

断層変位を受ける杭基礎構造の耐震性

Seismic Performance of a Pile Foundation subjected to Earthquake Fault Rupture

川島一彦*, 下山田英介**

Kazuhiko Kawashima and Eisuke Shimoyamada

* 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻修士課程 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

This paper presents an analysis on the seismic performance of a bridge pile foundation subjected to a reversed fault rupture. A rupture of ground with 2m dislocation at 45 degree resulting from a reversed fault was assumed. A part of a 10m tall bridge consisting of 5-span continuous steel deck was analyzed. It was found that flexural curvature exceeding the capacity occurs at the pile 2-4m above and below the fault rupture plane as well as the pile top when the fault rupture reaches 2m. It was also found that shear force exceeds the shear capacity at several heights. Consequently it is deduced that the pile foundation suffers an extensive damage resulting from the fault rupture.

Key Words: Seismic Design, Fault Displacement, Pile Foundation, Bridge, Seismic Damage

1. はじめに

1999年8月のトルコ・コジャエリ地震や11月のドュツェ地震、9月の台湾・集集地震では地震動による被害と並んで断層変位によって著しい被害が生じた^{1) 2) 3)}。従来、断層変位による被害に対してはその対策の困難さから科学的な取り組みがほとんど行われてきていない。しかし、わが国には、多数の内陸活断層があり、交通施設は何処かで活断層を横切ったりすることから、断層変位に対する構造的な取り組みが必要とされている。

上記地震を契機として断層変位を受ける構造物の耐震性に関する関心が高まっており、すでに、近藤、運上³⁾、鈴木、幸左、田崎⁴⁾らによって実際に集集地震で被害を受けた橋の解析が報告されている。

本研究は、1999年11月のドュツェ地震によるボル高架橋の被害⁵⁾を念頭に、断層が杭基礎を横切った場合に杭基礎にどのような損傷が生じるかを明らかにするために行ったものである。

2. 解析対象橋および想定する断層変位

ドュツェ地震によるボル高架橋⁵⁾を念頭に、図1に示すように杭基礎で支持された橋脚高さ10m、橋長5@40m=200mの5径間連続鋼板桁橋を取上げ、このうちの1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を解析対象とする。これに逆断層による斜め45度の断層変位が作用すると仮定した。ある基礎に断層変位が作用すれば、桁剛性によって他の基礎にも影響が及ぶが、問題を簡単にするために、ここではこのような基礎間

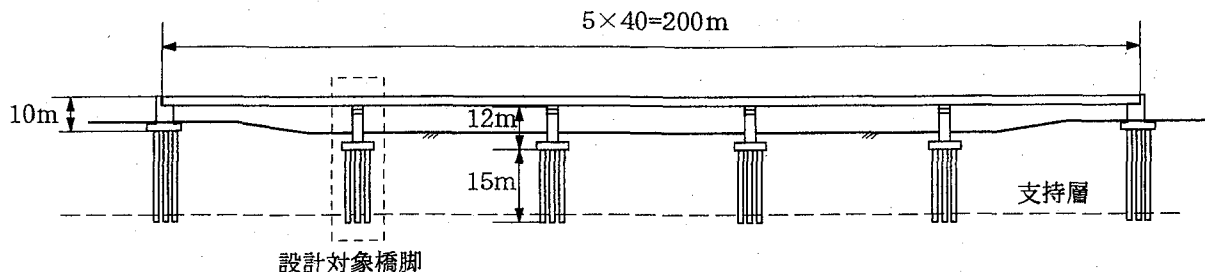


図1 解析対象橋梁

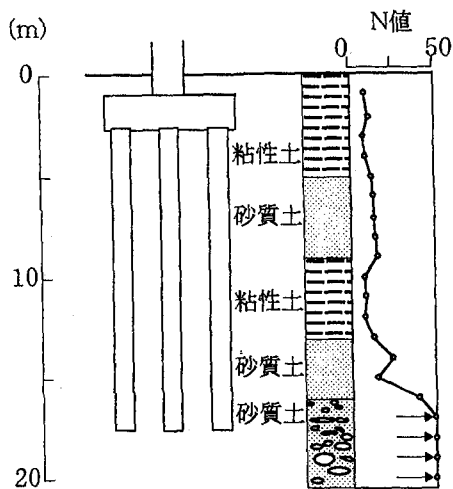


図2 地盤条件

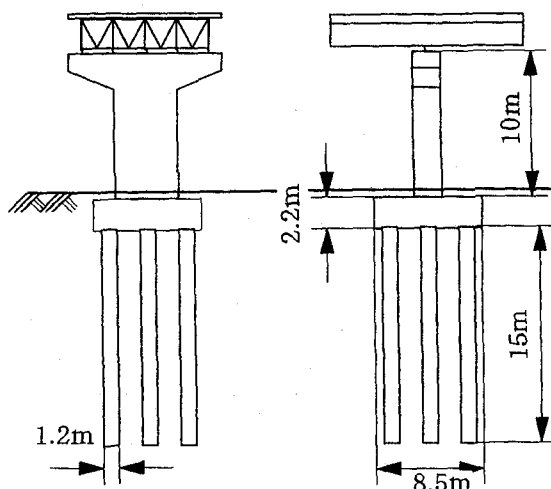
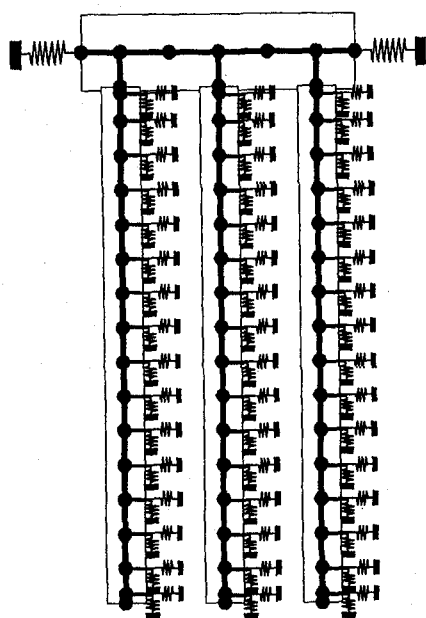
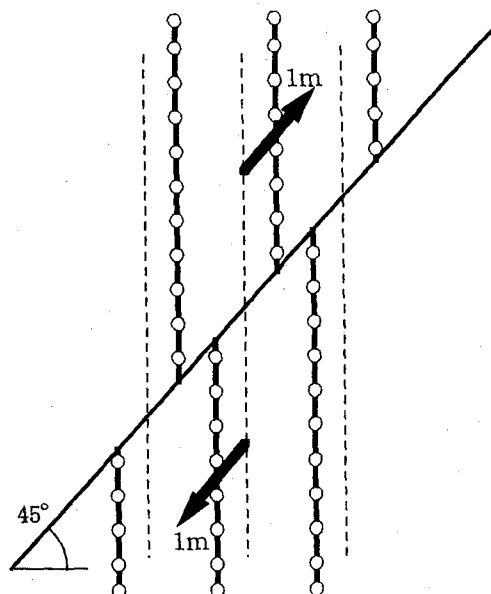


