

# 令和6年度 建築基準整備促進事業

(S42)

## CLTパネル工法建築物の 仕様規定ルートの基準整備及び構造性能に関する検討

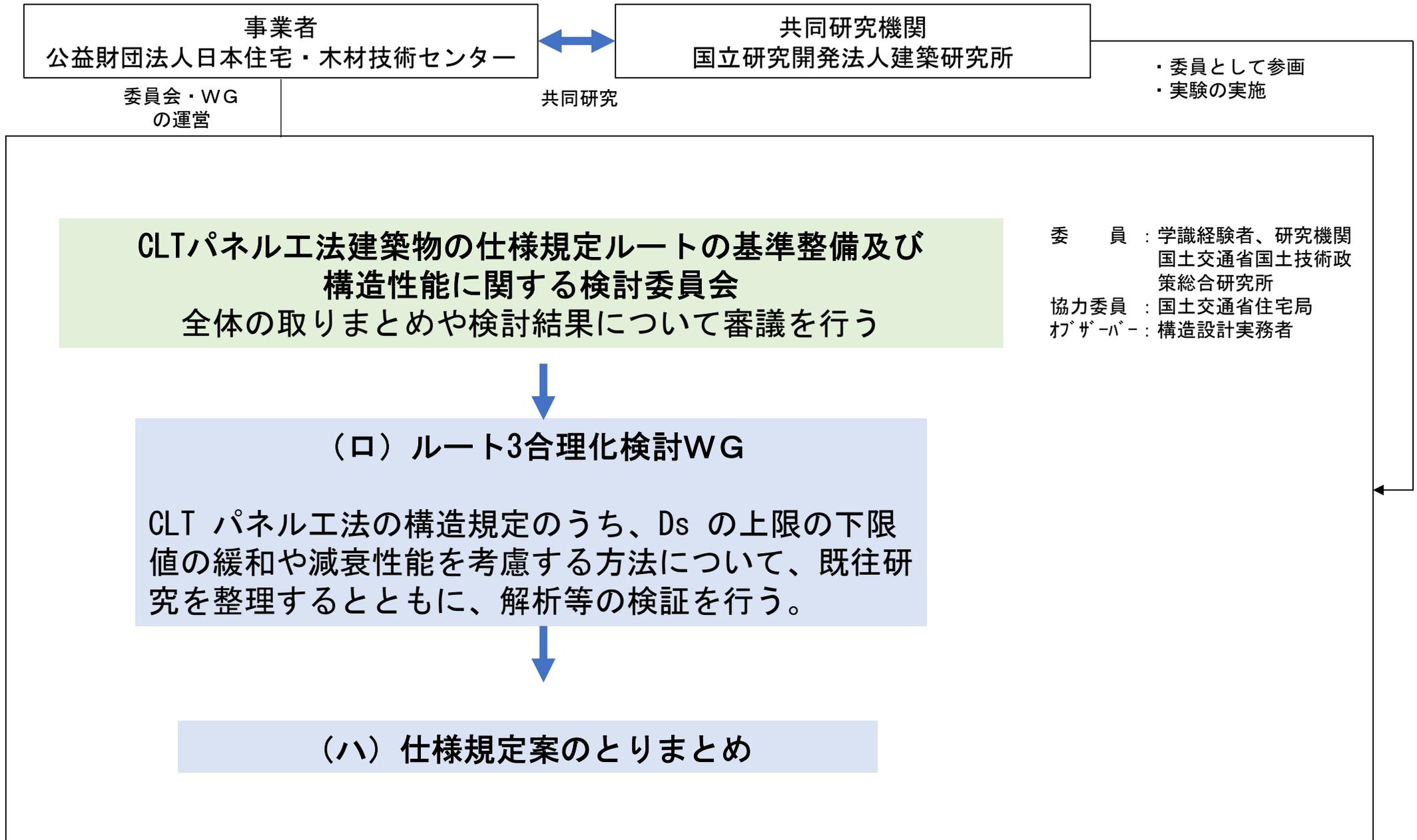
事業主体 公益財団法人 日本住宅・木材技術センター  
共同研究機関 国立研究開発法人 建築研究所

# 事業の目的

CLTパネル工法においては、構造特性係数 $D_s$ の下限値が最大0.75と他構造と比べて高いことや、終局性能を検討する際の減衰性能を適切に考慮されていないといった課題が指摘されている。このため、これまでの知見も踏まえた基準の合理化が必要である。

