

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能評価と耐震リスクに関する考察

地震時保有水平耐力法と損傷度期待値算定法の比較

武蔵工業大学 高梨 雅史
武蔵工業大学 大井 幸太
武蔵工業大学 吉川 弘道

1-1 地震時保有水平耐力法

地震時保有水平耐力法とは大地震時に生じうる現実的な地震動を設計地震力として見込み、構造物の非線形挙動を適切に考慮し、動的耐力や靱性に基づいて耐震設計する設計法である¹⁻¹⁾。大規模地震が発生した場合、構造物の強度のみを向上させる方法では被害低減に限界がある。構造物の被害を低減するには、構造部材が非線形域に至った後も適切な粘り靱性)を持たせ、エネルギー吸収性能を高める地震被害予防策により、構造部材に生じる損傷を限定された範囲に止め、同時に構造系全体の崩壊を回避することが重要とされる。地震時保有水平耐力法は平成 2 年の耐震設計編に鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査の規定として取り入れられたが、平成 7 年の兵庫県南部地震による被害状況から、構造系のじん性の確保の重要性が強く認識されたため、照査法であると同時に設計法として明確に位置づけられた。地震時保有水平耐力法では、式 1.1、1.2 を満足しなければならない。地震時保有水平耐力 P_a は、地震動による力を繰り返し受けた時の構造物の有する耐力といえることができる。そして、式 1.2 の残留変位 d_R は、B 種という重要度が高い橋脚にたいして考慮することが必要となる¹⁻²⁾。

$$P_a \geq k_{hc} W \quad (1.1)$$

$$d_R \leq d_{Ra} \quad (1.2)$$

ここで、 k_{hc} 、 W 、 d_R は、それぞれ設計水平震度、等価重量(tf)、許容残留変位(m)である。
地震時保有水平耐力法では、上式を満足すればよい。つまり、ここでは満足する程度は問われていない

1-2 道路橋示方書の改定

道路橋示方書は平成 14 年に改定されたが、改定点は性能評価型設計を意識したものとなっている。この改定版示方書において橋の耐震設計は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することが重要となる。橋の重要度は平成 8 年版道路橋示方書とおなじく A 種の橋と B 種の 2 つに分けられる。橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(以下、レベル 1 地震動)と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(以下、レベル 2 地震動)の 2 段階のレベルの設計地震動を考慮するものとする。ここで、レベル 2 地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプ の地震動及び内陸直下型地震を想定したタイプ の地震動の 2 種類を考慮するものとする。ここで主な改定点をあげる。まず、改定されたこととしては、基本方針の違いがあげられる。そこで、それぞれの基本方針以下に示す。

平成 8年版

橋の耐震設計は、橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを目標として行う。
耐震設計は原則として震度法と地震時保有水平耐力法によって行うものとする。

平成 14年版

橋の耐震設計は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することを目的として行う。

これを見ると、平成 14 年度版道路橋示方書の基本方針からは、耐震設計は震度法と地震時保有水平耐力法によって行うという部分がなくなっているのがわかる。つまり、要求性能を満足すれば性能を実現する手段は限定しないとする性能評価型設計法に近いものになっていると言える。平成 14 年版の基本方針に出てくる耐震性能は表 1 のようなものとなる。

表 1 耐震性能

耐震性能1	地震によって橋としての健全性を損なわない性能
耐震性能2	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能
耐震性能3	地震による損傷が橋として致命的とならない性能

橋の耐震設計においては、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、レベル 1 地震動に対しては、A 種の橋、B 種の橋ともに、耐震性能 1 を確保するように耐震設計を行う。レベル 2 地震動に対しては、A 種の橋は耐震性能 3 を、また、B 種の橋は耐震性能 2 を確保するように耐震設計を行う。

次に地震時保有水平耐力法の位置づけの改定点をみる。従来の耐震設計編では、構造物の弾性域の震動特性を考慮して地震による荷重を静的に作用させて設計する耐震設計法を震度法、構造物の非線形域の変形性能や動的耐力を考慮して、地震による荷重を静的に作用させて設計する耐震設計法を地震時保有水平耐力法とそれぞれ定義していた。これは、震度法と地震時保有水平耐力法とを明確に区別するものである。今回の改訂では、耐震性能の照査方法を大きく静的照査法と動的照査法の 2 つに再整理した。このような整理に基づくと、従来の耐震設計編で定義していた地震時保有水平耐力法についても、震度を用いて静的な力に置き換えて耐震設計を行うという観点では、構造物に動的に作用する地震力を震度と構造物の重量の積として与えられる静的な力に置き換える震度法の 1 つの手法ということができる。このため、今回の改訂では、震度法と地震時保有水平耐力法の用語の使い分けを整理し直し、静的照査法は震度法に基づいて行うものとしたものである。設計水平震度と慣性力の算定方法及び耐震性能の照査方法について、レベル 1 地震動に対しては、弾性域の震動特性を考慮した震度法により、レベル 2 地震動に対しては地震時保有水平耐力法によりそれぞれ行うことを規定したものである。つまり、従来は長年に渡って橋の弾性域の震動特性を考慮した設計法として用いられてきた震度法と、大規模地震に対する橋の非線形域の特性を考慮した地震時保有水平耐力法は別の種類のもので明確に区別されていたが、今回の改訂により地震時保有水平耐力法も地震力を静的な力に置き換えて作用させるということでは震度法であるという事で、同じ種類のものとしたのである。

1.3 性能評価型設計

性能評価型設計とは、求める性能を明確にし、設定した材料、構造、工法によって実現される性能が求める性能を満足することを直接的に確認(照査)する設計方法である。言い換えれば、性能を満足すれば、性能を実現する手段は限定しないというものである。

性能設計の目的は、

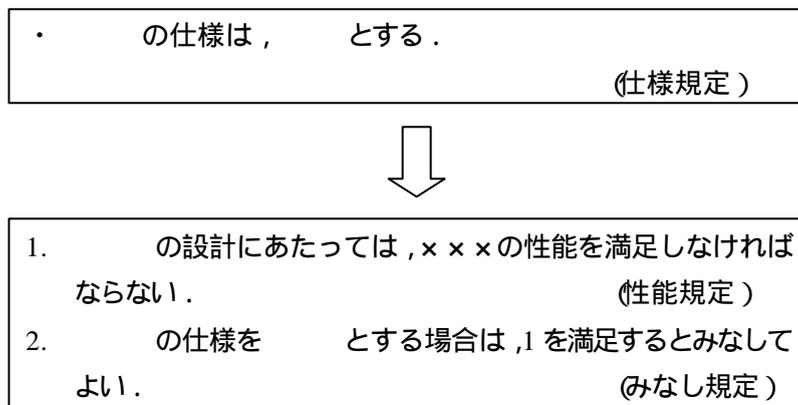
1. 性能を明確にする
2. 新しい材料、構造、解析法、工法などの開発と導入を促進する
3. その結果として、性能を確保してコスト縮減を図る

ということにある。表 2 に性能評価型設計の特徴を仕様規定による設計との比較として、性能規定化の基本的な考え方を表 3 に示す。

表 2 設計方法の比較

	仕様規定による設計	性能評価型設計
目標性能	概念的(明示されない)	明確化
性能実現の方法	明示された仕様に従う	自由選択(自己責任)あるいは、性能適合とみなせる仕様(みなし仕様)による
性能の確認	間接的(仕様満足で代替)	性能照査による直接的確認
特徴	設計の自由度は少ない 手続きは比較的簡便	新知見、新技術の反映と個別条件への対応が容易 自己責任で最適設計追求が容易

