

令和元年度 建築基準整備促進事業

S30. 鉄筋コンクリート造の限界耐力計算における 応答変位の算定精度向上に向けた建築物の 振動減衰性状の評価方法の検討

事業主体名： 株式会社 堀江建築工学研究所
国立大学法人 名古屋大学大学院
国立大学法人 東京大学地震研究所
国立大学法人 山口大学大学院
国立研究開発法人 防災科学技術研究所
・兵庫耐震工学研究センター

共同研究 : 国立研究開発法人 建築研究所

応答低減係数 F_h の評価精度に大きな影響を及ぼす建築物の振動減衰 h の設定を精緻化する方法を提案する。

- (1) 鉄筋コンクリート造の実験データを収集し、建築物の振動減衰 h の設定方法にかかわる降伏点の評価を行う。
- (2) 乾燥収縮が降伏点に与える影響について検証する。
- (3) 建築物の塑性率起点の規定方法の検討と動的応答解析による検証を行う。
- (4) 大型振動台実験用試験体の設計と施工図を作成する。
- (5) 大型振動台実験用試験体の性能曲線を作成する。
- (6) 大型振動台実験用試験体の基部を施工する。

第 I 編 実施体制

	配置予定者	所属・役職	担当する分担業務の内容
管理 技術者	① 太田 勤 ② 勅使川原 正臣 ③ 楠 浩一 ④ 稲井 栄一 ⑤ 丸山 一平 ⑥ 長江 拓也 ⑦ 梶原 浩一	堀江建築工学研究所・取締役所長 名古屋大学大学院環境学研究科・教授 東京大学 地震研究所・教授 山口大学大学院創成科学研究科・教授 名古屋大学大学院環境学研究科・教授 名古屋大学減災連携研究センター・准教授 防災科学技術研究所・兵庫耐震工学研究センター・センター長	振動実験計画 振動実験計画 データベース検討 評価方法の検討 データベース検討 振動実験計画 振動実験計画
技術 担当者	① 浅井 竜也 ② 清原 俊彦 ③ 迫田 丈志 ④ 高橋 愛 ⑤ 尾畑 徹	名古屋大学 環境学研究科・助教 堀江建築工学研究所・設計部長 堀江建築工学研究所・企画開発部長 堀江建築工学研究所・企画開発課長 堀江建築工学研究所・設計部係長	実験実施 試験体設計 架構解析 評価手法の検討 設計法の検討

第 I 編

令和元年度の調査項目

- **降伏点変形角の評価方法の提案とデータベースによる検証**

昨年度の梁の実験データベースによる提案式の精度検証に引き続き、柱の実験データベースを用いた検証を行う。
- **鉄筋コンクリート造部材の降伏変形に関する確認実験**

昨年度実施の柱試験体の載荷実験結果の詳細評価と、コンクリートの乾燥収縮による影響をFEM解析で検討を行う。
今年度実施の乾燥後床スラブ付き梁部材の載荷実験結果と昨年度の非乾燥試験体の実験結果を比較する。
架構の降伏点の評価手法をエネルギー吸収の観点から解析的検討を行う。
- **大型振動台実験用試験体の検討**

来年度大型振動台実験の試験体の設計を確定し、試験体基部を施工する。
大型振動台実験用試験体の特性評価のため、等価線形化法と時刻歴応答解析による応答値の比較を行う。

第 I 編 調査工程

調査検討項目	令和元年度(2019年度)												
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
・データベース検証 降伏変形の精度検証 (柱)													
・部材実験 柱部材の降伏変形評価 床スラブ付き梁試験体													
・振動台試験体 ①設計, ②施工図・計測 計画立案, ③施工			①			②		③					
・解析検討用モデル建築物 動的解析と性能曲線の検討													
・大型振動台での検証 製作, 加振	令和2年度(2020年)												

第Ⅱ編

降伏点変形角の評価方法の提案とデータベースによる検証

提案式: $R_y = R_x + R_s + R_b$

抜け出しによる変形角 R_x : $R_x = \frac{L_p}{J}$ ここで、抜け出し長さ $L_p = \frac{\varepsilon_y \cdot d_p}{2}$

せん断による変形角 R_s : $R_s = \frac{\kappa Q}{\beta_s GA}$

↳ 定着長 d_p は主筋径の40倍と仮定

曲げ降伏による変形角 R_b : $R_b = \frac{1}{3} a \phi_y D$ ここで、断面の曲率 $\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{D}$

データベース

総試験体数: 905体

採用した試験体: 360体

除外した試験体(理由別): 545体

- 高強度材料を使用: 325体
- 1/50(rad.)までに最大強度とならない: 20体
- 論文に荷重-変形曲線を載せていない及び軸が不明確: 158体
- せん断破壊及び付着破壊を生じた: 36体
- 矩形断面でない: 6体

実験値における降伏点の定義:

- 三折れ線モデル化の精度を表す標準偏差の指標 ε を用いて、三折れ線モデル化の方法の修正案を提案し、柱部材荷重-変形曲線を三折れ線モデル化し降伏点を抽出した。
- 軸力が降伏点に与える影響(P- Δ 効果)を考慮するため、P- Δ 効果補正を行った。

検証において比較に用いた他の方法

① Priestley, M.J.N.が提案した式 $\theta_y \approx 0.5\varepsilon_y \frac{l_b}{h_b}$

② Eytayo A OpabolaとKenneth J Elwoodが提案した式 $\theta_y = \frac{Ma}{3 \left(\frac{\alpha}{\beta}\right) EI_g}$

③ 菅野式

降伏点変形角の評価方法の提案とデータベースによる検証

比較・検討内容

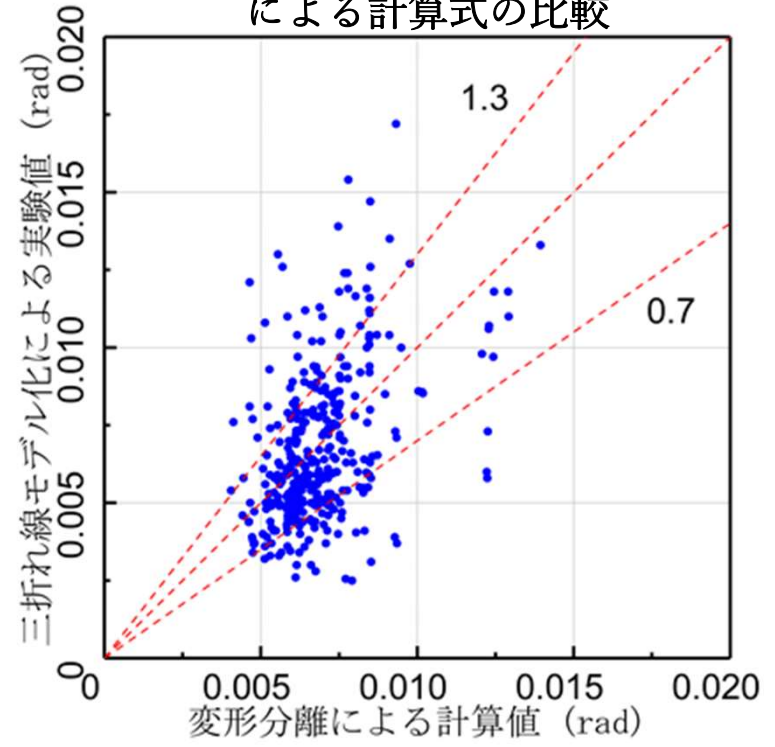
降伏変形角 R_y と降伏剛性 K_y

比較・検討結果

降伏変形角と降伏剛性の実験値と計算値の比較 (実験値/計算値)

		Priestley の式	Eyitayoと Kenneth の式	菅野式	変形分離 による計 算式
変形 角	平均値 μ	1.81	1.29	1.15	1.00
	標準偏差 σ	0.86	1.61	0.57	0.33
	変動係数 μ/σ	0.48	1.25	0.50	0.33
	±30%以内	26.1%	11.4%	51.1%	68.1%
降伏 剛性	平均値 μ	0.67	1.87	1.08	1.21
	標準偏差 σ	0.33	1.37	0.56	0.48
	変動係数 μ/σ	0.49	0.73	0.52	0.40
	±30%以内	34.2%	11.7%	51.9%	50.8%

降伏変形角の実験値と変形分離による計算式の比較



- 提案式による降伏変形角の実験値/計算値の平均値は1.00, 標準偏差は0.33となり, **提案式の精度が高い**。他の計算方法を用いた計算値と比較すると, **提案式を用いた場合の方がより実験値に近い**

本検討で得られた他の結果

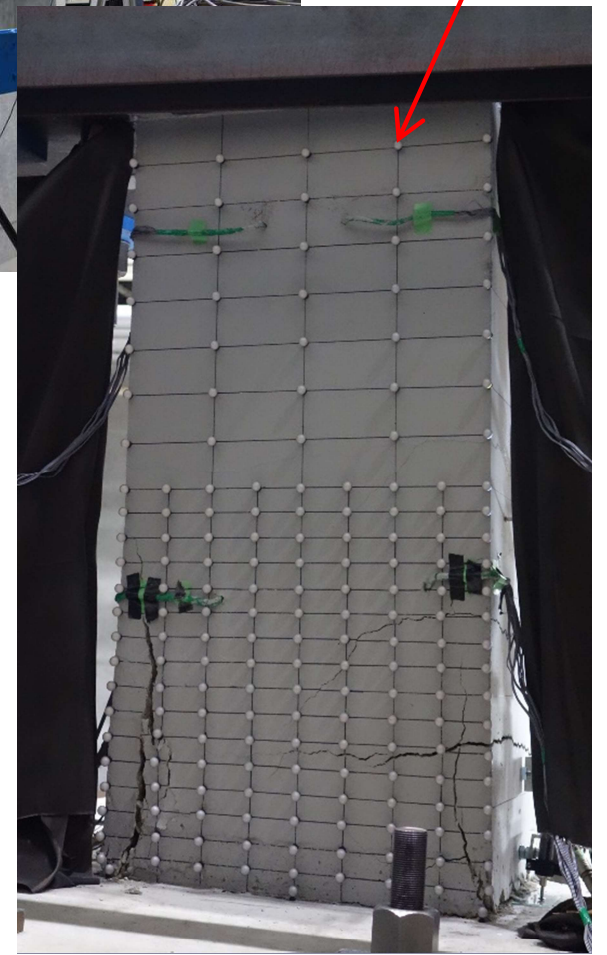
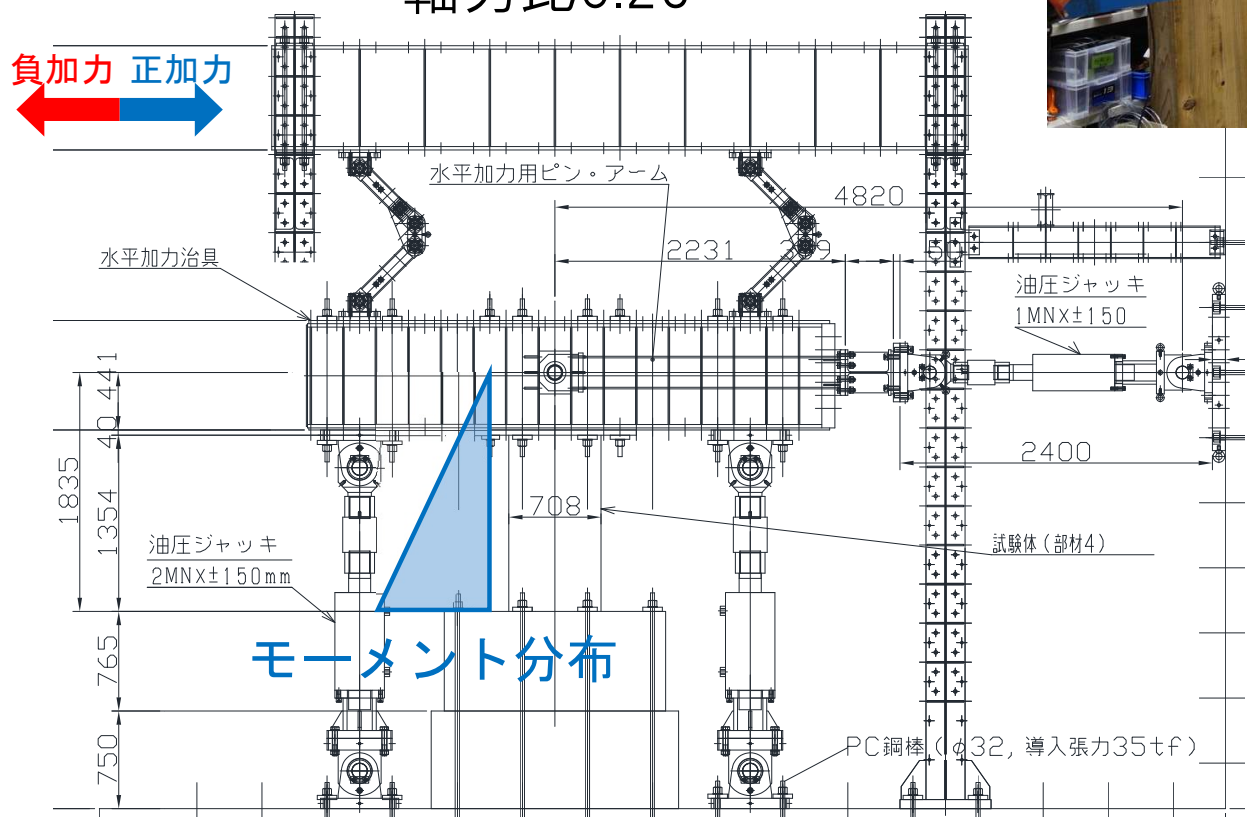
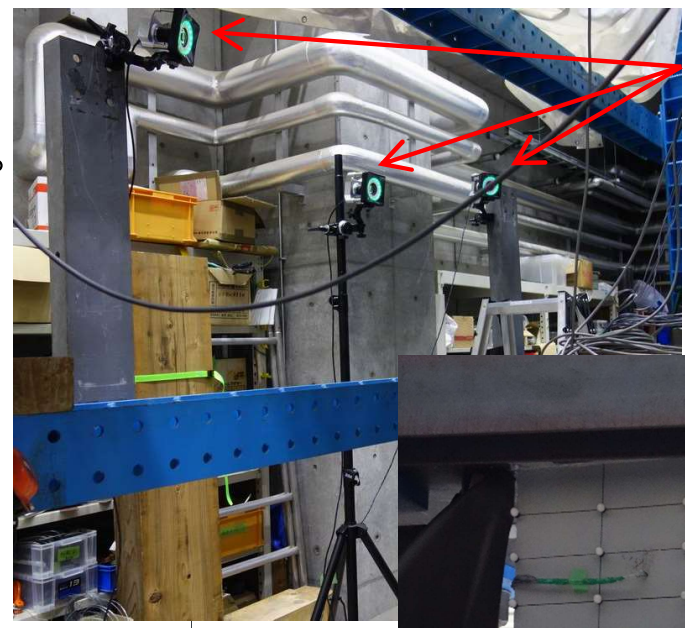
- パラメータ分析により, **主筋の定着長とヒンジ領域の長さ**は計算結果に大きな影響を与える
- ヒンジ領域の長さが0の時 (**曲率分布が線形の時**) の計算値が実験値には最も近い値をとったため, 降伏変形角の計算においてはヒンジ領域の長さを考慮しなくて良い
- 提案式における影響因子の分析により, **シアスパン比**が大きくなると, 降伏変形角の計算値は実験値に近い傾向が見られた
- 昨年度作成した梁のデータベースについても提案式を適用することが妥当であることを確認した

