

既設基礎構造物の耐震性評価法に関する研究

(財)鉄道総合技術研究所 正会員 羅 休・斎藤正人
 同上 正会員 室野剛隆・羽矢 洋
 同上 正会員 棚村史郎
 中央復建コンサルタンツ(株) 正会員 田中玲光・今村年成

1 はじめに

既設構造物の耐震診断は地震防災上欠かせない課題である。今までの構造物の耐震診断の多くは上部構造物を対象としたものであり、基礎を対象としたものは少ない。その原因は基礎の地震による被害が相対的に少ないこと。また、基礎構造物は地盤中に隠れているので、地震の際にある程度の損傷を受けでも簡単に発見できないことなどが考えられる。しかし、すべての上部構造物は基礎によって支えられているので、基礎の被害は構造物全体に与える影響が大きく、基礎の耐震性を正確に把握することは重要である。

本研究では、今まで蓄積してきた基礎の震災調査結果等を参考にして、基礎の耐震性評価法を検討した。また、この手法を使って兵庫県南部地震で被害を受けた群杭、ケーソンと直接基礎を対象に耐震性の評価を行った。検討に用いた手法は「鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)」¹⁾(平成11年10月)(以下、耐震標準と略す)に定めたものである。この評価結果を実被害の状況と比較することによって、本耐震性評価法の妥当性を検証した。その内容は今後の既設基礎構造物の耐震診断や耐震補強に有効なデータになると考え、報告するものである。

2 耐震性評価の方法と原則

既設基礎構造物の耐震性評価における主な手順を図-1に示す。構造解析においては、対象とする構造物の調査に基づいて、構造物の実態に

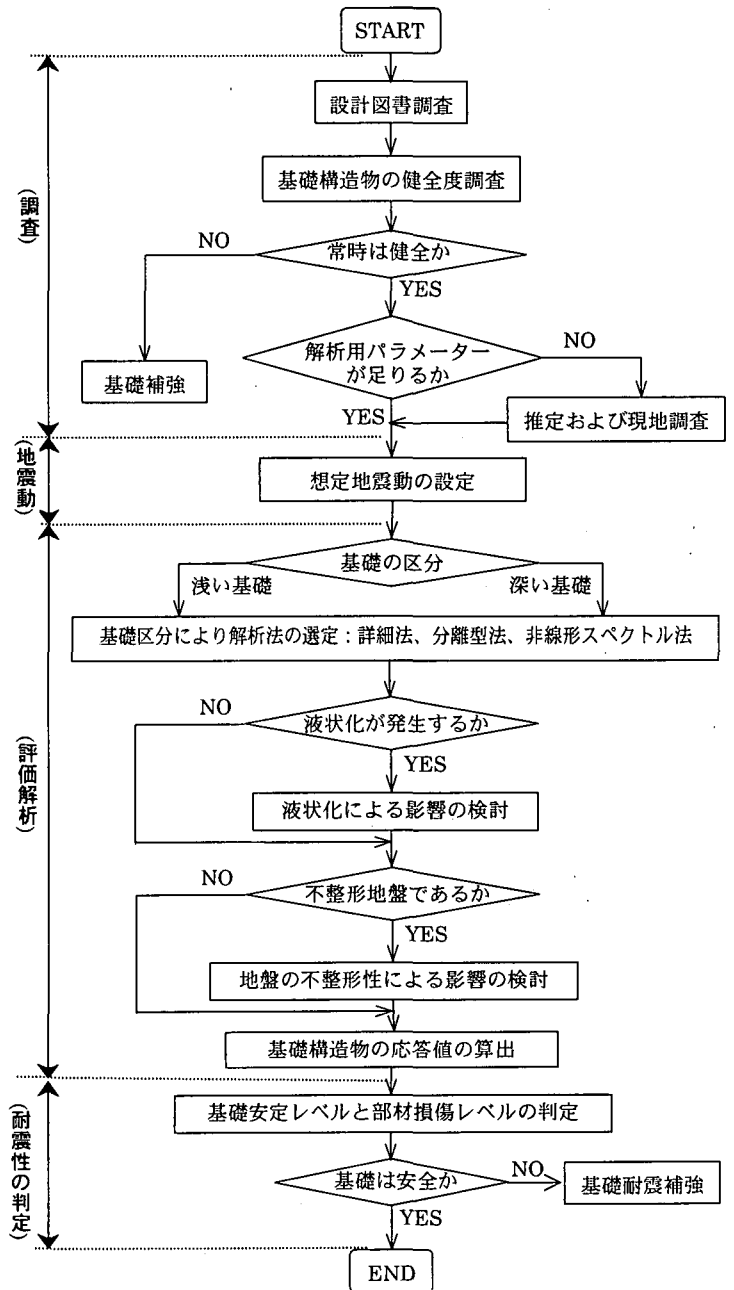


図-1 既設基礎構造物の耐震性評価における一般的な手順

応じた適切な解析法を選択し、想定地震動に対する構造物の応答を算定する。この場合、既設構造物の耐震性評価と新設構造物の設計における構造解析上の相違点を念頭に置くことが重要である。新設構造物の設計

キーワード：地震被害，耐震性評価，杭基礎，ケーソン基礎，直接基礎

連絡先：〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38, TEL:042(573)7261, FAX:0472(573)7248, E-mail:luo@rtri.or.jp

における材料の設計用値および地盤条件の設定は、材料については確率統計理論から一定の安全性を保証した設計用値に基づいて、地盤に関しては設計地盤面等基礎の支持力に係わる地盤の抵抗要素を設計耐用期間中の変動を考慮して定めている。一方、耐震性評価解析においてはこれらの条件は実態調査に基づいて定めている。したがって、既設構造物を評価する際には、できるだけ構造物の実態を把握できる調査・解析手法を用いる必要がある。

