

振動台実験によるプレキャストPC複合橋脚の 動的応答に関する検討

内堀裕之¹・平喜彦²・三加崇³・運上茂樹⁴・堺淳一⁵

¹工修 三井住友建設（株） 土木管理本部PC設計部（〒164-0001 東京都中野区中央1-38-1）

²正会員 工修 三井住友建設（株） 土木管理本部PC設計部（〒164-0001 東京都中野区中央1-38-1）

³正会員 工修 三井住友建設（株） 技術研究所土木研究開発部（〒270-0132 千葉県流山市駒木518-1）

⁴正会員 工博（独）土木研究所構造物メンテナンス研究センター（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

⁵正会員 博（工）（独）土木研究所構造物メンテナンス研究センター（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

1. はじめに

都市部の高架橋や立体交差事業等では、交通への影響が大きく、制約条件が厳しいため、施工期間の短縮が求められている。また、大規模地震後においては、交通の早期の機能回復が必要であり、復旧性に優れた橋脚構造の開発が期待されている。

施工性を高め、施工期間を短縮する方法として、プレキャストコンクリート橋脚構造が提案¹⁾されている。しかし、プレキャスト橋脚の大規模地震時の破壊特性や動的耐力・変形性能は十分な知見が得られておらず、現状では耐震設計法も整備されていない状況である。

近年では、橋脚をPC構造とし、残留変位を小さくして復旧性を高めた構造も提案されている²⁾。しかし、PC鋼材が降伏を経験するため、低サイクル疲労を考えると追加鋼材などによって補強しなければならない可能性があり、現状では実用化されていない。

そこで、これらの構造の課題を解決する構造の1つとして、鋼・コンクリート複合構造のプレキャストPC橋脚（Precast & Prestressed Hybrid Pier以下、P&PH橋脚）が提案されており、実用化に向けて研究^{3),4)}が行われている。

本研究では、P&PH橋脚の縮小模型を用いた振動台加振実験により動的挙動特性や応答値の検証を行うとともに、動的応答に対する解析手法の適用性について検討を行った。

2. 構造概要

P&PH橋脚の基本構造の概要を図-1に示す。また、その特徴を以下に示す。

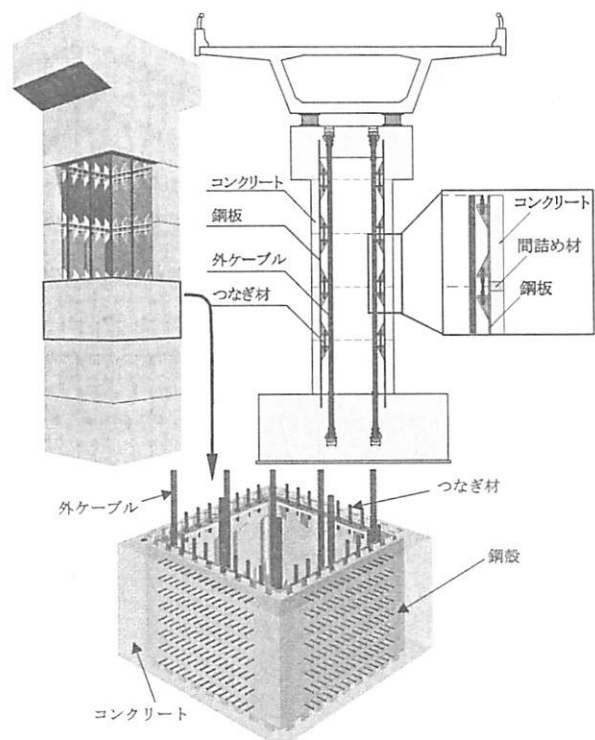


図-1 P&PH 橋脚

- 1) 内側の鋼板からなる鋼殻と外側のコンクリートで構成される中空断面を有する複合構造である。
- 2) プレキャストセグメント部材を高さ方向に積み重ね、セグメント全体をPC鋼材で連結する構造である。
- 3) プレキャストセグメント間の接合部は、つなぎ材で連結する。つなぎ材は、曲げによる圧縮力および引張力に対して抵抗する構造とする。
- 4) プレキャストセグメントの鋼殻どうしはメタルタッチとし、引張力は伝達しない。接合部のせん断力は、鋼殻のせん断キーにより伝達する。
- 5) プレキャストセグメント間の鋼殻の外側には、コンクリートまたはモルタルによる間詰め材を設置す

