

I-37

R C橋脚弾塑性応答解析のエネルギー収支における 入力地震波と構造減衰の影響

北見工業大学 ○ 学生会員 太田 雅仁 八千代エンジニアリング㈱ 正会員 小倉 裕介
 ㈱開発工営社 正会員 青地 知也 北見工業大学 フェロー 大島 俊之
 北見工業大学 正会員 三上 修一 北見工業大学 正会員 山崎 智之

1. はじめに

地震時における構造物の損傷を評価する指標として塑性ひずみエネルギーがあげられ、構造物のエネルギー吸収量との対比で耐震性を評価する研究が数多く行われてきた。これらの中で Housner が行った構造物の応答のエネルギー論に基づいた研究が有名である。秋山ら¹⁾は Housner によるエネルギー入力の方考え方を発展させ、塑性ひずみエネルギーを構造物の破壊に関わる損傷として入力エネルギーと対比させた耐震設計法を提示した。また藤野、西岡ら²⁾はエネルギー論に立脚した耐震設計を確立するために、塑性域での剛性や入力地震動の特性などの様々なパラメーターに対する塑性ひずみエネルギー量を定量的に把握する研究を行った。

本研究は実際に建設された R C 橋脚を多質点系にモデル化して、正弦波および地震波を入力し曲げ振動弾塑性応答解析を行った。その結果、橋脚の損傷に相当する塑性ひずみエネルギーが、入力地震波や構造特性の影響によってどのように変化するかをエネルギー収支と入力エネルギーに対する塑性ひずみエネルギーの比 W_p/E で検討を行った。

2. 解析モデル

本解析で対象とした R C 橋脚は山形自動車道笹谷 I.C～一般有料道笹谷 T.N 間に建設された阿古耶橋の P 5 橋脚であり、解析モデルを図-1 に示す。単柱橋脚を鉛直方向に 9 分割した離散質点系はり要素を用い、各質点に表-1 に示すように質量を配分し、質点 1 には杭基礎による地盤反力を考慮する地盤バネを配した。また橋軸直角方向の支承や上部構造などによる変位拘束は考慮せず、質点 1 0 は自由端とした。また橋脚は段落しを有しており図-1 にはその位置と各断面(例: CS1)も表し、その断面図を図-2 に示す。断面は 1100×200cm の矩形断面で軸方向鉄筋の径が D32 から D29 に変化している。解析時の非線形要素は 2～7 要素として述べる M-φ 曲線を復元力特性とした。

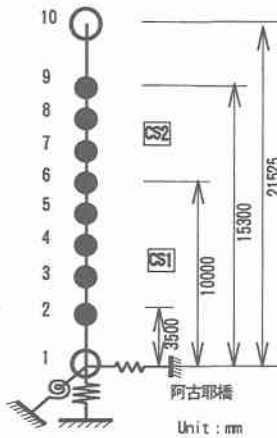


図-1 解析モデル

表-1 阿古耶橋の諸元

節点	座標 [m]	重量 [t f]
1	0.000	236.250
2	3.500	280.250
3	5.100	88.000
4	6.700	88.000
5	8.300	90.750
6	10.00	94.875
7	11.750	96.250
8	13.500	97.625
9	15.300	193.875
10	21.525	682.625
地盤バネ係数	水平 [kgf/cm]	1.481×10^7
	回転 [kgf-cm/rad]	5.221×10^{12}
	鉛直 [kgf/cm]	1.280×10^6

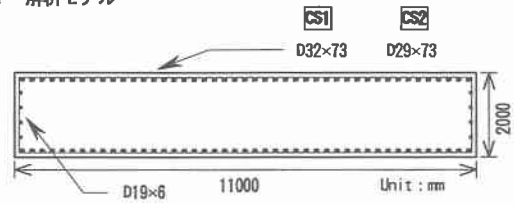


図-2 橋脚断面

Effect of Structural Damping and Input Earthquake Wave on Energy Balance in Elasto-plastic Response Analysis of RC pier

by Masahito OHTA, Yusuke OGURA, Tomoya AOCHI, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI and Tomoyuki YAMAZAKI

