

分布地盤ばねモデルによる 地震後の直接基礎の沈下量評価法

西村 隆義* 西岡 英俊**
 神田 政幸** 舘山 勝***

An Evaluation Model of Residual Settlement of a Structure with Spread Foundation by Means of a Distributed Spring Model

Takayoshi NISHIMURA Hidetoshi NISHIOKA
 Masayuki KODA Masaru TATEYAMA

Residual settlement and inclination are important indices in evaluating the reparability of structure with spread foundation. However, the evaluation of these indices has not been adequately established. In this paper, we proposed a distributed spring model for a calculation model, and its validity was confirmed by comparing the model with the results of static loading tests and dynamic loading tests. In addition, we proposed a base plasticity ratio for an evaluation index of residual settlement. We confirmed through numerical simulations that residual settlement can be restricted by regulating the base plasticity ratio from 10 to 20%.

キーワード：直接基礎，沈下量，分布地盤ばねモデル，底面塑性化率

1. はじめに

直接基礎で支持される鉄道構造物の多くは、用地幅の制約から橋脚高さに比して基礎幅が比較的小さいため、地震時には滑動よりも回転変形が卓越する。特にL2地震動クラスの大地震時には、浮き上がりおよび支持地盤の塑性化に起因する非線形挙動が顕著となる。このような直接基礎のL2地震時の挙動に対して、現行の「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物」（以降、現行基礎標準と呼ぶ）および「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」（以降、現行耐震標準と呼ぶ）では、直接基礎の全地盤抵抗を底面に集約し、図1に示すように浮き上がり限界モーメントで剛性が低下し、フーチング底面の塑性化を考慮して求まる最大抵抗モーメントを上限値としたトリリニア型の回転バネで表現し、設計を行っている。このモデル化は過去に実施された直接基礎の各種模型実験、実構造物の載荷試験等に基づき設定¹⁾されたものであり、それ以前の震度法（基準水平震度0.2）により設計された直接基礎構造物と同程度の設計結果となるようにキャリブレーションされたものである。

一方、直接基礎に関する耐震設計の性能規定化を図る上では、特に復旧性において、地震後の残留沈下あるいは残留傾斜の評価が重要となる。実際の地震被害として

も、構造物の崩壊や、転倒に至らずとも残留沈下や傾斜の発生により復旧上、支障を来した事例も報告²⁾されており、性能規定化された設計標準では基礎の残留沈下量が重要な照査指標となるのは明らかである。しかしながら、現行の回転バネモデルでは、地盤ばねをフーチング中央に集約させているため、回転変形後の累積的な沈下量を算定することができない。

そこで本論文では、直接基礎の沈下量の算定法として、鉛直方向地盤ばねをフーチング全体に分割して分布させる分布地盤ばねモデルを提案し、静的載荷実験および振動実験のシミュレーションにより検証を行った。また、基礎底面の塑性化領域を指標とした底面塑性化率を新たに定義し、これを用いて地震後の残留沈下量を評価する方法を提案した。

