(68) 等価エネルギー法の適用性に関する検討

○　建設省土木研究所　正員　小山 達彦
〃　〃　川島 一彦
〃　〃　長谷川金二

1．まえがき

等価エネルギー法は，地震外力を受ける非線形系の最大応答変位を線形弾性系の最大応答変位から簡便に算出するためにVeletsos & Newmarkにより提案された方法である。Veletsosらによって提案されてから，等価エネルギー法は，構造物の非線形応答と線形応答の橋渡しをする手法として，耐震計算にも用いられる事例が多いが，その妥当性を体系的に検討した例は比較的少ないように思われる。本文は，このような観点から，道路橋RC橋脚の耐震計算に用いることを目的に，履歴モデルとして武藤モデルを用いた場合の等価エネルギー法の適用性を検討した結果を中間的にとりまとめたものである。

2．等価エネルギー法の概要

等価エネルギー法は，非線形1自由度系にある入力地震動が作用した場合に，非線形系に貯えられるひずみエネルギーと，弾性系に貯えられるひずみエネルギーが等しいとするところから出て来た考え方である。今，図1に示すようにバイリニアー系では，非線形系に生じる最大変位F点は，この系が線形であると仮定して求めた最大変位A点を△OAB＝□OCEFとなるように移動させることにより近似的に求められるというものである。したがって，今，弾性系の最大応答変位（$\overline{OB}$）をδ_eとすれば，非線形系の最大応答変位（$\overline{OF}$）δは次のように与えられる。

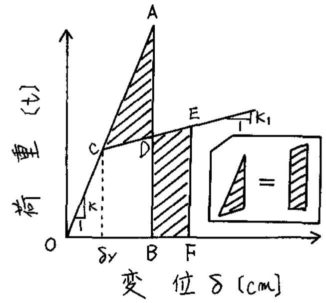


図1　等価エネルギー法の概要

$$\delta = \begin{cases} 1/k_1 \left[-\delta_y (1-k_1) + \sqrt{\delta_y^2 (1-k_1) + k_1 \delta_e^2} \right] & \cdots\cdots k_1 \neq 0 \text{の場合} \\ 1/2\delta_y \left[\delta_y^2 + \delta_e^2 \right] & \cdots\cdots k_1 = 0 \text{の場合} \end{cases} \quad (1)$$

ここで，δ_y：剛性の変化点の変位，$k_1 = K_1/K$，K：初期剛性，K_1：2次剛性，である。いま，塑性率μをδ/δ_yと定義すると，式(1)は次のようになる。

$$\delta = \begin{cases} \dfrac{\mu}{\sqrt{k_1(\mu-1)^2 + 2\mu - 1}}\,\delta_e \\ \dfrac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}}\,\delta_e \end{cases} \quad (2)$$

3．等価エネルギー法の適用性の検討方法

等価エネルギー法の適用性を，非線形履歴復元力特性を有する1自由度系と粘性減衰定数hをもつ線形1自由度系の最大応答をもとに，以下のように検討することとした（図2参照）。

① ある入力地震動に対する非線形系の最大応答変位δ_{NL}を求める。ここで，非線形履歴はRC橋脚の特性をよく表わすと言われる武藤モデルを用いるものとし，履歴減衰以外のRC橋脚の減衰として1％の粘性減衰定数を見込む。

② ①と同じ入力地震動に対する線形1自由度系の最大応答変位δ_Eを求める。ここで，剛性および減衰定数の与え方については後述の通りとする。

③ ②により求められた最大応答変位δ_Eを，等価エネルギー法により式(1)を用いて非線形最大応答変位δ_{EL}に変換する。

④ ③によって求めたδ_{EL}と①によって求めたδ_{NL}の一致度を，係数$\alpha \equiv \delta_{EL}/\delta_{NL}$により検討する。

