

III-5 超長大橋下部構造の設計・施工の合理化に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 10～平 17

担当チーム：振動チーム、基礎チーム

研究担当者：杉田 秀樹、近藤 益央、谷本 俊輔

中谷 昌一、竹口 昌弘

【要旨】

超長大橋の大水深基礎を対象に、基礎寸法を小さくし工費削減が期待できる合理的な構造を提案することを目標として、パイルドファウンデーションや基礎底面のサクシジョンの効果を考慮した新しい基礎形式の検討を模型載荷実験や解析等により実施した。

その結果、パイルドファウンデーションに関しては、設計時に基礎の支持力増加が見込める事を確認した。さらに動の実験により地震時には残留変位が卓越すること及び基礎の根入れが残留変位を大幅に抑制することがわかり、この評価を可能とする簡易動的解析モデルを提案した。

一方、サクシジョン効果に関しては不透水性地盤及び透水性地盤において水深に応じた効果を発揮し、止水構造の採用によりさらに効果が増加する事を確認した。これらの挙動を示した転倒モーメント算定式を提案し、解析による検証およびその効果を取り入れた試設計により、その合理性及び経済性を検証した。

キーワード：橋梁基礎、サクシジョン、パイルドファウンデーション、遠心力載荷模型実験

1. はじめに

現在検討が進められている新交通軸における超長大橋の下部構造については、大水深など過酷な自然環境下での施工技術が要求されるとともに、基礎寸法を小さくし工費削減が期待できる合理的な基礎形式の開発が求められている。

一般に超長大橋の基礎は水深の深い海洋部に設置されることが想定され、特に架橋地点において支持層が深い場合には、従来の長大橋で多くの実績を有する直接基礎では大規模な浚渫が必要となり工費・工期の増大や施工自体が困難になることが考えられる。このように大水深下で支持層が深い場合の合理的な基礎形式として、ギリシャのリオン-アンティリオン橋の塔基礎に採用されたパイルドファウンデーションが挙げられる。パイルドファウンデーションは図-1 に示すとおり、支持層の深い軟弱地盤の表層部部分を杭で補強しその上に直接基礎を構築するもので、大水深下での大がかりな海底掘削を伴わない。しかしながら、杭と基礎底面の荷重分担など支持機構が複雑であることから、大規模地震時のパイルドファウンデーションの挙動については未解明な点が多く、設計地震力が大きい我が国での適用に際しては十分な検討が必要である。

また、大水深下の直接基礎を合理的に設計する方

法として、従来の設計では無視している基礎底面に作用するサクシジョンの効果を考慮することが考えられる。ここでいうサクシジョンとは、水中基礎が地震時の慣性力などにより回転し浮き上がり、基礎底面下の隙間体積の増加により生じる水圧低下に起因して、基礎の浮き上がりに抵抗する力のことである。

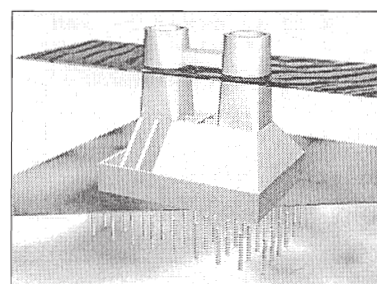


図-1 パイルドファウンデーション

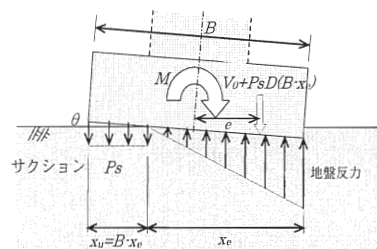


図-2 サクシジョンを考慮した荷重状態

そこで、本研究では、パイルドファウンデーションについて、重力場における模型載荷実験により基本的な支持力特性を把握するとともに、動的遠心模型実験および数値解析により地震時振動特性の解明と耐震設計法の提案を行った。また、サクシオンについては、重力場における模型実験によりサクシオンの特性を明らかに耐震設計法を提案するとともに、遠心模型実験により実物大相当の水深下でのサクシオン効果を検証した。

2. パイルドファウンデーションに関する検討

2.1 静的模型載荷実験（重力場）

2.1.1 実験方法

パイルドファウンデーションの基本的な支持力特性を把握するために、2次元土槽を用いた小型基礎模型の載荷実験を行った。実験は表-1に示すように、荷重の傾斜角、杭本数、杭配置等を変化させて実施した。

2.1.2 実験結果

(1) 鉛直荷重の場合

荷重傾斜角が 0° の場合の比較を図-3に示す。杭本数が0の場合は、鉛直荷重が6000N程度でピークに達している。この時の鉛直変位は7mm程度である。写真-1に示すように、すべり線は明瞭に現れている。一方、杭本数が15本の場合は、鉛直荷重が8500N程度でピークに達している。この時の杭が負担する鉛直荷重を杭に貼付した歪みゲージから求めると1000N程度であり、大部分をフーチングが負担している。すべり線を写真-2に示す。写真-1と比較すると、くさびの形状が大きくなっており、杭による地盤の補強効果を示しているものと考えられる。

次に、杭本数が30本の場合は、実験の範囲では鉛直荷重にピークは発生せず、杭による補強効果が十分に発揮できていると考えられる。

表-1 実験ケース

CASE	荷重傾斜角	杭本数	杭配置
1	0°	0	-
4	0°	30	フーチング下
18	0°	15	フーチング下
2	5°	0	フーチング下
5	5°	30	フーチング下
9	5°	15	フーチング下
10	5°	30+20	広範囲

以上の結果から、パイルドファウンデーションの効果としては、杭による荷重分担だけでなく杭による地盤の補強効果があることがわかった。また、杭による補強の程度によって最大荷重を示す変位量が異なることがわかり、設計においてはこの点を留意する必要がある。

(2) 傾斜荷重の場合

鉛直荷重の傾斜角が 5° の場合の比較を、図-4に示す。杭本数が0の場合は、鉛直荷重が4000N程度でピークに達している。この時の鉛直変位は4mm程度である。写真-3に示すように、すべり線は写真-1に較べて大きく傾斜している。

