# 振動台加震実験によるプレキャスト PC 橋脚の耐震設計法の開発

Development of seismic design method for precast PC piers using a shaking table

山野辺慎一\*, 曽我部直樹\*\*, 新井崇裕\*\*\*, 運上茂樹\*\*\*\*, 堺淳一\*\*\*\*\* Shinichi Yamanobe, Naoki Sogabe, Takahiro Arai, Shigeki Unjo, Junichi Sakai

\*工修, 鹿島建設(株), 技術研究所(〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1) \*\*博(工), 鹿島建設(株), 技術研究所(〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1) \*\*\*鹿島建設(株), 技術研究所(〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1) \*\*\*\*工博, 国土交通省, 国土技術政策総合研究所(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地) \*\*\*\*\*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)

> Precast prestressed concrete bridge piers are constructed by piling up bridge pier segments with embedded external steel pipes, installing internal steel pipes in external pipes so that internal steel pipes might penetrate segmental joints, and applying tensioning to prestressing steel and injecting grout.

> In this study, a design model was proposed for the prestressed concrete bridge pier with internal steel pipes, and the seismic design method was examined. A scale model of a precast prestressed concrete bridge pier made by trial design was subjected to Level-2 seismic ground motions using a shaking table. The objective was to verify seismic performance of the model and the validity of the design method.

*Key Words: precast PC pier, seismic design method, experiment using a shaking table キーワード: プレキャスト PC 橋脚, 耐震設計法, 振動台実験* 

## 1. はじめに

プレキャスト工法によるコンクリート構造物は、コン クリート製品工場や施工現場周辺のヤードに熟練技術 者を集中的に投入して、標準化された作業により製作さ れたプレキャストセグメント (PCa セグメント) を用い るため、高い品質の構造物を構築することができる.ま た,施工においては、PCa セグメントの組立て・接合に より構造物を構築することが可能なことから、場所打ち 工法に比べはるかに急速な施工が可能になる. これらの 利点から、プレキャスト工法は橋梁の上部構造等におい ては、すでに広く実用化されている.一方、プレキャス ト橋脚構造は、国内にも数例の実績はあるが<sup>1)</sup>、上部構 造に比べほとんど普及していない. その一因としては, 耐震性に関する研究が少なく、耐震規準が整備されてい ないことなどが考えられる.しかし,近年,都市内の連 続高架橋の建設や、交通量の多い交差点の立体交差化事 業においては、工期の短縮が急務となっており、橋脚構 造においても、プレキャスト工法の適用が望まれている. 橋脚構造における PCa セグメントの接合では、軸方向

鋼材を接合部でモルタル充填式継手等により繋ぐより も、プレストレスを導入して緊結する方法が合理的であ る. 橋脚構造を PC 構造とした場合、高強度材料の使用 により断面の縮小が可能になること、地震後の残留変位 が低減することなど<sup>2)</sup>、優れた構造的特長も期待するこ とができる.上述のような社会的背景とこうした構造的 優位性から、橋脚構造においても、PC 構造のプレキャス ト化について広く検討され始めている.

筆者らは、すでにプレストレスを導入したプレキャス ト PC 橋脚構造を開発し、要素実験、および縮小模型に よる静的載荷実験などにより、その基本的特性を確認し ている<sup>3),4),5)</sup>. プレキャスト PC 橋脚構造とは、PCa セグ メント部材を高さ方向に積み重ね、セグメント相互に鋼 管を挿入し、鋼管内に配置した PC 鋼材を緊張し軸方向 に連結する構造である. しかしながら、こうしたプレキ ャスト PC 橋脚構造の大規模地震時の破壊特性や動的耐 力・変形性能は必ずしも十分明らかにされておらず、ま た、耐震設計法も整備されていない.

そこで、本研究では、本プレキャスト PC 橋脚構造の 耐震設計における設計モデルを構築した上で、耐震性能



とその照査方法を具体化した.また,設計モデルの妥当 性の検証を目的とし,縮小模型を用いたレベル1および レベル2地震動による振動台実験を行った.

## 2. プレキャスト PC 橋脚

本研究で対象とするプレキャスト PC 橋脚は,図-1 に示すように橋脚用 PCa セグメント,PC 鋼材,内筒鋼 管,外筒鋼管からなり,工場あるいは現地製作ヤードに おいて,橋脚を軸方向に輪切りにした形状で予め外筒鋼 管を埋設した橋脚用 PCa セグメントを製作し,現地にお いて構築する.構築手順は,製作した PCa セグメントを 継目部に接着剤を塗布して積上げ,外筒鋼管の中に継目 部を跨ぐように内筒鋼管を配置し,その中に PC 鋼材を 挿入・緊張,一体化して構造体とする.その後,外筒鋼 管と内筒鋼管の空隙,内筒鋼管と PC 鋼材の空隙にグラ ウトを充てんして完成させるものである.なお,内筒鋼 管は,内面と外面に凹凸がない鋼管であり,外筒鋼管は, 鋼管,もしくは鋼製シースである.

