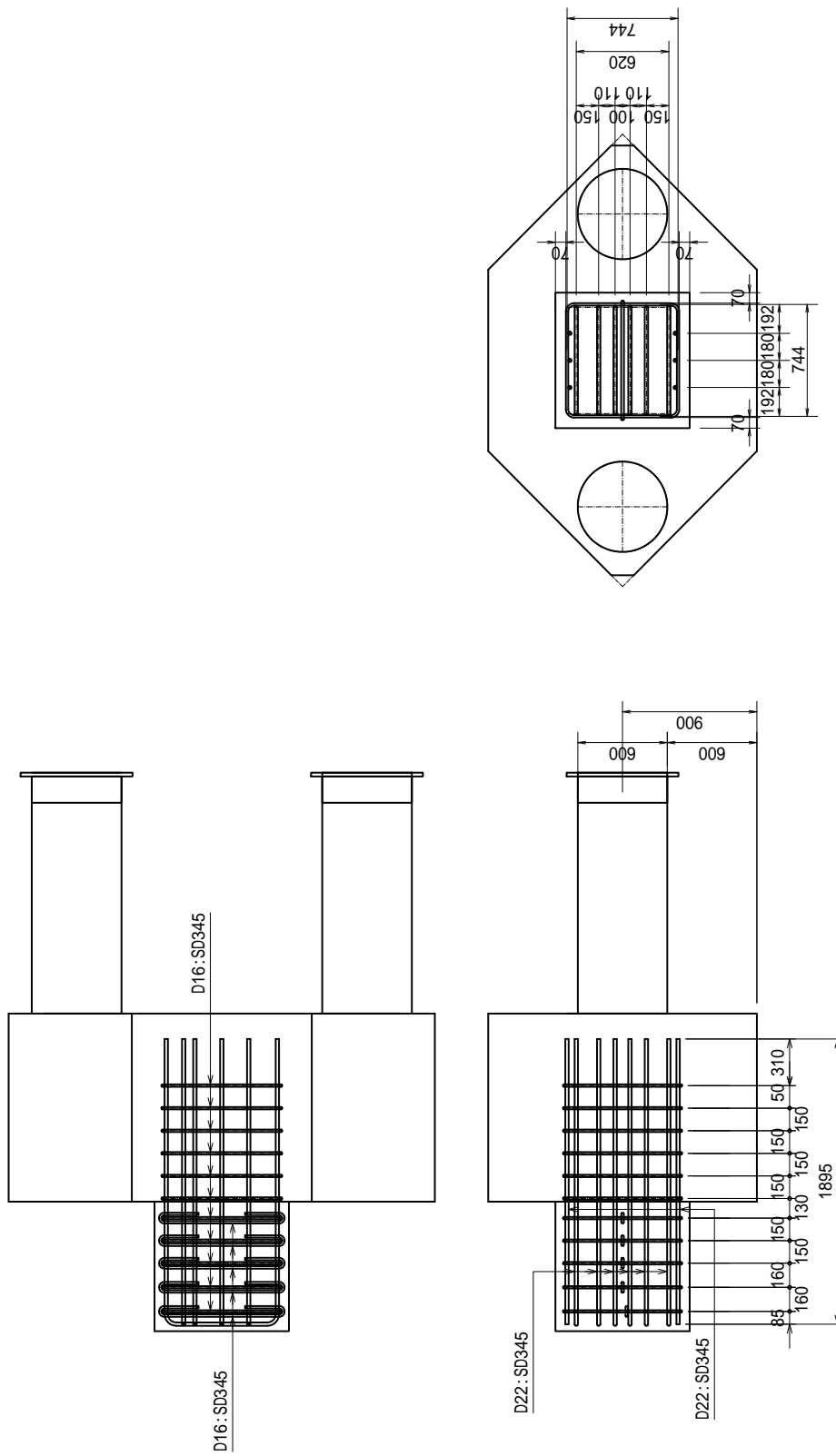


図-4.8 Case CPP-C-1 配筋図その 2

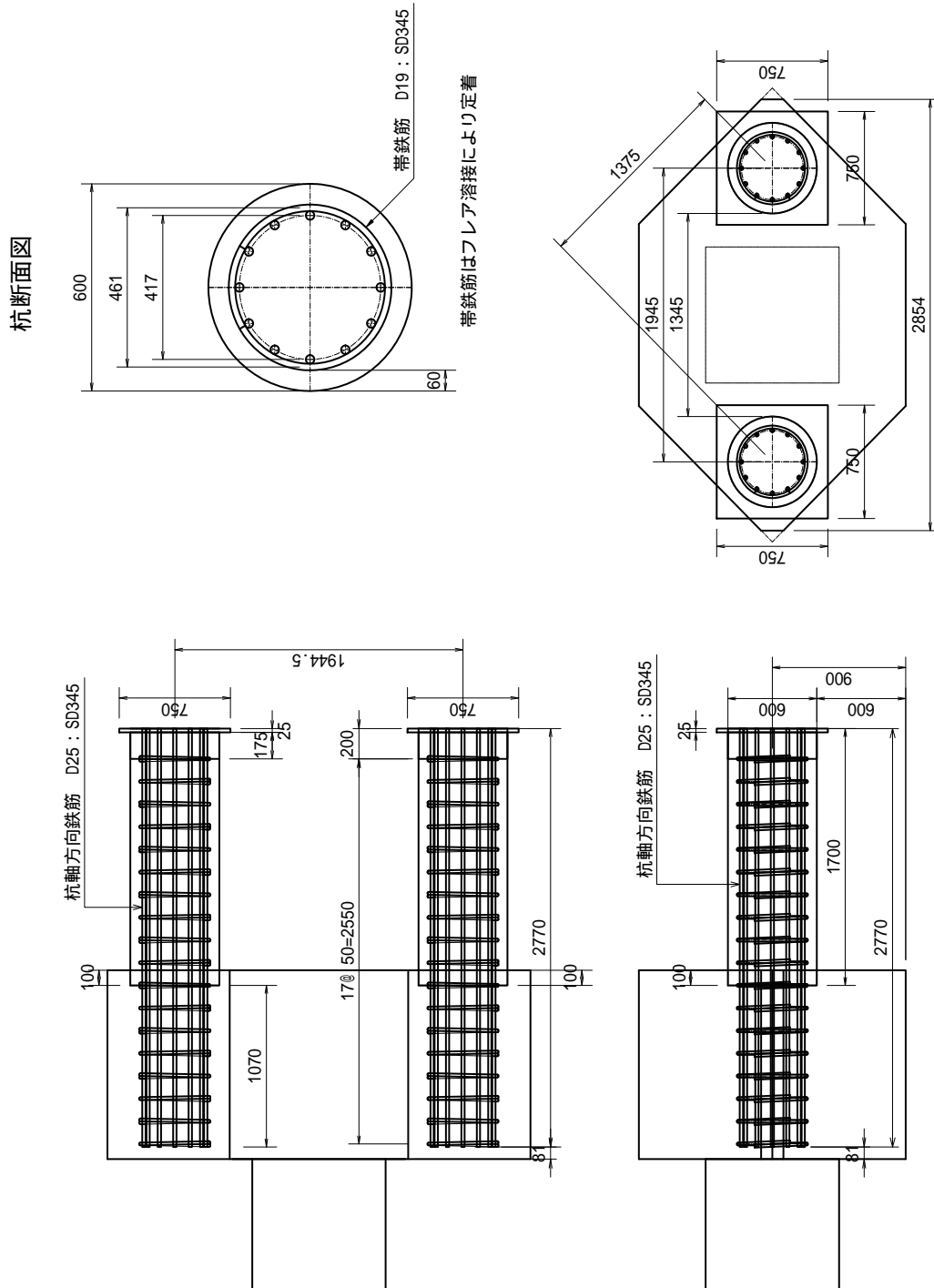


図-4.9 Case CPP-C-1 配筋図その 3

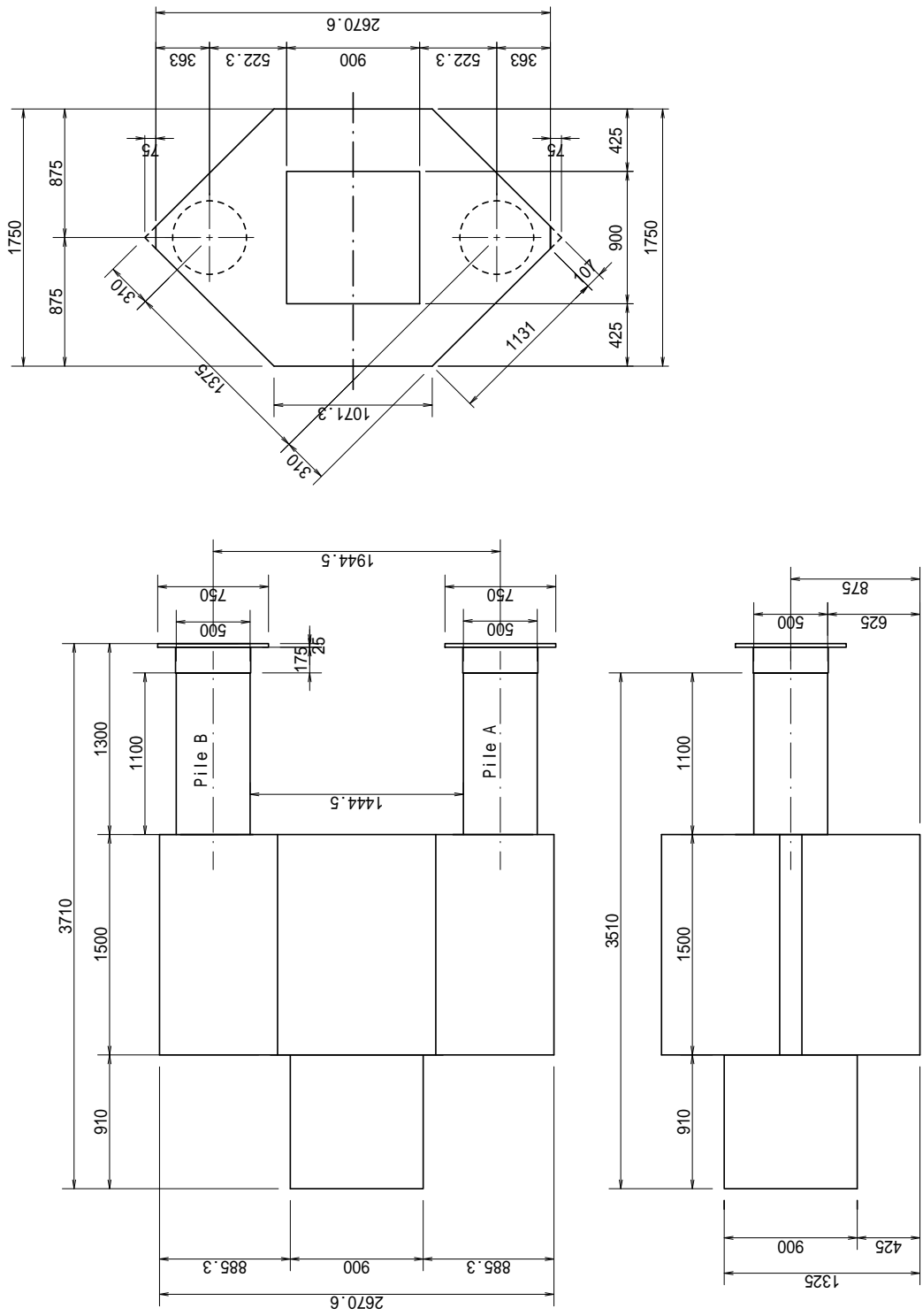


图-4.10 Case CPP-C-2 形状寸法

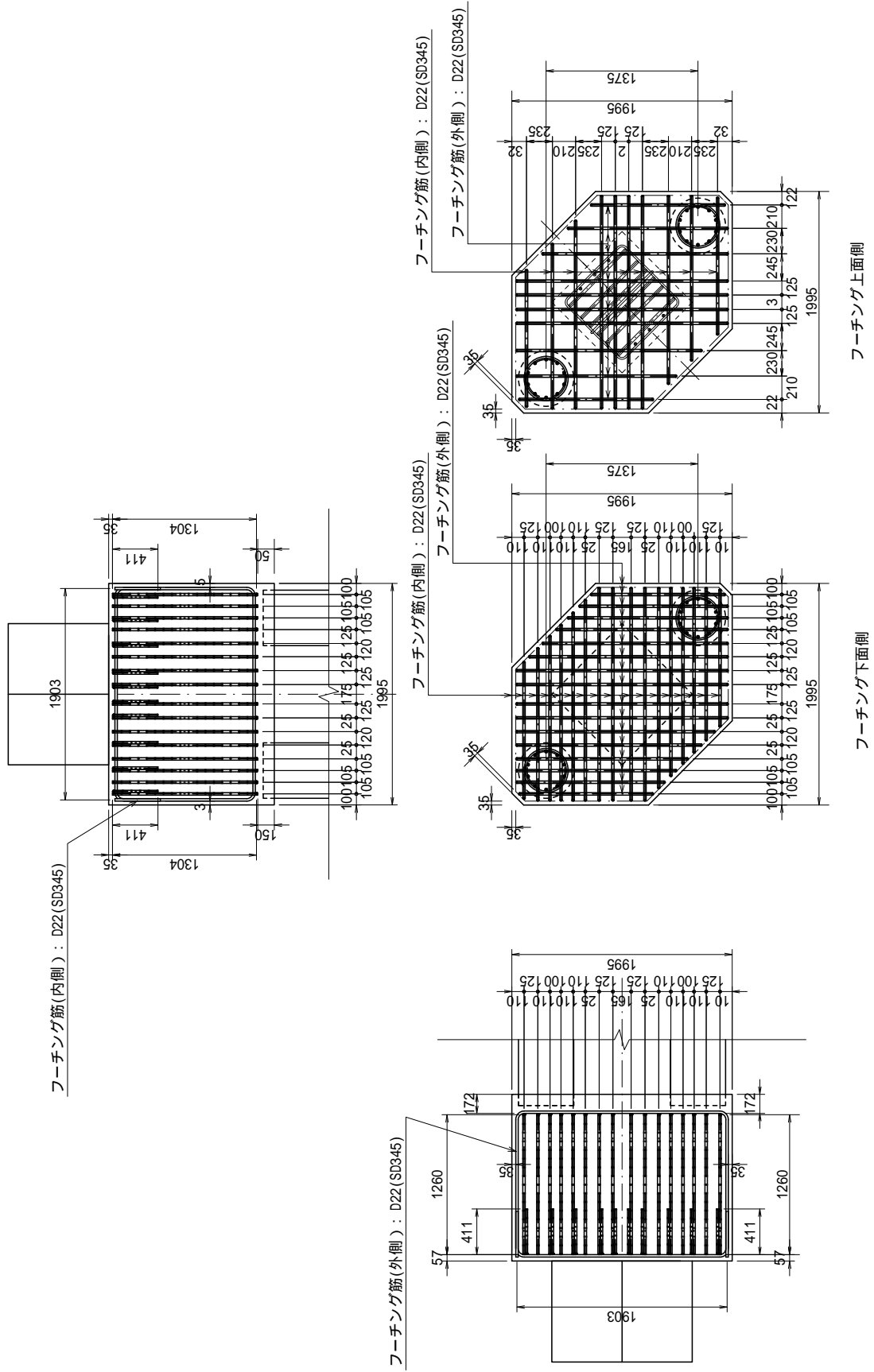


図-4.11 Case CPP-C-2 配筋図その1

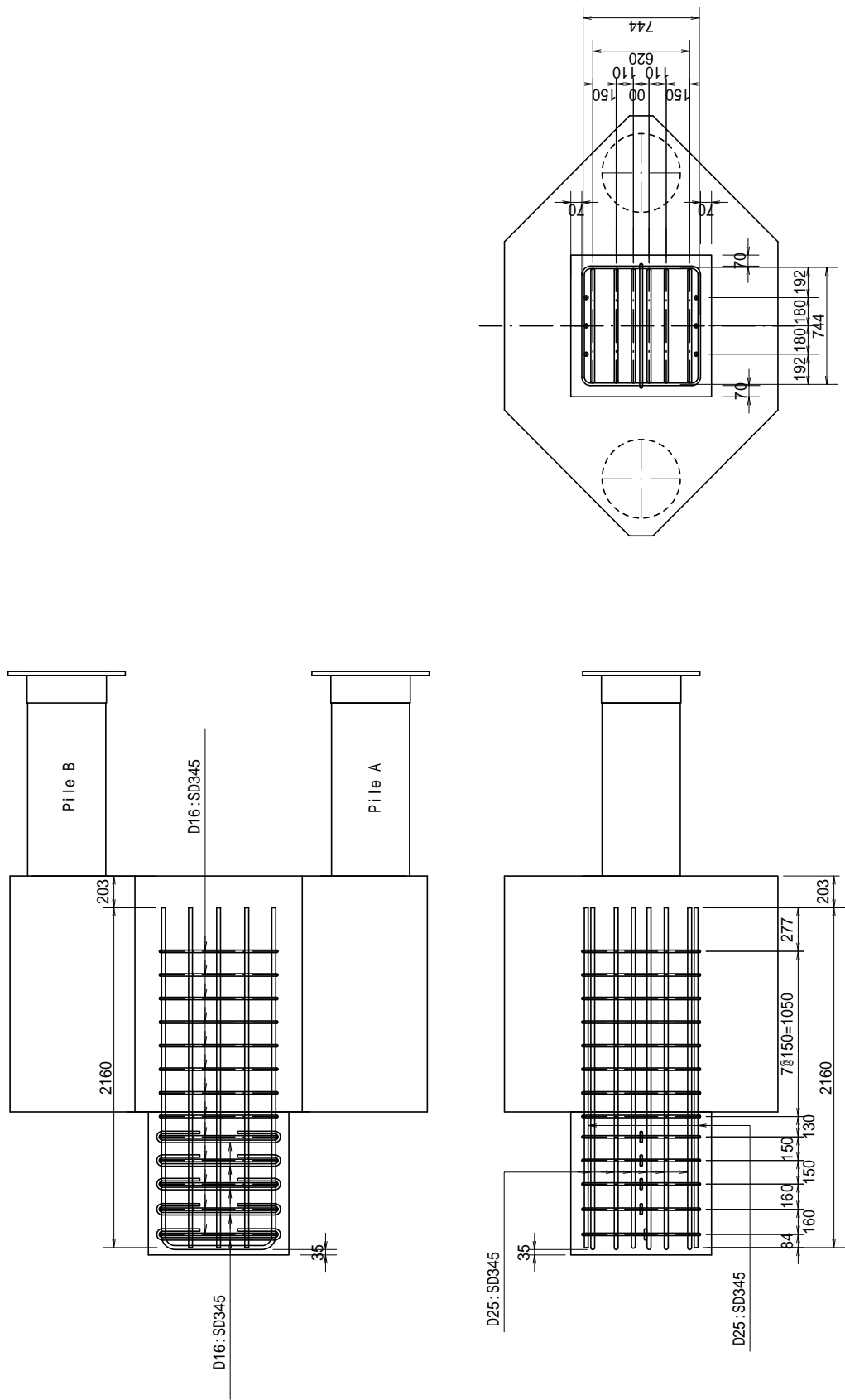


図-4.12 Case CPP-C-2 配筋図その2

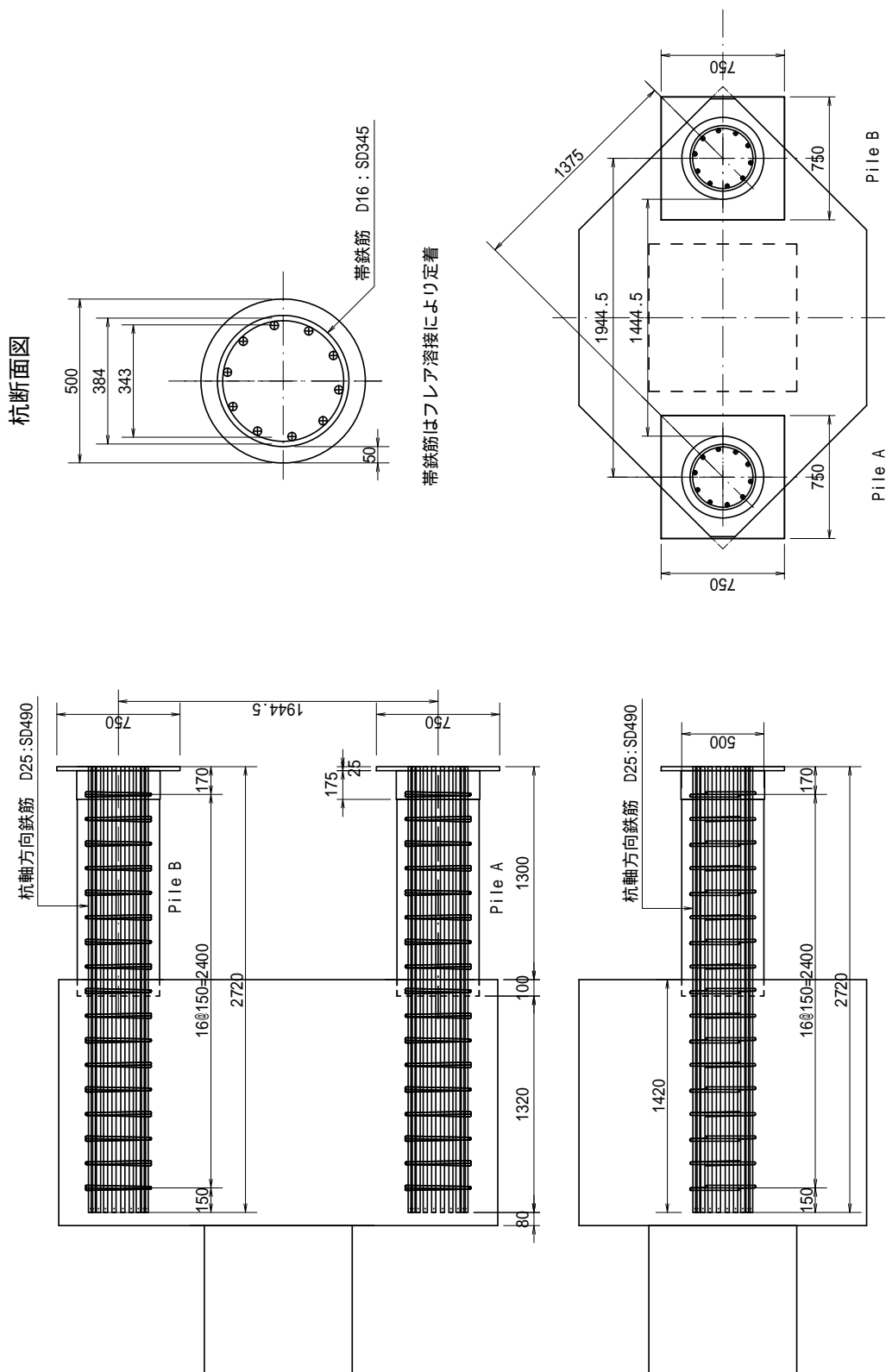


図-4.13 Case CPP-C-2 配筋図その3

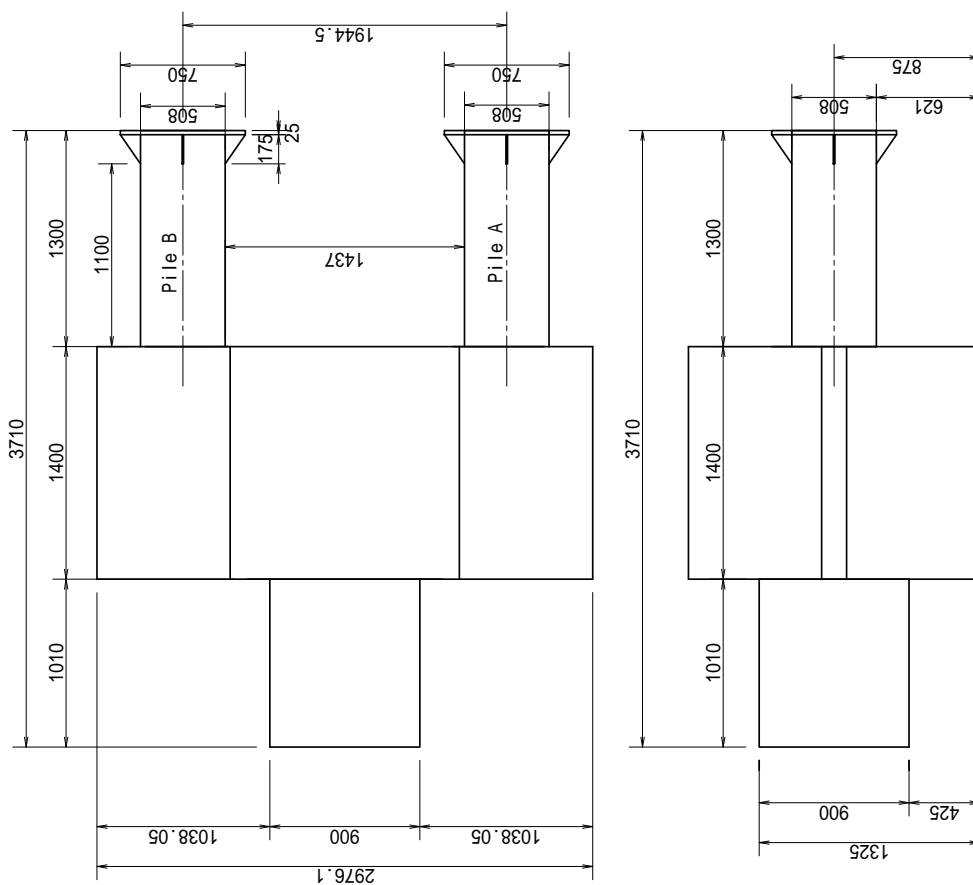
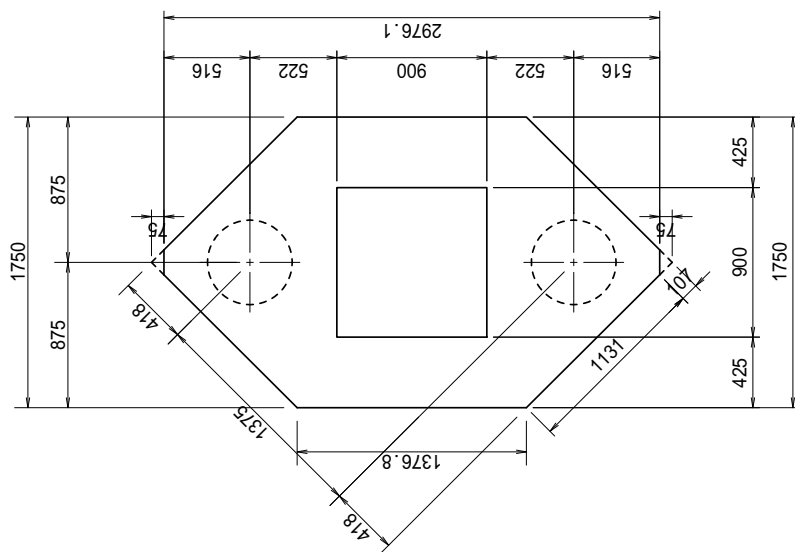


图-4.14 Case SPP-C-1 形状寸法

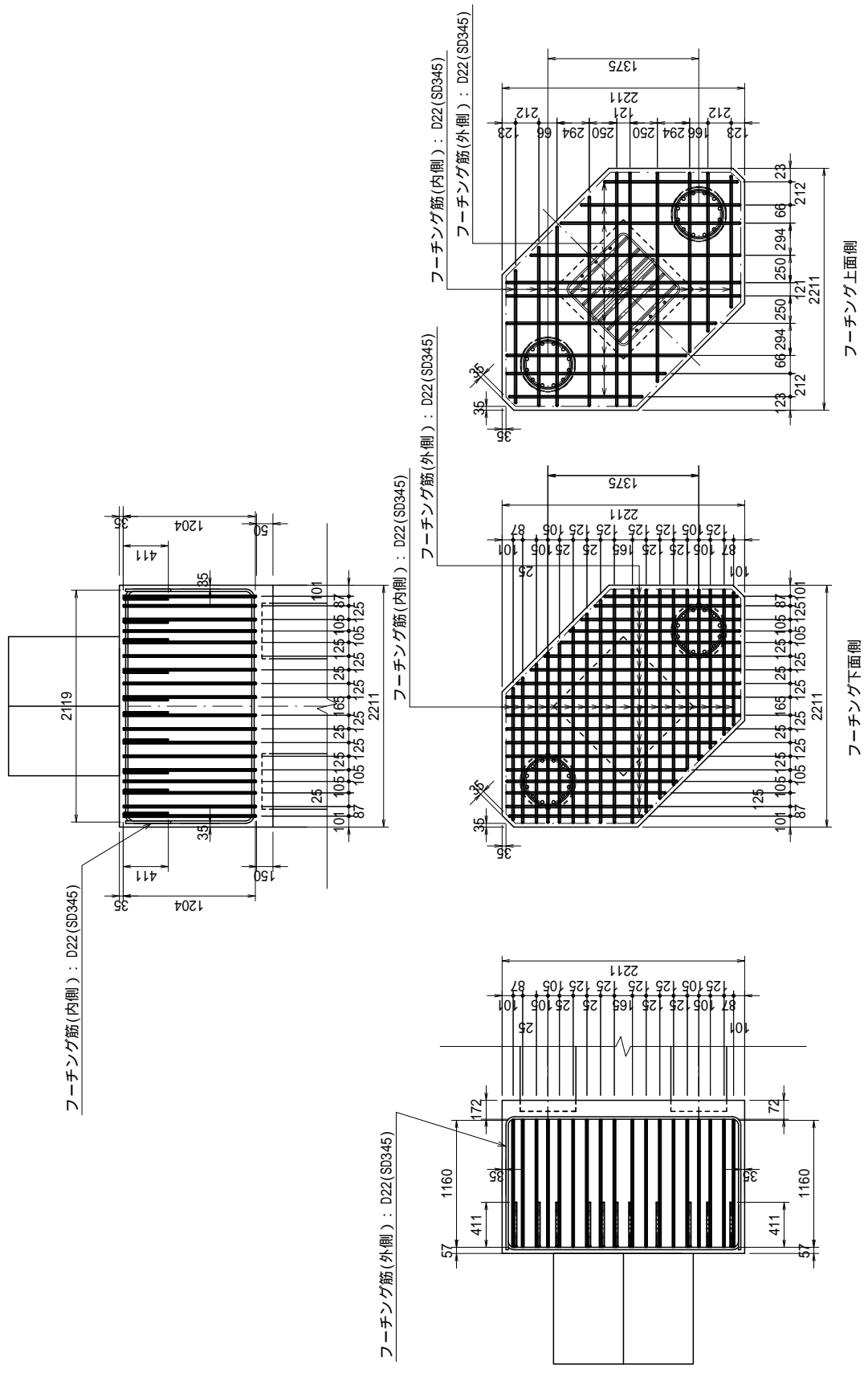


図-4.15 Case SPP-C-1 配筋図その1

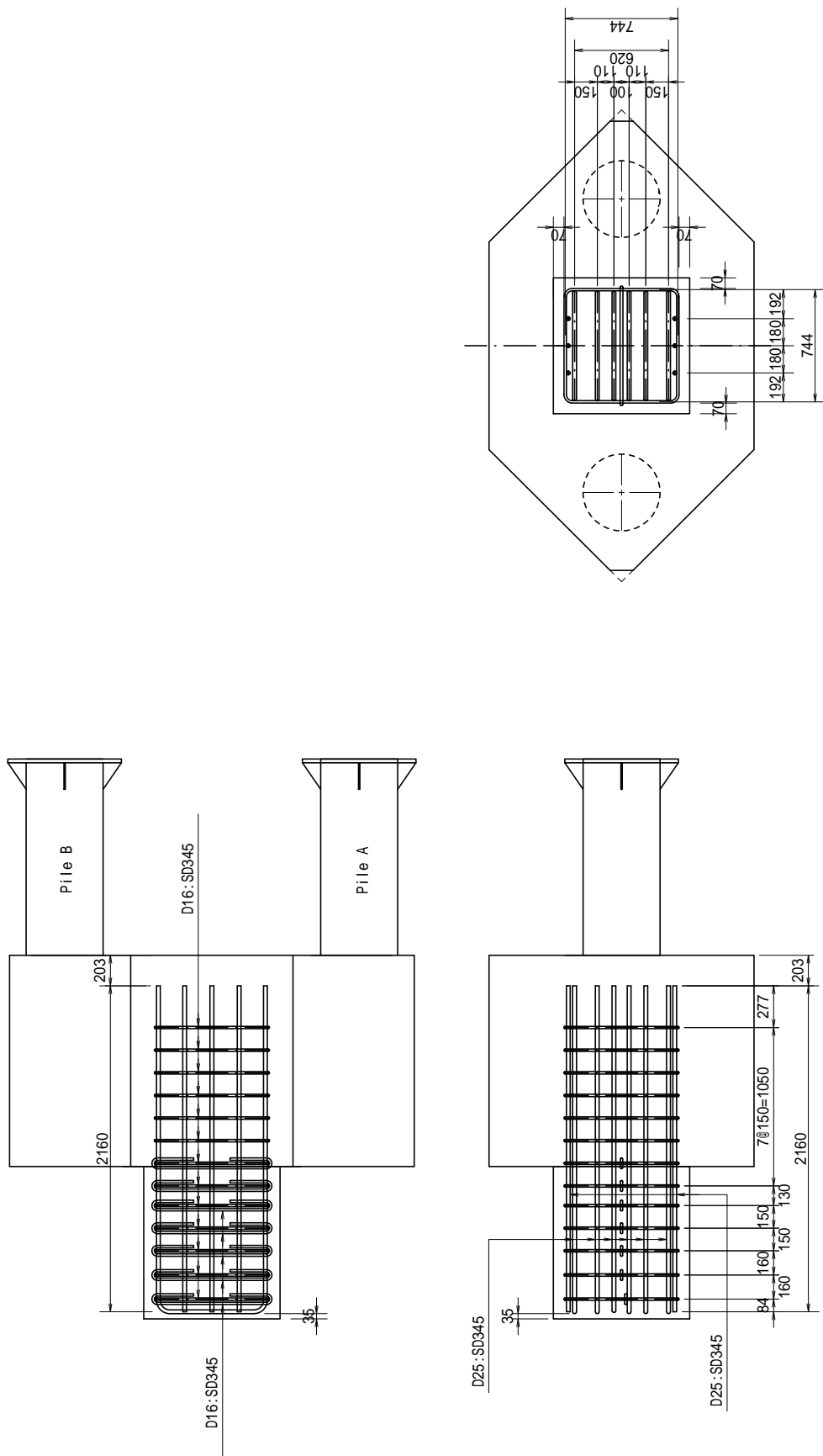


図-4.16 Case SPP-C-1 配筋図その2

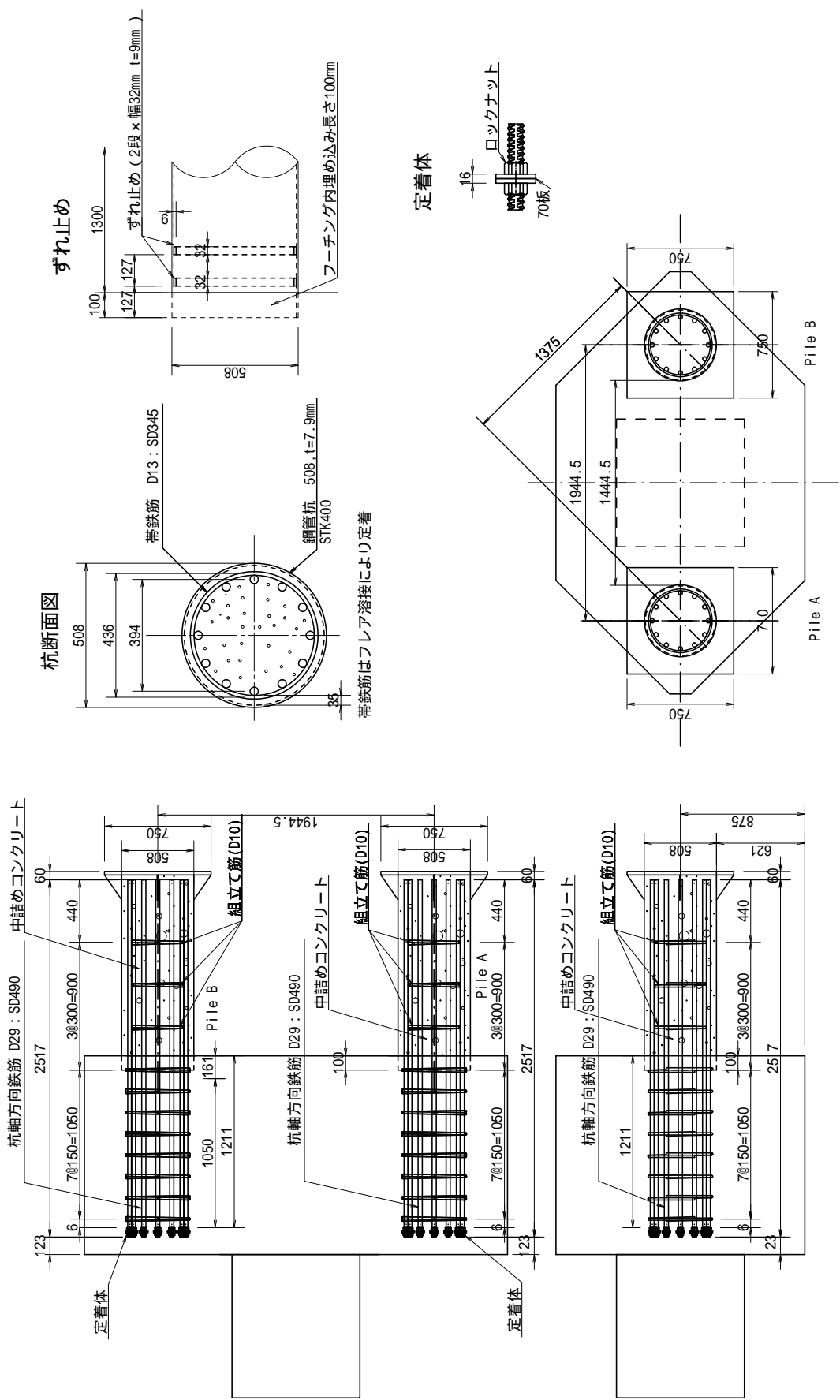


図-4.17 Case SPP-C-1 配筋図その3

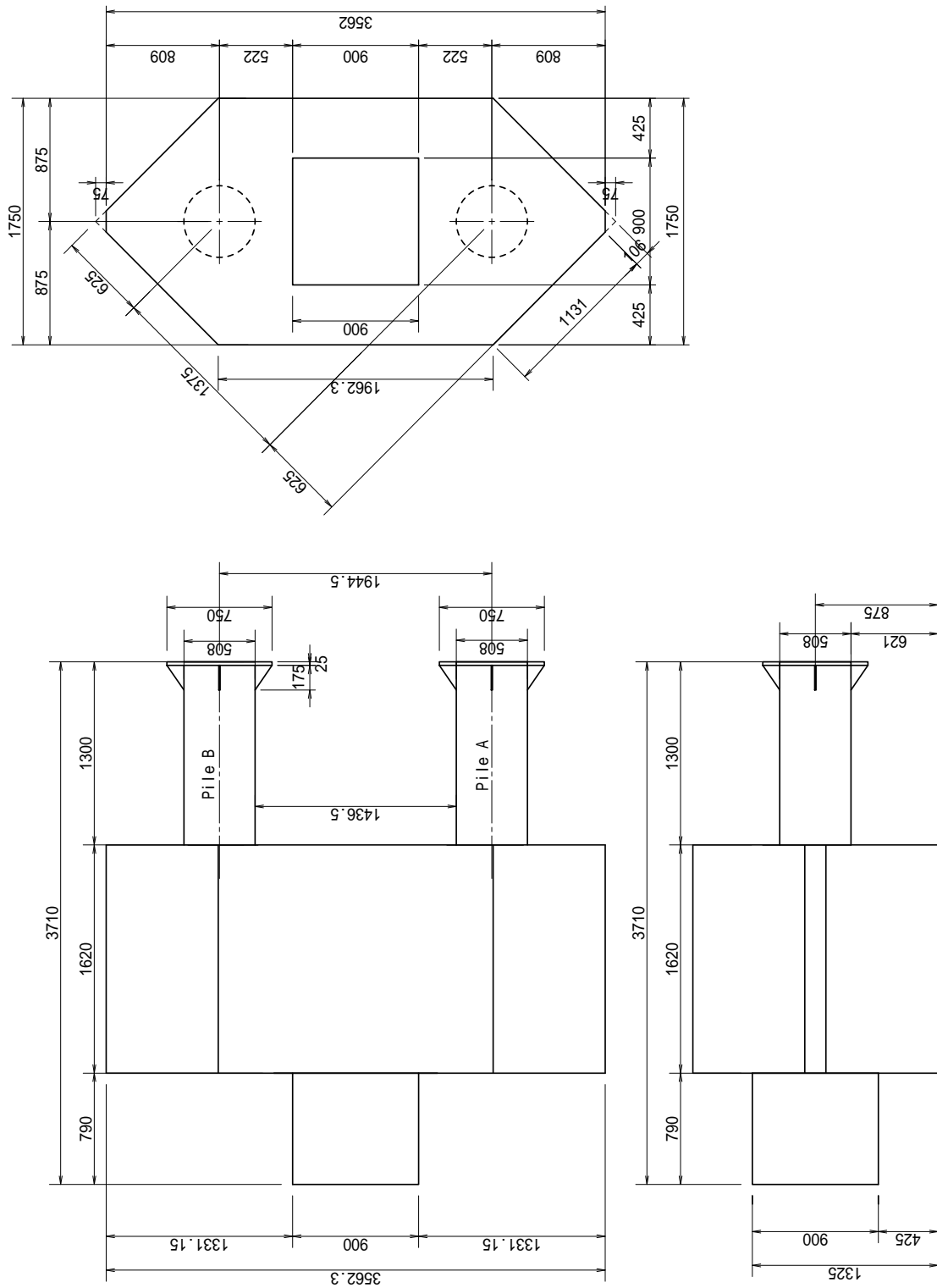


图-4.18 Case SPP-C-2 形状寸法

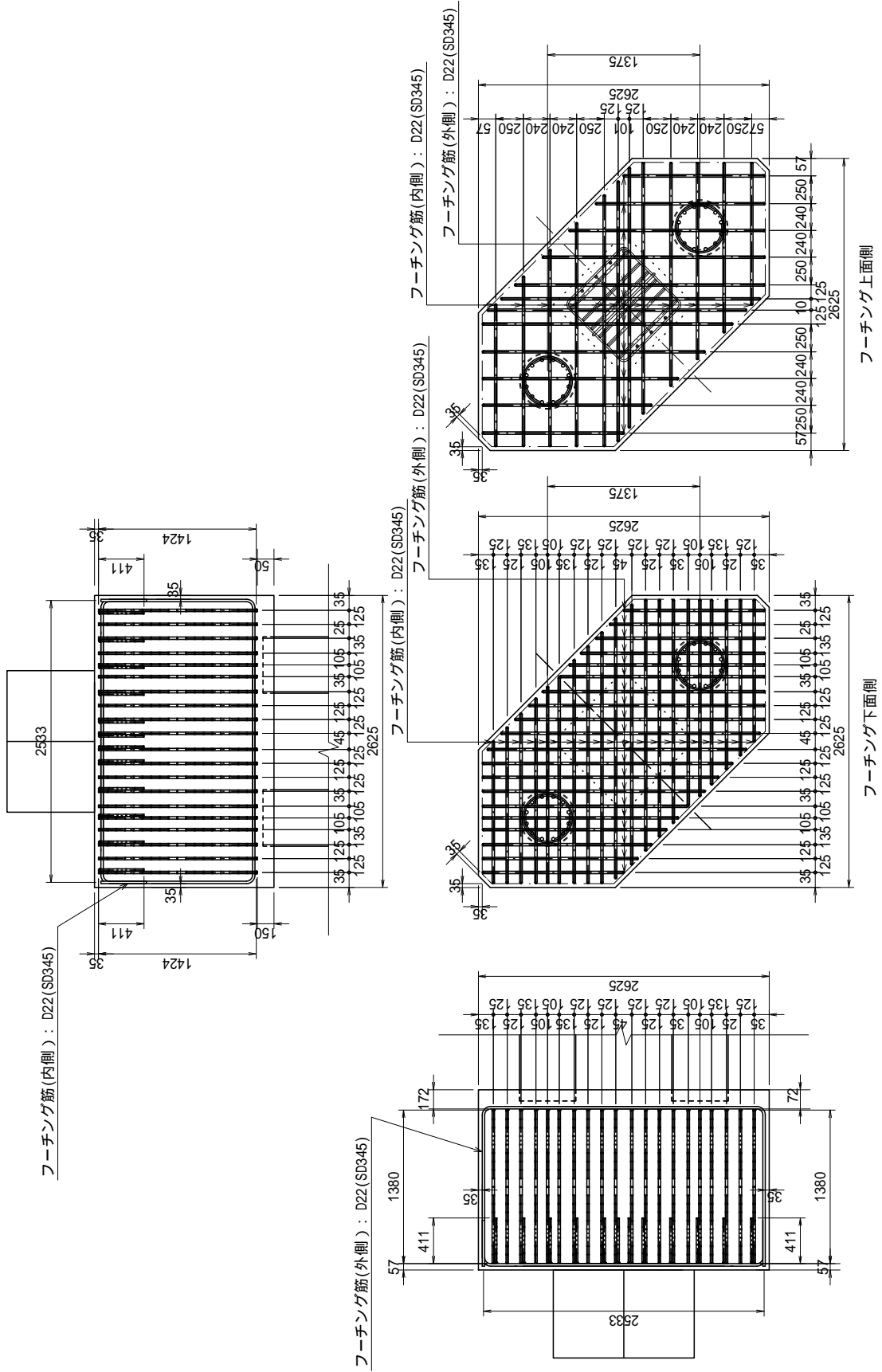


図-4.19 Case SPP-C-2 配筋図その1

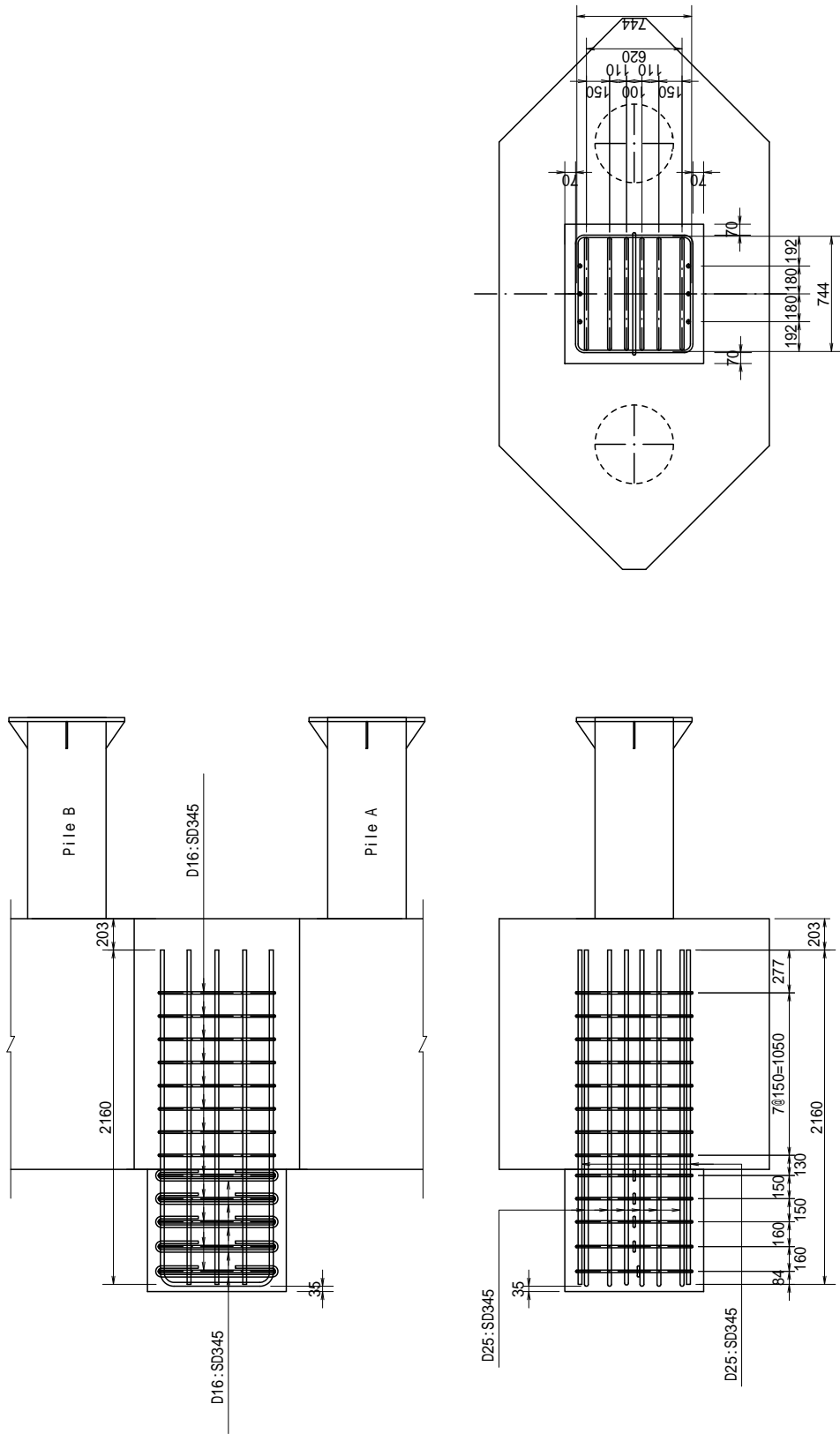


図-4.20 Case SPP-C-2 配筋図その 2

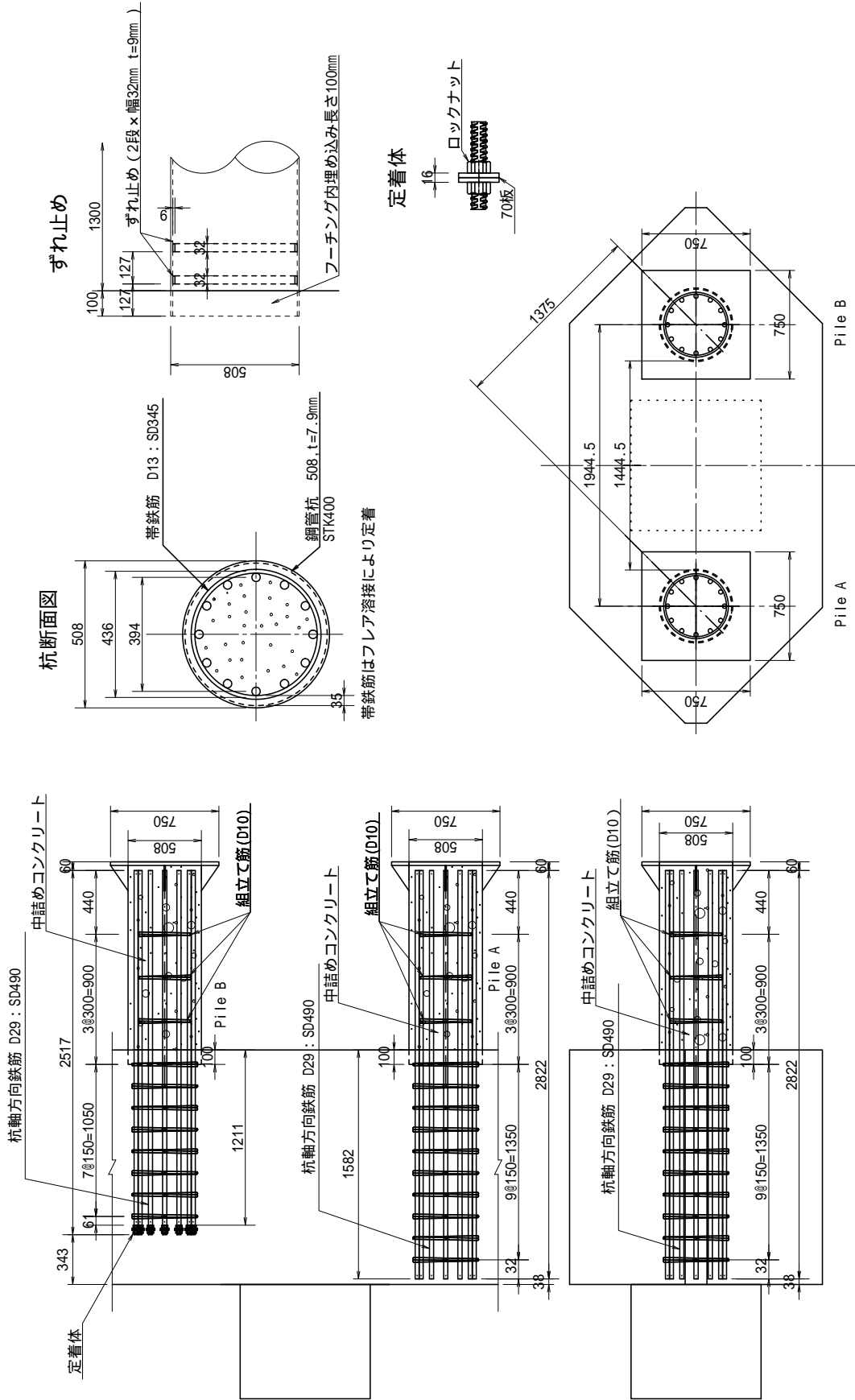


図-4.21 Case SPP-C-2 配筋図その3

4.1.2 載荷方法

載荷方法は、基礎系としての降伏時を確認するための予備載荷と、結合方法 B の限界状態と破壊形態を確認するための本載荷に分けて行った。予備載荷、本載荷ともに鉛直荷重と水平荷重を作用させた。

予備載荷の水平載荷は、荷重制御により行った。実験供試体に用いた材料の強度試験結果の値を用いて実験前に杭体の最外縁軸方向鉄筋が全て降伏する際の水平載荷荷重 P_{y0} を杭体の曲げ剛性の低下を考慮した非線形骨組解析により求め、 $0.25P_{y0} \rightarrow 0.5P_{y0} \rightarrow 0.75P_{y0} \rightarrow 1.0P_{y0}$ の順に漸増させた正負交番載荷を行った。図-4.22 に示すように、場所打ち杭 (Case CPP-C-1, CPP-C-2) は、単杭と同様の載荷パターン (図-2.6 参照) で実施した。鋼管杭 (Case SPP-C-1, SPP-C-2) の予備載荷は、杭の軸方向鉄筋として用いた高強度鉄筋がレベル 1 地震動に対してその性能を発揮するのか、有害なひび割れが発生しないかを確認するため、図-4.23 に示すようにレベル 1 地震動相当の載荷を 10 回繰り返すこととした。ここで、レベル 1 地震動相当の荷重の設定は、降伏荷重の計算と同様で杭体の応力度が鋼管の許容応力度 (210N/mm^2) を超えた時の荷重とし、 $0.75P_{y0}$ に相当した。

各ケースにおける杭体の降伏 ($1d_y$) は、場所打ち杭は、予備載荷において杭体の最外縁の軸方向鉄筋のひずみが材料強度試験により求めた降伏ひずみ (Case CPP-C-1 : $\epsilon_{sy}=1892\mu$, Case CPP-C-2 : $\epsilon_{sy}=2626\mu$) を超えた時点の載荷位置の水平変位とした。したがって、場所打ち杭については、 $1P_{y0}$ の時の載荷変位と $1d_y$ は異なる。鋼管杭は、実験前に試算で求めた押し込み側と引抜き側の全ての杭体が降伏する際の水平力 P_{y0} を載荷させた時の水平変位とした。ここで、中詰めコンクリートの強度は、材料試験結果より 27.8N/mm^2 とし、鋼管の強度は規格降伏応力度 (235N/mm^2) とした。鋼管杭の $1P_{y0}$ は、軸力を押し込み側で死荷重が作用したときの杭頭反力を、引抜き側でゼロとし、鋼管と中詰めコンクリートを考慮したバイリニアモデルによる非線形骨組解析により求め、 $1P_{y0}=555\text{kN}$ と設定した。各ケースの $1P_{y0}$ を表-4.2 に示す。

本載荷の水平載荷は、予備載荷および試算により設定した $1d_y$ を基に載荷位置の水平変位で制御し、各供試体で図-4.24、図-4.25 のように正負交番載荷を行った。各ケースの $1d_y$ の値を表-4.2 に示す。各ケースの繰返し回数は基本的に $4d_y$ までは 3 回、ないし 2 回、 $5d_y$ 以降は 1 回としたが、過去の組杭実験³⁾⁴⁾と比較するため、CaseG では各載荷変位の繰返し回数を 3 回とした。

鉛直載荷は、一定荷重を作用させるものであり、作用させる値は予備載荷、本載荷で同じである。作用させた鉛直荷重の値を表-4.3 に示す。道路橋の場所打ち杭について調べたところ、杭頭に作用する軸圧縮応力度は、杭に使用する設計基準強度の 8~10%程度であった。そこで、場所打ち杭の Case CPP-C-1, CPP-C-2 に作用させる鉛直荷重は、水平荷重がゼロの状態に杭に作用する軸圧縮応力度がコンクリートの設計基準強度の 9%程度になるように、Case CPP-C-1 で 1800kN 、Case CPP-C-2 で 1200kN とした。鋼管杭は、既往の文献³⁾⁴⁾⁵⁾によれば、道路橋の杭基礎が負担する死荷重の標準的な範囲として、鋼管の降伏強度の 20%程度であるとされており、これを参考に Case SPP-C-1, SPP-C-2 とともに 1200kN とした。

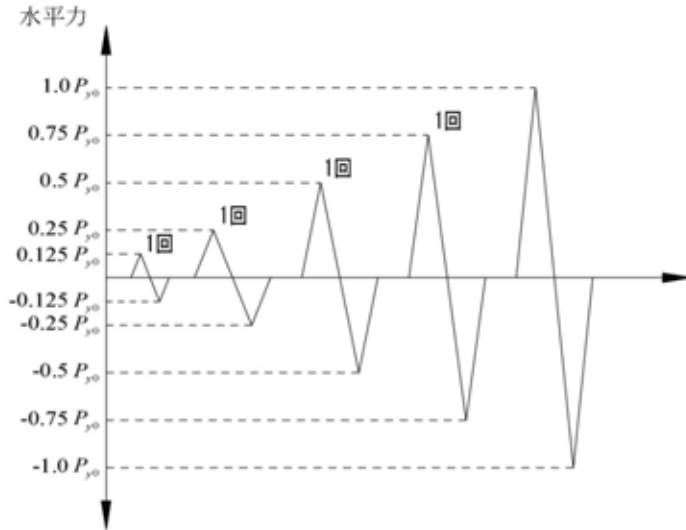


図-4.22 予備載荷の载荷パターン(Case CPP-C-1, CPP-C-2 : 場所打ち杭)

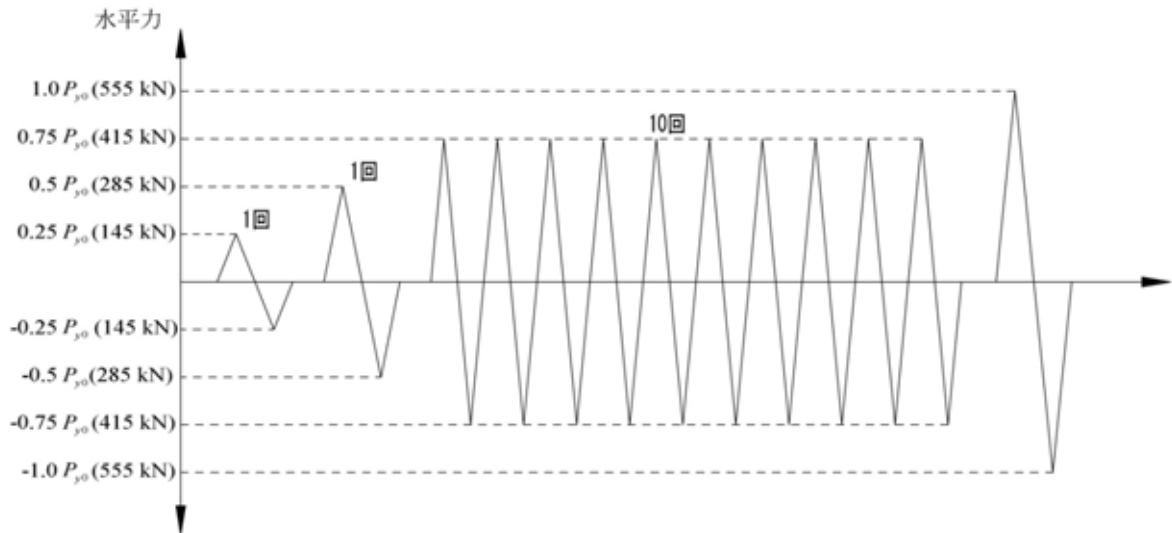


図-4.23 予備載荷の载荷パターン(Case SPP-C-1, SPP-C-2 : 鋼管杭)

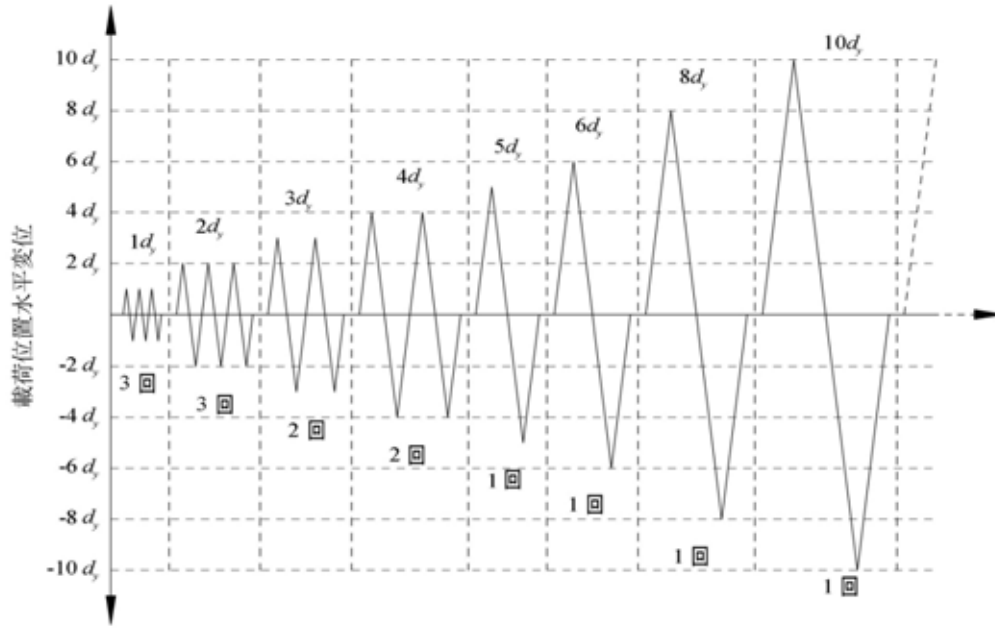


図-4.24 本載荷の荷重パターン(Case CPP-C-1, CPP-C-2, SPP-C-1)

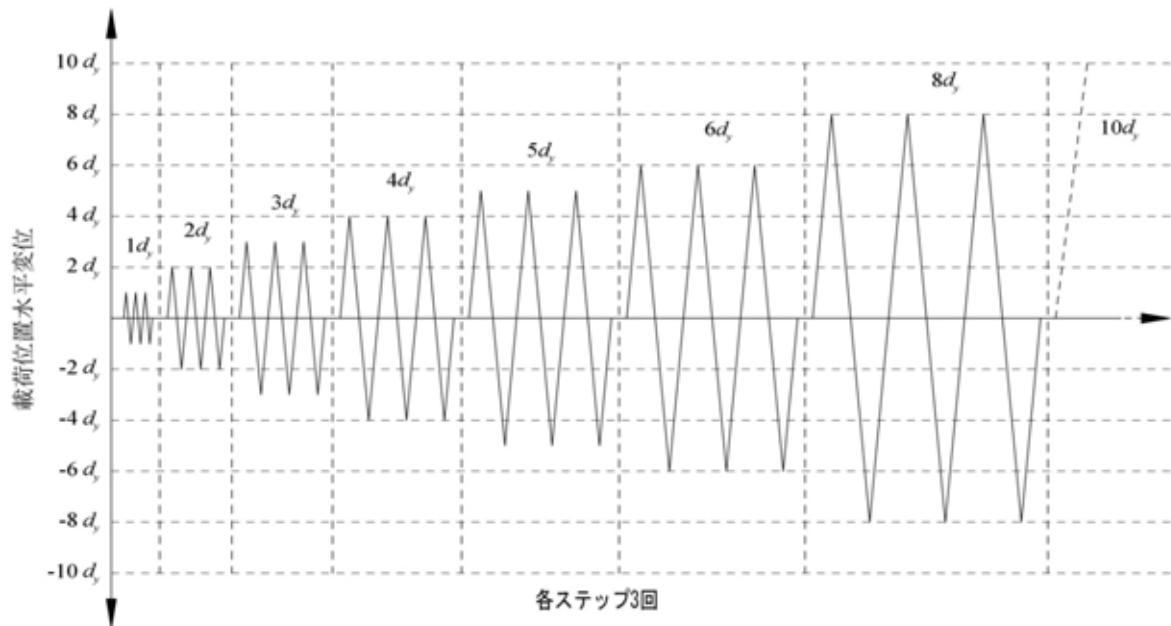


図-4.25 本載荷の荷重パターン(Case SPP-C-2 : 鋼管杭)

表-4.2 荷重試験に用いた降伏荷重と降伏変位

	予備荷重		本荷重	
	降伏荷重 P_{y0} (kN)	降伏変位 d_{y0} (m)	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 d_y (m)
Case CPP-C-1	480	---	---	21.5
Case CPP-C-2	480	---	---	23.0
Case SPP-C-1	555	---	---	15.0
Case SPP-C-2	555	---	---	15.0

表-4.3 鉛直載荷荷重の設定

	単位	Case CPP-C-1	Case CPP-C-2	Case SPP-C-1	Case SPP-C-2
軸力	kN	1800	1200	1200	1200
断面積	mm ²	282743.3	196349.5	14108.9	14108.9
軸圧縮応力度	N/mm ²	3.2	3.1	42.5	42.5
コンクリート強度	N/mm ²	35	35		
鋼管の規格降伏応力度	N/mm ²			235	235
部材強度比		9.1%	8.9%	18.1%	18.1%

4.1.3 計測項目

計測項目は載荷荷重および供試体の各点の変位とひずみである。計測点数を表-4.4 に、計測点接続対応表を Case CPP-C-1 が表-4.5～表-4.9, Case CPP-C-2 が表-4.10～表-4.14, Case SPP-C-1 が表-4.15～表-4.19, Case SPP-C-2 が表-4.20～表-4.24 に示す。表中の係数は計測値を物理量（ひずみ、変位）に換算するための係数であり、本章以降に示す各ケースの値は、計測値にそれぞれの係数を乗じたものである。変位計およびひずみゲージの設置位置を図-4.26～図-4.43（Case CPP-C-1: 図-4.26～図-4.30, Case CPP-C-2: 図-4.31～図-4.35, Case SPP-C-1: 図-4.36～図-4.39, Case SPP-C-2: 図-4.40～図-4.43）に示す。各ケースの詳細は付属資料を参照されたい。計測項目は、杭体の変形を捉えるものとして杭頭接合部の水平変位、杭の抜け出し量、杭の中立軸での曲率算定用の鉛直変位、フーチングの変形を捉えるものとして載荷位置である柱の水平変位、フーチング側面の水平変位である。加えて、フーチングと架台との間にはテフロン板を敷き、その上を滑らせるものとしているが、何らかの事象によりフーチングが滑動せず回転するような変形が起こった場合の確認のため、フーチングの回転変位を計測した。また、杭頭接合部の損傷が進行した際、フーチング縁端の側面側が水平押抜きせん断破壊することを想定し、フーチング側面のはらみだしを反力床からの絶対変位で計測した。

各部における鉄筋ひずみゲージは、鉄筋の応力状態および荷重の伝達状況を把握するため、杭体内の軸方向鉄筋とフーチングの主鉄筋に設置した。鋼管杭においては、鋼管への応力伝達を確認するため鋼管表面にひずみゲージを直接貼り付けた。そのうち、杭先端付近には軸力変動による押し込み杭、引抜き杭で剛性の違いによって生じる水平荷重の分担率を把握するため 3 軸ゲージを貼り付けた。

表-4.4 計測点数一覧表

	載荷荷重	変位計	鉄筋ひずみゲージ	コンクリート表面ひずみゲージ	鋼管杭表面ゲージ	計
Case CPP-C-1	2点	46点	190点	8点		246点
Case CPP-C-2	2点	41点	194点	8点	—	245点
Case SPP-C-1	2点	23点	182点		40点	247点
Case SPP-C-2	2点	23点	158点		40点	223点

表-4.5 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-1) (その1)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
1	PH	水平載荷荷重 (試験機出力)	試験機電圧出力	0 0150	kN	南方向を+
2	DH	水平載荷変位 (試験機出力)	"	0 0050	mm	南方向を+
3	PV	鉛直載荷荷重 (試験機出力)	"	0 0250	kN	西方向を+
4	DV	鉛直載荷変位 (試験機出力)	故障のため出力無し	0 0030	mm	西方向を+
5	DT1	載荷点水平変位(鉛直ジャッキ寄り)	LK-500(光学式)	-0 0050	mm	南方向を+
6	DT2	載荷点水平変位(フーチング寄り)	"	"	"	"
7	DF1	フーチングの水平方向回転変位	LB-300(光センサ)	-0 0020	mm	西方向を-
8	DF2	"	"	"	"	"
9	DF3	"	"	"	"	"
10	DX3	B杭 1 D位置水平変位	"	"	mm	南方向を+
11	無し				"	
12	DX1	A杭付け根部水平変位	"	0 0020	"	縁端部側変形を+
13	DX2	B杭付け根部水平変位	"	"	"	"
14	DZ1	フーチングの鉛直方向回転変位	LB-01(光センサ)	0 0010	mm	浮き上がりで+
15	DZ2	"	"	"	"	"
16	DZ3	"	"	"	"	"
17	DZ4	"	"	"	"	"
18	DS1	フーチングはらみ	SDP-50	-0 0100	mm	はらんで+
19	DS2	"	"	"	"	"
20	DS3	"	"	"	"	"
21	DS4	"	"	"	"	"
22	DC1-1	A杭曲率用変位	CDP-25	0 0020	mm	距離が長くなって+
23	DC2-1	"	"	"	"	"
24	DC1-2	"	"	"	"	"
25	DC2-2	"	"	"	"	"
26	DC1-3	"	"	"	"	"
27	DC2-3	"	"	"	"	"
28	DC1-4	"	"	"	"	"
29	DC2-4	"	"	"	"	"
30	DC1-5	"	"	"	"	"
31	DC2-5	"	"	"	"	"
32	DC3-1	B杭曲率用変位	"	"	"	"
33	DC4-1	"	"	"	"	"
34	DC3-2	"	"	"	"	"
35	DC4-2	"	"	"	"	"
36	DC3-3	"	"	"	"	"
37	DC4-3	"	"	"	"	"
38	DC3-4	"	"	"	"	"
39	DC4-4	"	"	"	"	"
40	DC3-5	"	"	"	"	"
41	DC4-5	"	"	"	"	"
42	DJ1	載荷ジャッキ角度計算用変位	CDP-100	-0 0100	mm	西方向を+
43	DJ2	"	"	"	"	"
44	DK1	ヒンジ部変位	SDP-50	0 0100	mm	距離が長くなって+
45	DK2	"	"	"	"	"
46	DK3	"	"	-0 0100	"	南方向を+
47	DK4	"	"	0 0100	"	距離が長くなって+
48	DK5	"	"	"	"	"
49	DK6	"	"	"	"	南方向を+

表-4.6 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-1) (その 2)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
50	MA2-3	A杭主筋ひずみゲージ	ひずみゲージ	0.9524	μ	引張ひずみで+
51	MA2-5	〃	〃	〃	〃	〃
52	MA2-6	〃	〃	〃	〃	〃
53	MA2-7	〃	〃	〃	〃	〃
54	MA2-8	〃	〃	〃	〃	〃
55	MA2-9	〃	〃	〃	〃	〃
56	MA2-10	〃	〃	〃	〃	〃
57	MA3-2	〃	〃	〃	〃	〃
58	MA3-3	〃	〃	〃	〃	〃
59	MA3-4	〃	〃	〃	〃	〃
60	MA3-45	〃	〃	〃	〃	〃
61	MA3-5	〃	〃	〃	〃	〃
62	MA3-6	〃	〃	〃	〃	〃
63	MA3-7	〃	〃	〃	〃	〃
64	MA3-8	〃	〃	〃	〃	〃
65	MA3-9	〃	〃	〃	〃	〃
66	MA3-10	〃	〃	〃	〃	〃
67	MA3-11	〃	〃	〃	〃	〃
68	MA4-3	〃	〃	〃	〃	〃
69	MA4-5	〃	〃	〃	〃	〃
70	MA4-6	〃	〃	〃	〃	〃
71	MA4-7	〃	〃	〃	〃	〃
72	MA4-8	〃	〃	〃	〃	〃
73	MA4-9	〃	〃	〃	〃	〃
74	MA4-10	〃	〃	〃	〃	〃
75	MA6-1A	〃	〃	〃	〃	〃
76	MA6-1B	〃	〃	〃	〃	〃
77	MA8-3	〃	〃	〃	〃	〃
78	MA8-5	〃	〃	〃	〃	〃
79	MA8-6	〃	〃	〃	〃	〃
80	MA8-7	〃	〃	〃	〃	〃
81	MA8-8	〃	〃	〃	〃	〃
82	MA8-9	〃	〃	〃	〃	〃
83	MA8-10	〃	〃	〃	〃	〃
84	MA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
85	MA9-3	〃	〃	〃	〃	〃
86	MA9-4	〃	〃	〃	〃	〃
87	MA9-45	〃	〃	〃	〃	〃
88	MA9-5	〃	〃	〃	〃	〃
89	MA9-6	〃	〃	〃	〃	〃
90	MA9-7	〃	〃	〃	〃	〃
91	MA9-8	〃	〃	〃	〃	〃
92	MA9-9	〃	〃	〃	〃	〃
93	MA9-10	〃	〃	〃	〃	〃
94	MA9-11	〃	〃	〃	〃	〃
95	MA10-3	〃	〃	〃	〃	〃
96	MA10-5	〃	〃	〃	〃	〃
97	MA10-6	〃	〃	〃	〃	〃
98	MA10-7	〃	〃	〃	〃	〃
99	MA10-8	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.7 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-1) (その 3)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
100	MA10-9	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
101	MA10-10	〃	〃	〃	〃	〃
102	MA12-1A	〃	〃	〃	〃	〃
103	MA12-1B	〃	〃	〃	〃	〃
104	MB2-3	B杭主筋ひずみゲージ	〃	〃	〃	〃
105	MB2-5	〃	〃	〃	〃	〃
106	MB2-6	〃	〃	〃	〃	〃
107	MB2-7	〃	〃	〃	〃	〃
108	MB2-8	〃	〃	〃	〃	〃
109	MB2-9	〃	〃	〃	〃	〃
110	MB2-10	〃	〃	〃	〃	〃
111	MB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
112	MB3-3	〃	〃	〃	〃	〃
113	MB3-4	〃	〃	〃	〃	〃
114	MB3-45	〃	〃	〃	〃	〃
115	MB3-5	〃	〃	〃	〃	〃
116	MB3-6	〃	〃	〃	〃	〃
117	MB3-7	〃	〃	〃	〃	〃
118	MB3-8	〃	〃	〃	〃	〃
119	MB3-9	〃	〃	〃	〃	〃
120	MB3-10	〃	〃	〃	〃	〃
121	MB3-11	〃	〃	〃	〃	〃
122	MB4-3	〃	〃	〃	〃	〃
123	MB4-5	〃	〃	〃	〃	〃
124	MB4-6	〃	〃	〃	〃	〃
125	MB4-7	〃	〃	〃	〃	〃
126	MB4-8	〃	〃	〃	〃	〃
127	MB4-9	〃	〃	〃	〃	〃
128	MB4-10	〃	〃	〃	〃	〃
129	MB6-1A	〃	〃	〃	〃	〃
130	MB6-1B	〃	〃	〃	〃	〃
131	MB8-3	〃	〃	〃	〃	〃
132	MB8-5	〃	〃	〃	〃	〃
133	MB8-6	〃	〃	〃	〃	〃
134	MB8-7	〃	〃	〃	〃	〃
135	MB8-8	〃	〃	〃	〃	〃
136	MB8-9	〃	〃	〃	〃	〃
137	MB8-10	〃	〃	〃	〃	〃
138	MB9-2	〃	〃	〃	〃	〃
139	MB9-3	〃	〃	〃	〃	〃
140	MB9-4	〃	〃	〃	〃	〃
141	MB9-45	〃	〃	〃	〃	〃
142	MB9-5	〃	〃	〃	〃	〃
143	MB9-6	〃	断線のため出力無し	〃	〃	〃
144	MB9-7	〃	〃	〃	〃	〃
145	MB9-8	〃	〃	〃	〃	〃
146	MB9-9	〃	〃	〃	〃	〃
147	MB9-10	〃	〃	〃	〃	〃
148	MB9-11	〃	〃	〃	〃	〃
149	MB10-3	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.8 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-1) (その 4)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
150	MB10-5	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
151	MB10-6	〃	〃	〃	〃	〃
152	MB10-7	〃	〃	〃	〃	〃
153	MB10-8	〃	〃	〃	〃	〃
154	MB10-9	〃	〃	〃	〃	〃
155	MB10-10	〃	〃	〃	〃	〃
156	MB12-1A	〃	〃	〃	〃	〃
157	MB12-1B	〃	〃	〃	〃	〃
158	LA1-1	フーチング鉄筋	〃	〃	〃	〃
159	LA1-2	〃	〃	〃	〃	〃
160	LA2-1	〃	〃	〃	〃	〃
161	LA2-2	〃	〃	〃	〃	〃
162	LA3-1	〃	〃	〃	〃	〃
163	LA3-2	〃	〃	〃	〃	〃
164	LA4-1	〃	〃	〃	〃	〃
165	LA4-2	〃	〃	〃	〃	〃
166	LA5-1	〃	〃	〃	〃	〃
167	LA5-2	〃	〃	〃	〃	〃
168	LA6-2	〃	〃	〃	〃	〃
169	LA7-2	〃	〃	〃	〃	〃
170	LA7-3	〃	〃	〃	〃	〃
171	LA8-2	〃	〃	〃	〃	〃
172	LA8-4	〃	〃	〃	〃	〃
173	LA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
174	LA10-2	〃	〃	〃	〃	〃
175	LA10-3	〃	〃	〃	〃	〃
176	LA11-2	〃	〃	〃	〃	〃
177	LA12-1	〃	〃	〃	〃	〃
178	LA12-2	〃	〃	〃	〃	〃
179	LA13-1	〃	〃	〃	〃	〃
180	LA13-2	〃	〃	〃	〃	〃
181	LA14-1	〃	〃	〃	〃	〃
182	LA14-2	〃	〃	〃	〃	〃
183	LA15-1	〃	〃	〃	〃	〃
184	LA15-2	〃	〃	〃	〃	〃
185	LA16-1	〃	〃	〃	〃	〃
186	LA16-2	〃	〃	〃	〃	〃
187	LB1-1	フーチング鉄筋	〃	〃	〃	〃
188	LB1-2	〃	〃	〃	〃	〃
189	LB2-1	〃	〃	〃	〃	〃
190	LB2-2	〃	〃	〃	〃	〃
191	LB3-1	〃	〃	〃	〃	〃
192	LB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
193	LB4-1	〃	〃	〃	〃	〃
194	LB4-2	〃	〃	〃	〃	〃
195	LB5-1	〃	〃	〃	〃	〃
196	LB5-2	〃	〃	〃	〃	〃
197	LB6-2	〃	〃	〃	〃	〃
198	LB7-2	〃	〃	〃	〃	〃
199	LB7-3	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.9 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-1) (その5)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
200	LB8-2	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
201	LB8-4	〃	〃	〃	〃	〃
202	LB9-2	〃	〃	〃	〃	〃
203	LB10-2	〃	〃	〃	〃	〃
204	LB10-3	〃	〃	〃	〃	〃
205	LB11-2	〃	〃	〃	〃	〃
206	LB12-1	〃	〃	〃	〃	〃
207	LB12-2	〃	〃	〃	〃	〃
208	LB13-1	〃	〃	〃	〃	〃
209	LB13-2	〃	〃	〃	〃	〃
210	LB14-1	〃	〃	〃	〃	〃
211	LB14-2	〃	〃	〃	〃	〃
212	LB15-1	〃	〃	〃	〃	〃
213	LB15-2	〃	〃	〃	〃	〃
214	LB16-1	〃	〃	〃	〃	〃
215	LB16-2	〃	〃	〃	〃	〃
216	SA1-1	フーチング側面	〃	〃	〃	〃
217	SA3-1	〃	〃	〃	〃	〃
218	SA5-1	〃	〃	〃	〃	〃
219	SA7-1	〃	〃	〃	〃	〃
220	SA10-1	〃	〃	〃	〃	〃
221	SA12-1	〃	〃	〃	〃	〃
222	SA14-1	〃	〃	〃	〃	〃
223	SA16-1	〃	〃	〃	〃	〃
224	SB1-1	〃	〃	〃	〃	〃
225	SB3-1	〃	〃	〃	〃	〃
226	SB5-1	〃	〃	〃	〃	〃
227	SB7-1	〃	〃	〃	〃	〃
228	SB10-1	〃	〃	〃	〃	〃
229	SB12-1	〃	〃	〃	〃	〃
230	SB14-1	〃	〃	〃	〃	〃
231	SB16-1	〃	〃	〃	〃	〃
232	UA7-3	フーチング上面	〃	〃	〃	〃
233	UA10-3	〃	〃	〃	〃	〃
234	故障 c h				〃	
235	UB7-3	〃	〃	〃	〃	〃
236	UB10-3	〃	〃	〃	〃	〃
237	B1	載荷治具設置用突起部付け根	〃	〃	〃	〃
238	B2	〃	〃	〃	〃	〃
239	B3	〃	〃	〃	〃	〃
240	B4	〃	〃	〃	〃	〃
241	CA3	A杭先端ひずみ	コンクリートゲージ	0.9430	〃	〃
242	故障 c h				〃	
243	CA6	〃	〃	〃	〃	〃
244	CA9	〃	〃	〃	〃	〃
245	CA12	〃	〃	〃	〃	〃
246	CB3	B杭先端ひずみ	〃	〃	〃	〃
247	CB6	〃	〃	〃	〃	〃
248	CB9	〃	〃	〃	〃	〃
249	CB12	〃	〃	〃	〃	〃

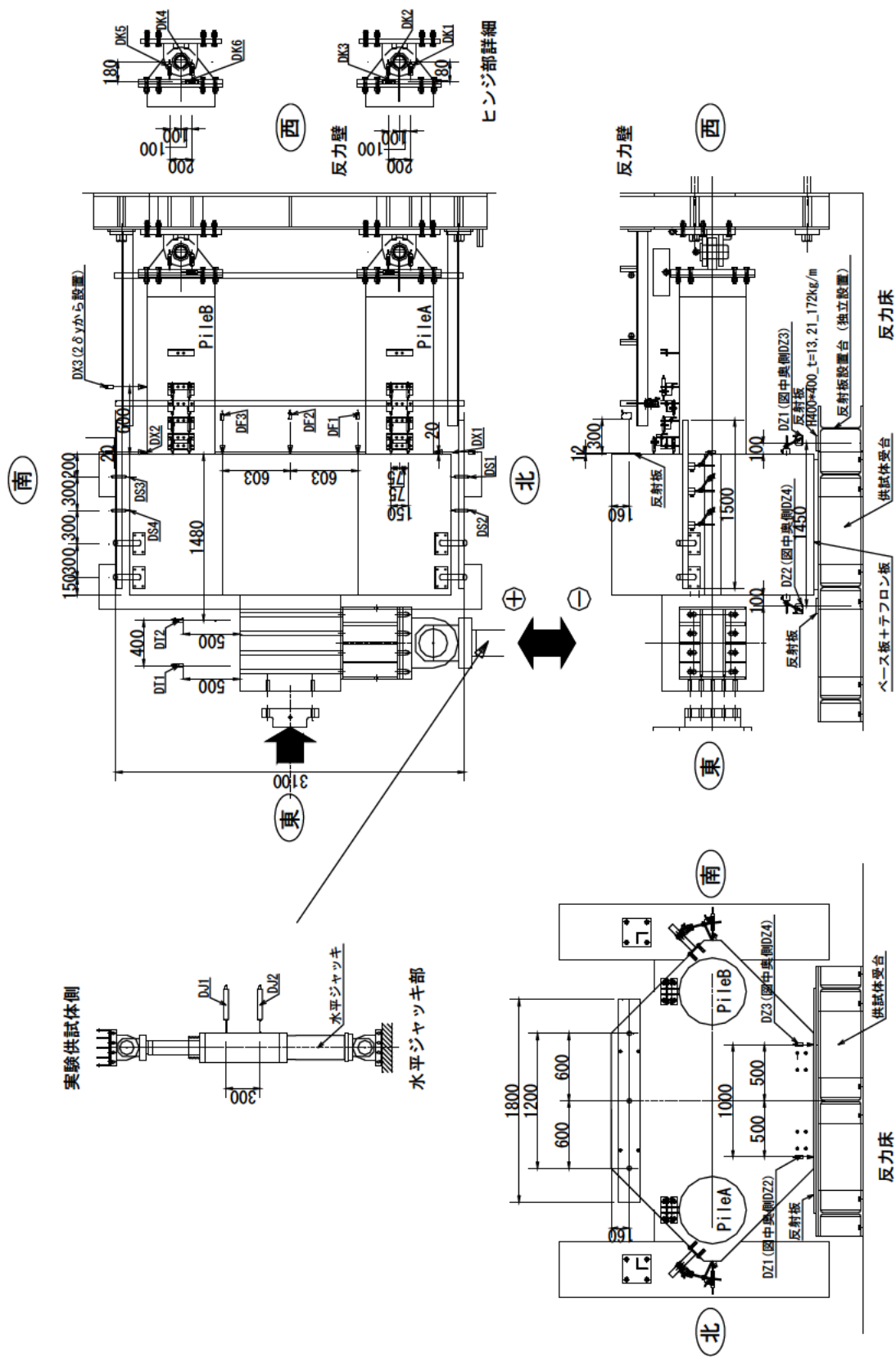


図-4.26 変位計設置位置(Case CPP-C-1)その 1

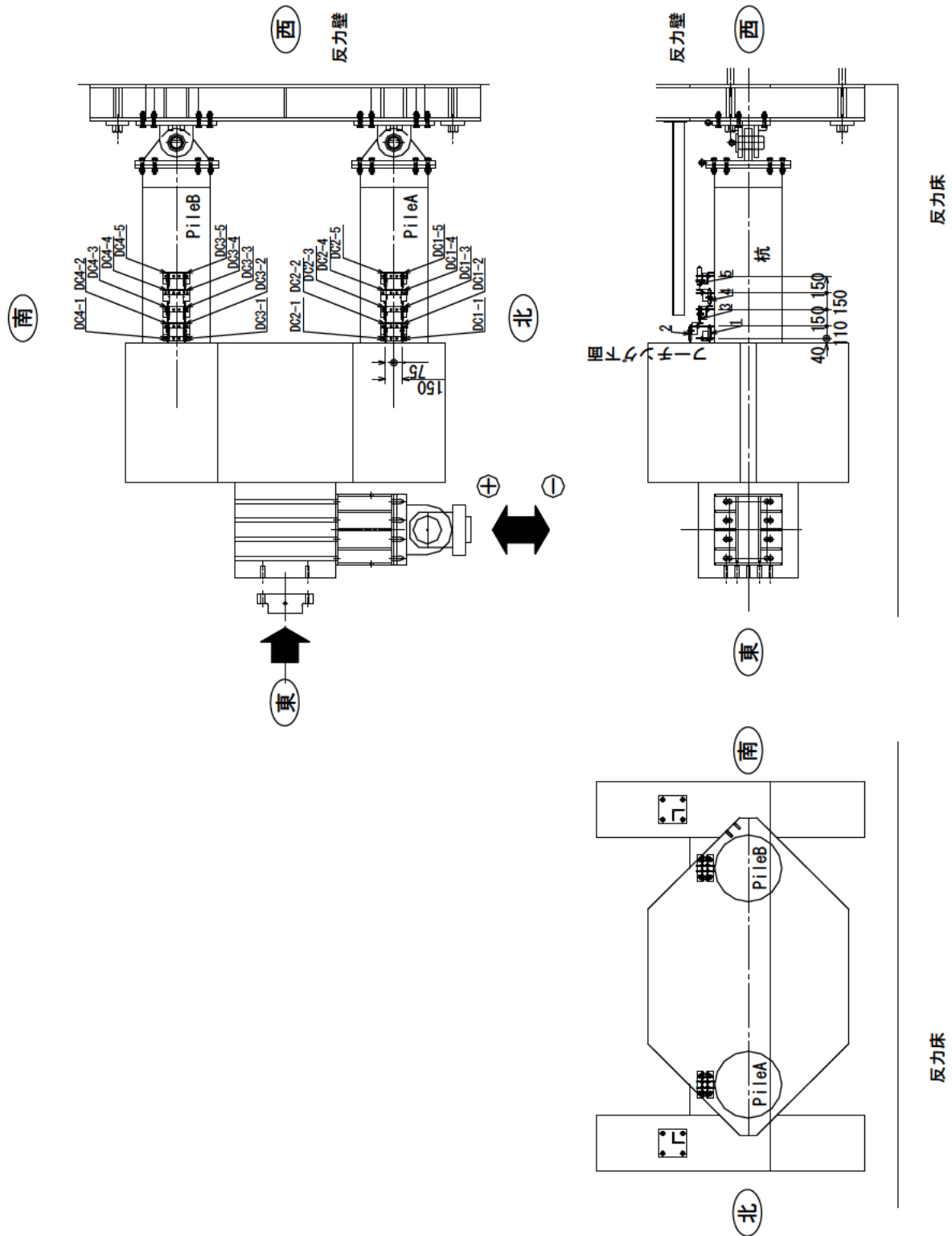
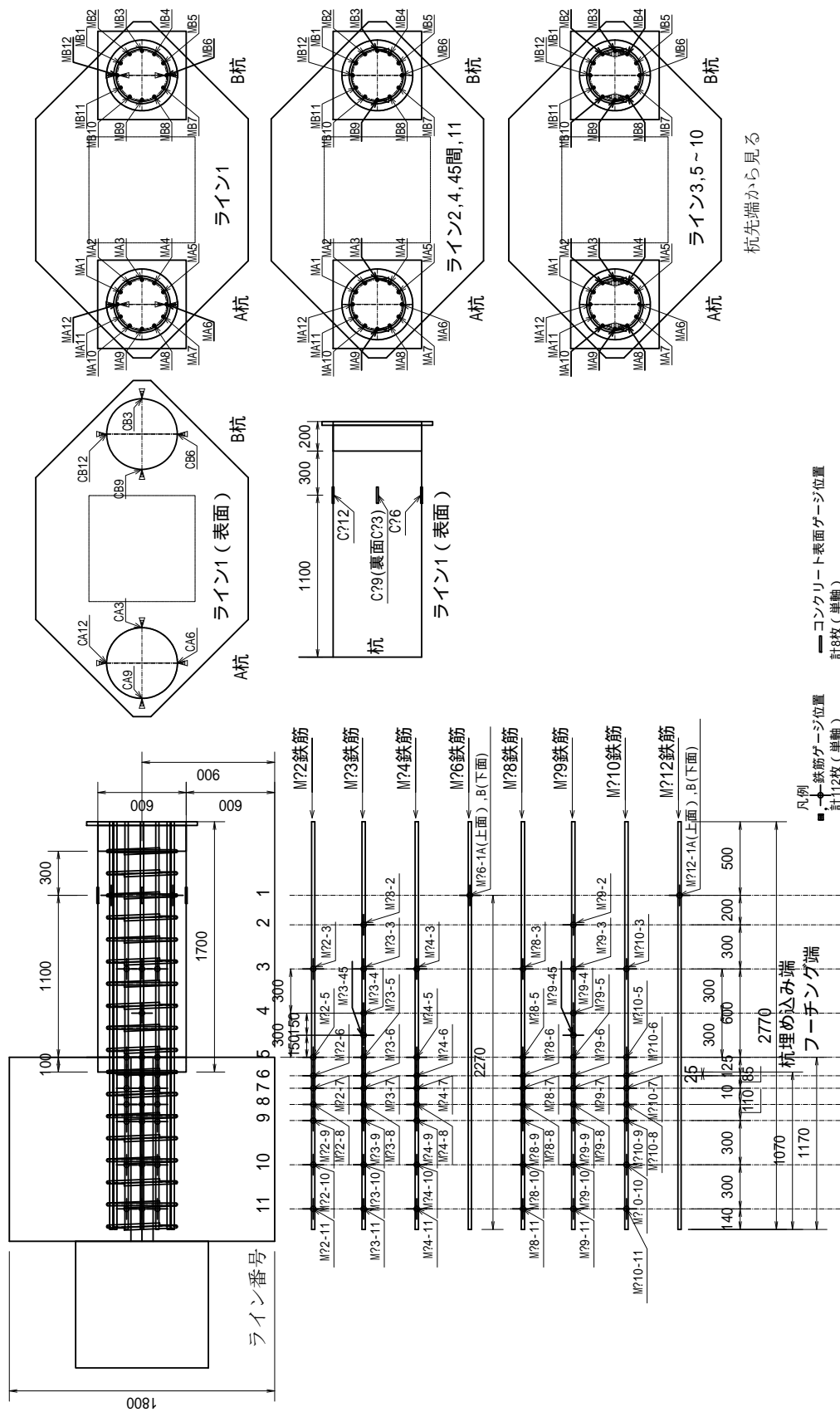
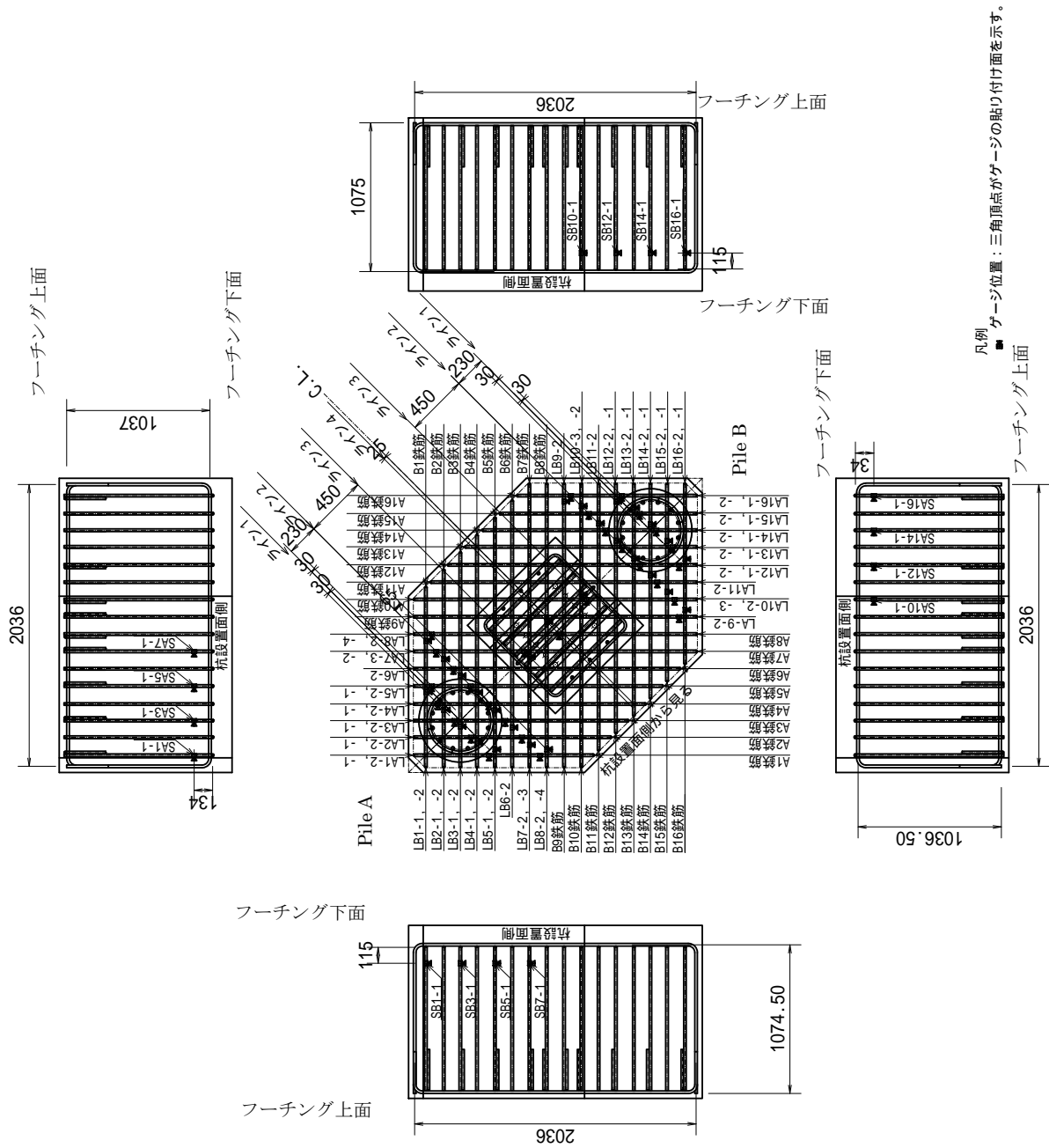


図-4.27 変位計設置位置(Case CPP-C-1)その2



注：測点記号中の？には杭種別AまたはBが入る

図-4.28 杭軸方向鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case CPP-C-1)



凡例 ■ ゲージ位置：三角頂点がゲージの貼り付け面を示す。

図-4.29 フーチング下面鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case CPP-C-1)

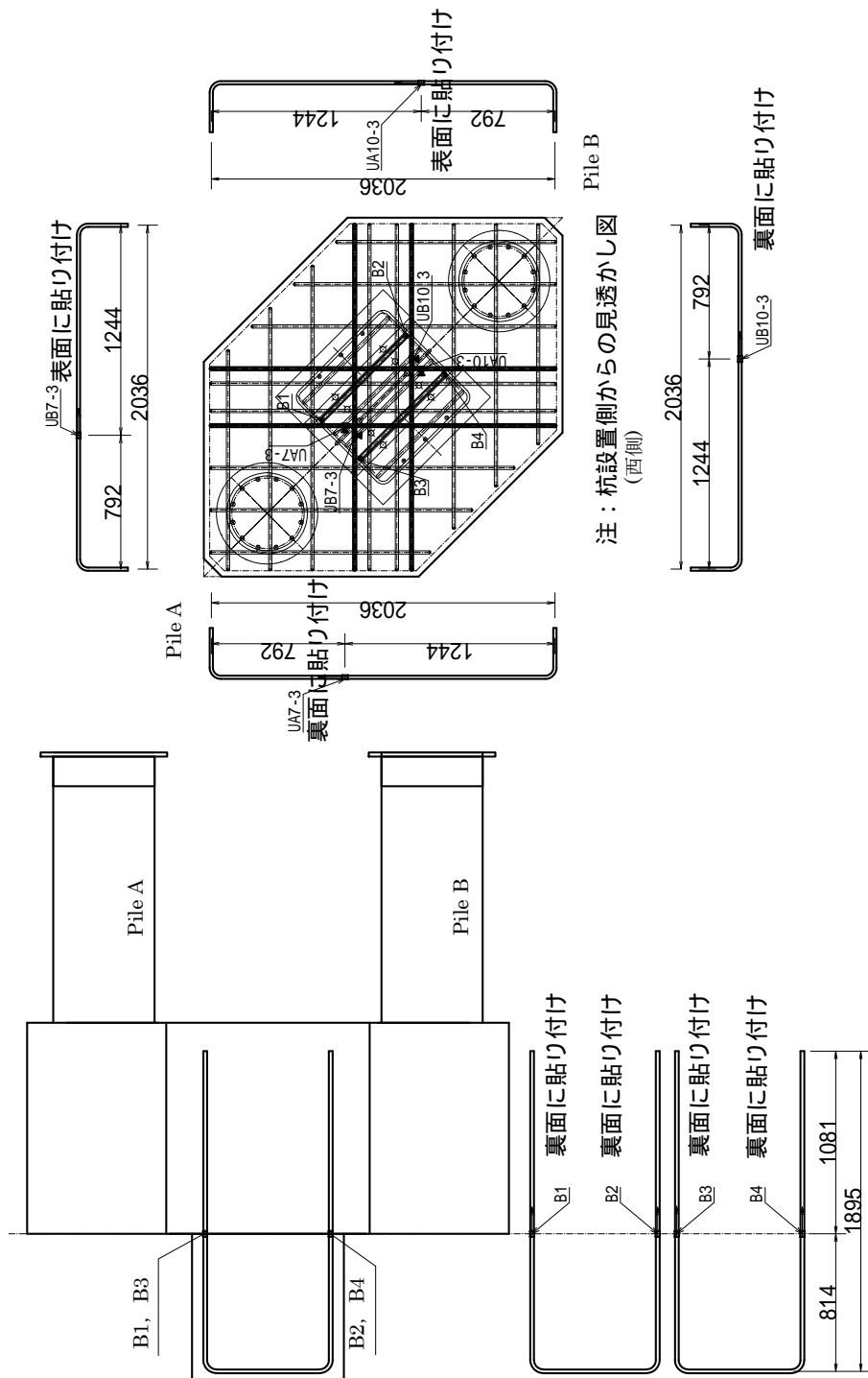


図-4.30 フーチング上面鉄筋および柱鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case CPP-C-1)

