

地震動特性と構造物の地震応答の非対称性 に関する基礎的検討

坂井 公俊¹・室野 剛隆²

¹正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

1. はじめに

構造物の地震時応答特性や損傷程度は地震動が持つ振幅特性のみならず、位相特性にも大きな影響を受ける。例えばRC柱については軸方向鉄筋座屈後は繰り返し載荷によって耐力低下が生じ、耐力低下の程度は繰り返し回数に依存していることが明らかになっている¹⁾。つまり、継続時間が長く繰り返し回数が多い地震時には構造物の損傷がより進行すると考えられる。このような考えに基づいて、道路橋の耐震設計には地震発生種別に応じた限界値の使い分けが行われている²⁾。また、異なる位相特性を持つ複数の地震波を用いたRC柱の振動台実験を行うことにより、構造物の崩壊は最大応答値や繰り返し回数よりも、正側負側最大応答値の平均を用いることで精度よく評価可能である、といった結果も報告されている³⁾。以上からも、地震動の位相特性と構造物の損傷程度が密接な関係を持っていることは明白であり、地震動と構造物の応答特性の関係を把握しておくことは、構造物の地震時安全性を検討する際に非常に重要である。

地震動の位相特性は一般には、震源特性、伝播経路特性、サイト特性の寄与からなると考えられる⁴⁾。そのため同一観測地点（サイト特性が同一）においては、地震規模、震源距離が大きくなるほど地震動の継続時間は長くなり、繰り返し回数が多くなる傾向がある。さらに、震源が近い場合、地震動はパルス的な傾向を示すために、構造物の応答変位が片側に偏ると考えられ、震源が遠ざかるほど、構造物は正負両側に均等になると考えられる。そのため構造物の損傷が正負両側応答値の平均に支配されていると考える場合には、たとえ最大応答値が等しい場合

にも、遠方の地震による損傷程度が大きくなる可能性がある。しかしながら地震動特性の違いによる構造物応答の非対称性について検討された例はほとんどない。そこで本検討では地震動特性の違いによって構造物の応答値（主に片側最大応答値と両側平均応答値）がどのように変化するかについて観測記録に基づいた検討を行う。

2. 両側所要降伏震度スペクトル

(1) 定義

鉄道構造物の耐震設計⁵⁾において、地震時の構造物応答値を算定する手法の一つとして所要降伏震度スペクトルが用いられることがある。これは非線形応答スペクトル⁶⁾の一種であり、構造物の応答塑性率ごとに固有周期と降伏震度との関係を図化したものである⁷⁾。この所要降伏震度スペクトルを用いることで、ある周期、降伏震度を有する構造物の応答塑性率を簡便に求めることが可能である。ここで言う塑性率は最大応答変位を降伏変位で除することにより求められ、式(1)で定義される。本検討ではこれを「片側塑性率」と呼ぶ。この片側塑性率を用いて得られた所要降伏震度スペクトルを「片側所要降伏震度スペクトル」と呼ぶこととする。

$$\mu^{\max} = \frac{\max(|\delta_{\max}^{(+)}|, |\delta_{\max}^{(-)}|)}{\delta_y} \quad (1)$$

ここで $\mu^{\max}$ は片側塑性率、 $\delta_{\max}^{(+)}$ 、 $\delta_{\max}^{(-)}$ はそれぞれ図-1に示す地震時の正側、負側応答最大値、 δ_y は降伏変位である。

