

## 曲率分布から推定した塑性ヒンジ長に関する検討

松本崇志<sup>1</sup>・佐々木智大<sup>2</sup>・川島一彦<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 修（工） （株）建設技術研究所 大阪本社 道路交通部  
（〒541-0045 大阪市中央区道修町1-6-7）

<sup>2</sup>学生会員 修（工） 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻  
（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

<sup>3</sup>フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科 土木工学専攻（同上）

### 1. はじめに

構造部材の塑性化を考慮した耐震設計では、塑性ヒンジの正しいモデル化が鍵となる。特に、塑性ヒンジ長は塑性ヒンジの塑性変形性能に直結するため重要なパラメーターである。しかしながら、塑性ヒンジ長の重要性にひきかえ、これをどのように設定すべきかを直接検討した研究は驚くほど少ない。現在までにこれに関してよく知られているのは、Priestleyらの研究であり、実験結果に基づいて鉄筋径や橋脚高さの関数として塑性ヒンジ長の推定式を提案している<sup>1)</sup>。武村らは、載荷実験において損傷の激しい領域から塑性ヒンジ長を橋脚幅の1/2と仮定し、平成8年道路橋示方書示方書の方法により終局変位を求めると、おおむねかぶりコンクリートが剥離し始める時の変位に相当すると指摘している<sup>2)</sup>。

塑性ヒンジ長という概念は、実際の曲率分布を耐震設計に用いやすい簡単な形状でモデル化し、これによる構造物の非線形応答変位が実際の構造物の応答を近似するようにしたものであり、塑性曲率の定義と曲率分布のモデル化の方法に応じて、塑性ヒンジ長には無数の解がある。

ここでは、現在までに行われた橋脚に対する振動台実験結果に基づいて、塑性ヒンジ長の検討を行ったので、この結果について報告する。

### 2. 曲率に基づく変位の算出方法

オイラーの弾性梁理論によると、曲率 $\phi$ は変位 $u$ 及び回転角 $\theta$ には次式のような微分方程式の関係が

ある。

$$\phi(y) = \frac{d^2 u}{dy^2} ; \theta(y) = \frac{du}{dy} \quad (1)$$

従って、高さ $y$ における回転角 $\theta(y)$ および変位 $u(y)$ は次式によって求めることができる。

$$\theta(y) = \frac{du}{dy} = \int_0^y \phi(y) dy + C_1 \quad (2)$$

$$u(y) = \int_0^y \theta(y) dy + C_2 \quad (3)$$

ここで、 $C_1$ 及び $C_2$ は積分係数である。

以下に、この微分方程式から展開される橋脚の水平変位を、塑性ヒンジ区間の曲率分布を矩形状とした場合と三角形とした場合を示す。

#### （1）終局変位の算出方法（曲率分布を矩形とした場合）

現行の道路橋示方書における終局変位 $u_u$ は、橋脚基部の塑性化する領域を塑性ヒンジ長という定量的な値で仮定し、その区間の曲率を矩形ブロックと仮定して次式で算定している。

$$u_u = u_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \left( h - \frac{L_p}{2} \right) + u_\theta \quad (4)$$

ここで、 $\phi_y$ 及び $\phi_u$ は、それぞれ橋脚基部における橋脚の降伏曲率及び終局曲率、 $u_y$ は橋脚の降伏変位、 $h$ は橋脚基部から天端までの距離、 $u_\theta$ は軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによる橋脚上端の変位である。塑性ヒンジ長 $L_p$ は、次式で与えられる。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (5)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$ で、 $D$ は断面高さである。ここで、式(4)の終局変位算定式は Priestley らが提案

