

最大応答変位と非線形応答スペクトルの感度解析

武蔵工業大学 コンクリート研究室
近藤由樹, 青戸拡起, 吉川弘道

Key Words

RC 丸単柱橋脚, 動的非線形解析, 最大応答変位, 武田モデル, 第 2 剛性比, 非線形応答スペクトル

1. はじめに

動的解析を行うには, 多くの非線形パラメータを定めなければならないが, パラメータによって結果に及ぼす影響は大きく異なる. そこで本研究では, 第 2 剛性比と粘性減衰定数に着目し, タイプ 1, タイプ 2 地震動作用時に, 最大応答変位, 及び非線形応答スペクトルに与える影響を検討した.

2. 解析概要

本論では高速道路の RC 丸単柱橋脚を対象とし, 図-1 のようにモデル化し解析している. 解析は, 水平方向 1 自由度系の 1 質点モデルを用い, 曲げ変形のみを考慮した梁要素を考え, 日本道路協会が定める時刻歴応答解析用標準波形¹⁾(タイプ 1, タイプ 2 地震動とも 種地盤-1 波形)を橋脚基部に入力し非線形動的応答解析を行った. 質点重量は上部工重量に橋脚部分の重量の 30%を加えたものとしている. また, 復元力モデルは, 鉄筋コンクリート部材の復元力特性の大きな特徴である, 「コンクリートの引張破壊に伴うひび割れと, 鉄筋の引張降伏による剛性低下」, 「除荷時の剛性低下」を考慮したモデルであり, 最もよく使用されている武田モデルを使用した.

着目した非線形パラメータは第 2 剛性比 α_2 と粘性減衰定数 h であり, 標準値は $\alpha_2=0.027414$, $h=0.05$ とした.

