

E-ディフェンス震動実験における曲率の測定精度に関する検討

松崎裕¹・佐々木智大²・川島一彦³

¹正会員 修(工) 東京工業大学助教 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)

²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(同上)

³フェロー会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻(同上)

1. はじめに

RC橋脚の変形性能を評価する際には、道路橋示方書¹⁾に限らず、橋脚基部の塑性ヒンジ区間におけるモーメント-曲率関係を評価し、橋脚高さ方向に曲率を積分することで得られる橋脚天端の変位として変形性能を評価することが広く行われている。こうした変形性能の評価には、塑性ヒンジ区間における曲率分布と塑性ヒンジ長の両者に関する検討が必要不可欠であり、星隈ら²⁾の研究や川島ら³⁾の研究など、各種の研究がなされてきている。しかし、いずれも静的正負交番繰り返し載荷実験による検討であり、震動台実験など動的な載荷条件下における検討はなされていない。一方、独立行政法人防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設E-Defenseを用いた橋梁耐震実験研究においては、橋脚基部の塑性ヒンジ区間に曲率測定用変位計が設置されており、それを用いて塑性ヒンジ区間における曲率分布が評価できるだけでなく、橋脚基部から7.5mの高さにある橋脚天端における変位もワイヤー式変位計によって計測されている。

そこで、本研究では、曲率を積分して得られる橋脚天端での変位と、ワイヤー式変位計によって計測された変位とを比較し、曲率の測定精度に関する検討を行う。

2. 検討対象とする震動台実験

検討対象とする震動台実験は、独立行政法人防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設E-Defenseを用いた橋梁耐震実験研究において2008年

に実施された、現行基準に基づいて設計されたRC橋脚実験(C1-5実験)の実地震レベル100%の1回目および2回目の加振実験である。

その詳細については、参考文献4), 5)を参照されたいが、曲率測定用変位計は、N方向の位置とS方向の位置およびE方向の位置とW方向の位置のそれぞれの組み合わせで設置されており、N方向とS方向にある曲率測定用変位計による変位に基づいてNS方向(橋軸直角方向)の曲率が評価され、E方向とW方向にある曲率測定用変位計による変位に基づいてEW方向(橋軸方向)の曲率が評価される。

3. 曲率および変位の算定法

橋脚基部から i 番目と $(i+1)$ 番目の曲率棒の間に設置されている曲率測定用変位計で測定される鉛直方向相対変位のうち、N方向(W方向)の変位計による鉛直方向相対変位を $v_{i,+}$ 、反対側のS方向(E方向)の変位計による鉛直方向相対変位を $v_{i,-}$ と表記する。このとき、時刻 t における i 番目と $(i+1)$ 番目の曲率棒の間の区間における回転角の変化 $\Delta\theta_i(t)$ について、N方向(W方向)の変位を増加させる向きを正として定義すると、次式で表される。

$$\Delta\theta_i(t) = -\frac{v_{i,+}(t) - v_{i,-}(t)}{l_i} \quad (1)$$

ここに、 l_i は橋脚基部から i 番目と $(i+1)$ 番目のN方向(E方向)とS方向(W方向)の曲率測定用変位計間の距離である。

橋脚基部から i 番目と $(i+1)$ 番目の曲率棒の間の区間における平均曲率 $\phi_i(t)$ は次式で算定される。

$$\phi_i(t) = \frac{\Delta\theta_i}{h_i} \quad (2)$$

ここに、 h_i は橋脚基部から i 番目と $(i+1)$ 番目の曲率棒の間の距離である。

式(2)で算定される平均曲率 $\phi_i(t)$ を用いれば、橋脚基部から i 番目と $(i+1)$ 番目の曲率棒の間の区間における回転角 $\theta(x, t)$ は次のように算定される。

$$\theta(x, t) = \int_{x_i}^x \phi_i(t) dx + \theta_i(t) = \phi_i(t)(x - x_i) + \theta_i(t) \quad (3)$$

式(3)で表される回転角を積分して、橋脚基部から i 番目と $(i+1)$ 番目の曲率棒の間の区間における水平変位 $u(x, t)$ は、橋脚基部から i 番目の曲率棒の位置における水平変位 $u_i(t)$ を用いて次のように表せる。

$$\begin{aligned} u(x, t) &= \int_{x_i}^x \theta(x, t) dx + u_i(t) \\ &= \frac{1}{2} \phi_i(t)(x - x_i)^2 + \theta_i(t)(x - x_i) + u_i(t) \end{aligned} \quad (4)$$

橋脚基部から $(i+1)$ 番目の曲率棒の位置である $x = x_{i+1}$ を式(3)、式(4)に代入して整理すると、 $(i+1)$ 番目の曲率棒の位置における回転角 $\theta_{i+1}(t)$ や水平変位 $u_{i+1}(t)$ は次のように表せる。

$$\theta_{i+1}(t) = \phi_i(t)h_i + \theta_i(t) \quad (5)$$

$$u_{i+1}(t) = \frac{1}{2} \phi_i(t)h_i^2 + \theta_i(t)h_i + u_i(t) \quad (6)$$

最も高い位置に設置されている曲率棒、すなわち橋脚基部から 10 番目の曲率棒よりも上の範囲については、橋脚天端と 10 番目の曲率棒の位置の間で曲率が線形分布していると仮定する。このとき、橋脚基部から 9 番目と 10 番目の曲率棒の間の平均曲率 ϕ_9 を用いて、任意の位置 x における曲率 $\phi(x, t)$ は次のように表せる。

