

C1-2実験コンテスト ファイバーモデル部門解析結果

株式会社フォーラムエイト
甲斐義隆

武蔵工業大学
青戸拡起

株式会社フォーラムエイト
松山洋人

モデル概要

解析ツール：

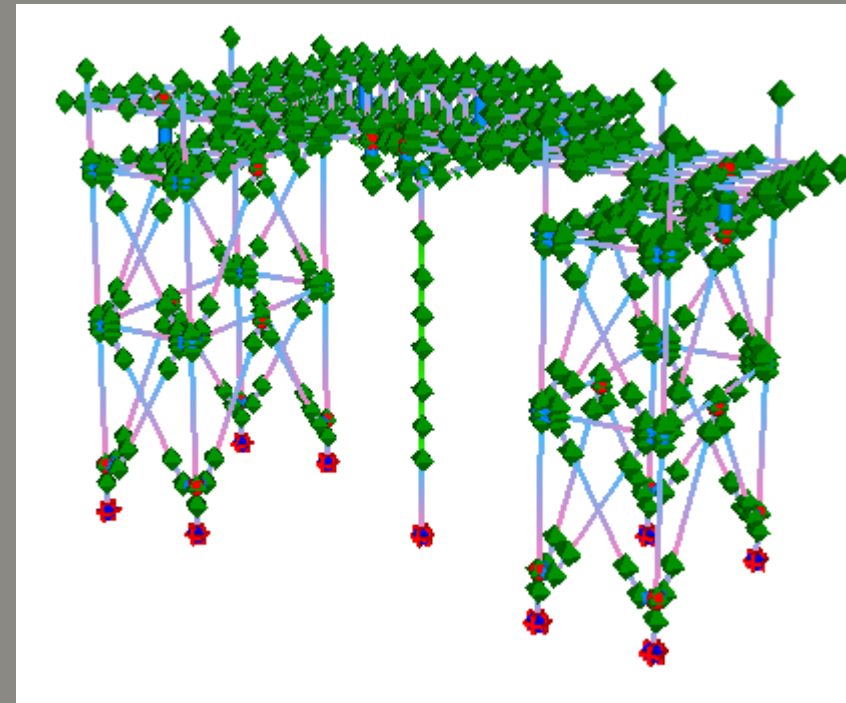
UC-win/FRAME(3D) ver.3.00.02

株式会社フォーラムエイト

解析対象：C1-2

1970年代に建設されたRC橋脚

主鉄筋段落し部せん断破壊タイプ



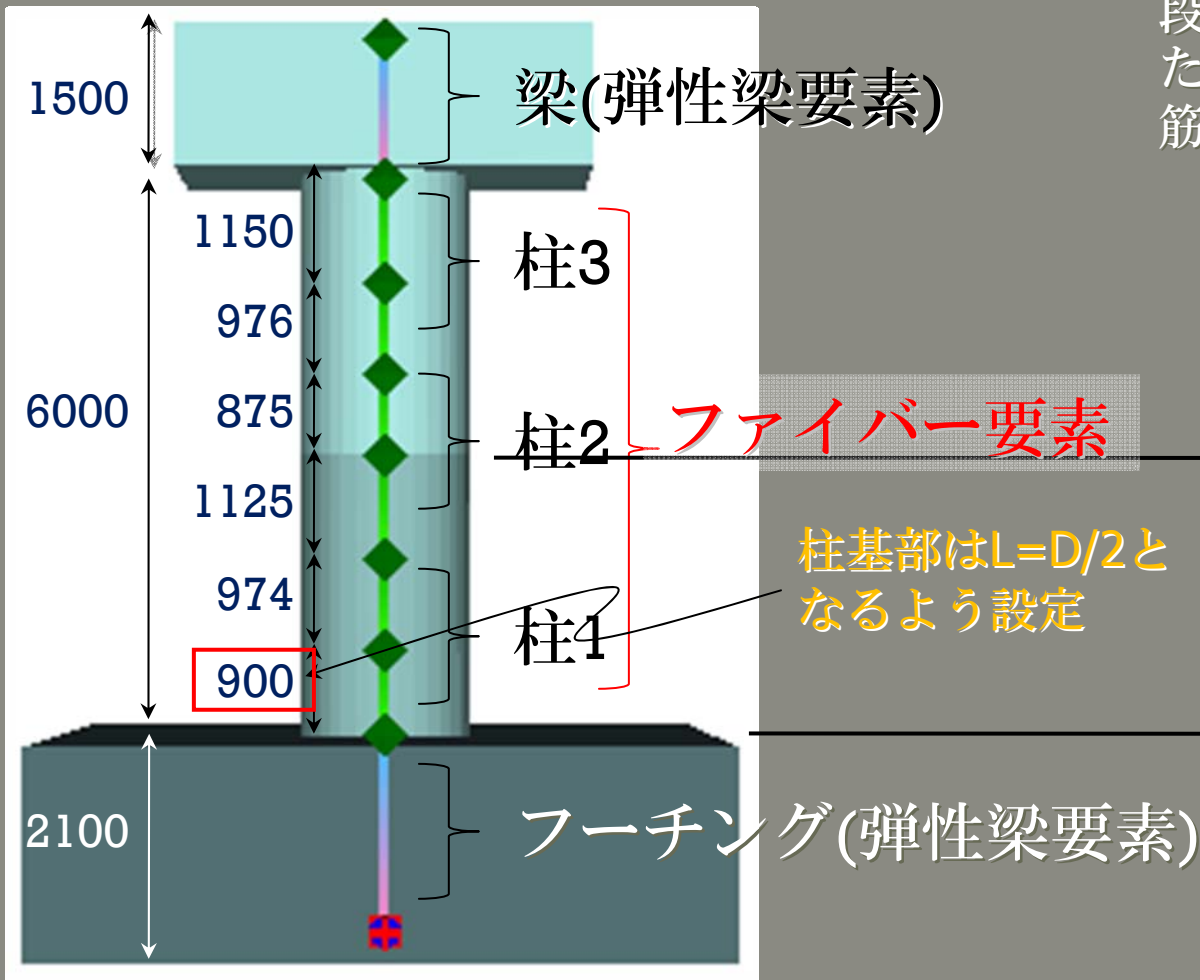
節点数	:585
弾性梁要素	:735
ファイバー要素	: 6
バネ要素	: 8

解析手法

- ◎ Newmark β 法 ($\beta = 1/4$)
- ◎ 振動台上での計測波(加速度)を水平2方向+鉛直方向、合計3方向入力
- ◎ $\Delta T = 0.005$ 秒
- ◎ 大変形解析(適合条件：非線形)

橋脚モデル概要

要素長



段落しは定着長を差し引いた位置ではなく、実際に鉄筋が無くなる位置とした

柱上部(梁含む)
 コンクリート
 $E=25300 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma=28.4 \text{ N/mm}^2$

柱下部
 コンクリート
 $E=28900 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma=33.1 \text{ N/mm}^2$

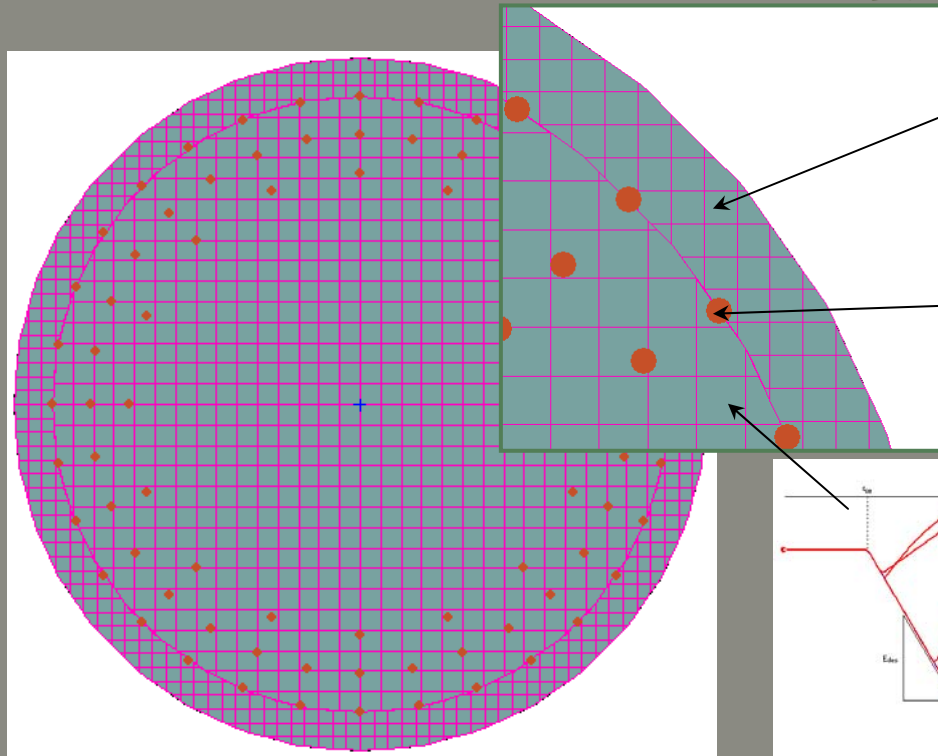
フーチング
 コンクリート
 $E=27900 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma=34.3 \text{ N/mm}^2$

いずれも公開資料より

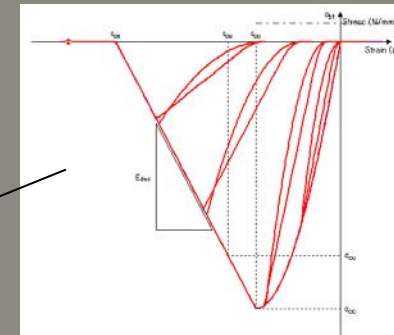
ファイバー要素

橋脚断面

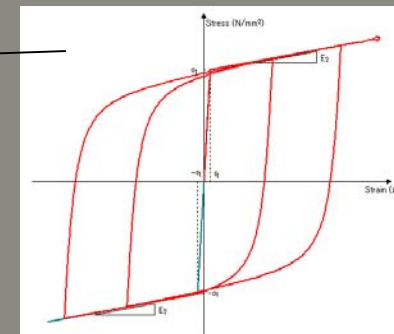
2節点アイソパラメトリック要素
Timoshenko梁理論に基づく、せん断変形は弾性