表-4.10 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-2) (その 1)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
1	PH	水平載荷荷重 (試験機出力)	試験機電圧出力	0 0150	kN	押し荷重を+
2	DH	水平載荷変位 (試験機出力)	〃	0 0050	mm	押し方向を+
3	PV	鉛直載荷荷重 (試験機出力)	〃	0 0250	kN	押し荷重を+
4	DT1	載荷点水平変位(鉛直ジャッキ寄り)	LK-500(光学式)	-0 0050	mm	押し方向を+
5	DT2	載荷点水平変位(フーチング寄り)	〃	〃	〃	〃
6	DT3	フーチング水平変位 (載荷点寄り)	〃	〃	〃	〃
7	DT4	フーチング水平変位 (杭寄り)	〃	〃	〃	〃
8	DT5	B杭 1 D位置水平変位	LB-300(光センサ)	-0 0020	〃	押し方向を+
9	DF1	フーチングの水平方向回転変位	〃	0 0020	mm	反力壁方向を-
10	DF2	〃	〃	〃	〃	〃
11	DF3	〃	〃	〃	〃	〃
12	DX1	A杭付け根部水平変位(フーチング相対)	〃	-0 0020	mm	せり出して+
13	DX2	B杭付け根部水平変位(フーチング相対)	〃	〃	〃	〃
14	DZ1	フーチングの鉛直方向回転変位	LB-01(光センサ)	0 0010	mm	浮き上がりで+
15	DZ2	〃	〃	〃	〃	〃
16	DZ3	〃	〃	〃	〃	〃
17	DZ4	〃	〃	〃	〃	〃
18	DJ1	載荷ジャッキ角度計算用変位	CDP-100	-0 0100	mm	反力壁に行って+
19	DJ2	〃	〃	〃	〃	〃
20	DK1	ヒンジ部変位	SDP-50	0 0100	mm	距離が長くなって+
21	DK2	〃	〃	〃	〃	〃
22	DK3	〃	〃	-0 0100	〃	押し方向を+
23	DK4	〃	〃	0 0100	〃	距離が長くなって+
24	DK5	〃	〃	〃	〃	〃
25	DK6	〃	〃	〃	〃	押し方向を+
26	DC1-1	A杭曲率用変位	CDP-25	0 0020	mm	距離が長くなって+
27	DC2-1	〃	〃	〃	〃	〃
28	DC1-2	〃	〃	〃	〃	〃
29	DC2-2	〃	〃	〃	〃	〃
30	DC1-3	〃	〃	〃	〃	〃
31	DC2-3	〃	〃	〃	〃	〃
32	DC1-4	〃	〃	〃	〃	〃
33	DC2-4	〃	〃	〃	〃	〃
34	DC3-1	B杭曲率用変位	〃	〃	〃	〃
35	DC4-1	〃	〃	〃	〃	〃
36	DC3-2	〃	〃	〃	〃	〃
37	DC4-2	〃	〃	〃	〃	〃
38	DC3-3	〃	〃	〃	〃	〃
39	DC4-3	〃	〃	〃	〃	〃
40	DC3-4	〃	〃	〃	〃	〃
41	DC4-4	〃	〃	〃	〃	〃
42	MA2-2	A杭主筋ひずみゲージ	ひずみゲージ	0 9524	μ	引張ひずみで+
43	MA2-3	〃	〃	〃	〃	〃
44	MA2-4	〃	〃	〃	〃	〃
45	MA2-5	〃	〃	〃	〃	〃
46	MA2-6	〃	〃	〃	〃	〃
47	MA2-7	〃	〃	〃	〃	〃
48	MA2-8	〃	〃	〃	〃	〃
49	MA2-9	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.11 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-2) (その 2)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
50	MA2-10	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
51	MA2-11	〃	〃	〃	〃	〃
52	MA3-2	〃	〃	〃	〃	〃
53	MA3-4	〃	〃	〃	〃	〃
54	MA3-5	〃	〃	〃	〃	〃
55	MA3-6	〃	〃	〃	〃	〃
56	MA3-7	〃	〃	〃	〃	〃
57	MA3-8	〃	〃	〃	〃	〃
58	MA3-9	〃	〃	〃	〃	〃
59	MA3-10	〃	〃	〃	〃	〃
60	MA3-11	〃	〃	〃	〃	〃
61	MA4-1A	〃	〃	〃	〃	〃
62	MA4-1B	〃	〃	〃	〃	〃
63	MA4-2	〃	〃	〃	〃	〃
64	MA4-5	〃	〃	〃	〃	〃
65	MA4-6	〃	〃	〃	〃	〃
66	MA4-7	〃	〃	〃	〃	〃
67	MA4-10	〃	〃	〃	〃	〃
68	MA5-1A	〃	〃	〃	〃	〃
69	MA5-1B	〃	〃	〃	〃	〃
70	MA7-2	〃	〃	〃	〃	〃
71	MA7-3	〃	〃	〃	〃	〃
72	MA7-4	〃	〃	〃	〃	〃
73	MA7-5	〃	〃	〃	〃	〃
74	MA7-6	〃	〃	〃	〃	〃
75	MA7-7	〃	〃	〃	〃	〃
76	MA7-8	〃	〃	〃	〃	〃
77	MA7-9	〃	〃	〃	〃	〃
78	MA7-10	〃	〃	〃	〃	〃
79	MA7-11	〃	〃	〃	〃	〃
80	MA8-2	〃	〃	〃	〃	〃
81	MA8-4	〃	〃	〃	〃	〃
82	MA8-5	〃	〃	〃	〃	〃
83	MA8-6	〃	〃	〃	〃	〃
84	MA8-7	〃	〃	〃	〃	〃
85	MA8-8	〃	〃	〃	〃	〃
86	MA8-9	〃	〃	〃	〃	〃
87	MA8-10	〃	〃	〃	〃	〃
88	MA8-11	〃	〃	〃	〃	〃
89	MA9-1A	〃	〃	〃	〃	〃
90	MA9-1B	〃	〃	〃	〃	〃
91	MA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
92	MA9-5	〃	〃	〃	〃	〃
93	MA9-6	〃	〃	〃	〃	〃
94	MA9-7	〃	〃	〃	〃	〃
95	MA9-10	〃	〃	〃	〃	〃
96	MA10-1A	〃	〃	〃	〃	〃
97	MA10-1B	〃	〃	〃	〃	〃
98	MB2-2	〃	〃	〃	〃	〃
99	MB2-3	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.12 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-2) (その 3)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
100	MB2-4	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
101	MB2-5	〃	〃	〃	〃	〃
102	MB2-6	B杭主筋ひずみゲージ	〃	〃	〃	〃
103	MB2-7	〃	〃	〃	〃	〃
104	MB2-8	〃	〃	〃	〃	〃
105	MB2-9	〃	〃	〃	〃	〃
106	MB2-10	〃	〃	〃	〃	〃
107	MB2-11	〃	〃	〃	〃	〃
108	MB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
109	MB3-4	〃	〃	〃	〃	〃
110	MB3-5	〃	〃	〃	〃	〃
111	MB3-6	〃	〃	〃	〃	〃
112	MB3-7	〃	〃	〃	〃	〃
113	MB3-8	〃	〃	〃	〃	〃
114	MB3-9	〃	〃	〃	〃	〃
115	MB3-10	〃	〃	〃	〃	〃
116	MB3-11	〃	〃	〃	〃	〃
117	MB4-1A	〃	〃	〃	〃	〃
118	MB4-1B	〃	〃	〃	〃	〃
119	MB4-2	〃	〃	〃	〃	〃
120	MB4-5	〃	〃	〃	〃	〃
121	MB4-6	〃	〃	〃	〃	〃
122	MB4-7	〃	〃	〃	〃	〃
123	MB4-10	〃	〃	〃	〃	〃
124	MB5-1A	〃	〃	〃	〃	〃
125	MB5-1B	〃	〃	〃	〃	〃
126	MB7-2	〃	〃	〃	〃	〃
127	MB7-3	〃	〃	〃	〃	〃
128	MB7-4	〃	〃	〃	〃	〃
129	MB7-5	〃	〃	〃	〃	〃
130	MB7-6	〃	〃	〃	〃	〃
131	MB7-7	〃	〃	〃	〃	〃
132	MB7-8	〃	〃	〃	〃	〃
133	MB7-9	〃	〃	〃	〃	〃
134	MB7-10	〃	〃	〃	〃	〃
135	MB7-11	〃	〃	〃	〃	〃
136	MB8-2	〃	〃	〃	〃	〃
137	MB8-4	〃	〃	〃	〃	〃
138	MB8-5	〃	〃	〃	〃	〃
139	MB8-6	〃	〃	〃	〃	〃
140	MB8-7	〃	〃	〃	〃	〃
141	MB8-8	〃	〃	〃	〃	〃
142	MB8-9	〃	〃	〃	〃	〃
143	MB8-10	〃	〃	〃	〃	〃
144	MB8-11	〃	〃	〃	〃	〃
145	MB9-1A	〃	〃	〃	〃	〃
146	MB9-1B	〃	〃	〃	〃	〃
147	MB9-2	〃	〃	〃	〃	〃
148	MB9-5	〃	〃	〃	〃	〃
149	MB9-6	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.13 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-2) (その 4)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
150	MB9-7	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
151	MB9-10	〃	〃	〃	〃	〃
152	MB10-1A	〃	〃	〃	〃	〃
153	MB10-1B	〃	〃	〃	〃	〃
154	LA1-1	フーチング鉄筋	〃	〃	〃	〃
155	LA1-2	〃	〃	〃	〃	〃
156	LA2-1	〃	〃	〃	〃	〃
157	LA2-2	〃	〃	〃	〃	〃
158	LA3-1	〃	〃	〃	〃	〃
159	LA3-2	〃	〃	〃	〃	〃
160	LA4-1	〃	〃	〃	〃	〃
161	LA4-2	〃	〃	〃	〃	〃
162	LA5-1	〃	〃	〃	〃	〃
163	LA5-2	〃	〃	〃	〃	〃
164	LA6-2	〃	〃	〃	〃	〃
165	LA7-2	〃	〃	〃	〃	〃
166	LA7-3	〃	〃	〃	〃	〃
167	LA8-2	〃	〃	〃	〃	〃
168	LA8-4	〃	〃	〃	〃	〃
169	LA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
170	LA10-2	〃	〃	〃	〃	〃
171	LA10-3	〃	〃	〃	〃	〃
172	LA11-2	〃	〃	〃	〃	〃
173	LA12-1	〃	〃	〃	〃	〃
174	LA12-2	〃	〃	〃	〃	〃
175	LA13-1	〃	〃	〃	〃	〃
176	LA13-2	〃	〃	〃	〃	〃
177	LA14-1	〃	〃	〃	〃	〃
178	LA14-2	〃	〃	〃	〃	〃
179	LA15-1	〃	〃	〃	〃	〃
180	LA15-2	〃	〃	〃	〃	〃
181	LA16-1	〃	〃	〃	〃	〃
182	LA16-2	〃	〃	〃	〃	〃
183	LB1-1	〃	〃	〃	〃	〃
184	LB1-2	〃	〃	〃	〃	〃
185	LB2-1	〃	〃	〃	〃	〃
186	LB2-2	〃	〃	〃	〃	〃
187	LB3-1	〃	〃	〃	〃	〃
188	LB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
189	LB4-1	〃	〃	〃	〃	〃
190	LB4-2	〃	〃	〃	〃	〃
191	LB5-1	〃	〃	〃	〃	〃
192	LB5-2	〃	〃	〃	〃	〃
193	LB6-2	〃	〃	〃	〃	〃
194	LB7-2	〃	〃	〃	〃	〃
195	LB7-3	〃	〃	〃	〃	〃
196	LB8-2	〃	〃	〃	〃	〃
197	LB8-4	〃	〃	〃	〃	〃
198	LB9-2	〃	〃	〃	〃	〃
199	LB10-2	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.14 計測点接続対応一覧表 (Case CPP-C-2) (その5)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
200	LB10-3	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
201	LB11-2	〃	〃	〃	〃	〃
202	LB12-1	〃	〃	〃	〃	〃
203	LB12-2	〃	〃	〃	〃	〃
204	LB13-1	〃	〃	〃	〃	〃
205	LB13-2	〃	〃	〃	〃	〃
206	LB14-1	〃	〃	〃	〃	〃
207	LB14-2	〃	〃	〃	〃	〃
208	LB15-1	〃	〃	〃	〃	〃
209	LB15-2	〃	〃	〃	〃	〃
210	LB16-1	〃	〃	〃	〃	〃
211	LB16-2	〃	〃	〃	〃	〃
212	SA1-1	フーチング側面	〃	〃	〃	〃
213	SA3-1	〃	〃	〃	〃	〃
214	SA5-1	〃	〃	〃	〃	〃
215	SA7-1	〃	〃	〃	〃	〃
216	SA10-1	〃	〃	〃	〃	〃
217	SA12-1	〃	〃	〃	〃	〃
218	SA14-1	〃	〃	〃	〃	〃
219	SA16-1	〃	〃	〃	〃	〃
220	SB1-1	〃	〃	〃	〃	〃
221	SB3-1	〃	〃	〃	〃	〃
222	SB5-1	〃	〃	〃	〃	〃
223	SB7-1	〃	〃	〃	〃	〃
224	SB10-1	〃	〃	〃	〃	〃
225	SB12-1	〃	〃	〃	〃	〃
226	SB14-1	〃	〃	〃	〃	〃
227	SB16-1	〃	〃	〃	〃	〃
228	UA7-3	フーチングU面	〃	〃	〃	〃
229	UA10-3	〃	〃	〃	〃	〃
230	UB7-3	〃	〃	〃	〃	〃
231	UB10-3	〃	〃	〃	〃	〃
232	B1	載荷治具設置用突起部付け根	〃	〃	〃	〃
233	B2	〃	〃	〃	〃	〃
234	故障 c h				〃	
235	B3	〃	〃	〃	〃	〃
236	B4	〃	〃	〃	〃	〃
237	CA2	A杭先端ひずみ	コンクリートゲージ	0.9434	〃	〃
238	CA5	〃	〃	〃	〃	〃
239	CA7	〃	〃	〃	〃	〃
240	CA10	〃	〃	〃	〃	〃
241	CB2	B杭先端ひずみ	〃	〃	〃	〃
242	故障 c h				〃	
243	CB5	〃	〃	〃	〃	〃
244	CB7	〃	〃	〃	〃	〃
245	CB10	〃	〃	〃	〃	〃
246	PI-U	フーチングU面側B杭部パイゲージ	パイゲージ	0.0005	mm	伸びて+
247	PI-L	〃	〃	0.0005	〃	〃
248						
249						

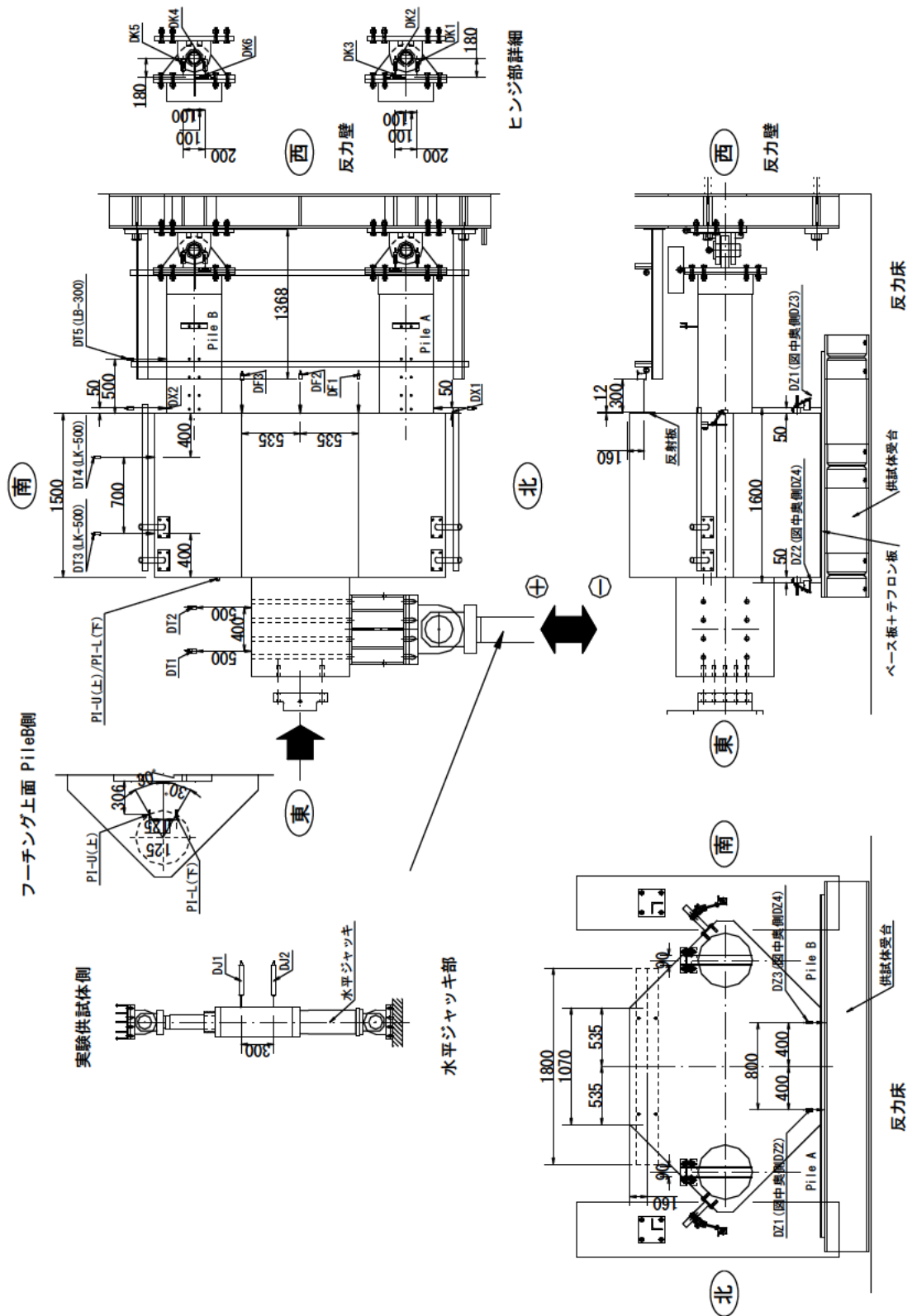


図-4.31 変位計設置位置(Case CPP-C-2)その1

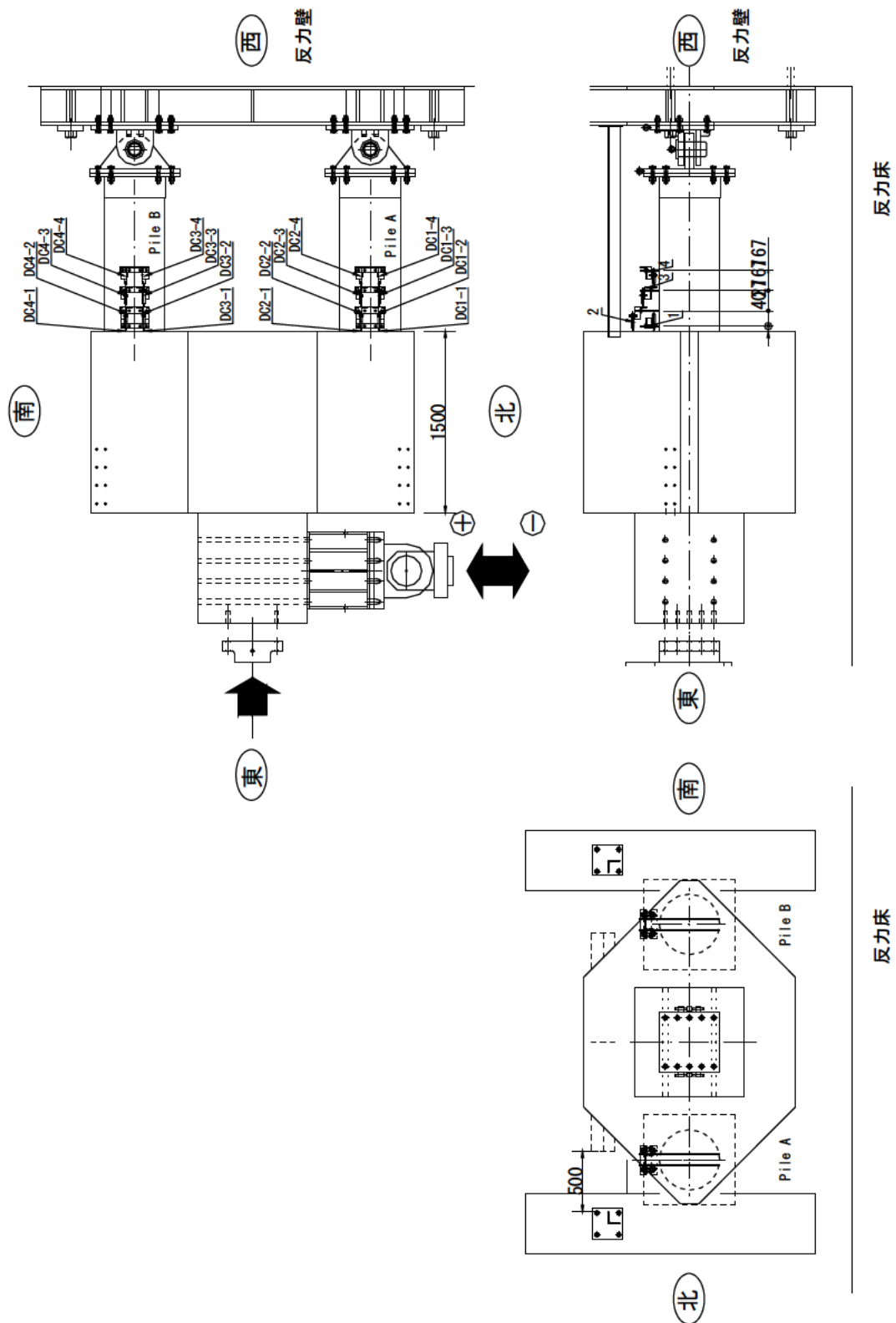


図-4.32 変位計設置位置(Case CPP-C-2)その2

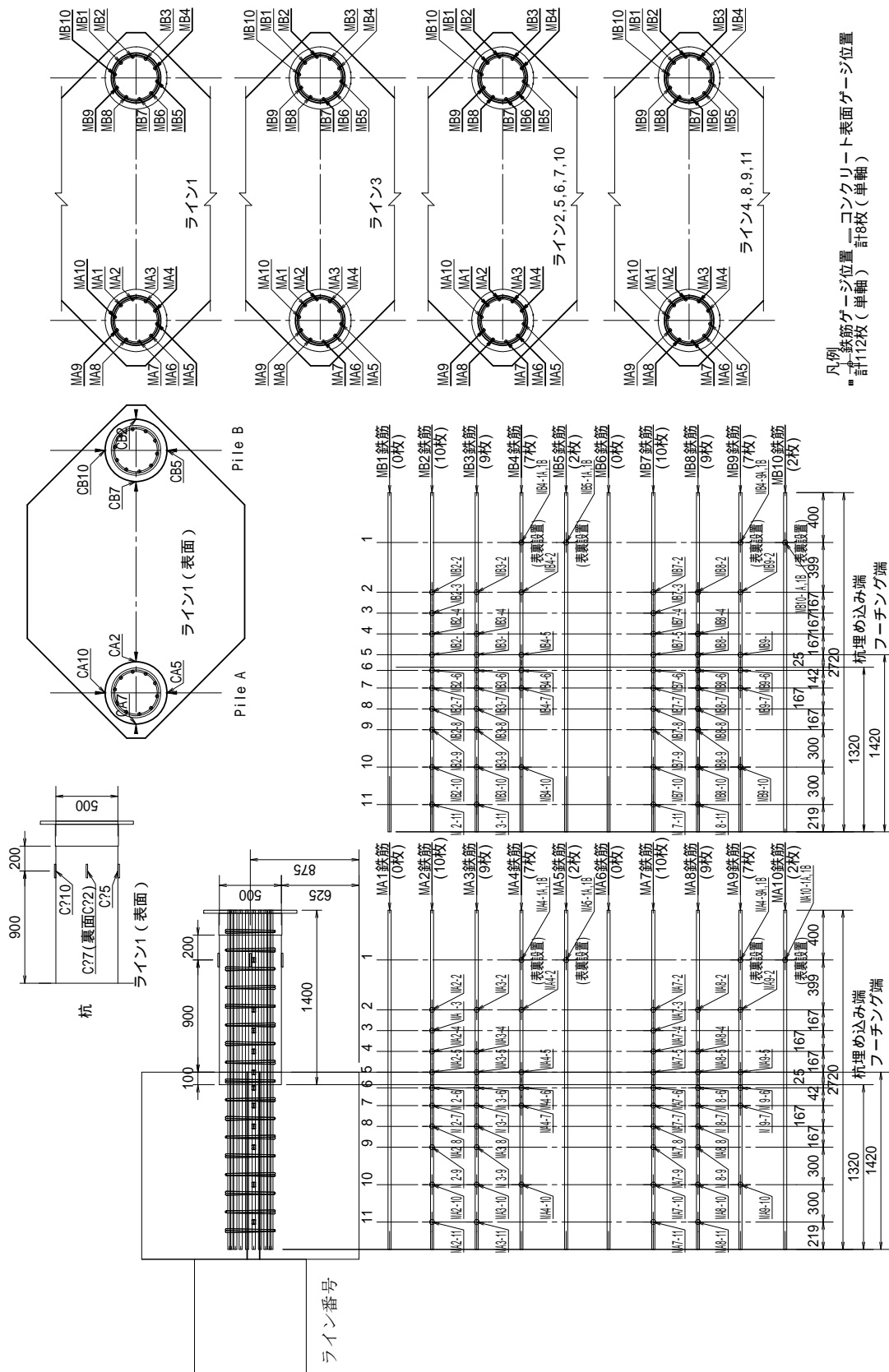


図-4.33 杭軸方向鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case CPP-C-2)

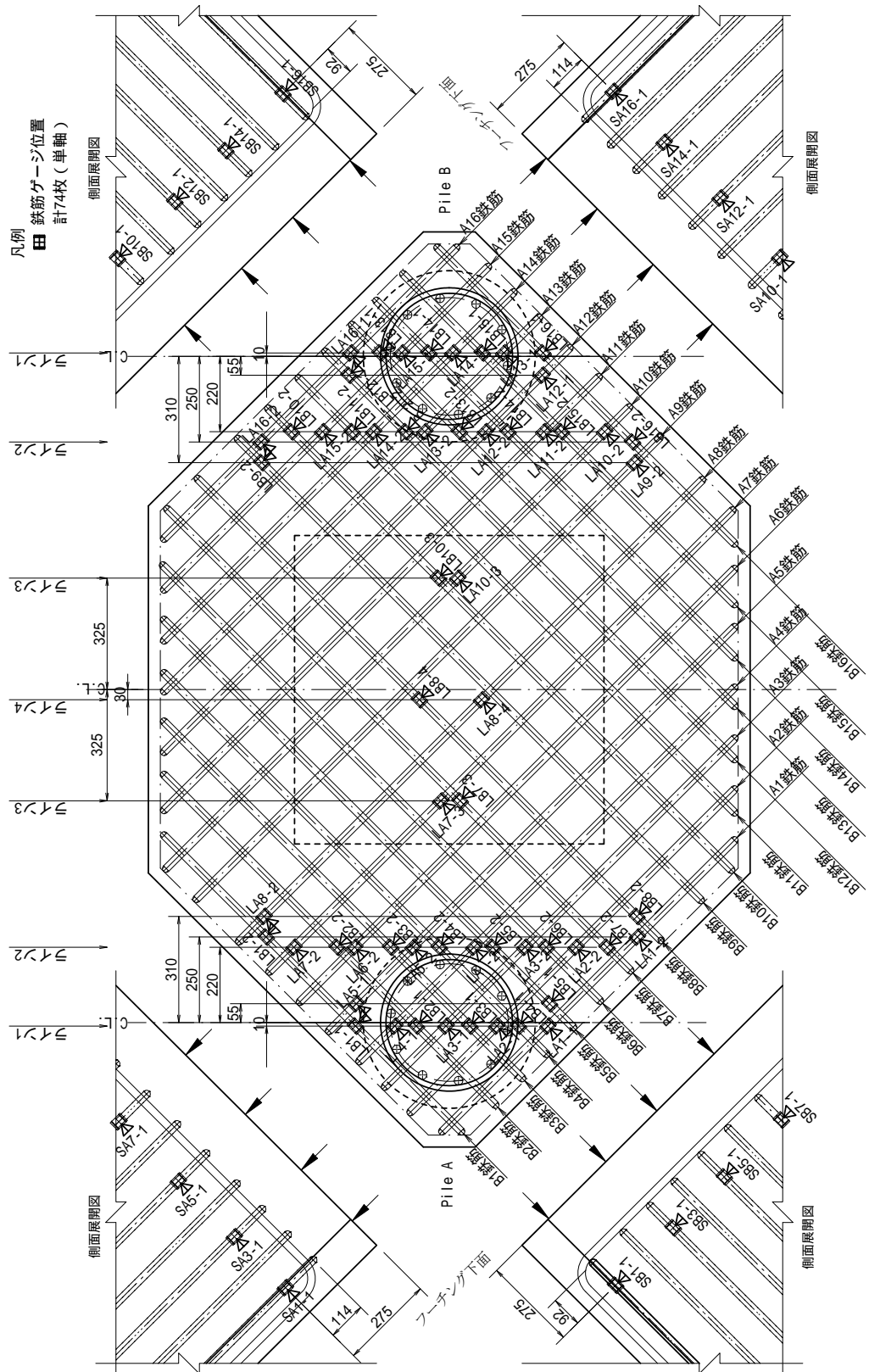
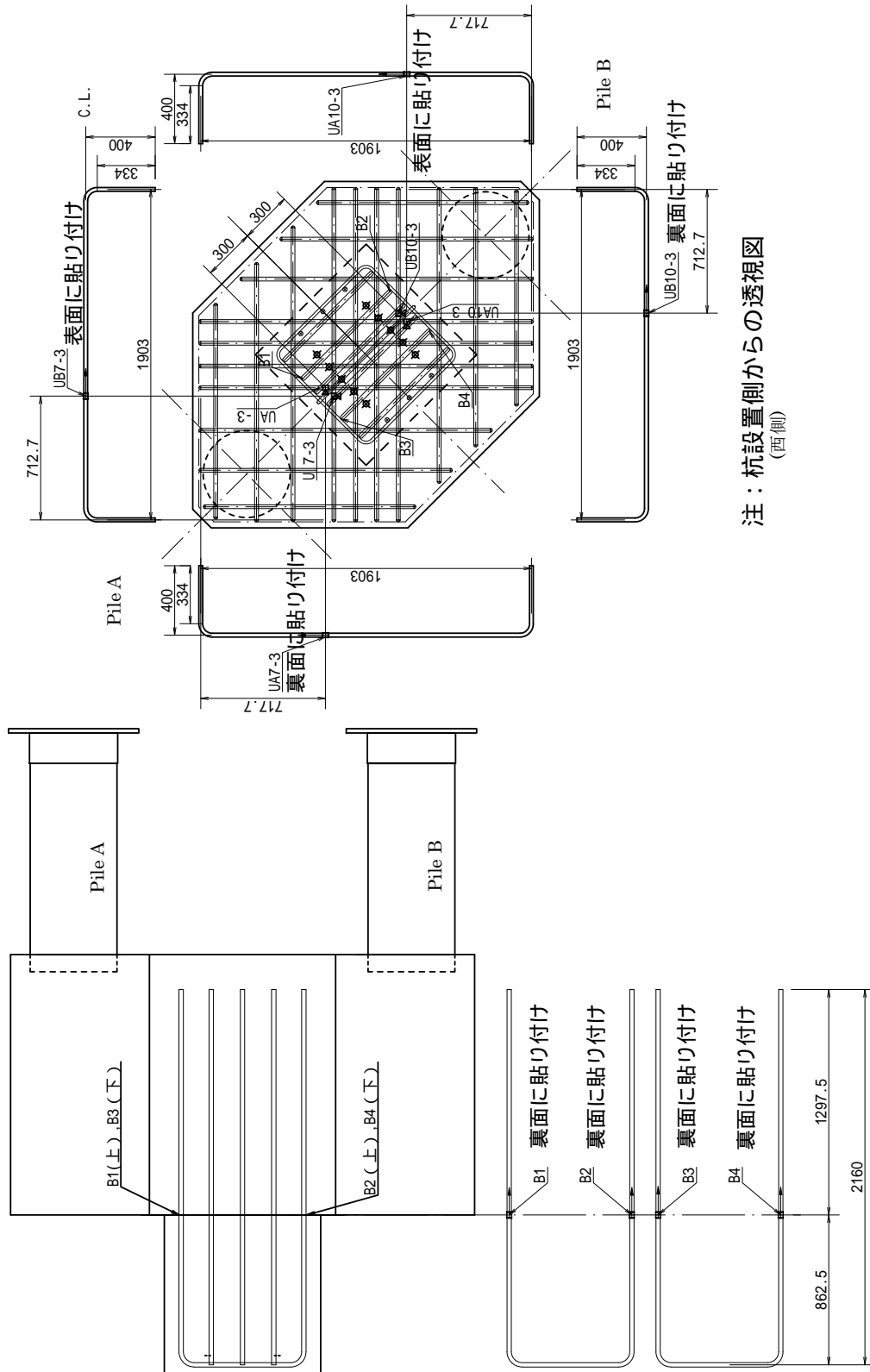


図-4.34 フーチング下面鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case CPP-C-2)



注：杭設置側からの透視図
(西側)

図-4.35 フーチング上面鉄筋および柱鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case CPP-C-2)

表-4.15 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-1) (その 1)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
1	PH	水平載荷荷重 (試験機出力)	試験機電圧出力	0 0150	kN	南方向を+
2	DH	水平載荷変位 (試験機出力)	"	0 0050	mm	南方向を+
3	PV	鉛直載荷荷重 (試験機出力)	"	0 0250	kN	西方向を+
4	DT1	載荷点水平変位(鉛直ジャッキ寄り)	LK-500(光学式)	-0 0050	mm	西方向を+
5	DT2	載荷点水平変位(フーチング寄り)	"	"	"	"
6	DT3	フーチング水平変位 (載荷点寄り)	"	"	"	"
7	DT4	フーチング水平変位 (杭寄り)	"	"	"	"
8	DT5	B杭 1 D位置水平変位	LB-300(光センサ)	-0 0020	"	南方向を+
9	DF1	フーチングの水平方向回転変位	"	0 0020	mm	西方向を-
10	DF2	"	"	"	"	"
11	DF3	"	"	"	"	"
12	DX1	A杭付け根部水平変位(フーチング 相対)	"	-0 0020	mm	縁端部側変形を+
13	DX2	B杭付け根部水平変位(フーチング 相対)	"	"	"	"
14	DZ1	フーチングの鉛直方向回転変位	LB-01(光センサ)	0 0010	mm	浮き上がりで+
15	DZ2	"	"	"	"	"
16	DZ3	"	"	"	"	"
17	DZ4	"	"	"	"	"
18	DJ1	載荷ジャッキ角度計算用変位	CDP-100	-0 0100	mm	西方向を+
19	DJ2	"	"	"	"	"
20	DK1	ヒンジ部変位	SDP-50	0 0100	mm	距離が長くなって+
21	DK2	"	"	"	"	"
22	DK3	"	"	-0 0100	"	南方向を+
23	DK4	"	"	0 0100	"	距離が長くなって+
24	DK5	"	"	"	"	"
25	DK6	"	"	"	"	南方向を+
26	MA2-5	A杭主筋ひずみゲージ	ひずみゲージ	0 9524	μ	引張ひずみで+
27	MA2-9	"	"	"	"	"
28	MA3-0	"	"	"	"	"
29	MA3-1 5	"	"	"	"	"
30	MA3-2	"	"	"	"	"
31	MA3-3	"	"	"	"	"
32	MA3-4	"	"	"	"	"
33	MA3-5	"	"	"	"	"
34	MA3-6	"	"	"	"	"
35	MA3-7	"	"	"	"	"
36	MA3-8	"	"	"	"	"
37	MA3-9	"	"	"	"	"
38	MA3-10	"	"	"	"	"
39	MA3-11	"	"	"	"	"
40	MA4-5	"	"	"	"	"
41	MA4-9	"	"	"	"	"
42	MA6-2	"	"	"	"	"
43	MA6-5	"	"	"	"	"
44	MA6-6	"	"	"	"	"
45	MA6-7	"	"	"	"	"
46	MA6-8	"	"	"	"	"
47	MA6-11	"	"	"	"	"
48	MA8-5	"	"	"	"	"
49	MA8-9	"	"	"	"	"

表-4.16 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-1) (その 2)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
50	MA9-0	〃	〃	〃	μ	〃
51	MA9-1 5	〃	〃	〃	〃	〃
52	MA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
53	MA9-3	〃	〃	〃	〃	〃
54	MA9-4	〃	〃	〃	〃	〃
55	MA9-5	〃	〃	〃	〃	〃
56	MA9-6	〃	〃	〃	〃	〃
57	MA9-7	〃	〃	〃	〃	〃
58	MA9-8	〃	〃	〃	〃	〃
59	MA9-9	〃	〃	〃	〃	〃
60	MA9-10	〃	〃	〃	〃	〃
61	MA9-11	〃	〃	〃	〃	〃
62	MA10-5	〃	〃	〃	〃	〃
63	MA10-9	〃	〃	〃	〃	〃
64	MA12-2	〃	〃	〃	〃	〃
65	MA12-5	〃	〃	〃	〃	〃
66	MA12-6	〃	〃	〃	〃	〃
67	MA12-7	〃	〃	〃	〃	〃
68	MA12-8	〃	〃	〃	〃	〃
69	MA12-11	〃	〃	〃	〃	〃
70	MB2-5	B杭主筋ひずみゲージ	〃	〃	〃	〃
71	MB2-9	〃	〃	〃	〃	〃
72	MB3-0	〃	〃	〃	〃	〃
73	MB3-1 5	〃	〃	〃	〃	〃
74	MB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
75	MB3-3	〃	〃	〃	〃	〃
76	MB3-4	〃	〃	〃	〃	〃
77	MB3-5	〃	〃	〃	〃	〃
78	MB3-6	〃	〃	〃	〃	〃
79	MB3-7	〃	〃	〃	〃	〃
80	MB3-8	〃	〃	〃	〃	〃
81	MB3-9	〃	〃	〃	〃	〃
82	MB3-10	〃	〃	〃	〃	〃
83	MB3-11	〃	〃	〃	〃	〃
84	MB4-5	〃	〃	〃	〃	〃
85	MB4-9	〃	〃	〃	〃	〃
86	MB6-2	〃	〃	〃	〃	〃
87	MB6-5	〃	〃	〃	〃	〃
88	MB6-6	〃	〃	〃	〃	〃
89	MB6-7	〃	〃	〃	〃	〃
90	MB6-8	〃	〃	〃	〃	〃
91	MB6-11	〃	〃	〃	〃	〃
92	MB8-5	〃	〃	〃	〃	〃
93	MB8-9	〃	〃	〃	〃	〃
94	MB9-0	〃	〃	〃	〃	〃
95	MB9-1 5	〃	〃	〃	〃	〃
96	MB9-2	〃	〃	〃	〃	〃
97	MB9-3	〃	〃	〃	〃	〃
98	MB9-4	〃	〃	〃	〃	〃
99	MB9-5	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.17 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-1) (その3)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
100	MB9-6	〃	〃	〃	μ	〃
101	MB9-7	〃	〃	〃	〃	〃
102	MB9-8	〃	〃	〃	〃	〃
103	MB9-9	〃	〃	〃	〃	〃
104	MB9-10	〃	〃	〃	〃	〃
105	MB9-11	〃	〃	〃	〃	〃
106	MB10-5	〃	〃	〃	〃	〃
107	MB10-9	〃	〃	〃	〃	〃
108	MB12-2	〃	〃	〃	〃	〃
109	MB12-5	〃	〃	〃	〃	〃
110	MB12-6	〃	〃	〃	〃	〃
111	MB12-7	〃	〃	〃	〃	〃
112	MB12-8	〃	〃	〃	〃	〃
113	MB12-11	〃	〃	〃	〃	〃
114	CA3-1	A杭鋼管表面ひずみゲージ	〃	〃	〃	〃
115	CA3-2	〃	〃	〃	〃	〃
116	CA3-3	〃	〃	〃	〃	〃
117	CA3-4	〃	〃	〃	〃	〃
118	CA3-5	〃	〃	〃	〃	〃
119	CA6-1X	〃	〃	0.9434	〃	〃
120	CA6-1Y	〃	〃	〃	〃	〃
121	CA6-1Z	〃	〃	〃	〃	〃
122	CA6-2	〃	〃	0.9524	〃	〃
123	CA6-5	〃	〃	〃	〃	〃
124	CA9-1	〃	〃	〃	〃	〃
125	CA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
126	CA9-3	〃	〃	〃	〃	〃
127	CA9-4	〃	〃	〃	〃	〃
128	CA9-5	〃	〃	〃	〃	〃
129	CA12-1X	〃	〃	0.9434	〃	〃
130	CA12-1Y	〃	〃	〃	〃	〃
131	CA12-1Z	〃	〃	〃	〃	〃
132	CA12-2	〃	〃	0.9524	〃	〃
133	CA12-5	〃	〃	〃	〃	〃
134	CB3-1	B杭鋼管表面ひずみゲージ	〃	〃	〃	〃
135	CB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
136	CB3-3	〃	〃	〃	〃	〃
137	CB3-4	〃	〃	〃	〃	〃
138	CB3-5	〃	〃	〃	〃	〃
139	CB6-1X	〃	〃	0.9434	〃	〃
140	CB6-1Y	〃	〃	〃	〃	〃
141	CB6-1Z	〃	〃	〃	〃	〃
142	CB6-2	〃	〃	0.9524	〃	〃
143	CB6-5	〃	〃	〃	〃	〃
144	CB9-1	〃	〃	〃	〃	〃
145	CB9-2	〃	〃	〃	〃	〃
146	CB9-3	〃	〃	〃	〃	〃
147	CB9-4	〃	〃	〃	〃	〃
148	CB9-5	〃	〃	〃	〃	〃
149	CB12-1X	〃	〃	0.9434	〃	〃

表-4.18 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-1) (その 4)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
150	CB12-1Y	〃	〃	〃	μ	〃
151	CB12-1Z	〃	〃	〃	〃	〃
152	CB12-2	〃	〃	〃	〃	〃
153	CB12-5	〃	〃	〃	〃	〃
154	LA1-1	フーチング鉄筋	〃	〃	〃	〃
155	LA1-2	〃	〃	〃	〃	〃
156	LA2-1	〃	〃	〃	〃	〃
157	LA2-2	〃	〃	〃	〃	〃
158	LA3-1	〃	〃	〃	〃	〃
159	LA3-2	〃	〃	〃	〃	〃
160	LA4-1	〃	〃	〃	〃	〃
161	LA4-2	〃	〃	〃	〃	〃
162	LA5-1	〃	〃	〃	〃	〃
163	LA5-2	〃	〃	〃	〃	〃
164	LA6-1	〃	〃	〃	〃	〃
165	LA6-2	〃	〃	〃	〃	〃
166	LA7-1	〃	〃	〃	〃	〃
167	LA7-2	〃	〃	〃	〃	〃
168	LA8-2	〃	〃	〃	〃	〃
169	LA8-3	〃	〃	〃	〃	〃
170	LA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
171	LA9-4	〃	〃	〃	〃	〃
172	LA10-2	〃	〃	〃	〃	〃
173	LA11-2	〃	〃	〃	〃	〃
174	LA11-3	〃	〃	〃	〃	〃
175	LA12-1	〃	〃	〃	〃	〃
176	LA12-2	〃	〃	〃	〃	〃
177	LA13-1	〃	〃	〃	〃	〃
178	LA13-2	〃	〃	〃	〃	〃
179	SB1-1	LA14-1断線のためSB1-1を接続	〃	〃	〃	〃
180	LA14-2	フーチング鉄筋	〃	〃	〃	〃
181	LA15-1	〃	〃	〃	〃	〃
182	LA15-2	〃	〃	〃	〃	〃
183	LA16-1	〃	〃	〃	〃	〃
184	LA16-2	〃	〃	〃	〃	〃
185	LA17-1	〃	〃	〃	〃	〃
186	LA17-2	〃	〃	〃	〃	〃
187	LA18-1	〃	〃	〃	〃	〃
188	LA18-2	〃	〃	〃	〃	〃
189	LB1-1	〃	〃	〃	〃	〃
190	LB1-2	〃	〃	〃	〃	〃
191	LB2-1	〃	〃	〃	〃	〃
192	LB2-2	〃	〃	〃	〃	〃
193	LB3-1	〃	〃	〃	〃	〃
194	LB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
195	LB4-1	〃	〃	〃	〃	〃
196	LB4-2	〃	〃	〃	〃	〃
197	SB3-1	LB5-1断線のためSB3-1を接続	〃	〃	〃	〃
198	LB5-2	フーチング鉄筋	〃	〃	〃	〃
199	LB6-1	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.19 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-1) (その 5)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
200	LB6-2	〃	〃	〃	μ	〃
201	LB7-1	〃	〃	〃	〃	〃
202	LB7-2	〃	〃	〃	〃	〃
203	LB8-2	〃	〃	〃	〃	〃
204	LB8-3	〃	〃	〃	〃	〃
205	LB9-2	〃	〃	〃	〃	〃
206	LB9-4	〃	〃	〃	〃	〃
207	LB10-2	〃	〃	〃	〃	〃
208	LB11-2	〃	〃	〃	〃	〃
209	LB11-3	〃	〃	〃	〃	〃
210	LB12-1	〃	〃	〃	〃	〃
211	LB12-2	〃	〃	〃	〃	〃
212	LB13-1	〃	〃	〃	〃	〃
213	LB13-2	〃	〃	〃	〃	〃
214	LB14-1	〃	〃	〃	〃	〃
215	LB14-2	〃	〃	〃	〃	〃
216	LB15-1	〃	〃	〃	〃	〃
217	LB15-2	〃	〃	〃	〃	〃
218	LB16-1	〃	〃	〃	〃	〃
219	LB16-2	〃	〃	〃	〃	〃
220	LB17-1	〃	〃	〃	〃	〃
221	LB17-2	〃	〃	〃	〃	〃
222	LB18-1	〃	〃	〃	〃	〃
223	LB18-2	〃	〃	〃	〃	〃
224	SA1-1	フーチング側面	〃	〃	〃	〃
225	SA3-1	〃	〃	〃	〃	〃
226	SA5-1	〃	〃	〃	〃	〃
227	SA7-1	〃	〃	〃	〃	〃
228	SA12-1	〃	〃	〃	〃	〃
229	SA14-1	〃	〃	〃	〃	〃
230	SA16-1	〃	〃	〃	〃	〃
231	SA18-1	〃	〃	〃	〃	〃
232	不良ch					
233	不良ch					
234	SB14-1	フーチング側面			〃	
235	SB5-1	〃	〃	〃	〃	〃
236	SB7-1	〃	〃	〃	〃	〃
237	SB12-1	〃	〃	〃	〃	〃
238	不良ch	〃				
239	SB16-1	〃	〃	〃	〃	〃
240	SB18-1	〃	〃	〃	〃	〃
241	UA7-3	フーチング上面	〃	〃	〃	〃
242	故障ch					
243	UA12-3	〃	〃	〃	〃	〃
244	UB7-3	〃	〃	〃	〃	〃
245	UB12-3	〃	〃	〃	〃	〃
246	B1	載荷治具設置用突起部付け根	〃	〃	〃	〃
247	B2	〃	〃	〃	〃	〃
248	B3	〃	〃	〃	〃	〃
249	B4	〃	〃	〃	〃	〃

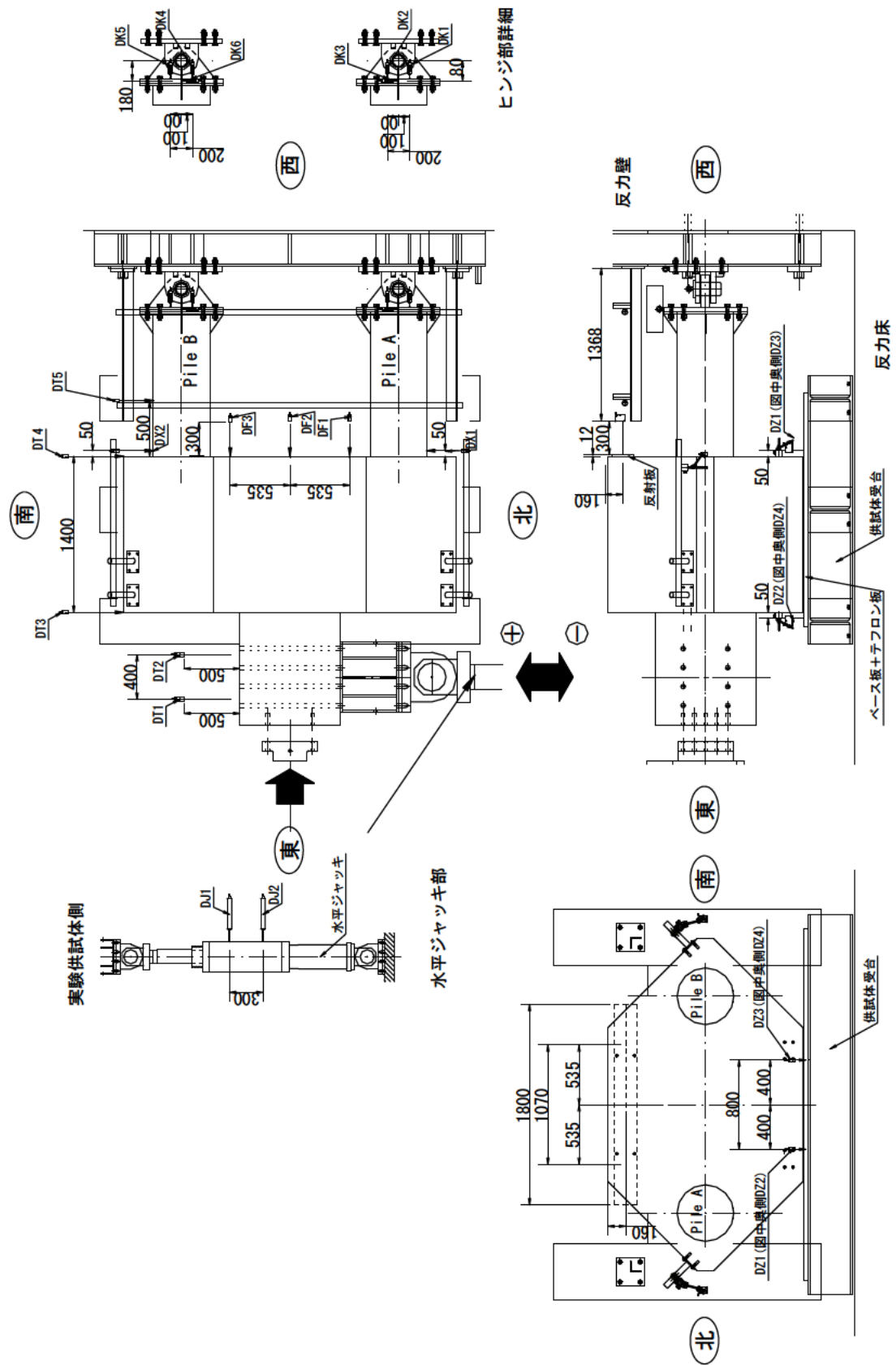


図-4.36 変位計設置位置(Case SPP-C-1)

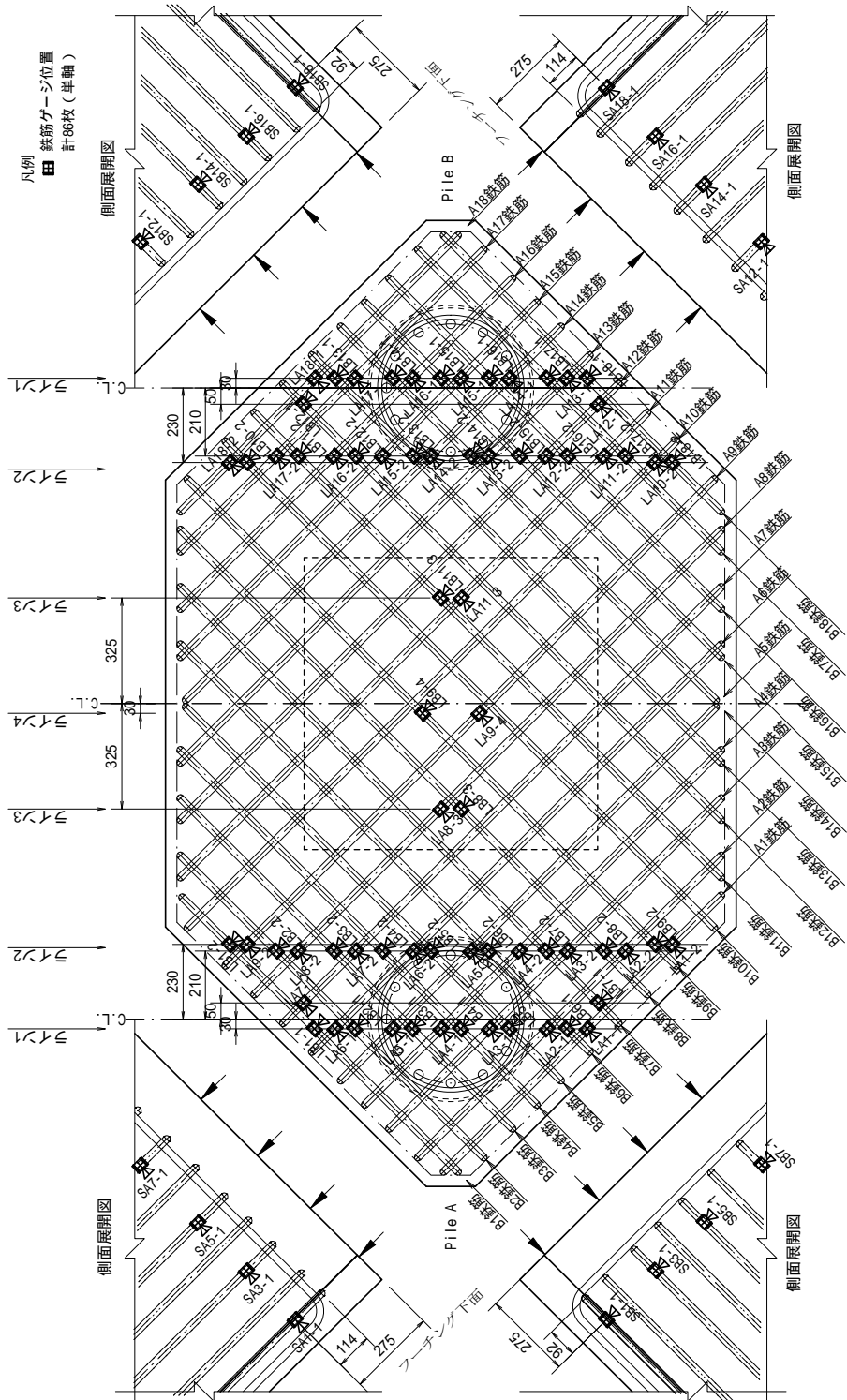
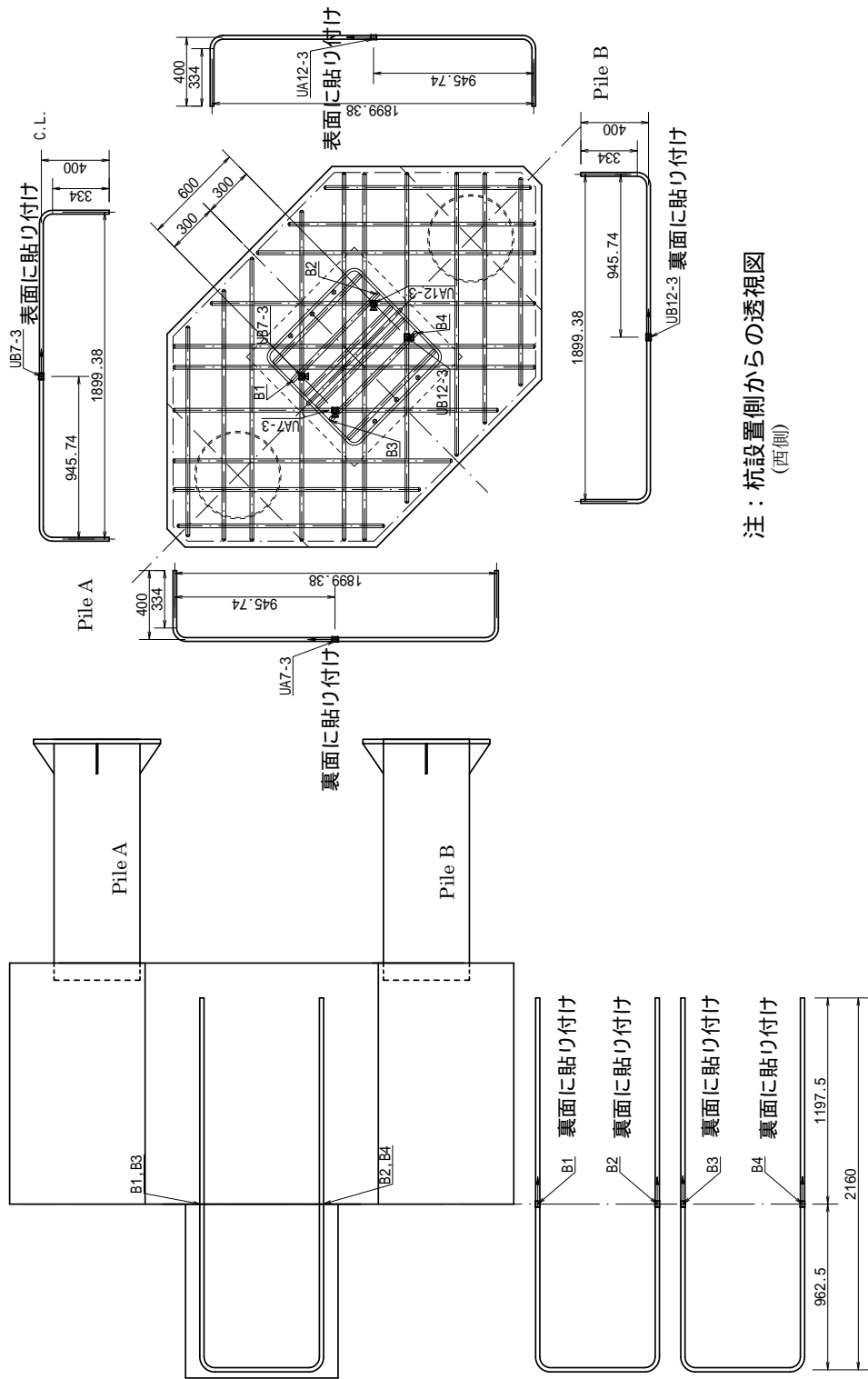


図-4.38 フーチング下面鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case SPP-C-1)



注：杭設置側からの透視図
(西側)

図-4.39 フーチング上面鉄筋および柱鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case SPP-C-1)

表-4.20 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-2) (その 1)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
1	PH	水平載荷荷重 (試験機出力)	試験機電圧出力	0 0150	kN	押し荷重を+
2	DH	水平載荷変位 (試験機出力)	"	0 0050	mm	押し方向を+
3	PV	鉛直載荷荷重 (試験機出力)	"	0 0250	kN	押し荷重を+
4	DT1	載荷点水平変位(鉛直ジャッキ寄り)	LK-500(光学式)	-0 0050	mm	押し方向を+
5	DT2	載荷点水平変位(フーチング寄り)	"	"	"	"
6	DT3	フーチング水平変位 (載荷点寄り)	"	"	"	"
7	DT4	フーチング水平変位 (杭寄り)	"	"	"	"
8	DT5	B杭 1 D位置水平変位	LB-300(光センサ)	-0 0020	"	押し方向を+
9	DF1	フーチングの水平方向回転変位	"	0 0020	mm	反力壁方向を-
10	DF2	"	"	"	"	"
11	DF3	"	"	"	"	"
12	DX1	A杭付け根部水平変位(フーチング 相対)	"	-0 0020	mm	せり出して+
13	DX2	B杭付け根部水平変位(フーチング 相対)	"	"	"	"
14	DZ1	フーチングの鉛直方向回転変位	LB-01(光センサ)	0 0010	mm	浮き上がりで+
15	DZ2	"	"	"	"	"
16	DZ3	"	"	"	"	"
17	DZ4	"	"	"	"	"
18	DJ1	載荷ジャッキ角度計算用変位	CDP-100	-0 0100	mm	反力壁に行って+
19	DJ2	"	"	"	"	"
20	DK1	ヒンジ部変位	SDP-50	0 0100	mm	距離が長くなって+
21	DK2	"	"	"	"	"
22	DK3	"	"	-0 0100	"	押し方向を+
23	DK4	"	"	0 0100	"	距離が長くなって+
24	DK5	"	"	"	"	"
25	DK6	"	"	"	"	押し方向を+
26	MA2-5	A杭主筋ひずみゲージ	ひずみゲージ	0 9524	μ	引張ひずみで+
27	MA2-9	"	"	"	"	"
28	MA3-0	"	"	"	"	"
29	MA3-1 5	"	"	"	"	"
30	MA3-2	"	"	"	"	"
31	MA3-3	"	"	"	"	"
32	MA3-4	"	"	"	"	"
33	MA3-5	"	"	"	"	"
34	MA3-6	"	"	"	"	"
35	MA3-7	"	"	"	"	"
36	MA3-8	"	"	"	"	"
37	MA3-9	"	"	"	"	"
38	MA3-10	"	"	"	"	"
39	MA3-11	"	"	"	"	"
40	MA3-12	"	"	"	"	"
41	MA4-5	"	"	"	"	"
42	MA4-9	"	"	"	"	"
43	MA6-2	"	"	"	"	"
44	MA6-5	"	"	"	"	"
45	MA6-6	"	"	"	"	"
46	MA6-7	"	"	"	"	"
47	MA6-8	"	"	"	"	"
48	MA6-11	"	"	"	"	"
49	MA6-12	"	"	"	"	"

表-4.21 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-2) (その 2)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
50	MA8-5	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
51	MA8-9	〃	〃	〃	〃	〃
52	MA9-0	〃	〃	〃	〃	〃
53	MA9-1 5	〃	〃	〃	〃	〃
54	MA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
55	MA9-3	〃	〃	〃	〃	〃
56	MA9-4	〃	〃	〃	〃	〃
57	MA9-5	〃	〃	〃	〃	〃
58	MA9-6	〃	〃	〃	〃	〃
59	MA9-7	〃	〃	〃	〃	〃
60	MA9-8	〃	〃	〃	〃	〃
61	MA9-9	〃	〃	〃	〃	〃
62	MA9-10	〃	〃	〃	〃	〃
63	MA9-11	〃	〃	〃	〃	〃
64	MA9-12	〃	〃	〃	〃	〃
65	MA10-5	〃	〃	〃	〃	〃
66	MA10-9	〃	〃	〃	〃	〃
67	MA12-2	〃	〃	〃	〃	〃
68	MA12-5	〃	〃	〃	〃	〃
69	MA12-6	〃	〃	〃	〃	〃
70	MA12-7	〃	〃	〃	〃	〃
71	MA12-8	〃	〃	〃	〃	〃
72	MA12-11	〃	〃	〃	〃	〃
73	MA12-12	〃	〃	〃	〃	〃
74	MB2-5	B杭主筋ひずみゲージ	〃	〃	〃	〃
75	MB2-9	〃	〃	〃	〃	〃
76	MB3-0	〃	〃	〃	〃	〃
77	MB3-1 5	〃	〃	〃	〃	〃
78	MB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
79	MB3-3	〃	〃	〃	〃	〃
80	MB3-4	〃	〃	〃	〃	〃
81	MB3-5	〃	〃	〃	〃	〃
82	MB3-6	〃	〃	〃	〃	〃
83	MB3-7	〃	〃	〃	〃	〃
84	MB3-8	〃	〃	〃	〃	〃
85	MB3-9	〃	〃	〃	〃	〃
86	MB3-10	〃	〃	〃	〃	〃
87	MB3-11	〃	〃	〃	〃	〃
88	MB4-5	〃	〃	〃	〃	〃
89	MB4-9	〃	〃	〃	〃	〃
90	MB6-2	〃	〃	〃	〃	〃
91	MB6-5	〃	〃	〃	〃	〃
92	MB6-6	〃	〃	〃	〃	〃
93	MB6-7	〃	〃	〃	〃	〃
94	MB6-8	〃	〃	〃	〃	〃
95	MB6-11	〃	〃	〃	〃	〃
96	MB8-5	〃	〃	〃	〃	〃
97	MB8-8	〃	〃	〃	〃	〃
98	MB9-0	〃	〃	〃	〃	〃
99	MB9-1 5	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.22 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-2) (その 3)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
100	MB9-2	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
101	MB9-3	〃	〃	〃	〃	〃
102	MB9-4	〃	〃	〃	〃	〃
103	MB9-5	〃	〃	〃	〃	〃
104	MB9-6	〃	〃	〃	〃	〃
105	MB9-7	〃	〃	〃	〃	〃
106	MB9-8	〃	〃	〃	〃	〃
107	MB9-9	〃	〃	〃	〃	〃
108	MB9-10	〃	〃	〃	〃	〃
109	MB9-11	〃	〃	〃	〃	〃
110	MB10-5	〃	〃	〃	〃	〃
111	MB10-9	〃	〃	〃	〃	〃
112	MB12-2	〃	〃	〃	〃	〃
113	MB12-5	〃	〃	〃	〃	〃
114	MB12-6	〃	〃	〃	〃	〃
115	MB12-7	〃	〃	〃	〃	〃
116	MB12-8	〃	〃	〃	〃	〃
117	MB12-11	〃	〃	〃	〃	〃
118	CA3-1	A杭鋼管表面ひずみゲージ	〃	〃	〃	〃
119	CA3-2	〃	〃	〃	〃	〃
120	CA3-3	〃	〃	〃	〃	〃
121	CA3-4	〃	〃	〃	〃	〃
122	CA3-5	〃	〃	〃	〃	〃
123	CA6-1X	〃	〃	〃	〃	〃
124	CA6-1Y	〃	〃	〃	〃	〃
125	CA6-1Z	〃	〃	〃	〃	〃
126	CA6-2	〃	〃	〃	〃	〃
127	CA6-5	〃	〃	〃	〃	〃
128	CA9-1	〃	〃	〃	〃	〃
129	CA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
130	CA9-3	〃	〃	〃	〃	〃
131	CA9-4	〃	〃	〃	〃	〃
132	CA9-5	〃	〃	〃	〃	〃
133	CA12-1X	〃	〃	〃	〃	〃
134	CA12-1Y	〃	〃	〃	〃	〃
135	CA12-1Z	〃	〃	〃	〃	〃
136	CA12-2	〃	〃	〃	〃	〃
137	CA12-5	〃	〃	〃	〃	〃
138	CB3-1	B杭鋼管表面ひずみゲージ	〃	〃	〃	〃
139	CB3-2	〃	〃	〃	〃	〃
140	CB3-3	〃	〃	〃	〃	〃
141	CB3-4	〃	〃	〃	〃	〃
142	CB3-5	〃	〃	〃	〃	〃
143	CB6-1X	〃	〃	〃	〃	〃
144	CB6-1Y	〃	〃	〃	〃	〃
145	CB6-1Z	〃	〃	〃	〃	〃
146	CB6-2	〃	〃	〃	〃	〃
147	CB6-5	〃	〃	〃	〃	〃
148	CB9-1	〃	〃	〃	〃	〃
149	CB9-2	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.23 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-2) (その 4)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
150	CB9-3	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
151	CB9-4	〃	〃	〃	〃	〃
152	CB9-5	〃	〃	〃	〃	〃
153	CB12-1X	〃	〃	〃	〃	〃
154	CB12-1Y	〃	〃	〃	〃	〃
155	CB12-1Z	〃	〃	〃	〃	〃
156	CB12-2	〃	〃	〃	〃	〃
157	CB12-5	〃	〃	〃	〃	〃
158	LA1-1	フーチング鉄筋	〃	〃	〃	〃
159	LA2-1	〃	〃	〃	〃	〃
160	LA3-1	〃	〃	〃	〃	〃
161	LA4-1	〃	〃	〃	〃	〃
162	LA5-1	〃	〃	〃	〃	〃
163	LA6-1	〃	〃	〃	〃	〃
164	LA7-1	〃	〃	〃	〃	〃
165	LA8-1	〃	〃	〃	〃	〃
166	LA9-1	〃	〃	〃	〃	〃
167	LA9-2	〃	〃	〃	〃	〃
168	LA10-3	〃	〃	〃	〃	〃
169	LA12-1	〃	〃	〃	〃	〃
170	LA12-2	〃	〃	〃	〃	〃
171	LA13-1	〃	〃	〃	〃	〃
172	LA14-1	〃	〃	〃	〃	〃
173	LA15-1	〃	〃	〃	〃	〃
174	LA16-1	〃	〃	〃	〃	〃
175	LA17-1	〃	〃	〃	〃	〃
176	LA18-1	〃	〃	〃	〃	〃
177	LA19-1	〃	〃	〃	〃	〃
178	LA20-1	〃	〃	〃	〃	〃
179	LB1-1	〃	〃	〃	〃	〃
180	LB2-1	〃	〃	〃	〃	〃
181	LB3-1	〃	〃	〃	〃	〃
182	LB4-1	〃	〃	〃	〃	〃
183	LB5-1	〃	〃	〃	〃	〃
184	LB6-1	〃	〃	〃	〃	〃
185	LB7-1	〃	〃	〃	〃	〃
186	LB8-1	〃	〃	〃	〃	〃
187	LB9-1	〃	〃	〃	〃	〃
188	LB9-2	〃	〃	〃	〃	〃
189	LB10-3	〃	〃	〃	〃	〃
190	LB12-1	〃	〃	〃	〃	〃
191	LB12-2	〃	〃	〃	〃	〃
192	LB13-1	フーチング側面	〃	〃	〃	〃
193	LB14-1	〃	〃	〃	〃	〃
194	LB15-1	〃	〃	〃	〃	〃
195	LB16-1	〃	〃	〃	〃	〃
196	LB17-1	〃	〃	〃	〃	〃
197	LB18-1	〃	〃	〃	〃	〃
198	LB19-1	〃	〃	〃	〃	〃
199	LB20-1	〃	〃	〃	〃	〃

表-4.24 計測点接続対応一覧表 (Case SPP-C-2) (その 5)

Ch	測点記号	計測項目	計測機器	係数	単位	符号の向き
200	SA1-1	〃	〃	〃	μ	引張ひずみで+
201	SA3-1	〃	〃	〃	〃	〃
202	SA5-1	〃	〃	〃	〃	〃
203	SA7-1	〃	〃	〃	〃	〃
204	SA14-1	〃	〃	〃	〃	〃
205	SA16-1	〃	〃	〃	〃	〃
206	SA18-1	〃	〃	〃	〃	〃
207	SA20-1	〃	〃	〃	〃	〃
208	SB1-1	〃	〃	〃	〃	〃
209	SB3-1	〃	〃	〃	〃	〃
210	SB5-1	〃	〃	〃	〃	〃
211	SB7-1	〃	〃	〃	〃	〃
212	SB14-1	〃	〃	〃	〃	〃
213	SB16-1	〃	〃	〃	〃	〃
214	SB18-1	〃	〃	〃	〃	〃
215	SB20-1	〃	〃	〃	〃	〃
216	UA9-3	フーチングU面	〃	〃	〃	〃
217	UA12-3	〃	〃	〃	〃	〃
218	UB9-3	〃	〃	〃	〃	〃
219	UB12-3	〃	〃	〃	〃	〃
220	B1	載荷治具設置用突起部付け根	〃	〃	〃	〃
221	B2	〃	〃	〃	〃	〃
222	B3	〃	〃	〃	〃	〃
223	B4	〃	〃	〃	〃	〃

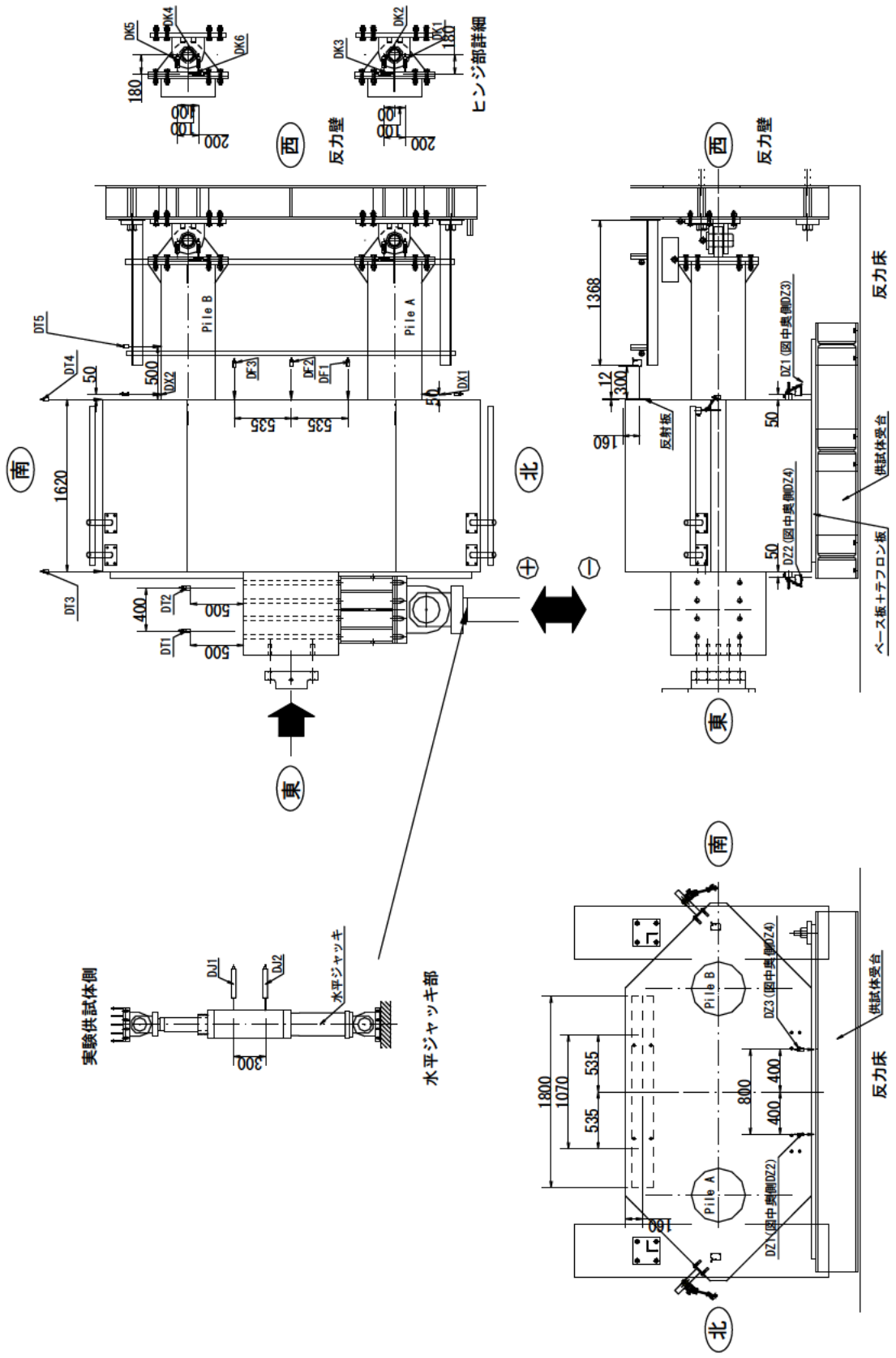


図-4.40 変位計設置位置(Case SPP-C-2)

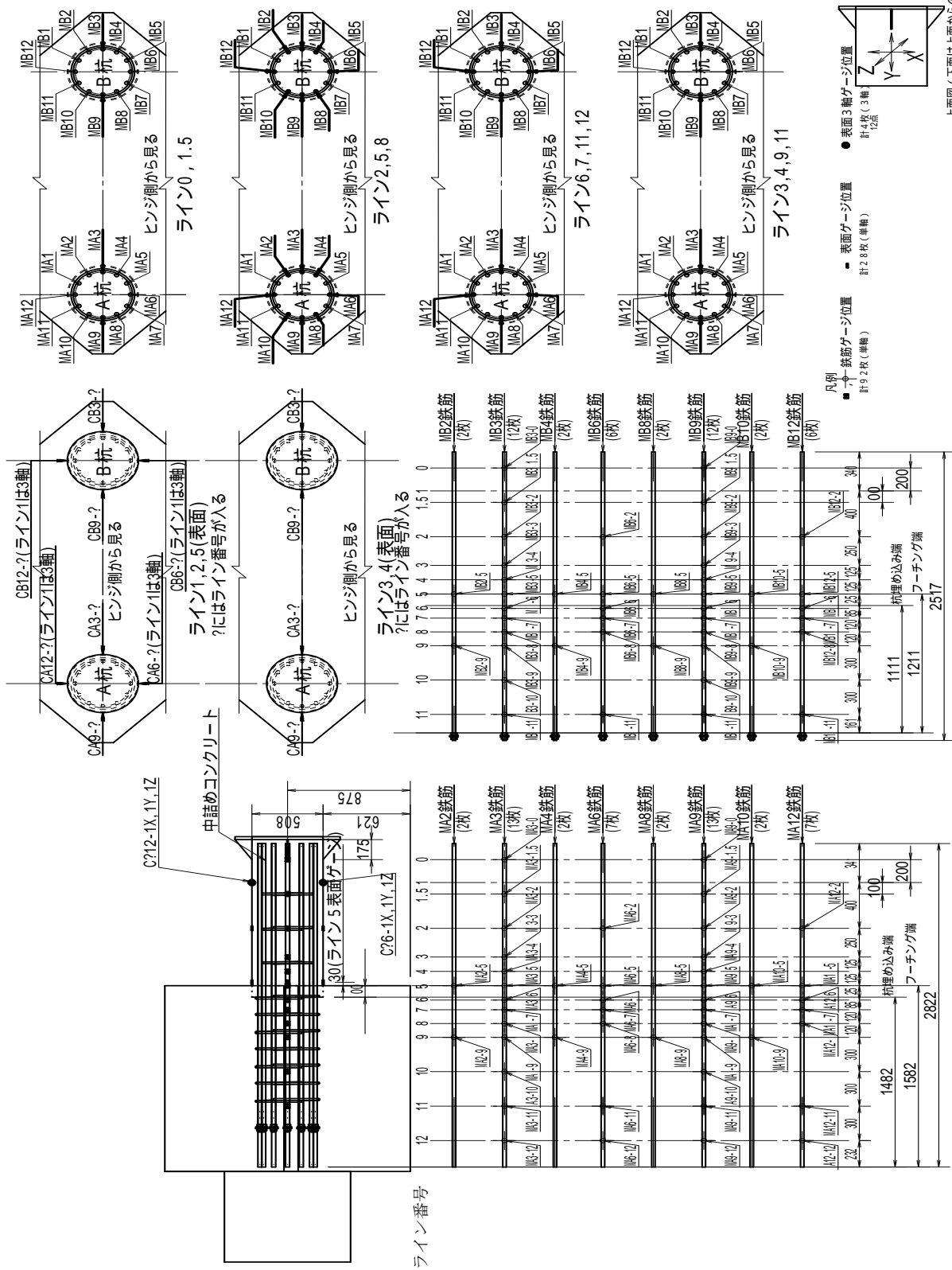


図-4.41 中詰め補強鉄筋ひずみゲージ設置位置 (Case SPP-C-2)

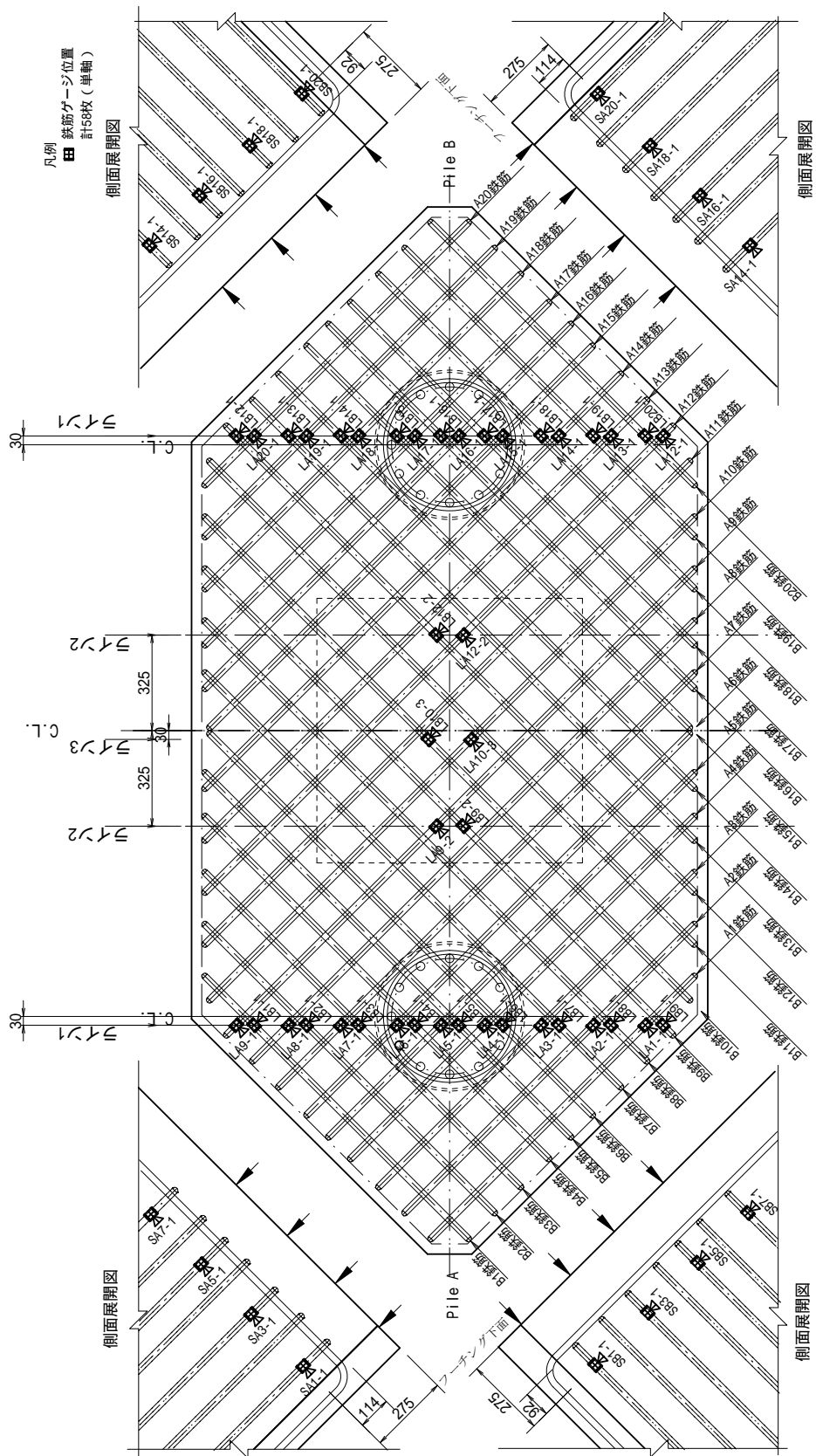
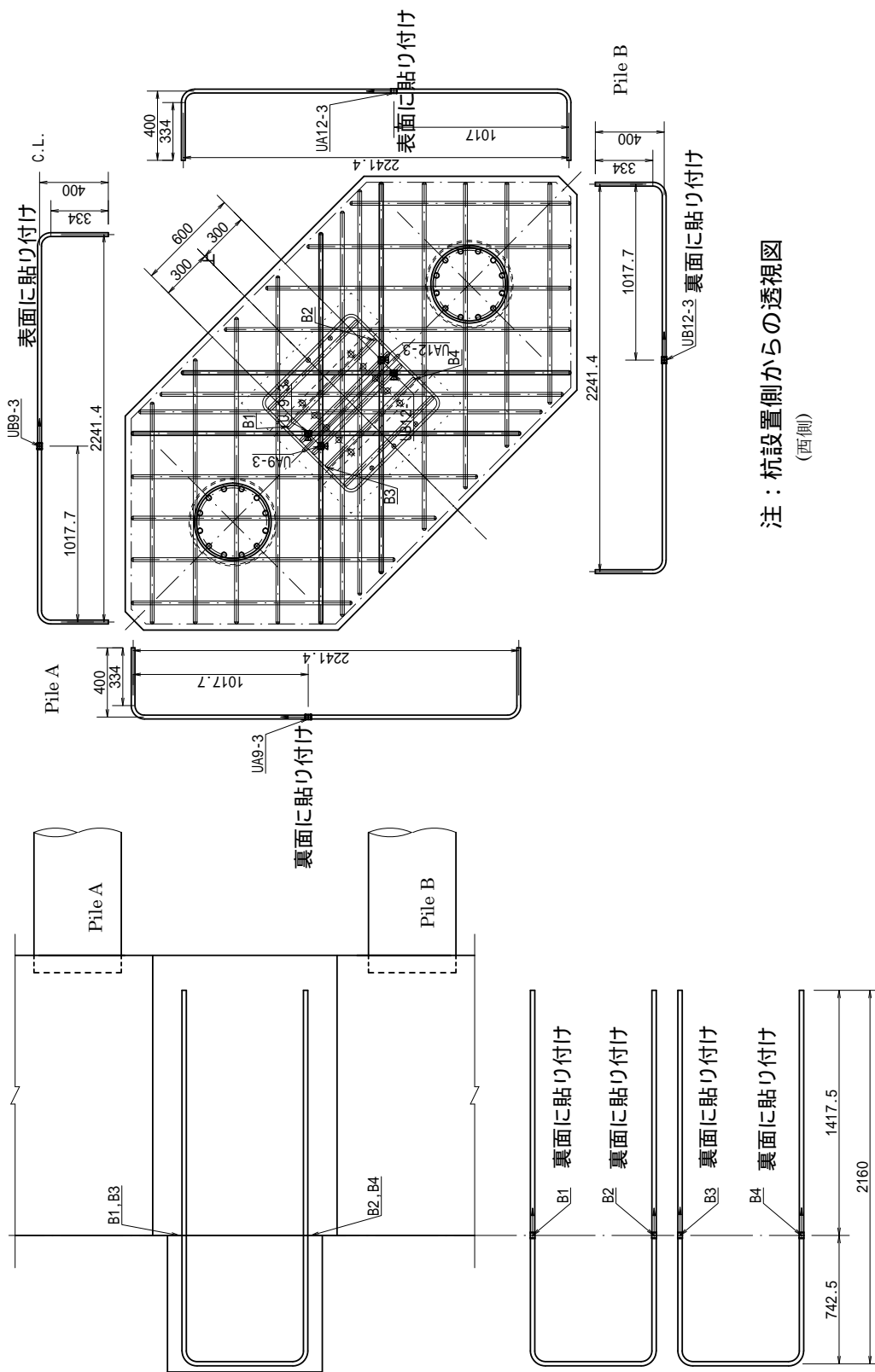


図-4.42 フーチング下面鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case SPP-C-2)



注：杭設置側からの透視図
(西側)

図-4.43 フーチング上面鉄筋および柱鉄筋ひずみゲージ設置位置(Case SPP-C-2)

4.1.4 高強度鉄筋に定着体を用いた場合の鉄筋定着長の設定

SD490 の許容応力度については、土木研究所資料第 4143 号⁶⁾があるが、実験供試体作製時には、そのような文献がなかったため、本実験では許容値を表-4.25、表-4.26 のように設定した。鉄筋の許容応力度は従来強度と同様の設定と考えられる鉄筋の降伏強度を 1.7 で除した値と設定した。高強度鉄筋との組合せに使用したコンクリートと異形棒鋼との許容付着応力度は現行道示 IV に準拠する。なお、土木研究所資料第 4143 号によれば、高強度鉄筋の許容応力度は表-4.27 に示すとおりである。

表-4.25 本実験における鉄筋の許容応力度の設定値 (N/mm²)

応力度の種類	SD345	SD490
荷重の組合せに地震の影響を含む場合の基本値	200	285
鉄筋の定着長を算出する場合の基本値	200	285

表-4.26 コンクリート (30 N/mm²) の許容付着応力度

鉄筋の種類	許容付着応力度
異形棒鋼	1.8N/mm ²

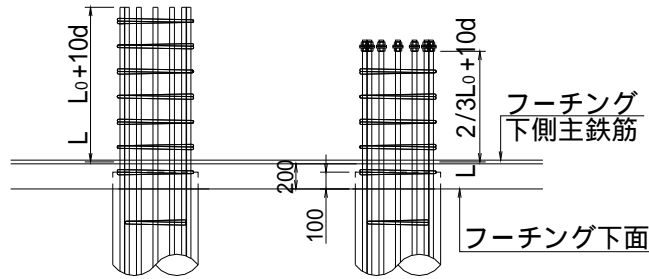
表-4.27 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	SD345	SD390	SD490
荷重の組合せに地震の影響を含む場合の基本値	200	230	290
鉄筋の定着長を算出する場合の基本値	200	230	290

杭の軸方向鉄筋のフーチング内への定着長は、現行道示 IV に準拠し、フーチング下面主鉄筋の中心位置から L_0+10d を確保する。また、鋼管杭の場合の杭体内への定着長は、単杭の実験結果を考慮し、 L_0+10d を確保する。ただし、機械式定着を使用している鉄筋については、 L_0 の値に $2/3$ を乗じた値に $10d$ を加算した定着長とする。これは、現行道示 IV において「鉄筋の端部にフックをつけた場合には、引張鉄筋ではフックの定着効果が期待できることから定着長を低減することとした。」と示されていること、機械式定着を使用する場合において、フックを用いた場合と同程度の定着性能を確保することが前提であることを考慮したものである。 L_0 の算定式を式 (4.1) に、鉄筋の定着方法を図-4.44 に示す。

$$L_0 = \frac{\sigma_{sa} A_{st}}{\tau_{0a} U} \quad (4.1)$$

ここに、 L_0 は鉄筋の必要定着長 (mm)、 A_{st} は鉄筋の断面積 (mm²)、 τ_{0a} はコンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)、 U は鉄筋の周長 (mm)、 σ_{sa} は鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)、 d は鉄筋径 (mm) を示す。



(a) 一般的な定着 (b) 機械式定着

図-4.44 杭軸方向鉄筋の定着長

4.2 材料試験結果

実験供試体作製に用いた材料の試験結果を表-4.28～表-4.31に示す。鉄筋に対しては引張試験 (JIS Z 2241)、コンクリートに対しては圧縮強度試験 (JIS A 1108)、引張強度試験 (JIS A 1113) を行った。鋼管杭に対しては引張試験 (JIS Z 2241) を行ったが、明確な降伏強度が現れなかったため、0.2%オフセット法を用いた。このときの降伏ひずみは、降伏点と定義した位置でのひずみ値である。

表-4.28 鉄筋材料試験結果 (3体平均値)

	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	最大応力 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	備考
杭軸方向鉄筋 SD345, 横節, D25	187.0	275.8	369.1	1892	544.2	195.1	CaseD
杭頭補強鉄筋 SD490, ネジ節, D29	338.0	455.3	526.2	2698	708.8	195.0	CaseF,G
杭軸方向鉄筋 SD490, 横節, D25	260.7	346.3	514.4	2626	683.5	195.9	CaseE
杭帯鉄筋, フーチング SD345, 横節, D19	106.0	160.5	370.0	1927	560.1	192.0	CaseD
杭帯鉄筋 SD345, 横節, D16	77.7	117.2	391.4	2032	590.2	192.6	CaseE
フーチング主鉄筋 SD345, 横節, D22	141.3	220.5	364.9	1890	569.5	193.1	CaseE,F,G

表-4.29 杭体コンクリート材料試験結果 (3体平均値)

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
Case CPP-C-1	42.02	27.90	0.22	2.93	62
Case CPP-C-2	36.46	28.24	0.19	2.93	37
Case SPP-C-1	27.94	25.07	0.19	2.47	38
Case SPP-C-2	31.99	26.97	0.20	3.00	37

表-4.30 フーチングコンクリート材料試験結果 (3 体平均値)

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
Case CPP-C-1	23.77	23.00	0.19	2.48	42
Case CPP-C-2	31.39	27.16	0.19	2.91	29
Case SPP-C-1	33.72	26.89	0.19	3.29	31
Case SPP-C-2	29.74	25.45	0.18	2.90	30

表-4.31 鋼管杭材料試験結果 (3 体平均値)

降伏点 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	伸び (%)	断面積 (mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	備考
400	3747	36.57	186.9	495	92.8	降伏点は0.2%オフセット

4.3 実験結果

4.3.1 CaseD

荷重載荷位置における荷重－変位関係を図-4.45に、供試体の主要位置での鉄筋ひずみの計測結果を図-4.46～図-4.50に示す。図-4.51～図-4.55に供試体の損傷進行状況を、写真-4.2～写真-4.7に実験終了後の供試体の損傷状況を示す。図-4.1に示すように、正方向載荷時に引抜き側となる北側の杭が Pile A、そして押し込み側となる南側の杭が Pile B である。

1d_yで杭の引張縁の軸方向鉄筋が降伏し、1.6d_y程度で杭の圧縮縁のコンクリートが圧壊して部材としての終局を迎えた。その後、荷重増加に伴ってコンクリートの剥離、剥落と損傷が進行し、最終的にフーチング上面の杭の鉛直押しせん断で破壊した(10d_y)。また、ほぼ同じタイミングで、Pile Aにおいて杭体の軸方向鉄筋の破断も確認された。杭体では Pile A と Pile B で各載荷ステップにおいてほぼ同様な損傷を示すが、最終的な損傷は Pile A の方が大きいものであった。各載荷ステップにおける杭体の事象を以下に示す。(図-4.54, 図-4.55 参照)

- 0.75P_y, Pile A と Pile B の両方で引張縁の杭体に曲げひび割れが発生した。
- 1d_y, 載荷荷重 (P) 597 kN, 載荷位置水平変位 (d_H) 21.2mm に達したとき、Pile A と Pile B の両方で引張縁の軸方向鉄筋が降伏した。
- 1.6d_y, Pile B が押し込み側となるとき、Pile B の杭内側の圧縮縁にてかぶりコンクリートの剥離が生じた。
- 3d_y, Pile A と Pile B の両方で押し込み側となるとき、杭内側の圧縮縁にてかぶりコンクリートが剥落した。
- 5d_y, Pile B が押し込み側となるとき、Pile B の杭内側の圧縮縁にあるコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出した。
- 8→10d_y, Pile A において圧縮縁にある軸方向鉄筋が座屈し、その後破断した。

つぎに、フーチングの損傷進行状況を以下に示す。(図-4.51～図-4.53 参照)

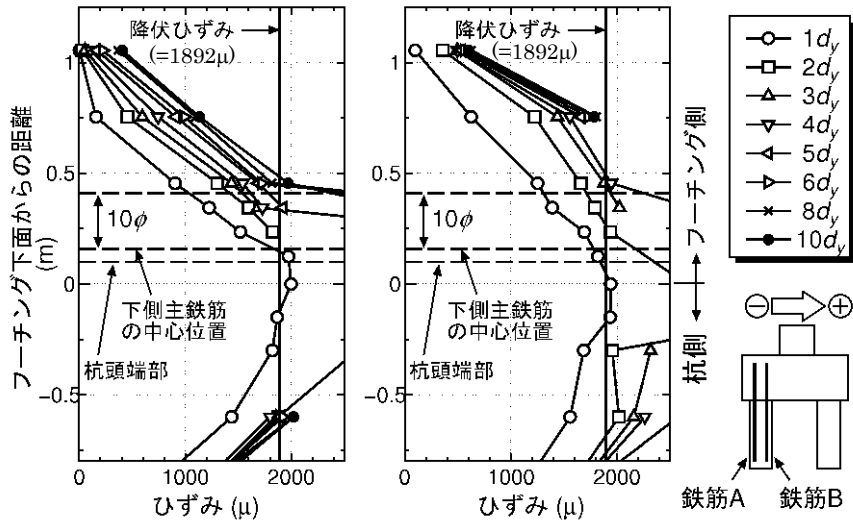
- 0.5P_y, Pile A と Pile B の両方で引抜き側となるとき、杭頭周辺に載荷直角方向のひび割れが発生した。
- 0.75P_y, Pile A と Pile B の両方で引抜き側となるとき、フーチング側面へひび割れが進展した。
- 2d_y, Pile A が引抜き側となるとき、Pile A のフーチング下面の載荷直角方向のひび割れ近傍でフーチング下面鉄筋が降伏した。
- 4d_y, Pile B が引抜き側となるとき、Pile B のフーチング縁端部のかぶりコンクリートが剥落した。Pile A と Pile B の両方でフーチング側面に発生したせん断ひび割れがフーチング上面に至った。
- 5d_y, Pile A が引抜き側となるとき、Pile A の杭直上にあるフーチング下側鉄筋の半数以上が降伏した。
- 8d_y, Pile B において杭の鉛直押しせん断により、フーチング上面のかぶりコンクリートが剥離した。
- 10d_y, Pile A と Pile B の両方で引抜き側となるとき、フーチング縁端部コンクリートが剥落し、フーチング下面鉄筋が露出した。また、Pile B において杭直上のフーチングかぶりコンクリートが剥落し、フーチング上面鉄筋が露出した。Pile A において鉛直押しせん断により、かぶりコ

ンクリートが剥離した(写真-4.7 参照)。

Pile A, Pile B の杭の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4.46, 図-4.47 に示す。(a), (b)は荷重方向に対し最外縁に配置された鉄筋の計測結果である。縦軸はフーチング下面からの距離, 横軸は各荷重ステップで荷重点位置の変位が最大または最小となったときの杭の軸方向鉄筋ひずみである。また, Pile A に着目した図-4.46 (a), (b) の両グラフとも鉄筋に引張ひずみが生じる荷重方向での計測値であり, 鉄筋 A は負荷荷時に杭頭に生じる曲げモーメントと押し込み力により引張応力が作用する時, 鉄筋 B は正荷重時に杭頭に生じる曲げモーメントと引抜き力が同時に作用する時での計測値である。鉄筋のひずみが降伏ひずみ ($\epsilon_{sy}=1892\mu$) に達した区間は, $1d_y$ では杭とフーチングの境界面付近のみであるが, 荷重変位が大きくなるにつれて鉄筋の降伏箇所がフーチング天端方向へと拡大しており, 鉄筋 A では $8d_y$ 時, 鉄筋 B では $4d_y$ 時に現行道示 IV で見込まれる定着長の余裕分である 10ϕ を超えた。鉄筋 A と鉄筋 B での降伏範囲に差が見られ, 鉄筋 B で降伏範囲がより広がっているが, これは鉄筋 B が引張状態になるときには引抜き軸力と曲げ引張を同時に受け, 定着部にとってより厳しい荷重が作用したためと考えられる。また, 最終的な降伏範囲 ($=10d_y$ 時) は, 鉄筋 A ではフーチング下側鉄筋の中心位置からフーチング側へ 11ϕ (280mm) 程度, 鉄筋 B では 23ϕ (580mm) 程度であった。図-4.47 は Pile B に着目したものであり, フーチング内に定着された鉄筋が 10ϕ の余裕分を超えるのは, 鉄筋 A が $5d_y$ 時, 鉄筋 B は降伏に達しなかった。最終的な降伏範囲は, 鉄筋 A ではフーチング下側鉄筋の中心位置からフーチング側へ 23ϕ (580mm) 程度, 鉄筋 B では 7ϕ (170mm) 程度であった。

フーチング下面鉄筋のひずみ分布を図-4.48 に示す。使用した鉄筋の降伏ひずみは 1927μ である。縦軸の計測ひずみは各ひずみゲージ位置の計測ひずみで各荷重ステップの 1 サイクル目の最大 (または最小) 変位時における値, 横軸は荷重ステップである。図-4.51, 図-4.52 に示すように, フーチングには $0.5d_y$ 時に下面縁端部にひび割れが発生し, $0.75d_y$ 時に側面にまで達した。それにあわせるように, 図-4.48 (a), (b) の各点でひずみが増大している。これは, 縁端部コンクリートへのひび割れの発生により, フーチング縁端部のコンクリートが杭頭水平方向の押し込みせん断に寄与しなくなり, 杭頭のせん断力に対してフーチング下面鉄筋が抵抗し始めたことを示している。一方, 図-4.48 (c)フーチング下面鉄筋の側面への曲上げ部の計測結果を見ると, 荷重変位が大きくなってもひずみは杭直上のフーチング下面鉄筋に比べると小さいままであり, 降伏に達しなかった。

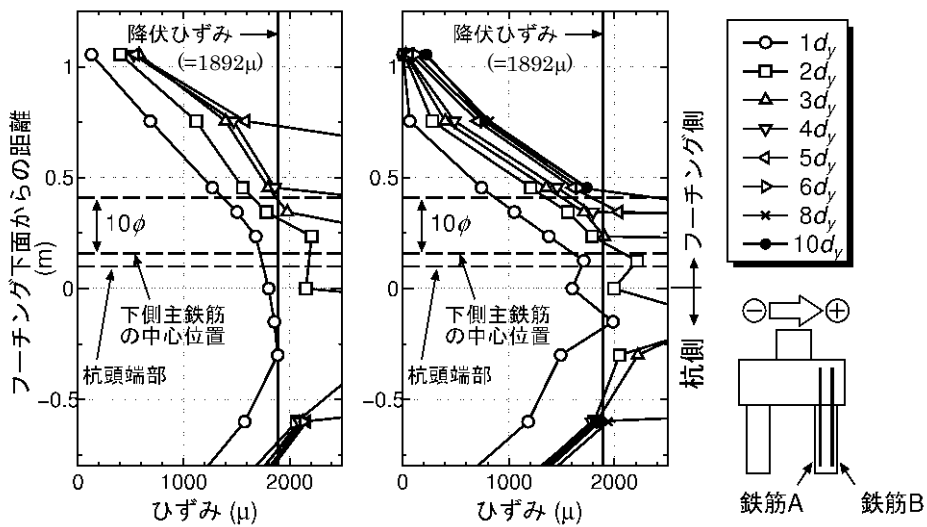
荷重柱の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4.49 に示す。荷重柱付根付近のフーチング上面鉄筋のひずみ分布を図-4.50 に示す。いずれの図も縦軸の計測ひずみは各ひずみゲージ位置の計測ひずみで各荷重ステップの 1 サイクル目の最大 (または最小) 変位時における値, 横軸は荷重ステップである。荷重柱の軸方向鉄筋ひずみから柱付根は圧縮域にあり, フーチング上面鉄筋ひずみは 283μ でいずれも弾性範囲であり, かつ, フーチング下面鉄筋に生じたひずみと比較して小さなひずみであった。ゆえに, 荷重荷重を受ける部位は, 実験に与える影響はほとんどないと考えられる。



(a) 鉄筋 A

(b) 鉄筋 B

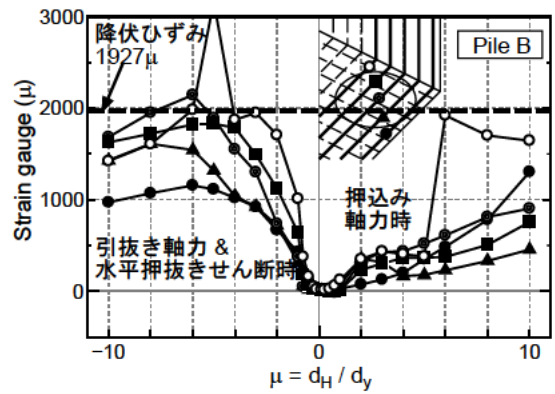
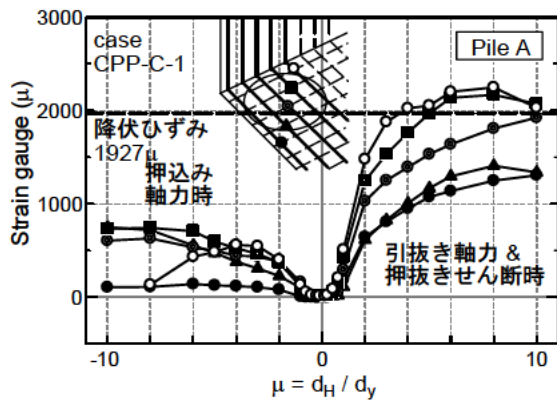
図-4.46 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布 (CaseD, PileA)



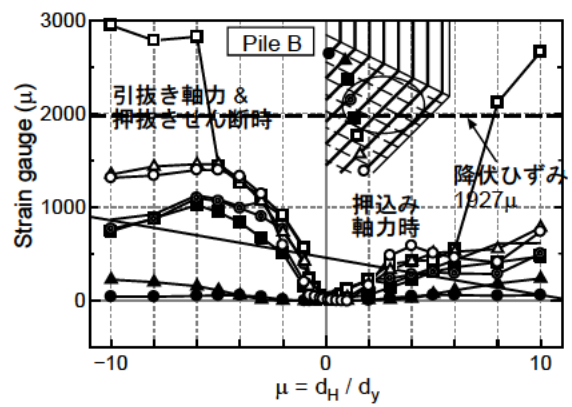
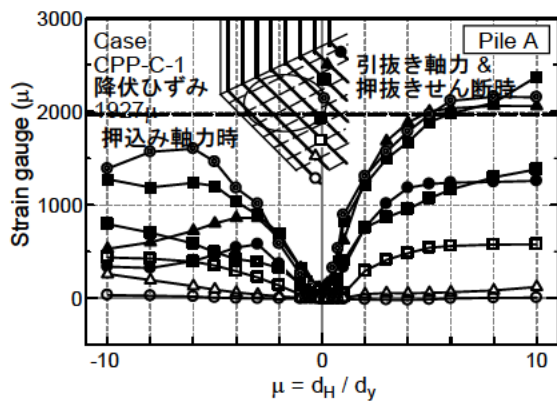
(a) 鉄筋 A

(b) 鉄筋 B

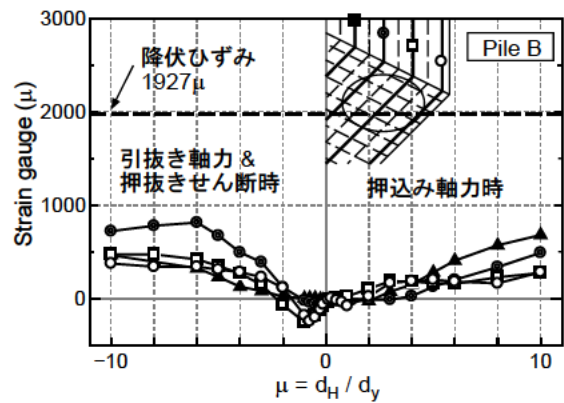
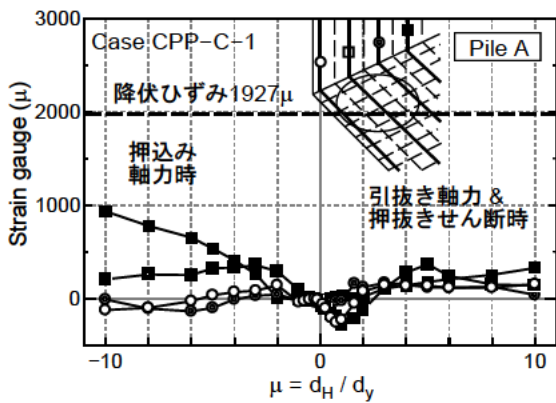
図-4.47 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布 (CaseCPP-C-1, PileB)



(a) 杭中心位置



(b) 杭縁端部



(c) フーチング側面

図-4.48 フーチング下面鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-1)

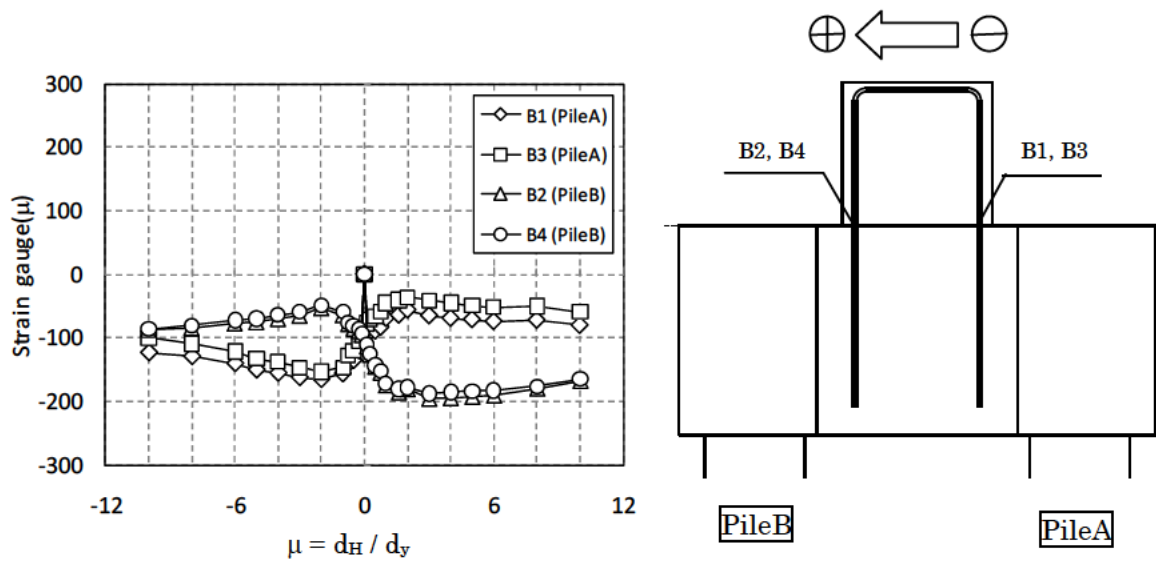


図-4.49 載荷柱軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-1)

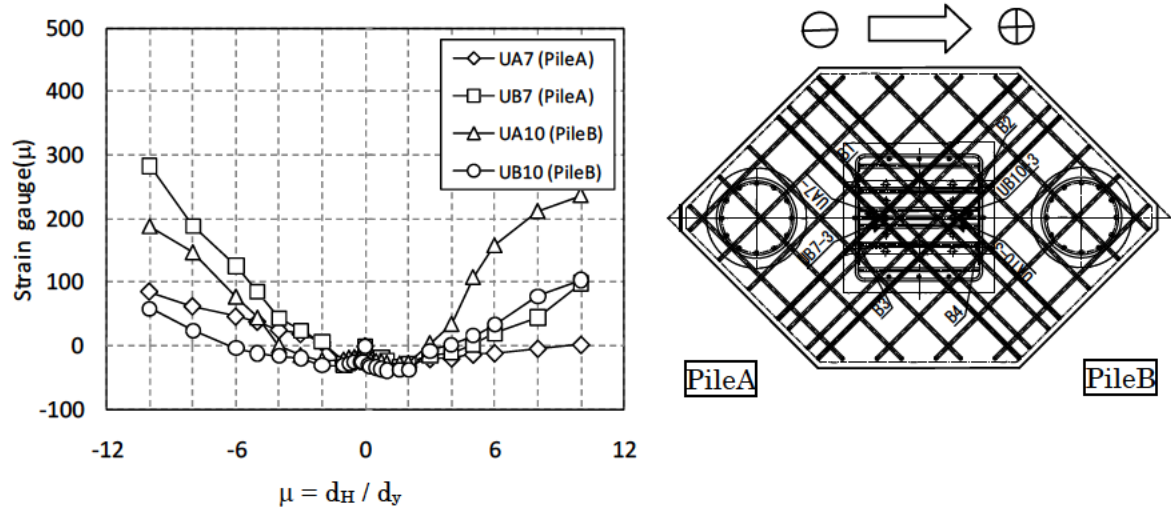


図-4.50 フーチング上面鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-1)

