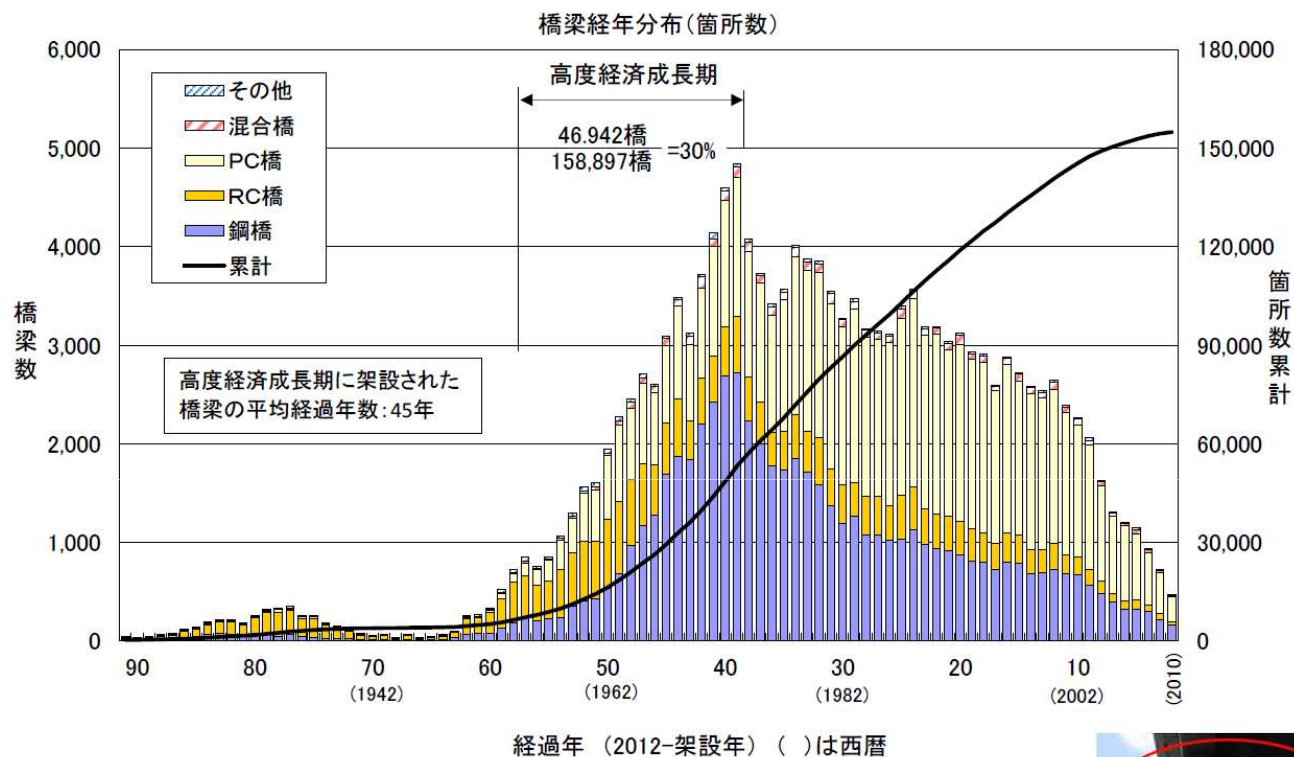


2.2 既存土木構造物・橋梁における 振動計測の活用 モデル更新と不確定性へのアプローチ

横浜国立大学
西尾真由子

橋梁の地震対策と老朽化対策



国交省HPより

- 国内橋梁15万橋の4割は供用開始から40年以上
- H26年定期点検の義務化
- 「普通の橋」も対象に・・・



姫路バイパス高架橋：アルカリ骨材反応による橋脚梁のひび割れ



山添橋：主桁の横桁取り付け部付近の長さL=1.1mの亀裂



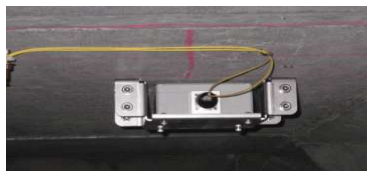
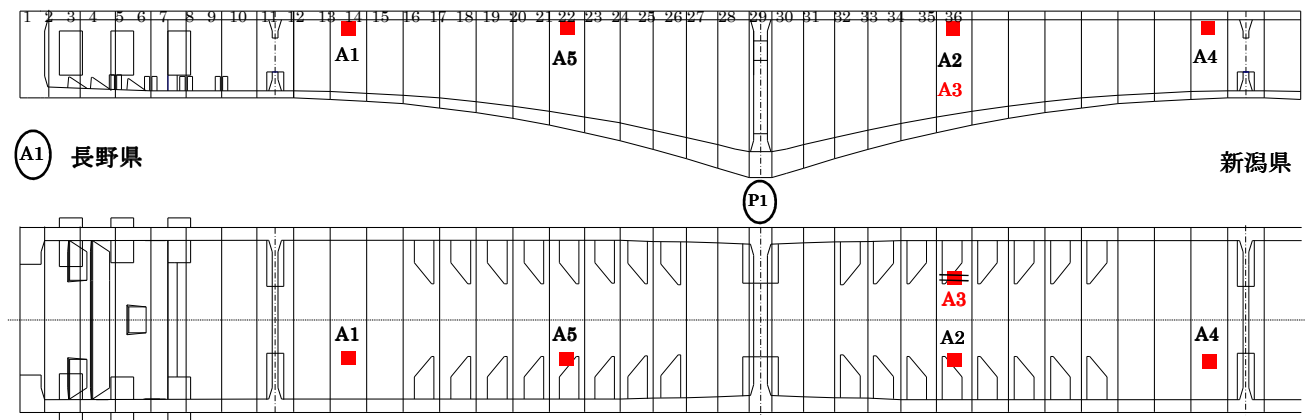
木曾川大橋：トラス橋斜材の破断



本荘大橋：トラス橋斜材の破断

構造ヘルスマモニタリングでの振動計測

- 4径間連続PC箱桁橋、橋軸方向に4台の加速度計
- 2011年度補強前後、2012年度、2013年度に車両走行試験
- システム同定による振動特性の把握＋モデルとの比較



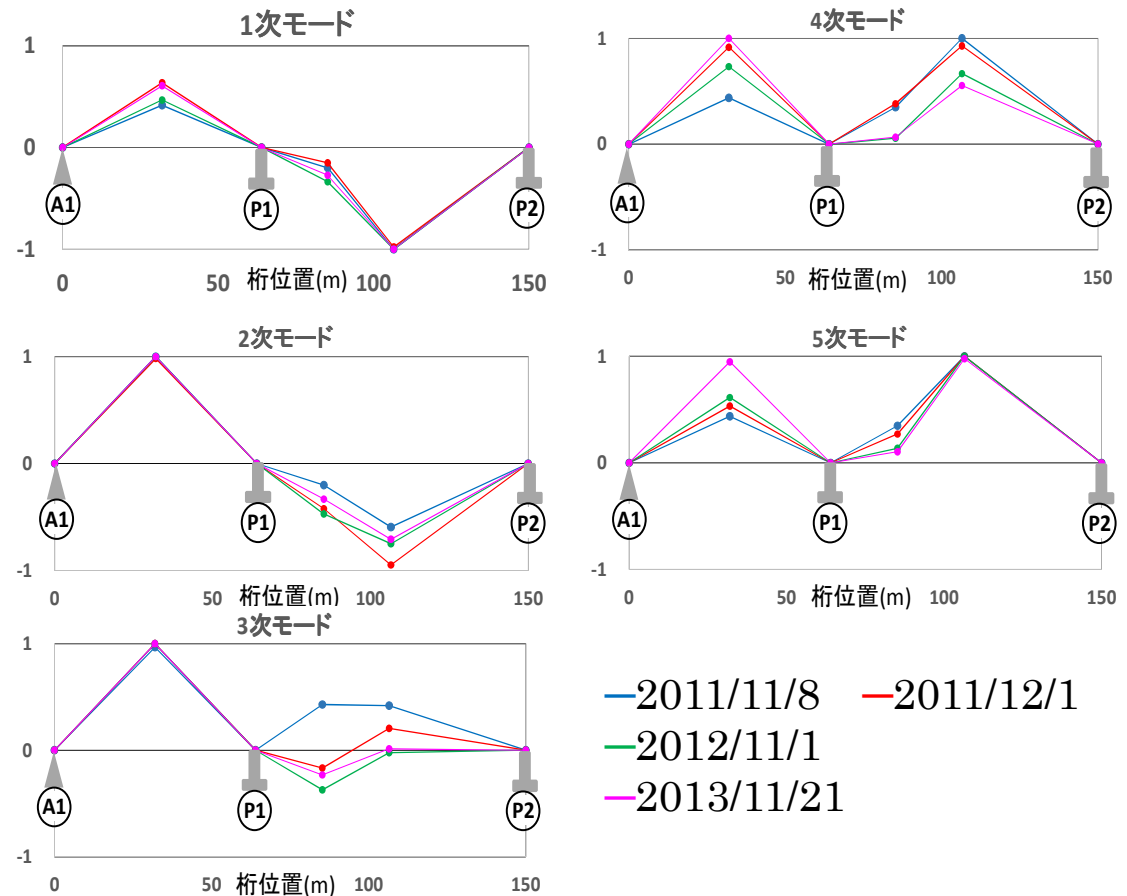
構造ヘルスマモニタリングでの振動計測

- 補強前後の変化、経年変化を全体モードで捉えるのは難しい

Mode #	2011 Nov 8th	2011 Dec 1st	2012 Nov 1st	2013 Nov 21st
1st	1.00	1.00	0.99	0.98
2nd	1.45	1.46	1.45	1.45
3rd	2.00	1.96	1.94	1.97
4th	2.23	2.27	2.17	2.27
5th	2.81	2.86	2.83	2.85

(単位: Hz)

※ERA法による同定

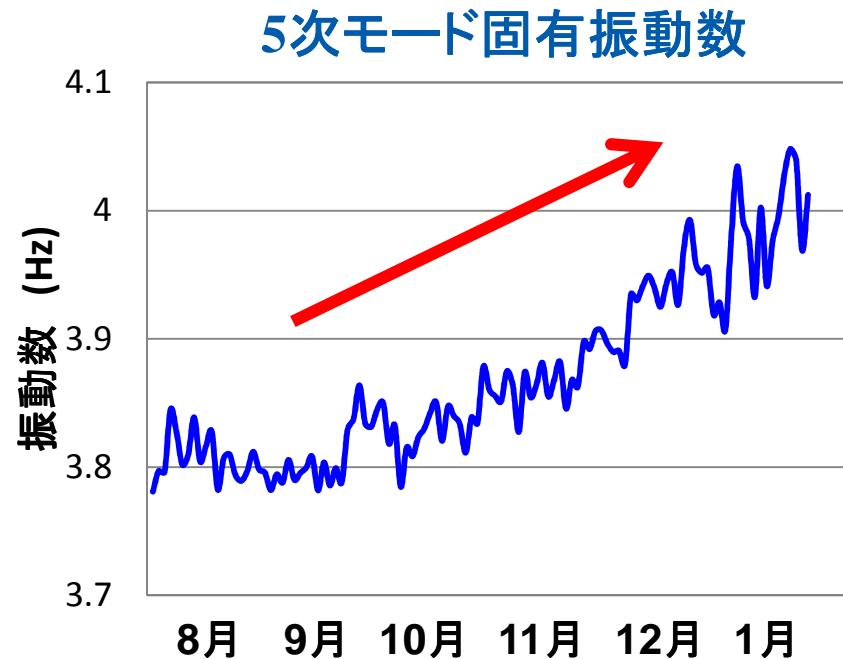


—2011/11/8 —2011/12/1
—2012/11/1 —2013/11/21

(Nishio et al., 2014)

環境因子の影響も大きい

- 2012年7月-2013年1月のデータについて
- 日平均固有振動数を日平均気温とプロット
- 気温が上がれば固有振動数は下がる (Material softening)



既存土木構造物（特に橋梁）の話題

- 既存橋梁の不確定性
 - ✓ 初期値／設計時パラメータ＋経年変化・劣化損傷
 - ✓ 材料：コンクリート（ひび割れ・剥離など）、鋼（腐食・亀裂）
 - ✓ 構造部材：上部構造（桁＋床版、副部材もあり）・
 支承／接合部・下部構造（地中構造も）
- 把握しておきたい性能：
 - 活荷重性能＝現時点での交通需要の下で車を通していいか
 - 耐震性能＝耐震設計の妥当性、劣化損傷によるリスク
 - ...（見逃しているリスク）

