

7. 基礎・地盤系の耐震解析

7.1 概要

7.1.1 はじめに

地震動を受けた構造物はこれに応答し、逆に構造物が地盤を揺すりかえす。これによって構造を支える地盤の動きは、構造物の存在しない自然地盤の動きと異なるものになる。このような相互作用は地盤の状況によって大きく異なり、構造物の応答や地震被害の程度が著しく変化することは経験的にも広く知られる事実である。

平成8年に改定された道路橋示方書[7.1.1]では、従来の震度法に加えて保有耐力法により耐震性を検討することが求められている。このためには構造物および地盤が非線形状態に至った状態を適切に評価することが不可欠である。しかしながら特にレベル2の地震動を想定した場合、地盤には数%を超えるひずみが生じ、こうした地盤の内部にある基礎構造物の挙動を、上部構造物との相互作用も考慮して検討することは決して容易ではない。保有耐力法の小委員会で検討されたさまざまな課題のうち、基礎・地盤に関わる問題を整理するとともに、新たな提案を整理しておくことは大きな意義があると考えられる。7.1節では以下に続く各節の位置付けを明確にすべく、基礎・地盤系の応答評価の流れと、これに関わる課題を整理する。

7.1.2 地盤の応答

道路橋示方書[7.1.1]の流れに従えば、地震動は3区分の地盤種別に応じて地表面で規定される。特に内陸直下の地震、いわゆるタイプ2の地震については神戸の地震波形を踏まえた強い地震動を想定することになる。しかし例えば杭基礎のような撓みやすい構造は、(1)上部構造物の慣性力で揺すられる(慣性力相互作用)のみならず、周辺地盤の動きに追随して変形する(キネマティック相互作用)ので、深さ方向の地盤変形を予測しなければならず、このため地表の想定波形から工学的基盤の波形への引き戻しを行うことも必要になる。この引き戻しを地盤の非線形を想定して行うことは困難を極め、そのため等価線形化法を用いた作業が便法として考えられる。しかし実際の地盤には数%を超えるひずみが生じ、これは土質要素実験の精度範囲を大きく超えるものであり、まして、等価線形化手法の適用限界を大きく超えることになる。

図 7.1.1 は神戸での想定された基盤の揺れを厚さ 30mの表層地盤に入力した時の変位および加速度応答の最大値を異なるモデル(ROモデル、HDモデル、等価線形化手法)で計算した一例である[7.1.2]。地盤ひずみが等価線形化手法の限界を大きく超えるひずみ領域に至っては、応答計算値がモデルによって大きく変動する可能性を示している。一般の土質要素試験では土は残留強度を示し、この意味では応力がひずみの増加とともに限界なく漸増する ROモデルより、これが一定値に収斂する HDモデルが物理的に意味を持ったモデルとなる。

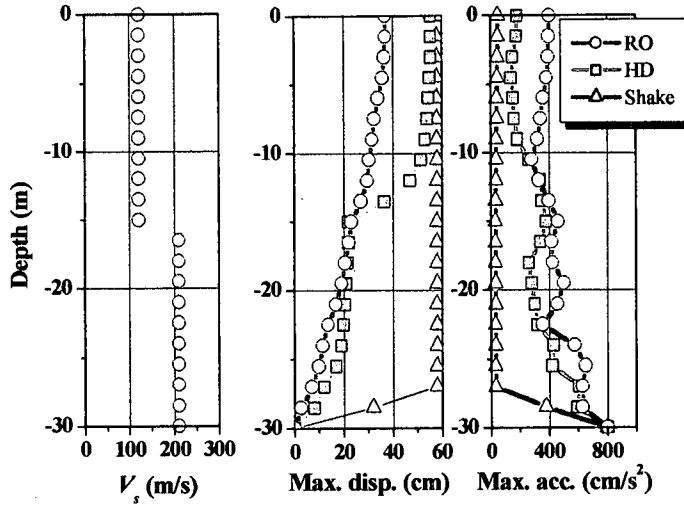


図 7.1.1 異なるモデルによる表層地盤の変形 (鉄道総合技術研究所)

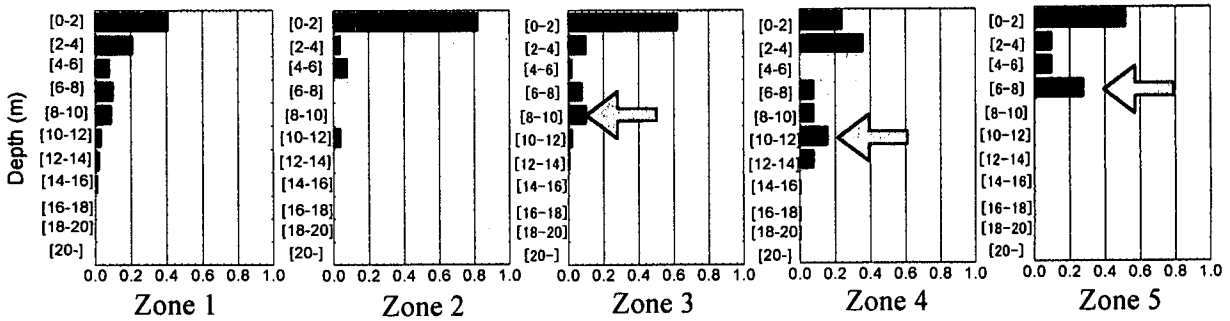


図 7.1.2 阪神高速 3 号線の 5 つの区域における杭のクラックの分布 (矢印は粘土層 (弱層) の存在する部分でここに地盤の変形が集中したとみられる)

しかし一方で、ここで用いているような一次元の直立の土柱を想定することにも問題がある。これは水平方向に地盤物性の揺らぎを仮定しない理想的な水平成層地盤を仮定していることに他ならず、いったん弱層が形成されると、そこに変形が容易に局所化するからである。このため HD モデルを用いることは、その変形を過大に評価しかねないことになる。しかし弱層に沿って地盤の変形が進むことは実際の杭基礎 (図 7.1.2) やマンホールリングのずれなど (Konagai et al. [7.1.3]) の被害事例が物語るとおりであり、この変形をいかに適切に評価するかが大きな検討課題である。

7.1.3 慣性力相互作用の評価

群杭の変形は周辺地盤のそれにほぼ追随するが、さらに上部構造物の慣性力が杭基礎上部にさらに大きな変形を加えることになる (慣性力相互作用)。これは図 7.1.2 に示すように、阪神高速 3 号線の杭のクラックが 5 つの区域のすべてで地表近くに分布していることから明らかである。保有耐力法を用いるということは、この上部構造物からの慣性力に対していかに基礎構造物が応答するか、あるいは上部構造物の応答が基礎構造物の影響を受けてどう変化するかを、地盤、基

礎、上部構造物の非線形領域にまで踏み込んで議論することである。しかしながらここで様々な課題に直面する。本委員会で検討された課題は以下のとおりである。

- (1) 地盤反力あるいは地盤のばねをどう評価するか (7.2 節)、
- (2) 全体系の解析を行い得たとして、橋脚の降伏耐力と基礎の降伏耐力をどのように設計すれば補修の困難な基礎の塑性損傷度を適切に抑えられるか (7.3 節)
- (3) 実際事例でどのような損傷のモードが起こりえるか (フーチング損傷のメカニズム : 7.4 節)
- (4) 杭基礎と異なり、浮き上がりの生じる可能性のある直接基礎上の構造物はどう挙動するのか、

7.1.4 全体解析の流れと検討された課題

7.1.3 で述べた課題の詳細に触れる前に、ここではまず杭基礎を例にとって、道路橋示方書IV下部構造物編に従った下部構造物のモデル化の流れを概括しておく。結果的にはフーチングを剛体とみなしてその底面で群杭頭すべてからの反力を合成する形で、底面でのばね係数、すなわち水平方向、上下方向、回転方向およびこれらの非対角成分 (道路橋示方書IV下部構造物編, 1996, 解 10.7.2 式 [7.1.1]) について評価することになる。

この解 10.7.2 式の示すところは、一本一本の杭が剛体フーチング底面に固定されて動くものとし、各々の杭からの反力を単純に加え合わせることで、フーチングに対する水平、鉛直、回転の合反力が評価されるというものである。したがって、各個の単杭頭部の各自由度に対するばね ($K_1 \sim K_4$) の評価が必要になる。ここに K_1 は杭頭の回転を拘束して水平方向の単位変位を与えたときの水平反力、 K_2 は水平動を拘束し、単位の回転角を杭頭に与えた時のモーメント、したがってこれらは単杭の杭頭剛性マトリックスの対角項に相当する。一方 K_3 , K_4 は非対角項で両者は互いに等しくなる。

単杭頭部の剛性は、杭側方の地盤を、深さ方向に離散的なばね $k_H D$ で表現した、いわゆる Chang の公式によって求められる (杭モデルの概念は 7.2 節の図 7.2.1 参照)。ここに k_H は水平方向地盤反力係数、 D は杭径である。杭頭剛性を支配する重要なパラメータは特性値 β と呼ばれ以下のように定義される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (7.1.1)$$

ここに EI は杭の曲げ剛性である。この β は、地盤と杭の相対的な剛性比の 4 乗根で、その逆数は長さの次元を持つ。杭が十分に長い場合、 $1/\beta$ は、たわみやすい杭が、上部からの载荷に対して顕著に変形する領域を示唆する物理指標である。こうしてフーチング下面に集約されたばね (解 9.7.2 式) が与えられれば、あとはこれを介して地震動を上部構造物に inputs すればよいことになる。

ここまでの流れは水平方向地盤反力係数 k_H が適切に評価されているという前提に立てば極めて明瞭で合理的である。逆に言えば、この方法論の精度を大きく左右するのは、この地盤反力係数の設定にあるといって過言ではない。ここで課題(1)が議論の俎上に載ってくるのである。

この地盤反力係数は「直径 30cm の剛体円盤による平板载荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 k_{H0} 」を実際の構造物の载荷領域の換算幅 B_H で補正したものと考えてよい。つまり ($B_H/30$) が補正に用いられる寸法比であり、杭基礎の場合 $B_H = \sqrt{D/\beta}$ となる。根号の中の $1/\beta$ は先ほど述べたように、実際に杭が実質的に変形する深さに関係する量であり、 D は杭の直径であるから、 D/β は実際に杭が変形して地盤を押し付ける有効面積であり、その平方根は平板载荷試験の円盤の直径と比較しえる代表寸法になるのである。詳細に立ち入った記述は割愛するが、ここで地盤反力係数を求める上で工学的に問題となる課題について整理しておく。

- (a) 実際に深さ方向の水平方向地盤反力係数の分布を平板載荷試験で容易に求め得ない。各種土質試験からの値で推定するか、往々にして標準貫入試験の N 値から $E_0 = 28N$ とし、これを円盤の載荷幅 30 で除した値を補正して用いることが多い。
- (b) 仮に平板載荷試験による値は、基礎幅の 1% に相当する変位での地盤反力係数を与えるものとされているが、明確な保証はなく、また同じ基礎構造物でも異なる場所での異なる地盤ひずみに応じたばねを誘導するものでない。あくまで”実務的”にばねを評価する手続きである。
- (c) 静的な地盤ばねの決定法であり動的な効果を反映するものでない。
- (d) 示方書の記述に従えば、群杭効果が重要になる場合、すなわち杭間隔 L が狭くなる場合、その影響は地盤反力係数を補正することで評価される。その補正係数 μ は $\mu = 1 - 0.2(2.5 - L/D)$ (ただし $L/D < 2.5$) で与えられるとされ、 L/D が 2.5 あるいはそれ以上では群杭効果は積極的に評価されない。しかしながらこの効果は L/D が 2.5 でも、一般に外側の杭ほど大きな荷重を分担するという形で明瞭にあらわれる。仮に L/D が 2.5 以下で、上式を用いたとしても一律に地盤反力係数を変化させることになり、杭の位置によって荷重分担率が異なるという事実を反映しない。
- (e) 地盤を弾性体とみなせる状況だけに限っても、「本質的に連続している地盤からの反力を離散的な地盤バネで表現している」という問題が指摘される。地盤が連続しているということは地盤剛性をマトリックスで表現した場合、非対角項が存在するということである(図 7.1.3)。つまり当該地点での地盤反力は、当該地点の地盤変位だけで決定されるのではなく、他の深さでの地盤変位の影響も受けるのである。これを離散的な地盤バネで表現するということは、地盤剛性のマトリックスの対角項のみに、他の深さでの地盤変位の影響をも集約することである。しかるに、(1)周辺地盤が杭を変形させる場合(図 7.1.3 の(a)モード)でも、(b)上部構造物が杭を揺る場合(図 7.1.3 の(b)モード)でも同じ地盤バネが用いられることになる。

これらの課題に対し、7.2 節では、(d)の群杭効果を積極的に評価し、群杭を仮に一本の直立梁とみなした時の地盤ばねを検討している。そして実際の地盤に打ち込まれた群杭基礎モデルの載荷試験結果を精査し、地盤ばねとその終局強度を群杭の有効たわみ長さ(active pile length)の関数として統一的に評価する試み ([7.1.4]および[7.1.5])を紹介している。有効たわみ長さ(active pile length)は杭の特性値 β (7.1.1 式)の逆数に比例するが、実はこの β に含まれる杭の曲げ剛性 EI が一本の等価直立梁のそれに置き換わることで合理的な有効たわみ長さが評価できることが示される。

7.2 節では、しかしながら杭そのものの非線形性や水平耐力の議論には踏み込んでいない。群杭を等価な直立梁に置き換えるという第一次近似では、群杭を構成する各杭の破壊にまで立ち入った議論に至らないからである。そこで 7.3 節では、地盤の取り扱いはいったん道路橋示方書のそれに立ち戻りながら、杭基礎・地盤・上部構造物全体系の応答解析を行い、橋脚の降伏耐力と基礎の降伏耐力をどのように設計すれば補修の困難な基礎の塑性損傷度を適切に抑えられるかという点に焦点を絞って検討を行っている。

一方、実際の高架橋では阪神高速道路 3 号線で損傷ランクは C であったもののフーチングそのものにクラックが発生した事例が報告されており、保有耐力の照査においてはフーチングも見逃してはならないことを示している。このフーチング損傷のメカニズムを 1/2 スケールモデルと 1/3 スケールモデルで綿密に検討した結果が 7.4 節で示される。

さらに杭基礎のように根入れの大きい構造でない直接基礎については、地盤の破壊、受動領域の形成以上に、転倒モーメントの作用による浮き上がりがいかなる影響を上部構造物に与えるかが7.5節で検討されている。

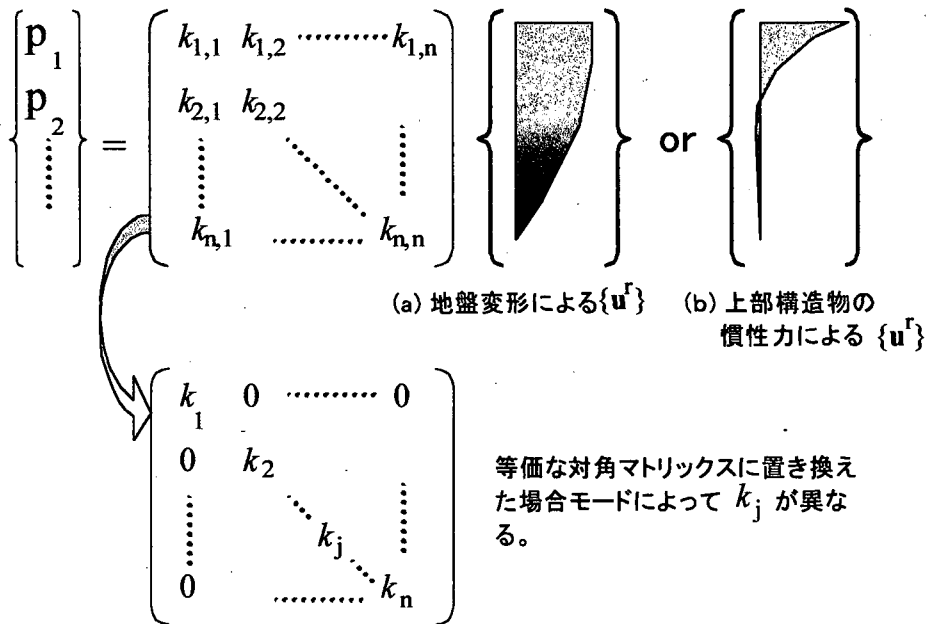


図-7.1.3 地盤バネを決定付けるモード

参考文献

- 7.1.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編），丸善，東京，1996.
- 7.1.2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造設計標準・同解説（耐震設計），運輸省鉄道局慣習，丸善，1999.
- 7.1.3) Konagai, K. T. Matsushima and A. Mikami: Deformation Build up within a Granular Assemblage during an Intense Earthquake, *International Journal of Earthquake Engineering*, 2(3), 419-441, 1998.
- 7.1.4) Konagai, K.: Shaking Table Test Allowing Interpretation of Damage to Structure in terms of Energy Influx and Efflux through Soil-Structure Interface, Report of Research Project, 1999 Grant-in-Aid for Scientific Research, No. 10450174, Ministry of Education, Science, Sports and Culture, March 2000.
- 7.1.5) Konagai, K., A. Raquib and D. Maruyama: Simple Expression of the Dynamic Stiffness of Grouped Piles in Sway Motion, *International Jour., Earthquake Engineering*, 4(3), 355-376, 2000.

（執筆者：小長井一男）

7.2 地盤反力の評価

7.2.1 はじめに

地震時保有耐力法では構造物および地盤が非線形状態に至った状態を評価することが必要であり、このためそれぞれにバランスの取れたモデルを用いることが求められる。地盤は半無限の広がりを持ち、特に動的な問題ではこれがさまざまな形で変形する。その結果、地盤からの反力は地盤の変形状況によって大きく変化する。例えば杭基礎を考えたとき、基礎頭部（フーチング部）で評価される“堅さ”も群杭が地盤をどのように変形させるかに関わってくる。一般に杭は鉛直方向には大きな荷重を支えるが、水平方向には撓みやすい構造で、上部構造物からの慣性力を受ける状態では、ある程度の深さになると杭はほとんど変形しなくなる。したがって杭の変形が顕著な浅い部分が地盤の反力を支配し、地盤のばねもこの部分の土の変形に強く支配される。杭頭に作用する荷重が大きくなると、地盤は非線形領域に至り受動破壊領域が形成されるが、この破壊領域も杭変形の著しい浅い部分で発達することになる。ここでは最も代表的な基礎形式である群杭基礎に対象を絞って、野外での模型杭載荷試験の結果などをもとに、群杭側方地盤の地盤反力を合理的に表現する手法について検討を加える。

7.2.2. 簡便な表現へのシナリオ

道路橋示方書[7.2.1]、あるいは鉄道構造物設計標準[7.2.2]では、杭はその側面で、深さ方向に離散的な地盤ばね $k_H D$ で支えられているものとしている（図 7.2.1）。地盤の内部で杭が動的な変形を受ける場合、2つの異なる状況が想定される。一つは(1)地震時に地盤全体が変形し、群杭がこれに追従する場合【キネマティック相互作用】であり、もう一つは(2)上部構造物がその慣性力で杭頭のフーチング部を揺る場合【慣性力相互作用】である。前者では地盤全体が揺り動かされるのに対し、後者では杭頭近傍地盤のみが大きく変形する。すなわち(1)と(2)では地盤の変形パターンが顕著に異なるのであるから、地盤反力を議論する場合に、両者を同じ地盤ばね $k_H D$ で議論することは、実は問題がある。実際杭のようにたわみやすい基礎構造物は、周辺地盤の動きにほぼ追従して変形するので、(1)の【キネマティック相互作用】が橋脚基部の応答に与える影響は無視できる場合が多く、ここでは(2)を想定した検討を進めることにする。

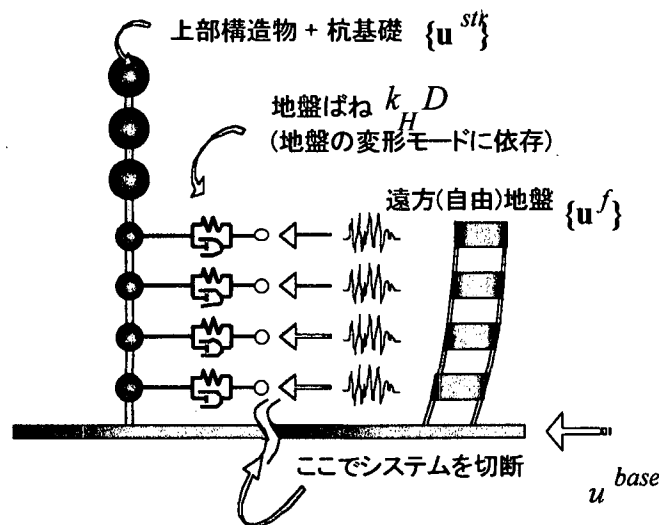
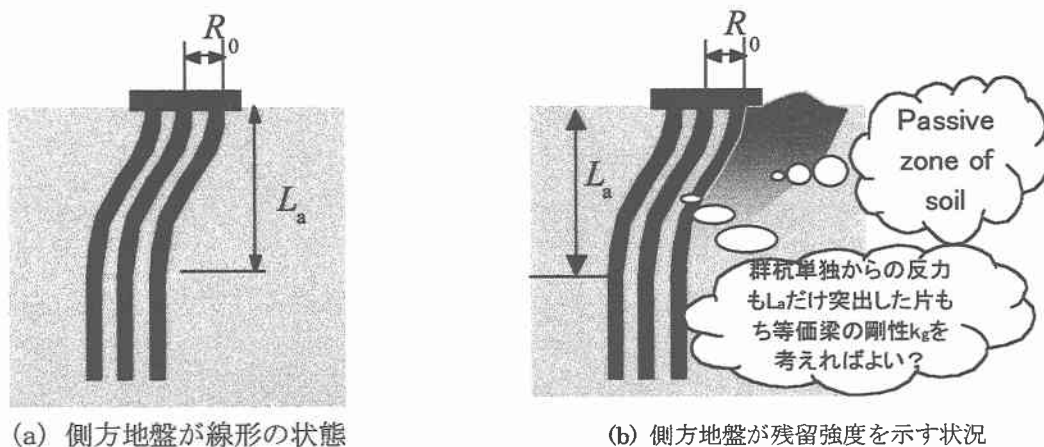


図 7.2.1 離散バネで支えられた杭基礎



(a) 側方地盤が線形の状態 (b) 側方地盤が残留強度を示す状況
 図 7.2.2 頭部を水平に押された杭の変形パターンと active pile length

そこで杭頭部に水平変位を加えてみると図 7.2.2(a)に示すように杭のある深さ L_a より上部のみが大きくたわむ変形パターンが現れる。この L_a (active pile length) は、杭が地盤に比べて相対的に堅いほど大きくなる。したがって図 7.2.1 に示したようなモデルでは、 L_a は杭の曲げ剛性 EI と、地盤の固さを示す $k_H D$ の比に依存することが推測される。すなわち、

$$L_a \propto L_0 = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{EI}{k_H D}} \quad (7.2.1)$$

式(1)中の β は、道路橋示方書で特性値と称され、杭頭部で評価される剛性を決定付ける重要なパラメータである。さらに、地盤のひずみの小さな段階 (図7.2.2a) に限らず、地盤に受動破壊領域が形成される状態 (図7.2.2b) で地盤反力を考えた場合でも破壊領域の体積 (重量) は L_a の大きさに影響されるであろうから、結果的に線形から非線形にいたる地盤の反力が L_a で統一的に記述できる可能性がある。

しかしながら、地盤ばね $k_H D$ は単独の杭で評価されるパラメータであり、道路橋示方書では、群杭としての効果は、杭間隔/杭径比 (L/D) が2.5を下回らない限り、積極的に考慮しなくてよいとされてきた[7.2.1]。しかし L/D が2.5を上回る場合でも群杭効果が大きく現れる事例は多くの文献で紹介されている。図7.2.3aは後述する鋼管群杭模型の水平載荷試験後にこれを引き抜いた様子を撮影したものである。大きな載荷を加え、地盤が顕著な非線形性を示した状況でも、群杭の間にはさまれた土は、杭と一体になって引き抜かれており、群杭効果の大きさを示している。

Konagaiら ([7.2.3]および[7.2.4]) は、群杭を一本の等価な直立梁に置き換える方法 (図7.2.3b) を提唱し、これを用いて群杭頭部での剛性を評価している。この等価な直立梁の剛性は2つの曲げ剛性パラメータ EI_p と EI_G で表現されるが、杭頭の水平方向剛性については EI_p が支配的であり、式(1)の単杭の EI を EI_p に置き換えることで、群杭としての L_a を求めることができる。均一な地盤中に置かれた群杭についてKonagaiらは、さらに式(1)中の $k_H D$ を地盤のせん断弾性係数 μ と置き換え、 L_a と直接関連するパラメータ L_0 を再定義し、これを用いて群杭頭部の水平方向剛性 S_{xx} が以下の式で近似できることを理論的に示している。

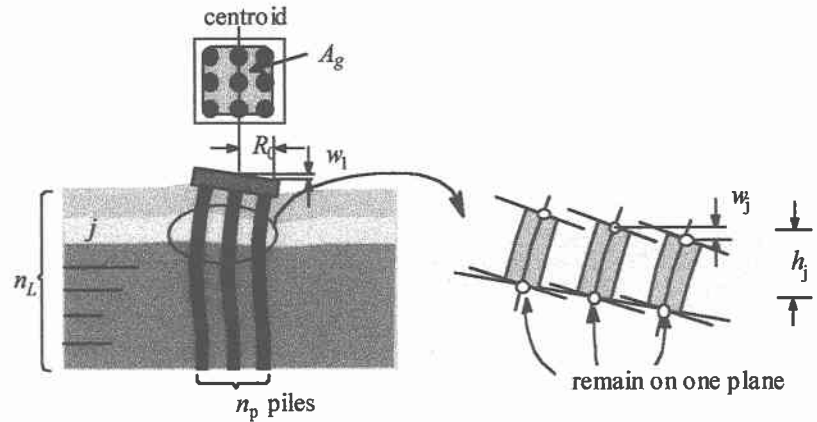
$$S_{xx} = k_s + ia \cdot c_s - a^2 m_s \quad (7.2.2a)$$

