

## 4 地震荷重に対する検討結果

### 4.1 第1分科会報告－設計地震荷重のレビュー－

#### 4.1.1 概説

##### (1) 課題

第1分科会の課題は「地震荷重のレビュー」であり、当初の検討対象構造物は、①道路橋・杭基礎、②鉄道構造物、③地下構造物・トンネル・地下管路、④タンク、⑤港湾・海洋構造物、⑥電力施設（原子力発電所を含む）、⑦ダム、等であった。

課題への取り組み方針は構造物毎に以下の項目について担当者が原案を示し、それらに基づいて分科会で討議し、纏ったものから地震荷重小委員会に紹介することとした。

- ①土木構造物における地震荷重の設定経緯と根拠。
- ②設計地震荷重と地震被害の実態との関係、設計地震荷重の問題点および改良への提言。
- ③限界状態設計法における地震荷重の概念。
- ④限界地震耐力。
- ⑤他分野との比較。

上記活動を実行する第1分科会の構成メンバーは、2章に示されている通りである。

##### (2) 活動の概要

平成4年9月21日に開催された第1回の地震荷重小委員会において、当面1年間は2ヵ月に1度の頻度で小委員会を開催し毎回各分科会から提供された2テーマ程度の話題に基づいて全員によるフリーディスカッションをして行く方針が決められ、各分科会は3テーマずつの話題を準備することになった。第1分科会は下記の3件の話題を提供した。

##### (a) 応答変位法における地震力評価とその改善

話題提供者：志波由紀夫 委員(第2回委員会、平成4年11月26日)

要旨：応答変位法による地中構造物の応力は、2次元動的FEM解析によるものよりかなり過少評価され妥当性に疑問が持たれていること、応答変位法により評価された線状地中構造物の縦断方向の変位応答や地震荷重は、地中構造物を地盤材料に置き換えたと想定した場合に地盤内に本来発生すると考えるべきものと異なったものとなること、等を指摘し、動的サブストラクチャ法に基づいて実施した検討と考察から現行の応答変位法による地震荷重の作用方法の欠陥を解明すると共に改善した応答変位法を提案し、耐震計算法の事例を示している。

##### (b) 道路橋の耐震設計に考慮する地震荷重について

話題提供者：佐伯光昭 委員(第4回小委員会、平成5年3月11日)

要旨：道路橋の耐震設計法の変遷を述べ、1990年2月改訂の道路橋示方書の特

徴を「中規模地震に対しては橋の健全性が損なわれず、大正12年の関東地震のように稀に起こる大地震に対しては落橋を生じないことを目標とした耐震設計を行なうこととし、大地震に対しては保有耐力照査を行なうことが望ましい」とした所、動的解析による安全照査に用いる設計地震動を設計用加速度応答スペクトル線図を包絡した模擬地震動とする所にあることを指摘した。次いで、日本道路協会の限界状態設計法分科会荷重班が纏めた加速度応答スペクトルに基づく水平設計震度の考え方を紹介している。

(c) 電力設備に使用する免震装置の研究について

話題提供者：鈴木英行 氏(第6回小委員会、平成5年7月23日)

要旨：始めに、弾塑性型、摩擦型および粘性型の免震システムの色々な地盤に予想される地震動に対する定量的解を提示し、次いでフェライトゴムを用いた高減衰特性をもつ基礎免震装置を提案し実験によりその有効性を確認している。また、この装置の温度、鉛直荷重および地震動の振動数に対する安定性と耐久性が十分期待出来るとしている。

上記小委員会の活動が1年を経過した平成6年2月28日に開催された第9回地震荷重小委員会において、今後の小委員会の活動は、各分科会の報告書作成に重点を置いた活動とする方針が決定された。第1分科会は、各構造物毎に前述した通りの当初設定した検討方針①～⑤の項目に従って執筆することとした。道路橋、港湾・海洋構造物、地中構造物、タンクについて執筆が開始され、執筆の進捗状況に応じて分科会の中で討議を行ってきた。しかしながら、平成7年1月17日に兵庫県南部地震が起こったため、各委員は執筆を断念して被害調査、原因究明、調査・試験、復旧対策、等所属機関の地震対策業務に専念することとなった。それらを纏める傍ら、第15回地震荷重小委員会(平成7年4月24日)において上記地震の際に観測された地震動の特性についての報告が行なわれ、同時に以降の小委員会において各委員の調査結果の報告とその徹底討論を実施して行くことが決定された。

第1分科会からは下記が報告されたが、内容は本節の構造物別報告に要約されている。

(a) 貯油タンクの被災事例

報告者：磯江 暁 氏(第18回委員会、平成7年9月12日)

要旨：基礎を含めたタンクの構造概要、側板のエレファントフット座屈やダイヤモンド型座屈等の損傷モード、アラスカ地震・新潟地震・宮城県沖地震・チリ地震等の過去の被害事例および淡路・阪神大震災で被災した神戸市周辺のタンクの被害事例を写真で示した。

(b) 地下駅の被害事例について

報告者：神野邦彦 委員(第19回委員会、平成7年10月26日)

要旨：神戸高速鉄道大開駅の被害状況を写真で説明すると共に地盤の陥没を生じたゾーンでは中柱の一部が水平地震力によりせん断破壊し上載荷重を支える機能を喪失し陥没破壊したこと、中柱の破壊は一部から始まり鉛直荷重の再配分により連鎖的に進行したと想定されること、その他のゾーンでは妻壁が耐震壁として機能したため被害が軽微であったこと、隣の長田駅の被害が比較的小さかったのは中柱のピッチが狭

かったことや地盤条件の差異・水平地震力の作用方向などが考えられること、等が報告された。

(c) 地下駅の地震応答解析

報告者：立石 章 委員(第19回委員会、平成7年10月26日)

要 旨：地下構造物の保有耐力を静的震度解析と動的解析により検討した結果が報告された。破壊モードは、水平地震力により地下構造物が地盤のせん断変形を受け、側壁の隅角部の降伏に伴い中柱のせん断破壊が生じて崩壊に至ったものと推定されること、上下動の影響はほとんど無いこと、等が報告された。

(d) 兵庫県南部地震における高架橋の液状化被害

報告者：佐伯光昭 委員(第20回委員会、平成7年12月11日)

要 旨：液状化の有無と高架橋の被害との関連を検討したこと、国道 2号線の浜手バイパスは全般的に健全度が高いこと、基礎の応答変位法による解析により液状化時に杭頭モーメントが大きくなること、等が報告された。

(3) 今後の方針

上述した小委員会の活動に基づいて土木構造物の耐震設計に関する提言がなされ、土木学会耐震工学委員会が改組され、地震工学委員会が新たに発足した。これに伴い地震荷重小委員会も解散することになり、活動の纏めとして本報告書を作成することになった。本報告書には各分科会の活動を報告することになったが、第 1分科会の報告においては、当初対象とした構造物を縮小し、他分科会や他委員会により詳細な報告が提出されることが想定されるダム・地中管路・港湾海洋構造物については、対象外とすることとした。さらに、執筆方針として各対象構造物毎に「兵庫県南部地震前の耐震設計」、「兵庫県南部地震の被害状況」ならびに「被害状況を踏まえた新耐震設計法への方針（耐震コードを中心にして）」の3点を重点項目として執筆することが決定された。

#### 4.1.2 耐震設計略史

世界で最も進んでいると言われる日本の地震工学は、地震被害を記述した古文書の歴史的な蓄積にその礎を置いている。地震被害の記述は地震計がなかった時代のものであっても一種の地震動記録なのである。古文書における地震に関する記述は地震史料と呼ばれるが、その収集作業は濃尾地震の翌年に発足した震災予防調査会によって開始された。実際の作業には震災予防調査会からの囑託を受けた田山 実（田山花袋の実兄）が当たり<sup>1)</sup>、成果は大日本地震史料として1904年に震災予防調査会報告46甲と乙に掲載された。その後、武者金吉が増訂大日本地震史料の取り纏め作業を1935年に始め、1943年までに3巻が震災予防評議会から報告されたが、第2次世界大戦の影響により完成が遅れ、最後の巻である日本地震史料は1951年になって毎日新聞社から出版された。これらの地震史料から個々の地震毎に評価された主要要素、例えば、マグニチュードM、震央の緯度経度、震害の簡潔な記述などを地震の発生日順に並べて一覧表にしたものは地震カタログと呼ばれ、設計地震や設計地震動の作成に適用されている。代表的な地震カタログには東京天文台が編纂した理科年表、宇佐美龍夫による新編日本被害地震総覧<sup>2)</sup>、宇津カタログ<sup>3)</sup>、気象庁地震月報などがある。

濃尾地震に先立ち、日本が近代化を果たした明治初年代には多数の外国人技術者や科学者が新政府の技術指導をしたことは良く知られている。その中はイギリスのR. H. Brunton（プラントン）や横浜に在住したフランスの建築家J. Lescasse（レカス）のように既に今日の耐震構造の概念に通ずる観点から伝統的な日本家屋がもつ耐震性能の欠陥、屋根が重いこと（トップヘビー）、小屋組や壁に斜材が無いこと（耐震壁の欠如）、部材の連結や基礎が不完全であること等現在の耐震性の概念に通ずる事実を指摘した<sup>4) 5)</sup>人々がいた。ところが、文明開花に夢中であった新政府は、その対策を具体的に示さないどころか木造家屋の耐震化を軽視し、その代替物として西洋式建築構造であるレンガや石を用いた組積構造を全国的に導入したのである。その結果、官庁や主要な建物を始め煙突や橋脚は殆どがレンガ造となって行った。濃尾地震前にもいくつかの地震があり、1880年2月22日には横浜地震（M5.9）が起こった。規模は小さかったがかなりの被害があったため、これを契機にJ. Milne（ジョン・ミルン）が提唱して世界初の地震学会となった日本地震学会が発足した。10年後の1890年には解散してしまうが、この学会活動には、ミルンによる地震現象や地震動測定方法に関する研究、J. A. Ewing（ユーイング）やT. Gray（グレー）による地震計の発明など地震に関する基本問題が初めて近代科学的手法により研究されたのである。このような時代背景の下に1891年10月28日午前6時38分岐阜県本巣郡根尾村付近を震央として巨大地震が発生した。地震規模はM8クラスで日本の内陸に生じた最大級のものであり、現われた地震断層は延長距離が約80(Km)、最大変位量は左横ずれで約8(m)と桁外れに大きく、随伴した地殻変動領域も広域におよび世界的に見ても大規模なものとして注目されている<sup>6)</sup>。地震による死者は7,273名に及び倒壊家屋数は142,177戸に達した。膨大な数に昇る被害家屋は一般民家の木造家屋と盲目的に導入を図った西洋式レンガ造の建物に集中した。著しい被害はレンガ製組積造の煙突や橋脚にまで及んだ。この地震被害によ

りレンガや石積みの西洋建造物に対して一般的な疑惑が生じ、木造家屋の耐震性を改良する必要性が認識されたのである。濃尾地震の翌年1892年6月に文部省は震災予防調査会を設置し、Milne を囑託に各学会の日本人の権威を委員に委嘱した。ここに、地震の基礎研究と応用研究が幅広く本格的に開始されたのである。応用研究の最重点課題は耐震構造とされた。地震工学の研究が濃尾地震に始まると言われる所以は上述した所にある。

震災予防調査会は地震史料の収集を始め、世界各地の地震被害調査を行なう傍ら、当時建築構造に適用することも考えられていなかった鉄骨・鉄筋コンクリート構造の研究など幅広く活動し多くの成果を挙げたが、就中、1915年に発表された佐野利器による震災予防調査会報告第83号甲・乙「家屋耐震構造論」は、明治時代を通して日本が獲得した耐震構造の理論と実務に関する知識の集大成であると共に「震度」の概念を世界で初めて提案した画期的な成果であった。佐野は地震時に構造物に作用する慣性力に着目して震度を地震動の最大加速度と重力加速度の比  $k$  として定義し、地震の影響を設計で考慮するには震度に構造物の自重を掛けた荷重として静的構造力学に導入すべきであると述べている。更には、ある都市に予期される震度はその周辺の既往地震活動度や地盤の硬軟に応じて定めるべきこと、家屋の建設に際して予期すべき震度は家屋の重要度に応じて定めるべきこと、等とも述べており、現行の耐震設計基準に定められている「地域別補正係数」、「地盤別補正係数」および「重要度別補正係数」をこの時代に既に提案していたことになる。

建築物の設計震度  $k$  は、1923年の関東地震までは一定でなく建物の種類や使用目的に応じて任意に決められていた。例えば、内藤多仲の設計による当時の日本興業銀行ビルや歌舞伎座ではそれぞれ  $k=1/15$ 、 $1/20$  であった<sup>4)</sup>。建築物に  $k=0.1$  が採用されたのは、関東大震災の翌年1924年6月12日に発令された「市街地建築物法施行規則第102条の2」に震度0.1以上と規定されてからである。この値の根拠は関東地震における東京下町の震度が0.3と推定され、これに対して「建築物が破壊の一手手前にあるようにするには、震度0.1で計算して許容強度以内に収めれば良い」という趣旨の佐野の提案に基づいている<sup>7)</sup>。後にこの値は建物の振動特性を考慮して修正され0.1を「基準震度 $k_0$ 」とし、地下3m以深での50%減、地上10mから20mまでの50%増などが規定された。1937年以降は戦時下の物資不足、特に、鉄鋼の使用制限のため戦時規格として鋼材の許容応力度が引き上げられ、従来値の1,150(kgf/cm<sup>2</sup>)の代わりに弾性限度値2,400(kgf/cm<sup>2</sup>)が採用された。戦後1947年に制定された「日本建築規格3001号」では、設計荷重が常時に相当する長期荷重と地震時に相当する短期荷重との二本立てとなり、短期荷重に対する許容応力度は鋼材が2,400(kgf/cm<sup>2</sup>)、コンクリートが降伏応力の2/3と定められた。許容応力度の引き上げに伴い設計震度も引き上げられた。普通の建築物で0.2以上、高層建築の上階あるいは屋上突出物ではこの値を適当に割り増し、軟弱地盤上の木造建築物では0.3以上とする、等が規定され、結果的には前述した基準震度 $k_0$ が0.2に引き上げられたことになる。1950年には「市街地建築物法」に代わって「建築基準法」が日本建築規格に則って制定施行された。水平設計震度は高さ16(m)以下の部分で0.2、16(m)を越える部分は高さ4(m)増す毎に0.01を加算して行くものである。1952年には、軟弱地盤、地盤種別、地域分類を指定した「建設省告示第1074号」が発令された。その後、1971年のサンフェルナンド地震と1978年の宮城県沖地震とに

よる大震害と未曾有の最大加速度記録の経験を経て1980年には建築基準法が大改訂され現在に至っている。中程度の地震に対しては静的震度法に基づく許容応力度設計法を適用し無被害か軽微な被害に留める1次設計（標準せん断力係数 $C_0=0.2$ ）を行い、大地震に対しては構造体が多少損傷しても崩壊には至らないよう動的効果や材料の粘りを考慮した2次設計（ $C_0=1.0$ ）を行なう二段階設計法が導入されたのが特徴である。

ダム設計震度は、1925年に物部長穂によって重力式ダムについて提案されたものがその始めである。考え方は建築物と異なり次のような趣旨からなる。「地震国である我が国に適したダムの形式は重力式であり、重力式ダムは剛性が極めて大であるから堤体各部に作用する加速度は地盤と同一と考えて良い。また、ダムは重要性から見て数十年ないし数百年に一度の程度の大地震に対して設計されるべきであるが、このような地震は沖積層で $300(\text{cm}/\text{sec}^2)$ の加速度を持つ。これに余裕を見て $400(\text{cm}/\text{sec}^2)$ としてもダムを建設する岩盤ではその3~4割で良いから震度としては $0.12\sim 0.16$ となる」と言うものである<sup>8)</sup>。その後、フィルダムの耐震研究が進み1934年には松村孫治<sup>9)</sup>がフィルダムの模型振動実験とせん断楔理論の論文を発表し、これらの研究に基づいて物部はダムの種類別の設計震度を提案した。フィルダムの堤体震度が堤体一様に与えるものではなく修正震度となっていたのが特徴である。1925年~1957年頃の期間は発電用の重力式ダムが主に建設されたが、設計震度は物部の提案に従い、 $0.12$ または $0.15$ が採用された。この間の多くの重力式ダムの建設の経験を通して蓄積した技術を礎に1957年4月に日本大ダム会議の前身である国際大ダム会議日本国内委員会が「ダム設計基準」を制定した。安全性検討内容を①重力式ダムの基礎の活動安定をHenny（ヘニー）の式によって検討し、安全率が4以上あることを確認すること、②ロックフィルダムの安全性は安息角プラス地震時の余裕によって確認すること、③アースダムの安全性は円弧すべりによって確認すること、等と定められたのが特徴である。その後1965年までこの基準が適用されたが、この期間後半はアーチダムがイタリアを中心に世界各国で建設された。日本ではアーチダムの耐震性が重視され完成した多くのダムで現場起振実験が実施され振動特性が調べられた。また、コンクリートの許容応力度が15~20%割り増しされたのもこの時代であった。1960年代に入ると大規模ロックフィルダムが建設され始めた。コンクリートダムを建設出来る良質な建設地点が得られ難くなったことと機械化施工技術の発展が要因であった。アーチダム建設の経験の蓄積に基づいて1965年には、アーチダムの設計震度が動力的検討によって決める場合以外には地盤震度の2倍以上採ることが規定され、地震時のコンクリートの許容圧縮強度も30%割り増しされた。1969年には重力式ダムと中空重力式ダムの堤体震度と地盤震度とが概念上分離され、地盤震度の地域区分の一部変更、貯水位と設計震度の組合せに関する初の規定、等の改訂が行なわれた。1971年にはアースダムとロックフィルダムがフィルダムとして一括され、安定計算を円形すべり面法により行なうことが義務付けられた。1976年にはダムの設計が同年10月に施行された「河川管理施設等構造令施行規則」により法令化され、日本大ダム会議のダム設計基準は事実上失効した。1981年には施行規則の内「設計震度に関する規定」が改訂され地域区分が2区分から3区分になった。

耐震設計法は上述したように震度法を中心に発展してきたが、並行して動力的手法の

研究も展開されてきている。構造物の地震応答を解析する手掛かりとして応答スペクトルの有効性が1930年頃には米国で提唱されていた。しかし、実用化するための地震動記録が未だ得られてなかった所、1932年になって米国沿岸地形測量部(USCGS)が自国製の強震計を使ってカリフォルニア州で強震観測事業を開始し、1933年3月10日にロングビーチの地震の観測に成功した。この経験を基に改良した強震計を用いて観測を続け、1934年12月30日にエルセントロで観測された地震を始め、1935年、1937年、1938年と中程度の地震動記録が得られた。これらの記録を用いて応答スペクトルを初めて求めたのがM. A. Biot (モーリス A. ビオ)であった。電算機の無い時代であったからBiotは、この作業のために考案した振れ振子型波動分析器と言う器械的方法によって応答スペクトル曲線を求めたのである。1940年代になるとアナログ電算機が出現し、これを用いて世界最初の強震記録である1940年5月18日のインペリアル・ヴァリー地震のエル・セントロでの記録をE. C. Robinson (ロビンソン)が解析してBiotのスペクトルと非常に良く似た曲線を得た<sup>4)</sup>。以後、応答スペクトルの諸特性が解明され、現在の設計に適用される形に整備された。応答スペクトルは通常一自由度減衰振動系の解を Duhamel積分の形式で記述されるが、実際のスペクトルは設定された減衰定数の下で各固有周期毎に数値積分によって求められる。

電算機の発展と普及により耐震設計法には応答スペクトルの他に動的解析や不規則応答解析等の動力学的手法が適用されるようになった。重要構造物には動的解析が適用されるのが普通である。動的解析法には、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法とがある。構造物を線形と見做せる場合、これを離散化した多自由度系の運動方程式は、各固有振動数に対応した規準型振動の変位についての一自由度系運動方程式群に変換できる。初期条件を満足するこれらの解と規準型の係数との積を全ての固有値について加えたものが元の方程式の解、所謂モード重ね合わせ解である。したがって、一自由度系の応答スペクトルを知れば、その主要モードの周期に対応したスペクトルの平均二乗和平方根等から多自由度系の地震応答を知ることができる。この方法を応答スペクトル法と呼ぶ。非線形復元力系に対しても数値積分が可能であるから非弾性応答スペクトルも提案されている<sup>29)</sup>。時刻歴応答解析法には、前述したモード重ね合せ法の他に、運動方程式の逐次数値積分法とフーリエ変換により振動数領域の解を求めて時間領域に逆変換する方法がある。前者は、電算機出現前から整備されてきた偏微分方程式の有限差分近似解法の理論を適用するもので、Newmark<sup>30)</sup>(ニューマーク)の $\beta$ 法、Wilson<sup>31)</sup>(ウィルソン)の $\theta$ 法が良く使われる。後者は、高速フーリエ変換法<sup>32)</sup>が開発されて始めて実用可能となったと言える方法である。

一般に、耐震設計法は大きな地震被害に遭遇する度に発展してきたと言えるが、地震被害は地盤特性に大きく依存する。動的解析において構造物への地盤の影響を考慮する方法には、地盤を質量とバネで置換する動的相互作用の理論<sup>10)</sup>を適用するか構造物と基礎を地盤と共に離散化した数値モデルが使われる。後者にあつては、地盤の構成が複雑なため地下において小都市程度の広がりを持ちS波速度が700~3,000(m/s)程度を持つ基礎を地震基盤<sup>11)</sup>と呼び設計地震動入力境界とする。設計地震動は地震基盤あるいは開放基盤表面において規定された設計応答スペクトルを包絡するように作成した人工地震動<sup>12)</sup>を使うか観測地震動記録を使うのが普通である。地震基盤における入射波スペクトルの研究は岩

盤空洞での地震観測に基づいて提案された金井式<sup>13)</sup>に始まるが、その後アレー観測のデータから回帰分析により震源スペクトルを求める逆解析法<sup>14)</sup>、地震断層を多数の点震源に分割し破壊速度を考慮して順次破壊する点の地震動を重ね合わせて震源の地震動とする方法<sup>15)</sup>等が提案されている。

地震基盤の地震動が決まると地下の任意点の地震動は重複反射理論<sup>13)</sup>や動的解析により求められるが、そのためには地盤の動的物性が既知でなければならない。地盤材料の動的物性に関する最も初期の測定値は、石本・飯田<sup>16)</sup>が1936年に発表した粘土と砂の円柱供試体について共振法により求めたせん断弾性率である。土の動的性質に強い注目が集まり始めたのは1964年の新潟地震の液状化被害の経験からである。動的解析との両輪の一对として土の動的物性の研究が促された。動的三軸試験による測定は1969年畑野・渡辺<sup>17)</sup>が発表した粘土・砂・採石の動的物性の測定が初期のものに属する。土の動的構成関係に関する本格的な研究<sup>18)</sup>は1970年代に入ってから始まる。構成関係の基本概念は、動的载荷試験から求めた応力・ひずみヒステリシス曲線を次のように線形化する所にある。すなわち、ヒステリシスの反転点を結ぶ割線係数として定義される線形バネ定数と、線形バネに貯えられる弾性ひずみエネルギーに対するヒステリシスに囲まれる面積、すなわち、ヒステリシスにより失われるエネルギーの比の1/2である損失正接の1/2として定義される減衰定数との二つの量で表現することにある。これらに最も大きく影響する因子が間隙比、平均有効主応力とひずみ振幅であることが解明され、二つの量はこれら因子の関数により定式化されて等価線形化法として地盤・土構造物の動的解析に適用されている。上記概念は地震工学の分野で等価粘性減衰定数として古くから議論されてきた。1956年に米国カリフォルニア大学において開催された第一回世界地震工学会議において、棚橋 諒が発表した構造物が塑性領域まで達する地震応答変形を受ける場合の復元力と変形が示す履歴ループに起因する減衰効果に着目した非線形地震応答に関する論文が議論の始めと思われる。以降、1960年に日本で開催された第二回世界地震工学会議においてL. S. Jacobsen<sup>19)</sup> (ジェイコブセン) は非粘性減衰をもつ系に対して等価粘性減衰定数を求める問題には学問的に未決着のいくつかの仮定が含まれている事を前提に上記弾性ひずみエネルギーの代わりに履歴曲線の骨格曲線下の仕事面積を使う事を提案した。同年、Bilinear復元力をもつ自由度系の定常解がT. K. Caughey<sup>20)</sup> (コージ) により、1964年にはRamberg-Osgood (ランバーグ・オスグッド) モデルの定常解がP. C. Jennings<sup>21)</sup> (ジェニングス) により、いずれもクリロフ・ボゴリウボフの第一近次理論を用いて導かれた。Jenningsは骨格曲線の初期接線係数を線形バネとした等価粘性減衰定数を導びくと共にこの定義による等価粘性減衰定数には15.9%の上限値がある事を示した。翌年ニュージーランドで開催された第三回世界地震工学会議において、D. E. Hudson<sup>22)</sup> は、Bi-linearモデルの初期バネを線形バネとする等価粘性減衰定数について論じやはり15.9%の上限値がある事、Jacobsenの定義した減衰定数はHudsonらの定義より大きい値を示す事、原因は骨格曲線下の仕事面積が初期線形バネのひずみエネルギーより小さいからである事、最大応答を論ずる限りHudsonらの定義の方が合理的である等、と述べている。土の動的構成関係では前述の通り履歴曲線の割線係数を線形バネとするため、減衰定数の上限値は四倍の63.4%である事を1978年に渡辺



<sup>23)</sup> が指摘した。土の動的定数の内減衰定数には上述した曖昧さがあるが、渡辺ら<sup>24) 10)</sup> は非線形振動論に基づいて全ての曖昧さを吟味した末、減衰定数の定義が近似的には妥当である事を証明した。上記は別にして、動土質力学体系は多数の実験と試験機の改良・工夫に基づいて確立されてきた<sup>25) -28)</sup> と言える。1970年代は、土の動的構成関係のみならず各種構造部材や材料要素の動的復元力特性が実験的に解明された時代でもあった。<sup>24)</sup>

耐震設計は、上述した耐震計算法に基づいて構造物等の地震に対する安全性を照査することが目的であるが、安全性照査法には対象構造物ごとに種々の方法が採用されている。安全照査は、本来、構造物の終局あるいは限界耐力が分かって初めて可能となるものであるが、多くの構造物ではそれが判明していない。建築物では前述した通り、2次設計では部材の靱性を考慮した保有耐力の評価が採用されている。土木構造物は公共性の強い施設であり、安全性は一般構造物より厳格に求められる。その結果、塑性領域における地震時挙動の研究がかなり発達しても土木構造物の耐震設計は弾性限度設計あるいは許容応力度設計に留められてきた。

許容応力度の概念は、19世紀半ばにフランスで生まれた。16世紀末にスペインに高さ40(m)に達する石積みの重力式ダム(アリカンテダム)が建設され18世紀末まで世界最高を誇っていた。18世紀半ばにフランスで M. de Sazily (ド・サジリ) が重力式ダム解析法を著し、ダムが水平に滑動しないこと、ダムの上下流間で直線分布すると仮定する鉛直応力の最大値が許容限界を越えないこと、と言う二前提に基づいてダムの重量と形を決定することを提唱したが具体的許容限界値は示さなかった。その後、フランスではスペインの6個の古いダムがSazily法で解析され、最大作用応力が6.5~14(kgf/cm<sup>2</sup>)の範囲にあることが知られるようになり、しかも、これらのダムが200年近く安全であったことから14(kgf/cm<sup>2</sup>)が安全限界と考えられてきた。10数年後高さ50(m)のフィレンスダムが建設された。このダムには許容応力度として6(kgf/cm<sup>2</sup>)と言う低めの値が設計に採用されたが、許容限界が具体的に定められた最初のダムであったとされている。

一般に耐震設計により構造物断面は大きくなり、建設コストは高いものとなる。特に、弾性限度設計ではこの傾向は強まる。自然の脅威とのバランスを計りながらコスト軽減のための研究は土木構造物においても進められてきており、設計に反映されつつある。その一例が土木学会が1983年に刊行したコンクリート構造の限界状態設計法指針(案)である。限界状態として、終局耐力に基づく終局限界状態、構造物または部材が損傷により正常な使用が不可能となったり耐久性を損なう使用限界状態、構造物または部材が変動荷重の繰返し作用により疲労破壊する疲労限界状態を規定し、全ての限界状態に達しないように設計するよう規定されている。

フィルダムのような土構造物や地中構造物に関する地盤の耐震性評価に際しては、鋼・コンクリート構造物のように応力強度はあまり期待できない。その代わり、変形性能は非常に高い。フィルダムの耐震設計には、しゃ水機能を維持できる範囲内で終局変位を定め安全性の照査法として採用する場合がある。終局変位は Newmarkの剛体滑り理論により評価されている<sup>33) 34)</sup>。

以上、主に建築物とダムに焦点を合わせて耐震設計の歴史を論じてきたが、鉄道施設、港湾施設、橋梁、地中構造物等の諸施設の耐震設計も同じように発展してきた。上述の背景<sup>10)</sup>の下に、1970年代には建設大臣の諮問機関である建設技術会議が総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」を重要研究課題に指定して約5年間の総合的研究を推進し1977年3月に完成したのが「新耐震設計法(案)」であった。これはダムと原子力施設を除いて今後種々の構造物毎に定めて行くべき耐震設計基準を作成するための教科書と位置付けられているが、これまでの耐震設計技術の集大成とも言える。その後、1978年の伊豆大島近海地震、宮城県沖地震、1983年の日本海中部地震、1984年の長野県西部地震、1985年のチリ地震、メキシコ地震、1989年の北カリフォルニアロムプリエータ地震等では地盤変状に伴う震害が目立ち、耐震研究は地盤変状と地震動に重点が置かれてきた。同時に地盤変状が無ければ構造物の震害は小さいのではないかと考える風潮も生じた。これを裏付けるように1993年1月の釧路沖地震(M7.8)では比較的大きな加速度が記録されたが被害はそれ程大きくなかった。しかし、同年7月に発生した北海道南西沖地震(M7.8)では津波の被害が著しく、沿岸に存在するエネルギー施設への津波に伴う新たな被害の可能性を暗示し、1994年にはSan Fernandoにおいて1971年の地震と類似の地震が発生しM6.7)高速道路の崩壊他、近代構造物に大きな被害が生じた。この地震では、前回同様パコイマダムで非常に大きな加速度が計測され、堆積地盤上でも大きな加速度が記録された。この経験から構造物の終局耐震性を確認する必要性が認識され始めた矢先に1995年1月17日の兵庫県南部地震に遭遇したのである。現在、土木学会において、この経験を生かした耐震設計法の再構築のための新たな努力が始まっている。

#### <参考文献>

- 1) 表 俊一郎：原子力施設の耐震設計用入力地震動を定めるためには、どのように考えればよいであろうか、物理探査, 第43巻, 第5号, pp. 330-345, 1990.
- 2) 宇佐美龍夫：新編・日本被害総覧, 東京大学出版会, 1987.
- 3) 宇津徳治：日本付近のM6.0以上の地震および被害地震の表：1885年～1980年(訂正と追加), 震研彙報, 60, pp. 639-642, 1986.
- 4) 那須信治：耐震研究略史, JSEEP, NEWS No. 83, pp. 21-31, 1985.
- 5) 村松貞次郎：耐震構造法の歴史, 建築雑誌, Vol. 75, No. 885, pp. 319-322, 1960.
- 6) Atsumasa Okada: Neo-Dani Fault, Active Fault Research, No. 4, Earthquake Research Institute, Tokyo Univ., pp. 71-90.
- 7) 竹山謙三郎：高さ100尺制限と震度0.1はどうして決まったか, 前掲2), pp. 323-324.
- 8) 物部長穂：貯水用重力堰堤の特性並に其の合理的設計法, 土木学会誌, 11巻5号, 1925.
- 9) 松村孫治：地震動による土堰堤の変形, 土木試験所報告, No. 28, 1934.
- 10) 土木学会編：動的解析と耐震設計, 第2巻, 動的解析の方法, III編, pp. 3-151, 1989.
- 11) 地震学会：特集日本の地震学の概観, 地震, 第2輯, 20巻, 4号, pp. 302, 1967.
- 12) 前掲10), 第1巻地震動・動的物性, I編, pp. 47-50.

- 13) 金井 清：地震工学，共立出版，1969.
- 14) 翠川三郎，小林啓美：地震動の地震基盤からの入射波スペクトルの性質，建築学会論文報告集，273号，pp. 43-54，1978.
- 15) 翠川三郎，小林啓美：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定，建築学会論文報告集，282号，pp. 71-81，1979.
- 16) 石本巳四雄，飯田汲事：土の粘弾性と剪断抵抗，震研彙報，Vol. 14，No. 48，pp. 534-542，1936.
- 17) 畑野 正，渡辺啓行：粘土、砂、碎石の動的粘弾性常数ならびにポアソン比について，土木学会論文集，No. 164，pp. 33-49，1969.
- 18) Hardin, B. O. and V. P. Drnevich : Shear modulus and damping in soils: design equation and curves, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692, 1972.
- 19) Jacobsen, L. S. : Damping in composite structures, Proc. 2WCEE, pp. 1029-1044, 1960.
- 20) Caughey, T. K. : Sinusoidal excitation of a system with bilinear hysteresis, Trans. ASME, pp. 640-643, 1960.
- 21) Jennings, P. C. : Periodic response of a general yielding structure, Proc. ASCE, No. EM2, pp. 131-166, 1964.
- 22) Hudson, D. E. : Equivalent viscous friction for hysteretic system with earthquake-like excitations, Proc. 3WCEE, II/H/17, pp. 1-17, 1965.
- 23) 渡辺啓行：繰り返し載荷時の土の応力～ひずみヒステリシスの等価線形化法に関する一考察，電力中央研究所報告，No. 377019，1978.
- 24) Watanabe, H. and H. Tochigi : A consideration on the equivalent linearization of restoring characteristics of structures, Proc. JSCE, Structural Eng. /Earthquake Eng., Vol. 2, No. 1, pp. 195-205, 1985.
- 25) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976.
- 26) 国生剛治：土の動的変形特性と非線形震動応答，電力中央研究所総合報告，No. 301，1982.
- 27) 龍岡文夫：地震応答解析のための土の動的性質，2. 土の動的性質，土と基礎，Vol. 33，No. 9，pp. 63-70，1985.
- 28) 善 功企，梅原靖文：前出27)，Vol. 33，No. 12，pp. 63-69，1985.
- 29) Veletsos, A. S. and N. M. Newmark : Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, Proc. 3WCEE, Vol. II, pp. 663-680, 1965.
- 30) Newmark, N. M. : A method of computation for structural dynamics, Proc. ASCE, No. EM3, pp. 67-94, 1959.
- 31) Gladwell, I. and R. Thomas : Stability properties of the Newmark, Houbolt and Wilson  $\theta$  method, Int. J. Num. Anal. Met. Geomech., 4, pp. 143-158, 1980.
- 32) 前掲10)，第1巻地震動・動的物性，I編，pp. 61-65.
- 33) Newmark, N. M. : Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique,

15, No. 2, pp. 139-160, 1960.

- 34) Watanabe, H., S. Sato and K. Murakami : Evaluation of earthquake-induced sliding in rockfill dams, *Soils and Foundations*, 24, No. 3, pp. 1-14, 1984.