- 本編の検討事項

- ① 詳細な変形性状データに基づく柱部材の変形評価
- ② 柱部材の降伏点に関する解析的検討
- ③ 床スラブ付き梁部材の降伏点に関する実験的検討
- ④ 架構の降伏点評価の解析的検討

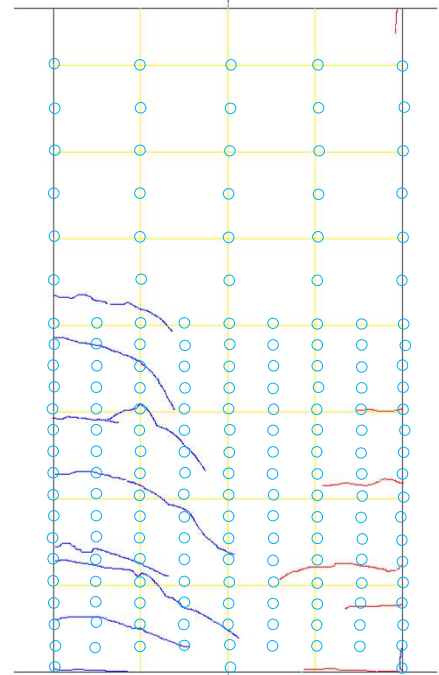
①柱部材の高精度変形評価

- 2018年度の実験でモーションキャプチャにより取得した変形性状を分析。
- 試験体4: 扁平比2.0, $M/QD=2.6$, 軸力比0.25



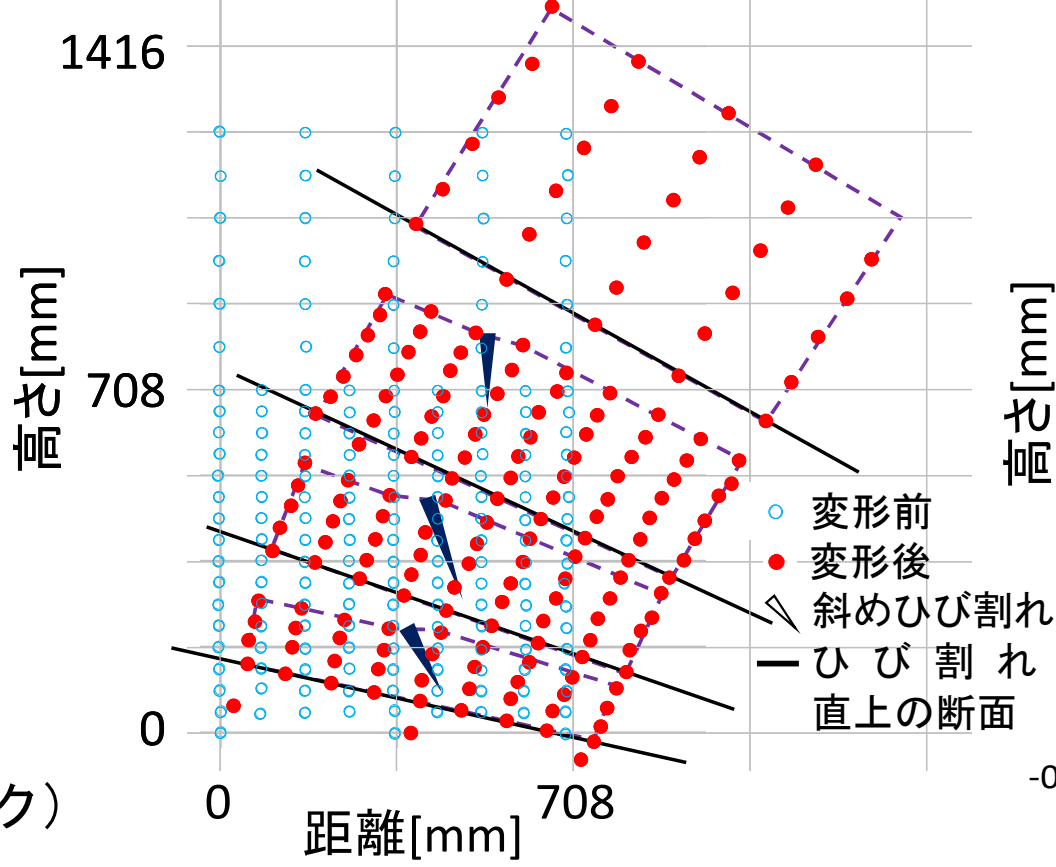
・ 柱試験体の変形状

【マーカ初期位置
とひび割れ図】

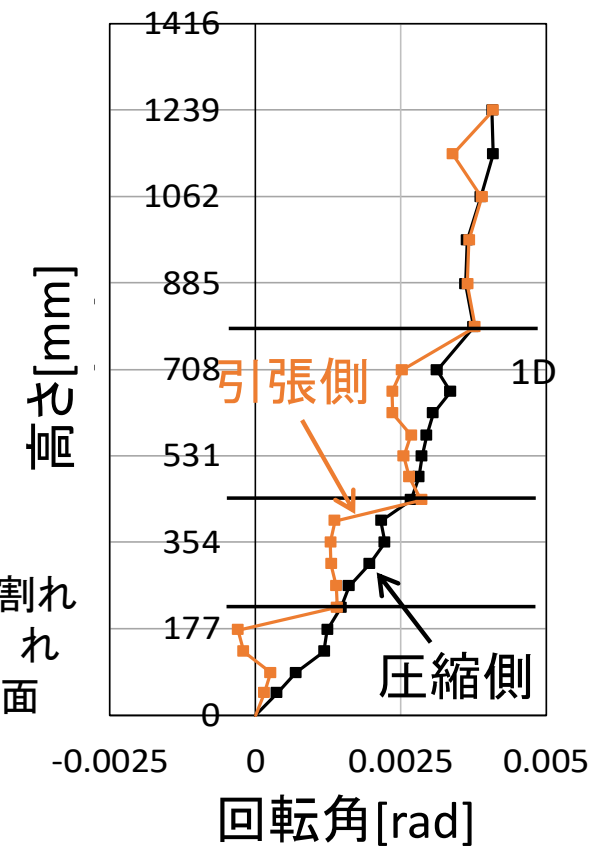


(1/200 1回目ピーク)

【変形状(変形100倍)】

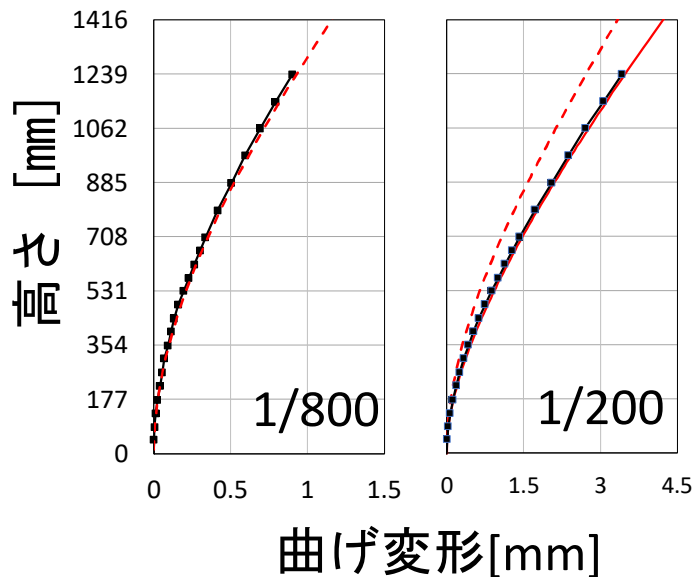
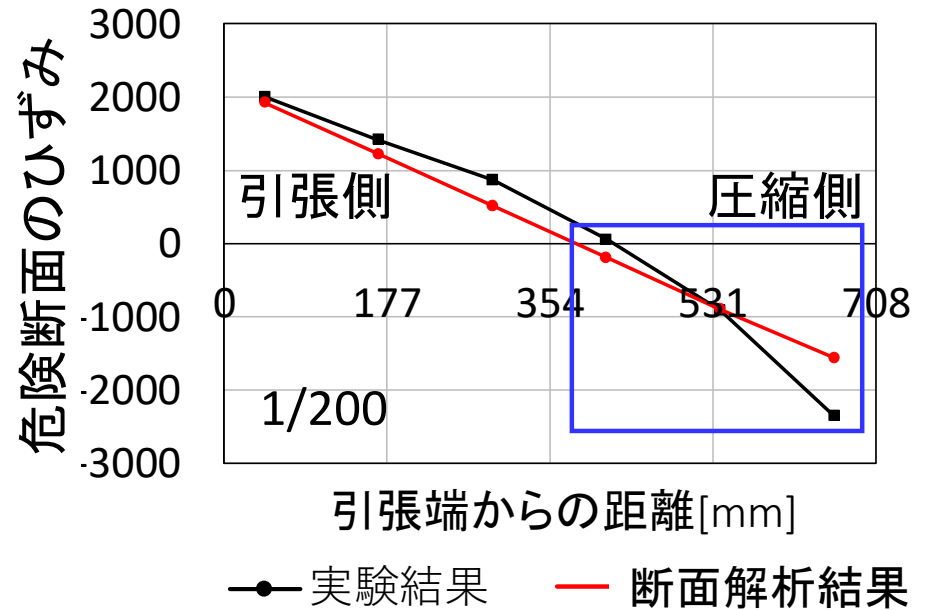
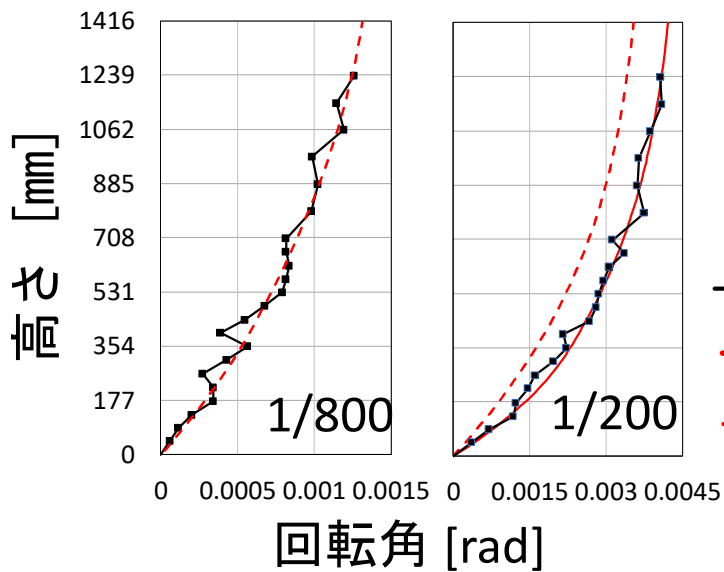


【回転角分布】



回転角は圧縮側では連続的だが引張側ではひび割れ部で急増する。曲げ変形算定には、曲げ応力を負担する圧縮側の回転角を用いる。

- 曲げ変形(定着部の回転角を除く)の断面解析結果との比較



実験結果と解析結果では、変形の進行に伴い危険断面近傍で回転角に差が生じる。
 ⇒加力に伴い圧縮側曲率の実験結果が解析結果より増大。
 ⇒この違いを考慮すると両者は良好に一致。

