

7 海外の耐震設計法とその特徴

7.1 はじめに

我が国においては、1995年1月17日兵庫県南部地震により各種構造物が被害を受けたことを踏まえ、構造物の合理的な耐震設計を行うべく、関連設計基準類の改訂が実施されてきている。橋梁構造物に対しては、土木学会、道路橋分野、鉄道橋分野等で、それぞれの被害原因の解明や新しい知見に基づき、設計の基本方針や方法のさらなる合理性を追求した大幅な耐震設計の改訂がなされ、現在実務に適用されてきている。これらの新しい耐震設計法においては、上記の兵庫県南部地震のような、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対して、構造物が限定された損傷を受けることを前提としている。すなわち、構造部材が非線形域に入っても適切なねばりを発揮するための、じん性や保有耐力の確保が耐震設計の根幹をなしており、大きな地震動に対しても所用の耐震安全性を満足することが求められるようになった。現在までのところ、橋梁構造物に対しては道路橋示方書が設計地震力とそれに対応した照査方法を明確に示しているものであり、それは地震時保有水平耐力法として規定されている¹⁾。

一方、海外の特に橋梁設計において地震の影響が支配的となる諸外国においては、上記した日本でのじん性や保有耐力に基づく耐震設計（地震時保有耐力法）にかなり先行して、じん性的に挙動する構造部材を明確に定め、そのじん性性能も設計上明確に定義しておくキャパシティーデザイン法（Capacity Design）といった考え方が、ニュージーランドおよびアメリカにおける鉄筋コンクリート製の橋梁下部構造（橋脚、基礎）の耐震設計に採用されており、ついでヨーロッパにおける統一設計基準であるユーロコード（Eurocode）にも同様にキャパシティーデザイン法が採用されるに至っている。

ねばりのある構造物（Ductile Structures）を造るために、キャパシティーデザインを最初に体系化し、実際に適用したのはニュージーランドであり、1970年代から20年以上に渡って研究と実務への応用を繰り返しながら合理性を追求しつづけて今に至っている²⁾。ニュージーランドにおけるこのキャパシティーデザインに関する先駆的研究を行ってきたのは、Paulay、Park、Priestleyら University of Canterbury の研究者たちであり、彼らによればキャパシティーデザインにもとづく耐震設計の基本的な考え方は、合理的、確定的であるのみならず比較的簡単に実務に適用できるという特徴を有しているということである^{2),3)}。

このキャパシティーデザインにもとづく考え方は、それぞれの国や地域における耐震設計に関する基準類等として整備され、実務設計に適用されている。アメリカにおける耐震設計を含む代表的な設計基準としては、全米の道路橋を対象とした、American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.による Standard Specifications for Highway Bridges（以下、AASHTO と称す）⁴⁾と、カリフォルニア州の道路橋を対象とした California Department of Transportation（カリフォルニア州道路交通局）による Bridge Design Specifications（以下、Caltrans と称す）⁵⁾がある。ヨーロッパにおいては上述したように、European Committee for Standardization (CEN)による Eurocode 8 (Design provisions for earthquake resistance of structures)、以下、EC8 と称す⁶⁾が橋梁も含めた構造物の耐震設計に関しての基準である。ニュージーランドにおいては、Transit New Zealandによる Bridge Manual⁷⁾が橋梁の耐震設計

を含めた設計一般をマニュアル的に示しており、通常橋梁設計者はこの Bridge Manual に従って設計を行うこととなっている⁸⁾が、たとえばコンクリート構造物の各構造部材に対する具体的照査方法については Bridge Manual には記述がなく、これについては Standard New Zealand による NZS3101 Concrete Structures Standard (以下、NZS3101 と称す)⁹⁾の所定の照査基準を満足するように設計することとなっている¹⁰⁾。

本章では、このような背景を有するキャパシティーデザインという考え方にもとづく耐震設計法が適用されている、アメリカ (特に西側の海岸沿い)、ヨーロッパ (耐震としては特にイタリアが対象となる) およびニュージーランドという、地震による構造物被害の脅威を日本と同様に持つ国や地域における耐震設計基準類について、その概要を紹介するとともにそれぞれの国における耐震設計の考え方の特徴を比較するものである。さらに、現状での日本の耐震設計法と諸外国の基準類との対比から見えてくる違いにもとづいて、新たに見出せる方向性について考えていきたい。

本章で具体的に紹介する上記の国および地域での耐震設計に関する設計基準類は、アメリカの Caltrans (ただし、ここでは ATC-32 レポート: Caltrans 暫定橋梁設計示方書¹¹⁾とする)¹²⁾、ヨーロッパの EC1 および EC8、ニュージーランドの Bridge Manual および NZS3101 としている。ここでアメリカについては Caltrans を対象としたのは、アメリカにおける地震危険度は圧倒的にカリフォルニア州が高いため、構造物の耐震設計に関する研究が最も盛んであり、したがって耐震設計法の成熟度も自ずと高められていると思われたためである (基本的には、Caltrans と AASHTO の耐震設計の考え方には大きな違いはないように思われる)。なお、ATC-32 レポートは Caltrans の橋梁耐震設計示方書において、新規提案事項、変更・修正事項について提案している内容のみを示しているが、それらは基本的に耐震設計の概要を理解するのに必要な項目に関係しているため、ここでの目的にかなうものであると判断した。

ここに書き記す内容は、現在活動している「国内外の耐震設計基準による橋梁比較設計検討」分科会 (土木学会 地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会) の途中経過を中間報告的にとりまとめたものである。従って、全体を網羅的には示しきれておらず、特に部材設計と細目については簡単な紹介に留めており、その意味では理解や説明の不足している部分が多々あることは否めないが御容赦願いたい。

7.2 各基準類の目次構成の比較

ここで対象とした海外の耐震設計基準類の内容を見る前に、それらの目次構成の対比をしてみた。上記したアメリカ (Caltrans:ATC32 レポート, 1996 年)、ヨーロッパ (EC1&EC8, 1994 年)、ニュージーランド (Bridge Manual& NZS3101, 1995 年) のそれぞれの設計基準類に加えて日本の道路橋示方書 (I 共通編、V 耐震設計編, 1996 年) の目次を比較して表 7.2.1 に示した。ただし、アメリカの欄にある Caltrans (以下、ATC-32 と称す) においては、前述したように改訂に向けて耐震設計について提案された項目の目次を詳細に示している。これらの各基準類は、現在のところ最新版であるものと思われる。

表 7.2.1 の各基準類の目次構成から感じられること、および目次の各項目から見られる特徴的なことがいくつかある。設計基準としての大きな構成は、基本的にはほぼ同様なもので、日本の道路橋示方書 (以下、道示と称す) の I 共通編に該当する事項が最初

表 7.2.1 日本と海外における耐震設計基準類の目次構成の比較

日本	アメリカ	ヨーロッパ	ニュージーランド
<p><u>道路橋示方書 (1996年)</u> I 共通編</p> <p>1章 総則</p> <p>1.1 適用の範囲</p> <p>1.2 用語の定義</p> <p>1.2.1 用語の定義</p> <p>1.2.2 字句の意味</p> <p>1.3 橋の設計自動車荷重</p> <p>1.4 調査</p> <p>1.5 計画</p> <p>1.5.1 架橋位置と形式の選定</p> <p>1.5.2 構造規格</p> <p>1.5.3 交差物件との関係</p> <p>1.6 設計の基本</p> <p>1.7 設計図に記載すべき事項</p> <p>2章 荷重</p> <p>2.1 荷重の種類</p> <p>2.1.1 荷重の種類</p> <p>2.1.2 死荷重</p> <p>2.1.3 活荷重</p> <p>2.1.4 衝撃</p> <p>2.1.5 プレストレス力</p> <p>2.1.6 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響</p> <p>2.1.7 土圧</p> <p>2.1.8 水圧</p> <p>2.1.9 浮力または揚圧力</p> <p>2.1.10 風荷重</p> <p>2.1.11 温度変化の影響</p> <p>2.1.12 地震の影響</p> <p>2.1.13 雪荷重</p> <p>2.1.14 地盤変動および支点移動の影響</p> <p>2.1.15 波圧</p> <p>2.1.16 遠心荷重および制動荷重</p>	<p><u>ATC-32 for Caltrans (1996年)</u></p> <p>※耐震設計に関して新規提案されている部分のみ詳細目次として示している</p> <p>1章 一般規定</p> <p>2章 設計の一般的特徴</p> <p>3章 荷重</p> <p>A部 荷重の種類</p> <p>3.1 記号の説明</p> <p>3.2 一般</p> <p>3.3 死荷重</p> <p>3.4 活荷重</p> <p>3.5 上載荷重規定</p> <p>3.6 交通レーン</p> <p>3.7 自動車荷重</p> <p>3.8 衝撃</p> <p>3.9 軸方向荷重</p> <p>3.10 遠心力</p> <p>3.11 活荷重の適用</p> <p>3.12 荷重強度の低減</p> <p>3.13 電車荷重</p> <p>3.14 歩道、縁石、ガードレールの荷重</p> <p>3.15 風荷重</p> <p>3.16 温度の影響</p> <p>3.17 上揚力</p> <p>3.18 水流および浮氷の影響</p> <p>3.19 浮力</p> <p>3.20 土圧</p> <p>3.21 地震の影響</p> <p>3.21.1 記号</p> <p>3.21.2 性能規定</p> <p>3.21.3 構造物の挙動</p> <p>3.21.4 構造設計要求事項</p>	<p><u>Eurocode (EC1, EC8)</u></p> <p>ユーロコード1 (1994年)</p> <p>Part 1 設計の基本</p> <p>1. 一般</p> <p>1.1 概要</p> <p>1.2 関連する文献</p> <p>1.3 設計における仮定</p> <p>1.4 原則と応用規定との違い</p> <p>1.5 用語の定義</p> <p>1.6 記号の説明</p> <p>2. 要求事項</p> <p>2.1 基本的要求事項</p> <p>2.2 信頼性の区分</p> <p>2.3 設計で想定する状況</p> <p>2.4 設計耐用年数</p> <p>2.5 耐久性</p> <p>2.6 品質保証</p> <p>3. 限界状態</p> <p>3.1 一般</p> <p>3.2 終局限界状態</p> <p>3.3 供用限界状態</p> <p>3.4 限界状態設計</p> <p>4. 挙動と周辺環境の影響</p> <p>4.1 主要分類</p> <p>4.2 各挙動の特性係数</p> <p>4.3 変動や偶発的挙動に関連する係数</p> <p>4.4 周辺環境の影響</p> <p>5. 材料特性</p> <p>6. 幾何学的データ</p> <p>7. 構造解析モデルと耐力</p> <p>7.1 一般</p> <p>7.2 静的挙動のモデル化</p>	<p><u>Bridge Manual (1995年)</u></p> <p>1. デザインステートメント(設計声明)</p> <p>1.1 概説</p> <p>1.2 設計予備情報</p> <p>1.3 設計報告書</p> <p>1.4 設計図面</p> <p>2. 設計-基本的要求事項</p> <p>2.1 設計思想(基本方針)</p> <p>2.1.1 一般</p> <p>2.1.2 適用する設計コード</p> <p>2.1.3 設計耐用年数</p> <p>2.2 防護柵の必要性</p> <p>2.3 水路設計</p> <p>2.4 調査</p> <p>2.5 橋梁へのアプローチ構造の影響</p> <p>3. 設計荷重</p> <p>3.1 自動車荷重-重力の影響</p> <p>3.1.1 一般</p> <p>3.1.2 荷重</p> <p>3.1.3 幅員方向の活荷重載荷</p> <p>3.1.4 自動車荷重の組み合わせ</p> <p>3.1.5 衝撃係数</p> <p>3.1.6 疲労</p> <p>3.2 自動車荷重-水平方向への影響</p> <p>3.2.1 ブレーキと摩擦</p> <p>3.2.2 遠心力</p> <p>3.3 その他の荷重</p> <p>3.3.1 死荷重</p> <p>3.3.2 上載荷重</p> <p>3.3.3 地震</p> <p>3.3.4 クリープ・乾燥収縮</p> <p>3.3.5 風</p>

日本	アメリカ	ヨーロッパ	ニュージーランド
2.1.17 施工時荷重 2.1.18 衝突荷重 2.2 荷重の組合せ 4章 使用材料 3.1 鋼材 3.2 コンクリート 3.2.1 コンクリート材料 3.2.2 コンクリート 3.3 設計計算に用いる物理定数 5章 支承部・橋梁用防護柵・伸縮装置等 4.1 支承部 4.1.1 一般 4.1.2 支承に作用する負の反力 4.1.3 可動支承の移動量 4.1.4 可動支承の摩擦係数 4.1.5 構造細目 4.1.6 支承の据付け 4.2 橋梁用防護柵 4.2.1 橋梁用防護柵 4.2.2 橋梁用車両防護柵および高欄兼 用車両防護柵に衝突する車両が 橋の床版部分に与える影響 4.3 地覆等 4.4 排水等 4.5 橋面舗装 4.6 伸縮装置 4.7 点検施設等 4.8 付属施設 4.9 添加物 5章 記録 5.1 橋梁台帳 5.2 橋歴板	3.21.5 等価線形解析 3.21.6 弾性動的解析 3.21.7 非弾性静的解析 3.21.8 非弾性動的解析 3.21.9 地震荷重の組み合わせ 3.21.10 設計変位 3.21.11 設計荷重 3.21.12 拘束の役割 3.21.13 ベントと橋脚基礎の耐震設計 3.21.14 キヤパシテイ設計 B部 荷重の組み合わせ 3.22 荷重の組み合わせ C部 荷重分布 3.23 縦梁、横梁、床梁に作用する荷重分布 3.24 荷重の分布とコンクリートスラブの設 計 3.25 木床版に作用する輪荷重の分布 3.26 輪荷重の分布と木材とコンクリートの 合成部材の設計 3.27 グレーチング床版に作用する輪荷重 3.28 広断面箱桁の曲げモーメントに対する 荷重分布 3.29 モーメント、せん断力、反力 3.30 タイヤ接触面積 4章 基礎 4.0 適用 4.1 記号 4.2 基礎地盤の支持力 4.3 杭 4.3.4 杭の荷重キャパシテイ 4.4 フーチング 4.5 耐震設計要求事項 4.5.1 耐震設計フィロソフィ	7.3 動的挙動のモデル化 7.4 火災時のモデル化 8. 試験にもとづく設計 8.1 一般 8.2 試験の種類 8.3 設計値の導出 9. 部分係数法による照査 9.1 一般 9.2 制限と簡便化 9.3 設計値 9.4 終局限界状態 9.5 供用限界状態 Part2.1 密度、死荷重、付加荷重 Part2.2 火災の影響 Part2.3 雪荷重 Part2.4 風荷重 Part2.5 温度の影響 Part2.6 施工中の荷重と変形 Part2.7 不測の状況 Part3 車両荷重 Part4 サイロとタンクに考慮すべき状況 Part5 クレーンや機械類によって起こりう る状況 ユーロコード2 コンクリート構造物の設計 ユーロコード3 鋼構造物の設計 ユーロコード4 合成構造物の設計 ユーロコード5 木構造物の設計 ユーロコード6 石造構造物の設計 ユーロコード7 地盤に関する設計	3.3.6 温度影響 3.3.7 施工時荷重 3.3.8 水圧 3.3.9 土圧等 3.3.10 緑石、ガードレール、柵と手すり 等に作用する荷重 3.3.11 歩道、自転車通路に作用する荷重 3.3.12 振動 3.3.13 沈下等支点移動の影響 3.3.14 荷重の組み合わせ 4. 設計計算と設計基準 4.1 設計計算 4.2 鉄筋コンクリートとプレストレスト コンクリート 4.2.1 一般 4.2.2 鉄筋コンクリートデックスラブ の設計 4.3 構造用鋼材 4.3.1 一般 4.3.2 耐震設計としての取扱い 4.3.3 疲労設計 4.4 木材 4.10 アルミニウム 4.11 その他の材料 4.12 弾性支承 4.13 基礎および擁壁構造