$$\phi(x, t) = \phi_9(t) \frac{H - x}{H - x_{10}} \quad (7)$$

ここに、 H は橋脚高さ ($H=7500\text{mm}$) である。

式(7)の曲率分布を積分し、橋脚基部から 10 番目の位置における回転角 θ_{10} を用いて、それよりも上側の任意の位置 x における回転角 $\theta(x, t)$ を表すと、次のようになる。

$$\begin{aligned} \theta(x, t) &= \int_{x_{10}}^x \phi(x, t) dx + \theta_{10}(t) \\ &= \frac{\phi_9(t)}{2(H - x_{10})} \{ (H - x_{10})^2 - (H - x)^2 \} + \theta_{10}(t) \end{aligned} \quad (8)$$

式(8)で表される回転角をさらに積分し、橋脚基部から 10 番目の位置における水平変位 $u_{10}(t)$ を用いて、それよりも上側の任意の位置 x における水平変位 $u(x, t)$ を表すと、次のようになる。

$$\begin{aligned} u(x, t) &= \int_{x_{10}}^x \theta(x, t) dx + u_{10}(t) \\ &= \frac{\phi_9(t)}{2} (H - x_{10})(x - x_{10}) \\ &\quad + \frac{\phi_9(t)}{6(H - x_{10})} \{ (H - x)^3 - (H - x_{10})^3 \} \\ &\quad + \theta_{10}(t)(x - x_{10}) + u_{10}(t) \end{aligned} \quad (9)$$

式(9)に橋脚天端の位置 $x=H$ を代入すると、橋脚天端における水平変位 $u_T(t)$ は次のように表せる。

$$u_T(t) = \frac{\phi_9(t)}{3} (H - x_{10})^2 + \theta_{10}(t)(H - x_{10}) + u_{10}(t) \quad (10)$$

一方、橋脚基部に最も近い曲率測定用変位計によって測定された変位は、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響を受けている。従って、曲率測定用変位計の測定結果に基づいて、橋脚躯体のみの変形による橋脚天端の変位を求める場合には、その抜け出し量に対応する変位を差し引き、橋脚基部の曲率を評価する必要がある。なお、フーチング底面で軸方向鉄筋は折り曲げ定着されており、また、後述するように定着位置付近では十分に小さなひずみとなっていることを考慮して、軸方向鉄筋の定着部 ($x=-h_B$) では、ひずみが 0 であると仮定して、以下のようにフーチング内軸方向鉄筋の抜け出し量 $s_F(t)$ を評価する。

$$s_F(t) = \int_{-h_B}^0 \varepsilon(x, t) dx = \sum_{i=1}^N \frac{\varepsilon_{i-1}(t) + \varepsilon_i(t)}{2} h_{F,i} \quad (11)$$

ここに、 $\varepsilon_i(t)$ はフーチング内軸方向鉄筋の定着部から数えて i 番目のひずみゲージで測定された軸方向鉄筋のひずみである。 $\varepsilon_0(t)$ は軸方向鉄筋の定着位置でのひずみであり、前記したように $\varepsilon_0(t)=0$ と仮定する。 $h_{F,i}$ は軸方向鉄筋の定着位置から数えて $(i-1)$ 番目と i 番目のひずみゲージ間の距離である。また、 N はフーチング内軸方向鉄筋 1 本に貼付されたひずみゲージの枚数 ($N=7$) である。

式(11)で算定されるフーチング内軸方向鉄筋の抜け出し変位を用いると、橋脚基部における境界条件としての橋脚躯体の回転角 $\theta_b(t)$ および橋脚基部における水平変位 $u_b(t)$ は次のように表現できる。

$$\theta_b(t) = -\frac{s_{F,+}(t) - s_{F,-}(t)}{l_0} \quad (12)$$

$$u_b(t) = 0 \quad (13)$$

ここに、 $s_{F,+}(t)$ および $s_{F,-}(t)$ はそれぞれ N 方向 (W 方向) および S 方向 (E 方向) にあるフーチング内軸方向鉄筋の抜け出し変位である。また、 l_0 はフーチング上面と橋脚基部に最も近い曲率棒との間の曲

