

2. 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能とその評価法

2-1 はじめに

構造物設計の国際化、要求の多様化、さらには構造物の維持管理や耐久性への具体的な取り組みの必要性、コスト縮減努力の成果の導入等を背景として、現在道路橋示方書では、性能照査型基準に向けた改訂作業が進められている。道路橋示方書における性能規定化の基本理念は、達成すべき「要求性能」と「それを満足することを照査する手法」を分離して明示することにより、従来画一的であった要求性能に対する解決方法を複数認め、その中からより優れた技術を引き出そうとするものである。

道路橋示方書V耐震設計編¹⁾（以下道示Vと呼ぶ）では、平成8年の改訂において橋の耐震性能が規定されており、性能明示という観点では既に明確になっている。しかしながら、耐震性能の照査法としては、依然画一的な規定のままであり、研究や技術開発の進展により新しい耐震性能の照査の考え方や新工法の部材が生まれても、それらを設計者の判断で直ちに設計に反映させることができないという問題がある。そこで、性能照査型基準としてよりわかりやすい示方書としていくために、要求する耐震性能とその照査方法を階層的に分離し、その対応関係を明確にするとともに、従来から適用されている震度法や地震時保有水平耐力法が耐震性能の照査方法の1つであるという位置づけを明確に記述していく方針で改訂作業を行っているところである。

本稿では、レベル2地震動に対する橋梁の耐震設計において主たる塑性ヒンジ部材となることが多い鉄筋コンクリート橋脚を対象として、その耐震性能の照査法に関する最近の研究等について紹介することにする。

2-2 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価法がどうして重要か？

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能は、耐震性能を評価する上で特に重要となることが多い。これは、一般に橋梁構造において鉄筋コンクリート橋脚が塑性ヒンジ部材として選定されることが多く、例えば、橋に対する耐震性能として、「限定された損傷にとどめる（道示V）」や「地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる（鉄道構造物等設計標準²⁾、以下鉄道標準と呼ぶ）」、「地震後に機能が短期間で回復でき、補強を必要としない（コンクリート標準示方書耐震設計編³⁾、以下標準示方書と呼ぶ）」ことを要求された場合、鉄筋コンクリート橋脚の損傷度や修復もしくは補強の難易が橋全体系の耐震性能を支配するためである。もちろん、橋脚に生じる損傷度や変形だけをチェックすることで橋全体系の耐震性能を照査したことにはならず、橋脚にそのような損傷が生じる時の基礎や支承等の他の部材の状態も併せて確認して、初めて橋全体系としての耐震性能が照査されることになることは言うまでもない。

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価が重要であるかは、設計計算プロセスにも直接反映されている。すなわち、鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率をいくつにするかによって断面が大きく変わってくることは、実際の設計実務をされている方であれば経験されたことがあると思われる。例えば、道示Vに規定されている地震時保有水平耐力法では、エネルギー一定側を適用

して許容塑性率に応じて等価水平震度を決めているし、また鉄道標準では、非線形応答スペクトルを用いて、目標塑性率に応じて所要降伏震度（道示Vにおける等価水平震度に相当）が定められることになる。設計実務においては、設計で考慮する塑性率の値が、等価水平震度や所要降伏震度を求めるための単なる「道具的な数字」として扱われがちであるが、本来、この値には耐震性能を説明する上で重要な情報が盛り込まれている。例えば、「塑性率が○程度であれば、大きなひびわれは生じますが、かぶりコンクリートの剥落はなく、補修も容易にできる損傷です。」や、「塑性率が○程度となると、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋が大きく座屈し、残留変位が生じることもあります。補修に時間を要することもあります。」等である。このような塑性率と損傷度の関係は、一義的に述べることができるような簡単なものではなく、構造条件等の様々なパラメータによって変化することがわかっており、設計で考慮する塑性率に関しては、これまでの多くの実験データや研究の蓄積を経てその設定法が構築されている。許容塑性率の設定には、一般に数多くのパラメータを入力して計算する必要があり、これは設計実務においては煩雑かもしれないが、耐震性能と直接関わる指標を算定していることを考慮すれば、面倒でも丁寧に計算することの必要性が理解できると思われる。

2-3 各設計基準における鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価法

橋梁の耐震設計において鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価がどのような位置づけにあるかについて述べたが、道路、鉄道、土木学会のそれぞれの機関が発刊する設計技術基準書等において適用されている塑性変形性能の評価手法について概説することにする。本来、構造物の用途等によらず、同一の鉄筋コンクリート構造であれば塑性変形性能は同等に評価されてしかるべきである。しかしながら、いずれの評価式も実験結果の統計的な分析に基づいて構築されたものであり、そのサンプルとなった実験データの範囲、あるいは降伏や終局の定義等が異なるために、同一の橋脚に対して3つの手法を適用して塑性率を算出した場合にも、必ずしも同等な結果とはならない場合がある。また、塑性変形性能を表わす指標の表現のしかたについても、許容塑性率、塑性率、靱性率等、統一されていない面もあり、ユーザーの立場から見れば非常に紛らわしい。このような点は、構造設計が性能照査型へと移行している情勢を踏まえると、耐震性能の照査方法の互換性という観点からは望ましいことではない。このことは、国内だけの話しではなく、海外の評価法とも互換性がないのが現状である。この点については、今後実験データの共有化等により、互換性のある評価手法の構築が必要であると感じていることを前置させていただく。

(1) 道示Vにおける塑性変形性能の評価法

①許容塑性率の定義

曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は、式(2.1)により算出されている。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (2.1)$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率

δ_y, δ_u : 降伏変位、終局変位

α : 地震動の繰返し特性や橋の重要度によって設定される安全係数で、表 2.1 のように与えられている。

なお、曲げ損傷からせん断破壊へと移行するタイプの場合やせん断破壊タイプの場合には、許容塑性率は 1.0 と定義されている。ここで、曲げ損傷からせん断破壊へと移行するタイプの橋脚においては、塑性域での繰返し変形を受ける過程において徐々にせん断耐力が低下し、最終的にせん断破壊するものであり、せん断破壊へと移行するまでの過程においては塑性変形性能を発揮し得る。したがって、実際の現象を忠実に捉えると、若干の塑性変形性能は考慮し得ると考えることができるが、道示Vではこのような場合においても、安全側となる工学的な判断をし、基本的に塑性域までの変形を認めないこととしている。

②解析方法

鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力や終局変位を評価するために、帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力度-ひずみ曲線を適用して、各断面の軸力と曲げモーメントのつり合い条件から初降伏時の曲げモーメント M_{y0} と曲率 ϕ_{y0} 、ならびに終局時の曲げモーメント M_u と曲率 ϕ_u の関係を解析し、これを断面高さ方向に積分することにより慣性力の作用位置における水平変位を算出する手法が用いられている。

③コンクリートの応力度-ひずみ曲線

コンクリートの応力度-ひずみ曲線モデルとしては、図 2.1 に示すような帯鉄筋による拘束効果を考慮したモデルを適用している。この応力度-ひずみ関係式は、この種の実験では世界でも最大級の断面寸法が 50cm の拘束コンクリート柱模型に対する一軸圧縮載荷実験結果を基に提案されたものであり、一般的な円形拘束、矩形拘束をはじめ、中間帯鉄筋の効果も評価できるようになっている⁴⁾。

終局変位を評価する上で重要なのが、終局ひずみの与え方である。道示Vでは、地震動による応答の繰返し特性を考慮するため、終局ひずみは、タイプ I の地震動に対する設計とタイプ II の地震動に対する設計とで異なる値とし、式(2.2)で与えている。

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプ I の地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II の地震動}) \end{cases} \quad (2.2)$$

ここに、 ε_{cu} : 終局ひずみ

σ_{cc} : 拘束コンクリートの最大圧縮応力

ε_{cc} : 最大圧縮応力時のひずみ

E_{des} : 応力度-ひずみ曲線の下降勾配

④ひずみ分布の仮定

初降伏時ならびにタイプ I とタイプ II それぞれの地震動に対する終局時の曲率は、断面内のひずみ分布を図 2.2 のように設定することとなっている。ここで、終局ひずみはコンクリート断面の最外縁位置ではなく、帯鉄筋で拘束されたコンクリート断面内にある最外縁位置の軸方向圧縮

表 2.1 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数

橋の種別	タイプⅠの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
B種の橋	3.0	1.5
A種の橋	2.4	1.2

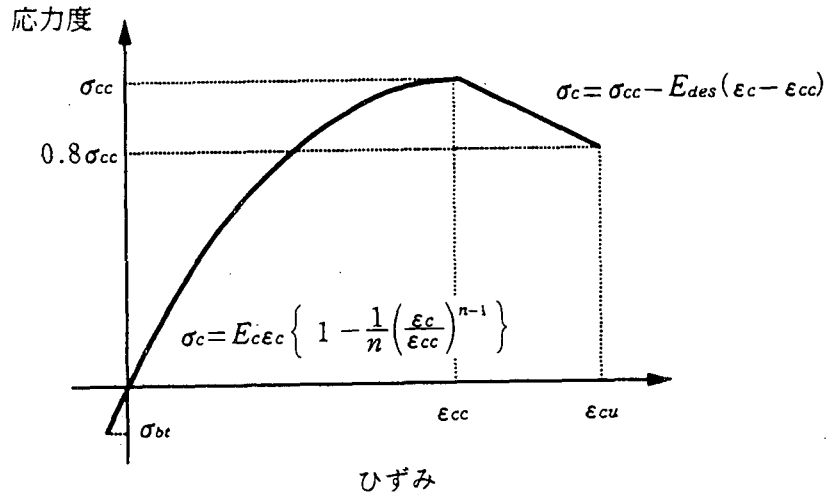


図 2.1 コンクリートの応力度—ひずみ曲線

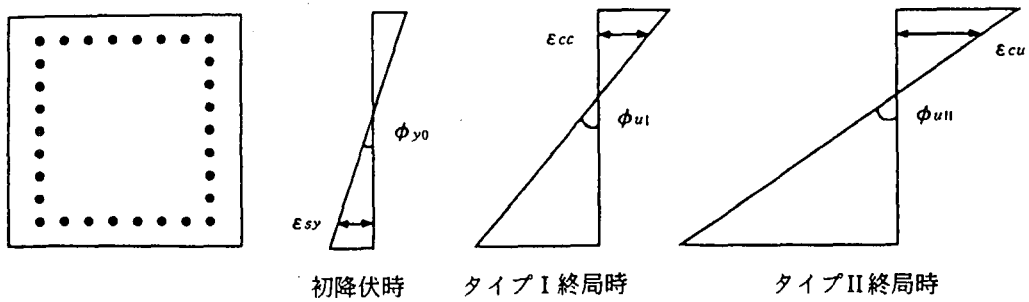


図 2.2 ひずみ分布の設定

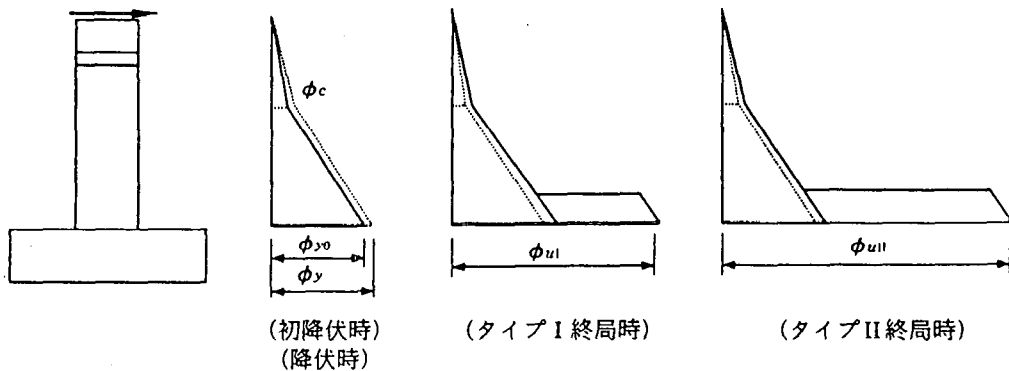


図 2.3 曲率の高さ方向分布

鉄筋位置に与えている。そして、かぶりコンクリート部では圧縮応力を負担しないものと仮定されている。これは、鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計で想定している終局時には、荷重の正負交番繰り返し载荷や軸方向鉄筋の外側への座屈等によりかぶりコンクリートが剥落するような損傷が生じており、圧縮応力に対しては抵抗できない状態であることを解析モデルに反映させたものである。

