ＩＳＳＮ 0386－5878
土木研究所資料第4030号

土木研究所資料

深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について

平成18年12月

独立行政法人土木研究所
構造物研究グループ（基礎）

Copyright © (2006) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第4030号 2006年12月

深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について

構造物研究グループ(基礎)　上席研究員　中谷　昌一
主任研究員　白戸　真大

要　旨

レベル2地震動に対する深い基礎の耐震性能を記述する上で，地震時保有水平耐力法における基礎の許容塑性率は最も重要な設計上の基準値であり，今後も参照され続ける値である．特に，設計基準の性能規定化が図られる中，設計思想を明らかにし，その工学的な意図を可能な限り具体的に明示しておく必要がある．本資料では，既往の載荷実験結果を踏まえ，深い基礎の許容塑性率を設定した工学的な意図をとりまとめておくことを趣旨としたものである．

キーワード：杭基礎，ケーソン基礎，地震時保有水平耐力法，許容塑性率

目次

1. はじめに **1**

2. 橋梁に要求される耐震性能と基礎の限界状態 **2**

2.1 橋の性能の照査方法 2

2.2 レベル 1 地震動に対する橋の耐震性能とそれを担保するための基礎の限界状態 2

2.3 レベル 2 地震動に対する橋の耐震性能とそれを担保するための基礎の限界状態 4

2.4 まとめ 7

3. 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震性能の照査 **7**

3.1 設計の要点 7

3.2 応答計算モデル 10

(1) 基礎のモデル 10

(2) 静的解析と動的解析 11

(3) エネルギー一定則による非線形応答の評価 11

(4) 基礎が副次的な塑性化に留められている状態であることを照査する際の照査手順と照査値 12

(5) 主たる塑性化は認めるが復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態であることを照査する際の照査手順と照査値 14

4. 群杭基礎の許容塑性率とその工学的意義 **16**

4.1 組杭の載荷実験結果 17

(1) 場所打ち杭 17

(2) PHC 杭 21

(3) 鋼管杭 24

4.2 塑性率の制限値の工学的意義 25

4.3 載荷方向の影響 30

5. ケーソン基礎の許容塑性率とその工学的意義 **33**

6. 地盤の流動力に対する基礎の耐震設計 **36**

7. 結論と今後の課題 **36**

付録 I 地震時の地盤の振動変位が杭基礎に与える影響 **39**

付録 II エネルギー一定則による基礎の応答評価で考慮している基礎の減衰定数の設定について **46**

付録 III 鋼製橋脚の許容塑性率とその工学的意義 **48**

付録 IV 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率とその工学的意義 55

付録 V 斜杭を有する杭基礎の許容塑性率とその工学的意義 68

1. はじめに

道路橋の耐震設計基準である道路橋示方書Ⅴ・耐震設計編[1]は，1995年兵庫県南部地震に代表される過去の地震被災経験を基に，橋脚，基礎，支承部などの地震の影響の大きい部材に対して二段階設計法を採用している．橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(以下，レベル1地震動と呼ぶ)，および橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動(以下，レベル2地震動と呼ぶ)それぞれに対して，橋として必要な耐震性が確保されるように道路橋を設計するように規定している．

レベル2地震動に対する橋脚基礎の耐震設計において基礎の塑性化(基礎の系としての塑性化)を考慮する場合には，塑性率を用いて耐震性能が照査される．道路橋示方書(以下，道示とも呼ぶ)・下部構造編[2]には，所定の構造細目を満足する橋脚基礎に関して許容塑性率が解説されている．基礎は地盤と構造部材が一体でフーチング上の構造を支持するものであるが，塑性率の制限値は，主に，部材の載荷実験にて観察された，部材の損傷過程と基礎システム(系)としての非線形挙動との関係に基づき定められている[3]．許容塑性率を超えないように設計された橋脚基礎は，レベル2地震動に対して基礎に要求される耐震性能を有しているものと見なされる．

しかし，道路橋示方書には，基礎に要求される耐震性能が定性的にしか示されていない．今後，設計基準の性能規定化が図られて行く中で様々な耐震設計法や構造形式が提案されることが期待されるが，提案を検証するためには，要求性能がより具体的な表現で，もしくは数値として客観的に評価できる姿で示されている必要がある．すなわち，塑性率の制限値は性能が数値化されたものとして位置づけられるべきであろう．このためには，基礎が塑性率の制限値に達した場合であっても，具体的に，基礎がどの程度の損傷に収まっており，基礎にはどの程度の強度や変形性能が残存させられているのかということと定量的に関連づけて，塑性率の制限値を説明しなければならない．

そこで，本資料は，

1) 塑性率の制限値を超えないように設計された場合に，構造力学的観点から見て基礎はどの程度の損傷状態にとどまることが意図されているのか．
2) 塑性率の制限値を超えないように設計された場合に，基礎はどの程度の残存強度・変形性能を有することが意図されているのか．

を過去の実験結果等を用いて明らかにするものである．

なお，橋台基礎に関しても，塑性化を考慮して設計される場合には許容塑性率を用いて照査が行われるが，許容値は橋脚基礎の場合とは異なる[1),2)]．橋台基礎の許容塑性率は，橋脚基礎の許容塑性率を基本に，橋台に特有な事項を考慮して提案されているものである．その設定法の背景について，詳細は文献[4]を参照されたい．

2. 橋梁に要求される耐震性能と基礎の限界状態

2.1 橋の性能の照査方法

道路橋示方書は，橋梁の供用期間中に想定しうる荷重状態 (常時，暴風時，レベル 1 地震時) の設計にあっては，橋梁全体系の健全性を保証するために，橋梁各部の挙動を弾性範囲，もしくは弾性と見なせる範囲に抑えている．これは，供用されていて当然と思われる期間内において変状を来すことは無いようにし，道路としての機能がたびたび失われるという最悪の自体を許さないためである．その上で，橋梁の供用期間中には想定しにくいが否定できない荷重状態 (レベル 2 地震時) を想定し，設計にあっては橋梁部位の一部に損傷を許容するが橋梁全体系としては一定の性能 (早期の供用の復旧，落橋に対する安全性) を担保するようにしている．具体的には耐力，変形性能，残留変位の照査が行われる．さらに，基礎の性能は，基本的に上部構造がどのような状態で支持されるのかという観点から記述されている．

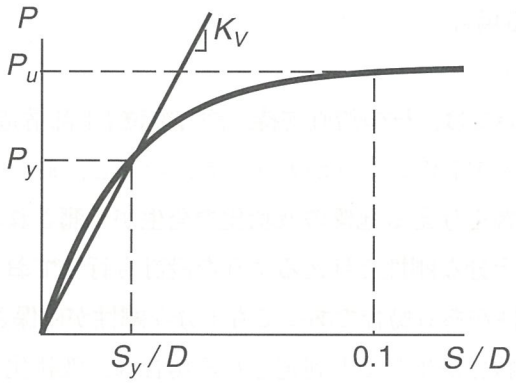
橋の性能の照査方法は，大きく分けて静的照査法と動的照査法に分類される．静的照査法は，地震の影響によって構造物や地盤に生じる地震作用を静的な荷重に置き換えて構造物に載荷し，応答を評価しようとするものである．一方，動的照査法は，構造物や地盤に生じる地震作用に対する橋の応答を動力学的に評価しようとするものである．道路橋示方書に示されるようにそれぞれ得失があり，橋の地震時挙動の複雑さに応じて使い分けられる．

道路橋示方書において，基礎の性能を照査するときに用いる一般的な照査法 (震度法，地震時保有水平耐力法) やそこで用いられる数値モデルは静的照査法に分類されるものであり，基礎の性能の記述を受け，基礎天端に荷重が作用したときの挙動に基づき規定されている．例えば，上部構造からの荷重の入力が念頭におかれた杭の載荷試験結果に基づき，性能を照査するための点，その点に至るまでの挙動を評価するための数値モデルが構築されている．杭基礎の場合，杭は比較的柔な部材であるので，地震中の地盤の振動変位の影響によっても杭は変形すると考えられる．その影響は直接的には考慮されていないが，構造細目等で配慮されている．杭に与える地盤の振動変位の影響の耐震設計上の配慮については付録Ⅰを参照されたい．

また，橋の地震応答を評価するために動的照査法を用いる場合であっても，設計実務では，地表面における地震動を入力し，橋の応答を評価する．その上で，基礎の照査では，道路橋示方書Ⅴの 7.4 に示されるように，橋脚基部に作用する断面力を上部構造および橋脚躯体からの慣性力に相当する地震力であると見なして，通常の震度法，地震時保有水平耐力法に従った照査を行う．基礎の応答自体を動的解析により求めて照査を行うような場合は特別な場合と考えられ，もし行うのであれば，個別に照査法の妥当性を別途検討する必要がある．たとえば，地中部の地盤振動も基礎に作用するような動的解析を数値モデルとして用いる照査法などでは，その妥当性を検証するとともに，付録Ⅰに示すように，照査に用いる許容値も別途検討する必要がある．

2.2 レベル 1 地震動に対する橋の耐震性能とそれを担保するための基礎の限界状態

平成 14 年に改訂された道路橋示方書[1)]は，レベル 1 地震動に対して橋は耐震性能 1 を満足することを求めている．杭基礎を例にとれば，基本的に杭基礎は，各杭が以下に示す安定，部材設計の照査



図–1 杭の鉛直抵抗の模式図．P = 杭頭鉛直荷重，S = 杭頭沈下量，D = 杭径，P_u = 極限支持力で，荷重沈下曲線が沈下量の軸にほぼ平行になったときの，もしくはそれが杭径の 10% をこえるときには杭径の 10% の沈下量のときの荷重．P_y, S_y = 降伏荷重と降伏変位，K_V = 杭の軸方向バネ定数

点を超えない範囲で，剛体と見なせるフーチングに剛結された弾性体である杭の集合体と解される．そして，一番厳しい荷重条件下にある一本の杭の挙動に着目して照査される．安定設計にあたっては，基礎の挙動における弾性限界が照査点になる．基礎の安定に関連しては，平成 2 年の道路橋示方書の改訂にあたり，杭の鉛直並びに水平方向の挙動が多数の載荷試験結果から統計的に分析され，設計上の弾性限界が検討された[5]．杭の鉛直方向の挙動は本来その初期の時点から非線形である．設計計算モデルの設定では，杭頭沈下量が急増する点を降伏点とし，この限界点に基づき杭の軸方向バネ定数の規定がなされている (**図–1**)．そして，設計計算では，降伏点の荷重をこえないように杭頭反力を収めることによって杭が弾性挙動とみなせる範囲であることが照査されている．杭の鉛直載荷試験の結果得られる杭頭における荷重沈下曲線は Weibull 曲線で近似することが可能であり，その場合，近似により求まる降伏点の荷重は極限支持力の 0.63 倍になることがこの背景にある．

杭の水平方向の挙動も本来その初期の時点から非線形である．しかし，載荷点の残留変位が急増する限界点を弾性限界と定義すれば，それは一般には平均値で杭径の 3 ～ 4% 程度の変位に対応する点であることが確認されている．そこで，設計計算モデルの設定では，この限界点を念頭に，設計上は杭径の 1% の変位が許容変位量とされており，その許容変位に対して逆算される，深さ方向に一様な地盤反力係数が推定できるようにされている．そして，設計では，設計地盤面における変位を許容変位量に収めることによって，各杭に対する地盤の水平抵抗が弾性とみなせる範囲にあることが照査されている．部材設計にあっては，各部材がその力学特性が弾性と見なされる範囲を超えないことが照査される．部材設計については，弾性理論により求まる杭体の断面力に対していわゆる許容応力度設計法が適用される．以上のように，部材，安定の両者の観点ともに，各杭が弾性挙動範囲にあることが検証されている．

レベル 1 地震時の基礎の耐震性能の照査は，まず，

(a) 地震動の影響に関わらず地盤は不安定にならないと仮定する場合

について行う．その設計は，上記の意図の元に行われる．なお，常時の設計も共通の意図に基づいている．その上で，地震動の影響により地盤に液状化などの不安定挙動が生じる可能性がある場合には，

(b) 地盤の液状化を考慮する場合

について検証が行われる．

液状化が生じない場合については，杭の鉛直支持，許容変位 (下部構造から決まる許容水平変位は，一般に 15mm，もしくは杭径の 1% のいずれか大きい方．ただし，最大でも 50 mm)，そして部材の照査を行う．たとえ，橋に影響を与える地盤の液状化の発生が予測される場合であっても，液状化が生じない場合に対して基礎に十分な剛性を与えるような設計も行っておくことにより，仮に橋に影響を与える液状化が生じる可能性がある場合であっても十分な剛性が確保されるようにされる．

橋に影響を与えるような液状化が生じると判定される場合は，液状化が生じない場合の照査に加えて，土質定数を低減した場合の照査を行う．液状化が生じると判定される土層について予測される液状化の程度に応じて土質定数を低減し，あたかももともとそのような土質定数を有する土層が存在するものと仮想する．その結果，当該土層の水平抵抗，鉛直抵抗が低減され，杭の鉛直支持，および部材の照査が行われる．また，過度に基礎としての剛性が低下することを避けるために，変位量についても照査を行う．液状化が生じる場合の地盤抵抗特性については不明な点も多いが，下部構造から決まる許容水平変位については軟弱粘性土地盤に関して設定された値を準用してよいことにされている．そして，地盤の不安定現象の評価やそれに伴う橋への影響の評価が困難であることを踏まえて，(a), (b) のいずれか厳しい方の結果が設計に用いられる．

2.3 レベル 2 地震動に対する橋の耐震性能とそれを担保するための基礎の限界状態

平成 14 年版の道路橋示方書は，レベル 2 地震動に対して橋はその重要度に応じて耐震性能 2 もしくは耐震性能 3 を満足することを照査することを求めている．照査に当たっては，橋の性能に応じて，各部材に限界状態を設定するものとされており，組み合わされた状態で橋としての耐震性能を満足するように各部材の限界状態は定められる．

- 耐震性能 2 の場合: 塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ，その塑性変形性能が当該部材の修復が容易に行い得る範囲内であるように各部材の限界状態を適切に定める．
- 耐震性能 3 の場合: 塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ，その塑性変形が当該部材の保有する塑性変形性能を超えない範囲内であるように各部材の限界状態を適切に定める．

すなわち，希に作用する大地震時の外力作用に対しては，部分的に塑性化を許容することによりエネルギー吸収をさせ，経済的な設計を可能にしようという戦略がとられている．ここで言う各部材とは，橋脚，橋台，支承部，上部構造，基礎，フーチングのことであり，たとえば群杭基礎で言えば一本一本の杭体のレベルでの部材ではない．具体的に，まず，塑性化を考慮する部材と塑性化をさせない部材を区別する．塑性化を考慮する部材は，確実にエネルギー吸収が行われることが期待される部材の中から選定される．そして，塑性化を考慮する部材では，塑性化により生じる損傷が許容できる範囲の損傷度を超えないことを，当該部材の塑性率がその部材に許容できる最大の塑性率を超えないことをもって照査される．一般的な橋では橋脚がエネルギー吸収を行う部材として設定される．それ以外では，免震橋では免震支承がその部材に当たる．また，想定した部位に確実に塑性化が生じるように，塑性化を考慮しない部材ではその部材が主たるエネルギー吸収領域にならないことを，作用荷重

と耐力の関係をもって照査される．塑性化を考慮する部材と考慮しない部材の組み合わせについては，数例が道路橋示方書に解説されている．このように部材の限界状態の組み合わせを用いて橋の性能を記述するという考え方は，たとえば文献[6]でも同様のアプローチで橋の性能を説明しようという試みがなされている．

レベル2地震動に対する基礎の耐震性能の検証は，まず，

(a) 地震動の影響に関わらず地盤は不安定にならないと仮定する場合

について行う．その上で，地震動の影響により地盤に液状化などの不安定挙動が生じる可能性がある場合には，

(b) 地盤の液状化を考慮する場合

について検証が行われる．そして，レベル1地震動に対する検証と同様に，地盤の不安定現象の評価やそれに伴う橋への影響の評価が困難であることを踏まえて，(a), (b) のいずれか厳しい方の結果が設計に用いられる．さらに，特殊な場合として，

(c) 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合

について検証を行うものもある．(c) についての検証が必要な基礎については，結局，流動化だけが生じる場合，液状化だけが生じる場合，液状化も流動化も生じない場合の3ケースに対して検証を行い，最も影響が大きなものを設計に用いることになる．たとえば同じ耐震性能を満足させる場合であっても，考慮している地震の影響の違いに起因して照査に用いる値が (a), (b), (c) のそれぞれで異なるため，複数のケースで設計を行う．

道路橋示方書では，要求される橋の耐震性能が2であっても3であっても，また (a), (b) いずれの設計ケースの場合であっても，基礎に関しては，復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態を超えないことを照査するものと解説されている．(c) の場合については，**6.**節を参照されたい．基礎は地中部にあることから，地震後の橋の再供用の妥当性を判断するにあたって詳細な点検を行い損傷度を確認することは困難である．したがって，設計で目標とする橋の耐震性能のランクにかかわらず，基礎の損傷は，震後，無補修で直ちに橋を供用することを妨げない程度に収めることが不可欠である．H8道示における地震時保有水平耐力法による設計では以下の方針が掲げられ，これらの方針はH14道示においても不変である．

(A) 原則として基礎に主たる塑性化を生じさせない．基礎は副次的な塑性化の状態を超えない．

(B) やむを得ず基礎の主たる塑性化を考慮した設計を行う場合でも，大きな残留変位や耐力低下につながるような損傷は避ける．基礎は復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態にある．

ここに，(A) について，主たる塑性化とは，系としての塑性化に達することを指す．基礎が系としての塑性化に達しない場合であっても，基礎本体を構成する部材内の鋼材の一部が降伏応力に達していたり，浅い位置では地盤反力度が極限に達していることもある．そこで，「副次的」という用語を用いて局部的な塑性化と系としての塑性化の違いが表現されている．言い換えると，基礎を構成する部材抵抗や地盤抵抗の要素の一部が降伏点や極限支持力に達するが，基礎の系としての挙動はほぼ弾性と見なし得る状態を副次的な塑性化の状態と呼んでいる．さらにそれを超え，非線形性が顕著となっている領域に基礎の系としての挙動が至っているとき，基礎の主たる塑性化が生じていることになる．

道路橋示方書における基礎の降伏の定義に準拠すれば，系としての挙動が副次的な塑性化と見なせる領域を超えたときとは，地震作用の単位増分に対する基礎の変位量の増分が急増を見せるときである．基本的には，この限界点がレベル 2 地震動に対する照査点となっている．

(A) についての照査は，橋脚躯体が終局耐力 (曲げ，せん断のいずれかの破壊モードで決定される) に達する設計水平震度に相当する慣性力を荷重として考慮し，上部構造からの死荷重，および増加する水平力・転倒モーメントを受けるときに，基礎は主たる塑性化に達しないことを確認することとされている．ここに，基礎が主たる塑性化に達せず，より確実に機能するように，設計水平震度は橋脚の終局耐力に相当する水平震度を 1.1 倍した値とされ，橋脚と橋脚基礎に耐力の階層性を与えることができるように配慮されている．なお，この 1.1 倍という倍率は，本来，橋脚躯体および基礎の耐力のばらつきの両者を考慮して設定されるべきものであり，躯体や基礎の耐力の統計的性質が明らかにされた段階において見直される可能性があるものである．また，(A) についての照査において橋脚躯体に生じる応答が弾性域に留まる場合にも，その躯体基部に生じる断面力が作用したときに，基礎が主たる塑性化に達しないことを確認することは当然である．

(B) について，やむを得ない場合とは，1) 力学的な要因以外で橋脚の寸法が決定されているなどの理由から橋脚が設計地震力に対して十分大きな耐力を有している場合や，2) 地盤の液状化の影響を考慮する設計において，地盤抵抗が十分に期待できず，基礎が系としての降伏に達しないように設計をすることが必ずしも合理的ではない場合である．このうち 1) については，ひとつの実務上の判断基準が道路橋示方書にて解説されており，次式を満足しているときがそれに当たる．

$$P_u/W \geq 1.5k_{hc}$$

ここに，P_u = 基礎が支持する橋脚躯体の終局耐力，W = 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量で，上部構造重量と橋脚躯体重量の関数，極論すれば上部構造の慣性力を算定するための重量，P_u/W は無次元量である．そして，k_{hc} = レベル 2 地震動に対する設計水平震度である．この場合には主たる塑性化が生じることを認めるが，**3.**で述べるとおり，然るべき塑性化に留めるべく，塑性率に制限がかけられることになる．

基礎の安定と基礎本体の修復性の照査が以上のとおり行われるのに加えて，基礎の変位が橋全体系に与える影響も照査する必要がある．H8 道示では，以下のように地震時保有水平耐力法の照査における基礎の変位の制限値の目安として基礎天端またはフーチング底面位置の水平変位 40 cm，回転角 0.025 rad が示されていた一方，H14 道示では，基礎の変位の制限値として回転角 0.02 rad が示されている．H8 道示では変位の照査を行う目的として橋としての安全性を確保することが述べられ，基礎の過大な応答変位や残留変位による支承部位置での変位が橋に与える影響が許容できる範囲であるように設計することを述べている．一方，H14 道示では，橋の耐震性能は，供用性，修復性，安全性という 3 つの観点から再整理された．そこで，橋脚基礎の変位の制限値もこの観点から見直すことにされた．

まず，橋の安全性に基礎の変位が与える影響について，基礎の過大な応答が引き起こすことによる支承部における変位を照査する必要がある．すなわち，基礎の応答による変位の影響を考慮して落橋防止システムの構造を検討する必要がある．H8 道示においては基礎の変位を制限しておくことで落

橋防止システムの設計における煩雑さの軽減につながると考えられていたが，安全性の確保は基礎の変位を小さくすることだけではなく多様な対応が考えられることをより積極的に考慮し，H14 道示において進歩させたものである．また，実質的に基礎の変位の制限値の目安である 40 cm, 0.025 rad という値で設計結果が支配されることが少なかったことから，H8 道示における目安値が落橋防止システムの設計の煩雑さの軽減につながることは少なかったと考えられることも一因である．

また，橋の供用性・修復性に基礎の変位が与える影響について，基礎本体の残留変位を照査しておく必要がある．したがって，橋脚基礎の地震時保有水平耐力法では，基礎本体の応答変位を 0.02 rad を目安に，これ以内に収めることにした．0.02 rad という値は橋脚の許容残留変位の設定法に準じて提案されたものである．実際には応答変位が 0.02 rad である場合でも，除荷後にはより小さい変位量が残留するものと想定される．しかし，エネルギー一定則を用いた場合には橋脚基礎の残留変位を予測することはできない．また，応答変位自体の予測精度にも不確実性が残る．以上より，応答変位を指標として残留変位に関する照査をするものとされ，0.02 rad という値は条文ではなく解説に目安として示された．ただし，残留変位を対象としていることから，この観点からの基礎の変位の照査は基礎に主たる塑性化を考慮する場合においてのみ行えばよい．

H14 道示の改訂作業時と比べて，現在では基礎の動的解析モデルも開発されている[16),17),18),19)]．したがって，今後，基礎の動的解析を多数行い，その結果を整理することなどを通じて，基礎の変位の制限値をより合理的な値に変えていく必要があるだろう．

2.4 まとめ

基礎の限界状態，意図する基礎の耐震性能，震度法，地震時保有水平耐力法における照査項目の関係は**表–1, 2, 3, 4**のようにまとめることができる．これらの考え方は，橋脚基礎，橋台基礎に関わらず同じである．

H14 道示では，橋の耐震性能は耐震設計上の供用性，修復性，安全性の 3 つの要素からなることが示されており，さらにこのうち耐震設計上の修復性には短期的修復性と長期的修復性の 2 つの要素があることが示されている．この，修復性における短期と長期の概念が基礎の限界状態を規定する上では重要である．やむを得ず基礎に主たる塑性化を考慮する場合であっても，上部構造を支持する機能を有したままに留められ，基礎の損傷に係わらず橋の供用の回復を短期で行うことができるように，一方，基礎本体の損傷の補修は橋を供用しながら長期的な視点で可能であるように基礎は設計される．

3. 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震性能の照査

3.1 設計の要点

道路橋基礎の設計について，橋脚の杭基礎を例に説明する．道路橋示方書において，基礎の性能は，基本的に上部構造がどのような状態で支持されるのかという観点で記述されている．したがって，基礎天端に荷重が作用したときの挙動に基づき，基礎の性能は照査される．そして，上部構造からの荷

表–1 レベル１地震時における基礎の限界状態と照査項目

限界状態	照査項目と耐震設計上の性能との関係	照査項目：・基礎の安定 ・基礎を構成する個々の部材の力学特性 ・基礎の変位が橋に与える影響
基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えることがなく，基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界	供用性	・杭頭鉛直反力もしくは変位が鉛直支持に関する降伏点を超えない ・杭頭水平反力もしくは変位が水平支持に関する降伏点を超えない ・基礎の変位により橋に要求される性能が失われない
	修復性，安全性	(供用性の照査により満足される)

表–2 レベル１地震時おける基礎の限界状態と震度法による照査のために設定された照査項目

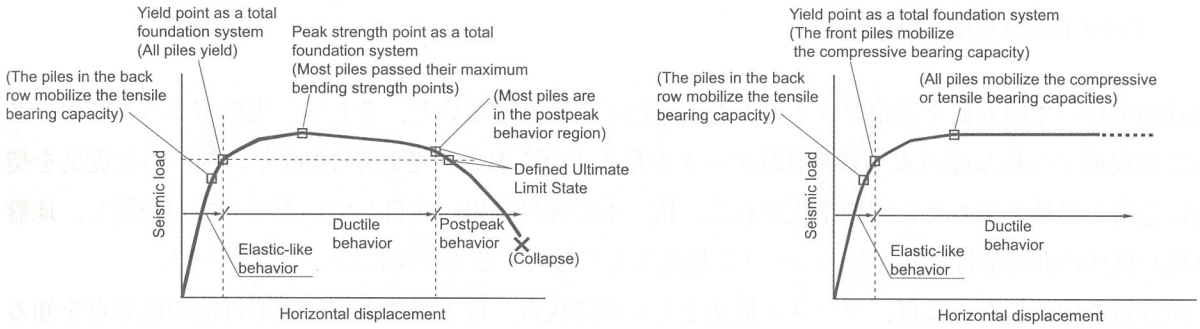
限界状態	照査項目	震度法における照査指標
基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えることがなく，基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界	・杭頭鉛直反力もしくは変位が鉛直支持に関する降伏点を超えない ・杭頭水平反力もしくは変位が水平支持に関する降伏点を超えない ・基礎の変位により橋に要求される性能が失われない	・杭頭反力が許容支持力を上回らない ・杭頭変位が下部構造から決まる許容変位を上回らない (・杭頭変位が上部構造から決まる許容変位を上回らない)

表–3 レベル２地震時における基礎の限界状態と照査項目

限界状態	照査項目と耐震設計上の性能との関係	照査項目：・基礎系の耐力および変形性能 ・基礎本体の修復性 ・基礎の変位が橋に与える影響
副次的な塑性化にとどめられている限界	修復性，供用性	・基礎系に生じ得る塑性化が副次的なものである ・基礎本体が修復可能な損傷程度である
		(副次的な塑性化では，基礎の塑性化に伴う基礎の過大な残留変位は一般に生じない)
	安全性	(修復性，供用性の照査により満足される)
主たる塑性化を認めるが復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない限界	修復性，供用性	・基礎が系として変形性能を失わない ・基礎本体が修復可能な損傷程度である
		・基礎系に生じ得る残留変位が橋の供用の妨げにならない
	安全性	(修復性，供用性の照査により満足される)

表–4　レベル 2 地震時おける基礎の限界状態と橋脚基礎の地震時保有水平耐力法による照査のために設定された照査項目

限界状態	照査項目	地震時保有水平耐力法における照査指標
副次的な塑性化にとどめられている状態	・基礎系に生じ得る塑性化が副次的なものである ・基礎本体が修復可能な損傷程度である	・基礎が道示 V 12.3 に規定される「基礎の降伏」に達しない ・基礎の部材に生じる断面力は耐力を上回らない
主たる塑性化を認めるが復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態	・基礎系が変形性能を失わない ・基礎本体が修復可能な損傷程度である	・基礎の応答塑性率が許容塑性率以下となる ・基礎の部材に生じる断面力は耐力を上回らない
	・基礎系に生じ得る残留変位が橋の供用の妨げにならない	・基礎の応答回転角が基礎の回転角の許容値以下となる



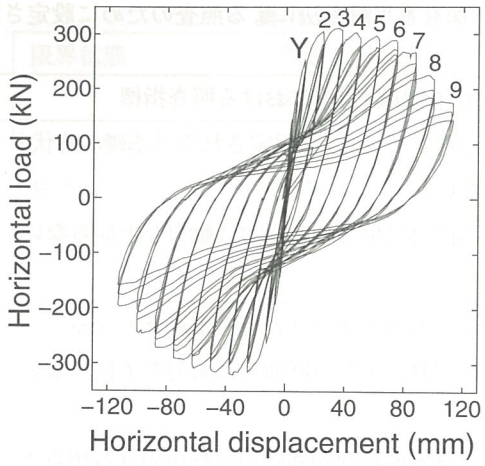
(a) 杭の曲げ損傷が系の非線形挙動を支配する場合　　(b) 杭の支持力が系の非線形挙動を支配する場合

図–2　群杭の損傷と水平支持の関係の模式図

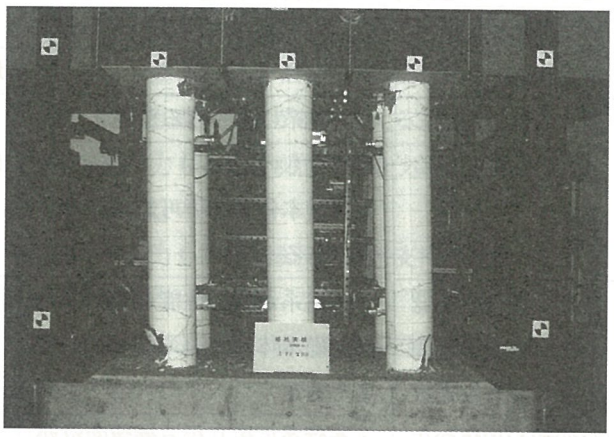
重の入力が念頭におかれた杭の載荷試験結果に基づき，性能を照査するための点，その点に至るまでの挙動を評価するための数値モデルが構築されている．

平成 8 年の道路橋示方書の改訂において導入されたレベル 2 地震時の照査では，一本の杭の挙動ではなく，杭基礎全体系の挙動における降伏点が照査点とされた．杭基礎としての応答を，仮想ケーソンのように杭基礎を一つのシステムと見なして評価しているとも考えて良い．具体的には，原則として基礎が降伏しないこと (「基礎全体系としての」荷重変位関係上の弾性限界内にとどめること) を意図とした照査が行われ，基礎の安定と部材の損傷が同時に照査されている．このとき，杭基礎の降伏の定義が重要になるが，上部構造との取り合いの位置で水平変位が急増し始める点とされ，「支持力の上限に達したことによる回転変位の増加」や「全ての杭の塑性化による曲げ変形の増加」に着目している (図–2)．なお，原則をはずれやむなく全体系の降伏を許容する場合にも橋の供用の回復が容易に行い得る程度の損傷にとどめることが意図されている．

地盤水平抵抗のモデル化については，元々，限界状態設計法への移行を念頭に，既に平成 2 年頃から検討が開始されていた．そこでは，群杭中の一本の杭の弾性限界を超えたところに，どのような杭基礎全体系の限界状態が定義できるのか，どのような数値モデルで挙動を推定できるのか，どのよう



水平荷重・水平変位曲線



$7d_y$ サイクルのときの基礎の状態

図–3 3 × 2 列場所打ち杭模型の繰返しモーメント・水平力載荷実験[11]．杭径は 300 mm, 杭長は 1800 mm, 杭中心間隔は杭径の 2.5 倍.

