

# コスト縮減に資する道路橋下部構造の合理化に関する研究

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 20

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，白戸真大，河野哲也

## 【要旨】

本研究は、道路橋下部構造のコスト縮減が期待できる合理化構造として、斜杭基礎、橋台部ジョイントレス構造（特に、インテグラルアバット橋）、および杭とフーチングとの接合部の設計法について検討したものである。本研究では軟弱粘性土からの圧密沈下荷重を受ける斜杭の部材設計法及びレベル 2 地震時の許容塑性率を提案した。橋台部ジョイントレス構造の一形式であるインテグラルアバット橋について、適用条件の検討、設計上の課題の抽出と検討を行い、最終的に設計・施工マニュアル案を提案した。杭とフーチングの接合部については、模型載荷実験を実施し、縁端距離を縮小するため、設計法の細目を提案した。

キーワード：コスト縮減，斜杭基礎，インテグラルアバット橋，橋梁アプローチ構造，フーチング縁端距離

## 1. はじめに

次期道路橋示方書の改訂にあたっては、性能規定化を一層推進するとともに、コスト縮減が期待できる合理化構造の導入や見なし仕様の充実を図ることが望まれている。下部構造においては、コスト縮減が期待できる合理化構造として、大きな水平耐力の確保や水平変位の抑制が期待できる斜杭基礎、橋台部の伸縮装置や支承を省略して建設コストや維持管理コストの縮減が期待できる橋台部ジョイントレス構造（インテグラルアバット）、フーチング寸法の縮小や土留め・掘削数量の低減が期待できる杭とフーチングの縁端距離の縮小化などが考えられる。

しかし、斜杭基礎については、地盤の圧密沈下が斜杭に発生する断面力に及ぼす影響を適切に評価する手法が整備されていない。また、大規模地震時における保有水平耐力や変形性能に関する知見が少なく、レベル 2 地震時に対する照査における許容塑性率などが十分に整備されていない。橋台部ジョイントレス構造については、欧米でインテグラルアバット橋が普及しており、特に、米国では 1930 年頃に関発され、現在までに約 2 万橋の実績がある一方、日本では、設計基準が体系的に整備されておらず、現在まで広く普及するに至っていない。杭とフーチングの縁端距離は、経験的に決められたものである。縮小化した場合に懸念される事象の 1 つとして単純水平押抜きせん断があり、その強度の評価法はすでに提案されているが<sup>1) 2)</sup>、根拠となる実験<sup>3) 4)</sup>は曲げモーメントがほとんど作用し

ない載荷高さでの水平載荷で、かつ杭をフーチング外側一方向のみに押す載荷であった。一方で、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は未だ知見が無く、道路橋示方書への導入が見送られてきた。

本研究は、下部構造の合理化として、上記に挙げた 1) 斜杭基礎の設計法、2) 橋台部ジョイントレス構造（特に、インテグラルアバット橋）の設計法、3) 杭とフーチングとの縁端距離の縮小化の 3 テーマについて検討するものである。

斜杭基礎の設計法については、既往の現地実測結果や実験結果に基づき、地盤の長期沈下変位を相互作用バネ（分布地盤反力バネ）を介して杭に作用させ、杭に発生する断面力を評価するモデルを考えたと。そして、新たに遠心力模型実験を行い、モデルに入力する圧密影響範囲の設定、地盤圧密変位量の設定、相互作用バネの設定に検討した。また、大地震時における耐力・変形性能を把握するために、大型の組杭模型を用いた繰返し載荷実験を実施した。

橋台部ジョイントレス構造については、民間団体（鋼管杭協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、(社)日本橋梁建設協会、(社)建設コンサルタンツ協会）との共同研究により、インテグラルアバット橋の既往の実績調査から設計上の課題を整理するとともに、その定義から要求性能と限界状態を整理した。さらに橋台背面の地盤抵抗モデル、適用範囲（橋長、斜角など）、大規模地震動に対する耐震性などにつ

いて解析的な検討を行い、加えて耐久性に配慮した上部構造と橋台壁の接合部の構造細目について検討を行った。以上を取りまとめて、設計・施工マニュアル(案)を提案した。

さらに、杭とフーチングの縁端距離について、場所打ち杭1ケース、鋼管杭1ケース、計2ケースの2本組杭模型を用いて正負交番載荷実験を行い、縁端距離の縮小化の可能性、併せて組杭模型において軸力、曲げ、せん断が同時に変動する状態における杭頭結合部の最終的な破壊モードの確認を行い、フーチング縁端距離を縮小する場合の照査法及び構造細目を提案した。

## 2. 斜杭基礎の設計法に関する検討

### 2.1. 軟弱地盤の圧密の影響に対する設計法

軟弱地盤における圧密に伴い、杭に負の摩擦力が作用し、また曲げ変形が生じる可能性がある。昭和60年版の杭基礎設計便覧<sup>5)</sup>では、圧密に起因する杭の曲げ変形の評価法も紹介されていた。旧日本道路公団が、東名・久能高架橋の実測結果に基づき、図-2.1に示すように、軟弱土層厚の80%の影響範囲で、上載圧に起因する分布荷重が杭に作用するという考え方を提案したものである(以下、旧便覧式と称す)<sup>6)</sup>。しかし、極めて限られた事例に基づき提案されたモデルであり、広い範囲に渡って適用性が高いわけではない。実際、この方法を用いて設計を行おうとすると、現実的でないと思われるほどの大きな曲げ変形が生じるという計算結果になる場合もあり、過度に安全側の評価方法になっているという指摘もある。また、計算で評価するのではなく、負の摩擦力の対策としてアスファルトコーティングを杭に行う方法について研究された例もある。曲げ変形が抑制されるとする実験結果がある一方で、むしろ曲げ変形が増大するという実験結果もあり、その評価は定かではなく、抜本的な解決法になっていない<sup>7)8)</sup>。

地盤の圧密に伴う杭の変形は、実際には、圧密層厚、杭の剛性、地盤の剛性や強度の関数であると考えられる。そこで、既往の研究では、分布荷重の作用範囲やその大きさを変えることで実験結果を再現するという試みや、地盤変形と杭の変形の両者の影響を加味するために応答変位法的な考え方をを用いて杭の曲げ変形を予測するという試みがなされている<sup>7)8)11)12)</sup>。しかし、そのパラメータの設定、例えば、影響範囲の設定、圧密に伴う荷重や地盤変位量の設定、地盤・杭間の相互作用バネの剛性や強度の設定は個別に考えられており、未だ総合的な知見はまとめられていない。上記の方法で上載圧に起因する三角形の分布荷重を考

え、その作用範囲を調整することで実験結果を再現できることが分かっている一方で<sup>6)8)</sup>、荷重の作用範囲を決定する方法は未だ確立されていない。の方法では荷重の作用範囲や分布は内的に決定されるが、全長にわたって弾性の相互作用バネを用いると実験結果を十分に再現できない傾向が見られる<sup>8)</sup>。そこで、及びの2つの試みを組み合わせ、既往の計測結果や実験結果を説明する方法を提案した。すなわち、相互作用バネを介して杭体に各深度の地盤圧密変位の杭軸直角方向成分を作用させ、その分布荷重の上限値(もしくは、相互作用バネの強度)として文献5),6)の上載圧に依存する荷重強度を設定する方法である。

本研究では、既往の実験に加え、データの蓄積を図り、上記の提案評価法の妥当性と幅広い条件への適用性を確認するために新たに遠心模型実験も実施した。斜杭に作用する曲げ応力の値に関与すると思われる条件をパラメトリックに変化させて、遠心場(50G)で実験を実施した。できるだけ実際の条件を再現することを目指し、遠心力場で所定の深さの正規圧密地盤を作製後に、重力場で杭を地盤中に貫入し、再度遠心力場に戻した後に圧密荷重を載荷することとした。杭基礎は3×3の群杭を仮定し、外杭の斜角として0度(直杭)、8度、15度を、地盤条件として2段階の軟弱度、また軟弱層厚として実寸換算で10m、12.5m、15mを、杭径(剛性)として杭径800mmと1000mm相当をパラメータとして実験ケース(計8ケース)を定めた(写真-2.1)。

実験結果の例として、いずれも杭径800mmで斜杭角度や圧密層厚が異なる3ケースの曲げひずみ計測結果を図-2.4に示す。いずれのケースも杭頭部の曲げが最も大きく、圧密層内でも比較的大きなピークを有する曲げひずみ分布を呈しており、圧密沈下の増加にほぼ対応する形で曲げひずみが増加していることがわかる。また斜杭角度や圧密層厚が大きいほど曲げひずみも大きくなっており、定性的に既往の試験結果<sup>6)8)12)</sup>と同様の傾向が確認できる。ただし、これらのひずみ値から求められる曲げモーメントは杭体断面の曲げ耐力に比して非常に小さく、杭体の曲げ耐力に比較的大きな影響を及ぼすことが指摘された既往の試験結果<sup>6)8)12)</sup>と異なる点も見られる。杭径や圧密層厚が異なることが原因と考えられるが、条件が異なるこれらの試験結果を総合的に、かつ定量的に説明することが必要と考えられる。