### 4.1.3 道路橋

#### (1) 概要

阪神・淡路大震災における橋・高架の目を疑うような被害は、一般の市民は言うも及ばず、我々土木技術者にとって極めて深刻かつ衝撃的な事態であった。これらのほとんどが1960年代後半からの高度経済成長期に計画・設計され施工された構造物であり、わが国での最大規模の1923年関東地震にも耐えられるものと考えられていた。

このような甚大な被害が生じた原因については、各方面で精力的な検討が行われてきた。その主なものとして、地震動が設計当時想定していた強さをはるかに超えていたこと、言換えれば、設計時点で想定した構造物に作用する慣性力つまり地震荷重が過小であったと考えられている。

このような震源の比較的浅い内陸直下に発生した兵庫県南部地震の際の構造物の被災状況の重大さを教訓として、土木学会では「耐震基準等に関する第二次提言」<sup>1)</sup> (以下、土木学会「**第二次提言**」と略)の中で二段階の地震動(レベル1および2)を考慮した耐震設計法を採用すべきであるとした。このうちレベル2地震動が極めて稀にしか生じない再現期間の非常に長い大地震で、これに対しては構造物の損傷過程に立ち入った設計法を採用することが望ましいことがこの提言に述べられている。

道路橋の耐震設計法を規定する「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」は、この提言の趣旨を受けて、昨1996年末に改訂<sup>2)</sup>され、内陸直下に発生する大地震も想定した地震荷重を新たに設計に考慮することとなった。

本項では、以下、阪神・淡路大震災以前の道路橋の耐震設計で採用されてきた地震荷重関連規定の変遷を整理するとともに、阪神・淡路大震災の際の道路橋の被災の特徴と教訓をまとめる。次いで、改定された「道路橋示方書・同解説」に示された耐震設計の規定の概要を紹介し、最後に現時点で考えられる今後の課題を指摘している。

なお、ここで言う「地震荷重」は、地上部分の構造に作用する地震動の応答による慣性力および橋台に作用する背面土圧、杭やケーソン基礎などの深い基礎に作用する地震動による地盤の運動変位や液状化による地盤流動の荷重などを意味する。

#### (2) 地震荷重関連規定の変遷<sup>3)</sup>

わが国の道路橋の耐震設計は1923年の関東地震の際の激甚な被害を契機に始まった。早くも翌1924年には内務省土木局から、地震の影響については、それに相当する慣性力を水平荷重として設計に考慮する、いわゆる震度法の考え方を適用するよう「橋台・橋脚の耐震化の方法」<sup>4)</sup>として通達された。これがわが国における道路橋の耐震設計の基準化の始めである。

関東地震以降の道路橋の耐震設計法は、表-4.1.3.1<sup>3)</sup>に示すように阪神・淡路大震災が生じる迄、いくつかの地震による被災の体験をもとに、改訂が加えられてきた。また、道路

橋の地震荷重の算出に必要となる設計震度は、1926年に内務省土木局から通達された「道路構造に関する細則案 第二章橋梁」<sup>5)</sup>に規定されたのが最初である。それ以降、1990年に公開された「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」<sup>3)</sup>に至るまで、表-4.1.3.2<sup>3)</sup>に示すような変遷を遂げて来ている。

1926年の規定では、建設地点での最強の地震力に基づいて橋梁各部の最大応力を算出して安全性を照査することが述べられ、地域、地盤状況によって設計水平震度  $k_h = 0.10 \sim 0.30$ 、鉛直震度は設計水平震度の  $1/2$  とすることが示されている。それ以降については、表-4.1.3.2に示すように、1939年にまとめられた「鋼道路橋設計示方書案」<sup>7)</sup>ではその値の標準値として水平震度  $0.20$ 、鉛直震度  $0.10$  とし、架橋地点の既往の地震活動状況および地盤の良否に応じてこれらの値を増減することが規定された。これらの設計震度の増減については具体的方法が示されていなかったが、1956年に定められた「鋼道路橋設計示方書」<sup>8)</sup>では水平震度の値は地域と地盤によって  $0.10 \sim 0.35$  とし鉛直震度は  $0.10$  の値が規定された。

このように耐震設計体系の整備が進められる中で関東地震以降、1946年の南海地震（マグニチュード  $8.1$ ）、1948年の福井地震（マグニチュード  $7.3$ ）では落橋などの大規模な被害が生じた。

その後、1964年の新潟地震（マグニチュード  $7.5$ ）では鋼管杭やRC杭など新しい材料を用いて建設された比較的新しい橋に、液状化による地盤の流動の影響を大きく受けて、落橋や下部構造の傾斜などの顕著な被災が生じた。液状化が大規模に生じた場合には、地盤条件によっては、地震の影響として慣性力効果を考慮するだけでは耐震設計として不十分であることを示した最初の地震であった。

1960年半ば過ぎからは高速道路の本格的な建設が開始され、高橋脚を有する橋梁の施工の機会が増加し、そのような大きな規模の橋に対する合理的な耐震設計法やフェイルセーフ的な措置としての落橋防止構造などの構造細目の必要性が認識されるようになった。このような状況を受け、それまでの耐震工学における成果をとり入れて1972年にはわが国の道路橋の耐震設計規定として、初めて「道路橋耐震設計指針・同解説」<sup>9)</sup>が制定された。その中で

- ① 設計水平震度を洪積層から成る地盤上の値を標準設計水平震度  $k_{h0} = 0.20$  とし、それに地域別補正係数、架橋地点の地盤別補正係数および当該橋梁の重要度に応じて定める重要度別補正係数の3つの修正係数を乗じて求めるものとした。
- ② 高橋脚等を有する比較的揺れやすい橋に対しては、それが支持する上部工の質量と橋脚の剛性を考慮して、その固有振動特性にもとづく応答を考慮した修正震度法を新たに規定した。
- ③ 液状化の判定の手法ならびに液状化が生じる場合の基礎の耐震計算の考え方について記述が設けられた。
- ④ 地震の影響による落橋を防止するため、落橋防止構造として上・下部工間に生じる過大な相対変位の発生に対処する構造細目が示された。

ことなどが、特徴的な事項である。

その後、1978年には建設省から各種構造物の耐震設計の手法・条件を統一的にとりまとめ

た「新耐震設計法（案）」<sup>10)</sup>が刊行され、道路橋に対しても鉄筋コンクリート橋脚のじん性の照査手法や鋼管矢板井筒基礎の耐震計算法が新たに開発された。同年6月には宮城県沖地震（マグニチュード7.4）が発生し、道路橋に対しては液状化の影響は少なかったものの、下部工の支承周辺および鉄筋コンクリート橋脚の損傷が比較的多く認められたことが特徴であった。この地震では地盤上の最大加速度は300galをはるかに超えるような強い地震動であったにもかかわらず、基礎の大規模な傾斜、沈下といった残留変形は顕著には現れなかったことが注目された。

その後、1980年には道路橋の設計体系の統一が図られ、道路橋示方書が刊行された。その中で耐震設計関連としては、上述したような新たな問題に対処するため、次のような改正が行われた。

- ① Ⅲ．コンクリート橋編<sup>11)</sup>、Ⅳ．下部構造編<sup>12)</sup>における鉄筋コンクリートの許容せん断応力度の低減と主鉄筋段落しの位置に関する新たな規定
- ② Ⅴ．耐震設計編<sup>6)</sup>においては、鉄筋コンクリート橋脚の地震時の変形性能の照査方法の提示

なお、このほか、耐震設計上の地盤種別の定義、液状化判定手法の定量化とその設計上の取り扱いが新たに明記された。さらに、1990年には、その後の道路橋に関する設計の研究の蓄積を踏まえて道路橋示方書が改訂され、Ⅴ．耐震設計編についても次のような点が改められた<sup>13)</sup>。

- ① 従来の震度法と応答を考慮した修正震度法を一つにまとめ、これを改めて震度法として規定した。
- ② 耐震設計上の地盤種別について従来の2種地盤と3種地盤を一つに統合し、地盤種別を4区分から3区分にするとともに、それに応じ設計水平震度の地盤別補正係数を改めた。
- ③ 橋の振動特性をより正しく設計計算に反映するために、慣性力の算定を設計振動単位ごとにその固有周期に基づいて行うようにし、連続橋の耐震計算法の充実を図った。
- ④ 砂質土層の液状化強度の算定に細粒分の影響による補正を取り入れた。
- ⑤ 鉄筋コンクリート造の単柱橋脚の地震時変形性能に関する規定を地震時保有水平耐力を基本とする照査法に改めた。
- ⑥ 従来明確な規定のなかった動的解析に用いる地震入力を規定するとともに、動的解析モデルの解説、動的解析による安全性の照査に関する条項と解説を新たに設けた。

このうち、⑤については、関東地震のような稀にしか起きない大地震に対しても十分な橋脚の耐力を有することを保証するために新たに規定されたものである。

### (3) 阪神・淡路大震災での被害の特徴と教訓<sup>14)</sup>

被害が既存不適格の構造物に集中したことは明らかであろう。すなわち、RC橋脚では、主鉄筋段落とし部などの柱の中間部分に被害が集中し、それらの中で著しいところでは落橋などの大規模な被害を生じた。この主な原因は、設計時点で規定されたコンクリートのせん断

強度の過大評価、せん断補強（帯鉄筋等）鉄筋の不足や配筋構造細目を含む耐震性能の欠陥にあったものと考えられている。また、地震動による地盤の運動変位や地盤の液化化に伴う地盤流動の影響による基礎杭の損傷が杭体へのコアボーリングの精力的な実施により明らかにされたことも特徴である。阪神高速湾岸線の埋立て地の護岸沿いの橋脚では護岸前面方向への数十 cm にも達する残留変位が生じ、大がかりな復旧工事が行われたが、在来地盤側の街路に架かる橋の橋台にも落橋には到らないものの前面側に移動、傾斜や躯体の亀裂などの被害が生じた。このような被害の状況は 1964 年の新潟地震以降、最大のものと考えられる。

鋼製橋脚については、兵庫県南部地震の数年前から耐震性能について詳細な検討が必要であるとの認識から耐震性能や補強工法に関する実験、研究が建設省や大学などで積極的に行われていたところに地震が発生した。被害は矩形断面の局部座屈による隅角部の縦亀裂の発生、円形断面の局部座屈による提灯状の圧縮変形により、それぞれ鉛直耐力不足が生じ、桁の沈下や落橋に到ったものと考えられている。この種の被害は世界でも最初のものであり、鋼製橋脚を多用しているわが国の都市高速道路にとって重大な影響を投げかけることとなった。

道路橋の落橋は、本来、フェイルセーフ的役割を期待されている落橋防止構造に被害が生じたことと密接に関係する。このような被害は設計で想定した強さをはるかに超える地震動が十秒余りの短時間に作用したことによって、大きな衝撃力を受け、移動制限装置や桁間連結装置、支承部さらには桁端部が損傷、損壊したものと考えられている。地震前では橋梁技術者の発想の域をはるかに超えていた現象と言っても過言ではあるまい。

これらの被害の多くについては、地震動の強さが想像を超えるものだったことも与っていたが、現在の知見によれば、例えば、RC 橋脚のコンクリートのせん断強度等に見られるような設計当時の規定にも原因があったことは間違いない<sup>15)</sup>。問題は補強が必要なことを判ってはいたものの、予算の制約と阪神地区の地震発生の切迫性に関する社会的関心の低さのもとで、事業実施上の優先度の判断から補強工事が不幸にも間に合わなかったことにあると思われる。

今後の教訓として、

- ① 建設からストックの時代への移行を見据えた供用中の構造物に対する耐震診断・補強の合理的な推進計画と実践の重要性
- ② 強震動に対する粘りのある構造系の採用と全体構造系に対する変位・変形照査の方法を含む合理的な耐震設計法の可及的速やかな開発の重要性
- ③ 活断層などの地震断層近傍の地震動の予測の精度向上と考えられる要因をできるだけ取り入れた地震荷重の合理的な設定の重要性

などが挙げられる。さらには今後の高齢・少子社会の到来、産業構造の変化、さらには国や地方公共団体の財政状況を考えると、直下型地震のような極低頻度の自然現象に対する防災投資の適正水準、言い換えれば確保すべき耐震性能の水準に関する社会的合意を得ることが緊急かつ重要な社会的課題と考えられる。



#### (4) 改訂された「道路橋示方書・同解説」の耐震設計規定の概要

阪神・淡路大震災での道路橋の被災経験に基づいて、1996年12月には「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」<sup>2)</sup>が改訂された。

その中では1990年の改訂で鉄筋コンクリート造の単柱橋脚に対して採用された2段階地震動入力を適用した設計法が鉄筋コンクリート造のラーメン橋脚、鋼製橋脚や各種基礎構造にも適用されることになり、従来からのレベル1地震動に対する震度法に加えて、レベル2地震動に対する保有水平耐力設計法が新しく一般化された。この他、免震設計法の導入やレベル2地震動に対する液状化の判定法の新たな規定、非線形動的解析の適用対象や設計における位置づけが明確にされたこと、さらに、落橋防止についてもフェイルセーフ機能をさらに高めるため、緩衝材料の採用や複数の装置を並列的に機能させるシステムとしての構造とするなどの改良を行ったことが特徴である。

これらの概要を土木学会「第二次提言」と対比してまとめたものが表-4.1.3.3<sup>16)</sup>である。図-4.1.3.1<sup>2)</sup>は標準的な耐震設計の流れとして解説の中で提示されたものである。表-4.1.3.4<sup>2)</sup>には同じく解説に示された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適用する耐震計算法の関係を、また、耐震計算法の選択の原則を表-4.1.3.5<sup>2)</sup>にそれぞれ掲げておく。

地震荷重については、震度法の場合は従来通りの規定であるが、レベル2地震動の場合の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度  $k_{hc}$  は設計振動単位の固有周期に応じた応答水平震度の標準値  $k_{hco}$  に図-4.1.3.2<sup>2)</sup>に示す地域別補正係数  $c_z$  を乗じたものとして定式化されている。この  $k_{hco}$  の値を海洋底のプレート境界に生じるタイプIと内陸直下に生じるタイプIIそれぞれについて図-4.1.3.3<sup>2)</sup>、4.1.3.4<sup>2)</sup>に示す。ちなみに、これらは、タイプIについては1923年の関東地震の際の東京周辺で生じたものと推定される地震動、また、タイプIIについては兵庫県南部地震の際の神戸で観測された地震動をそれぞれ基本にしている<sup>2)</sup>。

非線形動的解析に適用されるレベル2地震動の場合のタイプIとタイプIIの地震入力の加速度応答スペクトルの値は、それぞれ、図-4.1.3.5<sup>2)</sup>、4.1.3.6<sup>2)</sup>に示す標準応答スペクトルの値  $S_{I0}$ 、 $S_{II0}$  に図-4.1.3.2に示した地域別補正係数  $c_z$  と図-4.1.3.7<sup>2)</sup>に示す減衰定数別補正係数  $c_D$  を乗じて求められる。

図-4.1.3.3~4.1.3.6からわかるように  $k_{hco}$  や  $S_{I0}$ 、 $S_{II0}$  の値については、同じレベル2地震動の場合でも地震のタイプ（震源の位置）の相違によって架橋地点の地盤種別による影響が逆の傾向を示すことが注目される。

地盤の液状化の判定に用いられる地震動の強さについては、レベル2地震動を対象に上記  $k_{hco}$  の値を地盤種別がI種、II種、III種それぞれについて、タイプI地震動では0.30、0.35、0.40、タイプII地震動では0.80、0.70、0.60としている<sup>2)</sup>。

この他の特徴として、地盤の液状化に伴う流動の基礎への影響を考慮する場合の荷重がある。図-4.1.3.8<sup>2)</sup>に杭基礎の場合の流動力の算定モデルの例を示す。この図で非液状化層に作用する荷重  $q_{li}$  は受働土圧の概念に基づくものであり、液状化層から基礎に作用する荷重  $q_L$  は流動圧を想定したものである。これらの荷重の形態と算出法については、いずれも、兵庫県

南部地震の際の埋立て地における実際の被災を受けた橋脚基礎の逆解析により定められたものである。

#### (5) 今後の課題

前項で新しく改訂された道路橋の耐震設計法の概要と特徴をまとめた。ここでは、それらの中から地震荷重、特に未だ新しい概念のレベル2地震動に対する考え方を対象に今後の課題の主な内容を述べる。

##### (a) 上部構造～橋脚系の応答による慣性力

耐震計算法の種類に応じて、地震荷重の算出には次の値が必要である。

- a. 地震時保有水平耐力法に適用する設計水平震度
- b. (非線形) 動的解析法に適用する入力地震動を作成するための目標とする加速度応答スペクトル

これらは図-4.1.3.3～4.1.3.6 示した震源の平面的な位置の異なる二つのタイプに応じた地震時保有水平耐力法に適用する応答水平震度の標準値  $k_{hco}$  および (非線形) 動的解析に適用する入力波形の算定に用いる標準加速度応答スペクトルの値  $S_{I0}$ 、 $S_{II0}$  とそれに乗ずる各種の補正係数の問題に分けられる。

$k_{hco}$ 、 $S_{I0}$ 、 $S_{II0}$  については、そもそも土木学会「**第二次提言**」に示された活断層を特定したものとなっていないことが大きな課題であろう。これは本小委員会の第2分科会のテーマであり、近い将来、設計実務に反映しうる手法が提案されることが期待されることである。仮に、設計レベルにこの考え方を導入するのが尚早としてもタイプI、IIの対象とする地震動のうち、特に前者の海洋底のプレート境界に生じる地震として、1923年の関東地震の際の東京周辺の地震動としていることが議論の対象となるものと思われる。要は、なぜ、横浜でなくて東京なのか？言換えれば、タイプI相当の再現期間150～200年程度の太平洋のプレート境界に発生するM8級の巨大地震に対する震源域近傍に位置する地域に対する影響を如何に考えるかについて早急に方針を定める必要がある。また、これと関連して現在、各自治体で定めている「地域防災計画(震災編)」定められている想定地震とレベル2地震動との関係についてもわかりやすい説明が必要であろう。

このような標準とする地震動の応答特性を架橋地点の地形・地盤状況、地震環境、当該構造系の減衰特性を考慮して補正して慣性力を算出することになる。「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」では地域別補正係数、地盤別補正係数、減衰定数別補正係数(動的解析の場合のみ)が考慮されている。

最近の兵庫県南部地震を含む地震観測や家屋の被害状況の結果から、地盤の不整形性(地層状態の急変、基盤面の急傾斜)などにより地震動が著しく増幅することがわかってきている。また、基礎と地盤の動的相互作用の効果すなわち動的復元力特性(地盤と基礎の間のバネ係数、地下逸散減衰)および有効入力地震動の特性についても実験、解析や実際の地震観測の結果から興味のある知見や情報が蓄積しつつある。これらは地震動そのものおよび応答

特性に影響を与えるものであり、地震荷重の合理的な算定法の確立にあたって考慮すべきもので、上記の補正係数に新たに加えることが必要である。このため、必要な情報の一元的整理と活用とさらなる検討を進めるべきである。構造系の減衰定数の評価についても、レベル2地震動の際の静的な耐震計算法である地震時保有水平耐力法の設計震度の算定にも、構造各部に生じるひずみの大きさを適切に想定した補正を施すべきであろう。

このような各種要因を考慮したレベル2地震動の応答水平震度の算定の考え方は、既に土木学会耐震工学委員会で行った「基礎と地盤の動的相互作用小委員会」の成果報告(1992年9月)<sup>17)</sup>に提案されており、今後の具体的な改善作業を進めるに当たり、大いに参考になるものと思われる。

また上記の地盤別補正係数についても、既往の強震観測地点のうち特にI種地盤の分類の根拠を物理的に明確にすべきである。本質論としては、実際は複雑な地盤の構成を三種に分類することの意味も再考する余地があるものと思われる。例えば現行の地表面を基準にした地盤分類の代りに、きめの細かい地盤の特性を反映させるために、耐震設計上の基盤面で基準となる地震動の応答特性を定め、基盤面から上方の地層の構成、緊硬の程度に応じたパターン化を適切に行って地震動の増幅の程度をそれぞれに解析的に求めて、それをもとに地表面での応答とする方法も考えられよう。

地域別補正係数についてもレベル1、レベル2と同じ地域分類としているが、本来、レベル2については地域の活断層分布やプレート境界の位置と密接に関わるものである。この活断層やプレート境界に生じる地震によるレベル2地震動の予測については本小委員会第2分科会のテーマであり、その成果に期待するところが大きい。いずれにせよ、対象とする地震を特定して、全国的な地震動の応答スペクトルの等値線の分布状況を明らかにすることによって、レベル2地震動の地域分布特性を合理的に定めた上で、改めて地域別補正係数を見直すことが望ましい。

#### (b)地盤の液状化に伴って発生する流動により基礎に作用する荷重

改訂された「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」の中では解説中に荷重の算定の根拠が述べられているが、兵庫県南部地震での大阪湾岸の比較的新しい埋立て地の護岸付近に位置する高架構造の橋脚のみが逆解析の対象となっている。他の状況、例えば同じ地域における街路に架かる橋梁の被災状況や、1964年の新潟地震等の既往の被災事例については必ずしも十分に反映されていないのではなかろうか？なぜ、橋台基礎について設計対象から除外するのか？も含め、液状化による地盤の流動の影響を受ける構造物基礎のより合理的な設計法の確立に向けて、これらの事例に対する詳細な解析、検討を行うとともに遠心力載荷実験等により挙動の解明、荷重効果に関する知見を得ることが必要である。

以上、道路橋の耐震設計における地震荷重に関わる今後の課題を整理してきたが、さらに突っ込んだ議論を進めるには筆者の能力では限界と言わざるを得ない。例えば、そもそもレベル2地震動をタイプI、タイプIIの二つに分けることが適切なのかどうか、また、レベル2地震動の際の橋台背面に作用する地震時土圧をどのように評価したらよいか？さらには

地震動による地盤の運動変位の深さ方向の振幅の相違に起因する基礎に作用する荷重の取扱いやラーメン橋や橋脚のような不静定次数の高い構造系に対する静的な慣性力を算定する場合に Newmark のエネルギー一定則が成り立つのか?等々、まだ議論すべき課題は多く残されているのが実状である。

道路橋の耐震設計はわが国の土木構造物の中で、最も古い歴史を有するものであり、これまでに種々の技術的判断に加えて行政的判断の集積された体系となっていることは事実であろう。「限界状態設計法」の導入や最近、建設費の縮減の議論と絡んで「性能規定設計」が話題となっている。このような機運の中で大切なことは、過去の種々のしがらみを離れて、白紙の立場から、阪神・淡路大震災の教訓の重みを礎に、地震工学を軸とする関連分野の最新の研究成果に基づいた地震荷重を含む合理的な設計体系を、道路管理者をはじめ道路橋の計画・設計に従事する技術者が土木学会など関連する機関の叡知を結集して創り上げていくことであり、そうすることが次の世代に対する責務であると考える。

## 〈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)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996年12月20日
- 3) (社)土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書耐震設計編改訂資料, A-3 道路橋の耐震設計規定の変遷と現行規定の内容, 1996年7月
- 4) 内務省土木局：橋台, 橋脚等の耐震化の方法, 1924年
- 5) 内務省土木局：道路構造に関する細則案, 1926年
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1980年
- 7) 内務省土木局：鋼道路橋設計示方書案, 1939年
- 8) (社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書, 1956年
- 9) (社)日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説, 1972年
- 10) 建設省土木研究所：新耐震設計法(案), 土木研究所資料, 第1185号, 1977年
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編, 1980年
- 12) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 1980年
- 13) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1990年
- 14) (社)土木学会阪神・淡路大震災調査報告編集委員会編：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第1章橋梁, 1996年12月
- 15) (社)土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書耐震設計編改訂資料, 2. コンクリート構造物の耐震設計基準の変遷, 1996年7月
- 16) (社)土木学会：阪神・淡路大震災対応技術特別研究委員会報告書 第I編 設計技術検討部会報告中の表-3.3.1を一部改編, 1997年4月
- 17) (社)土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会編：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用相互作用効果の耐震設計への導入, 1992年9月

表-4.1.3.1 兵庫県南部地震以前の主な地震による道路橋の被害形態と耐震設計法の変遷<sup>3)</sup>

西暦	地震名	最も特徴的な被害形態	耐震設計法
1920	関東地震 (1923年)	橋梁本体の強度不足による被害	1926「大正15年道路構造に関する細則案」 <sup>5)</sup> →地震荷重が初めて規定される 1939「昭和14年鋼道路橋設計示方書案」 <sup>7)</sup> →設計震度の標準化
1940	福井地震 (1948年)	基礎を含めた下部工としての強度不足による被害	1956「昭和31年鋼道路橋設計示方書案」 <sup>8)</sup> →地域、地盤条件に応じた設計震度の補正
1960	新潟地震 (1964年)	液状化による下部工の沈下、傾斜 (落橋例=3)	1972「道路橋耐震設計指針・同解説」 <sup>9)</sup> ・落橋防止対策の規定 ・液状化判定法の導入
1980	宮城県沖地震 (1978年)	支承部の被害(落橋例=1)	1980「道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編」 <sup>6)</sup> ・液状化に対する設計法の明確化 ・主鉄筋段落し部の設計法の改良 ・動的解析用入力の規定 ・RC橋脚の変形性能照査
	浦河沖地震 (1982年)	主鉄筋段落し部の破壊	
	日本海中部地震 (1983年)	液状化による被害	1990「道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編」 <sup>13)</sup> ・液状化判定法の洗練化 ・設計震度算出法の洗練化 ・動的解析による照査の明確化 ・RC橋脚の保有耐力照査法の明確化

表-4.1.3.2 兵庫県南部地震以前の道路橋の設計震度の変遷<sup>3)</sup>

制定年	規定名	設計水平震度の規定			
			沖積層	洪積層	
1926年 (大正15年)	道路構造に関する細則案	古来しばしば大地震に遭遇せし地域	0.30	0.15	
		大地震の記録ある地域	0.25	0.13	
		大地震の記録なき地域	0.20	0.10	
1939年 (昭和4年)	鋼道路橋設計の方針案	古来しばしば大地震に遭遇せし地域	0.40	0.20	
		古来大地震に遭遇せし地域	0.30	0.15	
		その他の地域	0.20	0.10	
1956年 (昭和31年)	鋼道路橋設計の方針	しばしば大地震が起こった地域	軟弱地盤 0.35~0.30	やや良好な地盤 0.30~0.20	良好な地盤 0.20~0.15
		大地震が起こったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10
		その他の地域	0.20	0.15	0.10
1971年 (昭和46年)	道路橋耐震設計指針	設計水平震度： $k_h = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot k_0$ $k_0$ ：標準設計水平震度 (=0.2) $\alpha_1$ ：地域別補正係数 (=1.00, 0.85, 0.70) $\alpha_2$ ：地盤別補正係数 (=0.9, 1.0, 1.1, 1.2) $\alpha_3$ ：重要度別補正係数 (=1.0, 0.8) 修正震度法における設計水平震度： $k_{hm} = \beta k_h$ (橋脚高さ 25m 以上) $\beta$ ：構造物の固有周期による補正係数			
1980年 (昭和55年)	道路橋示方書・同解説 耐震設計編	1971年道路橋耐震設計指針と基本的には同一、主な改訂点は以下のとおり。 1) 地域区分の境界線を変更した。 2) 地盤種別は地盤の特性値によるものとした。 3) 修正震度法の適用範囲を橋脚高さ15m以上とした。 4) 修正震度法の $\beta$ について短周期側でのすりつけを考慮した。			
1990年 (平成2年)	道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編	修正震度法と震度法の区別を撤廃し、改めて震度法として一本化した。 その他の地盤による慣性力の算出に関わる改訂点は以下のとおり。 1) 地盤種別を従来の4区分から3区分に変更した。 2) 慣性力の算定を設計振動単位ごとに行うこととし、連続橋の耐震計算法の充実を図った。 3) 設計水平震度の算出は次式によることとした。 $k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot k_{h0}$ ここに、 $k_{h0}$ ：標準設計水平震度 (=0.2) $C_z$ ：地域別補正係数 (=1.00, 0.85, 0.70) $C_G$ ：地盤別補正係数 (=0.8, 1.0, 2.0) とし 1980年の規定を変更し地盤種別を3つに分類した。 $C_I$ ：重要度係数 (=1.0, 0.8) $C_T$ ：固有周期別補正係数で新たに下図(a)に示す値とした。 なお、鉄筋コンクリート造の単一柱式の橋脚に対しては極めて大規模な地震に対してぜい性的な破壊を生じないことを確かめるために地震時の保有水平耐力の照査を行うことが望ましいとした。 それに用いる設計水平震度 $k_{hc}$ は次式で求めるよう規定された。 $k_{hc} = C_z \cdot C_I \cdot C_R \cdot k_{h0}$ ここに、 $k_{h0}$ ：地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値 (=1.0) $C_z$ ：地域別補正係数 (=1.00, 0.85, 0.70) $C_I$ ：重要度係数 (=1.0, 0.8) $C_R$ ：振動特性別補正係数で、新たに橋の等価固有周期 $T_{eq}$ に応じて図-bに示す値とする。			

表-4.1.3.3 「第二次提言」の内容と改訂された道路橋示方書の内容との対比<sup>16)</sup>

		土木学会「第二次提言」	改訂道路橋示方書	備考
耐震性能照査で考慮すべき地震および地震動		レベル1とレベル2を指摘。 レベル2：地域ごとに脅威となる活断層を同定し、震源メカニズムを想定し定めることを基本。困難な場合、兵庫県南部地震等の断層近傍の強震記録を基に標準地震動を作成。関東地震級の陸地近傍のプレート境界地震：今後の研究課題	レベル2：従来からの1G相当のものに加えて兵庫県南部地震の強震記録に基づき設定。この地震動を上回るものの可能性も指摘し、落橋防止システム等により安全性を確保。但し、未知の地震動に安全を確保することは現状で制約あり。道路ネットワークのリアダンパーの充実等のソフト面の対処要	
目標耐震性能	レベル1地震動	損傷を発生させないことを原則、動的応答が弾性限界を超えない。基礎は地上部の構造の機能維持が目標	健全性を損なわない。	
	レベル2地震動	重要構造物：震後、早期復旧可能な程度の被害の程度に抑える。 上記以外の（一般）の構造物：全体系の崩壊を防止。このため、地震応答が終局の変形を超えない。基礎は液状化による流動が生じても地上部の構造に重大な損傷を発生させないことが目標	特に重要な橋：限定された損傷にとどめる。 重要度が標準的な橋：致命的な被害を防止する。  液状化の影響およびそれによる地盤の流動によって、基礎が損傷、過大な変形を生じないことを目標	液状化による地盤流動のとり扱い：改訂示方書では基礎に加わる荷重が新たに規定。
耐震設計法	レベル1地震動	線形応答スペクトルや時刻歴波形を入力させた弾性解析を適用。	震度法による。（線形応答スペクトルを用いた弾性解析に相当）	
	レベル2地震動	弾塑性時刻歴応答解析の実施が望ましいが、等価線形化解析法や許容塑性率に基づく設計応答スペクトルの活用等の簡便な方法を用いても可。不静定次数の低いものは保有耐力の確認を厳密に実行すべき。不静定次数の高いものは損傷過程を考慮した終局変形性能の解析を行うことが望ましい。	地震時の挙動の複雑さの程度により、一自由度系の振動スペクトルの適用が可能なものは地震時保有水平耐力法による設計。地震時の挙動が複雑で塑性化する部位が明確なものはそれに加えて動的解析による照査。明確でないものは非線形動的解析で設計。	道路橋示方書の規定では地震時保有水平耐力法と動的解析の適用区分が明確化された。
	鋼構造物への対応	変形性能を増大させるための断面構成、断面内応力の制限についての研究を進めることが必要。	橋脚を対象に1章を新たに設けてコンクリート充填と中空断面方式の場合の設計上の取扱いを明記。	
	基礎と地盤の動的相互作用	短周期の構造物の地震応答は基礎～地盤系の非線形領域の動的相互作用の影響を設計に取り入れるための研究を推進すべき。	基礎の塑性化や液状化時には、減衰の増大として考慮し、保有水平耐力法に適用する水平震度の値を解説文中に2/3に低減することを推奨。	
免震・制震技術の適用		耐震性の向上のために新しい技術を積極的に導入すべき。	免震設計法の開発を目的とした建設省土木研究所と民間会社28社との共同研究成果を反映させた内容を新たに1章を設けて記述。制震についても14章に今後の技術開発を期待して記述。	

表-4.1.3.4 耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能<sup>2)</sup>

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	時刻歴応答解析法
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	応答スペクトル法
	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)				

表-4.1.3.5 地震時の橋の挙動の複雑度と耐震設計に用いる耐震計算法<sup>2)</sup>

耐震計算法		橋の動的特性	地震時の挙動が複雑ではない橋	地震時の挙動が複雑な橋	
				静的解析が適用可能な場合	静的解析の適用性が限定される場合
静的解析	震度法	○	○	○	△ (初期値寸法の設定としての適用)
	地震時保有水平耐力法	○	○	○	△ (構造特性に応じて適用を検討)
動的解析		-	-	○ (静的解析による耐震設計結果の照査)	○ (動的解析による耐震設計)
適用する橋の例		-	・ 右記以外の橋	・ 固有周期の長い橋 ・ 橋脚高さが高い橋 ・ 免震設計を採用した橋	・ 斜張橋、吊橋 ・ 上・中路的アーチ橋

注) ○: 耐震設計に用いる耐震計算法, -: 一般に耐震設計に用いる必要のないもの,

△: 初期値寸法の設定や構造特性に応じて適用する耐震計算法



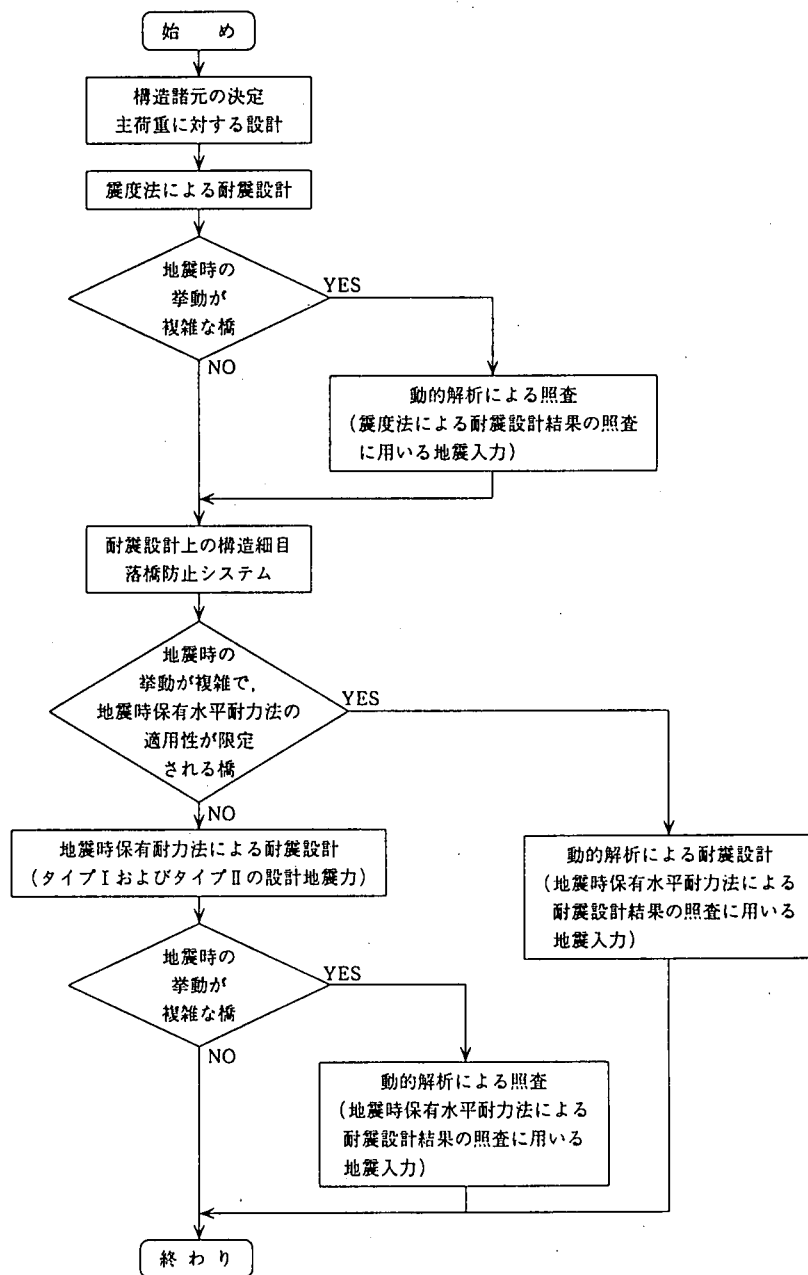


図-4.1.3.1 標準的な耐震設計の流れ<sup>2)</sup>

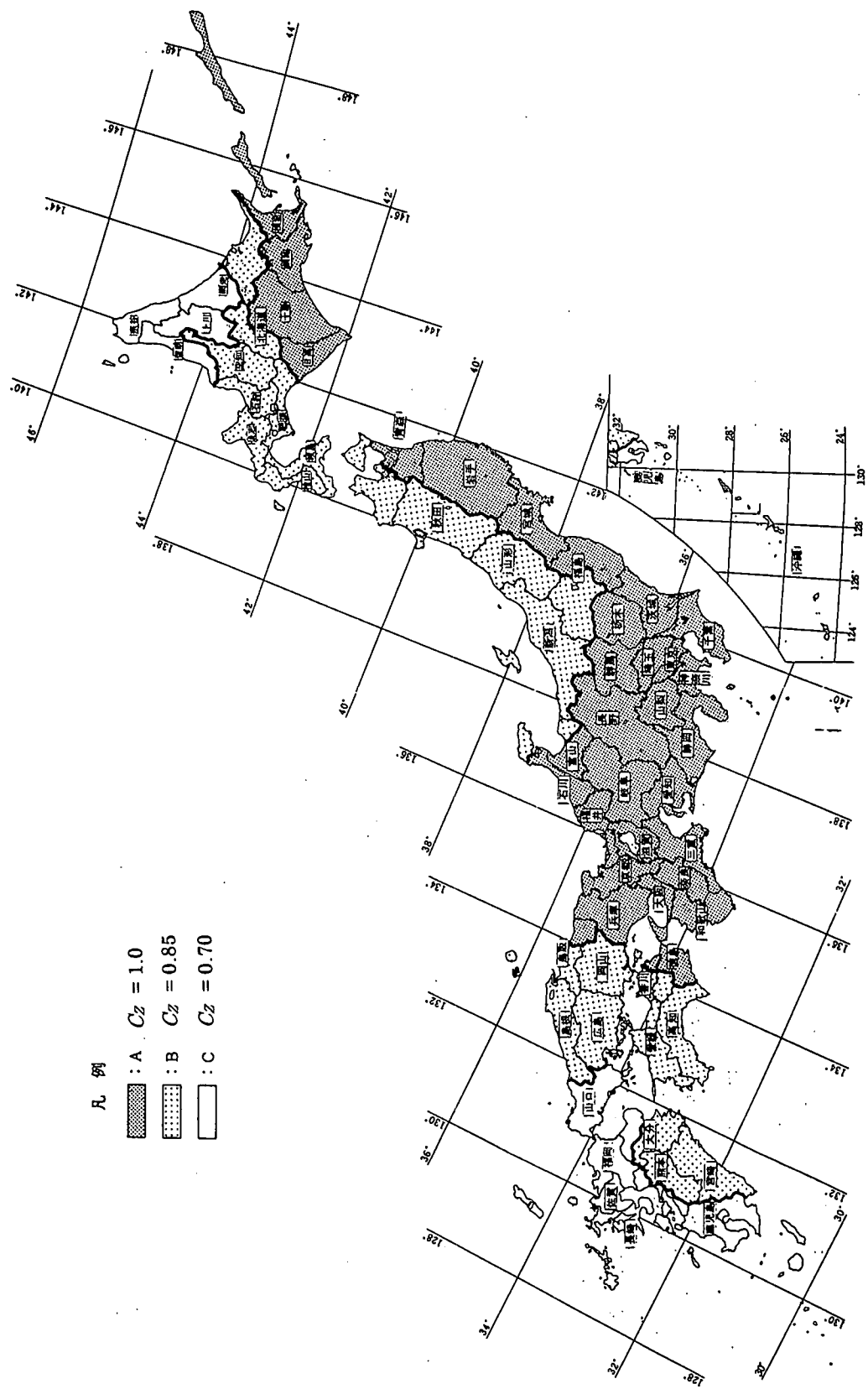


図-4.1.3.2 地域区分と地域別補正係数  $C_z$

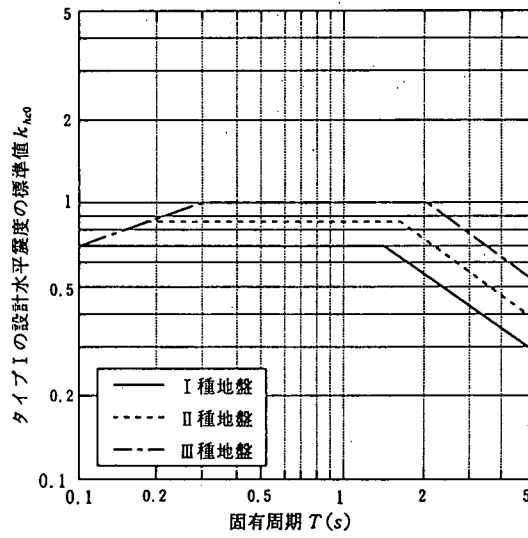


図-4.1.3.3 地震時保有水平耐力法に用いるタイプIの設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$ <sup>2)</sup>

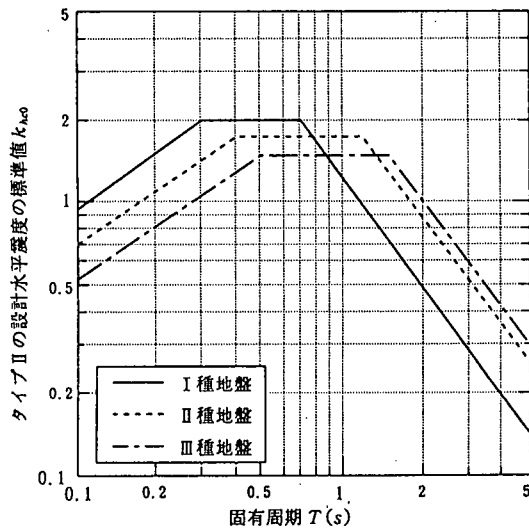


図-4.1.3.4 地震時保有水平体力法に用いるタイプIIの設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$ <sup>2)</sup>

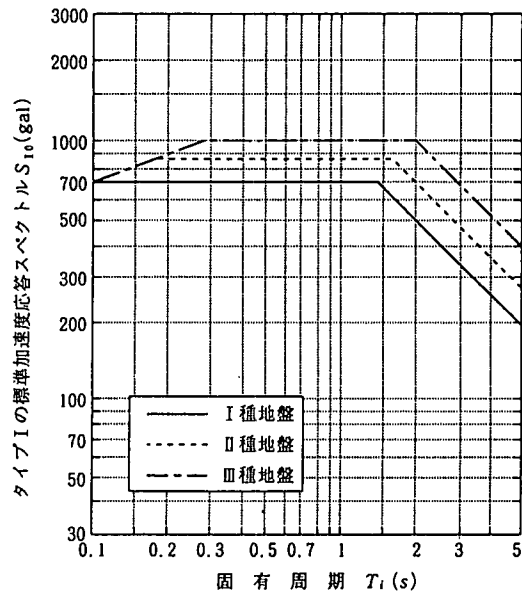


図-4.1.3.5 タイプIの標準加速度応答スペクトル  $S_{I0}$  <sup>2)</sup>

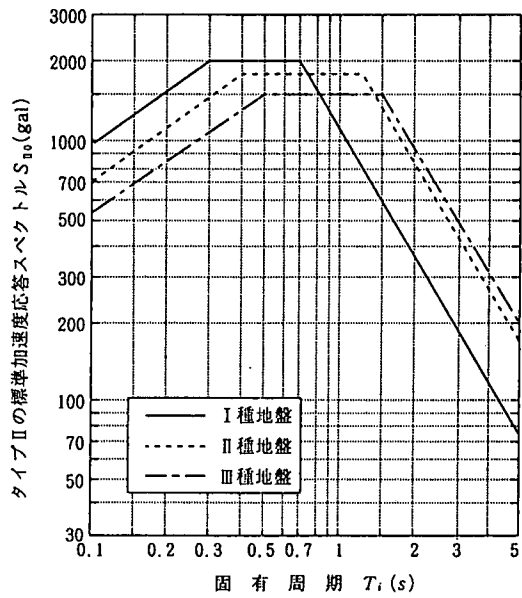


図-4.1.3.6 タイプIIの標準加速度応答スペクトル  $S_{II0}$  <sup>2)</sup>

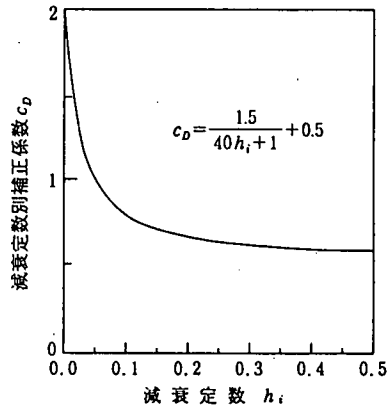


図-4.1.3.7 減衰定数別補正係数  $c_D$  <sup>2)</sup>

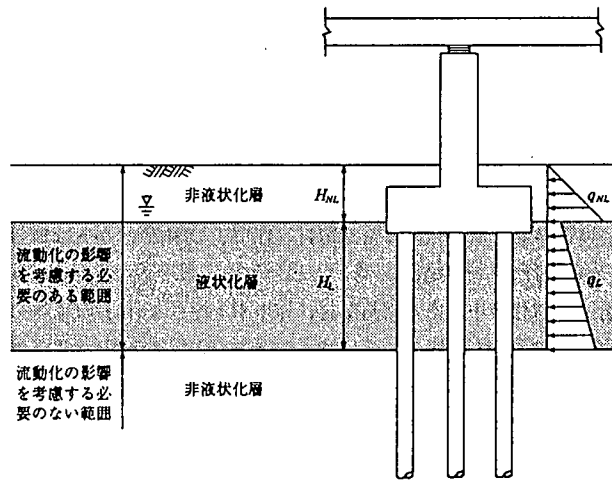


図-4.1.3.8 流動力の算定モデル例 <sup>2)</sup>

#### 4.1.4 地中構造物

本報告では、地中構造物として地下鉄、共同溝といったRC構造による箱形断面を取り上げる。これは、これまで安全とされてきたタイプの構造形式であるにもかかわらず、阪神・淡路大震災において大きな被害を受けたことから特に注目したものである。