これに対し、構造物の損傷程度と関係があるとき

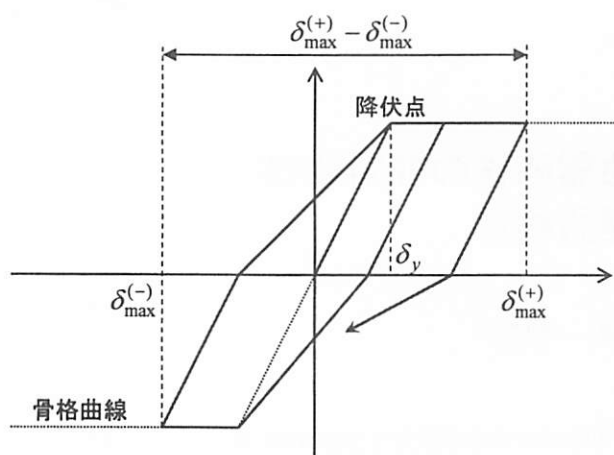


図-1 塑性率の定義

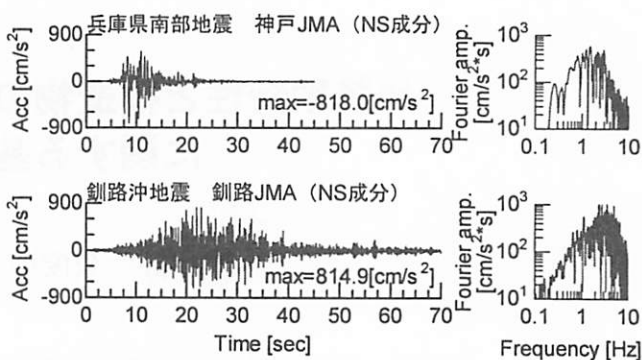
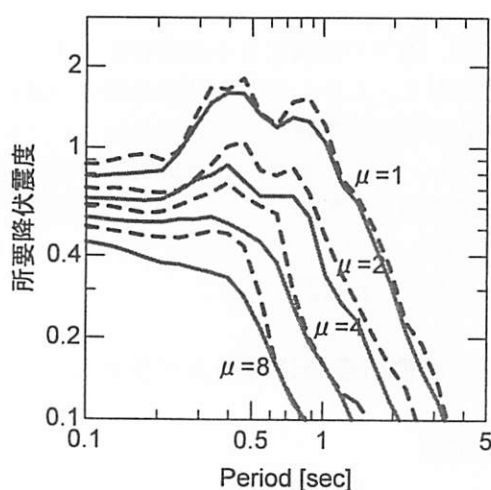
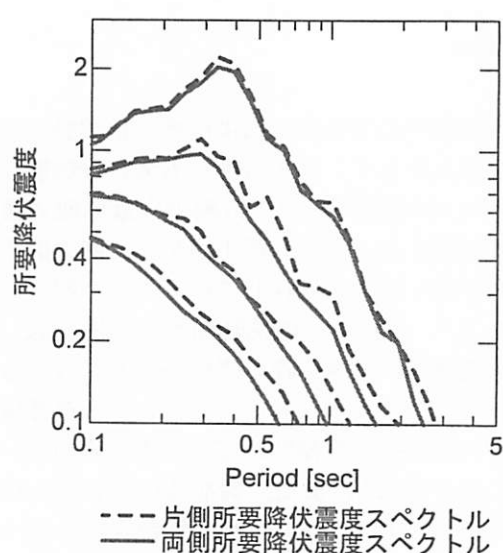


図-2 検討に用いる観測記録



(a) 兵庫県南部地震 神戸 JMA



(b) 釧路沖地震 釧路 JMA

図-3 片側所要降伏震度スペクトルと両側所要降伏震度スペクトル

れている正側負側応答値の平均を式(2)のように定義し、「両側塑性率」と呼ぶ。

$$\mu^{ave} = \frac{|\delta_{\max}^{(+)}| + |\delta_{\max}^{(-)}|}{2 \times \delta_y} \quad (2)$$

この両側塑性率 μ^{ave} を用いて得られる所要降伏震度スペクトルを「両側所要降伏震度スペクトル」と呼ぶこととする。

つまり、片側所要降伏震度スペクトルは、ある周期を持った構造物が、ある地震時にある応答塑性率を示すために必要な降伏震度をスペクトル表示したもの、両側所要降伏震度スペクトルは正側負側の応答塑性率の平均値を示すために必要な降伏震度をスペクトル表示したものと言える。現在の構造物の設計には主に片側所要降伏震度スペクトルが用いられ

ているが、構造物の損傷を地震時の正側負側応答の平均値で制御するような設計体系を用いた場合には、両側所要降伏震度スペクトルを適用することで、従来とほぼ同様の手続きに従って、両側振幅を考慮した設計を行うことが可能となる。

(2) 試計算

ここではサンプル地震動を用いて前節で定義した所要降伏震度スペクトルの試計算を実施する。入力地震動としては、兵庫県南部地震による神戸JMA観測記録(NS成分)と釧路沖地震による釧路JMA観測記録(NS成分)を用いる(図-2)。これらの地震波はいずれも 800cm/s^2 以上と比較的大きな加速度が観測された記録であるが、その経時特性は大きく

