

損傷指標を用いた動的相互作用系の耐震性能評価

Seismic Performance Evaluations of Dynamic Soil-Structure Interaction System by Damage Index

木村 至伸*, 飯塚 知浩**, 河野 健二***, 中村剛久****

Yukinobu KIMURA, Tomohiro IIZUKA, Kenji KAWANO, Yoshihisa NAKAMURA

* 博 (工) 鹿児島大学工学部 海洋土木工学科 助手 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

** 鹿児島大学大学院 理工学研究科 博士後期課程 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

*** 工博 鹿児島大学工学部 海洋土木工学科 教授 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

**** 鹿児島大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

For the reliable performance-based design, it is necessary to evaluate the damage of the structure. Moreover, it is very important for the reliable design of a structure to clarify the dynamic soil-structure interaction effects on the nonlinear response situation due to earthquake. In the present study, the seismic performance evaluations of dynamic soil-structure interaction system by means of the damage index are examined. The soil-structure interaction is represented with the sway-rocking model and the nonlinear characteristics on the structure expressed with the tri-linear model. It is suggested that for the damage evaluations of soil-structure interaction system due to severe seismic motions, it is very important to evaluate the relations between the dominated frequency of the soil-structure interaction systems and the seismic input motions.

Key Words: dynamic soil-structure interaction, damage index, earthquake input energy

キーワード: 動的相互作用, 損傷指標, 地震入力エネルギー

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震の被災経験から、性能照査型設計法による検討が多くなされている。この設計法においては、構造物の変形性能や損傷程度を評価しておくことが必要となる。激震をもたらす地震動に対しては、構造部材のエネルギー吸収能を高め、構造物全体の崩壊を阻止する性能設計^{1),2)}の考えが有効な手段と考えられ、必要強度スペクトルとして提案されている。また、構造物の損傷を目標性能とした検討も行われている。三上ら^{3),4)}は、構造物の損傷指標として多く引用されているParkら⁵⁾の損傷指標Dの問題点を明らかにした上で、新たな損傷指標を提案し、その指標に基づいた損傷制御震度スペクトルを提案している。しかしながら、これらの多くは1自由度振動系を対象として検討されている。

地震時における構造物全体系の動的挙動は、一般に上部構造物のみならず種々の地盤構成や土の動的性質等の地盤条件とも密接に関係しており、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した耐震設計が不可欠であると考えられる。このような構造物の動的挙動を把握するためには、

基礎固定とした上部構造物のみの解析では不十分であり、構造物全体系を上部構造物と基礎-地盤系の動的相互作用を含めた形でモデル化し、地震応答解析を行うことで、その応答特性を明らかにできると考える^{7),8)}。

そこで本研究では、構造物-基礎-地盤系を並進 (Sway) 運動と回転 (Rocking) 運動を考慮したSRモデルを用いた3自由度振動系で表し、構造物の損傷指標を目標性能とした必要強度スペクトルの算出について検討を行った。損傷指標に関しては、多く引用されていることからParkらの損傷指標を用いた。ここでは、構造部材のエネルギー収支と構造物全体系のエネルギー収支に着目し、構造物の非線形性能と損傷評価との関係を1自由度振動系と比較して検討を加えた。

2. 解析手法

2.1 入力地震動

本研究では、レベル2地震動の内陸直下型を対象に検討を行った。ここでは、兵庫県南部地震で観測された地震波を検討対象とした。第1種地盤の代表波として神戸

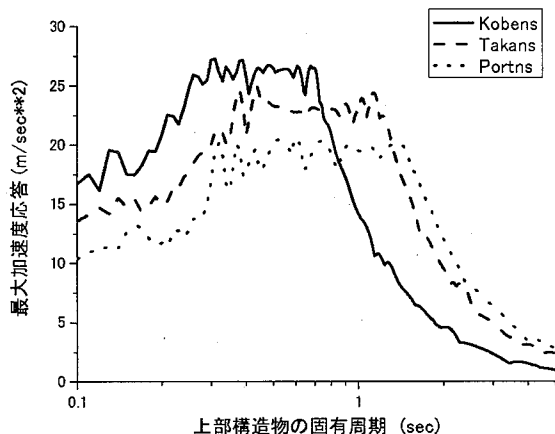


図-1 加速度応答スペクトル

海洋気象台で観測された南北方向波 (Kobens), 第2種地盤の代表波として JR 鷹取駅で観測された南北方向波 (Takans) と第3種地盤の代表波としてポートアイランドで観測された南北方向波 (Portns) を用いて検討を行った。これらの振動特性を明確にするために図-1 に応答スペクトルを示す。Kobens に関しては約 0.3 秒から 0.8 秒付近で、また、Takans に関しては約 0.4 秒から 1.2 秒付近で、Portns に関しては約 0.5 秒から 1.6 秒付近で卓越周期を有していることが分かる。また、入力地震動により、短周期側における加速度応答の変化量が異なっていることが分かる。Kobens においては急激に増加しているが、Takans 及び Portns においては比較的緩やかに増加しており、入力地震動の振動特性によって構造物の応答に及ぼす影響が異なることが分かる。