##### (1) 震災前の地震被害事例と耐震設計法

阪神・淡路大震災以前の地中構造物の地震被害事例としては、RC箱形断面構造に関しては大きな被害は皆無とあってよい。比較的大断面の地中構造物の地震被害事例としては、1978年伊豆大島近海地震における伊豆急電鉄稲取トンネルの被害がある<sup>1)</sup>。これは、円形断面および馬蹄形断面よりなる全長906mの単線トンネルで、このトンネルのほぼ中央部を横切る断層が70cm程度ずれて断面が変形し、覆工の剥離、亀裂等の大きな被害が発生した。1985年メキシコ地震においては、下水道用の施工中のシールドトンネルで被害が発生している<sup>2)</sup>。このシールドトンネルは、深さ30m、外径6.1mのRCセグメント構造であり、横断方向の震動によると見られるセグメント端部のコンクリートの欠落が220m全長にわたって発生しており、立坑との接合部には縦断方向の振動性状の違いによると見られるリング間ボルトの切断が生じていた。

このように、阪神・淡路大震災以前にはRC箱形断面の地中構造物は大きな地震を受けていなかったこともあり、阪神・淡路大震災以前に発行されたRC箱形断面の地中構造物に対する基準・指針には耐震設計が必須となっているものがない。表-4.1.4.1に阪神・淡路大震災以前の基準・指針における地中構造物の耐震設計法を示す。共同溝設計指針(昭和61年3月)<sup>3)</sup>では、縦断方向に対しては軟弱地盤部、地盤条件変化部、特殊構造箇所については耐震設計の規定があるが、横断方向に対しては地震の影響が小さく耐震計算の必要がないとして耐震設計の規定がない。トンネル標準示方書(開削編)・同解説(昭和61年6月)<sup>4)</sup>では、トンネルが著しく性状の異なる地盤中にまたがる場合、あるいは軟弱地盤中にある場合、といった特殊な場合については縦断方向、横断方向に対し耐震設計することとしているが、一般には地震の影響を考慮しなくてもよいとしている。地下鉄の基準となる国鉄建造物設計標準解説-基礎構造物・抗土圧構造物-(昭和61年3月)<sup>5)</sup>では、軟弱地盤中にありかつ硬質地盤に着床の場合または縦長の場合には横断方向に対し応答変位法により耐震設計することが規定されているが、普通地盤では地震時の検討を省略してよいこととなっている。

沈埋トンネルは、横断方向にはレベル1地震動対応の耐震設計が応答変位法によりなされた事例がある<sup>6)</sup>。箱形断面ではないが、地下駐車場に対しては駐車場設計・施工指針同解説(平成4年11月)<sup>7)</sup>により地盤条件に係わらず応答変位法により耐震設計することとなっており、また、原子力発電所の屋外重要土木構造物に対しても動的解析による耐震設計が規定されている<sup>8)</sup>。したがって、必ずしもすべての地中構造物横断方向に対して耐震設計の必要性がないとされてきた訳ではないが、通常のRC箱形断面構造の地中構造物に

については、特に横断方向に対し地震の影響が小さいとされ、レベル1地震動に対しても耐震設計がなされてこなかったケースが多いと考えられる。またレベル2地震動に対しては、原子力発電所の屋外重要土木構造物を除けば耐震設計が実施された事例は皆無といつてよいであろう。

## (2) 阪神・淡路大震災における被害状況

阪神・淡路大震災におけるRCボックスカルバートの被害として、神戸高速鉄道大開駅の天井崩落が代表的なものであることはいうまでもない。大開駅は、プラットホームのRC製の中柱が圧壊して上床版が折れ曲がり、上を通る道路が最大2.5m沈下した<sup>9)</sup>。また、神戸市営地下鉄の上沢駅および三宮駅でもコンコースのRC製中柱に斜めひび割れが生じ、駅舎としての機能を失った<sup>10)</sup>。この他に地下鉄トンネルにおいても、隅角部および側壁に縦断方向のクラックやコンクリートの剥落が多く箇所で見られた。共同溝においても、隅角部に縦断方向にクラックが入るなどの被害が見られ、さらに目地で縦断方向に衝突、開口が見られ漏水が発生した<sup>11)</sup>。

これらの被害の原因究明は現在も続けられているが、現時点における地下鉄駅舎の被害に対するいくつかの検討<sup>12) 13) 14)</sup>では、以下のことがその主たる原因と考えられている。すなわち、いずれの駅舎も、横断方向に作用した水平動による周辺地盤からの地震荷重を受けて全体にせん断変形し、側壁隅角部および中柱上下端で曲げひび割れが生じ、大開駅では中柱がせん断破壊して上載土荷重を支えることができずに崩落に至った、というものである。上下動の影響については小さかったとする検討結果が多いが、今後の課題である。

## (3) 新しい耐震設計法への課題

地震動は通常地表より地中部の方が振幅が小さく、また地中構造物は周辺地盤に囲まれているため自己振動しないことから、一般に地中構造物は地上構造物に比べて作用する地震力が小さく、地中構造物は地上構造物に比べて安全であるとされてきた。しかしながら、阪神・淡路大震災により、大規模地震によってRC箱形断面のような地中構造物も大きな被害を受ける可能性のあることが実証された。土木学会の第二次提言にもあるように、今後は、平面的な地震力だけではなく深さ方向の地震時相対変形に対しても安全性が確保できるように、横断方向に対しても耐震設計を行う必要がある。さらに、レベル1地震動対応だけではなく、レベル2地震動に対する耐震設計法が必要となる。すでに阪神・淡路大震災の復旧のために暫定的な耐震設計法<sup>15)</sup>が出ており、また阪神・淡路大震災を受けて改訂された基準・指針<sup>16) 17)</sup>もある。ここでは、これらの新たな基準類や阪神・淡路大震災の被害シミュレーションの文献<sup>12) 18) 19) 20)</sup>を参考に、現時点で考えられる新しい耐震設計法を概説し課題をあげる。

### (a) 地震荷重と耐震計算法

RC箱形断面のような地中構造物の横断方向に対しどのような地震荷重および耐震計算

法を取り入れていくかが第一の課題である。考えられる耐震計算法として、地中構造物と地盤の動的相互作用を直接考慮するという動的解析法と、地盤のみの地震時応答から地中構造物の地震荷重を求めて用いる静的解析法、例えば応答変位法<sup>21)</sup>、応答震度法<sup>22) 23)</sup>や動土圧法<sup>24) 25)</sup>がある。図-4.1.4.1に耐震計算法の分類を示し、図-4.1.4.2、図-4.1.4.3に各耐震計算法の概要を示す。

いずれの解析法を用いるにしても、地震時の地盤の非線形性は、表層地盤の増幅特性に大きな影響を与え、地盤の相対変位等の地中構造物に作用する地震荷重を決定する上で重要である。さらに、レベル2地震動対応としては、構造部材の非線形性が重要なファクターとなる。すなわち、ラーメン構造となっているRC箱形断面の地中構造物ではエネルギー一定則といった簡便法が使えないため、部材に非線形履歴モデル等を用いて非線形性を直接考慮しなければならない。以上のように、RC箱形断面の地中構造物の耐震計算法には地盤と躯体の非線形性を何らかの形で必ず取り入れることとなるが、動的相互作用が考慮できる動的解析法の中でも地盤と躯体の非線形性を同時に考慮できる逐次非線形解析が最も厳密な解析法と言える。等価線形解析により動的解析を行う場合は、躯体は等価剛性を用いた線形とし地盤の非線形性をのみを等価線形化法により考慮して動的相互作用解析を実施しておき、求められた地中構造物の相対変位を用いて躯体の非線形性を考慮した非線形フレーム解析であらためて地中構造物の安全性を照査するという方法もある。周辺地盤が1次元の成層地盤としてモデル化できる地中構造物の場合は、自然地盤の地震時応答を用いて地盤および躯体の非線形性を同時に考慮して応答変位法、応答震度法または動土圧法で検討ができる。ただし、応答変位法では、地盤ばねの非線形性が結果を大きく左右し、課題である。

地震荷重としては、動的解析法では、設計用地震動を設定しモデル底面に入力することとなる。レベル2地震動対応の設計用地震動の設定方法は大きな課題であるが、すでに別の章で詳細に述べられている。静的解析法では、設計用地震動を入力して地盤のみの動的解析（等価線形解析または逐次非線形解析）を行って地盤の相対変位等の地中構造物の地震荷重を求める方法と、設計用速度応答スペクトルから地中構造物の地震荷重を求める方法がある。地域特性および地盤特性を考慮するには前者の方法が有効であることは言うまでもないが、後者の方法は地震荷重の算定が簡便であり、鉄道の開削トンネルの暫定的な耐震計算法<sup>15)</sup>および水道施設の導水暗渠の耐震計算法<sup>16)</sup>として採用されている。後者の設計用速度応答スペクトルを用いる方法では、対象とする地中構造物が硬軟の地層がまたがる場合は、特に地盤の相対変位分布の設定に留意する必要がある。設計用速度応答スペクトルによる地震荷重の設定方法を表4.1.4.2に、設計用速度応答スペクトルの例<sup>15) 16)</sup>を図4.1.4.4に示す。同図において、鉄道開削トンネル用の設計用速度応答スペクトルは、兵庫県南部地震においてポートアイランドGL-83mおよび神戸大学で観測された記録より減衰定数20%として求められたものであり、水道施設用の設計用速度応答スペクトルは、兵庫県南部地震において断層から10km以内の基盤および岩盤表面で観測された5地震波を基に上限および下限が求められている。

なお、地盤については液状化という問題もあり、地中構造物の横断面が震動中に液状化



の発生とともにどのような地震荷重を受けるか、あるいは地盤流動によってどのような地震荷重を受けるかは、今後の大きな課題の一つである。

#### (b) 安全性照査法

レベル2地震動に対する耐震設計法に限界状態設計法を取り入れていくことは言うまでもない。しかしながら、RC箱形断面地中構造物の地震時終局限界状態をどのように規定するか、さらにその安全性をどのように照査するかは課題である。震災後に改訂されたコンクリート標準示方書・耐震設計編<sup>17)</sup>では、レベル2地震動対応の耐震性能を、地震後に機能が短時間で回復でき補強を必要としないという耐震性能2と、地震によって構造物全体系が崩壊しないという耐震性能3の、2段階で規定しおり、重要度に応じて使い分けることとしている。耐震性能2の安全性の照査方法は、まず曲げ破壊先行かせん断破壊先行かを判定した後、曲げ破壊先行の部材には塑性率と靱性率を比較することにより安全性を照査し、せん断破壊先行の部材にはせん断力とせん断耐力を比較することにより安全性を照査する、という方法が示されている。図4.1.4.5に耐震性能2の照査方法を示す。耐震性能3については具体的な照査方法は示されていない。

地中構造物においては、地下鉄のように多数の人命に係わるものや共同溝のようにライフライン施設を複数収用するものについては耐震性能2で規定されるべきであるが、曲げ破壊先行型では靱性率に対する裕度を、せん断破壊先行型ではせん断耐力に対する裕度をどの程度とるかは課題である。また、耐震性能3については、周辺地盤が外力にもなり支持構造にもなるという地中構造物特有の問題がからみ、地中構造物の崩壊モードをどのように規定するか、塑性ヒンジの表現方法など具体的な耐震計算法をどうするか、は重要な課題である。

以上の二つの課題の他に、土木学会の第二次提言にも示された地中構造物が断層を横切る場合の対策も、内陸活断層型のレベル2地震動固有の課題である。また、今後都市において増えてくるであろう地上構造物基礎と地中構造物、あるいは地中構造物と地中構造物といったそれぞれが近接する状況を考慮した耐震設計法の開発も重要な課題になると考えられる。

#### 〈参考文献〉

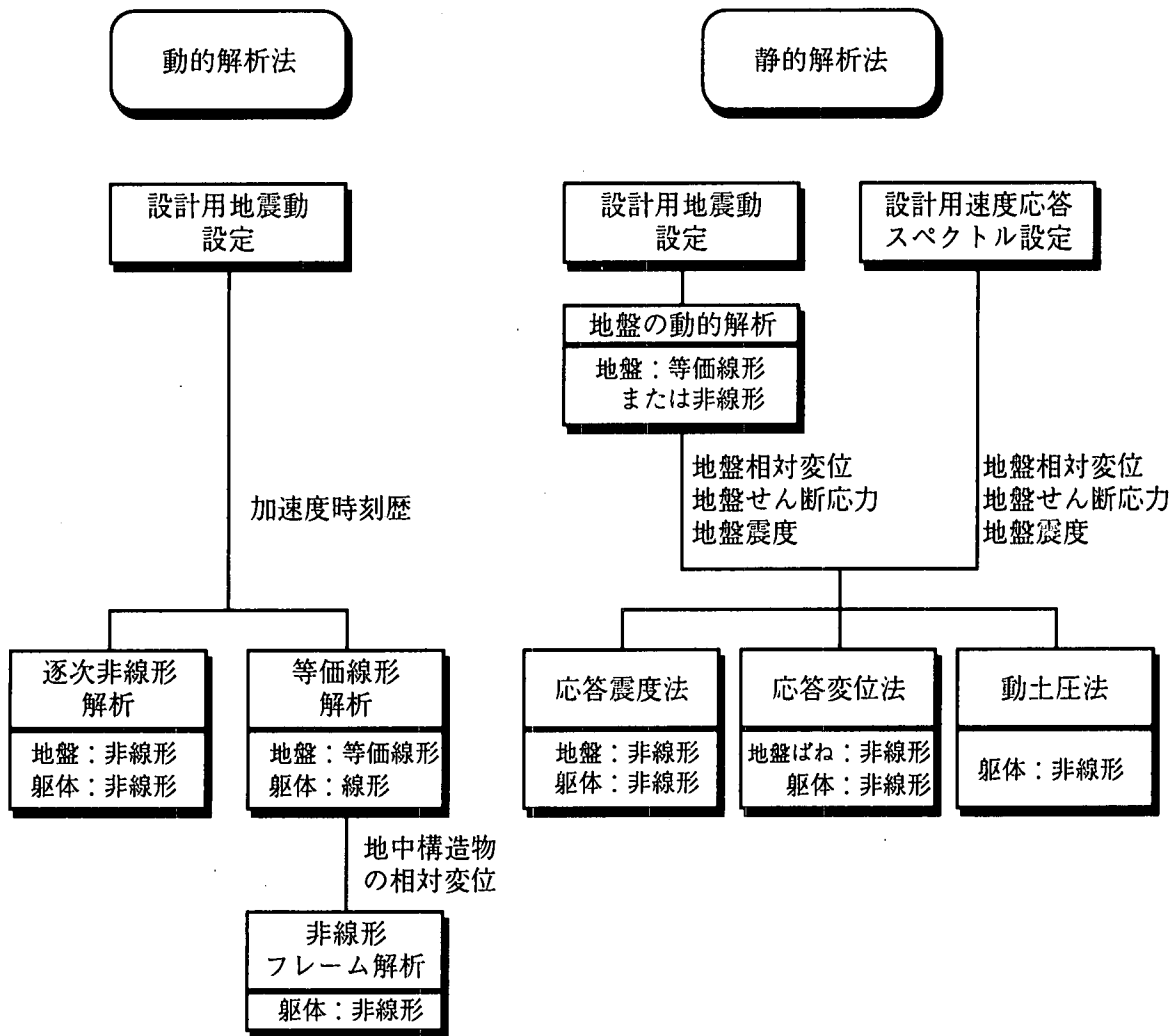
- 1) (社)日本建築学会：1974年伊豆半島沖地震・1978年伊豆大島近海地震災害調査報告、1980年。
- 2) 田村重四郎、伯野元彦、家村浩和、竹内幹雄：1985年メキシコ地震の震害、土木学会誌、Vol.71、pp.19-85、1986年12月。
- 3) (社)日本道路協会：共同溝設計指針、昭和61年3月。
- 4) (社)土木学会：トンネル標準示方書（開削編）同解説、昭和61年6月。
- 5) (社)土木学会：国鉄建造物設計標準解説－基礎構造物・抗土圧構造物、昭和61年3月。

- 6) (財) 首都高速道路技術センター：多摩川および川崎港トンネル設計要領(案) 沈埋トンネルの設計施工に関する調査研究(その3) 報告書、昭和62年3月。
- 7) (社) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説、平成4年11月。
- 8) (社) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル、1992年9月。
- 9) 庄俊明、飯田廣臣、岩藤正彦、中村晋、神野邦彦：神戸高速鉄道大開駅被害状況、土木学会第50回年次学術講演会、pp. 954-955、1995。
- 10) (社) 土木学会：土木学会阪神大震災震災調査第二次報告会資料、pp. 19-28、1995。
- 11) 建設省土木研究所：平成7年(1995年) 兵庫県南部地震災害調査報告、土木研究所報告、第196号、PP. 443-470、1996。
- 12) 矢的照夫、梅原俊夫、青木一二三、中村晋、江崎順一、末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析、土木学会論文集、No. 537/I-35、PP. 303-320、1996。
- 13) 鈴木猛康：地下鉄被害と地震応答解析、熊谷組技術研究所報告、第54号、pp. 13-24、1995。
- 14) 志波由紀夫、渡辺和明、立石章：兵庫県南部地震における地下構造物の被害とその考察、大成建設技術研究所報、第28号、pp. 43-48、1995。
- 15) (財) 鉄道総合技術研究所：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料、pp. 65-74、平成8年3月。
- 16) (社) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 1997年版、pp. 225-244、平成9年3月。
- 17) (社) 土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書 耐震設計編、PP. 1-15、1996。
- 18) 佐俣千載、水口和彦、杉山郁夫、川満逸雄：神戸市営地下鉄三宮駅の被災原因の検討、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、PP. 227-230、1996年1月。
- 19) 佐俣千載、長光弘司、山本一敏、森伸治：非線形応答変位法による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、PP. 231-238、1996年1月。
- 20) 田尻勝、佐俣千載、志波由紀夫、坂下克之、渡辺和明：地震応答解析による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、PP. 239-246、1996年1月。
- 21) 立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究、土木学会論文集 No. 441/I-18、pp. 157-166、1992年1月。
- 22) 片山幾夫、足立正信、嶋田穰、都築富雄、瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案、土木学会第40回年次学術講演会、pp. 737-738、1985。
- 23) 立石章：静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究、土木学会論文集 No. 519/I-32、pp. 139-148、1995年7月。
- 24) 渡辺啓行、末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価、土木学会論文集 No. 432/I-16、pp. 165-174、1991年7月。
- 25) 渡辺啓行：地中ダクトの地震時土圧の理論、土木学会論文集 No. 432/I-16、pp. 185-194、1991年7月。

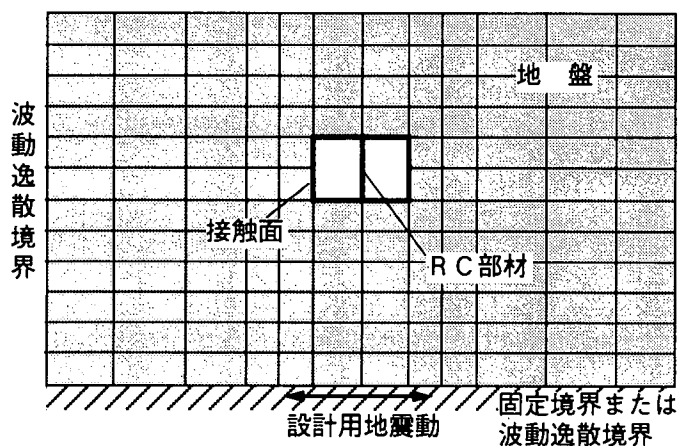
表-4.1.4.1 阪神・淡路大震災以前の基準・指針における地中構造物の耐震設計法  
(RC矩形断面地中構造物を対象)

基準・指針名	制定者 制定年月日	耐震設計法の規定	
		横断面方向の耐震規定	レベル2地震動対応
共同溝設計指針	(社)日本道路協会 昭和61年3月	標準的な断面に対しては地震の影響が少なく、耐震設計の必要なし	縦断方向の検討に対してレベル1地震動対応のみの地震力と設計法を示す
トンネル標準 示方書(開削編) 同解説	(社)土木学会 昭和61年6月	性状の異なる地盤にまたがるまたは軟弱地盤中の地中構造物は耐震設計必要 ほぼ均一な地盤中にあり、かつ土被りが大きい場合には耐震設計の必要なし	レベル1地震動対応のみの地震力と設計法を示す
国鉄建造物設計 標準解説 -基礎構造物 ・抗土圧構造物	(社)土木学会 昭和61年3月	軟弱地盤または地震時変位が大きい地盤中にあり、かつ硬質地盤に着床または縦長の地中構造物は耐震設計必要 上記以外は地震時の検討は不要	レベル1地震動対応のみの地震力と設計法を示す
多摩川および 川崎港トンネル 設計要領(案) <sup>(*)</sup>	(財)首都高速道路 技術センター 昭和62年3月	トンネルおよび地盤からなるFEMモデルを用いた応答変位法により耐震設計する	レベル1地震動対応のみの地震力と設計法を示す
駐車場設計 ・施工指針 同解説	(社)日本道路協会 平成4年11月	地下駐車場の短手、長手の両方向に対し応答変位法により耐震設計する	レベル1地震動対応のみの地震力と設計法を示す
原子力発電所 屋外重要土木 構造物の 耐震設計に関する 安全性照査 マニュアル	(社)土木学会 原子力土木委員会 1992年9月	海水管ダクトおよび取水ピット等の地中構造物横断面に対し動的解析により耐震安全性を照査	レベル2地震動相当の地震動(S2地震動)に対する限界状態設計法を示す

(\*) 基準・指針ではないが、沈埋トンネルの耐震設計を記述したものとして掲載

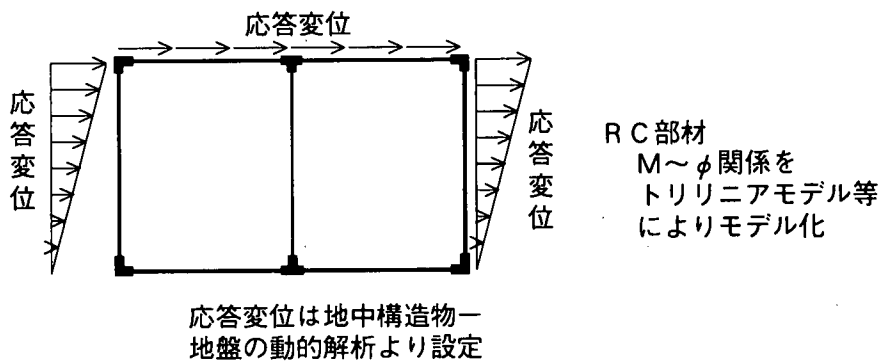


図一4.1.4.1 R C箱形断面地中構造物横断面の耐震計算法の分類



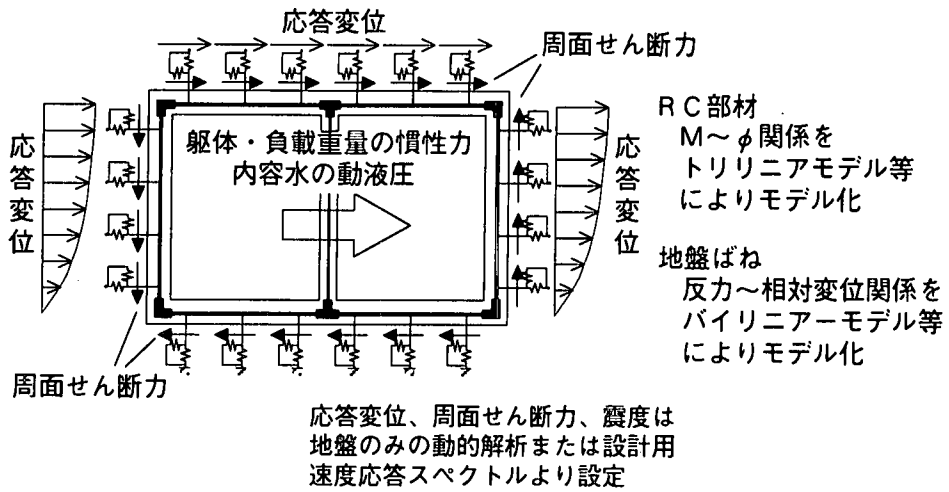
	逐次非線形解析	等価線形解析
地盤	応力～ひずみ関係を非線形履歴モデルでモデル化	$G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係より剛性設定
RC部材	$M \sim \phi$ 関係をトリリニアモデル等でモデル化	等価剛性（線形） （例： $E_{eq} = 0.5E_c$ ）
接触面	ジョイント要素等でモデル化	モデル化せず
境界	側方：粘性境界 下方：固定または粘性境界	側方：エネルギー伝達境界 下方：固定または粘性境界

(a) 逐次非線形解析と等価線形解析

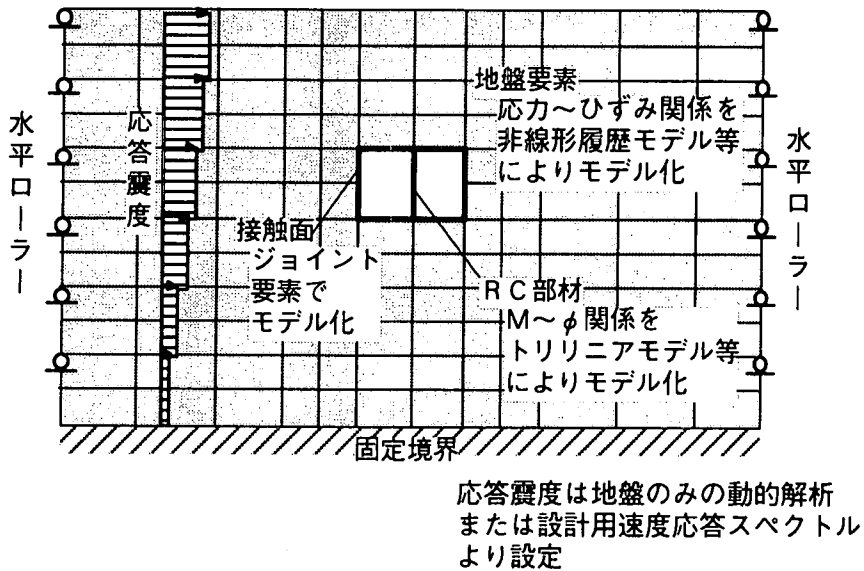


(b) 非線形フレーム解析

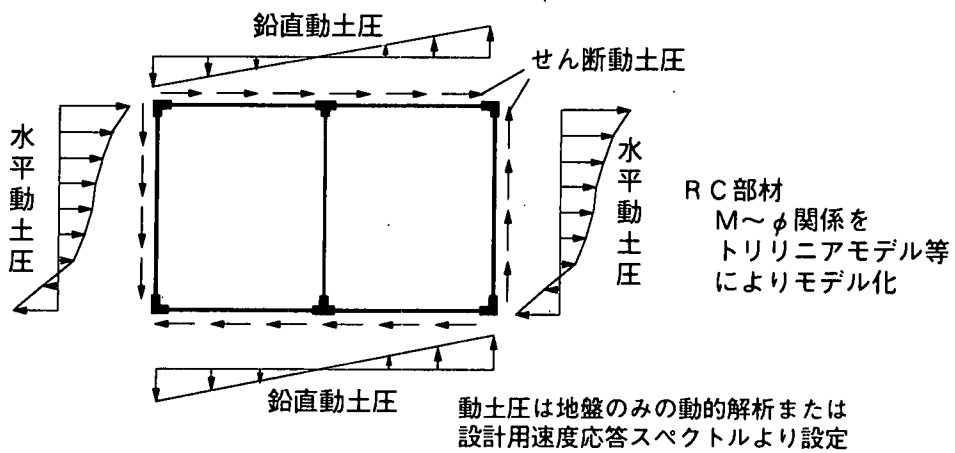
図一4.1.4.2 地中構造物横断面の動的解析法のモデルと地震荷重



(a) 応答変位法<sup>21)</sup>



(b) 応答震度法<sup>22) 23)</sup>

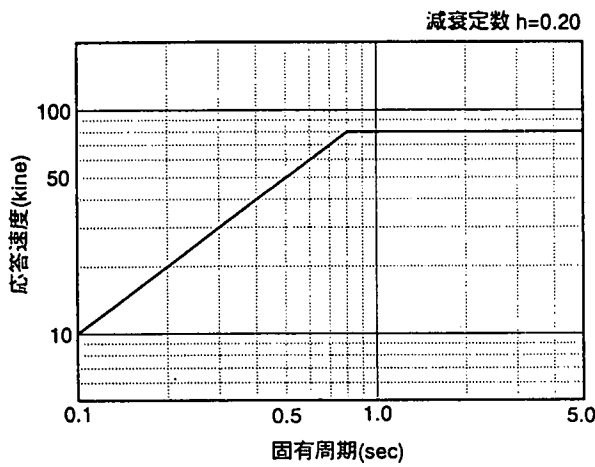


(c) 動土圧法<sup>24) 25)</sup>

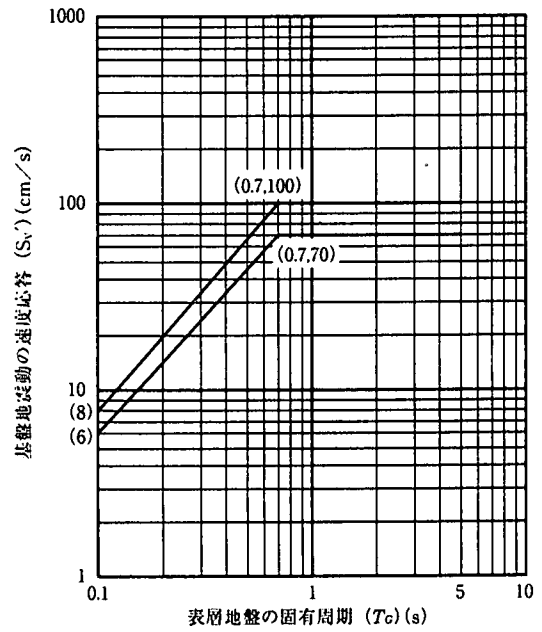
図-4.1.4.3 地中構造物横断面の静的解析法のモデルと地震荷重

表-4.1.4.2 設計用速度応答スペクトルによる地震荷重

地震荷重	設計用速度応答スペクトルに基づく計算方法
地盤の応答変位	<p>表層地盤の応答変位は設計用速度応答スペクトルより次式で求める</p> $u_i = \beta \cdot \phi_i \cdot T_g / 2\pi \cdot S_v$ <p> <math>u_i</math>: 表層地盤各層の応答変位  <math>\beta</math>: 表層地盤の刺激係数  <math>\phi_i</math>: 表層地盤の固有関数ベクトル  <math>T_g</math>: 表層地盤の地震時の固有周期(sec)  <math>S_v</math>: 耐震基盤面における設計用速度応答スペクトル         </p>
地盤のせん断応力	<p>表層地盤のせん断応力は地盤の応答変位より次式で求める</p> $\tau_i = G_{gi} \cdot \gamma_i$ <p> <math>\tau_i</math>: 表層地盤各層の地震時せん断応力  <math>G_{gi}</math>: 表層地盤各層の地震時せん断弾性係数  <math>\gamma_i</math>: 表層地盤各層の地震時せん断ひずみ              応答変位<math>u_i</math>の深さ方向の平均変化率として求める         </p>
地中震度	<p>表層地盤の地中震度は、特に規定のない場合は地盤のせん断応力より次式で求められる等価震度を用いる</p> $k_{hi} = (\tau_{i+1} - \tau_i) / (\gamma_{ti} \Delta H_i)$ <p> <math>k_{hi}</math>: 表層地盤各層の地中震度  <math>\tau_i</math>: 表層地盤各層の地震時せん断応力  <math>\gamma_{ti}</math>: 表層地盤各層の単位体積重量  <math>\Delta H_i</math>: 表層地盤各層の厚さ         </p>



(a) 鉄道開削トンネル<sup>15)</sup>



(b) 水道施設<sup>16)</sup>

図-4.1.4.4 設計用速度応答スペクトルの例

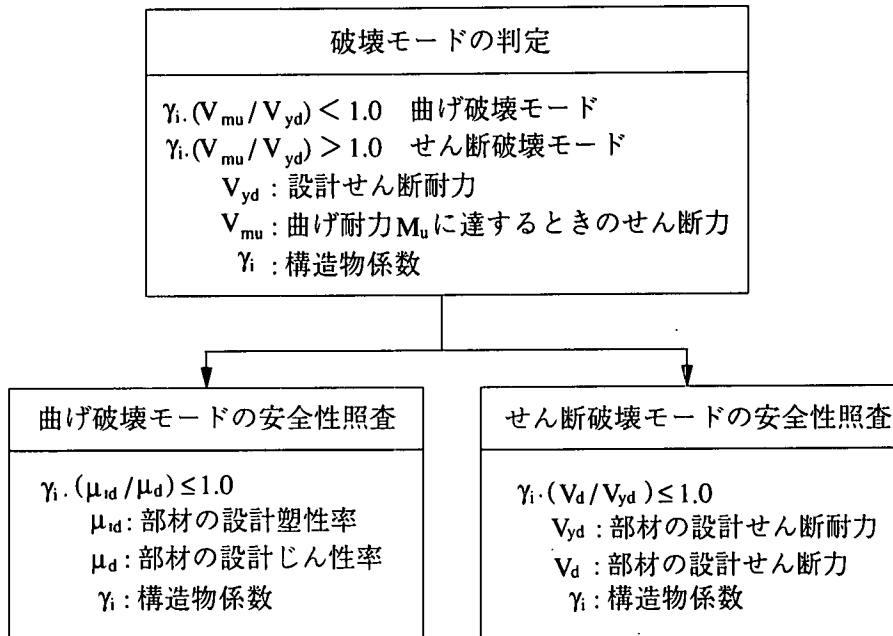


図-4.1.4.5 平成8年制定コンクリート標準示方書・耐震設計編による耐震性能2の照査方法<sup>23)</sup>



#### 4.1.5 タンク

##### (1) 既往の設計法

液体タンクの耐震研究の歴史は浅く、この重要性が一般に認識されたのは、1964年の米国・アラスカ地震<sup>1)</sup>、および同年・新潟地震<sup>2)</sup>においてである。これらの地震では、カリフォルニアおよび新潟の多くの地上式平底タンクが炎上し、大規模火災へと発展した。火災の原因は、地震によりタンク内の液面および浮き屋根が揺動し（スロッシング）、これによりまず屋根と側板との摩擦熱により内部の石油が発火し、その後液面揺動でタンク外へと溢れ出した石油に引火したものとされている。地震後、タンク内容液をポテンシャル流と仮定してスロッシング波高を求め、事故の状況を分析する試みがなされた<sup>3)</sup>。この解析手法は以後の耐震設計に活用されている。

タンクの振動形式は大きく分けて2種類あるが、前述したスロッシングがそのひとつであり、もう一方の振動はバルジングと呼ばれている。これは、タンクが弾性体であることから、内容液とタンク本体とが連成して震動するもので、水の入ったコップをたたいた時の振動と同じものである。コップ内の液深に応じて音の高さが変わることから、内容液の質量効果が伺われる。この現象が解析的に求められるようになったのはFEMを始めとする解析手法が発達した1970年代半ばである<sup>4)</sup>。解析によると通常使用されている大型平底タンクのバルジング固有振動数は2～5ヘルツ程度であり、またバルジングを考慮した地震時動液圧は、タンクを剛体として扱っていた従来の衝撃圧の約2倍の大きさになることが徐々に明らかになり、この影響が基準に反映されるに至っている。

タンクの耐震設計は、まず地震時に生じるスロッシングおよびバルジングの動液圧を見積もり、その後、これら各荷重を静的に負荷した場合の応力照査を行う<sup>5),6)</sup>。耐震設計上想定している地震動は、長周期については速度応答スペクトルで100cm/sec、短周期については基盤の基準水平震度0.15であり、いずれも関東地震のデータを基に設定されている。

##### (2) 兵庫県南部地震における被害

###### (a) 石油タンク

石油タンクは、前述した新潟地震(1964)以外にも日本海中部地震(1983)において大規模なスロッシング被害を被っている。スロッシングは地震波の長周期成分により励起されるが、震央距離113KMの秋田よりも270KMの新潟で大きな被害が出ている点が注目された。また、宮城県沖地震(1978)では2～3万トン級大型タンク3基の側板一底板隅角部に亀裂が生じ、大量の石油がヤード内に流出するという事故が発生している。今回の兵庫県南部地震では被害が小規模なタンクに集中している点に特徴があり、前述したような大型タンクの被害は報告されていない。主な被害は、アンカーボルトの引き抜け、地盤沈下に伴う傾斜であり、少数ではあるが側板の座屈も報告されている。タンクは一般に小型になる程アスペクト比が大きく、すなわち直径に比べ高さが高くなる。その結果転倒しやすくなり、これを防止する意味で転倒の危険がある場合はアンカーボルトにより固定されるが、

地震力が大きくなるとアンカーボルトの引き抜けや基礎の耐力不足による側板下端部の沈下が起こる。また今回のように側板が鉛直方向圧縮力により座屈することもあるが、過去の研究からこれは底板の浮き上がりが影響すると考えられており、同じアスペクト比のタンクであればアンカーされていない方が座屈の危険性が高い。過去の地震においてもこれらの被害は観察されている。

#### (b)低温タンク

LNG,LPG などの低温タンクは、保冷構造とするため断熱性のあるコンクリートスラブ基礎上に設置され、また、底板の浮き上がりを防止するためタンク本体は基礎にアンカーされている。低温タンクは過去に本格的な地震を経験したことが無く、今回の地震が初めての地震経験であるが、LPG タンクのひとつからガス漏洩が発生した。原因は、地盤の流動によりタンク本体と配管類の間に許容範囲を越える相対移動が生じたため、ガス漏れは配管の結合部で起ったとされている。

### (3) 耐震基準に関する今後の動向

#### (a)石油タンク

石油タンクの耐震問題で、兵庫県南部地震以前に長い間問題とされていたのは、大型石油タンクは基礎上にアンカーせずに設置されているため地震時に底板の一部が浮き上がるが、応力照査に浮き上がりの影響が考慮されていない点にあった。しかし、1995年に基準が改訂され、浮き上がりの影響を考慮した耐震評価も実施されている。なお、兵庫県南部地震後の調査では、現行の耐震基準に基づき設計されたタンク本体（11基）には何ら被害が無かったことから、現行基準の妥当性が確認されたといえる。

#### (b)低温タンク

兵庫県南部地震において LP ガスが漏洩し、住民の避難まで発展したことから、高压ガス施設等耐震対策検討委員会が発足し、耐震基準の見直しが行われている。平成9年4月には2段階設計を盛り込んだ告示が出される予定である。従来の耐震設計をレベル1として、この程度の地震では住民避難などの事態が発生しないこと、また従来の2倍（基盤の基準水平震度 0.3）の地震動をレベル2とし、住民の障害や財産の損失を招くような事態にならないことを基本目標としている。

### <参考文献>

- 1) Rinne,J.E. : Oil Storage tanks, The Prince William Sound, Alaska, Earthquake of 1964 and aftershocks, U.S.Department of Commerce Environmental Science Service Admi., 1967
- 2) 消防庁危険物規制課：地震による危険物施設の災害事例－1964.6 新潟地震，1977
- 3) 山本善之：地震による石油タンクの液面の動揺と衝撃圧力，高圧力第3巻1号，1965
- 4) 坂井藤一，他：大型液体タンクの地震応答に関する研究，第4回日本地震工学，1975
- 5) 自治省告示第119号，1983
- 6) 通商産業省告示第515号，1981

## 4.1.6 送・変電施設

### (1) 変電施設の設計地震荷重

#### (a) 阪神・淡路大震災前の耐震設計法

変電設備においては、昭和40年頃までの変電機器の耐震設計は0.5Gの震度を与える静的耐震設計が行なわれていた。ところが、昭和39年6月16日の新潟地震(M7.4)による被害に続いて昭和40年4月20日の静岡地震(M6.1)ならびに昭和40年8月3日から始まり昭和44年まで続いた松代群発地震(M6.3)など比較的小規模の地震によっても多くの変電機器に被害が生じた。そのため、この設計法に対する疑問が生じ、変電機器の耐震性の検討が開始された。その過程で震害が分析された結果、機器の被害は、地震動との共振に伴う大きな地震応答が発生したことが原因であることが解明され、同時に、変電機器の耐震設計には動的設計が必要であることが認識され始めたのである。

この時期は、日本の高度経済成長期に当たり、電力の需要が急増した時代であった。産業施設地帯への大容量電力を供給する必要から送電電圧を大幅に引き上げる必要が生じていた。これに伴い変電機器も年々大型化し、超高压変電所(275KV)が各地に建設された。したがって、従来にも増した変電設備の信頼度が要求されると共に変電機器の大型化に伴う耐震性への危惧が抱かれるようになって行った。特に、昭和40年代中頃には大電力送電を目指した超々高压(500KV)送電を目指した送・変電設備の製作が計画され、機器の耐震設計には地震動を用いた動的設計法が適用されるようになった。“共振正弦 3波突印法”と言う変電機器特有の設計地震動が使われ出したのもこの頃であった。

昭和50年代になると、動的設計法を全国的に統一するため、電気共同研究会に「変電機器耐震設計専門委員会」が設置された。この委員会の活動により基礎・地盤を含めた連成系として変電機器がモデル化され、碍子型機器では、「0.3G共振正弦 3波」を機器架台下端に、変圧器プッシングでは、「0.5G共振正弦 3波」をプッシングポケット下端に、それぞれ、突印する動的設計法が提案され、その妥当性検証のための実機の振動実験や現地起振実験が行なわれた。