表 3 性能規定化の基本的な考え方



2-1 地震活動の地域特性を考慮した損傷度期待値算定法

《地震活動の地域特性を考慮した損傷度期待値算定法²⁻¹⁾》は、確率論を導入し、市民が理解し易い指標による構造物の耐震性能評価を実現するものである。本設計法の流れ図(flow chart)を図 1 に示す。phase 1 では着目(建設)地点における地震動の特性(ある地盤加速度の発生確率)を地震ハザード曲線(seismic hazard curve)で表現し、phase 2 では損傷度評価式より構造物の耐震性能(ある地盤加速度に対する損傷度)を定量的に評価し、Damage Index Curve で表現する。これらの結果を受け、phase 3 では地震動の地域特性と構造物の耐震性能を考慮し、構造物に関するリスク指標として損傷度期待値を算定する。

本章では、本設計法の流れ(flow)を解説し、算定例を示す。

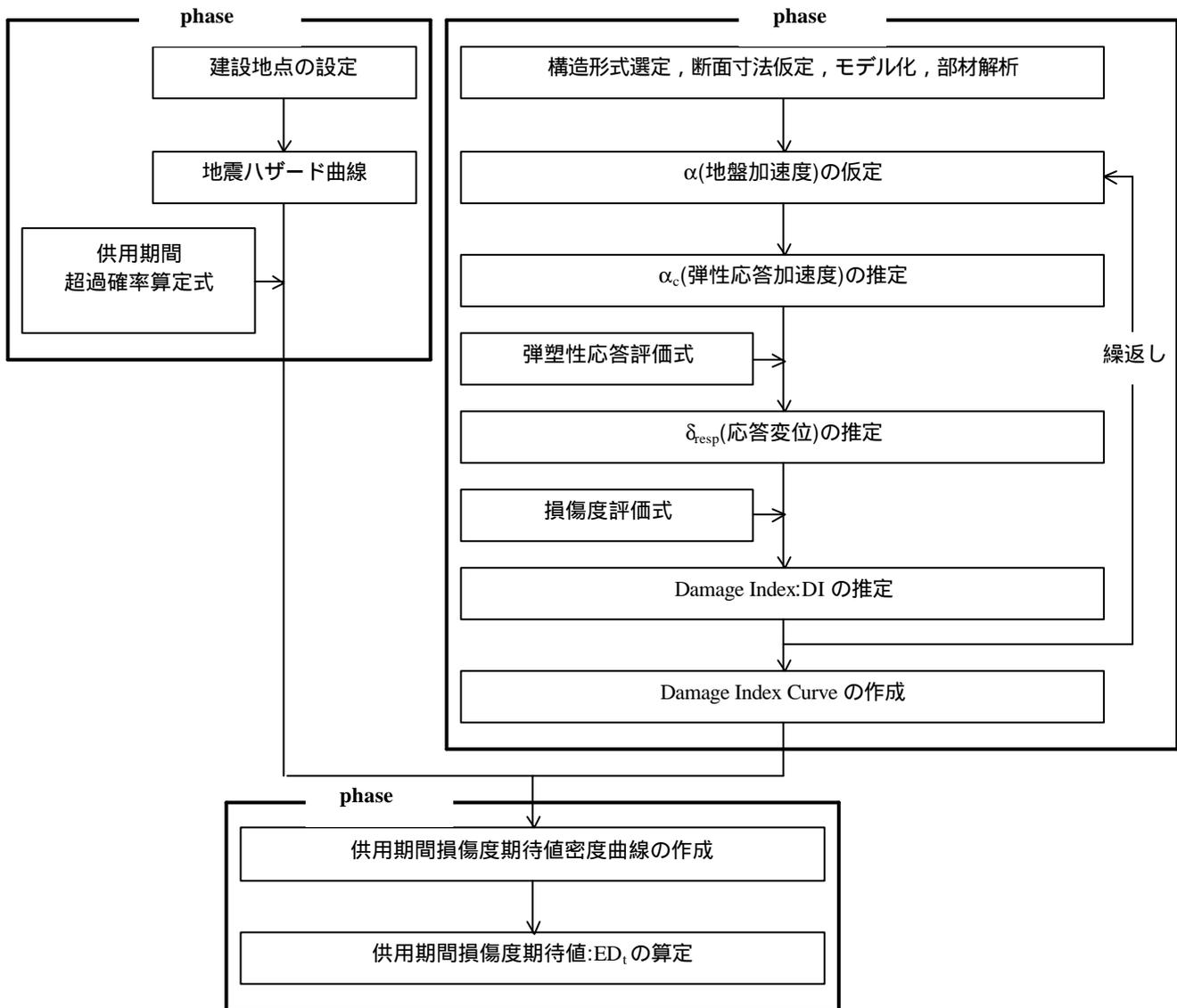


図 1 Design Flow Chart

2.2 地震活動の地域特性(phase)

地震動のメカニズムを図 2 に示す。地震動は、震源から地震基盤を伝わり、地震基盤面(境界面)から上方の表層地盤を伝播し地表面に達する²⁻²⁾。一般に、地盤は地中深くなるに従い硬くなり、地中深部で発生した地震波は、地表付近で垂直に入射する傾向が強くなる。また、地震動は地震基盤面から地表面に至るまでの表層地盤で増幅するが、この程度は表層地盤の特性に大きく影響される。

地震基盤面とは、その地点に固有の局所的な地盤条件ができるだけ消失する深度の境界面で、それ以深では地盤構成上あるいは力学的に大きく変化する地層が少ない境界面であり、工学的な概念から設定されている。

距離減衰とは、着目(建設)地点における地表面での地震動が、震源距離や震央距離の増大に従って減衰していく現象で、地震基盤を伝わる地震波において顕著に表れる。これは、地震動が地盤中を四方八方に広がりながら伝播していく過程で逸散減衰するためである。震源から離れた地点における地表面での最大加速度(Peak Ground Acceleration, 略称 P.G.A.)については、多数の実測記録に基づく経験式が提案され、評価法が簡便で場所を問わず適用できる利便性から地震動を予測する際に利用されている。しかし、大地震の震央周辺での実測記録は殆どなく、あくまでも平均的特性を示すものであるから、実際のデータは回帰式の周りで相当大きくばらついている。

1985 年のメキシコ地震では、不整形地盤の影響が世界中で注目された。メキシコ市は周囲を岩盤に囲まれた盆地に湖が埋まってレンズ上に堆積した固有周期の長い軟弱地盤の上に形成された都市である。市域は震源から

400km も離れているにもかかわらず、周期2~4秒の長周期の地震動が卓越して2~3分程度続いたため、同程度の固有周期を持つ高層建築が多数崩壊した。これは、地震発生により基盤下から入射した地震波と基盤横から入射した地震波が表層地盤で重複反射し、長周期成分が干渉し合って地震動が増幅されたためと考えられている。このように表層地盤を伝わる地震動は、3次元的地形効果により大きな影響を受ける。ゆえに、表層地盤を伝わる地震動の増幅度を評価するには微地形データ等が必要となるが、これらのデータを得ることが困難であるため、本論では P.G.A. を地震基盤面で定義する。