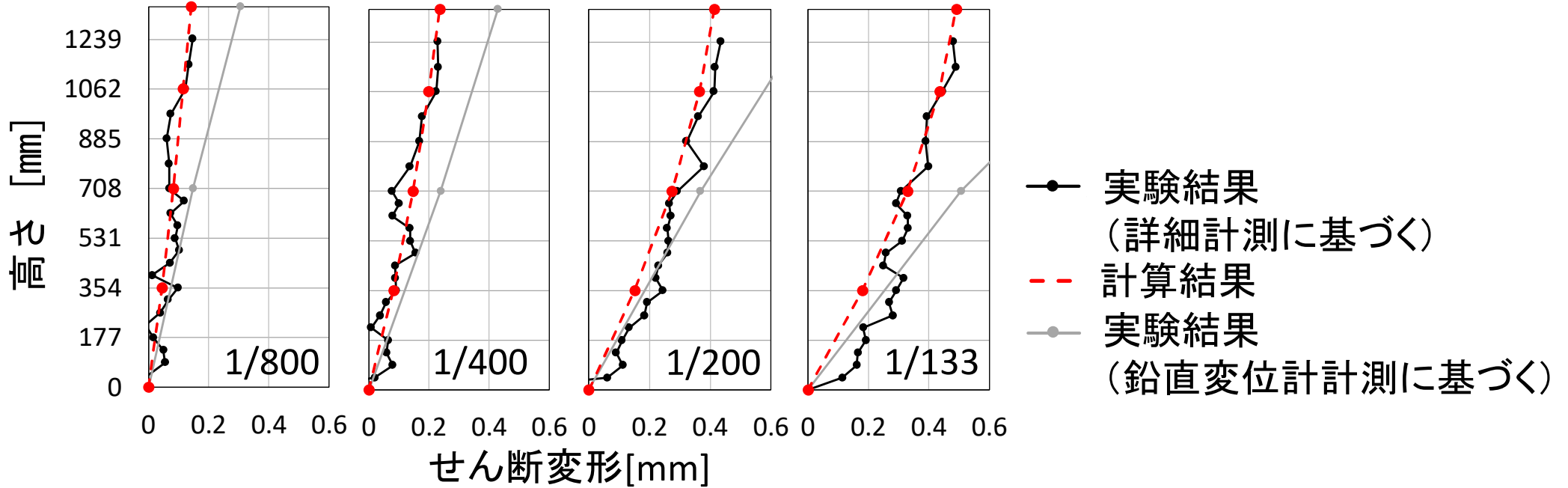
鉄筋コンクリート造部材・架構の降伏変形に関する実験および解析

- せん断変形(全体変形から曲げ変形を減じて算定)

- 下記の計算値と比較

$$\delta_s = \int Q / (GA_e) dh$$

Q:せん断力 h:試験体高さ G:せん断弾性剛性
 A_e:剥落部およびひび割れ部を差し引いた水平断面積

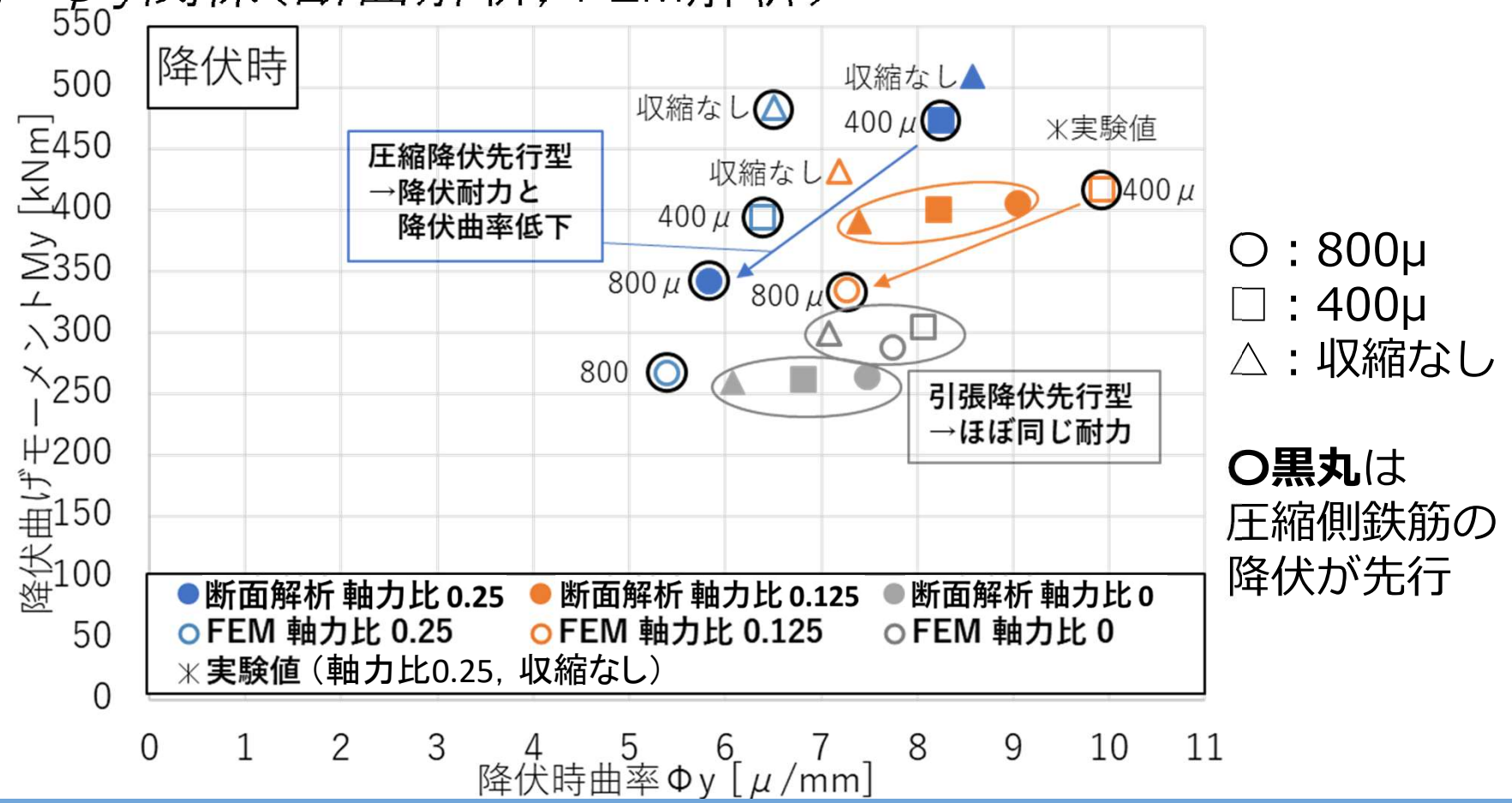


実験結果と計算結果は極めて良く一致。
 試験体両側の鉛直変位に基づく曲げ変形を用いると、曲げ変形を過大評価し、その結果せん断変形を過大評価してしまう。

②柱部材の降伏点に関する解析的検討

- コンクリートの乾燥収縮が力学特性(特に降伏点)に与える影響を検討。
- 曲げ断面解析によるMy- ϕ y関係の検討
 - コンクリートは圧縮力のみ負担し、圧縮強度まで線形とする。
 - 乾燥収縮による応力は、コンクリートと鉄筋の力のつり合いから算定。
 - 乾燥収縮後の応力を初期条件として、曲げ断面解析を行う。
- 3次元FEM解析(FINALを使用)によるMy- ϕ y関係, Q- δ 関係の検討
 - 乾燥収縮応力は冷却解析により模擬。
 - 冷却(収縮) \Rightarrow 軸力導入 \Rightarrow 水平載荷の順で解析
- 検討条件パラメータ
 - 乾燥収縮量: 0μ , 400μ , 800μ , 軸力比: 0, 0.125, 0.25

• My- ϕ_y 関係(断面解析, FEM解析)

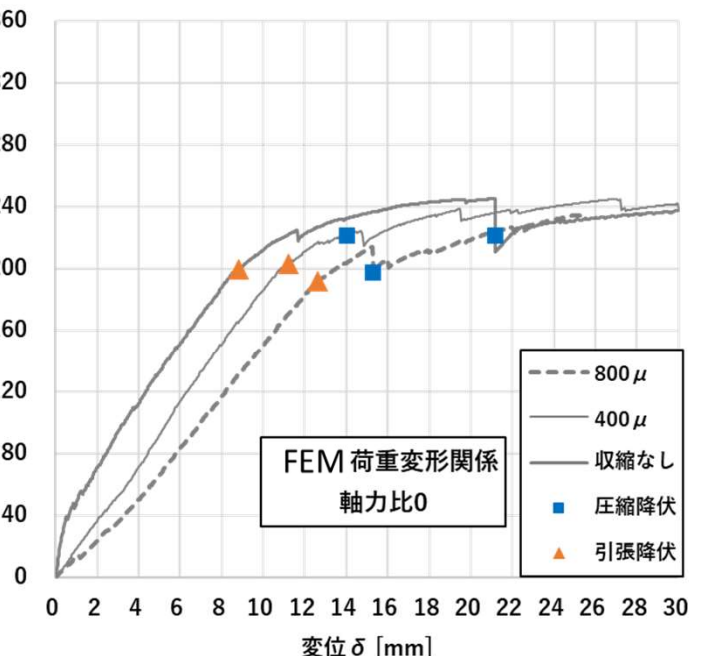
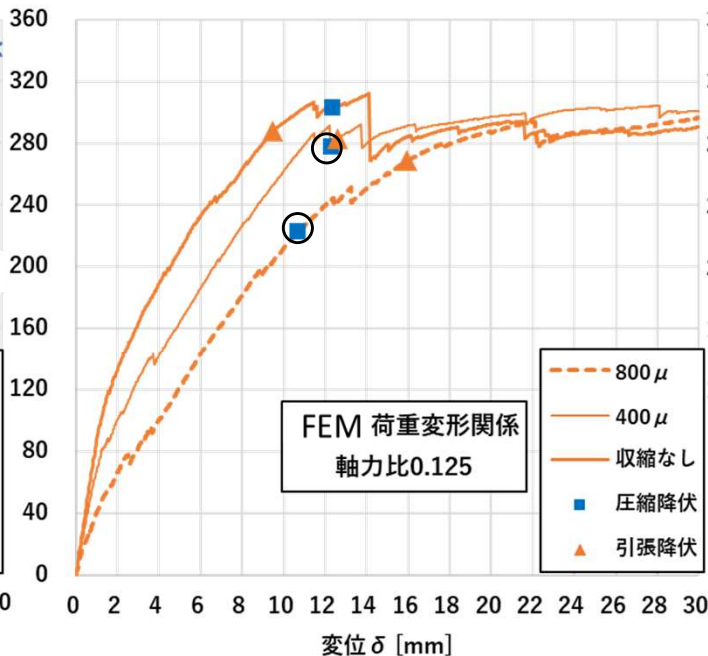
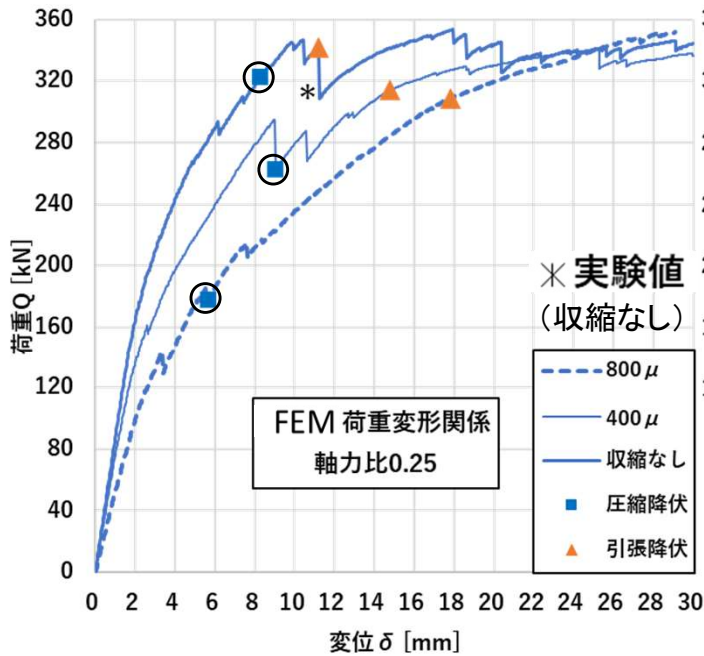


コンクリートの収縮により、

- ・引張鉄筋の降伏が先行する場合：耐力は変わらないが曲率は増大、
- ・圧縮鉄筋の降伏が先行する場合：耐力・曲率共に大きく低下。

• $Q_y - \delta_y$ 関係 (FEM解析)