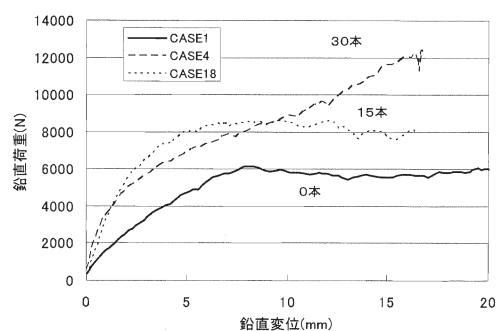


図-3 鉛直荷重 0° の荷重～変位関係

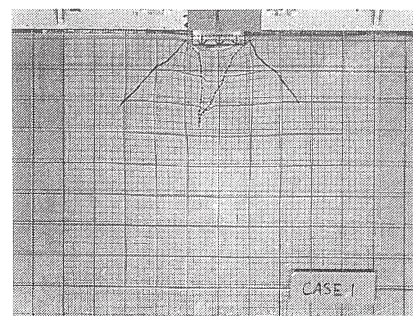


写真-1 鉛直荷重・杭本数0のすべり線

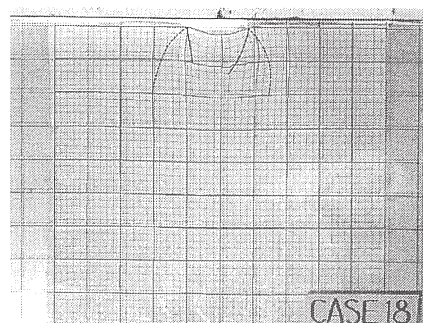


写真-2 鉛直荷重・杭本数15本のすべり線

杭本数が15本および30本の場合には、実験の範囲では荷重のピークは発生せず、杭本数が0の場合よりも大きな耐力を有している。しかし、鉛直変位の小さな範囲では、杭本数が0の場合と大きな違いがなかった。これは、すべり線が大きく傾斜しているため、杭による地盤の補強効果が十分に発揮できなかったためと考えられる。

次に、フーチング下の30本に加えフーチング外に20本の地盤補強用の杭を配置した場合については、最大荷重はさらに大きくなるものの、鉛直変位の小さな範囲ではほとんど違いがなかった。これは、フーチング範囲外に設置した20本の内、前面のすべり線に位置するのは10本のみであり、補強効果としては不十分であるためと考えられる。

以上の結果から、傾斜荷重がある場合もパイルドファウンデーションの効果はあるが、今回の実験では変位の小さい領域では効果が少ないことがわかった。これはすべり線に対して十分な補強効果が発揮できていないためと考えられる。

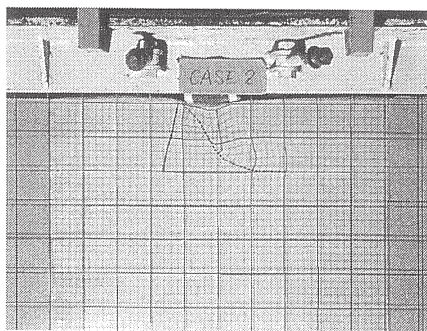


写真-3 傾斜荷重・杭本数0のすべり線

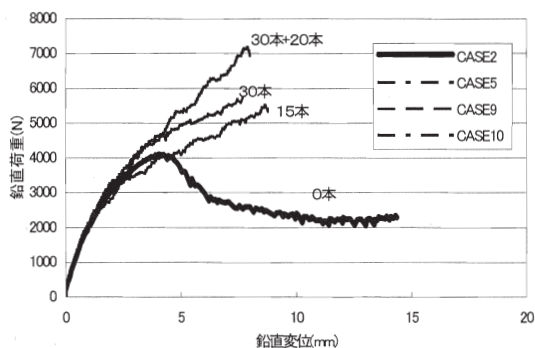


図-4 傾斜荷重5°の荷重～変位関係

2.2 地震時挙動と耐震設計法

ここでは、地盤の非線形化を考慮したパイルドファウンデーションの振動特性の解明、およびパイルドファウンデーションの耐震設計法の提案を目的とし、動的遠心模型実験および動的解析を行った結果を示す。

2.2.1 動的遠心模型実験と動的応答特性

実験は50Gの遠心力場で実施したものである。実験模型を図-5に示す。同図の寸法は模型スケールで示しているが、以降に示す数値は全て実物スケールで表記することとする。模型地盤の層厚は15mとし、相対密度を $Dr=70\%$ とした。模型杭には $\phi=300\text{mm}$ 、 $t=50\text{mm}$ 、 $L=10\text{m}$ のアルミパイプを使用した。杭頭は基礎底面と固定せず、杭先端は地盤に根入れした。基礎の質量は1925t、寸法は幅5m×奥行10m×高さ5mであり、重心高さは基礎底面から3mの位置にある。これは、基礎および主塔の