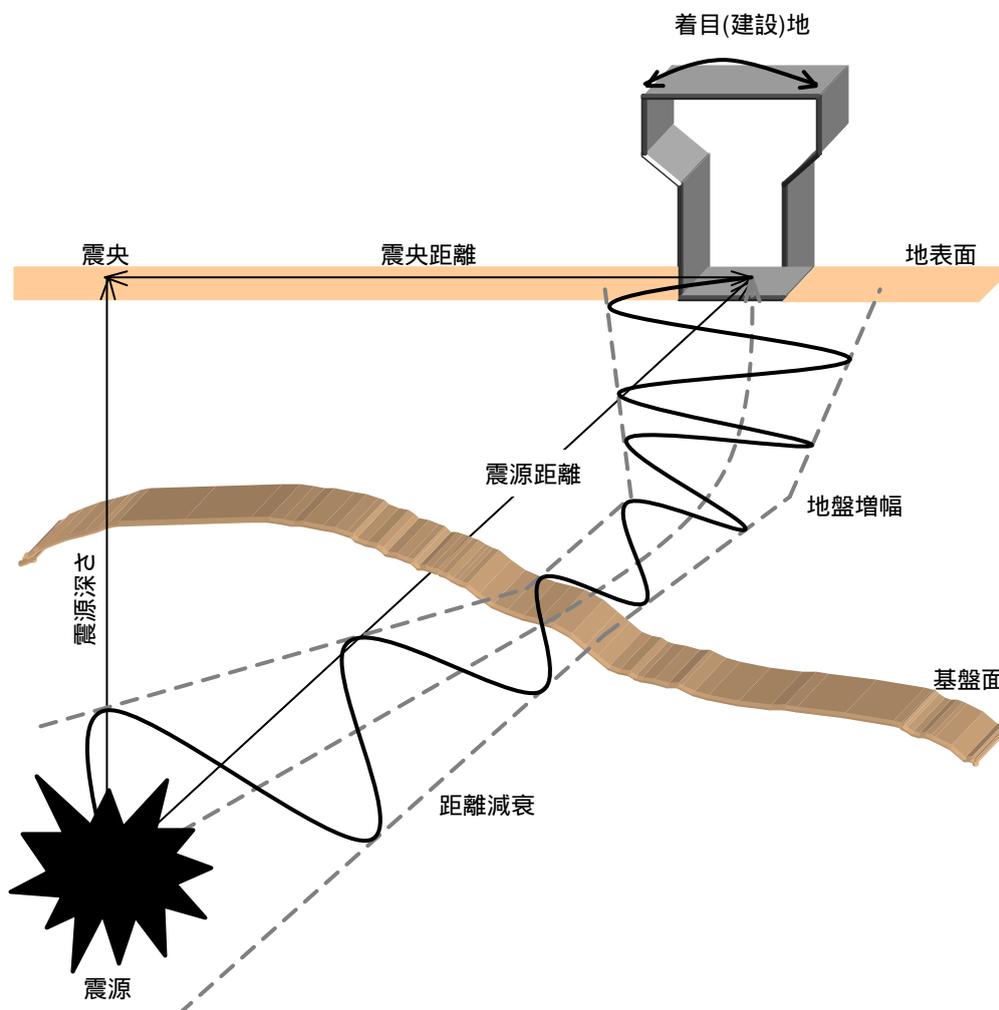


図2 地震動のメカニズム

地震ハザード曲線とは、着目地点での地震動の強さを確立論的手法に基づき評価するものである。その結果は、横軸を最大加速度の地震動の強さ、縦軸を年超過確立とした地震ハザード曲線(図3)として表される。年超過確立とは、地震発生時の着目地点における最大加速度がある値 a を超える確立を1年あたりで算出したものである。地震ハザード曲線は、歴史地震資料及び活断層の調査結果を基に計算される。例えば、歴史地震データに基づき、対象とする地震発生の傾向が同じと考えられる領域に、想定される地震規模毎の発生頻度及びその地震規模と震源距離からの距離減衰式により算出される着目地点における最大加速度により、着目地点の加速度毎の年超過確立を評価する。また、活断層データに基づき、対象とする地域内の活断層毎に、想定される地震の発生頻度及びその地震規模と震源距離から距離減衰式により算出される対象地点の最大加速度により、対象地点の加速度毎の年超過確立を評価する。そしてこれらの結果を総合して、着目地点の地震ハザード曲線が描かれる。地震ハザード曲線は地震危険度解析(seismic risk analysis)の結果が端的に表示されている²⁻³⁾。地震ハザード曲線を図5に示す。これは、地震動に関するリスク指標として年超過確率 $P_1(\alpha)$ または再現期間 T_R (年) を設定することで想定すべき P.G.A. α を求められる、すなわち、 α を $P_1(\alpha)$ または T_R の関数と考えるところに工学的意義がある。

さらに、将来の t 年間に着目地点で α を超える地震動に見舞われる確率 $P_t(\alpha)$ は $P_1(\alpha)$ を用い、次式の供用期間超過確率算定式²⁻⁴⁾より求められる。

$$P_t(\alpha) = 1 - [1 - P_1(\alpha)]^t \tag{2.1}$$

地震ハザード曲線に供用期間超過確率算定式を導入することで、供用期間を考慮した P.G.A. α と超過確率 $P_t(\alpha)$ を数値的に取り扱うことが可能となる。

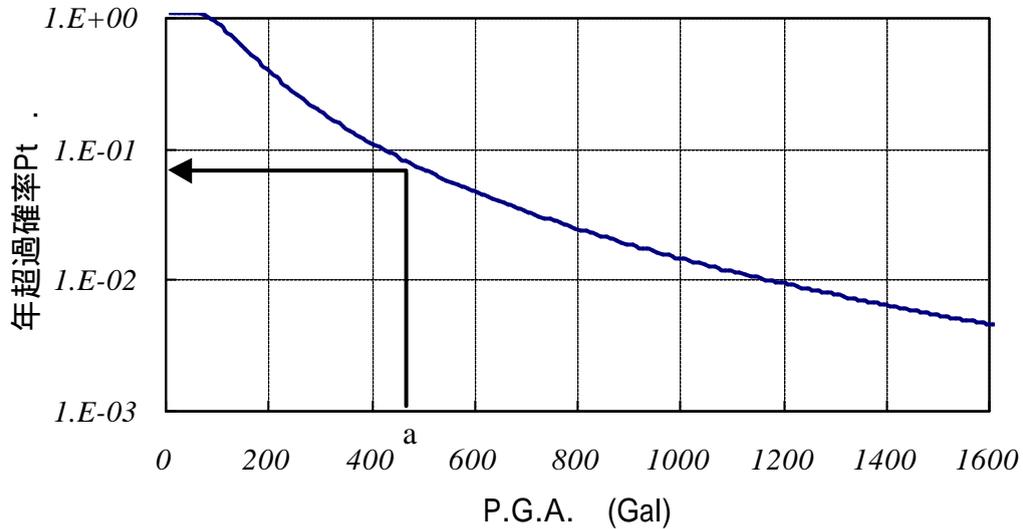


図 3 地震ハザード曲線

2.3 構造物の耐震性能(phase)