ここに
$$a = \frac{\omega \cdot R_0}{v_s} \quad (7.2.2b)$$

であり ω は円振動数である。さらに式(2a)に現れるパラメータは以下のとおりである。



(a) 土をつかむ群杭模型



(b) 等価な直立梁の変形

図 7.2.3 群杭と等価な直立梁

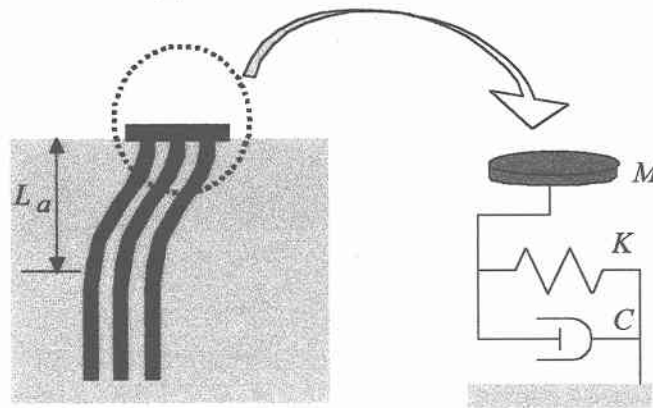


図 7.2.4 群杭基礎頭部と等価なモデル (M, K, C いずれも L_a (あるいは L_0) の関数)

$$k_s = \mu \left(2\pi R_0 + \frac{\pi}{2} L_0 \right), \quad c_s = \mu \cdot 2\pi L_0, \quad m_s = \mu \frac{\pi L_0}{4} \quad (7.2.2c)-(7.2.2e)$$

ここに R_0 は等価な直立梁の半径である。

式 (7.2.2a) は、群杭頭部の水平方向剛性が、バネ K ($=k_s$)、ダッシュポット C ($=R_0 c_s / v_s$)、そして質量 M ($=R_0^2 m_s / v_s^2$) が組み合わさった1自由度系のシステム(図7.2.4)で近似できることを意味している。そして回転方向にも同様の近似が可能である。

以上の知見をもとに、群杭側面の地盤の反力を簡潔に記述するシナリオを想定してみる[7.2.5]。なお以下の議論は、上記の3つのパラメータ M, K, C のうち静的载荷に関わる K について行なわれることになる。

- (a) 地盤ひずみが小さい段階では K は式(2c)で評価される値に漸近するはずである。
- (b) 群杭を水平に载荷しつつ、地盤反力が終局耐力に達したとき、それは土の受動破壊域の重量に比例すると考えられる。この土の重量は図7.2.2(b)において、(1)破壊域の深さ ($\propto L_0$)、(2)破壊域の幅 ($\propto L_0$)、(3)破壊域の奥行き ($\propto R_0$)、を掛け合わせた量に比例するので、 $\rho_s g L_0^2 R_0$ が終局耐力を支配するパラメータになると考えられる。ここに $\rho_s g$ は土の比重、 R_0 は群杭と等価な梁の半径である。
- (c) 群杭側面の地盤反力が終局耐力に達した状態でも、群杭そのものは L_0 以下の部分を土に固定された片持ち梁のように変形に抵抗する。この状態での杭頭フーチング部での剛性を k_{pile} とする。

表7.2.1 杭の諸元

外径 (mm)	厚さ (mm)	杭長 (m)	弾性係数 (kgf/cm ²)
101.6	3.2	2.25	2.1×10^6

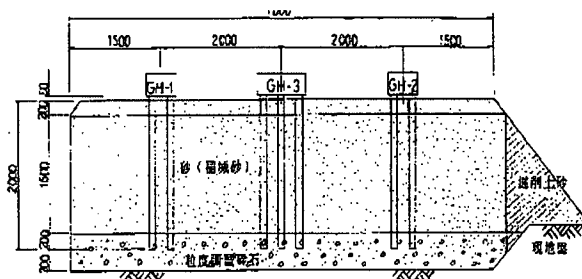


図7.2.5 模型杭の構成

7.2.3. 実験による検討[7.2.5]

(1) 実験概要

ここで検討に用いるデータは、鉄道総合技術研究所で行われた杭基礎交番水平載荷試験から得られたものである。試験で用いた杭の諸元を表7.2.1に示す。地盤の構成状況を図7.2.5に示す。地盤は厚さ50 cmの粒調碎石の基盤の上に、厚さ1.8mの稻城砂の一樣砂地盤が造成されている。この地盤に、2×2、2×3、3×3の3つの群杭が取り付けられている。杭間距離はどれもおよそ3Dとなっている。載荷は杭頭に取り付けられた水平変位計を用いて変位制御で行われ、杭頭変位が最大で64mmになるところまで載荷を行った。杭にはひずみゲージが取り付けられており、この計測値を用いて、杭の変形量、地盤反力などが計算された。ひずみゲージは、最も密なもので、杭1本あたり15箇所に取り付けられている。鋼管杭を用いた実験結果を検討の対象とした理由は、群杭の弾性域が比較的広く、このため実験結果から“地盤の非線形”のみを抽出して議論できることを期待したからである。

(2) 実験結果

図7.2.6aは3×3本の群杭（中間杭）の深さ方向の変形状況を、異なる載荷段階で示したものである。この図で約1.8mより浅い部分で、杭が顕著に変形している状況がわかる。さらにこの変形を杭頭部分の変位で正規化すると、図7.2.6bに示すようになり、変形が大きく進行しても、杭変形が顕著に表れる深さに大きな変化が認められない。これは結果として L_0 が載荷の初期段階時点でおおむね決定付けられている様子を示すものである。

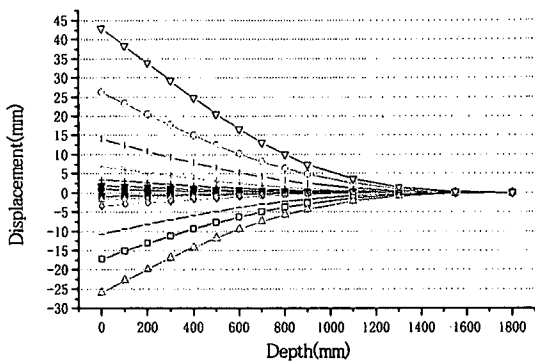
この杭頭における載荷・変位曲線（P- δ 曲線）を図7.2.7に示す。図には、式(2c)から得られる群杭の初期剛性 k_g を示している。前章シナリオ(a)に述べたように式(2c)は地盤ひずみの小さい状況の杭頭剛性を実用上十分な精度で与えていると考えられる。

このP- δ 曲線は変位が0.02mを越えると、ほぼ一定の勾配に収斂する。図中には併せて $L_0 = 1.8$ mと仮定し、 L_0 以深が地中に固定された片持ち梁上の群杭単独の剛性 k_{pile} も併せて示している。P- δ 曲線の勾配は k_{pile} の勾配に漸近するような変化を見せており、前章のシナリオ(c)の設定が適切であったことを示していると考えられる。

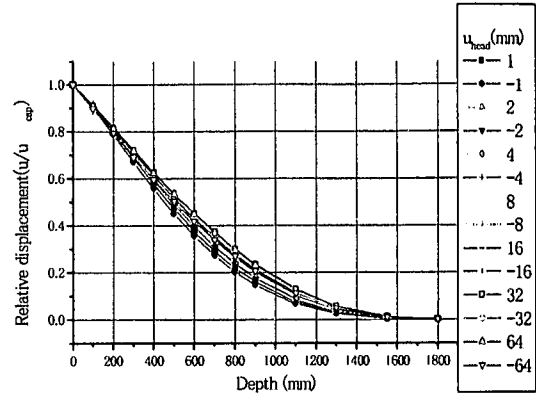
このP- δ 曲線から群杭単独 k_{pile} の反力を差し引いた分を土の終局耐力 $F_{residual}$ とする。図7.2.8には、異なる配置の群杭に対して $F_{residual}$ をもとめ、それぞれに対応する $R_0 L_0^2$ との関係を示したものである。両者の相関は極めて高く、この一連の実験では、

$$F_{residual} = 18.8 \rho_s g L_0^2 R_0$$

と表現できる。これは、前節のシナリオ(b)が妥当であることを示している。



(a) ひずみ記録から計算された変形



(b) 杭頭変位で無次元化した変位

図 7.2.6 杭の変形モード(3×3)

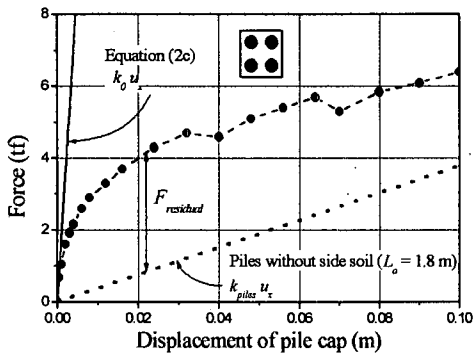


図 7.2.7 杭頭の P-δ 曲線(2×2)

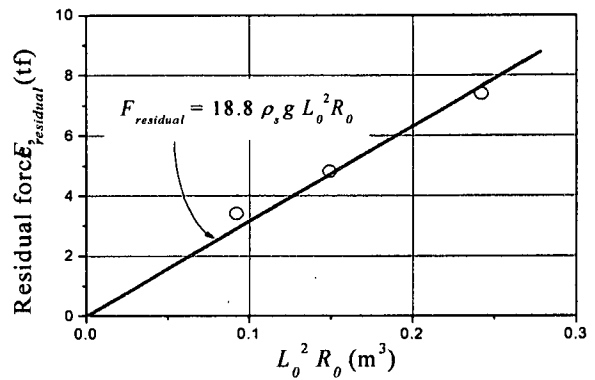


図 7.2.8 地盤反力と $L_0^2 R_0$ との相関関係

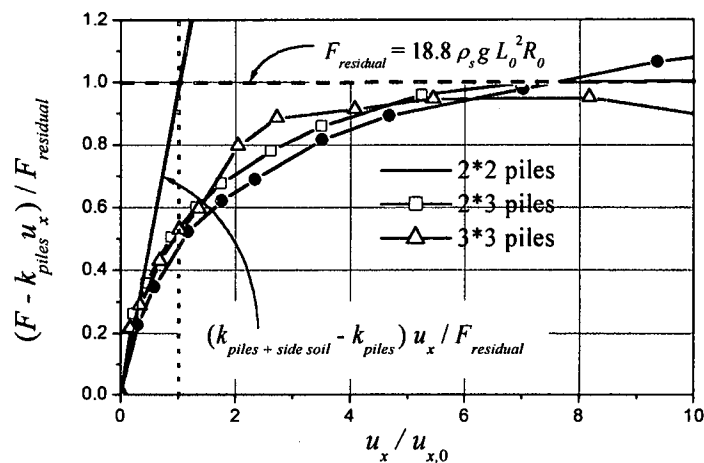
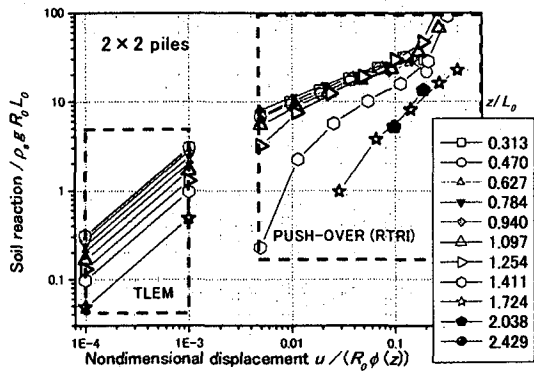
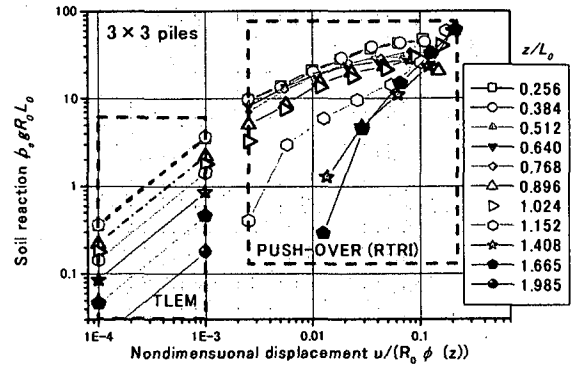


図 7.2.9 無次元化された杭頭の P-δ 曲線

図 7.2.9 は、この終局反力 $F_{residual}$ と、弾性解が $F_{residual}$ に到達する時点の変形量 $u_{x,0}$ を用いて地盤反力と、変形量それぞれを無次元化し、3つのケースを1つの図にまとめて示したものである。3つのカーブは図上でおおむね一致し、これは杭頭の P-δ 曲線を無次元化したパラメータで統一的に表現できる可能性を示すものと捉えられる。



(a) 2×2本の群杭



(b) 3×3本の群杭

図 7.2.10 深さごとの無次元化された地盤反力

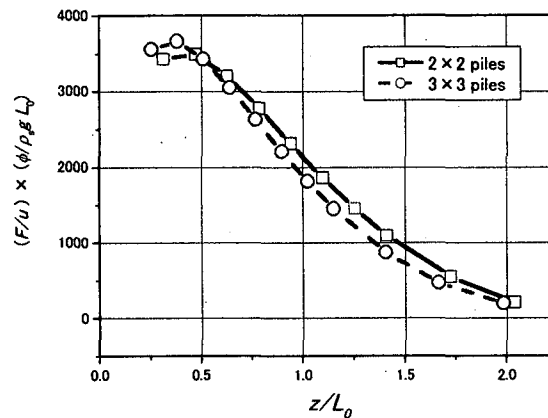


図 7.2.11 地盤バネ係数

(無次元化された値は群杭の本数に大きく依存せず、 z/L_0 の関数として統一的に記述できる。)

(3) 群杭側面地盤反力の深さ方向分布

深さ方向の地盤反力分布を確認しておくことは、道路橋示方書や鉄道構造物設計標準で用いられている、地盤の離散ばね $k_H D$ と対応する情報を得ることにつながる。

深さ方向の地盤反力を表示する上で、群杭の変位をその平均的な変形モード $\phi(z/L_0)$ で正規化しておくことにする。これは既に図7.2.6で示したように、今回の実験では、载荷が進行する間に L_0 および変形モードに大きな変化が現れなかったことによる。もし変形モードに顕著な変化が現れないのなら、杭の変形を限定した自由度で簡潔に記述できることになる。地盤反力については、地盤の受動破壊域の重量に関わるパラメータ $\rho_s g L_0^2 R_0$ を、深さに関わるパラメータ L_0 で除した値、 $\rho_s g L_0 R_0$ で無次元化し、一方、各深さでの変位は $R_0 \phi$ で無次元化する。これを2×2の群杭について図7.2.10aに、3×3の群杭について図7.2.10bに示す。この図には微少変形時の厳密解(TLEM (Ver. 1.2)³⁾)も併せて載せてある。無次元化変位($u/R_0 \phi$)が次第に小さくなると実験から得られた地盤反力分布は、地盤の深い部分で厳密解より小さくなる傾向にある。この部分については、小さいひずみ域での実験データの精度が十分でないこともあり、これ以上踏み込んだ検討は難しい。しかし全体的には、地盤反力分布は、特にその分担率の大きな地盤の浅い部分でおおむね厳密解に漸近していく。無次元化変位($u/R_0 \phi$)が徐々に大きくなると深さ方向の反力分布には次第に変

化が現れる。そして、 $u/R_0\phi$ がおよそ0.1に達すると、 $z/L_0=1.0$ を境に深い部分と、浅い部分とでの荷重分担が逆転するような現象が確認できる。これはこの時点で群杭側面に土の受動破壊域が完全に形成され、浅い部分で杭からの力を支えきれなくなった分、深い部分の土が荷重を分担するようになったものと考えてよい。今回対象とした実験では、 2×2 の群杭と 3×3 の群杭の配列によらず、無次元化された地盤反力分布の変化はほぼ同じ傾向を示している。図7.2.10をもとに、ひずみの小さな領域 ($u/R_0\phi=0.001$) での深さごとの無次元化地盤反力を当該部分の無次元化変位で除して、深さごとのバネ ($k_H D$ に該当) を求めたものを、図7.2.11に示す。図7.2.11に表現された地盤ばねはactive pile length, L_a の幅の中でモード形状に大きく依存し、地表部で大きく、深さ L_a に近づくにつれ漸減する。すでに述べたように、連続体である地盤の反力は地盤の変形モードの影響を強く受けるためである。

ここに示した一連の結果は、微小ひずみ域 ($u/R_0\phi < 1E-3$) の状態から、無次元化反力が限界値 ($F/\rho_s g R_0 L_0 \cong 30$) に達する限界状態までを限定された数の無次元化パラメーターを用いることで、統一的に記述することを示唆している。

7.2.4. おわりに

本節では、群杭を等価な直立梁とみなし、この群杭側面の地盤からの反力を、限られた数のパラメーターで簡便に、かつ合理的に評価するための一手法を概観した。ここで重要なパラメーターは地盤と群杭 (等価な梁) の剛性比から決まる L_0 であり、これは杭頭に載荷したとき、杭が顕著に変形する領域Active pile lengthを決定付けるものである。これは道路橋示方書にある特性値 β の逆数に該当するものであるが、特性値 β が単杭に対して定義されるのに対し、等価梁の曲げ剛性を用いて群杭に対するパラメーターとして位置付けられている。

この L_0 は地盤ひずみが小さい状態で定義されるが、群杭側面に受動破壊領域が形成されるような場合でも、破壊域の土の重量を決定付け、したがって大きなひずみ域での地盤反力もこの L_0 を用いて統一的に記述できる可能性がある。

今後、さらに多くの群杭基礎載荷試験結果を収集し、これらが同じ方針で整合的に記述できるかどうか確認していく必要がある。

参考文献

- 7.2.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編)，丸善，東京，1996。
- 7.2.2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造設計標準・同解説 (耐震設計)，運輸省鉄道局慣習，丸善，1999。
- 7.2.3) Konagai, K.: Shaking Table Test Allowing Interpretation of Damage to Structure in terms of Energy Influx and Efflux through Soil-Structure Interface, Report of Research Project, 1999 Grant-in-Aid for Scientific Research, No. 10450174, Ministry of Education, Science, Sports and Culture, March 2000.
- 7.2.4) Konagai, K., A. Raquib and D. Maruyama: Simple Expression of the Dynamic Stiffness of Grouped Piles in Sway Motion, *International Jour., Earthquake Engineering*, **4(3)**, 355-376, 2000.
- 7.2.5) 丸山大介, 小長井一男, 西村昭彦: 群杭基礎側方地盤反力を支配するパラメーター, 第4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, 土木学会, 393-398, 2000.

(執筆者：小長井一男)

7. 3 杭基礎の耐震解析

7. 3. 1 はじめに

平成7年の兵庫県南部地震による橋梁の激甚な被害を経験した後、平成8年の道路橋示方書では、地震の影響が大きい全ての構造部材は震度法と同時に地震時保有水平耐力法により耐震設計されるようになった。これは、震度法に基づく弾性設計法が長く用いられてきた我国では画期的な変化と考えられる。道路橋示方書では、橋脚躯体や支承、基礎を含む橋全体系の耐震設計を地震時保有水平耐力法で行うと規定されたが、1980年代以後、載荷実験や振動台加震実験も含めていろいろな形で検討が進められてきた鉄筋コンクリート橋脚系の構造部材に比較すると、基礎構造に対する動的耐力や変形性能の評価、さらには地震時保有水平耐力法に基づく基礎構造の耐震設計法の開発にはまだいろいろな検討課題が残されている。

耐震設計の本来のねらいからすれば、損傷の発見や復旧の困難な基礎構造には損傷を生じさせず、塑性変形は橋脚に生じさせることが好ましいが、兵庫県南部地震のように極めて大きな地震動が作用した場合には、橋脚だけでなく基礎構造にも塑性変形が進展することはやむを得ないと考えられる。橋脚と基礎構造の両者に非線形化が生じる場合の耐震計算法として、道路橋示方書では、橋脚の降伏曲げ耐力に相当する水平力を地震の作用とみなして基礎構造を耐震設計する方法が示されている。

本節では、道路橋の杭基礎を対象とした耐震解析モデルの基本的な考え方を整理するとともに、橋脚の降伏水平耐力と杭基礎の降伏耐力の比に応じて、杭基礎に生じる塑性化の度合いがどのように変化するかを求め、杭基礎に生じる損傷を許容される範囲にとどめるために必要な橋脚と杭基礎の降伏耐力の比を検討した。

7. 3. 2 杭基礎の耐震解析モデル

地震時保有耐力法では、杭基礎に支持された橋梁構造物を対象に橋脚および杭基礎がともに非線形領域に入る場合の地震応答を求める必要がある。杭基礎の耐震解析に用いられてきた動的解析モデルは、杭と地盤を集中質量とばねに置換する方法、有限要素法、弾性波動論による方法に大別できる。杭と地盤を集中質量とばねに置換する方法は、杭および地盤の履歴特性を考慮した非線形動的解析が可能であり、橋脚等の地上構造物も同じ方法によってモデル化できる。また、橋脚模型の繰返し載荷実験結果や杭の大変形載荷実験結果および設計の場で用いられている地盤ばね等に関する情報を解析モデルに反映できるため実用性に富んだ解析モデルである。有限要素法と弾性波動論による方法は、杭と地盤との動的相互作用を精度良く解析できるモデルである。しかし、有限要素法と弾性波動論による方法では、地盤の非線形性を考慮した解析例はいくつか報告されているが、杭と地盤の履歴特性を考慮した非線形動的解析は、弾性波動論では困難であり、有限要素法では膨大な量の計算を必要とする。本項ではこのような状況を考慮して、橋脚、杭、地盤の非線形性を同時に考慮できる集中質量とばねに置換する方法について述べる。しかし、集中質量とばねに置換する方法においても杭、杭～地盤間を結ぶばね等の履歴モデルに関しては、まだ、一般化されたものはない。これは、このような橋脚、杭基礎、周辺地盤系を対象とした非線形動的解析モデルの妥当性を十分な精度で検証する方法としては、実構造物における地震観測しかなく、橋脚、杭、地盤がともに非線形領域までに至った観測例がまだないことによる。

1) 地震時保有耐力法に用いる解析モデル

地震時保有耐力法では、図 7.3.1(a)に示すようにフーチング底面位置に、これより上に存在する構造部分の重量（桁の重量 W_U 、橋脚重量 W_P 、フーチング重量 W_F 、土被り重量 W_G ）を初期荷重として作用させた状態で、図 7.3.1(b)に示すように桁、橋脚、フーチングの慣性力を作用させる。図 7.3.1(c)に示すようにフーチング底面に生じるモーメント M_{F0} とせん断力 F_{F0} を求め、式 (7.3.1) で定義するフーチングの併進および回転により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位 δ_F を求める。なお、杭体の慣性力と地盤の変形は考慮されていない。

$$\delta_F = \delta_f + \theta_f \cdot H \tag{7.3.1}$$

ここで、 δ_F ：フーチングの変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位、 δ_f ：基礎の水平変位、 θ_f ：基礎の回転角、 H ：フーチング底面から上部構造慣性力作用位置までの高さである。

杭は図 7.3.2 に示すように、地盤ばねを介して地盤に支持されているとしてモデル化されている。図には、杭基礎を構成する杭体、フーチングと前面地盤を結ぶばね、杭と地盤を結ぶばね、杭先端と支持地盤を結ぶばねの非線形特性も示してある。水平力がフーチングに作用した場合に、圧縮側となる杭列を前列、引張側となる杭列を後列、両者の中央にある杭列を中央と以下呼ぶことにすると、図 7.3.1(c)に示したフーチング底面に生じるモーメント M_{F0} とせん断力 F_{F0} の荷重を受けた場合に、前列、中央、後列の杭では作用する軸力が異なり、したがって杭体の曲げモーメントと曲率関係も異なってくる。道路橋示方書においては、フーチング底面より上に存在する全

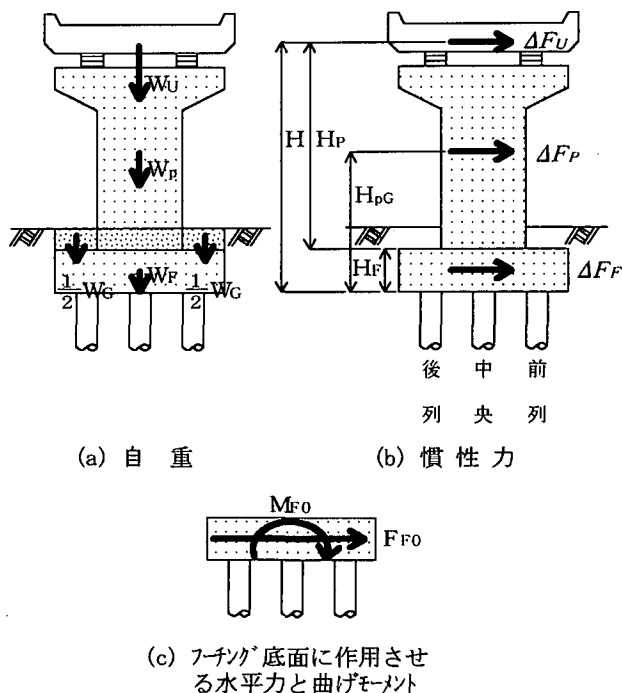


図 7.3.1 杭基礎の水平力-水平変位関係を求めるために作用させる自重と慣性力

死荷重に相当する鉛直力を全ての杭が均等に分担するとした場合の軸力を前列の杭では見込み、中央および後列の杭では、この死荷重は作用しないものとして、それぞれ杭体の曲げモーメントと曲率関係を求めることとされている。終局曲げモーメント M_u は、フーチング底面より上に存在する全死荷重に相当する鉛直力を全ての杭が均等に分担するとした場合の軸力を見込んだ前列杭の方が、この死荷重は作用しないものとして軸力を 0 とした中央および後列杭よりも大きくなる。

杭と地盤を結ぶ水平方向ばねの剛性や極限支持力は、杭位置によって同一ではない [7.3.1],[7.3.2],[7.3.3],[7.3.4]。道路橋示方書では、このうち杭位置による地盤支持力の違いだけを砂地盤に対して見込み、圧縮側に変形する場合には前列の杭では極限支持力 P_{Hy} で、また、中央および後列の杭では $1/2 \cdot P_{Hy}$ で、それぞれ地盤ばねが降伏すると規定されている。ここで、極限支持力 P_{Hy} は、次式で与えられている。

$$P_{Hy} = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot P_u \cdot D \cdot \Delta l \quad (7.3.2)$$

ここで、 η_p : 群杭効果を考慮した極限支持力の補正係数、 α_p : 単杭における極限支持力の補正係数、 P_u : クーロンの受働土圧強度、 D : 杭径、 Δl : 地盤ばねの間隔である。式(7.3.2)に示した極限支持力 P_{Hy} は、群杭効果によっても変化することが報告されており [7.3.1],[7.3.2],[7.3.3],[7.3.4]、道路橋示方書では、粘性土地盤の場合 $\eta_p \cdot \alpha_p = 1.5$ 、砂質土地盤の場合 $\eta_p \cdot \alpha_p =$ [荷重載荷直角方向の杭中心間隔] / 杭径 (ただし、 $\eta_p \cdot \alpha_p \leq 3.0$) と与えられている。上述したように、前列の杭に比較して、中央や後列の杭の極限支持力が $1/2 P_{Hy}$ とされているのは、これらの杭ではその前面に存在する杭の影響により地盤支持力が低下するためである [7.3.5]。ただし、道路橋示方書では、粘性土地盤に対しては、前列杭に比較してその背面に存在する杭の地盤ばねの降伏点を下げようには規定されていない、これはもともと粘性土地盤では $\eta_p \cdot \alpha_p$ が小さめに評価されているためといわれている。