2.2 運動方程式の定式化

本研究では、構造物の地震時挙動が 1 次振動モードに支配されることを考慮し、図-2 に示すような解析モデルを用いて検討を行っている。これは、上部構造物を 1 自由度振動系で表し、基礎—地盤系と構造物の動的相互作用を容易に取り入れるために、基礎—地盤系を並進 (Sway) 運動と回転 (Rocking) 運動からなる SR モデルで表した 3 自由度振動系モデルである。このモデルの妥当性に関する研究はいくつか行われている^{9),10)}。基礎を支持する地盤については、基礎周辺地盤と基礎の支持地盤からなる 2 層構造として検討する。基礎地盤のバネ剛性及び減衰の算出に関しては、弾性波動を対象としたインピーダンス関数の適用を参考にして、基礎の並進及び回転方向のバネ定数と減衰定数を求めた^{11),12),13)}。埋め込んだ基礎に対する並進力及び回転力は基礎の重心位置に関する運動として表す。基礎地盤の剛性及び減衰は、基礎周辺の地盤特性や基礎形状等の諸量を用いて表される。ここでは、基礎の直径を 5m、基礎の高さを 10m、基礎の単位体積重量を 27kN/m³ と設定した。

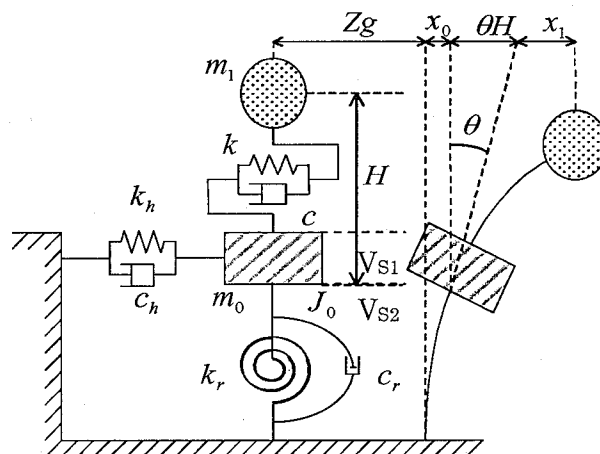


図-2 構造物—基礎—地盤系の解析モデル

地盤については、地盤の単位体積重量を 17kN/m³ とし、Kobens による検討では、上層地盤のせん断波速度 V_{S1} を 300m/s、下層地盤のせん断波速度 V_{S2} を 350m/s と設定した。また、Takans による検討の場合は、上層地盤のせん断波速度 V_{S1} を 150m/s、下層地盤のせん断波速度 V_{S2} を 300m/s、Portns による検討の場合は、上層地盤のせん断波速度 V_{S1} を 100m/s、下層地盤のせん断波速度 V_{S2} を 300m/s と設定した。

この 3 自由度系構造物に対する運動方程式は以下のよう表される。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K(t)]\{x\} = \{F\} \quad (1)$$

ここで $[M]$ 及び $[C]$ は、それぞれ質量、減衰マトリクスであり、 $\{F\}$ は、地震力による外力ベクトルである。また、 $[K(t)]$ は時間に依存した応答量の関数として表される剛性マトリクスであり、時間ステップ毎に逐次計算している。入力地震動に対して、構造物の応答が非線形性を有する場合、時間領域での直接積分法が用いられる。そこで、Newmark の β 法 ($\beta=0.25$) を用いて時刻毎の応答を表し、剛性等の時間依存性を考慮すると、次式に示すように増分法を用いて運動方程式が求められる。

$$[M]\{\Delta\ddot{x}\} + [C]\{\Delta\dot{x}\} + [K(t)]\{\Delta x\} = \{\Delta F\} \quad (2)$$

式(2)に対して増分法を適用すると、応答の増分 $\{\Delta x\}$ に関して以下の式が得られる。

$$[\tilde{K}(t)]\{\Delta x\} = \{\Delta\tilde{F}\} \quad (3)$$

ここで、

$$[\tilde{K}(t)] = [K(t)] + \left(\frac{4}{\Delta t^2}\right)[M] + \left(\frac{2}{\Delta t}\right)[C] \quad (4)$$

$$\{\Delta \tilde{F}\} = \{\Delta F\} + [\tilde{M}] \left\{ \left(\frac{4}{\Delta t^2} \right) \{\dot{x}\} + 2\{\ddot{x}\} + [\tilde{C}] (2\{\dot{x}\}) \right\} \quad (5)$$

これより、それぞれの時間増分に対するの応答量は、式(3)により求められる。以上より得られる結果を用いて、各要素の節点力に関するの評価を行う。

時刻 $t + \Delta t$ における任意の要素の変位応答が $\{\Delta x_e\}$ だけ増分すると、節点力 $\{R_e\}$ が $\{\Delta R_e\}$ だけ増分する。すなわち、

$$\{R_e + \Delta R_e\} = [K_e(t) + \Delta K_e] \{x_e + \Delta x_e\} \quad (6)$$

となる。ここで、節点の増分量 $\{\Delta R_e\}$ は

$$\{\Delta R_e\} = [\Delta K_e] \{x_e\} + [K_e(t)] \{\Delta x_e\} + [\Delta K_e] \{\Delta x_e\} \quad (7)$$

ようになる。 $\{\Delta R_e\}$ と $\{\Delta x_e\}$ は、それぞれ微小項を表している。ここでは、1 次の微小項のみに注目し、 $[\Delta K_e] \{x_e\}$ については2 次の微小項となるため無視する。式(6)のように表された時刻毎の応答の増分量は修正 Newton Raphson 法を用いて求めている。ここでの上部構造物の重量は 1.0MN、高さ 10m、初期減衰定数 5% と設定している。