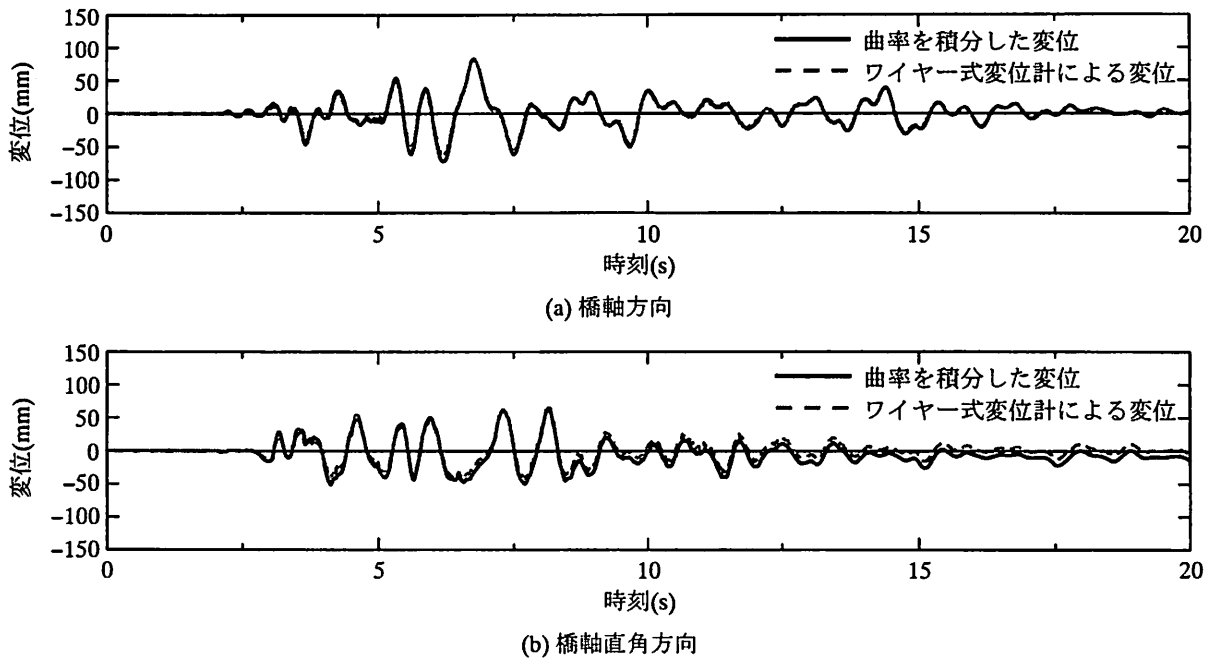


図-1 橋脚天端における応答変位(1回目の実地震レベル 100%加振)

率測定用変位計間の距離である。

また、フーチング軸方向鉄筋の抜け出し変位分を補正した、フーチング上面と橋脚基部に最も近い曲率棒との間の区間の回転角の変化 $\Delta\theta_0(t)$ は次式で算定される。

$$\Delta\theta_0(t) = -\frac{\{v_{0,+}(t) - s_{F,+}(t)\} - \{v_{0,-}(t) - s_{F,-}(t)\}}{l_0} \quad (14)$$

ここに、 $v_{0,+}(t)$ はフーチング上面と橋脚基部に最も近い曲率棒との間の曲率測定用変位計によって測定された N 方向(W 方向)の鉛直変位、 $v_{0,-}(t)$ はその S 方向(E 方向)の鉛直変位である。

従って、フーチング上面と橋脚基部に最も近い曲率棒の間の区間における平均曲率は、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響を差し引くと、次のように評価される。

$$\phi_0(t) = \frac{\Delta\theta_0}{h_0} \quad (15)$$

ここに、 h_0 はフーチング上面と橋脚基部に最も近い曲率棒との距離である。

式(15)を用いて、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出し分を補正してフーチング上面と橋脚基部から 1 番目の曲率棒との間の平均曲率が評価されるが、式(5)、式(6)において、フーチング上面を 0 番目の曲率棒における回転角および水平変位と見なせば、式(5)、式(6)は $i=0$ の場合にも成立する。

以上をまとめると、式(2)および式(15)に基づいて、各区間の平均曲率を算定し、式(12)および式(13)を境界条件として、式(5)、式(6)を $i=0,1,\dots,9$ と順次

用いることで、 $\theta_{10}(t)$ 、 $u_{10}(t)$ が算定される。以上の手順を経ることで、最終的に、式(10)によって橋脚天端の水平変位 $u_T(t)$ を評価することができる。

また、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響を差し引いた橋脚躯体の応答変位 $u_c(t)$ は、式(12)で表される橋脚基部における回転角に起因した橋脚天端の変位を差し引き、次のように算定できる。

$$u_c(t) = u_T(t) - H\theta_b(t) \quad (16)$$

4. 曲率の測定精度およびフーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響

(1) 1 回目の実地震レベル 100%加振

ワイヤー式変位計によって測定された橋脚基部から 7.5m 位置での変位と、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響を補正せずに曲率を積分して得られた変位の比較を図-1 に示す。なお、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響を補正していないのは、ワイヤー式変位計によって測定される変位は、橋脚躯体の変形とフーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響が反映された変位だからである。橋軸方向については、全時刻で両者の一致度はよいが、橋軸直角方向については、最大応答変位以降の領域については位相は同一でありながら、基線がずれた応答変位となっている。以上のように、細かい部分で相違は認められるものの、曲率を高さ方向に積分して求めた変位はワイヤー式変位計による橋脚の天端の応答変位を概ね良好に評価できている。

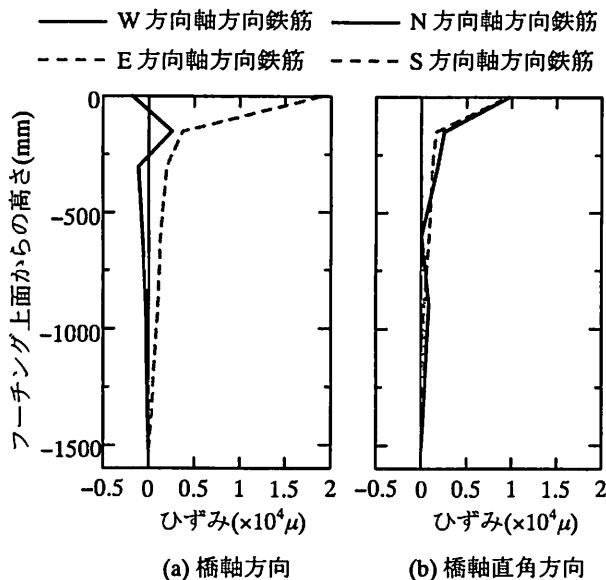


図-2 フーチング内軸方向鉄筋のひずみ分布
(1回目の実地震レベル 100%加振, $t=6.745s$)