本事業では、CLTパネル工法の建築物を対象とした仕様規定ルート及び構造特性係数 $D_s$ 等の合理化について検討し、基準の見直しに資する技術的資料をまとめる。

# 実施体制



# 実施体制

## 【検討委員会】

委員長	河合 直人	工学院大学		
	五十田 博	京都大学	中川 貴文	京都大学
	山崎 義弘	東京科学大学	小林 卓哉	日本建築行政会議
	貞広 修	(一社)日本建築構造技術者協会		
	槌本 敬大	国立研究開発法人 建築研究所		
	秋山 信彦	国立研究開発法人 建築研究所		
	中島 昌一	国立研究開発法人 建築研究所		
協力委員	荒木 康弘	国土交通省	国土技術政策総合研究所	
	上野 翔平	国土交通省	住宅局参事官 (建築企画担当) 付	
	杉原 伸一	国土交通省	住宅局参事官 (建築企画担当) 付	
	吉田 優一郎	国土交通省	住宅局参事官 (建築企画担当) 付	
	森田 由佳	国土交通省	住宅局住宅生産課	木造住宅振興室
	本館 伸弥	国土交通省	住宅局住宅生産課	木造住宅振興室
	福島 純	林野庁 林政部	木材産業課	木材製品技術室
	川原 聡	林野庁 林政部	木材利用課	
オブザーバー	戸田 淳二	(株)中央設計	篠原 昌寿	(株)構造計画研究所
	野田 卓見	(株)構造計画研究所	三宅 辰哉	(株)日本システム設計
	櫻井 郁子	(株)日本システム設計		

## 【検討WG】

### 主 査

五十田 博	京都大学	
前田 匡樹	東北大学	山崎 義弘 東京科学大学
三宅 辰哉	(株)日本システム設計	
貞広 修	(一社)日本建築構造技術者協会	
秋山 信彦	国立研究開発法人 建築研究所	

### 協力委員

荒木 康弘	国土交通省	国土技術政策総合研究所
上野 翔平	国土交通省	住宅局参事官（建築企画担当）付
杉原 伸一	国土交通省	住宅局参事官（建築企画担当）付
吉田 優一朗	国土交通省	住宅局参事官（建築企画担当）付
森田 由佳	国土交通省	住宅局住宅生産課 木造住宅振興室
本館 伸弥	国土交通省	住宅局住宅生産課 木造住宅振興室
福島 純	林野庁 林政部	木材産業課 木材製品技術室
川原 聡	林野庁 林政部	木材利用課

### オブザーバー

篠原 昌寿	(株)構造計画研究所	野田 卓見 (株)構造計画研究所
櫻井 郁子	(株)日本システム設計	

## ルート 3 合理化の検討

- 基本方針
- $D_s$ の評価方法
- 等価 1 自由度系の必要性能
- 層間変形角による制限値の検討
- 2Dフレームモデルによるケーススタディ
- 変形能力を確保する仕様の検討
- まとめ

# 基本方針

## 現状のDs設定方法と課題

CLTパネル工法では、告示第八第二号に部材仕様に対応するDs（仕様Ds）が定められている。これに適合しない場合は、Dsを0.75以上の数値とするか、特別な調査または研究に該当する措置として、荷重増分解析によるDs（計算Ds）により評価する必要がある。

一方で鉄骨造や鉄筋コンクリート造など他工法において、構造特性係数Dsは部材種別やその耐力割合によって段階的に設定されており、最も脆性的な破壊形式のものでも最大で0.55となっている。

### CLTパネル工法 | 告示第八第二号

- イ. 耐力壁は小幅・大版①・大版②のいずれか
- ロ. 耐力壁の長さは90cm以上。
- ハ. 開口部の幅は70cm以上4m以下。
- ニ. 引張接合部は所定の変形能力を有する。
- ホ. 垂れ壁パネルの脱落防止措置（欠き込み、受け材等）を講じる。
- ヘ. 床パネルの脱落防止措置（受け材等）を講じる。
- ト. 耐力壁-基礎引張接合部の先行降伏を確認する。

耐力壁の構造	数 値
小幅パネル架構、大版パネル架構①	0.4
大版パネル架構②	0.55

この表において、Dsを計算する階における耐力壁の構造について、異なる区分のものが混在する場合は、0.55を当該階の数値とする。

上記のイ～トに適合しない場合は、0.75以上の数値としなければならない。ただし、特別な調査又は研究の結果に基づき適切な評価を行う場合は当該算出によることができる。