地盤ばねの剛性 (完全弾塑性型モデルの初期剛性) K_0 は、杭位置によらず次式で与えられている。

$$K_0 = \eta_k \cdot \alpha_k \cdot D \cdot \Delta l \cdot k_h \quad (7.3.3)$$

ここで、 η_k : 群杭効果を考慮した地盤反力係数の補正係数、 α_k : 単杭における地盤反力係数の補正係数、 k_h : 地盤反力係数である。極限支持力 P_{Hy} と同様に、式(12.3)に示した剛性 K_0 も、群杭効果によって変化することが報告されており [7.3.1],[7.3.2],[7.3.3],[7.3.4]、道路橋示方書では、 $\eta_k = 2/3$ 、 $\alpha_k = 1.5$ と与えられている。

杭先端と地盤を結ぶ鉛直方向ばねの剛性 K_Y 、押込み耐力 P_{yC} 、引抜き耐力 P_{yT} は、完全弾塑性型モデルで表されている。剛性 K_Y 、押込み耐力 P_{yC} 、引抜き耐力 P_{yT} は次式のように与えられている。

$$K_Y = a \frac{EA}{L} \quad (7.3.4)$$

$$P_{yC} = \min \{ N_{pC}, P_C \} \quad (7.3.5)$$

$$P_{yT} = \min \{ N_{pT}, P_T \} \quad (7.3.6)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \text{打ち込み鋼管杭} a &= 0.014L/D + 0.78 \\ \text{打ち込みPHC杭} a &= 0.013L/D + 0.61 \\ \text{場所打ち杭} a &= 0.031L/D - 0.15 \\ \text{中掘り鋼管杭} a &= 0.009L/D + 0.39 \\ \text{中掘りPHC杭} a &= 0.011L/D + 0.36 \end{aligned} \right\} \quad (7.3.7)$$

$$P_C = q_d \cdot A + U \cdot \sum L_i \cdot f_i \quad (7.3.8)$$

$$P_T = U \cdot \sum L_i \cdot f_i \quad (7.3.9)$$

ここで、 a ：鉛直載荷試験より得られる杭の変換係数、 EA/L ：杭の軸方向剛性、 N_{pC} ：杭の軸圧縮耐力、 P_C ：地盤から決まる杭の極限支持力、 $q_d A$ ：杭先端における極限支持力、 $U \cdot \sum L_i f_i$ ：周面摩擦力、 N_{pT} ：杭の軸引張耐力、 P_T ：地盤から決まる杭の極限引抜き力である。

鉛直載荷試験より得られる杭の変換係数 a は、各杭種、各施工法毎に20～40数例の鉛直載荷試験に対する逆解析より求めたものである。杭頭荷重～杭頭沈下量曲線における鉛直方向挙動の可逆性が概ね保証される点（降伏点）と原点を結ぶ割線勾配を実測された K_V とし、その値を式(7.3.4)の左辺に代入し杭の変換係数 a を求め、最小2乗法により杭の変換係数 a と杭の根入れ比 L/D に関する関係を式(7.3.7)に示すように求めたものである。図7.3.2に示すように道路橋示方書では、杭と地盤間には鉛直方向のせん断力は作用しないと仮定し、杭周面の摩擦と杭先端地盤の影響は、式(7.3.4)、式(7.3.7)に示すように、杭の軸方向剛性を補正する形で考慮している。

フーチングと地盤を結ぶばねは、完全弾塑性型モデルで表わされており、地盤ばねの剛性 K_{0F} は式(7.3.3)において杭径 D のかわりにフーチングの前面幅 B_e を用い、 $\alpha_k = 1.0$ として求められている。極限支持力 P_{yF} は、式(7.3.2)において、群杭効果を表す係数 η_p を1.0とし、 α_p を次式による α_{pF} によって置きかえて求められている。

$$\alpha_{pF} = 1.0 + 0.5 \cdot \frac{z}{B_e} \leq 3.0 \quad (7.3.10)$$

ここで、 z ：地盤面からの深さである。

図7.3.1(c)に示したフーチング底面に生じるモーメント M_{F0} とせん断力 F_{F0} の荷重を受けると、杭は前列もしくは後列から順次降伏していくが、道路橋示方書では全ての杭列において杭が降伏する時、もしくは杭先端に作用する軸力が押し込み支持力の上限值に達する時を杭基礎としての降伏と定義されている。これは、杭体の降伏による曲げ剛性の低下や杭先端に作用する軸力が押し込み支持力の上限值に達することによる杭基礎の回転変形の増加に伴い、式(7.3.1)に示したフーチングの変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位 δ_F が急増し始める杭基礎が多いことによる。ここで、杭体の降伏とは、杭体の最外縁の軸方向鉄筋が最初に降伏する時（初降伏）を指している。杭基礎が降伏に達する時の震度を降伏震度 k_{hf} と呼ぶ。これに対して、RC橋脚の終局耐力 P_u は降伏耐力 P_y に等しく、これを等価重量 W で除すことにより、RC橋脚の降伏水平震度 k_{hp} は次式のように求められる。

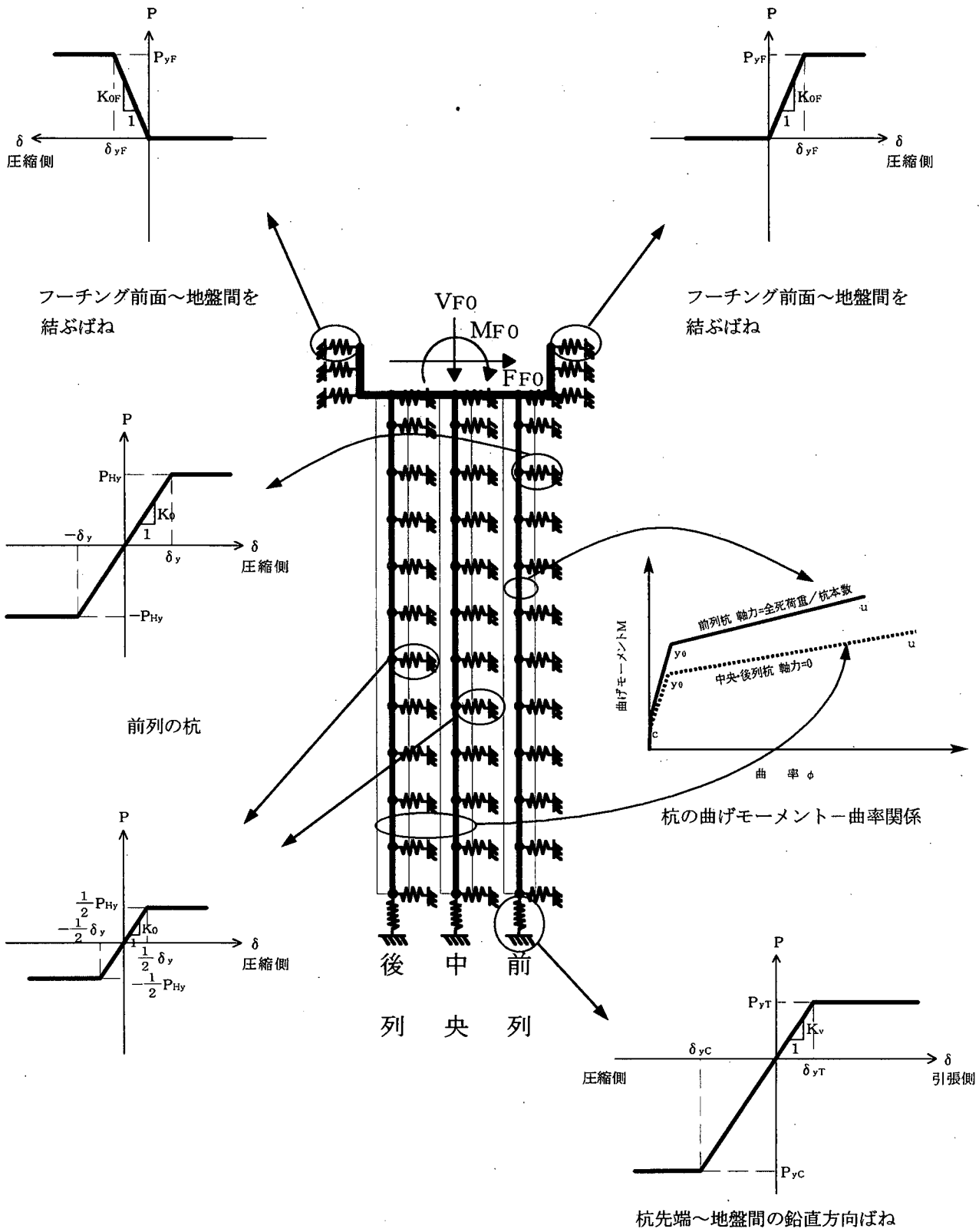


図 7.3.2 地震時保有耐力法による杭基礎の耐震設計モデル

$$k_{hp} = \frac{P_y}{W} \quad (7.3.11)$$

$$W = W_U + 0.5W_p \quad (7.3.12)$$

道路橋示方書では、杭基礎に対しては、式(7.3.13)を満足するように耐震設計することが規定されている。

$$k_{hf} \geq 1.1k_{hp} \quad (7.3.13)$$

2) 動的解析に用いる解析モデル

地震時保有耐力法では、橋脚の非線形応答の影響をフーチング底面に生じるモーメント M_{F0} とせん断力 F_{F0} によってモデル化したが、桁-橋脚-杭基礎系からなる構造系を動的解析するためには、時々刻々と変化する橋脚の非線形応答が杭基礎に与える影響を考慮できるような解析モデルを用いる必要がある。ここでは、桁-橋脚-杭基礎系からなる構造系を図 7.3.3 に示すようにモデル化した。上部構造の軸方向剛性は橋脚や杭の曲げ剛性に比較して大きいため 1 質点で表すこととし、積層ゴム支承は線形せん断ばねによってモデル化した。橋脚躯体については、橋脚基部付近の塑性ヒンジ区間は非線形回転ばねで、また、これ以外の区間は線形梁要素でそれぞれモデル化した。ただし橋脚躯体のうち、横梁部は剛体とした。さらに、フーチングも剛体とし、橋軸方向の並進と橋軸直角軸回りの回転を有する 2 自由度系とした。杭は各列ごとに、橋軸直角方向に存在する n 本の杭をまとめ、各列の杭の剛性および質量は杭 1 本当たりの値の n 倍とした。また、杭は、非線形梁要素でモデル化し、杭の質量には杭に囲まれた範囲の地盤の質量を付加質量として見込んだ。基礎と地盤間には鉛直方向のせん断力は作用しないと仮定し、杭周面の摩擦と杭先端地盤の影響は、既往の鉛直載荷試験結果に基づいて杭の軸方向剛性を補正する形で考慮した。地盤は、基礎の影響を受けない自然地盤として 1 次元非線形せん断ばねモデルによって表した。各列の杭と地盤間の水平方向の拘束は後述するように非線形せん断型ばねによって表した。

橋脚の塑性ヒンジ区間と場所打ち杭は、ひびわれ点を無視した剛性低下型の Takeda モデルで表した[7.3.6]。ここで、ひびわれ点を無視することにしたのは、地震動が作用し始めていったんクラックが生じた後には主要動の応答は、クラックが入った後の剛性に支配されると考えたためである。

周辺地盤の復元力は、Hardin-Drnevich 型の双曲線モデル[7.3.7]によって表した。杭基礎は、ばねを介して 1 次元地盤モデルに支持されているとモデル化している。このようなモデル化では、基礎～地盤間の動的相互作用を正確に表すことはできないが、基礎が大規模でない場合には、図 7.3.3 のようなモデルでも実用的な精度で解を得ることができる。道路橋示方書では、砂地盤に対する極限支持力に対してしか杭位置依存性が考慮されていない。しかし、杭基礎に対する大変形載荷実験結果によれば、前列の杭に対してその背面に位置する杭では、剛性も支持力も低いこと [7.3.1],[7.3.2],[7.3.3]、このような傾向は粘性土地盤中の杭にも存在することが指摘されている [7.3.5]。前列杭の背面に位置する杭の剛性や極限支持力の値は各種実験によっていろいろ変化するが、ここでは既往の大変形載荷実験結果[7.3.1],[7.3.2],[7.3.3]を参考に、砂質地盤中の杭と同様に粘性土地盤中の杭の場合にも前列杭では極限支持力 P_y 、地盤ばねの剛性 K_0 を、中央および後列杭

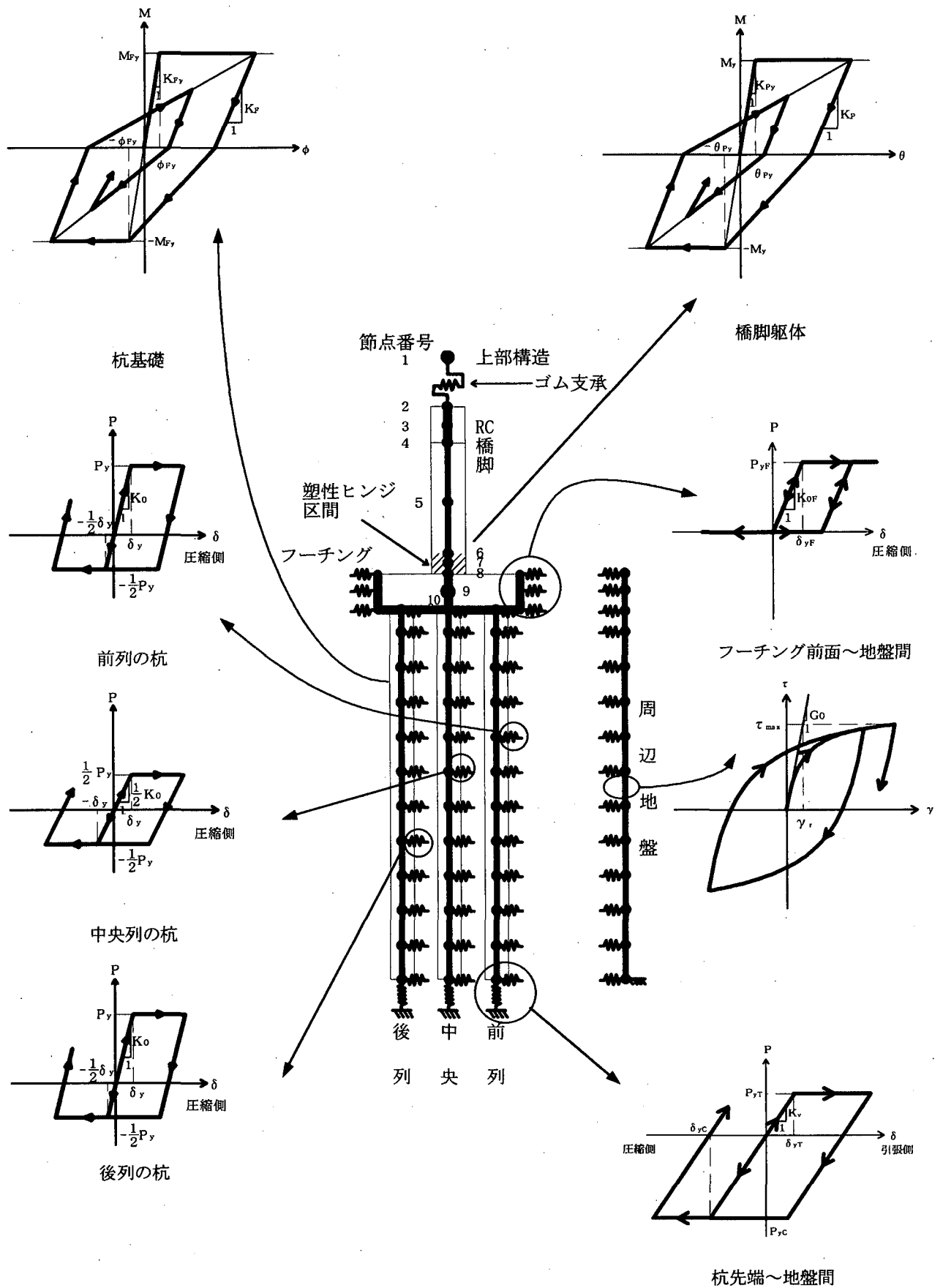


図 7.3.3 RC 橋脚-杭基礎-周辺地盤系の解析モデル

ではこれらのそれぞれ1/2に低減することとした。地震力の向きが反転した場合には、後列杭の極限支持力は P_y 、地盤ばねは K_0 となり、中央および前列杭ではこれらの1/2になる。したがって、中央杭ではいずれの方向に応答しても地盤ばねの剛性は $K_0/2$ であるが、前列および後列杭では応答の方向によって地盤ばねが K_0 、 $K_0/2$ と変化することになる。しかし、ここでは、解析を簡単にするために前列および後列杭の地盤ばねはいずれの方向に対しても K_0 とすることとした。杭先端の押込みおよび引抜きも、完全弾塑性型バイリニアモデルで表す。フーチングと地盤を結ぶばねは、フーチングと周辺地盤ばね間に生じる剥離を考慮したスリップ型のバイリニアモデルで表す。

7. 3. 3 杭基礎に生じる損傷をおさえるために必要な橋脚と杭基礎の降伏耐力比[7.3.8]

1) 解析対象橋梁

解析対象橋を地盤条件とともに図7.3.4に示す。2種類の地盤を想定してこの上に同一構造の桁および橋脚を有する杭基礎を平成8年道路橋示方書に基づき試設計した。杭基礎は常時や地震時の外力によって杭に生じる押込み力や引抜き力によって杭径、杭本数、杭配置が決定される場合と、杭体に生じる応力度や杭頭位置での水平変位によって杭径、杭本数、杭配置が決定される場合の2つに大別できる。前者はロッキング（回転運動）が卓越する杭基礎で、比較的硬い地盤中に設置される杭基礎がこれに相当する。後者は、並進運動が卓越する杭基礎で、軟質な地盤中に設置される杭基礎がこれに相当する。ここでも、このような2種類の杭基礎を対象とする。

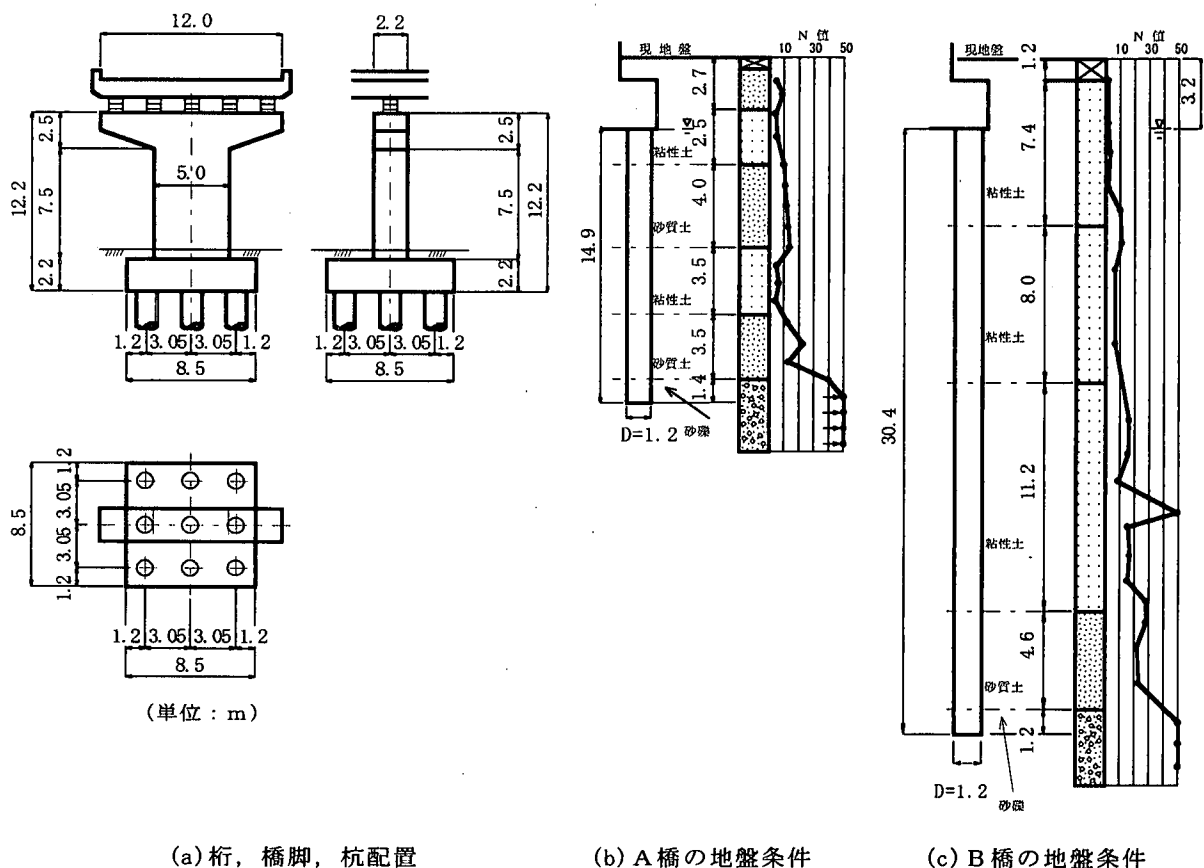


図 7.3.4 対象とした橋脚・杭基礎と地盤条件

橋脚の降伏水平耐力を変化させるために、橋脚の配筋は5段階に変化させたが、これについては後述する。上部構造は、水平地震力分散支承として積層ゴム支承を用いた5径間連続鋼Iげた橋の一部を取り出したものであり、隣接する橋脚、基礎系の構造条件がほぼ同じであることから、1基の橋脚-杭基礎系だけを取り出したものである。地盤条件としては、地表面下20mの砂礫層を支持層とし、その上に粘性土と砂層が互層になっている地盤（以下、この条件の橋をA橋と呼ぶ）と地表面下30mの砂礫層を支持層とし、粘性土が堆積した地盤（以下、この条件の橋をB橋と呼ぶ）の2種類を取り上げることにする。支持層とする砂礫層上面を耐震設計上の基盤面とみなし、微小ひずみ時のせん断剛性を用いて表層地盤の固有周期 T_G を求めると、A橋地点では0.38秒、B橋地点では1.17秒となり、それぞれ、道路橋示方書に規定されるⅡ種およびⅢ種地盤となる。道路橋示方書によれば、いずれの地盤においても液状化や流動化は生じないと判定される。

A橋、B橋ともに、径1.2mの現場打ち杭3列@3本=9本から構成される杭基礎で支持されている。杭長はA橋では14.9m、B橋では30.4mである。道路橋示方書では、震度法と地震時保有水平耐力法の両者により杭基礎の耐震設計が行われる。震度法による耐震設計では、A橋においては杭先端の押し込み支持力により、また、B橋においてはフーチング底面下5.52mにおいて軸方向の引張応力度により、それぞれ断面決定されている。これは、A橋、B橋ともに砂礫層のN値は約50であるが、B橋では粘性土層が厚い分だけ許容支持力が大きく、このため杭先端の押し込みではなく、杭体の軸方向の引張で設計が決まっているからである。

図7.3.5は、A橋、B橋に対してプッシュオーバーアナリシスを行った結果であり、上部構造慣性力作用位置における水平震度 $k_h = n \cdot k_{hc} / N$ とフーチングの変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位 δ_F の関係を示している。A橋では、水平震度 k_h が0.68になると後列の杭（図7.3.1に示すように右側に慣性力が作用した場合に引張側となる杭）が最初に引張降伏し、次いで水平震度 k_h が0.85になると前列の杭（図7.3.1に示すように右側に慣性力が作用した場合に圧縮側となる杭）において押し込み力が押し込み耐力に達して、上述した道路橋示方書の定義に基づく杭基礎として

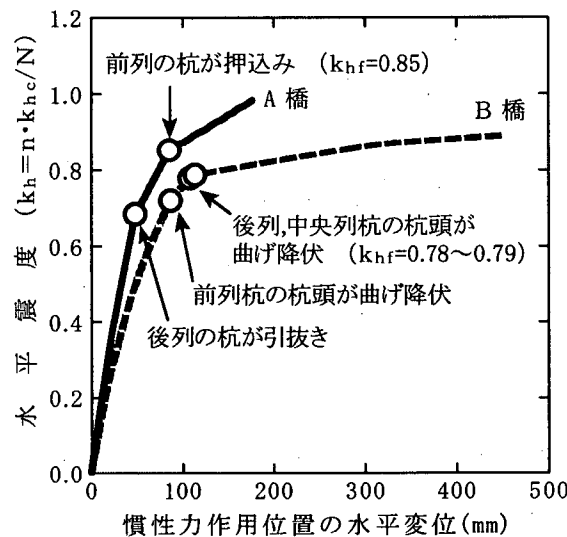


図 7.3.5 プッシュオーバーアナリシスにより求めた水平震度 k_h と水平変位の関係

の降伏に達する。B橋では、水平震度 k_h が0.72で前列の杭が、次いで水平震度 k_h が0.78になると後列の杭が、また、水平震度 k_h が0.79になると中央列の杭が、それぞれ杭頭で降伏して、杭基礎としての降伏に達する。したがって、降伏震度 k_{hf} は、A橋では0.85、B橋では0.79となる。

2) 橋脚の配筋および降伏耐力比 γ_y

橋脚の降伏水平耐力 P_y に相当する水平力を地震動として杭基礎を設計する場合には、橋脚の降伏水平耐力 P_y が変化すれば、杭基礎に作用する地震力も変化してくることになる。このような点を検討するため、橋脚断面は図7.3.4を保ったまま表7.3.1に示すように軸方向鉄筋量や帯鉄筋量、鉄筋の降伏点強度を変化させることにより、橋脚の降伏水平耐力 P_y を5段階に変化させた。以下、降伏水平耐力 P_y が小さい方から順に橋脚1～橋脚5と呼ぶこととする。ここで、橋脚の降伏水平耐力 P_y は道路橋示方書に示される方法で求めたものであり、コンクリートの設計基準強度は20.6MPaとして、曲げ破壊先行型となるように耐震設計している。橋脚の断面寸法を一定に保ったのは、フーチング底面より上に存在する構造部分の重量を等しくすると同時に、上部構造－橋脚系の固有周期をほぼ同じにするためである。表7.3.1に示す橋脚では、動的解析モデルを用いて固有値解析によって得られる上部構造－橋脚－基礎系の固有周期は、A橋では1.18～1.21秒、B橋では1.20～1.23秒となる。

