

2. 性能照査型耐震設計法の基本的枠組み

2.1 性能照査型設計法の調査研究動向

性能照査型設計法 (Performance-Based Design) に関する1997年までの動向は、文献[堺, 1997]に詳しい。この文献によると、性能照査型設計法とその基本的な考え方の始まりは、1970年代後半の欧州連合にあり、各国の各種の基準・指針類の統一化において、限界状態設計法を基本として、構造物の要求性能は、終局限界状態と使用限界状態にたいして照査されるとしている。この欧州コードの考え方を受けて、ISO (国際標準化機構) は、1995年から全世界が受け入れ可能な統一基準として、性能照査型設計法の基準作りを続けている。

建築分野では、建設省が1995年から、性能に基づく構造設計技術の体系を開発するための総合技術開発プロジェクトを立ち上げ、1997年3月に報告書を出している。[建設省建築研究所, 1997] この中では、性能評価、目標水準および社会機構について検討を行っている。建築学会においても同時期に、性能照査型設計法について多くの検討がなされている。1998年1月に出された第三次提言においては、性能表示型耐震設計法の導入と普及について、以下の2つの提言を行っている。

提言 3 総合的な耐震性能を明らかにした設計法を早急に導入・普及すべきである。

提言 4 適切な安全レベルを選定するために、安全のレベルをわかりやすく示した「震メニュー」の創設を提案する。

これは、耐震設計における安全の目標は、生命および身体の安全の確保はもとより、機能・財産の保持・保全も重要な性能として位置づけた上で設定されるべきとして、性能表示型の設計法の導入・普及を提言し、具体的には安全のレベルを入力すなわち地震動の強さと、出力すなわち建物の被害状況との関係でわかりやすく表した「耐震メニュー」の創設を提案している。

一方、建築基準法の改定が1998年6月に改正され、性能規程が盛り込まれた。従来の仕様規程もそのまま残されており、性能規程の中の例示とみなされる。実質的には、従来の仕様規程を残したまま、その他の選択肢を増やしたものと考えられる。

土木学会では、1996年版(平成8年度版)のコンクリート標準示方書の耐震設計編で、耐震性能を3つに分類し、その照査を行うように規定している。この平成8年度版の示方書の刊行後、土木学会コンクリート委員会では、次世代のコンクリート標準示方書を性能照査型の示方書にすべく活動を開始しており、平成18年度には刊行する予定である。鋼構造分野においては、平成11年には、JSSCにおいて鋼構造物の性能設計に関する委員会(委員長:宇佐美勉名古屋大学教授)が発足している。

土木分野の示方書改訂においても将来の本格的な性能照査型設計法に向けて、道路橋示方書が性能表示型への改訂が作業中であり、第1段階の改訂版が平成12年度中には発行されると言われている。第2段階として、数年後には示方書を限界状態設計法のフォーマットにする予定と言われている。

2.2 各種設計規準の相互比較

構造物の設計で重要なことは、要求される機能を満たした上で安全性と経済性をバランスすることである。したがって、強さと発生頻度に大きな変動がある地震動に対して、いくつかのレベルを考え、そのレベルに応じた耐震設計をすることは合理的な考え方である。さらに、社会基盤施設の建設は、社会的および経済的な制約の下で行われるものであるから、投下できる資本にも自ずから限界があり、構造物の重要度を考慮して選択的に行う必要がある。そのため、多くの耐震設計規準においては、設計地震動および構造物の重要度に応じて構造物に要求される性能を区分して表すことが行われている。

我が国の多くの規準においては、2段階設計法が採用されている。第1段階目の設計、すなわち1次設計では、中小地震（レベル1地震動）を対象とした設計が行われ、構造の初期寸法が決定される。これは震度法とよばれ、構造物は概ね無損傷状態であることが要求される。次に、1次設計によって決定された構造物に対し2段階目の設計すなわち2次設計が行われる。これは、大地震（レベル2地震動）を想定し、通常、構造物の一部にある程度の損傷（塑性変形）を許した設計法が用いられる。

表 2.2.1 は兵庫県南部地震（平成7年）後に作成された、鋼橋を対象とした代表的な耐震設計規準・指針である新技術報告書〔鋼構造新技術委員会,1996〕、道路橋示方書〔日本道路協会,1996〕、鉄道構造物等設計標準〔鉄道総合研究所,1999〕、およびコンクリート標準示方書〔土木学会,1996〕、アメリカの Caltrans（カルフォルニア州交通局）における設計法〔Caltrans,1999〕の考え方の相互比較を示したものである。さらに、表 2.2.2 は各種規準・指針における設計地震動を比較したものである。なお、大塚〔1999〕により、より詳細な比較がなされている。

1)設計地震動

いずれの規準においても、基本的な考え方は、供用（耐用）期間内に発生する確率の高い地震動と供用期間中に発生する確率は低い大きな強さを持つ地震動という2つのレベルに分けていることである。我が国ではレベル1地震動（震度法による1次設計用）に加え、2つのタイプのレベル2地震動（2次設計用）を想定している。さらに、鉄道構造物等設計標準では、スペクトルⅢとして断層モデルにより算定される地震動が加えられている。Caltrans では、機能評価用（レベル1地震動に対応）および安全性評価用（レベル2地震動に対応）の2種類の地震動が規定されている。

信頼性理論に基づいた設計法を適用するためには、構造物の耐用年数および設計地震動の発生確率（あるいは再現期間）の設定が必要である。しかし、現状では地震動、特にレベル2地震動は、統計量が十分ではないため、発生確率に関する情報は規準には陽に記載されないことが多く、過去の観測地震動を基に工学的判断を取り入れて設定することが行われている。

2)構造物の重要度

表 2.2.1 に見るように、多くの基準では、構造物は重要度に応じて2種類に分類されているが、新技術報告書では3種類（最重要、重要、普通）に分類されている。なお、ここでは触れていないが SEAOC (Structural Engineering Association of