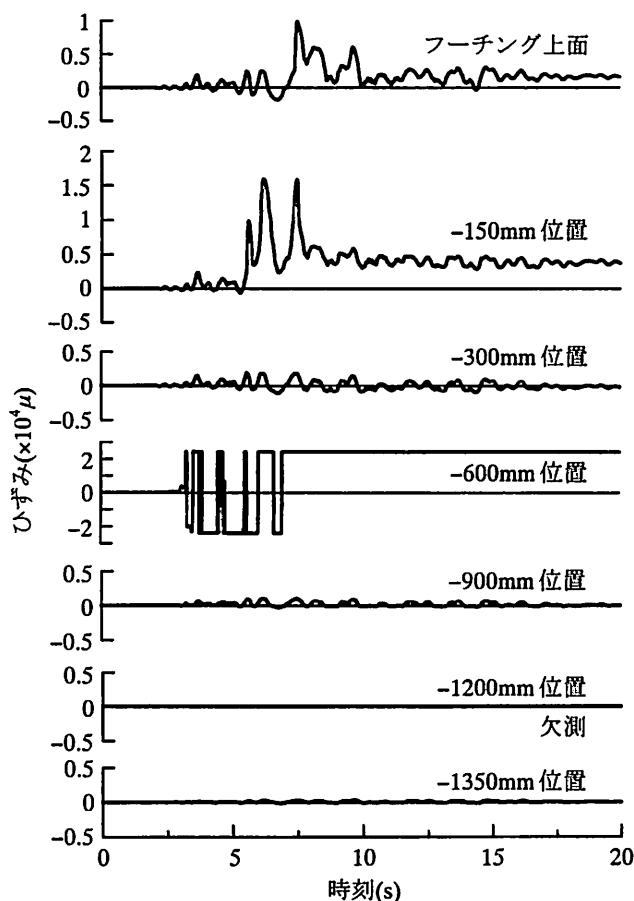


図-3 W方向の位置にあるフーチング内軸方向鉄筋のひずみ (1回目の実地震レベル 100%加振)

続いて、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出し分を差し引いて、橋脚躯体の応答変位を算定する。図-2に、橋軸方向と橋軸直角方向の変位を合成した変位が最大となった時刻 $t=6.745s$ におけるフーチング内

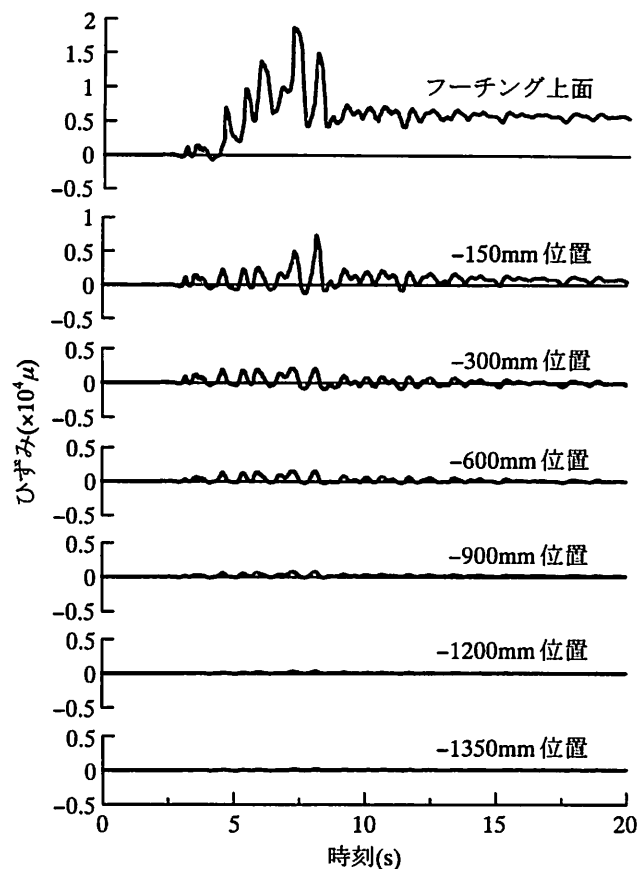


図-4 S方向の位置にあるフーチング内軸方向鉄筋のひずみ (1回目の実地震レベル 100%加振)