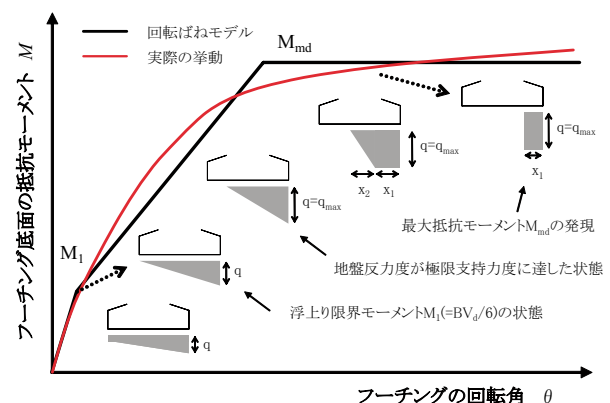


図1 直接基礎の底面地盤反力度と回転特性の考え方

* 構造物技術研究部（耐震構造）
 ** 構造物技術研究部（基礎・土構造）
 *** 構造物技術研究部

特集：基礎構造物の設計技術

2. 分布地盤ばねモデルの提案

2.1 分布地盤ばねモデルの概要と設定方法

本論文で提案する分布地盤ばねモデルは、直接基礎の地盤抵抗を鉛直地盤ばねとしてフーチング全面に分割して配置し、各ばねにバイリニア型の非線形特性を持たせたモデルである。分布地盤ばねモデルの概念図を図2に、各ばねの非線形特性および履歴特性を図3に示す。各鉛直地盤ばねの非線形特性は、押し込み方向には基礎標準に示されるバイリニアモデルとし、浮き上がり方向には抵抗力を發揮しない非対称の骨格曲線とする。押し込み側の初期剛性は、鉛直地盤反力係数から求める。降伏点となる鉛直支持力度は、現行の回転ばねモデルにおける最大抵抗モーメント M_{md} が作用した状態での偏心・傾斜の影響³⁾、⁴⁾により低減した鉛直支持力度 q_d である。低減された鉛直支持力度は、簡易な繰返し計算により算出可能である。降伏後は数%程度の2次勾配を考慮する。各地盤ばねの履歴特性は、押し込み側の塑性変位量を記憶する非対称のSlip型とする。具体的には降伏点を通過した後に除荷された場合には初期剛性で低下し(図3①)、反力がゼロとなると浮き上がり変位のみが増加する(同②)。浮き上がっている状態から押し込み側に変位すると、それ以前の最大沈下時の履歴(同②→①)を通過して反力が發揮される(同③)。累積沈下を表現するために、このような非対称のSlip型の履歴特性を用いるのが本手法の特徴である。

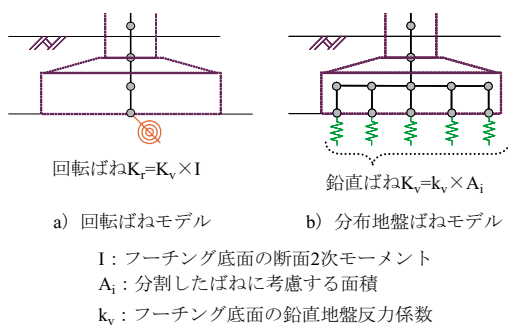


図2 回転ばねモデルと分布地盤ばねモデル

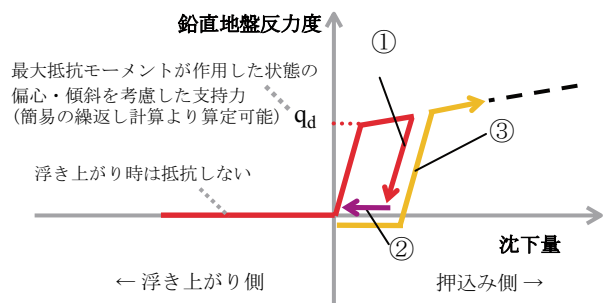


図3 分布地盤ばねモデルにおける各地盤ばねの履歴特性

2.2 静的荷重実験のシミュレーション

提案した分布地盤ばねモデルの検証を行うため、(独)土木研究所で実施された直接基礎模型の静的水平交番載

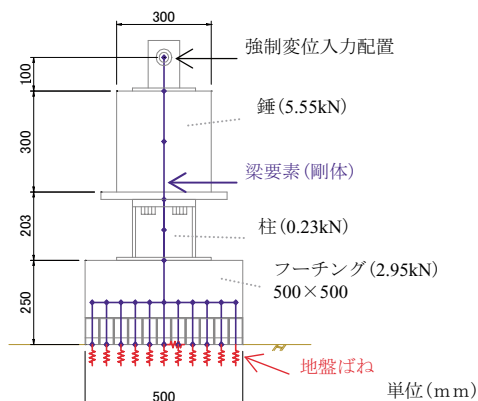


図4 供試体の概要及び解析モデル

表1 地盤の相対密度と解析モデルの入力値

Case	地盤の相対密度	鉛直地盤反力係数	M_{md} 時の q_d	M_{md}
1	$D_r=80\%$	107,700 (kN/m ³)	133.9 (kN/m ²)	1.61 (kNm)
2	$D_r=60\%$	76,400 (kN/m ³)	99.7 (kN/m ²)	1.42 (kNm)