2.3 エネルギー応答評価の基本式

式(1)についてエネルギーの釣合式を考える。両辺に $\{dx\} = \{\dot{x}\}dt$ をかけて時刻 t まで積分すると、時刻 t までのエネルギーとして次式が得られる。

$$\int_0^t \{\dot{x}\}^T [M] \{\ddot{x}\} dt + \int_0^t \{\dot{x}\}^T [C] \{\dot{x}\} dt + \int_0^t \{\dot{x}\}^T [K(t)] \{x\} dt = - \int_0^t \{\dot{x}\}^T \{F\} dt \quad (8)$$

ここで、左辺の第1項は運動エネルギー (E_K)、第2項は減衰エネルギー (E_D)、第3項はひずみエネルギー (E_H)、右辺は地震入力総エネルギー (E) であり、各エネルギーは以下のように表せる。

(i) 運動エネルギー: E_K

$$E_K = \int_0^t \{\dot{x}\}^T [M] \{\dot{x}\} dt = \frac{1}{2} \{\dot{x}\}_t^T [M] \{\dot{x}\}_t - \frac{1}{2} \{\dot{x}\}_0^T [M] \{\dot{x}\}_0 \quad (9)$$

(ii) 減衰エネルギー: E_D

$$E_D = \int_0^t \{\dot{x}\}^T [C] \{\dot{x}\} dt \quad (10)$$

(iii) ひずみエネルギー: E_H

$$E_H = \int_0^t \{\dot{x}\}^T [K(t)] \{x\} dt \quad (11)$$

(iv) 地震入力総エネルギー: E

$$E = \int_0^t \{\dot{x}\}^T \{F\} dt \quad (12)$$

すなわち、式(8)は次のように表される。

$$E_K + E_D + E_H = E \quad (13)$$

ここで減衰エネルギーは粘性減衰によるものである。また、ひずみエネルギーについては、地震動を受ける構造物が弾塑性応答をした場合、振動終了時には履歴エネルギーが支配的となる。

3. Park and Ang ら⁹⁾の損傷指標 D

Park and Ang らは、多くの実験結果を統計的に処理し、繰り返し荷重を受ける RC 構造物の崩壊に関する照査基準として損傷指標 D を用いることを提案した。Park and Ang ら⁹⁾が提案した損傷指標 D に関しては、鉄筋コンクリート橋脚について検討されている。ここでは塑性率と損傷度の関係を明らかにすることを目的としているため、非線形特性をある程度評価でき、簡単なモデルである剛性低下型トリリニア型復元力特性モデルで検討した。この損傷指標 D は、構造物の変形と履歴吸収エネルギーの線形結合として定義されており、次式によって与えられる。

$$D = \frac{x_{1M}}{x_{1u}} + \frac{\beta}{Q_y x_{1u}} \int dE \quad (14)$$

ここで、 x_{1M} : 最大応答変位、 x_{1u} : 単調載荷時の終局

表 - 1 Park の損傷指標と損傷程度との関係

Park の損傷度	損傷の程度
0~0.1	わずかな損傷～まばらなひび割れ
0.1~0.2	軽微な損傷～小さなひび割れ
0.2~0.4	中程度の損傷～ひび割れ・剥離
0.4~1.0	大被害～圧壊・鉄筋の座屈
1.0~	崩壊～全体的・部分的崩壊

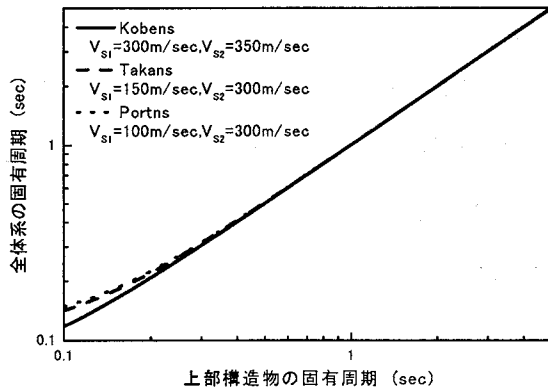


図-3 固有周期に及ぼす動的相互作用の影響

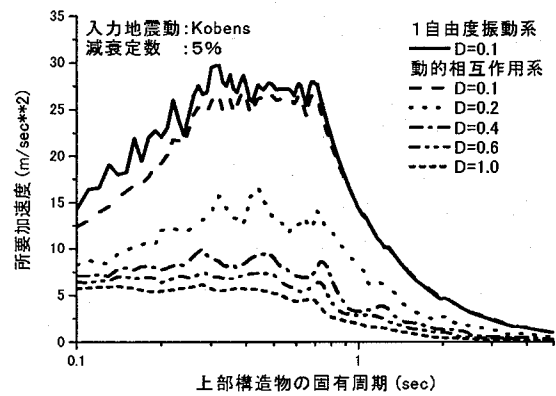


図-4 必要強度スペクトル (Kobens)