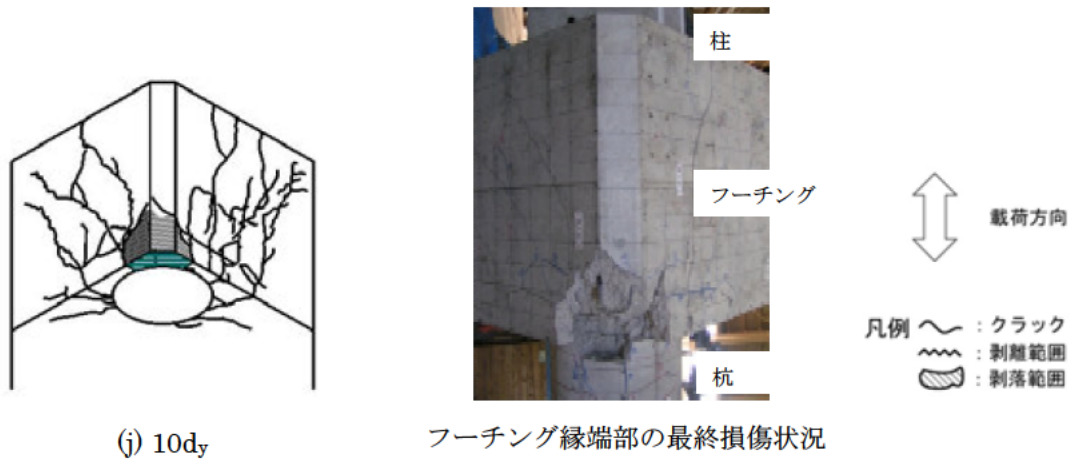
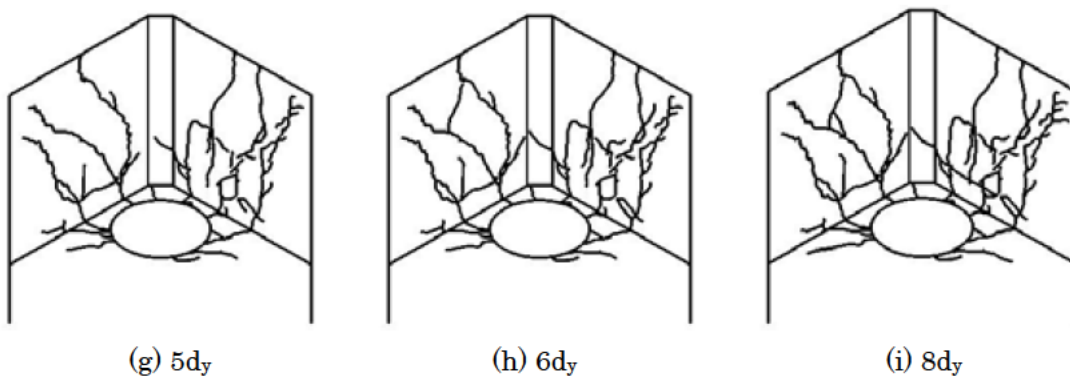
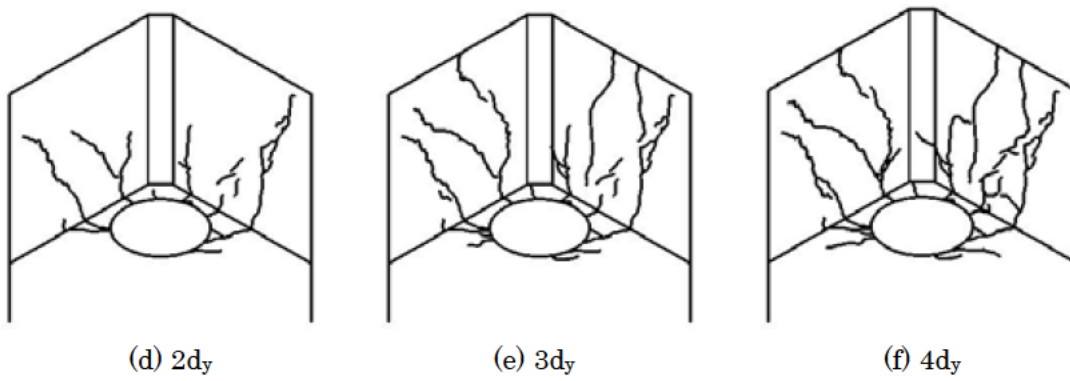
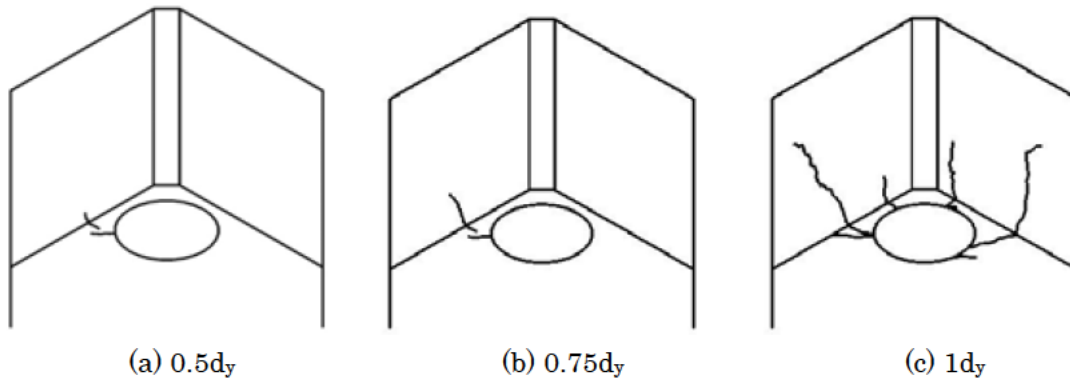


図-4.51 フーチング下面の最終ひび割れ状況図 (Case CPP-C-1, Pile A)

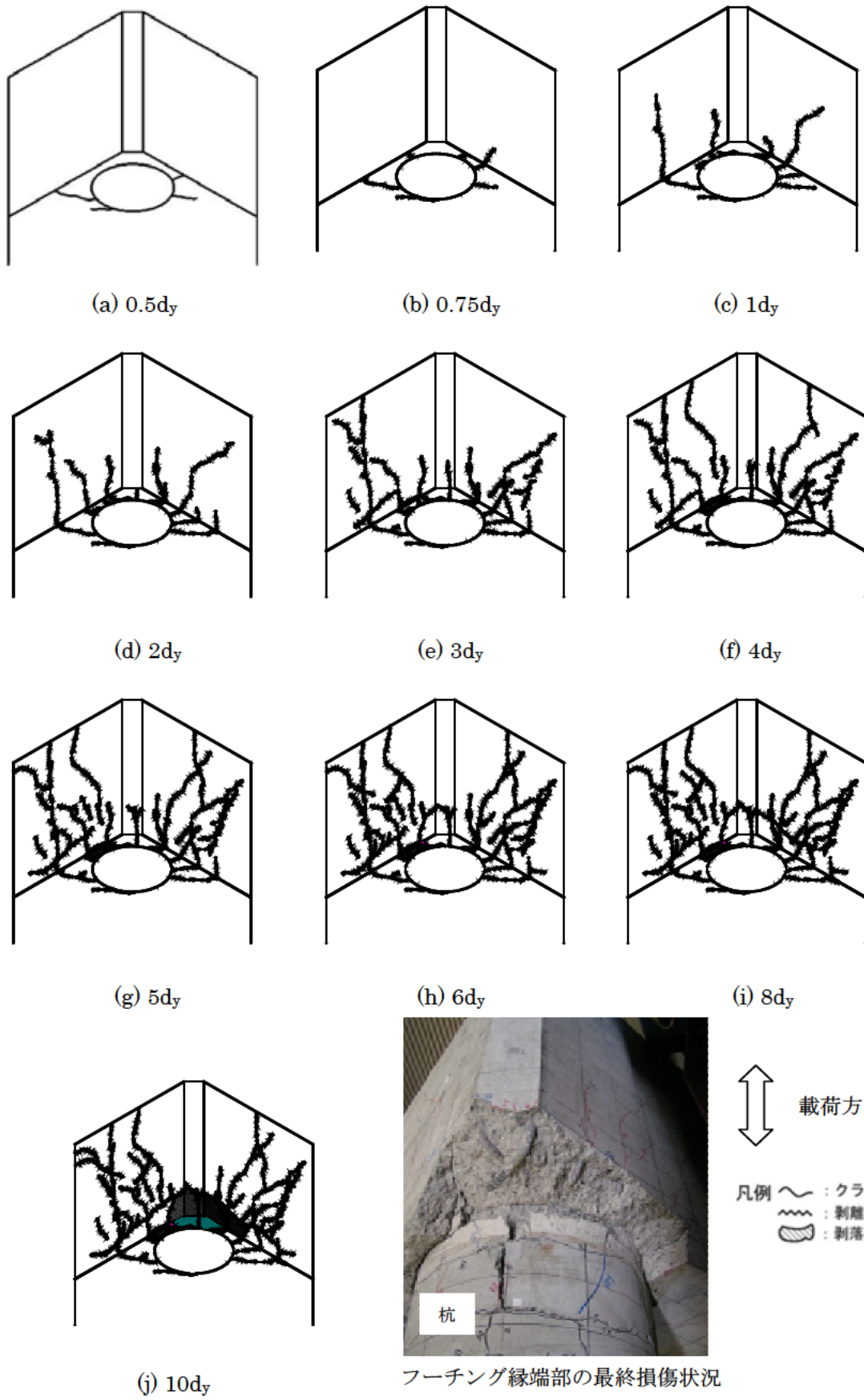
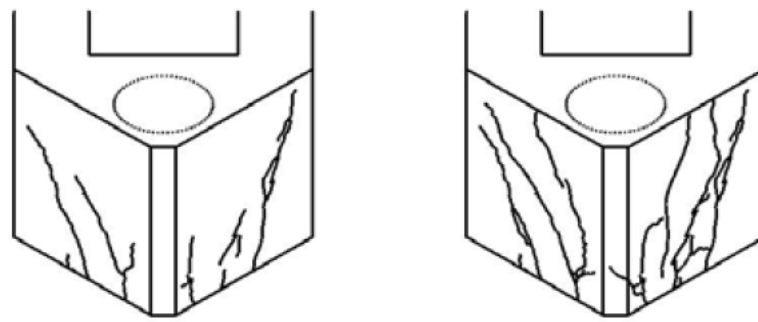
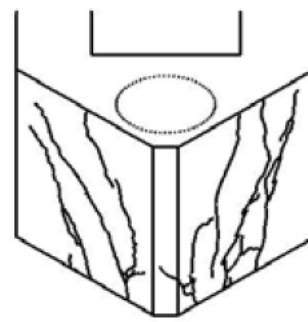


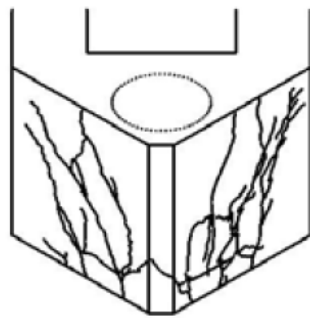
図-4.52 フーチング下面のひび割れ進行状況図 (CaseD, Pile B)



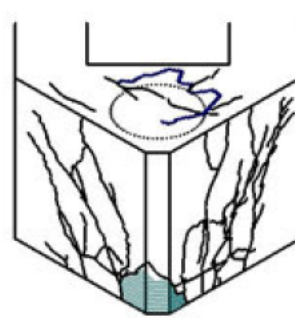
(a) 2dy



(b) 4dy

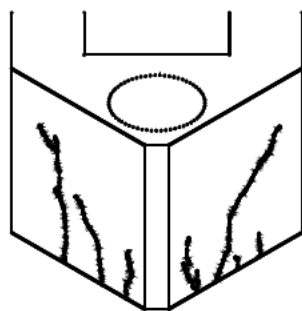


(c) 8dy

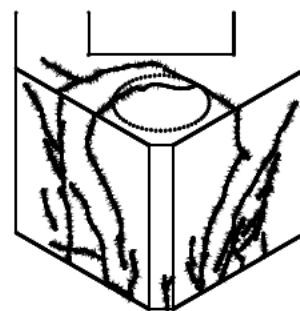


(d) 10dy

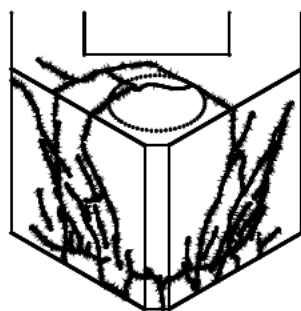
PileA に着目



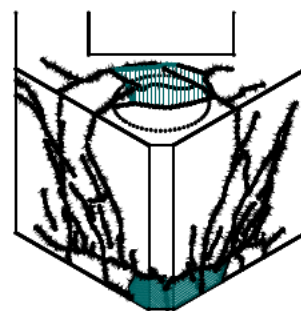
(a) 2dy



(b) 4dy



(c) 8dy



(d) 10dy



載荷方向

- 凡例
-  : クラック
 -  : 剥離範囲
 -  : 剥落範囲

PileB に着目

図-4.53 フーチング上面のひび割れ進行状況図 (Case CPP-C-1)

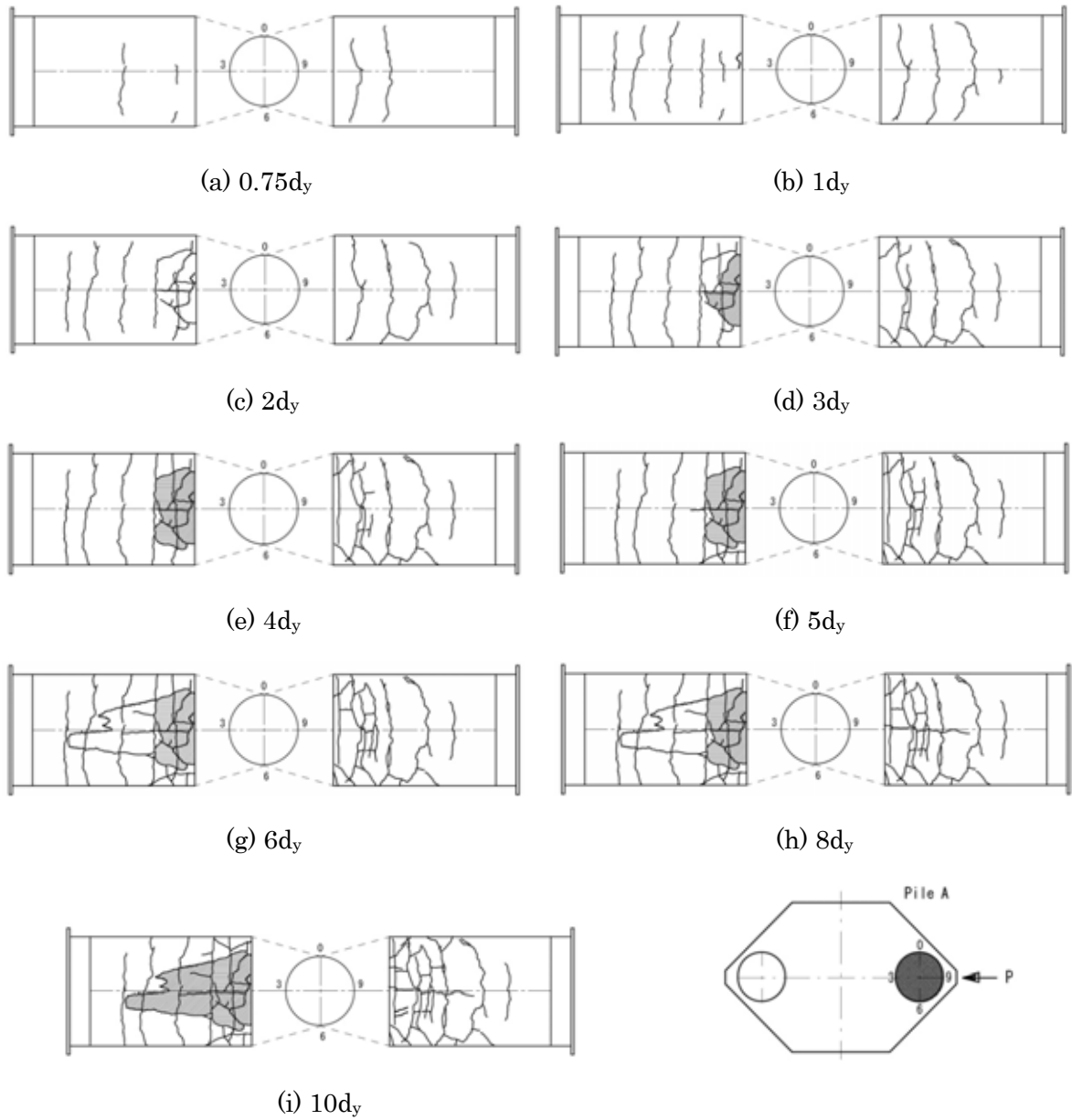


図-4.54 杭体のひび割れ進行状況図 (Case CPP-C-1, PileA)



図-4.55 杭体の最終ひび割れ状況図 (Case CPP-C-1, PileB)

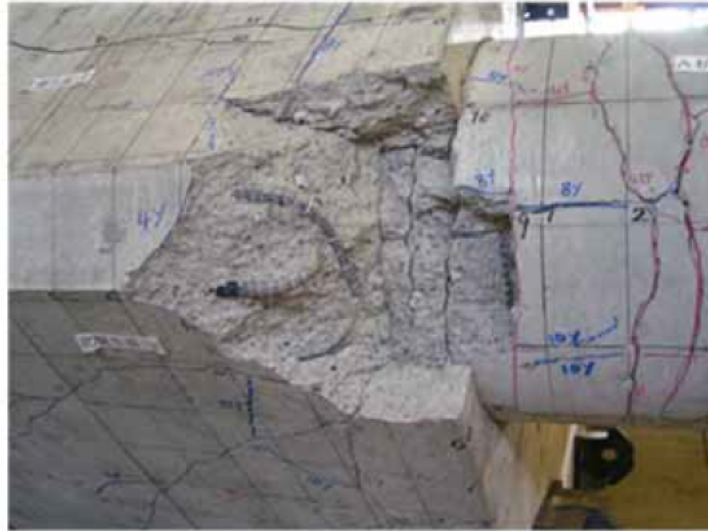


写真-4.2 実験終了後 縁端部損傷状況 (Case CPP-C-1, Pile A)

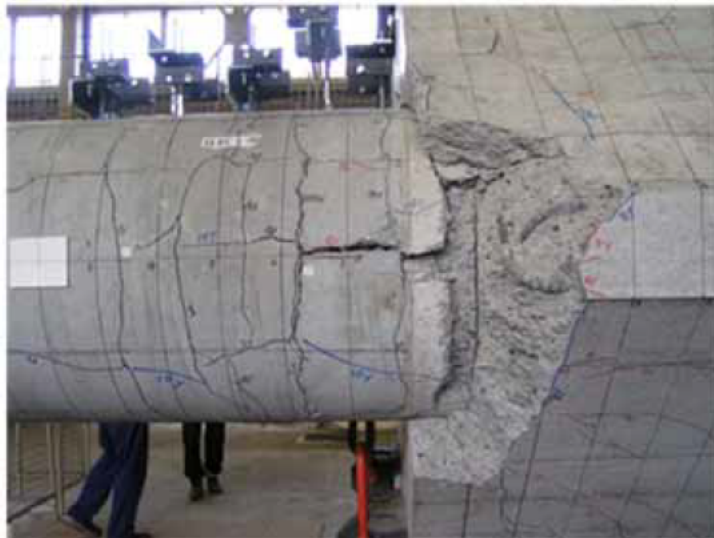


写真-4.3 実験終了後 縁端部損傷状況 (Case CPP-C-1, Pile B)



写真-4.4 実験終了後 杭体損傷状況 (Case CPP-C-1, Pile A)

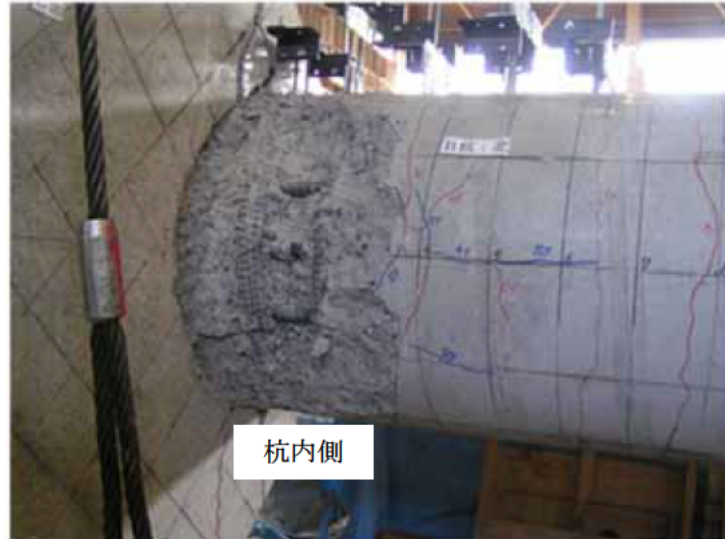


写真-4.5 実験終了後 杭体損傷状況 (Case CPP-C-1, Pile B)

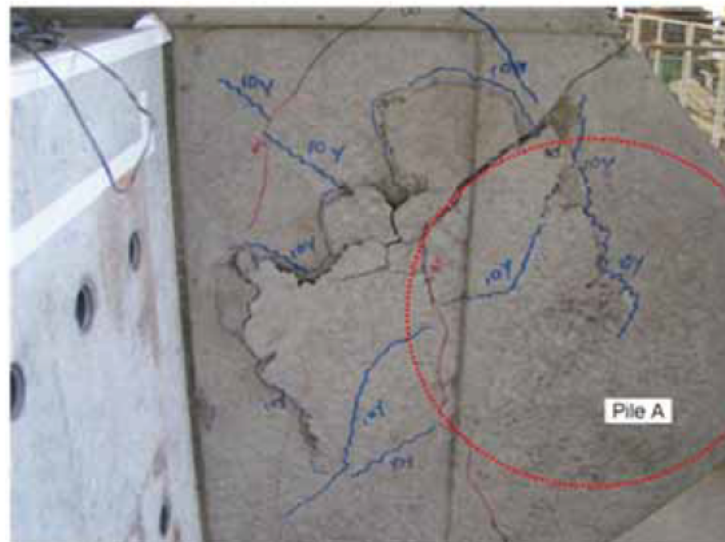


写真-4.6 実験終了後 フーチング上面損傷状況 (Case CPP-C-1, Pile A)

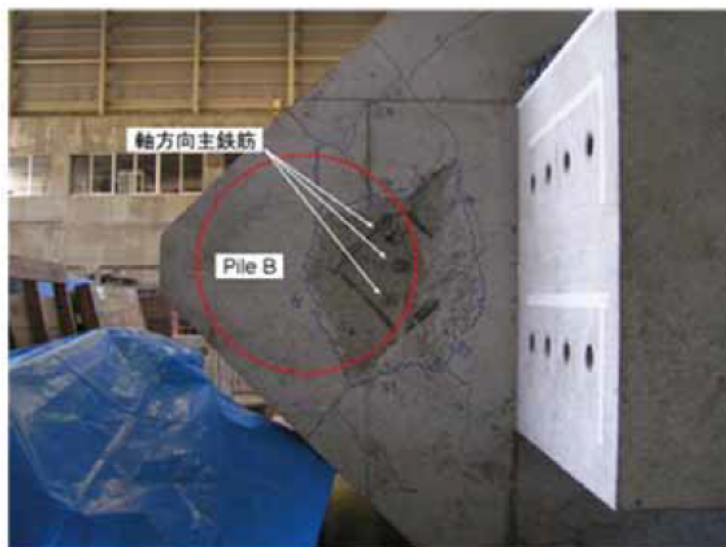


写真-4.7 実験終了後 フーチング上面損傷状況 (Case CPP-C-1, Pile B)

4.3.2 Case CPP-C-2

荷重載荷位置における荷重－変位関係を図-4.56に、供試体の主要位置での鉄筋ひずみの計測結果を図-4.57～図-4.61に示す。図-4.62～図-4.65に供試体の損傷進行状況を、写真-4.8～写真-4.13に実験終了後の供試体の損傷状況を示す。図-4.1に示すように、正方向載荷時に引抜き側となる北側の杭が PileA、そして押込み側となる南側の杭が PileB である。

1d_yで杭の引張縁の軸方向鉄筋が降伏し、ほぼ同じタイミングで杭の圧縮縁のコンクリートが圧壊して部材としての終局を迎えた。荷重増加に伴って杭体圧壊部のコンクリートが剥落し、杭の圧縮縁の軸方向鉄筋に局部座屈がおこり、最終的に、8d_yで杭の軸方向鉄筋が破断し、破壊した。各載荷ステップにおける杭体の事象を以下に示す（図-4.64，図-4.65 参照）。

- ・ 0.5d_y, PileA と PileB の両方で引張縁に曲げひび割れが発生した。
- ・ 1d_y, 載荷荷重(P) 481 kN, 載荷位置水平変位(d_H) 23.2 mm に達した時、正載荷時に引抜き側となる PileA において引張縁の軸方向鉄筋が降伏した。この時点で押込み側となる PileB の杭内側の圧縮縁のコンクリートが圧壊した。
- ・ 2d_y, PileA において杭内側の圧縮縁にてかぶりコンクリートが剥落し軸方向鉄筋が露出した。
- ・ 5d_y, PileA と PileB の両方で杭内側が圧縮縁となった際、軸方向鉄筋が座屈した。
- ・ 8d_y, PileA と PileB の両方で局部座屈した軸方向鉄筋に引抜き側の引張応力が作用した際、3本破断した（写真-4.13 参照）。

つぎに、フーチングの損傷進行状況を以下に示す（図-4.62，図-4.63 参照）。

- ・ 0.25d_y, PileA と PileB の両方で最も縁端距離が短い部分にひび割れが発生した。
- ・ 0.75d_y, PileA と PileB の両方で引抜き側となる時、フーチング側面にひび割れが進展した。また、杭の内側下面にて 45° 方向にひび割れが発生した。
- ・ 3d_y, 杭頭周辺に隙間が発生した。
- ・ 4d_y, PileA と PileB の両方で杭頭周辺のコンクリートに浮きが発生した。
- ・ 5d_y, PileA と PileB の両方で縁端部のかぶりコンクリートが剥落し、フーチング下面鉄筋が露出した。
- ・ 6d_y, PileA と PileB の両方で縁端部のコンクリートがさらに大きく剥落し、せん断ひび割れがフーチング厚さの半分以上に進展した。
- ・ 8d_y, 実験供試体の破壊時においても、PileA と PileB 上のフーチング下面鉄筋の降伏は見られなかった。また、フーチング上面に杭の鉛直押抜きせん断によるひび割れ等は確認されなかった（写真-4.12 参照）。

杭頭結合部の最終破壊が、杭の軸方向鉄筋の破断により破壊しており、フーチング上面までひび割れが進展しなかったため、フーチング上面に着目したひび割れ進展図はない。

PileA, PileB の杭の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4.57, 図-4.58に示す。(a), (b) は載荷方向に対し最外縁に配置された鉄筋の計測結果である。フーチング下面からの距離、横軸は各載荷ステップで載荷点位置の変位が最大または最小となったときの杭の軸方向鉄筋ひずみである。また、PileA に着目した図-4.57 (a), (b) の両グラフとも鉄筋に引張ひずみが生じる載荷方向での計測値である。鉄筋 A は負載荷時に杭頭に生じる曲げモーメントと押込み力により引張応力が作用する時、鉄筋 B

は正載荷時に杭頭に生じる曲げモーメントと引抜き力が同時に作用する時での計測値である。鉄筋のひずみが降伏ひずみ ($\epsilon_{sy}=2626\mu$) に達した区間は、 $1d_y$ では杭とフーチングの境界面付近で、載荷変位が大きくなるにつれて鉄筋の降伏箇所がフーチング天端方向へと拡大していくが、 10ϕ の範囲内に留まっていた。鉄筋 A と鉄筋 B での降伏範囲に差が見られ、鉄筋 B で降伏範囲がより広がっているが、これは鉄筋 B が引張状態になるときは引抜き軸力と曲げ引張を同時に受け、定着部にとってより厳しい荷重が作用したためと考えられる。図-4.58 は PileB に着目したものであるが、PileA 同様に鉄筋の降伏箇所は 10ϕ の範囲内に留まっていた。

フーチング下面鉄筋のひずみ分布を図-4.59 に示す。使用した鉄筋の降伏ひずみは 1890μ である。縦軸の計測ひずみは各ひずみゲージ位置の計測ひずみで各載荷ステップの 1 サイクル目の最大（または最小）変位時における値、横軸は載荷ステップである。図-4.62、図-4.63 に示すように、フーチングには $0.25d_y$ 時に下面縁端部にひび割れが発生し、 $0.75d_y$ 時に側面にまで達しており、それにあわせるように、図-4.59 (a), (b) の各点でひずみが増大している。その後、 $2d_y$ 時のコンクリートの剥落を境に載荷荷重が低下したことにより $3d_y$ 以降はひずみが増加する度合いは小さくなっており、 $8d_y$ の最終的な破壊により計測値も低下している。これは、フーチング縁端部のコンクリートがひび割れの発生により杭頭水平方向の押抜きせん断に寄与しなくなり、杭頭のせん断力に対してフーチング下面鉄筋が抵抗し始めたことを示し、杭体の損傷による載荷荷重の低下に伴いひずみ値の増加傾向も弱まったことを示している。一方、図-4.59 (c) フーチング側面の曲げ上げ部での計測結果を見ると、載荷変位が大きくなってもひずみは小さくフーチング側面での影響がないことがわかった。

載荷柱の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4.60 に示す。載荷柱付根付近のフーチング上面鉄筋のひずみ分布を図-4.61 に示す。いずれの図も縦軸の計測ひずみは各ひずみゲージ位置の計測ひずみで各載荷ステップの 1 サイクル目の最大（または最小）変位時における値、横軸は載荷ステップである。載荷柱の軸方向鉄筋ひずみ、フーチング上面鉄筋ひずみは極めて微小でほとんど計測されていなかった。ゆえに、載荷荷重を受ける部位は、実験に与える影響はほとんどないと考えられる。

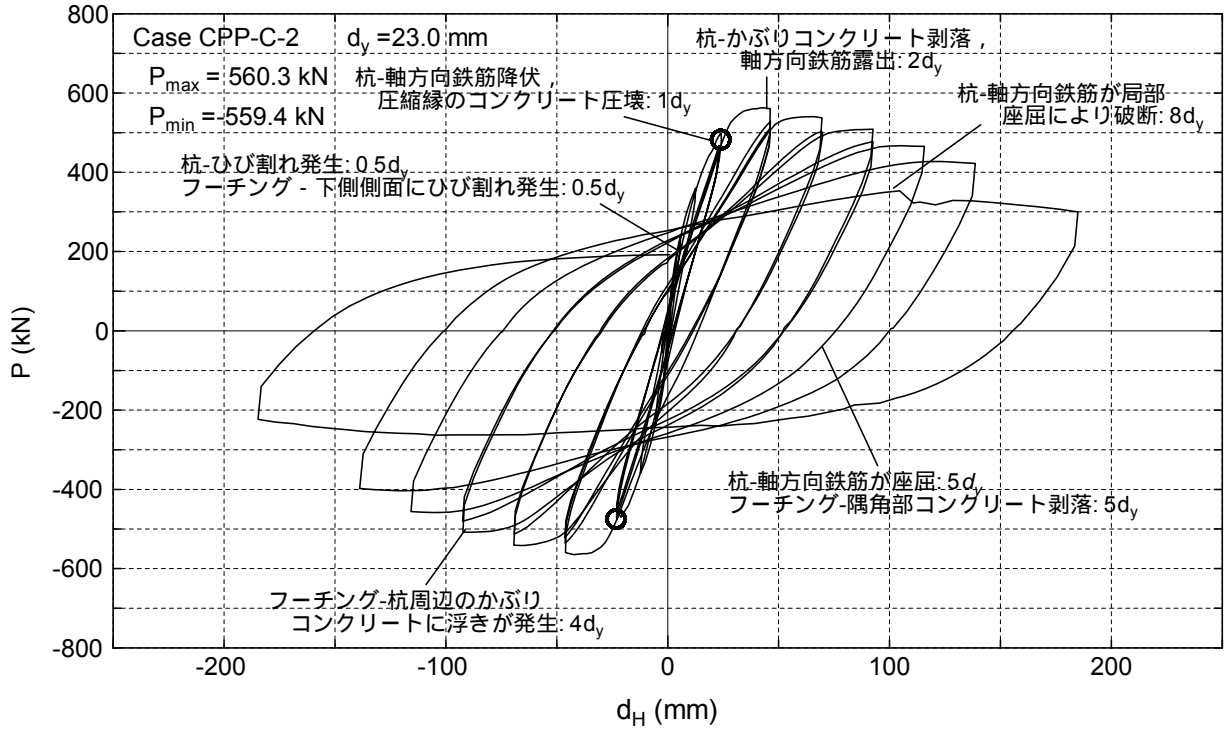


図-4.56 荷重—変位関係 (CaseCPP-C-2)

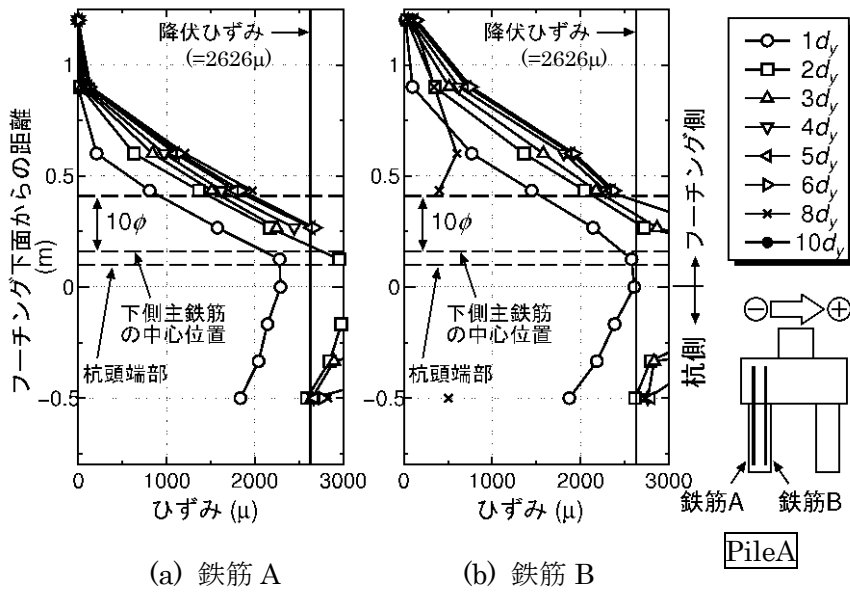
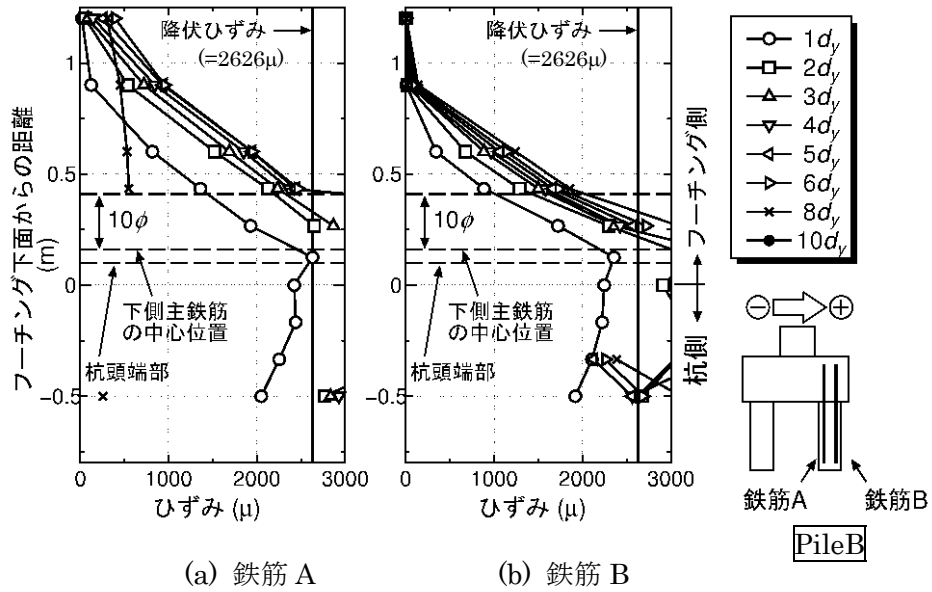
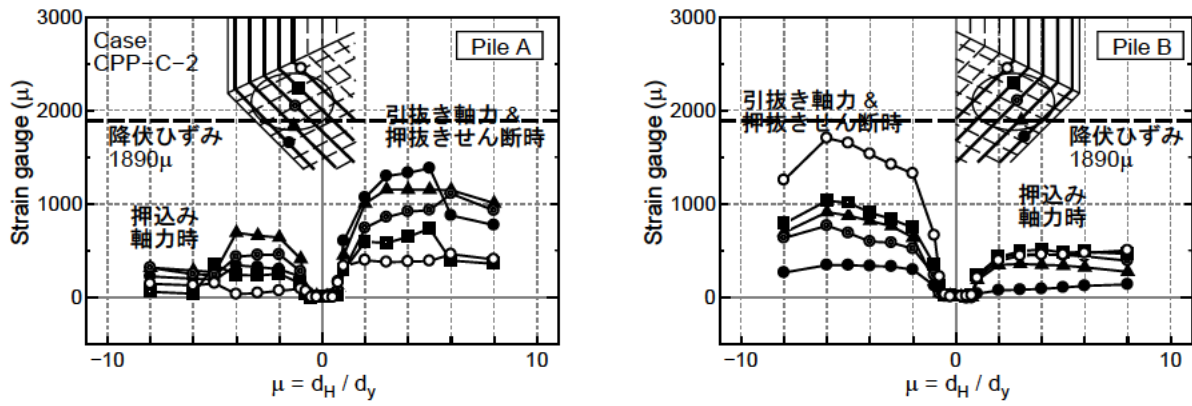
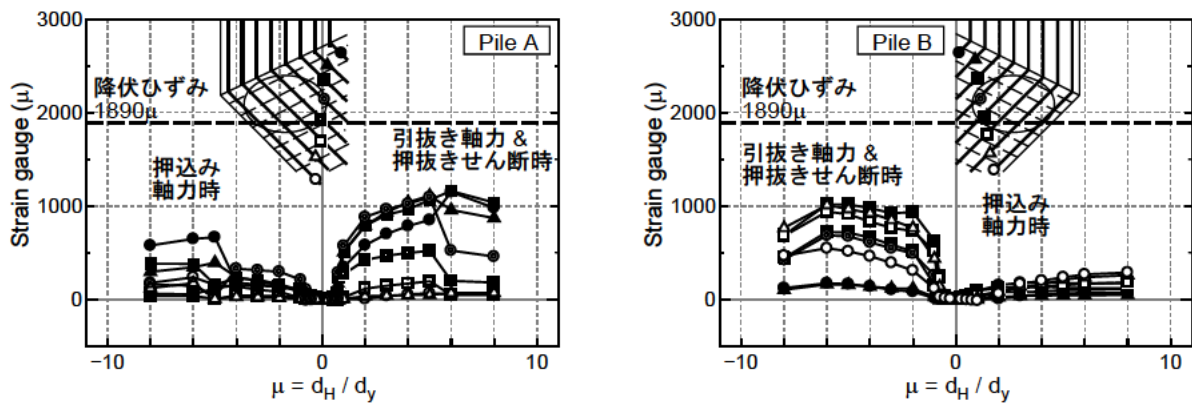


図-4.57 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-2, PileA)

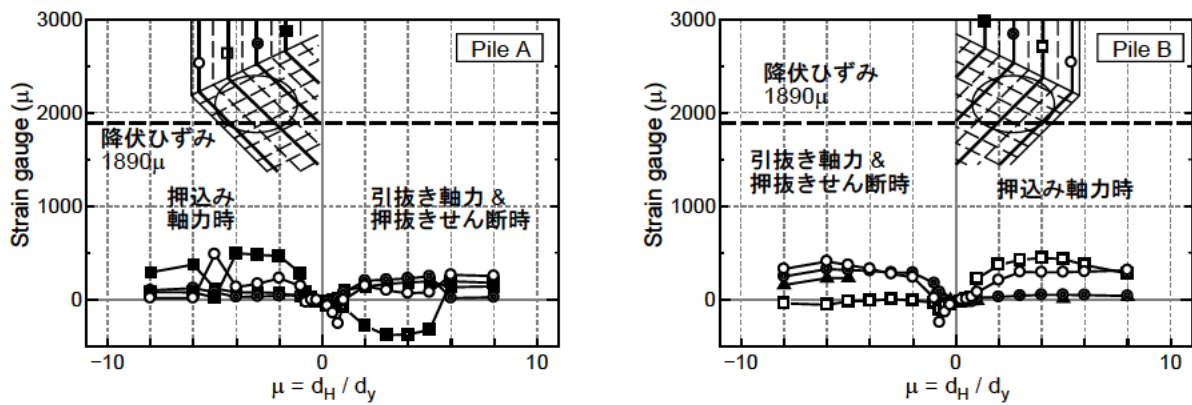




(a) 杭中心位置



(b) 杭縁端部



(c) フーチング側面

図-4.59 フーチング下面鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-2)

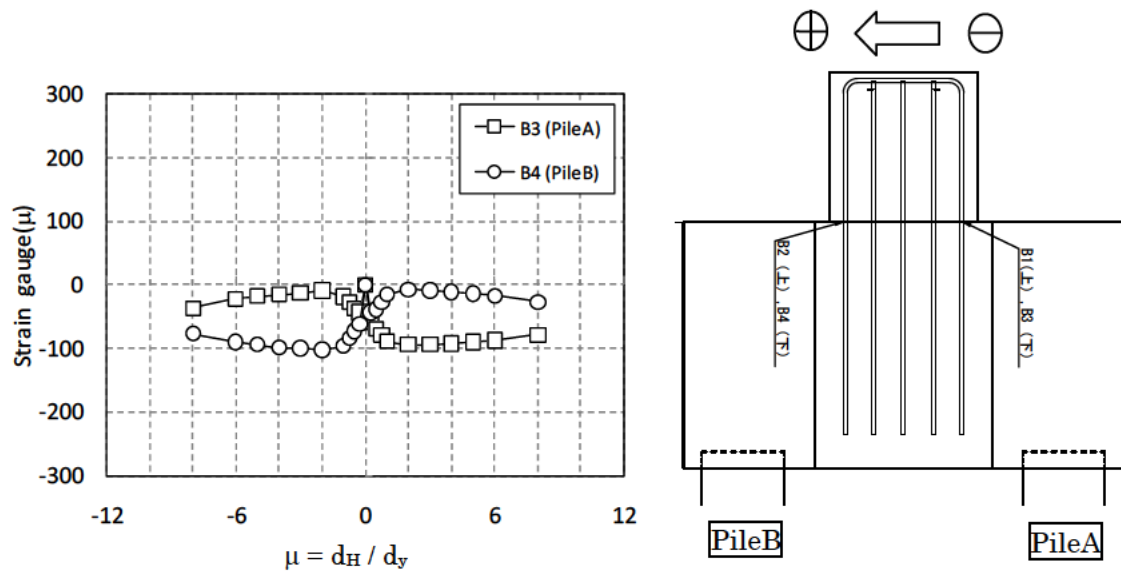


図-4.60 荷重柱軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-2)

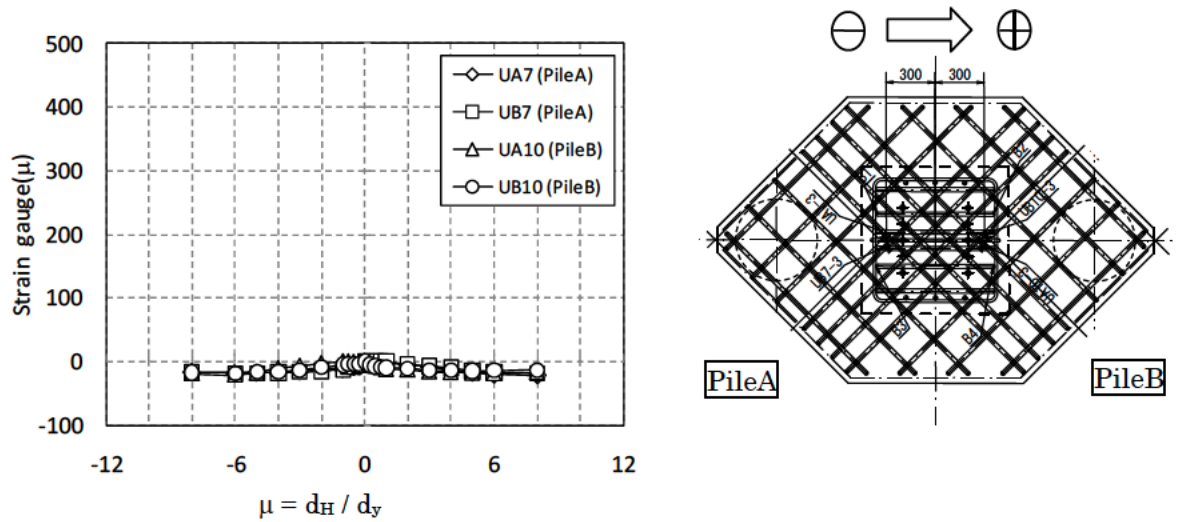
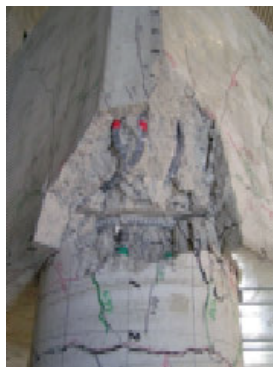
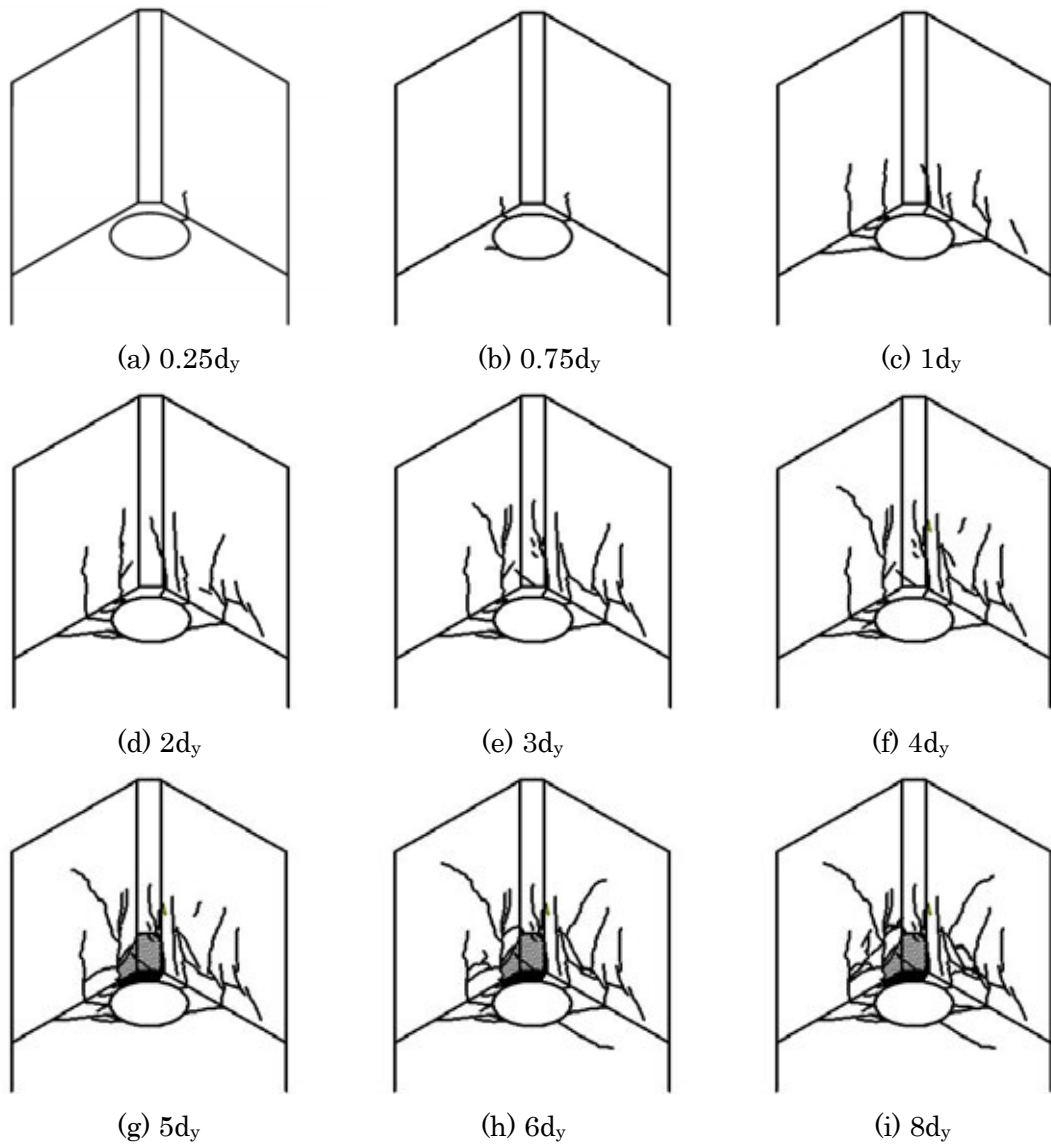


図-4.61 フーチング上面鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-2)

