

剛性低下型履歴モデルの残留変位に関する検討

尾山靖史・矢部正明

正会員（株）長大 構造事業部 構造防災室（〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6）

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震の橋梁被害を踏まえて改訂された道路橋示方書V耐震設計編には、地震後に橋脚に生じる残留変位に対する照査が導入されている。これは、地震後に橋脚に生じる残留変位が大きくなると、復旧工事が困難となるため、地震後に橋脚に生じる残留変位を復旧可能な程度に留めようというものである。道路橋示方書では、橋脚に生じる残留変位 δ_r を、エネルギー一定則によって求めた応答塑性率 μ と、我が国の地盤上で観測されたマグニチュードM6.5以上の強震記録63成分に対して剛性低下を伴わないバイリニア型の履歴特性を有する橋脚に対して求めた残留変位応答スペクトル C_R ¹⁾より算出している。実務設計では、この残留変位に対する照査によってその断面諸元が決定されるRC橋脚もあり、ときには、この照査を満足するために、RC橋脚の断面寸法を大きくする必要が生じることがある。しかし、主たる塑性化を橋脚基部付近の塑性ヒンジ区間に生じさせるためには、基礎構造の降伏耐力とのバランスから、RC橋脚の断面寸法の拡大が困難な場合もある。このような場合には、残留変位を上述したような簡易的な方法によって求めるのではなく、非線形動的解析を行い、直接、橋脚の上部構造慣性力作用位置における応答変位波形から残留変位を求め、その値が橋脚の許容残留変位よりも小さいことを確認することにより、照査を満足させることがある。

RC橋脚に生じる残留変位を非線形動的解析によって求める場合、履歴モデルは、Takedaモデルのような剛性低下型の履歴モデルが用いられる。しかし、我が国においては、Takedaモデルのような剛性低下型の履歴特性を支配するパラメーターをどのように設定すればRC橋脚の繰返し載荷実験結果や加震実験結果を再現できるかという検討は十分行われておらず、それぞれのパラメーターは、解析者が個別に設定しているのが実状である。剛性低下型の履歴特性は、降伏剛性、降伏変位、降伏後の2

次剛性ととも除荷・再載荷時の剛性（通常、降伏剛性と最大応答塑性率の関数として表される）という4つのパラメーターによってその特性を概ね表すことができる。降伏剛性、降伏変位は、対象とするRC断面の配筋と作用する軸力の大きさによって定まるため、この2つのパラメーターは客観的に定まる量である。また、降伏後の2次剛性も、対象とするRC断面の配筋と作用する軸力の大きさによって定める場合と、RC橋脚の繰返し載荷実験に基づいて降伏後の2次剛性=0とする場合の2つの場合があり、やはり、客観的に定まる量である。しかし、除荷・再載荷時の剛性は、我が国の橋脚の繰返し載荷実験に基づいた提案は少なく²⁾、多くの解析者が、Takedaモデルのオリジナルペーパーでの推奨値³⁾を盲目的に用いているだけである。Takedaモデルのような剛性低下型の履歴モデルでは、除荷剛性が初期剛性よりも小さくなるため剛性低下を伴わないバイリニアモデルよりも系に生じる残留変位は小さくなることが知られている⁴⁾。このように、RC橋脚に生じる残留変位を非線形動的解析によって求める場合は、解析者の個々の判断によって定められている除荷剛性が、RC橋脚に生じる残留変位に大きな影響を及ぼすと考えられる。本報告では、RC橋脚の履歴モデルとして良く用いられているTakeda型モデルの除荷剛性の値によって、RC橋脚に生じる残留変位がどのように変化するかを解析的に検討したものである。また、平成7年兵庫県南部地震で倒壊したピルツ橋のRC橋脚の断面寸法（径）を $\phi 3\text{m}$ 、 $\phi 4\text{m}$ 、 $\phi 5\text{m}$ と変化させて、道路橋示方書V耐震設計編に基づいて耐震設計し、断面寸法の大きさの違いが残留変位に与える影響についても検討した。

2. 解析モデルと解析条件

図-1に、解析モデルを示す。解析モデルは、橋脚を等価重量と橋脚の降伏剛性（1次剛性）からなる1自由度系モデルとした。減衰定数は0.02とし、減衰マトリックスは1自由度系の1次剛性 K_1 に比例する剛性比例型