な意図を持って照査値を設定できるのかを明確にしようとしていた．そして，実験室レベルでの，さらには現地での杭基礎の水平載荷試験データが積み上げられた．それが 1995 年の神戸の大震災を契機に急速に計算モデルとして標準化された．杭一本の弾性限界に着目していたモデルが発展し，地盤抵抗や杭体の非線形性を考慮したラーメン構造として解析するモデルになった[7),8),9),10)]．

照査点を定めるためには，ラーメン構造としての降伏点，最大耐荷力点，変形性能の限界点を知る必要がある．そこで，**図–3**に示すような，繰返しモーメント・水平載荷を天端にて受ける組杭模型の載荷実験が行われた[11),12),13),14)]．最終的に，全ての杭の塑性化により変位が急速に増大し始める点が系としての降伏点の一つとされ，また最大耐荷力相当の強度が発揮され，かつエネルギー吸収能力を十分に残存させることを意図した点が許容塑性率として設定されている．なお，はじめに示したように，実験結果から許容塑性率の工学的な位置づけを明らかにするのが本資料の目的である．

3.2 応答計算モデル

(1) 基礎のモデル

基礎の水平抵抗は，Winkler 床上の梁としてモデル化される．このようなモデルを p-y 曲線モデルと呼ぶこともある．ここに，p が水平地盤反力度，もしくは基礎の部材が単位長さあたりに受ける水平地盤反力，y が基礎地盤間の相対水平変位である．道路橋示方書では，地盤の剛性と強度を同時に考慮するために，p-y 関係としてバイリニア型の抵抗特性を仮定している．なお，Winkler 床が一定剛性の線形バネであると仮定すれば，いわゆる林 -Chang の方法が想定しているモデルと等価になる．地盤の鉛直抵抗も同様にモデル化することも考えられるが，杭基礎については杭軸方向の抵抗は杭の載荷試験結果で得られる杭頭反力・杭頭沈下量曲線をモデル化したバイリニア型のバネを杭頭部に設置することでモデル化されている．部材は梁としてモデル化されるが，曲げモーメント・曲率関係には曲げによる塑性化が考慮されたモデルが用いられる．

(2) 静的解析と動的解析

2.で述べたとおり，地震時の基礎の挙動を評価する方法としては，大きく分けて，静的解析と動的解析の2つがある．H8道示，H14道示とも，基礎の性能の照査は静的解析で行うものとされている．設計上の地盤面より上部の部材の耐震性能の照査については，状況に応じて動的解析を行うこともあるが，その場合であっても，基礎の性能の照査においては，静的照査法を用いて，動的解析で得られた橋脚基部の断面力を作用させたときの基礎の挙動を評価し，性能を照査することにされている．基礎の挙動の評価に静的解析を用いる理由は以下の通りである．

- 非線形動的解析を行うためには，地盤抵抗，たとえばp-y曲線の非線形履歴特性が必要であるが，これらについては平成8年，14年の改訂当時は知見が不十分であった．
- 道路橋の構造的な特徴から，一基の下部構造とそれが支持している上部構造からなる振動単位を一質点系としてモデル化することが可能であり，一質点系の場合，一般論として，静的解析結果とエネルギー一定則を組み合わせることで，ある程度の精度で非線形応答を近似的に評価できると考えられている．

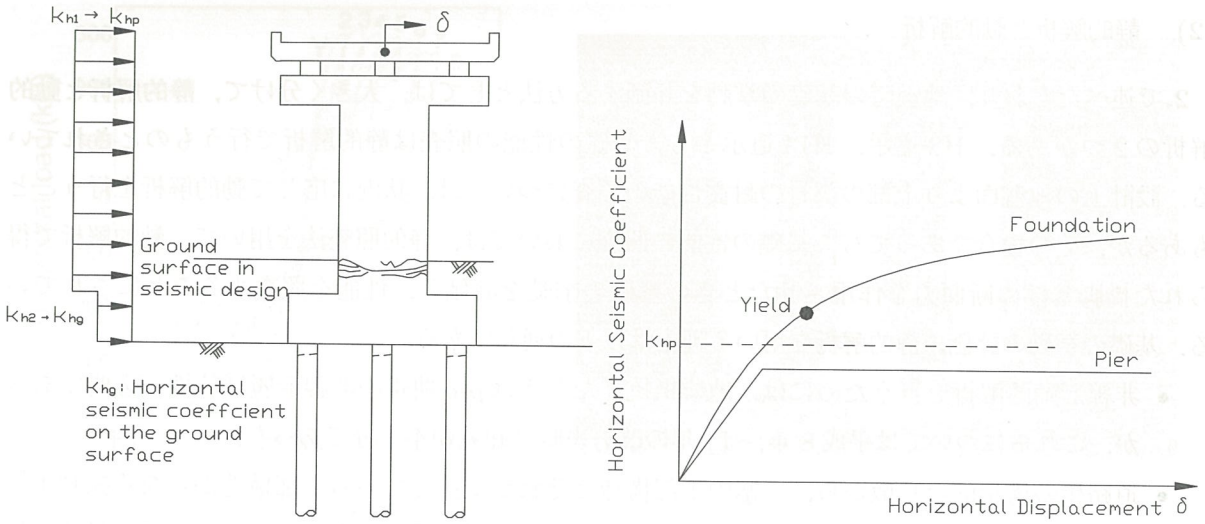
道路橋の場合，非常に大きな死荷重が重心の高い位置にあるという構造的な特徴を有しており，地震時には，上部構造に作用する慣性力の効果が顕著であり，かつ全体の振動モードは一次振動モードが卓越すると想定されることが多い．さらに，橋脚基部，もしくは基礎など，主たる塑性化を誘導すべき部位を事前に特定するので，橋の挙動を一質点でモデル化することが可能である．

一質点系としての基礎の非線形挙動は，一次振動モードに対応する慣性力を事前に決定した手順で橋に漸増作用させることで，逐次評価される(荷重漸増解析，もしくはプッシュオーバー解析と呼ばれる)．たとえば，荷重漸増解析を用いて正弦波を入力した柱状体基礎の大型振動台実験の結果をある程度説明可能であることを確認している[15]．

なお，最近では，土木研究所において系統的な調査が行われ，p-y曲線の履歴特性も明らかにされており，p-y曲線モデルを用いた非線形動的解析により杭基礎の非線形応答を評価することが可能になってきている[16),17),18),19)]．同時に，地盤の振動変位の評価についても，振動台実験結果と数値解析結果の比較が行われており，地盤のパラメータの設定法について提案がされている[20)]．また，鉛直力を受ける杭の繰返し載荷実験も行われており，杭の鉛直方向の挙動についても実験的検証に基づくモデルの設定法の確立が期待されている[21)]．

(3) エネルギー一定則による非線形応答の評価

非線形応答は，荷重漸増解析の結果から設定される一質点系としての荷重・変位曲線に，変位一定則，エネルギー一定則，非線形応答スペクトル法，等価線形解析等を適用することにより求めることができる[22),23),24),25)]．それぞれ固有周期帯や減衰特性などによって精度は変わる．中でも簡便な手法である変位一定則やエネルギー一定則は，一質点系の地震応答解析結果から帰納された経験則である．時刻歴応答解析結果とエネルギー一定則で求まる変位の関係は，ばらつきもかなり大きいが，比較的短周期の構造物や加速度応答スペクトル一定の周期帯にある構造物への適用性が比較的よいとされている．これは，固有周期に比べて非常に短いパルス波に対する応答についてエネルギー一定則を



図–4 基礎が副次的な塑性化にとどめられている状態であることを照査する場合 (k_{hp} = 橋脚の終局耐力に対応する水平震度を 1.1 倍したもの)

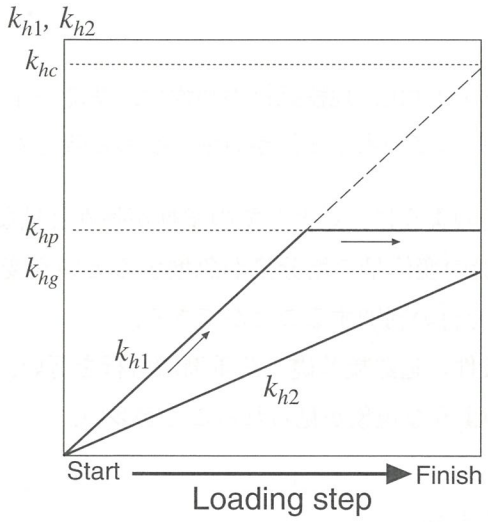
理論的に説明可能であるということが背景にある．変位一定則とエネルギー一定則の両者を比べるとき，エネルギー一定則が常に大きめの変位を与えることから，合理性を保ちつつ安全側の設計結果を与える．したがって，道路橋基礎の耐震設計ではエネルギー一定則が用いられる．

また，限られた数ではあるが，土木研究所と埼玉大学の共同研究において，橋脚について振動台実験，時刻歴応答解析，エネルギー一定則による計算を比較した結果があり，エネルギー一定則において考慮する減衰定数の設定次第では，エネルギー一定則による結果も時刻歴応答解析による結果と同等の精度を有すると報告されている[24]．しかし，上述のように地盤抵抗等の履歴特性が明らかではなかったことから，基礎に関してはこれまでのところエネルギー一定則の精度やそれを適用することの妥当性は検証できていない．なお，地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査においてエネルギー一定則を用いて基礎の非線形応答を算出する場合の減衰定数の設定についての現状を，付録 II に簡単にまとめた．

(4) 基礎が副次的な塑性化に留められている状態であることを照査する際の照査手順と照査値

基礎が副次的な塑性化に留められている状態であることを照査する場合に関する照査の模式図を**図–4**に示す．以下，概要のみを述べるものであり，さらに記号等も道路橋示方書 V とは異なっていることから，詳細は道路橋示方書 V を参照されたい．橋脚や基礎の非線形挙動は荷重漸増解析を用いて評価される．耐震性の照査は，橋軸および橋軸直角方向の二方向で行われる．荷重漸増解析は静的非線形解析である．地震荷重を模擬した，予め決められたパターンの水平荷重を予め決められた手順で漸増させていき，系としての強度や破壊形態および進展を逐次的に評価する．

図–4において，橋脚に関する荷重漸増解析結果は上部構造慣性力作用位置における水平震度 k_h と同じ位置における水平変位 δ の関係で，基礎に関する結果の模式図は上部構造慣性力作用位置における水平震度 k_h と同じ位置の水平変位のうち基礎の変位に起因する分 δ の関係で示されている．



図–5 載荷方法

橋脚の荷重漸増解析では，橋脚基部が固定端であるとし，上部構造および橋脚に等分布の水平震度を与える．橋脚がその終局耐力に達するときの水平震度が求まる．大まかには，その水平震度が基礎の設計にて用いるための設計水平震度 k_{hp} になる．基礎の荷重漸増解析においては，フーチング上面より上部では高さ方向に等分布の水平震度を仮定し，橋脚が終局耐力に達する震度 k_{hp} を載荷するものとされている．さらに，杭基礎の場合には基礎体の剛性が比較的柔であるため，フーチングに生じる慣性力が基礎の地震時挙動に及ぼす影響が無視できない場合が多く，また杭基礎に生じる変位においても並進 (Sway) モードも回転 (Rocking) モードと同様に無視できない場合が多い．したがって，設計地盤面上の水平震度 k_{hg} をフーチングに考慮する．

載荷手順には様々な方法が考えられ，設計基準毎に特色があるが，道路橋の設計実務では一般的に次のような載荷手順が用いられる．加速度応答スペクトルとして与えられる橋脚・基礎系としての設計水平震度を k_{hc} とし，桁および橋脚に与える水平震度 k_{h1} が k_{hc} に，フーチングに与える水平震度 k_{h2} が k_{hg} に同時に達するように比例載荷する (図–5)．ただし，載荷の途中において桁および橋脚の水平震度 k_{h1} が k_{hp} に達したとき以後は，$k_{h1} = k_{hp}$ として k_{h1} を保持し，k_{h2} が k_{hg} に達するまで載荷を続ける．k_{h2} が k_{hg} に達したとき，荷重漸増解析は終了する．ある載荷ステップ (Loading step) i においてフーチング下面に作用する水平力 H は，

$$H = Wk_{h1}(i) + W_f k_{h2}(i) \tag{1}$$

である．ここに，W = 上部構造慣性力を算定するための等価重量，W_f = フーチング重量である．柱状体基礎の場合は，頂版に生じる慣性力，すなわち k_{hg} を無視することが多い．したがって，k_{h1} が k_{hp} に達した時点で荷重漸増解析は終了する．

そして，荷重漸増解析が終了したときに，基礎が系としての降伏に達していないことを照査する．この照査を満足することにより，橋脚躯体が終局耐力に達した場合であっても基礎が系として降伏しないことが満足される．基礎の系としての降伏は，地盤の非線形挙動，基礎体の浮き上がり，また部材の塑性化をおのおの考慮した上で，それら全ての影響が考慮された系としての降伏である．道路橋

示方書では，

> 基礎の降伏は，基礎部材の塑性化，地盤抵抗の塑性化，基礎の浮上りのいずれかにより，上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時とする．

と規定されている．これは前述のように，系としての挙動が弾性と見なせる領域を超えたときは，地震作用の単位増分に対する基礎の変位量の増分量が急増するという変化を見せることを意味しており，たとえば $\log k_h$-$\log \delta$ 分析を行い判別することができる．

一般的な諸元，および地盤条件の道路橋基礎に荷重漸増解析を行い，分析した結果に基づけば，基礎系が降伏に至ったときに次のような現象が見られることが多い．

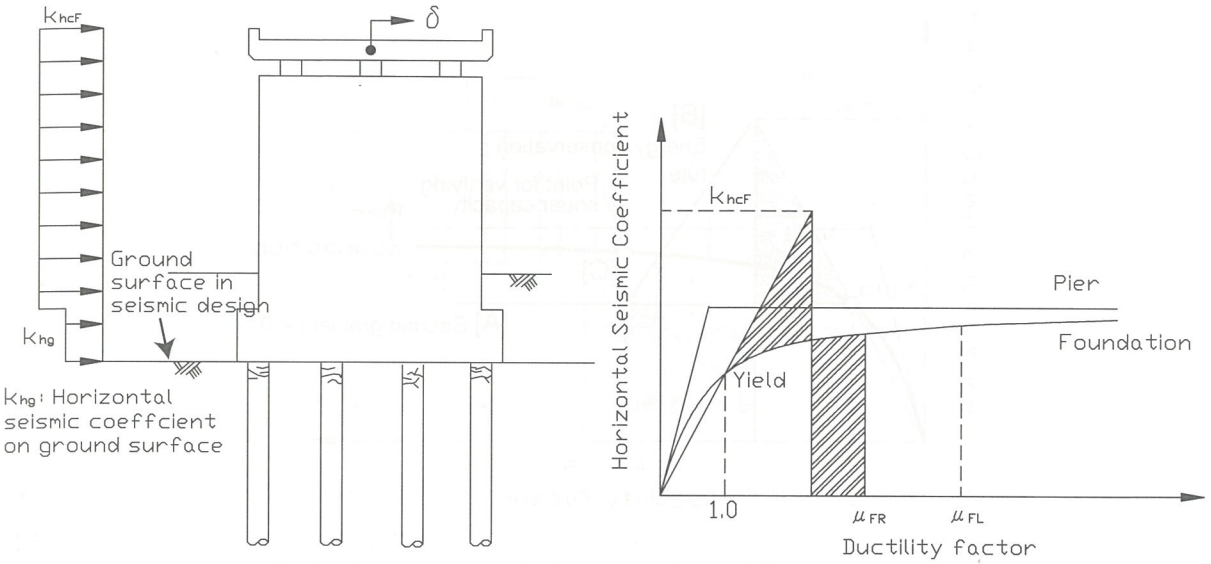
- 杭基礎
  - 全ての杭部材が降伏する．
  - 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力に達する．
- 柱状体基礎の場合
  - 基礎本体部材が降伏する．
  - 前面の水平地盤抵抗が塑性化する範囲が基礎の軸方向に基礎長の 60% に達する．
  - 基礎底面の浮き上がり範囲が底面積の 60% に達する．

また，基礎の変位が構造物の変位に与える影響を調べ，構造物全体として許容できる変位であることを照査する．基礎の残留変位に関しては，基礎が主たる塑性化に達しない場合には一般に問題になることはない．

(5) 主たる塑性化は認めるが復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態であることを照査する際の照査手順と照査値

やむを得ず基礎の塑性化を許容する場合の例を図–6に示す．道路橋のように桁の重量が非常に大きい構造物は，全体系の挙動を等価な一自由度系に置き換えることができるだろう．そして，基礎が塑性化する場合には基礎・地盤系が橋全体系の変位を支配するものと考えられる．そこで，道路橋示方書では，図–6に示すように，基礎・地盤系の変形が支配的になる場合を想定した弾性応答震度 k_{hcf} を上部構造および橋脚に，地表面において生じ得る地盤の水平震度 k_{hg} をフーチングに与えて荷重漸増解析を行う．そして，その結果とエネルギー一定則を用いて基礎の応答を算出し，最終的に，応答塑性率 μ_{FR} が許容塑性率 μ_{FL} 以下であることを照査する．さらに，基礎の変位が構造物の変位に与える影響を調べ，構造物全体として許容できる変位であることを照査する．

群杭基礎の場合には，複数の部材から構成されるためにその崩壊挙動に対する数値解析の能力が十分でない場合が多い．道路橋示方書に示されているモデルよりも詳細なモデル，たとえば，杭の非線形の曲げ抵抗に関して，基礎の水平変位に伴い，各杭に生じる軸力が変動することを考慮して逐次的に杭のモーメント・曲率関係を設定するモデル[11]や杭をファイバー要素でモデル化し，軸力の変動と材料の非線形性とを考慮するモデル[26),27)]であっても，応力ひずみ関係の設定法や計算精度について改善すべき点が多く，未だ広く使用可能というわけではない．



図–6 基礎の塑性化を考慮する場合

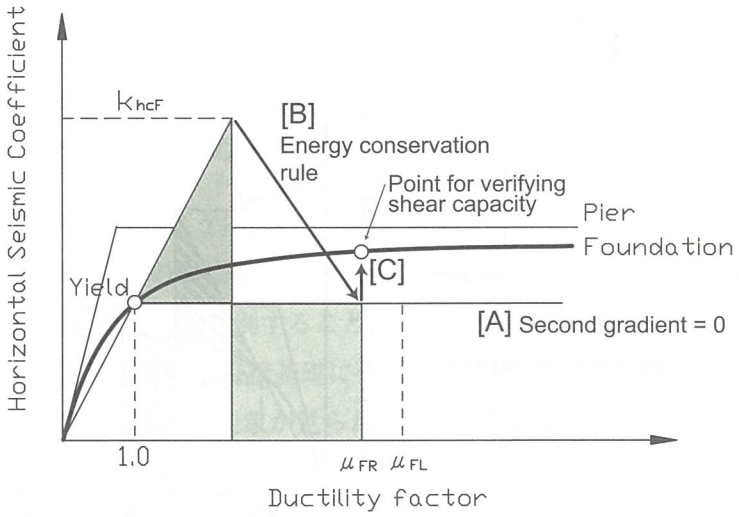
一方，このような数値解析上の問題点について，地震時保有水平耐力法における杭基礎の応答計算では道路橋示方書・下部構造編[2]に以下のように解説され，配慮されている (以下，引用):

> 基礎の応答塑性率を算定する場合，基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 r が必要となる．杭基礎の降伏が杭体の塑性化から決まる場合には，$r = 0$ とするのがよい．これは，杭体が全て塑性化した後は，一般に基礎の耐力が大きくは増加しないことを考慮したものである．

このように，数値計算上の問題点から数値計算が基礎系全体の耐力を大きく評価する傾向にあることが考慮され，数値解析結果としては全杭が降伏した変位程度までを信頼している．

せん断の照査については，杭基礎に作用するせん断力と杭基礎のせん断耐力を比較することにより照査される．杭基礎に作用するせん断力は，計算上杭に発生するせん断力の合計として扱われる．杭基礎の降伏が部材の塑性化から決まる場合に，よく用いられている照査法の概念図を**図–7**に示す．杭体の塑性化が要因で杭基礎が降伏に達した後は，それを超える非線形応答中は杭基礎は全杭が降伏したときの耐力を有しているものと仮定する (**図–7**, [A] 参照)．そして，応答値は数値解析を用いるのではなくエネルギー一定則を用いて算出している (**図–7**, [B] 参照)．そして，照査では，許容塑性率 μ_{FL} を用いて照査している．塑性率の制限値は，復旧に支障となる過大な変形や損傷が生じない状態を満足するように設定されるものである．これについては，**図–3**に示すような実験結果に基づいて与えられている．そして，本資料は，その設定された値の工学的な意義を性能規定化の観点から再考察するものである．

さらに，非線形応答変位に対応する状態における杭基礎系全体に作用するせん断力の評価は**図–7**の [C] のようにして評価される．エネルギー一定則で得られた応答変位に対応する点を荷重漸増解析結果の荷重変位曲線の上において探しだす．その荷重変位曲線上の点に対応する状態において杭頭断面に生じているせん断力の合力を杭基礎に作用するせん断力とする．たしかに，塑性化が大きい領域で



図–7 杭体の塑性化により基礎の塑性化が進展する場合の照査

は数値計算は実際よりも基礎系全体の耐力を大きく評価する傾向にあるかもしれず，その場合，基礎系全体に生じるせん断力も大きめに評価されるが，それは結果として，安全側になっているという一種の割切りがなされている．

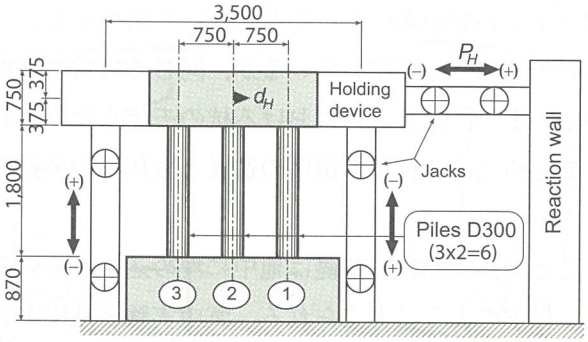
杭基礎のせん断耐力は，杭のせん断耐力を杭本数分合計したものとして扱われる．そして，上記で求めたせん断力が杭基礎のせん断耐力を超えないことを照査する．

ところで，荷重漸増解析で荷重変位曲線を得る過程で，実験に基づき設定した許容塑性率に達する以前に計算上では全杭で終局曲げモーメントに達してしまうことも生じ得る．しかし，これについては，計算モデルの問題であり，計算結果が実際の損傷の進展を忠実に再現しているものではないと考えられている．実験を行い，塑性率の制限値を与えたことは，このような数値解析能力の不備も補っているという側面がある．しかし，今後，既設基礎の耐震性能の再評価において，個々の案件において現状の設計よりも性能をよりきめ細かに評価しようと試みる場合もあるだろう．そのためには，前述のようなより高度な数値解析技術の開発への取り組みが必要とされており，今後の技術開発が期待されるものである．

また，せん断力に対する照査に関しては，たとえば一列，一本の杭にせん断破壊が生じたときの杭基礎の系としての地震時挙動の変化については不明な点が多く，レベル 2 地震動に対しても個別の杭に対してせん断力に対する照査をするのか，現状のように全杭の和としてのせん断力に対する照査を行うのが良いのかという点において，なお議論の余地がある．これについては，個々の杭に生じるせん断力の評価精度と，地盤に囲まれる棒部材という特徴を有する杭としてのせん断耐力の評価精度の両者について，今後研究が進展した時点で再度検討されるべきであろう．

4. 群杭基礎の許容塑性率とその工学的意義

塑性率の制限値は，復旧に支障となる過大な変形や損傷が生じない状態を満足するように設定されることになる．これについては，図–3に示すような実験結果に基づいて与えられている．たとえば，



図–8 対象とした組杭載荷実験の概要 (供試体 A). 単位: mm

文献[11]は，場所打ち杭や PHC 杭を用いた群杭模型の水平交番載荷実験結果に基づき，許容塑性率を 4 程度にしておくことで，杭体の損傷は局部的であり，それよりも大きな塑性率に達してもまだ十分に耐力を保持している状態に留められることを提案している．しかし，はじめにも示したとおり，許容塑性率の設定において，具体的に基礎のどのような工学的状態を想定するべきであるのかは道路橋示方書には示されていない．そこで，以下の章では，載荷実験結果を再分析することにより，群杭基礎，柱状体基礎の両者に関して，以下の観点から塑性率の制限値の工学的意義を明らかにする．

1) 塑性率に関する照査を満足した場合に，基礎の部材はどの程度の損傷状態にとどまることが期待されるのか．
2) 塑性率に関する照査を満足した場合に，基礎は，系としてどのような残存耐荷力や残存エネルギー吸収能を有することが期待されるのか．

本節では，まず，既往の組杭の載荷実験結果を概観する．次に，実験結果に基づき，塑性率の制限値の工学的意義を評価する．なお，一柱一杭方式の橋脚杭基礎の場合，および単列式の杭基礎が地震荷重に対して単列で抵抗する場合の塑性率の制限値の工学的意義に関しては，次節の柱状体基礎に関する評価と同じと考えられるので，そちらを参照されたい．

4.1 組杭の載荷実験結果

(1) 場所打ち杭

模型場所打ち杭基礎の実験[11),12)]の概要を示す．図–8に供試体形状および載荷装置を示す．供試体は 2 種類で，一つは載荷方向に 3 列，載荷直交方向に 2 列の群杭供試体 (以下，供試体 A と呼ぶ)，もう一つは，載荷方向に 2 列，載荷直交方向に 2 列の群杭供試体 (以下，供試体 B と呼ぶ) である．各杭の両端はそれぞれフーチングに剛結されている．模型杭の断面は一般的な場所打ち杭の断面を縮小したものである．杭径は 300 mm で，杭軸方向鉄筋として D10 (SD295A) が 16 本 (鉄筋比 1.6%)，杭表面から軸方向鉄筋中心位置までの距離 50 mm で配置されている．また，帯鉄筋として 40 mm ピッチで D4 (SD295A) が配置されている (鉄筋比 0.2%)．コンクリートの一軸圧縮試験強度は約 30 N/mm^2 であった．杭中心間隔は，実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の 2.5 倍である．

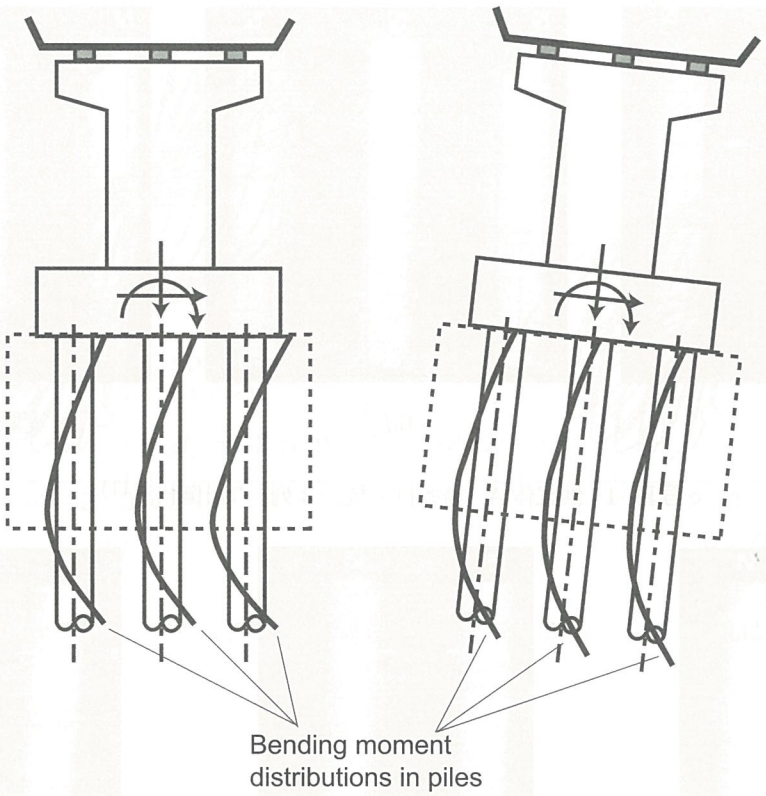
群杭の場合，杭体の一部が部材としての終局状態に達しても，直ちには系としての著しい耐力低下にはつながらない．そこで，基礎全体系としての耐力や変形性能の照査をどのような工学的指標で行っ

