

兵庫県南部地震における RC 橋脚の被災 再現のための振動台実験

堺淳一¹•運上茂樹²•右近大道³

¹博(工) 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 研究員 ²工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6, ¹sakai55@pwri.go.jp, ²unjoh@pwri.go.jp) ³独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 招聘研究員 (〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋 1501-21, ukon@bosai.go.jp)

本研究では、1970年代に建設された RC 橋脚をモデル化した 2 体の橋脚模型を製作し、1995年の兵庫県 南部地震で生じた被害を再現することとともに古いタイプの RC 橋脚の破壊特性および地震応答特性を調 べることを目的として三次元振動台加震実験を行った. 基部で曲げ破壊するタイプと段落し部において曲 げ損傷からせん断破壊するタイプを対象とした. 基部で曲げ破壊するように設計した模型は、加震により 降伏変位の 10 倍以上の応答変位が生じ、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊が生じた. 段落し部 で曲げ損傷からせん断破壊するように設計した模型は、想定通りの破壊形態を示した. これらより、兵庫 県南部地震で RC 橋脚に生じた被害を定性的に再現できた.

Key Words: bridge, reinforced concrete bridge column, shake table test, flexural failure, shear failure

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、多数の橋に甚大な被害 が生じた¹⁾. RC 橋脚には,軸方向鉄筋の段落し部におけ るせん断破壊や基部における曲げ破壊が生じ、これらに 対して解析的に様々な被害分析が行われている^{例えば1)}.一 方, RC 橋脚模型に対する正負交番載荷実験, 振動台実 験は数多く行われている 20-60 が、これらは主に曲げ破壊 する RC 橋脚の破壊特性や地震応答特性を明らかにする ことや耐震補強効果の検証を目的としたもので、1995年 の兵庫県南部地震で生じた被害の分析を目的とした研究 はあまり多くない.被害分析を目的とした実験としては、 段落し部でせん断破壊した RC 橋脚に対して,1 方向や2 方向の正負交番載荷実験およびハイブリッド実験によっ て被災分析がなされた例がある^{7),8)}ものの,振動台三次 元加震実験による破壊の進展、破壊形態および地震応答 特性の評価は、これまで実験施設の制約や実験セットア ップの困難さ、安全上の配慮等から行われた例はない.

独立行政法人防災科学技術研究所では、兵庫耐震工学 研究センターの実大三次元震動破壊実験施設(E-Defense)を用いて、実大サイズの鉄筋コンクリート橋脚 (RC 橋脚)模型に対する震動台加震実験が計画されて いる.実験では、1995年の兵庫県南部地震でRC橋脚に 生じた被害を再現し、そのメカニズムが解明されること が期待される.また、実大サイズの橋脚模型実験に関し ては、これまでに正負交番載荷実験による検討例があり、 模型寸法の影響が調べられている⁵⁾が、実験施設の制約 から実大サイズの模型に対する振動台実験は実施例がな く、模型寸法が RC 橋脚の動的な破壊特性や地震応答特 性に及ぼす影響の解明が期待されている.

以上の背景より,本研究は,(1)縮小模型を用いて1970 年代に建設された RC 橋脚を想定した,基部で曲げ破壊 するタイプと段落し部で曲げ損傷からせん断破壊に移行 するタイプの橋脚の破壊特性および三次元地震応答特性 を明らかにすること,(2)模型寸法の影響を評価するた めに,実大橋脚模型による実験結果との比較用データを 提供すること,を目的として行ったものである.本論文 では,その結果を報告する.

2. 縮小模型実験のセットアップと実験模型

(1) E-Defense における実大橋脚模型実験の概要⁹⁾

E-Defense において実施が計画されている実大サイズ



の RC 橋脚模型に対する震動台加震実験において,1995 年の兵庫県南部地震における被災の再現を目的とした橋 脚模型は2体あり,1体は基部で曲げ破壊するタイプ, もう1体は段落し部で曲げ損傷からせん断破壊に移行す るタイプの模型である.図-1,2,3に,E-Defenseの実 大 RC 橋脚模型実験のイメージ,支承条件,橋脚模型の 配筋をそれぞれ示す.鋼板を積み重ねて製作したブロッ クを桁に上載する計画であり,この桁+上部ブロックを RC 橋脚上の固定支承と端部支点の橋軸方向可動・橋軸 直角方向固定支承によって支持する構造となっている. 橋軸方向には橋脚天端が慣性力作用位置になるが,橋軸 直角方向には橋脚模型上の固定支承の両脇に転倒防止の ための支承を設置しているため,桁と上部ブロックの重 心位置が慣性力の作用位置となる.