そこで、本遠心模型実験、東名・久能高架橋<sup>6)</sup>、港湾技術研究所における現場試験<sup>8)12)</sup>の3つの実測例を

対象に、実験及び現地計測で得られた杭の曲げモーメント分布と、図 - 2.1 の旧便覧式及び図 - 2.2 の提案手法により予測した曲げモーメント分布を図 - 2.3 に比較する。いずれの実測値においても、杭頭部の曲げが最も大きく、圧密層内でも比較的大きなピークを有する曲げひずみ分布を呈しており、圧密沈下の増加に対応する形で曲げひずみが増加している。また、既往の研究と同様に、遠心模型実験結果は、斜杭角度や圧密層厚が大きいほど杭に発生する曲げひずみが大きくなる傾向を示した。圧密旧便覧式による計算結果は遠心模型実験および久能高架橋の実測結果を比較的良好に再現できているが、港湾技研の実測結果とは乖離が大きく、計算結果が過大評価となっている。これに対し、相互作用バネを介して地盤変位を入力する提案手法は、条件の異なる3種の実測結果を定量的に評価できしており、いずれの実測結果とも比較的良好に一致し、杭頭部および地中部の曲げモーメントのピークを概ね評価できている。旧便覧式では地盤条件や杭の構造条件によらず、圧密層の厚さの8割の範囲で上載圧に起因する分布荷重が杭に作用するという仮定をしている一方で、提案手法では地盤条件・構造条件が計算の過程で考慮され、計算の結果として影響範囲が得られるためである。さらに、提案手法では、各深度における作用分布荷重について修正便覧式で考慮される荷重を上限値として与え、地盤強度の非線形性も考慮したことで、適切な結果を与えたものと考えられる。

## 2.2. 大地震時の耐荷力・変形性能

斜杭組杭としての保有水平耐力と変形性能を確認することを目的とし、直杭組杭と比較できる鋼管杭の模型にて気中の水平載荷試験を実施した。

試験体のセットアップ状況を

図 - 2.4 に示す。実際の杭基礎に作用する外力状態を再現するため、試験体には死荷重に起因する初期軸圧縮力に相当する一定の鉛直荷重を載荷した状態で、正負交番繰り返しの水平力を作用させた。また、フーチング底面中心位置に水平力に比例した転倒モーメントを発生させるため、水平力の加力位置は杭頭位置から上側に1500 mm離れた位置とした。試験体は図 - 2.4 に示すとおり、杭配列を2本×3列、1本×4列の2体とし、いずれの試験体も両端の杭に8度の傾斜を持たせた斜杭組杭構造とした。直杭群杭の実験結果と比較するため、直杭群杭供試体の両側2列に斜角を与えた構造とした。例として4列杭の場合の実験結果を図 - 2.5、図 - 2.6 に示す。鋼管杭斜杭基礎は、最大水平抵抗力を発揮する点に到達後においても、系としての降伏強度以上の抵抗力を大きな塑性率に達するまで保有し、かつ各ループのエネルギー量は塑性率が大きくなってもさほど変化しなかった。ここに塑性率は、全杭の降伏時のフーチング水平変位量を降伏変位としたとき、降伏変位に対するフーチング水平変位量の比を表す。最大抵抗力が発揮されるまでは鋼管杭の断面変形は顕著ではなく、最大抵抗力が発揮された点を越

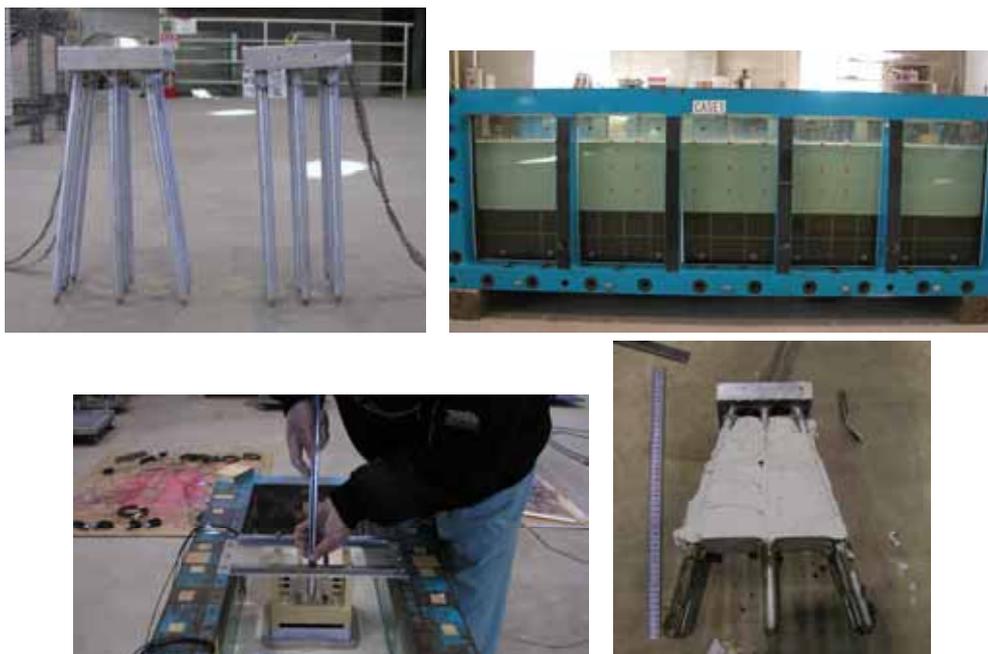
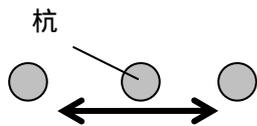
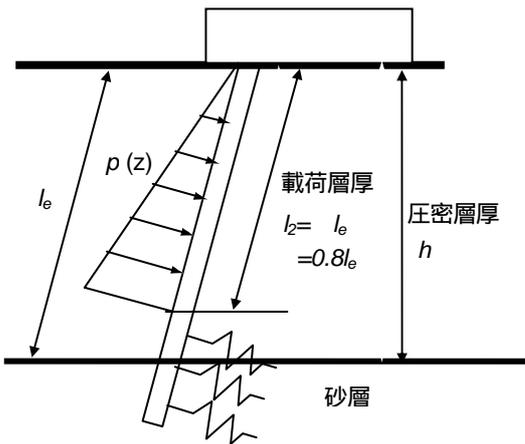


写真 - 2.1 実験模型。左上：杭の模型。右上：実験地盤で上層が軟弱粘性土層、下層が砂地盤。  
左下：模型杭の設置状況。右下：実験後の模型の状態

えると水平のみならず鉛直の残留変位が急激に増加する傾向にあった。これらの傾向は、鋼製橋脚の実験結果に類似する。直杭組杭と斜杭組杭の実験結果を比較すると、斜杭組杭の方が、初期の水平剛性、降伏及び最大強度が大きい。直杭組杭に対する斜杭組杭の最大水平耐力の増加率は、4列杭の場合よりも3列杭の場合の方が、換言すれば、杭基礎中に占める斜杭の割合が多いほど大きくなる。一方、最大強度発揮以後の変形に対する耐力低下度は斜杭組杭の方が顕著である。これらは、水平力に対して杭の軸方向抵抗や曲げ抵抗の寄与率が向上するからである。実験結果に基づき、土木研究所第4030号<sup>13)</sup>に示されるような橋脚や直杭組杭、また他の基礎形式と同一の考え方で許容塑性率を設定すれば3~4程度であると考えられる。また、斜杭組杭は、その抵抗の特徴から、変形性能よりも強度に期待して設計すべき構造部材と考えられる。そこで最終的に許容塑性率の目安として3を提案した。

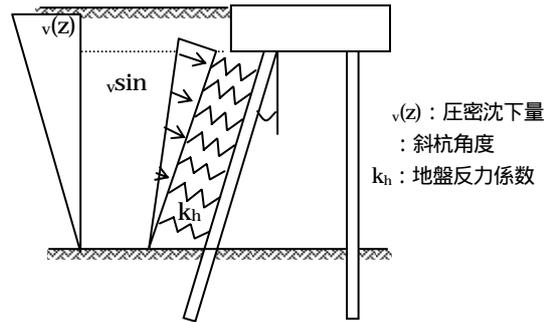


(a) 杭中心間隔程度の幅の地盤が荷重として作用



(b) 圧密層厚の8割程度が載荷重として作用

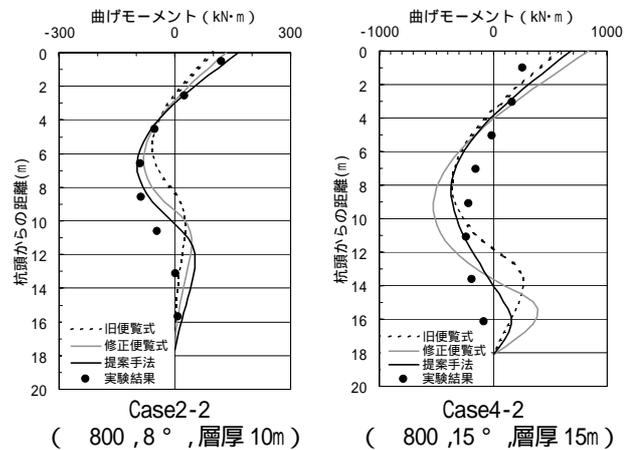
図 - 2.1 昭和60年版杭基礎設計便覧に示されたモデル



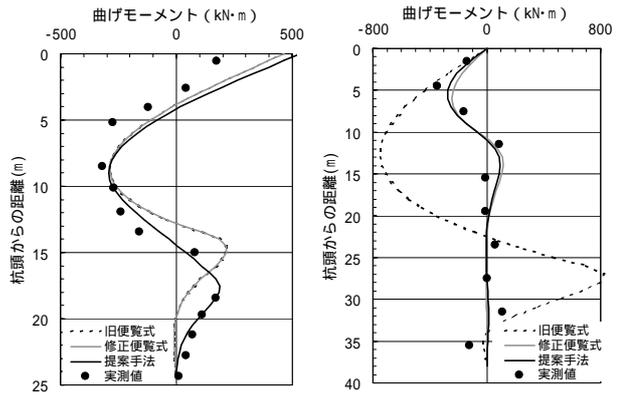
$$\frac{EI}{B} \frac{d^4 y}{dz^4} = k_h (\delta_v(z) \sin \theta - y(z))$$

$$k_h (\delta_v(z) \sin \theta - y(z)) = \alpha \cdot D \cdot \sum (\gamma \cdot h) \cdot \sin \theta$$

