

京都大学工学部 正員 家村浩和
大成建設 正員 杉原豊

京都大学工学部 正員 後藤尚男

1. はじめに 著者は、強震時における構造物の動特性の劣化を比較的簡便に表示する手法として、等価線形化解析および低サイクル疲労破壊分野で用いられる損傷度関数の利用を提案して来た²⁾。この手法の妥当性を検討するために、本研究では、鉄筋コンクリート曲げ部材の破壊実験を実施し、剛度およびエネルギー消費能の劣化割合を損傷度関数で整理した。さらにこの結果をモデル化し、動特性の劣化が地震応答に及ぼす影響について検討した。

2. 実験結果 用いた供試体は $15 \times 10 \times 20 \text{ cm}$ 、 $\phi = 10 \text{ mm}$ 、鉄筋比 0.011 の複鉄筋長方形断面である。この部材を長さ 100 cm の単純ばりとして中央部に $0.45 H_u$ の繰返し集中荷重を載荷した。Fig. 1

にはじん性率 μ をパラメータとして、載荷回数による最大反力 (平均的剛度に対する) の劣化割合を示した。 μ が 4 以上のものはコンクリートが載荷ごとに抜けおち、急激な劣化を示す。 μ が 2 以下では、比較的高い反力レベルを維持し、鉄筋の疲労により破壊する。 $2 < \mu < 4$ では両者の特徴をあわせもっている。

3. 累積損傷度 損傷度を定義する上で、何を破壊基準として採用するかは、難しい問題である。本研究では、履歴復元力曲線の劣化状況・変位制御型載荷法などを勘案して、最大反力が外れ載荷時の 60% に劣化した時を便宜的に破壊と定めた。載荷じん性率振幅 μ と破壊回数 N を両対数紙上にプロットしたのが Fig. 2 である。S-N 曲線は次式で示される。

$$N \mu^{4.072} = 9.036 \times 10^3 \quad (1)$$

上式より、振幅 μ_i で n_i 回載荷した時の累積損傷度 $D(n)$ は次式より得られる。

$$D(n) = \sum_i \Delta D_i = \sum_i n_i \cdot (\mu_i / \mu_f)^{4.072} \quad (2)$$

ただし、 μ_f は 1 回の載荷で破壊する理論上のじん性率振幅である。Fig. 1 の横軸の載荷回数 N を式 (2) で定義した

累積損傷度に変換して図示したものが Fig. 3 である。同様にして履歴面積 (エネルギー消費能に対する) の劣化割合を累積損傷度で図示したのが Fig. 4 である。これらの図より、構造物の動特性のうち、平均的剛度やエネルギー消費能の劣化割合を、累積損傷度関数で比較的簡便に表示しようとする手法はほぼ妥当であろうと考えられる。

4. 動的パラメータの劣化モデルと地震応答解析 最大反力および履歴面積の劣化は、振動系の等価剛度および等価減衰係数の劣化に対する。これらの動特性の劣化割合と損傷度の関係を、Fig. 3, 4 を参照して、次式によりモデル化した。

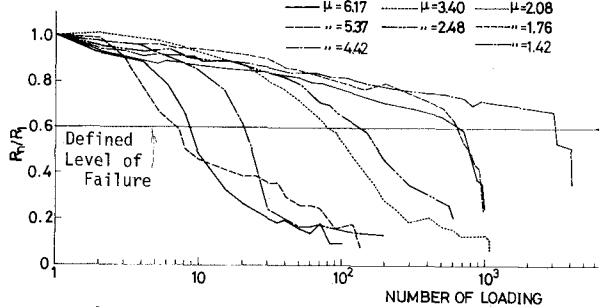


Fig. 1 Peak of Hysteresis Loop vs Number of Loading

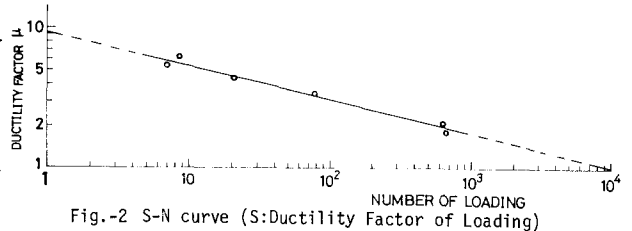


Fig. 2 S-N curve (S: Ductility Factor of Loading)

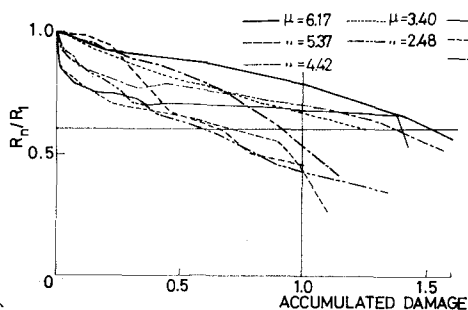


Fig. 3 Deterioration of Peak of Hysteresis Loop vs Accumulated Damage

$$f_s(D) = 1.0 - 0.4D, f_0(D) = 1.0 - 0.8D^{0.1} \text{-----}(3)$$

一オ、則ち載荷時(損傷度がゼロの時)の履歴復元力特性を有する単純構造物の等価固有円振動数 $\omega_{eq}(\mu_i)$ および等価減衰係数 $\beta_{eq}(\mu_i)$ は、等価線形化解析により応答振幅 μ_i の関数として決定できる。したがって、損傷を受けて劣化する履歴構造物の等価線形パラメータは、応答振幅 μ_i および損傷度 D の関数として、次式のように表現することができる。

$$\left. \begin{aligned} \omega_{eq}(D, \mu_i) &= f_s(D) \cdot \omega_{eq}(\mu_i) \\ \beta_{eq}(D, \mu_i) &= f_0(D) \cdot \beta_{eq}(\mu_i) \end{aligned} \right\} \text{-----}(4)$$