上記提案がなされた昭和53年には、2月20日と6月12日に宮城県沖地震が発生し、後者においては、東北電力関内の変電機器に多大の被害が齎らされた。電気事業連合会は、この事態を重視し、「変電設備耐震対策特別委員会」を設置し、原因究明と対策の検討に着手した。検討は各種機器の耐震性能を振動台等で検証する傍ら、上記設計地震動強度が妥当なものであったか等の検討に重点が置かれた。この設計地震動の見直しについては、以下の観点と手順により実施された。

- ① 地表面の共振正弦波の妥当な波数と 3波の応答に対するこの波数の比を求める。
- ② 地表面の加速度強度は基盤加速度強度と地盤の増幅率との積で与えられる。
- ③ 基盤加速度強度は、歴史地震の震源に対する全国の 210変電所位置における最大加速度を基盤における距離減衰式(岡本式)から求め、これに基づいた再起年期待値のコ

ンターで与える。

- ④ 地盤の増幅率は、地盤構造が明らかな全国31変電所地盤に対して重複反射理論を適用して与える。
- ⑤ 全国の変電所地点は無作為に日本全体にプロットされたと仮定すると、任意の変電所があるレベル以上の基盤加速度コンター内に存在する確率はそのレベルのコンターが占有する面積率となる。基盤加速度レベル、すなわち、ある変電所が持つ基盤加速度期待値を確率変数とし、確率密度関数を正規分布として上記測定確率から平均値と標準偏差を求める。
- ⑥ 表層地盤の特性は変電所位置によって異なり、その特性の出現がランダムであると仮定すると、その特性に応じた地表面の加速度増幅率は確率事象となる。全国31変電所地盤に対して日本および外国で観測された11地震動記録を用いて、重複反射理論により地表面の地震動 341波を計算し、その加速度増幅率の度数分布から正規確率密度関数を当てはめ平均値と標準偏差を求める。
- ⑦ 変電所位置に期待される基盤加速度と表層地盤の加速度増幅率とは独立の確率過程であると仮定すると、基盤加速度と表層地盤の増幅率との積で与えられる地表面の加速度があるレベルを越える確率密度関数は基盤加速度の確率密度関数と表層加速度増幅率の確率密度関数との積として与えられ、地表面の加速度期待値が $300(\text{cm}/\text{sec}^2)$ を越える範囲に対する上記確率密度関数の二重積分として超過確率を算定する。

上記341波に建設省土木研究所、運輸省港湾技術研究所等が観測した地震動記録208を加えた549箇の地震動について、減衰定数5%とした加速度応答スペクトルを求めた結果、共振正弦2波のスペクトル倍率は549波のスペクトル倍率の殆どを上回り、地表面の設計地震動は共振正弦2波で十分であること、3波に対するスペクトル倍率は、2波の約1.3倍であることが明らかとなった。碁子型基礎による架台下端の地震動増幅率が1.2倍であることが前述した専門委員会の検討により明らかとなっており、上下動の影響等未知の現象に対する余裕を10%勘案すると架台下端の共振正弦2波の加速度強度は、 $1.2 \times 1.1 \times 0.3G = 0.39G$ となる。したがって、3波では、 $0.39G / 1.3 = 0.3G$ となる。他方、変圧器と基礎の地震動増幅率は同専門委員会の検討から2波に対して2.0であることが明らかになっており、ブッシングポケット下端の加速度強度は、 $2.0 \times 1.1 \times 0.3G = 0.66G$ となるが、3波では、 $0.66 / 1.3 = 0.5G$ となる。さらに、地盤表面での加速度が $300(\text{gal})$ を越える確率を前述した手順により求めた結果、極めて小さい確率が得られた。したがって、当初設定した共振正弦3波を突印する設計地震動の加速度強度は、碁子型機器、変圧器ブッシング共十分妥当であり、これら設計地震動による応答倍率が殆どの地震動によるものを上回るので、上記動的設計法によって設計した機器であれば、宮城県沖地震による被害は免れたと言う結論が得られた。しかしながら、変圧器ブッシングの耐震性に関する変圧器本体と基礎・地盤の存在に伴う地震動の増幅の程度の確認、機器間リード線の影響ならびにアルミパイプ母線の耐震性は今後の課題として残されている。

これらの検討結果に基づいて、遮断機等の碁子構造物では、架台下端に $0.3G$ 共振正弦3波、変圧器では、暫定的ながらもブッシングポケット下端に $0.5G$ 共振正弦3波突印する耐

震設計法が確定し、昭和55年 5月に日本電気協会から「変電所における電気設備の耐震対策指針(JEAG5003)」が刊行され、統一的な耐震設計法が確立したのである。

## (b) 阪神・淡路大震災における被害

この地震により約100万戸が停電したが、地震発生後1週間内には応急送電体制が整えられ、倒壊家屋等を除いて電力供給が再開されている。その理由は、変電所機器の被害が少なかったことにあると考えられる。例えば、変電設備の被害は、超々高圧(500KV)では碍子損傷数 1、超高圧ではブッシングの油漏れ数 8、等JEAG5003により設計された機器の被害は非常に少なかった。被害の大部分は77KVの低圧機器に集中していた。

## (c) 新しい耐震設計法への課題

関西電力関内の被害が非常に少なかったことの理由の一つに、この地震発生の凡そ10年前に全関西電力施設の耐震性の検討が、実施され、必要な補強が済んでいたことにあると考えられる。しかも、幸運にも、その検討に適用された想定地震が今回の地震の震源を想定していたのである。

しかしながら、他電力においては上述した「0.3G共振正弦 3波突印法」による耐震設計法により設計した超々高圧の変圧器ブッシングがそれ程大きく無い地震動により損傷されたケースが頻繁に認められている。上記設計地震動は、非常に厳しいもので、これを越える影響を機器に与える実測地震動は皆無である。この原因は、最近変圧器の地震観測データから推定された。すなわち、JEAG5003に規定されている設計地震強度は、変圧器本体と機器基礎とが剛結されているとの想定で剛体としての応答を前提にブッシング下端の地震動増幅が評価されている。確かに、変圧器本体は剛体であり、この前提には間違いは無い。ところが、変圧器本体と基礎との接合に一眼剛性の高いと見られるスティール性の板類が用いられているのである。変圧器そのものの重量はかなり大きいので、変圧器と接合板とは容易に振動系を形成し、ブッシングポケット下端において剛体の地震動増幅を遙かに越える増幅率が発生していたのである。このような事実を考慮して、今後は変圧器本体の基礎への取り付けに注意を払う必要がある。

## (2) 送電鉄塔の設計震度

### (a) 阪神・淡路大震災前の耐震設計法

架空送電設備の主体である送電鉄塔は、UHV(1,100KV)送電鉄塔を除くと建築基準法に規定されている水平設計震度に対する応力より風荷重による応力の方が大きくなるので、一般には地震に対する検討は行なわない。既往の大地震においては送電鉄塔の被害も報告されているが、それらの大部分は地盤の変状に起因するものであった。したがって、ルート

の選定にあたっては、軟弱地盤等は極力避ける必要があり、止むを得ず悪い地盤に立地しなければならない場合、地震力と地盤支持力の関係の調査に加えて地盤振動特性や地形の影響なども考慮して安全性を確認する必要がある。

UHV 送電鉄塔は、鉄塔高さ重量とも大きいので、基礎のマットや杭には地震時の鉄塔の慣性力や地盤のせん断変形に伴う大きな応力が風荷重による応力を上回ることが稀にあるし、鉄塔上部の腹材や腕金の一部にも風荷重による応力を上回る地震時応力を発生する事例が稀にある。UHV送電鉄塔の耐震設計指針には「UHV送電鉄塔・基礎耐震設計指針・同解説、東京電力(株)、昭和59年 3月」があるだけである。この指針の耐震計算法では、鉄塔は層せん断力係数法を、基礎は震度法または応答変位法を用いることを原則とするが、必要な場合動的解析を適用し、安全性の照査には許容応力度、許容支持力、安全率と必要な場合変位量の検討も行なうこととされている。この指針の特徴は以下の通りである。

- ① 設計地震力の標準設計震度を地表面で設定し、 $K_H = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0$ とする。  
ここに、 $K_0 = 0.2$ 、 $\nu_1$ は地域別補正係数、 $\nu_2$ は地盤別補正係数、 $\nu_3$ は地形別補正係数(鋭い尾根部で1.1~1.2)とし、鉄塔の地震時応力計算には、地盤種別毎に定める平均応答スペクトルに基づいて定めた単位震度あたりの鉄等基部の層せん断力係数に相当する応答特性係数と鉄塔の高さ方向における層せん断力分布を正規化した分布係数を掛けた任意の層のせん断力係数と層モーメント係数を適用する。
- ② 杭頭位置を耐震設計上の地盤面とし、これより上の基礎に対する地震力は、鉄塔の反力による層せん断力、層モーメント、基礎と上の土の重量に $K_H$ を掛けた荷重とする。
- ③ 耐震設計上の地盤面以下の基礎の設計には、鉛直方向に長い杭や基礎を有する深い基礎が軟質地盤に建設される場合応答変位法を適用する。設計地震力は、地盤による増幅を差し引いた震度  $K_H = C_R \cdot K_H / \nu_2$ とする。ここに、 $C_R$ は3/4~1/2とする。

#### (b) 阪神・淡路大震災における被害

送電鉄塔においては、超高圧送電鉄塔には碍子の損傷が 3件報告されているだけで被害は非常に少ない。被害は77KVの低圧送電鉄塔に集中していることは変電設備と類似している。このことは、設計荷重として風荷重が主体であることを証明している。したがって、今後も従来の設計法を踏襲することが妥当と言える。

#### 4.1.7 原子力発電所

原子力発電所の耐震設計手法は、発電所が大地震に遭遇した場合にも、一般公衆及び従事者等に過度の放射線被曝を与えないように施設を設計することを目的に確立され、その基本的な考え方は、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」等<sup>1),2)</sup>に述べられている。ここでは、現在体系化されている耐震設計評価手法の中から地震動の評価法、耐震重要度と地震力の算定方法、さらに、兵庫県南部地震を踏まえた耐震安全検討について概説する。

##### (1) 地震動の評価法

耐震設計に用いる地震動は、敷地の解放基盤表面における地震動（以下「基準地震動」という）に基づいて評価する。この解放基盤表面とは、基盤（おおむね第三紀層及びそれ以前の堅牢な岩盤であって著しい風化を受けていないもの）面上に表層や構造物がないものと仮定し、基盤面に著しい高低差がなくほぼ水平で相当な拵がりのある基盤の表面をいい、その基盤はせん断波速度 $V_s=0.7\text{km/s}$ 相当以上の値を有する硬質地盤であるとしている。

基準地震動は、その強さの程度に応じ2種類の地震動 $S_1$ 及び $S_2$ に区分される。

基準地震動 $S_1$ をもたらす地震は設計用最強地震と呼ばれ、敷地周辺の過去の地震又は活動度の高い活断層による地震のうちから最も敷地に影響を与えるおそれのある地震を想定する。また、それを上回る基準地震動 $S_2$ をもたらす地震は設計用限界地震と呼ばれ、地震学的見地に立脚し、過去の地震の発生状況、敷地周辺の活断層の性質及び地震地体構造に基づき、工学的見地からの検討を加え、最も大きい影響を与えると考えられる地震を想定する。ここで、活断層を評価する場合には、断層ごとに著しい差異があり、すべての活断層を等しく考慮に入れることは实际的でない。従って、活断層の活動度を評価しその大小に応じた考慮を行う必要があるとしている。その判断基準の目安は次の通りである。

##### (a) 基準地震動 $S_1$ （設計用最強地震）

- ① 歴史資料により、過去に地震を発生したと推定されるもの
- ② A級活断層に属し、10,000年以降活動したもの、又は地震の再来期間が10,000年未満のもの
- ③ 微小地震の観測により断層の現在の活動性が顕著に認められるもの

##### (b) 基準地震動 $S_2$ （設計用限界地震）

- ① 上記(a)②を除きA級活断層に属するもの
- ② B及びC級活断層に属し、50,000年前以降活動したもの、又は地震の再来期間が50,000年未満のもの

基準地震動 $S_1$ 及び $S_2$ を評価するに際しては、発電所が建設される地点ごとに近距離及び遠距離地震を考慮するものとし、基準地震動 $S_2$ には直下地震（マグニチュード6.5）によるものも考慮する。これらの基準地震動は解放基盤表面における応答スペクトル及びそ

の応答スペクトルに適合するように人工的に作成した模擬地震波で与えられる。模擬地震波の作成に当たっては、地震動の最大振幅、地震動の周波数特性、地震動の継続時間及び振幅包絡線の経時的変化の諸特性を考慮するものとしている。

原子力発電所の耐震設計に用いられた基準地震動の解放基盤表面、最大加速度及び応答スペクトル最大加速度の例<sup>3)</sup>を表 4.1.7.1 に示す。

表4.1.7.1 基準地震動の解放基盤表面、最大加速度及び応答スペクトル最大加速度

基準地震動		A 発電所	B 発電所	C 発電所	D 発電所
解放基盤表面		GL. -180m	GL. -20m	GL. -31.5m	GL. -17m
基準地震動 S <sub>1</sub>	最大加速度 (模擬地震波)	180 Gal	450 Gal	188.5 Gal	365 Gal
	応答スペクトル 最大加速度 ※	450 Gal	1,530 Gal	525 Gal	1,000 Gal
基準地震動 S <sub>2</sub>	最大加速度 (模擬地震波)	370 Gal	600 Gal	370 Gal	532 Gal
	応答スペクトル 最大加速度 ※	1,137 Gal	2,030 Gal	1,137 Gal	1,400 Gal

※ 標準応答スペクトル、5%減衰、0.1~0.3秒間の最大値

## (2) 耐震重要度と地震力の算定方法

原子力発電所は想定されるいかなる地震力に対してもこれが大きな事故の誘因とならないよう十分な耐震性を有していることが要求されている。その要求を合理的に達成させるために、各施設の耐震性の重要度を地震により発生する可能性のある放射線による環境への影響の観点から分類し、それぞれ重要度に応じた耐震設計を行うものとしている。

原子力施設のうち、建物・構築物の耐震重要度と地震力を表 4.1.7.2 に示す。

建物・構築物における設計用地震力は、A<sub>s</sub>及びAクラスの施設については以下の方法で算定される静的地震力及び動的地震力のうちいずれか大きい方とする。また、Bクラス及びCクラスの施設については静的地震力とする。

### (a) 静的地震力

建物・構築物に作用する静的地震力は層せん断力係数 $C_h$ 及び鉛直震度 $C_v$ に基づき算定する。ここで、 $C_h$ は標準せん断力係数を0.2、また、 $C_v$ は0.3を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種別等を考慮して求められる値である。

### (b) 動的地震力

建物・構築物に作用する動的地震力は基準地震動を用いて動的解析を行い算定する。

鉛直地震力は、基準地震動の最大加速度振幅の1/2を重力加速度で除した値を鉛直震度とし、高さ方向に一定として静的に考慮する。



表4.1.7.2 建物・構築物の耐震重要度と地震力

耐震重要度	静的地震力		動的地震力	
	水平地震力	鉛直地震力	水平地震力	鉛直地震力
	層せん断力係数より算定	鉛直震度として震度法により算定	基準地震動より動的解析により算定	鉛直震度として震度法により算定
Asクラス	$3.0C_1$	$C_v$	$S_2, S_1$	$s_2C_v, s_1C_v$
Aクラス	$3.0C_1$	$C_v$	$S_1$	$s_1C_v$
Bクラス	$1.5C_1$	—	—	—
Cクラス	$1.0C_1$	—	—	—

(3) 兵庫県南部地震を踏まえた耐震安全検討

兵庫県南部地震において原子力施設には全く影響はなかった<sup>4)</sup>。しかしながら、原子力施設の安全性の確認に万全を期すという観点から、原子力安全委員会は「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた原子力施設耐震安全検討会」を設置し、兵庫県南部地震の状況及び得られた知見を整理し、安全審査に用いられる耐震設計に関する関連指針類の妥当性について検討した<sup>5)</sup>。検討項目は次の通りである。

- ① 地震及び地震動の評価方法
- ② 鉛直地震力の評価方法
- ③ 活断層評価及び直下地震の規模に係る考え方

その結果、兵庫県南部地震を踏まえても、原子力施設の耐震安全性を確保する上で基本となる指針の妥当性が損なわれるものではないことを確認している。

<参考文献>

- 1) 原子力安全委員会：発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針，1981
- 2) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，1987
- 3) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，pp.824-825，1987
- 4) 日本原子力情報センター：阪神大震災の検証，pp.1-16，1995.6
- 5) 原子力安全委員会：平成7年兵庫県南部地震を踏まえた原子力施設耐震安全検討会報告書，1995.9

## 4.1.8 鉄道橋

### (1) 概要

鉄道構造物の耐震設計法はこれまで主として震度法が用いられ、安全性の照査には許容応力度法が用いられた。

鉄道構造物の耐震設計にこの震度法が導入されたのは昭和初期であり、耐震設計法はその後構造物が被害を受ける毎に改良されてきたが、基本は変わらなかった。

鉄道橋梁では新潟地震（昭和39年）で落橋が発生して以来兵庫県南部地震（平成7年1月17日）まで構造物の崩壊などの大被害は発生していないことから、震度法を用いて設計された橋梁は、過去の大規模な地震によく耐えてきたといえる。

しかし兵庫県南部地震は構造物に甚大な被害をもたらし、耐震設計法がいまだ完全でないことを教えてくれた。そこで耐震設計法の変遷を過去の大地震との関連で見るとともに今後の耐震設計法についても簡単に触れる。

### (2) 耐震設計基準の変遷

#### (a) 関東地震から十勝沖地震まで

鉄道構造物の耐震に関する規定は、関東地震（大正12年）を契機として導入され、昭和5年鉄道省建設局制定の橋梁標準設計（建工169号）に「自重および土圧に対し水平震度0.2を考慮すること」が示された。

その後、東南海地震（昭和19年）、南海道地震（昭和21年）、福井地震（昭和23年）など何回かの大地震を受け構造物は被害を受けたが、戦中戦後の混乱期であり、設計基準の改定までには至らなかった。

昭和30年国鉄制定の「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準案」では、地域別設計震度が規定されているが、その値は0.30～0.15となっている。また解説には、地盤の強度に応じて4種類に分類した地盤種別が示され、構造物はマッシュプとスレンダーな構造物に分類し、地盤種別と構造物種別の組合せで設計震度を与えている。さらに新幹線の建設に当たっては、昭和36年に「新幹線構造物設計基準案」がまとめられ、設計に用いる水平震度は0.2、鉛直震度は0.1とすることが規定された。兵庫県南部地震で被害を受けた山陽新幹線（新大阪～姫路間）も同様の設計震度が採用されている。

昭和39年の新潟地震の後、国鉄委託により、土木学会の耐震構造設計に関する研究委員会において、それまでに研究されたわが国各地の震度期待値を参考にし、地震活動の今後の状況も考慮して、建設地点の地震状況、地盤の硬軟および構造物の重要度を考慮した設計震度の体系がまとめられた。これを受けて「建造物設計標準」の制定が行われたが、

耐震に関する規定は次のとおりである。

- ①基準水平震度は、表4.1.8.1、表4.1.8.2に示す地域別震度と地盤別係数の相乗積とする。
- ②地中にある構造物またはケーソン基礎などの地中部分における基準水平震度は、地域別震度と表4.1.8.3に示す地盤別および深さ別係数の相乗積とする。
- ③構造物の設計に用いる設計水平震度は、基準水平震度と表4.1.8.4に示す線区係数との相乗積を、小数第2位で2捨3入して得た小数点以下2けたの値とする。
- ④地上10m以上の部分に対する設計水平震度は高さ1mを増すごとに、その値を1%増加させる。

この間昭和43年に十勝沖地震が発生し、複線電化工事中の東北本線の盛土が大きな被害を受け、その後振動台試験を含む盛土の耐震設計の研究が盛んに行われた。そしてその成果は後に東海道新幹線の東海地震対策に生かされた。

#### (b) 十勝沖地震から宮城県沖地震まで

昭和47年に「全国新幹線網建造物設計標準」が制定された。その解説のなかで構造物の剛性の制限値と列車の走行安全から定まる構造物の許容不同変位の目標値が設定されている。前者は構造物の剛性があまり小さいと、地震時などに共振などの異常現象を生じる恐れがあるので、これを防止するため構造物の剛性を規制（剛性規制と呼ばれる）するもので、基礎は変位しないと仮定して算定した構造物の施工基面または、桁座における水平変位量が死荷重地震時において1cm以下になるように設計するものである。また、後者は列車の走行安全C限度（列車の車輪に掛かる重量と水平力の比が1.2相当で上下左右方向の軌道の変形が共存しない）およびレール付近における建築限界と車両限界の間隙を考慮して定められた。なお、設計震度は前記標準と同様である。

#### (c) 宮城県沖地震以降

昭和53年に宮城県沖地震が発生し、建設中であった東北新幹線の構造物が多大の被害を受けた。その主な被害は、コンクリート桁の支承部の破壊、ラーメン高架橋の柱上下部および2層ラーメンの中間梁、橋脚躯体の曲げせん断ひびわれの発生である。これを受けて昭和54年に「耐震設計指針(案)」がまとめられ軟弱地盤の構造物の設計に試行された。土木構造物の耐震設計においては構造物の地震時挙動を正確に把握することが重要であるが、これに最も大きく影響する要因が地盤の条件と構造物の振動特性である。そこでこの指針(案)では、設計体系をまず地盤条件によって2つ（普通地盤と特殊地盤）に分け、両地盤において、構造物の振動特性に応じて短周期の剛構造と長周期の柔構造に細分することとした。

そして、剛構造の設計法として震度法、柔構造においては構造物の固有周期により設計震度を変化させる修正震度法、および動的解析法を適用し、特殊地盤（軟弱地盤）においては地震時の地盤変位を基礎の設計に考慮する応答変位法を導入した。また、安全性の評価に部材の強度、基礎の安定性の他に構造物の変位をの列車の走行安全性に基づいて規制するようにしたため、橋脚躯体の剛性規制および線区係数を廃止した。

修正震度法における構造物の応答特性に応じた補正係数を表4.1.8.5および図4.1.8.1に示す。また応答変位法の地盤変位の算出に用いる速度応答スペクトルは図4.1.8.2に示す値に0.2 および地域別係数を乗じたものとした。

さらに宮城沖地震の被害に鑑み、支承部の強化および落橋防止工の充実、部材の靱性を確保するための耐震構造細目の強化が図られた。

この指針の精神は昭和58年に改訂された「建築物設計標準（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物）」に引き継がれた。この標準では地震時において構造物の過大な変形、応力集中が生じないようにすることと構造物全体の崩壊を防止するため、ラーメン高架橋の柱など構造上応力が大きくなる箇所には十分な靱性を持たせることとした。そのためには靱性率が4以上確保できるように帯鉄筋などの間隔を規定した耐震構造細目を強化した。また設計震度の1.5倍の水平力に対して部材が破壊しないように検討することを規定した。このことはおよそ1000galの地震に耐えることを意味する。

さらに平成4年に限界状態設計法を導入した「鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）」が制定された。耐震設計法は原則として震度法である。また構造物の安全性は部材の持つ靱性を評価して行い、せん断破壊に対する安全度が曲げ破壊に対する安全度より高くなるよう設計することが規定された。この場合の設計震度は設計水平震度の基準値を1.0とし、これに地域別補正係数、表4.1.8.6および図4.1.8.3に示す応答特性別補正係数と表4.1.8.7に示す設計塑性率別補正係数を乗じて求める。

### (3) 阪神・淡路大震災の教訓と当面の耐震設計

阪神・淡路大震災以後鉄道構造物の被害原因の究明のための解析が行われた。その結果構造物は いずれも当時の設計基準で想定していた水平震度（0.2）に対しては所要の耐力を有していたが、今回発生した地震は当時の設計基準で想定した規模を上回る規模であったため被災したと考えられる。

また、落橋等の大きな損傷を受けた新幹線高架橋は、曲げに対する安全性に比べせん断に対する安全性が小さい破壊形態を示しており、それが構造物の損傷状態を大きくしたと考えられる。なお、設計当時の基準のせん断に対する許容応力度は現在より大きな値を用いており、そのためせん断先行型になったことも一因と考えられる。

高架橋の破壊のメカニズムは、中間梁の直下あるいは直上でせん断ひびわれが発生し、それが強い地震動により発達し、コンクリートが剥落して自重に耐えられなくなり、破壊した位置から上の部分が橋軸ないし橋軸直角方向にずれ落ち、崩壊したものと推定される。

また、隣接した高架橋に被害程度の差があったのは、主として表層地盤の差であることも判明した。このことより今回の地震は地震力、構造計算法、安全性の照査法の耐震設計を構成する3要素を通して設計で想定すべき地震動と表層地盤の影響、震度法に代わる動的解析による設計、確保すべき耐震性を明確にする必要があることを教えてくれた。

この解析等に鑑み、平成8年3月に「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料」が制定された。この中では、構造物の設計の目的として、兵庫県南部地震規模の地震が構造物の近傍で発生しても崩壊しない耐震性能を保有することが明記されている。

設計法は動的解析であり、簡易に行う場合は所要降伏震度スペクトル（非線形応答スペクトル）を用いる。

動的解析に用いる設計地震動は、図4.1.8.4に示す弾性加速度応答スペクトルに適合させた波形としている。地盤種別は4種とした。その区分を表4.1.8.8に示す。また所要降伏震度スペクトルは、この地震動を用いて非線形の応答計算を行い作成したもので、構造物の固有周期と目標塑性率を決定すると、所要降伏震度が求まるものである。この震度を用いて震度法と同様に設計することができる。3種地盤の所要降伏震度スペクトルを図4.1.8.5に示す。

また、基礎も塑性領域での設計を行うこととし、平成5年10月に発行した「限界状態設計法による基礎構造物設計指針（案）」でその設計法が示されている。この中では基礎も降伏震度を求め、基礎の降伏震度が上部工の値より低い場合（例えば壁式橋脚）は基礎の設計震度設計する。これもやはり所要降伏震度スペクトルを用いるが、その値を図4.1.8.6に示す。さらに軟弱地盤では地盤変位の影響を考慮する応答変位法を採用しているが、地盤の変位量を求める地盤の速度応答スペクトルは図4.1.8.7に示す値を用いる。

#### (4) 今後の耐震設計

##### (a) 概要

鉄道構造物の耐震設計法については、土木学会の2次提言の趣旨と、鉄道施設耐震構造検討委員会（委員長：松本嘉司東京理科大教授）のこれまでの検討結果を踏まえ、鉄道構造物としての「新しい耐震基準のあり方に関する基本的考え方」について取りまとめ、耐震基準検討小委員会（委員長：濱田政則早稲田大学教授）で、この考え方に基づき、概ね2年を目途に新しい耐震基準を整備することとなった。その考え方を紹介する。

##### (b) 耐震設計で考慮する地震動

土木構造物の耐震設計では原則として次の2段階の地震動を考慮する。

- ① 構造物の供用期間内に1～2度発生する確率を有する地震動強さ
- ② 陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震や内陸型地震による地震動のように供用期間中に発生する確率が低いが大規模な地震動強さ

この概念はそれぞれ、レベル1地震動（以下L1地震動）、レベル2地震動（以下L2地震動）として、現行の橋梁等の耐震設計の一部でも考慮されている。

L1地震動は、弾性設計手法と組み合わせられて用いられており、静的荷重（震度法）または動的解析用地震動として設定されている。

一方、L2地震動については、これまで標準的な地盤上の構造物の弾性応答加速度で1Gの設計地震動を考慮してきたが、兵庫県南部地震で経験された強い地震動から、震源断

層近傍の地域で発生する地震動を対象とした地震動を考慮する。

#### (c) 耐震設計法

耐震設計は、前述したようにL1地震動と、L2地震動に対して行うこととする。その考え方は次のとおりである。

##### ①L1地震動に対する耐震設計

L1地震動に対する耐震設計はこれまでと同様でよいと考えられる。すなわち、構造物は弾性として扱い設計法は震度法を用いてよい。しかし、規模の大きい構造物あるいは複雑な形状を有する構造物は、線形応答スペクトルや時刻歴波形を用いた動的解析を行うこととする。

##### ②L2地震動に対する耐震設計

L2地震動では前述したように、設計基盤面で地震動を与える。そこで橋梁の耐震設計は図4.1.8.8に示すように、基盤の地震動を用いて、表層地盤の応答計算を行い、その地震動を構造物に入力してその耐震性を評価することとなる。この場合、地震動が大きいので、地盤、構造物とも非線形の挙動をすると考えられるので、耐震設計では地盤および構造物の非線形性の評価が重要となる。

L2地震動に対する耐震設計法は次のように行うものとする。

橋梁の耐震設計法は動的解析法を主体とするが、一般的な構造物は、あらかじめ構造物の履歴性状および許容される塑性率を設定して動的解析により作成した非線形応答スペクトル（所要強度スペクトル）等を基に降伏震度を求め、構造物の断面力を算定する（図4.1.8.6の簡易な設計）。

なお、動的解析に用いるモデルや減衰定数等を定めるにあたっては、兵庫県南部地震等による被害解析も参考とする必要がある。

#### (d) 鉄道構造物が目標とすべき耐震性能

耐震設計においては、構造物全体系が崩壊しないことを基本として、構造物の重要度に応じて目標とする損傷程度（耐震性能）を定め、それに応じた耐震性能を付加する方法とすることとする。その目標を次に述べる。

##### ①L1地震動に対する耐震性能

補修せずに機能が保持できることを原則とする。このため地震時の応答が弾性限界を超えないものとする。

##### ②L2地震動に対する耐震性能

重要な構造物および早期復旧が必要な構造物は、損傷が発生したり、塑性変形が残留しても、地震後早期に修復可能であることを原則とする。このため、最大の地震応答が許容される塑性変形もしくは許容される耐力の限界を超えないように設計する。それ以外の構造物は損傷して早期の修復が不可能となっても、構造物全体系が崩壊しないことを原則とする。このため地震応答が終局変形もしくは終局耐力を越えないように設計する。

表4.1.8.1. 地域別震度

区分	地 盤		震 度
A	北 海 道	根室, 釧路, 十勝	0.2
	東 北 関 東 中 部 近 畿	全 地 域	
	中 国	鳥取, 島根	
	四 国	徳島, 高知	
	九 州	大分, 宮崎	
B	その他の地域		0.15

表4.1.8.2. 地盤別係数

地 盤 の 種 別		係 数
軟 弱	N=0で層厚2m以上, N $\leq$ で層厚5m以上, N $\leq$ 4で層厚10m以上	1.2
普 通	洪積層および軟弱地盤を除く沖積層	1.0
岩 盤	第三紀以前の古期岩層	0.8

表4.1.8.3. 地盤別および深さ別係数

地盤別	深さ別	層の上面	層の上面から20mの位置
	軟 弱 層	1.2	次の層の上面の値
普 通	1.0		
岩 盤	0.8	0.6	

表4.1.8.4. 線区係数

線路等級	1 級 線 2 級 線	3 級 線	4 級 線	新 幹 線
線区係数	1.1	1.0	0.9	1.1

表4.1.8.5. 応答特性に応じた補正係数  $\Delta_3$

地盤種別	固有周期 $T$ (sec) に対する $\Delta_3$ の値		
	$0.3 \leq T < 0.5$	$0.5 \leq T < 1.12$	$1.12 \leq T \leq 2.0$
① 岩盤	$\Delta_3 = 1.7 T^{0.44}$	$\Delta_3 = 1.25$	$\Delta_3 = 1.40 / T$
② 洪積層	$\Delta_3 = 1.7 T^{0.44}$	$\Delta_3 = 1.25$	$\Delta_3 = 1.75 / T$
③ その他の普通地盤	$\Delta_3 = 1.7 T^{0.44}$	$\Delta_3 = 1.25$	$\Delta_3 = 2.10 / T$
④ 特殊地盤	$\Delta_3 = 1.7 T^{0.44}$	$\Delta_3 = 1.25$	—

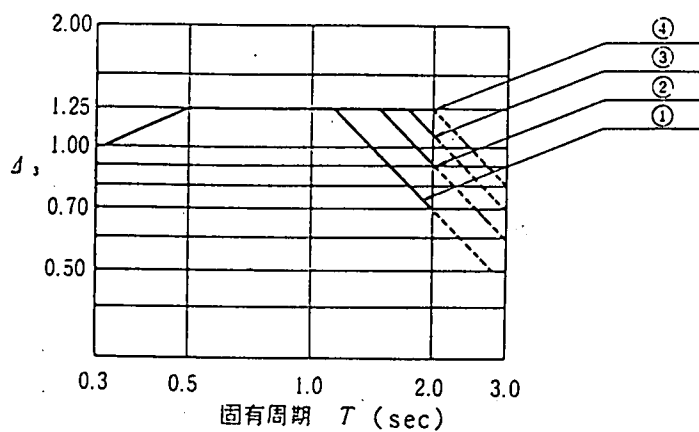


図4.1.8.1. 補正係数  $\Delta_3$  の値

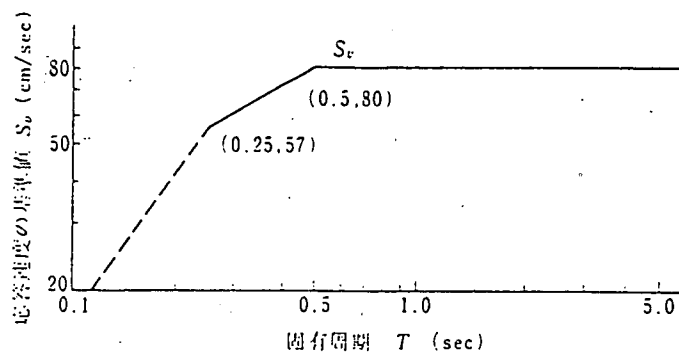


図4.1.8.2. 応答速度の基準値



表4.1.8.6. 応答特性格別補正係数  $\nu_2$

地盤種別		等価固有周期 $T_{eq}$ (sec)	応答特性格別補正係数 $\nu_2$
I種	普通地盤 (岩盤)	$T_{eq} \leq 1.4$	0.7
		$1.4 < T_{eq} \leq 2.0$	$0.876 T_{eq}^{-2/3}$
II種	普通地盤 (岩盤以外)	$T_{eq} < 0.18$	$1.51 T_{eq}^{1/3} \geq 0.7$
		$0.18 \leq T_{eq} \leq 1.6$	0.85
		$1.6 < T_{eq} \leq 2.0$	$1.16 T_{eq}^{-2/3}$
III種	特殊地盤	$T_{eq} < 0.29$	$1.51 T_{eq}^{1/3} \geq 0.7$
		$0.29 \leq T_{eq} \leq 2.0$	1.0

表4.1.8.7. 設計塑性率別補正係数  $\nu_3$

設計塑性率	設計塑性率別補正係数 $\nu_3$
1.5	0.71
2.0	0.58
2.5	0.50
3.0	0.45
3.5	0.41
4.0	0.38
4.5	0.35
5.0	0.33

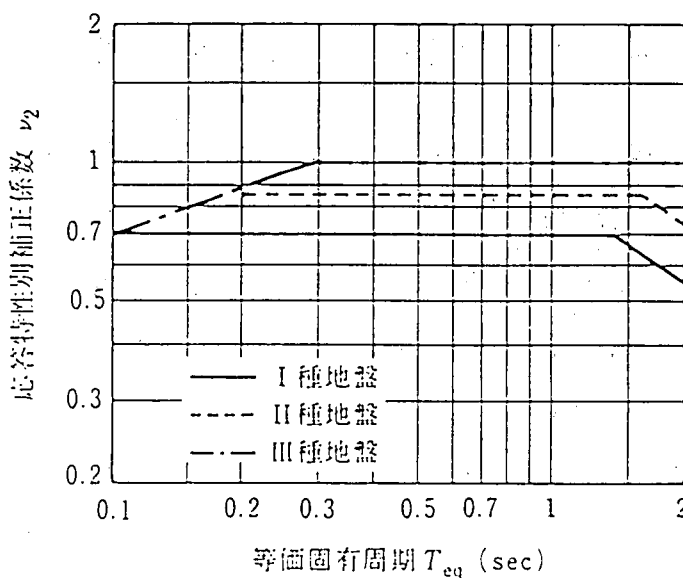


図4.1.8.3. 応答特性格別補正係数  $\nu_2$

弾性応答スペクトル

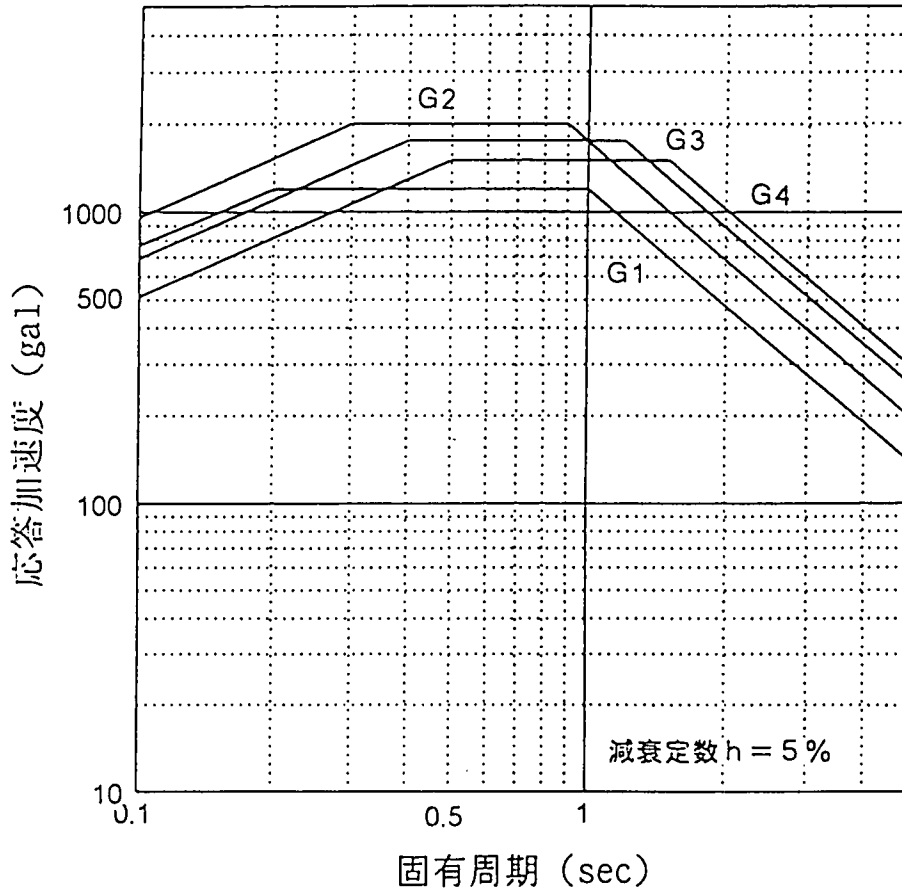


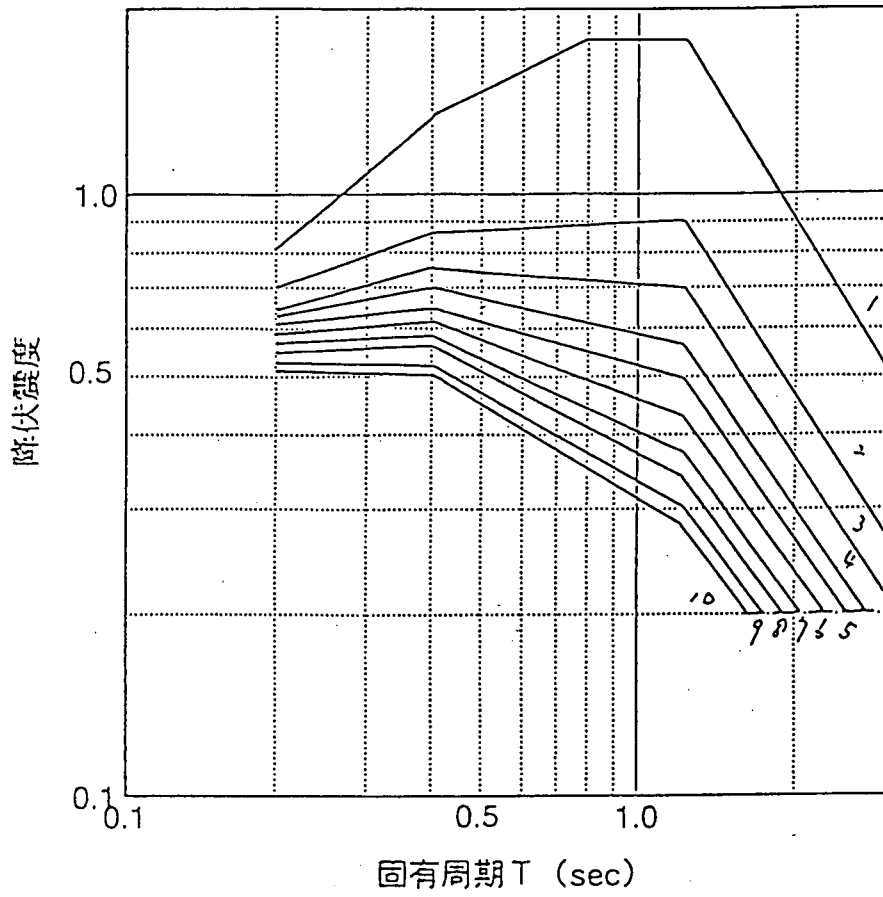
図4.1.8.4. 弾性加速度応答スペクトル

表4.1.8.8. 地盤種別と動的解析に用いる地震波形

地盤区分	地盤種別	条件	波形名称
G <sub>1</sub>	普通地盤	岩盤	T <sub>d</sub> < 0.2
G <sub>2</sub>		洪積層	0.2 ≤ T <sub>d</sub> < 0.4
G <sub>3</sub>		その他	0.4 ≤ T <sub>d</sub> < 1.0
G <sub>4</sub>	特殊地盤	軟弱地盤等	1.0 ≤ T <sub>d</sub>