⑤終局変位の算出

終局変位は、断面基部で発生する塑性ヒンジを考慮して、式(2.3)により算出されている。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (H - L_p / 2) \quad (2.3)$$

ここに、 L_p : 塑性ヒンジ長で、式(2.4)により求められる。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (2.4)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

D : 断面高さ

h : 橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離

ϕ_y : 断面の降伏曲率で、式(2.5)により求める。

$$\phi_y = (M_u / M_{yo}) \phi_{yo} \quad (2.5)$$

ϕ_u : 断面の終局曲率

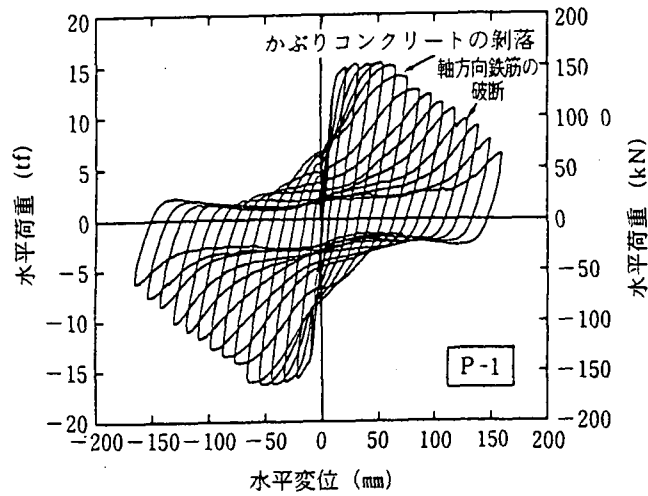
式(2.3)は、終局時に形成される塑性ヒンジは面的に生じるのではなくある高さを持っていることを考慮し、図 2.3 に示すように、塑性ヒンジの区間では塑性曲率が一定値を示すものと仮定して終局変位が算出される。

⑥計算上の終局変位が生じた時に橋脚に生じる損傷

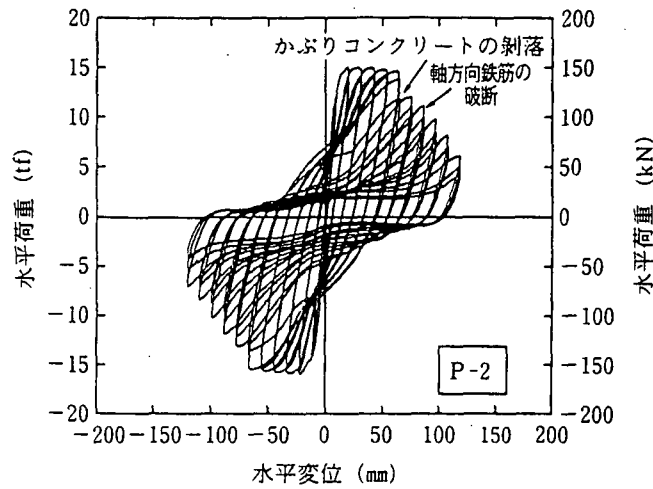
鉄筋コンクリート橋脚に対する耐震性能の照査においては、上述した手法により計算される終局変位がどのような位置づけにあるのかを知っておくことが重要である。そこで、計算上の終局点において、実際には鉄筋コンクリート橋脚にどの程度の損傷が生じているかを実験結果との比較により確認した例を紹介する。

実験供試体は P-1～P-3 の 3 体であり、いずれも断面が 60cm×60cm の正方形で橋脚高さが 301cm、軸方向鉄筋比が 0.95%、帯鉄筋体積比が 0.3% の同じ構造諸元である。本実験では降伏変位の整数倍を順次正負交番に载荷しているが、各载荷ステップにおける载荷繰り返し回数を、P-1～P-3 供試体それぞれ 1 回、3 回、10 回としている。

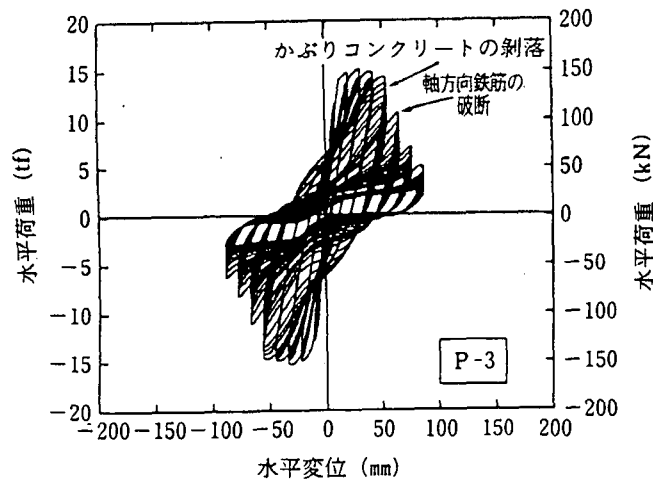
図 2.4 は、実験により得られた载荷点での水平荷重－水平変位の履歴曲線を示したものであり、载荷方向に対して直角な面の損傷の進展状況は図 2.5 に示すとおりである。また、図 2.6 には、各供試体に対する水平荷重－水平変位の履歴曲線の包絡線と、上述した道示 V により計算される終局水平耐力と終局変位の関係を比較して示したものである。ここで、P-1 供試体と P-2 供試体についてはタイプ II の地震動に対する終局ひずみを、また、P-3 供試体についてはタイプ I の地震動に対する終局ひずみを適用して計算を行っている。なお、実験供試体では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響があるため、ここでは実験時に計測しておいた伸び出しによる水平変位を終局変位の計算値に加算した上で、実験結果と比較している。これより、最大水平耐力