桁+上部ブロックの質量は、2 連の桁の合計で 336 ton である. 橋軸方向には、実験模型が全慣性質量を負担す るため、その慣性質量は 336 ton となるが、橋軸直角方 向には端部支点も慣性質量を分担するため、その慣性質 量は 230 ton となる.

橋脚断面の直径は1.8 m であり, 柱部の高さは6 m で ある.曲げ破壊模型には段落しがなく, 軸方向鉄筋とし て SD295 で D29 が 2.5 段配筋で合計 80 本配置されてい る.一方,段落し部で曲げせん断破壊する模型には,基 部から高さ 1.95 m で最内の軸方向鉄筋が,高さ 3.95 m で 真ん中の軸方向鉄筋がそれぞれ段落しされている.基部 では,SD345 で D32 が合計 80 本 (2.5 段配筋の柱基部) 配置されている.横拘束筋には,曲げ破壊模型には SD295 の D13 が,段落し部で破壊する模型には SD295 の D10 がそれぞれ用いられている.横拘束筋は全高において



300 mm 間隔で配筋されているが、柱部の上下端では外 側の横拘束筋のみ間隔が 150 mm となっている. 横拘束 筋は継ぎ手長が 300 mm の重ね継ぎ手で定着されている. コンクリートの設計基準強度は 27 MPa である.

現行の道路橋示方書¹⁰に基づく耐震性能評価によれ ば、曲げ破壊模型は基部で曲げ破壊すると判定される. 一方、段落し部で破壊する模型は後述する手法によれば 高さ4m付近の段落し部(上部段落し部)における曲げ 損傷がきっかけとなって、高さ4m付近を中心にせん断 破壊が生じると推定される.

(2) 縮小模型実験のセットアップと模型

縮小模型の設計には文献11)の考え方に基づき,長さ, 加速度,弾性係数を基本物理量とすることとした.橋脚 模型はその直径を0.6 mとしたため,スケールファクタ ーは3となる.

基本的には相似則に従うこととし、上述のスケールフ アクターを用いて、縮小模型およびその実験セットアッ プを設計した.図-4に縮小模型実験のセットアップを示 す.支承条件は、図-2に示した E-Defense の実験と同じ とした.橋軸方向の慣性力作用位置は基部からの高さが 2.5 mの位置であり、直角方向には3.65 mである.1つ の桁の質量は2.3 ton で、橋脚模型に近いところに1つの 桁に対し16.6 tonの質量を載せることとした.この結果、 実験模型に作用する死荷重反力は260 kN であり、その反 力分担率は70%である.基部には294 kN の軸力が作用 し、軸応力にすると1.04 MPa となる.橋軸方向には、橋 脚模型が全慣性質量を負担するため、その質量は37.8 ton となるが、橋軸直角方向には端部支点も負担するためそ の慣性質量は26.6 ton である.

図-4 に示すように橋軸直角方向を X 方向, 橋軸方向を Y 方向,上下方向を Z 方向とそれぞれ定義し, X の正方 向に相当する面を Xp 面,負方向に相当する面を Xn 面と 定義することとした.同様に Yp 面, Yn 面を定義した.



図-4 縮小 RC 橋脚模型実験のセットアップ



座標の原点は、橋脚基部の柱断面の中心とした.

図-5 に模型の配筋を示す. 橋脚断面の直径は0.6 m で あり、柱部の高さは2mである. 基部で曲げ破壊する模 型(基部曲げ破壊模型)には段落しがなく、軸方向鉄筋 として D29 の直径の約 1/3 に相当する D10 を合計 80本 (2.5 段配筋) 配置した. 一方, 段落し部で曲げ損傷から せん断破壊に移行する模型(段落し部破壊模型)には, 基部から高さ 0.63 m で最内の軸方向鉄筋が, 高さ 1.3 m で真ん中の軸方向鉄筋が段落しされている.実大模型で は、D32 が軸方向鉄筋として用いられているが、径がこ の1/3に相当する鉄筋は規格外で調達が難しいため、本 数を調整して軸方向鉄筋比をあわせることとし、D10を 合計 100 本 (2.5 段配筋の柱基部) 配置した. 横拘束筋に はいずれの模型にも材質が SD295 相当で, 径が D10 の 約1/3に相当するD3を用いた.実大の基部曲げ破壊模型 では、横拘束筋にD13が用いられており、本来ならばこ の1/3に相当する直径4 mm 程度の横拘束筋を使うべき であるが、こうした鉄筋の調達が難しいことから D3 を 用いたものである、この結果、せん断補強筋量が少なく なるが,後述のように縮小された基部曲げ破壊模型も, 基部で曲げ破壊することを確認している. 横拘束筋は 100 mm 間隔で配筋したが、柱部の上下端では外側の横 表-1 材料特性

