

大成建設 正会員 野中良裕
日特建設 正会員 後藤隆文
東京都立大学工学部 正会員 山崎 淳

1. 目的

鉄筋コンクリートによる高架橋などの下部構造の地震時応答特性を評価する方法の一つとして等価線形化手法がある。本研究の目的は、GulkanとSozen¹⁾による等価の減衰定数と剛性を用いる方法について、準動的試験の結果を用いてより一層の検討を進め、時刻歴応答の再現と予測をめざすことである。

2. 対象構造物およびモデル化

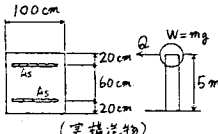
対象構造物として一質点一自由度系構造物を考える。具体的な値は、水平震度を0.2とした場合の地震時作用モーメントが断面強度に等しくなるよう上部構造重量を決定した(表1)。等価線形化手法を適用する対象として縮小模型による時刻歴応答結果を用いるが、縮小すると構造物諸量が色々と実物と異なってくる。地震時挙動の再現という点から固有周期、構造物の非線形化や破壊という点から地震時作用モーメントによる応力が重要な因子であるという観点より、縮小模型の諸値は表1のように定めた。

3. 試験方法

準動的試験(Pseudo-Dynamic Test)は、伯野²⁾が考案し、岡田³⁾が発展させたものであり、動的挙動を静的に再現できるものとして応用した広中⁴⁾の方法を用いた。試験の流れを図1に示す。

供試体は図2に示す断面10cm×10cmで軸方向にSD30D10を4本配した片持ち梁で、最大組骨材寸法10mmのコンクリート打ち(圧縮強度約400 kg/cm^2)である。載荷装置を図3に示す。

$f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$
 $\rho = \frac{A_s}{bd} = 1.8\%$



諸 値	単 位	実構造物	供試体	
寸 法 比		1	1/10	
鉄 筋 断 面 積	A_s	cm^2	142.6	1.426
断 面 強 度	$M_y = A_s f_y (d - \frac{e}{3})$	$t - m$	291.7	0.2917
降 伏 時 横 荷 重	$Q_y = M_y / h$	t	58.3	0.583
剛 性	$k = Q_y / \delta_y$	t/cm	20.7	2.07
地震時作用モーメント	$M_A = M_y$	$t - m$	291.7	0.2917
地震時慣性力	$Q_A = M_A / h$	t	58.3	0.583
上部構造重量	$W = Q_A / 0.2$	t	291.7	29.17
上部構造質量	$m = W / g$	$t \text{ sec}^2/\text{cm}$	0.298	0.0298
固 有 周 期	$T = 2\pi \sqrt{m/k}$	sec	0.75	0.75
入力波振幅(最大値)	$ z _{\text{max}}$	gal	320	32.0

表1 実構造物と供試体の諸値

4. 交番載荷試験と準動的試験の結果

まず交番載荷試験を行った。その履歴ループを図4に示す。この結果、この供試体の弾性時の剛性は1.3~1.4 t/cm 、固有周期は0.95秒前後となり、これは曲げ変形のみを考えた計算値(表1)と大分異なるが、その原因としては固定端における回転や抜け出し、付着すべり等が考えられる。

入力波は、El Centro地震動のNS成分をもとにし、そ

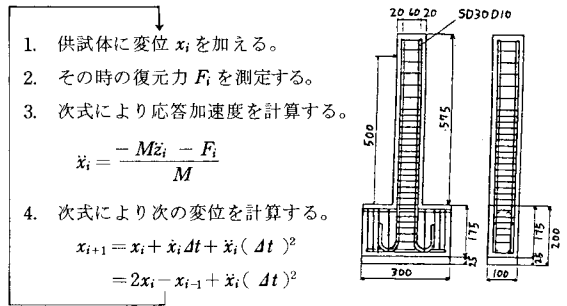


図1 P-D試験の流れ

図2 試験供試体

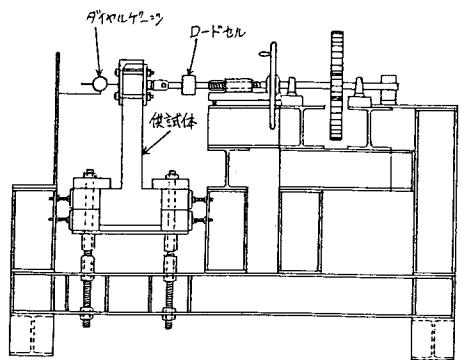


図3 変位制御載荷装置

の値の時間軸を2倍に拡大させた。時間きざみ0.1秒、200ステップ20秒間とし、振幅は実物の1/10である。図5における点線が、準動的試験の結果である。その履歴ループを図6に示す。