荷実験⁵⁾を対象としたシミュレーション解析を実施した。実験供試体は高さ約900mm、フーチング底面は500mm×500mmの矩形で、全体重量は8.73kNである。図4に供試体の概要と解析モデルを示す。地盤の条件は相対密度 $D_r=80\%$ 、 60% の2種類で、鉛直荷重実験より得られた極限支持力度(最大荷重強度)はそれぞれ979.2kN/m²、515.2kN/m²であり、模型重量に対する支持力の安全率はそれぞれ28.0、14.8となっている。解析モデルは、実験における底面ロードセルの分割数と同じ11分割として、鉛直地盤ばねを分布させた。フーチングは剛な梁でモデル化した。各地盤ばねの初期剛性となる鉛直地盤反力係数は、鉛直荷重実験から最大荷重の約1/2の荷重レベルでの割線剛性として算出した。各鉛直地盤ばねの降伏点は鉛直荷重実験で得られた極限支持力度から、基礎標準で定義される最大抵抗モーメント M_{md} を繰返し計算より算出し、 M_{md} 時の鉛直支持力度とした。解析モデルの主な入力値を表1に示す。荷重方法は、フーチング端部が浮き上がる時の水平変位を δ_y として、その倍率を変化させた変位制御の交番繰返し荷重で与えている。本検討では、実験で内陸直下型地震動を想定した荷重パターン(文献⁵⁾中のType II荷重パターン)を解析対象として、水平ジャッキ位置の実測水平変位履歴をそのまま強制変位として静的に作用させて解析を行った。

図5に、 $D_r=80\%$ における抵抗モーメントとフーチング中心の回転角の $(M-\theta)$ 関係、および鉛直変位と天端の水平変位の関係(変位軌跡)を示す。 $M-\theta$ 関係では、最大値には若干の差があるものの、 $\theta=0.05\text{rad}$ 以降の部分ではほぼ同等の結果が得られており、表1に示す現行基礎標準における最大抵抗モーメント M_{md} も同程度となった。除荷時の履歴ループは、ほぼ原点指向型のループを描いているが、実験よりも解析のほうが原点指向がより顕著となっている。鉛直変位-水平変位関係は、実験値と解析値

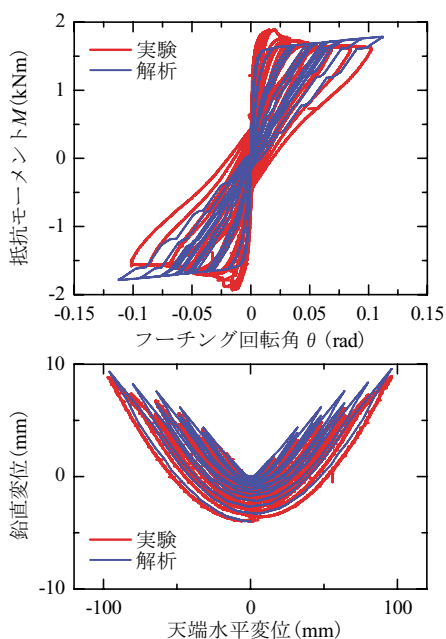


図5 Case1 ($D_r=80\%$)における実験と解析の比較
(上: $M-\theta$ 関係 下: 鉛直変位-天端水平変位関係)

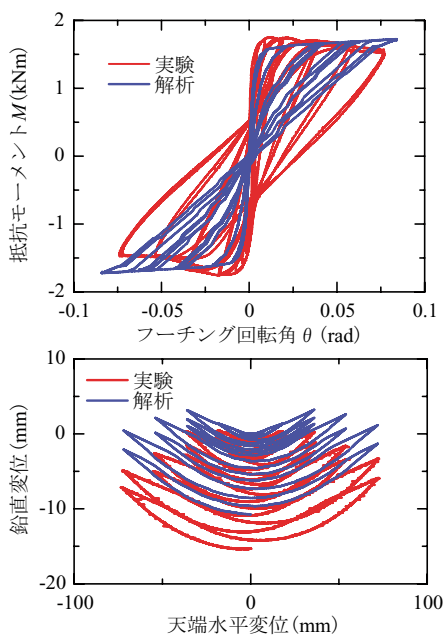


図6 Case2 ($D_r=60\%$)における実験と解析の比較
(上: $M-\theta$ 関係 下: 鉛直変位-天端水平変位関係)