○黒丸は圧縮側鉄筋の降伏が先行したケース



コンクリートの収縮により、初期剛性は低下、

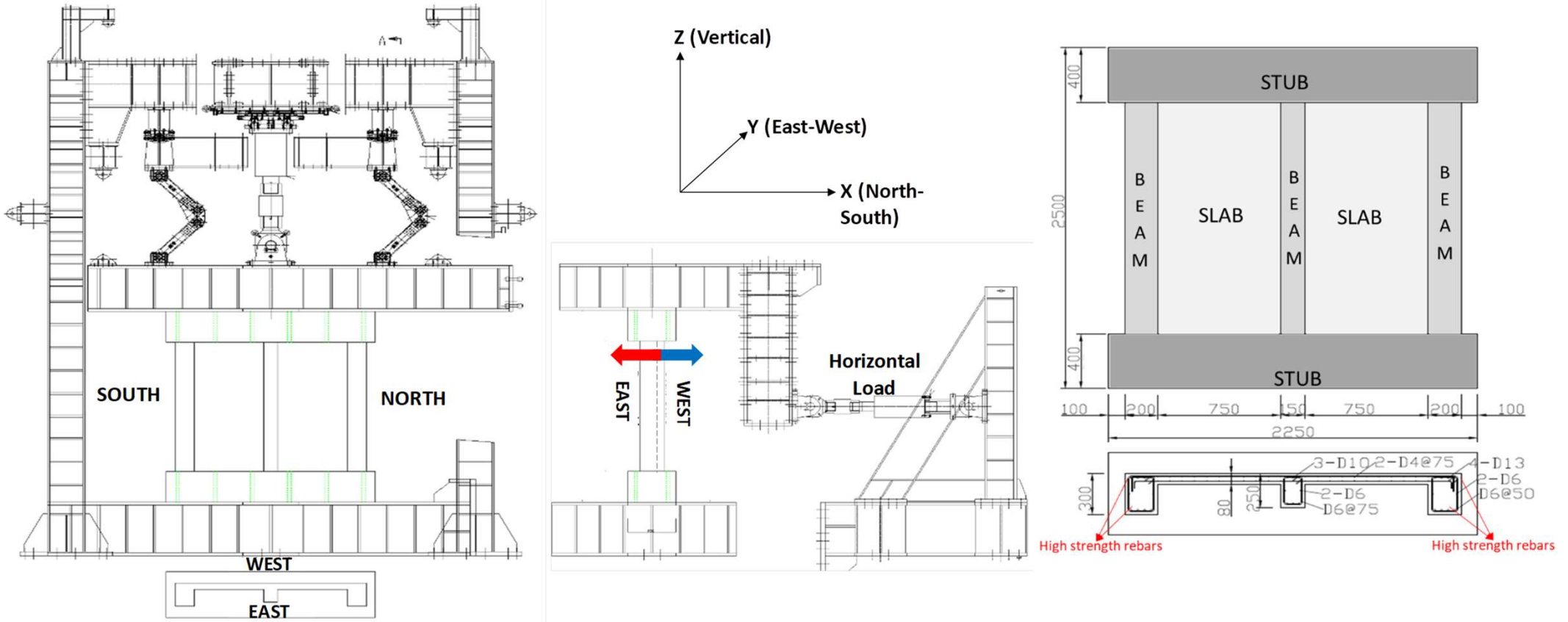
- ・引張鉄筋の降伏が先行する場合：耐力は変わらないが変形は増大、
- ・圧縮鉄筋の降伏が先行する場合：耐力・変形共に大きく低下するが、その後引張鉄筋の降伏まで耐力は上昇(コンクリートが耐力負担)。

鉄筋コンクリート造部材・架構の降伏変形に関する実験および解析

③床スラブ付き梁部材の降伏点に関する実験的検討

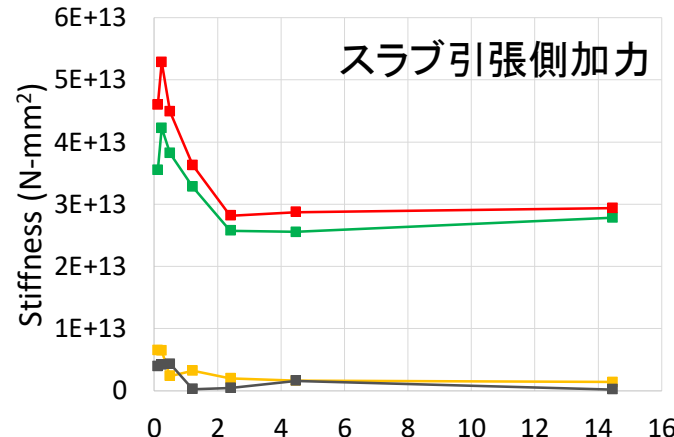
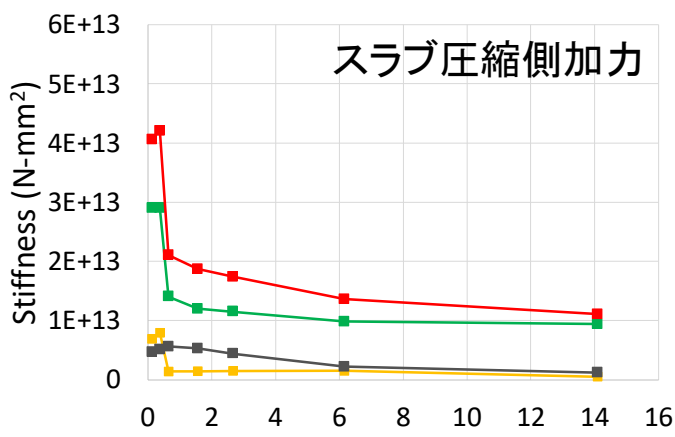
- 2018年度に実施した実験結果分析および2019年度に実施した乾燥試験体との結果比較を行った。
- 実験詳細は以下の文献を参照されたい。

勅使川原正臣ほか:RC造建物の振動減衰性状評価方法の検討 その5およびその6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.631-634, 2019

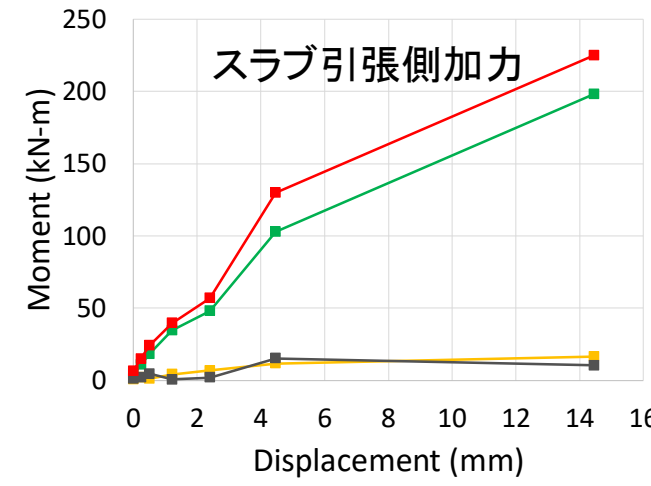
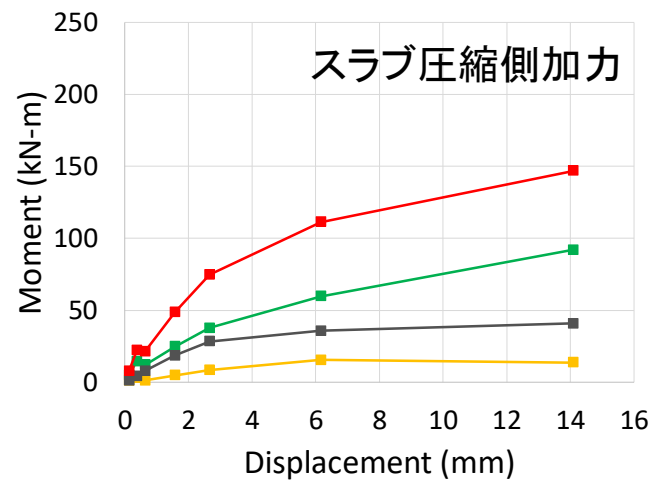


鉄筋コンクリート造部材・架構の降伏変形に関する実験および解析

- 各構成部材の剛性・耐力への寄与を算定(危険断面位置)
 - 水平断面内各部の曲率および中立軸を2本の鉄筋ひずみ計測値から算定し、それらと材料構成則に基づき算定(変形角1/200まで)。



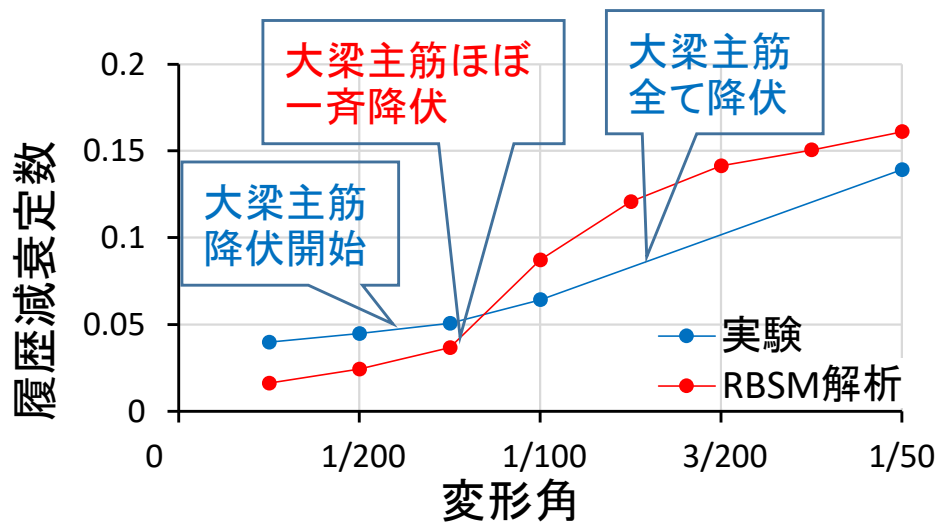
■ Large beam
■ Sub-beam
■ Both slab
■ Overall



剛性・耐力共に大梁が大半を負担し、その傾向は変形の進行に伴い顕著になる。

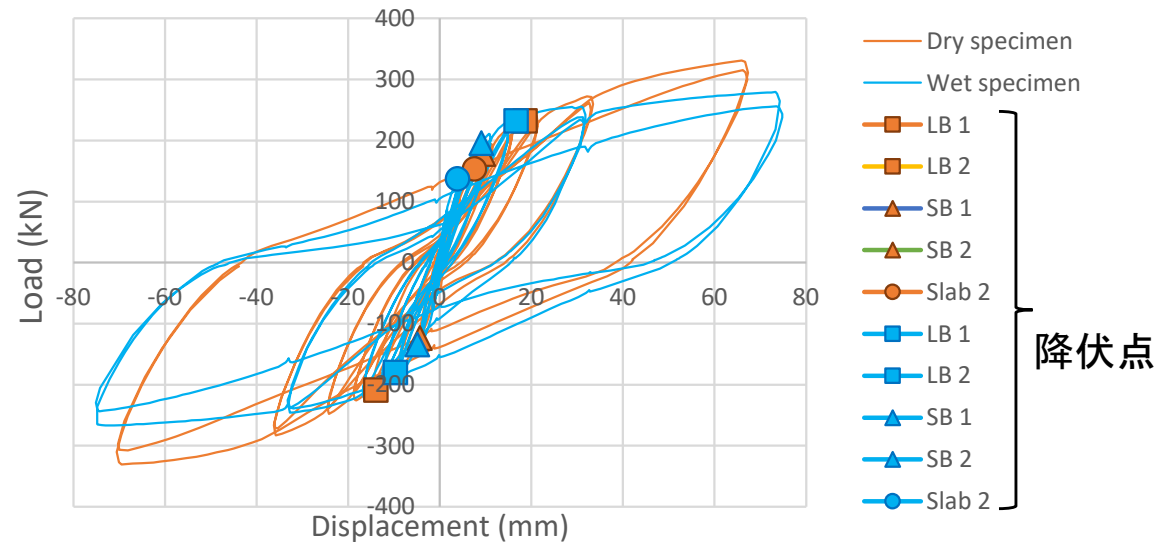
鉄筋コンクリート造部材・架構の降伏変形に関する実験および解析

- 減衰性状に基づく降伏点評価(実験およびRBSM解析)



剛性・耐力を主に負担する大梁の主筋がすべて降伏すると履歴減衰が上昇。
⇒この点を降伏点として評価すべきと考えられる。
⇒今後評価手法を検討。

- 降伏点に与える乾燥影響(非乾燥試験体と乾燥試験体の載荷実験比較)