T<sub>d</sub> : 地盤の設計固有周期で地盤のせん断弾性波速度の設計用値を用いて算出した値とする。

所要降伏震度スペクトル

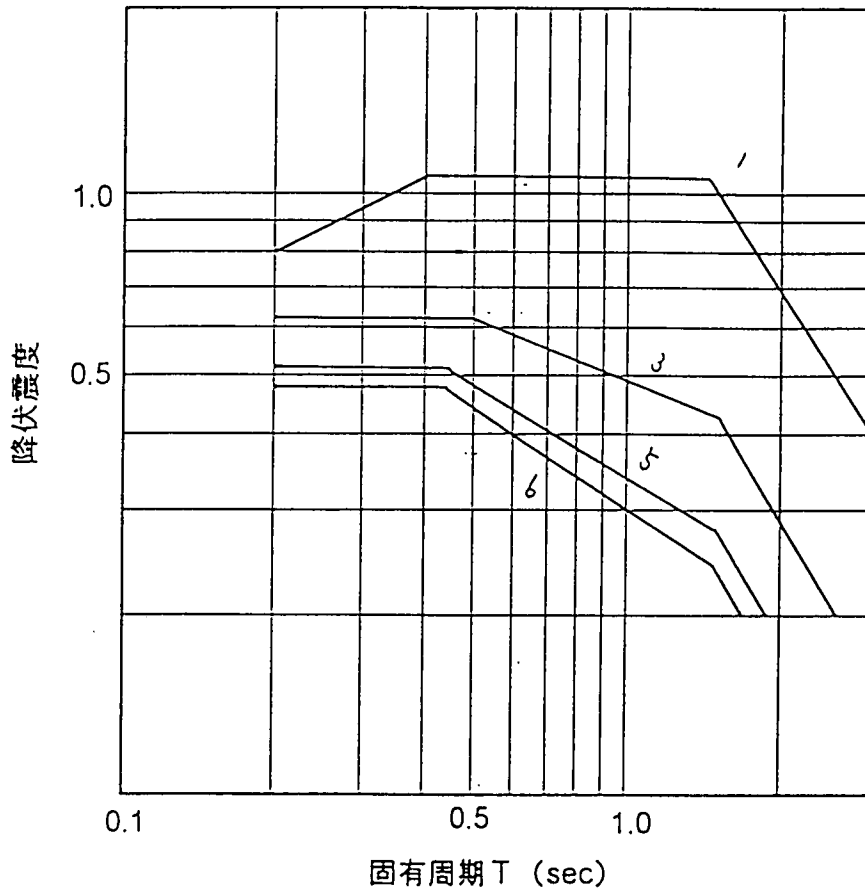


G3地盤用

減衰定数  $h = 0.04/T$  ( $0.05 \leq h \leq 0.20$ )  
第2勾配=0

図4.1.8.5. 所要降伏震度スペクトル（上部構造用・G<sub>3</sub>地盤）

所要降伏震度スペクトル (基礎用)



G3地盤用

減衰定数  $h=0.20$   
第2勾配=第1勾配の10%

図4.1.8.6. 所要降伏震度スペクトル (基礎用・G<sub>3</sub>地盤)

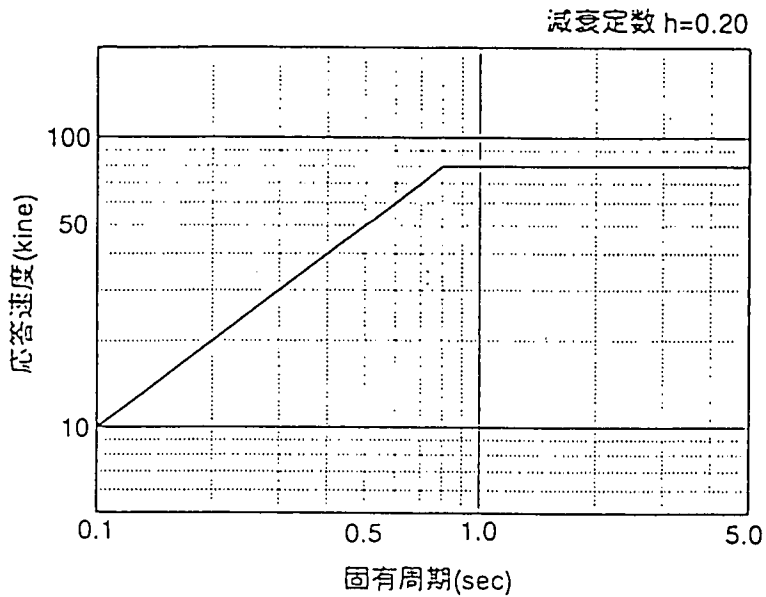


図4.1.8.7. 耐震設計上の基礎面における速度応答スペクトル

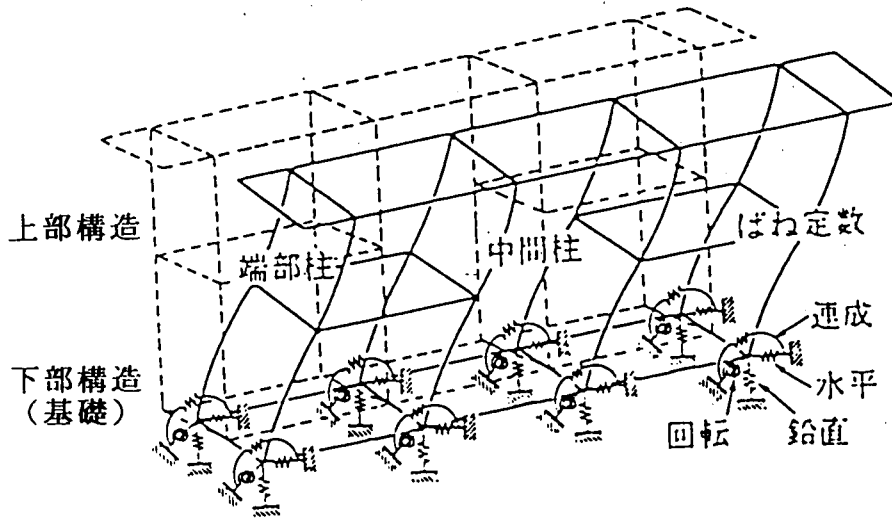
詳細な設計

簡易な設計

地震応答解析

降伏震度スペクトル

構造物の設計



表層地盤の評価

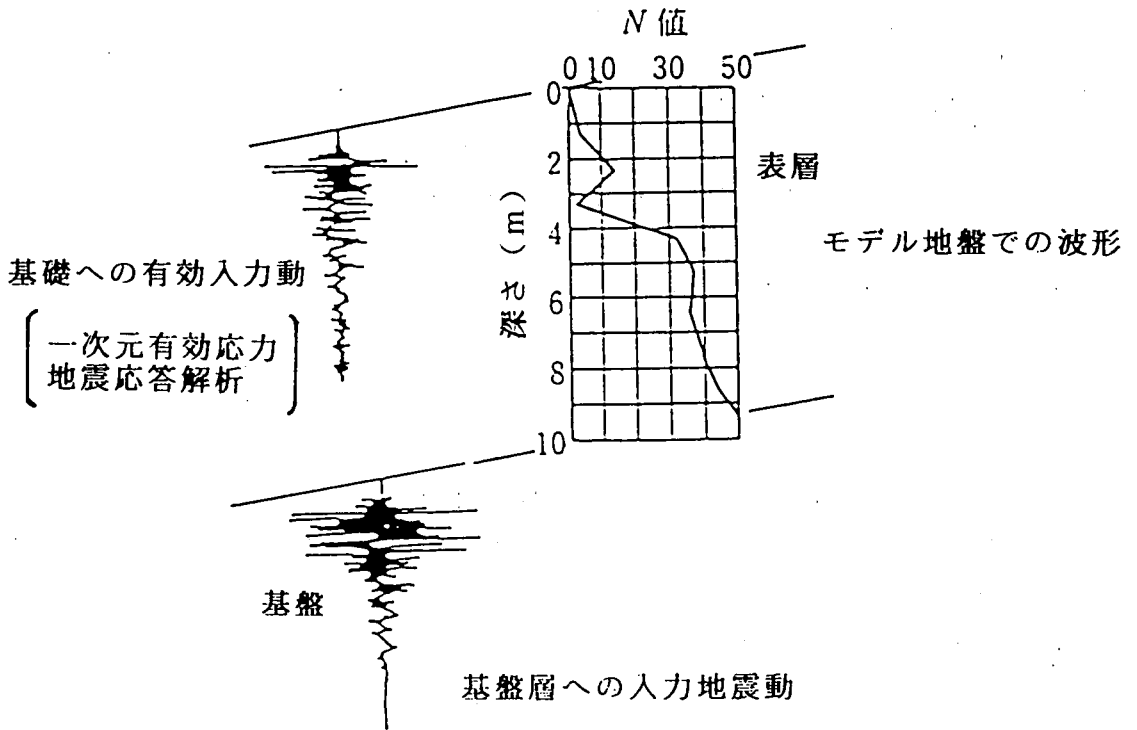


図4.1.8.8. 耐震設計のイメージ

## 4.2 第2分科会報告—極限地震動の評価—

### 4.2.1 活動の目的、趣旨

構造物の耐震設計では、対象とする構造物を定め、設定された設計地震荷重に対して所要の性能を確保するように構造形式や使用材料、部材断面などが決定される。従来、大半の土木構造物の耐震設計では、震度法により設計地震荷重が評価され、それをもとに弾性挙動範囲内での構造物応答が期待されていた。しかし、重要度の極めて高い構造物では、設計震度を越える地震力に対する非線形応答や限界状態も当然、事前に評価し対策を検討しておくべきであると考えられる。

非線形応答や限界状態を検討する場合にも、設計地震荷重は各地域の地震活動度や建設敷地の地盤特性、対象構造物の応答特性、および構造物の建設・利用にかかわる社会経済的条件などを総合的に勘案し、工学的な総合判断によって設定されるものと考えられる。この過程で通常、設計荷重は物理的に可能な最大荷重より低いレベルに設定されるので、構造物はまれに設計荷重を越える地震力を経験する宿命を負わされる。一方、設計地震荷重を越える地震力にしても、設計荷重の設定方法によっては幾つかの異なる強さが考えられる。そこで、地震力の上限を見極める意味で、本分科会では最も強い地震動はどのようなものかを考えてみることにした。そのイメージが具体的に定まり、設計時にそれを念頭に思い浮かべることができれば、耐震性能の向上に資すると期待されたからである。

このような趣旨により、本分科会では地震動の極限強さや地震荷重について種々の観点から検討し、関連知識の体系化をはかることを研究目的とした。

### 4.2.2 研究内容、活動形態

研究課題の「極限地震動」にしても、類語の「最悪地震動」にしても分かりにくい用語であるとの意見や批判が多かった。「直下地震とそれによる地震荷重」と言い換えれば、具体的なイメージは湧きやすいが、多種多様な構造物に対して、正確なパラフレーズかどうかについて検討も必要であった。しかし、それらの検討や合意形成を行う前に阪神淡路大震災が発生した。そして以降は、直下地震による地震動、あるいは震源域での地震動、具体的にはレベル2地震動が主な検討対象となり、各種構造物を対象とした具体的な地震荷重の評価までは活動が及ばなかった。

本分科会の活動は、大半は小委員会における話題提供とその後の討論という形態で実施された。これ以外には、第2分科会だけの会合、拡大小委員会での発表と討論、および網代における泊まりがけのワークショップなどであった。小委員会での旅費を支給しないという方針が分科会活動の制約となっていたが、1995年度から文部省科学研究費補助金「直下地震の地震動特性と設計地震荷重に関する研究」（総合A、3年継続）が採択された結果、地方在住の委員の上京が容易になり活動が活発化した。

### 4.2.3 話題提供の要旨

1) 1992年11月26日 (第2回小委員会)

大町達夫「1984年長野県西部地震による半埋没物体の跳躍について」

要旨：巨石や倒木が地上から跳躍した現象は物体の地震応答と理解される。物体の跳躍に必要な地震動強さは、最大加速度で1.5G程度、最大速度で1.5m/s程度と推定される。

2) 1993年3月11日 (第4回小委員会)

武村雅之「震源近傍観測記録の解釈とその問題点」

要旨：震源近傍の地震動強さは、幾何減衰と断層上の不均質すべり分布が支配的である。また、地震動の上下動は主にP波の多重反射によるもので、SV波がサイト近傍の境界面で変換されて発生する可能性が強い。

3) 1993年7月23日 (第6回小委員会)

泉谷泰男「強震記録に現れた震源特性」

要旨：同位置・同規模・同メカニズムでも震源時間関数が異なる地震がある。短周期成分の振幅には断層長さや方向依存性の影響は現れにくい、継続時間にはこれらが明瞭に現れる。

4) 1994年2月28日 (第9回小委員会)

武村雅之「日本建築学会での地震動関連活動の紹介」

要旨：関連委員会としては地盤震動小委員会と地震荷重小委員会とがある。前者は構造物を対象としないで毎年1回「地盤震動シンポジウム」を開催。後者は上部構造から地震動までを対象とし「地震荷重—地震動の予測と建築物の応答」を発行している。

5) 1994年4月25日 (第10回小委員会)

石川 裕「地震危険度解析と想定地震」

要旨：確率論的想定地震(PSE)を考えれば、発生頻度や重要度の曖昧さが改善され、対象地震がどこにあっても任意のリスクレベルに対応する想定地震の設定が可能となる。

6) 1994年10月24日 (第12回小委員会)

杉戸真太「周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の簡易地震応答解析法について」

要旨：軟弱地盤で強い地震のとき、SHAKEの計算は合わない。地盤の等価剛性と減衰定数を一定としているのが原因と考え、これらを周波数依存としてみたら、精度が改善された。

7) 1994年12月22日 (第2分科会)

「第2分科会活動方針の打ち合わせ」

要旨：①検討項目の明確化：地震荷重、極限地震動などを明確に定義せよ。

②地震動強さの指標：地震動強さは周期との関連で定義すべきだ。

③地震動の特異性の解明：超1Gの地震動特性と地盤特性との関連は？

④構造物の強度、耐力の評価：設計時の耐力と真の耐力は差違が大。

⑤極限地震動と設計：設計で考慮すべき地震動の最大強さとは？

8) 1995年3月22日（第14回小委員会）

大町達夫「直下地震による鐘樓の跳躍について」

要旨：1995年兵庫県南部地震、1909年姉川地震などで鐘樓が跳躍した事例の紹介。鐘樓模型の跳躍実験の状況をビデオで説明。条件がそろえば、鐘樓は水平動だけでも跳躍する。

石川 裕「神戸における地震危険度評価」

要旨：今回の地震の600～800galという最大加速度は、再現期間は1000年以上となり、歴史地震だけを用いる地震危険度解析では見過ごしてしまう。ただし、歴史地震と活断層を合わせると見えてくる。

9) 1995年4月24日（第15回小委員会）

江尻譲嗣「地震加速度と構造物の応答」

要旨：兵庫県南部地震の最大加速度値は既往の距離減衰式とよく合う。上下加速度が水平加速度より大きかった地点(PI)では、地盤材料の非線形性や液状化により水平動の増幅が小さかったことが主原因であろう。

10) 1995年6月7日（第16回小委員会）

泉谷泰男「兵庫県南部地震のメカニズムについて」

要旨：6人の研究者による逆解析の結果が紹介された。全体を総括すれば、断層の走向はNE-SWで、長さ約40km、幅約10kmの右横ずれであり、2～3ヶ所にアスペリティがある。

武村雅之「体験談に基づく地震記録の解釈」

要旨：関東地震と兵庫県南部地震の体験談をもとに、1秒以下の短周期成分と被害との関連性を調べた。2つの地震に共通して、アスペリティの近くで倒壊率が大きく、また破壊伝播方向でも倒壊率が大きいことが判明した。

中村 豊「常時微動調査による神戸市内の地盤震動特性と被害との関係」

要旨：鷹取駅では4列車が転覆した。この地盤では2.0Hz前後が卓越し、列車の固有振動数は1次が0.5～1.0Hz、2次が1.7～2.0Hzであり、列車の2次の振動数が地盤の卓越振動数とほぼ一致する。

野畑有秀（大林組）「神戸海洋気象台の記録に関する地形効果の検討」

要旨：神戸大学での記録と比較し、1s以下の短周期成分が上回わり、水平動と上下動の相関は初動部では低いが後続部では高いなどの特徴がある。2次元FEM解析の結果、増幅率は水平成層より1.3倍大きかった。

11) 1995年10月26日（第19回小委員会）

杉戸真太「加速度応答スペクトルの距離減衰式の検討」

要旨：多数提案されている距離減衰式について本小委員会で、データセット、式の形式、適用法について詳細に議論した。新たに提案した応答スペクトルの距離減衰式については、今後さらに検討することとなった。

12) 1996年4月24日（第22回小委員会）



澤田純男（京都大学工学部）「大阪府における入力地震動評価の取り組み」

要旨：土木構造物の耐震補強計画のための入力地震動評価が目的。震源断層を特定し、不確定要因を考慮して推定幅を持たせて算定した。周期範囲は0.1～10秒程度。兵庫県南部地震による地震動を再現し検証した。

13) 1996年7月9日（第24回小委員会、ただし拡大小委員会）

「レベル2地震動（L2地震動）について」

話題の内容は、本報告中の別の場所に詳述記してあるので要旨は省略。

①大町達夫：概要

②石川 裕：対象地震の選出方法

③杉戸真太：経験的手法によるL2地震動の評価

④江尻譲嗣：半経験的手法によるL2地震動の評価

⑤東原紘道（東京大学地震研）：理論的手法によるL2地震動の評価

14) 1996年9月11日（第25回小委員会）

杉山雄一氏（通産省工業技術院 地震地質課）「活断層調査の現状と地震防災への適用について」

要旨：長さが15km以上で活動度がB級以上の活断層（百数十本）について、今後5年間で順次調査を行う予定。内陸活断層の長さ（セグメント長）には上限がありM8級の長さ100kmの断層では全体が一気に動くのではなくマルチプル破壊が起こると考えるのが現実的と思われる。

15) 1996年11月25日（第26回小委員会）

瀬戸一也「震災の帯の解明はどこまで進んだか」

要旨：①低速度層による増幅、②下方からの実体波と鉛直境界からの表面波との相互干渉（エッジ効果）、③移動震源からの波動が堆積層で減速されるための圧縮効果(guided directivity)などが原因と考えられ数値解析等で検証されている。

#### 4.2.4 主な成果および残された課題

入力地震動設定の観点から主な成果（知見）をまとめれば以下のようなだろう。

- 1) 震源域では、1 g（重力加速度）以上の加速度や1 m/s以上の速度をもつ強震動が発生することは必ずしも珍しくない。換言すれば、1995年兵庫県南部地震の強震記録を上回る強さをもつ強震動の発生確率は、無視できない。
- 2) 震源近傍での強烈な地震動強度には、断層破壊のアスペリティやディレクティブィティなどの震源特性および軟弱な表層地盤の影響が強い。とりわけ、断層運動の震源時間関数やスベリ量分布によっては周期1秒程度の顕著なパルス波形が出現し、阪神淡路大震災で実証されたような強烈な破壊力を発揮する場合がある。
- 3) 短周期の設計用地震動を的確に予測する立場から、断層長さと地震規模との関係式（例えば、松田式など）の見直しや、断層（とりわけ起震断層）のセグメンテーションなどを検討することが必要である。
- 4) 兵庫県南部地震は、歴史地震だけでなく活断層を考慮しないと発生が予測できない地震

であった。このことは、レベル2地震動の設定に関して、両者を併用する必要性が高いことを示している。

5) 想定地震に対する地震動の予測手法としては、経験的手法、半経験的手法、理論的手法などがある。各手法には一長一短があるので、与条件により使い分けが必要である。例えば、理論的手法は震源や媒質に関する詳細情報が不足している現状では、周期1秒以下の短周期成分に対しては適用が困難である。

6) 地震発生の位置、規模およびメカニズムが同一でも、震源時間関数が異なる地震がある。このことは、半経験的手法を適用する場合、小地震の選択に関して注意すべき点である。

7) 設計用入力地震動を上回る強さの地震動が発生しうることを設計者は銘記すべきである。そのためには、設計地震動の非超過確率を明確化することが望まれる。

設計用入力地震動の設定において、断層破壊のシナリオづくりは最も困難が予想される作業の一つである。特に震源断層の広がりや破壊の伝播方向、伝播速度、アスペリティ分布など、断層パラメータには不明な部分が多いため、地震動強さの推定幅の扱いには工夫を要する。地震工学的観点から、設計対象とする断層運動の合理的なシナリオの作成方法、あるいは算定結果の論理的な活用方法などを早期に確立する必要性が極めて高いと思われる。

### 4.3 第3分科会報告—今後の耐震設計における地震荷重の方向—

#### 4.3.1 はじめに

第3分科会では、比較的自由的な立場から、今後の耐震設計における地震荷重の考え方について検討を試みた。本分科会では、検討対象が幅広い分野にわたったため、必ずしも十分な討論が尽くされたわけではなく、その内容をすべて網羅する形で整理することは難しい。しかし、その検討の中で、毎回のように浮上してきたキーワードが、構造物の変形—抵抗特性及び地盤液状化である。そこで、土木学会「耐震基準等に関する提言」の内容をある程度意識した形で、第3分科会での検討内容の内から、今後の耐震設計における地震荷重の考え方の方向を探る上で参考となると思われる事項を適宜取捨選択して以下にまとめ直すこととした。

はじめに、話題提供と分科会での討議の経過を報告し、次に、今後の地震荷重の考え方を述べる。

#### 4.3.2 話題提供と分科会討議

構造物の変形・抵抗強度の特性を考えた地震荷重のあり方に関連する話題提供と分科会討議を行った。

##### (1) 第3分科会 話題提供

###### ① 1993年1月29日（第3回委員会）

東畑 郁生：流動する地盤が埋設物に及ぼす外力—模型実験

要旨：資料3-2に基づき、流動する地盤の変位量推定式の説明およびOHPに

よって流動地盤中の埋設管路の抵抗力に関する模型実験結果の説明が行われた。

討議：・変位量推定式において、深さ方向の変位分布を正弦波としていることの影響について

・不完全液状化状態では、大きな土圧が作用するのか？

###### ② 1993年5月18日（第5回委員会）

五十嵐 俊一：エネルギーによる地震荷重と安全率の評価法と液状化問題への適用について

###### ③ 1993年12月22日（第8回委員会）

栗原 千鶴子：タンク型高速増殖炉の耐震性について

④ 1994年1月25日（第9回委員会）

井合 進：地震動の破壊力について

要旨：岸壁に対する地震荷重

⑤ 1994年6月13日（第11回委員会）

森 伸一郎：北海道南西沖地震における杭の液状化被害について

要旨：北海道南西沖地震で被害を受けたセメントサイロの杭基礎について、直後の被害状況（傾斜・沈下・液状化）と解体後の掘削調査とパイプカメラ調査による杭の被害詳細を明らかにした上で、余震観測と本震の地震動評価を行い、被害メカニズムを説明した。

⑥ 1994年12月22日（第13回委員会）

東畑 郁生：土の動的性質 現実と実験の対照

要旨：OHPにより現実の地盤の揺れ方と土質試験において仮定している諸条件との違いについて整理、解説がなされた。続いて、慣性力が作用している状態での土の応力ひずみ関係を把握するための模型振動実験について報告され、震動中の土の応力ひずみ関係は丸い形状をしているのではないかという示唆がなされた。さらに、埋設管の加振時横引き実験に基づき、加振中の地盤反力について報告され、加振中には地盤反力は小さくなることが述べられた。

討議：・土の動的性質に及ぼす周波数の影響について

・土の動的性質に及ぼす載荷回数の影響について

・土の応力ひずみ関係の形状について（丸いのか、尖るのか）

・強震時の土の剛性は土質試験で得られるものより小さいのか否かについて

⑦ 1995年3月22日（第14回委員会）

後藤 洋三：ポートアイランド鉛直アレー記録および最大加速度分布

要旨：液状化した地盤内での記録の紹介があった。また、最大加速度分布をコンターで示した資料について説明があった。

⑧ 1995年4月24日（第15回委員会）

後藤 洋三、江尻 譲嗣：地震加速度と構造物の被害

要旨：既往の地震観測記録では、液状化の発生は加速度より変位と相関が大きく、木造家屋の被害は加速度より速度と相関が大きく、必ずしも加速度が地震被害を表す指標とはならない、との報告がなされた。また、兵庫県南部地震で観測された地震動を Joyner&Boore の距離減衰式と比較すると、観測波は距離減衰式の  $\pm 1\sigma$  に入り、特別な地震動ではなかったと報告された。鉛直加速度が水平加

速度より大きかった理由としては、埋立地では地盤材料の非線形性や液状化のために水平加速度が増幅しなかったことがあげられると述べられた。

- 討議：
- ・地震被害を表す指標は、振動数のレンジの入った指標（例えばスペクトル）がよいか？
  - ・地震被害を表す指標としてのスペクトルは、加速度、速度、エネルギーのどのスペクトルがよいか？
  - ・地震被害を表す指標は一つでよいか、複数必要か？
  - ・兵庫県南部地震では構造物は共振を引き起こしたと見るか、少ない波数で強い振動が加わった（衝撃）と見るか？減衰が2%程度と小さい3波でも共振を引き起こすこともあるとの意見あり。
  - ・地震荷重を評価する上で構造物の重要度分類が重要
  - ・原子力発電所の耐震設計と同様な評価法では、直下型はM6.5までであるが、非直下型の場合は野島断層－六甲断層系を一本とすると短周期領域では神戸での観測波を上回る波が作成できる。
  - ・断層運動も重要だが地盤振動も重要
  - ・地盤種別は地震動の強さを表す指標か？短周期の加速度は地盤種別とは相関が悪い。

⑨ 1995年4月24日（第15回委員会）

五十嵐 俊一：最近の強震記録の比較検討を通じて地震荷重を考える

要旨：資料5-3およびOHPにより、地震動による塑性変形のメカニズムをすべりブロックモデルによるすべり変形と損失エネルギーで表し、X軸を平均加速度の逆数に相当する変数としY軸を損失エネルギーの対数としてX-Y平面で最近の地震動を比較検討した結果が報告された。その結果、釧路沖地震のエネルギーが最も大きく、兵庫県南部地震はノースリッジ地震と比べると平均加速度の割にエネルギーは大きいという特徴をもっていることが示された。

- 討議：
- ・X-Y平面図の見方について
  - ・モデルには、地震動の指標として加速度、速度、繰返し回数、バンド幅指数といった指標が含まれる。
  - ・モデルの液状化への適用性については、相関密度70%以下、両振幅ひずみ5%以下での適用性が確認されている。この他にもX-Y平面で直線性を有するものには適用可
  - ・モデルに衝撃等の影響が考慮されているかについては、考慮していない。
  - ・兵庫県南部地震による地震被害については、液状化はポートアイランドの例で説明できるが、構造物の被害は超震度7の地域での地震観測がなく現状では説明ができない。

⑩ 1995年7月25日（第17回委員会）

井合 進：港湾施設被害と地震荷重

要旨：・神戸、尼崎における港湾地域の強震記録の紹介

- ・卓越方向、非卓越方向の比較
- ・凍結サンプリング資料に基づく液状化試験結果の紹介（通常に比べ著しく強度が低い）

討議：・液状化の定義をはっきりさせる必要がある。

- ・震源近傍でも短周期が相対的に少ないが、より大きな地震のサンプル（震源近傍地震動としての）になりうるか。

⑪ 1995年9月12日（第18回委員会）

森 伸一郎：神戸人工島で噴出したまさ土の振動台による液状化実験

要旨：液状化により噴出した神戸ポートアイランドのまさ土を地盤材料とした模型地盤を作成し、3次元振動台を用いた液状化実験を実施した。研究成果として、①実験結果は被害状況や地震観測結果と整合する。②神戸ポートアイランドのまさ土埋立地盤の液状化挙動を再現できた。③液状化発生特性の上下動の影響はない。④入力が半分でも被害程度は半分にならない。等をまとめた。

討議：・土層厚の影響について

- ・水平2方向の影響、上下動の影響、および継続時間の影響について
- ・ひずみに対する相似則について
- ・沈下量と側方流動について 他

⑫ 1995年10月26日（第19回委員会）

鈴木 猛康：地下駅の地震応答解析

要旨：資料19-3とOHP、写真により神戸高速鉄道大開駅の被害状況と地震応答解析結果の説明がなされた。水平動、上下動、水平動+上下動入力による比較解析により中柱の破壊の主因は水平動であることが示された。

討議：地盤条件により推定される上下動はかなり変動するので注意が必要である。

⑬ 1995年12月11日（第20回委員会）

渡辺 忠明：兵庫県南部地震における高架橋の被害

- ・高架橋の被害は断層の東側に集中している。
- ・高槻市では300gal程度であった。
- ・被災は昭和40年代～51年までの構造物に多い。
- ・せん断破壊が優勢
- ・明石から高槻にかけて、せん断、曲げ被害のレベル分け(SA、SB、SC、MA、MB、MC)を行う。
- ・その他詳細な被災原因の説明があった。

## (2) 分科会討議

1993年10月6日（第7回委員会後）

各分科会で state-of-the-art を明確にさせるに当たり、第3分科会では、地盤を中心として強震記録と被害についてのケースヒストリー、解析手法のレビュー、残された課題を検討した。

1993年12月22日（第8回委員会後）

報告書執筆に先立ち、とりまとめ方針について議論し、次のような結論を得た。地震荷重の考え方、地盤の応答・液状化、構造種別の被害指標をレビューすることを確認し、構造物としては地上構造物、地中構造物、土構造物、杭基礎、機器などを対象とする。震害事例か強震記録のあるものに焦点を絞る。

### 4.3.3 今後の地震荷重の考え方

これまでの耐震設計では、地震荷重は構造物の設計法と組み合わせる形で震度や修正震度または変位などの指標により規定されるものとなっていた。しかし、今後の耐震設計においては、想定地震動に対して構造物が満たすべき性能（以下、耐震性能とよぶ）を明確にし、この性能を満たすような設計がどのようにして合理的に行われるかについては、設計者の技術開発に任されるような方向に進むものと思われる。この場合、もし、必要な耐震性能が満たされないと判断される場合には、原設計断面（液状化対策を含む）の変更・改良を行って所要の耐震性能が満たされるように設計する必要がある。このような耐震設計においては、特定の設計手法と組み合わせた形で地震荷重が規定されるのではなく、複数の時刻歴として想定する地震動そのものが設計における地震荷重として位置づけされる。（なお、レベル2地震動の設定法については、第3章を参照のこと。）

想定地震動としては、レベル1、2の2段階を想定することが適当である。また、構造物の満たすべき耐震性能は、地震時に構造物が満たすべき役割（重要度）に応じて設定する必要がある。一般に、構造物の重要度に応じて設定すべき耐震性能の概念図を図-4.3.1に示す。同図において、耐震性能は、地震動レベルと被害程度の両座標軸上で規定され、例えば、範囲Ⅰ～Ⅳにより規定される。構造物の重要度が高くなるにつれて、耐震性能のグレードもⅠからⅣへと高性能のものが必要となる。

これらの範囲を用いて耐震性能照査を行うと、例えば設計構造断面が図-4.3.2に示すa（1点鎖線）の特性を持つ場合には、レベル1、2地震動を通じて耐震性能曲線（1点鎖線で表示）が範囲Ⅲに含まれているので、耐震性能Ⅲグレードを満たすものと判断される。しかし、同図において破線で示されるとおり、設計構造断面が、レベル1地震動に対しては構造物aと同等以上の耐震性を持つ場合であっても、レベル1地震動を上回る地震動に対する耐震性が劣る場合（構造物bの特性を持つ場合）には、総合的には耐震性能グレードⅢは満足せず、Ⅱグレードの耐震性能の留まる場合もある。このような場合に、その耐震性能がグレードⅢを満たすようにするためには、レベル2地震動に対する所要の耐震性が発揮されるように、原設計断面（構造断面や液状化対策など）の変更・改良を行う必要がある。

耐震性能の設定においては、検討対象構造物の部材特性と全体系挙動との関連、構造物と連携して機能すべき隣接構造物との関連、さらに、複数の構造物からなる構造システム全体との関連を考慮することが重要である。

耐震設計照査に用いる原設計断面は、現行の耐震設計基準類に示された方法に基づいて耐震設計（例えば、震度法、修正震度法など）や液状化の予測・対策の設計を行って決定するのが現実的で、効率もよいものと思われる。先に述べたとおり、原設計断面に対する耐震性能照査の結果、必要な耐震性能が満たされないと判断される場合には、設計構造断面・液状化対策工法・液状化対策範囲などの変更・改良を行って、所要の耐震性能が満たされるように設計する必要がある。



既存構造物に対する地震被害の軽減に当たっては、種々の制約条件の基で設計・施工を行わねばならず、標準的な構造物を対象とした耐震設計法（液状化対策法を含む）の適用が困難な場合も多い。このような場合には、既存構造物として満たすべき耐震性能を種々の観点から新たに設定するとともに、耐震性能照査を設計の手段そのものとして取り込むなどの方策により、阪神大震災のような地震被害を軽減するための現実的な対策が可能となることが多いものと思われる。

#### 4.3.4 耐震性能照査手法の選択

耐震性能照査のための手法としては、既往の被災事例を直接参照する簡便なものから、有効応力解析法のような複雑な非線形動的解析法や模型振動実験に基づくものまで、種々のものがある。構造物の構造特性や重要度に応じて、これらの照査手法を使いわけるといのも一つの方法である。例えば、地上構造物においては、靱性率を用いた修正震度法のように簡易な手法の適用性が確認されているものも多く、このような場合には、複雑な動的解析によらず、簡易な手法を用いることもできる。これに対して、液状化の恐れがある地盤・構造物系の場合では、有効応力解析法のような非線形動的解析法を用いることが必要となる場合が多い。また、構造物の重要度に応じて耐震性能照査の方法を使いわけ、特に重要な構造物の場合には、有効応力解析や模型振動実験を、また、重要度が一般の構造物に対しては、これらの方法よりは簡易な方法を用いるという方策も考えられる。

いずれの解析手法を用いる場合でも、検討対象構造物もしくはこれに類似する構造物の地震被災事例（無被災事例を含む）、模型振動実験などにより、その適用性が確認されているものを用いるのが適当である。新形式構造物などのようにその適用性が確認できない場合には、新たに模型振動実験を実施するなどの方法で、その適用性を確認することが適当である。

有効応力解析法は、地盤・構造物系を連成系として解析することができ、極めて汎用性に富むものであり、今後の耐震性能照査において主要な地位を占めていくものと思われる。しかし、現在のところ種々のモデルの提案がなされ、研究段階の域を出ないものも多いので、この研究分野の専門家の助言のもとに種々の角度から十分な検討を行って、耐震性能照査に適する手法であるか否かについて判断を下すことが望ましい。このような判断に当たっては、土質工学会（現：地盤工学会）や米国科学財団などの主催で実施された一斉解析<sup>17-22</sup>などが参考となる。また、設計実務における耐震性能照査の手法選択に当たっては、解析プログラムの普及度をはじめとする解析実施関連の周辺環境の整備状況も考慮する必要がある。しかし、この分野における技術の進歩はめざましいものがあり、今後有望と思われる技術の動向については、常にその状況を把握しておくことが望ましい。

#### 4.3.5 耐震性能照査の例

耐震性能照査の一例として、港湾技術研究所で開発された有効応力解析法（FLIP）によ

る解析例を示す<sup>4)</sup>。この解析法については、解析理論の詳しい解説が論文の形で公表され<sup>5~6)</sup>、解析実施上必要となる解析モデルパラメタの設定方法についても、標準貫入試験のN値から推定する簡易設定法から、繰返し三軸試験結果などに基づく精度の高いパラメタ設定法にいたるまで詳しい検討がなされ、その結果が公表されている<sup>7)</sup>。また、その電子計算機用プログラムも公開されており、解析実施関連の周辺環境もかなり整備されてきている。

解析法の適用性を検討するため、まず、阪神大震災(1995年)で、図-4.3.3に示すように著しい被害を受けた神戸港のケーソン式岸壁の被害状況を解析した。同岸壁は設計震度0.15で設計されたもので、在来の沖積粘土層の一部をまさ土で置換えてケーソン直下の地盤の(常時の)支持力を確保する構造となっており、ケーソン背後もまさ土によって埋立てられている。同岸壁の地震後の残留変形量は、同図に示すとおり、水平変位4~5m、沈下1.5~2.0m、傾斜角4度程度となっている。ケーソンが海側に傾斜し、ケーソン直下の捨石マウンドにめり込むような変形形態を示し、これらの変形にともなって、ケーソン背後地盤が3~4m沈下しているのが特徴である。また、地震直後の現地踏査の結果、埋立て地盤の内陸部では著しい噴砂が発生し、埋立てに用いられたまさ土が液状化したことが明らかとなったが、ケーソン直背後30m程度までの範囲では、これら液状化の発生を示す噴砂が見られなかったことが注目された。

有効応力解析では、神戸港ポートアイランドで記録された地震動波形(GL-32m)を入力地震動(最大加速度水平544Gal、鉛直200Gal)とし、解析モデルのパラメタは、現地での凍結サンプリング、PS検層、などの高精度の各種地盤調査・室内試験結果に基づいて決定した。有限要素解析のため、ケーソン岸壁を含む地盤全体を約1600個のメッシュに分割、ケーソン底面および背面にはジョイント要素を用い、コンクリート壁面に沿うすべりを考慮した。解析対象の側方境界では無限遠方での水平成層地盤の地震応答を考慮、下方境界ではさきに述べた地震動を境界波として入力した。地震応答解析に先だてて静的解析を行い、この結果を地震応答解析における初期条件として用いた。

地震応答解析の結果、地震後の変形として、図-4.3.4に示すとおりの結果が得られた。同図に見られるとおり、ケーソン天端変位は、海側へ3.5m、下向き(鉛直方向)に1.5m、傾斜角は海側へ4度となり、先に述べたケーソン岸壁の被災変形量とオーダー的に整合するものとなった。また、解析によるケーソン岸壁の変形形態は、ケーソンが傾斜しながら捨石マウンドにめりこむとともに、置換砂およびケーソン背後の地盤の連続的な変形にともなうものとなっており、変形形態の点でも、解析結果は実際のケーソンの挙動と整合するものとなった。特に、ケーソン底面に沿うすべり破壊の形態とは異なるものとなっている点が注目される。

また、解析による過剰間隙水圧の地震直後の分布および主要な点における時刻歴は図-4.3.5に示すとおりとなった。ケーソン直背後では、過剰間隙水圧が一瞬0.9程度に達するが、その後、ケーソンの海側への変位に応じて0.5程度まで低下する。しかし、ケーソンから離れた内陸部では、過剰間隙水圧比が0.9以上のレベルに上昇し、その値が残留する

ものとなっている。過剰間隙水圧比のレベルがどの程度になると噴砂現象などをはじめとする液状化現象が発生するようになるかについての見解は必ずしも確立されていないが、液状化に関する繰返し三軸試験などにおいては、過剰間隙水圧比がほぼ1.0に達した状態をもって「液状化の発生」と定義することが多い。このことから、上に示したケーソン直背後と内陸部の過剰間隙水圧比の相違は、先に述べた地震時ケーソン背後の噴砂の発生／非発生の状況と定性的に整合するものとなっていると考えられる。

以上のとおり、本有効応力解析法は、ケーソン式岸壁の変形のみならず、その変形に著しい影響を与える過剰間隙水圧の上昇程度についても、現地の状況と整合する結果を与えることが明らかにされた。

このような解析法を用いて、同じ構造断面について、液状化に関する条件を変化させて変形照査を行った。液状化に関する条件としては、先に検討対象とした現地の断面の条件をCase-1とし、Case-2～4として、それぞれ図-4.3.6に示す条件のものを設計断面として解析した。入力地震動波形は、さきの解析で用いたものと同じとし、その振幅レベルを変化させて多数の有効応力解析を行い、ケーソン天端における残留水平変位を求めた。その結果を図-4.3.7に示す。同図に示すとおり、例えば、Case-1に示す現地の断面の条件の場合の変位に比べて、Case-2として示す液状化対策済みの断面では、半分程度に変位が減少することがわかる。また、Case-2の場合、入力最大水平加速度が200Galでは変位は0.3m程度に留まり、応急復旧のみで直ちに使用可能であるが、入力最大加速度が530Galでは1.6m程度となり、復旧には多少時間がかかることが予想されるものとなっている。