コンクリート	弾性係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)
基部で曲げ破壊する模型	28.8	27.9
段落し部で破壊する模型	26.5	28.8

鉄筋	弹性係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)
軸方向鉄筋(D10 SD295A)	178.3	351.4
軸方向鉄筋(D10 SD345)	179.8	374.2
横拘束筋(D3 SD295 相当)	212.9	280.4

拘束筋のみ間隔が 50 mm 間隔となっている. 横拘束筋は 継ぎ手長が 100 mm の重ね継ぎ手で定着した. コンクリ ートの設計基準強度は 27 MPa である.

表-1 にコンクリートの圧縮試験と鉄筋の引張試験の 結果をまとめる.実験日の柱部のコンクリートの圧縮強 度は曲げ破壊模型,段落し破壊模型でそれぞれ 27.9 MPa, 28.8 MPa であった.軸方向鉄筋の降伏強度は,曲げ破壊 模型(SD295A)で351 MPa,段落し破壊模型(SD345) で374 MPa である.横拘束筋として用いた D3(SD295 相当)の降伏強度は280 MPa である.

(3) 模型の耐力と想定される破壊形態

現行の道路橋示方書に基づき,材料強度に設計基準強 度を用いて曲げ破壊模型の水平力~水平変位の履歴を求 めると,橋脚天端(基部から高さ2.5 mの位置)におけ るひびわれ,初降伏,降伏,終局変位はそれぞれ0.8,8, 11,27 mmとなる.終局耐力は橋軸方向,橋軸直角方向 にそれぞれ166,113 kNである.なお,せん断耐力との 比較により,本模型は基部で曲げ破壊すると判定される. なお,表-1 に示した実測強度を用いると橋脚天端のひび われ,初降伏,降伏,終局変位はそれぞれ0.7,10,14, 28 mmとなり,その耐力は,橋軸方向,橋軸直角方向に それぞれ188,129 kNである.

図-6 は段落し部破壊模型の曲げ耐力とせん断耐力を 比較した結果である.ここには、材料強度に設計基準強



度を用いた場合の曲げ耐力, せん断耐力を示す. なお, **表-1**に示した実測強度を用いた場合にも, 想定される破 壊形態は同じとなる. ここで, せん断耐力は, 現行の道 路橋示方書に基づく場合とコンクリートが負担するせん 断応力 τ_c に次式¹²⁾を用いる場合の結果を示している.

$$\tau_{c} = 0.72 \times d^{-0.33} \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}}\right)^{-\frac{1}{3}} \times \left(\frac{1.2}{p_{t}}\right)^{-\frac{1}{3}}$$
(1)

ここで、d, σ_{ck} , p_t は、それぞれ断面の有効高 (m)、 コンクリート強度 (MPa), 軸方向鉄筋比 (%)である.曲 げ耐力の算定の際には,慣性力作用位置を橋脚天端とし, 文献 13)に示される定着長を考慮して求めた.また、実 大模型の設計においては、橋軸方向(慣性力作用位置は 柱基部から高さ7.5 mの位置)に対する照査が行われた ため、縮小模型の設計でもそれに従ったが、ここには橋 軸直角方向の耐力の比較も示している. 図-6 において橋 軸方向に着目すると,基部と上部段落し位置の初降伏曲 げ耐力は同程度であることから、この2箇所でほぼ同時 に軸方向鉄筋が降伏することが推察される.一方, せん 断耐力は、基部から高さ1.2~1.6mの区間において最も 小さく,式(1)で求める場合には P_{s0} , P_s はそれぞれ 210 kN, 172 kN である. このせん断耐力 Pso は, 基部と2 箇 所の段落し部の初降伏曲げ耐力よりも35%大きく、終局 曲げ耐力よりも 3%大きな値となっており、この値だけ で比較評価すると、本模型は高さ1.3 mの上部段落し部 において曲げ破壊すると判定される.しかし、曲げひび われの進展によってせん断耐力が低下すると考えられる ため、実際には、高さ1.3 m付近の段落し部における曲 げ損傷がきっかけとなって、この付近を中心にせん断破 壊が生じると推定される.