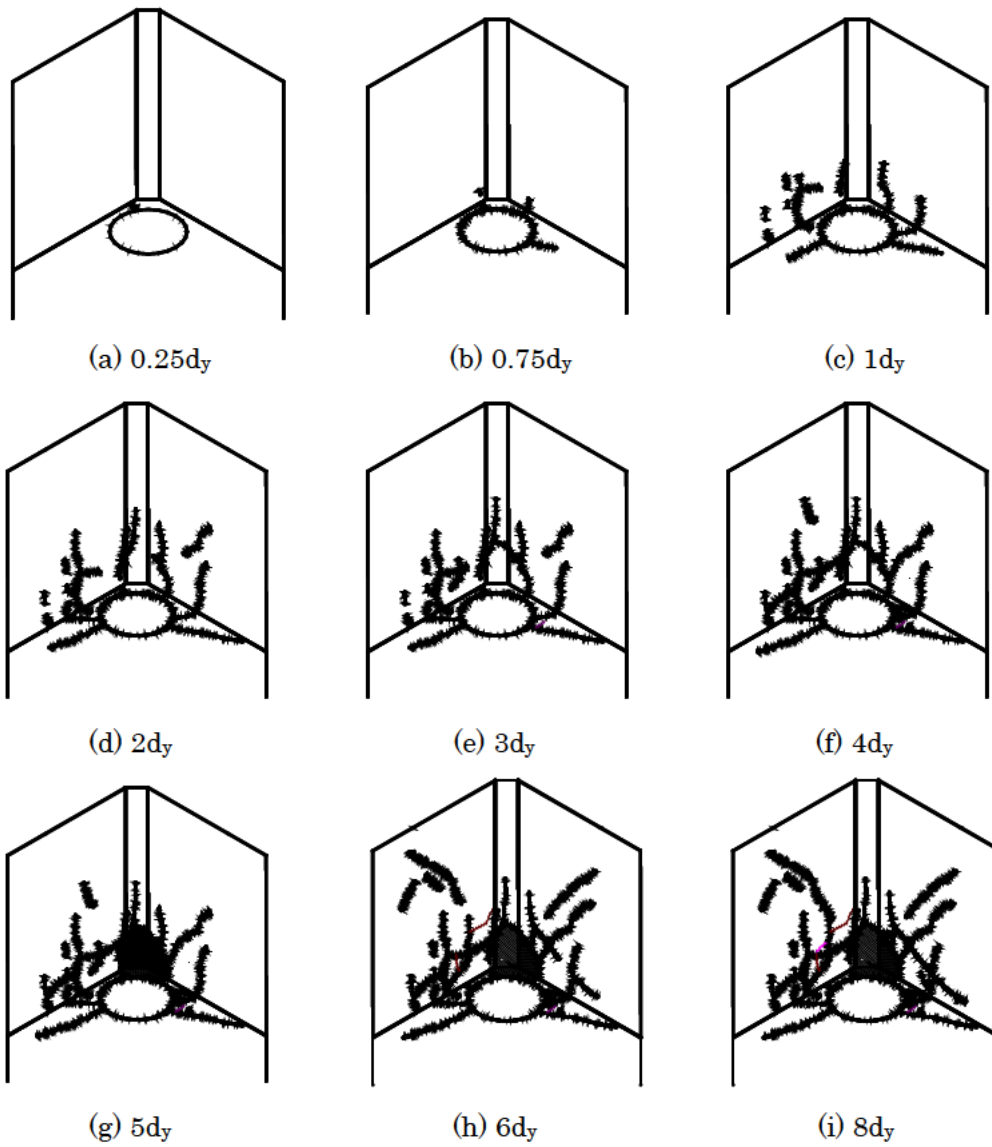


載荷方向

- 凡例
- ~ : クラック
 - ~~~~ : 剥離範囲
 - ||||| : 剥落範囲

フーチング縁端部の最終損傷状況

図-4.62 フーチング下面の最終ひび割れ状況図 (Case CPP-C-2, Pile A)



↑
↓
↑ ↓ 載荷方向

凡例 ~ : クラック
 ~ : 剝離範囲
 ~ : 剝落範囲

フーチング縁端部の最終損傷状況

図-4.63 フーチング下面のひび割れ進行状況図 (Case CPP-C-2, Pile B)

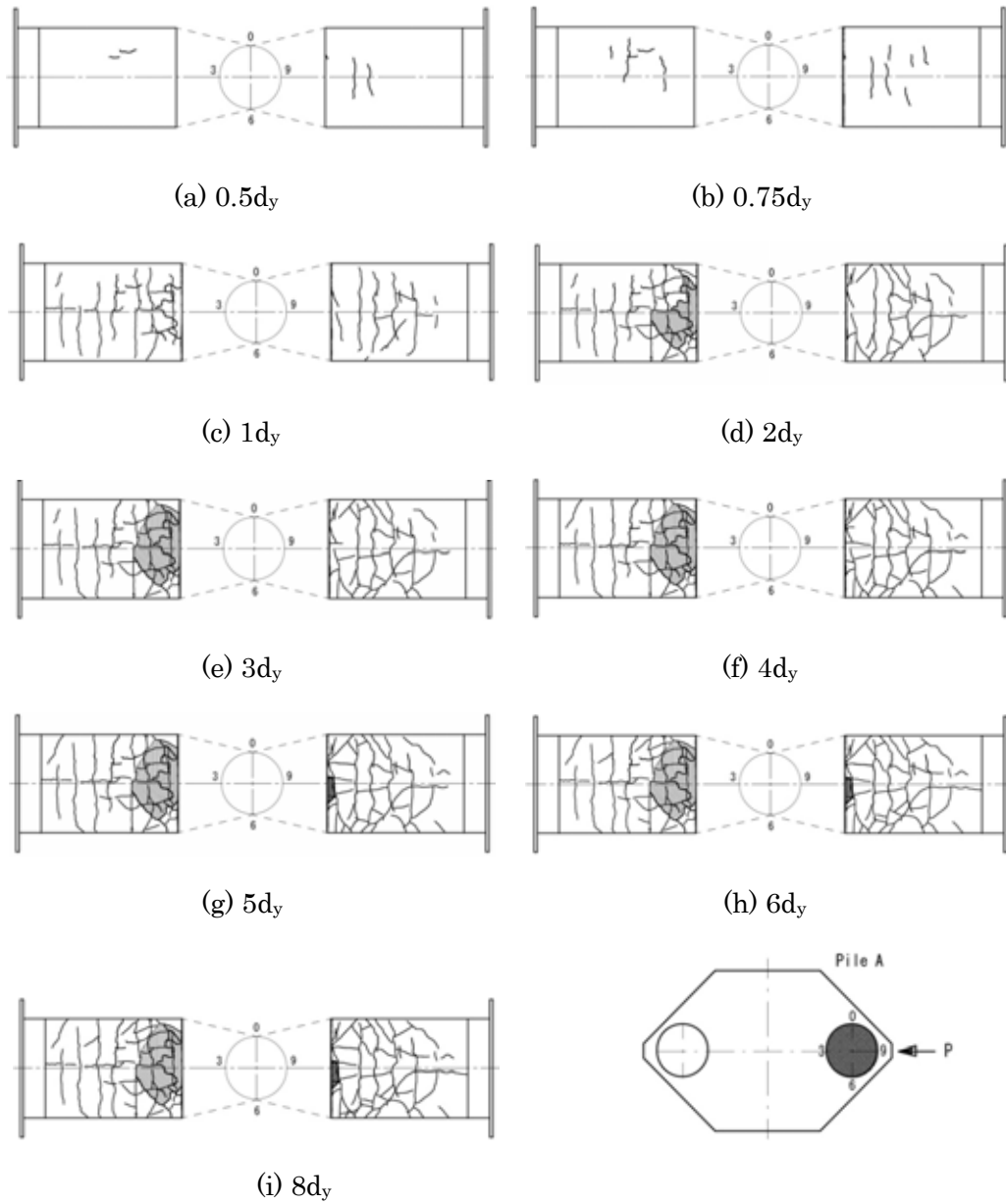


図-4.64 杭体のひび割れ進行状況図 (Case CPP-C-2, Pile A)

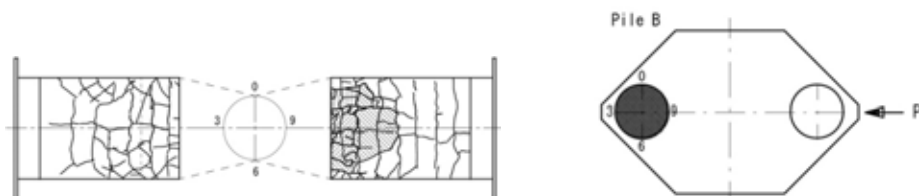


図-4.65 杭体の最終ひび割れ状況図 (Case CPP-C-2, Pile B)



写真-4.8 実験終了後 縁端部損傷状況 (Case CPP-C-2, Pile A)



写真-4.9 実験終了後 縁端部損傷状況 (Case CPP-C-2, Pile B)

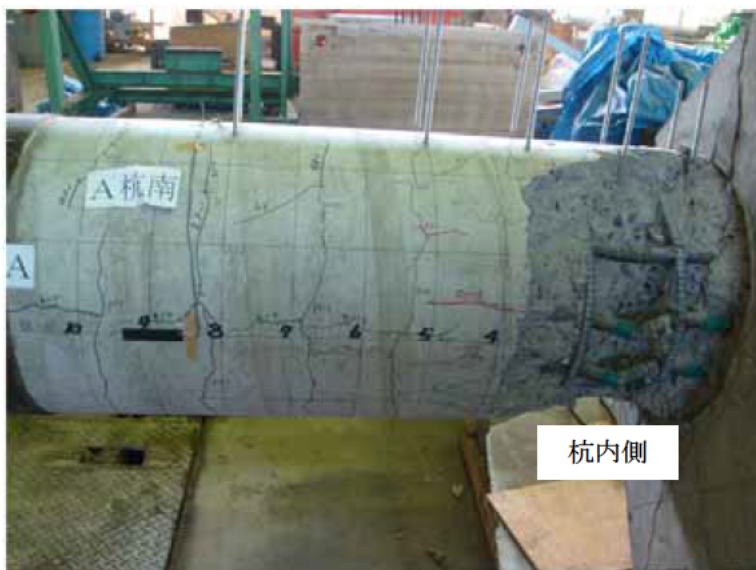


写真-4.10 実験終了後 杭体損傷状況 (Case CPP-C-2, Pile A)

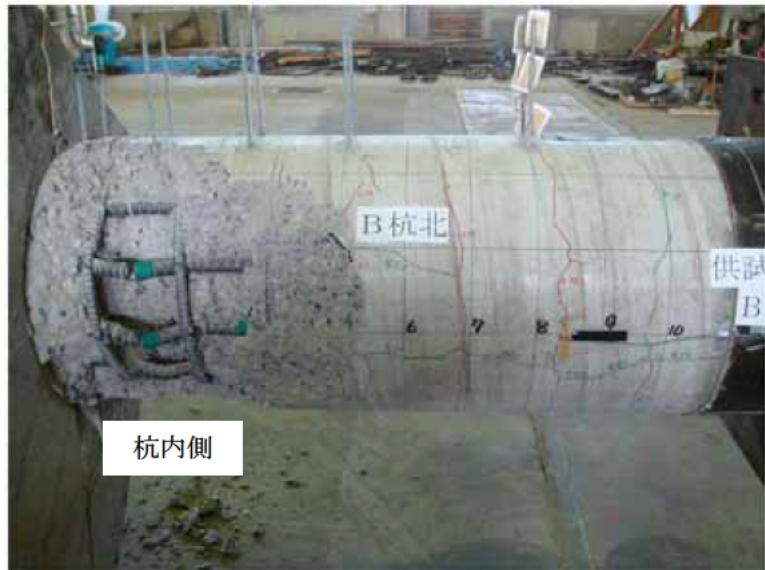


写真-4.11 実験終了後 杭体損傷状況 (Case CPP-C-2, Pile B)

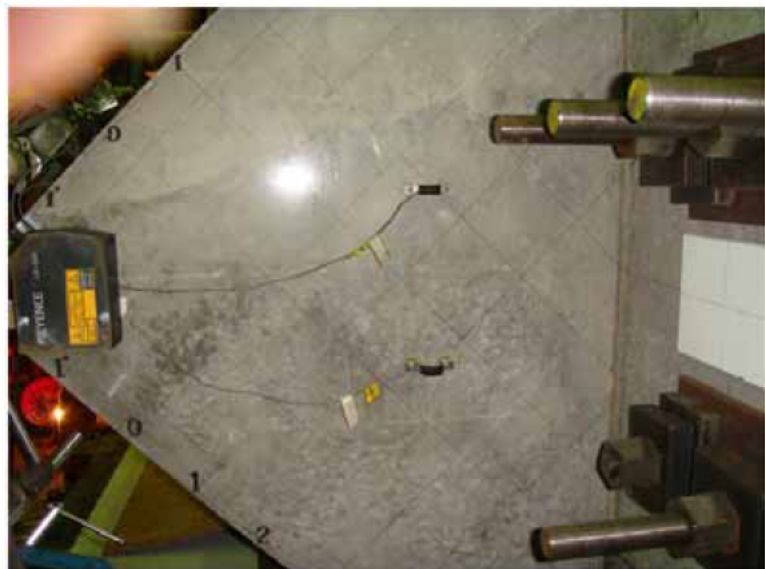


写真-4.12 実験完了後 フーチング上面状況 (Case CPP-C-2)



写真-4.13 杭の軸方向鉄筋破断面 (Case CPP-C-2, SD490)

4.3.3 Case SPP-C-1

荷重載荷位置における荷重 - 変位関係を図-4.66 に、供試体の主要位置での鉄筋および鋼管本体のひずみ計測結果を図-4.67 ~ 図-4.73 に示す。図-4.74 ~ 図-4.76 に供試体の損傷進行状況を、写真-4.14 ~ 写真-4.17 に実験終了後の供試体の損傷状況を示す。図-4.1 に示すように、正方向載荷時に引抜き側となる北側の杭が Pile A，そして押し込み側となる南側の杭が Pile B である。

1d_y において、中詰め補強鉄筋は材料試験結果に基づく降伏ひずみには達しなかったが、2d_y において押し込み側の杭の圧縮縁において降伏ひずみに達した。降伏ひずみを計測したひずみゲージは鋼管の裏側にずれ止めが溶接されたところに位置しており、圧縮応力が作用しやすい状態である。鋼管本体では、最終ステップまで圧縮側も引張側も降伏ひずみを超えることはなかった。供試体の損傷は、フーチング縁端部の損傷が進展し、繰返し載荷により杭周辺のコンクリートの損傷度が大きくなり、最終的にフーチング上面の杭の鉛直押し抜きせん断で破壊した（写真-4.18 参照）。本供試体では、図-4.17 に示すように、フーチング側に定着する中詰め補強鉄筋の端部に機械式の定着体を設置しており、杭が引抜かれる方向に対しては十分にその効果は発揮されたが、杭がフーチングを押し抜く方向に対しては鉄筋の定着効果はなく、フーチング上面のかぶりコンクリートをコーン状に押し抜いた跡が確認された。各載荷ステップにおける杭体の事象を以下に示す。

- ・ 2d_y，載荷荷重(P) 824kN，載荷位置水平変位(d_H) 30.5 mm に達した時，PileA と PileB の両方で杭体内の引張縁にある中詰め補強鉄筋が降伏した。
- ・ 4d_y，PileA と PileB の両方で杭体内に配置された図心軸より引張縁にある全ての中詰め補強鉄筋が降伏した。実験終了まで鋼管本体の損傷はなかった。

つぎに、フーチングの損傷進行状況を以下に示す。（図-4.74 ~ 図-4.76 参照）

- ・ 0.25d_y，PileA が押し込み側となる時，最も縁端距離の短い部分にひび割れが発生した。
- ・ 0.5d_y，PileB が引抜き側となる時，フーチング下面側からのひび割れがフーチング側面まで進展した。
- ・ 2d_y，PileB が引抜き側となる時，フーチング下面に載荷方向に伸びるひび割れが発生した。PileA と PileB の両方で杭の内側に杭の中心位置から載荷の 45° 方向にひび割れが発生した。
- ・ 3d_y，PileA と PileB の両方で押し込み側となる時，杭内側のフーチング下面のかぶりコンクリートが損傷し，杭頭結合部周辺のコンクリートに浮きが発生した。
- ・ 4d_y，PileA と PileB の両方でフーチング側面に発生したせん断ひび割れが上面まで到達した。
- ・ 6d_y，PileB が引抜き側となる時，フーチング下面鉄筋が降伏した。
- ・ 8d_y，PileA において杭内側のフーチング下面コンクリートが一部コーン状に剥離した。PileA と PileB の両方でフーチング両側面に発生したせん断ひび割れが，フーチング天端にてつながり連続した。
- ・ 10d_y，PileA と PileB の両方でフーチング隅角部のコンクリートが剥落し，フーチング下面鉄筋が露出した。
- ・ 14d_y，PileA と PileB の両方でフーチング上面が，杭の鉛直押し抜きせん断によりかぶりコンクリートが剥落し，フーチング上面鉄筋が露出した。
- ・ 16d_y，フーチング隅角部コンクリートがさらに大きく剥落した。

PileA, PileB の中詰め補強鉄筋のひずみ分布を図-4.67, 図-4.68 に, PileA, PileB の鋼管杭本体のひずみ分布を図-4.69, 図-4.70 に示す。(a), (b) は載荷方向に対し最外縁に配置された鉄筋の計測結果である。縦軸はフーチング下面からの距離, 横軸は各載荷ステップで載荷点位置の変位が最大または最小となったときの中詰め補強鉄筋のひずみである。また, PileA に着目した図-4.67 (a), (b) の両グラフとも鉄筋に引張りひずみが生じる載荷方向での計測値であり, 鉄筋 A は負載荷時に杭頭に生じる曲げモーメントと押込み力により引張応力が作用する時, 鉄筋 B は正載荷時に杭頭に生じる曲げモーメントと引抜き力が同時に作用する時での計測値である。鉄筋のひずみが降伏ひずみ ($\epsilon_{sy}=2698\mu$) に達した区間は, 初めて降伏した $2d_y$ では杭とフーチングの境界面付近のみであるが, 載荷変位が大きくなるにつれて, 鉄筋の降伏箇所がフーチング天端方向および杭先端へと拡大しており, 鉄筋 A では $10d_y$ 時, 鉄筋 B では $5d_y$ 時に, 現行道示 IV で見込まれる定着長の余裕分である 10ϕ を超えた。その後, $14d_y$ で降伏範囲は鉄筋 A が 10ϕ (290 mm) 程度, 鉄筋 B がフーチング下側鉄筋の中心位置からフーチング側へ 20ϕ (590 mm) 程度であったが, $16d_y$ でフーチング上面が鉛直押抜きせん断破壊するときには, ひずみ値が計測されていなかった。図-4.68 は PileB に着目したものであり, フーチング内に定着された鉄筋が 10ϕ の余裕分を超えるのは, 鉄筋 A が $6d_y$ 時, 鉄筋 B が $12d_y$ 時であった。その後, $14d_y$ で降伏範囲は, 鉄筋 A がフーチング下側鉄筋の中心位置からフーチング側へ 20ϕ (590mm) 程度, 鉄筋 B では 10ϕ (290 mm) 程度であったが, PileA 同様に $16d_y$ でフーチング上面が鉛直押抜きせん断破壊するときには, ひずみ値が計測されていなかった。これは, 写真-4.18 より $14d_y$ において鉄筋が押し抜かれていることから, この時点で全ての区間で付着切れになっていたためと想定される。図-4.69, 図-4.70 より, 鋼管本体に発生するひずみは最大で 891μ であり, 中詰め補強鉄筋と比較して小さいものであった。

フーチング下面鉄筋のひずみ分布を図-4.71 に示す。使用した鉄筋の降伏ひずみは 1890μ である。縦軸の計測ひずみは各ひずみゲージ位置の計測ひずみで各載荷ステップの 1 サイクル目の最大 (または最小) 変位時における値, 横軸は載荷ステップである。図-4.74, 図-4.75 で見たように, フーチングには $0.5d_y$ 時に下面縁端部に, $0.75d_y$ 時に側面にひび割れが発生し, それにあわせるように, 図-4.71 (a), (b) の各点でひずみが増大している。これは, フーチング縁端部のコンクリートがひび割れの発生により水平方向の押抜きせん断に寄与しなくなり, 杭頭のせん断力に対してフーチング下面の鉄筋が抵抗し始めたことを示している。(b) 杭縁端部では押込み軸力時・引抜き軸力時ともにほぼ対象の分布となっている。これは, 杭体の損傷が大きくないため, 荷重を杭頭に伝達させたためと考えられる。図-4.74, 図-4.75 の杭頭周辺のフーチングコンクリートがコーン状に剥離していることから伺える。一方, (c) フーチング側面の曲げ上げ部での計測結果を見ると, 載荷変位が大きくなってもひずみは小さいままであり, 降伏に達しなかった。

載荷柱の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4.72 に示す。載荷柱付根付近のフーチング上面鉄筋のひずみ分布を図-4.73 に示す。いずれの図も縦軸の計測ひずみは各ひずみゲージ位置の計測ひずみで各載荷ステップの 1 サイクル目の最大 (または最小) 変位時における値, 横軸は載荷ステップである。載荷柱の軸方向鉄筋ひずみは最大で 458μ , フーチング上面鉄筋ひずみは 227μ でいずれも弾性範囲であり, かつ, フーチング下面鉄筋に生じたひずみと比較して小さなひずみであった。ゆえに, 載荷荷重を受ける部位は, 実験に与える影響はほとんどないと考えられる。

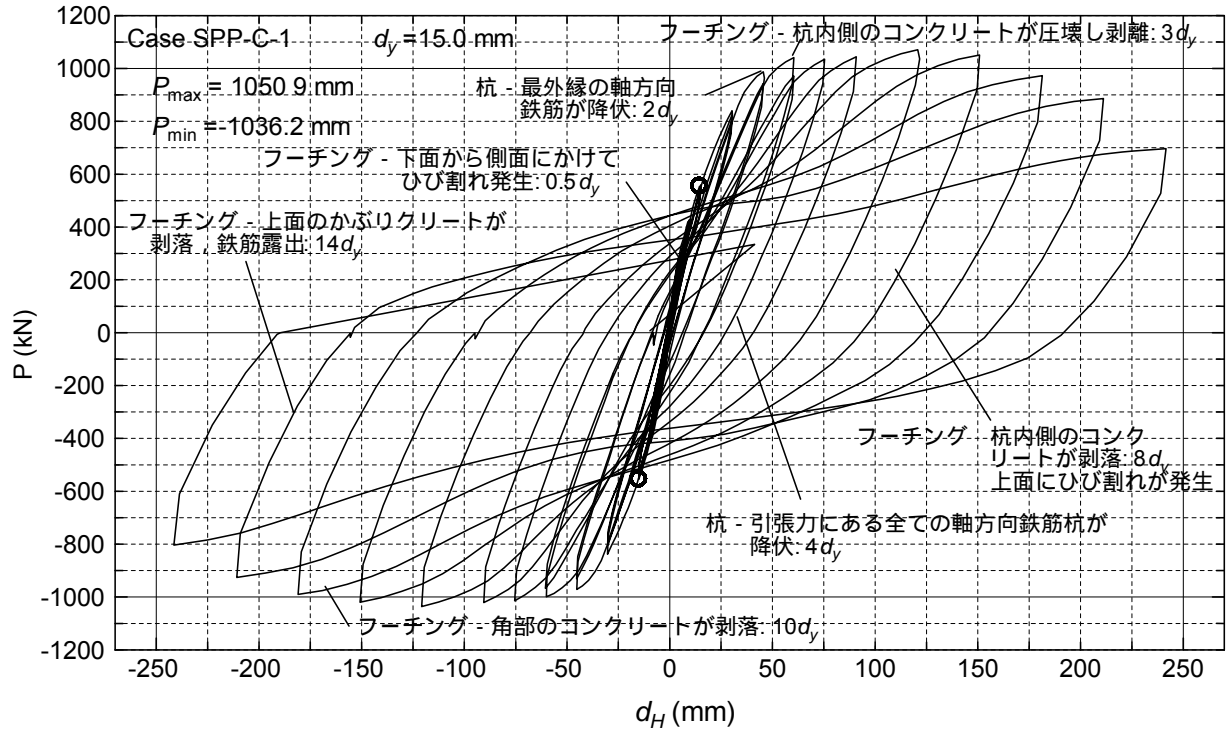


図-4.66 荷重 - 変位関係 (Case SPP-C-1)

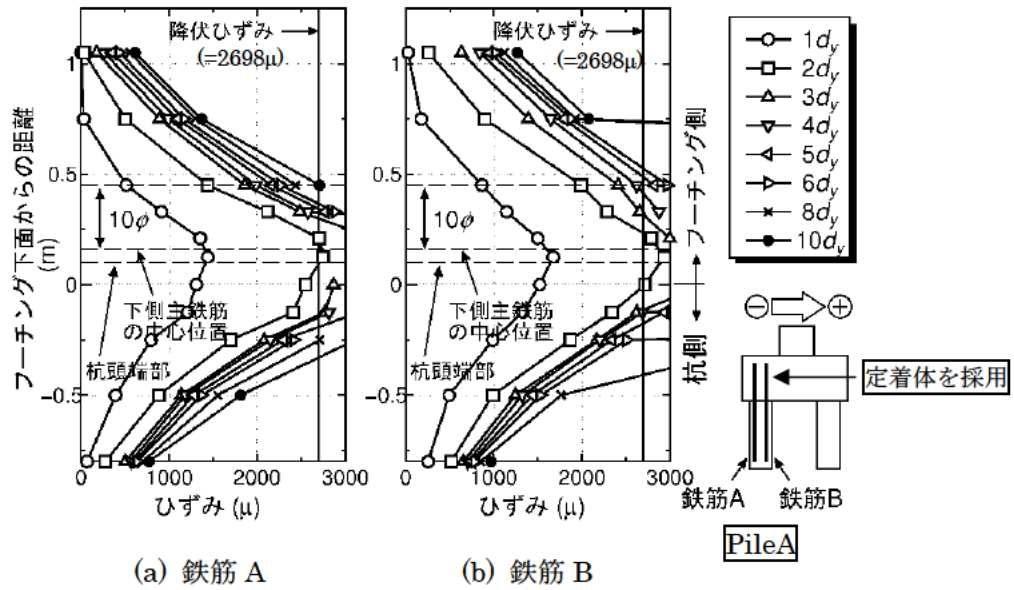


図-4.67 中詰め補強鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-1, Pile A)

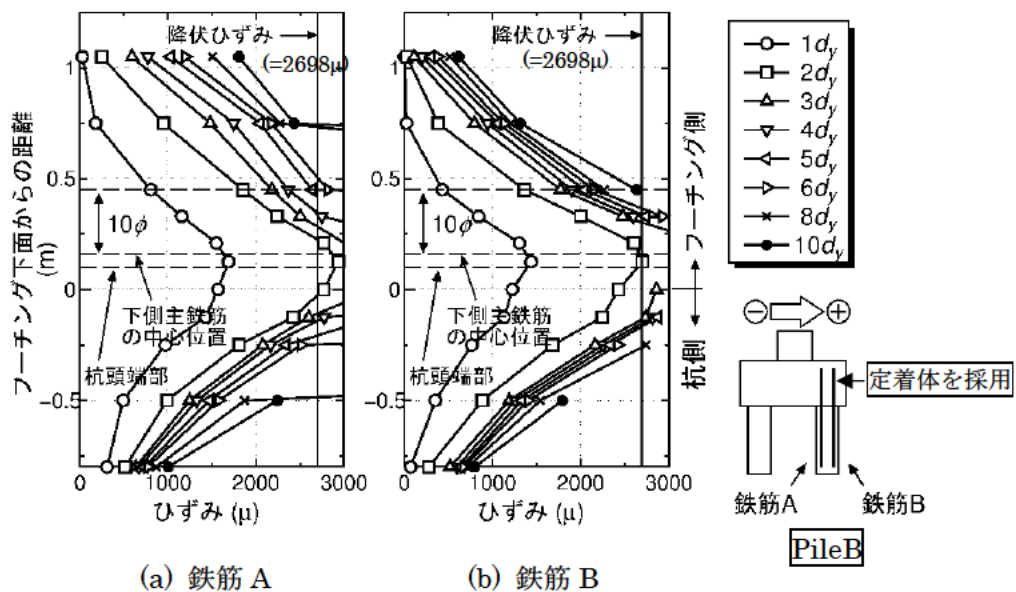


図-4.68 中詰め補強鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-1, Pile B)

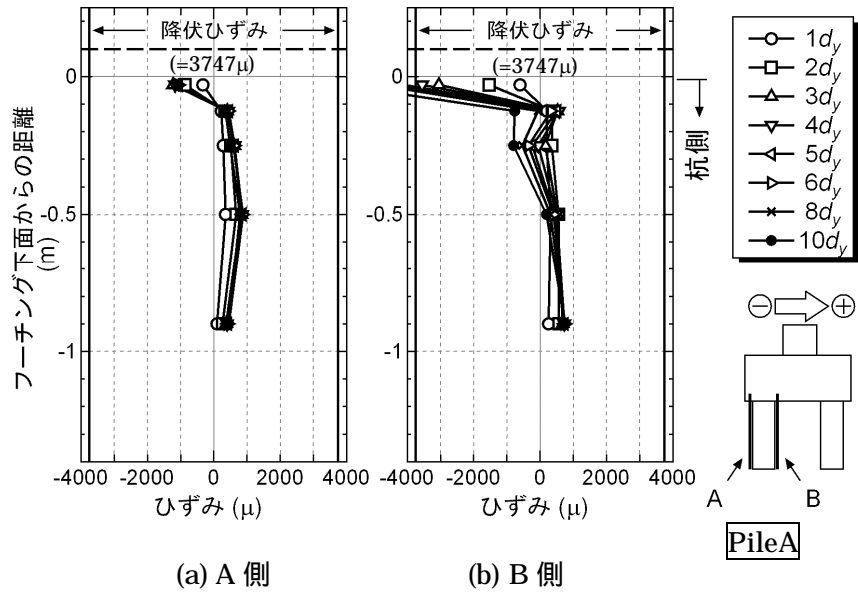


図-4.69 鋼管杭本体のひずみ分布 (Case SPP-C-1, Pile A)

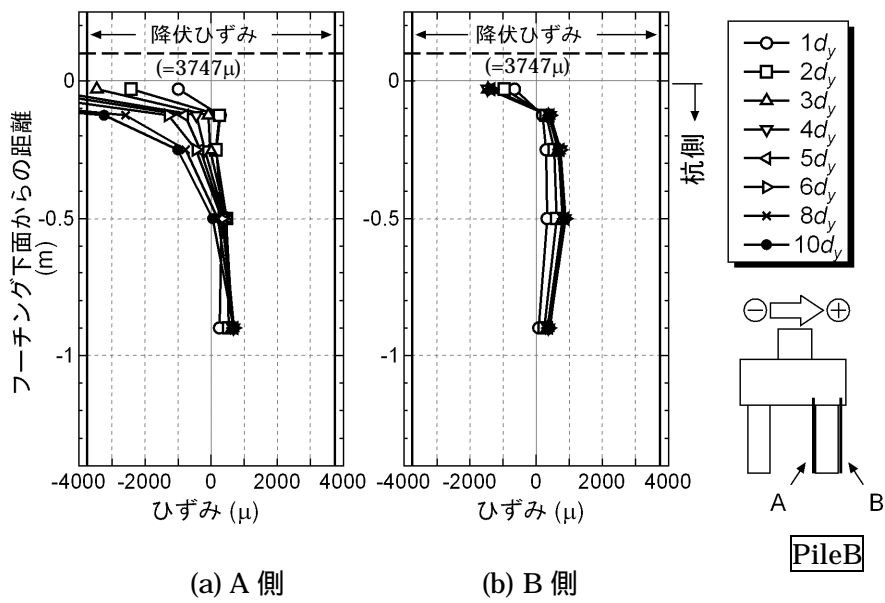
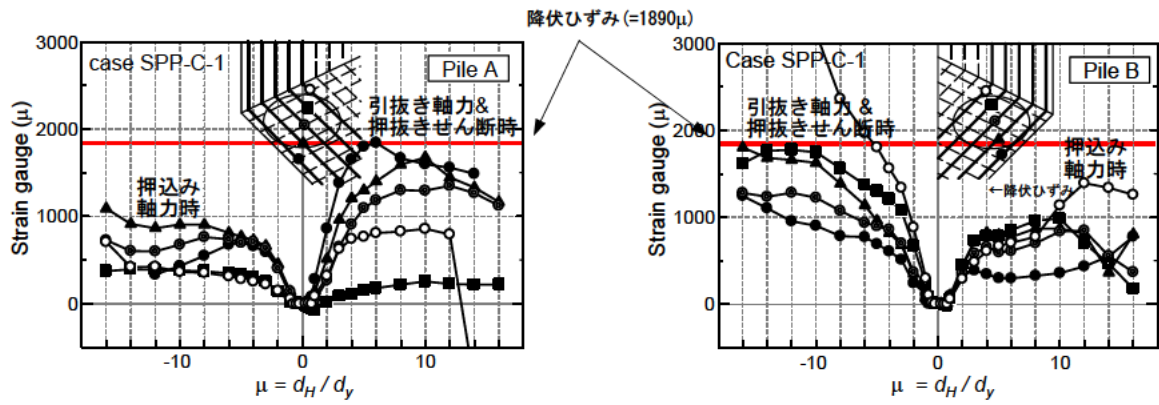
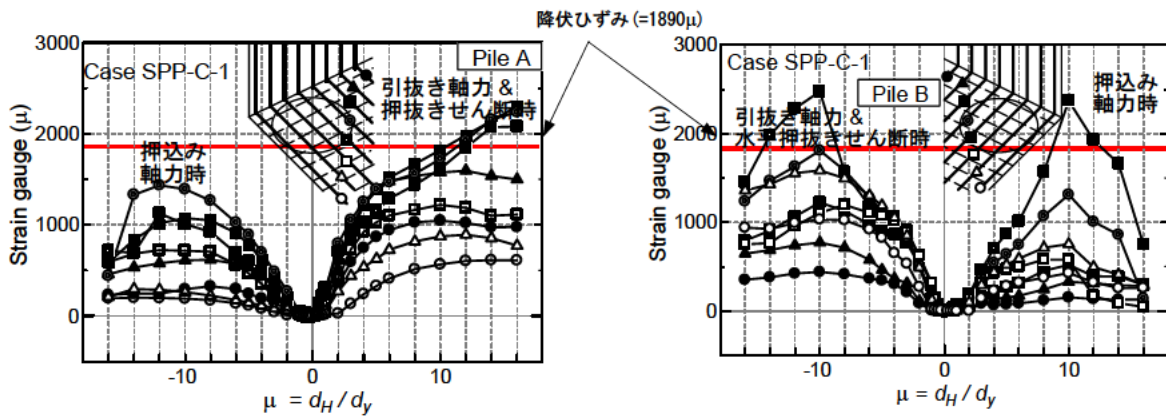


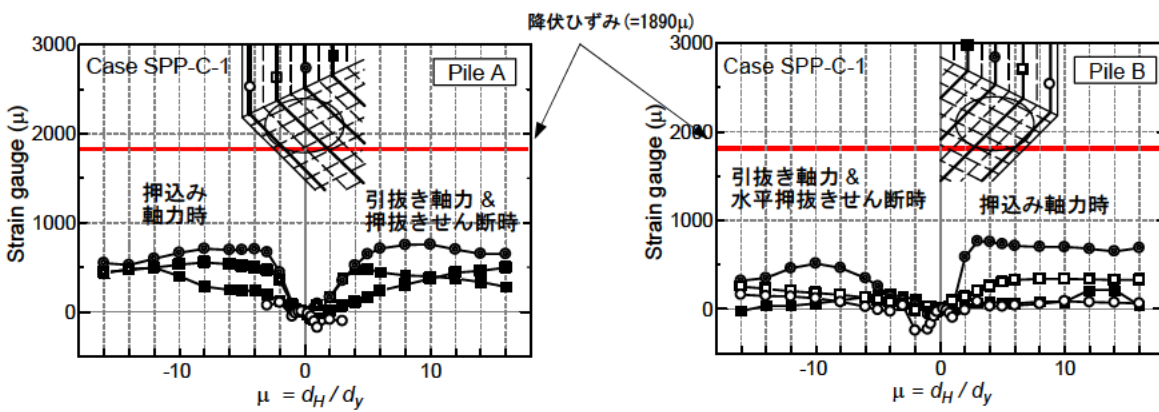
図-4.70 鋼管杭本体のひずみ分布 (Case SPP-C-1, Pile B)



(a) 杭中心位置



(b) 杭縁端部



(c) フーチング側面

図-4.71 フーチング下面鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-1)

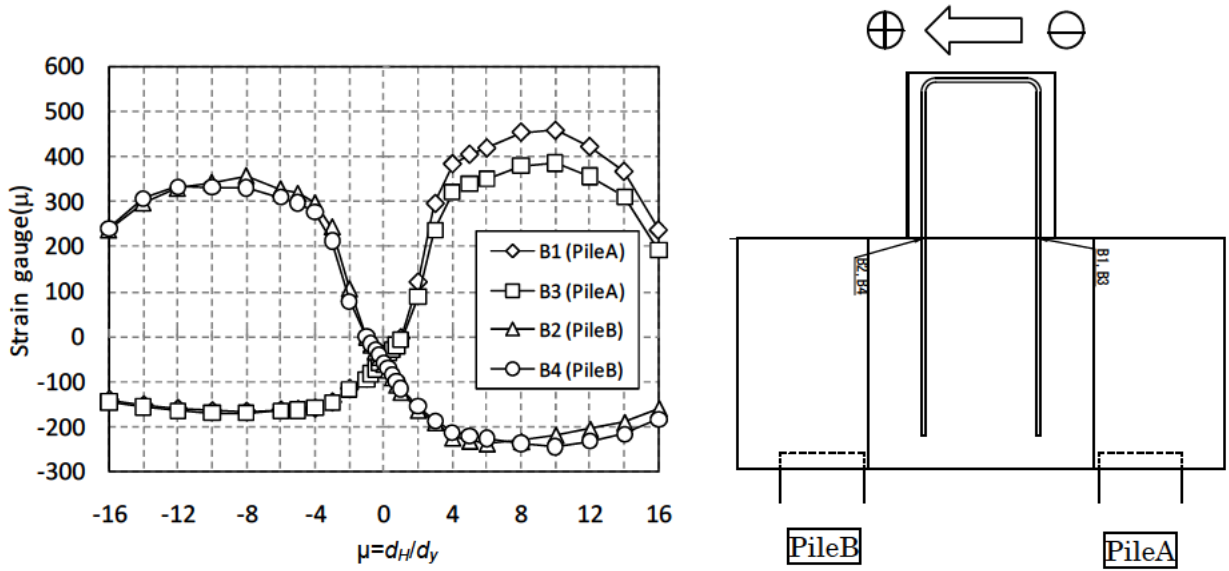


図-4.72 载荷柱の軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-1)

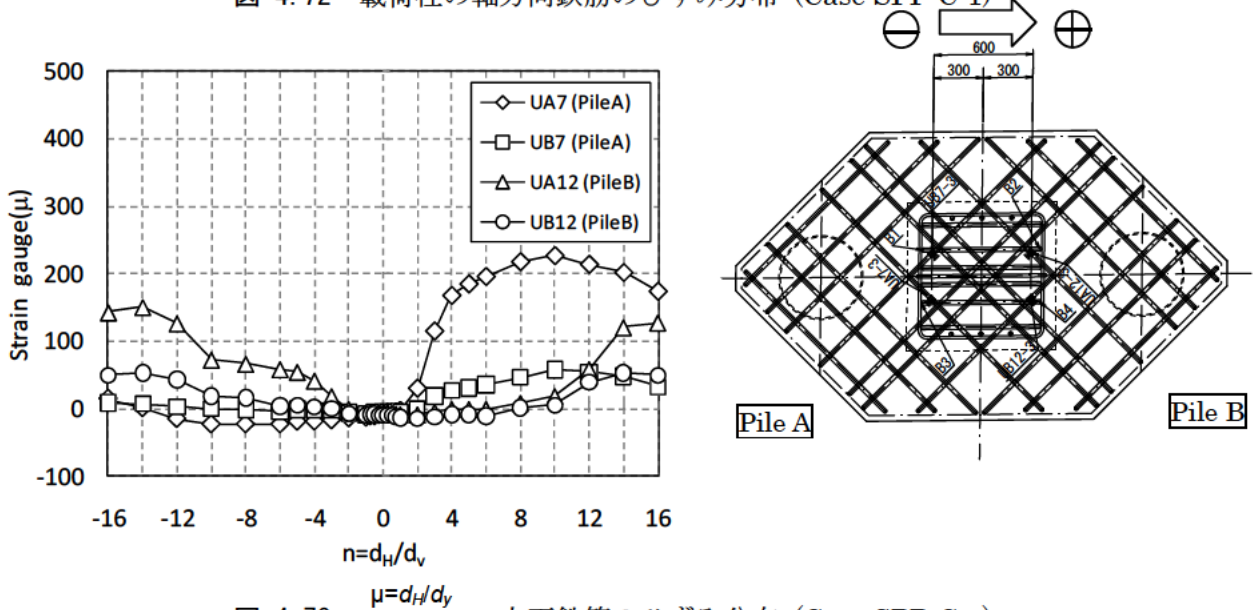


図-4.73 上面鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-1)

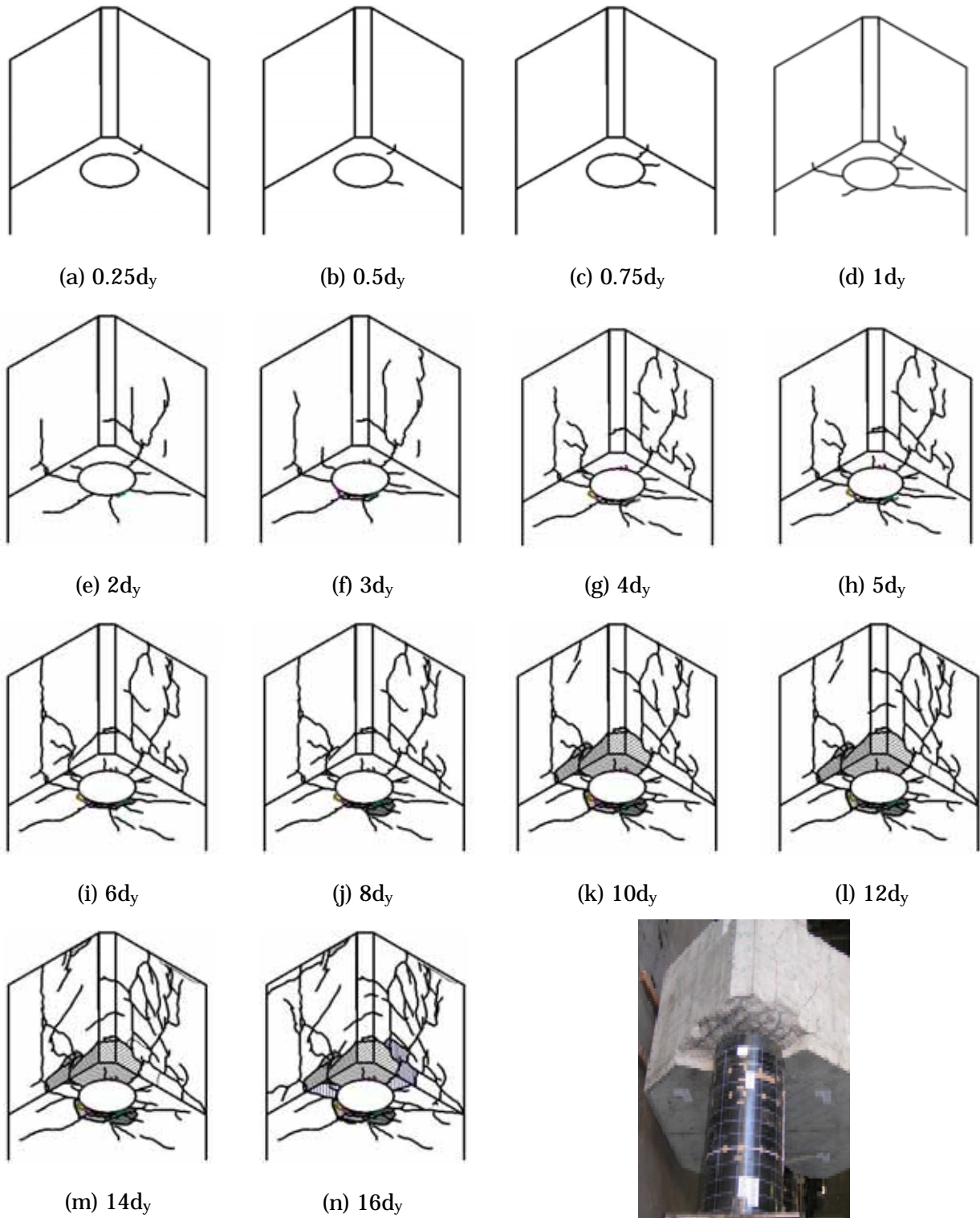
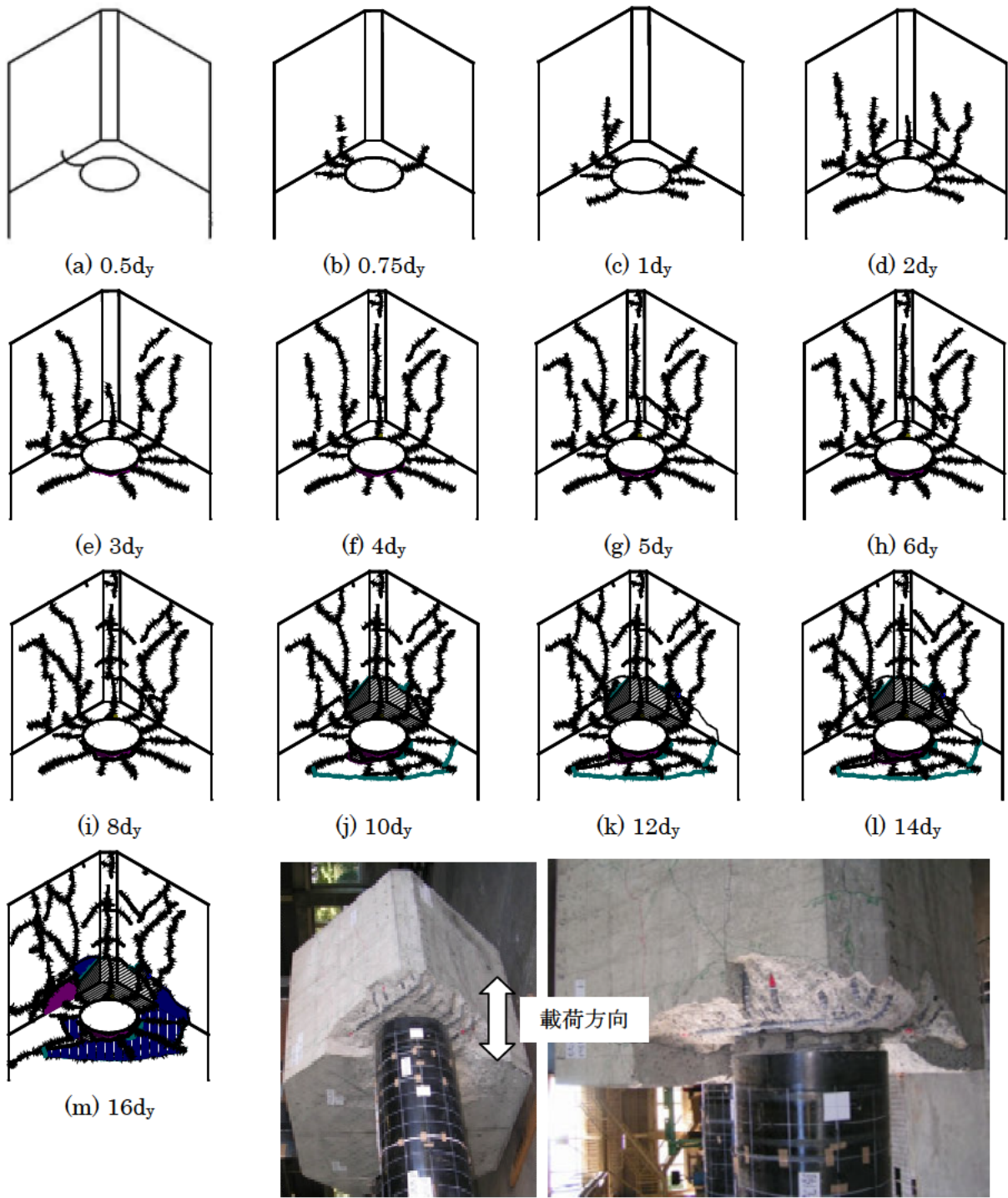


図-4.74 フーチング下面のひび割れ進行状況図 (Case SPP-C-1, PileA)



フーチング縁端部の最終損傷状況

図-4.75 フーチング下面のひび割れ進行状況図 (Case SPP-C-1, Pile B)

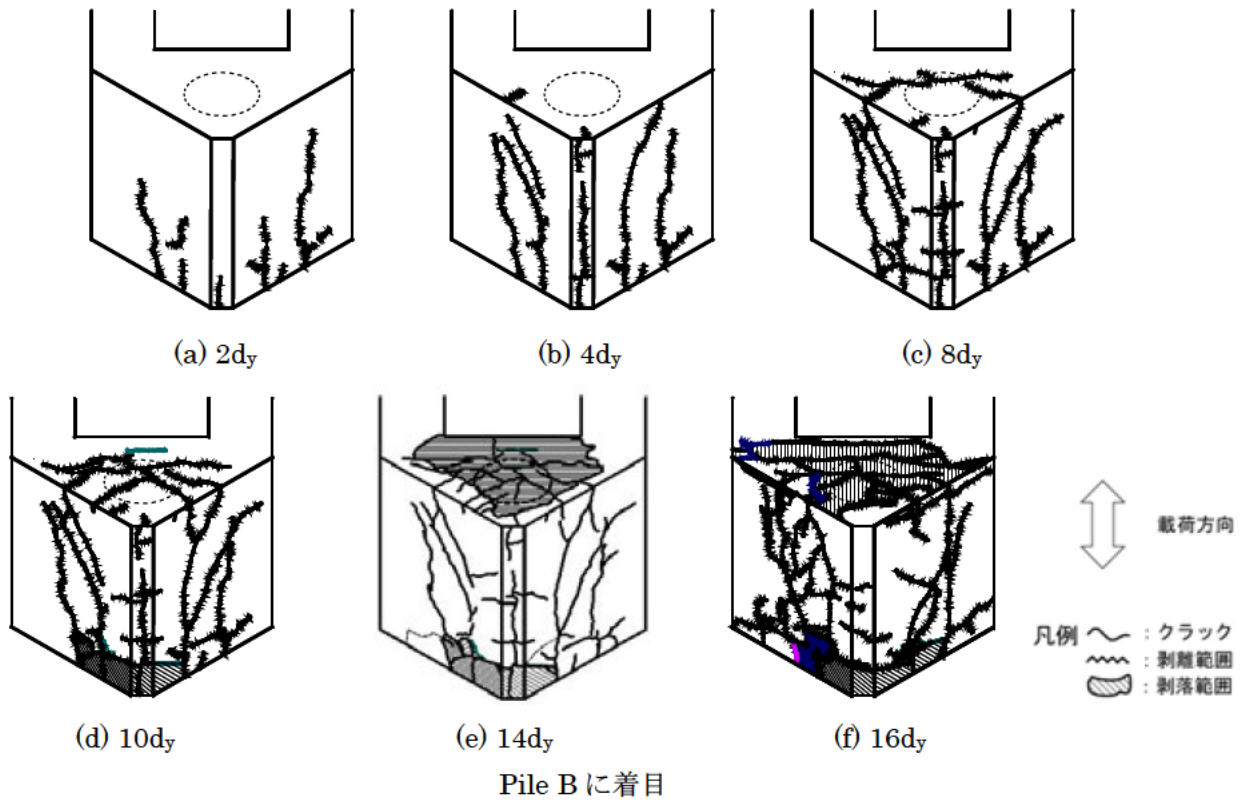
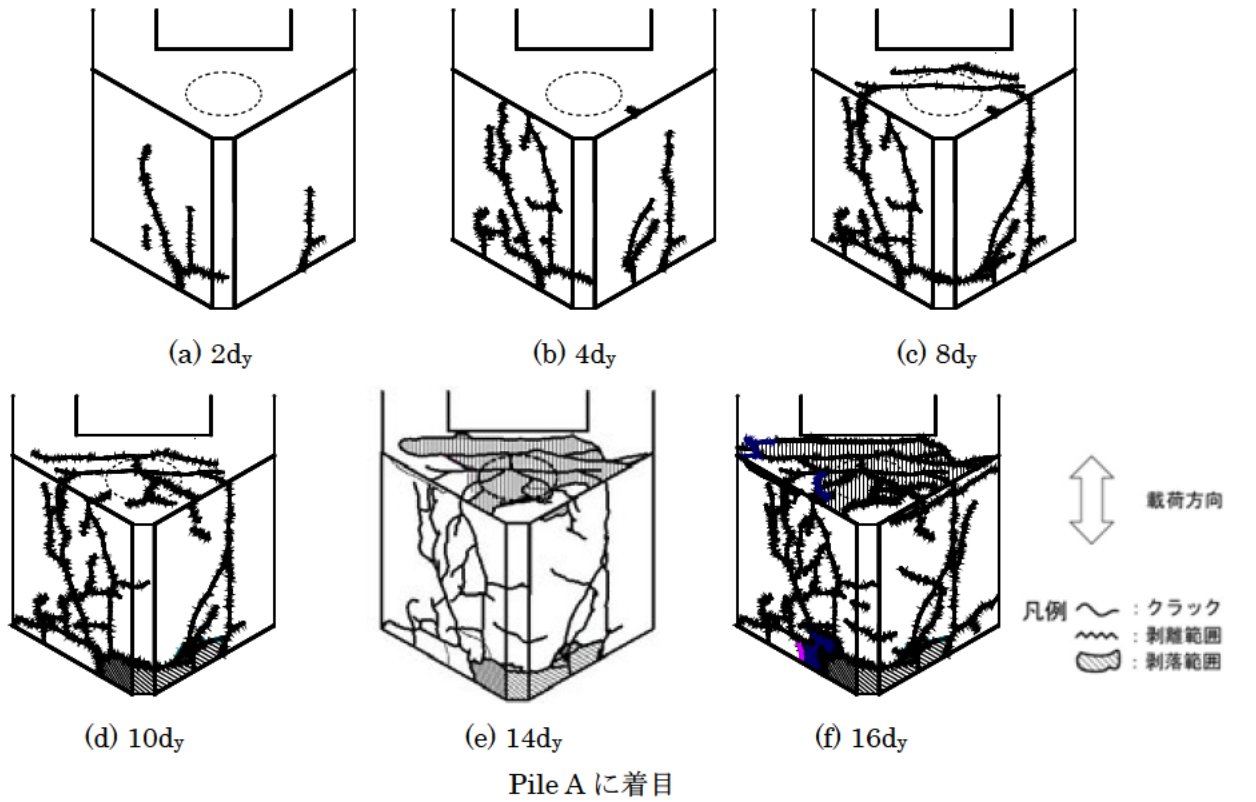


図-4.76 フーチング上面のひび割れ進行状況図 (Case SPP-C-1)



写真-4.14 実験終了後 縁端部損傷状況 (Case SPP-C-1, Pile A)



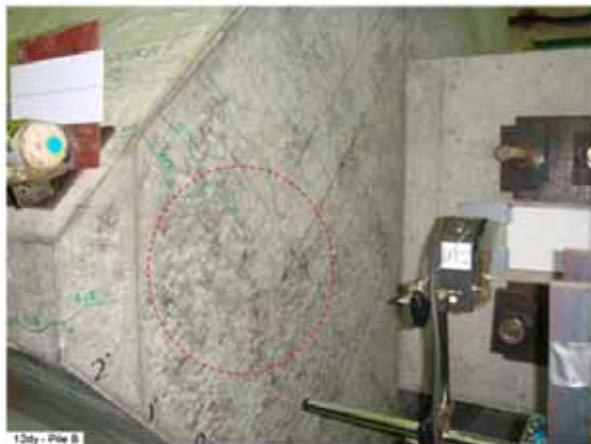
写真-4.15 実験終了後 縁端部損傷状況 (Case SPP-C-1, Pile B)



写真-4.16 実験終了後 フーチング下面損傷状況 (Case SPP-C-1, Pile A)



写真-4.17 実験終了後 フーチング下面損傷状況 (Case SPP-C-1, Pile B)



(a) 12dy



(b) 14dy



(c) 16dy



(d) 実験終了時

写真-4.18 フーチング上面損傷進行状況 (Case SPP-C-1, Pile B)

4.3.4 Case SPP-C-2

荷重載荷位置における荷重 - 変位関係を図-4.77 に、供試体の主要位置での鉄筋および鋼管本体のひずみ計測結果を図-4.78 ~ 図-4.84 に示す。図-4.85 ~ 図-4.87 に供試体の損傷進行状況を、写真-4.19 ~ 写真-4.24 に実験終了後の供試体の損傷状況を示す。図-4.1 に示すように、正方向載荷時に引抜き側となる北側の杭が Pile A、そして押し込み側となる南側の杭が Pile B である。

1d_yにおいて、中詰め補強鉄筋は材料試験結果に基づく降伏ひずみには達しなかったが、2d_yにおいて押し込み側の杭の圧縮縁において降伏ひずみに達した。降伏ひずみを計測したひずみゲージは鋼管の裏側にすれ止めが溶接されたところに位置しており、圧縮応力が作用しやすい状態であると推測される。鋼管本体は、最終ステップまで圧縮側も引張側も降伏ひずみを超えることはなかった。供試体の損傷は、フーチング縁端部の損傷が進展し、繰返し載荷により杭周辺のコンクリートの損傷が進行し、杭の接合部付近がヒンジ状態となったことにより、最終的に中詰め補強鉄筋が破断し、破壊した。各載荷ステップにおける杭体の事象を以下に示す。

- ・ 2d_y, 載荷荷重(P) 876 kN, 載荷位置水平変位(d_H) 30.2 mm に達した時、PileA と PileB の両者で杭体内の引張縁にある中詰め補強鉄筋が降伏した。
- ・ 4d_y, PileA と PileB の両者で引抜き側となると、杭体内に配置された図心軸より引張縁にある全ての中詰め補強鉄筋が降伏した。
- ・ 14d_y, PileA と PileB の両者で中詰め補強鉄筋が破断した。なお、鋼管本体に外観上損傷はなく、ひずみは最大で 1149 μ であった。

つぎに、フーチングの損傷進行状況を以下に示す。(図-4.85 ~ 図-4.87 参照)

- ・ 0.75d_y, PileA と PileB の両者でフーチング下面の杭の内側にひび割れが発生した。
- ・ 2d_y, PileA と PileB の両者でフーチング下面縁端部に載荷方向に伸びるひび割れが発生し、フーチング側面まで進展した。PileA では、杭内側に発生したせん断ひび割れがフーチング側面に到達した。
- ・ 3d_y, PileA と PileB の両者で杭内側のフーチング下面かぶりコンクリートが剥離しはじめた。PileA と PileB の両者でフーチング側面のひび割れが繰返し荷重を受けて、フーチング厚さの 2/3 まで進展した。
- ・ 6d_y, PileB において杭内側のフーチング下面コンクリートが 5 ~ 10 cm の範囲で剥離した。
- ・ 10d_y, PileA と PileB の両者で隅角部のコンクリートが大きく剥落し、フーチング下面鉄筋が露出した。
- ・ 12d_y, PileA においてフーチング上面に、投影した杭の中心位置を横切るせん断ひび割れが発生した。
- ・ 14d_y, PileB が引抜き側となると、PileB のフーチング下面鉄筋が 2 本降伏した。

PileA, PileB の中詰め補強鉄筋のひずみ分布を図-4.78, 図-4.79 に、PileA, PileB の鋼管杭本体のひずみ分布を図-4.80, 図-4.81 に示す。(a), (b)は載荷方向に対し最外縁に配置された鉄筋の計測結果である。縦軸はフーチング下面からの距離、横軸は各載荷ステップで載荷点位置の変位が最大または最小となったときの中詰め補強鉄筋ひずみである。また、PileA に着目した図-4.78 (a), (b)の両グラフとも鉄筋に引張ひずみが生じる載荷方向での計測値であり、鉄筋 A は負載荷時に杭頭に

生じる曲げモーメントと押込み力により引張応力が作用する時、鉄筋 B は正載荷時に杭頭に生じる曲げモーメントと引抜き力が同時に作用する時での計測値である。鉄筋のひずみが降伏ひずみ ($\epsilon_{sy}=2698\mu$) に達した区間は、初めて降伏した $2d_y$ では杭とフーチングの境界面付近のみであるが、載荷変位が大きくなるにつれて鉄筋の降伏箇所がフーチング天端方向および杭先端方向へと拡大しており、鉄筋 A では $8d_y$ 時、鉄筋 B では $5d_y$ 時に現行道示 IV で見込まれる定着長の余裕分である 10ϕ を超えた。鉄筋 A と鉄筋 B での降伏範囲に差が見られ、鉄筋 B で降伏範囲がより広がっているが、これは鉄筋 B が引張状態になるときは引抜き軸力と曲げ引張を同時に受け、定着部にとってより厳しい荷重が作用したためと考えられる。また、最終的な降伏範囲は、鉄筋 A では、フーチング下側鉄筋の中心位置からフーチング側へ 10ϕ (290mm) 程度、鉄筋 B では 20ϕ (590mm) 程度であった。図-4.79 は PileB に着目したものであり、フーチング内に定着された鉄筋が 10ϕ の余裕分を超えるのは、鉄筋 A が $10d_y$ 時、鉄筋 B が $6d_y$ 時であった。最終的な降伏範囲は、鉄筋 A では、フーチング下側鉄筋の中心位置からフーチング側へ 20ϕ (590mm) 程度、鉄筋 B では 10ϕ (290mm) 程度であった。続いて、定着体の効果を確認する。PileB は中詰め補強鉄筋端部に定着体を設置することで、引張鉄筋に対してフックを設けた場合と同様に考えて、フーチング内への必要定着長を一般的な定着長を確保した PileA よりも低減している。そこで、定着部にとって厳しい荷重状態となる鉄筋と比較した場合、鉄筋の降伏箇所がフーチング下面鉄筋の中心位置から定着長の余裕分 10ϕ の範囲で超える変位レベルは、一般的な定着の PileA は $5d_y$ 、定着体を用いた PileB は $6d_y$ であった。したがって、実験から定着体を用いることで一般的な定着方法と同等以上の定着効果が確認された。図-4.80、図-4.81 より、鋼管本体に発生するひずみは最大で 1149μ であり、中詰め補強鉄筋と比較して小さいものであった。

フーチング下面鉄筋のひずみ分布を図-4.82 に示す。使用した鉄筋の降伏ひずみは 1890μ である。縦軸の計測ひずみは各ひずみゲージ位置の計測ひずみで各載荷ステップの 1 サイクル目の最大 (または最小) 変位時における値、横軸は載荷ステップである。図-4.85、図-4.86 で見たように、フーチングには $0.75d_y \sim 1d_y$ 時で下面にひび割れが発生し、それにあわせるように、図-4.82 (a) の各点でひずみが増加している。これは、フーチング縁端部のコンクリートがひび割れの発生により水平方向の押抜きせん断に寄与しなくなり、杭頭のせん断力に対してフーチング下面の鉄筋が抵抗し始めたことを示している。しかし、本ケースは組杭の他のケースと比べて縁端距離が長くフーチングの損傷の進展も遅いため、フーチング下面鉄筋のひずみが増加の傾きも小さく、また、最終的に降伏した鉄筋の本数も少なかった。一方、(b) フーチング側面の曲げ上げ部での計測結果を見ると、載荷変位が大きくなってひずみは小さく水平方向の押抜きせん断の影響はないことがわかった。

載荷柱の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4.83 に示す。載荷柱付根付近のフーチング上面鉄筋のひずみ分布を図-4.84 に示す。いずれの図も縦軸の計測ひずみは各ひずみゲージ位置の計測ひずみで各載荷ステップの 1 サイクル目の最大 (または最小) 変位時における値、横軸は載荷ステップである。載荷柱の軸方向鉄筋ひずみは最大で 128μ 、フーチング上面鉄筋のひずみは 43μ でいずれも弾性範囲内であり、かつ、フーチング下面鉄筋に生じたひずみと比較して小さなひずみであった。ゆえに、載荷荷重を受ける部位は、実験に与える影響はほとんどないと考えられる。

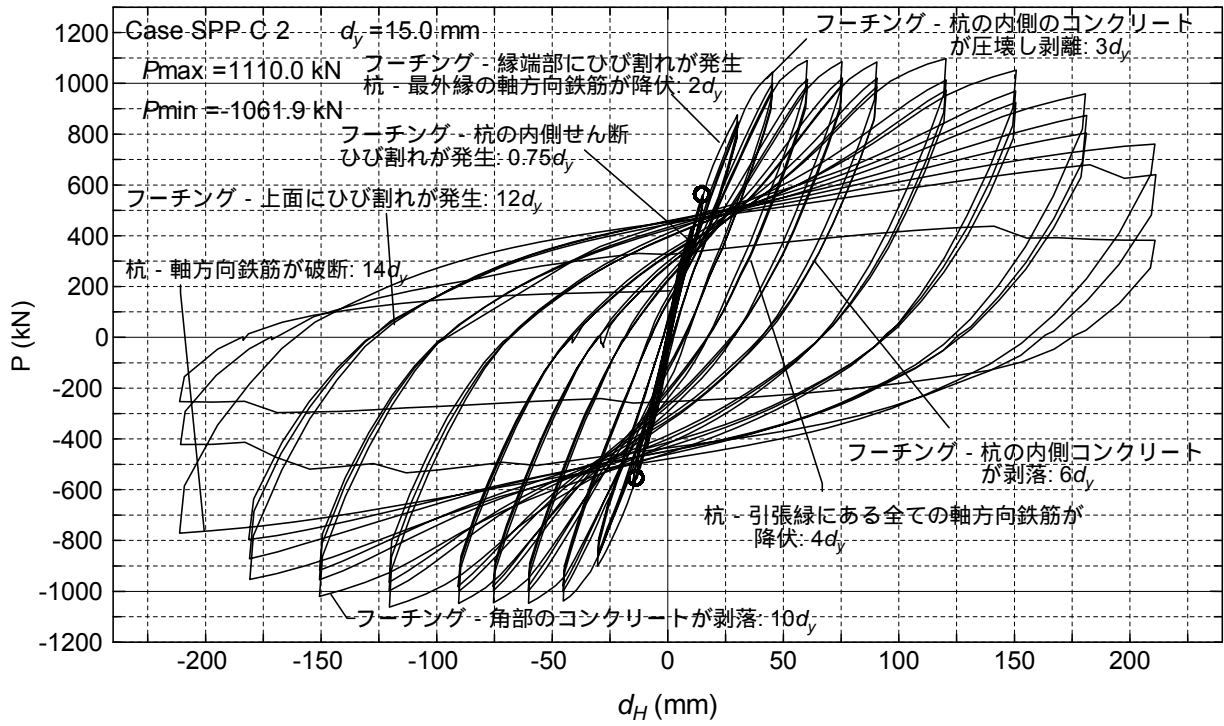


図-4.77 荷重 - 変位関係 (Case SPP-C-2)

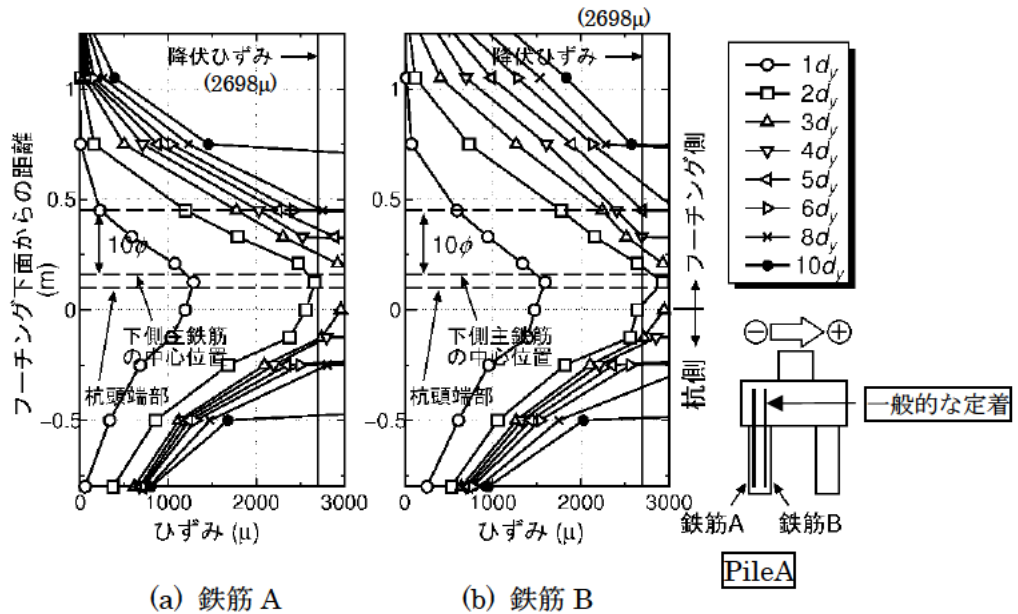


図-4.78 中詰め補強鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-2, PileA)

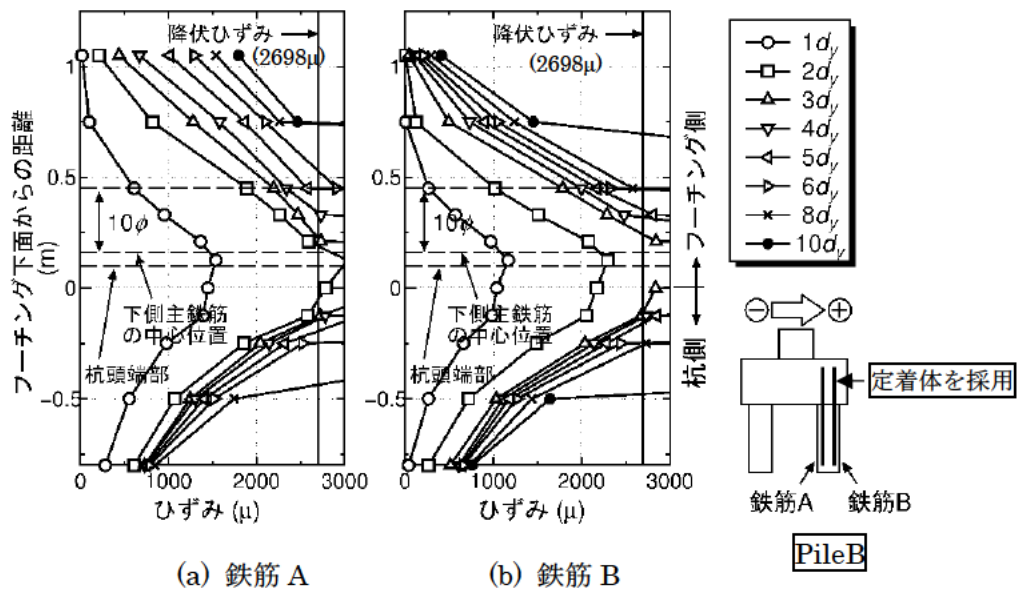


図-4.79 中詰め補強鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-2, PileB)

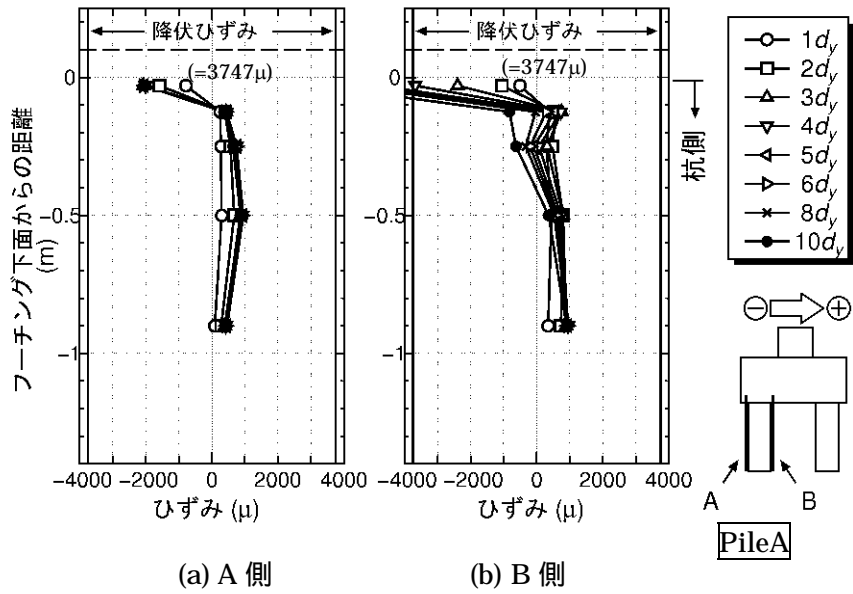


図-4.80 鋼管杭本体のひずみ分布 (Case SPP-C-2, PileA)

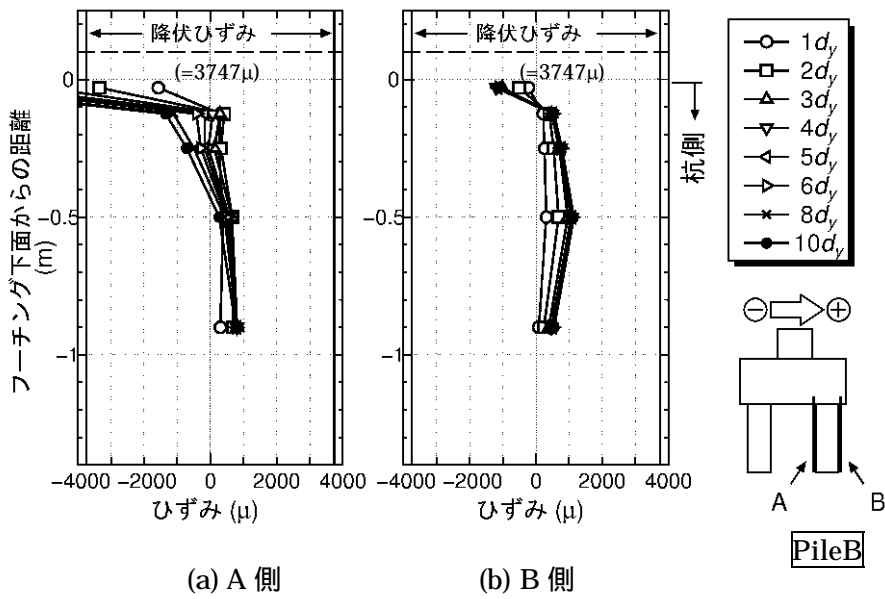
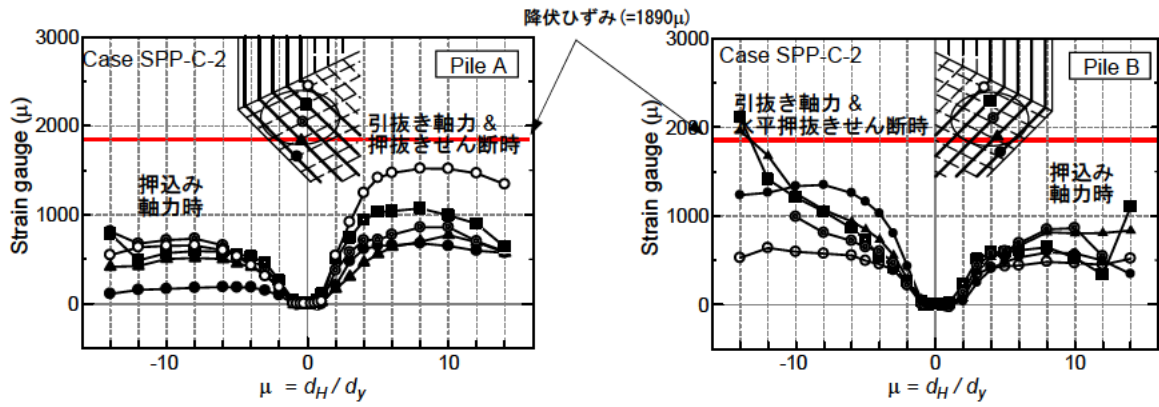
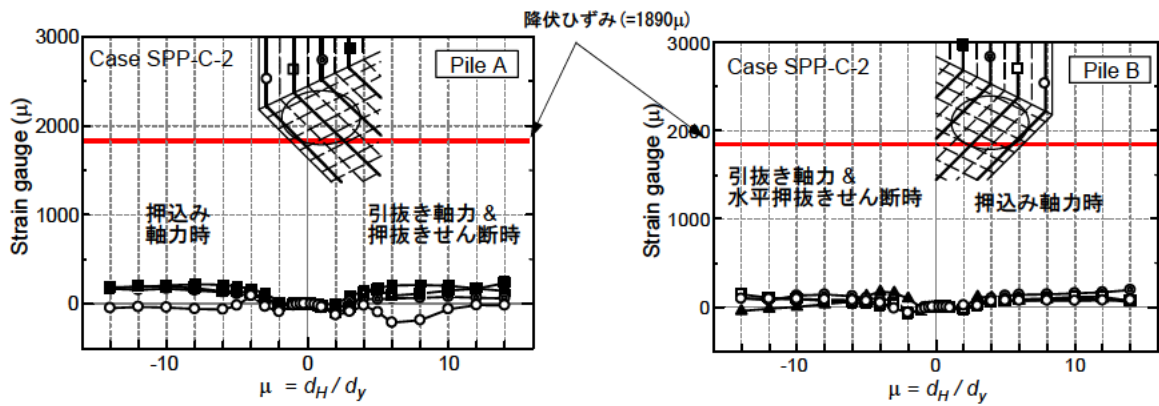


図-4.81 鋼管杭本体のひずみ分布 (Case SPP-C-2, PileB)



(a) 杭中心位置



(b) フーチング側面

図-4.82 フーチング下面鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-2)

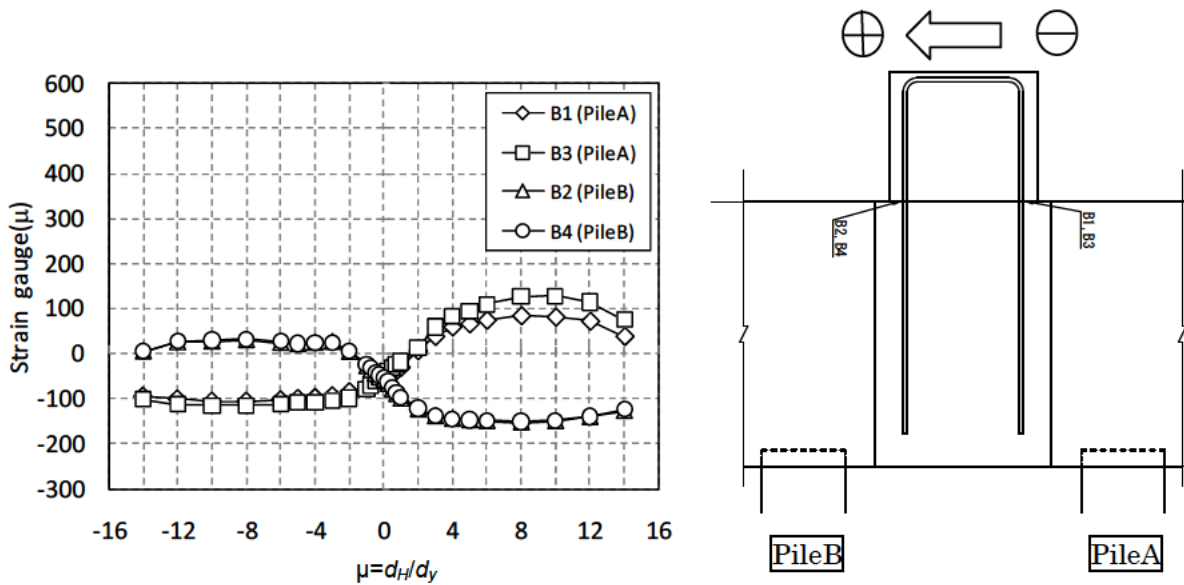


図-4.83 载荷柱の軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-2)

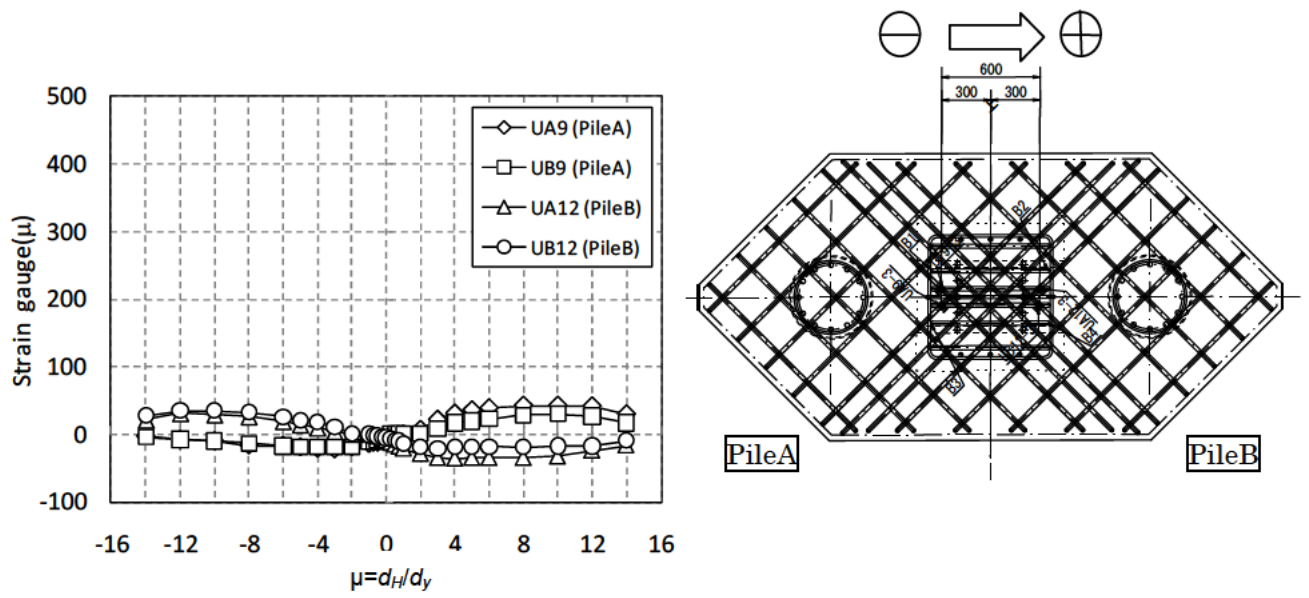


図-4.84 フーチング上面鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-2)

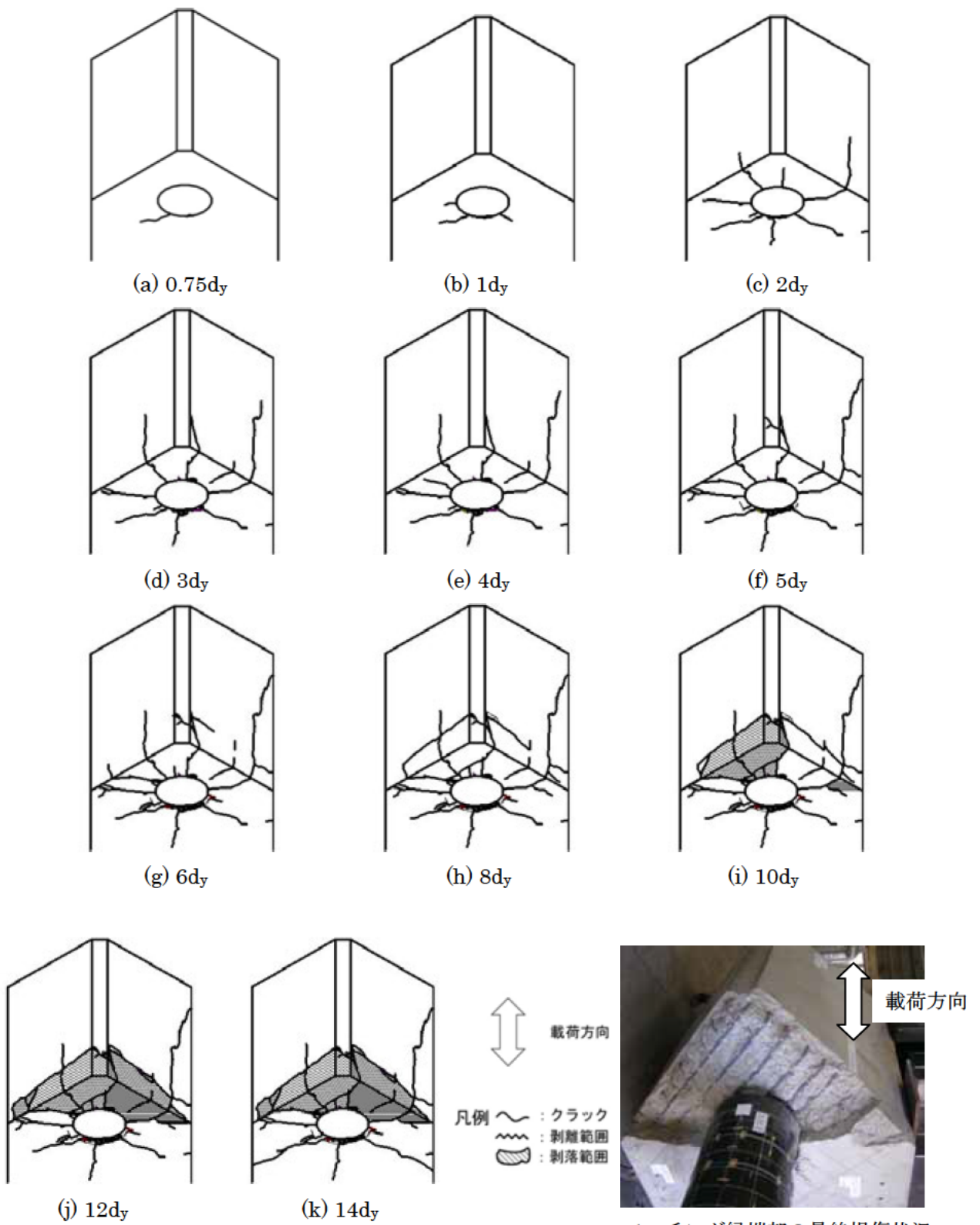


図-4.85 フーチング下面のひび割れ進行状況図 (Case SPP-C-2, PileA)

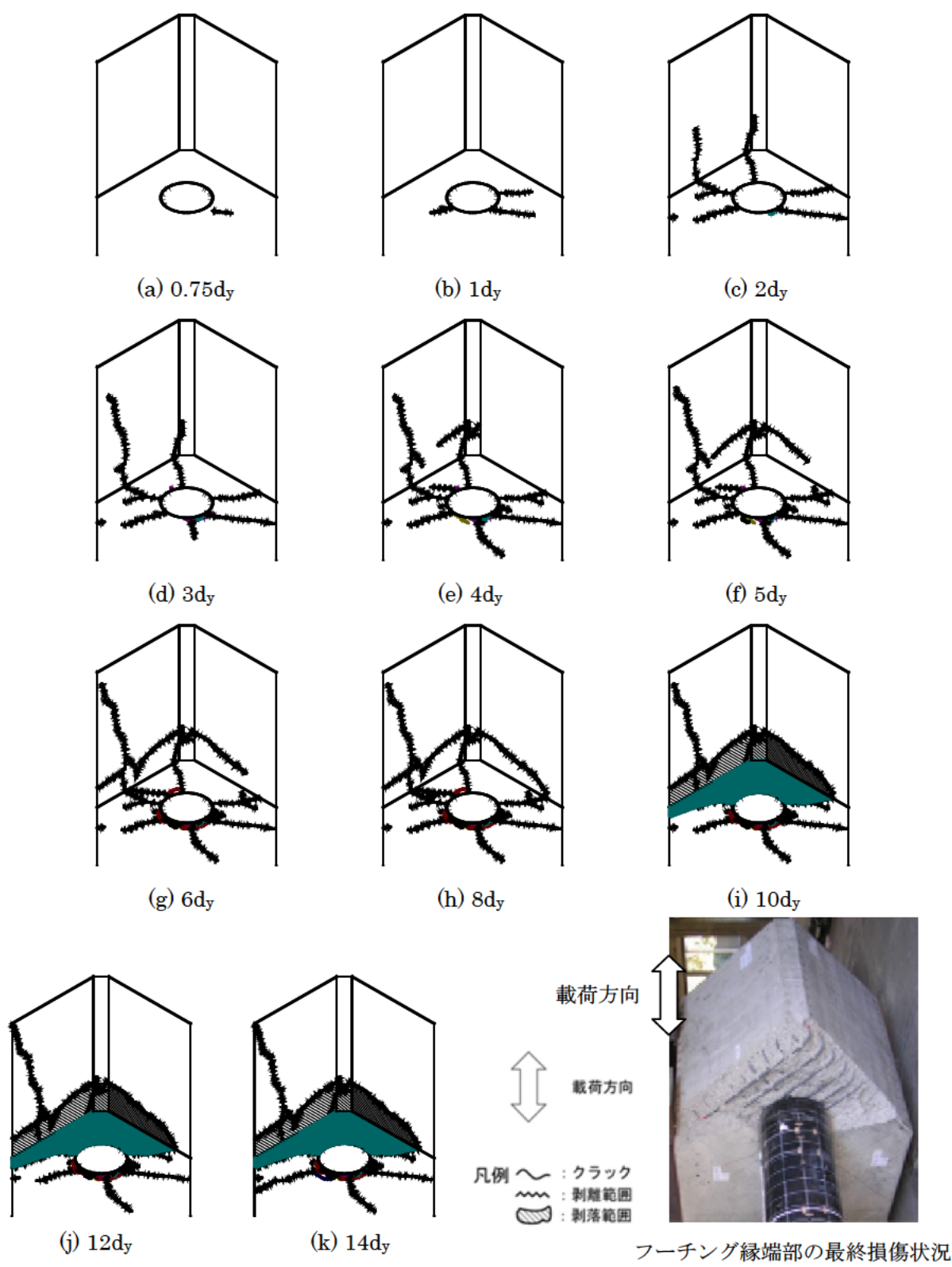


図-4.86 フーチング下面のひび割れ進行状況図 (Case SPP-C-2, PileB)

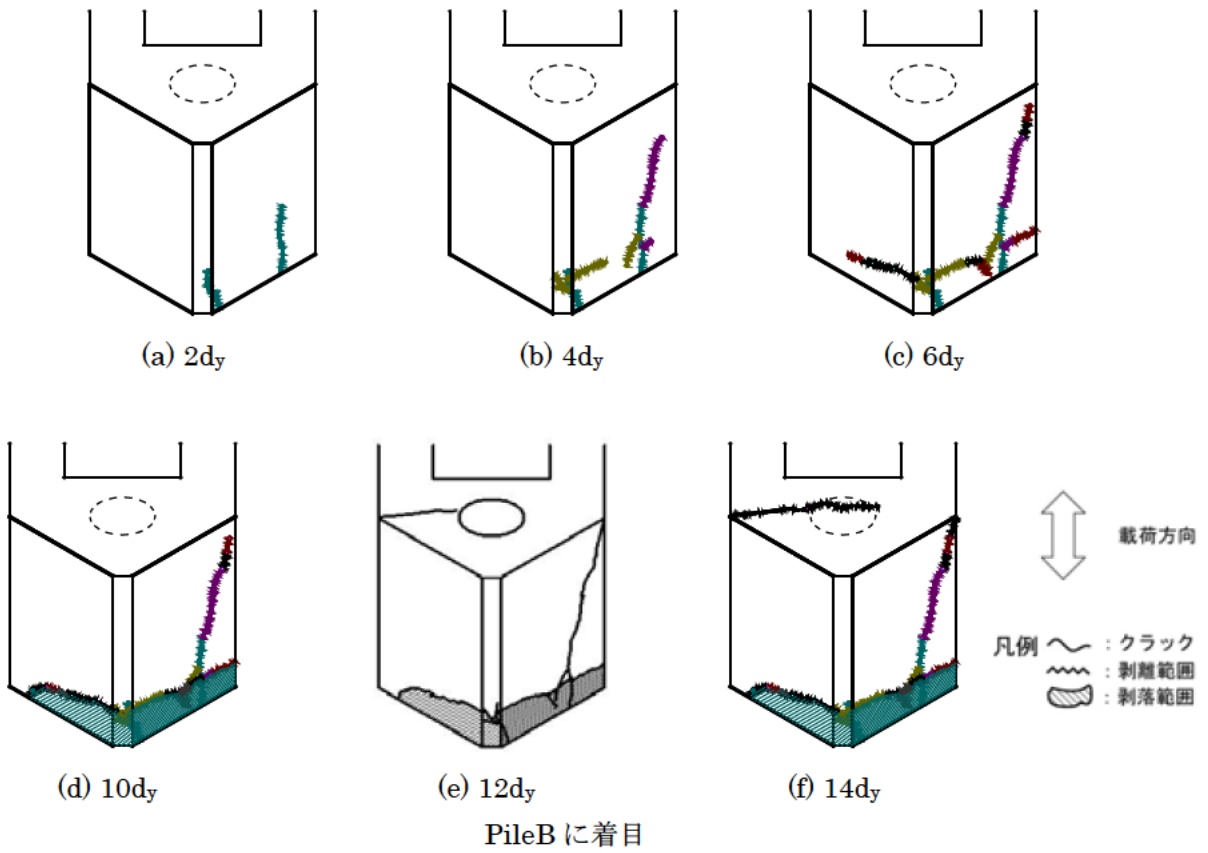
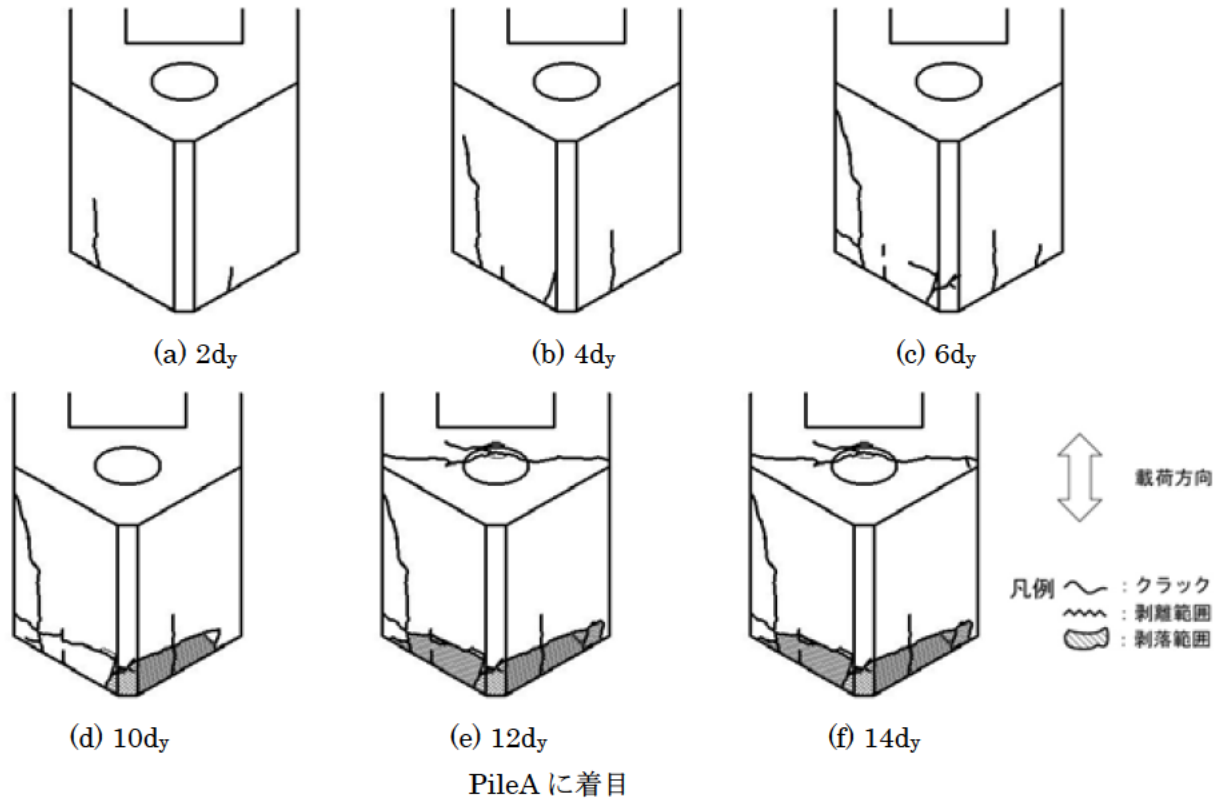


図-4.87 フーチング上面のひび割れ進行状況図 (Case SPP-C-2)



写真-4.19 実験終了後 縁端部損傷状況 (Case SPP-C-2, PileA)



写真-4.20 実験終了後 縁端部損傷状況 (Case SPP-C-2, PileB)



写真-4.21 実験終了後 杭体損傷状況 (Case SPP-C-2, PileA)



写真-4.22 実験終了後 杭体損傷状況 (Case SPP-C-2, PileB)



写真-4.23 実験終了後 フーチング上面損傷状況 (Case SPP-C-2, PileA)



写真-4.24 実験終了後 フーチング上面損傷状況 (Case SPP-C-2, PileB)

< 本章の参考文献 >

- 1) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第4037号, 2007.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書 IV 下部構造編, 2002.
- 3) 中野正則, 木村嘉富, 石澤毅, 嶋津晃臣, 小山清一: 鋼管杭基礎の模型水平載荷実験 (その1), 第32回地盤工学研究発表会, pp.1573-1574, 1997.
- 4) 福井次郎, 木村嘉富, 吉田映, 鈴木規彦, 平田尚: 鋼管杭基礎の模型水平載荷実験 (その2), 第32回地盤工学研究発表会, pp.1575-1576, 1997.
- 5) 中谷昌一, 竹口昌弘, 井落久貴, 横幕清: 鋼管杭を用いた斜杭基礎の変形性能に関する載荷実験, 土木研究所資料, 第4108号, 2008.
- 6) 中谷昌一, 白戸真大, 堺淳一, 中村英祐, 中村祐二, 野村朋之: 鉄筋コンクリート構造物の施工性を考慮した構造細目の検討, 土木研究所資料, 第4143号, 2009.

第5章 実験結果の分析

第1章で述べたように、本研究の目的は、杭頭結合部に着目したものであり①縁端距離の縮小の可能性とフーチング端部補強筋の必要性、②高強度鉄筋の杭軸方向鉄筋、中詰め補強鉄筋への適用性、定着体の適用性、鋼管内ずれ止め厚さの影響、③仮想 RC 断面径の評価法について、載荷実験から杭頭結合部における破壊形態と耐力や変形性能を確認し、杭頭結合方法 B の設計法を整備することである。第2章で場所打ち杭の単杭供試体を用い、①の縁端距離の縮小の可能性とフーチング端部補強筋の必要性に関する知見を得ることを目的とし、縁端距離の大小及びフーチング端部補強筋の有無をパラメータとした載荷試験結果を報告した。第3章では、鋼管杭の単杭供試体を用いて、②のうち、高強度鉄筋の中詰め補強鉄筋への適用性、鋼管内ずれ止め厚さの影響、③の仮想 RC 断面径の評価手法に関する知見を得ることを目的として、中詰め補強鉄筋の種類・鉄筋量・定着長、ずれ止め厚さ、杭径等をパラメータとした載荷試験結果を報告した。さらに、第4章では、単杭実験で得られた知見が、軸力変動・曲げモーメント・水平力が同時に作用する組杭についても言えるかどうか、さらに軸方向鉄筋の定着方法として機械式定着が使用できるかどうかを確認するために実施した、場所打ち杭、鋼管杭の組杭に対する載荷試験結果を報告した¹⁾。本章は、実験結果をもとに①、②について考察するものである。なお、③に関しては第6章で報告する。

5.1 場所打ち杭による杭頭結合部に着目した載荷実験結果

5.1.1 杭頭結合部の破壊形態と変形性能

表-5.1 に場所打ち杭を用いた全5ケースの実験で確認された荷重低下要因、最終破壊要因、主な損傷とその発生タイミングを示す。同表中の「剥落」とはコンクリートが当該部位から落下した状態、「剥離」とはコンクリートは当該部位に残存しているものの、浮いている状態を意味している。場所打ち杭の降伏は、杭体の最外縁の軸方向鉄筋のひずみが材料強度試験により求めた降伏ひずみを超えた時点としている。表-5.1 に示す Case CPP-S-1~Case CPP-S-3 の単杭実験は、すべての鉄筋に SD345 を使用し、杭体とフーチングの鉄筋量は断面に対し同一としている。Case CPP-S-1 が従来の縁端距離を確保したケース、Case CPP-S-2 が縁端距離を縮小したケース、Case CPP-S-3 が Case CPP-S-2 に対しフーチング端部補強筋を配置していないケースである。単杭実験により、縁端距離の縮小の可能性とフーチング端部補強筋の必要性を確認した。表-5.1 に示す Case CPP-C-1, CPP-C-2 の組杭実験は、単杭で得られた知見が軸力変動・曲げモーメント・水平力が同時に作用する組杭についても言えるかどうかを確認した。Case CPP-C-1, CPP-C-2 はいずれも縁端距離を縮小したものであり、Case CPP-C-1 は杭の軸方向鉄筋に従来鉄筋 SD345 を、Case CPP-C-2 は杭の軸方向鉄筋に高強度鉄筋 SD490 を使用したケースである。ここで、高強度鉄筋の使用は、従来鉄筋に比べて鉄筋の伸びが小さく部材としての変形性能が低くなる、従来のコンクリートを使用した場合は鉄筋強度とのバランスが異なることからコンクリートの圧壊が早くなることが想定される。そのため、杭の軸方向鉄筋に高強度鉄筋を使用した Case CPP-C-2 の載荷実験から、高強度鉄筋の特性が破壊形態と変形性能に与える影響を確認した。

実験の結果は、Case CPP-S-1~Case CPP-S-3 で縁端距離の大小、端部補強筋の有無が降伏変位や降伏荷重、最大荷重、変形性能に与える影響はほとんどなかった。Case CPP-C-1 では、 $1d_y$ で杭体の軸方向鉄筋が降伏した後、 $1.6d_y$ で杭体の圧縮縁コンクリートが圧壊し、部材としての終局状態

が確認された。その後、耐力がさほど伸びないまま、杭内側の圧縮縁でコンクリートが剥落し、徐々に耐力が低下しながら $5d_y$ で杭体の軸方向鉄筋が露出した後、 $8\sim 10d_y$ にかけて軸方向鉄筋が座屈し、破断した。Case CPP-C-2 では、 $1d_y$ で杭体の軸方向鉄筋が降伏とほぼ同時に杭体の圧縮縁コンクリートが圧壊した。 $2d_y$ で杭内側の圧縮縁でコンクリートが剥落して軸方向鉄筋が露出し、 $5d_y$ で鉄筋が座屈し、 $8d_y$ で引張側の鉄筋が局部座屈の影響で杭体の軸方向鉄筋が破断した。

表-5.2 に場所打ち杭を用いた組杭に対する水平載荷実験を示す。図-5.1 には表-5.2 に整理した載荷実験状況を示す。本研究で実施した Case CPP-C-1, CPP-C-2 の他にも、土木研究所資料第 3553 号 5)において組杭実験が実施されており、縁端距離に着目した検討ではなく、組杭基礎の変形性能について検討したものである。実験は、杭配置が載荷直角方向に 2 列、載荷方向に 3 本を基本とするケース(c) と、載荷方向の杭列による影響を調べるため 2 本としたケース(d) が行われている。実験の結果は、写真-5.1 (c), (d) に示すように杭列数によって損傷の進展に違いは見られないというものであった。

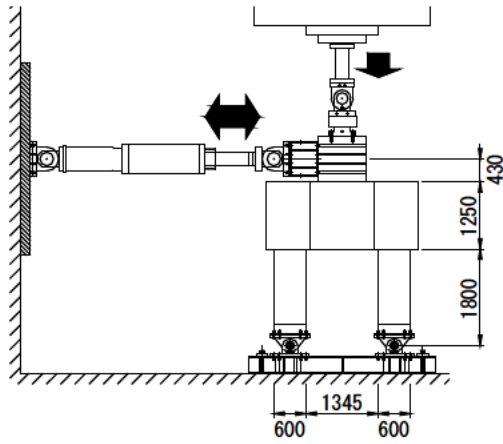
図-5.2 には既往の実験成果 5)と縁端距離を縮小した組杭載荷実験の荷重-変位関係を対比したものを示す。図-5.2 は、表-5.2 に示すように各モデルの諸元が異なるため、値を無次元化して対比している。縦軸は載荷荷重 (P) を実験による降伏荷重 (P_y) で除した値、横軸は計測変位 (d_H) を降伏変位 (d_y) で除した塑性率である。

表-5.1 場所打ち杭の各ケースの破壊要因

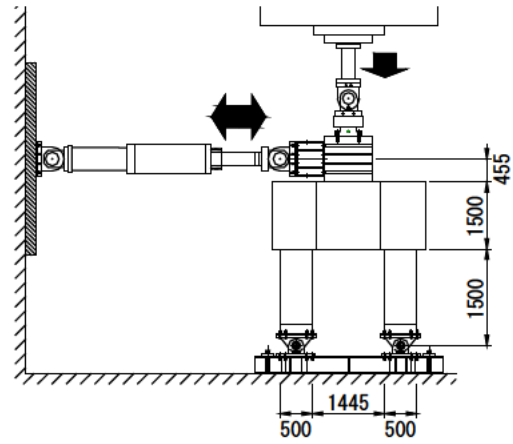
供試体	構造条件	形式	供試体設計条件	降伏要因	最大荷重時に生じた事象	最終破壊要因	杭頭結合部での目立った損傷発生
Case CPP-S-1	<ul style="list-style-type: none"> 杭径：D=600mm 縁端距離：300mm 軸方向鉄筋：SD345 端部補強筋：有 供試体スケール：1/2 	単杭 軸力 0 kN	①フーチング上下面鉄筋は、実橋の範囲内で少なめの鉄筋量として設定 ②杭軸方向鉄筋は、実橋の範囲内で多めの鉄筋量として設定	杭頭部の軸方向鉄筋引張降伏 $d_y=12.0\text{mm}$ $P_y=162\text{kN}$	杭頭部杭体かぶりコンクリート剥落 $8d_y (=92.6\text{mm})$ $P=234\text{kN}$	杭軸方向鉄筋の破断 $18d_y (=207.7\text{mm})$ $P=231\text{kN}$	フーチング下面かぶりコンクリート浮上り $3d_y (=35.1\text{mm})$ $P=224\text{kN}$
Case CPP-S-2	<ul style="list-style-type: none"> 杭径：D=600mm 縁端距離：75mm 軸方向鉄筋：SD345 端部補強筋：有 供試体スケール：1/2 			杭頭部の軸方向鉄筋引張降伏 $d_y=12.2\text{mm}$ $P_y=160\text{kN}$	杭頭部杭体かぶりコンクリート剥落 $8d_y (=92.7\text{mm})$ $P=242\text{kN}$	杭軸方向鉄筋の破断 $18d_y (=207.7\text{mm})$ $P=239\text{kN}$	フーチング下面かぶりコンクリート浮上り $3d_y (=35.1\text{mm})$ $P=223\text{kN}$
Case CPP-S-3	<ul style="list-style-type: none"> 杭径：D=600mm 縁端距離：75mm 軸方向鉄筋：SD345 端部補強筋：無 供試体スケール：1/2 			杭頭部の軸方向鉄筋引張降伏 $d_y=10.7\text{mm}$ $P_y=160\text{kN}$	杭頭部杭体かぶりコンクリート剥落 $8d_y (=84.7\text{mm})$ $P=237\text{kN}$	杭軸方向鉄筋の破断 $18d_y (=189.4\text{mm})$ $P=240\text{kN}$	フーチング下面かぶりコンクリート浮上り $3d_y (=31.8\text{mm})$ $P=221\text{kN}$
Case CPP-C-1	<ul style="list-style-type: none"> 杭径：D=600mm 縁端距離：75mm 軸方向鉄筋：SD345 端部補強筋：無 供試体スケール：1/2 	組杭 軸力 1800kN		杭頭部の軸方向鉄筋引張降伏	杭頭部杭体の圧縮縁かぶりコンクリート剥離 $1.6d_y$	杭軸方向鉄筋の破断 $10d_y$	杭体コンクリート剥落 鉄筋露出 $5d_y$
Case CPP-C-2	<ul style="list-style-type: none"> 杭径：D=500mm 縁端距離：60mm 軸方向鉄筋：SD490 端部補強筋：無 供試体スケール：5/12 	組杭 軸力 1200kN		杭頭部の軸方向鉄筋引張降伏	杭頭部杭体の圧縮縁かぶりコンクリート剥落 $2d_y$	杭軸方向鉄筋の破断 $8d_y$	杭体コンクリート剥落 鉄筋露出 $2d_y$

表-5.2 場所打ち杭の模型実験諸元

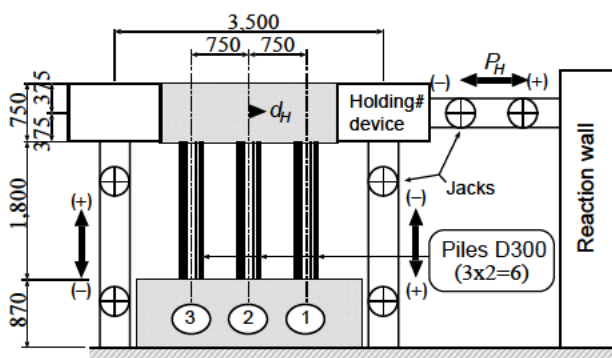
	杭配置	縁端距離	杭中心 間隔	杭径 (mm)	杭体/底版の 材料強度(N/mm ²)	杭軸方向 鉄筋	杭頭 結合	備考
(a)縁端縮小 従来鉄筋	2本×1列	75mm	2.29D	600	42.0/23.8	SD345 D25	方法 B	本実験 Case CPP-C-1
(b)縁端縮小 高強度鉄筋	2本×1列	60mm	2.75D	500	36.5/31.4	SD490 D25	方法 B	本実験 Case CPP-C-2
(c)縁端従来 3×2	3本×2列	載荷方向に 400mm	2.5D	300	32.3/46.1	SD295A D10	方法 A	既往の 実験 ⁵⁾
(d)縁端従来 2×2	2本×2列	載荷方向に 525mm	2.5D	300	28.8/54.6	SD295A D10	方法 A	既往の 実験 ⁵⁾



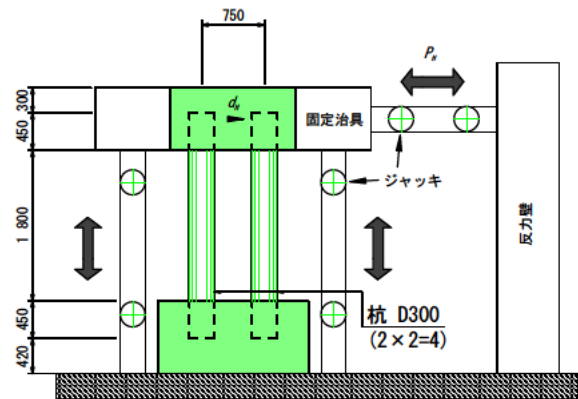
(a) 縁端距離縮小, 従来鉄筋 (2本×1列)



(b) 縁端距離縮小, 高強度鉄筋 (2本×1列)

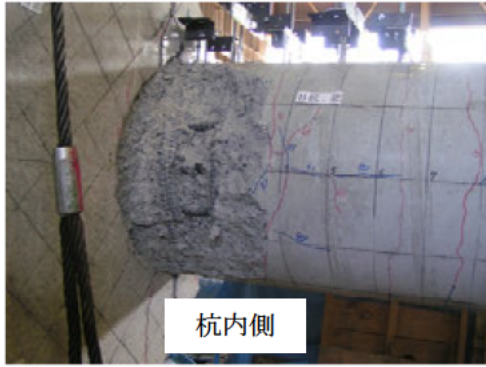


(c) 縁端距離従来, 従来鉄筋 (3本×2列)

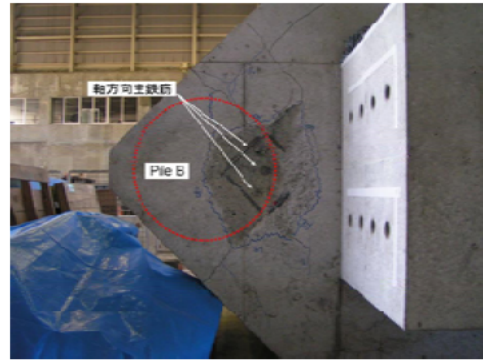


(d) 縁端距離従来, 従来鉄筋 (2本×2列)

図-5.1 実験状況

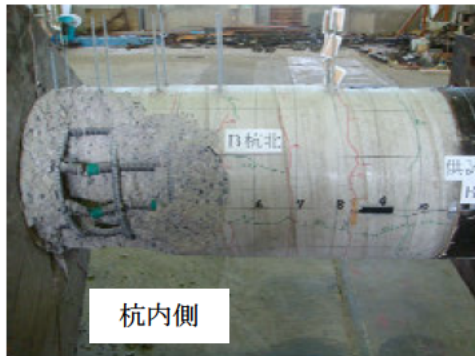


杭体の損傷状況

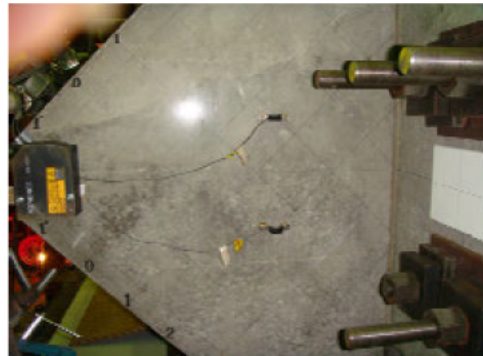


フーチング上面の損傷状況

(a) 縁端距離縮小, 従来鉄筋 (2本×1列)

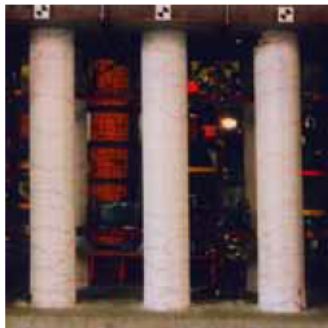


杭体の損傷状況

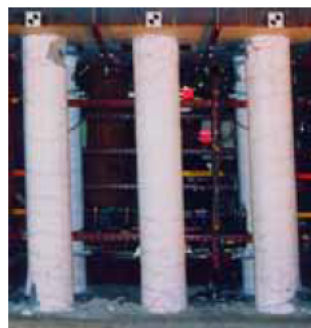


フーチング上面の損傷状況

(b) 縁端距離縮小, 高強度鉄筋 (2本×1列)



4dy



6dy



実験終了後

(c) 縁端距離従来, 従来鉄筋 (3本×2列)



4dy



6dy



8dy

(d) 縁端距離従来, 従来鉄筋 (2本×2列)

写真-5.1 損傷状況

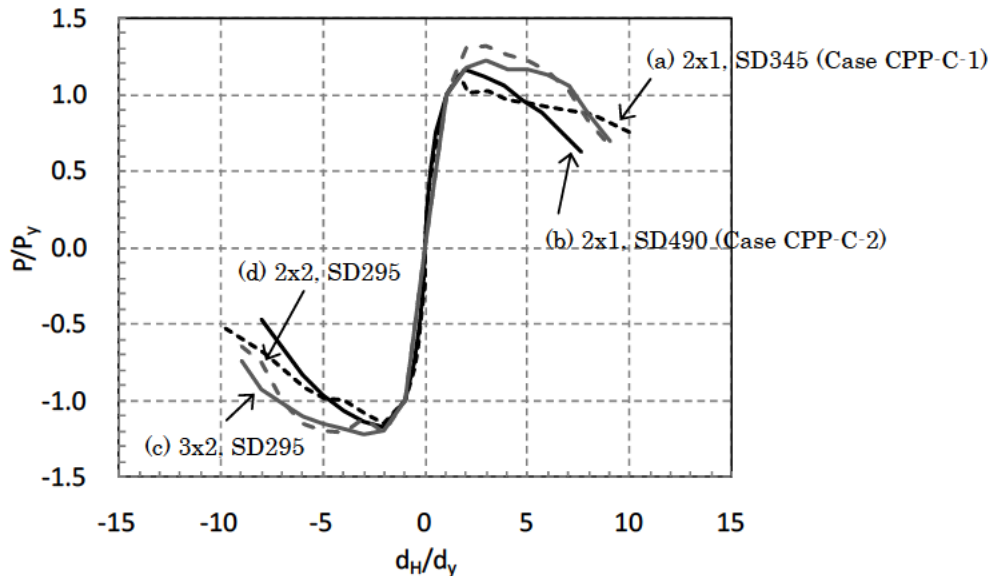


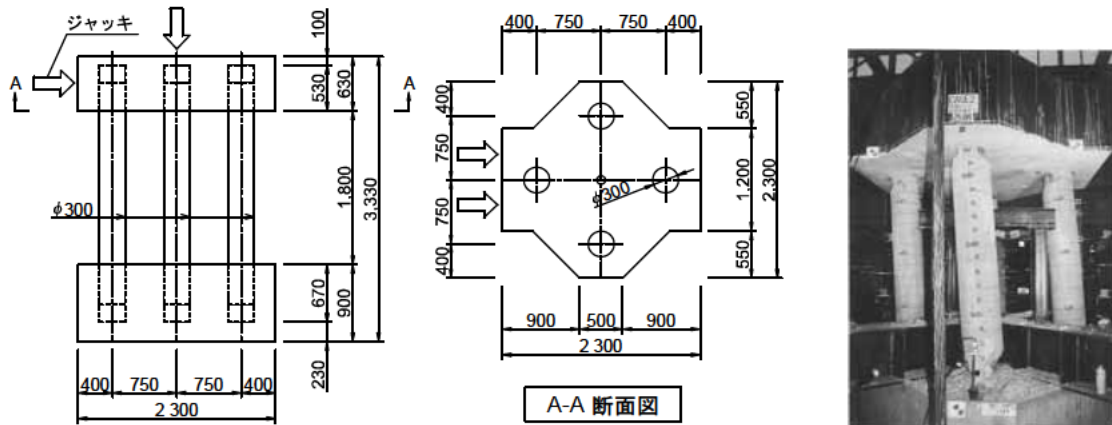
図-5.2 無次元化した荷重－変位関係（塑性率）

(c), (d) の荷重実験（組杭）においては、いずれも $3d_y$ で最大水平荷重に達し、 $3\sim 5d_y$ に渡って荷重を保持する。その後じん性的な挙動を示しながら徐々に荷重が低下していくが、最大荷重点の変位レベルの2倍以上の変位レベルまで降伏荷重以上の荷重が保持される。この実験結果をもとに $4d_y$ を許容塑性率とすれば組杭は最大荷重点を超えないことになる。また、 $4d_y$ 荷重終了時の杭頭結合部の損傷度に着目すると、かぶりコンクリートが断面最外縁付近で剥落した程度の損傷度であり、軸方向鉄筋が露出し、はらみ出したりすることはない状態であった（写真-5.2 参照）。したがって、基礎の耐力・変形性能の観点からすると応急復旧のための基礎の補修を行うこと無しに使用可能である。この実験結果が、現行道示 IV で設定されている許容塑性率 4 の妥当性を裏付ける根拠となっている。一方、(a), (b) の縁端距離を縮小した荷重実験（組杭）においては、杭軸方向鉄筋に使用した鉄筋の種類に抛らず、(c), (d) と比較すると、最大荷重に到達する変位レベルが $1.6\sim 2d_y$ 程度であり、降伏荷重 (P_y) 以上の荷重レベル ($P/P_y \geq 1$) を保持できる変位レベルも $3\sim 5d_y$ 程度と小さくなっている。これは、(a), (b) の縁端距離に着目した供試体モデルは、杭体に比べブーチング本体を相対的に弱くしたこと、図-4.2 に示すように 45° 方向に縁端部にとって最も厳しい条件で荷重したことが考えられる。そして、 45° 方向荷重の実験⁵⁾は、過去に土木研究所で行われている。このときの実験諸元を図-5.3に、無次元化した荷重変位関係を図-5.4に (e) として示す。図-5.4中の(a), (b), (d)は、表-5.2 に示す実験諸元と同一である。図-5.4 から荷重方向の違いが終局変位の違いに現れており、(e) の 45° 方向荷重したものは (d) の 0° 方向荷重に比べて塑性変形性能が小さい、つまり終局変位が小さくなっている。これは、荷重方向の違いにより、杭体に発生する軸応力度が大きく異なってしまうためと考えられる。

終局変位が小さくなる傾向は、(a), (b) の実験でも確認されている。このうち、写真-5.2 に示すように高強度鉄筋を使用した (b) は、従来鉄筋を使用した (a) と比較して、杭頭部における杭体の損傷度が大きくなっている。高強度鉄筋を使用した (b) は $2d_y$ で杭体コンクリートのかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出しているが、従来鉄筋を使用した (a) は同じ変位レベルでも杭体のかぶりコンクリートが杭頭部でわずかに剥離した程度である。したがって、高強度鉄筋を使用

する場合は、従来鉄筋を使用する場合よりも許容塑性率を小さく評価する必要があると考えられる。

一方、(a) の従来鉄筋を用いて縁端距離を縮小したものは、(e) の 45° 方向載荷と同じく終局変位が小さくなりやすい条件であるが、写真-5.2 に示すように既往の実験同様、変位レベルが $4d_y$ のときには杭頭部のかぶりコンクリートが剥落し、帯鉄筋が露出する程度であった。このため、杭体に確認された損傷度から、基礎の耐力・変形性能の観点からすると応急復旧のための基礎の補修を行うこと無しに使用可能であると考えられる。したがって、従来鉄筋を用いて縁端距離を縮小する場合には、従来どおりに許容塑性率 4 としておけば特に問題ないとする。



(a) 実験概要

(b) 供試体諸元

	杭配置	縁端距離	杭中心 間隔	杭径 (mm)	杭体/底版の 材料強度(N/mm ²)	杭軸方向 鉄筋	杭頭 結合	備考
(e)縁端従来 2×2	2本×2列	載荷方向に 250mm	3.53D	300	14.6/---	SD295A D10	方法 A	既往の 実験 ⁵⁾

図-5.3 45° 方向載荷の実験

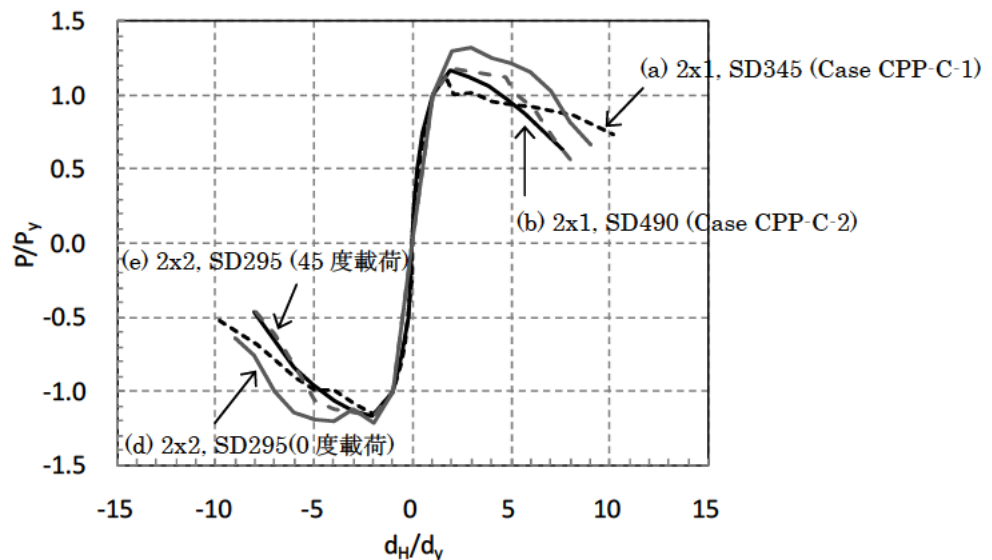


図-5.4 無次元化した荷重-変位関係 (塑性率)

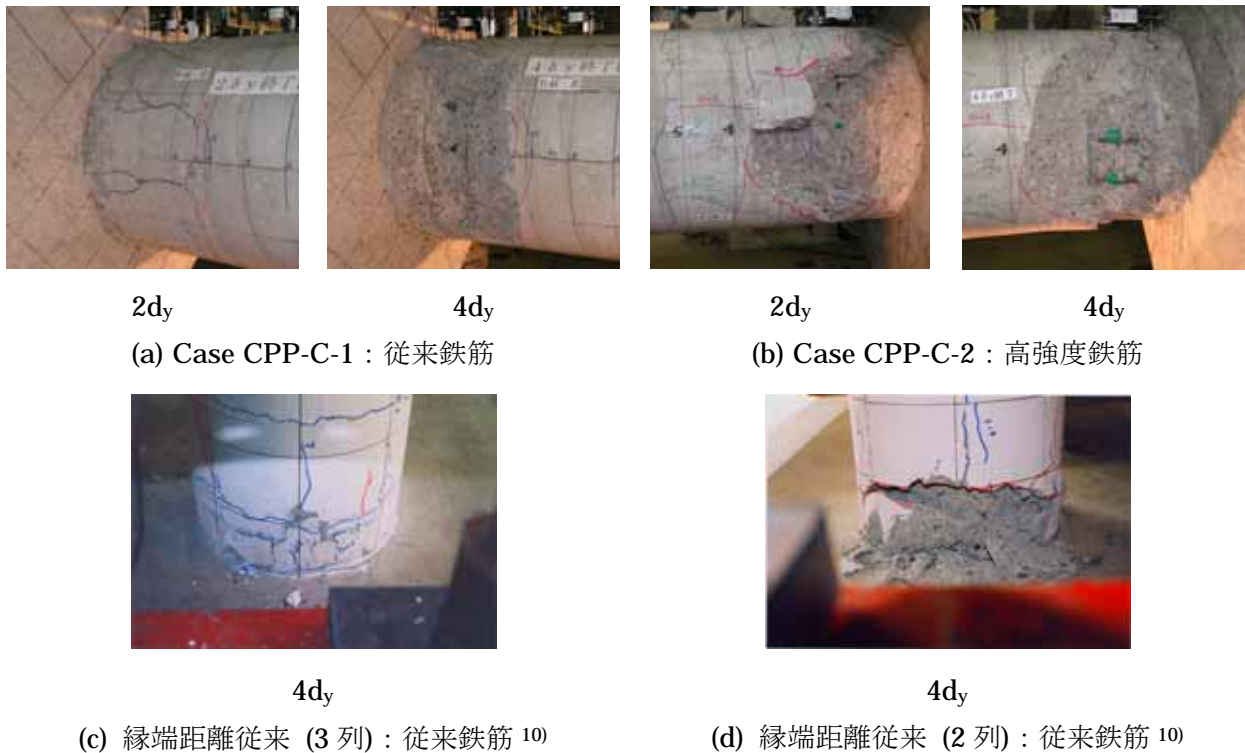


写真-5.2 杭頭部の損傷状況

5.1.2 フーチング縁端距離縮小化についての評価

Case CPP-S-1, B の実験結果に基づき、場所打ち杭の縁端距離の縮小可能性について考察する。図-5.5 に荷重載荷位置における荷重-変位関係を示す。Case CPP-S-1 が従来の縁端距離を確保したケースであり、Case CPP-S-2 が縁端距離を縮小したケースである。Case CPP-S-1 と Case CPP-S-2 で降伏点を比較すると、Case CPP-S-1 では $P_y=162\text{kN}$ 、 $d_y=12\text{mm}$ 、Case CPP-S-2 では $P_y=160\text{kN}$ 、 $d_y=12\text{mm}$ であり、両者に大きな違いはない。また、最大荷重点について見てみると、Case CPP-S-1 では $P_{\max}=234\text{kN}$ 、Case CPP-S-2 では $P_{\max}=242\text{kN}$ である。変形性能については、最大荷重時の変位を降伏変位で除した塑性率 ($\mu=d_{\max}/d_y$) でみた場合、Case CPP-S-1 では $\mu=7.7$ 、Case CPP-S-2 では $\mu=7.6$ である。以上から、Case CPP-S-1 と Case CPP-S-2 で降伏点、最大荷重強度および変形性能に大きな違いはなかった。

図-5.5、写真-5.3 に示すように、杭やフーチングに生じたイベントはほぼ同じであり、最終的な破壊形態は杭の軸方向鉄筋の破断であった。Case CPP-S-2 では $18d_y$ で水平押抜きせん断状に、フーチング下面のかぶりコンクリートが浮上り、コンクリートが剥落した一方、Case CPP-S-1 では水平押抜きせん断状の損傷が生じなかった。Case CPP-S-2 は縁端距離が短かったため、作用力に抵抗する領域が小さかったことが考えられる。フーチングの損傷は、縁端距離に関わらず図-5.6 に示す (a)、(b) の杭頭鉄筋のフーチングからの伸び出しに伴うフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であり、(c) に示すような杭が剛体的に移動するような挙動は見られなかった。

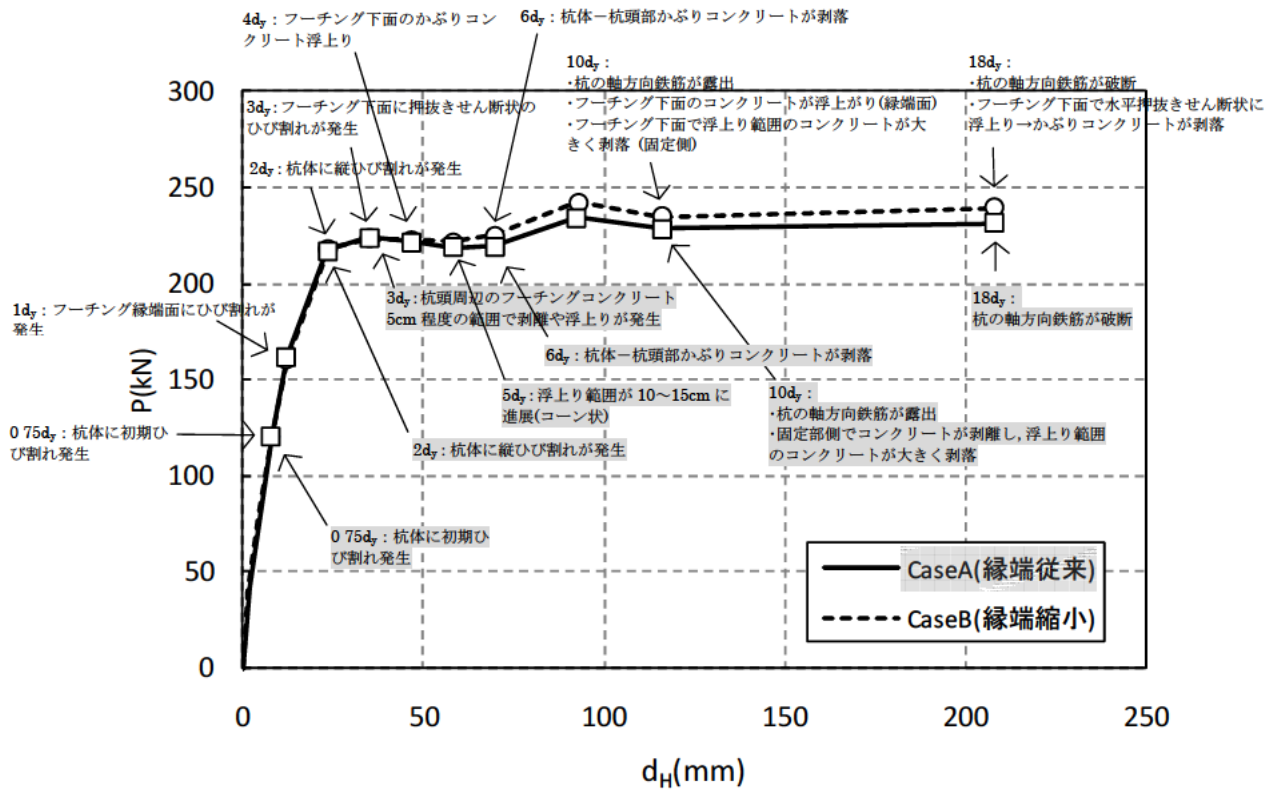


図-5.5 荷重載荷位置での荷重 (P) - 変位 (d_H) 関係

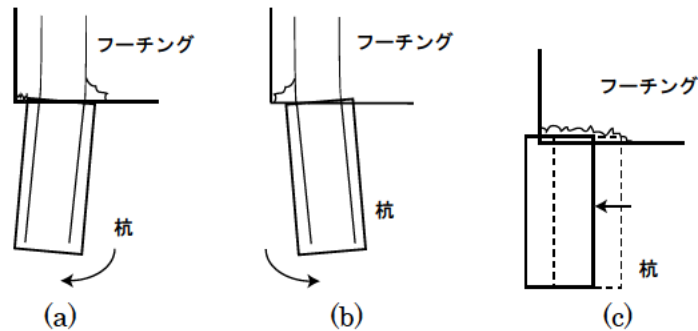


図-5.6 杭頭結合部の損傷イメージ



(a) Case CPP-S-1 : 縁端距離 300mm (0.5D)



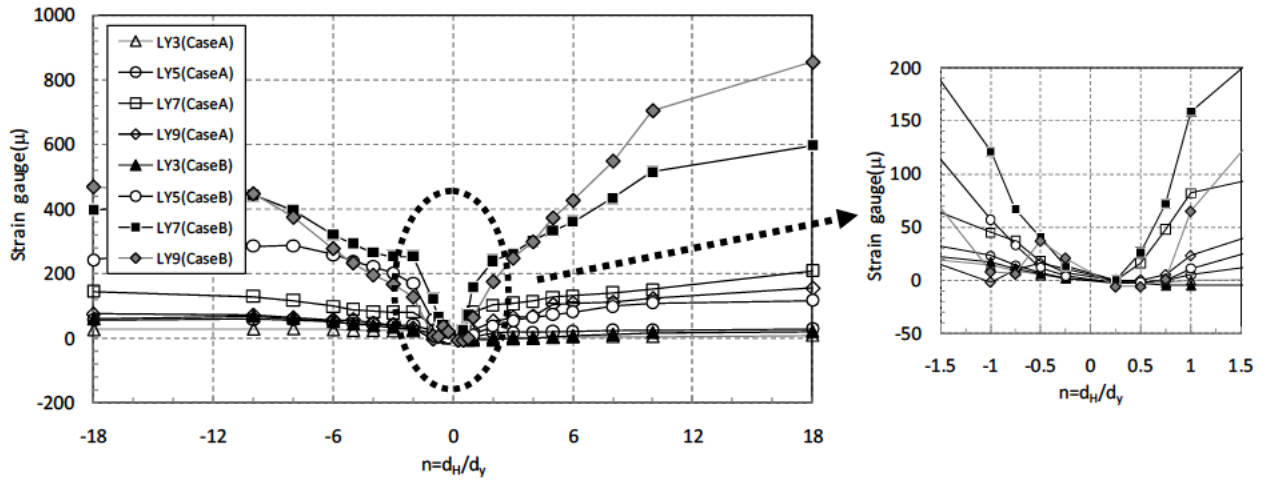
(b) Case CPP-S-2 : 縁端距離 75mm

写真-5.3 実験終了後の縁端部損傷状況

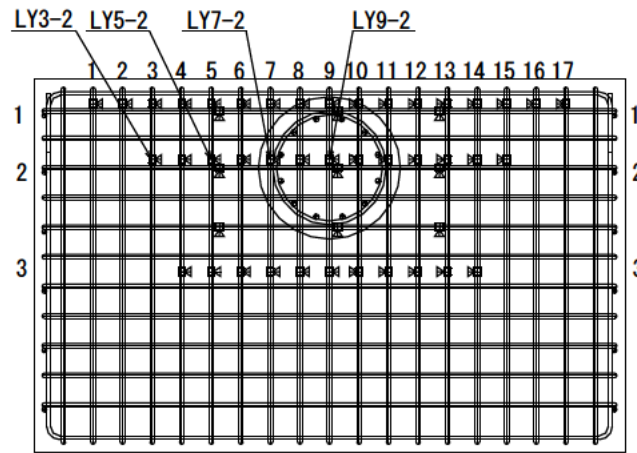
フーチング下面鉄筋のひずみ分布を図-5.7 に示す。使用した鉄筋の降伏ひずみは 1963μ である。縁端距離を縮小した Case CPP-S-2 は、従来の縁端距離を確保した Case CPP-S-1 と比較して下面鉄筋のひずみが大きく、特にフーチング下面にひび割れが生じた $0.75d_y$ 以降および杭心に近い局所 (LY9) ほど、ひずみ増加の傾向が顕著である。ただし、縁端距離を縮小した場合でも杭の軸方向鉄筋が先行して破断したため、最大でも 855μ でありフーチング下面鉄筋のひずみは降伏に至らなかった。

杭の軸方向鉄筋が降伏するまでの荷重-変位関係を図-5.8 に示す。曲線は各載荷レベルの 1 回目の載荷において、荷重が最大となった点を結んだものである。いずれのケースも $0.25d_y$ あたりで杭体に曲げひび割れが形成されたことによって剛性がやや低下する傾向を示し、縁端距離の大小や載荷方向によらず、杭体が降伏に至るまで杭剛結度に違いがないことが分かる。

実験の結果、杭頭結合部のフーチングに着目した場合、いずれのケースもフーチングかぶりコンクリートが剥離した程度であり、フーチング下面鉄筋は降伏せずに内部コンクリートは保持されていた。



(a) ひずみ分布図



(b) 着目位置

図-5.7 フーチング下面鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-S-2)

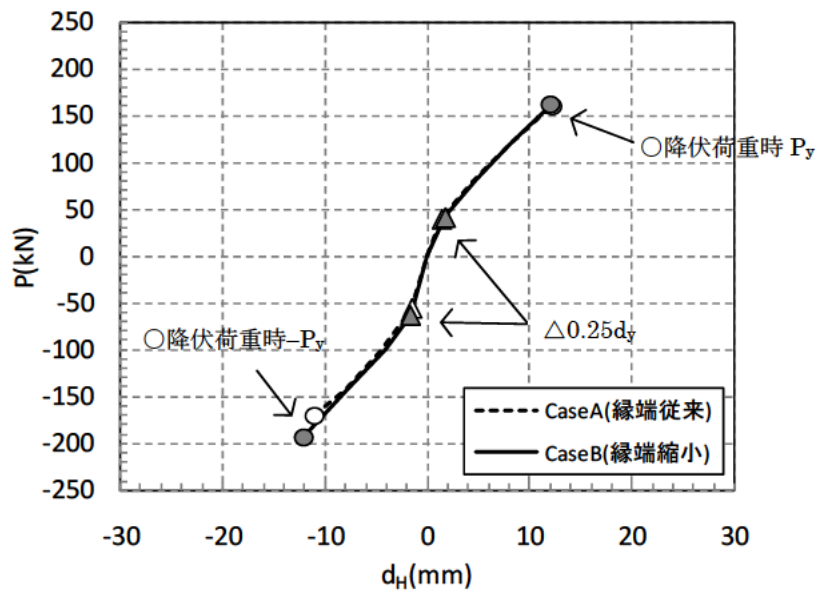


図-5.8 降伏までの荷重-変位関係

5.1.3 高強度鉄筋の適用性について

Case CPP-C-1, CPP-C-2 の実験結果に基づいて、場所打ち杭の杭軸方向鉄筋への高強度鉄筋の適用性について考察する。荷重-変位関係における荷重-変位関係を図-5.9 に示す。供試体の損傷進行状況を図-5.10~図-5.13 に、実験終了後の供試体の損傷状況を写真-5.5 に示す。なお、図-5.13 において、Case CPP-C-2 はフーチング上面の損傷が見られなかったため、フーチング上面の損傷進行状況を示していない。Case CPP-C-1 は杭の軸方向鉄筋に従来鉄筋を使用したケースであり、Case CPP-C-2 は杭の軸方向鉄筋に高強度鉄筋を使用したケースである。いずれのケースも縁端距離は縮小している。図-5.9 に示す荷重変位関係は、Case CPP-C-1 と Case CPP-C-2 で供試体諸元が異なるため、値を無次元化して対比したものである。縦軸は載荷荷重を降伏荷重で除した値、横軸は計測変位を降伏変位で除した塑性率である。Case CPP-C-1 と Case CPP-C-2 を比較すると、変形性能に明らかな違いが見られ、Case CPP-C-1 では $4d_y$ を超えると降伏荷重レベルを下回り、その後、緩やかな勾配で低下する。一方、Case CPP-C-2 では最大荷重が発生後は荷重が急勾配で低下し、Case CPP-C-1 と比べて変形性能が劣っている。これは、高強度鉄筋を使用した場合の特徴である、杭体コンクリートの圧壊が早く発生し、それに伴い損傷の進展も早く進行することにより従来鉄筋と比べて脆性的な破壊となったためと考えられる。このことは、写真-5.4 に示す供試体の損傷からも確認でき、Case CPP-C-1 と Case CPP-C-2 とともに最大荷重に達する $2d_y$ で杭体の損傷状況を比較したときに、杭体コンクリートの圧壊部において、Case CPP-C-2 ではかぶりコンクリートが剥落し軸方向鉄筋が露出していたのに対し、Case CPP-C-1 ではかぶりコンクリートが剥離する程度の損傷であった。これは、高強度鉄筋を使用した場合の特徴である、杭体コンクリートの圧壊が早く発生し、それに伴い損傷の進展も早く進行したためと考えられる。

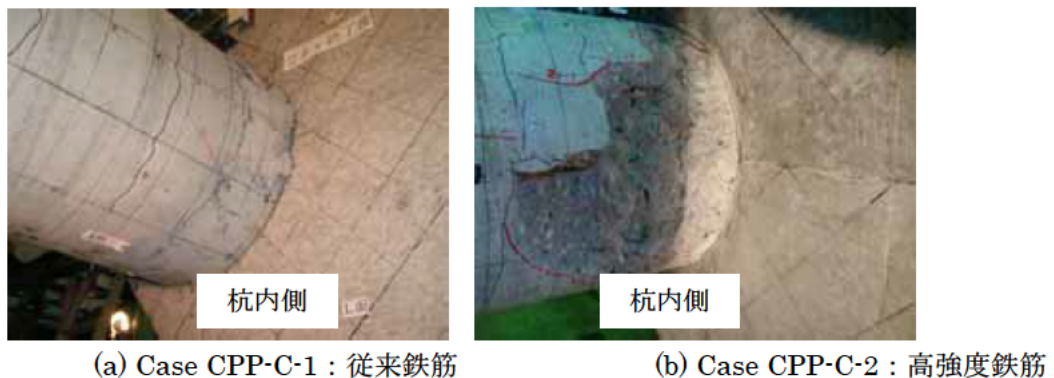
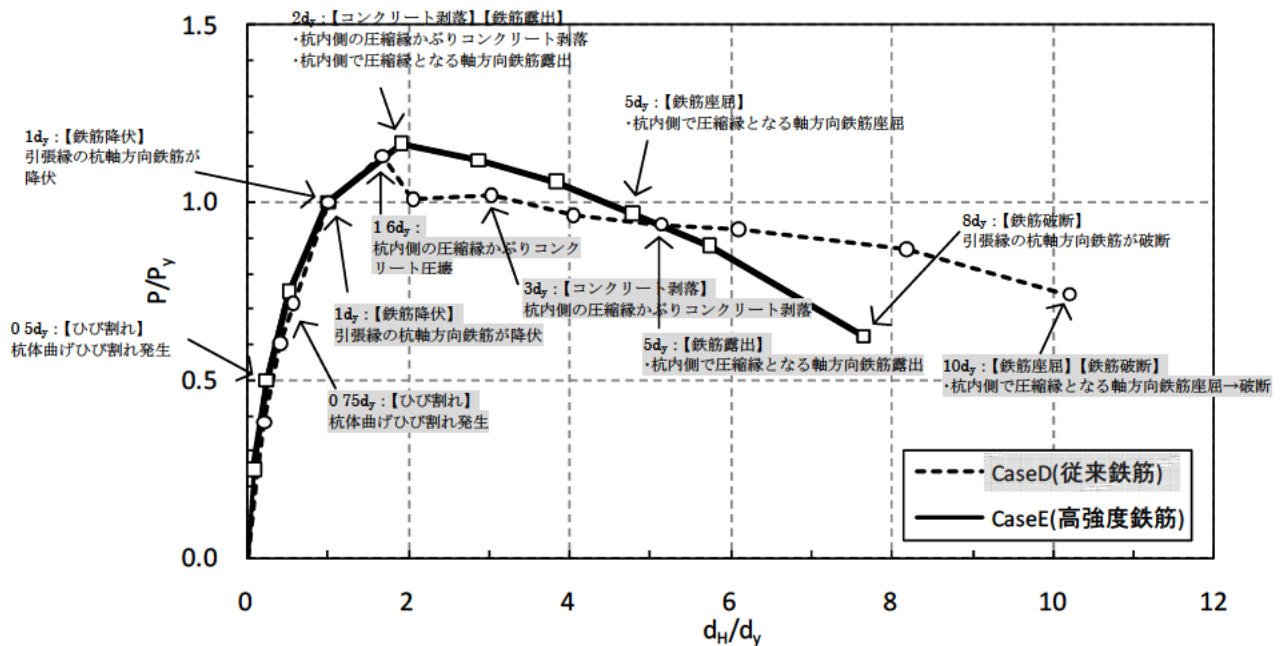


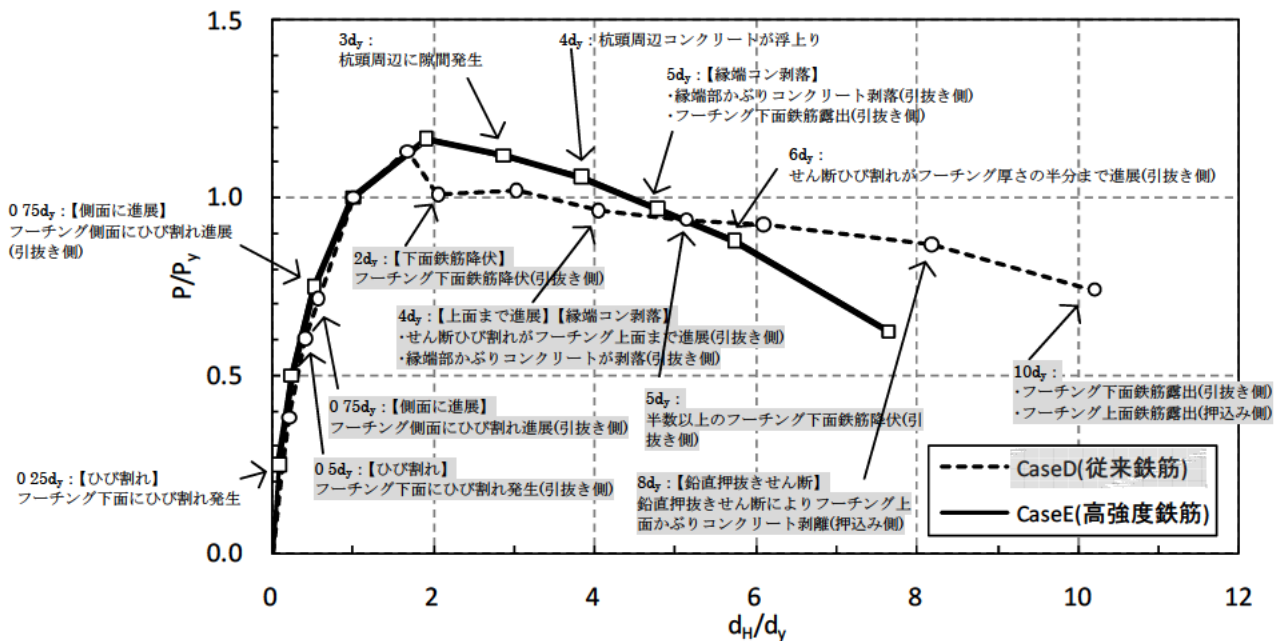
写真-5.4 載荷変位 $2d_y$ における杭体の損傷状況

図-5.9 に示すように、杭やフーチングに生じたイベントは明らかに異なっており、杭体の損傷に着目した場合には、杭体に曲げひび割れが発生したタイミングは Case CPP-C-1 では $0.75d_y$ 、Case CPP-C-2 では $0.5d_y$ であった。最終的な破壊形態は、いずれのケースも杭の軸方向鉄筋の破断であり、Case CPP-C-1 では $10d_y$ 、Case CPP-C-2 では $8d_y$ であった。フーチングの損傷に着目した場合には、フーチング縁端部のかぶりコンクリートが剥落するタイミングは Case CPP-C-1 では $4d_y$ 、Case CPP-C-2 では $5d_y$ であった。最終的なフーチングの損傷状況は、両ケースで違いが見られ、Case CPP-C-2 は杭頭周辺に発生したせん断ひび割れがフーチング上面まで達しておらず、Case CPP-C-1 はせん断ひび割れがフーチング上面まで達しており、さらに、鉛直押抜きせん断によりフ

ーディング上面のかぶりコンクリートが剥落し、フーチング上面鉄筋が露出していた (図-5.12 (d), 写真-5.5 (c) 参照)。



(a) 杭に生じたイベント点



(b) フーチングに生じたイベント点

図-5.9 無次元化した荷重-変位関係 (塑性率)

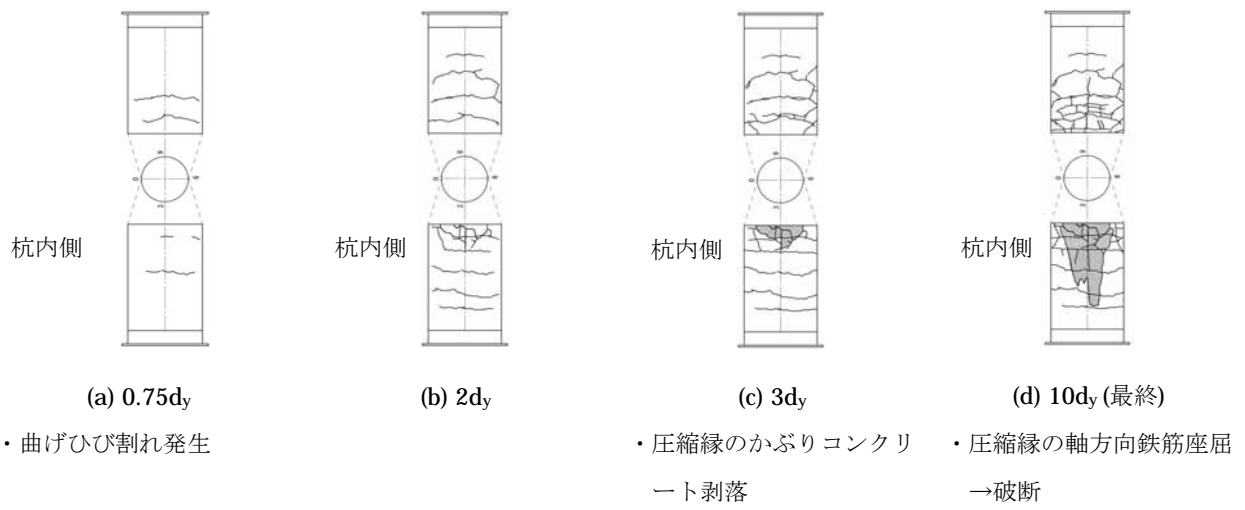


図-5.10 Case CPP-C-1 杭体のひび割れ進展状況 (杭軸方向鉄筋：従来鉄筋 SD345)

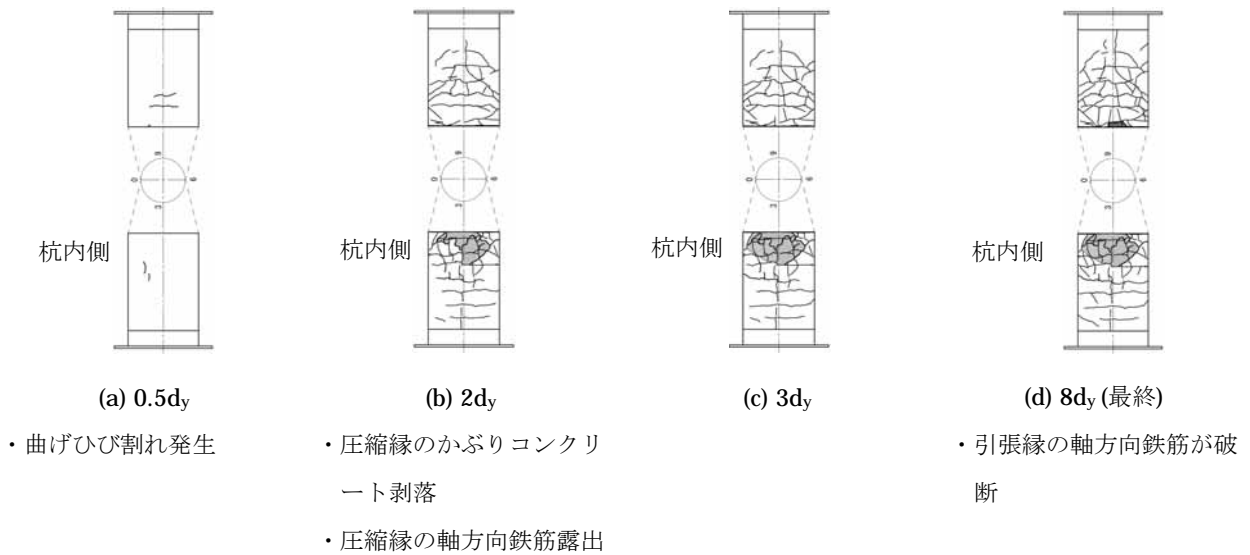


図-5.11 Case CPP-C-2 杭体のひび割れ進展状況 (杭軸方向鉄筋：高強度鉄筋 SD490)

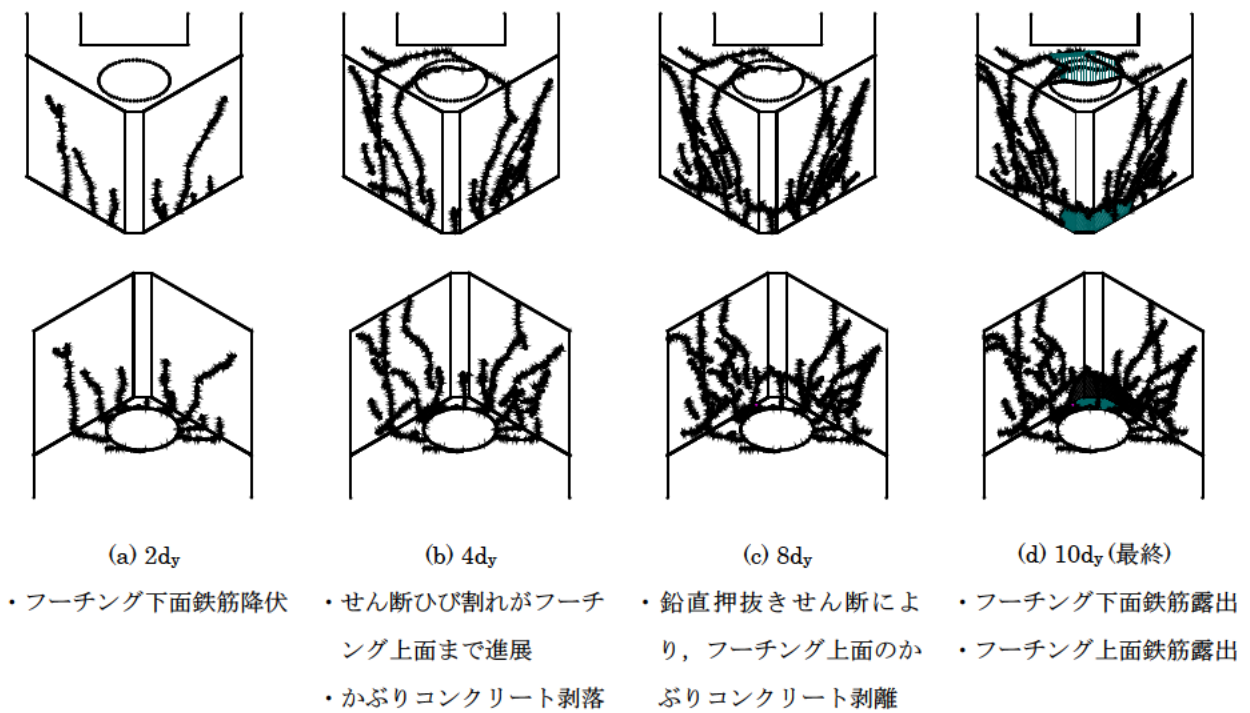


図-5.12 Case CPP-C-1 フーチングのひび割れ進展状況（杭軸方向鉄筋：従来鉄筋 SD345）
上段は上面と側面，下段は下面と側面

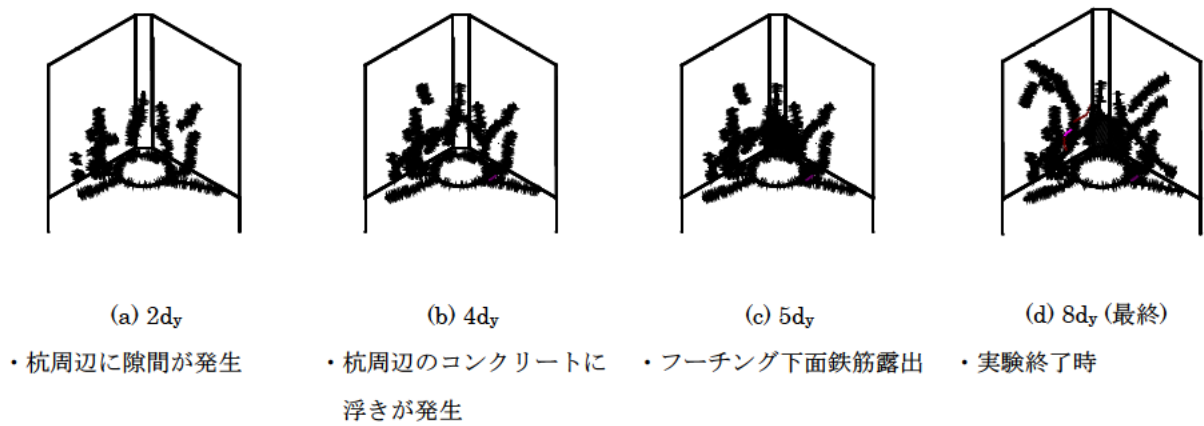
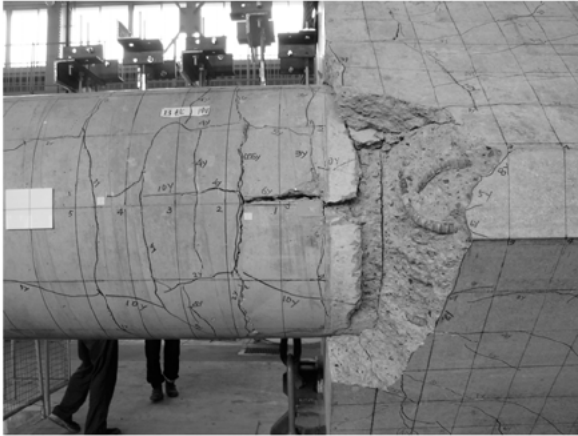
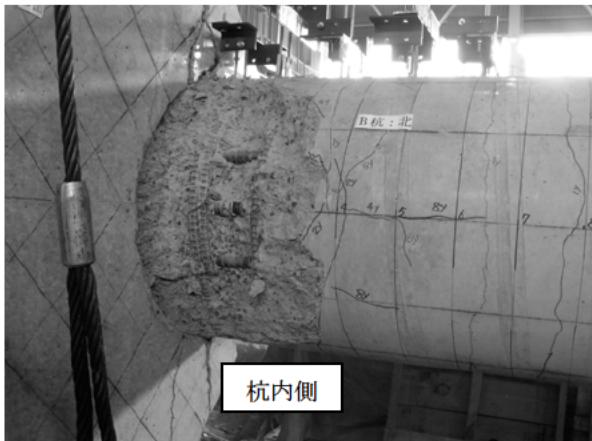


図-5.13 Case CPP-C-2 フーチング下面と側面のひび割れ進展状況（杭軸方向鉄筋：高強度鉄筋 SD490）

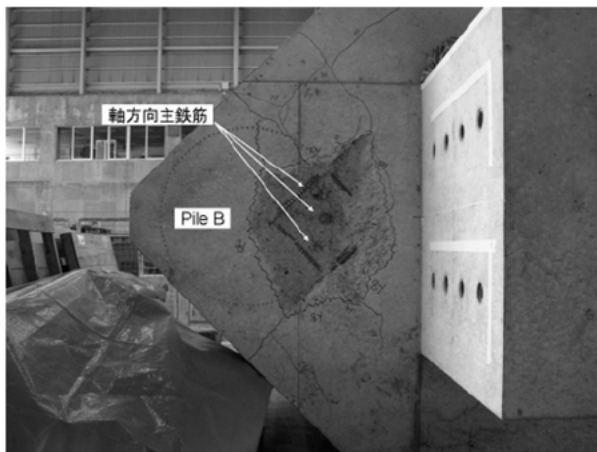
Case CPP-C-1 (実験終了時 10dy)



(a) 縁端側の損傷



(b) 杭体の損傷

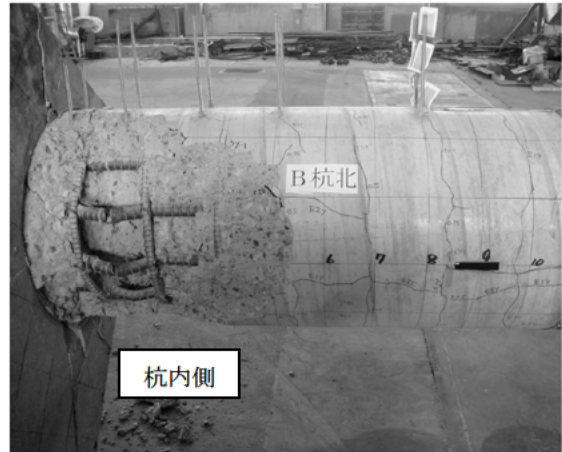


(c) フーチング上面の損傷

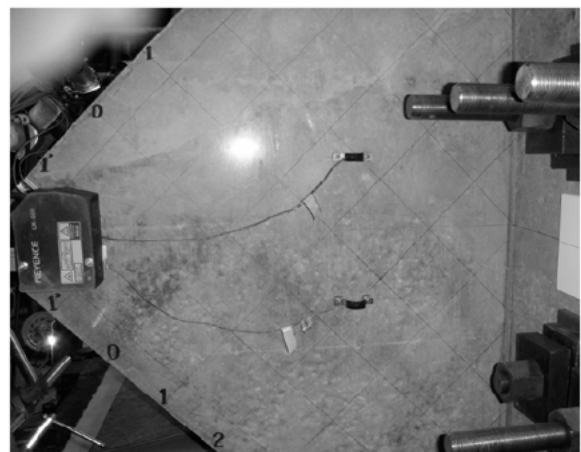
Case CPP-C-2 (実験終了時 8dy)



(a) 縁端側の損傷



(b) 杭体の損傷



(c) フーチング上面の状態

写真-5.5 Case CPP-C-1, E 実験終了後の縁端部損傷状況

Case CPP-C-1 では、 $8d_y$ 以降にフーチング上面側において鉛直の押抜きせん断状の剥離が見られた。これは、例えば、図-5.14 に示す模式図のように、結合部鉄筋が引張降伏して付着切れになったことで杭の軸方向鉄筋に沿ってフーチングがくり抜かれたようになり、健全時のように押込み軸力がフーチングコンクリートへと分散・伝達されず上面に集中するなど、フーチング内部の塑性化に伴う上面への応力集中が影響したことが考えられる。

Case CPP-C-2 の高強度鉄筋を使用したものは、杭体に使用したコンクリート ($=36.5\text{N/mm}^2$: 圧縮強度) と鉄筋強度 ($=514\text{N/mm}^2$: 降伏応力) とのバランスが従来鉄筋を使用した Case CPP-C-1 (コンクリート圧縮強度 42.0N/mm^2 , 鉄筋降伏応力 369N/mm^2) より悪かったため、結合部よりも先に杭体の圧縮部での損傷が早く進展し、 $8d_y$ で杭体鉄筋が破断して破壊に至ったが、後述する杭の軸方向鉄筋のひずみ分布図 (図-5.19 参照) から、 $8d_y$ の時点では杭の軸方向鉄筋が引張り降伏していないため、図-5.14 に示すような状態には至らなかったものと考えられる。

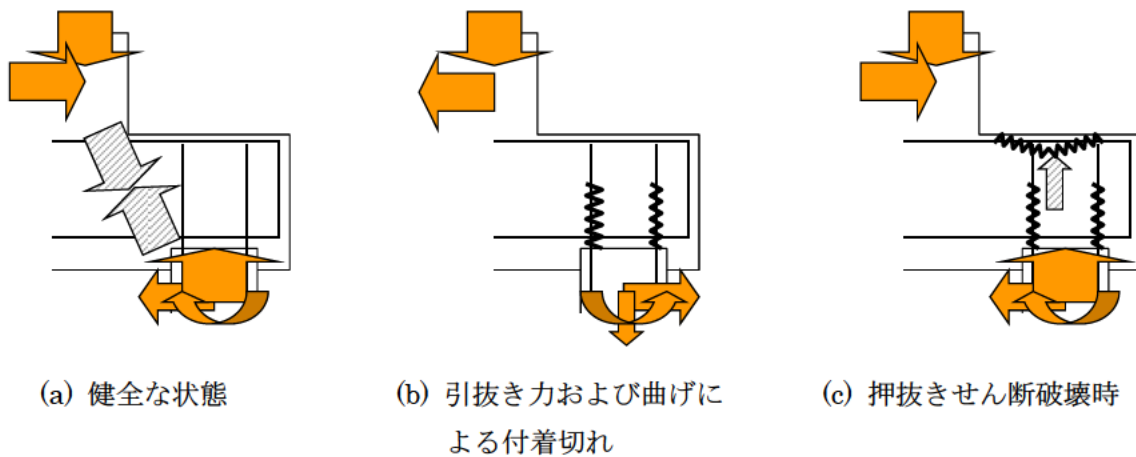


図-5.14 鉛直押抜きせん断時に想定される荷重状態

フーチング縁端部の破壊に着目したときには、Case CPP-C-1, CPP-C-2 とも、最終的に図-5.15 (a), (b) に示すような、杭定着鉄筋の伸び出しに伴いフーチング下面のかぶりコンクリート部分がコーン状に剥落したが、写真-5.5 (a) に示すようにフーチング下面鉄筋に囲まれた内部コンクリートには大きな損傷は生じていない。すなわち、図-5.16 に示すような、フーチング縁端部における水平押抜きせん断破壊には至らなかった。このように、杭とフーチング結合部の主たる損傷形態は、杭頭周辺からフーチング縁端部にかけての水平方向のせん断破壊と繰返し荷重による杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であった。そして、いずれのケースでもフーチングの水平支圧破壊は観察されなかった。

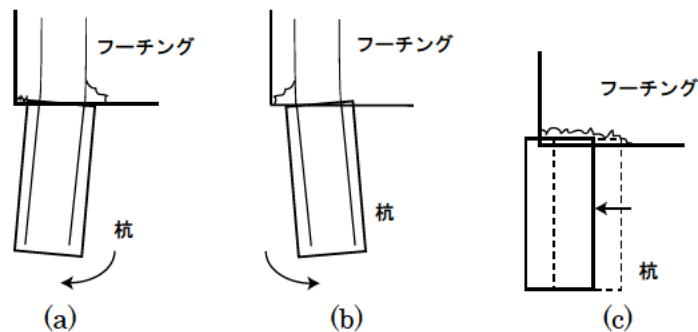


図-5.15 杭頭結合部の損傷イメージ

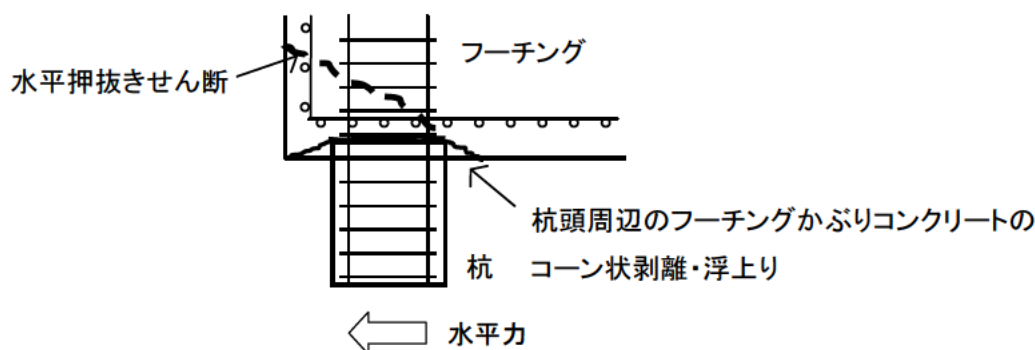


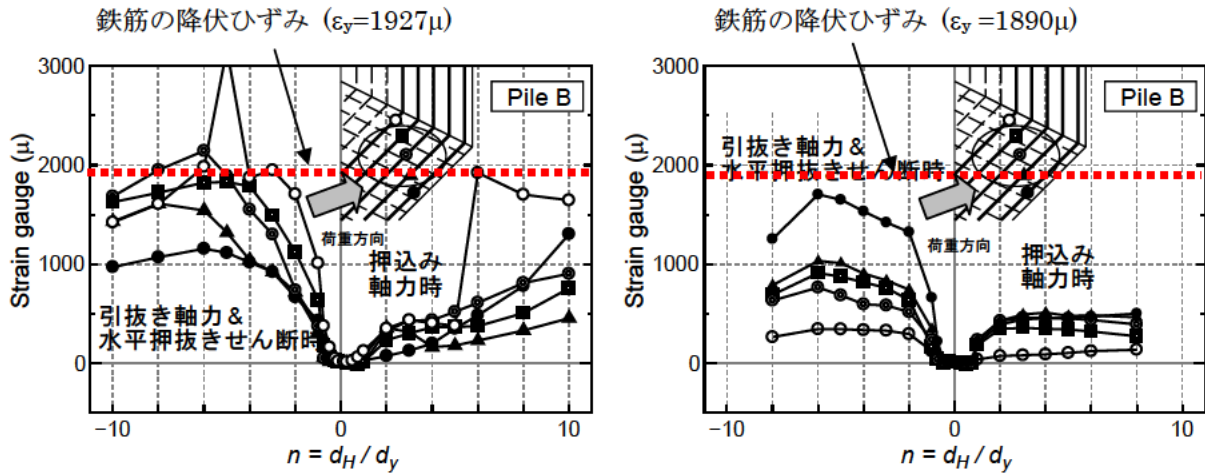
図-5.16 フーチング損傷状況

Case CPP-C-1, CPP-C-2 のフーチング下面鉄筋のひずみ分布を図-5.17 に示す。また、フーチングの諸元を表-5.3 に示す。フーチング下面の配筋は、参考資料にあるように Case CPP-C-1, CPP-C-2 とともに同じ条件でフーチング配筋の実態調査をもとに鉄筋比 $p_t (=A_{st} / (b \cdot d))$ が 0.2% 程度を目標に設定している。また、フーチング厚は、杭の軸方向鉄筋の必要定着長により決定されるため、より必要定着長の長い高強度鉄筋 (SD490) を用いた Case CPP-C-2 の方が、従来鉄筋 (SD345) を用いた Case CPP-C-1 より厚くなっている。

図-5.17 から、いずれのケースもフーチング下面にひび割れが発生した $0.5d_y$ 時で、フーチング下面鉄筋にひずみが生じており、フーチング下面鉄筋が抵抗し始めているのが分かる。これより、池内らや小笠原らの既往の実験⁷⁾⁸⁾にあるように、水平荷重による押抜きせん断耐力にフーチングの下面鉄筋が寄与することが確認された。また、Case CPP-C-1 では $2 \sim 3d_y$ でフーチング下面鉄筋が降伏しているが、Case CPP-C-2 ではフーチング下面鉄筋は降伏まで至っていない。これは、いずれのケースも $2d_y$ で最大荷重を迎えており、その時点でのひずみから、表-5.3 にあるように Case CPP-C-1 のフーチング下面に配置された鉄筋量が Case CPP-C-2 のものよりも少ないこと、さらに、Case CPP-C-1 は Case CPP-C-2 と比較して杭体の損傷が大きくないことから、フーチングに荷重が十分に伝達されたためであると考えられる。

表-5.3 フーチングの諸元

	Case CPP-C-1 杭軸方向鉄筋：従来鉄筋 SD345	Case CPP-C-2 杭軸方向鉄筋：高強度鉄筋 SD490
フーチング厚	1250mm	1500mm
下面鉄筋(SD345)	D19@125mm ($p_t=0.17\%$)	D22@125mm ($p_t=0.23\%$)



Case CPP-C-1 : 杭の軸方向鉄筋 従来鉄筋 SD345
鉄筋 SD490

Case CPP-C-2 : 杭の軸方向鉄筋 高強度鉄筋 SD490

図-5.17 フーチング下面鉄筋のひずみ分布

杭の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-5.18、図-5.19 に示す。(a) はフーチング縁端側の最外縁軸方向鉄筋 A、(b) は杭内側の最外縁軸方向鉄筋 B の計測結果である。縦軸はフーチング下面からの距離、横軸は各載荷ステップで載荷点位置での変位が最大または最小変位となったときの杭の軸方向鉄筋ひずみである。(a)、(b)のグラフとも鉄筋に引張力が生じる載荷方向での計測値であり、鉄筋 A は負載荷時、鉄筋 B は正載荷時での計測値を示す。いずれも載荷荷重の増加に伴い、軸方向鉄筋のひずみ箇所がフーチング内部に拡大していく。

図-5.18 に示すように、杭の軸方向鉄筋に従来鉄筋 (SD345) を使用した Case CPP-C-1 は、軸方向鉄筋の降伏している範囲が鉄筋 A では $8d_y$ 時、鉄筋 B では $4d_y$ 時に現行道示 IV で見込まれる余裕長 $10d$ (d : 鉄筋径) を超えた。最終的には $10d_y$ 載荷時にて、鉄筋 B で $23d$ 程度の範囲まで拡大した。なお、鉄筋 B は鉄筋 A より降伏範囲がより広がっているが、これは鉄筋 B が引張状態となるときには引抜き力と曲げ引張が同時に作用し、定着部にとってより厳しい荷重が作用するためと考えられる。その一方で、図-5.19 に示すように杭の軸方向鉄筋に高強度鉄筋 (SD490) を使用した Case CPP-C-2 は、フーチング内部の軸方向鉄筋が降伏している範囲は $8d_y$ 載荷時においても、現行道示 IV に示される余裕長 $10d$ 以内に収まっていた。

両ケースにおける杭の軸方向鉄筋の降伏範囲の差は、鉄筋の材質の違いというよりも、図-5.17 に示されるようなフーチング下面鉄筋の損傷状況の違いに起因していると推察される。図-5.9 に示される Case CPP-C-1 では $2\sim 3d_y$ でフーチング下面鉄筋が降伏して以降、フーチング下面部 (杭頭接合部) が負担できる荷重が低下し、フーチング内部への荷重伝達が進み、軸方向鉄筋の降伏範囲が拡大したものと考えられる。

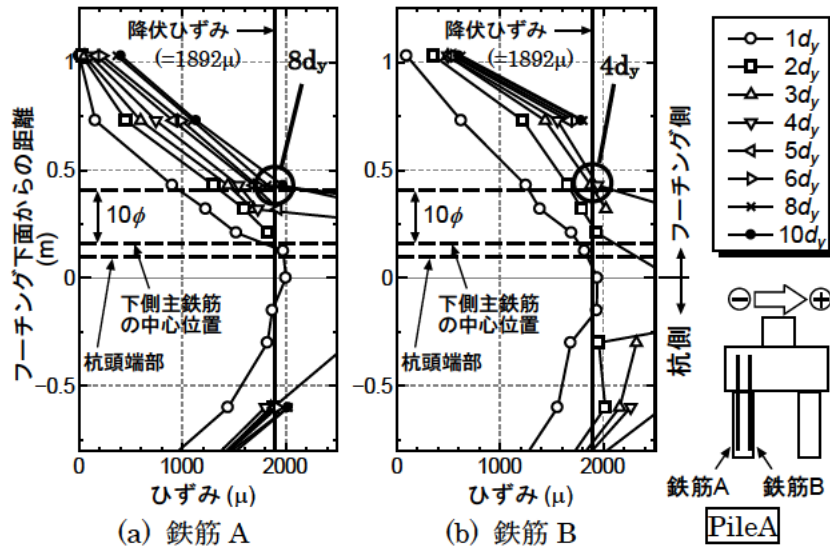


図-5.18 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-1, 杭の軸方向鉄筋：従来鉄筋 SD345)

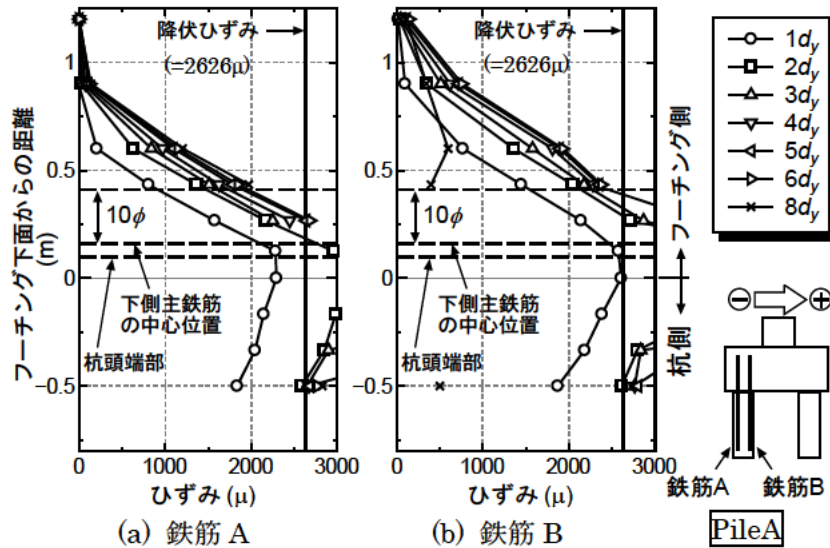


図-5.19 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布 (Case CPP-C-2, 杭の軸方向鉄筋：高強度鉄筋 SD490)

5.1.4 フーチング端部補強鉄筋の有無による影響について

現行設計便覧には、柱とフーチング縁端部との距離が 1m 以下の場合、フーチング端部の補強鉄筋（以下、端部補強筋という）を図-5.20 に示すように D19 以上、200mm 間隔以下で配置するのが望ましいと記載されている。しかし、このように配置される鉄筋の補強効果について検証した事例はなく、その結果設計においても安全側の配慮として端部補強筋の効果を考慮しないのが一般的である。本節では、端部補強筋の有無をパラメータとした場所打ち杭の単杭実験（表-2.1 参照）の Case CPP-S-2, CPP-S-3 の結果から、端部補強筋の有無が結合部の耐力、変形性能に与える影響について確認する。Case CPP-S-2 は端部補強筋を配置しており、Case CPP-S-3 は端部補強筋を配置していないケースである。各ケースの荷重-変位関係を図-5.21 に示す。

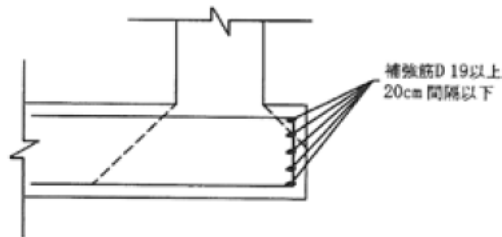


図-5.20 フーチング端部補強筋

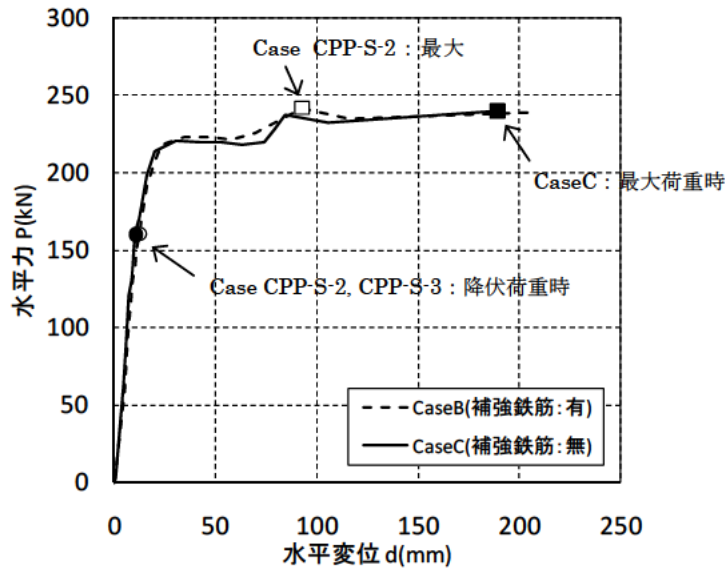


図-5.21 荷重載荷位置での荷重－変位関係

両者を比較すると、杭の軸方向鉄筋が引張降伏する降伏荷重は Case CPP-S-2, CPP-S-3 とともに 160 kN であった。最大荷重は Case CPP-S-2, CPP-S-3 とともに 240 kN 程度であった。これより、端部補強筋の有無による結合部の耐力の違いはほとんどないことがわかった。また、降伏荷重時の載荷点変位は 11.5mm, 10.5mm であり、曲げ剛性もほとんど違いはなかった。

フーチング端部補強筋のひずみ分布図を図-5.22 に示す。Case CPP-S-2 の端部補強筋はフーチング側面に 7 本配置されており、そのうちの 3 本の鉄筋にひずみゲージが設置されている。そのうち、下段 (SX9-1) と中段 (SX9-2) の鉄筋ひずみが、載荷荷重の増加により増加している。ただし、最大 353 μ であり、その値は降伏ひずみ 1963 μ や図-2.22 に示したフーチング下面鉄筋に生じたひずみに比べて小さい。Case CPP-S-2, CPP-S-3 のフーチング下面鉄筋の側面曲げ上げ部のひずみ分布図を図-5.23 に示す。Case CPP-S-2, CPP-S-3 とともに載荷荷重の増加により鉄筋のひずみが大きくなる傾向が見られる。端部補強筋が配置されていない Case CPP-S-3 の方は $1d_y$ でひずみが急増している一方で、端部補強筋を配置した Case CPP-S-2 はひずみが急増しておらず、フーチング下面鉄筋の内側に配置された端部補強筋が水平荷重に対して抵抗することで下面鉄筋を押し出すようなことはないことがわかる。ただし、フーチング下面鉄筋曲げ上げ部のひずみも最大で 563 μ であり、その値は降伏ひずみ 1963 μ や図-2.28 に示したフーチング下面鉄筋に生じたひずみに比べて小さい。

図-5.24 に端部補強筋を配置した場合としない場合の損傷状況を示す。ひずみが伸びている箇所は、実験で見られたひび割れ位置と一致しており、損傷状況は端部補強筋の有無で大きく変わらないことがわかる。

以上より、荷重の増加に伴って端部補強筋のひずみが増加していることから、端部補強筋が杭頭結合部の耐力、変形性能の向上に寄与することは間違いないものの、端部補強筋の負担率は小さく、全体の荷重変位関係や最終的な損傷度に与える影響はわずかである。

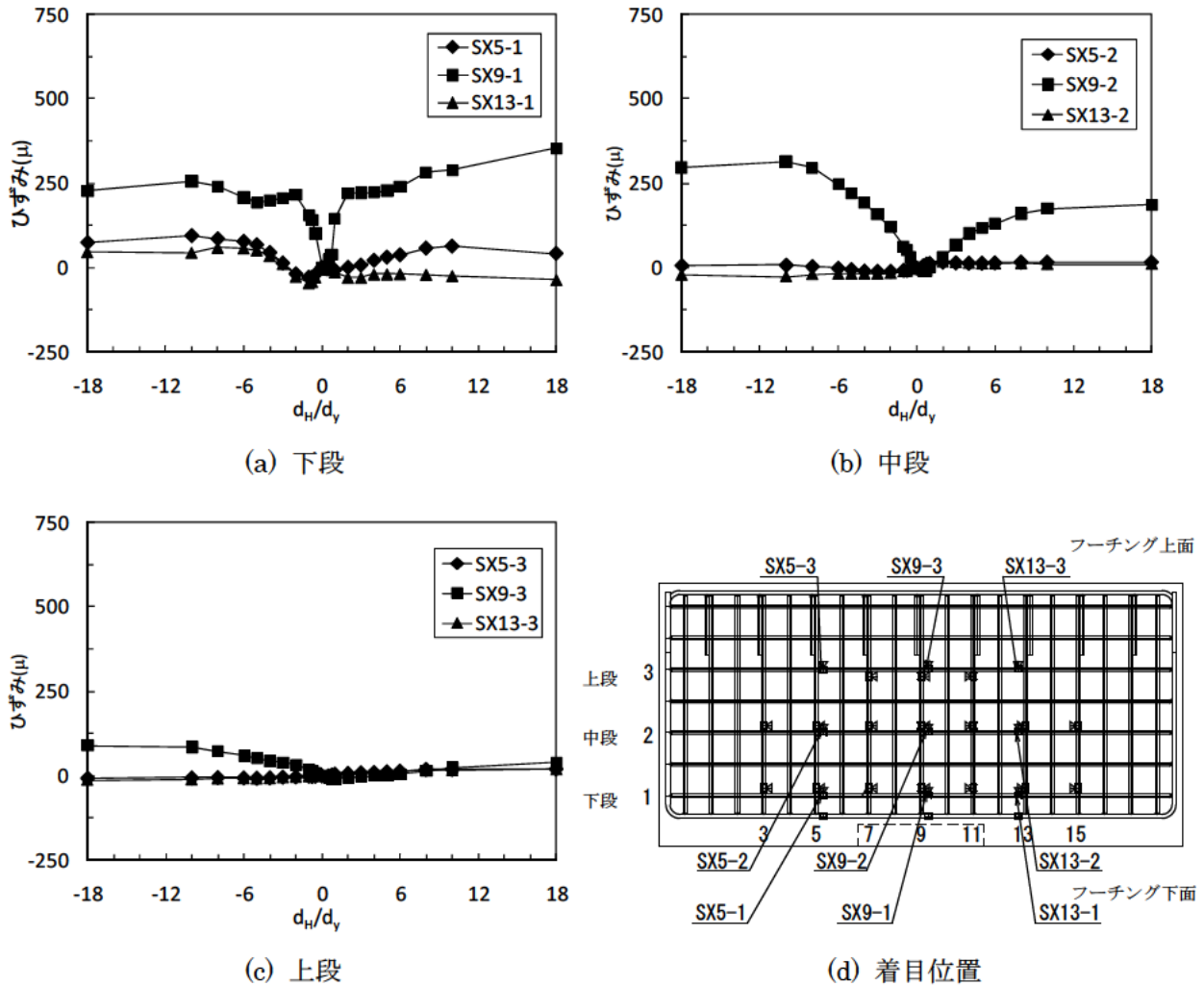
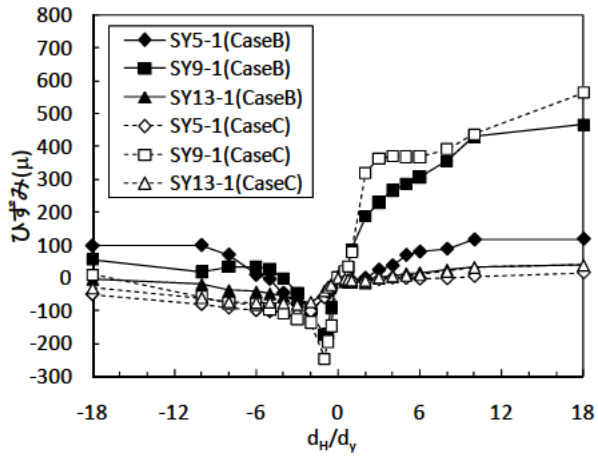
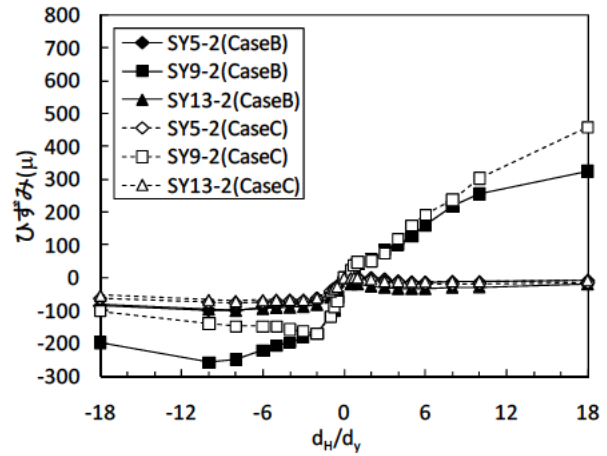


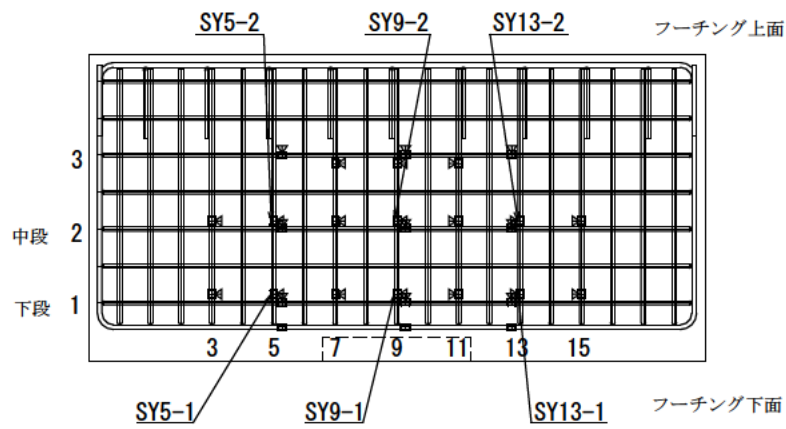
図-5.22 フーチング端部補強筋（水平方向鉄筋）のひずみ分布図（Case CPP-S-2）



(a) 下段

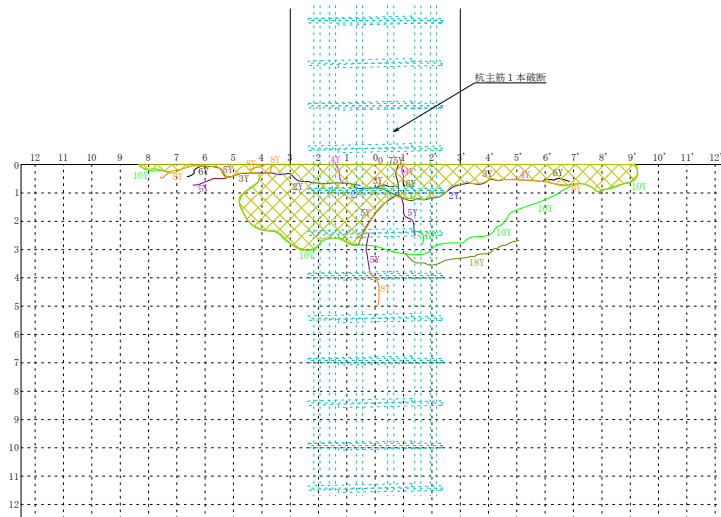


(b) 中段

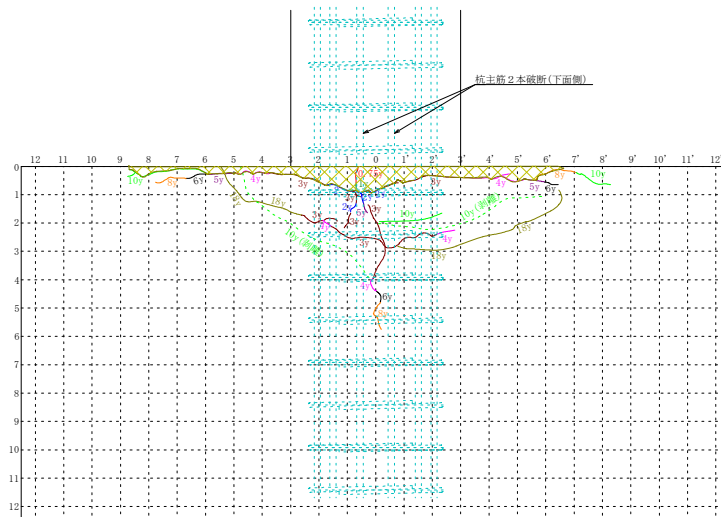


(c) 着目位置

図-5.23 フーチング下面鉄筋曲上げ部のひずみ分布図 (Case CPP-S-2, CPP-S-3)



(a) Case CPP-S-2 (縁端距離 150mm, 端部補強筋有り)



(b) Case CPP-S-3 (縁端距離 150mm, 端部補強筋無し)

図-5.24 フーチング側面の損傷状況

5.2 鋼管杭による杭頭結合部に着目した載荷実験結果

5.2.1 杭頭結合部の破壊形態と変形性能

