

動的応答における破壊モード判定方法と損傷度評価の課題

青戸 拓起¹・吉川 弘道²・高丸 弘美³

¹学生会員 武蔵工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻（〒158 東京都世田谷区玉堤一丁目 28-1）

²正会員 工博 武蔵工業大学教授 工学部土木工学科（〒158 東京都世田谷区玉堤一丁目 28-1）

³非会員 武蔵工業大学 工学部土木工学科（〒158 東京都世田谷区玉堤一丁目 28-1）

1. まえがき

道路橋示方書では、せん断強度に地震動タイプによる補正係数 C_c として、その繰り返し回数の影響によるせん断強度劣化の違いが取り込まれている。それらなど静的定変位漸増正負交番載荷試験の結果を参照すれば破壊モード判定は容易に行われるが、動的な地震応答上で果たしてどの程度の低下が見込まれるかは不明な点が多い。そこで、M. J. N. Priestley の提案する変形増大に伴うせん断強度劣化曲線を用い、非線型動的応答解析結果とを併用することで、地震応答におけるせん断耐力の劣化過程を解析的に表現する。そして累積損傷としてせん断強度劣化を評価し、動的応答による破壊モード判定を行う。またせん断余裕度 V_y/V_{mu} 、コンクリート寄与率 V_c/V_y が破壊モードに与える影響、Over-Strength の問題について考察する。

2. 解析方法と理論

(1) 解析対象モデル

兵庫県南部地震で多くの被害が出た鉄筋コンクリート製の単中式橋脚を対象とした。実際の橋脚断面からその主筋量を変化させた ($\rho_t = 1.2\% \sim 2.4\%$) 3つのモデルを用いた。そして曲げ部材をもつ2自由度（水平、回転）1質点系モデルに置き換え、基部直接入力による非線型動的解析を実施した。復元力モデルはTri-linear型の武田モデルで与えた。力学モデル、断面力分布を図-1、断面諸元を表-1に示す。

以上の仮定のもとに、部材の応答せん断力 V と柱頭における応答変位 δ に着目した。

(2) 劣化せん断強度の評価方法

基本理論は M. J. N. Priestley らの提案するせん断強度式（図-3）を用いた。これは、塑性率 $\mu \Delta$ の大きさに伴いコンクリートのせん断強度が低下するというもの

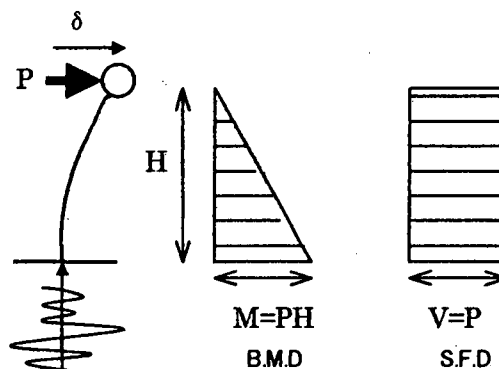


図-1 力学モデル

表-1 解析モデル断面諸元

CASE	p1	p2	p3
pt (%)	1.2	1.8	2.4
$V_{mu} (=P_u)$ (MN)	6.91	9.54	12.34
$S_s (=V_s)$ (MN)		4.27	
武蔵工業大学			
S_{co} (MN)		2.83	
τ_c (N/mm ²)		0.35	
S_{cII} (MN)		2.27	
$P_{co} (=S_{co}+S_s)$ (MN)		7.11	
S_c/P_{co}		0.40	
P_{co}/P_u	1.03	0.75	0.59
P_{sII}/P_u	0.95	x	x
破壊形式	曲げ破壊からせん断破壊移行型	せん断破壊	せん断破壊
Priestley			
V_{co} (MN)		9.45	
τ_c (N/mm ²)		1.51	
$V_{yo} (=V_{co}+V_s)$ (MN)		13.72	
V_{co}/V_{yo}		0.69	
V_{yo}/V_{mu}	1.89	1.44	1.11
JMA-800入力時 V_{ymin}/V_{mu}	1.34	0.88	0.82
JMA-800入力時 破壊形式	Non-Failure	Non-Failure	Non-Failure