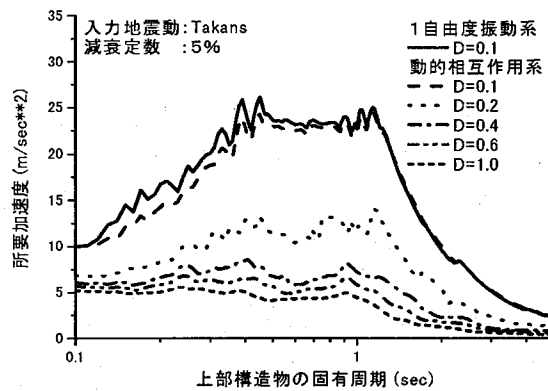


図-5 必要強度スペクトル (Takans)

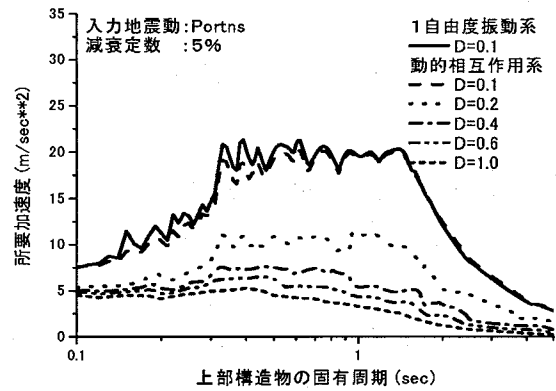


図-6 必要強度スペクトル (Portns)

変位, Q_y : 降伏耐力, dE : 消費エネルギーの増分, β : 部材の断面特性等に依存した正の係数であり, ここでは既往の研究¹⁴⁾を参考にして0.15とした. また, 終局変位に関しては, 降伏変位の7倍として検討を行った. 表-1にParkの損傷と損傷程度との関係を示す. 本研究においては, Parkらの損傷指標Dを目標性能とし, $D=0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 1.0$ について検討を行った.

一方, 道路橋の耐震設計に関する目標性能は3段階の耐震性能に分類されている. 耐震性能1に関しては, L1地震動を, 耐震性能2と3に関しては, L2地震動を対象としている. 本研究では, この耐震性能の分類とParkらの損傷指標の関連性について表-1に示した損傷指標と損傷程度との関係から $D=0.2 \sim 0.4$ の間が耐震性能2に, $D=0.4 \sim 1.0$ の間が耐震性能3に対応するとして検討を行った.

4. 解析結果

この節では, 基礎-地盤系をSRモデルで考慮した3自由度振動系(以下: 動的相互作用系)の必要強度スペクトルから得られる結果を用いて, 構造物の損傷に及ぼす動的相互作用の影響について検討を行う. 基礎地盤のバネ剛性及び減衰は, 弾性波動を対象として算出しているため, 地盤の非線形特性は考慮していない. ここでの目標性能はParkらの損傷指標を用い $D=0.1, 0.2, 0.4, 0.6,$

1.0としている. また, 許容塑性率を「橋脚が崩壊するような致命的な損傷に対しての安全性が確保される塑性率」と考え, RC橋脚の一般的な値5について検討を行った. これらの目標性能を満足した場合の必要強度スペクトルを算出し, 最大応答塑性率や地震入力エネルギー等に対する検討を行った. ここでは, 目標性能を満足するまで降伏変位の設定を変化させ, 繰り返し計算により求めた. また, 降伏変位の不確実性が必要強度スペクトル算出に及ぼす影響についても検討を加えている. また, ここでの解析結果は単位質量に関して示している.

4.1 必要強度スペクトルによる検討

まず, 動的相互作用の影響を明確にするために, 図-3に上部構造物と構造物全体系の1次の固有周期の関係について示す. 本研究では, 上部構造物の剛性を $k = m_1 \omega^2$ で与えており, 上部構造物の固有周期に対応させて剛性を変化させている. この図より, 上部構造物の短周期側においては, 動的相互作用を考慮することにより, 構造物全体系の固有周期が若干長くなっていることが分かる. また, 上部構造物の固有周期が長くなるにつれ, 構造物全体系の固有周期は上部構造物の固有周期に依存していることが分かる. これらの相違は, 軟弱地盤として検討したTakans及びPortnsの場合が顕著である. これらのことから, 動的相互作用の影響を受ける固有周期域に関して, 構造物の損傷評価を検討しておくことは非常に重要であると考えられる.

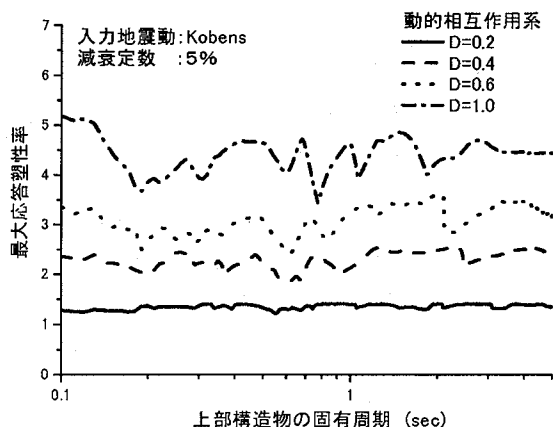


図-7 動的相互作用系の最大応答塑性率 (Kobens)