(a)P-1 供試体

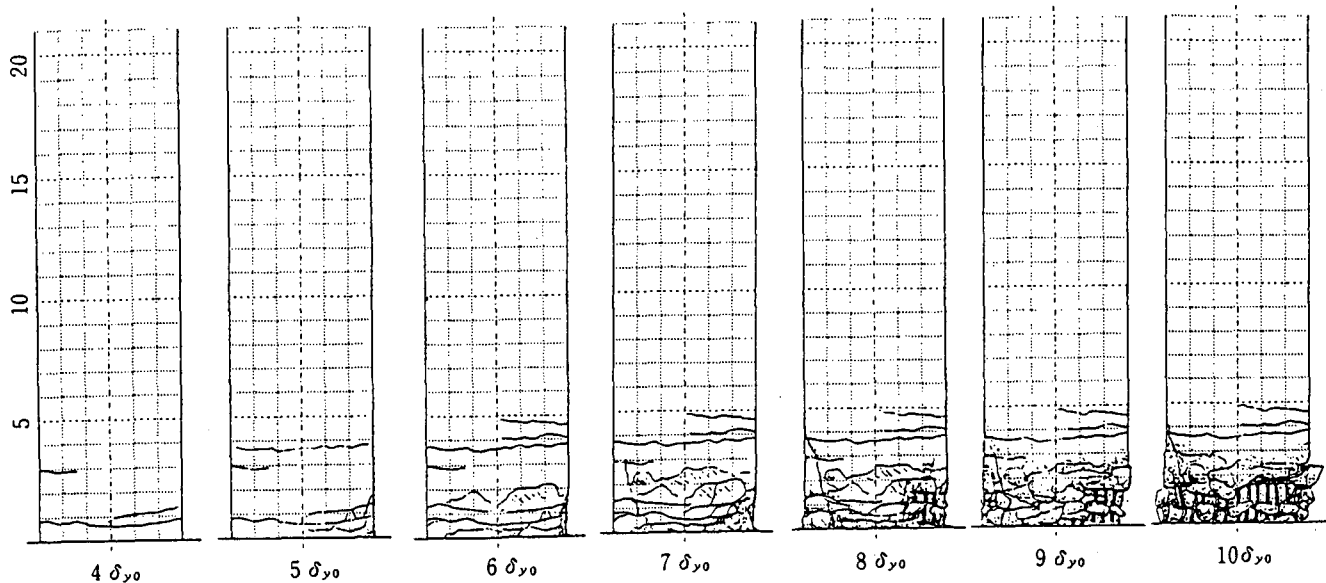


(b)P-2 供試体

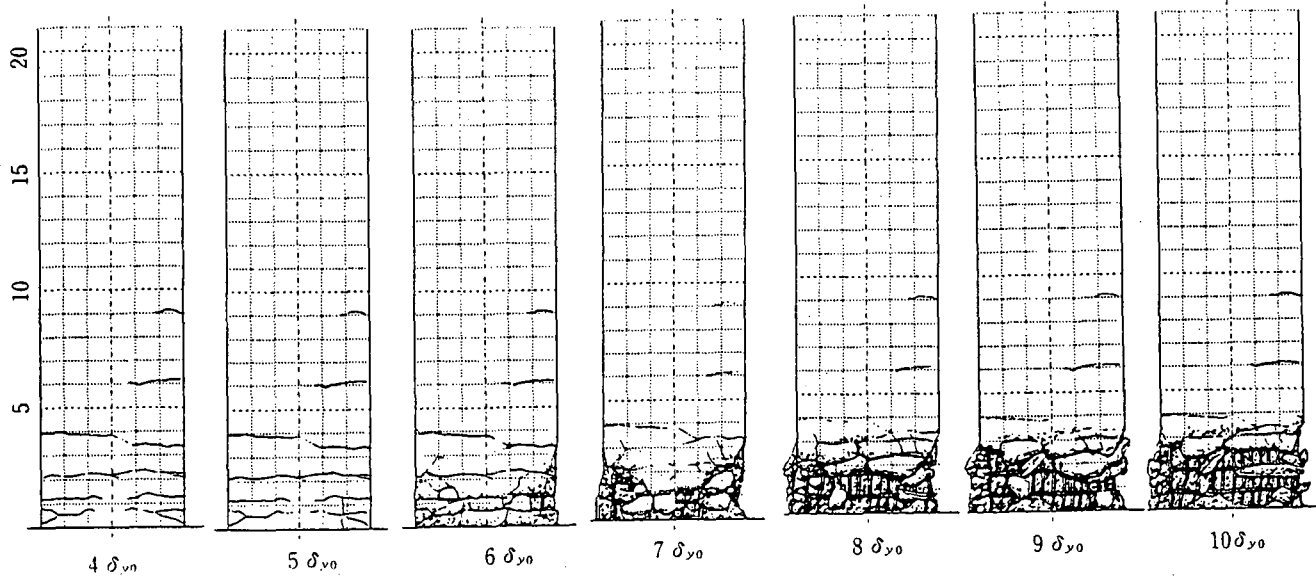


(c)P-3 供試体

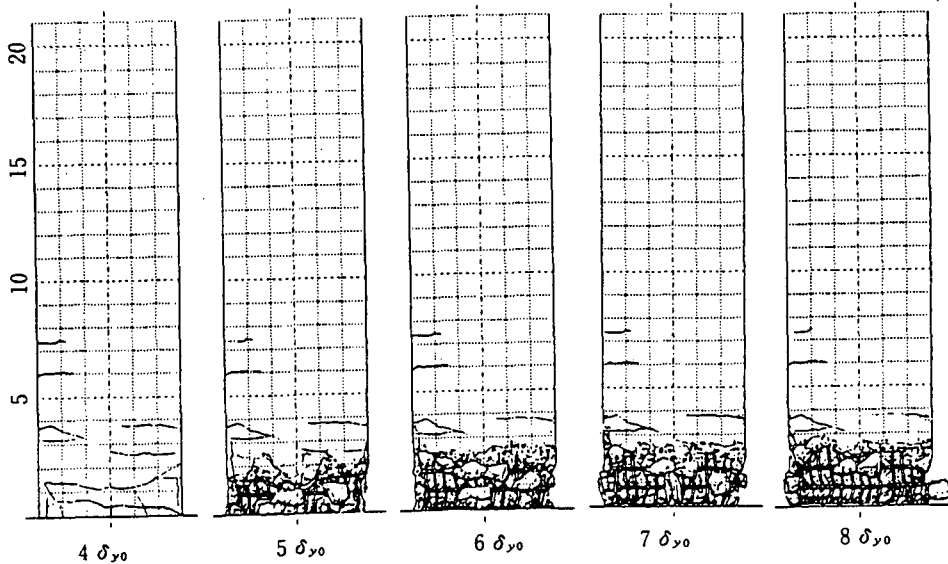
図 2.4 水平荷重—水平変位の履歴曲線



(a)P-1 供試体

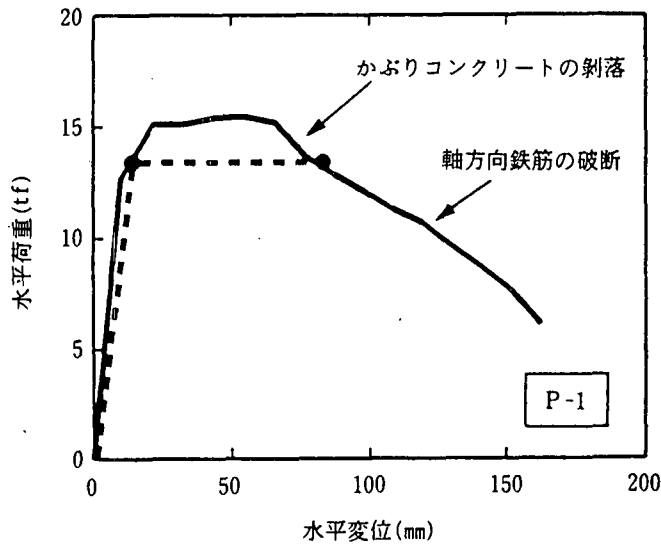


(b)P-2 供試体

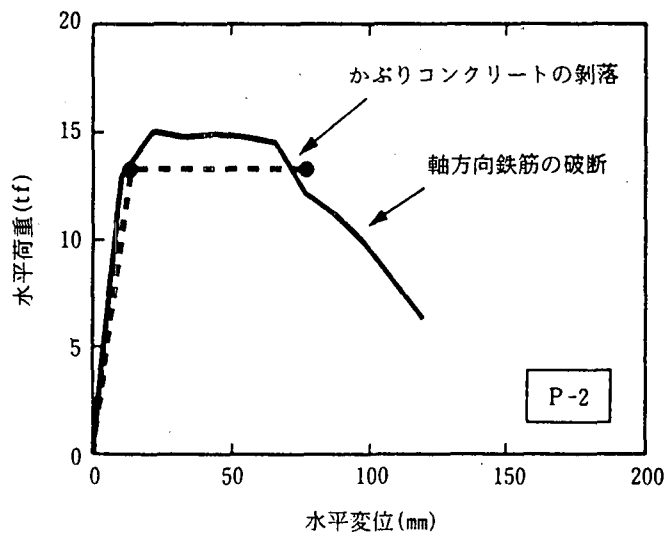


(c)P-3 供試体

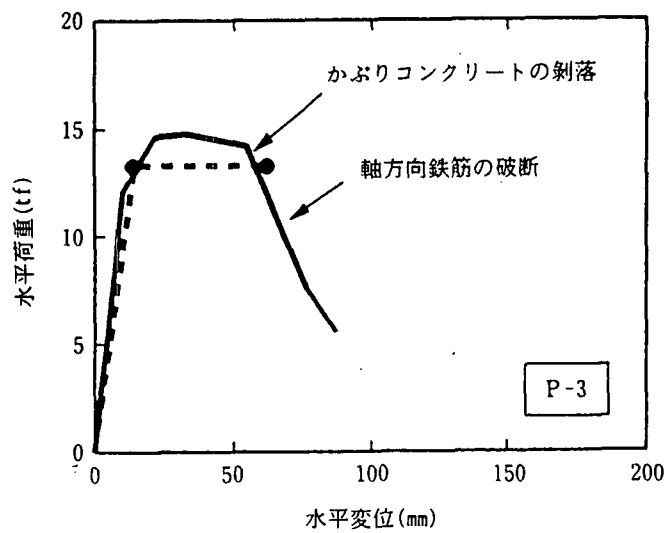
図 2.5 損傷の進展状況



(a)P-1 供試体



(b)P-2 供試体



(c)P-3 供試体

図 2.6 履歴曲線の包絡線と解析結果の比較

に着目すると、計算値の方が約 10%小さく、かぶりコンクリートが剥落した時の水平耐力と概ね等しくなっている。これは、終局時においてかぶりコンクリートによる圧縮抵抗力を無視しているためである。一方、解析により得られた終局変位は、いずれの供試体とも、かぶりコンクリートが剥落して水平力が低下し始める時の変位に相当していることがわかる。すなわち、上述した手法により評価される鉄筋コンクリート橋脚の終局変位は、かぶりコンクリートが剥落する程度の損傷が生じている状況の評価しているのである。ただし、この「かぶりコンクリートの剥落」とは、あくまでも外観から見た状況のことであり、実際には地震応答の途中で軸方向鉄筋の座屈も生じていることに注意しなければならない。一般に、地震により鉄筋コンクリート橋脚のかぶりコンクリートが剥落するのは、軸方向鉄筋が断面外側へ座屈するためと考えられ、地震後にかぶりコンクリートが剥落していれば、その橋脚は軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷を受けたと解釈すべきである。したがって、もっと正確に言えば、道示Vで想定している終局時の損傷とは、「軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落するような損傷」と言えるであろう。

⑦許容塑性率と橋脚の損傷度

道示Vでは、橋の重要度に応じて耐震性能の目標が、「限定された損傷にとどめる」もしくは「致命的な被害を防止する」と規定されている。これらの耐震性能は、前述したように、式(2.1)で定義される許容塑性率によって定量的に評価されている。

例えば、タイプⅡの地震動に対する耐震設計においては、B種の橋（特に重要度が高い橋）では安全係数が1.5と設定されている。安全係数が1.0に相当する終局変位時には、前述したように、鉄筋コンクリート橋脚にはかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷が生じていることを示したが、1.5の安全係数を確保すると、その損傷がどの程度にまで抑えられるのであろうか。図2.5(a)に示されるタイプⅡの地震動に対する実験であるP-1供試体の損傷を見てみよう。P-1供試体の降伏変位は13.0mm、終局変位は76.1mmと評価されるため、安全係数を1.5とすると許容塑性率は4.24、許容変位は55.1mmとなる。これは、図2.5(a)では $5\delta_{yo}$ の载荷に相当する変位である。この時の損傷に着目すると、鉄筋コンクリート橋脚には水平ひびわれが生じている程度であり、かぶりコンクリートが大きく剥落する前の状態に抑えられていることがわかる。すなわち、安全係数を1.5として設定すれば、タイプⅡ地震に対して、このような「限定された損傷」ととどめることができるのである。一方、A種の橋（重要度が標準的な橋）では、安全係数が1.2である。同様にしてP-1供試体に対して許容変位を求めると65.6mmであり、これは図2.5(a)ではおよそ $6\delta_{yo}$ の载荷に相当する。この時には、かぶりコンクリートが大きく剥落するかしないか程度の損傷が生じていることがわかる。このような損傷であれば、橋脚が崩壊するような「致命的な被害」は防止できていると考えられる。

(2) 鉄道標準における塑性変形性能の評価法

鉄道標準では、鉄筋コンクリート橋脚の水平荷重－水平変位の包絡線と損傷度の関係が図2.7ならびに表2.2のように整理されている。そして、L2地震動に対しては、損傷レベル3、すなわち図2.7中のD点までの範囲に収めるようにすることが示されている。鉄道標準では、図2.7