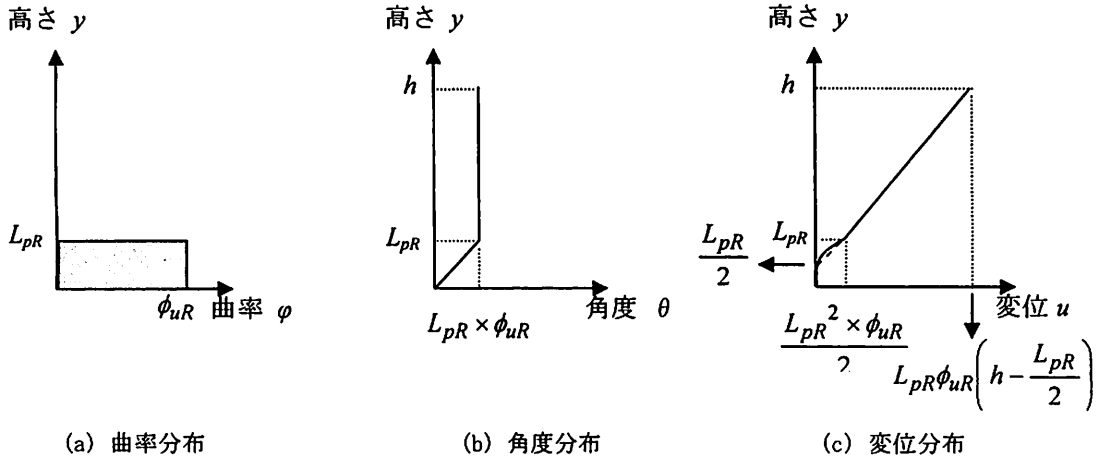


図-1 塑性ヒンジ区間の曲率分布を矩形とした場合における高さ方向の角度および変位分布

した式である。

いま、塑性ヒンジ区間（以下、曲率分布を矩形と仮定した場合の塑性ヒンジ長を  $L_{pR}$  と呼ぶ）における曲率分布を矩形（図-1(a) 参照）と仮定した場合の橋脚基部における塑性曲率  $\phi_{pR}$  を終局曲率  $\phi_{uR}$  と降伏曲率  $\phi_y$  の差（ $\phi_{pR} = \phi_{uR} - \phi_y$ ）とすると、矩形ブロック状の曲率分布によって高さ  $y$  に生じる回転角  $\theta_R(y)$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} & \cdot 0 \leq y \leq L_{pR}, \text{ ここで, } \phi(y) = \phi_{pR} \\ & \theta_R(y) = \int_0^y \phi_{pR} dy + C_3 \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} & \cdot L_{pR} < y, \text{ ここで, } \phi(y) = 0 \\ & \theta_R(y) = \int_0^{L_{pR}} \phi_{pR} dy + \int_{L_{pR}}^y 0 dy + C_4 \end{aligned} \quad (7)$$

ここで、 $C_3$  及び  $C_4$  は積分定数であるが、橋脚基部における回転角はゼロであるため、 $C_3 = C_4 = 0$  となる。高さ方向の回転角の分布を図-1(b)に示す。上式より、高さ  $y$  における変位  $u_R(y)$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} & \cdot 0 \leq y \leq L_{pR} \\ & u_R(y) = \int_0^y \phi_{pR} y dy + C_5 = \frac{\phi_{pR} y^2}{2} + C_5 \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} & \cdot L_{pR} < y \\ & u_R(y) = \int_0^{L_{pR}} \phi_{pR} y dy + \int_{L_{pR}}^y 0 dy + C_6 \end{aligned} \quad (9)$$

ここで、 $C_5$  及び  $C_6$  は積分定数であるが、橋脚基部における変位はゼロであるため、 $C_5 = C_6 = 0$  となる。高さ方向の変位の分布を図-1(c)に示す。以上より、橋脚基部から橋脚上端までの距離を  $h$  とすると、 $y = h$  における変位  $u(h)$  は次式で求まる。

$$u_R(y) = \int_0^{L_{pR}} \phi_{pR} y dy + \int_{L_{pR}}^y 0 dy + C_6 \quad (10)$$

$$u(h) = \phi_{pR} L_{pR} \left( h - \frac{L_{pR}}{2} \right) \quad (11)$$

式(11)よれば、水平変位を算定する式は、 $y = L_p/2$  で変位がゼロとなることがわかる。すなわち、Priestley らは、 $0 \leq y \leq L_p$  区間の2次曲線の変位分布式(8)は省略し、 $L_p < y$  区間の直線を外挿した式を用いて橋脚の水平変位を算定することを提案している。現行の道路橋示方書では、最外縁引張側鉄筋位置のコアコンクリートひずみが、終局ひずみに達した時の曲率を用いて式(11)から橋脚の水平変位を算出し、この時の水平変位を終局変位としている。

しかし、既往の実験から橋脚基部付近の曲率分布は三角形に近い形状をしていること、また、塑性ヒンジ区間より高い位置でも降伏曲率を上回ることが指摘されている。よって、本研究では、塑性ヒンジ領域の分布が三角形とし終局変位の算定式を提案することとするとともに、塑性ヒンジ長を再評価する。

## (2) 終局変位の算出方法（曲率分布を三角形とした場合）

塑性ヒンジ区間を、図-2(a)に示すように三角形分布と仮定した場合を想定する。いま、曲率分布を三角形に仮定した場合の塑性ヒンジ長を  $L_{pT}$ 、橋脚基部における塑性曲率を  $\phi_{pT}$  とすると、高さ  $y$  に生じる回転角  $\theta_T(y)$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} & \cdot 0 \leq y \leq L_{pT} \\ & \theta_T(y) = \int_0^y \phi_{pT} \left( 1 - \frac{y}{L_{pT}} \right) dy + C_7 \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} & \cdot L_{pT} < y, \text{ ここで, } \phi(y) = 0 \\ & \theta_T(y) = \int_0^{L_{pT}} \phi_{pT} \left( 1 - \frac{y}{L_{pT}} \right) dy + C_7 \end{aligned} \quad (12)$$

$$\theta_T(y) = \int_0^{L_{pT}} \phi_{pT} \left( 1 - \frac{y}{L_{pT}} \right) dy + \int_{L_{pT}}^y 0 dy + C_8 \quad (13)$$