本プレキャスト PC 橋脚構造では、PCa セグメントの 継目部に作用するせん断力は、グラウトが充填された内 筒鋼管のダウエル作用によるせん断抵抗と、その外部の グラウトならびに外筒鋼管を介してPCa セグメントに伝 達する.一方、曲げに対しては、降伏強度が高い PC 鋼 材を引張鋼材として機能させるため、一般の RC 橋脚に



図-2 プレキャストPC橋脚の構造特性の一例

比べ鋼材量および断面寸法を小さくすることができる. また、PC 鋼材によりプレストレス力が導入されるため、 橋脚全体の復元力特性に原点指向性が付与され、地震後 の残留変位を低減できる2). さらに、グラウトとの付着 力が比較的小さな内筒鋼管を PC 鋼材のダクトとして利 用し、地震時に橋脚が曲げ変形する際に、内筒鋼管の内 面とグラウトの付着が切れ、橋脚基部で局所化する PC 鋼材のひずみが試験体高さ方向に伝達、分散して平滑化 することにより, PC 鋼材が基部において降伏することを 防いでいる. なお, 内筒鋼管とグラウトの付着強度は, 要素試験<sup>5</sup>によれば 0.02~0.13N/mm<sup>2</sup>程度であり、異形 鉄筋やPC鋼より線等の付着強度に比べて極めて小さい. このようなプレキャストPC橋脚の構造特性については、 既に、多径間連続橋を想定したプレキャスト PC 橋脚の 1/5 模型に対する正負交番載荷実験により、図-2のよう に確認している 3),4),5).

以上のようにプレキャスト PC 橋脚は,一般の RC 橋 脚に比べ橋脚断面が小さくなるほか,残留変位が小さい こと,PCa 継目部の貫通部材が内筒鋼管と PC 鋼材のみ であるため急速施工性に優れること,工場製作の PCa 部 材を使用するため高い品質を実現できること,などの特 徴を有している.

#### 3. プレキャスト PC 橋脚の耐震設計

プレキャストPC橋脚の耐震設計では,道路橋示方書V 耐震設計編<sup>9</sup>に従い,レベル1地震動とレベル2地震動を 想定し,それぞれに対する耐震性能を照査する.レベル 1地震動に対しては,地震後において地震前と同じ橋と しての機能が確保でき,かつ各部材に生じる損傷の修復 が軽微な程度に抑えることができるように,コンクリー ト,PC鋼材,内筒鋼管のそれぞれが弾性限界を超えない ことを確保する.レベル2地震動に対しては,地震後に

表-1 プレキャストPC橋脚の制限値

	PC鋼材	プレキャストセグメント	内筒鋼管	応答回転角
耐震性能1	引張応力が 0.8 σ puあるい (は0.9 σ pyの小 さい方の値よ り小さい	<ul> <li>・最外縁コンクリートの曲げ 圧縮応力が0.5σck以内</li> <li>・コンクリートの平均せん断 応力度が道路橋示方書IV下 部構造編4.2<sup>6</sup>に規定される 許容せん断応力度以内</li> </ul>	せん断応力が 60N/mm <sup>2</sup> 以内	0.06rad以内
耐震性能2		・最外縁コンクリートの圧縮 ひずみが道路橋示方書Ⅲコ ンクリート橋編42.3 <sup>6</sup> に規定 される終局ひずみ以内 ・道路橋示方書V耐震設計編 10.6 <sup>6</sup> によるせん断耐力が作 用せん断力以上	せん断応力が 降伏せん断強 度以内	

おいてもPC鋼材の交換,プレストレス力の再導入を実施 せず,容易な修復で橋としての性能が地震前と同じとな る耐震性能を確保するために、コンクリートが圧縮力を 保持できる状態, PC鋼材の引張降伏, 内筒鋼管のせん断 降伏が生じない状態を限界状態とした. PC鋼材を降伏さ せないことを限界状態としたのは、PC鋼材が弾性挙動内 であれば、既往の実験結果<sup>3),4),5)</sup>から残留変位がほぼゼロ となるため、残留変位を照査する必要がないこと、 地震 時にPC鋼材が降伏すると導入されているプレストレス の大きさが地震中に変化し、地震後にPC鋼材の交換、プ レストレスの再導入が必要となることが考えられるた めである. 内筒鋼管は、継目部でずれが残留しないよう に、そのせん断降伏を防ぐこととした. さらに、応答回 転角が0.06rad以上の曲げ特性については、実験結果など の実績が少なく、これより大きな変形領域では曲げ挙動 が不安定となることも考えられることから、応答回転角 に制限値を設けることとした. ここに示したような各限 界状態をプレキャストPC橋脚が満足することができれ ば、地震後においてもPC鋼材を交換しなくても、地震前 と同様の性能を確保できる.

表-1 にプレキャスト PC 橋脚における耐震性能 1,2 に対する制限値を示す.レベル1 地震動に対しては,震 度法による応答値が耐震性能 1 の制限値以内であること, また,レベル2 地震動に対しては後述する設計モデルを 用いた動的解析による応答値が,耐震性能 2 の制限値以 内であることを照査する.それぞれの制限値は,既往の 実験結果<sup>3,4,5</sup>と道路橋示方書<sup>9</sup>等の設計基準に基づい て設定した.なお,道路橋示方書<sup>9</sup>では,設計基準強度 が 30N/mm<sup>2</sup>を超える場合の許容せん断応力度は,十分な 安全率を確保できるように設定することとなっている. そのような場合には,設計基準強度が 30N/mm<sup>2</sup>の場合の 許容せん断応力度を採用して,安全側となる照査を行っ ても良いこととした.