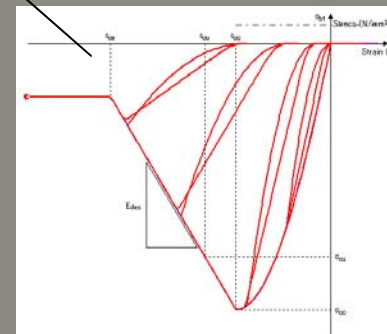
1断面あたりのセル：1400



かぶりコンクリート



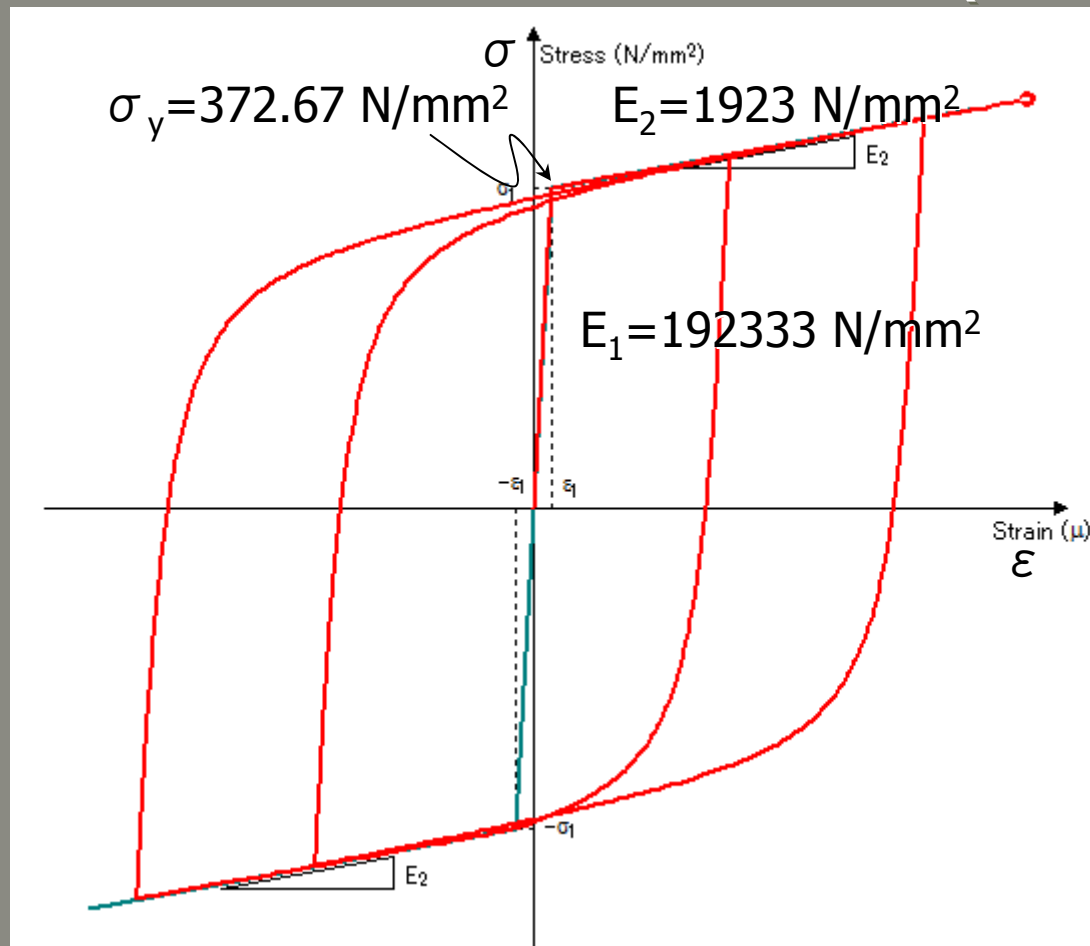
鉄筋



コアコンクリート

ファイバー要素

鉄筋：バイリニア型、修正MP(堺-川島)*



ヤング係数、降伏点強度は公開資料より左図のように設定

※引張破断、座屈の影響は非考慮

Bauschinger効果を表すパラメータ

$$R_b = R_{b0} - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$$

$$R_{b0} = 20$$

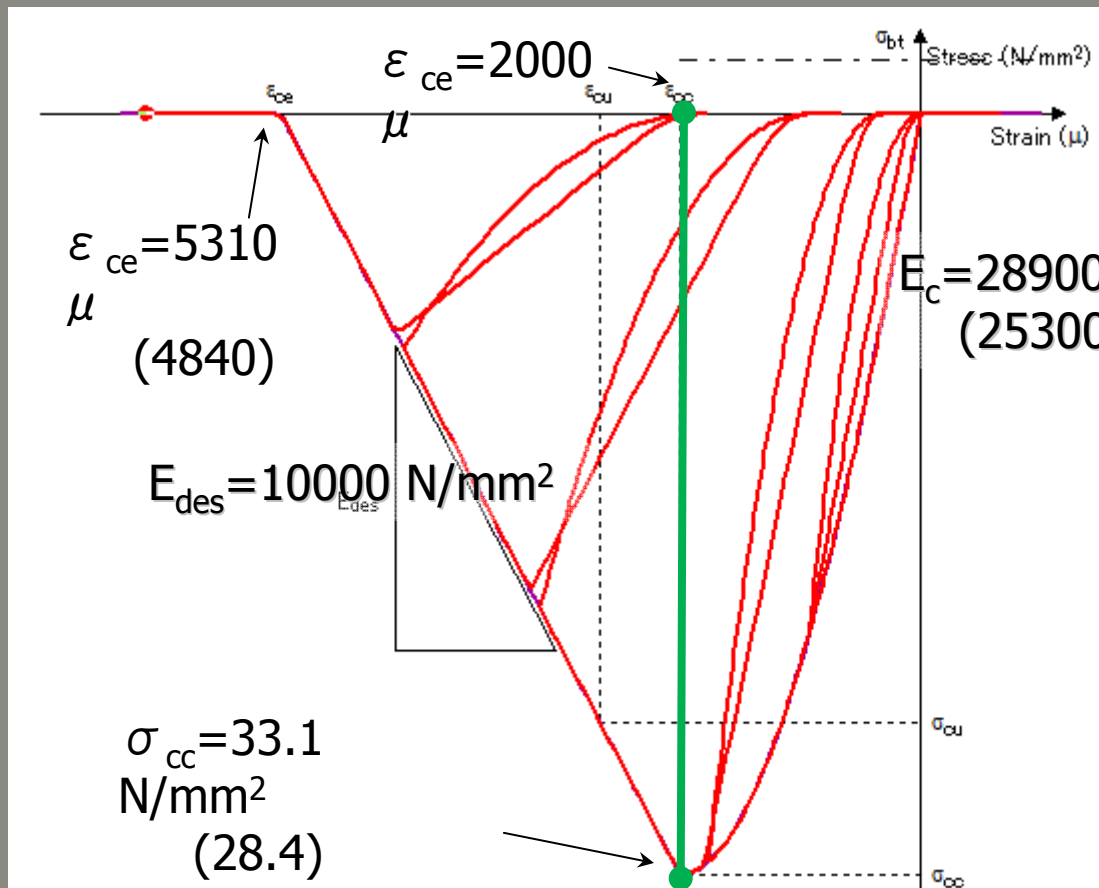
$$a_1 = 18.5$$

$$a_2 = 0.15$$

*)堺淳一、川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案、土木学会論文集No.738/I-64、pp.159-169、2003.7

ファイバー要素

かぶりコンクリート：Hoshikuma*1、堺-川島*2



※かぶりコンクリートの鉄筋はらみだし抑制効果は非考慮

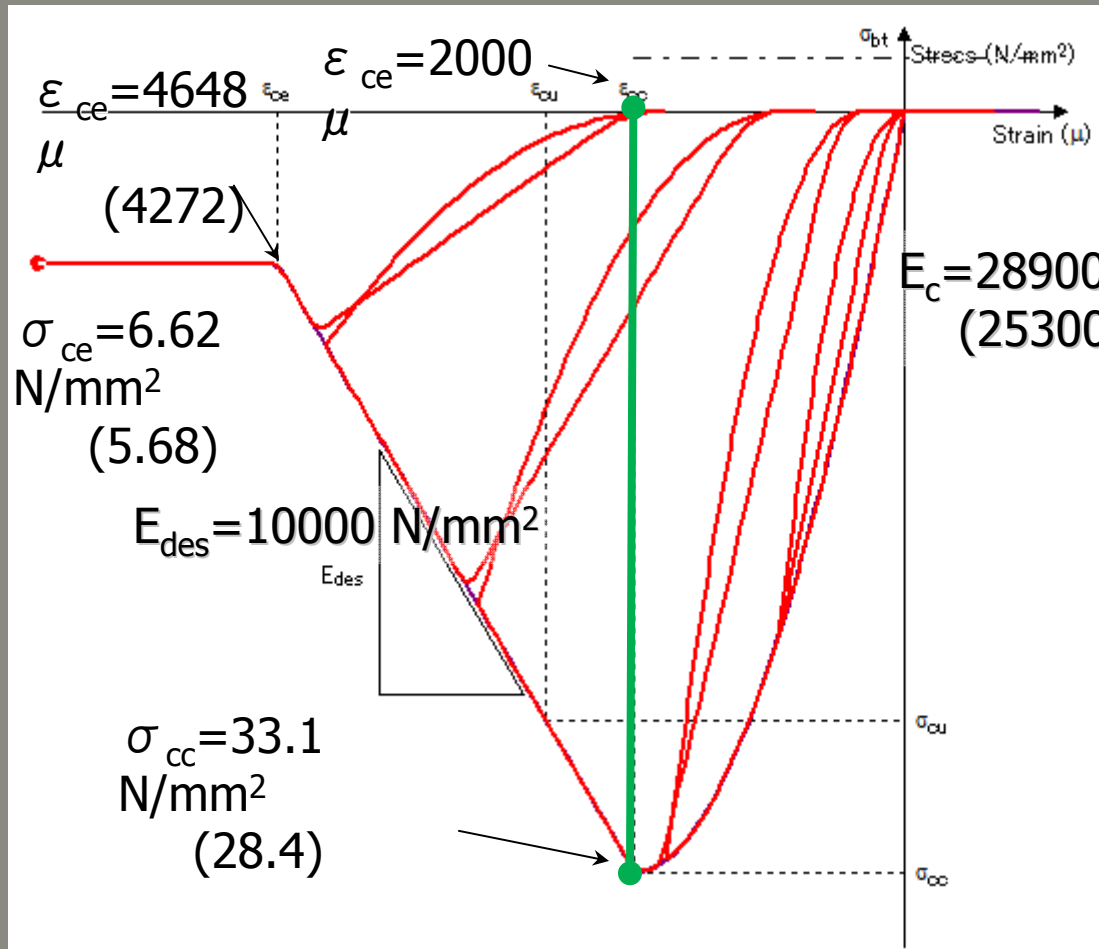
柱の上下部でコンクリート材料の試験結果が異なるため、固有のヒステリシスを設定
左図は下部のかぶりコンクリート
()内の値は上部のパラメータ

*1)星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No.520/V-28，1-11，1995

*2)堺淳一，川島一彦，庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度-ひずみ関係の定式化，土木学会論文集，No.654/I-52，297-316，2000.7

