

# 佐呂間町で発生した竜巻による道路標識柱の倒壊メカニズムに関する数値解析的検討

Numerical consideration for failure mechanism of signboard column due to tornado effects at Saroma town

室蘭工業大学

室蘭工業大学

(独)土木研究所寒地土木研究所

(独)土木研究所寒地土木研究所

○フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

正 員 小室 雅人 (Masato Komuro)

正 員 石川 博之 (Hiroyuki Ishikawa)

正 員 岡田 慎哉 (Shinya Okada)

## 1. はじめに

2006年11月7日午後1時30分頃、北海道常呂郡佐呂間町若佐地区で竜巻が発生した。この竜巻による人的被害は、死者9名、重傷者6名、軽傷者20名、住家被害は全壊12世帯、半壊8世帯、一部損壊18世帯、非住家被害全壊35棟、半壊3棟、一部損壊27棟と報告されている(2006年11月8日21時現在、佐呂間町調査による)。写真1には、竜巻後に撮影された若佐地区の被害状況の上空写真を示している。写真からも分かるように、竜巻は左上から右下に向かって進行した痕跡が伺える。また、竜巻の通り道と考えられる場所では、家屋の破壊の他、電柱や道路標識柱が完全に基部から倒壊されていることが確認されている。特に電柱や標識柱のような構造物は、(1)その構造が比較的単純であること、および(2)構造部材の材料特性値を定量的に評価することが可能であること等から、しばしば最大風速や竜巻規模などの推定に利用されている<sup>2),3)</sup>。

このような観点より、本研究では、竜巻によって倒壊に至った道路標識柱を対象に、その倒壊メカニズムの把握と道路標識柱に作用した最大風速の推定を目的に、三次元有限要素法による弾塑性解析を実施した。なお、ここでは、構造解析用汎用プログラムであるABAQUS<sup>4)</sup>を使用している。

## 2. 被災を受けた道路標識柱の概要

竜巻による被災を受けた道路標識柱は、標準設計図集<sup>5)</sup>によるとF252型に分類される。図1には倒壊した道路標識柱の形状寸法を示している。なお、倒壊した道路標識柱の形状寸法は、文献5)に示されている標準型



写真1 竜巻災害による被災現場状況 (2006年11月8日撮影、提供：北海道開発局<sup>1)</sup>)

のF252型とは若干異なり、標識板の幅が2.4 mから2.1 mと0.3 m小さくなっている。また、柱部には小型標識板(0.45 m × 1.9 m)が設置されていたことが確認されている。使用されている鋼種は、支柱および横梁がともにSTK400材、補剛プレート(リブ)に関してはSS400材である。

写真2には、竜巻によって破壊した道路標識柱を示している。写真(a)より、標識柱は基部および横梁取り付け部近傍で破壊している様子が確認される。また、写真(b)および(c)には、基部近傍の破壊状況を拡大して示している。写真より、柱基部の破壊状況を見る限りでは、くびれた部分もあり曲げ破壊が先行して倒壊したものと