日本	アメリカ	ヨーロッパ (1994年)	ニュージーランド
<p><u>V耐震設計編</u></p> <p>1章 総則</p> <p>1.1 適用の範囲</p> <p>1.2 用語の定義</p> <p>2章 耐震設計の基本方針</p> <p>3章 耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件</p> <p>3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せ</p> <p>3.2 地震の影響</p> <p>3.3 慣性力</p> <p>3.3.1 一般</p> <p>3.3.2 固有周期の算定方法</p> <p>3.3.3 慣性力の算定方法</p> <p>3.4 重要度の区分</p> <p>3.5 地域別補正係数</p> <p>3.6 耐震設計上の地震種別</p> <p>3.7 耐震設計上の地震面</p> <p>4章 震度法による耐震設計</p> <p>4.1 震度法に用いる設計水平震度</p> <p>4.2 震度法に用いる地震時土圧</p> <p>4.3 震度法に用いる地震時動水圧</p> <p>5章 地震時保有水平耐力法による耐震設計</p> <p>5.1 一般</p> <p>5.2 安全性の判定</p> <p>5.3 地震時保有水平耐力法に用いる水平震度</p>	<p>4.5.2 架設地点の調査</p> <p>4.5.3 架設地点の安定性橋台と翼壁</p> <p>4.5.4 杭基礎</p> <p>4.5.6 直接基礎</p> <p>4.5.7 抗土圧構造</p> <p>5章 擁壁</p> <p>6章 カルバート</p> <p>7章 下部構造</p> <p>8章 鉄筋コンクリート</p> <p>A部 一般要求事項と材料</p> <p>8.1 適用</p> <p>8.1.1 一般</p> <p>8.1.2 記号</p> <p>8.2 コンクリート</p> <p>8.3 鉄筋</p> <p>B部 解析</p> <p>8.4 一般</p> <p>8.5 膨張と収縮</p> <p>8.6 剛性</p> <p>8.7 弾性係数とポアソン比</p> <p>8.8 径間長</p> <p>8.9 たわみの制御</p> <p>8.10 圧縮フランジ幅</p> <p>8.11 スラブ厚、ウェブ厚</p> <p>8.12 ダイイアラム</p> <p>8.13 たわみの数値計算</p> <p>C部 設計</p> <p>8.14 一般</p> <p>8.15 使用荷重設計法 (許容応力度法)</p> <p>8.16 強度設計法 (荷重係数設計法)</p> <p>8.16.1 強度要求事項</p> <p>8.16.2 設計上の仮定</p> <p>8.16.3 曲げ</p>	<p>ユーロコード8 (1994年)</p> <p>第1.1部 一般規定—地震作用と構造物に対する一般的要求事項</p> <p>1. 一般</p> <p>1.1 概要</p> <p>1.1.1 ユーロコード8の概要</p> <p>1.1.2 ユーロコード8第1.1部の概要</p> <p>1.1.3 ユーロコード8の他のパート</p> <p>1.2 原則と応用規則の違い</p> <p>1.3 設計の前提</p> <p>1.4 用語の定義</p> <p>1.4.1 全ユーロコードに共通な用語</p> <p>1.4.2 その他の用語</p> <p>1.5 SI単位</p> <p>1.6 記号の説明</p> <p>1.6.1 一般</p> <p>1.6.2 その他の記号</p> <p>1.7 参考規定</p> <p>2. 基本的要求事項と遵守基準</p> <p>2.1 基本的要求事項</p> <p>2.2 遵守基準</p> <p>2.2.1 一般</p> <p>2.2.2 終局限界状態</p> <p>2.2.3 供用限界状態</p> <p>2.2.4 固有な措置</p> <p>3. 地盤条件</p> <p>3.1 一般</p> <p>3.2 地盤条件の分類</p> <p>4. 設計地震</p> <p>4.1 地震の地域</p> <p>4.2 設計地震の基本的表現法</p> <p>4.2.1 一般</p> <p>4.2.2 弾性応答スペクトル</p>	<p>5. 耐震設計</p> <p>5.1 設計の基本方針</p> <p>5.1.1 設計目標 (設計クライテリア)</p> <p>5.1.2 設計で想定する構造挙動特性</p> <p>5.2 設計地震荷重と要求じん性</p> <p>5.2.1 水平荷重</p> <p>5.2.2 変位じん性率</p> <p>5.2.3 危険度、R</p> <p>5.2.4 鉛直地震応答</p> <p>5.3 設計計算法</p> <p>5.3.1 一般</p> <p>5.3.2 等価静的解析</p> <p>5.3.3 動的解析</p> <p>5.3.4 解析に用いる部材特性</p> <p>5.3.5 地震時変位</p> <p>5.4 部材設計基準および基礎の設計</p> <p>5.4.1 じん性構造</p> <p>5.4.2 部分じん性構造</p> <p>5.4.3 設計地震荷重に対して弾性域に留まる構造</p> <p>5.4.4 摩擦スラブで固定された構造</p> <p>5.4.5 土圧に抵抗する構造物</p> <p>5.4.6 杭/円筒基礎を有する構造物</p> <p>5.4.7 フーチングを有する構造物</p> <p>5.4.8 回転基礎を有する構造物</p> <p>5.4.9 エネルギ—吸収装置を有する構造物</p> <p>5.5 相対変位に対する構造細目</p> <p>5.5.1 遊間</p> <p>5.5.2 横方向結合構造</p> <p>5.5.3 けたかかり長の要件</p> <p>5.5.4 杭揚力装置</p> <p>5.5.5 直交2方向の同時移動の影響</p>

日本	アメリカ	ヨーロッパ	ニュージーランド
5.3.1 地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度 5.3.2 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 6章 動的解析による耐震性の照査 6.1 一般 6.2 解析モデルおよび解析方 6.3 動的解析に用いる地震入力 6.4 安全性の判定 7章 地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計 7.1 一般 7.2 耐震設計上ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層がある場合の耐震設計 7.3 橋に影響を与える液状化が生じる可能性があると判定された地盤がある場合の基礎の耐震設計 7.4 耐震設計上ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層 7.5 砂質地盤の液状化の判定 7.5.1 一般 7.5.2 繰返し三軸強度比 7.6 土質定数を低減させる土層とその取扱い 8章 免震設計 8.1 一般 8.2 免震設計 8.3 免震設計に用いる設計水平震度 8.4 免震支承の設計 8.4.1 設計の基本方針	8.16.4 圧縮部材 8.16.6 せん断 D部 鉄筋 8.17 曲げ部材の鉄筋 8.18 圧縮部材の鉄筋 8.18.1 最大及び最小軸方向鉄筋量 8.18.2 横方向鉄筋 8.19 せん断補強の限界 8.20 収縮と温度変化に対する鉄筋 8.21 鉄筋間隔の制限 8.21.1 場所打ちコンクリートの基本鉄筋間隔 8.21.2 プレキャストコンクリート 8.21.3 多段鉄筋 8.21.4 鉄筋継手 8.21.5 帯鉄筋 8.21.6 壁とスラブ 8.22 腐食対策 8.23 鉄筋のフックと曲げ形状 8.24 曲げ鉄筋の定着 8.25 異形鉄筋と異形ワイヤの引張領域への定着 8.25.1 定着長 8.25.2 共通条件 8.25.3 一般条件 8.25.4 修正係数 8.25.5 過補強 8.26 異形鉄筋の圧縮領域への定着 8.26.1 定着長 8.26.2 基本定着長 8.26.3 修正係数 8.27 せん断補強筋の定着 8.28 帯鉄筋の定着	4.2.3 地盤変位最大値 4.2.4 線形解析に対する設計スペクトル 4.3 設計地震のその他の表現法 4.3.1 パワースペクトル表示 4.3.2 時刻歴表示 4.3.3 設計地震の特別モデル 4.4 設計地震とその他の荷重の組み合わせ 第1.3部 一般規定一種々の材料と要素に対する特別規定 1. 一般 2. コンクリート建築に対する特別規定 3. 鋼構造建築に対する特別規定 4. 木造建築に対する特別規定 5. レンガ造建築に対する特別規定 第2部 橋 梁 1. 序 論 1.1 適用の範囲 1.2 単位と記号の説明 1.3 参照規定 1.4 原則と応用規則の違い 1.5 用語の定義 2. 基本的要件と遵守基準 2.1 設計地震 2.3 基本的要件 2.4 遵守基準 2.5 概念設計 3. 設計地震 3.1 設計地震の定義 3.2 建設地点における地震動特性 3.3 空間的変動特性	5.6 抗土圧構造 5.6.1 一般 5.6.2 土圧と構造慣性力 5.6.3 設計で想定する性能 5.6.4 カルバートと地下鉄 6. 既設橋梁とカルバートの現況評価 6.1 はじめに 6.1.1 一般 6.1.2 定義 6.1.3 要件の格付け 6.1.4 要件の位置づけ 6.2 調査 6.2.1 一般 6.2.2 衝撃係数 6.3 部材強度 6.3.1 コンクリート 6.3.2 鉄筋 6.3.3 プレストレス鋼材 6.3.4 構造用鋼材 6.3.5 木材 6.3.6 試験結果の分析 6.4 主部材の性能と評価 6.4.1 一般 6.4.2 断面性能 6.4.3 活荷重と分析 6.4.4 特定の構造状態の推定 6.4.5 評価 6.4.6 高速道路で得られるデータ 6.5 デッキの性能と評価 6.5.1 一般 6.5.2 断面性能 6.5.3 活荷重と分析

日本	アメリカ	ヨーロッパ	ニュージーランド
8.4.2 免震支承の安全性の判定 8.4.3 免震支承の設計変位 8.4.4 免震支承の等価剛性および等価減衰定数 8.4.5 免震支承の動的特性 8.5 固有周期の算定方法 8.6 免震橋の減衰定数の算定方法 8.7 免震設計を用いる場合の構造細目 8.7.1 一般 8.7.2 けた端部の遊間 8.7.3 伸縮装置の構造細目 9章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力と許容塑性率の算定 9.1 一般 9.2 地震時保有水平耐力および許容塑性率 9.3 降伏時および終局時の水平耐力と水平変位 9.4 コンクリートの応力度揮ひびき曲線 9.5 せん断耐力 9.6 鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上するための構造細目 9.7 軸方向鉄筋の段落し 9.8 鉄筋コンクリートラトラーメン橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率 9.9 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚 10章 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力と許容塑性率の算定 10.1 一般 10.2 コンクリートを充填した鋼製橋脚	8.28.1 定着長 8.28.2 修正係数 8.29 フックの引張領域への定着 8.30 溶接ワイヤ構造の引張領域への定着 8.31 機械式アンカー 8.32 鉄筋の継手 8.33 スパイラルまたは円形フープで拘束された圧縮部材の鉄筋定着長 8.33.1 柱補強の定着 8.33.2 柱鉄筋の継手 8.33.3 柱の曲げ付け着要求事項 8.34 (柱/梁及び柱/フーチング)間のモーメント抵抗結合 8.34.1 設計荷重 8.34.2 荷重抵抗メカニズム 8.34.3 結合部における主応力 8.34.4 接合部の力伝達に対する補強 8.35 フーチング強度 8.35.1 グループVII荷重の曲げ強度 8.35.2 せん断強度 8.36 橋軸方向地震抵抗における上部構造の有効幅 9章 プレストレストコンクリート 10章 鋼構造 A部 一般要求事項と材料 10.1 適用 10.1.1 記号 10.2 材料 10.2.1 一般 10.2.2 構造用鋼材 10.2.3 ピン、ローラー、エキスパンション ンロッカー用鋼材	4. 解析 4.1 モデル化 4.2 解析法 5. 強度の検証 5.1 一般 5.2 設計強度 5.3 キャンパシデザイナーの効果 5.4 2次効果 5.5 設計地震の組み合わせ 5.6 コンクリート断面の耐力検証 5.7 鋼および合成要素の耐力検証 5.8 基礎 6. 特殊詳細規則 6.1 範囲 6.2 コンクリート橋脚 6.3 鋼製橋脚 6.4 基礎 6.5 限定じん性特性の構造物 6.7 支承と耐震連結 6.8 コンクリート橋台と擁壁 7. 免震装置を有する橋梁 7.1 範囲 7.2 設計地震作用 7.3 解析法 7.4 モデル化 7.5 検証 7.6 ゴム支承 8. 特殊橋梁 8.1 序論 8.2 地震挙動の選択 8.3 もろい損傷モードの回避	6.5.4 評価 6.5.5 高速道路で得られるデータ 6.6 試験載荷 6.6.1 概説 6.6.2 分析 6.6.3 荷重の適用、手段、手順 6.6.4 載荷限界基準評価 付録 付録A 橋梁幅員と遊間 A1 一般 A2 橋梁デック幅員 A3 鉛直遊間と水平遊間 付録B 橋梁防護 B1 防護の種類と適用 B1.1 橋梁ガードレール B1.2 高速道路ガードレール B1.3 堅固な交通防護柵 B1.4 歩行者用防護柵 B1.5 緑石 B1.6 安全緑石 B2 防護設計基準 B2.1 橋梁ガードレール B2.2 高速道路ガードレール B2.3 堅固な交通防護柵 B2.4 歩行者用防護柵 B2.5 緑石 B2.6 安全緑石 B2.7 ガードレールや堅固な交通防護柵の近くにあるデッキ B3 幾何学的レイアウト-Trancit New Zealandの要件 B3.1 ガードレール

日本	アメリカ	ヨーロッパ	ニュージーランド
<p>10.2.1 地震時保有水平耐力および許容塑性率</p> <p>10.2.2 構造細目</p> <p>10.3 コンクリートを充填しない鋼製橋脚</p> <p>10.4 アンカー部の耐震設計</p> <p>10.5 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用するコンクリートを充填した鋼製橋脚</p> <p>11章 地震時保有水平耐力法による基礎の耐震設計</p> <p>11.1 一般</p> <p>11.2 基礎に生じる断面力、地盤反力度および変位の算出</p> <p>11.3 基礎の降伏</p> <p>11.4 基礎に主たる非線形性が生じる場合の基礎の応答塑性率、応答変位の算出および塑性率の制限値</p> <p>11.5 基礎の部材の照査</p> <p>12章 支承部構造</p> <p>12.1 一般</p> <p>12.2 支承部の耐震設計に用いる設計地震力</p> <p>12.3 支承部の安全性の照査</p> <p>12.4 支承部の構造</p> <p>12.4.1 一般</p> <p>12.4.2 ゴム支承</p> <p>12.4.3 鋼製支承</p> <p>12.4.4 支承に取り付く上下部構造部分</p> <p>13章 落橋防止システム</p> <p>13.1 一般</p> <p>13.2 けたかかり長</p> <p>13.3 落橋防止構造</p>	<p>B部 設計細目</p> <p>10.3 繰返し荷重とねばりへの配慮(疲労)</p> <p>10.4 スパンの有効長</p> <p>10.5 深さの比</p> <p>10.6 たわみ</p> <p>10.7 部材の限界長さ</p> <p>10.8 鋼材の最小板厚</p> <p>10.9 引張領域におけるT断面とアングルの有効面積</p> <p>10.10 アングルの突出脚</p> <p>10.11 膨張と収縮</p> <p>10.12 曲げ部材</p> <p>10.13 カバープレート</p> <p>10.14 キャンパー</p> <p>10.15 熱曲げ圧延梁と溶接プレート・ガタ</p> <p>10.16 トラス</p> <p>10.17 ベントとタワー</p> <p>10.18 継手</p> <p>10.19 接合部の強度</p> <p>10.19.3 モーメント抵抗型柱・梁接合部の耐震性</p> <p>10.20 ダイヤフラムとクロスフレーム</p> <p>10.20.1 一般</p> <p>10.20.4 ダイヤフラム、クロスフレーム、対傾構の耐震規定</p> <p>10.21 対傾構</p> <p>10.21.1 一般</p> <p>10.21.2 風荷重</p> <p>10.21.9 塑性ヒンジ領域における圧縮フランジの水平支持</p> <p>10.22 閉断面と開断面</p>	<p>付録A 橋梁の設計地震と施工中地震の推薦</p> <p>付録B コクリット橋脚の変位じん性率と塑性ヒンジ部の曲率じん性率との関係</p> <p>付録C 鉄筋コンクリートじん性部材の有効剛性の評価</p> <p>付録D 地震動の空間的変動と回転成分</p> <p>付録E 構造解析用加速度波形</p> <p>付録F 水中橋脚における水の付加質量</p> <p>付録G キャパシティデザイン効果の計算</p> <p>付録H 特殊な橋梁のじん性率</p> <p>付録J 地震絶縁システムの模型実験</p> <p>第5部 基礎、抗土圧構造及び地盤工学的側面</p> <p>1. 一般</p> <p>1.1 概要</p> <p>1.2 定義</p> <p>1.2.1 全ユーロコードに共通な用語</p> <p>1.3 第5部で用いられる特別な用語</p> <p>2. 設計地震</p> <p>2.1 地震応答の定義</p> <p>2.2 時刻歴表示</p> <p>3. 地盤特性</p> <p>3.1 強度パラメータ</p> <p>3.2 剛性および減衰パラメータ</p> <p>4. サイトと基礎地盤に対する要求事項</p> <p>4.1 サイト</p> <p>4.1.1 地震活断層への近接</p> <p>4.1.2 斜面安定性</p> <p>4.1.2.1 一般的要求事項</p> <p>4.1.2.2 地震作用</p> <p>4.1.2.3 解析法</p> <p>4.1.2.4 疑似静的法に対する安全性検証</p> <p>4.1.3 液状化の可能性のある地盤</p>	<p>B3.2 堅固な交通防護柵</p> <p>B3.3 歩行者用防護柵</p> <p>B3.4 縁石</p> <p>B3.5 ガードレール-縁石の変わり目</p> <p>B4 標準設計-Transit New Zealandの要件</p> <p>B4.1 橋梁ガードレール B4.2 高速道路ガードレール</p> <p>B4.3 堅固な交通防護柵</p> <p>B4.4 ガードレールの据え付け</p> <p>B5 橋梁ガードレールの長さの長さ-Transit New Zealandの要件</p> <p>付録C ゴム性の緩衝装置</p> <p>付録D 交通量の少ない地方道路橋に対する設計基準</p> <p>D1 一般</p> <p>D2 特定の要件</p> <p>D2.1 防護柵の要件 (2.2)</p> <p>D2.2 自動車荷重-重力の影響 (3.1)</p> <p>D2.3 荷重の組み合わせ (3.4)</p> <p>D2.4 耐震設計: 危険度(表 5.2, 5.4)</p> <p>付録E 橋梁調査</p> <p>付録F 参考文献</p> <p>Bridge Manual の 5. 耐震設計での具体的照査事項は NZS3101 による</p> <p><u>NZS 3101</u></p> <p>1. 一般</p> <p>2. 用語の定義</p> <p>3. 限界状態設計法の要求事項と材料物性</p> <p>4. 設計に要求される一般的事項</p> <p>5. 耐久性設計</p> <p>6. 耐火設計</p> <p>7. 鉄筋-細目、継手、定着</p>