構造解析で算出した応答値を用いて部材の損傷レベルと基礎の安定レベルを照査し、耐震性能を評価する。本耐震標準に定めた構造物の耐震性能と部材および基礎の安定レベルの関係を図-2に示す。その耐震性能は地震後における復旧の難易性から定め、設計上は部材の損傷と基礎の安定レベルで表現する。

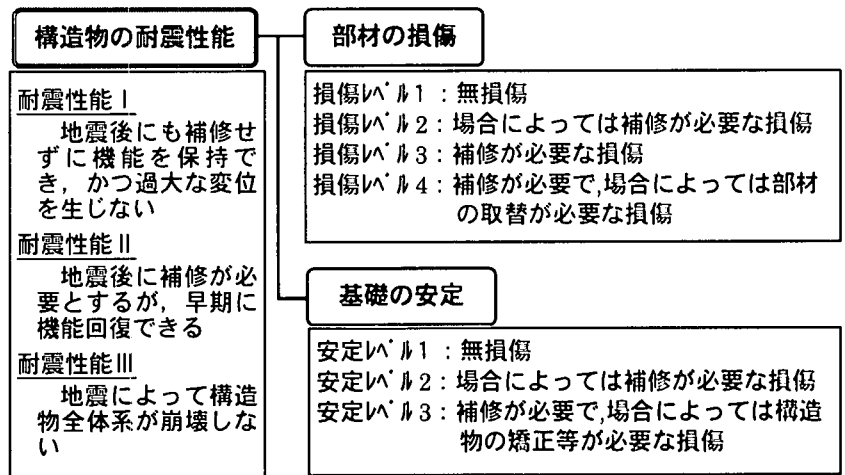


図-2 橋梁・高架橋の耐震性能と部材および基礎の安定レベルの関係

3 実被害例による耐震性評価法の検討

本耐震性評価法の妥当性を把握するために、兵庫県南部地震で被害を受けた高架橋の群杭、ケーソンおよび直接基礎を対象に評価結果と実被害状態との比較を行った。検討に当たって、群杭基礎については地盤変位の影響を考慮するために、応答変位法による構造解析を行った^{2),3)}。ケーソン基礎と直接基礎については慣性力の影響のみを考慮し、荷重～変位曲線に基づいて基礎置換ばねの非線形特性をモデル化し、SRモデル解析により最大応答値を算出した。また、対象としたケーソン基礎と直接基礎の上部構造物は非対称な構造であったため、応答計算を行う際にはその偏心の影響を考慮した。

3.1 群杭基礎の耐震性評価

3.1.1 地盤の特性および杭基礎の概要

被害のあった群杭基礎の構造形式、地盤の土質柱状図、調査杭の位置および地震による杭頭部と地中部の残留ひび割れ位置を図-4に示す。地表から4.00mまでが玉石混じりシルトで、N値が10以下であることを除き、ほかの砂質地層のN値は10～40程度と比較的大きな値を示している。杭体のひび割れが生じたG.L.-12.40m付近に、N値10～50の玉石混じり砂礫層とN値の相対的に低いシルト質砂の層境が存在する。また、地下水面はフーチングの底面付近にあるが、被害調査の際に周辺では地盤の液状化による現象は見られなかった。杭はφ1200の場所打ち杭、杭長は20.5mで洪積砂礫層まで打ち込まれている。地震直後に行われた被害調査結果によると、鋼製橋脚等上部構造物に損傷は認められないが、ボアホールカメラによりフーチングの底面以下約1m付近に幅3mmのひび割れ2本、G.L.-12.40～-13.60mの範囲(段落とし付近)に幅2～4mmのひび割れ3本が確認された。