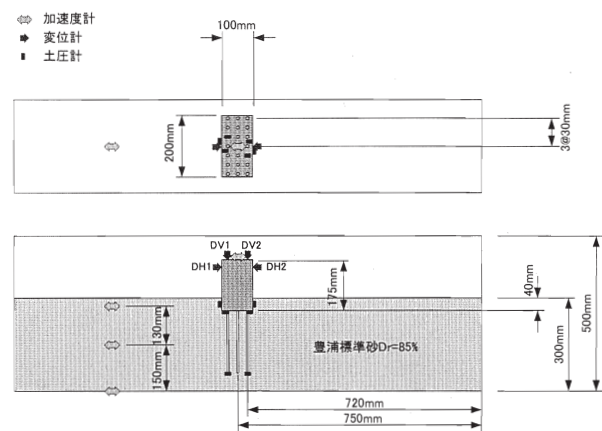


図-5 実験模型概要及びセンサー配置

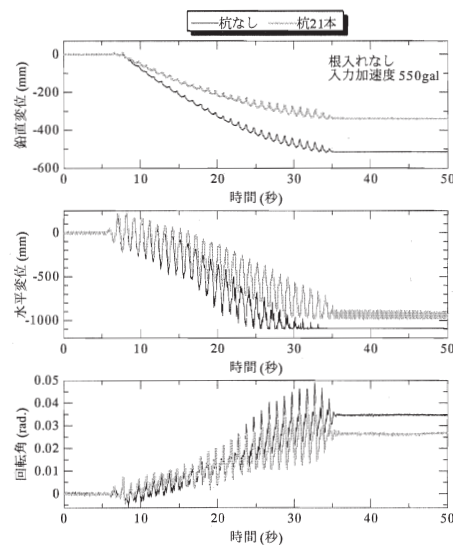


図-6 基礎の変位時刻歴

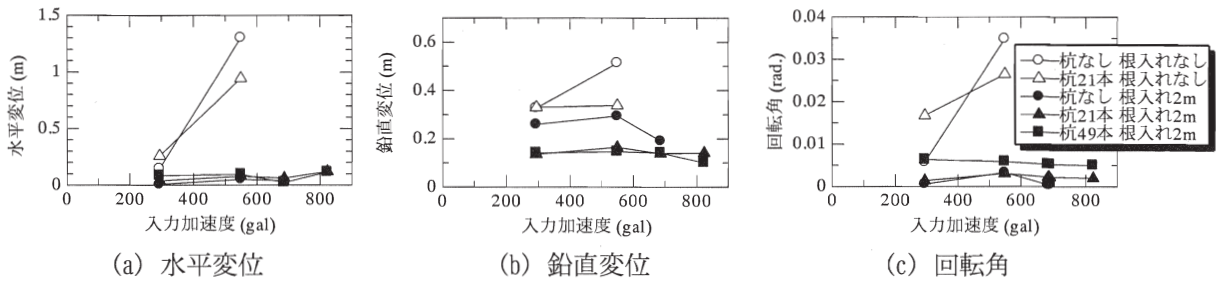


図-7 各加振ステップにおける基礎の残留変位の絶対値と杭本数、根入れ深さの関係

重量を想定し、できるだけ重心位置を高く置くことを意図したものである。実験は、杭本数および基礎の根入れ深さを種々変更して行った。

実験における入力波形は 1Hz の正弦波 20 波であり、各実験ケースに対して加速度振幅を 300gal、550gal、680gal、820gal と変化させた 4 ステップの加振を実施した。

計測された基礎の変位の時刻歴波形を図-6 に示す。同図より、基礎の鉛直変位、水平変位、回転角がいずれも一方に累積しており、振動成分よりも残留成分が卓越していることが分かる。このことは、パイルドファウンデーションの耐震性能照査においては、動的応答特性に加え、地震時の繰返し载荷によって蓄積する残留変位を照査する必要性を示唆している。

次に、各加振ステップで計測された基礎の残留変位を図-7 に示す。杭本数を増やすことにより、鉛直変位は抑制されているが、水平変位にはほとんど差が生じていないことが分かる。このことから、基礎底面の水平力に対して杭が抵抗していないことを表していると考えられる。また、杭本数を 21 本から 49 本に増やしても、残留変位の抑制には寄与していない。

一方、基礎の根入れの有無により、水平、鉛直、回転のいずれについても残留変位が大幅に抑制されている。これは、基礎の根入れにより基礎の前面抵抗が発揮されたこと、上载荷重の増加による基礎底面地盤の支持力増加の効果が発揮されたことによるものと考えられる。

以上のことから、パイルドファウンデーションの地震時挙動の評価では、①動的応答特性に加え、残留変位を評価する必要があること、②水平力に対しては基礎底面の摩擦抵抗と根入れ部の前面抵抗、鉛直力と回転モーメントに対しては杭と基礎底面地盤が抵抗要素となることの 2 点がポイントとなると考えられる。

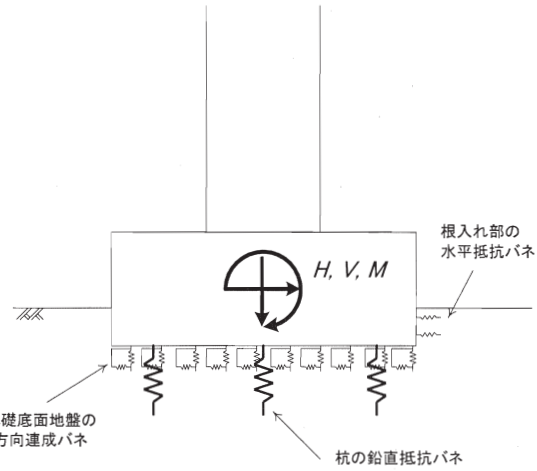


図-8 提案モデルの概念図

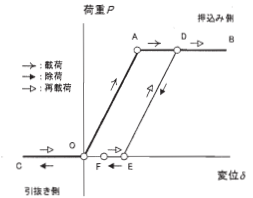


図-9 杭の鉛直バネの非線形履歴則

2.2.2 簡易動的解析モデルの提案

地震時に基礎に生じる残留変位は繰返し载荷回数に依存することから、静的な問題に置き換えて評価することが難しい。そのため、本研究では動的解析モデルによる照査を前提に考えることとする。

図-8 に示すように、提案する解析モデルは、①杭を鉛直方向のみに抵抗する単一のバネ、②基礎底面地盤を鉛直方向および水平方向に抵抗する分布地盤バネとして表現する。杭の非線形履歴則には図-9 に示すものを用いる。骨格曲線は押し込みに対して弾-完全塑性型バイリニアとし、引抜きに対しては抵抗力を発揮しないものとする。また、同図に示すように、浮き上がりが生じた後は再び塑性沈下量に達するまで抵抗力を発揮しないような履歴則とすることにより、浮き上がりと同時に残留沈下が一方に累積していく挙動を再現することを目指した。

基礎底面地盤の水平方向の摩擦抵抗に対しては、滑

動による残留変位やエネルギー吸収を表現する必要があるため、Masing 則に従う弾-完全塑性型バイリニアモデルで表現することとする。底面摩擦力の上限値は鉛直力の関数として与えることとする。そのため、基礎底面の水平摩擦抵抗は鉛直抵抗と連成することになる。

基礎根入れ部の水平抵抗を考慮する場合は、水平方向地盤反力係数と受働土圧から与えられる弾-完全塑性型バイリニアのバネを追加する。解析では地表面における設計地震動を入力すればよい。以降に示す解析では、実験において地表面で計測された加速度波形を入力した。