日本	アメリカ	ヨーロッパ	ニュージーランド
13.4 変位制限構造 13.5 段差防止構造 13.6 ジョイントプロテクター 13.7 落橋防止構造の取り付け部 13.8 橋軸直角方向に対する落橋防止システム 14章 地震の影響の低減を期待する構造	10.23 溶接 10.24 リヴェットとボルト 10.24.8 地震作用を受けるスリップクリティカル結合 10.25 リンクとハンガー 10.25.6 耐震上の制限 10.26 アップセット溶接端部 10.27 アイバー 10.28 分岐を持つ端部 10.29 固定及びエキスパンション支承 10.29.8 固定及びエキスパンション支承の耐震規定 10.30 床版システム C部 使用荷重設計法, 許容応力度法 10.31 概要 10.32 許容応力 10.33 圧延梁 10.34 プレートガーダー 10.35 トラス 10.36 合成応力 10.37 充腹アーチ 10.38 合成桁 10.39 合成箱桁 10.40 ハイブリッドガーダー 10.41 異方性デッキ構造 D部 強度設計法, 荷重係数法 10.42 概要 10.43 荷重 10.44 設計理論 10.45 仮定 10.46 構造用鋼材の設計応力 10.47 最大設計荷重 10.48 対称の梁とガーダー	4.1.4 周期的荷重による圧密 4.2 地盤調査 4.2.1 一般の基準 4.2.2 地震荷重に対する土層の決定 4.2.3 土層剛性と減衰のひずみ依存性 5. 基礎システム 5.1 基本事項 5.2 概念設計規則 5.3 作用効果設計 5.3.1 構造設計への依存 5.3.2 地盤に影響する作用力の伝達 5.4 検証と寸法決定の基準 5.4.1 (浅いまたは埋め込み) 直接基礎 5.4.1.1 フーチング (終局限界状態設計) 5.4.1.2 基礎水平結合 5.4.1.3 いかだ基礎 5.4.1.4 箱形基礎 5.4.2 杭と橋脚 6. 地盤と構造物の相互作用 7. 抗土圧構造物 7.1 一般的要求事項 7.2 選定と設計上考慮すべき事項 7.3 解析法 7.3.1 一般的方法 7.3.2 簡略法 疑似静的解析 7.3.2.1 基本モデル 7.3.2.2 地震作用 7.3.2.3 設計土圧と水圧 7.3.2.4 壁の外面に作用する動水圧 7.4 安定と強度検証 7.4.1 基礎地盤の安定 7.4.2 定着システム 7.4.3 構造的強度 付録A 地形による倍率係数 付録B 簡略液状化解析のための経験的図表 付録C 杭頭の静的剛性 付録D 地盤-構造物の動的相互作用	8. 軸力を伴わないしは伴わない曲げに対する設計 9. せん断とねじれに対する設計 10. 合成コンクリート曲げ部材の設計 11. 梁-柱接合部の設計 12. 壁の設計 13. ダイアグラムの波形 14. 2方向スラブの設計 15. 基礎要素の設計 16. プレストレストコンクリート構造の設計 17. 制限付じん性構造の耐震設計要求要領 18. 既設構造物の耐力評価

日本	アメリカ	ヨーロッパ	ニュージーランド
	<p>10. 49 非対称の梁とガーダー 10. 50 合成梁とガーダー 10. 51 合成箱桁 10. 52 ずれ止め装置 10. 53 ハイブリッドガーダー 10. 54 圧縮部材 10. 55 充腹アーチ 10. 56 継手、連結と細目 10. 57 過載荷 10. 58 疲労 10. 59 たわみ 10. 60 異方性上部構造 10. 61 地震荷重下における塑性ヒンジ領域 10. 61. 1 一般 10. 61. 2 断面変化 10. 61. 3 圧縮要素と管ブレース部材の幅厚比の制限 10. 61. 4 柱梁モーメント比 10. 62 プレースの耐震規定 10. 63 箱断面に対する耐震性配慮 1 1 章 アルミニウムの設計 1 2 章 地盤とコルゲート鋼構造の相互作用システム 1 3 章 木構造 1 4 章 ゴム支承 1 5 章 TFE 支承面 1 6 章 鋼トンネルライナープレート 1 7 章 地盤と鉄筋コンクリート構造の相互作用システム 1 8 章 地盤とサーモプラスチックパイプの相互作用システム</p>	<p>付録E 抗土圧構造に対する簡略解析</p>	

に示されている。耐震設計についても、表現に違いはあるものの基本的には同様な事項が盛り込まれている。海外の基準類では、設計する上で想定する状態や性能といったことを明確に定義しているように思われる。ただし、日本人として道示の目次構成に慣れているためか、海外に耐震設計基準類の項目の並びでは具体的な設計の流れがイメージしづらいところがある。

また、道路橋示方書以外はキャパシティデザイン法を取り入れているところが共通した特徴である。ATC-32には許容応力度法が採用されており、荷重係数設計法とあわせて2段階設計法がとられているようである。さらに、ヨーロッパ（以下、EC8と称す）とニュージーランド（以下、Bridge Manual ないしは NZS3101 と称す）の耐震設計基準類では、橋梁構造物の設計耐用年数（どちらも、100年としている）について明確に定義している項目があるところが特徴的である。設計計算法としては、道示のような静的荷重法が標準的に用いられているようだが、動的解析（線形および非線形）についてもここで比較するすべての基準類には盛り込まれている。エネルギー吸収機構を持つ免震装置を用いた橋梁の設計については、ATC-32にその項目が見あたらないがそれ以外の基準類には示されている。

7.3 アメリカの耐震設計法 (Caltrans : ATC-32 暫定橋梁設計示方書 1996年)

7.3.1 耐震設計の基本方針

- (1) 橋梁構造物は、建設地点と想定される震源との関係、建設地点における地盤の地震応答、橋梁全体の動的応答特性を考慮して、地震動に耐えられるように設計する。
- (2) 全ての橋梁は表 7.3.1 に示される耐震性能規定に合致するように設計する。

表 7.3.1 耐震性能規定

建設地点における地震動	普通の橋梁	重要な橋梁
機能評価用地震動 Functional-Evaluation Ground Motion	使用レベル→直ちに 損傷レベル→修復可能	使用レベル→直ちに 損傷レベル→最小
安全性評価用地震動 Safety-Evaluation Ground Motion	使用レベル→制限付き 損傷レベル→重大	使用レベル→直ちに 損傷レベル→修復可能

- (3) 耐震設計に考慮すべき地震動としては、機能評価用地震動と安全性評価用地震動の2つがある。

① 安全性評価用地震動：この地震動は確定論的または確率論的に評価してよい。確定論的評価は鉱山・地質学部会 (CDMG, 1992)による最大予想地震に相当する。確率論的に評価された地震動は長い再現期間（約1000-2000年）を有するものである。

重要な橋梁については、両者を考慮して設計する。しかし、確率論的評価については Caltrans 認証のコンセンサスグループによる検討を必要とする。普通の橋梁については、決定論的評価にもとづく地震動を適用する。→道示保耐法レベル相当

② 機能評価用地震動：確率論的に評価された、橋梁の供用期間中の非超過確率が60%の地震動である。これについては、Caltrans 認証のコンセンサスグループによる検討を必要とする。→道示震度法レベル相当

- (4) 耐震性能レベルは、使用レベルと損傷レベルによって表現され、次のように定義される。

① 使用レベル

■直ちに：地震後直ちに一般の交通が可能である。

■制限付き：地震後数日内で制限付き通行（車線制限、軽量の緊急車両）が可能である。数ヶ月内に交通が完全に回復する。

② 損傷レベル

- 最小の損傷：本質的には弾性挙動
- 修復可能な損傷：機能損失に対しては最小のリスクであり、修復可能な損傷
- 重大な損傷：崩壊に対しては最小のリスクであり、修復のため閉鎖を要する損傷

(5) 構造挙動（構造物に期待するじん性の程度）が明確に設定されており、耐震性能を照査する方法として実験や解析によって保証されているならば、静力的および動力的な要求事項を満足する方法を用いて、構造物の設計を行ってよい。

活動可能性がある震源近傍の建設地点や、まれな地質条件を有する建設地点、一般的でない構造物の場合を除き、上記に対応する要求事項は以下のとおりである。

- ① 初期設計は、表 7.3.2 に示すように等価静的解析か弾性動的解析によればよい。これらの解析法は、設計変位と設計断面力を決定するために、橋梁構造物を線形弾性解析するものである。落橋防止装置等の作用荷重もこれによって決定される。
- ② 非弾性動的解析による設計は、設計変位と設計荷重および横方向拘束鉄筋量が、弾性動的解析によって必要とされる量の 80%以上であれば適用できる。
- ③ 重要な橋梁の安全性評価において、構造物の変形能力を検証するために、非弾性静的解析かまたは非弾性動的解析のどちらかを用いてよい。非弾性静的解析の結果は、弾性動的解析によって決定された設計値を減らすための根拠としてはならない。

表 7.3.2 最低限要求される解析

重要度、形状	機能評価	安全性評価
普通の橋梁、形状タイプ I	必要なし	A または B
普通の橋梁、形状タイプ II	必要なし	B
重要な橋梁、形状タイプ I	A または B	A または B
重要な橋梁、形状タイプ II	B	B および C

注) A:等価静的解析、B:弾性動的解析、C:非弾性静的解析または非弾性動的解析

表 7.3.2 で形状タイプ I の橋梁とは、上部構造が連続でバランスのとれた径間で、ほぼ均等な剛性を有するベントで支持された、顕著な鉛直振動応答を生じない橋梁である。短支間で斜角が小さく上部構造に中間ヒンジのない 1 または 2 径間の橋梁はこの区分に含めてよい。形状タイプ II の橋梁とは、上部構造に中間ヒンジがあったり、不規則な形状、不均一な剛性のベント、大きな斜角を有したり、鉛直地震動に対し応答するような橋梁である。

(6) 設計の目標として、水平地震荷重下でどのような構造挙動を意図するかによって、構造物は 4 つに分類される。重要な橋梁は全じん性構造として設計してはならない。

① 全じん性構造（じん性を最大限に期待した構造）

水平荷重下において、塑性メカニズムが形成されるものとする。設計の役割として、塑性メカニズムを明確に定めなければならない。降伏予定箇所は地震後の検査が可能な箇所に限定される。非弾性挙動は、柱と橋脚壁の曲げ塑性ヒンジと橋台壁・翼壁の背後の地盤の非弾性変形に限定されるように計画する。

構造細目や形状は、繰り返し載荷下で重大な強度低下をせず、大きなじん性能力

を保証するものでなければならない。

② 限定じん性構造（じん性を限定的に期待した構造）

水平荷重下で、全じん性構造で述べた塑性メカニズムが形成されるが、要求されるじん性の程度は小さい。検査がただちにできないような箇所で、降伏してもよい。非弾性挙動は、柱と橋脚壁の曲げ塑性ヒンジと橋台壁・翼壁背後の地盤の非弾性変形に限定されるものとする。構造細目と形状への要求事項は全じん性構造の場合と同じである。

③ 弾性構造（じん性を全く期待しない構造）

これは、鉛直及び他方向の水平荷重との組み合わせを考慮した設計荷重下で弾性範囲の応答をする構造である。

④ 免震、制震システムを有する構造

これは、地震絶縁、受動的エネルギー吸収装置や地震応答を制御するその他の機械的装置を有する構造である。水平荷重下で、塑性メカニズムは形成されても、されなくともよい。塑性メカニズムの発生は解析によって決定される。

7.3.2 地盤分類と設計地震力

1) 地盤分類

弾性応答スペクトルを選定する際の標準的な地層タイプは表 7.3.3 で定義される。

表 7.3.3 地層タイプ^注

地層タイプ	地層の説明
A	硬岩。せん断波速度は $V_s > 5000 \text{ ft/s}$ (1500 m/s)
B	岩。せん断波速度は $2500 < V_s \leq 5000 \text{ ft/s}$ ($760 < V_s \leq 1500 \text{ m/s}$)
C	軟岩と非常に密接な地盤。せん断波速度は $1200 < V_s \leq 2500 \text{ ft/s}$ ($360 < V_s \leq 760 \text{ m/s}$) または、標準貫入抵抗 $N > 50$ か非排水せん断強度 $S_u > 2000 \text{ psf}$ (100 kPa) のいずれか
D	硬い地盤。せん断波速度は $600 < V_s \leq 1200 \text{ ft/s}$ ($180 < V_s \leq 360 \text{ m/s}$) または、標準貫入抵抗 $15 \leq N \leq 50$ か非排水せん断強度 $1000 \leq S_u < 2000 \text{ psf}$ ($50 \leq S_u < 100 \text{ kPa}$) のいずれか
E	せん断弾性波速度 $V_s < 600 \text{ ft/s}$ (180 m/s) である地層、または塑性指数 $PI > 20$ 、含水比 $w \geq 40\%$ 、非排水せん断強度 $S_u < 500 \text{ psf}$ (25 kPa) で定義される地盤が 10 ft (3 m) 以上の地層
F	建設地点に特有な評価を必要とする地盤 1. 地震荷重下で破損または崩壊しやすいような地盤。すなわち、液状化地盤、非常に鋭敏な粘土、あまり固結しておらず崩壊しやすい地盤。 2. 10 ft (3 m) 以上の厚さがある、ピートまたは非常に組織的な粘土層 3. 25 ft (8 m) 以上の厚さがある、非常に塑性的な粘土層 4. 120 ft (36 m) 以上の厚さがある、中程度～柔らかい粘土層

注) 地層タイプは正確に実証された地質データに基づいて決定する。

2) 耐震設計上考慮すべき荷重とその組み合わせ

(1) 地震作用は、少なくとも2つの方向（一般的には橋軸方向と橋軸直角方向）の地震入力に対して決定される。曲線橋の橋軸方向は、2つの橋台を結ぶ弦によって表される。鉛直方向の地震入力はその影響が顕著であるなら考慮する。

上記の地震作用は、以下のように組み合わせる。

① 等価静的解析またはモーダル法スペクトル応答解析で設計された構造物に対し、

鉛直地震の影響が重要でなく、地震荷重 CASE3 が無視できる場合以外は、地震の影響は以下の3つの組み合わせケースで決定される。

地震荷重 CASE 1 : 直角方向載荷+0.4 (橋軸方向載荷+鉛直方向載荷)

地震荷重 CASE 2 : 橋軸方向載荷+0.4 (直角方向載荷+鉛直方向載荷)