る。プレキャストセグメントの組立、プレストレス導入後に施工し、曲げ変形時の圧縮力を受け持つ。
6)鉛直方向に外ケーブルを配置して残留変位を抑える。大規模地震時の損傷を接合部近傍に限定させ、地震後に間詰め材およびつなぎ材を取り替えることで早期に初期とほぼ同じ性能まで回復できる。

3. 実験概要

(1) 実験供試体

実験供試体を図-2に示す。供試体は、都市内高架橋を想定しており、試設計を行って決めた実際の構造物に対して縮小率を1/4とした。試験体は、鋼板厚16mmの鋼殻と、厚さ75mmのコンクリートを複合した750mm×750mmの中空断面構造である。鋼殻とコンクリートとの一体化にはスタッド(φ16mm)を使用した。橋脚基部の高さは300mm、プレキャストセグメントの高さは500mm、橋脚全体の高さは2800mmである。プレキャストセグメント間および橋脚基部との間は、鋼殻のメタルタッチにより組立てを行った。外ケーブルはφ32mmのPC鋼棒4本を断面内隅角部に配置し、フーチングおよび脚頭部に定着位置を設けて軸力を導入した。導入張力は、間詰め材およびつなぎ材のひずみが終局(間詰め材のひずみ0.35%、つなぎ材のひずみ2.0%)に達する前にPC鋼棒が降伏しないように1本あたり317kNとした。外ケーブルによる軸力は、鋼殻のみに作用し、鋼殻の軸圧縮応度は33.9N/mm²である。プレストレス導入後に各セグメントの接合部はつなぎ材で接合し、コンクリート間を間詰め材(無収縮モルタル)で充填した。つなぎ材は定着部にナットにより固定し、圧縮力および引張力をつなぎ材に伝達する構造とした。なお、上載荷重と連結する天端セグメントは、つなぎ材接合後に脚頭部セグメントとPC鋼棒によって接合した。

(2) 加振波形と加振レベル

加振波形は、1995年に観測された兵庫県南部地震のJR西日本鷹取駅の計測記録(EW方向)をタイプII地震動の標準加速度スペクトルに近い特性に振幅調整したものを基準加速度波形とした。なお、時間軸は相似則に基づいて50%に圧縮している(図-4)。

加振レベルは、1ケース目を基準加速度の振幅倍率を5%、2ケース目を35%、3ケース目を80%とした。3ケースを一連として、1回目の加振終了後に接合部の損傷部を修復し、加速度倍率を変えずに同様の一連の実験を行った。これは、事前解析により、1ケース目を目開きの発生が生じる状態、2ケース目を