基礎の沈下量および回転角について、実験結果と解析結果を比較したものを図-10 に示す。同図に示したのは、根入れがなく、杭の有無が異なる2ケースの基礎に対して 550gal の入力加速度を与えたものであるが、いずれのケースについても提案モデルにより実験結果をある程度の精度で再現することができている。

杭のない基礎の場合、鉛直方向地盤反力係数、水平方向せん断地盤反力係数、極限支持力、摩擦角については道路橋示方書²⁾ (以下、道示という) に基づいて設定した。特に極限支持力については、道示の支持力算定式のうち、荷重傾斜をゼロとして算定した値である。この設定により実験での残留沈下量を再現することができたことは、基礎底面に分布バネを配置し、各々が独立に浮き上がる、または塑性化することにより、荷重傾斜の影響が適切に再現されていることを示しており、分布バネによる基礎底面地盤のモデル化が適切であることを示唆している。

次に、21本の杭を配置したケースでは、杭の極限支持力として、杭の先端支持力を無視し、周面摩擦力のみを考慮した値を設定することにより、実験結果をある程度の精度で再現することができている。

以上に示したように、本研究で提案する簡易動的解析モデルを用いることにより、大規模地震時におけるパイルドファウンデーションの非線形挙動をある程度の精度で評価することができ、基礎を変位量で照査する耐震性能照査法の可能性が示された。設計地震動の入力位置を地表面とし、地盤反力係数や極限支持力等を道示に基づいて設定することができる点においては、従来の耐震性能照査法の考え方を踏襲したものであるといえる。

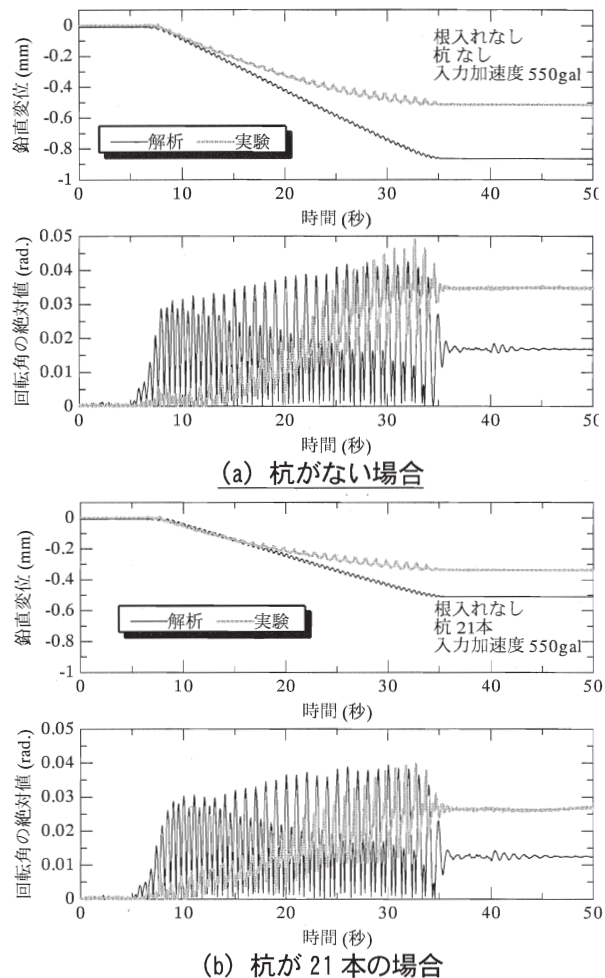


図-10 実験結果と解析結果の比較

3 サクション効果に関する検討

3.1 室内模型実験 (重力場)

3.1.1 実験方法

L1700mm×B800mm×H700mm の水槽内に厚さ約 200mm の地盤を作成した。地盤は不透水性地盤を想定し、水槽内に設置したコンクリートブロック表面に硬度 40 のゴム板を接着した。基礎模型は、図-11 に示すように L500mm×B400mm×H130mm のフーチングおよびφ34mm のパイプをトラス状に組んだ橋脚からなる構造とした。フーチング下面には水圧計を設置している。水槽内に注水した状態で基礎模型を設置し、橋脚頭部に変位制御による水平荷重を載荷して基礎の浮き上がりによって生じるサクションの影響を調べた。実験ケースを表-2 に示す。パラメータは載荷速度、止水構造、水深である。ここで、表-2 に示す止水ゴムとは、基礎が浮き上がったときにフーチング下面に生じる隙間への水の流入を防止するためにフーチング下端周囲に取り付けた

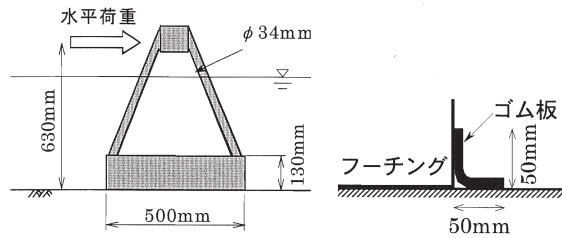


図-10 基礎模型

図-11 止水ゴム

ゴム板である。

3.1.2 実験結果

図-13に不透水性弾性地盤と透水性地盤での抵抗モーメントの時刻歴を示す。不透水性弾性地盤に比べて透水性地盤では抵抗モーメント(水平荷重にフーチング下面から載荷点までの高さ630mmを乗じた値)が小さくなる結果となった。これは、不透水性弾性地盤では基礎の浮上りによる水圧低下に伴い基礎端部からのみ水が流入するのに対して、透水性地盤では基礎端部からの水の流入に加えて、基礎底面地盤からの上向き浸透流により水が流入しているためと考えられる。

図-15 に不透水性弾性地盤において止水構造がない C15~C17 の抵抗モーメントの時刻歴を示す。基礎の抵抗モーメントのピーク値は角速度が大きいくほど大きくなることからわかる。

一方、フーチング下端周囲に止水ゴムを取り付けた C35、C36 の抵抗モーメントの時刻歴を図-16 に示す。C35、C36 の抵抗モーメントは、図-15 に示した止水構造のないケースに比べるとかなり大きな値となっている。また、最大抵抗モーメントは角速度に依存せず、時間的にも継続していることがわか