⑤ ①→④の過程を多数の強震記録に対して検討し，平均的な特性を求める。解析に用いる強震記録は4章に示す通りである。

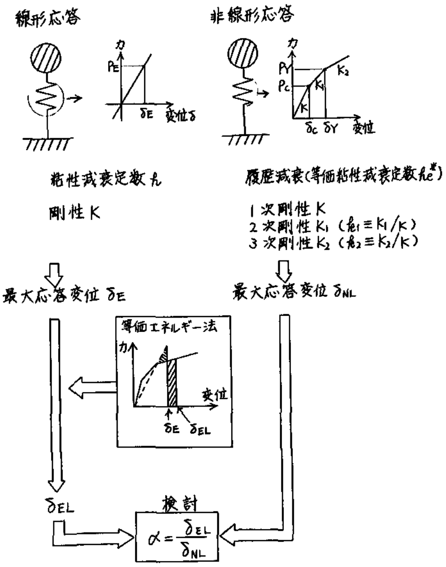


図2 等価エネルギー法の検討方法

以上の検討方法の中で，線形1自由度系の最大応答を求めるに際して，剛性および減衰定数は以下のように与えた。

1) 線形1自由度系の剛性

RC橋脚が基部で曲げ破壊する場合には，橋脚天端の作用力と変位の関係は一般に図3に示すようになる。これより，線形1自由度系の剛性としては，原点と降伏点を結んだ剛性（以下降伏剛性k_yと呼ぶ）を用いることとした。このようにした理由は，

1)等価剛性の考え方からすれば，橋脚に生じる最大変位に相当する剛性を用いることが考えられるが，このようにすると剛性が最大変位の関数となり，イテレーション計算を要する，2)現場において長期間使用された橋脚では，乾燥，温度等によりすでに曲げひび割れが生じていることが多い，3)設計上降伏点は応力を規定する上から重要な位置を占めている，の3点である。

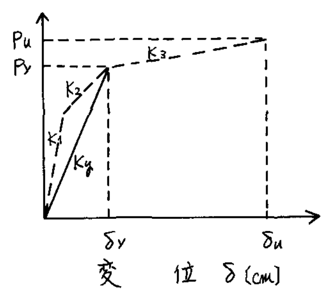


図3 曲げひび割れを無視したRC橋脚天端変位～荷重関係のモデル化

2) 線形1自由度系の減衰定数

線形1自由度系の減衰定数としては，RC橋脚の動的解析に一般に用いられる値として，以下の4種類の値を与えた。

a) $h=0.02$

b) $h=0.05$

c) $h=0.1$

d) $h=0.04/T$ （T：RC橋脚の1次固有周期(k_yを使用して求める)）

4．解析対象橋脚および入力地震動

解析対象としたのは，我が国で一般的に用いられている21ケースのRC橋脚（表1参照）である。これらは，橋長20m～40mの単純合成鈑桁（車道幅員7m程度）を設計水平震度0.2で設計したものであり，幅7mの小判柱壁式橋脚とした。また，せん断支間比は5～9となるものを選定した。また，橋脚天端の変位～荷重の関係（骨格曲線）は，道路橋示方書耐震設計編の付属資料に示されている方法により求めた。

入力地震動としては，我が国の地盤上67地点において建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所により観測数値化された394成分の水平加速度強震記録を用いた。図4は，水平2成分の合成を施こした場合の最大加速度の頻度分布を示したものである。

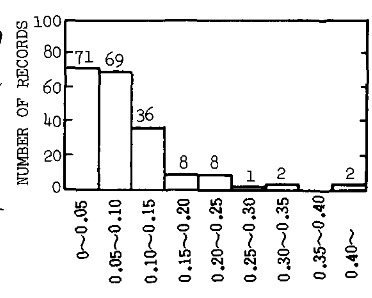


図4 解析に用いた197組(水平2成分)の強震記録の最大加速度

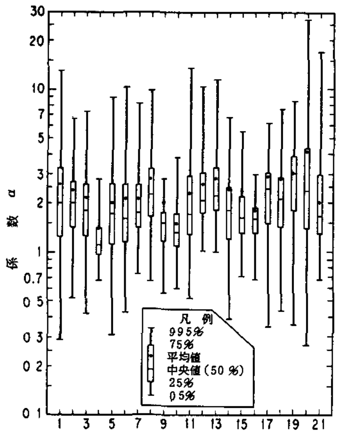
5．検討結果

2章に示した手順により，係数$\alpha \equiv \delta_{EL} / \delta_{NL}$を計算した一例として，1968年日向灘地震による板島橋近接地盤上の記録を入力した場合の結果を図5に示す。ここで，入力に際して，最大加速度を400 gal，595 gal（記録時の最大加速度）と2通りに変化させている。これによれば，入力地震動の卓越周期とRC橋脚の基本固有周期が近接した場合に当然ながら係数αは大きくなること，また，入力地震動強度が大きくなる程，係数αは大きくなることがわかる。後者の理由は，入力地震動が大きくなる程，非線形応答では履歴減衰定数が大きくなり，減衰定数が振幅によらず一定と仮定した線形応答に比較して相対的に応答値が減少するためと考えられる。