でほぼ同様の軌跡を描いており、浮き上がりを生じながら徐々に沈下する挙動が表現できていることがわかる。

図6に、 $D_r=60\%$ における $M-\theta$ 関係、および鉛直変位と天端の水平変位の関係を示す。 $M-\theta$ 関係では、 $D_r=80\%$ と同様、最大値には若干の差があるものの、 $\theta=0.05\text{rad}$ 以降の部分では同等の結果が得られており、表1に示す M_{md} とも同程度となった。除荷時の履歴ループは、実験結果は $D_r=80\%$ よりも膨らみが大きくなっているのに対して、解析は $D_r=80\%$ と同様に原点指向型のループになっており、地盤の塑性化が生じる場合にはかなり大きな履歴減衰が

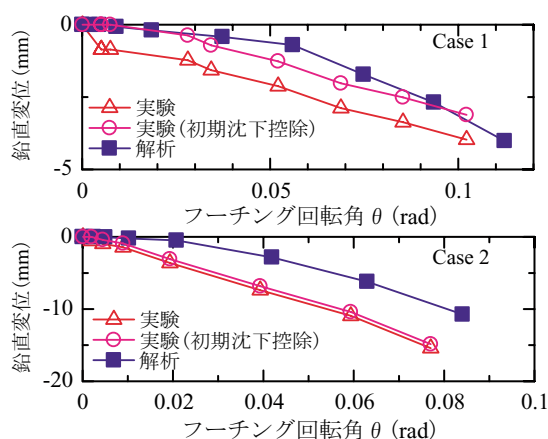


図7 鉛直変位と各載荷サイクルの回転角の関係
(上:Case1 ($D_r=80\%$) 下:Case2 ($D_r=60\%$))

生じているが、提案モデルでは履歴減衰が小さい結果となる。一方、鉛直変位-水平変位関係については、 $D_r=80\%$ よりも1サイクルあたりの沈下量が大きくなり、浮き上がりよりも沈下が顕著となる傾向が、解析でも表現できていることがわかる。図7に各交番載荷サイクル終了時(水平変位が0に戻った時点)の鉛直変位と各サイクルでのフーチングの最大回転角の関係を示す。実験では両ケースともに、回転角が小さい初期の荷重段階で1mm程度の沈下を生じている。これは、模型設置時の地盤の表層部分の緩み分によるものと考えられる。実際の構造物では上部工構築およびその後の供用での活荷重の作用により、このような初期の沈下は収束すると考えられるため、地震時挙動の評価を主目的とする本提案モデルでは、この影響は無視することとする。図7には、初期沈下を除いた実験値もあわせて示した。回転角が増加すると地盤の塑性化が顕著になり沈下量が増加する傾向は、地盤の相対密度の違いに応じて精度良く表現できている。このように提案モデルでは、直接基礎の回転挙動による地盤の塑性化に起因した累積沈下量の評価できることが確認できた。

2.3 振動実験のシミュレーション

(独) 土木研究所では、2.2と同様の実験模型を用いた振動実験⁶⁾が実施されている。実験は $D_r=80\%$ の地盤を対象に実施された。本節では振動実験を対象にシミュレーション解析を実施した。解析は、2.2と同様の解析モデルおよび履歴モデルを用い、表2に示すように各鉛直地盤ばねの降伏点をパラメータとした2ケースを実施した。CaseAは振動台実験での底面ロードセルの実測値からばねの降伏点を設定し、CaseBは鉛直載荷実験で得られた極限支持力度から、2.2の静的載荷実験のシミュ

表2 解析における地盤ばねの非線形特性

Case	鉛直地盤反力係数	M_{md} 時の q_d	M_{md}
A	107,700 (kN/m ³)	130.0 (kN/m ²)	1.56 (kNm)
B	107,700 (kN/m ³)	110.1 (kN/m ²)	1.46 (kNm)