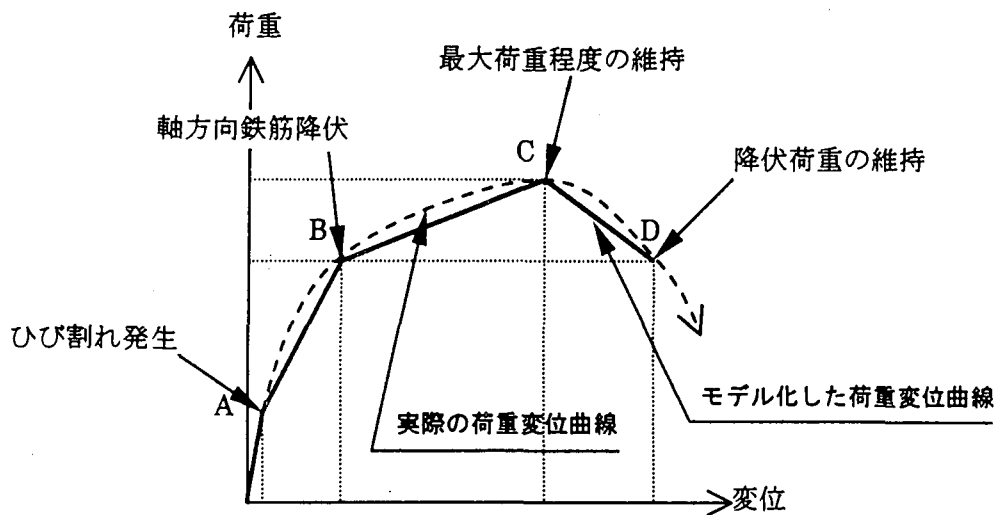


図 2.7 鉄筋コンクリート部材の荷重変位曲線の包絡線（低軸力下）

表 2.2 鉄筋コンクリート部材の特性、損傷および補修工法の関係

	荷重変位曲線の包絡線上の特性	損傷状況の例	補修工法の例
A 点	コンクリートに曲げひび割れが発生する時点の変位		無補修
B 点	軸方向鉄筋が引張降伏ひずみに達する時点の変位	曲げひび割れ	無補修（場合により耐久性上のひび割れ注入）
C 点	最大水平抵抗荷重程度を維持する最大変位	曲げひび割れまたは曲げひび割れとせん断ひび割れ ひび割れ幅の拡大、かぶりコンクリートの剝離	必要によりひび割れ注入・断面修復
D 点	降伏荷重を維持する最大変位	かぶりコンクリートの剝落、内部コンクリートの損傷、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋の変形	ひび割れ注入、断面修復、必要により帯鉄筋等の整正
D 点以降		かぶりコンクリートの剝落、内部コンクリートの損傷、軸方向鉄筋の座屈や場合により破断、帯鉄筋の変形や場合により破断	ひび割れ注入、断面修復、帯鉄筋等の整正 軸工法鉄筋の座屈が著しい場合は部材の取替え

中のA～D点までの各点の水平変位を算出する計算式を提示しているが、ここでは、L2地震動に対して許容している最大の水平変位であるD点の評価式を示すこととする。

D点の水平変位は次式で与えられている。

$$\begin{aligned}\delta_n &= \delta_{nb} + \delta_{np} + \theta_{n1}L_a \\ &= \delta_{nb} + \theta_{pn}(L_a - L_p/2) + \theta_{n1}L_a\end{aligned}\quad (2.6)$$

ここに、 δ_n : 終局変位 (D点の水平変位)

δ_{nb} : 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位

δ_{np} : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

θ_{pn} : 塑性ヒンジ部回転角で、次式により算定する。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_p \quad (2.7)$$

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013)/(0.79p_t + 0.153) \quad (2.8)$$

$$\Delta\theta_p = K_p(M_y - M_m) \quad (2.9)$$

$$K_p = -0.1/M_m \quad (2.10)$$

ただし、 p_w : 帯鉄筋比(%)

p_t : 引張鉄筋比(%)

k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数で、SD295で0.85、SD345で1.0

M_y, M_m : 降伏時の曲げモーメント、最大曲げモーメント

θ_{n1} : 軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部の回転角で、次式により算定する。

$$\theta_{n1} = \{(2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N'/N'_b) + 1\}\theta_{y1} \quad (2.11)$$

ただし、 $2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22 \leq 3.7$

$$N'/N'_b \leq 1.0$$

k_{w1} : 帯鉄筋強度を考慮する係数で、SD295で0.85、SD345で1.0

N'/N'_b : 釣合い軸力比

N' : 部材に作用する軸力

N'_b : 釣合い軸力

θ_{y1} : 降伏点における部材接合面からの軸方向鉄筋の伸び出しによる部材端部の回転角出、次式により算定する。

$$\theta_{y1} = \Delta L_y / (d - x_y)$$

d : 有効高さ(mm)

x_y : 降伏時の中立軸(mm)

ΔL_y : 降伏時の部材接合部からの軸方向鉄筋の伸び出し量(mm)

$$\Delta L_y = 7.4\alpha \cdot \varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) \phi / f_{fcd}^{2/3}$$

ε_y : 引張鉄筋の降伏ひずみ

ϕ : 引張鉄筋の直径(mm)

f'_{cd} : 部材接合部のコンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

α : 鉄筋間隔の影響で、1段配筋の場合は次式により算出される。

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-c_s/\phi)}$$

c_s : 引張鉄筋の中心間隔(mm)

L_a : せん断スパン (単柱式橋脚であれば基部から慣性力の作用位置までの高さ)

L_p : 等価塑性ヒンジ長で、次式により算定する。

$$L_p = 1.0D \quad (2.12)$$

ただし、 D : 断面高さ

鉄道標準では、軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮して水平変位が算定されている。また、道示Vでは、コンクリートと鉄筋の応力度-ひずみ曲線を用いた断面の曲げモーメント-曲率解析から曲率分布を設定して水平変位を求める手法であったのに対して、鉄道標準では、塑性ヒンジ部の回転角を直接実験式により与えている点の特徴である。式(2.6)からもわかるように、水平変位の算定において、等価塑性ヒンジ長が必要となるが、ここでは回転半径を算出するためにせん断スパンから等価塑性ヒンジ長の半分の長さを差し引くためだけに用いられている。一方、道示Vでは、塑性ヒンジ部の曲率に塑性ヒンジ長を乗じて回転角を求めているため、水平変位の算出に対する塑性ヒンジ長の感度は高く、鉄道標準で定義するところの等価塑性ヒンジ長とは定義そのものが全く異なっていることに十分注意する必要がある。

(3) コンクリート標準示方書耐震設計編における塑性変形性能の評価法

① 靱性率の定義

靱性率は、次式に示される変位靱性率により定義されている。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2.13)$$

ここに、 μ : 靱性率

δ_y, δ_u : 降伏変位、終局変位

そして、既往の正負交番載荷実験結果の統計的な分析により、靱性評価式を次式のように提示している⁹⁾。

$$\mu = \mu_0 + (1 - \mu_0)(\sigma_0 / \sigma_b) \quad (2.14)$$

$$\mu_0 = 12 \left(\frac{0.5V_c + V_s}{V_{mu}} \right) - 3 \quad (2.15)$$

ここに、 V_c : コンクリートの受け持つせん断力

V_s : せん断筋の受け持つせん断力

V_{mu} : 曲げ耐力

σ_0 : 軸圧縮応力度

σ_b : 釣合い破壊時の軸圧縮応力度

ただし、式(2.13)の適用範囲としては、以下のようになっている。

$$\frac{V_c}{V_{mu}} \leq 1.4, \quad \frac{V_s}{V_{mu}} \leq 1.4 \quad (2.16)$$

式(2.15)からもわかるように、式(2.13)の適用は、主として曲げ損傷からせん断破壊しやすいタイプの鉄筋コンクリート橋脚が中心となっている。この点は、曲げ破壊型を対象として塑性変形性能の評価式が構築されている道示Vとの大きな違いであり、その取り扱いには注意が必要である。

②降伏変位

降伏変位は、降伏荷重時の載荷点変位として定義されている。ここで、降伏荷重とは、軸方向鉄筋に作用している引張力の合力位置が降伏する時の荷重のことである。降伏変位は、降伏荷重時の躯体変位と軸方向鉄筋の伸び出しによる載荷点の変位の和として次式で表されている。

$$\delta_y = \delta_1 + \delta_n \quad (2.17)$$

ここに、 δ_1 : 降伏荷重時の躯体変位

δ_n : 軸方向鉄筋の伸び出しによる載荷点の変位で、次式で算出される。

$$\delta_n = \theta \cdot h \quad (2.18)$$

ただし、 θ : 軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角で、次式により算出される。

$$\theta = \frac{S_y}{d - k \cdot x} \quad (2.19)$$

d : 断面の端から引張応力を受ける鉄筋の重心までの距離(mm)

x : 断面の端から中立軸までの距離(mm)

k : 断面中心に関する係数で 0.9

S_y : 鉄筋の伸び出し変位で、次式により算出される。

$$S_y = \alpha \cdot S_{y1} \quad (2.20)$$

S_{y1} : 単独鉄筋の伸び出し変位で、次式により算出される。

$$S_{y1} = 7.4\varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) D_b / f_c'^{2/3} \quad (\text{mm}) \quad (2.21)$$

α : 鉄筋間隔の影響で、次式により算出される。

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-a_2/D_b)} \quad (\text{1 段配筋})$$

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-a_1/D_b)} + 0.45e^{0.45(1-a_2/D_b)} \quad (\text{2 段配筋}) \quad (2.22)$$

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-a_1/D_b)} + 0.6e^{0.45(1-a_2/D_b)} \quad (\text{3 段配筋})$$

ε_y : 引張鉄筋の降伏ひずみ

D_b : 引張鉄筋の直径(mm)

f_c' : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

a_1 : 引張鉄筋の間隔(mm)

a_2 : 複数段配筋における段間隔(mm)

③終局変位

終局変位は、荷重変位関係の包絡線において荷重が降伏荷重を下回らない時の最大の変位と定義して、実験結果の整理が行われ、式(2.13)の提案式が導かれている。なお、終局変位にも軸方向鉄筋の伸び出しによる変位が含まれているが、その評価法については、まだ明確とされていない。

2-4 鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するメカニズム

曲げ破壊型の橋脚に地震力が作用すると、橋脚天端では水平変位が生じるが、図 2.8 に示すように、その成分は橋脚躯体の弾性変形による変位、塑性ヒンジの塑性回転による変位、軸方向鉄筋がフーチングから伸び出すことによって橋脚基部が回転することによる変位に分類される。厳密に言えば、さらに橋脚に作用するせん断力による変形も生じるが、ここでは曲げ変形が卓越する鉄筋コンクリート橋脚を想定するものとし、せん断変形の影響は曲げ変形と比較して相対的に小さい場合を考えるものとする。

塑性変形性能という観点からは、塑性ヒンジの塑性回転と軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位が重要である。塑性ヒンジの塑性回転とは、横拘束筋によって拘束された内部コンクリートが、引張り側の軸方向鉄筋に大きな塑性引張りひずみが生じるような曲げ変形を受けた後も、圧壊することなく圧縮力に対して抵抗し続けることにより、粘りのある回転となる挙動である。ただし、ここで重要なのは、内部コンクリートを拘束して圧壊が生じ始めるひずみレベルを高めることとともに、圧縮変形を受ける軸方向鉄筋に座屈が生じにくくしておくことである。軸方向鉄筋に座屈が生じると、それに伴って帯鉄筋がはらみ出すため、拘束効果が低下し、内部コンクリートに損傷が進展しやすい状況となる。したがって、軸方向鉄筋の座屈を抑制できるように横拘束筋を配置することが重要である。

