

論文 振動・波動を用いたヘルスマonitoringによるPHC杭の損傷検出に関する研究

大村 哲矢^{*1}・濱本 卓司^{*2}

要旨：ローカルおよびグローバルなヘルスマonitoringを用いてPHC杭の損傷検出を試みるために正負交番繰返し曲げせん断載荷実験を行った。振動特性計測, 超音波伝播時間測定とともにひび割れ幅を計測しながら破壊性状を観察して, 杭の損傷検出をするための基礎データとしてまとめた。

キーワード：ヘルスマonitoring, PHC杭, 損傷検出

1. はじめに

建物のヘルスマonitoringには, 超音波検査, アコースティックエミッション(以下, AE)センサ, 磁気探傷, X線探傷, 振動モニタリングなどの非破壊試験法により行われることが多い。

建築物の健全性に関する既往研究の多くは上部構造のみを対象としてきた。しかし, 実際の建築物において, 上部構造で測定される固有振動数は上部構造物の剛性だけでなく, 基礎構造の剛性によっても変化する。^{1)~3)}

通常, 杭の損傷を調査するには掘削が必要とされ, 被害の可能性のあるすべての杭を調査することは, コストおよび時間の面において非効率的である。よって, 上部構造のモニタリングと同様に杭基礎の損傷度や大まかな損傷位置があらかじめ検出できれば大きなメリットとなる。

本研究はPHC杭の損傷検出を試みるものとし, それに関する基礎実験を行う。

ここでは中低層建物でよく用いられるPHC杭を対象とし, 地震力を想定した正負交番繰返し曲げせん断載荷実験を行った。実験ではグローバルモニタリングとして常時微動計測による杭の振動特性からその剛性変化を捉え, ローカルモニタリングとして超音波伝播時間計測を行い, ひび割れ幅を計測しながら破壊性状を観察した。それらの実験結果をもとに各センサの損傷検出

の適用性を検討し, 杭の損傷検出をするための基礎データとしてまとめる。

2. 実験概要

図-1に試験体のモデル化を示す。**図-1**の左図は地震時における杭の曲げモーメント図である。杭頭から地震時曲げモーメント図の反曲点までの杭頭部を取り出し, 2つの杭頭部を逆対象につなぎ合わせてモデル化した。

図-2に載荷方法を示す。載荷は大野式加力とし静的正負交番繰返し載荷とした。実線で示した合計4つのピンとローラーが正加力時の支承で, 破線で示した合計4つのピンとローラーが

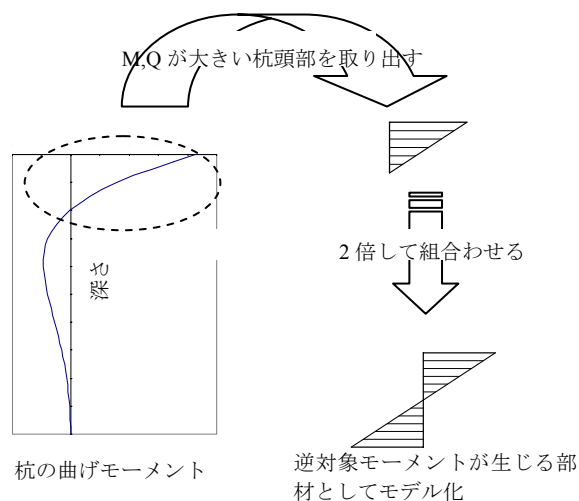


図-1 試験体のモデル化

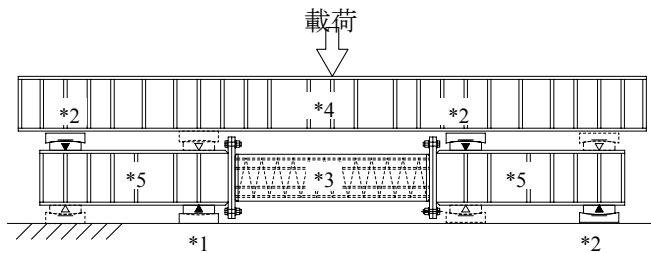
*1 武蔵工業大学 工学部 建築学科 助手 博士 (工学) (正会員)