図3 橋脚及び杭基礎の断面



(a) フーチング～杭～周辺地盤のモデル化



(b) 断層に伴う地盤変位

図4 杭基礎のモデル化と断層変位

の連成は考慮しない。断層変位の大きさは地震の規模等によって複雑に変化するが、ここでは断層変位の解析が目的ではないため、すべり面に沿う最大ずれ変位を2m程度と想定し、これに至る過程での杭基礎の耐震性を検討する。

地盤条件としては図2に示すように、支持層(礫層)が地表面下16mに存在する、砂、粘土の互層状の地盤を想定する。道路橋示方書に基づいて、地盤の特性値 T_0 を求めると0.37秒となり、II種地盤と判定される。砂層が部分的に存在するが、問題を簡単にするために液状化や流動化は生じないと仮定する。

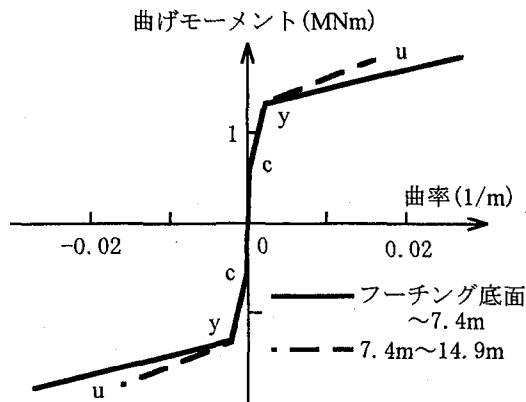
この条件で平成8年道路橋示方書に基づいて震度法と地震時保有耐力法により断面を定めると、図3のよ

うになる。径1.2m、長さ15mの場所打ち杭が $3 \times 3 = 9$ 本配置されている。杭には、軸方向鉄筋D22が20本配置されており、帯鉄筋としてはD16がフーチング底面から7.4mまでは150mm間隔で、それ以深では300mm間隔で配置されている。フーチングは8.5m x 8.5mで厚さは2.2mである。

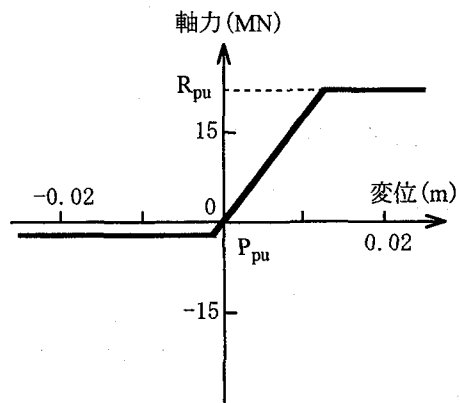
3. 杭及び地盤ばねのモデル化

(1) モデル化の基本方針

上述したように、橋脚間の連成を考慮しないため、橋脚には非線形応答は生じない。このため、橋脚や上部構造を無視し、構造体としてはフーチングから下の



(a) モーメント～曲率関係



(b) 軸方向剛性

図5 杭のモデル化

構造部分、すなわち、フーチング、杭および周辺地盤を図4(a)に示すようにモデル化する。ただし、上部構造および橋脚の重量はフーチング以下に対して作用させる。また、フーチングの保有耐力が不十分な場合には、フーチングにも損傷が生じることが Priestleyら⁶⁾ や幸左ら⁷⁾ によって報告されているが、ここではフーチングの保有耐力は十分大きいと仮定し、杭の塑性変形に着目する。このため、フーチングは剛はりモデル化し、曲げ損傷やせん断破壊等の解析は行わない。図3に示したように、杭は3行3列であるが、2次元解析を行うために、行方向に杭をまとめ、3列杭として解析する。以下、図3の左側から左列杭、中央列杭、右列杭と呼ぶ。

杭は、地盤ばねによって周辺地盤に支持された梁としてモデル化し、曲げに対しては RC 橋脚に対する Takeda 型剛性劣化モデルにより、また軸方向に対しては押し込み耐力および引張耐力をそれぞれ上下限值とする非線形弾塑性梁として、それぞれモデル化した。ただし、解析ソフトの制約から、曲げ変形と軸方向変形の連成は考慮していない。杭～地盤間ばねは、矢部、川島に従い弾塑性型にモデル化した⁸⁾。

断層変位は、図4(b)に示すように、断層面の上では右上45度の方向に、また、断層面の下側では左下45度の方向に、それぞれ0.05mごとに最大1mまで変位させ、結果として断層面に沿って最大2mの断面ずれが生じるようにした。なお、断層変位は杭及びフーチングを支持している地盤ばねの先端に拘束変位として与えた。

(2) 杭のモデル化

曲げに対しては、道路橋示方書に基づいて曲げモーメント～曲率の骨格曲線を定めた後、Takeda 型剛性劣化モデルによって図5(a)に示すようにトリリニアにモデル化した。ただし、上述したように軸力と曲げの連成は無視しているため、上部構造、橋脚、フーチング及びその上載土による静的軸力(杭1本あたり

1.64MN)が作用した状態で求めている。杭の上半分に着目すると、杭1本あたりの曲げ降伏耐力は1.32MNm(降伏曲率 $=2.26 \times 10^{-3}$ /m)、終局曲げ耐力は1.85MNm(終局曲率 $=2.72 \times 10^{-2}$ /m)である。

杭のせん断耐力は、道路橋示方書に基づいて算出した。

杭の軸方向剛性 k_p はコンクリートの弾性係数から次式により求めた。

$$k_p = \frac{E_c A_c}{l} \quad (1)$$

ここで、 E_c 、 A_c はコンクリートの弾性係数、断面積、 l は梁要素の長さである。杭にクラックが生じた後には、引張り側の剛性は式(1)よりも小さいが、ここではこの影響を無視し、引張、圧縮側ともに式(1)の剛性を用いる。また、図5(b)に示すように、引張側では杭の引張耐力 P_{PU} 、圧縮側では杭の押し込み耐力 R_{PU} を越えた後には杭の軸方向剛性は0と仮定した。 P_{PU} 、 R_{PU} は次式により求めた。

$$P_{PU} = \sigma_y A_s \quad (2)$$

$$R_{PU} = 0.85 \sigma_{ck} A_c + \sigma_y A_s \quad (3)$$

ここで、 σ_y 、 A_s は鉄筋の降伏応力と断面積であり、 σ_{ck} 、 A_c はコンクリートの設計基準強度と断面積である。

(3) 地盤ばね定数のモデル化

杭～地盤間の地盤ばねとしては、水平方向と上下方向の地盤ばねを考慮した。杭～地盤間の水平ばね定数 K_0 は、道路橋示方書に基づき、水平方向地盤反力係数の基準値 k_H に杭径 D 、地盤ばねの間隔 l_{pi} を乗じて求めた地盤ばね定数に振幅特性による補正係数 α_k 、群杭効果に対する補正係数 η_k を乗じて次式により求めた。

$$K_0 = \eta_k \alpha_k k_H D l_{pi} \quad (4)$$

ここでは $\alpha_k = 1.0$ 、 $\eta_k = 2/3$ とした。なお、水平方向地盤反力係数の基準値 k_H はせん断弾性波速度 V_{SD} から