コンクリートの乾燥により、
・初期剛性は4割程度低下
・降伏点はほぼ変わらない。

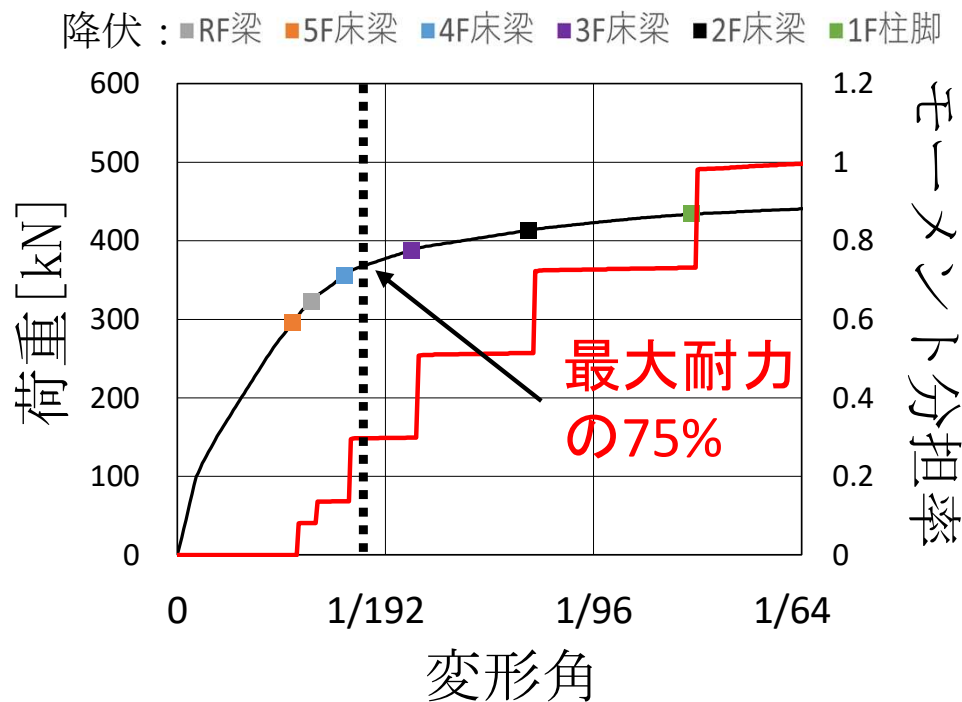
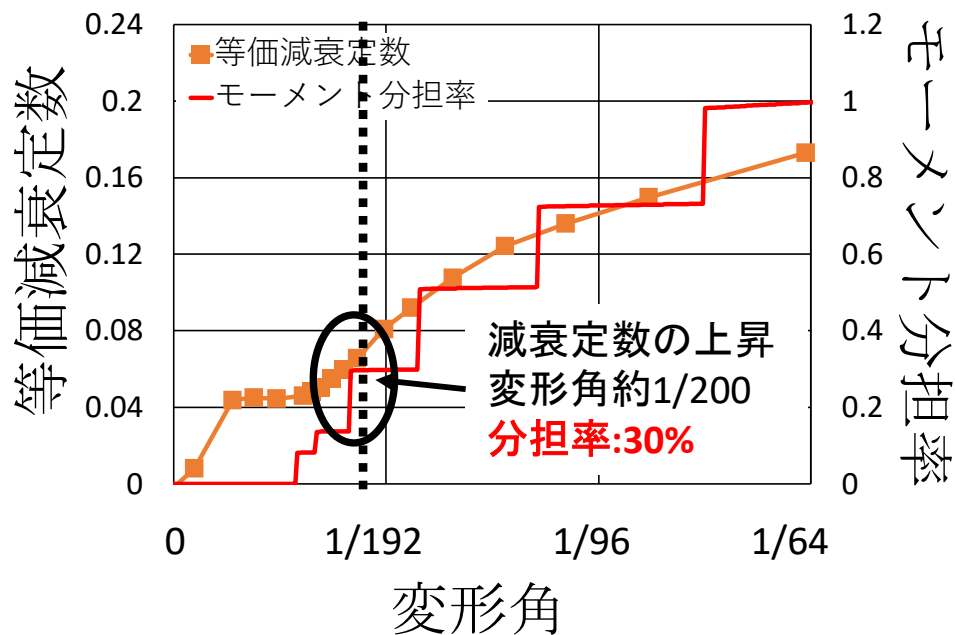
④ 架構の降伏点評価の解析的検討

- 現行の heq の算定には降伏変形を直接的に用いるため、その適切な評価手法について、架構の減衰定数の推移に基づき検討する。
- 検討手法
 - 2020年度振動実験に用いる試験体もしくはその一部架構を対象とし、
 1. 静的繰返し解析により履歴減衰定数の推移を算定する。
 2. 減衰定数急増点を降伏点として定義する。
 3. 静的漸増解析を行い、それにより得られるパラメータのみを用いて降伏点を評価する手法を検討する。

- 減衰定数が上昇する点の耐力とモーメント分担率を検討。

各部材のモーメント分担率 = 部材の降伏モーメント / Σ部材の降伏モーメント

【外構面の結果】



構面	変形角	モーメント分担率	耐力比
中心構面	1/300	30%	84%
外構面	1/200	34%	75%
全架構	1/250	40%	86%

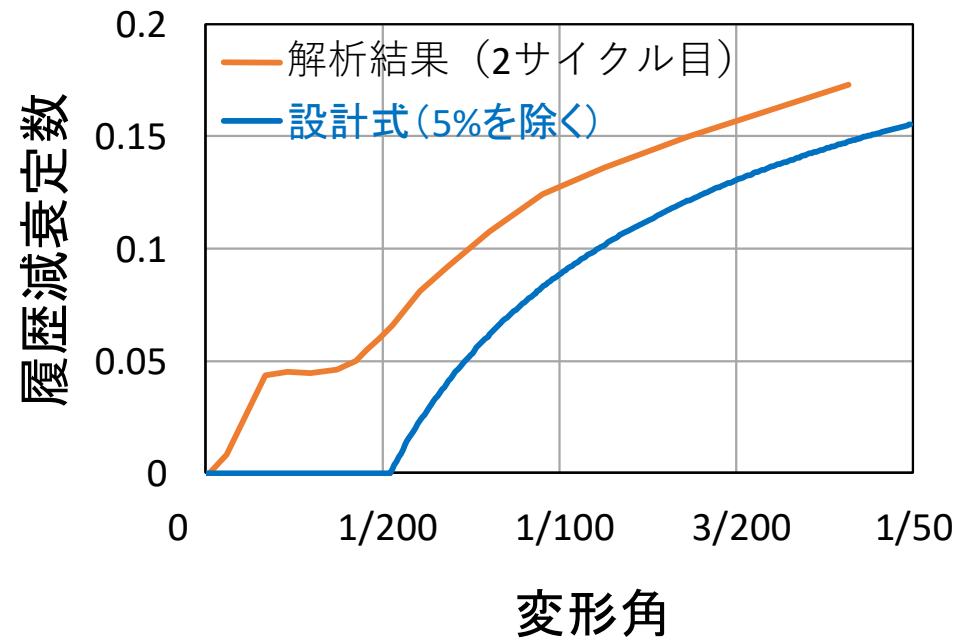
モーメント分担率: 30~40%
耐力: 最大耐力の約80%

鉄筋コンクリート造部材・架構の降伏変形に関する実験および解析

- 設計式は全部材一斉降伏を想定しているが実際はそうならない。
⇒同等の減衰性能が得られる点を下記のように評価する。

- 降伏部材の塑性変化率 = 部材の塑性率変化 / 架構の塑性率変化
- 架構の降伏点: $\sum (\text{モーメント分担率} \times \text{塑性変化率}) = 1.0$ となる点。

- 設計時の降伏点評価手順
 - 静的漸増解析を実施。
 - 各部材のモーメント分担率を算定。
 - ある点を降伏点と仮定して各部材の塑性変化率を算定。
 - $\sum (\text{モーメント分担率} \times \text{塑性変化率}) = 1.0$ が降伏点で成立するか確認。
 - 降伏点で成立するまで3.4.を繰り返す。

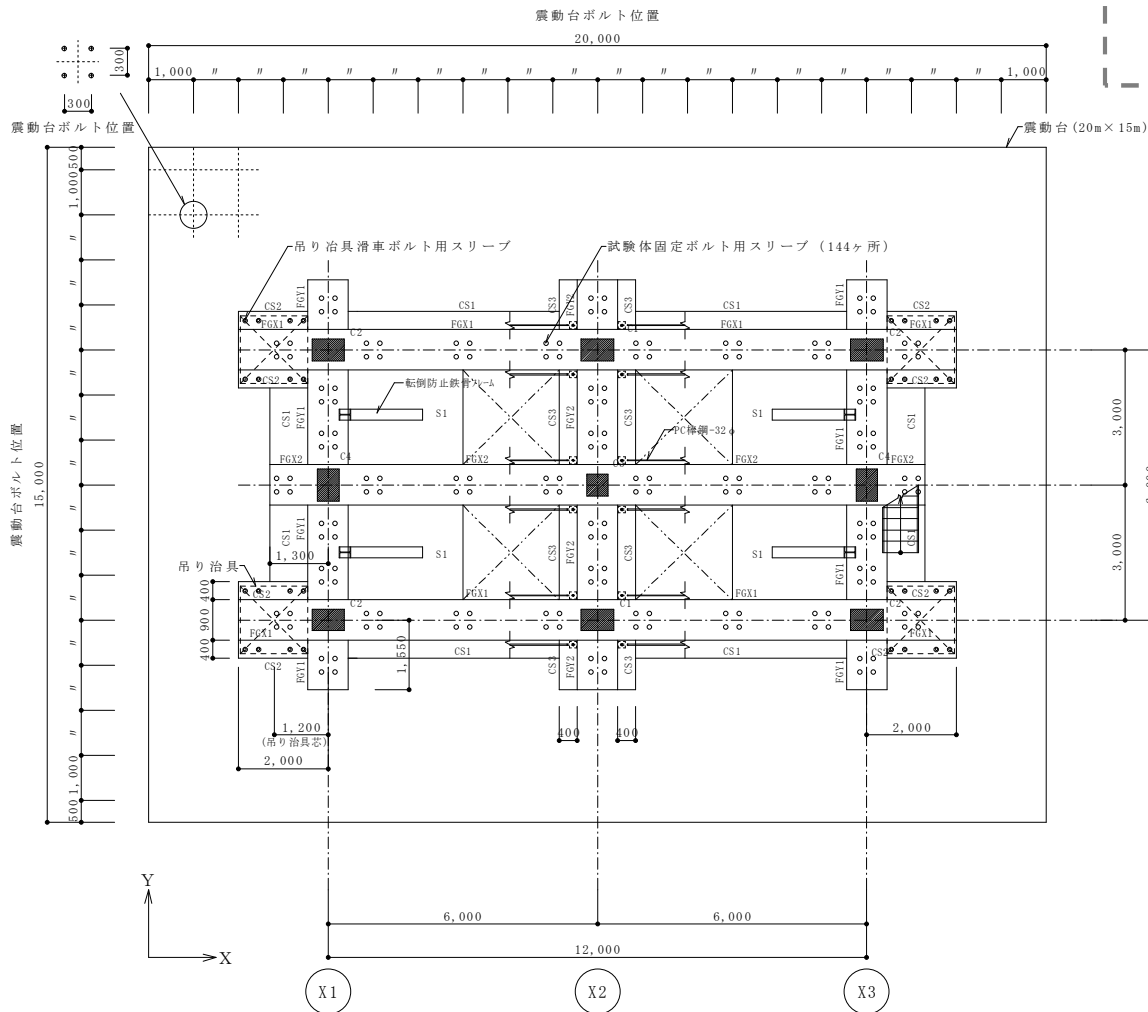


概ね減衰上昇点を捉えている。

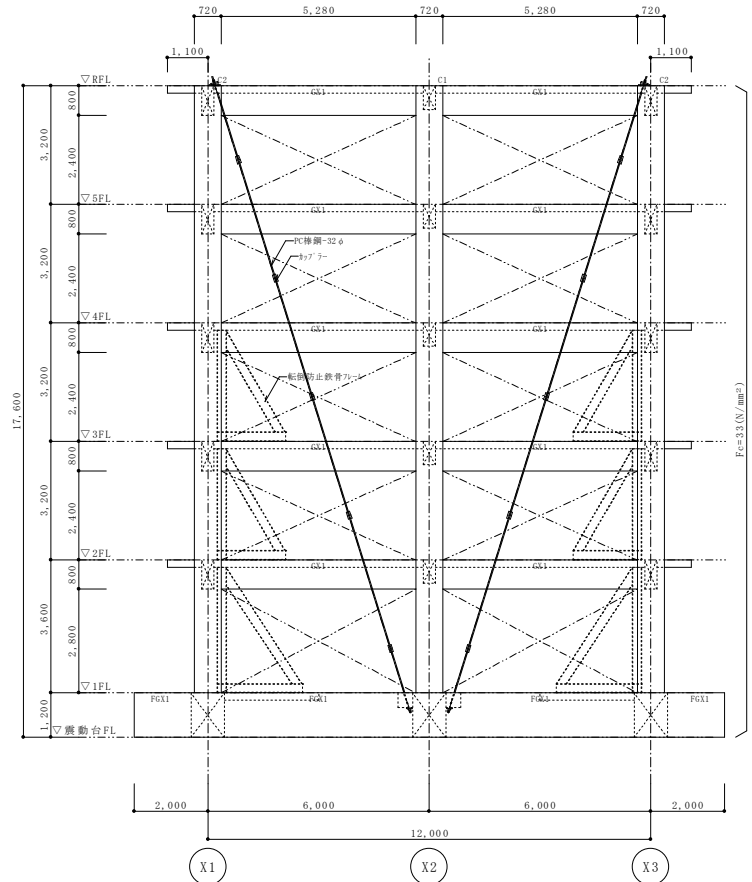
第Ⅳ編 振動試験体計画

剛性と耐力の異なる架構として、外構面に扁平柱とせいの大きな梁を採用

構造：鉄筋コンクリート造 純ラーメン構造
 規模：地上5階 地下なし 塔屋なし
 縮尺：実大建物の80%程度を想定
 基準階床面積：12m×6m＝72m²
 延べ床面積：5F×72 m²＝360m²
 高さ：1FLより16.4m(振動台底盤より17.6m)



1階伏図



Y1, Y3通り軸組図

第Ⅳ編 各階重量・軸力・地震力

試験体の総重量は6700kN(基礎込み), 上部重量は4600kN, 各階8.8kN/m²

w_i : i階の重量 [kN]
 Σw_i : i階より上部の重量 [kN]
 α_i : 全重量に対するi階より上の重量の比
 A_i : i階の地震層せん断力係数の分布係数
 C_{i1} : i階の地震層せん断力係数 (一次設計用) [kN]
 C_{i2} : i階の地震層せん断力係数 (保有耐力用) [kN]
 $C_{i \cdot k}$ を直接入力した値は、数値の後に“*”を表示します。

P_{i1} : i階の地震力 (一次設計用) [kN]
 H : 地下部分の地盤面からの深さ [m]
 k : 水平震度

《 基本データ 》

- ・地域係数 Z 1.00
- ・用途係数 I 1.00
- ・振動特性係数 R_t 1.00
- ・標準せん断力係数 (一次設計用) C_{o1} X方向 0.20
Y方向 0.20
- ・標準せん断力係数 (保有耐力用) C_{o2} 1.00
- ・地盤種別による係数 T_c 0.60 [秒]
- ・1次固有周期 T X方向 0.328 [秒]
Y方向 0.328 [秒]
- ・建物の高さ 16.400 [m]
- ・S造である階の高さ 0.000 [m]