たらよいのかについても検討する必要があった．たとえば，道路橋示方書でも，群杭の場合は系としての全体塑性率を照査のための指標として用いているが，同じく複数の部材からなるラーメン橋脚では別な照査指標を用いている．また，設計計算における杭のモデル化の限界，妥当性を確認することも必要である．以上の検討のためには各杭での損傷の進展と全体系の挙動の関係を把握する必要があり，実験は気中で行われた．

気中における実験であることと，実際には基礎は地中に埋め込まれているということの違いが実験結果の解釈に与える影響は，以下のように考えられる．気中実験と地中実験の違いが杭の変形性能に与える影響は，地中実験では地盤も水平力を分担することから杭体に生じる曲げ変形が分散される傾向にあること，および場所打ち杭等であれば，土圧により杭体かぶりコンクリートが横拘束される効果により杭体の変形性能が向上する可能性があることである[26),28),29)]．しかし，慣性力に対して杭の変形が大きくなる杭頭部付近では土圧は小さいことから，気中における実験結果を準用してその挙動を評価することは問題ないと考えられる．一方で地中深部の損傷については気中実験と異なる性状を示す可能性があるが，上述の効果は全て杭の変形性能を増加させる方向にあるため，気中実験結果により基礎の変形性能を検討することは安全側の評価を与える．ただし，中空断面を有する杭の地中部の損傷については，中詰めコンクリートを有した供試体を用いて，かつ気中で行った実験結果とは異なる可能性があるので注意を要する．

上部構造，橋脚，フーチング慣性力に対する基礎の応答は並進モードと回転モードの重ね合わせでモデル化できる．そこで，左右に設置された鉛直ジャッキ2基と水平ジャッキ1基を同時に用いて，一定の鉛直荷重のもと，水平・回転変位が与えられた．試験中に保持される鉛直荷重は杭1本あたり137 kNであり，コンクリートの一軸圧縮試験強度の6-7%に相当し，杭基礎が保持する死荷重の標準的な範囲内にある．また，上フーチング中心位置にて(転倒モーメント) = 2.5 × (水平力)に保たれるように制御されながら水平変位d_Hとモーメントが交番載荷された．交番載荷として，全杭降伏時の水平変位を$1d_y$として，各載荷ステップにて3回の繰返しを伴う$\pm nd_y$ $(n = 1, 2, 3....)$の水平変位履歴が与えられた．$1d_y$は供試体Aでは12.5 mm，供試体Bでは14.0 mmであった．全杭が降伏に達すると予測された荷重を供試体に載荷したときの変位を$1d_y$としている．

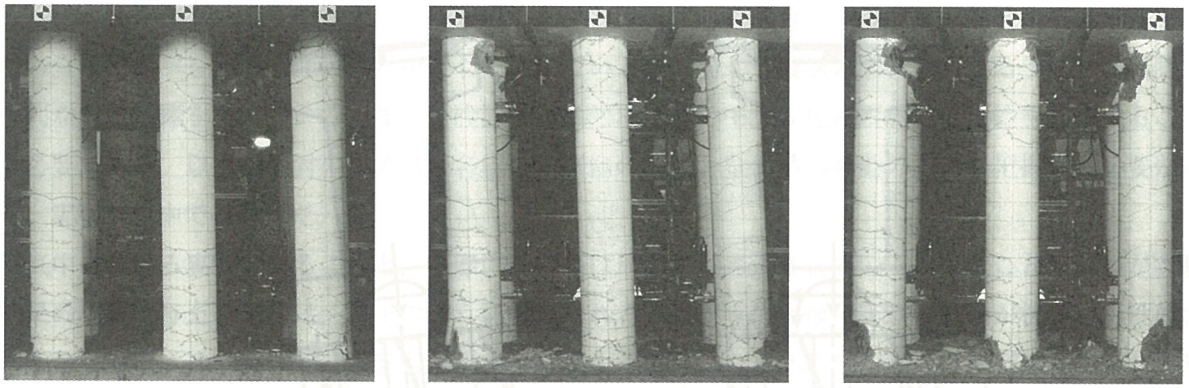
実際の橋脚杭基礎と本供試体に生じる断面力の関係を表したのが**図–9**である．一般に基礎の不静定度を大きくするため杭はフーチングに剛結される．その場合，**図–9**に示すように，杭に生じる曲げモーメントは杭頭部と杭の特性長さ(いわゆる$1/\beta$)に相当する位置の地中部で大きくなる．そして，地盤による拘束に比べて，杭頭部の剛結度は大きいことから，一般に杭頭部に生じる曲げモーメントが最大になる．しかし，回転モードが卓越するにつれ，地中部での発生曲げモーメントが大きくなり，曲げモーメント分布の中で最大になることもある．たとえば，地表面付近の地盤抵抗が小さい，杭列数が少ない等の場合に地中部を回転中心に橋脚およびフーチング全体が転倒するような変形モードが顕著に表れ，杭頭部で曲げが生じない場合などである．どのような条件の場合に地中部で曲げモーメントが最大になるのかという点については，地盤の剛性，杭列数，フーチングに作用する水平力と転倒モーメントの大きさ等の様々な要素が関連しており，明確にできない．したがって，ある程度割り切って実験供試体のモデル化を行うことになる．実際の橋脚で一般に生じ得る，杭頭部に生じる曲げモーメントが最大である場合に対して，実験は，実験供試体を180度・上下反転させた状態を仮定



図–9 地震時に杭に生じる曲げモーメント (実験では破線で囲まれた部分をモデル化)

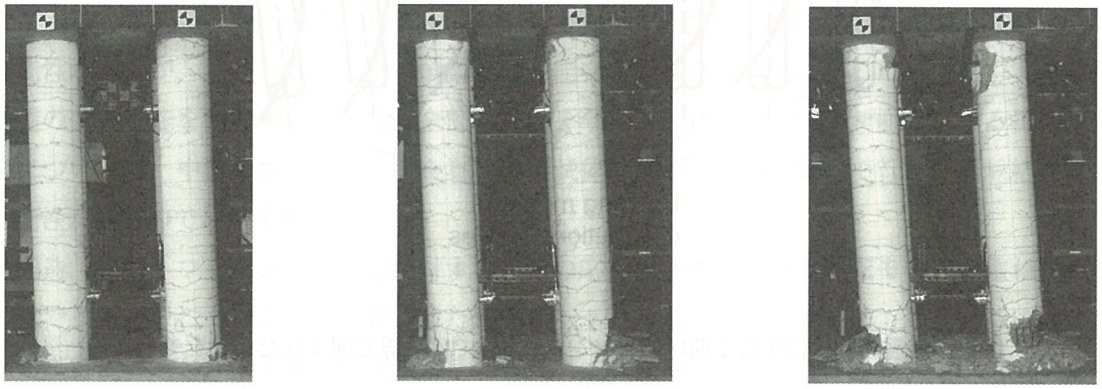
して行われていると見なされ，実際の基礎における杭頭結合部は実験供試体では下側フーチングへの杭の結合部が対応しているとみなして考察を行うことになる．一方で，実際の基礎において地中部に生じる曲げモーメントが最大であるような場合を想定すれば，実験供試体を上下反転させた状態を想定する必要はなく，実際の基礎における杭頭結合部は実験供試体では上側フーチングへの杭の結合部が対応していると見なしてよい．そこで，単純アーム長の差分についてのみ換算すれば，下フーチング中心位置では (転倒モーメント) $=4.3\times$ (水平力) の関係が保たれていることになる．橋脚高の実績は 15 m 程度かそれより低いものが殆どである[30]ので，橋脚躯体やフーチングの慣性力成分までも考慮すれば，実験における転倒モーメントと水平力の比率は現実的な値の範囲内であろう．

写真–1, 2に供試体の損傷状況を，**図–10**に水平ジャッキの反力・変位関係を示す．**図–10**の白丸は $\pm 1d_y$ 時の点である．損傷の進展は以下の通りであった．供試体 A (3×2 列群杭) では，$2d_y$ にて両端列の杭の上下端接合部付近，および中央列の杭の下端接合部付近にてかぶりコンクリートの表面部が剥落した．その後，コンクリートの損傷が進展するが，$4d_y$ では帯鉄筋・軸方向鉄筋のいずれも露出には至っていない．$6, 7d_y$ にて両端部列の杭で鉄筋の露出，および軸方向鉄筋のはらみ出しが確認された．その後，鉄筋のはらみ出しが大きくなるとともに，端部列の杭では複数の軸方向鉄筋が破断した．最終載荷ステップでは，中央列杭の下部においても鉄筋が露出し，はらみ出しが生じていることが確認された．供試体 B (2×2 列群杭) もほぼ同様の損傷の進展であった．$2d_y$ にて両列の杭の下部接合部付近にてかぶりコンクリート表面部が剥落した．その後，$3d_y$ にて上部でもコンクリートの



$4d_y$　　$6d_y$　　実験終了後

写真–1　供試体 A (場所打ち杭，3 列) の損傷状況[11)]



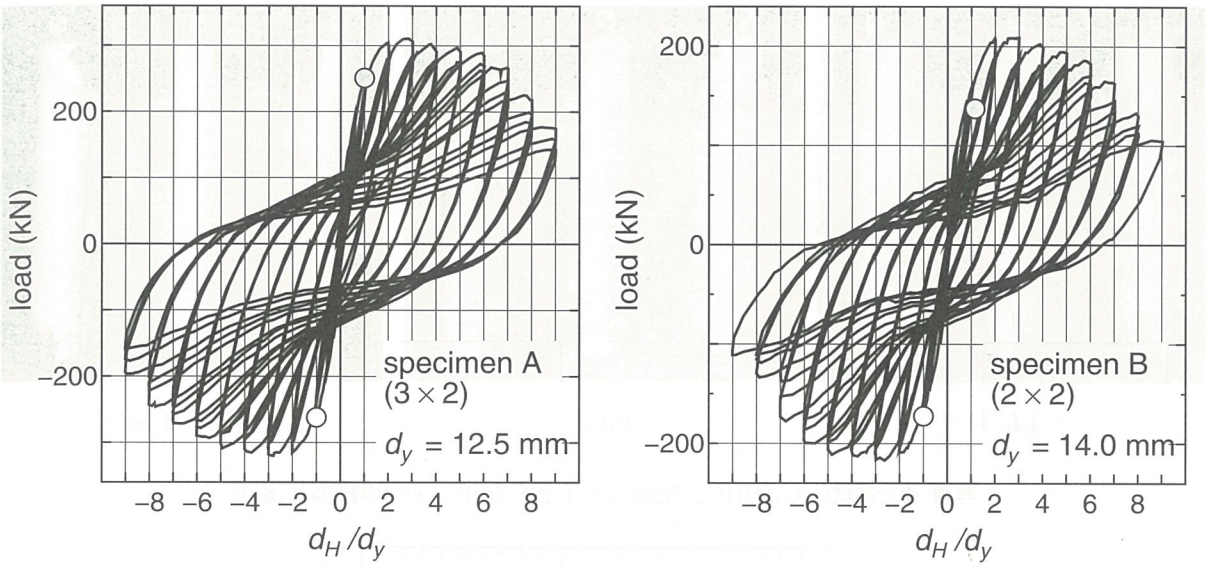
$4d_y$　　$6d_y$　　$8d_y$

写真–2　供試体 B (場所打ち杭，2 列) の損傷状況[11)]

圧壊，剥離が見られ，$4d_y$ にて杭下部で帯鉄筋が若干露出した．$6d_y$ にて杭下部で軸方向鉄筋が露出し，はらみ出しが確認された．$7d_y$ で鉄筋が数本破断し，$8, 9d_y$ では杭上部でもかぶりコンクリートが大きく剥離し，鉄筋が露出，はらみ出した．基礎は最終的に大きく損傷し，水平力に対する変形性能を失うものの，鉛直力を保持し続けることは特筆すべき点である．

また，実験供試体の場合，下側フーチングへの結合で杭は最も厳しい荷重状態になるため，杭下部の損傷の進展は杭上部のそれよりも常に速い．そこで，以後，下側結合部での杭の損傷に着目して考察を進める．なお，杭上部の損傷の進展は変位レベル差にして $1 \sim 2d_y$ 程度遅いようである．

荷重については，両供試体とも，$3d_y$ で最大水平荷重に達し，$3 \sim 5d_y$ に渡って荷重を保持する．その後じん性的な挙動を示しながら徐々に荷重が低下し，7 から $8d_y$ にて降伏荷重程度になる．そして，鉄筋のはらみ出しの進展やそれに続く破断が生じ，荷重低下が急激になる．構造物や構造部材の終局限界状態の定義については一般にいくつかの考え方がある[22)]．1) 荷重変位曲線上で，降伏後，荷重保持域を超え，強度が急激に低下し始める状態に達した点として定義される場合，2) 荷重が低下して最大荷重の 80% まで低下した状態に達する点として定義される場合，3) 荷重が低下して降伏荷重相当に達した点として定義される場合．仮に 3) の場合の定義を用いるとすると，系としての終



図–10 水平ジャッキの反力 – 変位関係 (供試体 A および B, 場所打ち杭). 白丸は $\pm 1d_y$ の点.

局塑性率は 7 程度になる.

(2) PHC 杭

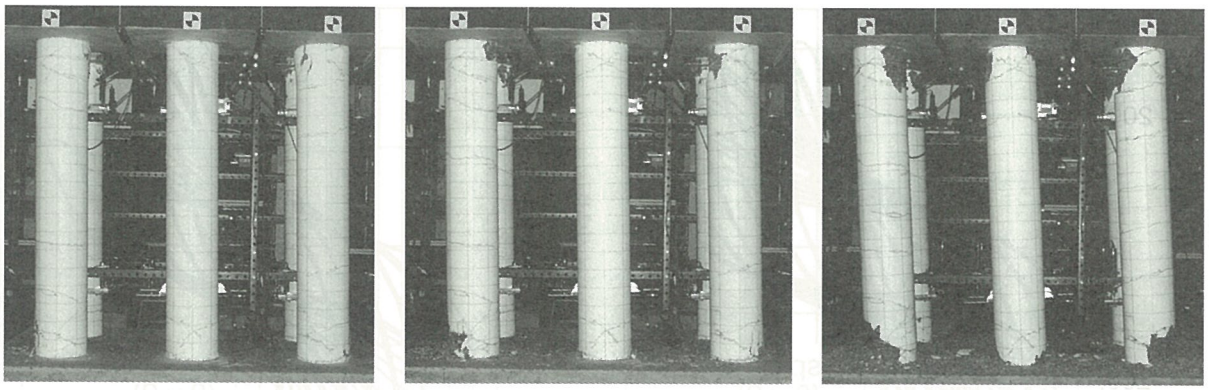
次に PHC 杭による組杭の載荷実験結果を示す[11),12)]. 実験の供試体の諸元, 方法は場所打ち杭の場合と同じで, 杭が場所打ち杭から PHC 杭に取り替えられている. 供試体は載荷方向に 3 列, 載荷直交方向に 2 列の群杭である.

道路橋示方書では, JIS 規格に適合する構造を有する杭を用いるだけではなく, 地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲には一定量以上のスパイラル補強鉄筋を配置するものとされている. そこで, その細目を満足するような補強鉄筋量が配置された杭を用いた供試体を供試体 C, 通常程度の量が配置された杭を用いた供試体を供試体 D と呼ぶ.

供試体 C の杭では, スパイラル鉄筋 SD295A, D6 がピッチが 50 mm になるように配置されている. スパイラル鉄筋以外の断面諸元は以下の通りである. 杭径は 300 mm, 肉厚 60 mm で, コンクリート強度は約 80 N/mm^2 である. 杭軸方向の PC 鋼材は SWPR1, D7 が 12 本である. また杭体の上下端では, それぞれ, 杭体内部にフーチング端部から 750 mm ずつの範囲に中詰めコンクリートが配置されている.

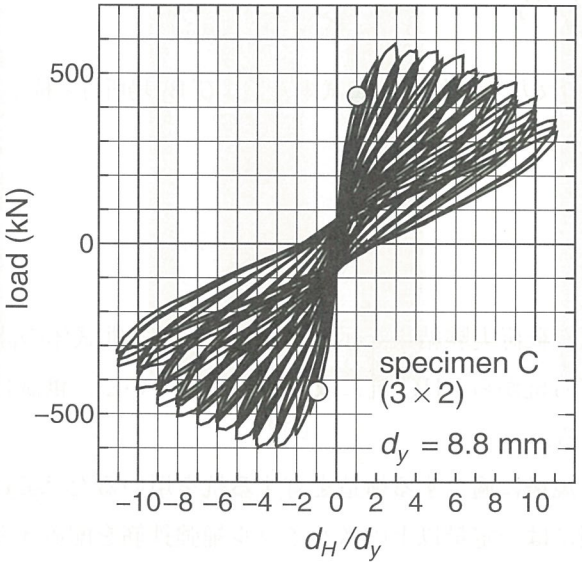
供試体 D の杭では, スパイラル鉄筋 SWM-B, D3 が 50 mm ピッチで配置されている. また, 中詰め鉄筋 (軸方向鉄筋 D10 が 6 本, 帯鉄筋 D6 が 75 mm ピッチ) が配置されている. その他の諸元は供試体 C と同じである.

供試体 C のケースにおける損傷の進展を**写真–3**に, 水平ジャッキの荷重・変位関係を**図–11**に示す. **図–11**の白丸は $\pm 1d_y$ 時の点である. 損傷の進展は以下の通りであった. $3d_y$ にて両端列の杭の上下端接合部付近にてかぶりコンクリートの表面部が剥落し, その後の損傷の進展に伴い, $4d_y$ では端部杭の下端ではスパイラル鉄筋が露出した. また, $4d_y$ では中央列の杭の上下端接合部付近におい



$4d_y$　　$6d_y$　　実験終了後

写真–3　供試体 C (PHC，補強スパイラル有り, 3 列) の損傷状況[11)]

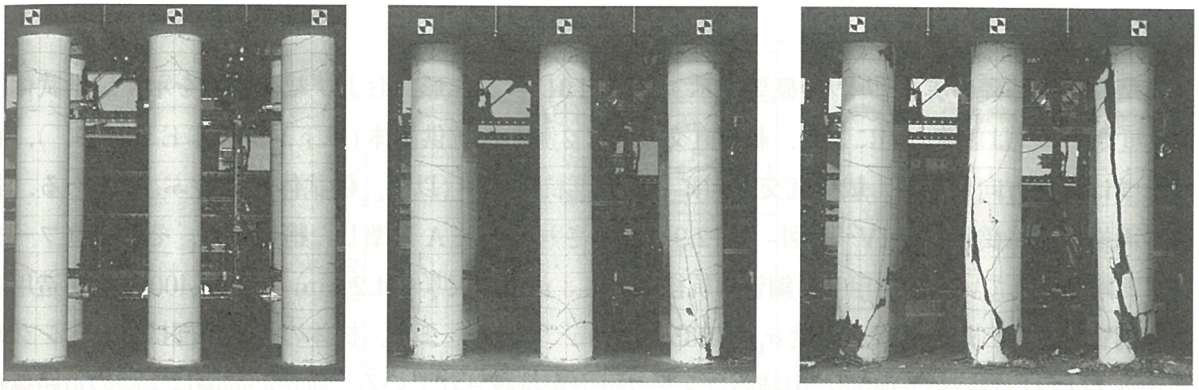


図–11　水平ジャッキの反力 – 変位関係 (供試体 C, PHC，補強スパイラル有り, 3 列)．白丸は $\pm 1d_y$ の点

てもかぶりコンクリートの表面部が剥落した．$7 \sim 9d_y$ にて両端部列の杭で軸方向鉄筋のはらみ出しが確認され，はらみ出しが大きくなるとともに複数の軸方向鉄筋が破断した．中央列の杭では軸方向鉄筋のはらみ出しは見られなかった．また，計測値は存在しないものの，変位レベルが大きくなっても原点指向型の履歴特性を有していることから推し量れば，$11d_y$ に至ってもプレストレスが有効に働いているように見える．

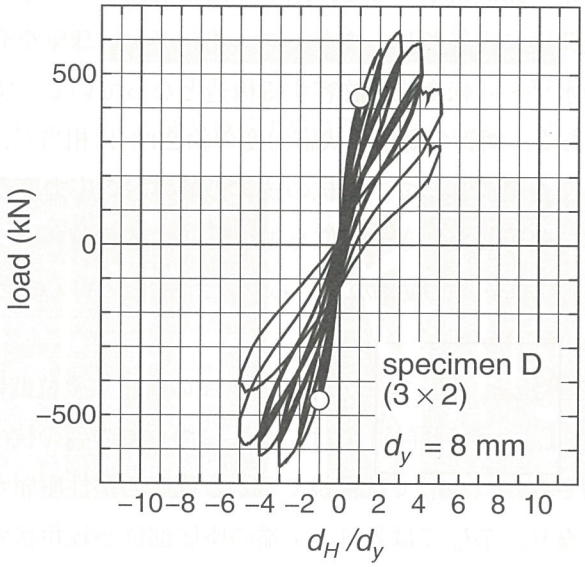
荷重については，$3d_y$ で最大水平荷重に達し，$3 \sim 6d_y$ に渡って荷重を保持する．$7d_y$ 程度から鉄筋のはらみ出しが見られ，降伏荷重程度にまで荷重が低下する．$9d_y$ からそれに続く破断が生じ，荷重低下が急激になる．荷重が低下して降伏荷重相当に達した点を終局状態と仮定すれば，系としての終局塑性率は 9 程度になる．

供試体 D のケースにおける損傷の進展を**写真–4**に，水平ジャッキの荷重・変位関係を**図–12**に示す．**図–12**の白丸は $\pm 1d_y$ 時の点である．損傷の進展は以下の通りであった．曲げに伴うクラックに加えて，$2d_y$ で杭軸に沿って伸びる縦ひびわれが一方の端部列の杭に発生した．$3d_y$ にて両端列の杭



$2d_y$　　$4d_y$　　実験終了後

写真–4　供試体 D (PHC, 補強スパイラル無し，3 列) の損傷状況[11)]



図–12　水平ジャッキの反力 – 変位関係 (供試体 D, PHC 杭，補強スパイラル無し，3 列)

の下端接合部付近にてかぶりコンクリートの表面部が剥落した．さらに，反対側の端部列の杭にも縦ひびわれが発生した．$4d_y$ で中央列の杭の下端接合部付近にてかぶりコンクリートの表面が剥落，両端列の杭の縦ひびわれが大きく進展する．$5d_y$ で杭はせん断破壊し，縦方向のひびわれが大きく進展，中央列の杭においてもせん断ひびわれが急激に開いた．そして，ひびわれを横切る帯鉄筋は破断した．このようなせん断による破壊パターンは，既往の震災でも見られたものであり，たとえば 1995 年の兵庫県南部地震においても PC 杭の被災事例の中にも見られた[31),32),33)]．

荷重については，$3d_y$ で最大水平荷重に達した後，杭にせん断破壊が生じるために $4d_y$ 以後急激に低下する．せん断破壊型の脆性的な破壊を起こす点を終局とすれば，系としての終局塑性率は 3 ～ 4 程度である．したがって，杭体が降伏すると想定される範囲では，道路橋示方書の構造細目を遵守し，スパイラル補強鉄筋を配置することが重要である．

(3) 鋼管杭

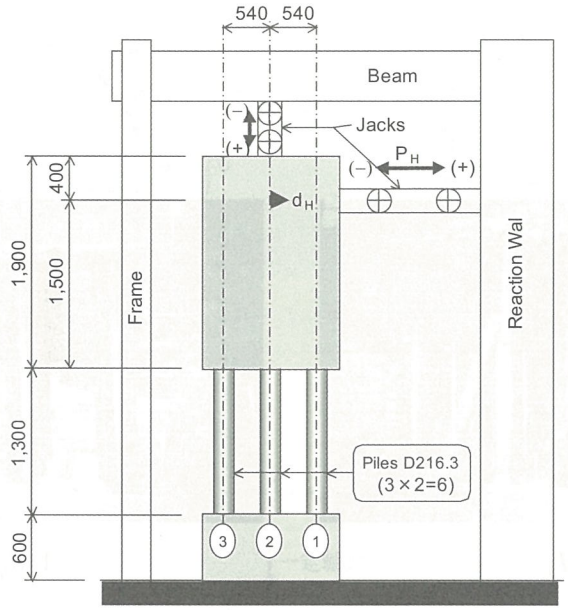
模型鋼管杭基礎の実験[13),14)]の概要を示す．**図–13**に供試体形状および載荷装置を示す．供試体は2種類で，一つは載荷方向に3列，載荷直交方向に2列の群杭供試体(以下，供試体Eと呼ぶ．)，もう一つは載荷方向に4列，載荷直交方向に2列の群杭供試体(以下，供試体Fと呼ぶ．)である．各杭の両端は道路橋示方書IV[2)]の図-解12.9.3に示される方法Aに準じた構造とし，それぞれフーチングと剛結されている．使用した鋼管は杭径が216.3 mm，板厚が4.2 mmのSTK400一般構造用炭素鋼鋼管であり，規格降伏応力度σ_yは235 N/mm^{2}である．また，杭体の上下端部はフーチング端部から$1D$ (Dは杭径)の範囲に中詰めコンクリートが打設されている．杭中心間隔は実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の2.5倍である．

実験では供試体の下フーチングを反力床にボルトで固定した状態で，鉛直ジャッキ1基と水平ジャッキ1基を同時に用いて，一定の鉛直荷重のもと，水平・回転変位が上フーチングに与えられた．鉛直ジャッキはコロを介して載荷梁に設置され，また上フーチングとは球座を介して接続されている．したがって，上フーチングの水平・回転変位を許容する構造となっている．実験中に保持される鉛直荷重は杭1本当り147 kNである．鋼管の規格降伏応力度の約20%に相当し，杭基礎が保持する死荷重の標準的な範囲内にある．交番載荷として，全杭の杭体の最外縁の応力度が規格降伏応力度に達すると予測された荷重を供試体に載荷したときの変位を$1d_y$とし，各載荷ステップにて3回の繰返しを行う$\pm nd_y$ ($n = 1, 2, 3 \cdots$)の水平変位履歴が与えられた．水平ジャッキ位置での$1d_y$は供試体Eで9.7 mm，供試体Fで8.0 mmであった．

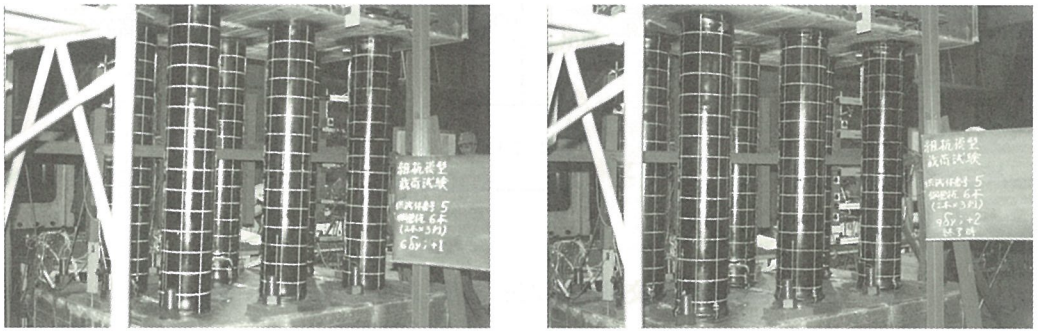
写真–5, 6に供試体の損傷状況を，**図–14**に水平ジャッキの荷重・変位関係を示す．**図–14**の白丸は$\pm 1d_y$時の点である．供試体E (3×2列群杭)では，$5d_y$にて全ての列の杭の上下端部接合部付近に鋼管のわずかな膨らみが観察された．$6d_y$では目視でわかる程度の塑性座屈が見られた．$6.5d_y$ではこれらの傾向がさらに顕著となり，$7d_y$では各杭の下端の座屈部位が鋭角状の変形となった．最終的には$8d_y$で各鋼管の下端の座屈部にくびれが発生したが，鋼管の破断には至らなかった．なお，下フーチングへの杭の結合部が最も厳しい荷重状態であることから，損傷の進展は杭上部よりも杭下部が先行した．水平荷重については，$5d_y$で最大に達し，$5 \sim 6d_y$に渡って荷重を保持する．その後徐々に荷重は減少傾向を示したが，最終の$7.7d_y$でも降伏荷重程度まで低下することはなかった．また鉛直荷重についても$7.7d_y$まで保持し続けた．

供試体F (4×2列群杭)でも供試体Eとほぼ同様の損傷の進展であり，$4.7d_y$で全ての列の杭の上下端部接合部付近に鋼管のわずかな膨らみが観察され，$6d_y$では目視でわかる程度の塑性座屈が見られた．$7d_y$ではこれらの傾向がさらに顕著となり，$8d_y$では各杭の下端の座屈部位が鋭角状の変形となり，$10d_y$で各鋼管の下端の座屈部にくびれが発生した．しかし，最終の$11d_y$でも鋼管の破断には至らなかった．水平荷重については，$4.7d_y$で最大に達し，$4.7 \sim 7d_y$に渡って荷重を保持する．その後徐々に減少傾向を示したが，最終の$11d_y$でも降伏荷重程度まで低下することはなかった．また鉛直荷重についても$11d_y$まで保持し続けた．

