

戦-24 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：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 18～平 20

担当チーム：構造物研究グループ（基礎）

研究担当者：中谷昌一，竹口昌弘，白戸真大，
河野哲也，野々村佳哲

【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、斜杭基礎および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、杭とフーチングとの縁端距離の縮小化について検討するものである。今年度は、斜杭基礎については、圧密沈下が斜杭基礎に及ぼす影響を実験的に検討した。橋台部ジョイントレス構造については、要求性能と限界状態の整理、橋台背面受働抵抗モデルの検討、パラメトリック解析による適用範囲の検討を行うとともに、耐震設計の課題を整理した。杭とフーチングとの縁端距離については、模型載荷実験を実施し、その縮小化の可能性を確認した。

キーワード：コスト縮減，斜杭基礎，圧密沈下，インテグラルアバット，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、性能規定化をより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。

しかしながら、斜杭基礎については、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。また、地盤の圧密沈下が斜杭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。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年頃が開発され、現在までに約2万橋の実績がある。一方、日本では、10年程前に旧日本道路公団で導入が検討され、現在15橋程度の実績があるが、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。杭とフーチングとの縁端距離については、すでに首都高速道路公団およびNEXCOの基準において縮小した場合の検討方法が示されているが、その根拠となる実験^{1, 2)}は曲げモーメントの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ため、曲げモーメントと水平力が同時に正負交番で作用する条件下での安全性は確認されておらず、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。

今年度は、斜杭基礎について、圧密沈下が斜杭に及ぼす影響について、斜杭組杭模型を用いた遠心力場での圧密実験により検討した。また、橋台部ジョイントレス構造について、昨年度に引き続き、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の要求性能と限界状態を整理するとともに、橋台背面受働抵抗モデル、適用範囲（橋長、斜角など）、大規模地震地震動に対する耐震性などについて、解析的に検討を行った。さらに、杭とフーチングとの縁端距離について、場所打ち杭を模擬した2本組杭模型の正負交番載荷実験を行い、縁端距離の縮小化の可能性について検討した。

2. 斜杭基礎の設計法に関する検討

2.1 研究概要

杭基礎設計便覧では、斜杭を用いる地盤に圧密沈下が生じる可能性がある場合は、沈下に伴って杭体に曲げ応力が作用するため、十分に注意する旨が記載されている¹⁾。そして、杭体に作用する曲げ応力の算出には、佐藤らの式²⁾を用いてよいとされている。しかし、佐藤らの式は、斜杭を用いた実橋一基のみの計測結果に基づくものである。一方、高橋³⁾は模型実験を行い、佐藤の式は、式中のパラメータの値によっては実験結果をよく予測できることを示している。しかし、高橋らの実験は杭として平板を用いており、道路橋で通常用いられる円形断面の杭を用いたものではない。

そこで、本研究では、円形断面を有する杭に作用する曲げ応力に関与すると思われる斜角、杭径（杭の剛性）、地盤の硬さなどを変化させて実験を行い、圧密地盤中の斜杭に作用するひずみを計測した。本文では、直杭と斜角 15° の斜杭の実験結果について報告する。

2.2 実験概要

実験概要を図-2.1 に示す。実験は、土木研究所大型遠心実験施設にて行われた。用いた土槽の諸元は、幅 1500 × 高さ 500 × 奥行き 300 mm である。まず、土槽底面に、高さ 150 mm の砂層を作製した。地盤材料は江戸崎砂であり、相対密度 $Dr = 85\%$ である。その後、粘土層を作製する。粘土の材料は、カオリンである。粘土層は、東京有楽町層の表層地盤程度の強度を有する粘土を目標に作成された。粘性土層は 200 mm であるが、一層当たり 66 mm として三層に分けて作製された。一層の粘土層を作製するのに必要な粘土投入後、遠心加速度を 50G まで上昇させ、圧密させる。そして、圧密度が 90% に達した段階で、圧密完了とした。なお、圧密度 90% に到達したか否かの判断は、作製地盤の表面に設置された沈下計により計測された沈下量を基に、ルート t 法により行った。完成した粘性土地盤について、三軸圧縮試験を行ったところ、有効応力 $c = 5.93$ (kN/m²)、内部摩擦角 $\phi = 20.9^\circ$ であった。

地盤の完成後、一度重力場に戻し、杭体模型を地盤中に圧入した。圧入に際しては、所定の斜角を保持するように、土槽にフーチング模型を固定し、フーチング模型を通過して圧入させた。なお、本実験で対象としたのは、直杭、斜杭ともに、3 × 3 の群杭である。斜杭の場合は、両脇の 2 列 (6 本) が斜杭であり、中央の 1 列は直杭である。模型杭は、杭径 16 (mm)、杭厚 1.0 (mm)、剛性 190 (kN・m²) のものであり、アルミ製である。杭諸元は、杭

径 800 (mm) の鋼管杭をモデルとし、相似則で曲げ剛性をあわせることにより定めた。杭先端は、円錐であり、杭体内部に水が浸入しないように処理されている。計測の対象とした杭は、図-2.2 に示す、No.1、No.2 の杭であり、これらの杭の内部には、ひずみゲージを取り付けた。9 本の杭を設置後、杭頭部はモルタルによりフーチングに固定した。杭の固定後、杭に生じたひずみを計測したところ、最大 20 μ 程度であった。模型杭の降伏時の曲げひずみは 1600 μ 程度であり、これに比べて杭の設置・固定時に発生したひずみは微小である。したがって、以降、杭の設置・固定時に発生したひずみは無視して考える。

杭設置後、遠心加速度を 50 g まで上昇させた後、載荷する。載荷は、遠心場にて地表面に水を投入することにより行われた。投入した水の重量は、実寸約 2 m の盛土に相当する。また、地盤表面と投入する水の境界には止水膜が施されており、投入した水が地盤中に浸透しないようにされている。ただし、フーチング直下は杭の存在により止水できなかったため、図-2.2 に示すように、フーチングの側面に止水壁を設け、フーチング部を除く範囲のみ載荷した。そして、載荷による圧密が 90% 完了した時点まで、杭体に生じているひずみを測定した。

2.3 実験結果

図-2.3 に載荷時の地表面沈下量の時刻歴を示す。圧密 90% 完了時の沈下量は、いずれのケースも 6.4 mm 程度 (実寸換算で 320 mm) 程度であった。

図-2.4 に杭に作用する曲げモーメントの深度方向分布を示す。曲げモーメントは、次式で求められる。

$$M = IE\varepsilon / r \quad (2.1)$$

ここに、 I は杭の断面二次モーメント (m⁴)、 E はヤング係数 (N/m²)、 r は杭の外径の 1/2 (m) である。 ε は曲げひずみであり、次式で求められる。

$$\varepsilon = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) / 2 \quad (2.2)$$

ここに、 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ は、図-2.2 に示す位置に取り付けられたひずみゲージにより計測されたひずみであり、伸びが正である。なお、載荷前に遠心加速度を 50g まで上昇する過程で杭にひずみが生じるが、本節以降に示す実験結果は、載荷開始時のひずみをゼロとしたときの値であり、載荷により生じたひずみのみを示したものである。

曲げモーメントの深度方向分布図をみると、直杭にも曲げモーメントが発生している。この一因として、フーチング直下の地盤に載荷重が作用していないため、載荷重が作用している周辺地盤がフーチング直下方向に回り込んだことが考えられる。斜杭の場合は、直杭よりもさらに大きなモーメントが得られている。ただし、得られ

た曲げモーメントの最大値は、1.5 (kN・m)程度であり、杭の降伏曲げ応力の10%程度であった。

2.4 実験結果と佐藤らの式との比較 (杭に作用する土圧について)

図-2.5は、圧密度90%時に、杭に作用する土圧分布を示したものである。土圧は、式(2.2)で求められた曲げモーメントを、深さ方向に二階微分し、さらに杭径で除すことにより求められる。いずれのケースについても、圧密層中央付近で最大となり、支持層(砂層)と圧密層の境界で符号が反転し、杭先端でゼロとなる分布が得られた。

次に、杭基礎設計便覧で引用されている佐藤らの式との比較を行う。佐藤らによれば、斜杭に作用する荷重は図2.6に示すようにモデル化することができ、その値は以下の式で表すことができる。

$$p = \alpha DU \Sigma(\gamma h) \sin \theta \quad (2.3)$$

ここに、 p 、荷重(kN/m)、 g 、土の単位体積重量 (kN/m³)、 h 、載荷重として作用する粘性土層の厚さ (m)、 α 、荷重分布幅で1 α 杭間隔 / D 、 D 、杭径 (m)、 U 、圧密度、

q 、斜角である。佐藤らは、荷重として杭に作用する土は、杭径の何倍かの範囲に存在するものを考慮すると考えるのが妥当であるとし、実測データとの比較から、 α の値として3を推奨しているが、本実験は杭間隔が2.5Dであるため、ここでは、 $\alpha = 2.5$ として検討する。また、参考のために $\alpha = 1.0$ についても検討する。 h は載荷重として考慮する粘性土層の厚さであり、佐藤らは、粘性土層全体の8割程度を見ればよいとしており、図-2.6中の β の値を0.8とすることを提案している。また、圧密度 U は0.9とした。