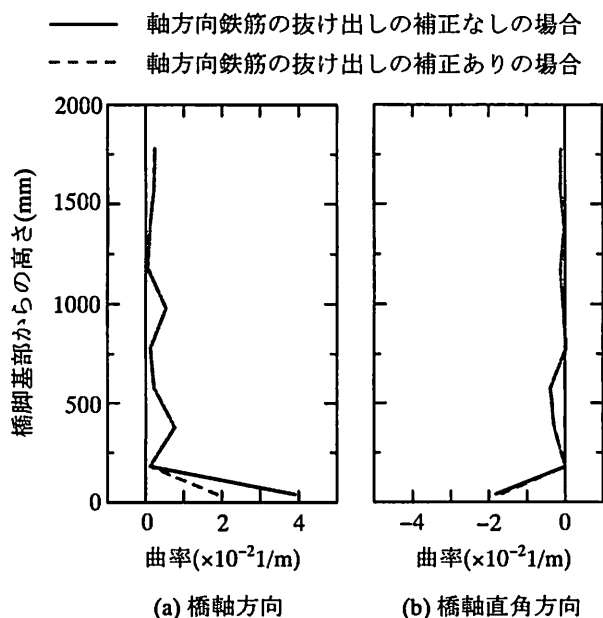
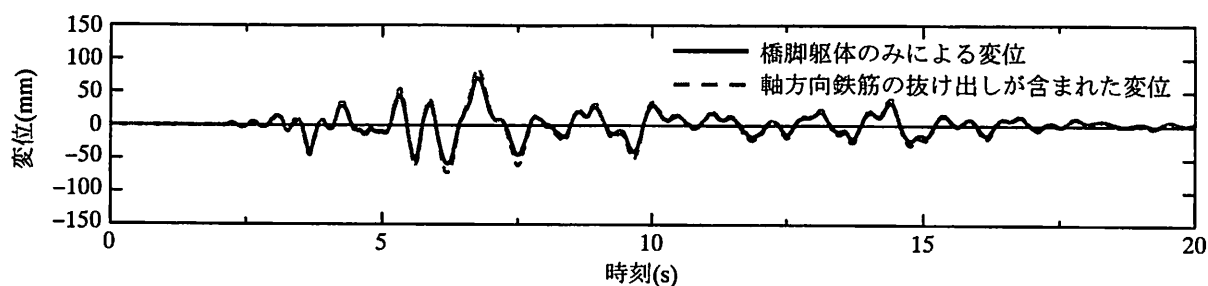
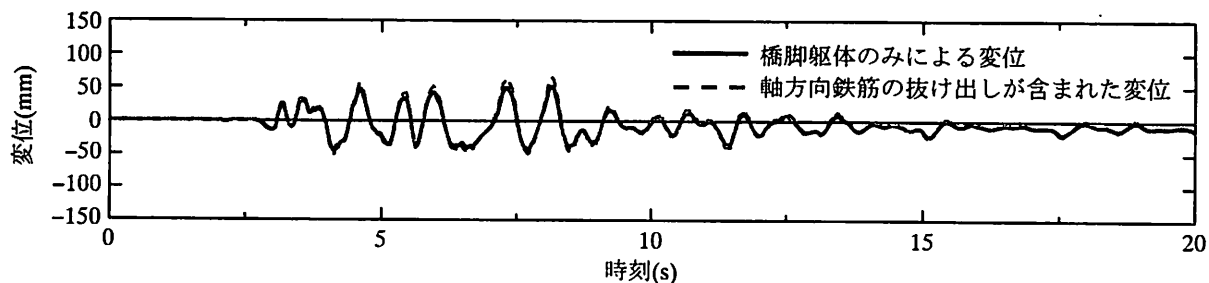


図-5 橋脚塑性ヒンジ区間の曲率分布
(1回目の実地震レベル 100%加振, $t=6.745s$)

軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。ただし、ひずみ分布の算定に当たって、図-3に示したように、ひずみデータが欠測である W 方向の軸方向鉄筋のフーチング上面から-1200mm の位置や、-600mm 位置のよ

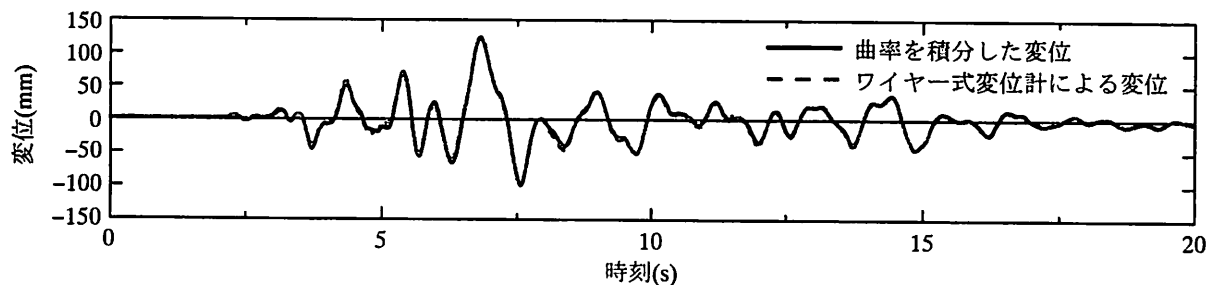


(a) 橋軸方向

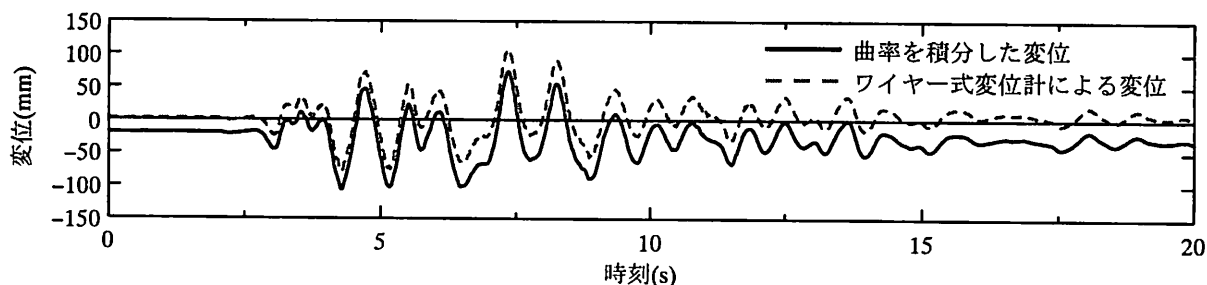


(b) 橋軸直角方向

図-6 橋脚躯体のみの応答変位(1回目の実地震レベル 100%加振)



