

4. 強震動を想定した都市基盤施設の耐震設計法の調査

—構造物の終局強度の評価法と限界状態設計法—

4.1 コンクリート構造物

4.1.1 終局強度の評価法と限界状態設計法の現状

(1) コンクリート構造物の耐震設計体系の現状

コンクリート構造物には、建築物を始めとし、道路橋、鉄道橋、タンクなど各種の構造物がある。さらに、このような各種の構造物に対して、柱や梁など構造物を構成する各種の構造部材があり、また、構造部材によって地震力によるさまざまな作用力を受ける。

表-4.1.1は、コンクリート構造物の構造特性や材料特性などを分類したものである。部材の中にも柱部材や梁部材、版部材などいろいろな部材があるとともに、これらの組み合わせにより構造物が構成される。さらに、通常の鉄筋コンクリート部材やプレストレストコンクリート部材の他に、合成構造や充填鋼管部材など鉄筋のみならず鋼部材と組み合わせる部材もある。さらに、基本的には鋼材とコンクリートの材料で構成されるが、材料として高強度材料が用いられる場合もある。

一方、こうした構造部材は地震時の構造物全体の挙動の中で、軸力、曲げ、せん断、ねじりが単独でまたはこれらの組み合わせで作用する。地震時の作用力の特徴として重要であるのは、繰返し力が作用する点にある。

ここでは、コンクリート構造物に関する主要な耐震基準等に基づき、終局強度の評価法と限界状態設計法の現況について整理するとともに、今後重点的に検討を行うべき点を明らかにすることを試みる。

例えば、表-4.1.2は、道路橋の耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能、およびこれを検討するための耐震計算法を示したものである¹⁾。道路橋の耐震設計で考慮する地震動としては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動および供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動の2段階の地震動を考慮することとされている。ここで、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動としては、比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震による地震動とし、従来の耐震設計において震度法に用いる設計震度として規定されてきた地震力を踏襲している。また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動としては、平成2年の耐震設計編において規定されてい

た大正 12 年の関東地震の際の東京周辺における地震動のように発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震による地震動に加え、平成 7 年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低いマグニチュード 7 級の内陸直下型地震による地震動を考慮することとされている。

表-4.1.1 コンクリート構造物の構造特性

構造特性	材料特性	強度特性	地震力による作用	作用力の特性
柱部材 はり部材 版（面）部材 壁部材 柱梁接合部 杭部材 フーチング部材 ラーメン部材 アーチ部材 シェル部材	RC部材 PC部材 SRC部材 充填鋼管部材	普通強度材料 高強度材料	軸力 曲げ せん断 ねじり これらの組合せ	繰返し載荷 一方向載荷

表-4.1.2 耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能

耐震設計で考慮する地震動		目標とする橋の耐震性能		耐震計算法	
		重要度が標準的な橋 (A種の橋)	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	静的解析法	動的解析法 (地震時の挙動が複雑な橋)
橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動		健全性を損なわない		震度法	
橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動	タイプⅠの地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	致命的な被害を防止する	限定された損傷にとどめる	地震時保有 水平耐力法	時刻歴応答解析法
	タイプⅡの地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)				応答スペクトル法

これらの地震動に対して、橋の耐震設計は、橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを目標として行うこととされており、重要度が標準的な橋については、致命的な被害を防止することを目標とし、また、高速道路、一般国道、緊急輸送道路等における特に重要度が高い橋では、限定された損傷にとどめることを目標としている。

構造物の耐用期間中にまれに起るような大地震に対しても全く損傷を受けないような構造物を作ることは技術的にも、また、コストなどの面でも必ずしも現実的な対応とはいえない。このため、大地震に対しては、多少の損傷を許容し、これによって地震のエネルギーを適切に吸収することができれば、致命的な損傷を防ぎ、構造物として安全かつ合理的な設計が可能になる。このため、道路橋の耐震設計では、構造部材の強度を向上させると同時に変形性能を高めて橋全体として地震に耐える構造系を目指すために、耐震設計は震度法だけではなく地震時保有水平耐力法によっても行うこととされている。

表-4.1.3 は、土木学会コンクリート委員会によりまとめられた各種構造物の耐震性能と限界状態の定義を示したものである²⁾。ここでは、土木学会コンクリート標準示方書、建築、道路橋、水道タンク、鉄道橋、LNG 地下タンクなどに対する耐震性能と限界状態をまとめている。表-4.1.3 に示されるように、いずれの構造物に対しても、基本的には、レベル1地震動（構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動）とレベル2地震動（構造物の耐用期間内に発生する確率が極めて小さい強い地震動）の2段階の地震力を考慮することとされ、これらに対して、所要の耐震性能を満足させることを目標としている。耐震性能としては、地震後にも機能は健全で補修をしないで使用可能な耐震性能1、地震後に機能が短期間で回復でき補強を必要としない耐震性能2、地震によって構造物全体系が崩壊しない耐震性能3の3種類に大きく整理することができる。

(2) コンクリート構造物の終局状態の評価法の現状

図-4.1.1 は、鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番繰返し載荷実験による橋脚の水平変位と損傷の進展状況の一例を示したものである。ここで、 $1 \delta y$ は、橋脚の降伏変位で、橋脚基部の鉄筋が降伏する時に橋脚天端に生じる変位である。震度法では許容応力度法で設計することから、降伏変位はほぼ震度法で生じる変位に相当する。実験ではこの変位の整数倍で載荷変位を漸増させながら損傷状況や耐力特性等を調べる。これによれば、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の損傷は、ひびわれの発生、ひびわれの進展、かぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈・破断によって最終的に破壊に至る過程をたどる。曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力と水平変位の関係は、一般に図-4.1.2 に示す

表-4.1.3 耐震性能と限界状態の定義（参考文献2）による

耐震性能		耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3		
		レベル 1 地震動	レベル 2 地震動			
示方書解説	限界状態	地震後も機能は健全で、補修をしないで使用可能	地震後に機能が短期間で回復出来、補強を必要としない。	地震によって構造物全体系が崩壊しない。		
	照査項目	地震後の残留変形十分に小さい	耐力低下せず、残留変形が限度以下	せん断に対して十分な安全性を確保		
Priestley の定義*		Serviceability Limit State	Damage-Control Limit	Survival Limit State		
建築分野、総プロ中間		使用性 (Serviceability Limit) 使い易さ、住み易さ	修復性(Assigned Damage) 損傷の制御	安全性(Ultimate Limit) 人命の危険の回避		
道路橋	耐震性能	健全性を損なわない (高確率で発生する地震)	限定された損傷に止める (大地震+重要度:特に高い)	致命的な被害を防止する (大地震+重要度:標準的)		
	照査項目	許容応力度以下 震度法・弾性理論で算出	耐力照査+残留変位(1/100) 応答塑性率より算出	耐力照査 許容塑性率・等価震度で算出		
水道タンク	耐震性能	液密性を維持+補修不要 (高確率で発生する地震)	液密性を維持 (大地震:プレート境界型)	崩壊防止+液密性維持不要 (大地震:内陸直下型)		
	照査項目	ひび割れ幅+コンクリート応力	残留ひび割れ幅+ひずみ	急激な破壊防止 2次被害を起こす漏洩防止		
鉄道用橋梁	走行性	耐震性能	通常走行可能、損傷無し (列車走行安全性)			
		照査項目	走行性に対する変位の制限値 支承部+躯体は降伏以下			
	復旧性	耐震性能	損傷無し (支承, 躯体, 基礎, 安定)		基礎	安定
		照査項目	降伏耐力以下		補修必要	基礎に残留変位 許容塑性率以下
LNG地下タンク	耐荷性能 (躯体)	ひび割れを許容 鉄筋降伏以下	全体変形として、崩壊に対して安全率を確保		構造系として崩壊しない	
	止水性能 (躯体)		ひび割れが貫通しない		保持の必要なし	
	気密性能 (マンダレン屋根)		マンダレンの破断回避 屋根と躯体の相対変位規定			
	液密性能 (マンダレン配管)		マンダレン・配管の破断回避 配管と躯体の相対変位規定			
	剛体安定 (躯体)	照査不要		地盤が液状化しない 躯体が転倒しない		
	手法毎の照査項目	応答変位法:現状	鉄筋降伏以下	曲げ破壊, せん断破壊に対して十分な安全率, 全断面引張		曲げ破壊, せん断破壊に対して適切な安全率
		3次元動的応答	未使用	面部材の応答塑性率 せん断破壊		面部材の応答塑性率 せん断破壊
		理想非線形	未使用	せん断破壊に対して十分安全		計算が途中で発散しない

注) M.J.N.Priestley, F. Seible, G.M. Calvi: SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, John Wiley & Sons, INC.

通りとなり、弾性状態から、軸方向鉄筋の降伏により水平耐力が一定になり、その後のかぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の座屈・破断等により水平耐力が低下するというように、損傷の進展とともに水平抵抗が変化する。構造物に損傷が生じることに立ち入って耐震設計を行うためには、このような構造物の挙動（損傷の進展、水平耐力～水平変位関係）を適切に把握することが必要条件となる。

鉄筋コンクリート橋脚の損傷モードは、大きくは曲げ破壊型とせん断破壊型に分類することができ、これらの破壊モードは、橋脚の有している曲げ耐力やせん断耐力の大きさによって定められる。曲げ破壊型では、非線形域に入っても水平耐力を保持できるが、せん断破壊の場合には脆性的な破壊をするので、非線形域のじん性を期待できない。このため、基本的には曲げ破壊モードとなるように必要なせん断耐力を向上させることが重要となる。また、損傷の進展とともに、破壊モードが変化する事が知られており、図-4.1.3に示すように曲げ耐力とせん断耐力の大きさによってさらに曲げ損傷からせん断破壊移行型の破壊モードがある。

表-4.1.4は、コンクリート構造物の終局状態の評価法の現状をまとめたものである。大規模な地震に対しては多少の損傷を許容し、これによってエネルギーを吸収して地震をやりす設計が一般的であり、コンクリート構造物の終局状態を評価する上で、破壊モードの判定法、せん断耐力、曲げ終局、変位制限が重要となる。破壊モードについては、前述のように大きくじん性を期待できる曲げ破壊型とじん性を期待できないせん断破壊型、さらにこれの中間に分類される場合が多い。せん断耐力は、一般にトラス理論に基づき、コンクリートの負担分と鉄筋の負担分の和により算出する方法が一般に用いられている。降伏後の曲げ終局については、構造細目を規定し一律にじん性を与える方法、コンクリートの応力～ひずみ曲線を定義し、圧縮縁のコンクリートの終局ひずみにより終局状態を与える方法がある。また、破壊モードが曲げ損傷からせん断破壊に移行するという現象に着目し、曲げ耐力とせん断耐力の比により終局状態を評価する手法がある。

以上のような各種の耐震基準等をもとに、コンクリート構造物の終局強度の評価法と限界状態設計法に関する現状を簡単にまとめると表-4.1.5のようになる。ここでは、破壊メカニズム、終局強度の評価法、限界状態設計法に分類して示している。

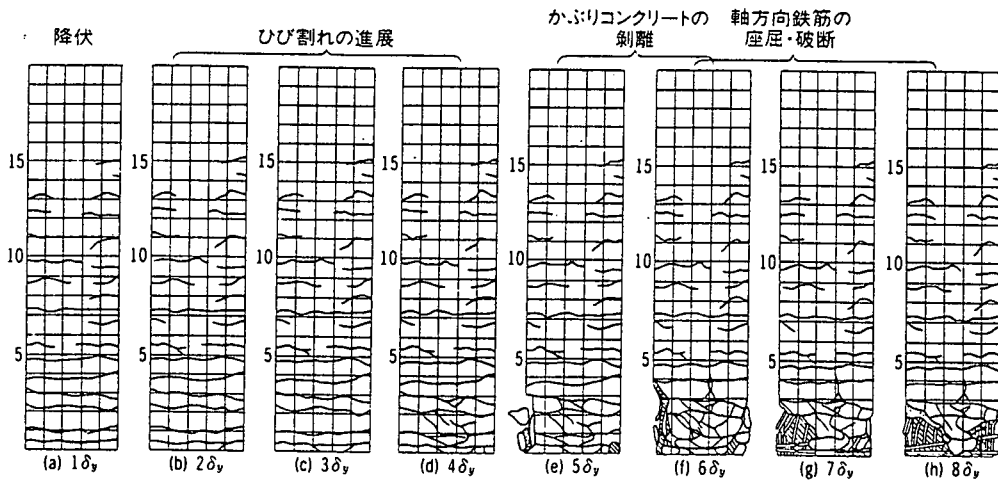


図-4.1.1 鉄筋コンクリート橋脚の損傷の進展の一例

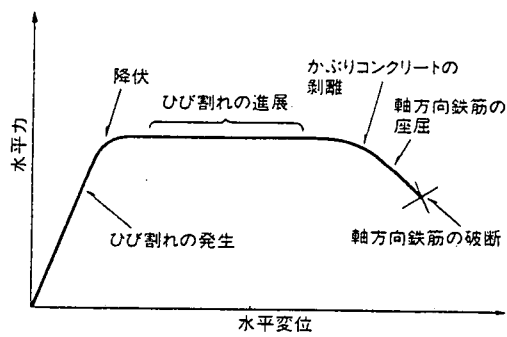


図-4.1.2 鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力と水平変位の関係

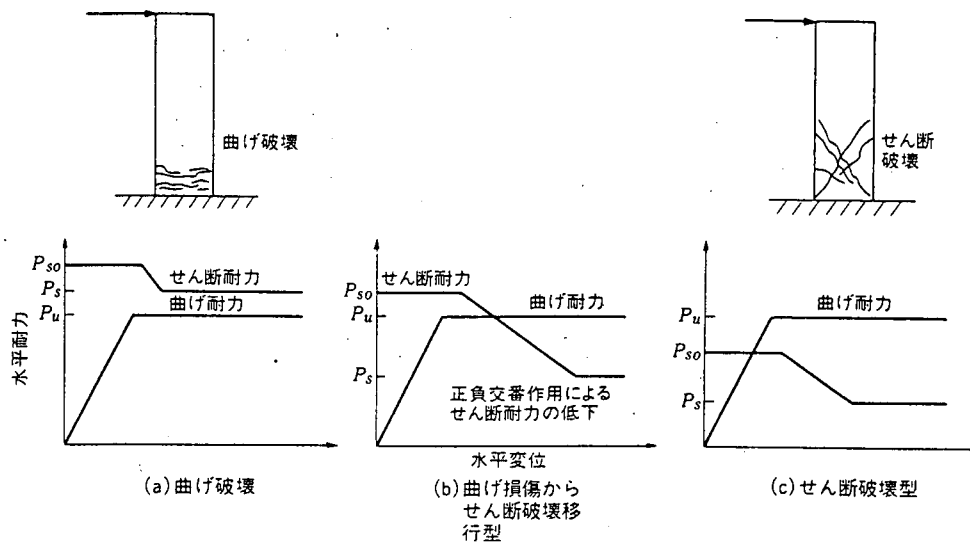


図-4.1.3 鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力と破壊モードの関係

表-4.1.4 コンクリート構造物の地震時の終局状態の評価法の現状

項目	評価法の現状
破壊モードの評価法	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ破壊型, せん断破壊型: コンクリート標準示方書 ・曲げ破壊型, 曲げ損傷からせん断破壊以降型, せん断破壊型: 道路橋示方書
せん断耐力の評価法	<ul style="list-style-type: none"> ・トラス理論に基づき, コンクリートの負担するせん断力とせん断鉄筋が負担するせん断力の和として評価 ・コンクリートの負担するせん断力については, 一般に梁の試験データに基づく評価式が一般的に用いられている. 載荷方法は, 一般に一方向載荷.
曲げ終局の評価法	<ul style="list-style-type: none"> ・構造細目を規定し一律にじん性率を与える方法: 米国基準 ・圧縮縁のコンクリートひずみにより終局を評価 <ul style="list-style-type: none"> ①帯鉄筋による拘束効果を評価する方法: 道路橋示方書 ②帯鉄筋による拘束効果を評価しない方法: ユーロコード ・曲げ耐力とせん断耐力の比により評価: コンクリート標準示方書
変形制限	<ul style="list-style-type: none"> ・残留変位の制限: 道路橋示方書, コンクリート標準示方書

表-4.1.5 コンクリート構造物の終局強度の評価法と限界状態設計法に関する現状

分類	項目	現状の知見
破壊メカニズム	地震被害の被災分析	兵庫県南部地震で被災したRC橋脚を中心に、被災特性、被災度の分類、構造特性と被災度の関係、個々の被災橋脚の解析による被災メカニズムの分析が各方面で行われ、実地震被害を通じた破壊特性について明らかにされつつある。
	破壊モード及び非線形域の力学的挙動	地震力の影響を受けやすい柱部材を中心に、模型を用いた載荷実験、振動台を用いた加振実験により、破壊モード、破壊モードに応じた動的耐力及び変形性能に関する基本的な特性について検討されている。
終局強度の評価法	終局強度の評価法（曲げ耐力、せん断耐力、ねじり耐力）	①曲げ耐力については、鉄筋及びコンクリートの材料強度の評価が適切に行うことができれば高精度で推定が可能。 ②せん断耐力については、トラス理論に基づき、コンクリートの負担分、鉄筋の負担分に分離して算出する評価法が一般的。コンクリートの負担分については、ばらつきが大きい。 ③ねじりに対しては、ねじり耐力・剛性の評価法に関する研究が少ない。
	変形性能の評価法（曲げ、せん断、ねじり）	①曲げ破壊に対しては、構造細目によってじん性を与える方法、コンクリートの圧縮ひずみで与える方法、曲げ耐力～せん断耐力比で与える方法がある。 ②ねじりについてはひびわれが生じた後の変形性能については明らかになっていない。
	変形性能の向上技術	変形性能を向上させるための基本的な配筋方法、配筋細目に関して提案されている。
限界状態設計法	耐震設計フィロソフィ	各種の構造物毎に地震時にどのような性能が要求され、それに対して構造物をどのように設計するのかが明確になりつつある。
	材料強度特性	本来ばらつきを有する材料に対して、限界状態設計法においては部分係数として見込まれるが、その値の設定法はデータが少ないことなどから必ずしも十分に整備されていない。
	限界状態の評価法	構造物として地震時にどのような機能、性能が要求されるか、また、それを物理現象としてどのように評価し、どの限界に留めるか、それをどのように評価するかに関して検討が進みつつある。

4.1.2 今後の研究課題と研究方法

表-4.1.6 は、4.1.1 に示したコンクリート構造物の終局強度と限界状態設計法に関する現状をもとに、これらに対する今後の課題をまとめたものである。以下に、耐震設計法と終局強度の評価法について示すと以下の通りである。

(1) コンクリート構造物の耐震設計法

1) 性能規定型耐震設計法の指向

今後の耐震設計法として、従来の基準にあるように仕様により構造特性を決定し、これを満足すれば所要の耐震性能を満足するという仕様規定型から、どのような地震力に対して構造物のどのような性能を期待するのかといったことを明確にして、これを満足する解を求める性能規定型の設計法が指向されている。従来のような仕様規定型の場合には、全てその仕様により構造が決まり、仕様に記述されていない、または、仕様を満足していない新しい材料や新しい技術を活用することが困難な設計体系であったが、性能規定型に改めることにより必要な性能を満足できれば、これを証明することによりいろいろな新しい技術を導入できる。さらに、国際的なグローバルスタンダードの方向性に合致する設計体系とするためにも性能規定型の設計法が必要とされている。

もちろん、性能規定型設計法の場合には、新しい技術や提案をどのようにそれが必要な性能を満足しているかを証明するための解析方法や試験方法、あるいは、検証制度など制度的な側面の整備も必要とされる。いずれにしても、各種の構造物の重要度や果たす機能に応じて、要求される耐震性能を明示していくことがまず第一に必要となり、さらに、要求される耐震性能に対して、これをどういう評価指標により実現していくかを明らかにしていく必要がある。

2) キャパシティデザイン

従来の構造物の耐震設計では、その計算法の簡便さなどから各部材別に設計する方法が用いられてきた。しかしながら、特に地震荷重を受ける場合には、部材別に力が作用するのではなく、構造物全体として地震荷重に抵抗するものであり、構造物全体がどのように挙動するかを十分に把握するとともに、復旧や損傷発見が容易な部材に損傷を誘導し、エネルギーを適切に吸収して地震力に抵抗することが必要とされる。こうした設計法はキャパシティデザインと呼ばれる。例えば、橋梁を例にとると、橋梁は上部構造、支承、橋脚、

基礎，地盤から構成される。このような構造物が地震力を受けた場合に，十分な変形性能を確保可能な部材に損傷を誘導して，構造物全体としての挙動をコントロールしようという設計の考え方である。例えば，橋脚基部に損傷を誘導するものとすれば，上部構造や支承などの他の部材への損傷の発生を橋脚基部の耐力でコントロールすることが可能になる。ただし，この場合，従来は部材の耐力はある下限値で設計上考えられてきたが，キャパシティデザインではこれによって他の部材の損傷もコントロールするために，部材強度の上限値も制限する必要がある。このため，設計上，材料強度のばらつきやオーバーストレングスを適切に評価していくことが必要とされる。

3) 耐力とじん性のバランス

耐力を大きくするためには，部材断面を大きくしたり，鉄筋量を増加させる必要がある。このため，構造物自体が大きくなり，これに伴って構造物の建設費用が増加することから，どこまでも構造物を強く造るという設計法は現実的ではない。このため，一般に，比較的生じる可能性の高い地震に対しては何度も構造物の復旧を必要としないように損傷を受けないようにし，生じる可能性は低い強度の強い地震動に対しては，損傷の発生を許容するが，比較的短時間で復旧可能な損傷レベルに制御したり，重要度の低い構造物では崩壊を防ぐ損傷レベルに制御するものである。

一方，じん性をどんどん大きくすると，作用する地震力は小さくできるが変位が大きくなる。このため，残留変位が大きくなるとともに，このようになると軸力による $P\sim\delta$ 効果が無視できなくなる。従来，ニュージーランド，米国の耐震設計法は，じん性の確保に重点が置かれたものであり， $P\sim\delta$ 効果に対する照査も1つの設計指標とされている。一方，日本では耐力に重点が置かれた設計法であり，一般に $P\sim\delta$ 効果は大きな影響を及ぼさない。今後，必要とされる耐震性能を満足させるために，こうした耐力とじん性の適切なバランスが重要となる。

4) 地震時挙動の評価法の高精度化

現在，耐震設計では各種の耐震計算法が用いられている。静的計算法及び動的計算法，線形域の計算法及び非線形域の計算法などがあり，各限界状態の評価において，構造物の地震時の挙動を正確に把握していくことが重要となる。特に，非線形域の耐震計算法に関しては，柱部材のみならず各種の部材に対する非線形履歴モデルの開発やより簡単に解析が可能な動的解析法や解析プログラムの整備が必要とされる。

(2) コンクリート構造物の終局状態の評価法

1) 破壊メカニズムと非線形域の力学的挙動の解明

これまで、柱部材や梁部材に関しては数多くの実験データが蓄積され、破壊メカニズムや非線形域の挙動に関して明らかにされてきている。さらに、今後は、載荷実験や振動台実験により強震動を受ける各種のコンクリート構造物に対する破壊メカニズムを解明していく必要がある。地震力を受ける場合には、その作用が繰返し生じることから、繰返しを受ける場合の構造物の破壊特性を明らかにする必要がある。さらに、従来の実験は実験施設の制約から縮小模型を用いた模型実験を基本に行われているが、せん断耐力など寸法がその挙動に大きく影響する場合もあり、大型模型を用いた実験データの蓄積も必要と考えられる。

さらに、地震力による作用としては、従来は、水平方向のみに着目されることが多かったが、今後は、上下動の影響や水平2方向のカップリングの影響、高軸力や変動軸力を受ける場合など各種の地震力の作用条件に応じて破壊メカニズムを明らかにし、耐震設計上支配的となる条件を明確にしていく必要がある。

2) 終局状態の評価方法

耐力の評価法としては、曲げ耐力はかなりの高精度で評価可能であるが、せん断耐力の評価法については、特にトラス理論に基づく方法に代わるより合理的な方法やコンクリートの負担するせん断力の評価法などの高精度化などの課題が残されている。コンクリートの負担するせん断耐力の評価に関しては、実験データが基本になるので、ばらつきの大きいデータから設計上どのように取り扱っていくかについても重要となる。

また、変形性能の評価に関しては、従来はコンクリートの圧縮縁のひずみをもとに曲率の積分により終局変位を求める方法が一般的であるが、コンクリートのみならず軸方向鉄筋の破断で終局に至る破壊モードなどの評価や、塑性ヒンジ長を始めとし、変形性能を評価する上でさらに高度化を図るべき課題が残されている。

3) 高じん性構造の開発

従来型の鉄筋コンクリート構造のみならず、インターロッキング方式やスパイラル筋の活用などの新しい構造を採用することにより、従来の構造では実現できなかった高じん性を発揮できる可能性がある。今後、高耐震化を図ることが可能なこうした新しい材料の活用や新しい構造の開発が必要とされる。

表-4.1.6-1 コンクリート構造物の終局強度の評価法と限界状態設計法
に関する今後の課題

分 類	項 目	今後の課題
破壊メカニズム	破壊モード及び非線形域の力学的挙動	<ul style="list-style-type: none"> ①強地震動を受ける構造物の破壊メカニズムの解明 <ul style="list-style-type: none"> ・柱部材のみならず、各種のコンクリート構造物の破壊メカニズムの解明 ②破壊メカニズムに及ぼす繰返し载荷の影響の解明 <ul style="list-style-type: none"> ・繰返し载荷による材料の劣化特性の影響 ・繰返し回数が曲げ耐力、せん断耐力に及ぼす影響 ③破壊メカニズムに及ぼす寸法効果の影響の解明 <ul style="list-style-type: none"> ・大型実験を通じた寸法効果の影響の解明 ④破壊メカニズムに及ぼす地震力の作用特性の影響 <ul style="list-style-type: none"> ・衝撃的上下動、高軸力、変動軸力を受ける部材 ・ねじりを受ける部材の破壊メカニズム ・2軸曲げを受ける部材の破壊メカニズム
終局強度の評価法	終局強度の評価法（曲げ耐力、せん断耐力、ねじり耐力）	<ul style="list-style-type: none"> ①せん断耐力の評価法 <ul style="list-style-type: none"> ・トラス理論に代わるせん断耐力の高精度評価法 ・寸法効果を考慮したコンクリートのせん断耐力の評価法の高度化 ・繰返し载荷の影響を考慮したせん断耐力の評価法 ②ねじり耐力の評価法 <ul style="list-style-type: none"> ・ねじり耐力の評価法
	変形性能の評価法（曲げ、せん断、ねじり）	<ul style="list-style-type: none"> ①曲げ変形性能の評価法 <ul style="list-style-type: none"> ・終局状態の設定方法（コンクリートの圧縮ひずみ、軸方向鉄筋のひずみ・低サイクル疲労） ・塑性ヒンジ長の設定法 ②せん断変形性能の評価法 <ul style="list-style-type: none"> ・塑性率に伴うせん断耐力の低下率の評価法 ③ねじりに対する変形性能の評価法 <ul style="list-style-type: none"> ・ひびわれの進展に伴うねじり耐力の低下度合いの評価法
	変形性能の向上技術	<ul style="list-style-type: none"> ①じん性を向上させるための帯鉄筋の配筋方法 <ul style="list-style-type: none"> ・拘束効果を向上可能な配筋方法 ・高じん性を誘導可能な破壊メカニズムを誘導する配筋方法 ・定着等の構造細目 ②じん性を向上させる新材料・新構造の開発 <ul style="list-style-type: none"> ・高強度材料の活用 ・新構造（インターロッキング構造等）の開発