る。なお、 $t=1.2\text{sec}$ 付近で C36 の抵抗モーメントが低下しているのは、止水ゴムが基礎底面に巻き込まれて水が流入したためである。

3.2 サクシオンを考慮した耐震設計法の検討

3.2.1 サクシオンによる基礎の浮上がり抵抗特性

室内模型実験の結果より、サクシオンの作用状態には、大きく分けて以下の2つの状態があることがわかった。

a) サクシオンの大きさが基礎の角速度に依存する場合

浮上った基礎底面下には常に水が充満しており、基礎の角速度に応じて水の流動および圧力変動が生じる状態。(以下「状態 a」)

b) サクシオンの大きさが基礎の角速度に依存しない場合

基礎の浮上りに対し、水の流入が遅れる、あるいは構造的に流入が遮断された場合に基礎底面下が真空になり、その後、圧力の変動が止まり、一定量のサクシオンが持続する状態。(以下「状態 b」)

基礎の設計では、力(加速度)あるいは変位量の大きさにより構造が決定される。基礎が回転運動する際の作用モーメントあるいは回転角が最大となる状態では角速度はゼロに近く、状態 a ではサクシオンはほとんど発生せず、基礎の設計に影響しない。一方、状態 b では発生したサクシオンが基礎の角速度に依存せず持続されるため、設計で考慮することが可能であると考えられる。そこで、以下では状態 b を想定した検討を行った。

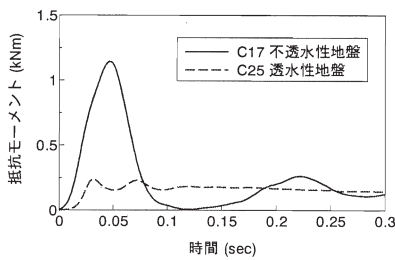


図-13 地盤種別による差異

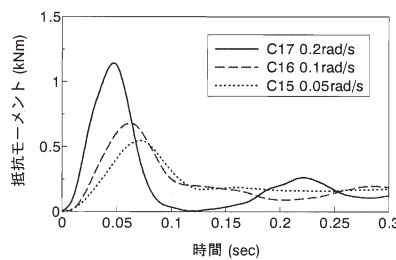


図-15 止水構造がない場合

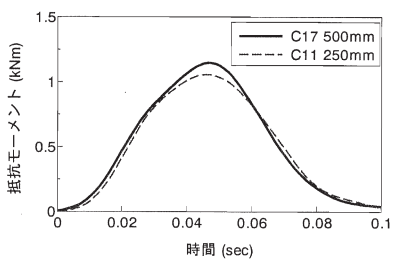


図-14 水深の違いによる差異

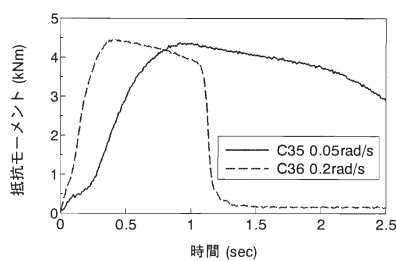


図-16 止水構造がある場合

表-2 実験ケース

ケース	載荷速度	止水構造	水深
C11	0.2rad/sec	なし	250mm
C15	0.05rad/sec		500mm
C16	0.1rad/sec		
C17	0.2rad/sec	止水ゴム	500mm
C35	0.05rad/sec		
C36	0.2rad/sec		250mm
C38	0.2rad/sec		

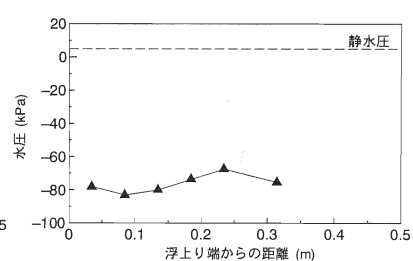


図-17 基礎底面水圧分布

3.2.2 サクシオンを考慮した浮上り抵抗式

状態 b を想定して道路橋示方書²⁾の直接基礎の浮上り式（以下「道示式」）を、サクシオンを考慮した浮上り抵抗式（以下「修正式」）に拡張する。

図-2 に示すように、水中基礎に作用する転倒モーメントに対しては、地盤反力度とサクシオンが抵抗する。したがって、抵抗モーメント M は地盤反力度による抵抗 M_E と浮上り部のサクシオンによる抵抗モーメント M_S の合計であり、式(1)で表される。

$$M = M_E + M_S \quad (1)$$

M_E と非線形応答回転角 θ の関係は、サクシオンによる鉛直力の変動を考慮して式(2)、(3)で表すことができる。

$$\frac{M_E}{M_0} = 3 \frac{e}{B} \left(2 + \frac{BDp_s}{V_0} \left(6 \frac{e}{B} - 1 \right) \right) \quad (2)$$

$$\frac{e}{B} = \frac{1}{2} + \frac{BDp_s/V_0 - \sqrt{(BDp_s/V_0)^2 + 4(BDp_s/V_0 + 1)(\theta/\theta_0)}}{6(\theta/\theta_0)} \quad (3)$$

ここに、 M_0 ：浮上り限界モーメント、 θ_0 ：浮上り限界回転角、 θ ：回転角、 e ：鉛直荷重の偏心距離、 B ：基礎幅、 D ：基礎奥行き、 V_0 ：死荷重（浮力考慮）、 p_s ：サクシオンである。

このとき、基礎に作用するサクシオンは、一定圧力である静水圧と大気圧がゼロ（真空状態）となる水圧変動量であるため等分布と仮定できる。これは実験でも確認されており、図-17 に示す C35 で実測された浮上り時の基礎底面の水圧は、ほぼ真空に近い圧力が等分布で作用していることがわかる。

また、 M_S は式(4)のように表される。

$$\frac{M_S}{M_0} = 9 \frac{BDp_s}{V_0} \left(2 \frac{e}{B} - 3 \left(\frac{e}{B} \right)^2 - \frac{1}{4} \right) \quad (4)$$

よって、式(1)、(2)、(4)より M は次式で表される

$$\frac{M}{M_0} = -\frac{9}{4} \frac{BDp_s}{V_0} + \left(6 + 15 \frac{BDp_s}{V_0} \right) \frac{e}{B} - 9 \frac{BDp_s}{V_0} \left(\frac{e}{B} \right)^2 \quad (5)$$