phase の Design Flow Matrix を図 4 に示す。

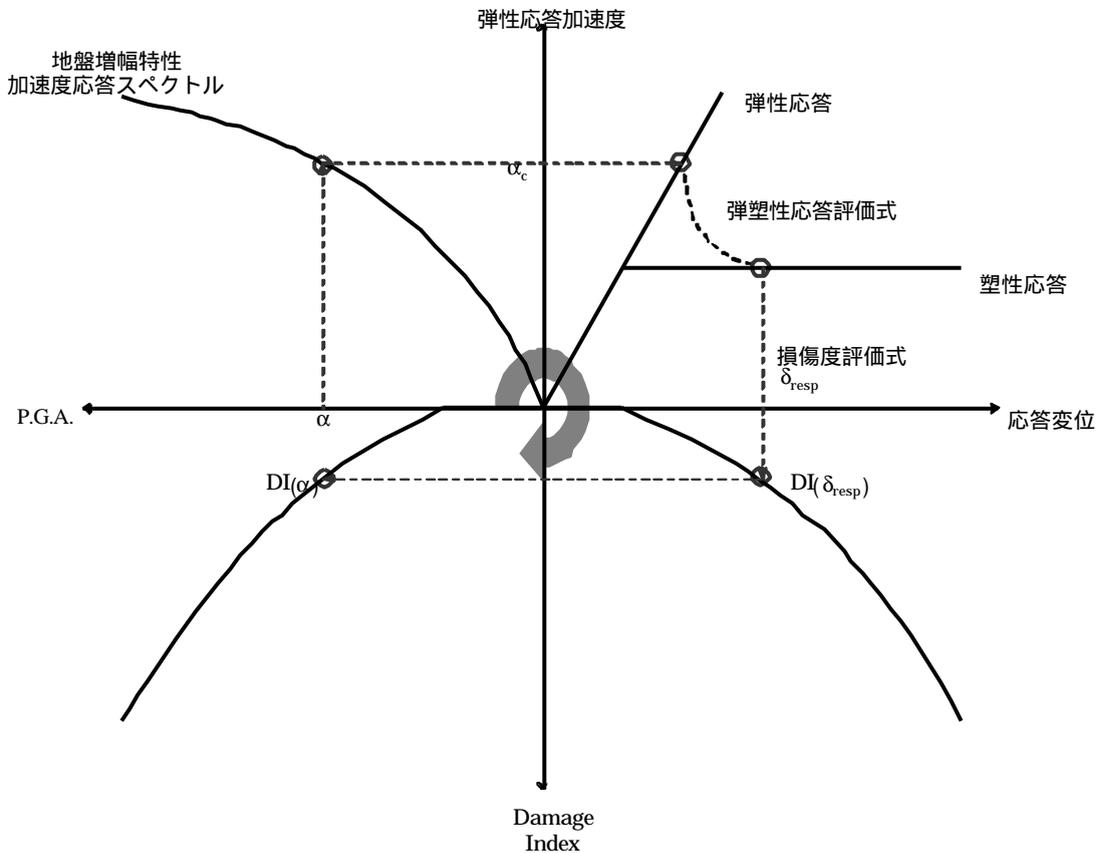


図 4 Design Flow Matrix

構造物の弾性応答加速度(加速度応答スペクトル値) α_c (Gal)は,入力レベルを50Gal刻み,50~1000Galの範囲で変化させた位相の異なる基盤加速度時刻歴波形10波形を用いて得られた減衰定数0.05,固有周期0.28~0.56secの平均スペクトル値 α_c とP.G.A. α の回帰式である次式²⁻⁵⁾より求められる.

$$\alpha_c = 19.44\alpha^{0.6523} \tag{2.2}$$

式2.2が適用できる対象地域の地盤種別は道路橋示方書・同解説 耐震設計編(略称:道示)²⁻⁶⁾における種地盤に相当する.また,地盤増幅特性も,上記の基盤加速度時刻歴波形10波形を用い,対象地域の地盤をモデル化し,地盤の非線形特性を考慮した等価線形化法に基づく1次元波動解析プログラムより算出され,回帰式に考慮されている.

道示における種地盤の固有周期 T_G (sec)は $0.2 < T_G < 0.6$ と定義されている.地震動の卓越周期は,地盤の固有周期にほぼ対応しており,地盤における常時の固有周期 T_G と地震時の固有周期 T_S (sec)には次式²⁻⁷⁾の関係式がある.

$$T_S = 1.25T_G \tag{2.3}$$

式2.3より,種地盤における地震動の卓越周期 T_0 (T_S)(sec)は $0.25 < T_0 < 0.75$ と求められ,固有周期 T が $0.28 \sim 0.56$ secである構造物の弾性応答加速度は,ほぼ最大値を取ると推測される.ゆえに,本論では構造物の固有周期に関する適用条件を無視し,解析を行う.

本設計法では,地震力による構造物の非弾性挙動を弾塑性応答評価式で評価する.多くの研究者により荷重低減係数(strength reduction factors) R_μ は応答塑性率(目標靱性率) μ_{resp} や構造物の固有周期 T 等で定式化されており,弾塑性応答評価式とは,これらの式を地震力等の外力による構造物の μ_{resp} を一義的に評価できるように変換した式である.

本章解析例では弾塑性応答評価式として,鈴木らにより提案された次式²⁻⁸⁾を用いる.

$$\mu_{resp} = \left(\frac{1}{R_\mu} \right)^{\frac{1}{0.88}} \tag{2.4}$$

また,荷重低減係数 R_μ は弾性応答加速度 α_c より次式で求められる.

$$R_\mu = \frac{W}{g} \alpha_c \times \frac{1}{P_y} \tag{2.5}$$

W , g , P_y は構造物の重量(MN),重力加速度(=981cm/sec²),構造物の降伏強度(MN)である.

損傷度評価式により,ある強度の地震動が構造物に非弾性挙動を生じさせる時,その(最大)応答塑性率 μ_{resp} や断面特性等から構造物の損傷度を定量的に評価する.これにより,構造物の耐震性能に関する定量的評価が可能となる.

本章解析例では損傷度評価式として, Parkらにより提案された次式²⁻⁹⁾を用いる.この損傷度指標(Damage Index, 略称:DI)は,構造物が弾性挙動をする場合に $DI = 0$ となり,非弾性挙動をする場合には $DI > 0$ となる.

$$DI = \frac{\mu_{resp} - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\beta \cdot E_h}{P_y (\delta_u - \delta_y)} \tag{2.6}$$

μ_u , E_h , δ_u , δ_y は終局変位靱性率,履歴吸収エネルギー(MN・mm),構造物の終局変位(mm),構造物の降伏変位(mm)である. β は部材の断面特性等に依存した正の係数であり,本論では0.15とする.

以上より,P.G.A. α に対する損傷度指標DIが推定可能となり,P.G.A. α をパラメーターとした繰返し計算からDamage Index Curve :DI(α)を作成する.

2.4 損傷度期待値の算定(phase)

損傷度期待値は、ある強度の地震動が地震ハザード曲線に示される確率で発生し、構造物は Damage Index Curve $DI(\alpha)$ に示される損傷を被るとした条件の基で、予測され得る全ての地震動の発生を考慮した構造物の平均的な損傷度指標である。これは、地震リスクの高い地域にある耐震性能の高い構造物と地震リスクの低い地域にある耐震性能の低い構造物に対しリスクの観点から耐震性能を評価する場合、損傷度期待値は有効な損傷度指標となる。損傷度期待値の算定手順を図 5 に示す。

地震ハザード曲線より得られる P.G.A. α に対する年超過確率 $P_1(\alpha)$ は、次式より年発生確率密度 $p_1(\alpha)$ に変換できる。

$$p_1(\alpha) = -\frac{d}{d\alpha} P_1(\alpha) \quad (2.7)$$

発生確率密度 $p_1(\alpha)$ は、着目地点における P.G.A. が $\alpha - \frac{1}{2}d\alpha$ から $\alpha + \frac{1}{2}d\alpha$ の範囲で発生確率 $p_1(\alpha)d\alpha$ となる関数である。

ある P.G.A. α に対する構造物の年間リスク年損傷度期待値密度 $ed_1(\alpha)$ は次式より求められ、P.G.A. α をパラメーターとした繰返し計算から年損傷度期待値密度曲線を作成する。

$$ed_1(\alpha) = DI(\alpha) \cdot p_1(\alpha) \quad (2.8)$$

以上より、年損傷度期待値 ED_1 は次式より求められる。

$$ED_1 = \int_0^{+\infty} ed_1(\alpha) d\alpha = \int_0^{+\infty} DI(\alpha) \cdot p_1(\alpha) d\alpha \quad (2.9)$$

また、地震ハザード曲線に供用期間を反映させることで、同様の手順より供用期間を考慮した構造物の損傷度期待値(t 年損傷度期待値) ED_t は次式より求められる。

$$ED_t = \int_0^{+\infty} ed_t(\alpha) d\alpha = \int_0^{+\infty} DI(\alpha) \cdot p_t(\alpha) d\alpha \quad (2.10)$$