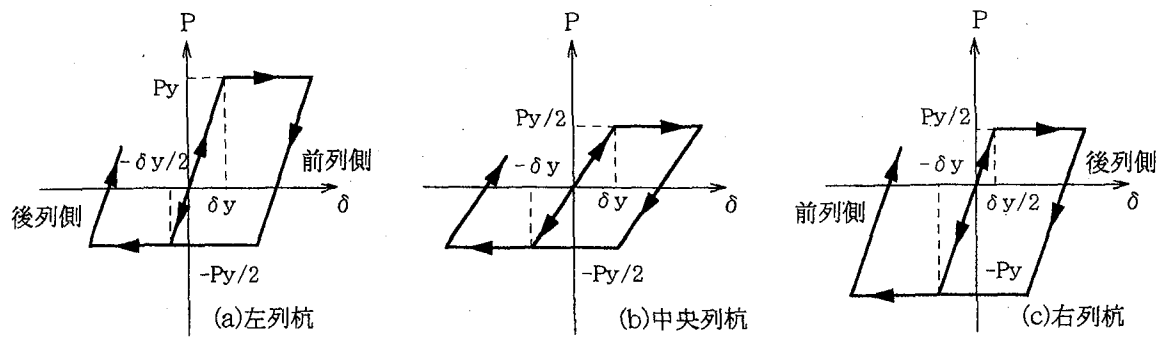


図6 杭～地盤間の水平方向ばねの復元力特性

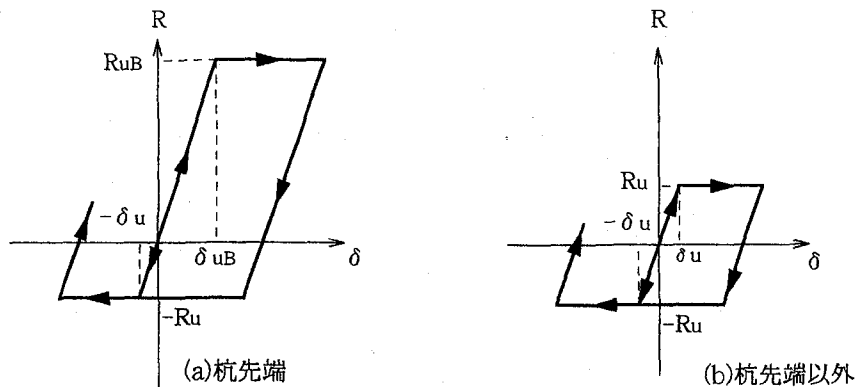


図7 杭～地盤間の上下方向ばねの復元力特性

推定される地盤の動的変形係数 E_D を用いて、次式によって求めた。

$$k_H = \frac{E_D}{30} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (5)$$

ここで、 B_H は基礎の等価載荷幅で、道路橋示方書によって求めた。

また、このようにして求めた杭～地盤間のばねは、杭前面地盤の応力が次式による極限応力 P_y に達した後には、剛性が0となる弾塑性型とモデル化した。

$$P_y = \eta_p \alpha_p P_u \quad (6)$$

ここで、 α_p は単杭に対する水平地盤反力度の上限値に関する補正係数、 η_p は群杭効果による補正係数、 P_u は受動土圧強度である。ここでは、図2に示した地層ごとに受動土圧強度を求めることとし、道路橋示方書に基づいて、粘性地盤では $\eta_p \alpha_p = 1.5 \times 1.0 = 1.5$ 、砂質地盤では $\eta_p \alpha_p = (\text{荷重載荷直角方向の杭の中心間隔}) / (\text{杭径}) = 2.54$ としている。

以上のようにして杭～地盤間の水平ばねの剛性や極限支持力を求めるが、これらの値は杭位置によって変化し、断層変位の影響を最初に受ける杭(以下、前列杭と呼ぶ)に比較して、その背後に位置する杭(以下、後列杭と呼ぶ)では群杭作用により小さくなると考えられる。ここで、前列杭とは具体的には左列杭の断層から上側と右列杭の断層から下側に相当し、それ以外の箇所は中間列杭も含めていずれも後列杭となる。ただ

し、中央の杭については前述したように中央列杭と呼び、左列杭、右列杭と区別しておく。群杭効果による後列杭や中央列杭の水平ばねや極限支持力をどのように評価するかが重要であるが、ここでは既往の載荷実験結果に基づいて矢部、川島が行った解析に従い、中央列および後列杭では式(4)、(6)による水平剛性および極限支持力をともに1/2に低減することとした⁸⁾。本解析では、一方向に断層変位が作用すると仮定しているため重要ではないが、作用力の向きが反転した場合には、後列側であった杭は前列杭となり、地盤ばね定数および極限支持力は K_0 、 P_y となる。また前列側であった杭は後列杭となり、地盤ばね定数および極限支持力はそれぞれ $K_0/2$ 、 $P_y/2$ となる。中央列杭についてはいずれの方向へ応答しても地盤ばね定数および極限支持力は $K_0/2$ 、 $P_y/2$ である。したがって、中央列杭ではいずれの方向に回答しても地盤ばねの剛性は $K_0/2$ であるが、中央列以外の杭では回答の方向によって地盤ばね定数は K_0 、 $K_0/2$ と変化することとなる。しかし、ここでは簡単にするために、図6のように左列および右列杭の地盤ばね定数はいずれの方向にも K_0 と仮定することとした。

杭～地盤間には上述した水平方向ばねと同時に、周面摩擦力の影響を表すために上下方向ばねを考慮した。上下方向ばねは杭がロッキングする場合に重要となる。道路橋示方書では、杭全体の軸方向地盤ばね K_{VE} が次のように与えられている。