(4) 入力地震動

入力地震動としては E-Defense の実大模型に対する加

震実験に用いられるものと同じ地震動を用いることとした. 1995年の兵庫県南部地震でJR西日本鷹取駅構内において観測された地震動(JR鷹取駅記録)¹⁴⁾が実際の橋梁に作用したことを想定し、想定される有効入力として 橋脚基部に与えることとした. 有効入力としては個別の 基礎の条件を設定しないと求められないが、実験では実 地震レベル加震として、地表面で観測された実記録の振幅を補正して与えることとし、ここではその係数を 80% と仮定した.

実地震レベル加震の前に弾性範囲の応答を調べる加震 (弾性レベル加震)を行うが、この際には地震動の振幅 を10%とした.また、橋軸方向にはNS成分の記録を、 橋軸直角方向にはEW成分の記録を、上下方向にはUD 成分の記録をそれぞれ入力することとした.

入力地震動の時間軸は、相似則に基づき圧縮することとした。相似則に忠実に従うと、入力地震動の時間刻みは $0.01/\sqrt{3} = 0.00577$ 秒となるが、本実験ではこれをまるめて 0.006 秒とした。

(5) 計測

実験における橋脚模型への入力を計測するために、振動台の加速度、フーチング上の加速度とフーチングのすべり変位、回転変形を計測した.なお、フーチング上では回転加速度を含む6成分の入力加速度を計測できるように加速度計の配置を工夫した.

また,橋脚模型の地震応答特性を評価するために,橋 脚天端および桁+上部ブロックの重心位置の応答加速度, 応答変位を計測した.橋脚模型に作用する慣性力を計測 するために,橋脚天端の支承(固定支承およびすべり支 承系の転倒防止支承)と桁の間に三分力計を設置した.

橋脚模型のローカルな応答の計測には、軸方向鉄筋お よび横拘束筋にひずみゲージを貼付した.また、曲げ破 壊模型の柱基部の局所的な損傷を評価するために、小型 変位計を用いて柱の曲率を計測した.

3. 橋脚模型の損傷の進展と破壊形態

(1) 基部で曲げ破壊する模型

基部で曲げ破壊する模型は、弾性レベル加震時には目 視で確認できるひびわれは生じず、加震後に目視で損傷 を確認したが、ひびわれ等は確認されなかった.

実地震レベルの加震を受けた場合の曲げ破壊模型の損 傷の進展の様子を図-7に示す.3秒までに目視で確認で きるレベルの曲げひびわれが Xn-Yp 面, Xp-Yn 面の基部 から高さ0.3 m の範囲に数本生じる.後述のように,3.1 秒に Xn-Yp 方向に大きな応答変位が生じるが,この時に 圧縮力を受ける Xn-Yp 面において高さ0.2 m の範囲のか



図-7 基部で曲げ破壊した模型の実地震レベル加震時の損傷の進展



図-8 基部で曲げ破壊した模型の損傷

ぶりコンクリートが剥落し、この後、逆方向に変位が生じる時にこの面の高さ0.2~0.4mのかぶりコンクリートが剥落する.この時点で、この面の軸方向鉄筋は座屈したと考えられる.

3.1 秒に Xn-Yp 方向に大きな応答変位が生じる時, Xp-Yn 面では基部から高さ 0.08, 0.18 m に幅が 10 mm 程 度,高さ 0.22, 0.28, 0.32 m に幅が 5 mm 程度, 0.4, 0.43 m に幅が数 mm の曲げひびわれがそれぞれ生じているこ とが確認された.その後,逆方向に変位が生じた時 (3.6 ~3.8 秒)に Xp-Yn 面において高さ 0.32 m の曲げひびわ れが中心となって 0.2~0.45 m の範囲のかぶりコンクリ ートが砕けて剥離するが,大きなコンクリート塊の落下 はなかった.この時点でこの面の軸方向鉄筋は座屈した と考えられる.

図-8 は曲げ破壊模型の最終損傷状況を示した結果で ある.ここでは、内部の損傷状態を詳細に調べるために 損傷した表面コンクリートを除去した後の状態を示して いる.Xn-Yp 面では3段配筋のうち、外側と真ん中の軸 方向鉄筋が座屈しているが、最内の軸方向鉄筋は座屈せ ず、コアコンクリートの顕著な損傷もなかった.横拘束 筋の破断も生じていない.一方,Xp-Yn面では軸方向鉄筋の座屈が高さ0.2~0.45 mの範囲で生じており,3 段配筋のすべての段の軸方向鉄筋が座屈した.この結果,コアコンクリートの損傷も内部まで及んでいた.高さ0.317 m位置の横拘束筋は継ぎ手にゆるみは確認されたが,破断は確認されなかった.外側の横拘束筋の間隔は,高さ0.317 mの位置で 50 mm から 100 mm に変化しており,こうした横拘束筋間隔の変化点に損傷が生じた結果となっている.