ファイバー要素

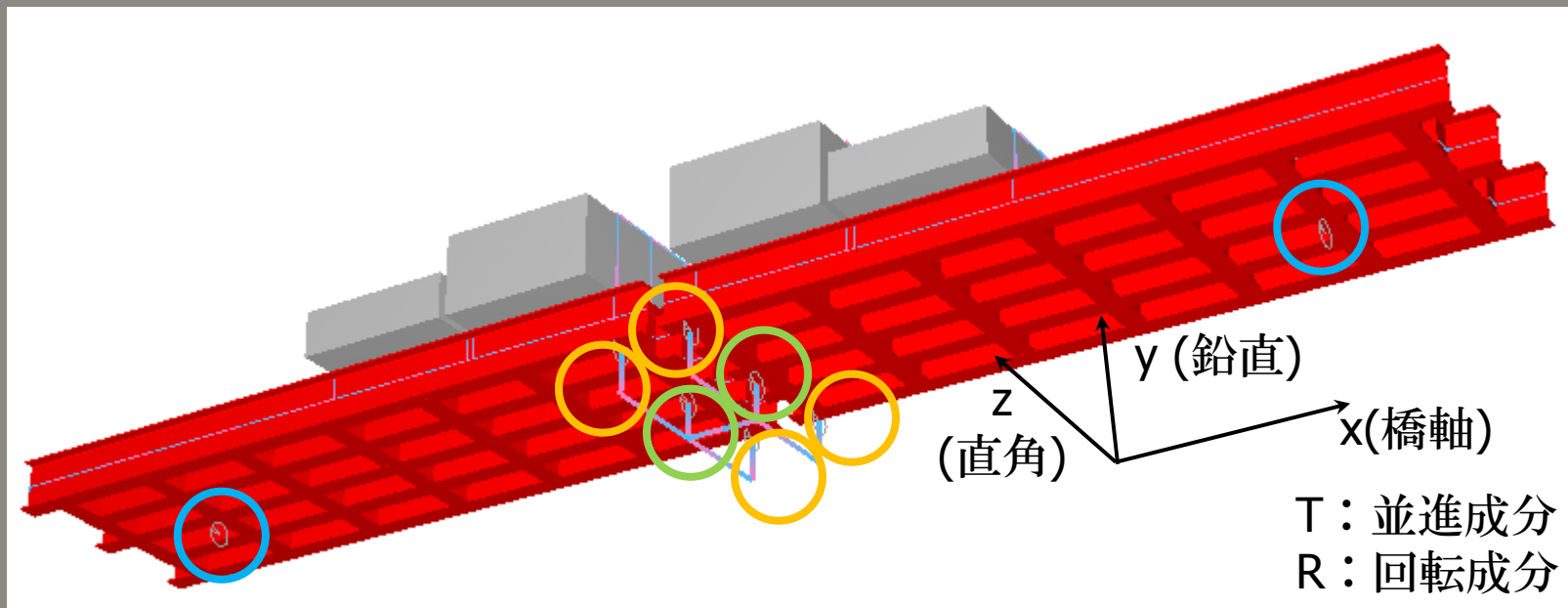
コアコンクリート：Hoshikuma、堺-川島



かぶりコンクリート同様、柱の上下部でコンクリート材料の試験結果が異なるため、固有のヒステリシスを設定
 左図は下部のコアコンクリート
 ()内の値は上部のパラメータ

支承

支承条件

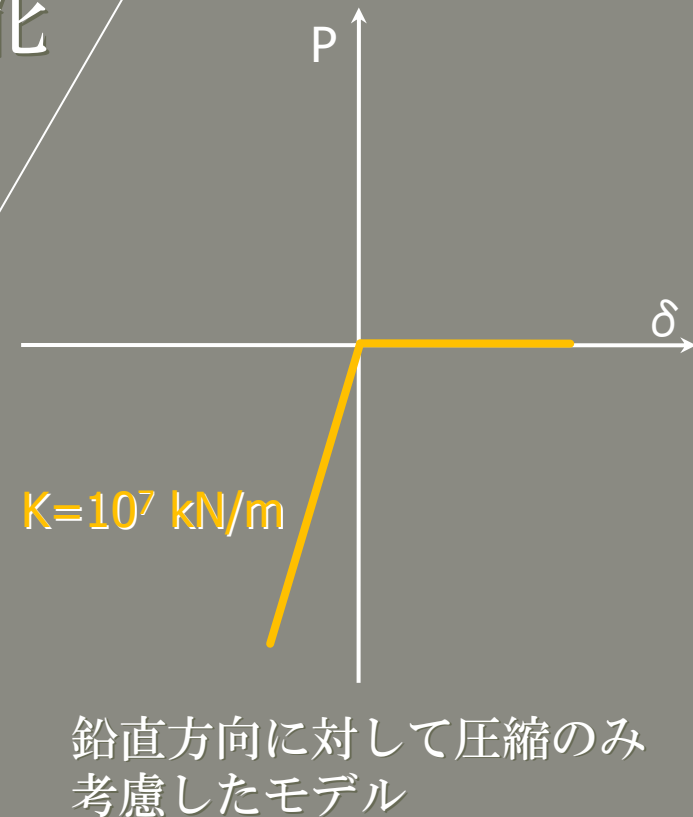
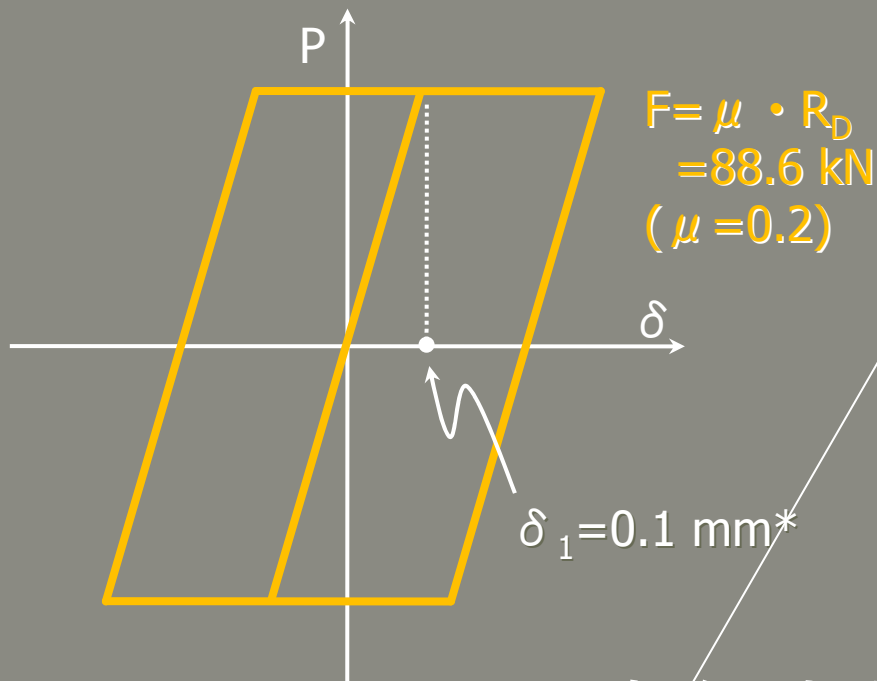


- 固定支承 : Tx:固定、Ty:固定、Tz:固定、Rx:自由、Ry:自由、Rz:自由
- 転倒防止支承 : Tx:自由、Ty:特性、Tz:自由、Rx:自由、Ry:自由、Rz:自由
- 可動支承 : Tx:特性、Ty:固定、Tz:固定、Rx:自由、Ry:自由、Rz:自由

支承

可動支承すべり方向のモデル化

下図のように摩擦を考慮したモデル



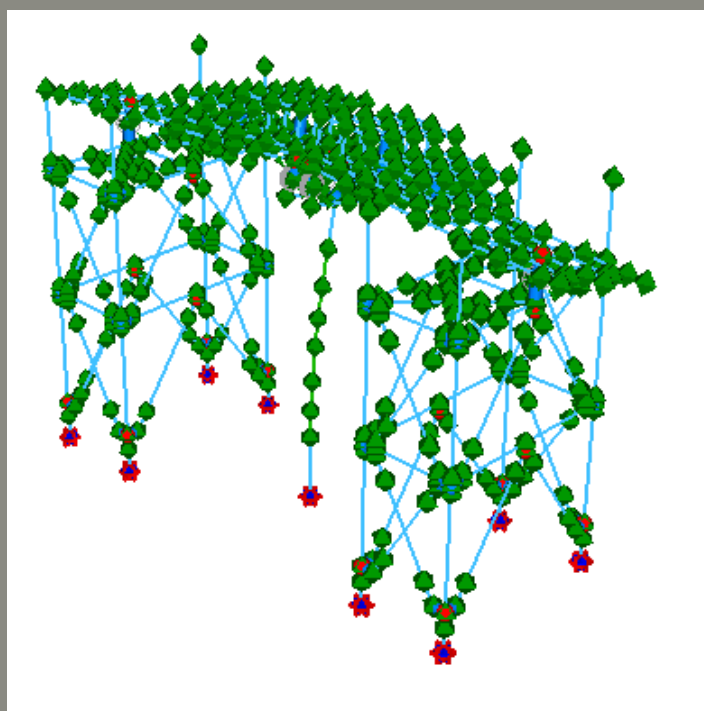
転倒防止支承鉛直方向のモデル化

*)すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告書「すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル(案)」平成18年10月 P.205

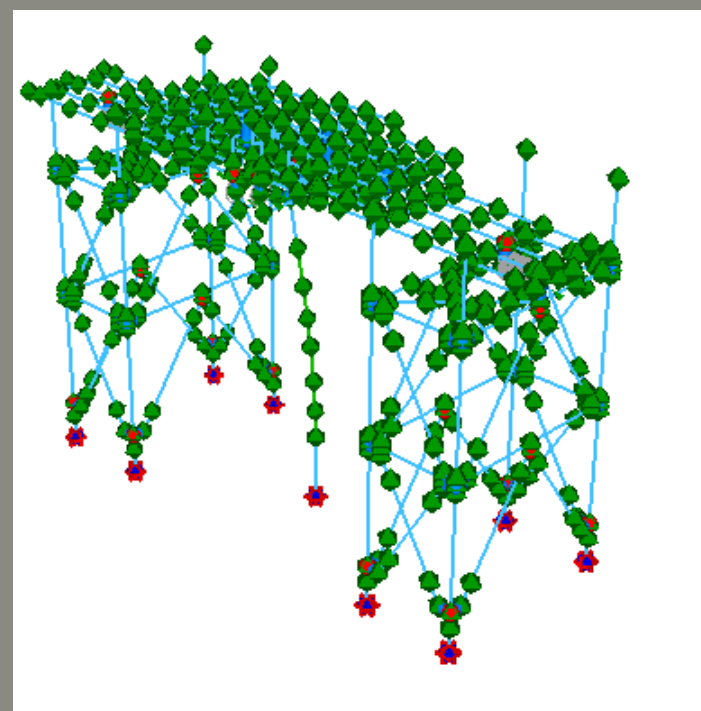
減衰

- ◎ 要素別剛性比例型を使用
- ◎ ファイバー要素の粘性減衰定数はゼロ
- ◎ 各要素の粘性減衰定数は以下のとおり
 - 桁 : 2%
 - コンクリート(弾性) : 5%
 - 剛部材 : 0%
 - 支承 : 0%

固有周期



1次モード : $T=0.377\text{sec}$

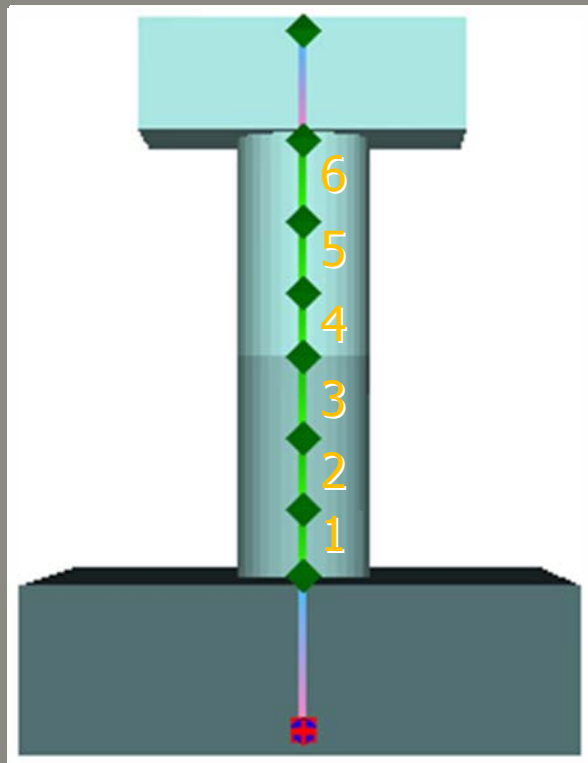


2次モード : $T=0.372\text{sec}$

時刻歴応答解析結果

1.破壊形態

せん断耐力：道路橋示方書Vに準拠し下記のように算出($C_c=0.8$)
 コンクリートが負担できる平均せん断応力度は
 設計基準強度 $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$ に対応したものを使用