## 4. プレキャスト PC 橋脚の設計モデル

## 4.1 設計モデル

プレキャスト PC 橋脚が地震により曲げ変形して、導



図-3 プレキャストPC橋脚の設計モデル

入プレストレスを超えるような増加応力が PC 鋼材に発 生した場合,内筒鋼管の内面とグラウトとの付着強度が 小さいことから,PC 鋼材のひずみが試験体高さ方向に分 散される.そのため,プレキャスト PC 橋脚では,通常 の RC 橋脚のように曲げひび割れが分散せず,PCa セグ メントの継目部,特に最下部セグメントとフーチングと の境界部が大きく目開きして,ロッキングするような曲 げ変形性状を示すことが,既往の実験<sup>3),4),5</sup>により明らか となっている.そこで,本研究では,プレキャスト PC 橋脚の特徴である PC 鋼材のひずみの平滑化と,基部に おけるロッキング挙動を考慮できる設計モデルとして, 図-3 に示すようなモデルを提案した.なお,図-3は1 本柱形式のプレキャスト PC 橋脚に対するモデルを示し たものである.

同モデルでは、1本柱形式のプレキャストPC橋脚の最 下部セグメントとフーチングの境界部に、ロッキングバ ネ要素として回転バネ要素を設け、それより上部につい ては、通常のRC部材と同様にモーメントー曲率関係から なる梁要素で構成されていることを特徴とする。ロッキ ングバネ要素の骨格曲線(ひび割れ点、降伏点)につい ては、プレキャストPC橋脚の特徴である内筒鋼管の内面 とグラウトの付着切れに伴うPC鋼材のひずみの分散と、 PCaセグメントの継目部の目開きやフーチングとの境界 におけるロッキング挙動に起因する変形を基部に集約 して設定する.

また、履歴については、非線形弾性モデルとして、減 衰については、プレキャストPC橋脚の履歴減衰に相当す る粘性減衰を与えることとする.

#### 4.2 ロッキングバネ要素の特性

#### (1)ひび割れ点(C点)

(a)C 点の曲げモーメント: $M_c(kN \cdot m)$ 

フーチングと最下部セグメントの境界部にひび割れ が発生する時(ロッキング挙動を示し始める時)のモー



図-4 PC 鋼材のモデル化

メントであり,次式により算出する. $M_c = (\sigma_{ce} + \sigma_N) Z_e$ 

ここで、 $\sigma_{ce}$ はプレストレスによる応力(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{N}$ は上部構造による軸応力(N/mm<sup>2</sup>)、 $Z_e$ は橋脚断面の断面係数(mm<sup>3</sup>)である.

## (b) C 点の回転角: *θ<sub>pc</sub>*(rad.)

 $\theta_{pc} = 0$ 

ひび割れ点におけるロッキングバネの回転角である. ロッキングバネは、PCa セグメントの継目部やフーチン グとの境界での目開きによる変形を示すものであるこ とから、ひび割れまでの回転変形はゼロとし、ひび割れ 後からロッキング挙動を示すと仮定した.

(1)

(2)

(2) 降伏点(Y点)

(a)Y 点の曲げモーメント: M<sub>v</sub>(kN・m)

橋脚基部の断面における最外縁の PC 鋼材が降伏する 時のロッキングバネ要素の曲げモーメントであり、プレ ストレス分を軸力に置き換え, PC 鋼材の降伏強度を実際 の降伏強度と緊張による初期応力の差分とすることに より、プレストレスの影響を間接的に考慮した平面保持 の仮定に基づいた断面解析により算出する. なお、曲げ モーメントの算出時に考慮する引張鋼材は PC 鋼材のみ とした.

## (b) Y 点の回転角: *θ<sub>pv</sub>*(rad.)

ロッキング部の降伏時の回転角は,PC 鋼材のひずみの 分散を考慮して算出した降伏回転角から,橋脚躯体の変 形分を差し引いて算出する.

$$\theta_{py} = \frac{1}{h} \left[ \delta_y - \frac{1}{2} h^2 \left\{ \left( 1 - \frac{M_c}{M_y} \right) \phi_y + \frac{M_c}{M_y} \phi_c \right\} \right]$$
(3)

ここで、 $\phi$ , は平面保持の仮定を用いた断面解析における最外縁の PC 鋼材が降伏する時の曲率(1/m),  $\phi$ , はひび割れ点における曲率(1/m), h はプレキャスト PC 橋脚の躯体の高さ(m)である.