とした。橋脚の非線形特性は、図-1に示すように降伏変位 δ_y で1次剛性から2次剛性へと変化するバイリニアの骨格曲線を有する非線形せん断バネでモデル化した。1次剛性 K_1 は、降伏耐力 P_y を降伏変位 δ_y で除したものである。ここでは、系の降伏固有周期を、0.5秒、1.0秒、1.5秒の3種類とした。降伏後の2次剛性 K_2 は、式(1)に示すように橋脚の1次剛性と2次剛性の比 γ （以下、剛性比とする）が0.0となるように定めた。

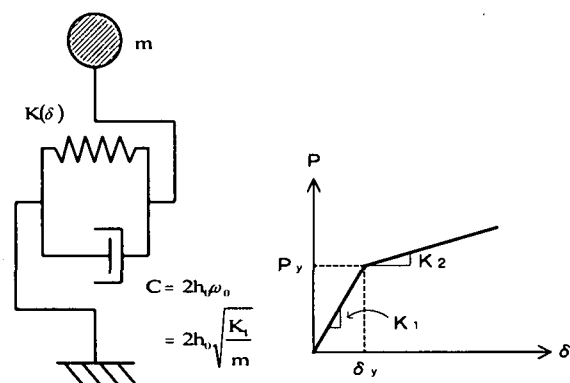


図-1 解析モデル

$$\gamma = \frac{K_2}{K_1} \dots \dots \dots (1)$$

解析では、図-2に示すように非線形動的解析より得られる系の最大応答塑性率 μ_m （最大応答変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除した値）が目標とした塑性率と等しくなるまで1次剛性 K_1 を固定しながら、降伏耐力 P_y を繰り返し変化させた。目標とした塑性率は2, 4, 6, 8の4種類である。

$$\mu_m = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \dots \dots \dots (2)$$

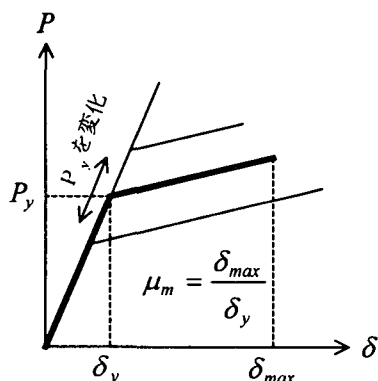


図-2 繰り返し計算による目標応答塑性率

橋脚の履歴モデルは、前述したように剛性低下を伴うTakeda型モデルとした。入力地震動は、道路橋示方書に規定された地震時保有水平耐力法に用いるタイプII地震の標準加速度波形3波（II-I-1, II-II-1, II-III-1）

である。解析ケースは後述するTakeda型モデルの除荷時剛性低下指数3種類を考慮すると、192ケースとなる。

3. 残留変位の算出方法

橋脚の残留変位は、非線形動的解析より得られた橋脚の応答変位波形より求めた。残留変位は、地震動の入力が終わった後、系の自由振動が一定値に収まった時の応答変位 δ_R と定義する¹⁾。解析では、地震動終了後、十分に継続時間の長い零の加速度を入力することによって、系の自由振動が一定値に収まる時の応答変位を求めた。

図-3は、ここで用いた履歴モデルのひび割れ点を見視したTakeda型バイリニアモデルの最大応答変位 δ_{max} と、系に生じ得る最大残留変位量 δ_{Rmax} （以下、可能最大残留変位とする）の関係を示したものである。図より、可能最大残留変位量 δ_{Rmax} は、式(3)によって与えられる。

$$\delta_{Rmax} = \left\{ -\gamma \mu_m^{\alpha+1} + (\gamma - 1) \mu_m^\alpha + \mu_m \right\} \delta_y \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 α はTakeda型モデルの除荷時剛性低下指数 α である。

ひびわれを見視した場合のTakeda型モデルの除荷時剛

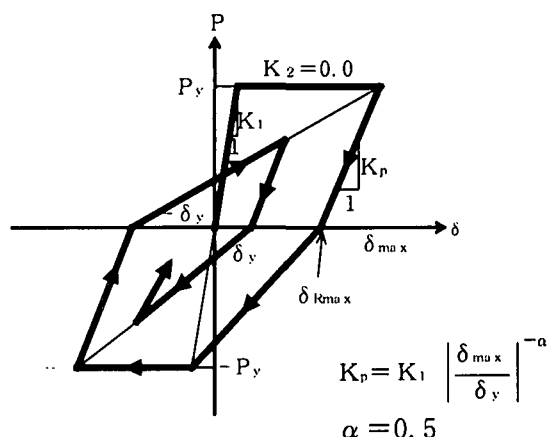


図-3 Takeda型モデルの可能最大残留変位

性 K_r は、除荷時剛性低下指数 α より、式(4)によって与えられる。

$$K_r = K_1 \left| \frac{\delta_m}{\delta_y} \right|^{-\alpha} = K_1 \left| \mu_m \right|^{-\alpha} \dots \dots \dots (4)$$