図 2.9 は、鉄筋コンクリート橋脚において拘束効果が発揮されるメカニズムを示したものである。鉄筋コンクリート矩形断面に曲げモーメントが作用すると、圧縮フランジ側に配置される帯鉄筋には引張りひずみが生じる。これは、コンクリートが圧縮変形する際のポアソン効果による外側への変形と軸方向鉄筋の外側への座屈に対して帯鉄筋が抵抗するために生じるものであるが、主たる要因は軸方向鉄筋の座屈によるものと考えられる。ただし、帯鉄筋自身の曲げ剛性は小さいことから、軸方向鉄筋の顕著な座屈が始まると帯鉄筋は降伏して曲線状に変形するとともに、断面隅角部において 90 度に曲げ加工された帯鉄筋が真っ直ぐに広がろうとする挙動を示す。この時、ウェブ面側とフランジ面側それぞれに発生した帯鉄筋の力の合力により、隅角部に配置された軸方向鉄筋のみは断面内側の方向に力を受け、内側への座屈という現象となって現れる。また、端部のフックが帯鉄筋にひっかけられた中間帯鉄筋は、見かけ上帯鉄筋の曲げ剛性を高め、帯鉄筋がはらみだそうとする動きを抑制する役割を果たす。中間帯鉄筋の端部のフックを軸方向鉄筋ではなく帯鉄筋にひっかけるのは、このような拘束効果のメカニズムに基づくものである。

一方、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しとは、大きな塑性引張応力が生じる橋脚基部の軸方向鉄筋において、そのひずみがフーチング内部に入ると直ちに 0 となるのではなく、フーチ

ングの深い方向に向かって漸減していくようなひずみ分布となる。このフーチング内部で生じる軸方向鉄筋のひずみの蓄積が、橋脚基部において伸び出し変位となって現れることになる。すなわち、この伸び出し変位は、フーチング内部における軸方向鉄筋のひずみの深さ方向に対する積分値に相当する。

この現象は、研究者によっては、「軸方向鉄筋の抜け出し」と呼称されることがある。しかしながら、軸方向鉄筋のフーチングへの定着が全て切れて抜け出してくる現象と明確に区別する必要があることから、ここでは意識して「伸び出し」という表現を使うことにする。塑性変形性能を期待した鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計において、軸方向鉄筋のフーチングへの定着が全て切れて抜け出してくることは当然あってはならないことであり、ここで言う「伸び出し」は、フーチング上面付近の一部の範囲で鉄筋とコンクリートの付着が失われているが、それ以深の範囲で十分な定着長が確保されている状態において生じる現象を意味している。

このように、塑性ヒンジの塑性回転と軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位は、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の大きな影響を与えるため、これらをより精度よく評価することが重要となる。鉄筋コンクリート構造の耐震に関する研究分野でも、塑性変形性能の評価法については高い関心を集めており、多くの研究が行われている。そこで、次節からは、塑性変形性能の評価法に関する最近の研究の一例を紹介することにする。

2-5 塑性ヒンジ長に関する研究

(1) 塑性ヒンジ長

道示Vに示されている手法のように、断面に生じる曲率から橋脚の水平変位を算出するモデルにおいては、断面に生じる曲率の評価とその曲率分布の設定が重要であり、これら両方が適切に評価されなければならない。鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、軸方向鉄筋の座屈が生じてかぶりコンクリートが剥落するような程度の損傷が生じた段階をひとつの限界状態として捉えることが多いが、このような損傷が生じた時の曲率の高さ方向分布は一般には非常に複雑であり、同じ塑性ヒンジ領域であっても、ミクロに見ればひびわれの入った断面とその近傍でひびわれの入らなかった断面では曲率が大きく異なる。しかしながら、実際の挙動に近似させるために曲率分布を非常に細かく設定しても、設計実務においてそのような分布形状を逐一モデル化することは困難であり合理的でない。そこで、このような複雑な挙動を設計実務でも取り扱いやすいようにするために導入された概念が塑性ヒンジ長である。これは、図 2.10 に示すように、実際は複雑な塑性曲率の分布を面積が等価な矩形ブロックとして置き換え、その矩形ブロックの高さを塑性ヒンジ長と定義するものである。したがって、このようにして定義される塑性ヒンジ長は、あくまでも橋脚に生じる水平変位を算出するために便宜的に設定されたものであり、この塑性ヒンジ長の区間内でしか塑性曲率や軸方向鉄筋の降伏が生じないということの意味するものではないことに十分注意する必要がある。

なお、このような塑性ヒンジ長の考え方は 1960 年代から提案されており、塑性ヒンジ長の評価式については、海外においても様々な研究が行われている^{6),7),8)}。

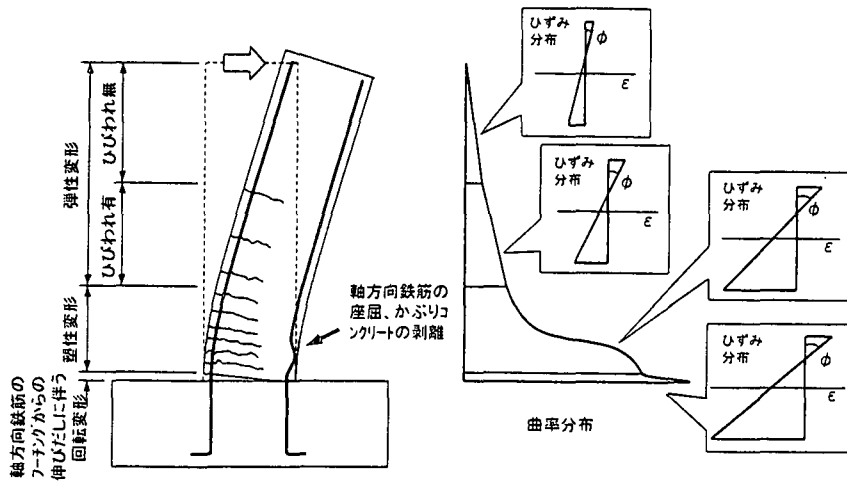
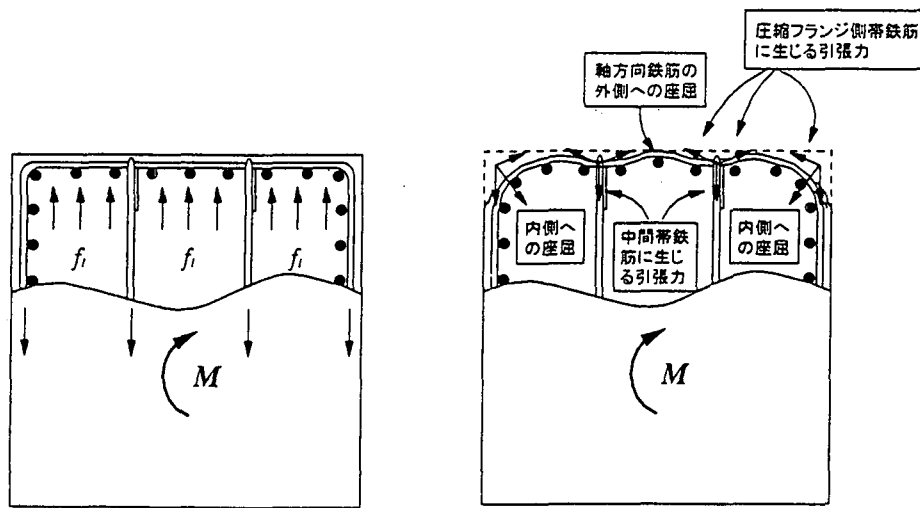


図 2.8 鉄筋コンクリート橋脚の変形状態と曲率分布図



(a)拘束力の作用

(b)軸方向鉄筋の座屈に伴う帯鉄筋の挙動

図 2.9 矩形断面における帯鉄筋と中間帯鉄筋に生じる力とそのメカニズム

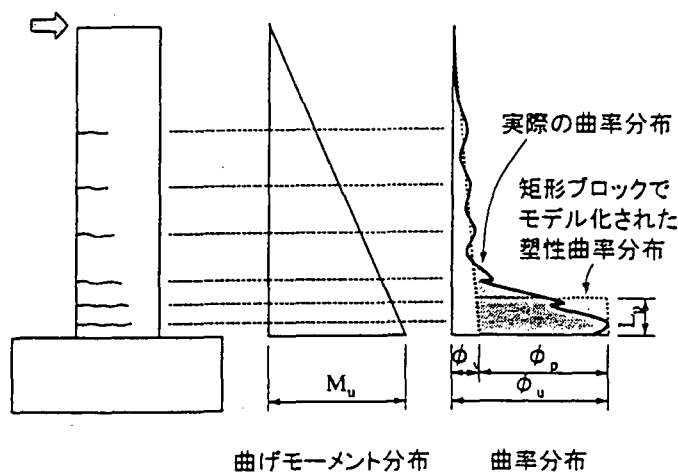


図 2.10 鉄筋コンクリート橋脚終局時の曲率分布

(2) 塑性ヒンジ長に関する実験的な検討

塑性ヒンジ長を実験的に検討するためには、塑性ヒンジ領域における断面の曲率分布を計測する必要がある。ここでは、鉄筋コンクリート橋脚模型に対する正負交番載荷実験で断面に生じる曲率分布を計測し、塑性ヒンジ長について検討された研究例を紹介しよう^{9),10)}。

図 2.11 は、断面が 1200×1200mm の正方形断面で、基部から載荷点までの高さが 4800mm の大型供試体に対する正負交番載荷実験において計測された橋脚基部付近における曲率分布と損傷状況（フランジ側）を示したものである。ただし、この曲率分布と損傷図はかぶりコンクリートが剥落し始める時 ($5\delta_y$) の計測値を示したものである。これより、橋脚に生じる曲率分布は、基部に近くなるにつれて徐々に大きくなるような分布となっていることがわかる。このような傾向は、他の多くの実験結果からも得られている^{11),12)}。前述したように、終局変位を算出する時には、計算の便宜上、塑性曲率分布は等価な矩形ブロックに置き換えて評価されるが、これらの実験結果から見れば、矩形ブロックよりも図 2.12 に示すような三角形ブロックのような挙動に近いと言えよう。そこで、道示 V の手法に基づいて算出される終局曲率を用いて、矩形ブロックとして定義される塑性ヒンジ長ならびに三角形ブロックとして定義される塑性ヒンジ長をそれぞれ逆算により求め、その結果を図 2.11 中にプロットした。このような比較を行うと、塑性曲率分布は三角形ブロックとしてモデル化の方が実挙動に近いことが確認される。ただし、塑性回転角は、曲率と塑性ヒンジ長の積であるため、塑性曲率分布を矩形ブロック、三角形ブロックいずれでモデル化しても、求めようとしている載荷点での変位の評価値は同じとなる。したがって、設計実務上は、どちらでモデル化してもよいと考えられるが、矩形ブロックとしてモデル化する場合、設計者はその範囲でしか塑性曲率が生じないと誤解しないようにしなければならない。

