

鋼製橋脚の倒壊判定と耐倒壊性能に関する検討

アイ・エス・ビー 正会員 ○Nguyen Van Bach 名古屋工業大学 フェロー会員 後藤 芳顕
名古屋工業大学 正会員 海老澤 健正

1. はじめに：現在の橋梁の耐震性能は過去最大級の地震動をもとに設定された水平1方向設計地震動に対して防災の観点からの損傷制御により照査されるが、2015年に内閣府が公表した南海トラフ巨大地震のような超巨大地震動に対しては、終局限界を超えて好ましくない大規模崩壊挙動が橋梁に生じる可能性は否定できない。このような巨大地震に対して防災の観点から対処するのは耐震設計も既に限界にきているため、橋梁の崩壊も視野に入れ、減災の観点から可能な限り大規模崩壊を防止する崩壊制御のコンセプトも設計に取り入れる必要がある。崩壊制御では構造物が倒壊状態にあるか否かを耐震解析で判定することが重要であるが必ずしも十分な方法は提示されていない。本研究では、耐震解析においてリアルタイムに3次元倒壊挙動の判定を行う手法を提案するとともに、過去に行った鋼製橋脚の倒壊実験²⁾で精度が検証されたFEモデルを用いてその妥当性を検証する。さらに、橋脚の耐倒壊性能を簡単に評価する指標についても検討する。

2. 鋼製橋脚の振動台実験とFEモデル：振動台実験では、表1と図1に示す3体の供試体(実橋脚との縮尺率1/s=1/8)を用いて、水平1方向および水平2方向同時加振を実施する。入力地震動としては継続時間が長く、多くの繰り返しが生じる海溝型地震であるTsugaru実測波と、継続時間が短くパルス的な直下型地震であるJRT実測波の加振倍率を増幅させ、時間軸を相似則に従い $1/\sqrt{s}$ 倍したものを用いる。各供試体の加振方法とそれに使用する地震動の詳細を表1に示す。橋脚のFEモデルは橋脚躯体を三曲面モデルを導入したシェル要素でモデル化し、上載質量を集中質量と回転慣性要素で表し橋脚頂部に剛結する。解析ではABAQUSを使用し複合非線形動的解析を実施した。

3. 倒壊判定：地震動下の時刻歴応答解析で各時刻における橋脚の状況から、その後の倒壊の有無を予測する汎用的な2種類の手法を提案する。

手法①：復元力と重力の成す仕事増分から構造系が自重を支え得るか否かを静的に判定する。具体的には時刻 $t=t_0$ における構造系が不安定領域にある(式(1))とともに、倒壊モード $(\Delta\bar{u}_{xi}, \Delta\bar{u}_{yi}, \Delta\bar{u}_{zi}, \Delta\bar{\theta}_{xi}, \Delta\bar{\theta}_{yi}, \Delta\bar{\theta}_{zi})$ 下で生じる質点の位置エネルギーの減少 ΔW_h で生じる運動エネルギーが構造系の復元力 $(F_{xi}, F_{yi}, F_{zi}, M_{xi}, M_{yi}, M_{zi})$ による仕事増分 ΔW で吸収できない場合(式(2))に倒壊と判定する。

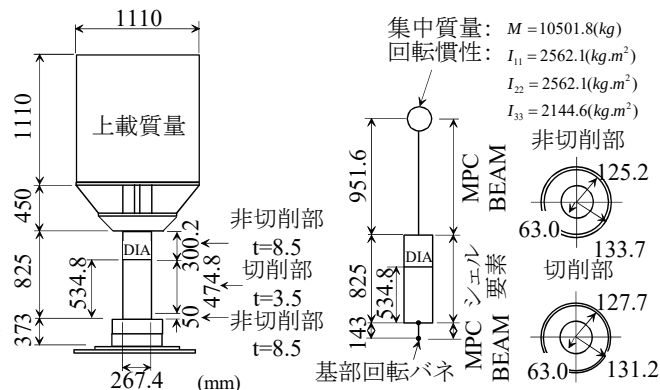


図1 加振実験供試体と解析でのモデル化

表1 振動台実験供試体の概要

供試体	h (mm)	D (mm)	t (mm)	R_t	$\bar{\lambda}$	P/P_0	F_0 (kN)	u_0 (mm)	減衰 定数(%)	地震動
E1	1777	262.7	3.77	0.099	0.52	0.084	39.69	9.78	0.848	Tsugaru(LG)×300%
E2	1777	262.6	3.77	0.099	0.52	0.084	40.32	9.77	0.189	Tsugaru(LG+TR)×225%
E5	1777	262.3	3.34	0.113	0.50	0.096	35.95	9.67	0.208	JRT(NS+EW)×130%