表-5.4 に鋼管杭を用いた全 7 ケースの実験で確認された荷重低下要因，最終破壊要因，主な損傷とその発生タイミングを示す。同表中の「剥落」とはコンクリートが当該部位から落下した状態，「剥離」とはコンクリートは当該部位に残存しているものの，浮いている状態を意味している。鋼管杭基礎の降伏は，全ての杭の中詰め補強鉄筋が引張降伏した時点としている。ただし，載荷時の基準変位 $1d_y$ の設定は，単杭実験と組杭実験で異なっている。単杭実験は仮想 RC 断面径の合理化検討であったため，フーチング内に仮定した仮想 RC 断面の最外縁鉄筋が材料降伏強度に達するときの変位量とした。組杭実験は，現行道示 IV から計算される鋼管が規格降伏応力度に達するときの変位量ではなく，実験供試体の杭頭部の中詰めコンクリートが杭先端まで打設されているため，中詰めコンクリートを考慮した複合鋼管として，鋼管が規格降伏応力度に達するときの変位量とした。

表-5.4 に示す Case SPP-S-1 ~ Case SPP-S-5 の単杭実験は，中詰め補強鉄筋に従来鉄筋に替えて高強度鉄筋 SD490 を適用した場合の杭頭結合部の構造性能を確認することと，大口径の杭を使用した時の杭頭結合部の耐力評価に用いる仮想 RC 断面径の合理的な評価手法の確立の 2 点である。つまり，場所打ち杭で実施した単杭実験とは実験の目的が異なる。そのため鋼管杭の単杭実験では，杭径，杭側への鉄筋定着長とずれ止め厚さをパラメータとした。なお，単杭実験では杭頭結合部における仮想 RC 断面径の確認であるため，中詰め補強鉄筋よりも杭体が先行して破壊しないように仮想 RC 断面耐力は杭体耐力より小さくしている。そして，表-5.4 に示す Case SPP-C-1，SPP-C-2 の組杭実験は，単杭で得られた知見が軸力変動・曲げモーメント・水平力が同時に作用する組杭についても言えるかどうかを確認した。さらに，縁端距離の縮小の可能性と定着体付き鉄筋の杭頭結合部への適用性についても確認した。Case SPP-C-1，SPP-C-2 はいずれも高強度鉄筋と鉄筋端部に定着体を使用したものであり，Case SPP-C-1 は縁端距離を縮小したケース，Case SPP-C-2 は従来の縁端距離を確保したケースである。高強度鉄筋を採用した場合，必要定着長の確保からフーチング厚が従来鉄筋を使用した場合よりも厚くなることが予想されるため，杭頭結合部のような押込み・引抜きが繰返し作用するような部位に使用する場合に，当初期待する定着性が発揮されるか，また，そのために必要な定着長がどの程度か確認した。Case SPP-C-1 では，全杭の中詰め補強鉄筋の端部に定着体を設置しているが，Case SPP-C-2 はどちらか一方の杭に対し，中詰め補強鉄筋を一般的な定着方法で定着させている。なお，組杭実験では現行基準での杭頭結合部の耐力評価法での耐力および変形性能を確認するため，仮想 RC 断面耐力を杭体耐力より大きくしている。

実験の結果は，Case SPP-S-1 ~ Case SPP-S-5 において杭頭結合部は試算で求めた降伏荷重以上の荷重を示し，仮想 RC 断面を合理化できる可能性を確認した。そして，Case SPP-S-1，Case SPP-S-2 の載荷実験から杭側への鉄筋定着長の考えを見直す必要があることが確認できた。Case SPP-C-1 では，現行道示 IV から計算された降伏変位 $1d_y$ では杭基礎の降伏は確認されず， $2d_y$ で全ての杭の中詰め補強鉄筋が降伏し， $8d_y$ で杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートがコーン状に剥離し， $14d_y$ で杭体がフーチングを押込む鉛直方向への押抜きせん断破壊が生じる結果となった。Case SPP-C-2 では，Case SPP-C-1 と同様に $1d_y$ で杭基礎の降伏は確認されず， $2d_y$ で全ての杭の中詰め補強鉄筋が降伏し， $10d_y$ で隅角部のフーチングかぶりコンクリートが大きく剥落した。その後，中詰め補強鉄筋が露出～座屈し，最終的に $14d_y$ で鉄筋が破断した。なお，鋼管杭の組杭供試体に対する 2 ケース(Case SPP-C-1，SPP-C-2) は，場所打ち杭の組杭供試体に対する 2 ケース(Case

CPP-C-1, Case CPP-C-2) よりも破壊に至る変位レベルは大きく、総じて場所打ち杭と同等以上の性能が確認された。

表-5.4 鋼管杭の各ケースの破壊要因

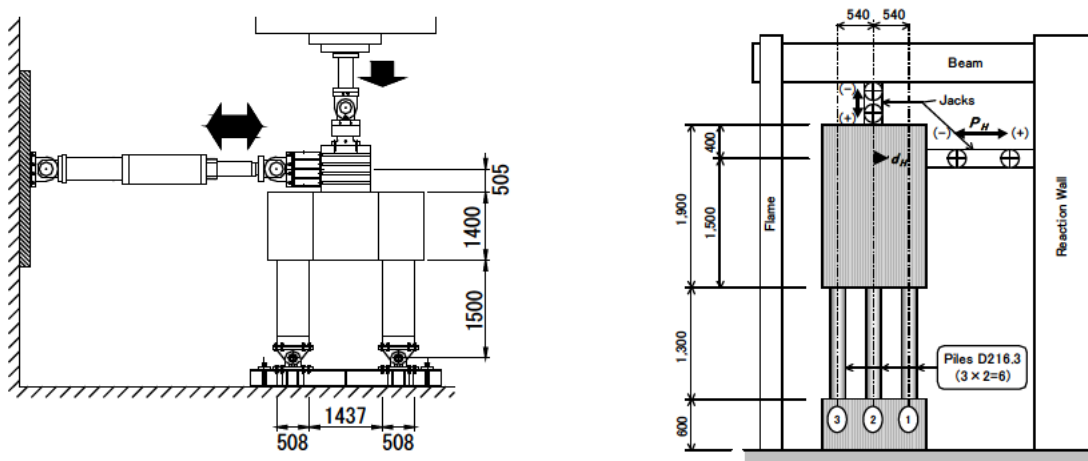
供試体	構造条件	形式	供試体設計条件	降伏要因	最大荷重時に生じた事象	最終破壊要因	結合部コンクリートの目立った損傷発生
Case SPP-S-1	・杭径：D=800mm ・中詰め補強鉄筋：SD295 ・鉄筋定着長：Lo=35d ・ずれ止め厚さ：t=12mm	単杭 軸力 0 kN	仮想 RC 断面耐力 < 杭体の耐力	中詰め補強鉄筋 引張降伏 1 ~ 2d _y	中詰め補強鉄筋の破断 30d _y	中詰め補強鉄筋の破断 30d _y	フーチングかぶりコンクリート浮上り 8d _y
Case SPP-S-2	・杭径：D=800mm ・中詰め補強鉄筋：SD490 ・鉄筋定着長：Lo=35d ・ずれ止め厚さ：t=12mm			中詰め補強鉄筋 引張降伏 1 ~ 2d _y	中詰め補強鉄筋の拔出し (定着不足) 3d _y	中詰め補強鉄筋の引抜け (定着不足) 16d _y	フーチングかぶりコンクリート浮上り 5d _y
Case SPP-S-3	・杭径：D=800mm ・中詰め補強鉄筋：SD490 ・鉄筋定着長：Lo=50d ・ずれ止め厚さ：t=12mm			中詰め補強鉄筋 引張降伏 1 ~ 2d _y	杭頭部周辺のフーチング 下面かぶりコンクリート が剥離 8d _y	- (10d _y まで載荷)	フーチングと杭の肌離れ (軽微) 4d _y
Case SPP-S-4	・杭径：D=1000mm ・中詰め補強鉄筋：SD490 ・鉄筋定着長：Lo=50d ・ずれ止め厚さ：t=12mm			中詰め補強鉄筋 引張降伏 1 ~ 2d _y	杭頭部周辺のフーチング 下面かぶりコンクリート が剥離 8d _y	- (12d _y まで載荷)	フーチングと杭の肌離れ (軽微) 4d _y
Case SPP-S-5	・杭径：D=800mm ・中詰め補強鉄筋：SD490 ・鉄筋定着長：Lo=50d ・ずれ止め厚さ：t=16mm			中詰め補強鉄筋 引張降伏 1 ~ 2d _y	杭頭部周辺のフーチング 下面かぶりコンクリート が剥離 8d _y	- (10d _y まで載荷)	フーチングと杭の肌離れ (軽微) 4d _y
Case SPP-C-1	・杭径：D=508mm ・縁端距離：168mm ・中詰め補強鉄筋：SD490 ・鉄筋定着長：Lo=42.8d ・機械式定着	組杭 1200kN	仮想 RC 断面耐力 > 杭体の耐力 (現行設計法)	中詰め補強鉄筋 引張降伏 2d _y	杭頭部周辺のフーチング 下面かぶりコンクリート がコーン状に剥離 8d _y	フーチング上面で鉛直押 抜きせん断破壊 16d _y	フーチング下面かぶりコンクリート浮上り 3d _y
Case SPP-C-2	・杭径：D=508mm ・縁端距離：375mm ・中詰め補強鉄筋：SD490 ・鉄筋定着長：Lo=42.8d ・機械式と一般的な定着			中詰め補強鉄筋 引張降伏 2d _y	隅角部のフーチングかぶり コンクリートが剥落 10d _y	中詰め補強鉄筋の破断 14d _y	フーチング下面かぶりコンクリート剥離 3d _y

表-5.5に鋼管基礎の組杭に対する水平載荷実験を示す。表-5.5に整理した載荷実験状況を図-5.25に示す。本研究で実施した Case SPP-C-1, SPP-C-2 の他にも、過去に組杭実験^{9) 10)}が実施されており、縁端距離に着目した検討ではなく、組杭基礎の変形性能について検討したものである。実験は、杭配置が載荷直角方向に2列、載荷方向に3本のケース(c)と、4本のケース(d)が行われており、いずれも杭とフーチングの結合方法は方法Aとしている。実験の結果は、杭列数によって損傷の進展に違いは見られなかった。(c), (d)ともに全ての列の杭頭接合部付近で鋼管のわずかな膨らみが観察された時点で荷重低下が始まっており、その時の変位レベルはそれぞれ、 $5d_y$, $4.7d_y$ であった。最終的に水平荷重が降伏荷重相当に達する点まで実験できなかったが、鋼管の座屈部が破断するには至らなかった。

図-5.26には既往の実験成果^{9) 10) 11)}と本研究で実施した組杭載荷実験の荷重-変位関係を対比したものを示す。図-5.26は、表-5.5に示すように各モデルの諸元が異なるため、値を無次元化して対比している。縦軸は載荷荷重(P)を実験による降伏荷重(P_y)で除した値、横軸は計測変位(d_H)を降伏変位(d_y)で除した塑性率である。

表-5.5 鋼管杭の模型実験諸元

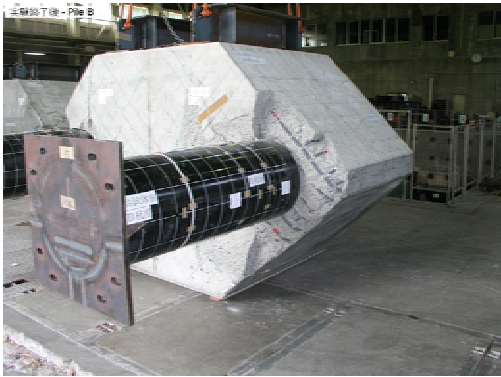
	杭配置	縁端距離	杭中心 間隔	杭径 (mm)	鋼管/底版の 規格強度	杭軸方向 鉄筋	杭頭 結合	備考
(a) 縁端縮小 高強度鉄筋	2本×1列	168mm	2.71D	508	STK400/ 30N/mm ²	SD490 D29	方法B	本実験 Case SPP-C-1
(b) 縁端従来 高強度鉄筋	2本×1列	375mm	2.71D	508	STK400/ 30N/mm ²	SD490 D29	方法B	本実験 Case SPP-C-2
(c) 縁端従来 3×2	3本×2列	載荷方向に 202mm	2.5D	216.3	STK400/---	---	方法A	既往の 実験 ^{9) 10) 11)}
(d) 縁端従来 4×2	4本×2列	載荷方向に 182mm	2.5D	216.3	STK400/---	---	方法A	既往の 実験 ^{9) 10) 11)}



(a) 本実験 (Case SPP-C-1 の例)

(c) 既往の実験 (3 × 2 列の例)

図-5.25 実験状況



縁端部の損傷状況



フォーミング上面の損傷状況

(a) 縁端距離縮小, 2 本 × 1 列

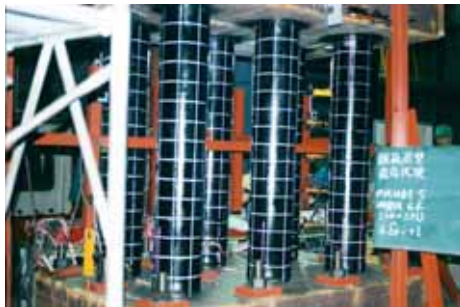


縁端部の損傷状況



フォーミング上面の損傷状況

(b) 縁端距離従来, 2 本 × 1 列



6d



8d

(c) 縁端距離従来, 従来鉄筋 (3 本 × 2 列)



6d_y11d_y

(d) 縁端距離従来, 従来鉄筋 (4本×2列)

写真-5.6 損傷状況

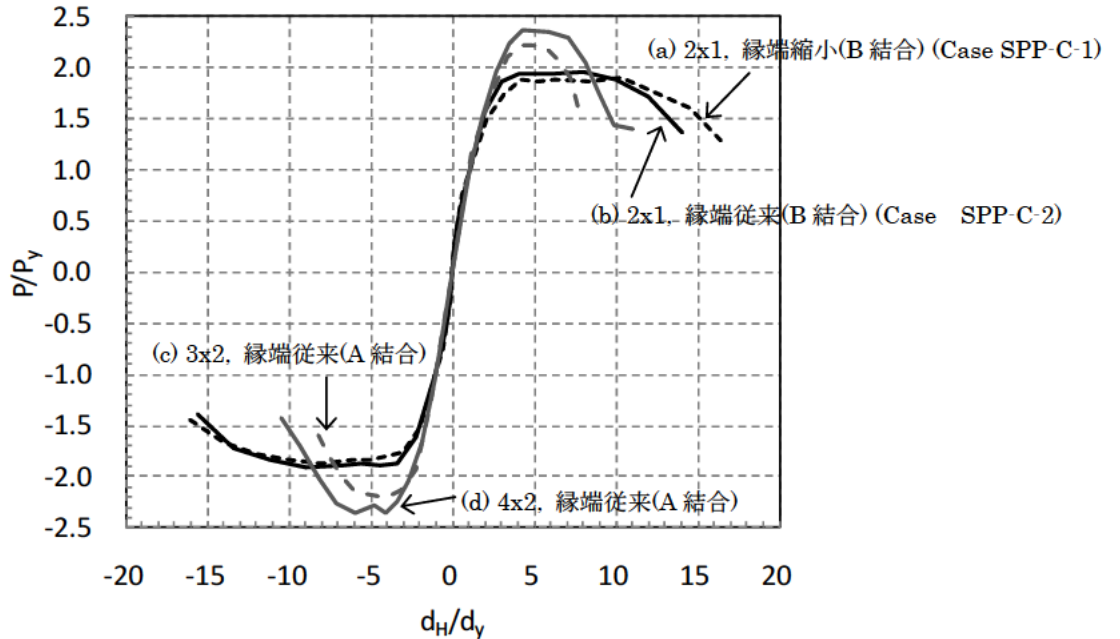


図-5.26 無次元化した荷重-変位関係 (塑性率)

(c), (d)の荷重実験では、いずれも $4d_y$ で最大荷重が発揮され、その後、荷重が低下するものの、最大荷重点の2倍以上の変位レベルに達しても降伏荷重相当の荷重までは低下しない。この実験結果では、 $4d_y$ を許容塑性率とすれば組杭は最大荷重点を超えないことになる。しかし、最大荷重と降伏荷重の差が非常に大きく、最大荷重後の荷重低下割合が大きいという特徴を有している¹¹⁾。そして、この実験結果から鋼管杭基礎の許容塑性率は、基礎が最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないという観点から $\mu_a=4$ となっている。

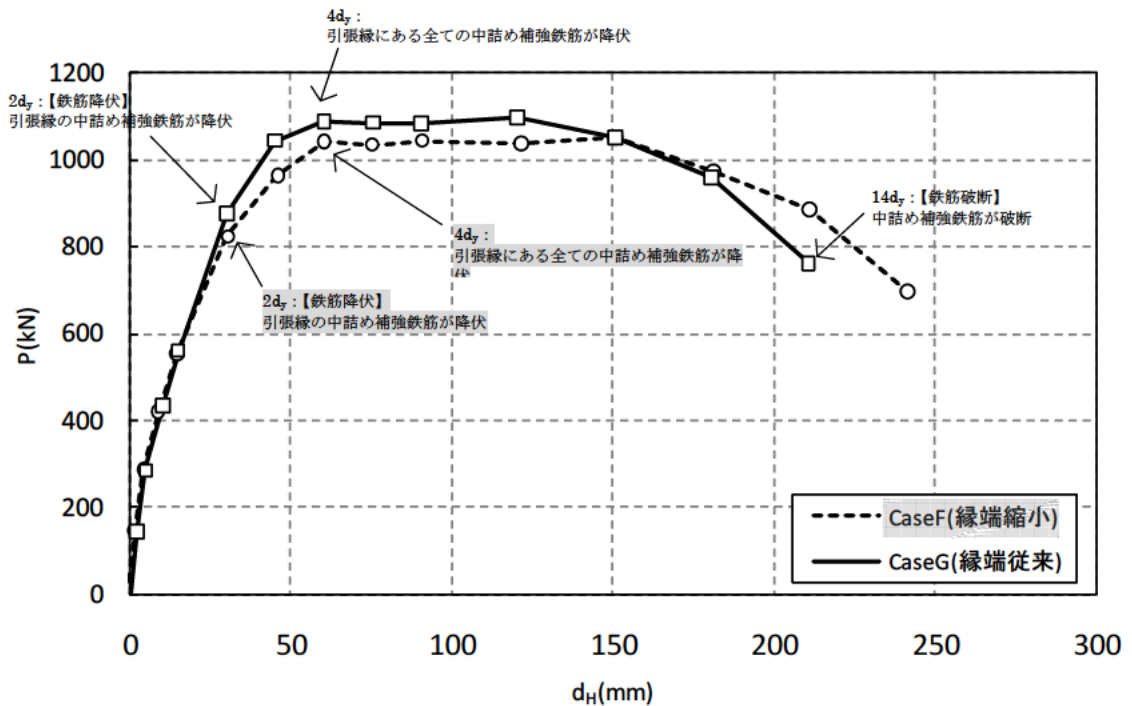
(a) Case SPP-C-1, (b) Case SPP-C-2 とともに鋼管杭本体は最終荷重時まで引張降伏に至ることはなかった。最大強度発揮後の荷重低下は、(a) Case SPP-C-1 の場合は、杭体の損傷ではなく、中詰め補強鉄筋とコンクリートの付着切れによるものと考えられる。また、(b) Case SPP-C-2 の場合は、フーチング下面のかぶりコンクリートが剥落したことで中詰め補強鉄筋へのひずみ集中による局部座屈が原因と考えられる。両者では、最終破壊要因こそ異なるが、いずれも $10d_y$ 程度まで最大強度を維持しており、高強度鉄筋の適用、フーチング縁端距離の縮小、中詰め補強鉄筋端部への定着体を適用し必要定着長を $2/3$ に縮小するという条件を前提に作成された(a) Case SPP-C-1 も(b) Case SPP-C-2 と同様に高い変形性能を有していることが確認された。

以上から、現行道示 IV で規定している鋼管杭基礎の許容塑性率 4 の範囲であれば十分に最大荷重を発揮している状態であることから、縁端距離を縮小して中詰め補強鉄筋に高強度鉄筋を使用した場合においても、従来どおりに許容塑性率 4 としておけば特に問題はないと考える。

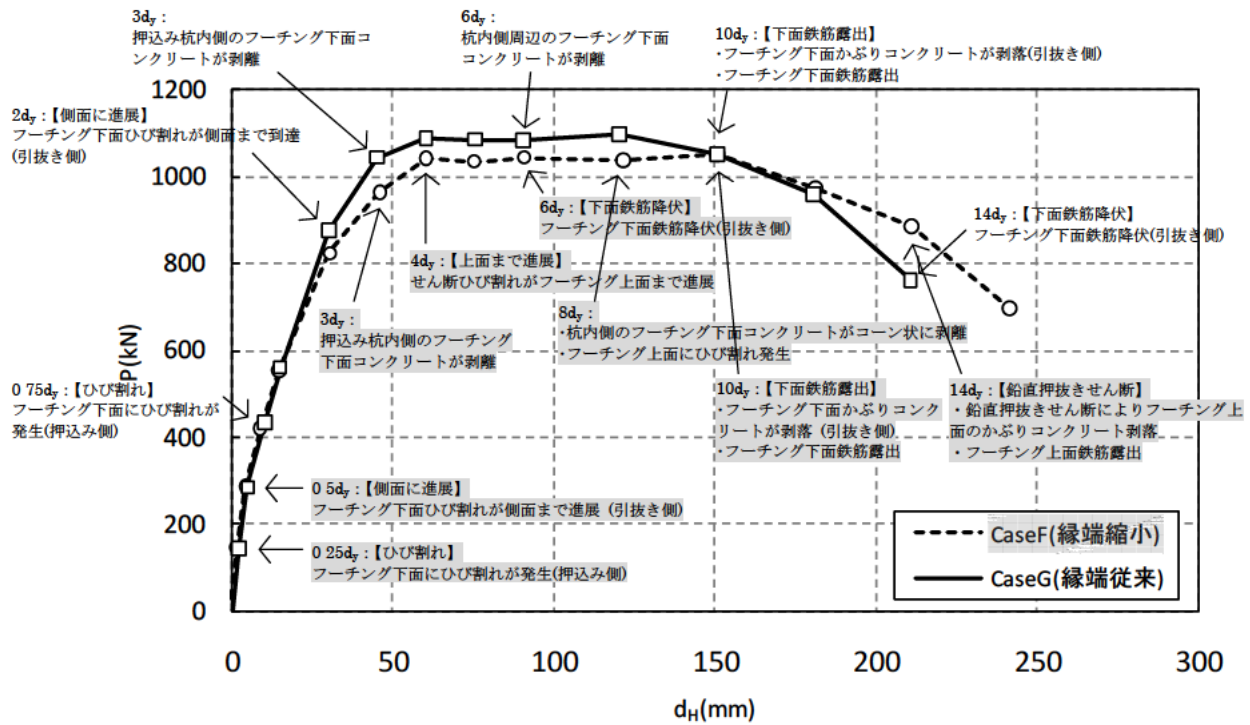
5.2.2 フーチング縁端距離縮小化についての評価

荷重載荷位置における荷重-変位関係を図-5.27 に示す。供試体の損傷進行状況を図-5.29、図

-5.30 に、実験終了後の供試体の損傷状況を写真-5.7 に示す。Case SPP-C-1 は、縁端距離を縮小 (0.33D) し、Case SPP-C-2 は従来の縁端距離を確保 (0.75D) したものである。いずれのケースも中詰め補強鉄筋に高強度鉄筋を使用しており、フーチング内に定着させた中詰め補強鉄筋の先端には定着体を用いている。ここで、降伏荷重 P_y は、既往の組杭実験^{10) 12)} を参考に押し込み側の杭で死荷重が作用したときの杭頭反力を軸力として、引抜き側の杭では軸力を零とし、中詰めコンクリートを考慮した杭体モデルによる非線形フレーム計算により、全杭が降伏する荷重として求めた。また、載荷実験で P_y に達した時点の載荷点での変位を降伏変位 d_y とした。なお、上記の降伏荷重 P_y の算定方法は、現行道示 IV 12.10.4 に示される鋼管杭基礎の降伏耐力を評価する方法とは異なる。これは、現行道示 IV ではフーチング下面から中詰め補強鉄筋の必要定着長を確保した範囲に中詰めコンクリートを打設することを想定している一方で、供試体は図-4.17、図-4.21 に示すように杭先端まで中詰めコンクリートを打設しているため、供試体において鋼管杭全長に中詰めしたコンクリートが、杭体の強度を向上させることを考慮し、供試体の強度をより正確に評価するためのものである。



(a) 杭に生じたイベント点



(b) フーチングに生じたイベント点

図-5.27 荷重載荷位置での荷重-変位関係

いずれのケースも破壊の進行メカニズムは同様であり、最大荷重到達後の荷重低下要因は、押込み杭内側周辺のフーチングかぶりコンクリートの剥離が進行し、フーチングかぶりコンクリートが脱落したことによる。Case SPP-C-2 は、4.1.2 で述べたように $5d_y$ 以降の荷重方法が Case SPP-C-1 と異なり、Case SPP-C-1 が各荷重変位の繰返し回数を 1 回としているところを Case SPP-C-2 は繰返し回数を 3 回としている。繰返し荷重回数の影響をみると、既往の橋脚を用いた荷重実験同様¹³⁾、荷重-変位関係から最大荷重強度付近までは繰返し荷重回数の影響はほとんど受けていないが、最大荷重強度に達した以降では、繰返し回数の多い Case SPP-C-2 の包絡線の方が Case SPP-C-1 の包絡線に比べて荷重低下の程度が大きく、繰返し回数の影響を受けていることがわかる。Case SPP-C-1 と Case SPP-C-2 で杭基礎の降伏点を比較すると、いずれのケースも $2d_y$ に相当するときで、その時の荷重と変位は、Case SPP-C-1 では $P = 824 \text{ kN}$ 、 $d_H = 31 \text{ mm}$ 、Case SPP-C-2 では $P = 876 \text{ kN}$ 、 $d_H = 30 \text{ mm}$ であり、両者に大きな違いはない。なお、4 章で述べたように、本実験において杭体は弾性範囲内であった。ここでいう降伏とは、全ての杭の杭体が降伏した状況ではなく、引張側の中詰め補強鉄筋の降伏に伴って生じたものである。また、最大荷重点についてみると、Case SPP-C-1 では $P_{\max} = 1037 \text{ kN}$ 、Case SPP-C-2 では $P_{\max} = 1097 \text{ kN}$ である。変形性能については、最大荷重時の変位を降伏変位で除した塑性率 ($\mu = d_{H\max}/d_y$) でみた場合、Case SPP-C-1 では $\mu = 10.4$ (正方向荷重時)、Case SPP-C-2 では $\mu = 8.0$ (正方向荷重時) である。以上より、Case SPP-C-1 と Case SPP-C-2 で降伏点、最大荷重強度および変形性能に大きな違いはない。また、図-5.28 の荷重実験で確認された中詰め補強鉄筋の降伏による全杭降伏までの模型全体系の剛性比較をみると、縁端距離の違いによる杭頭剛結度は変わらない。

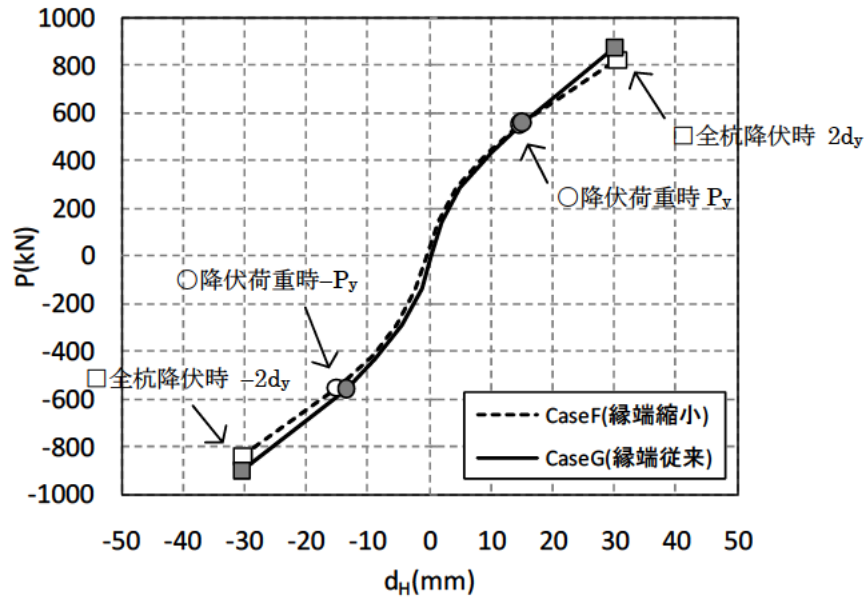


図-5.28 全杭降伏までの剛性比較

図-5.27 に示すように、Case SPP-C-1 では杭の鉛直押抜きせん断により、Case SPP-C-2 では中詰め補強鉄筋の破断により破壊し、最終的な破壊形態は異なっていた。杭体の損傷に着目した場合、全ての杭で最外縁にある中詰め補強鉄筋が引張降伏するタイミングは、Case SPP-C-1 では $2d_y$ 、Case SPP-C-2 では $2d_y$ であった。フーチングの損傷に着目した場合には、フーチング下面にひび割れが発生する時点は、Case SPP-C-1 では $0.25d_y$ 、Case SPP-C-2 では $0.75d_y$ であり、Case SPP-C-1 の方が早い段階で発生していた。そして、押し込み杭の杭内側のフーチング下面のかぶりコンクリート脱落の発生時点は、いずれのケースも同じであった。なお、最大荷重到達 ($8d_y$ 時) までのフーチングの主たる損傷形態は、鋼管杭の杭頭埋込み部における水平方向のせん断破壊と繰返し荷重による杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であった。そして、いずれのケースでもフーチングの水平支圧破壊は観察されなかった。

実験の結果、縁端距離を縮小した Case SPP-C-1 はフーチングの損傷進展が早く、フーチング下面鉄筋の降伏も確認された。従来の縁端距離を確保した Case SPP-C-2 は、繰返し回数が $5d_y$ 以降も 3 回と大きかったため、杭体の損傷が進行して $14d_y$ で中詰め補強鉄筋が破断し杭基礎が破壊に至り、Case SPP-C-1 でみられた杭の鉛直押抜きせん断破壊は確認されなかった。

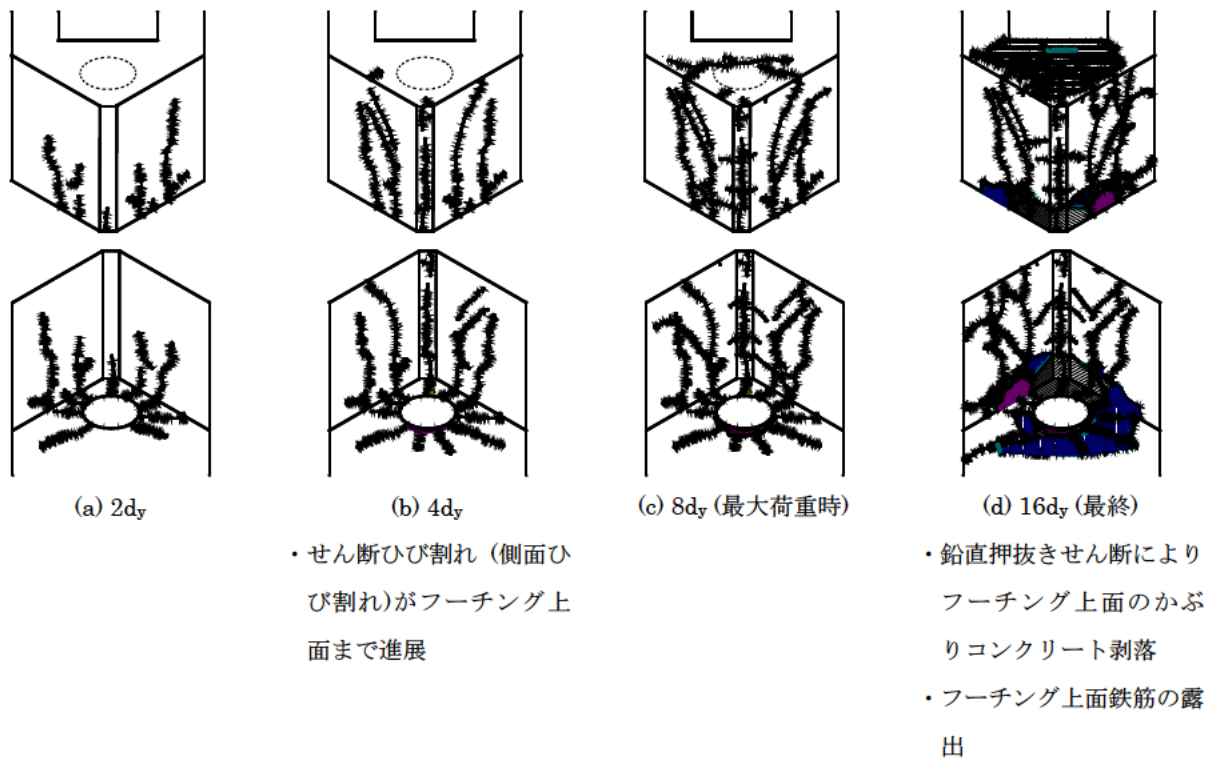


図-5.29 フーチングのひび割れ進展状況 (Case SPP-C-1) 縁端距離 : 0.33D (168mm)
上段は上面と側面, 下段は下面と側面

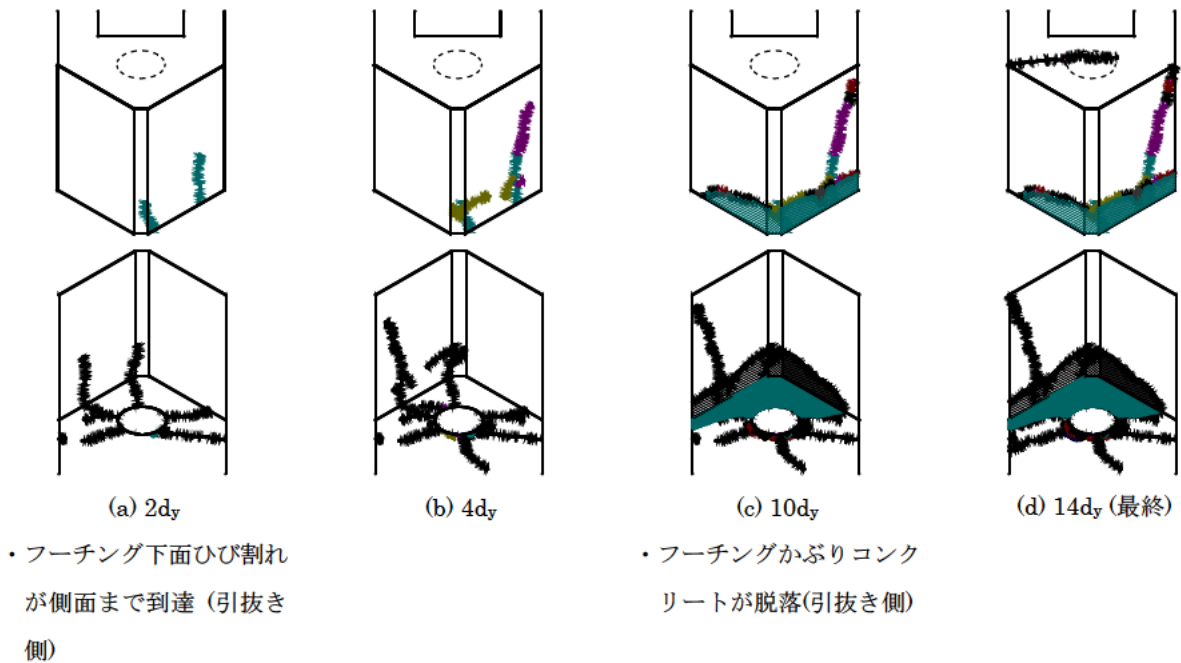
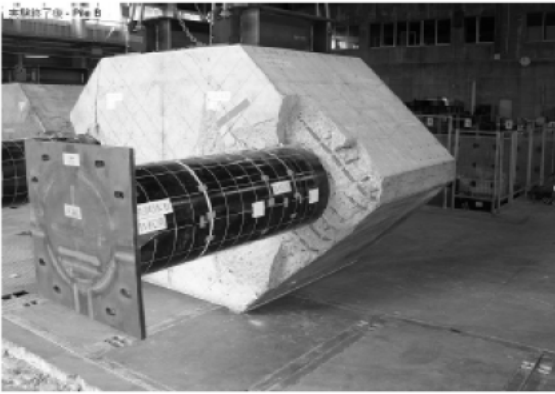
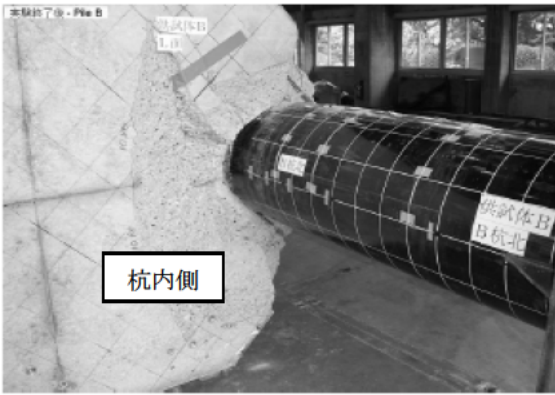


図-5.30 フーチングのひび割れ進展状況 (Case SPP-C-2) 縁端距離 : 0.75D (375mm)
上段は上面と側面, 下段は下面と側面

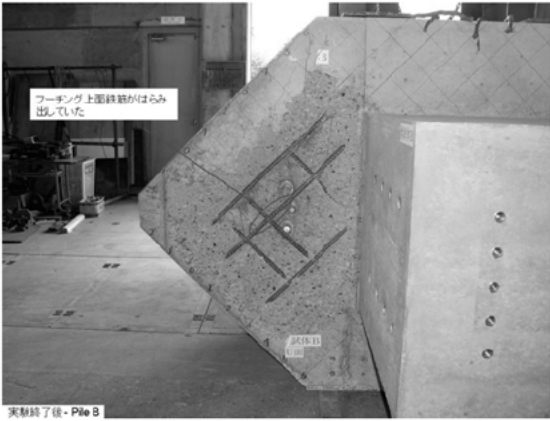
Case SPP-C-1 (実験終了時 16dy)



(a) 縁端側の損傷



(b) 縁端側から反対位置の損傷



(c) フーチング上面の損傷



(d) フーチング上面での鉛直押抜きせん断破壊

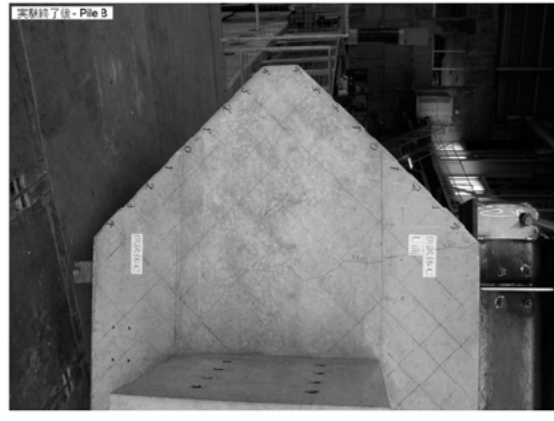
Case SPP-C-2 (実験終了時 14dy)



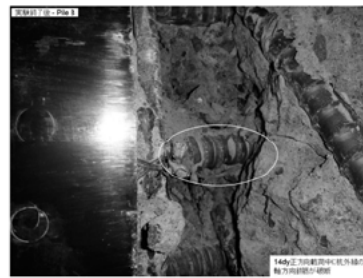
(a) 縁端側の損傷



(b) 縁端側から反対位置の損傷



(c) フーチング上面の状態



(d) 中詰め補強鉄筋の破断

写真-5.7 Case SPP-C-1, SPP-C-2 実験終了後の縁端部損傷状況

実験終了後の写真-5.7 (c) に示すように杭直上のフーチング上面鉄筋が最大 20mm 程度外側にはらみ出しているような変形をしていることから、中詰め補強鉄筋周囲にてコンクリートに損傷が生じている可能性も考えられる。このような損傷は、場所打ち杭の組杭実験 (Case CPP-C-1) においても確認されており、この損傷が生じた理由として、図-5.31 に示すように杭の補強鉄筋が繰返し引張りを受け、徐々に付着が切れ、フーチング内の塑性化が進展することにより健全時のように押し込み軸力がフーチングコンクリートへと分散・伝達されず、真上のフーチング上面に応力が集中した可能性が考えられる。すなわち、中詰め補強鉄筋の付着切れが、Case SPP-C-1 に見られた最終的な破壊形態であるフーチングの鉛直押抜きせん断破壊に影響した可能性がある。これは、中詰め補強鉄筋の端部に定着体を取付けたことによる押し込み時の支圧応力が原因と考えられるが、その兆候が確認された $8d_y$ でフーチング上面にひび割れが発生したものの、その後も耐力を維持していることから、支圧そのものはフーチングの耐力に影響するものではないと考えられる。なお、Case SPP-C-2 も Case SPP-C-1 と同じ変位レベルで中詰め補強鉄筋が余裕長 $10d$ の範囲で降伏が確認されたが、写真-5.7 (d) に示すように最終的には鉛直押抜きせん断破壊ではなく、中詰め補強鉄筋の破断で破壊している。そして、Case SPP-C-2 でも同じ変位レベルで中詰め補強鉄筋の付着切れが進展しているが、結果として Case SPP-C-1 と同様の破壊形態とならなかったのは、片側の杭に対し必要な定着長を確保したためフーチング厚が大きかったことによるものと考えられる。

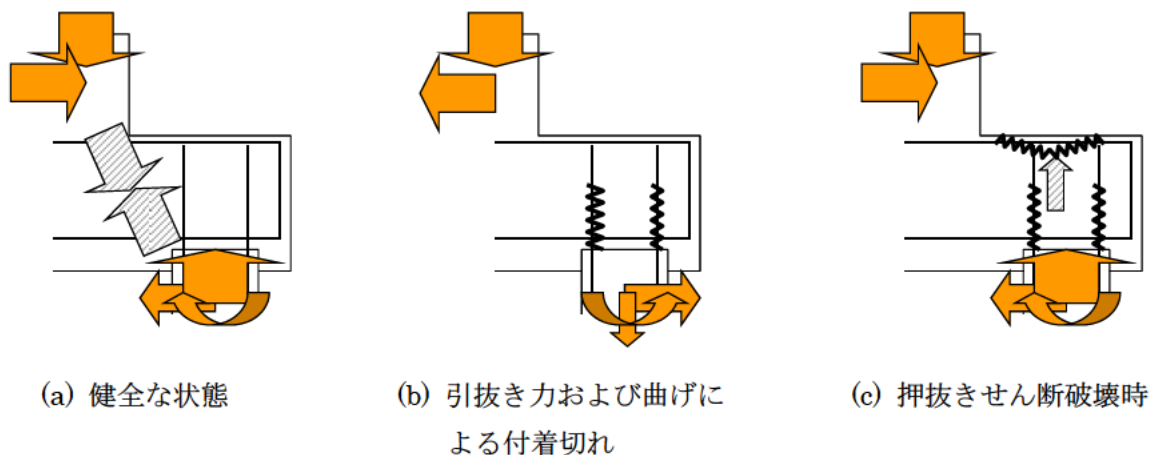


図-5.31 鉛直押抜きせん断時に想定される荷重状態

フーチングの諸元を表-5.6 に示す。また、各ケースのフーチング下面鉄筋のひずみ分布を図-5.32 に示す。各ケースともフーチング下面に生じたひび割れが側面まで到達する時点 (Case SPP-C-1 : $0.75d_y$, Case SPP-C-2 : $2d_y$) 以降でフーチング下面鉄筋のひずみが増大している。縁端距離を縮小した Case SPP-C-1 では、従来の縁端距離を確保した Case SPP-C-2 に比べて、鉄筋のひずみ (荷重負担) が大きく、かつ、ひずみが増加し始める変位レベルが小さい。これは、杭頭に作用する水平押抜きせん断力により、 $4d_y$ 付近においてフーチングコンクリートに発生したせん断ひび割れがフーチング上面に達し、コンクリートの抵抗が期待できなくなったためと考えられる。また、Case SPP-C-1 では $6d_y$ 以降、引抜き軸力側の杭頭部において、フーチング下面鉄筋の一部が降伏した。ただし、降伏に達していないフーチング下面鉄筋もあることから、縁端部の最大水平押抜きせん断耐力には達していないと考えられる。一方、従来の縁端距離を確保した Case SPP-C-2 では、最終

載荷ループ 14d_y においてフーチング下面鉄筋の一部が降伏に至ったものの、縁端距離を縮小した Case SPP-C-1 に比べて、フーチング下面鉄筋の発生ひずみレベルは小さいことが確認できた。この結果、縁端距離を縮小した場合、フーチング縁端部コンクリートの損傷が早い段階で発生し、フーチング下面鉄筋が早く降伏することが確認できた。

表-5.6 フーチングの諸元

	Case SPP-C-1 (縁端距離 0.33D)	Case SPP-C-2 (縁端距離 0.75D)
フーチング厚	1400mm	1620mm
下面鉄筋(SD345)	D22@125mm (p _t =0.25%)	D22@125mm (p _t =0.21%)

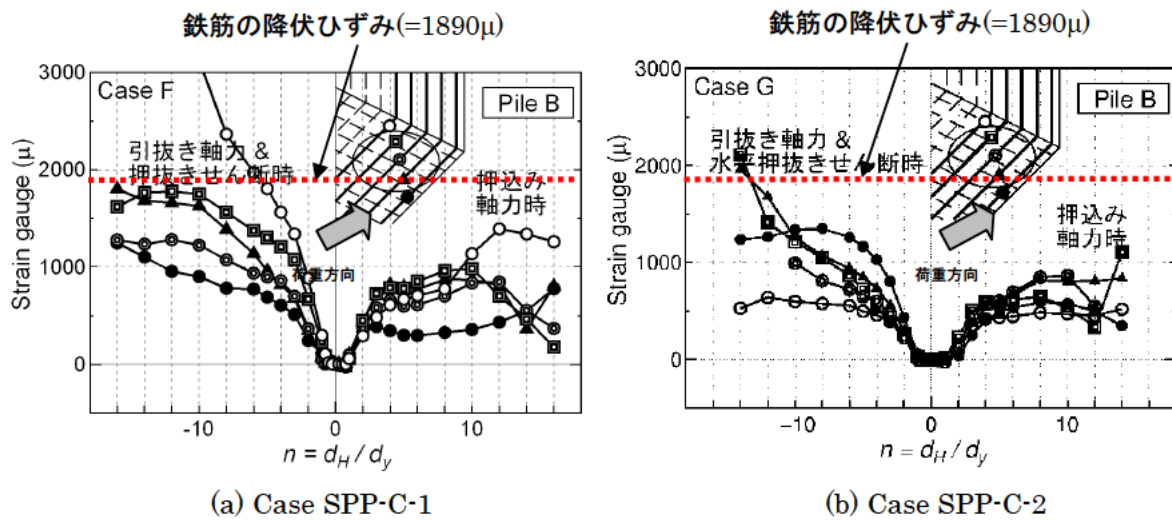


図-5.32 フーチング下面鉄筋のひずみ分布

Case SPP-C-1, SPP-C-2 の中詰め補強鉄筋のひずみ分布を図-5.33, 図-5.34 に示す。(a) はフーチング縁端側の最外縁軸方向鉄筋 A, (b) は杭内側の最外縁軸方向鉄筋 B の計測結果である。縦軸はフーチング下面からの距離, 横軸は各載荷ステップで載荷点位置での変位が最大または最小変位となったときの中詰め補強鉄筋ひずみである。(a), (b) のグラフとも鉄筋に引張力が生じる載荷方向での計測値であり, PileA に着目した場合, 鉄筋 A は負載荷時, 鉄筋 B は正載荷時での計測値を示す。いずれも載荷荷重の増加に伴い, 中詰め補強鉄筋に有意なひずみが生じる領域がフーチング内部に拡大していく。フーチング内部の鉄筋ひずみの変動をみると, 縁端距離を縮小した Case SPP-C-1 (図-5.33 参照), 縁端距離を確保した Case SPP-C-2 (図-5.34 参照) とともに, 中詰め補強鉄筋の降伏している範囲が鉄筋 A で 8~10d_y 時, 鉄筋 B では 5d_y 時に現行道示 IV で見込まれる余裕長 10d (d : 鉄筋径) を超えた。そして, いずれのケースも, 鉄筋 A は 10d_y 載荷以降, 降伏範囲の拡大は見られなかった。一方, 鉄筋 B は 5d_y で降伏に達した後も, 変位レベルの増加に伴って降伏範囲が増加した。これは鉄筋 B が引張状態となるとときには引抜き力と曲げ引張が同時に作用し, 定着部にとってより厳しい荷重が作用するためと考えられ, Case SPP-C-1, SPP-C-2 とともに同じ傾向にあった。この結果から, 縁端距離を縮小しても, 中詰め補強鉄筋に作用する荷重は変わらない

ことが確認できた。

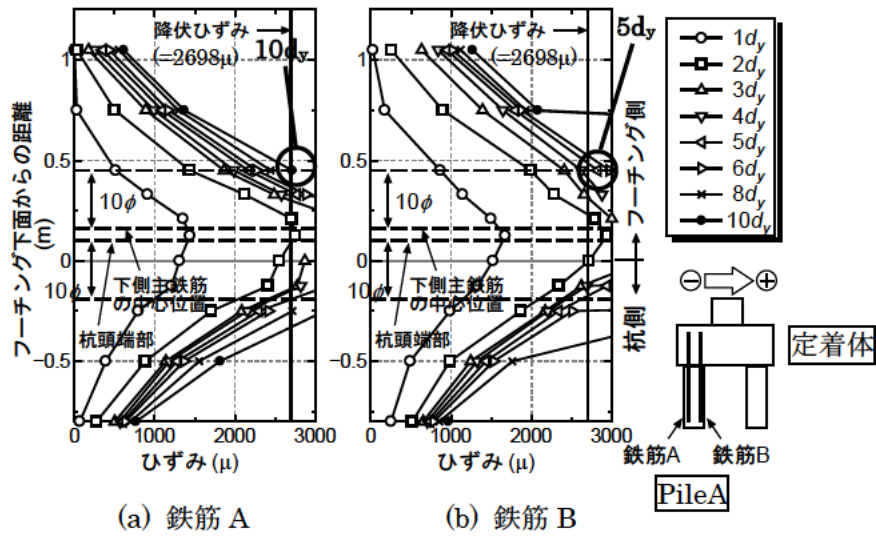


図-5.33 中詰め補強鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-1, 縁端距離 : 0.33D)

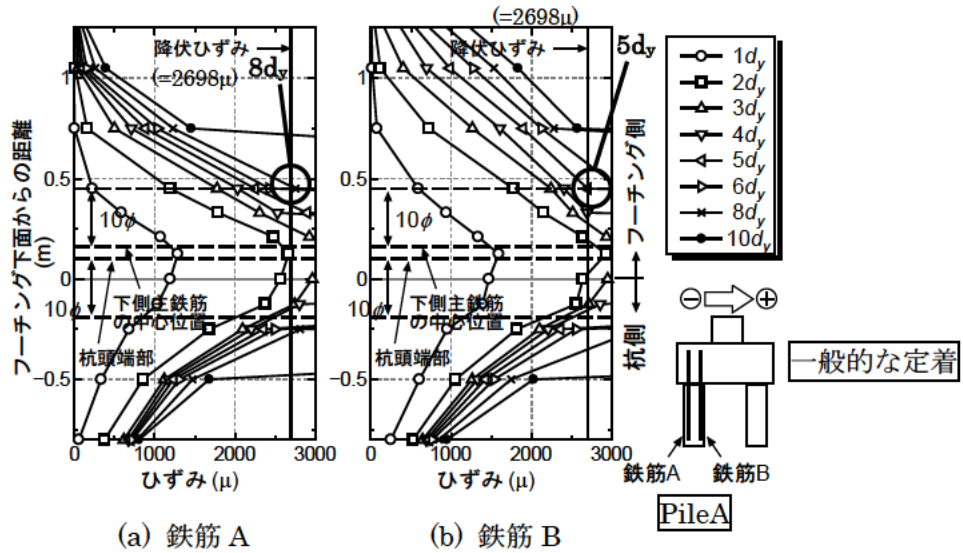


図-5.34 中詰め補強鉄筋のひずみ分布 (Case SPP-C-2, 縁端距離 : 0.75D)

5.2.3 高強度鉄筋の適用性および定着体の効果，定着長について

鋼管杭の中詰め補強鉄筋としての高強度鉄筋及び定着体の適用性，中詰め補強鉄筋の杭体内への定着長について検討するため，単杭の Case SPP-S-1, Case SPP-S-2, Case SPP-S-4 供試体の実験結果について考察する。Case SPP-S-1 供試体は SD295 を用いて現行道示に記載されている設計法を満足する供試体，Case SPP-S-2 供試体は中詰め補強鉄筋に SD490 を使用した供試体，Case SPP-S-4 供試体は Case SPP-S-2 供試体に対して杭体内への定着長を現行道示に記載される L_0 ではなく， L_0+10d 確保した供試体である。各ケースの荷重－変位骨格曲線を図-5.35 に示す。なお，同図中には変位レベルが $2d_y$ 以下の範囲の拡大図も合わせて示す。3 ケースの実験において，最終的な破壊が確認されたのは $30d_y$ で中詰め補強鉄筋が破断した Case SPP-S-1 と， $14d_y$ で中詰め補強鉄筋が引抜けた Case SPP-S-2 供試体のみであり，Case SPP-S-4 供試体は最終的な破壊には至っていない。荷重－変位骨格曲線を見てみると，初期の剛性は 3 ケースでほとんど変わらないことから，これらの供試体で杭頭剛結度に大きな違いは無いと言える。また，降伏以降の荷重－変位関係を見ても 3 ケースに大きな違いはなく，また，いずれのケースも $10d_y$ 程度までは一定の荷重を保持できており，例えば図-5.9 に場所打ち杭に高強度鉄筋を採用した際に確認された最大荷重後の脆性的な荷重低下も見られない。これは，場所打ち杭の場合は，高強度鉄筋を採用すると杭体の圧壊の進行が早まって脆性的な破壊が進行するのに対し，3 章で述べたように鋼管杭の場合は杭体が降伏に達していないことから分かるように，場所打ち杭に比べて杭体耐力に余裕があったため，高強度鉄筋を採用しても杭体の損傷が早まることなく，杭体と杭頭結合部がバランス良く抵抗できたためと思われる。ただし，杭側の鉄筋定着長が比較的短い Case SPP-S-2 供試体（定着長 $35d$ 相当， d ：鉄筋径）では，写真-5.8，写真-5.9 に示すように鋼管内の鉄筋端部で $30\sim 60\text{mm}$ の大きな抜け出しが発生していた。なお，フーチング内（定着長 $52d$ 相当）では鉄筋抜け出しは認められなかった。一方，杭側の鉄筋定着長が長い Case SPP-S-4 供試体では，杭側，フーチング側（いずれも定着長 $50d$ 相当）ともに鉄筋抜け出しは認められなかった。

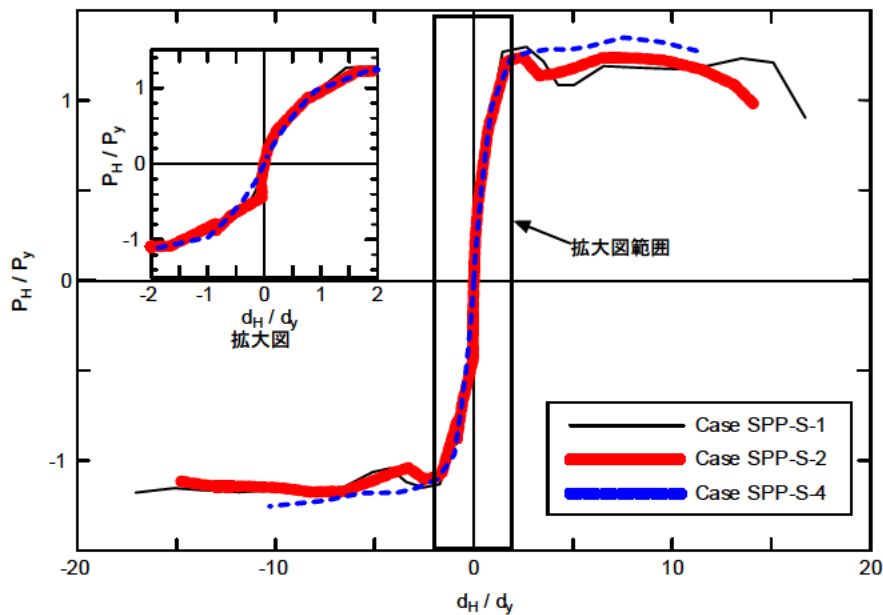


図-5.35 Case SPP-S-1, SPP-S-2, SPP-S-4の荷重－変位骨格曲線

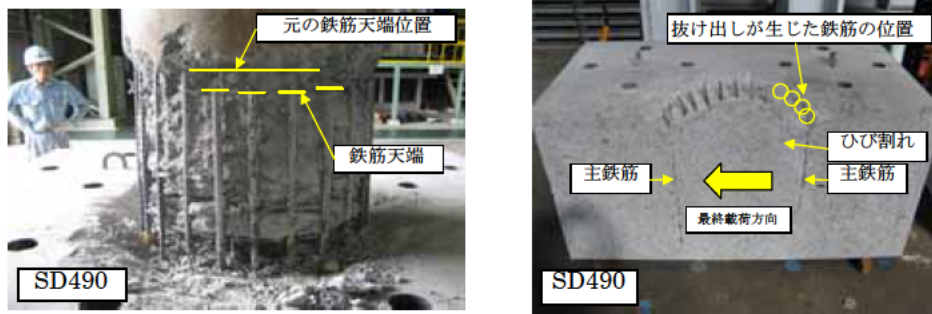


写真-5.8 実験後の鉄筋の状況 (Case SPP-S-2供試体, 杭側定着長 $35d=L_0$)

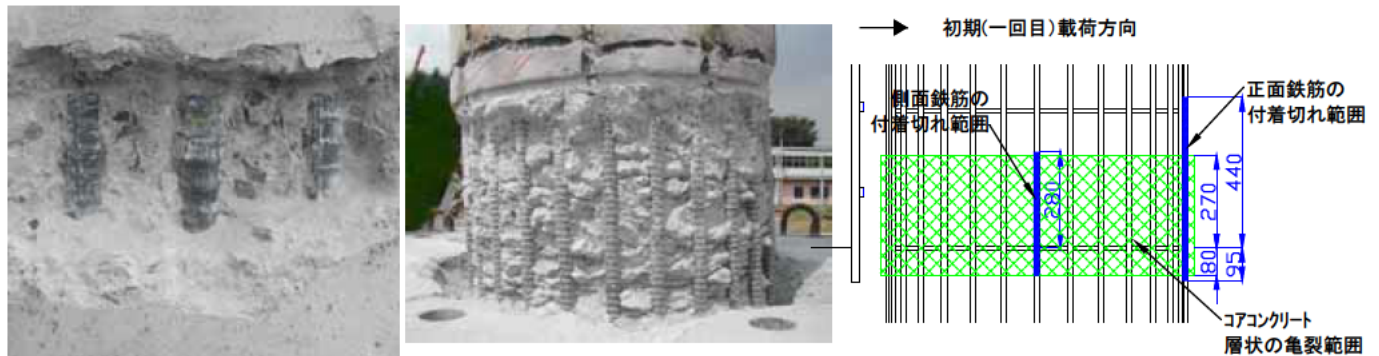


写真-5.9 実験後の鉄筋の状況 (Case SPP-S-4 供試体, 杭側定着長 $50d=L_0+10d$)

Case SPP-C-2 の PileA および PileB における各載荷ステップの引張側最外縁鉄筋 (引抜き杭) のひずみ分布を図-5.36 に示す。また、フーチング～杭の間における荷重伝達状況を見るため、ひずみ計測値より計算した鉄筋とフーチングコンクリートとの付着応力分布 (杭頭結合部降伏前) を図-5.37 に示す。縦軸は杭端面からの距離, 横軸は正側の 1 サイクル目載荷における軸方向鉄筋ひずみおよび, ひずみから計算した付着応力である。図-5.36 に示したひずみは, 図-4.41 に示したひずみゲージ設置位置図における鉄筋のひずみ計測点 MA3-0～MA3-12 (PileA) および, MB9-0～MA9-11 (PileB) において計測された値である。

なお, 付着応力 τ は以下の方法で算定した。

$$\tau = \frac{\Delta\sigma \times A_s}{\Delta L \times \pi \times d}$$

$$\Delta\sigma = E_b \times (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)$$

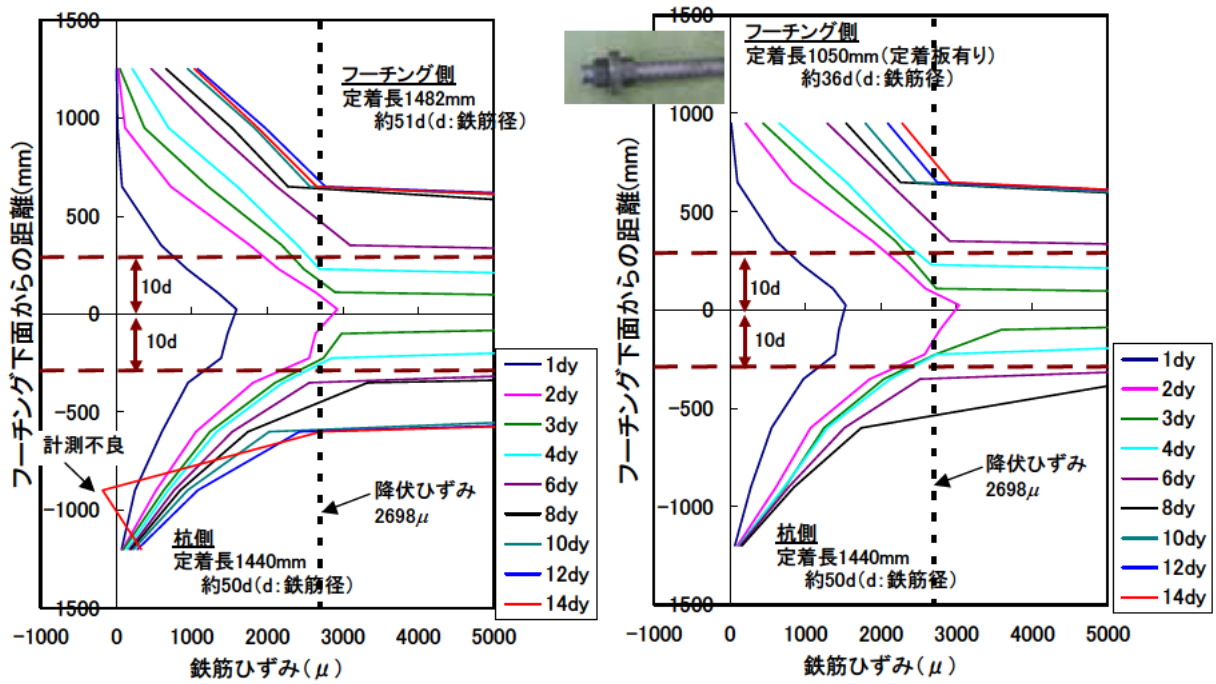
ΔL : 隣り合うひずみ計測点間の距離 (mm), d : 鉄筋の公称径 (mm)

$\Delta\sigma$: 隣り合うひずみ計測点間から算定される応力増分 (N/mm²)

E_b : 鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

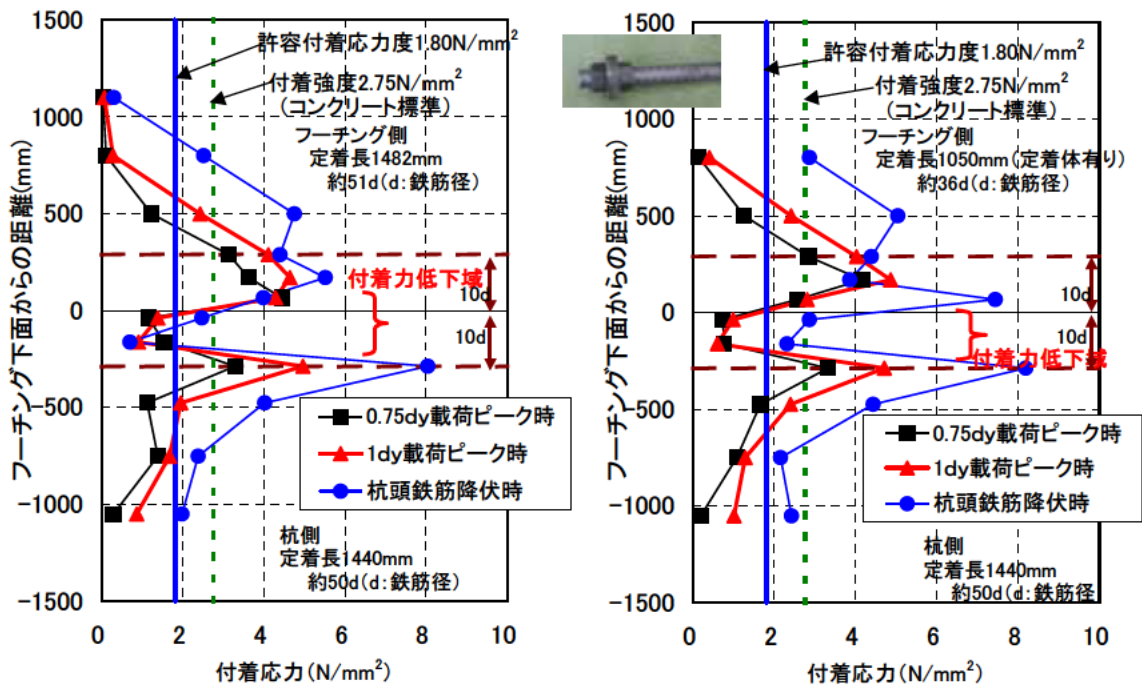
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$: 隣り合う計測点の各ひずみ値 (μ)

A_s : 鉄筋一本当りの断面積 (mm²)



(a) PileA (一般的な定着) (b) PileB(フーチング側端部に定着体有り)

図-5.36 各荷重ステップの引張側最外縁鉄筋(引抜き杭)のひずみ分布



(a) PileA (一般的な定着) (b) PileB(フーチング側端部に定着体有り)

図-5.37 引張側最外縁鉄筋の付着応力分布(引抜き杭, 杭頭結合部降伏時)

図-5.36のひずみ分布形状から定着部における付着切れ(ひずみ低下)は見られず, PileB(フーチング側鉄筋端部に定着体有り)では, 最終14dyまで杭側, フーチング側ともに鉄筋の引抜けは発生しなかったと考えられる。PileA(定着体なし)では, 10dy以降, 計測不良が発生したが, PileB同

様、ひずみ分布形状から少なくとも $8d_y$ まで鉄筋の引抜けは発生しなかったと考えられる。

最大荷重を計測した $6d_y \sim 8d_y$ において、PileA、PileB とともに、杭頭鉄筋は杭頭結合境界部（座標 0mm 位置）からフーチング側および杭側にそれぞれ $10d$ （ 300mm ， d ：鉄筋径）程度、塑性化している。Pile B のフーチング側の定着については、 $2d_y$ 以降、定着体なしの PileA に比べて、先端付近の計測ひずみは大きくなっており、定着体が機能していたことがわかる。

上記の鉄筋ひずみ分布形状と併せて、本試験では、最終的に鉄筋引抜けではなく、鉄筋破断により破壊したことから、鉄筋の定着（定着長）については問題なかったことがわかった。また、付着応力分布において、図-5.37 より杭頭結合境界部（座標 0mm 位置）から、フーチング側、杭側に $5d \sim 10d$ 程度（ d ：鉄筋径）の区間で付着低下が見られるが、鉄筋の引抜けによる荷重低下ではなく、杭頭接合部の安全性に大きな問題はない。

以上の結果から、鋼管杭の中詰め補強鉄筋として SD490 を使用する場合、従来の鉄筋を使用した場合に比べて、杭頭結合部の剛結度、耐力、最大荷重発揮後の荷重低下等に大きな違いはないと言える。ただし、杭体内への定着長を従来通りとした場合には、鉄筋の引き抜けによる損傷が確認されたが、これも鋼管杭内の定着長をフーチング内定着長と同じ L_0+10d （ L_0 ：鉄筋の必要定着長， d ：鉄筋径）とすることで、鉄筋の定着不足による引抜けは防止できることが確認できた。さらに、フーチング内に定着させる場合、定着体を使用すれば、鉄筋先端にフックを設ける場合と同様の定着長 $35d$ （ $2/3 \cdot L_0 + 10d$ ）としても機能することが確認できた。

5.2.4 鋼管杭内面ずれ止め厚さの影響

鋼管杭の単杭載荷実験（表-3.1, 表-5.4 参照）において Case SPP-S-3 および Case SPP-S-5 でずれ止め厚さのみを変えた実験を実施した。本実験の目的は杭頭補強鉄筋の材質を SD345 から SD490 に高めた場合、現行設計法におけるずれ止めの仕様で十分な荷重伝達機能が得られるかを確認することである。

Case SPP-S-3 のずれ止め厚さは現行設計法の標準仕様である 12mm とし、Case SPP-S-5 ではずれ止め厚さを 16mm に拡大した。各ケースの荷重-変位関係を図-5.38 に示す。なお、Case SPP-S-3 および Case SPP-S-5 の杭頭部は極力密な配筋条件としており、杭頭補強鉄筋比 4.4% である。

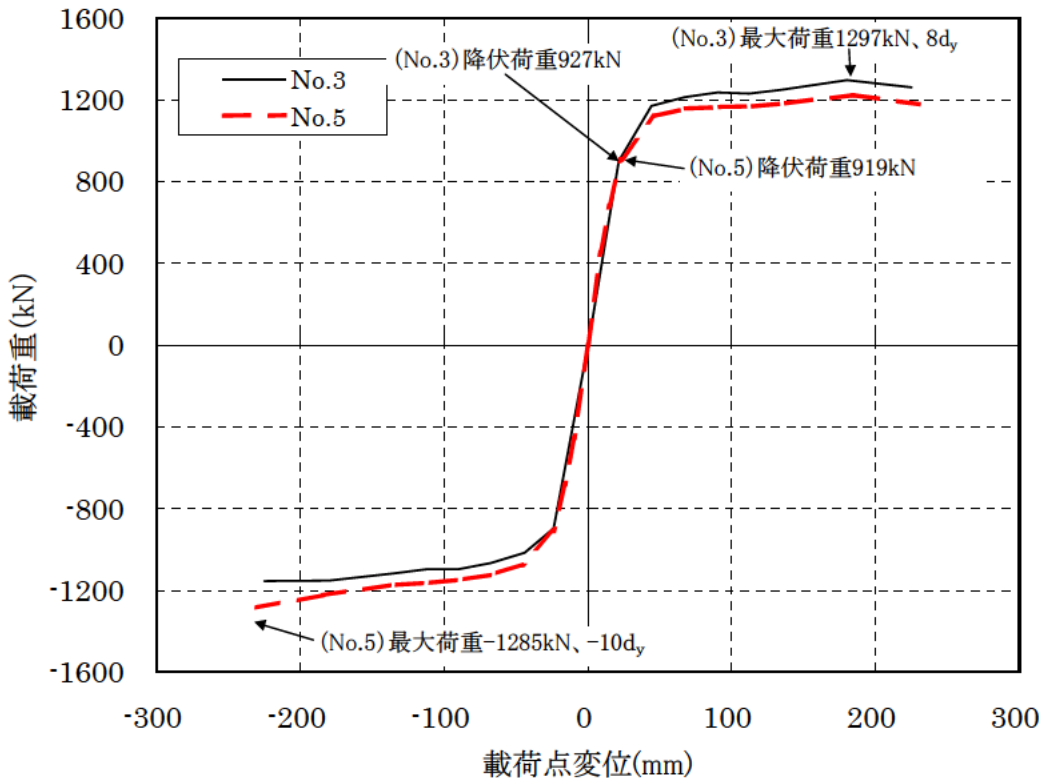


図-5.38 荷重-変位関係（鋼管杭内面ずれ止め厚さの影響）

両者を比較すると、最外縁にある杭頭補強鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する時の降伏荷重は、Case SPP-S-3（ずれ止め厚さ 12mm）では 927kN に対し、Case SPP-S-5（ずれ止め厚さ 16mm）では 919kN であり、最大荷重は Case SPP-S-3 では 1297kN（載荷 8d_y 時）に対し、Case SPP-S-5 では 1285kN（載荷 -10d_y 時）となっており、同等の耐力値を示した。

また、載荷 1d_y 時の載荷点水平変位についても Case SPP-S-3（ずれ止め厚さ 12mm）では 22.5mm に対し、Case SPP-S-5（ずれ止め厚さ 16mm）では 23.0mm であり、ほぼ同等の曲げ剛性であった。

最大の載荷 10d_y 時においても、両者とも大きな荷重低下はなく、健全性が保たれていたことから、ずれ止め厚さによる性能の差異はなく、現行設計法の標準仕様であるずれ止め厚さ 12mm を適用して問題ないと考えられる。

5.3 実験結果から得られた知見

本節では、本章で考察した実験結果をまとめ、本研究の目的である 縁端距離の縮小の可能性とフーチング端部補強筋の必要性、高強度鉄筋の杭軸方向鉄筋、中詰め補強鉄筋への適用性、定着体の適用性、鋼管内ずれ止め厚さの影響について、得られた知見をまとめる。

5.3.1 縁端距離の縮小の可能性とフーチング端部補強筋の必要性について

(1) 縁端距離の縮小の可能性について

- ・ 場所打ち杭の単杭供試体に対する 2 ケース(Case CPP-S-2：縁端距離を縮小したケース，Case CPP-S-1：従来の縁端距離を確保したケース) の実験の結果，最終的な破壊状態が Case CPP-S-2 は側面コンクリートまで剥落した一方で Case CPP-S-1 は下面コンクリートのみであり，その結果フーチング下面鉄筋のひずみが Case CPP-S-2 の方がやや大きくなった等の違いはあるものの，両ケースとも破壊の進行メカニズムは同様であり，降伏点や最大荷重，最終破壊時の変位，最終的な破壊に至る過程で生じる損傷イベント，最終的な破壊形態(軸方向鉄筋の破断)に大きな違いはない。
- ・ 場所打ち杭の組杭供試体(Case CPP-C-1: 縁端距離を縮小し，かつ，杭軸方向鉄筋に SD345 を用いたケース) に対する実験の結果，現行の設計法で定められている許容塑性率程度における損傷状況は，杭頭部付近のフーチング下面のかぶりコンクリートが剥落する程度の軽微なものであり，その後の荷重 変位関係を見てもやや耐力が低下するものの，10d_y で軸方向鉄筋が破断するまで安定して推移した。一方，高強度鉄筋を用いた Case CPP-C-2 では，後述するように，従来鉄筋を用いた場合とはやや異なる挙動が見られた。
- ・ 鋼管杭の組杭供試体に対する 2 ケース(Case SPP-C-1：縁端距離を縮小したケース，Case SPP-C-2：従来の縁端距離を確保したケース) の実験の結果，両ケースとも破壊の進行メカニズムは同様であり，降伏点や最大荷重，最終破壊時の変位，最終的な破壊に至る過程で生じる損傷イベントに大きな違いはない。ただし，最終の破壊形態は両ケースで異なり，縁端距離を縮小したケースは鉄筋の付着切れにより最終的な破壊に至ったものであり，縁端距離の短さが破壊の直接的な要因ではない。また，現行設計法で定められている許容塑性率程度における損傷状況は，杭頭部付近のフーチング下面のかぶりコンクリートが剥落する程度の軽微なものであり，その後の荷重 変位関係を見てもやや耐力が低下するものの，10d_y 程度まで最大耐力を保持して推移した。
- ・ いずれのケースにおいても，水平支圧による破壊は確認されなかった。一方，縁端部のコンクリートのひび割れやフーチング下面鉄筋のひずみの増加が確認された。

以上から，縁端距離を短くした場合にも，現行の設計法で要求されている縁端距離を確保した基礎と同程度の性能を有していると考えられるため，縁端距離を縮小することは可能であると考えられる。また，支圧による破壊は認められなかった。ただし，後述するように，場所打ち杭の軸方向鉄筋に高強度鉄筋を使用した場合には，別途配慮が必要である。

(2) 端部補強筋の影響について

- ・ 場所打ち杭の単杭供試体に対する 2 ケース(Case CPP-S-2：端部補強筋のあるケース，Case CPP-S-3：端部補強筋の無いケース) を比較すると，荷重の増加に伴って端部補強筋のひずみが増

加していることから，端部補強筋が抵抗要素として機能していることは間違いないものの，そのひずみの値は非常に小さいことが分かった。また，両ケースの荷重 変位曲線に大きな違いは見られない。

以上から，端部補強筋は配置しなくとも，その他の細目や照査を満足することで道路橋基礎としての性能は確保できると考えられる。

5.3.2 高強度鉄筋の杭軸方向鉄筋への適用性，定着体の適用性，鋼管内ずれ止め厚さの影響について

(1) 鋼管内ずれ止め厚さの影響について

鋼管内ずれ止め厚さの違いが杭頭結合部の性能に与える影響について確認するため，鋼管杭を用いた単杭実験を実施した。得られた知見は以下の通りである。

- ・杭頭補強鉄筋として高強度鉄筋を用いてずれ止め厚さを現行道示 IV で規定されている 12mm としたケースと，高強度鉄筋を用いてずれ止め厚さを 1 ランク大きい 16mm としたケースと比較すると，杭頭補強鉄筋が降伏するときの変位，最大荷重，曲げ剛性はほぼ同じであった。

以上より，杭体内へ設置するずれ止め厚さは，高強度鉄筋を用いる場合にも現行道示 IV に規定している厚さを確保しておけばよいと考えられる。

(2) 高強度鉄筋の適用性について

場所打ち杭の杭軸方向鉄筋，鋼管杭の中詰め補強鉄筋としての高強度鉄筋の適用性について確認するため，場所打ち杭の組杭実験(Case CPP-C-1, CPP-C-2)，鋼管杭の単杭(Case SPP-S-1, SPP-S-2, SPP-S-4)・組杭実験(Case SPP-C-1, SPP-C-2)に対して，載荷実験を実施した。得られた知見は以下の通りである。

- ・場所打ち杭の組杭供試体に対する 2 ケース(Case CPP-C-1: 縁端距離を縮小し，かつ，杭軸方向鉄筋に SD345 を用いたケース，Case CPP-C-2: 縁端距離を縮小し，かつ，杭軸方向鉄筋に SD490 を用いたケース) の実験の結果，SD490 を用いた Case CPP-C-2 は $2d_y$ で杭体コンクリートのかぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋が露出していたのに対し，SD345 を用いた Case CPP-C-1 は同じ変位レベルで杭体コンクリートのかぶりコンクリートがわずかに剥離した程度であった。さらに，SD345 を用いた Case CPP-C-1 は $1.6d_y$ で最大荷重発揮後に緩やかな荷重低下を伴って $10d_y$ で破壊したのに対し，SD490 を用いた Case CPP-C-2 は $2d_y$ で最大荷重発揮後に顕著な荷重低下が確認され，Case CPP-C-1 よりも早い $8d_y$ で破壊した。これは，高強度鉄筋を用いたために杭体コンクリートの圧壊が早く進行したためであると思われる。
- ・鋼管杭の単杭に対する 3 ケースの実験の結果，杭頭剛結度や降伏点，最大強度点に違いは無かった。ただし，高強度鉄筋を用いて現行の設計法で要求される定着長を確保した Case SPP-S-2 では最終的に鉄筋の引き抜けにより破壊した一方で，定着長を L_0+10d 確保した Case SPP-S-4 では引き抜けが確認されなかった。
- ・鋼管杭の組杭供試体に対する 2 ケース(Case SPP-C-1: 中詰め補強鉄筋に高強度鉄筋 SD490 を用い，かつ，縁端距離を縮小したケース，Case SPP-C-2: 中詰め補強鉄筋に高強度鉄筋 SD490 を用い，かつ，縁端距離を現行設計法通りとしたケース) の実験の結果，縁端距離を縮小した Case

SPP-C-1 において、水平力によるフーチング下面ひび割れと側面へのひび割れ進展がより早い段階で発生することが確認されたが、縁端距離を従来規定どおり確保した Case SPP-C-2 と比較して杭頭結合部の耐力および変形性能に大きな影響を及ぼすことはなかった。荷重低下要因はともに杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であり、破壊時の変位レベルも同程度であった。

- ・いずれのケースにおいても、水平支圧による破壊は確認されなかった。
- ・場所打ち杭は鋼管杭に比べて杭の損傷が激しく、また、杭頭結合部の損傷の進展が早かったものの、組杭の 4 ケースについては、いずれも、荷重の低下要因は杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であり、最終的な破壊形態は鉛直方向の杭の押抜きせん断、もしくは杭の軸方向鉄筋の破断であった。以上より、杭種に関わらず、杭頭結合部の耐荷メカニズムは、ほぼ同様であると考えられる。

以上から、鋼管杭、場所打ち杭ともに、高強度鉄筋を中詰め補強鉄筋、杭軸方向鉄筋に配しても問題ないと考えられる。ただし、場所打ち杭については杭体が先行して損傷する可能性があることから、許容塑性率は現行の 4 よりも低めに抑えておくのが良い。

(3) 定着体の適用性について

- ・鋼管杭の実験結果より、機械式定着は定着長さを鉄筋端部にフックを用いた場合と同程度の定着長である $2/3 \cdot L_0$ としておけば、十分な付着性を有しており、機械式定着を有しない鉄筋を用いた場合と杭頭結合部の耐力や変形性能に違いは確認されなかった。

以上から、杭頭結合部への定着体付き鉄筋は適用可能であると思われる。

5.3.3 フーチング 杭頭結合部の抵抗メカニズム及び破壊形態の確認とそれに基づく設計法の意義の考察

上記の記述のうち、フーチング及び杭頭結合部の抵抗メカニズム、破壊形態について、以下に抜粋して再掲し、これに基づいて現行設計法の意義を確認するとともに、新しい設計法を提案するにあたって留意すべき事項を述べる。

- ・フーチングの損傷に着目した場合、フーチング下面のせん断ひび割れが進展すると鉄筋のひずみが増加していることから、フーチング縁端部の抵抗メカニズムは、ひび割れが入る初期の段階はコンクリートが抵抗し、ひび割れの進展とともにコンクリートの抵抗が減り、次第にフーチング下面鉄筋が抵抗すると考えられる。したがって、常時・レベル 1 地震時を想定した場合、長期耐久性という観点からフーチングに大きなひび割れが生じることは望ましくないため、縁端部コンクリートに着目した水平押抜きせん断耐力の照査としてもよいと考えられる。一方、レベル 2 地震時に対しては、コンクリートと鉄筋のせん断耐力を考慮した照査が必要であると考えられる。
- ・フーチングの主たる損傷形態は、杭頭周辺からフーチング縁端部にかけての水平方向せん断破壊と繰返し荷重による杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であった。場所打ち杭による Case CPP-C-1, CPP-C-2 のいずれのケースでもフーチングの水平支圧破壊は観察されなかった。

- ・縁端距離を縮小した Case SPP-C-1 と縁端距離を従来規定どおり確保した Case SPP-C-2 の実験結果から、縁端距離の大小に関わらず、最大荷重到達 (8d_y 時) までのフーチングの主たる損傷形態は、鋼管杭の杭頭埋込み部における水平方向せん断破壊と杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であり、縁端距離の異なるいずれのケースでもフーチングの水平支圧破壊は観察されなかった。
- ・また、杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落については、荷重 2d_y 時 (杭頭結合部の降伏荷重レベル) までは損傷が生じていないことから、現行設計法の照査を満足すれば、鉛直押抜きせん断に対して問題にならないことが確認された。さらに、載荷実験では杭の補強鉄筋の付着切れに伴うフーチング内部の塑性化がフーチング上面の鉛直押抜きせん断に影響したことが考えられたため、杭の補強鉄筋の付着切れが大きく進展しない範囲で許容塑性率を設定しておく必要があると考えられる。なお、今回の載荷実験では塑性率 4 の範囲であればフーチング内へ定着した補強鉄筋が降伏する長さは余裕長 10d の範囲に収まっていた。

< 本章の参考文献 >

- 1) 野々村佳哲, 白戸真大, 中谷昌一: 杭とフーチングの結合部の強度に関する正負交番載荷実験, 第 11 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.169-174, 2008.
- 2) 中村祐二, 白戸真大, 中谷昌一: 杭とフーチング結合部の耐力に関する正負交番載荷実験, 第 30 回地震工学研究発表会, 2009.
- 3) 岡原美知夫, 福井次郎, 中谷昌一, 田口敬二, 藤村知広: 杭頭部とフーチング結合部の設計法に関する検討, 土木研究所資料, 第3077号, 1992.
- 4) 恩田邦彦, 中谷昌一, 白戸真大, 大久保浩弥: 高強度鉄筋を用いた杭頭結合構造の正負交番水平載荷実験, 土木学会第 64 回年次学術講演会, 2009.
- 5) 福井次郎, 中野正則, 木村嘉富, 石田雅博, 大越盛幸, 阪野彰: 杭基礎の変形性能に関する載荷試験, 土木研究所資料, 第 3553 号, 1998.
- 7) 池内武文, 甘利憲一, 松村廣: 場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する実験, 土木学会年次学術講演会 Vol.43, pp.532-533, 1988.
- 8) 小笠原政文, 石塚喬康, 吉田靖: 場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する実験 (その 2), 土木学会年次学術講演会 Vol.44, pp.392-393, 1989.
- 9) 中野正則, 木村嘉富, 石澤毅, 嶋津晃臣, 小山清一: 鋼管杭基礎の模型水平載荷実験 (その 1), 第 32 回地盤工学研究発表会, pp.1573-1574, 1997.
- 10) 福井次郎, 木村嘉富, 吉田映, 鈴木規彦, 平田尚: 鋼管杭基礎の模型水平載荷実験 (その 2), 第 32 回地盤工学研究発表会, pp.1575-1576, 1997.
- 11) 中谷昌一, 白戸真大: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, 第 4030号, 2006.
- 12) 中谷昌一, 竹口昌弘, 井落久貴, 横幕清: 鋼管杭を用いた斜杭基礎の変形性能に関する載荷実験, 土木研究所資料, 第4108号, 2008.
- 13) 星隈順一, 運上茂樹, 川島一彦, 長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊

型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 構造工学論文集, vol.44A, pp.877-888,
1998.3

第6章 耐力評価式の検討

6.1 フーチング縁端部の水平押抜きせん断耐力の評価

杭とフーチング縁端部に着目した載荷実験から、縁端部コンクリートに水平方向のせん断ひび割れが発生、進展するとフーチング下面鉄筋が抵抗し始め、杭基礎が破壊するまでに下面鉄筋が一部降伏する場合も確認された。さらに、縁短距離を縮小した既往の実験から水平力が卓越する場合にはフーチング縁端部で押抜きせん断破壊が生じている。こうした損傷や破壊を防ぐため、フーチング端部の杭について水平力に対する照査が必要と考えられる。例えば、図-4.51, 4.52, 図-4.62, 4.63, 図-4.74, 4.75, 図-4.85, 4.86 に示すフーチングのひび割れ進展状況や、図-4.48, 図-4.59, 図-4.71, 図-4.82 に示すフーチング下面鉄筋のひずみ分布から、フーチング縁端部の水平押抜きせん断力の負担機構は、以下のようになっていると考えられる。なお、損傷水準 1, 2 は実験結果をもとに本報告書で設定したものである。

損傷水準 1: フーチング下面に発生したひび割れが側面まで到達して進展し、縁端部コンクリートが負担できる水平押抜きせん断力の上限值に達した状態 (図-6.1 参照)。これ以降は鉄筋のひずみが急増し、コンクリートとフーチング下面鉄筋の両方で分担し始めると考えられる。なお、図-6.1 の損傷状態で確認された鉄筋ひずみは 1000μ 程度であった。

【組杭実験】 場所打ち杭 Case CPP-C-1 : $1d_y \sim 3d_y$ 程度, Case CPP-C-2 : $1d_y$ 程度, 鋼管杭 Case CPP-C-2 : $1.5d_y \sim 4d_y$ 程度, 鋼管杭 Case SPP-C-2 : フーチング側面まで水平せん断ひび割れが進展しない

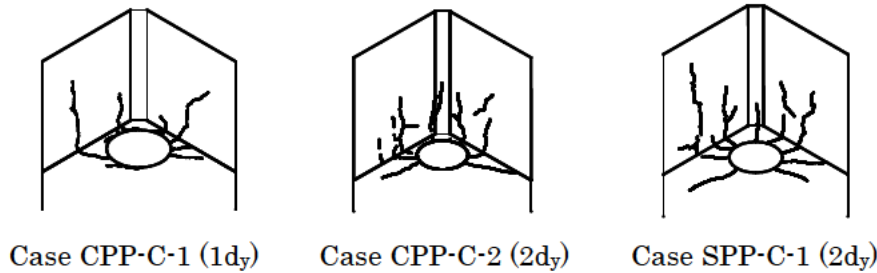
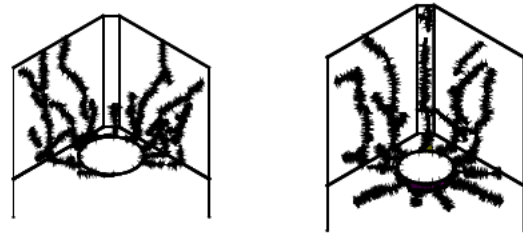


図-6.1 損傷水準 1 の状況

損傷水準 2: フーチング下面鉄筋の一部が降伏する状態で、コンクリート部分の負担は減少し、主としてフーチング下面鉄筋で負担している状態 (図-6.2)。水平荷重が極端に支配的な状態においては全ての下面鉄筋が降伏して終局状態となるが、本実験報告で述べたように、一般の橋梁における荷重状態、すなわち、水平荷重に加えてモーメントや軸力が同時に作用する荷重状態においては、全ての下面鉄筋が降伏する前に鉄筋の抜け出し等に起因する破壊が先行するため、全ての橋梁において、全降伏に至るわけではない。

【組杭実験】 場所打ち杭 Case CPP-C-1 : $3d_y$ 程度, Case CPP-C-2 : 下面鉄筋は降伏せず, 鋼管杭 Case SPP-C-1 : $4d_y$ 程度, 鋼管杭 Case SPP-C-2 : 下面鉄筋は降伏せず



Case CPP-C-1 (4dy) Case SPP-C-1 (5dy)

図-6.2 損傷水準 3 の状況

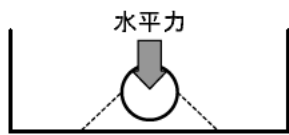
フーチング縁端部の水平押抜きせん断に着目した実験について整理したものを表-6.1 に示す。そして、このときの実験概要を図-6.3 に示す。このうち、H-7~9 が首都高速道路公団（当時）で実施した縁端距離を縮小して杭頭結合部に水平力のみ作用させた単杭実験であり、H-7, 8 が一般部、H-9 が隅角部に配置された杭を対象にしている。Case CPP-S-1, B が本研究で実施した杭頭結合部に水平力と曲げモーメントが同時に作用する単杭実験、Case CPP-C-1~SPP-C-2 が水平力と曲げモーメントの他に軸力変動を考慮した組杭実験である。荷重の作用方向が各実験で異なり、図-6.4 に示すように単杭実験が一般部に 90° 方向、組杭実験が隅角部に 45° 方向荷重となっている。表-6.2 には、フーチング下面鉄筋のひずみ応答が急増して、縁端部コンクリートが負担できる水平押抜きせん断力の上限値に達した時点の荷重（損傷水準 1）、フーチング下面鉄筋が降伏ひずみに達した時点の荷重（損傷水準 2）、荷重における最大荷重を示す。このうち、Case CPP-C-1~SPP-C-2 は組杭実験であり、実験値は引抜き杭が負担する水平荷重であり、非線形はりモデルを用いて計算した。ここで、引抜き杭の負担荷重を示す理由は、図-6.4 に示すように本荷重試験では引抜き杭における杭頭結合部において、フーチング縁端方向への水平力が発生するためである。一方、押し込み杭の杭頭結合部では、フーチング縁端部とは逆方向への水平力が発生する。

フーチング縁端部が損傷水準 1 に達したのは、いずれも縁端距離を縮小した荷重実験であった。損傷水準 2 に達したのは、首都高速道路公団で実施した単杭実験と、場所打ち杭 Case CPP-C-1 および鋼管杭 Case SPP-C-1 であった。そのうち、フーチング下面鉄筋が全降伏に至ったケースおよびフーチングが最大荷重に達したのは、首都高速道路公団で実施した単杭実験だけであった。従来の縁端距離を確保した場所打ち杭 Case CPP-S-1 や鋼管杭 Case SPP-C-2 では、荷重における最大荷重に到達した時点においても鉄筋に生じたひずみは 500 マイクロ程度以下であり、フーチング縁端の損傷は損傷水準 1 以前の損傷レベルにとどまっていた。

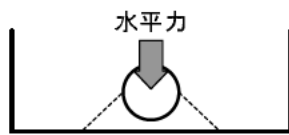
表-6.1 フーチング縁端部の水平押抜きせん断に着目した実験

供試体	杭径 (mm)	縁端距離 (mm)	フーチング 下面鉄筋	フーチング 厚 (mm)	コンクリート(N/mm ²)	鉄筋の 種類	実施者 (スケール)
H-7 (単杭)	300	62.5	D13 (0.14%)	1000	21	SD345	首都高速道路 (1/4)
H-8 (単杭)	500	62.5	D13 (0.14%)	1000	21	SD345	〃 (1/4)
H-9	375	62.5	D13	1000	21	SD345	〃

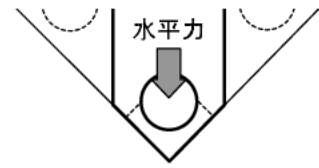
(单杭)			(0.14%)				(1/4)
Case CPP-S-1 (单杭)	600	300 (従来縁端)	D19 (0.20%)	1250	21	SD345	土木研究所 (1/2)
Case CPP-S-2 (单杭)	600	75	D19 (0.20%)	1250	21	SD345	" (1/2)
Case CPP-C-1 (組杭)	600	75	D19 (0.17%)	1250	21	SD345	" (1/2)
Case CPP-C-2 (組杭)	500	60	D22 (0.23%)	1500	30	SD345	" (5/12)
Case SPP-C-1 (組杭)	508	168	D22 (0.25%)	1400	30	SD345	" (1/2)
Case SPP-C-2 (組杭)	508	375 (従来縁端)	D22 (0.21%)	1620	30	SD345	JASPP (1/2)



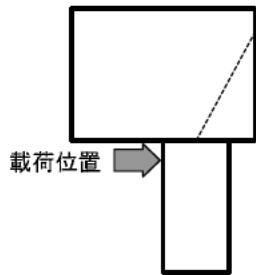
平面図 (杭頭部)



平面図 (杭頭部)



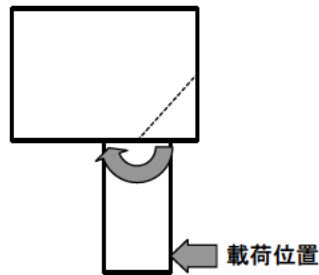
平面図 (杭頭部)



側面図
水平力のみ

H-7~9

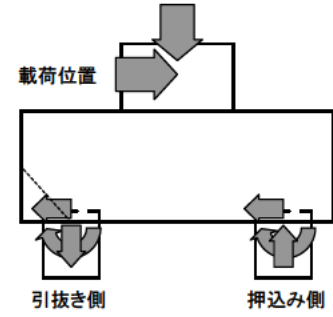
(a) 首都高速道路



側面図
水平力と曲げ

Case CPP-S-1, CPP-S-2

(b) 土木研究所または JASPP



側面図
水平力・曲げ・軸力

Case CPP-C-1~SPP-C-2

図-6.3 実験概要

表-6.2 フーチング縁端部の各損傷水準における水平荷重

供試体	杭種 (縁端距離)	実験結果 (kN)		
		損傷水準 1 フーチングコンクリートのひび割れが側面まで到達した時点の荷重	損傷水準 2 フーチング下面鉄筋が降伏ひずみに達した時点の荷重	最大荷重
H-7	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	198	420	427
H-8	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	333	900	967
H-9	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	251	410	516
Case CPP-S-1 (単杭)	場所打ち杭 (縁端 300mm)	水平せん断ひび割れが大きく進展せず	損傷水準 2 に達する前に他の部位の損傷(杭体杭頭部圧縮縁かぶりコンクリート剥落)により荷重低下	255
Case CPP-S-2 (単杭)	場所打ち杭 (縁端 75mm)	121	損傷水準 2 に達する前に他の部位の損傷(杭体杭頭部圧縮縁かぶりコンクリート剥落)により荷重低下	242
Case CPP-C-1 (組杭)	場所打ち杭 (縁端 75mm)	242	280	280
Case CPP-C-2 (組杭)	場所打ち杭 (縁端 60mm)	212	損傷水準 2 に達する前に他の部位の損傷(杭体杭頭部圧縮縁かぶりコンクリート剥落)により荷重低下	239
Case SPP-C-1 (組杭)	鋼管杭 (0.33D)	314	475	482
Case SPP-C-2 (組杭)	鋼管杭 (0.75D)	水平せん断ひび割れが大きく進展せず	損傷水準 2 に達する前に他の部位の損傷(隅角部のフーチングかぶりコンクリート剥落)により荷重低下	495

フーチング縁端部の水平押抜きせん断耐力について、レベル 1 地震時を想定した場合、フーチングコンクリートの目立った損傷を抑え、軽微なひび割れの発生にとどめる(損傷水準 1 の状態)べきであり、損傷水準 2 に達しないように照査する必要がある。したがって、現行設計便覧の押抜きせん断照査同様にフーチング水平押抜きせん断の照査は、フーチングコンクリート部の負担のみ考慮した耐力式を用いることが適切であると考えられる。

適用候補として，3通りの式を以下に列挙する。

適用式 現行設計便覧の式 (III.6.7) を修正

$$H = \tau_c \times h' \times (2l + D + 2h') \times \alpha$$

τ_c : コンクリートせん断強度 (N/mm²), h' : 縁端距離 (mm),

l : 杭の埋込み長 (mm), D : 杭径 (mm),

α : 45°方向載荷時の係数で 0.6 とした。これは，首都高速道路公団で行われた実験¹⁾から，フーチング縁端一般部とフーチング縁端隅角部 (45°方向載荷時) のフーチング降伏耐力の比がおおよそ 1 : 0.6 であったことに基づく。

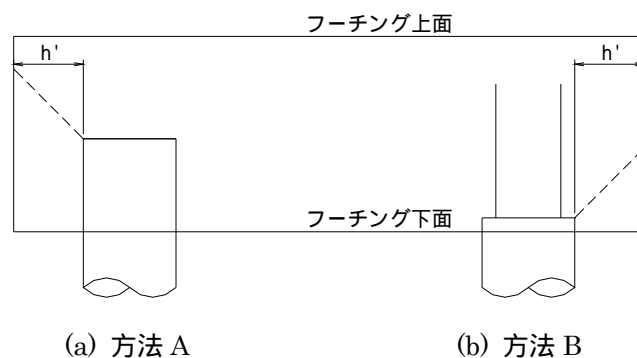


図-6.5 現行設計便覧における縁端距離

表-6.3 適用式 による各実験ケースのコンクリートが負担する水平押抜きせん断耐力

		H-7	H-8	H-9	CaseA	CaseB	CaseD	CaseE	CaseF	CaseG
杭径	D mm	300	500	375	600	600	600	500	508	508
縁端距離	h' mm	62.5	62.5	62.5	300	75	75	60	168	375
コンクリートのせん断強度	τ_c N/mm ²	2.55	2.55	2.55	2.70	2.55	2.70	3.00	3.00	3.00
杭の埋込み長	l mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100
45°方向載荷時の係数	α	---	---	---	---	---	0.6	0.6	0.6	0.6
水平耐力 (コンクリート部)	P_c kN	100	131	112	1134	182	115	89	316	984

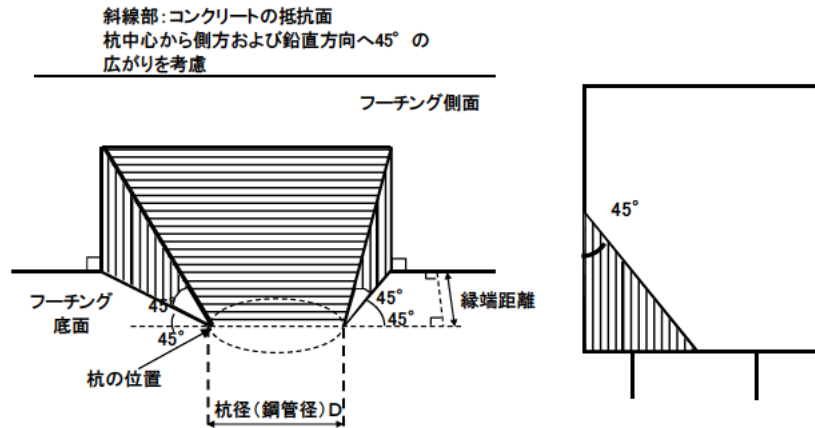
適用式 幸左の提案式 (コンクリート部)²⁾

幸左の提案式のうち，コンクリート部の耐力のみを抽出した次の式を用いることとした。

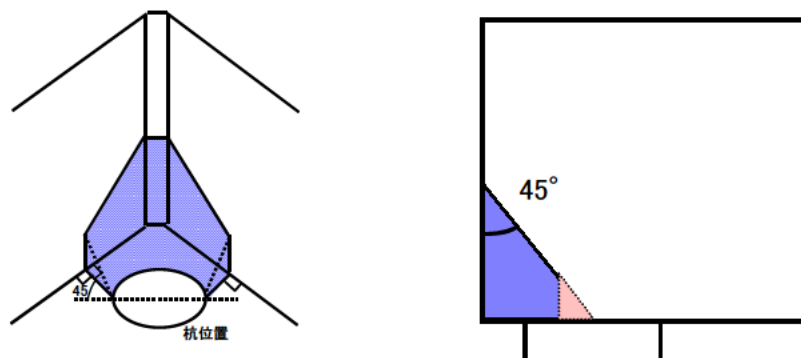
$$H = \tau_c \cdot A_c$$

τ_c : コンクリートせん断強度 (N/mm²)

A_c : コンクリートの抵抗面積でフーチング下面では杭の中心線より 45°，フーチング高さ方向には 45°のコンクリート破壊面を設定 (図-6.6) (mm²)



(a) 水平力のみ作用する場合のせん断抵抗面



(b) 水平力と曲げモーメントが作用する場合のせん断抵抗面

図-6.6 コンクリート部の負担面積

表-6.4 適用式②による各実験ケースのコンクリートが負担する水平押抜きせん断耐力

		H-7	H-8	H-9	CaseA	CaseB	CaseD	CaseE	CaseF	CaseG	
杭径	D	mm	300	500	375	600	600	600	500	508	508
コンクリートの負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm^2	0.33	0.33	0.33	0.35	0.35	0.35	0.37	0.37	0.37
コンクリートの抵抗面積	A_c	mm^2	217877	497184	240306	1527351	715946	411753	300457	515945	1175924
水平耐力(コンクリート部)	H	kN	72	164	79	535	251	144	111	191	435

適用式③ 現行道示 IV 8.6・橋座部の水平耐力式 (コンクリート部)

現行道示 IV 8.6・橋座部の水平耐力式のうち、コンクリート部の耐力のみを抽出した以下の式を用いることとした。

$$P_c = 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_c} \cdot A_c$$

α : コンクリートの負担部を算出するための係数で、現行道示 IV の図-解 8.6.1 による

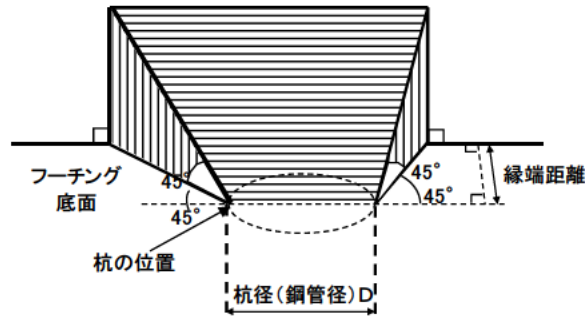
$$(\alpha = 0.32 \sigma_n / \sqrt{(\sigma_c) + 0.15})$$

σ_n : 鉛直力による杭上端面の支圧応力度で杭に作用する死荷重反力を杭断面

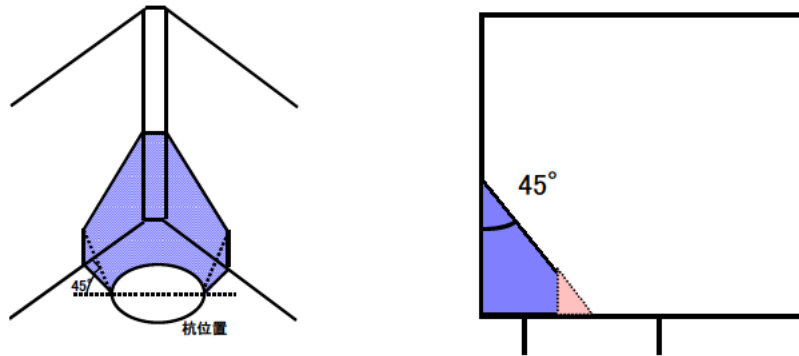
積（鋼管杭は中詰めコンクリートを考慮）で除した値（ N/mm^2 ）
 σ_c ：コンクリートの圧縮強度（ N/mm^2 ）で、ここでは材料強度試験値とした