橋脚の降伏水平震度 k_{hp} を変化させたことにより、杭基礎の降伏耐力との関係がいろいろ変化するが、これを表すために、両者の降伏耐力比 γ_y を次式のように定義する。

$$\gamma_y = \frac{k_{hf}}{k_{hp}} \quad (7.3.14)$$

このようにすると、降伏耐力比 γ_y は、A橋では1.05～2.36、B橋では0.98～2.19となる。A橋、B橋では、杭基礎の降伏震度 k_{hf} が異なるため、同一の橋脚1～5であっても降伏耐力比 γ_y は異なっ

表 7.3.1 RC 橋脚の水平耐力 (橋軸方向)

橋 脚		1	2	3	4	5
軸方向 鉄 筋	橋軸方向	$\phi 22\text{mm}@$ 39本×2	$\phi 29\text{mm}@$ 39本×2	$\phi 32\text{mm}@$ 39本×2	$\phi 32\text{mm}@$ 39本×2	$\phi 35\text{mm}@$ 39本×2
	側 面	$\phi 22\text{mm}@$ 13本	$\phi 29\text{mm}@$ 13本	$\phi 32\text{mm}@$ 13本	$\phi 32\text{mm}@$ 13本	$\phi 35\text{mm}@$ 13本
引張主鉄筋比 p_t		0.35%	0.58%	0.71%	0.71%	0.86%
帯鉄筋	橋軸方向	$\phi 19\text{mm}@$ 6本	$\phi 16\text{mm}@$ 6本	$\phi 16\text{mm}@$ 6本	$\phi 16\text{mm}@$ 6本	$\phi 16\text{mm}@$ 6本
帯鉄筋比 ρ_s		0.87%	0.60%	0.60%	0.60%	0.60%
鉄筋の降伏点強度		294.2 MP _a	294.2 MP _a	294.2 MP _a	343.2 MP _a	343.2 MP _a
降伏水平耐力 P_y		2.87MN	4.12MN	4.86MN	5.51MN	6.43MN
降伏水平震度 k_{hp}		0.36	0.52	0.61	0.7	0.81

た値となる。

図 7.3.4 に示した桁-橋脚-杭基礎系からなる構造系を動的解析により検討するために、これを図 7.3.3 に示すようにモデル化した。入力地震動は、道路橋示方書のタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトルに応答スペクトル特性を適合させた標準波形を用いることとし、A 橋に対してはⅡ種地盤用の標準波形（Ⅱ-Ⅱ-1）を、また B 橋に対してはⅢ種地盤用の標準波形（Ⅱ-Ⅲ-1）を作用させた。耐震設計上の基盤面において入力地震動を与えるために、これらの波形が図 7.3.4(b), (c) に示した地盤の地表面上で観測されたものとしてみなして、SHAKE[7.3.9]によりそれぞれの地盤における基盤地震動に変換した。

3) 基礎に作用する地震力に及ぼす減衰力の影響

カンチレバー状の橋脚において、図 7.3.3 に示すような完全弾塑性型の履歴モデルを有する基部に塑性化が生じる場合を想定すると、静的な力のつり合いに基づく限りはフーチング上面には、橋脚の終局曲げモーメント M_u 以上の曲げモーメントや、降伏水平震度 k_{hp} に相当する水平力 $k_{hp}(W_u + W_p)$ 以上のせん断力は作用しないはずである。しかし、非線形動的解析を行うとこれ以上の地震力が作用し、この原因が減衰力であることが既往の研究より報告されている [7.3.10],[7.3.11]。そのため、ここでは、実際に非線形動的解析から求めた杭基礎（フーチング上面）に作用する水平力 F_{pym} を次のように求めることにした。

$$F_{pym}(t) = \sum_{i=1}^{n_F} m_i \{ \ddot{u}_i(t) + \ddot{z}_g(t) \} \quad (7.3.15)$$

ここで、 m_i 、 $\ddot{u}_i(t)$ は節点 i における質量および相対加速度、 $\ddot{z}_g(t)$ は入力地震動加速度である。 n_F は橋脚基部の節点番号である。このようにして $F_{pym}(t)$ の最大値 F_{pym}^{\max} を求めると、橋脚の応答震度 k_{hp}^* （修正降伏震度と呼ぶ）は次式で、与えられる。

表 7.3.2 降伏耐力比 γ_y と修正降伏耐力比 γ_{ym} の関係

橋 梁	橋 脚			杭 基 礎		
	番 号	降伏水平震度		降伏震度 k_{hf}	降伏耐力比	
		k_{hp}	k_{hp}^*		γ_y	γ_{ym}
A 橋	1	0.36	0.47	0.85	2.36	1.82
	2	0.52	0.66		1.63	1.29
	3	0.61	0.75		1.39	1.13
	4	0.70	0.79		1.21	1.07
	5	0.81	0.84		1.05	1.01
B 橋	1	0.36	0.57	0.79	2.19	1.39
	2	0.52	0.72		1.52	1.10
	3	0.61	0.78		1.30	1.02
	4	0.70	0.81		1.13	0.97
	5	0.81	0.85		0.98	0.93

$$k_{hp}^* = \frac{F_{pym}^{\max}}{(W_U + W_p)} \quad (7.3.16)$$

式 (7.3.14) による降伏耐力比 γ_y に加えて、次式のように修正降伏耐力比 γ_{ym} を定義する。

$$\gamma_{ym} = \frac{k_{hf}}{k_{hp}^*} \quad (7.3.17)$$

以下、式 (7.3.17) で与えられる γ_{ym} を式 (7.3.14) で与えられる降伏耐力比 γ_y と区別するために修正降伏耐力比と呼ぶ。式 (7.3.17) によって修正降伏耐力比 γ_{ym} を求めると、表 7.3.2 のようになる。橋脚の降伏震度が小さくなると修正降伏耐力比 γ_{ym} は、降伏耐力比 γ_y よりも最大で A 橋では 23%、B 橋では 37% 程度小さくなる。

4) 修正降伏耐力比と杭基礎の塑性損傷度

以上に示した A 橋、B 橋の応答を各種の降伏耐力比 γ_y の場合に対して計算し、杭基礎の塑性損傷度と修正降伏耐力比 γ_{ym} の関係を検討する。杭基礎の損傷度を評価するために、ここでは、塑性域の変形や杭基礎としての安定性に着目して以下の 2 つの指標に着目することとする。

杭に生じる最大応答曲率 ϕ_{\max} 、杭の降伏曲率 ϕ_{Fy} に基づいて杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ を次のように定義する。

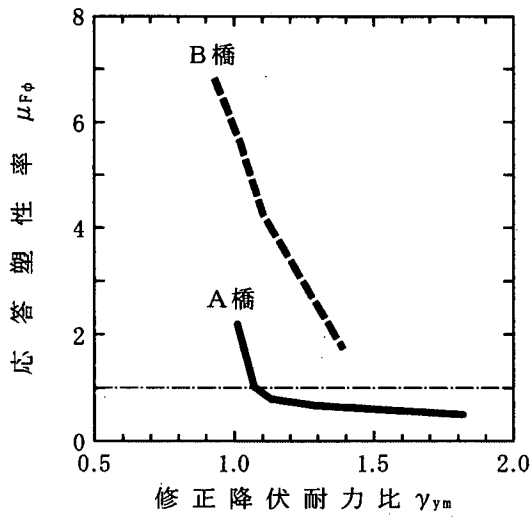
$$\mu_{F\phi} = \frac{\phi_{\max}}{\phi_{Fy}} \quad (7.3.18)$$

曲率応答塑性率は、杭の塑性化の度合いを直接的に表現する指標である。

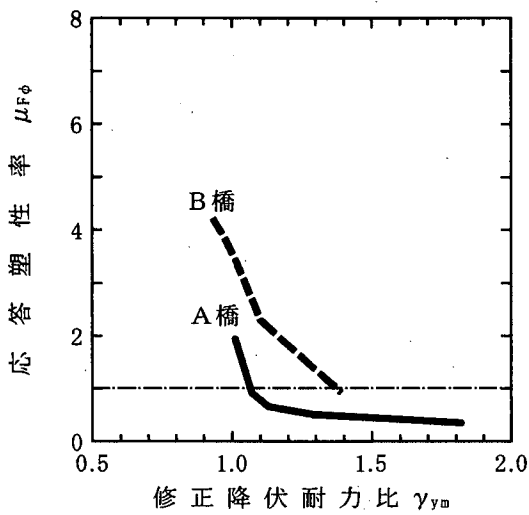
杭基礎では一般に基礎本体が水平方向に大きく移動する水平移動型の崩壊モードよりも、杭先端で押込みや杭体の塑性化が生じる回転型の崩壊モードの方が危険である。このため、ここでは回転型の崩壊モードに着目し、杭基礎としての安定性を評価する。杭に作用する鉛直力は、押込み（圧縮）側と引張側とで異なるため、押込み側については押込み力 P_{vC} と杭先端地盤の押込み耐力（極限支持力） P_{vyC} との比により杭先端押込み非線形度 γ_{vC} を、また、引張側については杭に作用する引張力 P_{vT} と杭の軸引張耐力 P_{vyT} との比により杭体引張非線形度 γ_{vT} を、それぞれ以下のように定義する。

$$\gamma_{vC} = \frac{P_{vC}}{P_{vyC}} ; \gamma_{vT} = \frac{P_{vT}}{P_{vyT}} \quad (7.3.19)$$

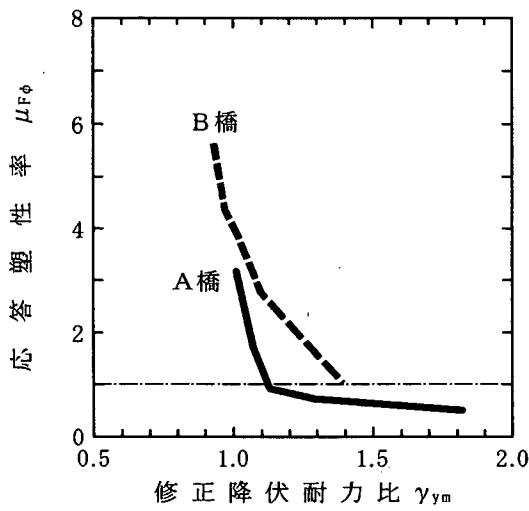
図 7.3.6 は杭頭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ が、修正降伏耐力比 γ_{ym} によってどのように変化するかを示したものである。A 橋、B 橋ともに、杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ は、修正降伏耐力比 γ_{ym} が大きくなるに従い小さくなる。耐震設計上は、修正降伏耐力比 γ_{ym} をどの程度大きくすれば、杭の塑性化を抑えられるかが重要である。杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ が 1.0 以下になるのは、A 橋における前列杭と中央列の杭では γ_{ym} を 1.1 以上、後列杭では γ_{ym} を 1.3 以上とした場合である。同様に B 橋においては、A 橋よりももっと修正降伏耐力比 γ_{ym} を大きくしないと、杭の塑性化を抑えることができない。すなわち、曲率応答塑性率を 1.0 以下にするためには、中央列の杭では γ_{ym} を 1.4 以上としなければならないし、前列杭と後列杭では、 γ_{ym} を 1.4~1.5 以上としなければならない。このよ



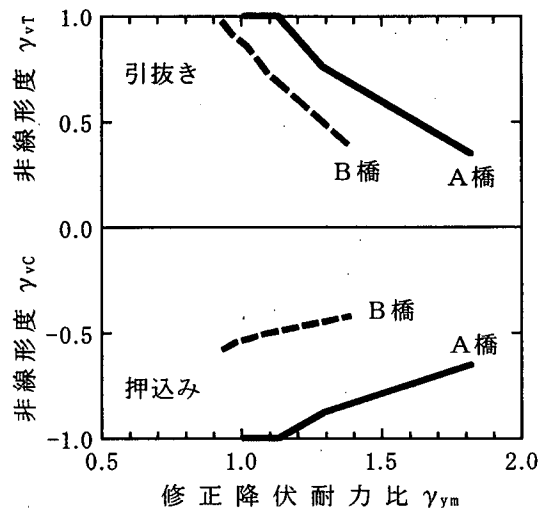
(a) 前 列 杭



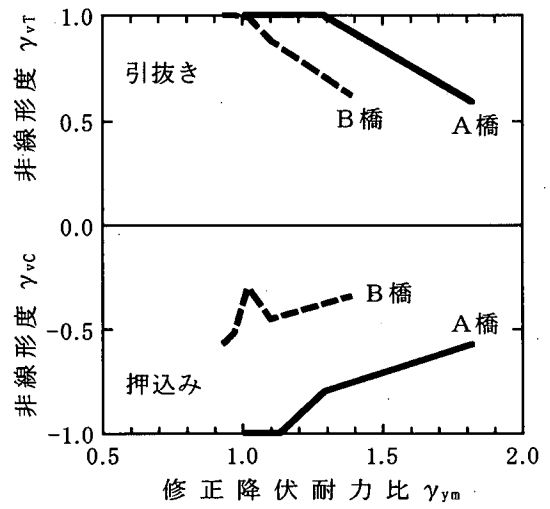
(b) 中 央 列 杭



(c) 後 列 杭



(a) 前 列 杭



(b) 後 列 杭

図 7.3.6 修正降伏耐力比 γ_{ym} と杭の曲率応答塑性率

図 7.3.7 修正降伏耐力比 γ_{ym} と杭軸方向の非線形度

うに、杭の塑性化を抑えるためには、修正降伏耐力比 γ_{ym} をA橋では1.3程度以上、B橋では1.5程度以上としなければならない。A橋よりもB橋の方が大きな修正降伏耐力比が要求されるのは、A橋よりもB橋の方が軟質地盤が厚いため、地盤の変形の影響が大きいからである。

図7.3.7は杭の軸方向の非線形度 γ_{vC} 、 γ_{vT} が、修正降伏耐力比 γ_{ym} によってどのように変化するかを示したものである。中央列杭においては、回転による軸力の変動は生じないため、ここには示していない。修正降伏耐力比 γ_{ym} が大きくなれば、杭に作用する地震力が減少し、杭先端押込み非線形度 γ_{vC} および杭体引張非線形度 γ_{vT} は減少していく。A橋の場合には、杭先端における押込みや杭体引張による非線形化を生じさせないためには、修正降伏耐力比 γ_{ym} を1.3程度以上としなければならない。B橋の場合には、修正降伏耐力比 γ_{ym} が0.97よりも小さいと杭体軸引張非線形度が1.0に達する場合もあるが、A橋に比較すると杭先端押込み非線形度 γ_{vC} 、杭体引張非線形度 γ_{vT} ともに小さく、修正降伏耐力比が1.0以上であればこれらはいずれも1.0以下となっている。これは、A橋ではフーチングの並進よりも回転によって桁に生じる変位が卓越するのに対して、軟質地盤の厚さが厚いB橋では基礎の水平変位によって杭に生じる変位が卓越するため、ロッキングに伴う杭の作用力が小さいためである。

以上より、修正降伏耐力比を1.5以上とすれば杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ や、さらに杭先端押込み非線形度 γ_{vC} および杭体引張非線形度 γ_{vT} も1.0以下にすることができる。ここでの結果はあくまでも各種の仮定に依った非線形動的解析から求められたものであるが、本解析に用いた仮定の多くは現在の道路橋示方書に規定され、現実の耐震設計に用いられている仮定であることから、修正降伏耐力比に基づいて基礎の塑性損傷度を推定するためには設計上有効な情報を与えると考えられる。

参考文献

- 7.3.1) 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解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.39A, pp.1371-1384, 1993.
- 7.3.2) 木村亮, 幸左賢二, 伊藤恭平, 坂本眞徳: 場所打ち杭の大変形水平挙動に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.39A, pp. 1385-1394, 1993.
- 7.3.3) 斉藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, 易鋒: 杭基礎の水平方向大変形の挙動に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, pp.1395-1408, Vol.39A, 1993.
- 7.3.4) 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杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No.596, pp.249-260, 1998.
- 7.3.5) 富永晃司, 山肩邦男: 地盤の塑性状態を考慮した群ぐいの水平抵抗理論—その1 塑性地盤反力について—, 日本建築学会論文報告集, 第317号, pp.32-39, 1982.
- 7.3.6) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.M.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 7.3.7) Hardin, B.O., Drenevitch, V.P.: Shear Modules and Damping in Soils: Design Equation and Curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, SM7, pp.667-692, July.1972.
- 7.3.8) 矢部正明, 川島一彦: 橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響, 土木学会

論文集, No.626, pp.51-68, 1999.

- 7.3.9) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, *Report No. EERC 72-12*, University of California at Berkeley, 1972.
- 7.3.10) 滝澤春男, 関弘義 : 塑性履歴域で異なる粘性減衰性が梁崩壊型靱性架構の激震応答挙動に及ぼす影響, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.33B, pp.103-110, 1987.
- 7.3.11) S.Soda : Role of viscous damping in nonlinear vibration of buildings exposed to intense ground motion, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.59, pp.247-264, 1996.
- 7.3.12) Priestley, M.J.N, Seible, F. and Calvi, G.M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996.(川島一彦監訳 : 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998.)

(執筆者 : 矢部正明)

面であり、基礎構造は直径 1.0m の場所打ち杭である。柱に作用する死荷重は、上部工反力と橋脚の梁自重を加えて 400tf であった。柱・フーチング・杭のコンクリート設計基準強度は 240kgf/cm^2 となっており、鉄筋材質は SD345 相当のものが使用されていた。損傷状況は図-7.4.2 に示すようにフーチング上面ひび割れのうち、数本は柱基部より放射状にフーチング縁端に伸びていた（平均ひび割れ幅 7mm）。また、フーチング側面では上面より発生したひび割れがフーチング厚の下面より 1/2 の範囲まで進行しており、上面鉄筋の一部は降伏していると推定されるものの残留変形が認められなかったため、Cランクと判定した。なお、柱部およびフーチング下面には顕著なひび割れは認められなかった。

7.4.3 プロトタイプ供試体による実験

1) 試験体諸元と材料特性

損傷に至る過程および終局耐力を明確にするために下記に示すような 1/2 スケールの断面形状で橋脚・フーチング・杭を一体とした試験体を用いた荷重試験を実施した。なお、損傷モードを簡略化すること、および実構造物の損傷はフーチング上面からのひび割れ進展が支配的であったことから、一方向のみの荷重によっても損傷モードの再現が可能であると考えられたので、単調水平荷重試験とした。構造図を図-7.4.3 に、フーチング配筋図を図-7.4.4 に示す。図-7.4.3 に示すように、試験体の杭下端をH鋼に固定し、そのH鋼と試験体ベッドをPC鋼棒により緊張し固定した。荷重荷重は、上部工反力に相当する鉛直荷重と地震力に相当する水平荷重の2軸荷重とした。このうち、鉛直荷重は、上部工死荷重相当力 (13.4kgf/cm^2) を柱天端に一定荷重として荷重した。なお、鉛直ジャッキは水平変形に追従し、柱水平変位に対して常に鉛直方向を保つようにした。水平荷重方法は、所定の鉛直荷重を保持した状態で柱基部から、2.8m の位置に単調荷重し、フーチング上面鉄筋が降伏した 83tf までは荷重制御で行い、それ以降は測定したフーチング上面鉄筋降伏時の変位を降伏変位 (δy) とした変位制御で荷重した。また、荷重制御時の荷重増加ステップは $0.5 \delta y$ を基本としているが、荷重増分が大きい範囲では $0.1 \delta y$ きざみとした。

2) 実験結果概要

図-7.4.5 にひび割れ進展模式図を示すとともに、図-7.4.6 に柱天端における荷重-変位関係、

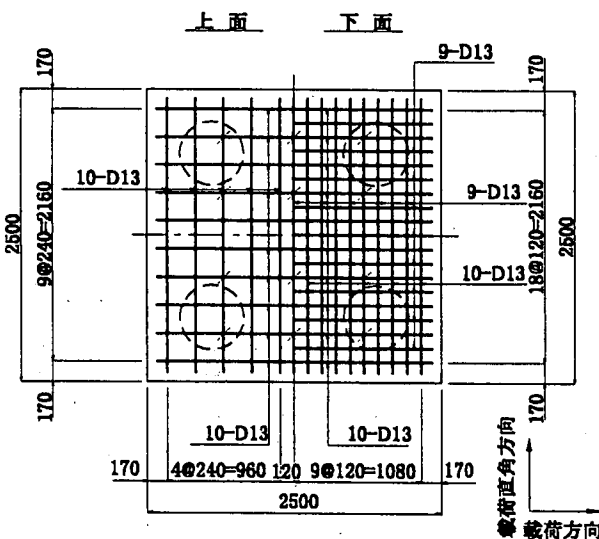


図-7.4.4 フーチング配筋図

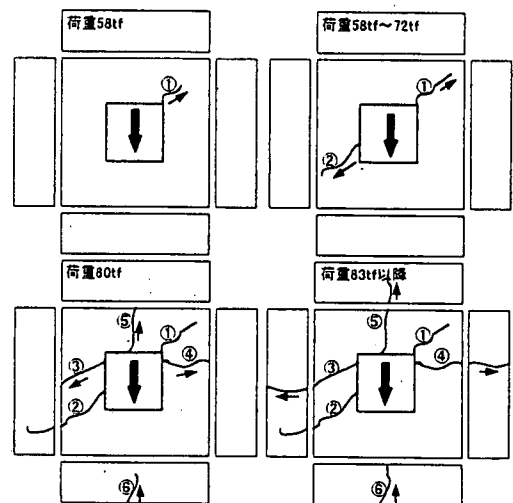


図-7.4.5 ひび割れ進展状況模式図

図- 7.4.7 に最大載荷荷重時 106tf における損傷状況を示す。試験体の主な荷重ステップにおける損傷状況を以下に示す。

- ①荷重 25tf でフーチング下面の荷重直角方向にひび割れが発生した。
- ②荷重 34tf で柱基部に曲げひび割れが発生した。
- ③荷重 58tf で柱フーチング接合部隅角付近よりひび割れが発生した (図- 7.4.5 のひび割れ①)。
- ④荷重 72tf で柱フーチング接合付近に発生したひび割れが、載荷方向に対して 45 度に進展し、側面に達した。
- ⑤荷重 80tf でフーチング直角方向の上面およびフーチング加力側上面に新たなひび割れが発生した (図- 7.4.5 のひび割れ③, ④, ⑤)。
- ⑥荷重 83tf, 変位 25mm でフーチング上面鉄筋が降伏ひずみ近傍(1500 μ)に達したので、この段階を便宜的に橋脚・フーチング全体系としての降伏と定義した。また、荷重 80tf 時に発生し、フーチング上面直角方向に進展したひび割れが側面に達し、そのひび割れ幅も広がった。
- ⑦変位 2.2 δ_y , 荷重 106tf で最大荷重に達するとともに、フーチング下面鉄筋(載荷軸方向および載荷軸直角方向)が降伏ひずみに達した。
- ⑧変位 7 δ_y (175mm)で降伏荷重(82tf)程度に低下するとともに、フーチング載荷側のコンクリートが浮き上がり、コーン状のひび割れが観察された。この段階で載荷装置の変位追従限界に達したので、実験を終了した。

3) 最大荷重付近の損傷モードに関する考察

フーチングのひび割れ発生から最大荷重に至る損傷形態について考察する。図- 7.4.8 に載荷荷重 83tf(フーチング上面鉄筋降伏時)および載荷荷重 106tf(最大荷重時)の損傷状況図を示す。図- 7.4.8 から分かるように、荷重 83tf 付近では柱・フーチング接合部上面から発生したひび割れは、ひび割れ進展を上側鉄筋により制御されていたが、上面鉄筋が降伏応力に達することにより徐々に抵抗力が減少し上面のひび割れ幅が増加するとともに、ひび割れが側面に進展してゆくことが分かる。このとき、ひび割れは主として上面部分だけであるので、フーチングは剛体に近い挙動をしている。なお、上面に生じるひび割れ発生原因については、FEM 解析によると、載荷荷重の増加に伴い生じる接合部付近の引張応力がコンクリートの引張応力を超えるために生じると考えられる。本実験のように a/d (a :柱から杭までの距離, d :フーチング高さ)が 0.37 と非

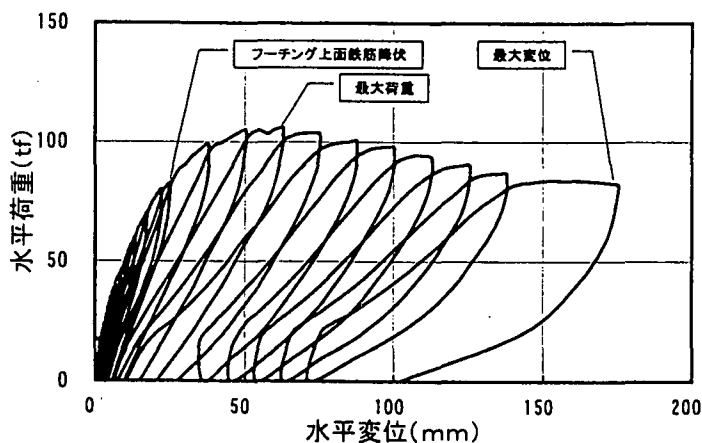


図- 7.4.6 荷重-変位関係

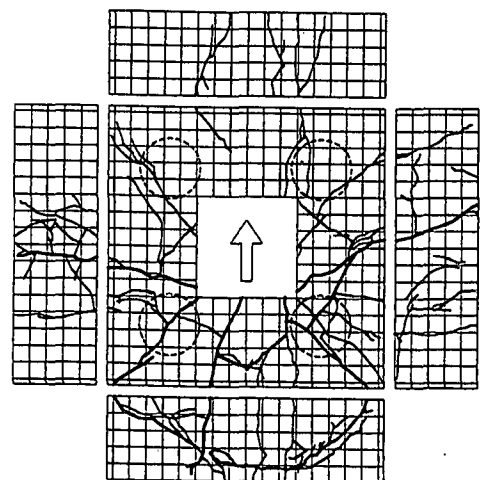


図- 7.4.7 損傷状況図

常に小さい場合は、フーチング下面のせん断抵抗はデープビーム効果により大きくなる。また、杭間が短いために発生モーメントそのものも小さくなる。このように下面は損傷が生じにくい形状となっていることから、主なひび割れは上面から生じると考えられる。次に載荷荷重 106tf の最大荷重付近では、ひび割れが側面 3 方向にほぼ貫通するとともに、上側鉄筋もほぼ全幅に渡って降伏ひずみに達している。この状態では柱とフーチングの一体性はほとんどなくなっており、フーチングも剛体挙動を示さなくなっている。そのため、抵抗荷重は増加せず徐々に減少し、変形のみが増加する傾向となる。このタイプの損傷においては、側面方向へのひび割れの進展に伴いフーチング内の杭の主鉄筋や下面鉄筋の抵抗やコンクリートの噛み合わせ効果によりひび割れの進展が抑制されることにより急激な破壊または荷重の低下は生じず、本実験でもじん性率的には 7 程度を有する変形性能に富んだ破壊性状を示した。なお、最終破壊状況は、図- 7.4.8 に示すように最大荷重以降 δ_y 付近から上面コンクリートが浮き上がるようなコーン形状の破壊面が確認された。