$$\Delta^2 W = \sum_{i=1}^n (\Delta \bar{F}_{xi} \Delta \bar{u}_{xi} + \Delta \bar{F}_{yi} \Delta \bar{u}_{yi} + \Delta \bar{F}_{zi} \Delta \bar{u}_{zi} + \Delta \bar{M}_{xi} \Delta \bar{\theta}_{xi} + \Delta \bar{M}_{yi} \Delta \bar{\theta}_{yi} + \Delta \bar{M}_{zi} \Delta \bar{\theta}_{zi}) < 0 \quad (1)$$

$$\Delta W + \sum_{i=1}^n m_i g \Delta \bar{u}_{zi} = \sum_{i=1}^n (F_{xi} \Delta \bar{u}_{xi} + F_{yi} \Delta \bar{u}_{yi} + F_{zi} \Delta \bar{u}_{zi} + M_{xi} \Delta \bar{\theta}_{xi} + M_{yi} \Delta \bar{\theta}_{yi} + M_{zi} \Delta \bar{\theta}_{zi} + m_i g \Delta \bar{u}_{zi}) < 0 \quad (2)$$

手法②：地震動下での倒壊をより正確に判定するために、構造系の復元力と重力に加えて質点を持つ運動エネルギーをもとに倒壊を動的に判定する。具体的には時刻 $t=t_0$ で仮想的に入力地震動をゼロにする。そして、 $t=t_0$ から $\Delta W + \sum_{i=1}^n m_i g \Delta \bar{u}_{zi} = 0$ となる静的倒壊点までの橋脚の軟化挙動を近似的に直線であると仮定する。

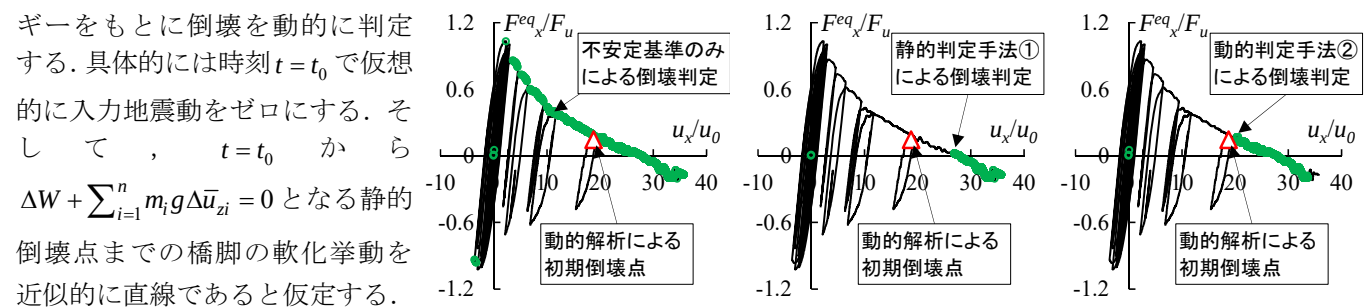


図2 各手法による倒壊判定結果(E1 供試体の解析結果使用)

キーワード：鋼製橋脚、倒壊解析、倒壊判定、耐倒壊性能

連絡先：〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町 名古屋工業大学 TEL052-735-5021 FAX052-735-5563

この仮定から算定される静的倒壊点までの構造系の弾塑性エネルギー δW と粘性減衰エネルギー δW_C の和が質点系の現在の運動エネルギー $\sum_{i=1}^n K_i$ と倒壊点までの位置エネルギーの変化量 $\sum_{i=1}^n m_i g \delta \bar{u}_{zi}$ の和以下(式(3))であれば、質点の運動エネルギーを構造系はすべて吸収できず、つり合い点が静的倒壊点を超えるので倒壊と判定する。なお、式(3)に加えて、質点の変位が倒壊方向に増加する条件式(式(4))が必要である。

$$\delta W + \delta W_C - \left(\sum_{i=1}^n K_i - \sum_{i=1}^n m_i g \delta \bar{u}_{zi} \right) = - \frac{(\Delta W + \sum_{i=1}^n m_i g \Delta \bar{u}_{zi})^2}{2\Delta^2 W} - \frac{\Delta W + \sum_{i=1}^n m_i g \Delta \bar{u}_{zi}}{2\Delta^2 W} \Delta W_C - \sum_{i=1}^n K_i < 0 \quad (3)$$

$$\mu = - \frac{(\Delta W + \sum_{i=1}^n m_i g \Delta \bar{u}_{zi})}{\Delta^2 W} > 0 \quad (4)$$

判定精度：図2には例として鋼製橋脚 E1 供試体の動的解析結果をもとに、上記に述べた2手法に加えて、式(1)の不安定基準のみ³⁾による倒壊判定を行い、判定結果の比較を示す。また、図中の三角形点は当該時間以降の地震動をゼロにした動的解析で最初に倒壊に至る初期倒壊点を表している。図2から分かるように、質点の運動エネルギーを考慮した判定手法②による倒壊判定は動的解析の初期倒壊点とほぼ一致し精度が最も良い。

4. 鋼製橋脚のエネルギー吸収能および耐倒壊能：3. の検討から倒壊点までの橋脚のエネルギー吸収能 W が大きいほど倒壊に対する抵抗性が高いと考えられる。しかし、橋脚のエネルギー吸収能は地震動に強く影響を受け