 A_c ：コンクリートの抵抗面積でフーチング下面では杭の中心線より 45° ，フーチング高さ方向には 45° のコンクリート破壊面を想定（図-6.7 参照）
（ mm^2 ）

斜線部：コンクリートの抵抗面
杭中心から側方および鉛直方向へ 45° の
広がりを考慮

フーチング側面



(a) 一般部 90° 方向荷荷の場合



(b) 隅角部 45° 方向荷荷の場合

図-6.7 コンクリート部の負担面積

表-6.5 適用式③による各実験ケースのコンクリートが負担する水平押抜きせん断耐力

		H-7	H-8	H-9	CaseA	CaseB	CaseD	CaseE	CaseF	CaseG	
杭径	D	mm	300	500	375	600	600	600	500	508	508
杭断面積	A_p	mm^2	70686	196350	110447	282743	282743	282743	196350	202683	202683
コンクリートの 圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	20.01	20.01	20.01	24.92	22.37	23.77	31.39	33.72	29.74
コンクリートの 抵抗面積	A_c	mm^2	217877	497184	240306	1527351	715946	411753	300457	515945	1175924
係数(コンクリート)	α		0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.36	0.32	0.31	0.32
支圧応力度	σ_n	N/mm^2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.18	3.06	2.96	2.96
軸力	N	kN	0	0	0	0	0	900	600	600	600
水平耐力 (コンクリート部)	P_c	kN	47	107	52	366	163	230	175	300	664

表-6.6 にレベル 1 地震時におけるフーチング水平押抜きせん断耐力の実験値と計算値を比較して示す。図-6.8 に各実験ケースの実験値と計算値の比をプロットしたものと、各実験ケースで確認された損傷を示す。

また、現行設計便覧の修正式による計算では、現行道示 IV 4.2 より、コンクリートの圧縮強度が、例えば $\sigma_c = 30\text{N/mm}^2$ の場合の許容押抜きせん断応力度 $\tau_a = 1.0\text{N/mm}^2$ として、安全率 3 を乗じたものをせん断強度 τ_c として用いた。幸左の提案式（コンクリート部）による計算では、現行道示 V 10.5 に規定されるコンクリートの負担できる平均せん断応力 τ_c を用いた。橋座部の水平耐力式（コンクリート部）による計算では、材料試験によるフーチングコンクリートの圧縮強度を用いた。

表-6.6、図-6.8 から首都高速道路公団の実験結果に対して、コンクリート負担分で計算される耐力式は、いずれの式も安全側の評価を与えることがわかる。一方で、本研究で実施した Case CPP-S-1 ~ SPP-C-2 の載荷実験に対しては、適用式 橋座部の水平耐力式（コンクリート部）による耐力計算値が最もよく対応している。

表-6.6 レベル1地震時におけるフーチング水平押抜きせん断耐力式（コンクリート部のみ負担）の計算値（コンクリートの実強度，または特性強度を使って計算）

供試体	杭種 (縁端距離)	実験結果 (kN)	計算結果 (kN) (実験値 / 計算値)		
			現行設計便覧 の式	幸左の提案式 (コンクリート部)	橋座部の水平 耐力式 (コンク リート部)
H-7	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	198	100 (1.99)	72 (2.75)	47 (4.23)
H-8	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	333	131 (2.53)	164 (2.03)	107 (3.12)
H-9	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	251	112 (2.25)	79 (3.17)	52 (4.86)
Case CPP-S-1 (単杭)	場所打ち杭 (縁端 300mm)	(255 以上) 水平せん断ひび割れ が大きく進展せず	1134 (0.22 以上)	535 (0.48 以上)	366 (0.68 以上)
Case CPP-S-2 (単杭)	場所打ち杭 (縁端 75mm)	121	182 (0.67)	251 (0.48)	163 (0.74)
Case CPP-C-1 (組杭)	場所打ち杭 (縁端 75mm)	242	115 (2.10)	144 (1.68)	230 (1.05)
Case CPP-C-2 (組杭)	場所打ち杭 (縁端 60mm)	212	89 (2.39)	111 (1.91)	175 (1.21)
Case SPP-C-1 (組杭)	鋼管杭 (0.33D)	314	316 (0.99)	191 (1.64)	300 (1.05)
Case SPP-C-2 (組杭)	鋼管杭 (0.75D)	(495 以上) 水平せん断ひび割れ が大きく進展せず	984 (0.50 以上)	435 (1.14 以上)	664 (0.75 以上)

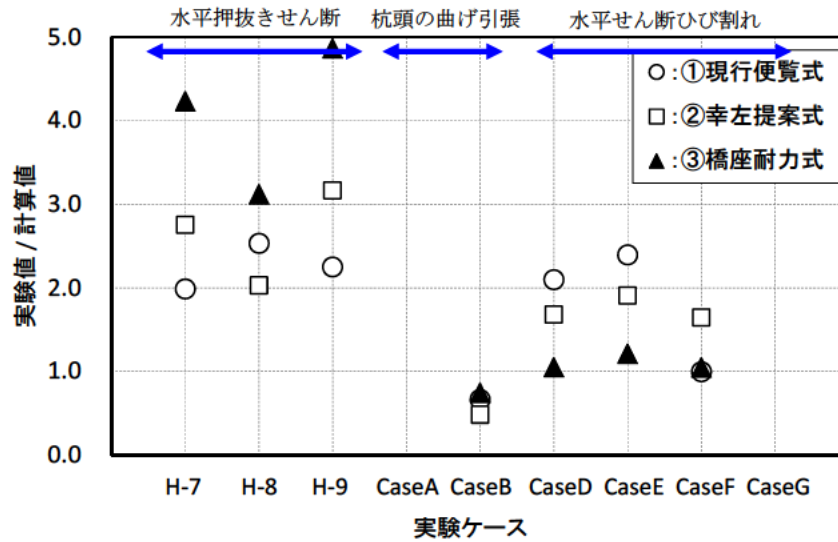


図-6.8 実験値と計算値の比較

レベル 2 地震時を想定した場合、フーチング縁端部の水平押抜きせん断破壊による基礎の不安定化を防止するための照査を行えばよいと考えられることから、フーチング水平押抜きせん断の照査は、フーチング下面鉄筋の負担を考慮した耐力式を用いることが適切であると考えられる。

適用候補として、3通りの式を以下に列挙する。

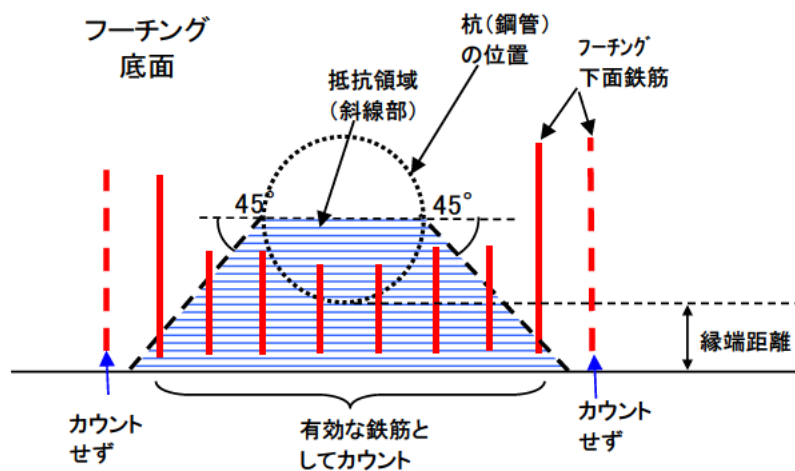
適用式④ 首都高速道路 橋梁構造物設計要領の式

本式は、過去に首都高速道路公団で行われた実験³⁾⁴⁾から得られた式である（フーチング下面鉄筋のみ負担）。

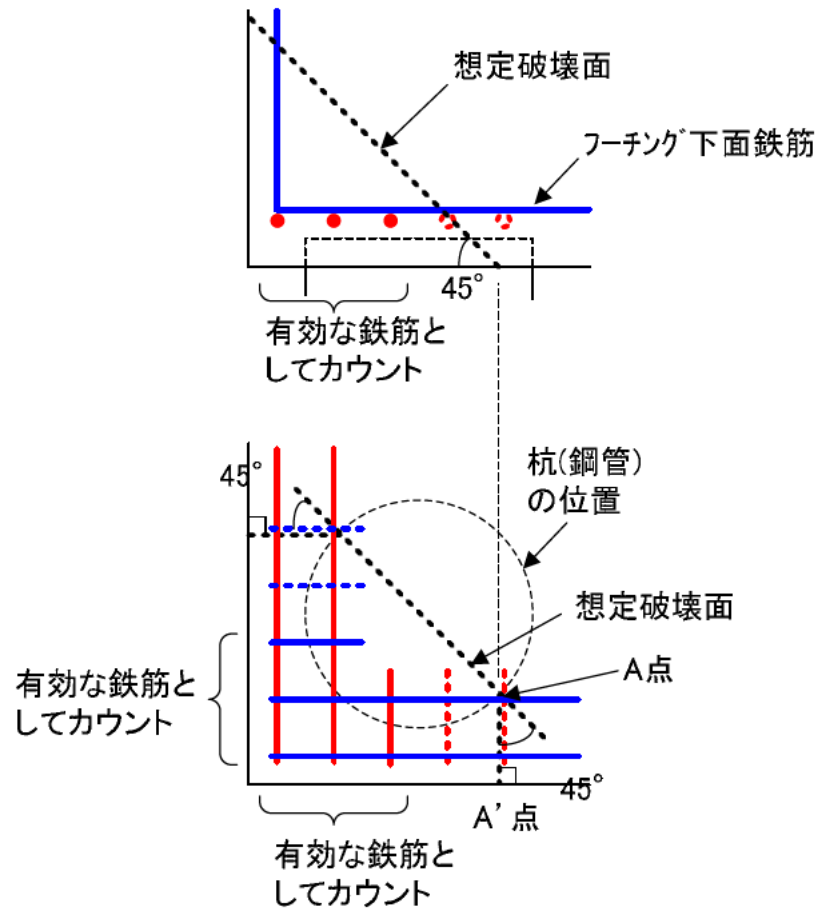
$$H = \sigma_{sy} \times n \times A_s \times \cos 45^\circ$$

ここに、 σ_{sy} ：鉄筋の降伏強度 (N/mm²)， n ：鉄筋本数 (図-6.9 参照)，

A_s ：鉄筋一本当りの断面積 (mm²) で、図-6.9 (b) の場合、フーチング下面鉄筋の配置方向と載荷方向の為す角度を考慮し、 $\cos 45^\circ$ を乗じた。



(a) 一般部 90°方向載荷の場合



(b) 隅角部 45°方向载荷の場合

図-6.9 有効なフーチング下面鉄筋本数

図-6.9 においては、有効な下面鉄筋を実線もしくは塗りつぶしで示し、無効な鉄筋を破線もしくは白抜きで示した。ここで、有効な鉄筋は、一般部・隅角部ともに、抵抗領域に含まれる鉄筋のみを計上し、抵抗領域は荷点から 45° の広がりを持つ領域とした。

隅角部の有効鉄筋は、次のように計上した。まず、図-6.9 (b) の平面図 (下の図) に示すように、平面上の想定破壊面を決定する。想定破壊面は、抵抗領域として寄与する領域(本資料の場合は 45°)で、杭の中心を通る面とする。そして、平面図において、平面上の想定破壊面と杭の縁端との交点 (図中の A 点) を決定し、それをフーチング縁端まで延長させてフーチング縁端との交点 (A'点) を求める。そして、断面図 (図-6.9 (b)の上の図) において、A'点から抵抗領域として寄与する領域 (本資料の場合は 45°) で立ち上げた鉛直断面上の想定破壊面を決定する。そして、平面上の想定破壊面・鉛直断面上の想定破壊面の両方に含まれる鉄筋の本数を計上した。例えば断面図において右から二本目の鉄筋は、想定破壊面に含まれないため、有効な鉄筋としてはカウントしなかった。

表-6.7 適用式④による各実験ケースの水平押抜きせん断耐力

			H-7	H-8	H-9	CaseA	CaseB	CaseD	CaseE	CaseF	CaseG
杭径	D	mm	300	500	375	600	600	600	500	508	508
鉄筋降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	382	382	382	378	378	370	365	365	365
鉄筋断面積	A_{si}	mm ²	126.7	126.7	126.7	286.5	286.5	286.5	387.1	387.1	387.1
抵抗面を通過する鉄筋本数	n	本	6	8	6	11	9	4	4	6	10
水平耐力(合計)	H	kN	290	387	290	1191	975	300	400	599	999

適用式⑤ 幸左の提案式 (コンクリート部+鉄筋部) ²⁾

$$H = \tau_c \cdot A_c + \tau_{xy} \cdot n \cdot A_s$$

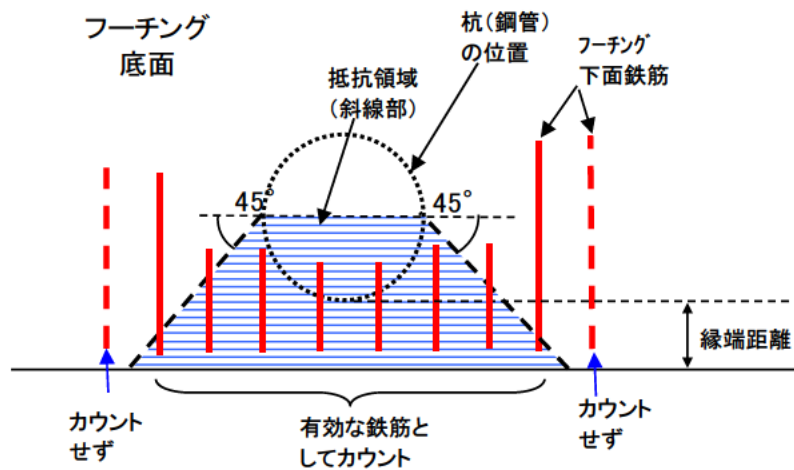
τ_c : コンクリートせん断強度 (N/mm²),

A_c : コンクリートの抵抗面積 (図-6.6 参照) (mm²),

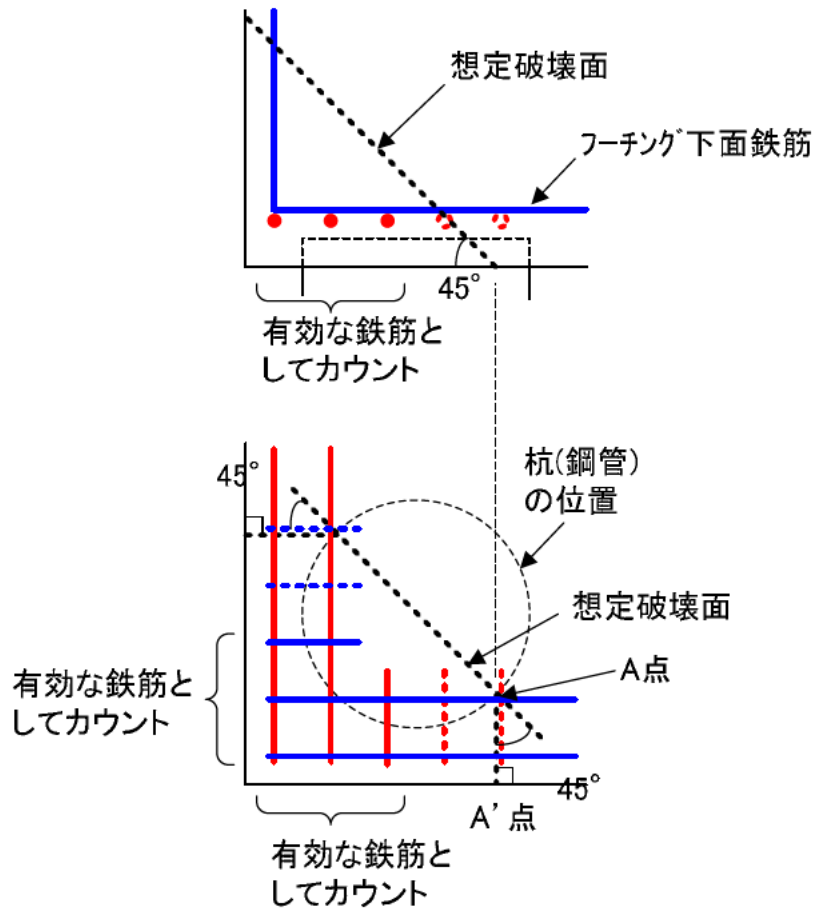
τ_{xy} : 鉄筋のせん断強度 ($=\sigma_{sy}/\sqrt{3}$) (N/mm²),

n : 破壊面内の下面鉄筋本数 (図-6.10 参照),

A_s : 鉄筋一本当りの断面積 (mm²)



(a) 一般部 90°方向荷荷の場合



(b) 隅角部 45°方向載荷の場合

図-6.10 有効なフーチング下面鉄筋本数

表-6.8 適用式⑤による各実験ケースの水平押抜きせん断耐力

		H-7	H-8	H-9	CaseA	CaseB	CaseD	CaseE	CaseF	CaseG	
杭径	D	mm	300	500	375	600	600	600	500	508	508
杭断面積	A_p	mm^2	70686	196350	110447	282743	282743	282743	196350	202683	202683
コンクリートの負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm^2	0.33	0.33	0.33	0.35	0.35	0.35	0.37	0.37	0.37
コンクリートの抵抗面積	A_c	mm^2	217877	497184	240306	1527351	715946	411753	300457	515945	1175924
鉄筋せん断強度	τ_{xy}	N/mm^2	221	221	221	218	218	214	211	211	211
鉄筋断面積	A_{si}	mm^2	126.7	126.7	126.7	286.5	286.5	286.5	387.1	387.1	387.1
抵抗面を通過する鉄筋本数	n	本	6	8	6	11	9	4	4	6	10
水平耐力 (コンクリート部)	H_c	kN	72	164	79	535	251	144	111	191	435
水平耐力 (鉄筋部)	H_s	kN	168	224	168	688	563	245	326	489	816
水平耐力 (合計)	H	kN	240	388	247	1222	813	389	437	680	1251

適用式⑥ 現行道示 IV 8.6・橋座部の水平耐力式 (コンクリート部+鉄筋部)

現行道示 IV 8.6・橋座部の水平耐力式をもとに、杭頭接合部に適用した以下の式を用いて、計算した。

$$P = P_c + P_s$$

$$P_c = 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_c} \cdot A_c$$

$$P_s = n \cdot \beta \cdot (1 - h_b / d_a) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot \cos 45^\circ$$

P_c : コンクリート部の負担する耐力

P_s : フーチング下面鉄筋の負担する耐力

α : コンクリートの負担部を算出するための係数で、現行道示 IV の図-解 8.6.1 による ($\alpha = 0.32 \sigma_n / \sqrt{(\sigma_c) + 0.15}$)

σ_n : 鉛直力による杭上端面の支圧応力度で杭に作用する死荷重反力を杭断面積 (鋼管杭は中詰めコンクリートを考慮) で除した値とする (N/mm^2)

σ_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2) で、ここでは材料強度試験値とした。

A_c : コンクリートの抵抗面積でフーチング下面では杭の中心線より 45° , フーチング高さ方向には 45° のコンクリート破壊面を想定 (図-6.7 参照) (mm^2)

n : コンクリートの抵抗面を通過するフーチング下面鉄筋本数 (図-6.11 参照)

β : フーチング下面鉄筋の負担分に関する補正係数で 0.5 としてよい

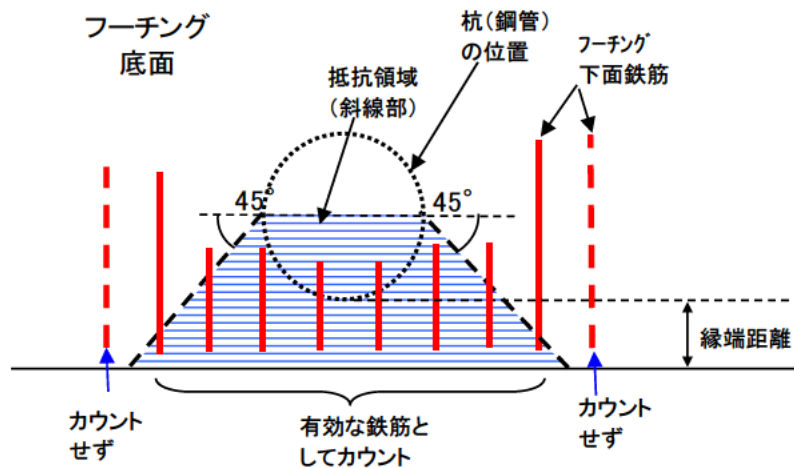
h_b : フーチング下面からフーチング下面鉄筋位置までの距離 (図-6.12 参照) (mm)

d_a : 杭中心からフーチング縁端までの距離 (図-6.12 参照) (mm)

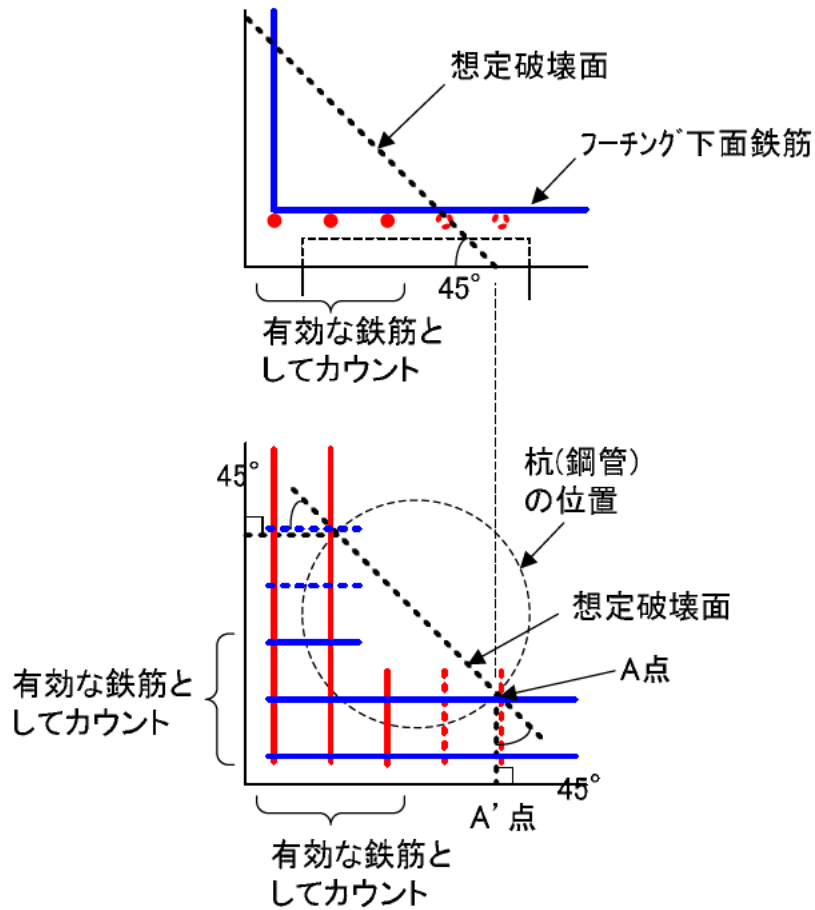
σ_{sy} : フーチング下面鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

A_s : フーチング下面鉄筋の断面積 (mm^2)

図-6.11 (b) の場合、フーチング下面鉄筋の配置方向と載荷方向の為す角度を考慮し、 $\cos 45^\circ$ を乗じた。



(a) 一般部 90° 方向載荷の場合



(b) 隅角部 45°方向载荷の場合

図-6.11 有効なフーチング下面鉄筋本数

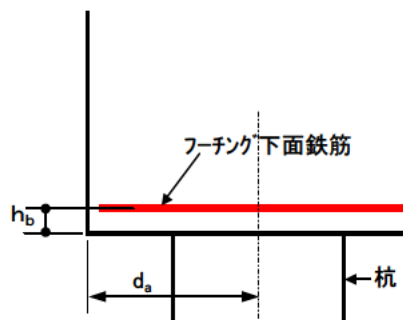


図-6.12 h_b と d_a の取り方

表-6.9 適用式 による各実験ケースの水平押抜きせん断耐力

			H-7	H-8	H-9	CaseA	CaseB	CaseD	CaseE	CaseF	CaseG
杭径	D	mm	300	500	375	600	600	600	500	508	508
杭断面積	A_p	mm^2	70686	196350	110447	282743	282743	282743	196350	202683	202683
コンクリートの 圧縮強度	σ_{ck}	N/mm^2	20.01	20.01	20.01	24.92	22.37	23.77	31.39	33.72	29.74
コンクリートの 抵抗面積	A_c	mm^2	217877	497184	240306	1527351	715946	411753	300457	515945	1175924
係数(コンクリート)	α		0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.36	0.32	0.31	0.32
支圧応力度	σ_n	N/mm^2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.18	3.06	2.96	2.96
軸力	N	kN	0	0	0	0	0	900	600	600	600
鉄筋降伏強度	σ_{sy}	N/mm^2	382	382	382	378	378	370	365	365	365
鉄筋断面積	A_{si}	mm^2	126.7	126.7	126.7	286.5	286.5	286.5	387.1	387.1	387.1
係数(鉄筋)	β		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
杭中心からの距離	d_a	mm	212.5	312.5	250	600	375	455	363	516	809
鉄筋被り	h_b	mm	150	150	150	150	150	131	150	150	150
抵抗面を通過する 鉄筋本数	n	本	6	8	6	11	9	4	4	6	10
水平耐力 (コンクリート部)	P_c	kN	47	107	52	366	163	230	175	300	664
水平耐力 (鉄筋部)	P_s	kN	43	101	58	447	292	107	117	213	407
水平耐力 (合計)	P	kN	89	207	110	813	455	337	292	513	1071

表-6.10 にレベル 2 地震時におけるフーチング水平押抜きせん断耐力の実験値と計算値を比較して示す。図-6.13 に各実験ケースの実験値と計算値の比をプロットしたものと、各実験ケースで確認された損傷を示す。なお、Case CPP-S-1 ~ SPP-C-2 の実験ではフーチング下面鉄筋が全降伏には至っておらず(損傷水準 4)、フーチング水平押抜きせん断耐力の最大値に達していないと考えられる。ここでは、実験における最大荷重作用時(実験では主に杭の軸方向鉄筋の損傷で荷重が低下した)における引抜き杭が負担する水平荷重と比較した。それに伴い表-6.10 の(実験値/計算値)の値は「~以上」と表記した。

また、Case CPP-C-1 ~ SPP-C-2 の組杭実験に対し、首都高速道路 橋梁構造物設計要領の式、および 橋座部の水平耐力式(コンクリート部+鉄筋部)による計算では、フーチング下面鉄筋の配置方向と載荷方向のなす角度を考慮し、 $\cos 45^\circ$ を乗じた。

表-6.10、図-6.13 から首都高速道路公団の実験結果に対して適用式 首都高要領の照査式および 幸左の提案式が最もよく対応しているのが分かる。これは、いずれの照査式も実験結果をもとに提案されたためである。ただし、水平力の他に、曲げモーメントや軸力変動を考慮した Case CPP-S-1 ~ SPP-C-2 に対し、各計算値を実験値と比較した結果、(実験値/計算値)の値はいずれも 1.0 以下となっているが、これは前述したように、実験ではフーチング水平押抜きせん断耐力の最大値に達しておらず、実験における最大荷重と比較したものであり、必ずしも危険側の評価となっているわけではない。

表-6.10 レベル2地震時におけるフーチング水平押抜きせん断耐力式の計算値
(鉄筋およびコンクリートの実強度，または特性強度を使って計算)

供試体	杭種 (縁端距離)	実験結果 (kN)	計算結果 (kN) (実験値 / 計算値)		
			首都高要領の 照査式	幸左の提案式 (コンクリート部+ 鉄筋部)	橋座部の水平 耐力式
H-7	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	427	290 (1.47)	240 (1.78)	89 (4.77)
H-8	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	967	387 (2.50)	388 (2.49)	207 (4.66)
H-9	場所打ち杭 (縁端 62.5mm)	516	290 (1.78)	247 (2.09)	110 (4.70)
Case CPP-S-1 (単杭)	場所打ち杭 (縁端 300mm)	255 以上 フーチング下面鉄 筋は降伏せず	1191 (0.21 以上)	1222 (0.21 以上)	813 (0.31 以上)
Case CPP-S-2 (単杭)	場所打ち杭 (縁端 75mm)	242 以上 フーチング下面鉄 筋は降伏せず	975 (0.25 以上)	813 (0.30 以上)	455 (0.53 以上)
Case CPP-C-1 (組杭)	場所打ち杭 (縁端 75mm)	280 以上 フーチング下面鉄 筋の一部が降伏	300 (0.93 以上)	389 (0.72 以上)	337 (0.83 以上)
Case CPP-C-2 (組杭)	場所打ち杭 (縁端 60mm)	239 以上 フーチング下面鉄 筋の一部が降伏	400 (0.60 以上)	437 (0.55 以上)	292 (0.82 以上)
Case SPP-C-1 (組杭)	鋼管杭 (0.33D)	482 以上 フーチング下面鉄 筋の一部が降伏	599 (0.80 以上)	680 (0.71 以上)	513 (0.94 以上)
Case SPP-C-2 (組杭)	鋼管杭 (0.75D)	495 以上 フーチング下面鉄 筋は降伏せず	999 (0.50 以上)	1251 (0.40 以上)	1071 (0.46 以上)

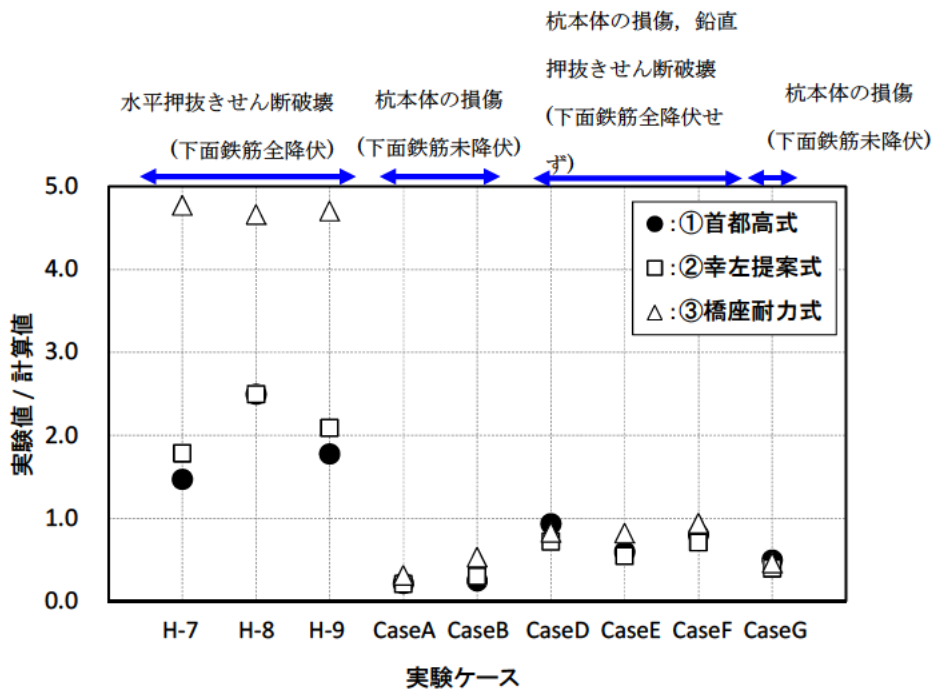


図-6.13 実験値と計算値の比較

6.2 杭頭補強鉄筋の抜出しを考慮した計算モデルによる試算検討

鋼管杭杭頭結合の方法 B では、鋼管杭のフーチングへの埋込み長さ 100mm は確保するものの、基本的には杭頭補強鉄筋（中詰め補強鉄筋）をフーチング内および杭内（コンクリート中詰め）に定着させて結合する構造であることから、鋼管杭本体とは外力を受けた際の力学特性（変形特性、耐力）は異なる。建築基礎構造設計指針⁵⁾では杭頭補強鉄筋（中詰め補強鉄筋）方式による杭頭結合の場合、杭頭結合部にモーメントや水平力が作用した場合に杭頭補強鉄筋の抜出しによる回転が生じることに言及されている。一方、現行道示 IV 12.10 のレベル 2 地震時に対する照査では、杭基礎は地盤抵抗の非線形性や杭体の非線形性を考慮したラーメン構造としてモデル化（図-6.14 参照）されているが、その際の杭とフーチングの結合部については剛結条件とした設計モデルが用いられており、杭頭結合部の力学特性は考慮されていない。

また、杭頭補強鉄筋に SD490 などの高強度鉄筋を適用した場合、強度が高まることによる局所的なコンクリートとの付着切れ増加や、弾性域（弾性ひずみ）の増大から、従来強度の鉄筋に比べて抜出し量が大きくなることが考えられる。その結果として杭頭結合部の回転角（上部工の変形量）に影響を及ぼす可能性もあることから、ここでは、骨組解析（非線形部材モデル）による実験のシミュレーションを実施し、杭頭補強鉄筋の抜出しの影響を評価した。

本解析の杭頭結合部の条件としては、鉄筋抜け出しによる挙動を表現するため、回転バネでモデル化することとした。加えて、杭頭剛結合条件による計算も実施した

検討の対象は、単杭ケース Case SPP-S-1（SD295 鉄筋）、Case SPP-S-4（SD490）、組杭ケース Case SPP-C-2 とした。単杭ケースの解析モデルを図-6.15 に、組杭ケースの解析モデルを図-6.16 に示す。なお、組杭の载荷において、基準変位を設定するために事前に杭頭剛結合条件として同様の解析モデルを使って、降伏荷重 P_y および降伏荷重到達時の変位 d_y （基準変位）を算定しているが（参考資料 A.2.5 を参照）、この時は鋼管の降伏強度を規格降伏応力度である 235N/mm^2 として計算している。一方、本節における計算では、表-6.12 に示すとおり材料試験による実降伏強度 400N/mm^2 として計算していることを付記しておく。

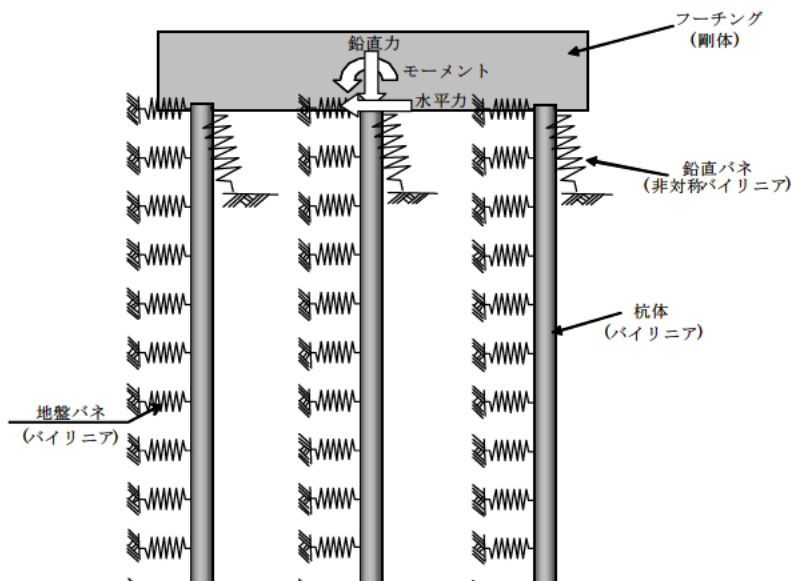


図-6.14 レベル 2 地震時の杭基礎の解析モデル（現行道示）

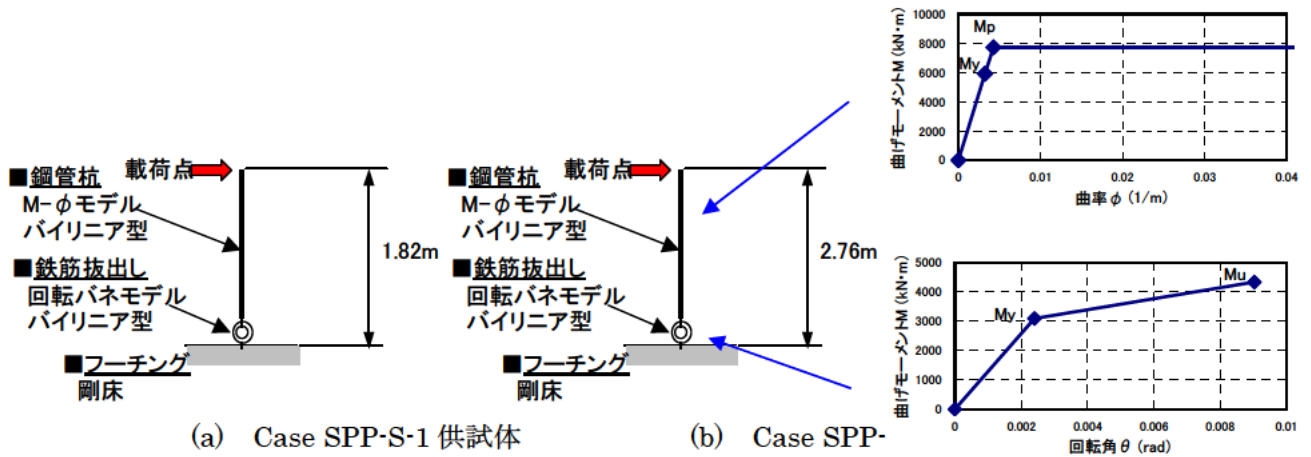


図-6.15 単杭解析モデル

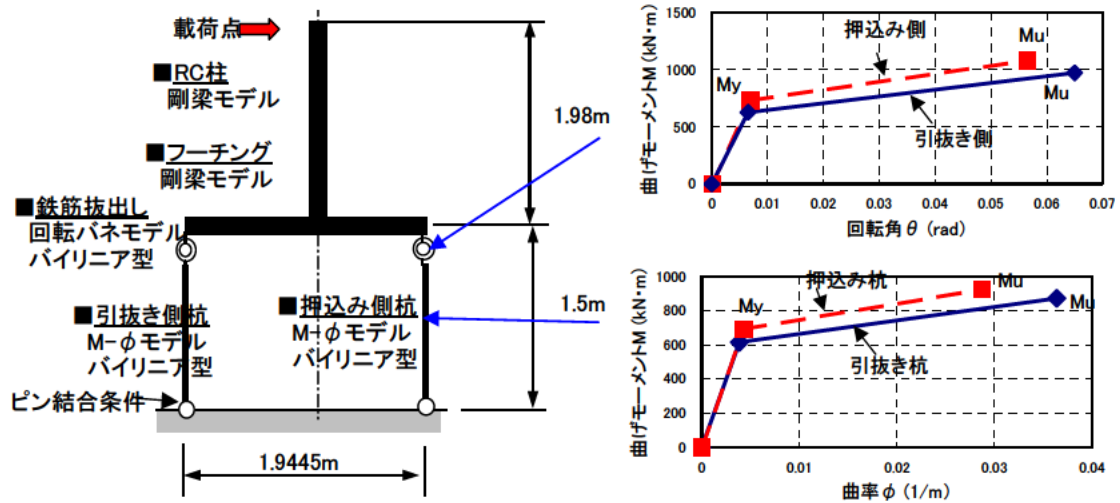


図-6.16 組杭解析モデル

杭頭結合部の回転バネは図-6.11 に示すようなバイリニア型とし、以下の方法で設定した。

①杭頭結合部耐力：仮想 RC 断面の耐力で評価

⇒実験結果に基づく、降伏時および終局時の仮想 RC 断面径を適用

②回転量：杭頭鉄筋抜け出しによる回転を考慮

⇒島ら ⑥の鉄筋すべりモデル式を適用し、降伏時および終局時の鉄筋抜け出し量 S (mm) を算定 $\theta = S / (\phi_b - X)$

ここに、 ϕ_b ：配筋径 (mm)、 X ：中立軸位置 (mm)

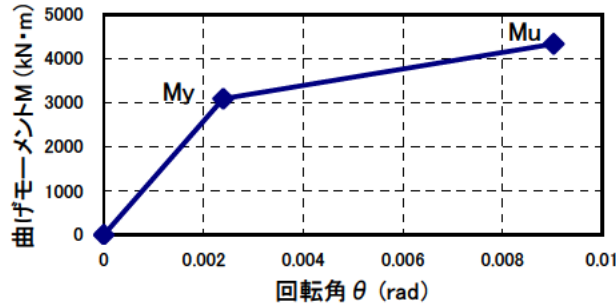


図-6.17 杭頭結合部 回転バネ (バイリニア型)

なお、島ら^⑥の鉄筋すべりモデルは以下の付着応力 τ —すべり S —鉄筋ひずみ ε の関係(1)式、すべり S —鉄筋ひずみ ε の関係(2)式、付着応力 τ による応力減少式(3)式で構成されており、フーチング表面におけるすべり量 S が鉄筋拔出し量となる。

$$\tau / f_{ck} = 0.73 \cdot \{\ln(1 + 5 \cdot s)\}^3 / (1 + \varepsilon \times 10^5) \quad (1) \text{式}$$

$$S = \int \varepsilon dx \quad (2) \text{式}$$

$$\Delta\sigma = 4 \cdot \Delta x \cdot \tau / \phi \quad (3) \text{式}$$

ここに、 f_{ck} ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)、 $s = 1000 \cdot S / \phi$ 、

ϕ ：鉄筋径 (mm)、 S ：すべり量 (mm)、

$\Delta\sigma$ ：鉄筋応力減少量 (N/mm²)、 Δx ：区間長 (mm)

上記のモデルに従い、本検討ケースでは定着長、コンクリート強度が常に一定とすると、鉄筋拔出し量は杭頭接合面位置の鉄筋ひずみに依存することとなる。

単杭ケースの部材モデル概要を表-6.10に、組杭ケースの部材モデル概要を表-6.11に示す。なお、杭のモデル化にあたっては、中詰めコンクリートの影響を考慮することとし、現行道示IVにおける鋼管杭モデルではなく、場所打ち杭およびSC杭での評価モデルを適用した。また、組杭実験においては、軸力変動に起因する付加曲げモーメントが杭頭結合部に発生するが、解析モデルにおいてはこの影響は考慮していない。

表-6.11 単杭解析 部材モデル概要

項目	解析モデル	モデルの設定条件	備考
①鋼管杭	バイリニア型 M- ϕ モデル 軸力 0kN	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管σ-ε関係：表-3.5に示す実降伏強度によるバイリニア型モデル 中詰めコンクリートの影響考慮 (拘束効果を考慮した現行道示Vモデルを適用) 	
②杭頭結合部	回転バネモデル バイリニア型 軸力 0kN	<ul style="list-style-type: none"> 仮想 RC 径：杭径+300mm (Case SPP-S-1)、杭径+350mm (Case SPP-S-4)として、M_y、M_u算定 M_y、M_uにおける鉄筋ひずみから、島らの鉄筋すべりモデル式を適用し、鉄筋拔出し量Sを算定($\theta = S / (\phi_b - X)$) 	杭頭結合境界部の付着劣化考慮 (実測結果に基づく)

■鋼管杭の M- ϕ モデルは、現行道示 IV 12.10.4 の” 3) 杭体の曲げモーメント～曲率の関係 (図-解 12.10.3)” に記載されている方法に従って算定した。

・コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、現行道示 V 10.4 の規定に従い、式 (10.4.1) ～ (10.4.7) を用いて計算した。このときの終局ひずみ ϵ_{cu} は、タイプ II 地震動に対する値を用いた。

■杭頭接合部 (仮想 RC 断面) の降伏耐力および終局耐力計算値は以下の条件に基づき算定した。

・現行道示 IV 12.10.4 の” 3) 杭体の曲げモーメント～曲率の関係” に記載されている方法に従い、最外縁の鋼材 (杭頭補強鉄筋) の応力度が降伏に達する時点の曲げモーメントを降伏耐力とした。

・コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、現行道示 V 10.4 の規定に従い、式 (10.4.1) ～ (10.4.7) を用いて計算した。このときの終局ひずみ ϵ_{cu} は、タイプ II 地震動に対する値を用いた。

・鉄筋は、現行道示 V 10.3 の図-10.3.2 に示される応力度-ひずみ曲線を用いた。

表-6.12 組杭解析 部材モデル概要

項目	解析モデル	モデルの設定条件	備考
①引抜き側杭	バイリニア型 M- ϕ モデル 軸力 0kN (一定) と仮定して算定	(杭体 M- ϕ 関係の算定条件) ・鋼管 σ - ϵ 関係 実降伏強度 400N/mm ² によるバイリニア型モデル	
②押込み側杭	バイリニア型 M- ϕ モデル 軸力 600kN (初期軸力分一定) と仮定して算定	・中詰めコンクリートの影響考慮 (拘束効果を考慮した現行道示 V モデルを適用, $\sigma_{ck}=27.8\text{N/mm}^2$) ・杭頭補強鉄筋の影響は考慮せず ・終局耐力はタイプ II 地震動時を想定	
③杭頭結合部	回転バネモデル バイリニア型 (鉄筋拔出し考慮) (押込み側) 軸力 600kN (引抜き側) 軸力 0kN	・仮想 RC 径: 杭径+200mm として, M_y, M_u 算定 ・ M_y, M_u における鉄筋ひずみから, 島らの鉄筋すべりモデル式を適用し, 鉄筋拔出し量 S を算定 ($\theta = S / (\phi_b - X)$)	杭頭結合境界部の付着劣化考慮 (実測結果に基づく)
④RC 柱, フーチング	剛梁モデル		

■鋼管杭の M- ϕ モデルは、現行道示 IV 12.10.4 の” 3) 杭体の曲げモーメント～曲率の関係 (図-解 12.10.3)” に記載されている RC 断面耐力の算定方法に従って算定した。

・鋼管は鉄筋と同様に断面分割数ごとに離散化して計算した。

・現行道示 IV 12.10.4 の” 3) 杭体の曲げモーメント～曲率の関係” に記載されている方法に従い、最外縁の鋼材 (鋼管) の応力度が降伏に達する時点の曲げモーメントを降伏耐力とした。

・コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、現行道示 V 10.4 の規定に従い、式 (10.4.1) ～ (10.4.7) を用いて計算した。このときの終局ひずみ ϵ_{cu} は、タイプ II 地震動に対する値を用いた。

・鋼管の応力-ひずみ関係は、現行道示 IV 12.10.4 の図-解 12.10.7 に示される応力-ひずみ曲線を用いた。

■杭頭接合部 (仮想 RC 断面) の降伏耐力および終局耐力計算値は以下の条件に基づき算定した。

- ・現行道示 IV 12.10.4 の” 3) 杭体の曲げモーメント～曲率の関係” に記載されている方法に従い、最外縁の鋼材（杭頭補強鉄筋）の応力度が降伏に達する時点の曲げモーメントを降伏耐力とした。
- ・コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、現行道示 V 10.4 の規定に従い、式 (10.4.1) ～ (10.4.7) を用いて計算した。このときの終局ひずみ ϵ_{cu} は、タイプ II 地震動に対する値を用いた。
- ・鉄筋は、現行道示 V 10.3 の図-10.3.2 に示される応力度-ひずみ曲線を用いた。

鉄筋拔出し量 S の算定にあたり、実験における計測結果や石橋 7) らの研究成果を参考に、今回の実験結果における鉄筋の付着応力分布 (図-5.36) などから、条件①フーチング側、杭側ともに、杭頭接合面から 5d 区間 (d : 鉄筋径) コンクリート付着劣化を考慮したケース、条件②10d 区間 (d : 鉄筋径) コンクリート付着劣化を考慮したケース、条件③杭頭剛結合 (付着低減なし) とした計算したケースの合計 3 通りの計算を実施した。具体的にはコンクリート劣化考慮区間では、 τ - s - ϵ 関係式による付着応力度に (y /劣化区間長, y : 杭頭接合面からの距離) を乗じている。

表-6.10, 表-6.11 の解析モデルにより計算した杭頭結合部の降伏曲げモーメント M_y , 終局曲げモーメント M_u , およびそのときの最外縁にある引張鉄筋ひずみ, 鉄筋拔出し量 S, 杭頭結合部の回転角 θ の計算値を表-6.13 に示す。鉄筋拔出し量 S の分布図 (単杭 Case SPP-S-1, 降伏時) を図-6.18 に示す。

なお、同表中において、単杭 Case SPP-S-1, Case SPP-S-4 における鋼管拔出し量の実験計測値 (Case SPP-S-1 : 計測点 D7, Case SPP-S-4 : 計測点 D11) を示す。計算値に比べて実験計測値はやや大きめの値となっている。この理由としては、①計算値が最外縁鉄筋の拔出し量であるのに対し、実験はさらに外側に位置する鋼管側面で計測していること、②計測機器位置が杭頭部 (鋼管端部) より+175mm 上方にずれているため、実験計測値ではこの区間の部材変形分が加えられていること、が考えられる。

表-6.13 解析モデル 杭頭結合部計算値

ケース	曲げモーメント 計算値 (kN・m)	配筋径 -中立 軸位置 ϕ_b-X (mm)	最外縁 鉄筋の 引張ひ ずみ $\epsilon(\mu)$	条件① 回転バネ 付着低減区間 5d (d : 鉄筋径)		条件② 回転バネ 付着低減区間 10d (d : 鉄筋径)		実験結果 拔出量(計測値) S(mm)
				拔出量 S(mm)	回転角 θ (rad)	拔出量 S(mm)	回転角 θ (rad)	
単杭 Case SPP-S-1	$M_y=499$	613	1711	0.48	0.0008	0.59	0.0010	0.96(降伏時)
	$M_u=762$	708	39610	14.20	0.0201	17.00	0.0240	—
単杭 Case SPP-S-4	$M_y=3091$	782	2562	1.58	0.0020	1.88	0.0024	2.51(降伏時)
	$M_u=4332$	868	16690	6.14	0.0071	7.84	0.0090	—
組杭 Case SPP-C-2 ①引抜杭	$M_y=626$	314	2613	1.70	0.0054	2.04	0.0065	— (計測なし)
	$M_u=972$	379	33254	20.40	0.0539	24.60	0.0650	—
組杭 Case SPP-C-2 ②押込杭	$M_y=730$	293	2613	1.70	0.0058	2.04	0.0070	— (計測なし)
	$M_u=1083$	368	30426	17.40	0.0473	20.80	0.0566	—

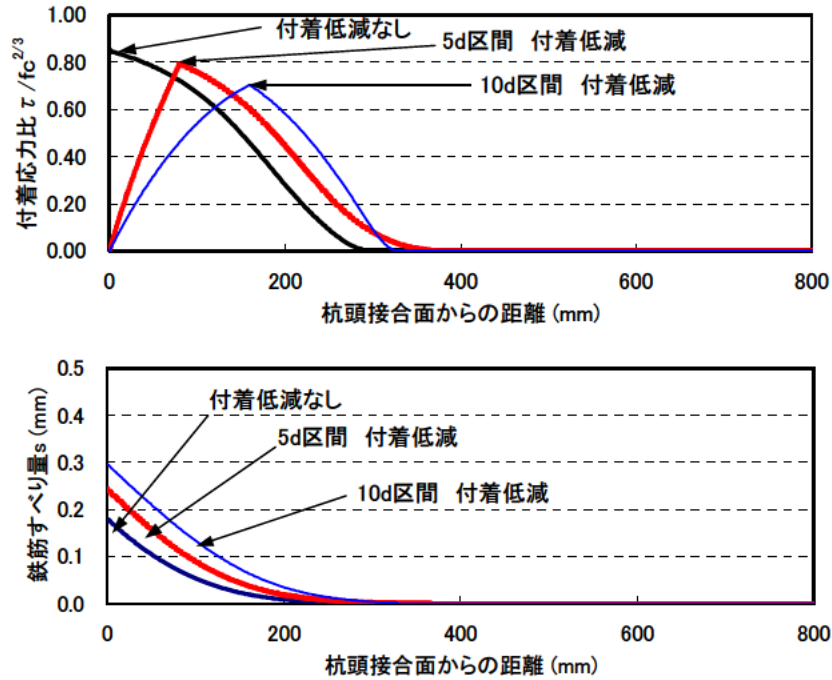
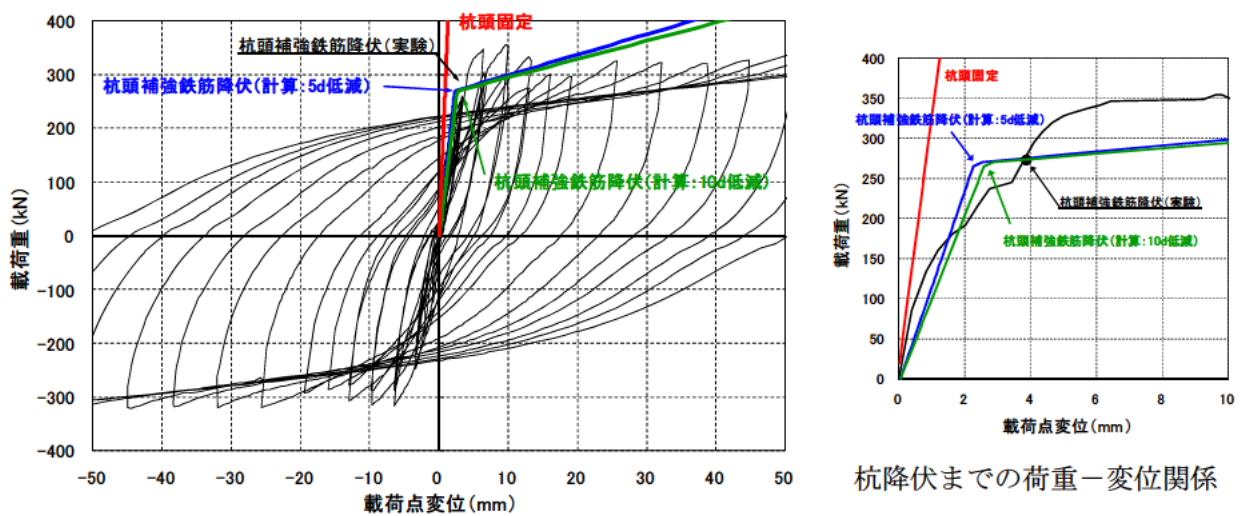


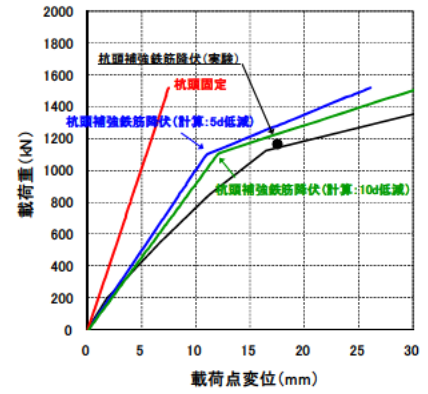
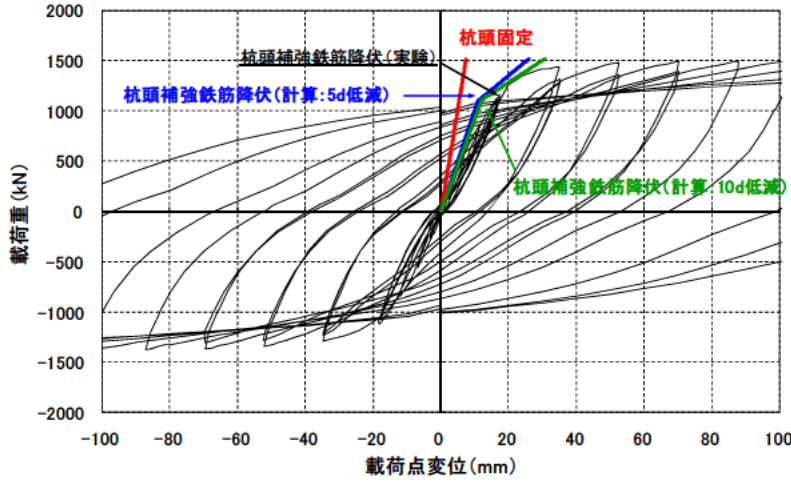
図-6.18 コンクリート付着劣化考慮した鉄筋すべり量計算例（単杭 Case SPP-S-1，降伏時）

上記の条件による各ケースの計算結果を図-6.19～図-6.21 に実験値と比較して示す。杭頭結合部を回転バネとしてモデル化すれば、杭頭剛結合として計算した場合に比べて実験結果をより適切にシミュレートできることが確認できた。また、鉄筋の付着性能低減区間長について、5d (d: 鉄筋径) とした場合と 10d とした場合を比較すると極端な差はないものの、初期剛性や降伏時の変位量において、付着低減区間長を 10d とした場合の方がより実測値に近い結果となった。この検討結果を参考に、次節の FEM 解析で杭頭鉄筋の付着劣化区間として 10d を考慮した。



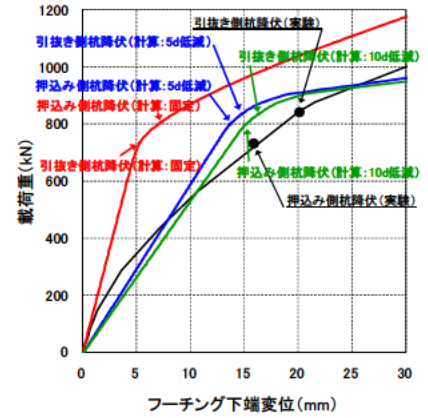
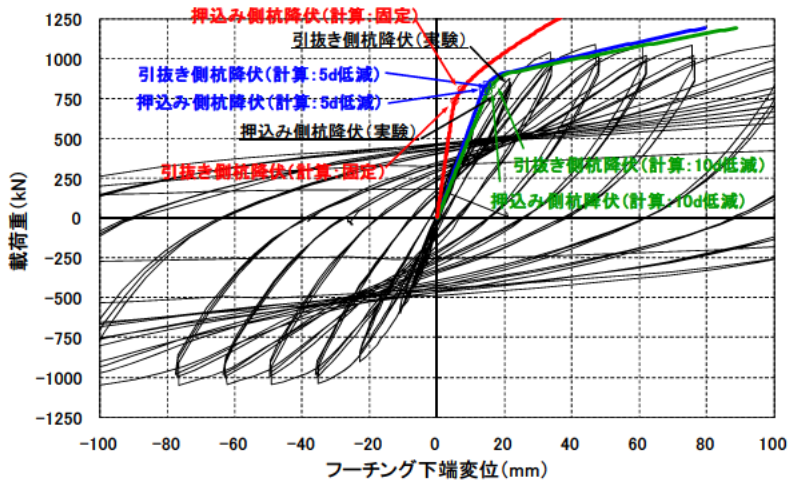
杭降伏までの荷重—変位関係

図-6.19 単杭 Case SPP-S-1 供試体 (SD295) 計算値および実験値の比較



杭降伏までの荷重-変位関係

図-6.20 単杭 Case SPP-S-4 供試体 (SD490) 計算値および実験値の比較



杭降伏までの荷重-変位関係

図-6.21 組杭 G 供試体 (SD490) 計算値および実験値の比較

6.3 鋼管杭の杭頭結合部耐力評価方法（仮想 RC 断面）に関する検討

方法 B による既製杭（鋼管杭・鋼管ソイルセメント杭・RC 杭・PHC 杭および SC 杭）の杭頭結合部の耐力照査については、現行設計便覧において、フーチング内に鉄筋コンクリート断面を仮定した仮想 RC 断面として評価する方法が示されており、仮想 RC 断面の直径は、図-6.22 に示すように杭径に 200mm を加えた径としている。なお、図-6.23 に示すように三次元的な広がりをもつフーチングをある径の柱に置換えているため、実際の杭頭結合における応力伝達機構は仮想 RC 断面モデルで仮定するものとは異なっている。仮想 RC 断面モデルは簡便法として、杭頭結合部の耐力を鉄筋に生じたひずみから RC 断面モデルで計算した際、実際の耐力と等価となるように仮定の断面径を設定しているものである。

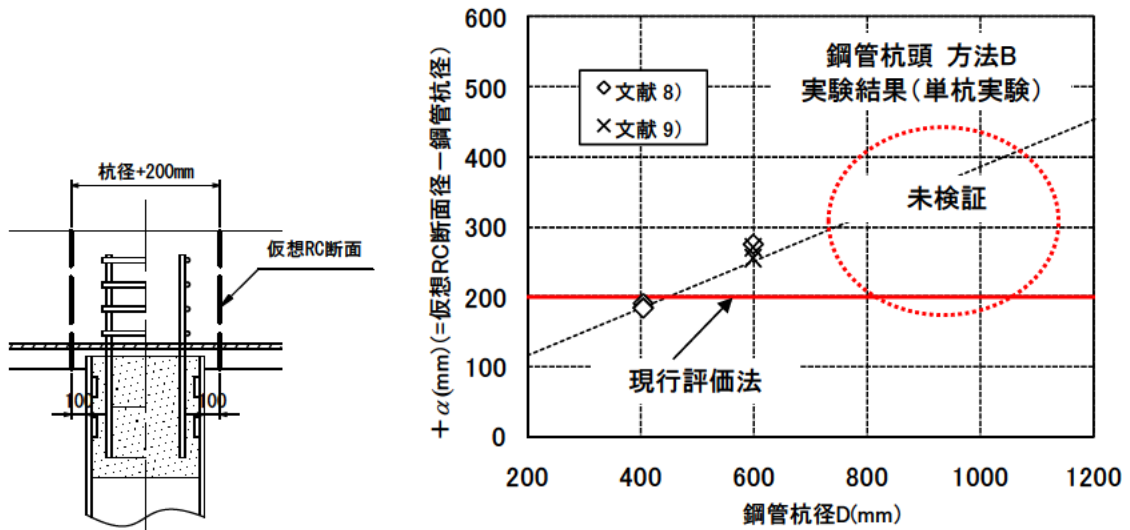


図-6.22 仮想 RC 断面（方法 B）

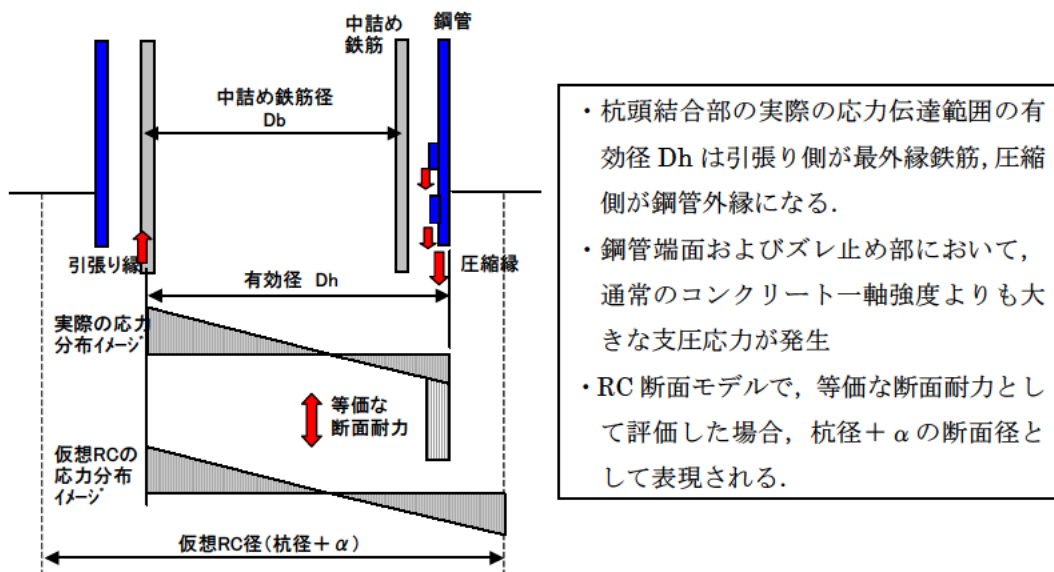


図-6.23 杭頭結合部（方法 B）における実際の応力分布と仮想 RC モデルによる応力分布のイメージ

しかし、現行の仮想 RC 断面径の評価方法は、杭径 600mm 以下の比較的小径の実験結果^{8) 9)}をもとに設定されたものであり、600mm より大きな杭径において実験による検証はなされていなかった。既往の実験条件概要を表-6.14 に示す。表-6.14 の鉄筋定着長は、フーチング側がフーチング下側主鉄筋中心からの定着長、杭側が鋼管端部からの定着長をそれぞれ示す。なお、文献⁹⁾ に関してはフーチング配筋が不明なため、鋼管端部からの鉄筋定着長を示す。

表-6. 14 既往の杭頭結合部 (方法 B) 実験条件

ケース	文献 ⁸⁾ 試験 A-1	文献 ⁸⁾ 試験 A-2	文献 ⁸⁾ 試験 A-3	文献 ⁸⁾ 試験 C-10	文献 ⁹⁾ B-40	文献 ⁹⁾ B-47
杭径 (mm)	407	407	407	600	600	600
鉄筋径, 本数	D16, 12 本	D16, 12 本	D16, 12 本	D22, 12 本	D22, 12 本	D22, 12 本
鉄筋材質	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295
降伏応力 (N/mm ²)	358	358	358	370	370	370
鉄筋かご径 (mm)	300	300	300	400	400	470
鉄筋定着長 (mm) 上段: フーチング側 下段: 杭側	L=550 L=300	L=550 L=300	L=550 L=700	L=735 L=750	L=750 L=750	L=750 L=750
コンクリート強度 σ_c (N/mm ²)	26.6	26.6	26.6	39.2	39.2	39.2
備考	ずれ止め 0 段	ずれ止め 1 段	ずれ止め 2 段	ずれ止め 1 段		

そこで、第 3 章で報告した杭径 800 ~ 1000mm の単杭実験および実験を補間するための FEM 解析を実施した上で、より合理的な仮想 RC 断面径の評価式を提案することを試みた。

今回実施した単杭および組杭実験における降伏荷重に対し、杭頭仮想 RC 断面モデルによる降伏耐力計算値が合致するように、各ケースの仮想 RC 断面径 (評価径) を逆算した。具体的には、仮想 RC 断面径を 1mm 単位で変えて断面の降伏耐力計算を行い、その計算値が実験における降伏耐力値に最も合致する仮想 RC 断面径を算出する。その逆算した仮想 RC 断面径と鋼管杭径の関係を既往の載荷実験結果^{8) 9)}と併せて図-6.24 に示す。ここで、実験における降伏荷重とは、最外縁の杭頭補強鉄筋が降伏応力に達した時点の荷重とした。同図中には、実験結果を補間するため実施した ϕ 800, 1000, 1200, 1400, 2000mm 鋼管径のモデルによる FEM 解析結果を付記している。具体的な解析方法、結果は参考資料を参照されたい。

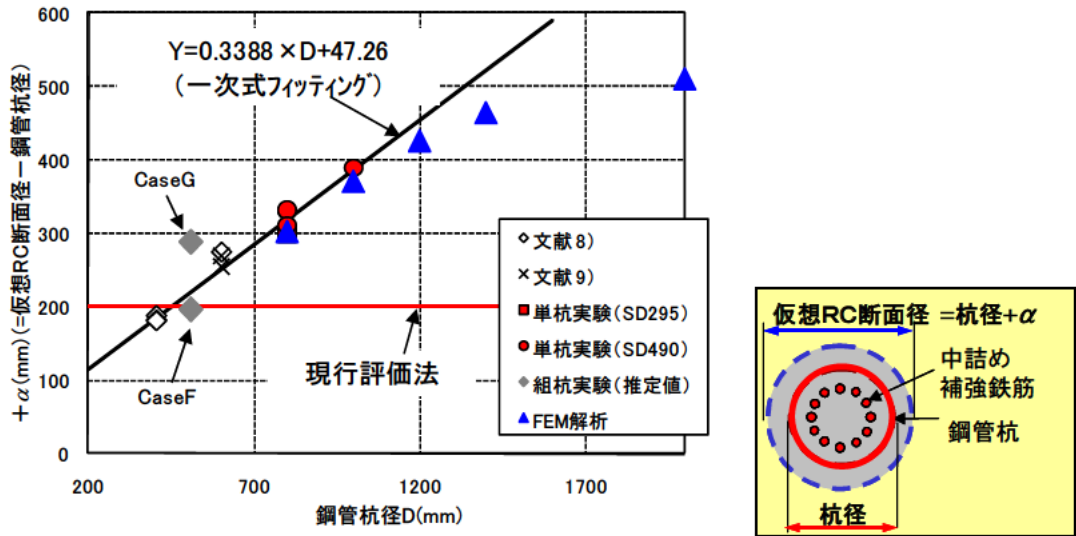


図-6.24 杭径と仮想 RC 断面径との関係（降伏荷重時，実験結果）

杭頭結合部の仮想 RC 断面径 ϕ_v の評価式「 $\phi_v = \text{杭径 } D + \alpha$ 」の α に関して，現行設計便覧では $\alpha = 200\text{mm}$ で評価されているのに対し，実験結果および FEM 解析結果とともに，杭径とともに α は増加傾向にあることが確認できた。

ただし，杭径 1200mm 以上の評価については，FEM 解析結果によると，増加がやや頭打ちになる傾向にあり，実験結果を基にした一次の近似式に対し，乖離が大きくなる傾向にあることがわかった。

上記の FEM 解析結果に加えて，杭径 1200mm 超の鋼管杭については橋梁への適用が少なく，杭頭部のズレ止めの適切な仕様も明確になっていないことから，仮想 RC 断面評価径としては， $\alpha = D/4 + 100$ (mm) とし，杭径 1200mm 以上では， $\alpha = 400\text{mm}$ で頭打ちとする方法が適切な手法として提案できる（図-6.25 参照）。

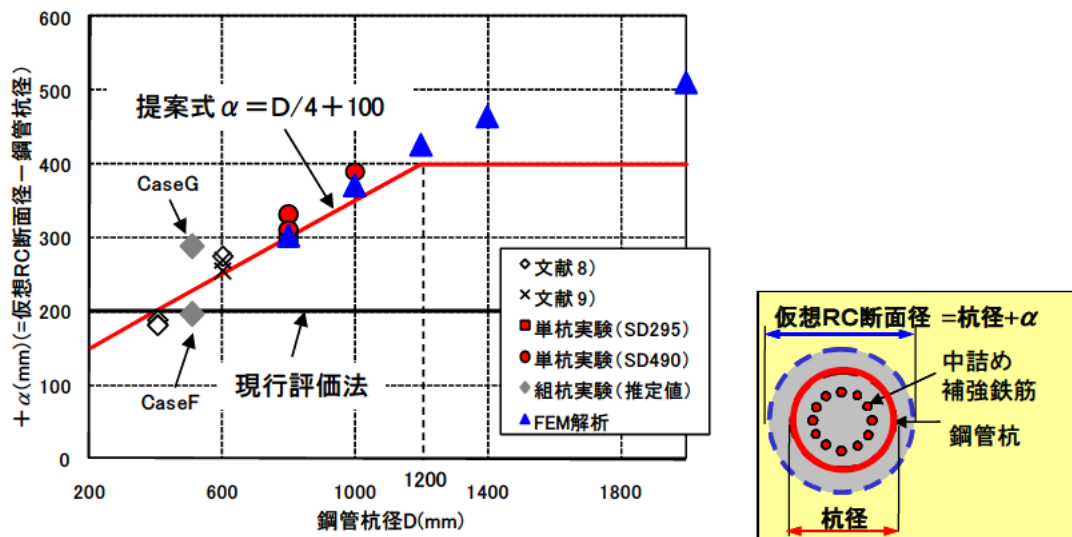


図-6.25 仮想 RC 断面径増分 α の提案式（降伏耐力評価）

ここで、組杭実験では、引抜き側の杭と押し込み側の杭との水平力分担を直接的に計測することができないため、杭頭結合部の補強鉄筋が降伏した際の杭に作用する水平力は、それぞれの杭の水平載荷軸直交面に貼り付けた三軸ひずみゲージ（図-6.26 参照）の計測値から、以下の式で最大せん断ひずみ γ_{max} を算定し、Pile A と Pile B の最大せん断ひずみの比率を水平力の分担率と仮定し、各杭の水平力を算定した。その計算結果を、表-6.15 に示す。

$$\gamma_{max} = [2 \cdot \{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2\}]^{0.5}$$

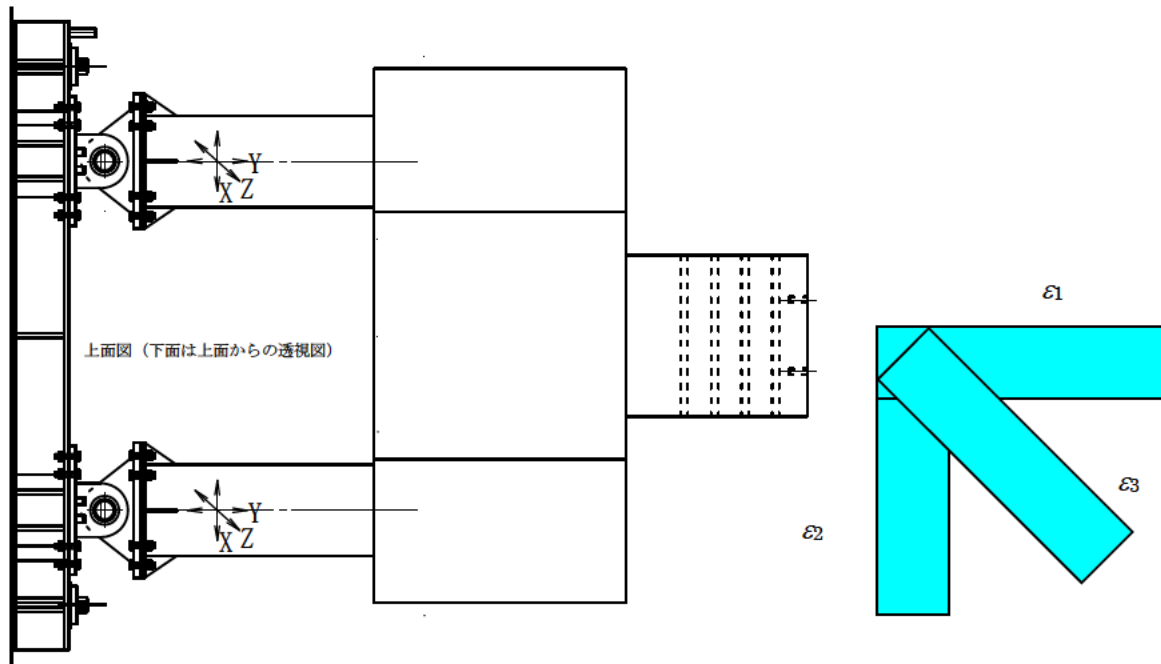


図-6.26 水平載荷軸直交面に貼り付けた三軸ひずみゲージ

表-6.15 組杭実験における杭頭結合部仮想 RC 断面径 (推定)

ケース	Case SPP-C-1 (縁端距離：縮小)		Case SPP-C-2 (縁端距離：従来)	
杭径 (mm)	508		508	
杭頭補強鉄筋降伏荷重 (kN)	826		842	
水平力分担 (kN) (荷重分担率)	(引抜き側) 314 (0.38)	(押し込み側) 512 (0.62)	(引抜き側) 362 (0.43)	(押し込み側) 480 (0.57)
仮想 RC 断面径 (mm)	705 ($\alpha=197$)		796 ($\alpha=288$)	

その結果、図-6.24、表-6.15 に示すように組杭実験において杭頭補強鉄筋が降伏するときの荷重から単杭実験と同様な評価により仮想 RC 断面径 α を推定した場合、縁端距離を縮小した Case SPP-C-1 の仮想 RC 断面径が提案式を下回る結果となった。この理由として、図-6.27 に示すように杭頭補強鉄筋が降伏する変位レベルでは杭頭結合部の損傷に違いが見られ、縁端距離を縮小した Case SPP-C-1 の損傷はフーチング側面までせん断ひび割れが進展し大きいものとなっている。以上

から、Case SPP-C-1 では鋼管直上の内部コンクリートの損傷が進展し、かご鉄筋に対する拘束効果の低下、杭による曲げ圧縮が作用する縁端側コンクリートの損傷等によって補強鉄筋が早く損傷した（ひずみが大きくなった）ものと考えられる。一方、縁端距離を確保した Case SPP-C-2 に関しては、提案する仮想 RC 断面径以上の評価径が確認されていることから、縁端距離を十分に確保し、縁端部コンクリートを過度に損傷させない方が良いことが本検討からも明らかとなった。

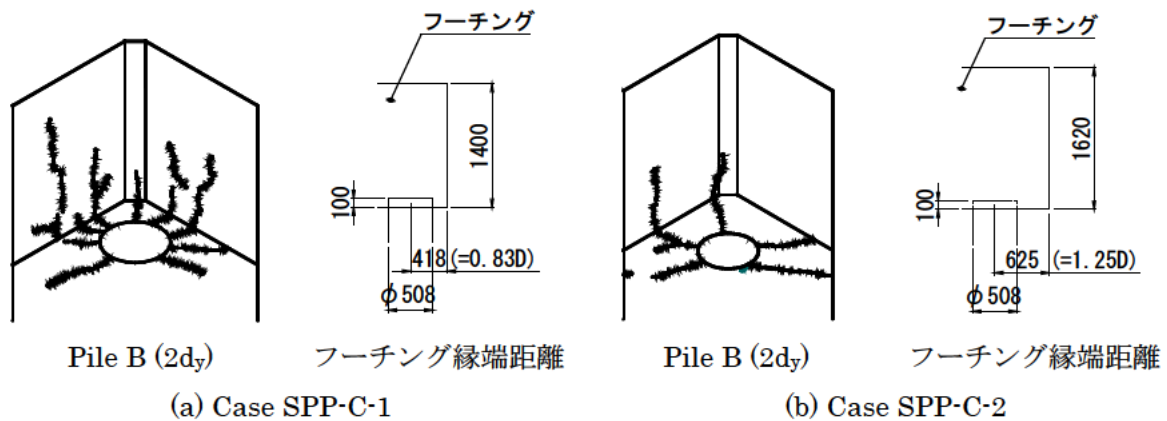


図-6.27 杭頭補強鉄筋降伏時の杭頭周辺部コンクリートの状態

6.4 提案した評価式等の検証

6.3 では実験結果に加えて FEM 解析等の結果を踏まえ、杭頭結合部の設計法を合理化できることを示した。本節では、6.1 および 6.3 で得られた知見が実橋に対し、どのような影響を及ぼすかを検証する。検証内容は、①高強度鉄筋と仮想 RC 断面径の評価式を適用することで、杭外周に補強鉄筋を溶接させないことが可能か、②提案した水平押抜きせん断照査式によって、現行道示 IV で設計されたものに対し、フーチング鉄筋量を変更せずに縁端距離を縮小した場合、諸元がどの程度変化するか、③縁端距離をどの程度まで縮小可能であるかを検証した。

6.4.1 鋼管杭の杭頭補強鉄筋溶接廃止の可能性に関する試算検討

杭外周に補強鉄筋を溶接させないことにより懸念される杭頭結合部の耐力不足に対し、仮想 RC 断面径を見直す（改善策 I）こと、高強度鉄筋 SD490 や $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ のコンクリートを使用する（改善策 II）ことで、どの程度対応できるかを試算した。図-6.28 に試算の結果を示す。仮想 RC 断面径の見直しと高強度材料を使用することで中詰め補強鉄筋のみで設計可能であることが確認された。万一、杭頭結合部の耐力不足となる場合は、杭頭補強鉄筋の二重配筋による杭頭結合部の耐力向上、または杭径（および板厚）や杭本数など杭仕様の見直しによる対処が考えられる。

試算対象：杭外周補強鉄筋の実績の最も多い鋼管ソイルセメント杭（28 基）

（試算対象としたケースの杭径、板厚、材質を表-6.16 に示す）

試算方法：杭頭結合部の降伏耐力（軸力 0 として算定）が杭体の降伏耐力を上回るかを計算

計算結果：28 基中 27 基（96%）が改定前と同じ諸元で杭外周補強鉄筋をなくすことが可能。

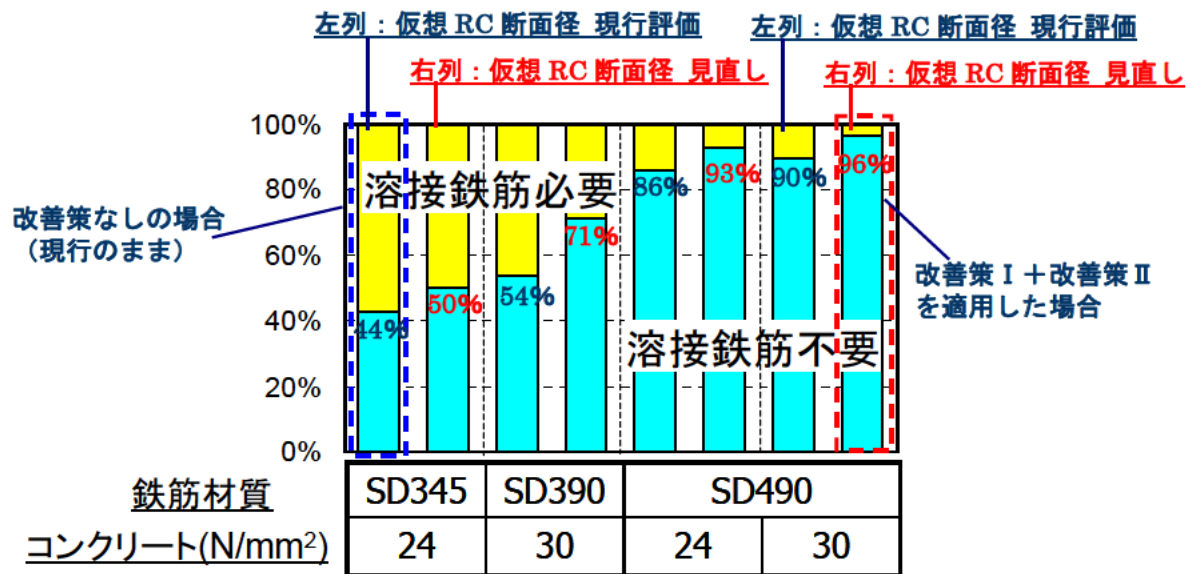


図-6.28 杭頭結合部の試設計結果

表-6.16 杭頭結合部の設計試算ケース

ケース	杭種	杭径 (mm)	板厚 (mm)	材質	杭照査軸力 (kN)	杭体My (kN・m)	
1	P1橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	19	SKK 490	2,341	3,638
2	P2橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	19	SKK 490	2,389	3,626
3	P3橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	19	SKK 490	2,924	3,497
4	P9・10橋脚	鋼管ソイル	φ 800	21	SKK 490	2,236	2,498
5	P81橋脚	鋼管ソイル	φ 800	20	SKK 490	2,062	2,394
6	P82橋脚	鋼管ソイル	φ 800	21	SKK 490	1,871	2,567
7	P83橋脚	鋼管ソイル	φ 800	19	SKK 490	1,928	2,282
8	P84橋脚	鋼管ソイル	φ 800	18	SKK 490	1,708	2,185
9	P85橋脚	鋼管ソイル	φ 800	17	SKK 490	1,807	2,027
10	P86橋脚	鋼管ソイル	φ 800	13	SKK 490	1,440	1,528
11	P95橋脚	鋼管ソイル	φ 800	14	SKK 490	2,127	1,539
12	AON橋台	鋼管ソイル	φ 1,000	14	SKK 490	1,511	2,713
13	PON1橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	13	SKK 490	2,273	2,298
14	PON2橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	15	SKK 490	3,034	2,571
15	PON3橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	15	SKK 490	2,560	2,686
16	AOFF1橋台	鋼管ソイル	φ 800	13	SKK 490	1,129	1,588
17	POFF1橋脚	鋼管ソイル	φ 800	12	SKK 490	1,419	1,387
18	POFF2橋脚	鋼管ソイル	φ 800	12	SKK 490	1,182	1,433
19	POFF3橋脚	鋼管ソイル	φ 800	13	SKK 490	1,443	1,527
20	POFF4橋脚	鋼管ソイル	φ 800	13	SKK 490	1,620	1,493
21	POFF5橋脚	鋼管ソイル	φ 800	15	SKK 490	1,611	1,782
22	P1橋脚	鋼管ソイル	φ 800	17	SKK 490	1,555	2,075
23	P2橋脚	鋼管ソイル	φ 800	15	SKK 490	1,075	1,885
24	P3橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	15	SKK 490	1,910	2,844
25	P4右橋脚	鋼管ソイル	φ 800	16	SKK 490	1,526	1,940
26	P4左橋脚	鋼管ソイル	φ 800	13	SKK 490	1,181	1,578
27	P5右橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	18	SKK 490	2,208	3,447
28	P5左橋脚	鋼管ソイル	φ 1,000	15	SKK 490	1,741	2,885

6.4.2 提案する水平押抜きせん断照査式を用いた場合の諸元変化確認

5章に述べたように、杭頭からの水平力に対するフーチング縁端部の抵抗機構は、ひび割れが入る初期の段階はコンクリートが抵抗し、ひび割れの進展とともにコンクリートの抵抗が減り、次第にフーチング下面鉄筋が水平力に抵抗する機構が明らかとなっている。中でも、縁端距離を縮小した実験でその傾向は顕著であった。そこで、杭頭から作用する水平力に対する安全性を評価するための照査式を提案することを目的に、6.1ではコンクリート及び鉄筋のそれぞれについて、いくつかの既往の耐力評価式と実験結果を比較した。ここでは、既設の実橋に対し試算した場合、諸元がどの程度変化するかを確認した。

(i) 照査式 (案)

6.1で実験結果に対し、適用性を確認されたレベル1およびレベル2地震時に対する照査式は次のとおりである。

レベル1地震時に対しては、コンクリートに有害なひび割れが生じないことを照査するため、次の2式により評価する。

$$H = \tau_c \cdot A_c \quad \dots(\text{適用式} \quad : \text{幸左提案式})$$

ここに、

τ_c : コンクリートせん断強度 (N/mm²)
 A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)で、図-6.29による。

である。

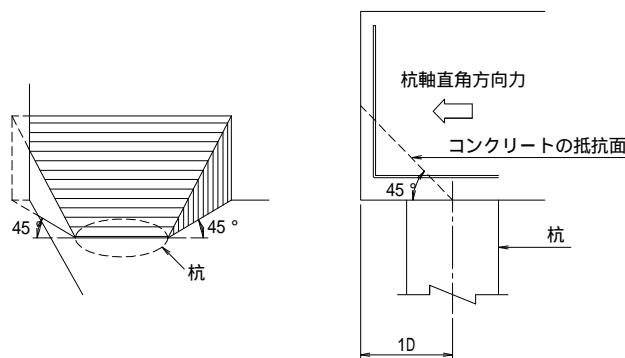
$$P_c = 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_c} \cdot A_c \quad \dots(\text{適用式} \quad : \text{橋座耐力式})$$

ここに、

P_c : コンクリートが負担する耐力 (N)
 α : コンクリートが負担できる耐力を算出するための係数で、現行道示 IV 図.解-8.6.1による。なお、支圧応力度 σ_n の算出には死荷重時の杭頭反力を用いる。

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)で、図-6.29による。

である。



斜線部がコンクリートの抵抗面であり、杭周面中央から側方及び上方へ45度の広がりを考慮した面となる。

図-6.29 コンクリートの抵抗面積

レベル 2 地震時に対しては、コンクリートに発生したひび割れの進展とともにフーチング下面鉄筋が抵抗するため、次の 2 式により評価する。その一つが、コンクリート部は荷重を負担せず、フーチング下面鉄筋のみが荷重を負担すると考えた適用式 であり、もう一つが、コンクリートと鉄筋のせん断耐力を考慮した適用式 である。

$$H = \sigma_{sy} \times n \times A_s \quad \dots(\text{適用式} \quad : \text{首都高式})$$

ここに、

- H : 下面水平鉄筋が負担する耐力 (N)
- σ_{sy} : フーチング下面水平鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
- n : 図-6.30 の有効幅 B 内に配筋される鉄筋本数 (本)
- A_s : 下面水平鉄筋 1 本当りの断面積 (mm²)

である。

$$H = \tau_c \cdot A_c + \tau_{xy} \cdot n \cdot A_s \quad \dots(\text{適用式} \quad : \text{幸左提案式})$$

ここに、

- H : コンクリートと下面水平鉄筋が負担する耐力 (N)
- τ_c : コンクリートせん断強度 (N/mm²)
- A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)で、図-6. 30 による。
- τ_{xy} : 鉄筋のせん断強度 (= $\sigma_{sy} / 3$) (N/mm²)
- n : 図-6. 30 の有効幅 B 内に配筋される鉄筋本数 (本)
- A_s : 下面水平鉄筋 1 本当りの断面積 (mm²)

である。

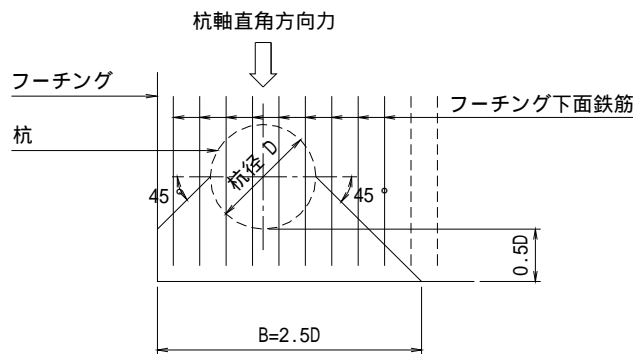


図-6. 30 水平押抜きせん断に対する有効幅

(ii) 試算対象とした基礎の選定および試算条件

検討対象とした下部工形式及び杭種を表-6.17、表-6.18 に、橋脚フーチングの諸元を表-6.19 に示す。対象とした基礎は、現行道示 IV および現行設計便覧で設計され、杭頭結合部はレベル 1 地震時の照査をし、フーチングの配筋は杭頭反力を用いた断面照査で決定されている。杭種は、場所打ち杭、既製杭である。このうち既製杭は、杭本体の断面耐力が大きい鋼管ソイルセメント杭と SC

杭を対象とした。鋼管ソイルセメント杭と SC 杭は、鋼とコンクリートの複合杭であり、断面耐力がその他の既製杭に比べ高く、結合部の設計にとって不利な条件となる。したがって、これらの基礎に対して縁端距離を縮小し、かつ、本節で提案した照査式により水平押抜きせん断の照査を行って、諸元が変わらないという結果が得られれば、他の杭種も変わらないと期待できる。ただし、鋼管ソイルセメント杭の水平押抜きせん断照査であるが、フーチングに埋込まれるのが鋼管杭であるため、縁端距離はソイルセメント柱径 D_{sc} ではなく、 $0.5D_{sp}$ (D_{sp} : 鋼管径) としている。

また、実験供試体は実橋における杭頭結合部の耐力の下限値を評価するため、実橋の中でも杭頭結合部の耐力が比較的小さいものを想定して設計されたものである。一方、本節では諸元がどの程度変化するかを確認することが目的であるため、試算対象は杭頭結合部の耐力が小さいものだけではなく、地震時水平力とフーチング下面鉄筋量が安全側、危険側に偏ることがないように、満遍なく選定した。なお、表-6.18 で A 橋および D 橋の水平力が大きい、これは橋台高が 10m 以上と高いためである。

ここで、試算に用いた杭 1 本あたりの地震時水平力は、フーチング下面に作用する地震時水平力を杭本数で除した値を、鉛直力は死荷重時の杭頭反力を用いた。

表-6.18 検討対象一覧 (橋脚)

	下部工形式	杭種	杭径 D(mm)	レベル1地震時 水平力 H_{max} (kN/本)		レベル2地震時 水平力 H_{max} (kN/本)		杭頭水平力に抵抗する フーチング下面鉄筋	
				橋軸 方向	橋軸直角 方向	橋軸 方向	橋軸直角 方向	橋軸 方向	橋軸直角 方向
A橋	橋脚	場所打ち杭	1200	438	438	942	1416	D35 etc 300	D25 etc 300
B橋	橋脚	場所打ち杭	1500	545	420	1442	1517	D29 etc 125	D25 etc 250
C橋	橋脚	場所打ち杭	1000	341	230	613	658	D32 etc 125	D25 etc 250
D橋	橋脚	場所打ち杭	1200	679	608	1628	2041	D32 etc 125	D25 etc 125
E橋	橋脚	鋼管ソイル セメント杭	800	330	362	634	1033	D29 etc 125	D38 etc 125
F橋	橋脚	鋼管ソイル セメント杭	1000	431	337	1098	1098	D32 etc 150	D29 etc 300
G橋	橋脚	鋼管ソイル セメント杭	1000	709	589	1511	1657	D35 etc 125	D22 etc 125
H橋	橋脚	SC杭	800	504	324	825	926	D32 etc 125	D19 etc 125
I橋	橋脚	SC杭	1000	497	530	864	1259	D29 etc 125	D25 etc 250
J橋	橋脚	SC杭	1000	527	483	916	1117	D29 etc 125	D25 etc 250

鋼管ソイルセメント杭の杭径 D は、鋼管径 D_{sp} である。

表-6.18 検討対象一覧 (橋台)

	下部工形式	杭種	杭径 D(mm)	レベル1地震時 水平力 H _{max} (kN/本)		レベル2地震時 水平力 H _{max} (kN/本)	
				橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
A橋	橋台	場所打ち杭	1500	1917	---	---	---
B橋	橋台	場所打ち杭	1000	704	---	---	---
C橋	橋台	場所打ち杭	1200	659	---	---	---
D橋	橋台	場所打ち杭	1500	1601	---	---	---
E橋	橋台	鋼管ソイルセメント杭	1000	805	---	---	---
F橋	橋台	鋼管ソイルセメント杭	1000	856	---	---	---
G橋	橋台	鋼管ソイルセメント杭	1000	1067	---	---	---
H橋	橋台	鋼管ソイルセメント杭	1000	974	---	---	---
I橋	橋台	SC杭	800	669	---	---	---
J橋	橋台	SC杭	800	445	---	---	---

鋼管ソイルセメント杭の杭径 D は、鋼管径 D_{sp} である。

表-6.19 検討対象橋脚のフーチング諸元

	下部工形式	杭種	杭径 D(mm)	フーチング厚 (mm)	フーチング下面の鉄筋配置		鉄筋比(%)	
					橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
A橋	橋脚	場所打ち杭	1200	2000	D35 etc 300 (1.0段)	D25 etc 300 (1.0段)	0.18	0.09
B橋	橋脚	場所打ち杭	1500	1600	D29 etc 125 (1.0段)	D25 etc 250 (1.0段)	0.38	0.15
C橋	橋脚	場所打ち杭	1000	1400	D32 etc 125 (1.5段)	D25 etc 250 (2.0段)	0.85	0.36
D橋	橋脚	場所打ち杭	1200	2500	D32 etc 125 (1.0段)	D25 etc 125 (1.0段)	0.28	0.18
E橋	橋脚	鋼管ソイルセメント杭	800	1900	D29 etc 125 (1.0段)	D38 etc 125 (1.0段)	0.31	0.54
F橋	橋脚	鋼管ソイルセメント杭	1000	1900	D32 etc 150 (2.0段)	D29 etc 300 (2.0段)	0.66	0.26
G橋	橋脚	鋼管ソイルセメント杭	1000	2500	D35 etc 125 (1.0段)	D22 etc 125 (1.0段)	0.34	0.14
H橋	橋脚	SC杭	800	1900	D32 etc 125 (1.0段)	D19 etc 125 (1.0段)	0.39	0.14
I橋	橋脚	SC杭	1000	1900	D29 etc 125 (2.0段)	D25 etc 250 (2.0段)	0.66	0.26
J橋	橋脚	SC杭	1000	1900	D29 etc 125 (2.0段)	D25 etc 250 (2.0段)	0.66	0.26

鋼管ソイルセメント杭の杭径 D は、鋼管径 D_{sp} である。

(iii) 試算結果

図-6.31, 図-6.32 に, 場所打ち杭の縁端距離を表-6.20 に示す値に縮小したときの試算結果を示す。図-6.31, 図-6.32 は, 横軸は提案式で評価した杭頭結合部の耐力, 縦軸は杭頭での作用水平力を示している。図-6.31, 図-6.32 より, 縁端距離を縮小したときには, 若干ではあるが, 作用力が耐力を上回ることがある。

表-6.20 場所打ち杭の最小縁端距離 (案)

場所打ち杭 (杭径)	最小縁端距離
1000~1500mm	250mm

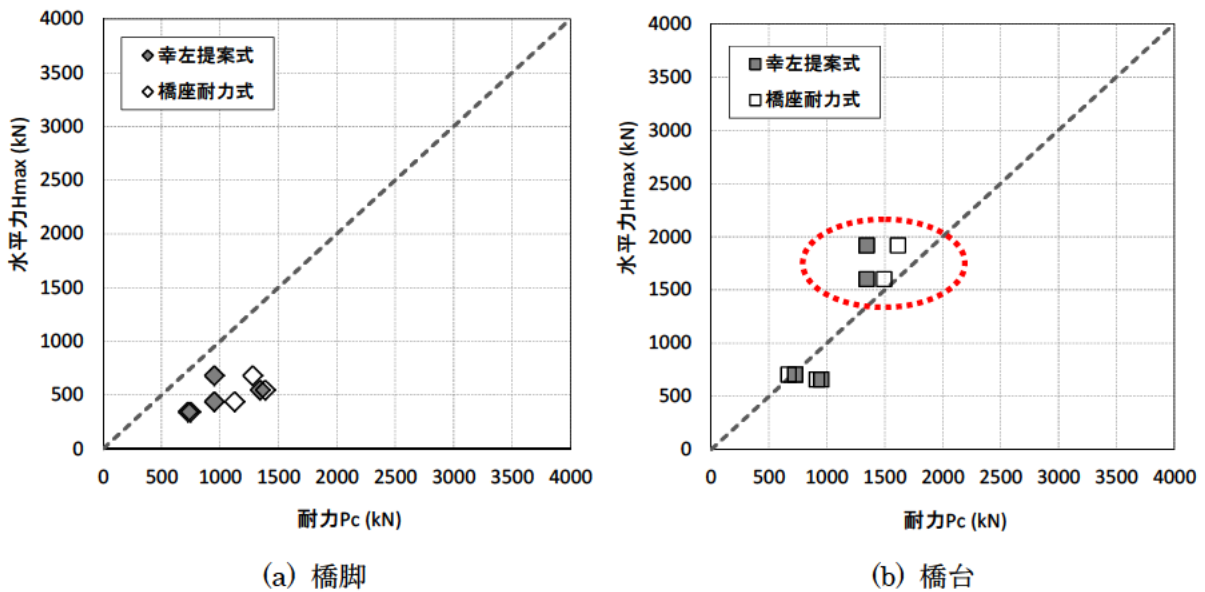


図-6.31 縁端距離を縮小したときのレベル1地震時照査 (場所打ち杭)

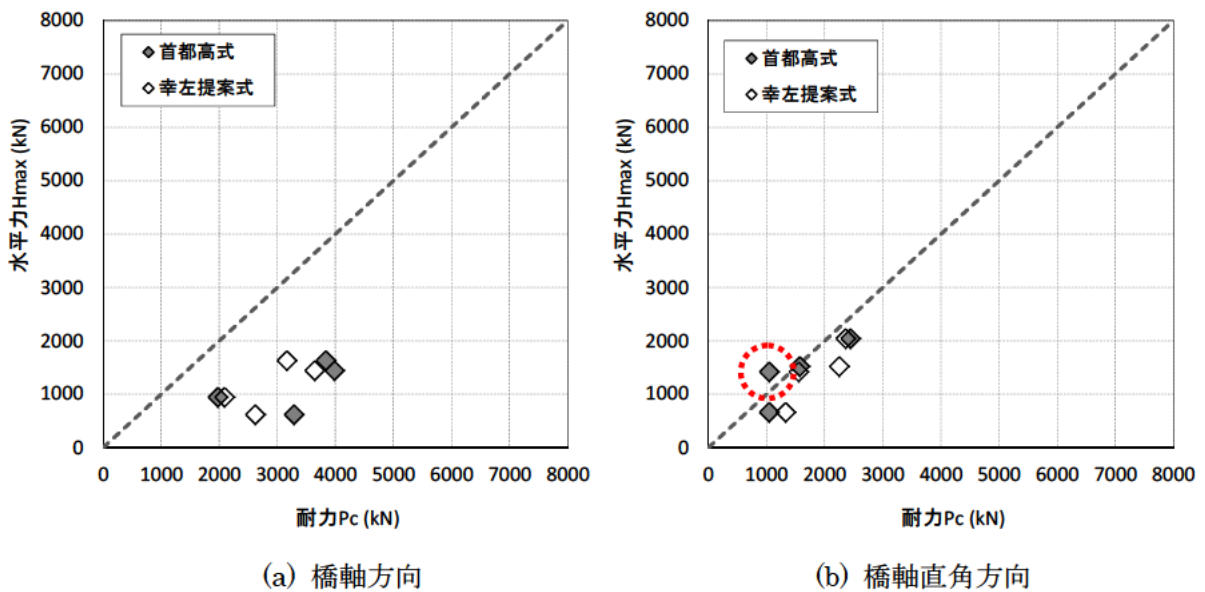
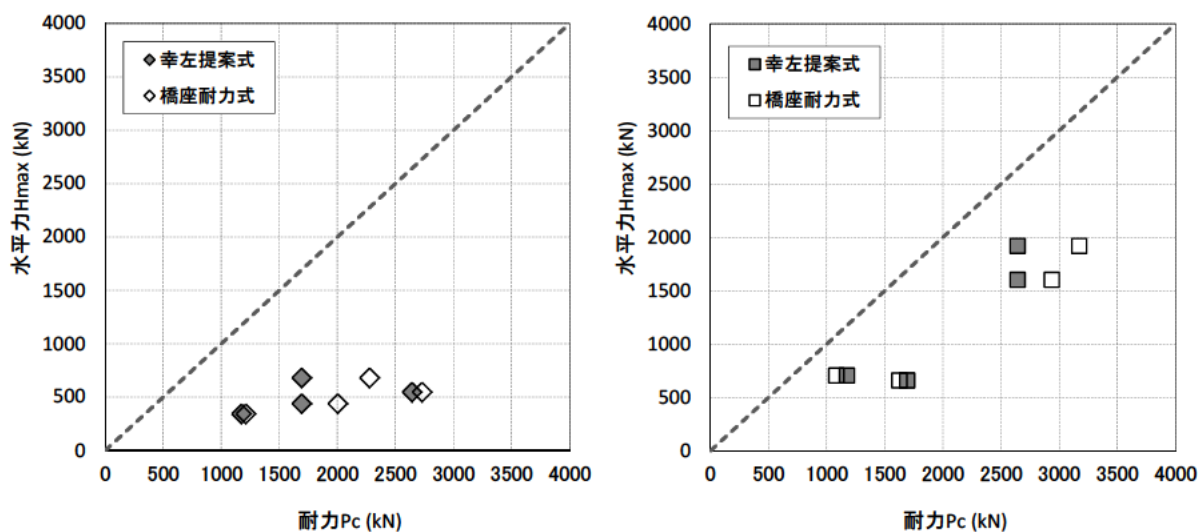


図-6.32 縁端距離を縮小したときのレベル2地震時照査 (場所打ち杭)

図-6.33、図-6.34 に場所打ち杭の縁端距離を従来の 0.5D を確保した場合の試算結果を示す。両図より、レベル 1 およびレベル 2 地震時のいずれの場合にも、耐力は作用力を上回っている。これより、場所打ち杭はフーチング縁端距離である 0.5D が確保されれば、フーチング下面鉄筋に追加補強鉄筋を配置したり、下面鉄筋径を見直すことなく設計できる。

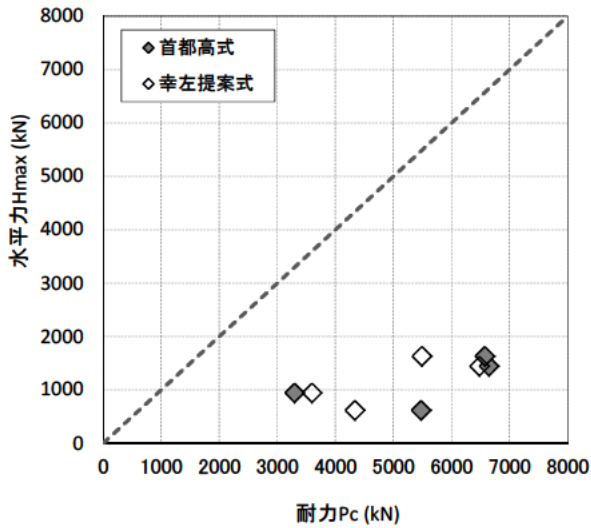
図-6.33 より、橋脚に比べ橋台の照査が厳しい結果となっている。これは、橋台が橋台背面から土圧を受けるため橋脚に比べ設計水平力が大きいことと、死荷重時状態で橋台背面土圧による転倒モーメントによって後列杭に引抜き力が作用するため、照査式 (i) の支圧応力度に応じて算出されるコンクリートの補正係数 α が小さいためである。図-6.34 では(b)橋軸直角方向が厳しい結果となっている。これは、照査断面から杭位置までの距離が長いために、橋軸方向の鉄筋量が縁端部の耐力照査で決定されずに、フーチングの曲げモーメントによって決定されるのに対し、橋軸直角方向は橋軸方向で決定した鉄筋量の 1/3 とすることが多く、鉄筋量が少ないためである。すなわち、杭頭に作用する水平力は橋軸方向と橋軸直角方向でほとんど変わらないか、または橋軸直角方向の水平力が大きくなるのに対し、表-6.15、表-6.16 に示すように橋軸直角方向のフーチング下面鉄筋量が橋軸方向と比較して少ないため、耐力に対する余裕度が小さくなっている。



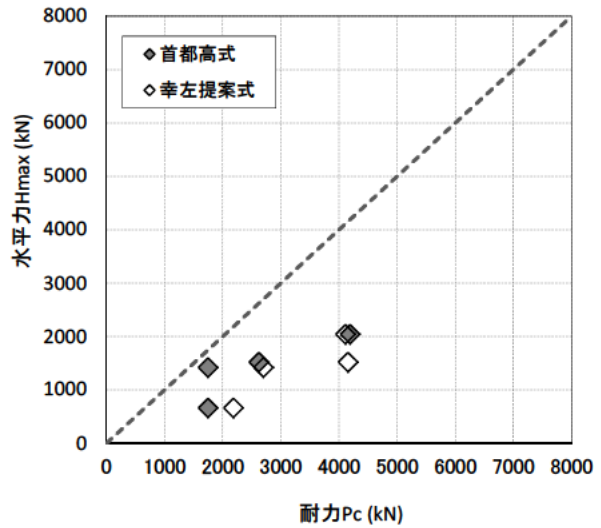
(a) 橋脚

(b) 橋台

図-6.33 縁端距離を 0.5D 確保したときのレベル 1 地震時照査 (場所打ち杭)



(a) 橋軸方向

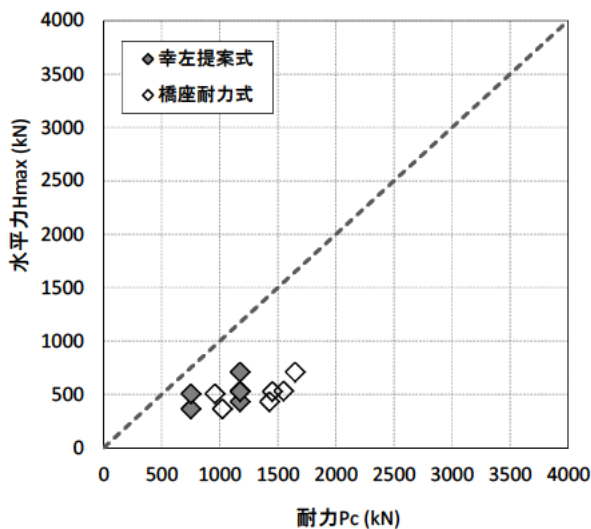


(b) 橋軸直角方向

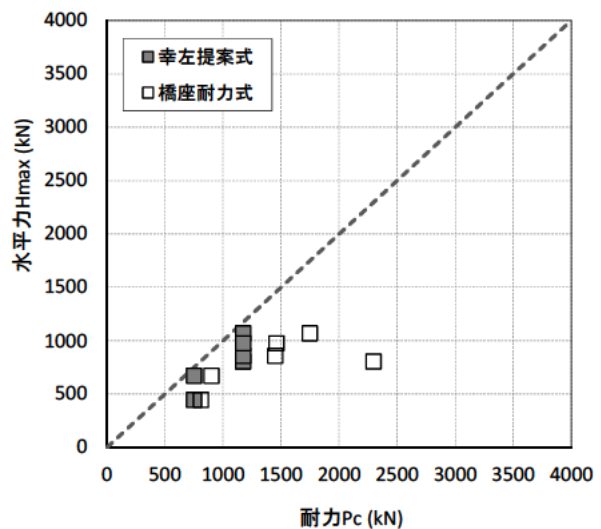
図-6.34 縁端距離を 0.5D 確保したときのレベル 2 地震時照査 (場所打ち杭)