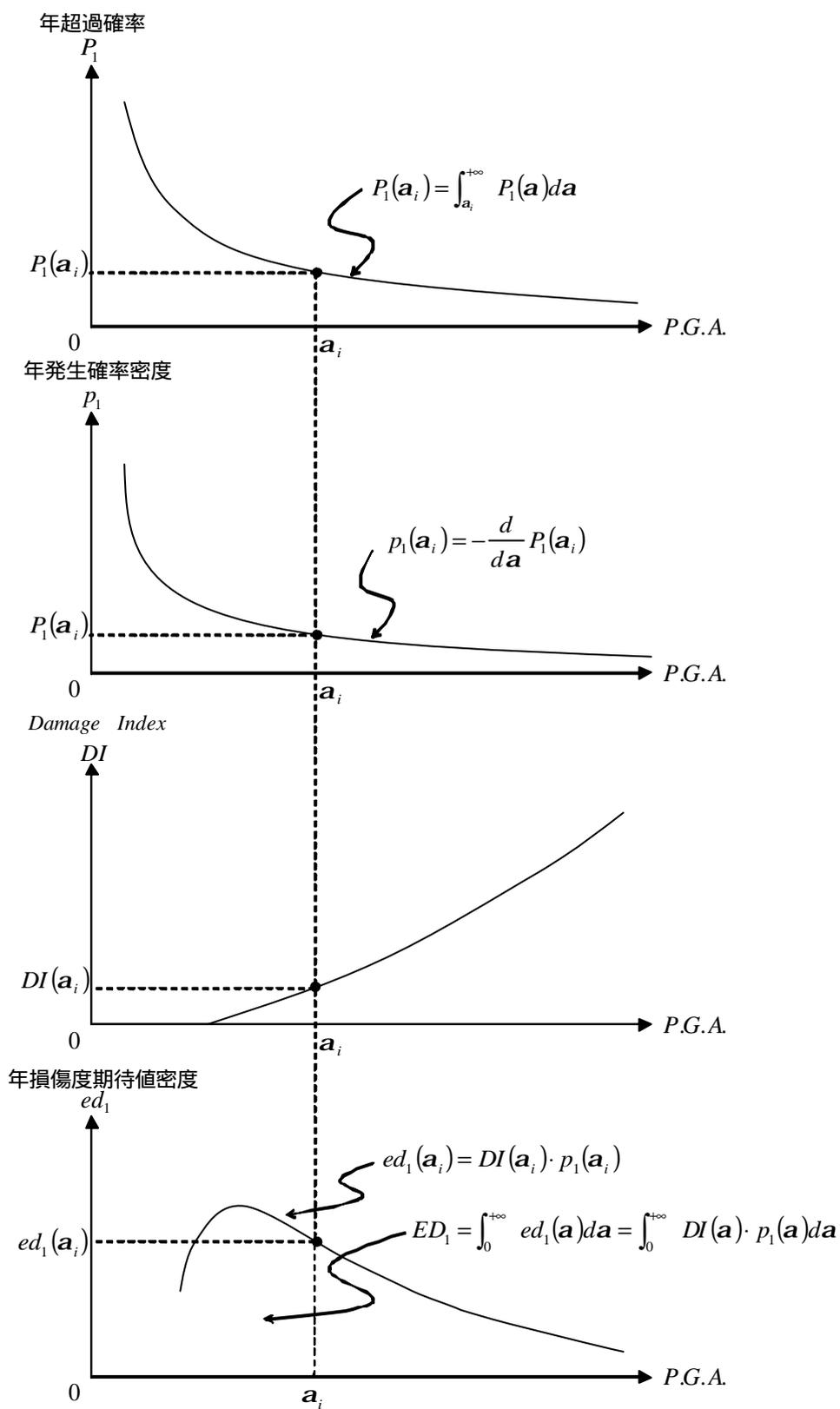


図 5 損傷度期待値算定手順

2.5 算定例

本算定例は、"道路橋の耐震設計に関する資料(社団法人 日本道路協会) 2. 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例²⁻¹⁰⁾"に示されているP1 橋脚(橋軸方向, タイプ 地震動)を対象構造物とした .P1 橋脚の物性値を表 4 に示す .供用期間は 1 年 ,50 年 ,100 年 ,150 年 ,建設地点は東京都とし ,既存ソフトウェア D-SEIS より地震ハザード曲線を作成した .解析結果を図 6 と表 5 に示す .図の中の第 1 項 ,第 2 項とは式 3.6 の 1 項目 ,2 項目のことを示す .

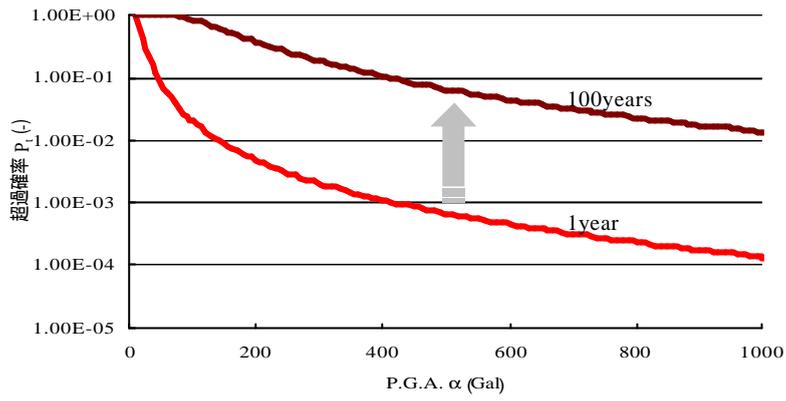
注) 本論では ,地震ハザード曲線を作成する際に特記がされてなければ ,距離減衰式に福島・田中式を用いる .

表 4 P1 橋脚の物性値¹⁶⁾

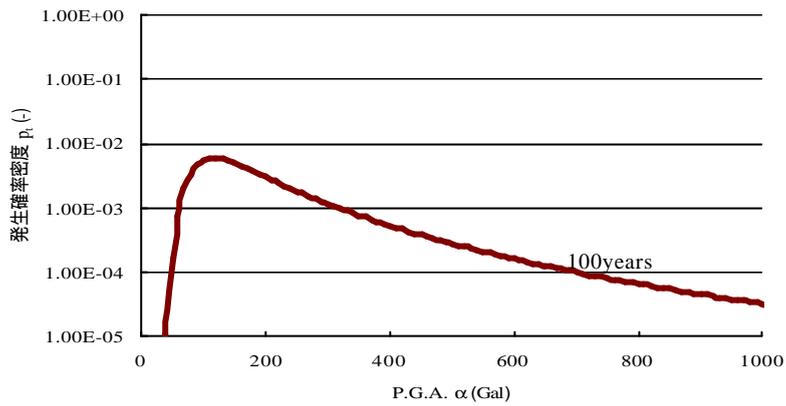
形式			鉄筋コンクリート橋脚			
降伏時	水平耐力(MN)	P_v	496	tf	=	4.86
	変位(mm)	δ_v	3.49	cm	=	34.9
終局時	曲げ耐力(MN)	P_u	496	tf	=	4.86
	せん断耐力(MN)	$V_v=V_c+V_s$	646	tf	=	6.34
	変位(mm)	δ_u	17.0	cm	=	170
破壊形態			曲げ破壊先行			
等価重量(MN)		W	806	tf	=	7.91
等価固有周期(sec)		T	1.18			
終局変位靱性率(-)		μ_u	4.86			