地震荷重 CASE 3 : 鉛直方向載荷+0.4 (橋軸方向載荷+直角方向載荷)

- ② 時刻歴応答解析を用いて設計された構造物に対しては、直交方向の入力地震動を同時に作用させ、個々の応答を直接算定する。これができない場合には、個々の入力動について解析し、応答値を本節①項に従って、組み合わせ求めて。

3) 設計地震荷重

(1) 一般

- a) 等価静的解析における地震荷重は、等価静的水平荷重が個々のフレームに作用するものとして考慮する。全作用荷重は ARS と W の積に等しいが、0.4W は下回らない。水平荷重は、質量の鉛直方向中心位置に作用させ、質量分布または質量分布と変位形状の積のどちらかに比例させて、水平面内に分布させる。

ここに、ARS : 建設地点における減衰定数 5% の弾性加速度応答スペクトルで以下の3つの値をかけ合わせたもの (g)。

A : 安全性評価用地震から算定される基盤における加速度

R : 表 7.3.3 の地層タイプ A に該当する岩盤における減衰定数 5% の弾性加速度応答スペクトル (マグニチュードと震央距離を考慮)

S : 地盤のスペクトル増幅比

- b) 等価静的解析の静的荷重の算定に用いる弾性応答スペクトルが各地盤種別と地震のマグニチュードに対して図で示されており (図 7.3.1 に1例を示す)、それを用いるか、または建設地点固有なものとして評価される弾性応答スペクトルの減衰定数 5% の弾性 ARS 応答曲線を用いる。具体的にどのスペクトルラインを設計に用いるかは、基盤で想定する最大加速度の値を Caltrans が地域特性や構造物の重要度等を勘案して定めることとなっている。

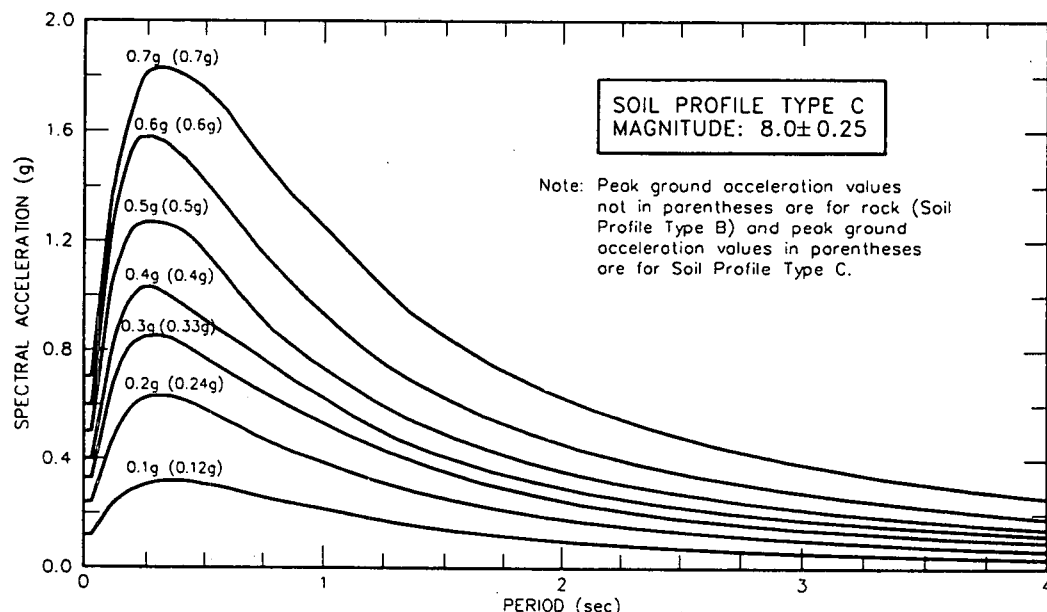


図 7.3.1 地層タイプ C、マグニチュード 8.0 の弾性応答スペクトル

c) 適用可能な場合には、鉛直方向応答スペクトル荷重は水平応答曲線の 2/3 としてよいが、建設地点に特有な評価がなされる場合には、鉛直応答スペクトル荷重を定義して用いてよい。地盤もしくは特別の機械装置が振動逸散に影響する場合や、実験的事実や解析によって正当化された場合には、5%を越える減衰定数が認められる。

(2) 固有周期の算定方法

a) 等価静的解析において、固有周期は次式で算定する。

$$T=0.32\sqrt{W/F} \quad (7.3.1)$$

ここに、

T : 橋梁全体系の基本振動周期 (s)。

W : 橋梁またはフレームの死荷重。単位は F と同じとする。

F : 荷重作用方向の最大水平変位が 1 インチとなるように上部構造に作用させる等分布荷重の合計値。この荷重は、上部構造・支承部・周辺地盤を含む全ての剛性を表す指標となっている。

b) 弾性動的解析における構造モデルは、鉄筋コンクリート部材の剛性としてひび割れの影響を考慮したものとし、周辺地盤の拘束効果を含めるものとする。

(3) 慣性力の算出方法

等価静的解析における個々の部材の地震荷重の分布は、上部構造や支持するベントや橋脚、橋台での拘束による剛性を反映させたものとする。

4) 重要度の区分

各橋梁は、以下のように、重要か普通のいずれかに分類される。

(1) 重要な橋梁：以下の項目の一つ以上に相当する橋。

- ▲ 2 次的な生命の安全を守るのに必要
- ▲ 閉鎖後の機能回復の時間が経済へ多大な打撃を与える
- ▲ 地域の緊急計画において重要である。

(2) 普通の橋梁：上記(1)以外の橋

7.3.3 構造モデルと計算法

1) 概要

安全性評価に用いる解析法は、等価静的法、弾性動的解析、非弾性静的解析（または非弾性動的解析）であり、構造物の重要度と形状タイプによって、表 7.3.2 に従って選択される。

2) 設計断面力

設計断面力は、構造挙動をどのように設定したかによって異なり、以下の条件にしたがって算定される。

(1) 全じん性構造と限定じん性構造の安全性評価においては、非弾性挙動の位置を明確に特定しなければならない。これらの構造挙動における設計断面力とモーメントは、等価静的解析または弾性動的解析による計算値を後載する図 7.3.2 から得られる断面力低減係数 Z で除した値より、大きくなければならない。全じん性の値は、重要度が普通の橋梁で、非弾性挙動する位置を地震後検査しやすい箇所に計画した場合にのみ用いることができる。さもなければ、限定じん性の値が用いられる。

非弾性挙動の位置における設計荷重とモーメントの関係には、鉛直荷重が水平変位に及ぼす影響（P-Δ効果）を考慮する。

塑性ヒンジ部の設計せん断強度及び塑性ヒンジモーメントに抵抗する部材の設計強度は、キャパシティデザイン法によって決定される。上部構造要素において、鉛直地震動の影響が無視しえないならば、鉛直方向慣性力も設計荷重として考慮する。

- (2) 弾性構造の設計強度値は、少なくとも、等価静的解析または弾性動的解析から計算された断面力とモーメントに等しくしなければならない。非弾性応答が設計荷重より大きくなりそうな場所では、非じん性応答を避けるために、可能なかぎりキャパシティデザイン法を採用する。

3) 設計変位

- (1) 弾性変位の補正

設計変位を得るためには、弾性応答解析から計算された水平変位に、係数 R_d を乗じる。

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{Z}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{Z} \geq 1 \quad (7.3.2)$$

ここに

R_d : 設計変位を得るために、弾性応答解析の変位に乗じる係数

T : 構造物の基本振動周期

T^* : 地震動の周期特性で、入力エネルギースペクトルのピーク周期である。

T^* の値は地震のマグニチュード、地盤種別、地表面最大加速度に応じてテーブルが用意されている。

Z : 断面力低減係数、図 7.3.2 参照。

式(7.3.2)は、非弾性応答する場合の水平変位を求めるための、弾性応答解析結果に対する変位一定則にもとづいた補正係数の算出式である。この変位一定則は、理論的なものではなく、実験や解析計算の結果からばらつきはあるものの平均的値として見られる傾向にもとづいたものであり、適用周期は限定されたものである。

- (2) 非弾性動的解析から用いる変位は設計に直接用いてよいが、(1)項で決定される値の80%以下であってはならない。
- (3) 非弾性静的解析に対する目標変位は、安全性評価用地震に対し(1)項から得られる変位の1.5倍とする。

4) キャパシティデザイン

- (1) じん性を期待する構造要素の非弾性断面力とモーメントキャパシティを考慮することによって、構造系のその他の構造要素では、極端な荷重条件下においても、できるかぎり、ほぼ弾性的な領域にとどまるように設計する。
- (2) キャパシティデザインは全じん性構造と限定じん性構造に適用する。非弾性挙動を引き起こしそうな荷重が載荷される弾性構造には、キャパシティデザインを考慮する。
- (3) 構造物に水平載荷して、塑性メカニズムの発生状況を解析する。重力荷重として死荷重が主な対象であるが、活荷重の影響が顕著であるなら、その影響も考慮する。

塑性ヒンジの位置を明確に特定して、意図した構造挙動になるように設計しなければならない。このような解析を行うのに、非弾性静的解析が用いられる。

(4) 塑性ヒンジ以外の部材と結合部の設計強度値および塑性ヒンジ部の設計せん断力は、解析から得られる力とモーメントに等しくなるようにする。さらに、それは設計強度を越える信頼強度を持つように設計する。

5) P-Δ効果

重力荷重が水平変位によって付加モーメントとして作用する動的効果は非弾性動的解析を用いることによって設計に考慮されるが、以下の式を満足する場合にはその影響を無視してよい。

$$\frac{V_o}{W} \geq 4 \frac{\delta_u}{H} \quad (7.3.3)$$

ここで、

V₀ : 塑性解析から得られたフレームの塑性せん断強度

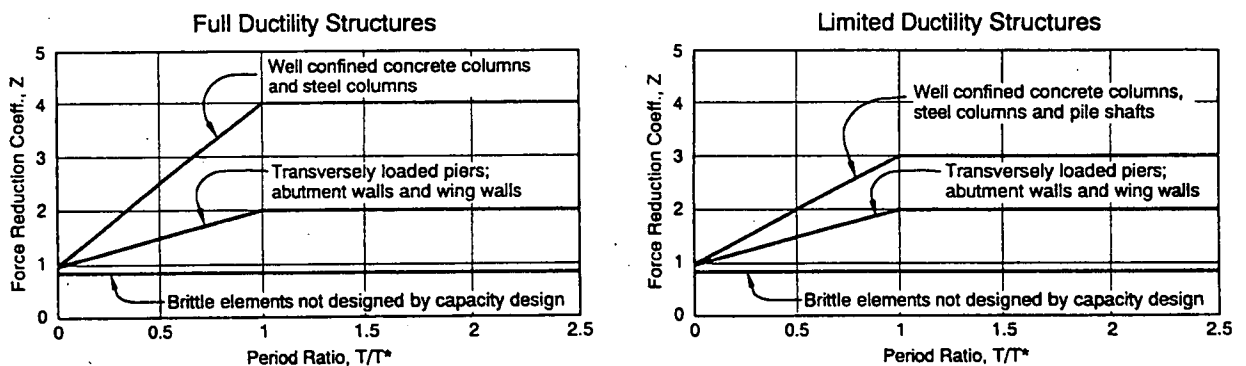
W : フレームの死荷重

Δu : フレームの最大設計変位

H : フレームの最大高さ

6) 断面力低減係数 Z (Force-reduction coefficient)

全じん性構造及び限定じん性構造に対する断面力低減係数 Z は図 7.3.2 のように与えられる。



T : 建造物の基本振動周期

T* : 地震動の周期特性で、入力エネルギースペクトルのピーク周期であり、別途テーブルで与えられる。

図 7.3.2 断面力低減係数 Z

7.3.4 構造部材の設計と細目

ここでは鉄筋コンクリート構造について示す。Caltrans (現行および ATC-32 提案) では、2段階の設計計算がなされる。すなわち、使用荷重設計法 (Service Load Design) と強度設計法 (Strength Design) で、前者は許容応力度法 (Allowable Stress Design) にあたり、後者は荷重係数設計法 (Load Factor Design) で限界状態設計法にあたる。基本的には荷重係数設計法をすべての構造部材に対して適用しなければならないが、いくつかの例外事項があるようである。また、使用荷重設計法において規定された許容応力を満足していれば、基本的には強度設計法における強度および使用性の要求事項を満

足すると仮定されるとの旨の記述もある。

強度設計法においては、構造計算（静的、動的）により求められた発生断面力が、断面の持つ公称強度（Nominal Strength）に対して満足するよう求められている。この場合の構造計算では、作用させる地震荷重が荷重低減係数 Z で調整されている。公称強度は実質的には、強度低減係数（Strength-reduction factor） ϕ により調整が加えられ、設計強度（Design Strength）として照査に用いられる。この強度低減係数の値は、部材に作用する荷重のタイプ（曲げ、せん断、軸力）などに応じて決められている。なお、強度低減係数は、公称強度の不確定要素として、材料特性のばらつき、施工作業の誤差、寸法効果などの影響を考慮したものであると記述されている。

具体的な部材の照査としては、曲げ、せん断、軸力があり、それぞれに計算式が示されている。また、じん性的な挙動をするための構造細目として、鉄筋の配置や定着、折り曲げ等につき具体的に規定されている。

7.3.5 基礎の設計

基礎としては、直接基礎、杭基礎および杭基礎の一種である柱状体基礎（Pile Shaft Foundations、または Shaft Foundations）の3種類に分類される。耐震設計の基本的な要求事項は、①構造部詳細、②支持力、③許容変位であるとしている。

1) 判定項目と判定法

設計の基本は基礎や橋台の終局性能が低下せずに、耐震性能規定と矛盾することなく安全性評価レベルの地震に抵抗できることである。すなわち、基礎に設計荷重を上回る荷重が作用した場合の好ましい破壊モードを保証すること、力の大きさよりもむしろ変位の面を評価する必要性を強調している。

判定項目と判定法は以下のとおりである。

変位	水平変位量 < 許容水平変位量 鉛直沈下量 < 許容沈下量
支持力	鉛直方向圧縮力 < 許容支持力、または終局状態支持力 鉛直方向引抜き力 < 許容支持力、または終局状態支持力 水平方向支持力 < 許容支持力、または終局状態支持力
各部材	部材に生じる断面力 < 許容耐力、または終局状態耐力

2) 基礎の応答変位と変位制限値

基礎の応答変位は基礎形式に応じた安定計算から求めるが、許容される基礎の変位の判定基準は以下のとおりである。

変位角	: 0.008rad 以下	(0.025rad 以下)
水平変位	: 2 インチ以下	(40cm 以下)
鉛直変位	: 2 インチ以下	

この値は日本の「道路橋示方書」の保有耐力法における許容値（上記カッコ内の値）に比べきわめて小さく、機能評価レベルの地震（震度法レベル）に相当するものであろう。そのため、特殊な橋梁ではより大きな許容値を採用することもあるとしている。

3) 部材の照査法

鉄筋コンクリート部材については、下部工の柱や梁構造の規定に準拠することとなっている。

4) 直接基礎

直接基礎は、モーメントとせん断力に抵抗するように設計する。

- ①直接基礎は地震荷重のもとで正しい機能を果たすように設計する。
- ②転倒モーメントと横荷重による偏心・傾斜の影響を考慮する。
- ③基礎の全沈下量と橋脚間の相対変位量が橋の機能上許容できること。
- ④転倒モーメントによる基礎の浮上りは単柱ではフーチング幅の 1/4 以下、偏心量は（多柱の場合）1/3 を超えないものとする。

5) 杭基礎および柱状態基礎

米国では一般に杭基礎は深い基礎のうち、主として打込み杭（コンクリート杭、鋼杭）を意味しており、日本でポピュラーな場所打ち杭（径 1,000~1,200mm）はどちらかといえば柱状体基礎（Shaft Foundation）に含まれる。しかし、ATC-32 では Shaft Foundation も含めて杭基礎の範疇として取り扱っている。

- ①横方向地盤変位によって生じる土圧の影響、液状化や軟らかい地盤の応答による動的な沈下について軟弱な地盤では十分配慮すること。
- ②軟弱地盤では、杭とフーチングのより剛な結合、より素直なタイプの杭の選定、地盤中の杭に塑性ヒンジが生じる可能性について詳細検討を行うこと。
- ③斜杭を使用する場合は杭群の構造形状に基づく荷重～変位の解析を行うこと。
- ④基礎の剛性は橋梁システム全体の動的解析の中で検討すること。
- ⑤基礎位置での回転および横方向変位は耐震性能規定と矛盾しないこと