4) 実験結果と設計値との比較

表- 7.4.1 にフーチング部材に着目した設計値と実験値の比較を示す。設計水平震度 0.25 が作用した状態における水平荷重はフーチング下面で 45tf、フーチング上面で 48tf となり、降伏モーメントに達する水平荷重は、フーチング下面で 54tf、フーチング上面で 51tf となる。実験による

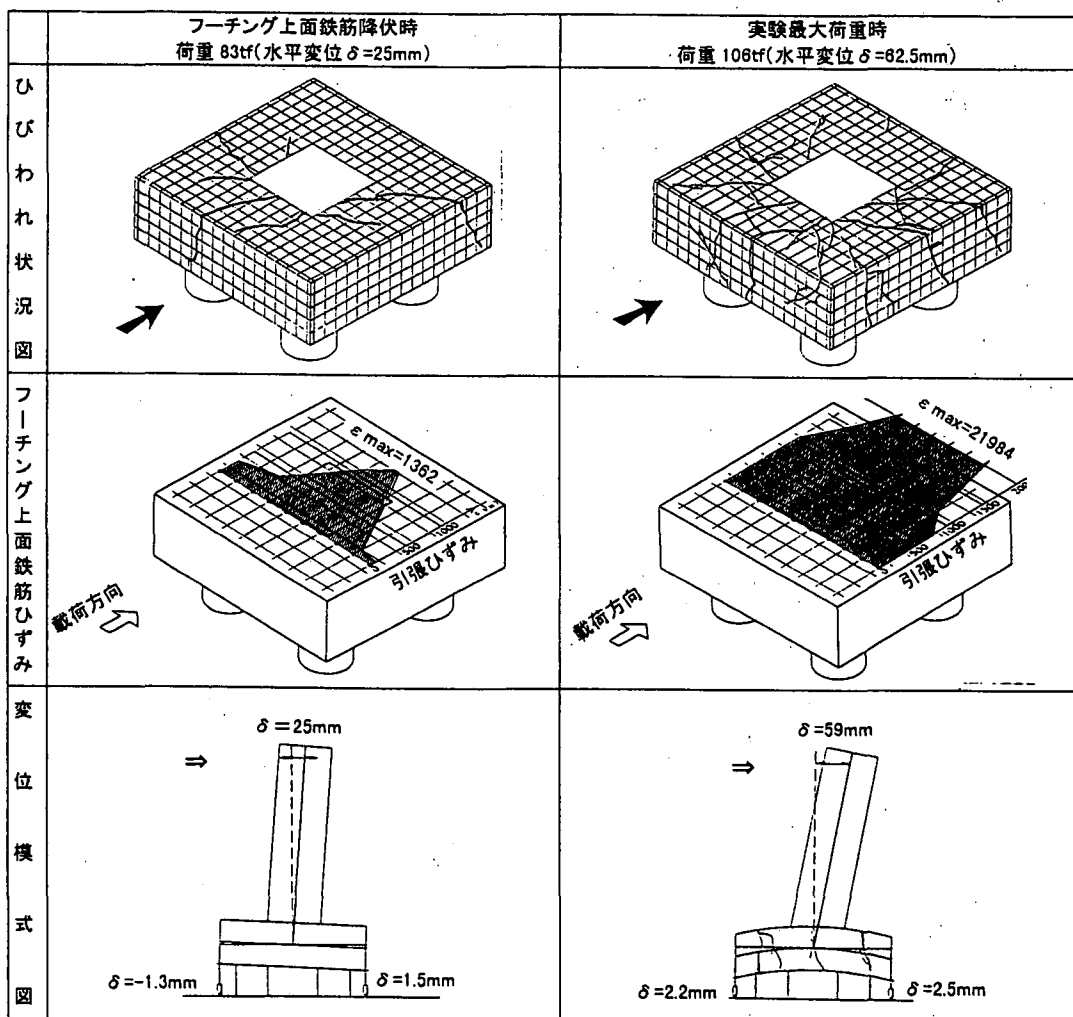


図- 7.4.8 主要荷重点における損傷状況

フーチング下面および上面鉄筋降伏時はそれぞれ 106tf および 83tf となり、鉄筋降伏時の実験値と設計値を比較すると、フーチング下面で 2.0 倍、フーチング上面で 1.6 倍の余剰耐力を有していることになる。また上面の最大荷重に比較するとフーチングの上面では設計値に対して 2.0 倍の余裕を持っている。以上のように、震度法レベルで設計されたフーチングは、2.0 倍程度のかかなり大きな余剰耐力を有している結果となっており、このことが兵庫県南部地震でもフーチングは比較的被害が少なかった一因とも考えられる。

表-7.4.1 実験結果と計算値の比較

		設計値 P _d	実験値 P	P/P _d
フーチング下面	抵抗モーメント	4.5 tf		
	降伏モーメント	5.4 tf	10.6 tf	2.0
	終局モーメント	5.7 tf		
フーチング上面	抵抗モーメント	4.8 tf		
	降伏モーメント	5.1 tf	8.3 tf	1.6
	終局モーメント	5.2 tf		
フーチングせん断耐力(押込み)		6.2 tf	-	
フーチングせん断耐力(引抜き)		1.2 tf	-	

7.4.4 せん断スパン比に着目した実験

1) 試験体諸元と材料特性

試験体は上記と同様にフーチングに C ランク損傷が生じた橋梁をモデルとし、橋脚・杭・フーチングを一体とした 1/3 スケールのとした単調載荷実験を実施した。以下に具体的な構造諸元の決定手法を述べる。

①プロトタイプ橋脚の柱形状は直径 1.8m の円形であったが、損傷発生方向を明確にするために、断面幅を同一とした矩形断面 (0.55x0.55m) とし、基部付近で損傷を生じさせないように設計モーメントの 2.5 倍程度となるように D22 鉄筋を 28 本配筋した。

②フーチングの形状は、全高、有効高を同一とし、a/d を 0.75、1.0 と変化させた。フーチングの下側鉄筋量は、柱基部に生じるモーメントに対して許容応力度 ($\sigma_{sa}=3000\text{kgf/cm}^2$) 以内となるように設計した。その結果、下側鉄筋量は、試験体 No.1 が D13@12cm、試験体 No.2 が D13 @ 10cm ピッチとなる。また、上面鉄筋量は、道路橋示方書の配筋細目に基づいて下面鉄筋量の 1/3 を配筋した。なお、No.3 試験体は鉄筋の補強効果を評価するために、No.1 試験体から上下面鉄筋量を 1.5 倍に増加した。

表-7.4.2 構造諸元一覧表

		供試体 No.1	供試体 No.2	供試体 No.3
柱	柱高	2,200 mm		
	水平荷重作用高	2,000 mm		
	柱断面	550 mm × 550 mm		
	柱鉄筋量	28 本 × D22 ($A_s=108,388\text{cm}^2$)		
フーチング	a/d	0.75	1.00	0.75
	全幅	1,830 mm	2,030 mm	1,830 mm
	全高	450 mm		
	有効高	390 mm		
	鉄筋	上面: D10 c/c 240	D10 c/c 200	D10 c/c 154
	下面: D13 c/c 120	D13 c/c 100	D13 c/c 77	
杭	杭径	φ340		
	杭間隔	1,150 mm	1,350 mm	1,150 mm
	杭鉄筋量	10 本 × D25 ($A_s=39,57\text{cm}^2$)		
使用材料	コンクリート	設計基準強度 = 27.0 kgf/cm ²		
	フーチング	" = 24.0 kgf/cm ²		
	杭	" = 24.0 kgf/cm ²		
	鉄筋	SD345		

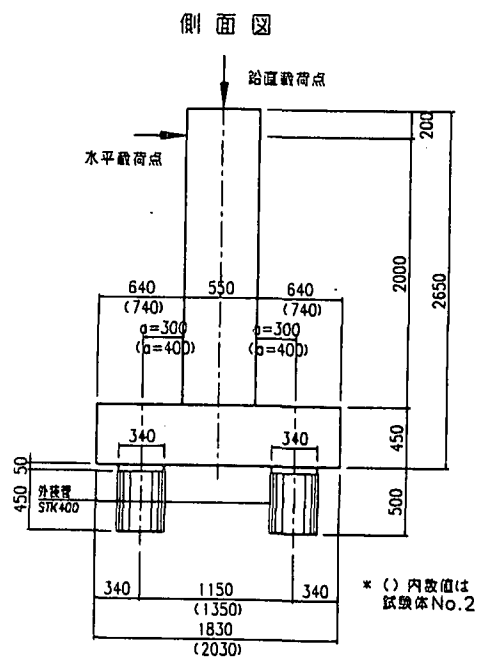


図-7.4.9 試験体構造図

③杭体の設計は、杭先行型破壊を避けるために、柱終局荷重作用時に鉄筋応力度が 1000kgf/cm^2 程度となるように設計した。また、杭体に過度の変形と破壊を生じないように、杭全周を鋼管で補強するとともに、杭頭部の回転を拘束させないために、鋼管とフーチング接合部に 5cm の離隔を設けた。以上により決定した試験体の構造諸元一覧表を表- 7.4.2, 構造図を図- 7.4.9, 変位計の配置を図- 7.4.10, フーチング配筋例を図- 7.4.11 に示す。試験方法は 7.4.3 で実施したものと同様とした。

2) No.1 試験体実験結果

ここでは、実験の代表例として No.1 試験体の実験結果について述べる。図- 7.4.12 にひび割れ進展模式図を示すとともに、図- 7.4.13 に最大載荷荷重 27.9tf における損傷状況を示す。試験

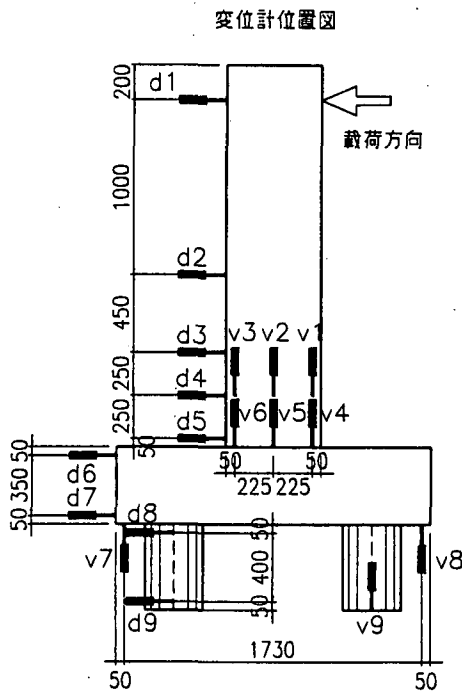


図- 7.4.10 変位計の配置

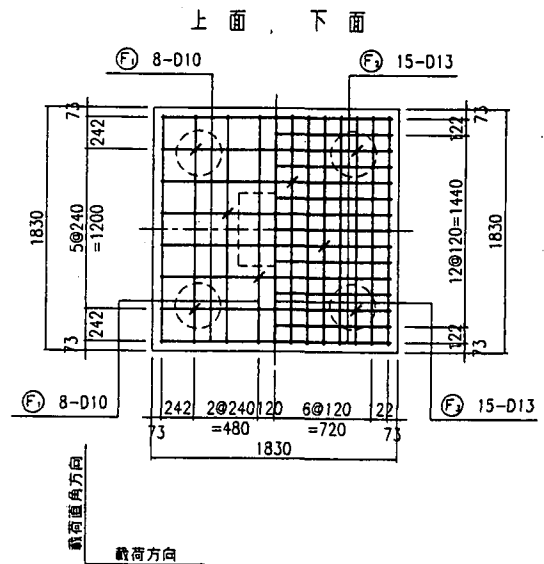


図- 7.4.11 フーチング配筋例 (No.1)

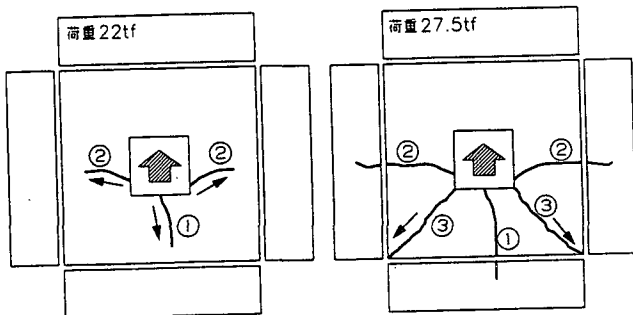


図- 7.4.12 ひび割れ進展状況模式図 (No.1)

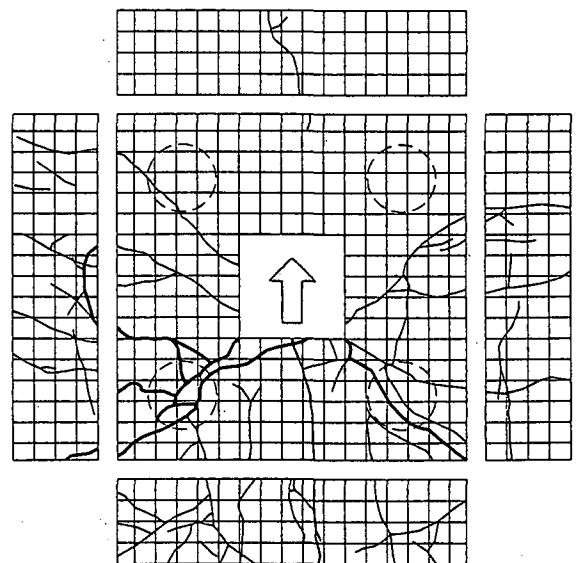


図- 7.4.13 損傷状況図 (No.1)

体の主な荷重ステップにおける損傷状況を以下に示す。

①荷重 22tf, 柱天端変位 22mm でフーチング上面に, 柱中央から側面方向と載荷側方向に向かうひび割れを確認した (図-7.4.12 のひび割れ①, ②)。

②荷重 25tf でフーチング上面載荷軸方向鉄筋が, 載荷側の柱付け根位置で降伏ひずみ近傍に達したので, この段階を便宜的に橋脚・フーチング全体系としての降伏と定義した。また, ほぼ同時に, フーチング下面鉄筋 (載荷直角方向) が降伏ひずみ近傍 (1700 μ) に達した。

③荷重 27.9tf, 変位 38.0mm で最大荷重に達するとともに, フーチング上面で柱隅角部からフーチング隅角部 (45°) 方向に向かうひび割れが発生した (図-7.4.12 のひび割れ③)。

④変位 $2 \delta y$ でひび割れ (図-7.4.12 のひび割れ③) が進展し, フーチング隅角部に達するとともに, フーチング隅角部近傍で段差が生じた。

⑤変位 $7.5 \delta y$ で荷重が 14.6tf (0.5Pmax) に低下するとともに, 鉛直ジャッキの柱天端回転変形追従能力が限界に達したため, 実験を終了した。最終状態では, フーチング上面の載荷側のコンクリートが完全に浮き上がり, 柱隅角部とフーチング隅角部を結んだ三角錘形状の破壊面が確認された。本試験体の載荷点位置における水平変位には, フーチングの回転や損傷による変形, 杭の曲げ変形, 柱の曲げ変形および回転などによる変形が含まれる。これら載荷点位置における影響度を下記に示す変位計測装置を用いて分類した。

①試験体全体系の載荷点位置での水平変位

フーチング全体系の水平変位を載荷点位置での変位計 (d1) により求める。

②柱の曲げ変形

柱天端の水平変位 d1 から, 柱基部の水平変位 d5 とフーチング曲げ変形を除いた次式で評価した。

$$L1 = (d1 - d5) - (V6 - V4) \cdot 2.00 / 0.45 \quad (1)$$

③杭の変形に伴う水平変位

杭の水平変位と曲げ変形を合わせた変位量で次式により算出した。

$$L2 = d7 + (V8 - V7) \cdot 2.45 / 1.73 \quad (2)$$

④フーチングによる変形

フーチングの水平変位と曲げ変形を合わせた変位量で次式により算出した。

$$L3 = d5 + (V6 - V4) \cdot 2.0 / 0.45 - L2 \quad (3)$$

各要因の水平変位と荷重の関係を図-7.4.14 に示す。全体系の水平量は, 降伏時 25tf で 22mm,

最大荷重時 27.9tf で 38mm を示した後, 緩やかな下降曲線を示した。また, 上鉄筋降伏荷重まで低下したときを終局変位とすると変位は 60mm となり, じん性率は $\delta u / \delta y = 60 / 22 = 2.8$ となる。フーチング自身による水平変位量および寄与率は, それぞれフーチング上面鉄筋降伏時で 7.3mm, 1.3%, 最大荷重時で 16.7mm, 43.9%, 実験終了時には 115.6mm, 77.1% となっている。上鉄筋降伏荷重まで低下したときを終局変位

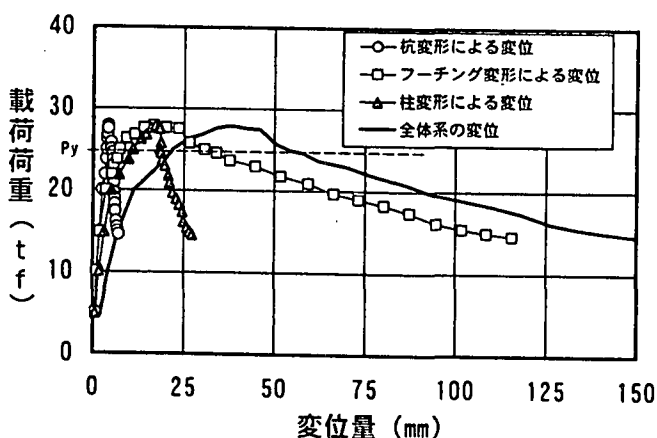


図-7.4.14 載荷荷重と各要因による水平変位の関係

とすると変位は 36mm となり、フーチング損傷によるじん性率は 4.9 となる。このように、じん性率で評価すると、7.4.3 の試験体が 7 程度のじん性率であったのに比べると低下が認められたが、この要因には a/d が 0.37 から 0.75 と大きくなり、せん断抵抗が小さくなった影響が考えられる。なお、図- 7.4.14 における柱の残留変位量 25mm は、損傷に伴う柱の倒れによると考えられる。

3) フーチング損傷に対する考察

今回の試験体の損傷状況は以下の 2 つの損傷形態に分類される。

a) 接合部損傷からコーン状破壊

試験体 No1, 3 および 7.4.2 における実験の a/d が 0.37 から 0.75 までに認められる損傷形態である。最大荷重まではフーチング上面の柱載荷側前面および側面のひび割れが進展してゆき、最終的にはフーチングの載荷側がコーン状の破壊を起こす。この場合、荷重-変位曲線は滑らかな下降曲線を示す。特徴を以下に列記し、損傷モードを図- 7.4.15 に示す。

①鉄筋降伏時：接合部損傷

フーチング上面の柱載荷側前面が降伏する。

②最大荷重時：接合部損傷

フーチング上面鉄筋降伏領域が拡大するとともに、損傷がフーチング上面全域に及ぶ。

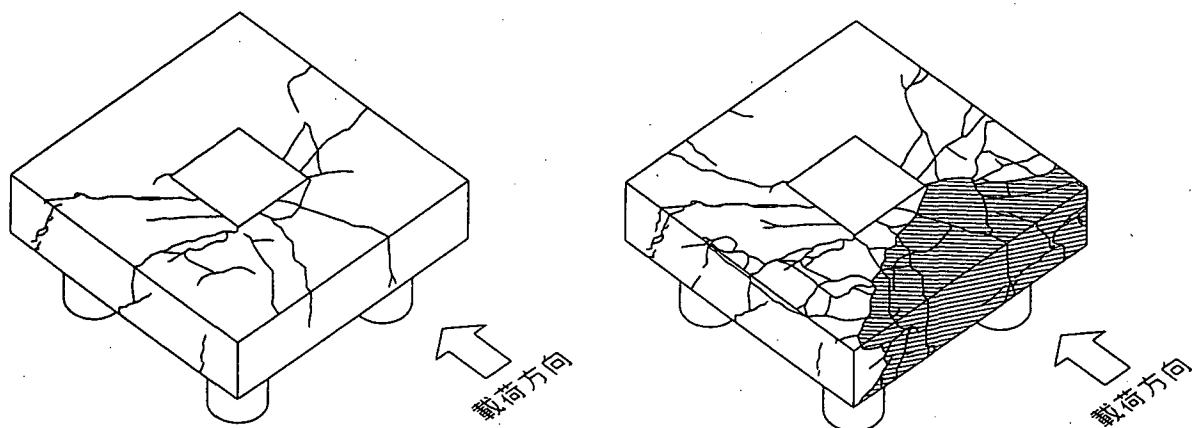


図- 7.4.15 損傷状況 (No.1, 3)

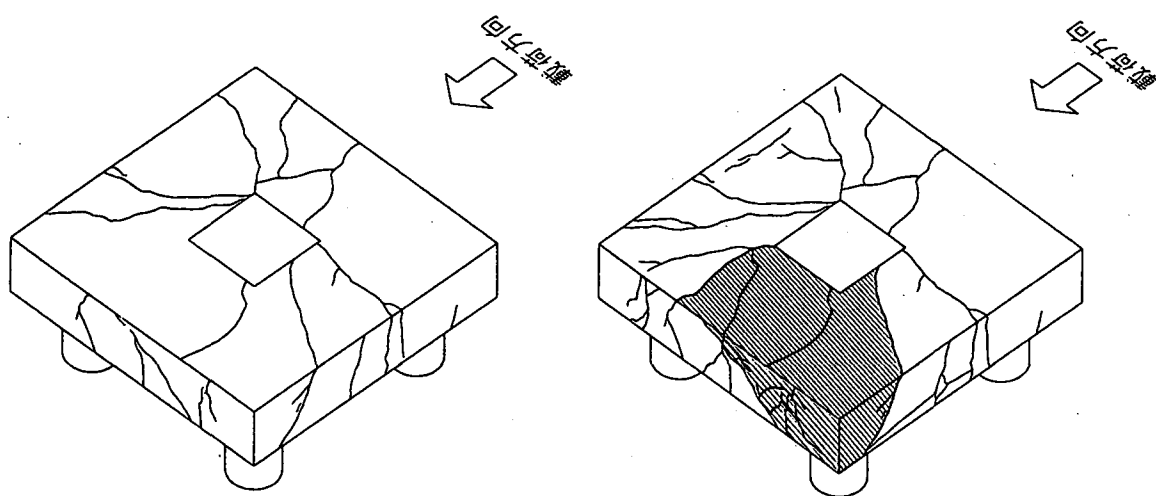


図- 7.4.16 損傷状況 (No.2)

③最終破壊：コーン状破壊

表－7.4.3 実験と設計耐力の比較

接合部がフーチングと分離し、コーン状の引き抜き破壊を生じる。

b) 接合部損傷から押し抜き破壊

接合部 No.2 の a/d が 1.0 の場合に認められる損傷形態である。最大荷重までは、前者と同様であるが、最終的には柱と押し込み側杭の間の圧縮力によって、柱基部載

荷側背面がフーチング内にめり込むことによって押し抜きせん断損傷パターンとなる。この場合、荷重－変位曲線は急激な下降曲線を示す。特徴を以下に示し、損傷モードを図－7.4.16 に示す。

①鉄筋降伏時：接合部損傷

フーチング上面の柱載荷側前面が降伏する。

②最大荷重時：接合部損傷

フーチング上面鉄筋降伏領域が拡大するとともに、損傷がフーチング上面全域に及ぶ。また、柱フーチング接合部と押し込み側杭との圧縮領域でのコンクリートの抵抗が最大となる。

③最終破壊：押し抜き破壊

柱フーチング接合部と押し込み側杭との圧縮領域のコンクリート抵抗面に押し抜き破壊を形成する。

以上のことから、いずれも最大荷重を決定する損傷は上面鉄筋の降伏およびひび割れである。その後、a/d が小さい場合は、柱背面の圧縮側の抵抗が大きく柱前面のコーン状の引き抜き破壊が、a/d が 1 程度の場合は柱背面の圧縮側の押し抜きせん断破壊が支配的となる。また、No.1 と No.3 を比較すると、上面鉄筋の増加によって鉄筋降伏および最大荷重が 3 割程度増加しており、接合部のひび割れに対しても上面鉄筋が有効であることが分かる。

4) 設計耐力との対比

表－7.4.3 に今回の実験結果と平成 8 年道示で照査した曲げ耐力結果の対比を示す。表－7.4.3 の設計耐力はいずれも上面鉄筋降伏時の耐力を示す。実験値は設計値に比べて 1.5 ～ 1.8 倍程度の余裕を持っていることが分かる。フーチングの実験降伏荷重を等価水平震度に直すと、設計水平震度 0.33 に対して、実構造物の等価水平震度は 1.5 ～ 1.8 倍の余裕度を考慮すると 0.51 ～ 0.71 の値となり、旧道路橋示方書で設計された橋脚における等価水平震度 0.35 ～ 0.4 の値を上回っている。このように、フーチングは従来設計で剛体としての必要厚や最低鉄筋量の規定などにより、かなりの余剰耐力を有しており、このことが兵庫県南部地震で損傷が比較的軽微であった一因としても考えられる。また、損傷形態としては、a/d がいずれの範囲でも接合部の損傷が支配的であることが明らかとなった。

7.4.5 まとめ

兵庫県南部地震において C ランク損傷を生じたフーチングを対象に橋脚・フーチング・杭を一体化した試験体を用いた一連の単調載荷試験により得られた主な結果を以下にまとめる。

①損傷フーチングをモデル化した 1/2 スケールの試験体では、載荷荷重 58tf で柱フーチング接合部隅角付近に発生したひび割れが、フーチング上面から側面に進展した。その後、荷重 106tf、

		供試体No.1	供試体No.2	供試体No.3
フーチング鉄筋量		H2道示鉄筋量		1.5×H2道示鉄筋量
実験耐力	降伏荷重 ①	25.0tf	34.5tf	35.0tf
	最大荷重 ②	27.9tf	37.8tf	37.4tf
H8道示設計耐力 ③		16.9tf	20.4tf	19.6tf
安全率	①/③	1.48	1.69	1.79
	①/②	1.65	1.85	1.91

変位 $2.2 \delta_y$ で最大荷重に達したが、ひび割れが三方向にほぼ貫通するとともに、上面鉄筋もほぼ全面に渡って降伏ひずみに達した。なお、最大耐荷荷重は 106tf と設計荷重 51tf に比べて 2 倍の大きな耐荷性能を示した。

②上記試験体は最大荷重に達した後、荷重が徐々に減少し、変位 $7 \delta_y$ で降伏荷重程度に低下したが、じん性率 7 程度の変形性能に富んだ損傷となった。このように変形性能に富んだ原因としては、フーチング内の柱主鉄筋や上下面の鉄筋がひび割れの進展を拘束し、徐々にひび割れが進展していくためと考えられる。

③せん断スパン比およびフーチング鉄筋量をパラメータとした 1/3 スケールの単調載荷試験を実施した。No.1 試験体 ($a/d : 0.75$, H2 道示鉄筋量) は載荷荷重 22tf で柱フーチング接合部隅角付近に発生したひび割れが、フーチング上面から側面に進展した。ついで、荷重 27.9tf, 変位 38.00mm で最大荷重に達したが、ひび割れが三方向にほぼ貫通するとともに、上面鉄筋もほぼ全面に渡って降伏ひずみに達した。その後、接合部がフーチングと分離し、コーン状の引き抜き破壊が生じた。

④今回の実験結果からは、フーチングの最大荷重を支配する損傷形態としては、 a/d のいずれの範囲においても接合部の損傷が支配的であると考えられる。

⑤ No.1 ~ 3 のフーチング実験結果は、いずれも設計値に比べて 1.5 ~ 1.8 倍の余裕を持っており、等価水平震度に換算すると 0.5 以上となり、旧道路橋示方書で設計された橋脚における等価水平震度 0.3 ~ 0.4 の値を上回っていた可能性が考えられる。

参考文献

- [7.4.1] 幸左賢二・藤井康男・水田崇志・森田修二：地震時のフーチング損傷メカニズムに関する研究，土木学会論文集 No.655/V-48, pp.63-73, 2000.8.
- [7.4.2] 幸左賢二・藤井康男・小林和夫・水田和之：せん断スパン比に着目したフーチングの地震時挙動実験，構造工学論文集 Vol.46A, pp.1405-1412, 2000.3.