《 一般階 》

階	w_i	Σw_i	α_i	A_i	C_{i1}	Q_{i1}	P_{i1}	C_{i2}	Q_{i2}
5	843.7	843.7	0.183	1.711	0.342	288.8	288.8	1.711	1444.1
4	935.8	1779.5	0.386	1.403	0.280	499.6	210.8	1.403	2498.1
3	935.8	2715.3	0.590	1.235	0.247	670.8	171.2	1.235	3354.2
2	935.8	3651.1	0.793	1.108	0.221	809.7	138.8	1.108	4048.4
1	950.2	4601.2	1.000	1.000	0.200	920.2	110.6	1.000	4601.2

2.5 概算軸力 単位: [kN]

上段: 節点重量 下段: 概算軸力

<5 階 Z06 -Z05 >

W/A= 7.9

Y3	78.7	109.4	78.7
	78.7	109.4	78.7
Y2	93.8	122.4	93.8
	93.8	122.4	93.8
Y1	78.7	109.4	78.7
	78.7	109.4	78.7
X1			X3

<4 階 Z05 -Z04 >

W/A= 8.8

Y3	86.6	122.8	86.6
	165.3	232.2	165.3
Y2	106.3	131.3	106.3
	200.1	253.7	200.1
Y1	86.6	122.8	86.6
	165.3	232.2	165.3
X1			X3

<3 階 Z04 -Z03 >

W/A= 8.8

Y3	86.6	122.8	86.6
	251.9	355.0	251.9
Y2	106.3	131.3	106.3
	306.3	385.0	306.3
Y1	86.6	122.8	86.6
	251.9	355.0	251.9
X1			X3

<2 階 Z03 -Z02 >

W/A= 8.8

Y3	86.6	122.8	86.6
	338.5	477.9	338.5
Y2	106.3	131.3	106.3
	412.6	516.3	412.6
Y1	86.6	122.8	86.6
	338.5	477.9	338.5
X1			X3

<1 階 Z02 -Z01 >

W/A= 8.9

Y3	88.3	124.5	88.3
	426.7	602.3	426.7
Y2	107.9	132.4	107.9
	520.5	648.7	520.5
Y1	88.3	124.5	88.3
	426.7	602.3	426.7
X1			X3

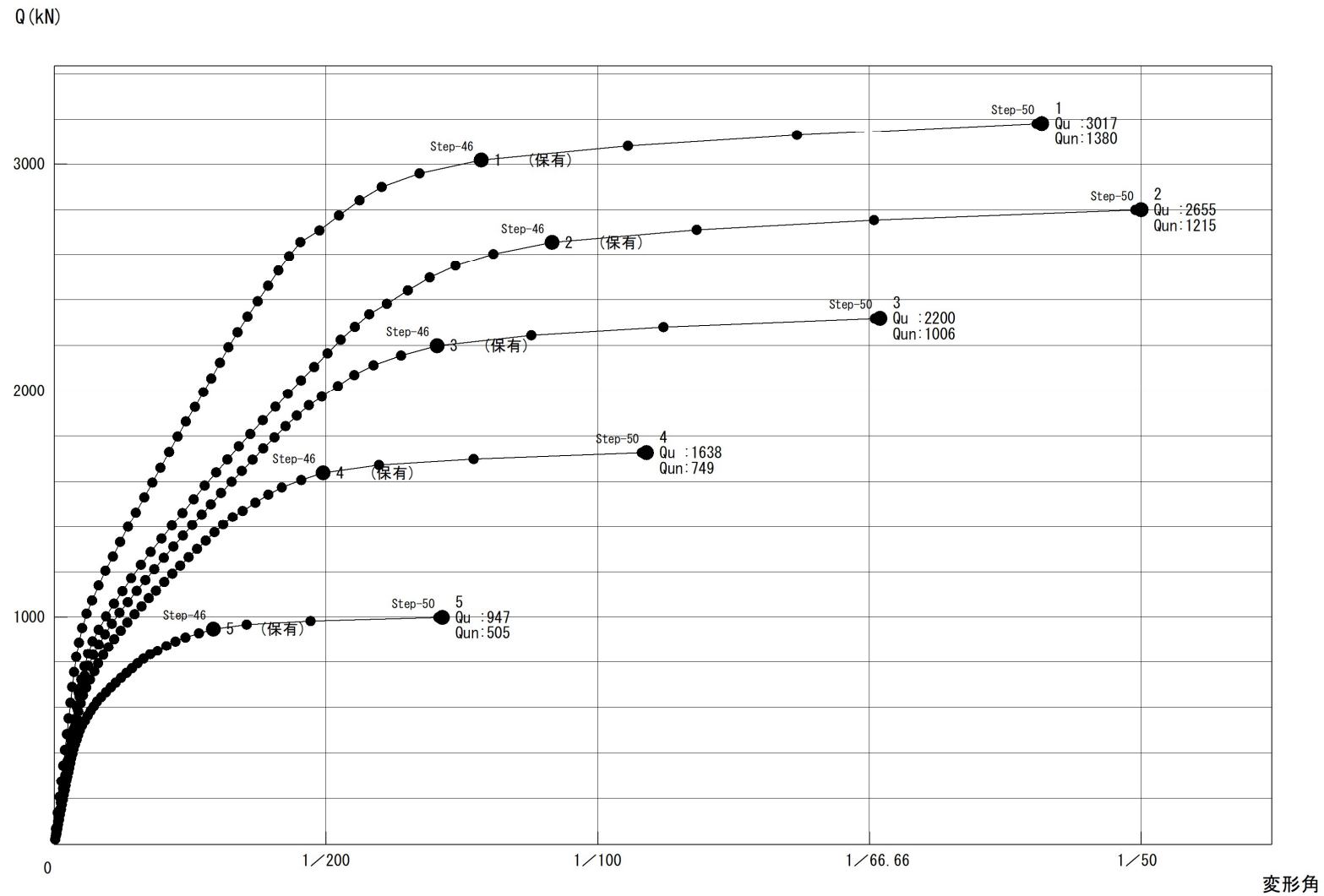
< 抄 >

W/A= 20.0

Y3	221.1	262.2	221.1
	647.9	864.5	647.9
Y2	217.0	276.7	217.0
	737.5	925.3	737.5
Y1	221.1	262.2	221.1
	647.9	864.5	647.9
X1			X3

第IV編 層せん断力-層間変形角関係

保有水平耐力(2階=1/100)、Ds算定時(2階=1/50)≒メカニズム

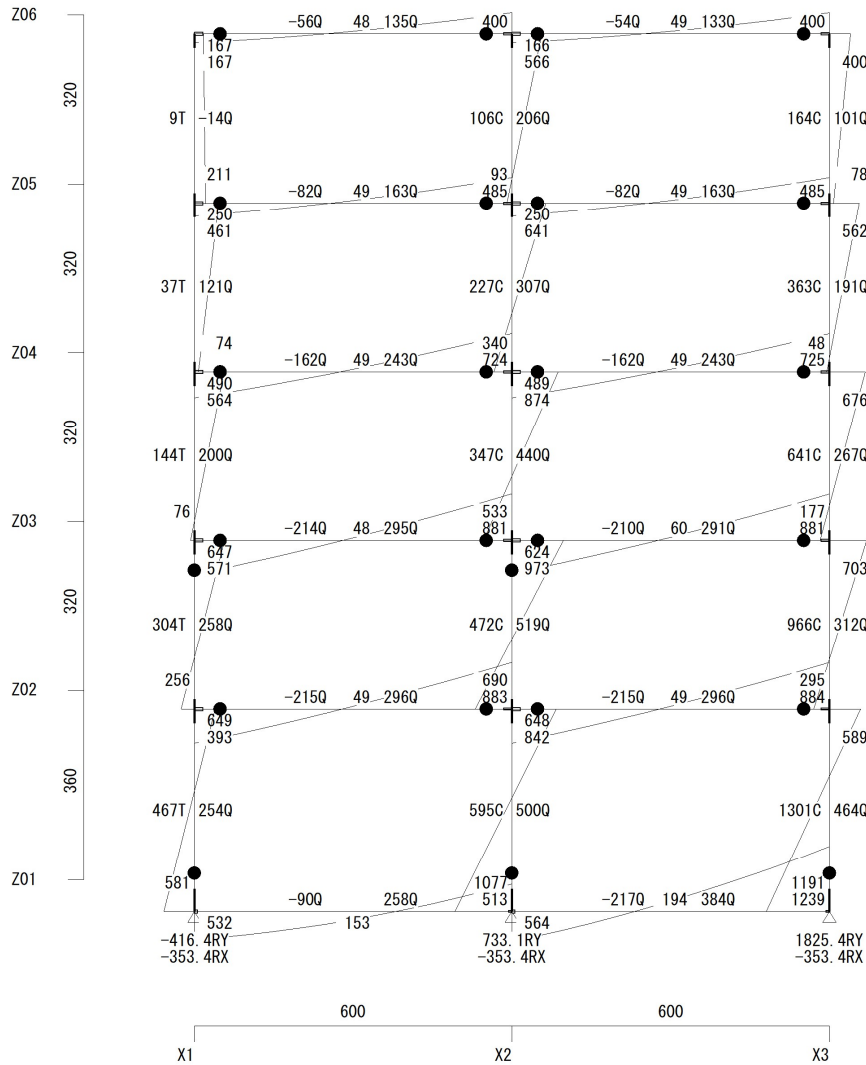


第IV編

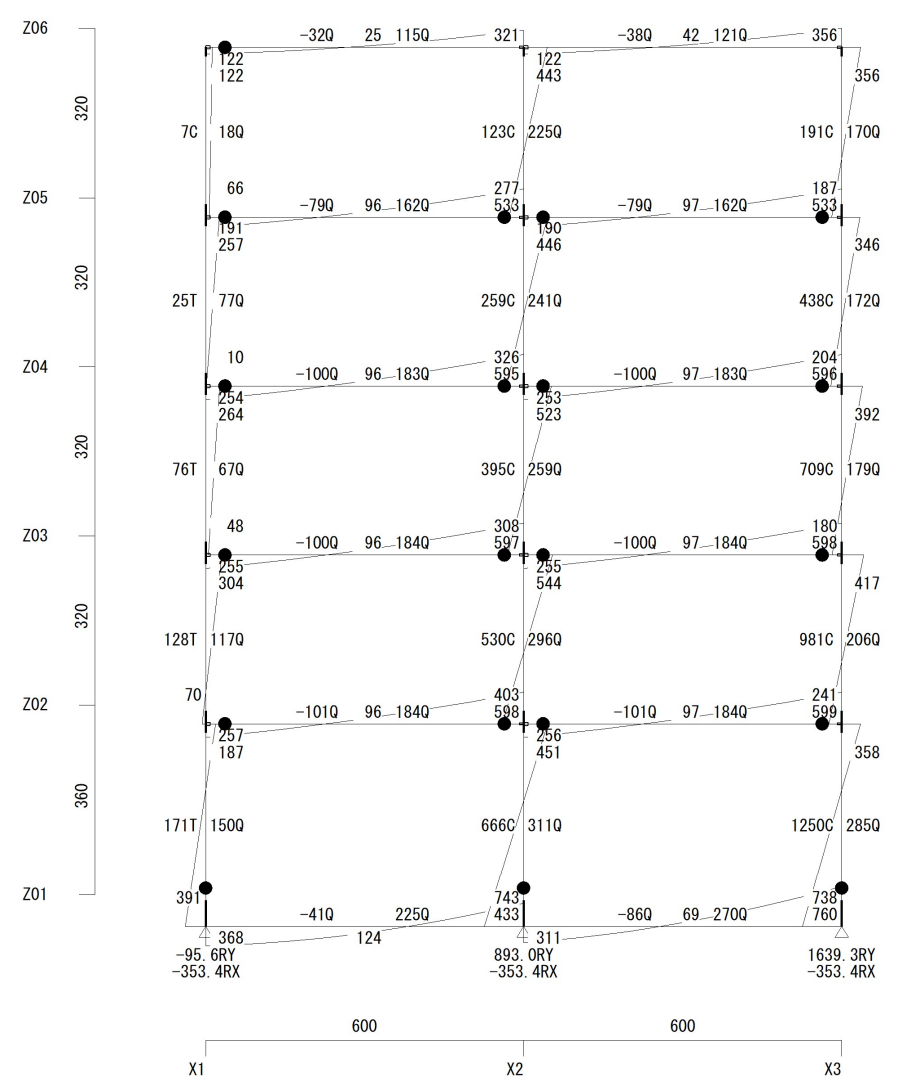
Ds算定時の応力と崩壊メカニズム

1階柱脚と梁端の曲げ降伏による全体崩壊形

Y1通り、Y3通り



Y2通り



第Ⅳ編

保有水平耐力と必要保有水平耐力

加力方向(X方向)の保有水平耐力(1/100)は $C_B=0.65$ 相当

加力直交方向(Y方向)は参考値

※※ 地震力：X方向 左→右加力 ※※ Ds算定時：指定重心層間変形角(1/50)に達した。最終STEP=50
保有水平耐力時：指定重心層間変形角(1/100)に達した。STEP=46

階	主体構造	Q u d	D s 値	F e s 値	Q u n	Q u	Q u / Q u n	判定	層間変位	層間変形角
5	RC造	1444.0	0.35	1.000	505.4	946.9	1.87	OK	0.937	1/ 341
4	RC造	2498.0	0.30	1.000	749.4	1638.1	2.18	OK	1.583	1/ 202
3	RC造	3354.1	0.30	1.000	1006.2	2199.5	2.18	OK	2.254	1/ 142
2	RC造	4048.3	0.30	1.000	1214.5	2654.8	2.18	OK	2.931	1/ 109
1	RC造	4601.2	0.30	1.000	1380.3	3017.3	2.18	OK	3.017	1/ 127

