

余震による鋼製橋脚の倒壊特性とケーブルによる倒壊防止構造

名古屋工業大学 学生員 ○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 岐阜工業高等専門学校 正会員 水野 剛規

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設計地震動に対して損傷制御の観点から照査されるが¹⁾、設計地震動を超える巨大地震あるいは本震によって損傷を受けた橋梁が余震を受けることによって、終局限界を超えて好ましくない崩壊挙動が生じる可能性は否定できず、橋梁の崩壊を視野に入れた崩壊制御による減災的な対応も考える必要がある。

本研究では、まず、単柱鋼製橋脚の水平2方向加振による倒壊実験に基づきFEモデルの精度検証を行い、FEモデルによる動的応答解析に基づき本震で損傷を受けた橋脚の余震による倒壊挙動について検討を行う。また、ケーブルを用いた橋脚の崩壊防止構造²⁾の適用性について基本的な検討を加える。

2. 振動台実験によるFEモデルの倒壊解析の精度検証： 振動台を用いた倒壊実験³⁾との比較によりFEモデルによる橋脚の倒壊解析の妥当性を検証する。振動台実験では図-1に示す実橋脚の1/s=1/8スケールの無充填円形断面鋼製橋脚供試体を用い、振幅を1.3倍、時間軸を相似則に従い1/√s倍に調整したJRT観測波のNS、EW成分を水平2方向同時加振している。解析では、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、上載質量部分を集中質量と回転慣性要素で表し橋脚に剛結した。図-2には上載質量中心での全等価水平復元力と水平変位の履歴挙動を示しているがx方向ともy方向ともよく再現されているのが確認できる。

3. 余震による鋼製橋脚の倒壊特性：

(a)解析モデルと検討方法： 解析モデルにはH24道示に則り鋼重最小化の最適設計を行った表-1、図-3に示す2種類の円形断面鋼製橋脚を用いる。橋脚部は三曲面モデルを導入したシェル要素、上載質量・フーチングを集中質量要素、地盤ばねは集約ばね要素によりモデル化を行っている。これらの橋脚にJRT観測波の水平1方向(NS)あるいは水平2方向(NS+EW)同時入力し、地震加速度に各種の加振倍率を乗じて2回載荷することで、1回目を本震、2回目を余震に相当するものとした。

(b)余震による倒壊特性： 各ケースにおいて1回目の加振倍率を1.0から0.1刻みで徐々に増加させ初めて倒壊する倍率を求め、これを本震のみで倒壊に至る最小倒壊加振倍率 k_c とする(表-2)。そして、各ケースについて $0.2k_c \sim 0.9k_c$ の加振倍率の本震入力後、本震同様に種々の加振倍率を乗じたJRT波を与えて余震入力を行い、各本震加振倍率に対する余震による最小倒

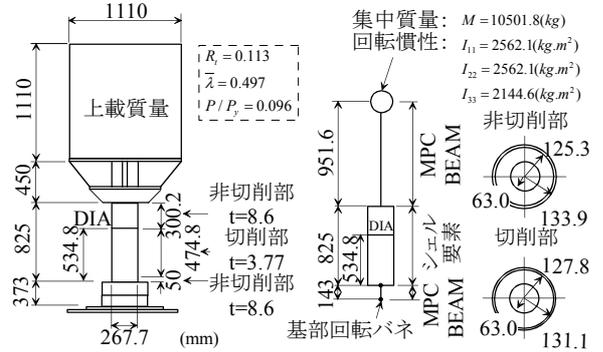


図-1 加振実験供試体と解析でのモデル化

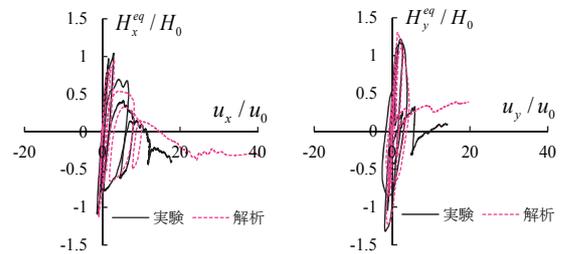


図-2 2方向加振による倒壊時の等価水平復元力-水平変位関係

表-1 橋脚モデル

橋脚	M [ton]	h [m]	D [m]	t [mm]	R_t	λ	P/P_y
No.1	1080	12	2.09	45.9	0.058	0.26	0.11
No.2	1500	12	2.61	47.4	0.070	0.21	0.12