7.3.6 免震設計

Caltrans ではこれまで耐震補強対策として数多くの免震装置を採用してきた。一方、新設構造物に対してはその設計基準の中に具体的な記述はないものの、エネルギー吸収装置を使った免震機構については、基本的にじん性構造と同様と考えられており、新設橋梁への適用については特に制約があるわけではないようである。

なお、1998 年中には AASHTO より新しい免震設計ガイド基準が出される予定となっている¹³⁾。

7.4 ヨーロッパの耐震設計法（ユーロコード EC8 1994 年）

7.4.1 耐震設計の基本方針

1) 適用範囲と目的

EC8 は、地震地域の建築物および土木構造物の設計と施工に適用されるものであり、その地震被害が地域住民に与える影響が大きい原子力発電所や巨大なダム等は適用範囲外とされている。

EC8 の内 Part2 が橋梁構造物の耐震設計を対象としており、主に橋台や橋脚の曲げによって抵抗するような直線橋を対象としている。しかし、アーチ橋、吊橋、斜張橋、斜橋、曲線橋、可動橋等の特殊な橋梁にも適用可能であるが、これらの特殊な橋梁に対しては本基準のみではその耐震設計が完全にカバーできないとしている。

EC8 は、地震発生時に、人命を守る、損害を限定的にする、市民生活の防御にとって重要な構造物を使用可能な状態にとどめることを目的にしている。

2) 目標とする耐震性能（限界状態の設定）

地震地域にある構造物は、適切な信頼性を有しながら次の二つの耐震性能を満足す

るように設計・施工されることが要求されている。

① 非破壊 Non-collapse requirement (終局限界状態 ultimate limit state)

設計で想定した地震の発生後、部分的なダメージは許容するが、橋梁としての構造的な安定性と適度な残存耐力を保持しなければならない。具体的には、橋脚のある断面での曲げ降伏を許容することにより、地震時のエネルギーを吸収できるようにしておく。しかし、桁には塑性ヒンジの発生を防止し、落橋はさせない。このようにしておけば、地震後の緊急車両の通行に耐え、損傷判定や補修が容易となる。

② 最少損傷 Minimization of damage (供用限界状態 serviceability limit state)

橋梁の耐用年数内に発生頻度が高い確率で起こる地震に対しては、地震時のエネルギーを吸収する部分に、交通障害や緊急の補修を必要としない程度の損傷を許容する。

上記①，②に対する信頼性は、地震被害がもたらす結果に基づき、構造物毎に、各国の責任機関が決定する。具体の耐震設計は、上記の①非破壊－終局限界状態－に対して実施され、これを満足することで②最少損傷－供用限界状態－に対応する耐震性能は確保されるとしている。

耐震設計にあたっては設計地震荷重作用下での挙動が、構造物の全体的な荷重－変位関係に依存して、じん性的、あるいは限定的にじん性的（本質的に弾性的、降伏耐力が大きい橋梁）となるように設計しなければならないとされており、じん性的な挙動をする橋梁は、キャパシティデザイン法によって設計される。じん性的挙動による効果は、挙動係数 q によって与えられている。図 7.4.1 に設計で想定する構造物の挙動（荷重～変位関係）を示す。

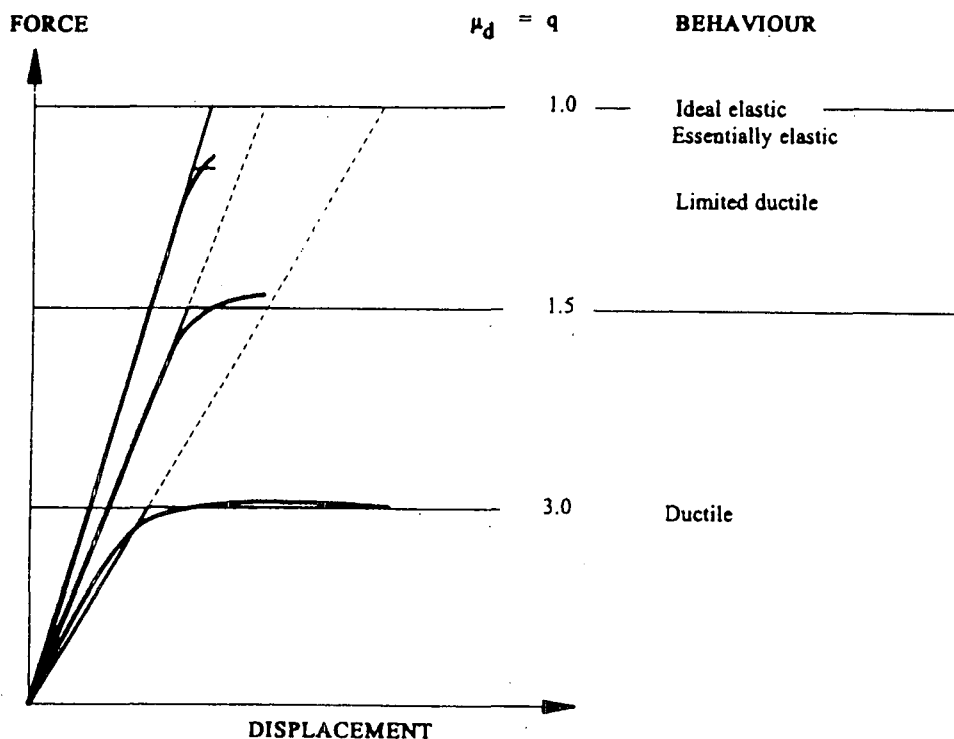


図 7.4.1 設計で想定する構造物の地震時挙動（荷重～変位関係）

3) 適用される耐震設計計算法

耐震設計における解析法として次の5つを挙げているが、応答スペクトル法 response spectrum method や基本モード法 fundamental mode method (単一モード法) に関する記述が多いことから、この2つの解析法が基本となっているようである。

① 応答スペクトル法、② 基本モード法 (単一モード法)

③ パワースペクトル法、④ 線形時刻歴応答解析、⑤ 非線形時刻歴応答解析

7.4.2 地盤分類と設計地震力

1) 地盤分類 (3分類)

(1) 地盤 A

- ① 表層では最大でも 5m の軟弱層を含む、少なくとも 800m/sec のせん断弾性波速度 V_s により特徴付けられる岩盤あるいはその他の地質学的な形成層。
- ② 少なくとも数 10m の厚さがあり、深さとともに力学的特性が次第に増加していき、また深さ 10m における V_s 値が少なくとも 400m/s はある、砂、礫、あるいは過剰締固め粘土から成る深い堆積層。

(2) 地盤 B

- ① 厚さは数 10m から数 100m に及び、深さ 10m におけるせん断弾性波速度 V_s は少なくとも 200m/s であり、深さ 50m では少なくとも 350m/s に増加する、中程度の密な砂、礫、あるいは中程度に固化した粘土から成る深い堆積層。

(3) 地盤 C

- ① 深さ 20m における、 V_s 値が 200m/s を下回る、いくらかの軟弱粘性層を有する、あるいは有しない、緩くて粘性のない堆積地盤
- ② 深さ 20m における、 V_s 値が 200m/s を下回る、柔らかい中程度の剛性を有する粘性地盤から成る堆積層。

なお、4) 地域別補正係数で定義する低度の地震地域におけるあまり重要でない構造物 (重要度別補正係数 $\gamma_I \leq 1.0$) では、地盤調査は省略してよい。その際、より正確な情報がない場合は、地盤 B に対応した地盤条件を仮定して地震荷重を決定してよい。

2) 耐震設計において考慮すべき荷重とその組み合わせ

$$G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} \cdot Q_{1k} \quad (7.4.1)$$

ここに、 G_k : 永久荷重

P_k : 全ての損失後のプレストレス力

A_{Ed} : 地震荷重成分の組み合わせの内最も不利なもの

Q_{1k} : 活荷重

ψ_{21} : 地震時に考慮する活荷重の割合を定める係数

一般的な交通量の場合 $\psi_{21} = 0.0$ 、交通量が多い場合道路橋で $\psi_{21} = 0.2$ 、鉄道橋で $\psi_{21} = 0.3$ となる。

地震荷重には、温度変化、収縮、支点沈下、地震断層による地盤の残留移動による強制変形の影響を考慮しなくてもよい。ただし、弾性ゴム支承を用いた場合は、弾性ゴム支承の最大変形に基づいて設計をおこなう。

3) 設計地震荷重、固有周期の算定法

基本モード法では、その地震時挙動が 1 自由度系で近似できる場合を対象にしてお

り、①桁の剛性を剛として扱う剛体デッキモデル、②桁の剛性を忠実に考慮するフレキシブルデッキモデル、③橋脚とその橋脚が地震時に支持する上部構造重量よりなる独立ピアモデルが示されている。

剛体デッキモデルは、上部構造をモデル化した1質点と、各橋脚の剛性の総和に等しい剛性を有する柱からなる1自由度系モデルである。独立ピアモデルも、同じ1自由度系モデルである。これらのモデルでは、固有周期と慣性力を求める場合の等価重量 W 、上部構造重量 W_U （独立ピアモデルの場合 W_{Ui} ）と、橋脚の重量 W_P （剛体モデルの場合 $W_P = \sum W_{Pi}$ ）より次式によって求められる。

$$W = W_U + 0.5 \cdot W_P \quad (7.4.2)$$

フレキシブルデッキモデルは、桁と橋脚を骨組みモデルでモデル化し、Rayleighの方法によって固有周期を求めている。慣性力も固有周期の算定に用いたモデルと同じモデルを用いる。→固有周期や慣性力の算出法は、我が国と基本的には同じである。

4) 地域別補正係数

各地震地域の設計地盤加速度は、各国の責任機関が定めることになっており、再現期間475年に相当する設計地盤加速度が0.10g以下となる地震地域を低度の地震地域、0.10gよりも大きくなる地域を中程度および高度の地震地域としている。中程度以上の地震地域に建設される橋梁には、経済性と安全性からじん性設計を行うのが望ましいとしている。また、設計地盤加速度が0.04g以下の地域では、EC8に従わなくとも良いとしている。特別な地域に関しては、以下のような事項を考慮する必要がある。

① 様々なタイプの地震の影響を受ける地域では、複数の設計地盤加速度とその応答スペクトル形状が必要となる。

② 高度の地震地域では、地形的な増幅効果を考慮することが推奨されている。

5) 重要度別補正係数

信頼できる（統計的評価が可能な）地震学的データがない場合には、設計地震荷重に以下の重要度別補正係数 γ_I を乗じて良いとしている。

橋梁の重要度	重要度別補正係数 γ_I
平均よりも重要	1.30
平均的	1.00
平均よりも重要でない	0.70

平均よりも重要とは、当該橋梁の被災により、多くの被災者の発生を伴うと予想される橋や、緊急車両等の輸送機能を確保する上で必要があると判断された橋梁である。平均よりも重要でないとは、緊急車両等の輸送機能を確保する上で緊急性を要しない橋梁や、設計で想定する地震（再現期間）と耐用年数より定まる超過確率をそのまま設計へ適用することが不経済となるような橋梁である。

6) 耐震設計上の地盤面

地震動の入力位置は、地表面であるが、杭基礎の場合は、その剛性を考慮しなければならないとされている。

7) 異なる方向の地震荷重の組合せ

地震荷重の成分の組合せは、各方向の最大応答値 E_x, E_y, E_z によって評価する場合と、設計地震荷重の組合せとして考慮する場合の2つがあり、何れの方法によっても

良いとされている。

- ① 各方向の地震動が同時に生起することによる最大応答値 E は、次式で求められる。

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (7.4.3)$$

- ② 設計地震荷重として、以下の組合せの中から最も不利なものを用いる。

$$\begin{aligned} & A_{Ex} + 0.3A_{Ey} + 0.3A_{Ez} \\ & 0.3A_{Ex} + A_{Ey} + 0.3A_{Ez} \\ & 0.3A_{Ex} + 0.3A_{Ey} + A_{Ez} \end{aligned} \quad (7.4.4)$$

ここに、 A_{Ex}, A_{Ey}, A_{Ez} は x, y, z 方向の地震荷重である。鉛直地震動 A_{Ez} は、中程度あるいは低度の地震地域では、省略して良い。高度の地震地域でも、この効果は、桁の死荷重により高い曲げ応力を受ける橋脚においてのみ考慮すれば良いとされている。

7.4.3 構造モデル、計算法および照査事項等

1) 基本モード法による計算

基本モード法による設計計算は、前記した慣性力の算出法に示したモデルを用いる。

(1) 安全性の判定項目

a) じん性照査

局所的なじん性と、橋梁システム（全体系）としてのじん性を照査する。

- ① RC 断面では、設計地震荷重の組合せによって塑性ヒンジ部に生じる軸力 N_{Ed} が、コンクリートの断面積に許容応力を乗じた値の積の 60%以上となるときは塑性ヒンジの形成は許さない。
- ② 一般に桁は、弾性範囲内とする。
- ③ 橋梁システムとしての荷重-変位関係は、十分大きな塑性変形能力を示し、少なくとも 5 サイクル以上の確実な履歴エネルギー吸収を示すように反転可能でなければならない。
- ④ 限定的なじん性（本質的に弾性的）挙動をする橋梁も、僅かに降伏を越えることにより、幾らかの履歴吸収エネルギー効果が期待できる。
- ⑤ 終局変位は、以下の条件を満たす最大変位として定義される。なお、終局変位に至るまでに、最低 5 サイクルは安定した履歴ループを描く必要がある。
 - ・ RC 断面では拘束補強筋の破断が起こらない。
 - ・ 鋼断面では、鋼材の局部座屈が起こらない。
 - ・ RC じん性要素では、繰り返しによる耐力低下が降伏耐力（最大耐力）の 20%以上とならない。
 - ・ 鋼のじん性要素では、耐力低下が生じない。
- ⑥ 非線形動的解析では、じん性の照査は、塑性ヒンジの局所的なじん性能力に関して照査される。

b) 耐力照査

じん性挙動する橋梁では、塑性ヒンジ領域が設計地震力に抵抗できる十分な曲げ強度を有していることを照査する。塑性ヒンジ部のせん断耐力は、脆性的な破壊が起きないように設計する。限定的なじん性挙動をする橋梁では、全ての断面

が、設計地震力に抵抗する適切な強度を有していることを照査する。なお、耐力の算出においては、過強度（過強度係数）が考慮されている。

c) 支承

支承とそれに支持される部材の連結は、過度の地震変位時であっても、構造体としての一体性が確保され、橋梁デッキが落橋しないように適切に設計されなければならない。可動支承部では、落橋を防止するため、桁かかり長を確保する。

d) 変位の制御

重要な構造要素の保護のために、適切なクリアランスを設け、そのクリアランスは地震時の全設計変位 d_{Ed} を吸収できるものでなければならない。

$$d_{Ed} = d_E + d_G \pm d_{Ts} \quad (7.4.5)$$

ここに、

d_E : 設計地震変位

d_G : 長期にわたり測定された永久荷重および準永久荷重（例えば、ポストテンションニング、コンクリートの収縮およびクリープ）

d_{Ts} : 地震時の温度変化 T_s による変位。当面、温度変化による設計変位 d_T の 40% とする。

大きな構造要素間の衝突により発生する衝撃力は、じん性的で弾力のある構造要素や、エネルギー吸収装置（緩衝装置）により吸収する。そのような構造要素では、少なくとも全設計変位 d_{Ed} に等しいクリアランスを確保する。

(2) 弾性応答スペクトル

図 7.4.2 に減衰定数 5% で、設計地盤加速度 a_g を 1.0（実際にヨーロッパではこれ程大きな値は使われないと思われ、おそらくは $a_g=0.4$ 程度が最大レベルと推察する）とした場合の弾性応答スペクトル $S_e(T)$ を示す。