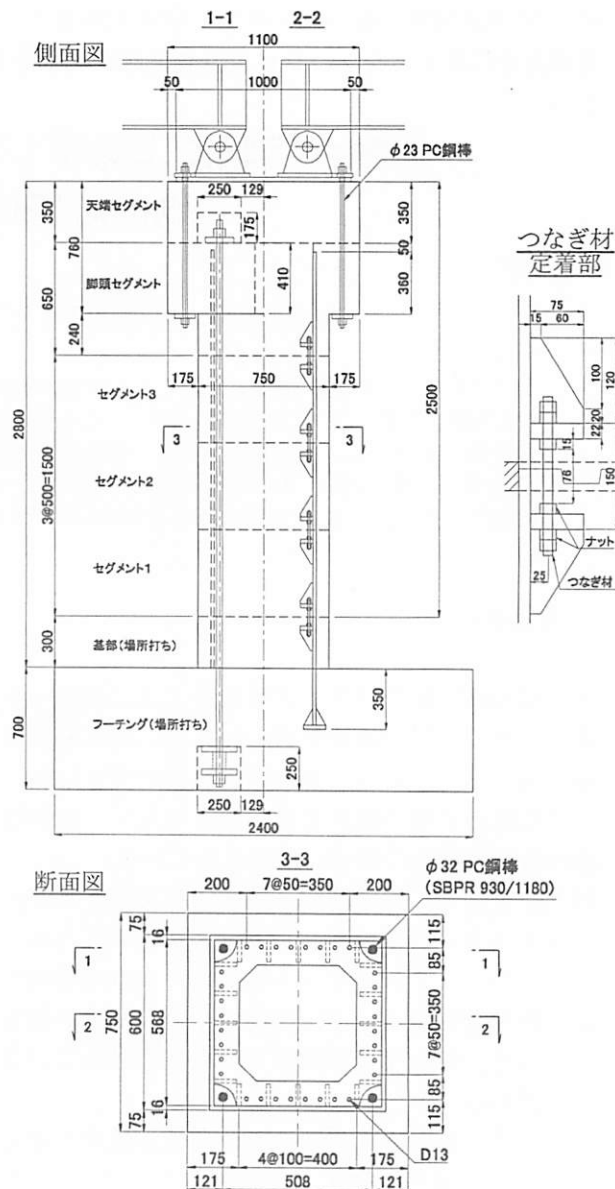


図-2 実験供試体 (単位 mm)

表-1 供試体使用材料

項目	使用材料
コンクリート	$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ (最大骨材径 10mm)
間詰め材	$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ (無収縮モルタル)
鋼殻	SM490
つなぎ材	SD345(D13)
せん断補強筋	SD345(D6, D10)
外ケーブル	SBPR930/1180(φ32mm)
スタッド	SS400(φ16mm)

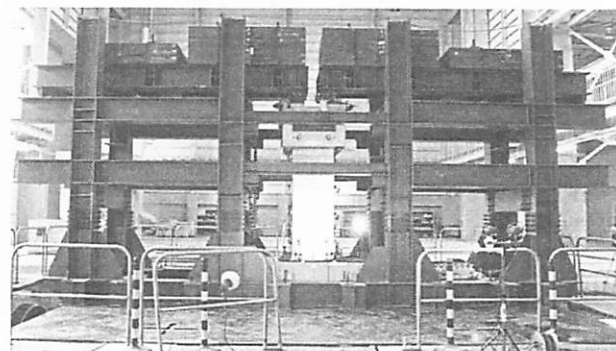


図-3 実験供試体設置状況

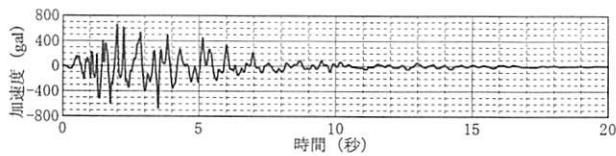


図-4 基準入力波形（時間軸を50%に圧縮）

表-2 加振ケース

Case No.	実験	加速度倍率	試験体の状態
1-1	1回目	5.0%	目開き発生相当
1-2		35.0%	つなぎ材降伏相当
1-3		80.0%	つなぎ材ひずみ2.0%相当
2-1	2回目	5.0%	目開き発生相当
2-2		35.0%	つなぎ材降伏相当
2-3		80.0%	つなぎ材ひずみ2.0%相当

表-3 主な測定項目

測定項目		測定箇所	測定機器
変位	加振方向	天端	レーザー式
	ずれ変位	接合部	接触式
	目開き変位	接合部	接触式
加速度	加振方向	天端、ウエイト重心高さ	ひずみ式
ひずみ	コンクリート	最下段接合部近傍	ひずみゲージ
	つなぎ材	接合部(下から2段)	ひずみゲージ
PC鋼棒緊張力		下端側	荷重計