*2 武蔵工業大学 工学部 建築学科 教授 工博 (正会員)

負加力時の支承である。支承にはテフロンシートを緩衝させ、グリースを塗布することにより回転や滑りに対する摩擦を極力小さくするように配慮した。土台の上に支承をセットし、試験体を載せてスタブの上端面に支承をセットして加力梁を載せ、加力梁の中央を 2000kN アムスラーで載荷した。試験体は PHC 杭の両側に鋼製スタブを取付けた。PHC 杭の両端板と鋼製スタブの両端部に鋼製プレートと十分に溶接し、それらをハイテンションボルトで緊結した。PHC 杭は JIS 認定工場の生産ラインで製作した。

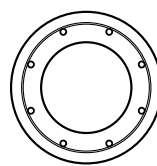
図-3 に試験体断面を示す。杭径は 300mm, 肉厚は 60mm, 主筋は 8-φ9.0~10.0, らせん筋は φ3.2@100 とした。表-1 に試験体一覧を示す。試験体総数は 3 体である。No.1 の試験体断面は JIS 規格の C 種 PHC 杭である。No.2 および No.3 はそれぞれ JIS 規格の C および B 種 PHC 杭の配筋に同様である。実験変数は主筋量とプレストレス量である。表-2 に材料特性を示す。コンクリート圧縮強度は 94N/mm², 引張強度は 6N/mm², ヤング係数は 42kN/mm² である。鉄筋の降伏応力度とヤング係数はそれぞれ 0.79, 100 (φ3.2), 1.47, 208 (φ9.0), 1.45, 208 (φ10.0) kN/mm² である。スタブおよび加力梁は SN400 材を用いた。表-3 に試験体の終局曲げ耐力 Q_{mu} および終局せん断耐力 Q_{su} を示す。終局曲げ耐力は平面保持を仮定した断面分割による曲げ解析により算出した。終局せん断耐力は文献⁴⁾の式を用いて算出した。Q_{su}/Q_{mu} が 1.0 以下の試験体は終局曲げ耐力が終局せん断耐力よりも大きく、せん断破壊するように試験体を設計したことを意味する。載荷は顕著な損傷が発生または伸展した変形角で折り返す変位制御とした。

載荷ピークにおいて完全除荷したのちに試験体の振動計測を行った。実際の建物では加速度計を基礎スラブ上などに設置し杭基礎全体の振動特性を計測することになるが、本研究はまず「杭 1 本の振動特性」と「杭損傷の関係」のデータを取得するための基礎研究と位置づける。



*1: ピン支承, *2: ローラー支承, *3: PHC 杭,
*4: 載荷梁 (H-350x350x12x19),
*5: 載荷スタブ (H-350x350x12x19)
支承の▲と△はそれぞれ正加力時, 負加力時にセットした組み合わせを示す。

図-2 載荷方法



杭径 : 300mm
肉厚 : 60mm
主筋 : 8-φ9.0~10.0
フープ : φ3.2@100

図-3 試験体断面

表-1 試験体一覧

No.	杭径 (mm)	肉厚 (mm)	主筋	スパイラルフープ	プレストレス (N/mm ²)
1	300	60	8-φ10.0	φ3.2@100	10
2			8-φ9.0		1
3			8-φ9.0		

表-2 材料特性

コンクリート	
圧縮強度	: 94 N/mm ²
引張強度	: 6 N/mm ²
ヤング係数	: 42 kN/mm ²
鉄筋	
降伏応力度:	0.79(φ3.2), 1.47(φ9.0), 1.45(φ10.0) kN/mm ²
ヤング係数:	100(φ3.2), 208(φ9.0), 208(φ10.0) kN/mm ²
鉄骨	
載荷梁およびスタブ	: SN400

