

I-55 R C橋脚模型の交番載荷による損傷と振動特性変化に関する研究

北見工業大学 正員 山崎 智之 島田建設㈱ 村田 陽一
北見工業大学 正員 大島 俊之 ㈱構造技研 宮崎 昌彦
北見工業大学 正員 三上 修一

1. まえがき

地震などにより損傷を受けた橋脚の補修・補強をする上でどの程度の損傷を受けているかを評価する必要がある。また1995年に発生した兵庫県南部地震などの直下型地震に耐えうる構造とするため、橋脚の鋼板巻き付けなどの補強工事が現在盛んに行われている。このような補強工事をした橋脚が損傷を受けた場合、その程度を判断することは非常に困難なことであると考えられる。本研究はR C橋脚並びに鋼板接着により補強した橋脚が損傷を受けたときの振動特性にどのような影響があるか、また損傷によるクラックの発生などを頂部の衝撃により評価するための実験を行った。現在実験は継続中であり本文では実験の内容と途中経過を報告する。実験はR C橋脚模型(30×30×100cm)を製作し、静的な交番載荷試験を行い徐々に橋脚に損傷を加えた。振動特性変化は砂袋を振り子状にして供試体頂部側面に打撃を加える振動実験とした。測定は①損傷前、②引張鉄筋降伏時、③鉄筋降伏時の2倍の変位(2δ_y)が測定された時に実施した。また交番載荷試験における各サイクル終了時に供試体頂部で軽く衝撃を加え、衝撃音の伝播及び反射音の測定結果とクラックの進展による損傷状況を比較した。

2. 実験の概要

(1)RC橋脚模型供試体

本実験で製作した供試体の形状は図1に示したように断面が30×30cm、高さ100cmでフーチング部分を60×60×40cmとした。供試体種類は引張鉄筋量、せん断鉄筋間隔、鋼板巻き付けの違いによる7種類の供試体とし、その条件を表1に示す。使用したセメントは早強セメントで鉄筋はSD295Aを用いており、コンクリート強度は各供試体実験直前に測定したものである。鋼板巻き付けはフーチング上面から橋脚部分全体とし、厚さ3mmの鋼板(SS400)をエポキシ脂で接着させた。ただし、鋼板はフーチングとは剛結せず切り離した状態とした。

(2)静的交番載荷試験

載荷試験は図2のように供試体を横にしてH鋼に固定し、橋脚頂部から供試体の軸方向に軸荷重として1.47MPaの軸荷重をかけた状態で横方向から交番載荷を行った。軸荷重載荷装置は水平方向に移動可能な装置とし、交番載荷試験は載荷面をA、B面としA面から交互に載荷した。荷重は1サイクル目を±10kNとし、2サイクル目以降は前サイクル時より10kNづつ増加させて、供試体変位

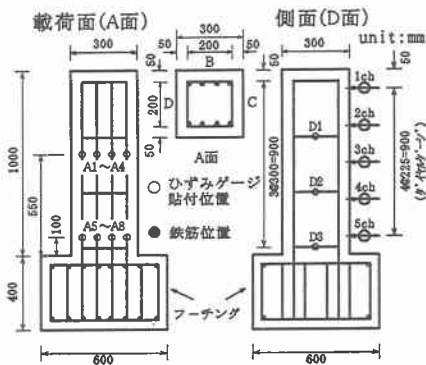


図1 供試体形状

表1 供試体種類一覧

供試体 番号	引 張 鉄 筋		p (%)	帯 鉄 筋		p (%)	コンクリート 圧縮強度 (MPa)	鋼板巻き付け
1	SD295A	4D13	0.68	7D10	0.32			なし
2	SD295A	6D16	1.59	7D10	0.32	30.1		なし
3	SD295A	4D13	0.68	4D10	0.16	31.3		なし、あり
4	SD295A	6D16	1.59	4D10	0.16			なし
5	SD295A	6D19	2.29		0	32.0		なし、あり
6	SD295A	4D13	0.68	4D10	0.16	不明		あり
7	SD295A	6D19	2.29		0			あり