図 - 2.2 相互作用バネを介して圧密変位を作用させる提案手法



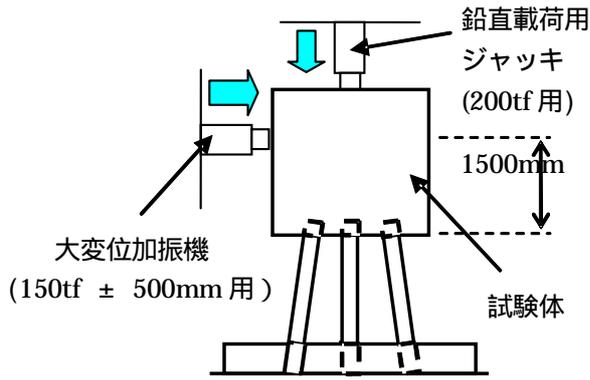
(a) 遠心模型実験



(b) 東名・久能高架橋

(c) 港湾技研の試験

図 - 2.3 曲げモーメントの計算値と実測値の比較



No.	杭本数	杭径 (mm)	板厚 (mm)	材質	備考
1	2本×3列	216.3	4.2	STK400	上下1D中詰めコンクリートあり (D: 杭径)
2	1本×4列				

図 - 2.4 斜杭の耐荷力・変形性能に関する交番载荷実験の概要

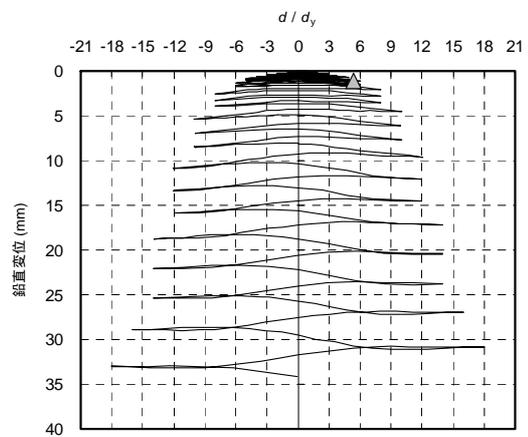
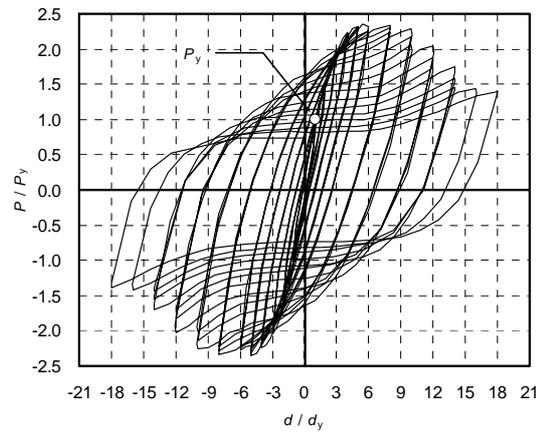


図 - 2.5 ケース No. 2, 4 列杭の場合の実験結果。上：降伏荷重と降伏変位で無次元化した上フーチング底面に作用する水平荷重と同位置の水平変位の関係。下：降伏変位で無次元化した上フーチング底面中心位置の水平変位と鉛直変位の関係 (  $d$  は最大水平抵抗力が発揮された点を示す )

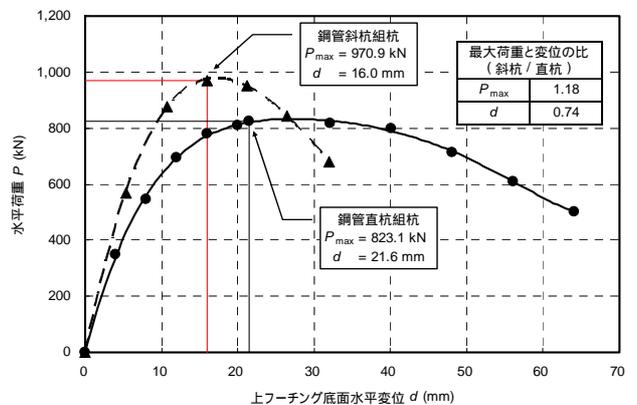


図 - 2.6 直杭組杭結果と斜杭組杭実験結果の比較

### 3. 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する検討

#### 3.1. 研究の背景と目的

伸縮装置の防水機能の劣化に伴う漏水によって桁端部、橋座、支承周辺の腐食等が発生するため、橋台付近の桁端部は橋梁の中で特に損傷頻度の高い部位である。また、伸縮装置は補修・更新が必要な部位であり、その作業には車線規制を伴うため、特に重交通区間では車線規制に伴うサービス水準の低下を生じる可能性が高い。加えて当該部位は、上部構造、橋座、およびパラペットに囲まれた狭隘な場所となることが多く、保守点検・補修更新作業が困難なことが多い。

これらの維持管理上の課題を解決するために上部構造と橋台との接続部において、支承と伸縮装置を設けない橋台構造あるいは橋梁形式を橋台部ジョイントレス構造と定義して、その普及を図るべく、設計施工マニュアルの提案を目的として研究を行った。

#### 3.2. 橋台部ジョイントレス構造の分類

表 - 3.1 に従来橋と橋台部ジョイントレス構造の比較を示す。橋台部ジョイントレス構造は、従来、支承や伸縮装置が担っていた機能（特に変位追従機能）をなんらかの方法で確保する必要があり、その確保方法の違いにより分類できる。具体的には、ア) 橋台堅壁および基礎の剛性により、上部構造に生じる変形を抑制して吸収、イ) 橋台基礎のたわみ性より、上部構造

に生じる変形に追従の2方法が考えられ、主にア)により対処する橋台部ジョイントレス構造の形式が、ポータルラーメン橋、主にイ)により対処するのがインテグラルアバット橋と分類した。

##### (1) ポータルラーメン橋

ポータルラーメン橋の設計の標準化は、平成 7.8 年頃に当時の日本道路公団（現 NEXCO）において検討がなされ、その後、同公団の設計基準<sup>2)</sup>として整理されている。

本研究では、平成 16～18 年度に実施された直轄事業での詳細設計事例を収集し、収集された 29 橋の設計の考え方について分析を行った。そして、ポータルラーメン橋の設計を行う上で最低限共通の理解を得ておくべき事項について、文献 18) に整理した。

##### (2) インテグラルアバット橋

インテグラルアバット橋については、1990 年代に旧日本道路公団において導入に向けた検討が行われ、15 橋程の実績を有するが、その設計法が体系的に標準化されておらず広く普及するに至っていない。

よって、既往実績の不具合等の調査等を踏まえ、設計上の課題を抽出し、それに対する留意事項や適用条件を整理して、設計・施工マニュアル案を作成した。

表 - 3.1 橋台部ジョイントレス構造と従来橋の分類

構造形式	従来橋	橋台部ジョイントレス構造	
		ポータルラーメン橋	インテグラルアバット橋
概略図			
接続部概略図			
支承条件	有（可動/固定/弾性等）	無（剛結）	無（剛結）
伸縮装置	有	無	無
温度変化による桁伸縮への対応	遊間を確保し、支承のせん断変形により対応	橋台堅壁および基礎の剛性により抵抗	橋台杭基礎のたわみにより追従