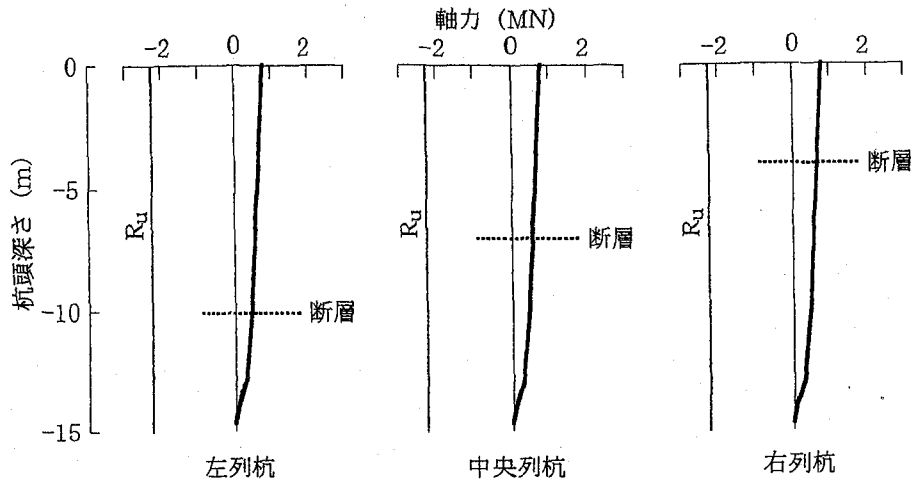


図8 常時における杭の軸力

$$K_{VE} = \alpha \frac{A_p E_p}{L} \quad (7)$$

ここで、 A_p 、 E_p は杭の断面積、弾性係数であり、 L は杭長、 α は補正係数である。耐震設計ではこの地盤ばねを杭先端に集中して作用させ、フーチングの押し込み支持力等を求めるが、断層変位による応答を求めるためには杭全体ではなく杭の長さ方向に分布したばねが必要である。そのため、ここでは式(7)に基づいて、ある深さ*i*における単位深さあたりの上下方向地盤ばね定数 K_{Vi} はその深さにおける杭の最大周面摩擦力 f_{pi} に比例すると仮定して、次式のように単位深さあたりの上下方向地盤ばね定数 K_{Vi} を求めることとした。

$$K_{Vi} = K_{VE} \times \frac{U l_{pi} f_{pi}}{\sum U l_{pi} f_{pi}} \quad (8)$$

ここで、 U は杭の周長、 l_{pi} は地盤ばね間の距離である。

上下方向の周面摩擦力の最大値 R_U は、押し込み、引張とも次式で与えた。

$$R_U = U \sum l_{pi} f_{pi} \quad (9)$$

ただし、杭先端から0.5mの区間の上下方向ばねについては、周面摩擦に加えて杭先端の押し込み抵抗を考慮し、押し込み側(圧縮側)の最大値を次式により求めた。

$$R_{UB} = q_d A_p + U l_{pB} f_{pB} \quad (10)$$

ここで、 q_d は杭先端の極限支持力、 l_{pB} は杭先端部における地盤ばね間の距離(ここでは0.5m)、 f_{pB} は杭先端部における最大周面摩擦力である。なお、引張側については、杭先端部においても式(9)による周面摩擦力を上限と考えている。押し込み側、引張側とも上限を上回る力には抵抗しない弾塑性型履歴を仮定した。

以上のようにして求めた上下方向の地盤ばねの復元力特性を示すと、図7のようになる。

式(4)、(6)、(8)、(9)、(10)から杭～地盤間ばね定

数および極限支持力を杭頭、杭中間高さ、杭先端に対して求めると表1のようになる。

表1 杭～地盤間ばね定数および極限支持力

箇所	水平方向ばね		上下方向ばね	
	K_0 (MN/m)	P_Y (MN)	K_{Vi} (MN/m)	R_U (MN)
杭頭	61.8	0.22	19.7	0.18
中間高さ	95.8	1.59	29.6	0.27
杭先端	232	3.14	39.5	注) 3.69

注) 押し込み側

以上の他、フーチング前面の地盤の抵抗を表すためにフーチング前面に水平方向地盤ばねを考慮した。ただし、フーチング底面においては地盤との間に隙間があることが多いことから、せん断抵抗は無視することとした。フーチング前面地盤ばねでは、地盤ばね定数 K_{0F} および極限支持力 P_{YF} は次式のように与え、極限支持力を越えた後にはばね定数が0となる弾塑性型履歴を仮定した。

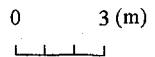
$$K_{0F} = \frac{E_D}{30} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (11)$$

$$P_{YF} = \alpha_p P_u \quad (12)$$

ここで、 E_D は地盤の動的変形係数、 B_H はフーチング前面の等価載荷幅、 α_p は水平方向地盤反力係数に関する補正係数、 P_u は極限支持力である。

4. 逆断層の作用を受けた場合の杭基礎の耐震性

断層変位が作用する前には、杭には曲げモーメントやせん断力はほとんど生じていないが、軸力としては図8に示す値が生じている。初期軸力は杭先端ではほぼ0、杭頭で最大となっている。最大軸力は0.82MNである。



×:降伏曲げに達する箇所 ○:終局曲げに達する箇所 △:せん断耐力に達する箇所

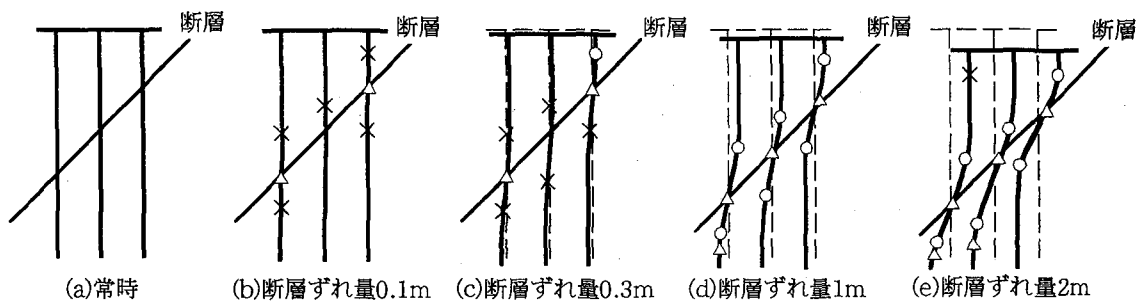


図9 杭の変位と損傷の進展

断層面に沿う断層変位を 0.1m ずつ増加させ、最終的に 2m に達したときの杭の応答を増分法で解析した。断層変位が増大するにつれ、杭の損傷がどのように進展するかを示した結果が図9である。これによれば、断層ずれが 0.1m になった段階で、すでに杭は断層面の上下や杭頭の 5 箇所において降伏曲げに達しており、2 箇所でせん断耐力を上回る断面力が生じている。さらに、断層ずれが 0.3m になると、右列杭頭部で杭は曲げ終局に達する。断層ずれが 2m になった段階では、6 箇所で曲げ終局を、また、5 箇所でせん断耐力を越えている。今回の解析では、曲げとせん断とのインターアクションを考慮していないため、曲げ終局とせん断破壊がどのように影響し合うかは明らかではないが、杭体に大きな損傷が生じることは明らかである。