表-4.1.6-2 コンクリート構造物の終局強度の評価法と限界状態設計法
に関する今後の課題

分 類	項 目	今後の課題
限界状態設計法	耐震設計フィロソフィ	<ul style="list-style-type: none"> ①各種コンクリート構造物の特性に応じた耐震設計フィロソフィ <ul style="list-style-type: none"> ・橋梁構造等の各種構造物に応じた耐震設計の基本原則の明示 ②耐震性能の明示（性能規定型耐震設計法） <ul style="list-style-type: none"> ・耐震設計のパフォーマンスレベルの設定法 ・耐震性能の明示方法・表現方法 ③地震動の不確定性の取り扱い方法 <ul style="list-style-type: none"> ・不確定性を有する地震動に対する構造設計のあり方
	材料強度特性	<ul style="list-style-type: none"> ①材料強度特性の解明 <ul style="list-style-type: none"> ・材料のばらつき特性の試験法・評価法と構造設計上の取り扱い方法 ・信頼性理論に基づく設計定数の設定法 ②オーバーストレングスに対する設計法 <ul style="list-style-type: none"> ・オーバーストレングスを考慮した構造システム設計法
	限界状態の評価法	<ul style="list-style-type: none"> ①パフォーマンスレベルに応じた限界状態の設定法 <ul style="list-style-type: none"> ・各パフォーマンスレベルに応じた構造物の限界状態の設定法 ②耐力とじん性のバランス <ul style="list-style-type: none"> ・耐力に対する限界状態とじん性に対する限界状態 ②構造物の地震時挙動の推定法の高度化 <ul style="list-style-type: none"> ・非線形履歴モデル ・動的解析手法の高度化 ③構造システム設計（キャパシティデザイン） <ul style="list-style-type: none"> ・部材強度のばらつきを考慮した設計法 ④限界状態の評価のための試験方法 <ul style="list-style-type: none"> ・限界状態を明らかにするための試験方法

(3) まとめ

耐震設計は、一般に、設計外力すなわち地震力の評価、地震時の応答計算、そして安全性の照査という3つの段階を踏んで行われる。これらの3つの段階それぞれに対して、設計パラメータのばらつきや不確定性、精度といった問題を総合的に考慮して耐震設計が行われる。今回は、この中でも部材特性に観点から見た安全性の照査法について検討すべき課題を考察した。今後、大型模型を用いた実験データを蓄積しつつ、こうした課題を1つ1つ解決していくことが必要とされる。

さらに、最も不確定性の大きい地震力というものをどのようにとらえていくか、地震力の推定精度を高めていくとともに、こうした不確定性に対して構造設計の観点からどのように配慮しておく必要があるかといったことを検討する必要があると考える。また、設計がどれだけ優れていても実際に施工される鉄筋コンクリート構造物が設計通りにできないならば意味のないことであり、材料強度など設計時にもできるだけ施工に配慮することが重要となる。

参考文献

- 1) (社)土木学会：土木学会耐震基準等に関する提言集，1996年5月20日
- 2) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 耐震設計編，1996年7月
- 3) (社)土木学会：コンクリート構造物の耐震技術－現状と将来展望－，コンクリート技術シリーズ，平成1997年7月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，1996年12月
- 5) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, 1996
- 6) CALTRANS : Bridges Design Specifications, 1990
- 7) Transit New Zealand : Bridge Manual, 1995
- 8) P. E. Pinto : Eurocode 8, Part 2, Earthquake Resistant Design of Bridges, Proc. of the First Japan-Italy Workshop on Seismic design of Bridges, 1995

4.2 鋼構造物

4.2.1 終局強度の評価法と限界状態設計法の現状

(1) 終局強度の評価と限界状態設計法の現状

鋼構造物の耐震設計法は、鋼製橋脚の耐震設計法が中心となっている。その理由は、橋梁が従来より鋼構造物の代表であり、橋梁などの上部構造は地震荷重で部材の断面寸法が決まっていなかったことによる。現行の道路橋示方書¹⁾に見られる鋼構造物の耐震設計においては、鋼製橋脚の限界状態設計法が仕様規定型設計法ではなく性能照査型設計法（非線形動的応答解析後の残留変位による性能照査）の形で書かれているのみである。本節では鋼構造物のうち橋梁の鋼製橋脚を中心に終局強度の評価と限界状態設計法の現状について述べる。

我が国における土木鋼構造物の限界状態設計法に関する研究の歴史は浅く、本格的な研究は1980年代の後半から始まったといっても過言ではない。具体的に述べれば、土木学会関西支部の鋼構造のダクティリティー評価に関する調査研究グループ²⁾（委員長：渡邊英一京都大学教授，1989年から1991年まで）の活動に始まり、土木学会鋼構造委員会の鋼構造動的極限性状小委員会³⁾（委員長：山田善一中部大学教授，1989年から1992年まで），鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG⁴⁾（主査：宇佐美勉名古屋大学教授，1992年から1995年まで）に至るまでの活動が兵庫県南部地震が発生する以前までの主たる研究であった。この時点において既に、鋼構造物の終局強度について以下のような知見が得られていた⁴⁾。

鋼製橋脚のフランジやウェブに代表される圧縮を受ける補剛板においては、補剛材間の薄板（板パネルと呼ぶ）の幅厚比を小さくすれば、板パネルは降伏しても座屈しにくくなり、変形性能が向上する。補剛材の寸法を弾性座屈理論から求まる値の3倍程度にすると補剛された板パネルの座屈も起こりにくくなり、変形性能がさらに向上する。その上、鋼製橋脚の内部にコンクリートを充填し、合成柱にすると、終局強度および変形性能が大幅に向上する。その反面、このように補剛板の座屈防止のために、板パネルの幅厚比を小さくしたり、補剛材の寸法を大きくすると、終局限界状態近くでのひずみのレベルが上がり、矩形断面の角の溶接部や基部の溶接部に割れが発生しやすくなる。これらの終局強度に関する知見は、許容応力度設計法の範疇での考察であったが、現在でも成り立つ。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震でさらに確認されたことは、許容応力

度設計法で決まる限界状態における崩壊モードと、実際の終局限界状態における崩壊モードとが大きく異なる場合があること、基礎の側方移動あるいは支承の崩壊などによって、地震力が作用している間に、構造系が設計時と大きく変化する場合があること、地震によって断面寸法が決まる部材は、強度のみならず変形性能についても十分に配慮した設計を行う必要があることなどである。この結果、鋼構造物の終局強度は、部材の座屈や降伏のみで決まるものでなく、溶接部の割れや接合部・支承部の崩壊などとの連成で決まるとの認識の下に新たな研究が始まった。

このことは、地震直後の1995年3月に土木学会より発表された「耐震基準等基本問題検討会議」⁵⁾の提言集の中にも見られ、そこでは、構造物が保有する耐震性能は、設計で対象とする地震動の発生頻度と構造物の重要度とを考慮することによって決定され、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震動に対する土木鋼構造物の耐震性は、弾性領域のどまらず塑性領域にまで立ち入って照査する必要があると説明されている。

また、日本道路協会でも、地震後、時を同じくして、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」⁶⁾をとりまとめ、土木学会の提言や諸機関の研究成果を踏まえた設計を出来るだけ早く実現するべく、1996年12月に、道路橋示方書・同解説V耐震設計編を改訂した。その中で、鋼製橋脚に関しては、地震時の繰り返し挙動に対する現象の解明がコンクリート構造の場合と比較して遅れていたため、鋼製橋脚の内部にコンクリートを充填して合成断面とすることを基本としている。しかしながら、基礎地盤が軟弱であったり、建築限界との兼ね合いから、どうしても鋼製橋脚を鋼単独断面として採用せざるを得ない場合には、縦補剛材間の板パネルの幅厚比を小さくし、また縦補剛材の寸法を大きくするとともに、角溶接部が割れないように角補強を行って変形性能を向上させ、弾塑性動的応答解析を用いた設計（性能照査型設計の形を採っている）を行うこととしている。

次に、兵庫県南部地震以後の研究成果をもとに現在提案されている限界状態設計法について述べる⁸⁾。鋼構造物の終局限界状態に至るまでの力-変位関係は図-4.2.1のように概念的に説明できる。すなわち、最初に現れる限界状態は使用性の限界状態であり、材料の降伏が一つの目安となる。その限界状態は許容応力や許容変形（許容変位）で規定されることになる。次に現れる限界状態は、構造物の機能が保持されるかどうかの判別に使われる機能保持限界状態である。この限界状態は構造物に要求される機能がはっきりしないと決められないものであるが、地震後の修復が可能であるかどうかが目安であり、一般には地

震後の使用性に相当する残留変形の量で規定されている。終局限界状態は文字通り構造物としての終局限界状態であり、この限界を超えると構造物として機能を完全に失う状態である。一般には最大変位（場合によっては最大荷重）や溶接割れ（図中ではキレツという言葉で代表させている）などで代表される限界状態である。図-4.2.1は比較的耐震性のあると考えられる鋼構造物を対象とした概念図であるので、使用性限界状態のすぐ後に終局限界状態が来るような鋼構造物の場合には特別な配慮が必要となる。

これらの限界状態で構造物の保有している性能を代表させたとき、限界状態設計法に基づく鋼構造物の耐震設計は、構造物の保有性能(SupplyあるいはCapacity)が与えられた外力のもとで算定される要求性能(Demand)を上回るように設計することを意味する。ここに、保有性能(S)と要求性能(D)の内容は、想定する限界状態によって決まるものであり、表-1に示すようなものが代表として考えられている⁸⁾。また、地震荷重としては、設計レベル（一次設計、二次設計）において、構造物にほぼ最悪の応答を与えるものが、地域および地盤種に応じて規定されている⁴⁾。特に、道路橋示方書では、一次設計用に1種類、二次設計用に2種類（タイプI、タイプII）の地震荷重が、3種類の地盤種に対して規定されている¹⁾。

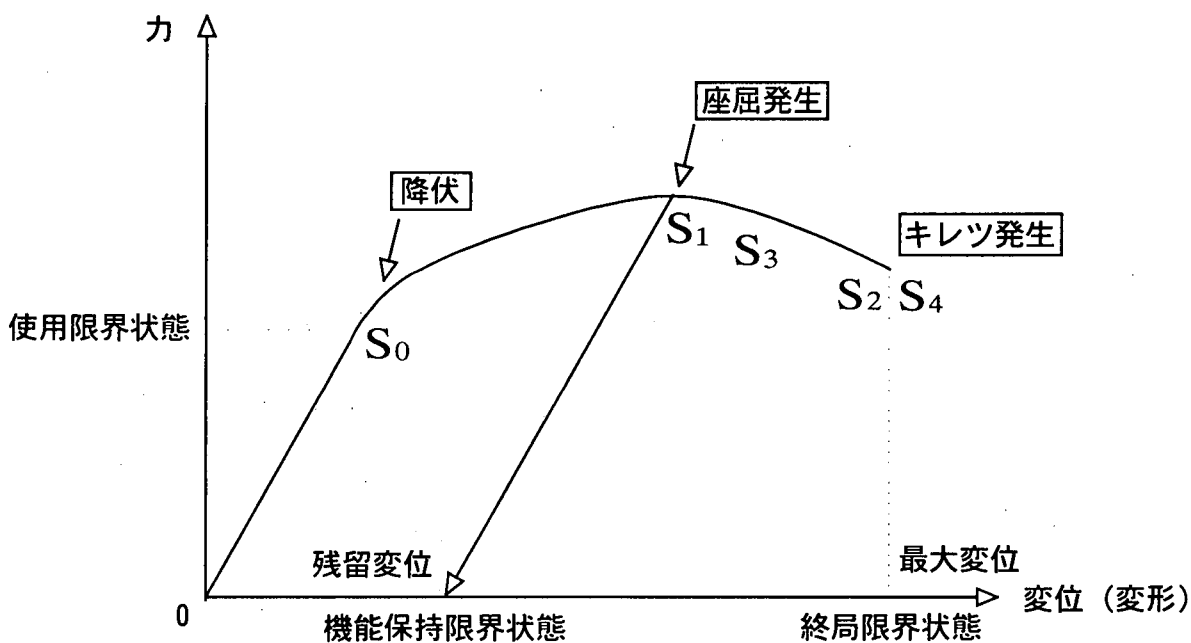


図-4.2.1 構造物の荷重-変形曲線と各種限界状態

表-4.2.1 限界状態設計法の基本フォーマットと照査例⁸⁾

照査項目	フォーマット		および 規定の内容		適用
	要求性能(Demand)		保有性能(Supply)		
			$D_i \leq S_i \quad (i=0\sim 4)$		
0	D_0	応力 変形	S_0	許容応力 許容変形	震度法による一次設計 {使用性限界状態}
1	D_1	設計水平荷重 (地震エネルギー)	S_1	保有水平耐力 (構造の履歴吸収エネルギー)	二次設計(静的照査) {機能保持限界状態}
2	D_2	最大応答変位	S_2	変形性能 (損傷度指標)	二次設計(動的照査) {終局限界状態}
3	D_3	残留変位	S_3	許容残留変位	二次設計(静的照査) 二次設計(動的照査) {機能保持限界状態}
4	D_4	累積塑性ひずみ	S_4	低サイクル疲労強度	二次設計(動的照査) {終局限界状態}

(2) 鋼製橋脚の使用性限界状態・機能保持限界状態・終局限界状態⁸⁾

この節では、鋼製橋脚を例に現在検討されている具体的な限界状態の内容を紹介する。ただし、現実には前述したように道路橋示方書¹⁾においては非線形動的応答解析による残留変位の照査が行われているのみであるので、いわゆる限界状態設計法の書式による記述は我が国の鋼構造物に関する示方書や基準類の中では見られない。

(a) 使用性限界状態

従来より行われてきた震度法に基づく限界状態であり、耐震設計手法では一次設計を行う際に利用され、応力や変形が許容値以下であることによりその限界状態を照査する。限界状態の評価項目は

- ①許容応力
- ②許容変形(許容変位)

で代表される。

(b) 機能保持限界状態

機能保持限界状態は、終局限界状態に達していなくても、橋梁が本来持っている機能を一部失う限界状態である。大地震後の橋梁の使用性限界と等価である。

- ①過度の地震応答変位
- ②過度の残留変位

過度の地震応答変位は、落橋を招き、過度の残留変位はその程度により機能回復まで一定の期間を必要とするので、復旧までの期間、橋としての機能を停止することとなる。

(c) 終局限界状態

鋼構造物の終局限界状態は、一般に

- ① 構造物の一部が断面としての変形能を失う状態
- ② 構造物全体が不安定になり、耐力が最大耐力を超える状態

の2種類に分類できる。代表的な限界状態を挙げると、

- 1) 過度の塑性変形
- 2) 過度の局部座屈変形
- 3) 母材の破断
- 4) 角溶接の割れ
- 5) 脚部とベースプレートの溶接の割れ
- 6) 不静定構造物の場合の隅角部の溶接割れ
- 7) フーチングの破壊
- 8) 橋脚定着部のアンカーボルトの破断あるいは過度の伸び
- 9) 基礎の過度の損傷

などである。図-4.2.1では破断や溶接の割れを総称して、キレツ発生と表現している。

以上のような限界状態の定義に対して、耐震設計上必要となる要求性能と保有性能は表-4.2.2に示すような計算方法によって求めることになる。しかしながら、鋼製橋脚の場合、弾性解析を除くと必ずしも確定した計算手法があるわけではない。

表-4.2.2 要求性能および保有性能の計算方法の例⁸⁾

	要求性能 (Demand)の計算方法		保有性能(Supply)の計算方法
D ₀	弾性解析	S ₀	降伏応力, 耐荷力など 規定変形制限
D ₁	$k_h W$ (k_h : 設計水平震度, W: 重量)	S ₁	弾塑性有限変位解析 経験式 (実験・解析)
D ₂	弾塑性地震応答解析 経験式 (エネルギー一定則など)	S ₂	弾塑性有限変位解析 経験式 (実験・解析)
D ₃	弾塑性地震応答解析 経験式 (最大応答変位より算定)	S ₃	機能保持の程度により規定される
D ₄	弾塑性地震応答解析	S ₄	経験式 (実験)

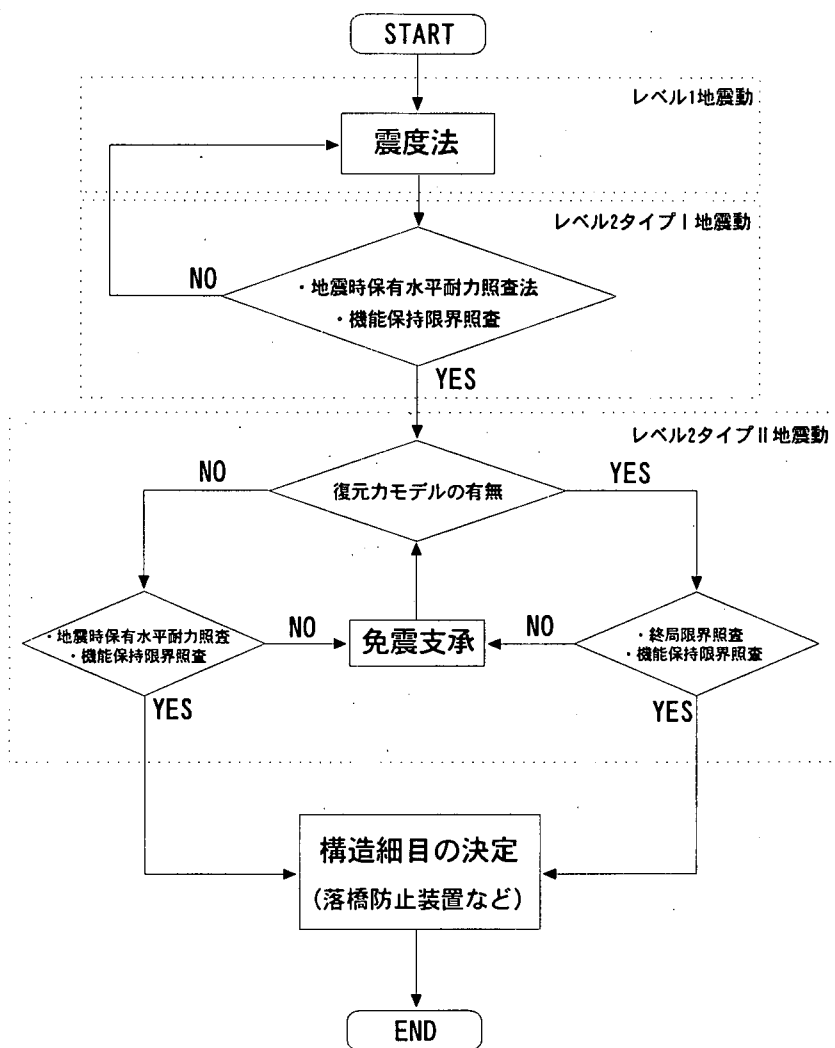
4.2.2 今後の研究課題と研究方法

(1) 今後の研究課題

土木鋼構造物の地震荷重としては、前述のレベル2の地震を考える場合には、関東地震のようなプレート境界型の大地震（レベル2・タイプI）と兵庫県南部地震のような内陸直下型地震（レベル2・タイプII）にも対処できるような耐震設計法の確立が期待されている。このような巨大な地震に対しては、土木構造物の性格上、機能を失っても、崩壊しない構造物を設計することが望まれる。許容応力度設計法に基づく弾性設計を主体とした従来の耐震設計法では、上部構造、下部構造および基礎構造に作用する外力が求めれば、これらの構造部材は、それぞれ別個に設計することが可能であった。しかし、構造物全体の繰り返し弾塑性挙動が支配的となるレベル2の地震による終局限界状態では、それぞれの部材に作用する地震外力が変化するため、これらの構造部材すべてを含む構造システムとしての限界状態を明確にした上で、耐震設計法を確立する必要がある。各地震動レベルに応じて構造物全体・構造部材・構造細部の損傷の程度を、限界状態を明確にした上で、耐震設計法の中に取り込むことが可能になれば、図-4.2.2に示すような耐震設計法の流れが実現できる。この耐震設計法の流れの特徴は、鋼構造物の特徴を十分考慮した復元力モデルの使用と従来なかった免震支承の利用とにあり、さらに進んだ段階では免震設計法と耐震設計法との適用方法や使い分けに関する検討が必要になるとと思われる。

さらに、諸機関での研究成果によれば、前述した点も含めて今後検討しなければならない項目として以下のようなものが挙げられている⁹⁾。

- ・鋼構造物全体を対象とした性能照査型設計法の構築
- ・地震のレベルと構造システム（構造部材・要素を含む）による限界状態の明確化
- ・免震設計と耐震設計との適用区分の検討
- ・ヒューズ部材やスペア部材の必要性
- ・多層ラーメン等の不静定構造物の静的および動的性能照査法の構築
- ・低サイクル疲労破壊や脆性的な割れに対する照査法の作成
- ・鋼断面の繰り返し履歴特性を評価した保有水平耐力の照査法の開発
- ・地盤や基礎構造の評価法とそのモデル化



鋼製橋脚の耐震設計法の流れ

図-4. 2. 2 鋼製橋脚の耐震設計法の流れ

(2) 研究方法

鋼構造物の限界状態設計法は現在なお未解決な部分を多く含んでおり、諸機関で鋭意検討が続けられている。多くの研究機関では実験的な面と数値計算的な面との両面から研究が行なわれているものの、ほとんどが模型実験のレベルであり、モデル解析のレベルである。研究方法の問題点の本質は、実はこの点にある。時間に対する縮尺を模型実験で再現できないことが流体力学の分野における相似則の成立と密接に関係していることはよく知られた事実である。動的な現象は実物大モデルと実地震波を用いて検討すべきであろうというのが研究の基本的スタンスである。観察すべきものの第一は広義の相似則である。すなわち、通常言われている模型と実物との間の寸法効果に加えて、形状効果、質量効果を

観察する必要があると思われる。それらの効果の一端はひずみ速度の構造物の応答に及ぼす影響を調べることによって観測が可能であると考えている。地震時の構造物の応答変形も、ひずみ速度のレベルでは小さい可能性があるものの、実際の構造物の場合にはどのような値を持つか観察してみる価値がある。一度大規模実物大実験が終了すれば、多大な費用をかけて2回目の実験を実施する必要性は少ない。次にすべきことは得られた実物大実験に関する数値シミュレーションの実施である。鋼構造物の場合、素材としての鋼材のじん性に比べて、構造物としてのじん性がコンクリート構造物に比べて劣ることが問題となっている。土木構造物では構造物を作り上げる際に、座屈が生じるような断面を持つ鋼部材を使用せざるを得ない。したがって、座屈後の強度の劣化や剛性の低下は避けて通れず、強度そのもので期待しているような耐震性は期待できないと言われている。鋼構造物が、ひずみの集中しやすい構造であることも否めない事実である。実物大実験による成果を基に、図-4.2.1で示した鋼構造物の紡錘形状の荷重-変位曲線を正確に再現できる数値シミュレーションモデルを作成し、そこに弾塑性繰返し構成則を盛り込み、座屈による強度劣化と剛性低下および二次応力と局所応力が正確に把握できる数値計算コードを完成させる必要がある。

以上の基本的な研究スタンスを前提として、具体的な研究方法について以下に箇条書きで述べる。

①限界状態を明確にした上で、性能照査型設計法を導入する。

地震レベルに応じて構造全体・構造部材・構造細部の限界状態を明確にし、さらに各部の限界状態と構造システム全体の性能や機能との関連を明確にし、性能照査型の設計法の基本的枠組みを作成する必要がある。次に、都市部においては必ずしも耐震設計のみでは大規模地震に対応できないことを想定して免震設計の導入を図る必要がある。その際には、耐震設計と免震設計の適用範囲や使い分けについて高く広い観点からの判断が要求される。さらに、現在存在している鋼構造物の耐震性診断方法と耐震補強方法を、想定される大規模地震時の構造システムの損傷の程度とそれらの修復に要する期間とを考慮して、耐震設計法以外の一般的な設計法とのバランスを図りつつ確立する必要があると思われる。さらに、耐震構造・耐震部材・耐震部品の維持管理・補修方法の確立は、鋼構造物の耐久性向上とコスト削減の上から欠かせない要件の一つである。

②限界状態を、構造システムとそれらを構成する要素とを考慮して定める。

従来より、土木構造物は建築物に比べて不静定次数が少なく、リダンダンシーの低い構造物とされてきた経緯がある。現在でもなお、鋼構造物の耐震性の研究の多くは、単柱形式の鋼製橋脚に関するものである。今後は耐震性を向上させるとの観点から、鋼構造物の不静定化（リダンダンシーの向上）を図るべきであろう。そのためには、座屈後の強度劣化や剛性低下の少ない構造システムの検討、低降伏点鋼などの新材料の採用、大きな塑性ひずみの繰り返しでも割れが発生しにくい構造詳細の開発などが必要となる。

さらに積極的な意味で、免震設計的な考え方を構造システムの中に取り入れて構造物としてのじん性（ダクティリティー）を向上させる工夫も重要である。例えば、橋脚基部のアンカーボルトや高力ボルトの継手部は免震部材としての活用が期待できそうな箇所の一つである。つまり、大規模地震に対しては、免震部材・ヒューズ部材・スペア部材を用いて、地震時のエネルギーを意図的に分散させたり、集中させたりすることによって、地震時の構造システムの機能をできるだけ保持しようという考え方である。

③設計に用いる静的および動的解析法とそのための構造モデルを構築する。

表-4.2.2で性能照査における要求性能と保有性能の計算方法の例を示したが、実際の計算は現時点ではかなり苦しいというのが実状であろう。例えば、静的解析による終局強度の評価は、Pushover解析を用いて実施することができ、そこでは、1次元ファイバーモデル（応力-ひずみ関係式の利用）を用いるのがよく、軸力変動を考慮できない曲げモーメント-曲率関係式は用いない方がよいというところまでが現在の統一見解であり、鋼構造物に特有の紡錘形の繰り返し履歴によって吸収されるエネルギーが考慮できる地震時保有水平耐力法やその基礎となる厳密あるいは簡易な構成則（復元力モデル）の開発は、現在研究段階であり、実務設計者が自由に利用できる状況にはなっていない。