どれくらい「性能」に影響を与えているのか判断

⇒ ⇒ 既存橋梁のリスクは？センシングを活用できる？

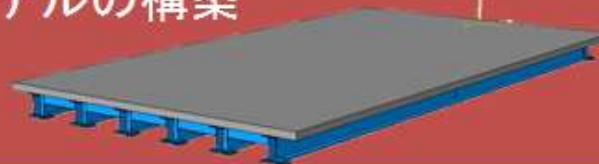
検証1: 既存橋梁のモデルベース信頼性評価の試み

点検データと計測データからパラメータ不確定性を低減したモデルによる
既存橋梁の構造信頼性に基づいた性能評価

① 振動データ計測



② FEモデルの構築



Model V & V ↓

③ ベイズ推定

計測データの尤度 $f(d|\theta)$ × 事前分布 $\pi(\theta)$

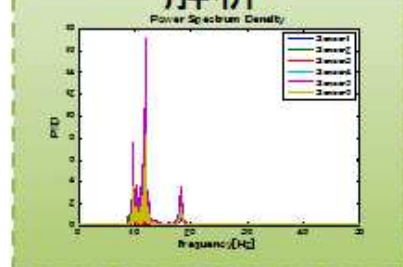
事後分布 $\pi(\theta|d)$



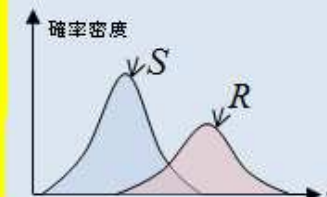
点検記録



解析



信頼性指標 β



④ 確率論による既存橋梁の耐荷力性能評価

(黒田, 西尾, 土木学会論文集A1, 2016)

対象橋梁 - 既存鋼鉄桁橋

所在地：横浜市某所

形式：単純鉄桁橋(H形鋼RC床版)

橋長11.740m, 幅員：6.1m

(3径間のうち中央)

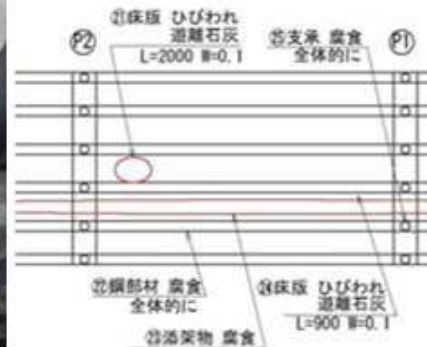
竣工年月：1963年11月

2014年の点検結果



鋼部材 損傷度:C

全体的に腐食



床版

損傷度:C

局所的に
ひび割れ



支承

損傷度:C

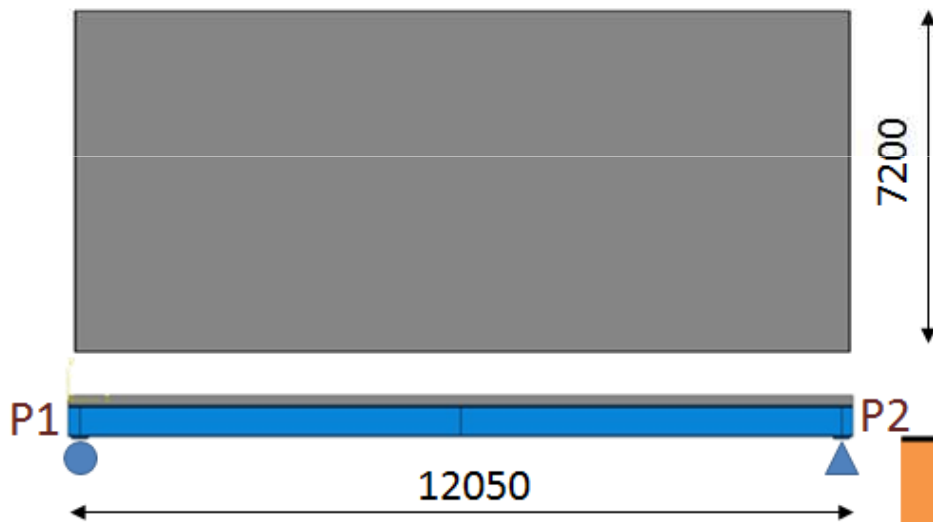
全体的に
腐食

初期モデルの構築

■ 図面をもとにFEモデルを構築

シェル要素 (適合一次要素)

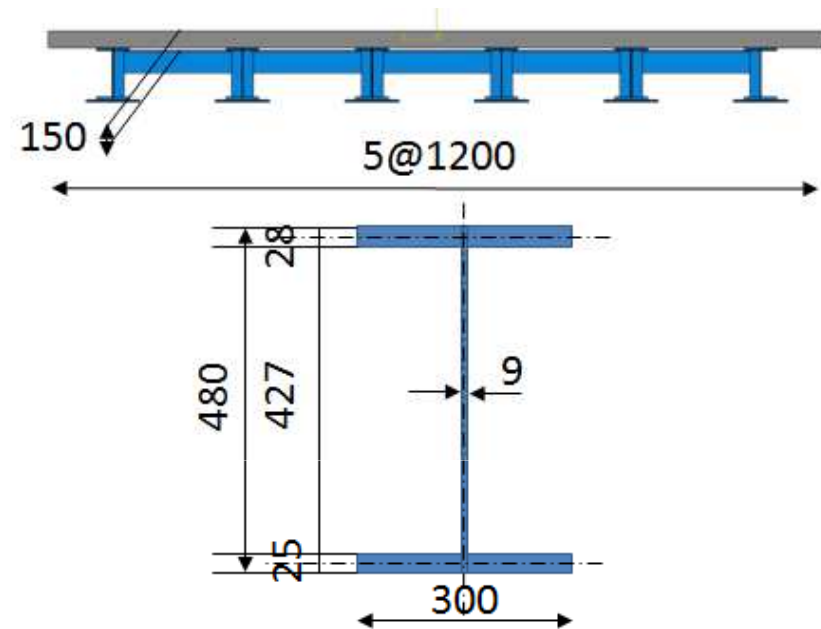
全要素数 124,108



初期モデル支承境界条件

P1: 橋軸方向可動、その他(回転も)固定

P2: 全方向固定



材料特性(公称値)

材料	密度 (kg/m ³)	ヤング率 (GPa)	ポアソン比
鋼材	7800	200	0.3
コンクリート	2400	25	0.2

計測データの取得

橋梁下が運河→振動の取得が容易

対象: 中央径間

■計測日

2015年10月13日 & 2015年10月27日

■センサ

圧電式加速度センサ393B04

■計測点数

6点(歩道)

■サンプリング周波数

2000Hz

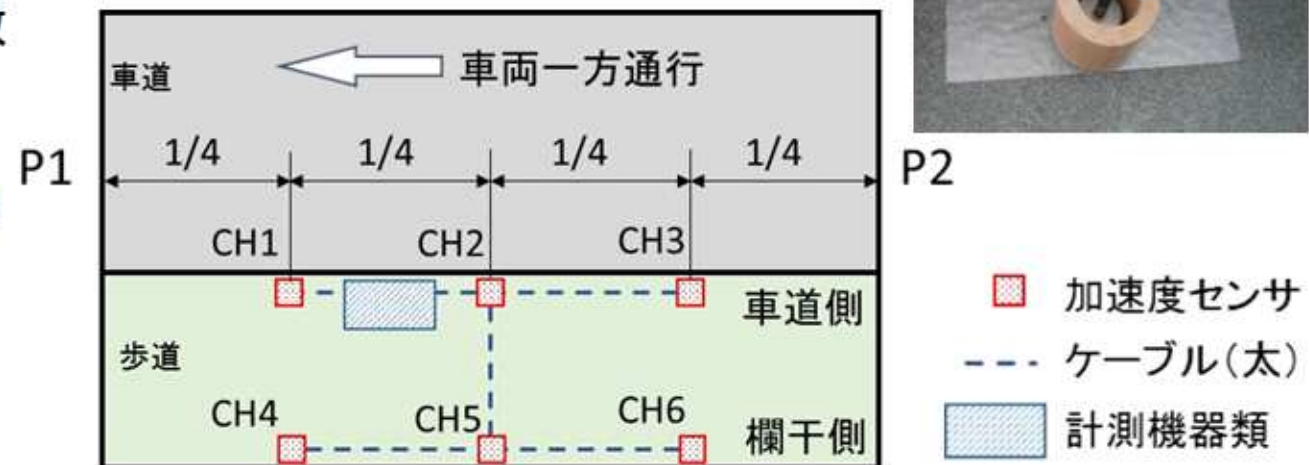
■計測内容

交通振動(5分間)

■計測回数

第1日: 4回

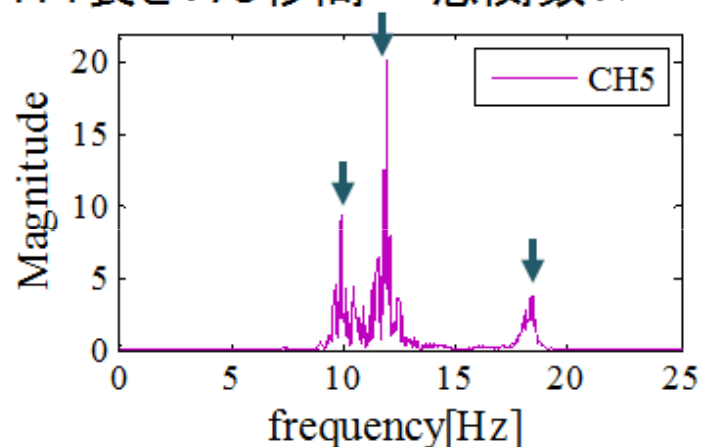
第2日: 15回



固有振動特性の同定

クロススペクトルと固有振動数

解析時間: 300秒 サンプリング周波数: 2000Hz オーバーラップ: 50%
FFT長さ: 75秒間 窓関数: ハニング窓

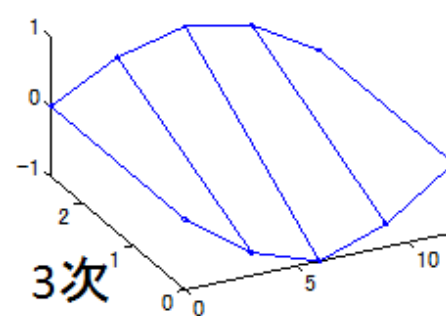
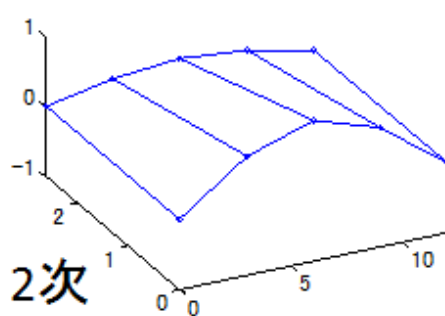
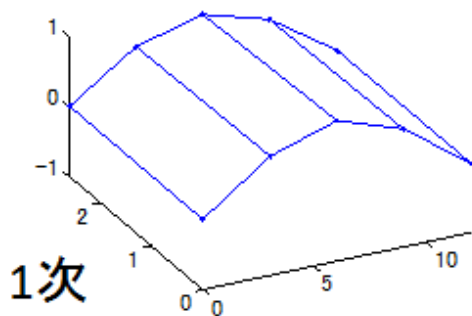


Curve-fittingの極大値から
固有振動数を導出(19回分平均)

	1次	2次	3次
平均(Hz)	9.815	11.68	18.36
標準偏差(Hz)	0.1483	0.1243	0.1434
変動係数(%)	1.511	1.064	0.781

固有モードの同定

クロススペクトルの位相から同定



パラメータ不確定性の検討

➤ 定期点検データからの知見（有用な情報？）



支承

腐食による固着
表現法: 仮想バネ

定数範囲:
 $10^4 \sim 10^{13} \text{N/m}$



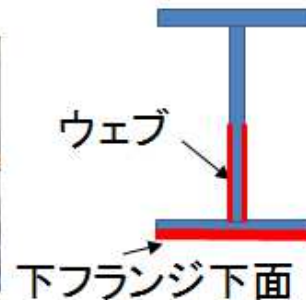
桁

腐食

表現法: 板減厚(面で一様)