図-2.7中に示すように、実験結果では、杭に作用する土圧は、粘性土層の中央よりも若干下方で最大となり、砂層と粘性土層の境界面でゼロになる。一方、佐藤らの式から得られる土圧分布は、深度方向に単調に増加しており、実験結果と定性的に一致しない。また、文献2)で推奨されている $\alpha = 2.5$ の場合には、実験結果を過大に評価している。以上より、実際に作用する土圧は、現在の設計で考慮されている土圧よりも小さい可能性があり、今後、斜杭に作用する土圧のモデル化について、検討していく必要がある。

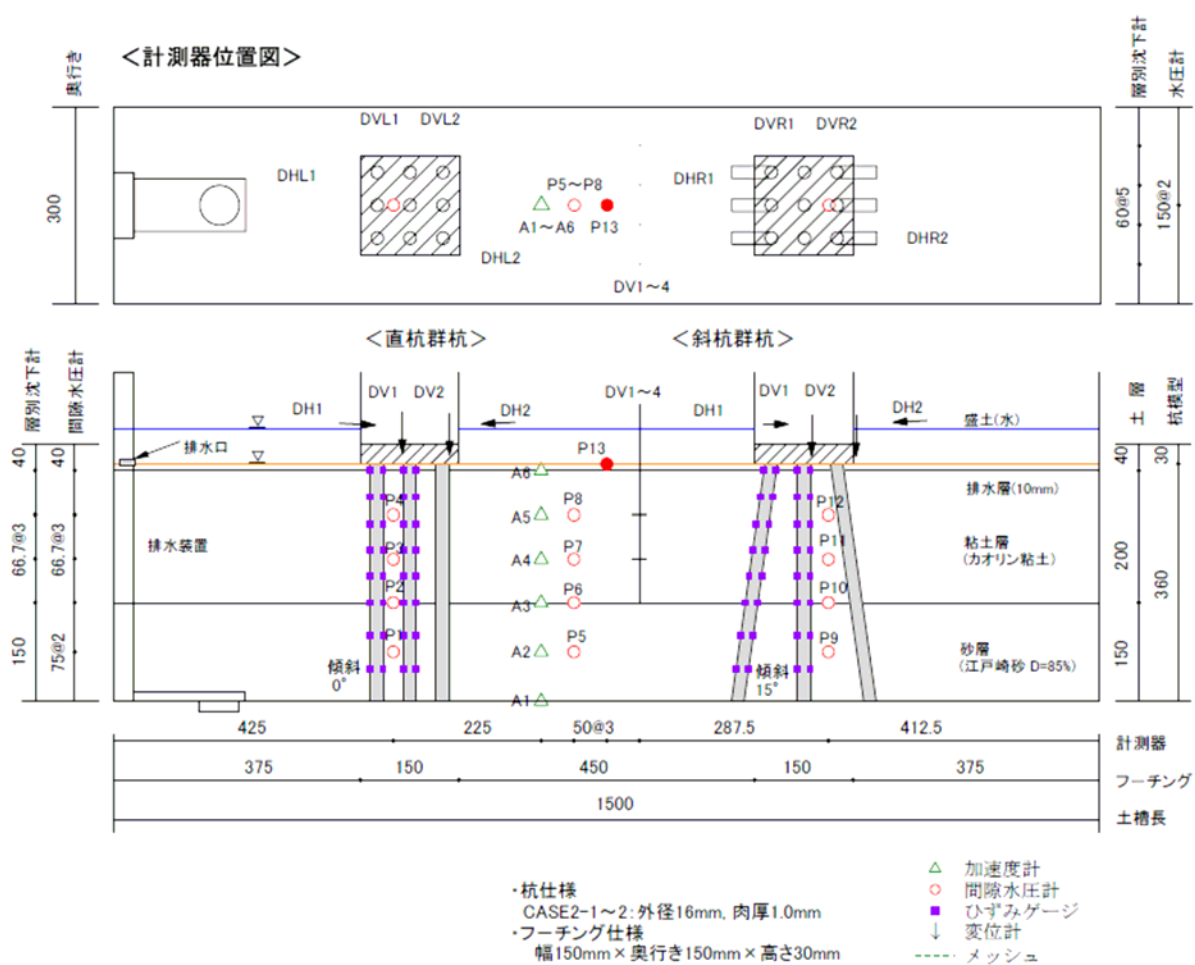


図-2.1 実験概要

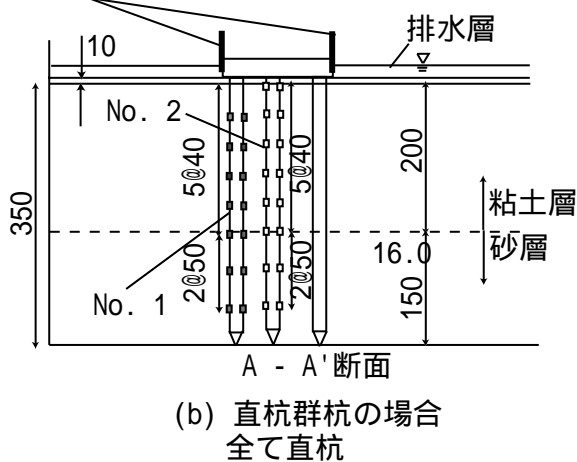
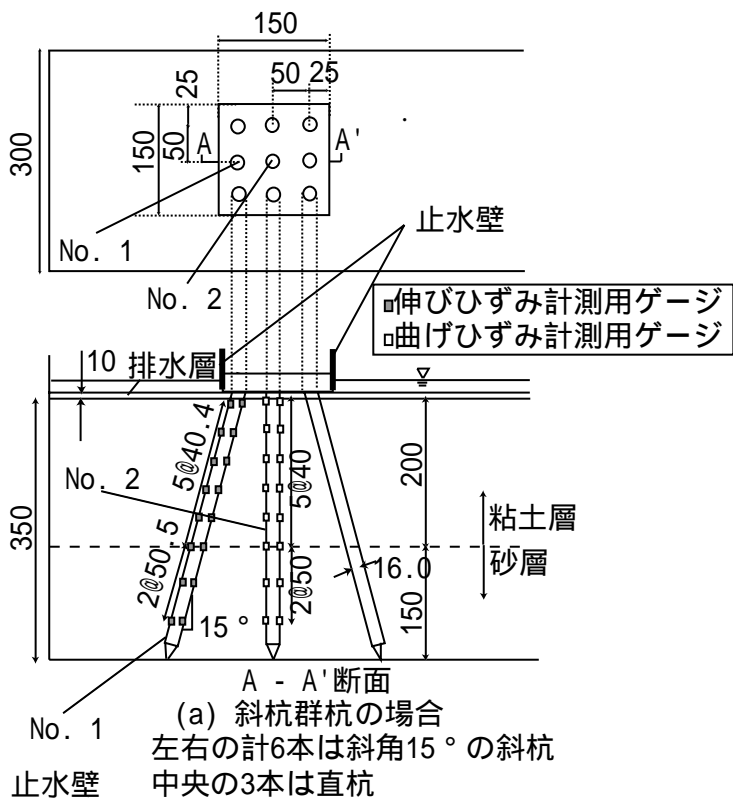