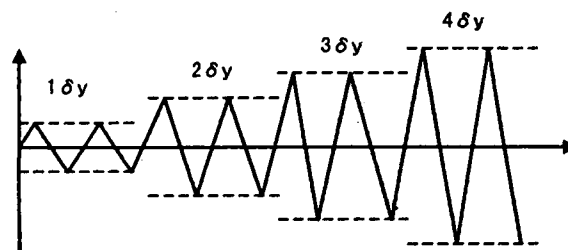


図-2 定変位正負交番載荷試験

であり、静的定変位漸増正負交番載荷試験（図-2）の結果から算出されたものである。

このような静的結果を用いれば、ある設計靱性率に

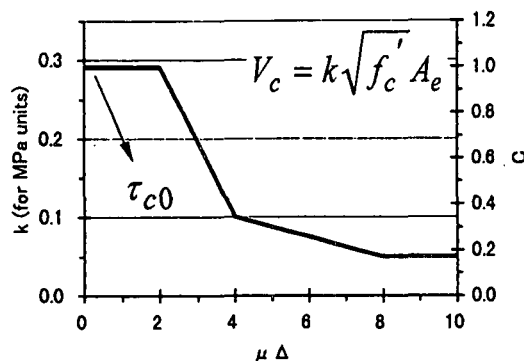


図-3 Priestly のコンクリートのせん断強度劣化曲線

対しての劣化せん断耐力を簡単に算定できるが、実際の地震では大きな振幅、小さな振幅が入り混じった不規則振動であるため、その想定する振幅履歴性状がかなり異なったものとなる。また、動的応答においてその劣化過程を表現するにはその振幅(半波)ごとのせん断強度の低下を評価し(図-4)、そして累積を表現する必要がある。

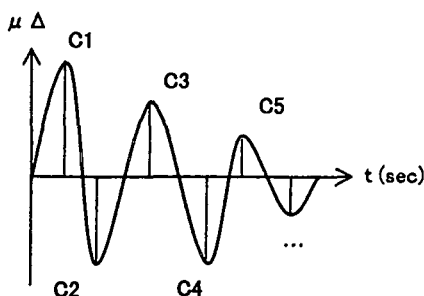


図-4 動的応答における損傷評価

ここで累積損傷理論は次の2つに大別される。

- 累加型 … 累積劣化係数 $\zeta = \sum C_i$
- 累乗型 … 累積劣化係数 $\xi = \prod C_i$

コンクリートのせん断強度低下に関して累加型は適当とは思われないと判断し、本研究では累積損傷の表現方法としてb.の方法を取る事とする。

そして初期せん断強度 τ_{c0} に対する低減係数Cを半波ごとに評価し(図-4)、式(1)によって累積損傷としてコンクリートの累積劣化せん断強度を評価する事とした。

$$\tau_{ci} = \tau_{c0} \cdot \xi = \tau_{c0} \cdot \prod C_i \quad (1)$$

この累積劣化せん断強度 τ_{ci} を用いて式(2)よりコンクリートの累積劣化せん断耐力 V_{ci} を算定する。

$$V_{ci} = \tau_{ci} A_e \quad (2)$$

その際、その振幅(半波)ごとのせん断強度の低減係数を評価するため、図-3の曲線の値をそのまま用いて

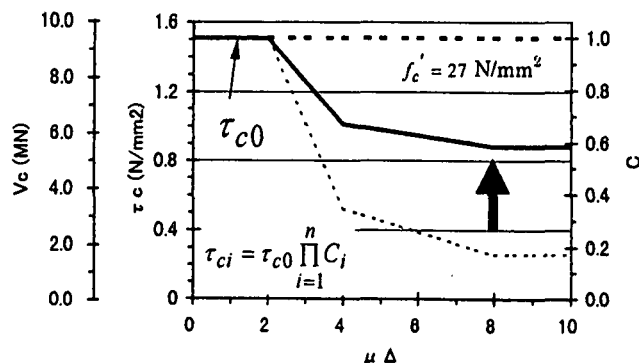


図-5 累積劣化せん断強度評価方法

はその履歴性状の違いから過大評価になる可能性がある。そこで曲線の勾配を1/2程度とし(図-5)その低減係数を用いた。

また累積劣化せん断耐力 V_{yi} はコンクリート寄与分 V_{ci} と、トラス理論から算出されるせん断補強筋負担分 V_s との和(式(3))で表す。ただし V_{si} は劣化しない。