図-6.35, 図-6.36 に既製杭の縁端距離を従来の 0.75D から 0.5D へ縮小した場合の試算結果を示す。両図より、レベル 1 およびレベル 2 地震時のいずれの場合にも、耐力は作用力を上回っている。これより、既製杭も場所打ち杭と同様にフーチング縁端距離 0.5D が確保されれば、フーチング下面鉄筋に追加補強鉄筋を配置したり、下面鉄筋径を見直すことなく設計できる。

図-6.35 より、場所打ち杭と同様に橋脚に比べ橋台の照査が厳しい結果となっている。また、図-6.36 では(a)橋軸方向より(b)橋軸直角方向の方が厳しい。この理由は、図-6.32 で考察した通りである。

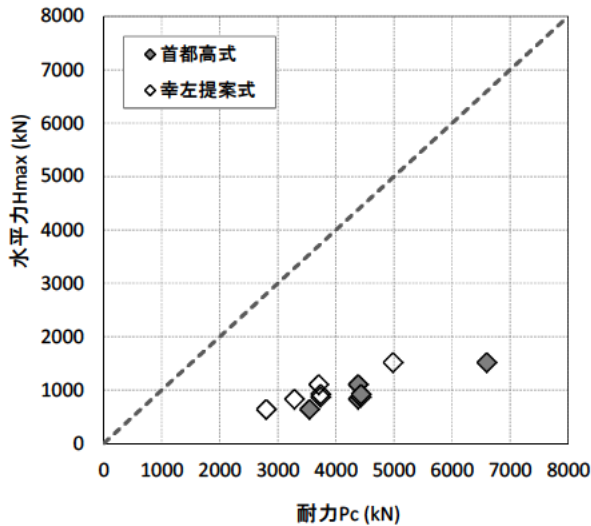


(a) 橋脚

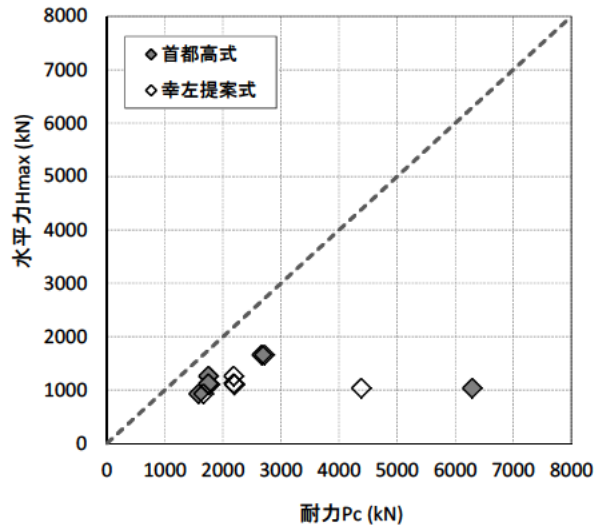


(b) 橋台

図-6.35 縁端距離を 0.5D 確保したときのレベル 1 地震時照査 (既製杭)



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-6.36 縁端距離を 0.5D 確保したときのレベル 2 地震時照査 (既製杭)

ここで、レベル 2 地震時におけるフーチング縁端部の水平押抜きせん断照査式は、フーチング下面の鉄筋量により決定される。そのため、縁端距離を縮小し、照査を満足しない場合には補強鉄筋を追加することで照査を満足することになる。しかしながら、そのような設計は決定根拠を不明確にするだけでなく、より一層の過密配筋を助長することになりかねない。したがって、フーチング配筋量は、まず杭基礎としての設計を行い、このときの杭頭反力を用いて決定されたフーチング配筋量を決定する。その上で、杭とフーチングの結合部での水平押抜きせん断の照査を満足する範囲で縁端距離を 0.5D から縮小するのがよい。万一、水平押抜きせん断照査を満足しない場合には、フーチング縁端距離を見直す等の対処が必要である。

設計実務では、図-6.37 に示すようにフーチング下面鉄筋は杭頭鉄筋と干渉することが多いため、施工性に配慮して鉄筋間隔を 250mm とした 2 段配筋にすることがある。この場合、2 段配筋内側に配置した鉄筋の端部を直角フックとするが、水平押抜きせん断照査によって、2 段目鉄筋を考慮する場合には水平力によるせん断抵抗面を考慮し、フーチング上面鉄筋位置まで折り曲げて定着する必要がある。なお、表-6.18、表-6.19 にフーチング下面の鉄筋配置を示しており、1 部の橋梁で鉄筋配置が 2 段のものがあるが、図-6.37 a) のように鉄筋端部を直角フックで定着されているため、図-6.33～図-6.36 に示す耐力評価の検討では最下段の鉄筋本数に着目して照査を行っている。

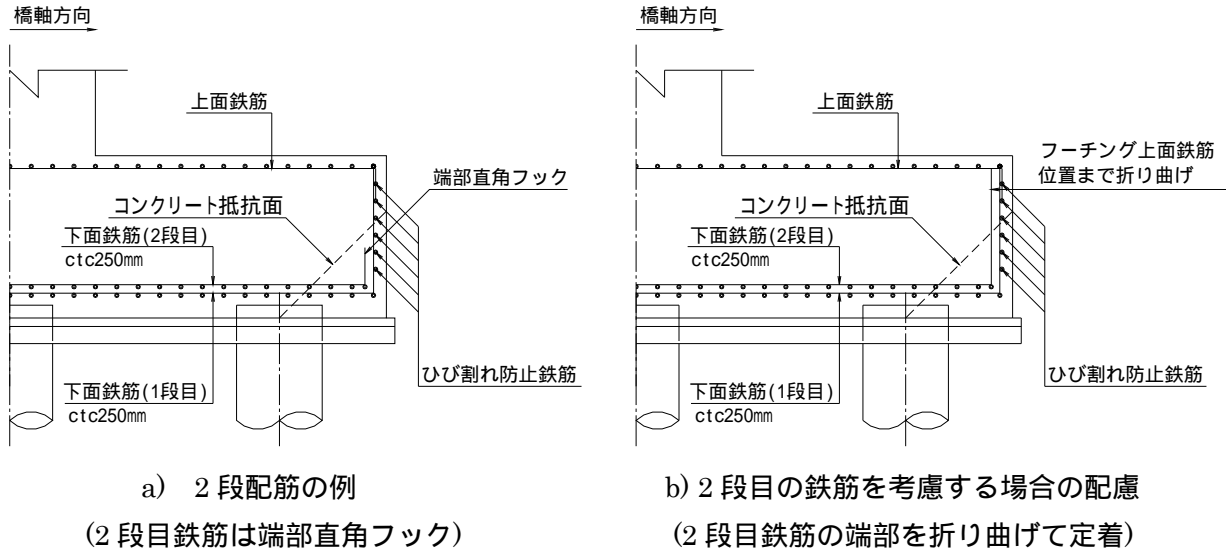
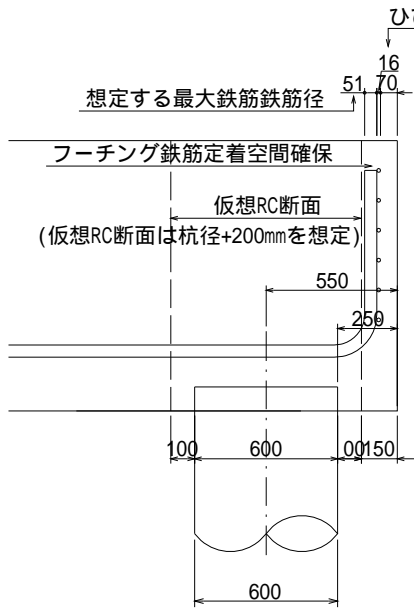


図-6.37 フーチング配筋図

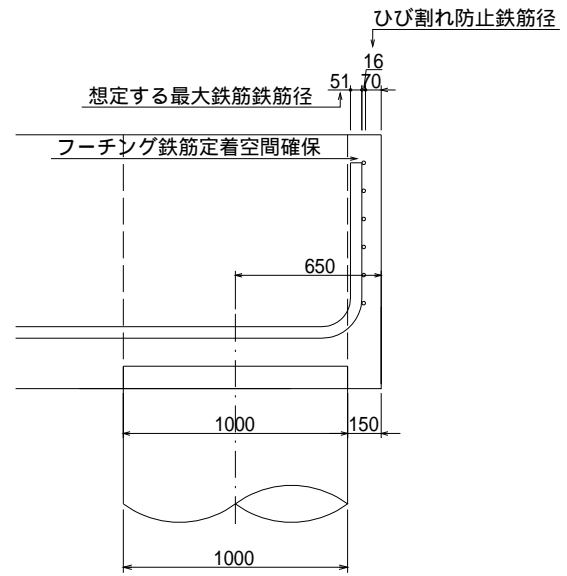
6.4.3 縁端距離の縮小の可能性についての考察

1) 仮想 RC 断面径から決まる縁端距離の最小化

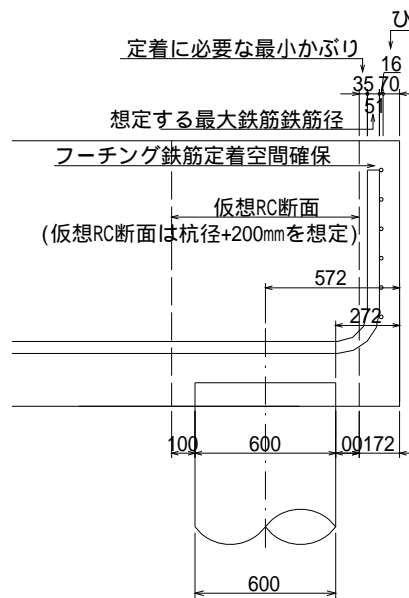
一般に、杭径が小さい場合、図-6.38 (a) に示すように杭頭結合部の耐力確保（仮想 RC 断面径確保）のために必要な縁端距離は、フーチング下面鉄筋に D51 を想定した場合、 $100 (= \text{仮想 RC 断面径の最小径} : \alpha/2) + 137 \text{mm} (= \text{鉄筋を含む必要かぶり厚}) + 100 (= \alpha : \text{施工誤差}) = 337 \text{mm}$ となるため、縁端距離の下限值としては 350mm と設定する。ここで、本研究で実施した鋼管杭を用いた組杭実験 (Case SPP-C-1) では、図-6.38 (c) に示すように杭外周までの距離として、仮想 RC 断面からの必要かぶり 35mm とフーチング縁端からのかぶり 70mm を確保させたが、このうち、仮想 RC 断面からの必要かぶり 35mm を確保しないこととした。この理由として、場所打ち杭に対して、図-6.38 (b) に示すように施工誤差 100mm を見込んだ 150mm の縁端距離で実験を行っているが、図-6.39 に示すように (a) のフーチング下面鉄筋の曲上げ部に設置したひずみ応答や、(b) の引抜き力と水平力が同時に作用するフーチング縁端側に配置された最外縁の軸方向鉄筋のひずみ応答から、仮想 RC 断面と下面鉄筋とのかぶりの有無による鉄筋とコンクリートとの付着切れやかぶり厚さの違いによるひずみ分布に差が確認されないことから、杭外周までの距離として 150mm 程度確保されていれば問題ないと判断した。以上から、図-6.38 (a) を参考に杭径に応じた縁端距離の下限值は表-6.21 のようになる。表-6.21 の α は既製杭の施工誤差であり杭径 D の 1/4 かつ 100mm 以内となる



(a) 鋼管杭

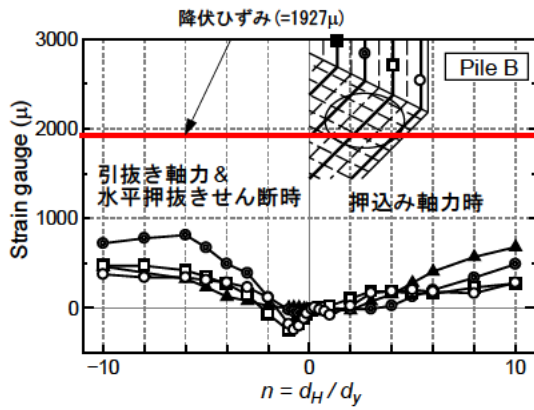


(b) 場所打ち杭

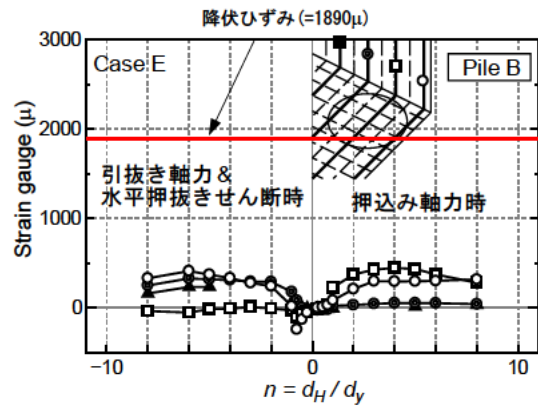


(c) 鋼管杭を用いた載荷実験 (Case SPP-C-1)

図-6.38 既製杭における縁端距離縮小の考え方

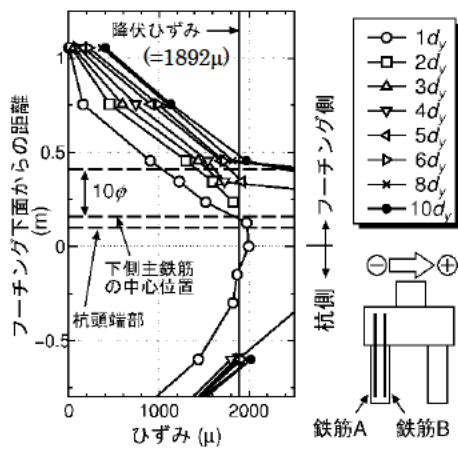


Case CPP-C-1 (従来鉄筋)

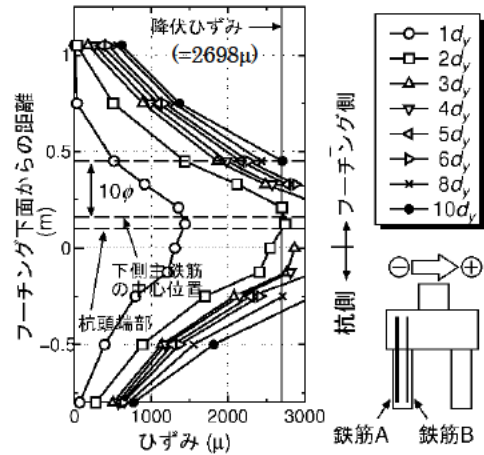


Case CPP-C-2 (高強度鉄筋)

(a) フーチング下面鉄筋のひずみ分布



鉄筋 A



鉄筋 A

Case CPP-C-1 (場所打ち杭, 従来鉄筋)

Case SPP-C-1 (鋼管杭, 高強度鉄筋)

(b) 杭の軸方向鉄筋のひずみ分布

図-6.39 縁端距離を縮小したフーチング下面鉄筋及び杭の軸方向鉄筋のひずみ分布

表-6.21 既製杭における縁端距離の下限值

杭径 D(mm)	500	600	700	800	1000	1200	1500
現行道示 IV (0.75D)	375	450	525	600	750	900	—
0.5D	250	300	350	400	500	600	—
下限値の目安	262.5+α	275+α	287.5+α	300+α	325+α	350+α	—
提案値	262.5+α	275+α	287.5+α	400	500	600	—

2) 縁端距離の最小化

6.4.2 及び 6.4.3 1) の結果から、既製杭の縁端距離は 0.5D かつ 350mm 以上とすることが考えられる。

<本章の参考文献>

- 1) 池内武文：場所打ちぐいとフーチングの縁端距離の検討，首都高速道路公団技報，第 21 号，pp.409-414, 1989.
- 2) 宮脇祐太，幸左賢二，井上敦雄，白戸真大，野々村佳哲：杭とフーチングの縁端距離に関する検討，土木学会第 63 回年次学術講演会，V-540, pp.1079-1080, 2008.
- 3) 池内武文，甘利憲一，松村廣：場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する実験，土木学会年次学術講演会 Vol.43, pp.532-533, 1988.
- 4) 小笠原政文，石塚喬康，吉田靖：場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する実験（その 2），土木学会年次学術講演会 Vol.44, pp.392-393, 1989.
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 6) 島弘，周礼良，岡村甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性，土木学会論文集，第 378 号，pp.213-220, 1987.
- 7) 石橋忠良，小林薫，海原卓也：大変形領域の交番荷重を受ける RC 橋脚のフーチングがらの鉄筋拔出し量算定法に関する研究，土木学会論文集，第 648 号 / V-47, pp.43-54, 2000.
- 8) 岡原美知夫，福井次郎，中谷昌一，田口敬二，藤村知広：杭頭部とフーチング結合部の設計法に関する検討，土木研究所資料，第3077号，1992.
- 9) 小林洋一，森本精洋，加藤敏：くい頭結合部の耐荷特性に及ぼす埋込み型補強筋のかご径の影響，土木学会第 42 回年次学術講演会，1987.
- 10) (社)日本道路協会：杭基礎施工便覧 平成18年度改定版，2007.

第7章 杭頭結合部の設計手法の提案

7.1 杭頭結合部設計照査のための各荷重レベルにおける限界状態の設定 (案)

7.1.1 限界状態の設定

杭頭結合部は、原則として剛結合として設計されることから、結合部には過大な損傷を認めず、杭基礎の各部材と同等以上の性能が要求されることになる。そこで、杭頭結合部の限界状態を設定する前に、杭基礎の限界状態、耐震性能と照査項目の関係について表-7.1、表-7.2に整理する。表-7.2で、杭基礎に限らず基礎の限界状態は、文献1)に示すように地震後の供用性および修復性の観点から、やむを得ず基礎に主たる塑性化を認める場合であっても、上部構造を支持する機能を有したままにとどめられ、基礎の損傷に係わらず橋の供用の回復を短期で行うことができるように、一方、基礎本体の損傷の補修は橋を供用しながら長期的な視点で可能であるように基礎は設計される。

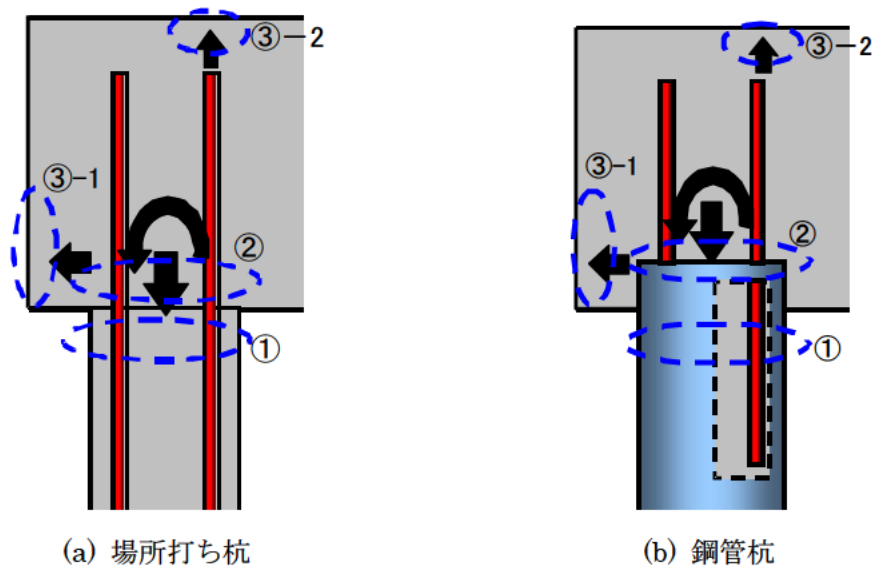
表-7.1 常時・レベル1地震時における杭基礎の限界状態と照査項目¹⁾

限界状態	照査項目と耐震設計上の性能との関係	照査項目： ・基礎の安定 ・基礎を構成する個々の部材の力学特性 ・基礎の変位が橋に与える影響
基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えることがなく、基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界	供用性	・杭頭鉛直反力もしくは変位が鉛直支持に関する降伏点を超えない ・杭頭水平反力もしくは変位が水平支持に関する降伏点を超えない ・基礎の変位により橋に要求される性能が失われない
	修復性，安全性	(供用性の照査により満足される)

表-7.2 レベル2地震時における杭基礎の限界状態と照査項目¹⁾

限界状態	照査項目と耐震設計上の性能との関係	照査項目： ・基礎系の耐力および変形性能 ・基礎本体の修復性 ・基礎の変位が橋に与える影響
副次的な塑性化にとどめられている限界	修復性，供用性	・基礎系に生じ得る塑性化が副次的なものである ・基礎本体が修復可能な損傷程度である (副次的な塑性化では、基礎の塑性化に伴う基礎の過大な残留変位は一般に生じない)
	安全性	(修復性，供用性の照査により満足される)
主たる塑性化を認めるが復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない限界	修復性，供用性	・基礎が系として変形性能を失わない ・基礎本体が修復可能な損傷程度である ・基礎系に生じ得る残留変位が橋の供用の妨げにならない
	安全性	(修復性，供用性の照査により満足される)

したがって、表-7.2 に示す杭基礎の限界状態に至るように、杭頭結合部の損傷は限定的なものにとどめ、補修無しに使用可能な状態にする必要がある。本研究で実施した载荷実験で確認された損傷から杭頭結合部に対して必要な照査項目を図-7.1 に示す。



- ①杭体の損傷・破壊
- ②杭頭結合部（杭とフーチングの界面）の損傷・破壊
- ③フーチング（杭頭部近傍）の損傷・破壊
 - ③-1：水平押抜きせん断による損傷・破壊
 - ③-2：鉛直押抜きせん断による損傷・破壊

図-7.1 杭頭結合部における損傷・破壊を考慮すべき着目部位

7.1.2 杭頭結合部の耐震性照査

杭基礎は、常時・レベル 1 地震時には各部材の抵抗特性が弾性限界点を超えないように、レベル 2 地震時には杭基礎を構成する部材・地盤の全体からなる基礎系が弾性限界点を超えないように設計される必要がある。そして、杭頭結合部は原則として剛結とし、結合部に生じる応力に対して安全であることを照査することとされている。具体的には、垂直支圧応力度、押抜きせん断応力度および水平支圧応力度について照査し、フーチング端部の杭については、上記に加えて水平方向の押抜きせん断応力度及び支圧応力度についても照査することとなる。これらの具体的な照査式は、現行設計便覧に示されている。しかし、これらの照査式は実際の杭基礎に作用する荷重状態（軸力、水平力、曲げモーメント）を踏まえて実施されたものではないため、必要以上に安全余裕を与えるものがある。また、設計の実態としてはこれらの照査で決まることがほとんどなく、その照査の必要性も議論の余地がある。一方、過去に被災事例がないことから、レベル 2 地震時では、仮想 RC 断面の照査以外は省略してよいことになっているが、工学的な裏付けについては必ずしも明らかではない。したがって、これらの照査の必要性や、照査式の根拠および妥当性を検討する必要がある。

以上の点を踏まえ、実験供試体に対し現行設計法により杭とフーチング結合部の照査（レベル 1

地震時の安全率を考慮)を行った結果を表-7.3 (a)~(e) に示す。杭基礎が降伏に達するときの実験値と比較すると、形状から決定される抵抗値が実験値に対し非常に大きい。縁端距離を縮小した CaseCPP-C-1 ~ Case SPP-C-1 に対し、水平押抜きせん断照査を除いて現行設計法では結合部の諸元が決定されないことがわかる。したがって、本章では、実験で確認された破壊形態をもとに杭頭結合部に対する合理的な設計手法を提案する。

・垂直支圧応力度：
$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{ba1} \quad P_a = \sigma_{ba1} \times \pi D^2 / 4 \quad \dots (III.6.1)$$

・鉛直押抜きせん断応力度：
$$\tau_v = \frac{4P}{\left(3\pi - 4 \cos^{-1} \frac{D+2h'}{D+h}\right)(D+h)h} \leq \tau_a \quad \dots (III.6.2)$$

$$P_a = \frac{\tau_a}{4} \times \left(3\pi - 4 \cos^{-1} \frac{D+2h'}{D+h}\right)(D+h)h$$

・水平支圧応力度：
$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba2} \quad H_a = \sigma_{ba2} \times Dl \quad \dots (III.6.6)$$

・水平押抜きせん断応力度：
$$H = \tau_c \times h' \times (2l + D + 2h') \quad H_a = \tau_a \times h' \times (2l + D + 2h') \quad \dots (III.6.7)$$

表-7.3 現行設計法による照査結果一覧

(a) 垂直支圧力に着目

	CaseD 縁端縮小	CaseE 縁端縮小	CaseF 縁端縮小	CaseG 縁端従来	備考
D (mm)	600	500	508	508	杭径
σ_{ck} (N/mm ²)	21	30	30	30	フーチングコンクリートの設計基準強度
σ_{ba1} (N/mm ²)	10.3	14.7	17.5	24.9	レベル1地震時の許容支圧応力度
P _{a1} (kN)	2,922	2,888	3,539	5,041	垂直支圧荷重(抵抗値) 式(III.6.1)
V _y (kN)	1,416	1,083	1,143	1,181	杭基礎降伏時(1d _y)の杭頭押込み反力
比率 (P _{a1} /V _y)	(2.06)	(2.67)	(3.10)	(4.27)	

(b) 鉛直押抜きせん断力に着目

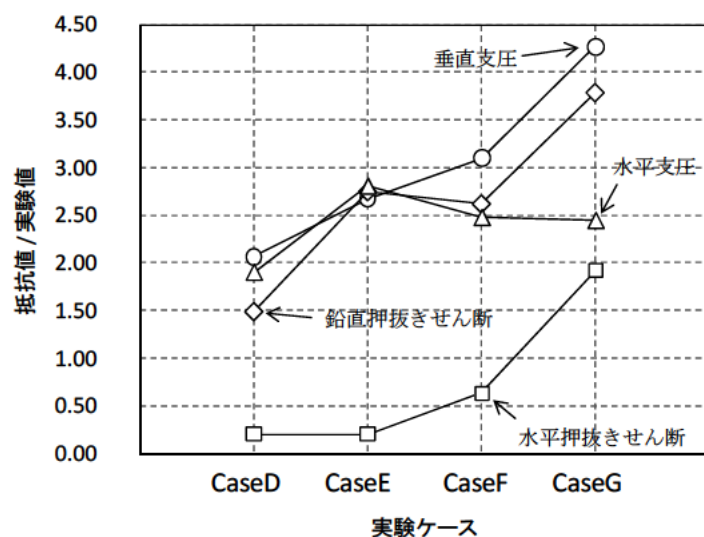
	CaseD 縁端縮小	CaseE 縁端縮小	CaseF 縁端縮小	CaseG 縁端従来	備考
D (mm)	600	500	508	508	杭径
h mm	1150	1400	1300	1520	垂直方向の押抜きせん断に対するフーチング有効厚さ
h' mm	75	60	168	371	水平方向の押抜きせん断に対するフーチング有効厚さ
σ_{ck} (N/mm ²)	21	30	30	30	フーチングコンクリートの設計基準強度
τ_a (N/mm ²)	0.85	1.00	1.00	1.00	コンクリートの許容押抜きせん断応力度
P _{a2} (kN)	2,101	2,973	2,988	4,468	鉛直押抜きせん断荷重(抵抗値) 式(III.6.2)
V _y (kN)	1,416	1,083	1,143	1,181	杭基礎降伏時(1d _y)の杭頭押込み反力
比率 (P _{a2} /V _y)	(1.48)	(2.74)	(2.61)	(3.78)	

(c) 水平支圧力に着目

	CaseD 縁端縮小	CaseE 縁端縮小	CaseF 縁端縮小	CaseG 縁端従来	備考
D (mm)	600	500	508	508	杭径
l (mm)	100	100	100	100	杭の埋込み長
σ_{ck} (N/mm ²)	21	30	30	30	フーチングコンクリートの設計基準強度
σ_{ba2} (N/mm ²)	9.5	13.5	13.5	13.5	レベル1地震時の許容支圧応力度(鉛直方向)
H _{a1} (kN)	567	675	686	686	水平支圧荷重(抵抗値) 式(III.6.6)
H _y (kN)	299	241	277	281	杭基礎降伏時(1d _y)の杭頭水平力(=P _y /2)
比率 (H _{a1} /H _y)	(1.90)	(2.81)	(2.48)	(2.44)	

(d) 水平押抜きせん断力に着目

	CaseD 縁端縮小	CaseE 縁端縮小	CaseF 縁端縮小	CaseG 縁端従来	備考
D (mm)	600	500	508	508	杭径
l (mm)	100	100	100	100	杭の埋込み長
h' (mm)	75	60	168	371	水平方向の押抜きせん断に対するフーチング有効厚さ
σ_{ck} (N/mm ²)	21	30	30	30	フーチングコンクリートの設計基準強度
τ_a (N/mm ²)	0.85	1.00	1.00	1.00	コンクリートの許容押抜きせん断応力度
H ₂ (kN)	61	49	175	538	水平押抜きせん断荷重(抵抗値) 式(III.6.7)
H _y (kN)	299	241	277	281	杭基礎降伏時(1d _y)の杭頭水平力(=P _y /2)
比率 (H _{a2} /H _y)	(0.20)	(0.20)	(0.63)	(1.92)	



(e) 各実験ケースの決定要因

常時・レベル1地震時には、杭体ならびに杭頭結合部が弾性限界点を超えないように設計される。また、杭頭結合部は剛結合されるため、杭頭部は最も断面力が集中する箇所であり、十分な配慮が必要である。そして、フーチング端部の損傷は、縁端距離の違いによってフーチング下面に発生するせん断ひび割れの損傷進展に違いはあるものの、フーチング下面のせん断ひび割れが進展すると

鉄筋のひずみが増加している。すなわち、フーチング縁端部の抵抗メカニズムは、ひび割れが入る初期の段階はコンクリートが抵抗し、ひび割れの進展とともにコンクリートの抵抗が減り、次第にフーチング下面鉄筋が抵抗すると考えられる。したがって、常時・レベル1地震時を想定した場合、長期耐久性という観点からフーチングに大きなひび割れが生じることは望ましくないため、縁端部コンクリートの水平押抜きせん断耐力の照査が必要であると考えられる。一方、杭基礎の降伏である杭頭補強鉄筋が降伏ひずみに達するまでに杭頭周辺のフーチングコンクリートが繰返し荷重による損傷が確認されなかったため、鉛直押抜きせん断に対する照査は実験結果から不要と考えられる。また、杭からの水平力及び鉛直力による支圧応力が主たる原因となる損傷が見られなかったため、支圧応力度に対する照査は省略できると考えられる。

レベル2地震動には、基礎系として弾性限界点を超えないように設計される。これは、基礎は地中部にあるため、他の部材のように、震後直ちに点検を行い、安全性を確認し、また、必要に応じて補修をし、その後、橋の供用を行うという過程をたどるのが困難なためである。したがって、基礎は震後、無補修で相当期間、供用できる程度の損傷に収めることが不可欠である。このため、縁端距離を縮小した場合の大変形挙動における杭頭結合部の損傷に着目し、現行道示IVの許容塑性率4の範囲で杭頭結合部が杭体よりも先行して破壊することがないかを確認した。また、荷重変位関係から終局変位を確認した。以下、杭頭結合部における損傷・破壊を考慮すべき着目部位に対し、要求される性能を満足するための条件を示す。

杭基礎に対しては、現行道示IVに規定される許容塑性率4の範囲で、杭頭結合部や杭体の損傷が荷重低下要因となる損傷が無いように設計する必要がある。載荷実験の結果、許容塑性率4の範囲であれば、写真-7.1に示すように繰返し荷重によって杭頭周辺部のフーチングかぶりコンクリートが剥落するような杭頭結合部の破壊や、杭体のかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出するような杭体の破壊は確認されなかった。ただし、高強度鉄筋を使用した場所打ち杭 (CaseE) において、 $2d_y$ で杭体のかぶりコンクリートが剥落、軸方向鉄筋が露出しており、これ以降、荷重が急激に低下していることが確認されたため (図-7.2参照)、許容塑性率は2程度に抑えるのが良いと考えられる。許容塑性率を2に制限することにより、最大強度点に対して、杭の変形性能及び杭の軸方向鉄筋が抜出すことによるフーチング内定着部でのコンクリートの損傷のいずれの観点からも安全側の評価となる。これは、従来の許容塑性率の設定と同様に、強度低下が顕著でない範囲における最大強度点を目標に設定すること、降伏強度と同程度までに強度が低下する点 (塑性率4) よりも安全率を1.8以上確保できるようにしたものである。なお、目標とした安全率の1.8とは、タイプII地震動において、柱状体基礎の許容塑性率の計算に用いられる安全係数である。



(a) Case CPP-C-1



(b) Case CPP-C-2



(c) Case SPP-C-1



(d) Case SPP-C-2

写真-7.1 $4d_y$ 終了時における杭頭部の損傷状況

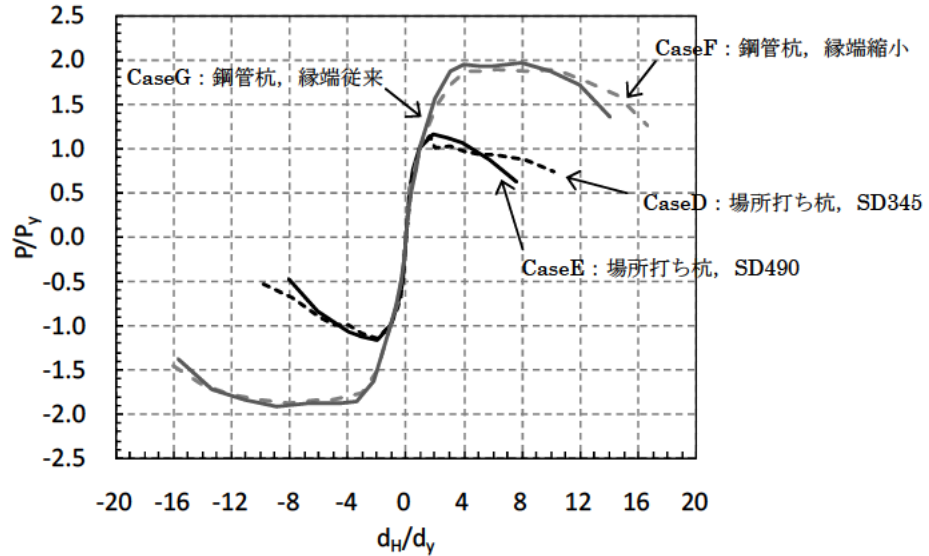
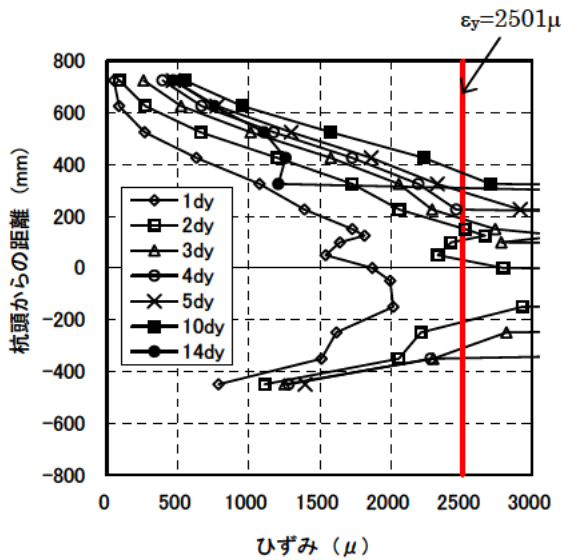


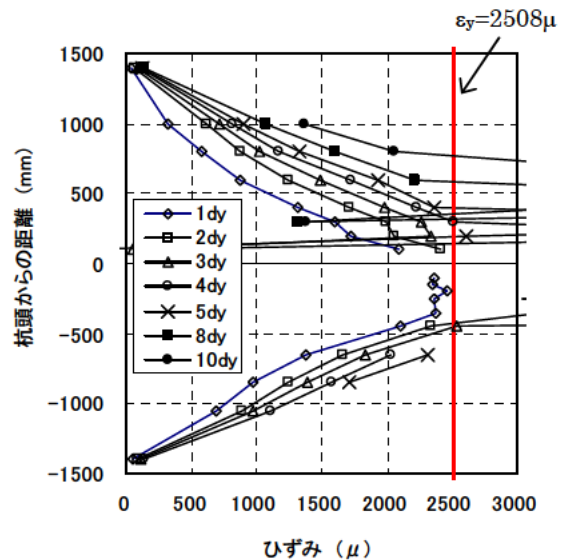
図-7.2 無次元化した荷重－変位関係（塑性率）

方法 B で鉄筋により杭頭の補強を行う場合には、杭頭結合部が杭体より先行して損傷しないよう、フーチング内に仮想 RC 断面を設定して応力度照査を実施しているが、現行設計法の仮想 RC 断面径は杭径 600mm 以下の結果をもとに設定されたものである。そこで、本研究では杭径が 800mm、1000mm の単杭に対する鋼管杭の水平載荷実験を実施し、仮想 RC 断面径の確認を行った。杭の最外縁軸方向鉄筋のひずみ分布を図-7.3 に示す。縦軸は杭頭からの距離、横軸は正側の 1 サイクル目載荷における軸方向鉄筋ひずみである。図-7.3(a)は、仮想 RC 断面径を $D+200$ (mm) で評価したときのひずみ分布であり、試計算で算出した降伏変位 $1d_y$ 時では、降伏ひずみに対して十分な余裕が確認され、杭径が大きくなると実態にそぐわないことが確認された。したがって、第 3 章の実験結果と第 6 章の FEM 解析結果から、新たに評価式を提案した。図-7.3(b) が仮想 RC 断面径を見直したときのひずみ分布であり、試計算で算出した降伏変位 $1d_y$ で鉄筋のひずみが降伏ひずみに接近しており、評価式の妥当性が確認できた。以上から、新たに提案する仮想 RC 断面の直径は、杭径 D に $\alpha=0.25D+100$ (mm) を加えた径とするのがよいと考えられる。ただし、この評価式は図-7.4 に示すように杭径 1200mm 以上では、 $\alpha=400$ mm で頭打ちとするのがよいと考えられる。



仮想 RC 断面径 : 1000mm (=D+200)

(a) Case SPP-S-2 (杭径 800mm, 高強度鉄筋



仮想 RC 断面径 : 1100mm (=1.25D+100)

(b) SPP-S-3 (杭径 800mm, 高強度鉄筋 D29)

D16)

図-7.3 単杭実験に対する鋼管杭の杭頭補強鉄筋のひずみ分布

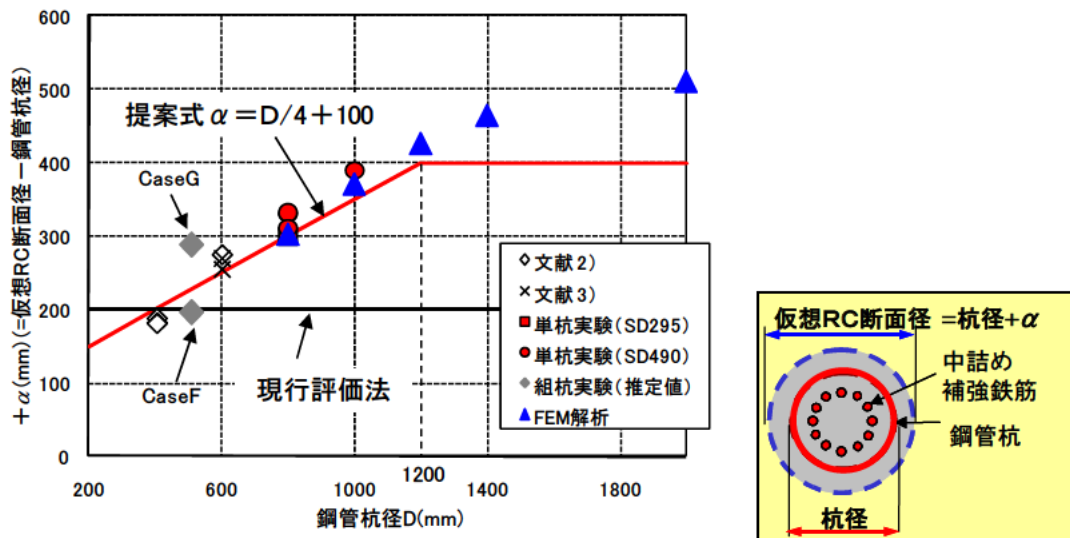
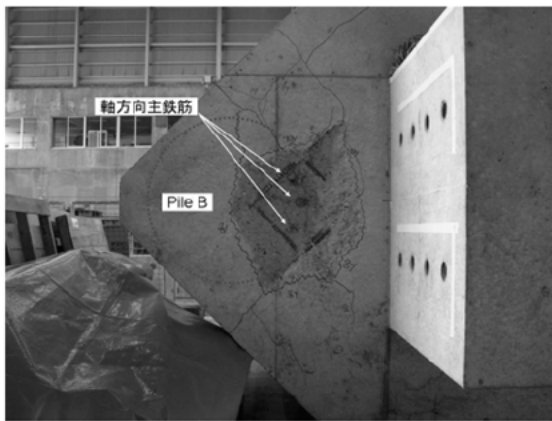


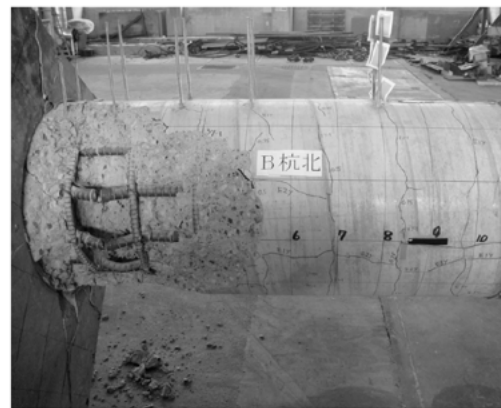
図-7.4 仮想 RC 断面径増分 α の提案式 (降伏耐力評価)

杭頭結合部に対しては、写真-7.2 に示す杭基礎の実験で確認された損傷状況から、杭頭補強鉄筋を破断させない、付着切れによる鉄筋の引抜けが生じないようにする必要がある。そして、実験の結果、鋼管杭の組杭実験から仮想 RC 断面の耐力を杭体の耐力と同等以上になるように設計されたものは、杭頭結合部の鉄筋が降伏ひずみに達して鋼管杭基礎が降伏に至るものの、杭体と結合部は塑性率 4 までの範囲で目立った損傷はなく耐力の低下も確認されなかった。最終的に杭頭補強鉄筋の破断、または杭の鉛直押抜きせん断によって破壊した。今回の実験では杭頭結合部の損傷に着目したため、フーチングの強度に対し杭体の強度を相対的に高くしたが、設計においては従来どおり仮想 RC 断面の耐力を杭体の耐力と同等以上になるようにすればよい。

場所打ち杭は、既製杭と比較してフーチングと杭体とで大きな強度差がないことから、杭頭結合部において仮想 RC 断面による照査は一般に必要なと思われてきた。しかしながら、現行設計便覧によれば、場所打ち杭においても、フーチングコンクリートの設計基準強度が杭体コンクリートの設計基準強度に比べて低い場合には、仮想 RC 断面の照査が必要とされている。本研究で実施した単杭および組杭実験では、フーチングよりも杭体コンクリート強度を大きく設定していたにも関わらず、最終的な破壊は、杭体の杭軸方向鉄筋の破断、または杭の鉛直押抜きせん断破壊であり、杭頭結合部が杭体よりも先行して破壊することがなかった。そして、図-7.5 (a), (b)の杭の軸方向鉄筋ひずみ分布からも杭側の鉄筋降伏で杭基礎が降伏していた。その後、鉄筋の降伏範囲がフーチング内へ拡大していくが、変形性能でも CaseD の実験結果は A 結合を用いた既往の組杭実験¹⁾²⁾ 同様に十分な変形性能が確保されていた。したがって、場所打ち杭に対しては、フーチング、杭体に使用するコンクリートの設計基準強度によらず、杭体耐力の照査のみ実施すれば、仮想 RC 断面の照査は省略してよいと考えられる。



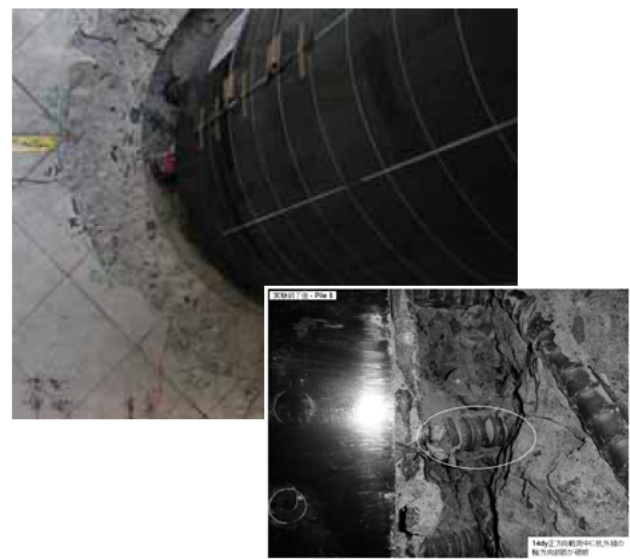
杭の鉛直押抜きせん断破壊
(a) Case CPP-C-1



杭の軸方向鉄筋破断
(b) Case CPP-C-2



杭の鉛直押抜きせん断破壊
(c) Case SPP-C-1

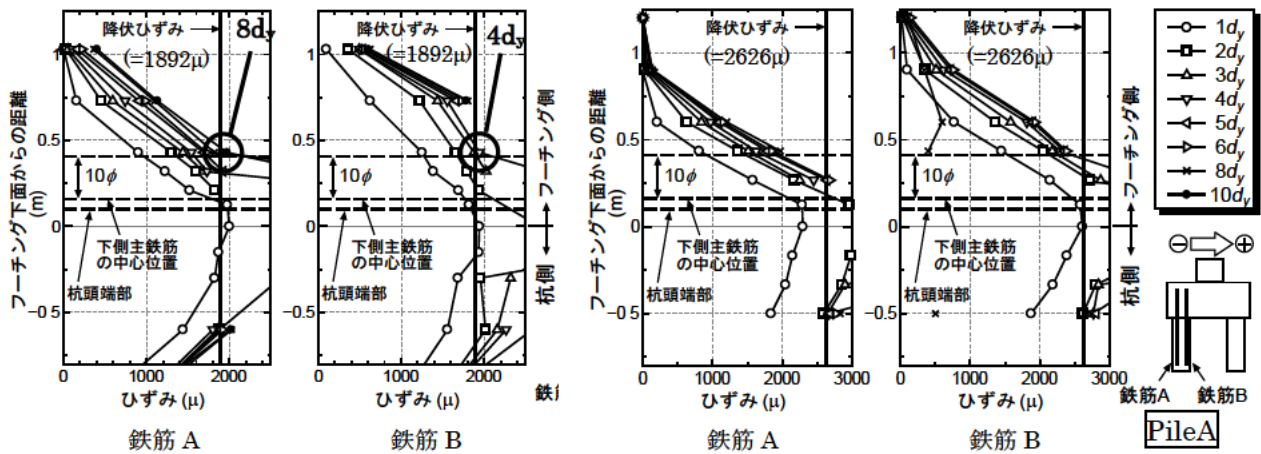


杭頭補強鉄筋の破断
(d) Case SPP-C-2

写真-7.2 実験終了後における杭基礎の損傷状況

次に、フーチングに関してであるが、フーチングは上部構造からの荷重を基礎に確実に伝達させる部材である。したがって、図-7.6 に示すようなフーチング内部コンクリートが損傷することで、コンクリートと鉄筋の付着が切れ、杭と柱間の荷重伝達機構が変化し、曲げモーメントやせん断力に対する抵抗機構が変わるようなことを設計では想定していない。首都高速道路公団の実験や本研究で行った実験では、水平力によるフーチング縁端部の損傷やフーチング上面の鉛直押抜きせん断破壊によって破壊した。したがって、水平力及び鉛直力が最も大きくなるフーチング端部の杭に対しては、水平および鉛直押抜きせん断破壊させないようにする必要があると考えられる。このうち、水平押抜きせん断に対しては、試算の結果、表-7.12 に示す最外周の杭とフーチング縁端との最小距離が $0.5D$ (D : 杭径) 確保されていれば水平押抜きせん断に対して問題にならないことを確認している。一方、鉛直押抜きせん断に対しては、塑性率 4 の範囲ではフーチング内に定着された杭の軸方向鉄筋の引張降伏する範囲が $10d$ (d : 鉄筋径) にあり、(c)の破壊につながる鉄筋の拔出しが問題にならないため、鉛直押抜きせん断に対する照査は省略できると考えられる。ただし、フーチング縁端距離を $0.5D$ より縮小した場合には、フーチング端部の杭に対して水平押抜きせん断の照査を行う必要がある。

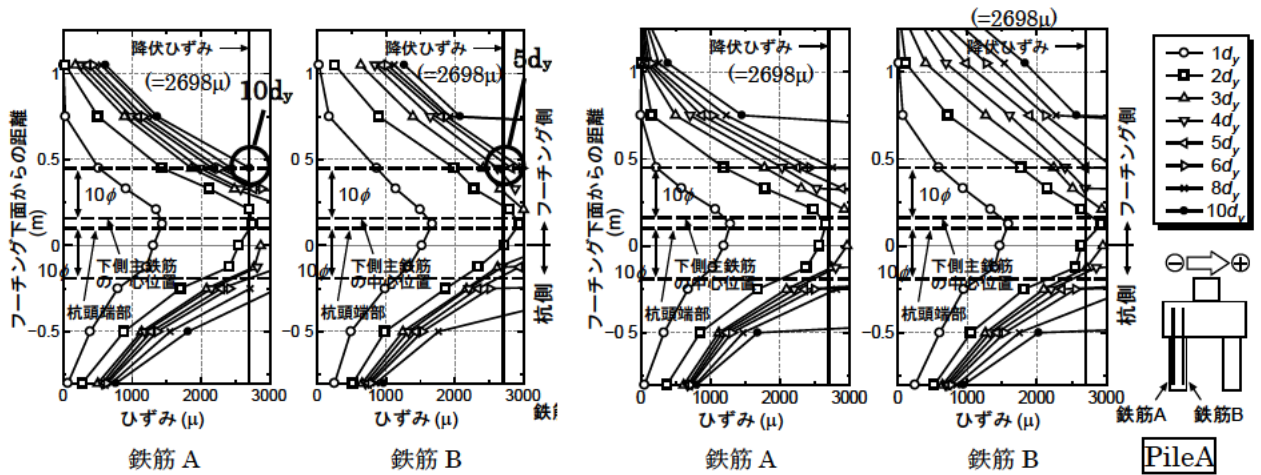
杭頭部にとって最も厳しい方向の水平荷重が作用した鋼管杭による組杭実験において、縁端距離の大小に関わらず、最大荷重到達 ($8d_y$ 時) までのフーチングの主たる損傷形態は、鋼管杭の杭頭埋込み部における水平方向せん断破壊と杭頭周辺部のフーチングかぶりコンクリートの剥落であり、縁端距離の異なるいずれのケースでもフーチングの水平支圧破壊は観察されなかった。また、方法 B を用いた既往の水平載荷実験²⁾でも杭頭結合部における変位急増点は支圧が支配的なものではなく、杭頭補強鉄筋の引張降伏であった。したがって、杭頭結合部 (方法 B) における水平荷重 (杭軸直角方向力) に対しては、水平支圧破壊の照査は必要ないと考えられる。ただし、杭頭結合方法に方法 A を用いる場合には、既往の水平載荷実験⁴⁾において載荷背面のフーチングコンクリートの圧壊が原因で変位が急増しているため、従来どおり支圧の照査は必要と考えられる。



(a) Case CPP-C-1

(b) Case CPP-C-2

場所打ち杭による組杭実験

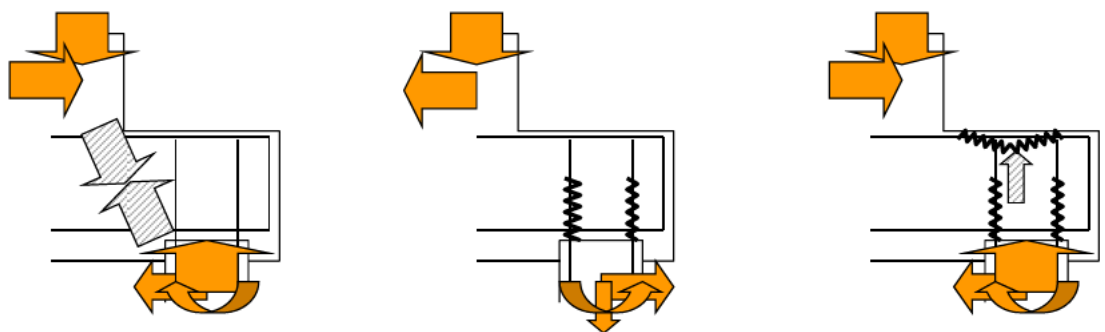


(c) Case SPP-C-1

(d) Case SPP-C-2

鋼管杭による組杭実験

図-7.5 杭の軸方向鉄筋ひずみ分布



(a) 健全な状態

(b) 引抜き力および曲げによる付着切れ

(c) 押抜きせん断破壊時

図-7.6 鉛直押抜きせん断時に想定される荷重状態

7.2 杭頭結合部（方法 B）の照査方法（案）

表-7.8～表-7.11 に示す耐震性能を満足するための照査項目・方法の提案を表-7.8，表-7.10 に示す。参考として現行設計便覧の杭頭結合部の照査項目・方法を表-7.9，表-7.11 に示す。

提案において，現行設計法から改定された点は，次の内容である。

- ・場所打ち杭に高強度鉄筋を用いた場合の許容塑性率を新たに追加
- ・仮想 RC 断面径の見直し
- ・場所打ち杭において，杭・フーチングに使用するコンクリート強度に関係なく，仮想 RC 断面に対する照査を省略
- ・フーチング端部の杭において，鉛直及び水平方向の押抜きせん断に対する照査を省略
- ・ただし，縁端距離を縮小した場合には，水平押抜きせん断に対する照査を実施
- ・支圧に対する照査を省略

表-7.8 杭体の設計および杭基礎の許容塑性率の提案

		常時・レベル 1 地震時	レベル 2 地震時
① 杭体	(求められる状態)	・部材が弾性限界点を超えない。	・杭体に生じる損傷が橋としての機能の回復を妨げない程度にとどまる。
	(照査式・方法)	・常時・レベル 1 地震時において，杭体に生じる応力度を許容応力度以下にする。	・レベル 2 地震時において，基礎に塑性化を考慮する場合，杭基礎の応答塑性率を許容塑性率 μ_a 以下にする。 (場所打ち杭) $\mu_a=4$ (軸方向鉄筋が SD345 の場合) $\mu_a=2$ (軸方向鉄筋が SD390, SD490 の場合) SD390 に関しては，載荷実験は行っていないため SD490 の実験結果を用いる。 (鋼管杭) $\mu_a=4$

表-7.9 杭体の設計および杭基礎の許容塑性率（現行設計便覧）

		常時・レベル 1 地震時	レベル 2 地震時
① 杭体	(照査式・方法)	・常時・レベル 1 地震時において杭体の応力度を許容応力度以下にする。	・レベル 2 地震時において，基礎の塑性化を考慮する場合，杭基礎の応答塑性率を許容塑性率 μ_a 以下にする。 $\mu_a=4$

表-7.10 杭頭結合部（方法 B）の照査方法の提案

		常時・レベル 1 地震時	レベル 2 地震時
② 杭頭結合部 (フーチング内仮想鉄筋 コンクリート断面)	(求められる状態)	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭結合部の仮想 RC 部材が弾性限界点を超えない。 	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭結合部での損傷を先行させず、確実に杭頭部へ損傷領域を誘導する。
	(照査式・方法)	<p>(鋼管杭)</p> <ul style="list-style-type: none"> 仮想 RC 断面を仮定して評価する。ここで、仮想 RC 断面径は、杭径 D (mm) に $0.25D+100$(mm) (ただし、最大 400mm) を加えた径を有効径とする。 常時、レベル 1 地震時において杭頭結合部に仮想 RC 断面を仮定してコンクリートと鉄筋の応力度を許容応力度以下にする。 <p>(場所打ち杭)</p> <ul style="list-style-type: none"> 実験において、杭体をフーチングの強度より高く設定したが、杭頭結合部が先行して損傷しなかったため、照査は省略する。 	<p>(鋼管杭)</p> <ul style="list-style-type: none"> 仮想 RC 断面径により耐力評価する。ここで、仮想 RC 断面径は、杭径 D (mm) に $0.25D+100$(mm) (ただし、最大 400mm) を加えた径を有効径とする。 <p>具体的には、</p> <ol style="list-style-type: none"> 杭基礎が塑性化する場合 杭体の $M_y \leq$ 仮想 RC 断面の M_y 杭基礎が塑性化しない場合 杭頭発生曲げ $M_{max} \leq$ 仮想 RC 断面の M_y <p>であり、仮想 RC 断面の M_y を算出する場合の軸力は零とする。</p> <p>(場所打ち杭)</p> <ul style="list-style-type: none"> 実験において、杭体をフーチングの強度より高く設定したが、杭頭結合部が先行して損傷しなかったため、照査は省略する。
③ フーチング水平押抜きせん断	(求められる状態)	<ul style="list-style-type: none"> 有害なひび割れを生じさせない。 	<ul style="list-style-type: none"> 水平押抜きせん断破壊を生じさせないとともに、フーチング下面鉄筋を弾性範囲内にとどめる。
	(照査式・方法)	<ul style="list-style-type: none"> フーチング縁端距離 $0.5D$ を確保したものは、縁端部コンクリートの損傷が進展しないこと、一般的な杭基礎に対して縁端部の強度を試算した結果から、照査を省略する。ただし、縁端距離を縮小する場合には、以下の照査を行う。 杭頭部に発生するせん断力 $<$ フーチング縁端部コンクリートが負担できるせん断力の上限值 ここで、フーチング縁端部コンクリートが負担できるせん断力の 	<ul style="list-style-type: none"> フーチング縁端距離 $0.5D$ を確保したものは、縁端部コンクリートの損傷が進展しないため、下面鉄筋の負担が小さいこと、一般的な杭基礎に対して縁端部の強度を試算した結果から、照査を省略する。ただし、縁端距離を縮小する場合には、以下の照査を行う。 杭頭部に発生する水平力 $<$ フーチング縁端部のせん断耐力 (鉄筋部) ここで、フーチング縁端部のせん断耐力は、実験値との比較から、次式を適用する。

		<p>上限値は、実験値との比較から、次式を適用する。</p> $P_c = 0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c$	$H = \sigma_y \times n \times A_s$
④ フーチング鉛直押抜きせん断	(求められる状態)	<ul style="list-style-type: none"> 端部の杭で鉛直押抜きせん断による損傷を生じさせない。 	<ul style="list-style-type: none"> フーチングに鉛直押抜きせん断破壊を生じさせない。
	(照査式・方法)	<ul style="list-style-type: none"> 実験において降伏荷重レベルまで鉛直押抜きせん断による損傷が生じていないことから、照査は省略する。 	<ul style="list-style-type: none"> レベル2地震時の照査は省略する。 <p>実験から、荷重変位が大きくなると杭の補強鉄筋の付着切れに伴う鉛直押抜きせん断破壊が確認されたが、許容塑性率μ_aの範囲内であれば、杭頭補強鉄筋の付着切れが生じないため、この破壊モードは生じない。</p>
⑤ フーチング支圧	(照査式・方法)	<ul style="list-style-type: none"> 実験において降伏荷重レベルまで支圧による損傷が生じていないことから、照査は省略する。 	<ul style="list-style-type: none"> 実験において最大荷重レベルまで支圧による損傷が生じていないことから、照査は省略する。 方法Bを用いた既往の実験においても、杭基礎の降伏や荷重の低下要因が支圧破壊ではなく、杭頭補強鉄筋の引張降伏であった。

表-7.11 杭頭結合部 (方法 B) の照査方法 (現行設計便覧)

		常時・レベル1地震時	レベル2地震時
杭頭結合部 (フーチング内仮想鉄筋コンクリート断面)	(照査式・方法)	<p>(鋼管杭)</p> <ul style="list-style-type: none"> 中詰め補強鉄筋のみによる仮想 RC 断面で、杭頭部の発生断面力にて算出されたコンクリートと鉄筋の応力度を許容応力度以下にする。 <p>(場所打ち杭)</p> <ul style="list-style-type: none"> フーチングコンクリートの設計基準強度が杭体コンクリートの設計基準強度に比べて低い場合には、鋼管杭同様に照査を実施。 	<p>(鋼管杭)</p> <ul style="list-style-type: none"> 仮想 RC 断面径 (D+200mm) による耐力評価する。具体的には、 <ol style="list-style-type: none"> 杭基礎が塑性化する場合 杭体の M_y 仮想 RC 断面の M_y 杭基礎が塑性化しない場合 杭頭発生曲げ M_{max} 仮想 RC 断面の M_y であり、仮想 RC 断面の M_y を算出する場合の軸力は零とする。 耐力の不足分に限り、仮想 RC 断面の耐力計算に杭外周補強鉄筋を考慮してもよい。 <p>(場所打ち杭)</p> <ul style="list-style-type: none"> フーチングコンクリートの設計基準強度が杭体コンクリートの設計基準強度に比べて低い場合には、鋼管杭同様に耐力評価を実施。
フーチング水平押抜きせん断	(照査式・方法)	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭部に作用する水平力に対し、フーチング縁端部コンクリートに生じる応力度を許容押抜きせん断応力度以下にする。 <p>現行設計便覧の式 (III.6.7)</p> $H = \tau_c \times h' \times (2l + D + 2h')$	<ul style="list-style-type: none"> 杭とフーチングの縁端距離が確保され、常時、レベル1地震時の照査を満足する場合にはレベル2地震時の照査を省略できる (現行設計便覧 p.296)。
フーチング鉛直押抜きせん断	(照査式・方法)	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭部に作用する押込み力に対し、フーチングコンクリートに生じる応力度を許容押抜きせん断応力度以下にする。 <p>現行設計便覧の下式で照査する。</p> $\tau_v = \frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a \quad (\text{III.6.2})$	<ul style="list-style-type: none"> 杭とフーチングの縁端距離が確保され、常時、レベル1地震時の照査を満足する場合にはレベル2地震時の照査を省略できる (現行設計便覧 p.296)。

<p style="writing-mode: vertical-rl; text-orientation: upright;">フーチング水平・鉛直支圧</p>	<p>(照査式・方法)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 杭頭部に作用する水平力・押込み力に対し、フーチングコンクリートに生じる応力度を許容支圧応力度以下にする。 <p>現行設計便覧の下式で照査する。</p> $\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{ba} \quad (\text{III.6.1})$ $\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba} \quad (\text{III.6.6})$	<ul style="list-style-type: none"> ・ 杭とフーチングの縁端距離が確保され、常時、レベル 1 地震時の照査を満足する場合にはレベル 2 地震時の照査を省略できる (現行設計便覧 p.296)。
---	-----------------	--	--

7.3 杭頭結合部 (方法 B) の構造細目 (案)

現行の杭頭結合部の構造細目，および，表-7.4～表-7.7 に示す耐震性能を満足するための構造細目案の提案 (変更点) を表-7.12 に比較して示す。

提案において，現行の構造細目から改定された点は，次の内容である。

- ・ 高強度鉄筋を追加
- ・ 杭頭補強鉄筋の溶接を禁止 (杭外周溶接鉄筋の原則禁止)
- ・ 杭頭補強鉄筋の杭側定着長を見直し
- ・ 杭頭補強鉄筋のフーチング内端部に対し，定着体を適用する場合の定着長を明記
- ・ 方法 B において，既製杭のフーチング縁端距離を見直し
- ・ 鋼管ソイルセメント杭のフーチング縁端距離は，ソイルセメント柱径 D_{sc} ではなく鋼管径 D_{sp} に見直し
- ・ 実験で確認した範囲内でフーチング縁端距離の縮小が可能

表-7.12 杭頭結合部 (方法 B) の構造細目の提案 (変更点)


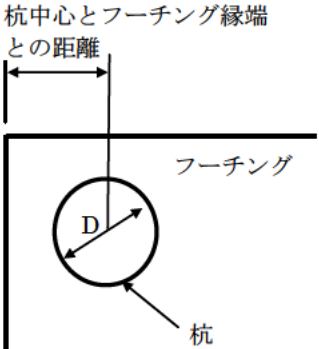
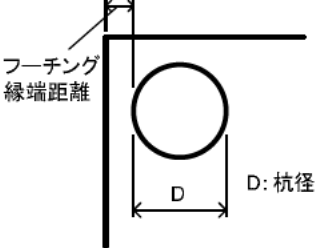
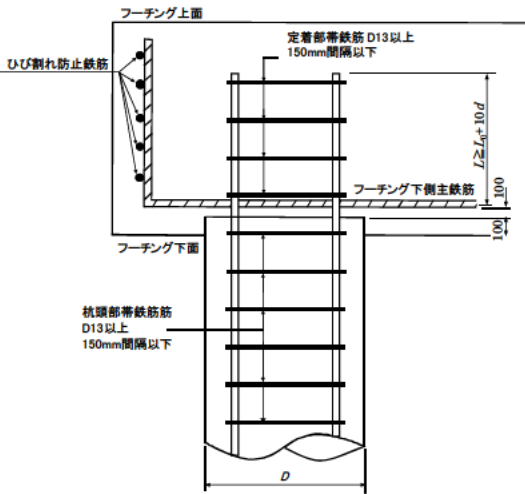
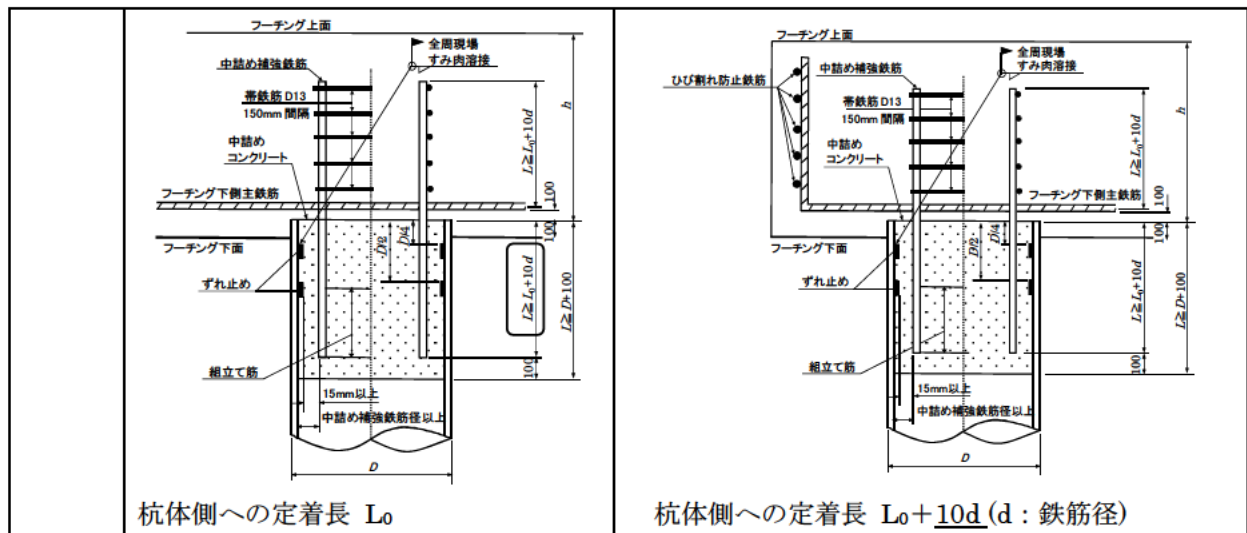
項目	現行道示 IV	見直し案												
軸方向鉄筋および杭頭補強鉄筋仕様	<p>材質：SD295A，SD295B，SD345</p> <p>鉄筋径：D22 以上 (場所打ち杭) D16 以上 (既製杭)</p> <p>鉄筋量：最大 6%，最小 0.4% (場所打ち杭) 最小本数 6 本 (既製杭)</p> <p>鉄筋のあき： (場所打ち杭)：粗骨材最大寸法の 2 倍又は鉄筋径の 2 倍の大きい方 (既製杭)：40mm 以上かつ粗骨材最大寸法の 4/3 倍以上かつ鉄筋径の 1.5 倍以上</p>	<p>材質：SD345，SD390，SD490</p> <p>鉄筋径：D22 以上 (場所打ち杭) D16 以上 (既製杭)</p> <p>鉄筋量：最大 6%，最小 0.4% (場所打ち杭) 最小本数 6 本 (既製杭)</p> <p>鉄筋のあき： (場所打ち杭)：粗骨材最大寸法の 2 倍又は鉄筋径の 2 倍の大きい方 (既製杭)：40mm 以上かつ粗骨材最大寸法の 4/3 倍以上かつ鉄筋径の 1.5 倍以上</p> <p>杭外周補強鉄筋：杭外周への補強鉄筋の溶接は，施工性や品質信頼性の確保が難しいことから行わない。杭頭結合部耐力の確保については，新たに規定する高強度鉄筋と仮想 RC 断面径の拡大により対応する。</p>												
フーチングコンクリート	<p>コンクリート設計基準強度： $\sigma_{ck}=21 \text{ N/mm}^2$ 以上</p>	<p>コンクリート設計基準強度： 高強度鉄筋を使用する場合，適用性を検証した実験から次の設計基準強度のコンクリートを選定する。 $\sigma_{ck}=\mathbf{30N/mm}^2$ 以上</p>												
杭頭補強鉄筋および軸方向鉄筋の定着長	<p>(SD295A，SD295B，SD345)</p> <p>フーチング側定着長： $L_0 + 10d$ (d：鉄筋径)</p> <p>杭側定着長：L_0</p> <p>ここに，</p> $L_0 = \frac{\sigma_{sa} A_{st}}{\tau_{0a} U}$ <p>σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度(N/mm²) τ_{0a}：コンクリートの許容付着応力度(N/mm²) A_{st}：鉄筋の断面積(mm²) U：鉄筋の周長(mm)</p> <p><u>L_0 算定のための鉄筋許容引張応力度：</u></p> <table border="1" data-bbox="323 1921 683 2040"> <tr> <td>SD295A</td> <td>SD345</td> </tr> <tr> <td>SD295B</td> <td></td> </tr> <tr> <td>180 N/mm²</td> <td>200 N/mm²</td> </tr> </table>	SD295A	SD345	SD295B		180 N/mm ²	200 N/mm ²	<p>フーチング側定着長： $L_0 + 10d$ (d：鉄筋径)</p> <p>機械式定着の場合 $\mathbf{2/3 \times L_0 + 10d}$</p> <p>杭側定着長： 既製杭の場合 $L_0 + 10d$ (d：鉄筋径)</p> <p><u>L_0 算定のための鉄筋許容引張応力度：</u></p> <table border="1" data-bbox="880 1776 1409 1877"> <tr> <td>SD345</td> <td>SD390</td> <td>SD490</td> </tr> <tr> <td>200 N/mm²</td> <td>230 N/mm²</td> <td>290 N/mm²</td> </tr> </table>  <p>機械式定着の例</p>	SD345	SD390	SD490	200 N/mm ²	230 N/mm²	290 N/mm²
SD295A	SD345													
SD295B														
180 N/mm ²	200 N/mm ²													
SD345	SD390	SD490												
200 N/mm ²	230 N/mm²	290 N/mm²												

表-7.12 続き 杭頭結合部（方法 B）の構造細目の提案（変更点）

項目	現行道示 IV	見直し案
フーチング縁端距離	<p>最外周の杭中心とフーチング縁端との距離：</p>  <p>場所打ち杭：1.0D (D：杭径) 打込み杭：1.25D 中掘り杭：1.25D プレカスト杭：1.25D 鋼管パイル杭：1.0D</p>	<p>最外周の杭とフーチング縁端との最小距離：</p>  <p>(鋼管パイル杭の場合は、鋼管径 D_{sp} を用いる)</p> <p>場所打ち杭は従来規定どおり、最外周の杭とフーチング縁端との最小距離は 0.5D を標準とする。既製杭は、載荷実験の結果から最外周の杭とフーチング縁端距離は <u>0.5D かつ 350mm 以上</u> を標準値とする。</p> <p>ただし、杭頭結合 B 方法に限って、施工上の理由から縁端距離を短くすることが不可欠の場合は、縁端部の強度を照査し安全性が確認される範囲で、縁端距離を縮小してもよい。この場合には、フーチングの施工性、耐久性に必要なかぶり厚の確保や、既製杭の場合は杭頭結合部の耐力確保（仮想 RC 断面径確保）のため、以下を縁端距離の下限值とする。</p> <p>場所打ち杭：250mm 既製杭：図-6.35 を参考に別途計算</p>
構造細目	<p>(場所打ち杭) 変更なし</p>	<p>(場所打ち杭) 変更なし</p> 
	(既製杭)	(既製杭)



<本章の参考文献>

- 1) 中谷昌一, 白戸真大 : 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, 第4030号, 2006.
- 2) 岡原美知夫, 福井次郎, 中谷昌一, 田口敬二, 藤村知広 : 杭頭部とフーチング結合部の設計法に関する検討, 土木研究所資料, 第3077号, 1992.
- 3) 小林洋一, 森本精洋, 加藤敏 : くい頭結合部の耐荷特性に及ぼす埋込み型補強筋のかご径の影響, 土木学会第42回年次学術講演会, 1987.
- 4) 大志万和也, 福井次郎 : 新しい鋼管杭の杭頭結合方法, 土木技術資料, Vol.27-1, 1985.

第8章 まとめ

本資料は、道路橋杭基礎の杭頭結合部のうち、場所打ち杭および鋼管杭の結合方法 B を対象に、現行道示 IV に示される設計法で設計された杭頭結合部の耐力・変形性能を評価すること、および、現行の設計法を合理化することを目的に実施した大規模な正負交番載荷試験の結果を報告したものである。そして、実験結果に加えて FEM 解析等の結果も踏まえ、結合部の設計法を合理化できることを示し設計法を提案した。本資料で述べた主な結果は以下の通りである。

(単杭実験：場所打ち杭)

フーチング縁端距離の縮小の可能性、フーチング側面鉄筋の必要性を確認するために、単杭の場所打ち杭に対して正負交番載荷試験を実施した。載荷試験の結果得られた主な知見は、以下の通りである。

- ・縁端距離が短いケースは、縁端距離が大きいケースに比べて、損傷の進展がやや早く、杭頭結合部付近のコンクリートの剥落領域が大きかった。一方、側面鉄筋（いわゆる端部補強筋）の有無による違いはほとんど見られなかった。
- ・ただし、最終的な破壊形態は杭軸方向鉄筋の破断であり、破壊時の載荷変位レベルは全てのケースで同じであった。その結果、縁端距離の大小や側面鉄筋（いわゆる端部補強筋）の有無が杭体の降伏荷重、最大荷重、変形性能に与える影響はほとんどなかった。
- ・本実験より、縁端距離の縮小可能性が確認されたものの、その場合、縁端部コンクリートの損傷が早く進展し、フーチング下面鉄筋の負担割合が大きくなる。また、水平力に対しフーチング端部補強筋の効果は確認されなかった。

(単杭実験：鋼管杭)

杭頭結合部への高強度鉄筋の適用性、仮想 RC 断面径の見直し、鋼管杭内のずれ止め厚さが杭頭結合部の性能に与える影響について確認するため、単杭の鋼管杭に対して正負交番載荷試験を実施した。載荷試験の結果得られた主な知見は、以下の通りである。

- ・杭頭補強鉄筋として従来から使用されている SD295 を用いて杭体への鉄筋定着長を L_0 としたケースは、載荷変位が $30d_y$ で杭頭補強鉄筋の破断により荷重が低下(破壊)したのに対し、SD490 を使用して杭体への鉄筋定着長を L_0 としたケースは、 $3d_y$ で杭頭補強鉄筋の拔出しにより荷重が低下した。
- ・高強度鉄筋を用いて杭体への鉄筋定着長を L_0+10d 確保したケースは、鋼管杭径に関わらず、鉄筋の拔出しの傾向が顕著ではなく、 $8d_y$ で杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落により荷重が低下した。以上より、高強度鉄筋を用いる場合には、杭体への鉄筋定着長を従来よりも長い L_0+10d 確保しておく必要がある。
- ・実験結果および FEM 解析により仮想 RC 断面を評価したところ、仮想 RC 断面は杭径に応じて大きくなることが明らかになり、その関係は「 $\alpha = 0.25D+100$ (mm)、ただし杭径 1200mm 以上は 400mm」として評価できることがわかった。
- ・杭頭補強鉄筋として高強度鉄筋を用いてずれ止め厚さを現行道示 IV で規定されている 12mm としたケースと、高強度鉄筋を用いてずれ止め厚さを 1 ランク大きい 16mm としたケースと比

較すると、杭頭補強鉄筋が降伏するときの変位、最大荷重、曲げ剛性はほぼ同じであった。以上より、杭体内へ設置するずれ止め厚さは、高強度鉄筋を用いる場合にも現行道示 IV に規定している 12mm としておけばよいことがわかった。

(組杭実験)

単杭に対する実験で得られた知見が、軸力変動・曲げモーメント・水平力が同時に作用する組杭についても言えるかどうかを確認するため、場所打ち杭及び鋼管杭の組杭に対して正負交番載荷試験を実施した。組杭の正負交番載荷試験から得られた主な知見は以下の通りである。

- ・場所打ち杭は鋼管杭に比べて杭の損傷が激しく、また、杭頭結合部の損傷の進展が早かったものの、いずれのケースも、荷重の低下は杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であり、最終的な破壊形態は鉛直方向の杭の押抜きせん断、もしくは杭軸方向鉄筋の破断であった。以上より、杭種に関わらず、杭頭結合部の耐荷メカニズムは、ほぼ同様であると考えられる。
- ・鋼管杭の組杭実験結果より、杭頭補強鉄筋に高強度鉄筋 SD490 を用い、かつ、縁端距離を縮小したケースと、高強度鉄筋 SD490 を用い、かつ、縁端距離を現行設計法通りとしたケースを比較すると、荷重低下要因はともに杭頭部周辺のフーチングかぶりコンクリートのコーン状の剥落であり、破壊時の変位レベルも同程度であった。本実験結果より、鋼管杭の場合についても、杭頭補強鉄筋として高強度鉄筋を用いた場合、従来の鉄筋と同様に十分な変形性能を期待できること、および縁端距離を縮小できることがわかった。
- ・場所打ち杭の組杭の実験結果より、杭軸方向鉄筋として SD345 を用い、かつ、縁端距離を縮小したケースと、SD490 を用い、かつ、縁端距離を縮小したケースを比較すると、最大荷重時における杭体の損傷に着目すると明らかな違いが見られ、SD345 を用いたケースはかぶりコンクリートが剥離する程度であったのに対し、SD490 を用いたケースはかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出していた。また、SD490 を用いたケースは最大荷重発生後の荷重低下が著しい。最終的な破壊はともに杭軸方向鉄筋の破断であったが、SD490 を用いたケースは SD345 を用いた場合に比べて杭体の損傷が早く、SD345 を用いたケースは $10d_y$ で破壊したのに対し、SD490 を用いたケースは $8d_y$ で破壊した。本実験結果より、杭軸方向鉄筋として SD490 を用いる場合には、SD345 を用いる場合よりも許容塑性率を小さく設定する等の対応が必要であると考えられる。ただし、場所打ち杭に高強度鉄筋を使用した載荷実験は、本研究で実施した 1 ケースのみである。今後、高強度鉄筋を用いた載荷実験等に関するデータを蓄積し、結果に応じて見直しを行っていくことが考えられる。
- ・鋼管杭の組杭実験結果より、機械式定着は定着長さを鉄筋端部にフックを用いた場合と同程度の定着長である $2/3 \cdot L_0$ としておけば、十分な付着性を有しており、機械式定着を有しない鉄筋を用いた場合と杭頭結合部の耐力や変形性能に違いが見られない。

上述した実験結果と試算結果を踏まえ、杭とフーチングの結合部（方法 B）の照査法および構造細目を以下のようにするのが良いと考えられる。

- 1) 縁端距離は、載荷実験結果と一般的な杭基礎に対して縁端部の強度を試算した結果に基づき、既製杭、場所打ち杭ともに杭径の 0.5 倍を標準とする。ただし、施工上の理由から縁端距離を

短くすることが不可欠な場合には、場所打ち杭は 250mm、既製杭は杭の施工誤差や配筋の余裕、仮想 RC 断面の寸法等を考慮した範囲まで縮小することは可能である。この際、まず杭基礎としての設計を行い、このときの杭頭反力を用いて決定されたフーチング配筋量に対し、杭とフーチングの結合部での水平押抜きせん断の照査を満足させるのがよい。

- 2) 組杭としての致命的な破壊モードは、杭体自体の破壊、杭頭補強鉄筋の破断、杭頭補強鉄筋の付着切れに伴う結合部コンクリートの鉛直押抜きせん断破壊である。これら全てを考慮して杭基礎の設計を行う必要がある。
- 3) 場所打ち杭で SD490 の高強度鉄筋を使用する場合には、従来鉄筋を使用した場合と比較して、杭体の損傷度に違いが確認されたため、供用性の観点から許容塑性率を 2 程度にするのが良い。なお、SD390 についても現状では知見がないため、SD490 と同じ許容塑性率 2 程度に抑えるのが良い。
- 4) 縁端部における水平押抜きせん断照査は、レベル 1 地震動に対しては、コンクリートに有害なひび割れが生じないようにする。レベル 2 地震動に対しては、フーチング下面鉄筋が杭頭部に作用する水平力に対し抵抗するため、想定する抵抗面に対し配置された鉄筋が降伏しないことを照査する。これは橋台、橋脚等から作用する荷重を基礎へ伝達するフーチングに対し、過度の損傷が生じさせないようにするためである。
- 5) 杭頭結合部の設計において、既製杭の仮想 RC 断面径は杭頭補強鉄筋の降伏荷重時では杭径の拡大とともに大きくなることを確認できたため、これを考慮する。
- 6) 既製杭の杭頭補強鉄筋の杭体への定着長は、従来の必要定着長 L_0 に加え $10d$ (d : 鉄筋径) を確保する。
- 7) フーチングの端部補強鉄筋 (D19 以上を 200mm 間隔以下) は、載荷実験の結果から鉄筋の有無が耐力に与える影響はないことから、補強鉄筋としての側面鉄筋は不要とする。ただし、フーチング端部には乾燥収縮等による有害なひび割れを防止するための鉄筋は別途必要であり、フーチング主鉄筋の外側に水平に配置するのがよい。

最後に、本共同研究において実施した各実験ケースについて、実施場所および実施者を記す。なお、実験ケース Case SPP-C-1 は、(社) 日本鉄鋼連盟 平成 20 年度土木鋼構造研究助成金 (土木分野・目的研究) を受けて実施したものである。

番号	実験ケース	実験概要	実施場所	実施者
	Case CPP-S-1	場所打ち杭の単杭実験	土木研究所 部材耐震強度 実験施設	(独)土木研究所
	Case CPP-S-2			
	Case CPP-S-3			
	Case SPP-S-1	鋼管杭の単杭実験	JFE スチール 構造試験施設	(社)鋼管杭・鋼矢板技術協会

	Case SPP-S-2		(千葉市)	
	Case SPP-S-3			
	Case SPP-S-4			
	Case SPP-S-5			
	Case CPP-C-1	場所打ち杭の 組杭実験	土木研究所 部材耐震強度 実験施設	(独)土木研究所
	Case CPP-C-2			(独)土木研究所
	Case SPP-C-1	鋼管杭の 組杭実験		(社)鋼管杭・鋼矢板技術協会
	Case SPP-C-2			

資料A 供試体強度設定

A.1 単杭供試体の設定方針

実際の道路橋における橋脚の標準的な配筋に対して、杭体では標準的な配筋内で鉄筋量を多めに、フーチングでは標準的な配筋内で鉄筋量を少なめに設定し、フーチングでの破壊が起こりやすい実験供試体とする。実験において杭体での破壊となれば、標準より危険側で実験したことになるので、構造細目として縁端距離の縮小(250mm)が採用可能となる。

A.1.1 杭径の設定

場所打ち杭の杭径は、図-A.1に示すH17実態調査¹⁾において場所打ち杭の調査結果より、最も多く採用されている杭径として、全ケース共通で実構造で $\phi 1200$ mm、供試体では1/2スケールで $\phi 600$ mmとした。

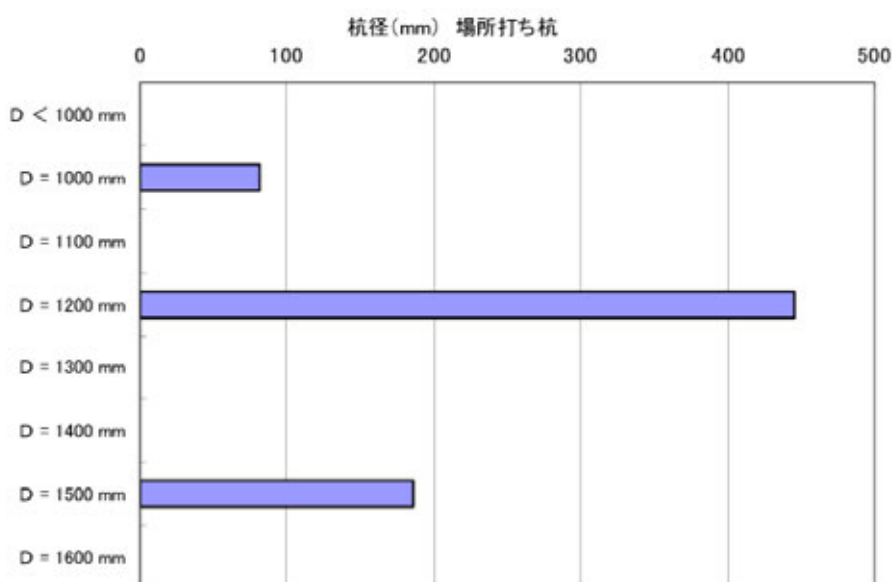


図-A.1 実橋の場所打ち杭で採用されている杭径

A.1.2 配筋の決定理由

(1) 杭の鉄筋量

場所打ち杭の軸方向鉄筋はSD345のD22を12本(鉄筋比1.6%)の1段配筋とする。軸方向鉄筋比は1.0%である。

H17実態調査¹⁾において場所打ち杭の主鉄筋径、鉄筋段数についての調査結果はあるが、鉄筋本数や鉄筋量そのものは調査項目にはない。そこで、供試体の鉄筋については、表-A.1に示す場所打ち杭の主鉄筋径、鉄筋段数についての実態調査結果より次のように仮定した。

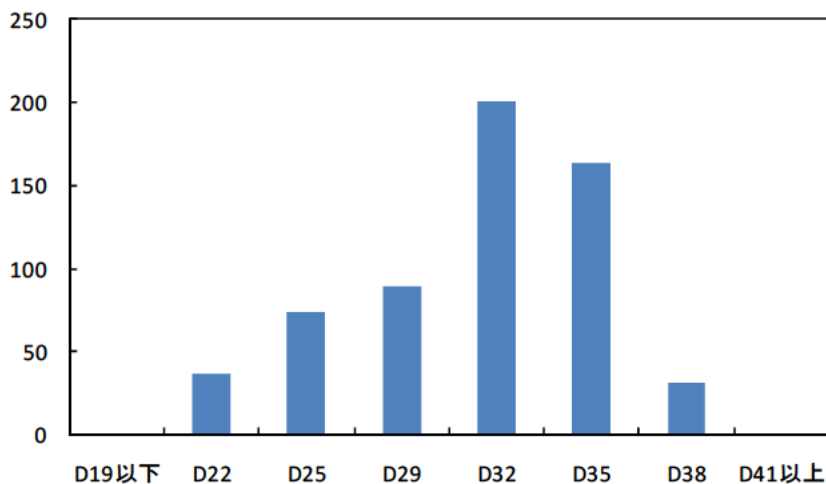
場所打ち杭において最も使用頻度の高いD32の主鉄筋を杭径 $\phi 1200$ mmの杭に可能な限り密に配筋した場合(28本)の軸方向引張鉄筋比(1.1%)を算出し、供試体の杭体ではそれと同程度の鉄筋比を持ち、かつ配筋可能な鉄筋径・本数を定める。使用頻度の高いD32鉄筋を最も密に配置して曲げ耐力を大きめにすることで、平均よりやや高め程度の範囲内に曲げ耐力がある場所打ち杭になっている

と考えられる。

表-A.1 場所打ち杭の軸鉄筋に関するH17実態調査結果

鉄筋径	段数		
	1段	1.5段	2段
D19以下	0 (0.0%)	0 (0.0%)	0 (0.0%)
D22	37 (5.5%)	1 (0.1%)	1 (0.1%)
D25	74 (10.9%)	5 (0.7%)	2 (0.3%)
D29	89 (13.1%)	9 (1.3%)	7 (1.0%)
D32	201 (29.6%)	16 (2.4%)	0 (0.0%)
D35	164 (24.2%)	22 (3.2%)	10 (1.5%)
D38	31 (4.6%)	9 (1.3%)	0 (0.0%)
D41以上	0 (0.0%)	0 (0.0%)	0 (0.0%)

図-A.2 1段配筋の場合の鉄筋径の頻度分布



(2) フーチングの荷重方向鉄筋

フーチング下面の鉄筋はSD345のD19を125 mm間隔で配筋する。

フーチングの鉄筋は標準的であると考えられる配筋量から、鉄筋比を同等に、単位長さ当たりの鉄筋幅をスケール1/2程度に配置した。

H8道示と現行道示とのフーチング下面鉄筋の配筋量の変化を調べた資料より、鉄筋比と1m当りの鉄筋幅を調べた結果を表-A.2に示す。これより、標準的な配筋内でフーチング鉄筋量を少なめに、という目標のもと、D19を125mm間隔で配筋することとした。

実橋梁においては、フーチングの下側主鉄筋はD29もしくはD32を125 mm間隔で配置するのが一般的であるようである。本実験供試体ではさらにワンランク小さいD25を125 mm間隔で配筋すると実橋梁で配置された鉄筋比(0.162)に近い。

表-A.2 フーチング下側主鉄筋

	径	間隔 (mm)	鉄筋比 (%)	1m当り鉄筋幅 (mm)
現行道示	29.5 ± 6.2	152 ± 62	0.210 ± 0.093(0.212)	222 ± 93(213)
H8道示	25.4 ± 6.3	152 ± 62	0.164 ± 0.090(0.155)	194 ± 93(176)
実験	D16	125	0.122	128
本実験	D19	125	0.176	152
実験	D22	125	0.238	176

実橋梁の配筋例において鉄筋比を算出する際、フーチング高は模型の2倍である2,500 mmを仮定した。

現行道示、H8道示は全14例の集計値。『平均値±標準偏差 (中央値)』として示している。

フーチング上面の荷重方向鉄筋はSD345のD19を250mm間隔で配筋する。実橋梁における橋脚フーチング上面の配筋は、フーチング下面と同一の鉄筋で2倍の間隔に配置されることが多いことからこのように設定した。

下側主鉄筋を決めるために参考にした杭基礎の設計例14例より、上側主鉄筋と下側主鉄筋との鉄筋量の比を調査した。その結果、上側主鉄筋には下側主鉄筋の2/3程度の鉄筋量が配筋されるようである。

(3) その他のフーチング鉄筋

荷重直角方向鉄筋は、橋脚を想定し荷重方向と同量を配置する。