(執筆者：幸左賢二)

7.5 直接基礎の耐震解析

7.5.1 直接基礎の安定について

直接基礎 (Spread foundation) は、上部構造からの荷重 (鉛直力、水平力、モーメント) をフーチングの底面から地盤に直接伝え、基礎底面地盤の鉛直支持力と水平抵抗力とで支持するものである。従来の震度法による設計では、基礎に作用する鉛直荷重の合力作用位置を基礎幅の1/3以内に抑えること、すなわち、基礎の浮上がり幅を全幅の1/2以下に制限することにより地震時の安定を確保するものとしてきた。しかし、川島らはこのような考え方を大地震に対して適用することは不合理であり、荷重の偏心よりも変形に対する照査が重要であると指摘した[7.5.1]。また、羽矢・西村により大地震時を考慮した新たな設計手法が提案され[7.5.2]、すでに鉄道関係の設計標準の中に織込まれている[7.5.3]。

このように従来の震度法による設計には問題点があるものの、既設の直接基礎が大地震に耐え、被害事例がほとんどみられないことは注目に値するもので、それには以下のような理由が考えられる。

- ① 橋脚基部に塑性ヒンジが発生したり橋脚の被害が先行するため、基礎には過大な地震力が伝達されない。
- ② フーチングの浮上がりによるロッキング振動が過大な地震力の発生を防いでいる。

このうち、フーチングの浮上がりについては従来静力学的な見地から好ましくないと考えられてきたが、実際にはフーチングのロッキング振動により大きな地震力を吸収する効果があるものと考えられる。このことを検証するには地震動による構造物や地盤の動的応答を表現できる合理的なモデルに基づく検討が必要である。そこで以下に従来の研究成果について概観し、それを踏まえて静的な考え方の妥当性やその限界について述べる。また、動的解析より得られる直接基礎固有の挙動やフーチングの寸法効果についても考察する。

1) 地震動を受けたときの基礎の応答

(1) 静的応答変位の関係

上部構造からの慣性力を受けると基礎は (7.5.1) 式に示す水平および回転変位を生じる。

$$\delta o = h\theta + \delta f \quad \theta = M/kR \quad (7.5.1)$$

$$\delta f = Ho/Ks$$

ここに kR : 基礎の回転剛性

Ks : 基礎のせん断ばね定数

他の記号は図 7.5.1 参照

(7.5.1) 式の $M-\theta$ 関係は、基礎の浮上りの有無や底面地盤の弾、塑性状態により (7.5.2) ~ (7.5.4) 式のように定式化される (図 7.5.1 参照)。

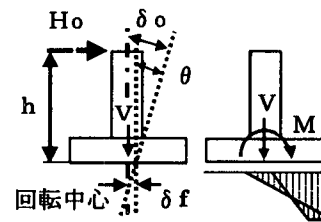
A : 基礎に浮上りが生じていない場合

$$M = kR \cdot \theta \quad (7.5.2)$$

$$kR = kv \left(\frac{L \cdot B^3}{12} \right)$$

B : 基礎に浮上りが生じるが地盤が弾性領域にある場合

$$\frac{M}{M_1} = 3 - 2\sqrt{\frac{\theta_1}{\theta}} \quad (7.5.3)$$



基礎の水平・回転変位 鉛直地盤反力

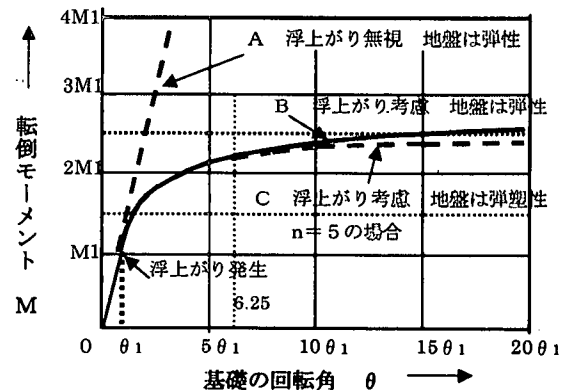


図 7.5.1 M-θ関係の定式化

C : 基礎に浮上りが生じ、かつ端部の地盤反力度が上限値 q_y に達した場合 [7.5.4 より引用]

$$\frac{M}{MI} = \frac{Mu}{MI} - \frac{n^3}{16} \left(\frac{\theta I}{\theta} \right)^2 \quad \frac{Mu}{MI} = 3 - \frac{3}{n} \quad n = \frac{q_y \cdot B \cdot L}{V} \quad (7.5.4)$$

ここに MI, θ : 基礎の浮上り限界時のモーメントと回転角

B, L : フーチングの幅と奥行き

Mu : 終局抵抗モーメント

V : 基礎底面に作用する鉛直力

k_v : 鉛直方向地盤反力係数

q_y : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の鉛直支持力度

終局抵抗モーメントは鉛直力と反力作用点までの距離との積であるので、地盤およびフーチングの大きさから一義的に決まるものであるが、そこに到達するまでに大きな回転変位が生じる。この $M-\theta$ 関係の非線形性は、主として基礎の浮上りに伴う回転剛性の低下によるものである。したがって、地震力により大きな回転変位を生じて地盤が弾性範囲内にある限りは変位に対する復元性が期待できるので、残留変位も小さいと考えられる。

なお、直接基礎の抵抗能力と基礎幅 B の関係については、終局抵抗モーメントは B にほぼ比例、支持力は B^2 にほぼ比例、回転剛性 kR は $B^{1.3/4} \approx B^3$ に比例する関係となっていることから、基礎幅を大きくすることにより終局抵抗モーメントは増大するがそれ以上に回転変位を小さくするのに有効であると考えられる。

(2) 動的応答の特徴

a) 模型実験で確認された事項および振動モードの特徴

羽矢・西村は剛体模型実験により直接基礎の振動モードや応答について調べた [7.5.2]。その成果の一部を要約すると以下ようになる。

① 底面地盤反力分布

静的水平載荷試験の結果、底面地盤反力の形状は図 7.5.1 で模式化したものと類似しており、浮上りをしていない部分だけが有効である。底面せん断抵抗力についても同じことが言える。

② 応答加速度

振動台を利用した大加速度加振実験結果によると、入力加速度（地表面）の増大とともに模型天端の応答加速度も増加するが、最終的にはある一定限界値に収束する。この限界値は基礎の根入れが大きくなると増大する傾向がみられる（図 7.5.2 参照）。

③ 振動モード

加振加速度の増大に伴い、剛体模型の回転中心は上方へ移行するような振動モードが見られる。すなわち、加速度が小さいときは基礎と地盤の変位は同位相であるが、加速度の増大につれ両者の位相差が増大し、逆位相の動きを示すようになる（図 7.5.2 参照）。

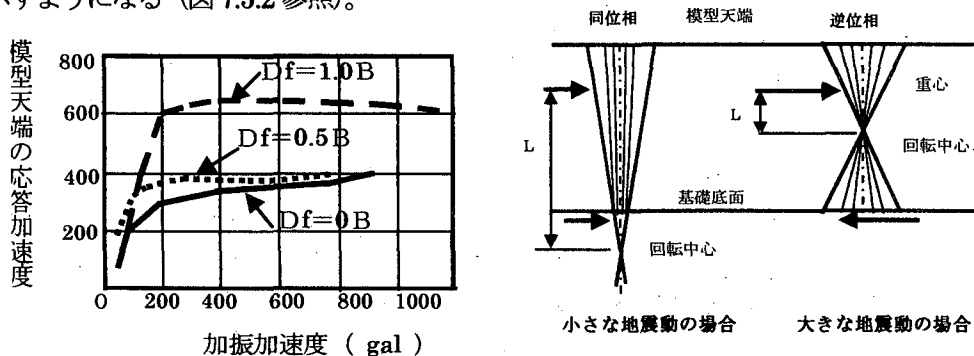


図 7.5.2 模型実験から得られた動的応答の模式化 [7.5.2 より引用]

b) 静的応答との比較

以上の3項目について、静的応答との類似点と相違点を整理すると以下ようになる。

①モーメントに対する底面地盤反力分布は、静的な考え方に基づく従来の手法を用いることができる。

②地盤振動による基礎の最大応答加速度が加振力の増大に対してある値を限界として収束することは、静的な $M-\theta$ 関係において終局抵抗モーメント M_u に収束する傾向とよく符合する。

なお、終局抵抗モーメントが大きい基礎ほど最大応答加速度も大きくなっていることは静的な取扱いからは予見できないことである。

③加振力の増大に伴う回転中心位置の上方への移行現象は、地盤と基礎との変位の位相差により生じるものである。その結果、回転中心位置と剛体重心とのアーム長が小さくなり、等価な回転仕事量を確保するために回転角が増大する現象が生じていると解釈される(図 7.5.2 参照)。一方、静的な取扱いでは回転中心はあくまで基礎底面位置にあるので、慣性力が増大すると回転モーメントも比例して大きくなり、実際の現象とは異なってくる。そこで静的設計の場合には動的応答との違いを補正する必要があり、その手法としてエネルギー一定則を適用する方法がある。それによると図 7.5.1 に示すリニアな $M-\theta$ 関係(A線)が外力としての弾性応答を、BないしはC曲線で示される非線形関係が基礎の応答であるとみなし、この両者の関係から等価な回転角を求め、それをフーチングの応答回転変位とする。

なお、上記②の理由からフーチング寸法が大きくなると最大応答加速度も大きくなるものと予想される。したがって、静的な検討から得られたフーチングの寸法効果に関する知見をそのまま大地震時に適用することはできないのではないかという疑問が生じる。このことについては7.5.2項で試設計に基づいて検討する。

2) 設計地盤定数の考え方

(1) 底面地盤の支持力

従来、直接基礎の支持力は支持力公式によるものではなく、地盤別に設定した経験値を採用してきた。しかし、大地震時には基礎に浮上がりが生じる結果、有効載荷面積は減少し、その部分に大きな偏心・傾斜荷重が作用する。そのため、従来の経験値に基づいて設計するのは不合理であり、荷重の偏心・傾斜を考慮した支持力公式から求めるべきである。なお、この場合の設計用支持力としては長期荷重に対するような特別な配慮は不要であるため、安全率としては1とするのが妥当である。

なお、支持力係数は荷重傾斜角の増大に伴い減少する関係にあるため、終局抵抗モーメントに対応する地盤の支持力は一義的には求まらない。また、フーチングの慣性力の影響も考慮すると支持力はさらに低下する可能性がある。このような問題はあるものの、終局抵抗モーメントの算定に当たっては、支持力評価の差の影響は比較的小さいので、実際の設計ではあまり大きな支持力を採用する必要はないものとする。

また、地盤の支持力は荷重の偏心・傾斜の影響だけでなく、基礎の寸法効果も考慮すべきであるとした支持力公式が提案されている[7.5.4]。

(2) 地盤反力係数

地盤反力係数(k 値)は寸法効果の影響が顕著であるので、基礎の有効載荷幅に応じて補正した値を採用している(道路橋示方書などではマイナス(3/4)乗則を適用)。大地震時には基礎のロッキング振動によりフーチング端部の限られた領域が抵抗することになるため、実際の k 値は全面積を有効と仮定した設計 k 値よりも数倍大きくなるものと予想される。特に直接基礎の回転変位を問題にする場合は、設計 k 値の精度を考慮して決める必要がある。

大地震時の構造系全体の解析においても設計地盤定数の精度の向上はきわめて重要な課題であるとする。

7.5.2 試設計例による比較、検討

7.5.1 項で述べたことを確認するために簡単な事例について試設計を行い、静的解析と動的解析の結果を比較するとともに、フーチングの大きさを変えた寸法効果についても検討する。

1) 設計条件

直接基礎で支持された単柱式固定橋脚を対象とする。図 7.5.3 に構造一般図を示す。

なお、フーチングの大きさは震度法 ($kh=0.2$) による設計結果より、ケースⅠ：9.5×9.5×2.0m (浮上り幅約 2.0m) とケースⅡ：7.5×7.5×2.0m (浮上り幅約 3.5m) の 2 通りを選択し、タイプⅡ地震動に対してどのような挙動を示すか照査する。なお、静的解析は道路橋示方書[7.5.5]に準拠した。

①上部工

上部工重量 $W_u = 10,300\text{kN}$

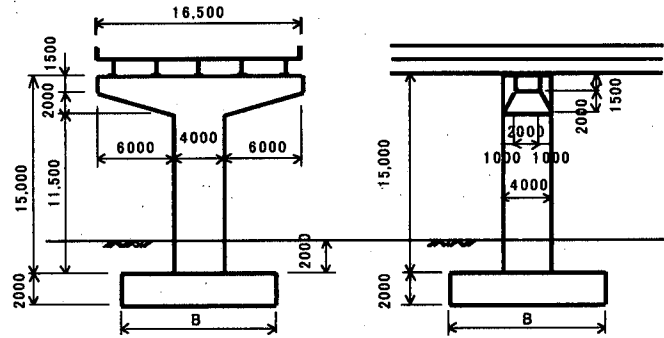
橋脚柱重量 $W_p = 8,380\text{kN}$

②地盤

支持地盤はN値 ≥ 50 の固結した洪積砂礫層、その下は軟岩、地盤種別はⅠ種地盤である。

③対象地域、重要度

耐震設計上の地域区分はAで補正係数は $C_z = 1.0$ また重要度区分はB橋とする。



フーチング幅 B ケースⅠ：9.5m×9.5m ケースⅡ：7.5m×7.5m

図 7.5.3 構造一般図

2) 地震時保有水平耐力法による設計

(1) 固有周期と設計震度

地盤は弾性体と仮定し、橋脚は降伏時の剛性を用いて構造系の固有周期を求める (() 内はケースⅡの場合)。
上部工慣性力作用位置の変位 $\delta = 0.147\text{ m}$ (0.210m)

\therefore 構造系の固有周期 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 0.77\text{ sec}$ (0.92 sec) 地域別補正係数 $C_z = 1.0$

地震時保有水平耐力耐力法に用いる設計震度 khc は以下ようになる。

$$\text{タイプⅡ地震動 } T > 0.7 \therefore khc = 1.24T^{-4/3} = 1.76 \quad (1.39) \quad \therefore khc = 1.76 \quad (1.39)$$

(2) 橋脚

橋脚の保有水平耐力は $P_a = 8,890\text{ kN}$ である。また、橋脚は曲げ破壊型である。

条件の厳しいケースⅠにつき必要最小限のみ示す。

等価水平震度 $khe = 0.49 > 0.40$

橋脚の安全性の判定は以下ようになる。

$$khe \cdot W = 0.49 \times (W_u + W_p/2) = 0.49 \times 14,490 = 7,100\text{ kN} \quad \therefore khe \cdot W \leq P_a = 8,890\text{ kN} \quad \text{OK}$$

応答塑性率 $\mu_R = 4.62$ 残留変位 $\delta_R = 0.111\text{ m}$

許容残留変位 $\delta_{Ra} = hp/100 = 0.15\text{ m} \quad \therefore \delta_R \leq \delta_{Ra} \quad \text{OK}$

(3) 基礎の安定照査

a) 基礎に作用する外力 (() 内はケースⅡ)

基礎の保有水平耐力照査に用いる設計震度 khp は以下ようになる。

$$khp = cdF \cdot P_u/W = 1.1 \times 8,890/14,490 = 0.68$$

また、フーチング部は地盤面における設計震度 $khf = 0.8$ とする。

基礎底面位置に作用する荷重

$$\text{鉛直荷重 } V = W_u + W_p + W_f = 10,300 + 8,380 + 4,420 = 23,100\text{ kN} \quad (21,440\text{ kN})$$

$$\text{水平荷重 } H_o = cdF \cdot W + khf \cdot W_f = 1.1 \times 8,890 + 0.8 \times 4,420 = 13,320\text{ kN} \quad (11,990\text{ kN})$$

モーメント $M = M_L = 1.1 \times 8,890 \times 17.0 + 0.8 \times 4,420 \times 1.0 = 169,780 \text{ kNm}$ (168,450 kNm)

b) 地盤の支持力と終局抵抗モーメント

終局抵抗モーメントを算出する際、底面地盤の降伏支持力度 q_y の評価差はそれ程影響しない。

土の単位体積重量 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 、土のせん断抵抗角 $\phi = 40^\circ$ 、土の粘着力 $C = 50 \text{ kN/m}^2$

荷重の傾斜 上記の理由により安全側を考慮して $\tan\theta = H_0/V = 0.6$ と仮定する。

荷重の傾斜を考慮した支持力係数を用いて地盤の極限支持力度を求める。

地盤の極限支持力度 $q_y \approx 1.3 \times 1.0 \times 50 \times 17 + 1.0 \times 81 \times 13 + 0 = 2,160 \text{ kN/m}^2 \approx 2,000 \text{ kN/m}^2$

終局時の有効載荷幅 $b = V / (q_y \cdot L) = 23,100 / (2,000 \times 9.5) = 1.216 \text{ m}$ (1.429 m)

終局抵抗モーメント $M_u = (B/2 - b/2) V = (9.5/2 - 1.22/2) \times 23,100 = 95,680 \text{ kNm}$ (65,080 kNm)

なお、フーチング端部で最初に地盤が降伏するときのモーメントは $M_f = 91,000 \text{ kNm}$ (59,970 kNm) である。

c) フーチングの回転角

フーチングの変位特性 ($M-\theta$ 関係) を図 7.5.4 に示す。タイプII地震動により上部工から伝達された線形応答モーメント M_L に対して、エネルギー一定則の仮定のもとで等価なモーメント M_e および回転角 θ_e を求め、フーチングの回転応答変位とする。なお、本例では簡単にするために降伏モーメント M_f を上限値として近似した。

ケースI : 図 7.5.4 の A1 \rightarrow B1

$\theta_{e1} = 0.00475 \text{ rad} < 0.025 \text{ rad}$

ケースII : 図 7.5.4 の A2 \rightarrow B2

$\theta_{e2} = 0.0132 \text{ rad} < 0.025 \text{ rad}$

したがって、ケースI、IIともに回転変位は許容値内に収まっている。なお、図 7.5.4 に示すようにケースIの底面地盤は弾性領域内にあるが、ケースIIでは端部の地盤が一部降伏している ($M = M_f$)。

また、フーチング寸法が大きくなる (1.27 倍) と回転変位は 1/2.8 に低減しているため、フーチングの寸法効果は十分発揮されていると判断される。

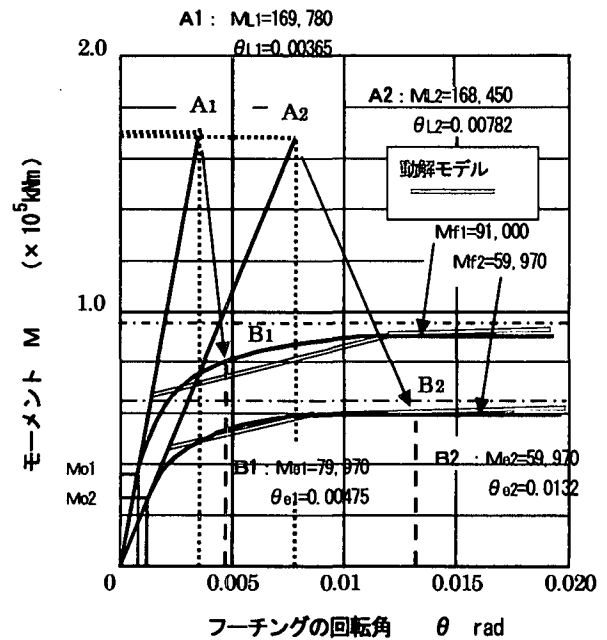


図 7.5.4 等価な $M-\theta$ 関係

3) 時刻歴応答解析

(1) モデル化

本例に兵庫県南部地震における神戸海洋気象台強振記録波 (EW、I種地盤) を入力地震動として作用させて、その応答を求めた。解析は図 7.5.5 に示すように、質点-梁-バネモデルとした。なお、回転バネは静的なプッシュオーバー解析より求めたものをトリリニアの原点指向型履歴モデルで近似した (図 7.5.4、図 7.5.5 参照)。

また、減衰定数は地盤バネは 0.20、橋脚は 0.05 とし、橋脚の剛性は降伏時の値を採用し、塑性ヒンジの影響は無視した。

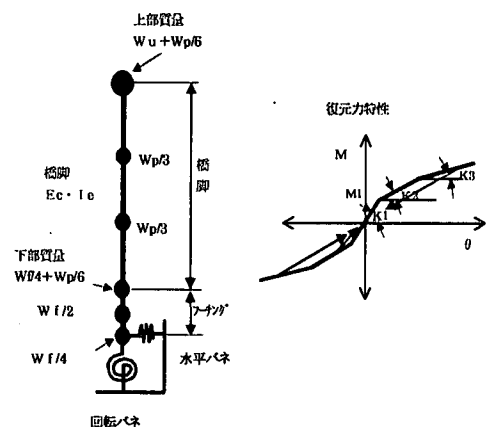


図 7.5.5 動的解析モデルの概要

(2) 解析結果

ケース I および II について、図 7.5.6(a) に示す最大加速度約 800gal の入力地震動をフーチング底面に作用させ、時刻歴応答解析を行った。1 次モードの固有周期はケース I で $T = 0.85 \text{ sec}$ 、ケース II で $T = 1.07 \text{ sec}$ である。ケース II の解析結果のうち、上部工重心位置の応答加速度、応答変位、回転角とフーチングの回転角および底面地盤による M- θ 関係の履歴を図 7.5.6(b)~(f) に示す。上部工重心位置の応答加速度は 1 回だけピーク値 430gal を経験するがそれ以外は 280gal 以下に低下している。また、フーチングの回転角と上部工重心位置の回転角はほぼ同じ値となっており、フーチングのロッキング振動の影響が顕著であることが分かる。

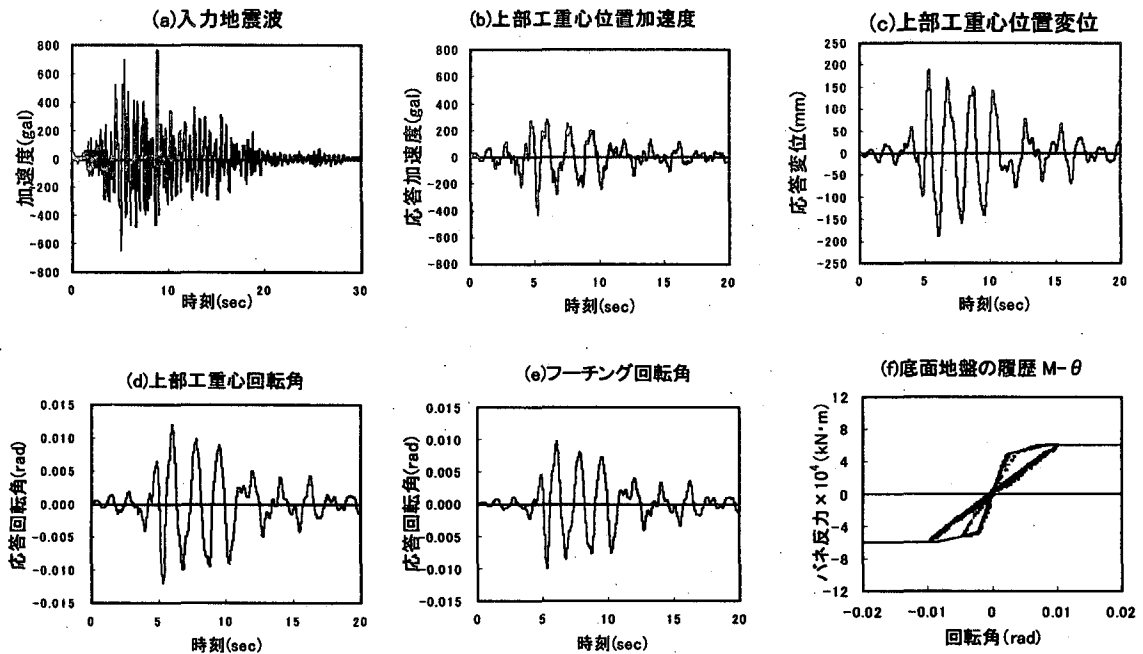


図 7.5.6 動的解析入力波と各種応答 (ケース II の場合)

次にケース I とケース II の主要な解析結果の比較一覧を表 7.5.1 に示す。まず目に付くのは、動的解析によるとフーチング寸法を大きくしても上部工の変位やフーチングの回転角はほとんど変わっていないことである。その理由としては、ケース I はケース II よりもフーチング幅は約 1.3 倍大きい、応答加速度も約 1.4 倍大きくなっているためフーチングを大きくした効果が相殺されていると解釈できる。

基礎の最大浮上がり幅はすべてのケースで基礎幅の約 60~70% となっている。ここでも、静的解析結果ではフーチング寸法の大きいケース I の方が若干浮上がり比率が小さいが、動的解析結果によるとその逆の傾向になっていると読取れなくもないが、その差は小さいため判然としない。