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-7 橋脚天端における応答変位(2回目の実地震レベル 100%加振)

うに異常なひずみデータが得られている場合には、当該位置の高さ方向で前後の位置でのひずみを線形補間して算定している。図-1 から分かるように、同時刻において橋脚は南西方向に変形しているが、図-2 によれば、E, N, S の各方向にあるフーチング内軸方向鉄筋が抜け出していることが分かる。SW 方向に変形しているにも関わらず、S 方向にある軸方向鉄筋に抜け出しの変位があるのは不思議ではあるが、同方向にあるフーチング内軸方向鉄筋については、図-4 に示したように特にフーチング上面におい

て、最大応答変位が生じる時刻以前から引張側でのひずみ履歴があり、その影響が抜け出し変位に表れている。そのため、最大応答変位時には、NS 両方向にある軸方向鉄筋は同程度の抜け出し量となっている。その結果、図-5 に示すように、橋軸直角方向の曲率分布は、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響の補正の有無に関わらず、同様の曲率分布となっている。また、橋軸方向の曲率分布については、抜け出し分の補正により、橋脚基部における曲率は半減している。

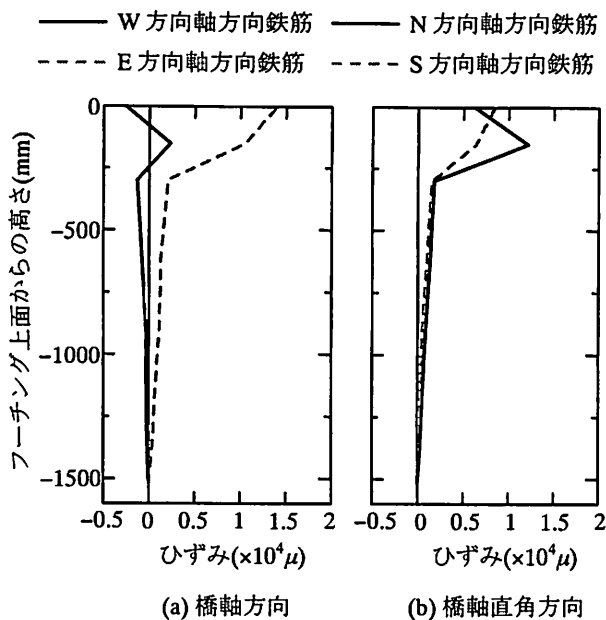


図-8 フーチング内軸方向鉄筋のひずみ分布
(2回目の実地震レベル 100%加振, $t=6.820s$)

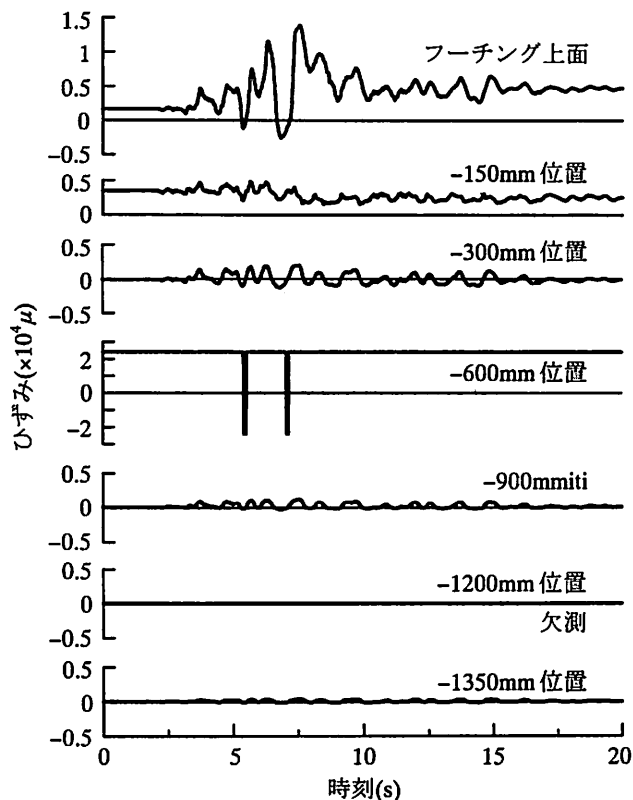


図-9 W方向の位置にあるフーチング内軸方向鉄筋のひずみ(2回目の実地震レベル 100%加振)

以上のフーチング内軸方向鉄筋の抜け出し分の補正を行って、橋脚躯体のみの応答変位を算定した結果を図-6に示す。なお、図中で軸方向鉄筋の抜け出しの影響が含まれた変位は、曲率を積分して得られた変位である。図から明らかなように、最大応答変位付近などで軸方向鉄筋の抜け出しによる変位増分