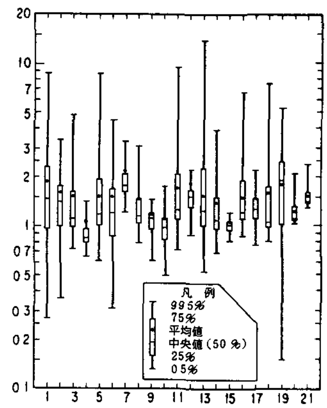
表－1　解析対象橋脚の概要

ケース番号	橋脚躯体高さ H (m)	せん断支間比 H/d	躯体の幅 d (m)	スパン長 (m)
1	5	6	0.83	20
2				30
3				40
4	10	7.1	1.4	20
5				30
6				40
7		9	1.11	20
8				30
9				40
10	15	7.1	2.1	20
11				30
12				40
13		9	1.67	20
14				30
15				40
16	20	7.1	2.8	20
17				30
18				40
19		9	2.22	20
20				30
21				40

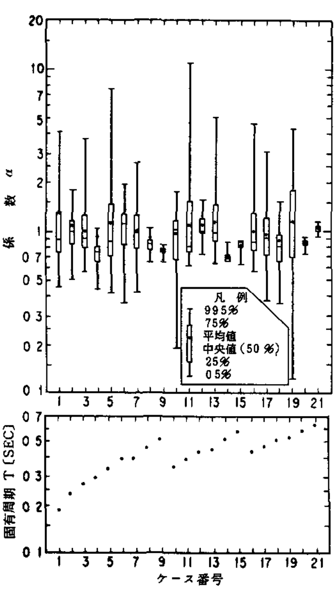
注）幅員7m,単純合成鈑桁標準設計による



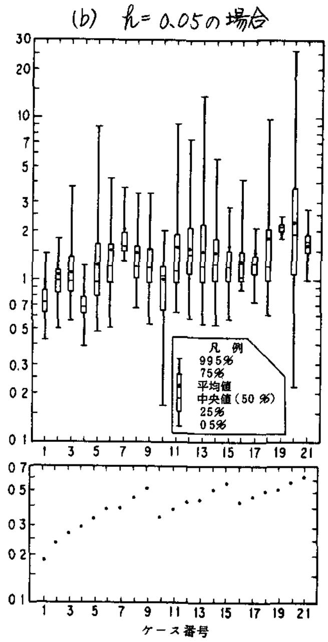
(a)　h＝0.02の場合



(b)　h＝0.05の場合

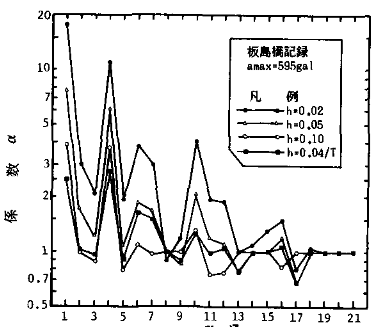


(c)　h＝0.1の場合

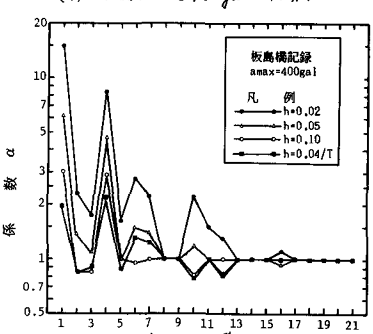


(d)　h＝0.04/Tの場合

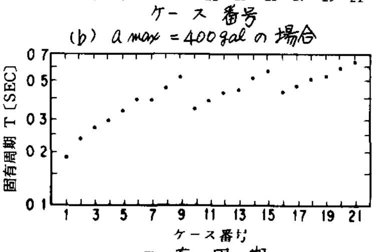
図6　$\alpha \equiv \delta_{EL} / \delta_{NL}$の値（最大加速度をそのまま入力した場合）