(2) 段落し部で曲げせん断破壊する模型

段落し部で曲げせん断破壊する模型は、弾性レベル加 震時には目視で確認できるひびわれは生じなかったが、 加震後に橋脚模型のコンクリートの損傷を確認すると、 基部から高さ約0.6 mの位置に Xp-Yp-Xnの面に約180° に渡る曲げひびわれが確認された。

実地震レベルの加震を受けた場合の段落し部破壊模型 の損傷の進展の様子を図-9に示す.実地震レベルの加震 を受けると、2秒までに目視で確認できるレベルの曲げ ひびわれが Xp-Yn 面の高さ 1.2 m と 1.3 m の位置に確認 された.この時、Xp-Yp 面にはほぼ同じ高さに斜めひび われが生じていた.Xn-Yn 面では高さ 1.3 m 程度の位置 で発生した斜めひびわれが高さ 1 m の位置まで進展して いるのが確認された.

この後,後述のように、3.1 秒に Xn-Yp 方向に大きな 応答変位が生じるが、まず 2.8 秒付近で Xn-Yp 面の高さ 1.4 m 付近の曲げによるコンクリートの破壊が生じ、そ れとほぼ同時に Xn-Yn 面の斜めひびわれが高さ 0.6 m ま で進展し、このひびわれを起点にしてせん断破壊が生じ た. この時、Xn-Yp 面の高さ 0.5 m 付近のかぶりコンク リートが圧壊・剥落した.

この最大応答に達するまでに橋脚上部の横梁が落下防 止治具に接触した.もし、落下防止治具との接触がなけ れば、3.1秒付近においてそのまません断破壊した可能性 がある.ただし、本実験では 3.1秒後も橋脚模型は桁+ 上部ブロックの重量に対する耐荷力を失っておらず、こ の後、3.6~4秒にかけて、逆(Xp-Yn)方向に応答が生



図-9 段落し部で曲げせん断破壊した模型の実地震レベル加震時の損傷の進展(Xn面)



じた.この際に Xp-Yp 面, Xn-Yn 面にはせん断ひびわれ が逆方向にも生じた.この後,4.5秒にかけて再度 Xn-Yp 方向に振動する途中に,せん断破壊がさらに進展し橋脚 模型は軸耐荷力を失い,橋脚上部の横梁が落下防止治具 に完全に支持されることとなった.

段落し部破壊模型の最終損傷状況を詳細に調査した結 果,せん断破壊は Xp-Yp 面および Xn-Yn 面の高さ 1.3 m 付近を起点に生じ,これが Xn-Yp 面の高さ 0.4 m の位置 まで達しており,この区間に配置された横拘束筋はすべ て破断していた.この破壊に伴い,軸方向鉄筋は大きく 変形したが破断はしなかった.

以上より,段落し部で曲げ損傷からせん断破壊するように設計した模型は,高さ1.3 m付近の段落し部における曲げ損傷がきっかけとなって,この付近を中心にせん断破壊が生じており,設計で想定されたとおりの破壊形態であった.

これらの模型の最終的な破壊形態は、兵庫県南部地震 において被災した RC 橋脚に多数見られた破壊形態¹⁾に よく似ており、いずれの実験においても兵庫県南部地震 において RC 橋脚に生じた被害を定性的に再現できたと 考えられる.

4. 橋脚模型の地震応答特性

弾性レベル加震時にはいずれの橋脚模型にも橋脚天端

で 0.002 m (2 mm) の応答が生じた. 橋脚模型のひびわ れ,初降伏変位は,上述のようにそれぞれ 1 mm, 10 mm 程度であり,弾性レベル加震時の応答変位は,ひびわれ 変位をわずかに超えた程度である.

図-10 は、実地震レベル加震時の橋脚天端の応答変位 を示した結果である.ここで、段落し破壊模型では前述 のように 3.1 秒付近において橋脚の横梁と落下防止治具 が接触し、これ以降はこの影響が含まれた応答となるた め、図-10 (b)では 3.1 秒以降の線の色を薄くしている.