3. M-φ曲線のモデル化

鉄筋とコンクリートの各材料特性として、鉄筋は弾塑性硬化型のバイリニアモデルを用い、塑性時の弾性係数が弾性時の弾性係数の1/10⁴としている。次にコンクリートは道路橋示方書・V耐震設計編（平成8年）³⁾を参考に帯鉄筋による横拘束効果を評価している。そかし、最大圧縮応力時ひずみ到達以降の応力低下は考慮していない。履歴は圧縮側降伏前は原点指向、その後は原点から降伏点までの傾きで除荷する。これらの材料特性を用いて図-2の各断面における曲げモーメント-曲率曲線を描き、その曲線を図-3に示すように4本の直線で近似した。

この図-4の4点はそれぞれ断面の弾性限界点：e、引張側鉄筋の降伏点：y、圧縮側

コンクリートの降伏点：u、圧縮側コンクリートの終局ひずみに達する点：tである。除荷時の経路は鉄筋降伏前（y点）は原点指向で、それ以上の曲率を経験したときはy点と原点を結ぶ直線の傾きで履歴をたどるものとした。各断面における詳細な数値を表-2に示す。

表-2 M-φモデルの各点の値

断面名	e点		y点		u点		t点	
	φ	M	φ	M	φ	M	φ	M
CS1	0.0933	1.885	0.7867	3.092	3.899	5.177	6.477	6.523
CS2	0.0933	1.850	0.7733	2.631	4.081	4.499	6.523	5.693

Unit: φ × 10⁻⁴ [1/cm], M × 10⁸ [kgfcm]

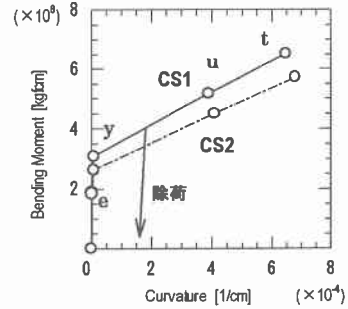


図-3 M-φ曲線モデル

4. 数値解析

一般に構造物の地震応答計算を行うとき、増分形の運動方程式は次式のようになる。

$$[M]\Delta\{\ddot{u}\} + [C]\Delta\{\dot{u}\} + [K_t]\Delta\{u\} = \Delta\{P\} \quad \dots (1)$$

式(1)中のΔ{u}は増分形の相対変位ベクトル、[M]は質量マトリックス、[K_t]は微小な時間間隔に対して有効な剛性マトリックス、[C]は減衰マトリックス、Δ{P}は増分形の外力ベクトルである。式(1)をWilsonのθ法(θ=1.4)を用いて逐次積分から応答を計算した。

エネルギー応答に関する式として、次式のエネルギーのつり合い式が考えられる。

$$W_K + W_D + W_t = E \quad \dots (2)$$

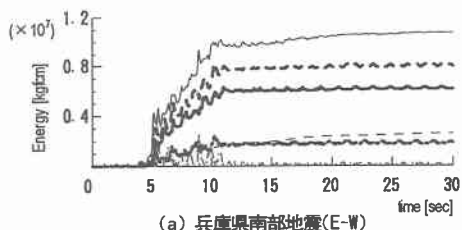
ここで、各項は左辺から運動エネルギーW_K、減衰エネルギーW_D、全内部ひずみエネルギーW_t、右辺は外力によるエネルギーEをそれぞれ表す。その中で全内部ひずみエネルギーW_tは構造物の振動が継続している間では、弾性ひずみエネルギー成分W_eと塑性ひずみエネルギー成分W_pの和で、次式のように表される。

$$W_t = W_e + W_p \quad \dots (3)$$

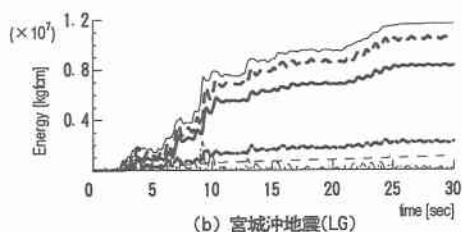
本解析では弾性ひずみエネルギーを次のように定義した。時々刻々の復元力Δ{f_t}は剛性マトリックスと増分形の変位ベクトルでΔ{u}で表せる。ここで、求めた復元力Δ{f_t}と弾性限界(e点)までのM-φ曲線の傾きに相当する曲げ剛性EI_eを弾性時の剛性マトリックス[K_e]として、弾性の変位ベクトルΔ{u_e}を求める。これを式で表すと式(4)、(5)となる。

$$\Delta\{f_t\} = [K_t]\Delta\{u\} \quad \dots (4), \quad \Delta\{u_e\} = [K_e]^{-1}\Delta\{f_t\} \quad \dots (5)$$