図2.2 ゲージ設置位置

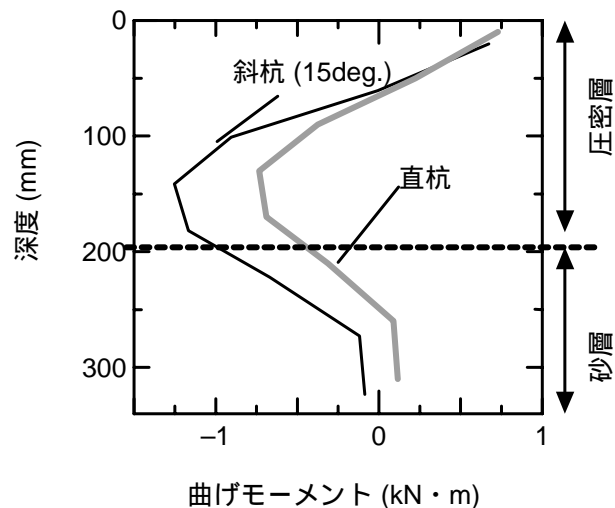


図2.4 杭に作用する曲げモーメントの深度方向分布

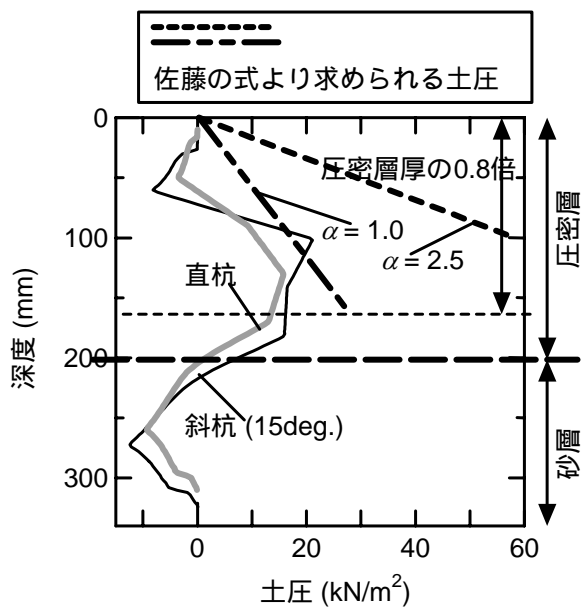


図2.5 杭に作用する土圧の深度方向分布

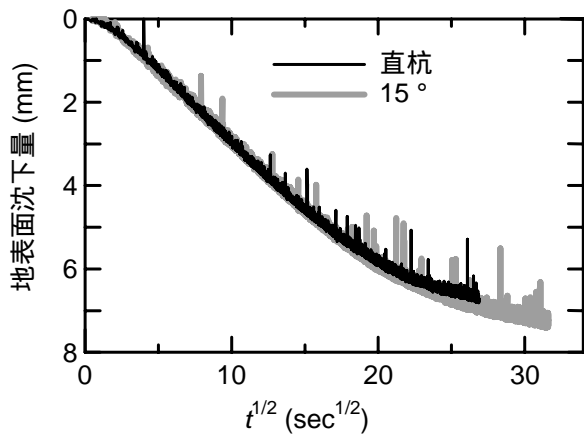


図2.3 地表面沈下量時刻歴

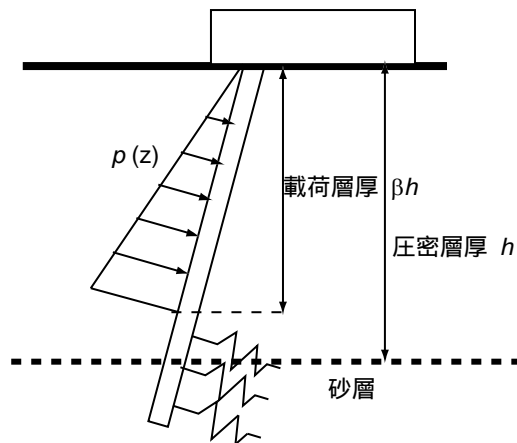


図2.6 佐藤の式における土圧のモデル化概念図

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 設計の基本

平成 18 年度には、橋台部ジョイントレス構造の設計に関する基本的な考え方を整理したが、本年度では、橋台部ジョイントレス構造の定義を改めて整理し、この定義に分類される橋梁形式の再定義を行った。

3.1.1 橋台部ジョイントレス構造の定義と分類

橋台部ジョイントレス構造とは、上部構造と橋台の接続部においてジョイント（支承および伸縮装置）を設けずに剛結合とする橋台構造および橋梁形式と定義する。

橋台部ジョイントレス構造では、ジョイントを省略するため、従来、支承および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、次の2つの手法を考える。

(ア) 橋台縦壁および基礎の剛性により、上部構造に生じる変形に抵抗

(イ) 橋台基礎の変形性能により、上部構造に生じる変形に追従

主に(ア)により変位追従機能を確保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)により同機能を確保するのが、インテグラルアバット橋である。

インテグラルアバット橋は、橋台部において支承や伸縮装置が担っていた変位追従機能を柔軟な基礎構造により担うことから、基礎形式は単列杭基礎を原則とする。これにより、橋台部における水平方向の支持機構は、橋

台背面土の受働抵抗に依存する構造となる。表 - 3.1 に従来橋と橋台部ジョイントレス構造の定義の比較を示す。

3.1.2 インテグラルアバット橋の要求性能と限界状態

インテグラルアバット橋に要求される性能とその性能を満足するとみなせる構造、各部材の限界状態の組合せについて、表 - 3.2 にその例を整理する。

常時、暴風時、レベル1地震時については、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、上部構造および橋台縦壁に塑性化が生じた後の挙動が不明であること、損傷に対する機能回復が容易な部材でないことから、橋の重要度にかかわらず道示 で規定する耐震性能2を満足させることとする。

表 - 3.2 において主たる塑性化を考慮する部材を濃い網掛けとし、レベル2地震時には、各部材、部位の限界状態の組合せを3ケース想定したのは、橋に影響を与える恐れのある液状化の影響の有無を考慮したものである。

- 1) 液状化の影響がない場合
- 2) 液状化および慣性力の両者を受ける場合
- 3) 慣性力の影響が小さくなるが液状化の影響が継続する場合

橋台背面土の地盤抵抗は、変形が小さい段階から塑性化を示すため、常時・レベル1地震時には橋台天端の舗装面に損傷を与えない程度の塑性化を許容することとし、レベル2地震時には容易に修復が行いえる程度の塑性化を許容することとした。

表 - 3.1 橋台部ジョイントレス構造と従来橋の分類

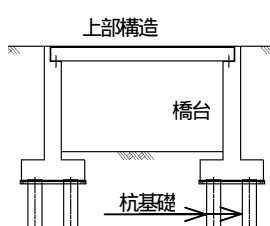
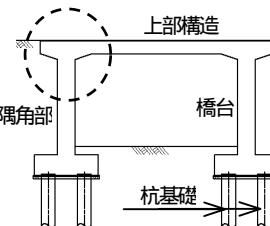
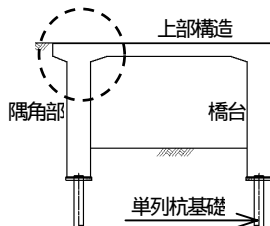
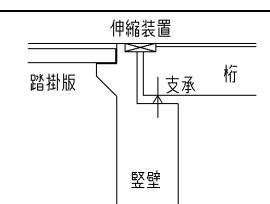
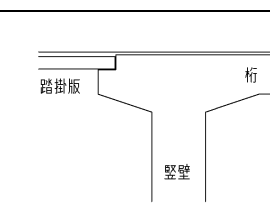
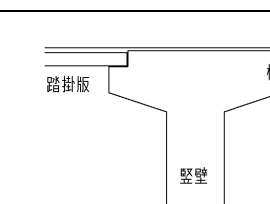
構造形式	従来橋	橋台部ジョイントレス構造	
		ポータルラーメン橋	インテグラルアバット橋
概略図			
接続部概略図			
支承条件	有（可動/固定/弾性等）	無（剛結）	無（剛結）
伸縮装置	有	無	無
温度変化による桁伸縮への対応	遊間を確保し、支承のせん断変形性能により対応	橋台縦壁および基礎の変形性能により対応	柔軟な橋台杭基礎の変形性能により対応

表 - 3.2 インテグラリ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	各部材、部位の限界状態の組合せ			
			上部構造/隅角部	橋台堅壁	杭基礎	橋台背面土
常時, 暴風時	常時, 暴風時の作用によって橋としての機能が損なわれない性能	常時, 暴風時の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			力学的に安定しているとともに有害な変形が生じない限界の状態
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			力学的に安定しているとともに有害な変形が生じない限界の状態
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	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	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
			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	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
			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耐力上昇域にとどまる限界の状態	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

3.2 橋台背面土の受働抵抗モデルの検討

インテグラリアバット橋は、水平方向支持を橋台背面土の受働抵抗に依存する構造のため、設計に用いる受働抵抗モデルの設定法や、可逆性を確保するための照査指標や背面土の材料や品質の確保について整理する。

上記の背面土モデルを用いて、インテグラリアバット橋の成立性について検討を行い、適用範囲を検討する。検討対象は、単径間モデルと中間橋脚を含む連続径間モデルとした。

3.2.1 橋台背面土の受働抵抗モデル

(1) 受働抵抗を考慮した既往の設計法の整理

橋台背面の受働抵抗を適用した既往の設計法として、以下の3工法について整理する。

ア) 単径間インテグラル橋¹⁾：道示²⁾の水平地盤反力係数 k_H を背面受働抵抗として線形バネを考慮。線形バネモデルでは、地盤の塑性化の影響を考慮できない。そこで、適用橋長を50m以下とすること、杭頭変位を地盤が弾性とみなせる範囲で制限することにより橋台天端に設計で想定しない変位が生じないことを担保している。