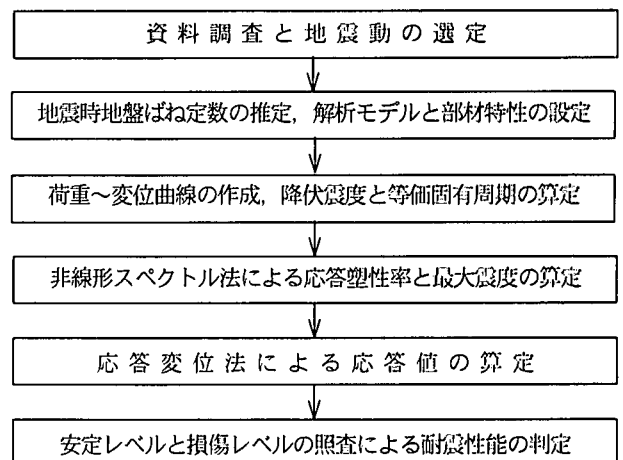
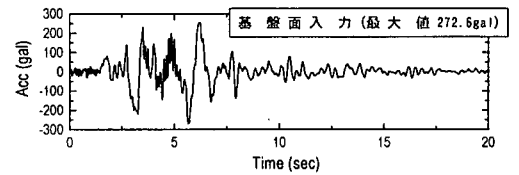
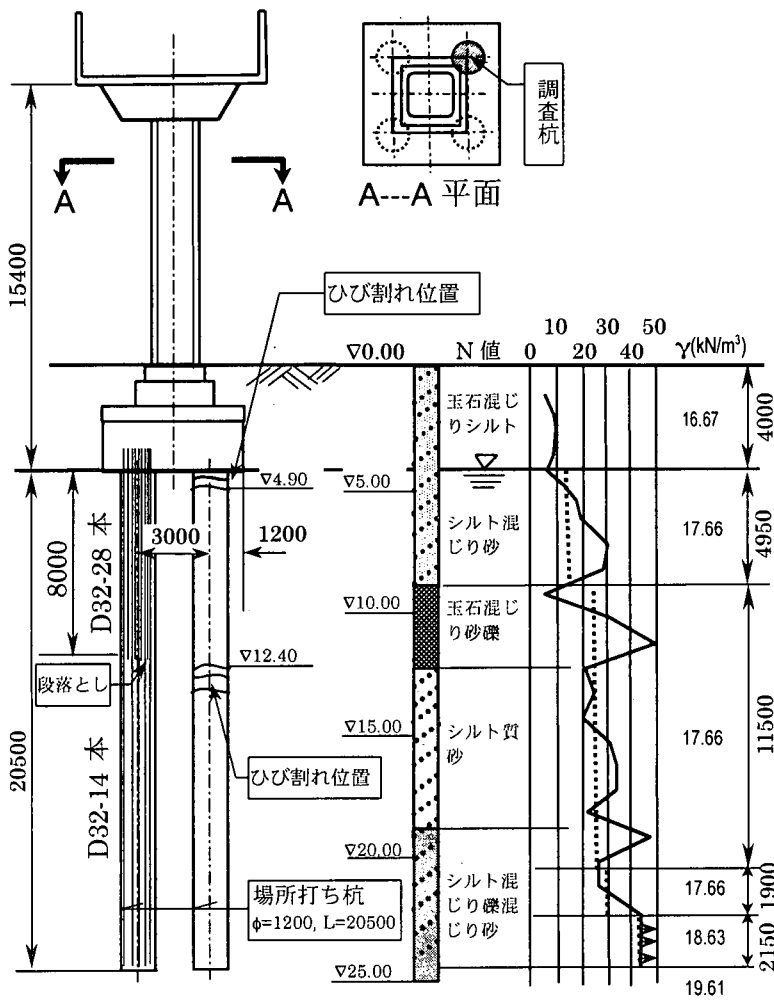


図-3 杭基礎の構造解析と耐震性照査の流れ

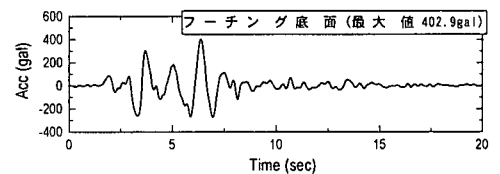
3.1.2 応答変位法による構造解析

群杭基礎の耐震性評価の流れを図-3に示す。解析のアプローチとして、まず、検討用基盤地震波(神戸大学の強震記録 NS 成分, 図-4(D))を入力して表層地盤の応答解析を行い、基盤に対する表層地盤の最大相対変位(図-4(B))および最大ひずみ(図-4(C))を求めた。また、フーチング底面地盤の時刻歴の加速度応答値を計算した。その結果、基盤面入力波のピーク値 272.6gal に対してフーチング底面地盤では約 1.5 倍増幅し、402.9gal となったことが分かった(図-4(E))。

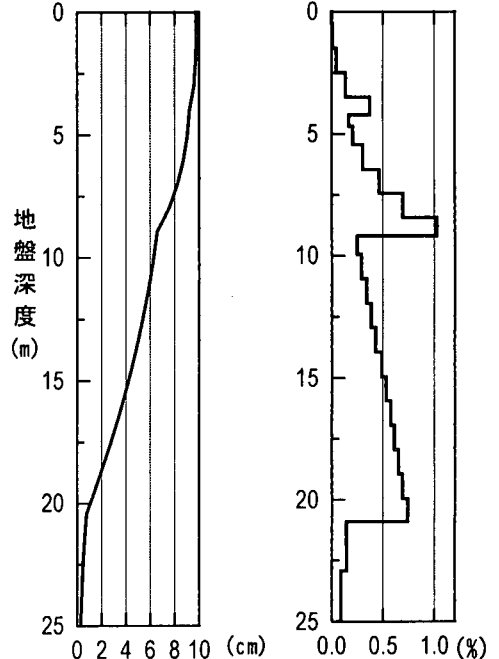
次に、図-4(C)に示す地盤のせん断ひずみから地震時の地盤ばね定数を推定し、各部材の非線形特性を定め、上部構造物・基礎・地盤を含む全体系の静的非線形解析モデルを構築して Push-Over-Analysis により全体系の荷重-変位曲線を作成した。荷重-変位曲線の作成にあたっては、各载荷ステップの部材と地盤の支持力状態をチェックし、耐震標準に定めた定義に基づいて基礎の降伏点と終局点を決めた(図-5)。本ケースでは、引抜き杭の段落とし部が最初に降伏する時の震度と変位を降伏震度($k_y=0.39$)と降伏変位($\delta_y=11.2\text{cm}$)と定め、割線剛性($k_1=0.035/\text{cm}$)および等価固有周期($T_{eq}=0.9\text{sec}$)を算出した。この剛性とフーチング底面地盤の応答加速度波(図-4(E))を用いて、一自由度系の所要降伏震度スペクトルを作成した(図-6)。スペクトルの作成にあたっては、復元力特性は Bilinear($k_2=0.46k_1$)の Clough 型、減衰は周期依存型に設定した。この



(D) 入力基盤波(神戸大学波 NS 成分)