δ,は、降伏時における上部構造の慣性力の作用位置の 変位であり、回転部が基部のみである場合、以下のよう



図-5 載荷点変位と PC 鋼材ひずみ<sup>3),4),5)</sup>の関係

な考え方に基づき算出できる. 図-4 に示すようにプレ キャスト PC 橋脚の曲げ変形(基部でのロッキング+セ グメント継目部の目開き+躯体の弾性変形)を,橋脚躯 体を剛体とした回転によるものに集約して, PC 鋼材のひ ずみが分散してアンボンド区間内で完全に平滑化され ると仮定すると,幾何学的な関係から,上部構造の慣性 力の作用位置の変位と平滑化された PC 鋼材ひずみとの 関係が次式のように求まる.

$$\delta_{y} = \frac{h \cdot h'}{e} \varepsilon_{y}' \tag{4}$$

ここで、h'はレベル2 地震時に PC 鋼材のひずみが平 滑化される区間(アンボンド区間)(m), ε', は PC 鋼材の 降伏ひずみからプレストレスの導入に伴う初期ひずみ を差し引いた見かけの降伏ひずみ, e は PC 鋼材の中立軸 からの距離(m)であり、断面計算における中立軸位置から 算出できる.図-5 に示すように、式(4)による PC 鋼材 の増分ひずみとプレキャスト PC 橋脚の変形量の関係は、 前述の実験<sup>3),4,5</sup>による結果にほぼ近似しており、式(4) の妥当性を確認することができる.

また,図-6には、プレキャストPC橋脚の荷重-変位 関係について、式(1)~(4)で算出される特性を与えた設計 モデルによる計算値と前述の実験結果<sup>3),4).5)</sup>との比較を示 す.同図より、提案する設計モデルに基づく計算値が、 実験結果を安全側に評価していることが分かる.

#### (3) 履歴特性

プレキャストPC橋脚における履歴特性は、既往の実験 (図-2)<sup>3,4,5)</sup>でも確認されているように、導入したプレ ストレスの効果により高い原点指向性を示し、残留変位 とエネルギー吸収が小さいという特徴を有している.ま た、プレキャストPC橋脚では、レベル2地震時において もPC鋼材が降伏しないことを想定しているため、その履 歴特性は通常のRC橋脚および降伏を許容するPC、PRC 橋脚<sup>2)</sup>と大きく異なる.そこで、レベル2地震時に対する 耐震設計を行う際のプレキャストPC橋脚の設計モデル におけるロッキングバネ要素、梁要素の履歴特性として は、図-7に示すような非線形弾性特性を有するモデル



図-7 ロッキングバネ要素,梁要素の履歴特性

等価粘性減衰定数:5%

θ, φ

## とした.

なお、実際には内筒鋼管やPC鋼材とグラウト間の摩擦 やコンクリートの多少の変形により履歴吸収エネルギ ーによる減衰効果が期待できるが、これは別途、等価粘 性減衰定数として考慮することとした。例えば、既往の 正負交番載荷実験(図-2)<sup>3),4),5)</sup>では、PC鋼材の降伏ま でに8回の繰返しを行っているが、図-8に示すように各 載荷サイクルの履歴面積による等価粘性減衰定数は、変 位に関わらず安定しており、ほぼ5%程度の履歴吸収エ ネルギーによる減衰効果が期待できることが分かる。

#### 4.3 せん断耐力

プレキャスト PC 橋脚の耐震性能の照査に用いるせん 断耐力は、PCa セグメント本体のせん断耐力と PCa セグ メントの継目部のせん断耐力の小さい方となる. PCa セ グメント本体のせん断耐力は、RC 橋脚に準じて、道路 橋示方書 V 耐震設計編<sup>の</sup>に従って算出することとした. なお、同示方書では、コンクリートの設計基準強度が



図-8 等価粘性減衰定数と変位の関係

40N/mm<sup>2</sup>を超える場合のコンクリートの負担できるせん 断応力度が規定されていない.そこで、そのような場合 には、コンクリートの設計基準強度が 40N/mm<sup>2</sup>の場合の 値を採用し、安全側となる照査を行うこととした.

一方,既往の実験結果<sup>3),5)</sup>ではPCaセグメントの壁厚(T) と内筒鋼管の外径(のの比(T/の)が4.0以上であれば、内筒 鋼管のせん断抵抗により、PCaセグメントの継目部にお いて次式に示されるせん断力を伝達できることが明ら かとなっている.そこで、PCaセグメントの継目部にお けるせん断耐力については、T/のが4.0以上となる内筒鋼 管の適用を前提とした上で、次式により算出する.

$$P_{sy} = \frac{\tau_{sy} \cdot \pi \cdot r_i \cdot t_i}{2} n \tag{5}$$

ここで、 $P_{sy}$ はせん断耐力(N)、 $\tau_{sy}$ は内筒鋼管のせん断降 伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $r_i$ は内筒鋼管の内径(mm)、 $t_i$ は内筒鋼管 の板厚(mm)、nは断面内の内筒鋼管の本数である.

なお、ここで示した以外の構造細目については、道路 橋示方書<sup>の</sup>に基づくこととした.

#### 5. プレキャスト PC 橋脚の振動台加震実験

本研究では、プレキャスト PC 橋脚の設計モデルおよ び設計法の妥当性の検証を目的として、同橋脚の縮小模 型を用いたレベル1およびレベル2 地震動による振動台 実験を行った.

