

4. 既設橋の性能評価（モニタリング & Load Rating）

宮下 剛

名古屋工業大学社会工学科 特任教授

第47回鋼構造基礎講座

失敗から学ぶ ー落橋・損傷事例から知る留意点ー

既設橋の性能評価(モニタリング & Load Rating)

名古屋工業大学
社会工学類
宮下 剛

橋梁モニタリング

■ 計測 or モニタリング関係(2005年～)

(1a) 東海道新幹線・鋼箱桁橋

(1b) 東海道新幹線・RC高架橋

(2a) 多々羅大橋

(2b) 大芝大橋(広島県, 農道)

(2c) 舞鶴クレーンブリッジ(市道)

(2d) 幸魂大橋(東京外環 & R298)

(2e) 新湊大橋(富山県)

(2f) 間人漁港大橋(京都府)

(3a) 本郷橋(岐阜県)

(3b) 御殿場高架橋(新東名)

(3c) 中ノ川橋梁(道央自動車道)

(4a) 長生橋(長岡市, R351)

(4b) 与板橋(長岡市, R403)

(4c) 小坂橋(長岡市, R404)

(4d) 鷺ノ島橋(長岡市, R404)

(4e) 昭和橋(長岡市, R291)

(5a) 榎木沢橋(田野畑村, R45)

(5b) 大橋JCT(首都高)

(6a) 大宮橋側道橋(舞鶴市, 鋼鈑桁)

(6b) 木津川御幸橋(八幡市, 鋼G桁)

(6c) 豊橋(新潟市福島潟, 鋼鈑桁)

(6d) 大橋(南丹市, RC単純T桁)

(6e) 物部大橋(綾部市)

(6f) 金谷橋

(7a) 妙高大橋(妙高市, R18)

(8a) 旧大河津可動堰上部構(燕市)

(9a) 長生橋(長岡市, R351)

(10a) 子飼橋(熊本市)

(10b) 北陸自動車道の橋梁

(11) 錦帯橋(岩国市, 早大のサポート)

(12) 常呂川橋(北見市, E61)

【広告特集】

日刊工業新聞

Business & Technology

2015年(平成27年)2月16日 月曜日

16

老朽化する橋梁の先進的な維持管理技術

鉄道橋

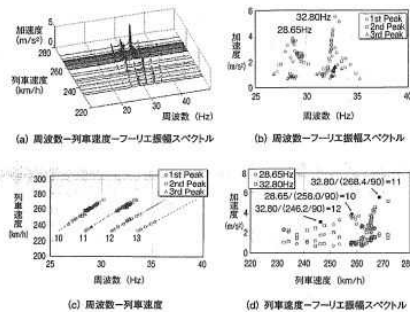


図1 列車走行時の主桁下フランジ加速度応答のスペクトル分析

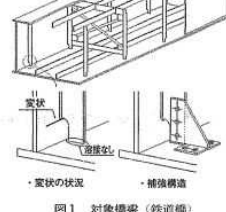


図2 対象橋梁(鉄道橋)

社会インフラの一つである
橋梁の維持管理に向けて

鉄道橋のヘルスマニタリング

橋梁は社会の基盤となる重要なインフラの一つであり、その安全な維持管理は社会の発展に不可欠である。特に、鉄道橋は国土交通省の定める「鉄道橋梁の維持管理に関する技術指針」に基づき、定期的な点検・補修が行われている。しかし、近年の国土交通省の調査によると、全国の鉄道橋梁のうち、老朽化が進んでいる橋梁の割合は約10%に達している。このため、橋梁の維持管理技術の向上が求められている。

本稿では、橋梁のヘルスマニタリング技術の概要と、その応用事例について紹介する。

宮下剛, 石井博典, 藤野陽三, 庄司朋宏, 関雅樹:
レーザー計測を用いた鋼鉄道橋の高速走行により
発生する局部振動の把握と列車速度の影響, 土木
学会論文集A, Vol.63, No.2, pp.277-296, 2007.4

長岡技術科学大学
環境・建設系 准教授
宮下 剛

宮下剛, 岩崎英治, 長井正嗣, Tran Duy Khanh:
供用から76年が経過した鋼ゲルバートラス橋の現
地載荷試験と短期間モニタリング,
構造工学論文集A, Vol.61, pp.439-450, 2015.3

17

2015年(平成27年)2月16日 月曜日

日刊工業新聞

Business & Technology

【広告特集】

http://www.fudotetra.co.jp

道路橋



図3 対象橋梁・長生橋(道路橋、新潟県長岡市)

老朽化する橋梁の
先進的な維持管理技術

社会インフラの維持管理

橋梁は社会の基盤となる重要なインフラの一つであり、その安全な維持管理は社会の発展に不可欠である。特に、道路橋は国土交通省の定める「道路橋梁の維持管理に関する技術指針」に基づき、定期的な点検・補修が行われている。しかし、近年の国土交通省の調査によると、全国の道路橋梁のうち、老朽化が進んでいる橋梁の割合は約10%に達している。このため、橋梁の維持管理技術の向上が求められている。

本稿では、橋梁のヘルスマニタリング技術の概要と、その応用事例について紹介する。

道路橋のヘルスマニタリング

橋梁は社会の基盤となる重要なインフラの一つであり、その安全な維持管理は社会の発展に不可欠である。特に、道路橋は国土交通省の定める「道路橋梁の維持管理に関する技術指針」に基づき、定期的な点検・補修が行われている。しかし、近年の国土交通省の調査によると、全国の道路橋梁のうち、老朽化が進んでいる橋梁の割合は約10%に達している。このため、橋梁の維持管理技術の向上が求められている。

本稿では、橋梁のヘルスマニタリング技術の概要と、その応用事例について紹介する。

このように、橋梁のヘルスマニタリング技術は、橋梁の安全な維持管理に不可欠な技術である。今後も、この技術の向上が求められる。

JIRO
PROFESSIONAL ORIGINAL TOOLS

鉄骨建築・橋梁・建設工具
軸力計・トルク計・検査・校正
電動ヤシロ・販売・リース

ジロ株式会社 東京
http://www.jiro-kk.co.jp
TEL 06-6541-5496

建設産業

建設産業の発展を支える
最新の技術と設備を提供
します。

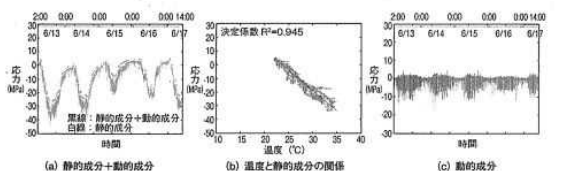


図4 上座材の軸方向応力



レーザー計測を用いた鋼鉄道橋の高速走行により発生する局部振動の把握と列車速度の影響

■ 変状の概要

垂直補剛材下端部の主桁ウェブ溶接部
においてき裂が発生

■ 変状の対策

補強材を高力ボルトで取付ける
同一の構造を有する部位全て

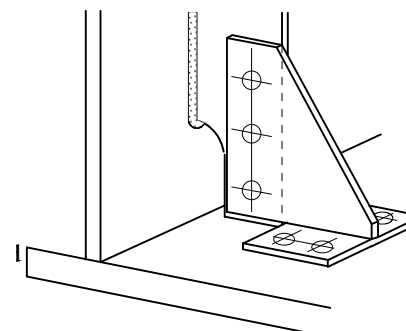
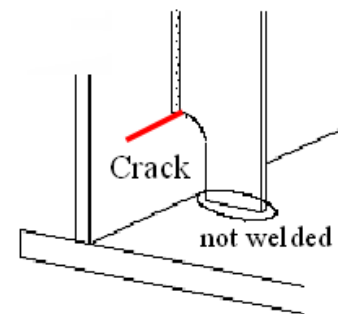
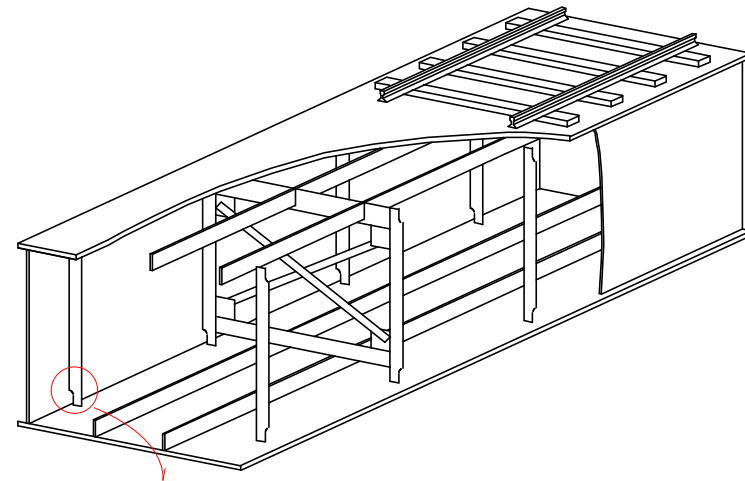
■ 対策の効果

不具合の報告なし

■ 変状の原因

杉本 (1997)

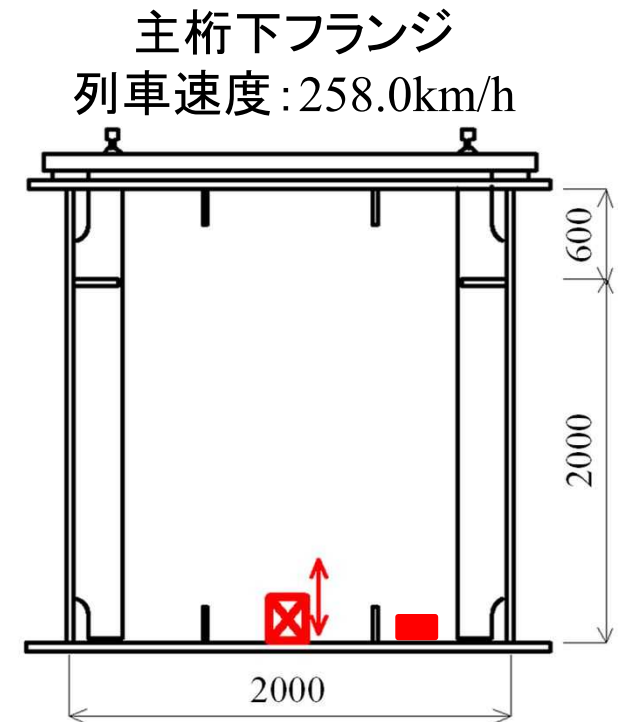
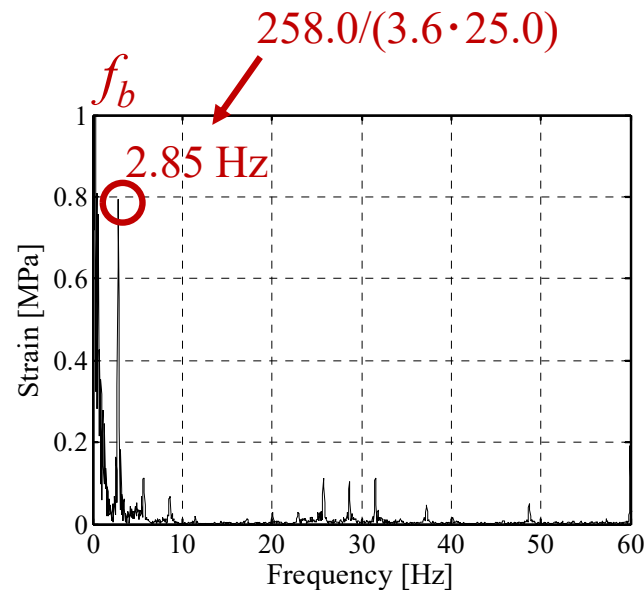
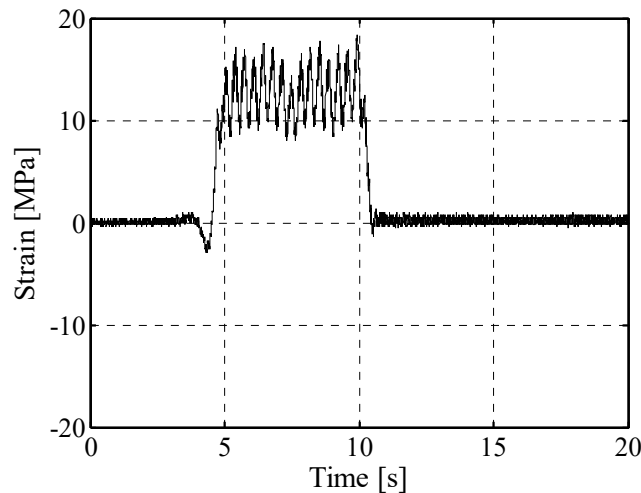
列車走行に伴う高次の局部振動
発生メカニズムは明らかではない



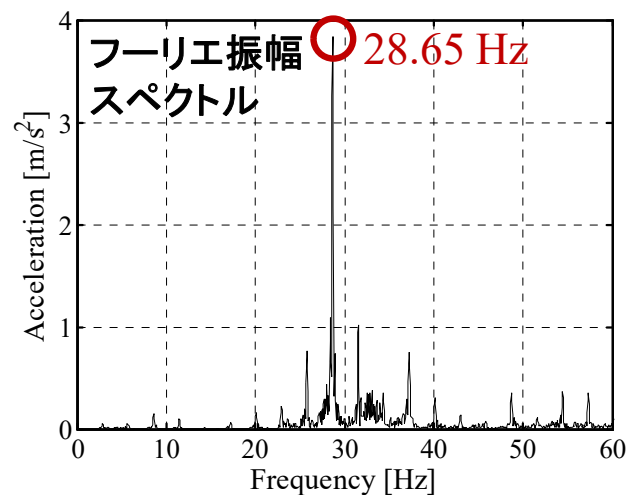
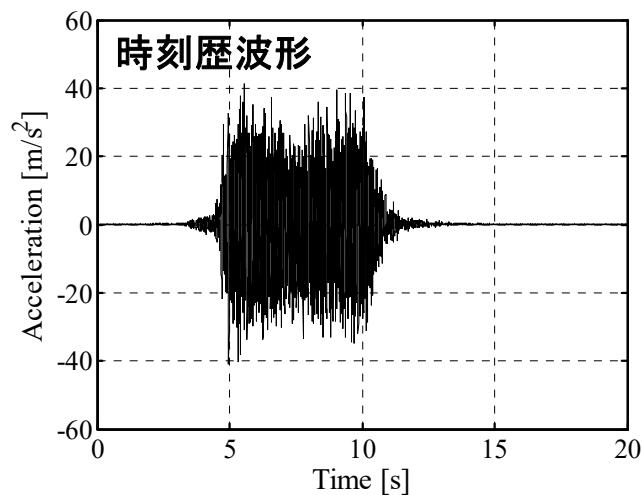
新幹線鋼箱桁橋 計測結果