(E) フーチング底面地盤の応答加速度波



(A) 群杭基礎構造図, 土質柱状図および残留ひび割れの位置

(B) 最大相対変位

(C) 最大ひずみ

図-4 群杭基礎の概要, 被害状況および地盤解析結果

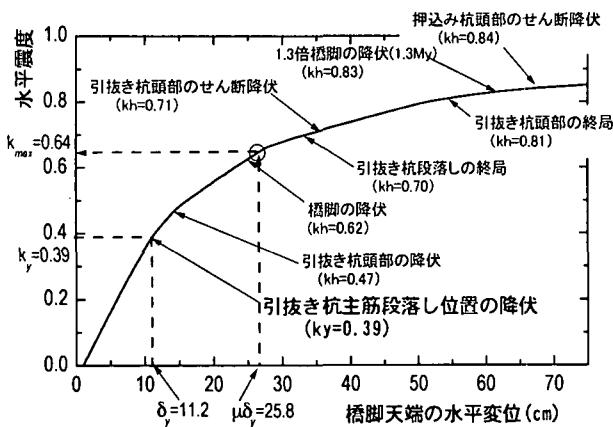


図-5 構造物全体系の荷重-変位曲線

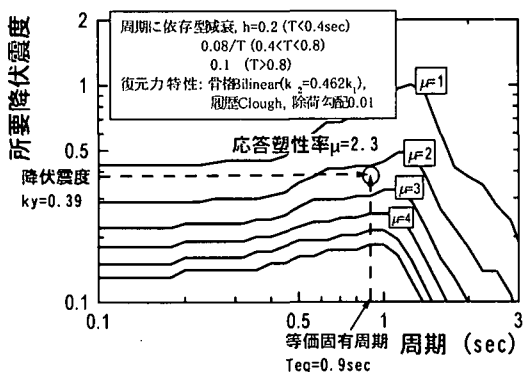


図-6 非線形スペクトルによる応答塑性率の決定

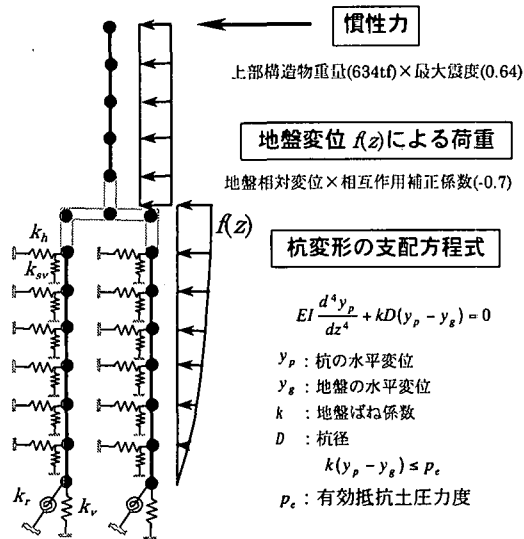


図-7 応答変位法解析モデル

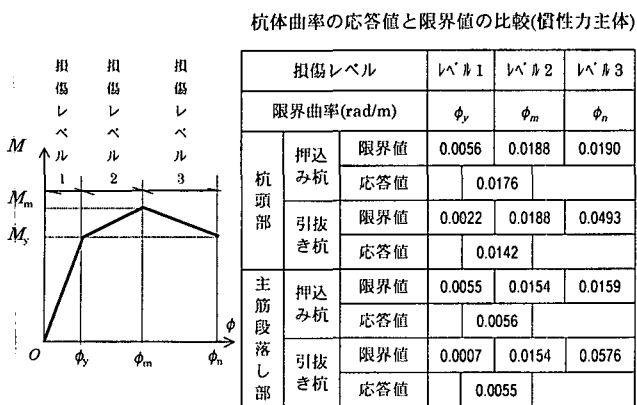


図-8 解析結果...杭体の M- ϕ と損傷レベルの関係

スペクトルから応答塑性率($\mu=2.3$)を求め(図-6), その後応答塑性率から換算した最大変位(25.8cm)を用いて、荷重-変位曲線(図-5)より最大震度($k_{max}=0.64$)を求めた。

構造解析は図-7に示す応答変位法を用い、地盤変位の影響を考慮して構造物の応答を計算した。材料の非線形特性は、地盤を Bilinear, 杭体を Trilinear と仮定し、上部工の慣性力と地盤変位による荷重を同時に作用させて静的非線形骨組解析により応答値を求めた。また、部材耐力に対する軸力変動による影響を取込んだ。さらに、基礎と地盤の動的相互作用を考慮するために、耐震標準の方法に従って、地盤と構造物の固有周期の比から補正係数(-0.7)を求め、これを地盤変位に乗じて解析を行った。

3.1.3 耐震性能照査および被害状況との比較

杭基礎の解析結果を用いて杭体損傷レベルを照査した結果を図-8に示す。杭頭部や段落し部のように塑性化が進んだ断面の曲率応答値と損傷レベルの限界値との比較から、損傷度はレベル 2 に達したことが明らかになった。その時の引抜き杭の断面力分布と損傷状況に関する解析と実測の比較を図-9に示す。杭頭と地中部のひび割れに対して解析と実調査結果がほぼ一致していることから、本耐震性評価法の妥当性が証明された。基礎の安定性については、杭頭塑性率が 2.3(図-6)であるので、耐震標準に定められた安定レベル 2 ($1 < \mu < 3$)に収まっている。従って、当基礎の耐震性は耐震性能 II であることが明らかになった。