特集：基礎構造物の設計技術

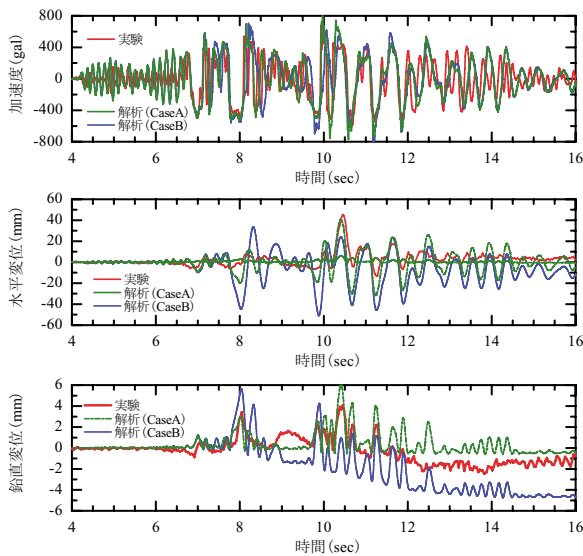


図8 振動実験における応答値の比較

(上：天端水平加速度，中央：天端水平変位，下：鉛直変位)

レーションと同様の考え方に加えて、静的実験と動的实验の重心位置の違いを考慮して算出した鉛直支持力度より、ばねの降伏点を算定した。なお、CaseAに対してCaseBは安全側の小さな値となった。実験では、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された加速度波形(NS成分)の振幅を80%に低減したものを振動台に入力している。本検討では、その時に地表面で得られた加速度記録を入力地震動とし、フーチング底面より入力した。減衰は、固有値解析を実施し得られた1次モード(7.55Hz)で減衰定数が3%となるように剛性比例で設定した。

図8には模型天端の水平加速度、水平変位および底面の鉛直変位に着目した比較結果を、また図9には、 $M-\theta$ 関係を示した。水平加速度と水平変位に着目すると、CaseAでは、加速度は解析結果のほうが若干大きいものの10sec付近まで実験とほぼ同等の結果が得られており、水平変位もよい相関が得られた。一方、CaseBでは8sec付近まで実験と同様に挙動するがそれ以降の挙動が大きく異なっており、水平変位は実験値よりも大きく応答している。実験と解析の挙動に差が出るのは、CaseAで10.3sec付近、CaseBで8.2sec付近でフーチング底面の鉛直ばねが50%以上塑性化し、大きく剛性低下した影響であると考えられる。これを踏まえて $M-\theta$ 関係に着目すると、初期剛性と剛性低下後の勾配が見られ、初期剛性の勾配は実験の勾配と整合しているのが分かる。

鉛直変位に着目すると、振動実験での実測沈下量は1~2mm程度となったが、静的実験と同様に地表面付近の地盤の緩みに伴う初期沈下が含まれており、0.05rad程度の最大応答回転角に達したのが1波のみであったことも考慮すれば回転挙動による底面地盤の塑性化に起因した沈下はほとんど生じていないといえる。底面ロード

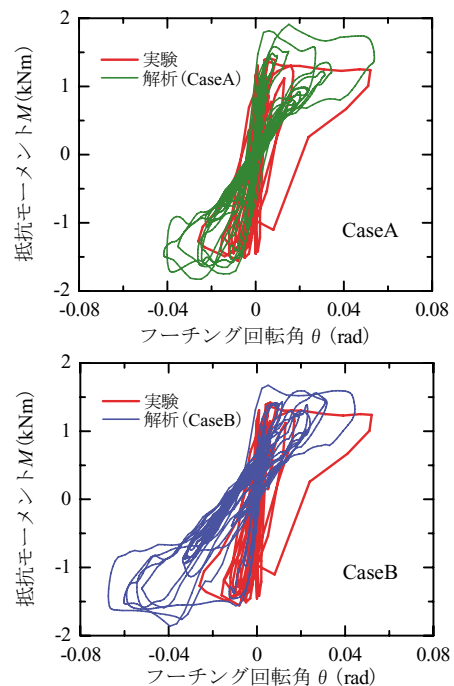


図9 振動実験における $M-\theta$ 関係の比較

セルから地盤ばねの降伏点を設定したCaseAではほとんど沈下しない結果となり、実験結果を評価できていることがわかる。一方、安全側に地盤ばねの降伏点を算定しているCaseBでは実験と異なり8sec付近から累積的に沈下しており、沈下量あるいは最大応答回転角を実験よりも安全側に評価する結果となった。