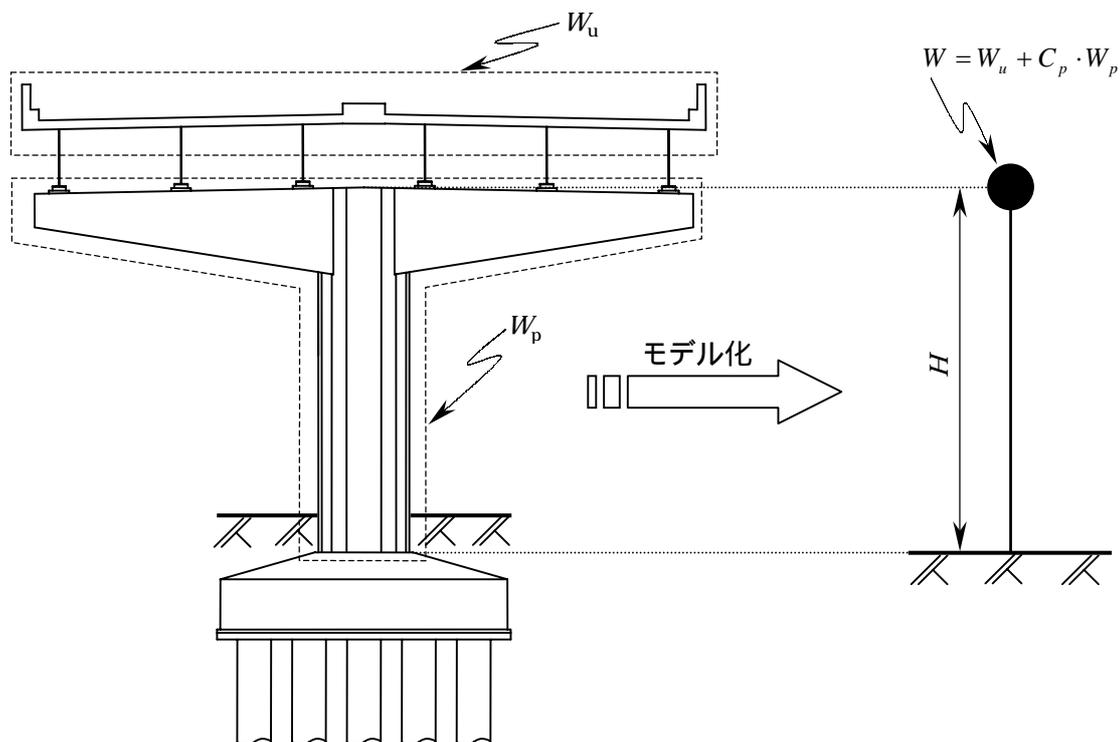


図-1 解析対象の RC 丸単柱橋脚と質点モデル

慣性力作用位置	
橋脚基部からの高さ H (m)	10.897
W_u (kN) , W_p (kN)	6325.20 3041.23
W (kN) ($C_p=0.3$)	7237.57
m (t)	738.53
橋脚基部 (断面)	
ϕ_c (1/m) , M_c (kN-m)	1.244E-04 10169
ϕ_y (1/m) , M_y (kN-m)	1.015E-03 27802
ϕ_u (1/m) , M_u (kN-m)	5.740E-03 38390
μ_ϕ , M_u/M_y	5.66 1.38
A , A_e (m ²)	5.72555 4.58044