7

■ ひずみ

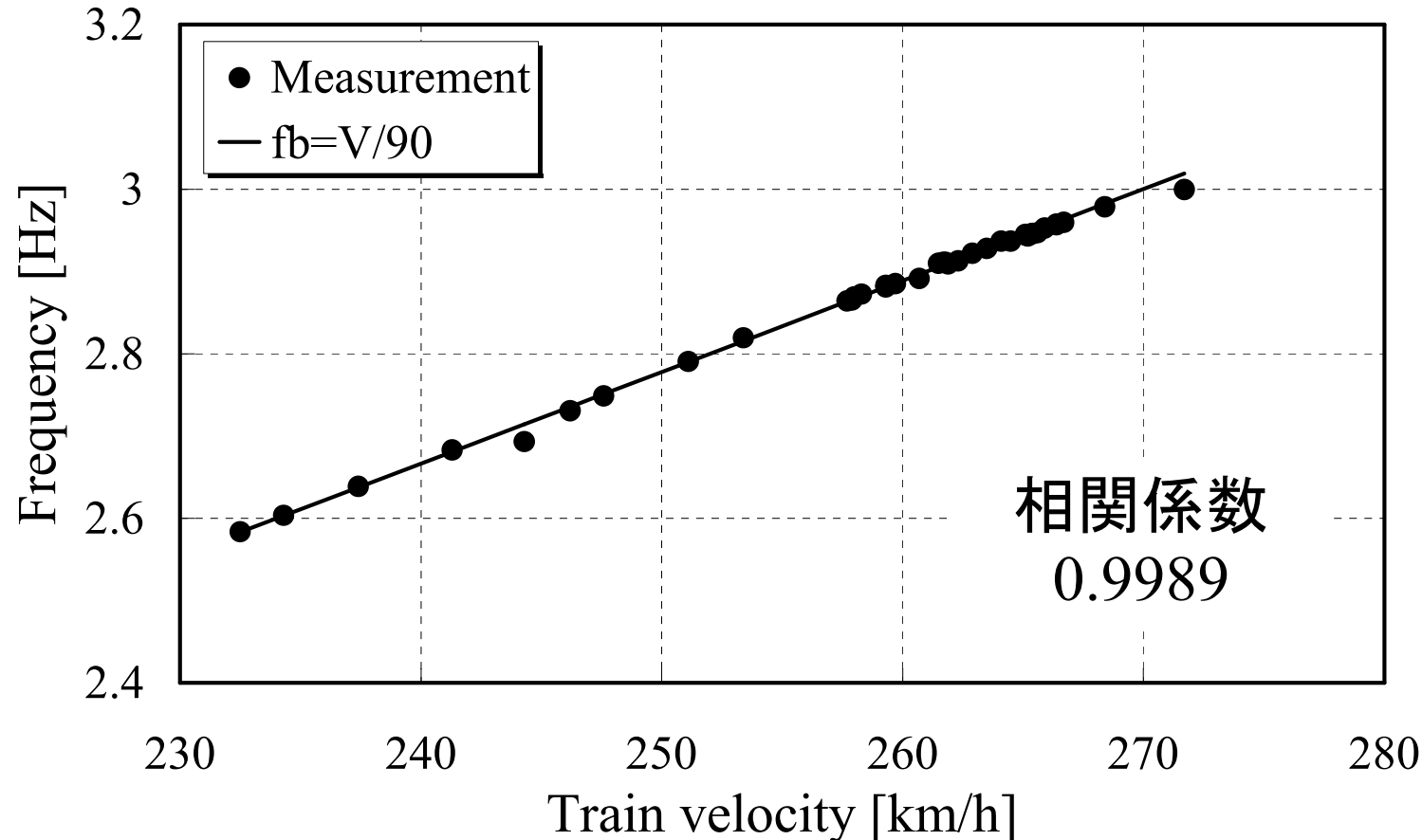


■ 加速度



■ 列車速度と f_b の関係

全39列車について、フーリエ振幅スペクトルの2.0～3.0Hzにおけるピークを抽出

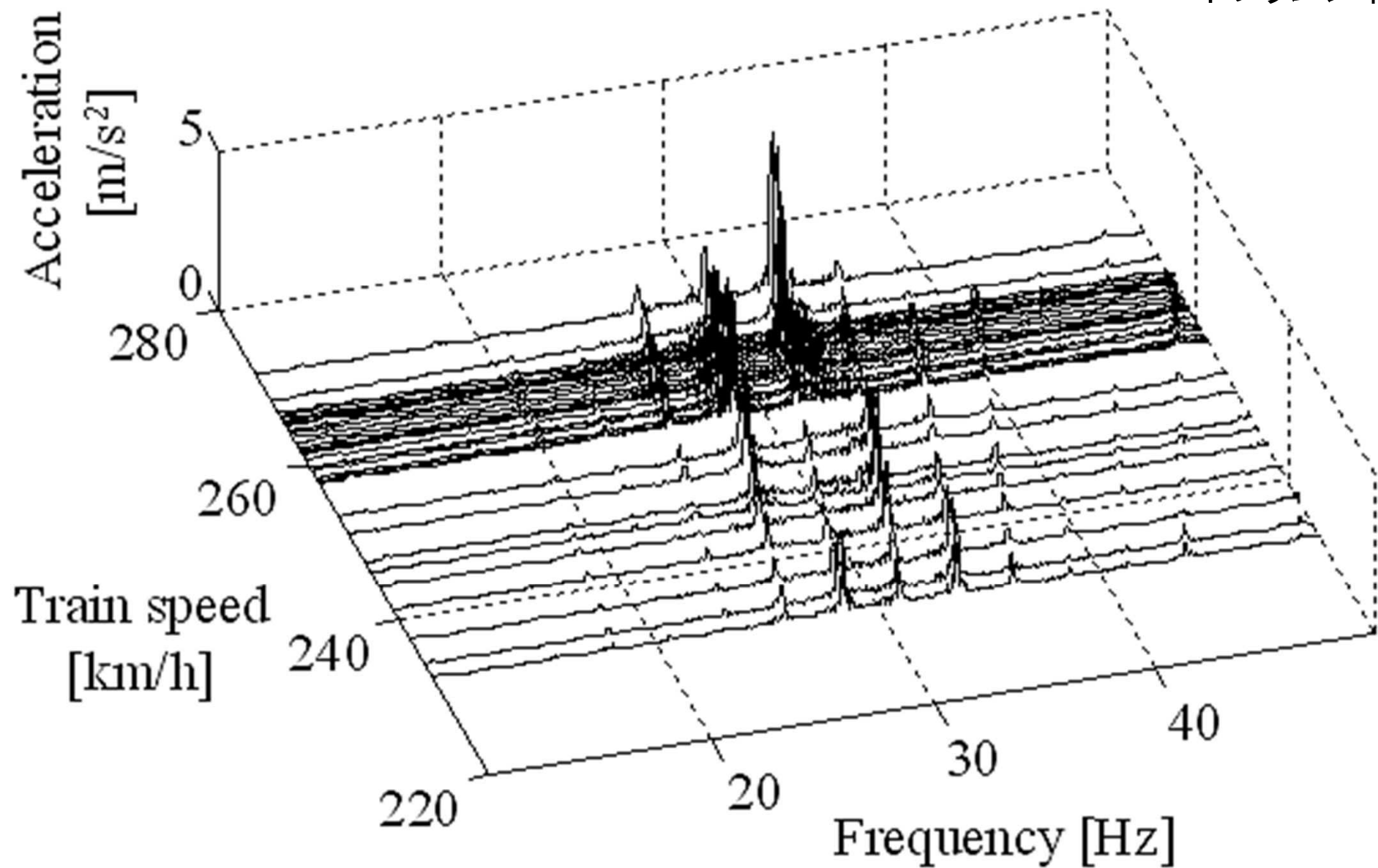


$$f_b = V / 3.6A$$

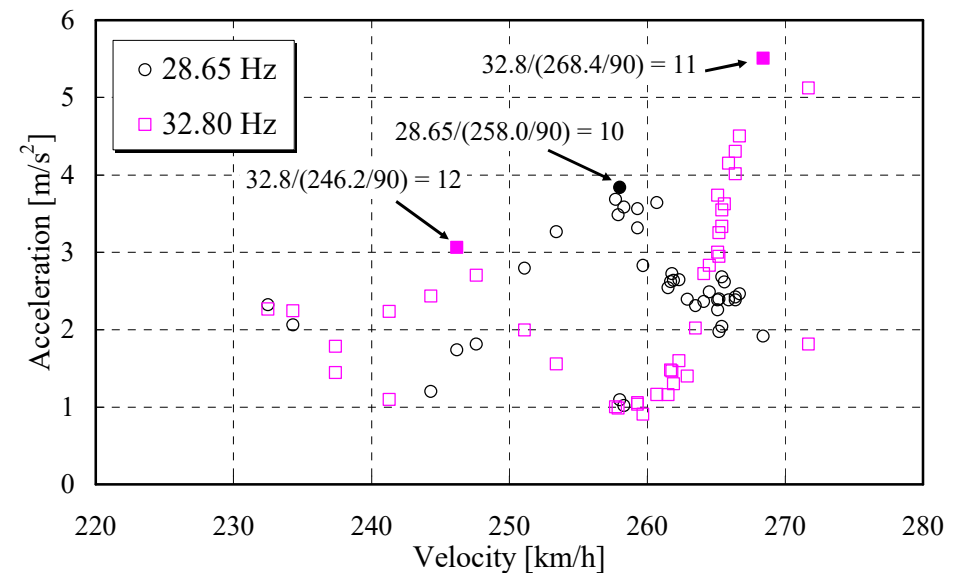
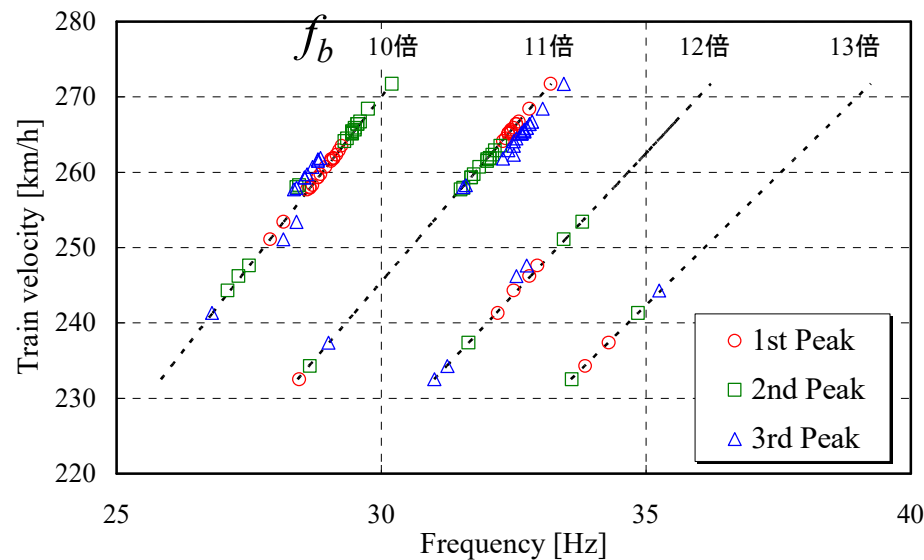
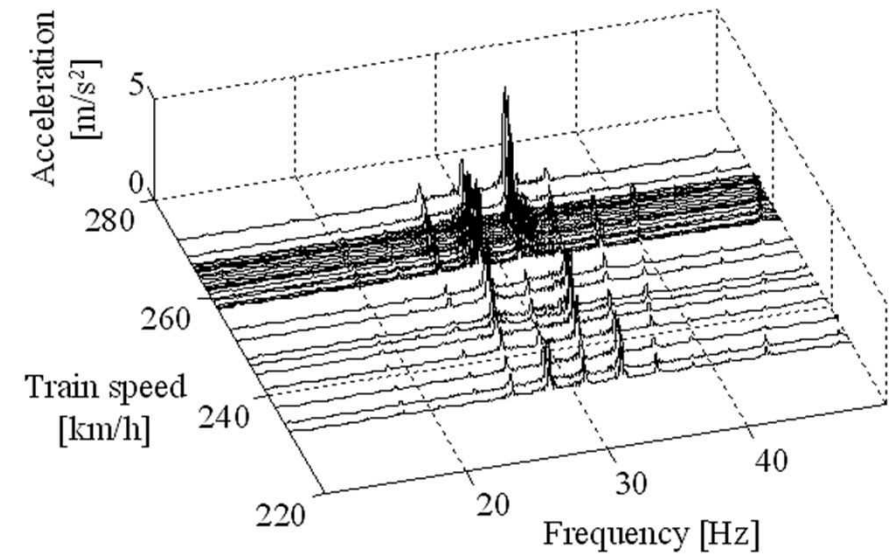
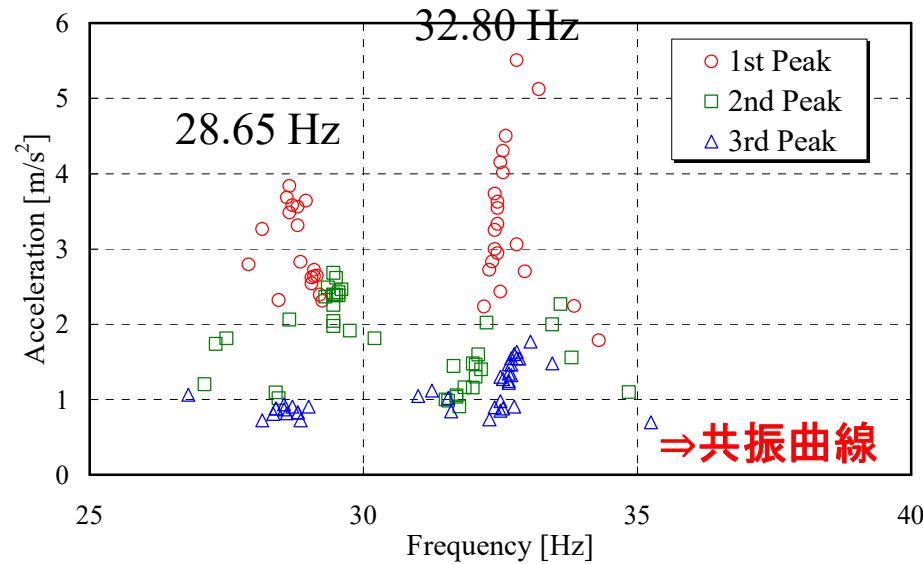
V 列車速度 [km/h]
 A 列車長さ (=25.0m)

■ 列車速度と加速度の関係

全39列車
下フランジ中央



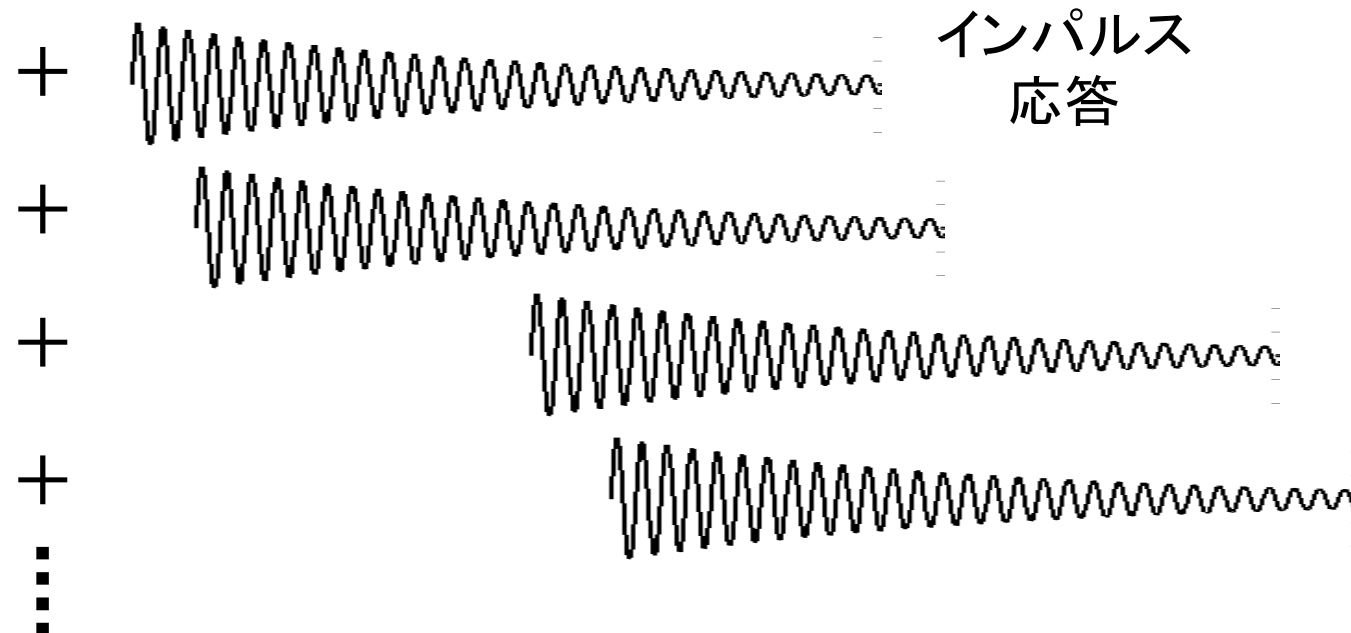
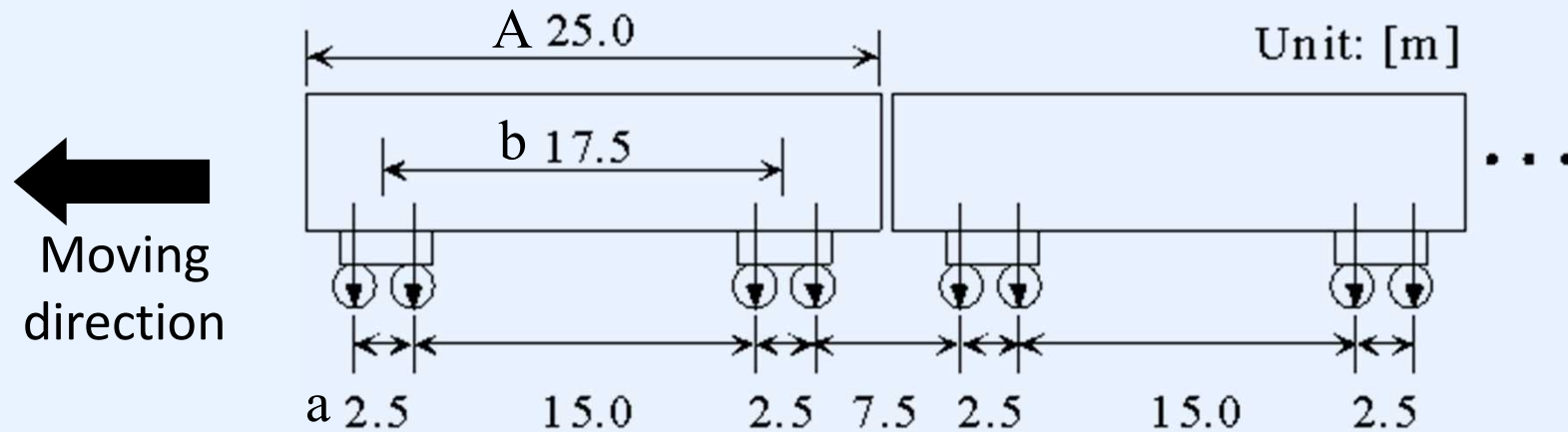
■ 列車速度と加速度の関係



新幹線鋼箱桁橋 解析モデル

11

車軸列による局部振動モードのインパルス応答の重ね合わせ



インパルス応答の重ね合わせ

$$g(t) = \sum_{l=1}^M \frac{1}{m_l b_l} \sum_{k=1}^N \left[\begin{array}{l} e^{-a_l(t-\tau_{k1})} \sin \{b_l(t-\tau_{k1})\} \\ + e^{-a_l(t-\tau_{k2})} \sin \{b_l(t-\tau_{k2})\} \\ + e^{-a_l(t-\tau_{k3})} \sin \{b_l(t-\tau_{k3})\} \\ + e^{-a_l(t-\tau_{k4})} \sin \{b_l(t-\tau_{k4})\} \end{array} \right]$$

$$a_l = \xi_l \omega_{0l} \quad (l = 1, 2, \dots, M)$$

$$b_l = \omega_{0l} \sqrt{1 - \xi_l^2} \quad (l = 1, 2, \dots, M)$$

$$\tau_{k1} = 3.6 \cdot \{a + A(k-1)\} / V + c$$

$$\tau_{k2} = 3.6 \cdot \{2a + A(k-1)\} / V + c$$

$$\tau_{k3} = 3.6 \cdot \{a + b + A(k-1)\} / V + c$$

$$\tau_{k4} = 3.6 \cdot \{2a + b + A(k-1)\} / V + c$$

$$(k = 1, 2, \dots, N)$$

M 固有振動数の個数

N 車両数 (=16)

ω_{0l} 固有角振動数 [radian]

ξ_l 減衰定数

m_l モード外力の効果を含む質量

V 列車速度 [km/h]

c 外力が加わるまでの時間ラグ [s](=5.0)

a 車軸間隔 [m] (=2.5)

b 台車間隔 [m] (=17.5)

A 車両長さ [m] (=25.0)

t 時間 [s]