California)の性能照査型耐震設計案 Vision 2000 [SEAO, 1995] では3種類の分類が用いられ、建築学会の第3次提言 [日本建築学会, 1998] では5段階の耐震等級区分を行っている。

3) 要求耐震性能

比較的最近に作成された規準(表 2.2.1)では一様に、設計地震動および構造物の重要度に応じて構造物に付与すべき耐震性能(要求耐震性能と呼ぶ)が規定されている。レベル1(あるいは、Caltrans の機能評価用)地震動では構造物はほぼ無損傷に止まることが要求され、レベル2(Caltrans の安全性評価)地震動では地震動ならびに重要度に応じて構造物に許容される損傷度が規定されている。新技術報告書における損傷度の内容は表 2.2.3 に示すとおりである。従来の規準では無損傷あるいは崩壊を免れる(人命保護)の2種類の要求性能しか規定されていなかったが、新しい規準ではその中間に、構造物の損傷度の程度、すなわち構造物の機能の回復に要する期間あるいは修復・復旧に要する期間などという概念が入った基準が設けられている。

表 2.2.1 各種規準・指針における要求耐震性能の相互比較

規準・指針	設計地震動		構造物の重要度		
			最重要	重要	普通
新技術報告書 1996	レベル1		D:無損傷		
	レベル2	タイプ I	C:小損傷	C:小損傷	B:中損傷
		タイプ II	C:小損傷	B:中損傷	A:大損傷
道路橋示方書・ 耐震設計編 1996	レベル1		健全性を損なわない		
	レベル2		限定された損傷にとどめる	致命的な被害を防止する	
コンクリート標 準示方書・耐震 設計編 1996	レベル1		耐震性能1:地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可		
	レベル2		耐震性能2:地震後に機能が短期間で回復でき、補強は必要としない	耐震性能3:地震によって構造物全体系が崩壊しない	
鉄道構造物等設 計標準 1999	レベル1		耐震性能1:地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない		
	レベル2		耐震性能2:地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる	耐震性能3:地震によって構造物全体系が崩壊しない	
Caltrans 1999	機能評価用		供用:直ちに出来る 損傷:微小	供用:直ちに出来る 損傷:補修可能	
	安全性評価用		供用:直ちに出来る 損傷:補修可能	供用:制限を受ける 損傷:重大	

(注) 損傷度(D:無損傷~A:大損傷)の定義は表 2.2.3 参照。

表 2.2.2 設計地震動の比較

規準・指針	設計地震動	内容
道路橋示方書 1996	レベル 1	橋の供用期間内に発生する確率が高い地震動（応答スペクトルで最高 300gal 程度（Ⅲ種地盤））
新技術報告書 1996	レベル 2	橋の供用期間内に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動 タイプⅠ：プレート境界型の大規模地震動（応答スペクトルで最高 1000gal 程度（Ⅲ種地盤）） タイプⅡ：内陸直下型地震動（応答スペクトルで最高 2000gal 程度（Ⅰ種地盤））
鉄道構造物等設計標準 1999	L1 地震動	構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動
	L2 地震動	構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動 設計基盤地震動の加速度応答スペクトル スペクトルⅠ：海洋型地震（最高値 1100gal） スペクトルⅡ：内陸型地震（最高値 1700gal） スペクトルⅢ：断層モデルにより算定
コンクリート標準示方書 1996	L1 地震動	構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動
	L2 地震動	構造物の耐用期間内に発生する確率の極めて小さい強い地震動
Caltrans 1999	機能評価用	供用期間中の超過確率 40%の地震動 （供用期間を 50 年とすると平均再現期間約 98 年）
	安全評価用	平均再現期間が 1000 年～2000 年の地震動

(参考) 供用期間 t_d , 平均再現期間 \bar{T} とすると,

- ・ 供用期間中に一回以上起こる確率（超過確率）： $p = 1 - e^{-t_d/\bar{T}}$
- ・ 1 年間に 1 回以上起こる確率（年超過確率）： $q = 1/\bar{T}$

表 2.2.3 鋼橋に対する損傷度の定義と橋脚の残留変位制限値 [鋼構造新技術委員会,1996]

損傷度	損傷内容および復旧期間	残留変位制限値
D:無損傷	①損傷がほとんどない ②目視点検後、すぐに普通の交通が可能な状態	$h/1000$
C:小損傷	①2週間以内の補修で復旧可能な程度の損傷で、例えば伸縮継手の損傷 ②または、補修をしながら普通車両を通せる程度の損傷	$h/300$
B:中損傷	①最低限の機能を維持している程度の損傷 ②災害復旧、人命救助用の緊急車両のみ通せる程度の損傷で例えば、支承などの損傷により路面に段差が生じた場合や、路面に隙間が生じた場合など ③復旧に2週間～2ヶ月を要する。	$h/150$
A:大損傷	①崩壊はしないが、橋としての機能を失っている状態 ②補強をすれば再使用可能だが、長期間(2ヶ月以上)を要する	$h/100$
A _s :崩壊	①崩壊と見なされる程度の損傷 ②骨組線の変化が極端に大きく、車両通行が不可能な程度の損傷 ③撤去・建て替えが必要	$h/100$ を越える

h = 橋脚高さ

4)耐震照査法

レベル1地震動では構造物はほぼ無損傷に収まるように設計され、わが国では許容応力度設計が行われる。より大きな地震動であるレベル2地震動に対しては、種々の方法によって耐震性能照査が行われる。