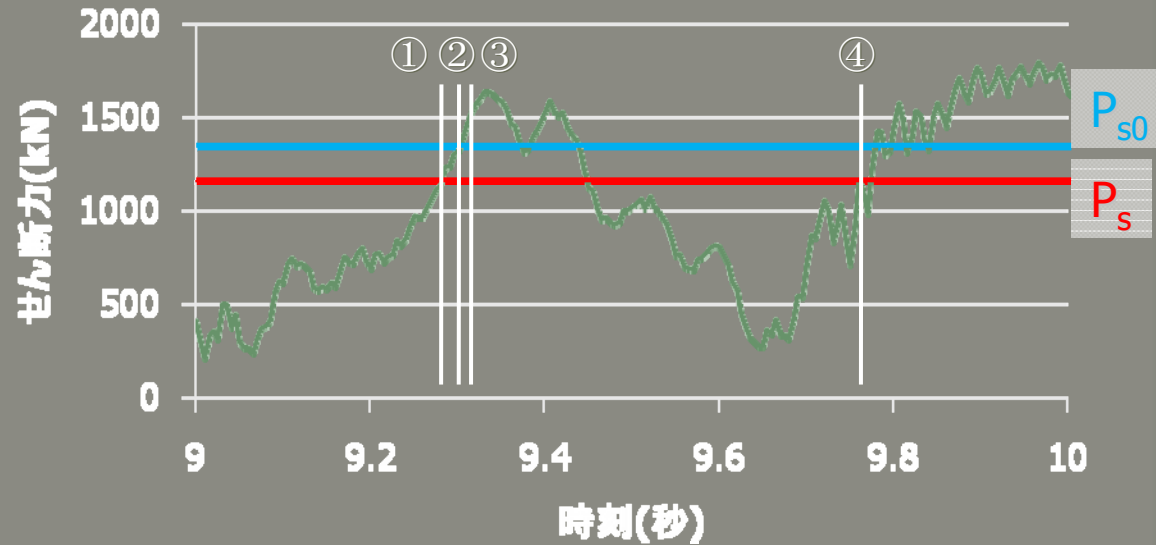
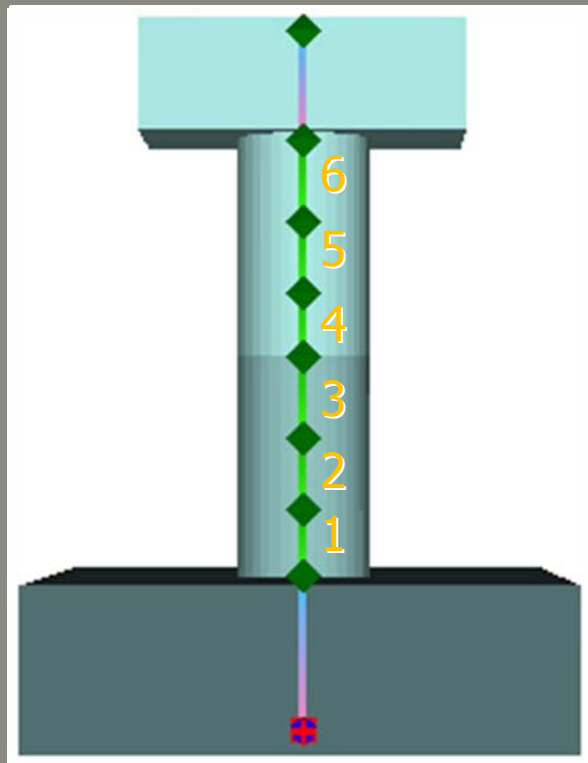


部材 名称	S_c kN	S_{c0} kN	S_s kN	P_{s0} kN	P_s kN
6	722.8	903.5	879.4	1782.9	1602.2
5	722.8	903.5	439.7	1343.2	1162.5
4	895.3	1119.1	853.4	1972.5	1748.7
3	895.3	1119.1	853.4	1972.5	1748.7
2	928.2	1160.3	1255.7	2416.0	2183.9
1	928.2	1160.3	1674.3	2834.6	2602.5

時刻歴応答解析結果

1.破壊形態

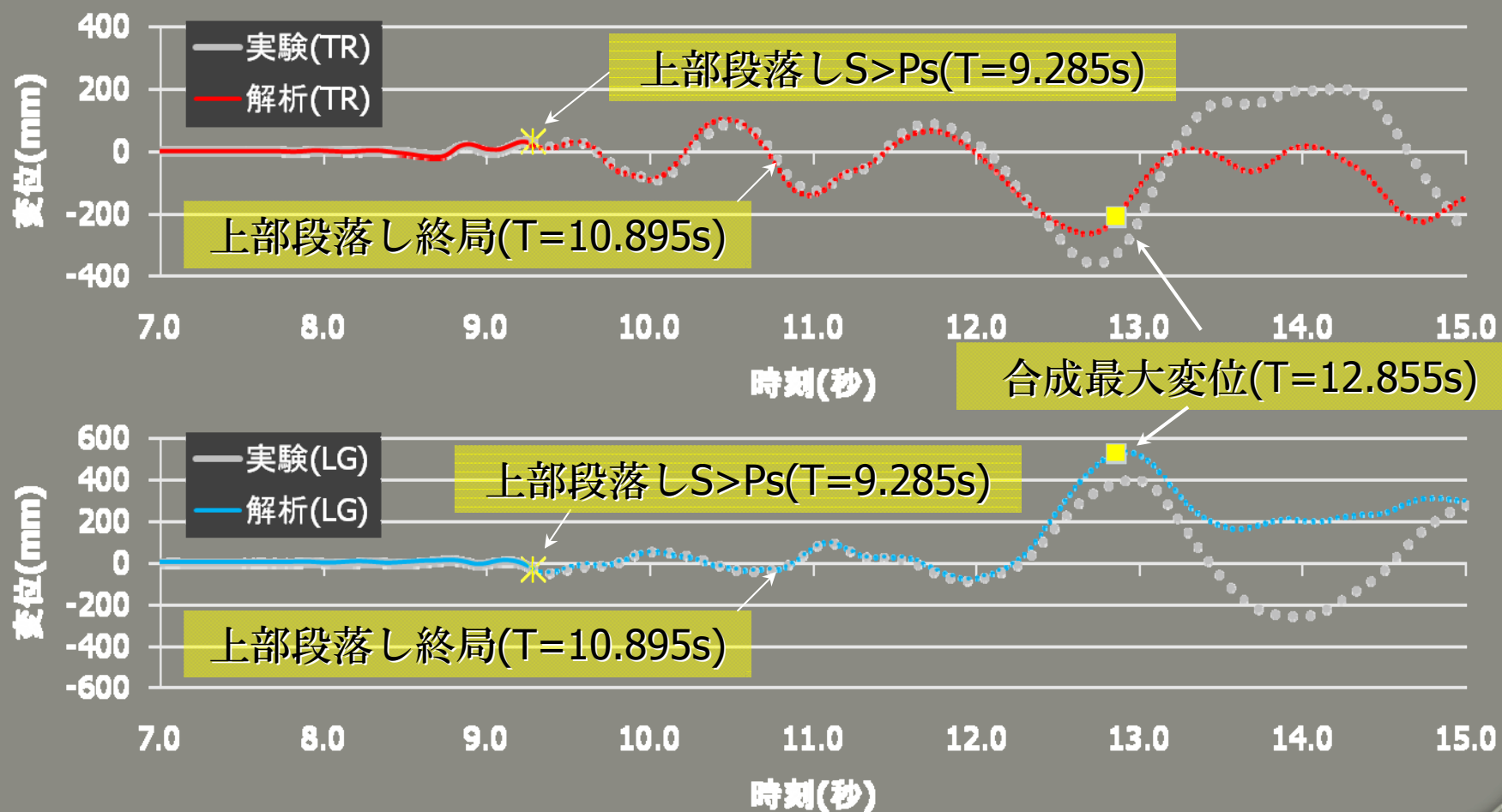
損傷イベント



- ① 9.285 s : 部材 5(上部段落し) $S > P_s$
- ② 9.305 s : 部材 1(基部) 鉄筋降伏
- ③ 9.365 s : 部材 5(上部段落し) $S > P_{s0}$
- ④ 9.775 s : 部材 3(下部段落し) 鉄筋降伏