図-18 に、道示式と修正式による基礎のモーメント～回転角関係を示す。道示式に比べ修正式の方が抵抗モーメントは大きく、同じ抵抗モーメントに対する回転角は小さくなるのがわかる。

3.2.3 修正式の妥当性の検証

修正式の妥当性を検証するために、実験結果との比較を行う。図-19 に C35 において実測された抵抗

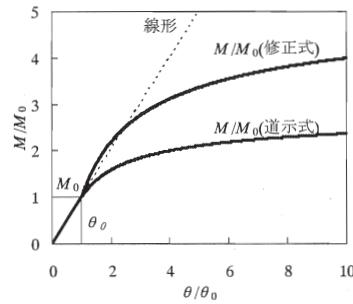


図-18 モーメント～回転角関係

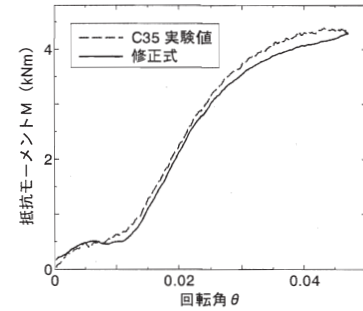


図-19 実験値と修正式の比較

モーメント、修正式で算出された抵抗モーメントと回転角との関係を示す。修正式により算出した抵抗モーメントは、C35 の実験結果と非常に良く整合しており修正式は妥当であると判断できる。

3.3 遠心载荷実験によるサクシオン効果の検証

3.3.1 実験方法

実物大相当の水圧下における基礎底面に作用するサクシオン効果を検証するために、重力加速度 50G 場での遠心载荷模型試験を実施した。

実験ケースを表-3 に示す。パラメータは地盤種別、水深、载荷速度、止水構造、根入れの有無である。また、それぞれのケースについて表-4 に示す载荷ステップで実施した。

基礎模型の概要を図-21 に示す。フーチン部分の寸法は L200mm×B200mm×H50mm で、材質は鋼製である。不透水性地盤は、厚さ 20mm、硬度 60～65 の合成ゴムで代用した。透水性地盤は、最適含水比付近に含水調整した江戸崎砂（山砂）を使用し、締め固め度は透水性を小さくするため D=105% を目標とした。なお、この時の透水係数は $k_{15}=1.0 \times 10^{-4}$ cm/sec 程度である。

基礎模型への载荷は、载荷ジャッキを用いて変位制御で行った。载荷波形の一覧を表-4 に示す。一方向载荷 3 タイプ（A～C）、sin 波繰返し载荷 6 タイプ（D～I）の計 9 タイプを表-4 のステップの順番に順次载荷した。代表的な例として、タイプ A とタイプ I の波形を図-20 に示す。なお、次ステップの载荷は、基礎底面の水圧が落ち着くのを確認した後に行った。

3.3.2 実験結果

(1) 抵抗モーメントの比較

図-23 に载荷波形タイプ I における 1 波目の正負の最大抵抗モーメントの平均値を示した。また、併せて基礎底面が完全に真空状態となるときの抵抗モ

ーメントの理論値を示した。

1) 不透水性地盤 (ゴム地盤)

不透水性地盤については、止水構造有りでは、止水構造なしに比べて大きな抵抗モーメントを発揮しており、水深 200mm までは理論値に比較的近い値となっている。これは重力場での実験結果と同様な傾向である。

2) 透水性地盤 (砂地盤)

透水性地盤では、根入れや止水スカートを設置することにより不透水性地盤 (止水構造なし) と同程度の抵抗モーメントが発揮することが確認された。

(2) 繰り返し载荷の影響

地震動のような繰り返し载荷を受ける場合には、载荷中に基礎底面に水が流入し、サクシジョンの効果が低下することが考えられる。

そこで、同一ステップ内の抵抗モーメントと回転角の履歴曲線を図-22 に示した。第 1 波目のモーメントと比べて第 2 波目以降のモーメントは若干低下しているものの、第 2 波目から 20 波目まではほぼ同じ履歴曲線を描いている。したがって、本実験で想定した载荷速度程度であれば、繰り返し荷重を受けている間のサクシジョンの効果は十分期待できると考えられる。

(3) フーチング底面の間隙水圧分布

フーチング底面に作用する間隙水圧の分布を、水深 400mm のケースにおける载荷水平変位 1 波目の最大ピークポイントで整理した結果を図-24 に示す。

不透水性地盤 (止水なし) では、浮き上がり端部付近の負圧が小さい。これは、基礎端部から水の流入があるためである。ただし、フーチング中心付近では真空に近い負圧が生じている。一方、不透水性地盤 (止水有り) では浮き上がり端部付近に真空に近い負圧が生じており、サクシジョンの効果が大きく発揮されていることが確認できる。

次に、透水性地盤 (根入れなし) では、負圧の大きさは非常に小さく、サクシジョンが発揮されていない。一方、透水性地盤 (根入れ有り) では、真空状態(-380kPa)に近い負圧が生じている。また、負圧の分布形状は不透水性地盤に比べて広く分布し、基礎端部から徐々に低下している。根入れがある場合は、基礎端部からの水の流入よりも、透水性地盤を通じて底面から水が流入する影響が大きいことがわかる。重力場における実験を基に 3.2.1 で提案したサクシジョンを考慮した浮上り抵抗式は、载荷速度が速い場

合は基礎底面の浮き上がった範囲の全てがほぼ真空に近い等分布圧 (一定圧力である静水圧と大気圧がゼロ) という条件が満足できると仮定しているが、今回の実験ケースからは、真空状態からの負圧の低下が見られる。なお、不透水性地盤 (止水有り) では基礎の回転中心付近の低下であり、抵抗モーメントに与える影響は小さいと考えられる。

表-3 実験ケース

CASE	地盤状態	水深		止水構造	根入れ					
		遠心場	重力場		遠心場	実大相当				
1	不飽和 (ゴム)	400mm	20m	なし				
2		200mm	10m							
3		100mm	5m							
4		0mm	0m							
8		400mm	20m	止水ゴム有り						
9		200mm	10m							
10		100mm	5m							
6		飽和 (砂)	400mm				20m	なし	0mm	0m
7			200mm				10m		50mm	2.5m
A3									0mm	0m
A4	50mm			2.5m						
A7	0mm			0m						
A8	50mm		2.5m	止水スカート有り						