基部で曲げ破壊した模型は,実地震レベル加震時には, まず加震開始後1秒において Yn 方向, Xp 方向にいずれ も約 0.012 m の応答変位が生じ、この時に Xp-Yn 方向の 最大応答変位は0.016mとなり、計算による降伏変位(= 0.014 m)を超える. 次のピークは 1.5 秒であり, Yp 方向, Xn 方向にそれぞれ 0.02 m, 0.029 m の応答変位が生じ, 計算による終局変位(=0.028 m)を超える. この段階で 確認できた損傷は、曲げひびわれ程度である.この後は、 橋軸(Y)方向,橋軸直角(X)方向ともにおおむね同程 度の周期で, 0.04~0.055 m の応答が Xp-Yn~Xn-Yp 方向 に3回生じた後, 3.1 秒において Xn-Yp 方向に大きな応 答変位が生じる. このとき Yp 方向, Xn 方向の応答変位 はそれぞれ 0.123 m, 0.115 m であり, Xp-Yn 方向の最大 応答変位にして0.168mと計算上の降伏変位の10倍以上, 終局変位の6倍以上の応答変位が生じたこととなる.上 述の通り、この応答によって、Xn-Yp 面の橋脚基部にお いてかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈が生



じた. この後は, 3.6~3.8 秒付近で Xp-Yn 方向に約 0.05 m の応答変位が生じ, Xp-Yn 面の横拘束筋の間隔の変化位 置において上述したような損傷が生じた. 残留変位とし ては,橋軸直角方向,橋軸方向にそれぞれ 0.013 m, 0.001 mが生じた.

段落し部で曲げせん断破壊した模型は、実地震レベル 加震時には、3 秒付近までは基部で曲げ破壊する模型に 比べるとピーク値で10~30%小さめの応答となるが、お おむね同様の応答が生じる. せん断破壊が生じた 3.1 秒 付近では、Xn-Yp 方向に大きな応答が生じる. 橋軸直角

(X)方向,橋軸(Y)方向の応答変位はそれぞれ 0.128 m, 0.12 m であり, Xn-Yp 方向の最大応答変位にして 0.175 m の変位が生じた. この段階までに橋脚頂部の横梁が落下 防止治具に接触しており,落下防止治具がなければこの まません断破壊した可能性があることは上述の通りであ る.

図-11 は三分力計による計測結果を元に橋脚模型に作用した慣性力(=水平力)を求め、これを実地震レベル加震時の水平力~水平変位の履歴として示した結果である.ここで、曲げ破壊模型の結果には道路橋示方書に基づく水平力~水平変位の履歴(赤の破線)も比較のために示している.また、段落し破壊模型では前述の理由により3.1 秒以降の線の色を薄くしている.

曲げ破壊模型の曲げ耐力は実験値の方が現行の道路橋 示方書に基づく値よりも小さいが、これは水平2方向の 応答による2軸曲げの影響[®]である.現行の道路橋示方 書に基づけば、その耐力は橋軸方向、橋軸直角方向にそ れぞれ188kN、129kNであり、橋軸方向の応答が卓越し たこと、曲げ破壊が橋軸・橋軸直角方向から約45[®]回転 した面で生じたことから、こうした推定値と実際の耐力 はおおむね一致する.

段落し部破壊模型では、橋軸(Y)方向の応答に着目 すると、実地震レベル加震時の2.8秒付近において水平 耐力が200kNに達した後、いったん水平力が166kNま で低下し、2.87秒において再び200kNになる. 図-9よ り、この段階は上部段落し部に曲げ破壊が生じた段階で ある.この後、2.92秒にかけて水平力が16kNまで低下 しており、この時には上部段落し部から斜めひびわれが 進展して、せん断破壊が生じたと考えられる.したがっ て、これが本模型のせん断耐力と推定される.これは、 式(1)により材料の実測強度を用いて求めた P_{s0} と P_sの 中間程度の値である.このあと、2.93 秒において水平力 が再び 200 kN に達するが、この理由はよく分からない. これに関しては、解析的な検討も含めてその原因を分析 することが今後の課題である.なお、橋軸直角(X)方 向には、水平耐力は約 120 kN であり、これは図-6 に示 したように上部段落し部の終局曲げ耐力(=120 kN)と ほぼ一致することから、橋軸直角方向でまず曲げ降伏し た後にせん断破壊したと推定される.