※反転した供試体番号は実験済み

Stady on Vibration Characteristics Change and Damage of RC Piar Model due to Cyclic Loading
by Tomoyuki YAMAZAKI, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, Youichi MURATA and Masahiko MIYAZAKI

が引張鉄筋降伏時の約2倍 ($2\delta_y$) になるまで試験を行った。測定項目は変位及び鉄筋のひずみで図1に示した変位計 (A面1ch~5ch, B面6ch~10ch)、ひずみゲージ (A面A1~A8, B面B1~B8, C面C1~C3, D面D1~D3, ただしB, C面はA, D面に相対する) で各サイクルにおいて5kN 間隔で測定した。ただし1サイクル目と鉄筋降伏荷重以降は2.5kN間隔で測定している。また、随時ひび割れ進展の状況を確認した。この載荷試験において各供試体の引張鉄筋降伏時は3~4サイクル目であり、その約2倍の変位が生じた時期は供試体3で6サイクル目、供試体6は7サイクル目、供試体2も7サイクル目であった。供試体2の試験では載荷装置の操作ミスにより7サイクル目において70kN以上の荷重が載荷されていたことを補足しておく。

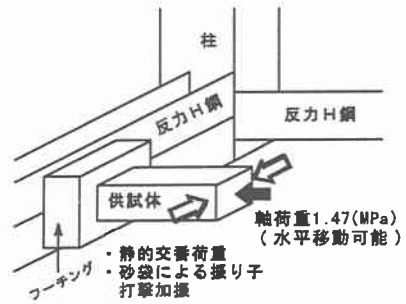


図2 交差載荷試験状況

(3)振動実験

振動実験を行った供試体の状態は(2)の交差載荷試験で損傷している状態で、(2)の実験の間に行っている。その状態は①載荷前、②引張鉄筋降伏時(変位 δ)、③引張鉄筋降伏時の約2倍の変位時(変位 $2\delta_y$)とした。振動させる方法は供試体が実験(2)の状態のままで、天井から吊り下げた砂袋を振り子として供試体頂部側面 (A面) に当てる打撃加振方法とした。振り子重量は約3 kgf、振り子半径約2 m、振り子のおもりを放す位置は供試体から水平に約1.5m離れた位置とした。測定項目は図3に示したように橋脚の頂部、中央部、基部の3箇所においてB面で変位 (1ch~3ch)、C, D面で加速度 (C1~C3, D1~D3) を動的に測定し、また図1におけるひずみの一部も同時に測定した。

(4)衝撃音による損傷調査試験

この試験は図4に示した様に供試体の頂部から軽い衝撃 (本試験では長さ10cm程度の六角レンチで打撃する) を与え、打撃位置より約5 cm離れた位置で超音波センサーにより衝撃音とその反射音を受信した。測定箇所は供試体A面側とB面側の2箇所とし、試験時は(2)交差載荷試験における各サイクル終了時とした。打撃1回の測定波形ではクラックなどによるエコーの影響が少ないため、本実験の測定結果は3回~5回程度の打撃した結果を重ね合わせてクラックなどの小さい影響を拡大するようなデータとした。

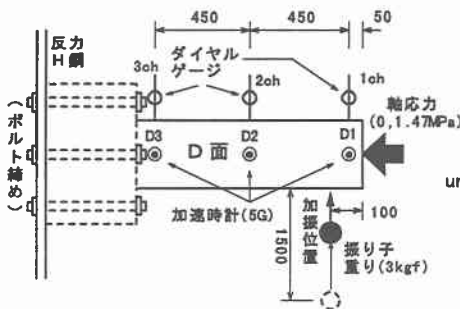


図3 振動実験測定状況

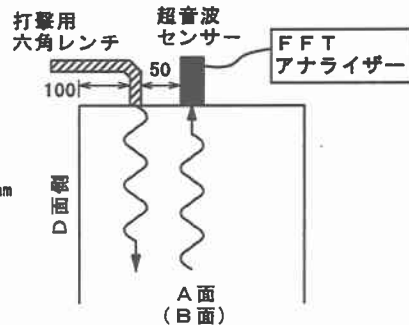


図4 衝撃音による損傷調査

3. 実験結果

(1)交差載荷による履歴吸収エネルギー

図5は供試体3, 6のA面1chにおける荷重-変位履歴曲線で、この履歴曲線で囲まれた面積を履歴吸収エネルギー ΔW として各サイクルごとに計算した。図6は供試体2, 3, 6のA面1, 3chとB面6, 8ch (供試体