供試体Eでは$7.7d_y$，供試体Fでは$11d_y$まで水平荷重が載荷されたが，鋼管の座屈部が破断することはなかった．最終的には水平荷重が低下して降伏荷重相当に達する点まで実験できなかったが，



図–13 対象とした組杭載荷実験の概要 (供試体 E)．単位: mm



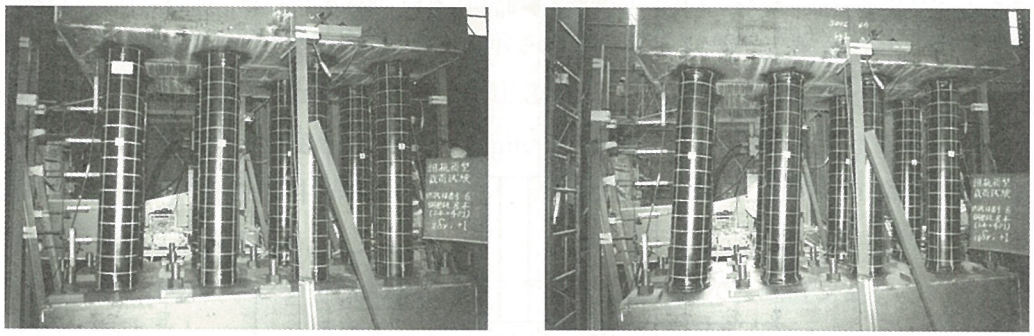
$6d_y$ $8d_y$

写真–5 供試体 E (鋼管杭，3×2 列群杭) の損傷状況

系としての終局塑性率は 8 ～ 11 程度と想定される．

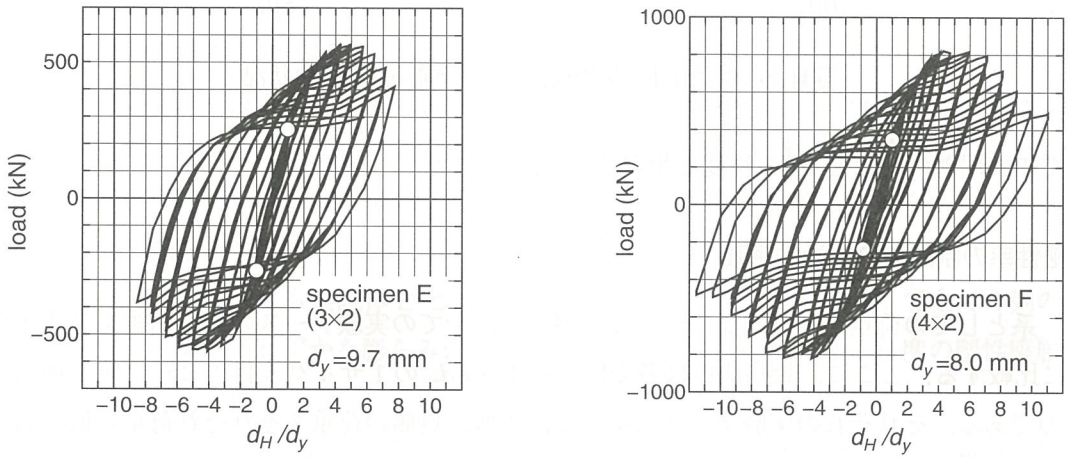
4.2 塑性率の制限値の工学的意義

まず，系としての荷重・変位関係について考察する．全ての実験ケースの骨格曲線を無次元化し，**図–15**に比較する．ここに，骨格曲線は各変位レベル $\pm nd_y$ の 1 サイクル目のピーク値を抽出し，結んだものである．それぞれの実験ケースに関して，正側，負側の荷重をそれぞれ荷重の最大値，最小値で除すことにより無次元化した荷重を縦軸に，水平変位 d_H を $1d_y$ 時の変位で除すことにより無次元化した変位レベル d_H/d_y を横軸にとった．場所打ち杭，補強スパイラル鉄筋が配置された PHC 杭を用いた群杭基礎では，荷重の最大値は $3d_y$ で発揮され，$3d_y$ から $5d_y$ 程度まで保持される．その後，徐々に荷重は低下するが，最大荷重点の変位レベルの 2 倍以上の変位レベルまで降伏荷重以上の荷重が保持される．鋼管杭の場合，$4d_y$ でピーク荷重が発揮される．その後，荷重が低下するものの，最大荷重点の 2 倍以上の変位レベルに達しても降伏荷重相当の荷重までは低下しないようである．以

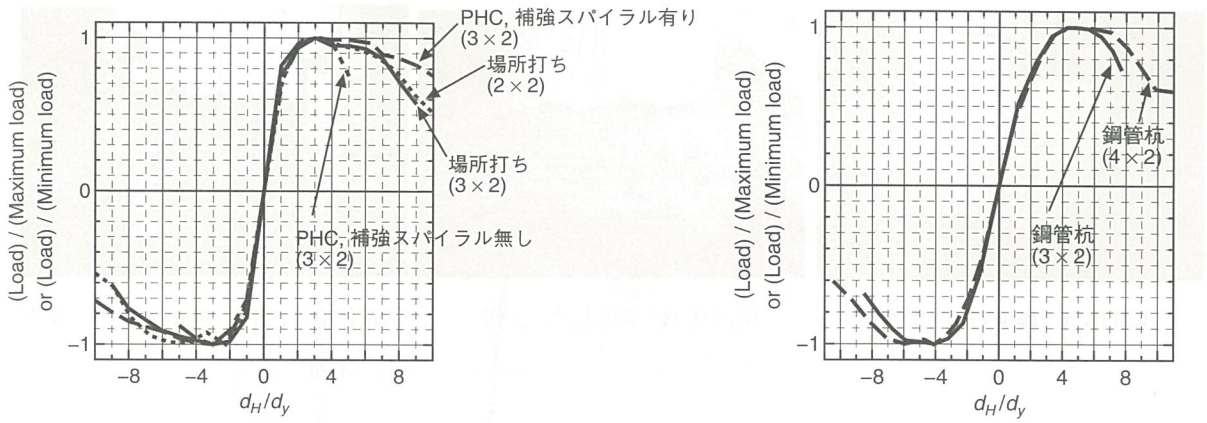


$6d_y$ $11d_y$

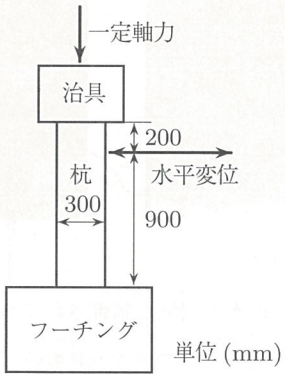
写真–6 供試体 F (鋼管杭, 4×2 列群杭) の損傷状況



図–14 水平ジャッキの反力 – 変位関係 (供試体 E および F, 鋼管杭). 白丸は $\pm 1d_y$ の点.



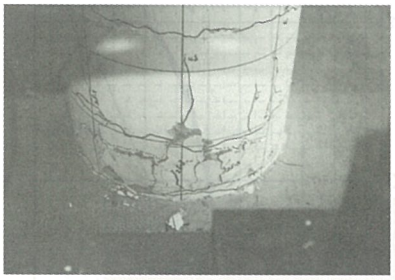
図–15 無次元化した荷重変位曲線



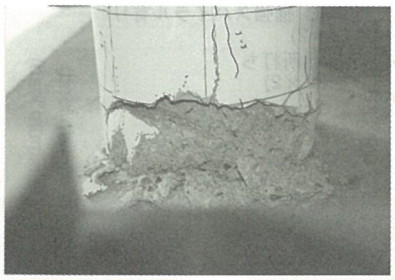
図–16 場所打ち杭 (単杭) 模型の水平交番載荷実験[11),12)]

上の実験結果については，$4d_y$ を許容塑性率とすれば群杭は最大荷重点を超えないことになる．しかし，鋼管杭の場合には，ピーク荷重と降伏荷重の差が非常に大きく，ピーク荷重後の荷重低下割合いが場所打ち杭，補強スパイラル鉄筋が配置されたPHC杭の場合よりも大きいという特徴を有している．

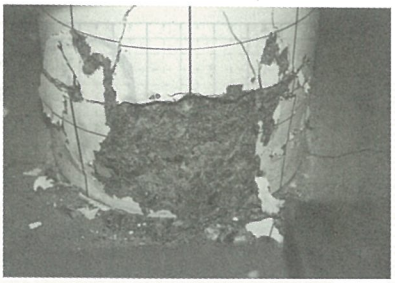
変形性能は杭種の違い，杭体の配筋の違いに応じて異なってくる一方，文献[11),12)]でも指摘されているように，無次元化された荷重変位曲線で見ると，杭列数の違いに依存した変形性能の違いは大きくないようである．そこで，さらに，単杭に水平交番載荷を与えた結果[11),12)]とも比較してみる．実験概要を**図–16**に示す．杭体の諸元は群杭の載荷実験に用いたものと同じである．静止状態において杭一本あたりに作用する軸力もほぼ一致しており，単杭載荷実験では軸力は常に一定に保たれている．単杭と群杭の実験で得られた荷重変位曲線を比較したいが，単杭の実験ではせん断スパン a が群杭実験のそれの 1/2 である．そこで，変位はせん断スパン a で除すことにより得られる変形角 (Drift angle) を用いて比較した．荷重はこれまで通り，それぞれの実験の最大・最小値で除すことにより無次元化した．比較した結果を**図–17**に示す．無次元化された荷重と変形角の関係は，単杭載荷実験結果も群杭載荷実験結果もほぼ一致する．鋼管杭の場合には比較すべき単杭での載荷実験結果が存在しないものの，杭列数が異なる載荷実験結果がほぼ一致している．したがって，無次元化された荷重と



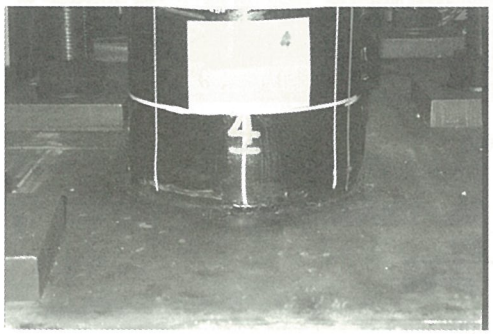
供試体 A (場所打ち, 3 列)



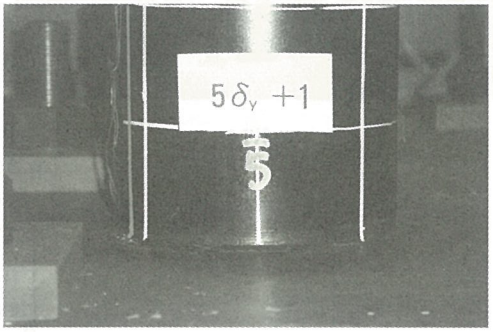
供試体 B (場所打ち, 2 列)



供試体 C (PHC, 補強スパイラル有り, 3 列)



供試体 E (鋼管杭, 3 列)*



供試体 F (鋼管杭, 4 列)*

* 鋼管杭の実験では上フーチング下端位置での水平変位が制御されており，写真中に表示される $n\delta_y$ は，全杭が降伏するときの上フーチング下端位置の変位を $1d_y$ としたときの無次元化変位．また，供試体 E では $4d_y$ 時には変状が認められなかったため，写真撮影がされていない．

写真–7 群杭模型の載荷実験における $4d_y$ における端部杭の損傷状況

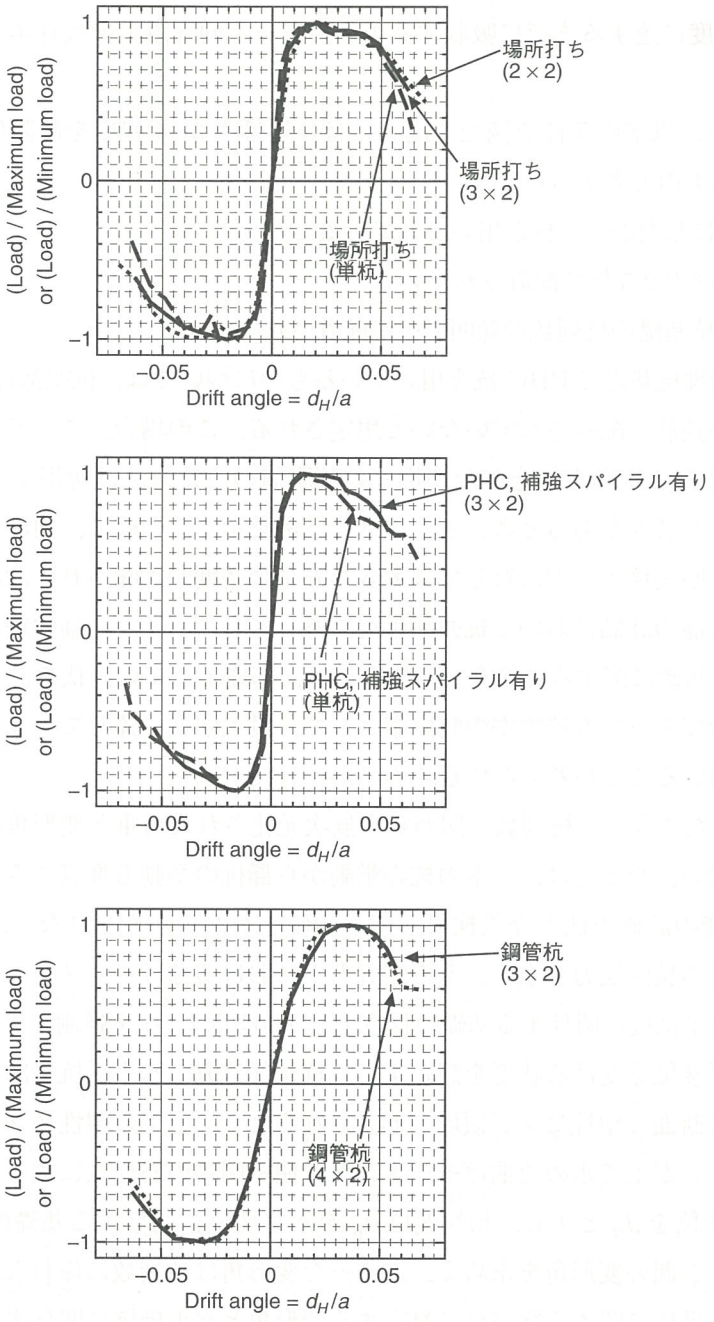
変形角の関係は杭列数に依存しないものと考えられる．

次に，杭体 (部材) の損傷度について考察する．基礎は地中部にあることから，他の部位のように，震後に直ちに点検を行い，安全性を確認し，また，必要に応じて補修をし，その後，橋の供用を行うという過程をたどるのは困難である．したがって，基礎は，震後，無補修で相当期間，供用できる程度の損傷に収めることが不可欠である．**写真–7**に $4d_y$ 載荷終了後の杭の下端結合部付近の損傷を示す．かぶりコンクリートが断面最外縁付近で剥落した程度の損傷度である．軸方向鉄筋が露出し，はらみ出したりすることは無い．したがって，基礎の耐力・変形性能の観点からすると，応急復旧のための基礎の補修を行うこと無しに使用可能である．

コンクリート系の杭の場合にはひびわれの存在に起因して鉄筋が腐食する恐れがある．しかし，地下水面以深に位置するひびわれであれば，酸素の供給が行われないために鉄筋が腐食する可能性は低い．また腐食する可能性がある場合にはそれが有害なものとなる前に対策を行う必要があるが，基礎の腐食対策は橋梁全体の復旧工程には影響しない．たとえば，兵庫県南部地震で被災を受けた阪神高速の 5 号湾岸線の杭基礎では，供用下での本復旧工事が行われた[34]．

以上より，杭基礎の塑性率の制限値の工学的意義は以下の 4 点である．

(1) 基礎が最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないこと，



図–17 杭列数の異なる杭模型載荷実験において得られた荷重変位曲線の比較 (鋼管杭については，組杭実験で用いた杭と同径を有する杭を用いた単杭実験が実施されていない)

(2) 基礎は過大な損傷には達せず，地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えない状態にとどまること

を担保するためのものであると考えられる．結果として，

(3) 無補修のままであっても，再度の大地震に対して初期と同等の残存耐荷力を有する．

(4) そして，最大強度に達するまでに吸収するエネルギーと同等以上の残存エネルギー吸収能を有する．

逆に，実験結果から，以下の条件を満たす場合には，塑性率3~4程度を制限値としておけば，これらの目標を満足するものと考えられる．

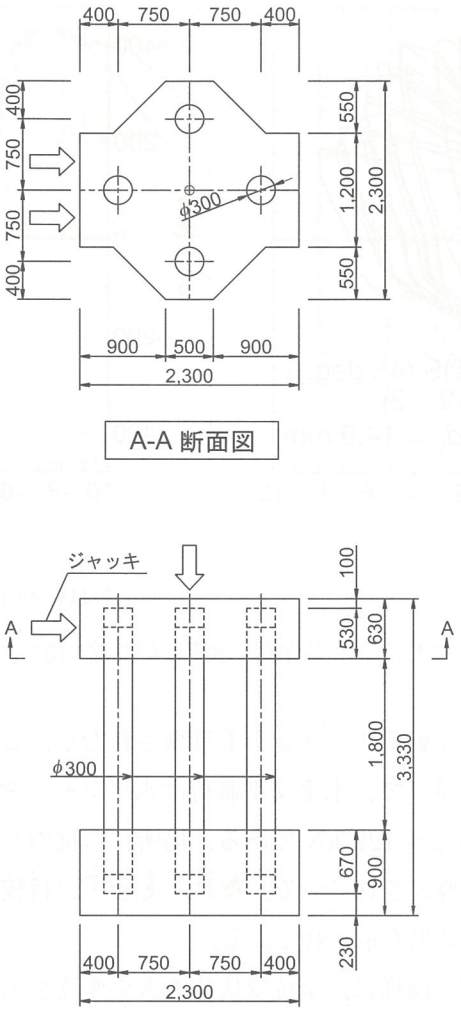
- 適切な構造細目にしたがって杭が用いられている
- 杭中心間隔が杭径の2.5倍で配置されている
- 通常の単柱橋脚杭基礎の杭列数の範囲で杭が配置されている

ところで，既設の橋脚杭基礎でPHC杭を用いているものについては，杭頭部付近であってもPHC杭にはスパイラル補強鉄筋が配置されていないと想定される．この場合，ここで示したような，変形性能に富んだ曲げ破壊型の損傷を想定した塑性率の制限値の設定方法は適用できない場合も想定されるので，別途検討する必要があると考える．以下に一例を示す．一般に，曲げとせん断では安全余裕度に差をつけ，せん断破壊モードに対しては大きな安全余裕度が加味され，設計される．したがって，既設橋脚の耐震性能の評価において杭頭部付近であってもスパイラル補強鉄筋が配置されていないPHC杭を有する杭基礎に関する評価を行う場合には，基礎としての降伏を許さないか，もしくは塑性化を許容する場合であっても塑性率の制限値として，最大強度に達していない領域にあると考えられる2程度の値を用いることが考えられる．

また，**図–17**に示したように，杭列数に関わらず無次元化された荷重と変形角の関係がほぼ一致したことは非常に興味深い．たとえば，一本の杭の挙動から群杭の挙動も推測できそうであり，以下のような群杭の変形性能の評価方法も今後検討してみる価値があるかもしれない．群杭中の杭について，まず死荷重作用時の杭頭反力を求め，その鉛直力下における曲げモーメント・曲率関係の終局点を推測する．次に，水平抵抗に関与する基礎の長さL (いわゆる$1/\beta$) を推測する．単杭が杭頭部で杭頭回転固定条件で水平変位を受ける状態を想定する．杭頭部位置と水平抵抗に関与する基礎の長さに対応する深度位置の2断面で塑性ヒンジ領域が形成されるとし，上下の塑性ヒンジ間の相対水平変位をdとする．塑性ヒンジが上で求めた曲げモーメント・曲率関係の終局点に達したときの上下の塑性ヒンジ間の相対水平変位をd_uとする．相対変位d_uを水平変位に関与する基礎の長さLで除すことにより上下の塑性ヒンジ間の変形角を求める．求まった変形角は杭列数に係わらず不変であると考えられる．したがって，単杭に関する終局点に対応する変形角と水平抵抗に関与する基礎の長さを用いて，群杭基礎の終局変位量を予測できることになる．

4.3 載荷方向の影響

橋梁に対して地震動はどの方向からも作用する．しかし，伝統的に，いくつかの方向を代表として扱い，それらの方向について橋梁の耐震性が確認されたときその橋梁の耐震性は確保されたと見なさ

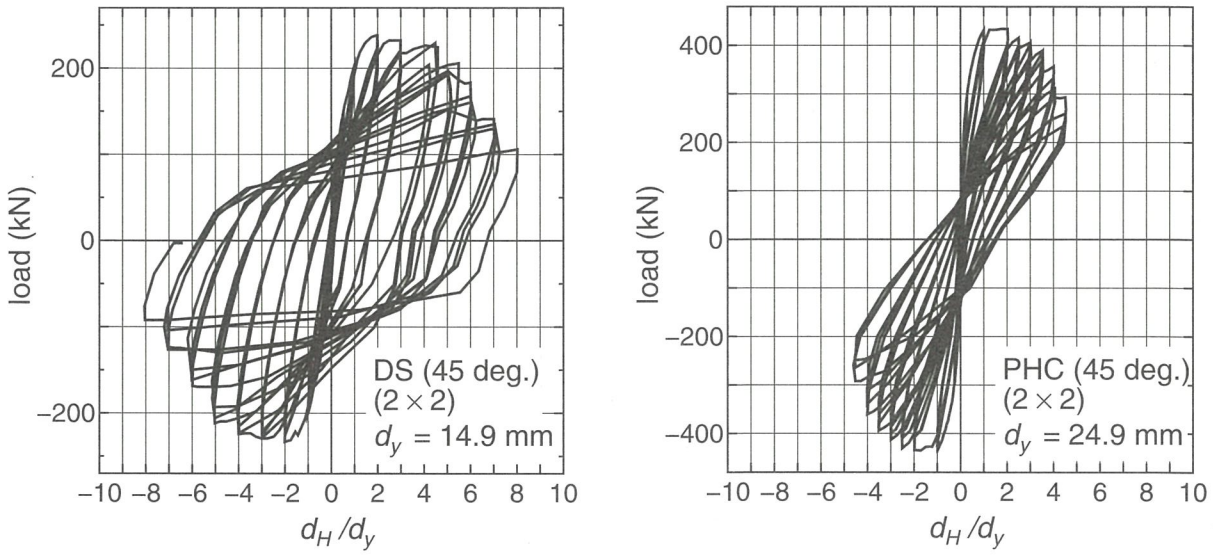


図–18 載荷実験概要

れる．そして，我が国では，一般に，直橋の場合，橋軸および橋軸直角方向の 2 方向について耐震性が照査される[35]．

一方，文献[11]では，図–18に示すように 2 × 2 列の群杭に対して 45 度方向に水平交番載荷を与えた実験が行われている．言い換えると，端部列で 1 本，中央列で 2 本，逆側の端部列で 1 本の杭が配置されている．2 × 2 列の群杭であれば，杭列に平行に載荷した場合に加えて載荷方向が 45 度ずれた場合を検討しておけば，その他の方向において載荷される杭基礎の挙動に関しても類推できると考えられる．そこで，図–18の実験ケースについても，無次元化した荷重変位関係を整理してみる．

杭体は模型場所打ち杭，および補強スパイラル鉄筋が配置された PHC 杭である．杭径はいずれも 300 mm であり，前述の実験と同じである．模型場所打ち杭の軸方向鉄筋は前述の実験と同じである．しかし，帯鉄筋の配置は異なり，D6 (SD295A) が 100 mm ピッチで配置されており，鉄筋比は 0.7% である．コンクリートの一軸圧縮試験強度は約 14 N/mm^2 であった．杭中心間隔は，実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の 2.5 倍である．補強スパイラル鉄筋が配置された PHC 杭の配筋諸元は前述の実験と同じである．杭列に直行・平行な方向の杭中心間隔は杭径の 3.5 倍である．



場所打ち杭　　**PHC 杭 (スパイラル補強鉄筋有り)**

図–19　載荷点における水平荷重・水平変位曲線 (45° 方向載荷ケース)

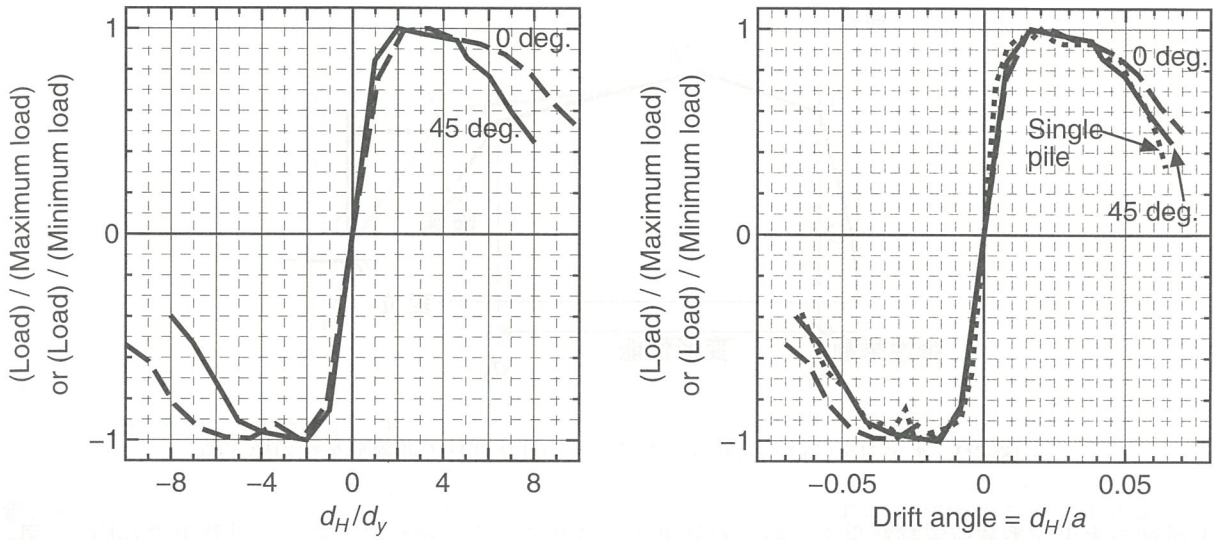
前述の実験では基礎に作用する転倒モーメントも制御されたが，この実験では制御されておらず，鉛直力は模型上部に積載された重りで，水平交番載荷は水平ジャッキで与えられている．試験中に保持される鉛直荷重は，杭 1 本あたり 122 kN である．場所打ち杭のケースではコンクリート一軸圧縮強度の約 12 % の軸圧縮応力が導入されている．なお，文献[11]には模型場所打ち杭が用いられ，上載重量が積載されない場合の実験結果も示されている．

交番載荷として，前述の実験と同様に，全杭降伏時の水平変位を $1d_y$ として，各載荷ステップにて 3 回の繰返しを伴う $\pm nd_y$ $(n = 1, 2, 3...)$ の水平変位履歴が与えられた．$1d_y$ は場所打ち杭のケースでは 14.9 mm, スパイラル補強鉄筋が配置された PHC 杭のケースでは 24.9 mm であった．

図–19に載荷点における水平荷重・水平変位曲線を示す．$1d_y$ から $2d_y$ 程度でピーク荷重 (耐力) に達した後，$4d_y$ 程度まで荷重は保持されるが，その後，荷重が急激に低下する．また場所打ち杭に比べて PHC 杭では荷重低下がより急激であり，相対的には変形性能が劣っている．

同じ杭配置で 0 度と 45 度の異なる載荷方向で実験された場所打ち杭の実験に関して，無次元化した荷重変位曲線を用いて，載荷方向の影響が基礎の変形性能に与える影響を調べる．0 度方向載荷実験 (前節の実験) と 45 度方向載荷実験 (本節の実験) の結果を**図–20**に比較する．0 度方向載荷に比べて 45 度方向載荷の方が変形性能が劣り，$4d_y$ を超えると荷重は急激に低下する．変形角で見ると，0.04 を超えると急激に荷重が低下し始める．0 度載荷では，それぞれ塑性率 6 ～ 7, 変形角では 0.05 を超えると荷重が急激に下がり始める．また，変形角については比較のために前述の単杭の実験結果も示した．45 度方向載荷の結果と単杭の結果は比較的近い．これより，45 度方向載荷の場合には 0 度方向載荷の場合に比べて，端部の 1 本の杭が負担する軸力・曲げモーメントの割合が相対的に大きいことが全体系の挙動にも影響を与えていることが類推される．したがって，端部列の杭が終局に達すると同時に全体系が負担できる荷重が急激に低下するためと考えられる．

以上より，現時点では，群杭基礎の場合，方向性の影響までも鑑みると，最大荷重点を目標として



図–**20** 無次元化した場所打ち杭 (2 × 2 列) および単杭の荷重変位曲線

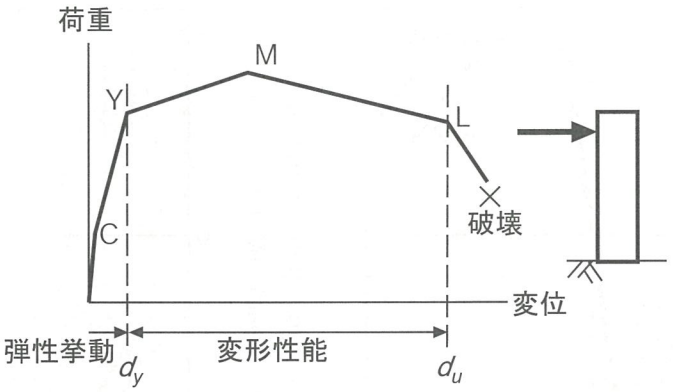
耐震性能を評価する方が望ましいと考えられる．たとえば，$4d_y$ のときには，0 度方向載荷であっても 45 度方向載荷であっても，最大荷重レベルを保持できている．