■ 下フランジ下面*
腐食範囲: 0~2mm

■ ウェブ下側*
腐食範囲: 下フランジの1/2



床版

ひび割れ

表現法: ヤング率の低下

低下範囲:
-0%~-10%



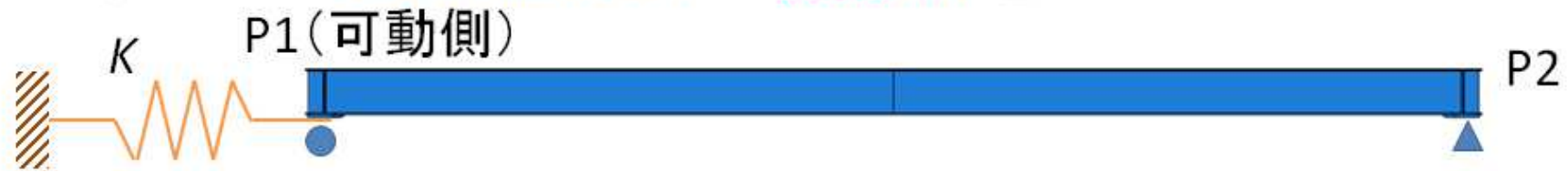
*下里ら: 鋼橋の腐食劣化メカニズムの解明と耐久性診断に関する研究などから算出

パラメータ不確定性の検討

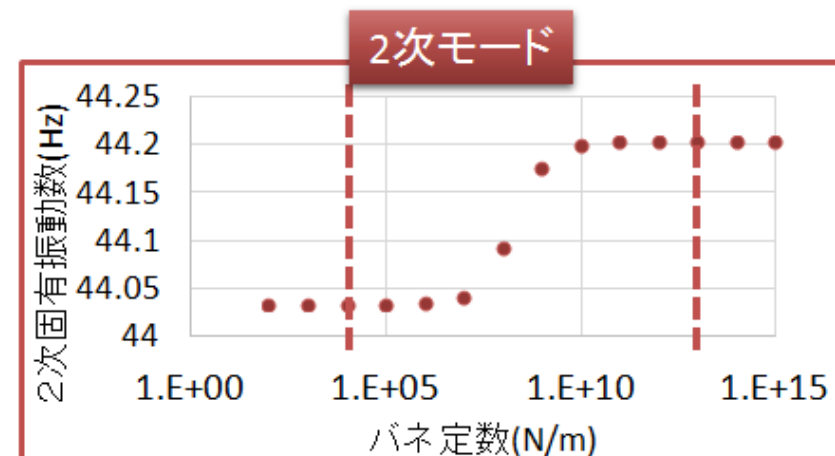
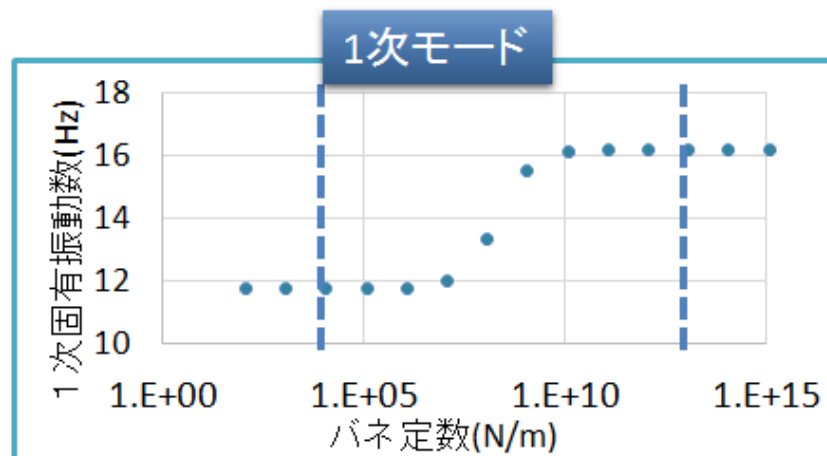
➤ 腐食した支承部のモデル化

■ 桁モデルの支承バネ遷移区間の検討

腐食による支承の機能低下⇒**仮想バネ**を設置



バネ定数を変更し、固有振動数の収束範囲検討



$K=10^4 \sim 10^{13}$ N/m の区間で遷移

パラメータ不確定性の検討-PIRTでの検討

➤ Phenomenon Identification and Ranking Table

Position		Material	No.	Parameter		不確定性	固有振動数への感度
G1	Girder	Steel	1	Young's modulus of G1	E_{s1}	Low*	----
			2	Poisson ratio of G1	V_{s1}	Low*	----
			3	Density of G1	D_{s1}	Low*	----
			4	Thickness of top flange G1	T_{t1}	Low*	----
			5	Thickness of web (above) G1	T_{wa1}	Mid	Low
			6	Thickness of web (under) G1	T_{wu1}	High	Low
			7	Thickness of bottom flange G1	T_{b1}	High	Low
	Sole Plate (P1)	Steel	8	Young's modulus of plate G1P1	E_{sp11}	Low*	----
			9	Poisson ratio of plate G1P1	V_{sp11}	Low*	----
			10	Density of plate G1P1	D_{sp11}	Low*	----
		Spring	11	Spring rate of G1P1	$K1$	High	High
	Sole Plate (P2)	Steel	12	Young's modulus of plate G1P2	E_{sp12}	Low*	----
			13	Poisson ratio of plate G1P2	V_{sp12}	Low*	----
			14	Density of plate G1P2	D_{sp12}	Low*	----

* 村越ら, 構造工学論文集, 土研資料
より検討


∴ 全ての桁、床版について作成

事前分布設定

不確定パラメータ・・・**支承バネ定数**＋**桁板厚**＋**床版ヤング率**
 ＋**床版密度**

〔モデルは床版より上を簡易化(舗装、欄干・・・)⇒死荷重を床版密度に集約〕

No.	桁	記号	パラメータ	下限値	設計値	上限値	単位
1	桁①	Tb1	下フランジ厚さ	23	25	25	mm
2		K1	支承バネ定数	10^4	10^4	10^{13}	N/m
3	桁②	Tb2	下フランジ厚さ	23	25	25	mm
4		K2	支承バネ定数	10^4	10^4	10^{13}	N/m
5	桁③	Tb3	下フランジ厚さ	23	25	25	mm
6		K3	支承バネ定数	10^4	10^4	10^{13}	N/m
7	桁④	Tb4	下フランジ厚さ	23	25	25	mm
8		K4	支承バネ定数	10^4	10^4	10^{13}	N/m
9	桁⑤	Tb5	下フランジ厚さ	23	25	25	mm
10		K5	支承バネ定数	10^4	10^4	10^{13}	N/m
11	桁⑥	Tb6	下フランジ厚さ	23	25	25	mm
12		K6	支承バネ定数	10^4	10^4	10^{13}	N/m
13	床版	Ec	ヤング率	22.5	25	25	GPa
14		Dc	密度	2250	2400	2650	kg/m ³

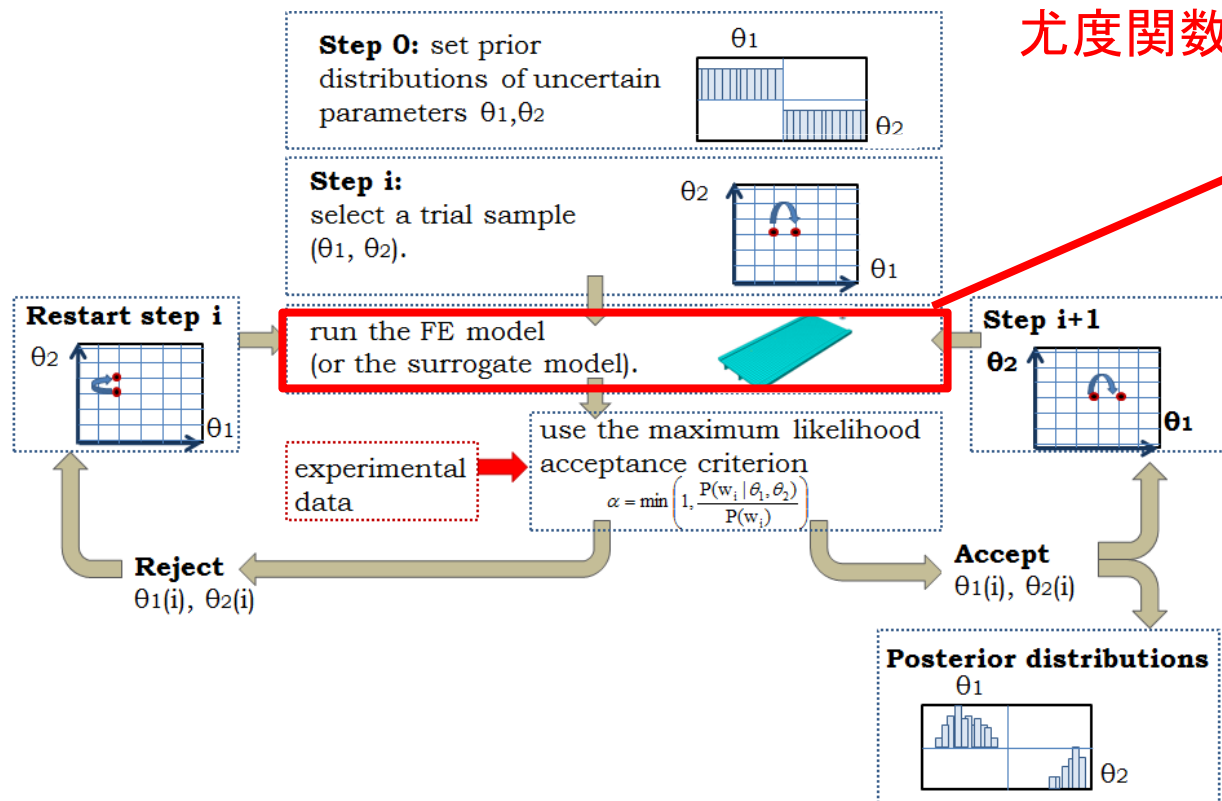
下限～上限値間で**一様分布** 

MCMCによる事後分布推定

- Surrogate modelによる階層ベイズ [Higdon et al.]

$$\pi(\boldsymbol{\theta}, \mu, \lambda_\eta, \rho_\eta, \lambda_\delta, \rho_\delta, | \mathcal{D}) \propto L(\mathcal{D} | \boldsymbol{\theta}, \mu, \lambda_\eta, \rho_\eta, \lambda_\delta, \rho_\delta, \Sigma_y) \\ \times \pi(\boldsymbol{\theta}) \times \pi(\mu) \times \pi(\lambda_\eta) \times \pi(\rho_\eta) \times \pi(\lambda_\delta) \times \pi(\rho_\delta)$$

- MCMCの設定: 標本数: 50000, burn-in: 5000, thinning: 5



尤度関数のデータ (surrogate model)

$$\mathcal{D} = (\mathbf{y}^T, \boldsymbol{\eta}^T)^T$$

\mathbf{y} : 振動試験による
1-4次固有振動数
27データ程度 (27 × 4)

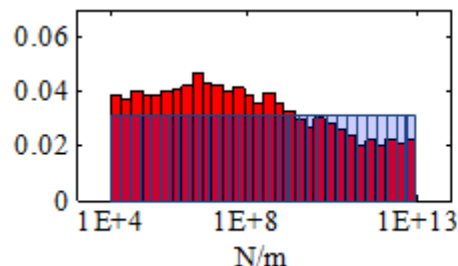
$\boldsymbol{\eta}$: Latin hypercube sample
によるモデルパラメータ
 $\boldsymbol{\theta}$ の1-4次固有振動数
解析値200サンプル
(200 × 4)