表-2 本震の最小倒壊加振倍率 k_c

橋脚	入力動	
	1方向	2方向
No.1	2.4	1.9
No.2	2.7	2.0

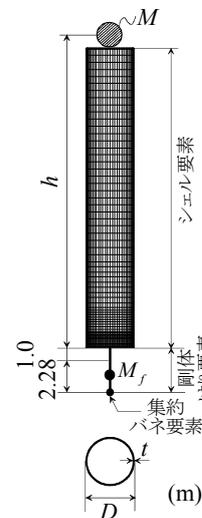


図-3 余震解析モデル

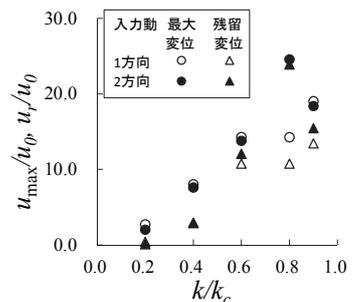


図-4 最大・残留変位と加振倍率の関係

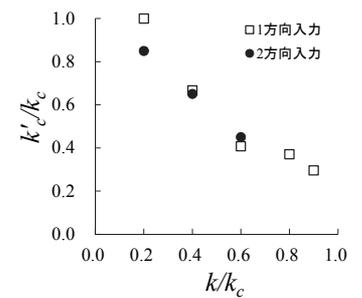


図-5 本震と余震の加振倍率の関係

キーワード：鋼製橋脚, 倒壊解析, 倒壊制御, 倒壊防止構造

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

壊加振倍率 k'_c を求めた。表-2 によると本震による最小加振倍率は水平2方向入力では1方向入力の70~80%となっている。橋脚 No.2 について、本震での加振倍率を各最小倒壊倍率で無次元化した k/k_c と最大水平合変位 u_{max} と残留合変位 u_{res} を降伏水平変位 u_0 で無次元化した量との関係を図-4 に示す。加振倍率に k/k_c を用いると最大応答変位は $k/k_c = 0.8$ では差が大きいですが、それ以外では水平1方向, 2方向入力よらずほぼ同一になる。一方、残留変位は k/k_c が大きくなるにつれて水平2方向入力が大きくなる。図-5 に本震の加振倍率と余震の最小倒壊倍率の関係を示すが、2方向入力の場合に本震の加振倍率が $k/k_c = 0.2$ と小さい場合に余震の倒壊倍率 k' が1方向入力と較べてかなり低下するのが注目される。

4. 鋼製橋脚の倒壊防止構造：

(a) 概要： 本震地震や余震において橋脚の倒壊を防止する構造の1つとして、図-6 に示すケーブルによる倒壊防止構造について検討する。ケーブルは常時は弛んだ状態にあり、レベル2地震動に対する許容限界を超えた一定の変位(作用開始点、図-7 参照)に達するとケーブルが緊張し倒壊を防止する。したがって、耐震設計とは分離できる。この倒壊防止構造は図-8 のような立体交差などの重要な箇所でも橋脚の補強が困難な場所への設置を想定している。

(b) 適用性の検討： 平成8年以前の道路橋示方書で震度法により設計された図-6 に示す橋脚を対象に本構造の効果を検証する。ここでは、ケーブルを地盤に直接固定すると倒壊時の衝撃によりケーブルに過大な張力が作用するので、緩和ばね(弾性ばね)を介して地盤に定着する。入力波は、倒壊防止構造がない場合に橋脚が倒壊する JRT NS 波の1.5倍増幅波とする。ここでは、ケーブルの作用開始点を3ケース設け、作用応力が許容値を満足しケーブル断面積が最小となるように緩和ばねのばね剛性を決定した。結果を表-3 に示す。これによるとケーブルに張力が作用する作用開始点の変位が小さいほど、断面積は小さくなっている。これは、作用開始点変位が小さいと橋脚の水平変位が小さく、死荷重による倒壊モーメントも小さくなるためである。動的解析の一例として作用開始点が $u_{act}/u_0 = 7.65$ のケースについて図-9 に橋脚頂点の水平変位とケーブル張力の時刻歴を、緩和ばねがなくケーブルのみの場合との比較を含めて示す。これによると、橋脚頂点変位が作用開始点に到達する5秒付近からケーブルに張力が作用し始め、10秒すぎで張力がケーブルの許容荷重にほぼ到達すると変位の増大が止まっており、倒壊防止構造が適切に機能していることが確認できる。なお、緩和ばねがない場合には、ばねの伸びがないために最大および残留変位は小さくなるものの、ケーブルには約1.6倍の張力が一時的に作用しており、緩和ばねが必要であると考えられる。