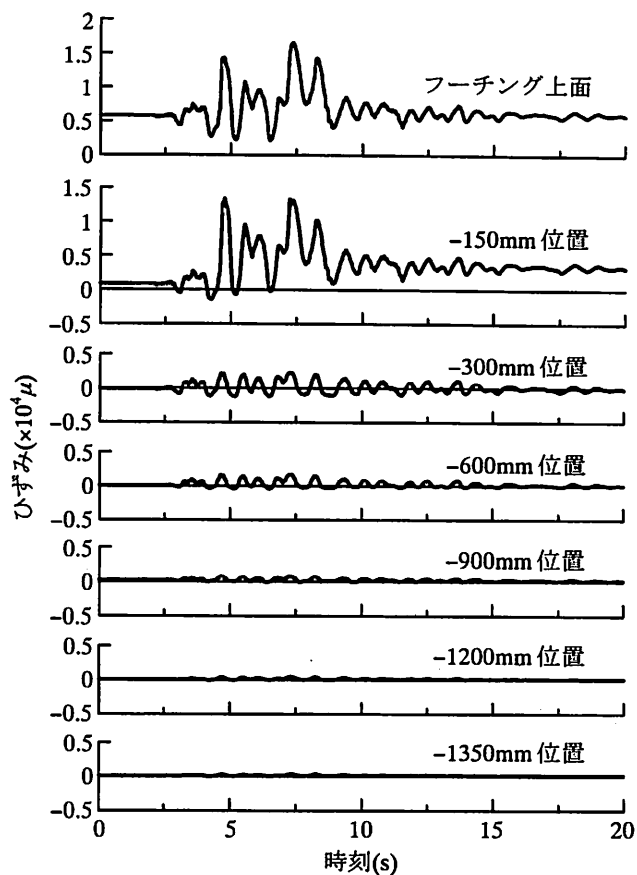


図-10 S方向の位置にあるフーチング内軸方向鉄筋のひずみ(2回目の実地震レベル 100%加振)

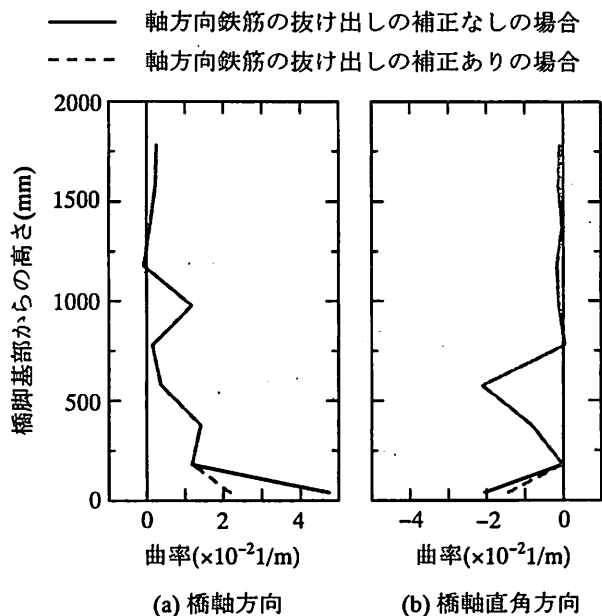


図-11 橋脚塑性ヒンジ区間の曲率分布
(2回目の実地震レベル 100%加振, $t=6.820s$)

が特に顕著に表れている。橋軸方向の最大応答変位は橋脚躯体のみの変形分が 70.2mm、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響が含まれた変位は 82.9mm であり、抜け出しの影響によって最大応答変位が 18.1%増加している。同様に、橋軸直角方向

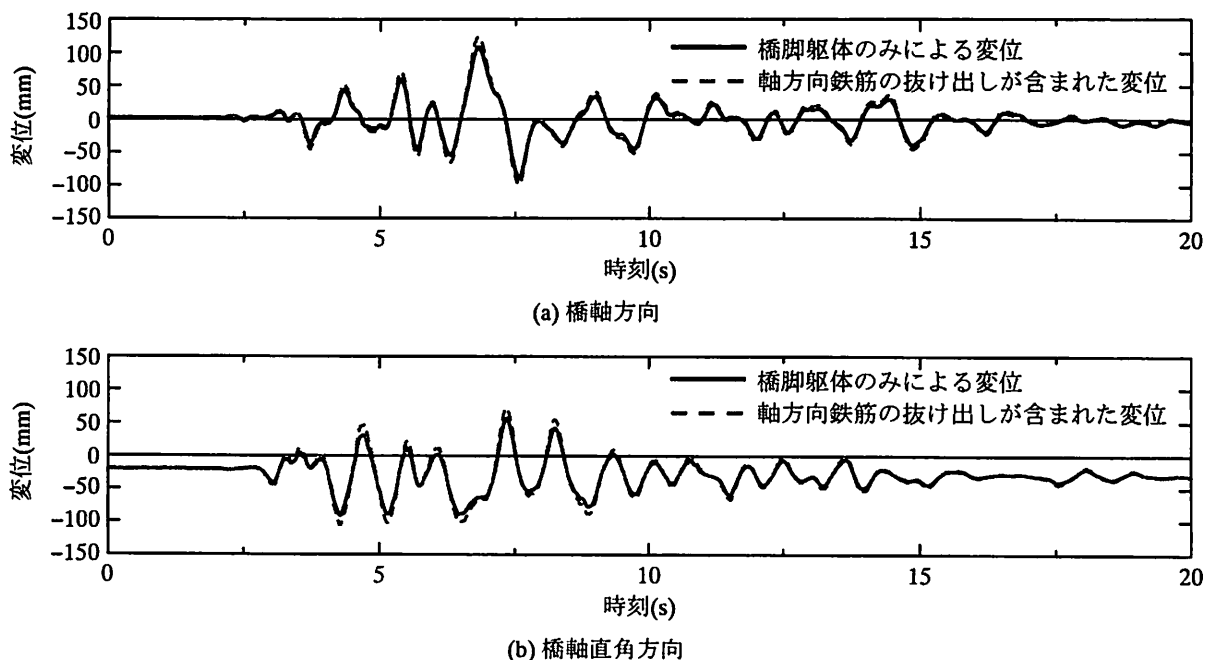


図-12 橋脚躯体のみの応答変位(2回目の実地震レベル 100%加振)