耐震性能照査を行うためには、構造物の終局限界状態を定義する必要がある。すなわち、構造物の変形がこれ以上進むことは許されない状態である。図2.2.1は一定鉛直荷重の元で繰り返し水平荷重を受ける単柱式鋼製橋脚のモデル実験から得られた水平荷重(H)－水平変位(δ)履歴曲線の包絡線の概念図である[鋼構造新技術委員会,1996]。土木鋼構造物の特徴である比較的薄肉な断面をもつ橋脚では、最高荷重点近傍で局部座屈が発生し、それが進展していく過程で、塑性化の拡がりおよび部材のP- Δ 効果との相乗効果により次第に耐荷力を失っていく。このような挙動は、単柱式鋼製橋脚に限らずラーメン橋脚などについても見られる現象である。母材あるいは溶接部の低サイクル疲労によるクラックは、通常水平荷重がかなり低下した時点(降伏荷重近傍)で発生する。コンクリートを橋脚基部に適切な高さだけ部分的に充填すると、その部分の局部座屈の発生が遅らされるため最高荷重に至るまでの変形能は格段に上昇する。しかし、柱基部での母材あるいは溶接部(角溶接あるいはベースプレートと脚の溶接部)でのクラックの発生はコンクリートを充填しない場合より早まり、場合によっては最高荷重付近で生ずる場合もある。しかし、その場合でも耐荷力の低下は、通常比較的穏やかである。結局、鋼構造物の耐震性能に深く関わる特性は、塑性域での連成座屈現

象（局部座屈と全体座屈）と材料の低サイクル疲労現象であり，後者には，溶接部の施工の良否も関わってくる。

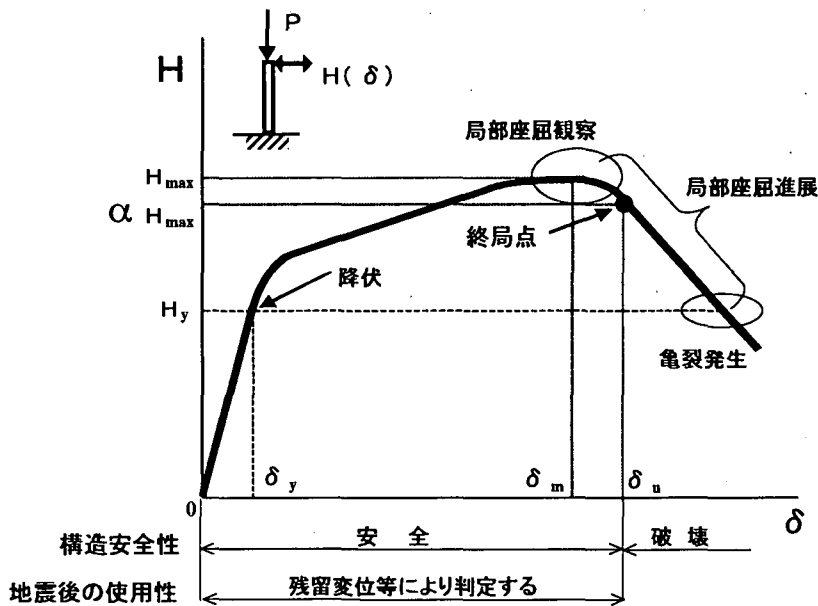


図 2.2.1 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線と損傷度関係

表 2.2.4 各種規準・指針における終局点の相互比較

規準・指針	対象構造物	終局点荷重: $\alpha = H_{ultimate} / H_{max}$
新技術報告書 1996	鋼製橋脚	0.95
道路橋示方書 1996	鋼製橋脚	タイプ I : 1.0 タイプ II : ほぼ 1.0
鉄道構造物等設計標準 1999	鋼製橋脚 RC 橋脚 SRC 橋脚	0.95 H_y に対応する点 0.9
コンクリート標準示方書 1996	RC 構造物	H_y に対応する点
Caltrans, 1997	鋼, RC 構造物	0.8

$H_{ultimate}$: 終局点での水平荷重 (図 2.2.1 の αH_{max})

終局状態の定義として図 2.2.1 中の最高荷重から荷重がある程度低下した点 (図中の終局点) を考える。各種規準・指針で定義されている終局点を，最高荷重からの荷重の低下割合 (α 値) を用いて比較を行うと表 2.2.4 のようになる。鋼製橋脚においては，新技術報告書および鉄道構造物設計標準が 0.95，道路橋示方書でほぼ 1.0 を規定している。また，Caltrans の性能照査型耐震設計規準 [Caltrans, 1997; Duan, 2000] では，構造物の種類にかかわらず 0.8 というかなり低い値を採用しているのが注目される。ただし，カリフォルニア州の多くの橋梁の

耐震設計に用いられる規準 [Caltrans, 1999] では、終局状態は、構造物に形成される最初の塑性ヒンジがその性能限界に達した時としている。なお、我が国の RC 構造物では、最大荷重後、荷重が降伏荷重まで低下した点を終局状態に採用している。

終局状態に対応する点（終局点）に対する照査は構造安全性に対する照査である。一方、最近の規準では、無損傷状態と終局状態の間に地震終了後の使用性に対する照査が設けられおり、これは構造物の損傷限界に対する照査に対応する。それぞれの限界状態に対する照査法として以下の方法が考えられる。

構造安全性（終局限界に対する照査）

- ① 保有耐力照査法 (Force-based design approach)
- ② 変形照査法 (Deformation-based design approach)
 - a. 最大応答変位
 - b. 最大応答曲率
 - c. 最大応答ひずみ

地震後の使用性（損傷限界に対する照査）

- ③ 変形照査法 (Deformation-based design approach)
 - a. 残留変位
 - b. 最大応答変位
 - c. 最大応答曲率
 - d. 最大応答ひずみ

表 2.2.5 に各種規準・指針における耐震照査法の相互比較が示されている。詳細は第 3・5 分科会の報告書 [土木学会・JSSC, 2000] に譲るが、最近策定された規準では使用の明解さ、簡便さなどから最大応答変形量(変位, 曲率)を用いた変形照査法が好んで用いられているようである。