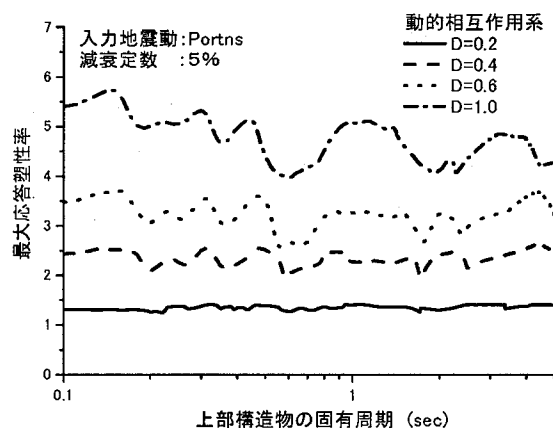


図-9 動的相互作用系の最大応答塑性率 (Portns)

次に、動的相互作用系の必要強度スペクトルについて検討を行う。図-4、図-5及び図-6に、入力地震動として Kobens, Takans, Portns を入力した場合の必要強度スペクトルをそれぞれ示す。図中には、1自由度振動系において構造物の損傷が比較的小さいと評価される $D=0.1$ の場合についても示している。1自由度振動系と動的相互作用系の $D=0.1$ の場合について比較を行うと、Kobens を入力した場合には、構造物の短周期側において動的相互作用の影響を受け、両者の所要加速度に相違が認められる。一方、Takans 及び Portns を入力した場合では、短周期側において所要加速度に若干の相違が認められるが、その差は Kobens を入力した場合よりも僅かである。これは、Takans 及び Portns の場合には、図-1に示したように短周期側における応答スペクトルの増加量が緩やかであるため、動的相互作用系における固有周期の増加の影響が小さい。このため、動的相互作用の影響が小さいことが分かる。しかしながら、動的相互作用を考慮することで所要加速度を低減することが可能であると考えられる。これら動的相互作用の影響は、構造物の固有周期が長くなるにつれ、認められなくなることが分かる。また、これらの図から動的相互作用系においても、構造物の損傷を許容することで所要加速度がかなり低減されることが分かる。耐震性能2で構造物の設計を検討する際には

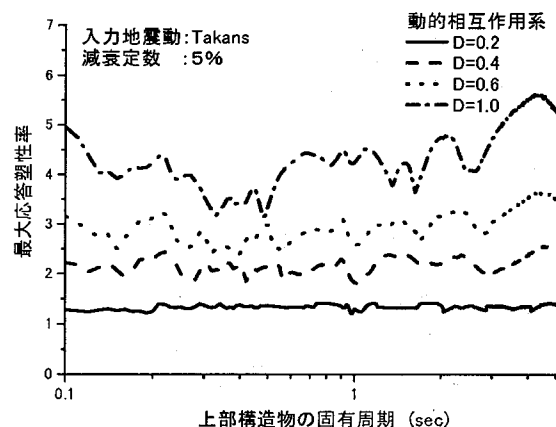


図-8 動的相互作用系の最大応答塑性率 (Takans)

$0.2 < D < 0.4$ の領域内で、耐震性能3で構造物の設計を検討する際には $0.4 < D < 1.0$ の領域内で所要加速度を設定すればよいことになる。また、 $D=1.0$ の場合は、構造物は崩壊とみなされるため、動的相互作用系における所要加速度の下限値となることが分かる。

4.2 最大応答塑性率による検討

本研究では許容塑性率を設定し検討しているため、目標性能を満足した場合の最大応答塑性率が許容塑性率内であるか検討しておくことは重要なことである。図-7、図-8及び図-9に、各入力地震動に対して目標性能を満足した場合の最大応答塑性率をそれぞれ示す。目標性能として $D=1.0$ とした場合についてみると、各入力地震動とも一般的な構造物が有する固有周期領域において、最大応答塑性率は5以下であり、許容塑性率を満足していることが分かる。しかし、Kobens および Portns を入力した場合には、構造物の短周期側で最大応答塑性率が5を超えていることが分かる。Takans においては、構造物の長周期側において最大応答塑性率が5を超えていることが分かり、これらの固有周期領域においては、目標性能の再検討が必要になることが分かる。また、これらの図より構造物の損傷度が小さい場合には、構造物の固有周期や入力地震動の振動特性に依らず、一定の値を示していることが分かる。しかしながら、大きな構造物の損傷度を許容する場合には、構造物の固有周期により相違が認められるようになる。この要因としては、式(14)に示した Park らの損傷指標が、構造物の変形と履歴吸収エネルギーの線形結合として定義されていることである。つまり、構造物の変形・損傷が小さい場合には履歴吸収エネルギーは小さいため、損傷指標への影響度は小さい。一方、構造物の損傷が大きい場合には履歴吸収エネルギーも大きく、損傷指標への影響度は顕著となる。これらのことから、構造物の損傷が小さい場合には、構造物の最大応答塑性率で耐震性能評価を行うことが可能であるが、損傷が大きい場合には、構造物の最大応答塑性率と履歴吸収エネルギーに着目した総合的な評価が必要であることが分かる。

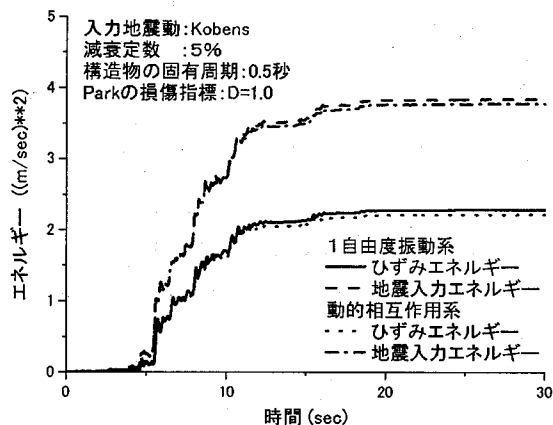


図 - 10 時刻歴エネルギー収支 (Kobens)