なお、動的解析において材端ばねモデル等を用いる場合にも塑性ヒンジ長を設定する必要があるが、この場合は、塑性ヒンジ区間を 1 つの回転ばねとしてモデル化するため、塑性ヒンジ長はその区間内において塑性曲率が一定値であると仮定する矩形ブロックに基づいて設定する必要がある。

(3) 軸方向鉄筋の座屈解析に基づく塑性ヒンジ長の検討

前述した多数の模型供試体による正負交番載荷実験の結果によると、塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋の座屈長と有意な関係があることが明らかとなってきた。そこで、軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係に着目し、有限変位非線形 FEM 解析によって算出した軸方向鉄筋の座屈長と実験により求めた塑性ヒンジ長（塑性曲率分布を矩形ブロックモデルとした場合）の関係について検討した例を紹介する^{13),14),15)}。

図 2.13 は、非線形 FEM 解析に用いた座屈解析モデルを示したものである。ここで、軸方向鉄筋は帯鉄筋により拘束されていることを表わすために、ばね要素に支持された梁要素としてモデル化している。本解析により求められた軸方向鉄筋の座屈モードと実際の損傷を比較した例が図 2.14 の通りである。これは、前述した断面寸法が 1200mm の大型供試体を対象として解析したものであり、解析値と実験による損傷状況がよく合っていることがわかる。

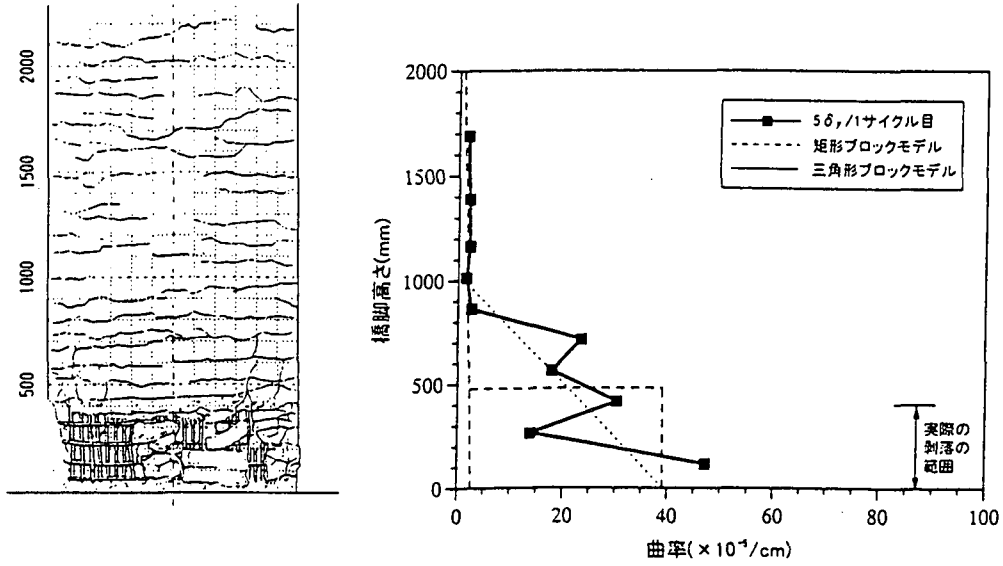


図 2.11 橋脚基部付近における曲率分布

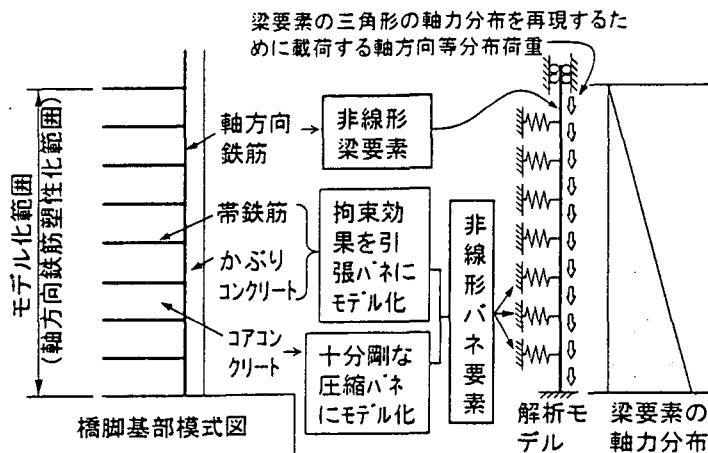
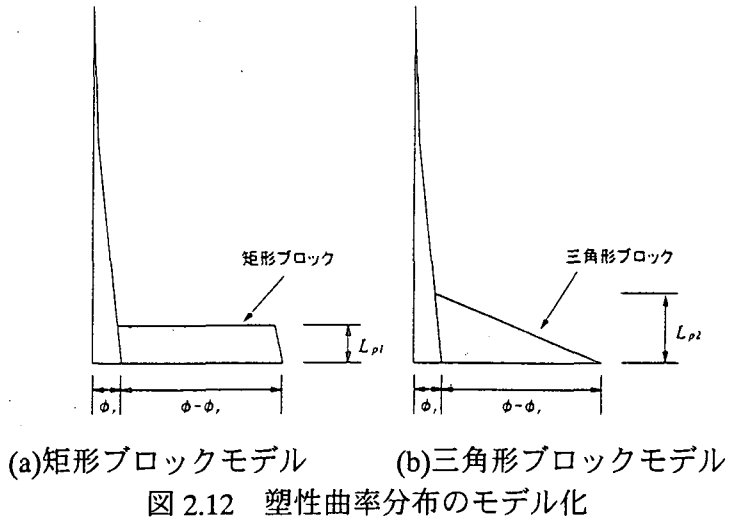


図 2.13 FEM による座屈解析モデル

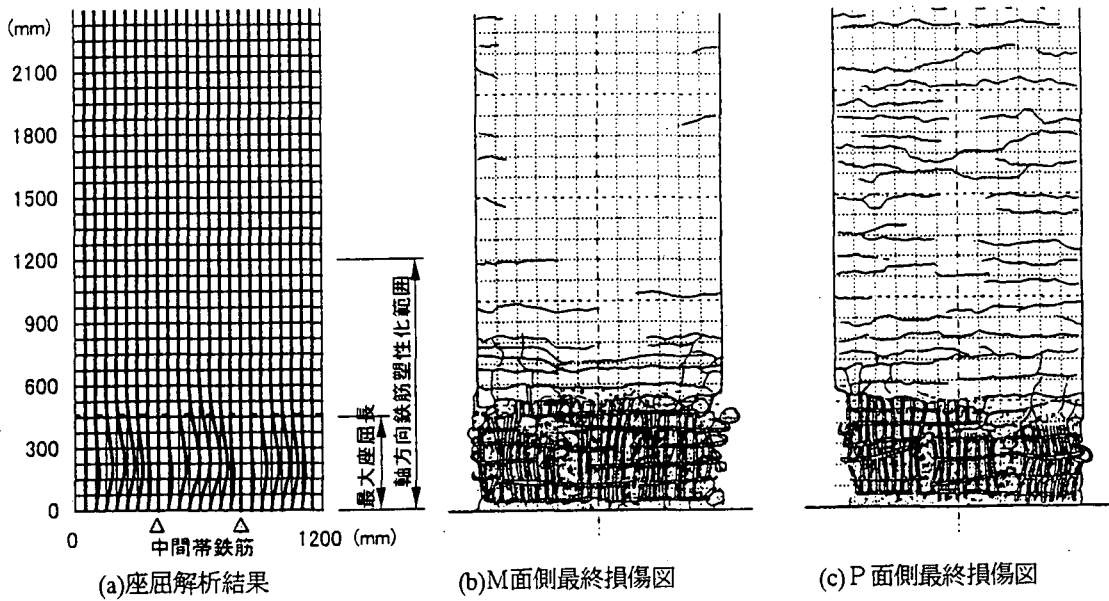


図 2.14 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較

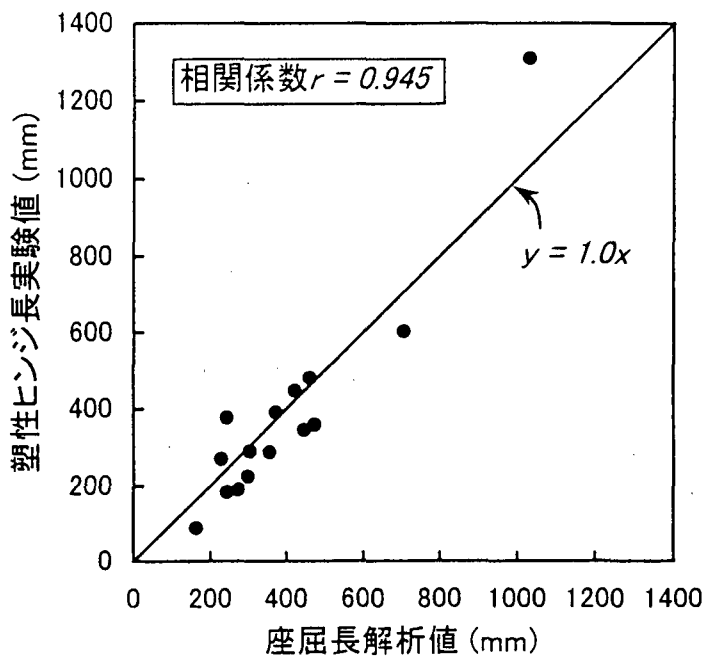


図 2.15 実験の終局変位から算出した塑性ヒンジ長と解析による最大座屈長の関係 (矩形断面供試体)

このような解析をいろいろな実験供試体に対して行い、軸方向鉄筋の座屈長と実験による塑性ヒンジ長を比較した結果が図 2.15 である。ここでは、矩形断面橋脚のみを対象として比較しているが、両者は比較的よく一致している。これは、軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の間に関係があることを示唆していると考えられる。そして、このような検討結果を基に、浅津らは軸方向鉄筋に対する座屈解析結果から簡易な座屈長算定式を提案し、それを基に鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定式を次式のように提案している¹⁵⁾。

$$L_p = 8.5\alpha\sigma_{sy}^{1/5}\beta_n^{-1/3}\phi \quad (2.23)$$

ここに、 L_p : 塑性曲率分布を矩形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長 (mm) ($\leq 0.15h$)

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)

β_n : 等分布ばね定数 (N/mm²) で、次式で算出される。

$$\beta_n = K/s \quad (2.24)$$

$$K = \frac{384E_0I_0}{nd^3} + k_0c_0s \quad (\text{矩形断面}) \quad (2.25)$$

E_0 : 横拘束筋の弾性係数 (N/mm²)