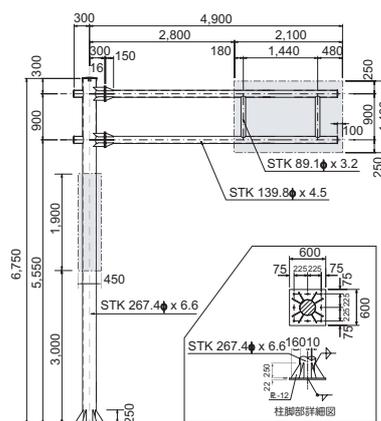


図1 倒壊した道路標識柱の形状寸法



(a) 全景

(c) 破断部拡大

写真2 竜巻による道路標識柱の被災状況

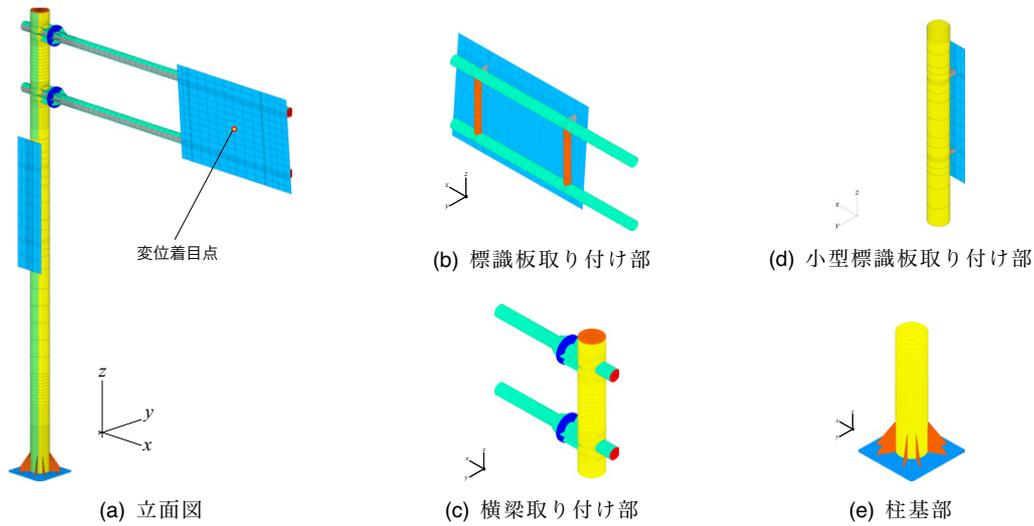


図2 要素分割状況

表1 鋼材の力学的特性

	降伏応力 $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポア ソン比 $\nu_s$	伸び %
柱	431	526	206,422	0.3	26.5
横梁	398	479	205,693	0.3	25.7
補剛リブ <sup>6)</sup>	315	469	206,000	0.3	-

推察される。しかしながら、写真による被害状況からのみでは、標識柱の破壊メカニズムを詳細に推測することは非常に困難といえる。

### 3. 数値解析仮定

#### 3.1 解析モデル

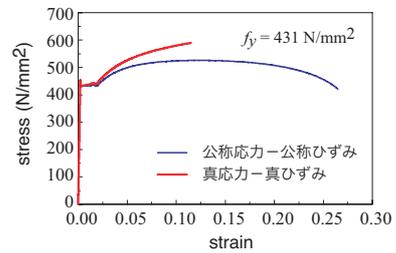
図2には、本数値解析で使用した有限要素モデルを示している。要素モデルは、図1を参考にして詳細にモデル化を行っている。なお、標識板は実構造と同様、水平に対して約3°下方へ傾斜させている。鋼管部、標識板、補剛リブは4節点シェル要素とし、柱および横梁取り付け部の底板については8節点固体要素を使用した。総要素数および総節点数は、それぞれ17,492、18,319である。境界条件は、基部底面を完全固定としている。

#### 3.2 材料物性値

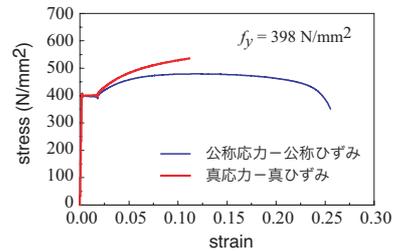
本研究では、数値解析に必要となる鋼材の応力-ひずみ関係を確認するため、被災した道路標識柱の柱部および横梁部からJIS 5号試験片を切り出し、板引張試験を実施した。

表1および図3には、板引張試験結果から得られた柱および横梁の材料物性値、および応力-ひずみ関係を示している。図より、いずれの場合も明確な降伏棚が存在することが分かる。なお、補剛リブに関しては、引張試験を実施していないため、文献6)で使用されているSS400材の物性値を使用することとした。

鋼材の応力-ひずみ関係に関しては、前述の板引張試験結果を多直線で近似して使用することとした。また、最大応力以降については、図に示すように一定値となるように仮定した。図4には、本数値解析で仮定した



(a) 柱 (φ267.4 × 6.6) の場合



(b) 横梁 (φ139.8 × 4.5) の場合

図3 鋼材の応力-ひずみ関係

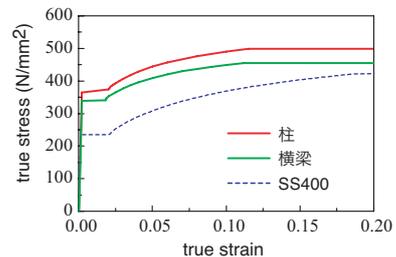


図4 解析に用いた鋼材の真応力-真ひずみ関係

STK400材およびSS400材の真応力-真ひずみ関係を示している。

#### 3.3 解析方法

本解析では、道路標識柱の耐荷力を確認するために、図2に示す2種類の標識板、柱および横梁に圧力荷重  $p$  を与えることによって実施した。なお、風による圧力荷重 (風圧)  $p$  (N/m<sup>2</sup>) と風速  $v$  (m/s) には次式に示す関係式