表-3 耐力計算値

No.	Q _{mu} (kN)	Q _{cr} (kN)	Q _{su} (kN)	Q _{su} / Q _{mu}
1	155	153	159	1.03
2	152	86	127	0.84
3	130		121	0.93

Q_{mu} : 終局曲げ耐力時せん断力
Q_{cr} : せん断ひび割れ荷重
Q_{su} : 終局せん断耐力

3. 実験結果および考察

3.1 せん断力-相対変位関係

図-4 にせん断力-相対変位関係を示す。履歴曲線上の○はせん断ひび割れ発生を示す。すべての試験体において危険断面位置に曲げひび割れが発生し、変位の増大に伴い危険断面位置の圧縮側コンクリートで圧壊がすすんだ。

No.1 はプレストレス量が 10N/mm^2 であるので履歴特性は原点指向型の傾向し、せん断力 0 のときの残留変位が No.2 および No.3 に比べて小さい傾向を示した。相対変位 -9.0mm ($-1/133\text{rad}$) および 18.5mm ($1/65\text{rad}$) でせん断ひび割れが発生し、せん断力 152kN 、相対変位 21.1mm ($1/57\text{rad}$) でせん断破壊し、せん断力は 0 となり変位は測定不能となった。らせん筋の一部で破断が確認できた。

No.2 はプレストレス量が 1N/mm^2 であり、せん断力 0 のときの残留変位が No.1 に比べて大きい傾向を示した。相対変位 14.1mm ($1/85\text{rad}$) でせん断ひび割れが発生し、その後、せん断ひび割れは伸展し相対変位 30mm ($1/40\text{rad}$) で載荷を終了した。

No.3 はプレストレス量が 1N/mm^2 であり、せん断力 0 のときの残留変位が No.1 に比べて大きい傾向を示した。相対変位 24.0mm ($1/50\text{rad}$) でせん断ひび割れが発生し、その後、せん断ひび割れは伸展し相対変位 30mm ($1/40\text{rad}$) で載荷を終了した。

No.3 はプレストレス量が 1N/mm^2 であり、せん断力 0 のときの残留変位が No.1 に比べて大きい傾向を示した。相対変位 24.0mm ($1/50\text{rad}$) でせん断ひび割れが発生し、その後、せん断ひび割れは伸展し相対変位 30mm ($1/40\text{rad}$) で載荷を終了した。

3.2 せん断力 0 のときの剛性

図-5 にせん断力 0 のときの剛性を示す。ヘルスマモニタリングは地震後に行うので実験で必要となるのは完全に除荷したときの剛性、すなわち、せん断力 0 のときの剛性である。図中の添