#### 4.3.6 耐震性能照査における簡易法

耐震性能照査手法としては、先に触れたように、靱性率を考慮した修正震度法など種々の簡易法の適用性が確認されているものも多い。そもそも「地震荷重」という言葉の意味合いも、暗にこのような簡易法が念頭にあって用いられている側面もある。

これらの簡易法における「地震荷重」の指標としては、先に述べた靱性率を考慮した修正震度法における震度その他、加速度、速度、変位、運動エネルギー<sup>9)</sup>などの指標の利用について検討がなされている。例えば、周知のとおり、剛体滑動モデルによるすべり変位量は、次式のとおり表される<sup>9)</sup>。

$$d = v^2 (1 - a_c / a) / (2 a_c) \quad (4.3.1)$$

ここに、 $d$  : すべり変位量

$v$  : 基礎地盤の絶対速度

$a$  : 基礎地盤の絶対加速度

$a_c$  : 剛体のすべり限界加速度

上式に見られるとおり、剛体滑動モデルのような単純な場合でも、その変位量は、地震

動の加速度、速度および剛体の滑動限界加速度の3つのパラメタのすべてに依存するものとなっており、簡易法における地震荷重の問題の複雑さを示唆するものとなっている。

簡易法においては、地盤・構造物系の相互作用を、構造物に作用する等価な土圧や地盤バネのような指標を用いて評価する場合が多い。しかし、レベル2地震動や液状化時における適用性については、不明の点も多い。

この他、地盤・構造物系の残留変形解析を目的とした簡易解析法として、古典的な剛体滑動的な方法に加えて、地盤の等価剛性を低下させる方法<sup>10)</sup>、地盤の等価強度を低下させる方法<sup>11)</sup>などの適用性の検討も開始されている。

これらの簡易法は、複雑な現象の本質を浮かび上がらせるのに役立つ場合もあり、また、その手法の特性が比較的単純なので検討結果があらかじめ把握しやすい、などの利点を有する。しかし、簡易法としての限界を常に有するので、その適用にあたっては、その適用限界についてあらかじめ明確に把握しておく必要がある。

#### 4.3.7 今後の課題

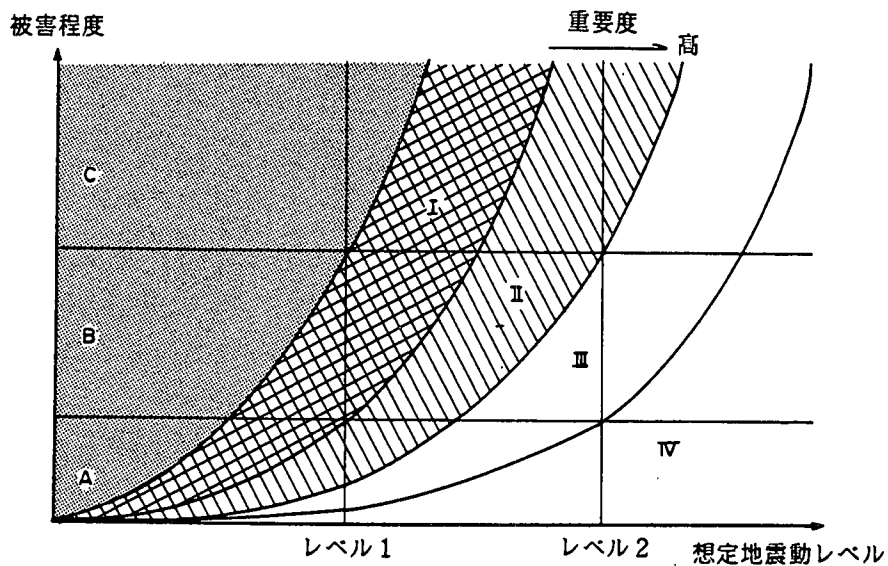
今後の耐震設計における地震荷重に関する課題としては、以下のものが挙げられる。

- 1) 入力地震動の特性と地盤・構造物系の被害程度の関係について、有効応力解析などにより、その大まかな傾向を明らかにし、耐震性能照査に用いるべき入力地震動の選択方法を明らかにする必要がある。
- 2) レベル2地震動や液状化時における地盤・構造物の動的相互作用、液状化時の土の力学的特性、特に地盤の側方流動などに関しては、不明な点が残されており、この方面の研究促進が必要である。

#### <参考文献>

- 1) 土質工学会：地盤および土構造物の有効応力解析、地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム、1989、pp.50～136
- 2) 土質工学会：液状化に関する一斉計算、地盤の液状化対策に関するシンポジウム、1991、pp.77～198
- 3) Arulanandan, K. and Scott, R.F. (eds) : VELACS - Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, 1993, Balkema, 1801p.
- 4) 一井康二、井合 進、森田年一：兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析、港研報告、第36巻、第2号、1997
- 5) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15
- 6) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. : Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Vol.32, No.2, pp.16-20
- 7) 森田年一、井合 進、Liu Hanlong、一井康二、佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プロ

- グラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法、港湾技研資料、1997、No. 869
- 8) 五十嵐俊一：直下型地震動のエネルギー特性と破壊力について、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、土木学会、1996、pp. 37～44
- 9) Newmark, N.M. : A method of computation for structural dynamics, EM, ASCE, Vol. 85, EM3, 1959, pp. 67～94
- 10) 柴田 徹、井合 進、木山正明、上藪 晃、鈴木孝幸、小堤 治、Ketsu Yu : FL値による地盤の剛性評価法と構造物被害の予測法 (FLUSH-L) 法、第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、土木学会、1997、pp. 445～452
- 11) 石原克治、上部達生、菅野高弘、三藤正明：重力式岸壁模型の地震時変形計算、第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、土木学会、1997、pp. 461～466



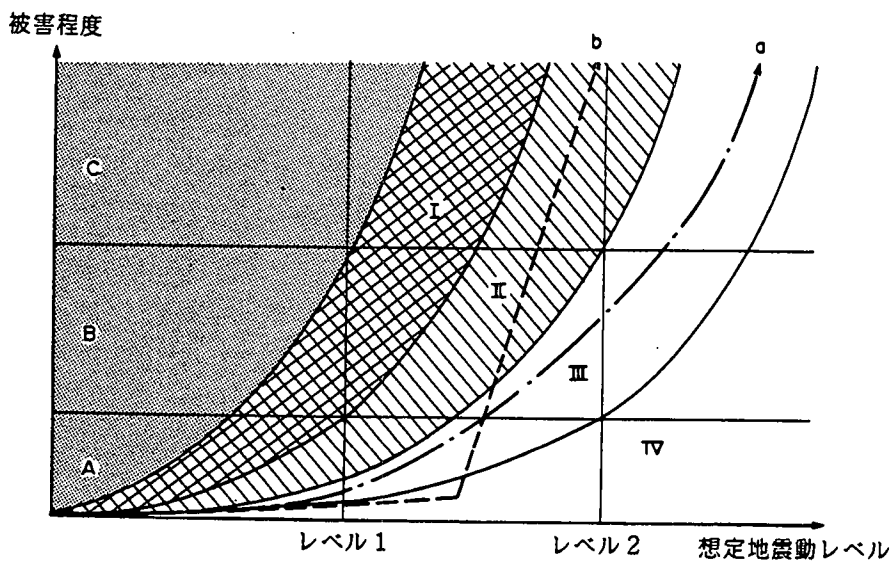
被害程度

A：無被害または軽微な被害

B：短期間の応急復旧で機能回復

C：著しい被害を受けるが崩壊はしない

図-4.3.1 重要度に応じた耐震性能の概念図



耐震性能照査の結果の例

構造物 a：耐震性能Ⅲを満足する。

構造物 b：耐震性能Ⅱは満足するが、耐震性能Ⅲは満たさない。

図-4.3.2 耐震性能照査の概念図

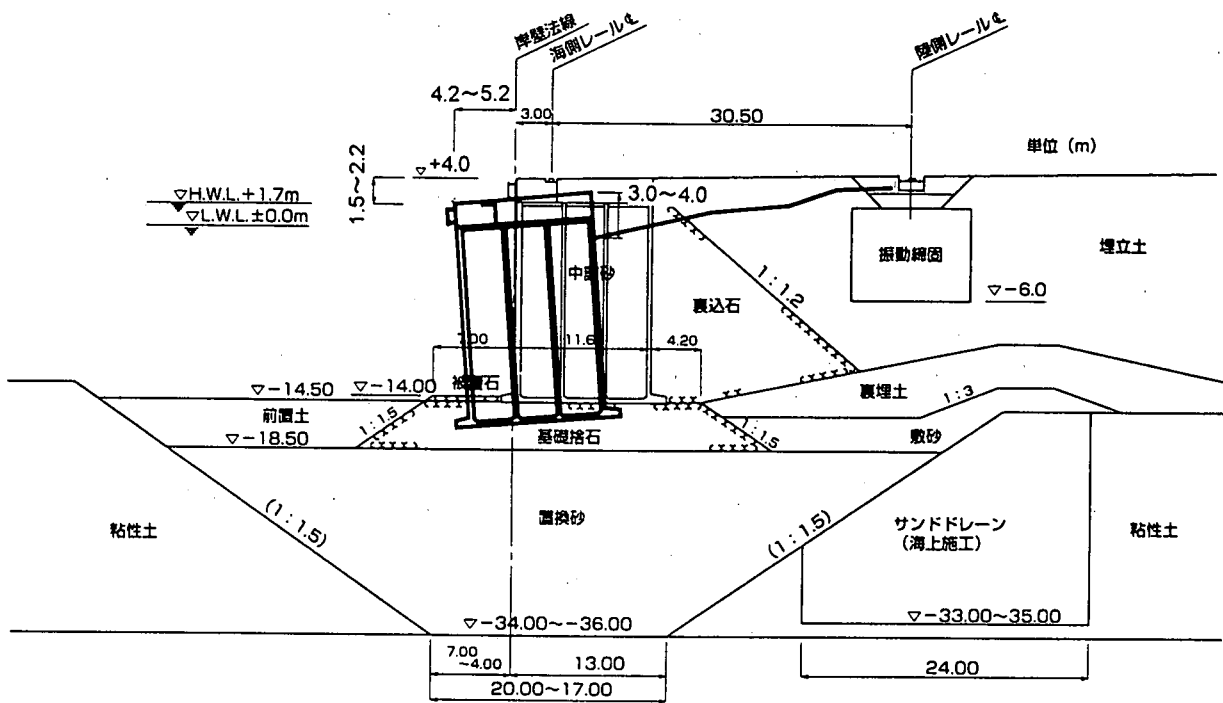
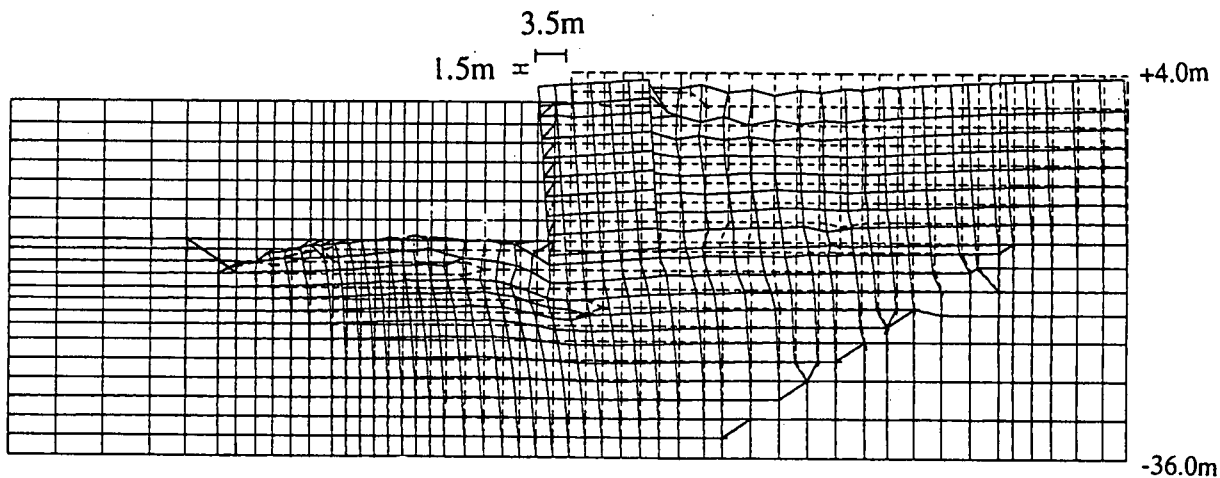
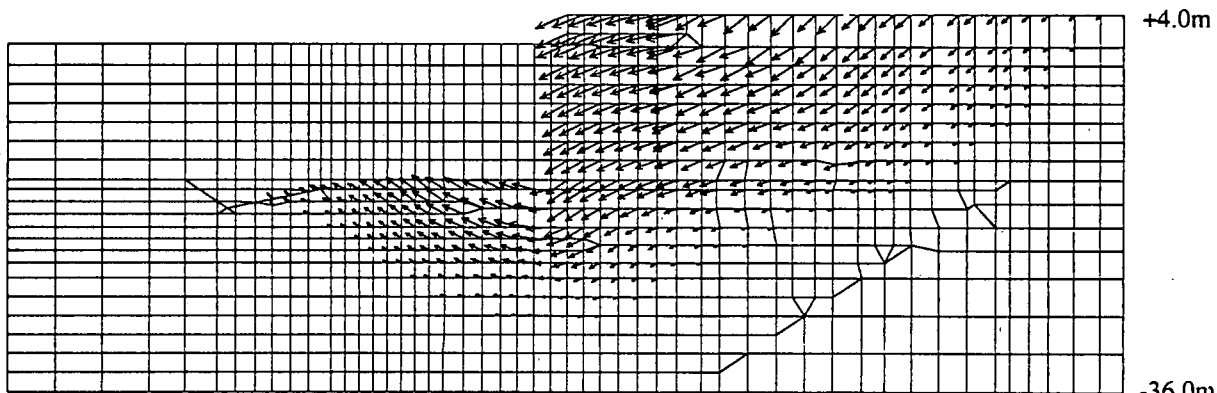


図-4.3.3 ケーソン式岸壁の被災変形 (神戸港、六甲アイランド)



(a)メッシュ変形図



(b)変位ベクトル図

図-4.3.4 ケーソン式岸壁の被災変形解析結果

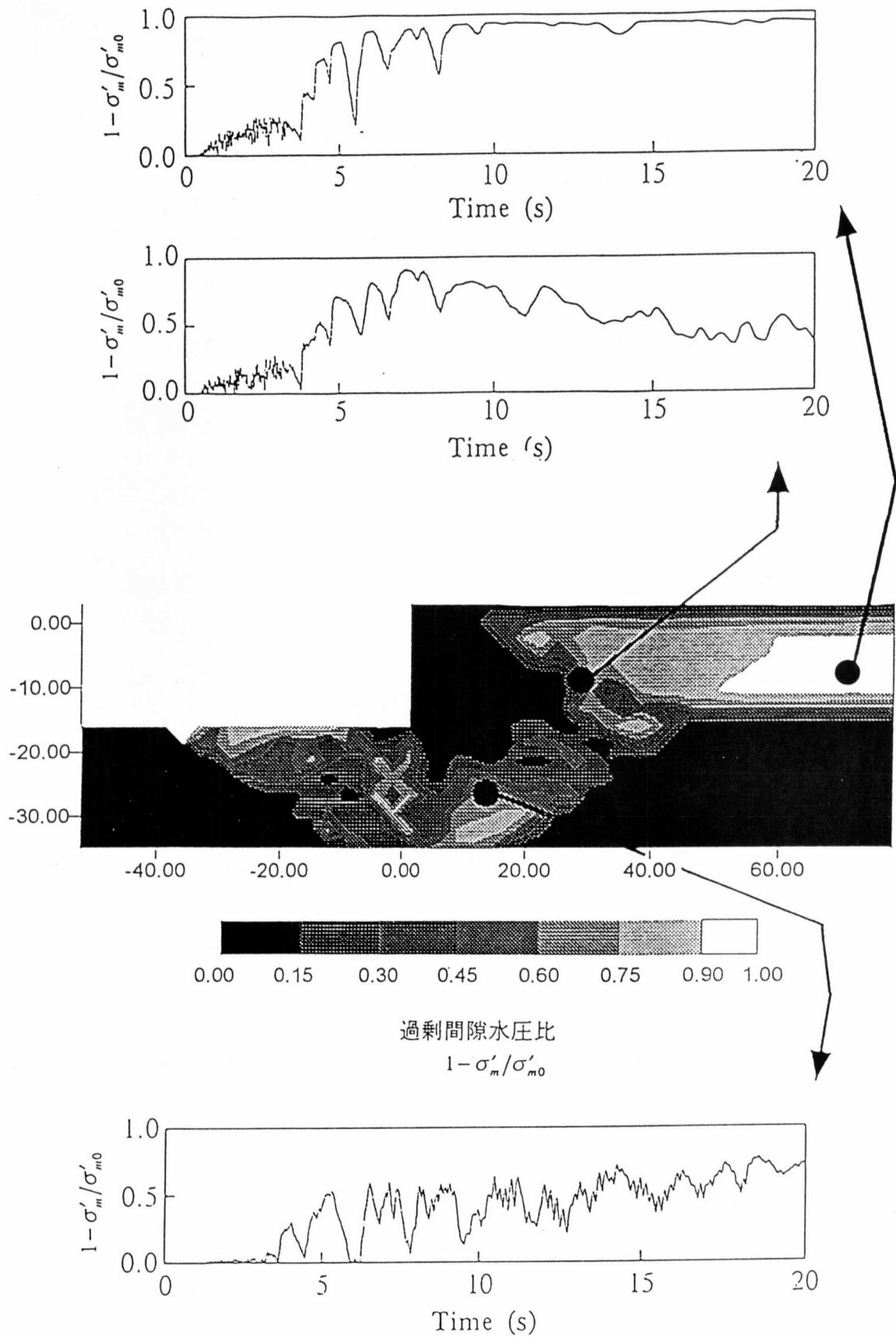
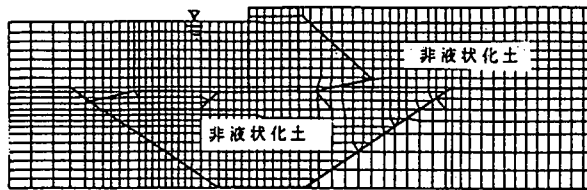
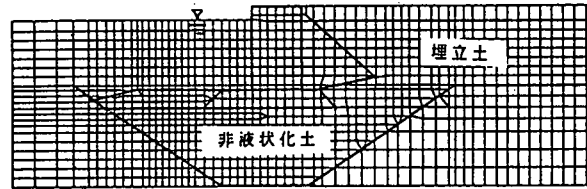


図-4.3.5 過剰間隙水圧比の地震後の分布と地震中の時刻歴

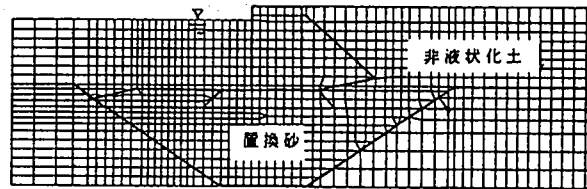




ケース 2 : 置換砂、埋立土とも非液状化土とした場合



ケース 3 : 置換砂のみ非液状化土とした場合



ケース 4 : 埋立土のみ非液状化土とした場合

図-4.3.6 変形照査対象断面の一覧 (Case-2~4)

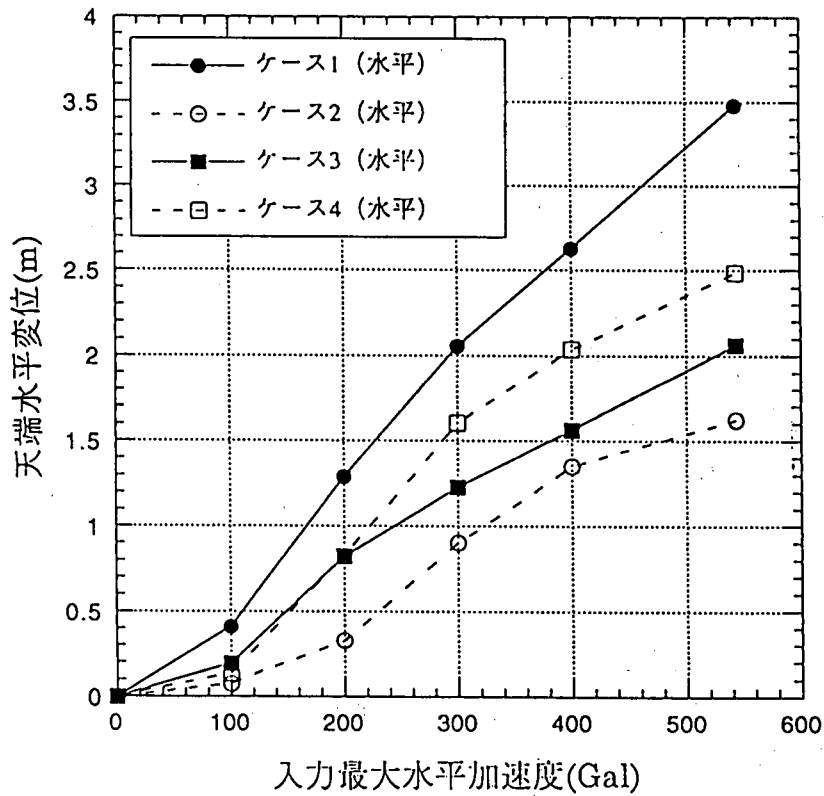


図-4.3.7 各加速度レベルにおけるケーソン天端水平変位

## 4.4 第4分科会報告－地震時緊急対応における地震荷重－

### 4.4.1 はじめに

#### (1)研究目的

地震荷重小委員会の目的は、新設建造物の設計地震荷重にとどまらず、地震時のシステム制御や既存建造物の耐震性評価などの課題を含むものである。地震に対する社会全体の防災力を向上させるためには、新設建造物の耐震設計を入念に行うだけでは不十分であり、都市機能を支えるライフラインの地震時の制御と復旧戦略をいかに行うか、膨大なストックとして形成されている既存建造物に対して地震前の耐震診断とともに地震時の被災度判定をいかに行うか、などの課題に応える仕組みが必要であり、そのための工学技術が整備されるべきことは明らかである。こうして、地震発生後の緊急対応における地震荷重をどのように素早く把握し共有するかという情報化の課題と、それらを緊急対応に生かす仕組みをどのように構築するかというシステム化の課題が提出される。この課題は、「リアルタイム地震防災」の概念として1990年頃から提唱されるようになってきたが、その基本的なアイデアは、遠く1970年代に、地震の動きを都市圏よりはる震源に近い場所で捉え、都市圏に警報を発するという考えとして提唱されていた。それは新幹線の列車防護装置UrEDASとして、またガス供給システムの広域制御のための情報システムSIGNAL（東京ガス）などとして技術化されてきた。地震荷重小委員会の設置にあたり、こうした先進的な技術開発にとどまらず、現代の都市化社会の地震防災においては、リアルタイム地震防災の概念はより普遍的な意義を持つべきであるとの認識があった。それは、地震動という物理的課題とそれが建造物やシステムに与える影響という工学的課題の間に、発災直後の時間との競争の中で地震動を素早く正確に把握しそれをシステム制御や震後対応に生かすという情報課題が介在することを意味するものである。このような分野の工学的な位置づけを明確にするとともに、地震荷重評価の問題として工学的課題を体系化することを目的として第4分科会「地震時緊急対応における地震荷重」が設置されたものである。

阪神・淡路大震災の発生は、地震防災の多くの部分が震災後に行われる対応手段の有効性に大きく依存する現実を示した。その中で、上に述べた情報課題としてのリアルタイム地震防災の概念が新たな位置づけをもって検討されている。その意味で、この分科会の役割は、小委員会の発足当時よりさらに広くかつ重要なものになったと考えられる。

#### (2)第4分科会の活動

本分科会もほかの分科会と同様に、小委員会における話題提供とその後の討論という形で進められた。以下に関連する話題提供とその要旨を列挙する。

- 1993年1月29日（第2回小委員会）

中村 豊「リアルタイム地震防災」

要旨と討議：

鉄道地震防災システムの中核をなすユレダスとヘラスについての説明。ユレダスは、通常の地震警報装置のように最大加速度で警報するのではなく、P波初動で地震の素性（マグニチュード、位置など）を概略推定した上で被害発生予想地域が大きく揺れ出す前に警報を出そうとするもので既に実用化されている。ヘラスは地震の前の悉皆調査結果とユレダスのリアルタイム情報を組み合わせて、発生した地震に対する被害状況を詳細かつ的確に推定・表示するリアルタイム被害予測システムである。P波部分でM、Dが正確に推定できるか、また、その推定誤差には地域差があるかなどが討議された。

- 1993年5月18日（第5回小委員会）

川上英二「観測記録を含む時空間地震波形の作成」

要旨と討議：

地中埋設構造物など長大構造物への設計用入力地震動に関連して、地震動の伝播や波形の変形を考慮した時空間関数としての地盤変位のシミュレーション法の説明の後、変位波形以外の加速度、速度、ひずみの波形を対象にできるかどうかとか、実際の観測結果と比較した結果や、地盤の不均一性の問題との関係、波形の作成に用いるパラメータの決定法、地盤変状や地盤条件急変部などの要因以外で地盤のひずみに起因した埋設管被害事例、応答変位法で規定している設計用地震動の大きさなどが討議された。

- 1993年10月6日（第7回小委員会）

高田至郎「ライフラインのためのモニタリングとシステムコントロール」

要旨と討議：

モニタリングのための地震計を社会・経済的な制約の下で配置する場合の最適間隔の決定方法、配置場所の優先度の決定方法、地震計が配置されていない地点での地震動の推定方法、ライフラインのリアルタイム被害推定と推定結果の利用について講演された。その後、次のような討議があった。地震計をたくさん配置して被害に対する対応が迅速かつ的確にできれば社会経済的な二次的な損失を減らすことができる、被害を直接計測する方法は有効であろうが、すべての想定される被害部位にセンサーを設置することは不可能、ただし圧力センサーや液状化センサーの利用は検討されている。ライフラインに限らず構造物の被害把握には、効果的な地震動（最大加速度、最大速度、SI値など）モニターが重要であり、取得情報の有効利用について検討する重要性も確認された。

- 1994年6月13日（第11回小委員会）

伯野 元彦「近代的火の見ヤグラによる火元情報の収集と避難誘導」

要旨と討議：

近代的火の見櫓による震後30分における火元情報の収集と避難誘導、10秒前大地震警報システム、メキシコ市のシステム等についての説明の後、ここで提案されている事柄に対する行政機関の反応、地震火災と空襲との類似性、避難場所の安全性の程度、火災・煙の危険性について討議された。

#### 4.4.2 震度情報と地震被害<sup>1)</sup>

##### (1)新しい気象庁震度階と計測震度

気象庁では地震発生後直ちに各地の震度を発表しているが、この震度情報は、多くの防災関係機関が初動対応、災害応急対策等に利用するなど、地震災害の軽減を図る上で極めて重要な情報となっている。従来、震度観測は気象官署の担当官が体感と周囲の状況から震度を判定するという方法で行われていたが、より客観的かつ迅速に震度を観測するため、平成3年から順次震度計を用いた機械観測への移行を進めてきている。

しかしながら、平成7年1月の兵庫県南部地震の経験等により、現行の気象庁震度階級には次のような問題点があることが指摘されている。

- 現行の震度階級の説明文は、都市を中心としたライフラインの発達、建築物の耐震化や高層化、造成地の拡大等生活環境が大きく変化していることに対応した内容でないため、防災対応のための情報としては不十分である。
- 特に震度5以上の説明については、実際に出現する被害状況の幅が大きすぎるため、適切な防災対応には十分な内容ではない。
- 現行の震度7の判定法は、被害の詳細な調査を必要とし、判定までに相当の時間を要するため、災害応急対策等に利用するための防災情報としては、適当な判定方法とは言い難い。

このような問題点を踏まえ、気象庁震度階級について下記の見直しを行っている。

- 震度を「地震動の強さの程度を数値化したもの」と定義し、震度計により計測される連続量であるとする。ただし、従来の「震度」及び以下に記す震度階級としての「震度」と区別するためこの計測値を「計測震度」と表す。
- 震度の各階級は、計測震度の値で定義する。
- 上記の考え方にに基づき、計測震度6.5以上を震度7と定義する。また、震度6以下についても計測震度の小数点第一位を四捨五入した整数値として定義する。

上述の「計測震度の算出方法」は下記の通りである。

計測震度は、加速度計(0.1Hz~50Hzで平坦特性)のデジタル記録3成分(水平動2成分、上下動1成分)を用いて算出する。この際、下記の諸式を用いている。

河角による震度と最大加速度の関係式

$$I = 2 \cdot \log a_m + 0.7 \quad (4.4.2.1)$$

に、体感による震度とより一致するよう周期の影響を考慮した項を加えた式

$$I = 2 \cdot \log a_m + 0.7 + \log(k \cdot t) \quad (4.4.2.2)$$

で、更に継続時間的要素についても考慮するとしている。ここで、

$I$ : 震度(四捨五入にして整数値とする、また、この式を用いるのは震度6までで、震度7の判定は被害状況の調査による)

$a_m$ : 最大加速度( $gal = cm/sec^2$ )

$t$ : 周期(sec) ( $0.1 \leq t \leq 1.0$ の範囲に限る)

$k$ : 係数

具体的な計算は下記のステップにより行われる。

①フーリエ変換

各成分の加速度記録をフーリエ変換し、スペクトルを計算する。

②フィルター処理

①で計算されたスペクトルに、次の3種類のフィルターを掛ける(図4.4.2.1)。

ア) 式(4.4.2.1)の周期に関係した項に対応するフィルター

$$(k/f)^{1/2}$$

$k$ : 式(4.4.4.2)の $k$ と同じ

$f$ : 周波数

イ) ハイカットフィルター

$$(1 + 0.694X^2 + 0.241X^4 + 0.0557X^6 + 0.009664X^8 + 0.00134X^{10} + 0.000155X^{12})^{-1/2}$$

$$X = f/f_c \quad (f_c = 10\text{Hz})$$

ウ) ローカットフィルター  $(1 - \exp(-(f/f_0)^3))^{1/2}$

$f_0$ : 震度算出に用いる周波数の下限 (パラメータ)

③逆フーリエ変換

②の処理をしたスペクトルを逆フーリエ変換し、フィルター処理された加速度波形を求める。

④ベクトル合成

①~③の処理を各成分毎に行い、フィルター処理された各成分の加速度波形をベクトル的に合成する。

⑤継続時間を考慮した振幅の決定

④で求めたベクトル波について、その絶対値があるレベル $a$ 以上である時間の合計を $\tau(a)$ とする(図4.4.2.2)。ベクトル波の絶対値の最大値を $a_m$ とすると、定義から明らかなように

$$\begin{aligned} \tau(a_1) > \tau(a_2) & \quad (0 \leq a_1 < a_2 \leq a_m) \\ \tau(a) = 0 & \quad (a_m < a) \end{aligned} \tag{4.4.2.3}$$

となる(図4.4.4.3)。この $\tau$ を継続時間と呼ぶこととする。この時、逆に適当なパラメータ $\tau_0$ について、ちょうど $\tau(a_0) = \tau_0$ となる値 $a_0$ を求める。

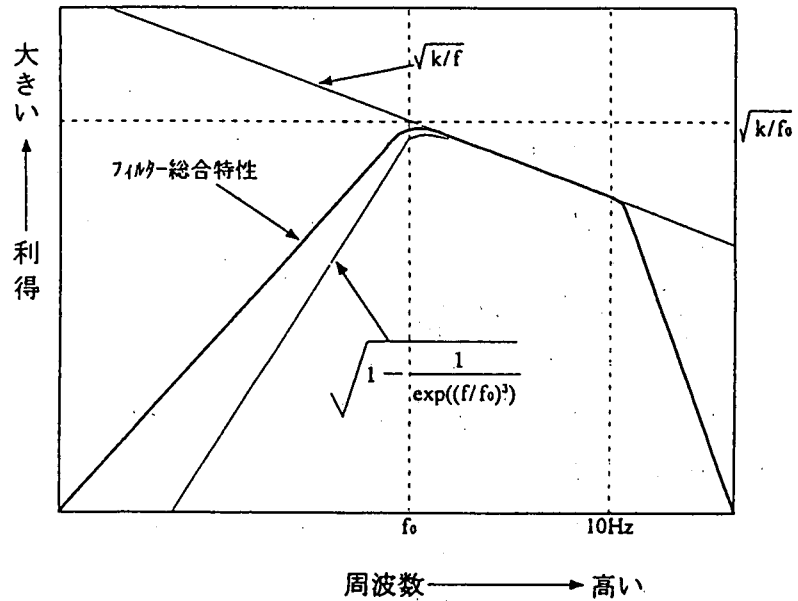


図4.4.2.1 フィルターの総合特性 (両対数スケール)

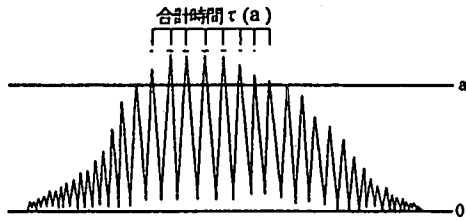


図 4.4.2.2 継続時間の算出方法

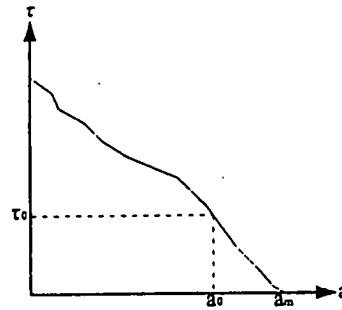


図 4.4.2.3 継続時間  $\tau$  と数居値  $a$  の関係

#### ⑥計測震度の算出

フィルター処理によって、式(4.4.2.2)の周期に関係した項については考慮済みであるので、⑤で求めた  $a_0$  を、式(4.4.2.1)の  $a_m$  に代入し、計測震度( $I$ )を求める。

#### ⑦パラメータ

計測震度計算でパラメータとしている量は、 $k$ 、 $f_0$ 、 $\tau_0$  の3つである。このうち、 $f_0$ 、 $\tau_0$  は計測震度と体感や建物被害との相関がなるべく高くなるよう、また、 $k$  は従来の算出方法による震度の値と平均的に一致するよう、暫定的に以下のように決める。

$$k = 1.75$$

$$f_0 = 0.5(\text{Hz})$$

$$(4.4.2.4)$$

$$\tau_0 = 0.3(\text{sec})$$

また、震度階級は表 4.4.2.1 の通りで、震度情報が、災害応急対策等の防災対策を実施する上で有効な情報となるためには、ある震度が観測された際に、実際にどのような現象、被害が発生するかをあらかじめ示しておく必要があるため、地震被害を表のように対応させている。ここでは、計測震度 5.0 で震度 5 を分割し、同様に計測震度 6.0 で震度 6 を分割している。分割された震度階級の名称については、震度 5 または震度 6 を分割してできた震度階級であることが、即座に理解できるよう表 4.4.2.1 のような名称が望ましいと考えられている。

兵庫県南部地震程度の地震であっても、実際に震度 7 の揺れが生じる地域はそれ程広くないため、震度計によって震度 7 が観測されない可能性がある。このような問題に対処するため、当面は、震度 6 (強) が観測された際には震度 7 の地域が存在する可能性があることを留意して、緊急の防災対策等を実施する必要がある。また、将来的には、震動計が設置されていない地域の震度を推定する手法の導入を検討する必要がある。

また、同様に震度 7 についても計測震度 7.0 で分割すること、更に計測震度 7.5 以上は震度 8 とすることが考えられるが、①震度 7 は最大級の被害をもたらすものであると認識されており、防災対応も最大級の措置がとられるため、震度 7 以上を分割しても現状では防災上意味がないこと、②計測震度 7.0 以上を観測した例がなく、實際上どのような被害が発生するか不明確なことから、現在のところでは、震度 7 以上の分割は考えないこととしている。

表 4.4.2.1 気象庁震度階級関連解説表

計測震度階級	人	屋内の状況	屋外の状況	木造家屋	鉄筋コンクリート造建物	ライフライン	地盤・斜面
0.5	人は揺れを感じない。						
1	屋内にいる人の一部が、わずかな揺れを感じる。						
1.5	屋内にいる人の多くが、揺れを感じる。眠っている人の一部が目覚めます。	電灯などのつり下げ物がわずかに揺れる。					
2.5	屋内にいる人のほとんどが揺れを感じる。恐怖感を覚え人もいる。	棚にある食器類が音を立てることがある。	電線が少し揺れる。				
3.5	かなりの恐怖感があり、一部の人は身の安全を思うようにする。眠っている人のほとんどが目覚めます。	つり下げ物は大きく揺れ、棚にある食器類は音を立てる。座りながら悪い置物が倒れることがある。	電線が大きく揺れる。歩いている人も揺れを感じる。自動車も運転して、揺れに気付く人がいる。				
4.5	多くの人が身の安全を思うようにする。一部の人は行動に支障を感じる。	つり下げ物は激しく揺れ、棚にある食器類、書籍の本が落ちることがある。座りの悪い置物の多くが倒れ、家具が移動することがある。	窓ガラスが割れて落ちることがある。電柱が揺れるのがわかる。補強されていないブロック塀が崩れることがある。道路に被害が生じることがある。	耐震性の低い住宅では、壁や柱が破損するものがある。	耐震性の低い住宅では、壁などに亀裂が生じるものがある。	安全装置が作動し、ガスが遮断される家庭がある。まれに水道管の被害が発生し、断水することがある。 [停電する家庭もある。]	軟弱な地盤で、亀裂が生じることがある。山地で落石、小さな崩壊が生じることがある。
5.0	非常な恐怖を感じる。多くの人が行動に支障を感じる。	棚にある食器類、書籍の本の多くが落ちる。テレビが台から落ちることがある。タンスなど重い家具が倒れることがある。窓の形状によりドアが開かなくなることもある。一部の戸がはずれる。	補強されていないブロック塀の多くが崩れる。自動販売機が倒れることがある。多くの墓石が倒れる。自動車の運転が困難となり、停止する車が多い。	耐震性の低い住宅では、壁、柱がかなり破損したり、傾くものがある。	耐震性の低い建物では、壁、梁、柱などに大きな亀裂が生じるものがある。耐震性の高い建物でも、壁などに亀裂が生じるものがある。	家庭などにガスが供給するための導管、主要な水道管に被害が発生することがある。 [一部の地域でガス、水道の供給が停止することがある。]	
5.5	立っていることが困難になる。	固定していない重い家具の多くが移動、転倒する。開かなくなるドアが多い。	かなりの建物で、壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。	耐震性の低い住宅では、倒壊するものがある。耐震性の高い住宅でも、壁や柱が破損するものがある。	耐震性の低い建物では、倒壊するものがある。耐震性の高い建物でも、壁、柱などに大きな亀裂を生じるものがある。	家庭などにガスが供給するための導管、主要な水道管に被害が発生することがある。 [一部の地域でガス、水道の供給が停止し、停電することもある。]	地割れや山崩れなどが発生することがある。
6.0	立っていることができず、はたわわと動くことができないうい。	固定していない重い家具のほとんどが移動、転倒する。戸がはずれて飛ぶことがある。	多くの建物で、壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。補強されていないブロック塀のほとんどが崩れる。	耐震性の低い住宅では、倒壊するものが多い。耐震性の高い住宅でも、壁や柱がかなり破損するものがある。	耐震性の低い建物では、倒壊するものがある。耐震性の高い建物でも、壁、柱が破損するものがある。広い地域でガス、水道の供給が停止することがある。]	ガスが地域に送るための導管、水道の配水施設に被害が発生することがある。 [一部の地域で停電する。広い地域でガス、水道の供給が停止することがある。]	
6.5	揺れにほんろうされ、自分の意志で行動できない。	ほとんどの家具が大きく移動し、飛ぶものもある。	ほとんどの建物で、壁のタイルや窓ガラスが破損、落下する。補強されているブロック塀も破損するものがある。	耐震性の高い住宅でも、傾いたり、大きく破損するものがある。	耐震性の高い建物でも、傾いたり、大きく破損するものがある。	広い地域で電気、ガス、水道の供給が停止する。]	大きな地割れ、地すべりや山崩れが発生し、地形が変わることもある。

※ライフラインの[ ]内の事項は、電気、ガス、水道の供給状況を参考として記載したものである。

(2)アンケート震度と地震被害

気象庁震度階は即時性や地震規模の把握という点では優れているが、気象庁の震度観測官署が密に設置されているわけではないので、非常に巨視的である。そのために地震動強さの大略をつかむ程度の分布しか把握できない。また、兵庫県南部地震においては、気象庁震度階の明確な境界線は公表されておらず、定量的に扱えるほど地震動強さの分布が計測・推定されていないのが現状である。本項では以上を考慮して、阪神・淡路島地域の住民を対象に被害実態の把握を目的として行ったアンケート調査結果<sup>2)</sup>を用いて、太田ら<sup>3)</sup>の地震動強さの評価方法によって兵庫県南部地震における阪神・淡路島地域の詳細な地震動強さ分布とその特性を把握した結果について報告する。アンケート震度については地震後直ちに得られる被害レベル判定の指標ではないので緊急対応の意志決定に有用となるものではない。しかし、後述のように、地域的にきめ細かく得られるアンケート震度と地震動レベルあるいは墓石転倒率、家屋被害率などと結びつけておくことによって、地震直後のそれらの被害状況からアンケート震度については気象庁震度階が推定できて、災害応急対応に役立てることが可能である。