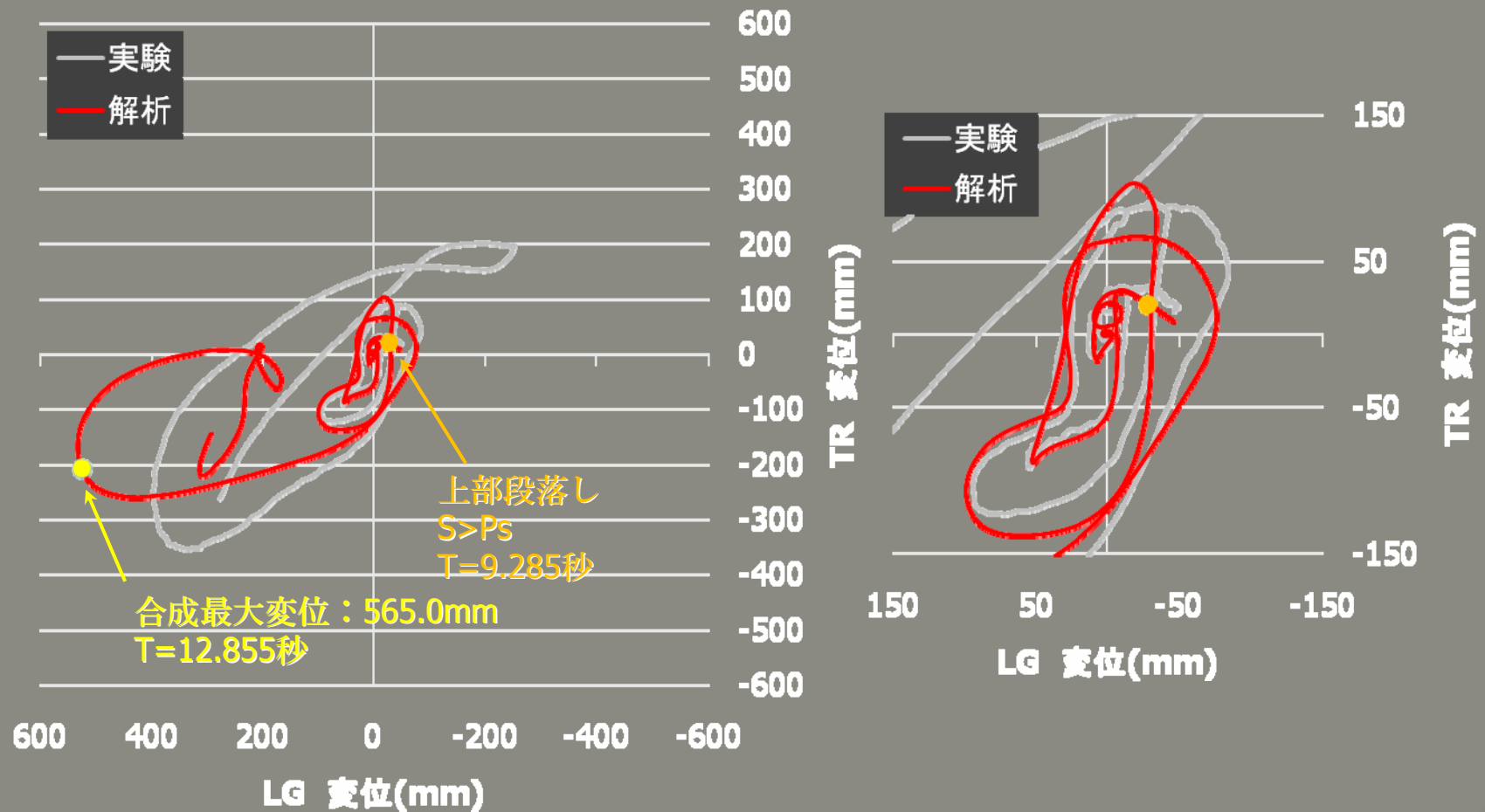
時刻歴応答解析結果

1-1. 変位履歴(橋脚天端)



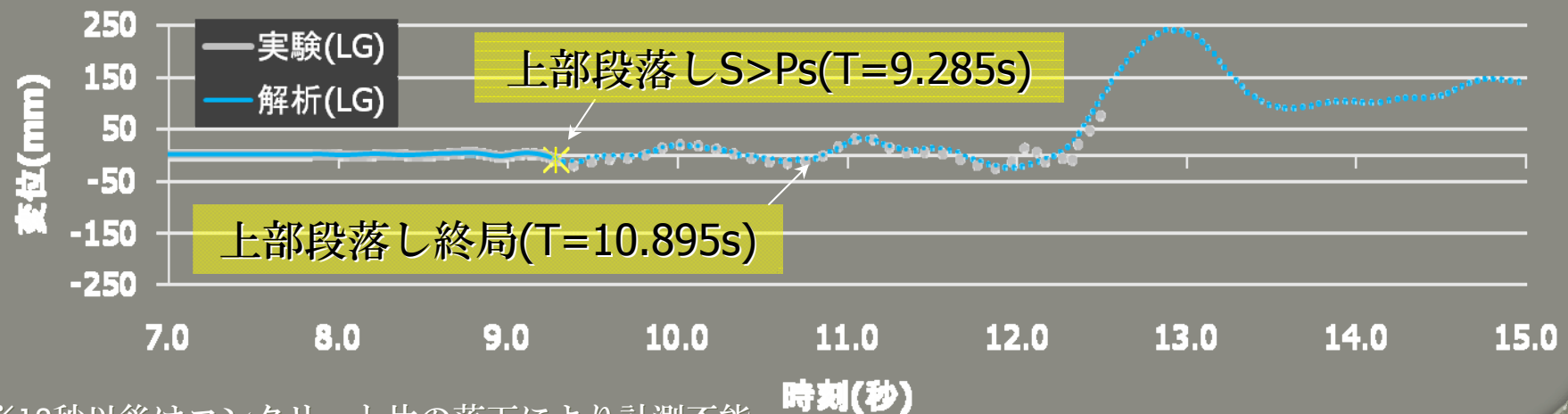
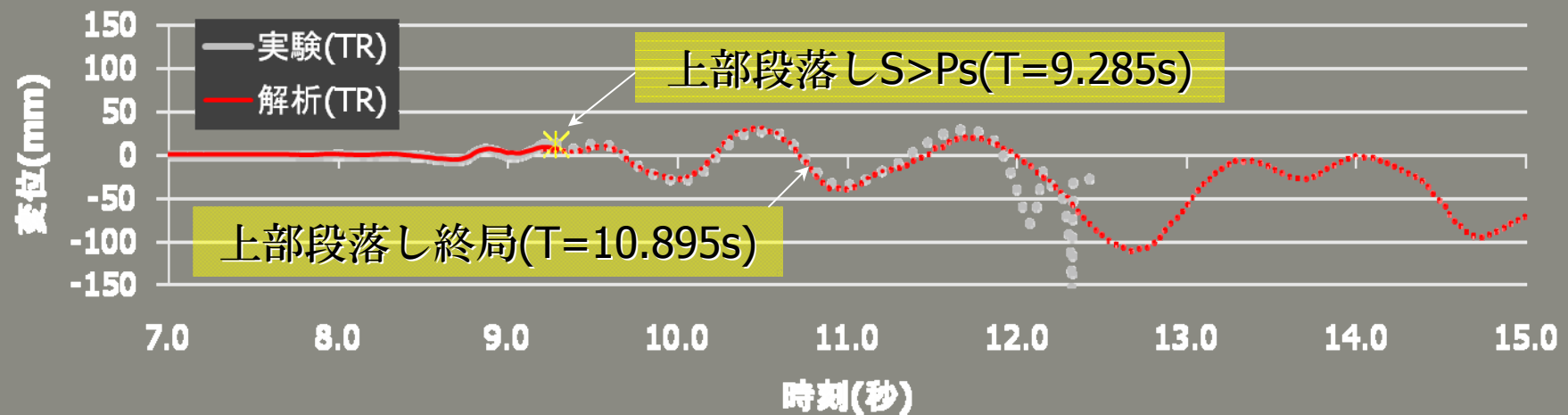
時刻歴応答解析結果

1-1. 変位履歴(橋脚天端)



時刻歴応答解析結果

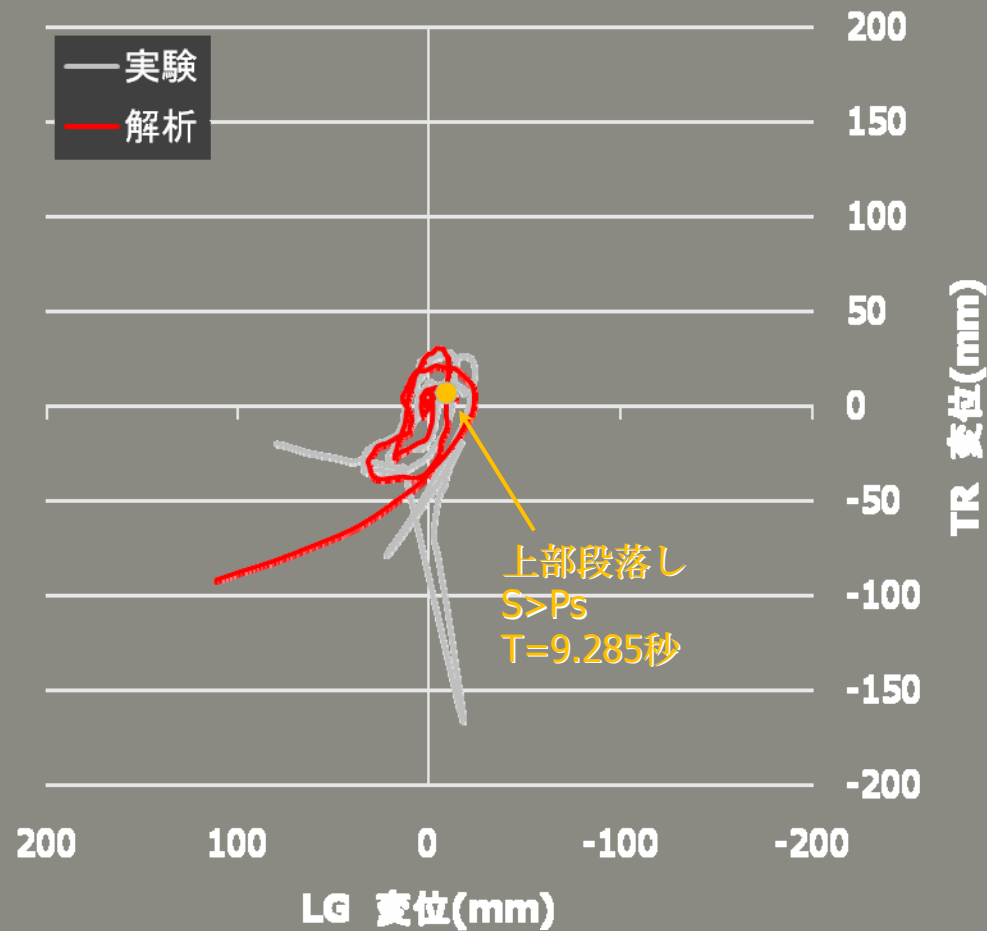
1-2. 変位履歴(3860mm位置)



※12秒以後はコンクリート片の落下により計測不能

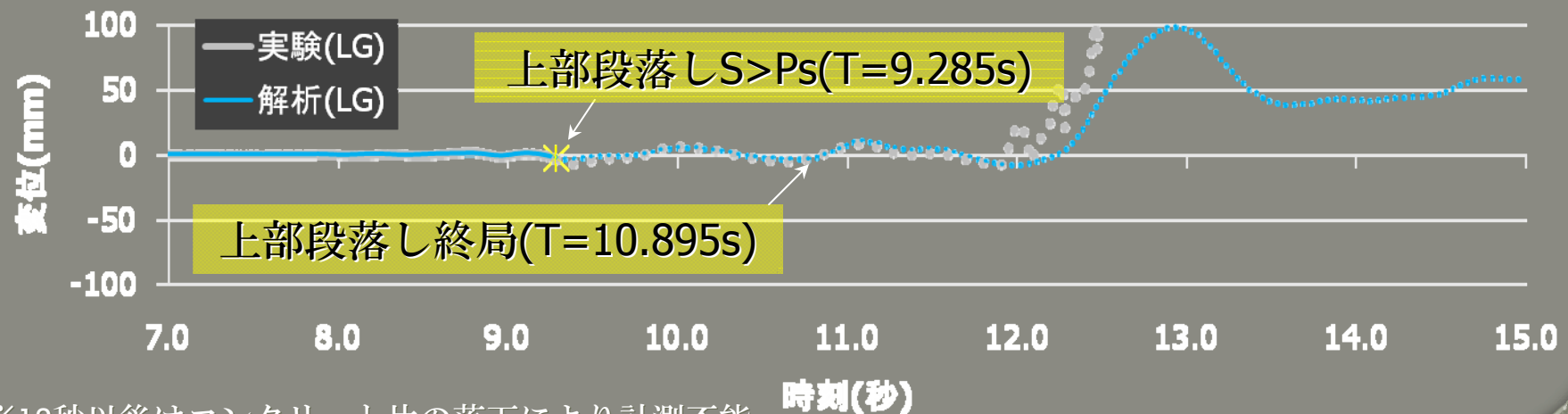
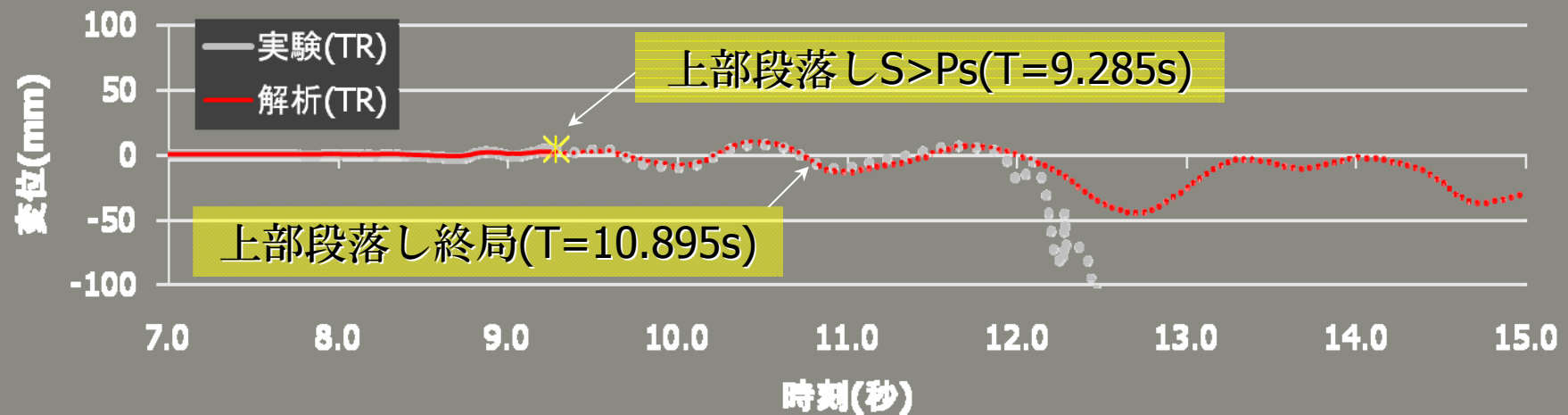
時刻歴応答解析結果

