

### 3.1 橋梁基礎の耐震補強技術に関する試験調査

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：CAESAR 橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一，西田秀明，谷本俊輔

#### 【要旨】

本研究は、橋梁基礎の耐震補強において要求される性能に応じた性能検証法を、現場の条件や求める基礎の耐震性能に応じて、補強の効果はもとより、施工の確実性、維持管理性、地震後の長期的な状態評価までも考慮して提示することを目的として、数多く提案されている基礎の耐震補強工法を、設計の考え方や施工法に応じて 5 グループに分類するとともに、それぞれに対して工法選定手法、性能検証法を検討した。また、耐震補強工法の検証があまりなされていないフーチングや、耐震性の検証が十分でないため補強優先度の判断が容易でないケーソン基礎や液状化地盤上の橋台について、載荷実験や数値解析を行い、耐震性の向上を図るため必要となる基本的な性能検証項目に関する検討を行った。

キーワード：橋梁基礎，耐震補強，フーチング補強，ケーソン基礎，液状化，橋台

#### 1. はじめに

地震後の震災復旧において重要となる安全性・信頼性の高い道路ネットワークを確保するためには、既設道路橋の耐震性向上が不可欠である。そのため、橋梁の耐震補強がなされてきており、最近においても、例えば緊急輸送道路を対象に橋梁耐震補強 3 箇年プログラムが平成 17 年度から 19 年度にかけて実施され、落橋防止構造の設置、RC 橋脚柱の段落し部等の補強が行われてきたところである。しかし、基礎についてはまだ補強していないところが多い。このことから、土木研究所 CAESAR では、既設道路橋基礎を対象とした次期耐震補強プログラムの策定を念頭に、既設道路橋基礎に対する耐震補強の必要性の有無や補強優先度を判定するための研究を行ってきており、既設道路橋基礎の地震に対する脆弱性を簡易に判定し、補強優先度を判別するための方法を提案している<sup>1)</sup>。

橋梁基礎の耐震補強においては、既設基礎の有する耐震性が明確でない場合があることや、地中にあるという特性上、仮設が大規模となり費用が高くなること、現場条件により適用可能な工法が限られる場合があることなど、基礎補強を難しくしている様々な条件がある。したがって、基礎の耐震補強をより円滑に実施できるようにするためには、耐震性を明確にするための検証法の確立や条件に応じて適切な補強工法を選定することができるような耐震補強工法のメニューの充実が必要である。

現在、構造物基礎の耐震補強工法は数多く提案されて

おり、その補強原理も多種多様である。しかし、性能の検証が開発者任せになっている一方で、道路橋の設計基準や標準的な設計法の開発に照らして、検証が不十分と考えられるものがみられる。例えば、補強後の基礎の大地震時あるいは大地震後の挙動や、補強効果の評価法とその前提条件が不明確である場合が挙げられる。また、施工プロセス管理のみでは設計の前提条件である出来形確認が困難な場合、補強の出来形と既設基礎部材設計の安全率の考え方が整合していない場合なども、検証が不十分な事例として挙げられる。このような現状では、道路管理者は基礎の補強工法を適切に選択することができず、補強した結果が要求する耐震性能を満たしていることを技術的根拠をもって示すことも容易ではない。

そこで、本研究では、各種耐震補強技術に対して、補強効果や施工の確実性を含めた品質、維持管理性、地震後の長期的な状態までも含めた性能を評価・整理し、要求性能とその検証方法を開発者に対して提示すること、補強工法選定手法を開発することを目的として、民間企業 4 社との共同研究を実施した。

また、耐震補強工法の検証があまりなされていないフーチングや、耐震性の検証が十分でないため補強優先度の判断が容易でないケーソン基礎や液状化地盤上の橋台については、耐震性の向上を図るために基本的な性能検証事項に関する知見の蓄積が必要である。

昭和 55 年の道路橋示方書 (以下、道示) 以前に設計されたフーチングは、設計地震力が増大した現行道示に基

づく耐震性の照査を行った場合、配置鉄筋量が不足するため要求する強度を満足していないことが想定されるが、どのように補強を行うかは、フーチングを有する基礎形式に対する耐震補強工法に共通する課題である。フーチングの耐震補強は、フーチング上面増厚などの断面拡幅補強によるものが多い。しかし、施工環境によってはフーチングの拡大が出来ない場合も存在することから、このような施工状況下でも補強可能な断面拡幅が最小限となる耐震補強法の確立が必要である。このため、現行設計法で要求するレベルまで向上させるための耐震補強法の確立に向け、載荷実験を行った。

同様に、平成8年の道示より前に設計されたケーソン基礎は、配置鉄筋量が現行道示に基づく耐震性の照査を行った場合は不足するため、要求される耐震性を有していないことが想定されるが、その耐震性については検証された知見が少なく明確ではない。そこで、既設ケーソン基礎の耐震性能を評価するための載荷実験を行った。

また、液状化地盤上の橋台については、地震時挙動が複雑であることから、耐震性を合理的に評価することが難しい。そこで、液状化地盤上の橋台に関する遠心模型実験および数値解析を行うことでその挙動を把握するとともに、地震後の残留変位量を簡易に評価するための手法について検討を行った。

## 2. 基礎の耐震補強工法に関する検証項目

### 2.1 耐震補強法の分類

現在、基礎の耐震補強工法として様々な原理に基づくものが提案されている。そこで、課題の整理、性能検証法の開発等を進めるにあたり、基礎の耐震補強法を表-2.1のように分類した。以下に分類の考え方を示す。

まず、基礎の耐震補強法は構造系補強工法と地盤系補強工法に大別することができる。さらに、補強原理に着目すると、5種類の中分類を設けることができる。中分類は、具体的な施工仕様等に基づいてさらに小分類に分けられる。小分類は、多くの場合、多数の個別工法からなる。例えば、増し杭や固化改良、締固め改良等には、打設方法や使用材料などとして複数のものが提案されている。

ここでは、5種類の中分類について、図-2.1 および以下に概要を示す。

#### (1) 構造部材の追加

既設基礎に杭やアンカー等の構造部材を追加する方法である。既設基礎の補強を前提とし、低空頭下における適用性に着目した工法が数多く存在する。低空頭下にお

表-2.1 基礎の耐震補強方法の分類

大分類	中分類	小分類 (例)
構造系補強工法	構造部材の追加	杭の増設 アンカーの増設
	部材の補強	拘束圧入
	仮想ケーソンの構築	矢板
		矢板 + 固化
固化		
地盤系補強工法	地盤強化	固化
	液状化の抑制・防止	締固め
		せん断変形抑制
		排水
注入固化		

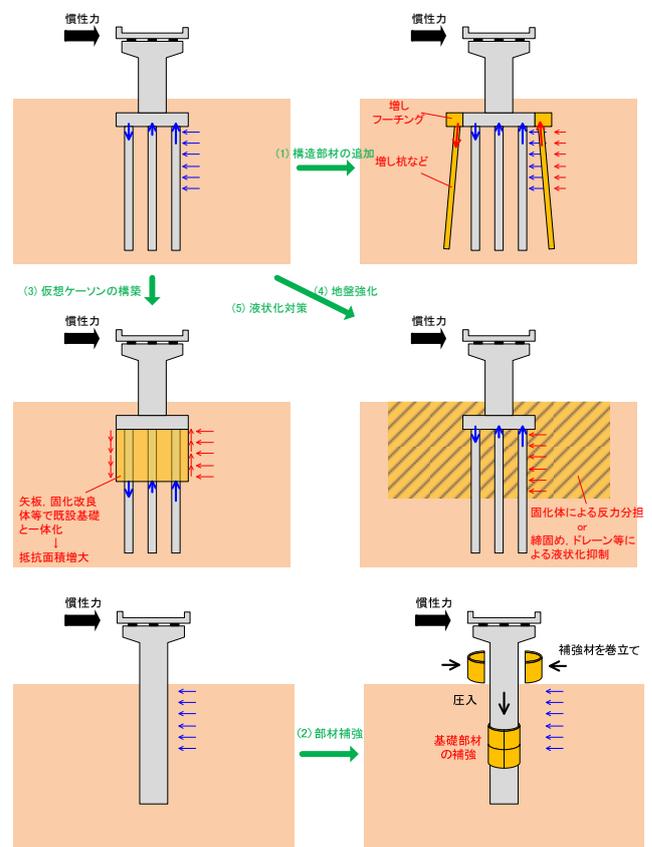


図-2.1 基礎の耐震補強法の例

いても施工可能な杭工法としては、ロッド・施工機械を小型化したもの、部材を小型化したものなどがある。

#### (2) 基礎部材の補強

地上で橋脚に補強材を巻き立て、地中に圧入するなどにより、既設基礎の部材そのものを補強する方法である。今のところ、パイルベントやPC ウェルなど、橋脚と基礎部材が一体で断面形状や寸法が変わらないときに適用

が限定される。

### (3) 仮想ケーソンの構築

基礎周囲に矢板等の構造部材を増設、または地盤固化改良し、基礎の部材として一体で挙動する仮想ケーソンを構築することで、地盤の抵抗面積を増加させ、地盤反力の増大を図るものである。補強により支持機構が大きく変化し、設計における基礎形式の分類の変更を伴うものである。

### (4) 地盤強化

杭基礎のような深い基礎であれば基礎周囲を、また直接基礎のような浅い基礎であれば基礎直下を主として深層混合処理等により固化改良することで、基礎からの荷重を改良地盤に分担させ、既設部材に対する見かけの地盤反力の増大を図る方法である。(3)との違いは、既設基礎と地盤改良体は一体として挙動するものでなく、設計上の基礎形式自体は補強前後で変わらないものと解する点である。

### (5) 液状化の抑制・防止

地盤の液状化を防止あるいは抑制することにより、地震時における地盤抵抗の喪失を防ぐ方法である。地震時地盤せん断変形抑制工法(格子状固化改良)、締固め工法、ドレーン工法、注入固化工法等があり、これらは液状化対策工法と総称される。地盤を強化する方法とは、基礎の荷重を対策工自体に直接分担させるものではない点が異なる。

## 2.2 検証項目

既設構造物の補強にあたっては、厳しい現場条件等のため、自ずと適用可能な工法が限定されることも少なくない。この場合、技術の完成度が不十分であっても、限られたメニューの中からやむを得ず一つの工法を選択せざるを得ない場面も想定される。したがって、完成度が不十分な工法を排除するのではなく、それを認識しつつできるだけ優れた工法を選定していくという視点も必要となるものと考えられる。そこで、各工法が検証すべき

項目として、現場条件に応じた工法の選定に関わる項目(A1)～(A2)と、補強効果の評価に関わる項目(B1)～(B4)、及び補強材料の耐久性に関わる(C1)を区別して表-2.2に整理した。

施工時のトラブルや、補強前に比べて状況が悪化することは少なくとも避けなければならない。したがって、(A1)～(A2)が考えられる。

(A1)については、施工可能性という観点から、空頭や用地、施工ヤードといった空間的条件、騒音・振動等の環境的条件、施工を行い得る地盤条件(土質や硬さなど)等について、明確化が必要である。

(A2)については、施工時に既設基礎の支持力が低下し、既設構造物に変位が生じることが無いようにしなければならない。例えば、直接基礎の直下や杭基礎の周りに地盤改良を行う際に、一時的に一部の地盤を緩めることで、基礎に変位が生じることや、杭基礎であれば杭周面と先端の荷重分担が変わることなどが懸念される。これらの影響の有無を明らかにするとともに、影響がある場合はそれを事前に評価するための方法が明らかにされる必要がある。

(B1)としては、基礎天端に作用する荷重を、既設部材、追加部材、改良された地盤、改良されていない原地盤等のそれぞれにどう分担させるかが明確でなければならない。また、(B2)としては、これらが地震時にどのような形態で降伏あるいは破壊に至るかが明らかでなければならない。そして、(B1)と(B2)については、あらゆる荷重条件や地盤条件、基礎の諸元を想定して、地震中の補強効果の発揮のされ方から、地震後の再供用性を判断する場合には地震後の支持機構の変化について、できる限り多くの載荷実験等による検証がなされる必要がある。(B1)で明らかにされた補強原理と、(B2)で載荷実験等により明らかにされた挙動の範囲で(B3)の設計法や得られる補強達成度が提案される必要があり、また、(B4)において適用範囲を明確にすることで体系化する必要がある。

表-2.2 各種耐震補強法が検証すべき項目

検証項目	内容
(A1) 施工可能な条件	施工を行うことのできる条件が明らかであるか。
(A2) 施工後の基礎の状態	施工時の地盤の乱れ等により、基礎の荷重分担に変化を及ぼさないか、あるいはその変化を事前に評価しうるか。
(B1) 補強原理	どのような原理で補強するものであるかが明確であるか。
(B2) 限界状態	補強された基礎がどのような過程、形態で降伏あるいは破壊に至るか。
(B3) 設計法	限界状態と関連付けられる工学的指標、基準値、計算モデルがセットで提案されているか。
(B4) 設計法の適用範囲	設計計算で想定した挙動が保証されるための前提条件が明らかであるか。
(C1) 耐久性	残存供用期間において、地震時の荷重伝達に支障を生じるような経年劣化等を生じないか。

また、補強のために使用した材料について、(C1)に示す耐久性についても配慮が必要である。したがって、材料の耐久性についても検証がされていることが望ましい。

ここで、(B4)についてももう少し詳しく述べておくと、例えば、精緻な設計計算を行ったとしても、設計で意図したとおりの施工ができない、あるいは出来形、品質を確認する方法がないということでは、そもそもどのような性能が担保されているかが分からない。また、十分な反力が期待できない地盤で仮想ケーソンを構築した場合、地盤反力が得られにくい一方で、構造の一部として地中に大きな重量が付加されることで、想定外の動的応答を示し、場合によっては補強により地震時の応答が大きくなる可能性もある。このため、必要に応じて施工品質や動的挙動等についても検証を行い、設計計算で想定した基礎の挙動を保証できる範囲を適用範囲として明示することが必要である。

### 2.3 耐震補強工法の選定手法

本研究では、既往の研究成果<sup>1)</sup>を参考に各種耐震補強工法による補強効果の有無について、(B1) 補強原理、(B2) 補強された基礎の限界状態、(B3) 設計法、(B4) 設計法の適用範囲の観点から、基礎形式別の適用性について表-2.3のように整理した。ここに、表-2.3に示した損傷度とは次のような状態を想定したものであり、既設道路橋基礎の耐震性能水準区分との関係のイメージは以下の通りである(図-2.2参照)。

損傷度Ⅰ：基礎およびそれを構成する部材や基礎を支持する地盤がそれぞれ弾性とみなせる限界点(E点)を超えない状態と定義する。

損傷度Ⅱ：基礎を構成する一部の部材や基礎を支持する地盤抵抗に非線形化が生じるものの、基礎全体系のP- $\delta$ 曲線で見たときには弾性とみなせる限界点(Y点)を超えない状態と定義する。地震後に緊急車両および一般車両の通行も可能で橋の供用の観点から基礎の修復は不要と想定する。

損傷度Ⅲ：基礎としての応答塑性率が許容塑性率を超えない状態と定義する。許容塑性率を満足する場合、基礎は最大強度を発揮する点(M点)を超えず、十分な安全性と残存変形性能を有する。したがって、緊急車両の供用を行うための基礎の補修は不要と想定する。ただし、基礎に残留変形が生じることから、上部構造桁端部や伸縮継手部の損傷及び路面の段差を誘発する可能性があるため、それらに対して応急復旧作業が必要である。地震後は緊急車両の通行が可能であり、交通規制により一般車両の通行も可能と想定する。

損傷度Ⅳ：基礎が終局点(U点)に達する状態までと定義する。ここに、終局点とは最大強度付近で安定していた耐力が低下し始める点とみなす。このため、基礎の損傷、残留変形が大きく、その結果、上部構造に大きな残留変位が生じることが想定される。一般車両は通行止めで、緊急車両については応急復旧が行われ交通規制がないと通行できない状態と想定する。基礎には耐荷力に著しい影響のある損傷が生じているため、それに対する応急処置(上部構造を仮受けするベント設置など)を行った後に緊急車両を通行させることを想定する。

損傷度Ⅴ：基礎の損傷により落橋あるいは倒壊・半倒壊となる状態と定義している。すなわち、たとえ緊急車両であっても橋の再供用が不能な状態と想定する。

このうち、損傷度ⅣまたはⅤに該当する基礎形式が補強優先度の高いものを示しており、個別判定は、基礎の耐震性が劣る可能性が高いがその程度を簡易に判別し難い基礎を示している。そして、これらの基礎形式を対象に今後、耐震補強が実施されることになると想定される。

次に、基礎の耐震補強工法の選定にあたり、各種現場条件に応じた適否を表-2.4のように整理した。整理の観点は次の5つである。

- (1) 既設橋基礎の条件としては、どのような下部工形式、基礎形式に補強工法が適用可能であるか。
- (2) 地形条件としては、各工法の施工能力・設備等によって制約を受けるのか。
- (3) 施工条件としては、一般に既設橋基礎の補強工事は桁下空間での作業および既設構造物と近接する工事となるため、空頭制限や用地幅、施工ヤードといった空間的条件の制約や、大規模な仮設備を設けなくとも水上施工が可能な工法なのか、近年の実績等からどのくらいの深度まで施工実績があつて、その深度であれば施工品質が確保される工法なのか、また、橋軸直角方向に用地の制約を受ける場合において、限られた補強範囲で効果が発揮される工法なのか、地下水の状態によって制約を受ける工法であるか。
- (4) 補強範囲の地盤条件としては、補強範囲に存在する地盤条件、例えば、中間層にれきが存在した場合、その粒径等によって施工可否、適用性が変化する工法であるか。
- (5) 周辺環境への影響としては、施工時において騒音振動対策が必要な工法なのか、または地下水への影響や地盤変位が発生し、既設構造物へ影響を及ぼす工法な

のか、建設副産物として排土量が多くなる工法かどうか。

## 2.4 性能検証法の例

本節では、5種類の中分類の一つとして、構造部材の追加（杭の増設）に関する性能検証の整理結果を示す。

杭の増設による補強原理（B1）は、既設の杭基礎あるいは直接基礎に補強杭とフーチングを追加し、地震時の慣性力に対し、系としての抵抗力（耐力およびじん性能）を向上させるものである。既設杭と補強杭の荷重分担については、既設の死荷重は既設杭が負担し、地震時の慣性力に対し既設杭と補強杭が共同で負担する。しかし、既設杭と補強杭が異種、または異径となる場合の水平支持機構の群杭効果が明らかとなっていない。