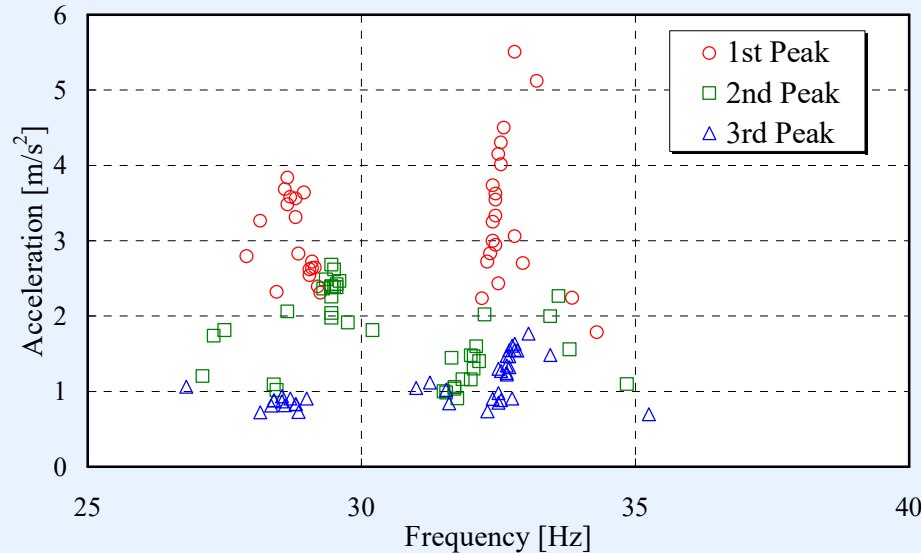
モデルに含まれるパラメータは計測結果から同定される

新幹線鋼箱桁橋 結果の比較

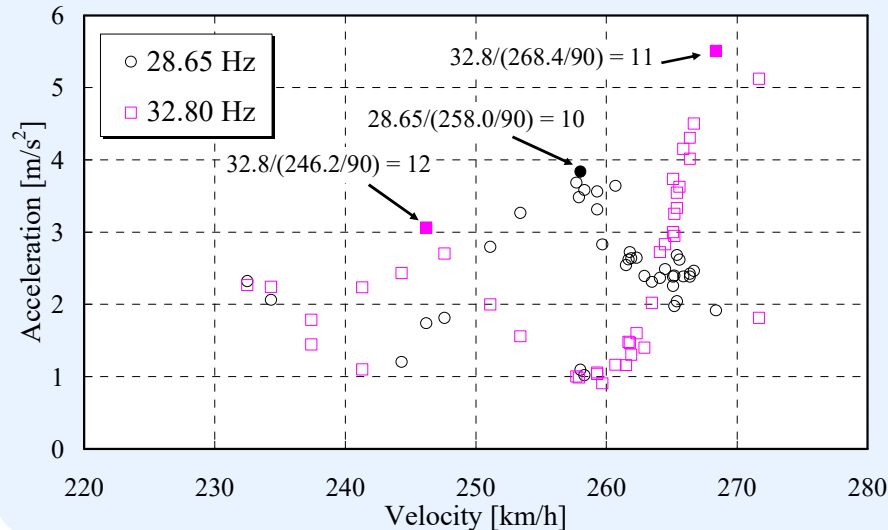
13

計測結果

共振曲線

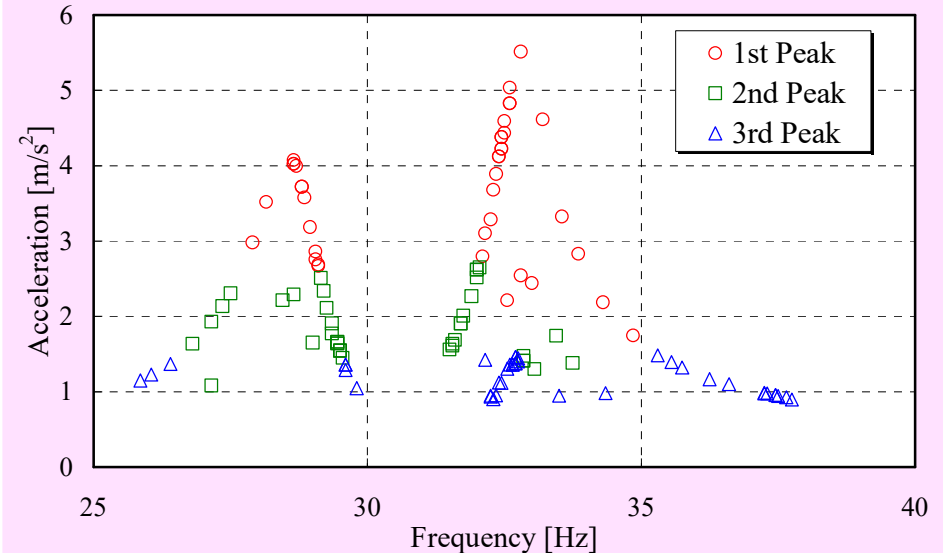


列車速度—加速度

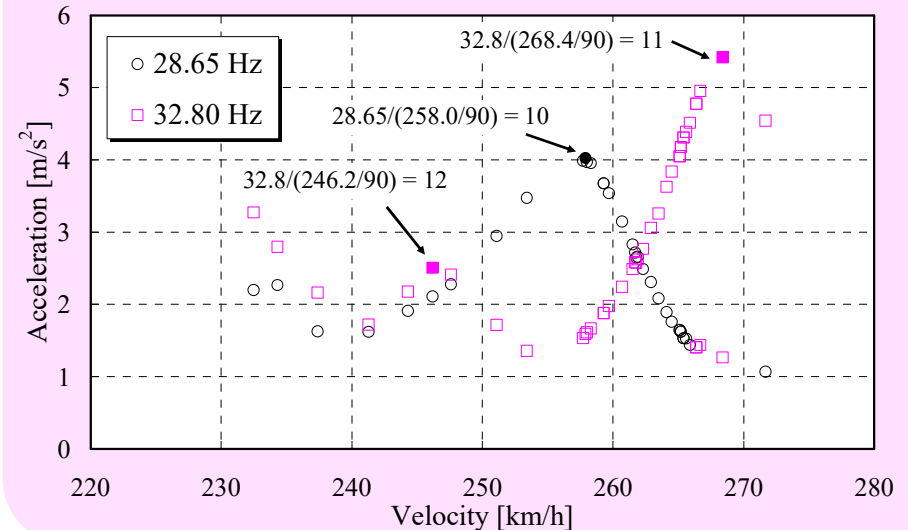


解析結果

共振曲線

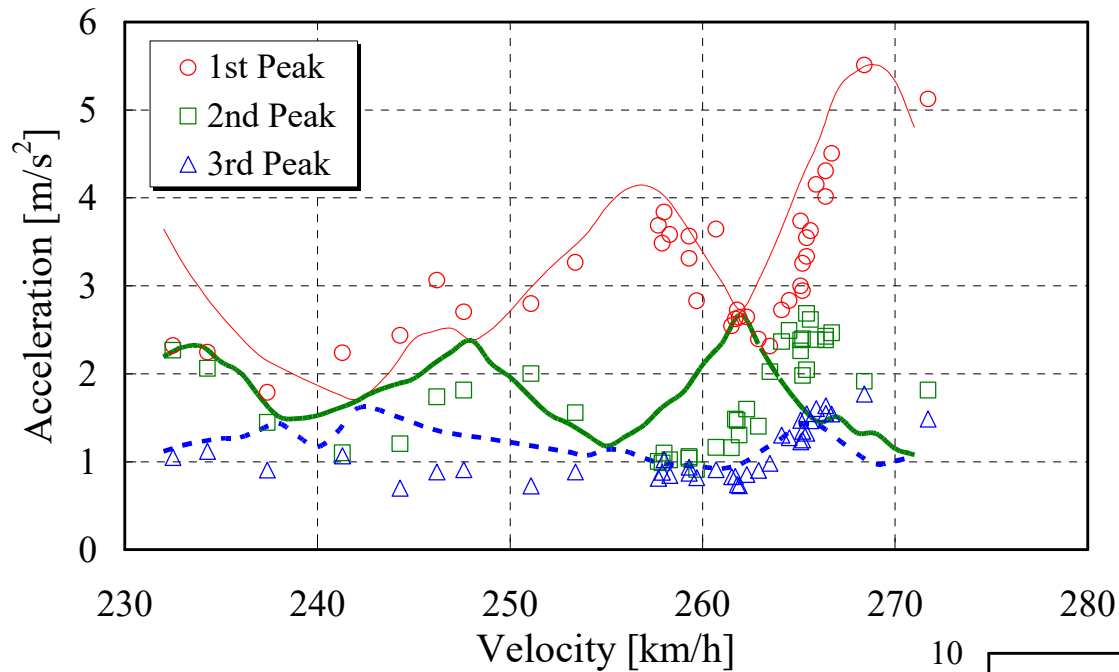


列車速度—加速度



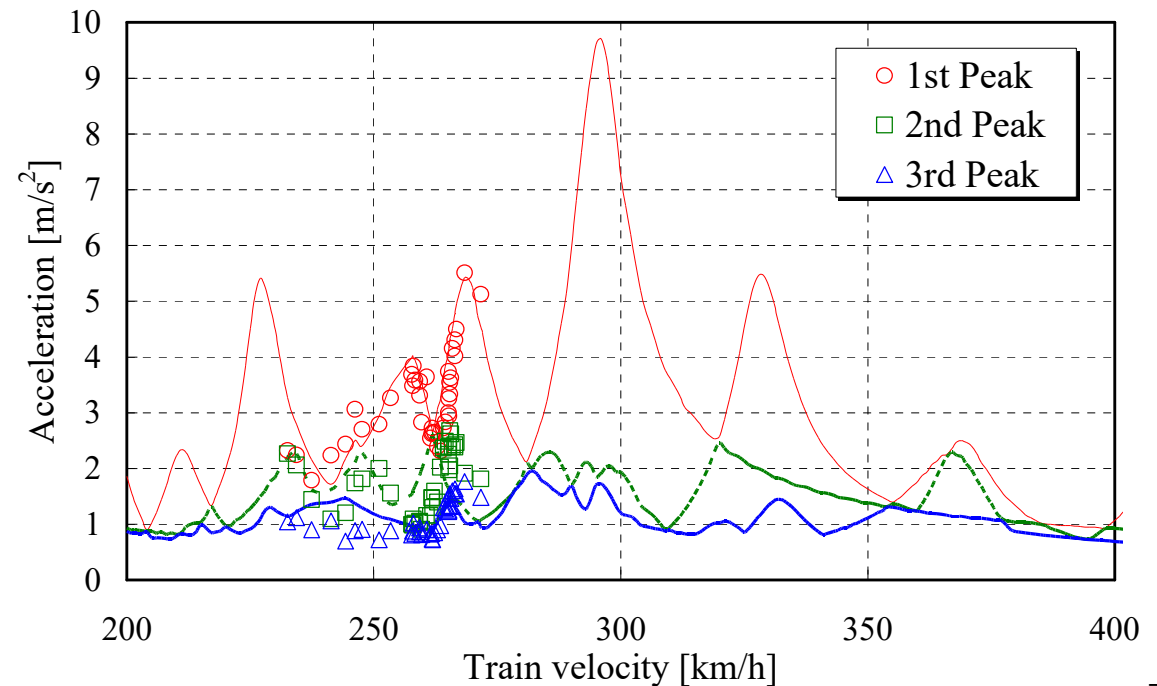
新幹線鋼箱桁橋 列車速度と加速度応答

14



応答予測

Lines: 解析結果
Dots: 計測結果



供用から76年が経過した 鋼ゲルバートラス橋の 現地載荷試験と短期間モニタリング





側道橋

供用開始年	1937年(昭和12年)
路線名	一般国道351号
橋長	850.8m
支間長	67.50+11@65.00+67.50m
有効幅員	7.00m
斜角	90°

上部工形式	下路式鋼ゲルバートラス
下部工形式	門型ラーメン橋脚 (ケーソン基礎)
建設時設計 活荷重	12t自動車荷重 (大正15年内務省細則)
現状の供用 荷重	20t(TL-20)

※側道橋: 1972年に下部工張り出しで建設
上路式鋼単純鈹桁, 橋長: 851.0m, 幅員: 2.50m

信濃川橋梁群 長岡市

17

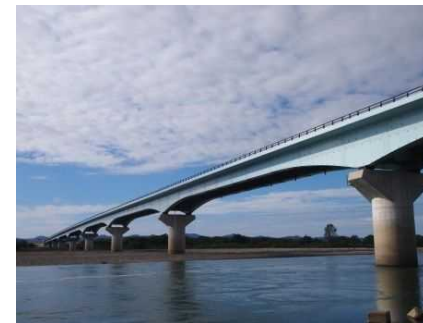


蔵王橋(1994年～)

長岡大橋(1970年～,1989年～)

大手大橋(1985年～,2010年～)

長生橋(1937年～)

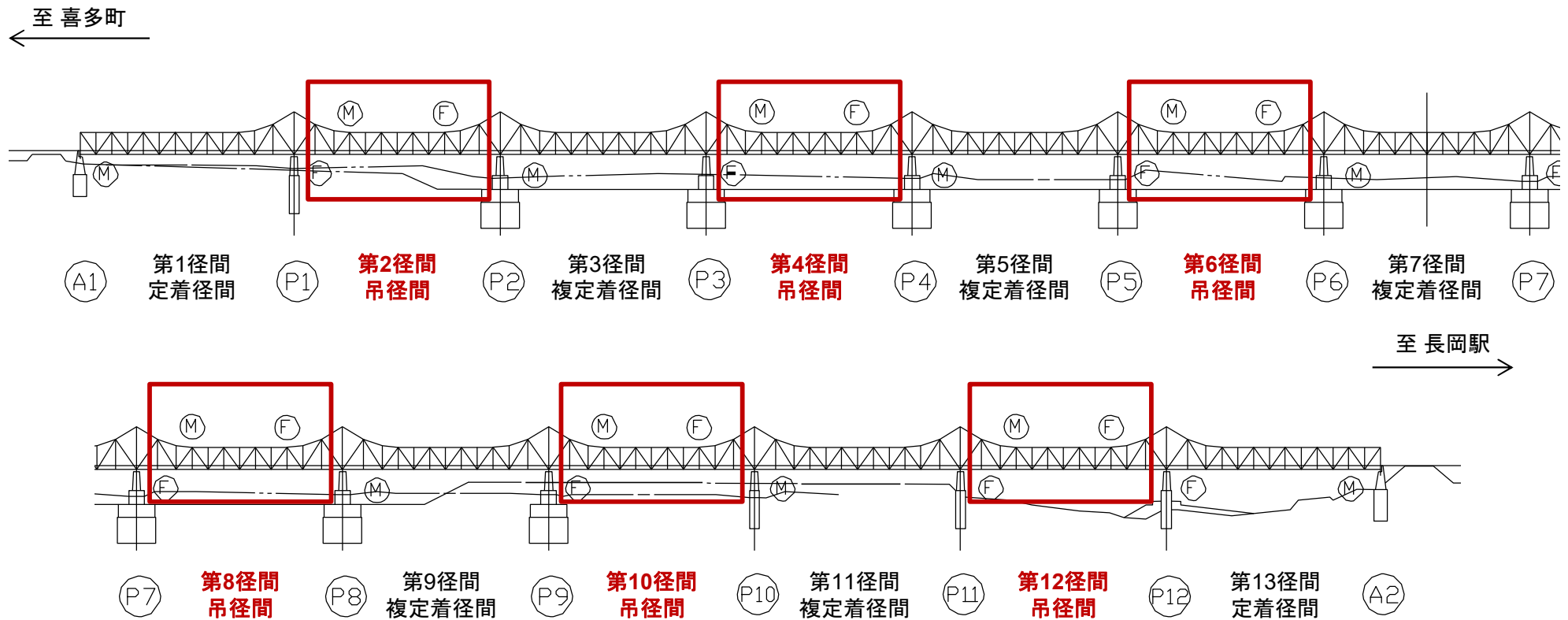


フェニックス大橋(2013年～)

越路橋(1998年～)

長生橋 構造的特徴

18

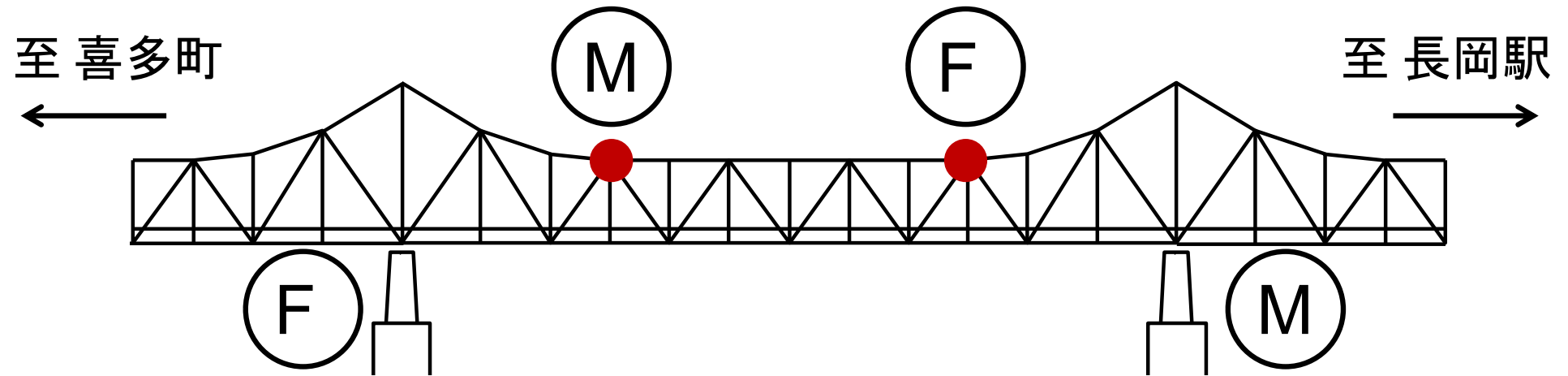


- 設計当初の設計図面，設計計算書などはほとんど戦火で失われた。
⇒1974年度の調査をもとに復元図面を作成

- 偶数径間が吊径間
⇒ゲルバーヒンジあり

長生橋 構造的特徴

19

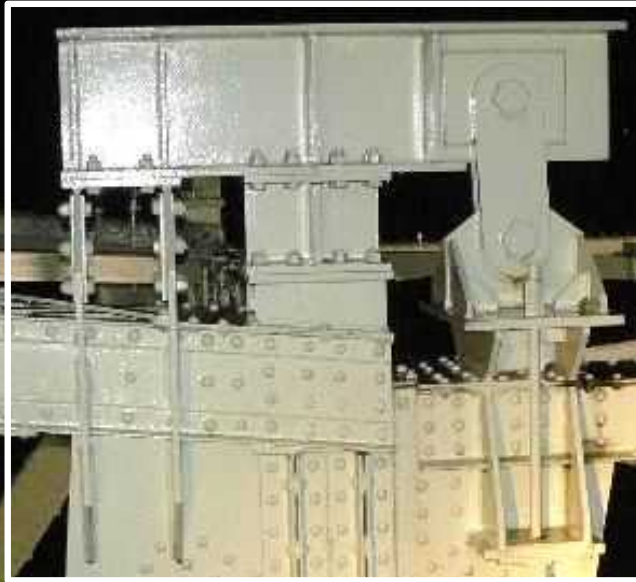


長生橋 ゲルバーヒンジ

20

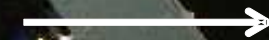
落橋防止
構造

聖水大橋崩落事故
(1994年10月)を
受けて



支承部
(可動)

吊径間



■ 2006年度：塗装塗替工事

- 主構下弦材の腐食が著しく、欠損断面の補強が必要であることが判明
- 腐食状況調査とそれをふまえた補修設計



■ 2007年度～2011年度：下弦材の補修

- 鋼板の当て板, 部材取替など

※2013年に土木学会の選奨土木遺産として選出



補修後に載荷試験などは実施されていない
⇒応力性状などの現況性能把握が必要

■ 静的載荷：合計4ケース

名称	実施日時	車両台数	載荷方向
静的載荷下り 1回目	2013/06/03 23:31:28	2	A1から A2
静的載荷下り 2回目	2013/06/04 23:52:48		
静的載荷上り 1回目	2013/06/04 00:46:21	2	A2から A1
静的載荷上り 2回目	2013/06/05 00:52:09		

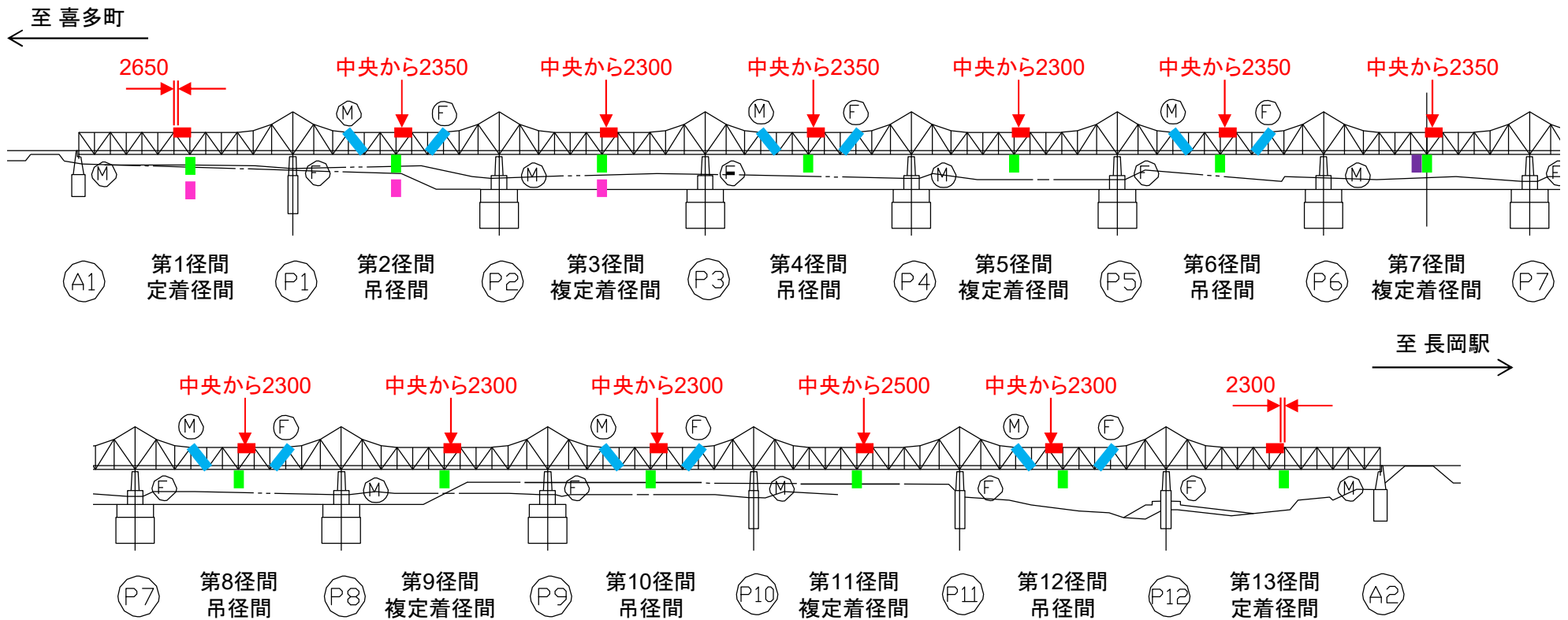


■ 動的載荷 (30km/h) : 合計6ケース

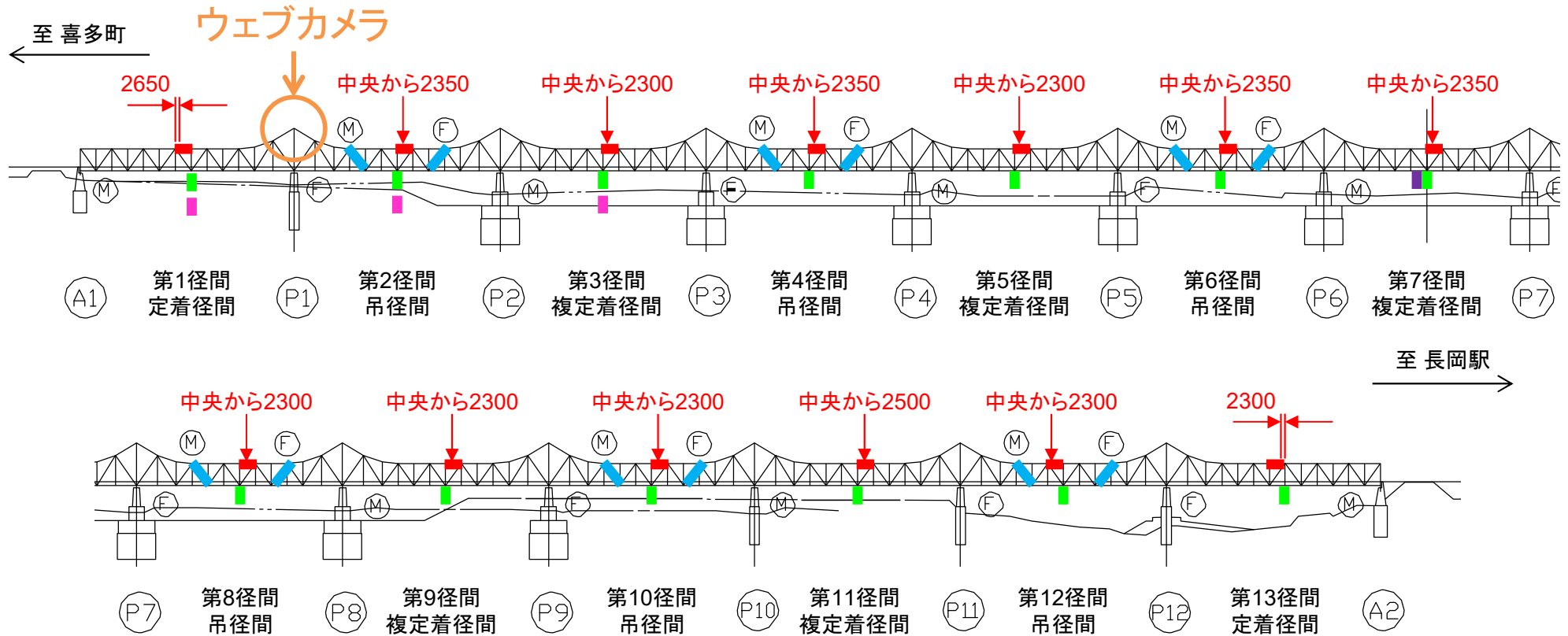
名称	実施日時	車両台数	走行方向	走行車線
動的下り車線 走行1回目	2013/06/05 23:40:46	1	A1から A2	下り
動の下り車線 走行2回目	2013/06/05 23:58:58			
動の下り車線 走行3回目	2013/06/06 00:13:12			
動の中央 走行1回目	2013/06/05 22:49:42	1	A1から A2	中央
動の中央 走行2回目	2013/06/05 23:10:16			
動の中央 走行3回目	2013/06/05 23:29:23			

■ モニタリング: 合計2ケース

名称	開始日時	終了日時	計測 時間 (s)
モニタリング 1回目	2013/06/06 11:00	2013/06/09 10:00	259,200s (72h)
モニタリング 2回目	2013/06/13 02:00	2013/06/17 14:00	388,800s (108h)



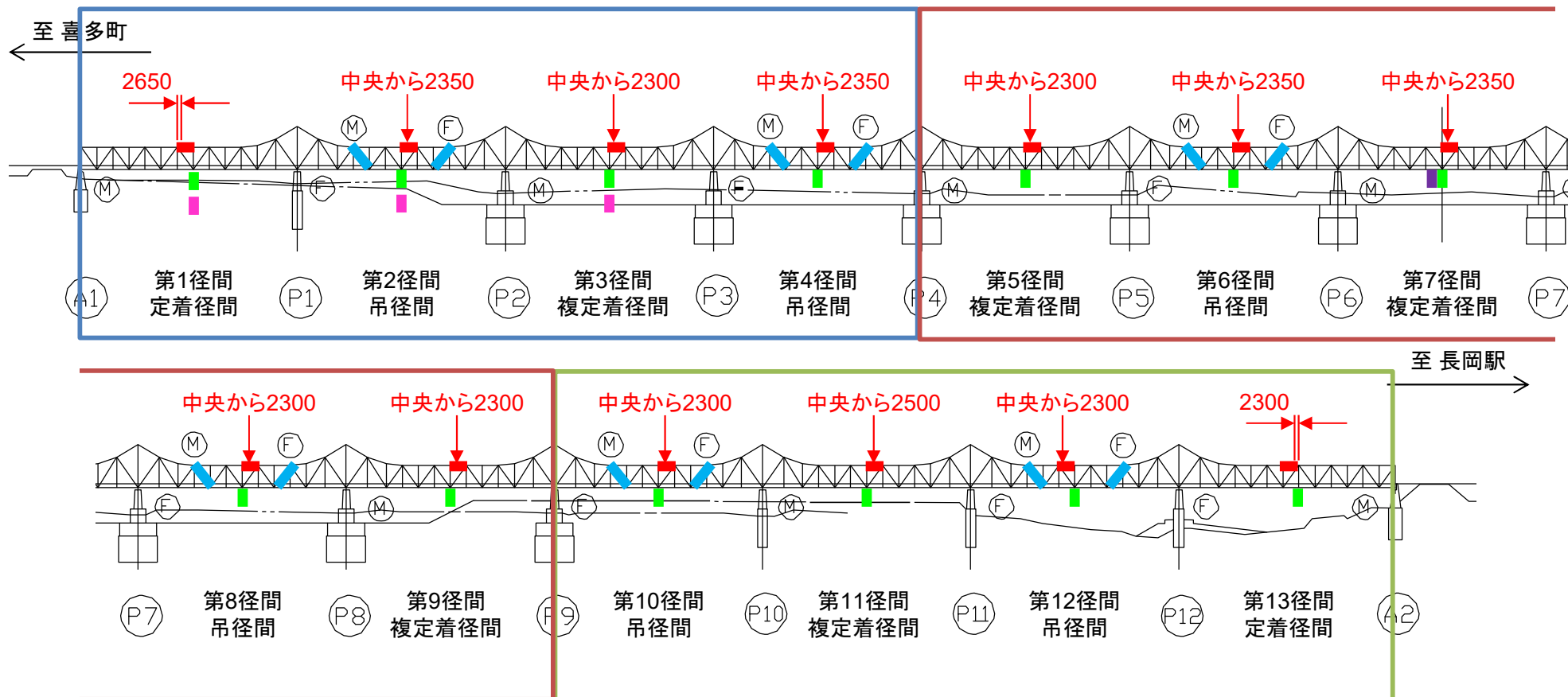
—	上弦材のひずみ:	4点/断面 × 1点/径間 × 13径間
↙ ↘	斜材のひずみ:	4点/断面 × 2点/径間 × 6径間
■	径間中央のたわみ, 加速度(車道):	1点/径間 × 13径間
■	加速度(歩道):	1点/径間 × 3径間
■	温度:	1点
		合計130点