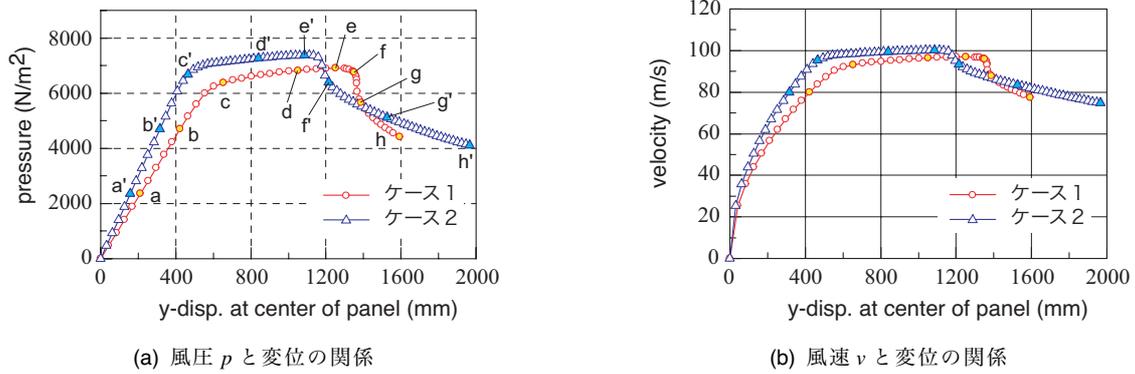


図5 標識板に作用する風圧あるいは風速と標識板中央部の  $y$  方向変位との関係

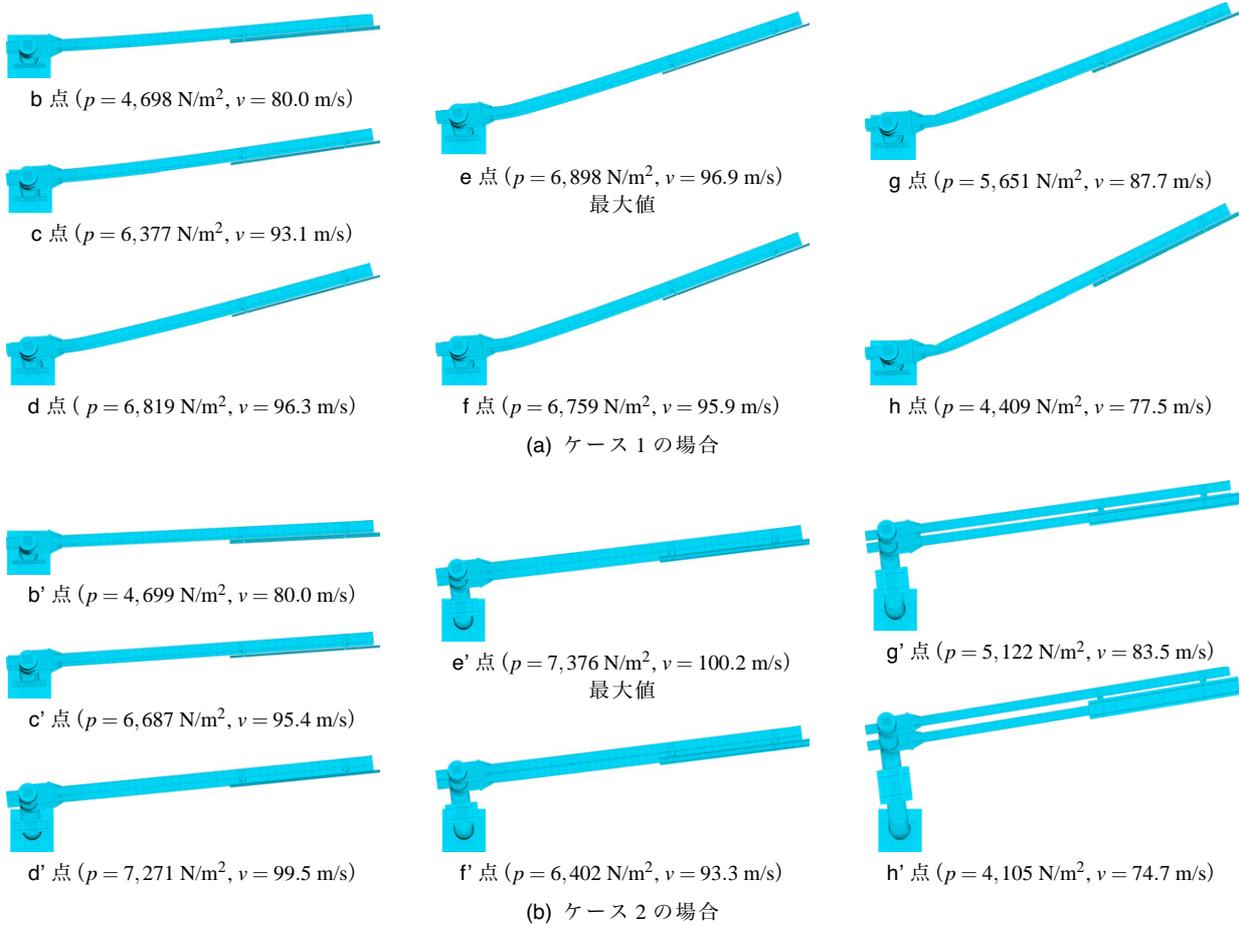


図6 各風圧あるいは風速に対する変形状 (変形倍率: 等倍)

が成立する.

$$p = \rho \cdot v^2 \cdot C_d / 2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (1)$$

ここで,  $\rho$ : 空気の密度 ( $\rho = 1.225 \text{ (N}\cdot\text{s}^2/\text{m}^2\text{)}$ ),  $C_d$ : 抗力係数 (形状係数, 標識板:  $C_d = 1.2$ , 柱および横梁:  $C_d = 0.7$ ) である.

解析は, 弧長増分法を用いて風圧  $p$  を増加させ, 柱基部あるいは横梁取り付け部近傍に局部座屈が発生し耐力が低下するまで行うこととした. なお, 数値解析において幾何学的非線形は考慮するものの, 初期不整については無視することとした.

解析ケースは, 予備解析結果より2種類を行うこととした. すなわち,

- ケース 1: 全ての部材を弾塑性体でモデル化する場合

- ケース 2: 横梁の局部座屈を抑制するために, その剛性を向上させることにより, 柱基部で局部座屈が発生するようにモデル化する場合

#### 4. 数値解析結果および考察

##### 4.1 荷重-変位関係

図5には, 解析結果から得られる風圧あるいは風速と標識板中央部の  $y$  方向変位との関係を示している. ケース 1 (図中, ○印) では, 変位が約 1,350 mm 付近から横梁取り付け部に局部座屈が発生している.

一方, 横梁取り付け部の局部座屈を防止したケース 2 (図中, △印) では, 変位が約 1,150 mm 付近から柱基部近傍に局部座屈が発生し終局に至っている.