異なっている。兵庫県南部地震における観測記録は主要動が10秒程度で終了しているが、釧路沖地震では30秒以上も継続している。構造物は1自由度系で表現し、骨格はバイリニアモデル、履歴はクラフモデルとする。第1勾配に対する第2勾配の比は0.05、除荷時の剛性低下指数は0.2とし、基本的には鉄道構造物の設計に用いる所要降伏震度スペクトル作成条件と同じものを用いている⁹⁾。ただし減衰定数は周期に依存させず一定の0.05を用いた。以上の解析条件を用いて得られる片側、両側所要降伏震度スペクトルを図-3に示す。

図中の点線が片側所要降伏震度スペクトル、つまり現在の設計において一般的に用いられているスペクトル、実線が両側所要降伏震度スペクトルである。もし仮に構造物が正負均等に応答した場合、片側所要震度と両側所要震度は一致する。ところが図-3の結果を見ると、両側所要降伏震度スペクトルはほぼ全ての周期において片側所要降伏震度スペクトルを下回っている。これはつまり地震時に構造物は正負均等に振動するのではなく、どちらか一方に大きく振動していることを意味している。よって構造物の損傷を地震時の正負両側応答で規定出来るとした場合には、これまでの構造物と比較して、同一周期、靱性率を持った構造物に付与すべき降伏震度が小さくなることを示している。

図-4には、構造物の周期、塑性率を固定した場合の両側所要震度と片側所要震度の比（ $\mu=4$ の場合）を示してある。この結果より、震度比は0.6～1.0程度の値を示すこと、周期によって大きくばらつくことが分かる。本節においては、釧路沖地震と兵庫県南部地震といった経時特性の異なる代表的な2記録において検討を行っているが、この2記録のみの検討では、周期によるばらつきが大きく、経時特性と震度比の関係を見出すことは困難である。ただしここでは限られた2記録のみの検討であるため、次節以降では、多数の記録に対してこの震度比を算出し、地震発生種別や震源距離に対して震度比がどのように変化するかについて検討を行う。

3. 両側所要降伏震度一片側所要降伏震度の比

(1) 比較的大きな加速度レベルにおける検討

本節では、これまで観測された地震記録のうち比較的大きな加速度レベルの記録に対して図-4のような両側所要降伏震度と片側所要降伏震度の比を算出

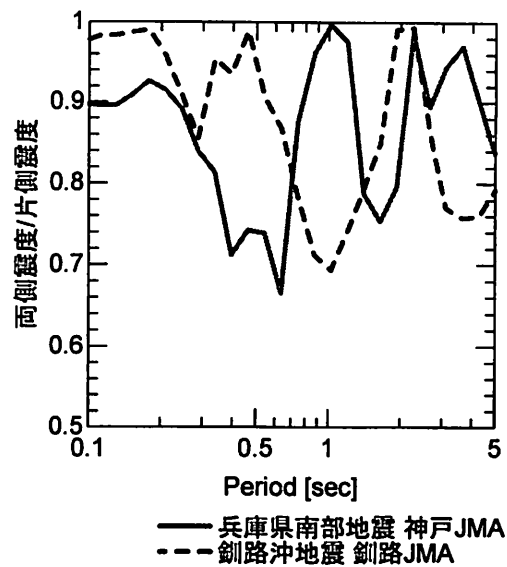


図-4 両側所要震度-片側所要震度の比
（ $\mu=4$ の場合）

する。現在の鉄道・道路構造物の耐震設計で用いているレベル2地震動応答スペクトルは、近年の強震記録をある一定超過確率で包絡するように設定されている。そのため実際の強震記録に対してこれらの検討を行うことにより得られる知見は、レベル2地震動の位相特性を設定する際の基礎的な資料となると考えられる。

ここで用いる記録としては、筆者らが近年の観測記録をもとにレベル2地震動の見直しを行った際に使用したものである（表1、表2）⁸⁾。また、内陸活断層による地震、海溝型地震といった地震発生種別による片振れ（一方のみに変形が進行）、両振れ（正負均等に変形）の違いについても確認するため、地震種別ごとに検討を行い、結果の比較を行う。