ここでは、除荷時剛性低下指数 α を0.4, 0.5, 0.6の3種類に変化させて、除荷時剛性低下指数がRC橋脚の残留変位に与える影響を検討する。なお、Takeda型モデルのオリジナルペーパーでは、除荷時剛性低下指数として $\alpha = 0.4$ が推奨されている。さらに、非線形動的解析より得られる残留変位 δ_R と可能最大残留変位 δ_{Rmax} との

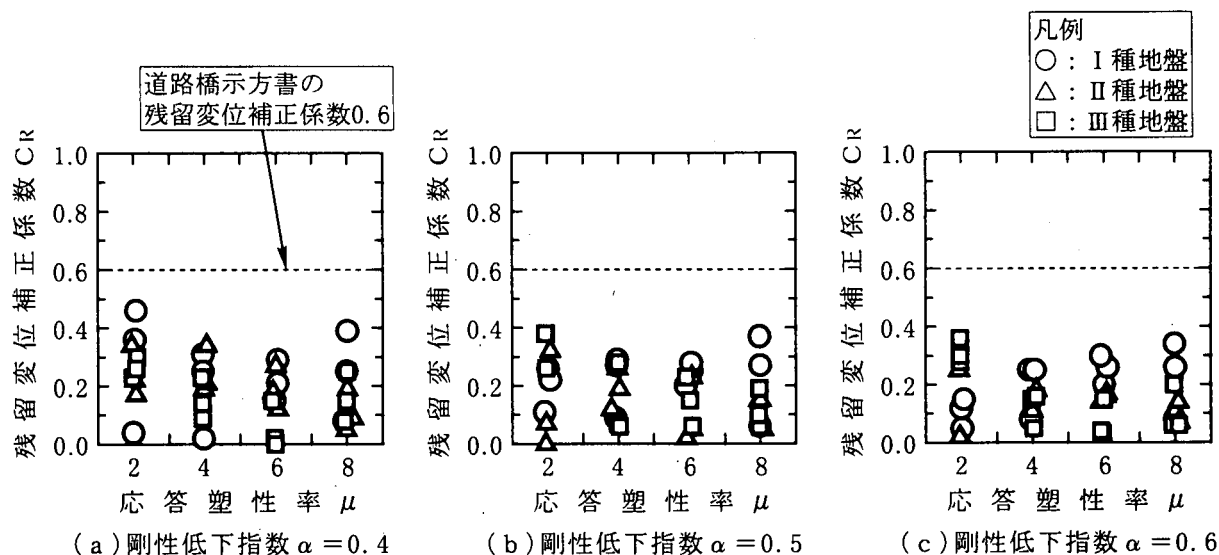


図-4 非線形動的解析より得られた残留変位 (残留変位補正係数 C_R)

関係を川島らの研究¹⁾にならって、式(5)のように定義し、道路橋示方書に規定された残留変位補正係数 C_R と比較した。

$$C_R = \frac{|\delta_R|}{\delta_{Rmax}} \dots\dots\dots (5)$$

4. 除荷時剛性低下指数 α の違いが残留変位に与える影響

図-4は、非線形動的解析より得られる残留変位 δ_R と可能最大残留変位 δ_{Rmax} から、式(5)に示した残留変位補正係数 C_R を求めて、道路橋示方書に規定されたRC橋脚 ($\gamma = 0.0$) に対する残留変位補正係数 $C_R = 0.6$ と比較したものである。図では、横軸に系の目標応答塑性率、縦軸に非線形動的解析と式(3)、式(5)より得られた残留変位補正係数 C_R を示している。

図より、非線形動的解析より得られた残留変位補正係数 C_R の値は、道路橋示方書の残留変位補正係数 $C_R = 0.60$ に比較して小さく、一部のケースを除いた多くのケースにおいて0.4以下となっている。これは、道路橋示方書V耐震設計編の残留変位補正係数 C_R は、剛性低下を伴うTakeda型モデルよりも残留変位が大きく得られる剛性低下を伴わないバイリニアモデル⁴⁾を用いた検討結果に基づいているからである。また、非線形系に生じる残留変位は、入力地震動によって大きく変化する¹⁾ため、道路橋示方書V耐震設計編の残留変位補正係数 C_R は入力地震動の不規則性に対する配慮もなされていると考えられる。