イ) 変位拘束工法³⁾：既設橋梁の耐震補強設計法の1工法であり、レベル2地震時に上部構造に生じる水平変位を橋台等により拘束する工法である。背面受働抵抗モデルは、図-3.1に示す非線形バネとし、バネは圧縮側のみを考慮する。圧縮側のバイリニア型の非線形バネの骨格曲線は、道示²⁾のケーソン基礎の前面地盤

抵抗に準拠して、バネ定数は水平地盤反力係数から、バネ反力の上限値は受働土圧に相当する値としている。

ウ) Caltrans 耐震設計基準⁶⁾：橋台背面の受働抵抗を考慮した耐震設計法を採用しており、パイリニア型の非線形バネモデルを用いている。非線形バネモデルは、デューピス大学で実施された実物大載荷試験結果を定式化している。一方、Caltrans では、橋台背面から50m 区間を取付盛土区間として通常盛土とは異なる仕様（締固め度 95%以上）を規定することにより、橋台背面の地盤抵抗の性能を担保している。

(2) 橋台背面の受働抵抗のモデル化

既往の設計法を参考として、インテグラリアバット橋で用いる橋台背面の受働抵抗モデルは、道示²⁾のケーソン基礎の前面抵抗に準拠したバイリニア型の非線形バネモデルを用いること、受働抵抗の可逆性を確保するには、

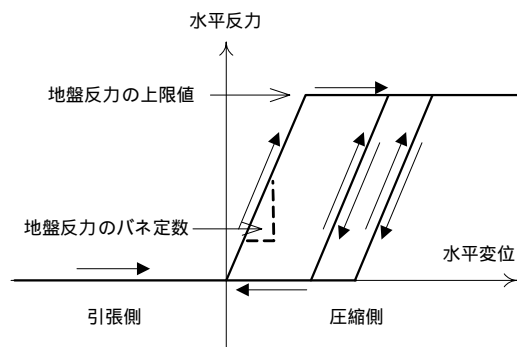


図 - 3.1 背面土の地盤反力バネのモデル化

使用材料や施工品質を規定した橋梁取付区間を設けることとした。この受働抵抗モデルの効果を確認するため、成立性の検討を実施した。また、橋台背面盛土区間は橋梁アプローチ構造として一般土工区間と別構造を提案する。

3.2.2 橋台背面の受働抵抗の効果の検証

常時・レベル1地震時に関して、骨組み(梁-パネ)モデルにより検討。

(1) 単径間モデル

橋台背面の受働抵抗単独の影響を確認するため、中間橋脚を除いた単径間モデルを対象とする(図-3.2参照)。

- ・解析条件：橋長；40m，橋台高；8m
- ・上部構造；鋼桁(4主鉄桁)，PC桁(ポステンT桁)
- ・基礎地盤；種地盤
- ・検討ケース：受働抵抗のパネ値をN値(変形係数)の関数として変化；N値=0~20
- ・解析結果

常時(活荷重時，温度下降時)については，橋台背面の受働抵抗の有無の影響はほとんどないが，図-3.3に示すようにレベル1地震時では，上部構造の形式(剛性の大小)にかかわらず，橋台背面の受働抵抗がN=2相当でも橋台天端変位は大きく抑制され，その有無が大きく影響する。一方で，背面パネ値の増大(N値の増加)による抑制効果は受働抵抗の有無に比べ小さい。

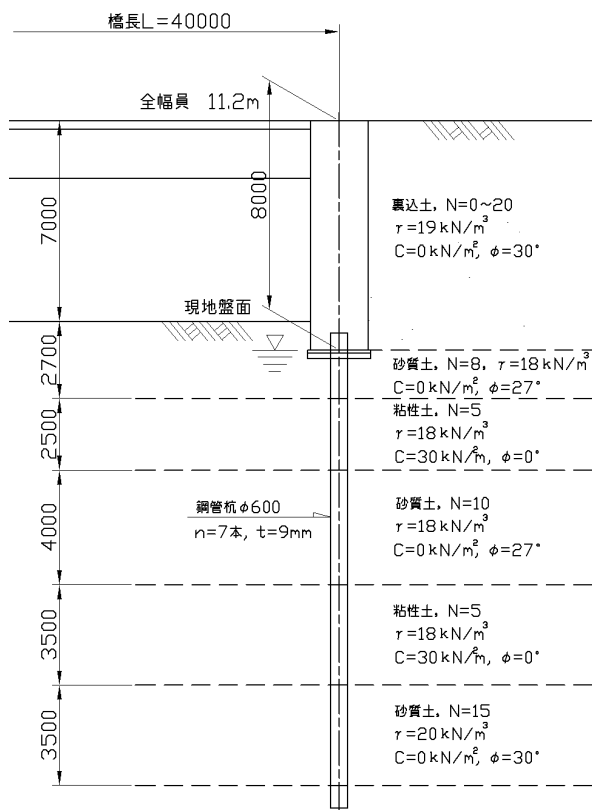


図-3.2 単径間の解析条件

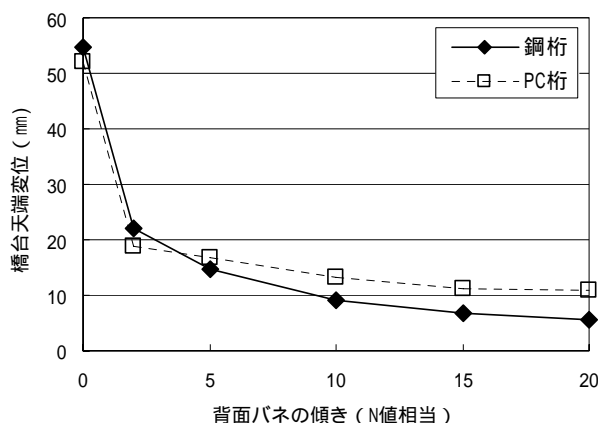


図-3.3 パネ値による橋台天端変位の変化(単径間)

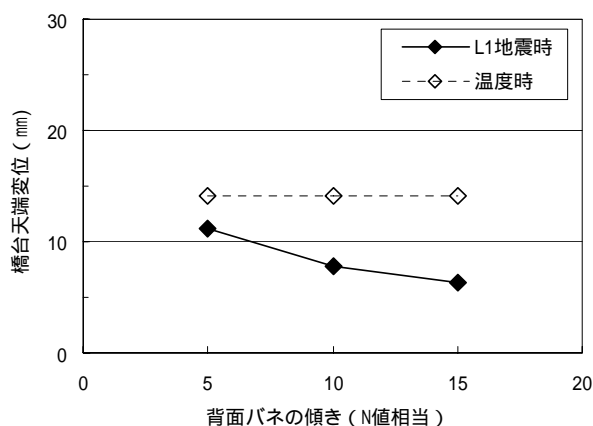


図-3.4 パネ値による橋台天端変位の変化(連続径間)

(2) 連続径間モデル(3径間)

中間橋脚を配置した連続径間モデルについても同様な条件で実施した。

- ・解析条件：橋長；105m(3@35m)，橋台高；8m
- ・上部構造；鋼桁(4主鉄桁)，橋脚高；6m
- ・基礎地盤；種地盤(地盤条件は，単径間と同じ)
- ・検討ケース：受働抵抗のパネ値をN値(変形係数)の関数として変化；N値=5~15
- ・解析結果

単径間の場合と同様に，常時(活荷重時，温度下降時)については，橋台背面の受働抵抗の有無の影響はほとんどないが，レベル1地震時ではパネ値の増加により橋台天端変位は減少する。一方で，橋長が長くなると，橋台天端変位は温度変化時に最大となる。

3.2.4 橋梁アプローチ構造の導入

橋台背面土は，良質な材料(砂れき，砂で路床材としても適用可能な材料と同等以上)を用い，締固めを路床相当とし，裏込めの敷ならしは仕上り厚20cm以下とする。このような土構造物の範囲を図-3.5に示すように橋梁アプローチ構造と定義し，通常の土工部とは別構造とする。なお，橋梁アプローチ構造の範囲は，橋台背面土