被害要因としては、杭頭部の損傷は上部構造物の過大な慣性力によるもの、地中部のひび割れは主鉄筋の段落しおよび層境の影響(砂礫層とシルト質砂層)(図-

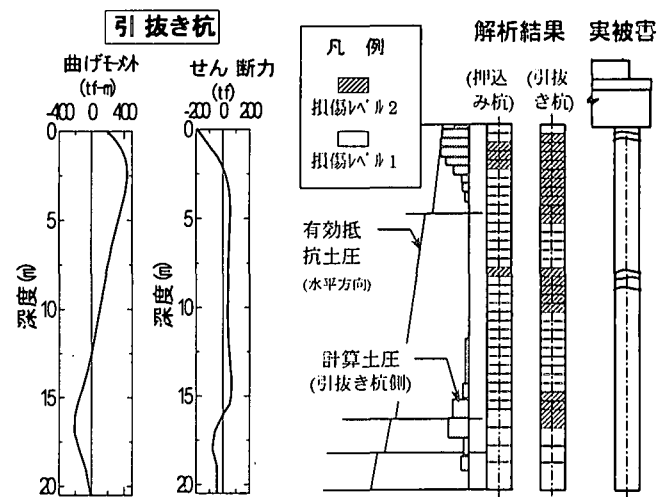


図-9 杭体最大断面力及び損傷の解析と実測との比較

4(A)によるものと考えられる。特に、地盤層境の剛性変化によりせん断ひずみが急増する現象は、過去の地盤震害調査からも確認されている。

3.2 ケーソン基礎の耐震性評価

3.2.1 ケーソン基礎の概要

検討対象としたケーソン基礎の上部工は非対称構造物である。その構造形式、地震によるひび割れ位置および土質柱状図を図-10に示す。地震直後行われた被害調査結果によると、鋼製橋脚には損傷は認められないが、ボアホールカメラにより G.L.-7.05 より下方 1m あまりの範囲内に、幅数 mm のクラック数本が確認された。地盤条件は、G.L.-4.53m までの N 値は比較的に低く（平均 10 程度）、-7.53m 以深の地盤は N 値 50 の良質なものである。

3.2.2 応答値の算定

ケーソン基礎の耐震性評価の一般的な流れを図-11に示す。当該基礎の表層軟弱層が薄いため、地震による地盤変位の影響は小さいと考えられる。しかし、上部工が大偏心構造物であるため、常時でも大きな偏心モーメントがかかっている。特に、地震の際に偏心による鉛直方向の慣性力の影響が大きいと考える。ここでは、その影響を荷重-変位曲線中で近似的に反映した。具体的には、荷重-変位曲線を作成する際、水平慣性力以外に水平震度の 0.5 倍に相当する鉛直方向の慣性力を考慮した。こうして得られたケーソン天端における震度-水平変位曲線、モーメント-傾斜角曲線および上部構造物を含む全体系の震度-水平変位関係を図-12、図-13と図-14に示す。これらの関係を参考にして基礎の降伏震度を定めた。

本ケースでは、基礎の特性値($\beta I=0.93$)は 1.0 以下であるので、耐震標準に準じ、以下に示す 3 種類の震度のうち最も小さいものをケーソン基礎の降伏震度とする。

- ① 基礎天端の水平変位量が、基礎幅 L の 1.2% 変形を生じる震度
- ② 頂部の傾斜角が $0.6 \times 10^{-2} \text{rad}$ となる震度