#### 5.1 振動台加震実験の概要

試験体は、前述の設計モデルおよび耐震設計の考え方 に基づき、都市内高架橋<sup>n</sup>を想定して設計されたプレキ ャスト PC 橋脚の縮小模型(相似率:1/4.36、図-9)と した. 断面は、550×550mm の正方形断面であり、 280×280mm の中空部分を有している. プレキャスト柱部 は、高さ 550mm の躯体セグメント 3 個、高さ 173mm の 躯体セグメント 1 個からなる. 断面内には PC 鋼材とし て SWPR19 1S21.8 を隅角部に 4 本配置し、SWPR19 1S19.3 を 8 本、ウェブ、フランジ部に配置した. PC 鋼



材は、内筒鋼管と外筒鋼管で被覆する.内筒鋼管につい ては、セグメントの継目部における必要せん断耐力から、 高圧力配管用炭素鋼管(外径:42.7mm,内径:29.9mm, 厚さ:6.4mm,降伏強度:245 N/mm<sup>2</sup>)を適用し、橋脚の 高さ方向に全てのPCaセグメントを1本の内筒鋼管が貫 通するように配置した.外筒鋼管については、一般構造 用炭素鋼鋼管(外径:60.5mm,内径:55.9mm,厚さ: 2.3mm,降伏強度:235 N/mm<sup>2</sup>)を適用し、PCaセグメン トの作成時に分割して配置した.なお、帯鉄筋について は、PCaセグメントのせん断耐力が曲げ耐力を上回るよ うに配置した.コンクリートについては、設計基準強度 60N/mm<sup>2</sup>で最大粗骨材寸法 10mm のものを適用した.

試験体への加震は、(独) 土木研究所保有の振動台を 用いて行った(写真-1). 試験体は、487kNの錘を上載 する2連の桁と共に振動台へ設置した. 試験体へは、加 速度の入力により上部構造(487kN)による慣性力が、 フーチング上より 2.523m の位置でピン支承を介して伝 達される. なお、加力方向は、1 方向とした.

振動台実験で入力する波形は、図-10に示す3ケース とした.実験のケースを表-2に示す.ケース1は、設 計で想定されるレベル1地震動であり、プレキャストPC 橋脚の耐震性能1に対する確認を目的とする.ケース2 は、設計で想定されるレベル2・タイプⅡ地震動であり、



写真-1 振動台と試験体



表-2 実験のケース

ケース	入力地震動	スケール	確認項目
1	道路橋示方書 レベル1地震動2種地盤	100%	レベル1地震動相当に対する耐震 性能1の確認
2*	道路橋示方書 レベル2・タイプⅡ地震動2種地盤	80%	レベル2・タイプⅡ地震動相当に対 する耐震性能2の確認
3	道路橋示方書 レベル2・タイプⅡ地震動2種地盤	110%	レベル2地震経験後におけるさらに 大規模な地震動に対する耐震性能

\*スケールについては、実橋を対象とした予備解析において、ゴム支承、地盤バネを考慮 しない解析モデルの最大応答が両要因を考慮する解析モデルにおける最大応答と同等と なるようなスケールを設定した

耐震性能2に対する確認を目的としている.ケース3は, 耐震設計で考慮する地震動よりも大きな地震動が作用 した場合のプレキャスト PC 橋脚の損傷,および破壊過 程を評価することを目的として設定した.ただし,地震



動の大きさについては、実橋を対象とした予備解析において、ゴム支承、地盤バネを考慮しない解析モデルの最 大応答が両要因を考慮する解析モデルにおける最大応 答と同等となるようなスケールを設定した.なお、図-10の地震動の時間軸は相似率に基づいて縮小している.

試験体の上部構造の慣性力作用点にレーザー変位計 および加速度計を設置し、実験中における応答を計測し た.また、試験体に入力された加速度を計測するために. 加速度計については振動台上にも設置した.さらに、フ ランジ部の PC 鋼材やコンクリートの表面の軸ひずみお よび、ウェブ部における継目部付近の内筒鋼管のせん断 ひずみをひずみゲージにより計測した(図-9).

#### 5.2 実験結果

図-11 に各ケースの慣性力-慣性力作用点変位関係 (以下,荷重-変位関係と称する),応答変位の時刻歴 を示す. なお, 慣性力については, 一般の振動台実験で も行われているように、慣性力作用位置の絶対応答加速 度に上部構造の質量を乗じて算出した.荷重-変位関係 の形状については、一般的な RC 橋脚に比べ、原点指向 性が大きく,エネルギー吸収,残留変位が小さくなって いることが分かる.応答加速度,変位については、地震 動の強度が大きくなるほど (ケース 1→ケース 3) 大き くなっているが、残留変位については、ケース3を除き ほぼゼロとなっている. また, ケース3についても, 残 留変位は4.0mm 程度であり非常に小さい. 応答波形につ いては、地震動の強度が小さいほど、短周期であり、そ の強度が大きくなるにつれて長周期化する傾向が確認 できる.これは、内筒鋼管の内面とグラウトの付着が試 験体の変形に伴って徐々に切れ, PC 鋼材のひずみが分散





することにより橋脚全体の剛性が小さくなることと、基部における損傷が大きくなることにより、試験体の固有 周期が長周期化していることに起因するものであると 考えられる.図-12にケース1,2における試験体の応 答変位に対する,PC鋼材の試験体高さ方向のひずみ分布 の比較を示す.図-12より、試験体の応答変位が7mm 程度の場合には、試験体の基部に比べて上部のひずみが 増加していないが、応答変位が大きくなるに従って、基 部と同様に上部のひずみが増加していることが分かる. これは、試験体の曲げ変形に伴って、内筒鋼管の内面と グラウトの付着が切れ,PC鋼材のひずみが上部に伝達し たことを示している.また、写真-2に示すように、地 震動の強度が大きくなるほど基部のコンクリートの損 傷も大きくなっている.