図 10 (a) は主要な断層ずれ量に対応する杭の曲げモーメントを示した結果である。断層面から 2~5m 程度上下した位置において曲げモーメントは極値を取る。当然、杭頭においても曲げモーメントは大きい。曲率は右列杭の方が左列杭よりも大きい。これは、右列杭の方が左列杭よりも断層面が杭頭に近いため、上述した断層面から 2~5m の位置で曲げモーメントが大きくなる効果と杭頭で曲げモーメントが大きくなる効果が相乗してこのようになったものである。図 10 (b) には杭に生じる曲率を示している。断層変位が 2m になった段階では、左列杭では杭頭から 5.4~7.7m および 11.4~12.4m の範囲で、また、右列杭では杭頭~2.4m と 5.4~8.4m の範囲でそれぞれ終局曲率を上回る大きな曲率が生じる。曲率が最大となるのは、左列杭、中央列杭、右列杭ではそれぞれ杭頭から 6.4m、11.4m、杭頭の位置であり、最大曲率は終局曲率のそれぞれ 2.5 倍、3.5 倍、5.1 倍に達する。したがって、曲げモーメントだけによっても、杭には甚大な被害が生じると考えられる。

図 11 は杭に生じるせん断力を示した結果である。当然ではあるが、せん断力は断層面深さで大きく、1.2~1.9MN となっている。せん断耐力は 1.1 MN であり、

せん断耐力の 1.1~1.8 倍のせん断力が作用することから、杭はせん断破壊する可能性がある。

杭に生じる軸力を示した結果が図 12 である。左列杭では断層面の上下 7m 程度の範囲で引張力が生じる。最大引張力は 1.2MN で、式(2)による杭の引張耐力 2.3MN には達しないが、図 8 に示した常時の状態で杭頭に生じる圧縮軸力 0.82MN の 1.5 倍に相当する。右列杭では、杭頭の圧縮力は 1.3MN になるが、式(3)による圧縮耐力は 25MN と大きいいため、特に問題となる値ではない。

図 13 は、杭~地盤間ばねのうち、水平方向ばねに生じる水平力及び相対変位 Δu を示した結果である。ここで、杭と地盤との相対変位 Δu は次式で定義されている。

$$\Delta u = u_{GR} - u_P \quad (13)$$

ここで、 u_{GR} 、 u_P はそれぞれ地盤および杭の水平方向変位である。また、図中において、 $\Delta u > 0$ 及び $\Delta u < 0$ の場合をそれぞれ地盤反力度の正、負と定義している。図 13 (a) には式(6)による地盤ばねの上限値が示されている。断層ずれが 2m になった場合を例に取ると、地盤ばねが上限値に達するのは、左列杭では杭頭から 5.9~12.9m、中央列杭では 2.9~11.9m、右列杭では杭頭から 9.9m であり、ほとんど杭の全長にわたって地盤ばねは塑性化しているといつてよい。

杭~地盤間の相対変位は断層面深さで最も大きく、断層ずれが 2m の場合を例に取ると、断層の下方では -0.6m 程度、断層の上方では 0.6m 程度である。

同様に、杭~地盤間の周面摩擦力と上下方向の相対変位 Δv を示した結果が、図 14 である。ここで、杭と地盤との相対変位 Δv は次式のように定義されている。

$$\Delta v = v_{GR} - v_P \quad (14)$$

ここで、 v_{GR} 、 v_P はそれぞれ地盤及び杭の上下方向変位である。また、水平方向地盤反力度の場合と同様に、 $\Delta v > 0$ 及び $\Delta v < 0$ の場合をそれぞれ上下方向地盤反

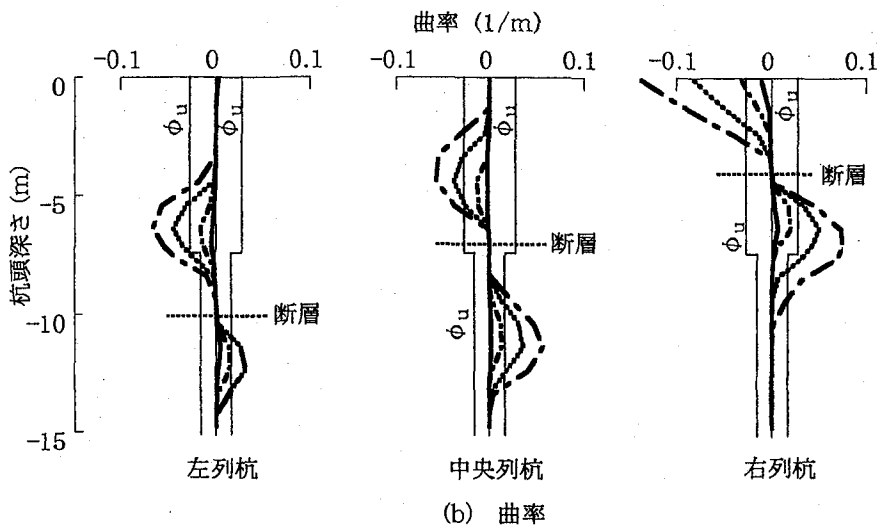
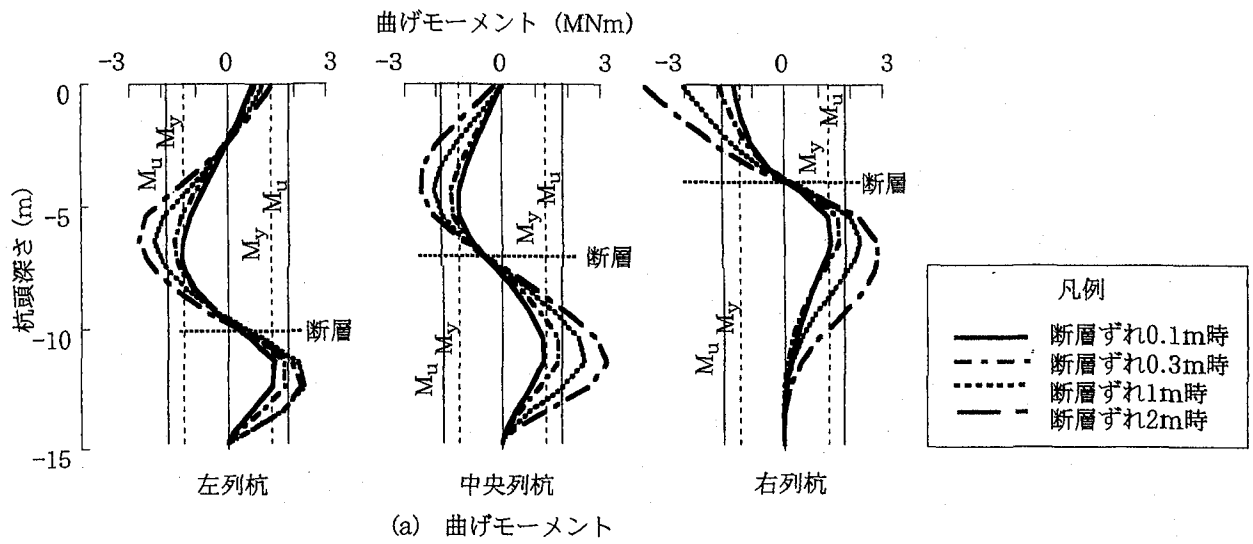