### 3.3. 設計上の課題の整理

本研究の検討概要を表 - 3.2 にまとめる。

設計上の課題は、既往実績等から整理した。欧米で

は、インテグラルアバット橋は普及しており、特に米国では 1930 年頃が開発され、現在までに約 2 万橋の実績がある。そこで、米国におけるインテグラルアバ

表 - 3.2 設計上の課題に対する検討概要

設計上の課題	原因, 検討のポイント等	本研究において得られた検討成果	
		検討手法	検討結果
既往実績の主な不具合(1) 橋台背面舗装の段差やひびわれ	温度変化に伴う上部構造の伸縮により橋台が前後に変位し, 背面土との境界に隙間を生じ, 背面土の沈下が生じること等による。	<ul style="list-style-type: none"> <li>温度変化に伴う伸縮量を検討し, 適用橋長を制限</li> <li>橋台背面土の損傷事例等に基づき整理, 使用材料, 施工品質を規定</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>適用橋長: 100m 以下</li> <li>橋台高の 2 倍の範囲の背面盛土区間を橋梁アプローチ構造として定義し, 橋の設計に導入</li> </ul>
既往実績の主な不具合(2) 上部構造と橋台縦壁の境界部に遊離石灰の析出	橋台背面土の排水施設が不十分であったことによる水の供給が原因と推測される。	→	<ul style="list-style-type: none"> <li>排水施設の設置を橋梁アプローチ構造の構造細目として整理</li> <li>鋼桁の埋込み部の防錆処理を規定</li> </ul>
既往実績の主な不具合(3) 極端な斜橋における上部構造と縦壁の接合部のひびわれ	斜角による上部構造のねじれや回転の影響により設計で想定していない断面力が縦壁に作用したためと考えられる。	斜角を 60 ~ 90 度に変化させた単径間橋の挙動を数値シミュレーションにより把握	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜角による上部構造のねじれや回転の影響が基礎杭の鉛直変位や躯体の面内回転変位に大きく影響を及ぼすので, 斜角がある場合にはその影響を考慮した解析を行う旨を明記</li> </ul>
既往実績の主な不具合(4) 現地盤の変状による背面盛土の沈下による構造物および背面舗装のひびわれ	軟弱な現地盤が圧密沈下することにより橋台背面土も沈下したことによる。	→	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋梁アプローチ構造の支持地盤の圧密沈下対策を完了してから橋台の施工に入る。</li> </ul>
橋台背面の地盤抵抗に水平支持を依存する際の設計上の不確実性の考慮	モデル化及びモデルの不確実性がインテグラルアバット橋の挙動に与える影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋台背面土の地盤抵抗を既往の知見よりモデル化</li> <li>地盤抵抗のばらつきが応答に与える影響についてパラメータ解析を実施</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>道示 のケーソン基礎の前面地盤バネに準じたバイリニア型でモデル化</li> <li>端径間の支間長は鋼橋で 30 ~ 40m , コンクリート橋で 20 ~ 30m</li> <li>橋台高は 10m 以下</li> </ul>
レベル 2 地震時の設計法の確立	橋台背面の地盤抵抗を考慮した統一的な設計法が未整理である。  流動力の与える影響に対する照査方針が未整理である。	<ul style="list-style-type: none"> <li>背面土の剛性低下を考慮した橋全体系の挙動を動的解析により確認</li> <li>レベル 2 地震時の橋台背面盛土の沈下量を数値解析により把握</li> <li>現地盤に液状化が生じる恐れがある場合について, 既往実績調査と数値解析により規定される橋台背面盛土の沈下量を検討</li> <li>流動力が橋台に与える影響について既往の研究成果をレビュー</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>荷重漸増解析とエネルギー一定則を用いた静的設計法の適用が可能</li> <li>レベル 2 地震による盛土の残留変形量を考慮し, 設計では盛土高の 80% を有効高として地盤抵抗を考慮</li> <li>液状化層の適用条件として, 液状化層 <math>H_L</math> と繰返し三軸強度比 <math>R_L</math> から次式を提案 <math>H_L/R_L^3 \geq 320 (H_L: 10m)</math></li> <li>流動力が作用するときの設計法を提案</li> </ul>

ット橋の設計，施工，維持管理上の留意点や長期間供用されたインテグラルアバット橋の健全度等を直接確認するために，連邦高速道路局と州交通局との意見交換および現地橋梁調査を実施した。訪問先は，テネシー州（米国でインテグラルアバット橋の実績が多い州の一つ），オレゴン州（米国で最初にインテグラルアバット橋を導入した州の一つ），カリフォルニア州（日本と同様な耐震設計思想を有する州）の交通局である。

調査結果から，インテグラルアバット橋にみられる主な損傷は，1) 橋台背面土の沈下に起因する橋面と取付部との境界に発生する舗装面のひび割れや段差，2) 橋台背面の排水溝の不足や橋台縦壁部の打継処理の品質不足などに起因する打継目部での遊離石灰の析出や漏水，3) 極端な斜橋や曲線橋における構造系全体のねじれに起因する橋台縦壁や桁端に生じたひび割れ，4) 現地盤が軟弱なことにより背面盛土が大きく沈下することに起因する橋面と取付部との境界の段差や舗装面のひび割れの発生が挙げられる。

次に多くの施工実績を有する米国における橋梁設計基準を調査した。なお，インテグラルアバット橋に関する米国での統一的设计基準は未だ整理されておらず，各州の交通局単位で整備，運用されているのが現状である。そこで，地震の発生リスクが高い9州を対象に調査を行った。その結果，調査結果から，a) 温度変化による上部構造の伸縮に伴う橋台の水平移動による背面舗装の損傷を防ぐために，橋台天端の水平変位量を目安として適用橋長を制限するのがよいこと，b) 温度変化による桁の伸縮に対して橋台基礎が柔軟に変形できるように基礎構造は単列杭基礎とすること，c) カリフォルニア州では，地震時慣性力に対して橋台背面の受働抵抗を期待する構造を採用しており，設計で用いる橋台背面の受働抵抗は，実物大試験結果を基に定式化されたバイリニア型の荷重 - 変位の関係式が用いられていることがわかった。

### 3.4. インテグラルアバット橋の設計・施工マニュアル

#### 3.4.1. マニュアルの概要

上述の検討を踏まえ，インテグラルアバット橋に関する設計・施工マニュアル(案)を作成した。図 - 3.1 にその目次を示す。

本稿では，インテグラルアバット橋で特徴的な項目について，記述することとする。

- 1) インテグラルアバット橋の要求性能と限界状態
- 2) 橋台部ジョイントレス構造とその類似構造の形式選定
- 3) 液状化が生じる地盤での適用条件

第1編	総則
第1章	インテグラルアバット橋の基本構造とその適用範囲
1.1	インテグラルアバット橋の定義とその基本構造
1.2	適用の範囲
1.3	橋台部ジョイントレス構造とその類似構造の形式選定
第2章	主な構造上の特徴とその適用上の留意事項
第2編	設計
第1章	設計に関する基本事項
1.1	設計一般
1.2	照査の基本
第2章	構造解析
2.1	構造解析の基本
2.2	設計計算に用いる荷重の組合せ
2.3	解析モデル
第3章	部材の設計
3.1	上部構造：鋼上部構造
3.2	上部構造：PC 上部構造
3.3	下部構造
3.4	橋梁アプローチ構造
第3編	施工
第1章	施工に関する一般事項
1.1	施工一般
1.2	施工上の主な留意事項
第2章	上部構造の施工
2.1	上部構造：鋼上部構造
2.2	上部構造：PC 上部構造
第3章	下部構造の施工
3.1	下部構造施工上の主な留意事項
3.2	橋台の施工
第4章	橋梁アプローチ構造の施工
4.1	橋梁アプローチ構造施工上の主な留意事項

図 - 3.1 設計・施工マニュアル(案)の目次

#### 3.4.2. インテグラルアバット橋の要求性能と限界状態

使用目的との整合性および構造物の安全性に関するインテグラルアバット橋の要求性能と各構造・部材が越えてはならない限界状態の組合せの例を表 - 3.3 に示す。常時，暴風時については，橋としての機能が損なわれない状態を要求し，レベル1地震時については，道示 で規定する耐震性能1を満足させることとした。レベル2地震時については，上下部構造が一体構造であるため落橋する可能性は小さいが，損傷が生じると考えられる上下部接合部下の橋台躯体断面，杭等は損傷の確認や修復が容易でないので，橋の重要度によらず道示 で規定する耐震性能2を満足させることになる。

レベル2地震時の照査において，橋に影響を与える液状化が生じると判定される場合には，次の3ケースについて耐震性能の照査を行うこととした。

表 - 3.3 インテグラルアバット橋の要求性能と各構造・部材の限界状態（単径間）

設計状況	橋に求められる性能	橋の限界状態	現地盤の状況	各部材、部位の限界状態の組合せ			
				上部構造 / 隅角部	橋台縦壁	杭基礎	橋台背面土 (アプローチ構造)
常時, 暴風時	作用によって橋としての機能が損なわれない性能	作用によって橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない限界の状態	-	・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 ・発生する変形が供用性を害さない限界の状態	・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 ・発生する変形が供用性を害さない限界の状態	・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 ・変位が可逆性を有する限界の状態 ・支持, 滑動, 転倒が生じない限界の状態	通常の維持管理で対処できる程度の変形にとどまる限界の状態
レベル1 地震時	地震によって橋としての機能が損なわれない性能【耐震性能1】	地震によって橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない限界の状態	-	・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 ・発生する変形が供用性を害さない限界の状態	・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 ・発生する変形が供用性を害さない限界の状態	・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 ・変位が可逆性を有する限界の状態 ・支持, 滑動, 転倒が生じない限界の状態	通常の維持管理で対処できる程度の変形にとどまる限界の状態
レベル2 地震時	地震による損傷が限定的なものにとどまり, 橋としての機能回復が速やかに行いえる性能【耐震性能2】	塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ, その塑性変形が当該部材の修復が容易に行いえる限界の状態	地盤が不安定にならないと仮定する場合	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	損傷の修復を容易に行いえる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	・設計で想定する地盤抵抗が得られる限界の状態 ・有害な変形が生じるが容易に修復が行いえる限界の状態
			地盤の液状化を考慮する場合	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	
			地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	一定時間作用し続ける土圧に対して強度上昇域にとどまる限界の状態	

