

8.1 はじめに

基礎構造物の耐震設計法に当たって留意すべきことは、言うまでもなく基礎構造物は周囲の地盤に支えられていることである。その意味において地盤は支点(支持条件)となるが、地盤は一般に極めて複雑な性質を有しているため、支持条件(地盤強度・抵抗特性など)を明確に決定することは難しい。そこで、設計者は種々の地盤調査の結果に基づいて、この支持条件を適切に決定して設計を行うこととなるが、そのためには、まず地盤の物性を適切に評価するための土質調査に十分な配慮が必要となる。次に、基礎構造物は周囲の地盤に力を及ぼすとともに、その地盤からも力を受けるといった、いわゆる構造物と地盤との間に相互作用が生じるということを認識しておかなければならない。基礎構造物の耐震設計では、この力学的な相互作用を適切に評価する必要がある。

また、被害事例や種々の観測記録等から表層地盤(基盤面～耐震設計上の地盤面までの地層)の特性によって地震動が異なることが知られており、特に基礎構造物の耐震設計においてはこの特性を精度良く評価する必要がある。耐震設計上特に問題となる表層地盤は、砂地盤の液状化とそれに伴う側方流動を生じる地盤や、地震時に地盤変位の影響が大きくなる軟弱地盤である。また基盤層などが大きく傾いている不整形地盤なども要注意の地盤である。

さらに、基礎構造物の耐震設計で困難な問題は、兵庫県南部地震を機に耐震設計の体系が一新されたことにある。いままで基礎構造物としての性能(地震時挙動)を十分に把握しないまでに設計が行われてきた中で、基礎構造物に大きな地震動を考慮する耐震設計法の確立に各機関は相当頭を悩ましてきたに違いない。

本章では、まず8.2節にて、現地点で合理的と思われる基礎構造物の耐震設計法の概要について述べる。次に8.3節にて、各機関(道路・鉄道・港湾)の杭基礎の耐震設計法について横ならびに比較する。さらには8.4節にて、8.2節に基づいた杭基礎の耐震設計の手引き(設計例)を紹介する。

なお、本章中の道路基準とは「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編(平成14年3月)」、鉄道基準は「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(平成11年10月)」を示す。また、上部構造物とは、基礎(フーチングまたは頂版)より上方の構造物(たとえば橋脚躯体)のことを指す。

8.2 基礎構造物の耐震設計法の概要

8.2.1 既往地震による基礎構造物の被害事例と兵庫県南部地震からの教訓

(1) 既往地震による基礎構造物の被害事例

地震時における基礎構造物の被害事例は、関東地震(1923年9月1日)においてすでに報告されている¹⁾²⁾。福井地震(1948年6月28日)では、北陸配電株の地下柱(独立基礎の基礎スラブとつなぎ梁間の柱)のせん断破壊の例が残されている³⁾。

新潟地震(1964年6月16日)では、鉄筋コンクリート造建物の転倒や橋梁の落橋、また地下埋設物の浮上などといった砂地盤の液状化を原因とする震害が多数発生しているが、杭基礎においても地盤の液状化に起因する被害例が報告されている⁴⁾⁵⁾。現在に至っても液状化に関する研究活動が活発に行われているが、そのスタート⁶⁾となったのがこの新潟地震であったと言える。

十勝沖地震(1968年5月16日)では、2箇所の高等学校での基礎構造物の被害例がある。八戸東高校では基礎柱(基礎スラブとつなぎ梁間の柱)がせん断破壊し⁷⁾、三沢商業高校では管理棟のRC杭が破損した⁸⁾。また、国鉄姉沼高架橋においては、地盤の変形に起因すると考えられているRC杭の破損例が報告されている⁹⁾。国鉄ではこの杭の被害に対して強制振動実験等を実施するとともに、解析シミュレートのもと、のちに地盤の変形を考慮した耐震設計法(応答変位法)を確立する¹⁰⁾¹¹⁾きっかけとなった事例である。

宮城県沖地震(1978年6月12日)では、地震により被害を受けた建築構造物の掘削調査が意欲的に行われ、杭の破損例が数多く報告されている¹²⁾。また、建設中の東北新幹線構造物も多大なる被害を受けた。その主な被害は、ラーメン高架橋柱のせん断破壊やコンクリート桁の支承部の破壊であったが、これを機に鉄道耐震設計法の大幅な見直しが行われるとともに、後述する非線形スペクトル法の概念が確立された¹³⁾。

兵庫県南部地震(1995年1月17日)における杭基礎構造物の被害例の報告は枚挙にいとまがないが¹⁴⁾¹⁵⁾、被害例として、慣性力によって杭頭部に大きな損傷した例以外に、埋立て地盤での地盤の液状化とそれに伴う側方流動に起因すると考えられる被害例や、地盤振動(変位)によって杭が強制的に変形させられたため、杭中間部で杭体が損傷したと推測される例もある。建設中の構造物で上部構造物が全くない状態の杭基礎が損傷したという事例の報告¹⁶⁾が、その顕著な例である。

(2) 兵庫県南部地震からの教訓

耐震設計法を確立するに当たっては、兵庫県南部地震の教訓を生かす必要がある。この被害調査および解析結果から、主な被害原因は次のように推定されている。

- 1) 構造物はいずれも、当時の設計基準で想定していた設計水平震度(海洋型地震想定)を満足していたが、今回発生した地震(内陸直下型地震)による加速度は、その値を大きく上回るものであったために被災した。
- 2) 落橋等大きな損傷を受けた構造物は、曲げに対する安全性に比べてせん断に対する安全性が小さい構造物(せん断破壊先行型)であり、それが構造物の損傷状態を大きくした。
- 3) 近接したほぼ同一形状の構造物で被害程度に差が生じたのは、主として表層地盤の動的性質の違いによる影響が大きい。

これらのことより、今後の耐震設計に当たっては、次のことが言える。

- 1) 地震動として、従来の海洋型地震動に加え内陸型地震動も考慮すること。
- 2) 内陸型地震動を考慮すると地震動が飛躍的に大きくなるが、その地震の再現期間が数百年以上の長期にわたることを考慮すると、安全性の照査においては構造物のもつ変形性能(耐震性能)を評価し、損傷は許容するが破壊しないことを照査すること。
- 3) 部材の安全性評価においては破壊モードを考慮すること。(主要な部材にはせん断破壊を生じさ

せない)

- 4) 構造物の地震時挙動の算定に当たっては、構造物の塑性域までを比較的忠実に表現できる動的非線形解析を主体とすること。
- 5) 構造物の被害や隣接構造物の被害程度の差は、表層地盤の特性が大きく影響をしたと推測されるため、構造物の耐震設計に当たっては、表層地盤の動的性質を適切に評価すること。

8.2.2 基礎構造物の耐震設計における基本的な考え方

8.2.1の(2)を踏まえ、構造物の耐震設計における基本的な考え方は以下のとおりとなる。

構造物の耐震設計は、目標とする耐震性能を定め、基盤で想定した地震動を用いて、表層地盤の地震応答解析により地表面地震動を求め、それを用いて動的解析によって構造物の地震時の応答値を算定し、その値が耐震性能を満足していることを照査することが合理的といえる。その際、部材や基礎の持つ変形性能を適切に評価し、部材の損傷は許容するが崩壊はしないことを基本とする。

基礎構造物の耐震設計に当たっては、従来の橋梁の耐震設計では、橋脚躯体等の上部構造物と基礎構造物とを個別にモデルを設定し設計を行ってきたが、地震時においては、構造物は基礎を含めた全体系で挙動するため、基礎の耐震設計は上部構造物のそれと切り離して考えることは出来ない。つまり、設計は上部・基礎構造物の一体解析を基本とし、基礎の耐震設計に当たっても、上記の基本的な考え方を踏襲することとなる。ただし、基礎構造物の耐震性能および非線形特性は、構造形式や地盤条件および材料特性を考慮して、各基礎の実状に応じて適切に定めるのがよい。

なお、基礎構造物の耐震設計で考慮すべきこととして、上部構造物と基礎構造物との耐震安全性の配分が挙げられる。基礎は地震後の変状の発見が困難であることや、補修・補強に対する費用が高額になることなどから、一般には上部構造物の耐力を上回るように設計するのが良い。しかし、壁式橋脚の橋軸直角方向のように上部構造物の耐力が大きい場合は、基礎の耐力が上部構造物のそれを上回るように設計するのは必ずしも合理的でないため、このような場合は、基礎の塑性変形によって地震のエネルギーを吸収するものとして設計するのが良い。この場合の構造物の耐震性能は、基礎の変形性能に依存することになるが、基礎の塑性変形をあまり大きくすることは好ましいことではないため、各基礎別に塑性率の制限値を適切に定める必要がある。

また、兵庫県南部地震における被害事例から、基礎の耐震設計の当たっては、表層地盤の適切な評価が極めて重要である。とくに、液状化とそれに伴う側方流動を生じる地盤、また、地震時に地盤変位の影響が大きくなる軟弱地盤においては、その精度良い影響評価と耐震設計法の確立が重要と言える。

8.2.3 設計想定地震動の設定

(1) L2地震動の選定フロー

構造物の耐震設計に当たっては、設計入力地震動を適切に想定する必要がある。

土木学会の第2次提言を受け、各機関の耐震設計基準とも、L1地震動およびL2地震動の2段階の地震動を考慮することとしている。L1地震動はすべての構造物が設計耐用期間中に数回程度受けるレベルの地震を想定している。L2地震動は、設計耐用期間中に発生する確率は小さいが非常に強い地震動で、これまで既に考慮されてきたマグニチュード8クラスの大規模な海洋型地震に加え、兵庫県南部地震に代表されるような内陸型地震をも対象としている。

L1地震動に対する耐震設計は、従来の多く経験に基づいて発展してきたものであり、現状の設計体系をそのまま適用して良いものと思われるが、L2地震動に対する耐震設計では、設計想定地震動の設定から行うことが合理的であると言える。図-8.2.1に鉄道基準におけるL2地震動の選定の一般的な手順を示す。

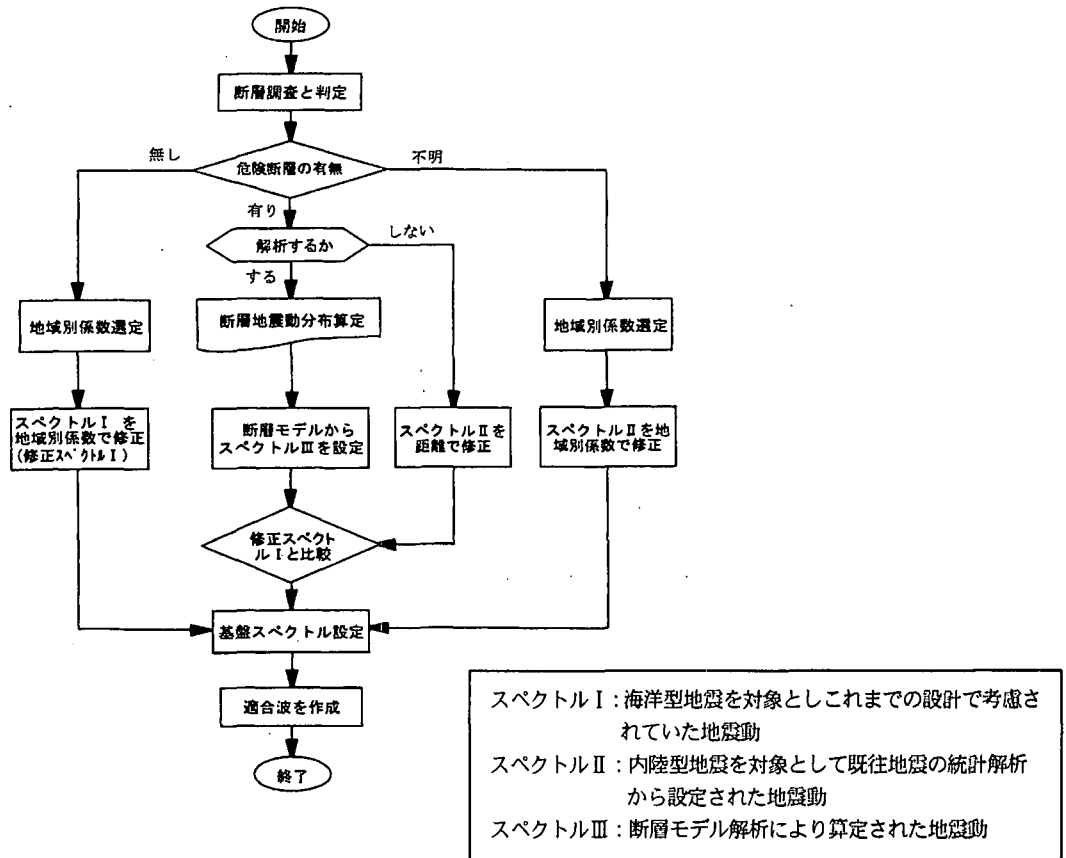


図-8.2.1 L2地震動の選定フロー

(2) L2地震動

L2地震動は、構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動である。鉄道基準では、L2地震動で考慮する弾性加速度応答スペクトルとして以下の3種類を用意している。

a) スペクトルⅠ

マグニチュード8クラスの海洋型地震による地震動を主な対象とし、発震断層を発見しにくいマグニチュード6.5クラス以下の内陸地震による地震動も総合的に判断して定めたスペクトルで、危険断層が明らかに存在しない場合にこれを用いる。スペクトルⅠ地震動の弾性加速度応答スペクトルとこれに適合させた時刻歴入力地震波をそれぞれ図-8.2.2および図-8.2.3に示す。

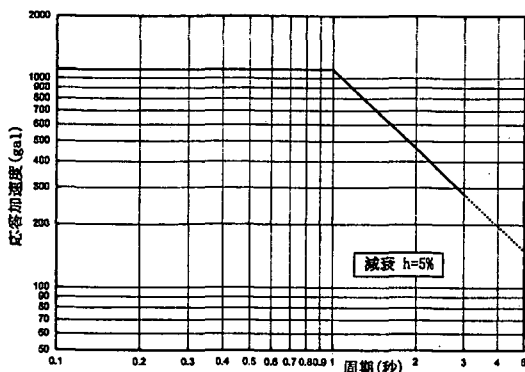


図-8.2.2 弾性加速度応答スペクトル(スペクトルⅠ)

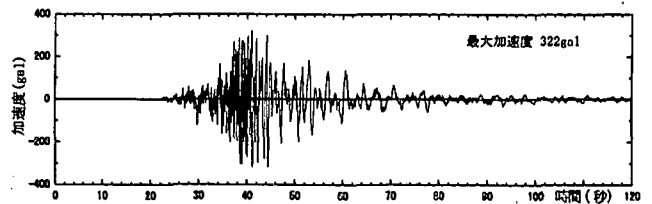


図-8.2.3 スペクトルⅠ適合波(基盤入力地震波)

b) スペクトルⅡ

内陸型地震を対象として、基盤近傍で観測された既往の地震波を基盤に引き戻した地震動の弾性加速度スペクトルを、一定非超過確率(90%確率)で包絡したスペクトルで、断層の存在が不明な場合や断層の位置は明らかであるが断層解析を行わない場合に用いられる。スペクトルⅡ地震動の弾性加速度応答スペクトルとこれに適合させた時刻歴基盤入力地震波をそれぞれ図-8.2.4 および図-8.2.5 に示す。

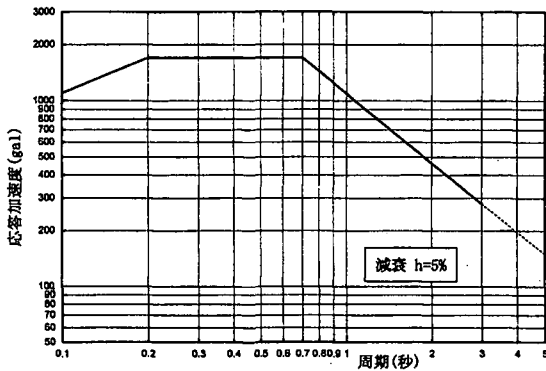


図-8.2.4 弾性加速度応答スペクトル(スペクトルⅡ)

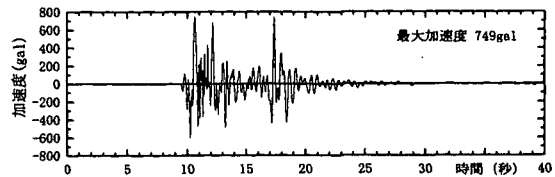


図-8.2.5 スペクトルⅡ適合波(基盤入力地震波)

c) スペクトルⅢ

構造物の建設地点に影響する地震動を引き起こす断層に対して、断層の詳細が設定できる場合に得られるスペクトルで、断層モデル解析により作成されたものである。大阪府または大阪市想定地震動などがこれに当たる¹⁷⁾。

8.2.4 表層地盤の評価

表層地盤の特性が地表面地震動に大きな影響を及ぼすことは、被害解析や地震アレー観測等から明らかになっている¹⁸⁾¹⁹⁾。したがって、表層地盤の評価は、耐震設計の信頼性向上のために極めて重要となる。ここでは、地盤物性の評価法および耐震設計上特に注意を要する地盤の評価手法について述べる。

(1) 地盤物性の評価

構造物の耐震設計に当たっては、地盤の評価が重要となる。耐震設計における地盤調査の主な目的は以下に示すとおりである。

- ① 耐震設計上の基盤面および地盤面の設定
- ② 耐震設計上の地盤種別の選定
- ③ 軟弱粘性土の判定
- ④ 地盤の液状化および流動化の判定
- ⑤ 地盤の動的解析を行う場合のパラメータの設定

耐震設計のための地盤調査においては、設計対象構造物の種類と規模・地盤の条件等を考慮し、調査目的に合致した調査計画や調査項目・内容を設定する必要がある。特に基礎構造物の耐震設計にあたっては、基礎周辺の土の粘着力(c)やせん断抵抗角(ϕ)を正確に求めることが重要であり、単に N 値からの推定だけでなく、地盤の物性に依じて適切なせん断試験(三軸もしくは一軸圧縮試験)などを行うことが望ましい。

耐震設計上の地盤種別の選定に当たり、特に重要となるのは地盤のせん断弾性波速度(V_s)の把握である。これは弾性波探査(PS 検層)などによって、可能な限り実測することが望ましいが、地震時に生

じる地盤のひずみの大きさを適切に考慮する必要がある。

耐震設計上注意を要する地盤の評価においては、8.2.4(2)および(3)に後述するが、各種土質試験を行ってその性状を出来るだけ精度良く把握するのが良い。特に、液状化地盤では砂質土の不攪乱試料による土の繰返し非排水三軸試験を行うことが望ましい。また、液状化に伴う流動化の判定には、液状化地盤の土性や分布状況および液状化強度に加えて、護岸からの距離や護岸の構造諸元など現地の状況を詳細に調べておく必要がある。

表-8.2.1に道路基準および鉄道基準における各種地盤物性の定義を示す。

表 8-2.1 道路基準および鉄道基準における各種地盤物性の定義

	「道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編・V 耐震設計編)」 平成 14 年 3 月	「鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計)」 平成 11 年 10 月
① 耐震設計上の基盤面	<ul style="list-style-type: none"> ・砂質土層でN値 50 以上、粘性土層でN値 25 以上の地層の上面 もしくは、 ・せん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面 	<ul style="list-style-type: none"> ・砂質土でN値 50 以上、粘性土でN値 30 以上の連続地層の上面 もしくは、 ・せん断弾性波速度が 400m/s 以上の連続地層の上面
② 土質諸定数を無視する軟弱粘性土層	<ul style="list-style-type: none"> ・現地盤面から 3m 以内にある粘性土層およびシルト質土層で、一軸圧縮試験または現位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m²以下の土層 	同 左
③ 液状化判定の対象となる地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層 ・細粒分含有率 F_c が 35% 以下の土層、または F_c が 35% をこえても塑性指数 I_p が 15 以下の土層 ・平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ 10% 粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層 	<ul style="list-style-type: none"> ・地下水位面が現地盤面から 10m 以内にある土層 ・現地盤面から 20m 以内の範囲にある土層 ・細粒分含有率 F_c が 35% 以下の土層、または F_c が 35% をこえても粘土分含有率 P_c が 15% 以下の土層 ・平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ 10% 粒径 D_{10} が 1mm 以下の土層

(2) 液状化地盤の評価

液状化地盤の判定は、一般的に液状化抵抗率(F_L 値)を用いて行われるが、実際の地盤に生じると考えられる地震時のせん断応力のパターンや実際の液状化の発生機構を忠実に評価し、地震時の地盤のせん断応力の不規則性や液状化強度に及ぼす応力度の繰返し特性を適切に考慮するのがよい²⁰⁾。

なお、兵庫県南部地震では、ポートアイランド等の埋立て土層で大規模な液状化現象が確認された。当該地盤は一般に液状化しにくいと考えられてきた砂礫層であるが、礫が多く含まれた土でも砂部分がある程度の割合で存在すれば、砂の密度・細粒分含有率・透水係数などの条件によっては液状化の可能性があると判明した。したがって、礫を多く含む土についても液状化判定の対象とするなどの処置が必要である。しかし、まさ土のような礫・砂・シルトからなる均等係数の高い土の動的変形強度特性は未解明な部分が多いため、今後の研究が期待される場所である。

また、兵庫県南部地震では液状化に伴う地盤の側方流動が、杭基礎やケーソン基礎に大きな被害をもたらした。当該地震以降、地盤の流動化の発生メカニズムや流動量の予測法に関する研究が数多くなされているが、これらの成果に基づき、液状化に伴う地盤の側方流動の影響を考慮した基礎構造物の耐震設計法を早急に確立する必要がある。

(3) 軟弱地盤の評価

表層地盤の設計固有周期の長い地盤、いわゆる軟弱地盤においては、表層地盤で地震動が増幅され地盤に大きな変形を生じるため、杭基礎のような深い基礎に損傷を与える場合がある。したがって、大きな地盤変位を生じる可能性のある地盤中の基礎においては、この影響を適切に考慮して設計する必要がある。この場合の地盤変位量は表層地盤の地震応答解析から求めるのがよい。

表層地盤の地震応答解析については、多くの研究者に着目され種々の手法が提案されているが²¹⁾、

その解析手法としては、大きく分けて等価線形化法と非線形逐次積分法に区分される。

等価線形化法は、Schnabel らが 1972 年に SHAKE を提案²²⁾して以来、多くの研究者により研究がなされ、土の動的変形特性の適用性やモデル作成等が比較的簡便なことから実務的にもよく用いられている。しかし、地盤の最大ひずみが $\gamma=10^3$ のオーダーを超える場合、その信憑性は低いとされている。したがって、L2 地震動のように地盤のひずみが大きくなる場合には、非線形逐次積分法が望ましいと言えるが、大ひずみ領域での地盤の非線形特性については不明な点も多く、解析手法や非線形モデルの適用性については十分な検討が必要である。

8.2.5 基礎構造物の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベル

(1) 基礎構造物の耐震性能

構造物の耐震設計は、構造物の重要度等に応じて目標とする耐震性能を定め、想定する地震動に対して、構造物とその性能を満足しているか否かを照査する方法である。上部-基礎構造物の一体解析を行う中で、基礎構造物の耐震性能は構造物全体系としての性能の一部といえる。つまり、基礎構造物の耐震性能は、地震動を受けた場合の基礎の挙動が、構造物全体としての機能や安全性に及ぼす影響の程度および地震後の復旧の難易性を考慮した性能といえることができる。