なお、CaseBの地盤ばねの降伏点の設定の考え方(偏心・傾斜に応じた支持力度低減の考え方)は、2.2の静的載荷実験での結果と同一であるが、この考え方で静的載荷実験での累積沈下量は精度良く評価できていたのに対して、振動実験では安全側に過大な累積沈下量を評価する結果となった。これは、現行の支持力度低減の考え方が静的載荷実験に基づいて設定されたものであり、支持力度の載荷速度依存性⁷⁾や偏心・傾斜の影響の評価精度(特にフーチング部の動的応答の影響)などの動的効果分を安全側に無視しているために、このような静的実験と振動実験での評価精度の違いが生じたものと考えられる。

以上の結果より、提案モデルで動的解析を実施した場合でも、大きく地盤が塑性化するまでの領域は、挙動を概ね精度良く表現でき、累積沈下量も安全側に過大に評価できることが確認できた。また地盤ばねの降伏点の設定の考え方について、今後動的効果の影響を考慮した算定方法を検討することで、評価精度の向上が期待できる。

3. 底面塑性化率による沈下量の評価

3.1 底面塑性化率の定義

前述したように、比較的背の高い直接基礎橋脚では、

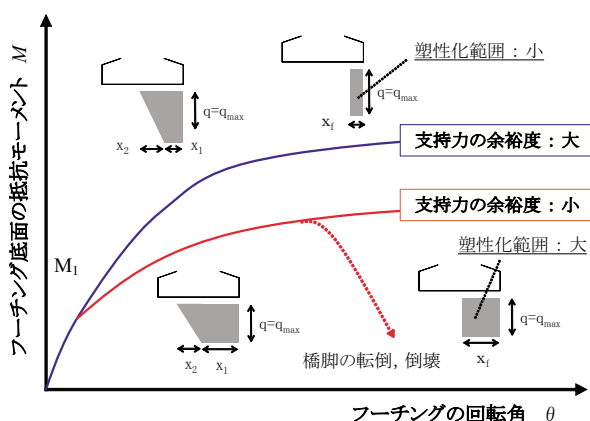


図10 支持力の余裕度の違いによる挙動の変化

L2地震時に回転挙動が卓越し、浮き上がりや地盤の塑性化が発生する。地盤の支持力の余裕度が比較的小さい直接基礎では、図10に示すように浮き上がり後の地盤の塑性化領域が広範囲に及ぶため、想定以上の残留変位や傾斜および沈下の発生の可能性や、地震時においては一方向に累積的に変形が進み倒壊する可能性がある。性能設計という観点からは、このような破壊形態を回避するため、2章において提案した分布地盤ばねモデルを用いて地震時の沈下量を算定して照査するのが直接的である。しかしながら、分布地盤ばねを用いて累積沈下量の応答値を算定するため、詳細な動的解析（非線形時刻歴応答解析）を行う必要がある。一方、一般的な設計では現行耐震標準に示される静的非線形解析（プッシュオーバー解析）と非線形スペクトル法の組合せにより、地震による動的な影響を簡易的に評価している。すなわち、設計実務上は静的非線形解析での応答値から簡易的に地震時の沈下量を評価できる指標が必要となる。そこで、浮き上がり後の非線形領域までの応答を考慮した設計を行う場合に、基礎の沈下量と相関の高い照査指標として、底面地盤の塑性化する領域の割合を表す「底面塑性化率」を新たに定義し、これが一定値以下であることを照査する照査手法を提案する。

長方形基礎の一方方向荷重における底面塑性化率は、最大抵抗モーメント M_{md} 時における、基礎幅 B に対する底面の塑性化領域の幅（図10中 x_f ）の比 x_f/B で定義され、具体的には、 M_{md} 時の偏心・傾斜の影響を考慮して低減した鉛直支持力度 q_d と鉛直荷重 V_d との釣り合いから式(1)で求めることができる。

$$\frac{x_f}{B} = \frac{V_d}{q_d \times L \times B} \quad (1)$$

なお、ここで底面塑性化率 x_f/B はフーチング底面の中心位置から片側分の値として扱うものとする。また、底面塑性化率は M_{md} 時で定義されるため、構造物諸元のみならず、地震動の大きさ（≒応答回転角）には依存しないこととなる。