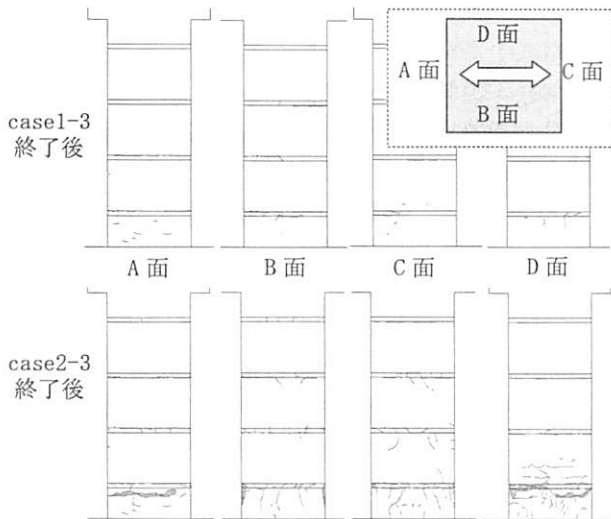
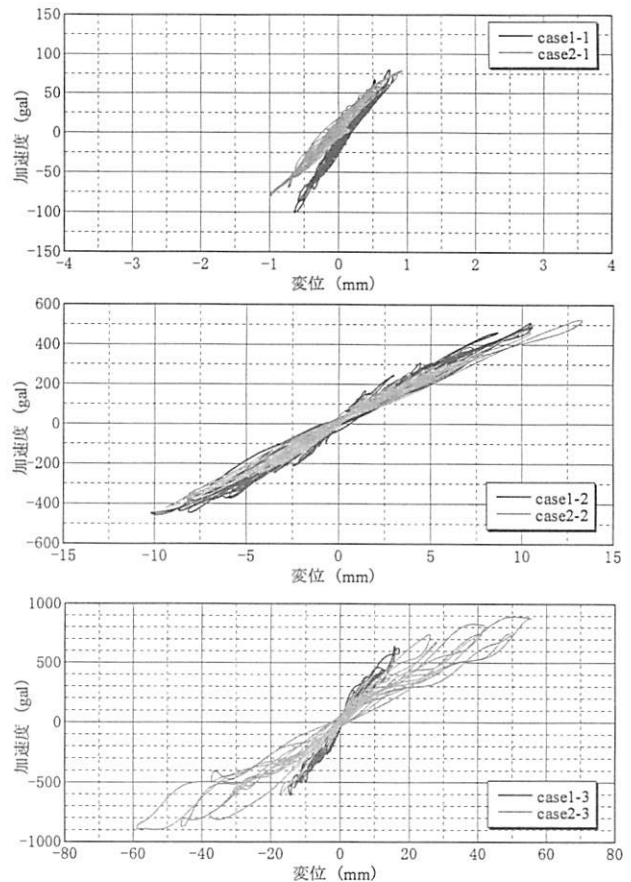


図-5 ひび割れ図

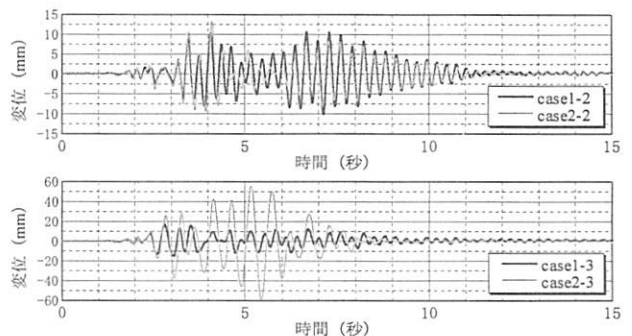
つなぎ材の降伏が発生する状態，3ケース目をつなぎ材のひずみが2.0%を超える状態になるように基準加速度波形の加速度倍率を調整したものである．つなぎ材のひずみを2.0%を限界としたのは，低サイクル疲労により破断⁵⁾に至らないように考慮したためである．また，3ケース加振後に同じ加速度波形で加振したのは，修復後の性能を確認するためである．表-2に加振ケースを示す．

(3) 測定項目

主要な測定項目を，表-3に示す．相対変位は，桁を支持するフレームに取り付けたレーザー式変位計を用いて測定した．接合部のずれ変位および目開き変位は，間詰め材を跨いで設置した．最下段接合部



(a) 天端の応答変位－応答加速度の関係



(b) 天端の時刻歴応答変位

図-6 天端位置での応答加速度と応答変位

近傍のコンクリートはひずみゲージにより測定を行った．つなぎ材は，曲げが作用するため両面にひずみゲージを取り付けた．

4. 実験結果

(1) ひびわれおよび破壊性状

目開きおよび曲げひび割れ発生状況について図-5に示す．case1-3終了後，接合部の間詰め材およびコンクリートに，剥離や剥落等の著しい損傷は確認できなかった．そのため，2回目の実験では，つなぎ材の交換を行い，間詰め材の修復を行わなかった．case2-1，case2-2では1回目同様に目開き程度であ