5. まとめ： 鋼製橋脚の崩壊解析の妥当性を単柱の水平2方向同時加振による倒壊実験で検証した。そして、解析により本震作用後の余震による倒壊特性を検討した。その結果、水平1方向地震動下と較べ水平2方向地震動下では本震での損傷が軽微な場合でも余震時の耐力低下が生じる可能性が判明した。また、ケーブル構造を用いた橋脚の倒壊防止構造の可能性を数値解析で検討した。

謝辞： 本研究の一部は(一社)日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成(重点テーマ研究)を受けたものです。

参考文献： 1) 日本道路協会, 道路橋示方書, 2012. 2) 後藤芳顕ら, 特願 2014-138360, 2014. 3) 後藤芳顕ら, 土木学会論文集 A1, vol.69, No.1, pp.101-120, 2013.

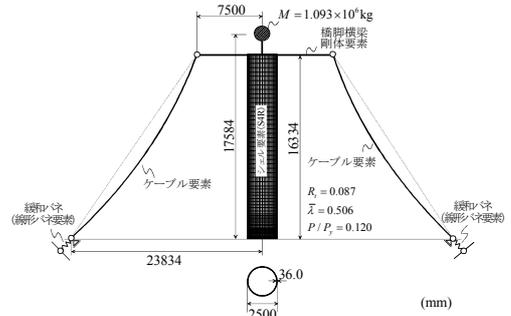


図-6 倒壊防止構造と解析モデル

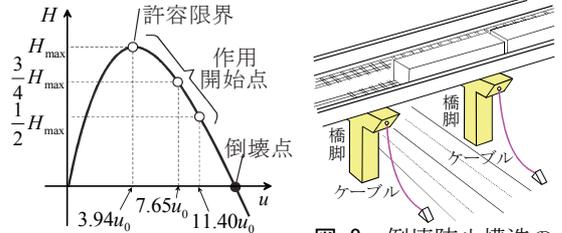


図-7 作用開始点

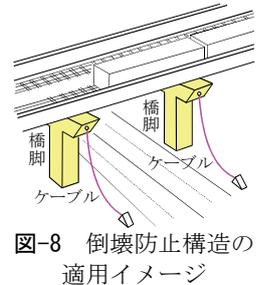
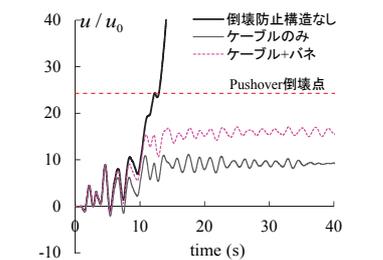


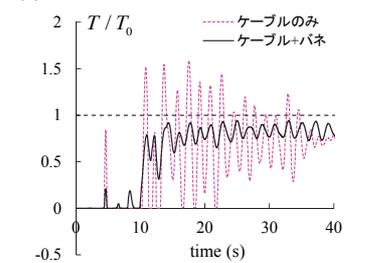
図-8 倒壊防止構造の適用イメージ

表-3 倒壊防止の諸元

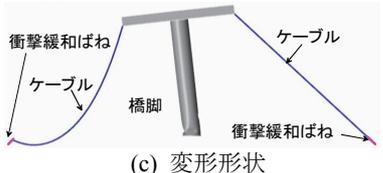
作用開始点 u_{act}/u_0	ケーブル (1本)			緩和ばね 剛性 (kN/m)
	断面積 (mm ²)	許容荷重 T_0 (kN)	初期長 (m)	
3.94	193.0	282.5	23.36	584.3
7.65	378.0	553.4	23.75	681.2
11.40	510.1	746.8	24.14	1037.1



(a) 橋脚頂部水平変位時刻歴応答



(b) ケーブル張力時刻歴応答



(c) 変形形状
図-9 倒壊防止構造の導入効果