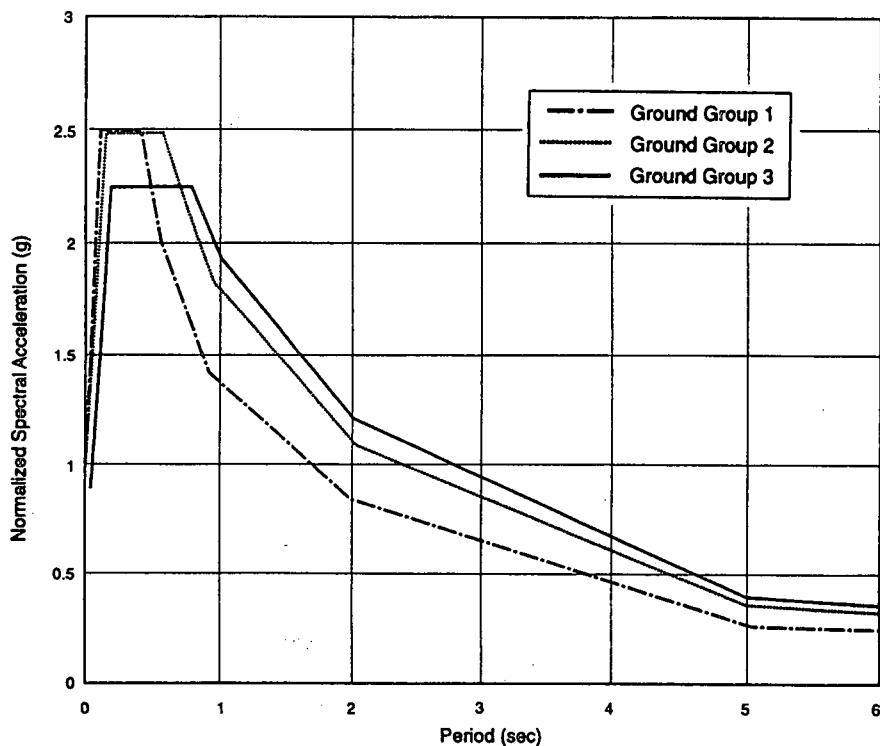


図 7.4.2 弾性応答スペクトル（減衰定数 5%、設計地盤加速度 $a_g=1.0$ ）

(3) 非線形性を考慮した設計スペクトル

非線形効果を線形解析の中で考慮するために、対象とする構造物の非線形性の度合いに応じて弾性応答スペクトルを低減した設計スペクトル $S_d(T)$ を算出するようになっている。この場合、設計スペクトルは設計地盤加速度 a_g と重力加速度 g の比 α 、表 7.4.1 に示す挙動係数 q 、地盤種別に応じたスペクトル形状調整係数とを弾性応答スペクトルに乗じて求められる。

表 7.4.1 挙動係数 q の最大値

RC 橋脚	限定的じん性	じん性
曲げを受ける垂直橋脚 ($a_s \geq 3.5$)	1.5	3.5
低い橋脚 ($a_s = 1.0$)	1.0	1.0
曲げを受ける斜めストラット	1.2	2.0
橋台	1.0	1.0
アーチ	1.2	2.0

注) $a_s = H/L$ は橋脚のアスペクト比

(4) 鉛直地震動

鉛直方向の地震荷重は、水平方向の弾性応答スペクトル $S_e(T)$ を次のように低減して用いる。

- ① 構造物固有周期 < 0.15 秒 $\rightarrow S_e(T) \times 0.7$
- ② 構造物固有周期 > 0.50 秒 $\rightarrow S_e(T) \times 0.5$
- ③ 0.15 秒 \leq 構造物固有周期 ≤ 0.50 秒 \rightarrow 上記の値を線形補間 (内挿)

2) 動的解析

(1) 適用する橋梁

基本モード法が適用できない橋梁。

(2) 解析モデル (動的解析に限定していない)

a) 要素剛性

じん性要素では、降伏点と原点を結んだ割線剛性、弾性範囲内にある RC や PC 要素および限定的なじん性挙動をする橋梁に対してはひびわれ発生前の断面の剛性を用いる。ひびわれ発生前の断面の剛性を用いるのは、断面力が大きく得られるからである。

b) $P-\Delta$ 効果は、スレンダーな橋脚を有する橋梁やアーチ橋、斜張橋等の橋梁で発生する。

c) 地盤-構造物の連成効果は、基礎-地盤系の変形による変位が上部構造慣性力作用位置における変位の 30% を上回ったときに考慮する。

d) 斜橋 (交差角 $\phi < 70$ 度) および $L/B < 2.0$ の橋梁は、剛性の中心と質量の中心が一致していても、垂直軸回りに回転しようとする。

e) 著しい斜橋や大きな曲率を有する曲線橋では、支承の水平剛性の適切なモデル化が必要である。

(3) 解析法

動的解析では、応答スペクトル法が標準的な方法とされており、その最大応答値は、固有振動モード間の固有周期が接近していない場合は、2乗和の平方根によっ

て評価される。固有振動モード間の固有周期が接近している場合は、完全2次結合法によって最大応答値を求める。また、パワースペクトル法や時刻歴応答解析（線形・非線形）も必要に応じて設計計算のために用いられるが、非線形時刻歴応答解析は、基本的に耐震性照査として位置づけられている。

(4) 動的解析に用いる加速度波形

人工的な加速度波形、観測記録、シミュレートされた加速度波形の何れかを用いる。人工的な加速度波形は、弾性応答スペクトルに適合するように作成する。その際、震央地域における加速度波形の定常部（主要動部、強震部）の最小継続時間 T_s は、重要度係数 γ_I と設計地盤加速度 a_g を重力加速度 g で除した値 α との積の大きさに応じて、表 7.4.2 のように定める。

表 7.4.2 加速度波形の定常部分の継続時間 T_s

$\gamma_I \cdot \alpha$	0.10	0.20	0.30	0.40
T_s	10sec	15sec	20sec	25sec

(5) 安全性の判定項目

基本モード法の安全性の判定項目に同じだが、入力地震動として加速度波形を用いる場合は、最低5種類の加速度波形を用いて解析を行い、応答値の評価は、平均値や変動係数を用いた統計的な評価を行う必要がある。

非線形動的解析は、応答スペクトル法と併用して行い、応答スペクトル法から得られる要求事項を緩めるために、非線形動的解析結果を用いてはならないとしている。ただし、免震橋梁と特殊橋梁に対してはこの限りではない。

7.4.4 構造部材の設計と細目

1) 鉄筋コンクリート橋脚

(1) 保有耐力と許容塑性率の算定法

道路橋示方書のような考え方ではなく、構造物のじん性率に従い、挙動係数 q に応じて加速度応答スペクトルを低減するといったシンプルな手法を採用している。

鉄筋による拘束効果についての要求事項としたは、最小曲率じん性率が規定されており、じん性的挙動をする構造に対しては13、限定的じん性挙動をする構造に対しては7としている。

(2) 曲げ耐力およびせん断耐力の算定法

曲げ耐力に関しては、日本と同等の考え方である。せん断耐力も日本と基本的には同等の考え方であるが、種々の規定がある。

(3) 構造細目

- ① 主鉄筋の配置：主鉄筋の配置に関して、その量を規定している項目は見当たらないが、主鉄筋の座屈防止を念頭に置き、横方向筋の間隔およびその量を規定している。
- ② 帯鉄筋の配置：部材の拘束を規定する項目が有り、矩形断面・円形断面について分類分けをした上で、その最小量・最大配置ピッチが規定されている。
なお、じん性挙動をするしないでも、最小量を分類している。

2) 鋼製橋脚

鋼製橋脚に関する条項は、基本的に EC3 に記載されており、EC8 では特別な耐震

設計上の構造細目などの記述に限定されている。

7.4.5 基礎の設計

ユーロコードの中で基礎の設計に関するパートは、EC7－地盤工学設計、Part1：一般規定およびEC8－構造物の耐震設計、Part5：基礎、抗土圧構造物および地盤工学上の見地となっている。

1) 基本的な考え方

ユーロコードでは基礎についても限界状態設計法（終局限界状態、供用限界状態）が採用されている。

(1) 地盤工学上のカテゴリー分類

設計要求事項を定めるために以下の3つのカテゴリーに分類している。

カテゴリー1：小さな比較的単純な構造物のみを含むもの。

カテゴリー2：伝統的な形式の構造物や基礎で、特別な危険性はなく、地盤や荷重条件が普通であるもの。日常的な手法で現場試験・室内試験が行われ、また設計・施工されるもの。橋梁関係では直接基礎、いかだ基礎（ラフト基礎）、杭基礎、抗土圧構造物、橋脚および橋台などが含まれる。

カテゴリー3：上記1，2に含まれないもので、きわめて大きく一般的でないもの。または非常に危険性が高く、地盤や荷重条件が例外的であるもので、地震地域も含まれる。

したがって、基礎の耐震設計もカテゴリー3に属し、重要度は高いことになる。そして各々の地盤工学上で想定する事態に対し、関連する、支配的な限界状態を超えないように設計する必要がある。また、それを検証するアプローチとしては、①計算による方法、②慣例法による方法、③実験モデルや載荷試験による方法、④事例観察による方法の4つがあり、必要に応じてこれらを組合せることとしている。

(2) 設計検討ケース

EC7の規定によると、設計では以下に示す3つのケースについてそれが該当するものを検討しなければならないとしている。

ケースA：浮力が主たる問題となる場合にのみ適用する。

ケースB：基礎や抗土圧構造物の部材の設計がクリティカルな状態に適用する。ただし、部材が何ら強度を有しないときは該当しない。

ケースC：主として斜面安定問題などがクリティカルになる場合で、構造物の要素の強度が何ら含まれないものである。ただし、このケースは基礎や抗土圧構造物の部材のサイズや強度を決定することがある。

以上の定義だけでは具体的には理解しがたいが、実務的に判断すると、ケースBは部材の構造計算用、またケースCは基礎の安定計算用の組合せと解釈できる。

2) 直接基礎

直接基礎としてはフーチング基礎（Pad）、帯状基礎、いかだ基礎（Raft）を含むが、場合によっては深いケーソン基礎にも適用するとしている。

地震時に検討すべき限界状態は以下のとおりである。

- ・ 全体的な安定性の喪失

- ・支持力破壊
- ・滑動破壊
- ・地盤と構造物の組合せによる破壊
- ・基礎の移動による構造物の破壊
- ・過大な沈下
- ・過大な盤ぶくれ
- ・許容できない振動

また荷重の偏心・傾斜は設計上きわめて重要であるとして、施工誤差 10cm を見込んだ設計をすべきであるとしている。なお、基礎の変位については特に規定はなく、相対沈下量として 10mm は許容できるものとしている。以上の細かい点や許容応力度法と限界状態設計法の違いを除けば 直接基礎の設計の考え方はモデル化や支持力の算定法の点で道示とユーロコードで基本的な差はないといえる。

3) 杭基礎

杭基礎としては先端支持杭、摩擦杭、引抜き杭を含み、横方向に荷重を受けるもので、施工としては打込み杭、ジャッキによる圧入杭、削孔杭でグラウトしたものも含むものとしている。

地震時に検討すべき限界状態は以下のとおりである。

- ・全体的な安定性の喪失
- ・杭基礎の支持力破壊
- ・杭基礎の引抜きや引張り抵抗
- ・横方向荷重による地盤の破壊
- ・圧縮力、引張力、曲げ、座屈、せん断力による構造物の破壊
- ・地盤と杭基礎の組合せによる破壊
- ・地盤と構造物の組合せによる破壊
- ・過大な沈下
- ・過大な盤ぶくれ
- ・許容できない振動

杭基礎の安定計算は弾性バネモデルによるもので、以前日本でも採用していたものである。実務設計に便利のように設計図表が提示されている。

4) その他

EC8 では、抗土圧構造物の耐震設計に関してかなり多くの部分で地震時土圧に言及している。そして擁壁や橋台に作用する地震時土圧の計算式として、水平方向と鉛直方向の両方の震度を考慮した物部・岡部式が有効であるとして詳しく説明している。このことは米国の AASHTO でも同様である。

7.4.6 免震設計

- (1) EC8 で規定されている免震設計とは、日本でいうところの反力分散タイプを用いることが主流のようである。
- (2) 免震のタイプに Full Isolation と Partial Isolation の 2 種類がある。Full isolation の場合はすべての部材は弾性域にとどまっており、Partial isolation の場合はある一部の部材（橋脚）が塑性域に入っている状態と定義している。

- (3)地震力の低減は、長周期化と減衰の増大を考慮している。減衰を考慮できる修正係数が定式化されている。
- (4)免震用のデバイスとしての弾性支承に、NormalタイプとSpecialタイプとがあり、Normalタイプはいわゆる反力分散支承、Specialタイプは免震支承を意味しているようである。よって、Normalタイプの場合は、長周期化の影響のみ地震力の低減に寄与できると記載されている。

7.5 ニュージーランドの耐震設計法 (Bridge Manual/NZS3101 1995年)

7.5.1 耐震設計の基本方針

1) 設計クライテリア

耐震設計に求められる一番の要件は、地震後に橋梁が機能を損なわず安全に供用する事ができるようにすることと示されている。

設計上、橋梁はその重要性の違いによって分類され、それによって地震の再現期間に関連した危険度が割り当てられている。

設計地震強度での挙動が、以下の耐震性能 (Seismic Performance) の要求事項においてクライテリア(a)に対応するならば、クライテリア(b)と(c)については照査は不要としている。

- (a) 設計再現期間に相当する地震により橋は損傷を若干受け、応急的な復旧を必要とする部分もあるが、緊急車両の通行は可能な状態である。自動車や地震荷重に対して設計上十分抵抗できるような恒久的復旧が有効である。
- (b) 設計再現期間に相当する地震よりかなり小さい地震により橋に損傷はほとんどなく、車両は通常どおり走行できる状態である。
- (c) 設計再現期間に相当する地震よりかなり大きな地震により橋はかなり損傷を受けるが、崩壊はしない状態である。応急復旧後に緊急車両は通行できる状態であり、当初の設計時より小さい荷重に対してではあるが、恒久的な復旧が可能である。

液状化の発生可能性のある場所や、再現期間が2000年かそれ以下の地震断層上に位置する橋梁の設計にあたっては、橋脚の沈下、回転、水平移動による大きな動きが起こり得ることを認識しておく必要がある。このような場合、実用性、経済性や社会的な重要性を考慮し、対策を講じる上では防災の観点も加えておくべきと指摘している。

2) 構造物の挙動状態

設計上、構造物は水平地震荷重に対する構造挙動状態 (全水平荷重とそれによる全上部構造の慣性力作用位置の変位との関係) により以下のように8分類されている。

図7.5.1は、荷重～変位の関係を図解しており、降伏荷重、降伏変位 (Δy) と、変位じん性 (μ) を定義している。

(a) じん性に富んだ構造物 Ductile Structure

水平荷重下で、塑性メカニズムが働く。降伏後、水平変位の増加に対して耐力はほぼ一定状態となる。じん性に富んだ構造物は、最大設計変位に至るまでに水平耐力の減少を20%以下におさえて、少なくとも4回の履歴ループを描き、じん性は少なくとも6を保持するものでなければならない (実際には6を超えるじん性を発揮することができる)。ただし、設計荷重を決定する目的から、設計じん性率の値は6かそれ以下に制限されている。

(b) 部分的にじん性に富んだ構造物 Partially Ductile Structure (Type I と Type II)
 水平荷重下で塑性メカニズムが構造物の一部にのみ形成されるため、降伏後の荷重～変位関係は勾配を持ち耐力の増加がある。

Type I の構造物では、設計変位に至るまで耐力の増加が続く。Type II の構造物では、完全な塑性メカニズムが降伏以後のある変位に至ったときに形成される。

(c) 限定じん性要求構造物 Structure of Limited Ductility Demand

じん性に富んだ構造物ないしは部分的にじん性に富んだ構造物として認識されるが、その降伏強度は設計荷重を超えており、したがって、要求じん性は最大値の6より小さくなる。