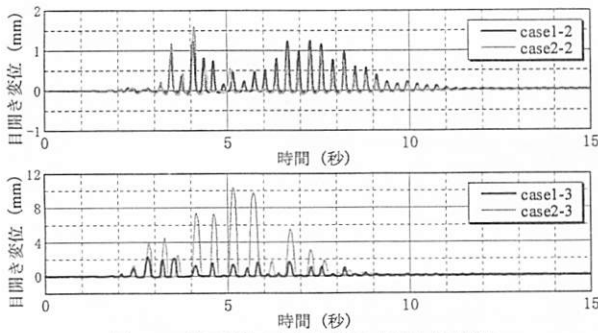


図-7 最下段の接合部の目開き変位

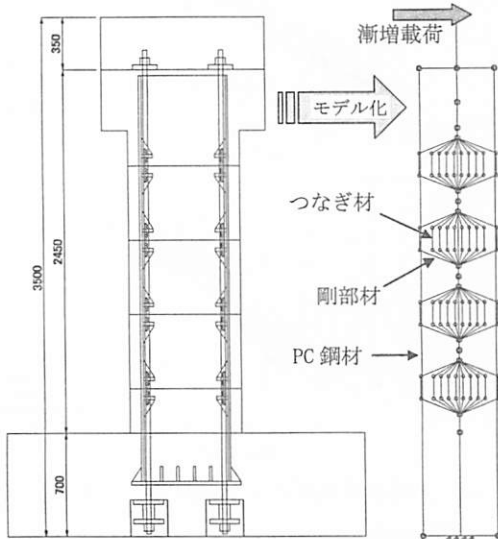
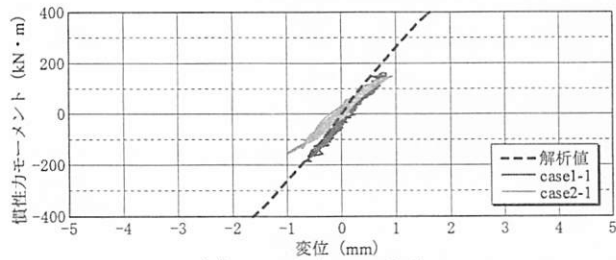
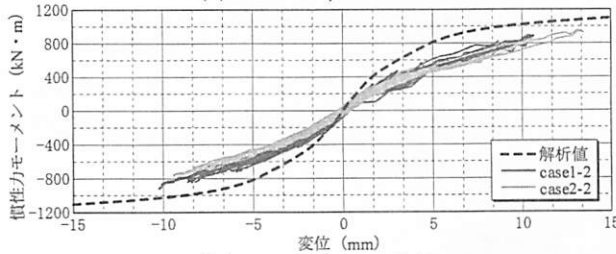


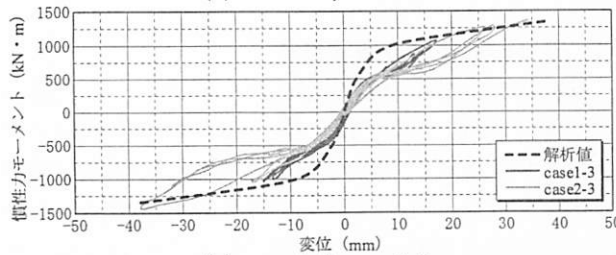
図-8 モデル図 (プッシュオーバー解析)



(a) case1-1, case2-1



(b) case1-2, case2-2



(c) case1-3, case2-3

図-9 プッシュオーバー解析と実験の慣性力モーメントに対する応答変位の比較

り、間詰め材およびコンクリートにも損傷は認められなかった。case2-3において、最下段の接合部の間詰め材および近傍のコンクリートが一部剥離した。

目視による確認では、1回目終了後に間詰め材およびコンクリートには著しい損傷が確認できなかったため、間詰め材の交換を行わなかったが、2回目において、間詰め材および橋脚基部のコンクリートに剥離が生じたことから、間詰め材の再施工が必要であったと考えられる。

(2) 応答変位と応答加速度

図-6に天端位置での応答加速度と応答変位を図-7に最下段の接合部の目開き変位を示す。どのケースにおいても残留変形は非常に小さいことが分かる。

case1-1の応答加速度と応答変位の関係より、この加振では供試体はほぼ弾性域にあり、目視でも間詰め材の曲げひび割れは確認できなかった。case2-1の剛性は、case1-1と比較して若干小さく、1回目に発生した間詰め材の曲げひび割れの補修を行わなかったことが影響していると考えられる。

case1-2では、間詰め材とコンクリートの界面で曲げひび割れが発生し、鋼殻の目開きも発生した。目開き変位から算出したつなぎ材ひずみより、つなぎ材は降伏していることが分かる。case2-2は、case1-2と同様の挙動であり、損傷前とほぼ同じ性能を有していることが確認された。