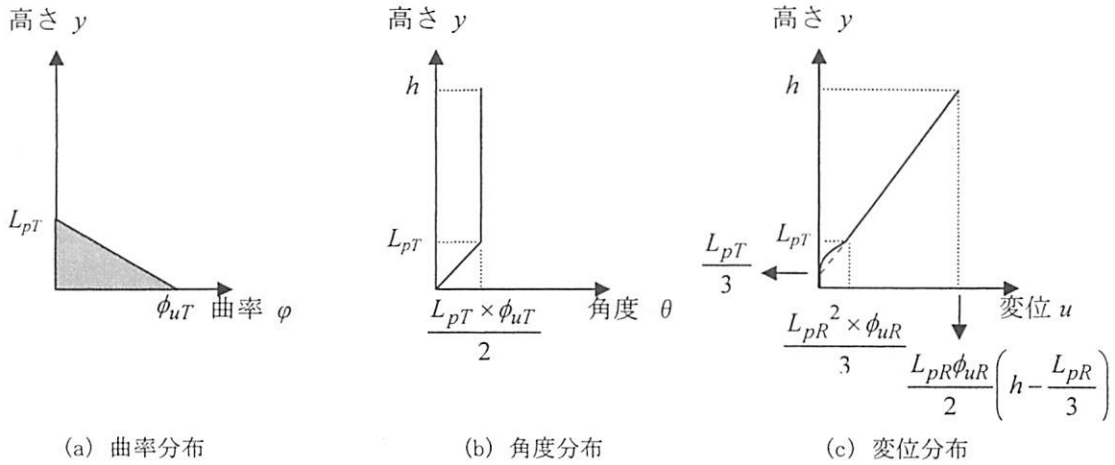


図-2 塑性ヒンジ区間の曲率分布を三角形とした場合における高さ方向の角度および変位分布

ここで、 $C_7$  及び  $C_8$  は積分定数であるが、橋脚基部における回転角はゼロであるため、 $C_7 = C_8 = 0$  となる。高さ方向の回転角の分布を図-2(b)に示す。上式より、高さ  $y$  における変位  $u_T(y)$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} & \cdot 0 \leq y \leq L_{pT} \\ u_T(y) &= \int_0^y \phi_{pT} \left( y - \frac{y^2}{2L_{pT}} \right) dy + T_3 = \phi_{pT} \left( \frac{y^2}{2} - \frac{y^3}{6L_{pT}} \right) + C_9 \end{aligned} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} & \cdot L_{pT} < y \\ u_T(y) &= \int_0^{L_{pT}} \phi_{pT} \left( y - \frac{y^2}{2L_{pT}} \right) dy + \int_{L_{pT}}^y \frac{\phi_{pT} L_{pT}}{2} dy + C_{10} \\ &= \frac{\phi_{pT} L_{pT}}{2} \left( y - \frac{L_{pT}}{3} \right) \end{aligned} \quad (15)$$

ここで、 $C_9$  及び  $C_{10}$  は積分定数であるが、橋脚基部における変位はゼロであるため、 $C_9 = C_{10} = 0$  となる。高さ方向の変位の分布を図-2(c)に示す。以上より、 $y = h$  における変位は次式で求まる。

$$u(h) = \frac{\phi_{pT} L_{pT}}{2} \left( h - \frac{L_{pT}}{3} \right) \quad (16)$$

式(16)によれば、水平変位を算定する式は、 $y = L_p/3$  で変位がゼロとなることがわかる。よって、曲率分布を三角形とする場合には、塑性ヒンジ区間の3次曲線の変位分布を簡略化し  $L_p < y$  区間の直線を外挿した式を用いて水平変位を算定する。

### 3. 実験値に基づく塑性ヒンジ長の算出方法

#### (1) 曲率分布を矩形と仮定した場合

現行の道路橋示方書に記述されている終局変位算出式、すなわち式(11)を次式のように展開する。

$$L_{pR}^2 - 2L_{pR}h + 2 \frac{u_{pR} - u_{\theta}}{\phi_{pR}} = 0 \quad (17)$$

上式に階の公式を適用すると、 $L_{pR}$  は次式から求められることになる。

$$L_{pR} = h - \sqrt{h^2 - 2 \frac{u_{pR} - u_{\theta}}{\phi_{pR}}} \quad (18)$$

ここで、

$$\phi_{pR} = \phi_u - \phi_y \quad (19)$$

$$u_{pR} = u_u - u_y \quad (20)$$

ここで、降伏曲率  $\phi_y$  の解析精度が高いことから、降伏曲率  $\phi_y$  及び降伏変位  $u_y$  は解析から求めた値を用いることとする。また、終局曲率  $\phi_u$  としては、実験から得られた曲率分布を指数関数でフィッティングし、その関数を用いて橋脚基部に最も近い測定点位置の勾配を算出し、その勾配を持つ1次関数が橋脚基部に外挿する点とする（以下、最大応答曲率  $\phi_u = \phi_{\max}$  とする）。また、終局変位  $u_u$  としては、橋脚基部に最も近い曲率が最大に達した時の応答変位（以下、 $u_{\max}$  とする）とする。

以上の条件を基に、曲率分布を矩形とした場合の塑性ヒンジ長を実験から直接求めることとする。

#### (2) 曲率分布を三角形と仮定した場合

式(16)を同様に展開すると、曲率分布を三角形と仮定して実験値から塑性ヒンジ長は、次式で与えられる。

$$L_{pT} = \frac{3h - \sqrt{9h^2 - 24 \frac{u_{pT} - u_{\theta}}{\phi_{pT}}}}{2} \quad (21)$$