1-2. 変位履歴(3860mm位置)



時刻歴応答解析結果

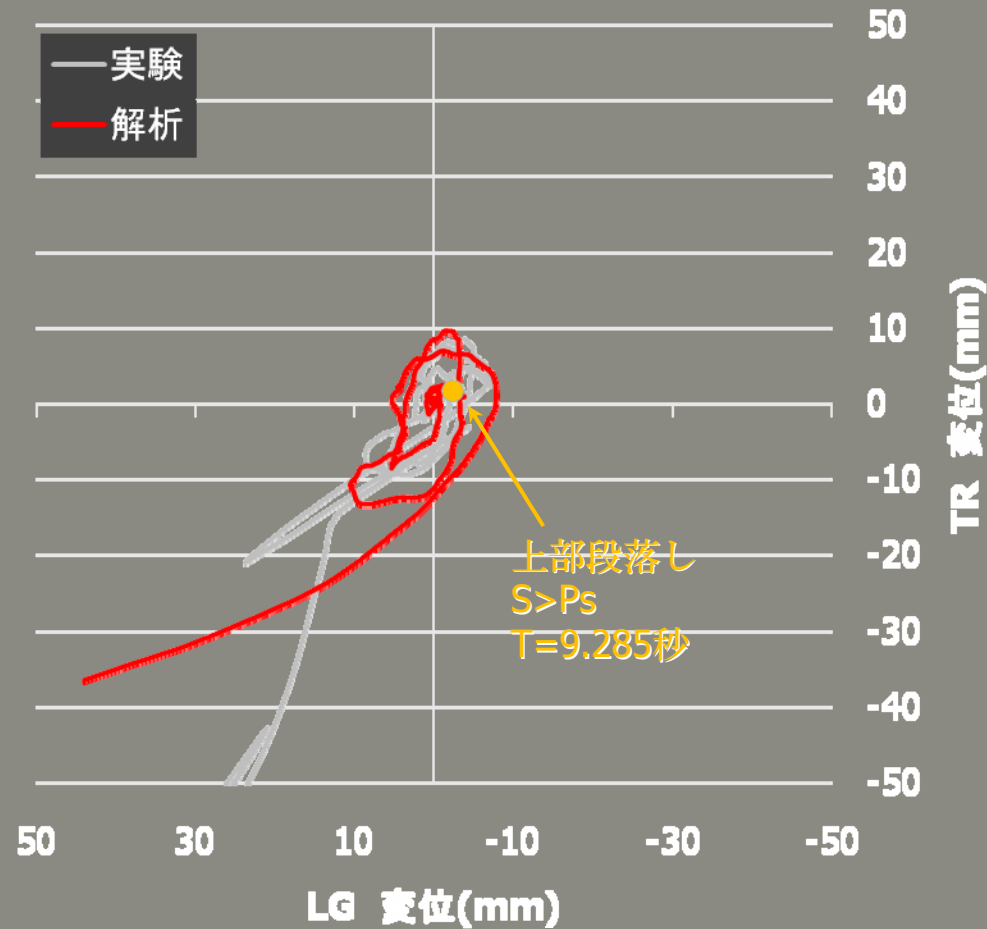
1-3. 変位履歴(1860mm位置)



※12秒以後はコンクリート片の落下により計測不能

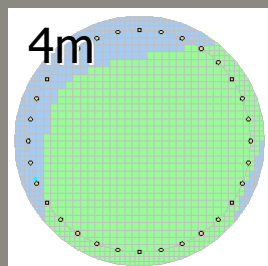
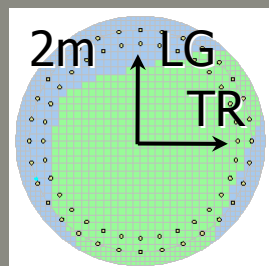
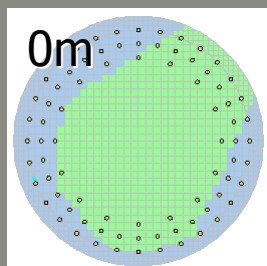
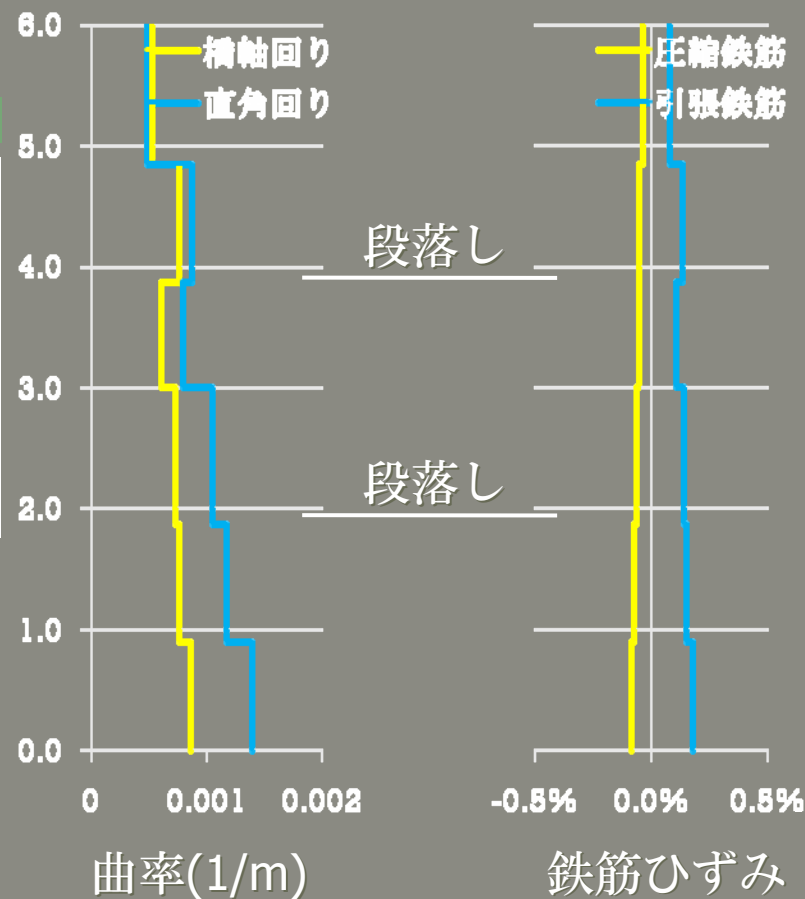
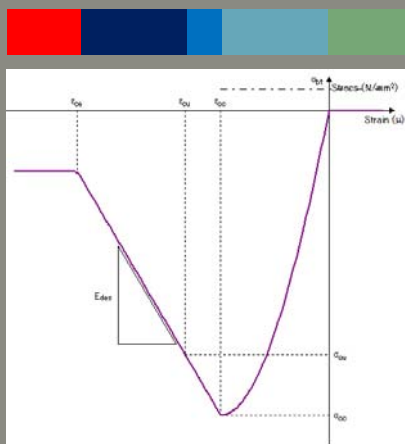
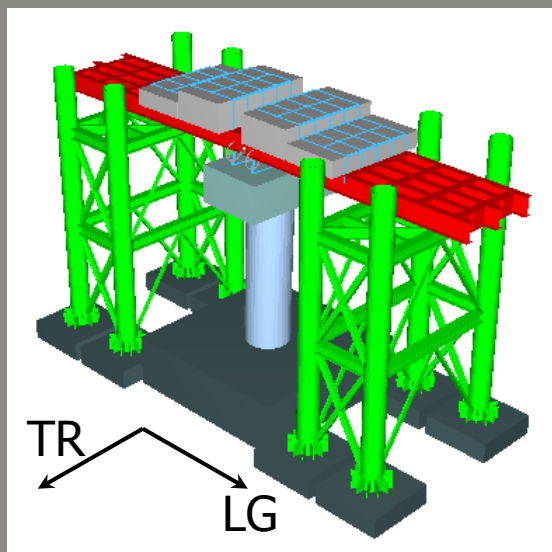
時刻歴応答解析結果

1-3. 変位履歴(1860mm位置)