補強された基礎の限界状態（B2）は、補強された基礎の地震時における挙動も一般的な組杭基礎と同様に杭体の耐力と支持力により非線形挙動が決まる。ただし、杭の増設により補強された杭基礎の限界状態は、杭種（部材の不足耐力）、地盤条件に応じて様々な過程で基礎系としての降伏（Y点）、最大耐力（M点）、破壊へ至る。例えば、既設杭の性能が挙動を支配する場合の荷重—変位関係の一例を図-2.3に示す。このとき弾性範囲の剛性は、補強杭の増設により基礎の剛性が向上するため、補強前に比べやや急になる。既設杭の損傷が非線形挙動を支配する場合、①点で既設杭が全杭損傷し（系としての降伏）、②点で既設杭のほとんどが最大耐力に達し（系としての最大耐力）、その後徐々に剛性が低下し、③点で補強杭のほとんどが最大耐力に達する。さらに、④点で一部の既設杭、補強杭が破壊しはじめ、⑤点で系の破壊に至る。

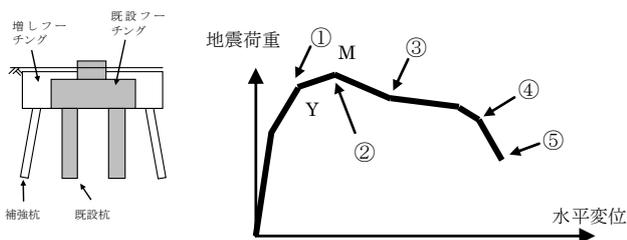


図-2.3 補強された基礎の荷重変位関係

設計計算法（B3）は、現行道示 IV および V に規定される静的照査法を用いて、既設杭と補強杭の荷重分担の違いや、既設杭と補強杭の杭種や杭径、杭間隔の違い等を考慮するなどして、補強後の基礎の条件に応じて適切な方法で検討する。補強された基礎の許容塑性率は、既設杭の杭種、構造細目によって異なるため、既設杭の断

面性能を考慮して適切に定める必要がある。なお、補強された基礎の降伏および最大耐力は、既設基礎の耐震性能、補強杭に要求する性能に応じて異なるため、一律に定めることはできず、個々に検討する必要がある。

設計法の適用範囲（B4）としては、次の条件を満たせば、設計計算を成立させるための前提条件を満足するものとみなされ、一方でこれら条件を満たさない場合には、載荷実験による検証を行う必要がある。

- ・補強杭の支持力推定式が明らかであり、かつ、地盤条件がその適用範囲内にあること
- ・補強杭の塑性変形性能や、曲げ耐力およびせん断耐力の算定方法が載荷試験結果等により明らかであること
- ・群杭の各杭による地盤抵抗の分担が明らかであること。
- ・フーチングと杭頭が一体として挙動するように結合され、かつ、フーチングが損傷しないこと

施工品質の確保については、設計で意図したものが構築されるように出来形および杭体の品質に関して管理項目を示した。

そして、使用する補強材の耐久性（C1）に関しても検証項目が示された。

以上の結果をもとに、杭の増設を選定する上で必要となる性能検証項目を表-2.5のように整理した。

表-2.3 各種耐震補強工法の適用性

損傷度	基礎形式	その他条件	地震による基礎の損傷要因	被災事例等	
V	既製コンクリート杭基礎 (RC,PC,PHC杭) ※SC杭除く		せん断耐力不足		
	単列パイルベント橋脚		過大な変形による落橋	昭和大桥 (新潟地震)	
	摩擦杭あるいは支持層未到達の基礎 (液状化地盤)	直接基礎		支持力不足による基礎の沈下・変位・傾斜	長屋橋 (福井地震)
		直接基礎以外の基礎 (ケーソン基礎)		同上	
		鋼管杭基礎		同上	
		場所打ち杭基礎		同上	
	木杭基礎	木杭が密に配置されていない、あるいは、フーチングと結合		部材としての変形性能が不明	
木杭が密に配置され、かつ、フーチング非結合、かつ、液状化地盤			支持力不足による基礎の沈下・傾斜		
場所打ち杭基礎	S46耐震指針より前、かつ、レベル2で $1/\beta \geq D_e \leq 1/6$		①曲げ耐力、変形性能不足 (残留変形：大) ②せん断耐力不足		
IV以下	全基礎形式	H2道示により耐震補強済み	個別検討が必要		
	木杭基礎	木杭が密に配置され、かつ、フーチング非結合、かつ、非液状化地盤	直接基礎と同じ支持機構を想定し、改良条件によって支持力不足による沈下・傾斜		
	鋼管杭基礎	非液状化地盤		曲げ耐力、変形性能不足 (残留変形：小)	
		液状化地盤、かつ、S46耐震指針以降		曲げ耐力、変形性能不足 (残留変形：中)	
		液状化地盤、かつ、S46耐震指針より前、かつ、レベル2で $1/\beta \geq D_e \neq 0$		曲げ耐力、変形性能不足 (残留変形：大)	
	場所打ち杭基礎	非液状化地盤、かつ、S55道示より前		①曲げ耐力、変形性能不足 (残留変形：小) ②せん断耐力不足	
		液状化地盤、かつ、S46耐震指針より前、かつ、レベル2で $1/\beta \geq D_e \geq 1/3$		①曲げ耐力、変形性能不足 (残留変形：中) ②せん断耐力不足	
ケーソン基礎	レベル2で $1/\beta \geq D_e \neq 0$ 、かつ、隔壁あり、かつ、軸鉄筋比0.4%以下		側壁部材に貫通の害あり直接基礎として挙動	模型載荷実験	
個別判定	全ての基礎	摩擦杭あるいは支持層未到達の基礎、かつ、非液状化地盤	設計年代が古く、支持力不足または部材の耐力・変形性能不足 (想定)		
	直接基礎	風化斜面あるいは地すべり地帯	基礎に沈下・変位・傾斜	祭時大桥 (岩手・宮城内陸地震)	
	深礎杭基礎	風化斜面あるいは地すべり地帯	基礎に沈下・変位・傾斜	山辺橋 (新潟県中越地震)	
	鋼管杭基礎	流動化の影響を受ける		下部工の移動	新夙川橋 (兵庫県南部地震)
		S46耐震指針より前、かつ、レベル2で $1/\beta \geq D_e = 0$		曲げ耐力、変形性能不足 (残留変形：大)	
	場所打ち杭基礎	流動化の影響を受ける		下部工の移動	新夙川橋 (兵庫県南部地震)
	ケーソン基礎	レベル2で $1/\beta \geq D_e = 0$		周辺地盤群杭が期待できないため、残留変形が大	
		レベル2で $1/\beta \geq D_e \neq 0$ 、かつ、一般図が存在、かつ、隔壁なし		せん断耐力不足	
地中連続壁基礎			個別検討が必要		
PCウエル基礎			個別検討が必要		

表-2.4 各種耐震補強工法の適用性の例

項目		解説	
(1) 既設基礎の条件	下部構造の種類	橋脚	
		橋台	
	直接基礎	通常の直接基礎	
		杭頭非結合の木杭基礎	木杭が密に打設され、かつ杭頭非結合の木杭基礎
	杭基礎	直杭	
		斜杭	
		深礎杭 (大口径深礎杭を除く)	
		斜面上の深礎杭 (大口径深礎杭を除く)	
	パイルベント橋脚基礎		
	柱状体基礎	ケーソン基礎	
地中連続壁基礎			
PC ウェル基礎			
(2) 地形条件	山地		原地盤が硬質な場合を想定した場合の適用性
	平地		原地盤が軟弱～中程度の場合を想定した場合の適用性
	河川内		河川橋の基礎を想定し、耐久性の観点も含めて記述。規模を問わず、適切に仮設を行えば適用可能な工法どうかを記入
	海中		海中の基礎を想定し、耐久性の観点も含めて記述。規模を問わず、適切に仮設を行えば適用可能な工法どうかを記入
(3) 施工条件	空間的制限	空頭制限 (m)	空頭、施工ヤードの面積、短辺方向の幅について、どの程度の制約を受けるかについて、具体的な数値を記入
		ヤード面積 (m <sup>2</sup> )	
		短辺方向の幅 (m)	
	水上施工		締切り等の仮設を必要とせず、台船を使用することで水上のみから施工可能な工法かどうかを記入
	施工限界深度 (m)		どの程度の深さまで施工が可能かどうかを記入
	橋軸直角方向に用地の制限がある場合の適用性		橋軸方向のみに対して施工を行った場合でも、橋軸直角方向に対して補強効果を期待することができる工法かどうかを記入
	地下水の状態	地表より 2m 以上の被圧地下水	
地下水流速 3m / min 以上			
(4) 補強範囲の地盤条件	粘性土	N 値	適用可能な N 値の範囲を記入
	砂質土	N 値	適用可能な N 値の範囲を記入
	れき質土		・れき質土に対して適用性が高い工法か ・れき径の制限を受ける場合、れき径を記入
	岩盤		岩盤に対して適用性が高い工法かどうかを記入
(5) 周辺環境への影響	騒音振動対策が不要		施工時において騒音・振動対策が不要な工法かどうかを記入
	地下水への影響が小		地下水流の遮断、地下水の汚濁への影響の観点から記入どうかを記入
	排土量が少		施工に伴う排土量が少ない工法かどうかを記入
	地盤変位が小		施工に伴って生じる周辺地盤の変位が小さい工法かどうかを記入

○：適用性が高い、△：適用性が低い、×：適用不可能、－：適用外

表-2.5 杭の増設により補強された基礎の性能検証例

検証項目	課題	課題に対する検証法	確認すべき事項	得るべき結果
施工可能な条件	杭の打設可能な条件の明確化	・試験施工	・地盤条件 ・空頭制限, 施工ヤード ・施工時の騒音, 振動 等	・施工可能な条件
補強原理及び限界状態	限界状態の明確化	・組杭の水平載荷実験 (静的, 交番)	・荷重変位関係 ・限界状態 (破壊の過程, 形態)	・限界値 (降伏, 最大耐力, 塑性率)
設計法	計算モデル, 限界値の設定	・載荷実験に対する解析	・荷重変位関係 ・破壊の過程, 形態	・計算モデル, 限界値
設計法の適用範囲	支持力推定式の明確化	・単杭の鉛直, 水平載荷試験 (必要に応じて繰返し載荷)	・荷重変位関係	・支持力推定式およびその適用範囲
	各杭による荷重分担 (群杭効果)	・群杭の水平載荷試験 ・Push-Over 解析による感度分析	・既設杭と補強杭との間隔や杭径比が荷重変位関係に与える影響	・群杭効果による水平地盤ばねの補正係数
	新旧フーチングの一体性	・載荷実験	・荷重変位関係	・構造細目
施工管理	新旧フーチング一体化の施工 (施工の確実性)	・試験施工	・既設フーチングのチップングやアンカー筋の施工方法	・管理項目

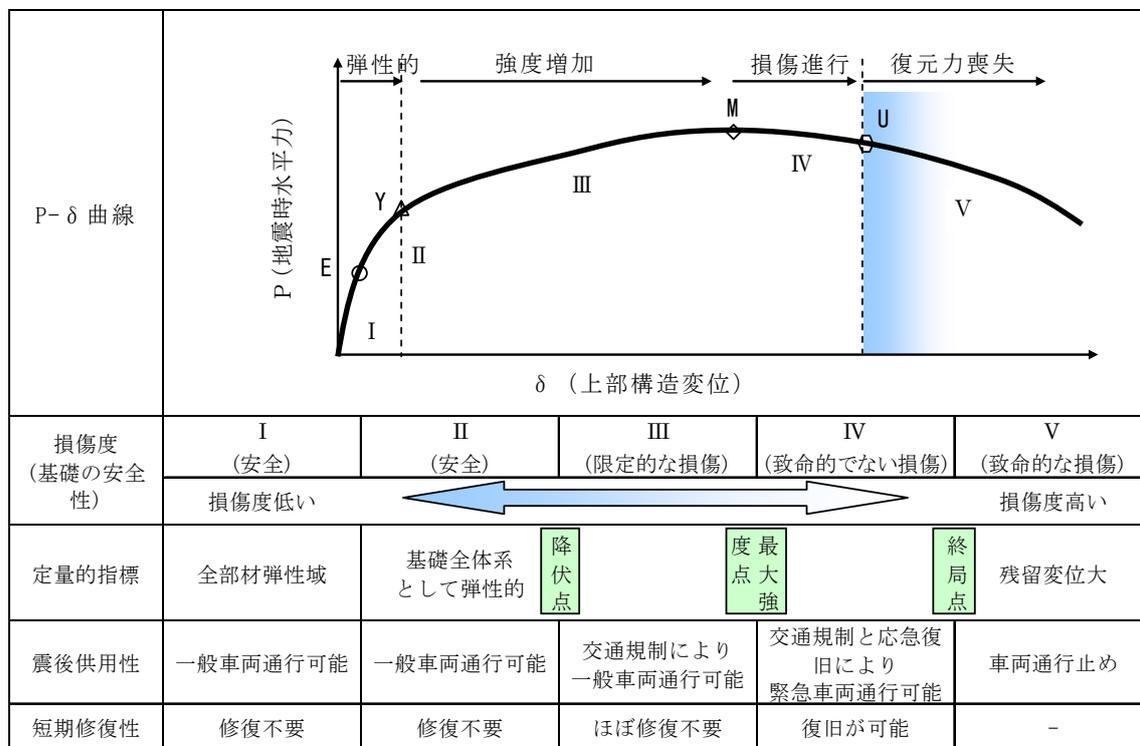


図-2.2 既設道路橋基礎の損傷度と耐震性能水準区分のイメージ

### 3. フーチング補強に関する载荷実験

#### 3.1 フーチング耐震補強法に関する研究の現状

フーチングの耐震性向上策としては、表-3.1 のものが考えられる。しかし、対策工の補強効果については、比較的研究が進んでいる工法と、殆ど研究が進んでいない工法がある。例えば、増厚工法や鉄筋の後挿入は、新旧コンクリートとの一体化が図れれば、一定の補強効果が見込めることが分かってきている。一方、連続繊維による補強やプレストレス導入については確実性がほとんど検証されていない。

##### 1) RC 増厚工法

増厚工法は、フーチング上面をチップングして水平補強鉄筋を配置し、ずれ止め鉄筋を既設コンクリートに差し込んで新旧コンクリートを一体化する工法である。新旧 RC 断面を 1 つの断面と見なし、補強後の曲げおよびせん断強度の評価が可能と考えられる。

##### 2) せん断補強鉄筋の後挿入

フーチング上面を削孔しせん断補強鉄筋を挿入することで、コンクリートとの付着力を確保し、せん断耐力の

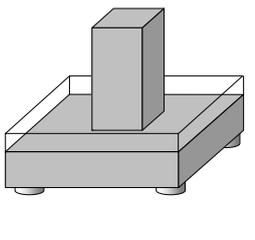
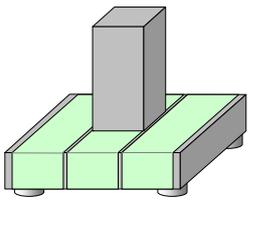
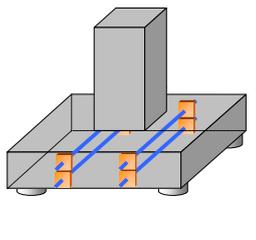
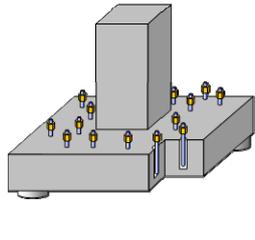
向上を図る工法である。後挿入した鉄筋の有効性については、比較的多数の実験が行われており、トラス理論を用いて補強効果を計算した値に対して 6 割の効果しか発揮されないことが分かっている。これは、せん断補強鉄筋をフーチング下面鉄筋にフックをかけて定着できないため、鉄筋の有効引張強度が実際の降伏強度よりも小さくなるためと考えられる。

##### 3) 連続繊維シート接着工法

フーチング上面に連続繊維シートを接着し、フーチング上面の曲げ耐力を向上させる工法である。本工法は、RC 橋脚柱部材における段落し部の曲げ補強やじん性向上策に採用されている。

フーチングの補強として採用する場合の課題は、図-3.1 に示すようにフーチングに接着したシートを柱に定着する方法である。文献 2) では、連続繊維シートを複数回巻立てる方法とアンカーボルトと定着鋼板による機械的な定着法が示されているが、その有効性については、柱基部を曲げ補強する場合と同様、いずれも試験による確認が必要である。

表-3.1 フーチング耐震補強工法の概要

工法	増厚工法	連続繊維シート接着工法	水平プレストレス導入工法	鉛直プレストレス導入工法
補強目的	曲げ補強及びせん断補強	上面引張の曲げ補強	曲げ補強及びせん断補強	せん断補強
概略図				
補強概要	フーチング上面に RC 増厚を行い、曲げ及びせん断耐力の向上を図る。	フーチング上面に連続繊維シートを接着し、曲げ耐力の向上を図る。	フーチングを水平方向に削孔し、PC 鋼材と定着具を配置してプレストレスを導入することで、曲げ及びせん断耐力の向上を図る。	PC 鋼材等の先端をフーチングに内部定着させ、鉛直方向にプレストレスを導入し、せん断耐力の向上を図る。
特性	1) 一般的な補強工法 2) 最も経済的な補強工法 3) 断面拡幅による自重増で基礎への負担が増加	1) 特殊な補強工法 2) 層数が増加すると不経済となる 3) 断面拡幅は発生しない	1) 特殊な補強工法 2) PC 鋼材を配置するため、仮設の掘削範囲が大きい 3) 断面拡幅は定着部の防護コンクリート程度	1) 特殊な補強工法 2) 削孔数が多くなると不経済となる 3) 断面拡幅は定着部の防護コンクリート程度