図-12 は、曲げ破壊模型のひずみゲージの測定結果を もとに、主要なイベントが生じた時刻の高さ方向のひず み分布を Yp, Yn 面の鉄筋を例に示した結果である.本 実験における可能最大計測ひずみは0.02程度であり、計 測値が 0.02 となっているのは、これ以上のひずみが生じ たこと、もしくはゲージが破損したことを示している. 軸方向鉄筋ひずみの計測結果によれば、弾性レベル加震 時には、最大でも 0.00035 程度のひずみしか生じなかっ たことが分かる.実地震レベル加震時には1秒付近にお いて初降伏変位を超える応答が生じたが、この時 Yp 面 において 0.0019 程度とほぼ降伏ひずみに近い値が高さ 0.3 m の範囲で生じている. この後, 3.1 秒の最大応答変 位が生じた時刻に近づくにつれて、柱基部周辺のほとん どの軸方向鉄筋のひずみが0.02を超えており、特に基部 周辺のひずみが大きい. これは上述した損傷結果と一致 する. なお、フーチング内部の軸方向鉄筋のひずみは、 柱基部に近いほど大きく、下方にいくにつれて減少する が、橋脚基部から0.4m下方(高さ-0.4m)においても 0ではなく実地震レベル加震時には最大で 0.0005 程度の ひずみが生じた.

横拘束筋ひずみの結果によれば、弾性レベル加震時に 生じるひずみは最大で 0.00005 程度と小さい.実地震レ ベル加震時には、Yp 面では高さ 0.2 mの範囲において、 Yn 面では高さ 0.4 m付近においてそれぞれひずみが大き く、観察された損傷状態を裏付ける結果となっている.

図-13 は、段落し部破壊模型の鉄筋のひずみの高さ方向分布を Xp 面の鉄筋を例に示した結果である. これら



によれば、弾性レベル加震時に軸方向鉄筋に生じる最大 ひずみは0.0003程度と基部で曲げ破壊した模型と同程度 である.実地震レベル加震時には、最初に初降伏変位を 超える1.3秒付近において、柱基部、上・下部段落し部 で他に比べて大きなひずみが生じている.これは最内側、 真ん中の軸方向鉄筋が段落しされることにより外側の軸 方向鉄筋の負担が大きくなったことを示している.この 時、基部、上下部の段落し部において、降伏ひずみを上 回るひずみが生じており、本模型のせん断破壊は軸方向 鉄筋の降伏が先行するタイプであることが分かる.せん 断破壊が生じた3秒付近になると、まず上部段落し部に おいてひずみが増大し、下部段落し部においてもひずみ が増大するが、柱基部の軸方向鉄筋ひずみは最大でも降 伏ひずみ程度と小さく、基部の曲げ破壊は進展しなかっ たことが分かる.

図-14 には、段落し部破壊模型の横拘束筋のひずみゲ ージの実地震レベル加震時の測定結果を示す.これによ れば、まず降伏変位を超える 1.3 秒において上・下部段 落し部でそれぞれ他の部位よりも大きなひずみが生じ、 1.4 秒付近になると高さ 1.2~1.4 m の横拘束筋ひずみが 急速に大きくなることが分かる.これより、1.3~1.4 秒 において上部段落し部でコンクリートのせん断破壊が 徐々に進展したことが分かる.この後、2 秒付近では高 さ 0.8~1 m の横拘束筋のひずみが降伏ひずみを超えて





急速に大きくなり、さらに2.8 秒付近になると、高さ0.6 mの横拘束筋ひずみが増大する.このことから、せん断 破壊が上部段落し部から始まり、徐々に下方に進展して いったことが推察され、観察された損傷と一致する結果 となっている.

図-15 は、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに よる変位を調べるために、フーチング内部の軸方向鉄筋 のひずみを積分して、柱基部における回転角を求め、こ れによる橋脚天端の応答を示した結果である.なお、こ こでは柱基部から各ひずみゲージ間のひずみは線形的に 変化するものとし、基部から0.6 m 下方(高さ -0.6 m) においてひずみが0になると仮定している.これによれ ば、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに起因して 生じる橋脚天端の応答変位の寄与率は、いずれの模型で も弾性レベル加震時では10~20%である.実地震レベル 加震時では、基部曲げ破壊模型では最大応答変位が生じ た 3.1 秒付近では約 10%であり、段落し部破壊模型においてせん断破壊が生じた時には、その寄与率は 1%程度と小さかった.

5. 結論

本研究では、1970年代に建設された RC 橋脚をモデル 化した2体の橋脚模型を対象とし、1995年の兵庫県南部 地震で生じた被害を再現することとともに古いタイプの RC 橋脚の地震破壊特性を調べることを目的として三次 元振動台加震実験を行った.以下に結論を示す. (1) 基部で曲げ破壊する模型と段落し部で曲げ損傷から せん断破壊する模型の三次元加震による地震応答時の損 傷の進展を振動台加震実験により再現し、破壊現象を分

析した. これにより, 兵庫県南部地震で鉄筋コンクリー

ト橋脚に生じた被害を定性的に再現できた.