$$V_{yi} = V_{ci} + V_s \quad (3)$$

(3) 破壊モード判定方法

破壊モードを算定する概念は以下のとおりである(図-6)¹¹。「せん断耐力の劣化曲線が、P-δ曲線(応答せん断力)と交差した時がせん断破壊」というものである。但しこれは静的応答の概念であるのために、せん断耐力は部材の変形量に対し一義的に定める事ができる。

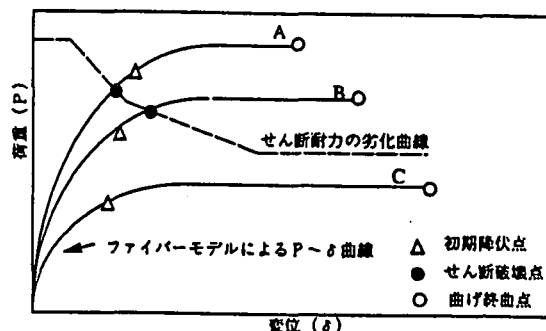


図-6 静的場合の破壊モード判定の概念¹¹⁾

動的な場合、半波ごとの低減係数は一義的に定まることが(図-4)、ある時刻での累積劣化せん断耐力はそれまでの振幅履歴を反映したものであり、その時刻の変形量だけでは定まらない。そこで、基本概念はそのままに、時々刻々で応答せん断力とその累積せん断耐力とを比較していくものとする。すると動的応答の場合は次

のような概念でせん断破壊をとらえる事ができる(図-7).

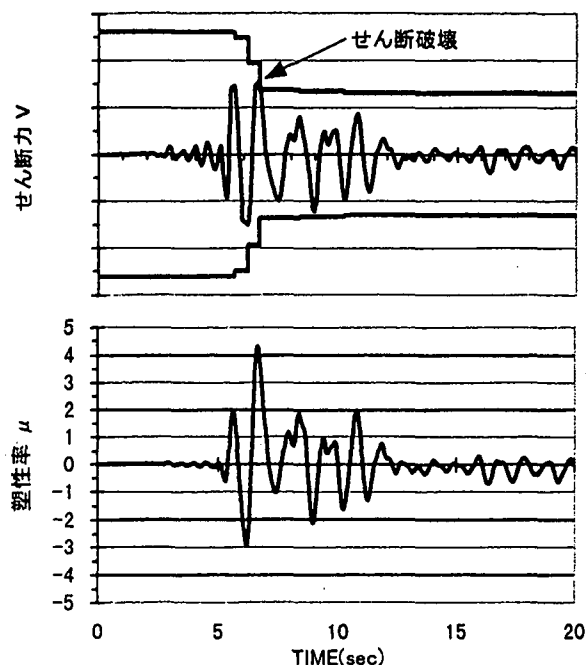


図-7 動的応答における破壊モード算定の概念

また式で表すと以下の式であらわされる. ^{iii iv}

$V_{yi}(t) > V(t)$ で その時の塑性率 μ_{max} が
 $\mu_{max} < 1 \dots$ 準せん断破壊 (4a)

$\mu_{max} \geq 1 \dots$ 曲げ損傷から
 せん断破壊以降型 (4b)

$V_{mu} \leq V(t)$ または $\mu_{mu} \leq \mu(t)$
 $\dots$ 曲げ破壊 (4c)

本論文でいう“せん断破壊”とは式(3b)で示される“曲げ損傷からせん断破壊以降型”である事に注意してもらいたい。

3. 解析結果

(1)コンクリートせん断強度 τ_c の最小値について

図-8 は 2 つの入力地震動(兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波-JMA とエル・セントロー-ELC)を最大加速度について基準化し 500gal~800gal まで 100gal ずつ変化させた時の, 最大応答変位とコンクリートの累積劣化せん断強度の最小値 $\tau_{c.min.}$ ($= V_{c.min.} / A_e$) について整理したものである。この解析においてせん断破壊を生じたものはなかった。