表 5 解析結果

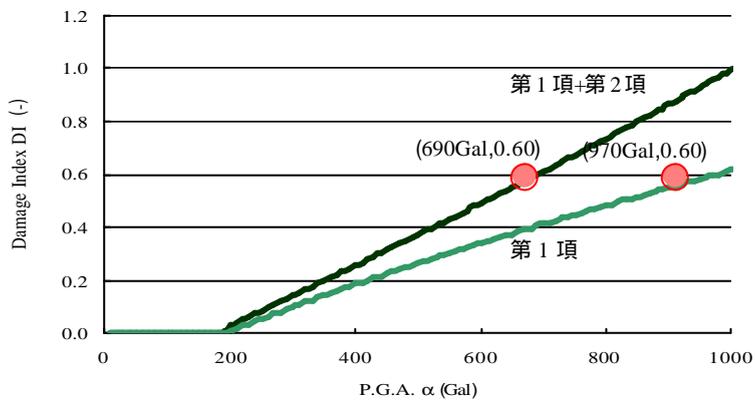
供用期間 t (年)	供用期間損傷度期待値 ED_t (-)
1	0.00
50	0.05
100	0.09
150	0.13



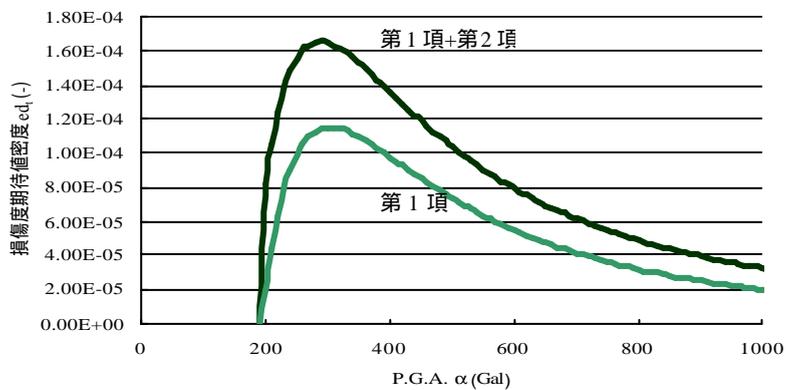
(a) 地震ハザード曲線



(b) 発生確率密度曲線



(c) Damage Index Curve



(d) 損傷度期待値密度曲線

図 6 解析結果(供用期間 100 年)

3.1 地震時保有水平耐力と損傷度期待値との比較³⁻¹⁾

本章では、道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法による照査結果と先ほどの解析により得られる損傷度との比較を行う。地震時保有水平耐力法のような仕様規定に基づく設計法は与えられた照査式を満たせばよく、照査を満足する程度は問われていない。つまり目標性能が大まかであり、性能照査は仕様を満たすという条件で代価されている。本章では地震時保有水平耐力法による照査結果と損傷度期待値との相関性を導き、地震時保有水平耐力法による照査を満足する程度に応じた構造物の損傷度を推定する。つまり、照査結果を用い、構造物の耐震性能を明確にする。

比較において、地震時保有水平耐力法による照査結果は分母に構造物の耐力を、分子に設計震度と重量の積である慣性力を取り、これを危険度という形であらわす。そして鉄筋コンクリート橋脚に対して地震時保有水平耐力法による照査と損傷度期待値をそれぞれ求め、これらをパラメータとして比較することにより、相関性を調べる。危険度を表す式は次のようになる。

$$R_p = \frac{K_{hc} W}{P_a} \geq 0 \quad (3.1)$$

$$R_d = \frac{d_R}{d_{Ra}} \geq 0 \quad (3.2)$$

式 3.1 は地震時保有水平耐力の危険度を、式 3.2 は残留変位の危険度をあらわしたものである。係数の意味は以下のようになる。

R_p :地震時保有水平耐力の危険度

R :残留変位に対する危険度

P_a :地震時保有水平耐力(tf)

R_a :橋脚の許容残留変位(m)

$K_{hc} W$:橋脚の慣性力(tf)

R :橋脚の残留変位

これらの危険度の式は耐力と慣性力(残留変位と変位)の等しくなる 1 以下において仕様を満たすということになる。つまり危険度が小さければ構造物は安全であると評価される。

今回の解析において対象構造物は鉄筋コンクリート橋脚、観測地点を東京都周辺として地盤条件は道路橋示方書・同解説 耐震設計編³⁻²⁾に示される 種地盤を想定した。供用期間は 100 年として損傷度を算定した。表 6 は解析に使用した橋脚の物性値である。次に解析結果として地震時保有水平耐力法による照査結果の危険度と損傷度期待値を表として示す。表 7 がタイプ 地震動、表 8 がタイプ 地震動の結果表である。

表 6 対象橋脚の物性値

形式			鉄筋コンクリート橋脚	
			橋軸方向	橋軸直角方向
降伏時	水平耐力(MN)	Py	4.86	8.56
	変位(mm)	y	27.5	27.6
終局時	曲げ体力(MN)	Pu	4.86	8.56
	変位(mm)	u	259	136
	せん断耐力(MN)	Vy	7.07	10.5
破壊形態			曲げ破壊先行	曲げ破壊先行
等価重量		W	7.91	6.35
等価固有周期		T	1.18	1.04
終局変位靱性率		μu	7.42	4.93

形式			曲げ耐力制御式鋼板巻き立て降伏(既存)	
			橋軸方向	橋軸直角方向
降伏時	水平耐力(MN)	Py	1.88	2.1
	変位(mm)	y	26.9	30.3
終局時	曲げ体力(MN)	Pu	1.88	2.1
	変位(mm)	u	78.4	89.2
	せん断耐力(MN)	Vy	-	-
破壊形態			-	-
等価重量		W	3.92	3.92
等価固有周期		T	0.56	0.58
終局変位靱性率		μu	2.5	2.94

形式			曲げ耐力制御式鋼板巻き立て降伏(補強)	
			橋軸方向	橋軸直角方向
降伏時	水平耐力(MN)	Py	2.96	3.21
	変位(mm)	y	32.5	36.6
終局時	曲げ体力(MN)	Pu	2.96	3.21
	変位(mm)	u	176	186
	せん断耐力(MN)	Vy	7.52	9.76
破壊形態			曲げ破壊先行	曲げ破壊先行
等価重量		W	3.92	3.92
等価固有周期		T	0.52	0.54
終局変位靱性率		μu	5.41	5.08

形式			鋼板併用鉄筋コンクリート巻き立て工法(既設)	
			橋軸方向	
降伏時	水平耐力(MN)	Py	2.0	
	変位(mm)	y	21.3	
終局時	曲げ体力(MN)	Pu	2.0	
	変位(mm)	u	117	
	せん断耐力(MN)	Vy	-	
破壊形態			-	
等価重量		W	7.85	
等価固有周期		T	0.7	
終局変位靱性率		μu	5.48	

形式			鋼板併用鉄筋コンクリート巻き立て工法(補強)	
			橋軸方向	
降伏時	水平耐力(MN)	Py	4.81	
	変位(mm)	y	22.0	
終局時	曲げ体力(MN)	Pu	4.81	
	変位(mm)	u	214	
	せん断耐力(MN)	Vy	8.88	
破壊形態			曲げ破壊先行	
等価重量		W	8.15	
等価固有周期		T	0.57	
終局変位靱性率		μu	9.75	

形式			H8矩形断面ベンチマークテスト	
			橋軸方向	橋軸直角方向
降伏時	水平耐力(MN)	Py	4.81	8.59
	変位(mm)	y	35.2	27.8
終局時	曲げ体力(MN)	Pu	4.81	8.59
	変位(mm)	u	332	165
	せん断耐力(MN)	Vy	8.87	14.1
破壊形態			曲げ破壊先行	曲げ破壊先行
等価重量		W	9.4	6.35
等価固有周期		T	1.34	1.05
終局変位靱性率		μu	9.42	5.95

形式			H9円形中空断面ベンチマークテストデータ	
			橋軸方向	橋軸直角方向
降伏時	水平耐力(MN)	Py	5.22	4.58
	変位(mm)	y	93	120
終局時	曲げ体力(MN)	Pu	5.22	4.58
	変位(mm)	u	323	384
	せん断耐力(MN)	Vy	12.7	12.7
破壊形態			曲げ破壊先行	曲げ破壊先行
等価重量		W	9.01	7.45
等価固有周期		T	1.18	1.06
終局変位靱性率		μu	3.47	3.19