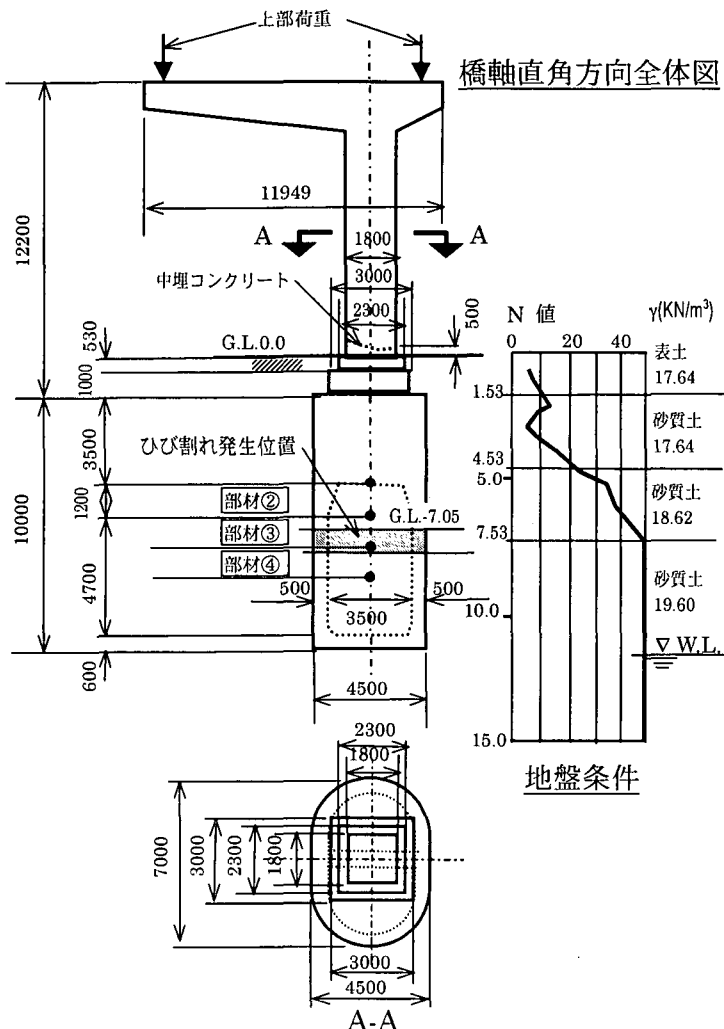


図-10 ケーソン基礎の構造図、被害位置および地盤条件

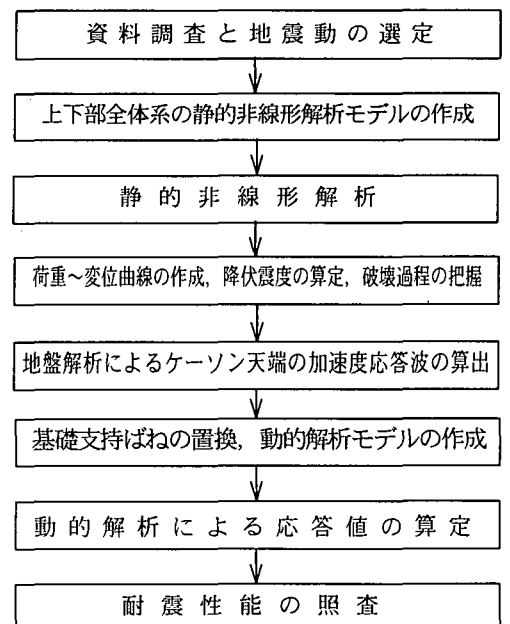


図-11 ケーソン基礎の耐震性評価の流れ

③ 基礎部材の降伏から定まる震度

当該基礎の場合、降伏はケーソン頂版下部の部材の降伏により定義され、その時の震度は0.3である。地盤解析では、図-4(D)に示す神戸大学波NS成分を基盤に入力し、ケーソン天端地盤の応答加速度を算出した。その結果、基盤面入力波のピーク値に対して天端地盤では約1.34倍に増幅し、365.69galになった。この応答波を図-15に示す2質点3自由度のSRモデルに入力し、上部構造物天端の応答変位を求めた。このモデルの置換された水平と回転ばねの骨格曲線は図-12、図-13に示す荷重-変位曲線をモデル化したもの

を用いた。また、減衰は10~20%と設定した。得られた慣性力と天端変位の関係を図-16に示す。これにより、最大応答値が255.6mmとなることが明らかになった。

3.2.3 耐震性能照査

当該基礎の常時の偏心モーメントによる上部構造物天端の水平変位は48.4mmで、これに地震慣性力の影響を加えると最大変位は304mmになった。この最大変位に対応する最大震度、および基礎部材の損傷状態を図-14にプロットした。これにより、最大震度0.356で、部材②と③が降伏して損傷レベル2に達したことが分かった。図-10に示す部材③の位置は実被害の位置とほぼ一致していることから本手法の妥当性を確認することができた。

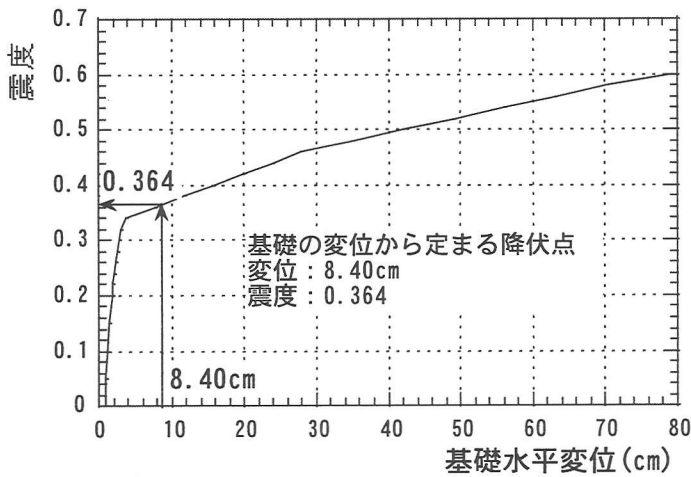


図-12 震度と基礎天端水平変位の関係

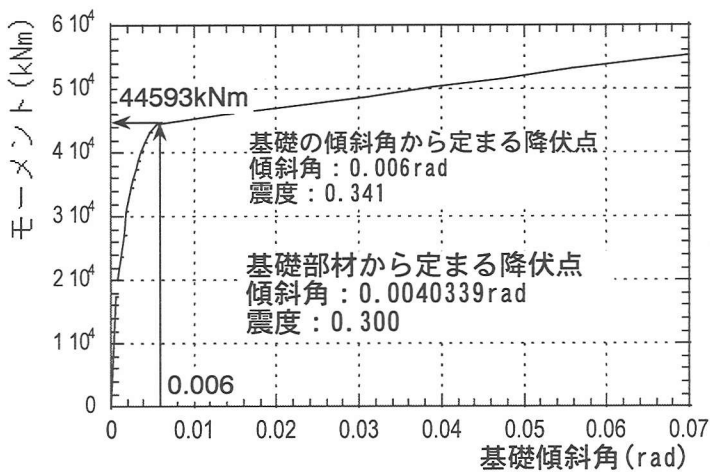


図-13 モーメントと基礎傾斜角の関係

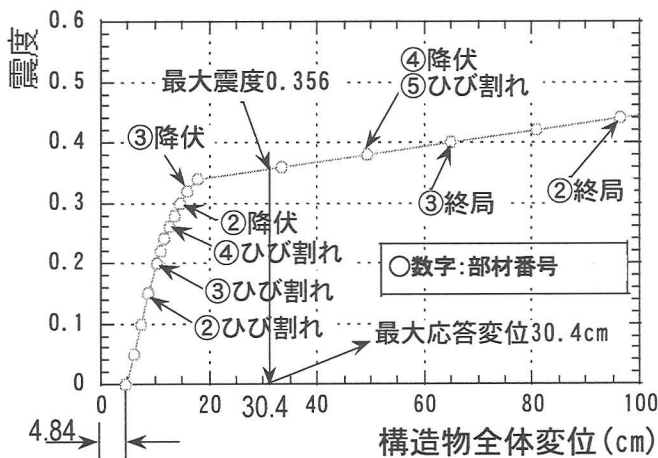


図-14 震度と全体系変位の関係 (部材損傷過程表示)