また、解析法そのものをとってみても、板パネルの局部座屈、はりや柱で代表される部材の部材座屈、構造物全体の全体座屈の連成現象が精度よく解析でき、終局限界状態近傍での応力やひずみの集中度が計算できるプログラムの開発が大いに期待されている。さらに、ひずみ速度の大きくなる現象を扱う場合には、構造物の衝撃的な弾塑性応答問題を解くプログラムも準備しなければならない¹⁰⁾。

④鋼構造物の限界状態設計法に基づく耐震設計法の分析的研究とその総合化を考える。

耐震設計に関する分析的な研究については、諸機関で積極的に行われており、それらの成果は数多く発表されている²⁾⁻¹¹⁾。しかしながら、それらの要素技術を総合化する作業、つまり、耐震設計法へ昇華させる作業は、現在緒についたばかりである。特に、今後、免震設計法や制震設計法との融合を考える場合、鋼構造物に対象を限定しない高く広い観点・視点からの研究方法の構築が望まれる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善，1996年12月。
- 2) 土木学会関西支部：鋼構造のダクティリティー評価に関する調査研究，土木学会関西支部，1991年6月。
- 3) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状小委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，土木学会，1992年3月。
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年7月。
- 5) 土木学会：土木学会耐震基準等に関する提言集，土木学会，1996年5月。
- 6) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料（案），1995年6月。
- 7) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995年12月。
- 8) 宇佐美勉・鈴木森晶・水越秀和：鋼製橋脚の要求性能と保有性能，橋梁と基礎，98-1，建設図書，1998年1月。
- 9) 土木学会関西支部：大震災に学ぶ－阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書－，第I巻，土木学会関西支部，1998年6月。
- 10) 依田・松尾・榎田・石川・安藤：鋼製橋脚の衝撃的地震動による局部座屈発生機構の検証，兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム，1997年3月，日本建築学会，pp. 87-92。
- 11) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会：鋼構造物の終局強度と設計，土木学会鋼構造シリーズ6，1994年7月。

4.3 基礎構造物

4.3.1 終局強度の評価法と限界状態設計法の現状

基礎に求められる機能はそれによって支えられている上部構造物（以下構造物）を安全に、かつ機能を損なうことの無いように支えることである。基礎は構造物と違って一般に地中や水中にあるため施工が困難であるだけでなく、維持管理も難しい。また、地震などで被害を受けたとしても、その確認、損傷の程度の調査、さらには復旧工事も困難を極める。したがって、従来の設計思想は安全側を考えて、基礎は十分丈夫に設計する、すなわち、構造物以上の耐力を持たせて設計するというのが基本であった。

また、基礎の設計を難しくしている理由に、それが直接接している地盤の、材料としての複雑な特性が挙げられる。地盤は種類も千差万別、その力学特性も極めて広範囲にわたっており、しかも水の存在によって全く異なる挙動を呈する。九州南部に広く分布している「シラス」の挙動や、砂地盤の液状化現象がその典型的な例である。

このような事情から、建築構造物、土木構造物の上部構造物の限界状態設計法への移行より遅れて、現在基礎構造物も限界状態設計法への移行が始まっている。上部構造物とのバランスのとれた、安全で経済的な設計を行うには、基礎を含めた構造物系をトータルで考えた限界状態設計法によることが理想であることは明らかである。今後、基礎も含めたトータルシステムとしての限界状態設計法に移行するには、基礎の限界状態および基礎が有すべき耐震性能の明確化が必要不可欠となる。そのためには以下のような点が明確にされなければならない。

- 1) 基礎の損傷程度をどのように評価するか。
- 2) 基礎の損傷による構造物への影響にはどのようなものがあり、それはどの程度か。
- 3) 巨大地震時において、基礎にはどの程度までの損傷が許されるのか。
- 4) 構造物に対して、基礎の余裕度をどのくらい取ればよいのか。
- 5) 構造物の変位の制限値と基礎の挙動との関係はどうなのか。

基礎構造物としては、様々な形式が用いられているが、特殊なものを除けば杭基礎、ケーソン基礎、直接基礎に大別されよう。また、基礎の耐震設計は道路施設、鉄道施設、港湾施設などの土木構造物、および建築構造物等それが支えている構造物の種類によって異なる。しかしながら、設計のプロセスは

- 1) まず断面を仮定し（モデル化），
- 2) その応答値を地震入力に対して求める．そして
- 3) 基礎全体の安定性を照査し，
- 4) 部材の安全性を検証する，

という共通のプロセスを経る．従って以下では杭基礎を中心にこの順に設計手法の現状を整理していく．

(1) モデル化

杭基礎のモデル化はその解析手法に依存し，その解析手法は動的解析と静的解析に大別される．まず動的解析には上部工，基礎を一体として解析する多質点系モデル，連続体として扱う有限要素法等がある．また，簡便法として基礎を支持バネに置換したモデルを用いる方法もある．これらのモデルのイメージ図を図-4.3.1に示す¹⁾．

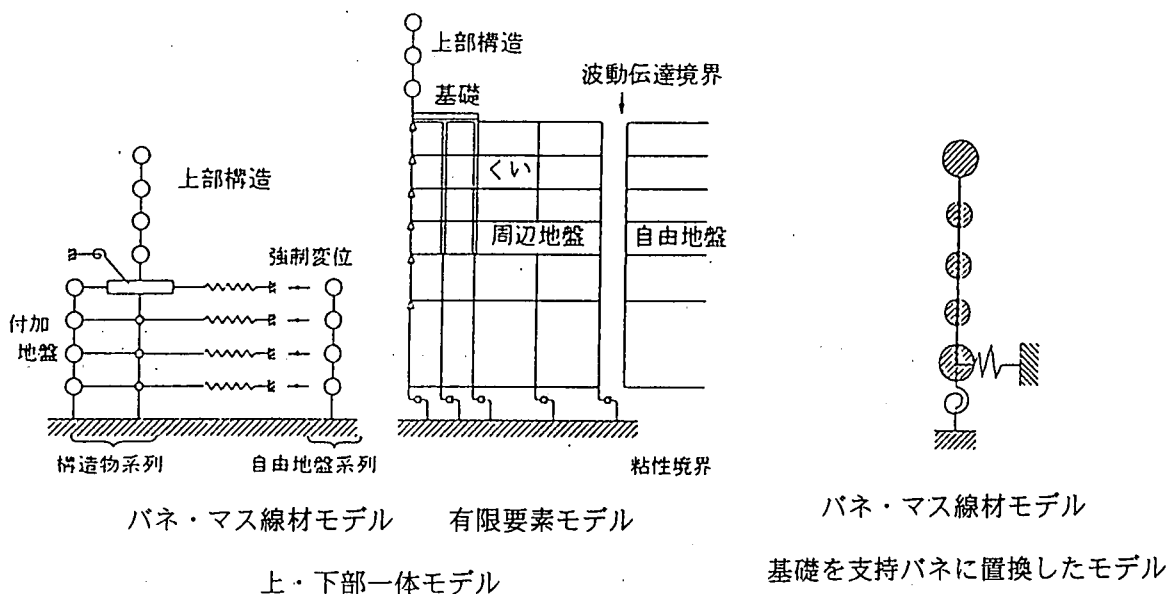
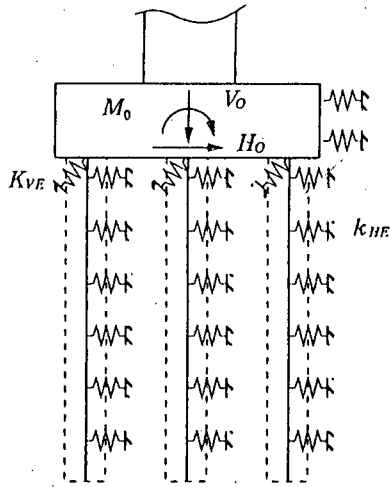


図-4.3.1 構造物-基礎-地盤系のモデル化

次に静的解析における杭およびその周辺地盤のモデル化に際しては，杭ははりで，地盤は水平と鉛直バネで表現されるのが一般的である²⁾（図-4.3.2）．通常，地盤，杭本体とも非線形性が考慮され，地盤はバイリニア（図-4.3.3），杭はトリリニア（コンクリート杭）あるいはバイリニア（鋼管杭）にモデル化されることが多い（図-4.3.4）．



K_{VE} : 地震時保有水平耐力法に用いる
 杭の軸方向バネ定数
 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

図-4.3.2 杭基礎の解析モデル（動的解析）

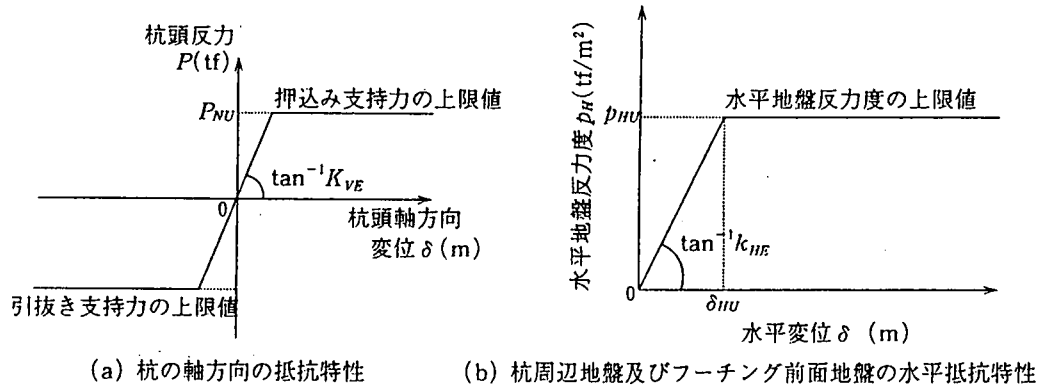


図-4.3.3 地盤の抵抗特性

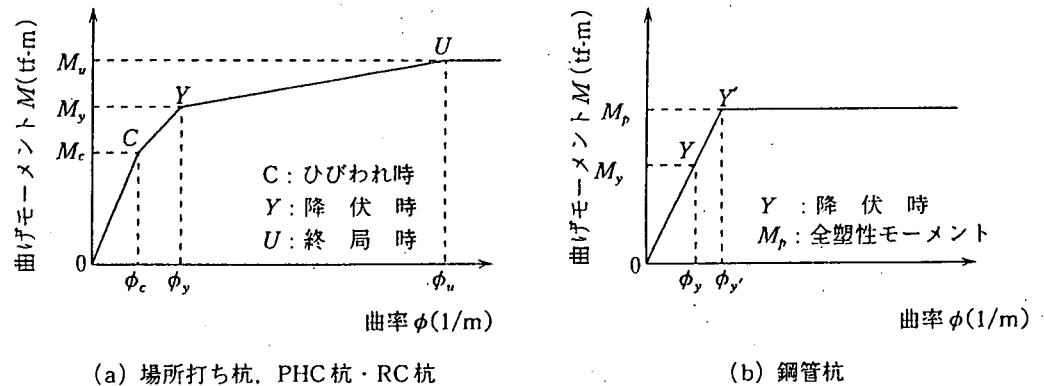


図-4.3.4 杭体の曲げモーメント～曲率関係

これら杭体のモデル化に際しては、杭の曲げ特性は鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ関係さえ与えられれば、理論的に計算できる。通常、鉄筋、コンクリートともにバイリニアに仮定される。その結果、曲げモーメント-曲率の関係はコンクリート杭、鋼管杭それ

ぞれ図-4.3.5(a), (b)に示すような特性を有する。また杭は軸力によってその曲げ特性が大きく異なることから、軸力と曲げモーメントの関係も求められており(図-4.3.6), 後述の安全の照査にこれらの曲線が用いられる。しかしながらこれらの曲線はあくまでも単純化した材料特性に基づいて得られたものであるから、必ずしも杭の終局状態まで正しくその力学的特性を表しうるものではないことは明らかである。

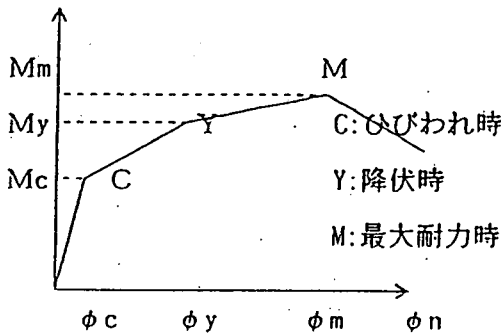


図-4.3.5(a) コンクリート杭のM- ϕ 曲線

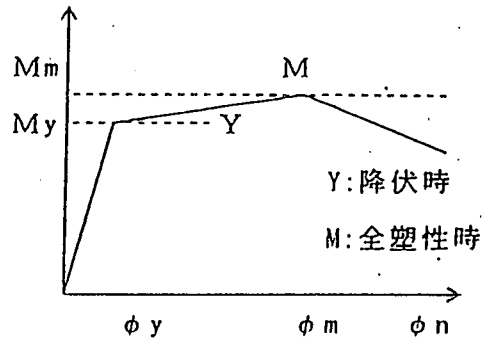


図-4.3.5(b) 鋼管杭のM- ϕ 曲線

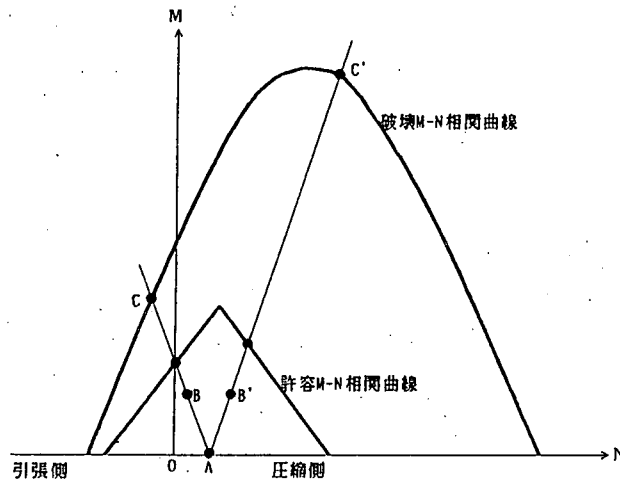


図-4.3.6 杭の曲げモーメント～軸力曲線

一方の地盤は、(1)で述べたとおり、極めて複雑な物性を有している。有限要素法による解析においてはその地盤の特性を最もよく表す構成関係を用いることが理想であるが、現実には単純化した非線形特性を与えるに止まっている。また質点系に置換する方法や静的解析においてはこれを水平、鉛直2方向の単純なバイリニアのバネとして表現しているにすぎない。杭基礎の限界状態を知るには地盤の応答特性を十分な精度で把握しておく必要がある。耐震設計であるからには、地盤の動的諸特性、すなわち、地震時のひずみレベル、繰り返し特性、ひずみ速度の影響、終局強度等を明らかにする必要がある。特に今後動的解析による設計が主流になることを考えると、これらは非常に重要な検討項目である。

(2) 入力地震動と応答

本来地震時の地盤－基礎－構造物系の挙動は、まず断層から基盤に伝播して来た地震動がその上の表層地盤と杭とに伝達される。これによって杭およびその周辺の地盤が振動し、それが更にフーチングを經由して上部工に伝達され、構造物が振動する。この構造物の振動が今度は逆に杭基礎にフィードバックされ、それが地盤の振動にも影響を及ぼす。更にこれが杭基礎および構造物に影響を及ぼし・・・、という複雑なフィードバック系をなす。すなわち地盤－基礎－構造物系の動的相互作用である。

これに対し、これまでの杭基礎の設計では、一般に地震荷重は構造物から杭頭へせん断力、軸力、曲げモーメントとして伝えられるものとしていた。すなわち地盤の運動の影響は考慮されていなかった。しかしながら、鉄道構造物では地盤の変位も考慮に入れた設計手法が提案されている¹⁾。震動エネルギーの流れを考えると、耐震設計に地盤の変位も考えるというこの方向は合理的である。阪神・淡路大震災時に、上部構造物がまだ建設されていない杭基礎が被害を受けた例があるが、これは耐震設計に地盤の挙動も考えなければならぬことを示唆するものである。

このように、地震時の地盤の挙動を耐震設計に考慮する場合、どのような形で設計に取り入れるかという重要な問題が生じる。すなわち構造物からの荷重と地盤変位の寄与をどのように評価するかという問題である。

以上は入力地震動の問題であったが、応答量を評価するための解析手法も重要な問題である。解析手法は、(2)で述べたように大別して、静的解析、応答スペクトルを用いる方法、そして動的解析がある。限界状態を考えるからには、応答スペクトルによる方法、動的解析ともに線形解析では不十分である。非線形応答スペクトル、非線形応答解析が不可欠となる。非線形応答スペクトルをどのように作成するか、その際の入力はどのように決めるかなど難しい問題が多くある。また、動的解析には厳密に非線形性を追いかけていく時刻歴応答解析、あるいは経済性と扱い易さを優先させた等価線形解析がある。いずれにしても動的解析に用いる諸定数の設定は復元力特性、減衰特性、周波数特性など、非常に重要なものである。さらには応答スペクトルの場合と同様、合理的な入力地震動をどのように設定するか、という問題がある。

実務的には、いつも動的解析によるという設計は困難を伴うことが考えられる。そのような場合、非線形な動的特性を出来るだけ表現しうる簡易な静的解析法が開発されれば有効である。

(3) 基礎全体の安定性の照査

以上述べたモデル，解析手法を用いて求めた応答量に基づいて行う杭基礎の安定性に関する照査は，

- 1)杭基礎の応答塑性率，
- 2)応答変位量，および
- 3)基礎部材損傷レベルが所要の制限値を満足すること

を確認することによって行われる。応答変位量は最大応答変位量あるいは残留変位量が考えられ，場合によって使い分けられる。

(a) 応答塑性率に関して

鉄道構造物の杭基礎に対しては，安定レベルが3段階設定され，それぞれの安定レベルと塑性率との関係が目安として与えられている¹⁾。ここに，3通りの安定レベルとは以下のようなものである。

① 安定レベル1 F

杭基礎が降伏状態以前にあることを表し，これを越えると杭基礎－地盤系の剛性が低下したり，残留変位が無視できなくなる可能性がある状態を意味する。このような状態になる原因はいろいろ考えられるが，杭体の降伏による曲げ剛性の低下，および鉛直地盤抵抗が上限値に達することによる変形の増大が主要因と考えられる。杭基礎の降伏としては，一般には表－1のいずれかが最初に起こるときと考えられる。

表-4.3.1 安定レベル1 Fの限界を与える杭基礎の状態

押込	最外縁（一列）の杭頭反力が最大鉛直支持力（4列杭まで）
引抜	全本数の半分の杭頭反力が最大引抜抵抗力に達したとき
部材	全本数の半分の杭が降伏耐力に達したとき

② 安定レベル2 F

安定レベル2 Fの応答塑性率の制限値は，復旧に支障となるような杭体の損傷および残留変位が生じないことを要求するものである。杭体の一部が最大耐力に達したり，杭反力

が極限的な支持力に達した状態以後においても、基礎全体系の耐力の低下にはつながらないことが確認されているが、このような状態を一旦越えると、構造物の使用性という観点からは補修が必要となる。しかもその補修は最初に述べたように非常に困難であり、これが構造物の復旧の大きな支障に結びつく。したがって、安定レベル2 Fは基本的には補修が不要であるレベルを意味する。このときの塑性率は場所打ち杭、PHC杭に対しては3程度、鋼管杭に対しては5程度を目安としている。

③ 安定レベル3 F

この場合の応答塑性率は、基礎の変形によって構造物が崩壊しないこと、また余震には耐えられることを要求するものである。ここでは杭体に過大な損傷が生じる状態や複数の杭反力が極限的な鉛直支持力、引き抜き抵抗力に達した状態までと考え、目安として塑性率を8程度までとしている。杭体が部材としての終局状態に達したり、多くの杭が極限的な支持力に達した場合でも、周辺地盤が崩壊しなければ構造物の崩壊にはつながらないことが期待できる。しかしこのような状態を越えた場合には、杭基礎—地盤系の耐力は急激に低下し、余震に耐えられないことも考えられる。そこで、このような状態を防ぐための一般的な目安がこの安定レベル3 Fである。しかし、部材耐力にかなり余裕がある場合にはこれを越える変形性能も確認されていることから、損傷過程を考慮した上で、別途適当な値を定めてもよい、とされている。表-4.3.2にその安定レベルと塑性率の制限値および杭基礎—地盤系の状態の対応関係を示す。

(b) 変位に関して

基礎の変位量に関する照査は、構造物全体系の安定性および必要な機能を確保するために必要である。ここでは設計応答変位量、および残留変位量が基礎の各安定レベルに対する制限値を越えないこととしている。この場合の設計応答変位量および残留変位量は、動的解析により得られた最大応答変位量、および残留変位量に構造解析係数を乗じて求めるものとしている。ここに構造解析係数とは応答値算定時の構造解析の不確実性を考慮するための安全係数である。

基礎の安定レベルと応答変位量および残留変位量の制限値の基本的な考え方として以下の関係を提案している。

表-4.3.2 安定レベルと塑性率の制限値の目安

安定レベル	塑性率の制限値 μ_L	杭基礎-地盤系の状態
1 F	1	杭基礎-地盤系の剛性が低下しない限界
2 F	3程度* (場所打ち杭, PHC杭) 5程度 (鋼管杭)	杭体が最大曲げ耐力に達したり, 少数の杭の鉛直支持力が極限状態
3 F	8程度	杭体鉄筋の一部が座屈したり, 多くの杭の鉛直支持力が極限状態

ここに, μ_L : 基礎の応答塑性率 (δ_d / δ_y または θ_d / θ_y)

δ_d : 基礎の応答変位 θ_d : 基礎の応答回転角

δ_y : 基礎の降伏変位 θ_y : 基礎の降伏回転角

注*) 基礎の降伏状態が, 部材耐力で決定されない場合は, 鋼管杭同様5程度としてよい

① 安定レベル1

列車の走行性を確保するとともに, 原則として残留変位を生じないこと。

② 安定レベル2

構造物の機能に有害な変位を生じさせないこと, および地震後において列車の走行(徐行)が可能な範囲内に残留変位をとどめること。

③ 安定レベル3

落橋等が生じるような過大な変位を基礎に生じさせないこと, および補修・補強により構造物の再使用が可能な範囲に残留変位をとどめること。

(4) 杭部材およびフーチングの損傷レベルによる照査

鉄道橋基礎の場合, 杭部材, フーチングの損傷レベルの照査は図-4.3.5 に対応する図-4.3.7, および表-4.3.3 示す関係を用いるものとしている。基本的に安定レベル1は部材損傷レベル1, 安定レベル2は部材損傷レベル2, 安定レベル3は部材損傷レベル3までに対応している。しかし群杭基礎の場合には一部の杭部材が損傷レベル1を越えても杭基礎全体としてはほとんど塑性化しないことや, 一部の杭部材が損傷レベル2を越えても,

杭基礎全体としては十分な支持力を確保できることが確認されていることから、このような場合には若干緩和してもよいこととしている。また安定レベル3に対応するフーチングの損傷レベルの照査は、壊滅的なせん断破壊に至らなければ構造物が崩壊するほどの状態（支持力を失う）にはならないと考えられている。

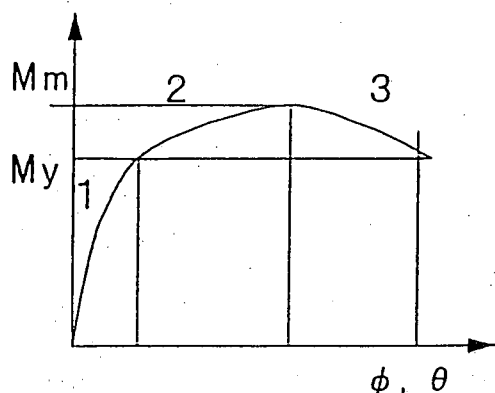


図-4.3.7 耐震性能と部材損傷レベル

表-4.3.3 安定レベルと部材損傷レベルの関係

構造物		耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
安定レベル		1	2	3
部材の 損傷レベル	杭部材			
	場所打ち杭	1 (2 ²⁾)	2 (3 ²⁾)	3
	鋼管杭	1 (2 ²⁾)	2 (3 ²⁾)	3
	PHC杭 ¹⁾	1 (2 ²⁾)	2 (3 ²⁾)	3
	フーチング	1	1	1 ¹⁾ 3 ³⁾

注：1) 帯鉄筋強化PHC杭（中詰めコンクリート有り）の場合に限る

2) 群杭基礎の場合で、安定レベルで定義する塑性率の制限値以内の場合

3) フーチングの有効幅を検討中

(5) ケーソン基礎および直接基礎

以上、杭基礎に対する限界状態設計法について説明してきたが、ケーソン基礎および直接基礎もほぼ同様の設計の流れに沿っている。ただしケーソン基礎に関しては、終局状態を精度よく評価するために、深い剛体基礎底面における支持力の評価法、ケーソン本体と地盤との間の滑りやはく離、浮き上がり現象を考慮に入れるための検討が必要となる。

また、直接基礎に関しては、基本的には良好な地盤上に建設することになり基礎の根入れは深くない。したがって安定レベルに、基礎の転倒に対する照査を行う必要がある。

4.3.2 今後の研究課題と研究方法

(1) 杭基礎

杭基礎は非常に不静定次数の高い構造物基礎である。したがって、限界状態を定性的には記述することができても、これを定量的に表記することは非常に難しい。最初の試みとして、鉄道構造物の基礎については上述の通り、各限界状態に対して目安としての塑性率、あるいは変位等が与えられているが、これらの値は仮定の下に行われた数値計算、あるいは限られた数の模型実験から求められたものであり、必ずしも十分な検証がなされているわけではない。また、実物大の杭基礎に対しての妥当性も検討されているわけではない。基本的な考え方を示して、おおよその目安としての値を提示しているという段階である。したがって、限界状態の定義、あるいはそれに関係する損傷レベル、さらには安定レベルは今後実験的あるいは解析的に十分検討していく必要がある。これらの定量化をより精度良く図る必要がある。そのためには以下のような研究が必要である。

(a) 実物に近いスケールでの杭基礎の実験

① 杭の載荷試験を行い、正確な杭のモデルを作成

まず軸力作用下における杭の正確な曲げ-変形特性を把握することが必要である。杭の種類には大別して既製コンクリート杭、場所打ち杭、鋼管杭があるが、杭径によって大きく特性が異なり、さらに既製コンクリート杭（PHC杭、PRC杭等）はプレストレス量によっても特性が変わる。これら杭が地震時に受けるであろう範囲内の軸力の作用下で、まずは一定の軸力に対してどのような曲げ特性を示すかを多くの実験により明らかにする必要がある。さらには変動する軸力作用下での繰り返し載荷時の変形特性を明らかにしなければならない。その際、これらの特性を全て実験によって求めることはあまりにも多くのパラメータがあり、時間的にも経済的にも事実上不可能である。したがって、代表的な特性が得られるような典型的な実験を行い、これらの結果から他の場合の特性が数値シミュレーションによって決定できるような手法を開発する必要がある。