形式			H9/8既設補強P3-20鋼板併用RC巻き立て
			橋軸方向
降伏時	水平耐力(MN)	Py	4.8
	変位(mm)	y	22.0
終局時	曲げ体力(MN)	Pu	4.8
	変位(mm)	u	213
	せん断耐力(MN)	Vy	8.53
破壊形態			曲げ破壊先行
等価重量		W	8.15
等価固有周期		T	0.57
終局変位靱性率		μu	9.68

表 7 タイプ 地震動に対する結果

橋軸方向に対する解析結果

鉄筋コンクリート橋脚	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.09
地震時保有水平耐力の危険度	
0.73	
残留変位の危険度	
0.1	

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (既設)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.01
100	0.48
地震時保有水平耐力の危険度	
1.25	
残留変位の危険度	
0.23	

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (補強)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.09
地震時保有水平耐力の危険度	
0.74	
残留変位の危険度	
0.04	

鋼板併用鉄筋コンクリート巻き立て工法 (既設)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.02
100	0.78
地震時保有水平耐力の危険度	
1.69	
残留変位の危険度	
0.83	

鋼板併用鉄筋コンクリート巻き立て工法 (補強)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.09
地震時保有水平耐力の危険度	
0.75	
残留変位の危険度	
0.09	

H8矩形断面ベンチマークテスト	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.13
地震時保有水平耐力の危険度	
0.82	
残留変位の危険度	
0.19	

H9円形中空断面ベンチマークテストデータ	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.34
地震時保有水平耐力の危険度	
1.1	
残留変位の危険度	
0.18	

H9/8既設補強P3-20鋼板併用RC巻き	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.04
地震時保有水平耐力の危険度	
0.83	
残留変位の危険度	
0.67	

橋軸直角方向に対する解析結果

鉄筋コンクリート橋脚	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.01
地震時保有水平耐力の危険度	
0.4	
残留変位の危険度	
0	

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (既設)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.38
地震時保有水平耐力の危険度	
1.15	
残留変位の危険度	
0.15	

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (補強)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.07
地震時保有水平耐力の危険度	
0.7	
残留変位の危険度	
0.01	

H8矩形断面ベンチマークテスト	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.01
地震時保有水平耐力の危険度	
0.38	
残留変位の危険度	
0	

H9円形中空断面ベンチマークテストデータ	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.31
地震時保有水平耐力の危険度	
1.05	
残留変位の危険度	
0.17	

表 8 タイプ 地震動に対する結果

橋軸方向に対する解析結果

鉄筋コンクリート橋脚	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.05
地震時保有水平耐力の危険度	
0.93	
残留変位の危険度	
0.74	

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (既設)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.38
地震時保有水平耐力の危険度	
1.94	
残留変位の危険度	
1.32	

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (補強)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.04
地震時保有水平耐力の危険度	
0.89	
残留変位の危険度	
0.57	

鋼板併用鉄筋コンクリート巻き立て工法 (補強)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.04
地震時保有水平耐力の危険度	
0.83	
残留変位の危険度	
0.67	

H8矩形断面ベンチマークテスト	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.07
地震時保有水平耐力の危険度	
0.84	
残留変位の危険度	
0.81	

H9円形中空断面ベンチマークテストデータ	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.17
地震時保有水平耐力の危険度	
1.45	
残留変位の危険度	
1.26	

H9/8既設補強P3-20鋼板併用RC巻き	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.04
地震時保有水平耐力の危険度	
0.83	
残留変位の危険度	
0.67	

橋軸直角方向に対する解析結果

鉄筋コンクリート橋脚	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.00
地震時保有水平耐力の危険度	
0.52	
残留変位の危険度	
0.05	

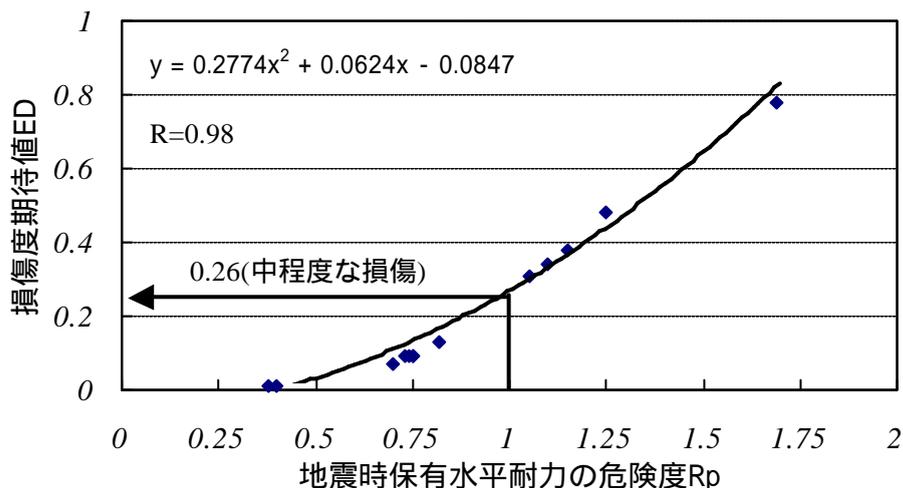
曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (既設)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.27
地震時保有水平耐力の危険度	
1.72	
残留変位の危険度	
0.96	

曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法 (補強)	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.03
地震時保有水平耐力の危険度	
0.84	
残留変位の危険度	
0.43	

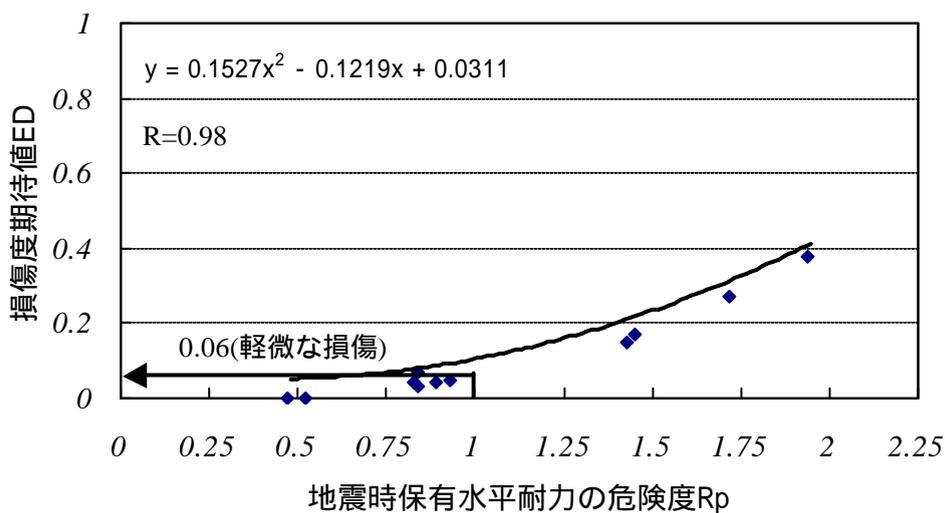
H8矩形断面ベンチマークテスト	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.00
地震時保有水平耐力の危険度	
0.47	
残留変位の危険度	
0.05	

H9円形中空断面ベンチマークテストデータ	
供用期間 t (year)	供用期間損傷度期待値 E_t
1	0.00
100	0.15
地震時保有水平耐力の危険度	
1.43	
残留変位の危険度	
1.25	