I_0 : 横拘束筋の断面 2 次モーメント (mm⁴)

d : 横拘束筋の有効長 (mm)

s : 横拘束筋の間隔 (mm)

n : 横拘束筋の有効長内に含まれる軸方向鉄筋の本数

k_0 : 実験から求めたかぶりコンクリートのばね算出係数で 0.01 (N/mm²)

c_0 : 軸方向鉄筋の純かぶり (mm)

ϕ : 軸方向鉄筋径 (mm)

α : 断面補正係数で、矩形断面の場合は 1.0 とする。

なお、式(2.23)により求められる塑性ヒンジ長を用いて式(2.3)により算出される終局変位の値は、道示 V に規定されている式(2.4)の塑性ヒンジ長を用いる場合よりもさらに精度よく実験値と一致することも確認されている。

2-6 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し

軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しは、特に縮小模型においてはその影響が顕著となるが、実橋脚においては、その影響度合いが相対的に小さくなるのではないかと懸念から、軸方向鉄筋の伸び出しの影響をじん性に基づく耐震設計に考慮してよいかどうかは従来から明らかとなっていなかった。しかしながら、実橋脚クラスの大規模な実験の実施により、実橋脚においても軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しは生じること、またその伸び出しによる橋脚基部の回転運動はエネルギー吸収のある履歴特性となることが明らかとなった¹⁶⁾。前述したように、鉄道標準では既に軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮して水平変位を算定するようになっており、今後、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能の評価においてはこの影響を具体的に考慮していく必要が

あると考えられる。

鉄道標準では、軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部の回転角を式(2.11)のように直接実験式として与えているが、伸び出しのメカニズムを踏まえ、まず、軸方向鉄筋のフーチング内部でのひずみ分布を積分することにより伸び出し変位を算出し、中立軸の位置からの距離を考慮することで回転角を求めるという手法も構築されつつある。ここでは、マッシブなフーチングに定着された鉄筋の引張試験から、伸び出し変位の推定法について検討した例等を紹介しよう。

近藤らはマッシブなコンクリートブロックに D10～D35 の 5 種類の鉄筋を定着させ、引張試験を行い、フーチング内部でのひずみ分布や伸び出し変位を詳細に計測している。そして実験結果から、伸び出し変位を次式により推定できることを示している¹⁷⁾。

- ・橋脚基部の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達していない場合

$$\Delta = \varepsilon_k \int_0^l e^{ax} dx \quad (2.26a)$$

- ・橋脚基部の軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達し、変曲点の位置がフーチングの上面鉄筋より浅い場合

$$\Delta = \varepsilon_k l_1 + \varepsilon_y \int_0^{l-l_1} e^{ax} dx \quad (2.26b)$$

- ・変曲点の位置がフーチングの上面鉄筋より深い場合

$$\Delta = \varepsilon_k l_1 + \frac{(\varepsilon_k + \varepsilon_y)(l_1 - l_2)}{2} \varepsilon_y \int_0^{l-l_1} e^{ax} dx \quad (2.26c)$$

ここに、 Δ : 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位 (mm)

ε_k : 橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみ

ε_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ

l : 軸方向鉄筋の定着長(mm)

l_1 : 橋脚基部から変曲点までの距離(mm)で、次式で算出される。

$$l_1 = (\varepsilon_k - \varepsilon_y) / b \quad (2.27)$$

l_2 : 橋脚基部からフーチング上面鉄筋までの距離(mm)

a : 鉄筋径の補正係数で、次式で算出される。

$$a = 1.44 \times 10^{-4} \phi - 0.73 \times 10^{-2} \quad (2.28)$$

b : 鉄筋径の補正係数で、次式で算出される。

$$b = -6.93\phi + 389.9 \quad (2.29)$$

ϕ : 軸方向鉄筋径(mm)

一方、石橋らは、軸方向鉄筋の伸び出し変位を橋脚模型に対する正負交番載荷実験により詳細に計測し、その実験データから伸び出し変位の推定式を次式のように提案している¹⁸⁾。

- ・軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみ (ε_y) 時

$$s = \varepsilon_y (2 + 3500\varepsilon_y) \cdot \alpha_y \quad (2.30a)$$

- ・軸方向鉄筋のひずみがひずみ硬化域始点 (ε_{sh}) 時

$$s = 0.5(\varepsilon_{sh} - \varepsilon_y) + s(\varepsilon_y) \quad (2.30b)$$

・ひずみ硬化域内で無次元すべりの勾配が変化する鉄筋ひずみ (ε_a) 時

$$s = 0.08(f_u - f_y)(\varepsilon_a - \varepsilon_{sh}) + s(\varepsilon_{sh}) \quad (2.30c)$$

・軸方向鉄筋ひずみが ε_a より大きい場合

$$s = 0.027(f_u - f_y)(\varepsilon_s - \varepsilon_a) + s(\varepsilon_a) \quad (2.30d)$$

ここに、 s : 無次元化された軸方向鉄筋の伸び出し変位で、次式で定義される。

$$s = S/D \cdot K_{fc} \quad (2.31)$$

S : フーチング上面位置での軸方向鉄筋の伸び出し変位

D : 軸方向鉄筋径

K_{fc} : $K_{fc} = (f'_{ck}/20)^{2/3}$

f'_{ck} : コンクリート強度(N/mm²)

ε_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ

ε_s : 軸方向鉄筋のひずみ

ε_a : ひずみ硬化領域での無次元すべりの勾配変更点で、次式で算出される。

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{sh} + \{0.132 - s(\varepsilon_y)/2\}/(0.13(f_u - f_y)) \quad (2.32)$$

f_y : 軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm²)

f_u : 軸方向鉄筋の引張強度(N/mm²)

α_y : 鉄筋間隔の影響係数で、次式で算出される。

$$\alpha_y = 1 + 0.9e^{0.45(1-C_s/\phi)} \quad (2.33)$$

C_s : 鉄筋間隔(cm)

ϕ : 軸方向鉄筋径

2-7 実験に基づく鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の照査における注意点

性能照査に基づく構造設計体系の導入により、例えば新工法や新技術を橋脚部材に導入して採用しようとする場合に、その耐力・変形性能等、別途新たに検討が必要な項目を明らかにするために、正負交番載荷実験等の実験が行われ、その実験結果を耐震性能の照査に直接反映させることができるようになるものと考えられる。しかしながら、実験結果を耐震性能の照査に反映させる場合には、実験の手法、載荷方法、実験結果の評価のしかた等が適切に行われる必要がある。そこで、ここでは、現在ある知見の範囲で、耐震性能の照査のために行われる鉄筋コンクリート橋脚部材を対象とした実験における注意点等について概説することにする。

(1) 模型供試体の設計

正負交番載荷実験等は、一般に実験室で行われることが多く、その実験に用いる模型供試体は、実構造物を縮小したものとなることがほとんどである。このような縮小模型を設計するとき重要となるのは相似則である。

実構造物の断面寸法が 2.5m、高さが 10m で、軸方向鉄筋径が 35mm、軸方向鉄筋間隔が 125mm、軸方向鉄筋比が 1.0%、帯鉄筋径が 22mm、帯鉄筋間隔が 150mm だと仮定しよう。このような鉄

筋コンクリート橋脚の縮小模型を考えると、実験室の性能等の制約から断面寸法を 50cm に設定したとする。これは、断面寸法で 1/5 に縮小したことになる。したがって、相似則に基づけば、配筋条件に関しては、軸方向鉄筋径は 7mm、軸方向鉄筋間隔は 25mm、帯鉄筋径が 4.4mm、帯鉄筋間隔が 30mm とする必要がある。しかしながら、規格鉄筋の径が限られていることや模型施工上の制約等から、このように完璧に全ての構造諸元をスケールダウンさせた縮小模型を製作することは非常に難しく、できる限りの範囲で相似則に基づいた縮小値に近い配筋条件を再現できるようにする配慮する必要がある。

ただし、軸方向鉄筋径等の配筋条件が著しく相似則に反している場合には、それだけ寸法効果の影響が大きくなるため注意が必要である。これまでの実験によると、同一の軸方向鉄筋比であっても、太径の軸方向鉄筋を用いた方が塑性ヒンジ長が長くなり、その分終局変位が大きくなるという結果も得られている¹¹⁾。また、相対的に太径の軸方向鉄筋を用いると、フーチングからの伸び出し変位が大きくなることも知られている。したがって、縮小模型の設計においては、軸方向鉄筋比を実橋脚と一致させることも重要であるが、軸方向鉄筋径についてもできる限り縮小率に応じた適切なものを選定することが重要である。

軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔と断面寸法の関係が塑性ヒンジ長に及ぼす影響を検討した例がある。図 2.16 は、著者らがこれまでに実施した実験のうち、軸方向鉄筋径のみが主たる実験パラメータとなっている模型供試体を対象として、軸方向鉄筋径比と塑性ヒンジ長の関係を示したものである^{10),19)}。ここで、軸方向鉄筋径比とは、軸方向鉄筋径を断面寸法で無次元化した値である。また図中では、塑性ヒンジ長についても断面寸法で無次元化している。これより、正方形断面、円形断面とも、軸方向鉄筋径比が大きくなるにつれて、塑性ヒンジ長が長くなっていることがわかる。これは、帯鉄筋に関する条件を変えずに軸方向鉄筋径のみを太くすると、軸方向鉄筋の座屈長が長くなるためと考えられている。

また、帯鉄筋間隔についても、軸方向鉄筋径の場合と同様な理由により、縮小模型では、帯鉄筋比を一致させようとする、帯鉄筋間隔が実橋脚よりも相対的に大きくなってしまふことが多い。図 2.17 は、帯鉄筋体積比が 0.3%程度の場合と 1%程度の場合で、断面寸法と帯鉄筋間隔が異なる供試体を対象として、帯鉄筋間隔と塑性ヒンジ長の関係を示したものである。これより、帯鉄筋体積比が 0.3%程度の場合、1.0%程度の場合ともに、断面寸法に対する帯鉄筋間隔の比が大きくなるにつれて、塑性ヒンジ長も長くなる傾向がある。しかしながら、その感度は軸方向鉄筋径の影響と比較する小さいと言える。

このように、縮小模型における配筋諸元が断面寸法の縮小率と一致しないと、実橋脚と縮小模型の塑性変形性能に違いが生じることがある。したがって、縮小模型による実験結果を耐震性能の照査に反映させる場合には、このような寸法効果の影響に配慮する必要がある。

(2) 載荷方法

鉄筋コンクリート橋脚模型に対する正負交番載荷実験では、一般に一定振幅変位を漸増させる載荷方法が用いられることが多い。しかしながら、鉄筋コンクリート橋脚に作用する地震力は、