② 杭の破壊過程の追跡

上述の実験は杭本体に直接荷重を加えるもので、地盤の振動によって杭本体が非線形状

態，さらには破壊状態に至る，という実験ではない．地震時の杭基礎の挙動を破壊に至るまで把握するには，まず杭の地盤内挙動を明らかにしていく必要がある．そのためには大変形を与えることのできる大型せん断土槽を用いた実験が必要である．すなわち，上部構造物からの慣性力に起因する外力（せん断力，軸力，曲げモーメント）と，地盤変位による杭の挙動と破壊プロセスを明らかにする必要がある．

③群杭効果の評価と破壊プロセスの検証

一本杭の地震時挙動を明らかにした後は，群杭の地震時挙動を明らかにする必要がある．これまでも数多くの実験がなされているが，いずれも模型実験で現実のスケールを十分反映するに足りる大きさではなかった．限界状態を明らかにするには，非線形領域から破壊領域までを扱うわけであるから，可能な限り現実に即したスケールを有した実験が必要不可欠となる．その際注意すべきは杭基礎の変形特性を考慮しなければならないという点である．

すなわち，図-4.3.8に示すように，杭は構造物によって拘束されているので，地震時においては杭頭の水平変位は同一となる．これと同時に，構造物のロッキングによって各々の杭は変動軸力を受ける．その際，押し込み側の杭は反対側（引き抜き側）の杭に比べて大きな軸力を受けることになる．

一方，杭の曲げ特性からも明らかなように，杭径杭種が同じであっても曲げ特性は図-4.3.9に示すように異なる．すなわち，軸力が大きく作用している杭は，軸力の小さな杭に比べて変形しにくくなり，同じ曲げモーメントを受けたときの変位が小さい．また，破壊時の変位量も軸力が大きく作用している杭の方が小さい．換言すれば，同じ変位を受ける場合，軸力が大きく作用している杭の方が大きな曲げモーメントを負担し，最終的には軸力の小さな杭に比べて先に破壊する結果となる．

このように群杭の荷重分担特性と破壊プロセスは緊密な関係があるが，これらのことは現行の設計には全く考慮されていない．実現象に即して限界状態設計法を確立するにはこのようなメカニズムを定量的に明らかにしていく必要がある．

④ 液状化地盤中の杭の挙動

過去の地震では液状化地盤によって多くの杭基礎が破壊している．しかしながら杭を破壊に至らしめるメカニズムは十分解明されているわけではない．したがって液状化地盤中

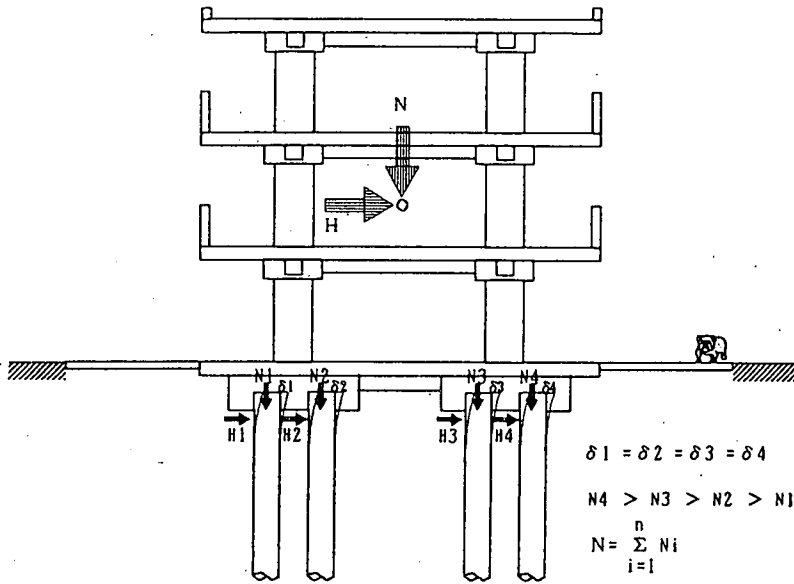


図-4.3.8 地震時における杭に作用する力と杭の変形

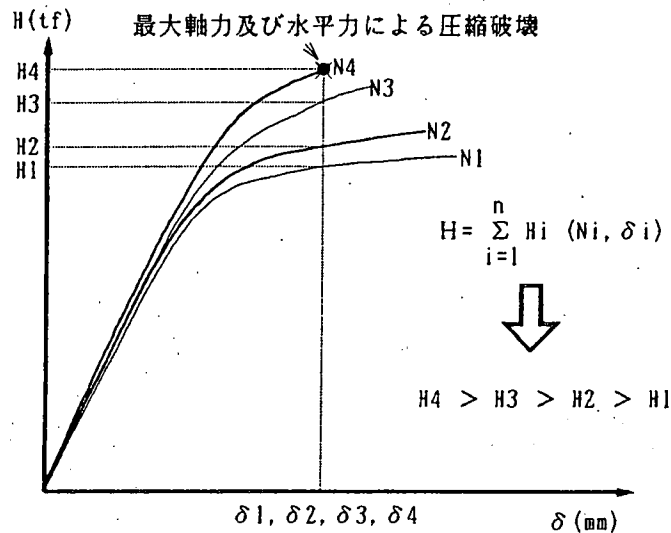


図-4.3.9 杭の曲げ特性の軸力依存性

の杭の挙動を解明すべく、模型実験が数多く試みられているが、模型の大きさの制約がネックとなり、現実の挙動を再現するには至っていないように思われる。そこでスケール効果を解決するために遠心載荷実験も最近かなり実施されるようになったが、モデルが小さいことによる構造の制限、あるいは各種ピックアップの質量が模型に及ぼす影響など、問題点も多い。

したがって、実物に近いスケールの実験が非常に重要になってくる。この実験による杭に作用する流動化圧の検証、さらには破壊に至るプロセスの解明は、杭基礎の限界状態の定量化に不可欠である。

⑤ 地盤の物性の精度良い評価法の開発

杭基礎に限らず、基礎構造物は直接地盤に接している。この地盤の特性を精度良く評価することなしに基礎の限界状態を高精度に定義することは不可能である。現在の地盤の扱いは、有限要素法をのぞけば、地盤バネに置き換えられる。その基になっているのが N 値である。いくら構造物側で高精度化を計っても、地盤の物性がその精度に追いついていかず、結局精度の低いものになってしまう。比較的簡便にして精度良い地盤の動特性を求めることのできる技術の開発が必要である。

⑥ 相似則の適用限界の明確化

大型実験を行うにしても、やはりその大きさには限界がある。そこで相似則を整理し、その有効性と限界を定量的に評価しておく必要がある。このことは、これまで行われた模型実験を正しく評価するためにも有効である。

⑦ ケーソン基礎・直接基礎

構造物そのものは比較的簡単であるので、限界状態を精度良く規定するには地盤の物性をいかに精度良く評価するかにかかっている。ケーソン基礎の場合には深い場所での支持力特性が重要になる。また、両基礎形式とも地盤の動的物性と静的物性の対応関係を明確にしておく必要がある。さらには、地盤と基礎との間の滑りやはく離、基礎の浮き上がり現象と限界状態との関連を明確にする必要がある。

4.4 地中構造物

4.4.1 終局強度の評価法と限界状態設計法の現状

地下構造物には、トンネル、地下タンク、立坑、地下街、地下駐車場などがある。これらの設計用地震動は他の構造物と同様、地震の発生頻度やその規模および地震動の地域特性を考慮して、建設される地点の工学的基盤面において設定されることが必要である。また、地盤と構造物は相互作用系をなすために、地盤と構造物を一体としたモデル化を行い、上記のように設定された地震動に対して精度良く計算される必要がある。さらにそのようにして得られた応答値が、照査され、その限界値を超えていないことが確認できる設計体系であることが必要である。

地下構造物の耐震計算法には、静的解析（地震時土圧法など）、準動的解析（応答変位法など）、動的解析（周波数領域、時刻歴解析）があり、それらにおいて地盤と構造物を線形、等価線形、非線形で扱う組み合わせがある。対象とする構造物の特徴や照査項目に対応して、これらは整備される必要がある。

入力地震動には L1, L2 地震動があるが、L2 地震動に対しては地盤の応答も相当大きくなることから、地下構造物の設計に際して地盤および構造物の変形を考慮に入れた設計体系に移行するものと考えられる。その際、構造物の許容する限界状態に対応して周辺地盤の応答も適切にモデル化される必要がある。

ここではトンネル構造物を中心に現行の設計手法³⁾を、以下の順にまとめる。

- 1) 耐震設計の基本方針
- 2) 地震荷重
- 3) 耐震計算法
- 4) 照査方法
- 5) 地盤の安定性に関する検討

(1) 耐震設計の基本方針

以下の3通りの耐震性能を考え、L1地震動に対しては耐震性能1を、L2地震動に対しては耐震性能2または耐震性能3を満足させるものとする。ここに、各耐震性能は以下の通りである。

- 1) 耐震性能1：地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能。
- 2) 耐震性能2：地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない。
- 3) 耐震性能3：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

(2) 設計用地震動

以下のいずれかの表現形式によるものを用いる。

(a) 工学的基盤面での加速度時刻歴

L1地震動, L2地震動ともに工学的基盤面で定義された加速度時刻歴を使う。その際、工学的盤面と地震基盤面との関係をどうするか、加速度時刻歴をどのように作成するか等の課題がある。

(b) 工学的基盤面での速度応答スペクトル

L1地震動, L2地震動ともに工学的基盤面で定義された速度応答スペクトルを用いる。これにはL2対応の速度応答スペクトルが、その根拠である観測地震波、減衰定数、非超過確率の相違によって各種基準で異なるという課題がある。

(3) 耐震計算法

(a) トンネル横断方向の耐震計算

① 応答変位法

地震荷重として地盤変位、周面応力、地盤震度に基づく躯体慣性力および動水圧を作用させる。地盤バネは地盤のひずみレベルに応じた剛性に基づいて計算し、必要に応じて受働抵抗強度等の非線形性を取り入れる。

② 静的有限要素解析法

解析方法に応じて地震荷重を作用させる。地盤のひずみレベルに応じた地盤剛性を用いる。

③ 動的有限要素解析法

設計用地震動の加速度時刻歴を作用させる。動的解析法としては等価線形解析法、逐次非線形解析法があるが、その際、地盤材料のひずみ依存性を取り入れる。

いずれの解析法も、躯体はフレームでモデル化し、材料および構造特性に基づいて部材の非線形性を取り入れる。また、躯体と地盤との接触面で、必要に応じてはく離、滑動を考慮する。いずれにしても、地盤の非線形性をどのように与えるかがここでの重要な問題となる。

(b) トンネル縦断方向の耐震計算

トンネル縦断方向の耐震計算には以下の2通りがある。

- 1) 梁・地盤バネモデルによる応答変位法
- 2) 梁・地盤バネモデルによる動的解析法

いずれの方法においても、あらかじめ設計用地震動によるトンネル縦断方向の地盤のみの応答を求める。その際地盤条件によって以下の2通りの解析が行われる。

① 地盤条件の変化が大きい場合

トンネル縦断方向の地盤条件に従って2次元または3次元の動力学モデルを作成し、各地震動レベルの加速度時刻歴を用いて動的解析を行って地盤の応答を求める。その際、バネ・質点系モデルでは通常地盤振動の1次モードのみを考慮するため高次モードの影響が考慮されない。またFEMによるときには縦断方向に長大なモデルとなり、計算に労力、費用がかかる。また、大ひずみレベル対応の地盤の非線形性の与え方が課題である。

② 地盤条件の変化が小さい場合

各地震動レベルに応じた速度応答スペクトルより自由地盤の応答変位を求め、地盤条件の空間的ばらつきや地震動の基盤への位相差入力等に起因して地盤の変位が縦断方向に正弦波状の分布をすると仮定する。しかしながらこの分布形状には十分な根拠があるわけではない。また、大ひずみレベル対応の伝播速度、波長の計算に課題を有する。

(4) 照査方法

(a) 安全性の照査方法

対象とするトンネル構造物に要求される耐震性能に応じて、部材ごとに許容される損傷レベルを設定し、耐震計算の結果から安全性が照査される。ここに、部材損傷レベルの区分を参考までにR C部材の場合の説明とあわせて述べると、以下の通りとなる。

1) 損傷レベル1：無損傷

弾性的挙動。曲げ降伏以下。

2) 損傷レベル2：場合によっては補修が必要な損傷

曲げ降伏以上で最大耐力以下の状態。

3) 損傷レベル3：補修が必要な損傷

最大耐力を越えて終局状態までの状態。

4) 損傷レベル4：補修が必要で、場合によっては部材の取り替えが必要な損傷

限界の靱性率を超えて破壊に至る状態。

ここで、RC 部材や継ぎ手等に対してこれら損傷レベルの規定、および設計に即した適切な指標の設定が課題となる。

部材の補修・補強の容易さから耐震性能と損傷レベルの関係は以下のように考えられる。

1) L1 地震動

耐震性能1：補修・補強の容易さに関係なく損傷レベル1。

2) L2 地震動

耐震性能2：補修・補強の容易な部材・・・損傷レベル2または3。

補修・補強の困難な部材・・・損傷レベル2

耐震性能3：補修・補強の容易さに関係なく損傷レベル3

ここで、たとえL2地震動であっても、損傷レベル4の被害を生じてはならないことが前提となっている。

(b) 変形の照査方法

対象とするトンネル構造物に要求される耐震性能に応じて、部材毎に許容される残留変位のレベルを設定し、耐震計算の結果から照査する。ここで、部材の変形レベルは以下の3通りである。

1)変形レベル1：残留変形なし。

2)変形レベル2：残留変形中。

3)変形レベル3：残留変形大。

ここでは「残留変形中」、「残留変形大」と定性的な記述に止まっている。今後これを各部材に対して定量的に示していく必要がある。これら変形レベルと耐震性能との関係はL1、L2地震動に対して次のように関係づけられている。

1) L 1 地震動

耐震性能 1 : 変形レベル 1

2) L 2 地震動

耐震性能 2 : 変形レベル 2

耐震性能 3 : 変形レベル 3

ここでは、部材変形レベルの規定、および設計に即した適切な指標の設定が課題となる。

(5) 地盤の安定性に対する検討

(a) 液状化による浮き上がり

トンネル構造物の液状化による浮き上がり、および再圧密による沈下（不動沈下）は、各々対策を施すことで対処するとある。しかしながらその際、浮き上がり判定法、液状化対策工法、液状化の再圧密に対する評価法が定まっていない。

(b) 液状化による側方流動

トンネル構造物に対する側方流動の影響は、側方流動による荷重を流動変位、または流動力として表し、これを用いて構造物の解析を行って安全性および変形の照査を行う。

しかしながら現時点では、側方流動による荷重の評価法が定まっていない。地盤振動と側方流動の影響を同時に考えるか、あるいは時間遅れを考慮するか。さらにはトンネル構造物の流動化対策工法の開発が課題である。

(c) 地滑り・地盤沈下

傾斜した人工改変地盤に対して何らかの手法で地盤変位を求め、これより求まる地盤ひずみを与えて構造解析を実施し、安全性および変形を照査する。

(d) 断層のずれ

基準類には特に規定はない。それゆえに、断層ずれに対し、トンネル位置での変位量を推定し、構造解析を行って安全性および変形を照査する。構造上対処できないときは、変位吸収構造による対策、または復旧期間短縮のソフト的対策が必要になる。

4.4.2 今後の研究課題と研究方法

(1) 大型地盤モデル実験による地盤物性の評価

地中構造物もその周辺を地盤で囲まれており、構造物の限界状態を評価するに当たっては、基礎構造物と同様、地盤の動的物性の評価が極めて重要である。たとえば以下のような項目を明らかにしていく必要がある。

1)大ひずみレベル時における波動の伝播速度、波長、ひずみレベルの評価。当然のことながらこれらは実験室における要素試験結果との整合性を検討していく必要がある。

2)液状化地盤の側方流動に対する荷重の評価

3)地盤振動と液状化による地盤の側方流動の発生時間に時間差があるのかないのか。そしてこれらをどのように組み合わせて外力として評価するか。

(2) 大型地盤モデルー構造物系実験による限界状態の評価

(1)では地盤モデルだけを対象としたが、これに地中構造物を埋設し、地盤と構造物との相互作用を考慮に入れた限界状態の評価が必要である。具体的に配下のような項目が考えられる。

1) 応答塑性率評価、変形性能評価、せん断耐力評価

2) 浮き上がり、液状化対策工法、液状化後の再圧密の評価

3) 断層のような不連続変位に対する対応

(3) 数値解析手法の開発

地盤と構造物の接触面のモデル化、施工プロセスを考慮に入れた初期応力の設定、さらに実験で得られた各種限界状態を精度良く再現できる解析手法の開発が必要である。

これによって、限界状態のパラメトリックスタディを行い、合理的な設計法の確率が可能となる。

(4) 免震技術の開発⁴⁾

地下構造物は液状化現象や断層運動などによって地盤が破壊しない限り、地震時に生じる地盤変形に追随して動く。このため地下構造物の剛性を高めると地震時の断面を大きくしなければならず、必ずしも経済性につながらない。したがって免震技術を導入すること

によって安全性と経済性を追求する設計法の開発が望まれる。免震には大別して以下の二通りがある。

- 1) 地震時の地盤の変形が地下構造物に伝わりにくくする。
- 2) 構造物の見かけの剛性を小さくして地震の地盤の変形に追随しやすくする。

地下構造物の免震技術は建築物、橋梁に比べ歴史が浅いが、今後限界状態を考えた設計法の一つとして積極的に開発していく価値があるものと思われる。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計（案），鉄道総合技術研究所，1998.
- 2) 道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，日本道路協会，1996.
- 3) コンクリート標準示方書・耐震設計編，土木学会コンクリート工学委員会，1996.
- 4) 川島一彦編著，地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，1994.

4.5 地盤の液状化と液状化に伴う流動

液状化現象が、研究者や構造技術者の興味を引き、また、構造物の設計上重要な現象であることが認識されたのは、1964年に日米で起きた二つの地震、すなわち、新潟地震とアラスカ地震以降である。新潟地震では、市内の多くで建物が沈下、傾斜した。また、一部の地域では大量の噴砂、噴水が見られ、地盤変状も発生した。アラスカ地震では、ターナゲンハイツという町で、広い範囲が海に大きく滑り出した。これらの被害は、地盤が液体状になるため、地盤の支持力が無くなったことによって発生したと考えられた。この現象は流動化とか液状化と呼ばれたが、現在では、液状化の呼び名が主流となっている。

これら二つの地震被害を受けて、その発生メカニズムの研究が始められると共に、発生予測式や設計式に関する研究も始められた。多くの研究の成果から、現在では、設計法に関する基本的な考え方はかなり統一されたものとなっている。しかし、1995年兵庫県南部地震では、特に埋立地で大規模な液状化が発生し、これまでの設計法では想定していなかった被害も発生している。それは、液状化に伴う流動現象である。

これまでの設計法では、地盤は構造物を支持する役割を負っており、液状化するとこの役割を果たせなくなると考えてきた。一方、地盤の流動現象は、地盤がメートルのオーダーで水平方向に移動する現象であることから、これに伴い地盤が地中構造物に外力として作用することになる。つまり、地盤の役割は、従来の設計法では受動的なものと期待されていたが、液状化が起これると、その機能が失われるのみならず、さらに外力として能動的に作用するわけで、構造物にとってより危険側の現象が起きる。

さらに、兵庫県南部地震の際の地震動の大きさはこれまでの設計法で想定していたレベルを上回るものであり、地震後、設計用の荷重が大きく引き上げられつつある。このような強烈な地震動の作用下では、既往の設計法の基本的な考え方で対処できないケースも想定され、新たな設計法を考案する必要がある。

4.5.1 液状化と側方流動の影響を考慮した耐震設計法の現状

液状化に関連した設計の考えは、基本的には次のようである。

- ①地震の際液状化が発生するか否かを判定する。
- ②液状化が発生すると判定された場合には、液状化が発生しないように地盤改良を施すか、液状化が発生しても構造物に被害が発生しないように構造物側で対処する。

この項では、これらについて、各種設計指針に用いられている、基本的な考え方を示す。

(1) 液状化の発生予測

液状化発生の判定法として、二つの方法が用いられている。

(a) 限界 N 値法

標準貫入試験により得られる N 値が、ある N 値（限界 N 値）より小さければ液状化発生の可能性があると考えられる。この考えは「LNG 地下式貯槽指針」や「危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示」に採用されている。

(b) F_L 法

限界 N 値法は、地震動の強さの影響が入らない。これに対して、多くの設計指針では、外力と抵抗力の比である、次式で定義される F_L 値で液状化の発生を判定している。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (4.5.1)$$

ここで、 R は砂の液状化強度、 L は地震により発生するせん断応力をそれぞれ初期有効上載圧で無次元化したものである。 F_L は厳密な意味での安全率ではないが、液状化に対する安全率と呼ばれることが多い。しかし、「道路橋示方書」に代表されるように、液状化に対する抵抗率と呼ばれることもある。この方法では、式(4.5.1)の計算の結果得られた F_L が 1 より小さければ液状化が発生すると判定する。

F_L 法では、液状化判定の為に、二つの量を決める必要がある。一つは、材料の液状化強度、もう一つは、地震により作用するせん断応力の大きさである。

液状化強度は、液状化試験を行えば求めることが出来る。しかし、ほとんどの設計指針では、これを土質調査から得られる諸量から求めている。また、液状化強度は、せん断応力振幅と液状化に至る繰返し数の関係として与えられるが、多くの指針では、特定の繰返し数（15回、20回）に対する代表値で表現している。すなわち、

$$R = f(N_1, D_{50}, FC) \quad (4.5.2)$$

ここで、 D_{50} は平均粒径、 FC は細粒分含有率である。また、 N_1 は標準貫入試験で得られた N 値を基準の有効上載圧（多くは 98kPa であるが、「港湾の施設の技術上の基準」のように 65kPa を用いているものもある）に補正したもので、補正 N 値、換算 N 値などと呼ばれている。

図-4.5.1 に代表的な設計指針による液状化強度を示す。

- 道路橋示方書 (1990 年)
- ⋯⋯ 道路橋示方書 (1996 年) ($C_w=1$)
- 基礎構造設計指針
- ⋯⋯ 国鉄建造物設計標準解説
- - - 原子力発電所耐震設計技術指針
- - - 港湾の施設の技術上の基準

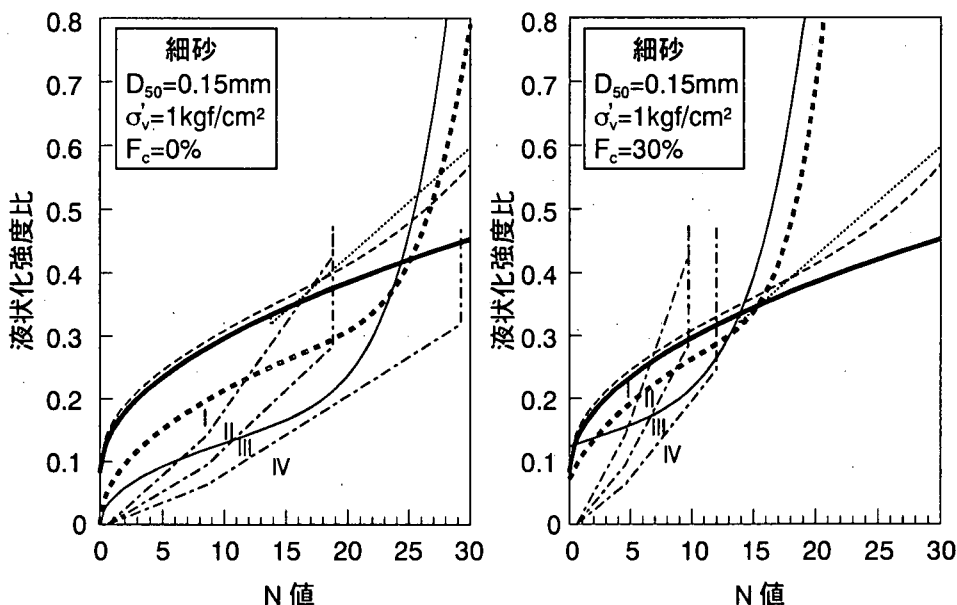


図-4.5.1 代表的な設計指針における液状化強度比の比較

F_L 法では、式(4.5.1)に基づき、 F_L を計算するわけであるが、 L と R の定義に曖昧さが残っている。つまり、室内試験では一定応力振幅荷重を行い液状化強度を決めるのに対し、地震時の判定に用いるためには、ランダムな荷重を受けた際の液状化強度が必要である。すなわち、 L を最大せん断応力とすれば、 R はこれに対応するものでなければならない。この点を強調するために、添字 max を付けることにすれば、式(4.5.1)は次のように書ける。

$$F_L = \frac{R_{max}}{L_{max}} \quad (4.5.3)$$

すると、液状化強度試験で得られた液状化強度 R_{20} と R_{max} の関係が必要である。岩崎ら¹⁾によれば、この関係は次のように書ける。

$$R_{max} = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_{20} \quad (4.5.4)$$

ここで、 $C_1 \sim C_5$ は各種要因による補正係数である。すなわち、

C_1 : 三軸試験と原地盤の拘束圧の相違

C_2 : 地震波形の不規則性

C_3 : サンプルングから試験までの攪乱

C_4 : サンプルングから試験までの密度化

C_5 : 地震動の多方向性

また、彼らは、結果的にこれらの積がおおよそ1になるので、次式が成立するとした。

$$R_{\max} = R_{20} \quad (4.5.5)$$

この考えは1990年版の「道路橋示方書」に反映されており、同様の考えを用いている指針も多い。

「港湾の施設の技術上の基準」は、最終的には N 値を用いて液状化発生の判断をしているが、その判定の過程は F_L 法と同じである。また、この方法では、 $F_L=1$ で厳密に液状化発生の有無を分けるのではなく、その近傍では室内試験を併用するなどの考え方も用いられている。図-4.5.1でこの基準に対して3本の線があり、I~IVの領域に区切られているのはこのためである。

F_L 法のもう一つの要因である、地震によるせん断応力の計算には、多くの指針で地表面加速度 α を与える簡易法を用いている。すなわち、

$$L = r_d \frac{\sigma_v \alpha}{\sigma'_v g} \quad (4.5.6)$$

ここで、 g は重力加速度、 σ_v 上載圧、 σ'_v は有効上載圧である。ここで、 $\alpha\sigma_v/g$ は考えている層より上が剛体的に挙動しているときの慣性力、 r_d は地盤が剛体的に挙動するわけではないことによる補正項という物理的な意味がある。