構造物の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの関係を図-8.2.6 に示す。

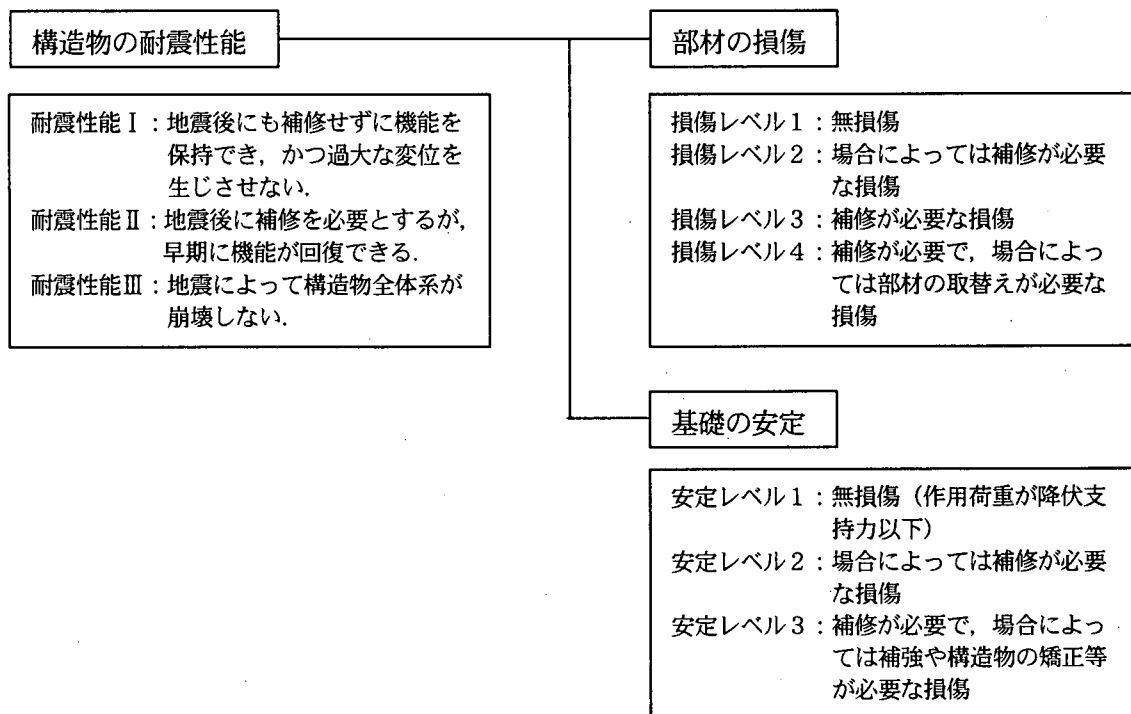


図-8.2.6 構造物の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベル

(2) 基礎部材の損傷レベル

基礎部材は、基礎形式のほか材質などによって破壊形態が異なり、損傷に至る過程や損傷状況が異なる。基礎部材には、直接基礎および杭基礎におけるフーチング、場所打ち杭、ケーソン躯体、鋼管矢板井筒基礎の頂版および連壁井筒基礎に用いられる現場施工の鉄筋コンクリート部材のほか、既製杭としての RC 杭・PHC 杭・鋼管杭などがあり、材質および形状は多種多様である。したがって基礎部材の損傷レベルの設定に対しては、これらの条件を適切に考慮する必要がある。

部材の破壊形態には、部材の曲げに対する安全度がせん断に対する安全度よりも大きい曲げ破壊モ

ードと、逆に小さい場合のせん断破壊モードがある。フーチングおよび頂版などは、部材の形状から、せん断破壊モード(せん断破壊先行型)の部材であり、変形性能に期待した設計が困難であるため、せん断に対する検討で断面諸元が決定されることとなる。

図-8.2.7は、部材の破壊形態が曲げ破壊モードの鉄筋コンクリート部材のモーメント(M)～曲率(ϕ)関係を示したものである。鉄道基準では、図-8.2.7に示すように、最大耐力(M点)以降の曲げモーメントの低下を考慮したテトラリニア型の非線形特性を設定している。

C点はコンクリートにひびわれが発生する時点での曲率(ϕ_c)である。Y点は軸方向鉄筋が引張り降伏ひずみに達する時の曲率(ϕ_y)、いわゆる降伏点での曲率であり、この時点では残留変位・残留ひびわれが小さいため、ここまでの範囲が損傷レベル1である。M点は最大耐力に達する時点での曲率(ϕ_m)で、ここまですが損傷レベル2となる。また、N点は最大耐力以降の負勾配域においてY点(降伏点)を維持する曲率(ϕ_n)で、ここまですが損傷レベル3となる。

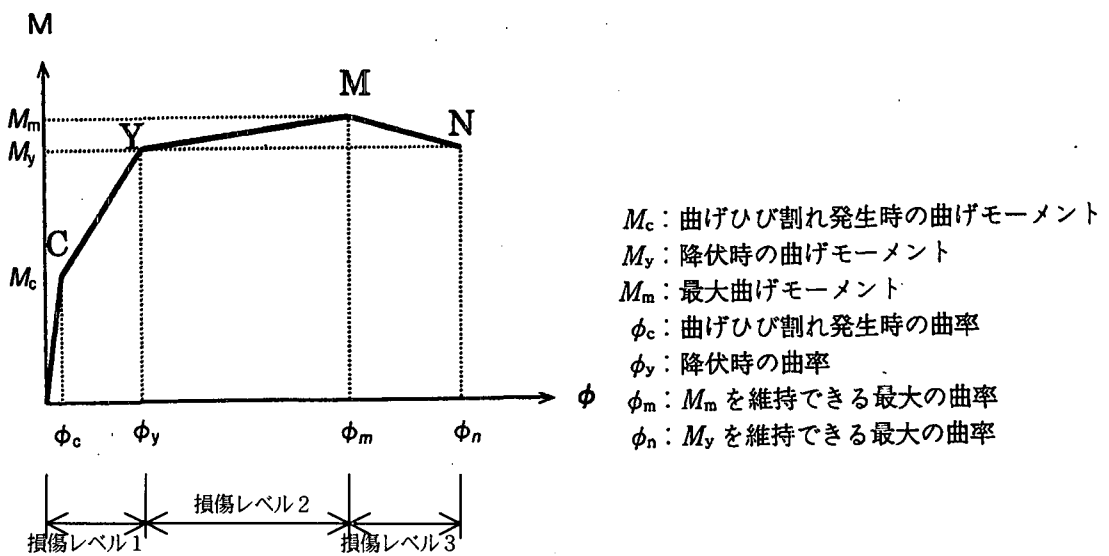


図-8.2.7 部材の損傷レベルとM～ ϕ 曲線との関係

(3) 基礎の安定レベルと支持力

基礎の安定レベルは地震の影響に対する基礎の支持力や変位の評価が重要であり、これらには、基礎を支持する地盤の強度および変形特性のほか、基礎を構成する部材の耐力および変形性能が関係する。構造物の耐震性能と基礎の安定レベルおよび支持力状態・補修補強のイメージとの関係を表-8.2.2に示す。

表-8.2.2 基礎の耐震性能と安定レベルおよび支持力状態・補修補強のイメージ

耐震性能	耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
基礎の安定レベル	安定レベル1	安定レベル2	安定レベル3
支持力状態 (地盤・部材)	支持地盤の一部が塑性化する 場合があるが、地盤反力が降伏支持力以下	支持地盤または基礎部材が塑性化するが、十分な支持力を保持	支持地盤の破壊や基礎部材の損傷による構造物の崩壊を生じない安定性を保持
補修・補強のイメージ	無補修・無補強	場合によっては基礎周辺の空隙への注入等を要する	場合によっては地盤改良や増杭補強、または構造物の矯正を要する

基礎の安定レベルの指標には、基礎の応答塑性率を用いる。基礎の応答塑性率とは、基礎の地震時の最大応答変位と、基礎天端での荷重～変位曲線から求まる降伏変位との比である。

図-8.2.7は、基礎に荷重が作用したときの荷重～変位曲線と安定レベルの関係を概念的に示したものである。A点は変位が急増する点で降伏点と定義されるが、この降伏点は支持地盤(押込み側地盤・引抜き側地盤)の降伏のほか、基礎部材の降伏でも生じるため、この2つを合わせて安定レベルと呼んでいる。

安定レベル1は、応答値が降伏点(A点)を超えない基礎の性能である。B点は基礎が抵抗できる最大の荷重(支持力)を示す点で、安定レベル2は応答値がB点を超えない基礎の性能である。C点は基礎の支持力が低下しない限界点で、安定レベル3はC点を超えない基礎の性能である。

なお、一般的に基礎の荷重～変位曲線は右上がりの傾向を示し、直接基礎を除いては、荷重(支持力)が低下するような現象が現れることはほとんどない。

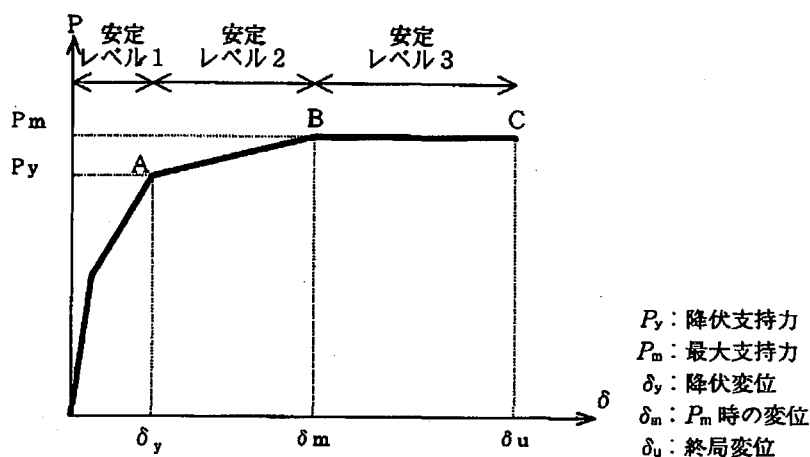


図-8.2.7 基礎の安定レベルと荷重～変位曲線との関係

8.2.6 応答値の算定法

(1) 応答値算定手法の選定

耐震設計における構造物の応答値の算定は、動的解析法によることが原則であり、時刻歴動的解析法と非線形スペクトル法に大別される。さらに、時刻歴動的解析法は、基礎を支持ばねに置換する解析法と地盤・基礎・上部構造物の一体解析法に分類される。これらの応答値算定手法の比較を表-8.2.3に示す。

表-8.2.3 応答値算定手法の比較

解析手法 (動的解析)	地盤-基礎-上部構造物一体モデル				基礎-地盤系支持ばね置換モデル	非線形スペクトル法	
	質点系 モデル	有限 要素法	有限要素+ 境界要素法	有限要素+ 薄層要素法			
適用	複雑な地盤条件または特殊な形状を有する構造物				地盤条件が複雑でなく、一般的な構造諸元を有する構造物	振動モードが単純(1自由度系)で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明確な構造物	
特徴	モデル化の簡便性	△	△	△	○	◎	
	解析諸定数設定の簡易性	△	△	△	○	◎	
	非線形性の対応性	上部構造物	◎	○	○	◎	○
		基礎(部材)	◎	○	○	◎	○
		地盤	◎	◎	◎	◎	○
	表層地盤影響の考慮(軟弱・互層)	○	◎	◎	◎	○	○
	地形影響の考慮(不整形地盤)	○	◎	◎	◎	○	○
	複雑な構造物への適用性	○	◎	◎	◎	△	△
	液状化に対する適用性	◎	◎	○	△	○	○
	汎用性	○	○	△	△	◎	◎
入力地震動の位置	基礎				表層(耐震設計上の地盤面)	-	
概念図	<p>a) 質点系モデル(修正ベンツェンモデル)</p> <p>b) FEMモデル</p>				<p>支持ばねに置換した場合の構造物のモデル化の概念図</p>		<p>静的非線形解析(プッシュオーバーアナリシス)</p>
	概要 or 解析フロー	<p>a) 質点系モデル(修正ベンツェンモデル)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・杭先端から上部を対象とし、構造物系と自由地盤系の2系で構成 ・構造物と連成して振動する周辺地盤は、杭と同じ動きを共有すると考えられる断面の土柱の質量(集約質量)で評価 ・集約質量は土柱面積に相当するせん断ばねで相互連結 ・相互作用ばねは振動数依存性のない静的ばねで評価 <p>b) FEMモデル</p> <ul style="list-style-type: none"> ・メッシュ分割パターンの設定 ・周辺地盤と自由地盤の境界に仮定の波動伝達境界を設定 ・側方および底面の境界条件は粘性境界や等変位境界で評価 ・地盤の構成則を考慮した非線形性の設定 				<p>基礎を支持ばねに置換する解析法による応答値算定フロー</p>	
問題点	<p>a) 質点系モデル</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 多点入力の問題 <ul style="list-style-type: none"> ・全入力点絶対変位波形必要 ・多点入力プログラム必要 2) 群杭の1本杭への集約 <ul style="list-style-type: none"> ・地盤抵抗の杭位置による差や軸力変動の影響の考慮不可 <p>b) FEMモデル</p> <ul style="list-style-type: none"> ・仮想境界の設定 ・次元の違い(2次元・3次元) ・2次元解析の奥行き方向の換算 ・多大な計算時間 				<ol style="list-style-type: none"> 1) 支持ばねの骨格曲線の設定 <ul style="list-style-type: none"> ・降伏点の定義 ・第2勾配の設定 2) 支持ばねの履歴特性の設定 3) 支持ばねの減衰定数の設定 		<ol style="list-style-type: none"> 1) 構造物全体系を1自由度系として取り扱ったモデルにてスペクトルを作成 <ul style="list-style-type: none"> ・適用限界 ・設計精度

(2) 静的非線形解析(プッシュオーバーアナリシス)

非線形スペクトル法の適用に当たっては、構造物の等価固有周期および降伏震度・降伏変位を把握する必要がある。また、基礎を支持ばねに置換する解析法では、支持ばねの復元力特性を設定するための骨格曲線を定める必要がある。これらは、上部構造物と基礎との全体系をモデル化(線材ばねモデル化)した静的非線形解析(プッシュオーバーアナリシス)によって求められる。

静的非線形解析には、骨組解析による方法と有限要素解析による方法があるが、一般的には、構造物を線材ばねモデルにモデル化する骨組解析が用いられる。解析においては、部材および地盤の非線形特性を精度良く設定する必要がある。表-8.2.4に、杭基礎構造物において骨組解析を行う場合の道路橋および鉄道橋における解析モデルと部材および地盤のモデル化の例を示す。

表-8.2.4 骨組解析によるモデル化の例 (杭基礎構造物)

	道路基準	鉄道基準
骨組モデル		
杭部材のモデル化 (コンクリート系材料)	<p>(トリリニア型)</p>	<p>(テトラリニア型)</p>
地盤のモデル化	表-8.2.5 参照	

また、基礎構造物においては、基礎形式等に応じた支持力特性を適切に考慮して降伏点を定める必要がある。この場合の基礎の降伏点は、地盤の塑性化が主たる要因になる場合と部材の降伏が主たる要因になる場合とがある。表-8.2.6に道路基準および鉄道基準における各基礎別の降伏点の定義を示す。

表-8.2.5 道路基準および鉄道基準における地盤のモデル化の考え方（静的非線形骨組解析）

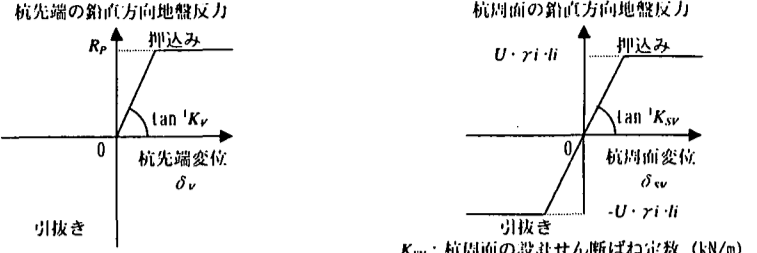
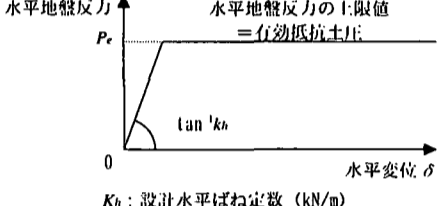
設計基準	「道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）」平成14年3月	「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）」平成11年10月																					
杭の鉛直地盤抵抗	 <p style="text-align: center;">杭の軸方向の抵抗特性</p> <p>杭の軸方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向ばね定数 K_{VE} を初期勾配とし、押し込み支持力の上限值 P_{NU} および引抜き支持力の上限值 P_{TU} を上限値とする弾塑性型とする。</p> <p>なお、地盤定数および支持力の上限值は「道路橋示方書・同解説（IV 下部構造物）」に準じて算定することとする。</p>	 <p style="text-align: center;">杭先端の鉛直地盤抵抗特性</p> <p>杭先端の鉛直地盤抵抗は、杭先端の設計鉛直ばね定数 K_V を初期勾配とし、基準先端支持力 R_p を上限値とする弾塑性型とする。なお、杭先端に引抜きが生じた場合には、杭先端の地盤反力を無視する。杭周面の鉛直地盤抵抗は、杭周面の設計せん断ばね定数 K_{SV} を初期勾配とし、設計せん断地盤ばね定数を算定した範囲の最大周面支持力を上限値とする弾塑性型とする。</p> <p style="text-align: center;">杭周面の鉛直地盤抵抗特性</p> <p>なお、各地盤ばね定数および支持力は「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）」に準じて算定することとし、この際、地盤抵抗係数 f_f, f_{fp}, f_{ru} は1.0としてよい。</p>																					
杭の水平地盤抵抗	 <p style="text-align: center;">杭の軸直角方向の抵抗特性</p> <p>杭の軸直角方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限值 P_{HU} を有する弾塑性型とする。k_{HE} および P_{HU} は次式により求める。</p> $k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H$ $P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$ <p>ここに、</p> <ul style="list-style-type: none"> k_{HE} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 (KN/m³) P_{HU} : 水平地盤反力度の上限值 (KN/m²) k_H : 地震時の水平方向地盤反力係数 (KN/m³) p_U : 地震時の受働土圧強度 (KN/m²) α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数 α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数 η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数 η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <caption>群杭の補正係数</caption> <thead> <tr> <th>地盤の種類</th> <th>α_k</th> <th>α_p</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>砂質地盤</td> <td>1.5</td> <td>3.0</td> </tr> <tr> <td>粘性土地盤</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> </tr> </tbody> </table> <p>注) $N \leq 2$ の粘性土地盤では、$\alpha_p = 1.0$ とする。</p> <p>なお、群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数 η_k は、次の値を用いるものとし、$\eta_k = 2/3$</p> <p>群杭効果を考慮した水平方向地盤反力度の上限値の補正係数 η_p は、次の値を用いるものとする。</p> <p>粘性土地盤: $\eta_p = 1.0$</p> <p>砂質地盤: $\eta_p \alpha_p =$ 荷重載荷直角方向の杭の中心間隔/杭径 ($\leq \alpha_p$)</p> <p>ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限值 P_{HU} は、式により算出される値の1/2を用いる。</p> <p>フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また良質で設計上水平抵抗を期待できる場合には、フーチング前面抵抗を考慮してよい。この場合、埋戻された地盤は原地盤以上の強度を持たなければならない。フーチング前面の水平抵抗は、ケーソン基礎に準じて、水平方向地盤反力係数および水平地盤反力度の上限值を算定してよい。ただし、α_k は1.0とする。</p>	地盤の種類	α_k	α_p	砂質地盤	1.5	3.0	粘性土地盤	1.5	1.5	 <p style="text-align: center;">杭の水平方向地盤抵抗特性</p> <p>杭の水平地盤抵抗は、設計水平地盤ばね定数 K_h を初期勾配とし、設計水平地盤ばね定数を算定した範囲の有効抵抗土圧力を上限値とする弾塑性体とする。</p> <p>設計水平地盤ばね定数は「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）」に準じて算定してよいが、杭の有効抵抗土圧力度は、土質に応じて次式により求めることとする。</p> <p>i) 砂質土の場合</p> $P_e(z) = f_{fp} \alpha \overline{\gamma_e} z K_p$ <p>ここに、</p> <ul style="list-style-type: none"> $P_e(z)$: 深さ z における有効抵抗土圧力度 (KN/m²) α : 杭前面の形状係数 (一般に $\alpha = 3$ としてよい) $\overline{\gamma_e}$: 深さ z までの平均有効単位体積重量 (KN/m³) K_p : 受働土圧係数 $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ <ul style="list-style-type: none"> ϕ : 深さ z の土の内部摩擦角 (度) z : 有効抵抗土圧力度を求める深さ (m) f_{fp} : 土圧力度の算出に用いる地盤抵抗係数で一般に1.0としてよい。 <p>ii) 粘性土の場合</p> $P_e(z) = f_{rc} (1 + z/2D) (\overline{\gamma_e} z + 2c) \leq 9c$ <p>ここに、</p> <ul style="list-style-type: none"> D : 杭径 (m) c : 粘性土の粘着力度 (KN/m²) f_{rc} : 土圧力度の算出に用いる地盤抵抗係数で一般に1.0としてよい。その他の記号は上記に同じ。 <p>なお、群杭の場合には、単杭に比べて水平地盤反力係数が低下したり、各杭での水平荷重の分担率が異なるなどの影響がある。</p> <p>群杭の設計水平地盤反力係数は、「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）」により、次式により補正する。(記号: 標準参)</p> $e_g = [1 - 5 \{1 - (0.6 - 0.25k) d^{(0.3+0.2k)}\}] \times [1 - m^{0.22} n^{-0.09}]$ <p>群杭の有効抵抗土圧力度は、各列に応じた地盤抵抗の分担率や杭間隔等の影響を考慮し、次式により補正を行うものとする。</p> $P_{eg}(z) = \eta_m \eta_n P_e(z) \leq P_e(z)$ <p>ここに、</p> <ul style="list-style-type: none"> $P_{eg}(z)$: 深さにおける群杭の有効抵抗土圧力度 (KN/m²) $P_e(z)$: 深さにおける単杭の有効抵抗土圧力度 (KN/m²) η_m : 群杭の杭列による抵抗分担係数 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <caption>群杭の杭列による抵抗分担係数 (η_m)</caption> <thead> <tr> <th>地盤の種類</th> <th>押し込み杭</th> <th>中杭</th> <th>引抜き杭</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>砂質土</td> <td>1.0</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> </tr> <tr> <td>粘性土</td> <td>(1.0)</td> <td>(0.8)</td> <td>(0.7)</td> </tr> </tbody> </table> <p>() 内は応答変位法の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> 砂質土: 一般に η_m は左表に示す値を用いてよい。 粘性土: 各列とも $\eta_m = 1.0$ とする。 η_n : 群杭の杭本数による抵抗補正係数 $\eta_n = (d/3)^{0.42} \cdot n^{-0.09}$ <ul style="list-style-type: none"> d : 杭間隔係数 $d = L/D$ L : 杭中心間隔 (m) D : 杭径 (m) n : 水平荷重作用直角方向の杭本数 粘性土: $\eta_n = 1.0$ <p>フーチング前面の地盤が長期的に安定しており、設計上、水平抵抗を期待できる場合には、直接基礎に準じてフーチング前面の地盤抵抗を考慮してよい。</p>	地盤の種類	押し込み杭	中杭	引抜き杭	砂質土	1.0	0.5	0.4	粘性土	(1.0)	(0.8)	(0.7)
地盤の種類	α_k	α_p																					
砂質地盤	1.5	3.0																					
粘性土地盤	1.5	1.5																					
地盤の種類	押し込み杭	中杭	引抜き杭																				
砂質土	1.0	0.5	0.4																				
粘性土	(1.0)	(0.8)	(0.7)																				