表-4 载荷ステップと载荷方法
 <CASE 1~4, 8~10: 不透水性地盤>

STEP	载荷方法					
	载荷波の種類	载荷方向	速度 (mm/sec)	角速度 (rad/sec)	変位 (mm)	周波数 (Hz)
1	A	一方向	110	0.2	16.5	1.67
2	B		55	0.1		0.83
3	C		28	0.05		0.42
4	D	繰り返し	110	0.2	0.5	55.00
5	E		55	0.1	1.5	9.17
6	F		28	0.05	3.0	2.33
7	G		18	0.03	0.5	9.17
8	H		55	0.1	1.5	
9	I		110	0.2	3.0	

<CASE 6, 7, A3, A4, A7, A8: 透水性地盤>

STEP	载荷方法					
	载荷波の種類	载荷方向	速度 (mm/sec)	角速度 (rad/sec)	変位 (mm)	周波数 (Hz)
1	I	繰り返し	110	0.2	3.0	9.17
2						
3						
4	A	一方向	110	0.2	16.5	1.67
5	I	繰り返し	110	0.2	3.0	9.17
6						
7						
8						

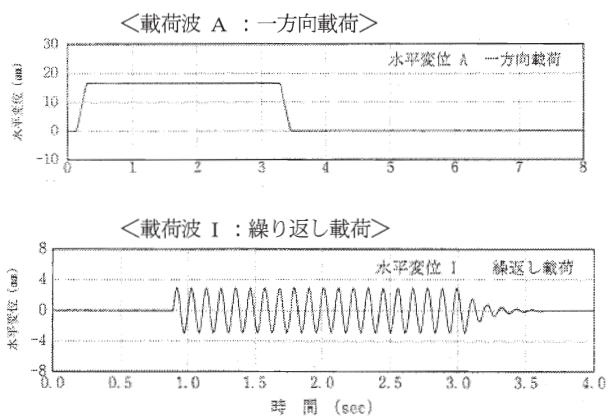
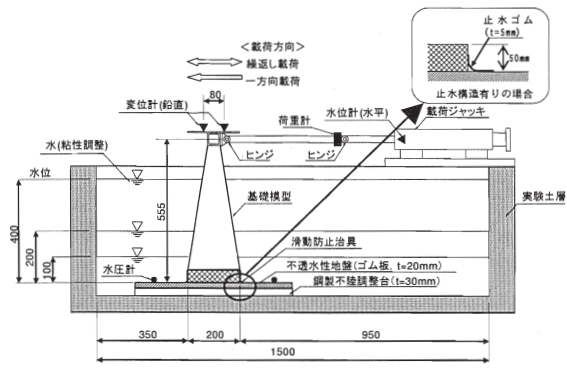
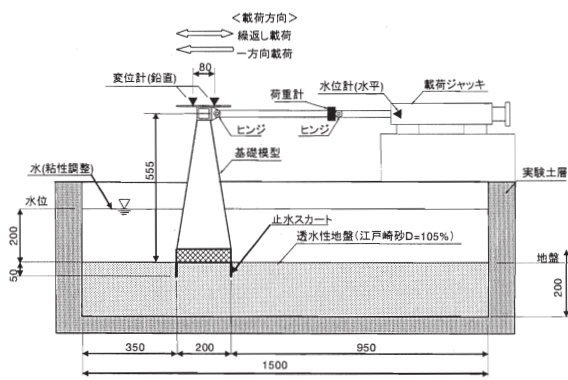