表-3 に各ケースで計測された応答加速度,変位および PC 鋼材の軸ひずみ,内筒鋼管のせん断ひずみ,コン



ケース2加震後 ケース3加震後 写真-2 加震終了後の試験体の状況

表-3 各ケースにおける最大値

項目		単位	ケース1	ケース2	ケース3	備考
最大絶対	正側	gal	271.4	760.8	880.2	
応答加速度	負側		-296.1	-753.8	-919.6	
县士内茨亦位	正側	mm	6.5	51.9	94.0	
取入心合复位	負側		-7.3	-50.3	-119.1	
残留変位	I	mm	0.0	0.2	-4.0	
PC緊張材ひずみ <sup>*</sup>	I	μ	317	3036	5373	降伏ひずみ:6400 µ **
内筒鋼管の せん断ひずみ <sup>*</sup>	-	μ	427	2075	-	60N/mm <sup>2</sup> 時ひずみ:780μ <sup>***</sup> 降伏ひずみ:2200μ
コンクリートの 圧縮ひずみ <sup>*</sup>	-	μ	-739	-	-	0.5 σ <sub>c</sub> k時ひずみ : −800 μ <sup>****</sup>

\* 損傷した計測機器による計測値を除外したものの中から最大値を抽出している.
\*\* PC鋼より線の降伏ひずみ(7800 µ)からプレストレス導入時のひずみ(1400 µ)を差し引いた値

\*\*\* 内筒鋼管のせん断応力が60N/mm<sup>2</sup>のひずみをせん断弾性係数を7.7×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup>とし て算出した値 \*\*\*\* 材料試験結果において圧縮応力が30N/mm<sup>2</sup>時のひずみ(-1000 µ)から軸力および ブレストレス分の初期ひずみ200 µを差し引いた値

クリートの圧縮ひずみの最大値を示す.なお,実験の進 行に伴い損傷した計測機器による結果については除外 した上で最大値を抽出している、レベル1地震動相当を 想定したケース1の場合, PC 鋼材, 内筒鋼管のせん断ひ ずみおよびコンクリートの圧縮ひずみは、全て、耐震性 能1 に対する制限値を満足する範囲内に留まっている. また, レベル2 地震を想定したケース2 でも, PC 鋼材の 引張ひずみ,内筒鋼管のせん断ひずみが,耐震性能2を 満足する範囲内に留まっている. さらに, 写真-2 に示 すように、基部におけるコンクリートの損傷状況は、か ぶりコンクリートが若干剥離している程度であること から、耐震性能2に対するコアコンクリートの制限値も 満足していると推測される. ケース 3 においては, PC 鋼材の引張ひずみが大きくなり、基部の損傷もコアコン クリートまで進展しているが、橋脚としての軸力の保持 機能は安定し、残留変位も小さく、レベル2地震動の1.37 倍程度、大きな地震動に対しても、橋脚の損傷が使用性 を保持できる程度であることが分かる.

以上から,提案した設計モデル,設計法で耐震設計さ れたプレキャストPC橋脚が,レベル1,2地震動に対し, 必要とされる耐震性能を満足していることを確認した. また,レベル2地震動を超える地震動に対しても,同橋

表--4 解析諸元

項目	解析諸元	単位	備考	
上部構造重量	487	kN		
ひび割れ時のモーメント	162	kN∙m		
ひび割れ時の曲率	0.00075	1/m		
降伏時の曲げモーメント	1523	kN∙m	内筒鋼管を鉄筋換 算して考慮	
降伏時の曲率	0.0196	1/m		
降伏変位	-	m	アンボンド区間をパ	
降伏時の回転角	-	rad	ラメータとして設定	

脚が安定した曲げ挙動を示し、残留変位も小さいなどの 優れた耐震性能を有していることを実証した.

## 6. 設計モデルの妥当性の検証

#### 6.1 解析概要

本研究では、振動台実験の再現解析として、前述の設 計モデルによる試験体を対象とした動的解析を行い、そ の妥当性を検証した.再現解析の諸元を表-4に示す.

設計モデルにおける降伏時の曲げモーメントの算出 では、内筒鋼管が PCa セグメントの中央部で分割される ため、PC 鋼材のみを引張鋼材として算出する.しかし、 実験では、前述のように全ての PCa セグメントを貫通す るように、1箇所につき1本の内筒鋼管を配置したため、 曲げ耐力に内筒鋼管が寄与していると考えられる.そこ で、再現解析では、内筒鋼管をその配置位置における鉄 筋に換算して、考慮することとした.