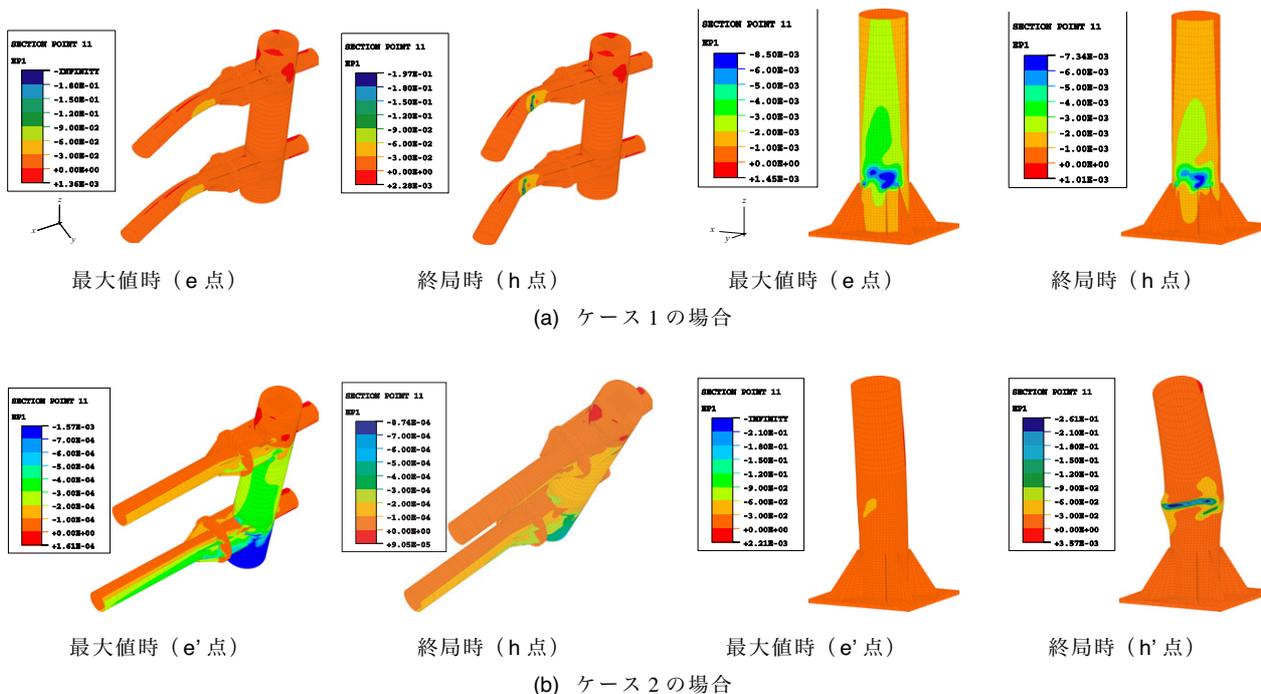


図 7 横梁取り付け部および柱基部近傍の変形状と最小主ひずみ分布 (変形倍率: 2 倍)

また、最大耐荷力に着目すると、ケース 1 では風圧  $p = 6,898 \text{ N/m}^2$  (風速  $v = 96.9 \text{ m/s}$ )、ケース 2 では風圧  $p = 7,376 \text{ N/m}^2$  (風速  $v = 100.2 \text{ m/s}$ ) となっており、数値解析上は、風速  $v \sim 95 \text{ m/s}$  程度の大きな風速に対しても十分に耐えうる構造となっていることが分かる。

なお、図 5 において、両解析ケースで初期勾配が異なるが、これはケース 2 の場合、横梁取り付け部の局部座屈を防止するために、横梁の剛性を大きく向上させたことによるものである。

#### 4.2 横梁の変形状況

図 6 は、図 5 に示す各着目点 (ケース 1: b~h, ケース 2: b'~h') に対する横梁の変形状を真上から鳥瞰したものである。なお、変形倍率は等倍としている。(a) 図より、ケース 1 の場合には最大値 (e 図) を示した後、横梁取り付け部に局部座屈が発生していく様子が確認できる。一方、ケース 2 の場合 (b 図参照) には、最大値 (e' 図) を示した後、柱基部近傍に局部座屈が発生し、終局に至っていることが分かる。

#### 4.3 横梁取り付け部および柱基部近傍の変形状況と最小ひずみ分布

図 7 には、各ケースにおける最大荷重時および終局時における横梁取り付け部および柱基部近傍の変形状と最小ひずみ分布を示している。なお、変形倍率は 2 倍である。(a) 図より、ケース 1 の場合には最大値を示した後、横梁取り付け部に局部座屈が発生したため、柱基部近傍に大きな変形が見られないことが分かる。一方、ケース 2 の場合 (b 図参照) にはケース 1 の場合とは異なり、最大値到達後、柱基部近傍に曲げとねじりの連成による複雑な局部座屈が発生し、終局に至ることが確認される。

#### 5. まとめ

- 1) 最大風速  $v = 96.9 \text{ m/s}$  で横梁取り付け部近傍に局部座屈が発生する。
- 2) また、横梁を弾性体と仮定して局部座屈を抑制する場合には、最大風速が  $v = 100.2 \text{ m/s}$  で柱基部近傍が座屈して倒壊に至る。
- 3) 一方、実現象では、横梁は上方向に折損しかつ柱は基部から倒壊しており、解析結果と異なる。その要因としては、飛来物の影響や風速・風向が急激に変化することによる動的効果等が挙げられる。

最後に実現象では柱が基部から倒壊している。一方、数値解析結果からは横梁が先に折損することより、柱基部への荷重は軽減される。これより、柱の倒壊は回避されるものと推察される。また、実際の風向は標識柱には直交していないことも指摘されることより、真の最大風速を特定することは非常に難しい。このように問題点ばかりが挙げられるが、まず第一には実標識柱を用いた実験を実施して、解析手法の信頼性を確認しなければならないものと判断される。

#### 参考文献

- 1) <http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/saigaikanren/saigaisyasin.html>
- 2) 石崎雄雄, 河井宏允, 成 仁煥, 森 武雄: 竜巻による建物被害について, 京都大学防災研究所年報, 17(B), 209-217, 1974
- 3) 林 泰一: 1988 年 9 月 25 日に串本町で発生した竜巻について, 京都大学防災研究所年報, 32(B-1), 439-452, 1989
- 4) ABAQUS/Standard user's manual, Ver. 5.8, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., 1998.
- 5) 北海道開発局 道路設計要領 第 6 集 標準設計図集, 北海道開発局建設部道路建設課 監修, 2004.4
- 6) 岡田慎哉, 岸 徳光, 石川博之, 鈴木健太郎: 曲げとねじりを受ける道路標識柱等の終局耐力に関する解析的検討, 土木学会北海道支部論文報告集, 61 (CD-ROM), 2005.2