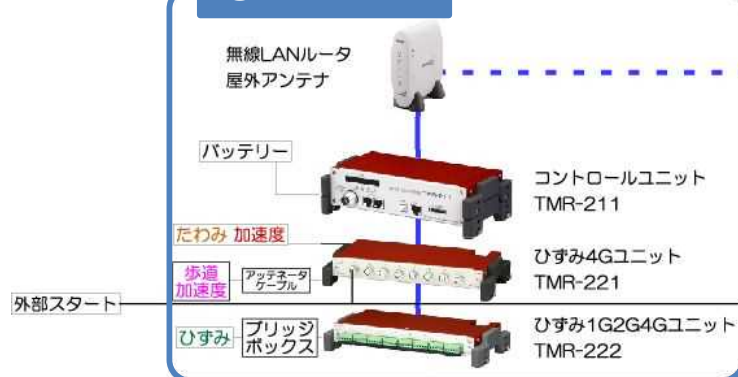
- ・ サンプル周波数: 200Hz
- ・ データ容量 (モニタリング)
 - 6月6日から3日間 : 14.8GB
 - 6月13日から4.5日間 : 18.8GB

- ・ ウェブカメラ
 - 2013年6月6日～6月18日
 - サンプル時間: 1s
 - ファイル形式: mov
 - データ容量: 約0.8GB/時間, 約14GB/日





①P2歩道上



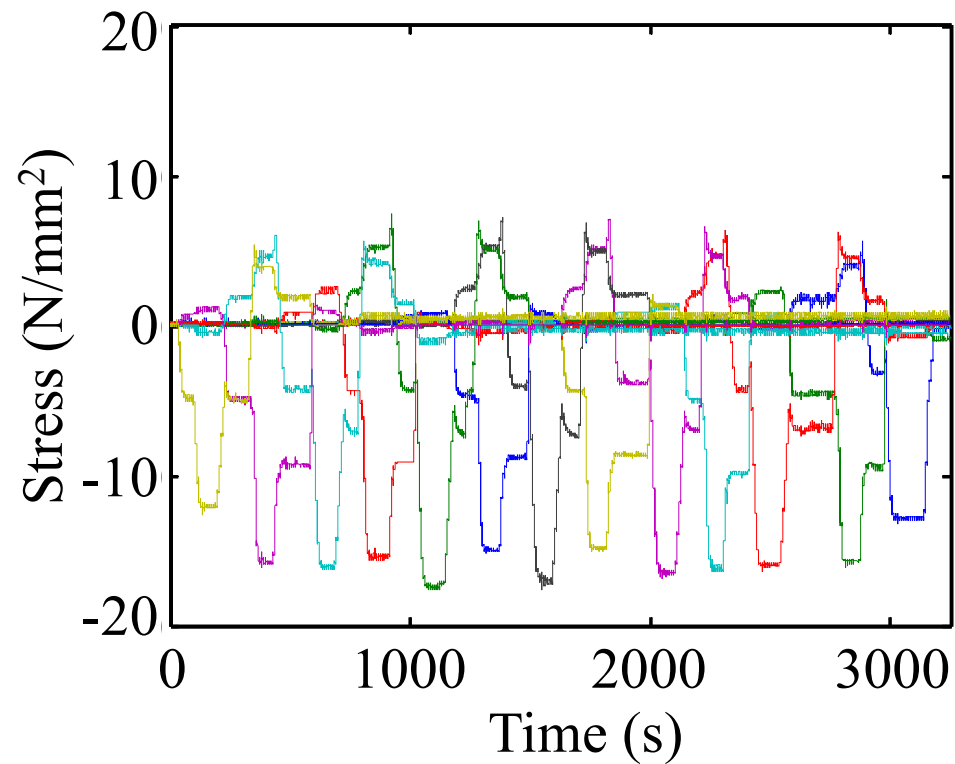
②P6・P7歩道上



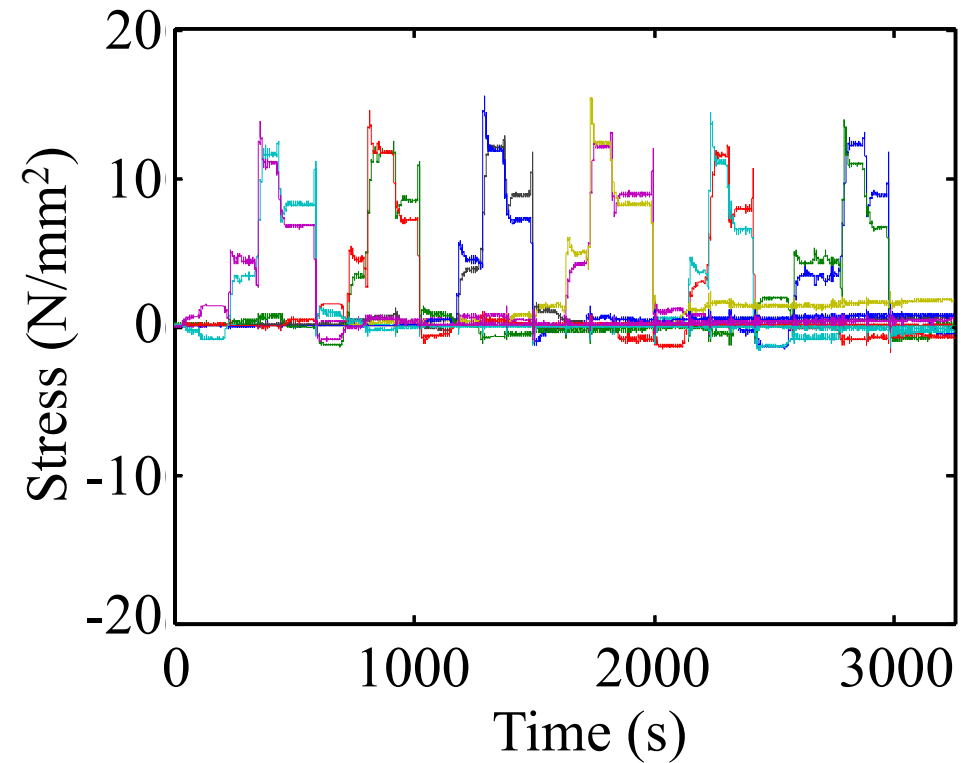
③P11歩道上



• 上弦材

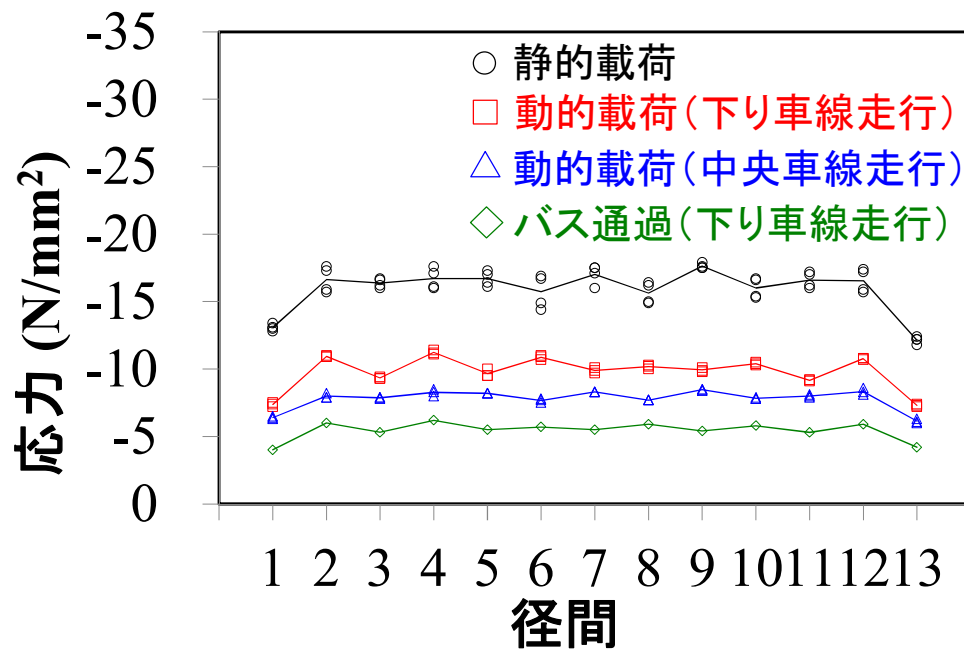


• 斜材

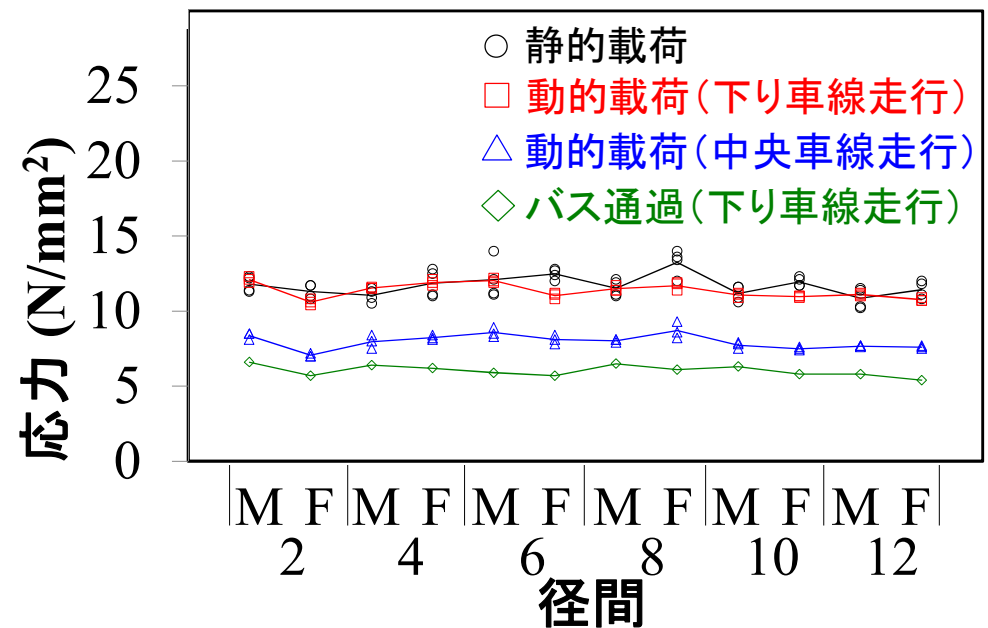


■ 軸方向応力度

• 上弦材



• 斜材



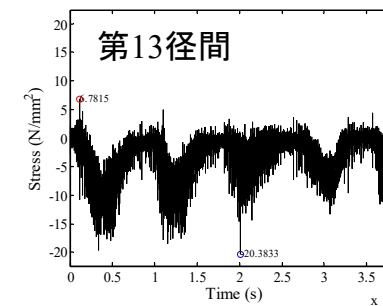
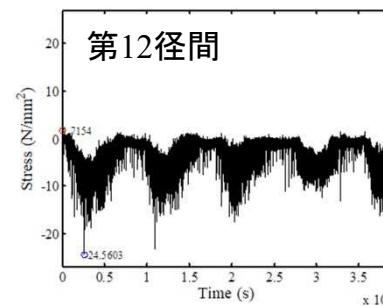
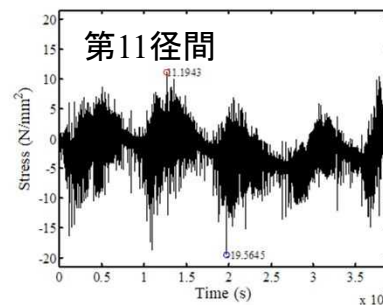
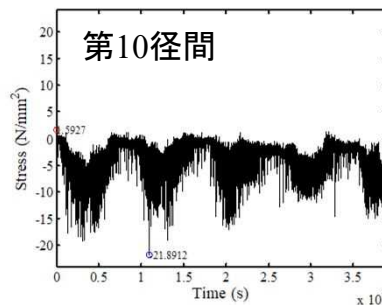
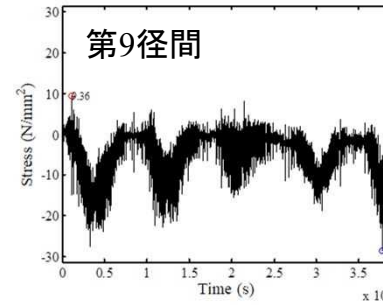
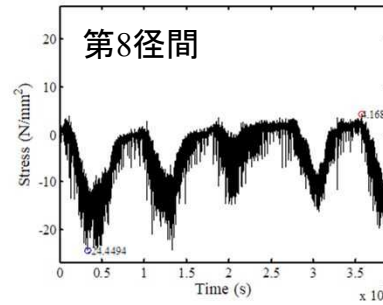
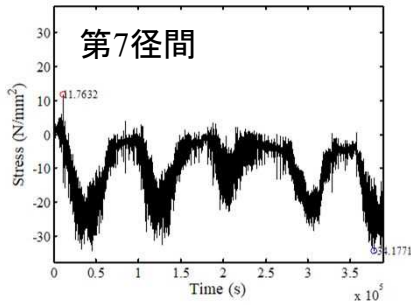
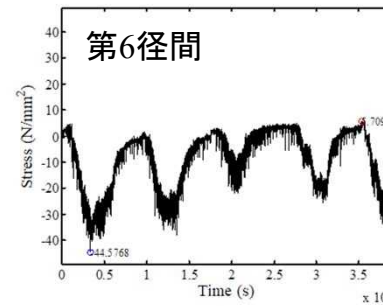
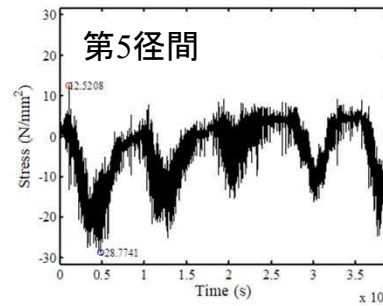
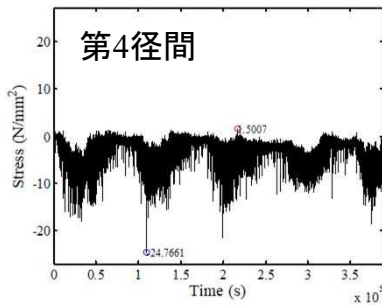
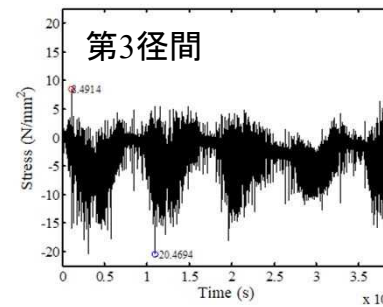
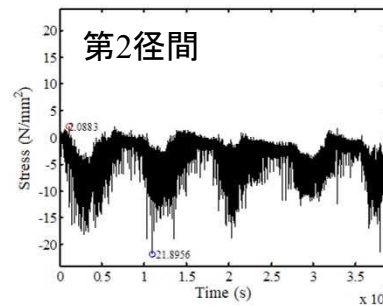
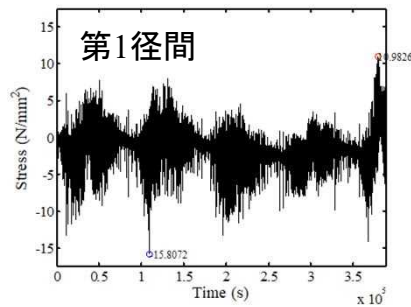
実線: 平均値
 M: 可動支承
 F: 固定支承

モニタリング結果

28

2013年6月13日2時～17日14時

■ 軸方向応力度(上弦材)

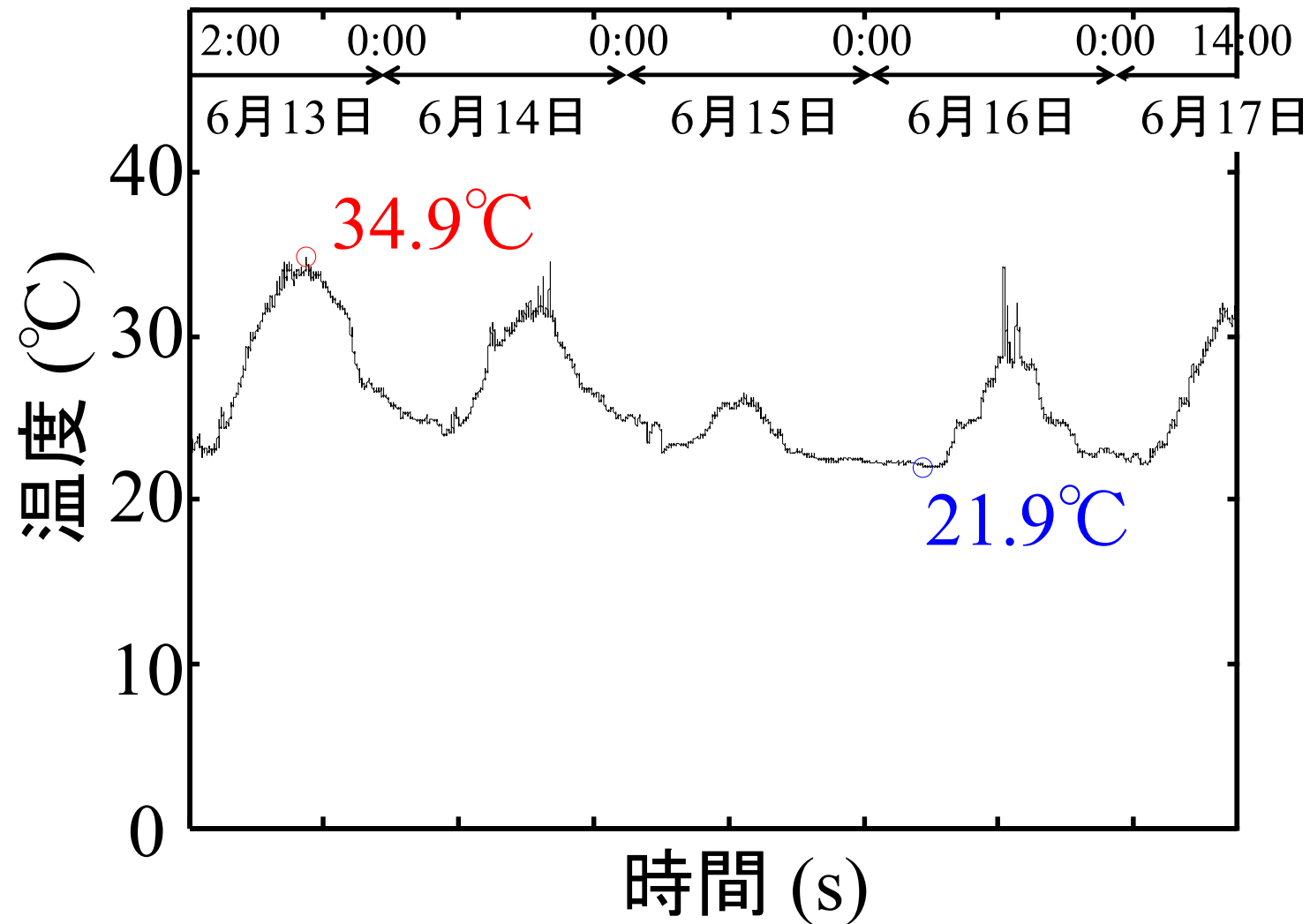


径間	最小応力 (MPa)	最大応力 (MPa)
1	-15.8	11.0
2	-21.9	2.1
3	-20.5	8.5
4	-24.8	1.5
5	-28.8	12.5
6	-44.6	5.7
7	-34.1	11.8
8	-24.4	4.2
9	-28.5	9.4
10	-21.9	1.6
11	-19.6	11.2
12	-24.6	1.7
13	-20.4	6.8