I_i , I_y (m ⁴)	3.08457 1.03391
E_c (kN/m ²)	2.650E+07
K_0 (kN-m ²)	8.174E+07
α_1	0.242288
α_2	0.027414
橋脚 (部材)	
δ_c (m) , P_c (kN)	0.0049 933
δ_y (m) , P_y (kN)	0.0402 2551
δ_u (m) , P_u (kN)	0.2272 3523
μ_Δ , P_u/P_y	5.66 1.38
k_0 (kN/m)	1.895E+05
α_1	0.242288
α_2	0.027414
T_{eq} (sec)	0.68

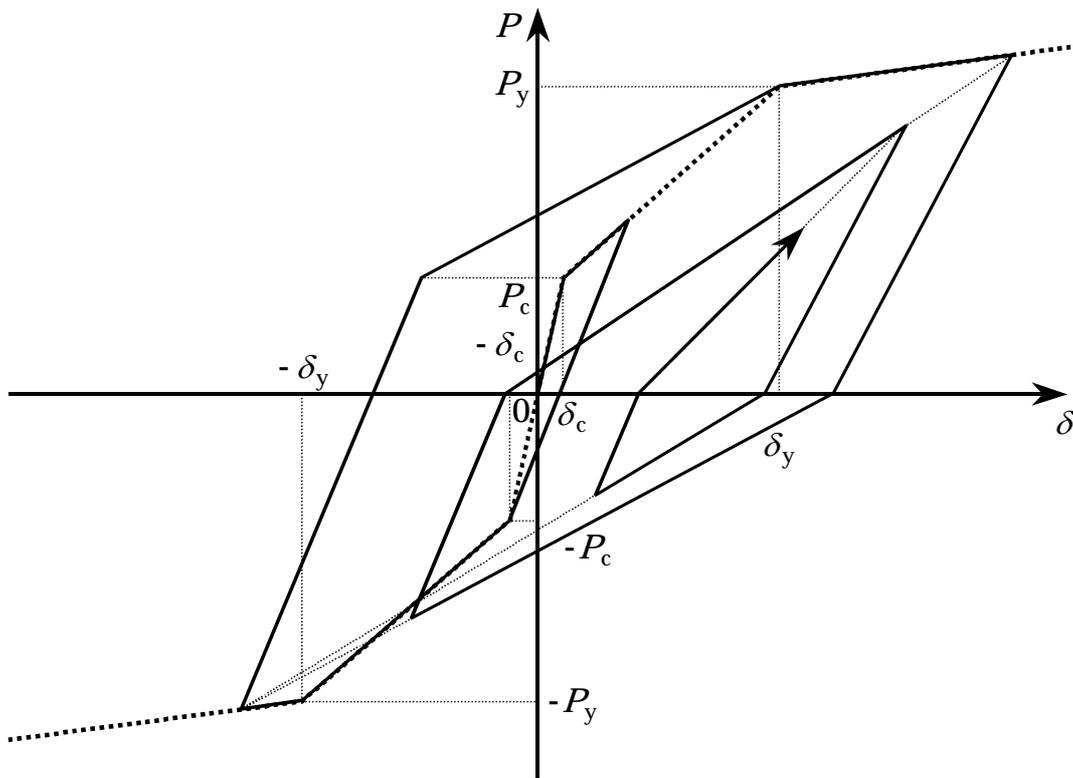
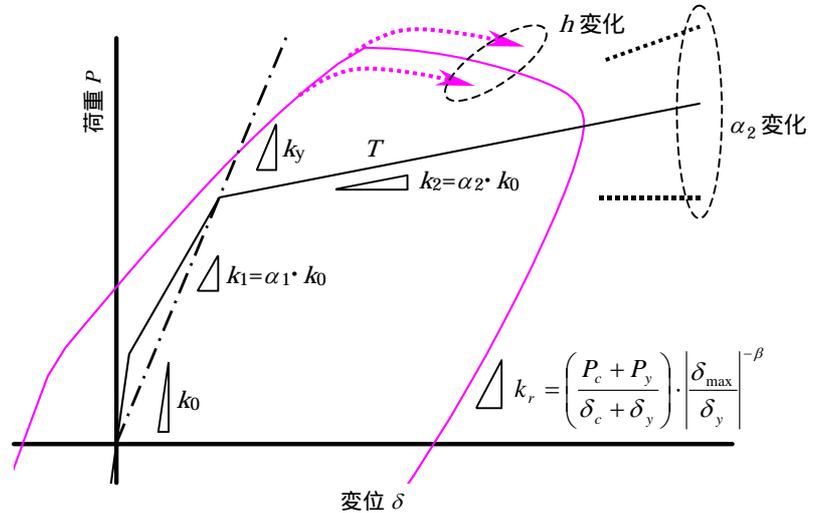