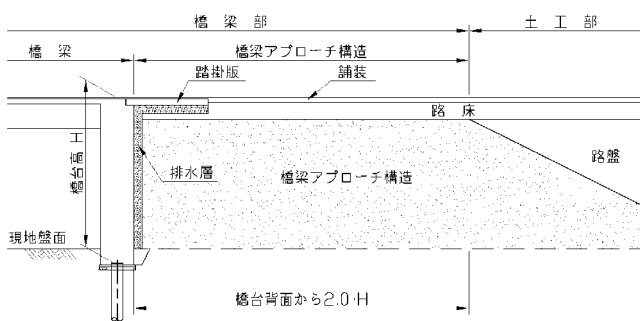


図-3.5 橋梁アプローチ構造 (土工部後施工の場合) の受働抵抗が確実に機能する範囲として、橋台背面から橋台高の2倍以上確保することとした。

3.3 適用範囲の検討

3.3.1 常時・レベル1地震時の検討

インテグラルアバット橋の適用範囲あるいは成立性を確認することを目的に、パラメータ解析を実施した。

(1) 単径間モデル

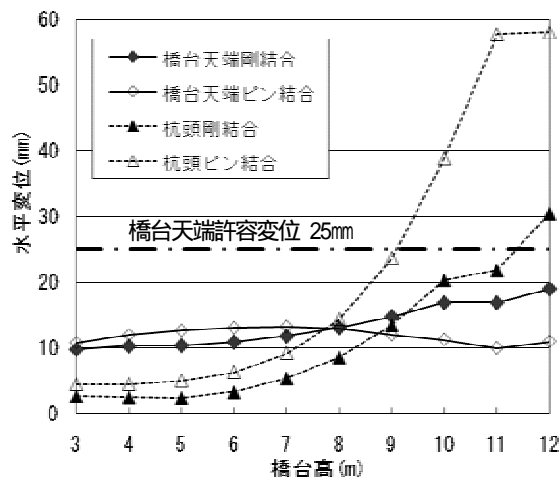
表-3.3 に示す基本ケースに対し、上部構造形式を、鋼桁とPC桁の2形式について、各パラメータを変化させて、その応答を検証した結果、次のことが確認された。

- ・柔軟な杭基礎とするために、単列杭としていることから配置本数が制限されるため、鉛直支持が橋長の適用範囲の決定条件となる場合が多い。
- ・適用橋長は、鋼桁で40~50m、PC桁で30~40m程度となる。
- ・基礎地盤、豎壁や杭剛性による応答への影響は小さい
- ・橋台高が小さい場合には、橋長の影響が橋台天端の水平変位に影響を及ぼす。一方、橋台高がある程度高くなると、背面土圧の影響が大となるため、杭頭変位が大きくなり、橋台豎壁基部が前面に押し出される挙動を示す (図-3.6 参照)。
- ・橋長が50m以下では、橋台天端の水平変位25mmを超えることはない (図-3.6 では橋長40m)。

(2) 連続径間モデル (3径間)

表-3.3 に示す単径間モデルの基本ケースの条件を踏襲し、橋長を3@25=75m、3@30m=90m、3@35=105m、3@40=120mと変化させて、橋長の変化、中間橋脚の影響を検討した結果、次のことが判った。

- ・橋台天端変位は橋長の増加とともに増大し、特に温度変化の影響が顕著となる。



橋長40m、上部構造:PC桁、種地盤、豎壁厚2m、杭径600

図-3.6 橋台高 - 水平変位 (レベル1地震時)

- ・レベル1地震時の水平力は、橋台背面受働抵抗の分担割合が高く、特に中間橋脚の基礎の固定度が小さい場合 (杭基礎) に顕著となる。

3.3.2 レベル2地震時の耐震性の照査

インテグラルアバット橋の水平支持は、橋台背面の受働抵抗に依存する構造であるため、背面土の大規模地震時の剛性低下を考慮するために地盤を平面ひずみ要素としてモデル化して、動的解析 (時刻歴応答解析) によりレベル2地震時の耐震性の照査を行った。なお、断面寸法は前項の常時・レベル1地震時の検討で決定したものを利用した。

(1) 単径間モデル (図-3.7 参照)

- ・解析条件 : 単径間、橋長30m、上部構造; 鋼桁
- ・入力地震動: タイプ (- -1), タイプ (- -1); 道示 図-参2.14(1), 2.15(1)
- ・解析モデル: 上部構造、杭基礎; 線形梁要素
橋台豎壁; 非線形梁要素 (武田モデル)
地盤; 平面ひずみ要素 (R-Oモデル)
- ・解析ケース: 橋台背面土の有/無ケース
- ・解析結果:

- 1) 橋の挙動は、基礎地盤の表層部と橋台背面土の挙動に概ね支配されている。
- 2) 橋台背面土の有無により、橋の振動特性は異なるが、最大応答値に与える影響に有意な差はない。
- 3) 橋台豎壁の塑性化は、隅角部直下において生じるが、許容塑性回転角以下となり、耐震性を満足する。

表-3.3 基本ケースとパラメータの変化範囲

	橋長	橋台高	基礎地盤	豎壁剛性 (豎壁厚)	杭剛性 (杭径)	隅角部の固定度
基本ケース	40m	8m	種	2m	600	剛結
変化範囲	30~50m	3~12m	種	1~3m	400~1000	ピン結

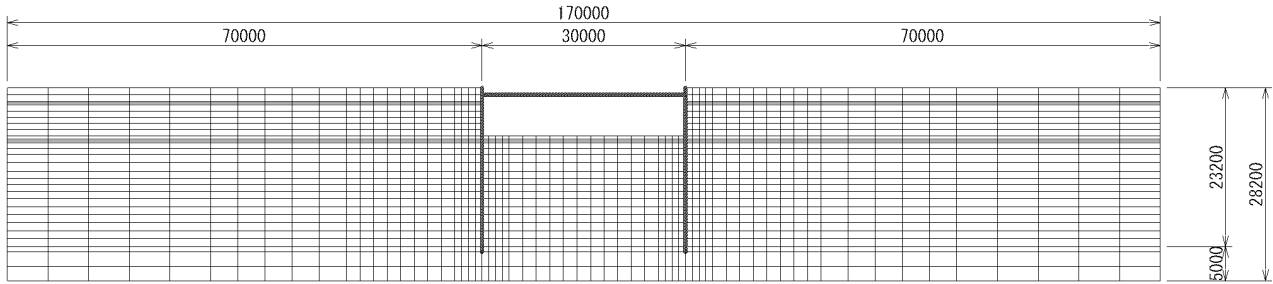


図 - 3.7 レベル2地震時の動的解析モデル(単径間)

(2) 連続径間モデル(3径間)

- ・解析条件 : 橋長 3@35 = 105m, 上部構造; 鋼鈹桁
 - ・入力地震動: 単径間と同様
 - ・解析モデル: 橋脚のモデル化以外は単径間と同様
橋脚; 非線形梁要素(武田モデル)
 - ・解析ケース: 橋台背面土の有/無ケース
 - ・解析結果:
- 1) 橋の挙動は, 単径間と同様に基礎地盤の表層部と橋台背面土の挙動に概ね支配されている。
 - 2) 橋台豎壁の塑性化は, 隅角部直下において生じるが, 許容塑性回転角以下となり, 耐震性を満足する。
 - 3) 橋脚基部の塑性化も許容塑性回転角以下となり, 耐震性を満足する。

表 - 3.4 斜角の影響検討の解析ケース

ケース	斜角	有効幅員(m)	橋長幅員比
1	90°	7.0	4
2		10.0	3
3		16.0	2
4	75°	7.0	4
5		10.0	3
6		16.0	2
7	60°	7.0	4
8		10.0	3
9		16.0	2

3.4 対称性の適用範囲の検討

3.4.1 斜角に関する適用範囲の検討

インテグラルアバット橋では, 上下部一体構造であるため, 斜角の影響によるねじりや回転の影響が基礎構造まで及ぶことが想定される。斜角による挙動(変形)や部材断面力に与える影響を把握し, 斜角の適用範囲の目安を設定することを目的に, 斜角をパラメータとした3次元骨組み解析を実施した。

(1) 検討条件(図 - 3.8 参照)

- ・解析条件 : 単径間, 橋長 30m, 上部構造; 鋼鈹桁
- ・解析モデル: 上部構造, 杭基礎; 線形梁(棒)モデル
橋台豎壁; 線形シェルモデル
地盤抵抗; 非線形パネモデル(豎壁垂直)
- ・解析ケース: 斜角と幅員を変化させた9ケースを解析(表 - 3.4 参照)

(2) 検討結果

- ・斜角の影響により回転変形が生じ, 橋全体は, 図 - 3.9 に示すような変形が生じる。
- ・上記の変形によって, 鋭角側に押し込まれるため, 杭の鉛直支持力が直橋に対し, 斜角が小さい程, 幅員が小さいほど大きくなる(図 - 3.10 参照)
- ・上部構造の断面力は, 斜角により桁端拘束効果が小さ