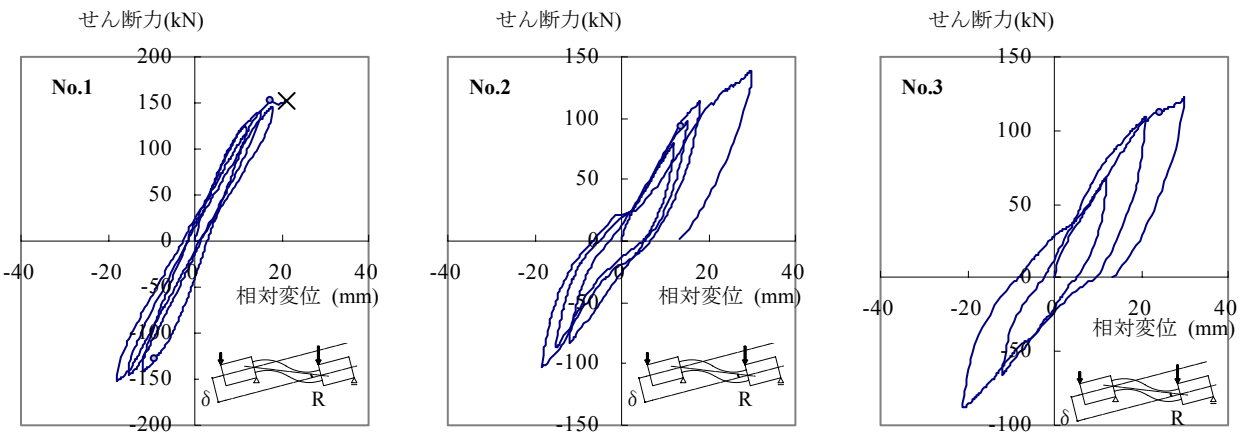


図-4 せん断力-相対変位関係

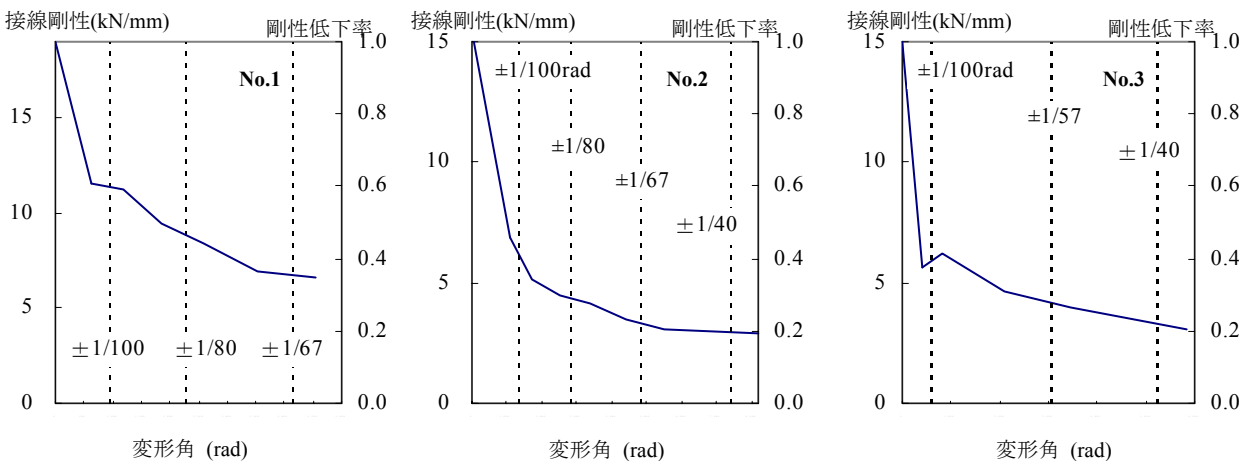


図-5 せん断力 0 のときの剛性

え字は正側および負側の両方で経験した変形角し、図の左 Y 軸は剛性、右 Y 軸は剛性低下率を示す。剛性低下率は初期剛性に対する接線剛性とする。

すべての試験体において、 $\pm 1/100\text{rad}$ を経験する付近までは急激に剛性が低下し、その後、緩やかに剛性が低下する傾向が見られる。No.2 および No.3 では $\pm 1/100\text{rad}$ を経験したときまでにせん断ひび割れはとくに見られなかったので、曲げ圧縮破壊による損傷が急激な剛性低下の原因であると思われる。一般的に、せん断力 0 のとき、すなわち完全に除荷したときには曲げモーメントによるひび割れは閉じる傾向にある。よって、曲げモーメントによるひび割れよりも、せん断ひび割れを部材耐力、剛性、耐久性などについて有害なひび割れとすることが多い。本実験においても曲げモーメントによるひび割れは完全に除荷した時にはほぼ閉じていた。しかし、 $\pm 1/100\text{rad}$ を経験する付近で急激に剛性が低下したため、地震後の調査でせん断ひび割れが発生していない場合でも、余震または次の大地震時の対策に杭の剛性低下の考慮が必要となると思われる。

3.3 振動特性計測

試験体 No.1 では加速度計を貼付け図-6 に示す加振実験装置により加振を行った。図に示す位置において加振機を用いてホワイトノイズを入力し、加速度を測定した。加速度の測定は高感度加速度計を用い、スパン中央において測定を行った。変形角 0, 1/100, 1/80, 1/67rad のそれぞれにおいて、正負荷荷を行って完全に除荷したのちに、図-6 に示すセットに組み替えて加振実験を行った。