この式では、繰返し数という考えが入っていない。しかし、直下型地震と海洋型地震では最大加速度は同じでも、液状化に寄与するような有効なせん断応力の繰返し数は異なる。1996年版の「道路橋示方書」では、この点を考慮し、次のような補正項を設けている。

$$C_w = C_1 \cdot C_2 \quad (\text{値は表-4.5.1参照})$$

表-4.5.1 液状化強度の地震動のタイプによる補正項

タイプI地震動	$C_w = 1.0$
タイプII地震動	$C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$

また、日本建築学会基礎構造設計指針では、 L の計算の際に、式(3)の代わりに、

$$L = 0.1(M - 1) r_d \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{\alpha}{g} \quad (4.5.7)$$

として、地震のマグニチュード M による補正を用いている。 F_L は L と R の比なので、式 (4.5.4) に示される各項はどちらかで考慮されていればよい。しかし、指針によっては明確に示されていないことも多く、指針間の比較をする際には注意が必要である。

「港湾の施設の技術上の基準」では、このような簡易な最大せん断応力の方法は用いず、等価線形法に基づく地震応答解析を行って求めるとしている。

(2) 液状化後の地盤の特性

経済的な観点などから液状化の発生を常に抑えることは出来ない。この場合には、液状化後の材料特性が必要である。液状化が発生したからと言って、地盤が直ちに液体状に挙動する、すなわち、外力に対する抵抗力が完全に失われるわけではなく、ある程度の強度、剛性は期待できる。設計指針では、これを、液状化が発生しない状態からの低下量として与えている。表-4.5.2 に代表的な指針における低下率の値を示す。

表-4.5.2 液状化に伴う地盤定数の低下量

(a) 土質定数に乗じる係数 (道路橋示方書)

F_L の範囲	現地盤面からの 深度 x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

(b) 水平地盤反力係数の低減係数 (建築基礎構造設計指針)

F_L の範囲	地表面からの 深さ z (m)	$N_a \leq 8$	$8 < N_a \leq 14$	$14 < N_a \leq 20$	$20 < N_a$
$F_L \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.05	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.1	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.1	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.2	0.5	1.0

地盤が液状化すると、地中にある構造物は浮力を受け、軽いものは浮き上がり、重いものは沈下する。このうち、沈下については、現象としては既に述べ、このようなことが起こらないように設計法が定められている。一方、浮き上がりについては、「共同溝設計指針」に浮き上がりに対する安全率の既定がある。

(3) 液状化に伴う流動

液状化に伴う流動に関する設計法は、1995年兵庫県南部地震の際に、ポートアイランドをはじめとする人工島や埋立地で重力式ケーソン護岸が多数海側に移動し、背後地盤で大きな沈下と水平変位が発生したことを契機として、取り入れられるようになった。また、その導入を考慮、検討中の指針も多くある。

護岸の移動に伴う流動には、二つの要因がある。一つは、護岸の移動量で、これが背後地盤の移動量を決める支配的な要因となる。例えば護岸が移動しなければ背後地盤では流動は生じない。もう一つは液状化した地盤が流動の際に液体として挙動するのか剛性は小さいが固体として挙動するのかという判断である。さらに、構造物の設計に際しては、流動が地震の主要動付近で発生するのかそれとも主要な振動が終わった後に発生するのかということも要因となる。流動が主要動で地盤が振動している間に発生するとすれば、これまで考えてきた振動による外力、例えば慣性力や地震時変位に加えて流動に伴う要因を考慮する必要がある。しかし、既往の指針では、地震による外力と流動に伴う外力とは異なる時間に作用するとし、この様な重ね合わせは行っていない。

液状化した地盤が流体的に挙動するとすれば、地中構造物に作用する力は、流体の粘性により発生する抗力となる。「道路橋示方書」ではこの様な考えに基づき、杭には地盤から一定の力が作用するとしている。

これに対して、「高圧ガス」「鉄道」等では、地盤の変位を与え、応答変位法などにより構造物に作用する外力を算定する方法を用いている。この場合、護岸の変位量、背後地盤における変位の低減量と影響範囲、液状化した土の剛性等を与える必要がある。これらは、過去の地震の被害から推定されている。

液状化に伴う流動現象が設計に取り入れられるようになったのは、前述のように兵庫県南部地震の際のケーソン護岸とその背後地盤の被害が契機である。従って、流動を考慮している設計指針では、護岸近傍の地盤に対する規定は必ず設けられている。一方、これま

で行われてきた研究からは、護岸近傍以外に液状化層や地表面が傾斜しているときにも流動が生じる。この様な流動を考慮しているのは、今のところ、「鉄道」のみである。

4.5.2 今後の研究課題と研究方法

耐震設計法のこれまでの発展を振り返ると、これまでの設計法で考慮されていない要因が原因で地震による被害が発生した事を受け、設計法が改訂されてきた。研究の結果、被害の発生が想定されるケースでも、実際に被害が発生しなければ、耐震設計に取り入れられない事もあった。液状化の分野でも、液状化の発生する可能性は1964年以前にも知られていたが、設計指針として取り込まれたのは新潟地震以降である。液状化に伴う流動の問題では、研究的には、液状化現象そのものの研究よりはかなり遅れているとはいえ、1995年にはかなり明らかにされていたが、設計指針に取り入れられたのは、兵庫県南部地震以降である。さらに、流動には液状化面が傾斜しているときと側方が護岸などのように側方に解放面があるときの二つのケースで発生することが知られているが、前者に関しては兵庫県南部地震の際明瞭な被害が出なかったと言うこともあって、取り上げていない指針も多い。しかし、例えば兵庫県南部地震において液状化による神戸港の被害の結果生じた経済的損失を考えると、この様な後追いの設計法ではなく、研究の先端の事項を考慮した設計法の確立が望まれる。

既往の設計法の液状化に対する考え方は、既にこの節の始めに示した。再掲すると、次のようである。すなわち、液状化が発生すると判定された場合には、

- ①液状化対策を施し、液状化が発生しないようにする。
- ②液状化が発生しても、構造物に被害が発生しないように構造物を設計する。

このうち、液状化対策の効果の確認については、1993年釧路沖地震の際に、釧路港で、グラベルドレイン工法が効果を発揮したことが報告されている。また、1995年兵庫県南部地震では、締め固め系の対策工法が有効であったことが報告されている。

多くの対策工法は、計算上、または振動台実験や室内試験で有効なことは確認されている。しかし、液状化は複雑な現象であり、単純な条件で行った実験が実地盤で起きる現象を完全に表現しているとは言えない。対策工法は経済性を追求すれば、ぎりぎりのところで作られるので、単純な条件では想定していなかった事が生じれば被害が発生するかもしれない。実地震で検証されていない対策工法に関しては、実大ないしは、それに近い条件

でその有効性を検証する必要があると考えられる。

液状化が発生しても、構造物に被害が発生しないような対策工法は、構造的対策と呼ばれる。例えば、軟弱地盤に建てられる杭支持の建物を想定し、地盤が液状化すると判定されたとする。この場合に、地盤に液状化が発生しないような対策工法を用いるというのが、①の方法である。これに対して、構造的対策では、液状化した層では地盤の支持力が無くなっていると考え、それでも被害が発生しないように杭を大きく設計する。兵庫県南部地震では、多くの杭基礎の被害が報告されているが、この中には、このような考えで作成された建物もある。兵庫県南部地震における地震動は、これまでの設計指針で考えてきた地震動より大きいという事情があるかもしれないが、これらの被害を見ると、②の方法に関しては、その有効性は確認されていないと言える。

兵庫県南部地震を契機として、特に土木の分野では地震動に対して二つのレベル、すなわち、これまでの設計で考えられてきたレベルに相当するレベル1地震動と、兵庫県南部地震で代表されるような、再現期間が長い、一旦発生すれば非常に大きい地震により震源近傍で生じるであろう強烈な地震動に対応するレベル2地震動を考慮するようになっていく。ここで、レベル2地震動を対象にした場合には、液状化に対して、これまでの設計法で考えてきた、上で述べた様な単純な考えが成立しない可能性がある。それは、レベル2地震動はレベル1地震動に比べて非常に大きな地震動であり、相当丈夫な地盤でも液状化発生の可能性があるのである。既往の液状化対策工法でこのような地震動に対しても液状化しないように地盤改良を行おうとすれば、膨大な費用がかかったり、工法によっては対応できないものがあるようになる。これに対する、合理的な設計法として、次のような方法が考えられる。

①レベル1地震動については、液状化が発生しないような地盤改良を行う。または、構造的対策により被害が発生しないようにする。

②レベル2地震動の様な、まれにしか起こらず、起こったときの地震動が強烈なものについては、液状化の発生は許容し、構造物はその機能を維持する事を保証する。

このような考え方を進めるには、地盤の挙動の評価は、これまでの設計法で行われてきた、液状化発生の予測のみでは不十分で、より緻密に液状化以後の地盤の挙動を把握する必要がある。この節では、このような観点を主として、設計法に対する今後の検討課題についてまとめる。

(1) 液状化発生の判定の高精度化

液状化発生の予測のためには、地盤の液状化強度と外力の両方が必要である。液状化強度は、図-4.5.1 に示したように、現状でも各指針間でばらつきがある。レベル2地震動を考えると、特に重要なのは、 N 値の大きいところである。この領域では、液状化強度と N 値の関係の曲線は図-4.5.1に見られるように N 値が大きくなると液状化強度は急激に上昇する。したがって、少しの N 値の変動で強度の予測は大幅に変化する。一方、このレベルでは N 値を少し増加させるためには多くのコストが掛かるようになる。したがって、精度よい液状化判定の方法が要求される。

液状化強度は R_{15} や R_{20} といった単一の指標で表されるが、これが同じであれば、液状化強度と繰返し数の関係が同じになるわけではない。レベル1とレベル2地震動では予測される等価な繰返し数も異なるので、液状化強度曲線の異なる部分を使うことになる。これを、単一の指標で表せるかという事が問題となる。また、液状化強度は基本的には N 値を基に算出され、パラメータとして D_{50} と FC が用いられている程度である。しかし、例えば室内試験では試料の作成方法が異なれば、間隙比等の物理特性が同じでも力学特性が異なることも知られている事から分かるように、これまでのような単純なパラメータのみでは精度よい判定は困難と考えられる。

液状化については、既に多くの実験が行われている。これらの実験データを集め、より詳細な整理を行うことで、高精度化がはかれる。

この際、補助的な実験として、凍結サンプリングによる試料と、通常の不攪乱試料による試料による液状化強度の差を明瞭にすることが必要となろう。

地震により作用するせん断応力は、式(4.5.6)に示したように、地表の最大加速度を与え、最大加速度が地下に行くにしたがって小さくなることを想定して作られている。ところで、図-4.5.2は1964年新潟地震で県営アパートが転倒、傾斜したサイトの地震応答解析の結果である。液状化が発生したと想定されるGL-2~5mの層で加速度が急激に低下している。このよう

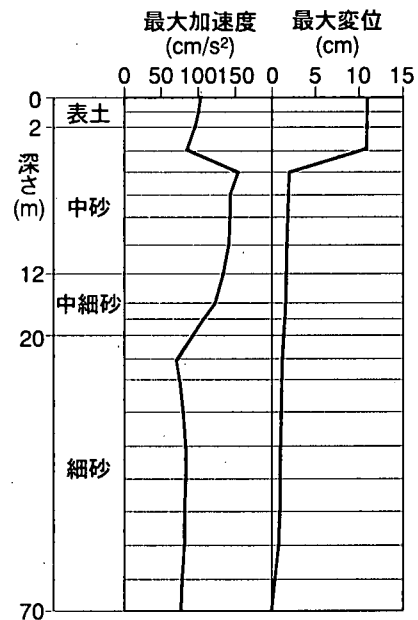


図-4.5.2 1964新潟地震における川岸町のシミュレーション例

な現象は、地盤が破壊すると、ある限度以上にはせん断応力を伝播出来ないことが原因で発生し、このサイトのみならず、多くの事例で検証されている。このことは、既往の設計式で用いられているような簡易な評価式には問題があることを示している。より精度よい求め方が要求されている。

地震応答解析は一つの方法である。しかし、実務では地震応答解析をするだけのデータが集められない事も多い。また、問題が無いわけではない。実用的に地震応答解析を行うとすれば、一次元の解析となるが、この場合、途中で軟弱層があると、図・4.5.2 の GL-2 ~5m の層と同じ現象が起き、上部の加速度に上限があることになる。軟弱な層が広く分布しているときにはこのような現象が発生するかもしれないが、実際にはレンズ状に入っていたり、傾斜していることも多い。このようなときに一次元の地震応答解析を行うと、表層の応答を過小評価する可能性がある。もう少し簡易な予測法が使いやすい。

(2) 液状化後の材料特性，地盤物性

既往の設計指針では、液状化後の地盤の材料特性として、地盤反力係数等の低減係数が表-4.5.2 に示されるように F_L の関数として与えられている。構造的対策を考えるとき、その値は、設計に与える影響が非常に大きい。一方ではこの数値は、客観的なデータに基づき定められたものではなく、多分に経験的なものである。振動台実験などを通し、適切な値を求める必要がある。この際、小さい振動台を用いた実験では、過剰間隙水圧の消散が早く、実地盤とは異なった状況になるので、実大に近い振動台実験が必要であろう。

液状化の発生予測は、現行の設計指針の多くで F_L に基づいて行われている。また、研究面では液状化以後の挙動に対しても、材料の状態を F_L に基づいて評価する試みも行われている。しかし、一方では、相対密度 40%の砂と、80%の砂で、同じ $F_L=0.8$ になったとしてもその材料特性は非常に異なっている。さらに、 F_L は厳密な意味で安全率ではないので、 F_L が小さいほど液状化の程度が大きいと言うことは理解できるが、その絶対値から状態を決めることは困難である。 F_L の少しの変化で、材料の物性は非常に大きく変化する。特に緩い砂ほどその傾向は強い。一方、設計指針では、 F_L は式(4.5.1)に応じて機械的に決められるため、特に液状化以後の挙動を表す指標としての感覚と実現象とのギャップが大きい。適切な液状化と液状化後の挙動を代表させることの出来る指標の確立が望まれる。このためには、液状化後の着目すべき挙動ごとに、既往の実験データを整理すること、必要に応じ室内実験で補足することなどが必要である。また、液状化地盤にある構造物が地

盤にどのような性能を要求しているのかなどの点を明確にする必要がある。

液状化した材料は、地震前とは異なる材料特性を持っていてもおかしくない。例えば、液状化に伴い、透水係数は大きく増加することが知られている。また、液状化前後では、応力-ひずみ関係の形状も異なる。しかし、これらは未だ定性的な理解の域にとどまっており、定量化が遅れている。

(3) 液状化対策と対策効果の確認

地盤改良では、改良した地盤が所定の性能を有しているかという事が問題となる。しかし、レベル2地震動まで考えた性能の評価は単純ではない。

まず、レベル2地震動下でも液状化しない対策工法を想定する。この場合、地盤全体を均質にする対策工法であれば、地盤の一部を取りだし、室内試験などを行えば、検証が可能である。しかし、対策工法はこのような方法のみではない。例えばロッドコンパクション工法では、地盤の円筒状の部分を固くする。この場合、直接改良したところの性能が上がる以外に、周辺地盤でも密実化が発生し、地盤の性能が向上する。この場合、地盤の全体としての性能をどのように評価するのが最適であろうか。安全側と言うことで、もっとも弱いところで評価するのであれば、過大設計となる。一方、最も密な所を用いるのであれば、その他の部分は液状化することを想定している事になる。従って、一ヶ所の評価だけで液状化対策効果进行评估することは困難で、液状化と非液状化の両方の性質を持つ地盤全体の挙動を評価することが必要になる。評価方法は、構造物によっても異なるであろう。

次に、あるレベルを超えると、液状化してもよい対策工法を想定すると、液状化以後の挙動に対する評価が必要になる。均質型でない地盤改良の場合には、時間によって液状化している領域が次第に拡大してくることになる。

このような改良に対する評価を行うためには、液状化以後の地盤材料、そして地盤の挙動の把握が必須となる。方法は二つで、数値計算の精度を上げること、および実験を通して挙動を把握することである。数値計算では、多くの構成則が提案されているが、複雑な応力状態で液状化発生以降の性状をきちんと追跡できるモデルはほとんど無い。また、実際の地盤の評価には3次元的な挙動の把握が必要と考えられるが、現状では、二次元解析しか実用的には行われていない。この分野を推進させる必要がある。

実験は、常に最良の検証方法であるが、液状化に関わる問題では、模型実験では、定性的な傾向は捕らえられるものの、定量的な把握は困難なことが多い。これは、地盤材料に

特有の、材料特性が有効応力によって変化するという性質に起因している。したがって、検証のための実験は、実大、ないしはこれに近い実験が望まれる。

二次液状化の問題も重要である。ここで、二次液状化とは、周辺地盤が液状化し、過剰間隙水が流れ込んでくるために起こる液状化である。既往の設計指針や設計の考え方では、このように間隙水が流れ込んでくる領域も液状化範囲と見なし、かつ、周辺の液状化した地盤に何の抵抗力も期待しないとして改良範囲が決められてきた。建築構造物では、敷地境界に近づいて構造物を作る事も多いが、そのような場合には、必要な改良範囲は敷地外に広がってしまい、構造的対策より安全であるべき地盤改良による対策がとれないこととなってしまう。状況は土木構造物でも同様であろう。さらに、最近の要素レベルの挙動に関する研究によれば、繰返し载荷により液状化した砂と、単に過剰間隙水圧が上昇した（有効応力が低下した）だけの液状化では、変形性能に違いがあることが指摘されている。このような事を考慮して、液状化対策範囲の決め方に関する、より合理的な方法が必要である。

(4) 液状化後の地盤挙動

液状化後の地盤挙動の一部は、既に、前2項でも述べている。また、液状化に伴う流動については、次項で扱うので、ここでは、これ以外の事項を扱う。

この節の最初で、液状化に関する設計法の基本的な考え方を示しているが、ここでの基本的な考え方は、地盤は構造物を支持しているので、液状化が発生すれば支持力が低下するというものである。表-4.5.2 に示した、地盤定数の低減率は、このような発想に立って作られている。この目的のためには、安全側の評価とは低減率を小さくすることになる。

一方、地震時は地盤も振動する。地盤の振動が構造物の振動と異なる場合、地盤は構造物に付加的な力を与えるようになる。設計でよく用いられる応答変位法では、地盤の変位をばねを介して構造物に加えるのであるから、ばね定数が大きいほど構造物に作用する力は大きくなる。つまり、小さい低減率を用いる設計は危険側の設計となる可能性がある。

液状化時の物性が精度よく評価されるようになっていけば、上記二つの場合で設計に用いる地盤定数に差がある必要はない。しかし、現在の所、少なくとも設計レベルで用いることの出来る精度のよい評価法があるわけではない。したがって、実務的には、地盤が受動的に作用するときと、能動的に作用するときで、地盤定数の低減率を変化させる必要がある。前に述べたように、地盤が受動的に働く場合の低減率でも、確たるデータに基づい

て決められているわけではない。レベル2地震動のように、設計的に非常に厳しい地震動を考える際には、この評価は非常に重要である。

これに加え、地盤が能動的に挙動する場合には、地盤の変形量、挙動の把握が重要である。既往の方法では、地盤を単純なモデルに置換して、一次モードに対応する地盤変位を与えるなどが標準的な方法であったが、液状化の発生は非常に局所的な現象であり、このような方法で精度よい地盤変位を与えられるわけではない。液状化地盤の設計用変位予測のための高精度な定量化が要求される。

(5) 線状構造物に対する設計

上下水道等、線状に配置され、自身の剛性が小さく、その変形が地盤の変形に支配される構造物では、これまでとは違った設計の考え方が要求される。すなわち、これらの構造物では、面的に広範囲に設置される一方構造物は小規模であることから、実務的に見て液状化対策のための地盤改良を行うことが困難なこと、多くの構造物では地盤の変位の深さ方向の分布が重要なものに対し、水平面内の分布が必要となる事である。

水平面内の変位の不均質は、二つの要因によって生じる。一つは、波動の伝播である。平面的に変位の不均質を生じさせる波動として、表面波がある。また、不整形の基盤がある場合には、斜め入射する実体波、基盤で変換された波動なども変位の不均質を生じさせる。もう一つの要因は、地盤の不均質である。変位の鉛直方向分布が重要であるケースでは、地盤の不均質の水平方向の広がりそれほど重要でないケースも多いが、線状構造物ではこれが重要になる。

液状化していない地盤でも、表面波は予測困難な現象の一つである。これに液状化の影響が加味される場合の定量的な予測手法はほとんどないといってもよい。

地盤の不均質に関わる問題は、多くの場合、実用的には詳細な調査を行うことは困難であろう。しかし、液状化が発生した場所と発生しない場所では変位のオーダーも異なる。かつ、一般に構造物被害が発生しやすいのは、変位が急変するところである。

現行の考え方では、地盤変状として波動の波長レベルの長さで、正弦波のようななめらかな関数形を与えることが普通であるが、地盤の不均質が要因となる場合には、このような単純な変形モードになるとは限らない。より極度の不均質な変位分布をしたときの挙動の解明、それらをふまえた設計法の確立が必要であろう。

より大規模な断面を持つ構造物では、鉛直方向の変位分布も問題となる。たとえば、1995

年兵庫県南部地震で発生した神戸高速鉄道東西線（地下鉄）大開駅の被害は、地盤に上下床版位置で相対的な変位が生じ、このために構造物が横断面で大きな水平力を受けたことが原因で発生している。従来、線状の地中構造物は地盤と同じに動くと考えられ、大規模地中構造物の地震時被害がこれまでほとんど発生していなかったこともあって、このような外力に対する設計はあまり行われてこなかった。1995年兵庫県南部地震を契機としてこのようなケースを考慮する設計法が導入されつつあるが、十分なバックデータが無いのが実状であろう。

鉛直方向の変位分布の定量化、さらには構造物との相互作用を考慮した設計法が必要と考えられる。特に、地中構造物では、設計法という観点からは、応答変位法が用いられるケースが多いと考えられるが、杭などのような小規模な構造要素と、地下鉄の横断面のような大規模な構造物が同じ考え方で設計してよいのか、定数等は異なるのか、などといった検討も必要であろう。

(6) 液状化に伴う流動に対する設計

液状化した地盤が、液体として挙動するのか、固体として挙動するのかについて明確な結論が出ていない。確かに、噴砂、構造物の沈下などを見ていると、流体として挙動する時期があることは事実である。しかし、設計上は、地盤がどの状態の時、構造物にもっとも大きな外力が作用するかが重要である。つまり、たとえ、一時的に液体状に挙動しているときがあるとしても、構造物に作用する力を見るとき、液体状に挙動しているときが最大なのか、それともその後固体に戻ったときに最大となるのかと言う点である。

流動中の地盤にある構造物の代表は杭である。杭について作用する応力は、杭と地盤の関係により異なる。杭の先端と頭部が両方とも非液状化層に貫入されているときには、杭に作用する応力の大半は、上下の非液状化層の相対変位により支配される。従って、その間にある液状化層の材料特性は、それほど問題とならないと考えられる。この場合には、上下非液状化層の相対変位の予測が重要である。

道路橋示方書のように、杭に作用する力を地盤の変位ではなく、土圧で与えるとすれば、非液状化層の相対変位は杭に作用する応力には影響しない。この様な発想が成立するためには、土圧は杭に作用する最大土圧を設計で考慮すべきであろう。確かに道路橋示方書では受働土圧が用いられ、一見この考えを満たしているように見える。しかし、受働土圧が最大であるというのは、二次元近似が成立するときの話である。もし杭を地盤中で水平に

動かすような実験をしたとすれば、杭の進行方向には、杭の幅だけの亀裂が発生し、前面の土が盛り上がるだけであろうか。実際には、亀裂はくさび状に発生するであろう。また、亀裂面に沿って地面が相対変位するには、この面で作用する応力に抵抗する力も必要である。これらの推定は、たとえ土圧をベースに設計したとしても、杭に作用する力は、地盤の変位の関数であるということを示唆している。土圧設計法のもう一つの問題は、最大土圧が作用するときの変位である。少しの変位でも最大土圧を作用させるというのは設計上実用的ではない。

この様に考えると、土圧に基づく設計を行うにしろ、非液状化層の変位予測は重要である。変位に基づく設計法では、護岸近傍の変位は、過去の被害事例から求めているが、それではばらつきが大きすぎ、過大設計となるケースも考えられる。

杭先端、または杭頭が流動層にあるケースでは、先のケースとは異なり、液状化層の性質が杭に作用する荷重に大きく影響する。液状化層が流体として挙動するのであれば、流体力が問題となる。一方、固体として挙動するのであれば、剛性の低下率が問題となる。

これらの、材料の特質以外に、流動の起きる時期も問題である。すなわち、もし地震中に流動が発生するとすれば、杭には、上部構造からの慣性力と流動による応力が同時に作用する。一方、地震後に発生するとすれば、慣性力は考慮する必要はない。主要動で液状化が発生し、その後の振動中に流動が発生するとすれば、上部構造で用いているほど大きな慣性力は不要かもしれないが、流動時にはある程度の慣性力を考慮する必要がある。

液状化に伴う地盤の流動現象に関し、これらに答えることのできるような、共通の認識は、研究者の間でも未だ無いのが現状である。

さらに、流動は、液状化層や地表が傾斜しているときと、側方に護岸等の開放面があるときに生じるとされているが、現在のところ、兵庫県南部地震の際には後者のタイプの被害が支配的であったためか、前者を考慮していない設計指針もある。

前者のタイプでは、これまでの研究で取り扱われてきたのは、主として、液状化層上面と地表面が平行している場合である。実際のケースでは、液状化層の上面の傾斜と地表面の傾斜が異なることも多い。これに対する変位の予測法は、研究も含め、ほとんど無いというのが現状である。液状化層上面がほぼ水平で、地表面の傾斜が大きくなると、例えば、堤体などの土構造物と同じ状況になる。

流動に関する研究は、先にも述べたように、研究者間の合意が完全にとれている事項ではない。また、研究は、比較的条件の簡単なケースに限られており、実地盤で遭遇するよ

うな複雑な条件下に関する研究はほとんど無い。

研究者間で合意がとれていない大きな理由は、実現象に関する理解ができていないためと考えられる。例えば、流動の起きる時期の問題についていえば、振動台実験では液状化と共に発生し、加振が終了すると流動も止まっている。しかし、地震被害に関する聞き込み調査によれば、流動は液状化後にも続いていると考えられる。遠心力載荷試験では、振動台実験と同じような挙動をしたケースもあれば、加振終了後も流動が継続しているケースもある。粒度分布（透水係数）と液状化層厚が影響していると考えられるが、検証されていない。