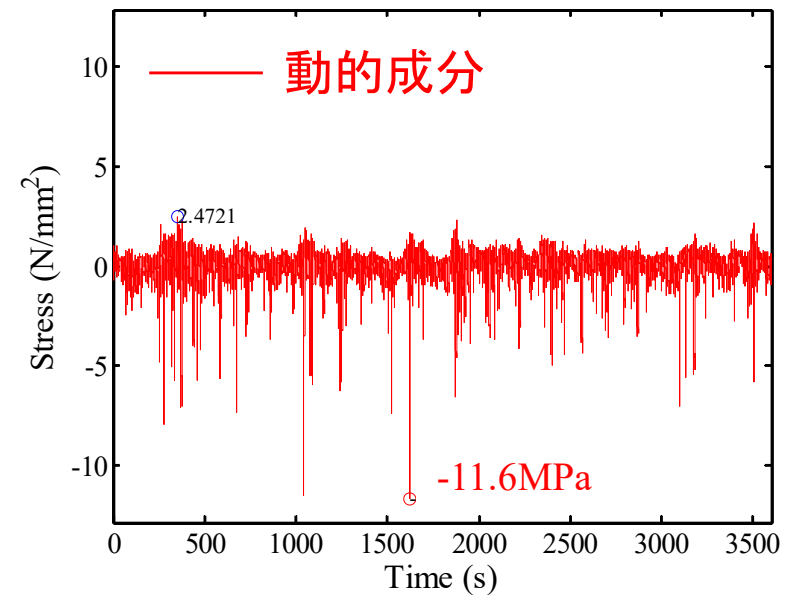
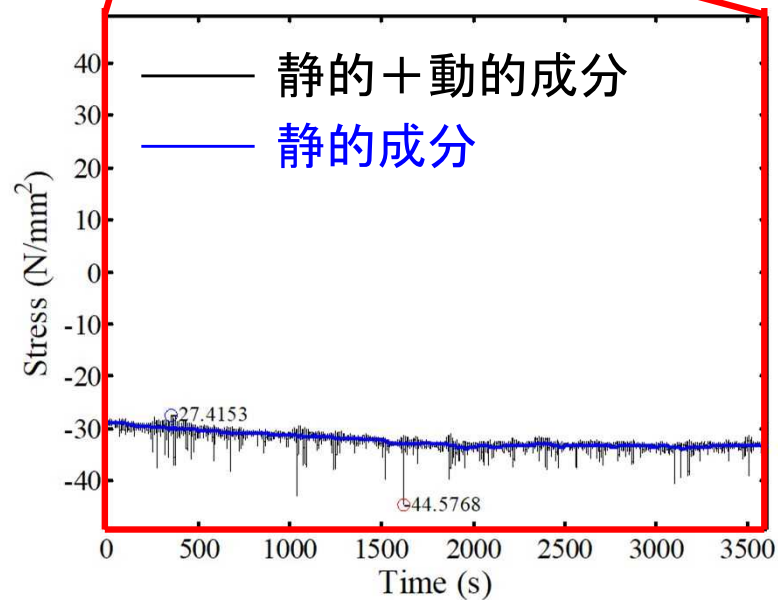
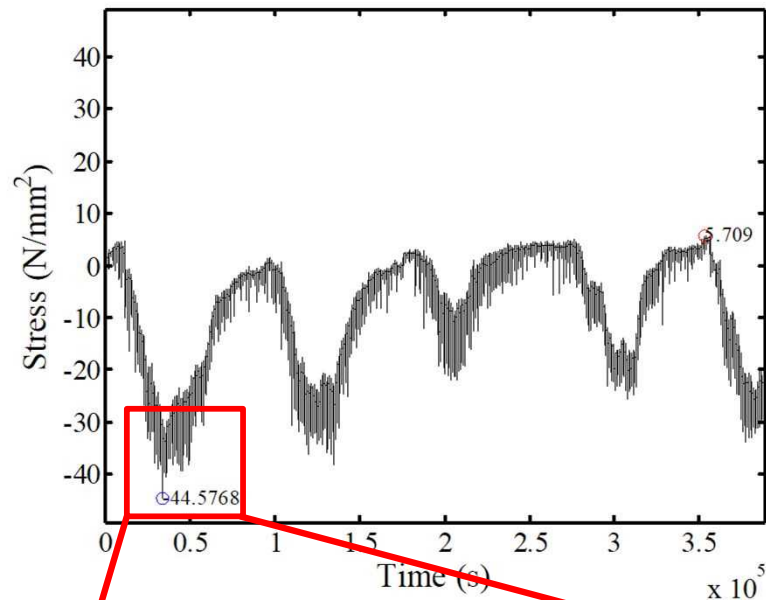
計測結果 温度変化

29

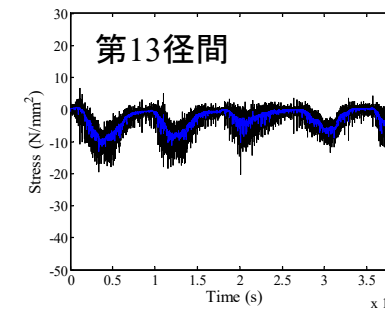
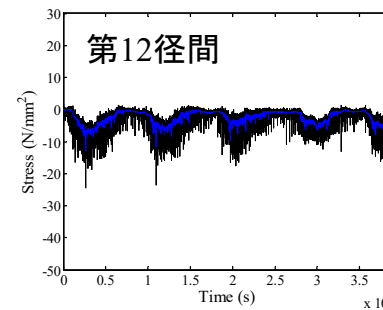
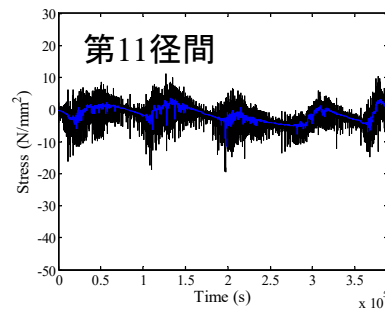
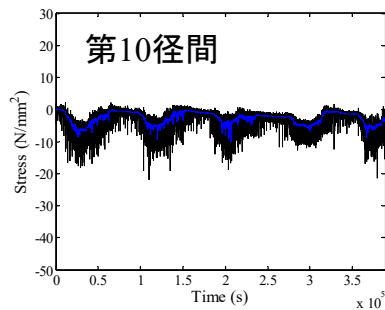
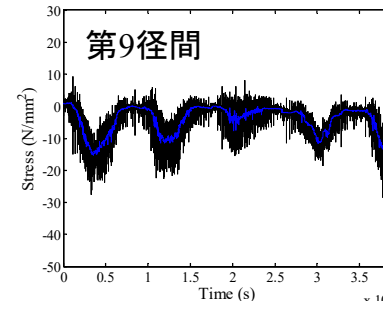
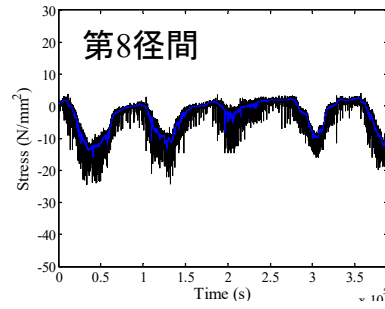
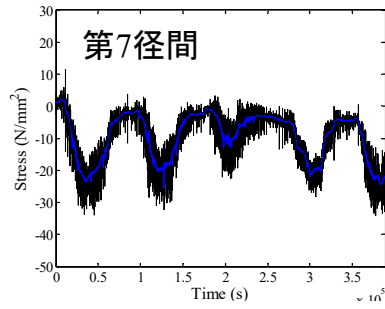
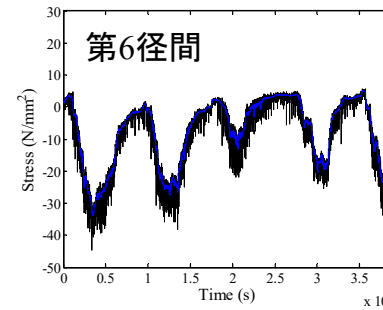
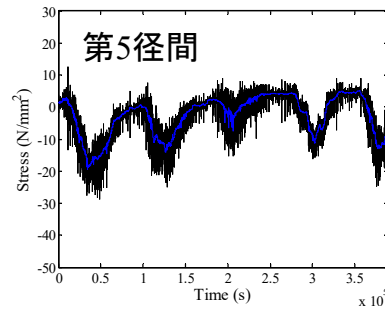
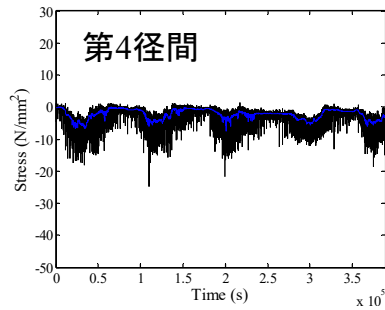
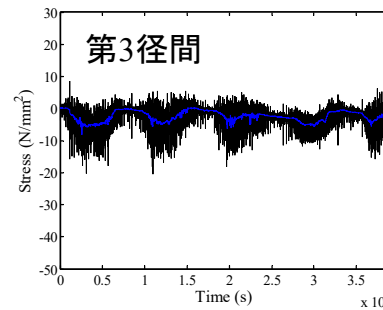
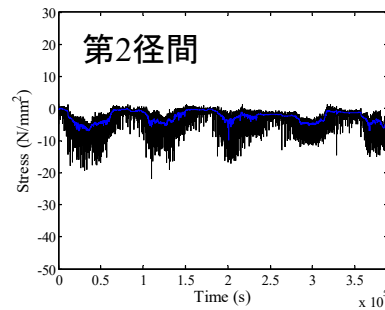
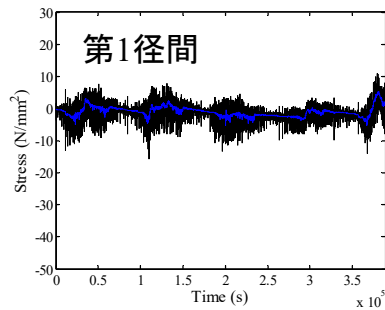
2013年6月13日2時～17日14時



■ 軸方向応力度(上弦材, 第6径間)

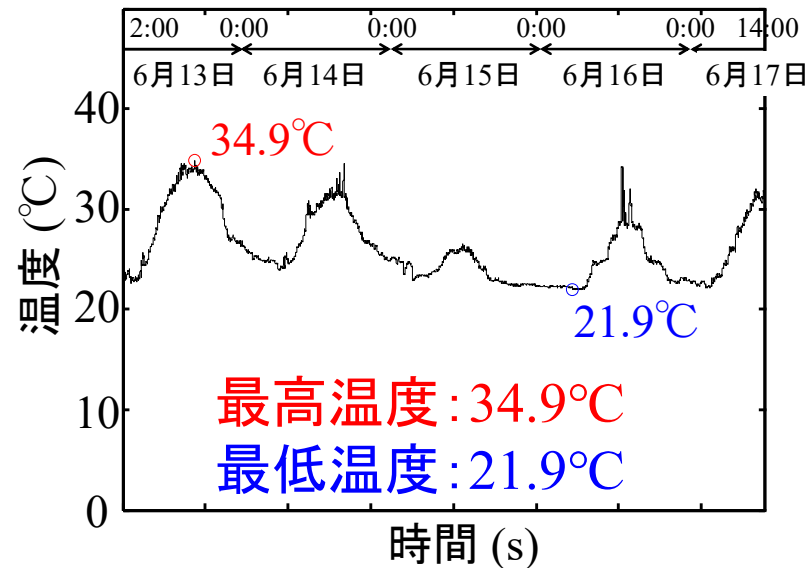


■ 軸方向応力度(上弦材) —— 静的+動的成分 —— 静的成分



径間	最小応力 (MPa)	最大応力 (MPa)
1	-5.4	5.4
2	-9.8	0.1
3	-8.2	0.3
4	-7.4	0.1
5	-19.5	5.2
6	-33.7	5.3
7	-25.5	2.3
8	-16.3	2.6
9	-15.4	1.2
10	-10.1	0.0
11	-11.8	3.6
12	-13.0	0.0
13	-13.2	0.7

■ 温度

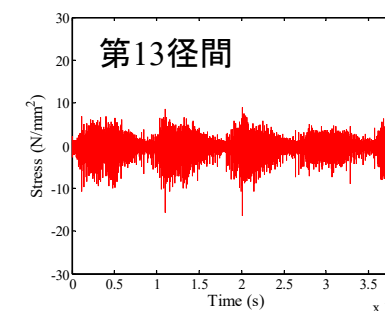
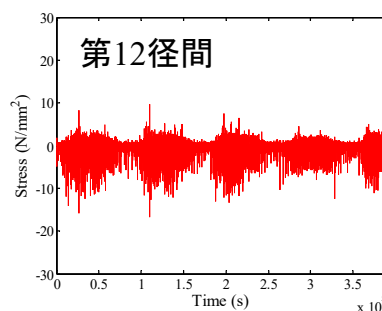
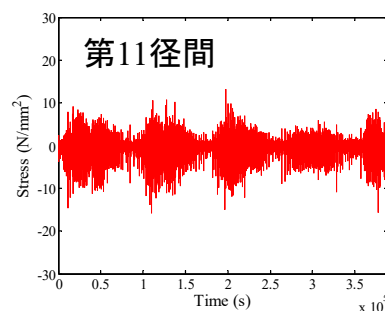
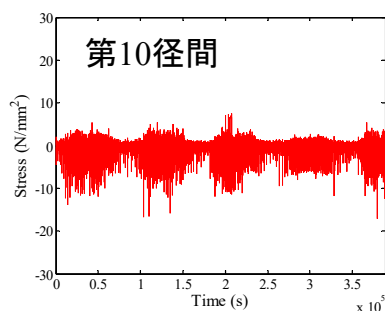
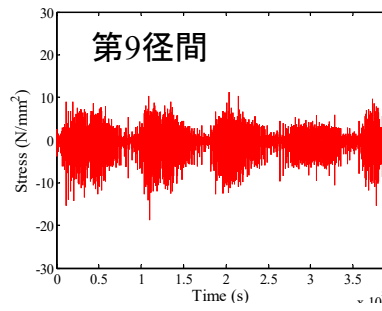
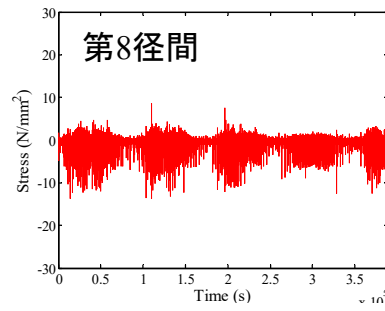
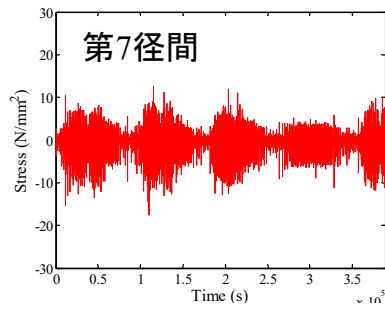
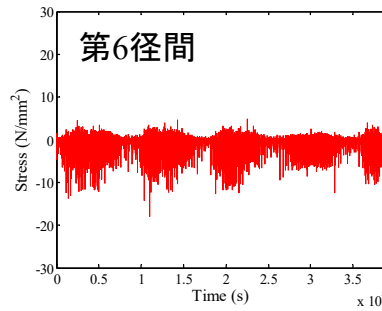
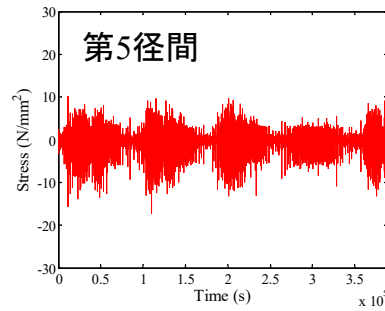
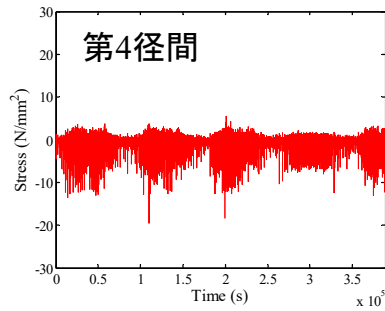
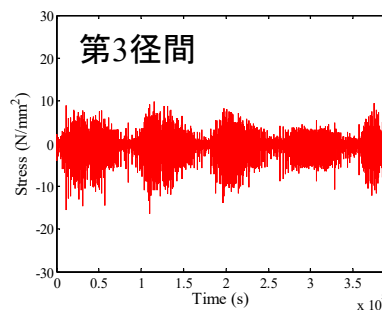
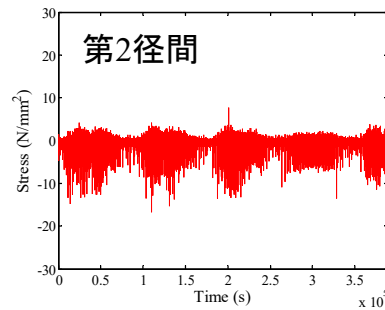
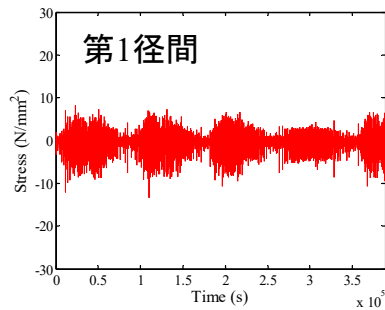


■ 温度応力のチェック

$$\begin{aligned}\sigma &= -E\alpha\Delta T \\ &= -2 \times 10^5 \text{ (MPa)} \times 12 \times 10^{-6} \text{ (} / ^\circ\text{C)} \times 13 (^\circ\text{C)} \\ &= -31.2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

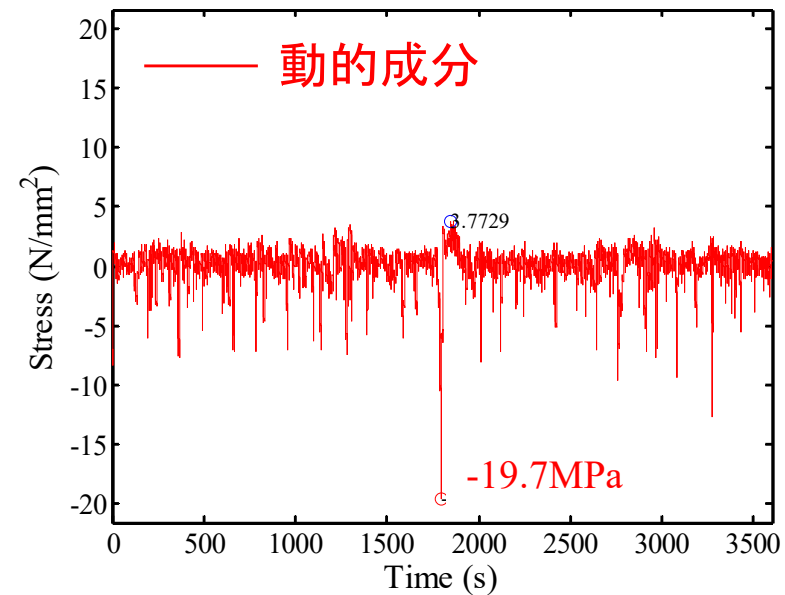
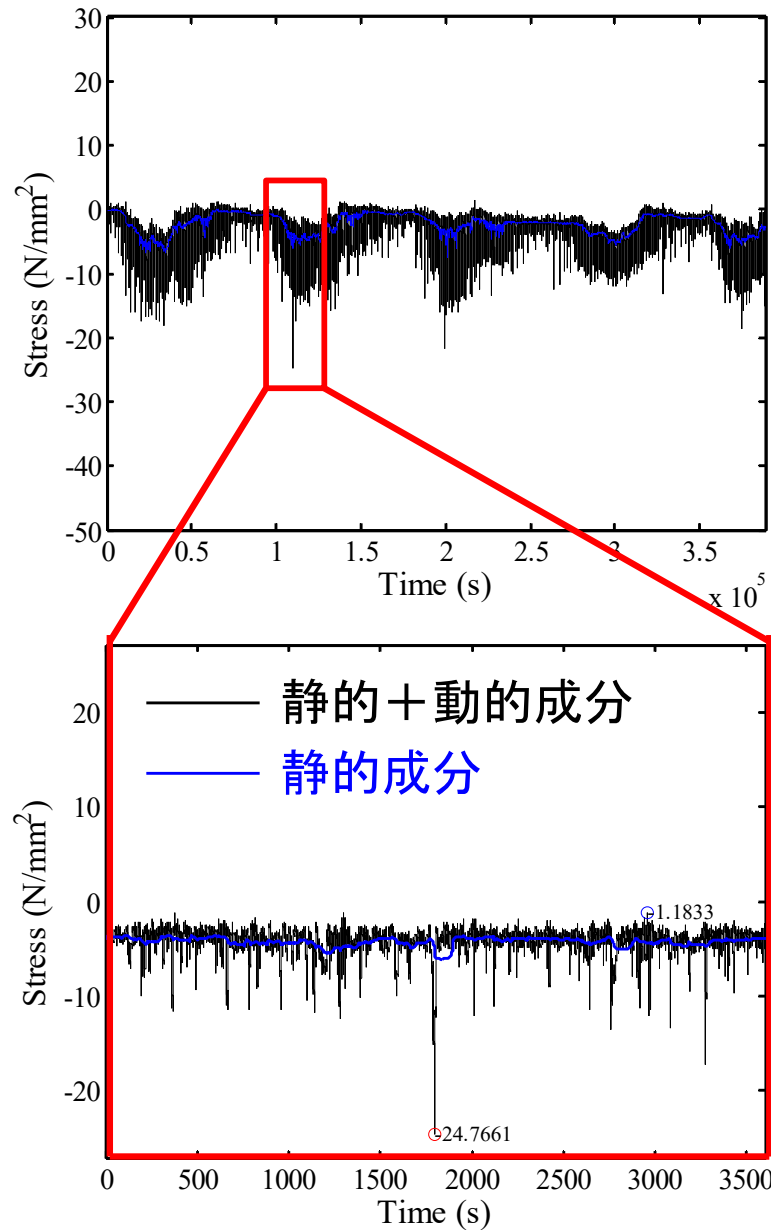
径間	最小応力 (MPa)	最大応力 (MPa)
1	-5.4	5.4
2	-9.8	0.1
3	-8.2	0.3
4	-7.4	0.1
5	-19.5	5.2
6	-33.7	5.3
7	-25.5	2.3
8	-16.3	2.6
9	-15.4	1.2
10	-10.1	0.0
11	-11.8	3.6
12	-13.0	0.0
13	-13.2	0.7

■ 軸方向応力度(上弦材) — 動的成分



径間	最小応力 (MPa)	最大応力 (MPa)
1	-13.3	8.3
2	-16.9	7.8
3	-16.5	9.9
4	-19.7	5.5
5	-17.3	10.1
6	-18.0	4.8
7	-17.7	12.7
8	-13.8	8.7
9	-18.8	11.3
10	-17.1	7.5
11	-16.0	13.2
12	-16.7	9.8
13	-16.3	8.9