図-5に全記録の震度比を地震種別ごとに重ねて示す（ $\mu=4$ の場合）。この結果を見ると、震度比はほぼ0.5～1.0の範囲にあるが、記録ごとのばらつきが非常に大きく、全体としての傾向は見取れない。そこで各周期ごとに全記録の平均と標準偏差を算出し、その結果も図-5中に太線で示してある。これより、両側一片側震度比は、周期が長くなるほど小さくなること、各周期におけるバラツキは周期帯によらずほぼ一定であることが分かる。これより、短周期構造物は地震時には正負ほぼ均等に振動するのに対し、周期の長い構造物ほどある一方向にのみ振動する傾向があると言える。また、内陸活断層による地震、海溝型地震といった地震種別による応答特性

表-1 本検討で用いた地震の一覧（内陸活断層による地震）

No.	地震名	発震日	Mj	Mw	記録数 (3.(1)で使用)	記録数 (3.(2)で使用)
1	兵庫県南部地震	1995. 01. 17	7.3	6.9	10	-
2	鳥取県西部地震	2000. 10. 06	7.3	6.8	34	880
3	新潟県中越地震	2004. 10. 23	6.8	6.7	22	1144
4	新潟県中越地震(余震)	2004. 10. 23	6.5	6.4	24	1056
5	福岡県西方沖地震	2005. 03. 20	7.0	6.7	30	1060
6	能登半島地震	2007. 03. 25	6.9	6.7	10	1336
7	新潟県中越沖地震	2007. 07. 16	6.8	6.6	22	1220
計					152	6696

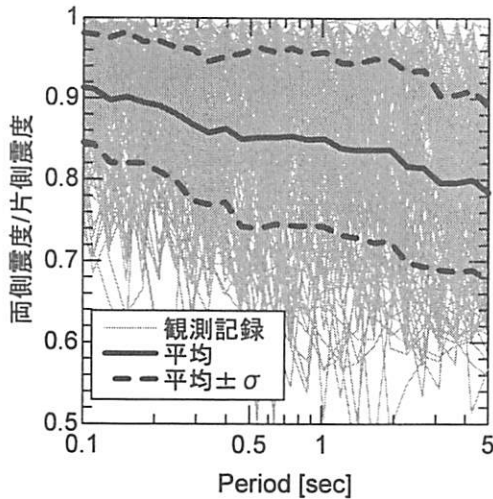
表-2 本検討で用いた地震の一覧（海溝型地震）

No.	地震名	発震日	Mj	Mw	記録数 (3.(1)で使用)	記録数 (3.(2)で使用)
1	宮城県沖地震（1978年）	1978. 06. 12	-	7.57	2	-
2	北海道南西沖地震	1993. 07. 12	-	7.83	2	-
3	北海道東方沖地震	1993. 10. 04	-	7.58	2	-
4	芸予地震	2001. 03. 24	6.7	6.8	20	-
5	三陸南地震	2003. 05. 26	7.1	7.0	22	1528
6	十勝沖地震（本震）	2003. 09. 26	8.0	8.0	22	1196
7	十勝沖地震（余震）	2003. 09. 26	7.0	7.3	12	1064
8	紀伊半島南東沖地震（前震）	2004. 09. 05	7.1	7.3	8	1348
9	紀伊半島南東沖地震（本震）	2004. 09. 05	7.4	7.5	10	1444
10	釧路沖地震（本震）	2004. 11. 29	7.1	7.0	16	876
11	釧路沖地震（余震）	2004. 12. 06	6.9	6.8	14	-
12	宮城県沖地震（2005年）	2005. 08. 16	7.2	7.1	20	1564
13	茨城県東方沖地震	2005. 10. 19	6.3	6.3	4	-
計					154	9020

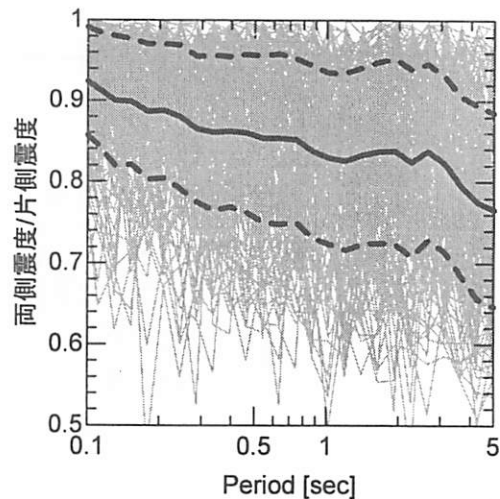
の差異を比較するために、図-6に各種別ごとの平均とばらつきを重ねて描く。両者の結果はほぼ一致しており、内陸活断層、海溝といった地震種別によって構造物の振動方向に傾向は見られないことが分かる。