図-20 载荷方法



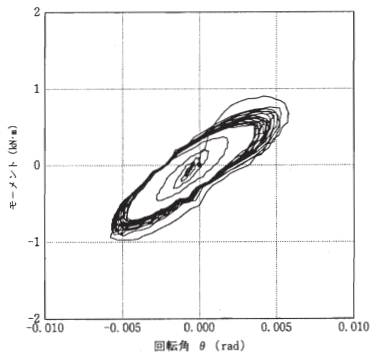
〈基礎模型：不透水性地盤〉



〈基礎模型：透水性地盤〉

図-21 フーチング模型図

・CASE8(不透水性地盤)－ Step9



・CASE7(透水性地盤)－ Step1

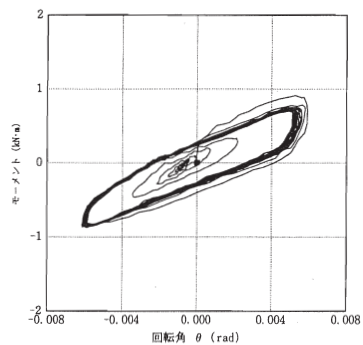


図-22 履歴曲線

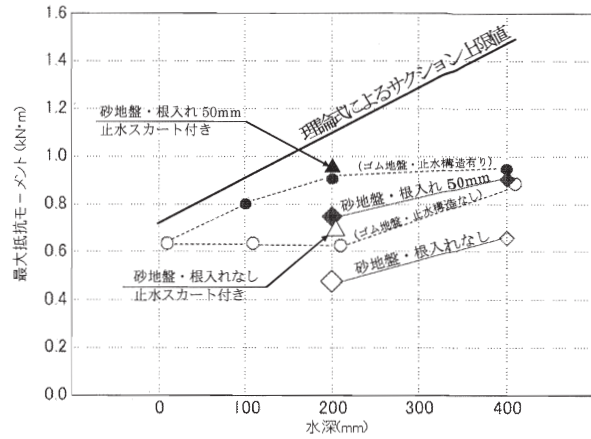
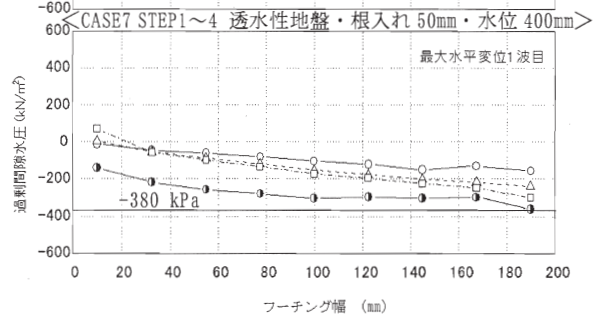
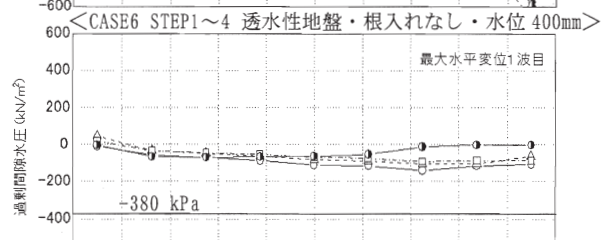
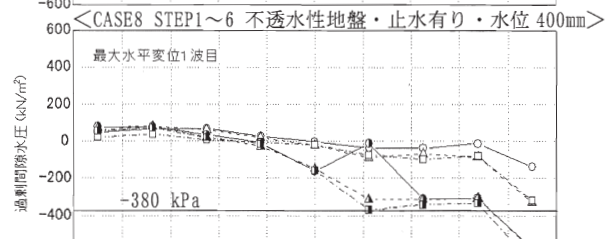
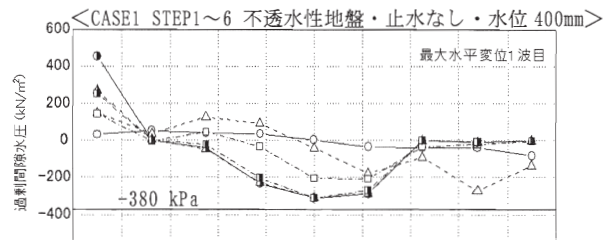
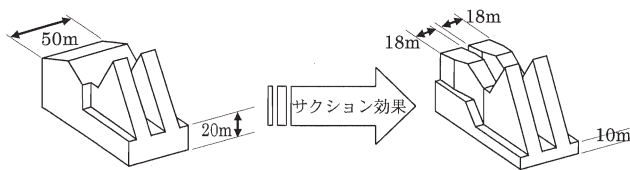


図-23 最大抵抗モーメントと水深の関係



● : STEP1 ▲ : STEP2 ■ : STEP3
○ : STEP4 △ : STEP5 □ : STEP6

図-24 フーチング底面の間隙水圧分布



(底面積はともに 85m×50m)

図-25 超長大橋アンカレイジの試設計
(左:基本案、右:サクシオン効果考慮)

表-5 地震時安定照査結果の比較

		単位	試設計案1	試設計案2
底面諸力	鉛直力	MN	1, 646	1, 875
	水平力	MN	1, 875	1, 959
	モーメント	MN・m	53, 798	51, 607
支持力照査	極限支持力	MN	5, 368	6, 744
	安全率(≥2.0)	—	3.26	3.60
滑動照査	抵抗力	MN	4, 417	5, 173
	安全率(≥1.2)	—	2.36	2.64

3.4 サクシオンを考慮した耐震設計例

海峡横断道路プロジェクトの試設計案³⁾に(図-25 右側)に示される吊橋のアンカレイジに対して、サクシオンを考慮した耐震設計を行った。図-25 左側にサクシオンを考慮した設計を行った場合の構造を、表-5に地震時安定照査結果の比較を示す。ここで、試設計案では、基礎底面寸法は常時の支持力から、その他の構造寸法もアンカーフレーム、サドルの諸元、配置等から決まっているため、地震時の支持力、滑動の安全率には余裕がある。このため、サクシオンを考慮した試設計案においても、基礎底面形状は試設計案と同じとし、アンカーフレーム、サドルの諸元、配置等を考慮した上で、支持力、滑動の安全率が試設計案と同程度になるよう躯体重量を変化させた。その結果、サクシオンを考慮することでコンクリート体積は試設計案に対し約2割削減することができた。

4. まとめ

本研究では、超長大橋基礎を対象に、パイルドファウンデーションとサクシオン効果を考慮した新形式基礎の設計法に関する検討を行った。その結果、以下のことがわかった。

(1) パイルドファウンデーションについて

- 1) パイルドファウンデーションにおける杭の効果には、杭の荷重分担以外に地盤の補強効果がある。
- 2) パイルドファウンデーションでは、地震時応答

変形に比べて地震時残留変位が卓越するため、耐震性能照査においては残留変位の照査が必要となる。したがって、残留変位を評価することができる簡易動的解析モデルを提案し、既往の設計基準に示される地盤、杭の抵抗値を与えることにより、実験結果をある程度の再現することができることが分かった。

(2) サクシオン効果について

- 1) 基礎浮上り時の基礎底面隙間体積 V と水の流入量 Q の関係により、基礎底面に水が充満しておりサクシオンが基礎の角速度に依存する状態 a と、基礎底面が真空状態となり一定のサクシオンが働く状態 b に分けられる。状態 b におけるサクシオン効果を考慮した地震時の浮上り抵抗の評価式を提案した。
- 2) 水深が大きいくほどサクシオンによる抵抗モーメントは大きくなるため、大水深基礎の設計に適應した場合、大きなメリットとなることが期待される。
- 3) 支持層が砂地盤においても、根入れや止水スカートを設置することによりサクシオン効果が期待できる。
- 4) 繰返し载荷中においても抵抗モーメントの低下はわずかである。
- 5) 地震時の浮上り抵抗モーメントにサクシオンを考慮した提案式を用いることで、従来の道示式で計算した基礎の規模を小さくすることが可能である。

なお、本研究で得られた成果は、地盤条件等が限られた範囲で得られたものであるため、実橋の設計に活用するには、さらなる検討が必要であるが、基礎寸法の縮小化によるコスト縮減のほか、施工性の向上に寄与することが十分に期待できる技術であると考えられる。

参考文献

- 1) 福井次郎、大塚雅裕、喜多直之：水中基礎に関する地震時のサクシオンに関する研究、土木研究所資料 第 3896 号、2003.3
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2002.3
- 3) 福井次郎、大塚雅裕、喜多直之、浅井隆一：長大橋基礎に作用する地震時のサクシオンの効果、土木学会地震工学論文集、2003.121)