事後分布推定結果

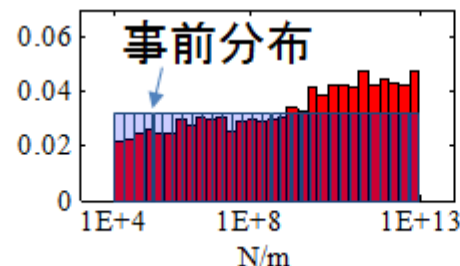
マルコフ連鎖モンテカルロシミュレーション(MCMC)により推定

…マルコフ過程に基づくサンプリング メトロポリス・ヘイスティング法*

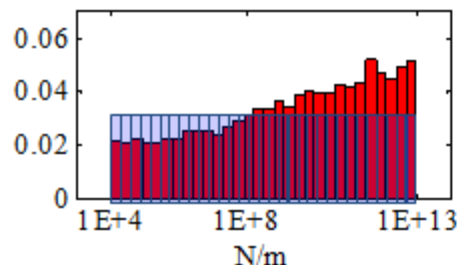
バネ定数 K1



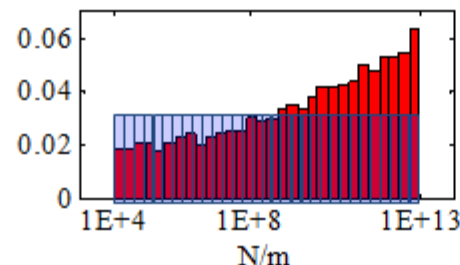
バネ定数 K2



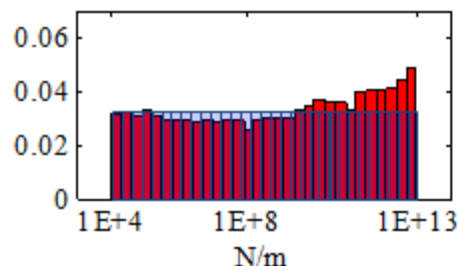
バネ定数 K3



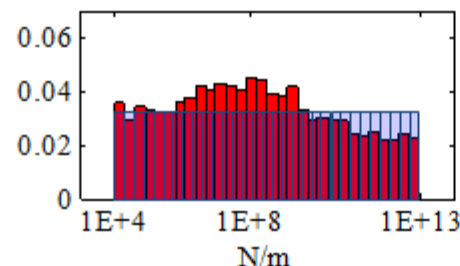
バネ定数 K4



バネ定数 K5

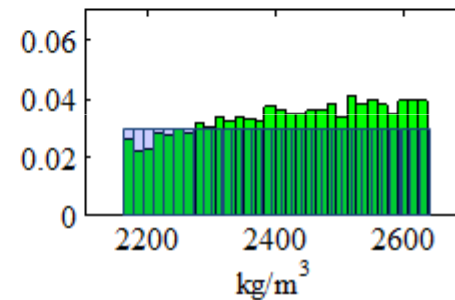


バネ定数 K6



Burn-in: 5000個
事後分布: 50000個使用

床版密度 Dc

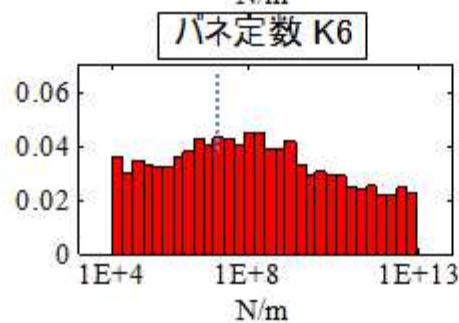
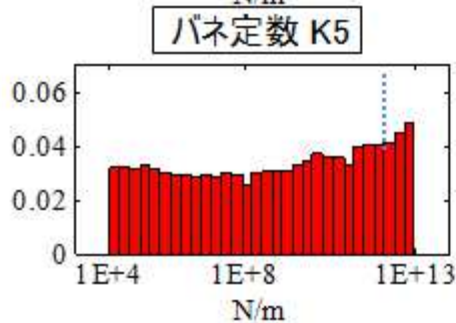
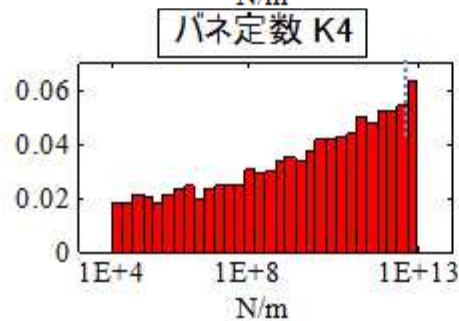
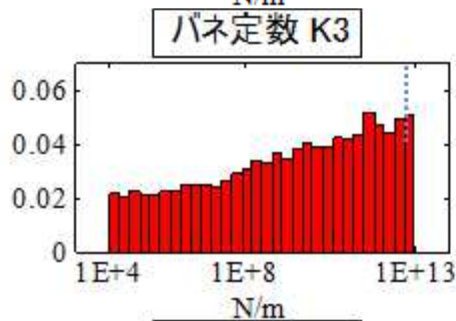
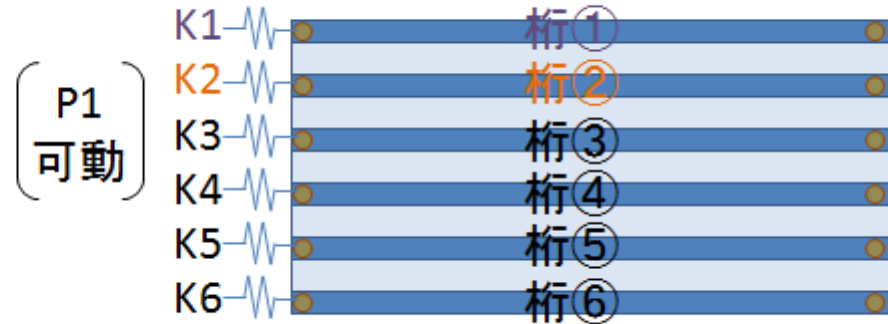
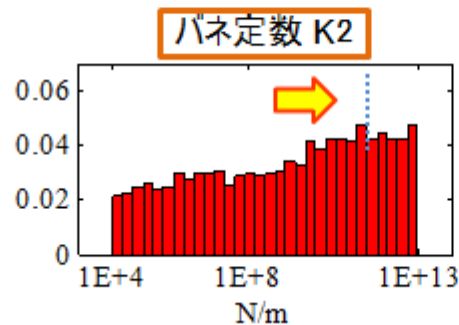
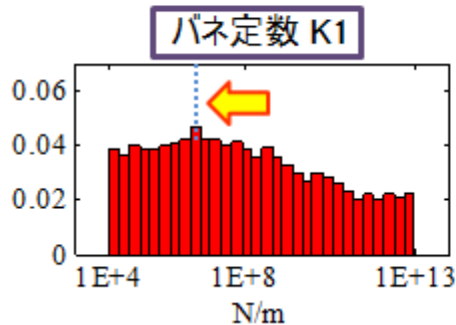


□ 支承バネ定数の不確定性は低減

□ 床版密度の不確定性は低減されず

事後分布への考察

■ 支承点検時の写真を確認



確かに外側の桁①のほうが
腐食が軽い傾向あり

桁①

桁②



構造信頼性指標 β の導出

□ 信頼性指標 β の導出 1次近似法

耐力 R と荷重作用 S が互いに独立で
共に正規分布に従う
・・・性能関数 Z も正規分布に従う

$$Z = R - S$$

μ を平均、 σ を標準偏差とすると

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$$

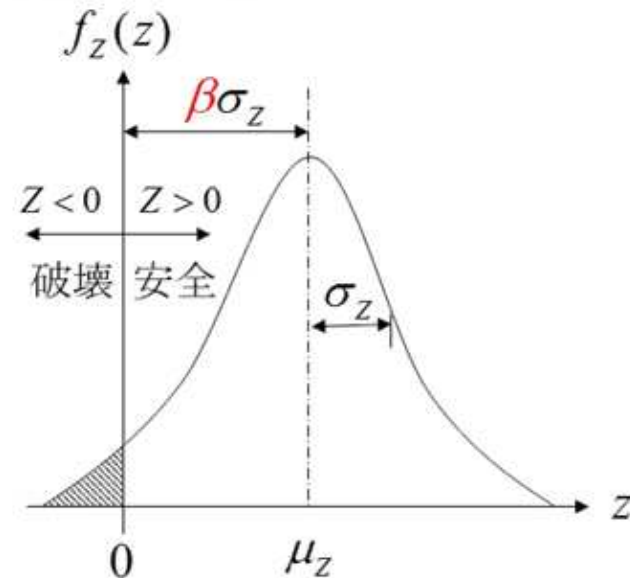
β ・・・破壊と安全の境界から平均までの距離
⇒大ほど安全

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$$

対数正規分布の場合

$$Z = \ln\left(\frac{R}{S}\right)$$

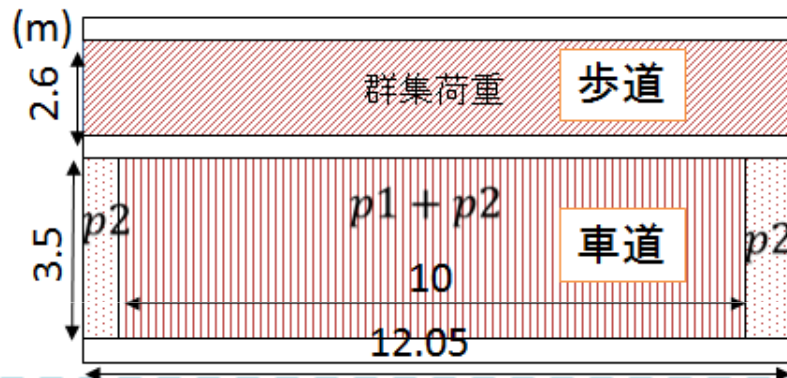
$$\mu_{LR} = \ln\left(\frac{\mu_R^2}{\sqrt{\sigma_R^2 + \mu_R^2}}\right) \quad \sigma_{LR} = \sqrt{\ln\left(\frac{\sigma_R^2}{\mu_R^2} + 1\right)}$$



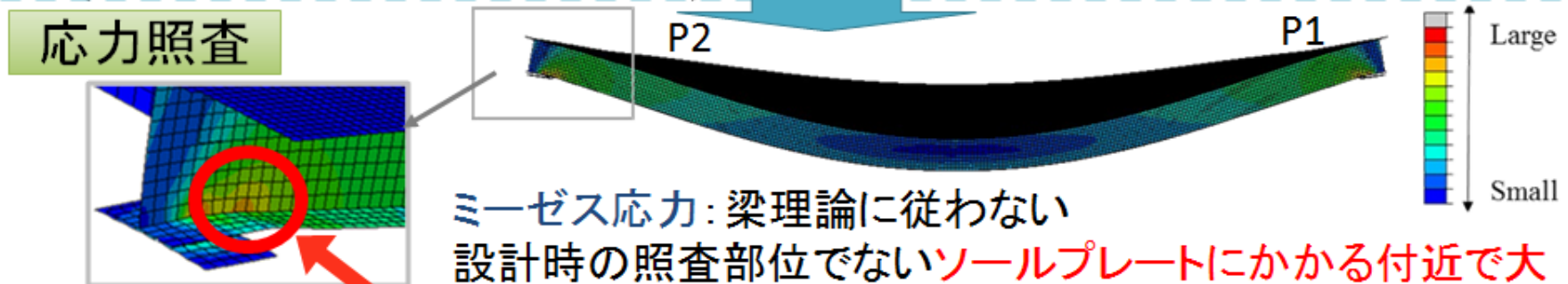
桁端部劣化に対する性能評価

活荷重載荷

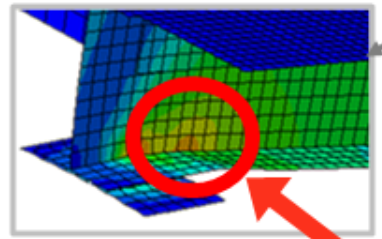
道路橋示方書・同解説(Ⅱ 鋼橋編) B活L荷重+群集荷重 を構築モデルに載荷



主載荷荷重(幅5.5m)		群集荷重	衝撃係数
等分布p1	等分布p2	等分布	$i =$
載荷長 D(m)	荷重 (kN/m^2)	荷重 (kN/m^2) $L \leq 80$	$\frac{20}{50 + L}$
10	10	3.5	0.322



応力照査



照査

ミーゼス応力: 梁理論に従わない
設計時の照査部位でないソールプレートにかかる付近で大

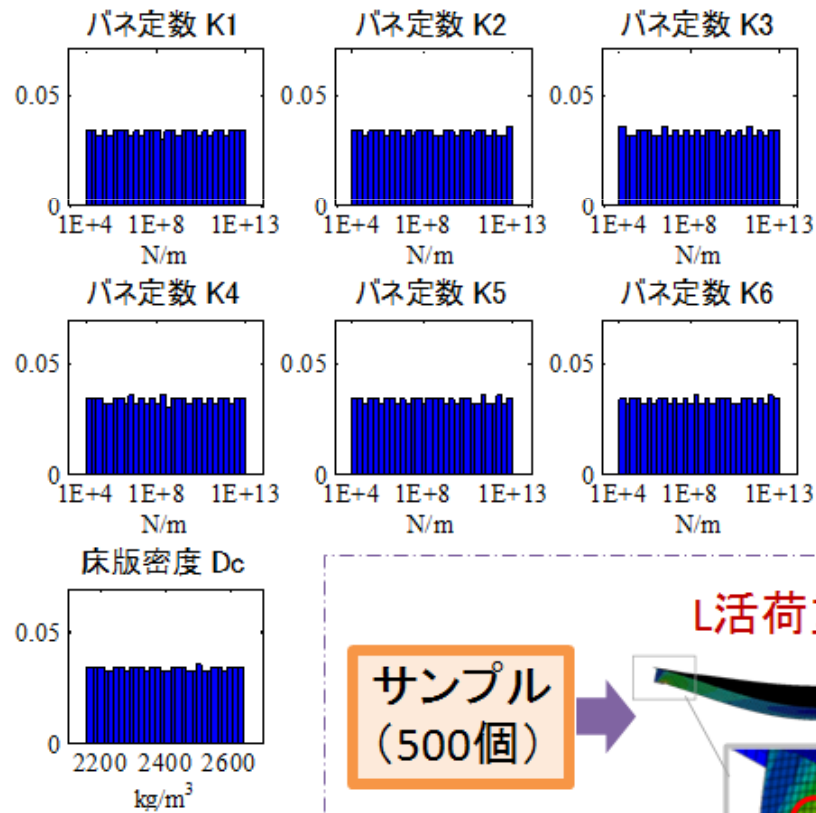
照査部位: 桁端部(プレート端)