図10 杭に生じる曲げモーメント及び曲率

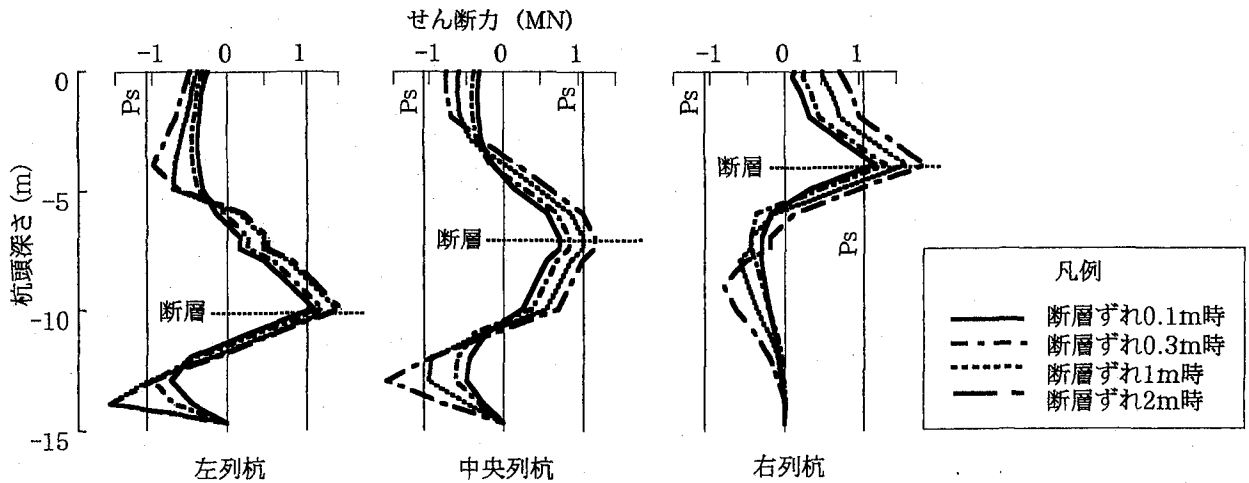


図11 杭に生じるせん断力

力度の正、負と定義している。図14(a)には、式(9)、(10)による周面摩擦力および杭先端部での耐力の上限値も比較のために示している。断層ずれが2mの場合

合を例にとれば、いずれの杭においても断層面から上方では周面摩擦力はその上限値に達し、このためこうした箇所では杭～地盤間に1.4m程度の相対変位が生

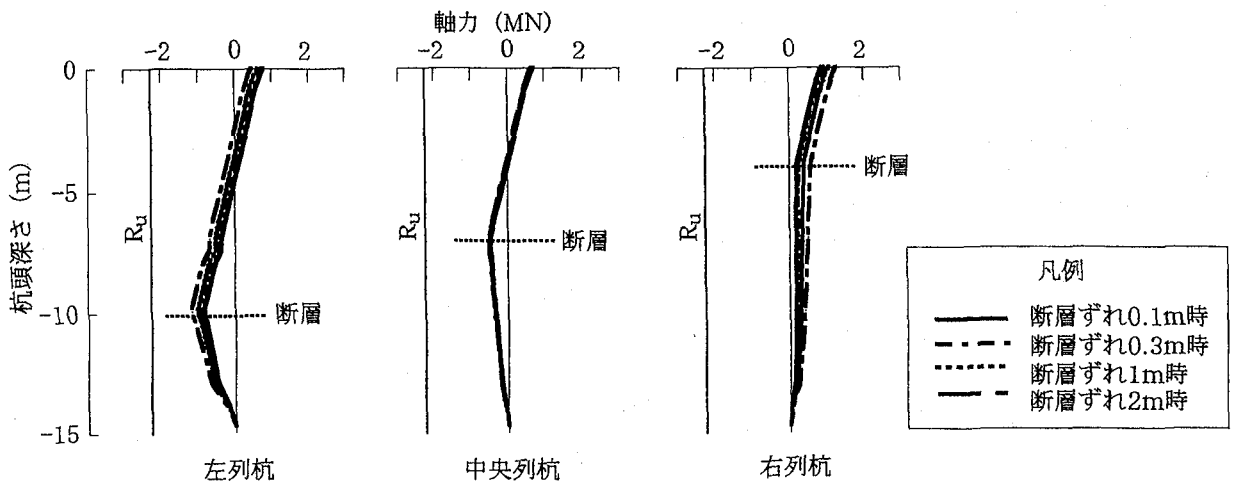
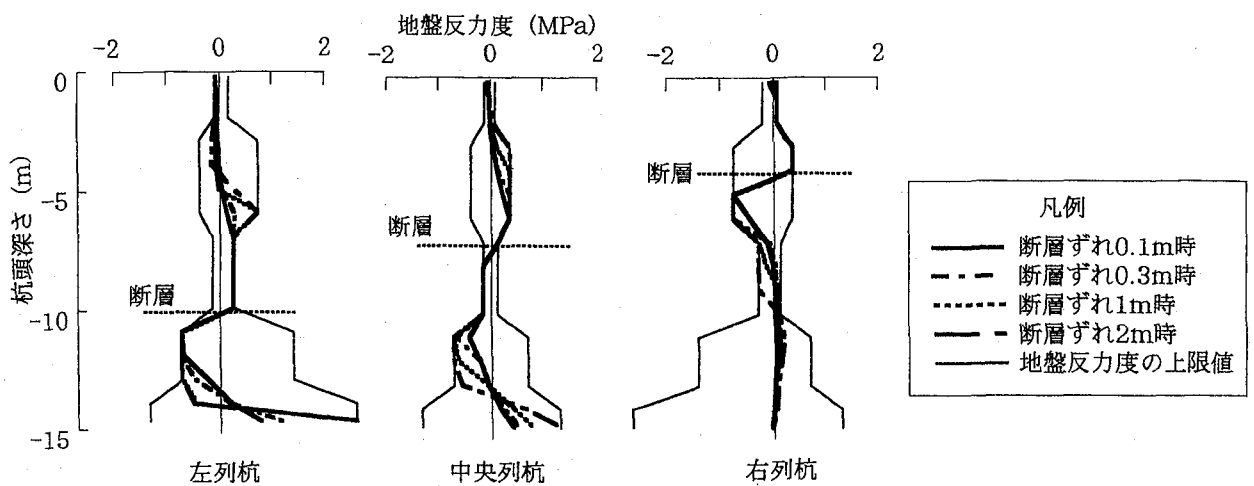
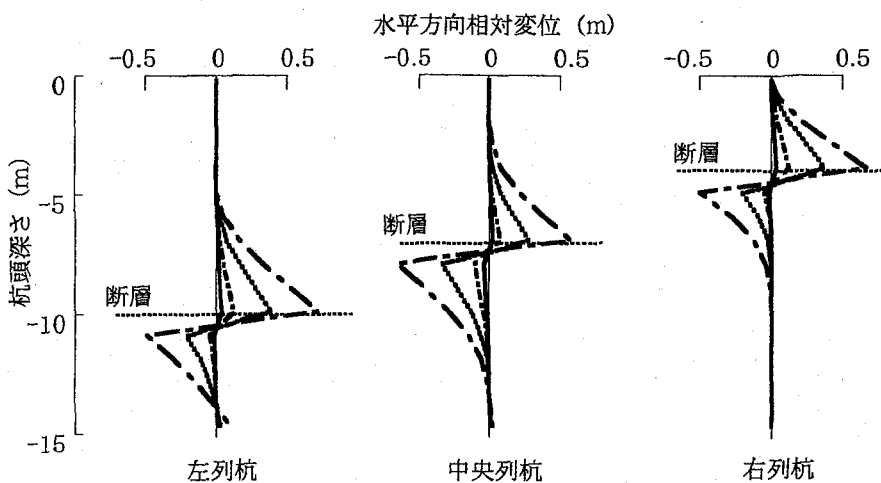