表-8.2.6 道路基準および鉄道基準における深い基礎の降伏点の定義

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月		鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 平成 11 年 10 月									
杭基礎	<p>① すべての杭において杭体が降伏するとき。</p> <p>② 1列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達するとき。</p>	<p>① 最外縁の杭頭反力が設計鉛直支持力の上限値に達するとき。</p> <p>② 全本数の半数の杭頭反力が、設計引抜き抵抗力の上限値に達するとき。</p> <p>③ 全本数の半数の杭が降伏耐力に達するとき。</p> <p>(注) 奇数列杭の場合、中央列杭は含まれない。</p>	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">基礎・地盤系の降伏点 (k_y)</td> </tr> <tr> <td>$BI < 1.0$</td> <td>k_g</td> </tr> <tr> <td>$1.0 \leq BI < 1.5$</td> <td>$k_g < k_{gp}$ の場合: $k_g + (k_{gp} - k_g) / 0.5 \times (\beta I - 1.0)$</td> </tr> <tr> <td>$1.5 \leq BI$</td> <td>$k_{gp} < k_g$ の場合: k_g</td> </tr> </table> <p>k_y: 基礎地盤系の降伏点 (部材の降伏が先行する場合は部材の降伏点とする)</p> <p>k_g: 基礎寸法等から定まる降伏点 ($L \times 1.2\%$, $0.6 \times 10^7 \text{ rad}$) のいずれか小さい荷重用時</p> <p>$k_{gp}$: 最大抵抗荷重から定まる降伏点 ($L \times 10\%$ 変形時を最大抵抗荷重とし、その 80% の荷重用時)</p> <p>β: 基礎の特性値 ($= \sqrt[4]{K_{\text{eq}} / 4EI}$)</p> <p>$K_{\text{eq}}$: 基礎の等価水平地盤ばね ($K_{\text{eq}} = k_n \times L_e + k_{sp} \times B_e \times 2$)</p> <p>$L_e$: 基礎の前面有効抵抗幅</p> <p>$B_e$: 基礎の側面有効抵抗幅</p> <p>EI: 基礎の全断面有効の山げ剛性</p>	基礎・地盤系の降伏点 (k_y)		$BI < 1.0$	k_g	$1.0 \leq BI < 1.5$	$k_g < k_{gp}$ の場合: $k_g + (k_{gp} - k_g) / 0.5 \times (\beta I - 1.0)$	$1.5 \leq BI$	$k_{gp} < k_g$ の場合: k_g
基礎・地盤系の降伏点 (k_y)											
$BI < 1.0$	k_g										
$1.0 \leq BI < 1.5$	$k_g < k_{gp}$ の場合: $k_g + (k_{gp} - k_g) / 0.5 \times (\beta I - 1.0)$										
$1.5 \leq BI$	$k_{gp} < k_g$ の場合: k_g										
ケーソン基礎	<p>① ケーソン基礎本体が降伏するとき。</p> <p>② 基礎全面の水平地盤抵抗が塑性化した領域が、基礎の根入長の 60% に達するとき。</p> <p>③ 基礎底面において浮上りを生じた面積が、基礎底面積の 60% に達するとき。</p>	<p>① 押込み側の 1/4 の範囲の鋼管矢板先端に発生する設計最大鉛直地盤反力が設計鉛直支持力に達するとき</p> <p>② 引抜き側の 1/4 の範囲の鋼管矢板先端に発生する設計鉛直地盤反力が設計引抜き抵抗力に達するとき。</p> <p>③ 押込み側の 1/4 の範囲の鋼管矢板の縁心力が応力度の制限値に達するとき。</p>	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">基礎・地盤系の降伏点 (k_y)</td> </tr> <tr> <td>$BI < 1.0$</td> <td>k_g</td> </tr> <tr> <td>$1.0 \leq BI < 1.5$</td> <td>$k_g \leq k_{gp}$ の場合: $k_g + (\beta I - 1.0) (k_{gp} - k_g) / 0.5$</td> </tr> <tr> <td>$1.5 \leq BI$</td> <td>$k_{gp} \leq k_g$ の場合: k_g</td> </tr> </table> <p>k_y: 基礎～地盤系の降伏から定まる連壁井筒基礎の降伏点 (連統地中壁の降伏が先行する場合は部材の降伏点とする)</p> <p>k_g: 基礎の寸法等から定まる降伏点で、基礎幅 L の 1.2% 変形時、もしくは頂部の傾斜角が $0.6 \times 10^7 \text{ rad}$ に達したときのいずれか小さい方</p> <p>k_{gp}: 最大抵抗荷重から定まる降伏点で、基礎幅 L の 10% 変形時を最大抵抗荷重とし、その 80% 時の荷重用時とする。</p> <p>β: 基礎の特性値</p>	基礎・地盤系の降伏点 (k_y)		$BI < 1.0$	k_g	$1.0 \leq BI < 1.5$	$k_g \leq k_{gp}$ の場合: $k_g + (\beta I - 1.0) (k_{gp} - k_g) / 0.5$	$1.5 \leq BI$	$k_{gp} \leq k_g$ の場合: k_g
基礎・地盤系の降伏点 (k_y)											
$BI < 1.0$	k_g										
$1.0 \leq BI < 1.5$	$k_g \leq k_{gp}$ の場合: $k_g + (\beta I - 1.0) (k_{gp} - k_g) / 0.5$										
$1.5 \leq BI$	$k_{gp} \leq k_g$ の場合: k_g										
鋼管矢板井筒基礎	<p>① 井筒外周の押込み側の 1/4 の範囲の鋼管矢板の縁心力が降伏点に達するとき。</p> <p>② 1/4 以上の鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押込み支持力に達するとき。</p> <p>③ 鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押込み支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が、全鋼管矢板の 60% に達するとき。</p>	<p>① 井筒外周の押込み側の 1/4 の範囲の鋼管矢板の縁心力が降伏点に達するとき。</p> <p>② 1/4 以上の鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押込み支持力に達するとき。</p> <p>③ 鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押込み支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が、全鋼管矢板の 60% に達するとき。</p>	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">基礎・地盤系の降伏点 (k_y)</td> </tr> <tr> <td>$BI < 1.0$</td> <td>k_g</td> </tr> <tr> <td>$1.0 \leq BI < 1.5$</td> <td>$k_g \leq k_{gp}$ の場合: $k_g + (\beta I - 1.0) (k_{gp} - k_g) / 0.5$</td> </tr> <tr> <td>$1.5 \leq BI$</td> <td>$k_{gp} \leq k_g$ の場合: k_g</td> </tr> </table> <p>k_y: 基礎～地盤系の降伏から定まる連壁井筒基礎の降伏点 (連統地中壁の降伏が先行する場合は部材の降伏点とする)</p> <p>k_g: 基礎の寸法等から定まる降伏点で、基礎幅 L の 1.2% 変形時、もしくは頂部の傾斜角が $0.6 \times 10^7 \text{ rad}$ に達したときのいずれか小さい方</p> <p>k_{gp}: 最大抵抗荷重から定まる降伏点で、基礎幅 L の 10% 変形時を最大抵抗荷重とし、その 80% 時の荷重用時とする。</p> <p>β: 基礎の特性値</p>	基礎・地盤系の降伏点 (k_y)		$BI < 1.0$	k_g	$1.0 \leq BI < 1.5$	$k_g \leq k_{gp}$ の場合: $k_g + (\beta I - 1.0) (k_{gp} - k_g) / 0.5$	$1.5 \leq BI$	$k_{gp} \leq k_g$ の場合: k_g
基礎・地盤系の降伏点 (k_y)											
$BI < 1.0$	k_g										
$1.0 \leq BI < 1.5$	$k_g \leq k_{gp}$ の場合: $k_g + (\beta I - 1.0) (k_{gp} - k_g) / 0.5$										
$1.5 \leq BI$	$k_{gp} \leq k_g$ の場合: k_g										
地中連統壁基礎	<p>特に定義なし (水平変位が急増する点)</p>										

(3) 非線形スペクトル法

非線形スペクトル法は、想定地震動や地盤種別および材料特性ごとに設定された所要降伏震度スペクトルを用いて、構造物の非線形動的応答値を予測する手法である。所要降伏震度スペクトルとは、構造物を非線形特性を与えた1自由度系の振動モデルに置換え、固有周期をパラメータとして、その最大応答を算定し、塑性率ごとに固有周期と降伏震度の関係を図化したものである。その概念図を図-8.2.8に示す。

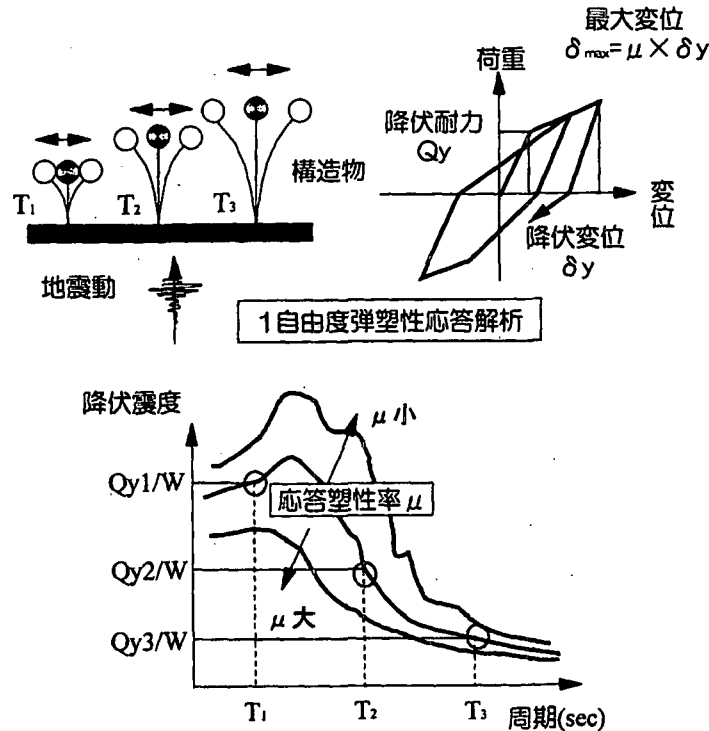


図-8.2.8 所要降伏震度スペクトル作成の概念図

また、構造物全体系を考えた場合、上部構造物の耐力の方が基礎の耐力よりも小さく、地震時に主として上部構造物の非線形化が進む場合と、逆に、基礎の耐力の方が上部構造物の耐力よりも小さく、主として基礎の非線形化が進む場合がある。前者と後者では、構造物全体系の地震時挙動が異なるため、所要降伏震度スペクトルは、上部構造物用と基礎構造物用の2種類が設定されている。図-8.2.9および図-8.2.10に、それぞれ、スペクトルⅡ地震における地盤種別($G_0 \sim G_7$)ごとのコンクリート系材料の上部構造物用所要降伏震度スペクトルおよび基礎構造物用所要降伏震度スペクトルを示す。

応答値の算定に当たっては、基盤で設定した地震動を用いて表層地盤の応答計算を行い、その結果得られた地表面地震動を構造物に入力して構造物の応答値を求めるのが理想であるが、非線形スペクトル法では、設計者は、表層地盤の地震応答計算や構造物の地震応答解析を行う必要はなく、その代わりに設計条件(想定地震動・地盤条件・材料条件など)に見合った所要降伏震度スペクトルを選択すれば、構造物の降伏震度と固有周期のから構造物全体系としての応答塑性率が算定されることとなる。図-8.2.11に非線形スペクトルを用いた応答値算定の概念図を示す。

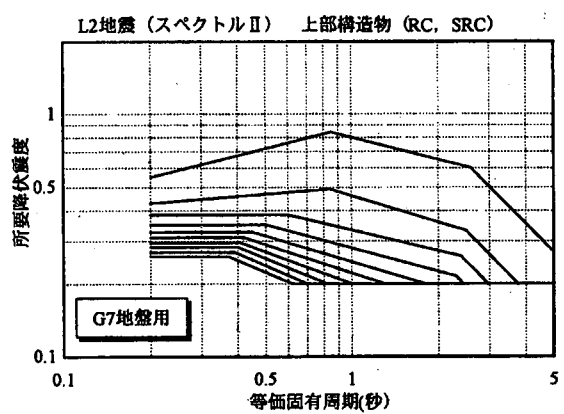
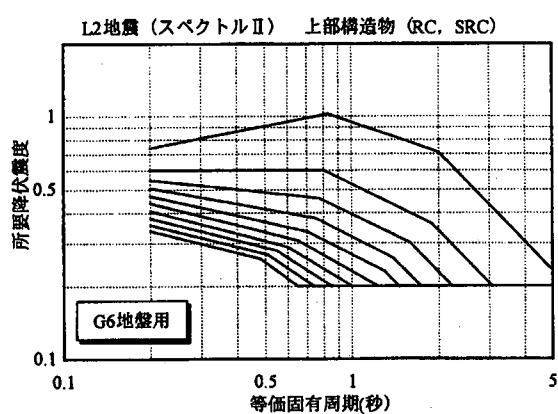
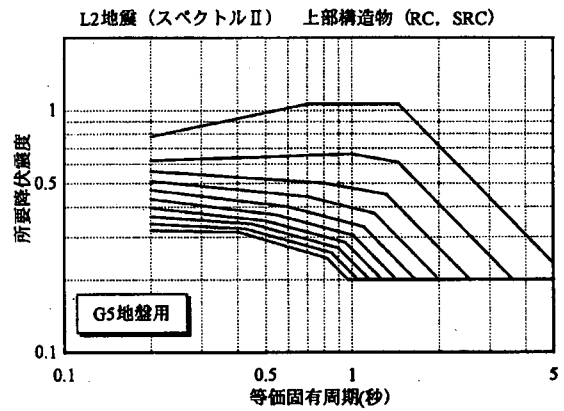
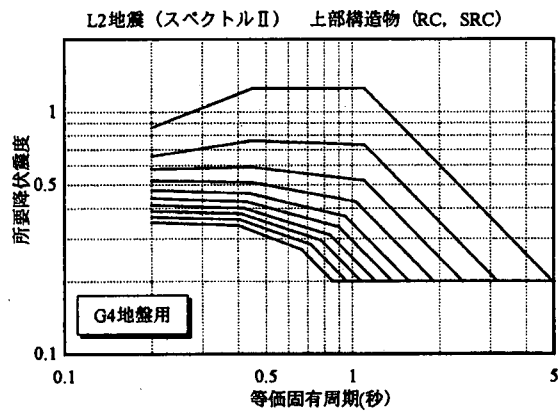
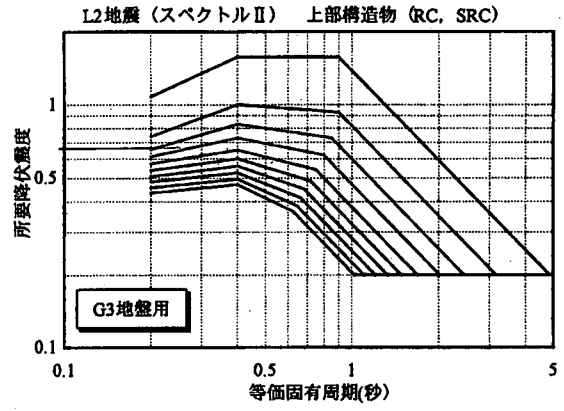
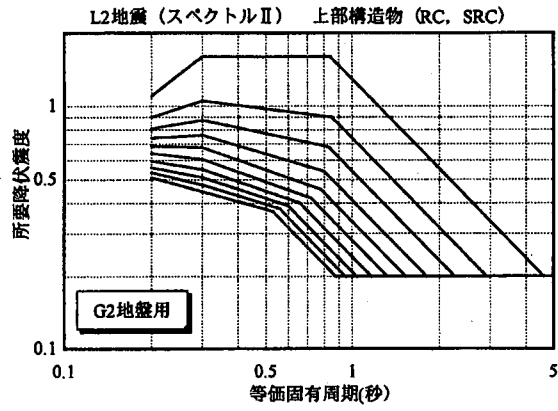
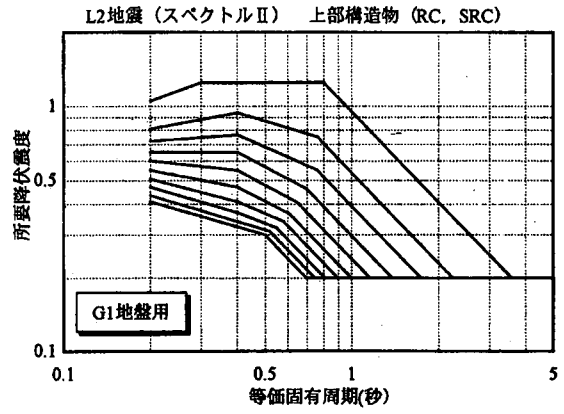
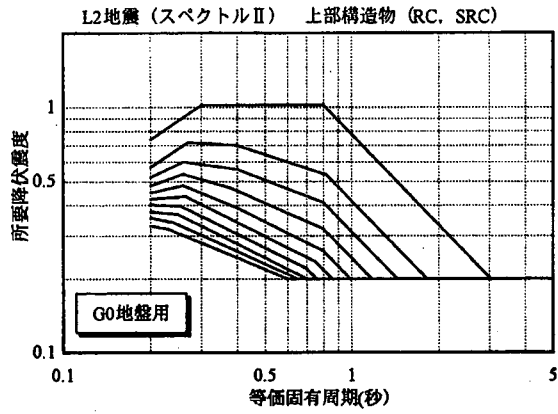


図-8.2.9 上部構造物用所要降伏震度スペクトルの例

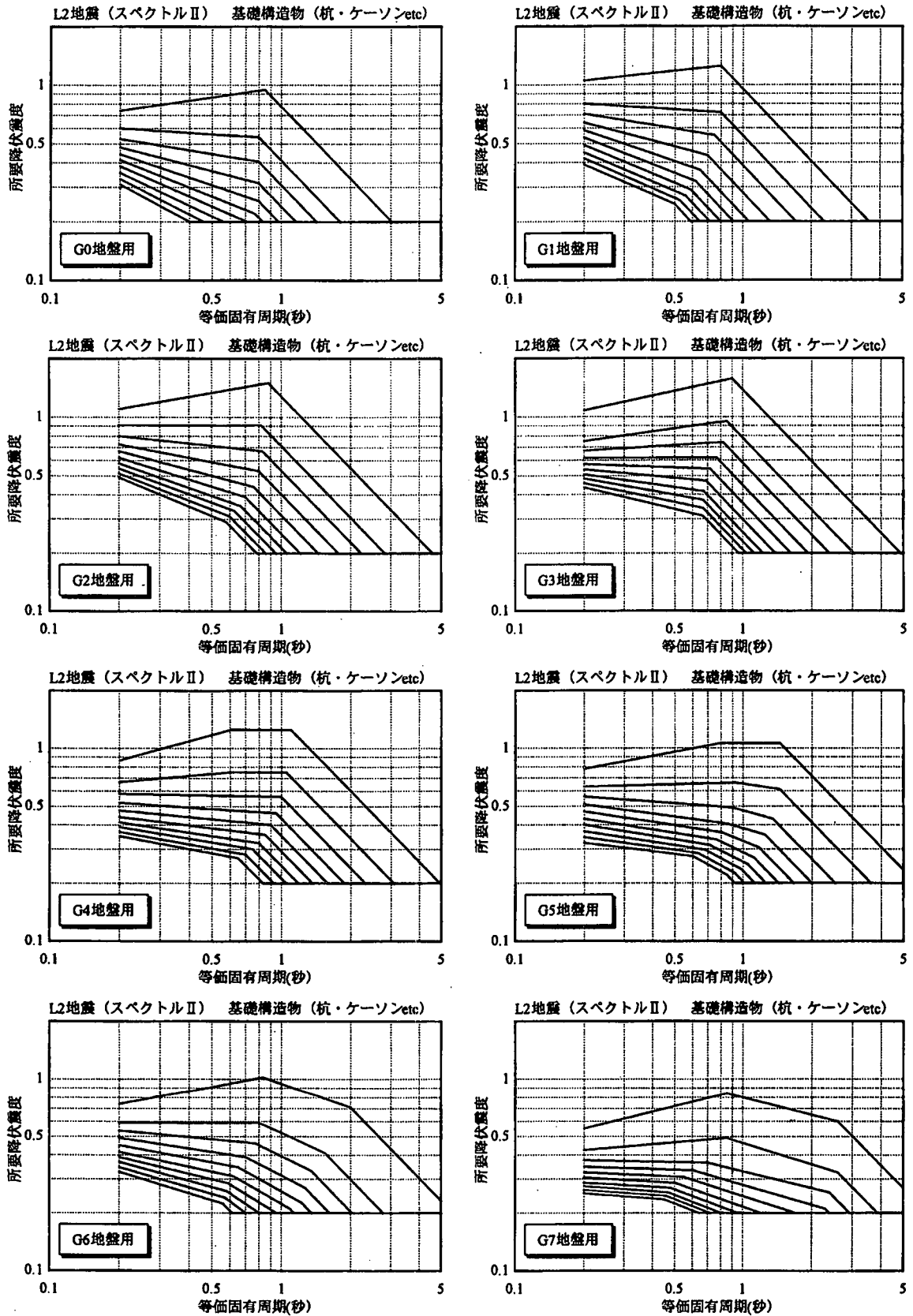


図-8. 2. 10 基礎構造物用の所要降伏震度スペクトルの例

非線形スペクトルによる応答値の算定は、まず、部材および地盤の非線形特性を考慮した静的非線形解析(プッシュオーバーアナリシス)により、構造物天端での水平荷重(水平震度)～変位曲線を求め、構造物全体系としての降伏震度(khy)と降伏変位(δy)を算定する。

次に、地盤の固有周期(T_g)を算定するとともに、構造物の等価固有周期(T_{eq}) を次式により算定する。

$$T_{eq} = 2.0 \sqrt{\frac{W}{K}} = 2.0 \sqrt{\frac{\delta y}{khy}}$$

ここに、W：等価重量 (kN)

K：構造物の降伏剛性 (kN/m)

δy ：降伏点に達したときの水平変位 (m)

khy：降伏点に達したときの水平震度

地盤の固有周期(T_g)により区分される地盤種別に応じた所要降伏震度スペクトル(上部構造物用もしくは基礎構造物用)を選定し、降伏震度(khy)と構造物の等価固有周期(T_{eq})から構造物全体系としての応答塑性率(μ)を算定する。そこで、降伏変位(δy)に応答塑性率(μ)を乗じることにより、想定地震動に対する構造物の最大応答変位(δr)が算定されることになる。

そして、構造物天端の水平荷重(水平震度)～変位曲線から、最大応答変位時(δr)時の最大応答水平震度(khr)を求め、そのときの基礎構造物の応答値(ϕr)を読み込む。その応答値(ϕr)が、所要の耐震性能に応じた部材の損傷レベルの制限値以内であるか否かを照査する。(部材の損傷レベルの照査)

次に、上部構造物の変形量を無視して基礎天端位置での水平荷重(水平震度)～水平変位曲線に着目し、構造物の最大応答震度(khr)時の基礎天端での最大応答変位を読み取り、その変位を基礎が降伏したときの変位で除すことにより、基礎の応答塑性率が求まる。この基礎の塑性率が、所要の耐震性能に応じた基礎の安定レベル(塑性率の制限値)以内であるか否かを照査する。(基礎の安定レベルの照査)