一方、地震終了後の使用性に関しては、残留変位によって照査する方法が一般的であるが、鉄道構造物等設計標準では残留変位を用いず、最大応答変位 δ_{max} によって規定されている。具体的には、図 2.2.1 を参照して

$$\text{耐震性能 1 : } \delta_{max} \leq \delta_y$$

$$\text{耐震性能 2 : } \delta_y \leq \delta_{max} \leq \delta_m$$

$$\text{耐震性能 3 : } \delta_m \leq \delta_{max} \leq \delta_u$$

である。ここに、耐震性能 1～3 は表 2.2.1 に定義してある。

Caltrans では、応答変形量（変位, 曲率, ひずみ）で照査する方法が検討されている [Duan et al., 2000]。この方法は、橋脚のみならず上部構造（例えば、斜張橋, 吊橋の主塔）などにも適用でき、汎用性がある方法であると考えられる。

表 2.2.5 照査法の相互比較

照査性能	性能照査 (S ≤ R)	採用規準・示方書
構造安全性	保有耐力法 (2.2.1) $\frac{k_h W}{\sqrt{2\mu - 1}} \leq H_u$	新技術報告書 1996 道路橋示方書 1996
	変形照査法 変位: $\delta_{max} \leq \delta_u$ (2.2.2)	道路橋示方書(動的照査)1996 鉄道構造物等設計標準 1999 コンクリート標準示方書 1996 Caltrans 1999
	曲率: $\phi_{max} \leq \phi_u$ (2.2.3)	鉄道構造物等設計標準 1999 Caltrans 1999
	ひずみ: $\epsilon_{max} \leq \epsilon_u$ (2.2.4)	-
地震後の使用性	変形照査法 残留変位: $\delta_R \leq \delta_R)_{lim}$ (2.2.5)	新技術報告書 1996 道路橋示方書 1996 コンクリート標準示方書 1996
	変位: $\delta_{max} \leq \delta)_{lim}$ (2.2.6)	鉄道構造物等設計標準 1999
	曲率: $\phi_{max} \leq \phi)_{lim}$ (2.2.7)	-
	ひずみ: $\epsilon_{max} \leq \epsilon)_{lim}$ (2.2.8)	-

Note: (1) 下添字の意味: $_{max}$ =最大応答, $_u$ =終局, $_R$ =残留, $_{lim}$ =限界

(2) $\mu = \delta_u / \delta_y$ = 塑性率

(3) S, R については, 2.3 節参照.

2.3 鋼構造物の性能照査型設計法の基本的枠組み

2.3.1 性能照査型耐震設計法の基本設計フロー

本報告書で提案する性能照査型耐震設計法を図 2.3.1 に示す性能照査型設計法の基本フローに従って説明する。

項目①: 設計地震動および構造物の重要度に応じて構造物に付与すべき耐震性能を要求性能と定義し, それを要求耐震性能マトリックス(後述)から選定する。同時に, 設定すべき限界状態の選定を行い, 評価性能および照査指標(力, 変位, 曲率, ひずみ, など)を選定する。評価性能および照査指標の定義は後述する。

項目②: 構造物の諸元を与える。但し 2 次設計では構造物の寸法が決められているので改めて与える必要がない。

項目③: 構造物の応答値 S (断面力, 変位, 曲率, ひずみ, など) およびそれに

対応する限界値 R (構造物が保有する耐震性能で, 保有耐力, 終局変位, 終局曲率, 終局ひずみ, など) の解析/実験方法を選択する. 解析の場合には, 必要ならば初期不整 (残留応力, 初期たわみ等) などの選定も含む.

項目④: 項目③の解析に用いる構造材料の設計値であり, 必要ならば動的解析用の構成則 (応力-ひずみ関係) または復元力特性 (力-変位関係) を与える.

項目⑤: 選択した解析/実験ツールにより, 評価性能指標に対応する S と R を求める.

項目⑥: S, R より安全係数を考慮してそれぞれの設計値 S_d, R_d を算定する.

項目⑦: S_d, R_d を比較することにより性能照査を行う.

項目⑧: 設計された構造物に付与されている耐震性能を公開する.

上記の項目のより詳細な内容の記載場所は表 2.3.1 にまとめられている.