5. ケーソン基礎の許容塑性率とその工学的意義

ケーソン基礎のような柱状の基礎の場合，群杭とは異なり，1 つの部材で基礎が構成されるので，変形性能の評価を単柱式の橋脚と同様に行うことが可能と考えられる．ケーソン基礎の変形性能について水平交番載荷実験が行われた事例はないものの，十分な横拘束鉄筋が配置される場合には，中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚に類似する非線形挙動を示すと考えられる．そこで，H8 道示からは，脆性的な破壊を防ぐため，側壁には十分な横拘束筋を配置することが規定された．横拘束鉄筋の配筋は耐震設計編における中空断面橋脚の配筋に準じることが解説されている．

水平力に対してじん性的な破壊をする RC 部材断面の挙動は，**図–21**のようにモデル化することが可能であると考えられている．ここに縦軸が曲げモーメント，横軸が曲率である．曲げモーメント・曲率関係は，C 点，Y 点，M 点，L 点の 4 つの点で記述される．ここに，C 点がコンクリートのひびわれによる非線形性が現れる点，Y 点が軸方向鉄筋の降伏による非線形性が現れる点，M 点が最大荷重点，そして，L 点が急激な荷重低下が生じ始め，復元力が失われ始めると考えられる点，もしくは損傷が著しく，経済性との観点から修復を行うことが困難である状態に達する点である．一般に M 点は断面圧縮縁のひずみが終局ひずみに達するとき，L 点は軸方向圧縮鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみに達するときと考えられる．L 点はかぶりコンクリートが圧壊し，軸方向鉄筋がはらみだす状態に達する点と考えられる．はらみだしによる形状の変化に起因して，本来負担すべき分までの引張り応力を軸方向鉄筋が負担できなくなり，鉄筋コンクリート部材としての耐力低下が顕著となると考えられる．

H14 道示・耐震設計編の参考資料 8 に，道示に準じて評価された鉄筋コンクリート橋脚の変形性能



図–21 水平力を受ける鉄筋コンクリートの柱状部材の非線形挙動の模式図

と橋脚の水平交番載荷実験結果を比較した結果が示されている．それによると，計算上の終局点 (図–21ではL点に相当) は，実験においてかぶりコンクリートが剥落し，軸方向鉄筋がはらみ出す程度の損傷が生じ，耐力が低下し始めるときに相当していることが示されている．

道示では，曲げ破壊型の損傷形態を有する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査において，終局は軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達したときとされている．また，許容塑性率は，次式で求めることにされている．

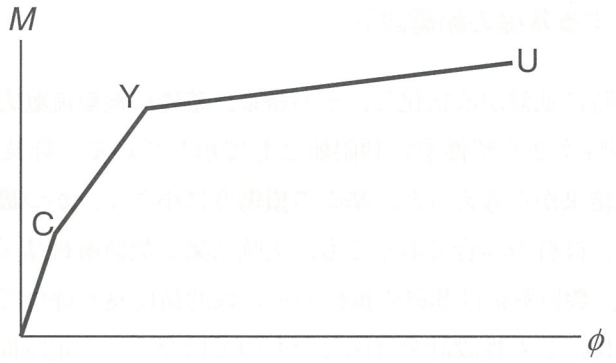
$$\mu_L = 1 + \frac{d_u - d_y}{\alpha d_y} \tag{2}$$

ここに，μ_L = 許容塑性率，d_u = 終局変位，d_y = 降伏変位，α = 安全係数であり，タイプII地震動に対しては1.5である．

基礎に塑性化を許容する場合におけるケーソン基礎の耐震性能の照査では，**3.**に示したように応答は評価され，応答塑性率が得られる．そして，形式的には式 (2) と同じ次式を用いて許容塑性率を求め，応答塑性率が許容塑性率を超えないことが照査される．

$$\mu_L = 1 + \frac{d_u - d_y}{\alpha d_y} \tag{3}$$

ここに，μ_L = ケーソン基礎の許容塑性率，d_u = ケーソンが終局に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位，d_y = 基礎が系としての降伏に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位，α = 安全係数で1.8であり，鉄筋コンクリート橋脚の照査において見込まれている安全係数の2割増しである．また，地震時保有水平耐力法によるケーソン基礎の耐震性能の照査において用いられるケーソン躯体の曲げモーメント・曲率関係を図–22に示す．C点がひびわれ発生時，Y点が降伏時で，円形断面の場合には，基礎本体水平断面のうち90度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏したとき，U点が終局時で，部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達するときとされている．同じ終局時でも図–22のU点と図–21のL点は，定義が異なっており，U点は部材の圧縮縁において，L点は軸方向鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局に達したときである．一方，図–22のU点と図–21のM点の定義は同じで，部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局に達したときである．U点に達したときの水平荷重はケーソンの最大荷



図–22 地震時保有水平耐力法において仮定されるケーソン躯体の曲げモーメント M・曲率 ϕ 関係

重に相当しているという点である．すなわち，ケーソン基礎において基礎の塑性化を許容する場合であっても，その目標とする耐震性能レベルは群杭基礎が目標としているものと変わらない．

鉄筋コンクリート橋脚の設計に対して，ケーソン基礎の設計が異なる安全係数，異なる曲げモーメント・曲率関係の終局点の定義を用いている理由は，群杭基礎と同様の耐震性能を担保するためである．群杭基礎の設計では，基礎の系としての塑性化が基礎を構成する杭体の塑性化により支配される場合，基礎の系としての最大強度点そのものが照査指標として用いられていることが明らかにされた．したがって，ケーソン基礎の設計でも，曲げモーメント・曲率関係の終局点 U が部材の最大荷重点に相当する点とされていることは，群杭基礎の塑性率の制限値の工学的意義と合致している．さらに，安全係数 α が考慮されているのは以下のように解釈される．第一に，付録IV に鉄筋コンクリート橋脚で設計上生じ得ると想定される損傷が考察されているが，それはタイプII 地震動に対してはひび割れ程度で収まるというものである．したがって，鉄筋コンクリート単柱部材で成り立つ構造という枠組みの観点から見ると，ケーソンについても同等以下の損傷に抑えておきたい．第二に，ケーソン基礎は単独の部材で構成される基礎である．したがって，複数の杭体で構成される群杭基礎の場合よりも，ひとつの部材の損傷が全体系の挙動に与える影響が大きい．単独の部材で構成されるものの方が構造系としての Redundancy (リダンダンシー，冗長性) が相対的に低いことから，ケーソン基礎の設計では安全係数が考慮されることは妥当であろう．このように，深い基礎という枠組みの観点から見ると，ケーソン基礎と群杭基礎との間で，同じ工学的意義に対して許容塑性率が設定されているのである．

安全率の値の設定方法は，今後，信頼性なども考慮して設定されるべきであるが，ケーソン基礎躯体の挙動については実験結果もほとんどないことから，参考とした鉄筋コンクリート橋脚の設計で見込まれる値よりも若干大きめの値が与えられた．そして，以上の配慮により，道示にも記述されているように，鉄筋コンクリート橋脚で生じ得る損傷よりも損傷度合いを低く抑えることができるものと期待される．しかし，今後，性能や信頼性と関連づけて，鉄筋コンクリート橋脚の設計で見込む安全率の値と並んでケーソン基礎の設計において考慮する安全率の値も再検討されるべきであろう．

6. 地盤の流動力に対する基礎の耐震設計

道路橋示方書は，地震時に地盤が液状化し，その結果，基礎に地盤流動力が作用する可能性がある場合に対する設計では塑性率2を塑性率の制限値として示している．群杭や中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚の実験結果から考えると，基礎の損傷度は小さく，かつ最大強度点に達していない領域にあるだろう．また，群杭の場合であっても，実験結果と数値解析結果との比較から，塑性率が2程度の範囲内であれば，数値解析は基礎の抵抗力を比較的精度良く評価できると考えられる．したがって，流動力に対しては，じん性設計を意図したものではなく，一定時間作用し続ける流動力に対して力で対抗しようとする設計である．

7. 結論と今後の課題

以上のように，基礎の塑性率の制限値・許容塑性率の工学的意義は，群杭基礎であっても，ケーソン基礎のような柱状体基礎であっても統一的に解釈される．そして，基礎の塑性率の制限値の工学的意義は以下の項目を担保するためのものであると考えられる．

1) 大地震に対して，基礎は最大強度点，もしくは最大強度相当の強度を発揮している状態をこえないこと．
2) 大地震に対して過大な損傷を受けず，地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えない．
3) 1), 2) の結果として，大地震の後も耐震性能2ないし3に再度対応できる残存性能を有している．

今後の課題と考えられる事項を以下に示す．

- 最大耐力点を評価するための計算手法の精度を向上させる必要がある．
- 考慮すべき安全余裕度，安全係数の種類と値，それらの評価方法を確立させる必要がある．
- 本資料では基礎の部材が有する耐力やエネルギー吸収能力の観点から塑性率の制限値，許容塑性率について工学的意義を述べたが，基礎や地盤の非線形挙動が大きい場合には，塑性率を指標に照査するよりも，生じた基礎の変位量が橋全体系に与える影響を評価することが重要になる．したがって，基礎の変位量を評価する方法を確立する必要がある．

謝辞： 巻末の付録III ～ Vは，大阪大学大学院工学研究科 小野潔助教授，土木研究所耐震グループ耐震チーム 西田秀明主任研究員，鋼管杭協会 鈴木規彦氏の協力のもとに作成されたものである．一部，データ，写真等もご提供いただいた．ここに記し，謝辞とする．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，丸善， 2002.
2) 日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編，丸善， 2002.
3) 中野正則：基礎の耐震設計法について，基礎工， Vol. 25, No. 3, pp. 82-90, 1997.
4) Shirato, M., Fukui, J., and Koseki, J.: Current status of ductility design of abutment foundations against large earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 3, pp. 377-396, 2006.
5) 岡原美知夫，高木章次，中谷昌一，木村嘉富：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，土木研究所資料，第 2919 号， 1991.
6) 岡原美知夫 監修，友永則雄・松井謙二 編著：性能設計時代の橋梁下部構造の設計・施工， 3.2 橋梁の要求性能， 3.3 橋梁下部構造の要求性能照査，山海堂，東京， 2002.
7) 岡原美知夫，中谷昌一，木村嘉富，高木繁，社森佳次：群杭模型の水平方向載荷実験，土木研究所資料，第 3079 号， 1992.
8) 岡原美知夫，木村嘉富，高木繁，大堀裕康：群杭の水平載荷試験およびシミュレーション，構造工学論文集，土木学会， Vol. 39A, pp. 1371-1384, 1993.
9) 阪神高速道路公団：岸和田旧港実杭水平載荷試験実験報告書， 1994.
10) 幸左賢二，鈴木直人，木村亮，木村嘉富，森田悠紀雄：終局挙動に着目した実物大基礎の水平載荷試験，土木学会論文集， No. 596/III-43, pp. 249-260, 1998.
11) 福井次郎，中野正則，木村嘉富，石田雅博，大越盛幸，阪野彰：杭基礎の変形性能に関する載荷試験，土木研究所資料，第 3553 号， 1998.
12) 木村嘉富，大越盛幸, 中野正則，福井次郎，横山功一：杭基礎の変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1597–1606, 1998.
13) 中野正則，木村嘉富，石澤毅，嶋津晃臣，小山清一：鋼管杭基礎の模型水平載荷実験 (その 1)，第 32 回地盤工学研究発表会， pp. 1573-1574, 1997.
14) 福井次郎，木村嘉富，吉田映，鈴木規彦，平田尚：鋼管杭基礎の模型水平載荷実験 (その 2)， 第 32 回地盤工学研究発表会， pp. 1575-1576, 1997.
15) 貴志友基，福井次郎，大越盛幸，白戸真大，寿上隆司：柱状体基礎の振動台実験，土木技術資料， Vol. 41, No. 10, pp. 28-33, 1999.
16) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，野々村佳哲，喜多直之：群杭の大型振動台実験，土木研究所資料，第 4015 号， 2006.
17) Shirato, M, Nonomura, Y., Nakatani, S., and Kulhawy, F.H.: Numerical and large-scale experimental study on seismic behavior of pile foundations, *Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE)*, San Francisco, CA, Paper No. 315, CD-ROM, 2006.
18) Shirato, M., Koseki, J., and Fukui, J.: A new nonlinear hysteretic rule for Winkler type soil-pile interaction springs that considers loading pattern dependency, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 2, pp. 173-188, 2006.

19) 白戸真大，吉田望，福井次郎，野々村佳哲：軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測へのWinkler型非線形相互作用バネの適用，構造工学論文集，土木学会， Vol. 51A, pp. 739-750, 2005.
20) 秋田直樹，白戸真大，福井次郎：地盤の動的挙動に関する振動台実験と動的解析の比較，第5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講演論文集， pp. 127-134, 2002.
21) 大塚雅裕，秋田直樹，福井次郎，喜多直之：杭の地震時鉛直支持力特性に関する模型実験，第5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講演論文集， pp. 117-122, 2002.
22) Priestly, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (川島一彦 監訳): 橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，東京， 1998.
23) 柴田 明徳：最新 耐震構造解析，森北出版， 2003.
24) 土木学会：資料編 8.2 エネルギー一定則について，コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)，コンクリート・ライブラリー，第52号， 1983.
25) Veletsos, A.S., and Newmark, N.M.: Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, II WCEE, Tokyo, 1960.
26) 白戸真大，福井次郎，中谷昌一：ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価，日本地震工学会論文集， Vol. 6, No. 3, pp. 38-54, 2006.
27) 白戸真大，木村嘉富，福井次郎，高橋雅裕：杭基礎のポストピーク挙動に関する一数値解析，土木学会構造工学論文集， Vol. 45A, pp. 1387-1398, 1999. 土木学会論文集， No. 596/III-43, pp. 249-260， 1998.
28) 永尾拓洋，棚村史郎，室野剛隆，神田政幸：模擬地盤(コイルバネ)中におけるRC杭の復元力特性，第37回地盤工学研究発表会，地盤工学会， pp. 1459-1460, 2002.
29) Budek, A. M., Priestley, M. J. N., and Benzoni, G.: The effect of external confinement on flexural hinging in drilled pile shafts, *Earthquake Spectra, EERI*, Vol. 20, No. 1, pp. 1-24, 2004.
30) 福井次郎，中野正則，石田雅博，七澤利明，芦達拓哉，田口博文：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，第3500号， 1996.
31) 福井次郎，西谷雅弘，中山学，板谷裕次：護岸近傍に位置する基礎杭の地震時被害に関する一考察，第26回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会， pp. 73-76, 2001.
32) Tokimatsu, K., Mizuno, H., and Kakurai, M.: Building damage associated with geotechnical problems, *Special issue of Soils and Foundations*, pp. 219-234, 1996.
33) 山肩邦男：兵庫県南部地震による建築杭基礎の被害の特徴と今後の対策，基礎工， Vol. 24, No. 11, pp. 9-16, 1996.
34) 渡辺尚夫，石崎浩，北川隆司：阪神高速道路5号湾岸線の基礎の復旧工事，「耐震補強・補修技術，耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集，土木学会， pp. 17-24, 1997.
35) 毛戸秀幸：地震力の作用のさせ方，橋梁と基礎， Vol. 5, No. 10, pp. 45-48, 1971.

付録Ⅰ 地震時の地盤の振動変位が杭基礎に与える影響

地盤の振動変位の影響に対する道路橋示方書の対応

杭基礎の挙動に大きく影響を与える地震の影響は，大きく分けて 1) 基礎が支持する上部の構造からの慣性力の影響，2) 周辺地盤の振動変位による影響がある[1)]．その中で，地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査では，地震時に杭基礎に作用する地震の影響として，1) に分類される慣性力，具体的には橋脚から伝達される上部構造および橋脚躯体の慣性力，フーチングの慣性力などの慣性力を考慮することとされている．これは，道路橋の場合は，上部構造の寸法，質量が非常に大きいので，基礎に作用する地震力としては慣性力の影響が大きく，また，それにより杭頭部に過大な損傷が生じると，わずかな慣性力の増加に対して，残留変位の増加が大きくなる恐れがあると考えられるためである．これは，本文に示した組杭模型の載荷実験結果からも裏付けられる．したがって，慣性力を主たる荷重として基礎の安定の照査を行うという，一つの工学的判断がなされている．

このほかに，基礎に作用する地震の影響としては，2) の基礎周辺地盤の振動変位がある．杭基礎は根入れが深く比較的柔な部材で構成される基礎であるため，地盤の振動による変位の影響によっても杭体に変形や損傷が生じるものと考えられる．これまでの地震被災事例等[2),3),4),5),6),7)]からも地盤の振動変位により杭体に損傷が生じる可能性が示されている．しかし，地盤の振動変位作用だけでは杭は地盤の振動変位を大きく超えて変位するわけではない．加えて，慣性力に対する照査において，基礎に主たる塑性化を考慮しない場合には耐力と変形性能に関して，また基礎に主たる塑性化を考慮する場合であっても変形性能に関して，基礎は余裕を持って設計されている．慣性力の作用が小さい地中深部において杭体が損傷する場合もあり得るが，そのような箇所では最低限軸力の伝達が行われれば基礎の安全性に重大な影響を与える可能性は小さいと考えられる．

したがって，一般的な地盤条件にある，通常程度の諸元の基礎では，地盤変位の影響に対して基礎の安全性は担保されているものと想定される．一方で，地盤自体に大きな残留変位が生じるような特殊な場合については橋に影響を与える地盤の流動化が生じる場合が想定され，これについては耐震性能の照査が別途行われている．

ただし，慣性力のみを考慮した計算のみ範疇では想定できない範囲において，地盤の振動変位の影響に起因して杭体が降伏する可能性に対して，平成 8 年の改訂において道路橋示方書下部構造編では従来よりも杭基礎の変形性能が向上するように杭体の構造細目が変更された．場所打ち杭では帯鉄筋の最大中心間隔が従来より小さくされ，PHC 杭，RC 杭では杭周辺地盤の構成を考慮して鉄筋の降伏が生じるおそれのある範囲では補強鉄筋を配置するものとされた．さらに，平成 14 年の改訂では，文献[8),9)]の研究成果などを参考に，PHC 杭，RC 杭に対しては地盤の振動変位による影響を考慮する範囲の目安を示し，設計者への便宜を図った．

そして，このような構造細目の意図を踏まえれば，杭種によらず，杭の鋼材量の段落とし位置と土層境界面の位置をある程度離すなどの努力を可能な範囲で行うことも，技術者としては求められるだろう．

いずれにしても，現在のところ，地盤の振動変位が杭体に損傷を引き起こす可能性があることは分かっているものの，本文にて示したような道路橋基礎の設計の意図に照らした，上部構造を支持する

という観点から杭を具体的にどのような状態に収めるべきかという検討はほとんど加えられていない．一方で，道路橋示方書の設計も，過去の被災事例や工学的判断から現時点での一つの判断が反映されたものとして位置づけられる．今後，上部構造を支持するという観点からの道路橋基礎の設計の意図に照らしたときに，地中部での損傷をどのような状態に押さえるべきなのかという観点での研究が必要であり，その研究成果によっては新たに設計体系を立て直す必要があるかもしれない．

地盤変位の影響を考慮した設計に関する展望

本来，基礎の挙動に大きく影響を与える地震の影響には，大きく分けて 1) 基礎が支持する上部の構造からの慣性力の影響，2) 周辺地盤の振動変位による影響がある．2) については，杭基礎であれば，上で言及したように，比較的柔で細長い部材であるために，地盤の振動変位 (水平せん断変位) によって杭に強制変形が生じることになる．また，ケーソン基礎であれば，有効入力動，有効地震動などと呼ばれる類のものがこれに相当する．たとえばケーソン基礎等で見られるように，剛で，かつ寸法の大きな基礎では，地盤の振動変位成分のうち，高周波振動成分の影響を相対的に受けにくくなり，上部構造への水平動の入力が小さくなる傾向がみられる[10]．一方で，地盤振動変位の長周期成分の影響を受けて生じる基礎の回転動が上部構造の応答に寄与する分をより厳密に評価する必要が増すので，有効入力動を設計に用いる場合には両者を適切に考慮する必要がある．

杭基礎の設計については，本質的には，1) 慣性力の影響と 2) 地盤の振動変位の影響の両者を考慮して杭基礎の挙動を評価し，耐震性能を評価するような設計計算法を用いるのが望ましい．これまではいわゆる震度法と呼ばれる，伝統的な耐震設計体系の枠組みの中で設計法を発展させてきたが，本質論に立ち返り，1), 2) の両者の影響を考慮できる新たな基礎の耐震設計体系も検討し，それを踏まえて将来の耐震設計法が取るべき方向性を議論すべき時期に至っていると考えられる．

本文に示すように，道路橋示方書は，基礎の性能を，上部構造からの荷重を確実に支持するという観点から記述している．そして，設計は，(段階 1) 基礎の性能を保証するために基礎や周辺地盤をどのような状態に保たねばならないといけないかという意図があり，(段階 2) 想定する荷重の入力に対して基礎がどのように挙動するのかを知り，(段階 3) 最終的に照査値とモデルが対になって提案されるという過程を経て確立されている．この流れに沿い，慣性力と地盤の振動変位の影響を考慮した設計体系も，整備されねばならない．特に，(段階 1) と (段階 3) を関連づけることこそが設計体系の整備の中で極めて重要であることは，本資料の内容からも明らかである．

上部構造の応答と基礎周辺地盤の振動変位の両者を考慮して基礎に生じる断面力を算出する静的な計算法のひとつとして応答変位法がある．最近では地震時保有水平耐力法で想定するようなレベル 2 地震動で想定される杭の損傷を評価できるようになってきている[6),7),9)]．また，地盤・基礎系の動的解析を用いて照査を行うということも考えられ，近年，数値解析技術の進展が図られている．しかし，上述のように，上部構造を支持するという観点から杭を具体的にどのような状態に収めるべきか，どのような照査項目と照査値を設定するのかという点に関する検討はほとんど加えられていない．したがって，動的照査法に移行すべきか，静的照査法を継続して用いるのかという今後の議論の中で応答変位法の位置づけや現在の設計法の枠組みのままで良いのか否かも議論する必要がある．そ

して，照査指標とその制限値 (安全余裕度も含めて) に関しても新たに検討が行われるべきである．

一例を挙げる．地震時保有水平耐力法においては，杭基礎は原則として降伏しないように設計される．そして，基礎の降伏を特徴づけるもののひとつして，全杭が降伏したときがある．しかし，杭は，地盤の振動変位の深度方向分布に応じて強制的に変形を受ける．その変形は，上部構造からの慣性力の大きさによらない．したがって，慣性力に対して全杭が降伏に達しないように設計した場合であっても，また，理論的には上部構造からの慣性力がゼロであっても，地震時に全杭が降伏することが想定される．しかし，このような基礎の状態が，橋としての性能の観点から橋にどのような影響を与えるのかについて十分に検討されていないため，地盤変位の影響により全杭が降伏に達したときに，基礎は地盤とほぼ一体となって振動し続けるだけなのか，基礎の安定の喪失や残留変位量の増大により橋に重大な影響を与えることが懸念されるのか，地盤変位の影響による全杭の降伏を許容して良いのか良くないのかが明らかでない．

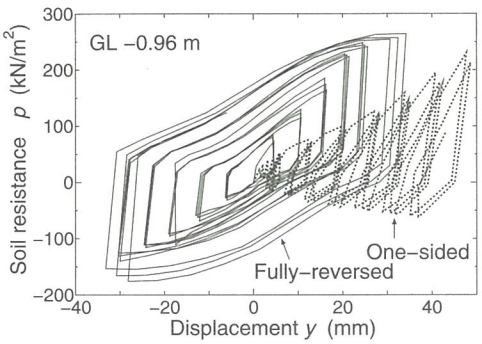
このような議論をひとつひとつ行うことで，基礎があるべき状態が明らかにされるとともに，現在の地震時保有水平耐力法の問題点として受けてきた指摘[3]，地盤の振動変位が杭に与える影響についても個別に計算を行って評価したうえで設計結果に反映させるべきであるという指摘や，初めからそれを考慮したモデルを用いて計算しなければそのような杭の変形の発生を設計者は知らないままであり，設計者の注意が行き届かないという指摘，また，1995 年の兵庫県南部地震で橋梁が大きな被害を受けた地域では，そもそも杭長がさほど長くなく，もっと深い基礎が必要になるような，地盤条件の悪い地域で大地震が起こった場合には地盤の振動変位に起因する被災が顕在化するのではないかという指摘に対する明確な回答も得られるだろう．

深い基礎の設計への動的解析の適用に関する展望

以下に，土木研究所基礎チームが基礎の動的解析技術の確立のために行った研究のいくつかを紹介する．重要な点は，大型実験データを用いて動的解析モデルの検証をすることが可能な状況ができあがりつつあり，前節に示した (段階 3) へと入りつつあるということである．

まず，大地震時の基礎・地盤間の荷重のやりとりについて，繰返し圧縮・伸張載荷を受ける砂の要素試験結果や砂地盤中の単杭の繰返し水平載荷実験結果を分析した[11),12)]．そして，それらの結果に基づき新しいモデルを提案した[11),13)]．さらに，群杭の大型振動台実験結果を用いて，提案モデルの検証を行っている[11),14),15)]．提案モデルは現在の地震時保有水平耐力法の設計計算に用いているモデルを拡張する形のもので，p-y 曲線モデル (Winkler モデル) で基礎・地盤間の荷重のやりとりを表すときの新しい履歴則である．ここに，p は地盤反力度，y は基礎・地盤間相対変位であり，Winkler バネの荷重変位関係である．提案履歴則は過剰間隙水圧の上昇の影響が無視できる問題，すなわち全応力解析の範疇で適用可能なものである．杭ははり要素やファイバー要素でモデル化されることを想定している．

地震時に生じるような繰返し載荷に対する地盤抵抗の履歴特性を知るため，砂の要素試験結果や土木研究所が行った単杭の繰返し水平載荷実験の結果を見直したところ[12),13)]，正負交番載荷と一方向繰返し載荷の場合で発揮される地盤抵抗 p は異なり，正負交番載荷の場合に比べて一方向繰返し載



図–1 同一地盤条件 (砂質土), 同一諸元の杭 (鋼管杭) の交番および一方向繰返し水平載荷実験で得られた地盤抵抗

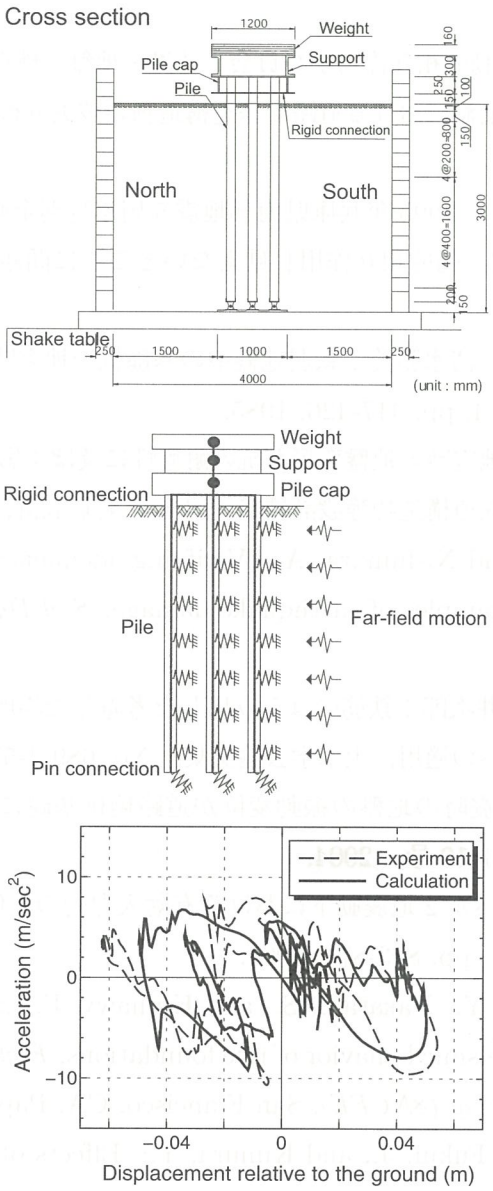
荷の場合は地盤抵抗が小さくなることがわかった (**図–1**). このような性質は, 土木研究所の実験以外の実験でも砂質土・粘性土によらず見られるようである. 原因は, 地盤のダイレタンシー変形の蓄積が繰返し載荷パターンに応じて変化することにありそうだということも分かった. 地震動による杭への載荷はランダムな繰返し載荷であるので, p-y 曲線の特性を載荷パターンによって変化させねばならない. この問題に対して, 新しい履歴則は, 異なる載荷パターンに対する異なる特性をひとつの履歴則で再現できる利点を有する. さらに, 砂地盤中の群杭の地震時挙動に関する大型振動台実験を通じて, 群杭に対する検証がなされた (**図–2**)[11),14)]. 一方, 軟弱な粘性土地盤は作成するのが困難であり, 著者らも粘性土地盤中の杭の実験を自身では未だ行っていないし, 報告されている実験も少ない. それでも, Boulanger ら[16)]が行った遠心力振動台実験のデータがカリフォルニア大学 Davis 校から公開されていたので, それを利用して提案モデルの軟弱粘性土への適用性について検証を行っている[15)].