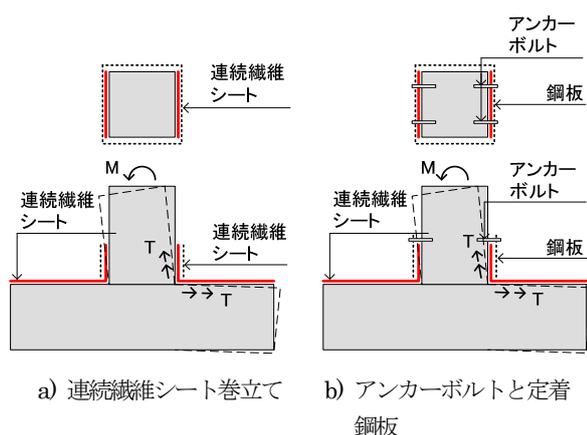


図-3.1 連続繊維シートの定着方法

#### 4) 水平プレストレス導入工法

フーチングを水平方向に削孔し、PC 鋼材と定着具を配置してプレストレスを導入する工法である。プレストレスにより、コンクリートに圧縮力が導入されるので、部材中に発生する引張応力を打ち消すことで、フーチング上面だけでなく下面の曲げ耐力向上も期待できる。しかし、ラーメン橋脚や杭基礎の場合には柱や杭からの定着鉄筋による拘束効果によって、プレストレスの導入ロスが生じるため各断面に導入されたプレストレス量が不明になる。さらに、フーチングは剛性が高いため非常に大きなプレストレス量が必要となるが、その場合、所定のプレストレスが導入されるか不明などの課題がある。

#### 5) 鉛直プレストレス導入工法

フーチング下面主鉄筋の上側で PC 鋼材等の先端を内部定着させ、鉛直方向にプレストレスを導入する工法である。プレストレスを導入することでフーチング内部に発生する斜引張応力度が減少し、コンクリートの負担分を小さくできる。フーチングは梁・柱と比べせん断スパン比 ( $a/d$ ) の小さい部材となるため、コンクリートのアーチ効果によりせん断耐力が向上するが、せん断スパン比 ( $a/d$ ) が小さい部材に対する鉛直プレストレスの導入効果を検証した実験はなく、せん断補強効果は明らかになっていない。

### 3.2 実験概要

本研究では、昭和 40～50 年頃に設計されたフーチングを対象とし、その性能を評価するための荷重試験を実施した。また、表-3.1 に示すようなフーチング幅を最小限とする連続繊維シート接着工法やプレストレス導入工法について荷重試験を行い補強効果の検証を行った。実験供試体は、昭和 50 年度の採用実績が 5 割を占める<sup>3)</sup> 場所打ち杭 (2 列×2 本) を想定して作製した。フーチング

上面鉄筋が先行して曲げ降伏する曲げ破壊タイプ (以下、Type A)、せん断破壊が先行するタイプ (以下、Type B) の 2 種類作製した。供試体の構造諸元を表-3.2 に、実験概要を図-3.2 に示す。また、Type A および Type B の配筋図を図-3.3 に示す。フーチング形状は、Type A および Type B とも共通であり、平面寸法が 2500mm×1600mm、高さが 650mm であり、実橋の 1/3 程度を想定している。なお、フーチング上面鉄筋は、Type A が D13-8 本 (引張鉄筋比 0.11%)、Type B が D19-16 本 (引張鉄筋比 0.49%) とし、フーチング下面鉄筋はいずれの供試体も D19-16 本とした。Type A は、荷重途中でせん断破壊しないようにスターラップを D16-4 本、荷重方向に間隔 200mm で配置したが、Type B にはスターラップを配置していない。なお、荷重柱および杭については、損傷が生じないように、多めに鉄筋を配置した。さらに、杭体には過度の変形と荷重中に鉛直力によって杭が圧縮破壊しないように、杭全周を鋼管 (以下、外装管) で補強した。

コンクリートの材料試験は全 5 供試体中のうち 3 供試体で行い、圧縮強度  $\sigma_c$  の試験値は 32.4 N/mm<sup>2</sup>、引張強度  $\sigma_b$  の試験値は 2.2 N/mm<sup>2</sup> であった (3 供試体の平均値)。鉄筋の降伏ひずみ  $\epsilon_{sy}$  の試験値は D13 で 2051  $\mu$ 、D19 で 1870  $\mu$  であった。材料試験値を用いた試算から Type A が上面鉄筋で曲げ降伏する水平荷重は P=1000 kN、Type B がせん断破壊する水平荷重は P=1750 kN である。Type A のフーチング上面の断面性能は、コンクリートのひび割れ曲げモーメント  $M_c$  が鉄筋の降伏曲げモーメント  $M_y$  を上回る結果 ( $M_c > M_y$ ) となる低鉄筋部材にした。また、Type B は曲げ破壊よりもせん断破壊が先行する供試体にした。曲げに対しては、基準供試体として無補強のもの (TypeA0)、連続繊維シートにより補強するもの (TypeA1)、水平方向にプレストレスを導入することで補強するもの (TypeA2) の計 3 体である。せん断に対しては、基準供試体として無補強のもの (TypeB0)、鉛直方向にプレストレスを導入することで補強するもの (TypeB1) の計 2 体である。

フーチングの耐震補強が、供用下で行われることを想定し、荷重実験においても鉛直荷重が作用した状態で補強を行い、補強材設置に伴うコア削孔が本体へ与える影響を内部鉄筋ひずみにより確認した。荷重実験は補強後の力学的挙動を明らかにすることが目的であるため、一方向単調荷重とした。

### 3.3 実験方法

実験は、独立行政法人土木研究所の基礎特殊実験施設で行った。実験供試体は、反力床に PC 鋼棒で緊張し固

表-3.2 構造諸元一覧表

		TypeA (曲げ破壊 供試体)	TypeB (せん断破壊 供試体)	
柱	柱高	1550mm		
	水平荷重用作用高	1000mm		
	柱断面	600mm×600mm		
	柱鉄筋量	D32-24本 ( $\Sigma A_s=19060.8\text{mm}^2$ )		
フーチング	a/d	1.02		
	全幅	2500mm		
	全高	650mm		
	有効高	590mm		
	鉄筋	上面 (鉄筋比)	D13-8本 (0.107%)	D19-16本 (0.486%)
		下面 (鉄筋比)	D19-16本 (0.486%)	D19-16本 (0.486%)
		スターラップ	D16-4本, s=200mm	...
杭	杭径	φ350mm		
	杭間隔	1800mm		
	杭鉄筋量	D25-14本		
使用材料	コンクリート	21N/mm <sup>2</sup>		
	鉄筋	SD345		

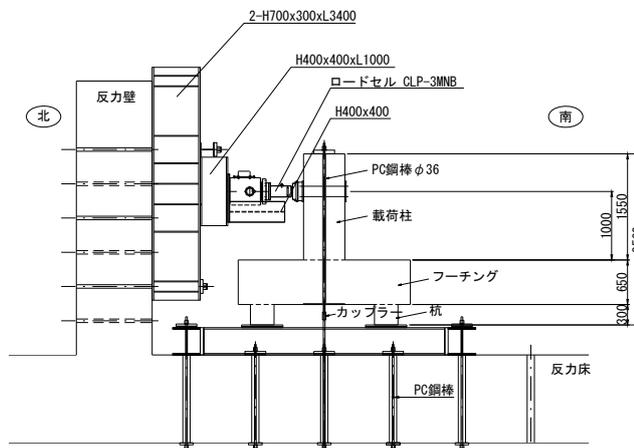
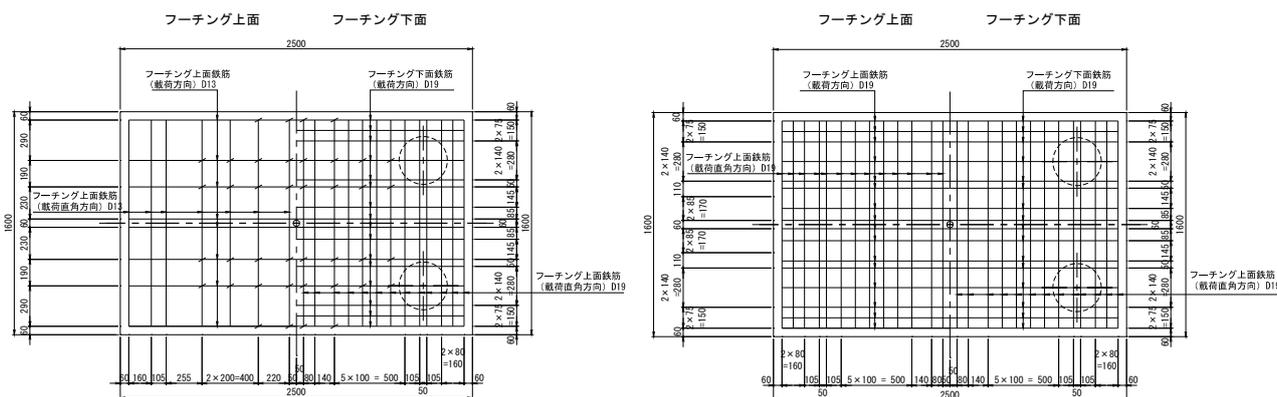


図-3.2 載荷実験の概要



(a) 曲げ補強 (TypeA)

(b) せん断補強 (TypeB)

図-3.3 供試体の配筋図



写真-3.1 実験状況

定された架台上に杭下端を固定し、フーチング上面から1mの位置に油圧ジャッキを設置し橋軸方向に一方水平載荷を行った。実験状況を写真-3.1に示す。

鉛直荷重は、柱上端に定着させたPC鋼棒を介してセンターホールジャッキにより死荷重相当(柱下端での軸応力が $1.6\text{N/mm}^2$ )の鉛直力(600kN)を導入した。導入した鉛直荷重によって、杭頭に作用する軸圧縮応力は杭に使用する設計基準強度の8%程度となる。なお、鉛直荷重を導入した後、PC鋼棒と柱空隙部にはPCグラウトを充填した。

データ計測は、載荷点における荷重、載荷柱の水平変位の高さ方向分布、フーチングの水平および鉛直変位、載荷柱、フーチング上面および下面、スターラップの鉄筋ひずみ、コンクリートの表面ひずみについて行った。

### 3.4 実験結果

Type A(基準1体、補強2体)、Type B(基準1体、補強1体)の荷重載荷位置での荷重-変位関係を図-3.5(a)、(b)に示す。各イベント点は、フーチング主鉄筋の降伏判定は鉄筋ひずみで、斜めせん断ひび割れは目視により観察した結果である。補強実験では、基準供試体の実験結果と比較することにより、補強効果を検証した。実験終了後のひび割れ状況を図-3.5、3.6に示す。

#### 1) 基準供試体 (Type A0, B0) による載荷実験結果

Type A0は、載荷荷重 $P=1044\text{ kN}$ でフーチング天端に曲げひび割れが発生し、直ちに上面鉄筋のひずみが急増し $P=1109\text{ kN}$ で鉄筋が一部降伏ひずみ( $\epsilon_{sy}=2051\ \mu$ )に達した。その後、 $P=1288\text{ kN}$ で上面鉄筋が全て降伏し、フーチング上側に発生した曲げひび割れはフーチング下面付近まで進展していき、 $P=1450\text{ kN}$ で押し込み力が作用するフーチング下面引張鉄筋の一部が降伏した。載荷実験では載荷ジャッキの容量不足によりフーチング本体の限界状態を確認するに至らなかった。

Type B0は、載荷荷重 $P=997\text{ kN}$ でフーチング上面引張となる載荷面側(北側)のフーチング側面に斜めせん断ひび割れが形成され、 $P=1649\text{ kN}$ で上面鉄筋の降伏とほぼ同時に載荷面と反対側(南側)のフーチング側面に斜めせん断ひび割れが形成された。その後、斜めせん断ひび割れが進展し、荷重が急激に低下してせん断破壊に至った。

#### 2) 連続繊維シート接着工法 (Type A1) を用いた載荷実験結果

Type A0の基準供試体のフーチング上面に炭素繊維シートを接着し、フーチング上面の曲げ耐力を向上させる工法である。炭素繊維シートには高強度型と高弾性型が

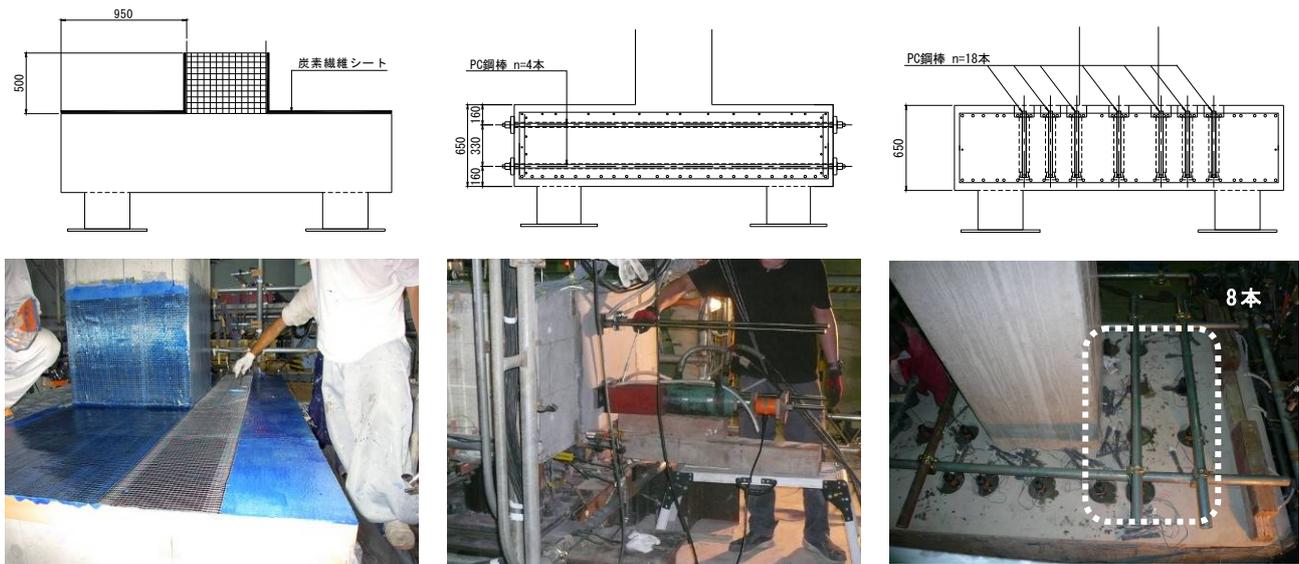
あり、一般に、高強度型はRC橋脚の耐震補強等の耐力向上に、高弾性型は引張剛性が高いため主桁等の応力改善に使用される。載荷実験では鉄筋降伏後の曲げ耐力向上を期待するため高強度型のものを使用した。載荷実験は一方方向であるため、繊維方向が載荷方向に一致するように設置した。既設部材との定着は樹脂材で行い、炭素繊維シートの定着範囲は計算上必要な位置から必要定着長 $l_a$ を確保し、フーチング端部までとした(図-3.4 a)参照)。載荷実験に使用した繊維シートの引張強度の試験値は、引張強度 $\sigma_{tu}=4665\text{ N/mm}^2$ 、弾性係数 $E=2.63\times 10^5\text{ N/mm}^2$ 、 $\epsilon_{tu}=1.74\%$ (3体平均値)であった。

載荷荷重 $P=840\text{ kN}$ でフーチング側面に曲げひび割れが発生し、上面鉄筋のひずみが急増し $P=1047\text{ kN}$ で鉄筋が一部降伏ひずみ( $\epsilon_{sy}=2051\ \mu$ )に達した。その後、 $P=1135\text{ kN}$ でフーチング上面鉄筋が全て降伏し、 $P=1366\text{ kN}$ で下面鉄筋の一部が降伏した。 $P=1544\text{ kN}$ でフーチング上面に設置した炭素繊維シートが剥離して荷重が低下したが、それ以降は荷重が増加し続け、その後大きな損傷はなく、載荷柱の圧縮部コンクリートが圧壊したため、載荷を中止した。

載荷実験で確認された炭素繊維シートの剥離は、接着剤層が破壊する凝集破壊や、接着剤層と被着材層(コンクリート面)との境界面が破壊する界面破壊ではなく、被着材そのものが引張破壊する基材破壊であった(図-3.5(b)参照)。今後、定着方法については十分な検討が必要である。なお、損傷を受けた基礎の対策工に関する研究<sup>4)</sup>においてASRにより損傷を受けた供試体フーチングを作製し、同様の補強を実施している。その際、炭素繊維シートの定着は、フーチング端部で曲げ下げてフーチング下端まで下ろし、接着剤により定着した。

#### 3) 水平プレストレス導入工法 (Type A2) を用いた載荷実験結果

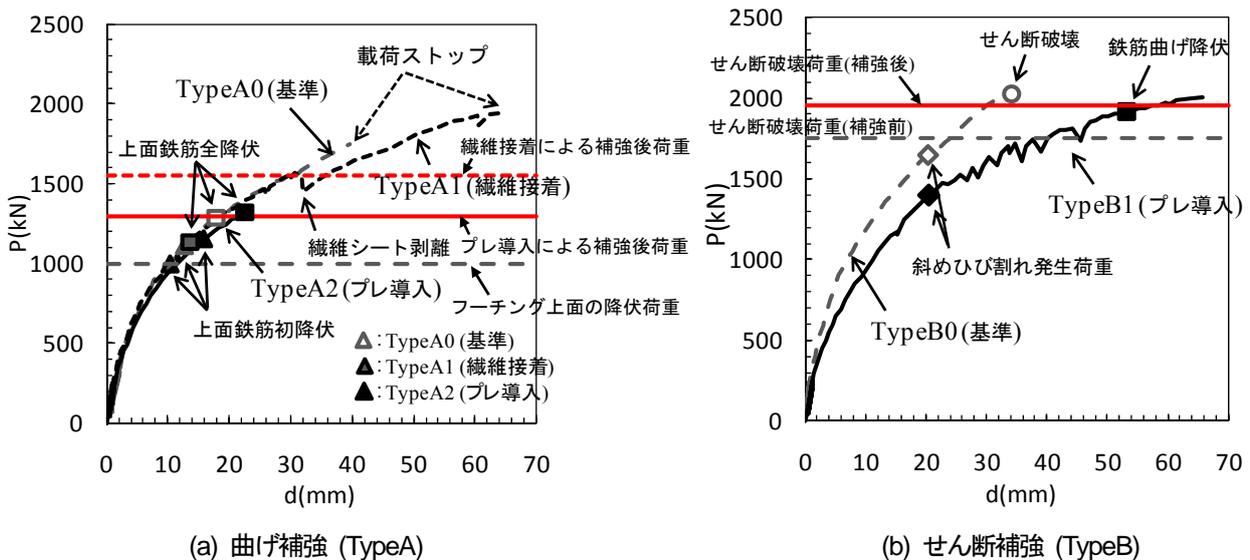
Type A0の基準供試体のフーチングを水平方向に削孔し、PC鋼材と定着具を配置してプレストレスを導入する工法である。プレストレスによりコンクリートに圧縮力が導入されるので、部材中に発生する引張応力を打ち消すことで、フーチング上面だけでなく下面の曲げ耐力向上も期待できる。実験では、フーチング長さが $L=2.5\text{ m}$ であり、導入長が短い場合セットロスが生じるシングルストランドは使用できないため、ネジ定着方式のPC鋼棒( $\phi 17$ , SBPR930/1080)を用いた。鋼材配置は杭間とし、フーチング上下端縁から $160\text{ mm}$ の位置、フーチング軸方向鉄筋中心から $100\text{ mm}$ の位置に配置した。導入プレストレスはPC鋼棒1本当たり $100\text{ kN}$ とし、合計 $400\text{ kN}$