図12 杭に生じる軸力



(a) 水平方向の作用力



(b) 水平方向の相対変位

図13 杭～地盤間の水平方向地盤ばねに生じる水平力および相対変位

じている。このことは、断層ずれによって与えられた上下方向の相対変位(断層ずれが2mの場合には1.41m)が断層面から上方に存在する杭と地盤間のずれによ

てほとんど吸収されていることを表している。

断層面の下方では杭～地盤間にほとんど上下方向の相対変位は生じていないが、これは深くなるほど地盤

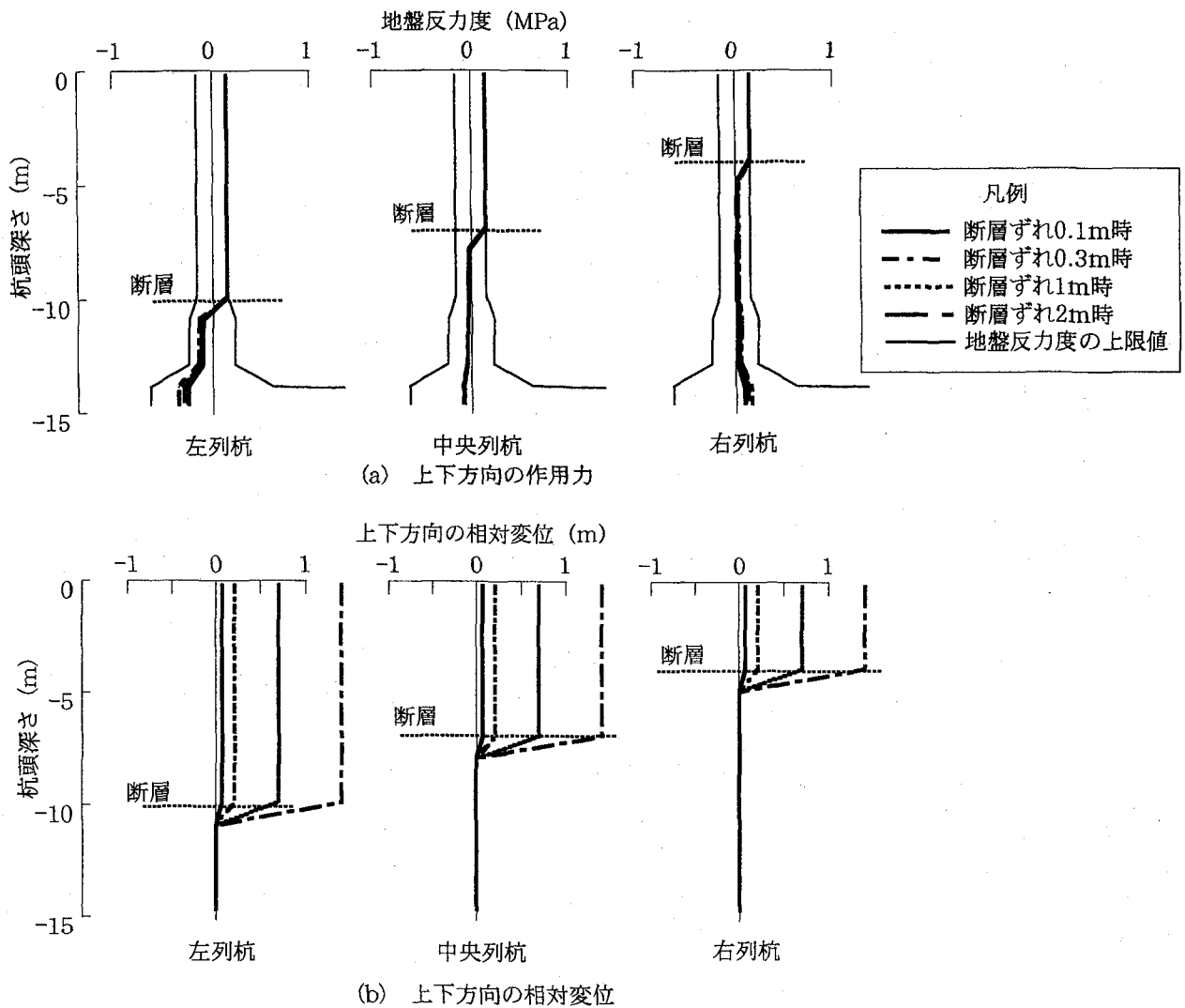


図14 杭～地盤間の上下方向地盤ばねに生じる周面摩擦力および相対変位

の強度が高くなるため、断層面から下方では周面摩擦力がまだ上限値に達していないためである。

図15は、杭～地盤間の相対変位が大きくなる深さにおける水平方向ばねおよび上下方向ばねの復元力を示した結果である。それぞれ式(4)と(6)、及び、式(8)と(9)によって与えられる履歴を示している。

5. 結論

杭基礎で支持された1基の下部構造を対象として、逆断層に伴う斜め45度の断層ずれが杭基礎に作用した場合の耐震性を応答変位法に基づいて解析した。本研究の範囲から得られた結論を示すと、以下の通りである。