濃い網掛けは主たる塑性化, 薄い網掛けは副次的な塑性化にとどめる部材の例を示す。

- a) 地盤が不安定にならないと仮定する場合
- b) 地盤の液状化を考慮する場合
- c) 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合

ここで, c) については, 上下部一体構造であるため杭基礎の変位の影響が上部構造にまで影響を及ぼすこと, 単列杭基礎であるため橋軸方向に変形しやすい構造であり, 橋台躯体や上部構造の損傷が懸念されることから, 地震時慣性力の影響は小さくなるが, 液状化が継続することにより, 液状化層が橋台背面土を支持できなくなり, 沈下することに伴って杭基礎に流動力が作用する場合についても, 杭基礎に過大な変位が生じないこと, 杭基礎に生じる変位に伴って縦壁や上部構造に想定を超える損傷が生じないことを照査するケースを考慮することとした。

### 3.4.3. 橋台部ジョイントレス構造とその類似構造の形式選定

構造形式の選定フローを図 - 3.3 に示す。セミンテグラルアバット橋については, 設計法について未だ整備されておらず, その整理は今後の課題である。また, ポータルラーメン橋の設計については, 文献 18) が参考となる。

### 3.4.4. 液状化が生じる地盤での適用条件

インテグラルアバット橋では, 水平支持に関して橋梁アプローチ構造の地盤抵抗に依存した設計を行うた

め, 橋梁アプローチ構造自体が完全に崩壊しないまでも損傷した場合には, 設計で想定した地盤抵抗が発揮されない恐れがある。

そこで, 現地盤に液状化が生じる恐れがある場合の適用条件を既往の地震被害における橋台背面盛土の段差事例と数値解析結果から, 液状化層厚  $H_L$  と繰返し三軸強度比  $R_L$  の式で制限することとした。

$$H_L = 320 R_L^3 \text{ (m)}, \text{ただし, 最大で 10m まで}$$

上式の適用条件を図 - 3.2 に図化する。

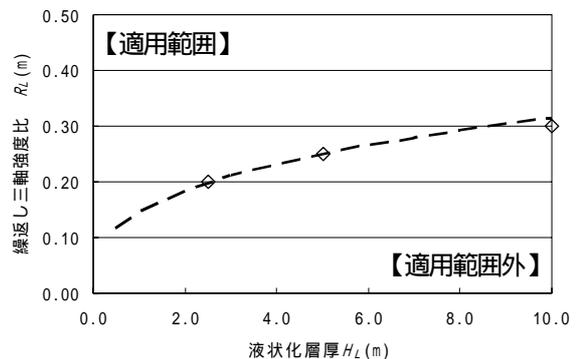


図 - 3.2 液状化層厚 - 繰返し三軸強度比の関係

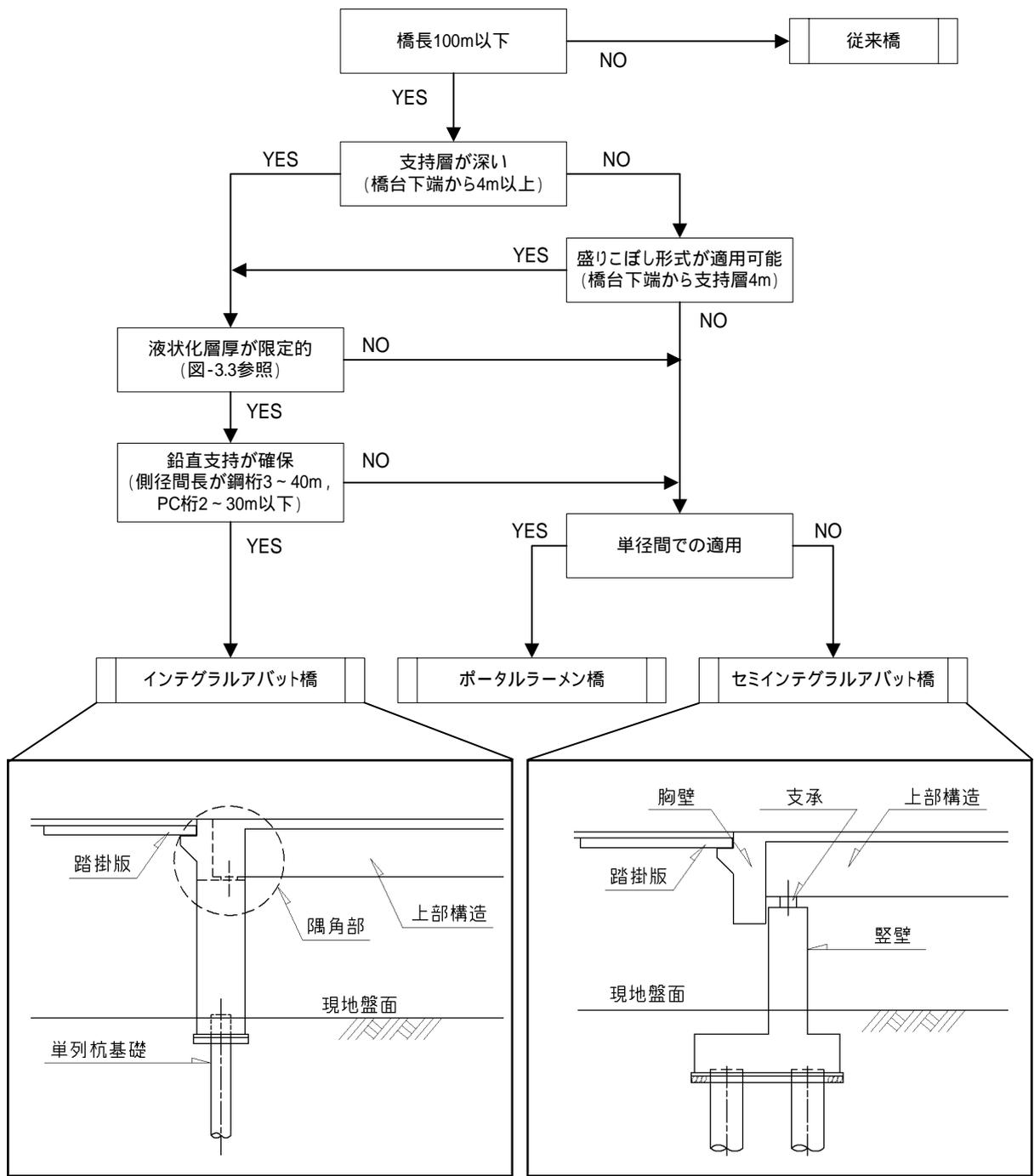


図 - 3.3 橋台部ジョイントレス構造とその類似構造の形式選定フロー

#### 4. 杭とフーチングの縁端距離の縮小化に関する検討

##### 4.1. 検討概要

フーチングの縁端部に設置された杭について、フーチング縁端から杭までの距離(以下縁端距離という)を縮小した際の、杭および縁端の破壊形態、耐力、剛結度に及ぼす影響を確認することを目的とし、3箇年に亘り載荷実験を行った。縁端部とは図-4.1に示すように、フーチング内において最外縁に位置する杭の外周からフーチング縁端までの空間のことを意味する。平成18年度では、水平力及び曲げモーメントが同時に作用する場所打ち杭を模したRC杭短杭を有する供試体を用いて載荷実験を2ケース行い、縁端距離の縮小に伴う縁端部の耐力の変化及び結合部の損傷形態を確認した。平成19年度では、軸力、水平力、曲げモーメントが同時に作用する場所打ち杭の2本組杭供試体での載荷実験を1ケース実施し、組杭としての杭頭結合部の破壊形態、縁端部および杭体の損傷を確認した。平成20年度では、既製杭を用いた場合についても挙動を確認すべく、コンクリートを充填した鋼管杭を用いた組杭供試体を1ケース作り、載荷実験を行った。既製杭では杭頭結合鉄筋の本数が多く、結合鉄筋の高強度化による本数の低減が望まれているところであることから、今後の改善を踏まえ鋼管杭の杭頭結合鉄筋としてSD490を用いた。

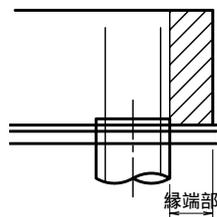


図-4.1 フーチング縁端部

##### 4.2. 単杭実験

###### 4.2.1. 実験供試体および実験方法

供試体の諸元を表-4.1に、実験供試体を図-4.2に示す。供試体は杭基礎の縁端部を1/2スケールで模擬したものである。供試体は2体で、ケース間の違いは縁端距離のみである。杭とフーチングの結合方法は、道路橋示方書に示される杭頭結合B方法である。

Case 1の縁端距離は、現在の道路橋示方書に示される必要長600mm(杭径の0.5倍)、Case 2の縁端距離は鉄筋のかぶり、あき等を確保しつつ、可能な限り小さくなるように定めた150mmとした。