図-2 武田モデルの適用と本論での諸元

3. 応答解析例

前述の解析概要にて示した解析条件及び断面諸元に基づき、非線形動的応答解析を実施した。用いた入力地震動の地盤加速度と非線形動的応答解析結果の一例(時刻歴応答加速度, 時刻歴応答変位, 変位履歴図)を示す。

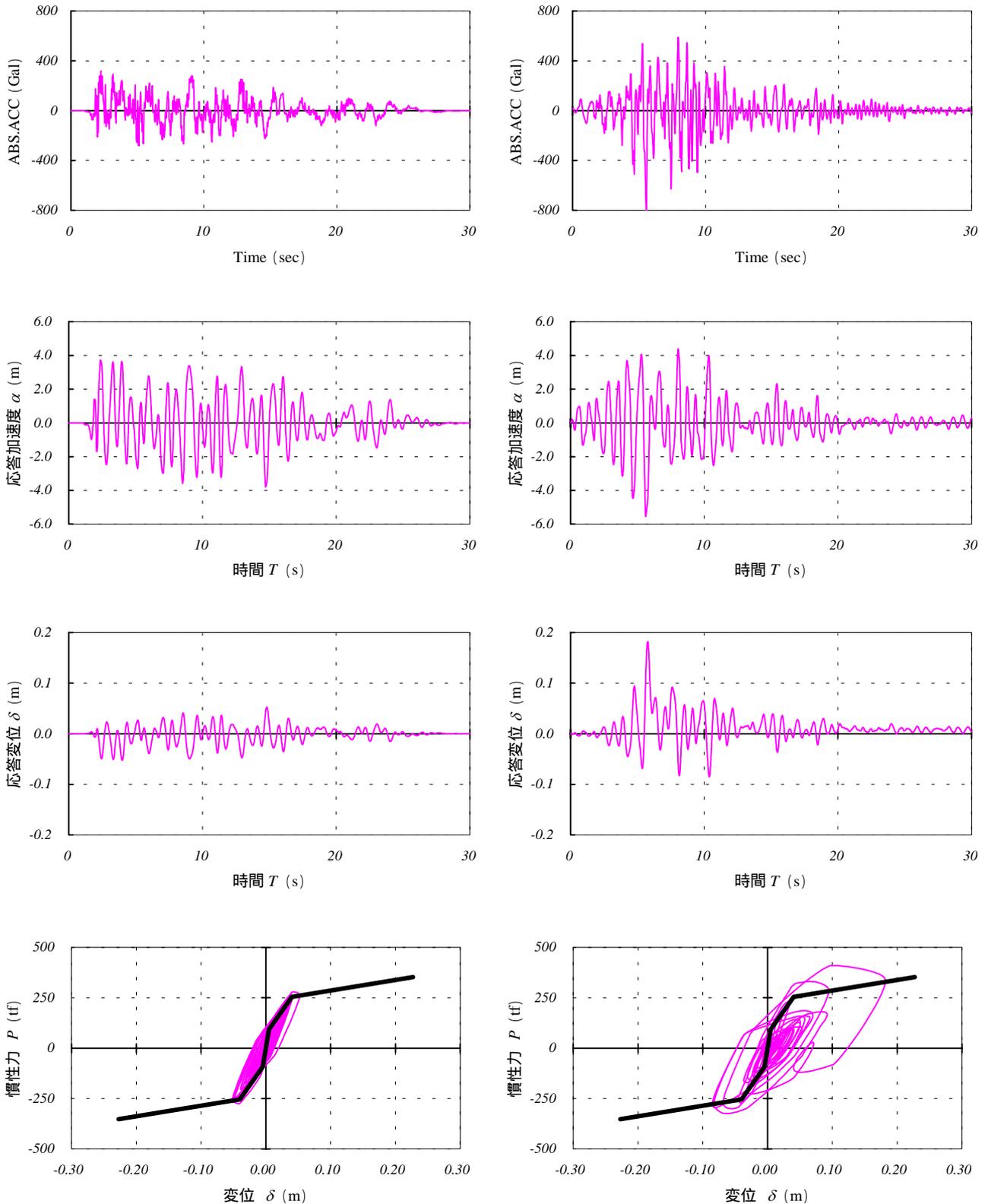


図-3 入力地震動と解析結果の一例

4. 最大応答変位

各パラメータ α_2, h を変化させ、それぞれの最大応答塑性率 μ_{resp} を算出した。また、それらを標準とした値($\alpha_2=0.027414, h=0.05$)の最大応答値と比較することで、各パラメータの感度を検討した。

図-4(a)より、 α_2 の影響は小さく、特にタイプ1地震動に対しては影響が小さかった。これは、地震動強度が比較的弱く塑性域に入る応答がほとんどなかったためと考えられる。

図-4(b)より、 h を変化させた時は影響が見られ、 h の増加とともに μ_{resp} が減少した。これは、 h の増加によりエネルギー吸収能力が向上するためと考えられる。特に、タイプ2地震動ではその影響が大きかった。