この様なデータのなさを補強する方法として、二つの方法が考えられる。すなわち、地震観測と、実大実験である。

地震観測では、液状化、流動が起ころうなサイトを選び、高密度な観測を行うことが重要である。単に加速度計を入れるのみならず、間隙水圧計をも用いるほか、変位の計測を行うべきである。また、液状化発生に伴う非液状化層の挙動、地中構造物の挙動を把握できるような計測も同時に行うべきである。

実大実験は二つの意味で有用である。一つは、研究に必要なデータを提供することができる事である。特に砂は材料特性が拘束圧により大きく依存するので、小さいモデルによる振動台実験では、その挙動を再現することは困難である。また、遠心力載荷実験は、拘束圧に関しては相似則の適用も可能であるが、構造物のモデル化、透水性のモデル化、また、非常に小さいモデルを使うために実際のような複雑な地盤条件の実験が困難などの問題もある。もう一つは、流動の問題のように、研究が遅れている分野で、かつデータも少ない分野では、設計指針に用いるための重要なデータを与えることができる。

(7) その他

多くの設計指針では、液状化の判定はGL-20mまでの地盤が対象であり、これより深いところで起きる液状化に関しては、検討も行われていない。GL-20mという値に関する明瞭な理由は見あたらないが、余り深いところで起こる液状化は地表の構造物には影響を与えないと言うことと考えられる。しかし、地中構造物、例えば、杭、トンネルなどは、GL-20mより深いところにも存在する。これらに対する液状化の判定方法が、地表付近と同じで良いのか、液状化の発生が構造物の挙動に影響を与えるの、与えれば、外力をどのように評価し設計していくのかと言った事は、ほとんど知られていない。今後の研究が期待

される。

液状化対策は、通常、構造物を作るサイトごとに行われる。そして、各種の事情により、サイトごとの対策工法が異なることは珍しくない。また、道路の様に液状化対策が余り行われない場所もある。従って、実サイトでは、液状化対策された地盤と対策されていない地盤が混在し、かつ対策されたサイトでも工法が異なる。すなわち、地震時には挙動の異なる部分が混在しているわけで、当然、相対変位も異なっている。また、単に水平変位のみならず、地震後の沈下量なども異なっている。

挙動が異なっても、個々の構造物には影響が無い可能性もある。しかし、上下水道、ガスなどの地中構造物、渡り廊下などの結ばれた建築構造物などでは、各ブロックの相対変位が重要な設計要因となる。しかし、このような相対変位を適切に予測する手法は、現在のところ無い。

現在の設計指針では、液状化に関しては、液状化する、しないの判定が元になっている。しかし、例えば、 $F_L=1.01$ と 0.99 で地盤の挙動が著しく変わるという物ではない。また、 F_L が 1 にならなければ過剰間隙水圧が全く発生しない地盤と同じ挙動をするというわけでもない。準液状化状態、すなわち、過剰間隙水圧が発生し、そのための材料特性の影響が無視できなくなる状態でも、地盤変位はかなり大きい、この領域も含み、連続して液状化の発生、その後の挙動までを定式化できる設計法が必要と考えられる。

(8) まとめ

レベル 2 地震動の作用下においては、液状化の発生予測も重要であるが、これまでの設計のように、液状化の発生が予測されるときには対策工法という手法のみでは対処できない事態が考えられるため、液状化以後の挙動の把握が重要である。このレベルの問題は、未だ研究途上の問題であり、明らかにされているとは言えない状況にある。特に、これまでの設計指針では液状化が発生すると考えられていなかった比較的強度の高い砂の挙動はレベル 2 地震動を考える上で重要である。また、液状化に伴う流動の問題も明らかにされているとは言えない。

研究面でこれらの問題を明らかにすることも重要であるが、設計指針の確立という観点からいえば、研究の成果が出るまで待てない状況もある。

研究に対するデータを与え、かつ、当面の設計指針の確立に対して、実物台スケールの振動台実験、高密度な地震観測などが必要と考えられる。

特に杭の構造的対策（液状化層は反力を期待しない設計）に関しては、有効性が検証されているわけではない。1964年新潟地震、1995年兵庫県南部地震など、液状化発生地域で調査したほとんどのケースで杭に被害が発生しているなど、むしろ被害を受けている公算も大きい。杭に関する調査は上部構造物に被害が発生して始めて調査されることも多いため、上部構造が健全なケースに対する調査事例はほとんど無い。多くの、これまで調査の対象にはならなかった構造物杭の調査を行い、構造的対策法の有効性を検証すると共に、合理的な設計方法を確立する必要がある。

参考文献

- 1) 岩崎敏男，龍岡文夫，常田賢一，安田進：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，1978，pp. 641-648

4.6 土構造物

4.6.1 強地震動を想定した盛土の耐震設計法の現状

これまで鉄道や道路などの一般的な盛土では、のり面勾配や盛土材料、締固め管理値などを規定¹⁾することによって構築されるので、特に耐震設計が行われることはないが、それでもほとんどの盛土では、ほどほどの耐震性は確保されているとされていた。構築後に何らかの理由で補強を行う場合には希に耐震設計が行われることもあるが、その際でも中地震（レベル1地震動：以降，L1）を想定した円弧すべり法による静的解析がほとんどであった。

盛土の耐震設計法として一般的に用いられている極限釣り合い安定計算法の「円弧すべり法」の計算手法を図1に示す。安全率は Bishop 法などによる場合もあるが、修正 Fellenius 法を基本とした式が一般的である。耐震設計を行う場合には、補強材やのり面工などの耐震抵抗部材による抵抗力 T_r を式へ組み込む必要がある。この方法については、例えば図に示す式²⁾などが提案されているが、この方法以外にも各種提案されており、現状では必ずしも確立されたものとはなっていない。

安全率の定義方法

$$F_s = \frac{\sum [(W - bu) \cos \alpha - K_h W \sin \alpha] \tan \phi + cL + T_r}{\sum (W \sin \alpha + (y/r) K_h W)}$$

ここに、 F_s ：安全率， W ：スライス重量，
 K_h ：水平震度， T_r ：対策工の抵抗力

補強体の抵抗力

$$T_r = T_s + T_n \cdot \tan \phi = T \cdot \sin \theta + T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi$$

ここに、 $T = f \cdot \gamma \cdot (\pi \cdot d / s) \cdot (c + \sigma_v \cdot \tan \phi) \cdot L$
 $f = f_r(\theta) \cdot f_e(\theta) \cdot f_a(\theta) \cdot f_s$
 T ：補強材定着力， f ：補強材の設置角度
 θ ：補強材配置角度 γ ：群効果補正係数

格子枠工の抵抗力

$$T_r = W_f \cdot X_{fg} / r$$

ここに、 W_f ：単位奥行きあたりの格子枠重量
 X_{fg} ：格子枠工重心位置までの水平距離

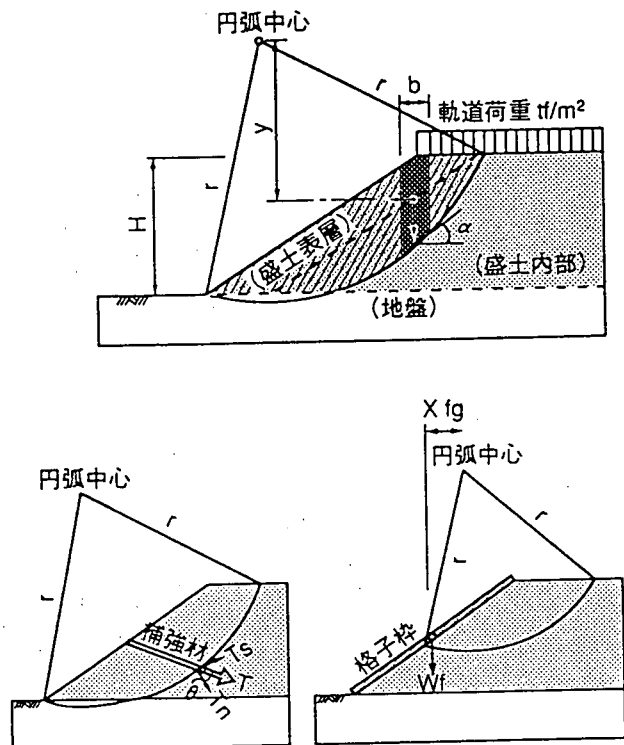


図-4.6.1 円弧すべり法の概略と耐震抵抗部材の取り扱い方法の例

この方法を用いて盛土の耐震設計の試算を実施する。例えば標準的な盛土を仮定（のり面勾配 1:1.5, 土質定数 $\phi = 35^\circ$, $c=0.3\text{tf/m}^2$, 上載荷重 1.0tf/m^2 を作用）し, この条件で, 無補強盛土, 格子枠工が設置されたケース, 補強材で耐震補強したケースで比較設計した結果を図-4.6.2 に示す。図は最小安全率と水平震度の関係を盛土高さ別に整理したものであるが, 無補強や格子枠工などが設置された一般的な盛土において, この設計法で所定の耐震性能を得ることは極めて困難であることが確認できる。そこで補強材（図中ではコラム工と表記）で補強し, すべり面を中に追い込むことによって安全率を向上させた場合は, 補強長さに応じて安全率は向上するが, 例えば設計震度 0.3 を越える強地震力を対象とした設計に円弧すべり法による破壊安全度の照査による設計法をそのままの形で適用することに対しては限界があることを示している。したがってそのような状態

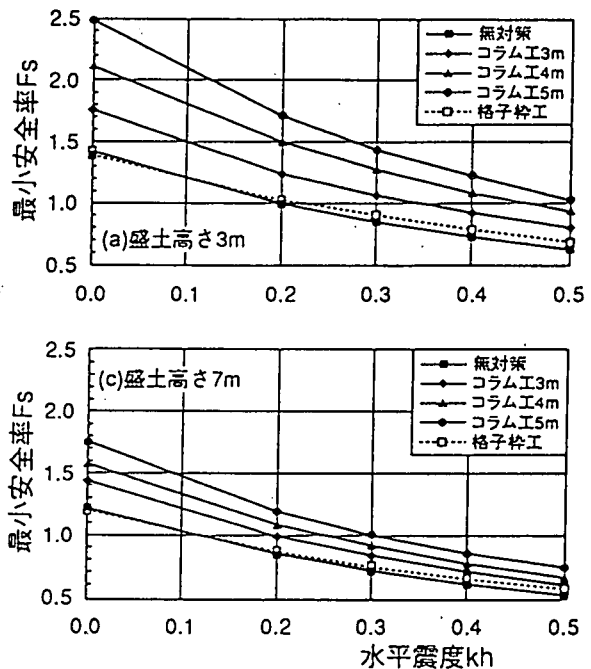
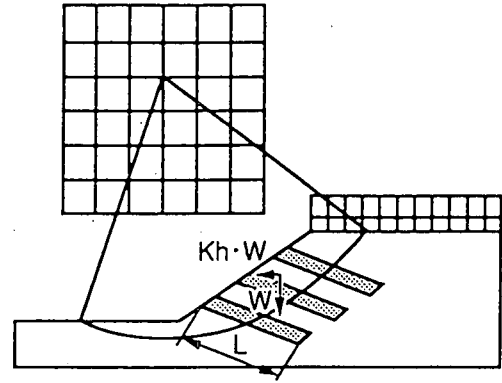


図-4.6.2 円弧すべり法による盛土の耐震設計例

では, 破壊の有無を照査基準とするのではなく, どの程度の塑性変形が生じるかを照査基準とするのが本来の姿であろう。変形量を直接的に予測評価する方法は, 盛土・地盤系の地震時応答挙動を時刻歴で計算する弾塑性有限要素地震応答解析に代表されるように各種提案されているが, 入力データの精度やバラツキの程度を勘案し, かつ簡便な設計手法を求めるとすれば, 従来の震度法による円弧すべり法も依然有力な手法の一つと考えられる。しかしこの計算法を強地震力を対象とした設計に用いる場合には, 所要安全率を 1 以下に設定することが社会的に許容される必要がある。また計算に用いる震度と地震動の関係, 安全率と塑性変形量の関係などが明確である必要がある。

4.6.2 盛土の耐震設計法の研究課題と研究方法

(1) 強地震力に対する耐震設計の必要性

兵庫県南部地震においては、高架橋などRC構造物のみならず、土構造物にもかなりの被害が生じた^{4) 5)}。写真1に代表的な盛土の被災状況を示すが、震度7の激震地帯にあった盛土は、ほとんどの箇所でも50cm以上沈下し、のり面は大きく変状した。被災盛土は、十分な強度の砂礫性扇状地地盤に支持されていたので、この被害は地盤の流動化や液状化に起因したものではない。

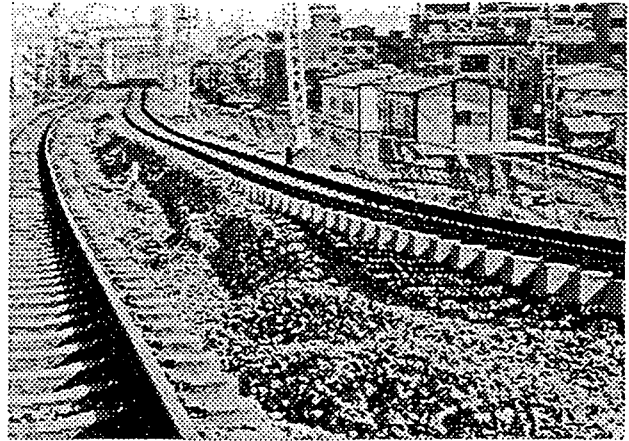


写真-4.6.1 盛土の被災状況（JR神戸線）

このような事態を受けて、レベル2地震動を視野に入れた耐震設計法の整備に対する社会的要求が高まってきた。土木学会でも第2次提言⁶⁾において土構造物の耐震設計の必要性を指摘している。特に道路、鉄道、河川堤防などの線状構造物では、一カ所の破壊がシステム全体の破壊につながるため、盛土といえども他構造物と同様の基準で所定の耐震性を確保する必要がある。そこで以下に強地震力における耐震設計の課題について検討する。

(2) 耐震設計法の課題

図-4.6.3に、盛土耐震設計法の主な検討課題を示す。前項で示したように「盛土は変形しやすいが、延性的であり他の地上構造物に比べれば崩落的な破壊に至りづらい」という特性が、現行の設計上で正しく表現できない要因の一つは、盛土の土質定数や防護工などの「耐震抵抗部材の過小評価」にあるが、それを考慮したとしても、強地震力に対して「破壊安全度の

<目標>

従来、耐震設計が行われていなかった盛土のL2対応耐震設計法を確立する



<盛土構造物の主な検討項目>

検討課題	検討内容
① 破壊安全率による設計	・円弧すべり法の適用限界
② 変形の照査による設計	・Newmark法の適用 ・地盤、盛土沈下予測法の検討
③ 耐震抵抗部材の評価	・盛土の土質定数の検討 ・補強土工の設計法の検討

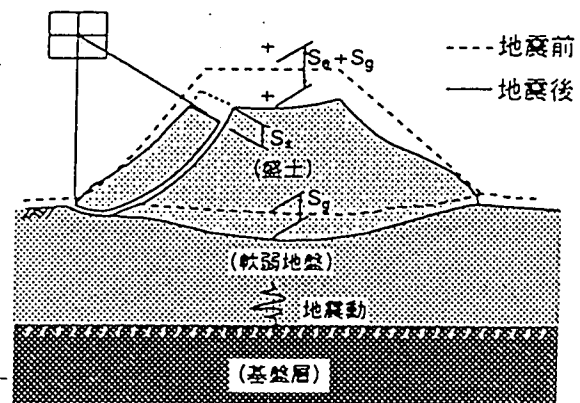
図-4.6.3 強地震力に対する耐震設計の課題の整理

照査」で設計を行うことは限界がある。RCや鋼構造物では、L2地震動に対応した設計法として、限界状態設計法が導入されているが、盛土においても強地震力を想定した場合には、破壊応力状態に達するのを許容することを前提とした「変形性能の照査」による設計法を研究する必要がある。

(3) 変形性能の照査による設計法

盛土に大きな地震慣性力が作用した場合、円弧すべり法で計算される破壊安全率は瞬間的に1を下回ることがありうるが、盛土が十分に延性的であるならば、その時点で若干の変形は生じるものの壊滅的な破壊には至らない。一方、地震によって生じる残留変形量が許容値以内であれば問題ないという考え方が受け入れられている。強地震力においては、円弧すべり法による破壊安全度の照査による耐震設計に限界があることから、今後、このような観点からの盛土耐震設計法の整備が求められることになる。

図-4.6.4 に地震によって生じる盛土の残留変形の模式図を示す。ここでは液状化や流動化などは別問題とする。例えば道路、鉄道など、盛土上面を使用する構造では、盛土上面の平坦性の確保が最大の問題となるため、着目すべき変形は盛土上面の沈下 S_T である。このうち設計法として現実的な方法を想定すると、円弧すべりによるすべり土塊の滑動変形量 S_s はNewmark法¹⁾によって求めることができる。この方法は、地震波を入力し、運動方程式を積分することによって変位量を計算する方法である。適切な地震波さえ与えれば、他の入力パラメータは円弧すべりと同じであるため、実務的である。



<盛土の沈下の模式図>

$$\text{盛土の全沈下量 } S_T = S_s + S_e + S_g < \text{許容沈下量 } S_a$$

ここに、 S_s ：すべり線による相対沈下量

S_e ：盛土の地震による残留沈下量

S_g ：地盤の地震による残留沈下量

S_a ：復旧の程度などから定める許容値

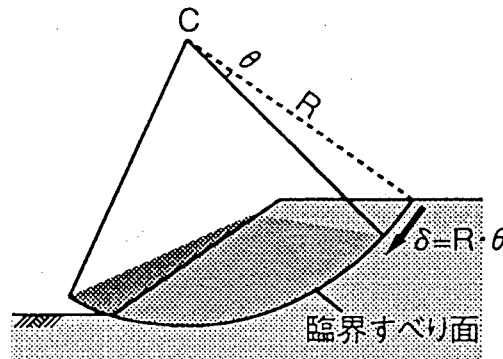
図-4.6.4 盛土の地震時変形の模式図

Newmark 法の基本仮定は、すべり土塊が剛体で、すべり面における応力・歪関係が剛完全塑性（ひずみによって破壊強度が変化しない）と仮定している。しかし、現実の土は、繰返し载荷に伴う変形の累積性、軟化性などによりピーク前とピーク後に強い非線形性を示すので、この計算ではこれらを見逃していることになる。また盛土内での増幅特性も考慮できないなどの問題点もある。しかしこのような課題を整理することによって、L2地震動を想定した盛土の耐震設計法となり得る可能性は高い。

図-4.6.5にNewmark法による解析の模式図と基礎方程式を示す。これは地震時のすべり土塊の釣り合い式を、ダランベールの原理によって円弧の回転モーメントに対して求めた例⁹⁾であり、具体的には安全率1で定義される降伏震度 k_y とこの時のすべり面を求め、このすべり面に対しての回転変位量を逐次線形加速度法によって算出するものである。

<ニューマーク法の概要>

Newmark法は、土塊に降伏震度以上の加速度が生じた場合に滑動が生じるものとし、運動方程式によって変位量を算出する方法である。



回転すべりの模式図

基礎式

すべり土塊の釣り合い式はダランベールの原理より、

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{DKH} - M_{RW} - M_{RKH} - M_{RC} - M_{RT} = 0$$

支配方程式

角加速度 $\ddot{\theta} = (K_h - K_y)(M_{DK} + M_{RK})/J$

あるいは、静的 F_s を用いて

$$\ddot{\theta} = \{K_h \cdot (M_{DK} + M_{RK}) - (F_s - 1) \cdot M_{DW}\} / J$$

角速度 $\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \frac{1}{2} (\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t}) \Delta t$

角度 $\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \dot{\theta}_t \Delta t + \frac{1}{6} (2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t}) \Delta t^2$

図-4.6.5 Newmark法の模式図

図-4.6.6は計算例として、図-4.6.2の円弧すべり法で検討した無補強盛土、高さ7mで試計算した結果であり、L2地震動として神戸NS波形（最大818gal）を加えた場合の滑動変位量の時刻歴を示したものである。この計算によると盛土は地震荷重の繰返し载荷に伴い、順次変形が累積し、50cm程度の変形が生じる。さらに図-4.6.7は補強した場合の効果を算出したものである

が、図-4.6.2と比較すると明らかであるが円弧すべり法による安全率の照査による設計と異なり、盛土を補強した場合の耐震補強（沈下抑制）効果は顕著である。

これらの値は、兵庫県南部での盛土被害における変形量のオーダーや模型振動実験における傾向と概ね整合することから、設計実務に適用できる方法であると思われる。

土質定数

区分	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	σ (deg)
B1	1.7	0.3	30
B2	1.8	0.3	35
F	1.8	3.0	35

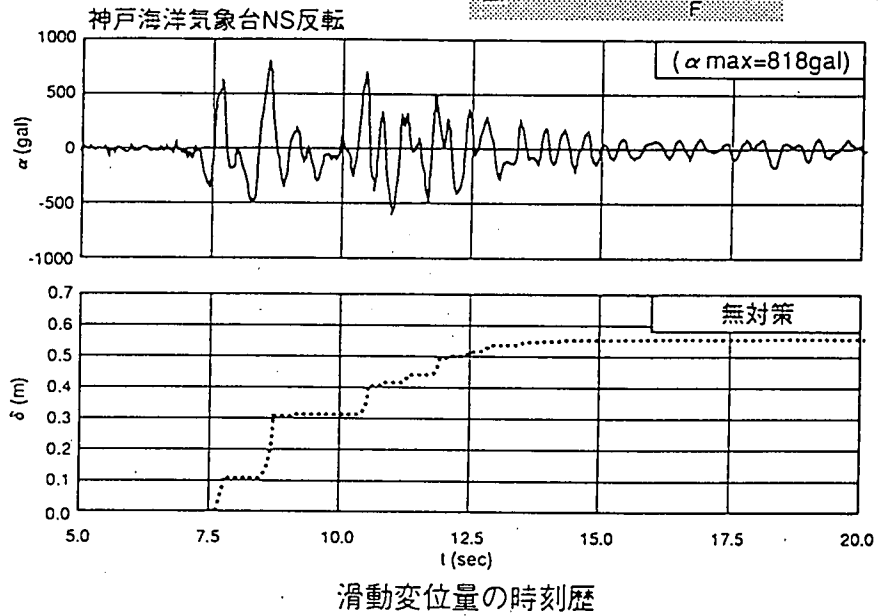
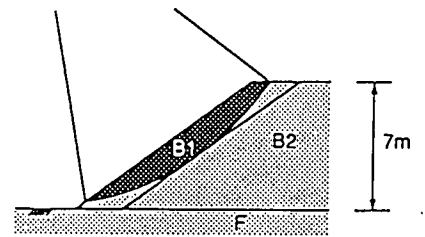
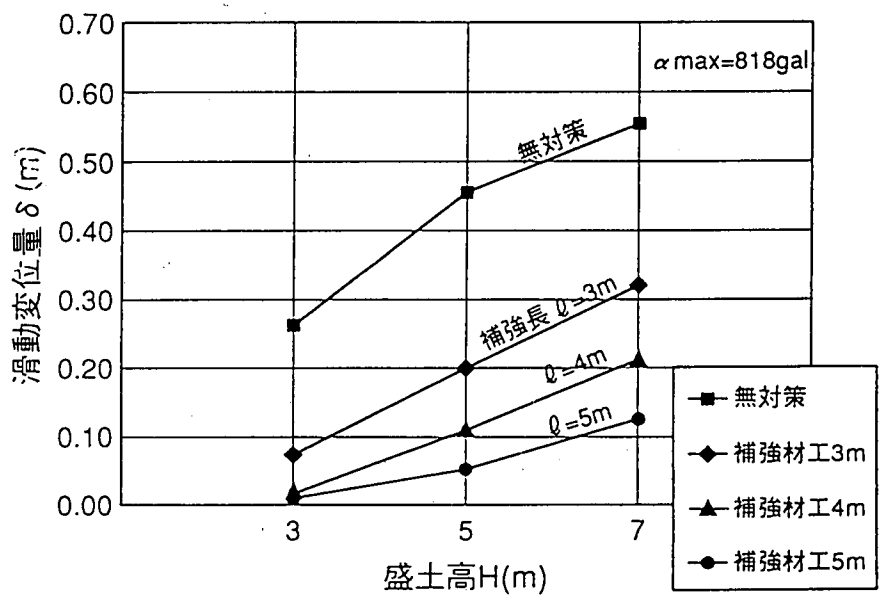


図-4.6.6 無補強盛土のNewmark法による滑動変位の時刻歴

しかし強地震力を想定した設計では、外力と抵抗力のバランスから土質定数も余分な安全率を破棄して現実的な値を用いる必要があるが、土質定数の設定法については、今後、更に研究を行う必要がある。また盛土の増幅特性なども考慮できないので、



それらに対する補正など、図-4.6.7 Newmark法による耐震補強（沈下抑制）効果の算定

今後の研究課題も多い。

Newmark 法による滑動変位量は、円弧すべりによるすべり土塊の相対的変形量を算出するものであるが、この他、図-4.6.4に示した地震時の変形係数の劣化にともなう地盤 S_g や盛土 S_e の揺すり込み沈下量も加える必要がある。この方法を求める簡便な方法としては、地盤や盛土の地震時応答変位量から、地震によるせん断ひずみの増分を類推し、変形係数の劣化度から沈下量を求める方法が提案⁹⁾されている。

図-4.6.8は計算の模式図と、試算例を示す。このような沈下は全体にわたって生じるため、盛土形状の保持の観点からの問題は少なく、計算精度を勘案すると一般的には計算が省略され

て良いと考える。しかし、橋台背面など異種構造物の境界面などにおいては、変形の絶対量が問題となるので設計上も考慮する必要がある。またこの計算法は、動的応答変位で地震時せん断ひずみを求めているので、振動によるせん断変形の累積性は考慮されていない。したがって、高盛土の地盤表層部や、地盤面、基盤面が傾斜している場合など、地盤中であつても初期せん断応力の影響などで変形の累積性が大きくなると予測される場合には、十分に対応できない。

このような問題に対して、累積損傷度理論を用いて簡便に計算する方法が、一部で提案¹⁰⁾されているが、初期せん断応力が作用した場合の土の動的な変形の累積性が十分には把握されていない現状を考えると、設計法として一般に適用されるまでには更に多くの研究