※ Q u d, D s 値, F e s 値において (*1:直接入力 *2:0.05割増し *3:ランクⅣ *4:柱脚による割増し)

※ Q u / Q u n において (*1:Q u / Q u n ≥ 1.1で判定)

※ F e s 値には雑壁の有無の不利な方を採用する

※※ 地震力：Y方向 左→右加力 ※※ Ds算定時：指定重心層間変形角(1/50)に達した。最終STEP=39
保有水平耐力時：指定重心層間変形角(1/100)に達した。STEP=35

階	主体構造	Q u d	D s 値	F e s 値	Q u n	Q u	Q u / Q u n	判定	層間変位	層間変形角
5	RC造	1444.0	0.30	1.000	433.2	706.1	1.62	OK	0.627	1/ 510
4	RC造	2498.0	0.30	1.000	749.4	1221.5	1.63	OK	1.433	1/ 223
3	RC造	3354.1	0.30	1.000	1006.2	1640.2	1.63	OK	2.303	1/ 139
2	RC造	4048.3	0.30	1.000	1214.5	1979.7	1.63	OK	2.974	1/ 108
1	RC造	4601.2	0.30	1.000	1380.3	2250.0	1.63	OK	2.897	1/ 133

※ Q u d, D s 値, F e s 値において (*1:直接入力 *2:0.05割増し *3:ランクⅣ *4:柱脚による割増し)

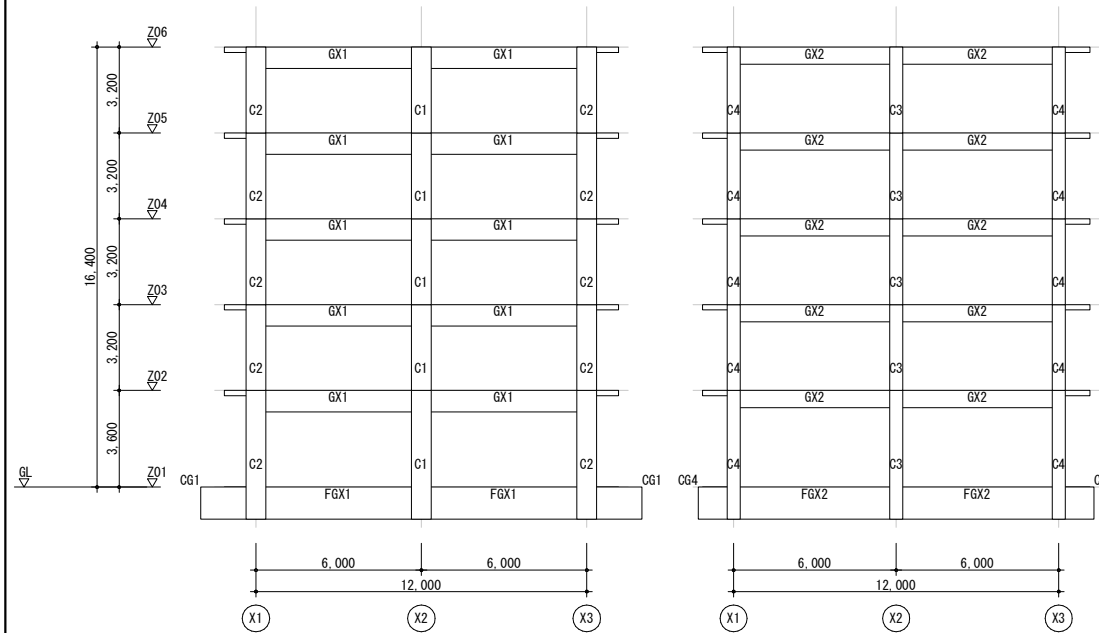
※ Q u / Q u n において (*1:Q u / Q u n ≥ 1.1で判定)

※ F e s 値には雑壁の有無の不利な方を採用する

第IV編 等価線形化法による検討

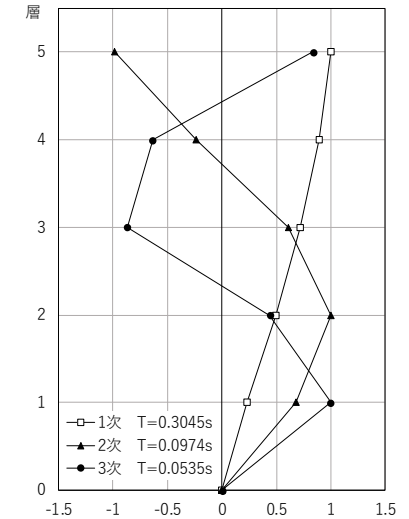
振動試験体概要

- RC造5階建て
- X方向:2スパン
Y方向:2スパン
- 使用コンクリート
 $F_c = 33\text{N/mm}^2$
- 使用鉄筋
SD245A, SD345A
- 初期1次固有周期 T_0
 $T_0 = 0.305\text{s}$

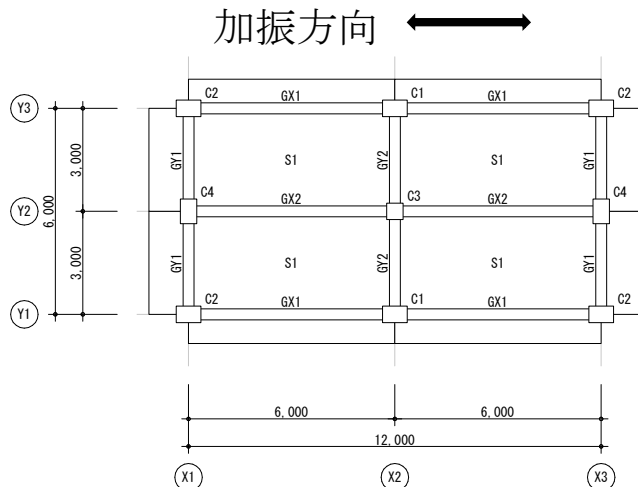


軸組図 (Y1, Y3通り)

軸組図 (Y2通り)



加振方向の振動モード



基準階伏図

柱断面リスト

符号名		C1	C2
断面			
コンクリート	$D_x \times D_y$	320 × 800	320 × 800
主筋	X	6-D25	5-D22
	Y	2-D25, 3-D22	5-D22
帯筋	X	2-D10@100	2-D10@100
	Y	3-D10@100	3-D10@100

梁断面リスト

符号名		GX1	GX2
断面			
コンクリート	$b \times D$	320 × 800	320 × 640
主筋	上端	4/2-D19	4-D19
	下端	4/2-D19	4-D19
あばら筋		2-D10@200	2-D10@200

第Ⅳ編

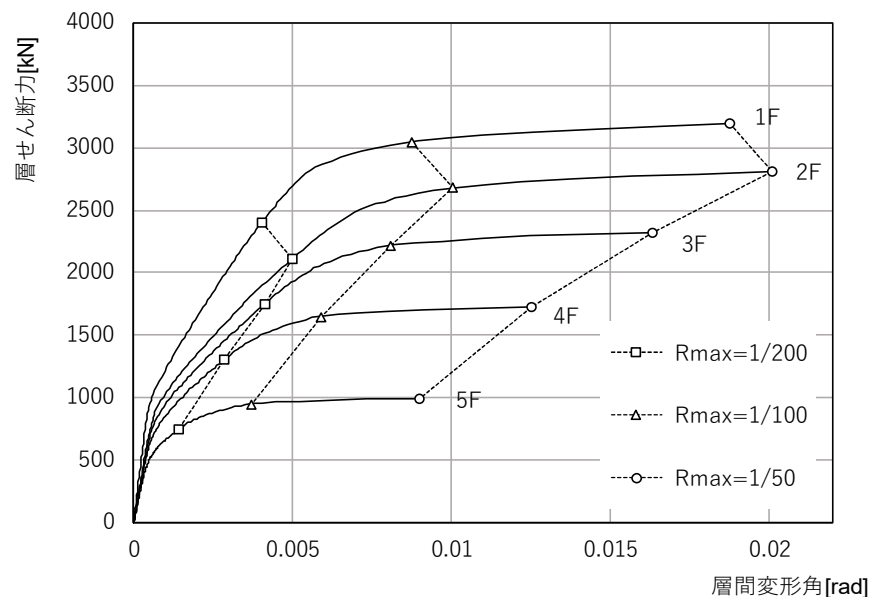
振動試験体の静的増分解析および時刻歴応答解析

解析モデル

- 解析モデルは1階柱脚を固定とした5層の立体骨組モデル、柱梁接合部は剛域モデル
- 梁降伏型の建物であり、柱・梁材端の曲げばねの復元力特性モデルはTAKEDAモデル
- 降伏後剛性は弾性剛性の1/1000、降伏後の除荷剛性低下指数 γ は0.4

静的荷重増分解析

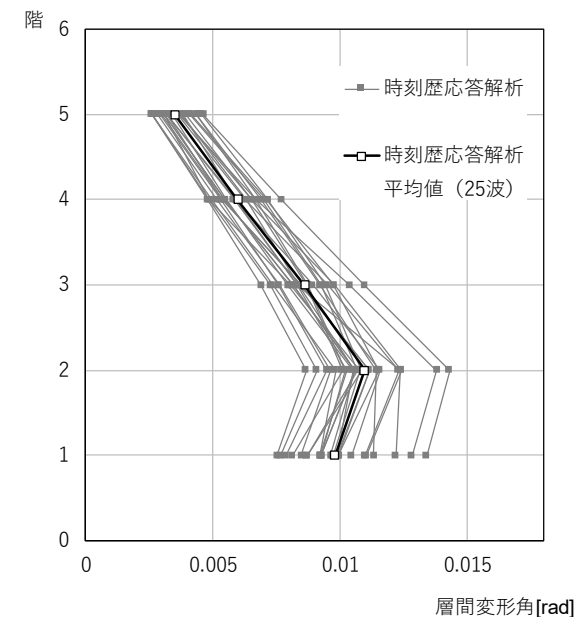
- A_i 分布に基づいた外力分布
- $R_{max}=1/100$ 時のベースシア係数 $C_B=0.66$
- 第2層が最も変形する



各階の層せん断力-層間変形角関係

時刻歴応答解析

- 地震地域係数1、簡易第2種地盤、ランダム位相の模擬地震動25波。瞬間剛性比例型の粘性減衰(初期1次固有周期に対し5%)
- 第2層の層間変形角が最も大きく、0.8~1.4%。

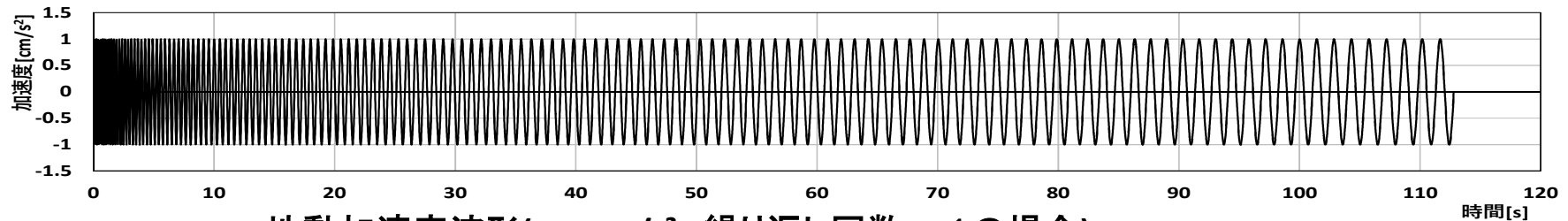


各階の最大応答層間変形角(25波)

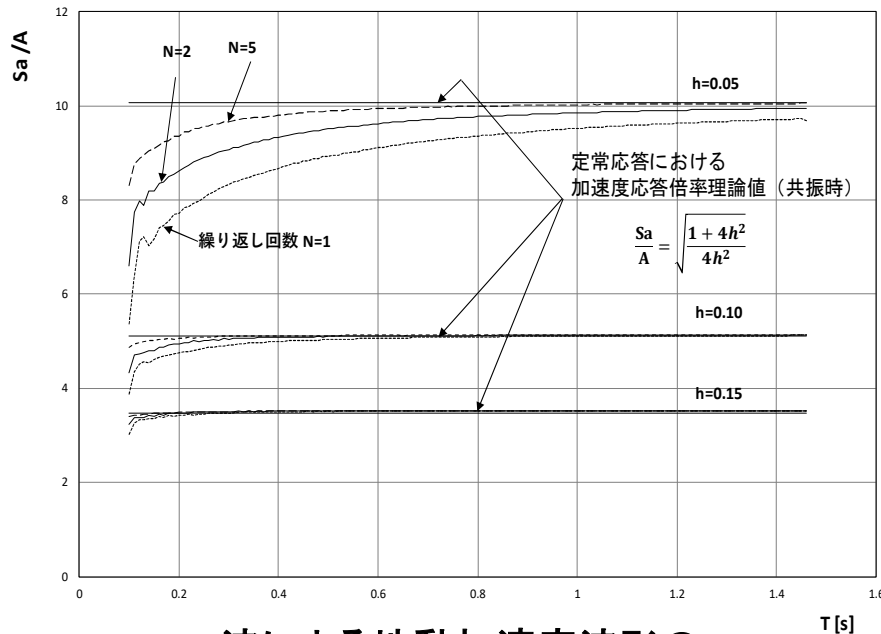
第Ⅳ編 等価線形化法に用いる振動試験体の性能曲線と減衰性能の評価 その1

評価方法(振動試験体に高次の振動モードの影響の小さい定常応答を励起させる)