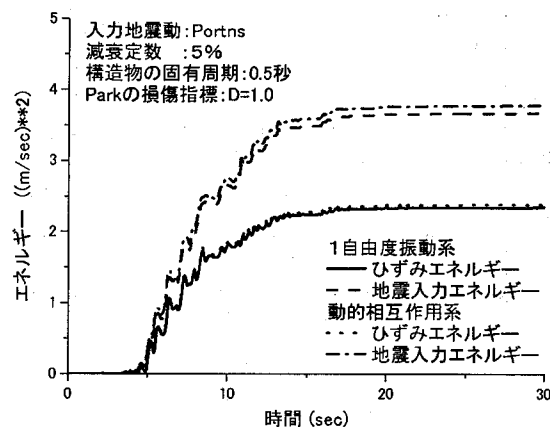


図 - 11 時刻歴エネルギー収支 (Portns)

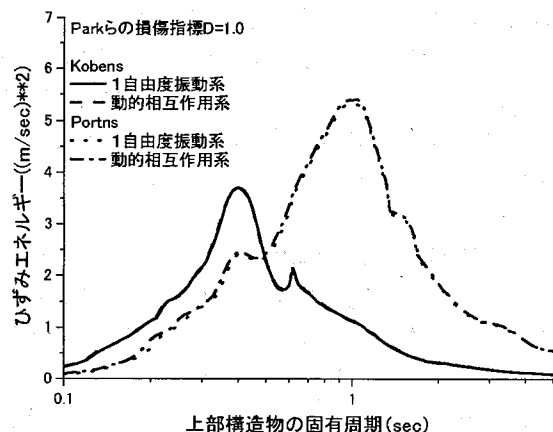


図 - 12 ひずみエネルギースペクトル

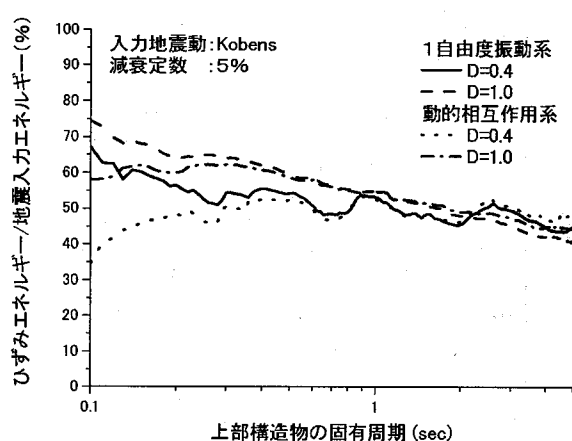


図 - 13 D=0.4, 1.0 についてのエネルギーの比率 (Kobens)

4.3 エネルギー収支による検討

次に、エネルギー収支に着目した検討を行う。図 - 10 及び図 - 11は、構造物の固有周期を0.5秒、損傷指標 $D=1.0$ とした場合の時刻歴エネルギー収支を、KobensとPortnsについてそれぞれ1自由度振動系と動的相互作用系の比較として示したものである。1自由度振動系と動的相互作用系におけるひずみエネルギーと地震入力エネルギーの大小関係は、入力地震動の振動特性により逆の傾向を示しており、動的相互作用の影響が現れていることが分かる。しかしながら、これらの相違は非常に僅かであり、ほぼ同様の値を示していると言える。これは、構造物の目標性能を規定しているため、構造物の変形性能があまり変化せず、構造物が吸収し得るエネルギー量が変化しないことと、構造物の固有周期0.5秒付近では、動的相互作用の影響は小さいため、エネルギー収支による評価においても相違が認められなかったと考えられる。

図 - 12 は、目標性能である Park らの損傷指標を $D=1.0$ と設定し Kobens と Portns を入力した場合のひずみエネルギーについて、1自由度振動系と動的相互作用系の比較として示したものである。この図より、Portns におけるひずみエネルギーが Kobens よりも大きいことが分かり、入力地震動の振動特性の影響が異なることが分かる。

また、両地震動ともに1自由度振動系と動的相互作用系のひずみエネルギー量は同等の値を示している。これは、上述したように、構造物の目標性能を規定しているため構造物が吸収し得るエネルギー量が変化しないことが要因として考えられる。

図 - 13は、1自由度振動系及び動的相互作用系について Park らの損傷指標を $D=0.4, 1.0$ とした場合のひずみエネルギーと地震入力エネルギーの比率を Kobens について示したものである。この図より、構造物の短周期側において動的相互作用の影響により、エネルギーの比率が小さく現れていることが分かる。構造物の固有周期が0.5秒付近までエネルギー比率に差が生じており、 $D=0.4$ の場合には1自由度振動系において約60%程度、動的相互作用系においては約40%、 $D=1.0$ の場合には、それぞれ約70%と約60%程度であり、動的相互作用の影響が現れていることが分かる。これは、動的相互作用を考慮することにより構造物の応答が異なり、地震入力エネルギーの評価が異なることが要因として考えられる。これらのことは、入力地震動の振動特性に大きく依存するため、構造物の損傷評価を行う際には構造物の固有周期と基礎-地盤系が及ぼす動的相互作用の影響を明確にしておく必要がある。