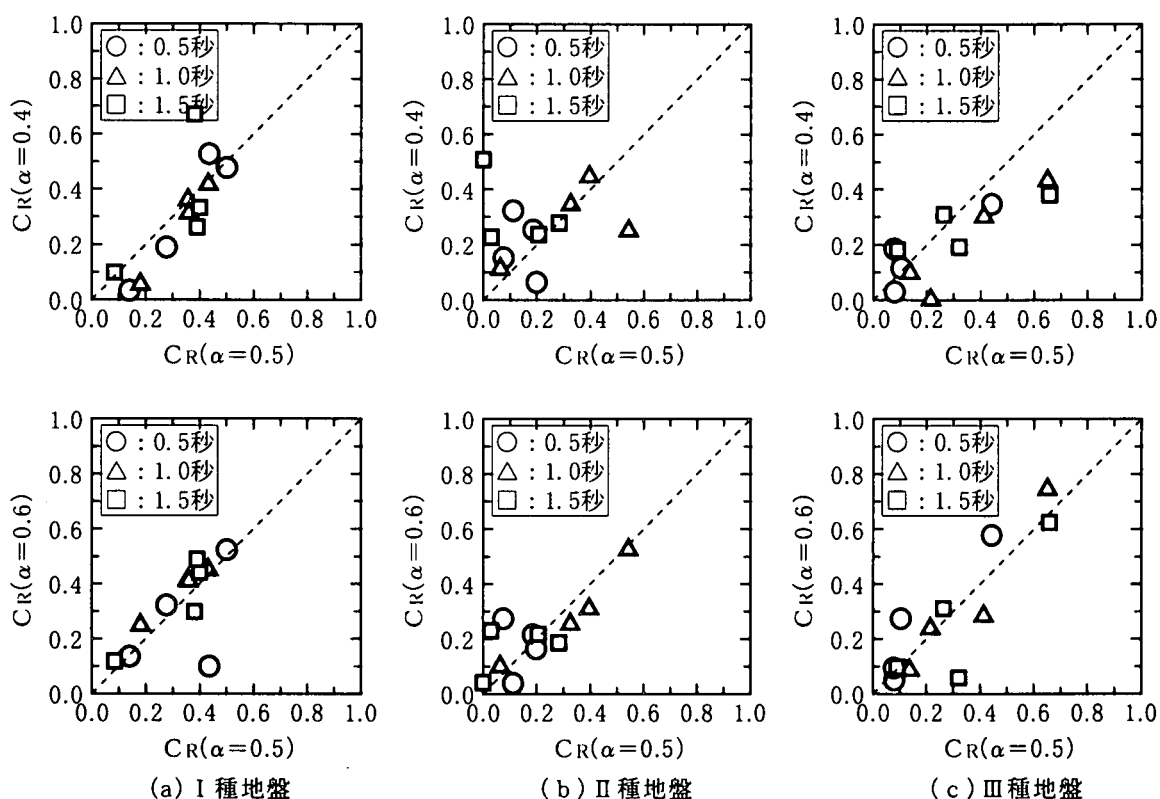
図-5は、除荷時剛性低下指数の違いが残留変位に与える影響を残留変位補正係数 C_R によって示したものである。図では横軸に除荷時剛性低下指数 $\alpha = 0.5$ とした非線形動的解析より得られた残留変位補正係数 C_R 、縦軸に除荷時剛性低下指数 $\alpha = 0.4, 0.6$ とした非線形動的解析より得られた残留変位補正係数 C_R を示している。図の(1)は、非線形動的解析より得られた残留変位補正係数 C_R を系の固有周期ごとに整理したものであり、図の(2)は系の目標応答塑性率 μ ごとに整理したものである。

図より、一部のケースの残留変位補正係数 C_R が45°ライン上を大きく離れているが、全般的には除荷時剛性低下指数 α の違いが、残留変位補正係数 C_R に与える影響は、小さいことがわかる。