の最大応答変位は、橋脚躯体の変形分が 50.8mm であるのに対し、抜け出しの影響によって 64.0mm まで 25.9%増加している。

(2) 2回目の実地震レベル 100%加振

ワイヤー式変位計によって測定された橋脚基部から 7.5m 位置での変位と、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響を補正せずに曲率を積分して得られた変位の比較を図-7 に示す。1 回目の加振と同様に、橋軸方向についてはよく一致しているが、橋軸直角方向については位相は同一でありながら、基線がずれた変位となっている。

続いて、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出し分を差し引いて、橋脚躯体の応答変位を算定する。図-8 に、橋軸方向と橋軸直角方向の変位を合成した変位が最大となった時刻 $t=6.820s$ におけるフーチング内軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。図-7 から分かるように、同時刻において橋脚は SW 方向に変形しているが、1 回目の加振と同様に、E, N, S の各方向のフーチング内軸方向鉄筋が抜け出している。これは、図-8 に示されるように、最大応答変位が生じる時刻において、W 方向にある鉄筋にはほとんど引張ひずみが生じていないものの、S 方向にある軸方向鉄筋には、フーチングの深さ方向にわたって引張ひずみが生じているからである。W 方向と S 方向にある軸方向鉄筋のひずみ履歴を図-9 および図-10 に示すが、図-3 および図-4 に示した 1 回目の加振の際のそれぞれの方向のひずみ履歴との比較からも明らかなように、加振を繰り返すことにより、特にフーチング上

面の例に見られるように、引張ひずみが残留する傾向が認められる。図-11 には最大応答変位時の曲率分布を示すが、図-5 に示した 1 回目の加振における最大応答変位時の曲率分布と比較すると、橋脚基部における曲率が増加しているだけでなく、大きな曲率が生じる位置がより上方まで広がっていることが示されている。そして、1 回目の加振と同様に、橋軸方向の曲率分布については、抜け出し分の補正により、橋脚基部における曲率は大きく低減しているが、それに比較して橋軸直角方向にはあまり抜け出しの影響は認められない。

以上のフーチング内軸方向鉄筋の抜け出し分の補正を行って、橋脚躯体のみの応答変位を算定した結果を図-12 に示す。図から明らかなように、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響を補正した上であっても、基線は同様にずれているが、軸方向鉄筋の抜け出しの影響による橋脚天端の変位の増加は、1 回目の加振と同様に最大応答変位付近で特に顕著に表れている。なお、軸方向鉄筋の抜け出しの補正を行った上でも、図-7 に示したワイヤー式変位計によって計測された変位と比較して基線がずれていることから、今後、橋脚塑性ヒンジ部での曲率を積分して変位を求める過程で用いている曲率のデータの妥当性について検討を行う必要がある。

5. まとめ

本研究では、独立行政法人防災科学技術研究所の

実大三次元震動破壊実験施設E-Defenseを用いた橋梁耐震実験研究で実施された、現行の耐震基準に基づいて設計されたC1-5橋脚の実験結果を活用し、曲率を橋脚高さ方向に積分して得られる橋脚天端の変位とワイヤー式変位計により計測された同位置における変位の比較を行うとともに、橋脚天端の応答変位に及ぼすフーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響について検討した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- 1) 橋脚基部における曲率測定用変位計から算定される曲率を橋脚高さ方向に積分して得られる橋脚天端の変位と、ワイヤー式変位計による同位置の変位は、1回目の実地震レベル100%加振実験結果については概ね良好な対応を示した。
- 2) 2回目の実地震レベル100%加振実験結果を用いた場合には、曲率を高さ方向に積分して得られた変位は、ワイヤー式変位計による変位に比較して基線がずれているものの、その位相はよく対応している。加振を繰り返した場合に基線がずれる理由については、今後、橋脚基部における曲率データの妥当性を含めて、詳細な検討が必要である。
- 3) 1回目の実地震レベル100%加振実験の結果に基づくと、フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しの影響

により、橋軸方向の最大応答変位は18.1%増加しており、橋軸直角方向の最大応答変位は25.9%増加していた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2002。
- 2) 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法，構造工学論文集，Vol.44A，pp.877-888，1998。
- 3) 川島一彦，庄司学，榊原泰造：矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.46A，pp.767-776，2000。
- 4) 右近大道，梶原浩一，川島一彦：E-Defenseを用いた実大RC橋脚(C1-5橋脚)震動破壊実験報告，第12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，2009。
- 5) 佐々木智大，川島一彦，松崎裕，右近大道，梶原浩一：E-ディフェンスを用いた現行基準で設計されたRC橋脚の破壊特性に関する検討，第12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，2009。