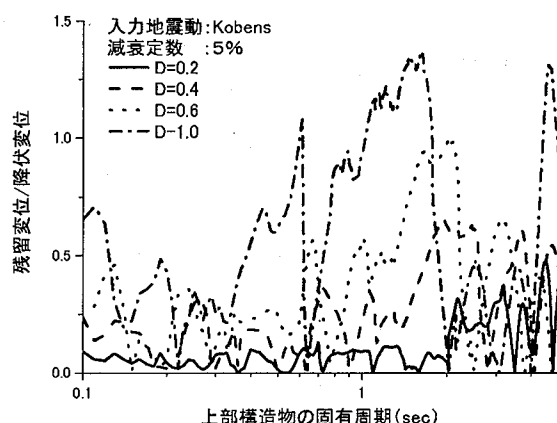


図 - 14 残留変位スペクトル (Kobens)

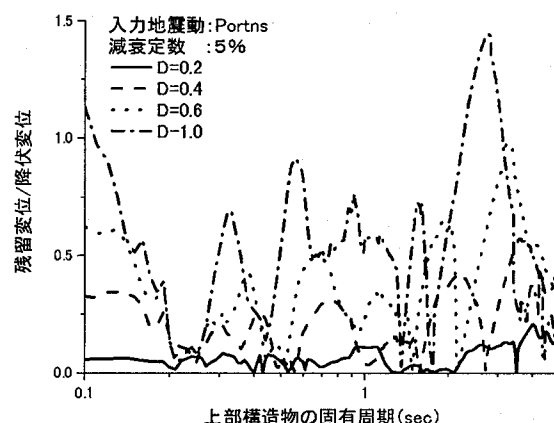


図 - 15 残留変位スペクトル (Portns)

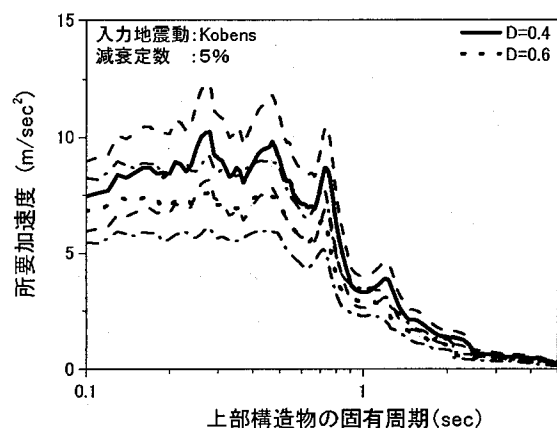


図 - 16 不確定性を考慮した必要強度スペクトル
(耐震性能2と耐震性能3との比較)

4.4 残留変位による検討

次に動的相互作用系の残留変位についての検討を行う。ここでは、目標となる損傷指標を満足した際の残留変位について検討を行う。残留変位は耐震性能2に対する照査項目であり、構造物の早期復旧という観点からも非常に重要な値である。本研究では、降伏変位を変化させ所要加速度を算出していることから、残留変位と降伏変位の比を残留変位スペクトルとして示す。図 - 14及び図 - 15は、動的相互作用系について各目標性能を満足した場合の残留変位を降伏変位に対する比として、KobensとPortnsについてそれぞれ示したものである。Kobensを用いた場合についてみると、目標とする損傷指標が $D=0.2$ と小さい場合には構造物の固有周期に依らず比較的小さな値を示していることが分かる。また、目標とする損傷指標が増加するについて、構造物の固有周期に対する依存性が高くなりバラツキが認められるようになる。この傾向は、Portnsを用いた場合においても同様である。これらのことから、耐震性能2に対する検討を行う際には、残留変位が生じる場合には、降伏変位の約0.5倍程度の残留変位まで許容可能としなければならない。また、耐震性能3に対する検討を行う際には、降伏変位の約1.0倍程度の残留変位

まで許容可能としなければならないことが分かる。さらに、これらの残留変位は構造物の固有周期に大きく依存しており、残留変位が認められない場合もあることが分かる。このことは目標とする損傷指標が $D=1.0$ の場合に非常に顕著に現れていることが分かる。この要因としては、入力地震動の振動特性と構造物の固有周期の関係が影響していると考えられるため、これらの影響を明確にしておくことが重要となる。また、これらの値は構造物の修復可能性に大きく関与するため、橋脚限界値等の評価との関連について明確にしておく必要があり、今後の課題である。

4.5 不確定性の影響による検討

次に、耐震性能に対応した構造物の信頼性評価を行う。構造物の強度特性は一般に不確定要因を有している。本研究で用いたParkらの指標には、降伏変位に関与する項を有しており、これが変動を伴う場合の構造物の耐震性能評価について検討しておくことは重要なことと考えられる。ここでは、必要強度スペクトルを評価する場合、その設定に必要な降伏変位が変動係数20%の変動性を有する場合を考えて、それが所要加速度の評価に及ぼす影響について検討を加えることにする。図 - 16は、実線は $D=0.4$ とし破線は平均値 ± 2 倍の標準偏差、点線は $D=0.6$ とし1点鎖線は平均値 ± 2 倍の標準偏差の場合を示している。この図より、不確定性を考慮して検討する際には耐震性能2のレベルに加えて、耐震性能3も考慮しなければならないことが分かる。