なお, 群杭基礎の振動台実験結果は土木研究所資料[14)]としてまとめられているのみならず, デジタルデータが紙上ではなく DVD-ROM として収められており, p-y 履歴則のコンピュータプログラム化のための詳細な情報もまとめてある. 多くの研究者, 実務者に土木研究所のデータを積極的に活用していただきたい.

また, たとえば場所打ち杭については, ファイバー要素を用いて, コンクリートの損傷の進展, 鉄筋の降伏やはらみだしをそれぞれのファイバーの応力・ひずみ関係に考慮することで, 杭に生じる損傷の進展とそれに応じた群杭の非線形挙動を評価できそうである[16)].

しかし, 動的解析を用いて設計計算を行うためには, 基礎の動的な挙動を再現するための動力学モデルに加えて, 本文に示したような設計の意図を担保するための照査点を与えるための研究が必要である. 動的解析の中でそのような照査点をどのような工学指標で定義し, 設計に反映させるのかについては, 今後の検討が必要である. 本資料にて明確にした基礎の許容塑性率の工学的意義を共有し, 広く議論, 研究が進められることが必要である.

さらに, 地震動の設定についても, 検討が必要である. 地震時保有水平耐力法による耐震設計においては, 1) 慣性力の評価はタイプII地震動に対して評価し, 2) 地盤に橋に影響を与える液状化が生じる場合の液状化の程度は, タイプI地震動とタイプII地震動の両者に対して判定し, 厳しい方を



図–2 3 × 3 群杭の大型振動台実験，数値解析モデル，上部構造の加速度・変位関係 (実験および数値解析結果)

用いるものとしている．したがって，地震動の選択について検討する必要がある．そして，工学的基盤における地震動を規定するのか，地盤面における地震動を規定するのかについても検討が必要である．

参考文献

1) 土木学会耐震工学委員会 動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用，1992.
2) 南荘淳，安田扶律：埋立地盤における道路橋基礎構造物の被災分析，橋梁と基礎，Vol. 33 , No. 8, pp. 178-181, 1999.
3) 土木学会 地震工学委員会：1995 年兵庫県南部地震 5 周年特別企画 日本 地震 あれから これから，PD4: 「基礎の耐震，動的相互作用」見えないところに問題は，pp. 85-108, 土木学会，2000.
4) 大平彰，田蔵隆，中桧新，清水勝美：軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動特性に関する研究，土木学会論文集，第 362 号 /I-4, pp. 417-426, 1985.
5) 杭基礎耐震問題研究会：地震時の地盤変形が杭の耐震性に及ぼす影響度に関する研究，2000.
6) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.
7) Luo, X., Murono, Y., and Nishimura, A.: Verifying adequency of the seismic deformation method by using real examples of earthquake damage, *Soil Dyn. Earthq. Engrng.*, Vol. 22, pp. 17-28, 2002.
8) 白戸真大，木村嘉富，福井次郎：鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動が杭基礎に与える影響評価への適用，土木学会論文集，No. 689/I-57, pp. 153-172, 2001.
9) 福井次郎，白戸真大：地震時の地盤の振動変位が道路橋杭基礎に与える影響度と地盤条件の関係，土木研究所資料，第 3919 号，2004.
10) 白戸真大，福井次郎：レベル 2 地震動下における有効入力動の評価，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，pp. 873-876, 2001.
11) Shirato, M, Nonomura, Y., Nakatani, S., and Kulhawy, F.H.: Numerical and large-scale experimental study on seismic behavior of pile foundations, *Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE)*, San Francisco, CA, Paper No. 315, CD-ROM, 2006.
12) Shirato, M., Koseki, J., Fukui, J., and Kimura, Y.: Effects of stress-dilatancy behavior of soil on load transfer hysteresis in soil-pile interaction, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 3, 2006.
13) Shirato, M., Koseki, J., and Fukui, J.: A new nonlinear hysteretic rule for Winkler type soil-pile interaction springs that considers loading pattern dependency, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 2, pp. 173-188, 2006.
14) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，野々村佳哲，喜多直之：群杭の大型振動台実験，土木研究所資料，第 4015 号，2006.
15) 白戸真大，吉田望，福井次郎，野々村佳哲：軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時

挙動予測へのWinkler型非線形相互作用バネの適用，構造工学論文集，土木学会，Vol. 51A, pp. 739-750, 2005.
16) 白戸真大，福井次郎，中谷昌一：ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価，日本地震工学会論文集，Vol. 6, No. 3, pp. 38-54, 2006.

付録II エネルギー一定則による基礎の応答評価で考慮している基礎の減衰定数の設定について

基礎に塑性化が生じる場合の非線形応答の算出は，エネルギー一定則を用いてよいものとされている．エネルギー一定則は，バイリニア型の履歴特性を持つ一質点系の非線形応答を弾性応答から推定するときに用いられる簡便法であり，その背景は本文に示した通りである．橋脚基礎の地震時保有水平耐力法では，基礎としての降伏剛性を用いて固有周期を算出し，また減衰定数別補正係数として2/3を見込んで応答を評価してよいものとしている．一質点系にモデル化したときの減衰効果は，基礎の形状寸法，基礎と地盤の振動特性などが反映されるものであるが，深い基礎の設計では割り切って2/3という一律の値で取り扱われている．

エネルギー一定則の適用において考慮する減衰定数別補正係数は，上部構造慣性力作用位置の応答に着目した一質点系としての，すなわち上部構造・橋脚・基礎系の1次モードとしての減衰を想定して与えられていることである．道示には，動的解析に用いる各構造要素の等価減衰定数が示されているが，それとは本質的に異なる．

ひずみエネルギー比例法によるモード減衰定数を求めるときの考え方から推察されるように，壁式橋脚が面内方向で振動する場合の様に，橋脚の変形が非常に小さく，基礎の変位成分が卓越する場合には，一質点系としての (一次モードとしての) 減衰特性にも基礎部分の要素としての減衰が大きく影響する．そこで，減衰定数別補正係数により減衰定数を補正する意義は，このような減衰特性を反映させることにある．このような観点から見ると，減衰定数別補正係数により補正された減衰定数が動的解析に用いる構造要素の等価減衰定数のうち弾性域にある基礎の値として示されている0.1 ～ 0.3に近い値であることが理解できる．

エネルギー一定則の精度は減衰定数の設定次第というところがあり，最大応答変位が生じるときに系が取る減衰定数を用いるのがよさそうだとの指摘[1)]もある，しかし，基礎の系としての履歴特性や減衰特性については明確ではない現状を考えると，弾性域にある基礎の値として示されている0.1 ～ 0.3の値に近い値を見込んでおくことにより大きめの応答を与えるようにしておくことは妥当である．

地盤に液状化が生じる場合に関しては，橋脚の振動性状に関わらず減衰定数別補正係数として2/3を見込んで良いものとしている．液状化の進展を考慮して設計水平震度を低減している訳ではなく，一質点系の挙動としては基礎の振動変位成分が卓越する場合として考えるものとし，上述の場合と同様に減衰定数別補正係数として2/3を見込んでいる．

なお，平成14年の道路橋示方書の改訂において，下部構造編では，直接基礎フーチングの部材の耐力の照査においてフーチングに生じる断面力を算出するために必要な地盤反力度の合力作用位置の値が変更された．合力作用位置は，平成8年の道路橋示方書から直接基礎に浮上がりによる非線形挙動が生じた場合を想定して設定されているが，平成8年の道路橋示方書では非線形挙動を算出することに対する簡便さに配慮して一律に基礎端部から基礎幅の1/20内側としていた．しかし，基礎の非線形挙動を考慮した設計法が普及したことを受け，橋脚の形状特性を反映できるように，合力作用位置を個々の橋脚で評価することにされた．合力作用位置の値は，基礎の非線形応答の評価をエネルギー一定則により評価した結果から求めてよいが，そこでの減衰定数別補正係数は1としておくのが

よい．これは，土かぶりが小さい場合には基礎に主として浮上がりによる非線形挙動が生じると考えられるが，このような振動モードに対してエネルギー一定則を適用する際に見込む弾性特性としての剛性と減衰に関しては知見が少ないこと，このような振動モードに対するエネルギー一定則の適用に関する検討が十分ではないこと，また基礎の安定計算ではなく部材の設計のための発生断面力を算出することが目的であることから，安全側になるように配慮するものである．

参考文献

1) 土木学会：資料編 8.2 エネルギー一定則について，コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)，コンクリート・ライブラリー，第52号，1983.

付録 III 鋼製橋脚の許容塑性率とその工学的意義

鋼製橋脚の耐震性能照査では，非線形時刻歴応答解析から求まる橋脚の応答値が，所定の許容値を超えないことをもって照査される．例えば，変位を評価指標にした場合，非線形時刻歴応答解析から得られる応答変位が所定の許容変位を超えないことが照査される．H14 道示において，所定の構造細目を満たした鋼製橋脚の許容変位は最大水平力となる時の変位を目安に設定するとされている．

以下に，コンクリートを充填しない矩形断面の鋼製橋脚を例に，鋼製橋脚を対象とした正負交番載荷実験結果を分析することにより，本文と同様に，

1) 塑性率の制限値を超えないように設計された場合に，構造力学的観点から見てどの程度の損傷状態にとどまることが意図されているのか．
2) 塑性率の制限値を超えないように設計された場合に，どの程度の残存強度・変形性能を有することが意図されているのか．

を明らかにすることを試みる．まず，既往の鋼製橋脚の正負交番載荷実験を概観する．次に，実験結果に基づき鋼製橋脚の許容変位の工学的意義を評価する．

鋼製橋脚を対象とした正負交番載荷実験として，土木研究所等の共同研究における実験概要[1)]を示す．なお，以下に示す土木研究所等の共同研究における載荷方法は，その他の研究においても同様の載荷方法により多数の実験が行われている．その意味で鋼製橋脚を対象とした正負交番載荷実験における標準的な載荷方法である．

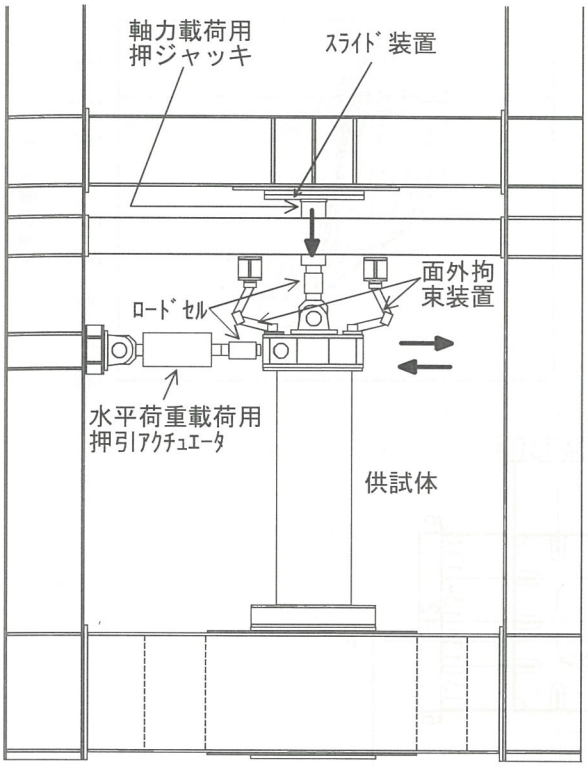
図–1に載荷状況を示す．載荷方法は，まず上部構造死荷重を想定した所定の軸力を載荷し，その軸力を一定に保った状態で，柱部の所定の位置に地震力を想定した水平荷重を準静的に加えている．なお水平荷重の載荷は変位制御により行われている．水平荷重の繰返し載荷の方法は，下記に示す式 (III.1) から計算される水平荷重載荷位置での水平変位 δ_y (降伏変位と呼ぶ) を基本とし，**図–2**に示すように δ_y の整数倍の変位を片振幅とした両振りの交番載荷で $\pm 2\delta_y$, $\pm 3\delta_y$ というように振幅を漸増させている．

$$\delta_y = \frac{P_y h^3}{3EI}, \quad P_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A}\right)\frac{Z}{h} \tag{III.1}$$

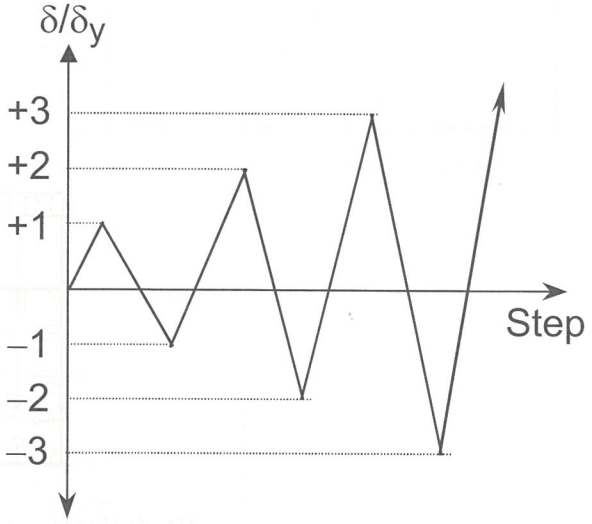
ここに，EI = 曲げ剛性，h = 水平荷重の載荷高さ，P_y = 降伏水平荷重，σ_y = 鋼材の降伏応力，A = 供試体の断面積，N = 作用軸力，Z = 断面係数である．また，繰返し載荷回数が鋼製橋脚の耐震性能に与える影響を検討する場合を除き，各 δ_y における繰返し回数は原則として 1 回となっている．

上記の載荷方法に準拠して行われた正負交番載荷実験結果[1),2)]を基に，鋼製橋脚の許容変位の工学的意義について考察する．

図–3に文献[2)]における供試体形状を示す．供試体は板厚 6 mm の SM490 材を使用して製作されており，鋼材の材料試験から得られる下降伏応力は 397 N/mm^2 であった．また，公称降伏応力を用いて計算される主な力学パラメータは，幅厚比パラメータ $R_R = 0.45$，$R_F = 0.42$，細長比パラメータ $\overline{\lambda} = 0.21$，補剛材の剛比に関するパラメータ $\gamma_l/\gamma_l^* = 1.19$ であり，全断面降伏軸力の 15% に相当する軸力を載荷させて実験が行われた．これらの力学パラメータ，作用軸力は，いずれも平成 14 年版道路橋示方書 V 編に解説されるコンクリートを充填しない矩形断面鋼製橋脚の曲げモーメント M・



図–1 載荷状況図[1)]



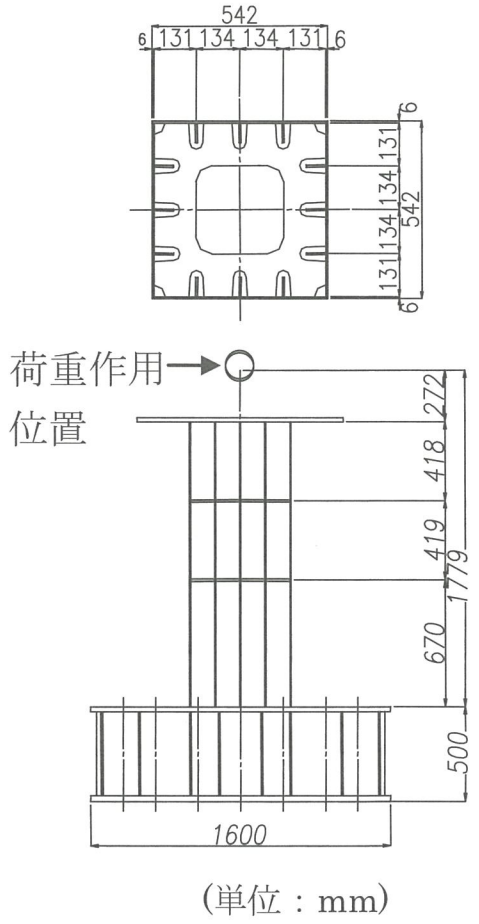
図–2 載荷パターン

曲率 ϕ 関係の適用範囲内にある．

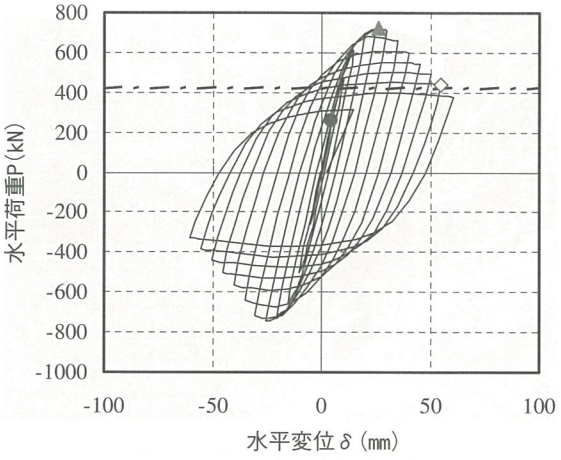
まず，水平荷重・水平変位関係について考察する．図–4に剛体変形補正後の供試体の水平ジャッキの荷重変位関係を示す．図–4の●は，水平変位が概ね$+1\delta_y$ に達した時の点を表し，水平荷重は 261 kN, 水平変位は 4.8 mm である．一方，一点鎖線で示す荷重は，式 (III.1) において公称降伏応力を用いて計算した降伏水平荷重である (421 kN)．また，式 (III.1) において材料試験で得られた降伏応力を用いると降伏水平荷重として 553 kN が得られる．▲は．最大水平荷重が観察された点であり，$+6\delta_y$ のループ内で観察され，最大水平荷重は 723 kN，その時の水平変位は 26 mm $(= 5.2\delta_y)$ である．その後，水平荷重が低下していくが，最大水平荷重が発生した時の水平変位の 2 倍程度の水平変位 $(+11\delta_y$, ◇で示す) に達すると降伏水平荷重程度 (一点鎖線) の水平荷重にまで低下するので，この点を終局点と見なすことにする．

図–5に各変位載荷ステップ $n\delta_y$ におけるエネルギー吸収量の推移図を示す．図–5より，最大水平荷重に達した $+6\delta_y$ (図–4と同様に▲で示す) 以降も各載荷ステップのエネルギー吸収量は増加し続け，水平荷重が降伏水平荷重より小さくなる $11\delta_y$ (図–4と同様に◇で示す) 程度に達して初めてエネルギー吸収量が低下している．したがって，この点を終局点と見なすことが適当であると考えられる．

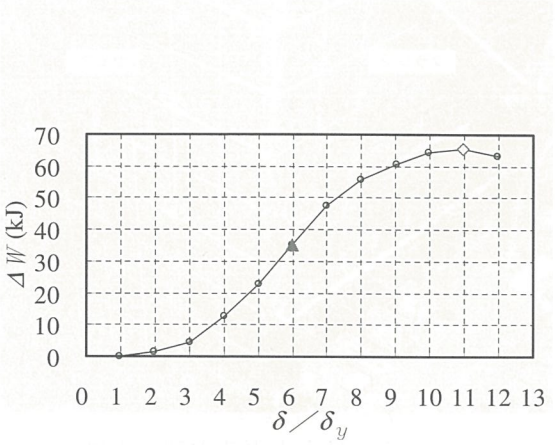
次に鋼製橋脚の損傷度について考察する．図–6に水平荷重・供試体上部の鉛直変位関係示す．図–6中の▲は最大水平荷重に達した点である．図–6より，最大水平荷重に達する $+6\delta_y$ までは大きな鉛直変位は生じていないが，それ以降，鉛直変位が急速に増加していることが分かる．地震によって橋脚に大きな鉛直変位が生じると，上部構造間に段差が生じ，その結果，地震後の車両の走行性に支障


542
6 131 134 134 131 6
6
131
134
542
134
131
6
荷重作用
位置
272
418
419
1779
670
500
1600
(単位：mm)

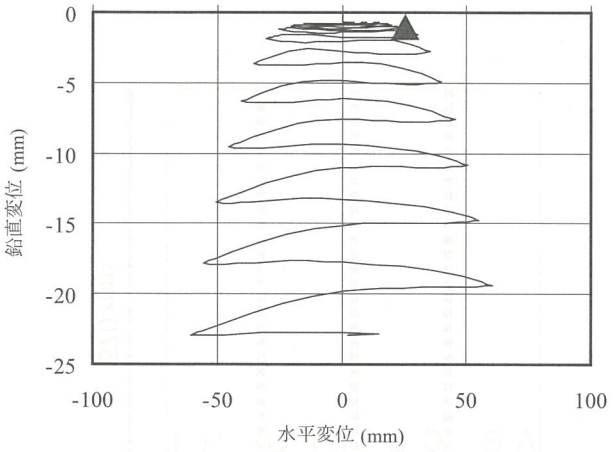
図–3 供試体断面図



図–4 水平荷重 – 水平変位関係



図–5 エネルギー吸収量の推移



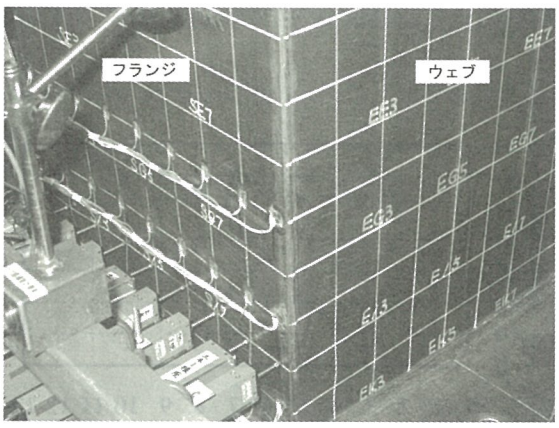
図–6 水平変位 – 鉛直変位関係

をきたす可能性がある．その点，鋼製橋脚の許容変位として最大水平荷重の時の水平変位に制限すれば，過大な鉛直変位が発生することを防ぐことができる．

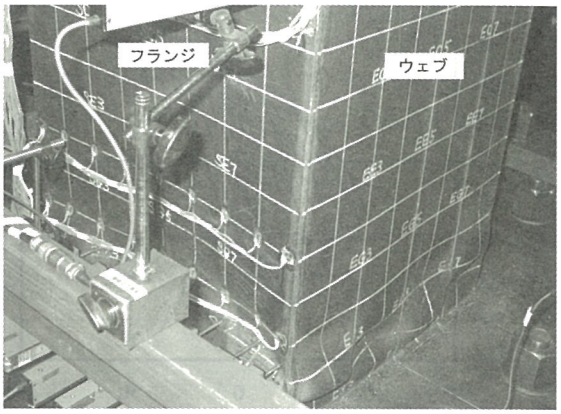
写真–1に最大水平荷重に達した $+6\delta_y$ および水平荷重が低下して降伏水平荷重を下回った $+12\delta_y$ の時の供試体基部の変形状況を，**図–7**に特定の載荷ステップの時の供試体基部フランジの面外変形の推移図を示す．**写真–1**より，$+12\delta_y$ では座屈による大きな変形が観察されるのに対し，最大水平荷重に達した $+6\delta_y$ では座屈による変形はほとんど見れず，鋼板の表面の黒皮が若干はがれる程度の損傷しか生じていない．また，**図–7**より，最大水平荷重が観察された $+5.2\delta_y$ 以降で急速に変形量が増加していることが分かる．

また，水平荷重の繰返し載荷回数が鋼製橋脚の塑性履歴特性に与える影響についても研究[1),3),4)]が行われており，たとえば文献[1)]では，各 $n\delta_y$ における水平荷重の繰返し回数 N を 1 回とした実験 (以下，実験 A と呼ぶ)，3 回とした実験 (以下，実験 B と呼ぶ) が行われている．

図–8に実験 A および実験 B の供試体形状を示す．実験 A および実験 B で用いられた供試体は，

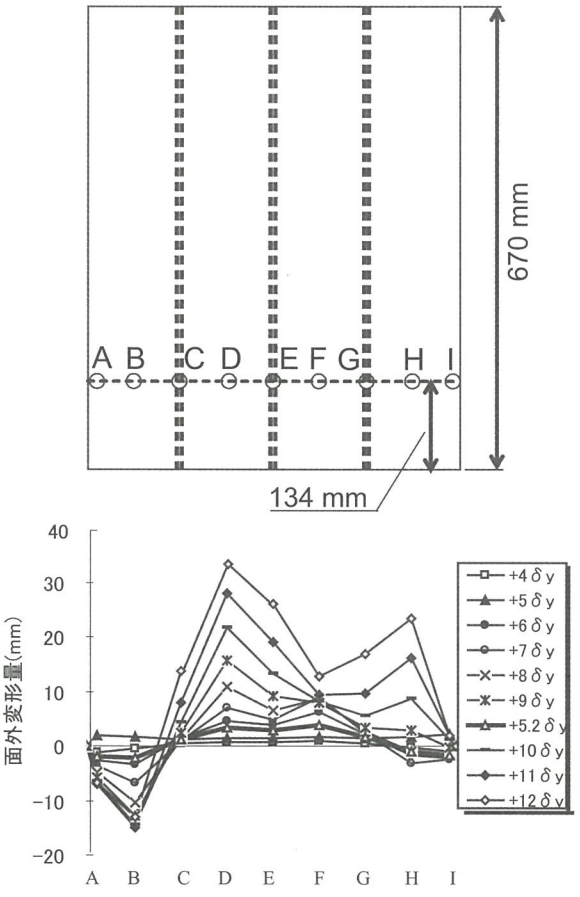


(a) $+6\delta_y$ (最大水平荷重到達直後)

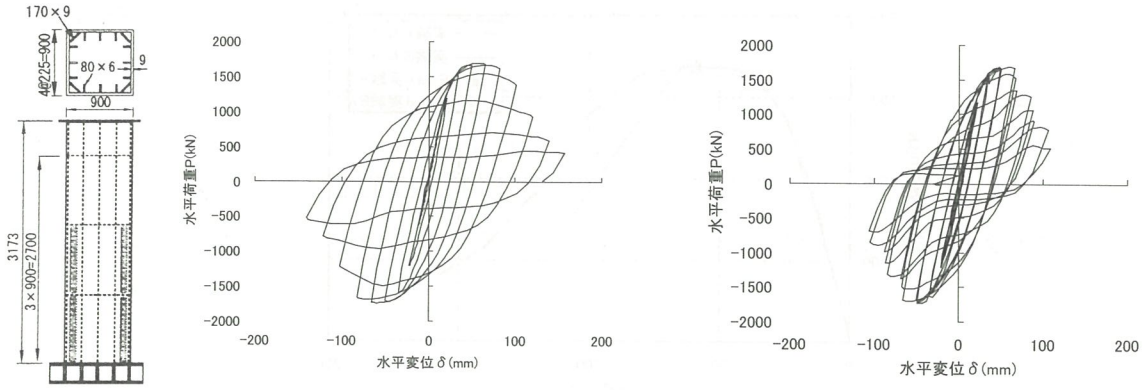


(b) $+12\delta_y$ (吸収エネルギー量最大付近)

写真–1 鋼製橋脚基部の損傷状況



図–7 変位計の設定位置図とフランジの面外変位の推移



供試体諸元　　実験A ($N = 1$)　　実験B ($N = 3$)

図–8 各 δ_y での繰返し載荷回数 N を変化させた実験

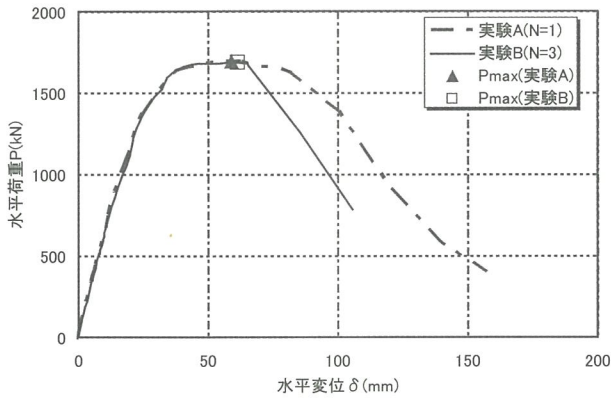
構造諸元は同じで，いずれも角補強が施されている．鋼種も両供試体ともにSM490材で，鋼材の材料試験による下降伏応力は実験Aの供試体で382 N/mm^2，実験Bの供試体で393 N/mm^{2}であった．また，公称降伏応力を用いて計算される主な力学パラメータは，幅厚比パラメータ $R_R = 0.52$，$R_F = 0.54$，細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.24$，補剛材の剛比に関するパラメータ $\gamma_l/\gamma_l^* = 0.91$ であり，軸力は全断面降伏軸力の13%に相当する軸力を載荷させて実験を行った．なお，R_R，R_F，γ_l/γ_l^*，角補強に関しては，平成14年版道路橋示方書に解説されるコンクリートを充填しない矩形断面鋼製橋脚の M-ϕ 関係の適用範囲からはずれている．

図–8に実験Aおよび実験Bから得られた供試体の剛体変形補正後の水平ジャッキの水平荷重・水平変位関係を，**図–9**に**図–8**の水平荷重・水平変位関係から得られた包絡線を示す．なお，実験Aと実験Bで鋼材の下降伏応力が若干異なっているが，その差が3%程度と小さいことから，**図–8**，**図–9**の水平荷重，水平変位は降伏水平荷重，降伏水平変位で無次元化していない．**図–9**より，実験Aおよび実験Bの最大水平荷重およびその時の水平変位はほぼ等しく，最大水平荷重までの包絡線もほとんど一致している．よって，最大水平荷重に達するまでの鋼製橋脚の水平荷重・水平変位関係は，繰返し載荷回数の影響をほとんど受けていないことが分かる．それに対して，最大水平荷重に達した以降では，繰返し回数の多い実験Bの包絡線の方が実験Aの包絡線に比べて水平荷重低下の程度が大きく，繰返し載荷回数の影響を受けていることがわかる．

以上のことから，鋼製橋脚の許容変位として最大水平荷重に達する時の水平変位とすることにより，以下に示す鋼製橋脚の許容変位の工学的意義が担保されると結論づけられる．

1) 鋼製橋脚は過大な損傷に達せず，地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えない状態に留まることが担保される．
2) 再度の大地震に対して初期と同程度の残存耐荷力を有することが期待できる状態に保たれる．
3) 最大水平荷重に達するまでに吸収するエネルギーと同等の残存エネルギー吸収能を有する．

最大水平荷重点の水平変位に比べて降伏水平荷重相当にまで耐力低下する点の水平変位は2倍程度あり，変形性能に余裕があるものの最大水平荷重点を以て許容変位を定めることに関して，その理由は平成14年版道路橋示方書V編に解説されるとおりである．



図–9 包絡線の比較

- 最大水平荷重点に至るまでの領域では載荷繰返し回数によらず履歴が安定すること，
- 最大水平荷重点を超えたあとの水平荷重・水平変位関係の骨格曲線は顕著な負勾配を有するので，最大水平荷重点以後の変形性能を期待した設計を行った場合には大きな残留変位が生じる可能性があること，

なお，本資料の本題とは直接関係しないものの，計算モデルの観点からは，最大荷重点に達するまでは局部座屈の影響を避けられ，はり要素を用いても適切な数値解析を行えば鋼製橋脚の弾塑性挙動を比較的精度良く再現できると考えられることも道路橋示方書には解説されている．

参考文献

1) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社) 鋼材倶楽部，(社) 日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (I ～ VIII, 総括編), 1997-1999.
2) 岡田誠司：高軸力が作用する矩形断面鋼部材の耐震性能および評価手法に関する研究，大阪大学学位論文，2005.
3) 宇佐美勉，坂野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol. 39A, pp. 234-247, 1993.
4) 葛漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol. 40A, pp. 163-176, 1994.