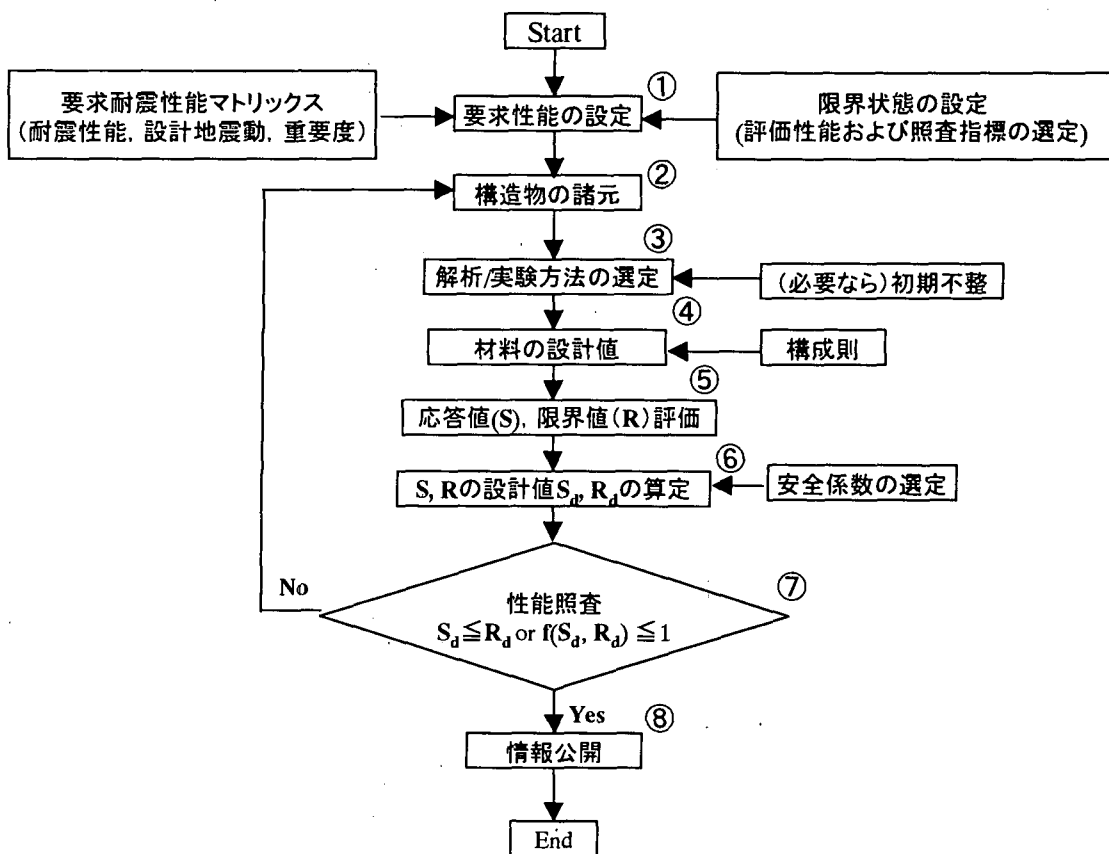


図 2.3.1 性能照査型耐震設計法の基本フロー

表 2.3.1 基本フロー各項目の内容詳細の記載場所

項目番号 (図 2.3.1)	内 容	記載場所
①	要求耐震性能マトリックス	2.3.2 節
①	要求性能の設定	2.3.3 節
②～⑤	S,Rの解析法/実験法	第 3, 5 分科会報告書 [土木学会・JSSC,2000]
⑥	安全係数	第 6 章
⑦	照査法	2.3.3 節
⑧	情報公開	—

2. 3. 2 要求耐震性能マトリックス

新技術報告書[鋼構造新技術委員会,1996]に多少の修正を施して作成した橋梁構造物の要求耐震性能マトリックスを示す。基本性能として構造安全性と地震後の使用性を考える。構造安全性は、図 2.2.1 に示したように「安全」と「破壊」の 2 段階であり、表 2.2.5 に示したような種々な方法によって照査される。一方、地震後の使用性に関しては、新技術報告書では機能保持性と復旧性を一緒に考え、5 段階区分が用いられている(表 2.2.3 参照)。本報告書では、基本的な内容は変わらないが、機能保持性と復旧性を分離して表した表 2.3.2 を地震後の使用性の新しい耐震性能区分として採用する。ここでも、損傷度は 5 段階(無, 小, 中, 大, 崩壊)に分けられている。補修可能な損傷は「小損傷」までで、「中損傷」以上となると補強が必要となり、復旧までに長期間を要することになる。「崩壊」は倒れてはいないが修復が不可能なほど損傷が生じているという意味で、真の崩壊を意味しているわけではない。これらをどのような指標によって区分するかは対象とする部材・部品に対して個別に決められるべきものである。鋼製橋脚の場合、新技術報告書では残留変位によって損傷度を区分し、各損傷度に対する残留変位制限値が表 2.2.3 に示したように定められている。その他の部材・部品に対してどのような量を用いて照査するかはまだ研究段階であるが、Caltrans [Duan,2000]で検討されているように“ひずみ”で照査する方法は有力な方法である。

表 2.2.1 の技術報告書の提案および表 2.3.2 より図 2.3.2 のような要求耐震性能マトリックスが得られる。設計地震動は現行の示方書と同様 3 タイプである。耐震性能レベルは、構造安全性として 2 段階、地震後の使用性として 5 段階に分類されている。構造物は、最重要、重要、普通の 3 段階に分けられ、それぞれの構造物に付与すべき耐震性能レベルが想定地震動に対応してマトリックスの形で与えられている。なお、普通構造物の場合、レベル 2, タイプ II 地震動に対しては、地震後の使用性に対する照査は不要で、構造安全性に対する照査を行えば十分である。

図 2.3.2 から例えば、大地震(レベル 2, タイプ II)時には、

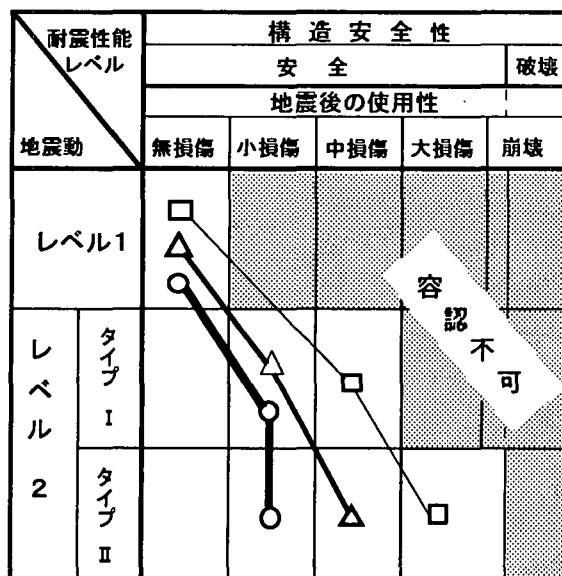
- ・ 最重要構造物：例え損傷が生じても、機能は部分的に限定されるもののごく短期間で修復可能な損傷(小損傷)のみ許容される。主要幹線道路に建設される

高架橋などがその例である。

- ・ **重要構造物**：最低限の機能は維持されるが復旧に相当な期間（2週間以上）を要する（中損傷）。災害復旧用の緊急車両は地震後直ちに通行させることができるが、普通車両の通行には相当な補修期間を要する。
- ・ **普通構造物**：大地震によって崩壊はしないが構造物の機能は失われ、再使用のためには補強が必要とされる（大損傷）。