(a)予備調査

太田らのアンケート震度は気象庁震度階1から6までの地震を対象として作られている。兵庫県南部地震では被害が著しく大きく、震度階7が制定後初めて指定された。そのために、その適用性を検討するため、アンケート調査を行う以前に神戸大学工学部建設学科ならびに神戸大学大学院自然科学研究科建設学専攻の学生を対象として予備調査を行った(1995年7月15日実施)。調査数は30である。

予備調査の対象とした学生の地震時所在は神戸市、芦屋市、西宮市、加古川市、堺市および大阪市である。表4.4.2.2に集計結果を示す。アンケート震度係数の平均値は4.843、標準偏差は0.789である。表4.4.2.2からも分かるように、被害が著しく大きかった地域での震度係数はかなり高く、震源から遠のくに従い小さくなっている。以上から阪神・淡路島地域においてアンケート震度は十分適用できるものと推察される。

(b) 調査方法と震度分布特性

アンケート調査は詳細な地震動強さ分布を求めることを一義的な目的としているために高密度に調査票を配布することが必要である。そのために対象地域の兵庫県、各市町教育委員会・公立中学校・公立小学校の校長会の御協力を戴き全189校の公立小・中学校に直接配布した。原則として中学校1年生の生徒を通じて保護者の方に回答して戴き、再び学校を通じて回収をお願いした。小学校はとくに、人的被害の把握、さらに心的外傷後ストレス障害の実態把握を目的として淡路島津名郡の公立小学校29校に配布した。配布枚数は20,000枚を越えるものであったが、回収率

表 4.4.2.3 アンケート回収率

市・郡	中学校数	回収率(%)	有効回答数
宝塚市	12	81.4	1,097
西宮市	11	83.8	1,072
尼崎市	22	70.5	1,624
芦屋市	3	86.2	255
伊丹市	0	0	75
川西市	0	0	18
神戸市	82	87.3	8,571
明石市	12	82.5	1,283
洲本市	5	90	538
津名郡	6	90	1,364
三原郡	7	90	500
小計	160		16,397
	小学校数		
津名郡	29	90	2,549
合計	189		18,946



表 4.4.2.2 予備調査集計結果

No.	市	区	町	丁目	震度係数	アンケート震度	気象庁震度階
1	神戸	東灘	本山中町	3丁目	5.694	6.5	7
2	神戸	東灘	御影町	西平野	5.565	6.4	7
3	神戸	東灘	住吉山手	7丁目	4.330	5.3	6
4	神戸	東灘	魚崎北町	1丁目	5.229	6.1	7
5	神戸	灘	篠原北町	3丁目	4.255	5.2	6
6	神戸	灘	灘北通	6丁目	6.219	7.0	7
7	神戸	灘	六甲台町	1丁目	4.313	5.3	6
8	神戸	灘	城内通	4丁目	5.258	6.1	7
9	神戸	灘	高羽町	5丁目	4.651	5.6	6
10	神戸	灘	篠原南町	3丁目	5.859	6.7	7
11	神戸	灘	篠原台		4.388	5.3	6
12	神戸	灘	篠原中町	5丁目	4.750	5.7	7
13	神戸	灘	弓木町	2丁目	5.020	5.9	7
14	神戸	灘	一王山町		4.347	5.3	6
15	神戸	灘	八幡町	1丁目	4.760	5.7	7
16	神戸	灘	琵琶町	1丁目	5.587	6.4	7
17	神戸	灘	弓木町	2丁目	5.040	5.9	7
18	神戸	中央	北本町通	4丁目	4.346	5.3	6
19	神戸	須磨	横尾	9丁目	3.687	4.6	6
20	神戸	西	伊川谷町	潤和	4.815	5.7	6
21	神戸	西	伊川谷町	有瀬	4.711	5.6	6
22	神戸	北	星和台	2丁目	4.348	5.3	6
23	芦屋		春日町	13番	5.505	6.4	7
24	西宮		中前田町	7丁目	5.818	6.6	7
25	西宮		甲子園	5番町	4.922	5.8	6
26	西宮		高須町	1丁目	4.798	5.7	6
27	大阪	港	八幡屋町	1丁目	4.460	5.4	4
28	大阪	淀川	東三国	6丁目	4.013	4.9	4
29	堺		野々井	735番	4.404	5.3	不明
30	加古川		米田町	平津	4.187	5.1	不明

も80%を越える高いものとなった。表4.4.2.3に行政区単位の回収率および有効回答数を示す。ここで、回収率とは各校から回収できた割合、有効回答数とはそのうち回答者の地震時住所が特定できたものを示す。

図4.4.2.4に丁目毎に算出したアンケート震度分布を示す。気象庁震度階では、ほぼ神戸市南東部、芦屋市、西宮市の南部と宝塚市の一部が震度階7であり、それ以外の地域は震度階6である。一方、アンケート震度分布は宝塚市北部と神戸市北区南西部、神戸市須磨区、垂水区北部に震度5弱が見られ、その他の六甲山以北、明石市南西部が震度5強であり、かなり地域差が存在するものと考えられる。震度6強、7分布はほぼ気象庁震度階と調和的であるが、明石市南東部に震度6強が見られる。兵庫県南部地震の強震記録の解析から<sup>4)</sup>、断層からの距離が5km以内では地震動強さはほぼ飽和しており、距離減衰の影響は無視できるものと考え、局所的な地震動増幅によるものか、地盤の不整形性によるものと考えられる。

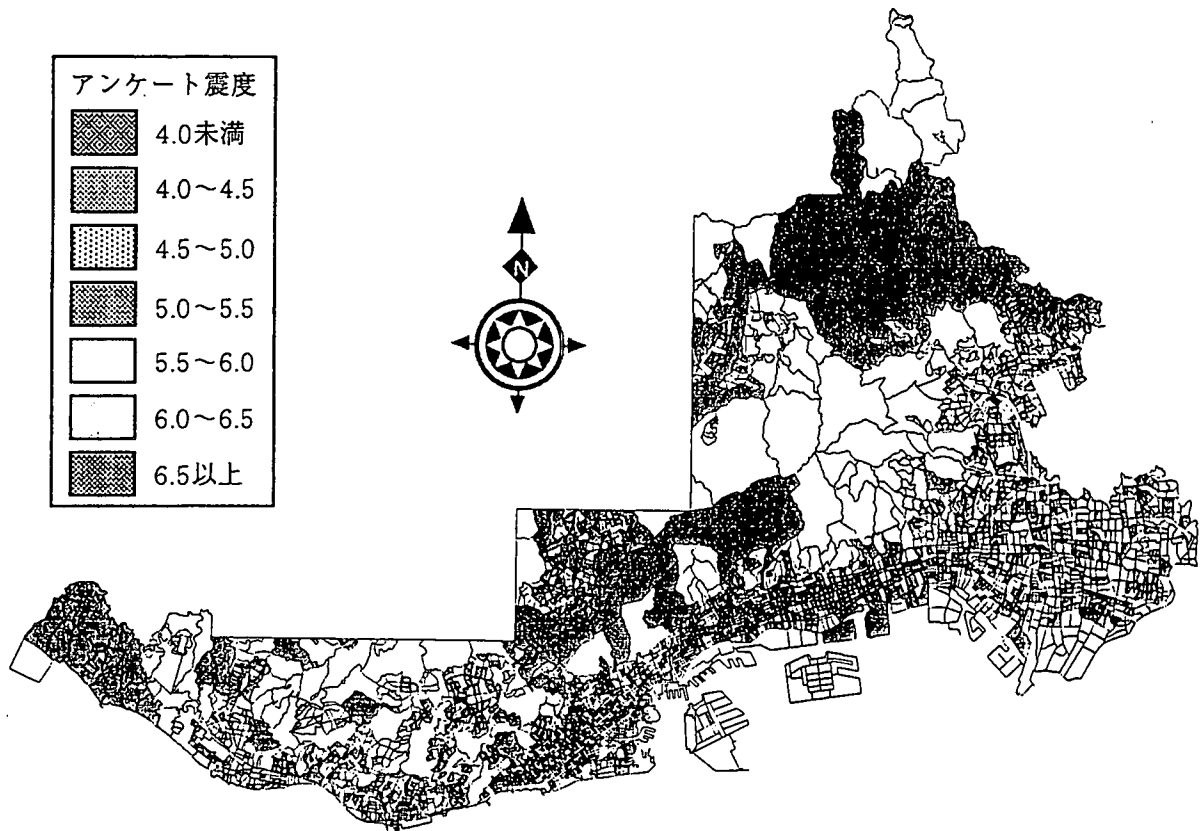


図 4.4.2.4 丁目毎に算出したアンケート震度分布（丁目毎の回答数が3以上の場合）

明石市では建物被害が西部と東部でかなり違いがあることからこの地域が局所的に地震動強さが大きかった可能性がある。図 4.4.2.5 に気象庁震度階 6 地域、7 地域のアンケート震度累積相対度数分布を示す。これより、気象庁震度階 6 と 7 の境界はほぼアンケート震度 6.0 であることが分かる。

地震動強さの分布を強震記録の空間的な補間以外から求める方法の1つとして、墓石の転倒率を用いる手法がある<sup>5)</sup>。アンケート調査による地震動強さ分布の把握にはかなりの調査用紙の配布を行わなければならないことや、地震動の感覚を忘れられる前に調査を行う必要があり、被害規模が極めて大きい場合には調査そのものに困難が伴う。そのために、地震直後に簡便に地震動強さを計るためにアンケート震度と墓石転倒率との関係を明らかにすることは、地震動強さ推定のために有用であろう。そこで、翠川ら<sup>6)</sup>が行った神戸市の墓石転倒率を用いてアンケート震度との関係を最小自乗法を用いて推定し

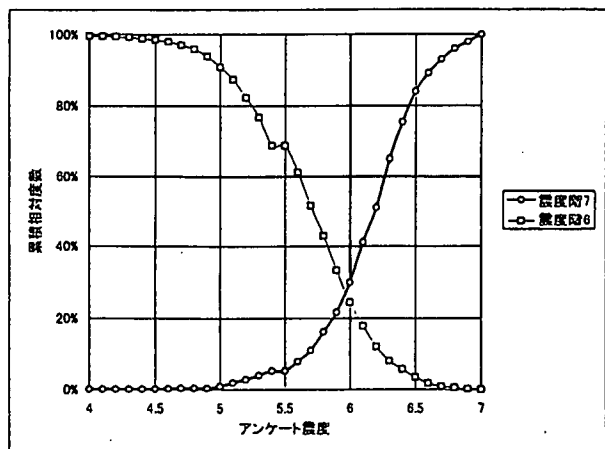


図 4.4.2.5 震度 6.7 地域相対度数分布表

た。図4.4.2.6にアンケート震度と墓石転倒率の関係を示す。墓石転倒率調査のうち、翠川らが直接調査した信頼性の高いデータのみを用いた場合である。本図よりアンケート震度  $IQ(5.3 \leq IQ \leq 6.2)$  と墓石の転倒率  $B(\%)$  は式(4.4.2.5)で表せる。アンケート震度調査地域が地震動強さが大きい地域に集中しており、低震度でのデータがないためにやや高めの評価式となった。しかし、今回の記録での決定係数は 0.8 を超えており、かなり高い正相関がある。

$$B = 5.8 \cdot \ln(IQ) - 9.7 \quad (4.4.2.5)$$

地震動強さ分布の精度を評価するには、異なる手法で求めた分布がお互いに同じ傾向を示していれば、大きな誤差はないと判断できる。また、それら手法間の関係を明らかにすることは地震動強さ特性を評価するのに有用である。次に、計器観測値とアンケート震度との関係を評価した。図4.4.2.7に最大地盤加速度（以下、PGA[Gal]）とアンケート震度との関係を、図4.4.2.8に最大地盤速度（以下、PGV[Kine]）との関係を示す。これらPGAは計器観測された数値である。PGVは得られた強震記録を積分して求めたものである。一部は計測された速度値である。図4.4.2.8の神戸港第8突堤とJR神戸駅前ビルのPGVがアンケート震度に比して極めて高い。これは神戸港第8突堤は地盤の非線形性によって地震波が長周期化したため、JR神戸駅前ビルは計測地点が8Fであるために建物の1次モードが卓越し、地表面より高い記録が得られたものである。これらからアンケート震度はPGAよりもPGVと高い相関を示すことが分かる。これはアンケート震度が家屋を媒体とした地震動計測手法であることに起因しているものと考えられ、家屋被害率がPGAよりもPGVと相関が高いことから説明がつく。神戸港第8突堤とJR神戸駅前ビルのデータを除いて最小自乗法によって回帰したアンケート震度  $IQ$  と  $PGV$  の変換式を式(4.4.2.6)に示す。

$$PGV = 239.36 \cdot \ln(IQ) - 357.49 \quad (4.4.2.6)$$

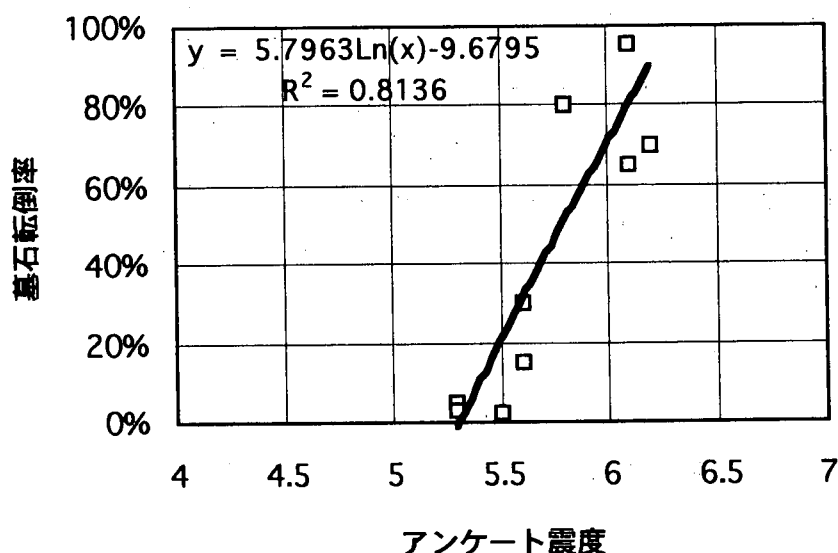


図 4.4.2.6 アンケート震度と墓石転倒率（高精度）

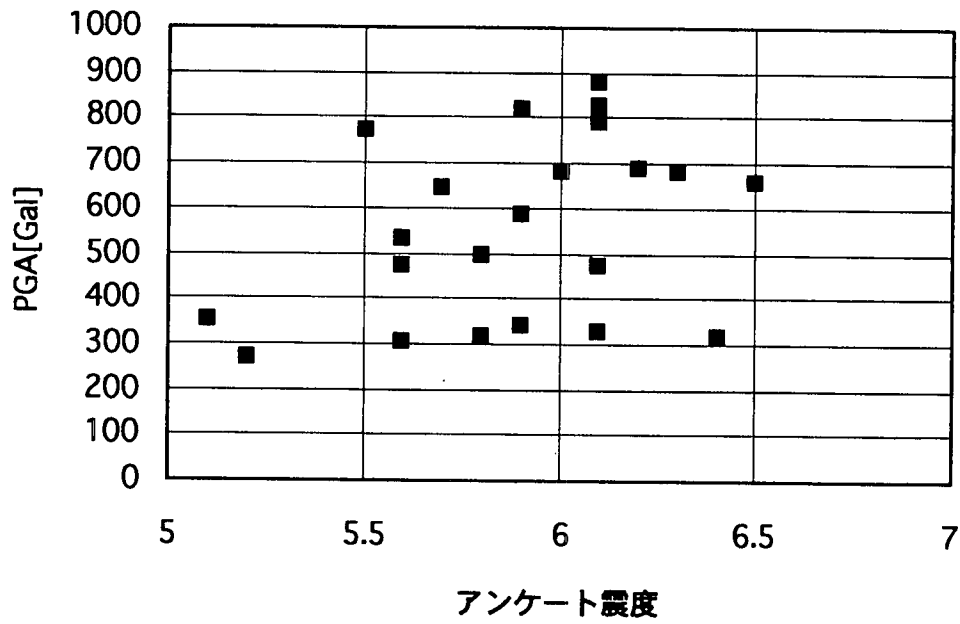


図 4.4.2.7 PGAとアンケート震度

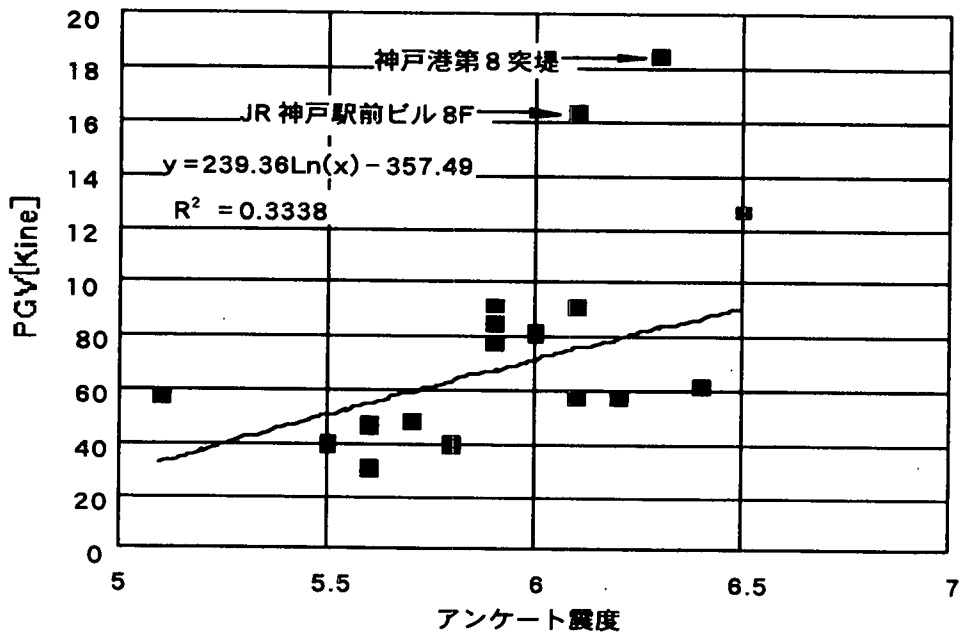


図 4.4.2.8 PGVとアンケート震度

## 〈参考文献〉

- 1) 気象庁：震度問題検討会検討結果最終報告書，1995.12
- 2) 嘉嶋崇志ほか：兵庫県南部地震に関するアンケート調査－集計結果報告書－，神戸大学工学部建設学科土木系教室耐震工学研究室，pp.1-591，1996.11
- 3) 太田 裕ほか：アンケートによる地震時の震度の推定，北海道大学工学部研究報告第 92 号，pp.117-128，1979.3
- 4) Midonikawa,S.et.al：Attenuation of Peak Horizontal Acceleration and Velocity Observed during Recent Large Earthquakes in Japan, Proceedings of the International Workshop on Site Response, Vol.2, pp.201-210, 1996.
- 5) 大森房吉：明治 24 年 10 月 28 日濃尾地震に関する調査，震災予防調査会報告第 28 号，pp.79-95, 1899.
- 6) 翠川三郎ほか：墓石の転倒調査から推定した兵庫県南部地震の際の神戸市およびその周辺での震度分布，日本建築学会構造系論文集第 490 号，pp.111-118，1996.12

### 4.4.3 地震動モニタリング

#### (1) リアルタイム地震防災

地震の発生場所、時間、規模（いわゆる地震予知の三要素）が正確に予知できれば、予知された発生時間帯に被害が想定される地域で適切な安全対策を実施することができるので、地震被害を最小限度に抑えることができる。しかし、地震の発生時間や規模は本質的に不確定である。すなわち、地震予知が成功したとしても、予知の三要素にはある程度のばらつきがつきまとう。さらに現状では実用的な地震予知は期待できない。そこで、地震の発生をできるだけ早く検知して、大きな地震動が到来する前に緊急対策を実施することが考えられる。いわゆる地震動の早期検知・警報である。これは、すでに発生した地震についての警報・情報であり、地震予知にくらべて獲得できる余裕時間（直前対策に使える時間）は少ないが地震予知のようなあいまいさはない。実用的な地震予知ができない現状においては、これは最善の地震警報である。

光と同じ速さ（30万km/s）の電気通信と地震動の伝播速度（8km/s程度）の差を利用した地震の早期検知・警報システムの考えは古くからある。ちょうど明治維新の年（1868年）、11月3日付のサンフランシスコ・デイリー・イブニング・ブルティン誌にはJ. D. クーパー医学博士の次のような構想が掲載されている<sup>1)</sup>。

「・・・地震波動は、水面に石を投げ入れたときのように、震源から周囲に拡がっていく。そこで、次のような地震警報装置を提案する。すなわち、サンフランシスコから10～100マイル離れた震源の近くに感震器を設置し、大きな地震動を検知するとすぐにそのことを電信でサンフランシスコに伝える。そして、大きな地震動がやってくる前に、市の中央に建てられた高い塔に吊るされた大きな釣鐘を乱打させれば、多くの人命を救うことができるだろう。もちろん、この警鐘が地震警報であることは知られていなければならないし、地震感知から通報・警鐘までを自動化する必要もある。・・・」

これからほぼ100年が経過した1972年頃、第5回世界地震工学会議などで岡本舜三東京大学名誉教授や伯野元彦東京大学名誉教授らを中心とするグループによって、「10秒前大地震警報システム」構想が発表されている<sup>例えば、2)</sup>。これは東京を対象としたものであるが、サンフランシスコを対象にしたJ. D. クーパー博士の構想と基本的に変わらない。しかし、最初の構想から100年以上経っても実用的な装置が現れなかったことを見ても、実用化はそれほど簡単ではない。結局「10秒前大地震警報システム」も実現しなかったが、その精神は東北新幹線の「海岸線検知システム」に生かされている。

単純に考えれば、大きな地震動を検知すると直ちに警報を出せばよい。しかし、実際にはどの程度の地震動を検知した時に、どこに警報を出せばよいのかを明確にしなければ、警報は出せない。高度に発展した社会では、狼少年的な警報発令は無用の混乱を引き起こし、却って危険であるからである。

原子力発電所やJRなどで使われている警報地震計は、ある一定の地震動振幅以上になれば、警報地震計のごく近傍の機器や施設に対して警報を出すことができる。この場合には、警報を受け取る側と警報を出す側とが隣接しているため、どこに警報を出せばよいか

などといった問題は生じない。しかし、警報を受け取る側が出す側からかなり離れていると、どこに警報を出すかが重要な問題となる。

さらに、いかに注意深く警報を発しても、結果的に不要警報となることがあることを考慮しておかなくてはならない。すなわち、警報に対する合理的な解除方法を準備しておくことが不可欠となるのである。

より多くの余裕時間を確保するため、まったく新しい概念に基づく警報システム「ユレダス」(UrEDAS: Urgent Earthquake Detection and Alarm System、早期地震検知警報システム)が開発された<sup>3)</sup>。これは、米国を中心に提唱されているリアルタイム地震学の一部を世界に先駆けて実現したもので、その基本コンセプトは次のとおりである。

- ①地震動の初動(P波)で地震を検知する。
- ②地震規模Mなどの地震諸元を直ちに推定する。
- ③必要な地域に対して大きく「揺れ出す」前に警報を出す。
- ④以上の処理を、個々の地震検知点毎に独立して行う(分散処理)。

従来の地震警報装置は、地震動の大きさが一定の大きさを超えた場合に、装置近傍の施設などに警報を出す。これに対してユレダスは、発生した地震のP波初動が到達した後3秒以内に地震の規模や震央距離を推定し、検知地震が被害を引き起こすと想定される地域に警報を出す。警報はP波到達後4秒以内に伝達される。S波が到達すれば、直ちに震源諸元を再推定してより精度の高い震源情報を発信する。

すなわち、ユレダスは2段階のプロセス・機能を持ったリアルタイム地震警報・情報システムである。P波到来直後に最初の第一次警報/情報を発信し、続いてS波到来直後に第二次情報を発信する。検知点から半径約250kmの円内の地震であれば、すべての警報情報処理は30秒以内に終了する。

さらにユレダスの特徴づけるのは、3成分地震計を備えた単一観測点からなる完全自動システムであるということである。震源推定のためにネットワークを組む必要がないため、システム構成を簡単にできる。複数のユレダスが使われる場合でも、個々のユレダスは独立に地震諸元を推定してそれぞれの判断により必要な警報を発令する。そして、各ユレダスが推定した地震諸元情報はユレダスセンターに集約され、より精度の高い地震諸元に統合される。この統合情報は、ヘラス(災害予測・復旧支援システム:後述)に送られ、地震後の合理的な対処のために利用される。

中央集中型の警報システムでは中央装置が破壊されてしまうとシステム全体の機能も破壊されてしまう。しかし、ユレダスは完全な分散型システムであり、たとえ破壊的な地震動に襲われてもシステム機能はダウンしない。主要動の到来と共にユレダスが破壊されても、既に警報は発令されており、当該地震の震源情報は必要な箇所に伝達されているからである。さらに、在来の警報地震計にくらべて余裕時間は増大し、地震の全体像に基づく警報のため誤りが少ないという利点もある。

従来警報地震計の問題点は、次の2点にまとめられる。

- ①警報発令が遅く、余裕時間が少ない。
- ②被害が出ないような小地震に対しても警報が出ることがある。

これらの問題は、地震動があらかじめ定められた基準値を超えると警報を出すという、基本的な考え方に起因している。この考え方では、余裕時間を長くしようとすれば、基準値を小さくしなければならないが、そうすると不要な警報はますます増えることになる。また、被害が出ないような小さな地震でも、震源の近くでは大きな地震動になるため、不要な警報が出てしまう。地震動の大きさとして加速度を採用しても、計測震度などほかの計測量であっても事情は大して変わらない。

地震被害は、地震動の大きさだけでなく、地震動の継続時間や振動周期の大きさにも関係しているのである。これらの影響は建造物の種別・劣化度によって異なるため、これらの観測結果から被害発生の有無を判断するには、まだまだ多くのデータや経験が必要である。また、こうした方法は判断に時間を要するため、迅速な警報には適していない。

これまで100年を超える鉄道の歴史の中で、鉄道被害地震は、大きなものだけでも30個を超えている。平均して4年に1度大きな地震に見舞われたことになる。これらの地震による被害地点を、線路直下で発生した無被害地震も併せて、地震の規模 $M$ （マグニチュード）と震央距離 $\Delta$ の関係図（ $M-\Delta$ 図）にプロットすると、被害は限られた範囲内で発生することがわかる。すなわち、 $M5.5$ より小さな地震では被害はほとんど生じていない。また、 $M$ が大きくなるとともに、被害範囲は増大する。被害限界線は、概ね震央を中心にした円で表現され、円の半径は、 $M6$ 、 $M7$ および $M8$ に対してほぼ12km、60kmおよび300kmとなる。この被害発生危険度の高い地域に警報が出せれば合理的である。以後、この警報の出し方を $M-\Delta$ 法と呼ぶ。

最大加速度による警報では、小さな地震では敏感すぎ（空振り警報）、逆に大きな地震では震央から離れたところには警報を出さない（見逃しの）可能性がある。これに比べて、 $M-\Delta$ 法による警報ははるかに的確である。 $M-\Delta$ 法は、JR新幹線やガス管路網の被害予測に取り入れられるなど、広く一般の警報発令や警報解除の判断手法として普及し始めている。

ユレダスにより獲得できる余裕時間は、検知点における初期微動継続時間に検知点から警報受信箇所までの主要動の伝播時間を加えたものから警報受信までの処理時間（現在4秒）を差し引いたものとなる。初期微動継続時間（秒）はおおむね震源距離（km）を8で除した程度の値となる。また、主要動の伝播速度は4km/s程度である。したがって、余裕時間は検知点が警報対象域から離れるほど、かつまた、震源に近いほど長くなる。震源から離れた警報対象域に検知点が置かれた場合でも、少なくとも初期微動継続時間程度の余裕時間は確保できる。

さらに、従来警報装置では地震の影響を的確に把握できないため、地震後の対応に時間を要するが、ユレダスの場合、検知した地震の全体像が把握されており、地震後の対応



をより合理的に迅速に行うことができるという効果もある。

また、ユレダスは地震P波検知後3秒でマグニチュードなどの地震諸元を把握できるため、津波の有無と襲来地域をP波検知後4~5秒程度で判断することができる。したがって、ユレダスを市町村などで普及している防災無線などと直結すれば迅速な避難行動を喚起することができ、津波襲来までにはかなりの時間的余裕を確保することができる。これは気象庁の早期地震津波警報網からの津波警報・地震情報（地震後3~5分程度）を補完する。

以上のように、数秒以内の迅速な警報と1分程度での的確な地震情報をもたらすユレダスは、鉄道・道路などの輸送・交通機関の地震時安全対策、高層ビルの制震システムの起動、高層ビルのエレベータ制御、化学プラントや原子力発電所などの地震時対策、港湾関係者・沿岸住民のための津波警報システム等、広く一般の地震防災に役立つと期待される。

1997年現在、日本には4つのユレダスネットワークが稼働している。

第一は運輸省の助成研究の一環として首都圏を対象に構築されたもので、5基のユレダスからなり、1989年春に完成している。統合されたユレダス情報のうち、 $M \geq 3.5$ で首都圏近傍（概ね東京駅を中心に半径200km程度以内）の地震については、関係者に対してテスト的にFAX送信（一般公衆回線使用）されている。なお、この情報配信に要する時間はP波検知後4~5分であり、専用回線と放送型ポケットベルを使用したアメリカのキューブ（後述）とほぼ同程度の時間である。

第二は東海道新幹線（JR東海）の地震警報システムである。これは、14基のユレダス、25箇所（警報受信端末「ストップ」（STOP: Stop Trigar Operation Processor, 変電所にあり、ここに設置されている在来型警報地震計からの警報も併せて隣接する変電設備にき電停止信号を送出する）、CTCセンターおよびこれらを結びつける地震情報中継システム「サイレン」（SIReN: Seismic Information Relay Network, 7箇所の中継所からなる地震情報ネットワークシステム）で構成されている。このシステムは「のぞみ」が開業した1992年春よりP波警報と地震情報が実際に使用され始めている。各ユレダスからP波検知後4秒以内にストップに警報が伝えられ、変電所からのき電が止められる。これにより、走行中の新幹線に非常制動がかけられ、大きく震動する中を高速走行する危険や被災箇所への突入の危険を回避する。なお、最初の警報から1分の間に通報されてきた各地のユレダス情報を統合し、これを基にして地震後調査の必要性・調査区間などが特定される。これらの結果は、運転再開指示書として1分半後に印刷出力される。

東海ユレダスの警報発令や運転再開の判断には、最大加速度などの地震動の大きさではなく、地震規模と震央距離とから判断するM- $\Delta$ 法が用いられている。

第三は山陽新幹線（JR西日本）の地震警報システムで、5基のユレダスが新設され、1995年4月から新大阪-姫路間の山陽新幹線に対して仮運用されていた東海道新幹線用の西側3基のユレダスと併せて1996年11月から本格運用されている。

最後は、青函トンネルの地震防災システム（JR北海道）で、4基のユレダスからなるネットワークを含んでいる<sup>4)</sup>。地震後の合理的な対応を判断するため、規模や震央位置の統合情報がCTCのCRTにほぼリアルタイムで表示されている。

1995年1月17日の兵庫県南部地震は、新幹線にとって直下地震であり、沿線地震計が対

応すべき地震であった。記録によると、大地震動がほぼ20km間隔に配置された変電所の警報地震計に順次到達し、数秒の後警報を発している。御在所ユレダス以外のユレダスは当該地震が東海道新幹線には大きな影響を与えないと判断して警報を発していない。しかし、沿線警報地震計からの警報は、もっとも近いユレダスが警報を出した場合とほとんど同時か、またはやや先行して出されており、警報地震計は期待通りの働きをしていた。沿線警報地震計の警報動作を早める方策として、警報対象域を近傍に限定することで警報までの時間を約1秒に短縮したコンパクトユレダスを開発し、現在、東北・上越・北陸の各新幹線への設備を進めている。コンパクトユレダスについては、JR以外でも設置が検討されている。

ヘラス (Hazards Estimation and Restriction Aid System: HERAS、災害予測・復旧支援システム) は、地震発生と同時に被害発生の可能性を判断し、被害の程度や地域的な分布を的確に推定する対話型システムである。地震被害を的確に予測することによって、地震後の対応を合理的で迅速なものにすることをねらっている。つまり、二次災害や労力、ダウンタイムなどを「減らす」ことを目的としたシステムである。このシステムを実現するためには、表層地盤の地震応答特性を正確に把握して置く必要がある。この調査のために、常時微動を用いた表層地盤の地震動特性推定法と装置が開発された<sup>5)</sup>。この方法と装置を用いて、首都圏のJR沿線の構造物と表層地盤の地震動特性が100m間隔で調査されている。東海道新幹線や山陽新幹線、神戸市内の地盤・構造物などを含めて、これまでに約2000kmの区間で延べ20000点を超える常時微動調査が実施されている。

ヘラスは、こうして計測された構造物と地盤の地震動特性データをデータベースとして保有し、これとユレダスが推定した地震諸元とを基に各地の各種構造物の被害程度を5分以内に推定し、実被害の迅速な把握・合理的な復旧計画の策定を支援する。いわば、特定の地震に対する地盤と構造物のマイクロゾーニングを地震発生の都度行うものであり、その地震に対する弱点地域・弱点構造物を明確にすることができる。また、地震諸元さえ入力してやれば、被害状況が推定できるので、様々な想定地震に対する弱点箇所の抽出も可能であり、合理的な補強・補修を支援することができる。こうした機能は日常のメンテナンスにも役立つ。一般に防災システムは災害発生時しか動作させないため、その操作に習熟しきれないことが多いと思われる。日常のメンテナンスにも利用できるような機能を付加し、日頃からその操作方法に習熟できるようにしておくことが重要である。ヘラスの基礎となっている地盤や構造物の調査手法はさまざまな分野で普及しつつある。

ユレダスは、鉄道管制、道路管制、エレベータ制御、津波警報、火山監視など社会一般のリアルタイム地震防災システムとして役立つものと期待される。いち早く被害を予測したり、弱点箇所を抽出したりすることができるヘラスは、災害時のみならず日常の保守点検を支援することができ、今後の活躍が期待される。

ユレダスを日本全国に20kmメッシュで設置すれば、その総数は約2100基となる。これにより、ほとんどの地点で被害地震の主要動が到来する前に警報を受け取れるようになる。また、このユレダスネットワークは自然災害情報ネットワークとしても活用できる。これが「ユレダス2100ネットワーク構想」<sup>6)</sup>である。現在、これに近い観測点網を張っている

のは、防災科学技術研究所のK-netであり、K-netのユレダス化・情報回線の専用化がユレダス2100ネットワークシステム実現の近道である。これは真に役立つ地震防災情報システムであり、早期実現が望まれる。

### <参考文献>

- 1) Y. NAKAMURA and B. E. TUCKER: Japan's Earthquake Warning System, California Geology, Vol.41, No.2, 1988.
- 2) 伯野元彦・高橋 博:10秒前大地震警報システム,自然,9月号.
- 3) 中村 豊:地震(津波)警報のための地震早期検知を行う -1点検知システムの考え方とパソコンによる実施例-,第18回地震工学研究発表会講演概要集,pp.505-508,1985年7月.
- 4) 北川修三・中村 豊:青函トンネルの地震防災システムについて,第19回地震工学研究発表会講演概要集,pp.505-508,1987.7.
- 5) 中村 豊:常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定,鉄道総研報告,Vol.2,No.4,pp.18-27,1988年4月.
- 6) ユレダス推進部中村研究室:防災特集,R R R,No.9,pp.10-19,1992年9月.