図-7 に杭中央部のフーリエスペクトルを示す。0rad は荷重前を示す。ピークは 26.6~35.1Hz 間と 45.0~47.9Hz 間において 2 つみられることは「試験体」と「加力梁および支承」の固有振動数を示しており、1 つ目のピークが試験体の固有振動数を示す。このことは加力実験後に杭は

損傷するために固有振動数が低下するが、2 つ目のピークはあまり変化しないことから、1 つ目のピークが試験体の固有振動数であることは明らかである。

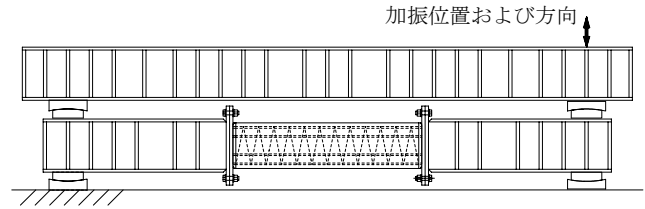


図-6 加振実験装置

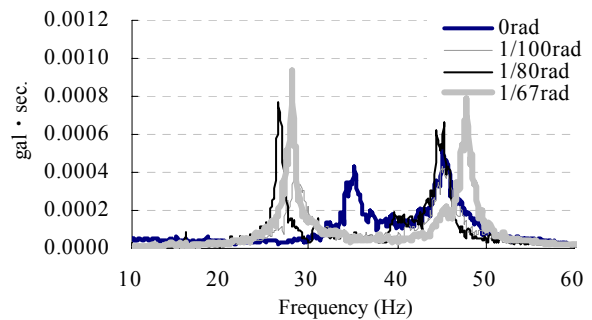


図-7 フーリエスペクトル

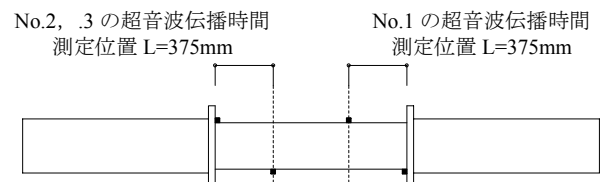
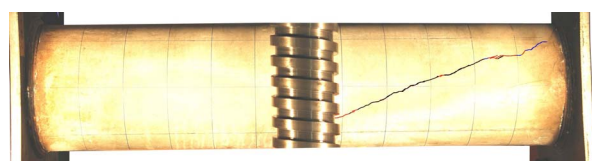


図-8 超音波伝播時間測定位置



No.1 1/65rad 除荷時



No.2 最終破壊状況



No.3 最終破壊状況

写真-1 破壊状況

加力実験開始前すなわち 0rad 時の固有振動数は 35.1Hz であった。変形角の増大に伴い、試験体の固有振動数が低下する傾向が見られた。変形角 1/100rad では固有振動数が 28.8Hz まで急激に低下し、その後は緩やかに低下した。損傷の詳細は後述によるが変形角が 1/100rad に達するまでに曲げひび割れおよびせん断ひび割れが発生するという損傷が試験体の剛性低下の原因となり、固有振動数が低下したと思われる。このことは図-5 にみられるような変形角 1/100rad 付近までは試験体の剛性が急激に低下する傾向と同様であり、その傾向が振動特性においても表れた。よって、振動を用いたヘルスマモニタリングによる杭の損傷検出は可能であると思われる。

3.4 波動計測（超音波伝播時間）と PHC 杭の損傷の関係

図-8 に超音波測定位置、写真-1 に破壊状況、図-9 に超音波伝播時間とせん断ひび割れ幅の関係を示す。図中の Q=0kN は完全に除荷したときを示す。

せん断ひび割れ幅は発生したせん断ひび割れの最大の幅とする。せん断ひび割れはデジタルノギス(1/100mm まで測定可能)を用いてせん断ひび割れと直交するように測定（小数点第 2 位を四捨五入）した。測定精度を 40 倍の拡大鏡で