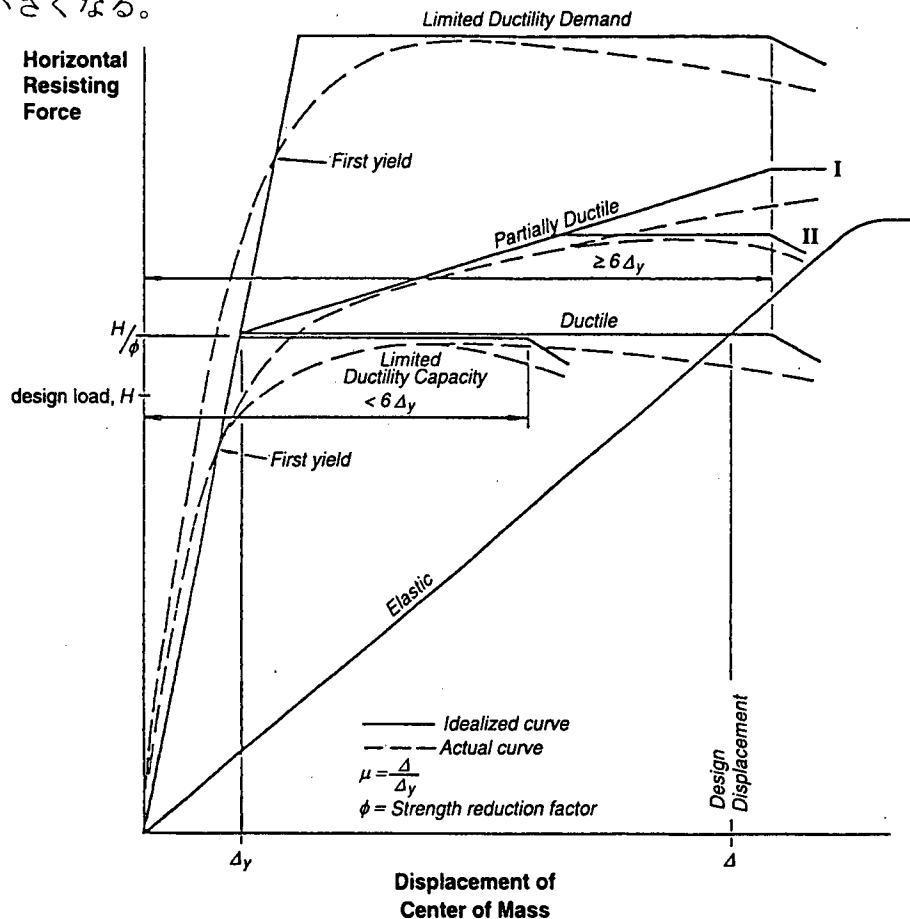


図 7.5.1 設計で想定する理想的な荷重～変位関係

(d) 限定じん性性能構造物 Structure of Limited Ductility Capacity

じん性に富んだ構造物ないしは部分的にじん性に富んだ構造物として認識されるが、降伏強度は設計荷重を越えることはなくその許容じん性は6より小さい。設計荷重は地震危険度応答スペクトルによって決定される。

(e) 弾性構造物 Elastic Structure

このタイプの構造物は設計荷重までもしくはそれ以上まで、弾性に留まる（降伏しない）ため、荷重の許容値に到達したあとはほとんどじん性を持っていない。このような場合、弾性後の挙動は低水準であるものの、崩壊の危険性はじん性に富んだ構造物より大きくはない。

(f) エネルギー吸収装置と一体化した構造物

このタイプの構造物は吸収装置や鉛直支持機構のタイプによって、じん性構造物、

部分じん性構造物、または限定要求じん性構造物に分類される。

(g) 地盤に固定する構造物

橋台を弾性構造として取り扱うものであり、地盤加速度と同じ動きをすると想定されるものである。

(h) ロッキングピア上の構造物

じん性構造の特殊例であり、大きな直接基礎などで浮き上がりが生じることで土との間にエネルギー吸収効果が作用するというものである。ただし、十分な実績がないことから、じん性は最大で3としている。

なお、Bridge Manual での設計地震荷重とじん性の関係は、以下のように考えられており、所用のじん性を設計としてどうしておくかをまず設定しておくことになる。

- ① じん性を大きくとって設計地震荷重を小さくしておく。
- ② じん性を小さくとって設計地震荷重を大きくしておく。

7.5.2 設計地震力と地盤条件

1) 地盤条件

①カテゴリー(a)：岩盤ないしは堅い地盤、②カテゴリー(b)：中間的な地盤、③カテゴリー(c)：軟弱地盤ないしは表層の厚い地盤、といった3つに分類されており、基本的には地盤の固有周期によるが、地盤のせん断強度、N値および層厚が目安として示されている。表 7.5.1 に地盤分類の目安を示す。

表 7.5.1 地盤カテゴリー

地盤カテゴリー	地盤の固有周期 (秒)	地質とその諸元	層厚 (m)																																				
(a)	≤ 0.25	<ul style="list-style-type: none"> ・ 基盤：一軸圧縮強度 500kPa 以上 ・ 強固な粘性土：非排水せん断強度 100kPa 以上 ・ 密な砂質土：100kPa の有効上載圧で調整した補正 N 値 30 以上 ・ 密な礫質土：補正 N 値 30 以上 	≤ 20 ≤ 20 ≤ 25																																				
(b)		(a) と (c) 以外																																					
(c)	≥ 0.6	<table border="0"> <tr> <td>〈粘性土〉</td> <td>非排水せん断強度 (kPa)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>・ やわらかい</td> <td>12.5~25</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>・ 比較的かたい</td> <td>25~50</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>・ かたい</td> <td>50~100</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>・ とてもかたい</td> <td>100~200</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>〈砂質土〉</td> <td>N 値</td> <td></td> </tr> <tr> <td>・ ゆるい</td> <td>4~10</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>・ 比較的密</td> <td>10~30</td> <td>45</td> </tr> <tr> <td>・ 密</td> <td>30~50</td> <td>55</td> </tr> <tr> <td>・ とても密</td> <td>>50</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>〈礫質土〉</td> <td>N 値 >30</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>〈その他〉</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p>上記で、層厚が目安値以上のもの</p>	〈粘性土〉	非排水せん断強度 (kPa)		・ やわらかい	12.5~25	20	・ 比較的かたい	25~50	25	・ かたい	50~100	40	・ とてもかたい	100~200	60	〈砂質土〉	N 値		・ ゆるい	4~10	40	・ 比較的密	10~30	45	・ 密	30~50	55	・ とても密	>50	60	〈礫質土〉	N 値 >30	100	〈その他〉			
〈粘性土〉	非排水せん断強度 (kPa)																																						
・ やわらかい	12.5~25	20																																					
・ 比較的かたい	25~50	25																																					
・ かたい	50~100	40																																					
・ とてもかたい	100~200	60																																					
〈砂質土〉	N 値																																						
・ ゆるい	4~10	40																																					
・ 比較的密	10~30	45																																					
・ 密	30~50	55																																					
・ とても密	>50	60																																					
〈礫質土〉	N 値 >30	100																																					
〈その他〉																																							

2) 設計水平地震荷重

(1) 地震力

設計用地震動は、3分類された地盤条件に対してそれぞれ加速度応答スペクトル

にもとづき求められる。ここで示される加速度応答スペクトルは、固有周期に応じた基本加速度係数 (C_{μ} : Basic Acceleration Coefficient)であり、じん性率 $\mu = 1 \sim 6$ に対してそれぞれ与えられている、いわゆる非線形スペクトルというものである。図 7.5.2 に1例として地盤カテゴリー(b)の基本加速度係数を示す。このスペクトルは、地震活動度と再現期間とを考慮した地域別補正係数 Z (Zone factor) と、交通量や施主の意向に基づく表 7.5.2 に示す危険度 R (重要度別補正係数、Risk factor) および表 7.5.3 に示す構造性能補正係数 S_p (Structural Performance factor) により補正が加えられる¹⁴⁾。

なお、地震荷重の作用方向は水平面の任意方向と考えられている。この場合、設計にあたっては、直交する2方向に着目して地震荷重を合成することとしており、具体的には、たとえば橋軸方向に対しての計算においては、100%の橋軸方向地震荷重に加えて、30%分の橋軸直角方向地震荷重を考慮することとしている。

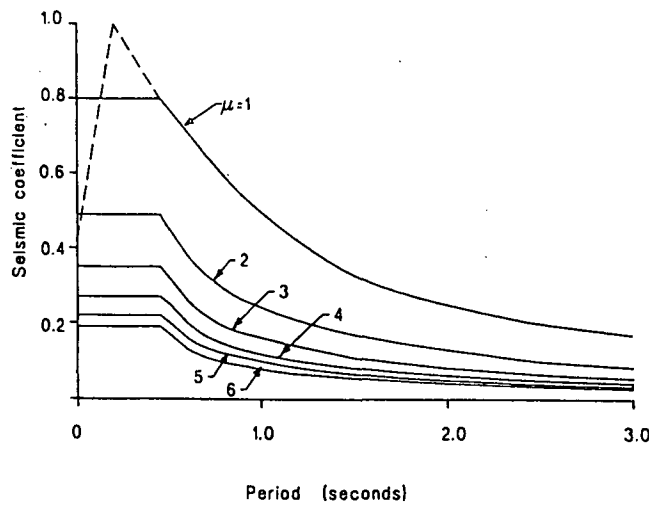


図 7.5.2 基本加速度係数<地盤カテゴリー(b) : 中間的地盤>

表 7.5.2 重要度別補正係数 R (危険度) - 許容下限値 -

カテゴリー	条件	係数 R
1	日交通量 2500 台以上の橋 自動車専用道路、道路の橋またはそれらを渡過する橋 国道の重要度線にある橋	1.30
2	日交通量 250 台～2500 台の橋 カテゴリー 1 以外の国道にある橋	1.15
3	日交通量 250 台以下の橋 仮設橋等	1.00

表 7.5.3 構造性能補正係数 S_p

地盤カテゴリー	S_p
(a) 岩盤または堅い地盤	0.90
(b) 中間的な地盤	0.80
(c) 軟弱な地盤または表層の厚い地盤	0.67

(2) 等価静的荷重計算法

構造物の振動挙動を一自由度系としてみなせる場合は、最小水平ベースシヤ V (Minimum Horizontal Seismic Base Shear Force) は次式により求まる。

$$V = C_{\mu} Z R S_p W_d \quad (\geq 0.05Wd) \quad (7.5.1)$$

ここに、 W_d は慣性力に寄与すると考えられる構造物の重量でる。

ニュージーランドの基準には、日本でいう設計水平震度が明確に定義されていないため、上記のベースシヤ V を W_d で割り戻したものを、ここでは設計水平震度 K_h として定義してみる。すなわち、以下の式で表される。

$$K_h = \frac{V}{W_d} = C_{\mu} Z R S_p \quad (7.5.2)$$

設計においては、 C_{μ} 、 Z 、 R 、 S_p には適切な値が用いられるが、ここでは最大震度を求めることを目的として、各係数をそれぞれの範囲で最も大きく設定してみる。この時、じん性率 μ は弾性震度を求めることから、 $\mu = 1.0$ としている。

- ・ 地盤カテゴリー(a) : $k_h = 0.68 \times 1.2 \times 1.3 \times 0.90 = 0.95$
- ・ 地盤カテゴリー(b) : $k_h = 0.80 \times 1.2 \times 1.3 \times 0.80 = 1.00$
- ・ 地盤カテゴリー(c) : $k_h = 1.00 \times 1.2 \times 1.3 \times 0.67 = 1.05$

これより、ニュージーランドの基準による最大弾性水平震度は、地盤分類によらず、ほぼ 1.0G レベルにあることがわかる。→道示の保耐法タイプIレベル相当

(3) モーダル法

モーダル法を用いた設計計算にあたっては、用いるスペクトルをじん性率 $\mu = 1.0$ に対応する基本加速度係数 C_{μ} とする。モード解析により得られた構造物の断面力は、地域別補正係数 Z 、重要度別補正係数 R 、構造性能補正係数 S_p で調整されるが、さらに設計スペクトルスケール補正係数 S_m による調整もなされる。

モーダル法を実施する場合、図 7.5.2 の基本加速度係数は、 $\mu = 1.0$ の点線を持ちなければならない。これは、弾性計算により実際は弾塑性的な応答を示す振動系の高次モード応答の影響を考慮するためのものである。

(4) 非弾性時刻歴応答解析

非弾性時刻歴応答解析の実施にあたっては、対象地域の特性に合った地震波データを用いる。用いる地震波の加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)は、基本加速度係数($\mu = 1.0$)に補正係数を乗じた応答スペクトルを下回らないように調整する。この場合の補正係数は、目的に対してそれぞれ選定される。

- ① 最小要求耐力を決定するためには、地域別、重要度別、構造性能別、設計スペクトルスケールといった各種の補正係数を適用する、
- ② 弾礎性効果、変位、許容性能を決定するためには、地域別、重要度別のそれぞれ補正係数を適用する。

なお、地震波は 15 秒以上の主要動を含むか、構造物の固有周期の 5 倍以上の主要動継続時間を持つかのどちらか長い方を採用する。少なくとも異なる 3 つの地震波を用いて動的解析を行う。

3) 変位じん性率

構造物の変位じん性率 μ は、最大設計変位 Δ を降伏変位 Δ_y で除したもので表される。構造物に与えられる最大じん性率は 6 だが、より明確な状況においてはもっと大きな μ 値を取り得る。さまざまな構造物の状態に応じた最大許容じん性率は表 7.5.4 に示される値が用いられる。

4) 設計鉛直地震荷重（上部構造に対して適用）

橋梁上部構造は、鉛直方向の地震力を受けても、その応答が弾性域に留まるように設計する。最大鉛直加速度 a_v は一般的な構造物に対して次式で与えられる。

$$a_v = 0.67 C_E Z R \cdot g \quad (7.5.3)$$

ここに、 C_E は図 7.5.2 のじん性率 $\mu = 1.0$ に対応する基本水平加速度係数、 Z は地域別補正係数、 R は重要度別補正係数、 g は重力加速度である。

表 7.5.4 設計変位じん性率 μ （最大値）

	エネルギー吸収システム	μ
①	じん性ないしは部分的じん性構造物（Type I）で、塑性ヒンジの発生位置が地表面や水面より上にある場合	6
②	①と同様だが、塑性ヒンジの発生位置が比較的アクセスしやすい場所（地表面下 2 m 以浅にある場合）	4
③	・ ①と同様だが、塑性ヒンジ発生位置がアクセスできない場所（地表面ないしは水面より 2 m 以深にある場合など） ・ Type II の部分的にじん性に富んだ構造物 ・ 岩盤上の直接基礎	3
④	地震により大きな軸力が発生する斜杭でヒンジを想定する場合	2
⑤	・ 橋台等の土と一体で挙動する構造物 ・ 弾性構造物	1

7.5.3 構造モデルと計算法

1) 概要

各部材の設計断面力は上部構造物の剛性、支承、橋脚および基礎を考慮した解析により求める。設計荷重は構造物全体に負荷する。用いる設計用の解析は、設計する構造物の形状に応じて適切に選定する。

2) 等価静的荷重解析 (Equivalent Static Force Analysis)

(1) 質量の分布

等価静的荷重解析が適用される場合は、上部構造と橋脚横梁 (Pier cap) を加えた質量と橋脚柱部質量の半分を上部構造の慣性力作用位置に集中させる。

(2) ねじれ

偏心橋脚の場合などは、水平面でのねじれモーメントを設計地震荷重に加えるため、下式のように与えられる。

$$V (1 + 0.025b) \quad (7.5.4)$$

ここに、 V はベースシャー力であり、 b は地震荷重の作用方向に直交する偏心量である。

(3) 回転慣性の影響

大きな横梁を持つ単柱橋脚構造では、橋脚に上部構造と橋梁の回転慣性の影響を適切に付加する。

3) 動的解析

(1) 動的解析実施のクライテリア

最大水平断面力と変位ないしは要求じん性を求めるための動的解析は、以下のような一自由度振動系としてみなせない構造物に対して適用する。

- ① 橋脚の質量が上部構造質量の 20%以上ある場合
- ② 特に橋軸直角方向の解析において、上部構造の質量分布が変化したり、水平剛性や形状が変化する場合や、構造対称性がまったくない場合
- ③ 45° 以上の斜角を有する橋梁
- ④ 通常の橋脚や橋台といった構造を持たない橋梁
- ⑤ つり橋、斜張橋、アーチ橋
- ⑥ ロッキングピアを持つ橋梁

(2) 一般

動的解析は直行する水平 2 方向に対して行う。曲線橋においては、橋軸方向とは両橋台をむすんだ弦方向としている。

(3) スペクトル応答解析

全最大応答は 2 乗和平方根 (SRSS) 法等の適切な方法により求めるが、それぞれの振動数が 15%以内にあるようなモードの近接がある場合は、その影響を必要に応じて考慮することを指摘している。解析上有効なモード次数は累計有効質量が全質量の 90%以上となる場所としている。

(4) 非弾性時刻歴応答解析

橋梁の動的解析は各方向に少なくとも 3 地震波を用いることとし、そのうちの少なくとも適切な 2 波に対して求められた最大応答値を設計に反映させる。

橋梁の全体減衰定数は一般に 5%としており、基礎の逸散減衰効果や非弾性挙動の効果は、構造性能補正係数 S_p に含まれていると説明している。

設計で設定し、非弾性時刻歴応答解析で計算された全体要求じん性率は、表 7.5.4 の値を越えないことを確認することが求められている。

4) 解析に用いる部材物性値 (コンクリート部材)