炭素繊維シート接着状況  
(a) 連続繊維シート接着工法

プレストレス導入状況  
(b) 水平プレストレス導入工法

鉛直 PC 鋼棒設置状況  
(c) 鉛直プレストレス導入工法



(a) 曲げ補強 (TypeA)

(b) せん断補強 (TypeB)

図-3.4 補強状況と載荷点位置での荷重(P)–変位(d)関係

導入した。

載荷荷重  $P=798$  kN でフーチング天端に曲げひび割れが確認された。その後、 $P=1153$  kN で鉄筋が一部降伏に達し、 $P=1323$  kN でフーチング上面鉄筋が全て降伏した。載荷実験では杭を固定した外装管からの杭体コンクリートの抜出しによって荷重が低下し、荷重を中止したため、補強後の限界状態を確認するには至らなかった。

4) 鉛直プレストレス導入工法 (Type B1) を用いた載荷実験結果

Type B0 の基準供試体のフーチング下面主鉄筋の上側で PC 鋼材等の先端を内部定着させ、鉛直方向にプレ

ストレスを導入する工法である。プレストレスを導入することでフーチング内部に発生する斜引張応力度が減少し、コンクリートの負担分を小さくできる。実験供試体は、フーチング厚が確保されないため、プレストレス力の有効伝達長  $l_e$  と分布角  $\alpha (=33^\circ 40')$  を考慮した分布形状を仮定し、鉛直 PC 鋼材を 18 本配置した ( $A_p=287.3\text{mm}^2$ , SBPR930/1080)。導入プレストレスは PC 鋼棒 1 本当たり 100 kN とした。なお、フーチング厚が十分に確保されないため、フーチング本体へのプレストレスの導入率は 24% と仮定した。

載荷荷重  $P=1400$  kN でフーチング上面鉄筋の降伏とほ

ば同時に載荷面と反対側のフーチング側面に斜めせん断ひび割れが形成された(図-3.6(b)参照)。その後、フーチング下面鉄筋の一部が降伏し、 $P=1915\text{ kN}$ で下面鉄筋が全て降伏しフーチングは曲げ降伏した。最終的に載荷柱の圧縮部コンクリートが圧壊したため載荷を中止した。このように、鉛直プレストレスを導入したものは、斜めせん断ひび割れが確認された位置での鉛直方向鉄筋に着目した時、図-3.6(a)に示すように、斜めせん断ひび割れ発生後のひずみ応答に違いが見られ、基準供試体(Type B0)はプレストレスを導入した補強供試体(Type B1)に比べひずみの増加割合が大きいことが確認された。ただし、フーチング側面にはプレストレスによるポアソン効果が見られ、載荷途中にPC鋼棒を配置した位置に鉛直方向のひび割れが部材中央に確認された(図-3.6(b)参照)。そして、このポアソン効果の影響によって載荷方向に引張力が作用し、引張鉄筋の曲げ降伏を助長したと考えられる。

### 3.5 実験結果と設計値との比較

表-3.3にType A フーチング部材に着目した設計値と実験値の比較を示す。まず、基準供試体である無補強のType A0のフーチングが降伏曲げモーメントに達する水平荷重は、フーチング上面で1000 kN、フーチング下面で2100 kNとなる。Type A1の炭素繊維シート接着による補強効果は、フーチング上面で1550 kN、Type A2の水平方向にプレストレスを導入したときに上面鉄筋が降伏に達する水平荷重は1300 kNとなる。なお、これら補強後の水平荷重は既往の設計式を参考に算定した。具体的には次の通りである。

連続繊維シート接着による曲げ耐力の補強効果は次式により算定した。

$$M=A_f \times \sigma_f \times (7/8) \times d$$

ここに、

M: 連続繊維シート接着による耐力増加分 (N・mm)

$A_f$ : 連続繊維シートの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$$=1600 \times 0.11 \times 1 \text{ 層}$$

$\sigma_f$ : 設計用引張強度 ( $=3400 \times 0.6$ ) (N/ $\text{mm}^2$ )

d: 有効高 (mm)

式(1)を用いて算定される降伏曲げ耐力Mは204 kN・mであり、既設フーチングの曲げ耐力と合算すると補強後の曲げ耐力は $\Sigma M=M_y$ (既設部)+M(補強効果) $=228+204=432\text{ kN}\cdot\text{m}$ になる。このときフーチング上面が曲げ降伏する水平荷重は試算の結果、 $H=1550\text{ kN}$ となる。

次に、プレストレス導入による曲げ耐力の補強効果は、導入直後と載荷直前にPC鋼材に配置したひずみゲージ

から平均で $-220\ \mu$ の減少が確認されたため、所定の軸力から40 kNを減じた $N=360\text{ kN}$ が導入された単鉄筋RC断面として算定した。このとき鉄筋が降伏する曲げモーメントは $M_y=330\text{ kN}\cdot\text{m}$ であり、このときのフーチング上面が曲げ降伏する水平荷重は試算の結果、 $H=1300\text{ kN}$ となる。

実験によるフーチング上面鉄筋が降伏する荷重はType A0~Type A2で1288 kN, 1544 kN, 1323 kNとなった。設計値と実験結果を比較すると、Type A0では実験結果は設計値の1.3倍程度の余剰耐力があるが、この差は既往の研究成果同様にフーチングが2方向ばりとして挙動しているためと考えられる。Type A1では設計値と実験結果は概ね一致した。また、実験で確認された炭素繊維シートが剥離したときのひずみは7000  $\mu$ 程度であり、規格値の60%に相当するひずみ8400  $\mu$  ( $=1.4\% \times 0.6$ )と概ね一致していた。Type A2では実験結果と設計値は概ね一致した。しかし、Type A0と比較した場合、補強効果としての差は確認できなかった。

表-3.3 実験結果と試験値の比較

		設計値	実験値	実験/設計
フーチング上面	Type A0	1000 kN	1288 kN	1.3
	Type A1	1550 kN	1544 kN	1.0
	Type A2	1300 kN	1323 kN	1.0
フーチング下面	---	2100 kN	---	---

表-3.4にType B フーチング部材に着目した設計値と実験値の比較を示す。まず、基準供試体である無補強のType B0のフーチングがせん断耐力に達する水平荷重は、1750 kNとなる。鉛直方向にプレストレスを導入したときにせん断耐力に達する水平荷重は1950 kNとなる。なお、補強後の水平荷重は既往の設計式を参考に算定した。具体的には次の通りである。

導入率を考慮したプレストレスによるせん断補強効果は次式により算定した。

$$S_p=P_e \times \sin\theta$$

ここに、

$S_p$ : プレストレスによるせん断補強効果 (N)

$P_e$ : 導入緊張力 (N) ( $=100 \times 10^3\text{ N} \times 8\text{ 本} \times 24\%$ )

$\theta$ : PC鋼材が部材軸となす角度

上式を用いて算定されるせん断耐力 $S_p$ は192 kNから、補強後のせん断耐力は $P_s=S_c$ (コンクリート負担分)+ $S_p$ (プレ導入) $=2073+192=2265\text{ kN}$ となり、このときの水平

荷重は試算の結果、 $H=1950\text{ kN}$ となる。

実験でせん断破壊する荷重は Type B0 が  $2026\text{ kN}$  で Type B1 はせん断破壊に至らなかった。設計値と実験結果を比較すると、Type B0 では実験結果は設計値の 1.2 倍程度の余剰耐力が確認できた。Type B1 は想定した荷重でせん断破壊に至らなかった。ただし、斜めせん断ひび割れ発生荷重を比較すると補強した Type B1 が先行して発生しており、斜め引張応力を低減する効果は確認されなかった。

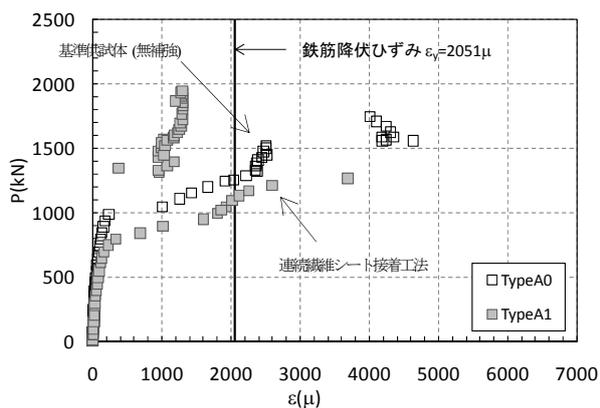
表-3.4 実験結果と試験値の比較

		設計値	実験値	実設計
せん断耐力	Type B0	1750 kN	2026 kN	1.2
	Type B1	1950 kN	---	---
斜めせん断ひび割れ発生荷重	Type B0	---	1649 kN	---
	Type B1	---	1400 kN	---

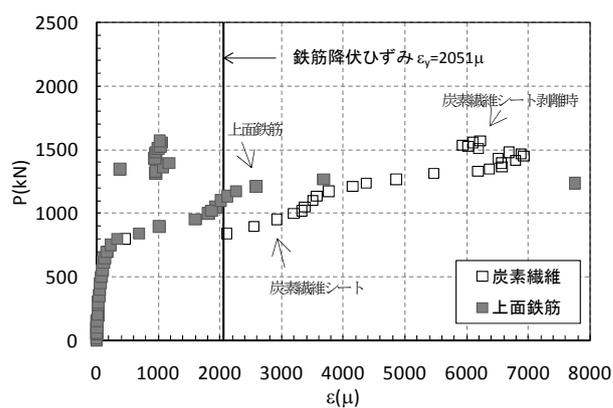
### 3.6 実験結果のまとめ

表-3.1 に示す各種補強工法を適用した載荷実験の結果から、以下のような知見が得られた。

- (1) 連続繊維シート接着工法では、上面鉄筋が降伏した後も繊維シートのひずみは、繊維シートが剥離するまで増加しており、引張力に抵抗すると考えられる。
- (2) 水平プレストレス導入工法では、導入したプレストレスによりひび割れ発生荷重および曲げ耐力の向上を期待したが、Type A0 と比較して差は確認されなかった。この理由は、PC 鋼材が鉄筋より内側に配置されるため、引張力に対し大きく抵抗しないためと考えられる。また、曲げひび割れ発生後には有効プレストレスが減少するため、再度の地震に対し同程度の補強効果を期待することは難しいと考えられる。
- (3) 鉛直プレストレス導入工法は、斜めせん断ひび割れ発生荷重が基準供試体よりも小さい結果となり、採用時に期待したプレストレスによる斜め引張応力度の低減効果は期待されなかった。最終的に破壊形態の変化が確認され、鉛直 PC 鋼材がせん断補強筋としてせん断耐力の向上に寄与したと考えられる。

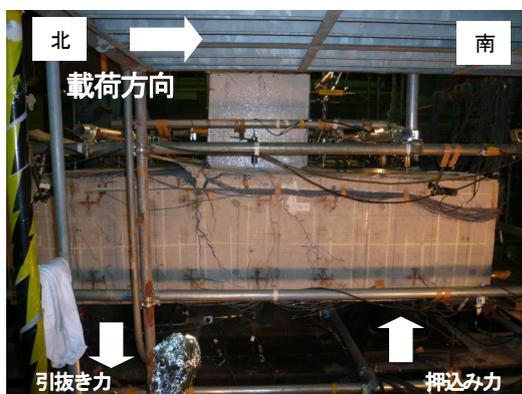


フーチング上面鉄筋 (D13)



フーチング上面鉄筋と炭素繊維シートのひずみ応答

(a) 鉄筋および補強材の荷重-ひずみ関係

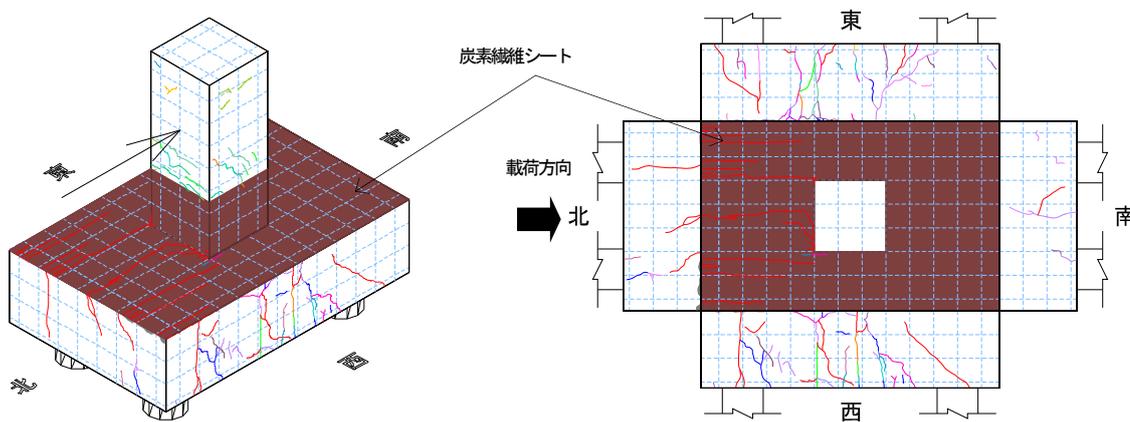


供試体側面 (西側)



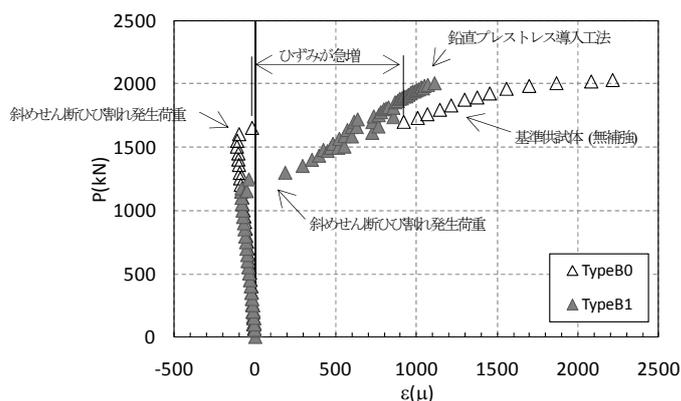
上面引張 柱・フーチング接合部 (西側)

(b) フーチングの損傷状況



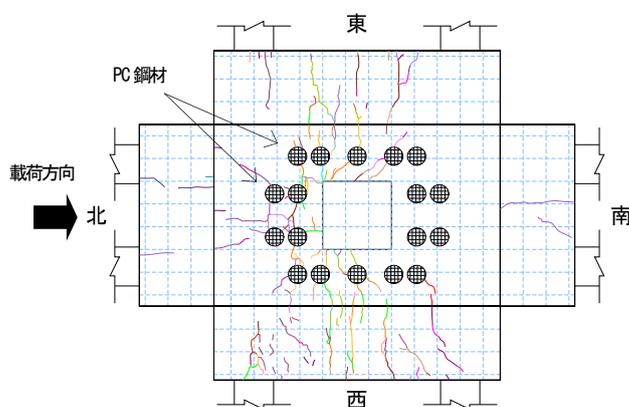
(c) ひび割れ図

図-3.5 連続繊維シート接着工法による実験結果



鉛直方向鉄筋 (D13)

(a) 鉄筋の荷重-ひずみ関係



(b) ひび割れ図

図-3.6 鉛直プレストレス導入工法による実験結果

## 4. 既設ケーソン基礎の終局状態と変形性能

### 4.1 既設ケーソン基礎の諸元実態調査

昭和53年から昭和63年の10年間に建設されたケーソン基礎のうち130基の断面形状と竣工年が収録された資料をもとに、諸元を調べた。そのうち14基については、配筋図を入手し、鉄筋量も把握した。また、現行道示により設計された結果と比較するため、平成8年道示を適用して建設された11基を対象に鉄筋量の調査を行った。調査結果を図4.1に示す。

#### a) 長辺の長さ

平成8年道示以前の既設ケーソン基礎の長辺長さは10m以上のものが7割と多い。一般に、10mを超えた辺りから側壁水平断面に発生する断面力を小さくする目的

で、隔壁を設置するケースが多い。したがって、既設ケーソン基礎の多くは隔壁がある傾向にあるが、隔壁のないケーソン基礎もあると思われる。

#### b) 根入れ比

平成8年道示以前のものは、根入れ比 (=基礎長  $L$ /橋軸方向の荷重幅  $B$ ) が、幅広く分布するが平均としては  $L/B=2.0$  以上が多く分布し、そのほとんどが柱状体基礎とみなせる十分な根入れ長さを有していることが分かる。

#### c) 鉄筋量

平成8年道示以降は、十分な強度と変形性能を有するように、中空断面橋脚の荷重実験結果なども参考にしながら、軸方向鉄筋量、水平鉄筋及び中間帯鉄筋配置に関する構造細目が規定されている。平成8年道示適用以前のものと同様のものとで、ケーソン側壁と隔壁に配置された鉛直軸方向鉄筋量と帯鉄筋量を比較したプロット図