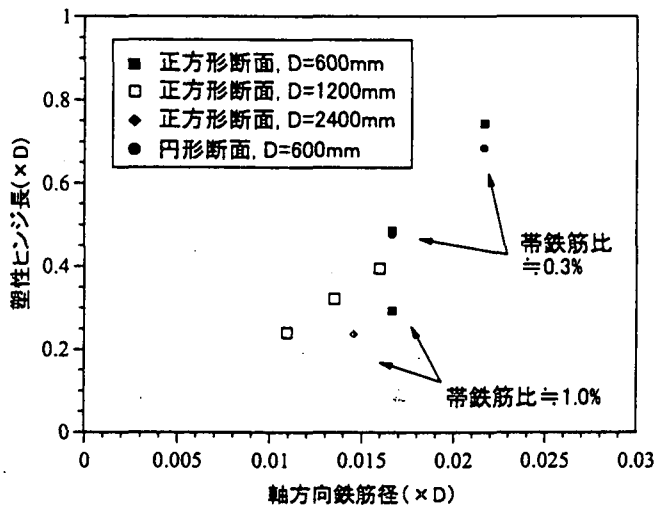


図 2.16 軸方向鉄筋径と塑性ヒンジ長の関係図

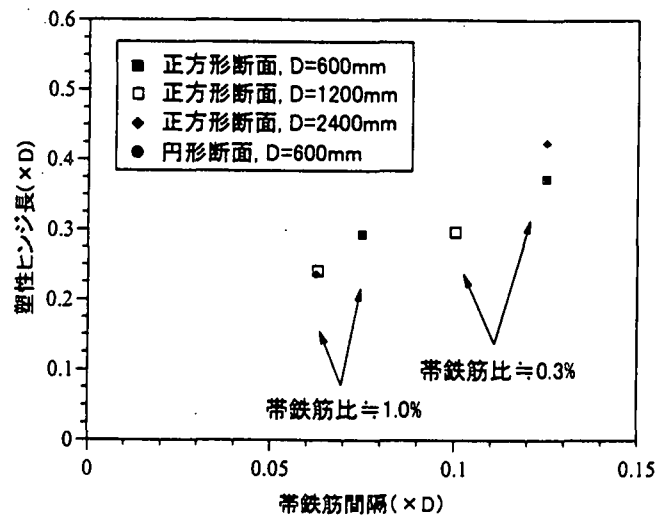
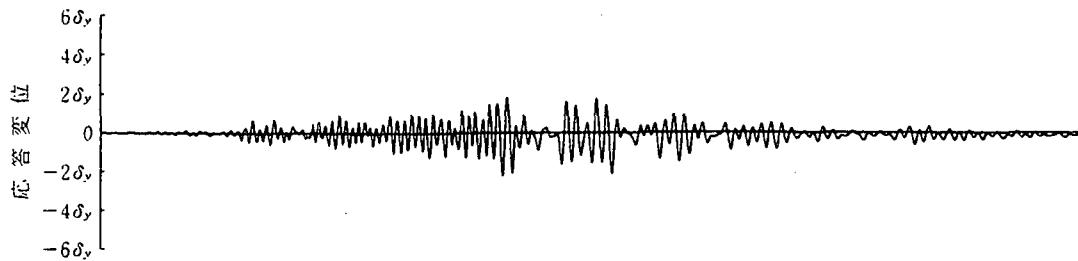
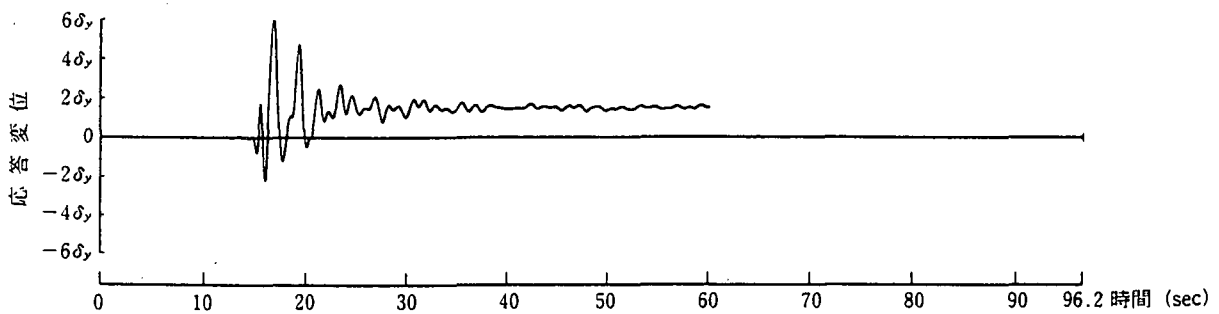


図 2.17 帯鉄筋間隔と塑性ヒンジ長の関係



(a)津軽大橋近傍地盤 (1983年日本海中部地震)



(b)東神戸大橋近傍地盤 (1995年兵庫県南部地震)

図 2.18 橋脚に生じる応答変位波形の解析例

一般に、一定振幅変位漸増方式のような単調なものではなく、地震動の繰り返し特性や橋脚自身の振動特性によって大きく変わってくる。

地震動の繰り返し特性によって鉄筋コンクリート橋脚に生じる応答特性が異なることを解析した事例を紹介しよう。図 2.18 は、1983 年日本海中部地震での津軽大橋周辺地盤（Ⅲ種地盤、最大加速度 278gal）と 1995 年兵庫県南部地震での東神戸大橋周辺地盤（Ⅲ種地盤、最大加速度 327gal）の観測記録を用いて、同一の鉄筋コンクリート橋脚（等価固有周期 0.7 秒）に対して非線形時刻歴応答解析を行い、その結果得られた上部構造慣性力作用位置での時刻歴応答変位波形を比較して示したものである。これより、1983 年日本海中部地震の地震動では、地震発生から橋脚の最大応答変位が生じる時刻までの間、応答変位の振幅が徐々に大きくなっており、また、応答の繰り返し回数も多いことがわかる。このような地震動に対する塑性変形性能の検討という目的であれば、前述のような一定振幅変位漸増方式の载荷履歴による実験手法が適切と考えられる。その一方で、1995 年兵庫県南部地震の地震動を用いた場合の応答波形を見ると、まず $2\delta_y$ 程度の応答変位が 1 回正負に作用した次に、 $6\delta_y$ に相当する最大の応答変位が正側に生じており、その後数回の振幅を経て、最終的には $2\delta_y$ 程度に相当する残留変位が生じている。このような応答変位の履歴となる地震動を対象として鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を実験的に評価する場合には、先のような一定振幅変位漸増方式の载荷手法が必ずしも合理的とは言えない。

このように、鉄筋コンクリート橋脚が保有している塑性変形性能を地震動の特性を考慮して合理的に評価するためには、正負交番载荷実験における载荷履歴の与え方が重要となる。耐震設計で想定する地震動の特性と動的载荷実験における载荷履歴の与え方との関係については、今後さらに研究が必要とされている²⁰⁾。

2-8 おわりに

本稿では、地震時保有水平耐力法のような構造部材の塑性変形性能を考慮して行う耐震設計法において特に重要となる橋脚の塑性変形性能の評価法について、鉄筋コンクリート橋脚を対象として概説した。例えば、現行の道示 V では、「橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル 2 地震動）に対しては、原則として地震時保有水平耐力法により行う」ことが規定されており、その地震時保有水平耐力法は、橋の非線形応答をエネルギー一定則に基づいて推定すること、部材の変形性能は拘束効果を考慮したコンクリートの応力度-ひずみ曲線と鉄筋の応力度-ひずみ曲線を基本とした曲げ変形解析と矩形ブロックモデルによる塑性曲率分布のモデル化を適用して評価すること等が柱となっている。しかしながら、これからの性能照査型基準においては、耐震性能の照査は適切な手法に基づいて行うことが「要求事項」となり、具体的にどのような手法を用いるかは設計者が自由に選択できるようになる。地震時保有水平耐力法は、この「要求事項」に対するいわば 1 つの解であり、解がこれ 1 つしかないということを意味するものではない。

性能照査型基準の導入により、柔軟性が高く、より合理的で経済的な耐震設計が実現されることが期待されるが、その一方で、設計者の一層の技術力向上も重要となる。耐震設計法は、ここ

数年で飛躍的に複雑となっており、設計実務の現場でも地震時保有水平耐力法や動的解析法が多用されるようになったが、それと同時に性能のよいパソコンの普及と設計ソフトウェアの整備により、耐震設計のプロセスがブラックボックスとなってしまう、設計者が耐震設計を十分に理解せずとも複雑な計算の結果が出せる環境となっているのも事実である。もし、このような環境が設計者の技術力アップの妨げとなっているのであれば、それは意と反するものである。性能照査型基準は、まさに設計者の技術力が試される機会を与えるものであり、設計者側もそのような意識改革を図る必要があると感じている。ただし、性能照査型基準の導入を機に、直ちに全ての設計者の技術力アップを図ることはできないので、まずは耐震設計技術に精通した一部の設計者の技術力を引き出してゆき、これを足がかりにして将来に向けて設計技術全体が少しずつでも向上していくことを期待するところである。

最後に、本稿が今後鉄筋コンクリート橋脚を有する橋の耐震性能を評価する設計者の理解の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編（平成8年版）、1996年12月
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説、耐震設計編(案)、1998年11月
- 3) (社)土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書、耐震設計編、1996年8月
- 4) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集、No.520/V-28、pp.1-11、1995年8月
- 5) 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式、阪神大震災調査研究特別委員会WG報告、土木学会コンクリート技術シリーズ12、1996年8月
- 6) R. Park, T. Paulay : Reinforced Concrete Structures, Wiley- Interscience, 1974
- 7) W. G. Corley : Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.92, ST5, pp.121-146, Oct. 1966
- 8) M. J. N. Priestley, R. Park : Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No.1, pp.61-76, Jan.-Feb. 1987
- 9) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能、第10回日本地震工学シンポジウム、Vol. 2、pp.2123-2128、1998年11月
- 10) 星隈順一、長屋和宏、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、構造工学論文集、Vol.46A、pp.1461-1468、2000年3月
- 11) 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年3月
- 12) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：実大鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.189-194、1999年12月

月

- 13)浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈長がRC橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.177-182、1999年12月
- 14)浅津直樹、運上茂樹、星隈順一：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈長算定式、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 22、No. 3、pp.1477-1482、2000年
- 15)浅津直樹、運上茂樹、星隈順一：軸方向鉄筋の座屈長からみたRC橋脚の塑性ヒンジ長算定式、土木学会第55回年次学術講演会、I-B211、pp.422-423、2000年9月
- 16)星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：実大RC橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し特性とその評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、pp.1471-1476、2000年
- 17)近藤益央、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の伸び出し量に関する研究、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.167-170、1999年12月
- 18)石橋忠良、小林薫、海原卓也：大変形領域の交番荷重を受けるRC橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し量算定法に関する研究、土木学会論文集、No.648/V-47、pp.43-54、2000年5月
- 19)星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：縮小模型実験に基づくRC橋脚の塑性変形性能と寸法効果、土木学会第55回年次学術講演会、V-495、2000年9月
- 20)星隈順一、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の地震時非線形応答の繰り返し特性、第24回地震工学研究発表会、pp.993-996、1997年7月

(星隈順一)