・・・桁端部メッシュを細かくし、照査部位での最大のミーゼス応力を求める

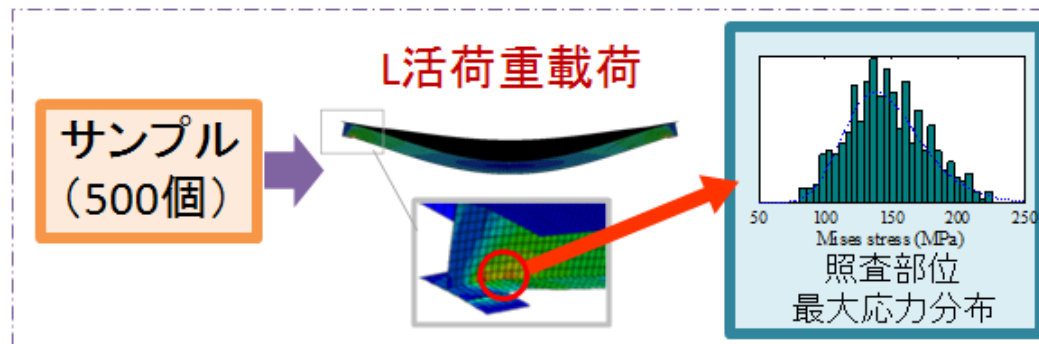
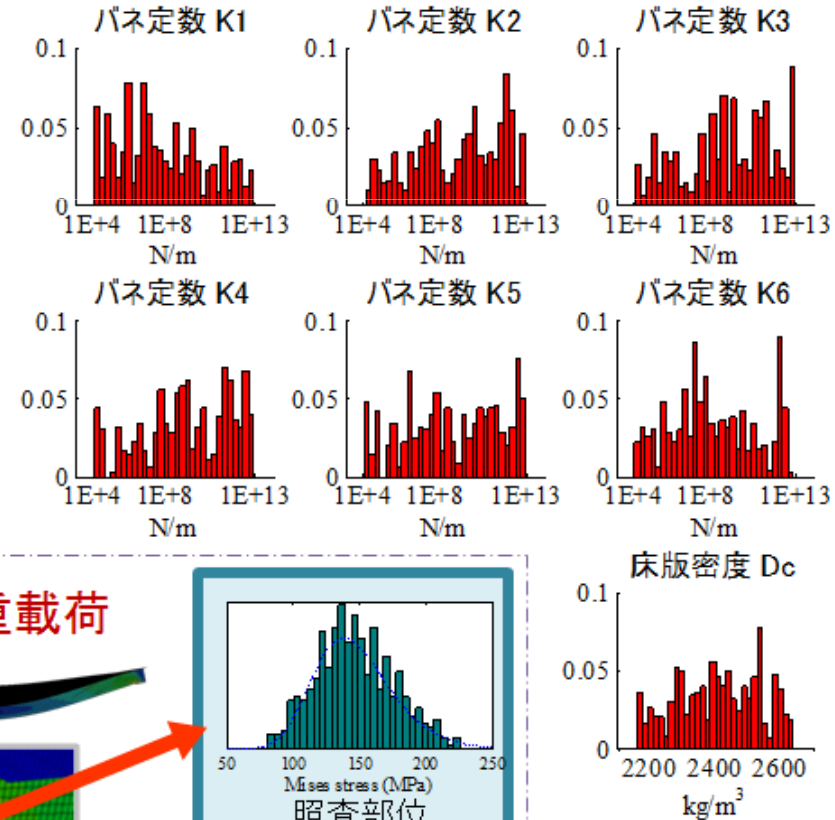
最大応力分布の導出

- 事前分布と事後分布、それぞれからサンプリングして活荷重応答を計算，最大応力分布をもとめる

事前同時確率分布(500個)



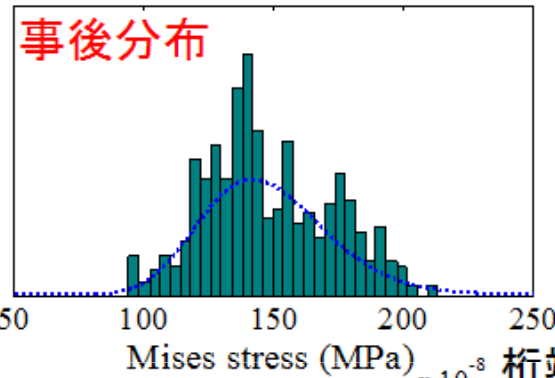
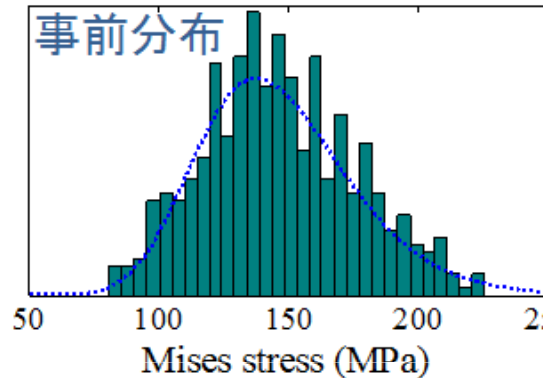
事後同時確率分布(500個)



構造信頼性指標 β の導出結果

桁端部の最大応力分布

..... 対数正規分布

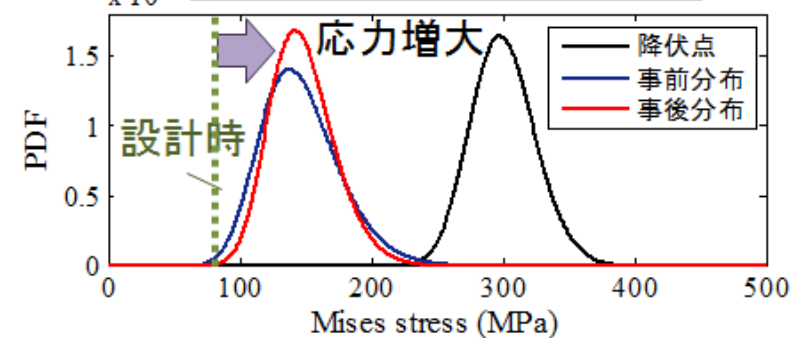


降伏点に対する
信頼性指標 β

ケース	β
事前分布	3.442
事後分布	3.941

	事前分布	事後分布	降伏点*
平均	147.0MPa	148.3MPa	301.8MPa
標準偏差	29.18MPa	24.32MPa	24.77MPa
対数平均	18.79	18.80	19.52
対数標準偏差	0.1970	0.1629	0.08120

$\times 10^{-8}$ 桁端部応力の確率密度関数



事後分布は事前分布より β が高い
 \Rightarrow 事後分布は信頼性を過度に低く評価しなかった

*村越ら: 鋼桁橋の信頼性指標 β の評価と部分係数に関する基礎検討, 2007.

センシングデータを用いた不確定性低減の効果

検証2: 地震応答モニタリングデータの活用を想定した非線形解析モデルの不確定性定量化への検討

既存橋梁に対する耐震補強設計

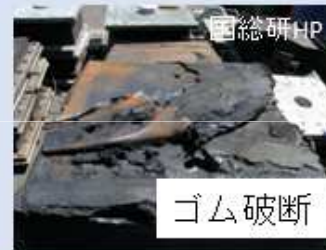
兵庫県南部地震以後、耐震設計基準の改定により
L2地震動での非線形時刻歴応答解析の必要性
→耐震照査・設計の実施が進む

免震橋梁の採用が
一気に加速

【既存橋梁における不確定性】

例) 支承劣化による境界条件の変化

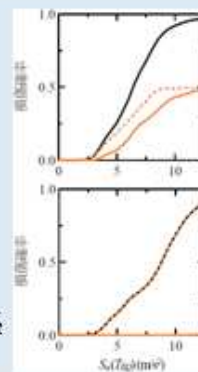
- ・地震による損傷
- ・温度などによる環境依存性劣化 等



【既存研究】

支承・橋脚の
非線形挙動の違いによる
構造系の損傷配分の変化

免震支承-RC橋脚間の耐力比および免震支承の
経年劣化と免震橋における地震時損傷部材の関係
に関する基礎的研究(松崎ら2016)



【地震モニタリングデータの活用】

熊本地震調査(16.04.29)
での無線センサ設置



不確定要因を定量的に取り扱えば既存状態を考慮したリスク評価が可能

検証2の流れ

既存免震橋梁の非線形時刻歴応答解析モデルにおける
モニタリングデータを活用した不確定性低減に関する検討を行う

①橋脚モデルの構築

非線形時刻歴応答解析
コードの作成
パラメータ不確定性の検討

②分散分析

耐震設計の照査項目・
モニタリング計測項目への
寄与度把握

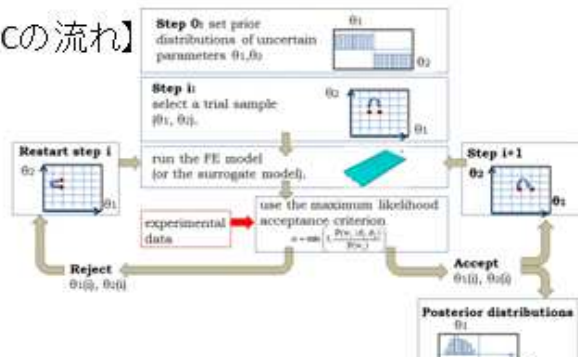
③事後分布推定

MCMCにより推定
(マルコフ連鎖モンテカルロシミュレーション)

$$\pi(\theta|w) = \frac{f(w|\theta)}{\int f(w|\theta)\pi(\theta)dw} \pi(\theta)$$

MCMCによる非線形システムの ベイズ事後分布推定

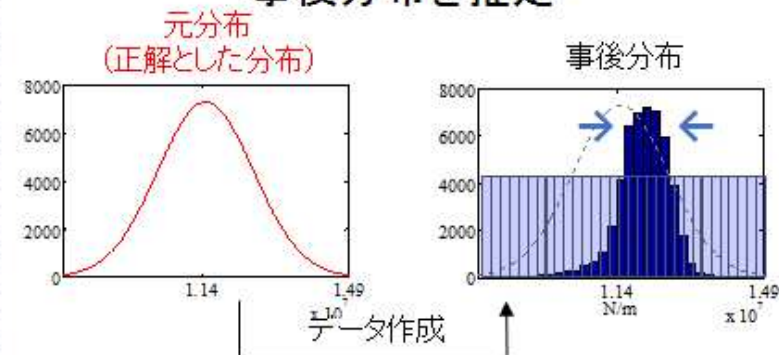
【MCMCの流れ】



- ・数値的に安定的な尤度関数の構築
- ・計測特徴量の抽出

不確定性定量化への検討

元分布から作成した計測データから
事後分布を推定



事前分布からの不確定性低減度を考察

免震RC橋脚モデルの構築

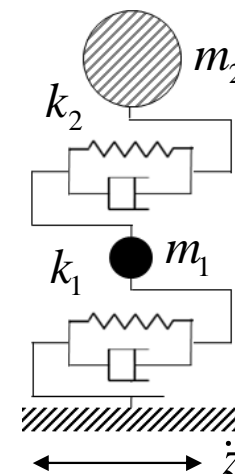
2質点2自由度モデル

非線形時刻歴応答解析コードを作成 (Matlabを使用)

【I種地盤上における鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた免震橋

上部構造	RC橋脚		免震支承	
質量 m_2	質量 m_1	降伏剛性 k_1	降伏荷重	第1剛性 k_2
6.04E+05kg	3.46E+05kg	1.10E+08N/m	1.12E+06N/m	4.00E+07N/m