一方、プレキャストPC橋脚では、PC鋼材のプレスト レス導入応力を超えるような引張応力が作用するレベ ル2 地震動を経験した後も, PC 鋼材の交換, プレストレ スの再導入を行わないこととしている. そのため、設計 モデルでは、内筒鋼管の内面とグラウトとの付着が切れ、 PC 鋼材のひずみが配置区間の全区間にわたって平滑化 されていることを仮定して,降伏変位,回転角を設定す る.しかし、振動台実験では、内筒鋼管の内面とグラウ トの付着が、試験体の変形に応じて徐々に切れることに より, PC 鋼材のひずみが分散することが確認されている. そこで,再現解析では,PC 鋼材のひずみの平滑化の範囲 を示すアンボンド区間を、パラメータとしてプレキャス ト PC 橋脚の荷重-変位関係を算出し, 各ケースで計測 された荷重-変位関係の剛性が近似するものを用いた. アンボンド区間は、図-13に示すように完全に付着して いることを想定する 0mm, 途中まで PC 鋼材のひずみが 平滑化されている 2100, 2500, 2900mm, そして全区間 にわたり PC 鋼材のひずみが平滑化されているとする 3200mmを設定して式(4)に代入した.

図-14に各ケースの荷重-変位関係と、アンボンド区間をパラメータとして算出した試験体の復元力特性を示す. 図-14 よりアンボンド区間を長くするほど、復元力特性の剛性が低下することが分かる. 各ケースとの比較では、ケース1では、アンボンド区間を0mmとし



図-14 骨格曲線におけるアンボンド区間の影響



図-15 再現解析で用いた Rayleigh 減衰

たものが最も実験結果の傾きを近似している. これに対 し、ケース2では、アンボンド区間を2100mm としたも の、ケース3ではアンボンド区間を2900mm としたもの が実験結果を近似している. 以上より、再現解析では、 各ケースに応じて、アンボンド区間を0,2100,2900mm に設定することとした.

再現解析における履歴減衰は、前述のように等価粘性 減衰定数を 5%として考慮した. なお、減衰は、プレキ ャストPC橋脚のひび割れ前の剛性による固有振動数と、 降伏時剛性による固有振動数間の減衰が 4~5%となる ような Rayleigh 減衰(図-15)により考慮した.

再現解析における入力波形については、各ケースにおいて振動台上で計測された加速度を用いた.さらに、解 析モデルでは、錘を搭載した桁の端部を支持しているロ ーラー支承の摩擦を、同支承が支持していたと考えられ る鉛直荷重に、摩擦係数として 0.01 を乗じた摩擦力を想 定した完全弾塑性型の非線形バネにより考慮した.

#### 6.2 解析結果

図-16 に慣性カー慣性力作用点変位関係および時刻 歴応答変位について実験結果と解析結果の比較を示す. なお,慣性力については,実験結果と同様に慣性力作用 点の絶対応答加速度に,同質点の質量を乗じることによ り算出しており,橋脚の復元力と減衰力の和と同義であ る.

ケース1では、解析結果の剛性が概ね実験結果と一致 していることが分かる.また、応答変位波形についても、 位相は両者について良い一致が確認できる.ただし、応 答の大きさについては、解析結果は実験結果よりも小さ くなっている.この原因としては、解析において減衰を 過大に評価していることが考えられる.解析モデルでは、 減衰定数を 5%として減衰を考慮しているが、ケース 1 のように、微小な変形領域では、5%よりも減衰が小さ い可能性がある.実験結果における荷重一変位関係の履 歴曲線も非線形弾性型であり、履歴によるエネルギー吸 収が小さくなっている.

ケース2では、荷重-変位関係における剛性および応 答変位波形の位相に加え、その大きさについても実験結



果と解析結果が良く一致していることが分かる.

ケース3では、加震中に実験結果の応答波形の位相が 変化し、8秒付近以降において、解析結果の位相、周期 が実験結果に比べ短くなっている.荷重-変位関係につ いても、負側において、解析よりも実験結果の剛性が小 さくなっている.これは、実験において加震中に基部の コンクリートの圧壊が進展し、剛性が変化したことが要 因であると考えられる.

## 6.3 設計モデルの妥当性

再現解析では、プレキャスト PC 橋脚における内筒鋼 管による曲げ耐力の寄与分を考慮し、入力地震動の大き さに応じてアンボンド区間および試験体の剛性を設定 することにより、実験結果を再現できることが明らかと なった.これに対し、設計モデルでは、これらの要因に ついて、次のように設定している.

- 内筒鋼管:断面解析では考慮せず、曲げ耐力にも影響しない。
- アンボンド区間:PC 鋼材を配置した区間の全区間と する.

図-17 にケース2 を対象として実験結果,再現解析結 果および設計モデルによる解析結果についての比較を 示す.再現解析結果は,前述のように,実験結果を参考 にアンボンド区間および内筒鋼管を考慮しているため, 実験結果と良い一致を示している.これに対し,設計モ デルによる結果は,実験結果に比べ大きな応答を示して いる.これらの結果より,実際のプレキャスト PC 橋脚 の挙動を精度良く解析するためには,地震時において PC 鋼材のひずみが分散する区間,および内筒鋼管の影響を



図-17 設計モデルによる解析結果

適切に設定する必要があることが分かる.