側面鉄筋はH8道示のD19以上を200 mm間隔以下という規定をもとに、D16を150 mm間隔とした。

表-A.3 フーチング側面鉄筋

	径	間隔 (mm)	鉄筋比 (%)	1m当り鉄筋幅 (mm)
H8道示	D19	200	0.110	95
実験	D16	150	0.102	107

なお、軸力が作用しない供試体であるためフーチングのせん断耐力が不足することが考えられないことから、フーチングのスターラップは配置していないこととした。

A.1.3 供試体コンクリート強度の設定

全ての供試体共通で、杭体に用いるコンクリートの設計基準強度は実橋梁と同様の30 N/mm²を用いる。フーチングにおいては、実験において杭よりも相対的に弱く設定するため、実橋梁において24 N/mm²が標準であるところを低めの21 N/mm²と設定した。

A.1.4 せん断スパン

せん断スパンは3.0となるケースを基本とする。ここで、せん断スパンとは杭頭部における曲げモーメントとせん断力との比率のことをいう。過去に行われた実験との対比を容易に行うため、同じ

条件となるように設定した。表-A.4に過去の実験のせん断スパンをまとめたものを示す。

表-A.4 場所打ち杭の杭頭部作用力のせん断スパン

出典	条件	せん断スパン
土研資料第3462号	1978宮城県沖地震による既製コンクリート杭の被害調査(建研)	2
	試設計(地震応答解析, 種地盤, 表層近くに液状化層あり)	2.5 ~ 3.0
	既往の多くの実験	2.5が多い
道路橋の耐震設計に関する資料	種地盤	1.1
	種地盤(液状化が生じない場合)	0.7
	種地盤(液状化が生じる場合)	2.9

場所打ち杭の正負交番荷重を行った実験の土研資料²⁾によると、『せん断支間比は2.5と設定した。このせん断支間比は、杭の場合には、地盤の横方向反力係数が小さい所に用いられることが多く、杭頭部に生じる応力はせん断支間比で2に相当する場合が多いこと^{1978宮城県沖地震の建研調査}、また、軟弱地盤条件下での杭の試設計結果からも、地震時に杭頭部に生じる曲げモーメントとせん断力の組み合わせは、せん断支間比に換算すると2.5~3.0程度であったこと、また既往のこの種の研究でも、せん断支間比を2.5としている実験が多いことから設定した。』とされている。

道路橋の耐震設計に関する資料の設計例³⁾も併せて記載する。その他、土木研究所で行った既設杭基礎の動的解析(Winklerモデル)結果より逆算したせん断スパンM/Hも併せて記載する。なお、H17実態調査¹⁾のデータは杭頭曲げモーメント(M)、杭頭せん断力(H)が示されていないため利用できなかった。

A.2 組杭供試体の設定方針

単杭と同様で、実際の道路橋における橋脚の標準的な配筋に対して、杭体では標準的な配筋内で鉄筋量を多めに、フーチングでは標準的な配筋内で鉄筋量を少なめに設定し、フーチングでの破壊が起こりやすい実験供試体とする。

A.2.1 杭径の設定

場所打ち杭の杭径は、単杭と同様で実構造で $\phi 1200$ mm、供試体ではCase CPP-C-1は1/2スケールの $\phi 600$ mm、Case CPP-C-2では5/12スケールの $\phi 500$ mmとする。鋼管杭の杭径はCase SPP-C-1とCase SPP-C-2で共通とし、実構造で杭径 $\phi 1000$ mm、板厚16 mm、供試体では1/2スケールの杭径 $\phi 500$ mm、板厚9 mmとする。材質はSTK400とする。

場所打ち杭の杭径でCase CPP-C-1については単杭を踏襲するものであるが、現行道示の杭間隔の規定(規定3.5D以上に対し、供試体3.24D)を満足するモデルではないため、Case CPP-C-2においては同じ杭間隔で規定を満足する形状となる杭径 $\phi 500$ とした。そのため、Case CPP-C-2ならびにCase SPP-C-1、Case SPP-C-2の杭間隔は3.89Dとなる。

H17実態調査¹⁾において鋼管杭の調査結果より、最も多く採用されている杭径および板厚と設定した(図-A.3を参照のこと)。

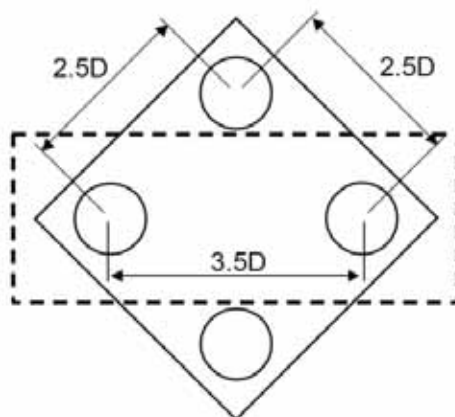


図-A.3 組杭実験のイメージ図

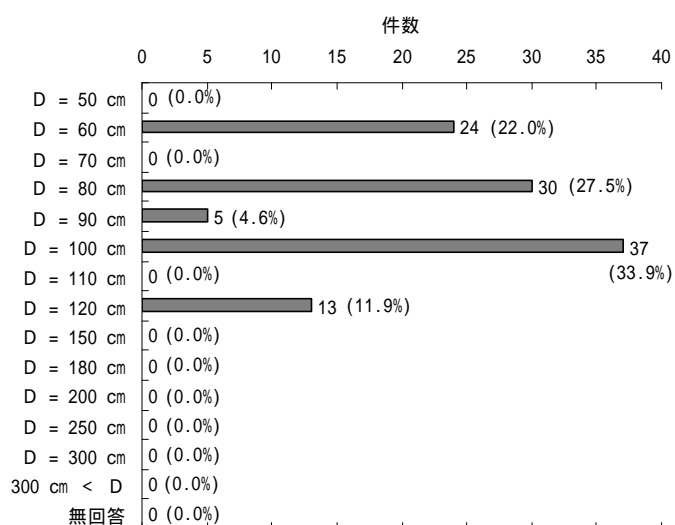


図-A.4 実橋の鋼管杭で採用されている杭径

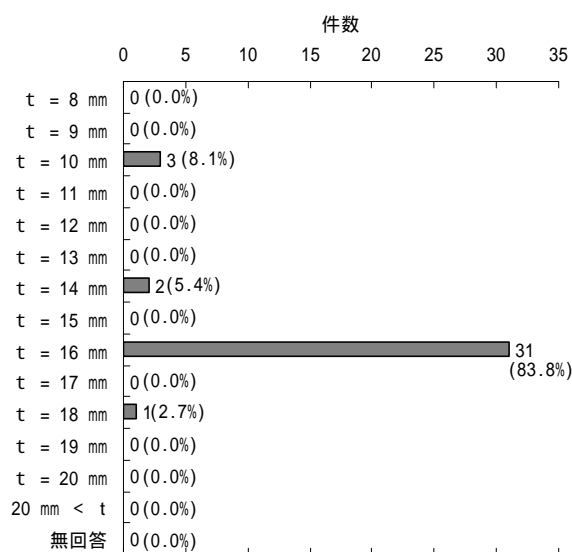


図-A.5 実橋の鋼管杭φ1000で採用されている杭の板厚

A.2.2 配筋の決定理由

(1) 杭の鉄筋量

場所打ち杭の軸方向鉄筋は、Case CPP-C-1ではSD345のD25を12本、Case CPP-C-2ではSD490のD25を10本の1段配筋とする。

鋼管杭の軸方向鉄筋は、Case SPP-C-1とCase SPP-C-2共通でSD490のD29を12本の1段配筋とする。

Case CPP-C-1は、単杭実験の供試体設定と実験結果を基に、杭の軸方向鉄筋をワンランク高めの設定とし、結合部がより不利となることを想定した。帯鉄筋は現行道示に準拠し、D19を150 mm間隔で配筋した。表-A.5を参照のこと。

Case CPP-C-2においては軸方向鉄筋にSD490の高強度鉄筋を使用することから実橋梁における事例がほとんどないため、実橋梁にSD490を使用することを想定し、鉄筋量を設定することとした。実橋梁の場所打ち杭でSD490を使用するケースとしては、杭体の曲げ耐力が不足し配置する鉄筋量が相対的に多くなっていることが想定される。このことから、供試体に配置する鉄筋量の設定として以下のように設定した。

1. まず、実橋梁の場所打ち杭でSD345を1段配筋で最も多く配筋した場合を想定する(表-A.7)。
2. 次に、1.と同等の曲げ耐力となるSD490を使用した時の配筋量を算出する(図-A.5)。
3. そして、2.と同等の軸方向鉄筋比および横拘束筋の体積比となるように5/12へスケールダウンする。なお、鉄筋種類はSD345とする(表-A.6)。

Case SPP-C-1とCase SPP-C-2の鉄筋量は同一とし、鉄筋量はCase CPP-C-2と同様の設定思想で以下のように設定した。

1. まず、実橋梁の鋼管杭でSD345を使用し、中詰め補強鉄筋と杭外周溶接鉄筋に最も多く配筋した場合を想定する(表-A.7)。
2. 次に、1.と同等の曲げ耐力となるSD490を使用した時の配筋量を算出する(図-A.6)。
3. そして、2.と同等の軸方向鉄筋比および横拘束筋の体積比となるように1/2へスケールダウンする。なお、鉄筋種類はSD345とする(表-A.7)。

また、Case SPP-C-1とCase SPP-C-2は、既製杭を用いた結合方法Bであるため、現行道示IVおよび現行設計便覧に基づき、杭頭結合部が杭頭部より先行して損傷しないよう、仮想RC断面を仮定して算出された降伏曲げモーメントが、杭体の降伏曲げモーメントより大きくなるように配筋した。このときの仮想RC断面径は、杭径に応じた評価式を考慮しており、杭体の降伏曲げモーメントには中詰めコンクリートを考慮した鋼管との複合断面で評価した(表-A.8)。

表-A.5 杭の鉄筋量の設定(Case CPP-C-1)

		実橋梁	供試体
		SD345	SD345
杭径(mm)		1200	600
スケール		1	1/2
杭軸方向鉄筋	鉄筋量	D32-28本	D25-12本
	軸方向鉄筋比	1.13%	1.25%
帯鉄筋	鉄筋量	D22@150mm	D19@150mm
	横拘束筋の体積比	1.10%	1.66%

表-A.6 杭の鉄筋量の設定(Case CPP-C-2)

		実橋梁		供試体
		SD345	SD490	SD490
杭径(mm)		1200	1200	500
スケール		1	1	5/12
杭軸方向鉄筋	鉄筋量 1段目	D35-28本	D35-26本	D25-10本
	2段目	D35-14本		
	軸方向鉄筋比	2.04%	1.26%	1.52%
帯鉄筋	鉄筋量	D22@150mm	D22@150mm	D16@150mm
	横拘束筋の体積比	1.10%	1.10%	1.38%

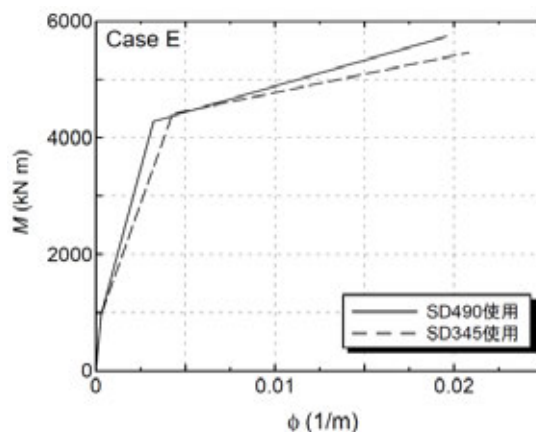


図-A.6 軸方向鉄筋の種類別杭曲げ耐力の対比(Case CPP-C-2)

表-A.9 杭の鉄筋量の設定(Case SPP-C-1 , Case SPP-C-2)

		実橋梁		供試体
		SD345	SD490	SD490
杭径(mm)		1000	1000	500
スケール		1	1	1/2
杭軸方向鉄筋	鉄筋量 杭外周溶接 中詰め補強鉄筋	D35-15本 D35-30本	D35-32本	D29-12本
	軸方向鉄筋比	1.82%	1.30%	1.35%
帯鉄筋	鉄筋量	D22@150mm	D22@150mm	D16@150mm
	横拘束筋の体積比	1.12%	1.12%	1.20%

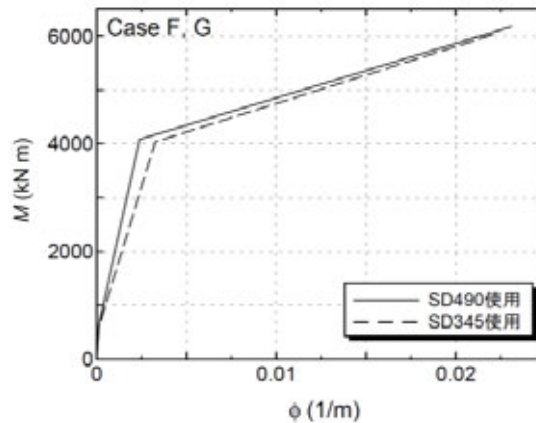


図-A.7 軸方向鉄筋の種類別杭曲げ耐力の対比(Case SPP-C-1 , Case SPP-C-2)

表-A.8 杭頭結合部の照査 (規格降伏応力度)

	降伏曲げモーメントMy (kN・m)	
	仮想RC断面	杭体
CaseF, G	457.9	436.7

(2) フーチングの主鉄筋

Case CPP-C-1は、フーチング下面の鉄筋は単杭供試体と同様にSD345のD19を125 mm間隔で配筋する。その他のケースではSD490の高強度鉄筋を使用することから、Case CPP-C-1よりワンランク太径の鉄筋とし、SD345のD22を125 mm間隔で配筋する。ここで、本供試体は載荷方向が45°であることから橋軸方向も橋軸直角方向も同様となるため、同一の鉄筋量を配筋する。

フーチング上面の鉄筋は、Case CPP-C-1でSD345のD19を250mm間隔で配筋する。その他のケースではSD345のD22を250mm間隔で配筋する。実橋梁における橋脚フーチング上面の配筋は、フーチング下面と同一の鉄筋で2倍の間隔に配置されることが多いことからこのように設定した。

(3) その他のフーチング鉄筋

単杭実験で部材としての耐力に影響しないことが明確となった側面鉄筋は組杭実験には配置しないこととした。

A.2.3 供試体コンクリート強度の設定

Case CPP-C-1はCase CPP-S-1～Case CPP-S-3と同様で、コンクリートの設計基準強度を杭体が30 N/mm²、フーチングが21 N/mm²と設定した。

Case CPP-C-2は杭体においては軸方向鉄筋にSD490の高強度鉄筋を使用することから、鉄筋の降伏に対して圧縮縁のコンクリートの圧壊が先行させないこと、鉄筋定着部の付着切れの範囲が広がることを避けるため、鉄筋とコンクリートの強度のバランスを考慮し、Case CPP-C-1より高めの35 N/mm²と設定した。また、フーチングにおいても杭の軸方向鉄筋の付着切れが懸念されることから比較的高めの30 N/mm²と設定した。

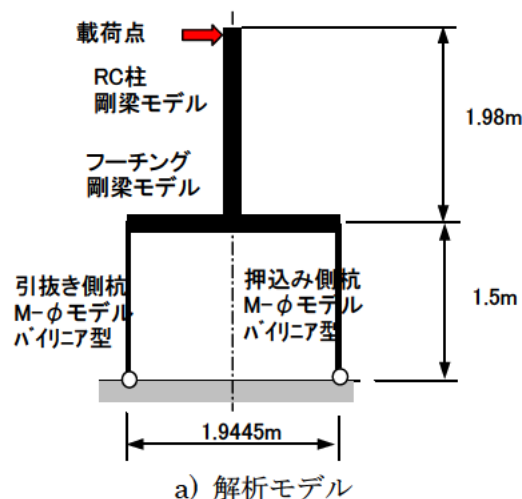
鋼管杭の供試体であるCase SPP-C-1、Case SPP-C-2のフーチングもCase CPP-C-2と同様に30 N/mm²と設定し、杭体の中詰めコンクリートもそれと同様の設定とした。

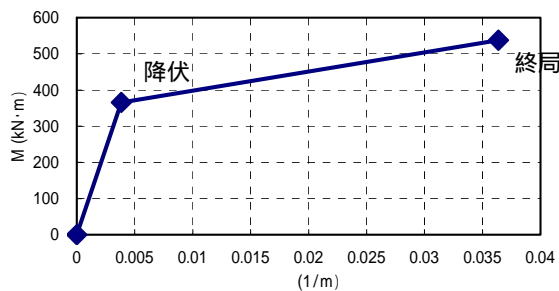
A.2.4 せん断スパン

せん断スパンは単杭同様に3.0となるように設定した。

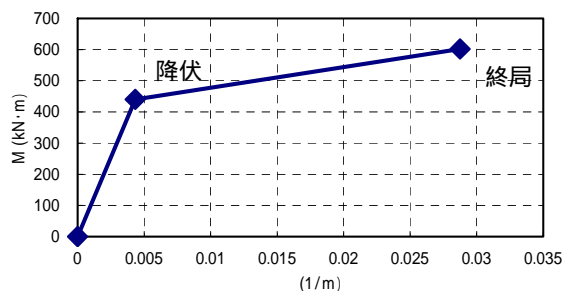
A.2.5 試設計

変位制御で載荷するにあたり、基準変位を決定することになるが、鋼管杭の供試体である Case SPP-C-1、Case SPP-C-2 の降伏荷重 P_y は、既往の実験⁴⁾⁵⁾を参考に設定した。既往の実験では、現行道示 IV に解説される杭基礎の降伏の定義と同様に、全杭の杭体の最外縁部もしくは全杭の杭体の最外縁の軸方向鉄筋が規格降伏応力度に達すると予測される水平荷重を全杭降伏荷重 P_y としている。このため、本実験においても全杭降伏水平荷重 P_y を作用させたときの水平変位 d_y を基準変位にすることとした。具体的には、図-A.7 に示すように組杭供試体を梁部材でモデル化し、載荷柱およびフーチングは剛体、杭体は非線形を考慮したバイリニアモデルとし、載荷点において Push-Over 解析による変位増分を行った。杭体の $M-\phi$ 関係であるが、中詰めコンクリートの強度は材料試験結果より 27.8N/mm² とし、鋼管の強度は規格降伏応力度 235N/mm² とした応力-ひずみ関係から算出した。実験供試体は杭頭から杭先端まで中詰めコンクリートが打設されていることを考慮し、コンクリートの終局ひずみには中詰めコンクリートが鋼管により拘束されている SC 杭と同様に 0.005 とした。 $M-\phi$ 関係を算出するための軸力は、押し込み杭は死荷重が作用したときの杭頭反力 (=600kN) を、引抜き杭は零として算出した。このときの解析結果を図-A.8 に示す。解析の結果、杭基礎の降伏荷重 P_y は 555kN となる。



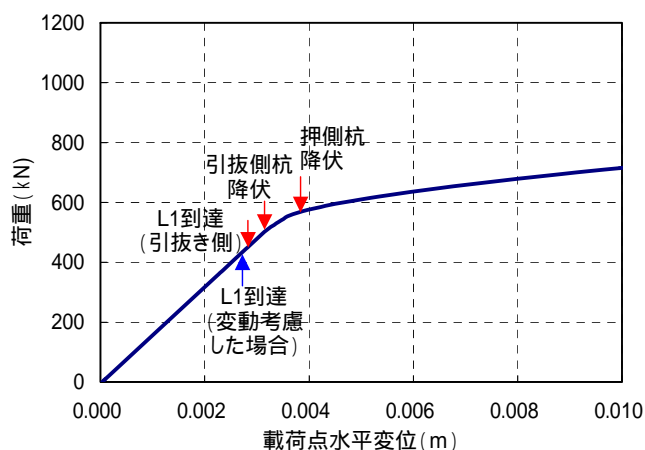


b) 引抜き杭の M-φ関係



c) 押込み杭の M-φ関係

図-A.8 解析モデル



	載荷荷重 (kN)	載荷点変位 (m)	荷重分担(水平荷重)	
			押込み杭 (kN)	引抜き杭 (kN)
引抜き杭降伏	515	0.0032	269	246
押込み杭降伏	555	0.0036	297	258

図-A.9 解析結果

< 参考文献 >

- 1) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第4037号, 2007.
- 2) 大塚久哲, 星隈順一, 長屋和弘, 村井和彦: 場所打ち杭の正負交番載荷試験, 土木研究所資料, 第3462号, 1996.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 4) 福井次郎, 中野正則, 木村嘉富, 石田雅博, 大越盛幸, 阪野彰: 杭基礎の変形性能に関する載荷試験, 土木研究所資料, 第3553号, 1998.
- 5) 中谷昌一, 竹口昌弘, 井落久貴, 横幕清: 鋼管杭を用いた斜杭基礎の変形性能に関する載荷実験, 土木研究所資料, 第4108号, 2008.

資料B 結合方法Bの設計方法変遷調査

B.1 縁端距離

杭中心からフーチング縁端までの距離（以下、縁端距離）の設定に関する基準変遷について調査した結果を表-B.1に示す。これによれば、場所打ち杭は昭和48年の「場所打ちぐい基礎の設計施工篇」から縁端距離を1.0Dとして良いとある。その中で、場所打ち杭の直径が打込み杭に比べ大きいため、従来の規定である1.25Dを確保するとフーチングが大きくなり不経済となるため、杭の施工誤差も考慮して1.0Dに決めたとある。このように、当時の設計指針を振り返ると当時の杭工法は打込みが主流であり、施工精度も悪く、当時の杭径は細径が多かったため縁端距離を大きく確保していたと考えられる。

したがって、杭径が1mを超える大口径の既製杭が採用される最近の実績を考えると、場所打ち杭と同等の縁端距離まで縮小可能と考えられる。

表-B.1 縁端距離に関する基準の変遷

昭和39年 道路橋下部構造設計指針 ぐい基礎の設計篇	打込みぐい，掘さく式場所打ちぐい 杭中心間隔の半分 1.25D
昭和42年 基礎構造物設計規準 (首都高速道路公団)	<u>ぐい表面とフーチング縁端までの距離 250mm</u>
昭和48年 道路橋下部構造設計指針 場所打ちぐい基礎の設計施工篇	<u>場所打ちぐい 1.0D</u>
首公工第404号 場所打ちぐいの設計 施工について(昭和48年9月20日) (首都高速道路公団)	場所打ちぐいのぐい表面とフーチング縁端との距離 250mm
昭和51年 道路橋下部構造設計指針 ぐい基礎の設計施工篇	打込みぐい 1.25D 場所打ちぐい 1.0D
昭和55年 道路橋示方書IV編	打込みぐい 1.25D <u>中掘りぐい 1.25D</u> 場所打ちぐい 1.0D
平成4年 下部構造物設計基準 (首都高速道路公団)	場所打ち杭の杭表面とフーチング縁端との距離 250mm <u>水平押抜きせん断照査が追記</u>
平成14年 道路橋示方書IV編	場所打ち杭 1.0D 打込み杭，中掘り杭， <u>プレボーリング杭</u> 1.25D 鋼管ソイルセメント杭 1.0D

B.2 結合方法 B の設計法および構造細目

杭頭結合部の設計法および構造細目に関する基準の変遷を表-A.2～表-A.9 に示す。昭和 39 年に「道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇²⁾」が刊行され、杭基礎に対する設計の考え方が示された。しかしながら、杭頭結合部に関する設計については、具体的に示されておらず、担当技術者の判断に委ねられている部分があり、それぞれの技術者が最良と判断する方法で設計を行っていた。昭和 47 年の企画課長通達 (以下、昭和 47 年通達) で結合部に関する計算例、試験結果等をもとに標準的な設計方法がとりまとめられた³⁾。その後、結合方法 A, B について載荷実験⁴⁾が行われ、その強度、剛性、設計法の妥当性が確認されてきた。

仮想 RC 断面径については、設計基準によって異なっており、昭和 51 年の道路橋下部構造設計指針⁵⁾で杭頭鉄筋から+100mm、昭和 61 年の杭基礎設計便覧⁶⁾では杭径としていた。その後、載荷実験⁷⁾⁸⁾が行われ、平成 4 年の杭基礎設計便覧⁹⁾以降、杭径+200mm となった。

一方、構造細目については、昭和 39 年のくい基礎設計篇で鋼管杭のフーチングとの結合部に関する補強例が示されていたが、設計時の注意点が示される程度であった。その後、昭和 47 年の通達において設計方法と構造細目が示された。これ以降、鋼管杭には結合部に蓋板が用いられており、次の問題点が指摘されていた。①蓋板の効果が不明である、②鋼管に鉄筋を溶接して杭頭部を補強しているが、施工環境の悪い現場で鉄筋を溶接して十分な強度が得られるのか、また、本来溶接用鋼材でない鉄筋を溶接しても問題ないのか、③鋼管杭の杭頭部を蓋板と鉄筋で補強するが、その取付作業は煩雑で施工性が良くないといった問題があった。このため、載荷実験を実施し、昭和 61 年には、新しい鋼管杭の杭頭結合方法が示された^{6) 10)}。その後、基礎の設計に対して地震時保有水平耐力が導入された平成 8 年の道示 IV¹¹⁾から、杭基礎に要求される変形性能を満足するように構造細目が見直され、現在に至っている。

表-B.2 杭とフーチング結合部の設計法に関する基準の変遷 (鋼管杭, 結合方法 B)

			昭和 47 年通達 (昭和 51 年指針, 昭和 55 年道示)	昭和 61 年便覧	平成 2 年事務連絡 (平成 4 年便覧)
押し込み力	フーチング コンクリート	垂直支圧応力	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$	同左	同左
		押抜きせん断	$\frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$	同左	同左
	中詰めコンクリート	ずれ止めの垂直支圧応力	—	$\frac{P-S-S'}{\alpha n \pi (D'-t)t} \leq \sigma_{ca}$	—
水平力	フーチング コンクリート	水平支圧応力	$\frac{H}{DI} \leq \sigma_{ca}$	同左	同左
		押抜きせん断	検討する	$\frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a$	同左
曲げモーメント	仮想 RC 断面	コンクリートと鉄筋の応力度	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋を杭に溶接 ・仮想断面を仮定 (S47 通達) ・仮想断面を鉄筋から 100mm (S51 指針~) 	<ul style="list-style-type: none"> ・中詰め補強 ・仮想断面は杭径 	<ul style="list-style-type: none"> ・中詰め補強 ・仮想断面は杭径 +200mm
備考					

			平成 8 年道示	平成 18 年便覧	
押 込 み 力	フーチング コンクリー ト	垂直支圧応力	同左	同左	
		押抜きせん断	同左	同左	
	中詰めコン クリート	ずれ止めの垂 直支圧応力	—	—	
水 平 力	フーチング コンクリー ト	水平支圧応力	同左	同左	
		押抜きせん断	同左	同左	
ト 曲 げ モー メン ト	仮想 RC 断 面	コンクリート と鉄筋の応力 度	<ul style="list-style-type: none"> ・中詰め補強+杭外周 溶接 ・仮想断面は杭径 +200mm 	<ul style="list-style-type: none"> ・中詰め補強が基本 ・仮想断面は杭径 +200mm 	
備考			<ul style="list-style-type: none"> ・仮想 RC 断面\geq杭本 体 	<ul style="list-style-type: none"> ・仮想 RC 断面\geq杭本 体 ・レベル 2 地震のみ杭 外周溶接鉄筋考慮 	

表-B.3 杭とフーチング結合部の設計法に関する基準の変遷 (既製コンクリート杭, 結合方法 B)

			昭和 47 年通達 (昭和 51 年指針, 昭和 55 年道示)	昭和 61 年便覧	平成 2 年事務連絡 (平成 4 年便覧)
押込み力	フーチング コンクリート	垂直支圧応力	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$	$\frac{P}{\pi(D-t)t} \leq \sigma_{ca}$	昭和 55 年道示 と同一
		押抜きせん断	$\frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$	同左	同左
引抜き力	フーチング コンクリートと杭周面の境界	摩擦力	—	<ul style="list-style-type: none"> 杭中空部にのみ補強鉄筋を配置した場合に照査 (摩擦係数×支圧力) 杭体内鉄筋を用いた場合は照査不要 	・引抜き力が作用する 場合については杭体内鉄筋を用いる。原則として照査不要
水平力	フーチング コンクリート	水平支圧応力	$\frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ca}$	同左	同左
		押抜きせん断	検討する	$\frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a$	同左
曲げモーメント	仮想 RC 断面	コンクリートと鉄筋の応力度	<ul style="list-style-type: none"> PC 鋼材は無視 仮想断面を仮定 (S47 通達) 仮想断面を鉄筋から 100mm (S51 指針~) 	<ul style="list-style-type: none"> PC 鋼材は無視 仮想断面は杭径 	<ul style="list-style-type: none"> PC 鋼材は無視 仮想断面は杭径 +200mm
備考			杭体内補強鉄筋を配置しない場合, 水平変位量は固定の 1.2 倍	同左	同左

			平成 8 年道示	平成 18 年便覧	
押込み力	フーチング コンクリート	垂直支圧応力	同左	同左	
		押抜きせん断	同左	同左	
引抜き力	フーチング コンクリートと杭周面の境界	摩擦力	—	—	
水平力	フーチング コンクリート	水平支圧応力	同左	同左	
		押抜きせん断	同左	同左	
メント 曲げモー	仮想 RC 断面	コンクリートと鉄筋の応力度	<ul style="list-style-type: none"> ・ PC 鋼材は無視 ・ 仮想断面は杭径 +200mm 	<ul style="list-style-type: none"> ・ PC 鋼材は無視 ・ 仮想断面は杭径 +200mm 	
備考			<ul style="list-style-type: none"> ・ 仮想 RC 断面 \geq 杭本体 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 仮想 RC 断面 \geq 杭本体 ・ レベル 2 地震のみ杭外周溶接鉄筋考慮 (SC 杭) 	

なお、場所打ち杭については、既製コンクリート杭に準じて設計を行うものとする。

表-B.4 構造細目の変遷 (鋼管杭, 結合方法 B)

		昭和 47 年通達 (昭和 51 年指針, 昭和 55 年道示)	昭和 61 年便覧	平成 2 年道示								
構造細目				同左								
フーチングへの埋込み長		l=100mm	同左	同左								
ずれ止め	肉厚 t	—	一般に 9mm,12mm	表-解 9.9.4 で 2 段								
	幅 b	—	b ≥ 2t (25mm 程度)	b ≥ 2t								
	配置	—	一例として 一段=D/3 二段=D/4,D/2	D/4,D/2								
	最小間隔	—	—	—								
蓋板と十字補強板		t ₁ =t ₂ =22mm, h ₂ =300mm (杭径 1m 以内)	—	—								
中詰めコンクリート長		—	L ≥ max(D, L ₀ +100)	同左								
帯鉄筋		D13,150mm 間隔	同左	同左								
鉄筋の定着長		一般に L ₀ =35d	同左	同左								
鉄筋の溶接		$\frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{1.4\lambda l_0} \leq \tau_{sa}$	—	やむを得ず杭外周に溶接する場合は SD295B or SD345								
フーチング下側鉄筋の補強		300mm 以内にリング状に主鉄筋の下側に配筋する $A_s = \frac{H}{2\sigma_{sa}}$ $A_{str} = A_s - A_{st}$	—	—								
備考				※杭体内では補強鉄筋の内側に配置する(組立筋) <table border="1"> <thead> <tr> <th>杭径</th> <th>ずれ止め厚さ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D<800</td> <td>9mm</td> </tr> <tr> <td>800 ≤ D<1200</td> <td>12mm</td> </tr> <tr> <td>1200 ≤ D<1500</td> <td>16mm</td> </tr> </tbody> </table>	杭径	ずれ止め厚さ	D<800	9mm	800 ≤ D<1200	12mm	1200 ≤ D<1500	16mm
杭径	ずれ止め厚さ											
D<800	9mm											
800 ≤ D<1200	12mm											
1200 ≤ D<1500	16mm											

表-B.5 構造細目の変遷 (鋼管杭, 結合方法 B)

		平成 8 年道示	平成 14 年道示	
構造細目				
フーチングへの埋込み長		同左	同左	
ずれ止め	肉厚 t	同左	同左	
	幅 b	同左	同左	
	配置	同左	同左	
	最小間隔	—	—	
蓋板と十字補強板		—	—	
中詰めコンクリート長		同左	同左	
帯鉄筋		同左	同左	
鉄筋の定着長		同左 (フーチング内: $L_0+D/2$)	同左 (フーチング内: L_0+10d)	
鉄筋の溶接		同左	同左	
フーチング下側鉄筋の補強		—	—	
備考			フーチング下側主鉄筋のかぶりが 200mm となる	

表-B.6 構造細目の変遷 (既製コンクリート杭, 結合方法 B)

	昭和 47 年通達 (昭和 51 年指針, 昭和 55 年道示)	昭和 61 年便覧	平成 2 年道示
構造細目	<p>PHC 杭 杭頭カットオフ時</p>	<p>PHC 杭 杭頭カットオフ時</p>	<p>PHC 杭 杭頭カットオフ時</p>
フーチングへの埋込み長	l=100mm	同左	同左
中詰めコンクリート長	L=35d+50φ+100	L ≥ max(D, L ₀ +100)	L ≥ max(D, 35d+50φ+100)
帯鉄筋	D13, 150mm 間隔	同左	同左
鉄筋の定着長	一般に L ₀ =35d (カットオフにより 50φ増加)	同左	同左
鉄筋の溶接	—	—	—
フーチング下側鉄筋の補強	300mm 以内にリング状に主鉄筋の下側に配筋する $A_s = \frac{H}{2\sigma_{sa}}$ $A_{str} = A_s - A_{st}$	—	—
備考	<p>リング状配筋</p>	—	—

表-B.7 構造細目の変遷 (既製コンクリート杭, 結合方法 B)

	平成 8 年道示	平成 14 年道示	
構造細目	<p>PHC 杭 杭頭カットオフ時</p>	<p>PHC 杭 杭頭カットオフ時</p>	
フーチングへの埋込み長	同左	同左	
中詰めコンクリート長	$L \geq \max(2.5D+100, 35d+50\phi+100)$	同左	
帯鉄筋	同左	同左	
鉄筋の定着長	同左 (フーチング内: $L_0+D/2$)	同左 (フーチング内: L_0+10d)	
鉄筋の溶接	—	—	
フーチング下側鉄筋の補強	—	—	
備考	地震時に杭体が降伏する範囲には, 補強スパイラル鉄筋を 100mm 間隔以下に配置	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同左 ・ フーチング下側主鉄筋のかぶりが 200mm となる 	

表-B.8 構造細目の変遷 (場所打ち杭)

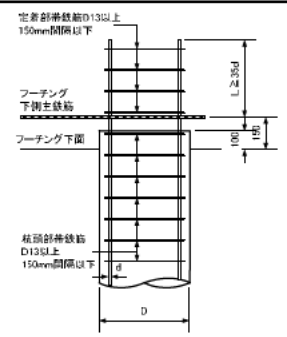
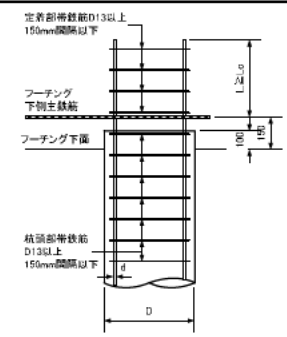
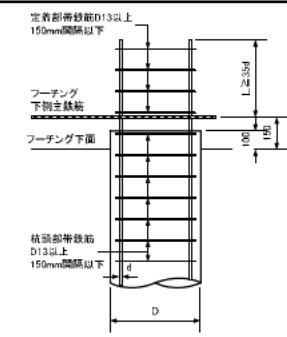
	昭和 47 年通達 (昭和 51 年指針, 昭和 55 年道示)	昭和 61 年便覧	平成 2 年道示
構造細目	 <p>昭和 55 年道示</p>		
フーチングへの埋込み長	$l=100\text{mm}$	同左	同左
帯鉄筋	D13 以上,150mm 間隔	同左	同左
鉄筋の定着長	$L_0=35d$	同左	同左
鉄筋の溶接	フープ筋 (5φの両面すみ肉溶接) (S55 道示)	同左	同左
フーチング下側鉄筋の補強	—	—	—
備考 (底版下面から杭径の 2 倍の範囲での帯鉄筋配置)	150mm 以下かつ側断面積の 0.2%以上(S55 道示)	同左	同左

表-B.9 構造細目の変遷（場所打ち杭）

	平成 8 年道示	平成 14 年道示	
構造細目			
フーチングへの埋込み長	同左	同左	
帯鉄筋	同左	同左	
鉄筋の定着長	$L = L_0 + D/2$	$L = L_0 + 10d$	
鉄筋の溶接	フープ筋 (10φのフレア溶接可)	同左	
フーチング下側鉄筋の補強	—	—	
備考	同左	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同左 ・ フーチング下側主鉄筋のかぶりが 200mm となる 	

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 場所打ちぐい基礎の設計施工篇，1973.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇，1964.
- 3) 浅間達雄，足立義雄：くい頭部とフーチング結合部の設計，道路，1972.7
- 4) 足立義雄：くいとフーチングの結合部の剛性，土木技術資料，Vol.16-10，1974.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計施工篇，1976.
- 6) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧，1986.
- 7) 岡原美智夫，福井次郎，中谷昌一，田口啓二，藤村知広：杭頭結合部とフーチングの結合方部の設計法に関する検討，土木研究所資料第3077号，1992.
- 8) 岡原美智夫，福井次郎，中谷昌一，田口啓二，藤村知広：杭頭結合部とフーチングの結合方部の設計法に関する検討，土木研究所資料第3551号，1992.
- 9) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧，1992.
- 10) 大志万和也，福井次郎：新しい鋼管杭の杭頭結合方法，土木技術資料，Vol.27-1，1985.
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1996.

資料 C 鋼管杭頭結合部の FEM 解析検討

C.1 解析概要

杭頭補強鉄筋を用いたフーチングと鋼管杭の結合構造における降伏耐力の評価（仮想 RC 柱による評価）について、実験結果を補間するため FEM 解析による検討を実施した。

検討内容は、単杭水平載荷試験のうち No.2, No.4 供試体を抽出してシミュレーション（杭径 $\phi 800$, 1000mm）により解析方法の精度を検証した後、実験条件よりも杭径の大きい $\phi 1200\text{mm} \sim 2000\text{mm}$ 解析モデルによる計算を実施し、降伏耐力に関する外挿評価を行った。

シミュレーション対象の選定理由としては、①径が異なること、②鉄筋量の相違、の観点から No.2（杭径 $\phi 800\text{mm}$, $P_t=0.95\%$ ）、No.4 供試体（杭径 $\phi 1000\text{mm}$, $P_t=2.5\%$ ）を抽出した。

なお、解析には汎用解析プログラム ABAQUS を用いた。

C.2 解析モデル

解析モデル概要を図-C.1 に示す。解析モデルは鋼管杭頭結合部の単杭載荷実験を模した形状（実構造とは天地逆）としている。また、材料モデル概要について表-C.1 にまとめて示すとともに、コンクリート、鉄筋、杭頭結合部の鉄筋すべり量、境界部接触要素の材料曲線について図-C.2～図-C.5 に示す（ケース 8-1 の例）。

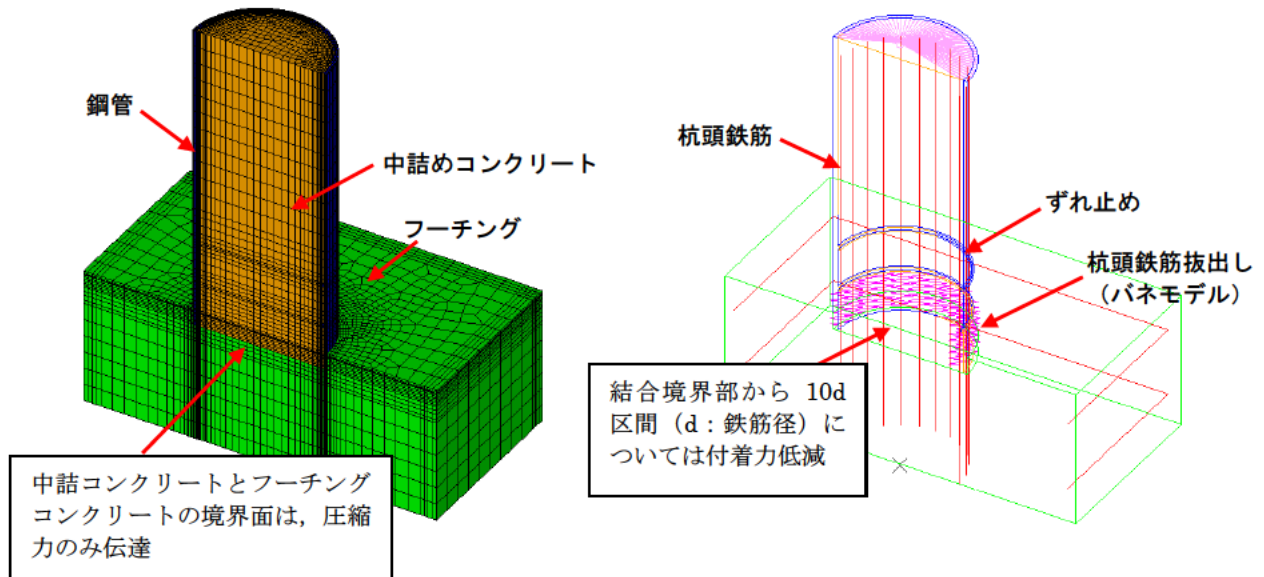


図-C.1 解析モデル概要（杭頭結合 B 方法）

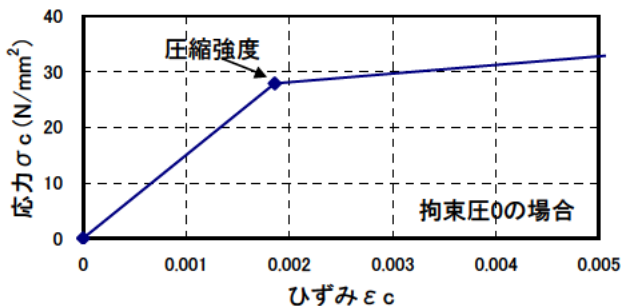


図-C.2 コンクリート $\sigma - \epsilon$ 曲線（ケース 8-1）

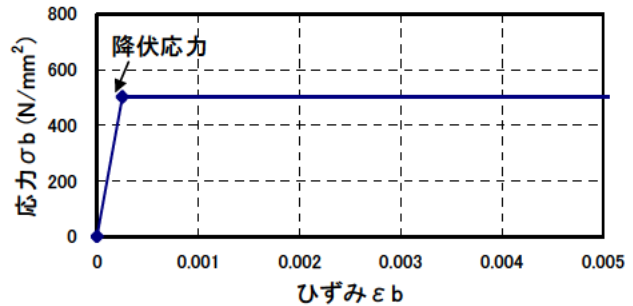


図-C.3 鉄筋 $\sigma - \epsilon$ 曲線（ケース 8-1）

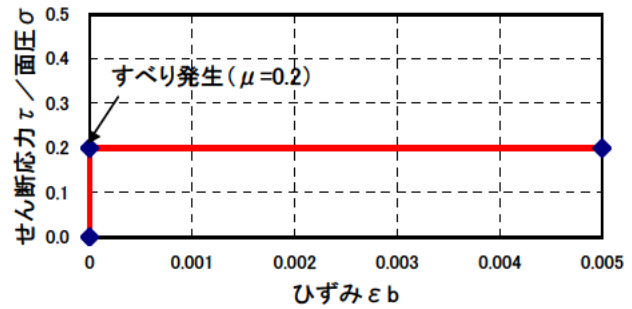
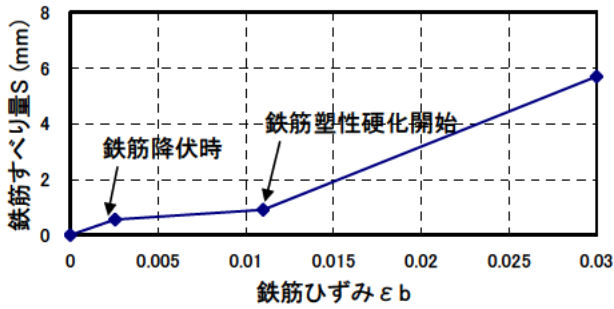


図-C. 4 鉄筋すべり量 $S-\varepsilon$ 曲線 (ケース 8-1) 図-C. 5 境界部接触要素モデル (剛塑性)

※鉄筋すべり量 $S-\varepsilon$ 曲線の算出過程については、6.2 を参照のこと

表-C. 1 材料モデル概要

項目	モデル		備考
①鋼管杭	弾性要素	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu=0.3$	
②鉄筋	バイリニア型	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (材質は SD490)	実験における実降伏強度を適用
③コンクリート (フーチングおよび中詰め共通)	Mises 降伏判定型 (バイリニア型)	$E=2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $\nu=1/6$ 2次勾配低減 0.1	圧縮強度は実験での実強度を適用
④杭頭結合部の鉄筋すべり量	トリリニア型	島らりの鉄筋すべり量算定式を適用 鉄筋ひずみ-すべり量をバネで表現	第 6 章の検討結果に基づき、結合境界 10d 区間のコンクリート付着劣化考慮
⑤境界部接触	接触要素 (剛塑性)	■鋼管-コンクリート間 ■中詰めコンクリート-フーチングコンクリート間 ⇒ いずれも摩擦係数 $\mu=0.2$ とした。	
⑥鉄筋-コンクリート間接触	固定 (節点共有)		

解析ケースを表-C.2 に示す。

表-C.2 解析ケース

ケース名	鋼管径 (mm)	鋼管理込み長 (mm)	杭頭補強鉄筋 鉄筋径-本数	鉄筋の引張降伏応力 (N/mm ²)	鉄筋配筋径 (mm)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	せん断スパン ※ (mm)	備考 (目的)
8-1	800	100	D16-24 本	502	706	32	1820	No.2 供試体のシミュレーション
10-1	1000	100	D29-28 本	516	896	31	2760	No.4 供試体のシミュレーション
12-1	1200	100	D29-32 本	516	1096	31	2760	実験結果の外挿評価
14-1	1400	100	D29-40 本	516	1296	31	2960	同上
20-1	2000	100	D29-52 本	516	1896	31	3560	同上

※せん断スパンについて、ケース 12-1, 14-1, 20-1 については、N 値 10 程度の地盤を想定して各杭径ごとに算定して決定した。

C.3 解析結果

各ケースにおける水平荷重 (杭頭曲げモーメント) と載荷点変位の関係を図-C.6～図-C.10 に示す。ケース 8-1 およびケース 10-1 については対象とした実験結果を併記している。なお、図中の降伏荷重はいずれも杭頭補強鉄筋のうち最外縁鉄筋 (引張側) が降伏応力に達した時の荷重である。

図-C.6 および図-C.7 に示すケース 8-1 およびケース 10-1 の解析結果については、剛性、荷重レベルともに実験とよく近似した結果が得られたおり、解析方法の妥当性が確認できた。

また、図-C.8～図-C.10 は外挿評価のために実施した結果であるが、いずれのケースも少なくとも杭頭補強鉄筋が降伏する (杭頭降伏) までは、剛性の低下などは無く鉄筋以外の結合部コンクリートや鋼管杭などの部材は健全な状態が保たれていることが確認できる。したがって、本解析においても杭頭結合部を仮想 RC 断面と考えると、鉄筋が降伏する荷重を杭頭結合部の降伏耐力とみなすことができる。

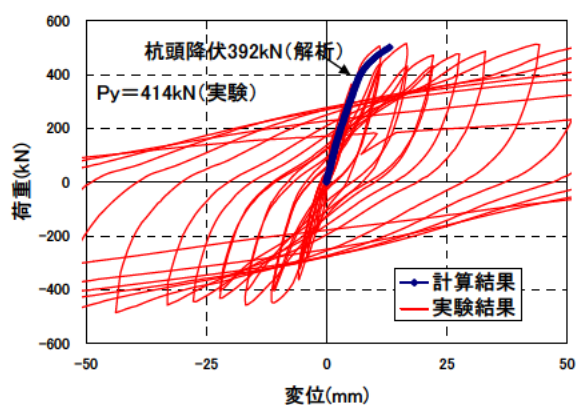


図-C.6 荷重-変位関係 (ケース 8-1)

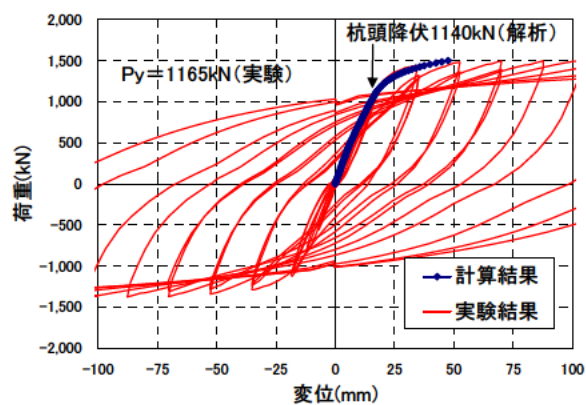


図-C.7 荷重-変位関係 (ケース 10-1)

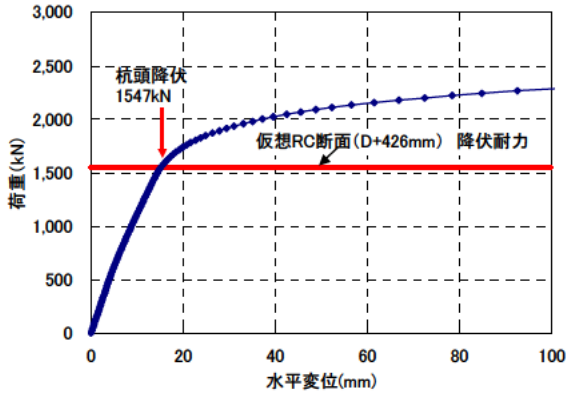


図-C.8 荷重-変位関係 (ケース 12-1)

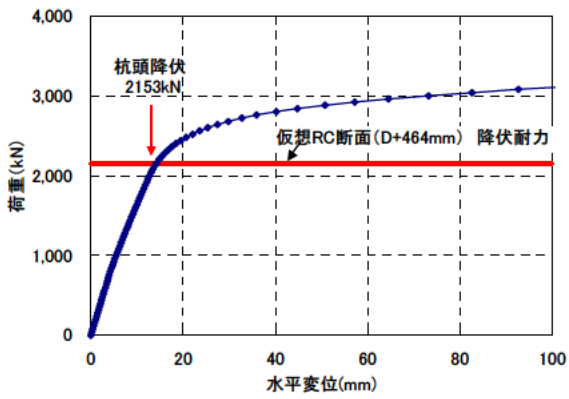


図-C.9 荷重-変位関係 (ケース 14-1)

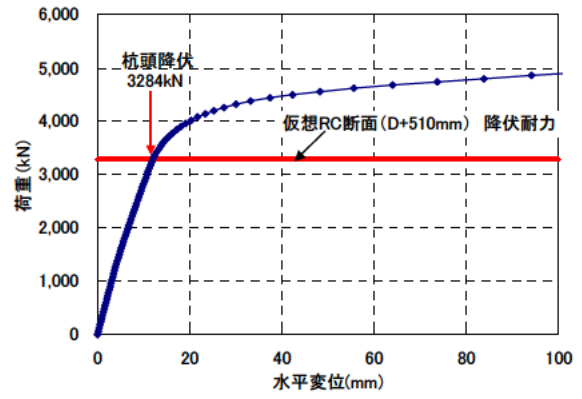


図-C.10 荷重-変位関係 (ケース 20-1)

また結果一例として、ケース 10-1 における水平力 1500kN 載荷時の変位図およびコンクリート、と鋼管の相当応力分布図、および杭頭補強鉄筋のひずみ分布を図-C. 11 に示す。

同図 (b) のコンクリートの応力について、圧縮縁側では鋼管端面、および鋼管内面のズレ止め部の支圧により、応力が生じていることが確認できる。一方、引張縁側で生じている応力は杭頭補強鉄筋からの応力伝達によるものである。

同図 (c) の鋼管（杭）の応力について、圧縮縁側では鋼管端面に比較的大きな応力が発生しているのに対して、引張縁側で生じる応力は微小である。一方、(d) の杭頭補強鉄筋すべり量を見ると、引張縁側で大きな力が作用しすべり量（抜け出し量）が大きくなっている。これは、本杭頭結合方式（B 方法）では、杭頭に作用する引張力は主に杭頭補強鉄筋で負担していることを示している。

なお、他の解析ケースについても上記と同様の傾向を示した。

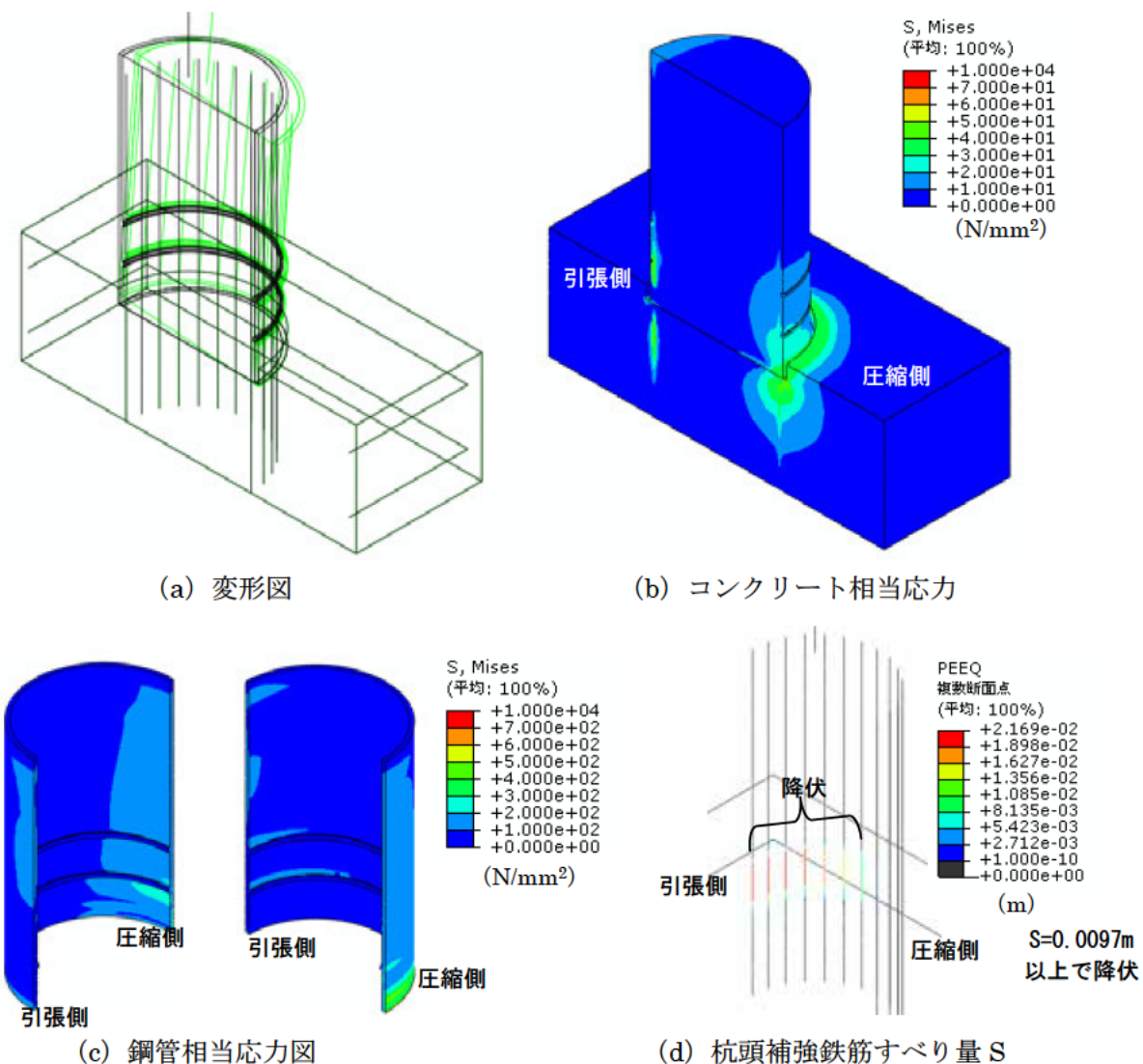


図-C. 11 各部材の応力（ひずみ）発生状況
（ケース 10-1 水平力 1500kN 時、降伏以降）

解析結果を表-C.3に示す。同表中の仮想 RC 断面径は、解析結果における降伏曲げモーメント値に対して、仮想 RC 柱モデルを用いて算定した降伏曲げモーメント値が合致するように仮想 RC 断面径を逆算したものである。

表-C.3 検討ケースと解析結果

ケース名	鋼管径 (mm)	鉄筋径-本数 (SD490)	鉄筋の引張降伏強度 (N/mm ²)	コンクリート強度 (N/mm ²)	スパン長 (mm)	降伏荷重*1 (kN)	降伏曲げモーメント*1 (kN・m)	仮想 RC 断面径 (α*2) (mm)
08-1	800	D16-24 本	502	32	1820	392	713	1103 (303)
10-1	1000	D29-28 本	516	31	2760	1140	3146	1371 (371)
12-1	1200	D29-32 本	516	31	2760	1547	4290	1631 (426)
14-1	1400	D29-40 本	516	31	2960	2153	6394	1864 (464)
20-1	2000	D29-52 本	516	31	3560	3284	11692	2510 (510)

※1：降伏荷重（降伏曲げモーメント）は最外縁鉄筋（引張側）が降伏応力に達した時点

※2：αは仮想 RC 断面径増分であり、α=仮想 RC 断面径-杭径，で算定

仮想 RC 断面径増分α（α=仮想 RC 断面径-杭径）と杭径の関係について、FEM 解析結果（杭径φ800～2000mm），ならびに今回実施した鋼管杭頭部の単杭および組杭による載荷実験，既往の載荷実験結果²⁾³⁾を併せて図-C.12に示す。

同図より、FEM 解析においても実験と同様、仮想 RC 断面径増分αは杭径とともに増大する傾向にあることを確認できた。ただし、杭径φ1200mm以上の評価については、FEM 解析結果によると、増加がやや頭打ちになる傾向にあり、実験結果を基にした一次の近似式に対し、乖離が大きくなる傾向にあることがわかった。

上記の FEM 解析結果に加えて、杭径φ1200mm 超の鋼管杭については橋梁への適用が少なく、杭頭部のズレ止めの適切な仕様も明確になっていないことから、仮想 RC 断面評価径としては、α=D/4+100 (mm) とし、杭径φ1200mm 以上では、α=400mm で頭打ちとする方法が適切な手法として提案できる（図-C.13 参照）

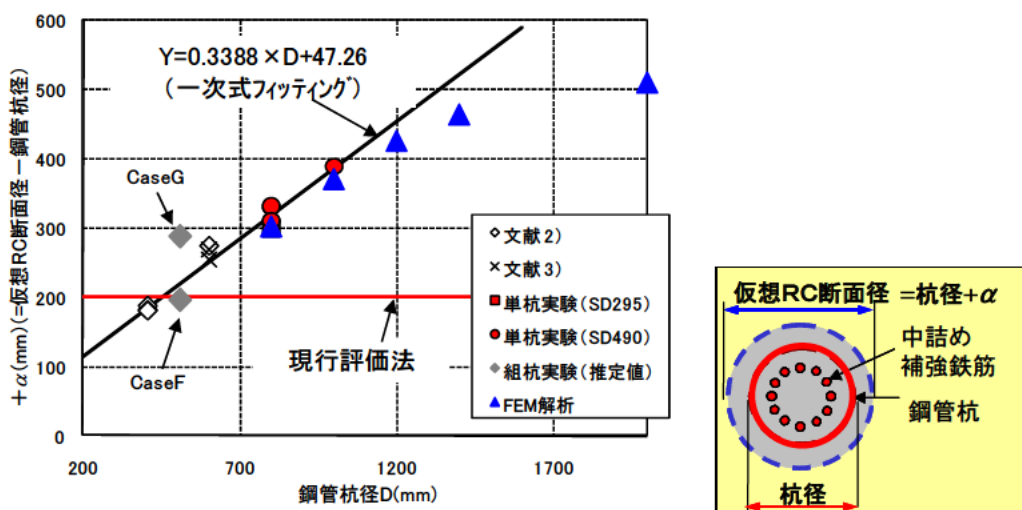


図-C.12 実験および解析結果における杭径と仮想 RC 断面径増分αの関係

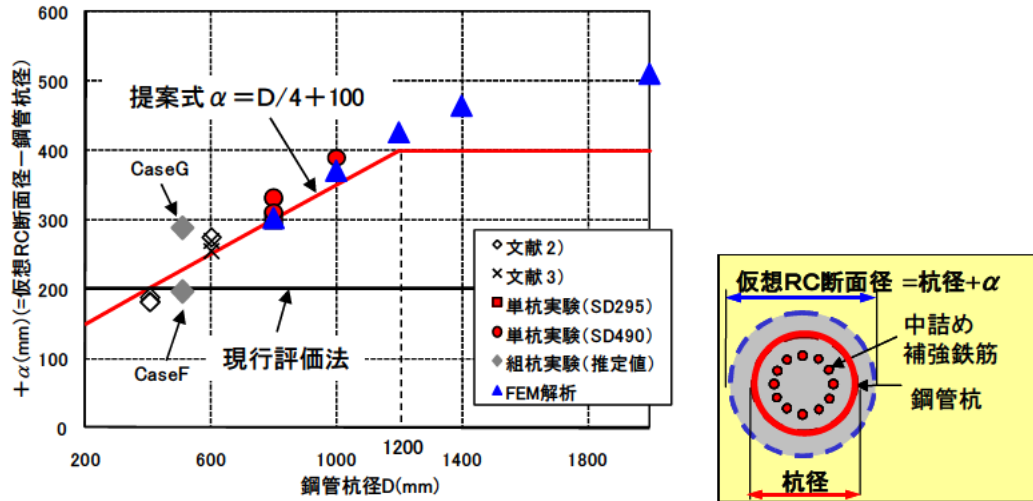


図-C.13 仮想 RC 断面径増分 α の提案式

<参考文献>

- 1) 島弘, 周礼良, 岡村甫: 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性, 土木学会論文集, 第 378 号, pp.213-220, 1987.
- 2) 岡原美知夫, 福井次郎, 中谷昌一, 田口敬二, 藤村知広: 杭頭部とフーチング結合部の設計法に関する検討, 土木研究所資料, 第3077号, 1992.
- 3) 小林洋一, 森本精洋, 加藤敏: くい頭結合部の耐荷特性に及ぼす埋込み型補強筋のかご径の影響, 土木学会第 42 回年次学術講演会, 1987.

参考資料 D 既製コンクリート杭への適用

場所打ち杭および鋼管杭を用いた組杭実験の結果から、杭頭結合部の破壊形態は杭種によらないことが分かった。このため、現行道示 IV では縁端距離を $0.75D$ とされている既製コンクリート杭 (RC 杭, PHC 杭, SC 杭) についても鋼管杭同様に $0.5D$ とする。

既製コンクリート杭のうち SC 杭は、高強度コンクリートと鋼管との複合杭であり、断面耐力が RC 杭や PHC 杭に比べ高く、杭頭結合部の設計にとって不利な条件となる。設計では、杭頭結合部での損傷を先行させずに、確実に杭頭部へ損傷領域を誘導する必要があることから、仮想 RC 断面の降伏曲げモーメントが杭体の降伏曲げモーメント以上となるように補強鉄筋を配置する必要がある。そして、SC 杭においても鋼管杭や鋼管ソイルセメント杭のように杭頭補強鉄筋を鋼管外周に現場溶接して杭頭部耐力を高める方法がとられている。本資料では、鋼管杭を用いた載荷実験結果を参考に、仮想 RC 断面径の拡大と高強度鉄筋の使用により杭外周補強鉄筋を無くすことができるか検討した。なお、RC 杭や PHC 杭は杭外周補強鉄筋を使用しないため、本検討から除外した。

D.1 SC 杭の杭頭補強鉄筋溶接禁止への対応に関する試算検討

検討にあたっては、実績のあるいくつかの各杭径に対し、軸力 $N=0$ の時の杭体降伏曲げモーメント M_y と仮想 RC 断面の降伏曲げモーメントを比較する。検討する SC 杭としては、図-D.1, 図-D.2 に示す平成 21 年度の使用実績から曲げ耐力の一番大きい SKK490, 鋼管板厚 $t=14\text{mm}$ を試算対象とした。

試算対象： $\phi 600$, $\phi 800$, $\phi 1000$ の杭体内鉄筋入り SC 杭 (SKK490, $t=14\text{mm}$)

試算方法：仮想 RC 断面の降伏曲げモーメントが軸力 $N=0$ の時の杭体降伏曲げモーメント M_y を上回るかを計算する。

試算結果：図-D.3 に試算結果を示す。 $\phi 800$ と $\phi 1000$ に関しては仮想 RC 断面径の見直しと、高強度鉄筋や 30N/mm^2 のコンクリートを使用することで、杭体降伏曲げモーメント M_y を上回るが、 $\phi 600$ に関しては、仮想 RC 断面の降伏曲げモーメントが杭体降伏曲げモーメント M_y の 94%程度にしかならない。この不足分に対しては、杭中空部へ中詰め補強鉄筋を使用することで補うことが可能である。

以上より、SC 杭の鋼管板厚 $t=14\text{mm}$ 以下であれば、 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$, SD490, 仮想 RC 断面径 $1.25D+100$ (最大は 1600mm) とし、小径については中詰め補強鉄筋を併用することで対処できるため、一般的に使用されている範囲であればフレア溶接をなくすことが可能である。

また、SKK490, 鋼管板厚 $t=14\text{mm}$ よりも曲げ耐力の大きな杭を使用した場合、中詰め補強鉄筋を併用しても杭体降伏曲げモーメント M_y を満足しない場合は、杭径を大きくするか杭本数を増やす等の対処が必要となる。

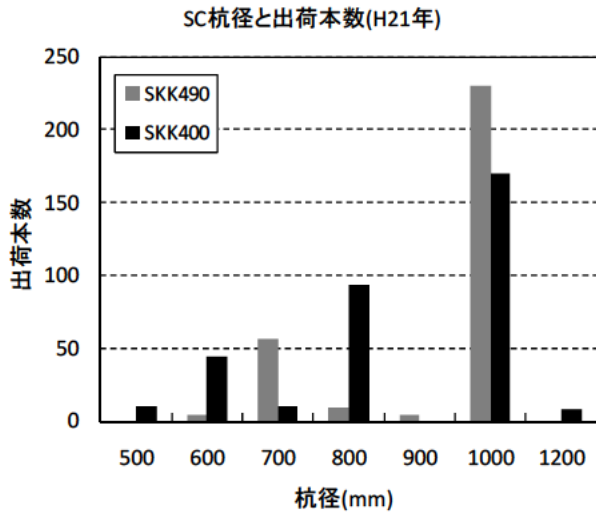


図-D.1 SC杭の杭径と出荷本数

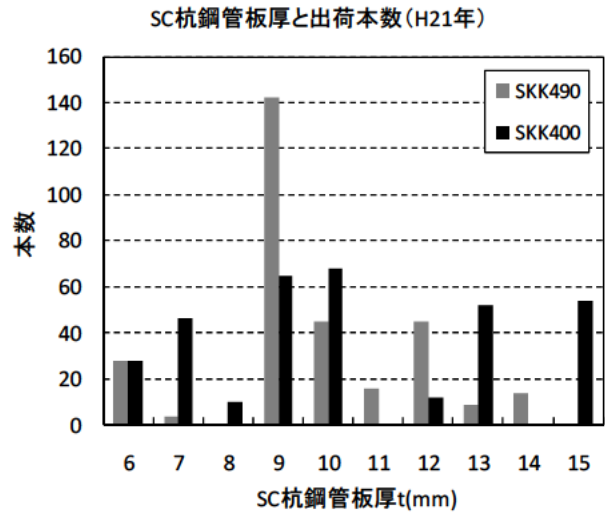


図-D.2 SC杭の板厚と出荷本数

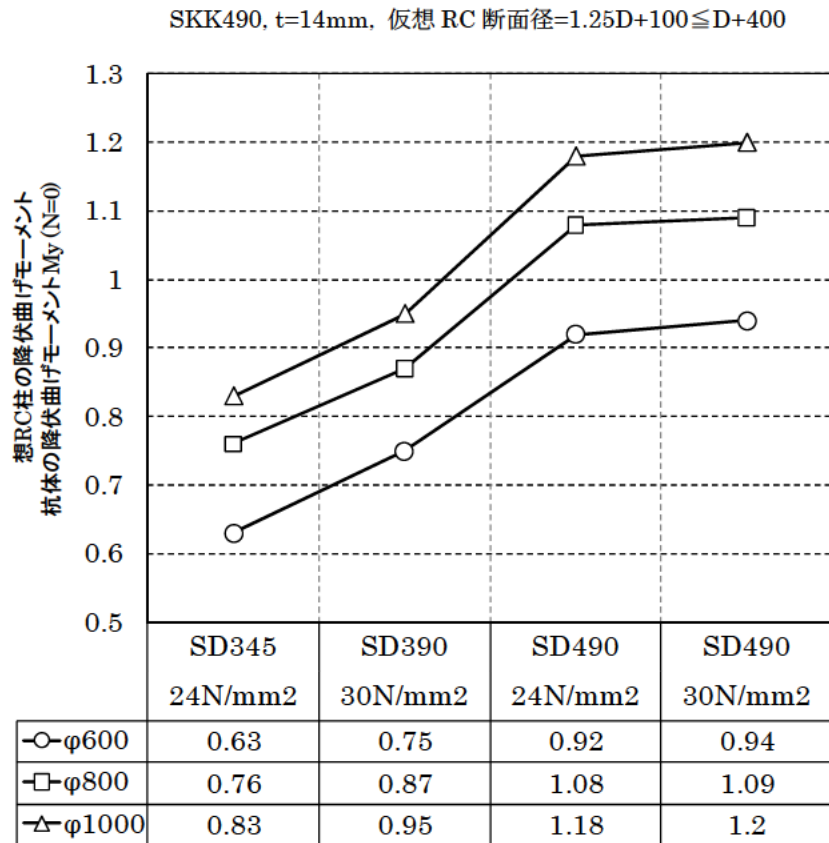


図-D.3 各杭径における杭体降伏曲げモーメントと仮想RC断面の降伏曲げモーメントの比較

- 計算条件
- ・SC杭(SKK490、t=14mm)の軸力0の時の降伏曲げモーメント(My)と比較。
 - ・杭体内鉄筋はSD345、SD390、SD490材、フーチングのコンクリート強度はFc=24、30N/mm²とする。
 - ・仮想RC柱径をD+200、1.25D+100の2種類で比較。

杭径D	600									
	杭体	杭頭結合部								
Fc	80	24	24	30	30	24	24	30	30	
仮想径		D+200	D+250	D+200	D+250	D+200	D+250	D+200	D+250	
鉄筋材質		SD345	SD345	SD390	SD390	SD490	SD490	SD490	SD490	
鉄筋径本数		20-D29	20-D29	20-D29	20-D29	20-D29	20-D29	20-D29	20-D29	
配置直径		485	485	485	485	485	485	485	485	
かぶり		143	168	143	168	143	168	143	168	
My (N=0)	1209	750 (62)	764 (63)	859 (71)	911 (75)	1056 (87)	1117 (92)	1077 (89)	1141 (94)	

()内は杭体降伏曲げモーメントに対する割合

杭径D	800									
	杭体	杭頭結合部								
Fc	80	24	24	30	30	24	24	30	30	
仮想径		D+200	D+300	D+200	D+300	D+200	D+300	D+200	D+300	
鉄筋材質		SD345	SD345	SD390	SD390	SD490	SD490	SD490	SD490	
鉄筋径本数		26-D32	26-D32	26-D32	26-D32	26-D32	26-D32	26-D32	26-D32	
配置直径		676	676	676	676	676	676	676	676	
かぶり		146	196	146	196	146	196	146	196	
My (N=0)	2221	1569 (70)	1703 (76)	1790 (80)	1946 (87)	2215 (99)	2401 (108)	2247 (101)	2441 (109)	

()内は杭体降伏曲げモーメントに対する割合

杭径D	1000									
	杭体	杭頭結合部								
Fc	80	24	24	30	30	24	24	30	30	
仮想径		D+200	D+350	D+200	D+350	D+200	D+350	D+200	D+350	
鉄筋材質		SD345	SD345	SD390	SD390	SD490	SD490	SD490	SD490	
鉄筋径本数		30-D35	30-D35	30-D35	30-D35	30-D35	30-D35	30-D35	30-D35	
配置直径		867	867	867	867	867	867	867	867	
かぶり		149	224	149	224	149	224	149	224	
My (N=0)	3553	2709 (76)	2984 (83)	3082 (86)	3399 (95)	3829 (107)	4213 (118)	3870 (108)	4268 (120)	

()内は杭体降伏曲げモーメントに対する割合

D.2 既製コンクリート杭の杭頭結合部耐力評価方法(仮想RC断面)について

方法Bによる既製コンクリート杭の杭頭結合部耐力照査については、鋼管杭と同様に仮想RC断面として評価し、仮想RC断面の直径は杭径に200mmを加えた径 ϕ とされている。この評価方法の妥当性は、図-D.4に示す方法Bの構造詳細図に準じて作成された ϕ 600の杭頭結合部に対する水平載荷実験²⁾³⁾によって検証されている。文献2)は杭頭結合部の損傷の進行過程の把握と、結合部の耐力および変形性能を評価するために行われた載荷実験であり、文献3)は杭頭結合方法Bにおける仮想RC断面の直径の検討のために行われた載荷実験である。それぞれの模型実験諸元を表-D.1に、実験状況を図-D.5に示す。鋼管杭においては仮想RC断面径の評価を ϕ 800~ ϕ 1000の実験結果およびFEM解析をもとに6.3で提案しているが、この評価式が既製コンクリート杭に適用できるか検討した。

既製コンクリート杭(PHC杭)と鋼管杭の両者ともに実験を行っている ϕ 600の実験結果について、仮想RC断面径の評価を図-D.6に、杭頭補強鉄筋のひずみ分布を図-D.7に示す。図-D.6 a)は杭頭補強鉄筋が降伏した際の水平荷重から仮想RC断面径を求め、b)は3種類の仮想RC断面径を用いた計算値と実験値を比較しており、a)、b)両者ともに降伏水平荷重時の仮想RC断面径は杭径

+200mm 程度で評価可能であることがわかる。また、**図-D.7 a)** では杭とフーチングとの境界面で最初に杭頭補強鉄筋の降伏が生じており、**b)** ではフーチング下端のひずみ量よりも、フーチング下面からフーチング内へ 150mm の位置でのひずみ量が大きいことから、フーチング内で最初に杭頭補強鉄筋の降伏が生じていることがわかる。このことから、杭頭結合部の耐力は杭種によらず、フーチング内の鉄筋コンクリート断面の耐力によって決まると考えられる。これは、6.3 で提案した新しい仮想 RC 断面の評価式が杭径に依存することからも明らかである。すなわち、 $\phi 800 \sim 1000$ の既製コンクリート杭も鉄筋コンクリート断面の耐力は使用するコンクリートと鉄筋が同じで、かつ杭外周に近い杭本体の肉厚部に補強鉄筋が配置される条件であれば、今回提案した仮想 RC 断面径は杭頭補強鉄筋の配置直径からの距離に置換えることが可能である。そこで、既製コンクリート杭と鋼管杭の杭頭補強鉄筋配置直径の比較を行った。このときの補強鉄筋配置直径を**図-D.8**に、杭頭補強鉄筋配置直径の比較を**表-D.2**に示す。既製コンクリート杭は PHC 杭・SC 杭とし、PHC 杭の鉄筋配置直径は肉厚中央、SC 杭と鋼管杭の鋼管肉厚および杭頭補強鉄筋径は同じものとして算出している。

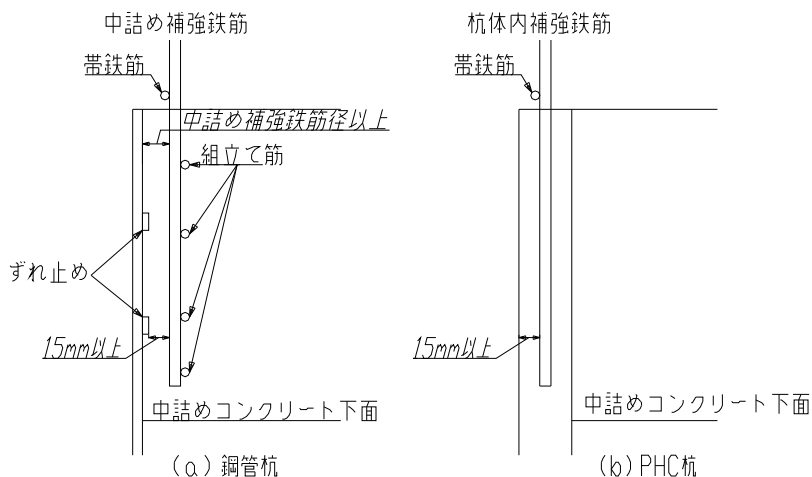
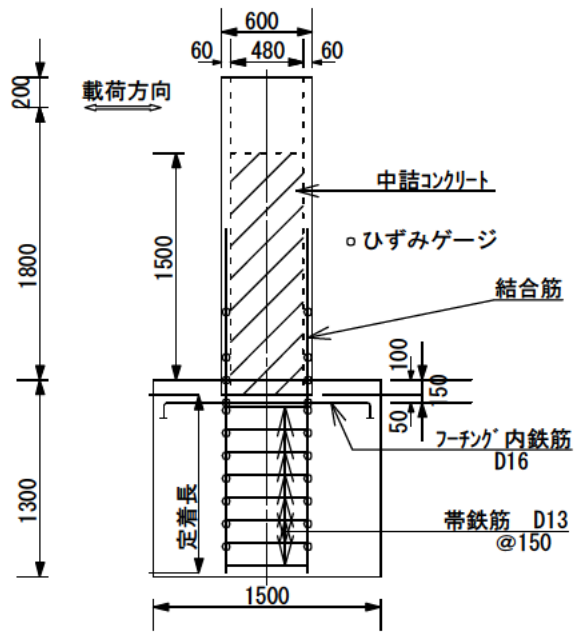


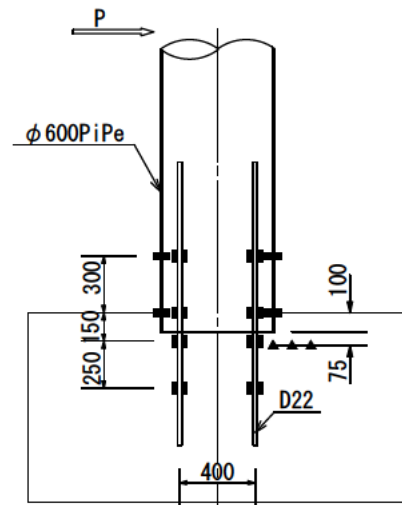
図-D.4 方法 B の構造詳細図

表-D.2 既往の模型実験諸元

杭種	杭径 (mm)	杭頭補強鉄筋		載荷方法
		配置直径 (mm)	使用鉄筋 本数	
PHC 杭	600 (JIS 強化杭 B 種)	523	D25 (SD295A) 13 本	正負交番載荷試験
鋼管杭	600 (SKK400, t=12mm)	400	D22 (SD295A) 12 本	静的加力試験

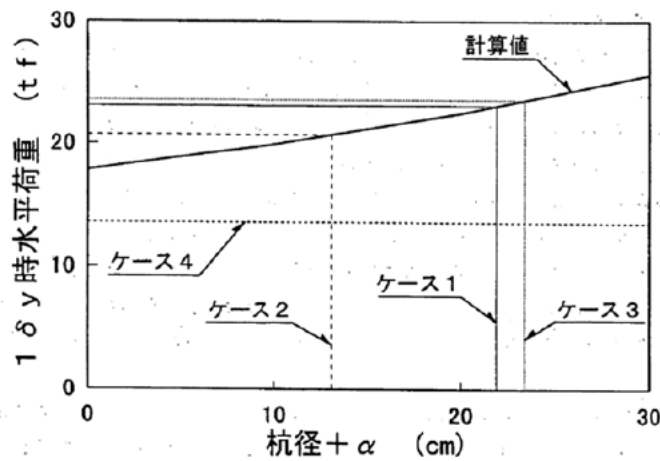


a) PHC 杭

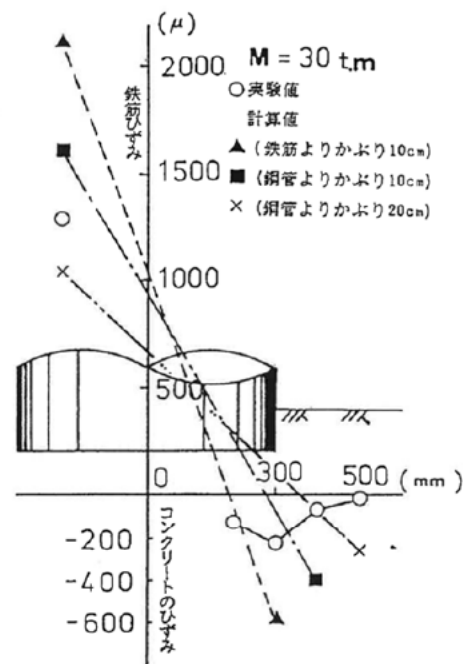


b) 鋼管杭

図-D.5 実験状況

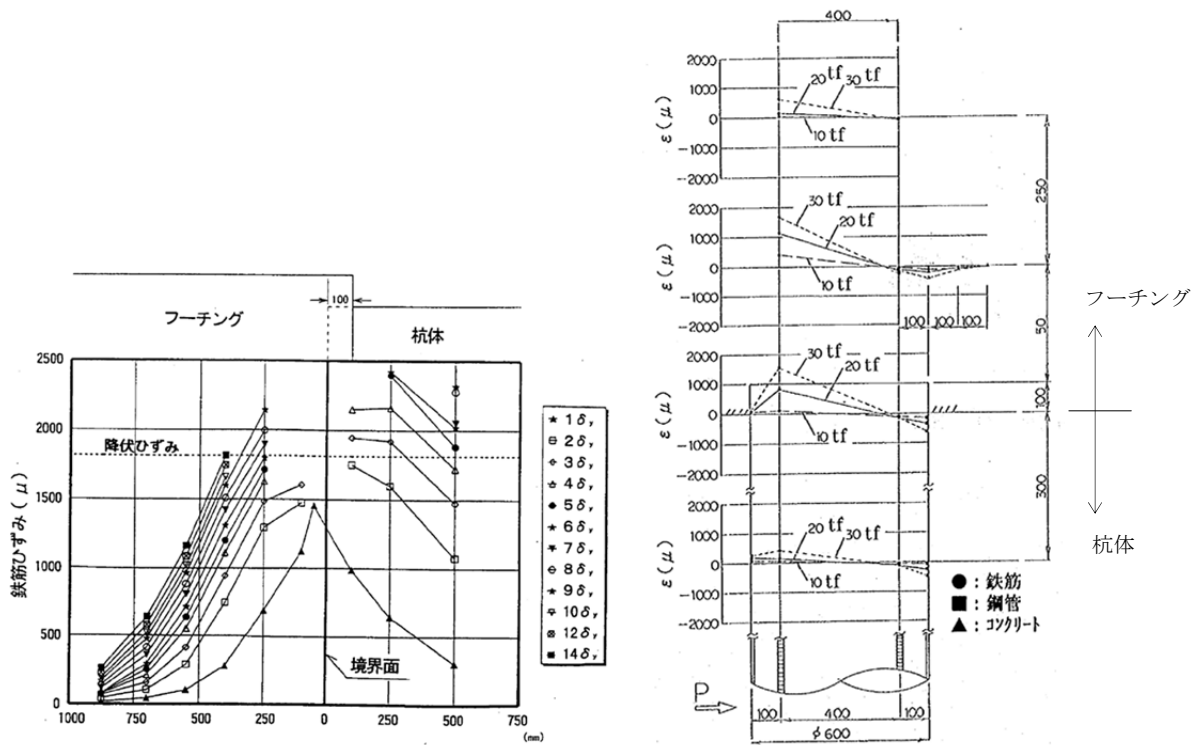


a) PHC 杭 (ケース 3)²⁾



b) 鋼管杭³⁾

図-D.6 仮想 RC 断面径の評価



a) PHC 杭 (ケース 3) ②

b) 鋼管杭 (試験 B6) ③

図-D.7 杭頭補強鉄筋のひずみ分布

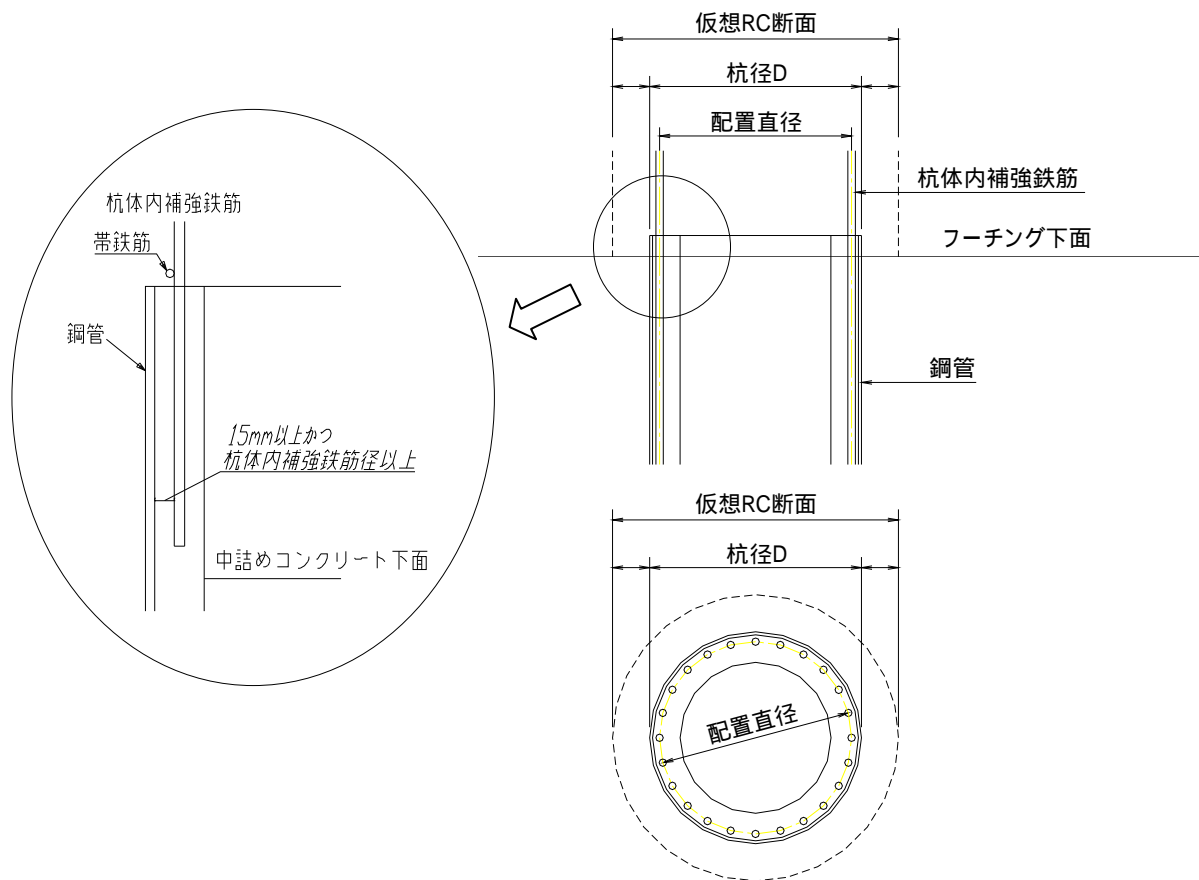


図-D.8 SC 杭における杭頭補強鉄筋の配置直径

表-D.3 杭頭補強鉄筋配置直径

杭径 (mm)	肉厚 (既製コンク リート杭のみ) (mm)	鋼管厚 (mm)	補強鉄筋 呼び径 d	ずれ止め (鋼管杭のみ) (mm)	配置直径		
					PHC 杭	SC 杭	鋼管杭
500	80	14	25	9	420	397	397
600	90	14	29	9	510	485	485
700	100	14	29	9	600	585	585
800	110	14	32	12	690	676	676
900	120	14	35	12	780	767	767
1000	130	14	35	12	870	867	867

表-D.3 に示すように、既製コンクリート杭の配置直径は鋼管杭と同等以上であることがわかる。鋼管杭の仮想 RC 断面と補強鉄筋の距離（かぶり厚さ）を既製コンクリート杭に適用すると、仮想 RC 断面径は 6.3 で提案している径と同等以上となるが、配置直径の差が僅かであること、既製コンクリート杭はφ600 よりも大きな径で実験を行っていないことから、安全側に鋼管杭と同じ仮想 RC 断面径 $\phi_v=D+\alpha$ 、 $\alpha=D/4+100$ ($\alpha\leq 400$) を適用するものとする。

D.3 高強度鉄筋を杭頭補強鉄筋とした場合について

高強度鉄筋を杭頭補強鉄筋とした鋼管杭の実験では、杭体内側への定着長を従来通りとしたものは比較的早い段階で荷重が低下・鉄筋の抜け出しが確認されており、定着長を従来よりも 10d 長くすることで鉄筋の抜け出しを防止できることが確認できた。従来通りの定着長とした時のこの現象は、鉄筋の強度が高まることによる局所的なコンクリートとの付着切れや、弾性域（弾性ひずみ）の増大が原因と考えられる。そのため、既製コンクリート杭の場合も同様に、高強度鉄筋を使用する場合は、フーチング側、杭体内側共に定着長を L_0+10d とする。また、PHC 杭の杭頭をカットオフした場合の杭体内への定着長は、プレストレス損失範囲の 50ϕ (ϕ : PC 鋼材径) に定着長 L_0+10d を足した長さとする。

D.4 既製コンクリート杭の構造細目

D.4.1 SC 杭の構造細目

SC 杭の構造細目を図-D.9 に示す。

- a. 鋼管と杭体内補強鉄筋のあきは 15mm 以上かつ杭体内補強鉄筋径以上とする。
- b. 補強鉄筋の定着長、仮想 RC 断面径については、鋼管杭方法 B によるものとする。

ここで、鋼管と杭体内補強鉄筋のあきは、鋼管杭のように現場にて鉄筋かごを設置し、振動機を用いて中詰めコンクリートを打設するのではなく、SC 杭は工場にて遠心成形するため、PHC 杭の最小かぶり（JIS A5373）を採用する。

また、中詰めコンクリートはスパイラル筋によるコンクリートの拘束効果を高め、変形性能を向

上させるために充填する。充填長さは塑性ヒンジとなる領域とし、フーチング下端から $2.5D^4$ の範囲とする。これは、宮城県沖地震の被害状況から、地震時応力状態がせん断支間比に換算すると 2.5 程度であったことと、既往の研究でせん断支間比を 2.5 とした実験が多く行われていることによる。

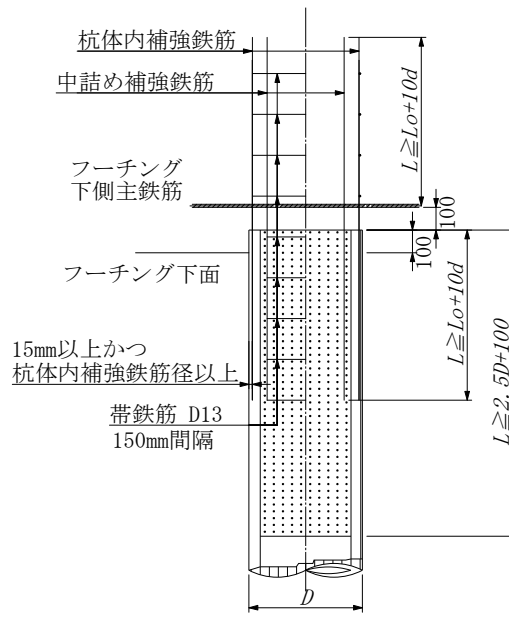


図-D.9 SC 杭方法 B

D.4.2 PHC 杭の構造細目

PHC 杭の構造細目を図-D.10 に示す。

- a. 仮想鉄筋コンクリート断面により照査を行う場合には、PC 鋼材は無視する。
- b. 補強鉄筋の定着長、仮想 RC 断面径については、鋼管杭方法 B によるものとする。なお、杭頭をカットオフする場合は鉄筋の長さは 50ϕ だけ増大し、この部分の杭は鉄筋コンクリート断面として扱う。ここに、 ϕ : PC 鋼材の径 (mm)

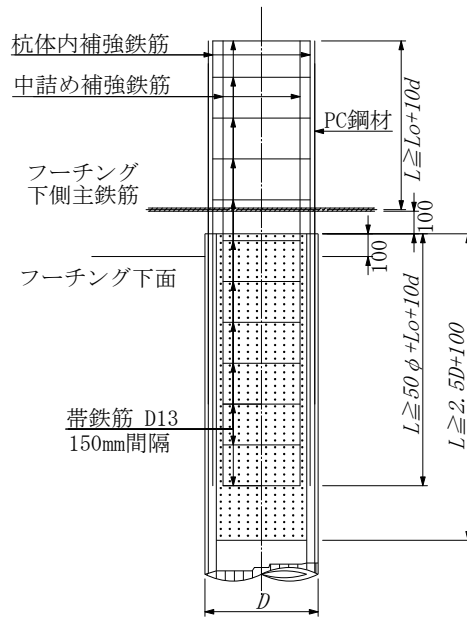


図-D.10 PHC 杭方法 B

D.5 杭体内補強鉄筋入りの SC 杭について

杭体内補強鉄筋入りの SC 杭については、杭製造時に鋼管内に鉄筋を挿入した状態でコンクリートを打設して製造する。この方法は今までにも多くの実績があり、SC 杭を製造している大部分のメーカーで製造可能である。ただし、設計時には杭体内補強鉄筋と外殻鋼管のかぶりを満足することを確認する必要がある。

現場では、写真-D.1 に示すように杭頭根切り後に外殻鋼管を切断し、コンクリート部をはつり出して杭体内鉄筋を露出させる。この方法は現行設計便覧で鉄筋の外周溶接が基本的に禁止されて以降、一般的に行われている方法である。



a) 杭体内鉄筋挿入 (杭製造時)



b) 外殻鋼管切断 (ガス溶断)



c) 外殻鋼管切断 (カッター)



d) 杭破碎 (はつり)

写真-D.1 SC 杭 杭体内補強鉄筋の設置および杭頭処理状況

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧 平成 18 年度改定版, 2007.
- 2) 福井次郎, 木村嘉富, 大越盛幸, 阪野彰：杭とフーチングの結合部の耐力・変形性能に関する載荷試験, 土木研究所資料第3551号, 1998.
- 3) 岡原美智夫, 福井次郎, 中谷昌一, 田口啓二, 藤村知広：杭頭部とフーチングの結合部の設計法に関する検討, 土木研究所資料, 第3077号, 1992.
- 4) 星隈順一, 大塚久哲, 津田和義, 長屋和宏：高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とその評価法, 土木学会論文集, 第 570 号/I-40, pp.239-248, 1997.7

参考資料 E 斜杭の構造細目

斜杭とする場合には、図-E.1 に示すように、フーチングへの杭の埋込み長さは最小の部分が 100mm となるようにする。なお、鋼管杭がフーチング下面鉄筋と干渉する場合には、図-E.1 に示すように、鋼管杭を水平に切断する等の処理を行うものとする。また、補強鉄筋の鋼管杭内への定着長は、直杭の実験結果を参考に、鋭角側の杭頭から L_0+10d (d は補強鉄筋の直径) を確保する。フーチング内への定着長は、鈍角側のフーチング下側主鉄筋の中心位置から L_0+10d (d は補強鉄筋の直径) 確保する。

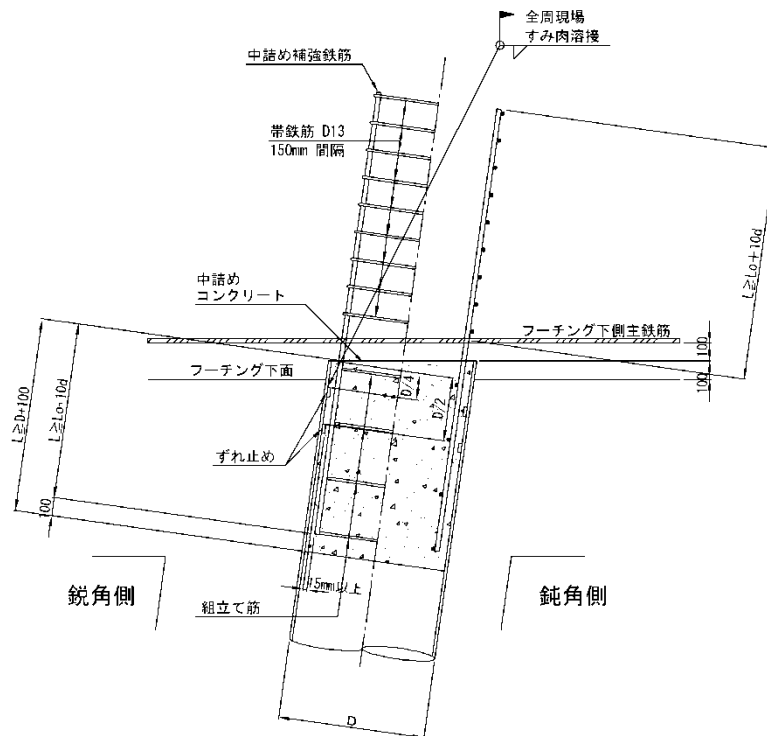


図-E.1 鋼管杭を斜杭として用いるときの方法 B

資料 F CD-ROM 収録データ

共同研究報告書第 xxx 号の巻末 CD-ROM に収録されたデータは制限なく使用することができます。ただし、データの利用されている実情を蓄積することによってデータ提供の必要性・有益性を把握するため、次の 2 点についてご協力お願い致します。

- データを利用したときは、利用したことを参考文献等に明示してください。
- データを用いて作成された学術論文・報告書等で、印刷物等が出版・公開された場合は、コピーを下記に送って下さい。これには、大学等における卒業論文、学術講演の予稿集・商用利用時の報告書等も含まれます。お送りいただくのは、年度末にまとめてお送りいただいても、随時お送りいただいてもかまいません。

〒305-8516 茨城県つくば市南原 1 番地 6
独立行政法人 土木研究所
構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ

F.1 データファイル一覧

本資料付属の CD-ROM のフォルダおよびファイル構成は図-F.1 のとおりである。



図-F.1 フォルダおよびファイル構成

F.2 データ内容

保存形式：Excel 形式

表-F.1 計測データ一覧

実験ケース	ファイル名	収録データ
Case SA	Case SA.xls	時間，載荷荷重，変位，傾斜，ひずみ（鉄筋，ボルト）の全計測データ
Case SB	Case SB.xls	時間，載荷荷重，変位，傾斜，ひずみ（鉄筋，ボルト）の全計測データ
Case SC	Case SC.xls	時間，載荷荷重，変位，傾斜，ひずみ（鉄筋，ボルト）の全計測データ
Case SD	Case SD.xls	載荷日時，載荷荷重，載荷点位置での変位，ひずみ（鉄筋，コンクリート）の全計測データ
Case SE	Case SE.xls	載荷日時，載荷荷重，載荷点位置での変位，ひずみ（鉄筋，コンクリート）の全計測データ
Case SF	Case SF.xls	載荷日時，載荷荷重，変位，傾斜，ひずみ（鉄筋，鋼管，コンクリート）の全計測データ
Case SG	Case SG.xls	載荷日時，載荷荷重，変位，傾斜，ひずみ（鉄筋，鋼管，コンクリート）の全計測データ
Case SH	Case SH.xls	載荷日時，載荷荷重，変位，傾斜，ひずみ（鉄筋，鋼管，コンクリート）の全計測データ
Case GA	Case GA.xls	載荷荷重，変位，ひずみ（鉄筋，コンクリート）の全計測データ
Case GB	Case GB.xls	載荷荷重，変位，ひずみ（鉄筋，コンクリート）の全計測データ
Case GC	Case GC.xls	載荷荷重，変位，ひずみ（鉄筋，鋼管）の全計測データ
Case GD	Case GD.xls	載荷荷重，変位，ひずみ（鉄筋，鋼管）の全計測データ

※計測器設置箇所は，報告書の第2章～第4章にある「計測項目」を参照されたい。

計測データの様式を以下に示す。

- 1 行目 計測器名，……
- 2 行目 データ単位，……
- 3 行目以降 データ，……

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.433 March 2012

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754