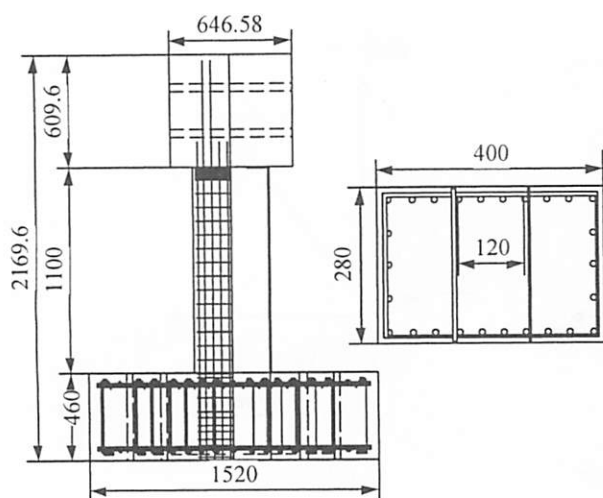


図-3 UCB 実験供試体

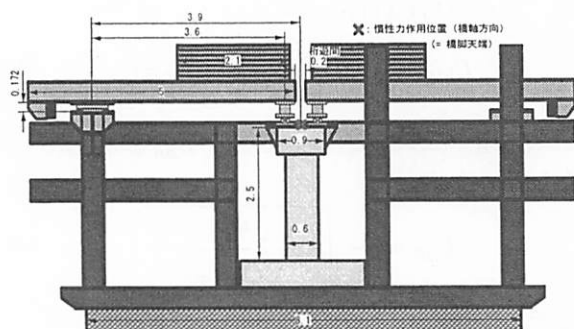


図-4 PWRI01 模型

ここで、

$$\phi_{pT} = \phi_u - \phi_y \quad (22)$$

$$u_T = u_u - u_y \quad (23)$$

ここで、降伏曲率、終局曲率、終局変位は、上述した値を用いることとする。すなわち、 $\phi_{pR} = \phi_{pT}$  及び  $u_{pR} = u_{pT}$  とする。

以上の 2 式を用いて、実験から塑性ヒンジ長を曲率分布を矩形及び三角形分布で仮定した場合で算出する。

#### 4. 解析に用いる振動台加振実験

本研究では以下の 3 つの振動台加振実験を解析対象とする。

##### (1) 東工大とUCB校の日米共同研究

橋脚の寸法及び弾性係数（応力）の相似率を UCB 地震工学研究センターの振動台の加振能力を考慮して 1/6 とし、時間の相似率を  $\sqrt{1/6}$  とした。その結果、

入力加速度の相似率は 1.0 となる。

実験供試体は図-3に示すように、断面が 400 mm × 280 mm 及び 440 mm × 280 mm の矩形断面橋脚の 2 体（以下、R-1、R-2 と呼ぶ）及びこれらの隅角部を切り落としたインターロッキング式橋脚の 2 体（以下、I-1、I-2 と呼ぶ）である。いずれの供試体も柱部の高さは 1,100 mm、慣性力の作用位置は橋脚基部から 2,193 mm である。供試体には桁に相当する正立方体コンクリート製ブロックを 3 個（総重量 226.6 kN）を支持している。

入力地震動としては、1995 年兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された加速度記録の NS 成分及び EW 成分をそれぞれ供試体の橋軸及び橋軸直角方向に、UD 成分を上下方向に作用させた。

橋脚基部から 300 mm では変位計を 50 mm 間隔で設置し、その区間の平均曲率を求められるようにしている。

##### (2) 土木研究所（PWRI01 模型）

土木研究所（以下、PWRI と呼ぶ）では E-Defense で行われる実寸の曲げ破壊型の円形断面橋脚を 1/3 に縮小した模型を用いて実験が行なわれている。図-4に示すように、橋脚の直径は 600 mm、柱部高さは 2,000 mm である。橋脚は桁（総重量 = 2.3 ton × 2 = 4.6 ton）及びマスブロック（総重量 = 16.6 ton × 2 = 33.2 ton）を支持している。

入力地震動としては、C1-01-07 模型で用いられた 1995 年兵庫県南部地震の際 JR 鷹取駅で計測された地震動が用いられている。地震動の振幅は、地盤の効果を考慮する有効入力のかえ方を取り入れている。その結果、JR 鷹取駅の実記録を 80 % に縮小した地震動を実地震動として橋脚に与えている（以下、実地震レベル（PWRI）加振と呼ぶ）。

橋脚基部から 42 mm の位置、42 mm ~ 642 mm の範囲には 100 mm 間隔で鋼棒を模型に貫通させ、鋼棒間の上下方向の相対変位を小型変位計を用いて計測し、その区間の平均曲率を算出できるように計測装置が設置されている。

##### (3) E-Defense（C1-1 模型）

図-5に示すように、柱部の高さは 7,500 mm、橋脚の直径は 1,800 mm の円形断面 RC 橋脚である。橋脚は 2 連の鋼製桁（総重量 = 22.7 ton × 2 = 4.4 ton）及び鋼板を積み重ねた付加マス（大マスブロックの総重量 = 78.7 ton × 2 = 157.4 ton、小マスブロックの総重量 = 44.6 ton × 2 = 89.2 ton）を支持している。

入力地震動として、1995 年兵庫県南部地震の際 JR

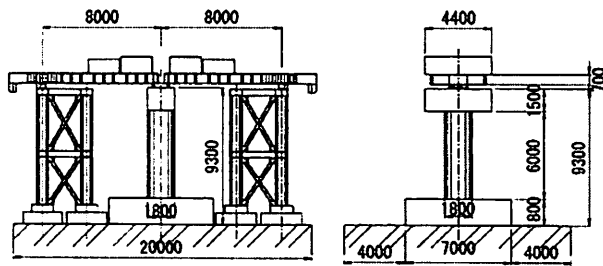


図-5 C1-1模型

鷹取駅で観測された地震動が用いられている。入力地震動の強度は、基礎と周辺地盤の動的相互作用効果を考慮してJR鷹取駅で観測された強震記録の80%に相当する地震動を入力地震動として用いられている以下、これを実地震レベル (E-Defense) と呼ぶ。

橋脚基部から80 mm位置に鋼棒が1本、橋脚基部から80 mm～1,880 mmの範囲では200 mm間隔に計9本の鋼棒が取り付けられており、その鋼棒間の上下方向相対変位を測定できるようになっている。