を図4.1 c) に示す。

平成8年道示以降の道示に基づいて設計されたケーソン基礎の多くは、平成8年道示を境に、鉛直軸方向鉄筋と帯鉄筋の量が明らかに増大している様子が分かる。平成8年道示適用以前は軸方向鉄筋比 ( $=\Sigma A_s/A_c$ ) が0.4%以下のものが多い。その多くがはり部材としての最小鉄筋量である軸方向引張鉄筋比 ( $=A_{st}/bd$ ) の0.2%以上を満足していない。したがって、ひび割れ曲げモーメント  $M_c$  が終局曲げモーメント  $M_u$  より大きくなり ( $M_c > M_u$ )、ひび割れが発生すると、直ちに鉄筋が降伏あるいは破断し、脆性的な破壊性状を示すことが懸念される。また、せん断力に対して配置される帯鉄筋量は0.5%以下のものが多い。そこで、配置鉄筋量から想定される破壊形態を4つの領域①～④に区分した。区分にあたっては、まず脆性的な曲げ破壊形態となる境界線として軸方向鉄筋比については0.4%に設定した。また、平成8年道示以降のケーソン基礎はせん断破壊に対して、曲げ破壊が先行するように設計されることを考慮し、平成8年道示以降と以前を区分する値として帯鉄筋比については0.5%を目安に境界線を設定し、それより大きい場合には曲げ破壊、小さい場合にはせん断破壊先行または曲げからせん断破壊移行型の破壊形態と見なした。以上から、軸方向鉄筋比と帯鉄筋比が小さい領域①は、ひび割れ発生後に脆性的な曲げ破壊、またはせん断破壊のいずれかが生じるものと判断できる。そして、軸方向鉄筋比が小さく、帯鉄筋比が大きい領域②は脆性的な曲げ破壊が、軸方向鉄筋比が大きく帯鉄筋比が小さい領域③はせん断破壊が、それぞれ想定され、個別の検討が必要となる。領域④は現行道示を満足すると考えられる領域でありレベル2地震動に対しても安全であると予測される。そして、平成8年道示より前の示方書に基づいて設計された既設ケーソン基礎の多くは、大断面に対し軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比が非常に小さい図4.1 c) の領域①に属していることが分かる。

#### 4.2 実験概要

既設ケーソン基礎の中から諸元分析をした結果に基づき、根入れ比が2以上で、鉄筋量が図4.1 c) の領域①にある基礎を対象とした正負交番載荷実験を行った。実験は、図4.2 に示すように、同一の諸元の模型を2基作製し、これを土中に埋込み、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向に載荷する2ケースについて行った。基礎の短辺方向が橋軸方向、長辺方向が橋軸直角方向に対応しており、ケース1が橋軸方向載荷、ケース2が橋軸直角方向載荷である。

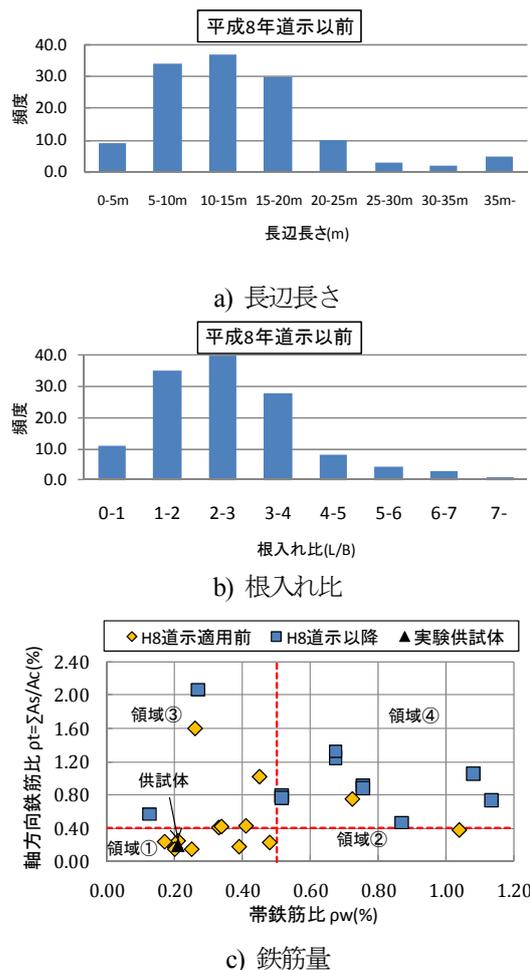
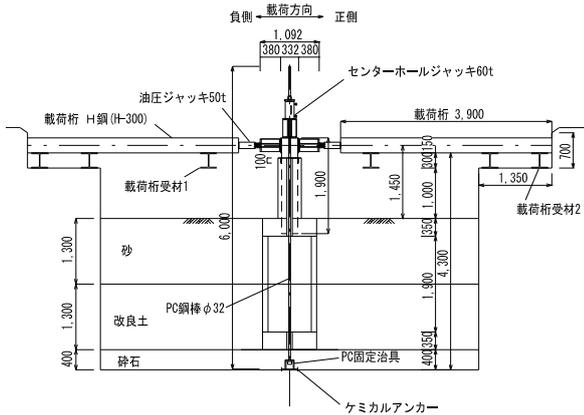


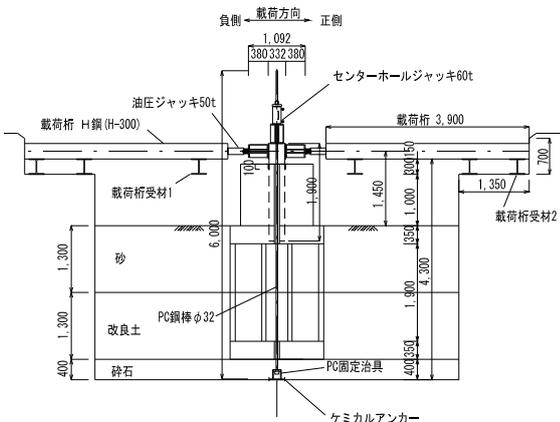
図4.1 調査結果

ケーソン模型の外寸は、1/10スケールを想定し、橋軸方向の幅が1.0m、橋軸直角方向の幅が1.8m、高さが2.6mとした。ケーソン本体の配筋図は図4.3に示す通りである。なお、橋脚部および頂版については、損傷が生じないよう十分な鉄筋量を配置した。

実験供試体に使用したコンクリート強度  $\sigma_{ck}$ ,  $\sigma_{bt}$ , 鉄筋の降伏応力  $\sigma_{sy}$  の材料試験値は表4.1の通りである。このケーソン模型の設計計算上の曲げモーメント ( $M$ ) - 曲率 ( $\phi$ ) 関係および水平荷重載荷点位置での水平力 ( $P$ ) - 水平変位 ( $\delta$ ) 関係を図4.4および図4.5に示す。図4.4より橋軸方向において、計算上、ひび割れ曲げモーメント  $M_c$  が終局曲げモーメント  $M_u$  を上回っており、水平力 - 水平変位関係でも同じ傾向を示している。そして、側壁がせん断破壊に至らないことを確認している。図4.5の橋軸直角方向においても、橋軸方向同様の傾向を示す。ただし、断面図心軸から鉄筋位置までの距離があるため、ひび割れ曲げモーメント  $M_c$  は降伏曲げモーメント  $M_y$  を若干上回る程度である。水平力 - 水平変位関係では、ケ



a) ケース1 (橋軸方向載荷)



b) ケース2 (橋軸直角方向載荷)

図-4.2 載荷試験の概要

ケーソン本体が終局に至る前に載荷方向に対し、ウェブに相当する側壁および隔壁が改良土内でせん断破壊する計算結果となっている。

模型地盤は、表-4.2に示す緩い砂層と比較的堅固な粘性土層を想定したセメント改良土層からなる2層構成とし、ケーソン底面は砂れき層を想定した砕石層の上に設置した。ケースごとに地盤を作成している。ケーソン基礎模型にとって厳しい曲げモーメントの条件になるように、ケーソン基礎に生じる曲げモーメントが最大となる付近を土層境界とした。

実験は、土木研究所基礎特殊実験施設内の実験ピットにて実施した。作製した模型地盤内にケーソン模型を埋設した状況を写真-4.1に示す。載荷は、ピット底面に定着させたPC鋼棒を介してセンターホールジャッキにより死荷重相当(柱下端での軸心力が $0.7\text{N/mm}^2$ )の鉛直力(350kN)を導入したままの状態、上部構造位置に設置した油圧ジャッキにより繰返し水平変位を与えて行った。

データ計測は、載荷点における鉛直・水平荷重、基礎天端における鉛直・水平変位・回転角、コンクリートの

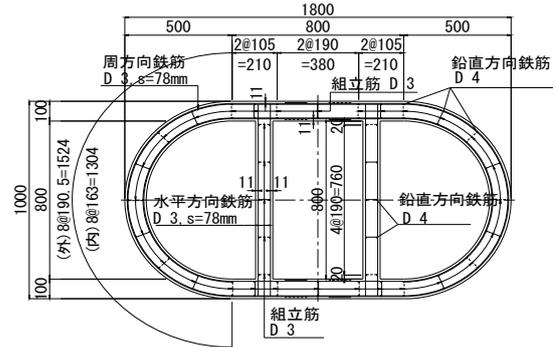
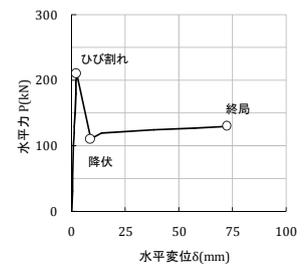
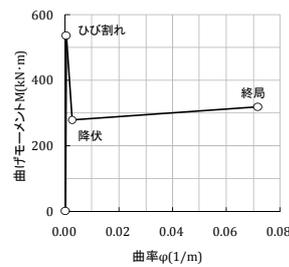


図-4.3 概略配筋図

表-4.1 材料試験結果 (単位:  $\text{N/mm}^2$ )

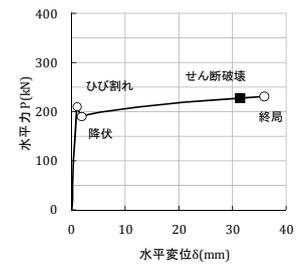
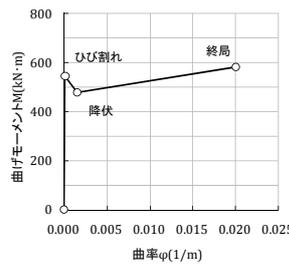
		ケース1	ケース2
コンクリート強度	圧縮 $\sigma_{ck}$	33.5	25.7
	引張 $\sigma_{tr}$	3.3	2.5
鉄筋 (降伏応力 $\sigma_{sy}$ )	D3	263	243
	D4	384	393



a) M-phi 関係

b) P-delta 関係

図-4.4 ケーソン本体の特性 (ケース1 橋軸方向)



a) M-phi 関係

b) P-delta 関係

図-4.5 ケーソン本体の特性 (ケース2 橋軸直角方向)

表-4.2 土質試験結果

	ケース1	ケース2
上層(砂)	鹿島砂 $D_r=60\%$	硅砂 $D_r=60\%$
下層(改良土)	$q_u=735\text{kN/m}^2$	$q_u=1163\text{kN/m}^2$

ひずみ (モールドゲージ) , 鉄筋のひずみについて行っ

た。また、載荷実験中におけるケーソン躯体の損傷状況を確認するため、内部に CCD カメラを設置した。

### 4.3 実験結果

#### 4.3.1 ケース 1 (橋軸方向載荷)

水平荷重載荷点位置における水平変位 ( $\delta$ ) の載荷履歴を図4.6, 水平荷重-変位関係を図4.7に示す。ここに、両図の A~G 点までの記号はそれぞれ次の状態である。A 点は最大荷重発生時, B~G 点は  $\pm 1\delta_y$  の繰返し水平変位を 3 サイクル与えたときのそれぞれのピーク点である。なお, B 点は, 本来  $+1\delta_y$  の変位履歴を与える計画であったが, ジャッキの操作ミスにより  $+2\delta_y$  まで変位させてしまったものである。

$1\delta_y$  は現行道示の設計法であるケーソン本体を梁, 周辺地盤をバネに置き換えた梁-バネモデルで計算したときに基礎背面側の壁に配置された全ての軸方向鉄筋が降伏に達する時点の載荷点変位 (11mm) であり, 図4.4 の降伏変位に対応する。計算上, ひび割れ時の水平耐力が降伏時, 終局時の水平耐力を上回るが, 実験においても,  $1\delta_y$  に至る前に荷重のピークが見られ (図4.7, A 点), その後, 若干の荷重低下が生じた。

実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型の状況と載荷履歴中の B 点と C 点のピーク変位時に正側の側壁をケーソン内側から撮影した画像を写真4.2, 写真4.3に示す。図4.6に示すように, B 点は  $+2\delta_y$  時, C 点は  $-1\delta_y$  (1 サイクル目) に相当する。側壁に見られる損傷は土層境界付近で周方向に貫通するクラックのみである。B 点では正側側壁は断面図心軸より圧縮側にあるが, 軸方向引張応力によるクラックの開口が見られる。実験終了後の状態であっても, いわゆる塑性ヒンジ長はほぼゼロと言っても良いほど極めて短く, 鉄筋の破断やはらみだしは確認されなかった。このような破壊性状は, 本研究とはほぼ同等の軸方向鉄筋比が設定されている鈴木ら<sup>9)</sup>の実験 ( $\Sigma A_s/A_c=0.15\%$ ) でも見られる。

ケーソン内部に設置した CCD カメラの映像と軸方向鉄筋の設置したひずみゲージの値から基礎の損傷過程を分析する。ひずみの符号は, 引張を正としている。

図4.7で, C 点である  $+1\delta_y$  時と D 点である  $-1\delta_y$  時で荷重に差が見られるのは, 図4.6に示すように,  $+2\delta_y$  (B 点)  $\rightarrow -1\delta_y$  (C 点)  $\rightarrow +1\delta_y$  (D 点) の順で変位履歴を与えたため, C 点は負側の処女載荷であるのに対して, D 点は正側  $2\delta_y$  の載荷の繰返し載荷の途中点であり, 既に引張となる軸方向鉄筋のひずみが降伏点を越えた履歴を有した状態で載荷されていることの違いである。また, 図4.8

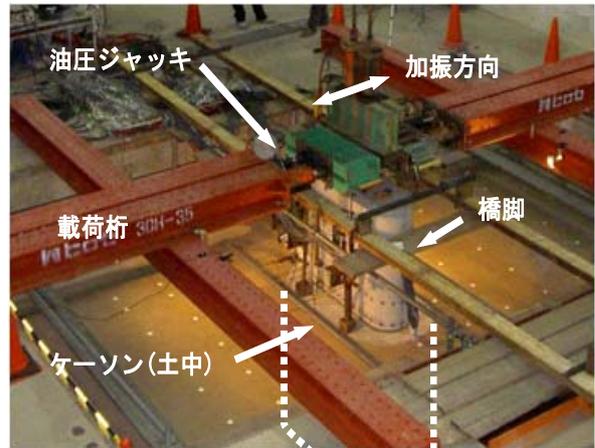


写真4.1 実験状況

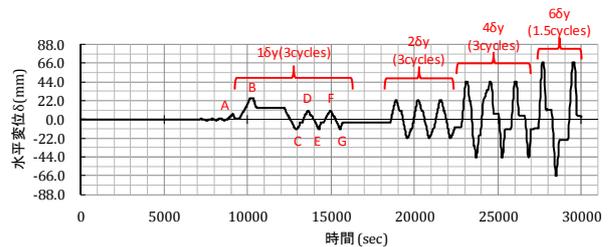


図4.6 載荷履歴図

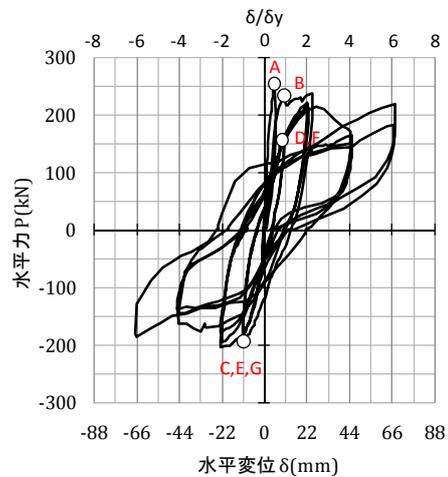


図4.7 載荷点での水平力-水平変位関係

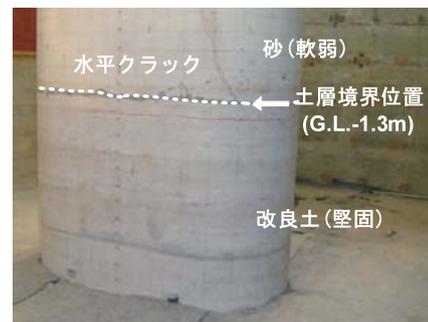
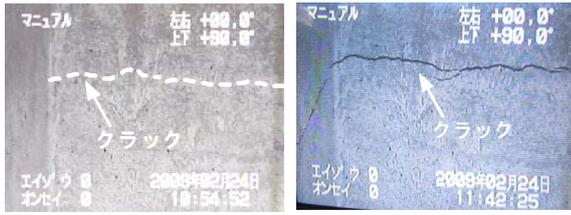


写真4.2 実験後のケーソン模型の損傷状況



a) B点まで載荷      b) C点まで載荷  
写真-4.3 ケーソン内部の損傷状況  
(正側側壁のほぼ同位置を撮影)

にケーソン本体の高さ方向に5段設置した側壁鉛直方向鉄筋のひずみ分布図、降伏ひずみ $\epsilon_{sy}$  ( $=2027\mu$ )、および土層境界の高さ ( $z=1.3\text{m}$ ) を示す。ここに、高さ  $z$  の基準面はケーソン底面である。土層境界付近で大きな引張ひずみが発生している。そして、B点では断面図心軸に対して圧縮側に配置されている軸方向鉄筋にも降伏ひずみを超える引張ひずみが生じている。

図-4.9 は、基礎天端に設置した傾斜計の計測結果と、カメラによるクラック観察結果、及び断面図心軸に対して圧縮側に配置されている軸方向鉄筋にも降伏を超える引張ひずみが生じていたという事実をもとにケーソンの挙動を図化したものである。ケーソン基礎は、土層境界