以上の検討はいずれも構造物の塑性率が4の場合に限ったが、塑性率ごとの振動特性を確認するために、図-7には内陸活断層の地震記録において、両側所要震度-片側所要震度比の平均値を各塑性率ごとに重ねて示してある。これより、構造物が弾性応答をする場合（ $\mu=1$ ）には、周期帯によらず正負ほぼ均等に振動するが、構造物が塑性化する（ $\mu>1$ ）と、どちらか一方に振動が偏る傾向がある。また前述した内容であるが、周期が長い構造物ほど片振れ傾向が強いことが分かる。さらに塑性率2, 4, 8の結果はほぼ一致しており、構造物の塑性率によらず、構造物が塑性化した場合には構造物の片振れ（一方向のみに振動）、両振れ（正負両方向に均等に振動）といった傾向は一律に評価可能であることが分かる。

ここで図-6にあるように、内陸活断層、海溝といった地震発生種別による構造物の片振れ、両振れといった傾向が見られないことに対してもう少し考察を加える。兵庫県南部地震の構造物被害の主な要因は、周期1秒付近のパルス的な波であると考えられている⁹⁾。また、1944年の南海地震において、東京周辺では10分以上も震動が継続した結果が報告されており¹⁰⁾、東海地震等の大規模な地震が発生した場合、距離の大きく離れた地域においては数分間にわたって震動が継続する可能性がある。また、表-1、表-2の地震動は、ある想定地震（内陸活断層による地震：Mw=7.0、断層直上、海溝型地震：Mw=8.0、断層最短距離60km）に比較的近い規模の地震記録を収集したものであり、鉄道構造物におけるレベル2地震動としては、この2つの地震を想定している。しかしながらこのような大規模な地震が近傍で得られた例はほとんどなく、集められた地震記録はこれよりも規模が小さかったり、距離が離れている記録ばかりである。そのため、内陸活断層、海溝型といった分類を行っているものの、実際は両者ともに似



(a) 内陸活断層による地震



(b) 海溝型地震

図-5 全記録を用いた両側-片側所要震度比 ($\mu = 4$ の場合)

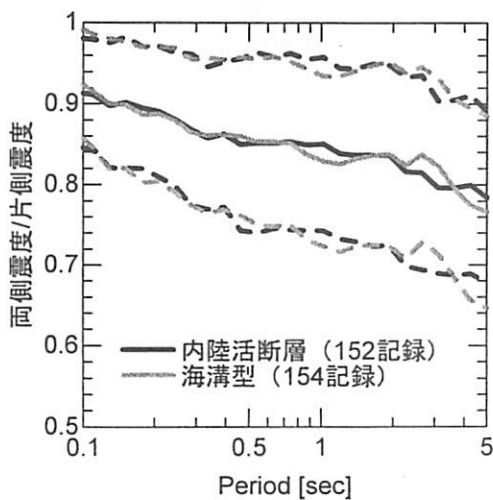


図-6 地震発生種別による比較
($\mu = 4$ の場合)

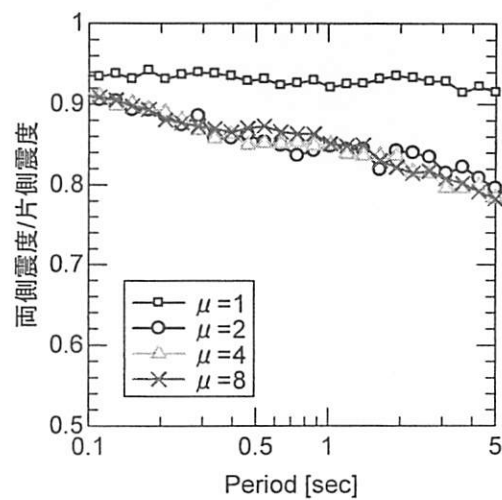


図-7 塑性率ごとの比較
(内陸活断層による地震)

たような地震規模，震源距離の地震記録において比較している可能性がある．そこで次節では，震源距離によって両側所要降伏震度と片側所要降伏震度の比がどのように変化するのか，について検討を行うこととする．