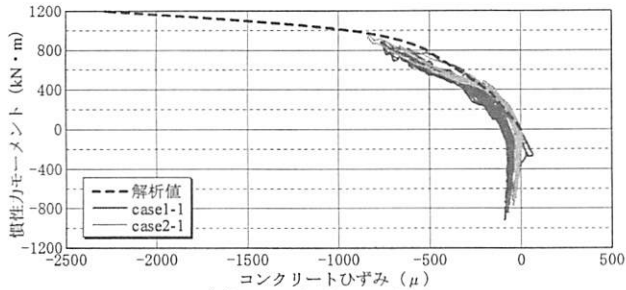
case1-3では、橋脚基部およびプレキャストセグメントのコンクリートに著しい破壊は生じなかった。目開き変位は、最大2.3mmであり、つなぎ材のひずみは1.5%に達し、ほぼ想定どおりであった。case2-3では、最下段の接合部の加振面でコンクリートが3~4秒の段階で剥離し、変形量が増大した。目開き変位は最大10.5mmであった。1回目の間詰め材の補修を行わなかったことにより残留していた塑性ひずみの影響と考えられる。また、case1-3では、つなぎ材の塑性変形によるエネルギーの吸収が確認できず、case2-3では、エネルギーを吸収する履歴ループが確認できるが、初めに達したときのみである。どちらも、挙動は非線形弾性に近い挙動となっている。つなぎ材が圧縮力を負担することによるエネルギー吸収は確認できなかった。

5. 解析モデルの適用性

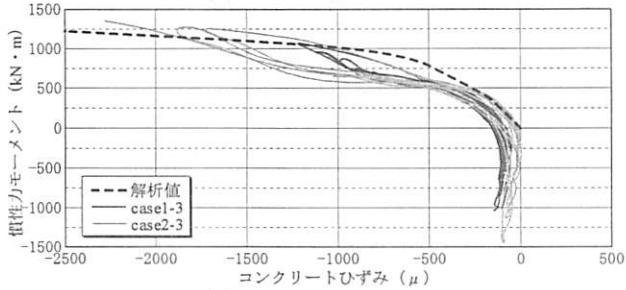
(1) プッシュオーバー解析による検証

a) 解析モデル

試験体を、図-8に示すようにファイバー要素を用

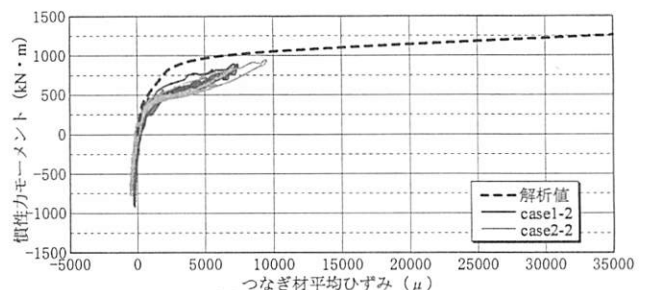


(a) case1-2, case2-2

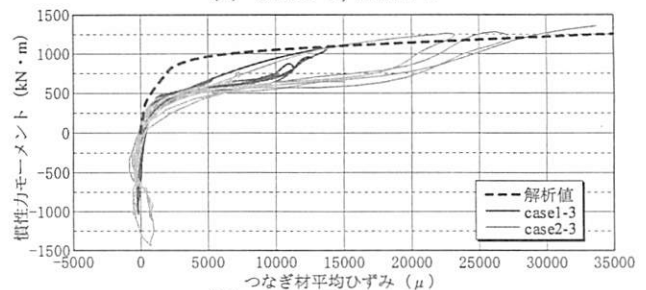


(b) case1-3, case2-3

図-10 最下段接合部近傍のコンクリートひずみのプッシュオーバー解析と実験の比較



(a) case1-2, case2-2



(b) case1-3, case2-3

図-11 最下段接合部のつなぎ材平均ひずみのプッシュオーバー解析と実験の比較

いてモデル化し、プッシュオーバー解析を実施した。モデル化において、接合部は間詰め材と鋼殻からなる要素とつなぎ材を別の要素とし、鋼殻は圧縮力のみを負担するものとした。また、PC鋼材についても単独要素とした。解析に用いる材料特性は材料試験の結果を用いた。