一方,実橋における内筒鋼管は,各PCaセグメントの 中央部で分割されるため、 設計においては曲げ耐力に寄 与しないこととし、PC 鋼材のひずみが平滑化する区間に ついては、繰返し回数が多く付着切れが顕著となると考 えられるタイプ I 地震動や、レベル2 地震動を受けた後 でも PC 鋼材を交換しないことを想定して、その配置区 間の全区間とする. これにより, 設計で想定される応答 が実際よりも大きく評価されるが、現段階ではプレキャ スト PC 橋脚の実績が少ないこともあり、安全側の設計 を行う上では妥当であると考えられる. ただし、せん断 スパン比が本研究で対象としたプレキャスト PC 橋脚の 値である 4.5 程度よりも大きく、レベル2 地震を経験し た後でも PC 鋼材の配置区間全長にわたり、ひずみが分 散、平滑化されない可能性がある場合には、例えば、同 区間をパラメータとした解析を行う等により、その設定 の影響を適切に考慮する必要がある.

## 7. 結 論

本研究では、内筒鋼管を用いたプレキャスト PC 橋脚 の耐震設計における設計モデルを提案した.また、都市 内高架橋を想定した同橋脚の縮小模型に対する振動台 実験に基づき、設計モデルおよび耐震設計法の妥当性に ついて検証した.その結果、以下のようなことが明らか となった.

- (1) 内筒鋼管を用いたプレキャスト PC 橋脚について, レベル 1, レベル 2 地震動に対して必要とされる耐 震性能,限界値を整理した.
- (2) プレキャスト PC 橋脚の設計モデルとして、同橋脚の曲げ特性を反映させたトリリニア型の非線形弾性特性と、正負交番載荷実験結果から算定された 5%の等価粘性減衰定数を有するロッキングバネ要素を用いたモデルを提案した。
- (3) 提案した設計モデルと耐震設計の考え方を用いて設計されたプレキャストPC橋脚について、レベル1、2 地震動を入力した振動台実験による耐震性能評価を行った.その結果、レベル1、2 地震動に対し、プレキャストPC橋脚が必要とされる耐震性能を満足していることを確認した.またレベル2 地震動を超える地震動に対しても、同橋脚が安定した曲げ挙動を示し、残留変位も小さいといった優れた耐震性能を有していることを確認した.
- (4) プレキャスト PC 橋脚では、作用する地震動が大きくなるに従って、内筒鋼管の内面とグラウトの付着が切れ PC 鋼材のひずみが徐々に試験体高さ方向に伝達、分散して、橋脚全体の剛性が低下する.そのため、今回の実験では、入力地震動の大きさによって応答波形の周期が変化する傾向が確認された.
- (5) 振動台実験の再現解析では、曲げ耐力の算出におい て内筒鋼管を考慮し、PC 鋼材のひずみが平滑化する 区間をケースごとに設定することにより、その結果 が実験結果と良い近似を示した. プレキャスト PC 橋脚の動的挙動を精度良く解析するためには、解析 モデルにおいて PC 鋼材のひずみが平滑化する区間

を適切に設定する必要がある.

(6) 実橋におけるプレキャスト PC 橋脚では、セグメン ト中央部で内筒鋼管が分割される.また、レベル 2 地震動を経験した後でも PC 鋼材の交換などは行わ ないことを想定する.そのため、設計モデルでは、 曲げ耐力における内筒鋼管の寄与を無視し、PC 鋼材 のひずみが平滑化する区間については、PC 鋼材の配 置区間の全区間であると設定すれば、安全側の評価 が可能となる.

なお、本研究は、(独) 土木研究所と民間 3 社(鹿島 建設(株)、(株) ピーエス三菱、三井住友建設(株)) との共同研究(「耐震性に優れたプレキャストコンクリ ート橋脚構造の耐震設計法」、平成 18~19 年度) として 実施したものである.

#### 参考文献

- 池田哲夫 監修: プレキャストブロック工法,日刊工 業新聞社,1969年
- 池田尚治,森拓也,吉岡民夫: プレストレストコンク リート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコ ンクリート, Vol.40, No.5, pp.40-47, 1998 年
- 3) 新井崇裕,日紫喜剛啓,須田久美子,山本徹,滝沢清 一郎,尾鍋卓巳;新しいプレキャストPC橋脚の開発, 鹿島技術研究所年報,第48号,pp.25-30,2000年
- 4) 新井崇裕,日紫喜剛啓,桝本恵太,竹下一敏:新しい プレキャストPC橋脚の耐震性能に関する実験的研究, プレキャストコンクリートの発展に関するシンポジ ウム論文集,10号, pp.299-302,2000年
- 5) 日紫喜剛啓: プレストレストコンクリート構造におけ るプレキャストセグメントと超高強度コンクリート の適用に関する研究,京都大学博士論文,2005年
- 6) (社) 日本道路協会:道路橋示方書 III コンクリート 橋編, IV 下部構造編, V 耐震設計編, 2000 年
- (社)日本道路協会;道路橋の耐震設計に関する資料, 1997年

(2009年9月24日受付)