(2) 震源距離の違いにおける比較

震源近傍から遠方までの多数の記録を用いて両側所要降伏震度-片側所要降伏震度の比を算出し比較することにより，震源距離の違いによって片振れ，

両振れの関係がどのように変化するのかについて確認する．用いた記録は表-1，表-2に示してある．前節までの検討より，構造物が塑性応答する際には塑性率の違いによる両側-片側震度比に差はないことが分かっている．そこで，ここでは塑性率4の場合に限って検討を行うこととした．また周期によって震度比が大きく変化することも分かっているため，ある周期ごとで区切って検討を行うこととした．今回は周期0.05-5.0秒の区間を対数軸上で4分割し，それぞれの区間での両側-片側震度比の平均値を用いて検討を行うこととした．内陸活断層による結果を

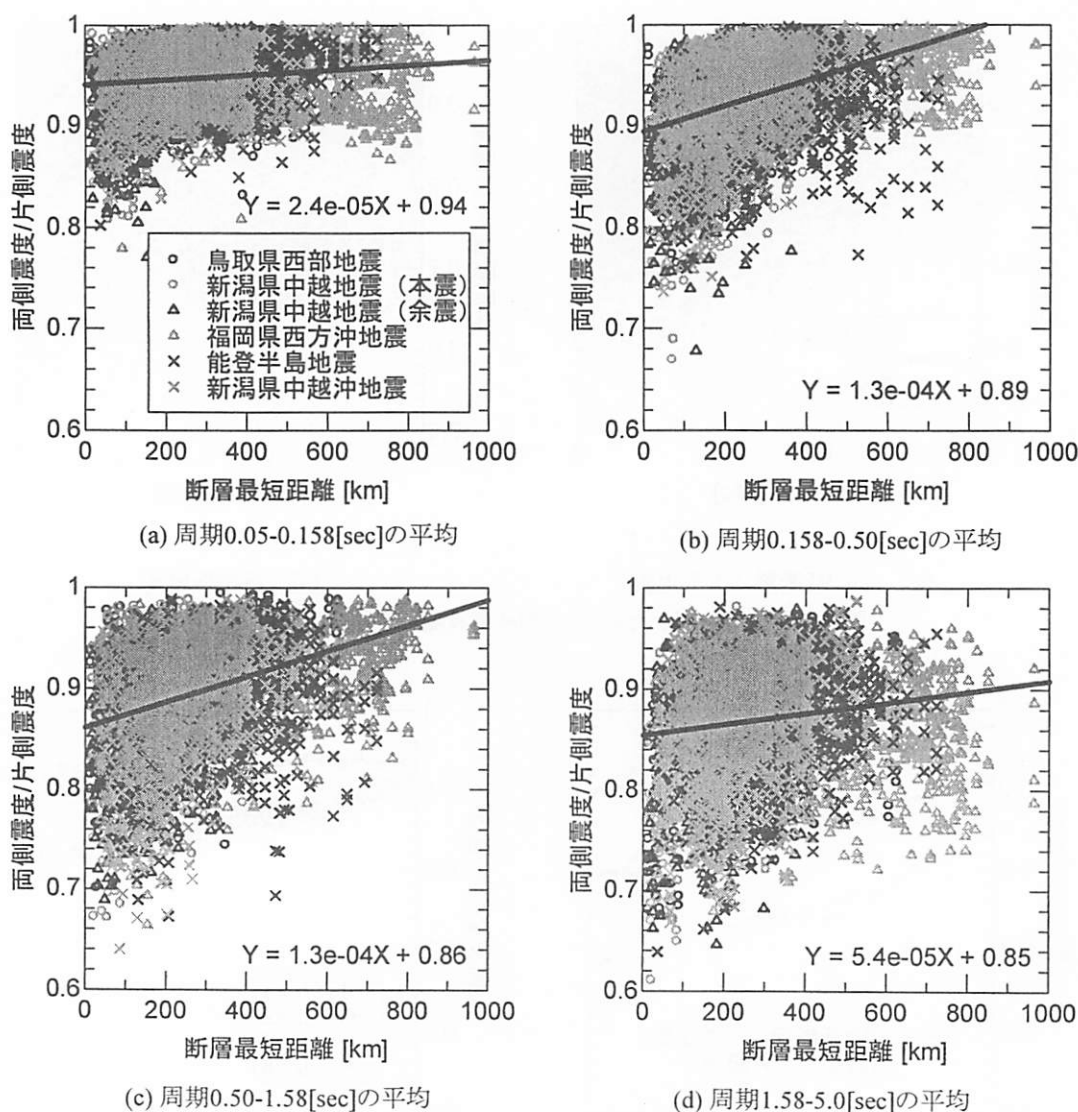


図-8 距離ごとの震度比 (内陸活断層による地震)