参照: 社団法人日本道路協会, 道路橋の耐震設計に関する資料



※基礎研究のため、支承の免震機能が最大限に発揮されると仮定し橋脚を弾性挙動とした

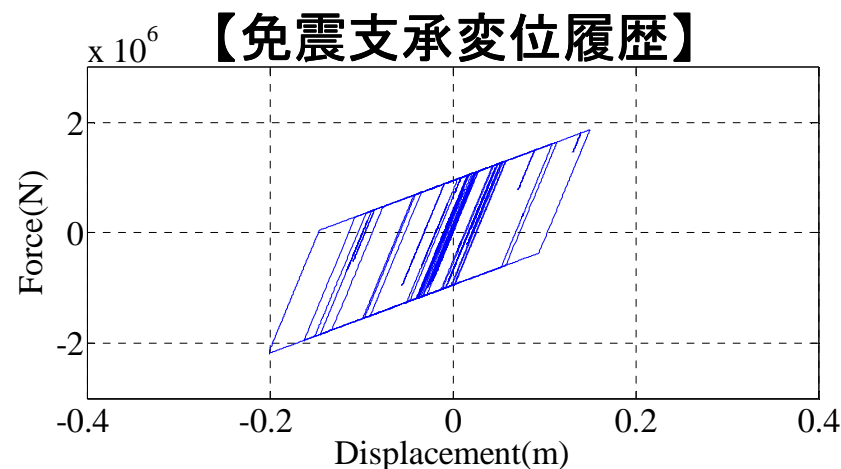
$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{z}$$

【減衰】 Rayleigh減衰 (要素別減衰定数)

橋脚: 5% 免震支承: 0%

【解析方法】

数値積分法	Newmark- β 法 Newton-Raphson法 (最大反復回数:100回)
時間増分	0.001秒

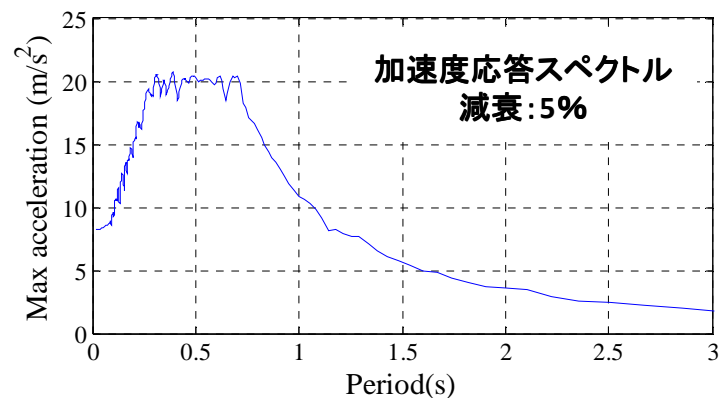
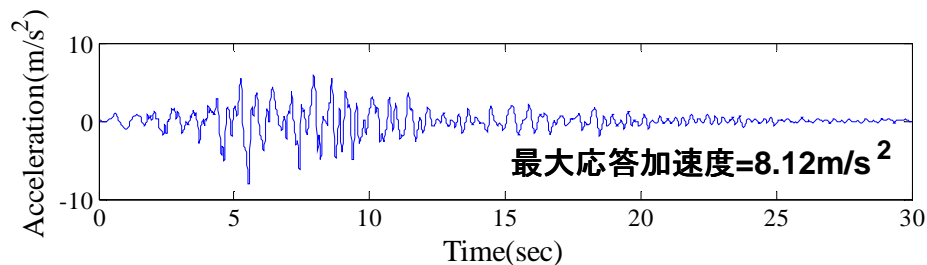


動的解析に用いる振幅調整した加速度波形
(レベル2地震動 - I種地盤 - タイプII)

検証に用いた入力地震動

レベル 2地震動(Ⅱ-I-1)

1995年兵庫南部地震神戸海洋気象台
地盤上NS成分を基に振幅調整



地震動の強さの違いに着目

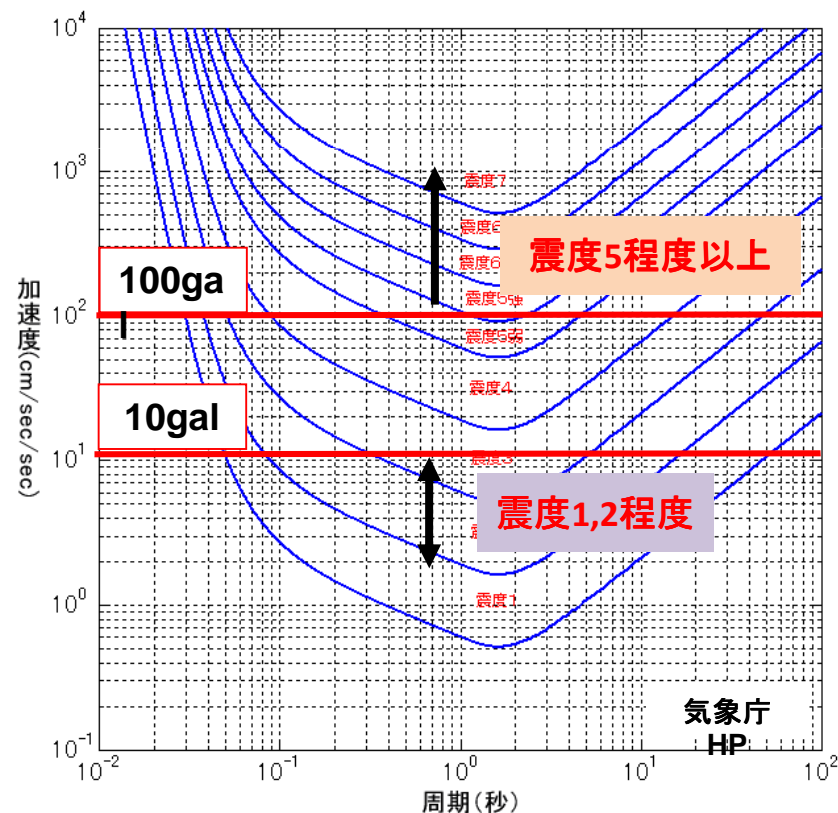
震度と加速度の関係図から簡易的に分類

小規模地震 : 最大加速度2-10gal
(震度1,2程度)

大規模地震 : 最大加速度100gal以上
(震度5程度以上)



モニタリングを想定した
データ使用のシナリオを設定

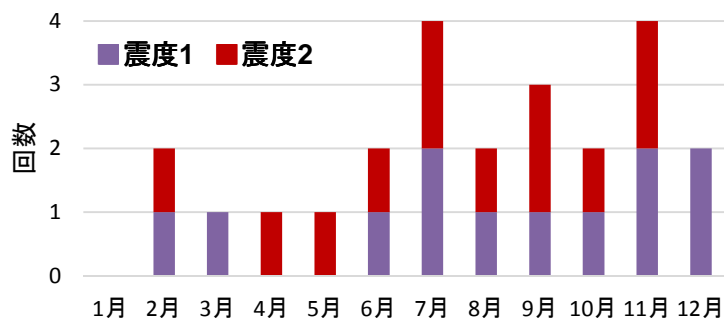


モニタリングを想定したデータ使用のシナリオ

小規模地震: **10回**発生したと想定

入力地震動を
最大加速度10galに振幅を調整

例) 2016年保土ヶ谷区震度観測回数



大規模地震: **2回**発生したと想定

入力地震動(最大加速度812gal)の
計測データを使用

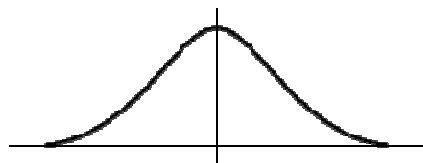
例) 2017年熊本地震
3日間で震度5以上が9回発生



【模擬モニタリングデータ作成方法】

元分布

乱数発生



地震回数分のサンプリング

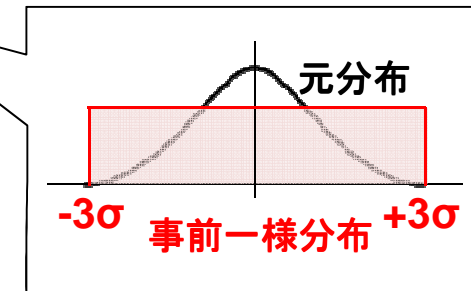
+ 計測誤差 加速度測定値
ノイズ標準偏差
0.1gal



模擬モニタリング
データ作成

不確定性の伝播を考慮した元分布設定と事前分布決定

パラメータ				元分布		事前一様分布	
				基準値	C.V.	上限値	下限値
上部構造	重量	Mu	kg	6.04E+05	0.05	6.95E+05	5.13E+05
RC橋脚	重量	Mrc	kg	3.46E+05	0.05	3.98E+05	2.94E+05
	剛性	Krc	N/m	1.10E+08	0.07	1.33E+08	8.69E+07
支承	1次剛性	Kb1	N/m	4.00E+07	0.1	5.20E+07	2.80E+07
	2次剛性	Kb2	N/m	6.15E+06	0.1	8.00E+06	4.31E+06
	降伏荷重	Qy	N	1.12E+06	0.1	1.45E+06	7.82E+05



参照:
鈴木ら1997, 足立ら2000,
林ら2000, 松田ら2007,
松崎ら2016

確率分布の伝播則を適用して不確定性を導出

誤差の伝播式 ある確率変数の分散:

$$Var(Y) = \sum_{i=1}^n Var(X_i) \left(\frac{\partial f}{\partial X_i} \Big|_{\mu_1, \dots, \mu_n} \right)^2$$

考慮した材料特性のばらつき			基準値	C.V.
コンクリート圧縮強度	σck	N/m ²	2.06E+07	0.01
鉄筋降伏点強度	fy	N/m ²	2.95E+08	0.07
鉄筋ヤング率	Es	N/m ²	2.05E+11	0.01

参照: 足立ら2000

例) 橋脚剛性Krcの場合

道路橋示方書より:

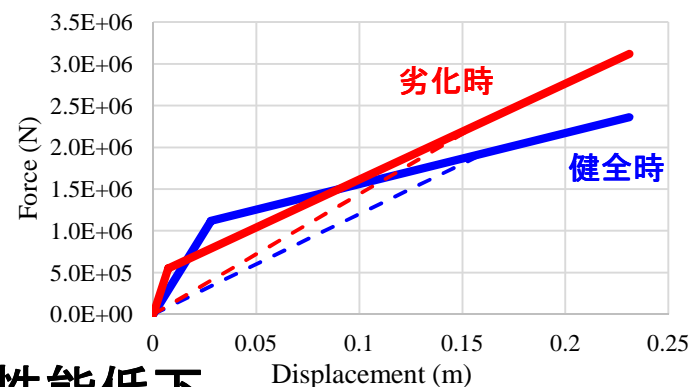
$$K_{RC} = \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{M_{ls2}}{h} \times \frac{M_{y0}}{M_{ls2} \delta_{y0}} = \frac{M_{y0}}{h \cdot \delta_{y0}}$$

よってKrcの合成標準不確定性は:

$$C.V.(K_{RC}) = \sqrt{\frac{Var(Y)}{mean(Y)^2}} = \sqrt{Var(M_{y0}) \left(\frac{1}{\bar{M}_{y0}} \right)^2 + Var(\delta_{y0}) \left(\frac{1}{\bar{\delta}_{y0}^2} \right)^2} = 0.07013$$

構造パラメータ事前分布の決定(支承劣化時)

【鉛プラグ入り積層ゴム支承の劣化特徴】



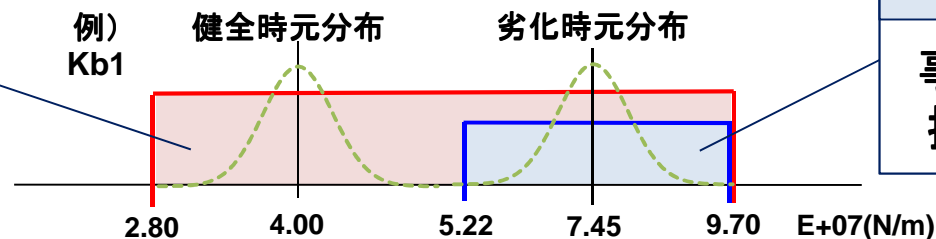
→ゴムや鉛の経年劣化による剛性の増加・減衰性能低下

経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証(足立ら,2014)

Case B

事前に劣化状態を明確に把握できていない場合
||
より大きな不確定性

<2種類の事前分布を作成>



Case A

事前に劣化状態を把握している場合

支承パラメータ			元分布		事前分布Case A		事前分布Case B	
			基準値	C.V.	上限値	下限値	上限値	下限値
1次剛性	Kb1	N/m	7.45E+07	0.1	9.70E+07	5.22E+07	9.70E+07	2.80E+07
2次剛性	Kb2	N/m	1.14E+07	0.1	1.49E+07	8.03E+06	1.49E+07	4.31E+06
降伏荷重	Qy	N/m	5.55E+05	0.1	7.19E+06	3.87E+05	1.45E+06	3.87E+05