5. まとめ

本研究では、SRモデルで表した3自由度振動系を用いて、構造物の損傷を目標性能とした場合の必要強度スペクトルを算出し、その評価に及ぼす動的相互作用の影響について検討した。ここでは、振動特性の異なる3つの地震動に対して、構造部材のエネルギー収支と構造物全

体系のエネルギー収支に着目し、構造物の変形性能と損傷評価との関係を1自由度振動系と比較して検討を加えた。本研究から得られた解析結果を要約すると以下のようになる。

- (1) 構造物の損傷を目標性能とすることで、構造物-基礎-地盤系の動的相互作用を考慮した場合においても必要強度スペクトルを低減することが可能なる。また、動的相互作用の影響を受ける固有周期領域においては、必要強度スペクトルの評価について、その影響を考慮する必要がある。
- (2) 構造物の損傷を目標性能とした場合には、許容する損傷度によって最大応答塑性率の傾向は異なる。構造物の損傷が小さい場合には、構造物の固有周期に依らず一定の値を示す傾向にあり、損傷度の増加に伴いバラツキが顕著に認められる。よって、耐震性能レベルが小さい場合には、構造物の最大応答塑性率で耐震性能評価を行うことが可能であるが、損傷が大きい場合には、構造物の最大応答塑性率と履歴吸収エネルギーに着目した総合的な評価が必要である。
- (3) エネルギー収支においては、動的相互作用の影響が小さい場合には、構造物の目標性能を規定しているため、構造物の吸収し得るエネルギー量は変化せず、同程度の評価を示すことが分かる。しかしながら、動的相互作用の影響が顕著な領域においては、地震入力エネルギーに対する比率は異なるため、動的相互作用系における構造物の損傷評価においては、構造物全体系に対するひずみエネルギーの比率を明確にする必要がある。
- (4) 損傷指標を目標性能として用いた残留変位スペクトルでは、耐震性能2 ($0.2 < D < 0.4$) に対する検討を行う際には、降伏変位に対して約0.5倍程度、耐震性能3 ($0.4 < D < 1.0$) に対する検討を行う際には、降伏変位に対して約1.0倍程度の残留変位まで許容可能としなければならない。しかし、耐震性能3に対しては、構造物の固有周期によるバラツキが顕著に認められるため、入力地震動と構造物全体系の固有周期の関係を明確にしておくことが重要である。また、これらの値は構造物の修復可能性に大きく関与するため、橋脚限界値等の評価との関連について明確にしておく必要がある。

参考文献

- 1) H.Iemura et al : Ductility strength demand for near field earthquake ground motion, Structural safety and Probability, pp.1705-1708, 1998
- 2) 土岐憲三, 清野純史, 石崎浩, 小野祐輔:「地盤と構造物の相互作用を考慮した必要強度スペクトル」, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1861-1866, 1998.11
- 3) 土岐憲三, 清野純史, 小野祐輔:「地盤-構造物系の相互作用を考慮した必要強度スペクトルに関する研究」, 第54回年次学術講演会講演概要集 第1部(B), pp.824-825, 1999
- 4) 三上卓, 平尾潔, 笹田修司, 澤田勉, 成行義文:「レベル2地震動に対する設計震度スペクトルに関する一研究」, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.3061-3066, 1998.11
- 5) 三上卓, 平尾潔, 成行義文, 澤田勉, 笹田修司:「レベル2地震動に対する損傷制御震度スペクトルに関する一研究」, 土木学会, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.809-818, 1999.3
- 6) Park, Y.-J., and Ang, A.H.-S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, pp.722-739, April 1985
- 7) 木村至伸, 河野健二:「非線形性を有する地盤-構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究」, 土木学会, 構造工学論文集 Vol.47A, pp.693-700, 2001.3
- 8) 木村至伸, 河野健二, 栗脇真:「動的相互作用を考慮した多自由度構造物系の耐震性能評価に関する基礎的研究」, 日本地震工学会論文集, 第3巻, 第1号, pp.37-46, 2003.1
- 9) 佐藤忠信: 講座「地盤と構造物の動的相互作用の解析法」, 土と基礎, 土質工学会, pp.63~70, 1992
- 10) 山下典彦, 土岐憲三, 佐藤忠信:「群杭基礎-地盤-構造物系の動的相互作用におけるSRモデルの構築」, 第24回地震工学研究発表会講演論文集 pp.645~648, 1997
- 11) H.Takemiyu : Simplified Model for Building foundation Interaction, Jour. Engg. Mech. Div., ASCE, Vol.103, pp.345-351, 1997
- 12) A.S.Veletsos and B.Verbic : Viscoelastic Foundations, Earthq. Eng. Struct. Dyn., Vol.2, pp.87-102, 1973
- 13) Y.Yamada et al : Random Response Analysis of A Nonlinear Soil-Suspension Bridge Pier, Earthq. Eng. Struct. Dyn., Vol.7, pp.31-47, 1979
- 14) Fajfar, P.: Equivalent Ductility Factors, Taking into Account Low-Cycle Fatigue, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.21, No.10, pp.837-848, 1992.10

(2006年4月13日受付)