付録 IV 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率とその工学的意義

以下に，鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験結果を分析することにより，本文と同様に，

1) 塑性率の制限値を超えないように設計された場合に，構造力学的観点から見てどの程度の損傷状態にとどまることが意図されているのか．
2) 塑性率の制限値を超えないように設計された場合に，どの程度の残存強度・変形性能を有することが意図されているのか．

を明らかにすることを試みる．

道路橋示方書 V 耐震設計編に示される鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

道路橋示方書 V 耐震設計編 (以下，道示 V)[1)]では，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 μ_a を，式 (IV.1) のように定義している．

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \tag{IV.1}$$

ここで，δ_u = 終局変位，δ_y = 降伏変位，α = 安全係数で**表–1**による．

式 (IV.1) において，終局変位は，橋脚基部断面において圧縮側最外縁軸方向鉄筋位置におけるひずみがコンクリートの終局ひずみに達した時に，慣性力作用位置に生じる水平変位で与えられる．また，コンクリートの終局ひずみは，タイプ I 地震動では拘束コンクリートの最大応力度時のひずみ，タイプ II 地震動では最大応力度の 80% にまで低下した時のひずみとしている．本文に示したように，構造物や構造部材の終局限界状態の定義については一般にいくつかの考え方があり，たとえば 1) 荷重変位曲線上では降伏後，荷重保持域を超え，強度が急激に低下し始める状態に達した点として定義される場合，2) 荷重が低下して最大荷重の 80% まで低下した状態に達する点として定義される場合，3) 荷重が低下して降伏荷重相当に達した点として定義される場合などがある．一方，平成 14 年版道路橋示方書 V 編の参考資料には損傷状態の観点からみたときの鉄筋コンクリート橋脚の終局限界について記述があり，かぶりコンクリートが剥落し，軸方向鉄筋がはらみ出す程度の損傷が生じたときに対応しているとされている．一般に，鉄筋のはらみ出しが生じると，それが進展し，破断が生じ，耐力低下が急激になる．したがって，性能の観点から見たときの鉄筋コンクリート橋脚の終局限界状態の定義は上記 1) に相当すると考えられる．また，道路橋示方書では，水平力を受ける鉄筋コンクリート橋脚の挙動をモデル化する際に，降伏水平耐力は終局水平耐力と等しくなるように設定しているので，この観点からは鉄筋コンクリート橋脚の終局限界状態の定義は上記 3) にも相当すると考えられる．

地震動タイプの違いが塑性率に及ぼす影響

RC 橋脚の許容塑性率は，**表–1**に示すように，耐震性能及び地震動タイプにより異なっている．このうち，地震動タイプにより安全係数やコンクリートの終局ひずみが異なるのは，大規模な振幅の繰返し回数の違いを許容塑性率設定に反映させたためである．

このような地震動タイプの違いが鉄筋コンクリート橋脚のじん性能に及ぼす影響を検討するために，載荷繰返し回数を変化させた実験が行われている[2]．断面が 600 × 600 mm の正方形で柱基部から載荷点までの高さ 3010 mm，軸方向鉄筋比 0.95%，帯鉄筋体積比 0.33% である実験供試体に対し，**図–1**に示す載荷履歴により正負交番載荷実験を行ったものである．載荷履歴は，P1 から P3 供試体では，各載荷ステップにおける載荷繰返し回数をそれぞれ 1 回，3 回，10 回とし，水平変位は $1\delta_{y0} \rightarrow 2\delta_{y0} \rightarrow 3\delta_{y0} \rightarrow \cdots$ (δ_{y0} は初降伏変位) と漸増させている．P4 供試体では，各載荷ステップにおける載荷繰返し回数を 1 回とし，水平変位は $1\delta_{y0} \rightarrow 3\delta_{y0} \rightarrow 5\delta_{y0} \rightarrow 15\delta_{y0}$ としたものである．なお，軸応力は，柱基部で 1.0 N/mm^2 となるように与えている．

実験により得られた水平荷重 – 水平変位関係を**図–2**に示す．最大水平荷重はいずれも約 150 kN とほぼ同じであり，載荷繰返し回数による影響はみられない．しかし，じん性能については，載荷繰返し回数が多いほど水平荷重が大きく低下し始める時の変位は小さくなっている．載荷方向と直交する面 (圧縮及び引張を受ける面) に対する損傷の進展状況を**図–3**に示す．水平荷重 – 水平変位関係とあわせて比較すると，かぶりコンクリートの剥落が生じ始めると水平荷重が大きく低下し始め，最終的には，P4 供試体を除き，軸方向鉄筋の破断が生じている．以上より，載荷履歴の違い，つまり地震動タイプの違いに応じてじん性能や損傷の進展に差があることがわかる．

道示 V で想定している鉄筋コンクリート橋脚の終局変位の工学的意義

許容塑性率の工学的意義を検討する前に，道路橋示方書で想定している鉄筋コンクリート橋脚の終局変位の工学的意義について考察する．

P1 から P3 供試体に関する水平荷重 – 水平変位関係の包絡線と，耐震設計編に基づいて計算される終局水平耐力及び終局変位の関係の比較を**図–4**に示す．ここで，載荷繰返し回数の少ない P1 及び P2 供試体についてはタイプ II 地震動の，P3 供試体についてはタイプ I 地震動の終局ひずみをそれぞれ用いて計算している．また，計算による終局変位には，実験時に計測した軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる水平変位を加算している．計算により求められた終局変位は，いずれも，かぶりコンクリートが剥落し，水平荷重が大きく低下し始める時の変位に概ね対応している．

同じことを，実大規模の鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた正負交番載荷実験の結果から考察する[3]．橋脚模型は，断面が 2400 × 2400 mm の正方形で柱基部から載荷点までの高さ 9600 mm，軸方向鉄筋比 1.2%，帯鉄筋体積比 0.89% である．各載荷ステップにおける載荷繰返し回数は 3 回であり，軸力は作用させていない．セットアップ状況を**写真–1**，供試体図を**図–5**に示す．

実験により得られた水平荷重 – 水平変位関係を**図–6**に示す．ここで，バイリニアの線は，道示 V の地震時保有水平耐力法に基づいて計算したタイプ II 地震動に対する水平耐力 – 水平変位関係である．なお，ここでは，先ほどと異なり，計算値に軸方向鉄筋の伸び出しによる変位は加えていない．この実験では，$4\delta_y$ で最大荷重点となり (**図–6**の○)，かつ，かぶりコンクリートが剥落し始めた．さらに，$6\delta_y$ で (同図の◎)，内部コンクリートの損傷が進展するとともに，軸方向鉄筋が橋脚基部から高さ 800 mm 程度の範囲で顕著にはらみ出し，水平荷重が大きく低下し始めた．かぶりコンクリートが剥離し始めた $4\delta_y$ の 1 サイクル目と 3 サイクル目，及び水平荷重が大きく低下し始めた $6\delta_y$ の 1 サ

イクル目の損傷状況を**写真–2**に示す．道示Vに基づいて求めた終局変位は0.297 m (塑性率6.17) であり，軸方向鉄筋のはらみ出しが進み，内部コンクリートへの損傷が進展することで水平荷重が大きく低下し始める変位と概ね対応している．

以上の2つの実験結果から，道示Vで想定している終局限界は，かぶりコンクリート剥落時または水平荷重が大きく低下し始める時のいずれかに対応しているといえる．しかし，小型の供試体の実験では，この2つのイベントがほぼ同時に起こっているため，どちらの状態が終局状態であるか判然としない．そこで，次に，統計的観点から考察をする．道示Vに基づいて計算されるタイプII地震動に対する終局変位を$\delta_{u,\mathrm{cal}}$，実験におけるかぶりコンクリート剥落時の水平変位$\delta_{u,\mathrm{exp1}}$，実験における水平荷重が大きく低下し始めると判断できる時の水平変位$\delta_{u,\mathrm{exp2}}$とし，$\delta_{u,\mathrm{exp1}}/\delta_{u,\mathrm{cal}}$ (以下，この比を終局変位比Aと呼ぶ) 及び$\delta_{u,\mathrm{exp2}}/\delta_{u,\mathrm{cal}}$ (以下，この比を終局変位比Bと呼ぶ) を求めた．ただし，計算による終局変位には，軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響は含めていない．この評価を行うために，**表–2**に示す，載荷繰返し回数が少ない正負交番載荷実験10ケース (タイプII地震動を想定)，及び載荷繰返し回数が多い正負交番載荷実験3ケース (タイプI地震動を想定) のデータを用いた．

表–2の実験ケースの主要イベント時，及び，計算の終局時における水平変位及び水平荷重の一覧を**表–3**に，さらに，終局変位比に対する統計量を**表–4**に示す．終局変位比Aと終局変位比Bを比べると多くの場合それほど差がないが，一部の実験で他の実験結果に比べて差が大きいものがある．この理由の一つとして断面諸元の影響が考えられることから，帯鉄筋体積比と終局変位比の関係を整理した (**図–7**)．この結果によると，帯鉄筋体積比が大きくなるほど終局変位比が小さくなることがわかる．ここで，最小帯鉄筋径 (D13)，横拘束鉄筋の間隔 (塑性ヒンジ領域で150 mm以下) 及び有効長 (1 m以内) に関する道路橋示方書におけるRC橋脚の構造細目を考慮すると，実際の鉄筋コンクリート橋脚では，最小の帯鉄筋体積比は0.34%となる．ちなみに，横拘束鉄筋の間隔を150 mm，有効長を1 mとするとしたときの帯鉄筋体積比は，それぞれ，D16を用いた時が0.53%，D19で0.76%，D22で1.03%，D25で1.35%，D29で1.71%となる．実橋脚で想定される帯鉄筋体積比と，実験におけるそれを比較すると，現行設計を満足しない帯鉄筋体積比の実験が半分程度含まれていることがわかる．そこで，現行設計を満足する帯鉄筋体積比となっているデータに着目すると，終局変位比Aに比べ，終局変位比Bの方が1に近い傾向があることがわかる．

以上より，道示Vで想定しているタイプII地震動に対する終局変位は，降伏変位を基準変位とし，各載荷ステップでの繰返し回数3回程度で変位漸増させた正負交番載荷実験において，軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となり内部コンクリートに損傷が生じ始め，水平荷重が低下し始める段階に対応していると考えられる．

同様に，タイプI地震動を想定した，繰返し回数が多い正負交番載荷実験3ケースについても終局変位比の統計量を求めると，終局変位比の平均値は，タイプII地震動の場合と比べて大きくなった．なお，繰返し回数の多い実験では，かぶりコンクリート剥落と水平荷重の低下が同一載荷ステップで発生したことから，終局変位比AとBは同一である．現行設計を満足する供試体の実験データがないうえ，かつ，数が少ないため断定することは難しいが，道示Vで想定しているタイプI地震動に対する終局変位は，かぶりコンクリート剥落以前の段階にとどまる可能性が高いと推察される．この理

由としては，道示Vにより終局変位を計算する際，タイプI地震動の場合の終局ひずみをコンクリートの最大応力度時のひずみに抑えていることが一因と考えられる．

鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率時の工学的意義

図–2や**図–6**に示す水平荷重－水平変位関係をみると，水平荷重には明確なピークはなく，軸方向鉄筋の降伏を過ぎたあたりから終局に至るまでほぼ平坦である．これは，一般的な規模の単柱式鉄筋コンクリート橋脚では，柱基部に作用する軸応力度は1～2 MPa程度と低く，P-δ効果の影響が小さいことが一因と考えられる．曲げ破壊型の場合，水平荷重がほぼ一定の間はひびわれが進展する程度であり，かぶりコンクリートの剥離，剥落，軸方向鉄筋のはらみ出しまでは特異なイベントはない．

ところで，式(IV.1)に示すように，許容塑性率は終局変位を基準として安全係数を考慮して定めている．ここで，前述のように，タイプII地震動の場合，軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となり内部コンクリートに損傷が生じ，水平荷重が低下し始める段階に終局変位は対応している．従って，許容塑性率に達しない範囲の変形状態においては，復元力特性は安定した水平荷重を維持した状態にあり，損傷はひびわれ程度しか生じていないと考えられる．以上のことから，許容塑性率自体を特異なイベントの発生点とは対応づけられない．そこで，終局変位に対する安全余裕度を定量的に分析することで，許容値の工学的意義を考察してみる．

式(IV.1)より計算上求められる許容塑性率となる時の水平変位(許容変位)を$\delta_{a,\mathrm{cal}}$と，実験における終局変位$\delta_{u,\mathrm{exp2}}$をから比$\delta_{u,\mathrm{exp2}}/\delta_{a,\mathrm{cal}}$に関する統計量を求めた．**表–2**に示す供試体を対象として統計量を求めた結果を**表–5**に示す．また，$\delta_{u,\mathrm{exp2}}/\delta_{a,\mathrm{cal}}$の確率分布が対数正規分布に従うと仮定して求めた，実験値が許容値を下回る確率も合わせて示す．これらの結果から，鉄筋コンクリート橋脚のタイプII地震動に対する許容変位は，修復性を考慮する耐震性能2に対しては終局変位を9割程度の確率で，耐震性能3に対してはそれよりやや低い8割程度の確率で，それぞれ超えない値として設定されていることがわかる．また，かぶりコンクリート剥落時の変位に対しては，耐震性能2では8割強，耐震性能3に対して7割程度の確率で，それぞれ超えない値と位置づけられる．平均的には，許容変位は，最大荷重時より大きく，かぶりコンクリート剥落時より小さな値と位置づけられる．また，タイプI地震動については，データ数等の関係から数値そのものの信頼性は別途検討が必要であるが，タイプII地震動の場合より安全余裕度がかなり大きく，ほぼひびわれしか発生しない状態に位置づけられる．

参考文献

1) (社) 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，構造工学論文集，Vol. 44A，1998.
3) 建設省土木研究所，日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書，土木研究所共同研究報告書，第234号，1999.

4) 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究 (その 1) 大型模型による塑性変形性能の検討，土木研究所資料，第 3739 号， 2000.
5) 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究 (その 3) 鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化の検討，土木研究所資料，第 3764 号， 2000.
6) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集 No. 682/I-56， pp. 177–194， 2001.
7) 建設省土木研究所： RC 橋脚の動的耐力に関する実験的研究－ (その 1) 昭和 56 年度～昭和 58 年度の検討結果－，土木研究所資料，第 2232 号， 1985.
8) 建設省土木研究所： RC 橋脚の動的耐力に関する実験的研究－ (その 2) 断面形状，荷重載荷方向，らせん鉄筋及びせん断補強鉄筋の影響－，土木研究所資料，第 2279 号， 1986.

表–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

照査する耐震性能	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
耐震性能2	3.0	1.5
耐震性能3	2.4	1.2

表–2 終局変位の評価に用いた正負交番載荷実験の供試体諸元

(1) 載荷繰返し回数が少ない実験(タイプII地震動を想定)[3),4),5),6)]

供試体名	断面寸法(載荷方向)	断面寸法(直角方向)	高さ	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比(%)	帯鉄筋・中間帯鉄筋	帯鉄筋体積比(%)	軸応力度(MPa)
L1	2400	2400	9600	D35	1.20	D19ctc300	0.35	0
L2	2400	2400	9600	D35	1.20	D19ctc150 中間4本	0.89	0
M1	1200	1200	4800	D13	0.77	D6ctc120	0.10	1.0
M3	1200	1200	4800	D13	0.77	D10ctc75 中間4本	1.03	1.0
M4	1200	1200	4800	D16	1.21	D10ctc75 中間4本	1.03	1.0
98-1	600	600	3010	D10	0.95	D6ctc75	0.33	1.0
98-2	600	600	1800	D10	0.95	D6ctc75	0.33	1.0
97-4	600	600	3010	D13	0.99	D6ctc75	0.33	1.0
97-5	600	600	3010	D13	0.99	D6ctc150	0.16	1.0
98-8	600	900	3010	D10	0.95	D6ctc75 中間2本	0.62	1.0

(2) 載荷繰返し回数が少ない実験(タイプI地震動を想定)[1),7),8)]

供試体名	断面寸法(載荷方向)	断面寸法(直角方向)	高さ	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比(%)	帯鉄筋・中間帯鉄筋	帯鉄筋体積比(%)	軸応力度(MPa)
P-10	500	500	2500	D13	2.03	ϕ9ctc250	0.24	0
P-25	500	500	1160	D13	2.03	ϕ9ctc50	1.18	0
7-3	600	600	3010	D10	0.95	D6ctc75	0.33	1.0

表–3 水平変位及び水平荷重一覧

(1) 載荷繰返し回数が少ない実験 (タイプII地震動を想定)．かぶりコンクリート剥落時の変位は，予備載荷により決定した降伏変位の整数倍の値

供試体名	実験最大荷重時		かぶり剥落時		水平荷重低下時		道示タイプII	
	変位(m)	水平荷重(kN)	変位(m) $\delta_{u,exp1}$	載荷ステップδ_y	変位(m) $\delta_{u,exp2}$	水平荷重(kN)	変位(m) $\delta_{u,cal}$	水平荷重(kN)
L1	0.1488	3481	0.2000	4	0.2009	3469	0.1509	3343
L2	0.2064	3593	0.2000	4	0.3142	3321	0.2974	3355
M1	0.0484	676	0.0650	5	0.0660	669	0.0708	609
M3	0.0509	681	0.0910	7	0.1069	634	0.1686	612
M4	0.0546	929	0.1200	6	0.1244	888	0.1357	868
98-1	0.0298	154	0.0690	6	0.0673	142	0.0608	133
98-2	0.0113	261	0.0352	8	0.0342	240	0.0313	223
97-4	0.0400	151	0.1100	10	0.1081	141	0.0576	137
97-5	0.0302	153	0.0660	6	0.0738	143	0.0491	136
98-8	0.0289	242	0.0850	5	0.0835	213	0.0808	213

(2) 載荷繰返し回数が多い実験 (タイプI地震動を想定)．かぶりコンクリート剥落時の変位は，水平荷重低下時と同一載荷ステップであったことから水平荷重低下時と同じ値

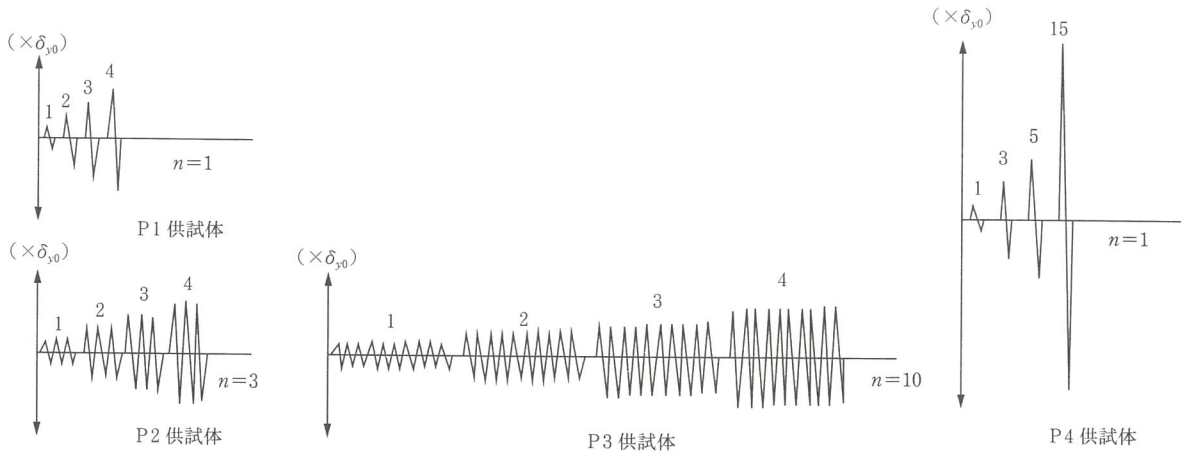
供試体名	実験最大荷重時		かぶり剥落時		水平荷重低下時		道示終局時タイプI	
	変位(m)	水平荷重(kN)	変位(m) $\delta_{u,exp1}$	載荷ステップ δ_y	変位(m) $\delta_{u,exp2}$	水平荷重(kN)	変位(m)	水平荷重(kN)
P-10	0.0551	162	0.0551	4	0.0551	162	0.0320	123
P-25	0.0181	359	0.0304	5	0.0304	337	0.0156	267
7-3	0.0327	150	0.0547	5	0.0547	139	0.0416	130

表–4 終局変位比に関する統計量

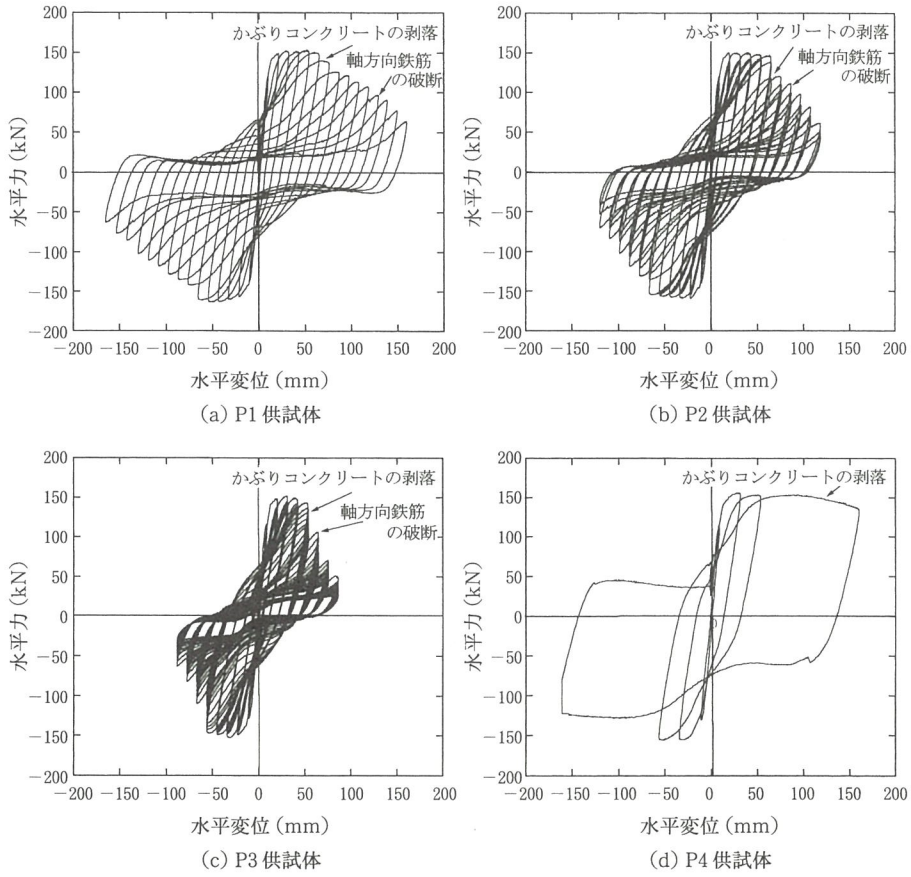
想定地震動	イベント	平均値	変動係数
タイプII地震動	かぶり剥落	1.09	35.5%
	水平荷重低下時	1.15	30.2%
タイプI地震動	かぶり剥落	1.66	19.3%

表–5 $\delta_{u,\mathrm{exp}2}/\delta_{a,\mathrm{cal}}$ に関する統計量

想定地震動	耐震性能	安全係数 α	平均値	変動係数	水平荷重低下時の変位が許容変位を下回る確率
タイプII	耐震性能2	1.5	1.53	28.0%	8%
	耐震性能3	1.2	1.31	29.2%	21%
タイプI	耐震性能2	3.0	3.41	30.3%	$\simeq$ 0%
	耐震性能3	2.4	3.01	27.4%	$\simeq$ 0%
	α 非考慮	1.0	1.66	19.3%	0.5%