(2) 基部で曲げ破壊する模型の曲げ耐力は,現行の基準 に基づく手法によりおおむね推定できる.変位に関して は、計算上の許容変位を超えた段階では、曲げひびわれ 程度の損傷が生じた.最大応答変位は降伏変位の10倍以 上の変位であり、これによりかぶりコンクリートの剥落, 軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊が生じたが、 軸方向鉄筋,横拘束筋ともに破断しなかった.

(3) 段落し部で曲げせん断破壊する模型のせん断耐力は, コンクリートの負担せん断応力を式(1)で求めることに よりおおむね推定できた.計算で想定されたとおり,上 部段落し部の曲げ損傷がきっかけとなってせん断破壊が 下方に進展して,最終的に破壊した.この現象は,横拘 束筋のひずみからも確認された.

(4) フーチング内部の軸方向鉄筋のひずみにより,フー チングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を評価した. フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じ る橋脚天端の応答変位の寄与率は,弾性レベル加震時で は10~20%,実地震レベル加震時では10%以下であった.

謝辞:本研究は、(独) 防災科学技術研究所の「E-ディフ エンスを活用した耐震工学研究」の橋梁耐震実験研究の 委託研究として実施しました.本研究を実施するにあた り、実験条件の設定においては、(独) 防災科学技術研究 所の橋梁耐震実験研究実行部会(委員長 東京工業大学 川島一彦教授)の委員の皆様に数々の貴重なご助言を頂 きました.ここに記して厚く御礼申し上げます.

参考文献

- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会(土木学会,地盤工 学会,日本機械学会,日本建築学会,日本地震学会):阪神・ 淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第1章 橋梁, 土木学会,1996.
- 2) 川島一彦,長谷川金二,長島博之,小山達彦,吉田武史: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開 発に関する研究,土木研究所報告 Vo. 190, 1993.

- 川島一彦,星隈順一,運上茂樹:鉄筋コンクリート橋脚・ 主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用,土木学会論文集, No.525/I-33, pp. 83-95, 1995.
- 運上茂樹,足立幸郎,近藤益夫:鉄筋コンクリート橋脚の 地震時挙動特性に関する振動台実験,土木技術資料, Vol. 43, No. 3, pp. 38-43, 1999.
- 5) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏:鉄筋コンクリート橋脚の 変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会 論文集, No. 669/V-50, pp. 215-232, 2001.
- Sakai, J. and Unjoh, S.: Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol.5, No.1, pp. 103-110, 2006.
- 7)池端信哉,足立幸郎,山口隆裕,池田尚治:準動的載荷による RC 橋脚の地震被災挙動に関する研究,コンクリート 工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp.1255-1260, 2001.
- 8) Sasaki, T., Kawashima, K., Watanabe, G, Nagata, S., Tharin, K., Ukon, H. and Kajiwara, K.: Effect of loading protocols on premature shear failure of reinforced concrete bridge piers with termination of main reinforcements, *Journal of Structural Engineering*, JSCE, Vol. 53A, 2007.
- 9) 右近大道,梶原浩一,川島一彦: E-Defense を用いた大型橋 梁実験における計測計画,第10回地震時保有耐力法に基づ く橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 29-34,東京, 2007.
- 10) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設 計編, 2002.
- Krawinkler, H. and Moncarz, P. D.: Similitude requirements for dynamic models, *Dynamic Modeling of Concrete Structures SP* 73-1, ACI, pp. 1-22, Detroit, Michigan, 1982.
- 12) 河野広隆,渡辺博志,菊森佳幹:大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集,土木研究所資料,第 3426 号, 1996.
- 13) (社) 土木学会:コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.
- 14) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *JR Earthquake Information No. 23c*, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995.

(2007.4.6受付)

SHAKE TABLE TEST OF BRIDGE COLUMN MODELS DAMAGED DURING 1995 HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE

Junichi SAKAI, Shigeki UNJOH and Hiromichi UKON

A series of shake table tests for two reinforced concrete bridge column models was conducted. One model is designed to be failed in flexural at the bottom of the column, and the other is designed to be failed in shear at the cut-off point of the longitudinal reinforcement; both are models of bridge columns that were severely damaged during 1995 Hyogo-ken Nanbu, Japan, earthquake. Failure mechanisms under strong ground excitation of these columns and three dimensional dynamic behaviors of reinforced concrete columns are investigated.