(a)　amax＝595 galの場合



(b)　amax＝400 galの場合



固有周期

図5　板島橋記録に対する試算例

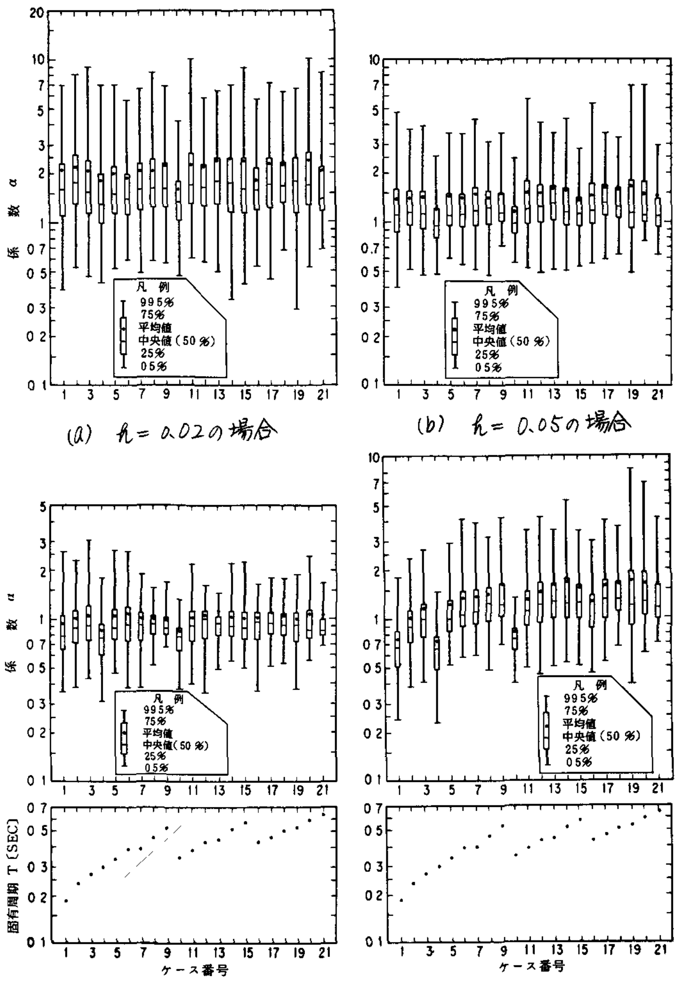
次に，４章に示した394成分の強震記録に対してそれぞれ，係数αを求め，この平均値，中央値，４分位値，ばずれ値を求めた結果が図６である。ここで，図６は394成分の強震記録を，いずれも記録時の最大加速度のまま作用させた場合の結果であるが，図４に示したように，強震記録の中には最大加速度の小さいものも含まれているため，このままでは，非線形域に入る橋脚が少ないこと，また，上述したように入力地震動強度によって係数αが変化することを考慮して，記録時の値を全て３倍に拡大して強震記録を作用させた場合に対する結果も計算した。この結果が図７である。これらの結果より，係数αに関して以下の事項が指摘される。

1)減衰定数を一定値（0.02, 0.05, 0.1）とした場合には，21ケースの橋脚（固有周期0.19秒～0.64秒）ごとに係数αは，それ程大きく変化しない。$h=0.04/T$とした場合には，当然ながら，周期の短い橋脚で係数αは１を切る場合がある。

2)入力地震動強度を上げると，係数αは低下する。

3)係数αの平均値は，おおむね１以上の値をとる。ただし，減衰定数hを0.1程度にすると１を下回る。

4)係数αのばらつきはかなり大きく，地震波ごとに変動の大きいことを示している。



(a) $h=0.02$の場合
(b) $h=0.05$の場合
(c) $h=0.1$の場合
(d) $h=0.04/T$の場合

図7　$\alpha\equiv\delta_{EL}/\delta_{NL}$の値（最大加速度を３倍にして入力した場合）

6．まとめ

等価エネルギー法の適用性を武藤モデルを基準とし，394成分の強震記録を用いて検討した。この結果，等価エネルギー法により求めた非線形最大応答変位は非線形解析により求めた最大応答変位を全体としてはよく近似すること，ただし，入力地震動の特性によりばらつきは大きいことがわかった。

参考文献

Veletsos, A.S. and Newmark, N.M.: Effect of Inelastic Behavior of The Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. 2nd WCEE.