時刻歴応答解析結果

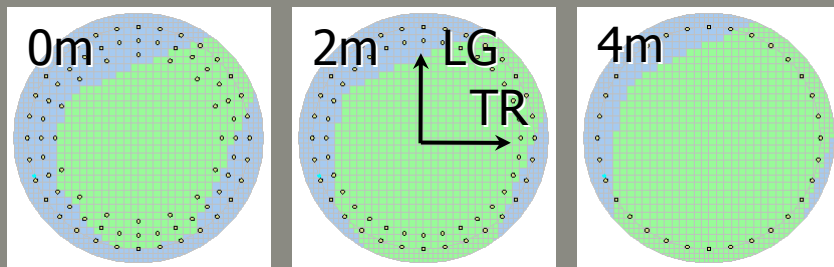
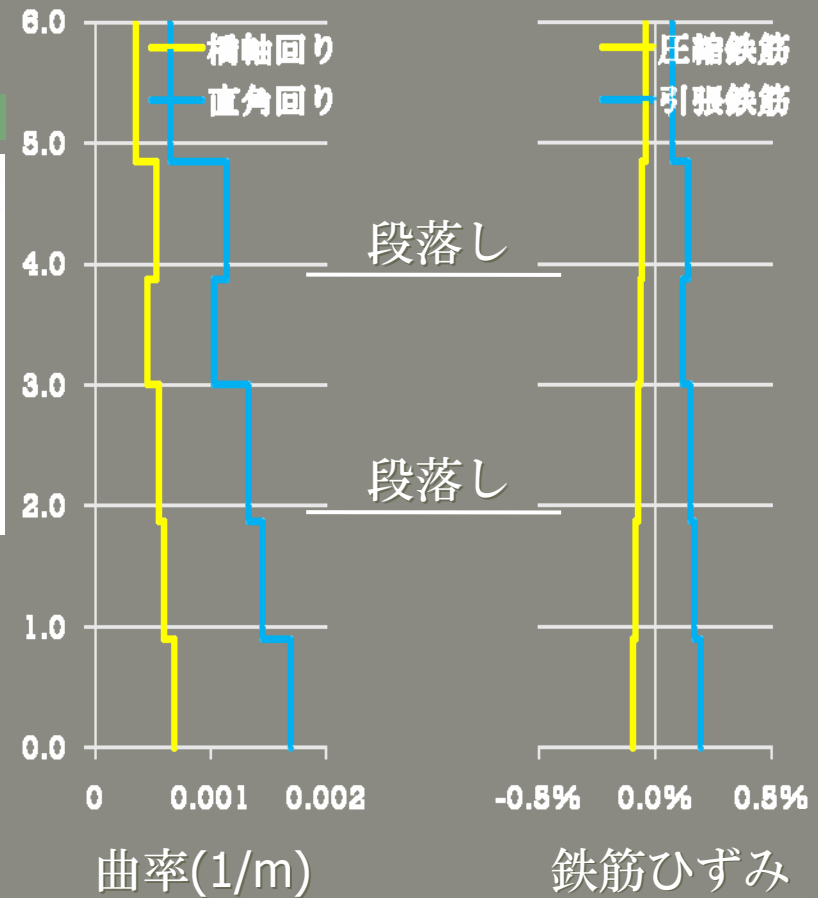
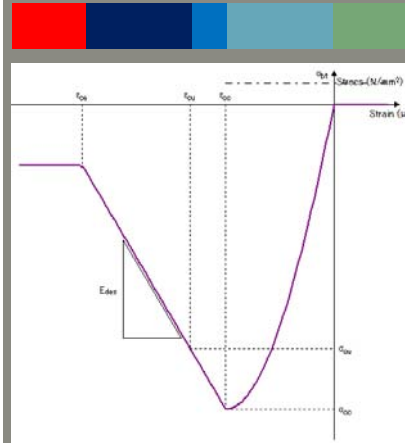
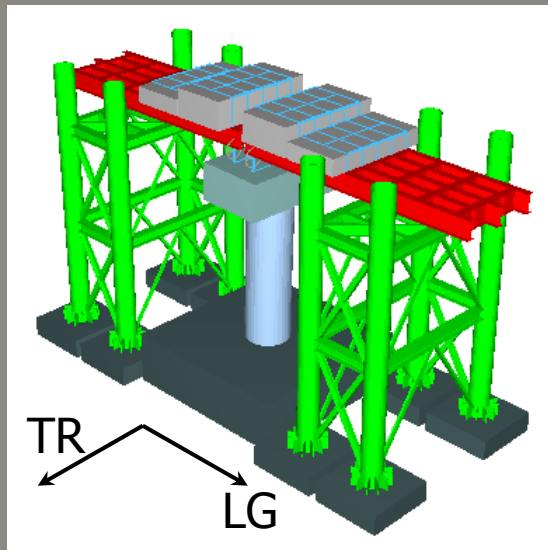
2-1. 曲率ひずみ分布(上部段落し $S > P_s$: $T = 9.285$ 秒)



最大圧縮ひずみ分布

時刻歴応答解析結果

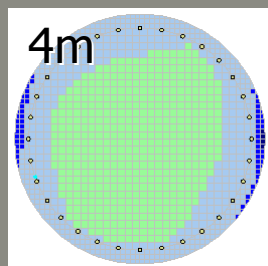
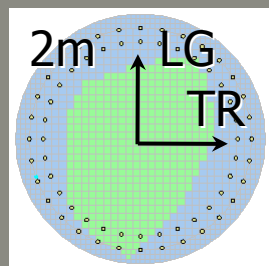
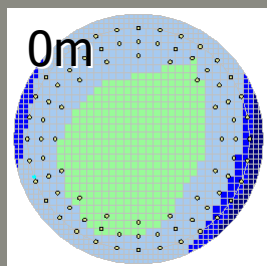
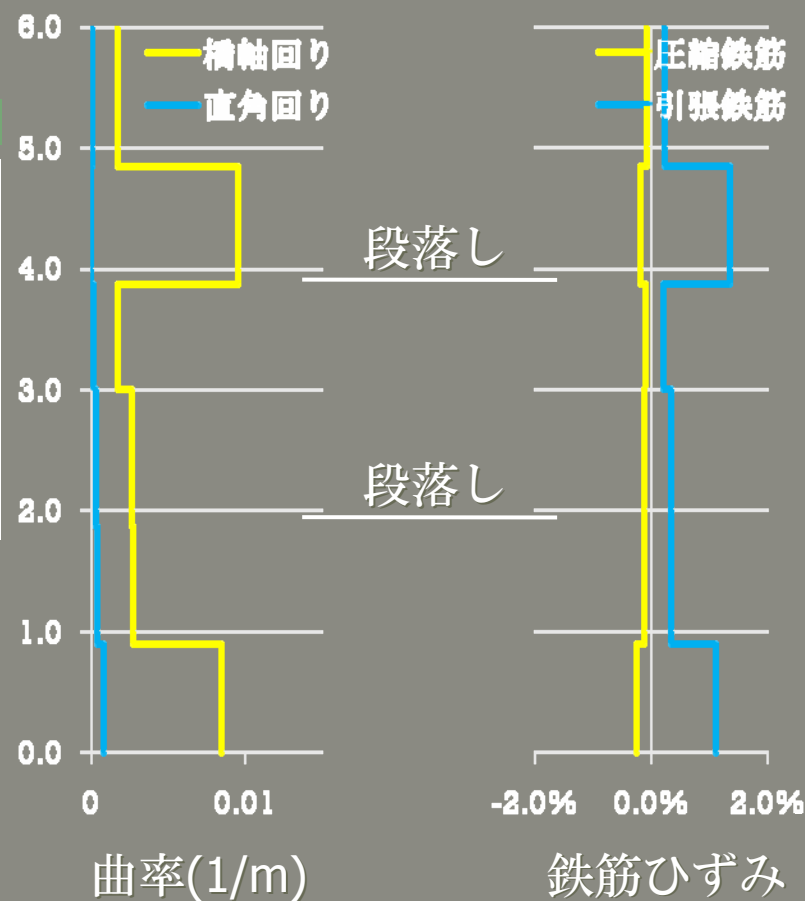
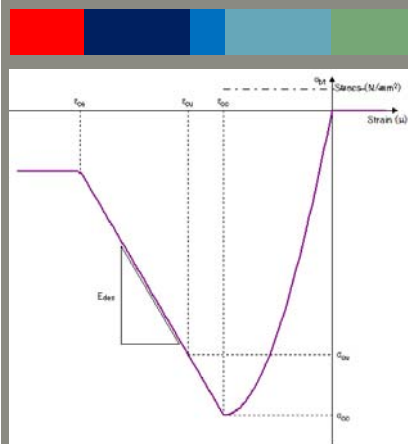
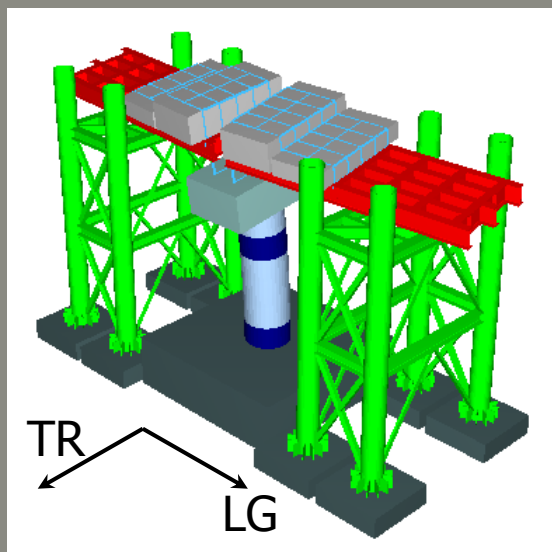
2-2. 曲率ひずみ分布(基部主鉄筋降伏時: $T=9.305$ 秒)



最大圧縮ひずみ分布

時刻歴応答解析結果

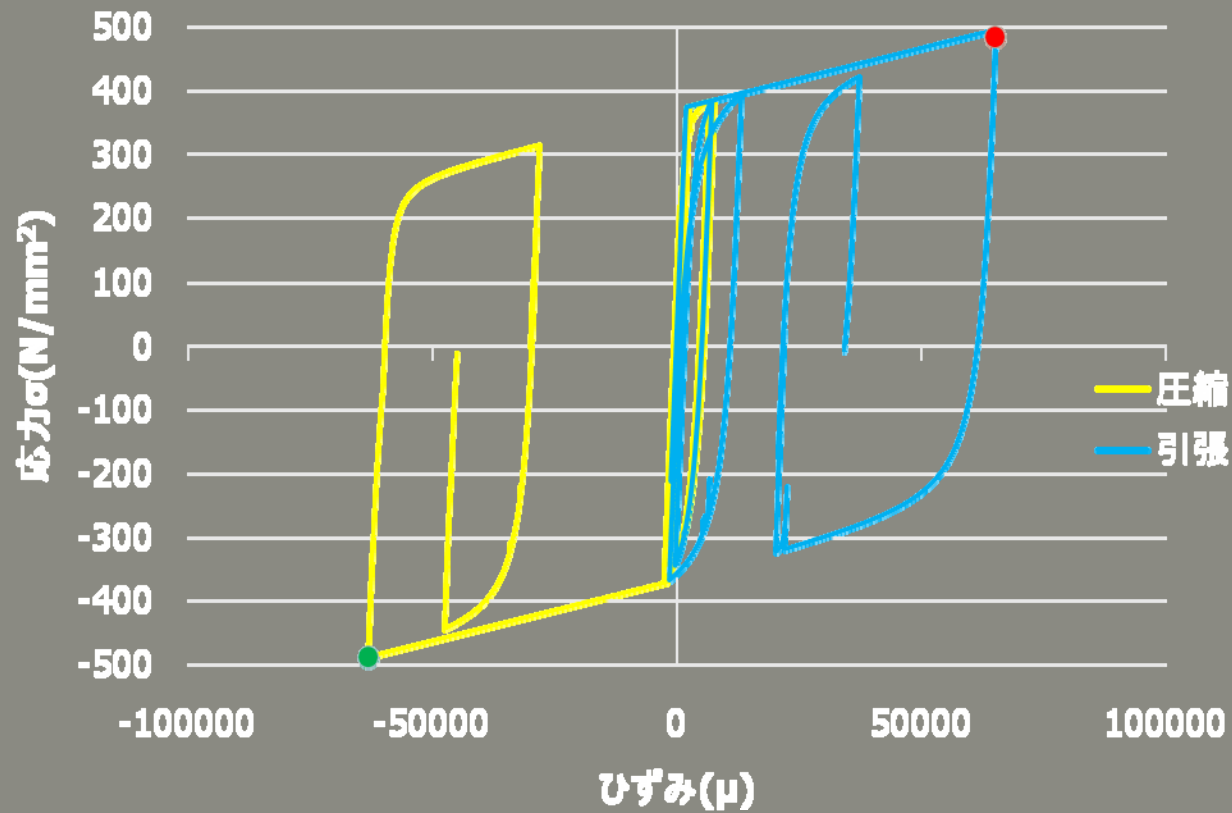
2-3. 曲率ひずみ分布(上部段落し終局時: $T=10.895$ 秒)