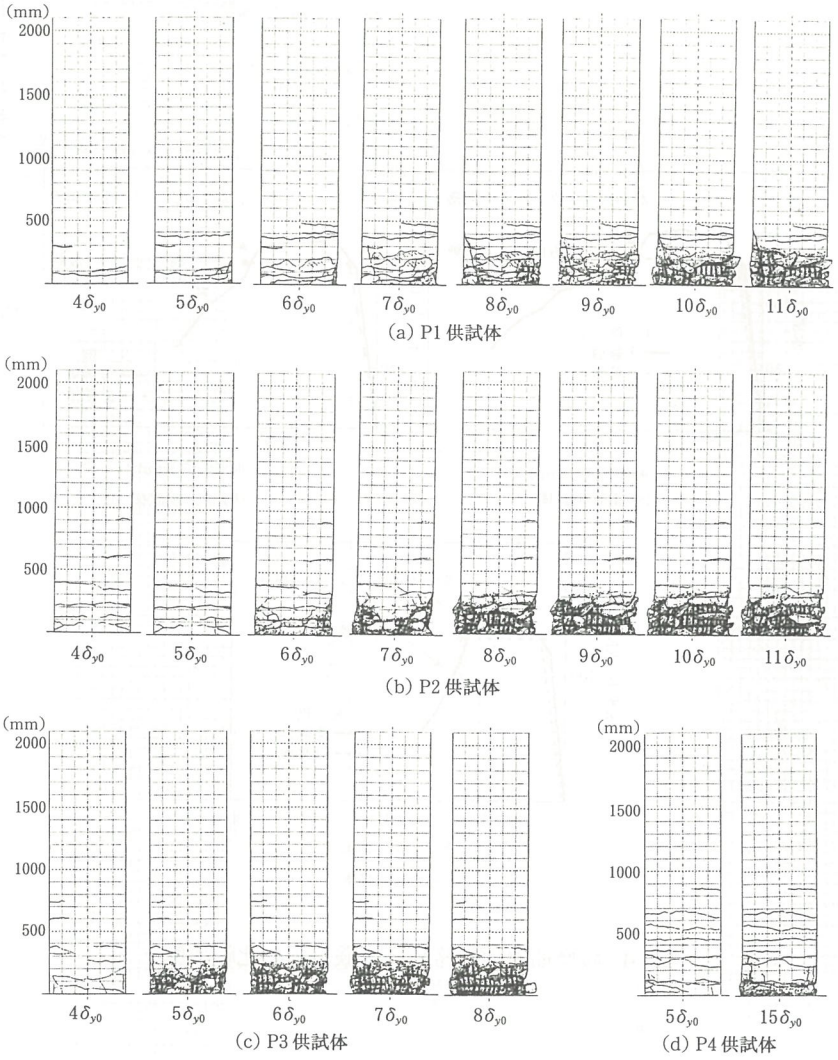
図–1 供試体に与えた載荷履歴



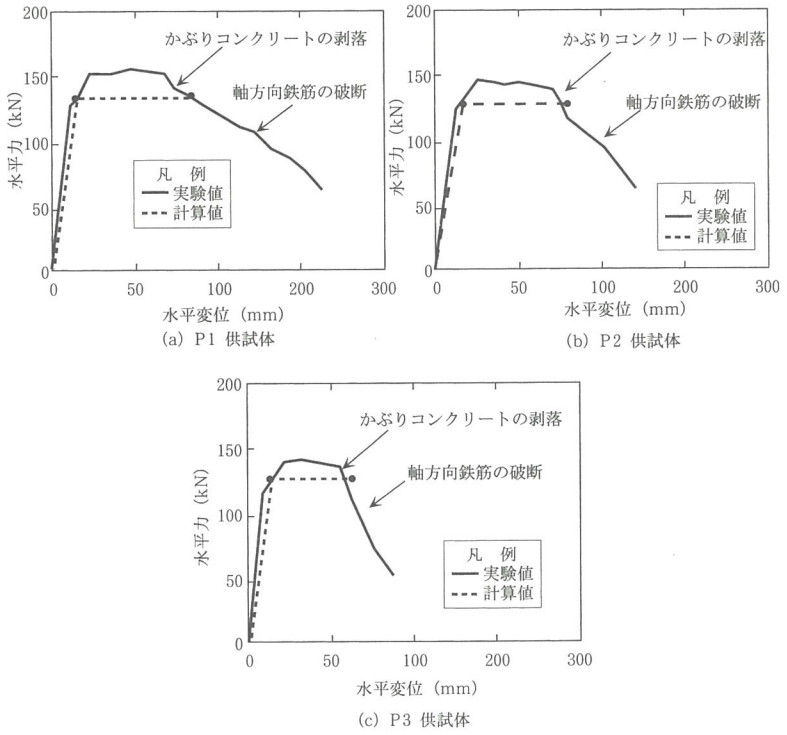
(a) P1 供試体　(b) P2 供試体

(c) P3 供試体　(d) P4 供試体

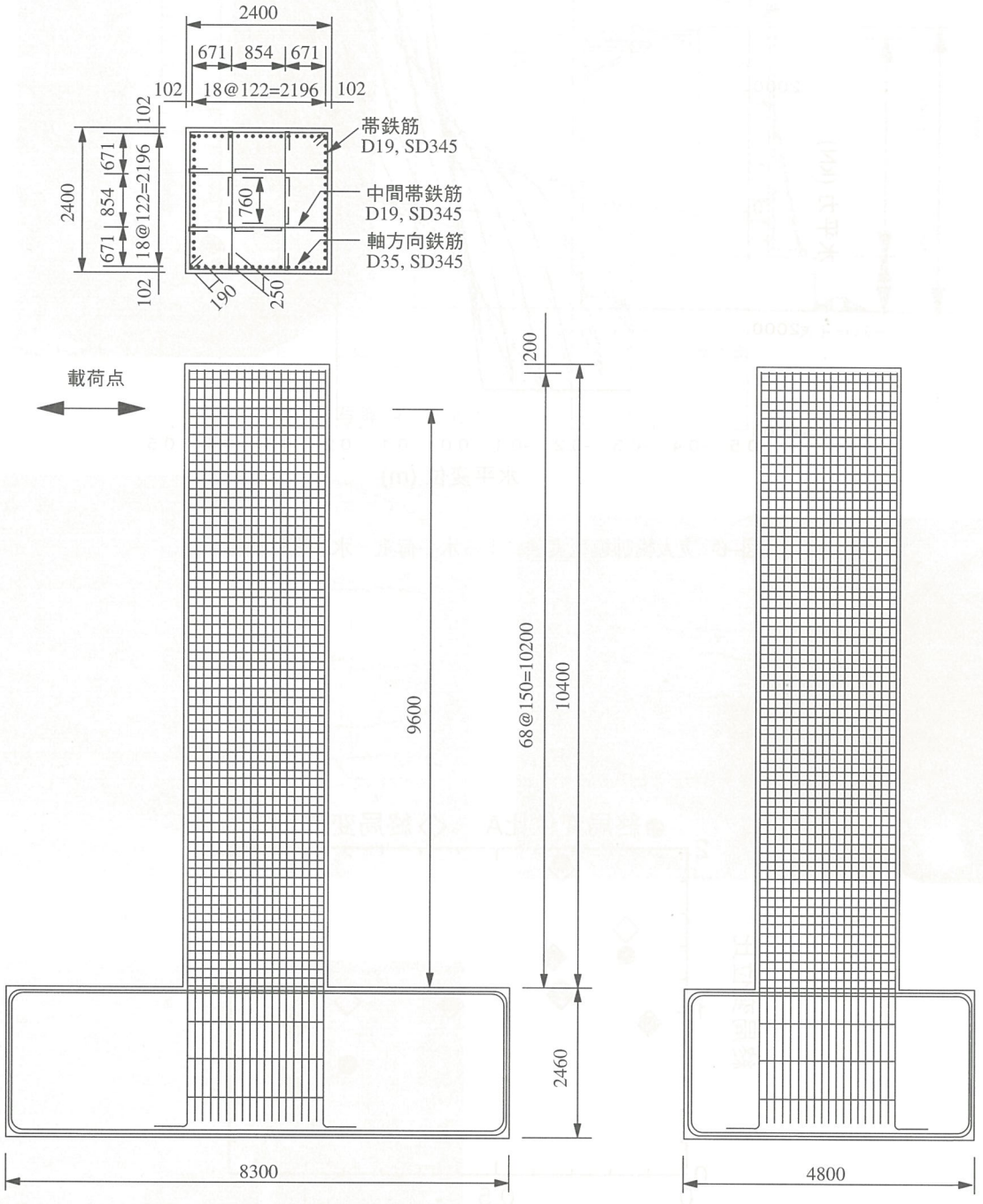
図–2 水平荷重－水平変位関係


(mm)
2000
1500
1000
500
4δy0
5δy0
6δy0
7δy0
8δy0
9δy0
10δy0
11δy0
(a) P1 供試体
(mm)
2000
1500
1000
500
4δy0
5δy0
6δy0
7δy0
8δy0
9δy0
10δy0
11δy0
(b) P2 供試体
(mm)
2000
1500
1000
500
4δy0
5δy0
6δy0
7δy0
8δy0
(c) P3 供試体
(mm)
2000
1500
1000
500
5δy0
15δy0
(d) P4 供試体

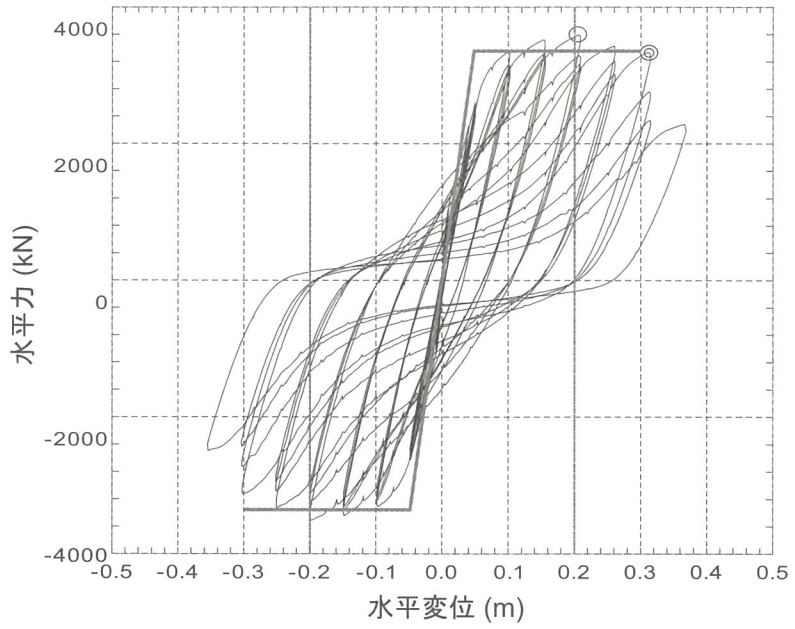
図–3 損傷の進展状況



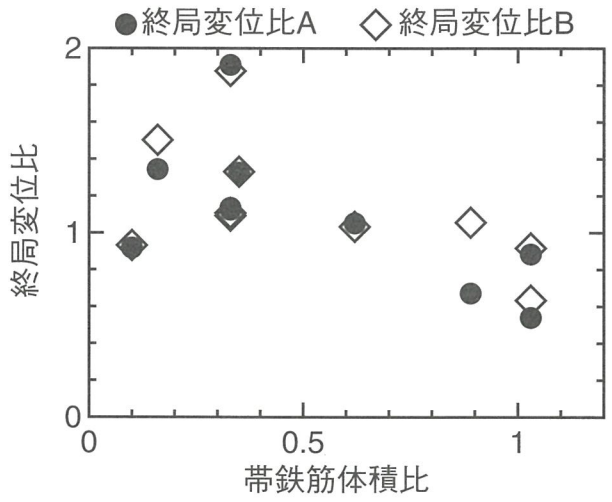
図–4　履歴曲線の包絡線と実験結果の比較の例



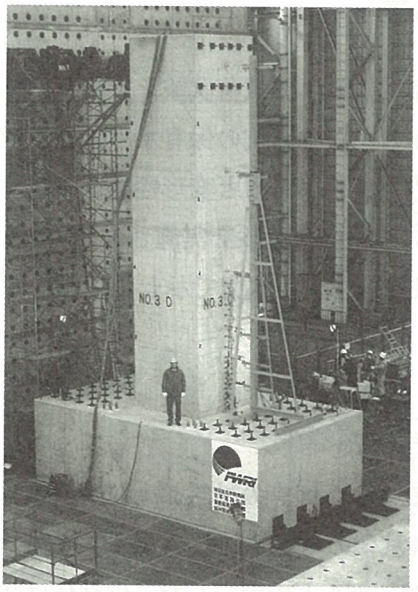
図–5 実大橋脚模型供試体図

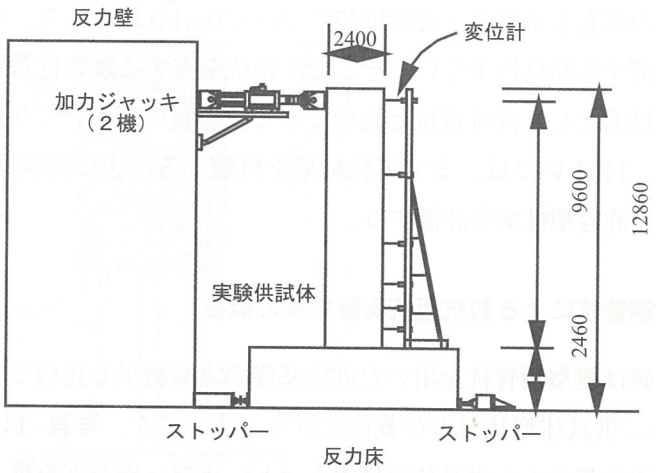


図–6 実大橋脚模型実験による水平荷重－水平変位関係

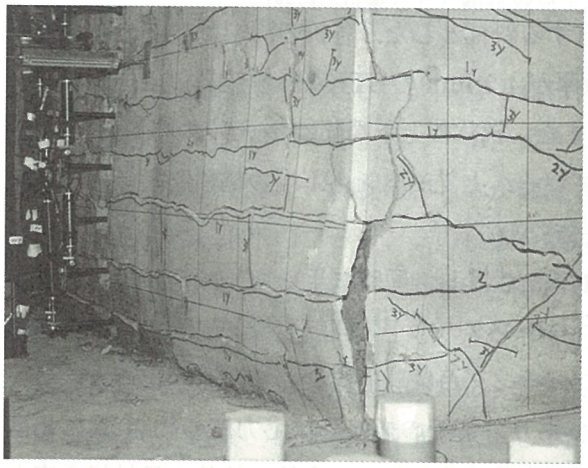


図–7 帯鉄筋体積比と終局変位比の関係 (載荷繰返し回数が少ない実験の場合)





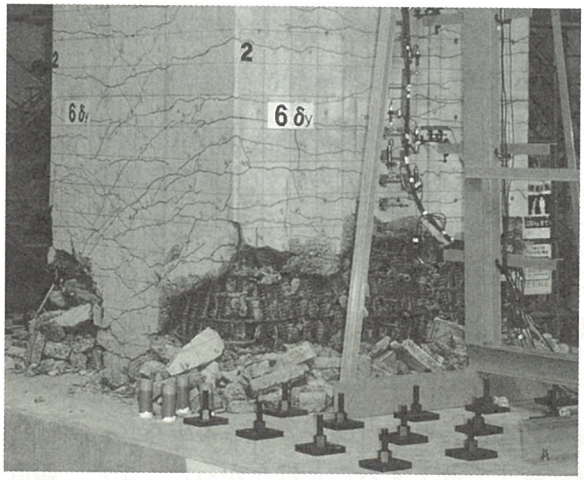
写真–1 供試体セットアップ状況



$4d_y$ の１サイクル目



$4d_y$ の４サイクル目



$6d_y$ の１サイクル目

写真–2 実大橋脚模型実験における損傷状況

付録 V 斜杭を有する杭基礎の許容塑性率とその工学的意義

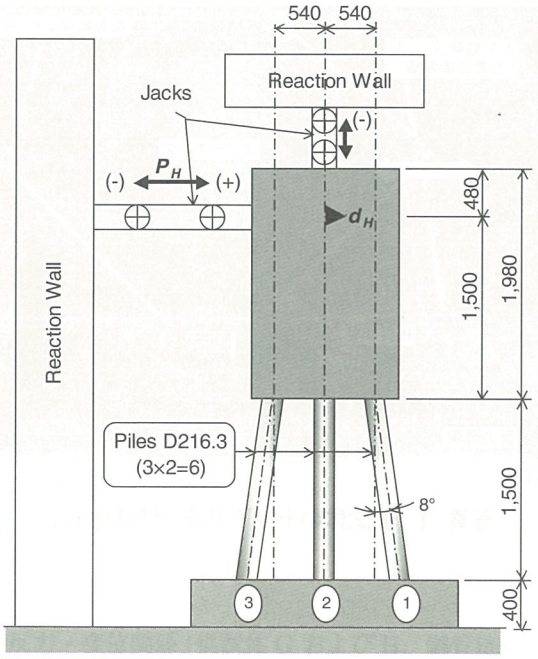
本文にも示したように，直杭からなる組杭については，模型による水平載荷試験を実施し，組杭としての保有水平耐力と変形性能について検討されている．しかし，斜杭組杭の保有水平耐力や変形性能に関する知見は少ない．そこで，斜杭を有する鋼管杭基礎の保有水平耐力と変形性能を確認することを目的とし，直杭組杭と比較できる鋼管杭の模型にて気中の水平載荷試験を実施された[1),2),3)]．そこで，付録 V では，まず実験結果を概観する．次に実験結果に基づき，本文で示した工学的意図に沿った許容塑性率を評価する．

模型鋼管杭による斜杭組杭実験結果の概要

実験は模型鋼管杭を用いた直杭基礎の実験結果と比較できるよう，同等の材料および構造とした．**図–1**に供試体形状および載荷装置を示す．また，**写真–1**に供試体のセット状況を示す．実験では載荷装置の都合から供試体を横置きとし，下フーチングを反力壁にボルトで固定した．供試体は 2 種類で，一つは載荷方向に 3 列，載荷直交方向に 2 列の群杭供試体 (以下，供試体 G と呼ぶ)，もう一つは載荷方向に 4 列，載荷直交方向に 1 列の群杭供試体 (以下，供試体 H と呼ぶ) である．それぞれの供試体の両端の杭は鉛直方向に対して 8 度の傾斜を有する斜杭とした．各杭の両端はフーチングに剛結されている．使用した鋼管は杭径が 216.3 mm，板厚が 4.2 mm の STK400 一般構造用炭素鋼鋼管であり，規格降伏応力度 σ_y は 235 N/mm^2 である．また，杭体の上下端部はフーチング端部から $1D$ (D は杭径) の範囲に中詰めコンクリートが打設されている．上フーチング下端の杭頭位置における杭中心間隔は，実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の 2.5 倍である．

上フーチングに鉛直ジャッキ 1 基と水平ジャッキ 1 基を設置し，同時に用いて，一定の鉛直荷重のもと，水平・回転変位を与えた．鉛直ジャッキは上フーチングの水平・回転変位に追随できるよう，水平荷重作用方向に自由にスライド可能であり，上フーチングとは球座を介して荷重が伝達される．実験中に保持される鉛直荷重は杭 1 本当り 150 kN であり，鋼管の規格降伏応力度の約 20% に相当し，杭基礎が保持する死荷重の標準的な範囲内にある．交番載荷として，全杭の杭体の最外縁の応力度が規格降伏応力度に達すると予測された荷重を供試体に載荷したときの変位を $1d_y$ とし，各載荷ステップにて 3 回の繰返しを行う $\pm nd_y$ ($n = 1,\ 2,\ 3\ \cdots$) の水平変位履歴が与えられた．水平ジャッキ位置での $1d_y$ は供試体 G で 6.5 mm，供試体 H で 6.0 mm であった．

写真–2に供試体の損傷状況を，**図–2**に水平ジャッキの荷重・変位関係を示す．**図–2**の白丸は $\pm 1d_y$ 時の点である．供試体 G (3×2 列群杭) では，$2d_y$ 時において全ての列の杭の上下端部接合部付近のひずみが実降伏ひずみを上回り，端杭の上下端部に目視で認識できない程度の微少な膨らみが観測された．$3d_y$ 時においては，端杭の上下端部において膨らみが視認できるようになり，負荷重載荷時においても下端部の膨らみが残留し，3 サイクルの繰返しにより膨らみが累積されるようになった．$4d_y$ に達すると，端杭の下端部の膨らみが顕著になると共に，中間直杭も上下端部において膨らみが観測される．さらに $5d_y$ では上フーチング下面に水平載荷方向と直角方向のクラックが入り，$5d_y$ の 2 サイクル目で荷重低下が顕著となったが，降伏荷重程度まで低下することはなかった．また，鉛直荷重についても $5d_y$ まで保持し続けた．



図–1 対象とした組杭載荷実験の概要 (供試体 G). 単位： mm

供試体 H (4×1 列群杭) でも供試体 G とほぼ同様の損傷の進展であり，$2d_y$ 時には全ての杭の上下端部のひずみが降伏ひずみを上回ったが，大きな膨らみは観測されなかった．$3d_y$ 時には端杭の上下端部に目視で認識できない程度の膨らみが観測され，$4d_y$ に達すると，端杭の杭下端部の膨らみが顕著になると共に，上下のフーチングの杭接合部周辺に放射状のクラックが入った．さらに $5d_y$ 時には中間直杭も上下端部に膨らみが観測され，$6d_y$ 時 2 サイクル目において荷重低下が顕著となったが，降伏荷重程度まで低下することはなかった．また，鉛直荷重についても $6d_y$ まで保持し続けた．

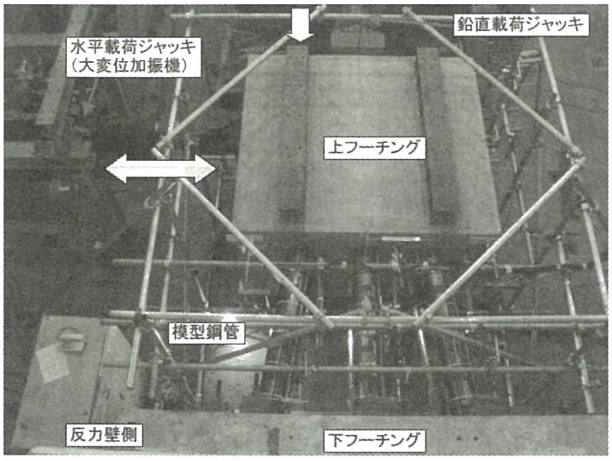
供試体 G では $5d_y$，供試体 H では $6d_y$ まで水平荷重が載荷されたが，鋼管の座屈部が破断することはなかった．最終的には水平荷重が低下して降伏荷重相当に低下する点まで実験できなかった．

また，直杭組杭の実験の最終載荷段階で見られたものと比べると，斜杭組杭の実験の最大荷重点で観察された鋼管の形状変化は過大なものではない．

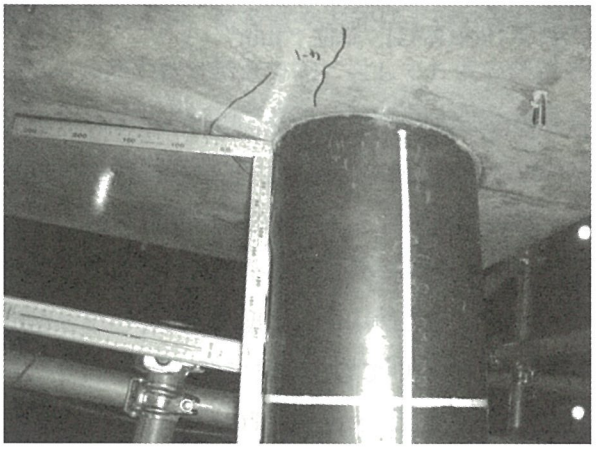
斜杭を有する杭基礎の許容塑性率の検討

本文に示された許容塑性率の工学的意義に準じた，斜杭を有する杭基礎の許容塑性率を検討する．

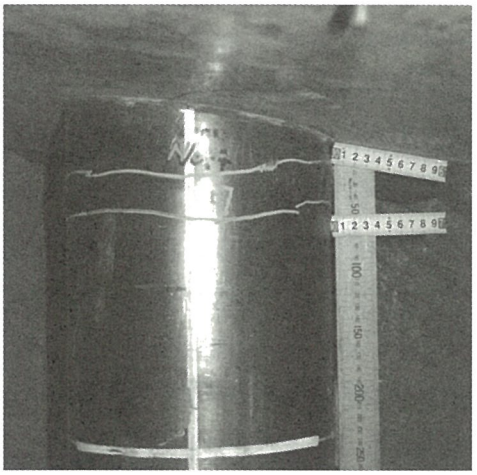
供試体 G および H による載荷実験結果の骨格曲線を無次元化したものを**図–3**に示す．ここに，骨格曲線は各変位レベル $\pm nd_y$ の 1 サイクル目のピーク値を抽出し，結んだものである．それぞれの実験ケースに関して，正側，負側の荷重をそれぞれ荷重の最大値，最小値で除すことにより無次元化した荷重を縦軸に，ジャッキ位置での水平変位 d_H を $1d_y$ 時の変位で除すことにより無次元化した変位レベル d_H/d_y を横軸にとった．**図–3**では，3×2 列群杭と 4×1 列群杭という，杭列数の異なる斜杭組杭について無次元化された荷重変位曲線を比較しているが，直杭組杭の場合と同様に杭列数の違いに依存した違いは見られない．



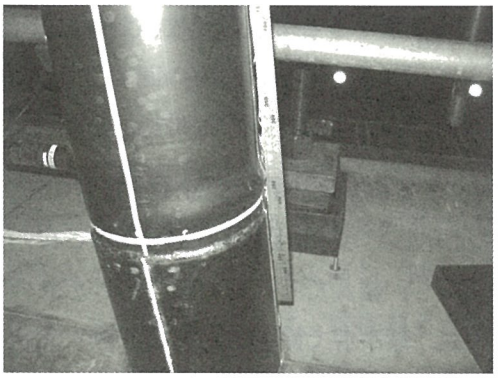
写真–1 供試体のセット状況 (供試体 G)



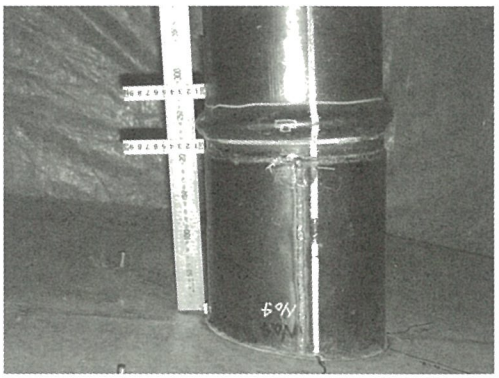
(a) $4d_y$ 時の端部列杭の杭頭の状況



(b) 終了時の端部列杭の杭頭の状況

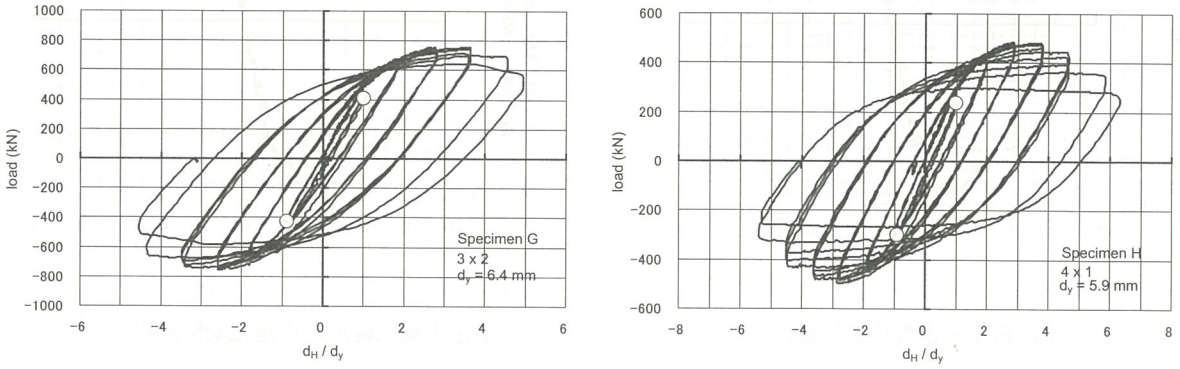


(c) $4d_y$ 時の端部列杭の下側結合部付近の状況

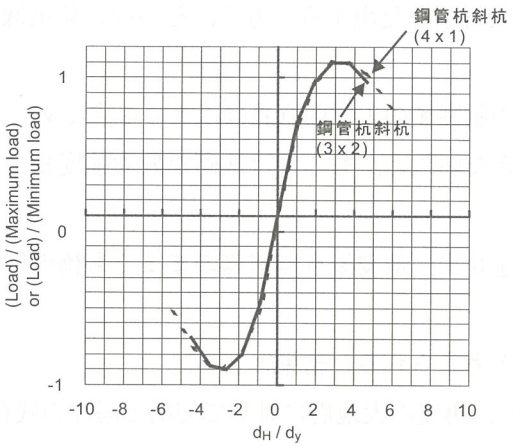


(d) 終了時の端部列杭の下側結合部付近の状況

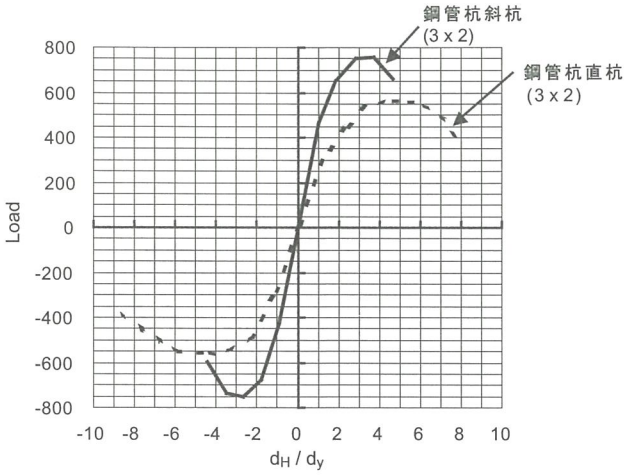
写真–2 供試体の損傷状況 (供試体 H)



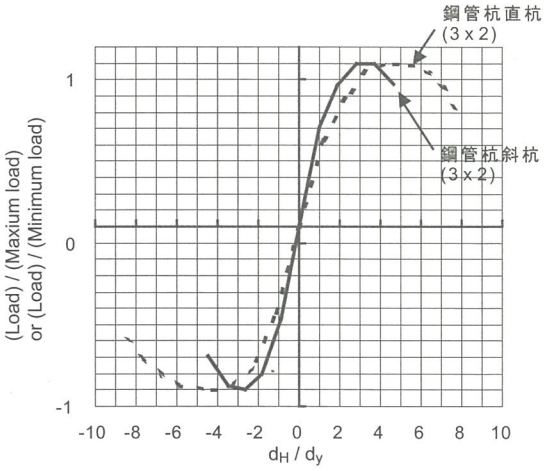
図–2 水平ジャッキの反力・変位関係 (供試体 G および H，鋼管杭斜杭)．白丸は $\pm 1 d_y$ の点．



図–3 無次元化した荷重変位曲線 (鋼管杭斜杭)



(a) 荷重・正規化変位曲線



(b) 正規化荷重・正規化変位曲線

図–4 斜杭組杭と直杭組杭の比較

そこで，斜杭組杭と直杭組杭での水平荷重に対する挙動の違いを，杭列数と杭寸法，材質の同じ供試体Gと供試体E (ともに3 × 2列群杭) で比較したものを**図–4**に示す．**図–4(a)** は荷重を縦軸に，それぞれの$1d_y$時の変位で無次元化した変位レベルd_H/d_yを横軸にとって比較したものである．斜杭組杭では直杭組杭に比べて初期剛性が高く，同一荷重レベルでは水平変位を抑制する効果のあることがわかる．また，最大荷重は斜杭組杭の方が大きく，直杭組杭の1.4倍程度であることがわかる．

図–4(b) では，縦軸に正側，負側の荷重をそれぞれ荷重の最大値，最小値で除すことにより無次元化した荷重レベルをとって比較している．最大荷重は直杭組杭では$5d_y$で発現するとともに，$4 \sim 6d_y$に渡って最大強度相当の大きな強度を保持している．一方，斜杭組杭では直杭組杭に比べてより小さな変位レベル$(3 \sim 4d_y)$で最大荷重が発現する一方で，その後の荷重低下割合は直杭組杭よりも大きい．

本文に示すように，塑性率の制限値の工学的意義は以下の4点である．

(1) 基礎の最大強度点を超えないこと，もしくは基礎が最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないこと，

(2) 基礎は過大な損傷には達せず，地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えない状態にとどまること

を担保するためのものであると考えられる．結果として，

(3) 無補修のままであっても，再度の大地震に対して初期と同等の残存耐荷力を有する．

(4) そして，最大強度点へ至るまでに吸収するエネルギーと同等以上の残存エネルギー吸収能を有する．

これを満足するように実験に用いた斜杭組杭の許容塑性率を与えるのであれば，載荷試験結果に基づき3程度にするのがよいと考えられる．

なお，斜杭を配置することにより，群杭としての剛性と耐力を大きくすることができるという利点を活かせるような許容塑性率の設定を行うことが望ましく，その観点からも許容塑性率を3とするの

は妥当である.

参考文献

1) 井落久貴，中谷昌一，竹口昌弘，岡原美知夫，小松章，平田尚，高野公寿，池田真，高橋一樹：鋼管杭斜杭基礎の保有水平耐力に関する研究 (その 1)，第 41 回地盤工学研究発表会，pp. 1385-1386, 2006.
2) 井落久貴，中谷昌一，竹口昌弘，岡原美知夫，小松章，平田尚，高野公寿，池田真，高橋一樹：鋼管杭斜杭基礎の保有水平耐力に関する研究 (その 2)，第 41 回地盤工学研究発表会，pp. 1387-1388, 2006.
3) 中谷昌一，竹口昌弘，井落久貴，鈴木規彦：鋼管杭を用いた斜杭基礎の地震時保有水平耐力に関する検討，土木技術資料, Vol. 48, No. 6, pp. 58-63, 2006.