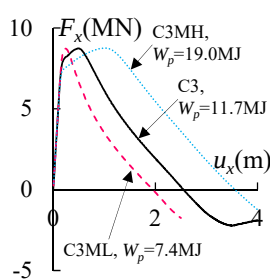


図4 Pushover 解析での水平復元力-水平変位の関係

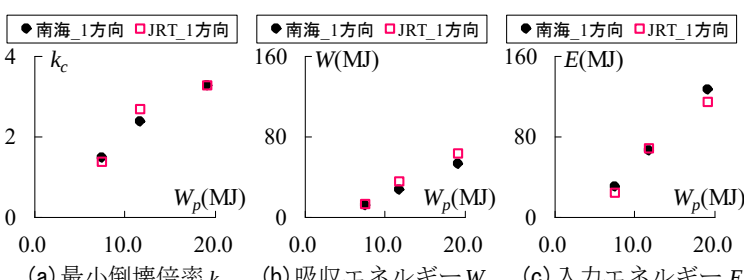


図5 各物理量と Pushover 解析での吸収エネルギー W_p の関係

(※エネルギーは倒壊点までの値である)

るため、橋脚の耐倒壊能をより簡単に評価する手法として、Pushover 解析で得られる倒壊点までの吸収エネルギー W_p を用いる方法の可能性について数値計算で検討する。検討方法としては、図3と表2に示す H24 道示¹⁾により設計した C3 実大橋脚を基準モデルとして、上載質量、高さ、初期剛性、水平耐力が基準モデルと等しく、Pushover 解析による倒壊点までの吸収エネルギー W_p が基準モデルより大きい橋脚(C3MH)と小さい橋脚(C3ML)を、円形断面の直径、板厚と地盤集約バネ定数を変更することで設定する。これら3種類の橋脚の Pushover 解析での水平復元力と水平変位の関係を図4に示す。これらの橋脚に南海トラフ巨大地震波と JRT 地震波を基本地震動として、加振倍率を 1.0 から 0.1 刻みで徐々に増幅した地震動を水平1方向と水平2方向同時入力し、橋脚が最初に倒壊する最小倒壊加振倍率 k_c を求める。図5(a)には地震動を水平1方向入力した場合の最小倒壊加振倍率 k_c と Pushover 解析での吸収エネルギー W_p との関係を示すが、 W_p が増加すると k_c もほぼ比例的に増加しており、 W_p を耐倒壊性を評価する指標として用いることができる可能性がある。これは図5(b),(c)に示すように W_p に比例して橋脚の地震時エネルギー吸収能 W や初期倒壊点までの地震入力エネルギー E が比例的に増加するの傾向と整合している。

5. まとめ：本研究では FE モデルを用いて、数値解析での倒壊判定の基準を提案し、復元力と重力に加えて質点を持つ速度を考慮した動的な判定の方が精度が向上することが明らかになった。また、橋脚の耐倒壊能の評価方法として、Pushover 解析での吸収エネルギーを用いる手法の可能性について検討した。その結果、Pushover 解析での吸収エネルギーが高いほど倒壊に対する抵抗性が高いことが確認できた。

参考文献：1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012。2)後藤芳顕，海老澤健正，水野剛規，Nguyen Van Bach：鋼製橋脚の地震時倒壊挙動とその予測，性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，Vol.17，pp.439-446，2014。3)Araki, Y and Hjelmstad, K. D. : Criteria for assessing dynamic collapse of elastoplastic structural systems, Earthq. Eng. Struct. Dyn., Vol.29, pp.1177-1198, 2000。

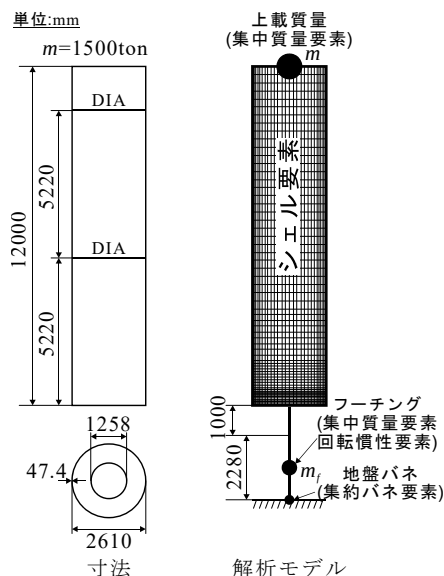


図3 C3 実大橋脚の解析モデル

表2 実大橋脚の概要

橋脚	D (mm)	t (mm)	R_t	$\bar{\lambda}$	P/P_0	F_0 (kN)	u_0 (mm)
C3	2610	47.4	0.070	0.21	0.120	5520	49.5
C3MH	2124	61.6	0.046	0.24	0.110	5092	59.0
C3ML	3033	37.9	0.101	0.17	0.130	6025	42.1