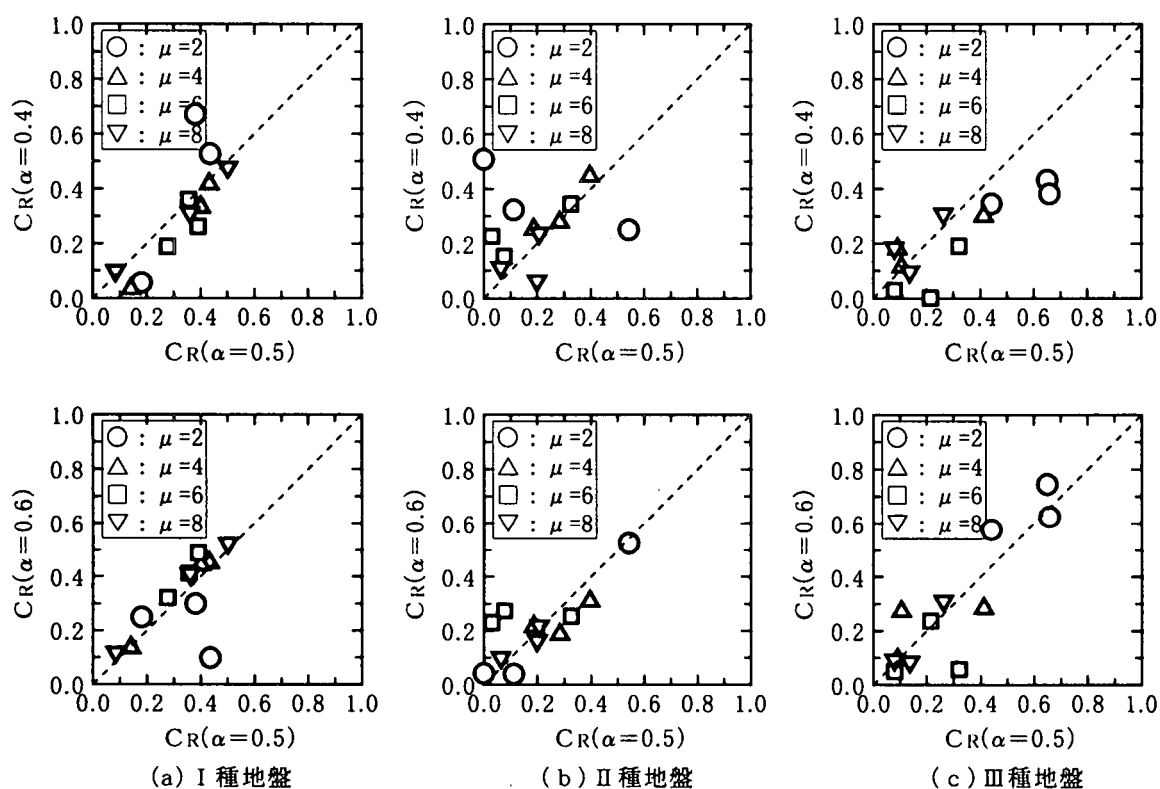
I種地盤では、 $\alpha = 0.4$ と $\alpha = 0.5$ の固有周期1.5秒、応答塑性率2と、 $\alpha = 0.5$ と0.6の固有周期0.5秒、応答塑性率2を除けば、残留変位補正係数 C_R はほぼ45°ライン上にある。

II種地盤では、 $\alpha = 0.4$ と0.5の固有周期0.5秒、1.0秒、1.5秒における応答塑性率8, 2, 2と、 $\alpha = 0.5$ と0.6の固有周期0.5秒と1.5秒の応答塑性率6を除けば、残留変位補正係数 C_R はほぼ45°ライン上にある。

III種地盤では、II種地盤よりもさらにばらつきが大きくなっている。III種地盤で残留変位補正係数 C_R がほぼ45°ライン上にあるケースは、 $\alpha = 0.4$ と $\alpha = 0.5$ の固有周期0.5秒、応答塑性率2, 4, 6, 8、固有周期1.0秒、応答塑性率4, 8、固有周期1.5秒、応答塑性率4, 8と $\alpha = 0.5$ と $\alpha = 0.6$ の固有周期0.5秒、1.0秒、応答塑性率6, 8と、固有周期1.5秒、応答塑性率2, 4, 8である。