5. 数値計算による再現と予測

非線形挙動の線形化について、GulkanとSozen¹⁾は、地震による入力エネルギーが構造物の減衰作用によって完全に消費されるという考えより、等価の減衰定数 h_e と角速度 ω を式(1)、(2)のように定め、ラーメンの動的試験結果より、 h_e は着目変位と降伏変位の比であるダクティリティ μ の関数として表わせるとした。

$$h_e \left[2 m \omega \int_0^T \dot{x}^2 dt \right] = - m \int_0^T \dot{z} \dot{x} dt \quad \cdots \cdots \cdots (1)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{\ddot{x} + \ddot{z}}{x}} \quad \cdots \cdots \cdots (2)$$

金子³⁾は、本研究の供試体と非常に近い剛性を示す供試体について、式(1)にそって計算し、 μ による h_e の式として式(3)を得た。

$$h_e = 0.07 \left\{ 1 + 3 \left(1 - 1/\mu \right) \right\} \quad \cdots \cdots \cdots (3)$$

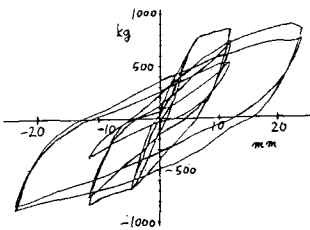


図4 交番载荷による履歴ループ

金子³⁾の方法は、準動的試験の結果について、ある時間区分ごとに式(2)、(3)を適用し、応答の再現を行ったものである。本研究では応答の予測という見地より、数値計算による応答のある時点までにおける最大絶対変位に着目し、それによって等価の減衰定数と剛性を算出することを考えた。

試験結果より式(2)によって求まる剛性は、供試体の静的履歴曲線(図7)で変位に応じて求まる k_e と非常によく一致した。また図6より、復元力が0となる点が移動しているのが見てわかる。そこで、

- I. ある時点までにおける最大絶対応答変位のときの μ の値を式(3)に入れて h_e を算出する。
- II. ある時点までにおける最大絶対応答変位によって図7の荷重変位曲線より等価の剛性 k_e を算出する。
- III. ある時点までにおける最大絶対応答変位が弾性範囲を超えている時、等価の剛性による復元力が0となる点は最大変位1/4だけ同じ方向に移動すると仮定する。

として数値計算により求めた応答を図5に実線で示した。これは試験結果とかなり良く合っている。

6. 結論および今後の課題

今回得られた成果は、等価減衰定数法と復元力=0点の移動という考えを用いた、初期剛性と入力波のみによる時刻歴応答の予測手法に可能性が見られるということである。これらは、ダクティリティ μ を用いた減衰定数の式同様、今後もっとデータを集積すること(特に復元力=0点の移動とその量については、構造物諸量や入力波形も関係してくることが考えられる)によって研究を進めて行くことが望まれる。

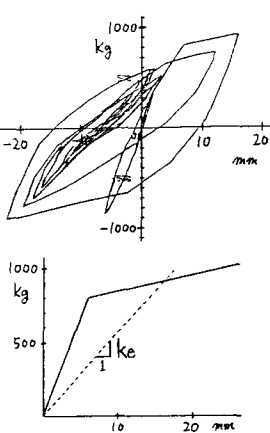


図7 供試体の荷重変位曲線 (一方方向載荷)

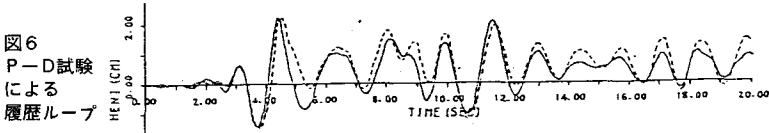


図5 P-D試験の結果と数値計算による応答

謝辞：本研究は、文部省科学研究費No.57850151(研究代表者：町田篤彦埼玉大学助教授)によって、昭和58年度都立大学卒業特別研究として行った。実験の協力者、当時の大学院(1年)生 尾崎浩明、中川雅由の両氏に御礼申し上げる。

参考文献：

1. Gulkan, Sozen(1974) : Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions, Proc. ACI, V.71, NO.12, pp604.
2. 伯野, 四俣, 原(1969) : 計算機により制御された、はりの動的破壊実験, 土木学会論文集 NO.171
3. 岡田(1982) : 電算機アクチュエータオンラインシステムによる構造物の地震応答実験, コンクリート工学, Vol.20, NO.1
4. 広中(1982) : 鉄筋コンクリート下部構造の耐震特性, 都立大学修士論文
5. 金子(1983) : コンクリート構造物の地震時応答特性評価手法, 都立大学卒業論文