確認したがほぼ同程度の測定値を示した。

超音波伝播時間測定の端子は図-8 に示す位置で測定した。測定は透過法とし、超音波がふたつの端子間を伝わる時間を測定した。測定時の端子位置は危険断面位置と危険断面位置から杭径の 1.25 倍 (1.25D) の位置とした。端子を結ぶ直線と曲げせん断ひび割れが交差する（端子間が曲げせん断ひび割れをまたぐ）ように端子位置を設定した。

ひび割れが発生すると、そのコンクリートの不連続性が抵抗となって超音波伝播時間が大きくなる傾向がある⁵⁾。端子とコンクリート接地面の隙間、すなわち空気層も同様に超音波伝播時間が大きくなる原因となる。そのため端子とコンクリート接地面間に薄くグリースや油粘土を緩衝させて計測する。本研究では油粘土を緩衝させ計測を行ったが、あらかじめ確認した初期値を考慮して実際の計測を行った。

No.1 ではせん断ひび割れが発生した 1/133rad 付近で超音波伝播時間が 130 μ sec 程度に大きくなり、そのときのせん断ひび割れ幅は 0.5mm であった。その後、せん断ひび割れ幅の増大に伴い超音波伝播時間は概ね増加し、せん断ひび割れ幅最大値 0.9mm のときの超音波伝播時間は 154 μ sec であった。

No.2 ではせん断ひび割れが発生した 1/85rad 付近で超音波伝播時間が 200 μ sec 程度に大きくな

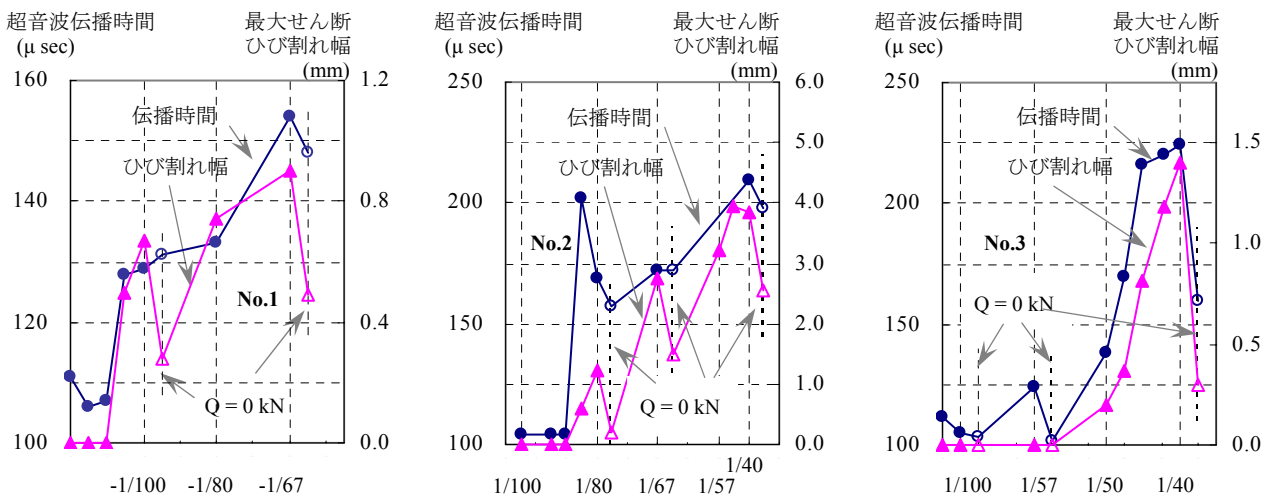


図-9 超音波伝播時間とせん断ひび割れ幅

り、そのときのせん断ひび割れ幅は 0.6mm であった。その後、せん断ひび割れ幅の増大に伴い超音波伝播時間は概ね増加し、せん断ひび割れ幅最大値 4.0mm のときの超音波伝播時間は 209 μ sec であった。