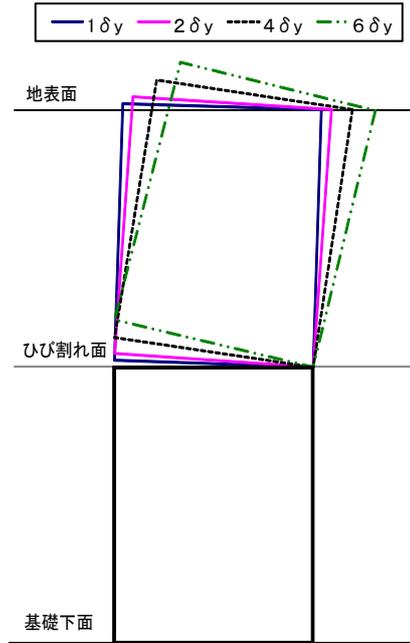


図-4.9 ひび割れ位置でのケーソンの挙動

位置に発生した側壁周方向の貫通したクラックにより、基礎が上下に分断され、上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す。そして、クラック部では鉄筋が伸出しを繰り返す。それでも急激な荷重低下を

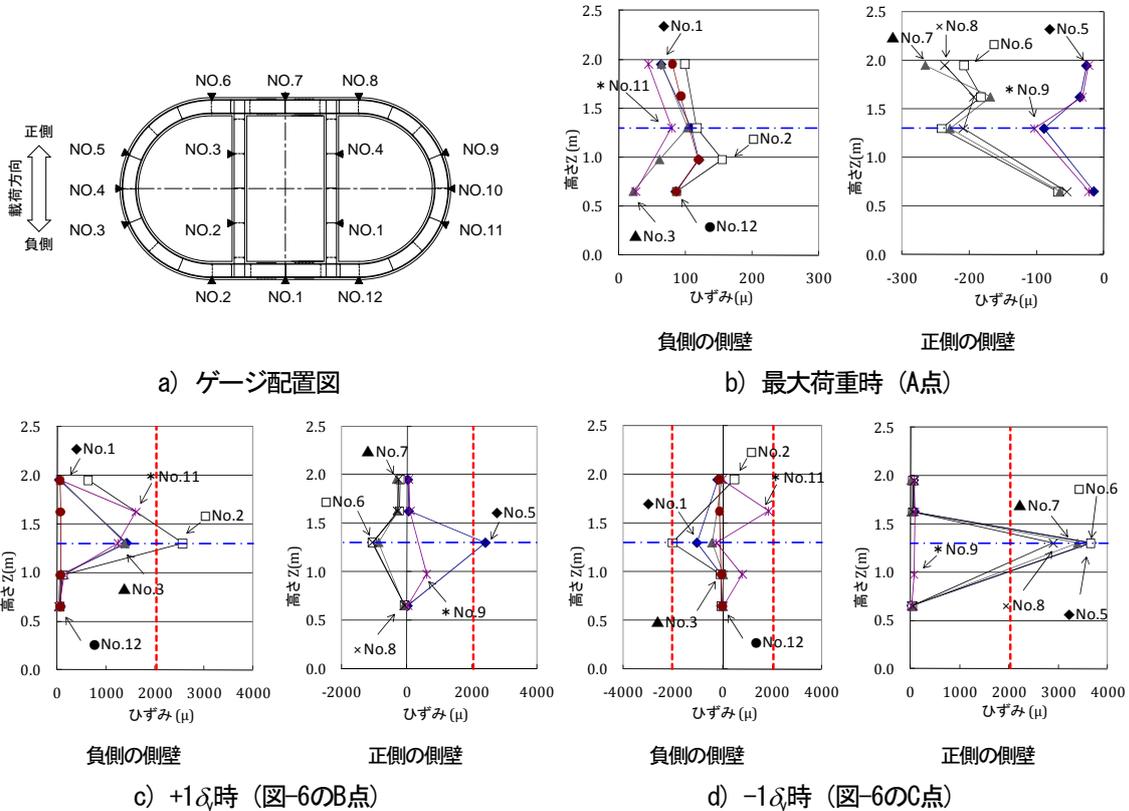


図-4.8 ケーソン本体のひずみ分布 (側壁)

示さなかったのは、周辺地盤からの受働土圧抵抗や基礎周面摩擦力が発揮されたためと考えられる。

#### 4.3.2 ケース 2 (橋軸直角方向載荷)

水平荷重載荷位置における水平変位の載荷履歴を図4.10、水平荷重-変位関係を図4.11に示す。ゲージ配置図とケーソン内部に設置したカメラの撮影方向を図4.12に示す。ここに、 $1\delta_y$ は予め、梁-バネモデルで計算したときに基礎本体の水平断面のうち  $90^\circ$  の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏に達する時点の載荷点変位 (2.9mm) とした。実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型を写真4.4、ひび割れ展開図を図4.13に示す。設計計算では改良土内の側壁がせん断破壊に至るが、頂版付近に斜めせん断ひび割れを形成するせん断破壊と土層境界に沿った水平クラックが確認され、実験終了後に計測したクラック幅は、前者が0.30mmで軽微である一方で 後者は開口した状態で、最外縁のかぶりコンクリートが剥落し帯鉄筋が一部露出していたことから、実験では最終的に曲げ破壊したのと考えられる。

各載荷変位時での正側に載荷したときの各ピーク変位時における側壁鉛直方向鉄筋のひずみ分布図と降伏ひずみ $\epsilon_y (=2101\mu)$ 、および土層境界の高さ ( $z=1.3m$ ) を図4.14に示す。ケーソン本体の鉛直方向鉄筋に配置したひずみゲージとの高さ関係は図4.13に示している。

$+1\delta_y$ 及び $+2\delta_y$ のピーク変位時では、斜めせん断ひび割れが形成された位置にある、頂版付近で載荷方向に対し引張領域となる断面円弧部から外れた位置に配置された軸方向鉄筋No.2, 6のひずみ値が大きく、一部は降伏に達する一方で、この時点では土層境界付近の断面で発生しているひずみ値は小さい。その後、載荷変位が大きくなると、 $+4\delta_y$ 時で土層境界でも鉄筋の降伏が確認された。 $+6\delta_y$ 時では、断面図心軸より圧縮側にあるNo.8, 9, 10の鉄筋も引張で降伏ひずみに達しており、この時点で土層境界に沿った水平ひび割れが断面内の広範囲にわたって開いたと考えられる。したがって、 $6\delta_y$ の1サイクル目に比べて $8\delta_y$ の1サイクル目のピーク荷重は低下し、 $6\delta_y$ の3サイクル目のピーク荷重程度しか発揮されていないものと考えられる。

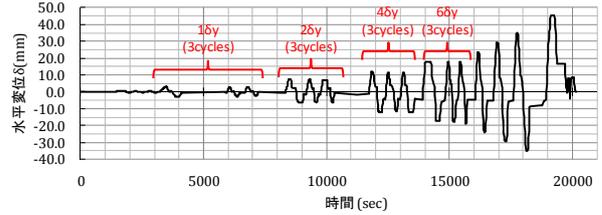


図-4.10 載荷履歴図

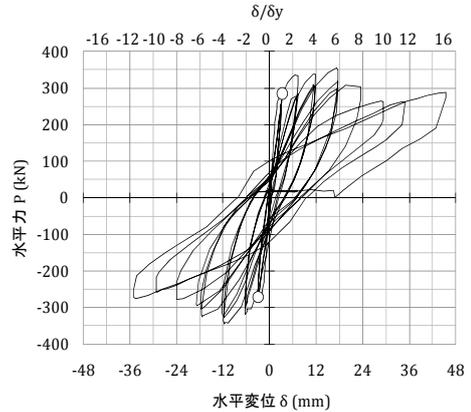


図-4.11 載荷点での水平力-水平変位関係

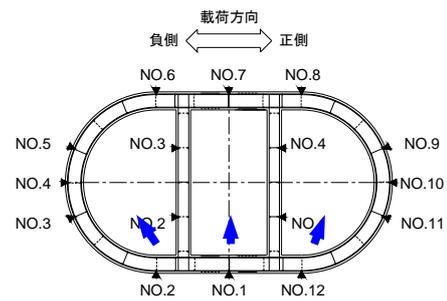


図-4.12 ゲージ配置図

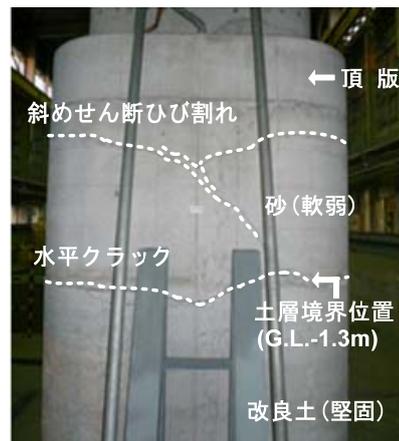


写真-4.4 実験後のケーソン模型の損傷状況

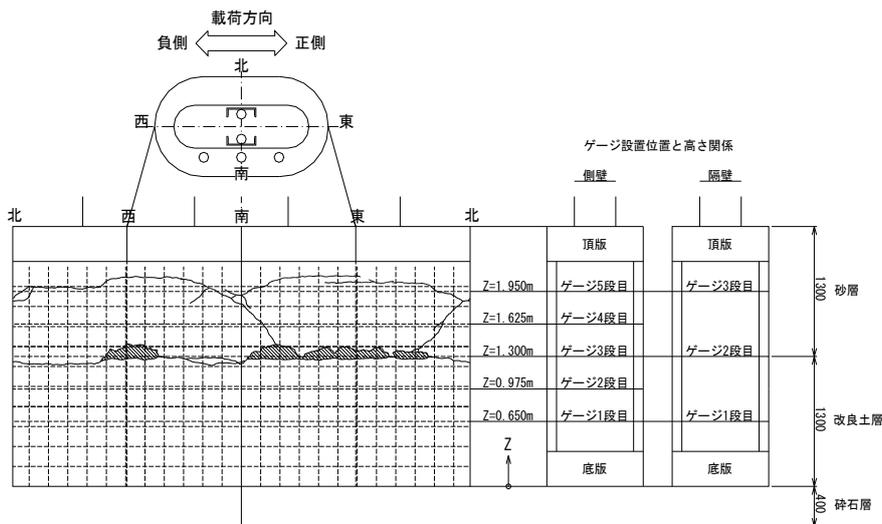


図-4.13 ひび割れ展開図

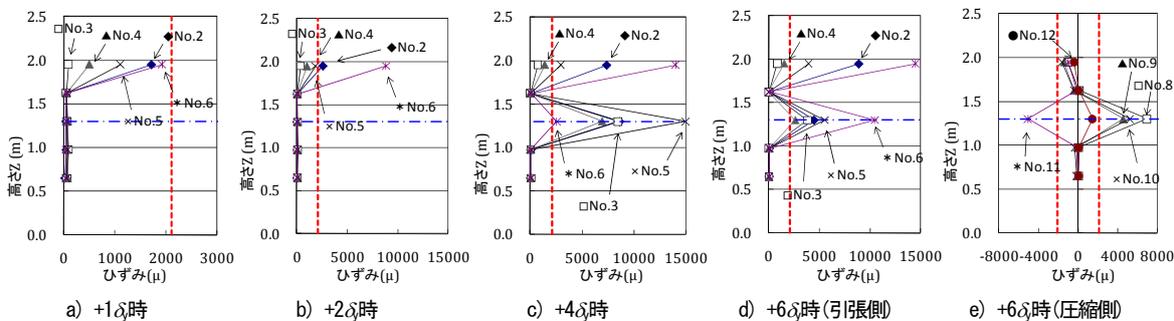


図-4.14 ケーソン本体のひずみ分布 (側壁)

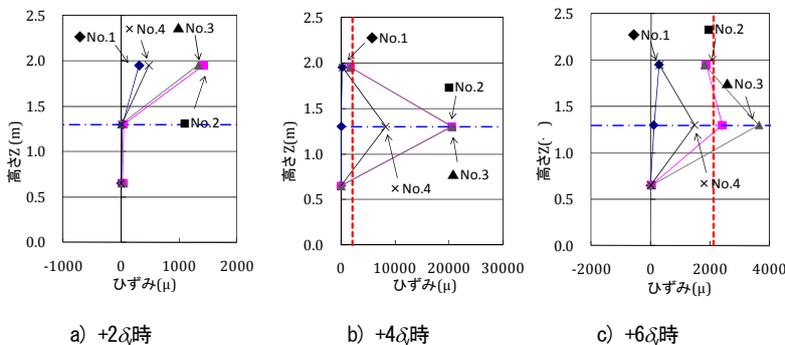


図-4.15 ケーソン本体のひずみ分布 (隔壁)

+4 $\delta$ および+6 $\delta$ のピーク変位時に側壁の状態をケーソン内部から撮影した画像を写真-4.5, 写真-4.6に示す. 断面図心軸より引張側の側壁を撮影しているのがカメラ1, 圧縮側の側壁を撮影しているのがカメラ2である. カメラ2の画像から, 断面図心軸より圧縮側にある側壁であっても, クラックは密着せずに開いている状況が分かる. 換言すると, 橋軸方向の載荷実験同様に低鉄筋であるため, 貫通するクラックの鉄筋が伸び出し, 貫通クラックにより分断された上側のケーソン躯体が, ロッキングするよ

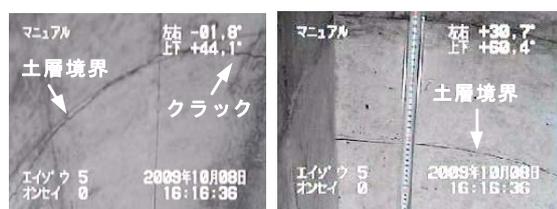
うな挙動を示していた.

続いて, 図-4.15に, 正側ピーク変位時にケーソン隔壁鉛直方向鉄筋に生じたひずみ分布を示す. ひずみゲージの設置高さは, 側壁ゲージの1断面, 3段目, 5段目と同じであり, 図-4.13に位置関係をまとめている. No.1とNo.4が断面図心軸より圧縮側に, No.2とNo.3が断面図心軸より引張側にある隔壁に配置されている. 頂版付近の側壁に斜めせん断ひび割れが進展する2 $\delta$ 時において, 頂版付近の隔壁に発生するひずみ値は側壁部 (No.2, 6) と比較

して小さく、鉄筋は降伏していない。その後も頂版付近の鉄筋は降伏に至っていない。土層境界の鉄筋に着目すると、 $2\delta_f$ 時にはひずみ値は小さいが、 $4\delta_f$ 時には側壁同様に鉄筋が降伏していることが分かる。

以上より、想定される破壊順序は、頂版付近で発生した曲げひび割れが斜めせん断ひび割れに進展するが、隔壁があるため完全にはせん断破壊には至らず、基礎として水平力と鉛直力に対して抵抗力は増加し続ける。その後、土層境界に沿って水平クラックが発生し、貫通、クラック間で鉄筋が伸び出し、変位が大きくなったと考えられる。

すなわち、既設ケーソン基礎の挙動は、隔壁があるため頂版付近の側壁のせん断破壊によって脆性的な破壊に至ることなく、曲げモーメントが大きくなる土層境界位置に土層境界に沿って発生した貫通クラックにより基礎が上下に分断され、上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返すものであった。そして、結果的に、周辺地盤からの受働土圧抵抗や基礎周面摩擦力が発揮され、急激な荷重低下を示さなかったものと考えられる。



①カメラ

②カメラ

写真-4.5 ケーソン内部の損傷状況(+4 $\delta_f$ )

①カメラ

②カメラ

写真-4.6 ケーソン内部の損傷状況(+6 $\delta_f$ )

#### 4.4 数値解析によるシミュレーション

ケーソン基礎の載荷実験結果に対して、既往の数値解析手法を用いることでどのくらいの精度で応答を再現できるかを検証するため、FEM 解析によりケーソン本体を要素分割し、コンクリートのひび割れモデルを取り込むことで、実験で確認された斜めひび割れに着目した解析

モデルを作成することとした。また、今後、FEM 解析により実験結果を補完し、様々な条件での挙動を調べることが想定される。このため、解析精度や解析時間、通常の設計計算との整合性等に配慮しつつ、複雑な形状寸法と配筋状況、コンクリートの圧縮・引張破壊、鉄筋の降伏、地盤の非線形性等を考慮できる解析モデルを作成する。ここでは、汎用構造用解析ソフト DIANA を用いて解析した。

図4.16に、載荷実験を行った供試体の解析モデルを示す。解析では、解析時間を短縮するため、対称性を考慮し供試体の半分をモデル化した。橋脚とケーソン本体のコンクリートは、8 節点ソリッド要素によってモデル化した。軸方向鉄筋および帯鉄筋は、埋込み鉄筋要素 (embedded reinforcement element) を用い、実際の配筋状況に即してモデル化した。ここで、埋込み鉄筋要素とは、コンクリート要素の分割状況によらず実際の鉄筋位置で配置可能な要素である。ケーソン基礎の周面および底面の地盤反力は、通常の設計計算との整合性を図り、通常の設計計算で考慮する地盤反力度と変位関係を再現できるようなバネ要素を用いてモデル化した。図4.16 b), c) に示すように、バネ要素の配置方法は、通常の設計計算における考え方と同様に、断面の直線部と円弧部に関わらず全て直線的に配置することとした。また、地盤バネ要素とケーソン本体間に剛なバネを配置し、3 方向における地盤バネ要素の抵抗力をケーソン本体に伝達できるようにモデル化した。本解析に用いるバネ要素は、図4.16 b) に示すように、2 つの面を持つ平面上の要素 (interface element) で土の圧縮抵抗、土とケーソン本体間の両方向におけるすべりをモデル化可能な要素である。図4.17 にバネ要素に適用した反力度－変位関係の模式図を示す。ケーソン本体の前面、側面および底面の各バネ要素に適用した地盤反力係数 (k) と地盤反力度 (p) の上限値は、それぞれ現行道示 IV に基づいて算定したものをを用いた。