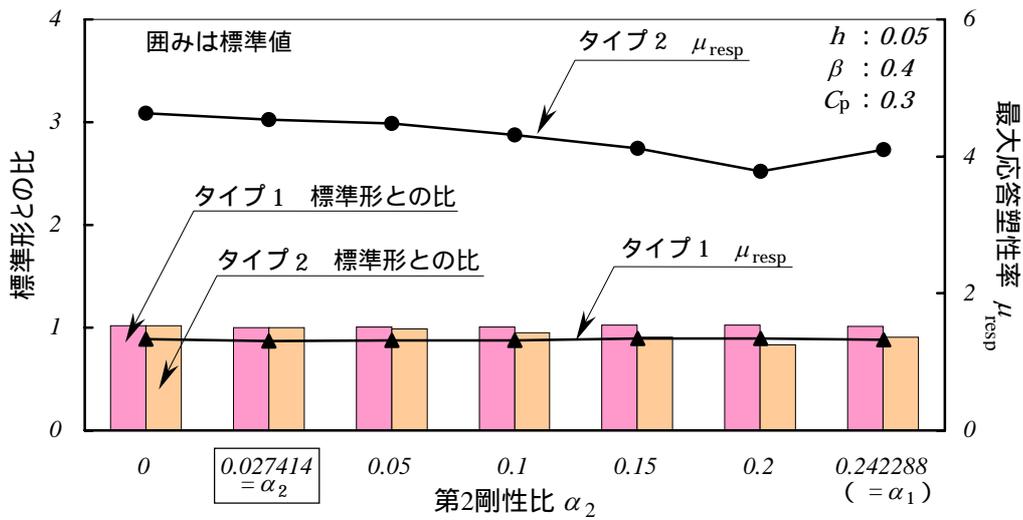


図-4(a) 粘性減衰定数の影響

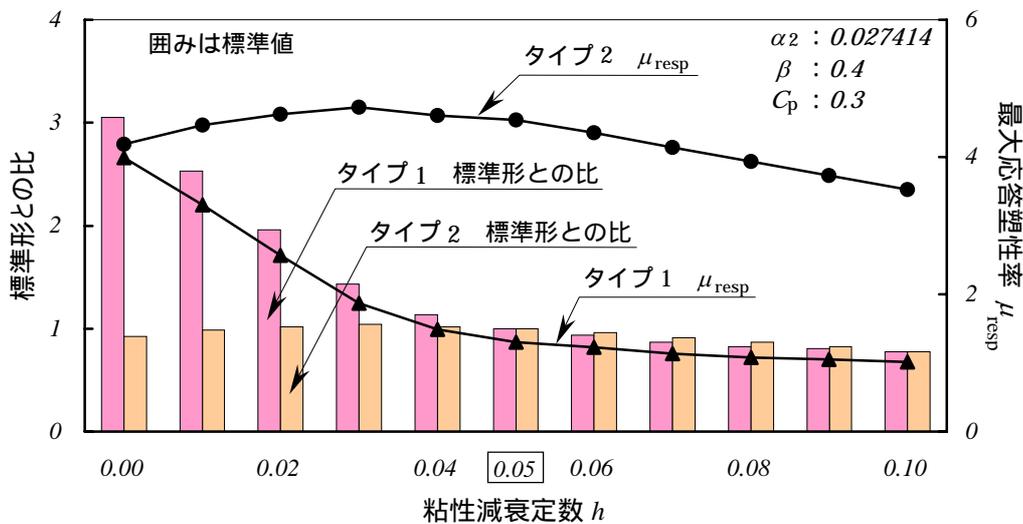


図-4(b) 第2剛性比 α_2 の影響

5. 非線形応答スペクトル

5.1 定義

非線形応答スペクトル²⁾³⁾とは、ある地震動に対し、1自由度系の最大応答変位がある塑性率になるようその降伏耐力 F_y を定め、系の固有周期 T をパラメータとして算定したものである。本論では、横軸に等価固有周期 T 、縦軸に所要降伏震度 k_{hy} をとって塑性率 μ ごとに表している。

非線形応答スペクトルは構造系が比較的単純で 1 次の振動モードが卓越する場合、さらに主たる塑性ヒンジの発生箇所が明確な場合に適用可能であるが、一般的な形式の橋梁および高架橋では充分適用範囲にあることは過去の研究で確認されている。

また、この非線形応答スペクトルを用いて、構造物の非線形応答値(応答塑性率)を算定する方法が「非線形応答スペクトル法」である。

図-5 は時刻歴応答解析用標準波形(タイプ 1, タイプ 2 地震動- 種地盤用の計 6 波形)の非線形応答スペクトルを塑性率 $\mu=2, 6$ について表したものである。

時刻歴応答解析用標準波形は道路橋示方書・同解説 耐震設計編⁴⁾に記載されている標準加速度応答スペクトルに適合するように振幅調整(スペクトル適合波)されており、位相特性が異なる。しかし、図-5 を見ると弾塑性特性を考慮しているにもかかわらず、非線形応答スペクトルは類似している。特に、塑性率が大きい方が類似する傾向があった。この傾向は、地震動のタイプ別、地盤種別においても同じ傾向を示した。