最大圧縮ひずみ分布

時刻歴応答解析結果

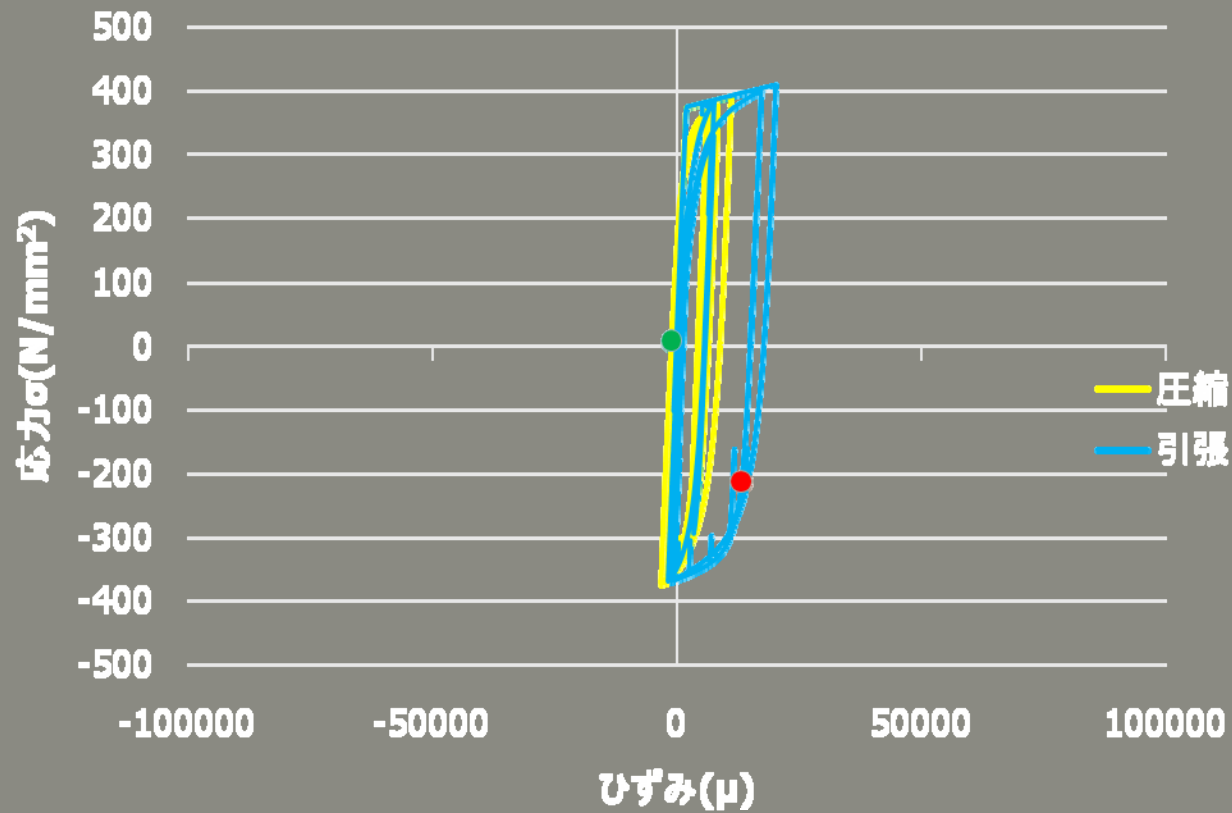
3-1. 最外縁主鉄筋履歴(柱基部)



● ● : 天端変位最大時(T=12.855秒)、赤：引張、緑：圧縮

時刻歴応答解析結果

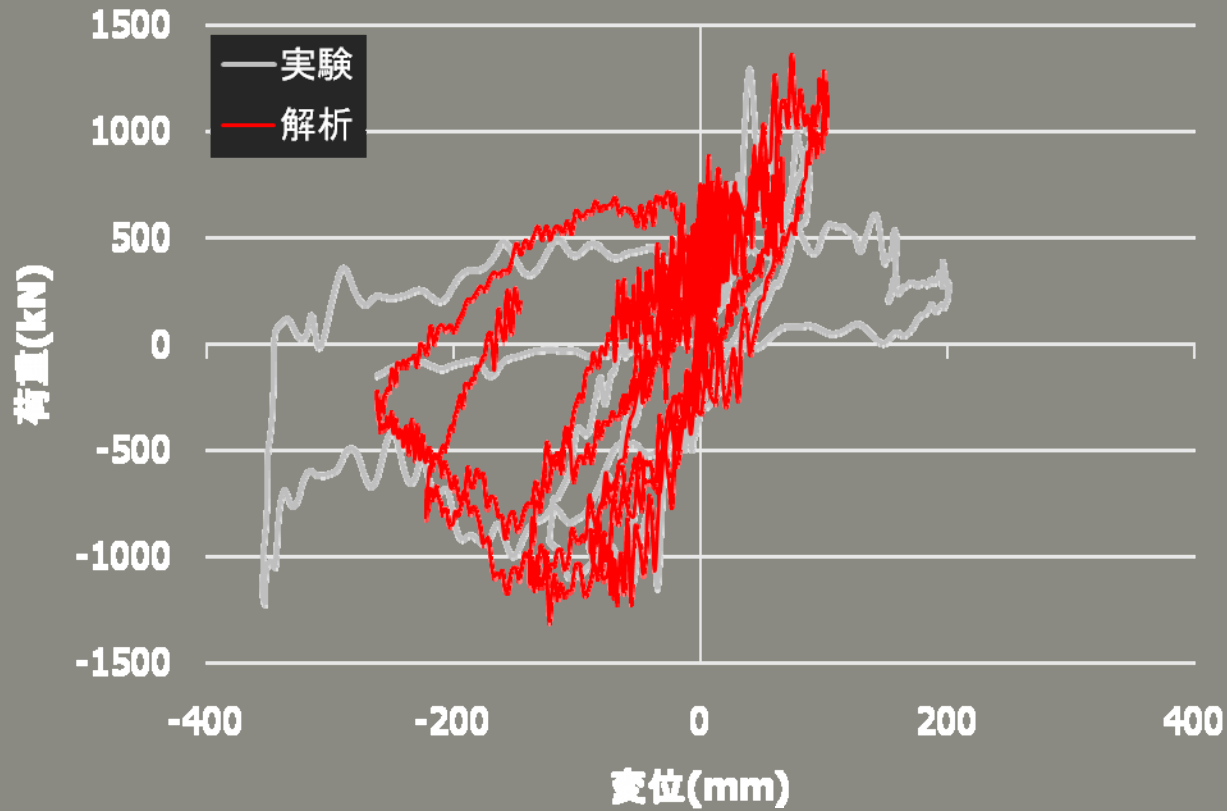
3-2. 最外縁主鉄筋履歴(上部段落し位置)



● ● : 天端変位最大時(T=12.855秒)、赤：引張、緑：圧縮

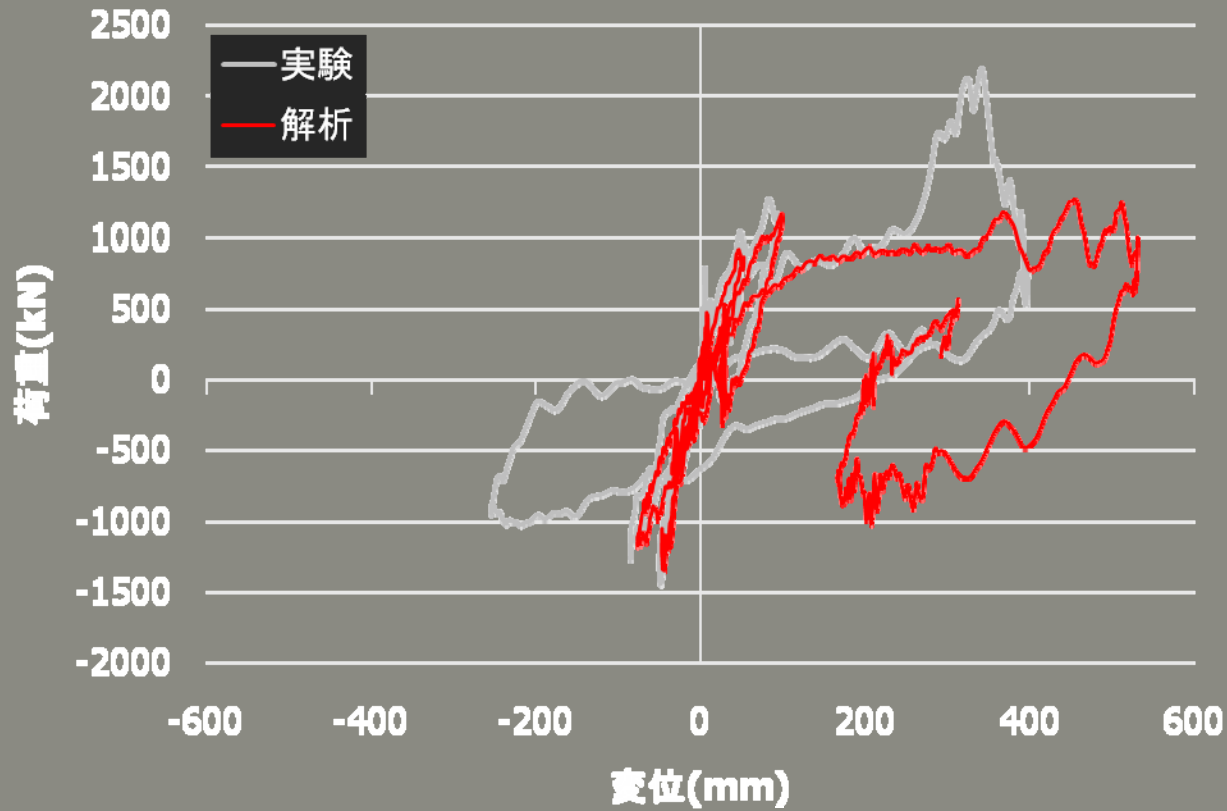
時刻歴応答解析結果

4-1. 荷重変位曲線(橋軸直角方向)



時刻歴応答解析結果

4-2. 荷重変位曲線(橋軸方向)



まとめ

- ◎ 主鉄筋段落し部せん断破壊する試験橋脚(C1-2)に対してファイバー要素を用いて3次元応答解析を行った。
- ◎ せん断破壊(解析上)の発生前までは、応答変位波形はよく一致しており、実験結果を再現できた。
- ◎ せん断破壊後も、しばらくは応答変位がよく一致している。これは、解析に用いたせん断耐力式における「平均せん断応力度」を設計基準強度に対応した値を用いたため、せん断耐力が低めの評価となってしまう、せん断破壊を早めに判定していることが、ひとつの要因と考えられる。