コンクリートの材料構成則については、ポストピーク領域における要素寸法依存性の低減を図るため、引張側と圧縮側の両方に要素寸法を考慮する応力度 ( $\sigma$ )－ひずみ ( $\epsilon$ ) 曲線を適用した。引張側には、図4.18 a) に示すバイリニアモデルを用い、引張破壊エネルギー  $G_f$  は文献<sup>9)</sup>によって評価した。圧縮側には、図4.18 b) に示す応力度－ひずみ曲線<sup>7)</sup>を用いた。このモデルでは、圧縮破壊エネルギー  $G_c$  と要素寸法を考慮し、終局ひずみ  $\epsilon_u$  の値はその両方に影響される。圧縮破壊エネルギー  $G_c$  は文献<sup>8)</sup>に基づいて算出した。また、コンクリートのひび割れ

モデルには、固定ひび割れモデル (Fixed crack model) を用い、ひび割れが生じた後の残留せん断剛性はコンクリートのせん断弾性係数  $G$  の1%とした。ここに採用した1%は、解析に使用した汎用プログラム DIANA の初期の設定値でもあり、ポストピークにおける構造物の剛性を過大に評価せず比較的によく再現できる値である。なお、解析ではケーソン本体の耐荷挙動の再現を重点としているため、ケーソン本体のコンクリートには非線形挙動を考慮するが、橋脚部のコンクリートは弾性体とした。

鉄筋には、完全弾塑性モデルを用い、降伏判定には von Mises 降伏基準を適用した。

解析では、死荷重に相当する軸力を与えた状態で水平変位載荷位置に水平方向の強制変位を与えた。載荷実験では、繰返し水平載荷が与えられているが、解析では一方向の単調水平載荷とした。なお、収束計算には、Newton-Raphson 法を適用した。

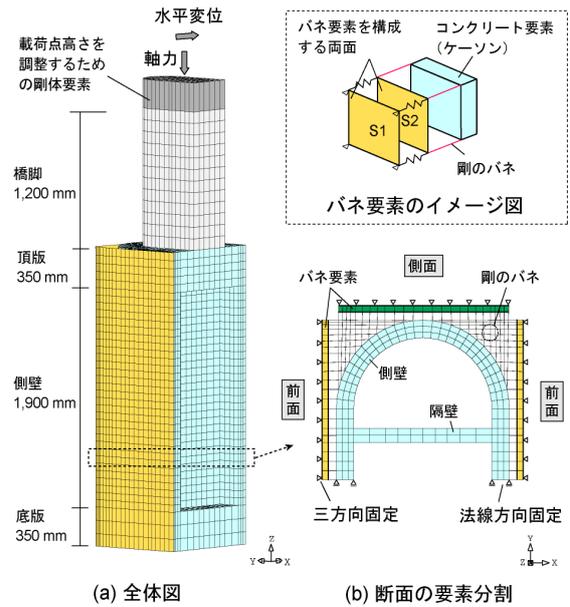
4.5.1 橋軸方向解析結果

図4.19 に  $6\delta_y$  ( $1\delta_y=11\text{mm}$ ) 付近までの荷重載荷点位置における水平力 (P) - 水平変位 ( $\delta$ ) に関する実験結果と FEM 解析結果の比較を示す。図4.19 の a~d 点は、図4.20 の解析による損傷状況と対応している。最大荷重 (a 点) に達するまでの解析結果の剛性勾配は、実験結果とはほぼ同程度である。FEM 解析でも最大荷重時に達した後、ひび割れの発生によって荷重が急激に低下する状況が再現できている。

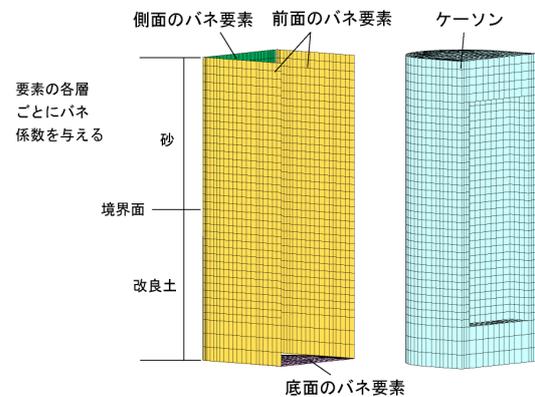
図4.20 に各載荷変位時における解析結果を示す。ここで、解析結果は鉛直方向 (z 方向) のひずみを用いてひび割れ状況を表している。ひずみコンターレベルの  $1,200\mu$  は、図4.18 a) の  $\epsilon_m$  の概略値であり、ひび割れの完全開口を意味する。a 点は、最大荷重発生時点であり、b 点は荷重低下後、c 点は  $4\delta_y$  時を、d 点は載荷実験終了時の  $6\delta_y$  時をそれぞれ示している。解析結果は、写真4.7 の実験結果と同様に砂と改良土の境界面にひび割れが生じている。

4.5.2 橋軸直角方向解析結果

図4.21 に  $8\delta_y$  ( $1\delta_y=2.9\text{mm}$ ) 付近までの荷重載荷点位置における水平力 (P) - 水平変位 ( $\delta$ ) に関する実験結果と FEM 解析結果の比較を示す。図4.21 の a~e 点は、図4.22 の解析による損傷状況と対応している。載荷変位  $1\sim 2\delta_y$  付近まで FEM 解析結果で得られた水平力は実験結果より小さく評価していることがわかる。これは、図4.22 の損傷状況からわかるように実験で見られた頂版付近の斜めせん断ひび割れが形成されていないためと考えられる。また、 $6\delta_y$  以降、解析では実験で見られた荷重

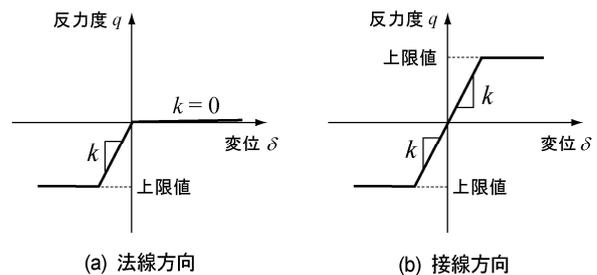


(a) 全体図 (b) 断面の要素分割



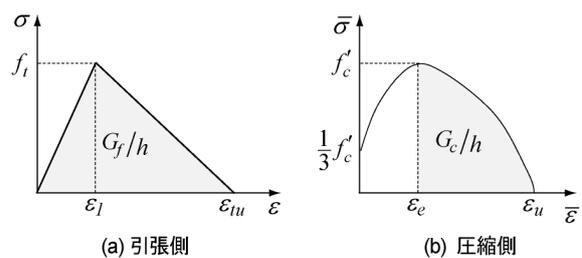
(c) ケーソン部のバネ要素とコンクリート要素

図-4.16 解析モデルの概要



(a) 法線方向 (b) 接線方向

図-4.17 周辺地盤のバネ要素に適用した反力度-変位関係



(a) 引張側 (b) 圧縮側

図-4.18 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

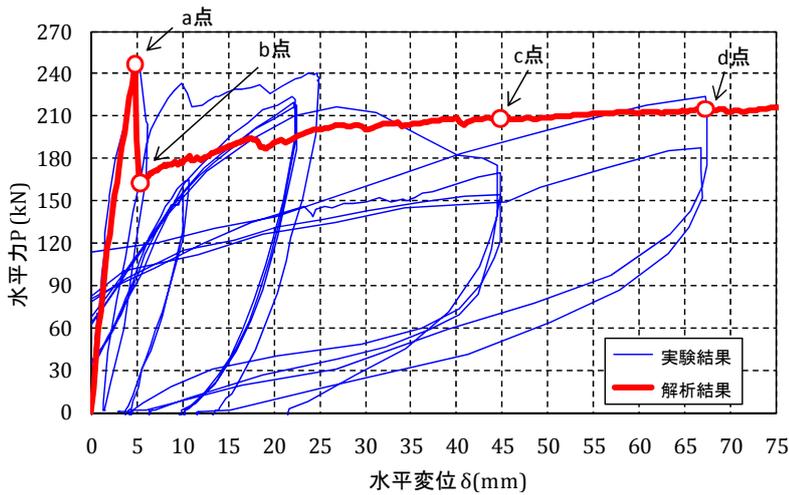


図-4.19 荷重点位置での荷重-変位関係

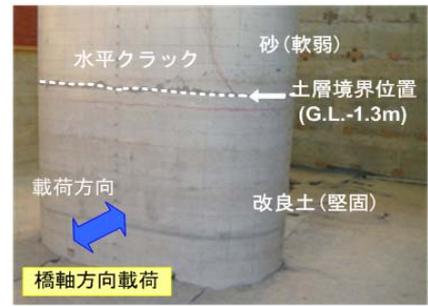


写真-4.7 実験終了後の損傷状況

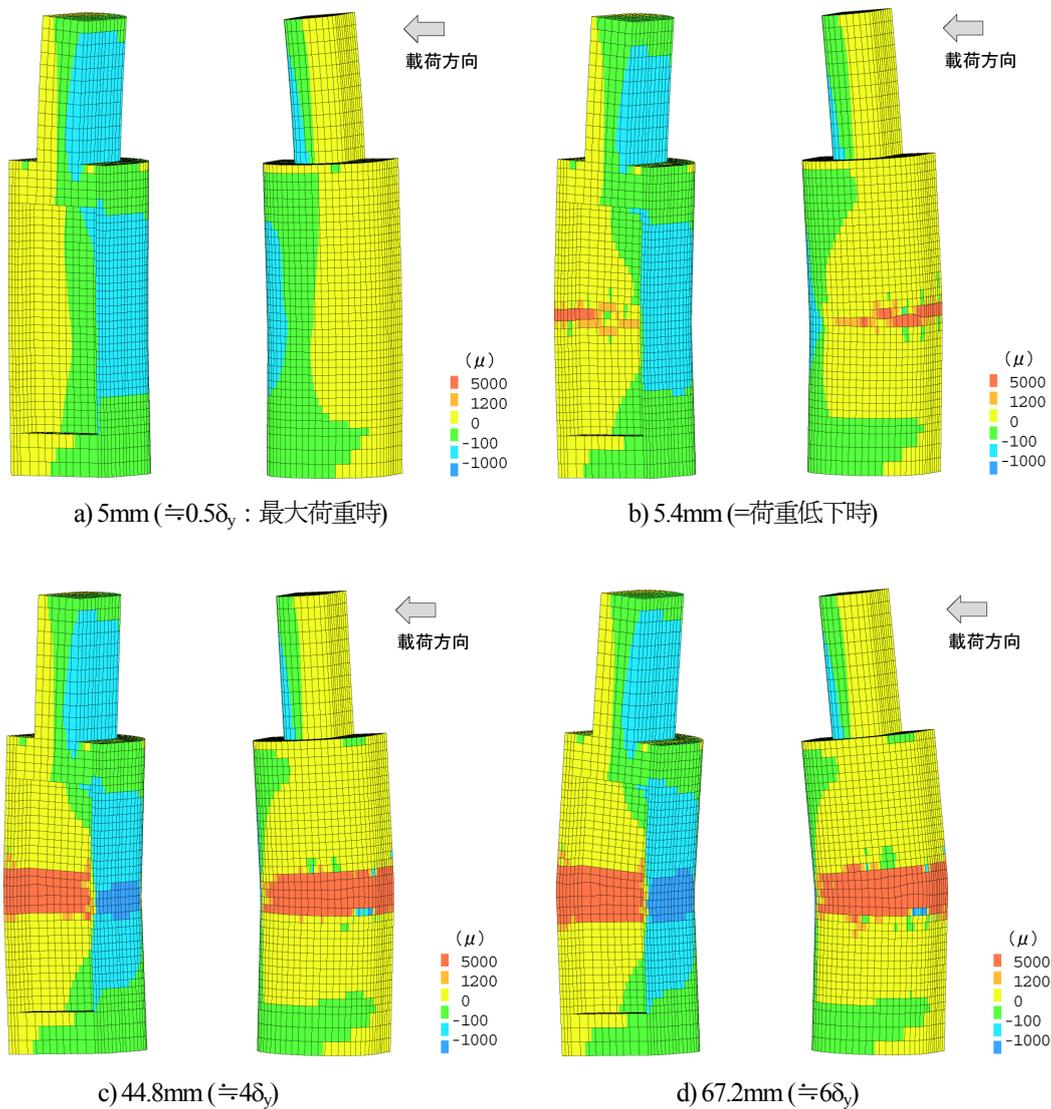


図-4.20 各荷重変位時における損傷状況

低下を再現できていないことがわかる。これは、解析するにあたって鉄筋を埋込み鉄筋要素でモデル化しており、コンクリートと鉄筋が完全付着になっていること、鉄筋

の破断を考慮していないことが原因と考えられる。

図-4.22 に各荷重変位時における解析結果を示す。ここで、解析結果は鉛直方向 (z 方向) のひずみを用いてひび

割れ状況を表している。ひずみコンターレベルの1,200 $\mu$ は、図-4.18 a)の $\epsilon_{ult}$ の概略値であり、ひび割れの完全開口を意味する。a点、解析時における荷重変化点であり、

b点、土層境界に配置された軸方向鉄筋が降伏する時点を、c点は $6\delta_y$ 時を、d点は $8\delta_y$ 時をそれぞれ示している。写真-4.8 に示す頂版付近に発生した斜めせん断ひび割れ

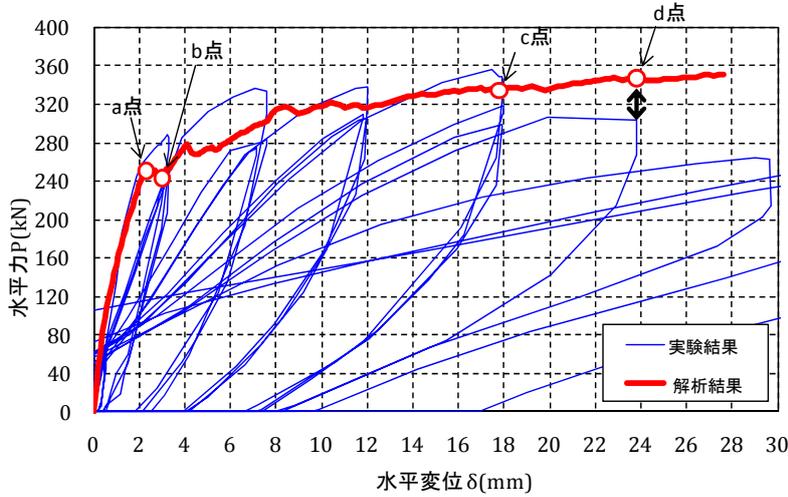


図-4.21 載荷点位置での荷重-変位関係

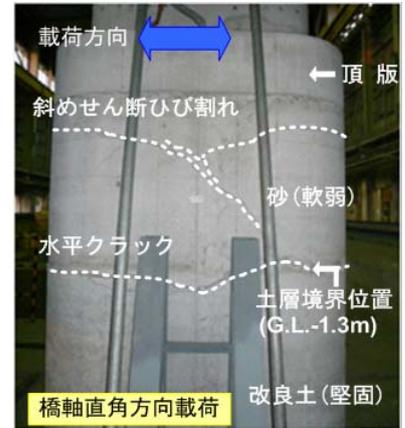


写真-4.8 実験終了後の損傷状況

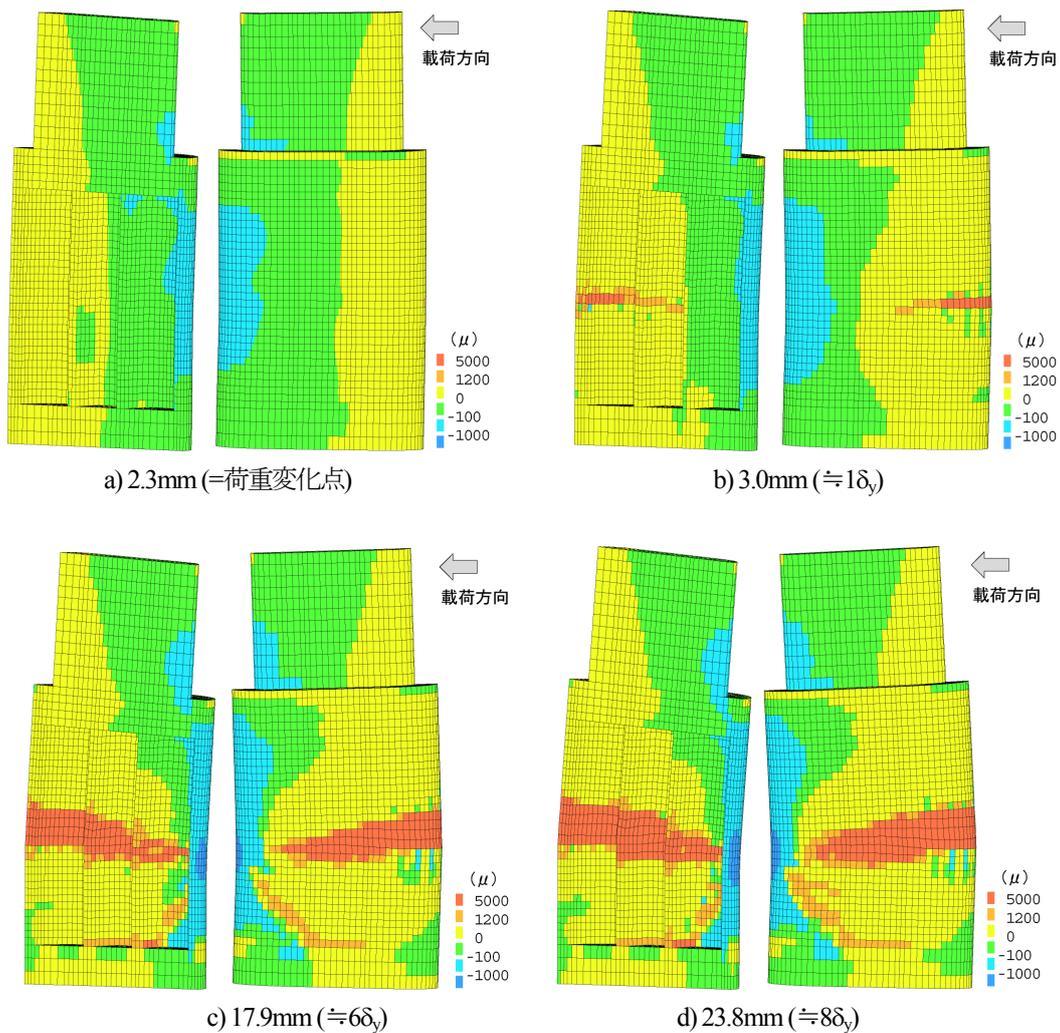


図-4.22 各載荷変位時における損傷状況

これは FEM 解析で再現することはできなかったものの、最終的に破壊した位置は概ね一致する結果となった。

#### 4.5 まとめ

低鉄筋断面であり、大地震時に脆性的な破壊が懸念される既設ケーソン基礎について、諸元の実態を把握するとともに、繰返し載荷実験により地震時挙動を調べた。その結果、以下のように現在の設計計算とは異なった破壊形態、支持機構への変化が見られた。