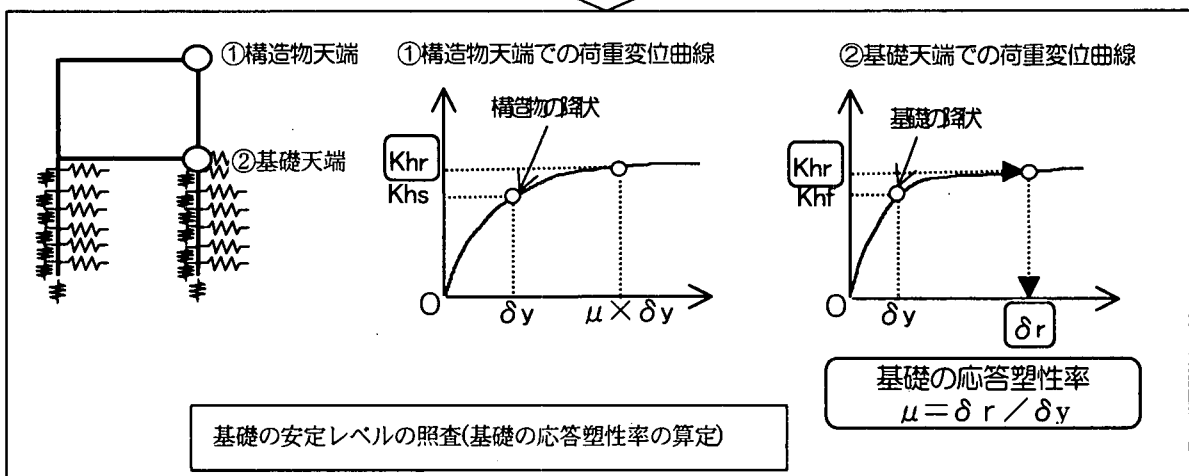
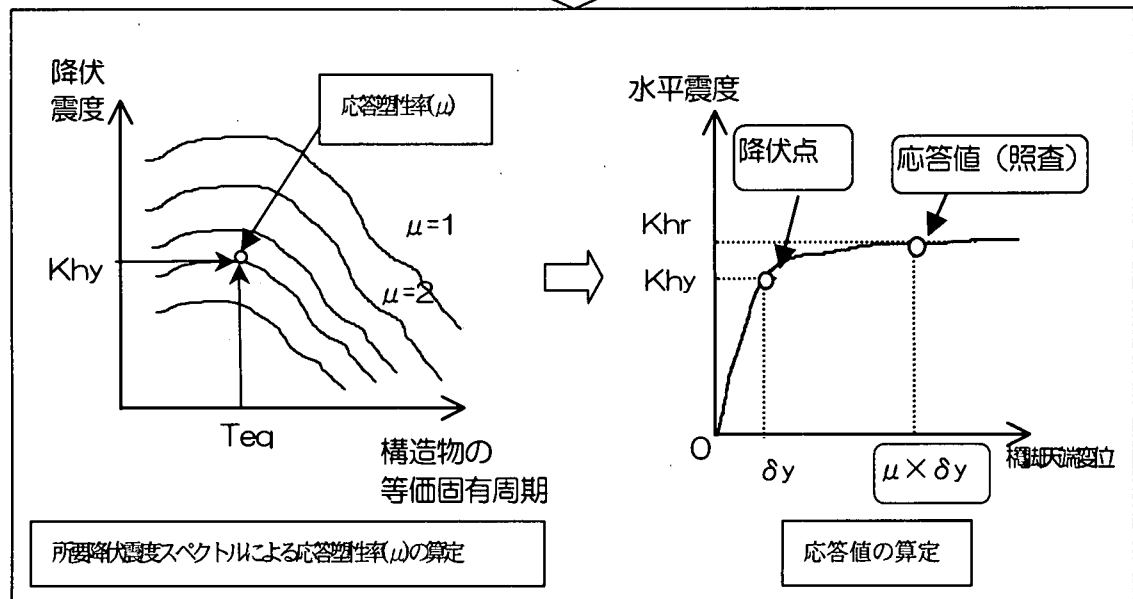
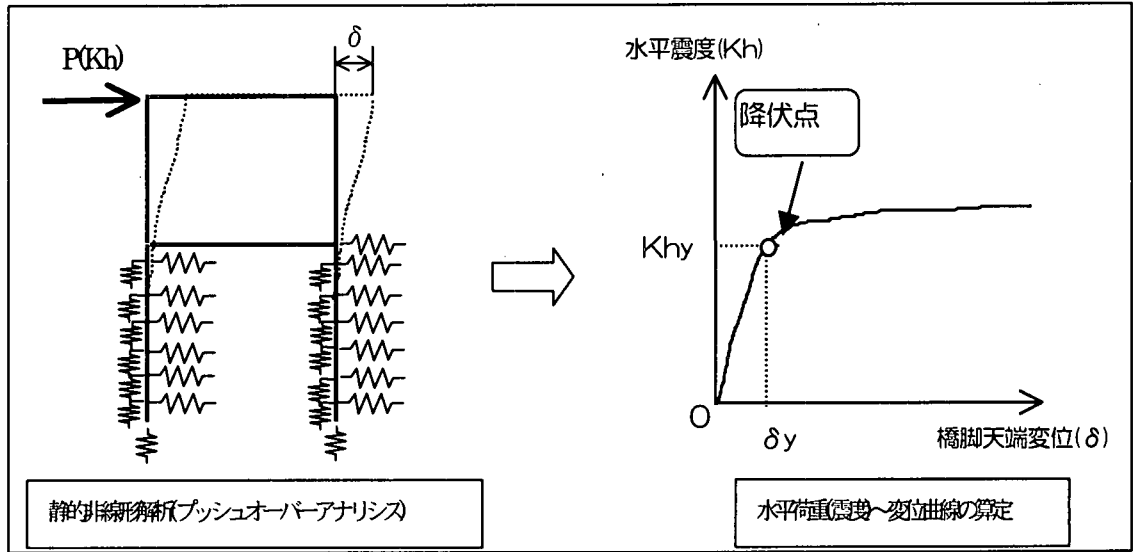


図-8.2.11 非線形スペクトル法による応答値算定の概念図

(4) 時刻歴動的解析手法

1) 基礎を支持ばねに置換する解析法

基礎を上部構造物の支持ばねに置換する場合には、基礎形式と支持力特性に応じて支持ばねの種類とその非線形特性を適切に設定する必要がある。支持ばねの種類には、鉛直ばね・水平ばね・回転ばねが考えられ、地盤条件と基礎形式および支持力特性に応じて設定する。

支持ばねの復元力特性の設定においては、その骨格曲線は静的非線形解析(プッシュオーバーアナリシス)によって求められた荷重～変位曲線を、その履歴特性は地盤と基礎部材繰返し载荷における復元力を適切に評価する必要がある。また減衰定数も基礎形式に応じて適切に定める必要がある。この場合の減衰定数には履歴減衰のほか逸散減衰や内部減衰の影響を考慮するのがよい。

2) 地盤・基礎・上部構造物一体解析法

構造物が地震動を受けたときの挙動は、地盤と構造物(基礎)との動的相互作用の影響を受ける。これを精度良く算定し構造物の耐震性能を把握するためには、地盤・基礎・上部構造物の全体系をモデル化した一体解析が望ましい。しかし、この場合の解析精度は、地盤と基礎に関する設計諸定数の評価や境界条件などに大きく影響され、これらの適否が解析結果の信頼性を左右する。

一体解析におけるモデル化の方法としては、一般に、①多質点のばねマスモデルに代表される質点系モデル、②有限要素法および③有限要素法と境界要素法または薄層要素法との組合せモデルなど、種々のモデルが考えられるが、解析の対象となる構造物の条件や地盤条件および解析精度等に応じて適切な手法を選定する必要がある。

(5) 液状化または軟弱地盤における耐震設計

1) 液状化地盤における耐震設計

兵庫県南部地震では液状化に伴う地盤の側方流動が、構造物に大きな被害をもたらしたと推測される事例が報告されている。したがって、従来の液状化地盤の地盤強度を低減させて構造物の安全性を検討する方法に加えて、液状化に伴う側方流動に対しても、その影響を設計に考慮することが必要となった。

図-8.2.12 に非線形スペクトルを用いた液状化地盤における耐震設計のフローを示す。液状化地盤における耐震設計では、液状化前と液状化後の2段階設計を用いることを基本としている。これは液状化すると地盤の支持力は低下するが、構造物の固有周期が長周期化するため応答値(慣性力)が小さくなる場合があるためである。したがって、まず地盤が液状化しない場合の地盤定数で算定した構造物の固有周期を用いて耐震設計を行い、次に、液状化した場合での地盤定数を求めて、それに応じた地盤と構造物の固有周期を用いて耐震設計を行うこととなる。

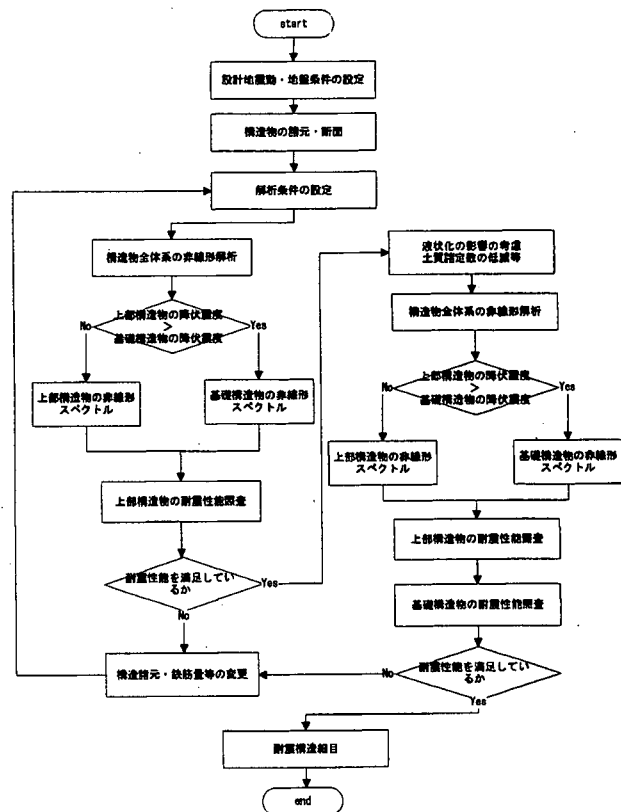
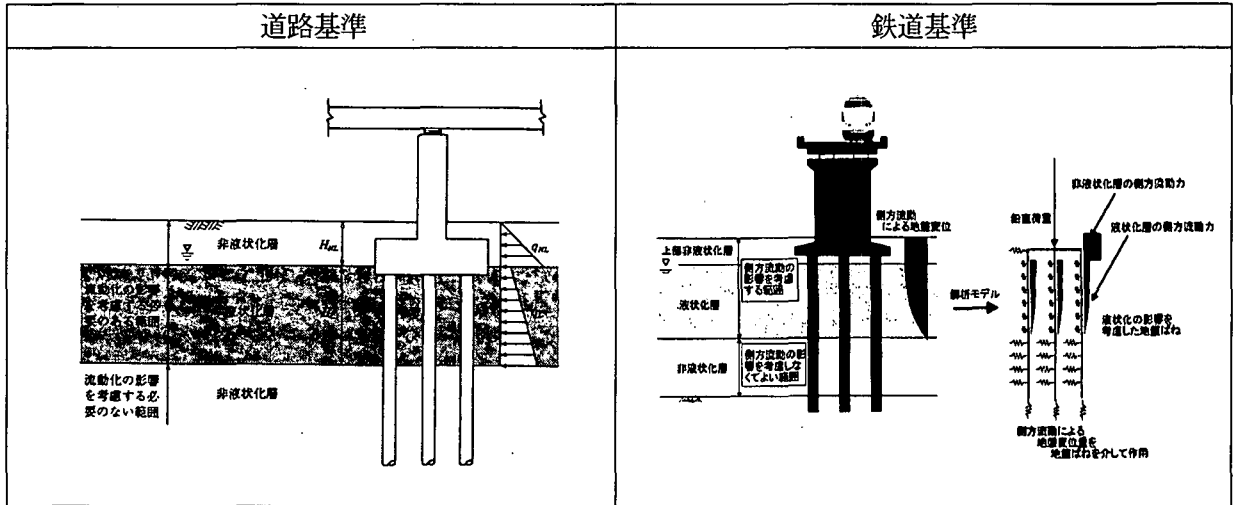


図-8.2.12 非線形スペクトルを用いた液状化地盤における耐震設計のフロー

また、側方流動に対する影響に対しては、道路基準では表-8.2.7 に示すように、土圧(単位面積当りの流動力)として基礎構造物に作用させるが、鉄道基準では側方流動を生じる地盤の変位量を算定し、これを地盤ばねを介して荷重として作用させる応答変位法のような考え方を採用している。なお、両基準とも、側方流動力と慣性力を同時に載荷させない点では一致している。

表-8.2.7 道路基準および鉄道基準による液状化に伴う側方流動の設計概念図



2) 軟弱地盤における耐震設計 (応答変位法)

地震時に杭基礎などの深い基礎は、構造物の慣性力による相互作用(慣性力相互作用: Inertial interaction)を受けるとともに、地盤変形による相互作用(基礎入力地震動相互作用: Kinematic interaction)を受ける²³⁾。なお、自然地震動に後者の相互作用を加えたものを有効入力動というが、剛性の高い大型基礎にはこれを適切に考慮するのがよい²⁴⁾。

基礎の耐震設計の基本は、基礎が上部構造物の慣性力を受けるという視点からの設計法であるが、地盤が軟弱な場合は、地震時慣性力のほかに、地盤自体が大きな変形を生じるため、それが杭体等に影響を及ぼす場合がある。これらの影響を考慮するため、鉄道基準では従来から応答変位法を採用している²⁵⁾。この設計法は、基礎に上部構造物の地震時慣性力と地盤変位の双方を作用させて、基礎の安全性を検討するものである。図-8.2.13 に地盤変位の影響を考慮した骨組モデルの概念図を示す。

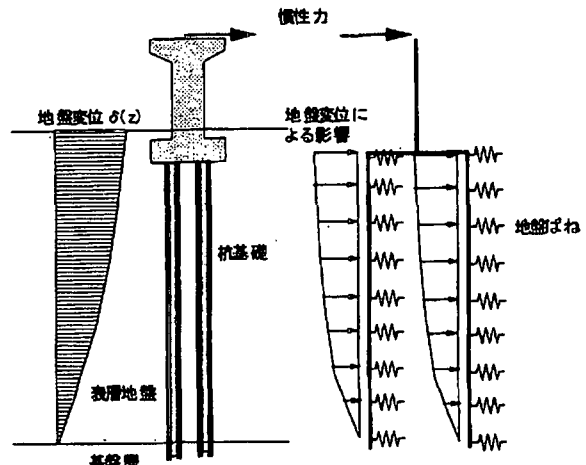


図-8.2.13 地盤変位の影響を考慮した骨組モデルの概念図

従来の許容応力度設計法では、設計水平震度を乗じて得られる地震時慣性力と、地盤変位に地盤ばねを介して与えられる荷重とをそのまま載荷することとしていたが、近年の研究⁴⁾により、地震時慣性力と地盤変位が基礎に与える影響は、構造物の固有周期(T_{eq})と地盤の固有周期(T_g)との大小関係、つまり構造物と地盤の動的相互作用によって大きく異なり、必ずしも地盤変位と応答加速度の影響は同時に最大となるわけではなく、両者の影響の間に位相差が生じていることが確認されている。深い基礎の設計に当たっては、これを考慮した補正係数を適切に考慮することが合理的であるといえる。

鉄道基準に示されている応答変位法により基礎構造物の応答値を算定するフローを図-8.2.14に、構造物と地盤の動的相互作用を考慮した補正係数の算定図を図-8.2.15に示す。

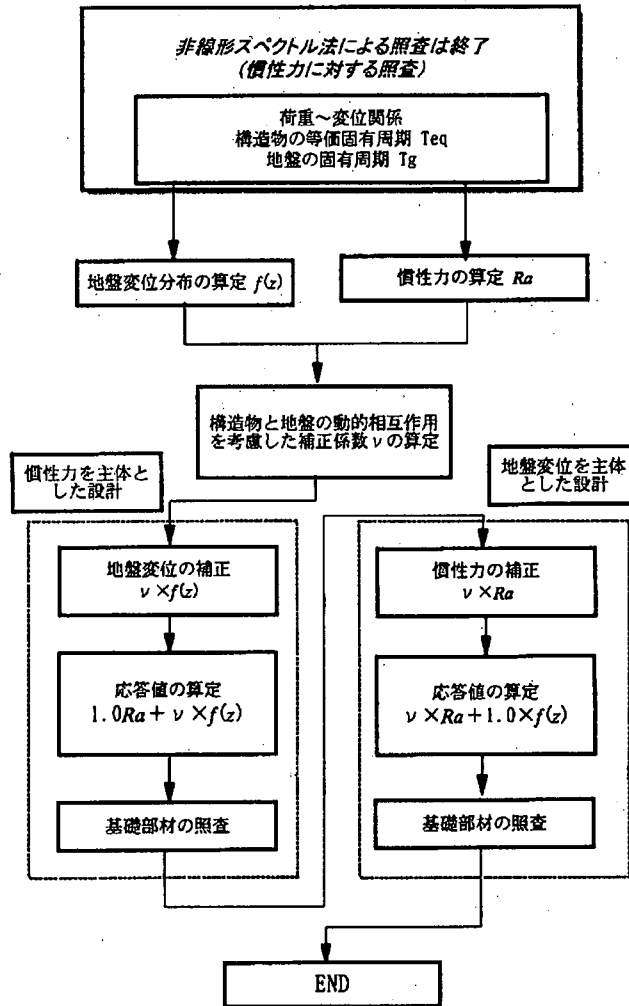


図-8.2.14 応答変位法により基礎構造物の応答値を算定するフロー

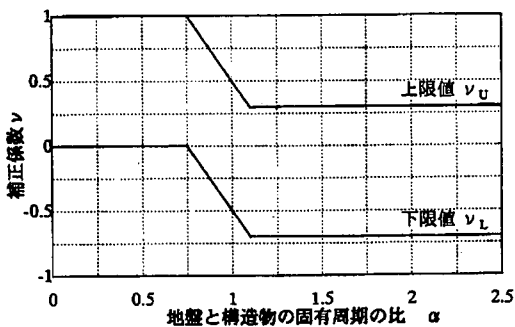


図-8-2.15 構造物と地盤の動的相互作用を考慮した補正係数(ν)の算定図

ここに、

α : 構造物と地盤の固有周期の比で

$$\alpha = \frac{T_{eq}}{(T_g / \alpha g)}$$

T_{eq} : 構造物の等価固有周期

T_g : 表層地盤の固有周期

αg : 地震のひずみレベルによる地盤の剛性低下係数で、L2地震動の場合 $\alpha g = 0.5$

応答変位法時の応答値の算定に当たっては、図 8-2. 15 に示す構造物と地盤の動的相互作用を考慮した補正係数(ν)を考慮して、以下に示す 2 段階の設計を行う。

1) 地震時慣性力を主体とする場合

$$R_t = 1.0 \times R_a + \nu \times R_g$$

2) 地盤変位による荷重を主体とする場合

$$R_t = \nu \times R_a + 1.0 \times R_g$$

ここに、 R_t ：地震荷重

R_a ：地震時慣性力で、構造物の最大応答震度により求まる

R_g ：地盤変位による荷重

ν ：地盤と構造物の動的相互作用を考慮した補正係数

なお、応答変位法は、地震時慣性力と地盤変位による荷重との合理的な組合せ時点での応答値を算定し、その状態での部材の安全性(損傷レベル)を保証するのが目的である。したがって、構造物の荷重～変位曲線は算定せず、応答変位法時の基礎の安定レベル(基礎の塑性率)の照査は行わない。

8.2.7 耐震性能の照査

(1) 照査指標

基礎の耐震性能の照査は、基礎の変形性能および部材の変形量などに基づいて設定した基礎の安定レベルおよび損傷レベルの照査について行い、構造物全体系として所要の耐震性能を満足していることを確認する。

基礎としての性能には、基礎を構成する部材の耐力および変形性能のほか、基礎を支持する地盤の強度および変形性能が関わる。基礎の耐震性能の照査においては、一般に次の指標が用いられる。

なお、直接基礎においては転倒に対する照査も必要である。

① 部材の変形量(ϕ) (部材の損傷レベル)

② 基礎の応答塑性率(μ) (基礎の安定レベル)

(2) 基礎の損傷レベルの照査

基礎部材の損傷レベルの照査においては、地震時における基礎部材の応答値(変形量)が部材の損傷レベルから定まる制限値以内に収まっていることを照査する。基礎を構成する各部材は、構造形式や材料の種類によって破壊形態や変形性能などの特性が異なるため、それぞれにおいて損傷の状況が異なることとなる。表-8.2.8 に耐震性能に応じた各基礎部材別の損傷レベルの例を示す。ただし、フーチングや頂版は、一般に破壊形態がせん断破壊モードとなるため、所要のせん断耐力を有していることが必要となる。

表-8.2.8 各基礎部材における損傷レベル

基礎形式		耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ	
基礎部材の損傷レベル	直接基礎 (フーチング)	1	2	2	
	杭基礎	フーチング	1	2	2
		場所打ち杭	1	2	3
		PHC杭	1	2(3 ¹⁾)	3
		鋼管杭	1	2	3
	ケーソン基礎	頂版	1	2	2
		側壁(鉛直部材)	1	2	2(3)
		側壁(水平部材)	1	2	3
	鋼管矢板井筒基礎	頂版	1	2	2
		鋼管矢板本管	1	2	3
	地中連続壁基礎	頂版	1	2	2
		連壁壁体	1	2	2(3)

1) 塑性化する恐れのある範囲の帯鉄筋を強化し中詰めコンクリートを施工した場合

(3) 基礎の安定レベルの照査

基礎の安定レベルは、基礎の応答塑性率が基礎の塑性率の制限値以内であることを照査することで行う。基礎の応答塑性率は、基礎天端位置における最大応答変位の降伏変位に対する比率で表現される。表-8.2.9に鉄道基準における基礎種別ごとの応答塑性率の制限値の目安を示す。

表-8.2.9 各基礎別の応答塑性率の制限値(μ_L)の目安

	耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
	安定レベル1	安定レベル2	安定レベル3
直接基礎	2.0	6.0	10.0
杭基礎	場所打ち杭	1.0	8.0
	PHC杭	1.0	5.0(8.0 ¹⁾)
	鋼管杭	1.0	5.0 ²⁾
ケーソン基礎	1.0	5.0 および μ_{L2} ³⁾ のうち小さい方	基礎幅10%の変形時および μ_{L3} ⁴⁾ のうち小さい方
鋼管矢板井筒基礎	1.0	5.0 および μ_{L2} ⁵⁾ のうち小さい方	8.0 および μ_{L3} ⁶⁾ のうち小さい方
地中連続壁基礎	1.0	5.0 および μ_{L2} ⁷⁾ のうち小さい方	基礎幅10%の変形時および μ_{L3} ⁸⁾ のうち小さい方

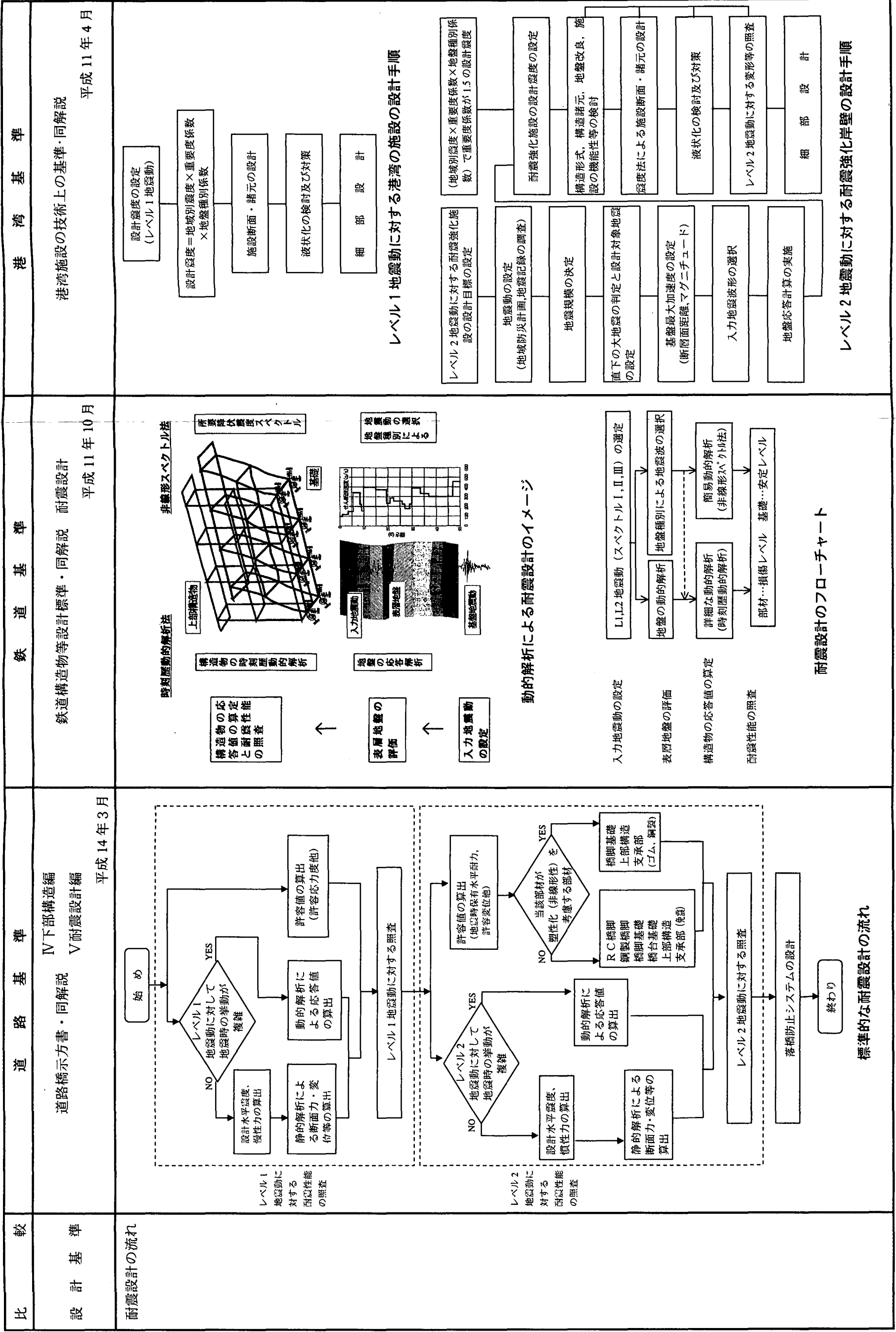
- 1) 塑性化する恐れのある範囲の帯鉄筋を強化し中詰めコンクリートを施工した場合
- 2) 塑性化する恐れのある範囲に中詰めコンクリートを施工した場合
- 3) ケーソン基礎側面(鉛直断面)の損傷レベルが安定レベル2の制限値に達する状態における基礎の変位量から定まる塑性率の制限値
- 4) ケーソン基礎側面(鉛直断面)の損傷レベルが安定レベル3の制限値に達する状態における基礎の変位量から定まる塑性率の制限値
- 5) 鋼管矢板の損傷レベルが安定レベル2の制限値に達する状態における頂版天端の変位量から定まる塑性率の制限値
- 6) 鋼管矢板の損傷レベルが安定レベル3の制限値に達する状態における頂版天端の変位量から定まる塑性率の制限値
- 7) 地中連続壁(鉛直断面)の損傷が安定レベル2の制限値に達する状態における頂版天端の変位量から定まる塑性率の制限値
- 8) 地中連続壁(鉛直断面)の損傷が安定レベル3の制限値に達する状態における頂版天端の変位量から定まる塑性率の制限値