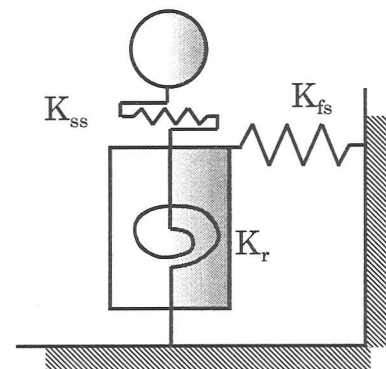


図-15 ケーソン基礎のSRモデル

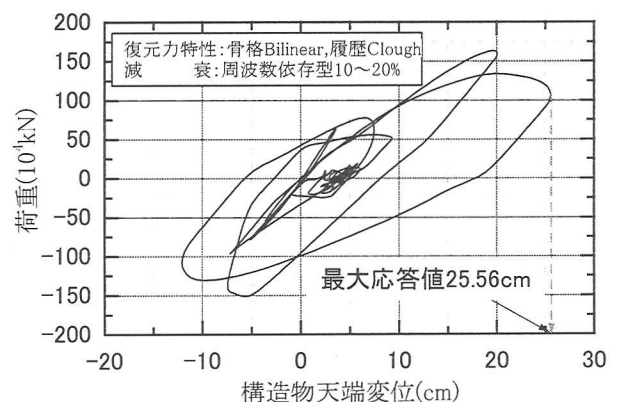


図-16 SR動解結果

3.3 直接基礎の耐震性評価

3.3.1 直接基礎の概要

検討対象構造物の概要および被害状況等を図-17に示す。構造的な特徴としては次の3点が挙げられる。

- ①橋軸方向に対しては、偏心のない構造となっている。
 - ②橋軸の直角方向に対しては、柱は横梁の中心に取り付けられているが、フーチングは偏心した構造となっている。
 - ③橋脚は鋼構造であるが、基部は中詰コンクリートおよび根巻きコンクリートにより補強されている。
- また、地震直後の被害調査結果は次のようであった。
- ①橋脚が左側（偏心側）へ 0.97° 傾いた。
 - ②橋脚と橋脚基部の損傷は認められなかった。
 - ③フーチングの損傷も認められなかった。

3.3.2 応答値の算定

応答値の算定は、基礎を支持ばねに置換する解析法によるものとした。支持ばねの履歴性状には、地盤の非線形性および根入れの影響を考慮し、動的解析モデルの作成を行った。

直接基礎の地盤ばねとしては水平ばね、鉛直ばねおよび回転ばねの3種類が考えられるが、本検討で対象とする構造物は一般的な単柱式橋脚であることから、耐震標準に準じ、モデルには図-20に示す回転ばね K_r および水平地盤ばね K_h の2種類を考慮するものとした。当該構造物では、柱とフーチングの中心がずれているため、死荷重による初期偏心モーメントが作用する。したがって、偏心荷重がない場合としてフーチング底面中心に対して対称なばねを算定し、静的荷重増分解析においては、この対称な回転ばねに対し、初期

状態で死荷重による偏心モーメントを与え、慣性力載荷時には左右非対称となるようにした。その概念を図-18に示す。このように作成したフーチング中心のモーメント-回転変位の関係曲線を図-19に示す。この関係に基づいて回転ばね K_r の非対称骨格曲線をモデル化し、図-20に示すSRモデルに組み込んで、動的解析によって最大応答値と基礎の残留変位を計算した。