3.2 底面塑性化率と分布地盤ばねモデルによる沈下量の関係

底面塑性化率と沈下量の関係を把握するため、2章で提案した分布地盤ばねモデルを用いて、地盤の支持力をパラメトリックに変化させた解析を行った。解析は2章でモデル化の検証に用いた土木研究所の実験データを用いて、静的交番荷重解析を実施した。パラメータとなる支持力は、 $D_r=80\%$ の実験ケースの支持力を基準（100%）とし、25%から125%まで25%刻みで支持力を変化させた。なお、 $D_r=60\%$ の実験データは、基準支持力の50%相当であるため、50%ケースは $D_r=60\%$ のデータを用いた。地盤反力係数は、 $D_r=80\%$ と 60% のケースの値を基本として線形補間し、各ケースに内挿、外挿することで求めた。各ケースに入力する支持力度、地盤反力係数、および収束計算より求めた M_{md} 時の底面塑性化率を表3に示す。静的非線形解析は変位制御で行った。与える変位量は、浮き上がり点での回転角 $\theta_f (=M_f/K_f)$ の3倍とした降伏回転角 $\theta_y (=3 \cdot \theta_f)$ を基本として、 θ_y に関する比率 μ （=塑性率）を1/3, 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 15と変化させ、正負方向に各変位を3回繰り返し載荷することで影響を検討した。

図11に、底面塑性化率と鉛直変位の関係を示す。現行耐震標準における基礎の安定レベル2に相当する塑性率6に着目すると、底面塑性化率 x_f/B が35%を超えると沈下量が增大しているのが分かる。次に、基礎の安定レベル3に相当する塑性率10に着目すると、底面塑性化率 x_f/B が30%を超えると沈下量が增大しているのが分かる。これらの結果より、沈下量は塑性率よりも底面塑性化率との相関が高いことが分かる。また、設計における制限値を超える塑性率15まで考慮しても、底面塑性化率が25%程度までは、大きく沈下が増大しないことが確認できた。

表3 底面塑性化率確認解析での解析ケース

Case	基準支持力に対する比率	支持力度 q_{md} (kN/m ²)	鉛直地盤反力係数 k (kN/m ³)	M_{md} 時の底面塑性化率 x_f/B	常時の支持力安全率 q_{md}/q_s
11	125%	1224.0	123,400	0.24	35
12 ※1	100%	979.2	107,700	0.26	28
13	75%	734.4	92,100	0.30	21
14 ※2	50%	515.2	76,400	0.35	15
15	25%	244.8	60,700	0.47	7

※1：静的実験 $D_r=80\%$ のケース ※2：静的実験 $D_r=60\%$ のケース

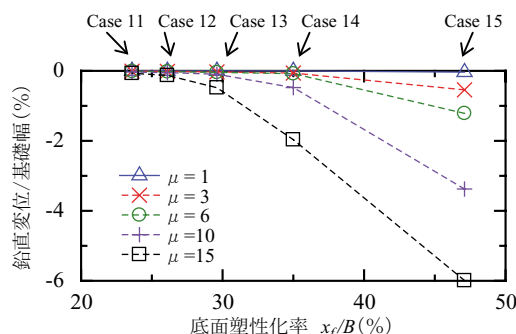


図11 鉛直変位と底面塑性化率の関係

特集：基礎構造物の設計技術

3.3 底面塑性化率の制限値の設定

現行標準における直接基礎の照査は、常時での支持力安全率と目標とする耐震性能に対して定められた基礎の安定レベルを照査することとしている。基礎の安定レベルの照査は、塑性率を指標として行われており、設計地震動に対して算定した応答値が制限値を超えないことを確認することとなる。底面塑性化率の制限値を設定するにあたり、既往の直接基礎橋脚の設計事例（非線形スペクトル法による設計事例）を収集し、(1)式より底面塑性化率を算出して、現行耐震標準における制限値である塑性率や支持力安全率との関係を比較した。なお、底面塑性化率を算出する際の地下水位は、いずれもフーチング下面としている。収集した設計事例は、早期に機能が回復できることを目標とした耐震性能Ⅱ（基礎の安定レベル2）で設計されたものを対象としており、塑性率の現行耐震標準の制限値は6である。また、線路直角方向に対して設計され、基礎の支持力係数 α_f を考慮しないケースを対象とした。図12は、降伏震度を横軸に各事例の応答塑性率と底面塑性化率をプロットしたものである。この結果より、塑性率6で設計した既往の直接基礎橋脚の底面塑性化率は、降伏震度に関わらず概ね10～20%であることがわかる。また、図13には、底面塑性化率と常時（長期使用限界状態）の支持力安全率の関係を示す。常時の支持力安全率が大きいほど底面塑性化率が低くなる傾向にあるが、ばらつきは大きい。