図-8に、海溝型地震による結果を図-9にまとめて示す。

これらの図より、周期が長くなるほど((a)~(d)に進むほど)、震度比が小さくなる事が分かる。つまり長周期側ほど片振れの傾向が強くなるという前節と同様の結果が確認された。また断層最短距離が大きくなるほど、震度比が大きくなっていることが分かる。それぞれの図には全点を線形近似した結果も実線と一次式で示しているが、全ての結果は正の勾配を持っている。特に周期0.1~1.5秒程度では、距離に依存して震度比が大きく変化していることが分かる。これは一般的な構造物が保有する周期帯であり、断層近傍における構造物はどちらか一方に強い応答を示すことが分かる。図-9の点線は内陸活断層による地震における近似直線を示しているが、

この結果と実線で示した海溝型地震における近似直線を比較すると、その勾配や震源近傍での震度比(Y切片)に大きな差がないことが分かる。さらに各図には地震動ごとに異なるポイントで表示しているが、地震毎の震度比に違いは見られない。つまり、地震動の片振れ、両振れといった傾向は地震発生種別に依存せず、断層からの距離に対して相関を持っていると言える。

4. まとめ

本検討では、地震動特性の違いにより構造物応答の非対称性がどのような関係を持っているのか検討するため、構造物の正側-負側塑性率の平均値を用いた両側所要降伏震度スペクトルの提案を行った。