これらの結果を用いて地震時保有水平耐力法による照査結果と損傷度期待値との比較を行うが、その方法として縦軸に損傷度期待値を、横軸に地震時保有水平耐力法による照査結果の危険度を取り、近似曲線を引くことにより相関係数を求め二つを比較する。図7は地震時保有水平耐力と損傷度期待値との相関図である。そして図8が残留変位と損傷度期待値との相関図である。供用期間は100年とした。図中の曲線はプロットされた点の近似曲線である。今回は近似曲線として二次曲線を使用した。表9は2.3で用いた修正 Park らの損傷度評価式(2.6)より得られたDI値(損傷度指標)に応じて、橋脚の耐震性能を損傷度別で5段階定性評価したものである。これは得られたDI(Damage Index)に対して構造物がどの程度の損傷状態かを数値ではなく、言葉で表したものである。



タイプ 地震動



タイプ 地震動

図7 地震時保有水平耐力に対する危険度と損傷度期待値

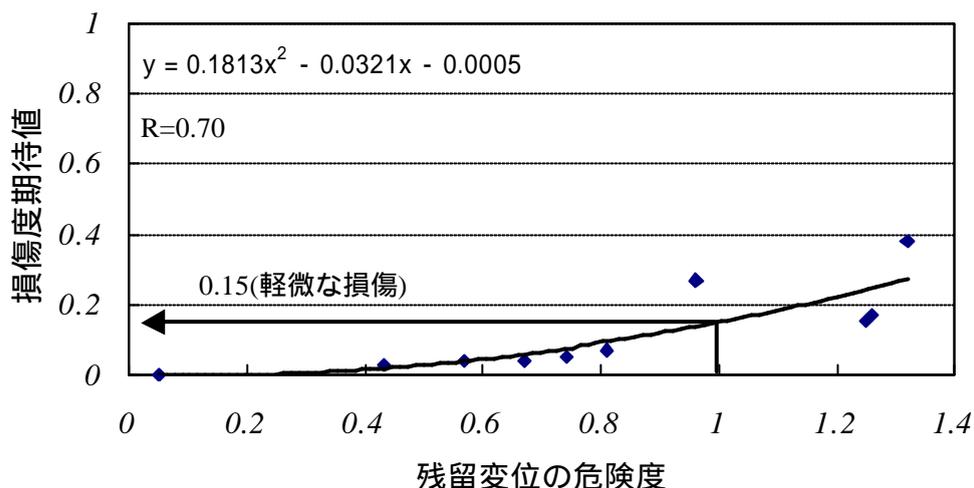


図 8 残留変位に対する危険度と損傷度期待値

表 9 損傷度指標と損傷状態の関係

Damage Index	損傷状態
0.00 DI 0.08	無損傷・僅かな損傷 無損傷, 或いは耐荷力に影響を及ぼさない程度のひび割れ
0.08 DI 0.18	軽微な損傷 小さなひび割れ
0.18 DI 0.36	中程度の損傷(修復可能限界) ひび割れ, 被りコンクリートの剥離
0.36 DI 0.60	大被害 コンクリートの圧壊, 鉄筋の座屈, 損傷変形大
0.6<DI	崩壊 全体的, 部分的崩壊

3.2 考察

図 7, 図 8 をみてもわかるように, 地震時保有水平耐力法による照査と損傷度期待値の間には相関性が見て取れる。特に地震時保有水平耐力との間には相関係数 R が 0.98 と非常に強い相関性があることがわかった。地震時保有水平耐力との相関性において, 危険度が 1(照査を満たすか満たさないかの境界), $P_a=K_{hc}W$ の時の損傷度はタイプ地震動においては損傷度 0.255 で中程度の被害。タイプ地震動においては損傷度 0.062 で軽微な被害であると予想されるが, これは相関性を考慮すると構造物の被害を適切に表していると予想できる。よって構造物の損傷状態や目標となる耐震性能を表すのに性能評価型設計法による損傷度期待値の算定法は有用であると言える。タイプ地震動における損傷度がタイプに比べ小さな値となったが, この原因として考えられるのは設計水平震度を出す際に固有周期にたいして設計水平震度の標準値を求めるが, この値が下の図 9, 図 10 のようにそれぞれの地震動で違いがあることが原因の一つであると考えられる。このことから道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法による設計ではタイプ地震動に対してより安全に設計基準が決められていることがわかる。

地盤種別	固有周期T(S)に対する k_{hc0} の値		
種	T < 1.4		1.4 < T
	$k_{hc0}=0.7$		$k_{hc0}=0.876T^{-2/3}$
種	T < 0.18	0.18 < T < 1.6	1.6 < T
	$k_{hc0}=1.51T^{1/3}$	$k_{hc0}=0.85$	$k_{hc0}=1.16T^{-2/3}$
	ただし, $k_{hc0} = 0.7$		
種	T < 0.29	0.29 < T < 2.0	2.0 < T
	$k_{hc0}=1.51T^{1/3}$	$k_{hc0}=1.0$	$k_{hc0}=1.59T^{-2/3}$
	ただし, $k_{hc0} = 0.7$		

図 9 タイプ 地震動の設計水平震度

地盤種別	固有周期T(S)に対する k_{hc0} の値		
種	T < 0.3	0.3 < T < 0.7	0.7 < T
	$k_{hc0}=0.446T^{2/3}$	$k_{hc0}=0.2$	$k_{hc0}=1.24T^{-4/3}$
種	T < 0.4	0.4 < T < 1.2	1.2 < T
	$k_{hc0}=3.22T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.75$	$k_{hc0}=2.23T^{-4/3}$
種	T < 0.5	0.5 < T < 1.5	1.5 < T
	$k_{hc0}=2.38T^{2/3}$	$k_{hc0}=1.50$	$k_{hc0}=2.57T^{-4/3}$

図 10 タイプ 地震動の設計水平震度

参考文献

- 1-1) 社団法人 日本道路協会 道路橋示方書 同解説 耐震設計編 ,平成 14 年発行
- 1-2) 社団法人 日本道路協会 道路橋示方書 同解説 耐震設計編 ,pp59 ,平成 8 年発行

- 2-1) 岩本篤 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能評価に関する解析手法の提案 ,平成 11 年度武蔵工業大学大学院修士学位論文 ,pp9-47 ,2000.3
- 2-2) 池田俊雄監修 活断層調査から耐震設計まで ,鹿島出版会 ,pp99-100,105 ,2000.3
- 2-3) 社団法人 土木学会 第四版土木工学ハンドブック ,技報堂出版 ,pp430,434-436
- 2-4) 秋元康輔 ,池田尚治 ,石井清 構造工学シリーズ 2 建造物のライフサイクルリスクの評価 ,社団法人 土木学会 , pp305-306 ,1988
- 2-5) 佐藤一郎 ,平川倫生 ,神田順 活断層を考慮した地震危険度解析と最適信頼性への応用 ,第 10 回日本地震工学シンポジウム ,pp145-150 ,1998
- 2-6) 社団法人 日本道路協会 道路橋示方書 同解説 耐震設計編 ,pp43 ,1996.12
- 2-7) 社団法人 日本道路協会 道路橋示方書 同解説 耐震設計編 ,pp88 ,1980
- 2-8) 鈴木哲夫 ,武田寿一 建物の耐力と強震時の最大塑性変形量との関係 ,第 6 回日本地震工学シンポジウム , pp1081-1087 ,1982.12
- 2-9) 三上卓 ,家村浩和 性能照査型設計のための損傷度指標 ,第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 ,pp17-24 ,2000.12
- 2-10) 社団法人 日本道路協会 道路橋の耐震設計に関する資料 ,pp2-1-2-58 ,1997.3

- 3-1) 大井幸太 地震活動の地域特性を考慮した損傷度期待値算定法の実用化に向けて ,武蔵工業大学卒業論文 , 2000.3
- 3-2) 社団法人 日本道路協会 道路橋示方書 同解説 耐震設計編 ,平成 14 年発行