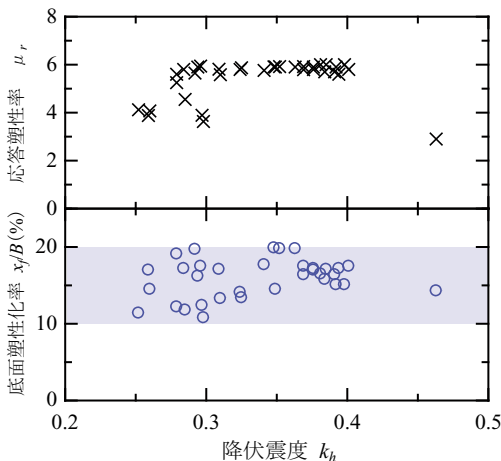


図12 応答塑性率、底面塑性化率と降伏震度の関係

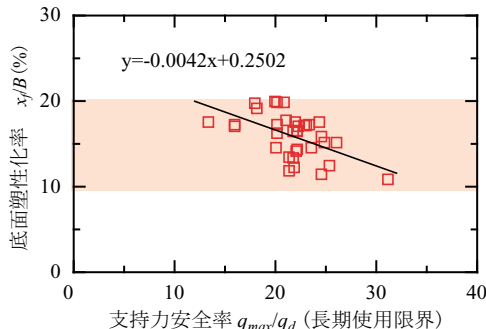


図13 底面塑性化率と支持力安全率の関係

以上の図12～図13の結果より、底面塑性化率の制限値はコードキャリブレーションによる安全側の設定として、10～20%を提案する。

4. まとめ

本論文では、直接基礎の沈下量の評価を行うため、設計モデルの提案を行った。その結果、以下のようなことが分かった。

- (1) 非線形時刻歴応答解析による地震時の直接基礎の沈下量評価法として、分布地盤ばねモデルを提案した。実験シミュレーションによる検証の結果、大きく剛性低下するまでの挙動を精度良く求めることが出来ること、また偏心・傾斜の影響により低減した鉛直支持力度をモデルの降伏点に用いることで、沈下量を安全側に算定できることが分かった。
- (2) 地震時の直接基礎の沈下量の照査指標として底面塑性化率を提案した。底面塑性化率と沈下量の関係を解析的に検討した結果、底面塑性化率が大きいほど、地震時に発生する沈下量が急激に増大する傾向が確認できた。また、底面塑性化率を10～20%程度に抑えることで、沈下量の急激な増大を制限できることが分かった。

謝辞

(独)土木研究所の白戸真大氏には、検証に用いた模型実験^{5), 6)}の解釈に関する貴重なご意見を頂いた。また(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構からは現行設計標準での設計事例を提供頂いた。ここに記して感謝申し上げる。

文献

- 1) 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, 1998.6
- 2) 東日本旅客鉄道株式会社構造技術センター: 特集「新潟県中越地震と鉄道」, SED 第24号, pp.36, 2005.8
- 3) Meyerhof, G.G.: The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, 1951.
- 4) Meyerhof, G.G.: The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, Proc. 3rd Int.Conf. Soil Mech. & Found. Eng., 1953.
- 5) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 野々村佳哲, 浅井隆一: 直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し载荷実験, 土木研究所資料, 第4027号, 2007.2
- 6) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 野々村佳哲, 浅井隆一, 斉藤隆: 直接基礎の地震時応答に関する振動台実験, 土木研究所資料, 第4028号, 2007.2
- 7) 渡邊康司, 神田政幸, 村田修, 日下部治: 砂地盤上直接基礎の支持力に与える载荷速度の影響, 第41回地盤工学研究発表会(鹿児島), 2006.7