## (2) 地震動の補間

### (A) 地震動のモニタリングによる地盤震動の空間補間<sup>1) - 4)</sup>

近年、観測機器および無線網の充実に伴い、情報をリアルタイムで集めてライフラインなどのシステムの制御（供給停止の判断など）に使うことが検討されている。例えば、東京ガス（株）、大阪ガス（株）では、多数の地震計を供給地域に配置しており、無線により集められたデータを基に、各ブロックに対する供給停止の判断を行うシステムが検討されている。必要な供給停止を行わなければ、ガス漏れによる二次被害を引き起こす可能性がある。逆に、不必要な供給停止を行えば、生活が不便になるばかりでなく、復旧に余分な作業が必要になる。

最適な判断を行うためには、被害の分布を推定する必要があり、このためには、まず、外力である入力地震動を各地点に対して推定する必要がある。その際、地震計を設置した幾つかの観測点でのデータを用いて推定することになる。例えば、観測地点数は、一般には数箇所または数十箇所であり、直径数十kmの範囲にわたっての想定を目的とする場合が多い。

このような地震動のモニタリングによる被害のリアルタイムの推定のための地盤震動の空間補間<sup>1) - 4)</sup>を目的とした研究は、これまでのトンネル・橋梁などの長大または地中構造物に対する設計用地震波形の作成<sup>5) - 8)</sup>を目的とした研究と合わせて考えられ、条件付き時空間分布を求める地震動の補間の問題として位置づけられている。

つまり、地震動の時空間分布を単に考えるだけでなく、観測結果を時空間分布の全体像の一部とみなす考えに基づいている<sup>5)</sup>。そして、地震動の観測結果に基づく条件付き時空間分布を扱うのである。

### (B) 時空間波形の様々なシミュレーション結果の関係<sup>9)</sup>

図4.4.3(2).1には、現実の時空間波形（集合A）、従来のシミュレーション理論による時空間波形（集合B）、条件付き時空間波形（集合DまたはE）などの集合の関係を概念的に示してある。従来の時空間波形では、観測波形を変形させずそのまま伝播させた波形（集合F）を用いるか、従来の時空間波形（集合B）を用いるかの二通りの選択であったのに対し、近年、新しく第三の選択（集合C、D、E）の可能性が提案されている。

### (C) 時空間波形が満たすべき条件

以上の目的で、観測波形から時空間波形を求める際、時空間波形としては、次の2種類の条件を満足するものと考えられている<sup>5) 9)</sup>。

条件(I)：時空間波形は、観測地点においては観測波形に厳密に一致する。

2番目の条件としては、以下に示す条件(IIa)～(IIc)の3つのケースが用いられている。

条件(IIa)：観測地点以外の波形は観測地点の波形から内挿する。数値を内挿するという従来の概念を、時間の関数である波形を内挿するという概念に拡張する。

条件(IIb)：地盤の変位を互いに相関を有する複数の確率過程と考える。時空間確率過

程と観測波形との 時間に関する自己相関関数（またはパワースペクトル）は一致する。また、時空間確率過程の相互相関関数（またはクロススペクトル）は、想定した相互相関関数に一致する。

ただし、ここでの一致とは、求められた時空間確率過程に対し、アンサンブル平均を求めた結果が一致するという意味であり、一つの時空間確率過程のサンプルに対し一致するという意味ではない。

条件(Ⅱc): 条件(Ⅱb)と類似しているが、本条件での一致とは、逆に、求められた一つの時空間確率過程のサンプルに対しても一致するという意味である。条件(Ⅱb)よりも厳しい条件である。

ただし、上述の相互相関関数（またはクロススペクトル）の想定は、観測波形の自己相関関数と、地震波のみかけの伝播速度、波形の変形の程度（コヒーレンシー）とから行う。アレー観測による実測結果を解析することにより、従来、地震波動の水平方向のみかけの伝播速度、コヒーレンシー、相互相関関数、クロススペクトル、周波数-波数（F-K）スペクトルなどが求められている。

図4.4.3(2).1 の集合Bは、条件(Ⅱb)を満足し、条件(I)は満足しない、従来のシミュレーション理論による時空間確率過程である。これに対し、集合C、D、Eは、何れも条件(I)を満足しており、加えて、それぞれ、条件(Ⅱa)(Ⅱb)(Ⅱc)を満足している場合である。

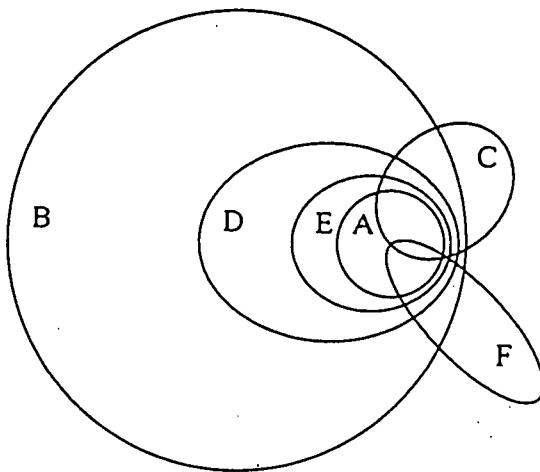


図4.4.3(2).1 時空間波形の集合間の関係

- A: 現実の時空間波形
- B: 従来のシミュレーション理論による時空間波形
- C: 内挿による時空間波形
- D: 条件付き時空間波形のシミュレーション
- E: 長大構造物の設計のために提案された時空間波形
- F: 従来長大構造物の設計に用いられてきた時空間波形

#### (D) 時空間波形の算定理論

これまでに観測記録を含む時空間地震波形を算定する手法としては、主に以下の手法が展開されている。これらの方法は、上述の条件(Ⅱa)~(Ⅱc)の3つのケースに対応して、大きく次の3つのグループに分類することができる。

##### 1) 内挿波形（集合C）を求める方法

本方法は波形の内挿を求める方法であり、次の方法が提案されている。

- ① 時間領域で、同時刻の値を内挿する方法<sup>3) 4)</sup>
- ② 周波数領域で、相乗平均を用いる内挿方法<sup>10)</sup>

本方法では、極端な例として、2地点での観測波形が同一の波形の場合には、全く同じ波形が内挿されることを考えている。

## 2) 条件付き確率過程（集合D）を求める方法

本方法は、従来の確率過程の理論に、観測波形の条件を加える方法である。このため、従来の確率過程の理論と同様に、多くの時空間サンプルのアンサンブル平均が、条件(Ⅱb)を満足する方法である。この方法はさらに以下のように分類される。

### a) 振動数領域での方法

- ① 不規則確率過程のシミュレーション理論に基づく方法<sup>6)</sup>
- ② 多入力線形システム理論に基づく方法<sup>7)</sup>
- ③ Kriging手法を用いる方法<sup>11)</sup>
- ④ フーリエ係数の条件付き確率密度関数を用いる方法<sup>1) 2)</sup>

### b) 時間領域での方法

- ① 多変数（両側）ARモデルを用いる方法<sup>8)</sup>
- ② Kriging手法を用いる方法<sup>12) -16)</sup>
- ③ カルマンフィルターとKrigingのハイブリッド法<sup>17)</sup>

## 3) 時空間設計波形（集合E）を求める方法

本方法は、各々の時空間サンプルが、条件(Ⅱc)を満足する方法であり、長大構造物の設計のための代表的な時空間設計波形を求める方法である。

従来、一地点の構造物である建物の耐震設計基準においては、与えられた応答スペクトルを満足する波形を求め、この波形に対して、構造物の動的応答計算を行うことが要求される。同様に、多地点にわたる構造物である長大または埋設構造物に対しては、与えられた相互相関関数またはクロススペクトルを満足する時空間波形を用いて、応答計算を行うことが将来の設計においては要求されるものと考えられる。しかも、この波形は、過去の観測波形の情報を十分に取り込んだものであることが望ましく、観測記録を含んでいることが要求されるものと考えられている。本方法に関しては、次の手法が提案されている。

- ① 二重フーリエ級数を用いる方法<sup>3)</sup>

ここでは、図4.4.3(2).2に 1)②の方法による結果を一例として示す。

## (E) 推定精度などの今後の問題点

地震波形を、時空間確率過程と考えた場合には、シミュレートされた波形は、サンプル波形であり、分布する確率量である。このため、この平均値および分散値は重要なパラメーターである。

長大構造物に対する設計波形を作成する目的では、設計においては、結局は、入力波形としていくつかの時空間サンプル波形を確定させて設計するため、シミュレーションそのものが重要である。一方、モニタリングのためには補間波形の精度が重要である。そして、初通過確率、極値分布を考える必要があり、シミュレーションそのものより、平均値および分散を求めることが重要となる。その際、平均値、分散の真値が与えられている場合、または、与えられておらず、観測地点における値から推定する場合など、実際に扱う問題によっていろいろな場合の定式化が必要になってくるものと思われる。これまでに、条件付平均値、条件付分散値などの理論式<sup>1) 2) 13) 14)</sup>が求められ、観測地点においては、推定誤差は零になり、観測地点の中間点で大きな値になることが示されている。

また、ボーリングなどによる地盤の局所的な情報をどのように利用するかという点についても検討が進められている。地表面でそのまま波形の補間を行うという方法に対し、地表層の影響を多重反射理論などにより取り去り、地表面上での観測波形から基盤での波形を求め、基盤のレベルにおいて波形の内挿を行い、再び地表層の影響を多重反射理論などにより考慮し、地表面での波形の補間結果とする方法が提案されている<sup>1) 2)</sup>。

これまでに展開された理論を、実際の複雑な現象に適用できるようにするためには、理論をさらに今後拡張する必要がある。たとえば、従来は、簡単化のため、定常な場合を考えた理論が多いが、実際の現象は非定常であるので、区分定常などの考えを用いて、非定常な場合に対する理論も発展させておく必要があろう。

また、従来は、話を簡単にするため、ガウス（正規）過程を扱う場合が多いが、非正規、非線形な確率場を考える必要がある場合も考えられ、これらの複雑な場合に対しても検討が進められている<sup>16)</sup>。

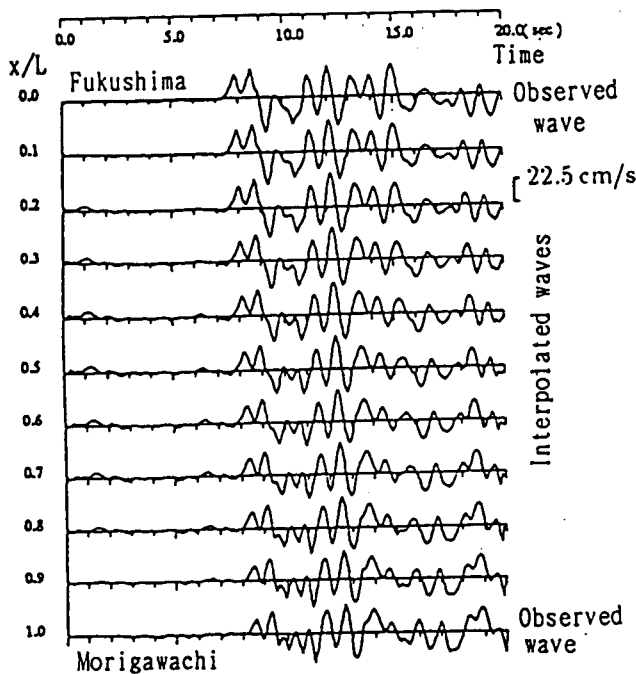


図4.4.3(2).2 時空間波形の内挿の例<sup>10)</sup>

## < 参考文献 >

- 1) Kameda, H. and Morikawa, H. : An Interpolating Stochastic Process for Simulation of Conditional Random Fields, Probabilistic Engineering Mechanics, Vol.7, 1992.
- 2) Kameda, H. and Morikawa, H. : Conditioned Stochastic Processes for Conditional Random Fields, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.120, 1994.
- 3) 高田至郎・高谷富也・小川安雄・福井真二 : モニタリングシステムにおける地震動補間法と精度の検証、構造工学論文集、Vol. 40A, 1994.
- 4) 高田至郎・高谷富也・小川安雄・福井真二 : 地震動モニタリングとライフラインのリアルタイム被害推定、構造工学論文集、Vol. 40A, 1994.
- 5) 川上英二 : 一地点の観測記録を含む地震波形の時空間関数のシミュレーション、土木学会論文集、No. 410/I-12, 1989.
- 6) 川上英二・小野牧夫 : 一地点での観測記録を用いた時空間地震波形のシミュレーション、土木学会論文集、No. 441, 1992.
- 7) 川上英二・小野牧夫 : 多入力線形システム理論に基づく観測記録を含む時空間地震波形、土木学会論文集、No. 489, 1994.
- 8) 川上英二・小野牧夫 : 多変数ARモデルを用いた観測記録を含む時空間地震波形、土木学会論文集、No. 489, 1994.
- 9) 川上英二・茂木秀則 : 多地点の地震観測記録を含む時空間確率過程の内挿とシミュレーション、JCOSAR' 95論文集、1995.
- 10) 川上英二・佐藤誠一・茂木秀則 : 周波数領域での相乗平均を用いた地震波形の内挿方法、第23回地震工学研究発表会、1995.
- 11) Vanmarcke, E. H. and Fenton, G. A. : Conditioned Simulation of Local Fields of Earthquake Ground Motion, Structural Safety, Vol. 10, 1991.
- 12) 星谷勝 : 条件付き確率場のシミュレーション理論、土木学会論文集, No. 458/I-22, 1993.
- 13) Hoshiya, M. and Maruyama, O. : Stochastic Interpolation of Earthquake Wave Propagation, ICOSAR' 93, Austria, 1993.
- 14) 丸山収・星谷勝・山口和英 : 定常・均一ガウス確率場の条件付き地震波動シミュレーション、土木学会論文集, No. 489/I-27, 1994.
- 15) Kiyono, J., Toki, K. and Sato, T. : Simulation of Stochastic Waves on a Layered Media with Irregular Interfaces, Computer Methods and Advances in Geomechanics, 1994.
- 16) 野田茂・星谷勝・大霜正樹 : クリッキングによる地盤震動の条件付シミュレーション、第9回日本地震工学シンポジウム、1994.
- 17) 清野純史・鈴木誠 : カルマンフィルタとクリッキングのハイブリッド法による条件付確率波のシミュレーション、土木学会論文集, No. 525/I-33, 1995.



#### 4.4.4 地震荷重と緊急対応

##### (1)システム制御と地震動レベル<sup>1)</sup>

強震動計設置の目的は、つぎの3つに大別される。

- ①記録収集のため：今後の耐震設計（事前対策）のバックデータを収集するため、地震波形を観測する。
- ②応急対策のため：人命の危険や二次災害が予測され、緊急遮断などの応急対策を行うため、おもに地震加速度を観測する。
- ③復旧対策のため：地震による被害を的確に把握し、有効な復旧対策を行うために、おもに地震加速度を観測する。

さらに、被害の早期把握のための地震強度情報の活用形態は必要度、重要度という面からみて次の3つに分けられる。

- ①人身事故の未然防止のため、あるいは応急給水（生命維持用）の確保のために地震強度情報に基づいて即時に緊急保安対策を発動する。
- ②被害把握のために現地調査、情報収集が必要となるため、地震強度情報に基づいて被害密度の高い地区を速やかに特定し、調査活動、情報収集用を迅速かつ円滑に推進させる。
- ③被害状況を自動的にモニタリングするシステムを有しており、地震強度情報は補助的に使われる。

①の対応をとっているものには交通システム（鉄道、高速道路）、上水貯水システムが挙げられる。鉄道システムでは、地震計の震度階や加速度に応じて運転停止、徐行などの措置が定められている。高速道路システムでは、ランプの閉鎖、高速道路内の車両の一般道路への誘導等が定められている。上水貯水システムでは、管内の数カ所に地震計が設置されている。配水池に設定された緊急遮断弁がこれらの地震計と連動しており、地震強度に応じて自動的に緊急遮断弁が閉止される。

②については、ガス供給システムが挙げられる。ガス供給システムは広域にわたって面的な広がりを持つ密度の高いネットワークシステムであるため、供給エリア全域に多数の地震計が設置され、テレメータを用いて地震強度情報が即時に収集される。この情報に基づいて供給エリア全体の被害推定がなされ、初期調査活動が進められる。

③については電力システム、通信システムが挙げられる。

従来の強震計による観測データは、主に加速度データであるが、これらのデータは利用目的によって、適切なモニタリング情報に加工されている。強震計以外によるモニタリングシステムとして、電力では保護継電装置による被害把握システム、東京水道局では管路異常検知システムが運用されている。これらのシステムは、ライフラインにおけるキャリア（電気・水）の流れを観測することによって、被害状況を直接把握しようとするものであり、地盤発生直後の被害把握に有効である。しかし、ガスシステム・鉄道システム・道路システムにおいては、キャリアの流れによって被害を直接把握することが困難であるため、強震計によるモニタリングシステムが重要となる。

次に具体的な事例を紹介する。上水道システムでは、主に地震後に応急の給水を確保する目的で、配水池で緊急遮断対応が行われる。災害時に生命維持用水を確保する一方、極力断水を避け消火用水を確保するため配水池を2池構造としている水道事業者もある。そして地震時には、中央指令センターにある地震計により自動的に各配水池のうち1池の緊急遮断弁が閉止されるようになっている。また、応急給水用に、配水池に地震計を設置し自動的に緊急弁を閉じることで、配水池3池の用水を確保している場合もある。配水池に緊急遮断弁を設けるとともに、各地に応急給水槽を設置しており、それにも緊急遮断弁を設置している。

鉄道・道路といった交通システムでは、災害箇所列車あるいは自動車を入れないという観点から、最大加速度値のレベルにより、徐行・停止といった規制を実施している。

高速道路における交通規制、鉄道の徐行・停止のレベルは表4.4.4.1、表4.4.4.2のようである。

ガス事業者は、ガス漏れ防止およびブロック化を目的として、各箇所遮断を行っている。ガス事業者では、ガス漏れ等の2次災害の防止という観点からガスホルダー、整圧器などからのガス送出を停止するための感震器、ガス遮断装置を設置している。また、需要家においても、ガス遮断装置、マイコンメーターの設置を進めている。一方、供給地域に比較して、地震災害が局地的な地域に止まる場合、被害の大きい地域に対するガスの供給を停止するとともに、その他の地域への供給が続けられるように、供給区域内の導管網をブロック化している。

電力事業者では、保護継電装置により常時モニタリングを行っており、災害時に事故箇所の除去と事故波及を最小限に止めるために緊急遮断を行っている。他方、発電所では、施設の保護の観点から地震計により緊急遮断を行っている。

緊急遮断の対応の仕方については、各事業者ともにシステムを集中的に制御する指令部門で対処しているが、実際の遮断方法については、地震計と連動させて自動的に制御がかかる場合

表 4.4.4.1 阪神高速道路公団の地震による交通規制

地震加速度	交通規制の内容
25～80ガル	注意徐行
80～150ガル	注意徐行及び状況に応じた交通規制
150ガル以上	通行禁止

表 4.4.4.2 各鉄道事業者での標準的な運転規制パターン

		徐 行 (徐行速度)	停 止
JR 西日本 (在来線)		40ガル (15km/h,その後45km/h)	80ガル
JR 東日本 (在来線)		40ガル (25km/h~35km/h)	80ガル 150ガル (自動停電)
大阪市地下鉄		25ガル (25km/h)	80ガル 150ガル (自動停止)
都営地下鉄		震度4(25ガル) (25km/h)	震度5 (80ガル)
営 団 地下鉄	(地下)	80ガル (25km/h)	100ガル
	(地上)	40ガル 80ガル (25km/h) (15km/h)	100ガル

と、地震計の警報により人間が操作して遮断する場合とがある。水道・電力・ガスでは、概ね地震計により自動的に緊急遮断の処置がとられるのに対して、鉄道・道路のように緊急遮断すべき対象物の種類・数が多い場合は、ある箇所に情報を集めた後、無線等により緊急遮断の処置がとられることが多いようである。

## (2)兵庫県南部地震におけるシステム制御例

### a)神戸市水道システムにおける配水池緊急遮断<sup>2)</sup>

神戸市水道では大震災時の飲料水確保対策としては、緊急遮断弁システムが採用されてきた。これは全市で31箇所の配水池等を給水拠点として整備し、周辺半径2kmの居住区域をカバーしようとするもので、貯留量は1人30×7日分を目標としている(図4.4.4.1)。2池構造の配水池の片池に設置された緊急遮断弁へ、奥平野浄水管理事務所1階に置かれた地震計より4階のテレコントロール装置を通じて閉鎖の指示が送られる仕組みとなっている。システムの概要を図4.4.4.2に示す。今回の震災では、このシステムは有効に機能し、21箇所のうち18箇所の配水池で合計4万2千m<sup>3</sup>の水が確保された。この水は、これらの拠点配水池で市民に配られるとともに給水タンク車の水源として利用された。

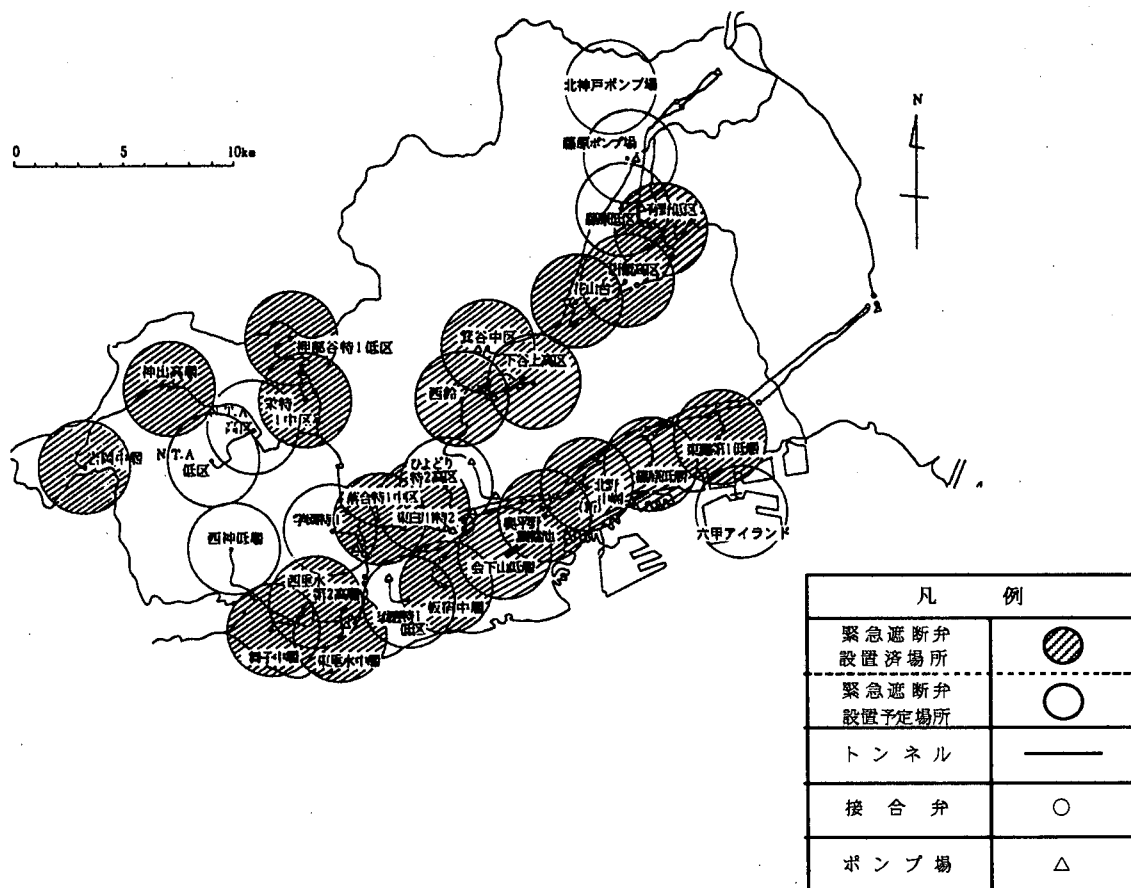


図4.4.4.1 緊急遮断弁システムの配置図 (1995年1月)

①～④の順で飲料水を確保する。

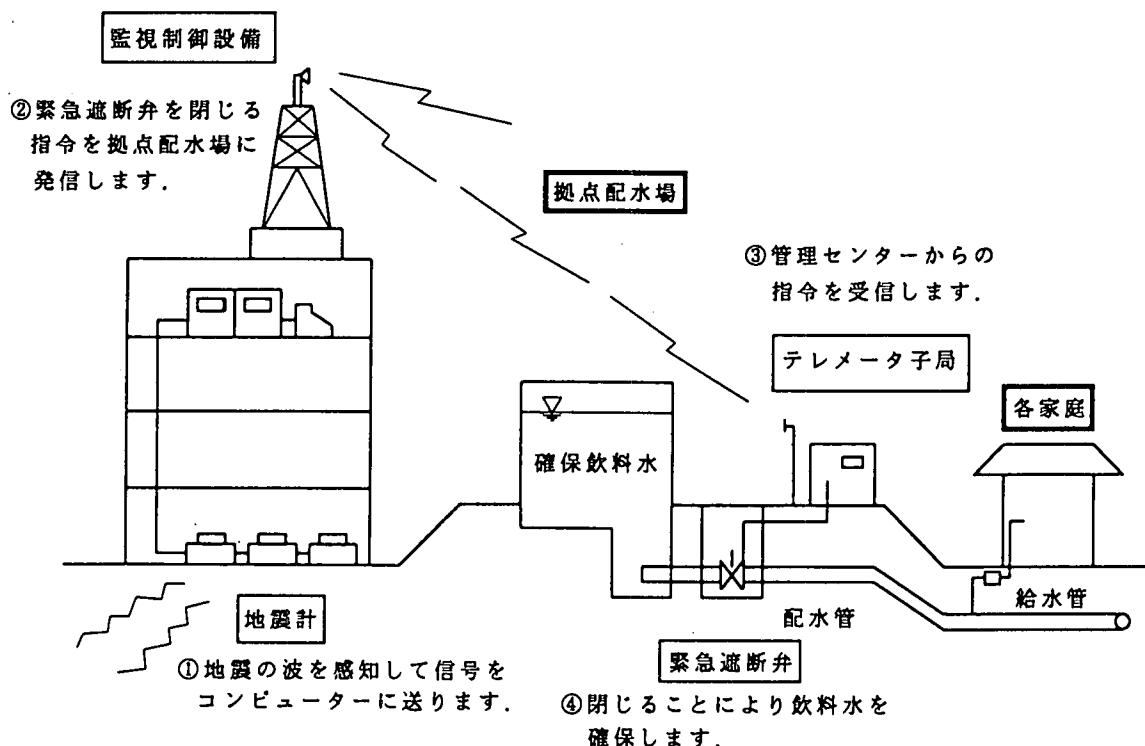


図 4.4.4.2 緊急遮断弁システムの概念図

表 4.4.4.3 緊急遮断弁稼働状況

配水池名	水位(m)	底面積(m <sup>2</sup> )	貯留量(m <sup>3</sup> )	備考
東灘第1低層	水位0.00m以下で貯留		200	東灘区
篠原低層	1.74	1,240	2,157	灘区
北野中層(トンネル)	0.00		0	中央区(作動せず)
奥平野調整池	6.00	1,020	6,120	兵庫区
会下山低層	0.00	3,300	0	長田区(貯水せず)
板宿中層	0.00	510	0	須磨区(作動せず)
東白川特2	3.26	250	815	須磨区
落合特1中区	2.40	1,957	4,696	須磨区
東垂水中層	1.64	2,500	4,100	垂水区
舞子中層	0.93	300	279	垂水区
西垂水第2高層	10.00	1,538	15,380	垂水区
神出高層	1.05	500	525	西区
岩岡中層	1.81	128	231	西区
押部谷特1低区	3.04	313	951	西区
栄特1中区	2.53	500	1,265	西区
西鈴蘭台	2.05	1,042	2,136	北区
花山台	0.83	143	118	北区
唐櫃高区	1.78	143	254	北区
箕谷中区	2.24	222	497	北区
有野低区	5.75	286	1,644	北区
下谷上高区	2.25	400	900	北区
合計			42,268	

表 4.4.4.4 緊急遮断弁の作動と解除

警報	震度	加速度	作動
I	VI	250gal以上	200gal以上の地震を感知した場合、自動的に一齐に緊急遮断弁は閉止される。
II	V	80~250gal未満	以下の二つの条件を同時に満たした配水池について、自動的に緊急遮断弁は閉鎖される。 ①地震計の計測値が80gal以上 ②配水池流量が一定時間、基準値以上になった場合
III	V	80gal未満	緊急遮断弁は自動閉止しない。

表 4.4.4.3 には 21 配水池の貯水量などと緊急遮断弁の作動状況を示している。21 池のうち 18 池が正常に作動したが 2 池は作動せず、1 池は途中で弁作動が停止している。兵庫県南部地震ではすべての緊急遮断弁の取り付けである配水池に遮断の指令が自動的に行われた。しかし、遮断弁の作動と解除については表 4.4.4.4 に示す基準が地震以前に設置されており、加速度レベルと流量の変化が動作条件に組み入れられている。

#### (b) ガス供給のブロック化と地震動レベル

大阪ガス（株）では兵庫県南部地震発生後に図 4.4.4.3 に示すように 5 つのミドルブロックを供給停止している。本図には供給停止地域と停止戸数、停止時刻を示している。本停止は被災の状況から判断して人為的に遮断されたものであり、感震自動遮断ではない。本停止によって約 85 万戸の需要家に影響が及び、復旧までに約 90 日を要することとなった。

一方、図 4.4.4.4 には SI 値とガス導管の被害率との関係を示している。弱体管であるねじ鋼管については約 30kine 程度から被害が出始める。約 60kine 以上になると被害率がきわめて高くなっていることが知られる。また、観測地震動から推測した SI 値分布図と供給停止区域をオーバーラップしたものを図 4.4.4.5 に示した<sup>3)</sup>。供給停止区域は 60kine 以上のコンターの内に入っていることが知られる。かかる状況から、日本ガス協会では「ガス地震対策調査会」の答申<sup>4)</sup>をふまえ、緊急停止と範囲、地震動レベルに関して以下の方針を決定している。

##### ① 即時供給停止判断にて供給停止を行う場合

即時供給停止判断にて供給停止を行う場合のブロックを新たに設定する。即時供給停止判断を行う場合、その被害の範囲が広いだけでなく、直ちに措置を講じなければ二次災害を引き起こすような甚大な被害が発生するおそれもある。したがって、即時供給停止判断を行う場合には、二次災害の防止を最重要視し、安全サイドにより広めに供給停止することを基本に、原則として 1 ブロックを概ね 200 km<sup>2</sup>程度とする。ただし、1 つの独

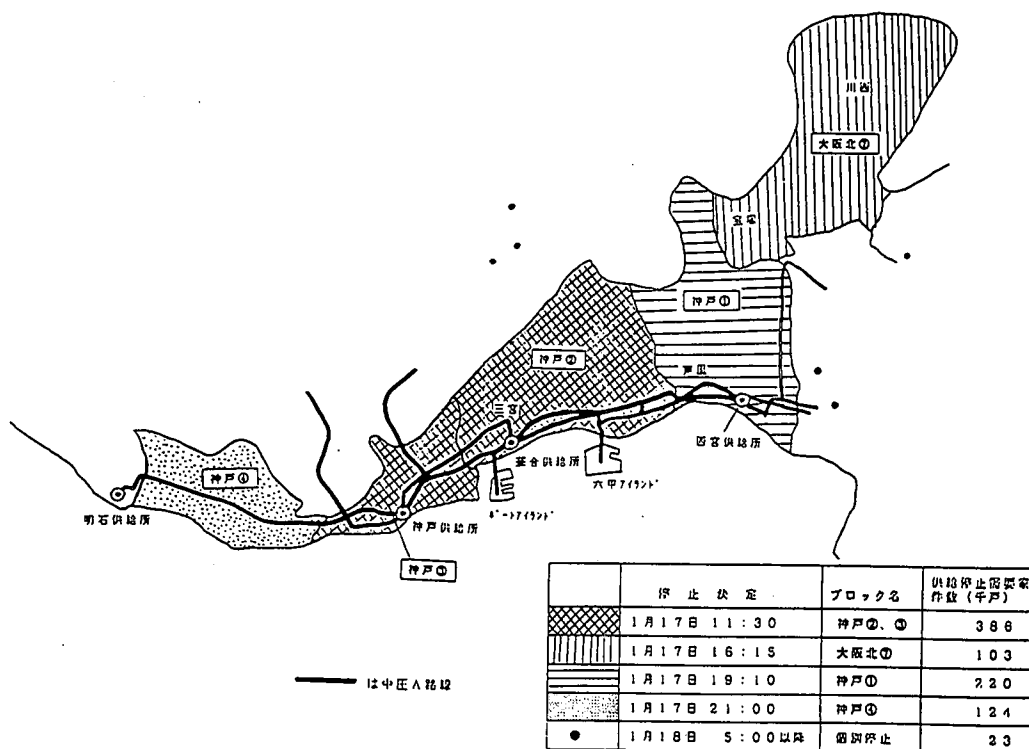


図 4.4.4.3 大阪ガスの供給停止概要

立した供給区域が200 km<sup>2</sup>を下回る場合でも、需要家が20万戸を超える場合には、供給停止による影響の大きさにかんがみ、必要に応じてブロックの細分化を図ることを原則とする。なお、1つの独立した供給区域がある程度200 km<sup>2</sup>を上回る場合でも需要家数が20万戸以下の場合、供給停止による影響が小さいため、安全サイドに立ち供給地域全体を1ブロックとすることも可能である。

なお、震源から遠ざかるに連れて地震動が減衰していくことを考慮した場合であっても、200 km<sup>2</sup>程度の面積であれば、当該ブロック全体が概ね同等の地震動とみなせるため、以下に述べる緊急供給停止判断においても供給停止しないような地域を、即時供給停止判断により供給停止するおそれは小さい（試算によると今回と同程度の規模の地震を想定した場合、地震計が60カインを感知した場合のブロック内のカイン値は概ね50カインを超えると推定される）。

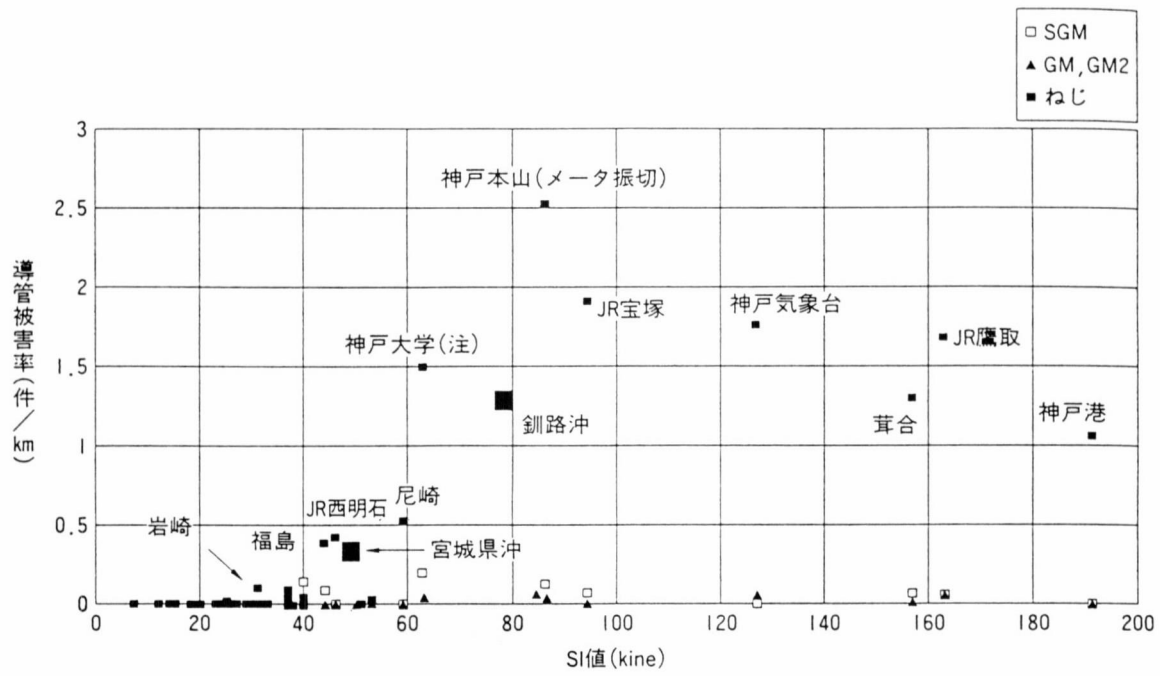
②緊急供給停止判断にて供給停止を行う場合

緊急供給停止判断にて供給停止を行う場合は、50 km<sup>2</sup>程度の緊急措置ブロックにより供給停止を行う。

具体的には即時供給停止判断は下記①又は②の大きな災害が確認された地域では即時にガス供給停止を決定することとしている。

- ①地震計のSI値が60カイン（暫定値）以上の場合。
- ②工場及び供給所ホルダー送出量の大変動や、主要ガバナー等圧力の大変動により供給継続が困難な場合。

緊急供給停止判断は、地震計のSI値が30カイン以上60カイン未満程度（暫定値）で、



(注) 神戸大学の地震計は地下10mのトンネル内に設置されており、地表面より小さい地震動を観測している可能性が高い。

図 4.4.4.4 SI 値と導管被害率図<sup>4)</sup>

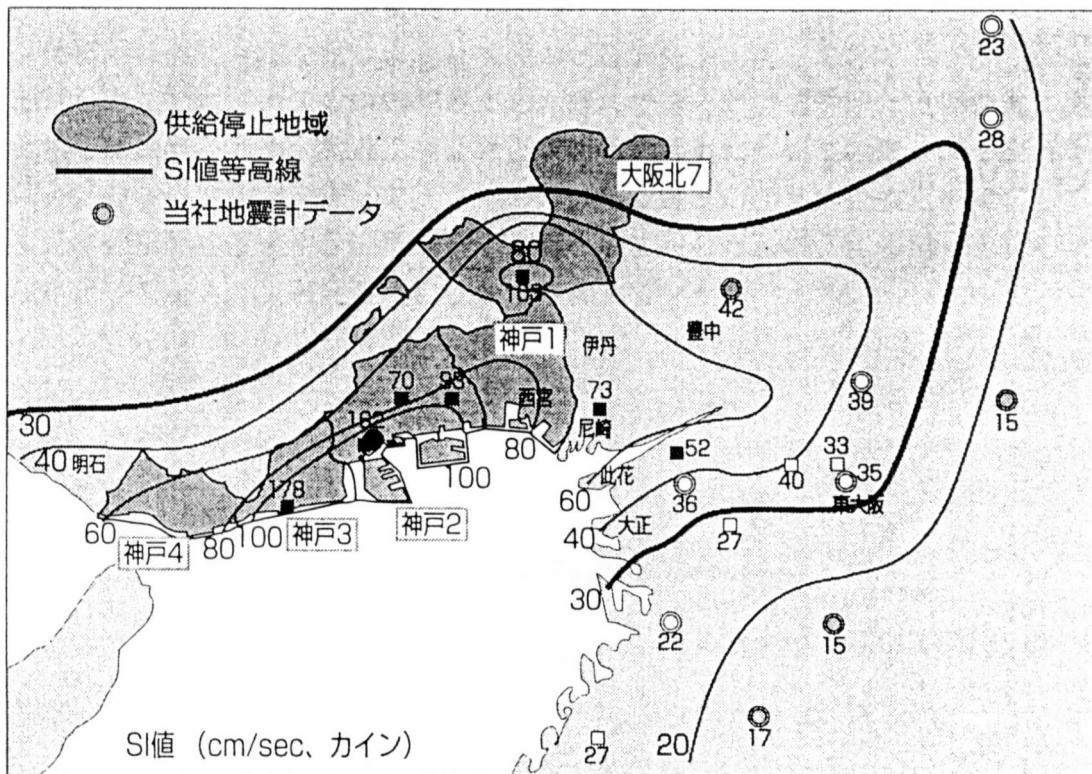


図 4.4.4.5 阪神大震災における推定 SI 値の分布と供給停止ブロック<sup>3)</sup>

即時供給停止判断では供給停止の判断に至らなかったものの、それに準ずる被害が予測される地域では、直ちに被害等の情報を収集し、その状況に応じて供給停止を決定する。

- ・建物及び道路の被害が大きい場合
- ・緊急巡回点検により主要導管の被害が多数判明した場合
- ・ガス漏えい通報処理が緊急対応能力以上の場合

なお、即時供給停止ブロックの大きさについては以下の考えにもとづいている。

①今回と同規模の地震（マグニチュード7.2，震源深さ20 km，直下型地震）を想定し，比較的堅固な地盤条件で計算すると以下の結果となる。これは今回の供給停止地域の面積が約400 km<sup>2</sup>で震源の北半分に相当することからも，SI値60カイン以上の面積約800 km<sup>2</sup>は概ね妥当な数値である。

- ・SI値60カイン以上の面積は約800 km<sup>2</sup>（半径約16 km）
- ・SI値50カイン以上の面積は約1900 km<sup>2</sup>（半径約25 km）

（注1）Annaka and Nozawa(1988)による距離減衰式

$$\log V = C_m M + C_b H - C_d \log D + C_o$$

$$D = R + 0.35 \exp(0.65M)$$

$$SI = 1.18 \times k \times V$$

V: 最大速度 R: 震源距離 M: マグニチュード SI: SI値 H: 震源深さ  
 係数  $C_m = 0.795, C_b = 0.0055, C_d = 2.065, C_o = -0.607$

地盤による係数  $k = 1.6$ （台地，沖積層Aの比較的堅い地盤）を採用

（今回の地震から推定される60カイン以上の面積約800 km<sup>2</sup>に合うよう距離減衰式の地盤係数を設定した。）

（注2）あくまでも試算であり，地盤の規模，地盤情報等により数値はかわり得る。

②即時供給停止ブロックの大きさを，約200 km<sup>2</sup>（一辺約14 km）に設定すると，地震計が60カインを感知し供給停止する範囲のSI値は50カイン以上となる（図4.4.4.6）。

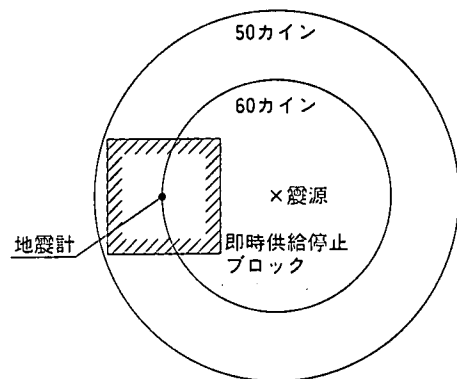


図4.4.4.6 即時供給停止ブロックの大きさとSI値の関係<sup>4)</sup>

## 〈参考文献〉

- 1) 土木学会関西支部調査研究委員会：都市地震防災とライフライン-現状と将来の技術課題-，1991.11
- 2) 土木学会：震災報告書第9巻，ライフライン施設の被害・機能障害と復旧対策，1997.9刊行予定
- 3) 大阪ガス（株）：被害と復旧の記録，1996.
- 4) 資源エネルギー庁：ガス地震対策検討会報告書，1996.3



#### 4.4.5 今後の課題

本節では第4分科会の研究目的と活動状況について述べるとともに緊急対応判断に用いられている地震荷重の考え方の現状について整理した。

さらに、リアルタイム地震防災の考え方や具体例を紹介するとともに地震動モニタリングに関わる地震動補間の手法について整理している。最後に兵庫県南部地震におけるシステム制御の事例として神戸市水道システムの配水池緊急遮断とガス地震被害を教訓として新たに検討された緊急停止判断の考え方について説明している。

本報告の中では緊急対応と地震荷重の関連について要約して以下の事項が述べられている。

- 防災関係機関では気象庁の震度情報にもとづいて初動体制がとられる場合が多い。
- 鉄道・道路システムでは地震加速度レベルに応じて運転徐行や停止基準が定められている。
- ガス事業の即時供給停止や緊急供給停止判断はSI値を利用して行われるケースもある。
- 地震動記録をリアルタイムに収集して被害予測を即座に行って、緊急対応に役立てようとするリアルタイム地震防災が実用化されつつある。

緊急対応に用いられる地震荷重とレベル2地震動との関連について言及すれば、

- 気象庁では計測震度6.5以上を震度階7と定めているが、計測震度7.0を記録した例はなく、被害状況も明らかではない。計測震度6.5以上が算出される地震動記録の特性を予測するとともに、被災状況の推測を行う必要がある。
- 運転徐行や停止基準は機能続行が危ぶまれる最低の限界値で決められているのでレベル2地震動が設計等に考慮されても、これらの緊急対応の荷重条件は変わるものではない。しかし、影響範囲や周辺の被災状況はレベル1とレベル2で著しく異なるので規制の解除基準については再検討する必要がある。
- ガス・水道システムなどの被災程度とレベル2地震動との関連については、兵庫県南部地震によって始めて明らかとなった。ガス供給緊急対応の地震荷重レベルとして即時停止が60kine、緊急停止が30kineと暫定的に定められた。

今後の課題として以下の事項が考えられる。

- 気象庁の震度計の配置を更に密にすることによって緊急対応に役立てる必要がある。また、震度計の配置されている地域の震度を推定する手法を検討する必要がある。
- 地震動モニタリングのシステム構成について、更に十分な理論的検討を行う必要がある。すなわち、地震計の配置間隔、データの収集と処理技術、実用的な地震動補間法、局所的な高地震動の予測法、などである。
- 各種施設・システムの構造的・機能的被害と地震動の関連を被災データに基づいて更に詳細に明らかにしていく必要がある。そのことによって各施設・システムの機能性に対応した緊急対策の地震荷重を設定することが可能となる。

- 施設・システムの被災を直接的に感知するセンサー（電力の保護継電リレーや通信ケーブルのガス圧センサーなど）は地震動を介して間接的に被災を推測する手法よりも緊急対応に有用と思われる。地震荷重とかかるインテリジェントセンサーの作動条件との関連やセンサーの開発を進める必要がある。
- 緊急対応や復旧対策の最中での余震による地震荷重の把握はきわめて重要である。余震の発生過程や地震荷重としてのレベルなどについて研究を行っていく必要がある。