以上、動的解析によるとフーチング寸法を大きくしても必ずしも地震時の安定性向上につながらないという結果が得られた。

表 7.5.1 計算結果の比較

	ケース I (B=9.5m)		ケース II (B=7.5m)		備考
	静的解析	動的解析	静的解析	動的解析	
上部工重心位置の変位 δ (cm)	15.2	19.3	29.7	19.0	最大値 2番目最大
上部工重心位置の加速度 α (gal)	[666] khp=0.68	593 381	[666] khp=0.68	435 276	最大値 2番目最大
上部工重心位置の回転角 θ (rad)	0.01138	0.01259 0.01153	0.01984	0.01194 0.01175	最大値 2番目最大
フーチング回転角 θ_f (rad)	0.00475	0.00954 0.00881	0.01321	0.01002 0.00971	最大値 2番目最大
フーチング浮上がり幅 B_u (m) と比率	5.6 59%	6.3~6.8 66~72%	4.6~5.1 61~68%	4.6~4.9 61~65%	上段浮上がり幅 下断浮上がり比率

注1) B_u の算定では M- θ 関係の近似精度を考慮して幅を持たせた。

注2) khp は保耐法による基礎設計震度である。

4) まとめ

震度法による設計を満足する直接基礎の中からフーチング寸法のみ異なる2ケースを選択し、静的解析（保有耐力法）と動的解析を行った結果得られた知見を要約すると以下のようになる。

①静的解析（震度法および保有耐力法）によるとフーチングの寸法効果（安定性の向上）は明白であり、本例ではフーチング幅が約1.3倍になると上部工重心位置の変位は約1/2に、フーチングの回転角は約1/2.8にそれぞれ低減するという結果が得られた。

②しかし、動的解析結果からはフーチングの大きさが変わっても、上部工重心位置の変位やフーチングの回転角はほとんど同じであり、寸法効果は現れないという結果が得られた。その理由としてはフーチング幅が大きくなると応答加速度も増大しており、寸法効果が相殺されるからであると理解される。

③基礎の全幅に対する浮上がり範囲の比率は、すべてのケースで約60～70%であり、静的解析と動的解析とで明確な違いはみられない。また、動的解析によるとフーチングの大きさと浮上がり範囲の間には明確な関係はみられず、ほぼ同じとみなせる。

このことから類推すると、静的な設計で余裕を見込んで実際には基礎の安定性や耐震性の向上にほとんど寄与していない場合があるものと予想される。本例の動的解析結果によると、大地震時の耐震性能はフーチング幅7.5mと9.5mとで同等である評価されるので、当然小さい方を採用すべきであるとの結論になる。

本検討は一例にすぎないのでこのことをもって一般化することはできないが、いずれにしても従来の静的解析に基づく固定観念にとらわれず、動的解析の結果を踏まえて合理的、かつ経済的な設計を行う必要がある。

7.5.3 今後の課題

大地震力を受ける直接基礎の挙動を一言で表現すると、地震力に対して力で抵抗するのではなく、フーチングの浮上がりに伴う回転変位により地震力を受け流し、それによって上部構造物を含めた安定を確保しているといえる。この場合、フーチングの大きさは基礎の抵抗能力を決めるだけでなく、ロッキング振動を通じて構造物の応答加速度も決定することになる。したがって、このような関係を曖昧にした静的解析法には自ずから限界があり、適切な耐震性能評価をするためには動的解析が是非とも必要であると考ええる。

さらに大地震を想定した保有耐力法による設計では、橋脚に塑性ヒンジを発生させることにより過度に大きな地震力を基礎に伝達させないようにするとともに、一方で基礎は弾性領域内にあることを原則としている。しかし、実際にはフーチングがロッキング振動することにより、橋脚には塑性ヒンジを生じるような大きな慣性力が作用しない場合も十分考えられる。

したがって、従来の震度法とは違う見地から合理的かつ経済的なフーチング寸法の決定法を確立する必要がある、そのためにも動的解析モデルの信頼性向上や検討事例の蓄積が大切であると考ええる。

直接基礎は地震時に上述したような独特な挙動を示している。ことから杭基礎や柱状体基礎など他の基礎形式もそれぞれ異なった固有な挙動をするものと予想されるので、基礎形式の違いが上部構造へ及ぼす影響にも差があるものと考えられる。そこで今後はこのような切り口からの検討が進められることを期待するものである。

参考文献

- 1)川島一彦、運上茂樹、向秀毅：地震時の直接基礎の回転振動特性、土木技術資料、36-7、50-55、1994
- 2)羽矢洋、西村昭彦：大地震力を考慮した直接基礎の設計法、土木学会論文集、No.595/IV-39、127-140、1998
- 3)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、1999 および基礎構造物・抗土圧構造物、1997
- 4)福井次郎、西谷雅弘、増田慎一、岩田克司：直接基礎の耐震設計法に関する検討、第4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、土木学会、409-414、2000
- 5)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、V耐震設計編、1996

7. 6 直接基礎の浮き上がりと橋脚の塑性応答への影響

7. 6. 1 現状と問題点

直接基礎は杭基礎と並んで最もよく採用される基礎形式の一つである。直接基礎のような単体の転倒に関する研究は物部[7.6.1]等による検討にまで遡り、長い歴史を有している。小林[7.6.2]は墓石の転倒現象を解明するため、震度との関係を検討しているが、こうした一連の研究はいずれも震度法による直接基礎の耐震設計法の開発に理論的根拠を与えてきた。近年になり、Ishiyamaが家具の転倒を対象に、剛体の地震応答を回転、回転+滑動、ジャンプ+滑動+回転等6種類に分類して、詳細な検討を加えた[7.6.3]。これにより、剛体の運動が単に静的な力のバランスで決まる運動モードだけではなく、各種のダイナミックな運動形態を有することが明らかにされた。

長大橋の剛体基礎の転倒解析にはじめて動的な視点から検討を加えたのは川島らである[7.6.4~7.6.6]。兵庫県南部地震以前であるため、地震時保有耐力法のコンセプトが明確には含まれていないが、本州四国連絡橋の明石海峡大橋や来島海峡大橋の剛体基礎を対象として、震度法による静的転倒解析では転倒すると判定される剛体基礎でも、動的解析を行うとロッキング振動するだけで転倒しないことを実験、解析から示し、動的なセンスの入った剛体基礎の耐震設計法の理論的根拠を与えた。

また、西村らは直接基礎に関して実大現場載荷実験、振動台実験、解析を通して、土被りがある状態とない状態に分けて多岐にわたる検討を行い、地盤反力分布とフーチングの回転角の関係等を詳細に検討している[7.6.7]。さらに、所用降伏震度スペクトルを用いた直接基礎の耐震計算例も提案している[7.6.8]。さらに、福井らはエネルギー一定則に基づくフーチングの浮き上がりを解析したり、転倒限界速度の検討を行っている[7.6.9]。また、基礎ではないが、大町らは鐘楼の跳躍を実例に基づいて解析し、物体が実際に移動することを明らかにしている[7.6.10]。

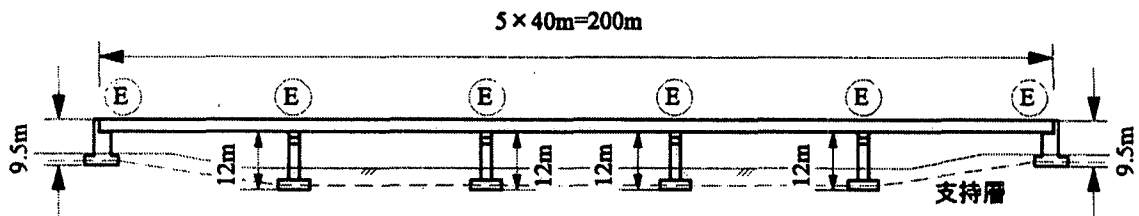
以上のように、直接基礎自体の動的特性に関してはいろいろな角度から検討されてきているが、直接基礎と橋の非線形地震応答に着目した研究は比較的少なく、Ciampoliらが直接基礎を線形ばねに置換して基礎と橋脚の動的相互作用の影響を検討したりしている程度である[7.6.11]。

ここでは、一般規模の橋梁を対象として、現在フーチングが支持地盤から浮き上がらないことを大前提に震度法に基づいて設計されている直接基礎が強震動を受けた場合にロッキング振動により支持地盤から浮き上がる可能性はないのか、また浮き上がるとすれば、これが橋脚の非線形地震応答にどの程度免震効果として作用するのかを検討した例を紹介する。

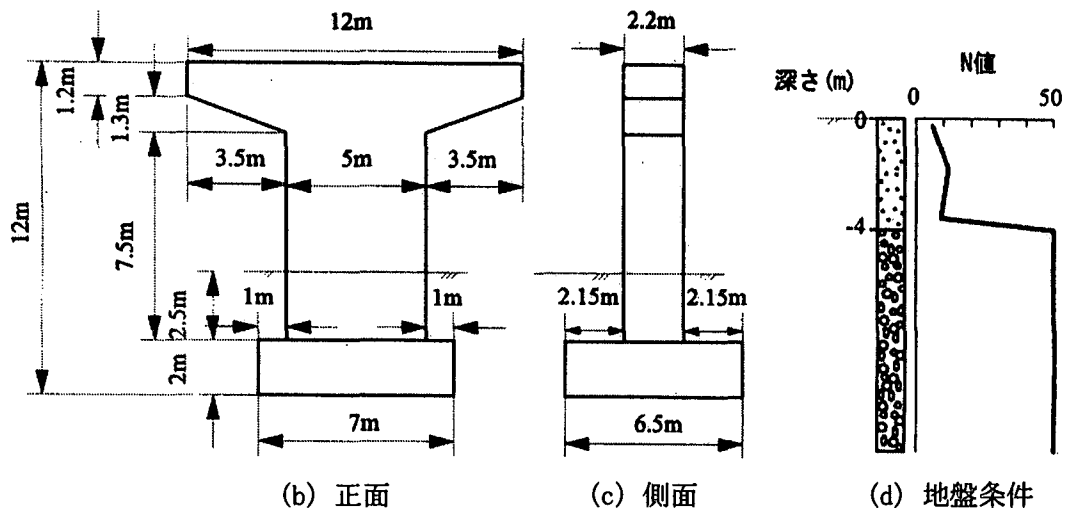
7. 6. 2 解析対象橋

解析対象橋梁を地盤条件とともに図7.6.1に示す。これは、平成8年道路橋示方書[7.6.12]に基づいて試設計された橋[7.6.13]であり、現在ごく一般的に建設されている橋である。上部構造としては、上下線一体の5径間連続高架橋が想定されている。実際の支承条件はゴム支承を用いた地震力分散形式であるが、構造条件や地盤条件が橋軸方向に大きく変化していないため、解析を単純にする目的で、1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分から構成される設計振動単位が解析対象とされている。地盤条件は道路橋示方書に規定されるI種に相当する。表7.6.1に示すように、設計水平震度 $k_h=0.2$ を基準とし、これを0.15, 0.4, 0.5と変化させた場合に対して基礎の寸法が震度法により求められている。震度法による耐震設計では、設計水平震度 k_h が0.4とか0.5といった大きな値を用いることは一般にはあり得ないが、ここでは基礎寸法を大きくした場合の検討を行う際に、これが従来の震度法の設計ではどの程度の設計水平震度 k_h に相当するかを目安として知る目的で、このような値が選定されている。転倒、滑動、支持力の照査を満足するように設計した結果、 k_h が0.15, 0.2, 0.4, 0.5の場合の基礎寸法(橋軸方向、橋軸直角方向)は、それぞれ、4.5m×5m, 6.5m×7m, 8m×9m, 9m×10.5mとなった。地盤支持力や滑動に対しては余裕があり、いずれの基礎においても、基礎寸法は転倒に対する照査条件から定まっている。

直接基礎及び橋脚～上部構造系を図 7.6.2 に示すように離散型骨組構造モデルとしてモデル化する。上部構造は1質点としてモデル化し，橋脚は張出し部と躯体部分に分け，張出し部は剛体と仮定されている。躯体部のうち，塑性ヒンジ区間はひびわれ点を見込んだ Takeda 型の曲げモーメント～曲率関係 [7.6.14] を有する非線形はり要素で，また，これ以外の躯体部分は降伏剛性を有する線形はり要素で，それぞれモデル化されている。フーチングも剛体と仮定し，ロッキングの影響は回転慣性質量によって考慮されている。



(a) 5 径間連続橋



(b) 正面 (c) 側面 (d) 地盤条件

図 7.6.1 解析対象橋脚および地盤条件

表 7.6.1 解析に仮定した直接基礎

設計水平 震度	幅 (m) × 奥行き (m)	橋軸方向			橋軸直角方向		
		支持力 (安全率)	滑動 (安全率)	転倒 (偏心量)	支持力 (安全率)	滑動 (安全率)	転倒 (偏心量)
0.15	4.5 × 5	8.1	3.7	<u>1.36</u>	5.4	3.7	<u>1.57</u>
0.2	6.5 × 7	11.5	3.0	<u>1.53</u>	10.8	3.0	<u>1.76</u>
0.4	8 × 9	6.9	1.6	<u>2.60</u>	6.6	1.6	<u>2.99</u>
0.5	9 × 10.5	7.1	1.4	<u>2.90</u>	7.5	1.4	<u>3.32</u>

注) は，設計でクリティカルとなった条件。

支持力安全率は，極限支持力をフーチング底面に作用する全鉛直力で除した値。

転倒に対する偏心量はフーチング幅の 1/3 以下。

現在一般に行われている動的解析では，地盤の影響は図 7.6.2 (a) に示すように併進およびロッキングに抵抗するばねとしてモデル化される。併進ばねを構成するのはフーチング底面や側面での地盤の抵抗で，この場合にはフーチングが正負いずれの側に並進しても同程度の抵抗を有する。一方，フーチングのロッキングに対する抵抗は，底面における支持地盤の圧縮側の抵抗と側

面におけるせん断抵抗によって発揮される。一般には前者の方が後者よりも大きいためこれを考慮するのが一般的である。Winkler 型の地盤ばねを仮定し、フーチング中心からの距離を x 、この点における単位幅当たりのばね定数を k_{sv} と置く。いま、上部構造、橋脚躯体、フーチング、フーチング上載土を合わせた重量を W とすれば、フーチング底面では支持地盤は

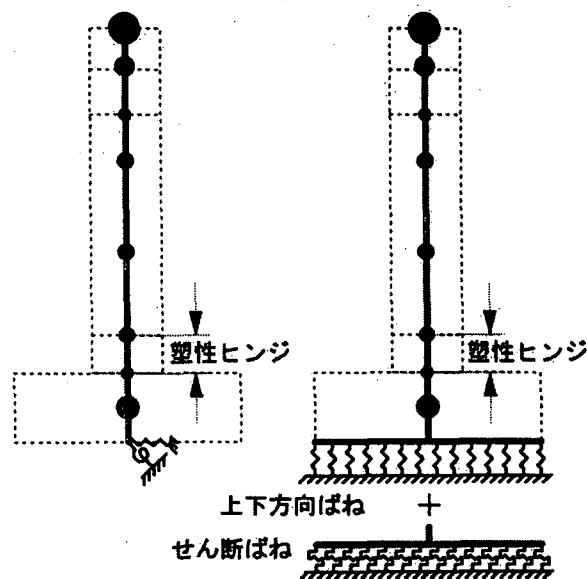
$$v_{FS} = W / (k_{sv} \cdot l) \quad (7.6.1)$$

だけ沈下する。ここで、 l はフーチングの幅である。この状態から図 7.6.3 に示すようにフーチングに曲げモーメントが作用していくと、フーチングは角度 θ_F だけ回転し、フーチングの右端に地盤反力の重心が移行していく。やがてフーチングの左端の上向きの変位 $l \cdot \theta_F / 2$ が式(7.6.1)による静的沈下量 v_{FS} を上回ると、フーチングは支持地盤から離れ、浮き上がるようになる。したがって、フーチング底面の回転ばね定数を $K_{F\theta}$ と置けば、

$$K_{F\theta} = \begin{cases} \int_{-l/2}^{l/2} k_{sv}(x) \cdot x^2 dx & (l \cdot \theta_F / 2 < v_{FS}) \\ \int_X^{l/2} k_{sv}(x) \cdot x^2 dx & (l \cdot \theta_F / 2 \geq v_{FS}) \end{cases} \quad (7.6.2)$$

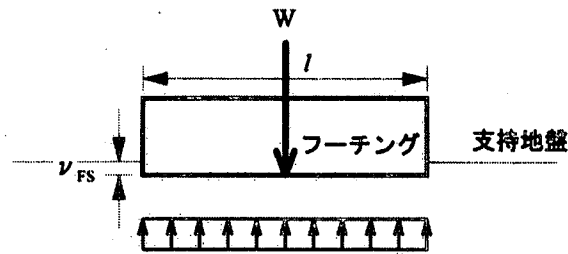
ここで、 X はフーチング底面が支持地盤のもともとのレベルに達する点の座標である。地盤ばね定数の非線形性を見込む場合には、式(7.6.2)においてこれを考慮する必要があることは言うまでもない。ここでは、従来一般に行われているように、フーチングが支持地盤から浮き上がり引張力が作用しても地盤ばねはこれに抵抗し続けるとした場合と、地盤ばねは引張力に抵抗しないとした場合（以下、ノーテンションと呼ぶ）の2種類の条件下でフーチング～橋脚～上部構造系の地震応答を解析する。ノーテンションの場合には、図 7.6.2 (b) に示すように、フーチング底面に Winkler 型の地盤ばねを設け、これらがそれぞれ図 7.6.4 に示すように、圧縮にはばね定数 k_{sv} を、引張には 0 の剛性を有する地盤ばねとしてモデル化した。いずれの場合にも、ばね定数 k_{sv} は道路橋示方書にしたがって求めた。

入力地震動としては、1995 年兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台記録 [7.6.15] および JR 鷹取駅記録 [7.6.16] が用いられている。解析は時刻歴による直接積分法によって行い、履歴減衰によって与えられる以外の逸散減衰や構造減衰をレーリー減衰として与えられている。

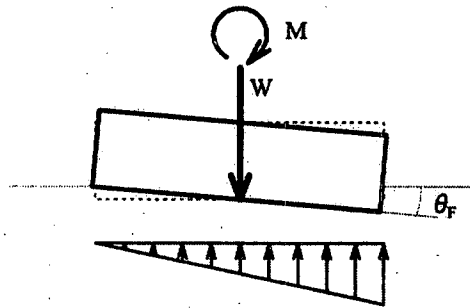


(a) 地盤の引張抵抗を見込む場合 (b) ノーテンション法

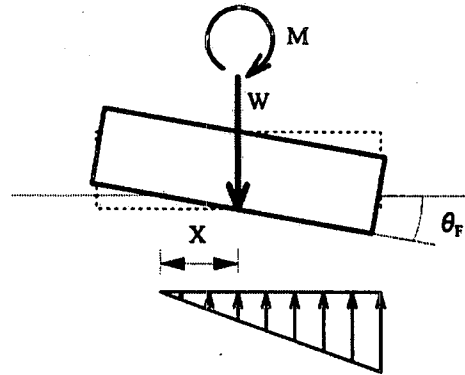
図 7.6.2 解析モデル化



(a) 常時の状態



(b) 左端が浮き上がる瞬間



(c) 左端が浮き上がった状態

図 7.6.3 フーチングの回転と支持地盤における反力分布

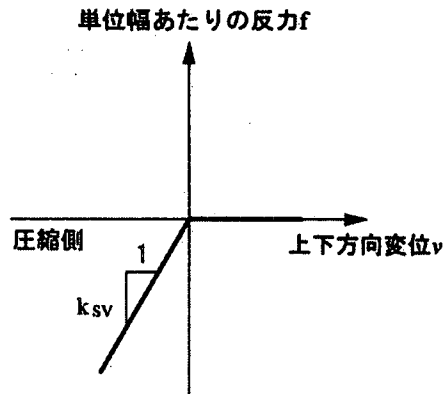


図 7.6.4 ノーテンション法に用いる地盤ばね

7. 6. 3 標準フーチングで支持された場合の地震応答特性

設計水平震度 0.2 を仮定して設計された幅 6.5m×奥行き 7m のフーチングで支持された橋の地震応答を、神戸海洋気象台記録を作用させた場合を例に示すと、図 7.6.5 のようになる。ここで、桁に生じる応答変位は次式によって与えられる [7.6.17].

$$u = u_{Fl} + \theta_F \cdot h_0 + u_{pp} + u_{pf} \quad (7.6.3)$$

ここで、 u_{Fl} : フーチングの併進、 θ_F : フーチングのロッキング回転角、 h_0 : フーチング底面から桁までの距離、 u_{pp} : 橋脚の塑性曲げ変形によって桁に生じる変位、 u_{pf} : 橋脚の弾性曲げ変形によって桁に生じる変位である。図 7.6.5 では、式(7.6.3)による桁の応答変位 u の他にフーチングの回転によって桁に生じる応答変位 $\theta_F \cdot h_0$ も示している。フーチングの併進 u_{Fl} や橋脚の弾性曲げ変形によって桁に生じる応答変位 u_{pf} は小さいため、 u と $\theta_F \cdot h_0$ の差は事実上橋脚の塑性曲げ変

形によって桁に生じる変位 u_p とみなしてもよい。図 7.6.5 によれば、桁の最大応答変位は 0.22m であり、このうちフーチングのロッキングによって生じた最大応答変位は 0.04m と全体の約 20% に過ぎない。これは、図 7.6.5 (3) に示すように、フーチングの最大応答回転角が 0.003rad と小さいためである。

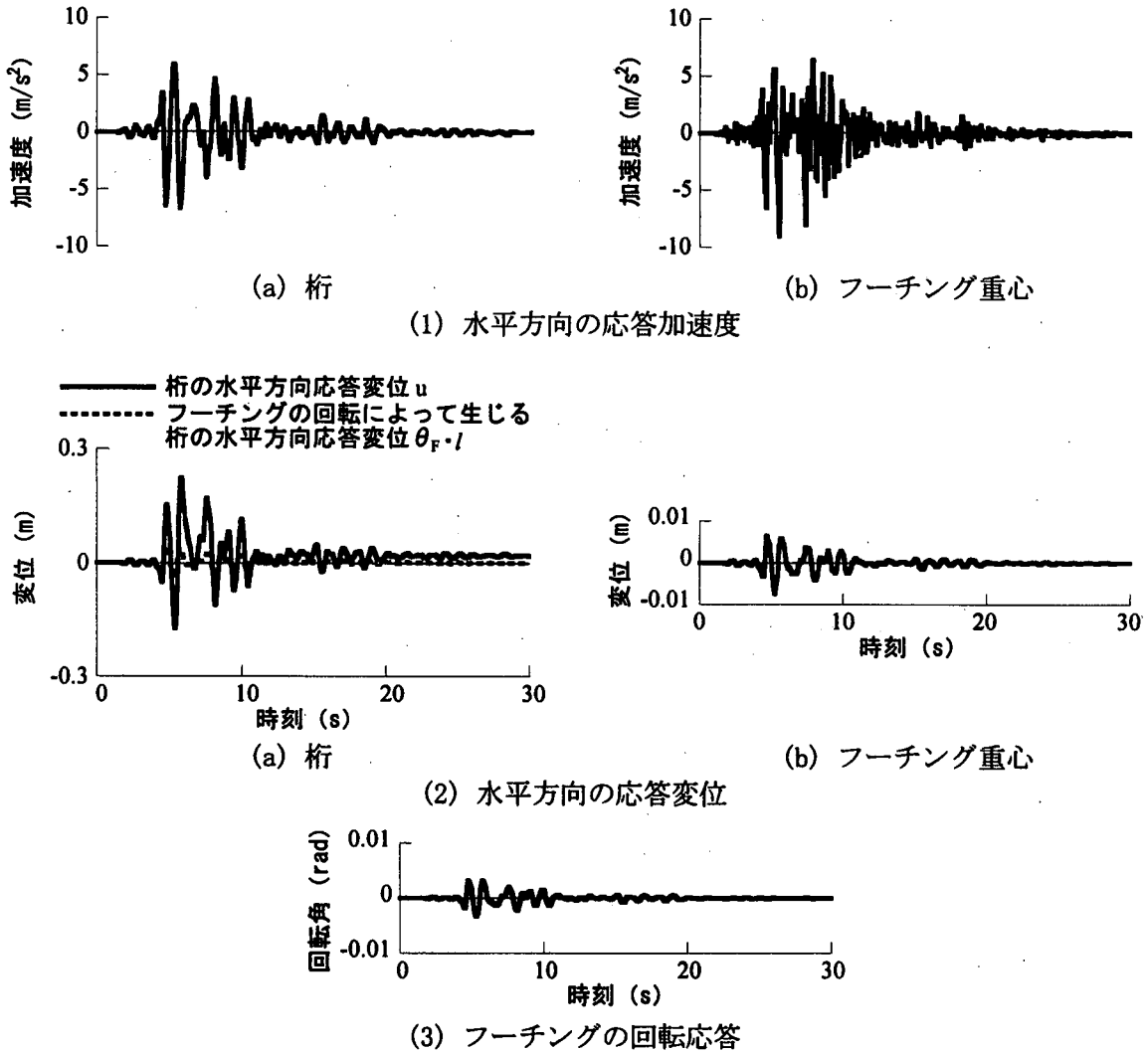


図 7.6.5 回転ばね $K_{F\theta}$ を用いた場合の地震応答 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

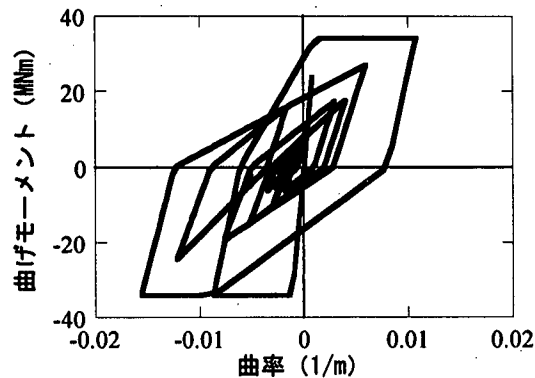


図 7.6.6 回転ばね $K_{F\theta}$ を用いた場合の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