不確定構造パラメータの応答への寄与度解析

分散分析 Analysis of variance ANOVA

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n (y_{ij} - \bar{y}_j)^2}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (y_{ij} - \bar{y})^2}$$

y : 解析出力値
 j : 水準 (各パラメータ事前分布上下限值)

照査項目に影響するパラメータ抽出

動的照査法による耐震性能の照査
最大応答値 < 許容値以下

支承 **せん断ひずみ**

$$\text{せん断ひずみ } \gamma_{se} = \frac{\text{地震時の移動量 } \Delta l_e}{\text{総ゴム厚 } \Sigma t_e}$$

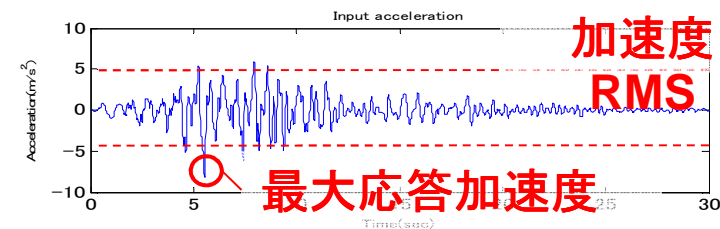
橋脚 **応答塑性率**

$$\text{応答塑性率 } \mu_r = \frac{\text{最大応答変位 } \delta_r}{\text{降伏変位 } \delta_y}$$

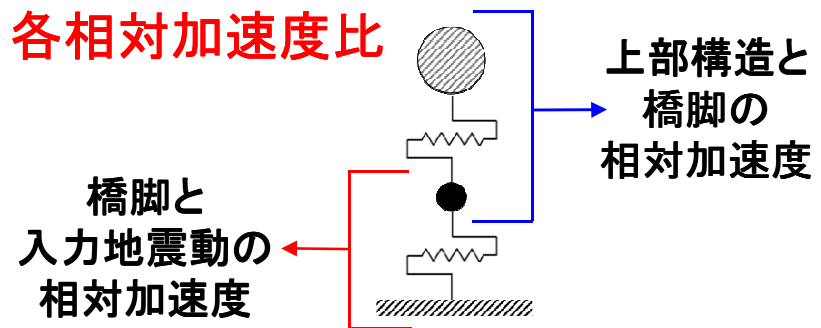
各最大応答変位

計測項目に影響するパラメータ抽出

地震モニタリングでは加速度を計測

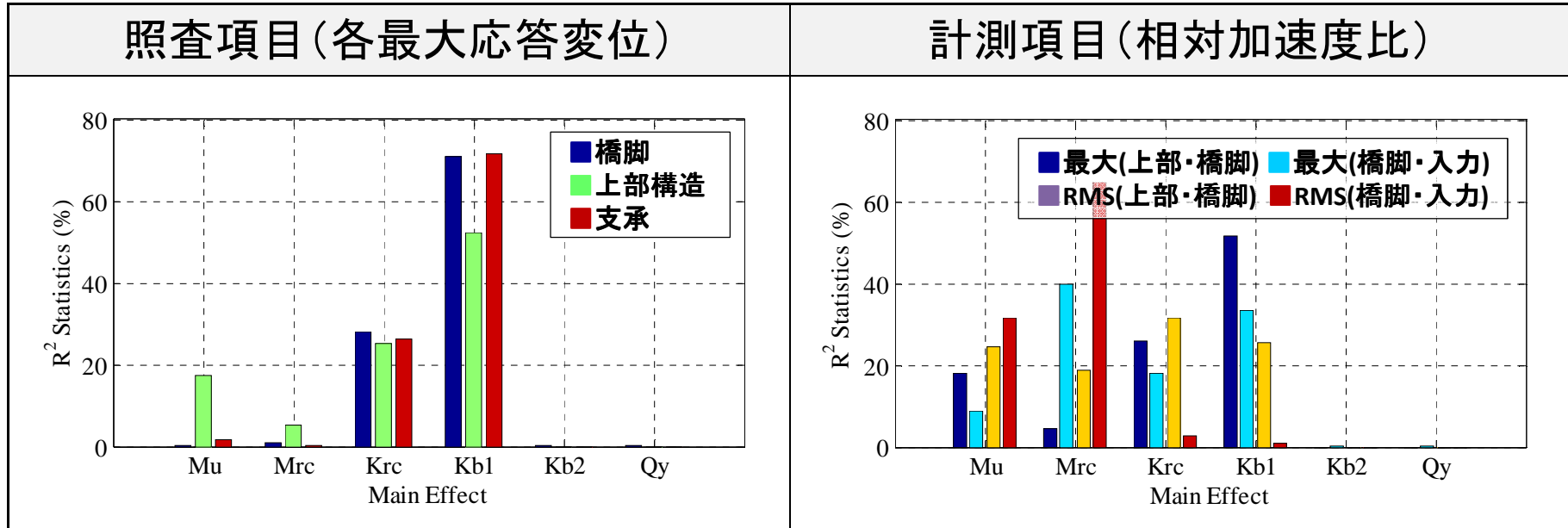


各相対加速度比



小規模地震応答への構造パラメータ寄与度(健全時)

入力地震動の最大加速度が**10gal**になるように加速度振幅を調整

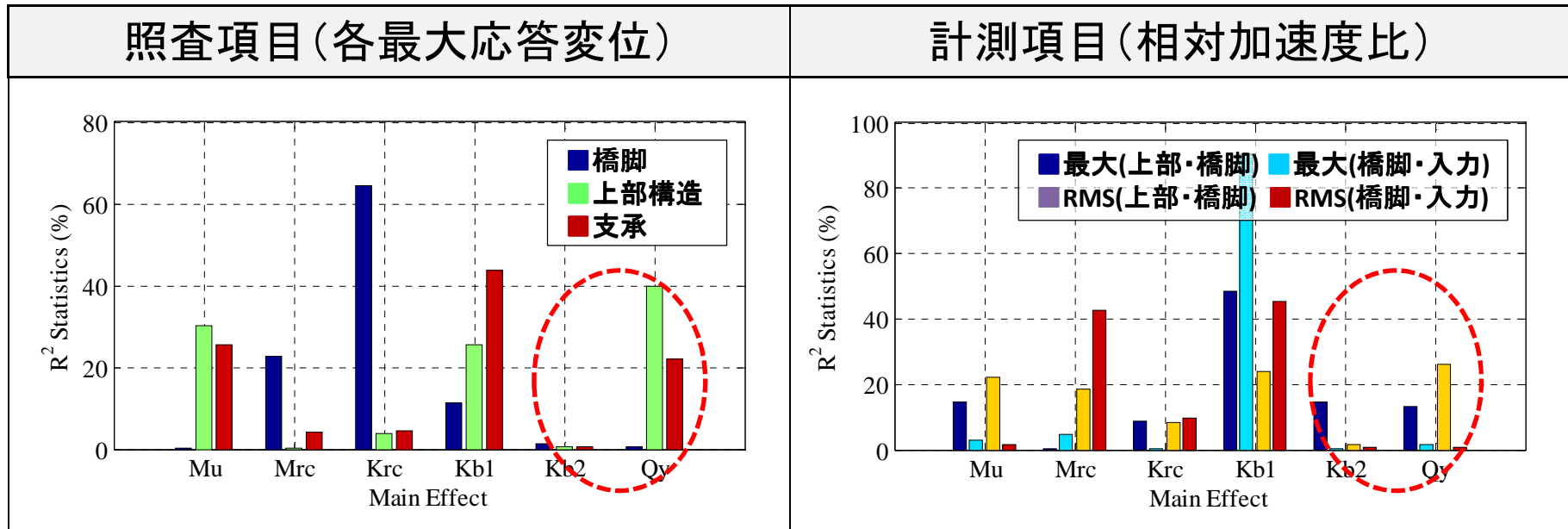


各最大応答値に対して
橋脚剛性Krc・支承1次剛性Kb1の
寄与度が大きい

各計測項目に対して
支承2次剛性Kb2・降伏荷重Qy以
外
それぞれ寄与している

支承が弾性挙動をしているため、1次剛性の寄与度が大きく、
2次剛性・降伏荷重への寄与度がないことが確認できた

大規模地震応答への構造パラメータ寄与度(健全時)



橋脚最大応答変位には橋脚剛性が大きく寄与している

支承1次剛性に対して最大加速度比の寄与度が大きい

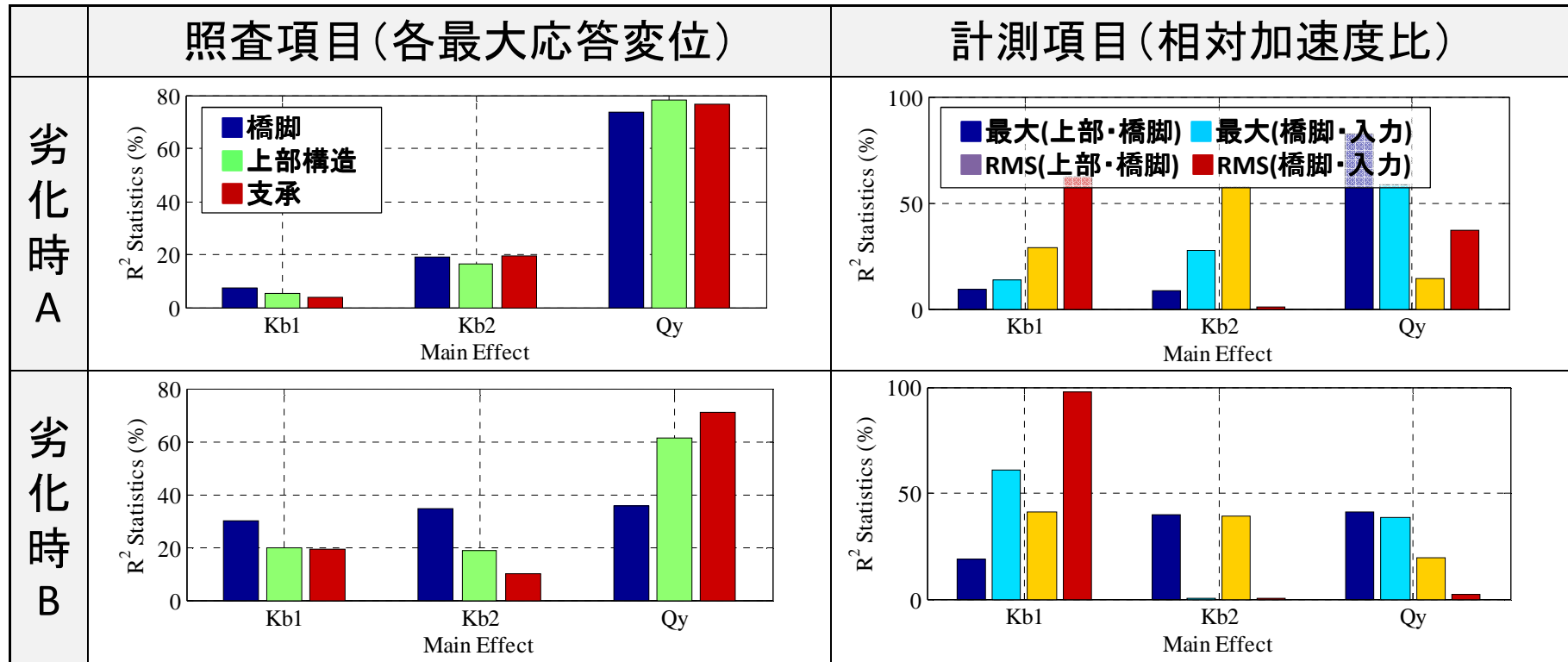
小規模地震時と比較して、支承が非線形挙動に到達したために降伏荷重への寄与度が大きくなったことが確認できた

弾性域か塑性域での挙動の違いによって、寄与度の影響が変化する

大規模地震応答への構造パラメータ寄与度(劣化時)