実験供試体の杭は場所打ち杭を模擬した鉄筋コンクリート杭で、杭径 $D=600$ mm、コンクリートの設計基準強度は $30\text{ N/mm}^2$ 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 $21\text{ N/mm}^2$ とし、下側主鉄筋はD19を125mmピッチの格子状に配置した。供試体の諸元は、標準的な道路橋橋脚の場所打ち杭およびフーチングが有する鉄筋量の範囲で、杭体では鉄筋量が多めに、フーチングにおいては、鉄筋量が少なめになるように配置したものである。

実験においては、杭に作用する軸力は考慮せず、水平交番載荷を行った。

表-4.1 単杭供試体諸元

	Case 1	Case 2
杭種	場所打ち杭	
杭寸法	$D=600$ mm	
載荷高さ	1800 mm (3D)	
フーチング厚さ	1250 mm	
杭の縁端距離	300 mm (0.5D 想定)	75 mm (250 mm 想定)
杭頭結合鉄筋 (鉄筋比)	SD345, D22-12本 (0.0164)	
フーチング下側鉄筋 (鉄筋比)	SD345, D22@125 (0.0017)	

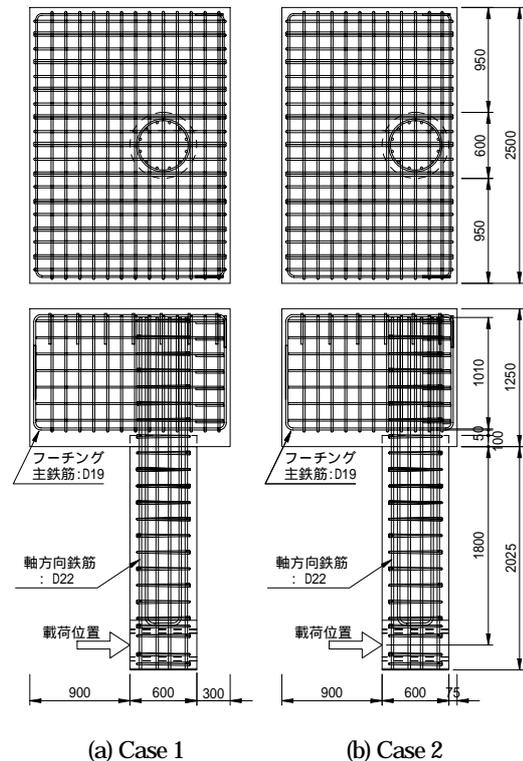


図-4.2 実験供試体

###### 4.2.2. 実験結果

実験で得られた載荷位置の荷重-変位関係を図-4.3に示す。載荷方向は、負側・正側それぞれ縁端側と逆側への載荷に対応する。ここに、 $1d_f$ は載荷にお

いて最外縁の杭頭結合鉄筋のひずみが材料強度試験にて得られた降伏値を超えた時の載荷位置変位である。縁端距離の大小によらず、降伏変位や降伏荷重、最大荷重は同程度となった。

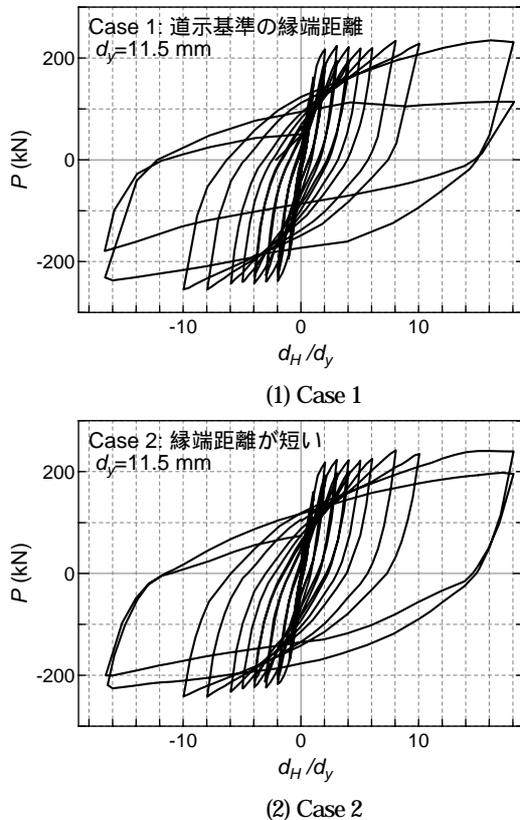


図 - 4.3 荷重 - 変位関係

フーチングコンクリートの破壊形態は、縁端距離の大きい Case 1 の実験では、繰返し載荷により杭頭鉄筋がフーチングから伸び出し、杭を中心としたコーン状の引抜け破壊 (図 - 4.4 (a), (b)) をフーチングかぶりコンクリートにおいて引き起こしたが 観察の結果、水平鉄筋に囲まれた内部コンクリートは健全であると考えられた。杭体の軸方向鉄筋が  $14d_y$  サイクルで破断するまで荷重の低下も見られない。一方、縁端距離の短い Case 2 では縁端側への水平押抜きせん断状の破壊形態となったように見えるが、破壊過程は Case 1 と同様であった。実験中、図 - 4.4 (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。杭体においては載荷最終ステップにおいて軸方向鉄筋が破断した。

杭軸方向鉄筋が降伏するまでの荷重 - 変位関係の骨格曲線を図 - 4.5 に示す。正負で比較するため、縦軸および横軸は絶対値で表示している。図を見ると、縁端距離の大小や載荷方向によらず、杭頭剛結度に違いは無い。



写真 - 4.1 供試体損傷状況 (Case 1)



写真 - 4.2 供試体損傷状況 (Case 2)

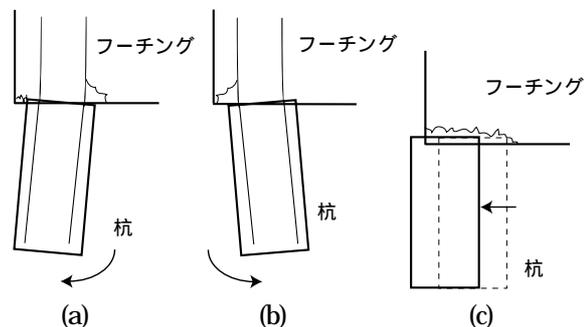


図 - 4.4 杭頭結合部損傷イメージ

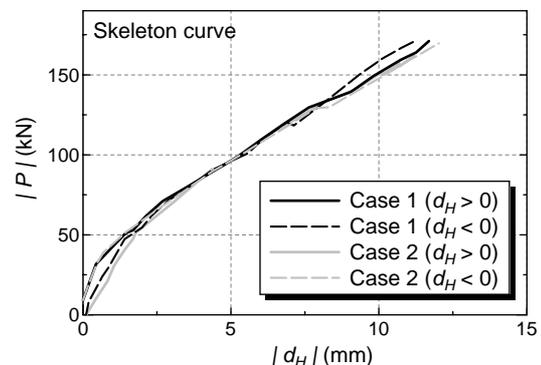


図 - 4.5 荷重 - 変位関係 ( $-d_y < d_H < d_y$ )

#### 4.2.3. 単杭における杭とフーチング結合部の耐力評価について

縁端距離の縮小化について、載荷実験で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 縁端距離の大小が杭体の降伏荷重，最大荷重，剛床度，変形性能に与える影響はほとんどない。
- (2) 縁端距離にかかわらず，杭体が降伏するまではフーチングには長期耐久性に悪影響を与えるようなひび割れが生じない。
- (3) 縁端距離にかかわらず，フーチングの損傷は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引き抜け状の破壊と考えられる。

### 4.3. 組杭実験

#### 4.3.1. 実験供試体および実験方法

供試体の諸元を表 - 4.2 に，実験に用いた供試体を図 - 4.7～図 - 4.10 に示す。供試体の諸元は，実際の道路橋橋脚の 2×2 列杭基礎に対して，1/2 スケールを想定して模したものである。柱頭部に死荷重に相当する一定の鉛直力を載荷したうえで，縁端部のせん断抵抗領域が最も小さくなるように，橋軸または橋軸直角方向から 45 度ずれた向きでほぼ柱頭部にて水平交番載荷を行っている。杭とフーチングの結合方法は，道路橋示方書に示される杭頭結合 B 方法である。

場所打ち杭を模した RC 杭の実験が Case 3 である。供試体の諸元は，標準的な道路橋橋脚の場所打ち杭及びフーチングが有する鉄筋量の範囲において，杭体では鉄筋量が多めに，フーチング部では鉄筋量が少なめになるよう配置したものである。縁端距離は Case 2 と同様に 150 mm とした。

鋼管杭の実験が Case 4 である。Case 1 に比べて縁端距離を縮小し 331 mm とした。Case 4 におけるフーチング縁端距離設定の考え方を図 - 4.6 に示す。杭

頭結合部の降伏強度はフーチング内に仮定の鉄筋コンクリート柱を仮定して評価される。最近の実験によれば，仮想鉄筋コンクリート柱径は杭径  $D$  プラス 350 mm 程度又は  $0.35D$  程度と想定される<sup>21)</sup>。そこで， $350/2 = 175$  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，仮想鉄筋コンクリート柱からの空きとフーチング縁端からのかぶりを確保すると，331 mm になる。