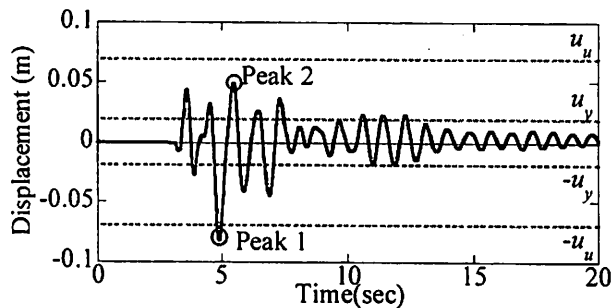
## 5. 実験に基づく塑性ヒンジ長

### (1) 東工大とUCB校の日米共同研究

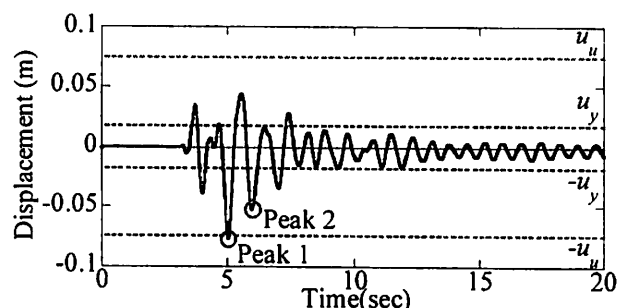
図-6に、橋軸直角方向の橋脚基部に対する上部ブロックの応答変位（以下、相対変位と呼ぶ）を示す。なお、図中には参考として、道路橋示方書から算出される降伏変位及び終局変位を示す。これによれば、

いずれの供試体も降伏変位及び終局変位に達していることがわかる。なお、本実験では軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出し量を測定していないため、この影響を無視した応答変位であることに留意する。

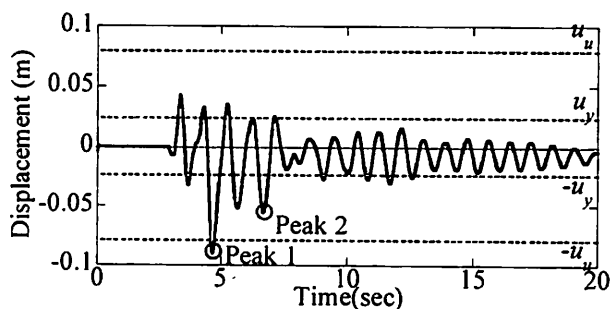
図-7に、最大相対変位到達時における橋脚基部付近の曲率分布及び式(18)および(21)から求まる塑性ヒンジ長、道路橋示方書に基づく塑性ヒンジ長 (=140 mm)、ファイバー要素解析に基づく降伏曲率  $\phi_y$  および終局曲率  $\phi_u$  (R-1 : 0.181 /m, R-2 : 0.201 /m, I-1 : 0.201 /m, I-2 : 0.142 /m) を参考として示す。これによれば、道路橋示方書に基づく塑性ヒンジ長位置においても降伏曲率を大きく上回る曲率が生じていること、また、曲率分布は橋脚基部だけが急激に大きくなるのではなく、橋脚基部から指数関数的に増大していく様子がわかる。応答変位及び応答曲率に基づいて算出される、曲率分布を矩形とした場合 (式(18)) と三角形とした場合 (式(21)) の塑性ヒンジ長を ( $L_{PR}$  及び  $L_{PT}$ ) 図-7及び表-1に示す。これによれば、曲率分布を矩形として塑性ヒンジ長を算出すると、道路橋示方書による塑性ヒンジ長とある程度一致するが、算出した塑性ヒンジ区間より高い位置でも降伏曲率を上回る応答曲率が生じている。一方、曲率分布を三角形にして算出される塑性ヒンジ長は曲率分布を矩形とした場合から算出される塑性ヒンジ長の2倍となり、その結果、応答曲率がおおよそ降伏曲率になる高さまでが塑性ヒンジ区間という結果となる。



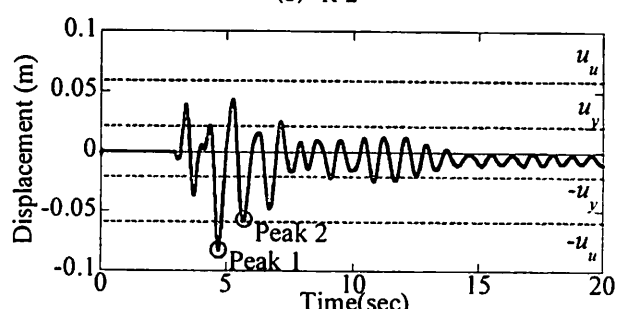
(a) R-1



(b) R-2



(c) I-1



(d) I-2

図-6 橋脚基部に対する上部ブロック重心位置における橋軸直角方向応答変位 (UCB-Titech)