支承部に劣化がみられた場合を想定して

「**支承1次剛性**」「**支承2次剛性**」「**支承降伏荷重**」に対して分散分析を行った



支承部の劣化に関連するパラメータに対して分散分析を行った結果、
照査項目・計測項目に対して、
どのパラメータにも寄与度があることが確認できた

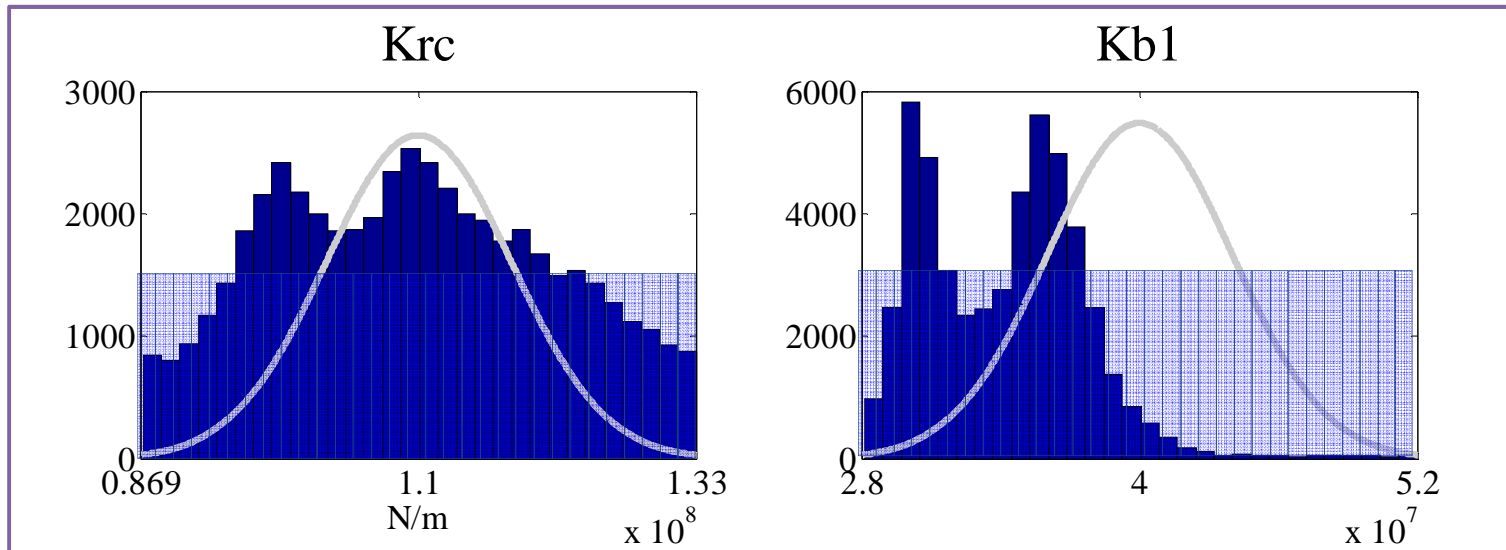
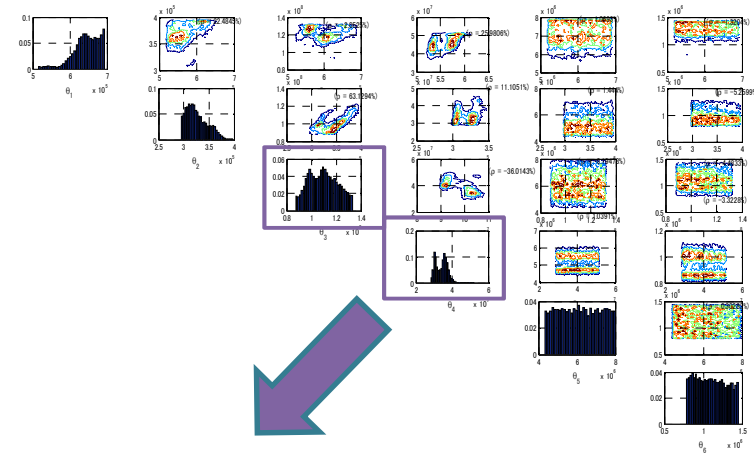
小規模地震応答データを用いる事後分布推定(健全時)

小規模地震: **10回**発生したと想定
最大加速度2-10gal(震度1,2程度)

入力地震動を
最大加速度10galに振幅を調整

特徴量を計測項目の4項目を用いて
ベイズ推定による事後分布を推定

【MCMCで採択された多変量同時確率分布】



寄与度が小さいパラメータKb2・Qyは不確実性が低減されないことが確認できた

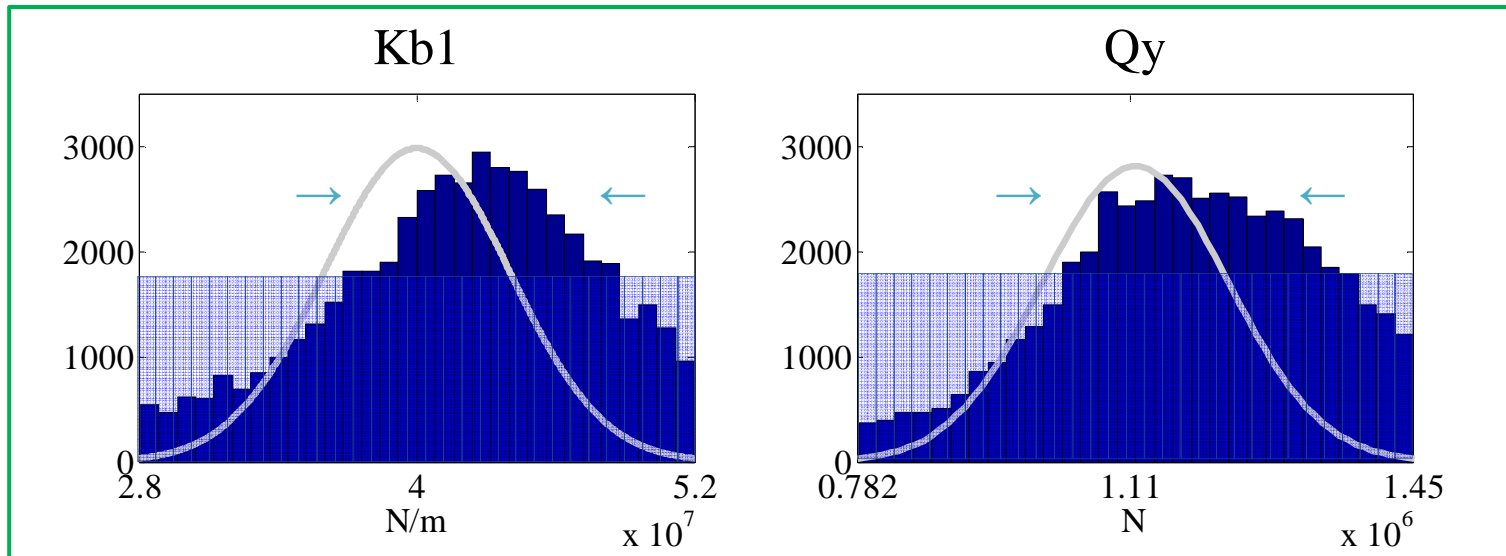
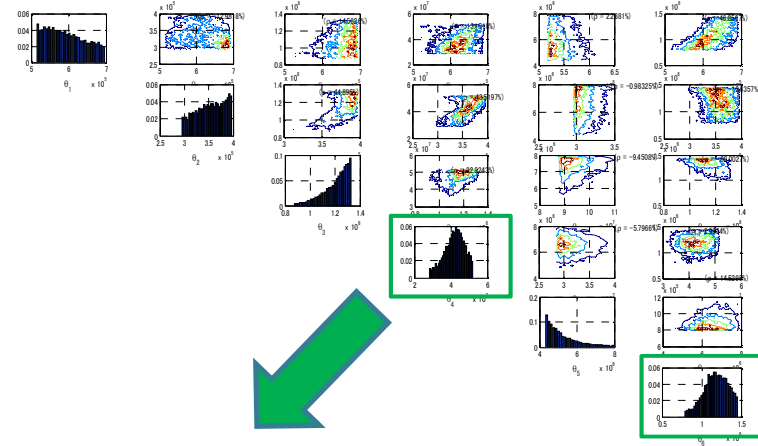
大規模地震応答データを用いる事後分布推定(健全時)

大規模地震: **2回**発生したと想定
最大加速度100gal以上(震度5以上)

入力地震動(最大加速度812gal)の
計測データを使用

特徴量を計測項目の4項目を用いて
ベイズ推定による事後分布を推定

【MCMCで採択された多変量同時確率分布】



寄与度が大きいパラメータほど不確定性を低減することができた

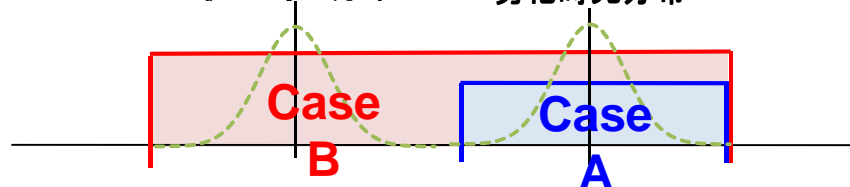
大規模地震応答データを用いる事後分布推定(劣化時)

【推定パラメータ】

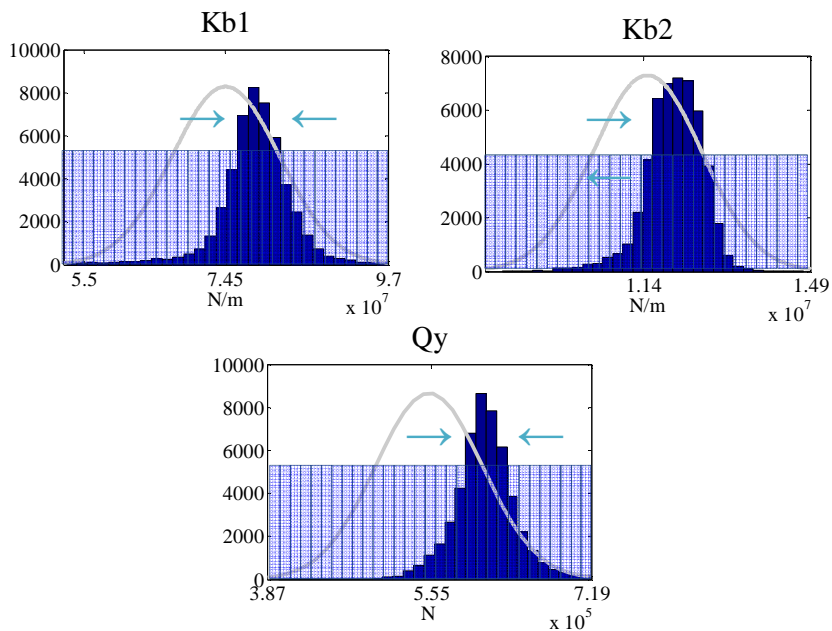
支承1次剛性、2次剛性、降伏荷重

健全時元分布

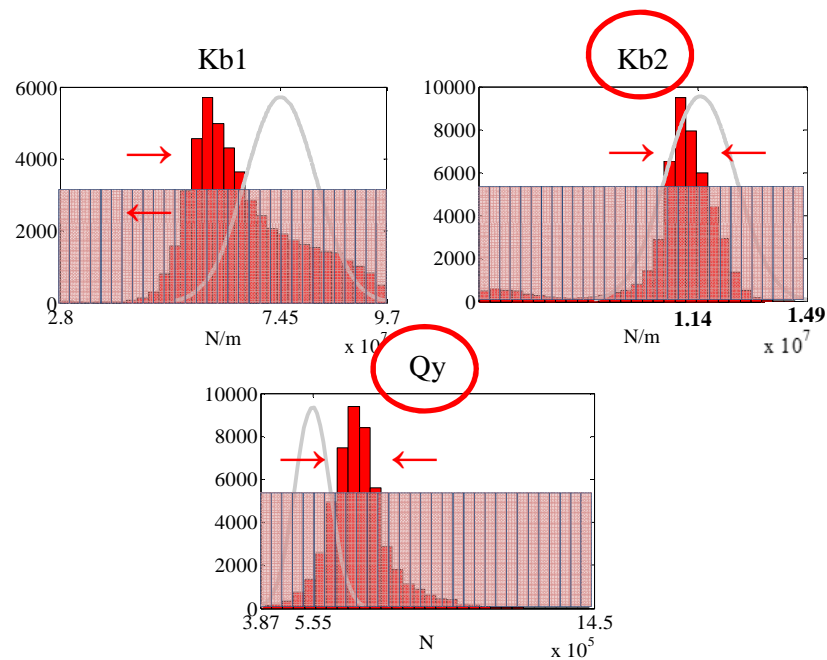
劣化時元分布



Case A 事前に劣化状態を把握している場合



Case B 事前に劣化状態を明確に把握できていない場合



事前に劣化していることを明確に把握できていない**不確定性の大きい場合**でも
計測データを用いることで**不確定性が低減された**

まとめ

- 土木構造物・橋梁でも構造信頼性に基づく性能評価への取り組みがはじまりつつある
- センシングによる構造パラメータの不確定性低減は既存構造物の劣化状態も考慮した性能評価に有効である
- 構造パラメータとともに入力荷重（地震荷重、橋梁の場合は交通荷重も）の不確定性も考慮していくことが、既存の構造状態と運用状況に対する性能評価には重要となる