表 2.3.2 使用性を機能保持性と復旧性に分離した耐震性能区分

区分	地震後の使用性	
	機能保持性	復旧性
無損傷	常時機能保持 (目視点検後, 即通行可能)	修復不要
小損傷	一部分機能限定 (主要構造部材の機能保持, 補修しながら普通車量が通行可能)	復旧が短期間で可能 (復旧が2週間以内で可能で, 補修のみで復旧可能)
中損傷	大部分機能限定 (主要部材にも損傷, 荷重制限があり緊急車両のみ通行可能)	復旧に長期間が必要 (復旧に2週間以上必要で, 再使用のためには補強を必要とする)
大損傷	機能喪失 (普通車両通行不可能)	
崩壊	機能喪失 (普通車両通行不可能)	復旧不可能 (撤去・建替が必要. または, 撤去・建替と同程度の復旧期間が必要)



○—○ 最重要構造物 △—△ 重要構造物 □—□ 普通構造物

図 2.3.2 要求耐震性能マトリックスの例（鋼製橋脚）

2.3.3 耐震性能照査体系

鋼橋を構成する部材・部品として、鋼製橋脚、支承、落橋防止システム、基礎を取り挙げ、それぞれに対する性能照査型設計法に基づく耐震性能照査体系の試案について述べる。

提案耐震性能照査体系は図 2.3.1 の①要求性能の設定、および⑦性能照査、をより詳細に記述したもので、図 2.3.3 のような構成から成り立っている。

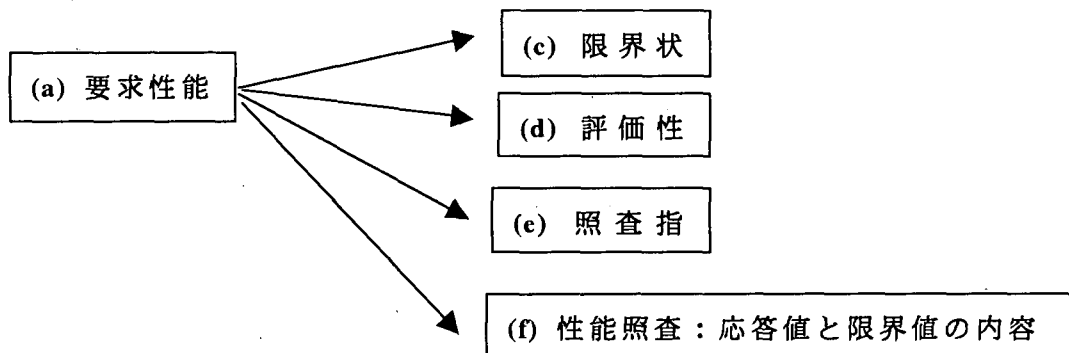


図 2.3.3 要求性能の構成

表 2.3.4 要求性能の例（引張部材および桁）

要求性能						適用
基本性能	限界状態	評価性能	照査指標	照査 ($S \leq R$)		
				応答値 S	限界値 R	
構造安全性	終局	耐荷力	断面力	軸力 N	全塑性軸力 N_y	引張部材
使用性	使用	剛性	たわみ	活荷重たわみ δ_e	たわみ制限値 $\delta)_{lim}$	車両走行性

図 2.3.3 中の用語の意味は次のようである。

要求性能：設計時に構造物に要求される性能で、性能照査 ($S \leq R$ など) を満たすこと。

基本性能：要求性能を満足するために考慮すべき性能（構造安全性、地震後の使用性）

限界状態：基本性能に対して想定される限界の状態（終局限界、損傷限界など）

評価性能：基本性能に対して評価すべき性能（耐荷力、変形、ひずみなど）

照査指標：評価性能を具体的に表す量（力、変位、ひずみなど）

性能照査：応答値 S と対応する限界値 R の間で $S \leq R$ または $f(S,R) \leq 1.0$ の判定を行う行為

応答値：外力によって構造物に発生する量（断面力、変位、ひずみなど）

限界値：応答値の許容される限界の値で、「限界状態」によって定められる量

(終局モーメント，終局変位，終局ひずみなど)

例として，最も簡単な引張部材の安全性および桁の車両走行性を取り上げると，上の諸量の意味が明確になる(表 2.3.4)。

性能を表す言葉に，「要求性能」以外に，「目標性能」，「保有性能」などが文献に見られる。「目標性能」は，施主の要求する性能を満足するように設計者が定め，目標とする性能のことである。建築構造物の場合は，施主が(一般的な言葉で)要求する性能に応じて，設計者が(工学的な言葉で)目標性能を設定して設計を行うことが考えられるが，土木構造物の場合は施主側というイメージが明確でない。従って，目標性能は要求性能とほぼ同じ意味を持つと考えて目標性能という用語を用いないことにした。「保有性能」は構造物が保有する性能(強度，変形能など)ということで，限界値 R の代わりに用い，応答値 S を要求性能と定義して，性能照査を“要求性能 \leq 保有性能を満たすこと”とした文献もある[宇佐美，1997]。しかし，本報告書では，要求性能を“設計時に構造物に要求される性能で，性能照査式を満たすこと”と定義したことから保有性能という用語は用いないこととした。しいて保有性能を定義するならば，“設計された構造物の性能が照査式満足したこと”と言えよう。目標性能，保有性能を使用しなかったもうひとつの理由は，使用する用語をできる限り減らし，混乱を避けるという基本方針に沿ったものである。

(1)鋼製橋脚

鋼製橋脚に対する要求性能の内容を表 2.3.5 に示す。構造安全性および使用性に対応する限界状態はそれぞれ終局限界と損傷限界となる。構造安全性における変形性能に対する照査は，変位(式 2.2.2)またはひずみ(式 2.2.4)を用いて行う。あるいは，現行道路橋示方書のように保有耐力(式 2.2.1)による方法も考えられるが，将来的には変形照査に移行するのが良い。一方，使用性に対応する限界状態は損傷限界であり，評価性能は機能保持性および復旧性になる。以下に照査法の概要を述べるが，詳細については第 3・第 5 分科会の報告書[土木学会・JSSC，2000]を参照されたい。