このことから、弾塑性特性を考慮した非線形応答スペクトルは位相特性よりも、スペクトル適合波の基準となった応答スペクトルの影響が強いと考えられる。

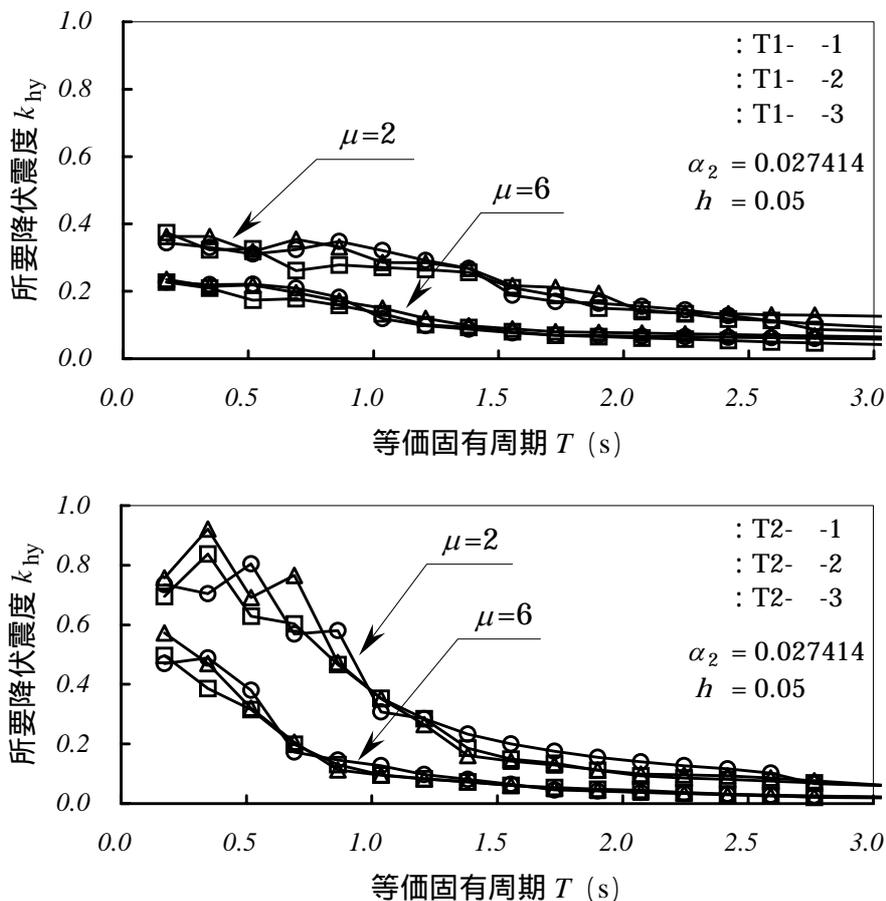


図-5 非線形応答スペクトルの一例(種地盤用の 6 波形)

5.2 第2 剛性比 α_2 の感度

α_2 を変化させたときの非線形応答スペクトルを図-6(a)に示す. また, それらを標準値($\alpha_2=0.02741$)のスペクトルと比較することによってパラメータの感度を検討した.

図-6(a)より, $\mu=2$ に比べ $\mu=6$ の方が, 感度が大きいことがわかる. 図-6(b)より $\mu=2$ のときは感度が小さい. 一方同図(c)より $\mu=6$ のときは感度が大きく, α_2 を大きくすると短周期領域では標準形よりも所要降伏震度 k_{hy} が低減されるが, 等価固有周期 T によっては増大される部分(比の大小関係が入れ代わる部分)がある. その遷移点は塑性率の増加に伴って, 短周期側に移った. また, タイプ1地震動とタイプ2地震動を比較しても同じ傾向であった.