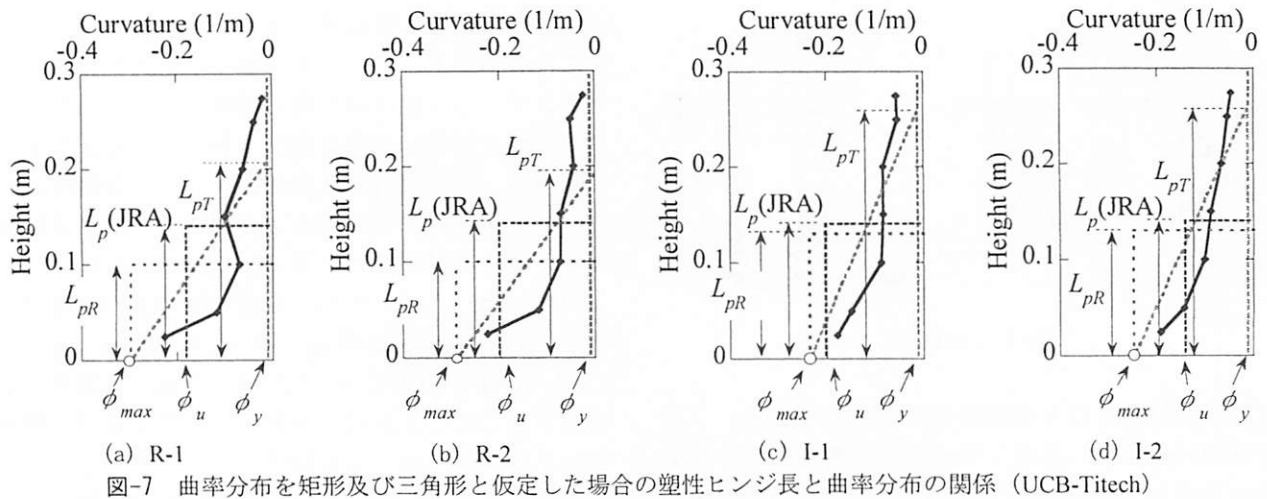
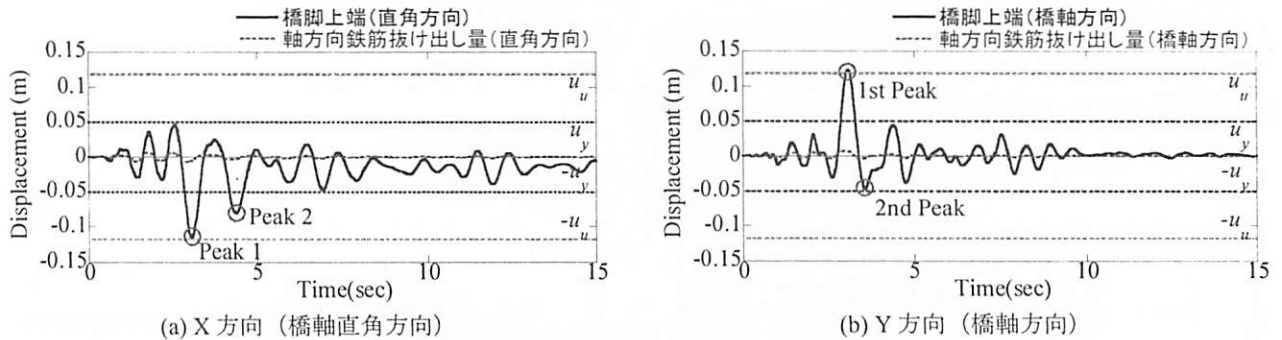


表-1 曲率分布を矩形及び三角形と仮定した場合の塑性ヒンジ長 (UCB-Titech)

| 供試体 |        | 降伏曲率<br>$\phi_y$ (1/m) | 最大曲率<br>$\phi_{max}$ (1/m) | 降伏変位<br>$u_y$ (m) | 最大変位<br>$u_{max}$ (m) | 塑性ヒンジ長<br>$L_{pR}$ (m) | 塑性ヒンジ長<br>$L_{pT}$ (m) |
|-----|--------|------------------------|----------------------------|-------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| I-1 | Peak 1 | 0.0131                 | -0.234                     | 0.0237            | -0.090                | 0.14                   | 0.29                   |
|     | Peak 2 |                        | -0.141                     |                   | -0.056                | 0.12                   | 0.24                   |
| I-2 | Peak 1 | 0.0121                 | -0.248                     | 0.0212            | -0.083                | 0.12                   | 0.25                   |
|     | Peak 2 |                        | -0.094                     |                   | -0.045                | 0.14                   | 0.27                   |
| R-1 | Peak 1 | 0.0113                 | -0.297                     | 0.0189            | -0.082                | 0.10                   | 0.21                   |
|     | Peak 2 |                        | 0.144                      |                   | 0.049                 | 0.10                   | 0.21                   |
| R-2 | Peak 1 | 0.0099                 | -0.290                     | 0.0175            | -0.077                | 0.10                   | 0.20                   |
|     | Peak 2 |                        | -0.173                     |                   | -0.053                | 0.10                   | 0.20                   |



## (2) 土木研究所 (PWRI01模型)

図-8に橋脚基部に対する橋脚上端 (橋脚基部から2.5m) の相対変位を示す。図中には、参考のため、フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しによって生じる橋脚上端の応答変位と、道路橋示方書から算出される降伏及び終局変位を示す。これによれば、橋脚及び橋軸直角方向の応答変位は降伏変位 ( $u_y=0.05$  m) 及び終局変位 ( $u_u=0.12$  m) を超過していることがわかる。

図-9に、相対変位が橋軸及び橋軸直角方向で1番目及び2番目に最大となる時の曲率分布を示す。なお、図中に道路橋示方書に基づく塑性ヒンジ長

(=300 mm)、式(18)および(21)から算出される塑性ヒンジ長 ( $L_{pR}$  及び  $L_{pT}$ )、ファイバー要素解析から求まる橋脚基部の降伏曲率  $\phi_y$  (=0.00758 /m) 及び終局曲率  $\phi_u$  (=0.025 /m) を示す。

これによれば、道路橋示方書による塑性ヒンジ区間より高い位置まで (橋脚基部~400 mm) 降伏曲率を上回る応答曲率が生じていること、また、橋脚基部の最大曲率はファイバー要素解析から求まる終局曲率の8~17倍と大きい応答が生じている。