変形性能照査：限界値 R は経済性，設計の簡便性等を考慮して，水平荷重がピークを過ぎ，最高荷重からある程度低下した想定終局点(例えば 95%強度)の変位 δ_u あるいは断面最外縁ひずみ ϵ_u を仮定する。95%強度点は，局部座屈変形により橋脚壁面に板厚程度の面外たわみが生じる。一方応答値 S は，弾塑性地震応答解析によって求められた最大応答変位 δ_{max} あるいは最大ひずみ ϵ_{max} である。 δ_{max} は弾性応答変位からエネルギー一定則，変位一定則などの経験則により推定することも可能である。

低サイクル疲労性能照査：これは疲労亀裂発生照査であり，地震応答解析によって算定された局部座屈発生位置での最大局部ひずみと低サイクル疲労強度(ひずみ)との間で行う。ただし，設計の段階で局部ひずみを算定することは難しいので，局部座屈を考えない nominal なひずみと局部ひずみの対応をあらかじめ求めておき，前者を用いて照査するのが実用的であろう[坂野ら，1995;宇佐美，1997]。

地震後の使用性照査：この照査は橋脚に対しては地震後に残留する変位と構造物

の重要度ならびに想定地震動によって決められる残留変位制限値によって行う(式 2.2.5)のが分かりやすいであろう。あるいは、[鉄道構造物等設計標準,1999]に見られるように、残留変位を用いることなく最大応答変位によって照査する方法(式 2.2.6)も考えられる。あるいは、将来的には、最大応答ひずみによって照査する方法[Duan et al.,2000]も考えられる。

(2) その他の部材

現行道路橋示方書(1996)から、支承、落橋防止システムおよび基礎の耐震設計における要求性能をまとめたものが表 2.3.6~2.3.8 である。道路橋示方書では、主たる非線形(塑性変形)を許す部材は、橋脚と免震支承のみであり、他の部材は基本的にはほぼ弾性領域にとどまるように設計すると規定されている。ただし、例外として壁式橋脚の基礎(表 2.3.8 の“基礎に主たる非線形を許す場合”)がある。塑性変形が一部の部材しか許されていないのは、その他の部材が下記のような特性を持つためと考えられる。

- a. 損傷の発見が容易ではなく、かつ損傷した場合に修復が容易でない部材(基礎、アンカー部)
- b. 交通を遮断して修復を行う必要がある部材(上部構造)
- c. 現状では塑性変形があまり期待できない部材(金属支承)
- d. 塑性領域での挙動が不明確な部材(落橋防止システム)

現行の耐震設計では、上部構造に対しても塑性変形は許されていない。ただ、再現期間が 1,000 年以上にもなる巨大な地震に対して、まったく損傷を許さない設計が合理的かどうか検討する余地はあろう。塑性変形を許すが、損傷を小さく制限するという設計思想も考えられると思われる。その際、応答ひずみは降伏ひずみを越えるがある限度内に制限するという Caltrans の考え [Duan et al., 2000] は検討の価値があろう。

表 2.3.5 耐震性能評価体系（橋脚）

要求性能					
基本性能	限界状態	評価性能	照査指標	照査 ($S \leq R$)	
				応答値 S	限界値 R
構造安全性	終局	変形性能 ^{*)}	変位	最大応答変位 δ_{max}	終局変位 δ_u
			ひずみ	最大応答ひずみ ϵ_{max}	終局ひずみ ϵ_u
		保有耐力 ^{*)}	力	等価水平力 $k_{he} \cdot W$ (k_{he} =等価水平震度)	降伏水平力 H_y
		低サイクル疲労	ひずみ	最大応答局部ひずみ	低サイクル疲労強度
地震後の使用性	損傷	機能保持性 復旧性	変位	残留変位 δ_R	残留変位制限値 $\delta_R)_{lim}$

*)変形照査法または保有耐力法のどちらかが用いられる。

表 2.3.6 耐震性能評価体系（支承）

要求性能							
基本性能	限界状態	種類	評価性能	照査指標	照査 ($S \leq R$)		
					タイプ	応答値 S	限界値 R
構造安全性	終局	金属系	保有耐力	応力	B	等価水平地震力 ($k_{he} \cdot W_u$) と上下方向地震力によって生ずる応力 (W_u : 当該橋脚が支持する上部構造重量)	1.5・許容応力
					A	水平地震力 ($k_h \cdot W_u$) と上下方向地震力によって生ずる応力 (k_h : 震度法における設計水平震度)	
		ゴム系	変形性能	ひずみ	B*)	① 等価水平地震力 ($k_{he} \cdot W_u$) によるせん断ひずみ ② 等価水平地震力 ($k_{he} \cdot W_u$) と上下方向地震力によって生ずる局部せん断ひずみ	① ゴムの許容せん断ひずみ (250%) ② ゴムの破断ひずみ (400 ~ 500%)/安全率 (安全率=1.2)
					A	③ 水平地震力 ($k_h \cdot W_u$) によるせん断ひずみ	ゴムの許容せん断ひずみ (150%)

*)免震支承，反力分散支承を含む。

表 2.3.7 耐震性能評価体系 (落橋防止システム)

要求性能						
基本性能	限界状態	評価性能		照査指標	照査 ($S \leq R$)	
					応答値 S	限界値 R
構造安全性	終局	けたかかり長	変位性能	変位	等価水平地震力 ($k_{he} \cdot W$) を橋脚に作用させた場合に生ずる上下部構造間の相対水平変位と地盤相対水平変位の和	けたかかり長 (=相対変位制限値)
		落橋防止構造	保有耐力	応力	水平地震力 $1.5R_d$ による応力 (R_d =死荷重反力)	$1.5 \cdot$ 許容応力度
		変位制限装置	保有耐力	応力	水平地震力 $3k_h R_d$ によるせん断応力 (k_h =震度法における水平震度)	$1.5 \cdot$ 許容せん断応力度
		ジョイント・プロテクター	保有耐力	応力	水平地震力 $k_h R_d$ によるせん断応力	$1.5 \cdot$ 許容せん断応力度