8.3 各機関(道路・鉄道・港湾)における杭基礎耐震設計法の比較

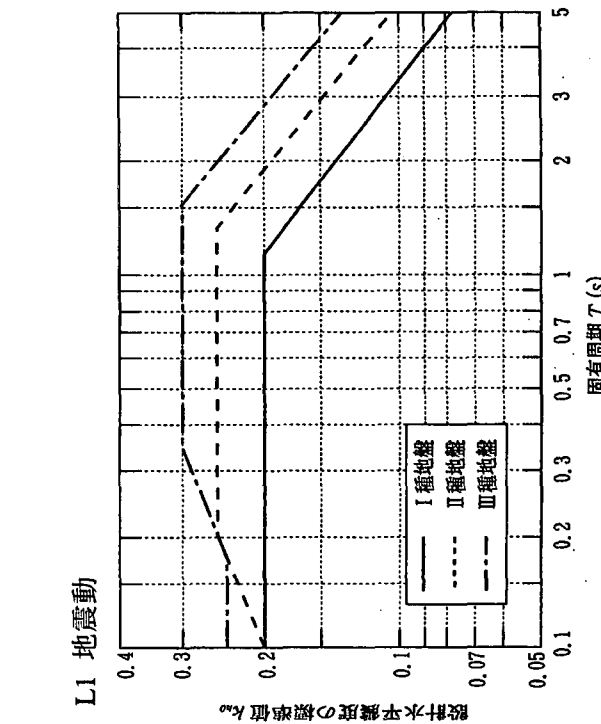
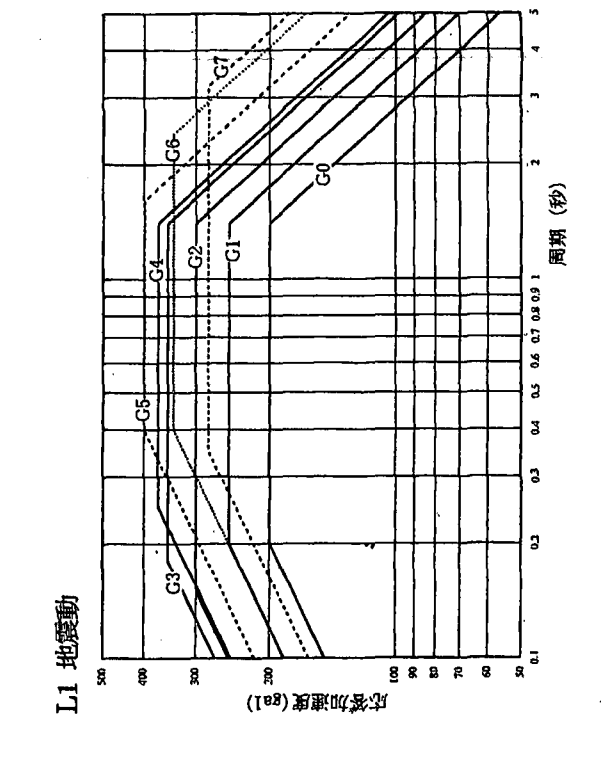
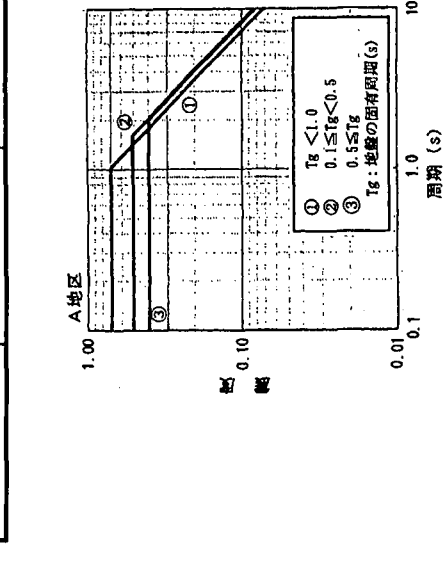
本節では、各機関(道路・鉄道・港湾)における杭基礎耐震設計法を横ならびに比較する。比較項目は以下のとおりである。

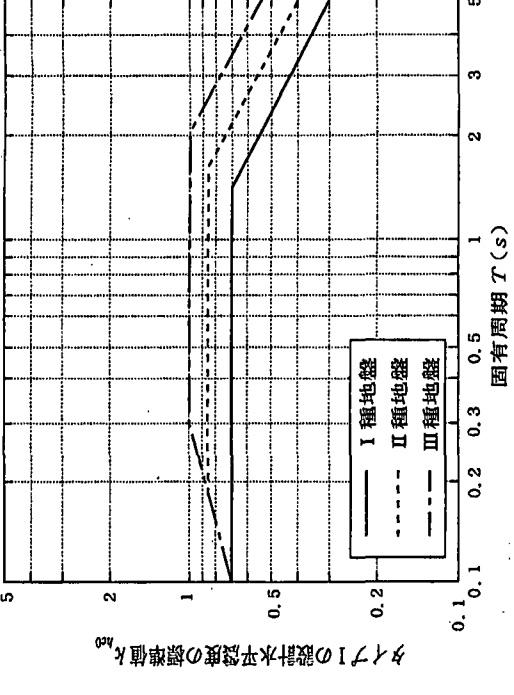
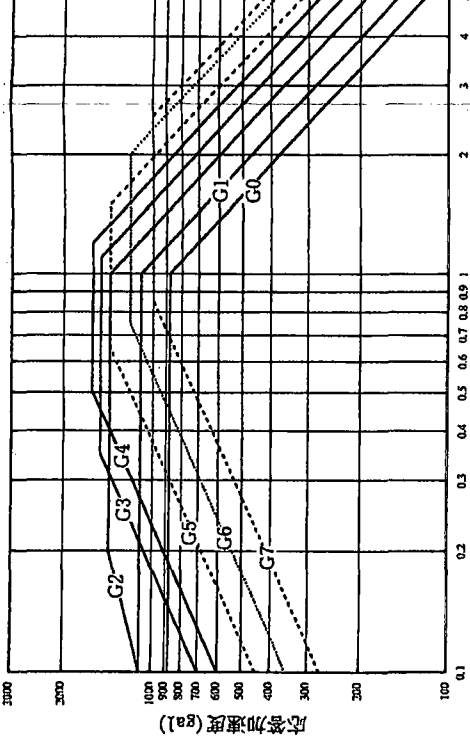
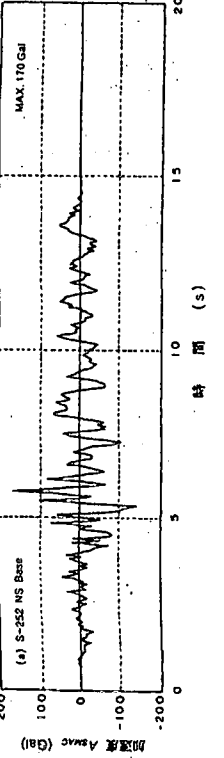
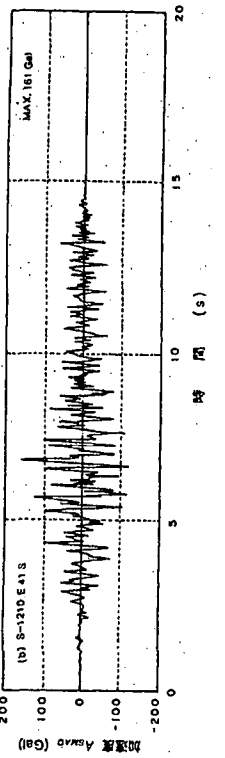
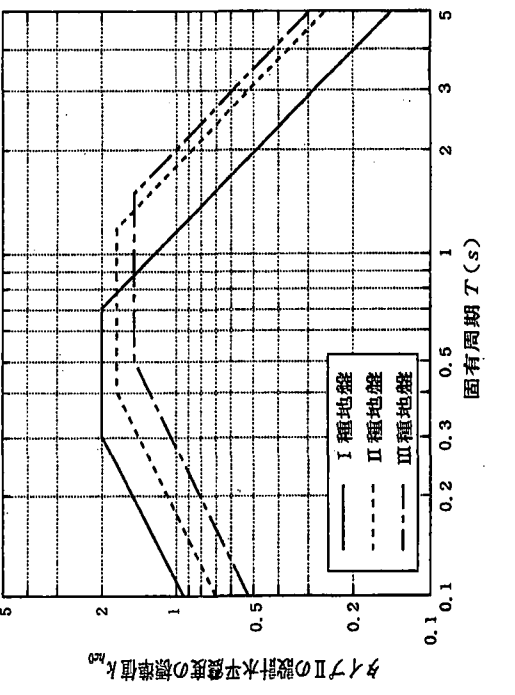
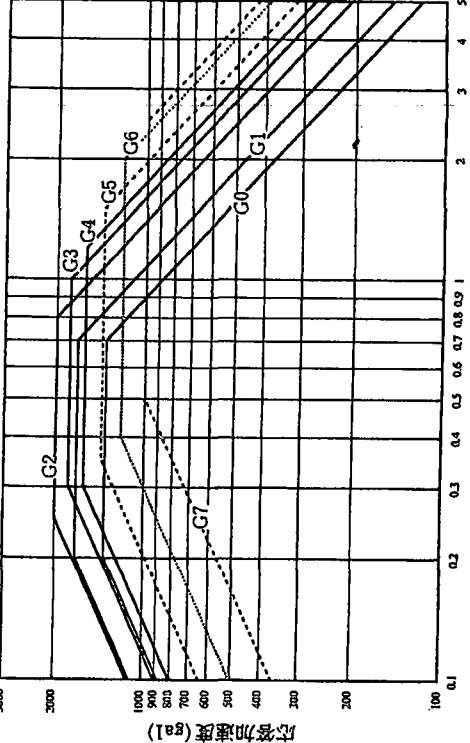
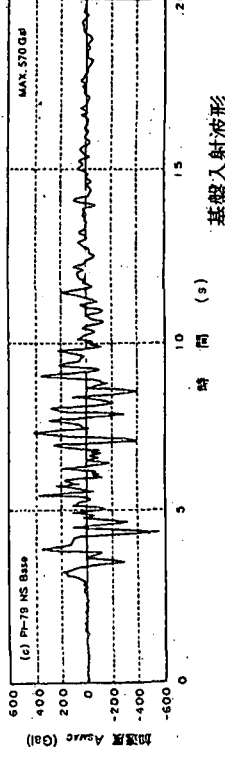
- 1) 耐震設計の流れ
- 2) 設計想定地震動
- 3) 表層地盤の評価(液状化地盤・軟弱地盤)
- 4) 杭基礎の耐震設計法
- 5) 安全性照査

8.3.1 耐震設計の流れ

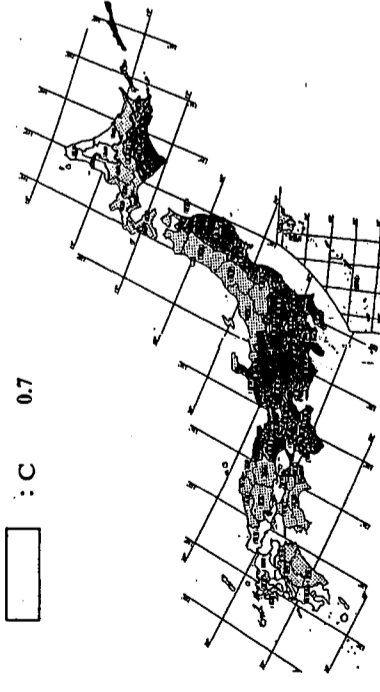
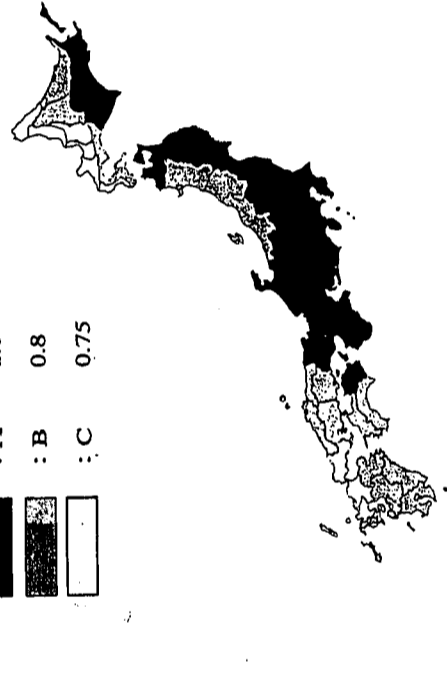
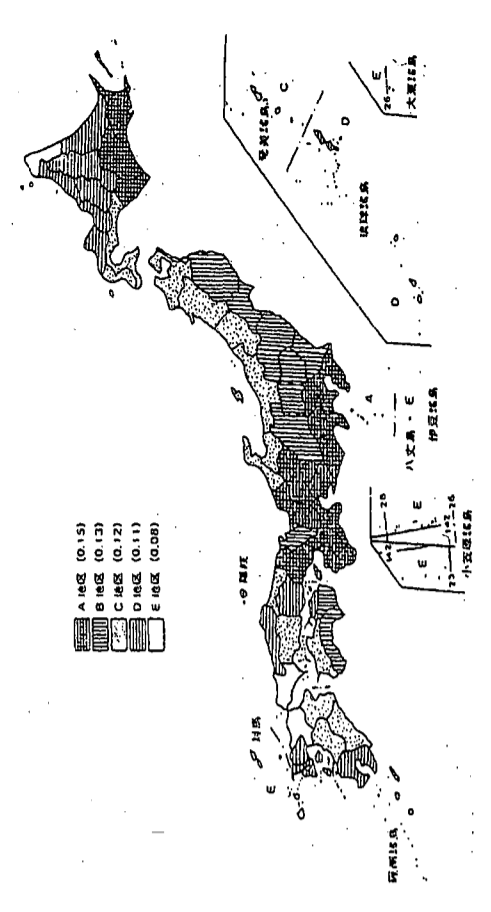


8.3.2 設計想定地震動

比較	道路基準	鉄道基準	港湾基準																																																						
	<p>L1地震動：橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動 L2地震動：橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動</p> <ul style="list-style-type: none"> ・タイプI地震動：プレート境界型の大規模な地震 ・タイプII地震動：兵庫県南部地震のような内陸直下型地震 	<p>L1地震動：構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動 L2地震動：構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低い非常に強い地震動</p> <ul style="list-style-type: none"> ・海洋型地震（スペクトルI） ・内陸型地震（スペクトルII） ・断層解析地震（スペクトルIII） 	<p>地域防災計画における L1地震動：再現期間75年の期待地震動 L2地震動：再現期間数百年の期待地震動</p> <ul style="list-style-type: none"> ・プレート境界地震動 ・プレート内地震動 																																																						
<p>地盤種別</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤種別</th> <th>条件</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I種</td> <td>$T_c < 0.2$</td> </tr> <tr> <td>II種</td> <td>$0.2 \leq T_c < 0.6$</td> </tr> <tr> <td>III種</td> <td>$0.6 \leq T_c$</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">T_g：地盤の固有周期</p>	地盤種別	条件	I種	$T_c < 0.2$	II種	$0.2 \leq T_c < 0.6$	III種	$0.6 \leq T_c$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤区分</th> <th>条件</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>G₀</td> <td>岩盤</td> </tr> <tr> <td>G₁</td> <td>基盤</td> </tr> <tr> <td>G₂</td> <td>$T_g < 0.25$</td> </tr> <tr> <td>G₃</td> <td>$0.25 \leq T_g < 0.5$</td> </tr> <tr> <td>G₄</td> <td>$0.5 \leq T_g < 0.75$</td> </tr> <tr> <td>G₅</td> <td>$0.75 \leq T_g < 1.0$</td> </tr> <tr> <td>G₆</td> <td>$1.0 \leq T_g < 1.5$</td> </tr> <tr> <td>G₇</td> <td>$1.5 \leq T_g$</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">T_g：地盤の固有周期</p>	地盤区分	条件	G ₀	岩盤	G ₁	基盤	G ₂	$T_g < 0.25$	G ₃	$0.25 \leq T_g < 0.5$	G ₄	$0.5 \leq T_g < 0.75$	G ₅	$0.75 \leq T_g < 1.0$	G ₆	$1.0 \leq T_g < 1.5$	G ₇	$1.5 \leq T_g$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤種別</th> <th>一種</th> <th>二種</th> <th>三種</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>地盤種別係数</td> <td>0.8</td> <td>1.0</td> <td>1.2</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤の種別 第四紀層の厚さ</th> <th>砂れき層</th> <th>一般の砂質土地盤 及び粘性土地盤</th> <th>軟弱地盤</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5メートル以下</td> <td>第一種</td> <td>第一種</td> <td>第二種</td> </tr> <tr> <td>5メートルを越え</td> <td>第一種</td> <td>第二種</td> <td>第三種</td> </tr> <tr> <td>25メートル未満</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>25メートル以上</td> <td>第二種</td> <td>第三種</td> <td>第三種</td> </tr> </tbody> </table>	地盤種別	一種	二種	三種	地盤種別係数	0.8	1.0	1.2	地盤の種別 第四紀層の厚さ	砂れき層	一般の砂質土地盤 及び粘性土地盤	軟弱地盤	5メートル以下	第一種	第一種	第二種	5メートルを越え	第一種	第二種	第三種	25メートル未満				25メートル以上	第二種	第三種	第三種
地盤種別	条件																																																								
I種	$T_c < 0.2$																																																								
II種	$0.2 \leq T_c < 0.6$																																																								
III種	$0.6 \leq T_c$																																																								
地盤区分	条件																																																								
G ₀	岩盤																																																								
G ₁	基盤																																																								
G ₂	$T_g < 0.25$																																																								
G ₃	$0.25 \leq T_g < 0.5$																																																								
G ₄	$0.5 \leq T_g < 0.75$																																																								
G ₅	$0.75 \leq T_g < 1.0$																																																								
G ₆	$1.0 \leq T_g < 1.5$																																																								
G ₇	$1.5 \leq T_g$																																																								
地盤種別	一種	二種	三種																																																						
地盤種別係数	0.8	1.0	1.2																																																						
地盤の種別 第四紀層の厚さ	砂れき層	一般の砂質土地盤 及び粘性土地盤	軟弱地盤																																																						
5メートル以下	第一種	第一種	第二種																																																						
5メートルを越え	第一種	第二種	第三種																																																						
25メートル未満																																																									
25メートル以上	第二種	第三種	第三種																																																						
<p>L₁地震動</p>			<table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤区分</th> <th>地域別震度</th> <th>再現期間75年 基盤加速度期待値 (Gal)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>0.15</td> <td>350</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>0.13</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>0.12</td> <td>200</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>0.11</td> <td>150</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>0.08</td> <td>100</td> </tr> </tbody> </table> 	地盤区分	地域別震度	再現期間75年 基盤加速度期待値 (Gal)	A	0.15	350	B	0.13	250	C	0.12	200	D	0.11	150	E	0.08	100																																				
地盤区分	地域別震度	再現期間75年 基盤加速度期待値 (Gal)																																																							
A	0.15	350																																																							
B	0.13	250																																																							
C	0.12	200																																																							
D	0.11	150																																																							
E	0.08	100																																																							

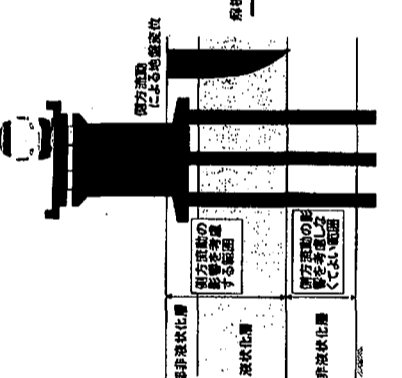
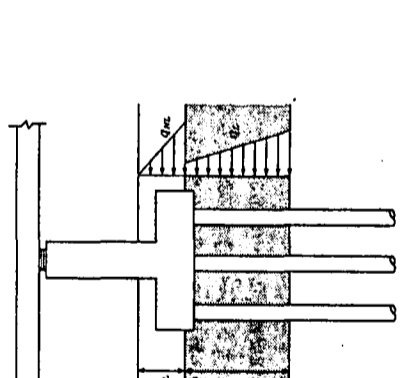
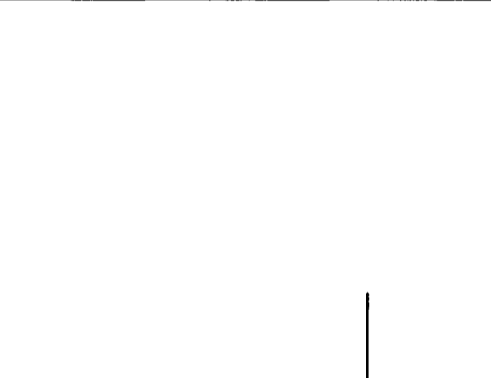
比較	較	道路基準	鉄道基準	港湾基準
	海洋型	<p>L2 地震動タイプ I</p> 	<p>L2 地震動スペクトル I</p> 	<p>①1968年十勝沖地震八戸基盤波形</p>  <p>②1978年宮城県沖地震大船渡基盤波形</p> 
L ₂ 地震動	内陸型	<p>L2 地震動タイプ II</p> 	<p>L2 地震動スペクトル II</p> 	<p>兵庫県南部地震ポートアイランド基盤波形</p> 

比	較	道 路 基 準	鉄 道 基 準	港 湾 基 準
L ₂ 地震動	選 定 の 考 え 方	<ul style="list-style-type: none"> ○ 躯体 <ul style="list-style-type: none"> ・タイプIおよびタイプIIの地震動の両方にて検討 ○ 基礎 <ul style="list-style-type: none"> ・タイプIIのみにて検討 	<p style="text-align: center;">設計地震動の一般的な設定フロー</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) スペクトルI：海洋型地震を対象とした弾性加速度応答スペクトル 2) スペクトルII：内陸型地震を対象として既往の地震観測記録に基づいて統計解析等により設定した弾性加速度応答スペクトル 3) スペクトルIII：断面モデルにより算定した弾性加速度応答スペクトル 	<p>L₂地震動の適用</p> <ul style="list-style-type: none"> ・耐震強化施設（耐震強化岸壁、防災拠点等のうち耐震強化の必要な護岸） ・その他、橋梁・沈埋トンネル等の港湾の施設でL₂地震動を考慮すべき施設