固有周期、設計地震荷重に対する断面力や変位を計算する場合、橋脚や杭のような高応力ひび割れ断面に対しての断面剛性 EI 値は、引張り鉄筋の降伏時の状態で求め、橋脚の全高に対してその剛性を用いる。プレストレストコンクリート製の上部構造などのひび割れしない断面に対しては、全断面有効として剛性を求める。

5) 設計変位

- (1) 構造物が一自由振動系とみなせる場合、上部構造慣性力作用位置での最大設計変位 Δ は、下式により求まる。

$$\Delta = \mu C_{\mu} g Z R S_p T^2 / (4 \pi^2) \quad (7.5.5)$$

ここに、 Δ の単位は m、 g は 9.81m/s^2 、その他の記号はすでに定義している。

桁端における上部構造の許容相対変位は、逆位相に対して求めることとし、遊間はそれぞれの桁端の最大変位の 2 乗和の平均として算出している。

- (2) スペクトル応答解析が適用される場合の変位は、基本弾性地震危険度スペクトル ($\mu = 1$) にもとづいた解析により求められた変位量を地域別補正係数 Z 、重要度別補正係数 R 、構造性能補正係数 S_p で調整して求める。
- (3) 時刻歴応答解析が適用される場合の変位は、解析値をそのまま用いる。

7.5.4 構造部材 (橋脚および基礎) の設計と細目

1) じん性に富んだ構造物

変形性能が塑性ヒンジによって発揮されるじん性構造物においては、ヒンジ部の設計曲げ強度（design flexural strength：適切な材料に関するコードで規定される強度低減係数を公称強度に乗じたもの）は少なくとも構造解析により得られたモーメントに等しくなるように設計する。

キャパシティーデザインの要求事項は、ヒンジ部の過強度曲げ性能が、少なくとも公称せん断強度（nominal shear strength：部材断面の理論強度値であり、5%下限材料特性強度と断面諸元を用いて計算されるものである）や部材に抵抗する公称せん断曲げ強度と一致するならば満足されるというものである。

杭の解析では、地震時の地盤変形による曲げの影響を考慮する。杭の定着部は杭頭に塑性ヒンジが発生する状況では鉛直方向のせん断に抵抗するよう設計する。

2) 部分的にじん性に富んだ構造物

ほぼ設計荷重で形成される塑性ヒンジ部の抵抗部材は、上記の 1)により設計する。設計荷重より大きな荷重で形成される塑性ヒンジ部での発生力に抵抗する部材は、基本的には 1)と同じ考え方による設計を行う。

杭の公称せん断強度は、過強度状態で発生するせん断を越えてよい。発生可能性の低い塑性ヒンジ部分では、顕著な損傷なしに回転能の制限値を維持するように各部材の諸元を設計する。

3) 設計地震荷重に対して弾性域に留まる構造物

橋脚および基礎の部材設計のための断面力は、前述した構造解析にもとづき求める。アクセス可能な部位で、地震荷重により損傷を励起させることが現実的で経済的にもメリットがあるような場合は、地面下の部材の設計耐力は少なくとも地面より上の部材の公称曲げ強度と一致させておくように設計する。ヒンジの形成が設計荷重より大きな荷重作用時で起こり得るならば、1)のじん性に富んだ構造物の設計と同様にキャパシティーデザイン法を適用する。

4) 杭や円柱基礎

杭基礎の設計においては、群杭効果、土の拘束の影響による基礎の耐力、地盤の液状化に伴う側方流動の影響を考慮するよう。また、地表地盤の液状化が設計地震のもとで発生する場合は、突出杭として設計する。

5) 直接基礎

地盤の発生応力は、土の公称支持力と適切な耐力低減係数との関係から求まる許容値以下とする。滑動についての最小安全率は 1.2 とする。

6) 構造細目（NZS3101 より必要部分の概要を抜粋）¹⁴⁾

(1) 鉄筋の配置に関する規定

曲げに対する鉄筋（梁に配置される鉄筋）、柱に配置される鉄筋などについて、①鉄筋の加工形状と配置、②鉄筋の定着長、③鉄筋の継手、④拘束鉄筋の配置及び定着法などに関する規定が設けられている。また、鉄筋の継ぎ手として、溶接継ぎ手を推奨している。機械継ぎ手について、繰り返し載荷試験による継ぎ手部のひずみの確認を規定している。重ね継ぎ手について、塑性ヒンジ領域における使用を禁止している。

(2) 軸力および曲げモーメントに対する設計

a) 一般

①梁および床版における曲げ補強鉄筋、②ディープビーム、③上部構造から柱への力の伝達、④支圧強度に関する規定が設けられている。

b) 終局状態における強度計算

対象としている断面における鉄筋およびコンクリートの応力-ひずみ関係について、全断面が有効である場合には地震の影響を考慮しない場合と同じ仮定に基づくこととする。また、拘束筋によって拘束されている部分（断面の核）のみが有効である場合には、鉄筋および拘束されたコンクリートに対して実際の応力-ひずみ関係を使用することとする。

c) 梁、柱および脚に配置される鉄筋

塑性ヒンジ領域として考慮する領域について規定されている。梁、柱および脚の軸方向鉄筋と横拘束筋に関する規定が設けられている。

(3) せん断力およびねじりモーメントに対する設計

a) せん断強度

せん断に対する設計の際、最も不利な曲げ荷重状態を考慮することとする。コンクリートの負担するせん断応力について、軸力による圧縮応力が小さい場合は見込まないこととする。

b) せん断補強鉄筋

塑性ヒンジの考え方およびコンクリートの負担するせん断応力については、基本的には常時の設計に準じることとする。

塑性ヒンジ領域における正負交番荷重による鉄筋降伏の影響を考慮している。

7.5.5 免震設計

エネルギー吸収機構を持った構造物は、じん性に富んだ構造物と同じような考え方で設計する。エネルギー吸収装置は、塑性ヒンジと同様に取り扱われ、発生断面力に抵抗する部材はキャパシティーデザイン法を使って設計する。

エネルギー吸収装置は、テストによりその性能を実証する。そして、それらを長期に渡って機能保証するため、腐食や水分やゴミ等から絶縁しておく。装置は、定期点検や維持管理のため、アクセス可能にしておき、必要に応じて取り替えや移動ができればよい配慮する。

設計ガイドライン¹⁵⁾が別途に規定されており、具体的な設計はそれによっている。

7.6 海外の耐震設計法の特徴

アメリカ、ヨーロッパ、ニュージーランドという耐震設計の先進国における耐震設計基準類の概要について示して来た。これらの海外の基準類と日本の道路橋示方書とを比較した場合に、耐震設計の考え方としての大きな違いは、キャパシティーデザイン法を採用しているかないかということになる。また、それらは耐震設計において限界状態を規定しており、表現こそ違うものの終局と供用（ないしは使用）といった区別がなされている（道示においても、基本的には同様な考え方をしているものと思われる）。

EC8 と Bridge Manual では、設計で想定する耐震性能と限界状態の定義が上記のようになされているが、実際の設計行為は設計地震として定めたひとつのレベル（終局限界レベルに相当）についてのみ実施され、それを満足することで他のレベルの安全性は確

保されるというものである。ATC-32は道示と同様に2段階設計法がとられており、それぞれの限界状態に対して設計・照査を実施することとしている（ただし、ATC-32でも基本は高い方のレベルの設計としている）。

設計で想定する地震荷重は、明確には地盤条件や構造物の固有周期、さらには設計で想定する構造物に期待されるじん性率（基準によっては、じん性率として定義されておらず、荷重低減係数、挙動係数といった表現がとられている）に応じて決まるものであるが、地盤種別および周期を無視して弾性震度としての最大値を求めると、ATC-32が2.0g、EC8が2.5g、Bridge Manualが1.0gとなる。このうち、ATC-32とEC8は基盤での最大加速度の値に応じてスペクトル（震度）が与えられており、その範囲はATC-32が0.1g～0.7g、EC8が最大レベルとして1.0gとしている。仮にそれぞれの最大加速度レベルを0.4g程度（アメリカやヨーロッパでの大規模地震としてはそれほどおかしくない数値と思われる）とすると、弾性震度はほぼ1.0gとなりBridge Manualおよび道示のタイプIと同様なレベルとなる。設計において考慮する地震力の作用方向（地震荷重の組合せ）としては、3つの基準類とも直交する2方向に重みをつけた合成を施している。また、ATC-32とEC8は鉛直地震荷重を必要に応じて設計に考慮することとしており、この場合は直交する3方向に重みをつけた合成を行うこととしている。

キャパシティーデザインとして構造部材にじん性を持たせる場合、それぞれの基準類でその方法が異なるが、基本的には、どこにどの程度のじん性挙動を設計で想定するかをあらかじめ定めることは同じである。ATC-32では構造物の弾塑性挙動をかなり割り切っており、じん性の効果を対象となる構造材料や部材に応じて、考慮する入力地震動の周期特性と構造物の周期特性との関係から求められる荷重低減係数 Z に取り込んだ形になっている。EC8とBridge Manualでは対象とする構造や構造部位・部材に応じて、じん性を定めている（EC8では挙動係数がじん性率に対応するものと考えられる）。

設計計算方法について見ると、3つの基準類での基本的な方法は道示の保耐法と同様な静的荷重計算法であるが、道示との違いは、形としてエネルギー一定則のような計算手順は踏んでおらず、よりシンプルに構造物に荷重を作用させる時にじん性効果（変位一定則、非線形動的解析結果からの割り切った関係）による低減地震力を用いているところであろう。また、非線形時刻歴応答解析についてはすべての基準類に示されているが、その適用にあたっての条件が記述されている（道示と基本的に同様なもの）。ただし、ATC-32とEC8では非線形時刻歴応答解析の適用は基本的に照査として位置づけている。

構造部材の設計・照査については、比較的最近になって道示に含まれるようになった、曲げ耐力およびせん断耐力についての規定と必要なじん性や耐力を得るための構造細目が細やかに規定されている。これは言うてみれば、20年程度の時間をかけて実験等の地道な研究成果を反映し、脈々と進歩・発展してきたものが最新の知見を踏まえて入れ込まれていると理解されるものである。

基礎の耐震設計に関して共通な特徴としては、基礎—地盤の耐震設計における地盤工学のウェイトが高いということである。つまり、支持力や地盤の変位については、地盤工学にのっとなってそれなりに基準類に記述があるものの、躯体設計に関しては日本の昭和55年道示に対応するようなシンプルな計算法やチャートに基づく設計が依然として

とられているところがある。これは裏を返せば、基礎構造体に対する設計計算に対してあまり意識を傾けていないとも解釈できよう。

免震設計について見ると、3つの基準類のうち EC8 と Bridge Manual には、エネルギー吸収機構等を用いた構造物の設計についての記述があり、道示と同じように耐震設計のひとつの方法として明確に位置づけられている。ただし、免震についてもキャパシティーデザインの流れに沿ったもので、じん性性能と同様な効果をエネルギー吸収装置等で代替しているという基本的な考え方が根底にある。

地震力や地盤条件というものは、その国の実情により設定するないしは存在しているものであるから、耐震設計の考え方としての特徴や違いを見出すことはむずかしく、基本となる前提条件としてとらえる方が自然かもしれない。日本以外の3地域では、設計地震力を震度換算すると現実的な最大レベルとしてほぼ 1.0g となり、日本の半分程度ということになる。また、地盤についても液状化現象も含めた軟弱さにおいて、日本は他国より明らかに厳しい条件を有していると考えられる。すなわち、耐震設計をする上での地震力と地盤という基本的な前提条件において、日本は他の耐震設計先進国よりワランク以上不利な状況であるとも考えられる。

7.7 おわりに

以上、ここでは海外の耐震設計法の特徴について現段階での活動状況から整理可能なもののみを示してきた。海外の耐震設計法の特徴は、キャパシティーデザイン法という考え方で構造物の挙動を設計上明確に計画するところにある。この設計法を適用しているそれぞれの国、地域での耐震設計基準類の単純な比較をしてみると、具体的な方法や手順に違いはあるものの、非常に割り切ったシンプルな計算法を基本としているところが共通している。したがって、地震力や地盤条件が同様とすれば、単純には耐震設計において構造寸法に極端な違いが出るとは考えづらく、また、構造細目もさほど大きくは変わらない。一方、アメリカ、ヨーロッパ、ニュージーランドの橋梁を外見で比較すると、明らかに三者三様のところが見てとれる。これは、おそらくはそれぞれの国や地域に住む人間の文化的ベース、周辺環境（社会性や工学価値観など）といったものが大きく影響しているのではないかと思いたくなる節がある。このことは、橋梁も人間が作り出す物質であるという当たり前のことと認識すれば、むしろ当然のことのようにも思われる。

耐震設計のみならず、設計というものはできるだけシンプルである方が、人為的ミスや極力なくす意味からは望ましいところであろう。しかし一方で、機能性および経済性に合理性を追求すれば、想定される各種条件に対して、必要最低限の性能を満足するように十分高い精度を持った構造物の設計・施工をすることが求められることになる。

日本の現状の社会情勢を鑑みると、これからの橋梁設計に求められることは、これまでと基本的にはかわらず、安全性、経済性、機能性および耐久性が重要であることは間違いないものの、さらに建設コストの縮減、性能設計への移行というつけつけられた課題に対していかにすばやく対応するかであろう。このような状況においては、耐震設計をシンプルにするということはむしろ時代のニーズに逆行することになりえる。したがって、橋梁設計者が意識しなければならないことは、簡単に答を出すのではなく、いかに無駄を省き精度の高い設計を行うかであろう。

ここまでに紹介したような限られた理解にもとづくものではあるが、海外の耐震設計法にはある程度の合理性は認められるものの、精度を高めた設計を行うという点では必ずしも十分ではないように思われる。このように考えると、構造物の限界状態での挙動をできるだけ精度の高いレベルで設計に取り込むための研究と、それを踏まえた実務への適用との相互のスムーズな関係を、キャパシティーデザインがニュージーランドで体系化されていった状況と同じように築いていくことが、これからの耐震設計のひとつの方向のようにも思われる。

謝辞

本章に示した内容は、土木学会 地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会（小委員長：川島一彦東京工業大学教授）の中に設置された、「国内外の耐震設計基準による橋梁の比較設計検討分科会」の活動の一部を、中間成果として報告させていただいたものである。ここに記して分科会メンバーのみなさん（岡本裕昭氏：鹿島建設、工藤浩史氏：北海道開発コンサルタント、黒田修一氏：建設企画コンサルタント、小沼恵太郎氏：エスイー、前原康夫氏：八千代エンジニアリング、矢部正明氏：長大、山本洋一氏：白石）に感謝する次第である。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年 12 月
- 2) Paulay, T. and Priestley, M. J. N. : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc., 1992.
- 3) Park, R. and Paulay, T. : Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, Inc., 1975.
- 4) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, 1996.
- 5) Caltrans : Bridge Design Specifications (BDS), California Department of Transportation, 1993.
- 6) European Committee for Standardization (CEN) : Eurocode 8—Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, European Prestandard, 1994 & 1995.
- 7) Transit New Zealand : Bridge Manual, 1995.
- 8) Kirkcaldie, D. K. : Private Communication, Opus International Consultants Limited, Wellington Office, Wellington, New Zealand, 1998.
- 9) Standard New Zealand : NZS3101 Concrete Structures Standard, 1995.
- 10) Chapman, H. E. : Earthquake Resistant Bridges and Associated Highway Structures: Current New Zealand Practice, Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways, San Diego, California, December 10-13, 1995.
- 11) Applied Technology Council : Improved Seismic Design Criteria for California Bridges — Provisional Recommendations (ATC32), 1996.
- 12) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
- 13) Yashinsky, M. : New Developments in Caltrans Seismic Analysis and Design

- Procedures for Bridges, 出典不明, 1997.
- 14)Rojahn, C., Mayes, R., Anderson, D.G., Clark, J., Hom, J.H., Nutt, R.V. and O'Rourke, M. J. : Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures, Applied Technologu Council, Technical Report NCEER-97-0002, 1997
 - 15)Park, R. etc : Revisions to the New Zealand Standard for the Design of Concrete Structures NZS3101, New Zealand Concrete Society Technical Report No.15, May 1994.
 - 16)Transit New Zealand : Summary Papers and Other Technical Papers, Vol.5, RRU Bulletin 84, Bridge Design and Research Seminar, 1990.