(1) 固有周期によって整理した場合



(2) 応答塑性率によって整理した場合

図-5 剛性低下指数の違いが残留変位（残留変位補正係数 C_R ）に与える影響

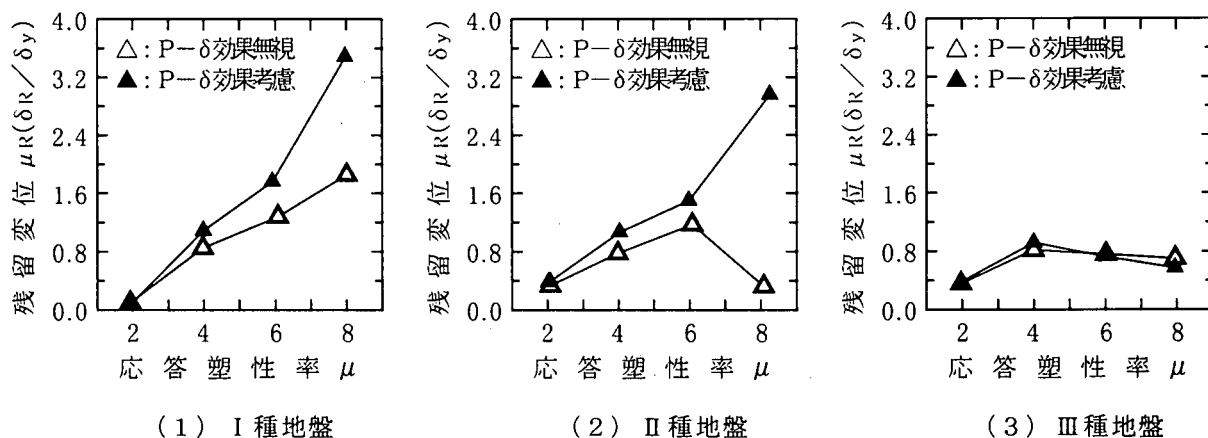


図-6 P- δ 効果が残留変位（残留変位補正係数 C_R ）に与える影響

5. P- δ 効果が残留変位に与える影響

RC橋脚に残留変位が生じる程の大きな塑性変形が生じる場合には、材料の非線形性のみならず、幾何学的非線形性の影響（以下、P- δ 効果とする）も大きくなると考えられる。図-6は、幾何学的非線形の影響が残留変位に与える影響を示したものである。ここでは、P- δ 効果の影響を上部構造死荷重によって橋脚に生じる初期軸力を考慮した線形化有限変位解析によって考慮した。対象とした系は、固有周期1.0秒の系である。解析では、Takeda型モデルの除荷時剛性低下指数を $\alpha=0.5$ とした。図では、横軸に系の目標応答塑性率 μ 、縦軸に非線形動的解析より得られた残留変位 δ_R を降伏変位 δ_y で除した値 $\mu_R (= \delta_R/\delta_y)$ を示してある。

図より、III種地盤を除けば、P- δ 効果を考慮した場合の残留変位は、P- δ 効果を無視した場合の残留変位に比較して大きいことがわかる。P- δ 効果の影響は、応答塑性率 μ が大きくなるとともに大きくなっている。特に、I種地盤、II種地盤の応答塑性率8ではその差が大きく、P- δ 効果を無視した時の2倍以上の残留変位が生じている。III種地盤では、P- δ 効果が残留変位に与える影響がほとんど現れていない。これは、応答塑性率を目標とする塑性率になるように降伏水平耐力 P_y を変化させる非線形動的解析では、入力地震動の地震動強度が小さい程、降伏水平耐力 P_y （もしくは降伏変位 δ_y ）が小さく得られるため、I種地盤やII種地盤の標準加速度波形に比較して弾性加速度応答スペクトルが小さいIII種地盤では、I種地盤やII種地盤に比較して非線形動的解析によって得られる系に生じる変形が小さいため、P- δ 効果の影響も小さく考えられる。以上より、系に生じる塑性変形が大きい場合には、P- δ 効果が残留変位に与える影響が大きいため、P- δ 効果の影響を無

視した残留変位は危険側の評価となることがあるといえる。

6. 断面寸法の違いが残留変位に与える影響

平成7年兵庫県南部地震で倒壊したピルツ橋（阪神高速道路）のRC橋脚（B515橋脚）の断面寸法（径）を $\phi 3m$ 、 $\phi 4m$ 、 $\phi 5m$ と変化させて、道路橋示方書V耐震設計編に基づいて耐震設計し、断面寸法の大きさの違いが残留変位に与える影響について検討した。図-7は、耐震設計さ