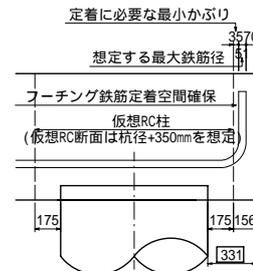


図 - 4.6 Case 4 における縁端距離の設定

RC 杭で 1800 kN，鋼管杭で 1200 kN の軸力を柱頭部に与えたうえで，柱位置で水平交番載荷を行った。

表 - 4.2 組杭供試体諸元

	Case 3	Case 4
杭種	場所打ち杭	鋼管杭，STK400
杭寸法	$D = 600$ mm	$D = 508$ mm, $t = 7.8$ mm
載荷高さ	1800 m (3D)	1500 m (3D)
フーチング厚さ	1250 mm	1400 mm
杭の縁端距離	75 mm (250 mm 想定)	168 mm (331 mm 想定)
杭の軸方向鉄筋 (鉄筋比)	SD345, D25-12 本 (0.0215)	SD490, D29-12 本 (0.0393)
フーチング下面主鉄筋 (鉄筋比)	SD345, D19@125 (0.0017)	SD345, D22@125 (0.0025)
フーチングコンクリートの設計基準強度	21 N/mm <sup>2</sup>	30 N/mm <sup>2</sup>

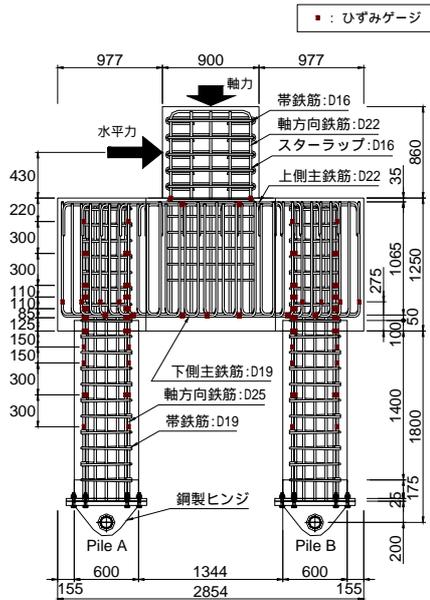


図 - 4.7 実験供試体平面図 (Case 3)

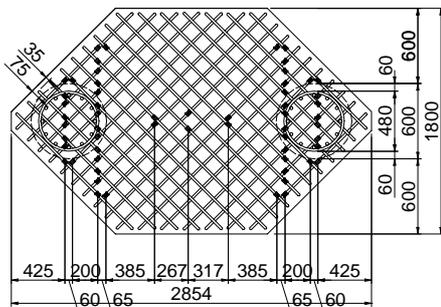


図 - 4.8 実験供試体平面図 (Case 3)

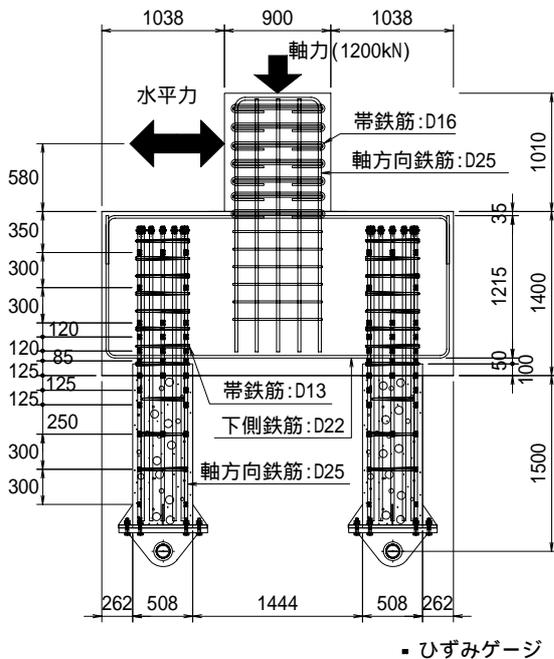


図 - 4.9 実験供試体正面図 (Case 4)

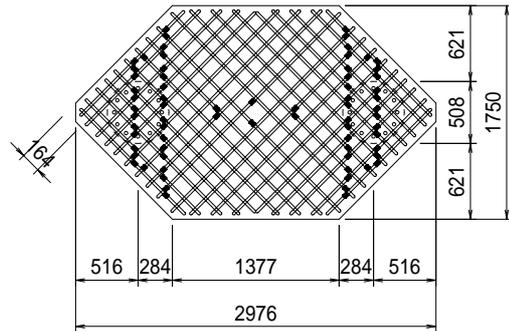


図 - 4.10 実験供試体平面図 (Case 4)

#### 4.3.2. 縁端距離を縮小した場合所打ち杭の実験結果

水平荷重位置における荷重  $P_H$  と変位  $d_H$  の関係を図 - 4.11 に示す。ここに、 $1d_y$  は両杭において杭体最外縁の杭頭結合鉄筋のひずみが材料強度試験を超えた時の変位である。荷重荷重は、 $1 \sim 2d_y$  の間でピーク強度が発揮され、その後若干強度低下するものの、その後は強度が保持され、じん性的な挙動を示す。そして、 $6d_y$  以降から荷重低下が顕著になった。

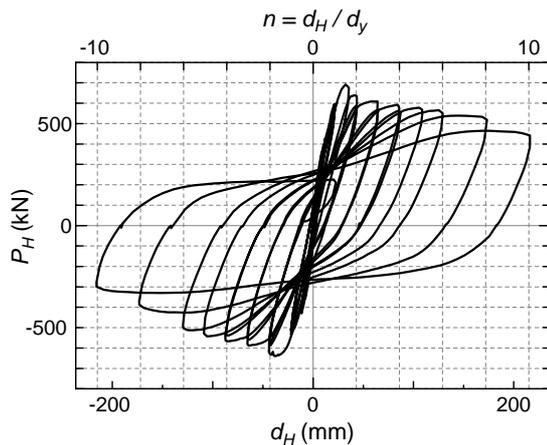


図 - 4.11 荷重 変位関係 (Case 3)

フーチング下面では、杭体が降伏するまでの荷重レベルである  $0.75d_y$  で既にひび割れが確認されるが、耐久性を害するようなひび割れ幅ではなかった。その後、 $14d_y$  で縁端部のかぶりコンクリートが剥落し、フーチング下側主鉄筋が露出した。さらに、フーチング上面側においては、 $8d_y$  を過ぎてからフーチング上面かぶりコンクリートの剥離が見られ、フーチング上面鉄筋と杭の軸方向鉄筋の頂部が露出した(写真 - 4.3)。最終的に、図 - 4.4 (a), (b) や図 - 4.12 の「」印で示すように、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損傷し剥落するが、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ようである。すなわち、図 - 4.4 (c) や図 - 4.12 に「x」印で示すような、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

ったものと考えられる。

杭体では、 $2d_y$ で押込み杭の圧縮縁のコンクリートが圧壊し、最終ステップで軸方向鉄筋が破断した(写真 - 4.4)。杭の直上を通るフーチング下側鉄筋のひずみは、フーチング下面のひび割れの発生と同時に増大し始め、その後、荷重の進行に伴いさらに増加したことから、フーチング下面に生じるひび割れに対して、既往の実験<sup>3) 4)</sup>と同様に、下側主鉄筋が抵抗に寄与していたと考えられる。



写真 - 4.3 フーチング上面の損傷状況 (Case 3)



写真 - 4.4 杭体の損傷状況 (Case 3)

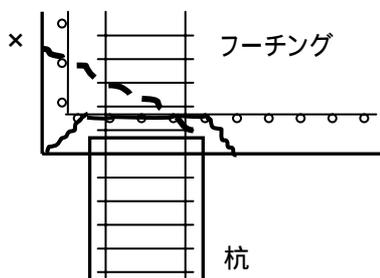


図 - 4.12 フーチング損傷状況

### 4.3.3. 縁端距離を縮小した既製杭の実験結果

載荷位置における水平荷重  $P_H$  と水平変位  $d_H$  を図 - 4.13 に示す。Case 1 とほぼ同様に、 $1d_y$  から  $3d_y$  まで荷重は増加傾向を示し、 $4d_y$  から  $8d_y$  まで最大荷重レベルを保持した後、 $10d_y$  以降で荷重低下が顕著になっ

た。

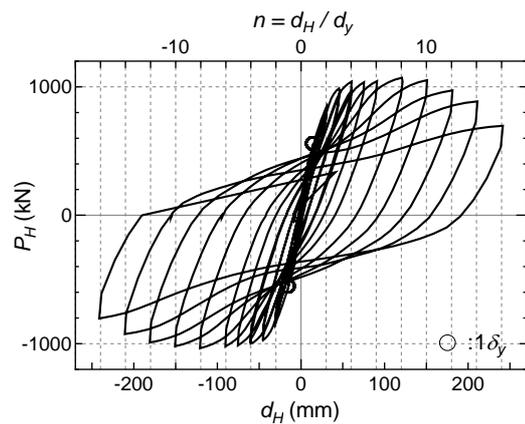


図 - 4.13 荷重-変位関係 (Case 4)