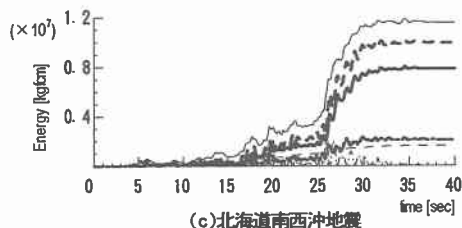
$$W_e = \int \{\dot{u}\}^T [K_t] \Delta\{u_e\} dt \quad \dots (6)$$



(a) 兵庫県南部地震(E-W)



(b) 宮城沖地震(LG)



(c) 北海道南西沖地震



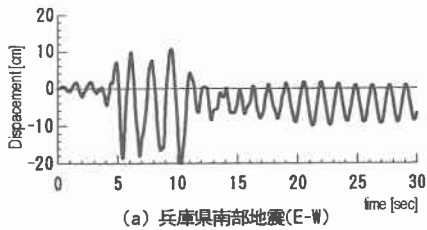
図-4 エネルギー収支

そして、式(6)を弾性ひずみエネルギーと定義し、全内部ひずみエネルギーから引くことで塑性ひずみエネルギーを算定した。

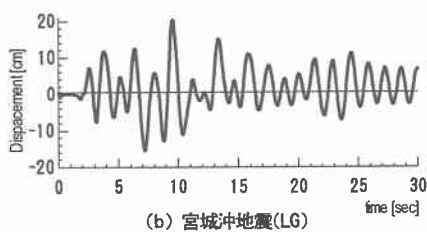
5. 解析結果

ここでは、図-1の解析モデルを用いた計算結果を述べる。入力地震波と構造減衰がとくに塑性ひずみエネルギーにどのように影響しているかを、エネルギー収支と入力エネルギー E で塑性ひずみエネルギー W_p を無次元化した W_p/E に関して検討を行った。 W_p/E は入力エネルギー量の影響が軽減され、構造特性に依存した値となる。入力地震波は時刻歴応答解析に用いる標準地震波の中の3種類(兵庫県南部地震、宮城沖地震、北海道南西沖地震)を振幅1/2倍して入力した。また正弦波は振幅200[gal]、加振周波数0.4[sec]とした。構造減衰は地震波の場合は2%と一定とし、正弦波は0、2%の場合を示す。時間間隔 Δt は 5×10^{-5} [sec]、継続時間は地震波の場合30、40[sec]、正弦波の場合は10[sec]である。

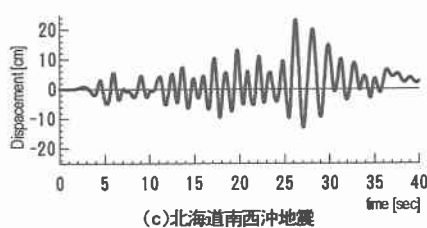
まず、入力地震波について考察する。それぞれエネルギー収支(図-4)、応答変位(図-5)、 W_p/E 時刻歴(図-6)に示す。図-4から各地震波において終了時の総エネルギー量はほぼ等しく、運動エネルギーや弾性エネルギーは時刻歴で大きな変化はない。しかし、入力エネルギーの増加にともない塑性ひずみエネ



(a) 兵庫県南部地震(E-W)

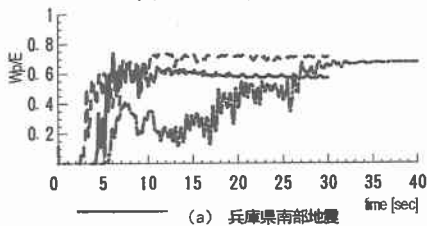


(b) 宮城沖地震(LG)