Fig.5には、Taft記録 N21E成分を入力した場合の地震応答変位および動特性の時間的変化を示した。ここに構造物の初期弾性固有周期は 0.65 sec ($\omega_0 = 9.67 \text{ rad/sec}$)、減衰定数 h_0 は 0.02 、入力加速度の最大値と降伏加速度の比は 2.61 である。計算にあたっては、振動半周期ごとに応答振幅をチェックして損傷度を算出し、式(4)より、次のステップの等価線形パラメータの決定を行った。図中実線で示した劣化履歴モデルのじん性率応答(四角)は、損傷度が軽微な区間で、破線で示した非劣化モデルとほぼ同様の値となっている。しかし6秒付近から周期・振幅ともに大きくなり、10秒では剛度が極端に低下し、完全な破壊状態となっている。(b)図に示した劣化モデルの ω_{eq} は損傷度の増大とともに小さくなっている。一オ非劣化モデルでは、応答振幅が小さくなると再び元の ω_{eq} にもどっている。(c)図に示した劣化モデルの等価減衰定数 $h_{eq}(= \beta_{eq}/(2\omega_{eq}))$ は非劣化モデルのそれより大きくなっているが、これは ω_{eq} が著しい低下を示すためである。

Fig.5と同様の入力および構造物モデルを用いて、地震応答終了時の累積損傷度をプロットしたのがFig.6である。横軸には、入力の強度パラメータ K を取った。 $K \leq 1.0$ の範囲においては、累積損傷度も8割以下で、線形・非劣化履歴・劣化履歴モデルともに大差は見られない。 K が増大すると、式(3)より明らかなように D は急激に増大する。 $D=1.0$ は本研究で定義した、剛度が6割に低下する破壊である。 $D=2.5$ では、式(3)より復元力が完全にゼロとなる崩壊と考える。 K が 1.6 以上になると、各モデルによって D の評価が大きく異なって来るので耐震工学上の配慮が必要となる。線形モデルよりも小さな損傷度 D が見い出されるが、これは非線形性や劣化のため、入力の最大加速度付近の時間帯で、共振現象がさけられるためである。

謝辞

本研究での実験を進める上で御協力を賜った京大工学部小柳治助教授、矢村梁助手、立命館大学理工学部梶島孝之助教授、東京都石田秀之氏にそれぞれ謝意を表します。

参考文献

- 1) 家村, Jennings: 土木学会論文報告集, 第230号, 1974.
- 2) 後藤, 家村: 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, 1975.

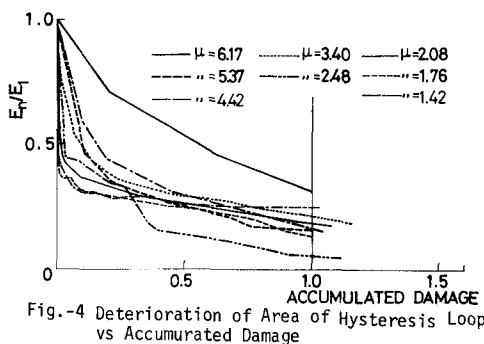


Fig. 4 Deterioration of Area of Hysteresis Loop vs Accumulated Damage

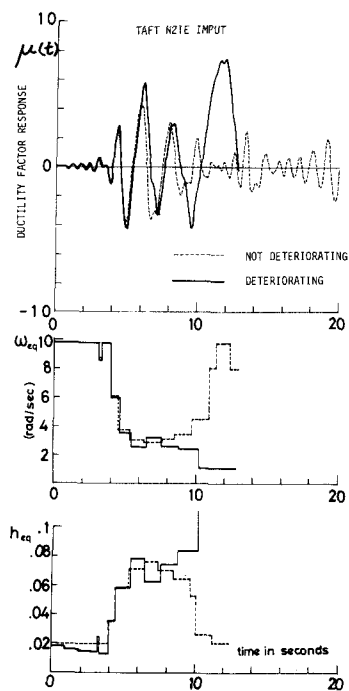


Fig. 5 Earthquake Response of Hysteretic Structures with and without Effects of Deterioration

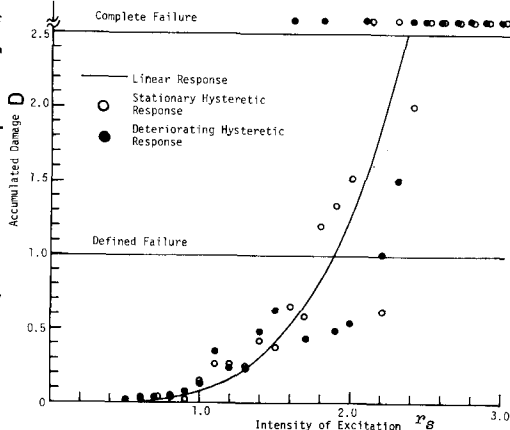


Fig. 6 Accumulated Damages of Structures to Earthquake Excitation