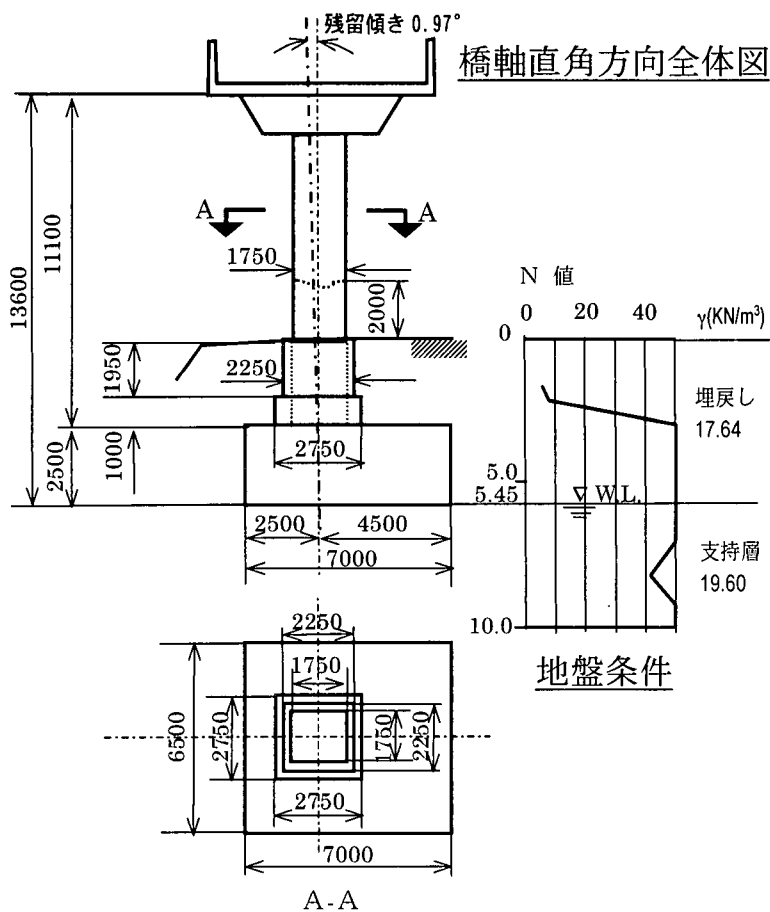


図-17 直接基礎の構造図、残留変位および地盤条件

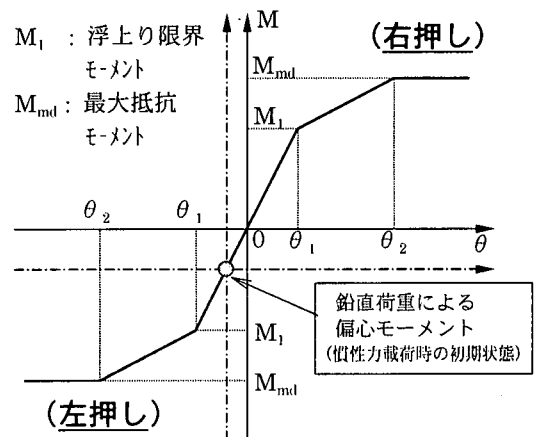


図-18 回転ばねの非線形特性の概念

3.3.3 耐震性の照査

以下に解析結果を示す。なお、解析では前の例と同じ入力地震波（図-4(D)，神戸大学波N S成分）を使用した。

① 基礎の最大応答回転角（左側に応答） $\theta_{resp}=2.3263E-02(\text{rad})$

② 橋脚天端位置における最大応答水平変位量（左側に応答）

$$\delta_{hresp}=31.64\text{cm}$$

③ 基礎の応答塑性率（左側に応答）

$$\mu=18.1$$

④ 基礎の残留回転角（左側に残留）

$$\theta_{resi}=1.1159E-02(\text{rad}),$$

約 0.64°

⑤ 橋脚天端位置における残留水平変位量（左側に残留），

$$\delta_{hresi}=15.17\text{cm}$$

ここで、基礎の残留回転角について、実測値 0.97° に対して計算値は 0.64° であり、その主な誤差は入力地震波によるものと考えられる（地盤解析を行っていない）。また、部材損傷レベルの照査によりフーチングの被害程度は損傷レベル1（無損傷）以内であることが明らかになった。

4 まとめ

耐震標準に定めた解析・照査方法を基礎構造物の耐震診断に用いる場合の妥当性を確認することを目的として、兵庫県南部地震で基礎に被害を受けた構造物を対象に耐震性評価を行い、評価結果と実被害状況との比較を行った。

群杭基礎に対しては慣性力と地盤変位の両方の影響を考慮できる応答変位法により解析と照査を行い、耐震性能を評価した。その結果、計算した損傷レベルと実被害の状況がよく一致することが明らかになった。一方、ケーソンと直接基礎に対しては慣性力の影響だけを考慮した。具体的には、荷重-変位曲線に基づいて基礎置換ばねの非線形特性をモデル化し、SRモデルを用いた動的解析により最大応答値を算出して耐震性能を評価した。さらに、今回の検討対象は偏心構造物であったため、鉛直地震動による影響も考慮した。その結果は実被害の状況とほぼ一致したことから、本耐震性評価法の妥当性は確認されたと言える。

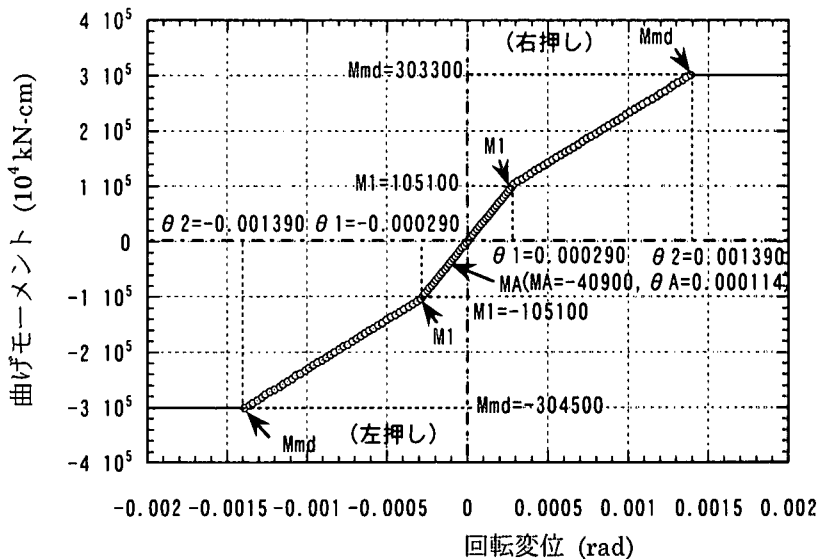


図-19 フーチング中心での曲げモーメント-回転変位曲線

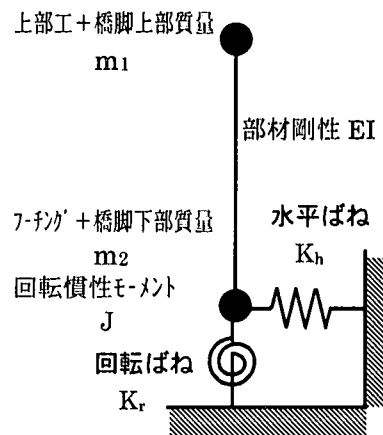


図-20 直接基礎のSRモデル

参考資料：1) (財)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, 9. 2) 羅休, 田中玲光, 室野剛隆, 西村昭彦：応答変位法による群杭基礎の震害解析手法, 第25回地震工学研究発表会講演概要集, pp.557-560, 1999. 3) 羅休, 田中玲光, 室野剛隆, 西村昭彦：群杭基礎の兵庫県地震による被害についての検討(その1 被害概要と検討方法, その2 応答値の算定と被害要因の考察), 第34回地震工学研究発表会, pp.1565-1568, 1999