表 2.3.8 耐震性能評価体系 (基礎)

要求性能						
基本性能	限界状態	種類	評価性能	照査指標	照査 ($S \leq R$)	
					応答値 S	限界値 R
構造安全性	終局	基礎に在る線形許容場合 主非をな合	変形性能	変位	死荷重と $1.1 \cdot$ 橋脚の終局水平耐力による上部構造の慣性力作用位置の水平変位	水平変位急増点に対応する水平変位 (=降伏限界点に対応する水平変位) 降伏限界点: 杭基礎の場合には, a. すべての杭が降伏, または b. 1列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限値に達する.
			変位性能	変位	基礎の変位	変位制限値 (水平変位: 40 cm, 回転角: 0.025rad)
		基礎に在る線形許容場合 主非をな合	変形性能	塑性率	応答塑性率	許容塑性率 (杭基礎の場合は 4.0)

2. 4 まとめ－性能照査型耐震設計法の問題点－

性能照査型耐震設計の基本的なスタイルは、前述のように例えば次のような形になろう。

「最重要構造物は、再現期間が1,000年程度の地震に対し、安全であると同時に、短期間で復旧できるように設計しなければならない」

設計では、与えられた地震による構造物の応答値が、構造安全性あるいは地震後の使用性に対応する限界値より小さくなるようにする。ポイントは「安全性」と「使用性」の2つの性能（要求性能）を満足すれば、どのような材料、構造形態、ディテール、工法を採用しても自由というところにある。

性能設計は極めて自由度の高い設計体系となることが予想され、新技術、新材料が取り入れられ易い設計法であると言われている。しかし、この設計体系での大きな問題点は以下の2点であり、これらを解決しない限り、性能設計法はなかなか普及しないと思われる。

- ① 設計時の性能照査をどのような形で行うか？
- ② 設計された構造物の性能の検証および認証は誰が、どこで、どのような形で行うか？

問題点①に関しては、従来の仕様型設計法では、照査式そのものが安全係数を含んだ形で示方書に与えられている。例えば、中心軸圧縮柱の設計においては、照査は

$$S_d \leq R_d : \quad N \leq \frac{P_u}{\nu} \quad (\nu = 1.7)$$

で行われる。ここに、 P_u =中心軸圧縮柱の強度(R)、 N =軸圧縮力(S)、 ν =安全係数(安全率)である。仕様設計法では、 P_u 、 ν の具体的な式あるいは数値が与えられている。しかし、性能照査型設計法では、新しい構造、材料に対して設計者が解析あるいは実験から P_u を算定し、さらに、安全係数 ν を決める作業が含まれる。したがって、性能照査型設計法を普及させるためには、応答値 S および限界値 R を解析的に求めるためのツールを整備し、さらに R を実験的に求めるためのガイドラインも準備しておく必要がある。さらに、限られた解析あるいは実験データから R を求めたときの安全係数のとり方のガイドラインも必要である。

問題点②に関しては、検証機関、検証方法を含めて議論しておく必要がある。場合によっては、検証時に設計時よりも高度な解析が必要になる可能性もあり、そのために、従来は研究用に利用されてきた解析ツールも検証に使えるように整備しておく必要があるかもしれない。

以上のことをまとめると、今後の検討項目は以下のようになろう。

- 1) 応答値(S)の解析用ツールを整備する。
- 2) 限界値(R)の求め方を明確にする。

実験による場合**標準実験手法の確立、標準データ整理の方法

解析による場合**解析用ツールの整備および材料定数・初期不整の与え方，
データ整理の方法

- 3)安全係数の求め方
- 4)照査と検証の方法論の相違
- 5)検証のための実験方法および解析法
- 6)第三者による評価・認証機関のあるべき姿

参考文献

- [坂野ら,1995] 坂野昌弘, 三上市蔵, 村山弘, 三住泰久: 鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労破壊実験, 鋼構造論文集, 第2巻第8号, pp.73-82, 1999.12.
- [鋼構造新技術委員会, 1996] 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術, 1996.
- [土木学会, 1996] 土木学会: コンクリート標準示方書・耐震設計編, 1996.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会: 道路橋示方書・V耐震設計編, 1996.
- [Caltrans,1997] San Francisco-Oakland Bay Bridge West Spans Seismic Retrofit Design Criteria, California Department of Transportation, Sacramento, CA., 1997.
- [宇佐美, 1997] 宇佐美勉: 鋼構造物の耐震設計の将来展望, “土木鋼構造物の耐震・免震技術の現状と将来の展望”, 平成9年度第3回技術講座, 土木学会中部支部, 1997.
- [堺孝司, 1997] 堺孝司: 性能照査型設計法のゆくえ, 橋梁と基礎, 1997.8.
- [CALTRANS; 1999] CALTRANS: Seismic design criteria (Draft), Version1.0, 1999.
- [建設省建築研究所, 1997] 建設省建築研究所: 「新建築構造体系の開発」平成8年度報告書, 建設省総合技術開発プロジェクト, 平成9年3月.
- [日本建築学会,1998] 日本建築学会: 建築および都市の防災性向上に関する提言—阪神・淡路大震災に鑑みて—(第3次提言), 建築雑誌, Vol.113, No.1418, pp.9-15, 1998
- [Caltrans,1999] Memo to Designers 20-1, Seismic Design Methodology, California Department of Transportation, Sacramento, CA., 1999.
- [大塚,1999] 大塚久哲: 耐震基準の性能設計家の現状と今後の課題, 橋梁と基礎, 99-6, pp.39-43, 1999.
- [鉄道総合技術研究所, 1999] 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計標準), 1999.8.
- [Duan et al., 2000] Duan,L and Li, F.: Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria, in Bridge Engineering Handbook, edited by Chen, W.F. and Duan, L., CRC Press, 2000.
- [土木学会・JSSC,2000] 土木学会鋼構造委員会・日本鋼構造協会次世代土木鋼構造特別委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.