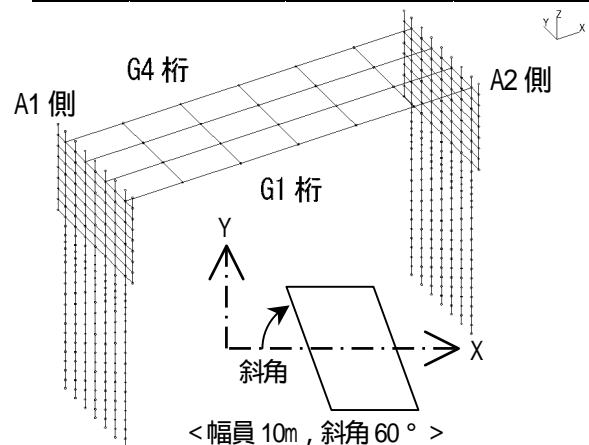


図 - 3.8 斜角の3次元骨組み解析モデル

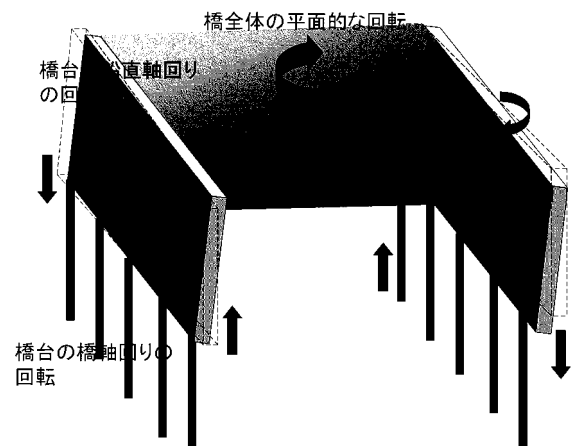


図 - 3.9 斜角による変形のイメージ

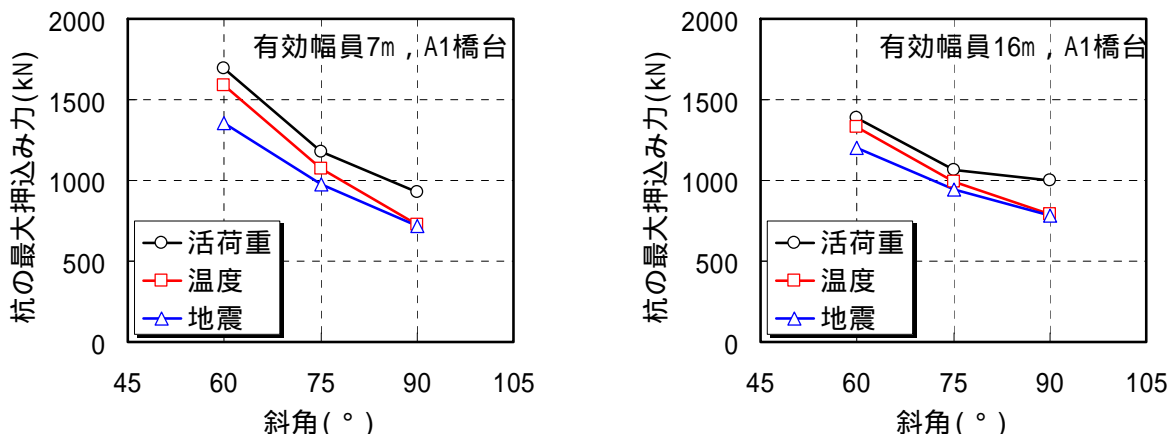


図-3.10 杭の鋭角側最大押込み力の変化

くなることから、支間中央曲げモーメントが増大し、桁端曲げモーメントは減少する。

以上から、本解析条件では、斜角の影響を適切に考慮した設計を行う必要があることが確認された。本解析の上部構造形式は、比較的ねじり剛性が低い鋼鈹桁を対象としており、斜角によるねじりの影響を基礎構造に大きく負担させるモデルであり、上部構造のねじり剛性が高い形式の場合には、その影響は小さいと考えられる。

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 場所打ち杭の水平載荷実験

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（縁端距離）が杭およびフーチング縁端の破壊形態、耐力、剛結度に及ぼす影響を確認することを目的とし、昨年度は単杭供試体を作成し、水平力、曲げモーメントが同時に作用する状況での載荷試験を実施した。今年度は2本組杭供試体を作成し、軸力、水平力、曲げモーメントが同時に作用する状況での載荷試験を行った。

4.2 実験方法

実験に用いた供試体は、図-4.1に示すように、実際の道路橋橋脚の場所打ち杭基礎（2×2本群杭）の橋脚から杭体までを模擬したもので、諸元を1/2スケールで想定した。特徴は、杭からフーチング縁端までの距離をかぶりや鉄筋径から決まる構造上の必要最小限の長さまで縮めたフーチング縁端部に作用する杭からの押抜き水平せん断力に対して、縁端部の抵抗領域が最も小さく想定される2×2本群杭の対角方向に載荷を行ったことである。

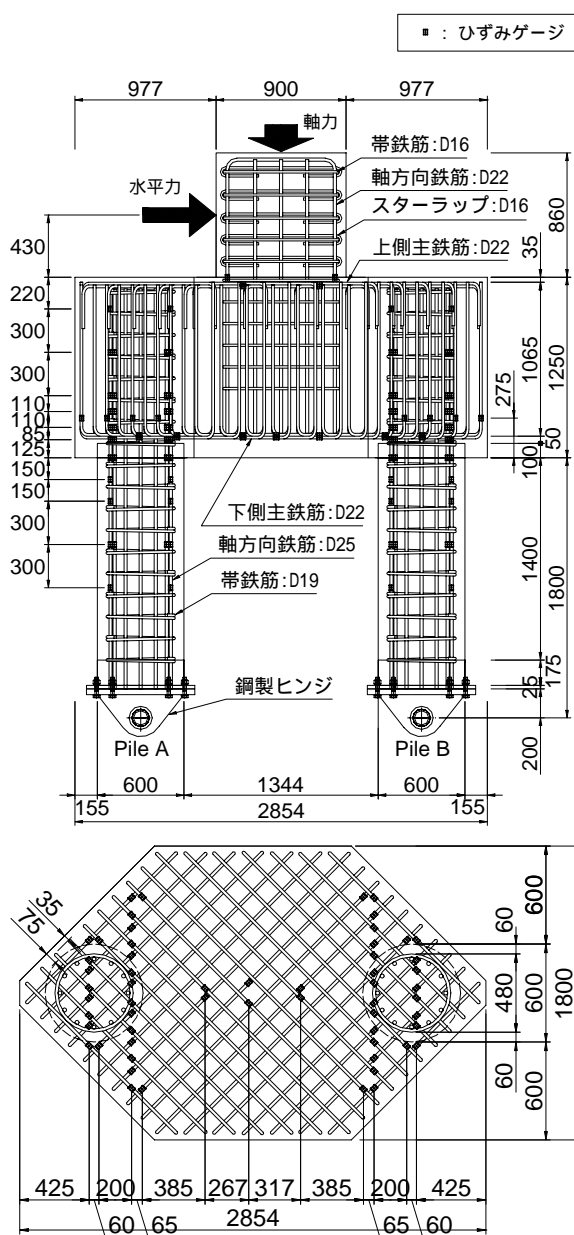


図 4.1 実験供試体

表-4.1 試験時のコンクリート強度

	圧縮強度	弾性係数	引張強度
杭体	42.0 N/mm ²	27.9 kN/mm ²	2.93 N/mm ²
フーチング	23.8 N/mm ²	23.0 kN/mm ²	2.39 N/mm ²

表-4.2 実験に使用した鉄筋の引張試験結果

	降伏応力	最大応力	降伏ひずみ
D25	369.1 N/mm ²	544.2 N/mm ²	1892 μ
D22	377.6 N/mm ²	577.1 N/mm ²	1963 μ
D19	392.2 N/mm ²	601.1 N/mm ²	2018 μ

杭体諸元は、杭径 $D = 600\text{mm}$ で、軸方向鉄筋は D25 を 12 本、帯鉄筋は D19 を 150mm 間隔で配置し、かぶり は 60mm とした。フーチング部は、下側主鉄筋は D22 を 125mm の格子状に、上側主鉄筋は D22 を 250mm 間隔の格子状に配置した。これらの鉄筋量は、標準的な道路橋橋脚の場所打ち杭およびフーチングにおいて、杭体では鉄筋量が多めの部類になるように、フーチング部では鉄筋量が少なめの部類になるよう配置したものである。橋脚部には、軸方向鉄筋を D22 を片側 6 本配置した。実験中、軸方向鉄筋は軸力の影響が大きく常に圧縮状態で、実験終了後に橋脚部のひび割れは見られなかった。表 1,2 に材料試験結果を示す。使用した鉄筋は全て SD345 で、同径ごとに同一ロットの鉄筋を用いている。