<計算法の概略>

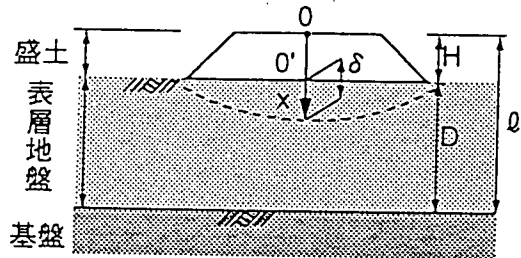
応答変位量により地震時地中ひずみを想定し、劣化した変形係数で自重による沈下量を算出する。

$$\delta_g = \frac{1}{E_0} \left[\int_H^0 \frac{\alpha + \gamma'x}{1 - e^{h(x)}} dx - \int_H^0 (\alpha + \gamma'x) dx \right]$$

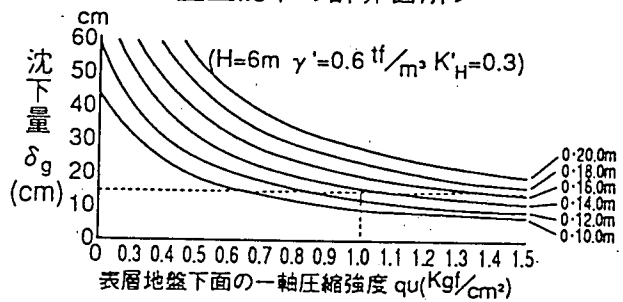
E_0 : 地震前の変形係数

$1 - e^{h(x)}$: 変形係数とひずみの関係

α : $\gamma H - \gamma' H$



<盛土沈下の計算箇所>



<盛土の沈下量を求めるグラフ例>

図-4.6.8 地盤の揺すり込み沈下に関する算定法

と時間を要することが想定される。

(4) 地震外力の設定

強地震動を想定した場合の設計法をニューマーク法を含めた動的解析で行う場合には、解析対象箇所での入力加速度波形を適切に設定する必要がある。そこで現状において、入力として用いる加速度波形の設定として考えられる方法を以下に示す。

(a) 応答解析による方法

最も精度良く入力加速度を設定する方法としては、応答加速度時刻歴を応答解析によって求めることが考えられる。解析にあたっては、盛土の形状や地盤の傾斜などを考慮して2次元応答解析を行うのが原則であるが、地盤の傾斜や盛土形状の影響が少ない場合には1次元解析によっても良いと考えられる。応答解析手法としては等価線形化法による周波数応答解析が一般的であるが、非線形解析との比較¹¹⁾からひずみレベルが極端に大きくなる場合には適用が困難であるとの指摘もある。この場合には逐次非線形解析を行うことも考えられるが、Newmark法を設計法とした場合には、計算精度を勘案するとそこまでの必要性は少ない。ただし動的弾塑性残留変形解析などで詳細解析を行う場合には、入力動の設定を慎重に行う必要があるため有効である。

(b) 一義的に定義する方法

盛土は簡便な構造であり、盛土材料や地盤のバラツキが大きいため、これまで動的解析はもちろん、地震時における円弧すべり計算さえ行われるのは希であった。このような経緯を考慮すると、設計法として応答解析を実施することは現実的ではない。一般的な盛土で簡便に設計を行うために、一義的に入力加速度波形を設定する方法できれば良い。この場合には、あらかじめ地盤種別、地震動レベルに応じて地表面入力動を定めておく必要がある。これが困難な場合は静的解析で設計震度が一義的に定義されるように、例えば神戸NS波をL2における基準波と定める方法も有力である。盛土は一般的には動的応答が小さいため、他の構造物に比べれば入力動の違いによる影響は少ない。ただし形状などが特殊で、動的応答の影響が大きいと想定される場合は(a)の方法によることになる。

(5) 許容変形量の設定

構造物の許容変形量は、地震の規模や構造物の特性、使用条件、復旧に要する時間などを総合的に判定して定められるものである。盛土はRCなど他構造物と比べると破壊に至るまでの変形量が大きく、地盤の流動などに伴う壊滅的な破壊以外の変形に対しては復旧

が容易であるため、許容される変形量は大きいと考えられる。一般的には、設計地震動レベルに応じて許容できる損傷レベルを想定し、計算精度や復旧の難易度などを勘案して許容変形量を設定することになる。しかし許容変形量については、いずれの値を用いても社会的コンセンサスが得られにくいものであり、合理的な値を示すためには過去の被災事例などから変形量と復旧程度などを関係づけたり、変形量が盛土の使用条件に与える影響の程度を定量化するなどの研究^{12) 13) 14)}が更に必要となる。また耐震設計の限界についても社会的に認知されるための努力が必要となる。

一方、現状においては、盛土は他構造物に比べて強度のバラツキが大きく計算精度も劣るため、許容変形量を一義的に定めてその絶対値と計算された変形量の絶対値を厳密に照査する意義は小さく、むしろ多くの断面において変形量を相対的に比較し、耐震性の小さい盛土を抽出する方が重要となる。このため計算された地震時変形量は、盛土の断面方向の耐震性を相対的に評価する上での指標と考えた方法が現実的である。

(6) 今後の盛土耐震設計

図-4.6.9は、強地震動に対応した盛土耐震設計フローの例を示したものである。盛土は簡便な構造であり、全線にわたって動的解析を主体とした耐震設計を行うことは現実的ではない。したがって耐震設計が必要となるのは、地震時に大きな被害が想定される箇所か、社会的条件などによって通常より高い耐震性が必要となる箇所を、設計を行う前に抽出することにな

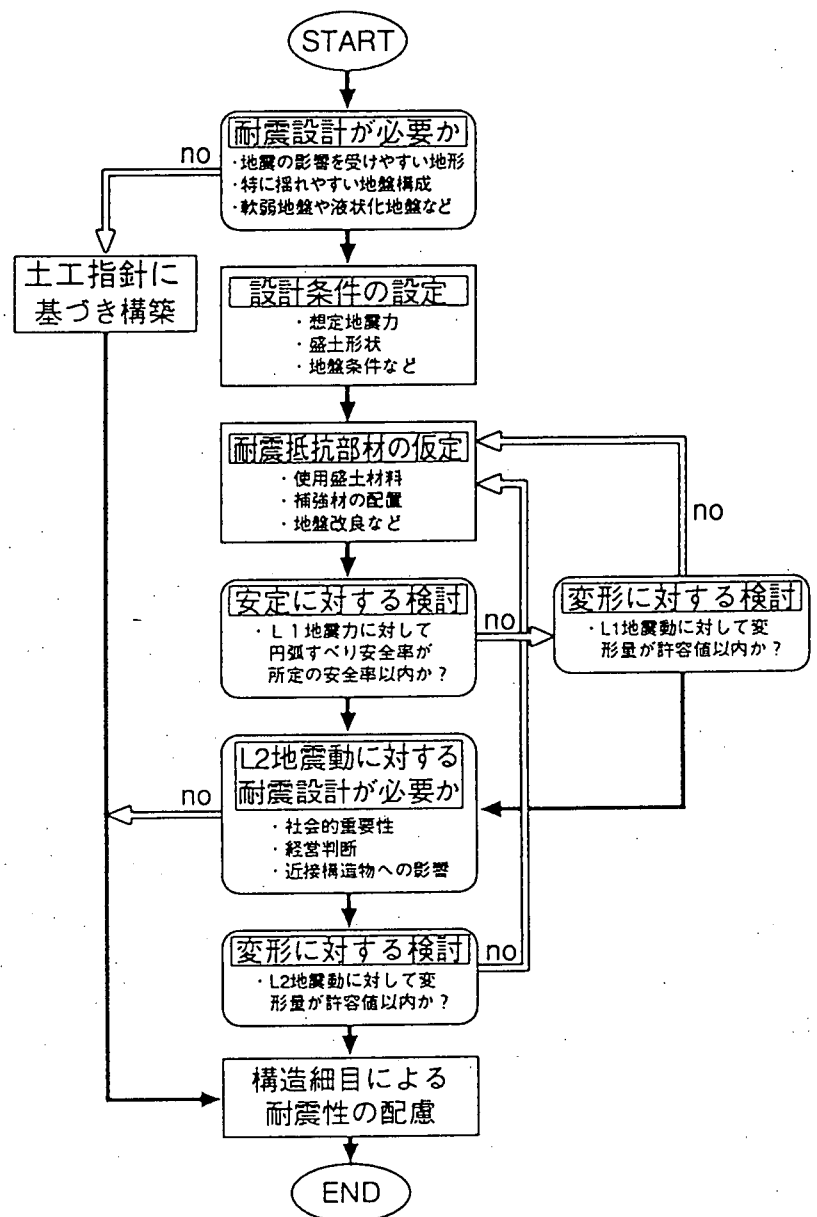


図-4.6.9 強地震力に対応した盛土耐震設計フローの例

る。

現状では、地盤や盛土の不均質性などを勘案すると、必ずしも変形量や破壊の予測を正確に行えるというわけではない。しかし相対的にでも破壊降伏強度が低い箇所や、靱性の低い構造を見つけ出せ、補強した効果が評価できる設計法であることが望まれる。

(7) その他の動的解析法

ニューマーク法にはここで示した簡便法の他に、上界法 (Chen¹⁵⁾, Ling ら¹⁶⁾ による手法があるが、いずれにしてもすべり面が固定されることや地震波における増幅特性が考慮できないなどの問題があり、設計法としては有望であるが破壊実態やそのメカニズムを評価したり各種対策工を詳細に検討する場合には不十分である。

これを補う方法として各種の動的解析法が提案されている。例えば Makdisi らや渡辺ら¹⁷⁾ の動的有限要素法を用いたすべり解析は、等価線形化法によって盛土の応答値を算出し、その結果で円弧すべり計算を行う方法である。この方法は、現状では盛土のように地震時に一方向へ残留変形が累積する特性を十分に模擬するには至っていない。しかし等価線形化法による動的応答解析を実施しているので、地震波の増幅特性は評価できる。

図-4.6.10 は、模型振動実験による盛土の応答加速度の等高線と、等価線形化法による解析結果の比較を示す。盛土のように均一材料で構成される場合の加速度の増幅特性は、等価線形化法によっても定性的な傾向は概ね整合している。ただし地盤の様に地層が変化し、局所的にひずみレベルが著しく大きくなる場合には、それに合わせて諸特性も著しく非線形となるため、種々の問題が発生する。したがって大地震時における応答解析手法の適用性については、今後、多くの検討を行う必要がある。

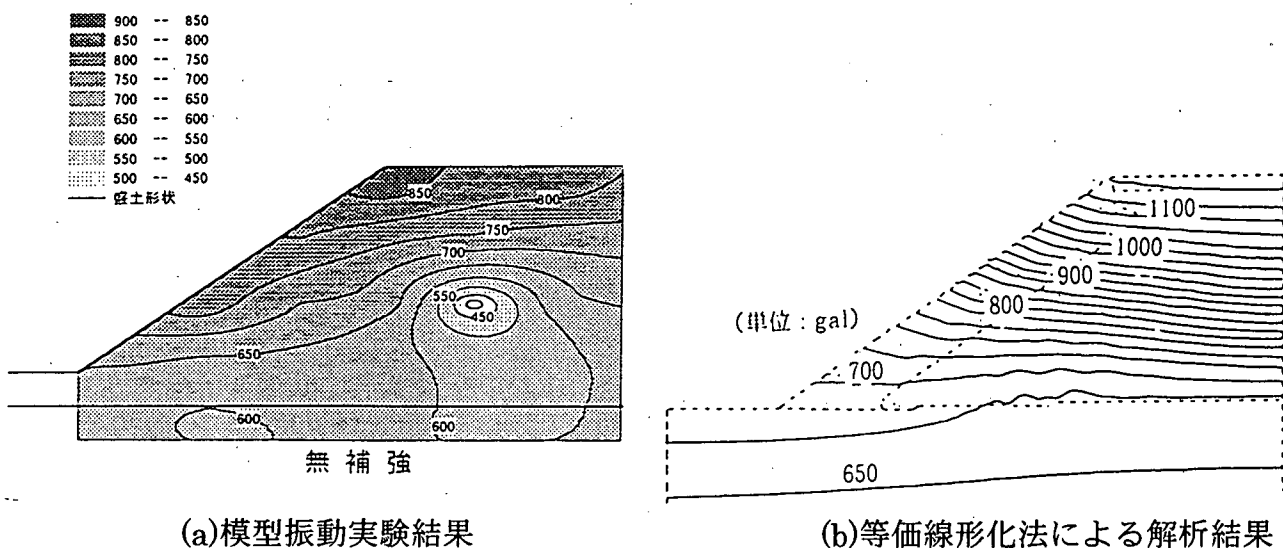


図-4.6.10 応答加速度の比較

これらに対して龍岡ら¹⁸⁾や谷口¹⁹⁾は、初期せん断応力の作用による変形の累積性を系統立てた土質試験と累積損傷度理論によって解析する方法を提案しているが、ひずみレベルの小さな領域では整合性が得られていることが報告されている。

図-4.6.12はこの方法¹⁸⁾によった場合の無補強と補強盛土の永久変形量を比較したものである。定性的な変形傾向は良くつかめているが、破壊のような塑性流動的な変形を模擬するまでには至っていない。

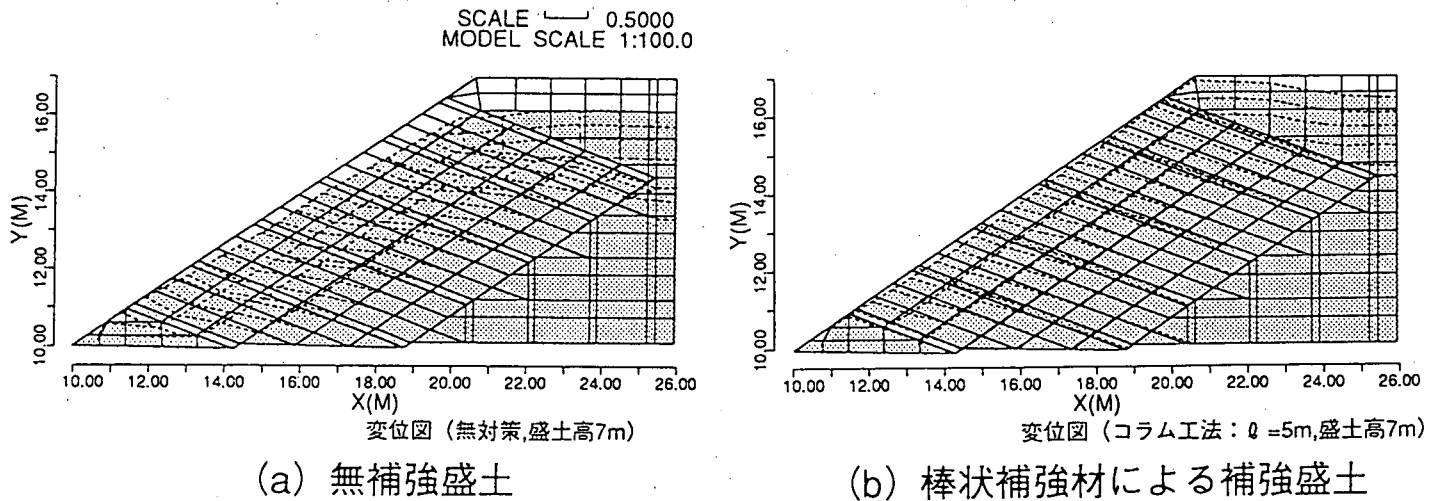


図-4.6.11 累積損傷度理論を併用した解析の盛土の残留変形量の比較⁸⁾

個別要素法 (DEM) を用いた方法²⁰⁾も将来的には有望であるが、現在では模擬できる個体数が計算量から制限されるため、要素実験を解釈するための解析にとどまっており、盛土、地盤など複数の構成からなる全体挙動を評価するには至っていない。

これに対して動的弾塑性解析は有効な方法であるが、水平地盤の液状化解析などにおいて一部で検討されているものの一般的な解析手法として確立されるまでは至っていない。特に盛土など初期せん断応力が作用した条件の解析としては、わずかに土岐²¹⁾や鶴飼ら²²⁾が斜面の解析に用いられた事例がある程度であり、大地震を想定した土のモデル化や入力動に対する配慮が十分ではない。したがってこの解析をL2の変形予測に適用するためには、大変形に対する土の履歴モデルなどにおいて多くの研究を要すると考えられる。

いずれにしても動的解析を主体とした残留変形解析は、道路や鉄道、河川などの簡便かつ延長の長い構造物に対する一般的な設計法としては用いることには馴染まない。しかし簡便法で評価しきれない事象の解明や、フィルダムのような高級でかつスポット的に配置される場合の設計法としては有力である。したがって、今後の研究の進展が期待される。

4.6.3 強地震動を想定した抗土圧構造物の耐震設計法の現状

擁壁や橋台など抗土圧構造物の設計は、常時において擁壁背面から作用する主動土圧を外力とし、フーチング底面のせん断力や根入れ部における受働土圧を抵抗力として、転倒、滑動、支持力の3つの安定に対して安全率を照査するのが一般的である(図-4.6.12)。地震時の設計においては、常時土圧に代えて地震時土圧を用い、擁壁躯体に対しても地震時慣性力を考慮し(図-4.6.13)、常時と同じように静的な計算によって3つの安定に対する安全率の照査を行う。

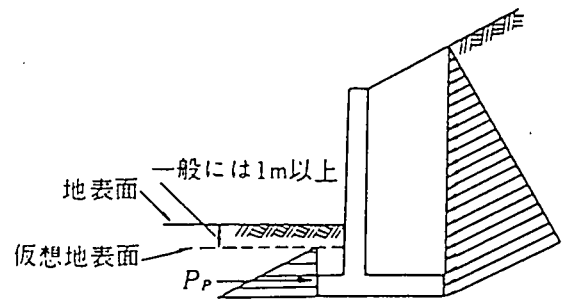


図-4.6.12 安定の検討の模式図^{2,3)}

図-4.6.14 はL型擁壁を例にした部材設計の説明図^{2,3)}を示す。たて壁の設計は、土圧や壁面に直接作用する外力に対し、フーチングに固定された片持ちスラブとして設計する。また前フーチング、後ろフーチングについても、自重や土圧、地盤反力を外力とし、片持ちスラブとして設計する。ここでも地震の影響は、安定計算と同様に地震時土圧と慣性力によって与えられる。

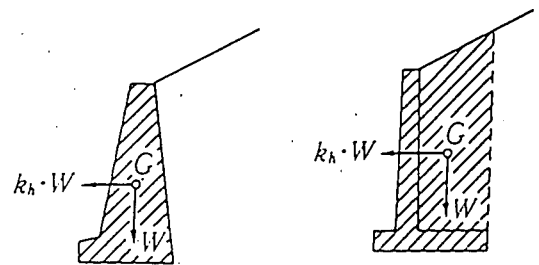
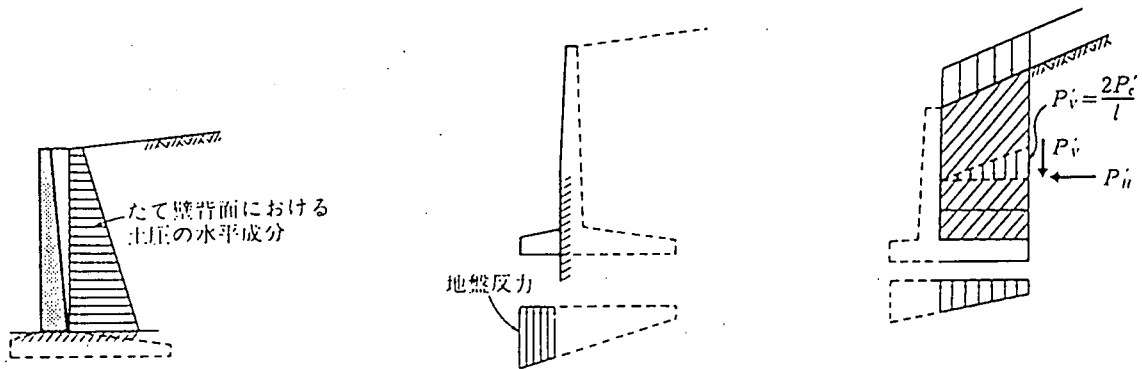


図-4.6.13 躯体の慣性力の考え方^{2,3)}



(a)縦壁の作用加重

(b)つま先版の作用荷重

(c)かかと版の作用荷重

図-4.6.14 部材の設計方法の模式図^{2,3)}

現行の地震時の検討における基準設計震度は0.15~0.20程度であり、中地震(L1地震動程度)を想定した設計である。また擁壁高さがさほど高くない場合には地震時に対しては検討を行わない場合もある。

この方法を強地震力を対象とした設計法に用いる場合には、特に設計震度を向上した場合の地震時土圧の適用性について問題がある。例えば水平震度だけが作用した状態の物部・岡部式を図-4.6.15²⁴⁾に示す。物部・岡部式は、単位体積重量 $\gamma' = \gamma / \cos \theta$ とし、擁壁を含む背面側の土が θ だけ傾斜($\beta' = \beta + \theta, \alpha' = \alpha + \theta$)した場合のクーロン土圧式と等しい。このため $90^\circ \leq \alpha + \delta + \theta$ では土圧力の作用方向が反転することになり適用できない。また $\phi - \beta - \theta < 0$ となる場合は、上載盛土の傾斜角 β' が ϕ を越えた状態となるため計算不能となる。しかし ϕ を越えた盛土は滑落すると仮定し、 $\phi - \beta - \theta = 0$ として設計することもあるが、震度が大きくなるほどこれらの矛盾は顕著化し、例えば0.4を越えるような設計震度には対応することができない。

また安定や部材の設計においても、設計外力が極端に向上したことに対する照査方法が、破壊しないことを前提とした現行の破壊安全度の照査による設計法を基本とした場合には、極端に断面が大きくなってしまうため、多少の変形や破壊を許容した設計法とする必要がある。これらの方法としてはRCや鋼構造物のように限界状態設計法を導入することが有力であり、一部の機関では実際に用いられている²⁵⁾。しかし現行ではこれまでの設計法とのキャリブレーションによるコード変更がなされた状態であるため、特に地震時土圧や塑性率の制限値などは十分に検討されていないのが現状である。

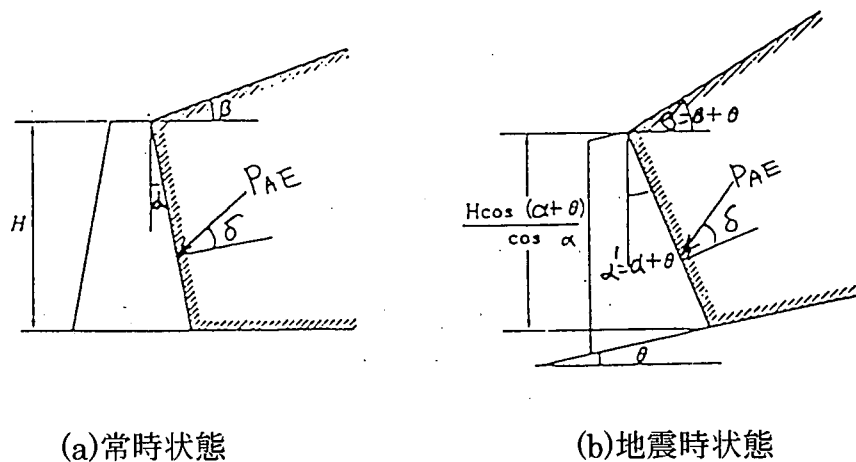


図-4.6.15 物部・岡部の地震時土圧の概念

4.6.4 抗土圧構造物の耐震設計法の研究課題と研究方法

(1) 強地震力に対する耐震設計の必要性

阪神大震災による各種土木構造物の大被害からの教訓の一つとして、「擁壁に対する従来の耐震設計体系の見直しの必要性」が上げられる。すなわち、激震地に位置していた擁壁に関して以下のようにまとめができる²⁶⁾。

①耐震設計されていなかった石積み擁壁は、非常に弱かった。

②物部・岡部式に基づき水平震度 0.2 程度を用いて設計されていた多くの重力式やもたれ式の無筋コンクリート擁壁は、完全に転倒するか、壁体が破壊して大被害を受けた（写真-4.6.2）。多くのL型、逆T、控え式などの鉄筋コンクリート擁壁も、完全な転倒はしなかったが、かなり大きな滑り出しや傾斜が生じた。



写真-4.6.2 重力式擁壁の被害状況

③同じ 0.2 の設計震度で設計されていた補強土擁壁も少なくない滑り出しや傾斜が生じたが、上記の被害程度よりも低く、若干の補修だけで再び供用された。

以上のことから、「強地震力に対して、若干変位はしても崩壊はしない擁壁」を設計するためには、耐震設計のレベルを従来より高める必要がある。

(2) 耐震設計法の課題

しかし現行の物部・岡部式による地震時土圧を定位にして強地震力に対して抗土圧構造物を耐震設計しようとする、当然、設計震度が 0.2 よりも増加することになるため、これまでのように破壊安全度を基本とした設計法では安定を確保することが出来なくなる。これは他構造物においても共通の問題であり、例えばRC・鋼構造物では限界状態設計法と、靱性率の導入によって、大地震時にはある程度の損傷を許容した設計法としている。

土構造物はこれらの構造物とは異なり、部材の損傷よりは全体の変形が問題となって被害が生じる場合が多いため、強地震動に対しては生じる変形量で設計することが考えられることは、既に盛土のところでも述べた。

図-4.6.16 は鉄道の基準における限界状態設計法²⁵⁾の説明図を示す。ここでは抗土圧構造物も他構造物と同じような概念で、等価エネルギー法によって求められる地震時の応答回転変位($\theta_N - \theta_A$)と、地盤から定まる基礎の弾性変位($\theta_2 - \theta_A$)の比率で塑性率 μ を算出し、設計塑性率と照査する設計法である。この方法の細部については更に検討が必要な点も多いが、「強地震力に対して、若干変位はしても崩壊はしない擁壁」を設計するためには、いずれにしても限界状態設計法が基本となると考えられる。