フーチング下面では、杭体が降伏する以前の荷重レベルである  $0.75d_y$  において、ひび割れが発生し、その後、縁端部のかぶりコンクリートが  $10d_y$  で剥落し、フーチングの下側鉄筋が露出した(写真 - 4.5)。実験終了後の写真を写真 - 4.6 に示す。フーチング上面の損傷は、 $14d_y$  で顕著となり、上面のかぶりコンクリートがはがれ、杭頭結合鉄筋が、軸力の向きに応じて上下することが確認された。最終的に、フーチング下面のかぶりコンクリート部分が損傷し、剥落するが、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ようであり、図 - 4.4 (c) や図 - 4.12 に「x」印で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ものと考えられる。しかし、実験終了後の写真 - 4.6 に示すように杭直上のフーチング上面水平鉄筋が最大 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、杭頭結合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た。可能性のある損傷過程を模式化したものを図 - 4.14 に示す。結合鉄筋が繰返し引張りを受け、徐々に付着切れしていくことで、杭の結合鉄筋に沿ってフーチングが剝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・伝達されなくなり、軸力が真上のフーチング上面鉄筋に伝達された可能性が考えられる。

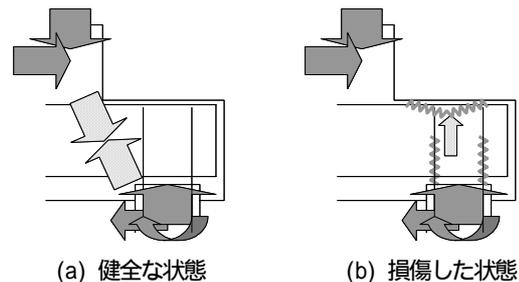


図 - 4.14 杭頭結合部の上下動

杭体には特段の外傷はみられなかった。4d<sub>y</sub>にて全ての杭頭結合鉄筋が降伏したが、鉄筋の破断は確認されなかった。

杭の直上を通るフーチング下側鉄筋のひずみは、フーチング下面のひび割れの発生と同時に増大し始め、その後、荷重の進行に伴いさらに増加したことから、既製杭を対象とした実験においても、フーチング下面に生じるひび割れに対して、場所打ち杭を対象とした既往の実験<sup>3)4)</sup>と同様に、下側鉄筋が抵抗に寄与していたと考えられる。なお、フーチング下側鉄筋は6d<sub>y</sub>で2本降伏し、実験終了時には杭の直上を通るほとんどのフーチング下側鉄筋が降伏した。上面側の鉄筋は柱との接合位置前面においても降伏には至らなかった。



写真 - 4.5 フーチング下面損傷状況 (Case 4)



写真 - 4.6 フーチング上面損傷状況 (Case 4)

#### 4.4. 組杭としての変形性能の照査および杭とフーチング結合部の耐力照査手法について

杭頭結合部に曲げモーメント、せん断力、押抜き・引抜き軸力が同時に作用する結合方法Bでの組杭供試体の最終的な破壊モードは、フーチングかぶりコンクリートがはかれ落ちた後に生じる杭頭結合鉄筋の破断が、杭頭結合鉄筋の抜け出しのようである。

このような結果より以下のように考えられる。

- 杭直上を通るフーチングの下側鉄筋が縁端部の水平押抜きせん断に抵抗するものと考えら

れる。

- 本実験の範囲では縁端距離にかかわらず杭頭結合部の耐力特性および剛結度などに与える影響はなかった。
- 本実験の範囲では、基礎の塑性率4程度の範囲までであれば、結合部の損傷は大きくない。
- 繰返し引抜き力を受け、杭頭結合鉄筋の付着が徐々に切れることで杭頭結合部の損傷が大きくなると考えられることから、フーチングコンクリートの設計基準強度を従来よりも大きくすることが有効と考えられる。

## 5. まとめ

### 5.1. 斜杭基礎

斜杭については、遠心力模型実験を実施し、既往の観測・研究成果も考慮し、軟弱地盤における圧密が部材変形に与える影響の評価法を提案した。また、大地震時の耐力及び変形性能に関して組杭模型を用いた載荷実験を行い、鋼管杭を用いた斜杭基礎の許容塑性率を提案した。このような設計法に関する研究成果もそろい始めたことで、斜杭を採用するための大きな障害は取り除かれる状況にあり、既設橋梁の基礎の耐震補強も含めて、斜杭の採用は確実に増えるものと考えられる。実際、後者の成果は既に平成18年版杭基礎設計便覧<sup>10)</sup>においても記述されており、それを参考に、橋台の杭基礎に回転杭工法を用いた斜杭が併用された事例も出てきた。

### 5.2. 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する検討

橋台部ジョイントレス構造について、民間団体（鋼管杭協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、(社)日本橋梁建設協会、(社)建設コンサルタント協会）との共同研究により、橋台部ジョイントレス構造の分類し、既往の実績調査からインテグラルアバット橋の課題を抽出し、留意事項と適用条件について検討を行い、その結果をインテグラルアバット橋に関する設計・施工マニュアル(案)として整理した。

### 5.3. 杭とフーチングの縁端距離の縮小化に関する検討

杭頭結合方法Bの単杭および2本組杭の供試体において、杭頭結合部および縁端部の強度を確認するため行った正負交番水平載荷実験により以下のことが確認できた。

- (1) 組杭としての致命的な破壊モードは、1) 杭体自体の破壊、2) 杭頭結合鉄筋の破断、3) 杭頭結合鉄

筋の付着切れに伴う結合部コンクリートの破壊であると考えられ、これら全てを考慮して杭基礎の許容塑性率を与える必要がある。

- (2) 場所打ち杭の単杭供試体において、縁端距離の違いによる杭頭結合部の強度、剛結度、杭体の変形性能に与える影響はほとんどない。
- (3) 場所打ち杭および既製杭において縁端距離の縮小は可能と考えられる一方、実験の範囲を踏まえて許容塑性率や構造細目を定める必要がある。

## 参考文献

- 1) 首都高速道路(株)：橋梁構造物設計施工要領，2008.
- 2) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領 第2集 橋梁建設編，2006.4.
- 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) 社団法人日本道路協会：杭基礎設計便覧 昭和61年度改訂版，1986.1.
- 6) 佐藤昭，赤井公昭，舟崎恒義：負の周面摩擦力と斜杭に発生する曲げの計算法に関する研究，日本道路公団試験所報告，1969.
- 7) Shibata, T, Sekiguchi, H., and Yukitomo, H. : Model test and analysis of negative friction acting on piles. *Soils and Foundations*. 22(2), pp. 29-39. , 1982.
- 8) Takahashi, K. : Bending of a batter pile due to ground settlement. *Soils and Foundations*. 25(4). pp. 75-91. , 1985.
- 9) 社団法人日本道路協会：杭基礎設計便覧 平成4年度改訂版，1992.10.
- 10) 社団法人日本道路協会：杭基礎設計便覧 平成18年度改訂版，2007.1.
- 11) Broms, B. and Fredriksson, A. : Failure of pile-supported structures caused by settlements. *Proceedings of European Conference on SMFE*. 1.2. , 1976.
- 12) 高橋邦夫：沈下地盤中の単杭の挙動に関する実験的研究，港湾技術研究所資料，第533号，pp. 5~179. 1985.9.
- 13) 独立行政法人土木研究所：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.
- 14) 独立行政法人土木研究所：大きな変位を受ける杭基礎の地盤水平抵抗のモデル化について，土木研究所資料，第4100号，2008.3.
- 15) 独立行政法人土木研究所：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.
- 16) 独立行政法人土木研究所：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，2008.3.
- 17) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書，1996.1.
- 18) 独立行政法人土木研究所：ポータルラーメン橋の設計に関する基本事項，土木研究所資料 第4084号，2008.1.
- 19) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その1)，第369号，2007.4.
- 20) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その2)，第388号，2008.12.
- 21) 恩田邦彦，大久保浩弥，中谷昌一，白戸真大：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，土木学会年次学術講演会，Vol.64, 2009.

## RESEARCH ON THE IMPROVEMENT OF SUBSTRUCTURE DESIGN FOR COST REDUCTION

**Abstract** : This study has developed design of battered-pile foundations, integral abutments, and pile-to-pile cap connections. These will enable to reduce construction costs and life cycle costs of highway bridge substructures as well as to enhance the redundancy. We have proposed a method to estimate the sectional forces arising from consolidation loads to battered piles in soft ground. The allowable ductility factor has been also proposed that has the same engineering back grounds as those of RC piers, metal piers, and other types of foundations. The integral abutments are one of the structural types of jointless abutment. Seismic design for soil liquefaction effects and durability of the connection between girder and abutment stem have been enthusiastically studied based on past case histories and some numerical attempts. Finally, we have proposed a draft design and construction manual for integral abutment bridges. In terms of pile-pile cap connection, we conducted experiments of pile-pile cap specimens with grouped piles or single piles. The experimental results showed the failure mechanism of grouped-pile foundation systems and we have proposed a new connection details that can achieve the required seismic criteria and reduce the distance between pile to pile cap edge.

**Key words** : cost reduction, battered pile foundation, integral abutment, bridge approach structure, pile cap