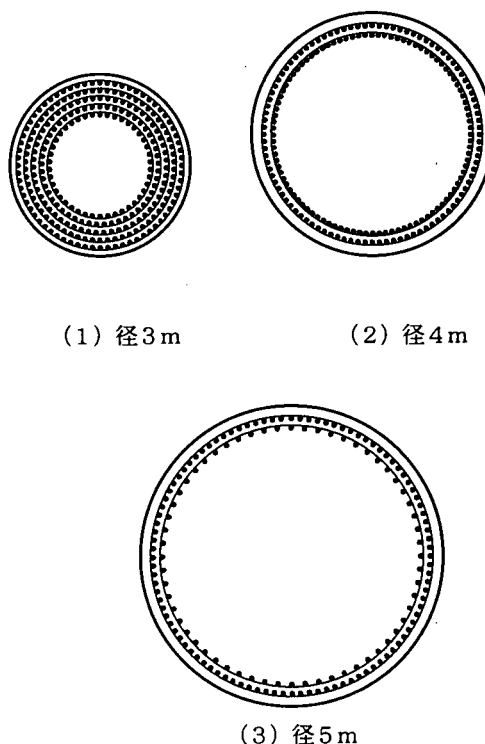


図-7 各橋脚の断面寸法

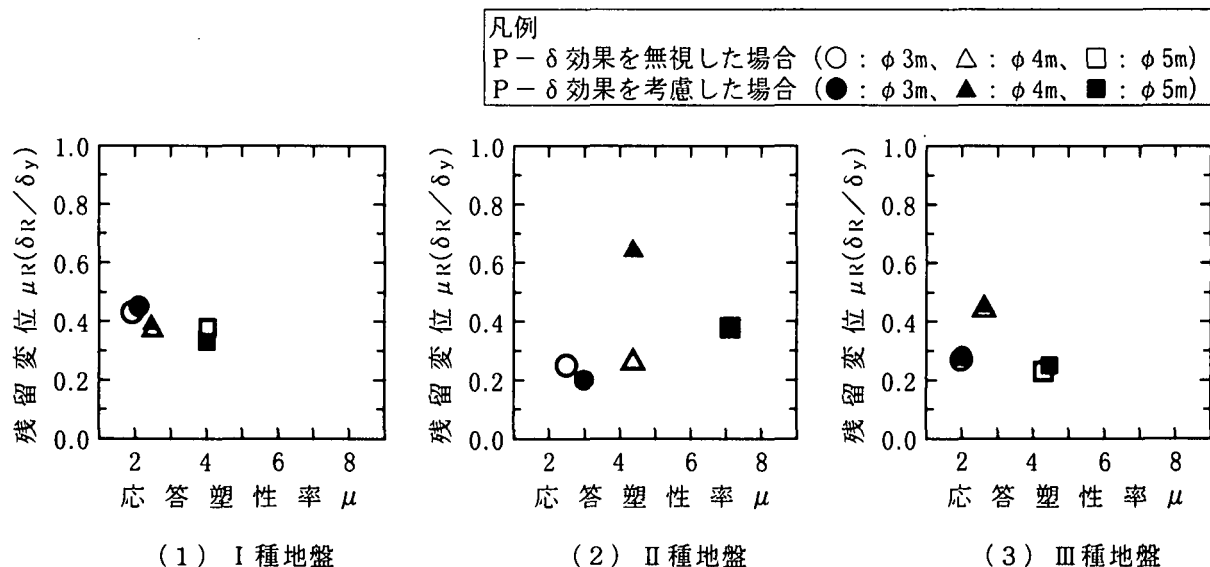


図-8 P- δ 効果が残留変位に与える影響

れた $\phi 3\text{m}$, $\phi 4\text{m}$, $\phi 5\text{m}$ の断面寸法 (配筋) を示したものである。 $\phi 3\text{m}$ の断面は D51 の軸方向鉄筋を 5 段配筋 (276 本), $\phi 4\text{m}$ の断面は D41 の軸方向鉄筋を 2 段配筋 (192 本), $\phi 5\text{m}$ の断面は D32 の軸方向鉄筋を 2 段配筋 (180 本) している。実際には, $\phi 3\text{m}$ のような配筋では施工は不可能であるが, ここでは, あくまでも断面の寸法の違いが残留変位に与える影響を検討するために $\phi 3\text{m}$ も検討対象とした。なお, 対象とした RC 橋脚の柱高さは約 14m, 上部構造死荷重は約 12740kN である。各断面を有する橋脚の降伏固有周期は, $\phi 3\text{m}$ では 0.69 秒 ($\phi 3\text{m}$), $\phi 4\text{m}$ では 0.57 秒 ($\phi 4\text{m}$), $\phi 5\text{m}$ では 0.48 秒となり, 断面寸法が大きくなる程, 橋脚の降伏剛性も大きくなっていることがわかる。各断面を有する橋脚の地震時保有水平耐力 P 。(タイプ II) は, $\phi 3\text{m}$ では 13985kN, $\phi 4\text{m}$ では 11750kN, $\phi 5\text{m}$ では 10359kN である。許容塑性率 μ_a (タイプ II) は, $\phi 3\text{m}$ では 2.9, $\phi 4\text{m}$ では 4.4, $\phi 5\text{m}$ では 6.2 となる。橋脚の耐震性能 (保有性能) は, 水平耐力は $\phi 3\text{m}$, $\phi 4\text{m}$, $\phi 5\text{m}$, 変形性能は $\phi 5\text{m}$, $\phi 4\text{m}$, $\phi 3\text{m}$ の順に優れていることがわかる。