比較	道路基準	鉄道基準	港湾基準																														
重要度区分	<table border="1"> <tr> <th>重要度の区分</th> <th>対象となる橋</th> </tr> <tr> <td>A種の橋</td> <td>下記以外の橋 ・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋</td> </tr> <tr> <td>B種の橋</td> <td>・都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等からとくに重要な橋</td> </tr> </table>	重要度の区分	対象となる橋	A種の橋	下記以外の橋 ・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋	B種の橋	・都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等からとくに重要な橋	<table border="1"> <tr> <th>重要区分</th> <th>満足すべき耐震性能</th> <th>対象構造物</th> </tr> <tr> <td>重要支の 高い構造物</td> <td>耐震性能Ⅱ</td> <td>・新幹線鉄道および大都市旅客鉄道の構造物 ・開削工等被害が生じた場合の復旧が困難な構造物</td> </tr> <tr> <td>その他の構造物</td> <td>耐震性能Ⅲ</td> <td>上記以外の構造物</td> </tr> </table>	重要区分	満足すべき耐震性能	対象構造物	重要支の 高い構造物	耐震性能Ⅱ	・新幹線鉄道および大都市旅客鉄道の構造物 ・開削工等被害が生じた場合の復旧が困難な構造物	その他の構造物	耐震性能Ⅲ	上記以外の構造物	<table border="1"> <tr> <th>構造物の種類</th> <th>構造物の性格</th> <th>重要度係数</th> </tr> <tr> <td>特定</td> <td>A級構造物の性格のうち①～④の程度が著しいもの</td> <td>15</td> </tr> <tr> <td>A級</td> <td>①構造物が震害を受けた場合、多くの人命・財産の損失を与えるおそれのあるもの ②震害復興に重要な役割を果たすもの ③有害物又は危険物を取り扱う構造物で、震害を受けた場合に人命又は財産に重大な損失を与えるおそれのあるもの ④構造物が震害を受けた場合、経済・社会種に重大な影響を及ぼすもの ⑤構造物が震害を受けた場合、復旧にかなりの困難が予想されるもの</td> <td>12</td> </tr> <tr> <td>B級</td> <td>特定、A級及びC級以外のもの</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>C級</td> <td>特定及びA級以外の構造物で、震害を受けた場合にも、経済・社会種への影響が軽微なもの、又は容易に復旧が可能なことが予想されるもの</td> <td>08</td> </tr> </table>	構造物の種類	構造物の性格	重要度係数	特定	A級構造物の性格のうち①～④の程度が著しいもの	15	A級	①構造物が震害を受けた場合、多くの人命・財産の損失を与えるおそれのあるもの ②震害復興に重要な役割を果たすもの ③有害物又は危険物を取り扱う構造物で、震害を受けた場合に人命又は財産に重大な損失を与えるおそれのあるもの ④構造物が震害を受けた場合、経済・社会種に重大な影響を及ぼすもの ⑤構造物が震害を受けた場合、復旧にかなりの困難が予想されるもの	12	B級	特定、A級及びC級以外のもの	10	C級	特定及びA級以外の構造物で、震害を受けた場合にも、経済・社会種への影響が軽微なもの、又は容易に復旧が可能なことが予想されるもの	08
重要度の区分	対象となる橋																																
A種の橋	下記以外の橋 ・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋																																
B種の橋	・都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等からとくに重要な橋																																
重要区分	満足すべき耐震性能	対象構造物																															
重要支の 高い構造物	耐震性能Ⅱ	・新幹線鉄道および大都市旅客鉄道の構造物 ・開削工等被害が生じた場合の復旧が困難な構造物																															
その他の構造物	耐震性能Ⅲ	上記以外の構造物																															
構造物の種類	構造物の性格	重要度係数																															
特定	A級構造物の性格のうち①～④の程度が著しいもの	15																															
A級	①構造物が震害を受けた場合、多くの人命・財産の損失を与えるおそれのあるもの ②震害復興に重要な役割を果たすもの ③有害物又は危険物を取り扱う構造物で、震害を受けた場合に人命又は財産に重大な損失を与えるおそれのあるもの ④構造物が震害を受けた場合、経済・社会種に重大な影響を及ぼすもの ⑤構造物が震害を受けた場合、復旧にかなりの困難が予想されるもの	12																															
B級	特定、A級及びC級以外のもの	10																															
C級	特定及びA級以外の構造物で、震害を受けた場合にも、経済・社会種への影響が軽微なもの、又は容易に復旧が可能なことが予想されるもの	08																															
地域別補正係数	<p>凡例</p> <p>■ : A 1.0 ▨ : B 0.85 □ : C 0.7</p> 	<p>凡例</p> <p>■ : A 1.0 ▨ : B 0.8 □ : C 0.75</p> 	<p>*) 地域別震度</p> 																														
距離減衰式	$a_{max}^H = \begin{cases} 987.4 \times 10^{0.216M} \\ 232.5 \times 10^{0.313M} \\ 403.8 \times 10^{0.265M} \end{cases} \times (\Delta + 30)^{-1.218}$ <p>(Ⅰ種地盤) (Ⅱ種地盤) (Ⅲ種地盤)</p> <p>a_{max}^H : 水平成分の最大加速度 (gal) M : 地震のマグニチュード Δ : 震央距離 (km)</p>	$S_2(T) = S_1(T) \frac{X_{eq(1)}}{X_{eq(2)}} 10^{-0.0015(X_{eq(2)} - X_{eq(1)})}$ <p>$X_{eq(1)}$: 地表における対象震源断層に対して最小等価震源距離 $X_{eq(2)}$: 同じ震源断層に対する構造物地点の等価震源距離</p> $X_{eq}^{-2} = \frac{\sum_{i=1}^N d_i^2 X_i^{-2}}{\sum_{i=1}^N d_i^2}$ <p>N : 断層面の分割数 d_i : 小断層面の食違い量または地震モーメント X_i : 小断層面からの距離 $S_1(t)$: 断層直上の弾性加速度応答スペクトルⅡ</p> <p>*) スペクトルⅡ地震動のみに適用</p>	<p>耐震強化施設的设计震度を求める場合の地盤の地震応答計算で用いる基底加速度は次式により補正する</p> $\log_{10} A_{SMAC} = 0.53M - \log_{10}(X + 0.0062 \cdot 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524$ <p>ここに、</p> <p>A_{SMAC} : SMAC型強震計の最大基底加速度 (Gal) M : マグニチュード X : 断層面距離 (km)</p>																														

8.3.3 表層地盤の評価 (液状化地盤・軟弱地盤)

比較	道 路 基 準	鉄 道 基 準	港 湾 基 準																																						
対象土層	<p>(1) 地下水位が現地盤面から10m以内にあり、かつ現地盤面から20m以内の深さに存在する飽和土層。</p> <p>(2) 細粒分含有率 F_c が35%以下の土層、または F_c が35%をこえても塑性指数 I_p が15以下の土層。</p> <p>(3) 平均粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層。</p>	<p>(1) 地下水位が現地盤面から10m以内にある土層</p> <p>(2) 現地盤面から20m以内の範囲にある土層</p> <p>(3) 平均粒径 D_{50} が10.0mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下の土層</p> <p>(4) 細粒分含有率 F_c が35%以下の地盤、または F_c が35%を越えても粘土分含有率 P_c が15%以下の土層</p>																																							
判定法	<p>○ 液状化抵抗率 (FL 値) による判定</p> <ul style="list-style-type: none"> 地震動特性による補正係数で動的せん断強度比を補正 地震動タイプにより補正係数が異なる。 <p style="text-align: center;">*) 地震動タイプにより補正係数が異なる。</p>	<p>① 液状化抵抗率 (FL 値) による判定</p> <ul style="list-style-type: none"> 累積損傷度理論により動的せん断強度比を補正 <p>または、</p> <p>② 地震応答解析による判定</p> <ul style="list-style-type: none"> 時刻歴有効応力解析により、過剰間隙水圧が0.95以上で完全液状化状態と判定 	<table border="1"> <thead> <tr> <th>粒度とN値による液状化の判定</th> <th>粒度とN値による液状化の予測</th> <th>粒度とN値による液状化の判定</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>液状化する。</td> <td>液状化すると判定する。</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>液状化する可能性が大きい。</td> <td>液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>液状化しない可能性が大きい。</td> <td>液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 構造物に特に安全を見込む場合には液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。</td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td>液状化しない。</td> <td>液状化しないと判定する。</td> </tr> </tbody> </table>	粒度とN値による液状化の判定	粒度とN値による液状化の予測	粒度とN値による液状化の判定	I	液状化する。	液状化すると判定する。	II	液状化する可能性が大きい。	液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。	III	液状化しない可能性が大きい。	液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 構造物に特に安全を見込む場合には液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。	IV	液状化しない。	液状化しないと判定する。																							
粒度とN値による液状化の判定	粒度とN値による液状化の予測	粒度とN値による液状化の判定																																							
I	液状化する。	液状化すると判定する。																																							
II	液状化する可能性が大きい。	液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。																																							
III	液状化しない可能性が大きい。	液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 構造物に特に安全を見込む場合には液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。																																							
IV	液状化しない。	液状化しないと判定する。																																							
土質諸定数の低減	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">FLの範囲</th> <th colspan="4">動的せん断強度比R</th> </tr> <tr> <th>R ≤ 0.3</th> <th>0.3 < R</th> <th colspan="2">0.3 < R</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>FL ≤ 1/3</td> <td>1/6</td> <td>0</td> <td>1/3</td> <td>1/6</td> </tr> <tr> <td>1/3 < FL ≤ 2/3</td> <td>2/3</td> <td>1/3</td> <td>2/3</td> <td>1/3</td> </tr> <tr> <td>2/3 < FL ≤ 1</td> <td>1</td> <td>1/3</td> <td>1</td> <td>2/3</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2/3</td> <td>1</td> <td>2/3</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>	FLの範囲	動的せん断強度比R				R ≤ 0.3	0.3 < R	0.3 < R		FL ≤ 1/3	1/6	0	1/3	1/6	1/3 < FL ≤ 2/3	2/3	1/3	2/3	1/3	2/3 < FL ≤ 1	1	1/3	1	2/3		1	2/3	1	2/3		1	1	1	1		1	1	1	1	
FLの範囲	動的せん断強度比R																																								
	R ≤ 0.3	0.3 < R	0.3 < R																																						
FL ≤ 1/3	1/6	0	1/3	1/6																																					
1/3 < FL ≤ 2/3	2/3	1/3	2/3	1/3																																					
2/3 < FL ≤ 1	1	1/3	1	2/3																																					
	1	2/3	1	2/3																																					
	1	1	1	1																																					
	1	1	1	1																																					
影響の考慮	<p>○ 液状化しない条件と液状化した条件で検討</p> <ul style="list-style-type: none"> 液状化した条件でも、土質諸定数の低減を考慮しない固有周期で、通常地盤の加速度応答スペクトルより慣性力を算定する。 	<p>○ 液状化しない条件と液状化した条件で検討</p> <ul style="list-style-type: none"> 液状化した条件は、土質諸定数の低減による固有周期の変化 (長周期化) を考慮し、液状化地盤の非線形応答スペクトルを適用する。 																																							

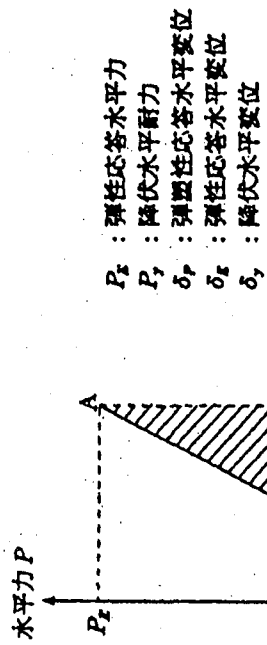
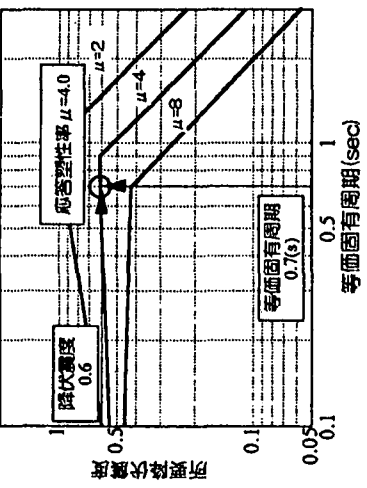
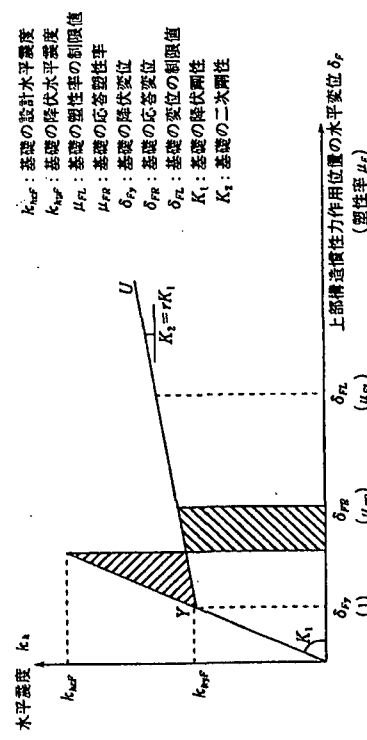
比較	道路基準	鉄道基準	港湾基準
対象地盤	<p>① 水際線からの距離$\leq 100\text{m}$ かつ、 ② 液状化層厚$\geq 5\text{m}$ の地盤</p>	<p>① 水際線背後地盤 または、 ② 地表面が傾斜している地盤 ただし、 ・ 護岸が安定 ・ 液状化指数≤ 15 ・ (側方流動による地表面変化量)/(液状化層の厚さ)$\leq 1/100$ の条件を満足する場合は考慮しない。</p>	
側方流動の影響	 <p>・ 非液状化層：受働土圧 ・ 液状化層：全上載圧$\times 0.3$ を単位面積当たりの流動力として作用する。 (慣性力は同時に作用させない。)</p>	 <p>・ 護岸移動量または地表面傾斜率により、側方流動による地盤変位量を算定し、それを地盤ばねを介して荷重として作用する。(慣性力は同時に作用させない。)</p>	
地盤変位の影響 (応答変位法)		 <p>・ 地盤変位量を地盤ばねを介して荷重として作用する。 (慣性力と地盤変位の動的相互作用を考慮する。)</p>	

比較	道路基準	鉄道基準	港湾基準							
杭先端の設計鉛直地盤反力係数	$K_{VE} = \alpha \frac{A_p E_p}{L}$ (鉛直地盤ばね定数) A_p : 杭の純断面積 (m ²) E_p : 杭体のヤング係数 (N/mm ²) L : 杭長 (m) α : 0.014 (L/D) + 0.78 (鋼管杭)	$k_v = f_{rk} (3.2 \alpha E_0 D)^{-3/4}$ (先端開放打込み鋼管杭の場合) α : E_0 の算定方法に対する補正係数 (N値 : $\alpha=2$) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m ²) ($E_0=2500N$) D : 杭先端の直径 (m) f_{rk} : 地盤抵抗係数	①特に設定されていないが、極限支持力 Q_{max} を最大変位 z_{max} (mm) で除してばね定数とする方法が用いられている。 $k = Q_{max} / z_{max}$ または、 ②道示に準じる。							
杭周面の設計せん断地盤反力係数	$k_{sv} = f_{rk} (0.16 \alpha E_0 D)^{-3/4}$ $k_{sh} = f_{rk} (0.3 \alpha E_0 D)^{-3/4}$ 記号は上記に同じ	砂質土 : $k_{sv} = f_{rk} (0.16 \alpha E_0 D)^{-3/4}$ 粘性土 : $k_{sh} = f_{rk} (0.3 \alpha E_0 D)^{-3/4}$	特に設定されていないが、最大周辺摩擦力 f_{max} を最大変位 z_{max} (10mm) で除してばね定数とする方法が用いられている。 $k = f_{max} / z_{max}$ 現在は、杭周面のばね (鉛直) は考慮しない。 (栈橋は杭先端のみで支持されているとしている。)							
設計水平地盤反力係数	$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H$ $k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4}$ $k_{HO} = \frac{1}{30} \alpha E_0$ B_H : $B_H = \sqrt{D/\beta}$ (杭基礎) α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (N値 : $\alpha=2$) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m ²) ($E_0=2800N$) A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m ²) D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m) β : 基礎の特性値 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m ²)	$k_{heg} = e_g \cdot k_h$ $k_h = f_{rk} (0.2 \alpha E_0 D)^{-3/4}$ α : E_0 の算定方法に対する補正係数 (N値 : $\alpha=2$) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m ²) ($E_0=2500N$) D : 杭先端の直径 (m) f_{rk} : 地盤抵抗係数	① $k_h = 1.5 \cdot N$ N : N 値 (1/β までの平均値) $E_s = k_h \cdot B$ (B : 杭幅) 地震時では上記の値を 2 倍する または、 ②道示に準じる。							
単杭	$\alpha_k = \begin{cases} 1.5 & (\text{砂質土}) \\ 1.5 & (\text{粘性土}) \end{cases}$									
群杭	$\eta_k = 2/3$	$e_g = [1.5 \{1 - (0.6 - 0.25k)d^{(0.3+0.2k)}\} \times \{1 - m^{-0.22} n^{-0.09}\}]^{4/3}$ e_g : 群杭に対する補正係数 k : 杭頭固定度 (一般に $k=0.6$) d : 杭間隔係数 $d = L/D$ L : 杭中心間隔 (m) D : 杭径 (m) m : 水平荷重の作用方向の杭本数 n : 水平荷重の作用直角方向の杭本数	港湾構造物では杭間隔が広いことから、一般に群杭を考慮してはいない杭の中心間隔は、杭径の下表の値を乗じた以上では考慮しない。 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>砂質土</td> <td>杭横方向 1.5</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">粘土</td> <td>杭縦方向 2.5</td> </tr> <tr> <td>杭横方向 3.0</td> </tr> <tr> <td></td> <td>杭縦方向 4.0</td> </tr> </table>	砂質土	杭横方向 1.5	粘土	杭縦方向 2.5	杭横方向 3.0		杭縦方向 4.0
砂質土	杭横方向 1.5									
粘土	杭縦方向 2.5									
	杭横方向 3.0									
	杭縦方向 4.0									
設計地盤反力係数 (初期勾配)										
設計水平地盤反力係数の補正係数										
地盤反力係数の群杭の修正方法は明記されていないので 必要な場合は道示に従う。										

比	較	道 路 基 準	鉄 道 基 準	港 灣 基 準																	
鉛 直 方 向	押 込 み	$P_{NU} = \min(R_u, R_{pu})$ R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN) $R_{pu} = q_d A + U \sum L_i f_i$ R_{pu} : 杭体から決まる押込み支持力の上限値 (kN) $R_{pu} = 0.85 \sigma_{ck} A_c + \sigma_y A_s$	$R_{vd} = f_{rp} R_p + f_{rr} R_r$ R_p : 単杭の基準先端支持力 (kN) $R_p = q_d A$ R_r : 単杭の最大周面支持力 (kN) $R_r = U \sum r_i L_i$ f_{rr} : 杭の周面支持力に対する地盤抵抗係数 f_{rp} : 杭の先端支持力に対する地盤抵抗係数	押し込み : (杭の先端支持力) + (杭周面の摩擦力と杭本体の圧縮強度の小さい方)																	
	引 抜 き	$P_{TU} = \min(P_u + W, P_{pu})$ P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN) $P_u = U \sum L_i f_i$ W : 杭および杭内部の土の有効重量 (kN) P_{pu} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限値 (kN) $P_{pu} = \sigma_y A_s$	$R_{ud} = f_{ru} R_r + W_p$ R_r : 単杭の最大周面支持力 (kN) $R_r = U \sum r_i L_i$ W_p : 杭の有効自重 (kN) f_{ru} : 杭の引抜き抵抗係数に対する地盤抵抗係数	引き抜き : 杭周面の摩擦力と杭本体の引張り強度の小さい方 注) 杭周面の摩擦力(単位面積あたり)については、特に規定はないが下記の式を使う場合がある。 $f_{max} = 0.5 \cdot \tan \phi_i (\sum \gamma_i \cdot h_i + q) + C_i$ ϕ_i : i層での土の内部摩擦角 γ_i : i層での土の単位体積重量 h_i : i層の厚さ q : 上載圧 C_i : i層の粘着力																	
水 平 方 向	地 盤 抵 抗 の 上 限 値	$P_{HU} = \eta_P \alpha_P P_{pu}$ $P_{pu} = \gamma x K_{EP} + 2c \sqrt{K_{EP}} + q' K_{EP}$ P_{pu} : 深さ x における地震時受働土圧強度 (kN/m ²) K_{EP} : 地震時受働土圧係数 $K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_0 + \delta_E) \left[1 - \frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta - \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)} \right]^2}$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m ³) x : 土圧 P_{EP} が壁面に作用する深さ (m) c : 土の粘着力 (kN/m ²) q' : 地震時の地表載荷重量 (kN/m ²) ϕ : 土のせん断抵抗角 (度) α : 地表面と水平面とのなす角 (度) θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (度) δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度) θ_0 : $\tan^{-1} k_h$ (度) k_h : 震度法に用いる設計水平震度	$P_{eg}(z) = \eta_n \eta_m P_e(z) \leq P_e(z)$ 砂質土 : $P_e(z) = f_{rp} \alpha \sqrt{\gamma_e} z K_p$ $P_e(z)$: 深さ z における有効抵抗土圧強度 (kN/m ²) K_p : 受働土圧係数 $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ α : 杭前面の形状係数 (一般に 3) $\sqrt{\gamma_e}$: 深さ z までの平均有効単位体積重量 (kN/m ³) ϕ : 深さ z の土の内部摩擦角 (度) z : 有効抵抗土圧強度を求める深さ (m) f_{rp} : 地盤抵抗係数 (一般に 1.0) 粘性土 : $P_e(z) = f_{rc} (1 + z/2D) (\sqrt{\gamma_e} z + 2c) \leq 9c$ D : 杭径 (m) c : 粘性土の粘着力度 (kN/m ²) f_{rc} : 地盤抵抗係数 (一般に 1.0)	$P_u = \alpha \{ K_p (\sum \gamma_i \cdot h_i + q) + C \sqrt{K_p + q' \cdot K_p} \}$ $\alpha = \begin{cases} 1.5 & \text{(粘性土)} \\ 2.5 \sim 3.0 & \text{(砂質土)} \end{cases}$ γ_i : 各層の単位体積重量 h_i : 各層の厚さ q : 上載荷重 C : 粘着力 q' : 地震時上載荷重																	
	単 杭	$\alpha_P = \begin{cases} 3.0 & \text{(砂質土)} \\ 1.5 & \text{(粘性土)} \end{cases}$	$\eta_n = (d/3)^{0.42 - 0.09/n}$ d : 杭間隔係数 $d = L/D$ L : 杭中心間隔 (m) D : 杭径 (m) n : 水平荷重の作用直角方向の杭本数 粘性土 : $\eta_n = 1.0$																		
杭 列	群 杭	砂質土 : $\eta_P \alpha_P =$ 荷重載荷直角方向の杭の中心間隔/杭径 ($\leq \alpha_P$) 粘性土 : $\eta_P = 1.0$	砂質土 : $\eta_n = (d/3)^{0.42 - 0.09/n}$ d : 杭間隔係数 $d = L/D$ L : 杭中心間隔 (m) D : 杭径 (m) n : 水平荷重の作用直角方向の杭本数 粘性土 : $\eta_n = 1.0$																		
	杭 列	<table border="1"> <tr> <td>1 列目 (押込み杭)</td> <td>2 列目 (中 杭)</td> <td>3 列目以降 (引抜き杭)</td> </tr> <tr> <td>砂質土 1.0</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> </tr> <tr> <td>粘性土 1.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> </table>	1 列目 (押込み杭)	2 列目 (中 杭)	3 列目以降 (引抜き杭)	砂質土 1.0	0.5	0.4	粘性土 1.0	1.0	1.0	<table border="1"> <tr> <td>1 列目 (押込み杭)</td> <td>2 列目 (中 杭)</td> <td>3 列目以降 (引抜き杭)</td> </tr> <tr> <td>砂質土 1.0</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> </tr> <tr> <td>粘性土 1.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> </table>	1 列目 (押込み杭)	2 列目 (中 杭)	3 列目以降 (引抜き杭)	砂質土 1.0	0.5	0.4	粘性土 1.0	1.0	1.0
1 列目 (押込み杭)	2 列目 (中 杭)	3 列目以降 (引抜き杭)																			
砂質土 1.0	0.5	0.4																			
粘性土 1.0	1.0	1.0																			
1 列目 (押込み杭)	2 列目 (中 杭)	3 列目以降 (引抜き杭)																			
砂質土 1.0	0.5	0.4																			
粘性土 1.0	1.0	1.0																			
水平地盤抵抗の上限値の補正係数																					