1. sin波による地動加速度波形を用いて時刻歴応答解析を実施。
2. sin波は最大加速度Aを一定とし、周期TをNサイクル繰り返すごとに0.01秒ずつ増大。



地動加速度波形(A=1cm/s²、繰り返し回数N=1の場合)



sin波による地動加速度波形の
加速度応答スペクトルと
弾性減衰系の共振時加速度応答倍率

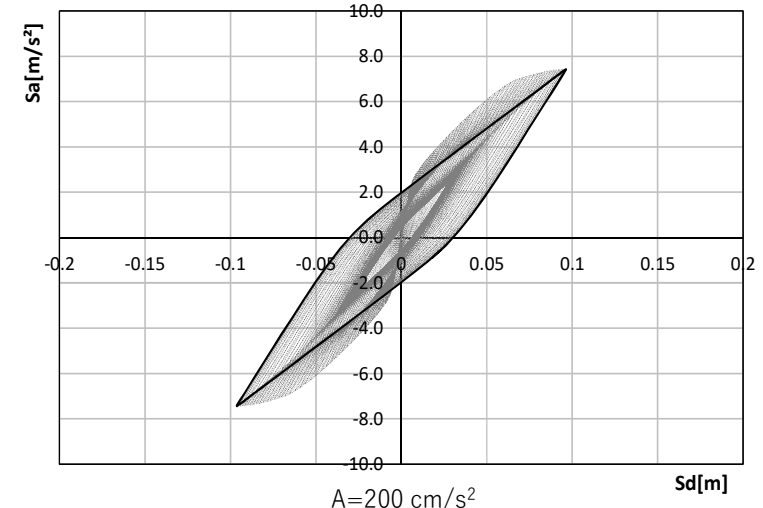
sin波による地動加速度波形の加速度応答スペクトルは、繰り返し回数Nが少なくても、減衰定数hが0.10、周期Tが0.4秒以上あれば、ほぼ弾性減衰系の共振時の加速度応答倍率(左図の水平線)に一致する。



繰り返し回数N=1でも振動試験体に共振定常応答を励起させることが可能と判断し、N=1の波形で応答解析を実施(ただし、確認のためN=2の場合の応答解析も実施)。

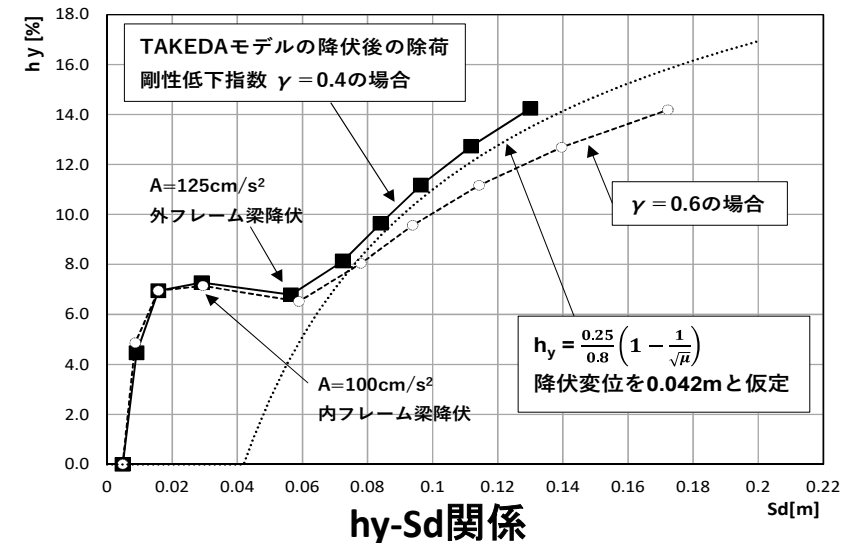
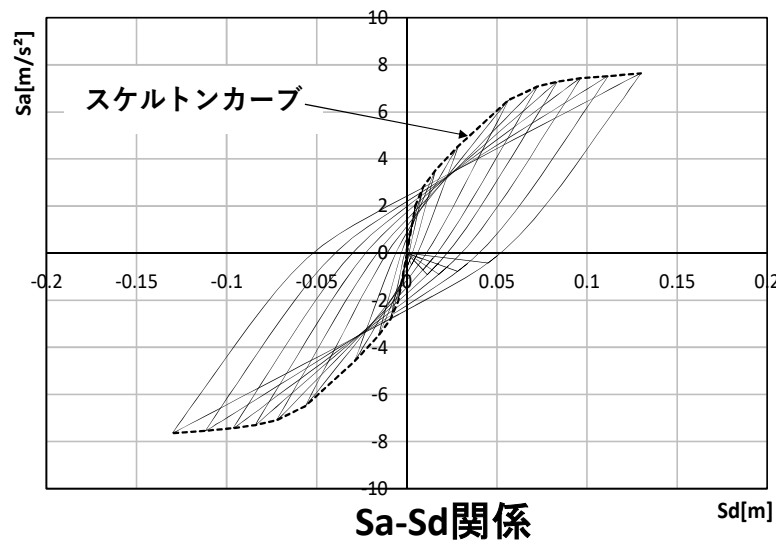
第Ⅳ編 等価線形化法に用いる振動試験体の性能曲線と減衰性能の評価 その2

3. sin波による解析結果を1自由度系(Sa-Sd関係)に縮約し、最大応答時の履歴ループを抽出(右図)
4. sin波の最大加速度Aの大きさを25cm/s²から250cm/s²まで10段階変えて時刻歴応答解析を行い、10段階の最大応答時の履歴ループを抽出。
5. 性能曲線
10段階の履歴ループをつなぎ合わせて性能曲線(左下図のSa-Sd関係のスケルトンカーブ)を作成。
6. 減衰性能
10段階の履歴ループの面積から履歴による等価粘性減衰定数 h_y を算出し、右下図の■印に示す h_y -Sd関係を作成。



A=200 cm/s²
縮約したSa-Sd関係の一例

10段階の履歴ループの面積から履歴による等価粘性減衰定数 h_y を算出し、右下図の■印に示す h_y -Sd関係を作成。



第Ⅳ編 等価線形化法による応答値の算定結果

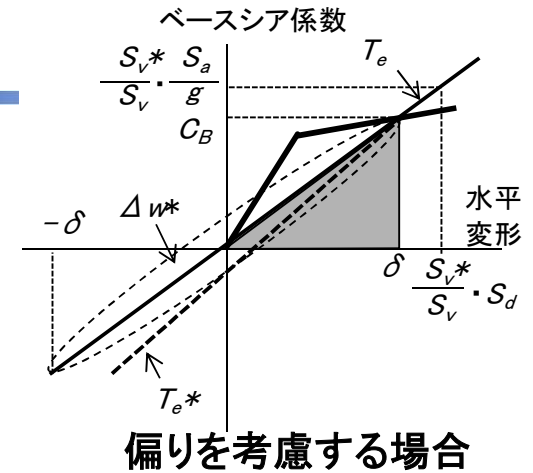
要求曲線の算出方法(応答の偏りの考慮した場合と無考慮の場合)

- ・地震地域係数=1の簡易第2種地盤の応答スペクトル
(応答周期は加速度一定領域に存在)
- ・応答低減係数Fhは告示式、等価減衰定数heは下式による
 $he=0.8 h_y+0.05 (T_o/T_e) (T_e/T_e^*)$

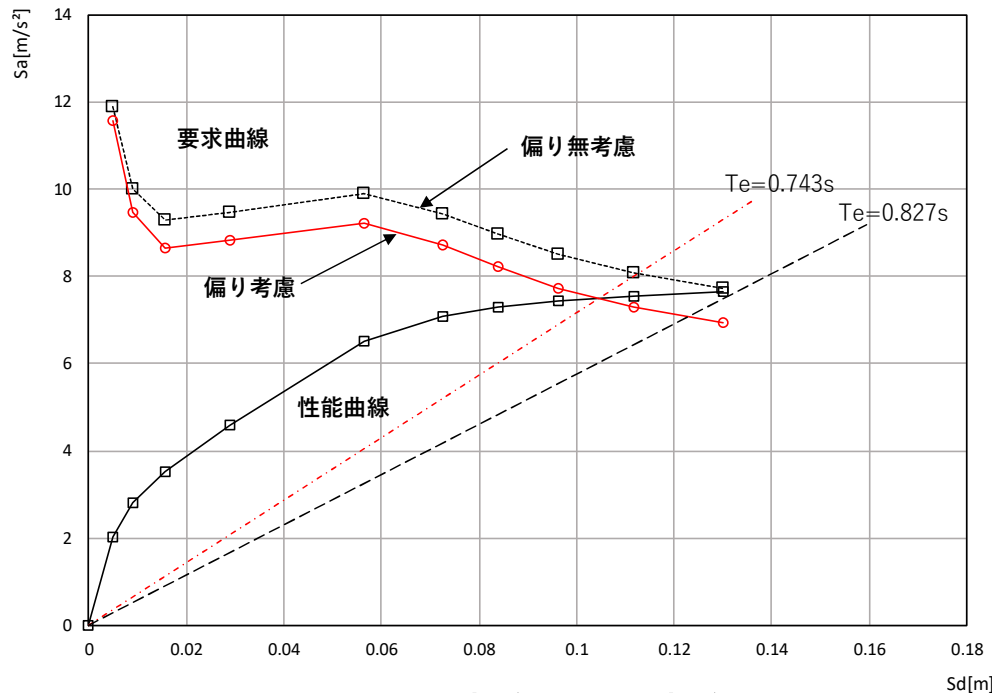
(第2項は時刻歴応答解析での瞬間剛性比例型粘性減衰分に相当)

Te: 応答周期、To: 初期1次固有周期、

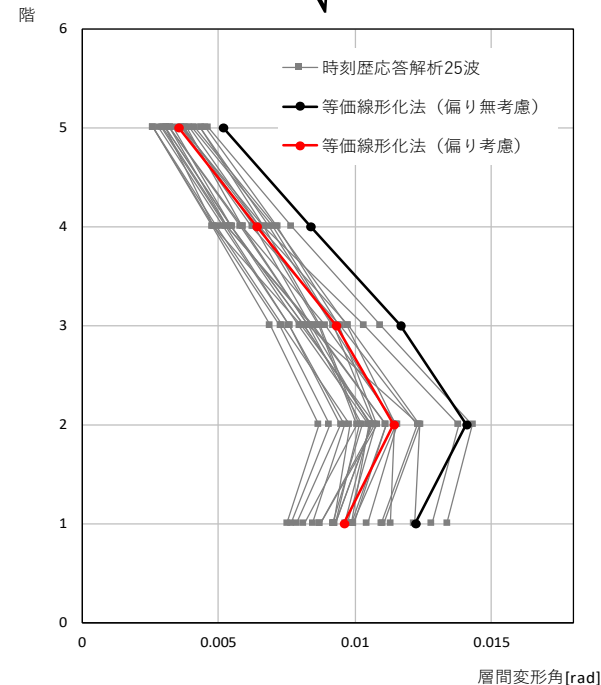
Te*: 応答の正側負側の偏りを考慮した応答周期



$$\frac{T_e^*}{T_e} = \sqrt{\frac{1+r}{2}} \quad r = 1 - \frac{\pi}{2} h_y$$



性能曲線と要求曲線



等価線形化法と時刻歴応答解析の
応答値(層間変形角)の比較

第Ⅳ編

振動試験体の解析結果のまとめ

1. 静的荷重増分解析(Ai分布)
 - ・層間変形角 $R_{max}=1/100$ 時のベースシア係数は $C_B=0.66$ で、第2層が最も変形。
2. 時刻歴応答解析(地震地域係数=1, 簡易第2種地盤, ランダム位相の模擬地震動25波)
 - ・第2層の層間変形角が最も大きく、最大応答層間変形角は 0.8~1.4%程度。
3. 最大加速度を10段階変えたsin波による時刻歴応答解析
 - ・10段階の最大応答時の履歴ループをつなぎ合わせて性能曲線を作成(Sa-Sd関係)
 - ・10段階の履歴ループから履歴による等価粘性減衰定数 h_y を算出 (h_y -Sd関係)
4. 等価線形化法による地震応答の算定(3で求めた性能曲線と減衰性能を使用)
 - ・正側と負側の応答の偏りを考慮しない場合、算定した層間変形角はランダム位相の模擬地震動25波による最大応答層間変形角の最大値程度となった。
第2層の層間変形角は1.4%程度。
 - ・正側と負側の応答の偏りを考慮した場合、算定した層間変形角はランダム位相の模擬地震動25波による最大応答層間変形角の平均値程度となった。
第2層の層間変形角は1.1%程度。

(1) 検討結果概要

- ・柱・梁の実験データベースによる検討において、提案式の適用が妥当であることを確認した。
- ・部材および架構の降伏変形を精度良く求めるため、実験的・解析的な検討を行い、曲げ変形・せん断変形の算定方法、コンクリートの乾燥収縮の影響、及び架構の降伏点の評価手法を示した。
- ・来年度大型振動台加振実験の試験体の設計や地震応答解析による応答値の確認を行った。

(2) 今後の計画

- ・実験データベースにおける各影響因子の組み合わせを分析し、提案式の精度や部材の降伏点評価についてさらに検討を行う。
- ・来年度の大型振動台加振実験により、架構全体の降伏点や減衰の評価法の提案・検証を行ない、限界耐力計算による応答変位推定精度の向上を図る。