- 平成8年道示以前のものは、現行道示で設計されたものと比較して軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比が非常に小さいものが多い。
- 橋軸方向載荷実験結果 (ケース1) に基づけば、曲げひび割れが発生したときにケーソンが部材として最大強度を発揮するような場合で、低鉄筋大断面の場合には、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが生じるが、水平ひび割れの分散がなく、いわゆる塑性ヒンジ長はほぼゼロであり、その後は、この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰返す挙動が生じる可能性が高い。
- 橋軸直角方向載荷実験結果 (ケース2) に基づけば、曲げからせん断へ移行する破壊が予測される供試体であっても、実際には側壁においてフランジに相当する部分や隔壁の存在により、斜めひび割れ発生後も水平力が伝達されたものとみられ、最終的には、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが発生、貫通し、その後は、この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰返す挙動に至る可能性が高い。
- 水平荷重のピーク以後は荷重低下が生じるが、支持機構が変化した後、周辺地盤からの受働土圧抵抗や基礎周面摩擦力が発揮されたため、急激な荷重低下を示すことはなかった。
- 残留変位に着目した場合、変形量が大きくなると、原点指向性が強くなっている。この要因としては、既往の研究<sup>9) 10)</sup>から2つ挙げられ、一つは、曲げ耐力とエネルギー吸収量がともに小さい低鉄筋 RC 断面を大変形させたこと、もう一つは、PC 鋼棒を介して鉛直力を導入したため、PC 鋼棒の復元力の作用が考えられる。一般に PC 構造物は比較的早い段階で原点指向性を示すが、今回の実験では、大変形時でこの傾向が強くなっている。つまり、PC 鋼棒の影響よりも実験供試体が低鉄筋 RC 断面である影響が強く、周辺地盤からの受働土圧と低鉄筋断面の原点指向性により、実験後の残留変位が小さくなったものと考えられる。
- FEM 解析によれば、既往のモデル化手法や構成則等を

用いて、実験で見られた最大荷重および最終的な損傷位置を概ね捉えることができる。今後の課題として、耐力劣化域での精度に関する検討があり、鉄筋の破断強度をコンクリート要素との付着を定義するなど解析モデルの改良が挙げられる。

### 5. 橋台の地震時の残留変位の簡易計算手法の検討

液状化地盤上の橋台は、地震時挙動が複雑であることから、耐震性を合理的に評価することが難しい。そこで、液状化地盤上の橋台に関する遠心模型実験および数値解析を行うことでその挙動を把握するとともに、地震後の残留変位量を簡易に評価することを目的として一連の検討を行った。実験結果および解析結果の詳細については文献 11)~15)を参照されたい。ここでは、提案する簡易モデルおよび実験・解析結果との比較による提案手法のキャリブレーション結果について示す。

#### 5.1 簡易モデルの概要

実際の橋台やその周辺地盤の地震時の応答は複雑なものであるが、模型実験の結果より、簡易変位算出モデル

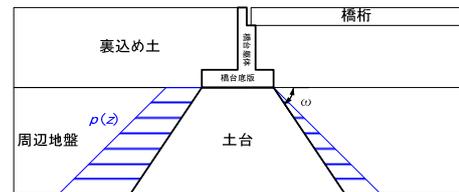
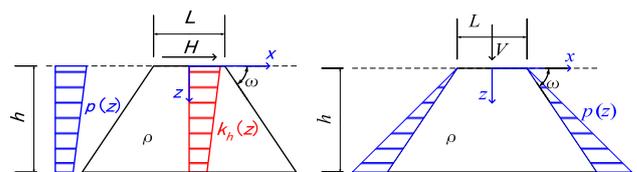


図-5.1 直接基礎橋台とその周辺地盤の概略図



(a) 水平変位算出のモデル (b) 沈下量算出のモデル

図-5.2 直接基礎橋台のモデルの概略図

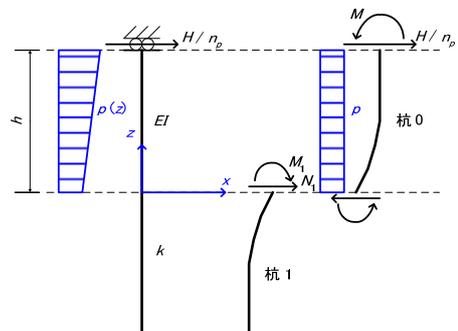


図-5.3 杭基礎橋台のモデルの概略図

作成に先立ち、次のような仮定を行った。すなわち、直接基礎の橋台の場合は、図-5.1 に示す土台のようなものに橋台が支持されているものと考え、橋台直下地盤は完全液状化せず、橋台の水平変位は直下地盤の単純せん断変形により発生し、橋台の沈下は橋台躯体の自重による直下地盤の沈下により発生する。また、杭基礎形式の橋台の場合は、橋台の沈下は無視し、橋台の水平変位は橋台躯体へ作用する水平力と杭に作用する流動力により発生する。

上記のような仮定に基づき、橋台の変形に寄与する荷重として、①支承反力、②橋台躯体の自重・慣性力、③橋台背面に作用する土圧、④裏込め土の存在により橋台前後で土圧が異なることにより生じる偏載荷重、⑤基礎地盤の液状化による土圧係数の増大に伴う土圧の変化、の5つを考慮してモデルの構築を行った。

図-5.2 に直接基礎の橋台のモデルの概要図、図-5.3 に杭基礎形式の橋台のモデルの概要図をそれぞれ示す。これらの図に示すモデルから、直接基礎の橋台の水平変位量  $u_0$  および沈下量  $w_0$  は次式により得られる。

$$u_0 = \frac{h}{2G(B+h/2)(L+h/2)}(2H+pBh)$$

$$w_0 = \frac{h}{3G} \left\{ \frac{1}{(B+h/2)(L+h/2)} V - q \right\}$$

ここに、 $h$  は土台の高さ、 $L$  は橋軸方向の橋台の底版幅、 $B$  は橋軸直角方向の橋台底版幅、 $H$  は躯体の慣性力等によって基礎底面から地盤に作用する水平力の総和、 $G$  は土台のせん断剛性、 $p$  は土台側面に作用する水平土圧、 $q$  はフーチング下面位置（橋台前面側）の上載圧である。また、土台の分散角  $\omega$ （図-5.2 参照）としては、 $\omega = \tan^{-1} 2$  を仮定した。

また、杭基礎を有する橋台の水平変位量  $u_0$  は、次式により得られる。

$$u_0 = \frac{1}{24EI} \left\{ 2C_H \left( \frac{H}{n_p} \right) + C_p p D h \right\}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad C_H = \left( \frac{1}{\beta} + h \right)^3 + 2 \left( \frac{1}{\beta} \right)^3$$

$$C_p = \left\{ 3 \left( \frac{1}{\beta} \right)^2 + 3 \frac{1}{\beta} h + h^2 \right\} \left( \frac{1}{\beta} + h \right) + 3 \left( \frac{1}{\beta} \right)^3$$

ここに、 $EI$  は杭の曲げ剛性、 $n_p$  は杭本数、 $\beta$  は杭の特性値、 $k_H$  は液状化層以深の地盤反力係数、 $D$  は杭径である。

これらの式を用いて、基礎の剛性を表す  $G$  および  $\beta$  をパラメータとして、遠心模型実験結果および動的有限要素解析結果に基づいてキャリブレーションを行った。

## 5.2 キャリブレーション結果

まず、直接基礎の橋台の水平変位および沈下に関するキャリブレーション結果を示し、ついで杭基礎橋台の水平変位に関するキャリブレーション結果を示す。

### 5.2.1 直接基礎橋台

直接基礎橋台の場合、簡易変位算出モデルで用いられるせん断剛性  $G$  は、液状化層の代表初期せん断剛性、地震動、直接基礎直下地盤の軟化の程度に依存することが想像される。そこで、地震動に関するパラメータを Arias Intensity  $I_a$  ( $= \int_0^{\infty} \{a(t)\}^2 dt$ ) とし、液状化層中央における液状化強度比  $R_L$  を地盤の軟化の程度に関するパラメータとして、正規化せん断剛性  $G/G_0$  を求めるための経験式として次式が得られた。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{\left(1 + I_a^2 / 50\right) \left(1 + 0.6 / R_L^2\right)}$$

液状化層厚  $h$  により正規化した橋台変位を、この経験式より得られた予測値と実測値と比較したものを図-5.4 に示す。水平変位については、予測値と実測値が概ね一致しているものの、いくつかのケースで過小評価となった。一方、沈下量については、数値解析結果は過大評価、模型実験結果は過小評価となる傾向が見られた。これは、模型実験では橋台が基礎地盤にめり込むことにより沈下量が大きく発生しているのに対し、数値解析ではこのような挙動が再現できないためであると考えられる。

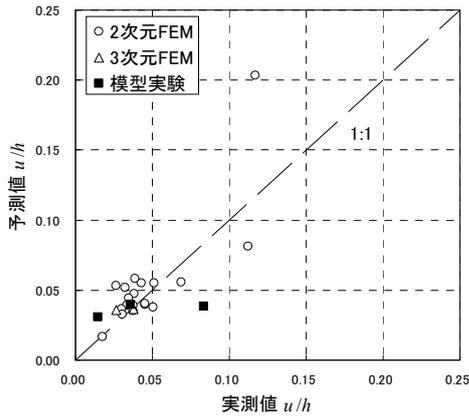
### 5.2.2 杭基礎橋台

杭基礎橋台の場合、 $\beta$  は非液状化層の水平地盤反力係数  $k_H$  で決定し、直接基礎橋台の場合と同様に、 $k_H$  は液状化層の代表初期せん断剛性、地震動、直接基礎直下地盤の軟化の程度に依存することが想定される。そこで、直接基礎橋台の場合と同様に、フィッティングにより、Arias Intensity  $I_a$ 、液状化強度比  $R_L$  を用いて正規化地盤反力係数を求めるための経験式が、

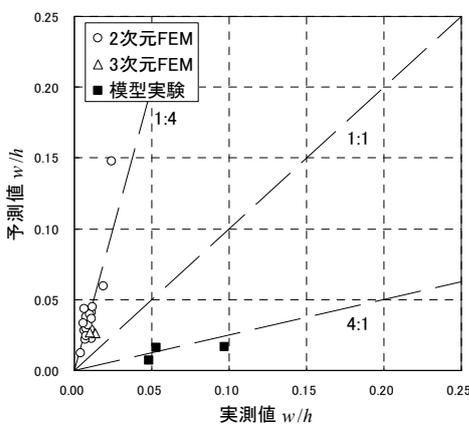
$$\frac{k_H}{k_{H0}} = \frac{1}{\left(1 + I_a^4 / 1000\right) \left(1 + 0.0003 / R_L^4\right)}$$

として得られた。

液状化層厚  $h$  により正規化した橋台変位を、この経験式より得られた予測値と実測値と比較したものを図-5.5 に示す。遠心模型実験の結果についてはやや過小評価となっているが、橋台水平変位の予測に用いる地盤反力係数は上記の式により概ね推定できるものと考えられる。



(a) 水平変位量



(b) 沈下量

図-5.4 直接基礎橋台の予測値と実測値の比較

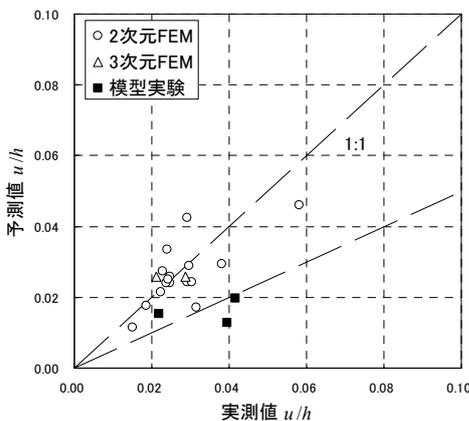


図-5.5 杭基礎橋台の予測値と実測値の比較

### 5.3 簡易計算手法検討のまとめ

液状化地盤上の橋台の地震時の簡易変位量計算手法について、有限要素解析結果および模型実験結果との対比により検討した。その結果、模型実験の結果については過小評価する傾向が見られたが、橋台の変位量を概ね推定できる簡易計算手法を提案した。

## 6. まとめ

道路橋基礎の耐震補強において要求される性能に応じた検証法について、設計の考え方や施工法に応じて分類したうえで、現場の条件や求める基礎の耐震性能に応じた性能検証項目や基本的な方法を示すとともに、施工環境や補強目標に応じた補強工法選定手法を提案した。

また、現行道示と比較して設計地震力が小さく、フーチング上面鉄筋や斜め引張鉄筋量が極端に少ない昭和55年の道路橋示方書より前に設計されたフーチングと対象とした耐震補強法の現状と課題について整理し、そのうち補強効果の明らかとなっていない(1)連続繊維シート接着工法および(2)プレストレス導入工法について、載荷実験等を行い補強効果の検証を行った。

さらに、現在の水準に比べて鉄筋量が極めて少ない既設ケーソン基礎の破壊挙動および耐震性能を評価するため、橋軸方向と橋軸直角方向に載荷実験を行った。その結果、ケーソン基礎には水平クラックが貫通するものの、周辺地盤の受働抵抗や隔壁の存在によってせいぜい性的な挙動を示すことはなく、クラック位置で直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動となることを明らかにした。このように、周辺地盤からの受働抵抗や基礎周面摩擦力が発揮されれば、急激な耐力低下を示すことは考えにくいことを明らかにした。

地震時挙動が複雑であり、耐震性を合理的に評価することが困難な液状化地盤上の橋台について、地震時挙動を把握するための遠心模型実験および数値解析を行うとともに、地震後の残留変位量を簡易に評価するための手法について提案した。提案手法は、遠心模型実験の結果に対しては橋台の残留変位量を過小評価する傾向が見られたものの、数値解析結果に対しては概ね合理的に評価することができた。2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震において、橋台周辺地盤に液状化が生じた事例が多数確認されていることから、今後、本手法の実橋梁への適用性について、さらなる検証を行いたい。

## 参考文献

- 1) 中谷昌一, 星隈順一, 白戸真大, 西田秀明, 谷本俊輔, 横幕清, 豊島孝之: 既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究, 土木研究所資料, 第4168号, 2010.
- 2) (社)土木学会: 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.
- 3) 塩井幸武, 古屋敏夫, 千野哲次: 構造物基礎形式の選

- 定手法調査, 土木研究所資料第 1285 号, 1978.
- 4) (独) 土木研究所: 戦例各-33, 損傷を受けた基礎の対策工に関する研究, 2011.
  - 5) 鈴木ら: 低鉄筋比 RC 部材の終局挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1489-1494, 2000.
  - 6) Feenstra, P. H. : Computation aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete. PhD thesis , Delft University of Technology, 1993.
  - 7) Nakamura, H., Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, pp.471-487, 2001.
  - 8) 土木学会: コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002.3
  - 9) Sakai, J. and Mahin, S. A.: Analytical investigations of new methods for reducing residual displacements of reinforced concrete bridge columns, PEER-2004/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 2004.
  - 10) 新井ら: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性能に関する実験的検討, 土木学会第 53 回年次学術講演会, pp.1126-1127, 1998.
  - 11) 高橋章浩, 杉田秀樹, 谷本俊輔: 液状化地盤上の橋台の 3 次元動的有限要素解析, 土木技術資料, Vol.48, No.4, pp.22-27, 2006.4.
  - 12) 高橋章浩, 杉田秀樹, 谷本俊輔: 液状化地盤上の河川橋橋台の永久変形モードに関する実験的検討, 第 43 回地盤工学研究発表会, 2008.6.
  - 13) Takahashi, A., Sugita, H. & Tanimoto, S. : Centrifuge model tests on abutment of river-crossing bridge on liquefiable soils, Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, 4th, Paper No.1618, 2007.6.
  - 14) 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム: 3.3 液状化地盤上の橋台の耐震補強技術に関する試験調査, 平成 18 年度重点プロジェクト報告
  - 15) 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム: 3.3 液状化地盤上の橋台の耐震補強技術に関する試験調査, 平成 19 年度重点プロジェクト報告

## RESEARCH ON THE SEISMIC RETROFIT OF HIGHWAY BRIDGE FOUNDATIONS

### Abstract:

A lot of retrofit methods are proposed from academic and industry sectors, while the verification demand and process to check if those methods meet the design criteria or required performance are not set out as norms and standards. In addition, those retrofit methods mainly target at shallow foundations and typical pile foundations. Hence the goals of this study are to set out the performance demands and confirmation requirements on seismic retrofit methods of highway bridge foundations and to propose retrofit methods for footings, aged timber pile foundations, and caisson type foundations that are not necessarily paid attention to from developers. In FY2008, we categorize a lot of proposed methods into five groups from the viewpoint of retrofit mechanisms and construction methods. Then, items that should be checked during the verification process are summarized for those groups. The items are associated with retrofit mechanisms, construction quality management, design models and safety margin that consider the retrofit mechanism and construction quality, and the behavior and re-usability even after a large earthquake event. In addition, a caisson foundation specimen that was embedded under ground and had a pier was constructed and tested for the behavior during cyclic lateral loading. Although caissons usually have an extremely low reinforcement ratio and a bending failure of the specimen was observed under ground during the experiment, the upper part responded as a shallow foundation and was uplifted for lateral loading that could dissipate the seismic load. In addition, because of lateral soil resistance, the load did not suddenly decrease.

**Key words:** bridge foundation, seismic retrofit, footing, existing caisson foundation, liquefaction, bridge abutment