■ 軸方向応力度(上弦材, 第4径間)



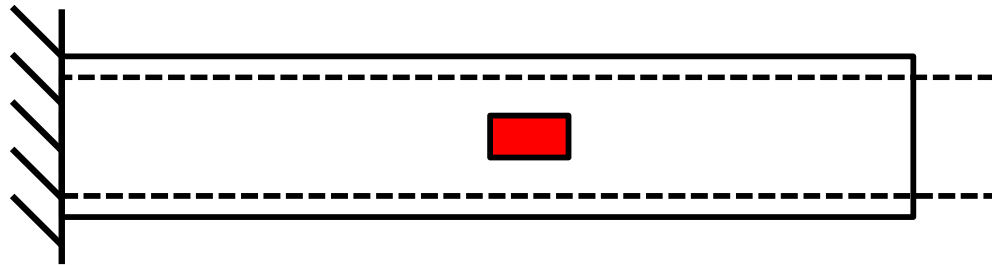
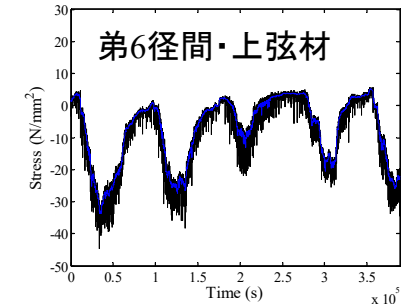
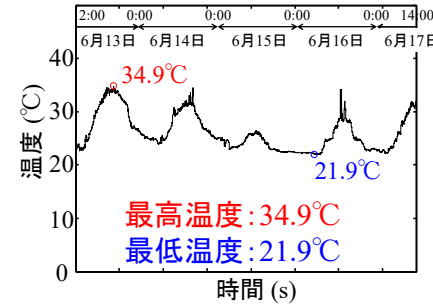
■ 温度補償型ひずみゲージの計測値

$$\varepsilon - \alpha \Delta T$$

ε 部材の伸縮によるひずみ

α 線膨張係数

ΔT 温度変化

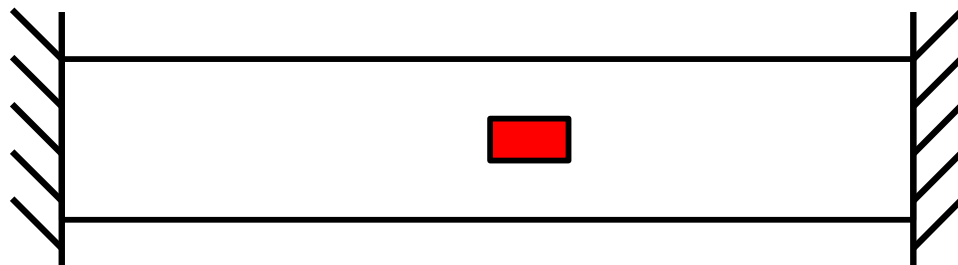


ひずみ

応力

$$\varepsilon - \alpha \Delta T = 0 \quad \xrightarrow{\times E} \quad \sigma = 0$$

→ 温度補償型ひずみゲージ



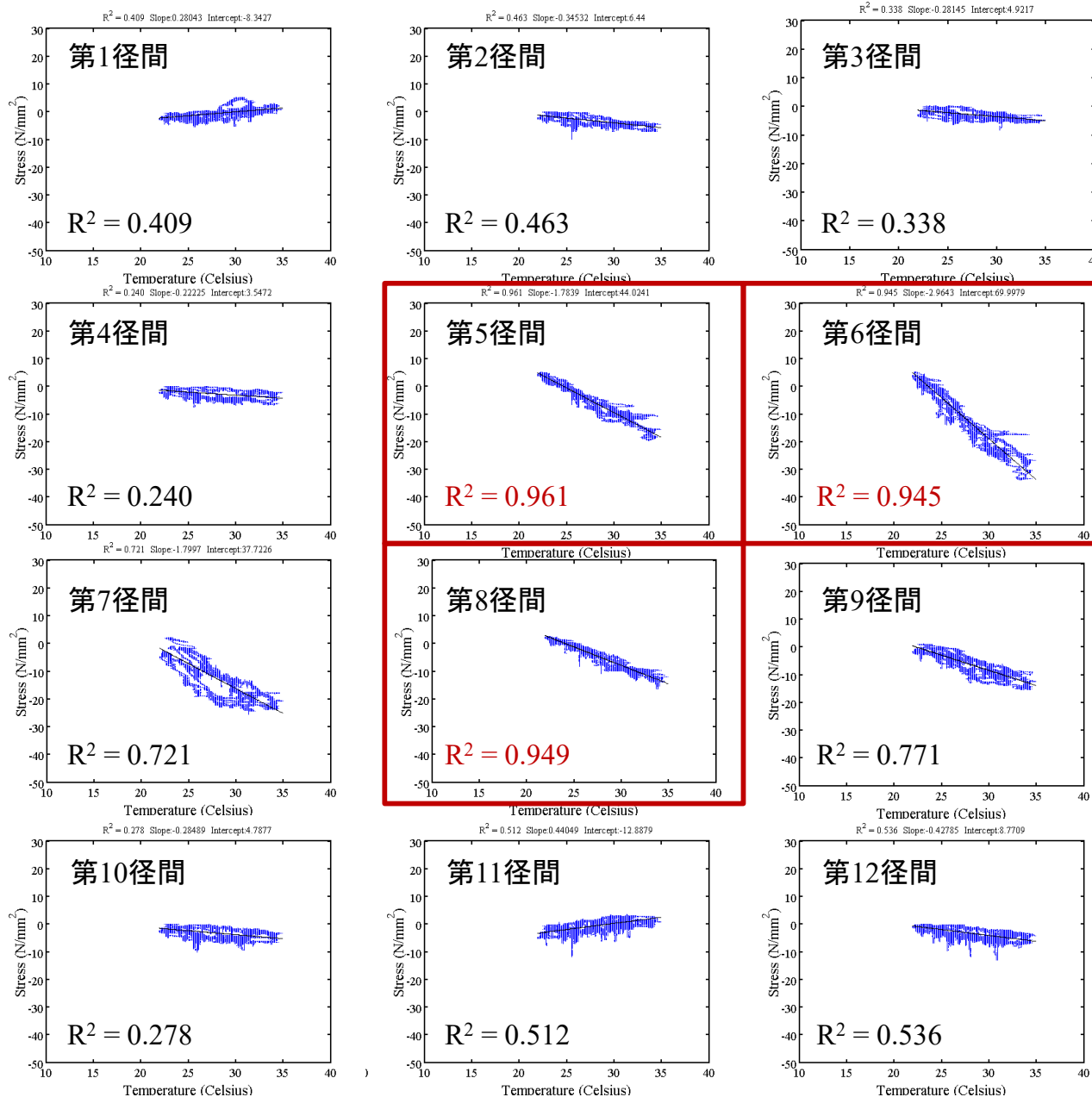
ひずみ

応力

$$\varepsilon - \alpha \Delta T = -\alpha \Delta T \quad \xrightarrow{\times E} \quad \sigma = -E\alpha \Delta T$$

($\varepsilon = 0$)

温度一軸方向応力度(静的成分, 上弦材)



補修の優先順位付け

新潟日報

2015年7月24日

新潟日報 (2015年7月24日16面)

第3種郵便物認可

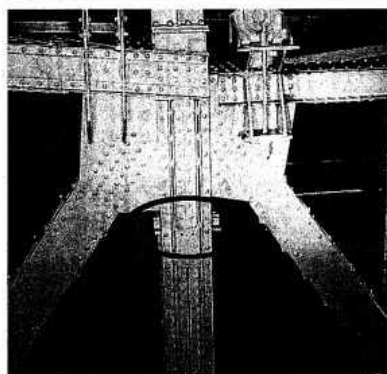
(日刊)

新

潟



長岡支社 〒940-0082 長岡市千歳1-3-43
代表 0258(34)9600
報道部 (34)9633 FAX(34)9660



長生橋「ヒンジ機構」技科大調査

長岡市の長生橋が老朽化などのため、気温変化に伴う部材の収縮などで生まれる力を逃がす「ヒンジ機構」の一部が動いていない可能性があることが、長岡技術科学大の宮下剛准教授らの研究チームのモニタリング調査で分かった。宮下准教授は「設計上の安全余裕度があり、直ちに橋の損傷などにはつながらない」とした上で、ヒンジ機構は「補修の優先度が高い部分といえる」と話している。

一部作動しない恐れ 老朽化優先補修を提言

「直ちに損傷にはつながらず」

長生橋のトラス構造の一部。丸囲み部分にヒンジ機構が組み込まれている

長生橋は1937年に開通した。当時の部材を補修しながら使い続けており、今後の維持管理が課題となっている。モニタリングは2013年6月13日～17日に実施。県の依頼による載荷試験の一環として行われた。橋の130地点にセンサーを取り付け、橋の状態を調べた。

その結果、8カ所あるヒンジ機構のうち3カ所について、通行車両の荷重や温度変化で生じる力を逃がせていない可能性があることが分かった。要因について宮下准教授は「老朽化により、ヒンジの可動部が固着しているとみられる」と分析する。

宮下准教授らは調査結果を論文にまとめ、ことし4

月の構造工学シンポジウムで論文賞を受けた。地方自治体が管理する橋を対象とした大がかりなモニタリングは、全国的にも珍しいケースという。県道路管理課によると、長生橋では本年度に定期点検を行う予定。同課は「技科大の調査結果を踏まえて点検し、必要があれば補修を考えたい」と話した。

既設橋梁の耐荷力評価 (Load Rating)

- Load Ratingでは、橋梁の現時点での状態にもとづいて、活荷重に対する耐荷力を評価する.
- 評価は、Rating Factor(RF)によって行う.

$$RF = \frac{C - DL}{LL}$$

C : 部材耐力

DL : 死荷重効果(死荷重による断面力or応力)

LL : 活荷重効果(活荷重による断面力or応力)

- $RF \geq 1$ で基準とする活荷重に対して安全である.
- $RF < 1$ で基準とする活荷重に対して安全とは言えず、補強、閉鎖、荷重制限を実施する必要がある.

新設設計法LRFD(Load Resistance Factor Design)
と対応付けたシステムティックな処理が可能

- 安全性評価(荷重評価)

$$RF = (C - DL) / LL$$

C : 部材強度 ($= \Phi_C \Phi_S \Phi_n R_n$)

Φ_C : 状態係数

Φ_S : 構造システム係数

Φ_n : 抵抗係数

R_n : 公称部材強度

γ : 荷重係数

DC : 構造本体による死荷重効果

DW : 舗装など附属物の死荷重効果

L : 活荷重効果(衝撃なし), IM : 衝撃係数

DL : 死荷重効果 ($= \gamma_{DC} DC + \gamma_{DW} DW$)

LL : 活荷重効果 ($= \gamma_L L(1 + IM)$)

- 部分係数の一例: 状態係数

Structural condition of member	Superstructure condition rating	Condition factor Φ_c
Good or Satisfactory	6 or higher	1.00
Fair	5	0.95
Poor	4 or lower	0.85

	Inventory Level (設計時レベル)	Operating Level (供用時レベル)
目標信頼性指標 β	3.5	2.5
活荷重係数 γ_L	1.75	1.35

- AASHTOでは、2年に1回の定期検査と同時にLoad Ratingが義務付けられている。
- 2年から5年程度のスパンで荷重のばらつきを考えれば良く、活荷重自体の変遷を考慮する必要はない。
- 許容できる最低限の目標信頼性指標として2.5を設定して、活荷重係数を1.35としている。

- 設計基準と既設橋の評価基準が一体で運用.
- 性能評価は, 終局時と使用時.
- 終局時の活荷重に対する耐荷性能:

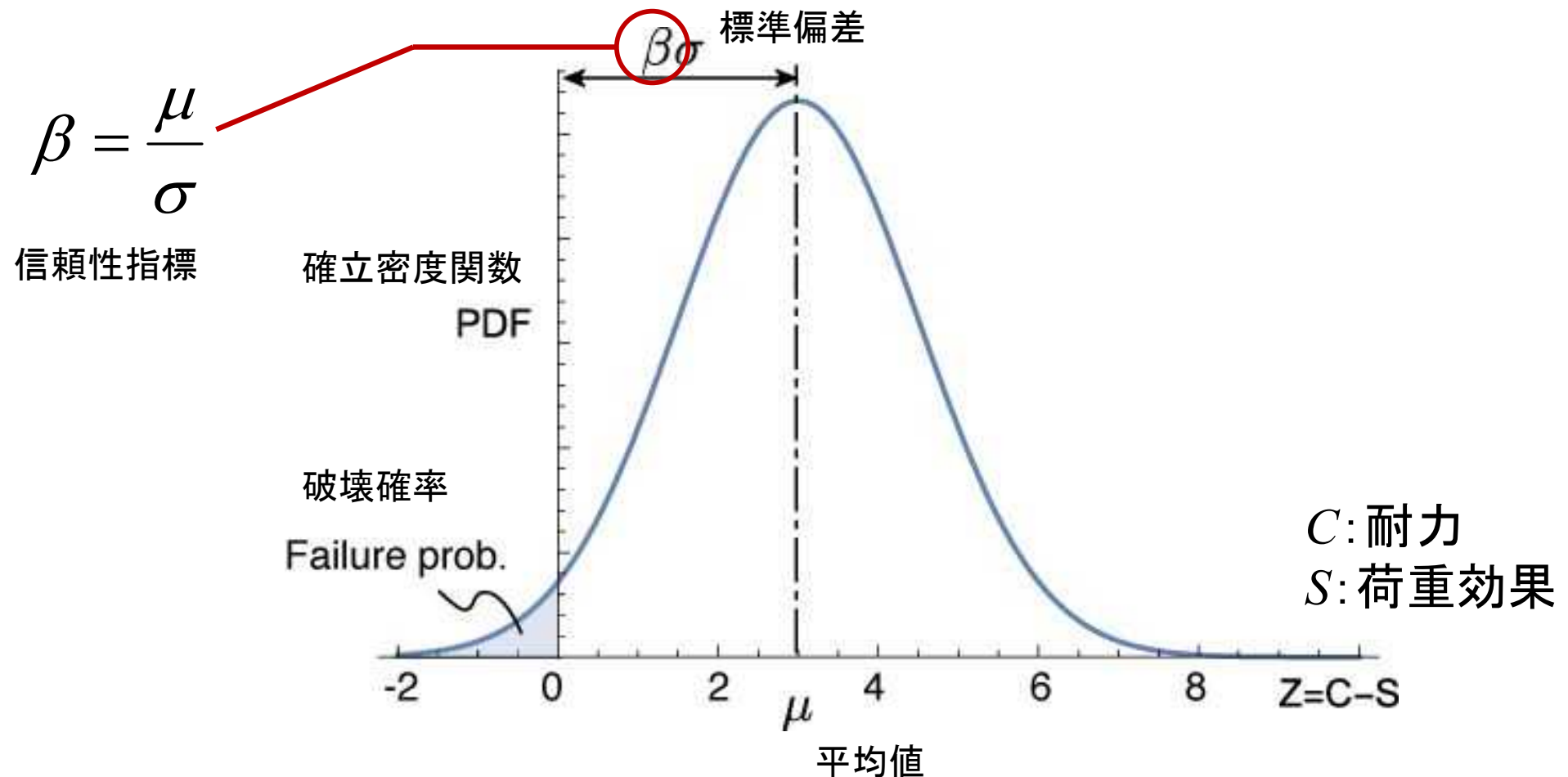
活荷重耐力係数 (Live load capacity factor)

$$F = \frac{UR_r - \sum \alpha_D D - \sum \alpha_A A}{\alpha_L L (1 + I)}$$

U : 抵抗係数
 R_r : 部材耐力
 D : 死荷重効果
 A : 副次的な荷重効果
 L : 活荷重効果
 I : 衝撃係数
 α : 荷重係数

- $F \geq 1$ で基準とする活荷重に対して安全である.
- $F < 1$ で基準とする活荷重に対して安全とは言えず, 補強, 閉鎖, 荷重制限を実施する.

- 既設橋の性能評価において安全余裕度を表す目標信頼性指標を明示し，点検結果が入手出来るか否かに応じて目標信頼性指標を変化させる。



点検結果の有無と信頼度に応じて目標信頼性指標を変化させる

System behavior	Element behavior	Inspection level		
		INSP1	INSP2	INSP3
S1	E1	4.00	3.75	3.75
	E2	3.75	3.50	3.25
	E3	3.50	3.25	3.00
S2	E1	3.75	3.50	3.50
	E2	3.50	3.25	3.00
	E3	3.25	3.00	2.75
S3	E1	3.50	3.25	3.25
	E2	3.25	3.00	2.75
	E3	3.00	2.75	2.50

- S1: 破壊崩落部材 (FCM)
- S2: 崩落にはつながらないが主要な部材
- S3: 局所的な破壊だけにとどまる部材 (縦桁や支承等)

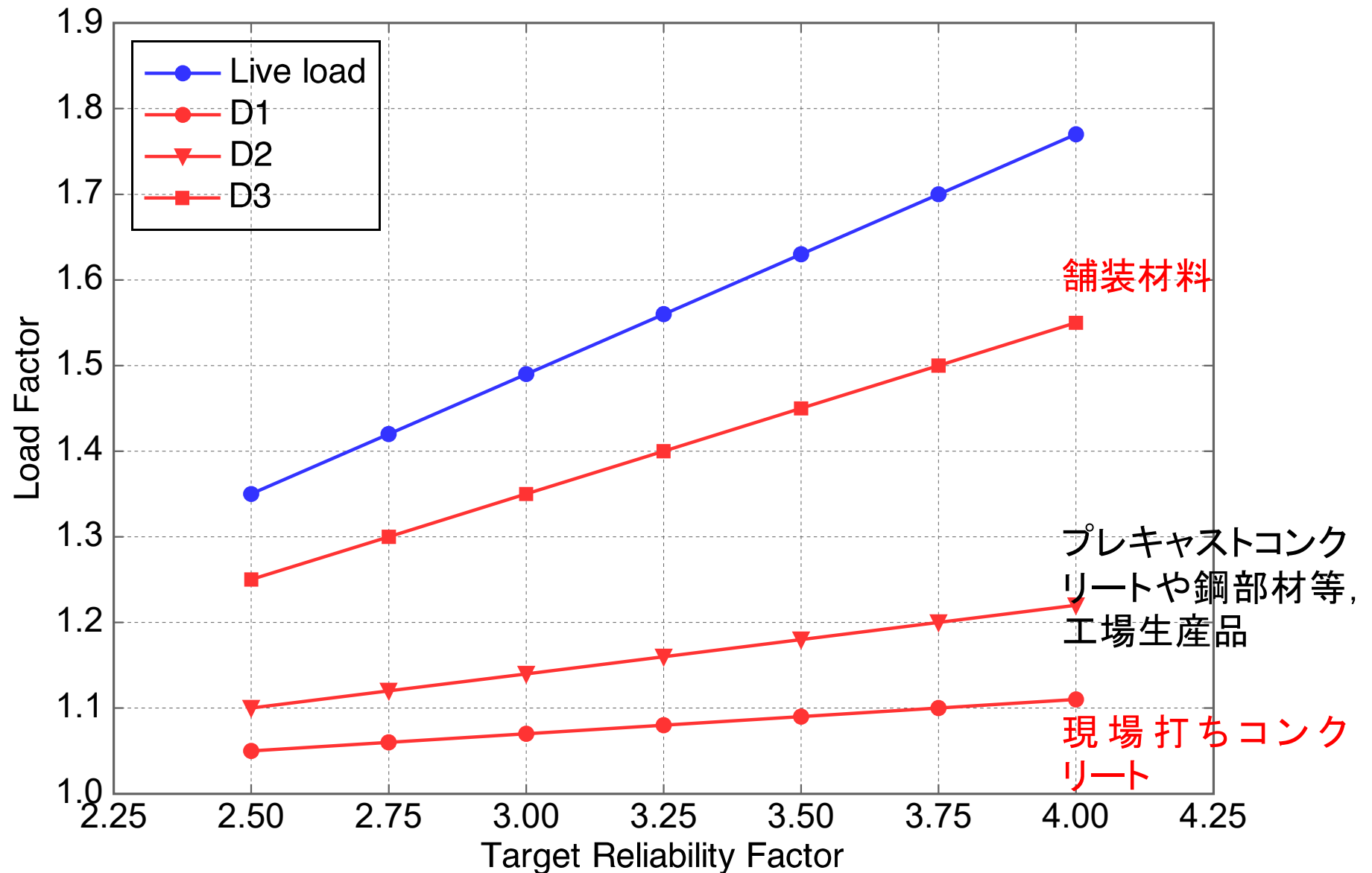
- E1: 急激に耐荷力を失う部材 (座屈やコンのせん断破壊)
- E2: 事前の予兆は少ないが後座屈強度があるような部材
- E3: 延性的な破壊をする部材

- INSP1: 点検できない部材
- INSP2: 評価者が満足できるレベルの点検結果がある場合
- INSP3: 評価者の指示のもと全主要部材の点検を行い、その結果による場合

Canada 荷重係数

45

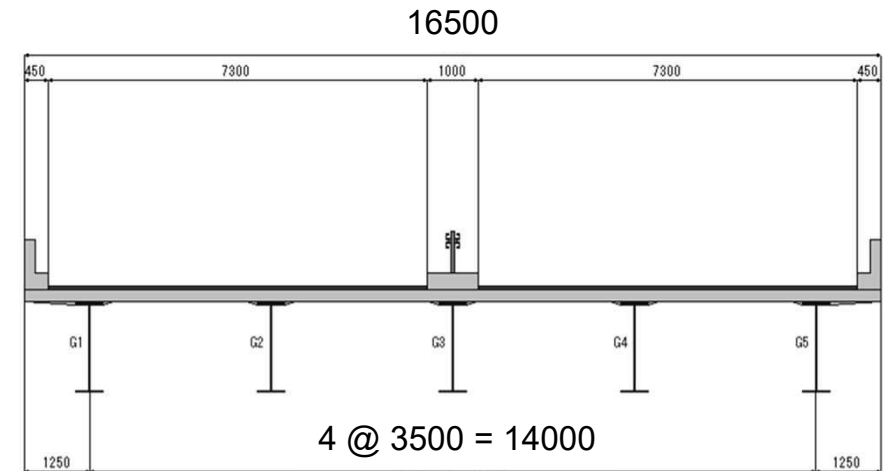
目標信頼性指標に応じて決定される。



- 新設時の目標信頼性指標は3.75で活荷重係数は1.7で設計されている.
⇒既設橋の耐力評価の大部分のケースでは目標信頼性指標が3.75以下で、荷重を割り引く事が出来る.
- 破壊崩落部材の場合、System behaviorがS1となり、さらにその部材が破壊形態が急激に耐荷力を失うE1のElement behaviorで、加えて点検が出来ないINSP1の場合は、新設時より大きな目標信頼性指標4.00が必要で、活荷重係数も約4%増しの1.77で照査することが要求される.