No.3 ではせん断ひび割れが発生した 1/50rad 付近で超音波伝播時間が 138 μ sec 程度に大きくなり、そのときのせん断ひび割れ幅は 0.2mm であった。その後、せん断ひび割れ幅の増大に伴い超音波伝播時間は概ね増加し、せん断ひび割れ幅最大値 1.4mm のときの超音波伝播時間は 224 μ sec であった。

すべての試験体においてせん断ひび割れ幅の増加に伴う超音波伝播時間の増加傾向が概ねみられたが、No.1 および No.2 ではせん断ひび割れ幅と超音波伝播時間の増加傾向が完全に一致しなかった。このことは、端子とコンクリート接地面間に緩衝させたグリースや油粘土の影響であると思われる。No.3 では測定方法を再検討し、端子とコンクリート接地面間の緩衝材量をできるだけ固定したため、せん断ひび割れ幅と超音波伝播時間の増加傾向に関する相関性が比較的良好となった。よって、波動（超音波）を用いたヘルスマニタリングによる杭の損傷検出は可能であると思われる。

4. まとめ

本論では PHC 杭を対象とした正負交番繰返し曲げせん断載荷実験を行った。実験では振動特性計測により杭の振動特性からその剛性変化を捉え、超音波伝播時間を用い、ひび割れ幅を計測しながら破壊性状を観察した。

それらの実験結果をもとに各センサの損傷検出の適用性を検討し、杭の損傷検出をするための基礎データとして以下のようにまとめた。

- (1) $\pm 1/100$ rad を経験する付近でせん断ひび割れが発生していない場合でも、せん断力 0 のとき、すなわち完全に除荷したときの剛性は急激に低下した。よって、地震後の調査でせん断ひび割れが発生していない場合でも、余震

または次の大地震時の対策では杭の剛性低下の考慮が必要となると思われる。

- (2) 「実験結果の履歴特性の振動特性」と「振動特性計測実験の振動特性」は同様であり、振動を用いたヘルスマニタリングによる杭の損傷検出は可能であると思われる。
- (3) せん断ひび割れ幅の増加に伴う超音波伝播時間の増加傾向が概ねみられたため、ひび割れ幅と超音波伝播時間は相関性がある。よって、波動（超音波）を用いたヘルスマニタリングによる杭の損傷検出は可能であると思われる。
- (4) ヘルスマニタリングによる杭の損傷検出が有効であると思われ、杭基礎構造建物の調査に適用できる可能性を示した。

謝辞

本研究は文部科学省科学研究費補助金（基盤研究(C)(2) 課題番号 14550582)の援助を受けた。文部科学省科学研究費補助金の援助を受けた。本実験における超音波伝播時間測定に関しては武蔵工業大学 野崎善嗣先生にご指導いただいた。簡易 AE センサの測定については榊ジャスト池ヶ谷靖氏、柳瀬高仁氏にご協力いただいた。試験体製作に関しては三谷セキサン 渡辺正登氏にご協力いただき。測定機器類に関しては榊東京測器研究所 松野竜太郎氏にご協力いただいた。

参考文献

- 1) 大場新太郎：基礎・地盤条件が実在建築物の固有周期に及ぼす影響，日本建築学会論文報告集，第 317 号，pp23-31，1982.7
- 2) 大場新太郎，濱川尚子：1955 年兵庫県南部地震における杭の損傷による建築物の固有周期の変化，日本建築学会構造系論文集，第 495 号，pp63-69，1997.5
- 3) 福和伸夫，ガドナ・M アリ，八木茂治：構造物の固有振動特性に及ぼす動的相互作用効果に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 475 号，pp35-44，1995.9
- 4) 岸田慎司，堀井昌博，桑原文夫，林静雄：大口徑 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.532，pp.103-110，2000.6
- 5) 魚本健人，加藤潔，広野進：コンクリート構造物の非破壊検査，森北出版，1990.5