杭とフーチングの縁端距離は、かぶりやフーチング鉄筋径、鉄筋のあきを考慮した必要長である 150 mm の 1/2 スケールとし、75 mm である。杭中心間隔は標準的な杭中心間隔である $2.5D$ の場合を考えたとき、対角の杭同士の杭中心間隔は約 $3.5D$ となるが、供試体の運搬時の制約から 1944 mm (杭径 D の 3.2 倍) としている。フーチングの厚さは、1250 mm である。杭の軸方向鉄筋の定着長は 1010 mm で、鉄筋径の 40.4 倍である。道路橋示方書では、必要定着長 L_0 に加えて、杭が繰返し曲げ荷を受けるときの定着に付着切れ分の余裕として軸方向鉄筋径の 10 倍の長さを確保することとされているが、ここでは余裕分は考慮しなかった。なお、道路橋示方書で必要とされている余裕分を満足するようにした場合、定着長は 1154 mm となる。

載荷時のセットアップ図を図-4.2 に示す。本実験では実験供試体を横向きに設置した。供試体はテフロンシートを敷いた架台の上に載せ、極力摩擦が軽減するように努めた。杭の先端にはヒンジを設け、フーチング下面から杭径 D の 3 倍の位置で曲げモーメントがゼロになるようにしている。載荷にはジャ

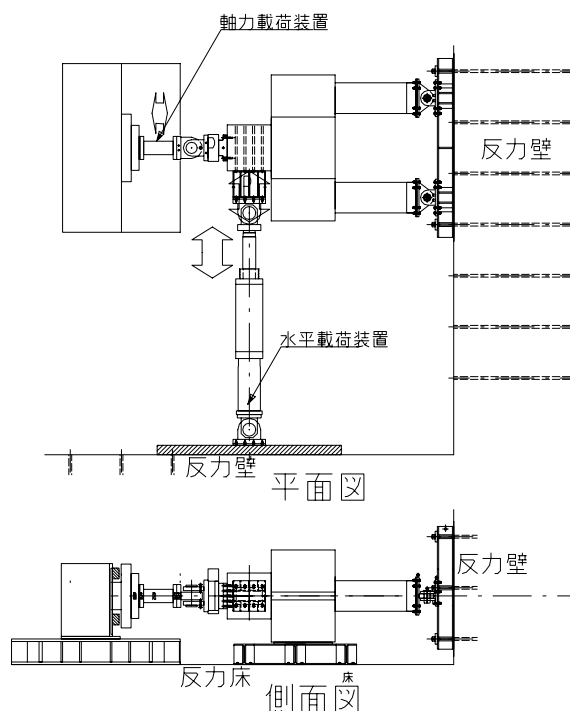


図 4.2 セットアップ図

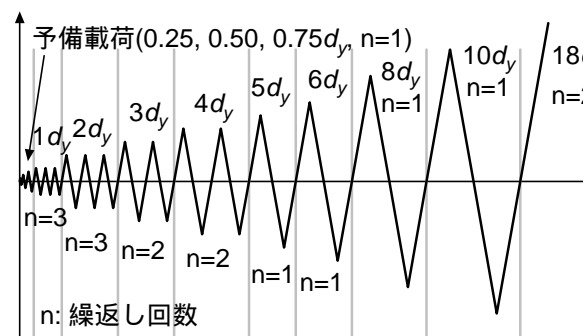


図-4.3 載荷パターン

ッキ 2 基を用いており、橋脚部に、一定の鉛直軸力を与えた上で正負交番の水平変位を与えている。与えた鉛直軸力は 1800 kN で、杭体に用いたコンクリート強度の 7.6% に相当する。水平載荷のパターンを図-4.3 に示す。正負交番載荷で、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載荷パターン⁷⁾である。

なお、実験供試体の製作において、コンクリートの打設は杭体とフーチング部とを別々に行っている。杭体を先行して打設しており、打設方向は、通常の場合場所打ち杭と同様の鉛直の姿勢である。そして杭体コンクリートが固化した後に、杭体を水平に保持し、載荷時と同姿勢の状態でもフーチング部と橋脚部の打設を一度に行った。

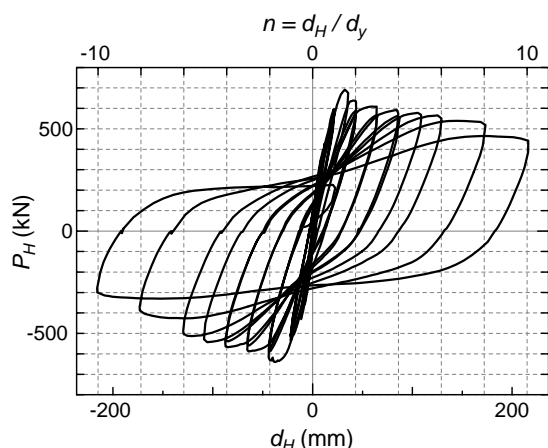


図 4.4 荷重 変位関係

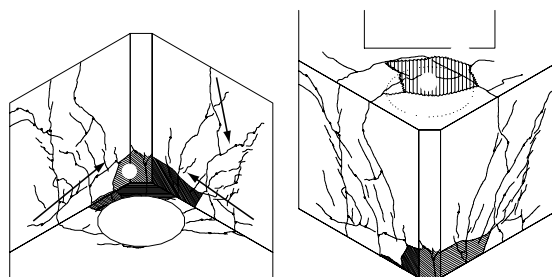
4.3 実験結果

4.3.1 水平荷重 水平変位関係

水平荷重位置における荷重 P_H と変位 d_H の関係を図-4.4 に示す。荷重において、図-4.2 に示す Pile B が先に押し込み杭となる水平荷重を正側の荷重荷重、荷重変位としている。正側もしくは負側の荷重中に 1 本目の杭の軸方向鉄筋が降伏したのち 2 本目の杭においても、最外縁の鉄筋が降伏し、全杭降伏と呼ぶことにする。正荷重の荷重では押し込み杭、引抜き杭が 597 kN で同時に引張鉄筋が降伏し、負荷重の荷重では押し込み杭が 529 kN、引抜き杭 535 kN でほぼ同時に引張鉄筋が降伏し、全杭降伏時の変位は正荷重の荷重で 21.0 mm、負荷重の荷重で 22.2 mm であったことから、平均値に近い 21.5 mm を降伏変位 d_y とし、 $2d_y$ ステップ以降の荷重を行った。1~ $2d_y$ 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。

4.3.2 損傷の進展

杭体では水平荷重で 130 kN を過ぎたころから、荷重中に両杭の引張縁で曲げひび割れが生じていた。そして、全杭降伏 ($1d_y$) を迎えた後、次の荷重ステップである $2d_y$ に向かう最中に、押し込み杭の圧縮縁コンクリートが表面が圧壊し、荷重のピークを迎えた。その後、押し込み杭の圧縮縁のみでかぶりコンクリートの剥離・剥落が進行し、 $5d_y$ のときにはフーチング下面から 200 mm の範囲で杭体軸方向鉄筋が露出した。 $8d_y$ 時には露出した鉄筋にて座屈が見られ最終ステップである $10d_y$ 後において、軸方向鉄筋の破断が確認された。



(a) フーチング下面側 (b) フーチング上面側
図 4.5 フーチングのひび割れ進展状況(Pile B)

次に図-4.5(a)にフーチング下面側の主要な荷重状態でのひび割れ発生状況を示す。フーチング下面では、まず $0.5d_y$ のステップ終了後に、引抜き杭の側方に水平荷重と直角方向に進展するひび割れが確認された()。 $0.75d_y$ ではひび割れがフーチング側面へと進展し()、その後、軸力作用位置方向へと進展()していった。 $2d_y$ においては杭側面から伸びたひび割れ()近傍のフーチング下面鉄筋が降伏した。 $4d_y$ 時には Pile B 側でのみフーチングかぶりコンクリートの小片が欠け落ちた()。その後は最終ステップの $10d_y$ まで剥落は見られなかった。 $5d_y$ の荷重時には引抜き杭側において、杭体の直下を通るフーチング下面鉄筋のうち、半数以上が降伏し、達していた。フーチング下面鉄筋の多くが降伏に達した $5d_y$ 以降では、フーチング側面に水平方向に広がる押抜きせん断状のひび割れが進展していった()。また、 $4d_y$ から $6d_y$ にかけてフーチングの上端から下へと進展するひび割れ()があった。最終ステップでのフーチングかぶりコンクリートの剥落()は荷重の最大変位に向かう途中で発生し、剥落後はフーチング下側主鉄筋が露出した。

図-4.5(b)にフーチング上面側におけるひび割れ発生状況を示す。フーチング上面でも変状が見られ、杭が押し込みになる荷重時に押抜きせん断状のひび割れが生じていた()。特に最初に押し込み杭となる Pile B 側では、 $8d_y$ 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た()。 $10d_y$ の最大変位へ向かう荷重中に浮き上がりが増大していき、変位ゼロ点に戻る最中にかぶりコンクリートが剥落し()、フーチング上面鉄筋と杭の軸方向主鉄筋が露出した。