動的応答ではその振幅性状により $\tau_{c.min.}$ は多少ばらつくが Priestly らの提案するコンクリートのせん断強度式付近になっている。

道示^{iv}に定められている「コンクリートの負担できる平

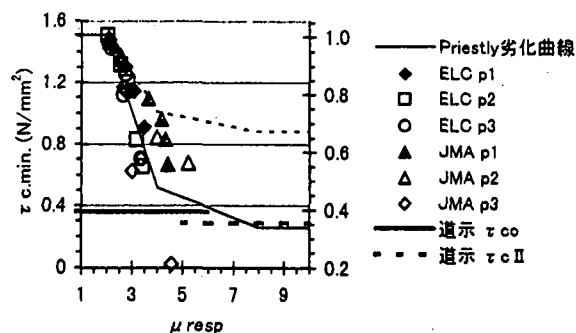


図-8 コンクリートせん断強度の最小値と最大応答塑性率

均せん断応力度」と比較した場合 $\tau_{c.min.}$ はその最小値と比較しても, 道示のせん断強度より多少大きく出ている。ただし, 道示の値には安全率等が考慮された設計値と考えると多少高めに出てよいと思うが, 劣化を考えたタイプ II の補正係数を乗じた値と比べても非常に高いと思わざるを得ない。また初期せん断強度が高すぎたためとも考えられる。

道示などでは設計塑性率によらずコンクリートのせん断強度は同じとしているため, 変形量による劣化の差考えられていない。また, 歴史的経緯を見ると, コンクリートのせん断強度は地震被害のたびに低くされており, 劣化を考えた最小値が規定されてきたと考えれば, 図-8 において特に塑性率が低いところで道示のそれと

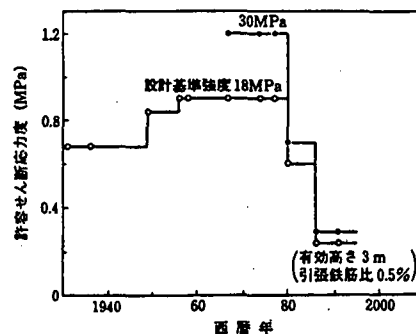


図-9 土木学会コンクリート標準示方書における許容せん断応力度の変遷

比べて非常に高いのは納得できる。

また, 歴史をさかのぼりコンクリートのせん断強度が規定されたころの値と比較してみる。その初期のころの値は 1.2 N/mm^2 (設計基準強度 30MPa) (図-9) となっており, 現行道示のそれよりはるかに高い。この当時はせん断強度の劣化に関する知見がなく高めに同定したと考えると, その値が累積損傷の小さい(最大塑性率の小さい部分)の値に近いのは, 興味深い。ただし, 本解析においてせん断強度の初期値は Priestly の式によって定めているが, 「 1.2 N/mm^2 」よりも大きく,

その安全率を考えても Priestly は初期の無損傷のせん断強度を過大評価していると考ええる。

以上の事から、現行の各示方書のようなせん断強度の定め方では、今後動的解析の実用に向けてそれによる損傷評価、コンクリートのせん断強度(せん断耐力)の評価方法に課題が残る。また、次に述べるそれは動的解析併用による破壊モード判定方法にも大きな課題を残す。

(2)せん断余裕度、コンクリート寄与率と破壊モード

先ほどの2種の地震を最大加速度800galで入力し、 V_s を変化させ、2.(3)の方法でそれぞれの破壊モードで算定し、その分布図を作成した(図-10)。ここで無損傷の初期せん断耐力に対するせん断余裕度 V_{yo}/V_{mu} 、無損傷の初期せん断耐力に対するコンクリート寄与率 V_{co}/V_{yo} とする。