(3) 応答値の算定法

比較	道路基準	鉄道基準	港湾基準
比	① 地震時保有水平耐力法 または、 ② 時刻歴動的応答解析法	① 非線形スペクトル法 または、 ② 時刻歴動的応答解析法 〔・上部-基礎-地盤-一体解析 ・基礎-地盤系支持ばね置換モデル解析〕	① 地震時保有水平耐力法 または、 ② 時刻歴動的応答解析法
応答値の算定 (L_2 地震動対象)	① 地震時保有水平耐力法 または、 ② 時刻歴動的応答解析法	① 非線形スペクトル法 または、 ② 時刻歴動的応答解析法 〔・上部-基礎-地盤-一体解析 ・基礎-地盤系支持ばね置換モデル解析〕	① 地震時保有水平耐力法 または、 ② 時刻歴動的応答解析法
降伏点の定義	1 列の杭の杭頭反力が、押込み支持力の上限値に達するとき 引抜き側 杭部材 全ての杭において、杭体が降伏するとき	最外縁の杭頭反力が設計鉛直支持力の上 限値に達するとき 引抜き側 全本数の半数の杭頭反力が、設計引抜き 抵抗力の上限値に達するとき (杭本数が奇数となる場合、中央の杭は考慮しない) 杭部材 杭全体の半数の杭が降伏耐力に達するとき (杭本数が奇数となる場合、中央の杭は考慮しない)	杭基礎の改修 (レベル2地震動) 押込み側 最外縁の杭頭反力が先端支持力と周面摩擦力の合計を越えるかあるいは杭の圧縮強度以上になったとき 引抜き側 最外縁の杭頭反力が周面摩擦力を越えたとき 杭部材 最外縁の杭頭反力が周面摩擦力以上あるいは杭の引張強度以上になったとき 引抜き側 最外縁の杭頭反力が周面摩擦力を越えたとき 杭部材 施設の重要度、役割等に応じて個別に設定する。一般には地中部分に最初に塑性ヒンジ(全塑性ヒンジ)発生時点まで破壊と定義する。
応答塑性率の算定法	地震時保有水平耐力法 (エネルギー一定則) エネルギー一定則による基礎の応答塑性率の算定法 基礎の応答塑性率の算定法： $\mu_{FR} = 1/2 \{ 1 + (k_{hcF}/k_{hc})^2 \}$ γ : 基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 ($\gamma = 0$) k_{hyF} : 基礎が降伏に達するときの水平震度 k_{hcF} : 基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 $k_{hcF} = C_D k_{hc}$ k_{hc} : 道示に規定する地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 C_D : 減衰定数別補正係数 (一般に 2/3)	非線形スペクトル法 等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 K_{hy} から応答塑性率を求める方法 ① 静的非線形解析(プッシュオーバーナリシス)により構造物の降伏震度と等価固有周期を求める。 ↓ ② 地盤種別に応じた所要降伏震度スペクトルを選定する。 ↓ ③ 所要降伏震度スペクトルにより構造物全体系としての応答塑性率を求める。(非線形スペクトル法)	エネルギー一定則 エネルギー一定則による基礎の応答塑性率の算定法 基礎の応答塑性率の算定法： $\mu_{FR} = 1/2 \{ 1 + (k_{hcF}/k_{hc})^2 \}$ γ : 基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 ($\gamma = 0$) k_{hyF} : 基礎が降伏に達するときの水平震度 k_{hcF} : 基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 $k_{hcF} = C_D k_{hc}$ k_{hc} : 道示に規定する地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 C_D : 減衰定数別補正係数 (一般に 2/3)



栈橋上部工の弾塑性水平応答変位

比較		道路基準		鉄道基準		港湾基準		
耐震性能	設計地震動	A種の橋 地震によって橋としての健全性を損なわれない性能 (耐震性能1)	B種の橋 地震による損傷が限定的なものとことまり、橋としての機能の回復が速やかにい得る性能 (耐震性能2)	構造物の耐震性能 型震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない。 型震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に昨日が回復できる。 型震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。	部材の損傷 損傷レベル1：無損傷 損傷レベル2：場合によっては補修が必要な損傷 損傷レベル3：補修が必要な損傷 損傷レベル4：補修が必要で、場合によっては、部材の取替が必要な損傷 基礎の安定 安定レベル1：無損傷 (作用荷重が降伏支持力以下) 安定レベル2：場合によっては、補修が必要な損傷 安定レベル3：補修が必要で、場合によっては構造物の矯正等が必要な損傷	地震動レベル レベル1 再現期間75年の期待地震 レベル2 再現期間数百年の期待地震動、プレート内地震動、あるいはプレート境界地震動	対象施設 全ての施設 (他の基準等で規程のある施設を除く) 耐震強化施設 (耐震強化護岸、防災拠点等のうち耐震強化の必要な護岸)。その他、橋梁、沈埋トンネル等の港湾の施設でレベル2地震動を考慮すべき施設	耐震性能 施設の健全な機能を損なわない 所要の機能を保持する
	塑性率	基礎の応答塑性率 ≤ 4.0 *) 基本的には基礎の降伏を許容しない。	基礎の応答塑性率に耐震性能に耐じた塑性率の制限値以内であること。	基礎の応答塑性率に耐震性能に耐じた塑性率の制限値以内であること。	鋼管杭 (鋼管杭) 耐震性能 I II III 安定レベル 1 2 3 塑性率の制限値 1.0 5.0 8.0	レベル1地震動に対して レベル2地震動に対して	レベル1地震動に対して レベル2地震動に対して	塑性率 弾塑性法による保有耐力照査 $\mu_a = 1.25 + 62.5 (0/D) \leq 2.5$ ここに、 μ_a : レベル2地震動に対する許容塑性率 t: 鋼管杭の肉厚 (mm) D: 鋼管杭の径 (mm)
L2地震動に対する安全性照査	部材	応答断面力 \leq 部材耐力 *) 鋼管杭はせん断耐力の照査を省略してよい。	基礎部材の応答変形量が耐震性能に応じた変形量の制限値以内であること。	基礎部材の応答変形量が耐震性能に応じた変形量の制限値以内であること。	鋼管杭 (鋼管杭) 耐震性能 I II III 損傷レベル 1 2 3 変形量の制限値 ϕ_v ϕ_m ϕ_n	供用上の観点からの岸壁変位量の上限の目安 被ばり量: 最大みだし量又はエプロン沈下量 構造形式 重立式係船岸 矢板式係船岸 岸壁水深 -7.5m以上 -7.5m未満 -7.5m以上 -7.5m未満 使用可能 0~30cm 0~20cm 0~30cm 0~20cm 供用制限 30~100cm 20~50cm 30~50cm 20~30cm	機能上の観点からの岸壁変位量の上限の目安 エプロン全体の沈下量 20~30cm 傾斜 3~5° 法線の出入り 20~30cm 沈下エプロン上の段差 3~10cm エプロンと背後地の段差 30~70cm 傾斜順勾配 3~5%, 逆勾配 0%	変位量
	変位	フーチング底面位置において 応答回転角 $\leq 0.02\text{rad}$	① 最大応答変位量 \leq 最大変位量の制限値 ② 残留変位量 \leq 残留変位量の制限値	① 最大応答変位量 \leq 最大変位量の制限値 ② 残留変位量 \leq 残留変位量の制限値	鋼管杭 (鋼管杭) 耐震性能 I II III 損傷レベル 1 2 3 変形量の制限値 ϕ_v ϕ_m ϕ_n	鋼管杭 (鋼管杭) 耐震性能 I II III 損傷レベル 1 2 3 変形量の制限値 ϕ_v ϕ_m ϕ_n	鋼管杭 (鋼管杭) 耐震性能 I II III 損傷レベル 1 2 3 変形量の制限値 ϕ_v ϕ_m ϕ_n	鋼管杭 (鋼管杭) 耐震性能 I II III 損傷レベル 1 2 3 変形量の制限値 ϕ_v ϕ_m ϕ_n

8.4 杭基礎耐震設計の手引き (設計例)

本節では、8.2節に基づき杭基礎耐震設計の手引き (設計例) を紹介する。

8.4.1 耐震設計のフロー

耐震設計のフローを図-8.4.1に示す。

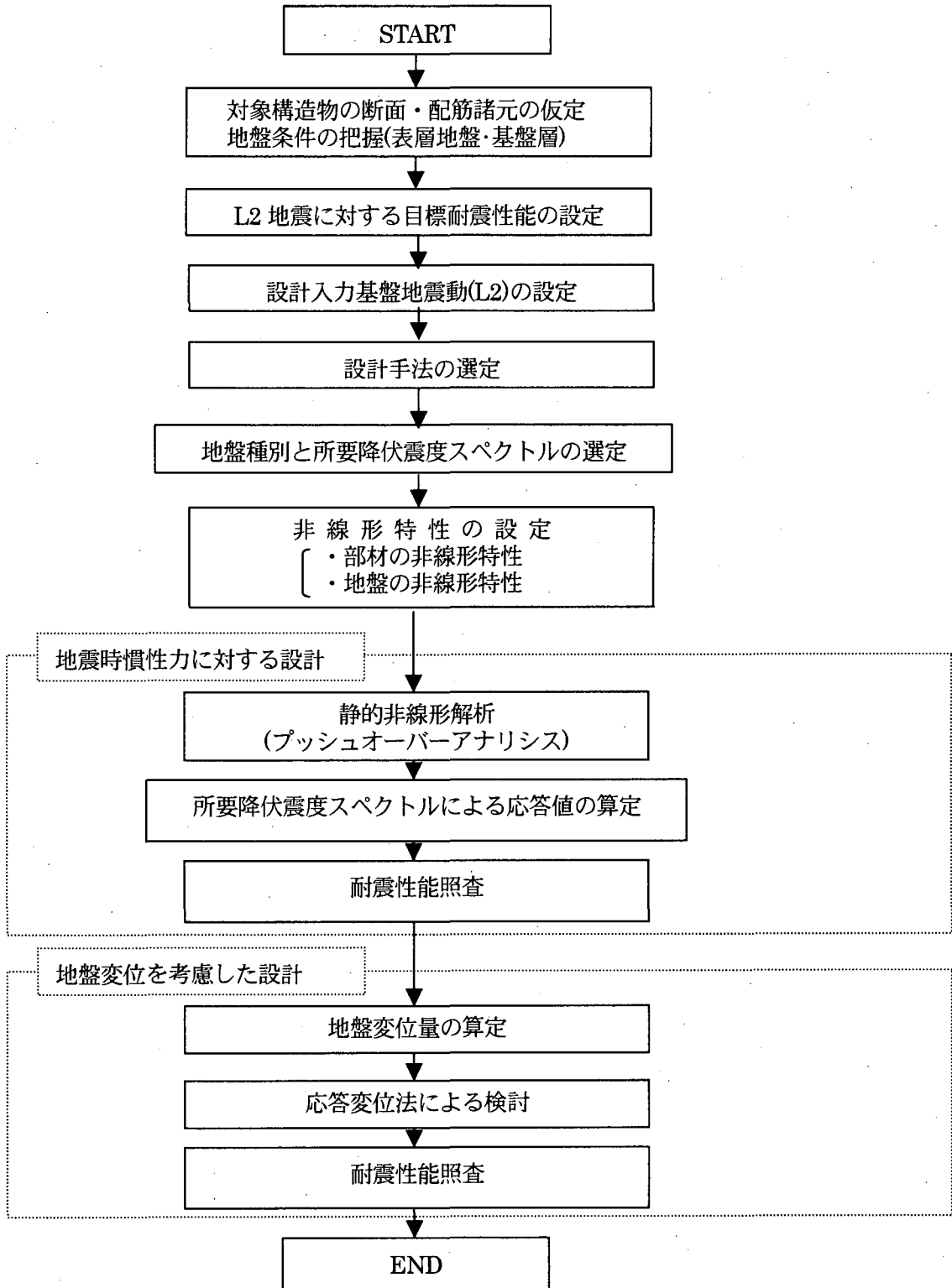


図-8.4.1 耐震設計のフロー

8.4.2 対象構造物の断面・配筋諸元および地盤条件

対象構造物の構造一般図および配筋図を図-8.4.2 に、土質柱状図および土質諸定数をそれぞれ図-8.4.3 および表-8.4.1 に示す。

なお、今回の検討は杭基礎に着目するため、橋軸直角方向を対象とする。

杭は、杭長 $L=31.0\text{m}$ ・杭径 $\phi=1.3\text{m}$ ・6本群杭の場所打ちコンクリート杭である。

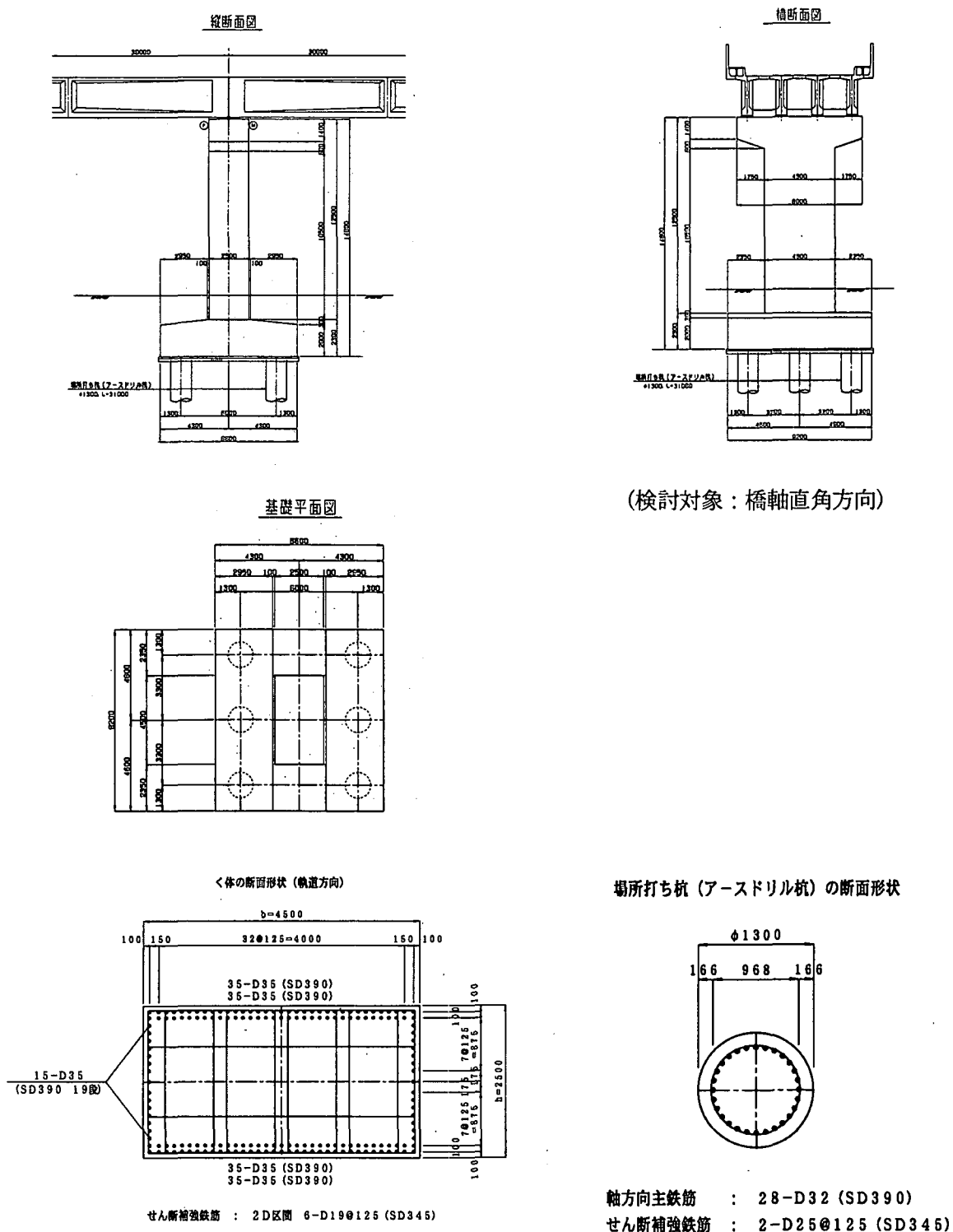


図-8.4.2 対象構造物一般図および配筋図

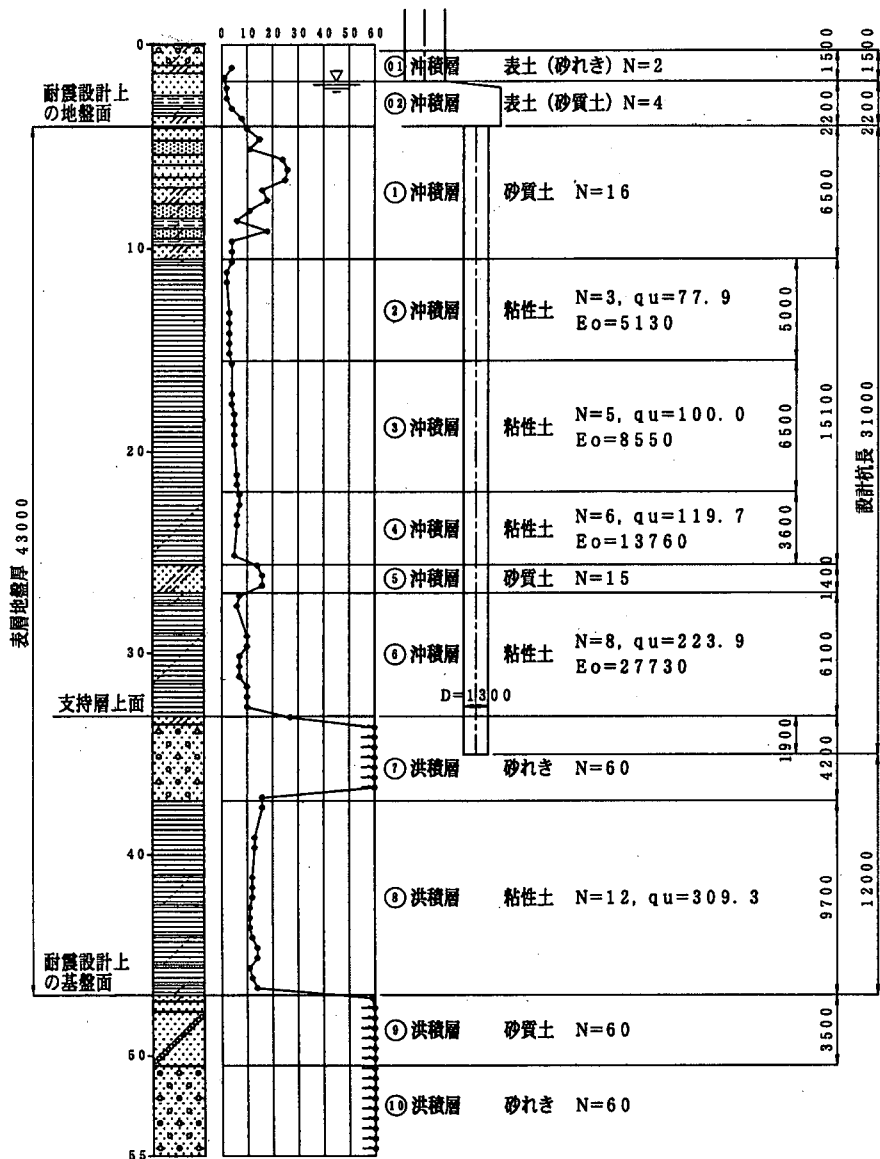


図-8.4.2 土質柱状図

表-8.4.1 土質諸定数

層番号	層厚 (m)	土質	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)
①	6.5	砂質土	16	18.0	—
②	5.0	粘性土	3	16.0	77.9
③	6.5	粘性土	5	16.0	100.0
④	3.6	粘性土	6	16.0	119.7
⑤	1.4	砂質土	15	18.0	—
⑥	6.1	粘性土	8	17.0	223.9
⑦	4.2	砂礫	60	19.0	—
⑧	9.7	粘性土	12	17.0	309.3
⑨	—	砂礫	60	20.0	—

8.4.3 L2地震に対する目標耐震性能の設定

今回の対象構造物は、「重要度の高い構造物」と仮定して、L2地震に対しては耐震性能Ⅱを満足させるものとする。

したがって、満足すべき基礎の安定レベルと部材の損傷レベルは表-8.4.2のハッチング箇所を示すとおりとなる。

表-8.4.2 耐震性能と基礎の安定レベルおよび部材の損傷レベル

耐震性能	基礎の安定レベル	基礎の安定から定まる塑性率の制限値 (場所打ち杭)	部材の損傷レベル		群杭基礎における損傷レベルの制限
			躯体	杭	
耐震性能Ⅰ	1	$\mu_L=1$	躯体	1	—
			杭	1	全杭本数の半数 ^(注) の杭が損傷レベル1の制限値に達したとき
耐震性能Ⅱ	2	$\mu_L=5$	躯体	3	—
			杭	2	全杭本数の半数 ^(注) の杭が損傷レベル2の制限値に達したとき
耐震性能Ⅲ	3	$\mu_L=8$	躯体	3	—
			杭	3	1本の杭が損傷レベル3の制限値に達したとき

注) 奇数列杭の場合、中央列杭は含まれない。

8.4.4 設計入力基盤地震動(L2)の設定

今回、対象構造物の近傍に断層の存在が不明なものと仮定し、図-8.2.1より、L2地震動としてはスペクトルⅡ地震動に地域別補正係数を乗じたものを選定する。

8.4.5 設計手法の選定

(1) 設計手法の選定

構造物の地震時挙動を忠実に表現する場合、時刻歴応答解析が有効であるが、今回は、

- ① 構造系が比較的単純で1次の振動モードが卓越している。
- ② 主たる塑性ヒンジの発生箇所が明確である。

と推察されることから、「非線形スペクトル法」を採用するものとする。

(2) 地盤種別と所要降伏震度スペクトルの選定

表層地盤の固有周期を算定し、対象地盤の地盤種別(G0~G7地盤)を判定する。今回、モード解析

法により表層地盤の固有周期を算定し、鉄道基準にならない地盤種別を判定した結果、地盤の固有周期は $T_g=1.06(s)$ となることから、「G6 地盤」と判定された (表-8.4.3, 表-8.4.4 参照)。

表 8.4.3 当該地盤の土質定数と固有周期

層番号	層厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	設計せん断弾性速度 V_{sd} (m/s)	表層地盤の設計固有周期 T_g (sec)
①	6.5	18.0	171.35	1.06
②	5.0	16.0	122.59	
③	6.5	16.0	145.35	
④	3.6	16.0	154.46	
⑤	1.4	18.0	167.70	
⑥	6.1	17.0	170.00	
⑦	4.2	19.0	266.21	
⑧	9.7	17.0	194.60	

表 8.4.4 地盤種別の判定

地盤区分	固有周期(sec)	地盤条件の例
G0	—	岩盤
G1	—	基盤
G2	~ 0.25	洪積層
G3	0.25 ~ 0.50	普通地盤
G4	0.50 ~ 0.75	普通~軟弱地盤
G5	0.75 ~ 1.00	軟弱地盤
G6	1.00 ~ 1.50	極めて軟弱地盤
G7	1.50 ~	極めて軟弱地盤