なお、Pile A でも Pile B とほぼ同様の破壊状況であった。

4.3.3 フーチング鉄筋に発生したひずみ

図 4.6 に杭の中心位置を通るフーチング下側主鉄筋での計測ひずみと載荷ステップの関係を示す。縦軸の計測ひずみは A 点, B 点, C 点で計測されたもので, 各ステップの 1 サイクル目の最大(または最小)変位時における値である。実験供試体では, $0.5d_f$ 時に A 点付近のフーチングコンクリートにひび割れが発生した。それにあわせて, 図 4.6 に示すように, A 点, B 点位置の計測箇所では $0.5d_f$ 時よりひずみが増大している。これは, 杭頭せん断力に対してフーチング下側主鉄筋が抵抗したことを示している。また, フーチング側面の曲げ上げ部での C 点の計測結果を見ると, 載荷変位が大きくなってほとんどひずみが生じていない。これらの傾向は計測を行っていた他の下側主鉄筋でも同様であった。以上のようにフーチング下面に生じるひび割れに対しては, 既往の実験^{8), 9)}と同様に, 下側主鉄筋が抵抗に寄っていた。

4.3.4 杭定着鉄筋の有効定着長

杭の最外縁に配置した軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4.7 に示す。縦軸は各載荷ステップで最大または最小変位となったときの計測ひずみ, 横軸はフーチング下面からの距離である。また, 図-4.7(a), (b) の両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である。

鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した区間は, $1d_f$ では杭とフーチングの境界面付近のみであるが, 載荷が進むにつれて鉄筋の降伏箇所がフーチング内部へと拡大しており, 鉄筋 A では $8d_f$ 時, 鉄筋 B では $3d_f$ 時に道路橋示方書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 13ϕ (325mm) 程度, 鉄筋 B では 23ϕ (580mm) 程度であった。一方, 既往の実験¹⁰⁾では, 鉄筋が降伏する区間は $5\sim 7\phi$ 程度であった。今回の実験で軸方向鉄筋の降伏範囲が過去の実験に比べて大きくなった要因としては, 繰返し回数の違いや, 軸力変動の影響が考えられる。

図-4.7 のフーチング内部の鉄筋定着部のひずみ分布に着目すると, 載荷が進んでも一定勾配を保つ

たままでひずみが増加している。このときの勾配は鉄筋とコンクリートの最大付着強度であると考えられ, 結合鉄筋のうちフーチング下面側に近い範囲では付着切れが起きていたと考えられる。今回の実験では, $8d_f$ 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。これは図-4.8 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結合鉄筋に沿ってフーチングが引き抜かれたようになり, 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・伝達されなかったため, 鉛直の押抜きせん断破壊に至ったと考えられる。

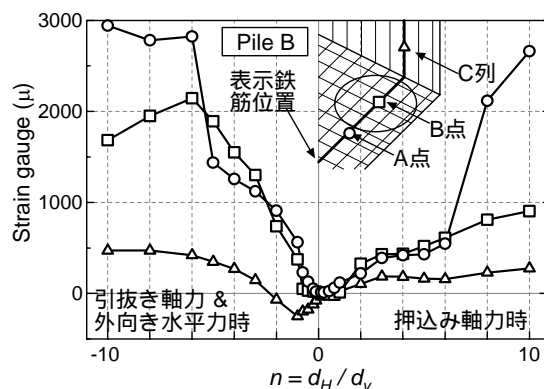


図 9 フーチング下側主鉄筋のひずみ分布(Pile B)

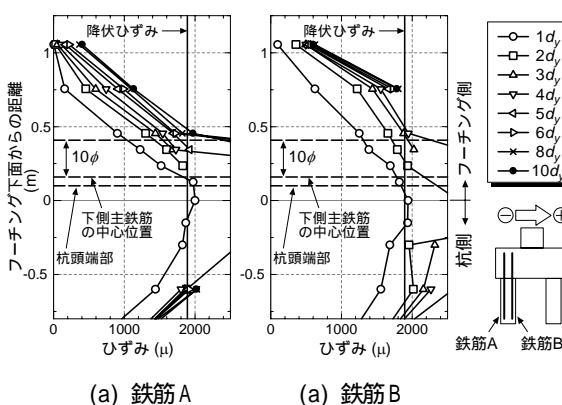


図 4.7 最外縁の軸方向鉄筋のひずみ分布

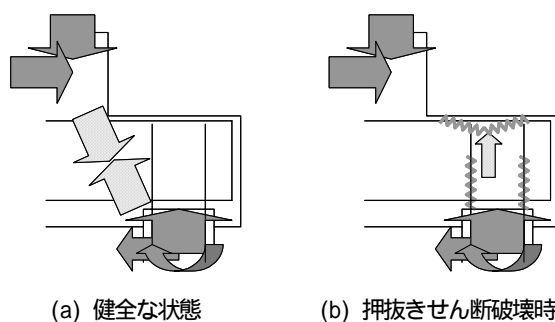


図 4.8 鉛直押抜きせん断時の荷重状態

5. まとめ

5.1 斜杭基礎の設計法に関する検討

圧密沈下が斜杭に及ぼす影響について、斜杭組杭模型を用いた遠心力場での圧密実験により検討した。以下に主な検討結果を示す。

斜角 15° の斜杭は、直杭に比べ作用する曲げモーメント、土圧は大きく、圧密沈下の影響が顕著である。

従来の設計方法である佐藤の式では、杭に作用する土圧を過剰に考慮する可能性がある。

次年度は、今年度の実験結果をベースに解析的な検討を加え、圧密沈下が斜杭基礎に及ぼす影響評価法を提案する予定である。

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、昨年度に引き続き、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の要求性能と限界状態を整理するとともに、橋台背面受働抵抗モデル、適用範囲（橋長、斜角など）、大規模地震地震動に対する耐震性などについて、解析的に検討を行った。

次年度に残された課題は、レベル2地震時設計法の確立が挙げられる。

地盤を平面ひずみ要素でモデル化した動的解析の結果、比較的軟弱な現地盤の表層部の応答が橋全体系の応答を支配しており、橋台背面土と橋梁は同時に振動していると想定され、橋台背面土をバネモデルとして解析する妥当性を検証する必要がある。また、液状化が生じる場合の耐震設計法については、別途検討が必要である。

得られた知見をインテグラルアバット橋の設計・施工ガイドライン（案）として整理して、普及を図る予定である。

5.3 杭とフーチングの縁端距離の縮小化に関する検討

2本組杭模型を作成し、一定軸力を与えた上で正負交番の水平載荷を行った。実験の結果、次のことが確認できた。

- ・ 実験供試体の最終的な破壊はフーチング内の杭結合部の抜け出し及び鉛直押抜きせん断であり、縁端距離を縮小したことが直接的な要因となる破壊は見られなかった。
- ・ 水平の押抜きせん断に対して、フーチング下

面にひび割れが生じるまではフーチングコンクリートが抵抗に寄与し、ひび割れ発生以降は杭体の直下を通るフーチング下側主鉄筋も抵抗に寄与する。

- ・ 杭基礎が塑性域で繰返し載荷を受けるにつれ、杭の結合部鉄筋は、従来の実験で見られるよりも深い位置まで降伏した。鉄筋の定着長のみならず、杭基礎としての塑性率の制限値の設定など、今後設計での取扱いを検討する必要がある。

次年度は、今年度の実験結果をベースに杭の結合部に着目した確認・検証実験を行う予定である。

参考文献

- 1) 社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，2007
- 2) 佐藤昭，赤井公昭，舟崎恒義：負の周面摩擦力と斜ぐい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，1970.
- 3) 高橋邦夫：沈下地盤中の単杭の挙動に関する実験的研究，港湾技研資料，第533号，pp. 5～179. 1985
- 4) (社) 土木研究センター，新日本製鐵(株)：インテグラル橋の計画ガイドライン(案)，2004.3.
- 5) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集6.4，2005.4.
- 6) California Department of Transportation：Seismic Design Criteria，2004.2.
- 7) 運上茂樹，星隅順一，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台実験方法）土木研究所資料第4023号 2006.6
- 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.
- 10) 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.

RESEARCH ON RATIONALIZATION OF SUBSTRUCTURES FOR COST REDUCTION

Abstract : This research considers the design of battered pile foundations and integral abutments, and miniaturization of the distance between the outermost pile center and the footing edge for the purpose of cost reduction of highway bridge substructures.

In this year, in study on battered pile foundations, we confined centrifuge tests to evaluate the effect of the consolidation settlements for batter piles. In study of integral abutments, we arranged performance demands, evaluated the model of the passive resistance for abutment, the scope bay parametric calculation, and arranged the problem for seismic design. In study of distance between the outermost pile center and the footing edge, it was confirmed that miniaturization is possible based on the loading tests.

Key words : cost reduction, battered pile foundation, allowable ductility factor, integral abutment, distance between the outermost pile center and the footing edge