頂部と中央部)の荷重-変位の履歴吸収エネルギーである。表1に示してあるように供試体3, 6の配筋は同じで供試体6には鋼板が巻き付けてあり、供試体2は引張鉄筋及び帯鉄筋量が多い供試体である。

図6のデータから供試体3の ΔW が他の供試体に比べ4サイクル目から増大しており、供試体2, 6では6サイクル目までほとんど同じ増加傾向であることから、供試体6は鋼板の巻き付けにより剛性が大きくなったと考えられる。

(2)損傷による振動特性の変化

表2は振動実験で得られたC1の加速度波形のFFTによる周波数解析から求めた卓越振動数と波形の対数減衰率から求めた減衰定数を軸応力毎に表記したものである。0cycは載荷前を表し、4cycが鉄筋降伏時、6, 7cycが鉄筋降伏時の2倍の変位が生じたときである。

軸応力が0MPa(軸荷重がない)の場合供試体3, 6では損傷状態に応じて振動特性が変化している。すなわち損傷が大きくなると卓越振動数が低くなり、減衰定数が大きくなっている。しかし供試体2の卓越振動数は全体的に低く0cycと4cycの間では振動数の減少が見られるが、4, 7cyc間ではほとんど変わっていない。減衰定数も全体的にほとんど変化していない。

軸応力 1.47MPaの場合卓越振動数では0, 4cyc間でわずかに減少しているが、全体的には損傷に応じた変化は見られない。これは振り子による打撃位置が橋脚頂部であり、軸荷重が掛かることにより橋脚上部が拘束されたため振動が抑制され大きな変化が現れなかったと考えられる。

(3)衝撃音によるクラックの調査

図7は供試体2のA, B面における0, 5, 6cycle時の衝撃音によるエコー波形である。また、図8は同供試体の4, 5, 6cycle時のクラック進展の状況である。図7の0cycleにおける第1波は衝撃音が直接表面を伝播してセンサーに届いたもので、第2波目は供試体側面から反射したエコーと考えられる。このことはコンクリート中の音の伝播速度が約4000m/sであり、1波と2波のピーク間隔が約0.06msecでその間の伝播距離が約24cmとなり打撃音が供試体側面に反射してセンサーに到達する距離25cmとほぼ一致する事からもわかる。以上のことから0.5~0.7msecにある波は橋脚基部の鉄筋並びにフーチング底面からのエコーと考えられる。同様