b) 変位

図-9より慣性力モーメントに対する天端の応答変位は、全体的に解析の骨格曲線と一致しているが、case1-1以外は初期の剛性が実験のほうが若干小さい傾向である。

c) コンクリートひずみおよびつなぎ材ひずみ

図-10に最下段の接合部より100mm下がった橋脚基部のコンクリートひずみと慣性力モーメントとの関係を示す。1回目と2回目ではほぼ同じ履歴であり、解析は実験結果を良く再現している。

図-11に最下段の接合部の目開き変位から算出したつなぎ材の平均ひずみと慣性力モーメントとの関係を示す。case2-3では、目開きが大きかったため、つなぎ材ひずみが大きくなっているが、1回目と2回目ではほぼ同じ骨格曲線であり、解析は実験結果を良く再現している。

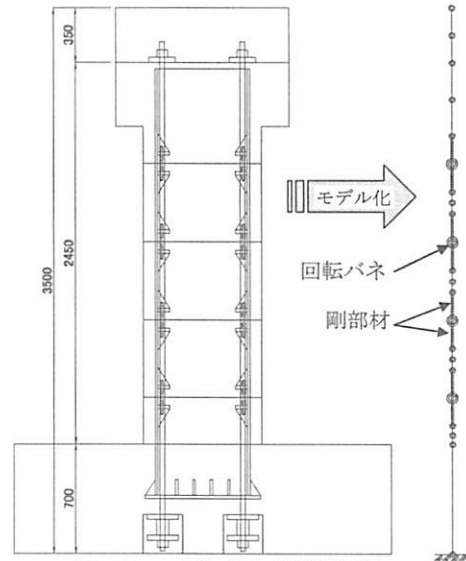


図-12 モデル図 (動的解析)

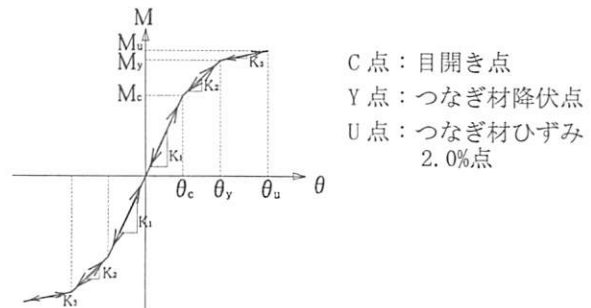


図-13 接合部の回転バネの履歴特性

(2) 動的解析による検証

a) 解析モデル

動的解析では、実験において履歴ループをほとんど形成していないため、接合部に回転バネを設け、履歴特性をトリリニア型の非線形弾性としてモデル化した(図-12, 図-13)。回転バネの特性値は、プ

表-4 減衰定数

実験ケース	セグメント	接合部
case1-1	case2-1	0.03
case1-2		0.010
case2-2		0.006
case1-3	case2-3	0.030

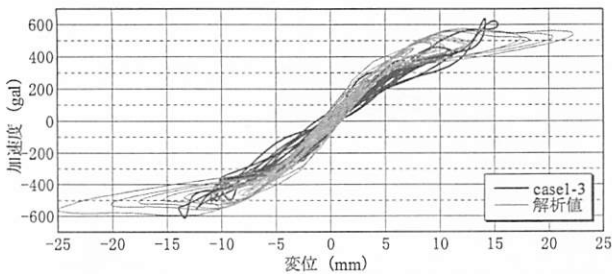
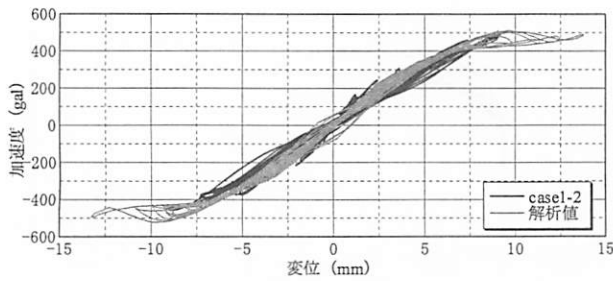