(1) 杭に生じる曲げモーメントは断層面から2～5m上側および下側の位置ならびに杭頭で大きくなる。断層ずれが0.1mになった段階で、すでに杭には降伏を上回る曲げモーメントが生じ、断層ずれが2mとなった段階では、6箇所終局曲率0.027/mを上回る曲げモー

メントが発生する。なかでも、右列杭の杭頭付近では、曲げモーメントが大きくなる断層面から2～5mの位置と杭頭が重なる結果、終局曲率の5.1倍に相当する0.138/mもの曲率が生じる。

(2) 杭に生じるせん断力は断層面深さで大きくなり、杭のせん断耐力を上回る箇所が生じる。

(3) 杭に生じる軸力は断層面で一番大きく、引張を受ける左列杭では、杭の引張耐力2.3MNの約50%に相当する引張力が作用する。右列杭には1.3MNの圧縮力が作用するが、杭の圧縮耐力に比較すると大きな値ではない。

(4) 以上から、本解析で検討対象とした杭基礎は、断層変位が2mに達すると曲げ及びせん断によって著しい損傷を受けると予想される。

謝辞

本研究の実施に際しては、庄司学助手（現在、筑波大学機能工学系）をはじめ、東京工業大学土木工学専攻の渡邊学歩氏、(株)長大の矢部正明氏等、多数の方

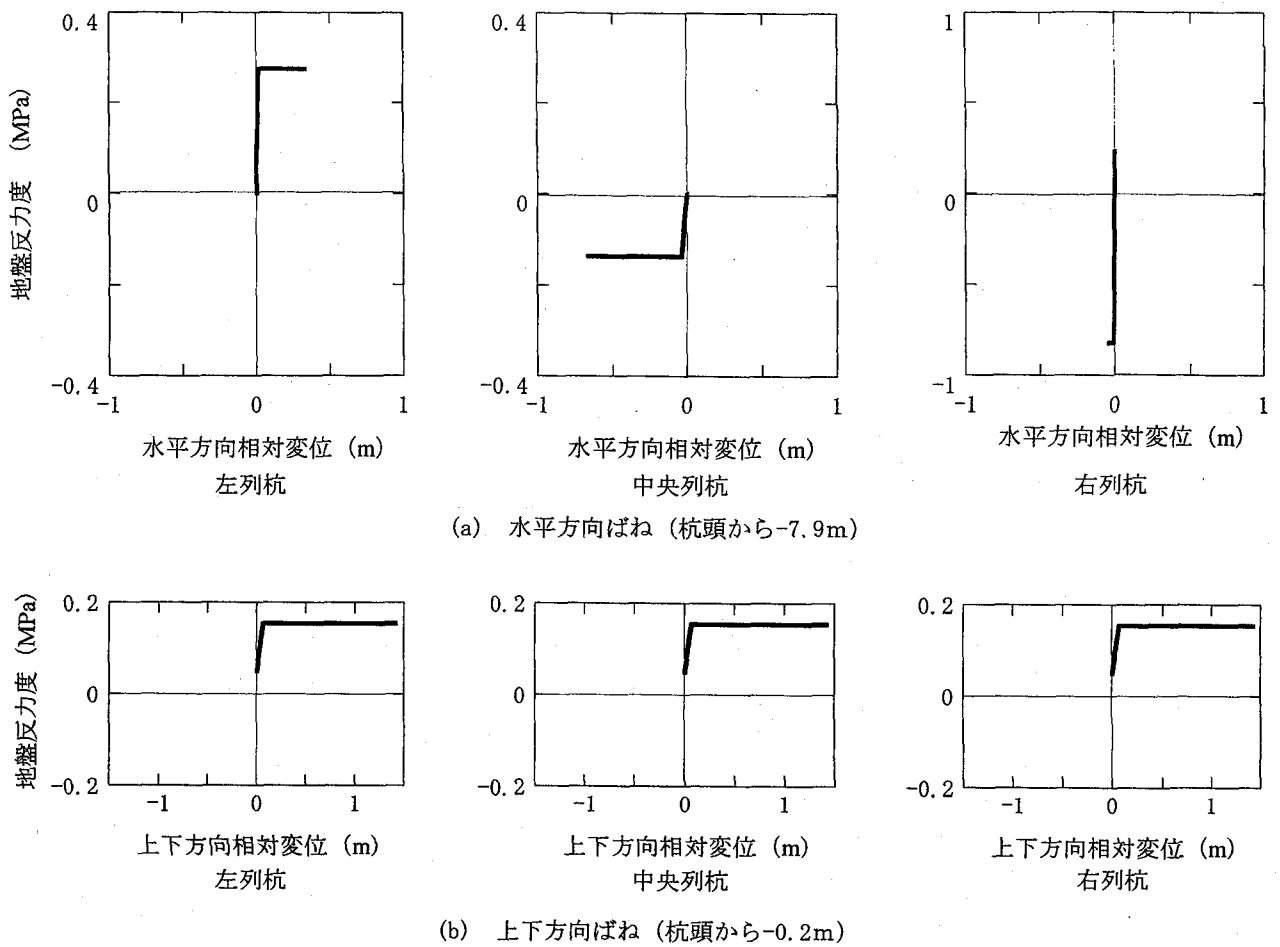


図15 杭～地盤間の水平方向及び上下方向地盤ばねの復元力特性

のご協力を得ました。ここに記して厚くお礼申し上げる次第です。

参考文献

- 1) 川島一彦, 鈴木猛康, 橋本隆雄: トルコ・コジャエリ地震による交通施設の被害概要, 橋梁と基礎, 2000-2, pp. 45-51, 2000
- 2) 川島一彦, 阿部雅人, 家村浩和, 庄司学, 岩田秀治, 高橋良和: 1999年台湾・集集地震による橋梁の被害, 橋梁と基礎, 2000-4, pp. 15-23, 2000
- 3) 近藤益史, 運上茂樹: 地盤変位が卓越する地震動に対する道路橋の耐震性に関する検討, 第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 123-128, 2000
- 4) 鈴木直人, 幸左賢二, 田崎賢治: 断層変位を受ける連続橋の被災メカニズムに関する解析的研究, 第4

回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 133-136, 2000

- 5) 川島一彦: トルコ・デュツェ地震によるボル高架橋の被害, 橋梁と基礎, 2001-2, pp. 25-30, 2001
- 6) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & sons, Inc., 1996 (川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998)
- 7) 幸左賢二, 藤井康男, 水田崇志, 森田修二: 地震時のフーチング損傷メカニズムに関する研究, 土木学会論文集, 655/V-48, pp. 63-73, 2000
- 8) 矢部正明, 川島一彦: 杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究, 土木学会論文集, 619/I-479, pp. 91-109, 1999

(2001年9月14日受付)