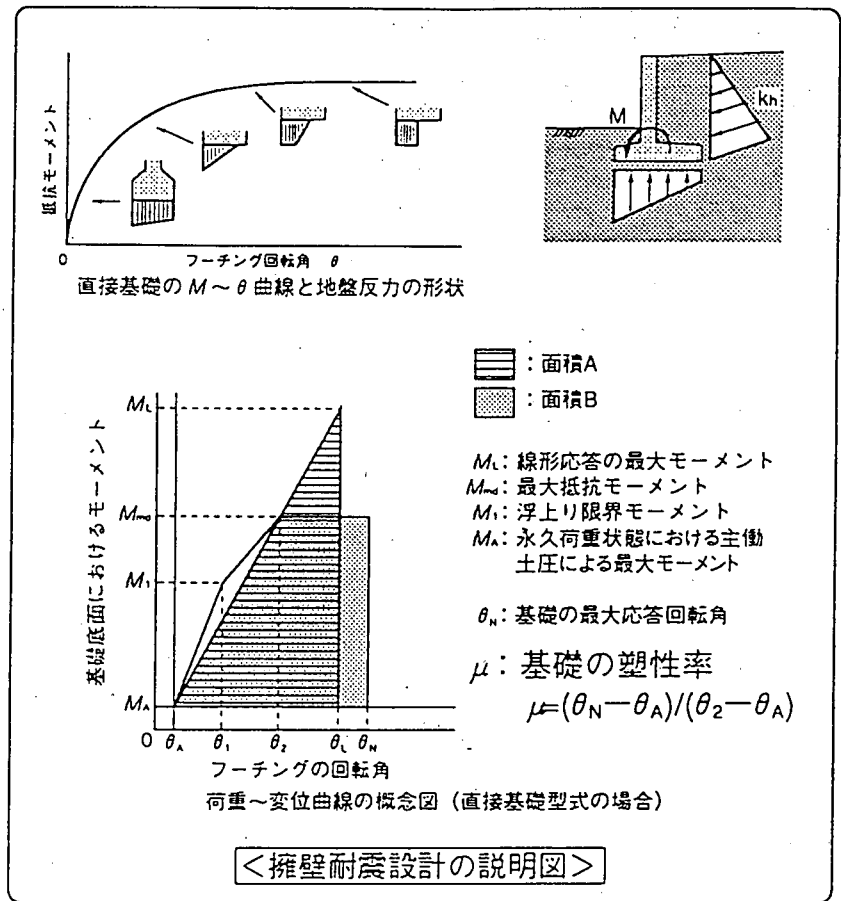


図-4.6.16 抗土圧構造物の限界状態設計法の例

表-4.6.2 はさらに個別の課題について一覧表にしたものである。強地震時における地震時土圧の算定法、設計震度の設定法、設計塑性率の設定法など種々の研究が必要となり、具体的な課題と研究の方向を以降に示す。ここで、この設計法は地震波形の影響を加味しておらず、応答加速度を静的外力(土圧)に置き換えて設計がなされることを基本としているが、本質的には盛土と同様に繰り返し载荷に伴う変形の累積性を考慮できる設計が望ましい。それらに関しては、更に先の課題と考える。

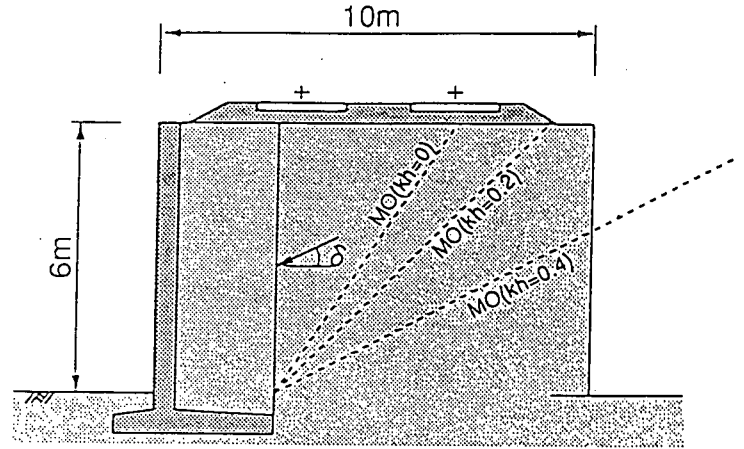
表-4.6.2 抗土圧構造物の耐震設計における研究課題

研究課題	研究内容
①地震時土圧に関する研究	<ul style="list-style-type: none"> 強地震力に対応した地震時土圧式の検討 設計震度(等価化係数)の検討
②構造形式の違いによる靱性能の評価	<ul style="list-style-type: none"> 限界状態設計法の検討 構造形式ごとの塑性率の設定法の検討

(4) 地震時土圧算定式の問題点

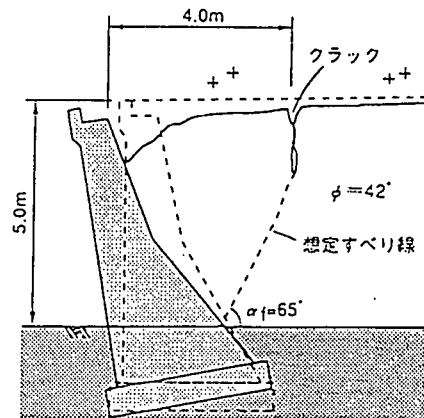
抗土圧構造物の耐震設計を考える上で最も問題となることに地震時土圧の算定法がある。一般的に用いられる土質定数（例えば $\phi=30\sim 40^\circ$ ）を用いて0.4を越える震度で、現状の設計で用いられる物部・岡部によって地震時土圧係数を算定した場合の問題点としては、以下のことが挙げられる。

- ①すべり線が深くなり、鉄道や道路の様に幅の狭い場合は、実際に存在しない領域までを主働領域として地震時土圧を計算してしまうことになる(図17参照)。
- ②設計震度の上昇とともに加速度的に土圧係数も高くなり、ある高い震度になると計算不能となる。
- ③擁壁上部に盛土が存在する場合 ($\beta > 0$) は、計算が出来なくなる震度がさらに小さくなる。
- ④盛土内部に地下水位が存在する条件では、更に小さな震度で計算不能となる。
- ⑤物部・岡部式では盛土内 ϕ は震度にかかわらず常に一定という条件で計算するため、震度の上昇による進行的破壊を表現できない。
- ⑥これは物部・岡部式そのものの問題ではないが、通常的设计では盛土の締め固めの程度によらず一定の ϕ の値を用いるので、盛土の締め固め特性などが反映できない。

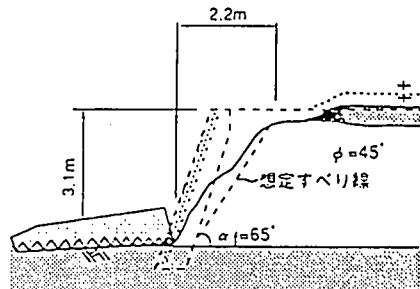


*物部・岡部式では、水平震度の増加に伴いすべり面が深くなり、非現実的となる

図-4.6.17 物部・岡部式の震度とすべり線の関係



(石屋川、動式)



(住吉、もたれ式)

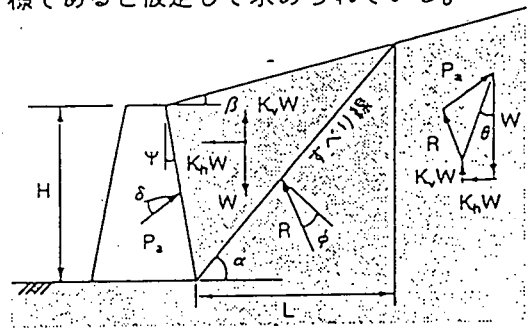
*阪神大震災における被災擁壁で観察されたすべり線は、かなり急角度であった。

図-4.6.18 阪神大震災で観察された被災擁壁とすべり線の関係

以上に対して、図-4.6.18に示す実際の被災箇所では、物部・岡部の式を $\phi=30^\circ \sim 40^\circ$ 程度で用いた場合に予測されるすべり線ほど深いすべりは観察されておらず、急なすべりの場合がほとんどであるとの報告がある。また模型振動実験によると震度が高まるにつれて加速度的に土圧が増えることもなく、どちらかと言えば線形的に増加するとの報告もある。

そこで、大きな地震に対して主働土圧を与える新しい方法が提案されている。図-4.6.19は物部・岡部の土圧式^{27) 28)}の概要を、図-4.6.20は古関ら²⁹⁾によって修正された強地震動に対応した地震時土圧の求め方を示す。この手法は、物部・岡部式と同様に震度法および極限釣り合い法に基づいて計算されるが、盛土が動的荷重の下で主働破壊するプロセスでひずみの局所化によって土の強度が軟化し、ピーク強度から残留強度まで低下することの影響を考慮した点が従来と異なり、すべり線が現実的な深さになる、大きな設計震度まで地震時土圧を算定できる、盛土の締め固め状態などを反映させることが可能であるなどの特徴があり、実務的である。

現行の地震時土圧は、実際より低下させた ϕ (ϕ 残留値に近い値)を用いて、裏込め土全体が一様であると仮定して求められている。

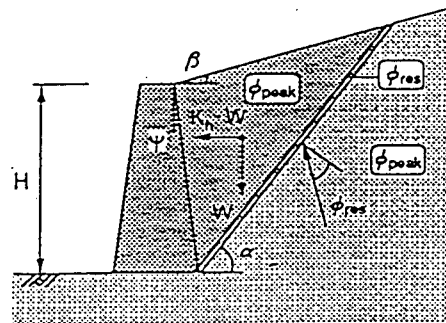


〈土くさびの力の釣合いの模式図〉

土圧係数は以下の通りである。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\psi \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]}$$

図-4.6.19 物部・岡部の地震時土圧式の概要



土くさびに作用する力の模式図

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \phi) \cdot (1 + \tan\psi \cdot \tan\alpha) \cdot (1 + \tan\psi \cdot \tan\beta) \cdot (\tan(\alpha - \phi) + \tan\theta)}{\cos(\alpha - \phi - \psi - \delta) \cdot (\tan\alpha - \tan\beta)}$$

- ① 締め固め程度を考慮して、 ϕ ピークと ϕ 残留を設定する。
- ② 一次主働崩壊震度（例えば0.2）を設定し、 ϕ ピークを用いて物部・岡部式から一次すべり面 α_{cr} を算出する。
- ③ 設計震度 K_h に対して、 α_{cr} 、 $\phi = \phi$ 残留を用いて上式 K_a を算出する。
- ④ 上記の K_a と、 ϕ_{peak} で求めた物部・岡部の土圧を比較し、 K_a が大きい場合は K_a を地震時土圧とする。
- ⑤ 物部・岡部が大きい場合には、その時の α_{cr} （二次すべり曲線）を用いて再度 K_a を計算する。

図-4.6.20 修正された物部・岡部の地震時土圧の考え方

図-4.6.21に、この修正物部・岡部式と従来の物部・岡部式との特徴をまとめたものを、図22に、試計算例を示す。例えば従来法で $\phi=35^\circ$ の盛土の地震時土圧係数 k_{AE} を図中のMO(35°)に記す。これに対して新土圧係数は ϕ_{peak} と ϕ_{res} を用いた物部・岡部式による地震時土圧の中間に位置し、水平震度 k_h の増加に対して階段状に k_{AE} の値が変化する。この場合、震度0.2~0.7までの間は固定されたすべり面が一義的に定義されるため、その間の土圧係数 k_{AE} は k_h に対して直線的に増加する。また $k_h=0.4$ で比較すると従来の方では主動崩壊角は 40° となるのに対して、新土圧法では 62° と急勾配になり被災事例との整合性も高まる。さらに従来法で震度0.4の時の土圧係数が、新土圧法だと0.6の時に得られるので、強地震力を対象とした設計法へ適用した場合でも、極端な断面増加につながらない。

ただし現実に用いられる盛土材に対して、どのように2つの内部摩擦角(ϕ_{peak} , ϕ_{res})を設定するのかについては研究の余地がある。更に本質的には、地震時土圧は擁壁の安定性や柔軟性によって変化するが、この方法でもそれらのことは反映出来ない。また壁面土圧の作用メカニズムも擁壁が前傾する過程で生じるよりは、盛土側に擁壁が押しつけられた状態で発生する方が大きいとも思われるが、それらについても評価されていない。このように、擁壁と盛土の動的応答を考慮した土圧の与え方に対する研究の余地は大きい。

- 物部・岡部式**
- ① すべり線が非現実的な深さとなる。
 - ② 土圧係数の増加が著しくなる。
 - ③ 上部盛土や水位のある条件では、小さな震度で計算不能となる。
 - ④ ϕ 一定条件のため、盛土の締固め特性などが反映しにくい。

- 新土圧式**
- ① 強度の非一様性を考慮することにより、すべり線が小さく現実的となる。
 - ② ある震度領域においてすべり線が変動しないため土圧が線形的に増加する。
 - ③ 水平震度がかなり大きくても計算不能とならない。
 - ④ ϕ_{peak} と ϕ_{res} を設定することにより、盛土の締固め特性などが反映できる。

図-4.6.21 修正された地震時土圧の特徴

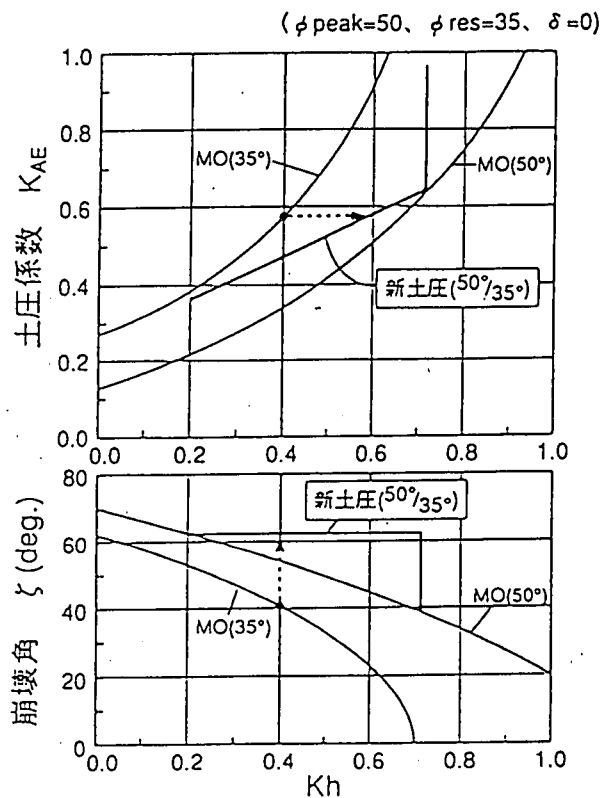


図-4.6.22 修正地震時土圧係数の試計算例

比較して論ずることはできない。

一方、この等価化係数を実験的に求める試みが行われている。図-4.6.25はこの方法で求める場合の説明図である。模型擁壁を静的に傾斜させ、崩壊した時の傾斜角度から、破壊震度を求める。一方、同じ条件で構築した擁壁模型を振動台でステップ加振し、擁壁の破壊加速度を求め、それぞれの対比から等価化係数を決定する。この方法によって、ごく限られたケースの実験が行われている。結果としては、擁壁の構造種別に応じて等価化係数は異なり、概ね1~0.6の間にあることが確認されている。この方法は、これまで曖昧であった静的震度と動的な挙動の対応を直接的に確認する有望な手法と考えられる。

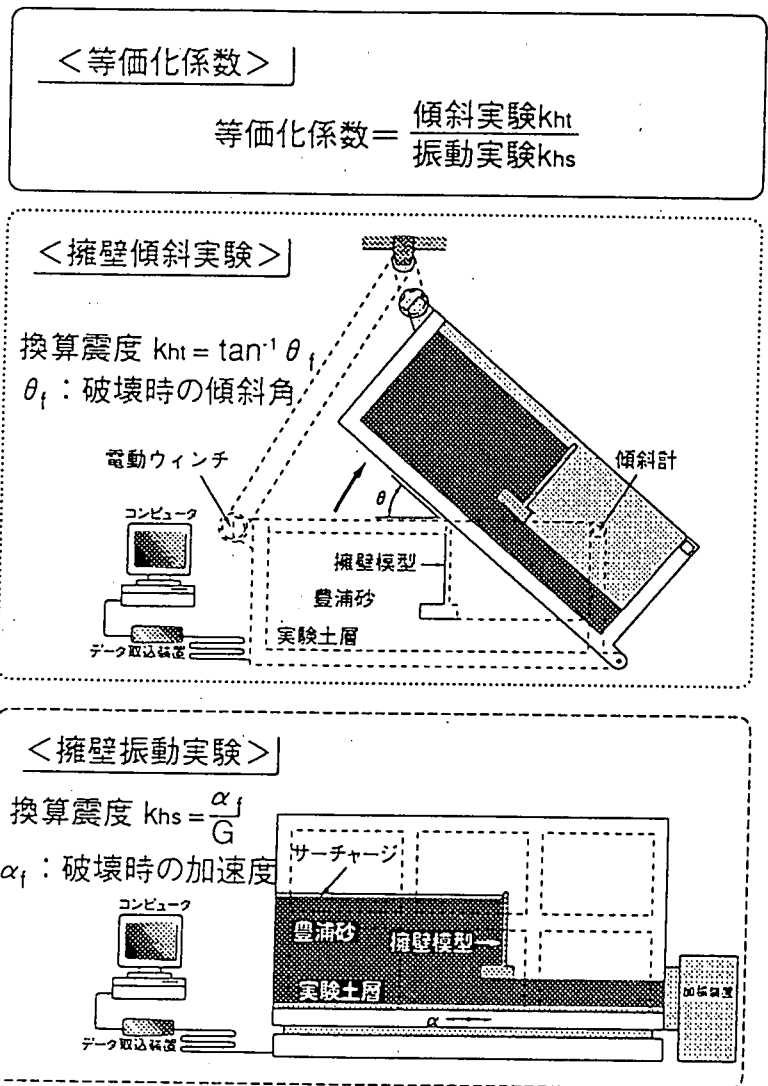


図-4.6.25 実験によって等価化係数を求める方法

しかし地盤条件、盛土条件などで異なることも想定されるので、更に数多くの実験が必要となる。また現段階では等価化係数に対する地震波形の影響なども考慮できないので、今後、研究を深度化することが望まれる。

(6) 塑性率の設定に関する課題

限界状態設計法では、強地震動に対して変形を許容する設計法であるため、設計によって算出される変形量と許容変形量を照査することになる。しかしRC構造物などでは、変形量の絶対値を比較するのではなく、変形量を弾性変形量で正規化した塑性率で制限する

ことが一般的に行われているため、橋脚や橋台、擁壁などにおいてもそれにならう場合が多い。抗土圧構造物の塑性率は、定性的には橋脚などの様に土圧が作用しない構造物に比べれば地震時の一方向への累積変位は大きくなるため、塑性率の制限値も小さく設定する必要があるが、制限値をどの程度に設定するのかについての研究は、ほとんどなされていない。また阪神大震災における擁壁の被害事例から、同じ塑性率でも擁壁の構造形式毎に損傷レベルが異なることが示唆されるので、塑性率の制限値は一律には設定できないことが予想される。

図-4.6.26 は、各擁壁の転倒変形に対する安全率の低下度合いから、構造種別毎の靱性を評価しようとしたものである。例えば現行の設計法で設計震度 0.2 とした場合、もたれ式擁壁では約 13° 傾斜した段階で安全率が 1 以下となり、転倒することになるが、重力式では 25° 、L型では 30° 、補強土では 44° まで転倒が生ぜず、より靱性が高い構造物であると言える。この違いを転倒に関する塑性率の制限値の目安にしようとする試みである。この方法以外にも、振動実験や被害擁壁の逆解析から、塑性率とその際の損傷程度を関係づけるなどの検討を数多く行い、合理的に設定することが望まれる。

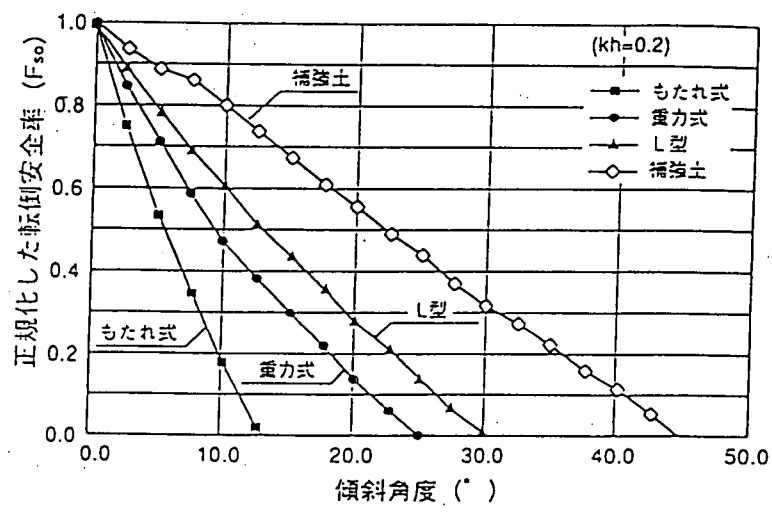
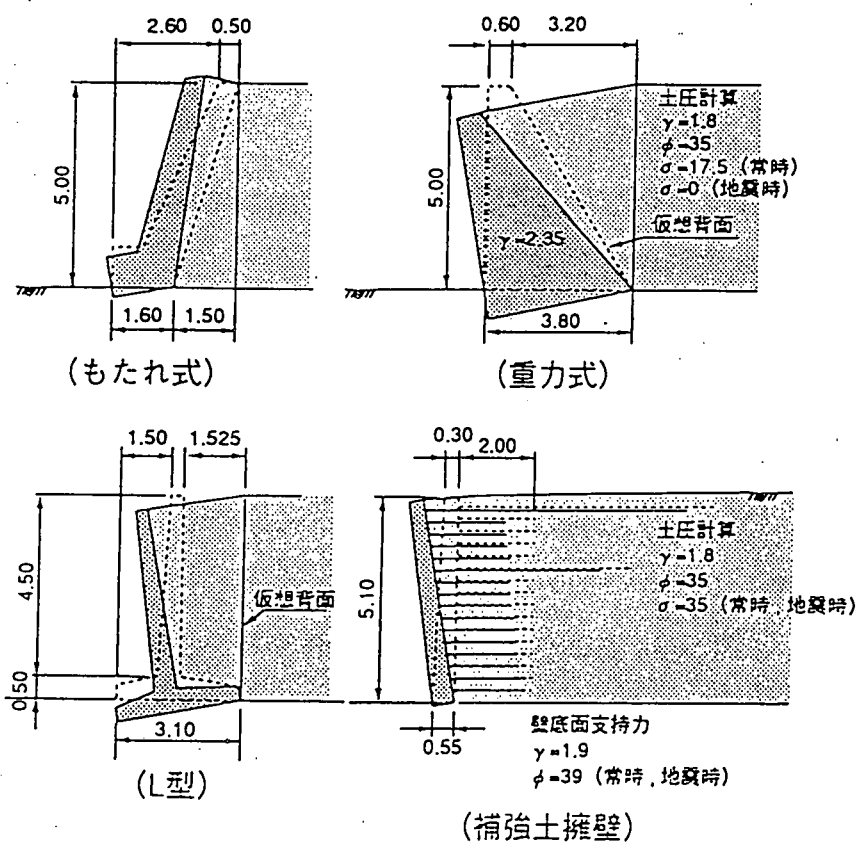


図-4.6.26 転倒に関する靱性能の試計算例³²⁾

参考文献

- 1) 日本道路協会：土工指針（のり面工，斜面安定化指針），丸善，1986
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解析（土構造物），丸善，1992
- 3) 館山勝，筑摩栄，堀井克己，古関潤一，龍岡文夫：円弧すべり法による鉄道盛土の地震時安定計算，第32回地盤工学研究発表会，pp. 944-945，1997
- 4) 松尾修，塚田幸広，堤達也，宮武裕昭，斉藤由紀子：兵庫県南部地震により被災した道路土構造物の事例解析，土木技術資料 39-3，1997
- 5) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告，特別第4号，pp. 86-98，1996
- 6) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」，1996
- 7) Newmark, N. M: Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139~159, 1965
- 8) 館山勝，龍岡文夫，古関潤一，堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol. 12, No. 4, pp. 7-12, 1998
- 9) 日本国有鉄道：盛土耐震補強工設計の手引き（案），1980
- 10) 堀井克己，館山勝，小島謙一，古関潤一：砂質土盛土の地震による残留変形予測，土木学会第52回年次学術講演会，pp. 148-149，1997
- 11) 上田稔，熊崎幾太郎：等価線形解析と非線形解析による地盤の地震応答の比較，電力土木，No. 247, pp. 98-103, 1998
- 12) 佐々木康：河川堤防の地震被害，土と基礎，Vol. 28, No. 8, 1980
- 13) 谷茂，長谷川高士：ため池地震時安定性の評価，農業土木学会論文，No. 152, 1991
- 14) 那須誠，藤沢一，安田祐作，匹本慶一：盛土の地震時被害，鉄道技術研究所速報，No. A-86-33, 1986
- 15) W. F. Chen: Assessment of seismic displacement of slopes (Chapter 10 in LIMIT ANALYSIS ON SOIL MECHANICS), Elsevier, 1990
- 16) Ling, H. I., Leshchinsky, D. : Seismic Performance of Simple Slopes , S&F, Vol. 35, No. 2, pp. 85~94, 1995
- 17) 渡辺，馬場：フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察，大ダム，No. 97, 1981

- 18) 山田勝彦, 真鍋進, 龍岡文夫: 大型橋梁基礎の地震時変位の予測, 第 25 回土質工学研究発表会, pp. 951-954, 1990
- 19) Cundall, P. A. : A Computer Model for Simulating Progressive, Large Scale Movement in Blocky Rocksystem, Symp. ISRM, Nancy, France, Proc., Vol. 2, pp. 129-136, 1971
- 20) 谷口栄一: 土構造物の地震時永久変形量の予測, 土木研究所報告 No. 176, 1987
- 21) K. Toki, F. Miura, Y. Oguni: Dynamic slope stability analyses with a non-linear finite element method, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTUREL DYNAMICS, Vol. 13, pp. 151-171, 1985
- 22) 鶴飼恵三, 井田寿朗, 若井明彦: 地震時の斜面の安定に及ぼす 3次元効果, 土木学会論文集, No. 554/Ⅲ-37, 1996
- 23) (社)日本道路協会: 道路土工 (擁壁・カルバート・仮設構造物工指針), 1987
- 24) 岩松幸雄, 松尾光弘, 工藤真之助: 擁壁及びカルバートの設計の考え方, 1977. 8, 鹿島出版会, pp. 10~16
- 25) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (抗土圧構造物), 丸善, 1997
- 26) Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M, Y. Munaf, K. Horii: Seismic Stability Against High Seismic Loads of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Structure, Keynote Lecture for the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Vol. I, pp. 103-142, 1998
- 27) 物部長穂: 地震上下動に関する考察並びに振動雑学, 土木学会誌, 第 10 巻第 5 号, 1924
- 28) Okabe, S. : General theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌, 第 10 巻第 6 号
- 29) 古関潤一, 龍岡文夫, 堀井克己, 館山勝, 小島謙一, ムナフユルマン: 大きな地震荷重下において擁壁および補強土壁に作用する地震時主働土圧の評価法, 土木学会地震工学シンポジウム, 1997
- 30) 上部達夫: 重力式係船岸の地震被害量に関する研究, 港湾技研資料, No. 548, 1986
- 31) 館山勝: 兵庫県南部地震で被災した土留め構造物の逆解析, 鉄道総研報告, Vol. 10, No. 12, pp. 11-16, 1996
- 32) 館山勝, 小島謙一, 堀井克己, 龍岡文夫, 古関潤一: 土留め擁壁の地震時安定に対する靱性評価, 土木学会第 52 回年次学術講演会, pp. 148-149, 1997