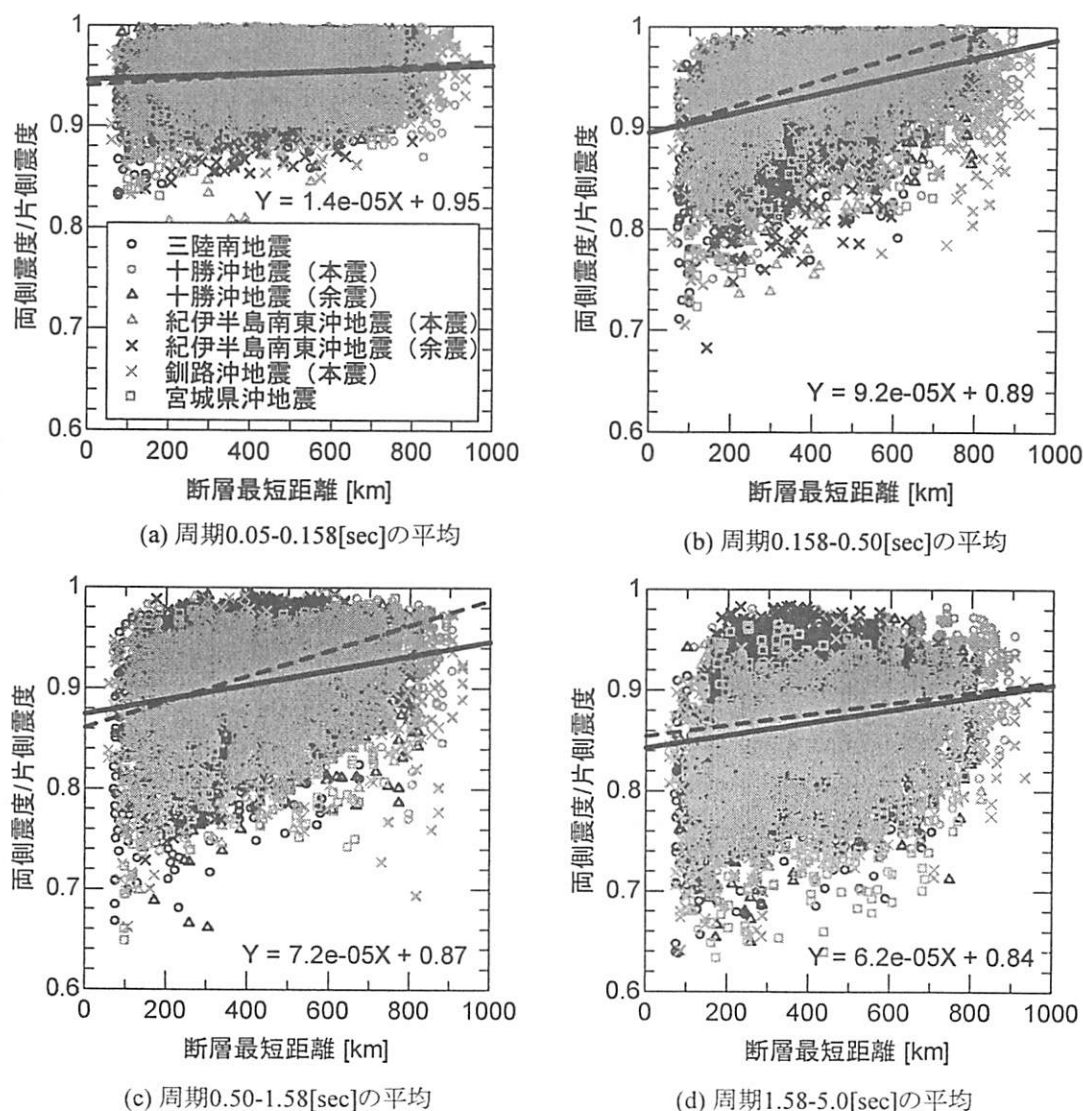


図-9 距離ごとの震度比（海溝型地震）

また多数の地震観測記録を用いた動的解析を実施し、両側所要降伏震度と片側所要降伏震度の比率を算出することで、構造物の片振れ、両振れといった傾向について考察を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ 構造物の周期が長いほど、地震時の応答はどちらか一方のみに偏る傾向が強い。つまり片振れの傾向を示す。逆に周期の短い構造物は、正負均等に振動する両振れの傾向がある。
- ・ 内陸活断層、海溝型といった地震発生種別による両振れ、片振れといった傾向は見られないが、震源距離による傾向は見られる。具体的には、震源近傍では片振れの傾向があり、震源から遠く離れるに従って両振れの傾向が強くなる。

以上の結果は地震動の位相特性と構造物の応答特

性の関係を解明する上での基礎的な資料となり得る。また、構造物の損傷を正負両側の応答値で制御可能であるという既往の成果³⁾に基づき構造物の性能確認を行う際には、これらの検討は必須である。現在の土木構造物の設計用地震動には構造物の正側負側応答といった配慮はされていないが、本検討結果は新たな設計体系に基づく設計用地震動の位相特性設定に有益な資料になると考えている。また今回の結果は、正側負側応答値を用いた設計を行うことにより、ある周期、靱性率を持った構造物を設計する際の降伏震度として15%程度小さくなる可能性を示唆している。今後は観測記録に基づいたより詳細な検討、数値計算に基づく確認を行うとともに、構造物の損傷と両側応答の関係の妥当性についても検討する必要がある。

5. 謝辞：本検討では，防災科学技術研究所のK-NET，KiK-netの観測記録を使用させていただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No. 683/V-52，pp. 31-45，2001.
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2002.
- 3) 田所敏弥，田中浩一，谷村幸裕，黒川浩嗣，服部尚道，室野剛隆：鉄筋コンクリート柱の崩壊に関する限界の評価法，土木学会論文集 E，Vol. 64，No. 2，pp. 298-313，2008.
- 4) 澤田純男，盛川仁，土岐憲三，横山圭樹：強震動の位相スペクトルにおける伝播経路・サイト特性の分離，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 915-920，1998.
- 5) (財) 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），1999.
- 6) Veletsos, A. S., N. M. Newmark and C. V. Chelapati : Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, Proc. of 3th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. II, pp.663-680.
- 7) 西村昭彦，室野剛隆，齋藤正人：所要降伏震度スペクトルの作成と耐震設計への適用，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，Vol. 3，pp. 43-48，1999.
- 8) 坂井公俊，室野剛隆，澤田純男：地震基盤深度を考慮したレベル 2 地震動の簡易評価，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，Vol. 12，2008.
- 9) 川瀬博，林康裕：兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション，日本建築学会構造系論文集，No. 480，pp. 67-76，1996.
- 10) 古村孝志，中村操：1944 年東南海地震記録の復元と関東の長周期地震動，物理探査，Vol. 59，pp. 337-351，2006.