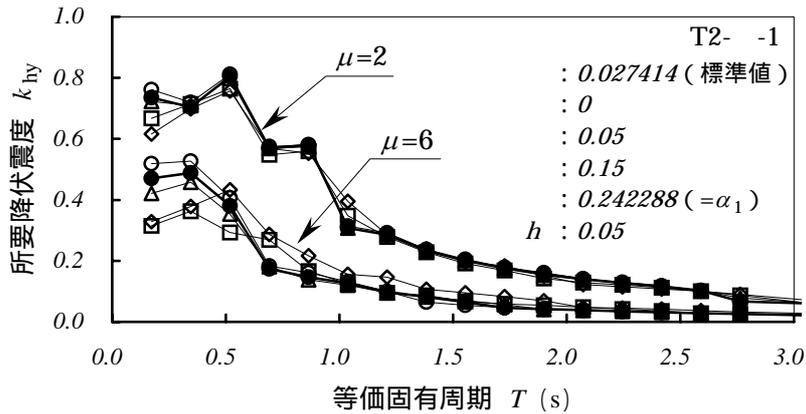


図-6(a) 第2 剛性比の影響

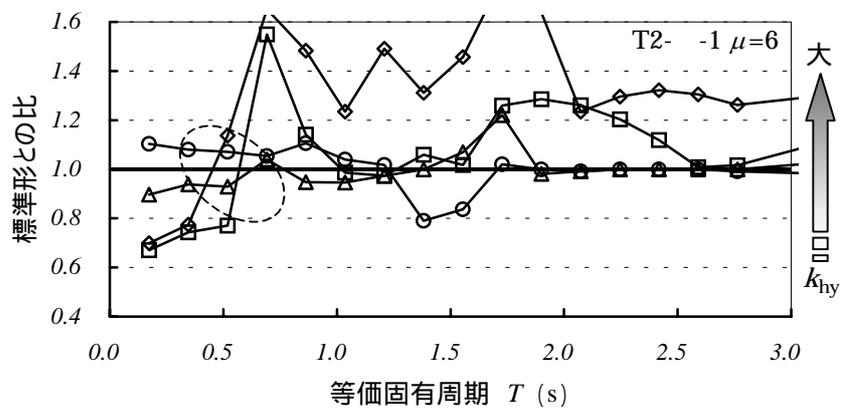
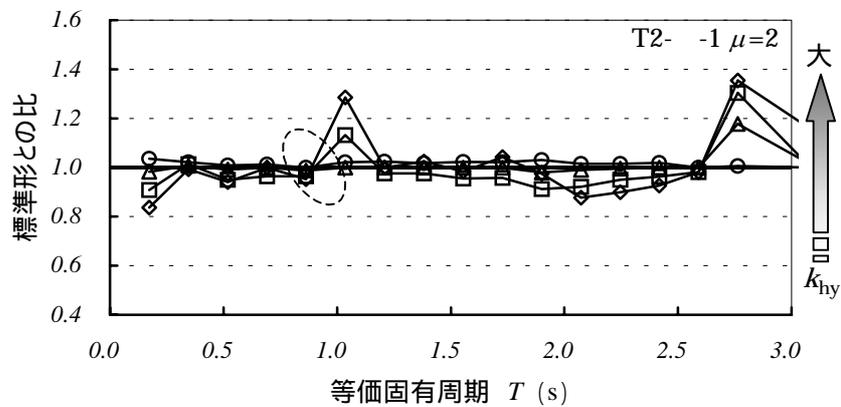


図-6(b) 標準形との比

5.3 粘性減衰定数 h の感度

h を変化させたときの非線形応答スペクトルを図-7(a) に示す。また、それらを標準値 ($h=0.05$) のスペクトルと比較することによってパラメータの感度を検討した。

図-7(a) より、 α_2 に比べ感度が大きく、長周期領域での感度も大きい。また、 $\mu=6$ に比べ $\mu=2$ の方が、パラメータによる感度が大きい。図-6(b), (c) より、標準値との大小関係が固有周期によって入れ代わることがなく、 h を変化させても比は固有周期によらずほぼ一様な感度であった。