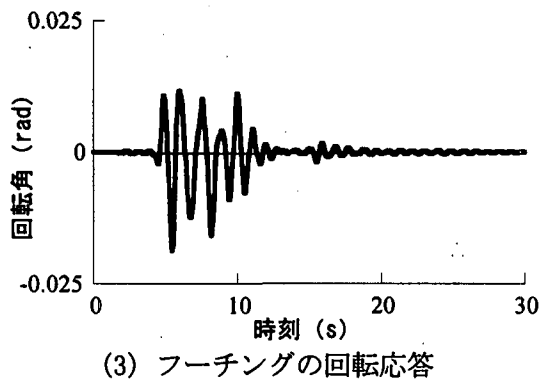
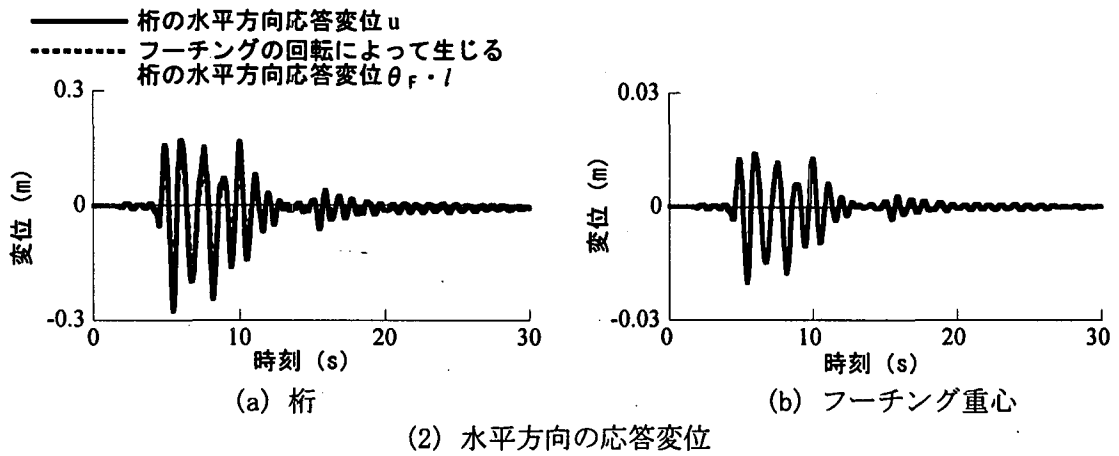
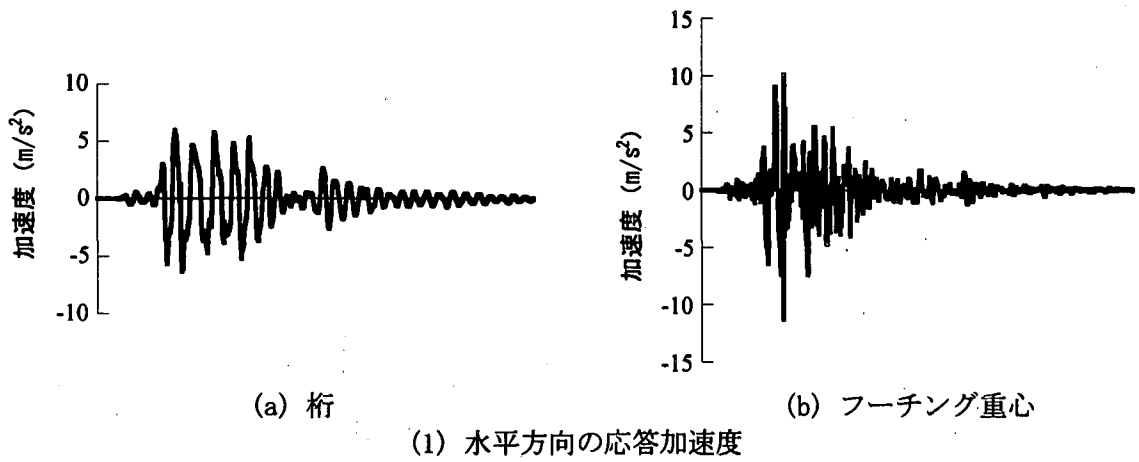


図 7.6.7 ノーテンション法を用いた場合の地震応答 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

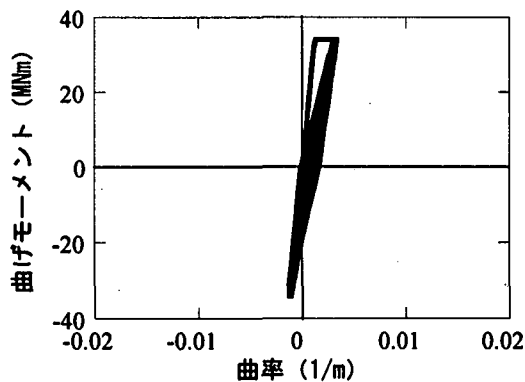


図 7.6.8 ノーテンション法を用いた場合の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

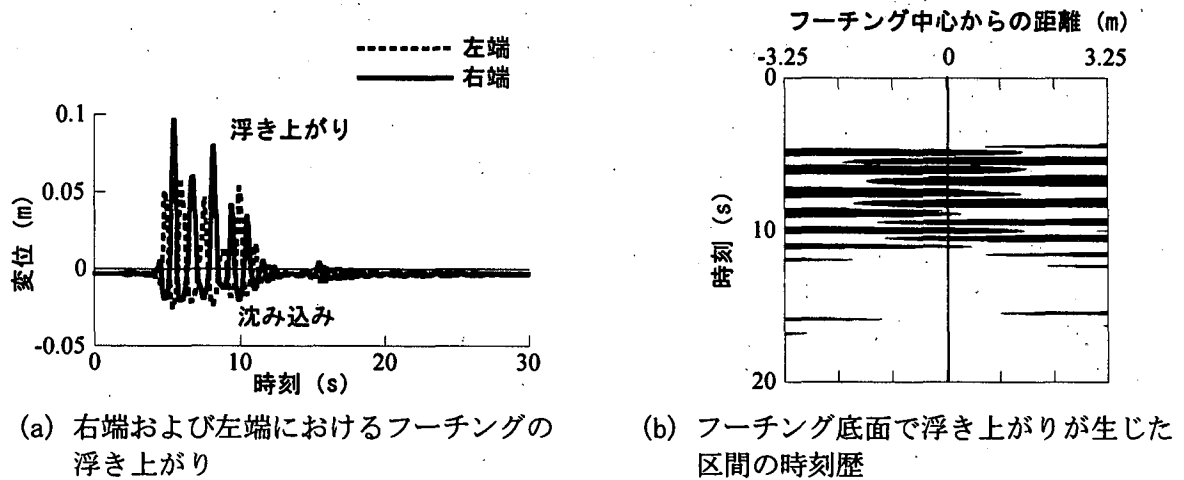


図 7.6.9 フーチングの浮き上がり

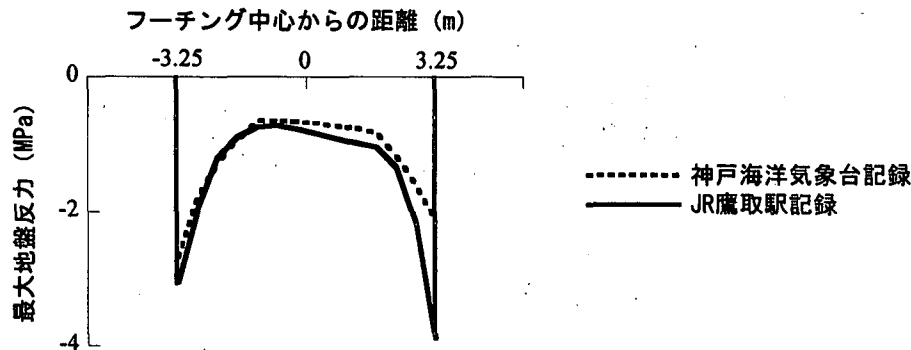


図 7.6.10 フーチング底面に作用する最大地盤反力

桁の最大応答加速度は 6.66m/s^2 と入力地震動の最大加速度 (8.18m/s^2) よりも小さくなっている。これは、主として橋脚の非線形応答によるものである。図 7.6.6 は橋脚基部の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴を示したものである。曲率の最大値は $0.016 (1/\text{m})$ と大きい。最大応答曲率じん性率は 14 に達している。

これに対して、地盤ばねをノーテンションとして解析した橋の応答および塑性ヒンジにおける橋脚の曲げモーメント～曲率の履歴がそれぞれ図 7.6.7, 図 7.6.8 である。この場合にも桁の応答変位にはフーチングのロッキングによって生じる値も比較のために示している。これによれば、桁の最大応答変位は 0.28m であるが、フーチングのロッキングに伴って桁に生じる最大応答変位は 0.22m であり、全体の約 80% に相当している。これは、図 7.6.7(3) に示すように、フーチングのロッキングが最大 0.019rad と大きく、上述した回転ばね $K_{F\theta}$ を用いた場合の回転角 (0.003rad) よりも 6 倍大きくなっているためである。この結果、橋脚基部の塑性ヒンジにおける最大曲率は $0.003 (1/\text{m})$ と上述した場合の約 20% に小さくなっている。ただし、桁の最大応答加速度は 6.29m/s^2 と上述した回転ばね $K_{F\theta}$ を用いた場合とそれほど変わらない。

一方、このときにフーチングの両端にはどれだけの浮き上がりや地盤反力が生じたかを示した結果が図 7.6.9 である。これによれば、フーチングは左端では 0.06m 、右端では 0.1m 程度浮き上がる。ここには示さないが、JR 鷹取駅記録を作用させた場合には、浮き上がり量は最大で 0.2m と 2 倍になる。浮き上がりはフーチングの右端、左端で時間的に交互に起こるため、フーチングの底面が支持地盤から離れる範囲を図 7.6.9 (b) に時刻歴として示している。ある瞬間を取れば、フーチングの一方の端から他端側にフーチング幅のおよそ 80% 程度の範囲が浮き上がることが分

かる。ただし、全面的にフーチングが地盤から浮き上がる（跳躍）状態にはなっていない。

フーチング底面の地盤反力を示した結果が図 7.6.10 である。ここでは、JR 鷹取駅記録を作用させた場合の結果も示している。ロッキングに伴ってつま先立つフーチングの端部で地盤反力が大きくなっており、最大地盤反力は神戸海洋気象台記録を作用させた場合には 2.7MPa、JR 鷹取駅記録を作用させた場合には 3.9MPa 程度である。砂礫層の支持力が 6MPa 程度と見込まれることから、地盤の支持力には問題はないが、地盤の支持力がもう少し低い場合には、フーチングがつま先立った場合に、地盤の降伏が起こり得る。

以上の解析で重要なことは、設計水平震度 0.2 を用いて震度法に基づいてごく一般的に設計される直接基礎が、兵庫県南部地震の際の地震動を受けると、端部から 80%程度までの範囲でロッキングに伴って時間的に交互に浮き上がるという事実である。

7. 6. 4 フーチング幅の異なる直接基礎の地震応答特性

以上は、建設事例の多い設計水平震度 0.2 を用いて震度法で設計した直接基礎に対する検討結果であるが、ここでは、どの程度基礎幅があればロッキングに伴うフーチングの浮き上がりが生じないかを検討するために、基礎幅を表 7.6.1 のように変化させた場合の解析を紹介する。

神戸海洋気象台記録を作用させた場合を例に、桁に生じる応答変位を示すと図 7.6.11 のようになる。 $k_h=0.15$ とした場合（フーチング幅 4.5m）には、桁の応答変位のおよそ 95%がフーチングのロッキングによって生じるのに対して、 $k_h=0.5$ とした場合（フーチング幅 9m）には、フーチングのロッキングによって生じる桁の変位は全体の 10%に過ぎない。フーチングのロッキングによって生じる桁の最大応答変位を桁の最大応答変位と比較した結果が図 7.6.12 である。神戸海洋気象台記録、JR 鷹取駅記録のいずれを作用させた場合にも、フーチング幅を 9m 程度まで大きくすると、フーチングの浮き上がりによる桁の応答変位は小さくなるが、それでもフーチングの両端では、神戸海洋気象台記録を作用させた場合には最大 9mm 程度、JR 鷹取駅記録を作用させた場合には最大 14mm 程度の浮き上がりが生じることに注意しなければならない。

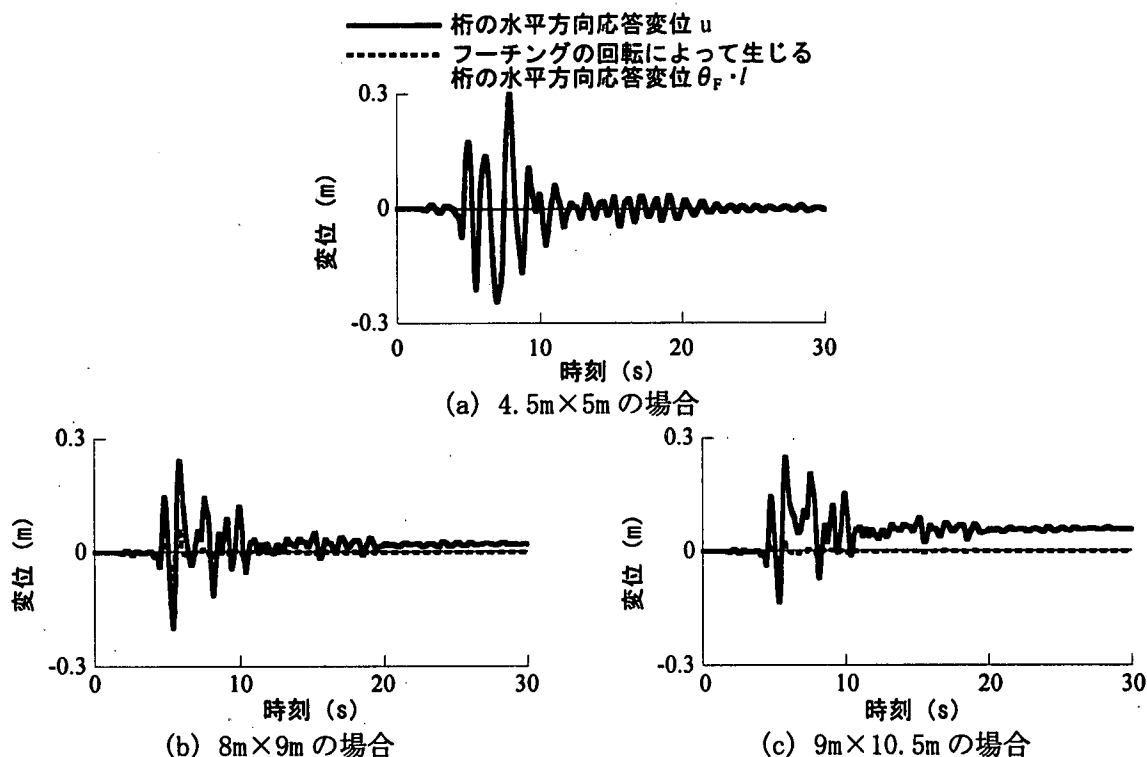
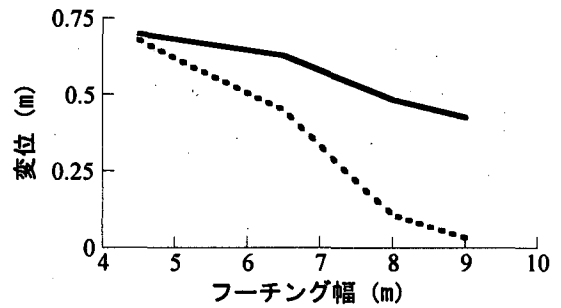
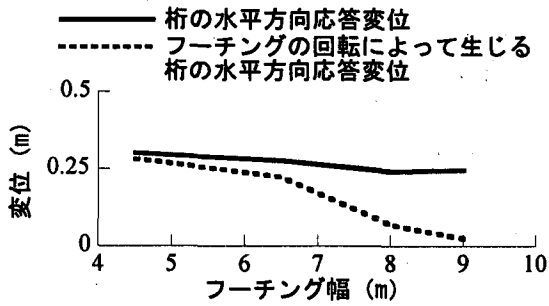


図 7.6.11 異なるフーチング幅を有する直接基礎で支持した場合の桁の応答変位
(神戸海洋気象台記録を作用させた場合)



(a) 神戸海洋気象台記録を作用させた場合 (b) JR 鷹取駅記録を作用させた場合
 図 7.6.12 フーチング幅を変化させた場合の桁の応答変位

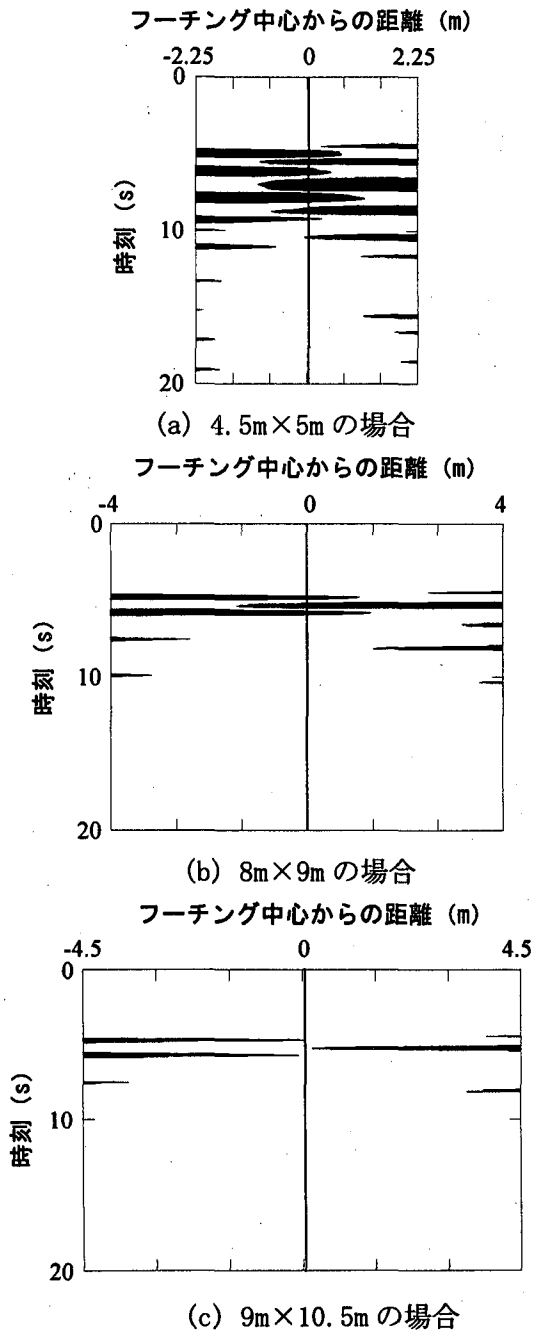


図 7.6.13 フーチング底面において浮き上がりが生じた範囲 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

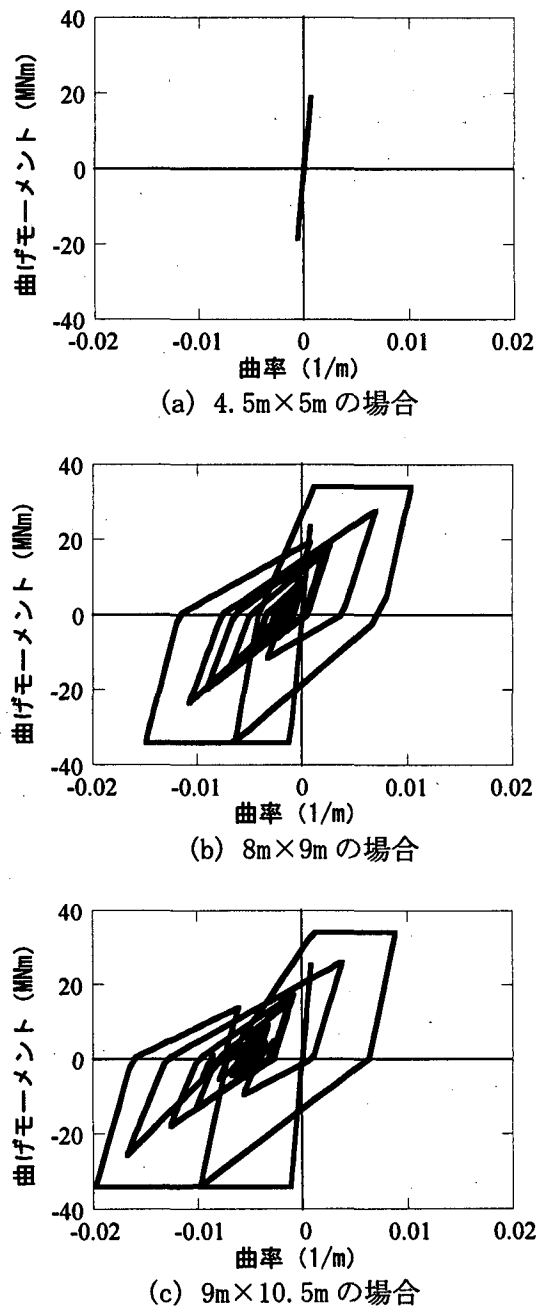
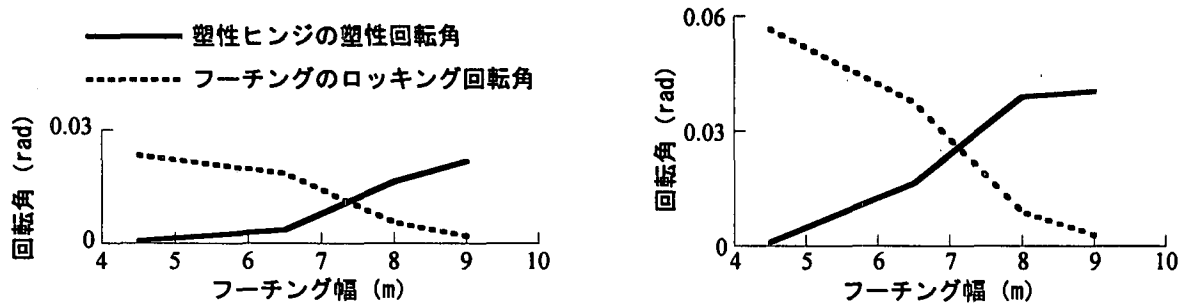


図 7.6.14 橋脚基部の塑性ヒンジにおける曲げモーメント～曲率の履歴 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)



(a) 神戸海洋気象台記録を作用させた場合 (b) JR 鷹取駅記録を作用させた場合
 図 7.6.15 塑性ヒンジの塑性回転角およびフーチングのロッキング回転角の関係

図 7.6.13 はフーチングの底面が支持地盤から離れた範囲を時刻歴として示した結果である。フーチング幅が 4.5m の場合には前章に示したフーチング幅 6.5m の場合とほぼ同じで、フーチング幅の 75%程度が支持地盤から離れるが、フーチング幅を 8m, 9m と大きくすると、支持地盤から離れる範囲は全体の 70%, 50%と次第に狭くなる。また、フーチングが浮き上がる回数もフーチング幅が大きくなるにつれて少なくなる。しかし、フーチング幅を 9m (設計水平震度 $k_h=0.5$) としてもなお底面積の 50%程度の範囲で浮き上がりが生じる。

このようにフーチング幅を変化させることによって、橋脚の塑性ヒンジ化がどのように影響されるかを示した結果が図 7.6.14 である。フーチングのロッキングによって桁に生じる変位が増加するほど、橋脚の塑性ヒンジに生じる塑性曲率は減少しており、フーチングのロッキングが橋脚の応答に対して一種の免震効果を持っていることがわかる。特に、フーチング幅が 4.5m の場合には、橋脚は塑性化せず、弾性応答にとどまっている。これをフーチング幅に対するフーチング回転角 θ_F と塑性ヒンジにおける橋脚の塑性回転角 θ_{pp} の関係として示した結果が図 7.6.15 である。ここで、橋脚の塑性回転角は塑性ヒンジにおける橋脚の最大塑性曲率 ϕ_{pp} と塑性ヒンジ長 L_p から次式によって与えられる。

$$\theta_{pp} = \phi_{pp} \cdot L_p \quad (7.6.4)$$

図 7.6.15 によれば、 θ_{pp} と θ_F はおおむね逆比例の関係にあり、上述した橋脚の非線形応答に対するフーチングのロッキングの免震効果を表している。

7. 6. 5 まとめ及び今後の課題

以上に示したように、設計水平震度 0.2 を用いて震度法で設計した直接基礎によって支持される橋脚高さが 10m 程度のごく一般的な連続高架橋に兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台記録や JR 鷹取駅記録が作用すると、幅 6.5m のフーチング端部は 0.1m (神戸海洋気象台記録) ~0.2m (JR 鷹取駅記録) 浮き上がる可能性がある。神戸海洋気象台記録が作用した場合を例にとると、フーチングの一端から他端側にフーチング幅の 80%程度に相当する区間でフーチングは支持地盤から浮き上がる瞬間がある。ただし、本解析では地下水によるフーチング底面のサクシオンやフーチング側面土のせん断抵抗の影響は考慮していないため、この影響に関しては今後別途考慮する必要がある。

また、フーチング底面地盤の引張側反力を無視したノーテンション解析を行うと、引張側反力を考慮して線形回転ばねでモデル化した場合に比較して、フーチングの抵抗メカニズムの軟化が生じるため、フーチングのロッキング振動が増加し曲げ復元力の低下が生じる結果、橋脚基部の塑性ヒンジにおける塑性回転角が減少する。すなわち、フーチングの浮き上がりやこれに伴うロッキングの増大は、橋脚の塑性回転応答に対しては一種の免震効果として作用する。この効果は、フーチング幅を小さくすれば増大し、フーチング幅を大きくすれば減少する。フーチング幅を 9m

程度にしてもなおフーチングには9mm(神戸海洋気象台記録)～14mm(JR 鷹取駅記録)程度の浮き上がりが端部に生じる。

参考文献

- 7.6. 1) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論，土木学会誌，10-5，1924
- 7.6. 2) 小林啓美：単体の転倒と震度，日本建築学会研究報告，No. 8，1950
- 7.6. 3) Ishiyama, Y. : Motion of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, 1982
- 7.6. 4) 川島一彦，運上茂樹：地震に対する剛体基礎の回転振動の解析，土木技術資料，32-10，pp. 60-66，1989
- 7.6. 5) 川島一彦，運上茂樹：基礎地盤の変形と軟化を考慮した剛体基礎の動的な転倒解析法，土木技術資料 33-3，pp. 54-59，1991
- 7.6. 6) 川島一彦，運上茂樹，向秀毅：地震時の直接基礎の回転振動特性，土木技術資料 36-7，pp. 50-55，1994
- 7.6. 7) 羽矢洋，西村昭彦：大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案，土木学会論文集，No. 595，VI-39，pp. 127-140，1998
- 7.6. 8) 羽矢洋，西村昭彦，佐野弘幸：所用降伏震度スペクトルによる直接基礎の設計例，第25回土木学会地震工学研究発表会，pp. 597-600，1999
- 7.6. 9) 福井次郎，西谷雅弘，横田真一，岩田克司：直接基礎の耐震設計法に関する検討，第4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，土木学会，pp. 409-414，2000
- 7.6. 10) 大町達夫，翠川三郎，本多基之：1909年姉川地震で鐘楼の移動から推定した地震動強さ，構造工学論文集，41A，pp. 701-708，1995
- 7.6. 11) Ciampoli, M. and Pinto, P. E. : Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121-5, pp. 806-814, 1995
- 7.6. 12) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1996
- 7.6. 13) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997
- 7.6. 14) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. M. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of Structural Division*, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970
- 7.6. 15) (財) 日本気象協会：気象庁87型電磁式強震計データ，平成7年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録，1995
- 7.6. 16) Nakamura, Y. : Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, *JR Earthquake Information*, No. 23c, 1995
- 7.6. 17) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No. 619/I-47，pp. 131-144，1999

(執筆者：川島一彦)