図-8 は, $\phi 3\text{m}$, $\phi 4\text{m}$, $\phi 5\text{m}$ の断面を有する橋脚の非線形動的解析を行い, 断面寸法の違いが残留変位にどのような影響を与えるを示したものである。また, 図には P- δ 効果を見無視した非線形動的解析より得られた残留変位と P- δ 効果を考慮した非線形動的解析より得られる残留変位を示してある。図は, 横軸に系の応答塑性率 μ , 縦軸に非線形動的解析より得られた残留変位 δ_R を降伏変位 δ_y で除した値 $\mu_R (= \delta_R / \delta_y)$ を示している。図より, 各橋脚の応答塑性率 μ は, $\phi 5\text{m}$, $\phi 4\text{m}$, $\phi 3\text{m}$ の順に大きくなっており, 変形性能 (許容塑性率 μ_a) が大きいほど, 応答塑性率も大きくなっている。残留変位 μ_R と橋

脚の応答塑性率 μ との間には, 明確な傾向はみられないことがわかる。橋脚の断面寸法と残留変位の大きさに着目すると, I 種地盤では $\phi 3\text{m}$, $\phi 4\text{m}$, $\phi 5\text{m}$, II 種地盤では $\phi 5\text{m}$, $\phi 4\text{m}$, $\phi 3\text{m}$, III 種地盤では $\phi 4\text{m}$, $\phi 3\text{m}$, $\phi 5\text{m}$ の順に残留変位が大きくなっており, 断面寸法の大小, 保有水平耐力の大小, 変形性能の大小に関係なくばらついている。

P- δ 効果の影響は, II 種地盤の $\phi 4\text{m}$ を除けばほとんど現れておらず, 実用上無視できることがわかる。

7. まとめ

ここで対象とした橋脚と入力地震動の数は少ないが, Takeda 型モデルの除荷時剛性低下指数 α , P- δ 効果の影響の有無が非線形動的解析より得られる橋脚の残留変位にどのような影響を及ぼすかに関する基本的な傾向を得ることができた。本解析の範囲で得られた結果を以下に示す。

- 1) Takeda 型モデルの除荷時剛性低下指数 $\alpha = 0.4, 0.5, 0.6$ の違いは, 非線形動的解析より得られる残留変位に大きな影響を与えないことが確認された。ただし, 残留変位と橋脚の固有周期, 応答塑性率, 入力地震動の間には明確な傾向が見られない。
- 2) Takeda 型モデルの除荷時剛性低下指数を $\alpha = 0.4, 0.5, 0.6$ と変化させた非線形動的解析より得られる残留変位を用いて残留変位補正係数 C_R を計算すると約 0.4 以下となり, 道路橋示方書 V 耐震設計

編に規定されるRC橋脚の残留変位補正係数

$C_R = 0.6$ よりも小さい。

- 3) $P-\delta$ 効果を考慮した非線形動的解析より得られる残留変位は、 $P-\delta$ 効果を無視した非線形動的解析よりも大きくなるため、今後、応答塑性率と $P-\delta$ 効果および残留変位の関係を検討していく必要がある。

謝辞

道路橋示方書V耐震設計編によるピルツ橋のRC橋脚の試設計は、(株)長大構造事業部漆原悟氏、板橋美保嬢にやって頂きました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 川島一彦, Gregory A. MACRAE, 星隈慎一, 長屋和広: 残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, No. 501, pp. 183-192, 1994
- 2) 武村浩志, 川島一彦: 鉄筋コンクリート橋脚の載荷履歴特性のモデル化, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 1001~1004, 1997.
- 3) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.M.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 4) Priestley, M.J.N, Seible, F. and Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996, 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998.