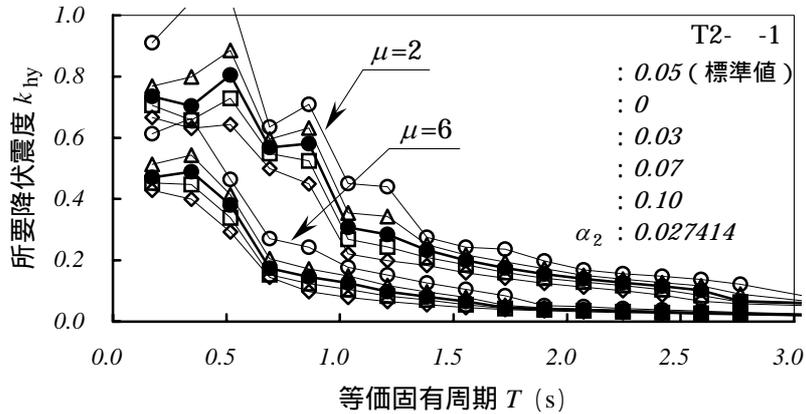


図-7(a) 粘性減衰定数の影響

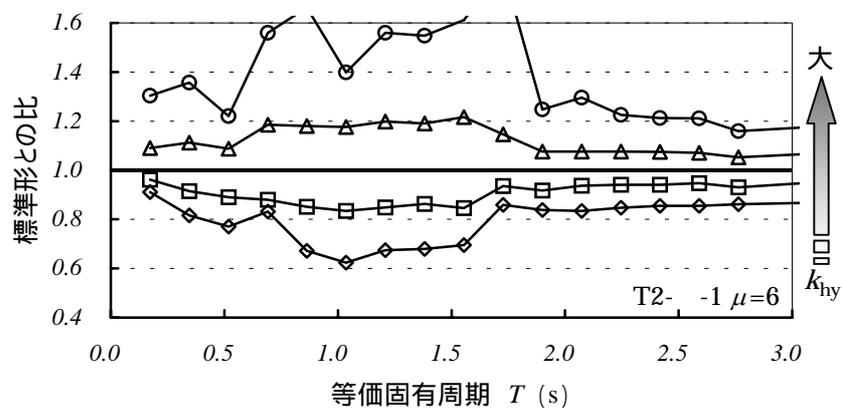
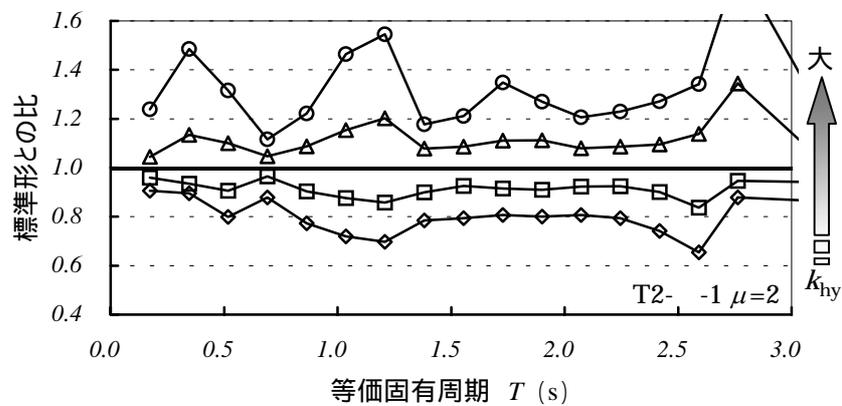


図-7(b) 標準形との比

6. まとめ

スペクトル適合波の非線形応答スペクトルは、適合波の基準スペクトルに大きく依存している。

骨格曲線を 3 本の直線 (Tri-linear 型) で表す場合、降伏後の剛性 (第 2 剛性比) を変化させても応答 (最大応答塑性率, 非線形応答スペクトル) に影響がみられないが、粘性減衰定数を変化させたときは応答 (最大応答塑性率, 非線形応答スペクトル) に大きく影響する。タイプ 2 地震動ではその影響は特に大きい。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3
- 2) CRC 総合研究所: D-SPEC (非線形応答スペクトル算出プログラム) 操作説明書, ユーザーズマニュアル
- 3) 伊藤 彰浩, 家村 浩和, 五十嵐 晃: 必要強度スペクトルに基づく弾塑性耐震設計法について, 土木学会 第 51 回年次学術講演会講演概要集 第 1 部 (B), P514~515, 1996.9
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編 [平成 8 年 12 月], 1996.12