図-14 天端の応答変位と応答加速度の関係に関する実験値と動的解析値の比較

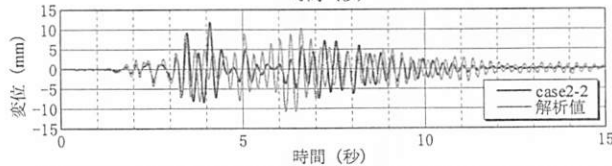
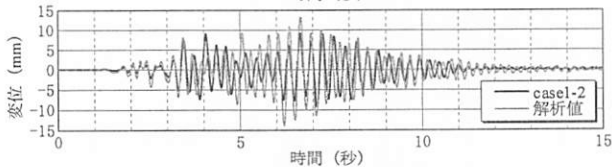
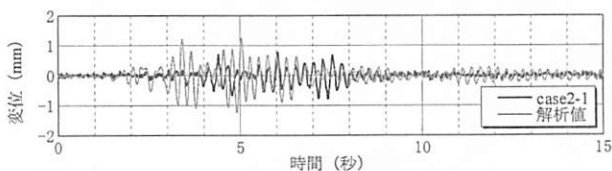


図-15 天端の応答変位の実験値と動的解析値の比較

ッシュオーバー解析から得られた結果から求めた。減衰については、天端位置の応答加速度および応答変位に対して、減衰の特徴が概ね再現できる減衰定数とし、Rayleigh減衰によって与えている。解析で用いた減衰定数を表-4に示す。加振レベルによって、接合部の減衰定数が変化しているが、目開きの有無やつなぎ材の降伏の有無等により加振レベルが高いほど接合部の減衰定数が高くなったと考えられる。

b) 変位および加速度

天端位置の応答変位と応答加速度の実験値と動的解析結果を図-14に示す。解析値と実験値の傾きはほぼ一致しており、静的解析から得られた骨格曲線が動的解析においても同じように設定できることが

確認できる。また、応答波形を比較すると、位相、振幅とも概ね再現されており、履歴曲線および減衰のモデル化が妥当であったと考えられる(図-15)。

6. まとめ

P&PH橋脚の縮小模型を用いて振動台加振実験を実施し、動的挙動特性や応答値の検証および解析との比較検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- P&PH橋脚は、非線形弾性に近い挙動を示し、残留変形は非常に小さい。
- P&PH橋脚は、損傷がほぼ接合部に限定されることが分かった。また、損傷を復旧することでほぼ初期と同等の性能まで回復することが確認できた。
- ファイバー要素を用いたプッシュオーバー解析や回転バネ要素を用いたモデルによる動的解析によりP&PH橋脚の動的挙動は、コンクリートの剥離等が発生しない範囲であれば、十分な精度で推定が可能である。
- P&PH橋脚の構造減衰と履歴減衰を合わせた減衰は、加振レベルが高いほど大きくなり、減衰定数は0.5~3%である。

謝辞：本報告は、(独)土木研究所との共同研究「耐震性に優れたプレキャストコンクリート橋脚構造に関する研究」で実施した振動台実験を報告したものである。ここに、関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 森拓也, 鈴木宣政, 太田豊, 濱田直明: プレキャストセグメント橋脚の耐震性に関する実験的研究, 第9回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 679-684, 1999年10月
- 2) 池田尚治: 将来のPC構造, プレストレストコンクリートVol. 38 No. 6, pp. 10-13, 1996年11月
- 3) 鈴鹿良和, 浅井洋, 平喜彦, 春日昭夫: プレキャストPC複合橋脚に関する基礎的研究, 第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 445-448, 2006年10月
- 4) 三加崇, 平喜彦, 内堀裕之, 浅井洋: 鋼・コンクリート複合構造のプレキャストPC橋脚における接合部に関する実験的研究, 第17回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 267-270, 2008年11月
- 5) 浅井洋, 春日昭夫, 飯田宇朗, 梅原秀哲: SD490鉄筋を軸方向鉄筋に用いたRC橋脚の実用化に関する研究, 土木学会論文集, No. 760, V-63, pp91-108, 2004年5月