また、軸方向鉄筋のフーチング抜け出しを考慮した橋脚上端の水平変位に基づいて算出される塑性ヒンジ長 ( $L_{pR}$  及び  $L_{pT}$ ) は、道路橋示方書に基づく

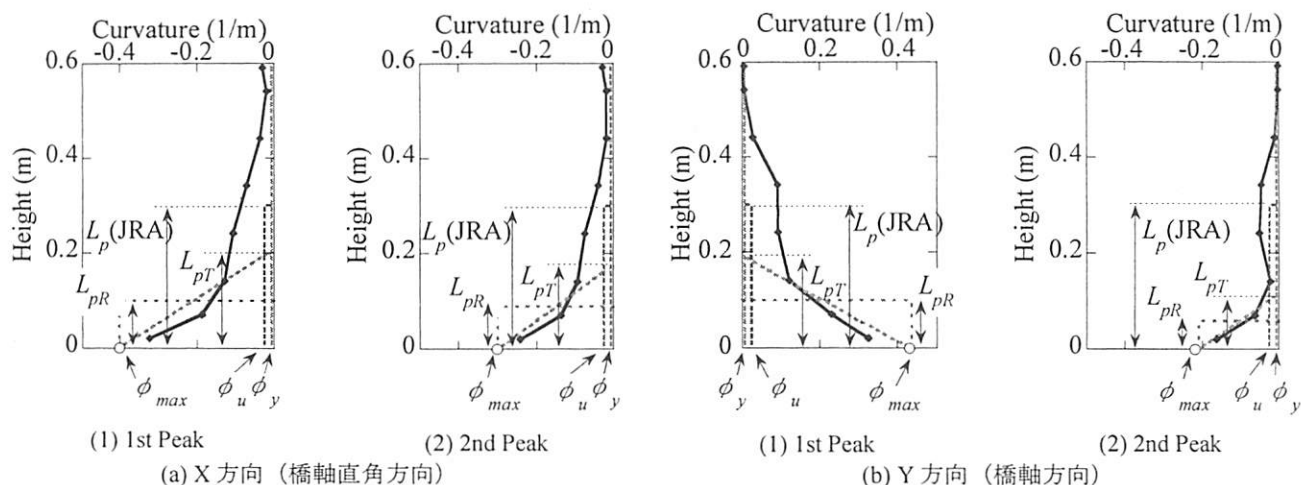
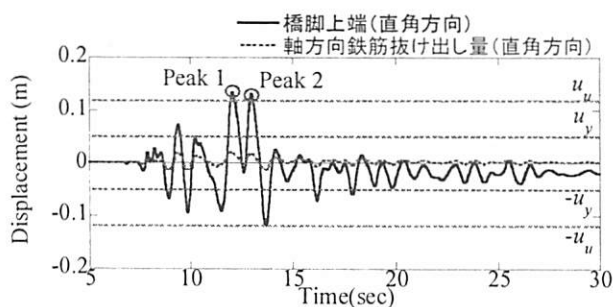


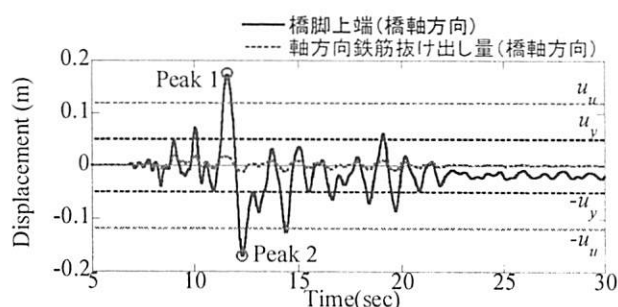
図-9 曲率分布を矩形及び三角形と仮定した場合の塑性ヒンジ長と曲率分布の関係 (PWRI)

表-2 各ピーク時における塑性ヒンジ長の解析結果 (PWRI)

| 方向     |        | 降伏曲率<br>$\phi_y$ (1/m) | 最大曲率<br>$\phi_{max}$ (1/m) | 降伏変位<br>$u_y$ (m) | 応答変位<br>$u_{max}$ (m) | 塑性ヒンジ長<br>$L_{pR}$ (m) | 塑性ヒンジ長<br>$L_{pT}$ (m) |
|--------|--------|------------------------|----------------------------|-------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 橋軸直角方向 | Peak 1 | 0.00758                | -0.403                     | 0.0505            | -0.110                | 0.10                   | 0.20                   |
|        | Peak 2 |                        | -0.301                     |                   | -0.078                | 0.09                   | 0.17                   |
| 橋軸方向   | Peak 1 |                        | 0.435                      |                   | 0.116                 | 0.10                   | 0.19                   |
|        | Peak 2 |                        | -0.207                     |                   | -0.044                | 0.06                   | 0.11                   |



(a) X 方向 (橋軸直角方向)



(b) Y 方向 (橋軸方向)

図-10 橋脚天端 (7.5m 位置) における相対変位 (E-Defense)

塑性ヒンジ長より短くなるが、(表-2参照) これは、橋脚基部の最大応答曲率が断面計算から求まる終局曲率を大幅に上回っている影響である。

### (3) E-Defense (C1-1模型)

図-10に、橋脚基部に対する橋脚上端 (7.5m) の相対変位を示す。なお、図中にはフーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しによって生じる橋脚上端の変位と、道路橋示方書から算出される降伏及び終局変位を示す。これによれば、橋軸及び橋軸直角方向の応答変位は降伏変位 ( $u_y=0.05$  m) 及び終局変位 ( $u_u=0.12$  m) を超過していることがわかる。