(c) 北海道南西沖地震

図-5 応答変位



(a) 兵庫県南部地震

----- (b) 宮城沖地震

- - - - - (c) 北海道南西沖地震

図-6 W_p/E 時刻歴

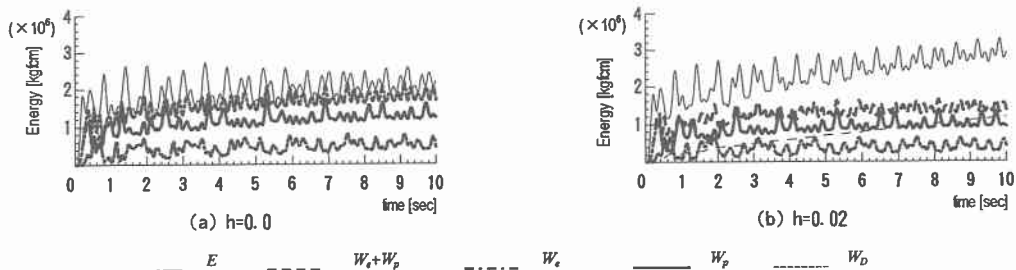


図-7 エネルギー収支

ルギーが(a)では5秒、(c)では25秒付近から急激に増加している。また減衰エネルギーの占める割合が徐々に大きくなっている。図-5でこのときの応答変位をみると(a)、(c)ともこの時刻以降から大きく変位し、(a)では終了時には残留変位を有している。図-6では早い段階の塑性化の影響が顕著に表れており(a)、(b)は5秒付近で急激に、(c)は徐々に増加している。しかし終了時の W_p/E はどの地震動でもほぼ等しくなっている。

また、構造減衰に関してエネルギー収支(図-7)、 $M-\phi$ 曲線(図-8)、 W_p/E 時刻歴(図-9)に示す。図-7から塑性ひずみエネルギーの一部が構造減衰によって消費され減衰エネルギーに変換されている。このことから構造減衰が大きくなると塑性ひずみエネルギーは小さくなる。図-8の $M-\phi$ 曲線では構造減衰の影響により鉄筋降伏後の塑性変形量が小さくなっているため、図-7(b)の塑性ひずみエネルギーが小さい。また W_p/E 時刻歴で見るとよりも構造減衰の影響が顕著に表れ、1.5秒付近から(b)のほうが小さくなっており、終了時にはその差が大きくなっている。

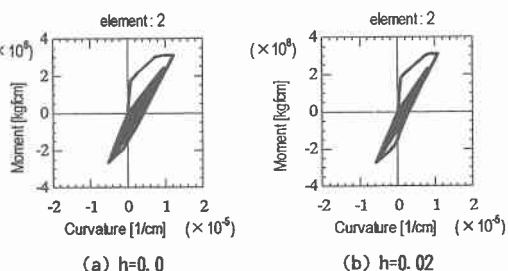


図-8 $M-\phi$ 曲線

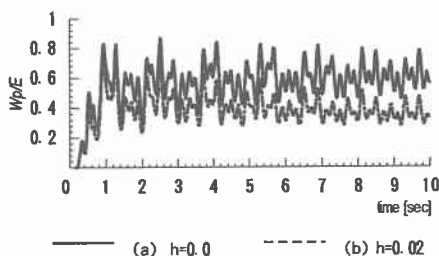


図-9 W_p/E 時刻歴

6. まとめ

実際のRC橋脚で弾塑性応答解析を行い、入力地震波と構造減衰によって塑性ひずみエネルギーにどのような影響があるかをエネルギー収支と W_p/E で検討した。本解析で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 各地震波によって塑性ひずみエネルギーは時刻歴では影響を受けが。地震動終了時には塑性ひずみエネルギーは地震動に関係なくほぼ一定となる。このことはエネルギー収支、 W_p/E 時刻歴から確認できた。
- (2) 塑性ひずみエネルギーは構造減衰に影響を受け、構造減衰が大きいと小さくなる。このことは W_p/E 時刻歴によく表れている。

本研究は平成10年度文部省科学研究費(代表者 大島俊之)の補助を受けて行われました。

参考文献

- 1) 秋山宏: 建築物の耐震極限設計、東京大学出版、1980。
- 2) 大野友則、西岡隆、藤野陽三: 構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価、土木学会論文集 No.333, pp91-99、1983.5.
- 3) 日本道路協会: 日本道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、1998.12。