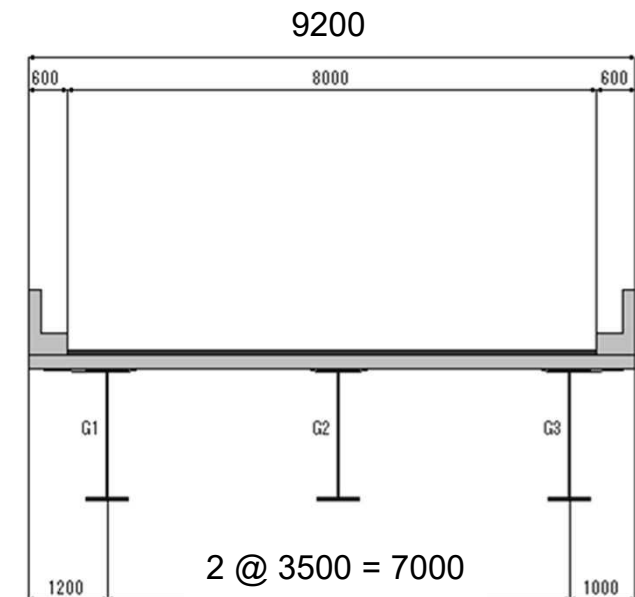
- 安全性のレベルが明示的に示されており, そのレベルを担保するための方策を個々の現場において検討する.
- 点検結果に応じて, 安全性のレベルを変化させる.
ex. PC橋の外ケーブルと内ケーブル
- 必要な点検情報が得られているか否かの判定は実際にLoad ratingを行う評価者の判断にゆだねられていて, その判断に応じて荷重係数が増減する. 評価のための点検を自ら指揮して納得した上で評価を行えば (INSP3の場合), 荷重を最大限割り引く事が可能で, 場合によっては必要の無い補強や荷重制限を回避することが可能になる. ⇒インセンティブの導入

■ A橋(単純合成鈹桁, 5主桁)



橋格: TL-20, 設計: 鋼道示39, 竣工: S46年1月

■ B橋(単純合成鈹桁, 3主桁)

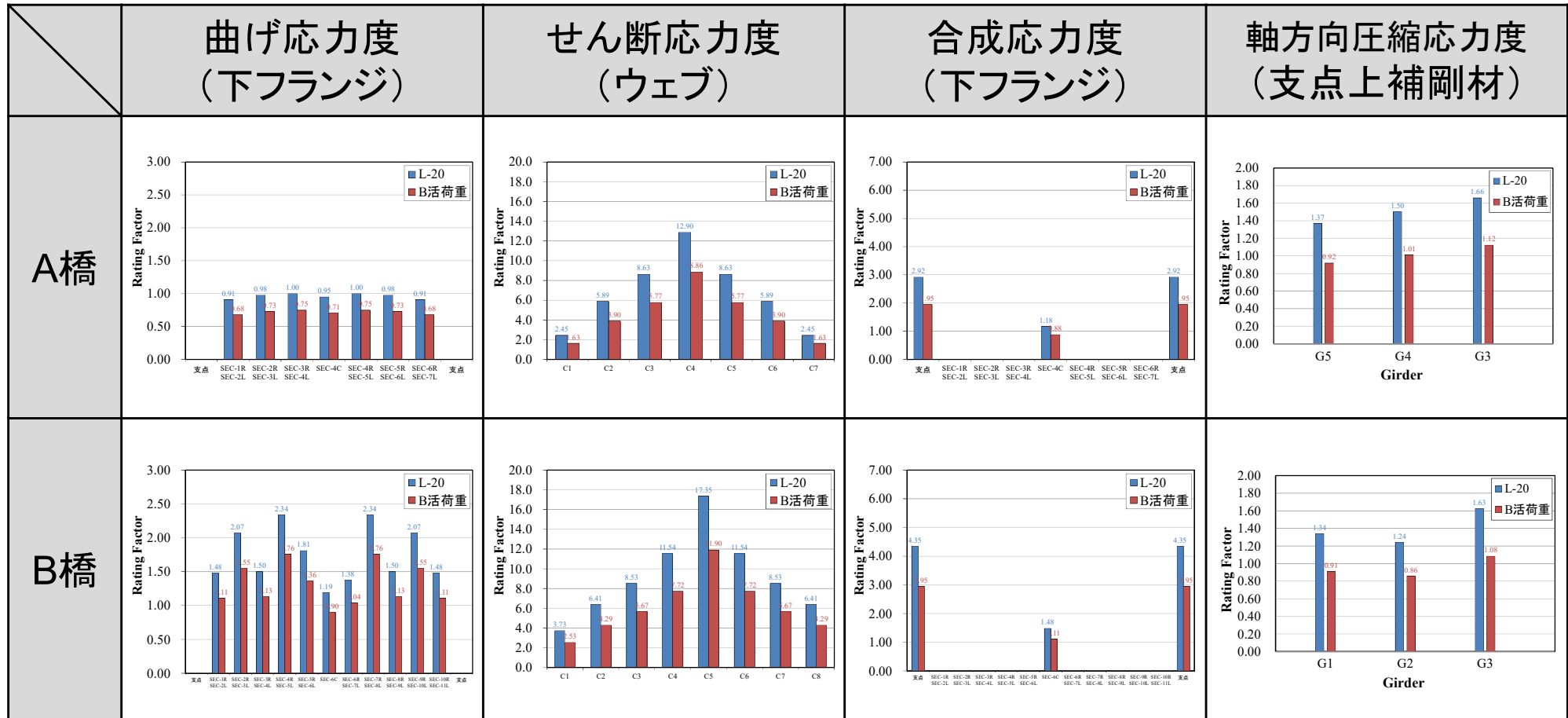


橋格: TL-20, 設計: 道示(鋼)55, 竣工: S58年8月

Rating Factorの比較 格子解析

49

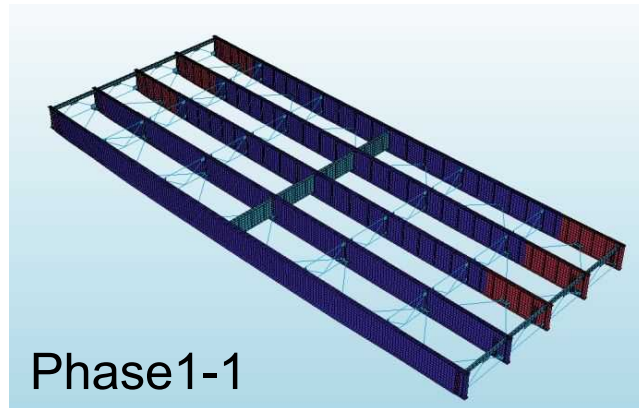
L-20荷重, B活荷重ともに, 外桁のRF値が小さくなる傾向 ⇒ 外桁に着目



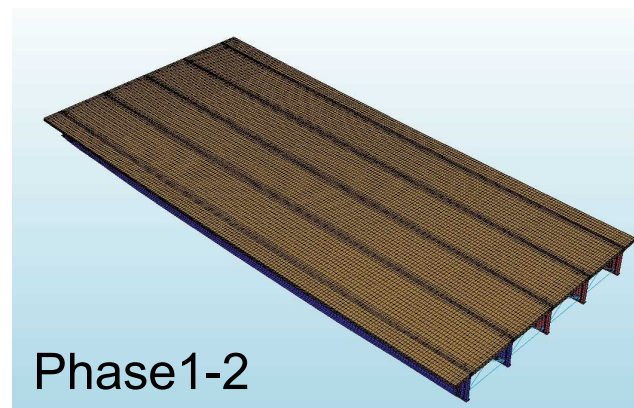
- 曲げ応力度と比較してせん断応力度のRF値は余裕がある。
- A橋は, 建設時から裏面吸音板, 遮音壁等が追加されたため, 荷重が増加。
- B橋は, 上下線一体で中央分離帯があり, 設計時には中央分離帯にも活荷重を載荷して設計。また, オーバーレイも考慮して設計しているが, 実際にはオーバーレイはされていないため, RF値に比較的余裕がある。

■ 解析手順

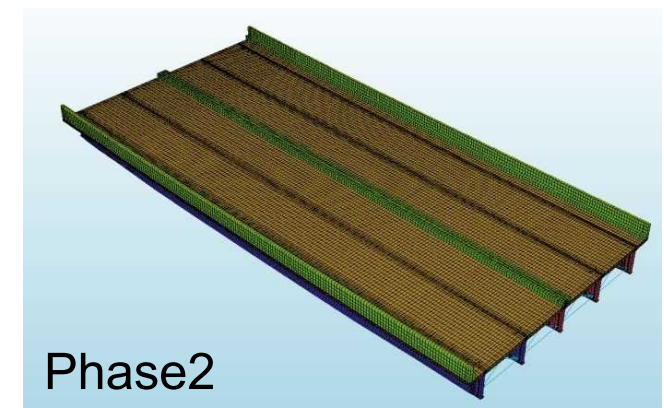
1. PHASE1 前死荷重
2. PHASE2 死荷重(前死＋後死)
3. PHASE3 死荷重＋B活荷重



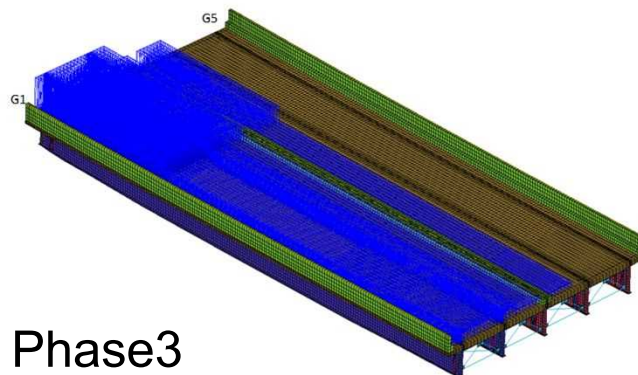
鋼部材のみ有効



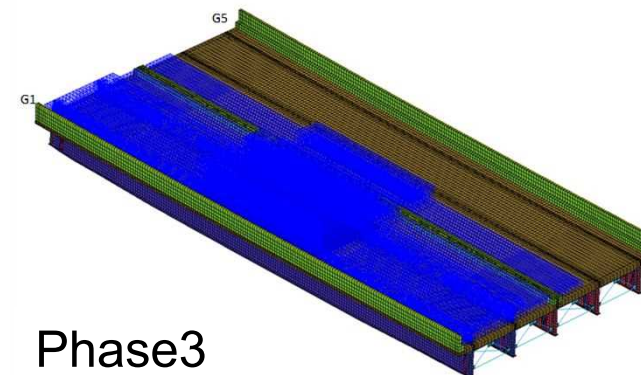
鋼部材および床版コンクリートを有効



壁高欄, 中央分離帯を含む全部材を有効



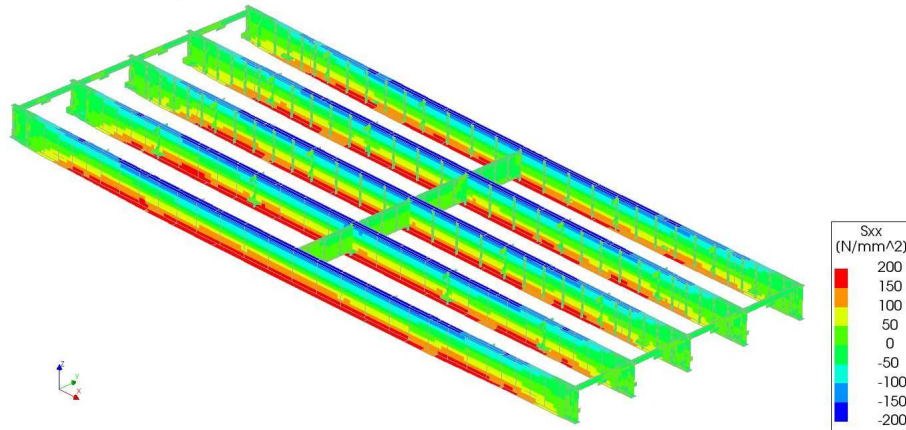
G1支点反力最大



G1曲げモーメント最大

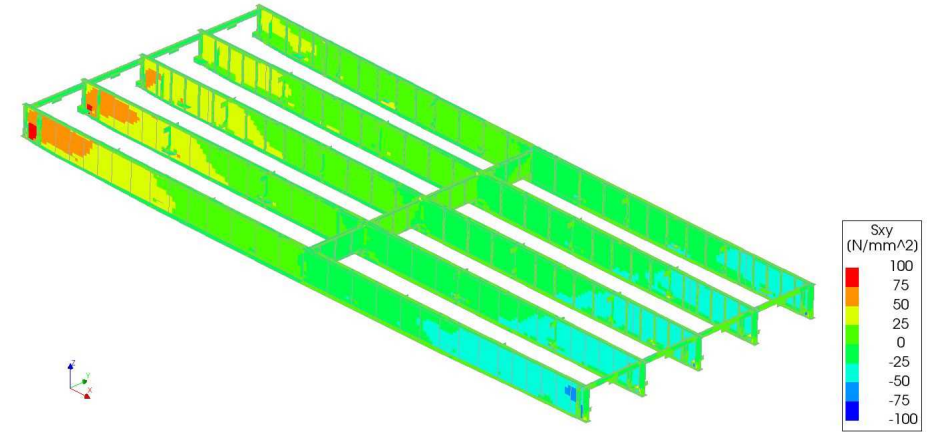
■ 解析結果の例 (Phase3: G1支点反力最大)

Analysis1
Phased 2, Load-step 2, Load-factor 1.0000
Cauchy Total Stresses Sxx layer 2

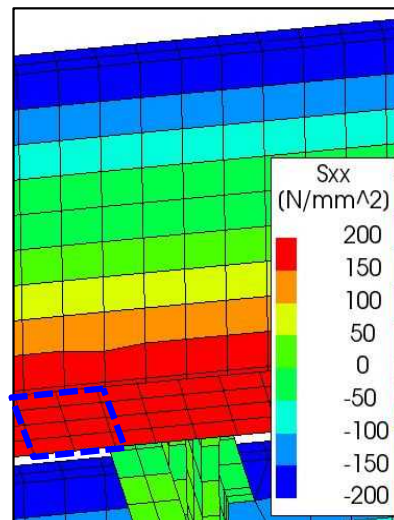


曲げ応力

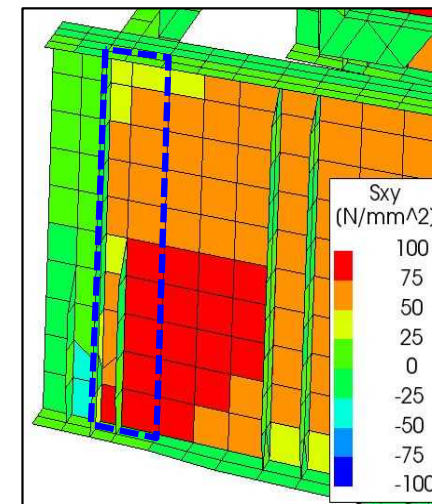
Analysis1
Phased 2, Load-step 2, Load-factor 1.0000
Cauchy Total Stresses Sxy layer 2



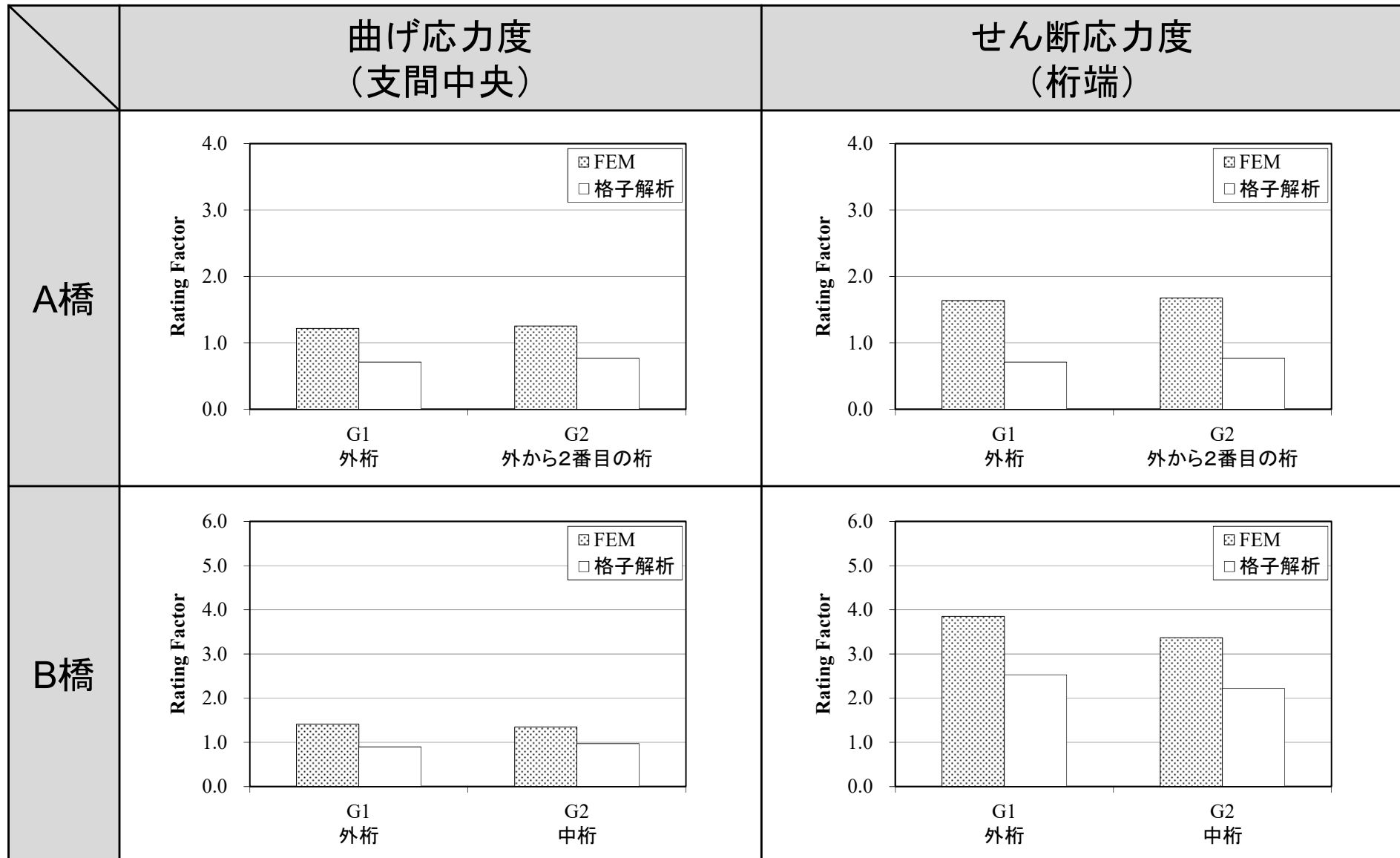
せん断応力



4要素分で応力を算出して平均化



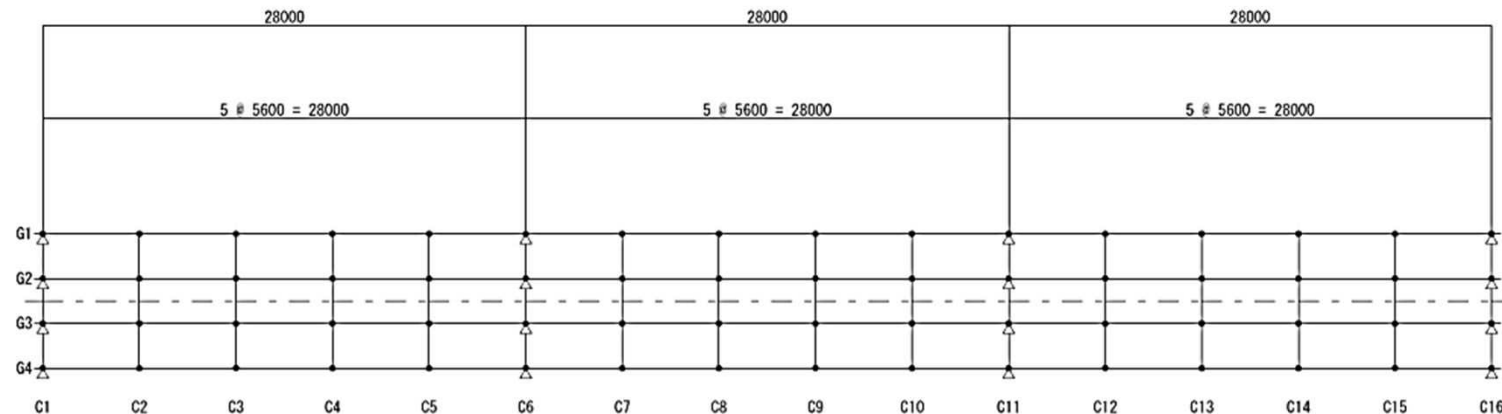
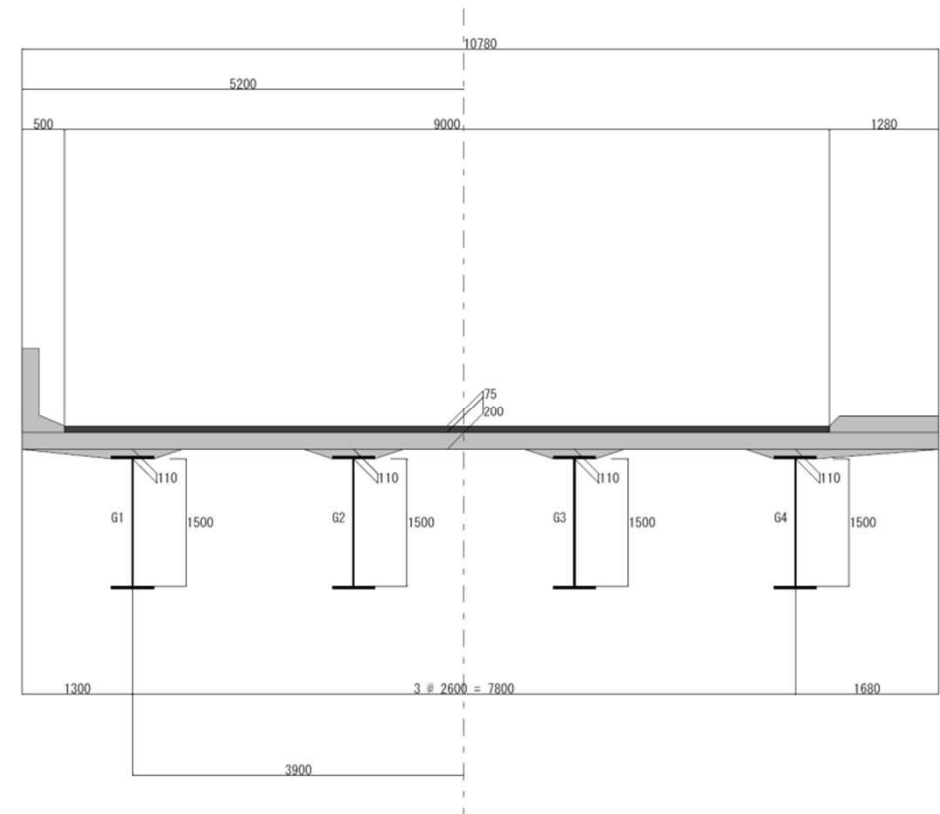
2要素分で応力を算出して平均化