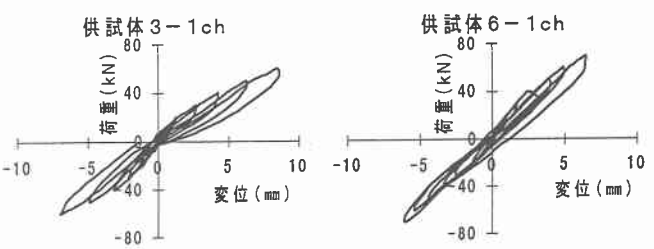


図5 荷重-変位履歴曲線

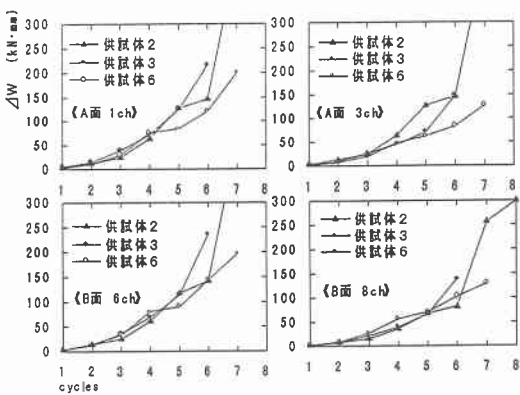


図6 履歴吸収エネルギー

表2 振動特性

		卓越振動数 (Hz)			減衰定数		
軸応力 0 MPa							
荷重サイクル	供試体 2	供試体 3	供試体 6	供試体 2	供試体 3	供試体 6	
0cyc (0kN)	44	66	63	0.0524	0.0464	0.0668	
4cyc (40kN)	36	51	56	0.0503	0.0841	0.0829	
6cyc (60kN)	—	43	—	—	0.1952	—	
7cyc (70kN)	38	—	48	0.0473	—	0.1411	
軸応力 1.47 MPa							
0cyc (0kN)	79	99	90	0.1140	0.0581	0.0716	
4cyc (40kN)	83	91	85	0.1058	0.0983	0.0847	
6cyc (60kN)	—	40	—	—	0.0818	—	
7cyc (70kN)	83	—	81	0.1103	—	0.1452	

にA面の6cycle目の波形とB面の5cycle目の波形における個々の波の伝播距離を計算したものが表3である。これと図8のクラック進展状況を比較するとA面の③④⑤の波およびB面の③⑤⑥⑦⑧の波の位置はクラックの位置とほぼ一致している。これらのことから衝撃音の反射を測定することで非破壊的に橋脚の損傷状態を知ることができる。

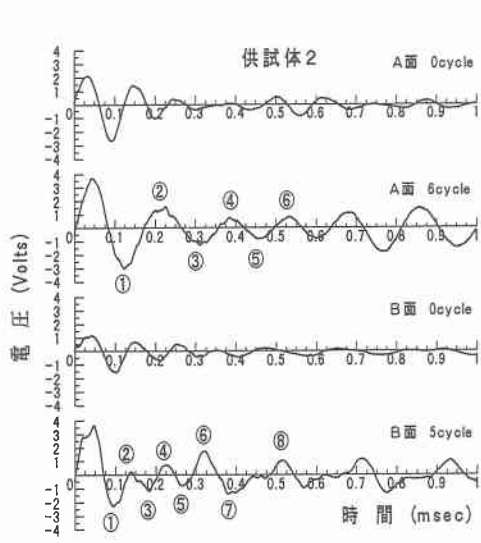


図 7 衝撃によるエコー波形

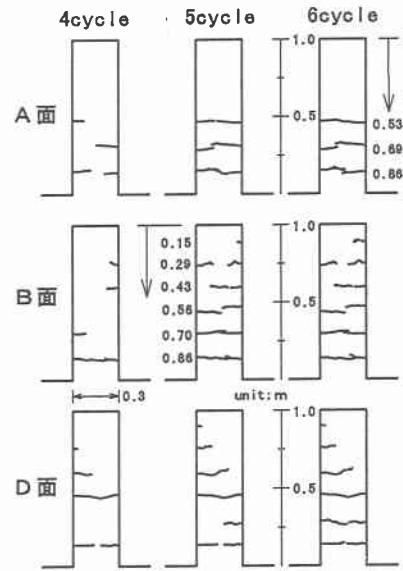


図8 供試体2クラック進展状況

表 3 エコー波形の伝播距離

4. あとがき

本研究では損傷を受けた橋脚供試体の損傷状況を非破壊的に把握する実験を行った。その結果を次にまとめる。

(1)振動実験による振動特性の変化から、軸力がない場合には振動数の低下及び減衰定数の増加見られた。しかし軸力を加えた場合にはその傾向があまり見られず、軸力による橋脚頂部の固定化が原因と考えられる。

(2)衝撃音によるクラック進展を調査した結果、損傷により生じたクラックの位置を衝撃の反射音からほぼ正確に把握することができる。しかし衝撃の加え方を定期的に行う必要があり実験の手法を確立する必要がある。またせん断ひび割れが生じた場合も含め今後検討していく予定である。

最後に本実験を行うにあたり北見工業大学土木開発工学科構造・橋梁工学研究室の太田雅仁君、長内亮君他学生諸君に協力をいただき深く謝意を表します。

参考文献

1)岡林隆敏、沖野真、原忠彦、川村昭宣、衝撃加振法による道路橋の振動計測、橋梁と基礎Vol. 22, No. 11, pp39～43, 1988
2)滝本和志、川島一彦、基部で曲げ破壊するRC橋脚のエネルギー吸収容量の定式化、土木学会論文集 No532/V-30, pp5～13, 1996