図-11に、相対変位が橋軸及び橋軸直角方向で1番目及び2番目に最大となる時の曲率分布を示す。なお、図中に道路橋示方書に基づく塑性ヒンジ長

(=900 mm)、式(18)および(21)から算出される塑性ヒンジ長 ( $L_{pR}$  及び  $L_{pT}$ )、ファイバー要素から算出される降伏曲率  $\phi_y$  (=0.00269 /m) 及び終局曲率  $\phi_u$  (=0.0134 /m) を示す。これによれば、道路橋示方書で定義されている塑性ヒンジ長位置の曲率は降伏曲率となっている。ただし、橋脚基部の最大応答曲率は大幅に終局曲率  $\phi_u$  を上回っている点に留意する。また、軸方向鉄筋のフーチング抜け出しを考慮した橋脚上端の水平変位に基づいて算出される塑性ヒンジ長 ( $L_{pR}$  及び  $L_{pT}$ ) は、道路橋示方書に基づく塑性ヒンジより短くなるが、(表-3参照) これは、橋脚基部の最大応答曲率が断面計算から求まる終局曲率を大幅に上回っている影響であると考えられる。



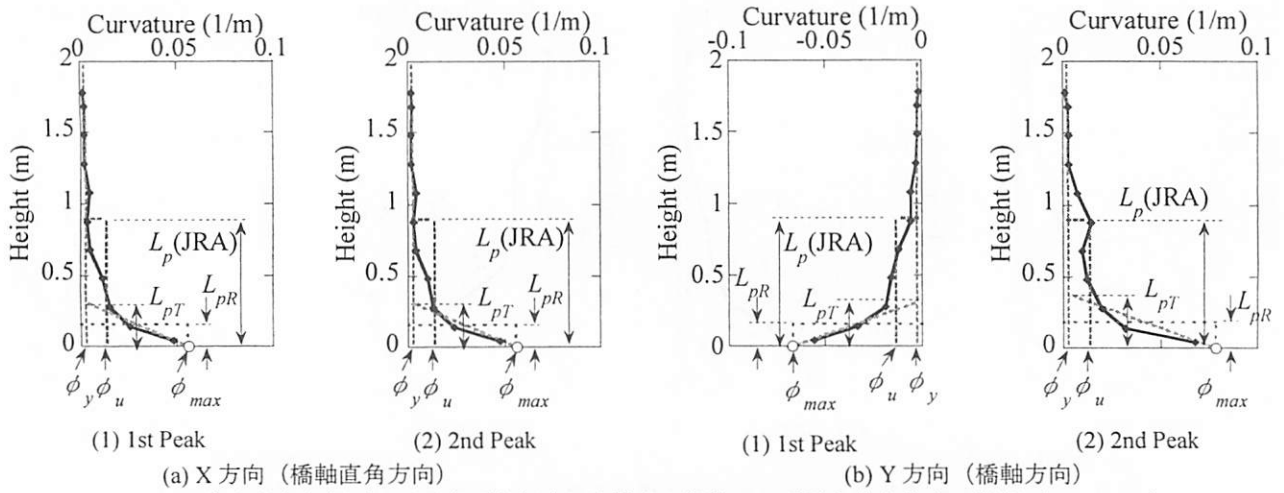


図-11 曲率分布を矩形及び三角形と仮定した場合の塑性ヒンジ長と曲率分布の関係 (E-Defense)

表-3 各ピーク時における塑性ヒンジ長の解析結果 (E-Defense)

| 方向     |        | 降伏曲率<br>$\phi_y$ (1/m) | 最大曲率<br>$\phi_{max}$ (1/m) | 降伏変位<br>$u_y$ (m) | 応答変位<br>$u_{max}$ (m) | 塑性ヒンジ長<br>$L_{pR}$ (m) | 塑性ヒンジ長<br>$L_{pT}$ (m) |
|--------|--------|------------------------|----------------------------|-------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 橋軸直角方向 | Peak 1 | 0.00269                | 0.0571                     | 0.0505            | 0.113                 | 0.16                   | 0.31                   |
|        | Peak 2 |                        | 0.0555                     |                   | 0.112                 | 0.16                   | 0.31                   |
| 橋軸方向   | Peak 1 |                        | 0.0785                     |                   | 0.156                 | 0.19                   | 0.38                   |
|        | Peak 2 |                        | -0.0667                    |                   | -0.158                | 0.23                   | 0.46                   |

## 6. 結論

振動台加振実験から得られた橋脚基部付近の応答曲率を用いて、曲率分布を矩形ブロックとした場合と三角形にした場合の塑性ヒンジ長を検討した。まだ、一般的な特性を示すには至っていないが、本解析から得られた知見を示すと以下の通りである。

- 1) 橋脚基部の曲率を用いて曲率分布を矩形と仮定すると、塑性ヒンジ長は橋脚幅の約1/8程度となる。
- 2) 橋脚基部の曲率を用いて曲率分布を三角形と仮定すると、塑性ヒンジ長は橋脚幅の約1/4程度となる。
- 3) 今後、フーチングからの軸方向鉄筋の抜けだしの影響と橋脚基部の曲率の与え方を含めて、さらに

塑性ヒンジ長の適切な設定法に関して検討していく必要がある。このためには、信頼できる曲率の実験データが必要である。

## 参考文献

- 1) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G.M.: Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley & Sons, New York, 1996. (川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998)
- 2) 武村浩志, 川島一彦, 運上茂樹, 星隈順一: 繰り返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価, 鋼構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 869-880, 1997.