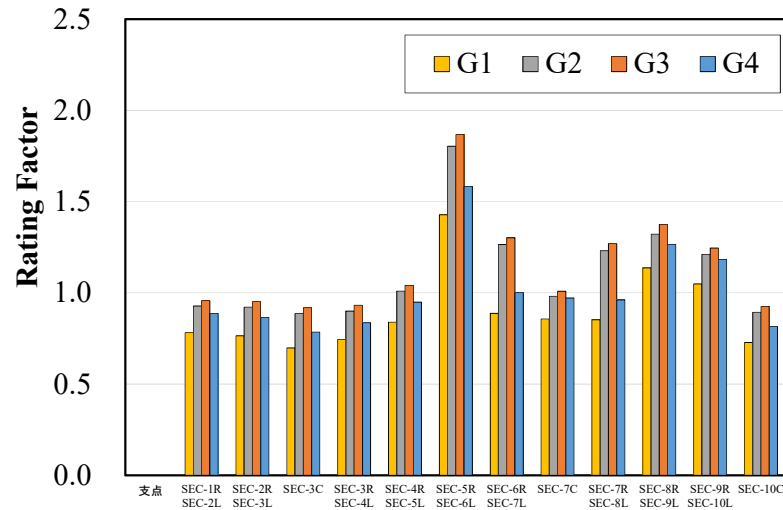
- 格子解析よりもFEM解析による評価の方がRFが大きくなる傾向（荷重分配，構造システムとしての余剰強度）

■ N橋（連続非合成鈑桁，4主桁）

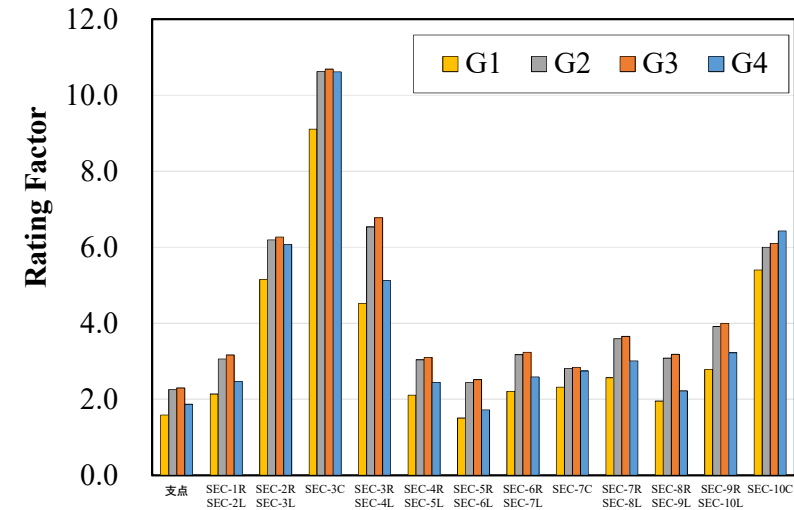
支間	3 @ 28.0 m(三径間)
幅員	9.0 m
主桁数	4
主桁間隔	2.6 m
橋格	TL-20(床板はTT-43)
形式	連続非合成鈑桁
舗装	アスファルト7.5 cm厚
床版	鉄筋コンクリート20.0 cm厚
設計	鋼道示39
竣工	1975年



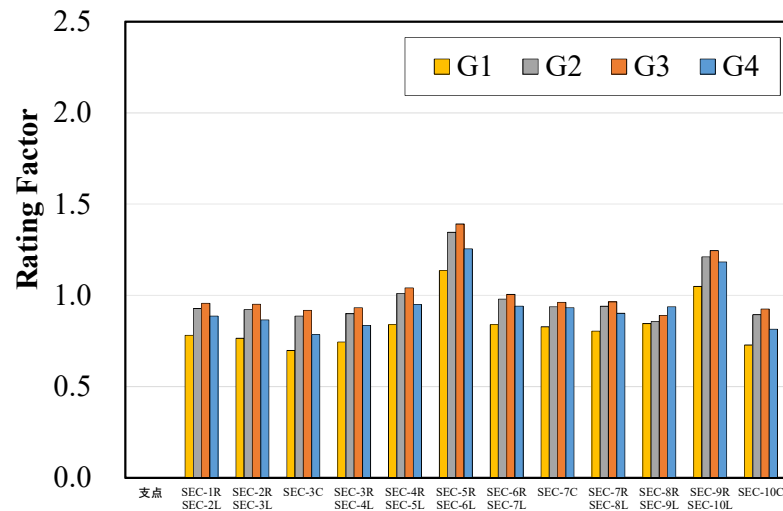
■ 曲げ応力度(上フランジ)



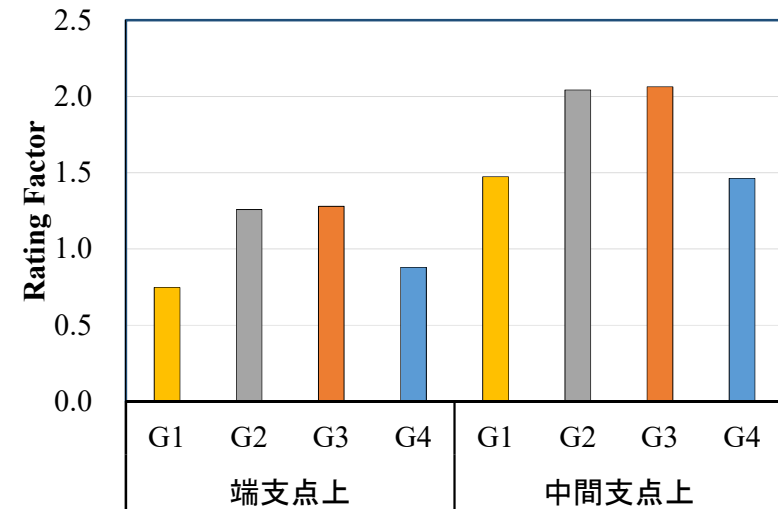
■ せん断応力度



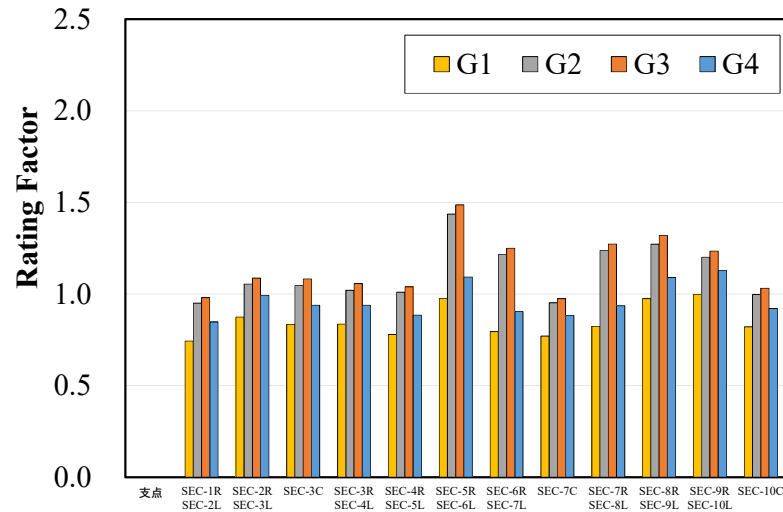
■ 曲げ応力度(下フランジ)



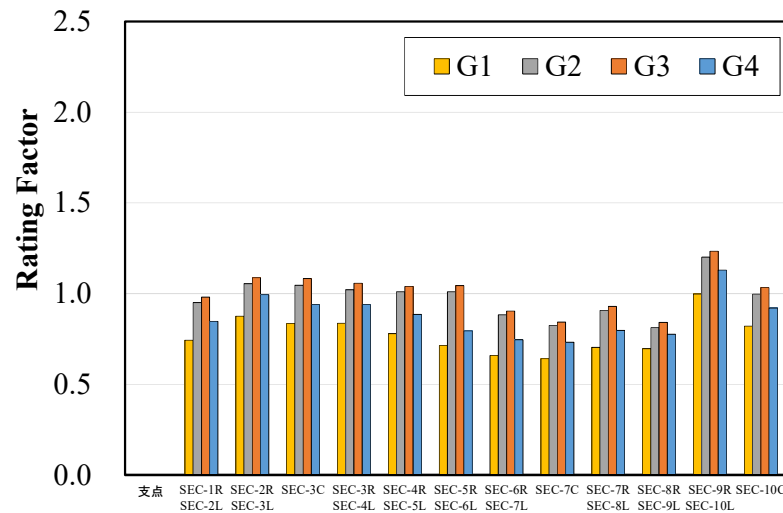
■ 軸方向圧縮応力度(支点補剛材)



■ 合成応力度(上フランジ)



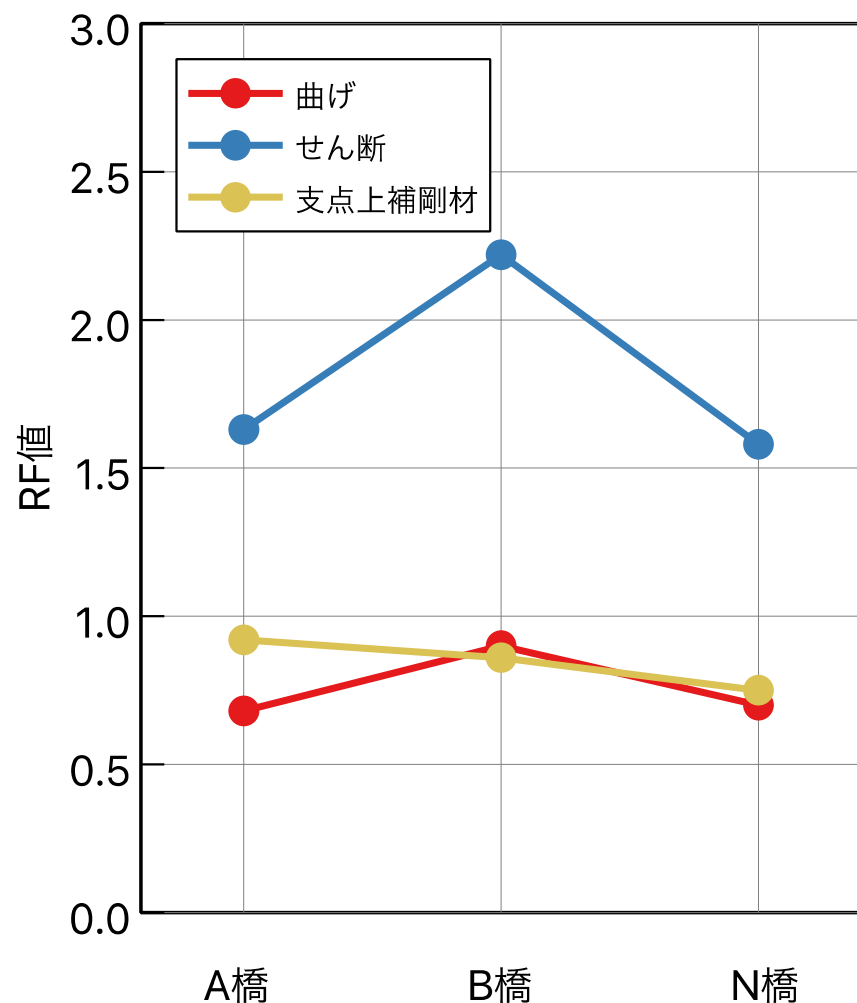
■ 合成応力度(下フランジ)



旧道示による橋梁毎の比較

56

格子解析, B活荷重



$$RF = \frac{\sigma_a - \sigma_D}{\sigma_L(1.0 + i)}$$

無損傷でシステム係数は1.0と仮定

A橋:

建設時から裏面吸音板, 遮音壁等が追加

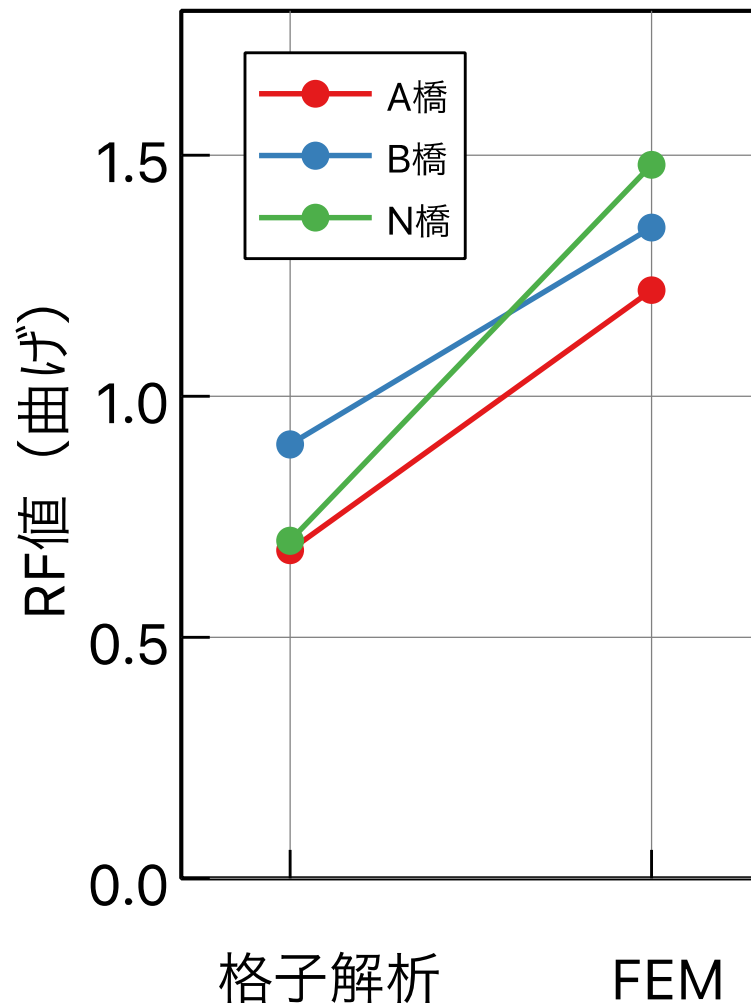
B橋:

舗装オーバーレイを考慮して当初設計,
現時点でオーバーレイ無し

せん断は余裕あり

曲げと支点上補剛材が厳しい結果

旧道示の安全率で比較



A, B橋: 合成桁

FEMモデル: 床版と桁は節点共有

N橋: 非合成桁

FEMモデル: 床版は鉛直方向のみ鋼桁で支持

非合成桁でも床版の橋軸直角方向の
荷重分配効果大きい

$$RF = \frac{C - \gamma_d D}{\gamma_L (L + IM)}$$

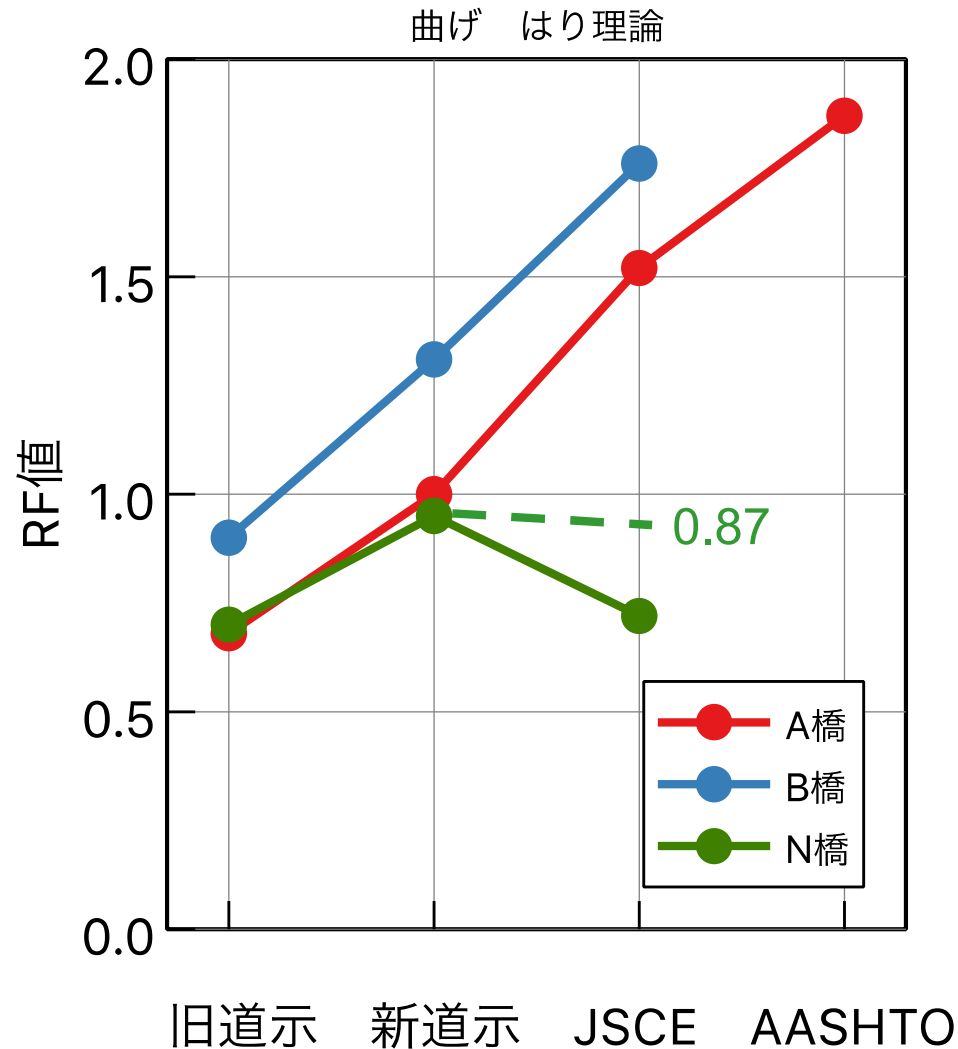
D = 死荷重効果

L = 活荷重効果

IM = 衝撃

無損傷でシステム係数は1.0と仮定

基準	耐力 C	死荷重係数 γ_d	活荷重係数 γ_L
旧道示	許容応力 σ_a	1.0	1.0
新道示	応力制限値 $\sigma_{tud/cud}$	1.05	1.25
JSCE 標準示方書	設計曲げ耐力 M_{rd}	1.70	1.70
AASHTO MBE	公称曲げ耐力 M_n	1.50(舗装) 1.25(その他)	1.75 設計時レベル



AASHTO = Manual for Bridge Evaluation

設計時レベル $\gamma_L = 1.75$ として計算

基準交通荷重HL-93

A, B橋: 合成桁(コンパクト断面)

終局耐力=全塑性モーメント

JSCE, AASHTOで耐力増加

合成桁のため $M_{pl}/M_y = 1.36$

N橋: 非合成桁(コンパクト断面)

終局耐力=全塑性モーメント

鋼断面のため $M_{pl}/M_y = 1.12$

- 橋の履歴によりRF値異なる
 - ✓ 設計荷重(TL-20, TT-43, オーバーレイ等)
 - ✓ 建設後の荷重増加
- 旧道示TL-20で設計された橋
 - ✓ FEM解析より $RF > 1.0$ を期待できる
 - ✓ 新道示を用いると $RF = 1.0$ 程度
- 合成桁は限界状態設計法を用いる事で $RF > 1.0$ を期待できる. ただし, 荷重係数, 部分係数は今後の検討課題
- 旧道示(TL-20)で設計された合成桁はAASHTO LRFRでは $RF > 1.5$ が期待できる.



ご清聴ありがとうございました
miyashita.takeshi@nitech.ac.jp