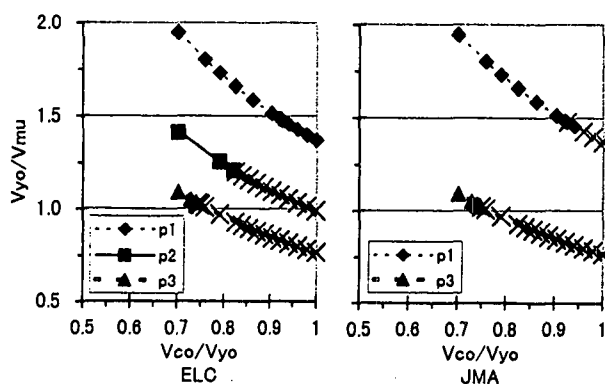


図-10 破壊モード分布

すると、この解析においては曲げ破壊を生じるものはなく、その破壊モードは

× ... せん断破壊

▲◆■ ... 破壊しない

という2つとなった。このように整理すると、その破壊境界を考える事ができる。

そこで図-10の結果よりせん断破壊を回避できた時の V_s 最小値を求め、 V_{yo}/V_{mu} の最小値(限界余裕度)、 V_{co}/V_{yo} の最小値(限界寄与率)について整理した(図

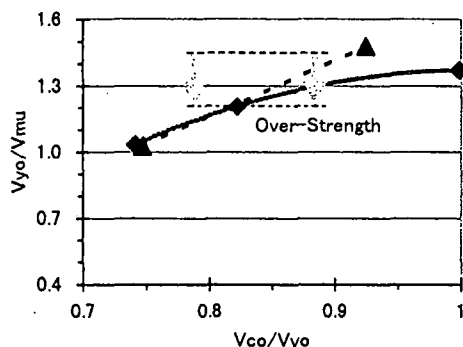


図-11 せん断破壊を生じない限界寄与率と限界余裕度

-11)。

図-11 から、せん断破壊を回避するための初期せん断耐力に占めるコンクリートの寄与率と、せん断余裕度(初期せん断耐力と曲げ耐力の比)には相関がある事が分かる。

Over-Strengthⁱⁱ⁾に注目すると、設計強度よりも強度の大きい“主筋”を用いた場合、曲げ耐力 V_{mu} は設計時よりも大きくなり、つまりせん断余裕度 V_{yo}/V_{mu} は小さくなる。すると、限界余裕度付近で帯筋を配筋した場合せん断余裕度が低下し、破壊モードはせん断破壊へと移行する可能性を示している。また、同じせん断余裕度を持つ構造物の場合、 V_c/V_{yo} の大きい構造物、つまり断面の大きなものほどその傾向はつよいことになる。

以上より破壊モード判定に関しては限界寄与率、限界余裕度の同定とともに、その余裕度に対する安全率、Over-Strength に関する認識が重要となる。さらに、今回はせん断強度を累積劣化させるために、もともとなるせん断強度劣化曲線が必要であった事を考えると、動的繰返し置けるせん断強度劣化の定量化が、限界寄与率、限界余裕度の同定に重要となってくる。

4. まとめ

- ・累乗型のせん断強度累積劣化で実際の劣化の傾向は表現できた。
- ・静的実験から得られるせん断強度劣化曲線の動的不規則振動への展開・応用方法、または、動的応答におけるせん断強度劣化曲線の同定。
- ・無損傷・初期状態におけるせん断強度の適切な同定。
- ・限界寄与率、限界余裕度は破壊モード決定に重要な関係がある。

参考文献

- ⁱ⁾ M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi: SEISMIC DESIGN AND RETOROFIT OF BRIDGES, 1995.10
- ⁱⁱ⁾ 吉川, 池谷, 宮城, 増田, 岡本: RC 柱における破壊形式の判定と靱性評価, 土木学会第 52 回年次講演会講演論文集 V-278, 1997.8
- ⁱⁱⁱ⁾ 土木学会: コンクリート標準示方書「耐震設計編」, p.p.11-15, 1996.7
- ^{iv)} 日本道路橋会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, p.p.119-138, 1996.12
- ^{v)} 土木学会: コンクリートライブラリー 87, 平成 8 年制定コンクリート標準示方書(耐震設計編)改定資料, p.p.15-16, 1996.7
- ^{vi)} JCI 近畿支部: 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会 中間報告書, p.p.125-258, 1995.12