8.4.6 静的非線形解析(プッシュオーバーアナリシス)

(1) 骨組解析モデル

対象構造物(橋軸直角方向)の骨組解析モデルの概念図を図-8.4.3に示す。

(2) 部材の非線形特性の設定

橋脚躯体のように曲げモーメント分布が直線的に変化する部材の非線形特性は、部材端部の曲げモーメント(M)と部材角(θ)の関係を、図-8.4.4に示すようなテトラリニア型モデルにより設定するものとする。また、杭部材のように曲げモーメント分布が曲線的に変化する部材の非線形特性は、図-8.4.5に示すように、部材端部の曲げモーメント(M)と曲率(ϕ)の関係により設定するものとする。

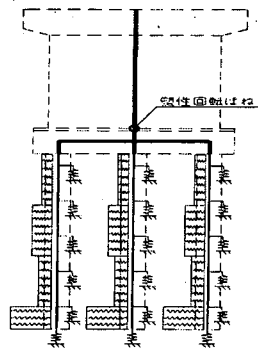


図-8.4.3 骨組解析モデル

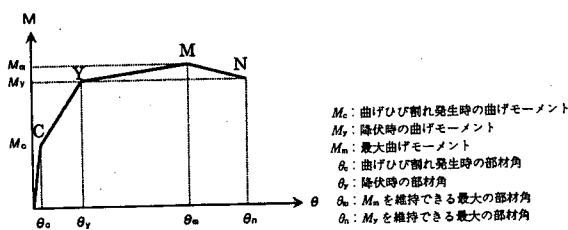


図-8.4.4 橋脚躯体の非線形特性

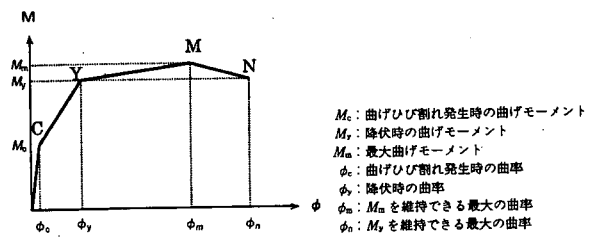


図 8.4.5 杭部材の非線形特性

なお、今回、 $M_c \cdot M_y \cdot M_m \cdot M_n$, $\theta_c(\phi_c) \cdot \theta_y(\phi_y) \cdot \theta_m(\phi_m) \cdot \theta_n(\phi_n)$ は、鉄道基準に準じて算定することとした。

(3) 地盤の非線形特性の設定

地盤の非線形特性は、各種設計地盤ばね定数を初期勾配とし、地盤の支持力または有効抵抗土圧を上限值とするバイリニア型モデルで設定するものとする。

なお、今回は図-8.4.6に示すように、鉄道基準に準じて杭の各種設計地盤ばね定数および設計地盤反力の上限值を算定することとした。

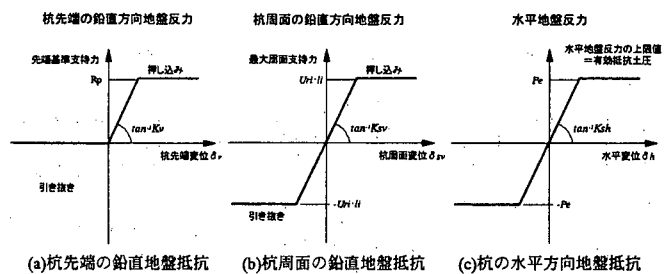


図-8.4.6 地盤の非線形特性

8.4.7 地震時慣性力に対する設計

(1) 荷重～変位曲線の算定

部材および地盤の非線形性を考慮した静的非線形解析(プッシュオーバーアナリシス)により、構造物天端位置における水平荷重(震度)～変位曲線を作成し、構造物全体系としての降伏震度および降伏変位を算定する。

図-8.4.7より、当該構造物(橋軸直角方向)は震度 $kh=0.551$ にて、先ず引抜側杭部材が降伏に至ることが判明した。また、そのときの構造物天端位置における変位は $\delta=0.245(m)$ であることが分かっている。

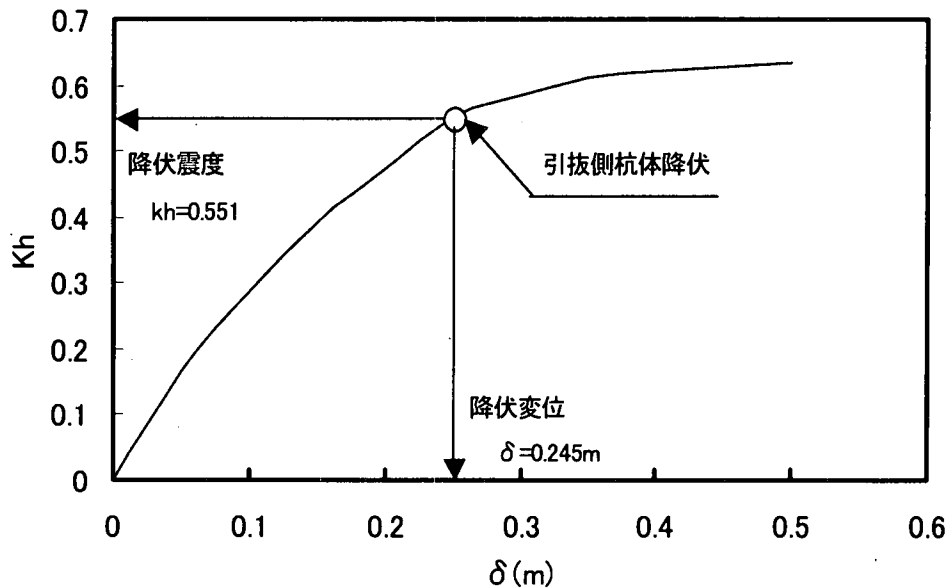


図-8.4.7 構造物天端における水平荷重～変位曲線(橋軸直角方向)

(2) 応答値の算定

1) 所要降伏震度スペクトルによる応答塑性率の算定

図 8.4.7 より、橋脚躯体より先に基礎(杭体)が先に降伏に至ることが判明した。したがって、基礎構造物用の所要降伏震度スペクトル(G6 地盤用)を選定する。

また図より、降伏震度は $khy=0.551$ 、また、構造物の等価固有周期の算定の結果、

$$T_{eq} = 2.0 \times \sqrt{\frac{\delta y}{K_{hy}}} = 2.0 \times \sqrt{\frac{0.245}{0.551}} = 1.33(S)$$

となることから、図-8.4.8より、構造物全体系としての応答塑性率は $\mu=1.58$ となる。

L2地震（スペクトルⅡ） 基礎構造物（杭・ケーソンetc）

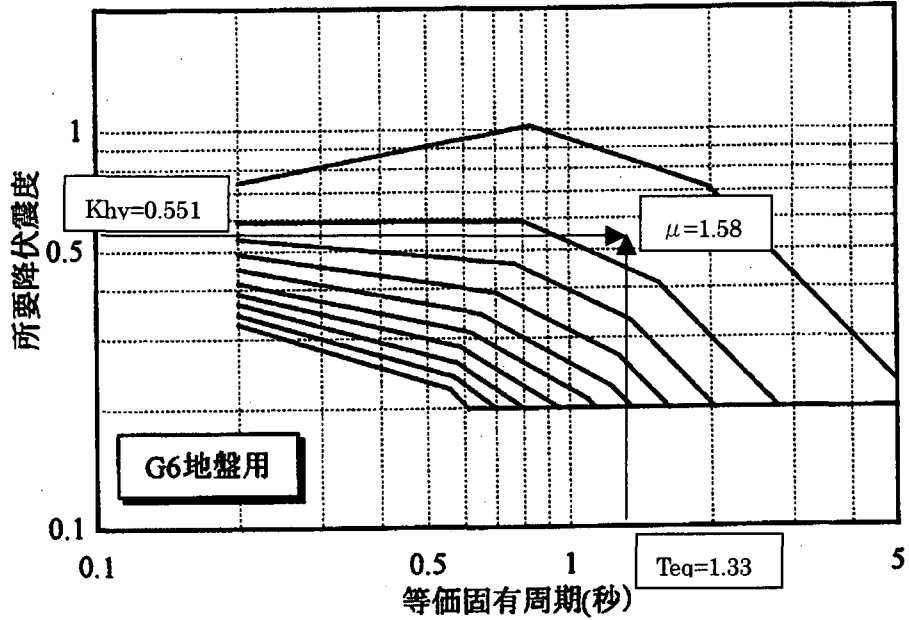


図-8.4.8 所要降伏震度スペクトルによる応答塑性率の算定

2) 応答値の算定

図-8.4.8 で求めた構造物全体系の応答塑性率 $\mu=1.58$ を、図-8.4.7 の水平荷重～変位曲線に適用して、構造物の地震時の最大応答変位を求める。

図-8.4.9 より、最大応答変位は $\delta r = \mu \times \delta y = 1.58 \times 0.245 = 0.387(\text{m})$ となり、このときの最大応答震度は $khr=0.622$ となることが分かる。部材の損傷レベルの照査は、この震度での応答値 ($\theta r \cdot \phi r$) を読み取ることにより行うこととなる。

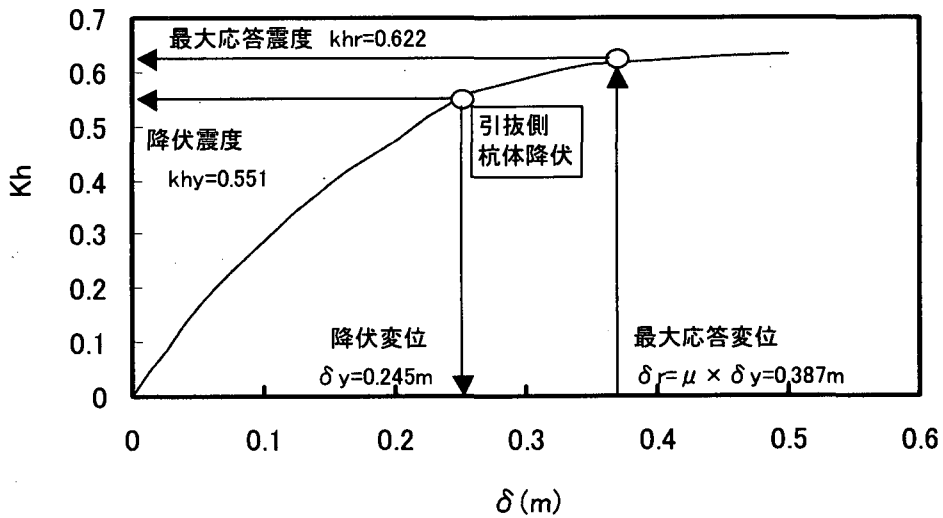


図-8.4.9 応答値の算定

(3) 耐震性能照査

1) 部材の損傷レベルの照査

部材の損傷レベルの照査は、最大応答震度時の各部材の応答値を読み取ることで行う。

表-8.4.5 より、最大応答震度 $khr=0.622$ 時の各部材の応答値($\theta_r \cdot \phi_r$)は、耐震性能Ⅱに応じた損傷レベルの制限値(橋脚： θ_n (損傷レベル3)・杭部材： ϕ_m (損傷レベル2))を満足していることが分かる。

表-8.4.5 部材の損傷レベルの照査

部材	応答値 ($khr=0.622$)	制限値 ^{*)}	照査	備考 (耐震性能Ⅱ)
橋脚躯体	$\theta_r=0.0079(\text{rad})$	$\theta_n=0.0492(\text{rad})$	OK	損傷レベル3
杭部材 (引抜側杭)	$\phi_r=0.0042(\text{m}^{-1})$	$\phi_m=0.0255(\text{m}^{-1})$	OK	損傷レベル2

2) 基礎の安定レベルの照査

基礎の安定レベルの照査は、基礎天端位置での水平荷重～変位曲線により行う。構造物全体系の最大応答震度は $khr=0.622$ であることから、図-8.4.10 より基礎天端位置での最大応答変位を見てみると $\delta u=0.093(\text{m})$ 、基礎天端位置での降伏変位は $\delta y=0.038(\text{m})$ であるから、基礎の応答塑性率は、 $\mu = \delta u / \delta y = 0.093 / 0.038 = 2.44$ となる。

表-8.4.6 より、耐震性能Ⅱに応じた安定レベル2の応答塑性率の制限値である $\mu_L=5.0$ を満足していることが分かる。

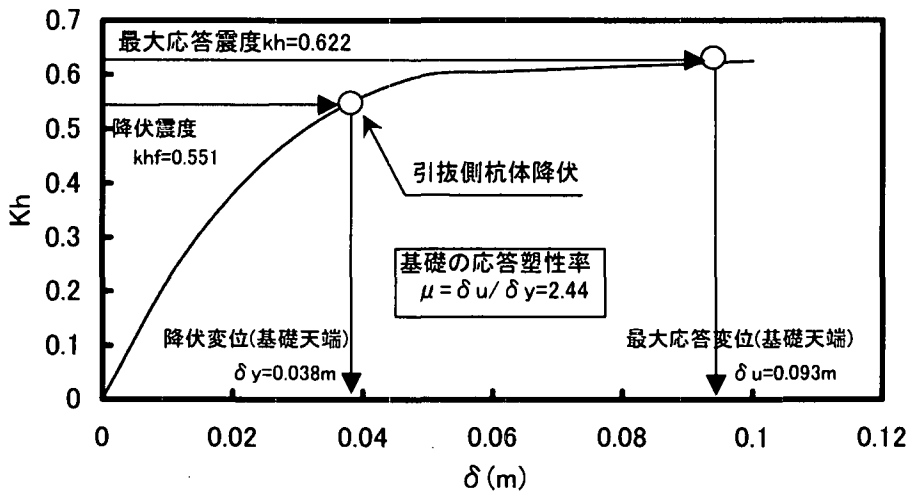


図-8.4.10 基礎天端位置における水平荷重～変位曲線

表-8.4.6 基礎の安定レベルの照査

検討対象方向	基礎の応答塑性率	塑性率の制限値 ^{*)}	照査	備考
橋軸直角方向	$\mu=2.44$	$\mu_L=5.0$	OK	^{*)} 耐震性能Ⅱ (安定レベル2)

8.4.8 地盤変位の影響を考慮した設計（応答変位法）

(1) 地盤変位分布の算定

当該地盤において、地盤解析により地盤変位分布を算定した結果を図-8.4.11に示す。

なお、地盤変位は地盤ばねを介し、荷重として杭に作用させるものとする。

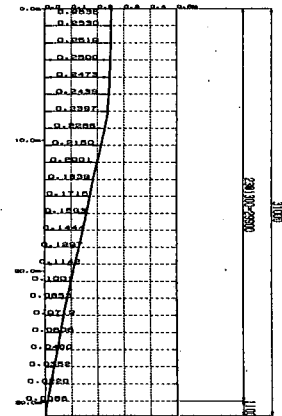


図-8.4.11 地盤変位分布の算定

(2) 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した補正係数(ν)の算定

表-8.4.7より、地盤と構造物の動的相互作用(双方の固有周期の比)を考慮した補正係数(ν)を算定する。

表 8.4.7 構造物と地盤との動的相互作用を考慮した補正係数(ν)の算定

構造物の 等価固有周期 $T_{eq}(s)$	地盤の 固有周期 $T_g(s)$	地震時のひずみ レベルによる 地盤の剛性低減係数 α_g	α_g を考慮した 地盤と構造物との 固有周期の比 $\alpha = \frac{T_{eq}}{(T_g / \alpha_g)}$	補正係数 ν (図-8.4.12)
1.33	1.06	0.50 (L2地震動)	0.627	1.0

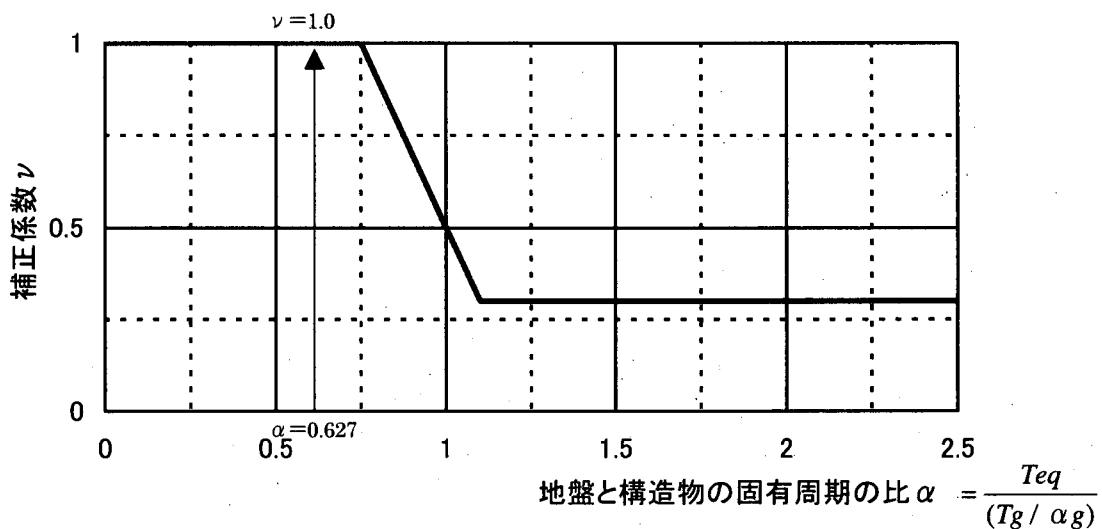


図-8.4.12 構造物と地盤との動的相互作用を考慮した補正係数(ν)

(3) 応答値の算定

今回、構造物と地盤の動的相互作用を考慮した補正係数は $\nu=1.0$ であるため、

$$R_t = 1.0 \times R_a + 1.0 \times R_g$$

の荷重組合せにて応答値を算定する。

ここに、 R_t ：地震荷重

R_a ：地震時慣性力で、最大応答震度 ($khr=0.622$) により求まる。

R_g ：地盤変位による荷重

ν ：地盤と構造物の動的相互作用を考慮した補正係数 ($\nu=1.0$)

(4) 耐震性能照査

応答変位法による杭部材の損傷レベルの照査結果を表-8.4.8に示す。

表より、杭の応答値(ϕ_r)は、損傷レベル1の制限値(ϕ_y)は越えているものの、損傷レベル2の制限値(ϕ_m)は満足していることが分かる。つまり、耐震性能Ⅱを満足している。

表-8.4.8 応答変位法時の耐震性能照査結果 (損傷レベルの照査)

項目	結果	備考
目標耐震性能	耐震性能Ⅱ	損傷レベル2
対象杭	引抜側杭	
荷重組合せ	$R_t = 1.0 \times R_a + 1.0 \times R_g$	$\nu = 1.0$ R_t ：地震荷重 R_a ：地震時慣性力で最大応答震度により求まる。 R_g ：地盤変位による荷重
杭部材の応答値	$\phi_r = 0.0173 \text{ (m}^1\text{)}$	
損傷レベルの制限値	ϕ_y	$\phi_y = 0.0022 \text{ (m}^1\text{)}$ 損傷レベル1制限値
	ϕ_m	$\phi_m = 0.0255 \text{ (m}^1\text{)}$ 損傷レベル2制限値
	ϕ_n	$\phi_n = 0.0577 \text{ (m}^1\text{)}$ 損傷レベル3制限値
照査結果	$\phi_r < \phi_m$	OK

8.5 おわりに

兵庫県南部地震以来、構造物の耐震設計が大きく変貌を遂げようとしている。設計で考慮する地震動は大きくなり、構造物の安全性の照査方法は、耐震性能を照査する性能照査型設計へと移行した。応答値の算定は動的解析によることが原則となり、高度な解析技術を必要とする傾向にある。

基礎構造物においては、地盤の特性に大きく影響を受けるため、まずは地盤の物性を精度良く把握することが重要となる。また、構造物と地盤の動的相互作用の評価も必要である。さらには、基礎構造物の地震時挙動の評価も重要となる。つまり、基礎構造物の耐震設計に当たっては、地盤強度の評価を含めてまだまだ未解明な部分が多いことを認識しておくことが大切である。

本章では、現時点で合理的と思われる基礎の耐震設計法の概要、各機関の杭基礎耐震設計法の比較および杭基礎の耐震設計例を示した。現在、各機関でより合理的な耐震設計法の確立に向け、精力的な研究がすすめられ、新しい知見も得られつつある。今後さらなる研究成果が待たれるところである。

参考文献

- 1) 水野二十一・飯場正紀：「基礎構造の震害例－特に杭基礎について－(その1)(その2)」, 日本建築学会東海支部研究報告, 第18号, P33~P38, 1980年2月
- 2) 震災予防評議会：「震災予防調査会報告」, 第百号(丙)・下, 1926年
- 3) 北陸震災調査委員会：「昭和23年福井地震震害調査報告Ⅱ建築部門」, 1951年
- 4) Kishida.H.：「Damage to Reinforced Concrete Building in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering」, Soils and Foundations, Vol.6, No.1, P71~P88, 1966年1月
- 5) Fukuoka.M.：「Damage to Civil Engineering Structure」, Soils and Foundations, Vol.6, No.2, P45~P52, 1966年3月
- 6) 建設省建築研究所：「新潟地震による建築物の被害－とくに新潟市における鉄筋コンクリート造建築物の被害について－」, 建築研究報告, No.42, 1965年3月
- 7) 日本建築学会：「1968年十勝沖地震震災調査報告」, 1968年12月
- 8) 建設省建築研究所：「青森県三沢商業高等学校鉄筋コンクリート建物耐力診断」, 受託研究報告書, No.206, 1974年2月
- 9) 田村浩一・藤原俊郎・森重龍馬：「十勝沖地震(1968)における高架橋の被害」, 関東地震記念国内地震工学シンポジウム論文集, P147~P153, 1977年
- 10) 大橋勝弘・海野隆哉・西村昭彦・栗山道夫：「軟弱地盤における鉄道構造物(基礎)の耐震設計」, 施工技术, 第10巻, 第8号, 1977年8月
- 11) 西村昭彦：「地盤変位を考慮した構造物の設計」, 基礎工, P48~P56, 1978年7月号
- 12) 建設省建築研究所：「1978年宮城県沖地震の被害調査報告」, 建築研究報告, No.86, 1979年2月
- 13) 西村昭彦：「構造物の非線形応答を考慮した耐震設計」, 構造物設計資料, No.78, 1984年6月
- 14) 基礎工：「阪神・淡路大震災の教訓と対策 土木構造物編・建築編」, Vol.24・25, 1996年10月号・11月号
- 15) 土と基礎：「阪神淡路大震災(その2)」, Vol.44, No.458, 1996年3月
- 16) 堀越研一：「上部工の存在しない状態で被災した杭の損傷調査結果および解析事例」, 大成建設技術研究所報, 1998年10月
- 17) 大阪府土木部：「大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書」, 1997年
- 18) 西村昭彦：「構造物の耐震」, 鉄道総研報告, Vol.10, No.3, 1996年3月
- 19) 王海波・西村昭彦・長縄卓夫：「基盤入力地震動の考え方と応答スペクトルの設定」, 鉄道総研報告, Vol.13, No.2, 1999年2月
- 20) 大川征治・前田良刀・真鍋進・龍岡文夫：「累積損傷度理論を用いた簡易液状化判定手法の提案」, 第19回地震工学研究発表会, 1987年7月
- 21) 吉田望・田蔵隆・鈴木英世：「地盤の非線形地震応答解析手法の比較」, 第23回地震工学研究発表会, 1995年
- 22) Schnable P.B., J.Lysmer & H.B.Seed：「SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites」, Report No.UCB/EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972
- 23) 土木学会：「動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法」, 技報堂出版, P111~P117, 1989年
- 24) 齊藤正人・室野剛隆・西村昭彦：「入力損失効果が非線形復元力特性を有するケーソン基礎構造物に与える影響についての研究」, 第53回土木学会年次学術講演会講演概要集, P590~P591, 1998年
- 25) 日本国有鉄道編：「耐震設計指針(案)・解説」, 1983年8月
- 26) 室野剛隆・西村昭彦：「地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法」, 鉄道総研報告, Vol.13, No.2, 1999年2月