### 例. 鉄筋コンクリート造のDs

			柱及びはりの部材群としての種別			
			A	B	C	D
耐力壁の部材群としての種別	A	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.3	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.35	0.4	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.4	0.45	0.45	0.55
	B	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.45	0.45	0.5	0.55
	C	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.4	0.45	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.5	0.5	0.5	0.55
	D	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.45	0.5	0.5	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.55	0.55	0.55	0.55

この表において、 $\beta_u$ は、耐力壁（筋かいを含む。）の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値を表すものとする。

# 基本方針

標準的架構（小幅、大版①、大版②）を対象として、一部の仕様規定を外れた場合でも  $D_s=0.55$  とできる条件を整理する。

## 検討方針

- $C_0=0.55$ 相当の耐力を有する建物の地震時応答を安全限界変形角以内に収める条件として、建物の減衰性を考慮に入れた評価方法により、等価1自由度系の必要塑性率を検討する。
- 通常の保有水平耐力計算の中で、各階の層間変形角を制限することによって、等価1自由度系の塑性率を担保することを考え、その変形角制限値を検討する。
- 2Dフレームモデルを用いたケーススタディにより、制限値の妥当性を検証する。
- 安全限界変形角に対応する各部の変形能力を検証する。

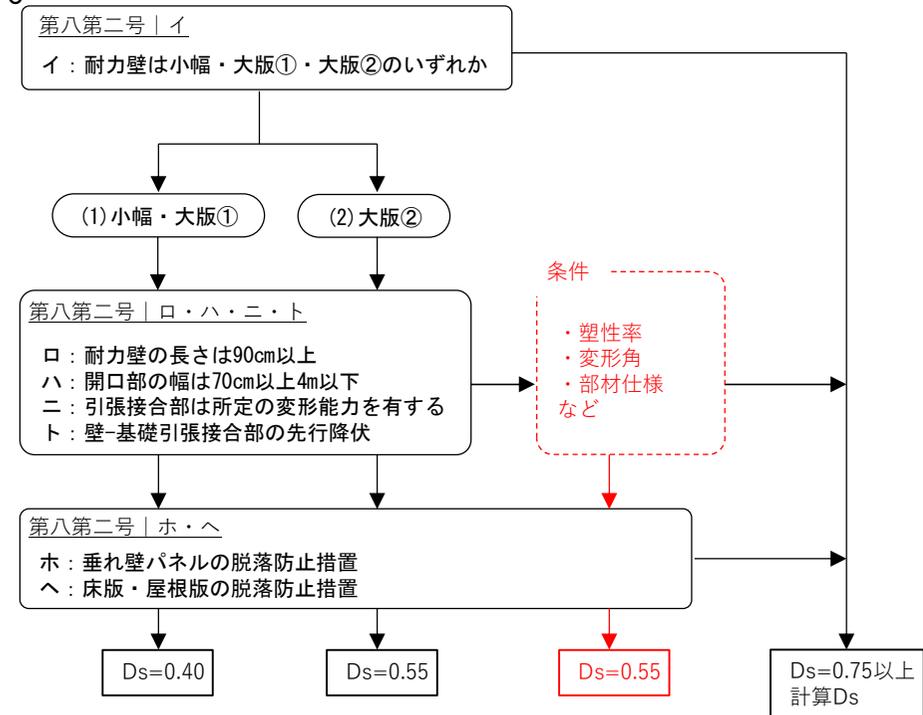
## 検討項目

等価1自由度系の必要塑性率

1次設計時の変形角制限の検討

2Dフレームモデルによるケーススタディ

変形能力を確保する仕様の検討



Dsの設定イメージ

# Dsの評価方法（μ-Ds関係）

等価1自由度系の塑性率μとDsの関係を用いて、Ds=0.55とするための必要塑性率を検証する。  
以下の2種類を対象とする。

## JSCA法

限界耐力計算に基づく応答値と対応するμ-Ds関係

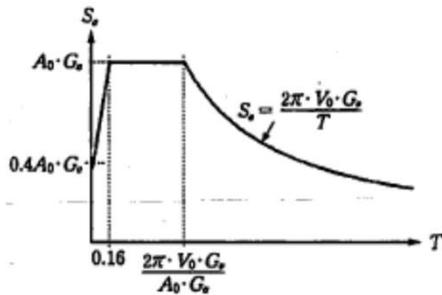


図 11.2 地震動の加速度応答スペクトル

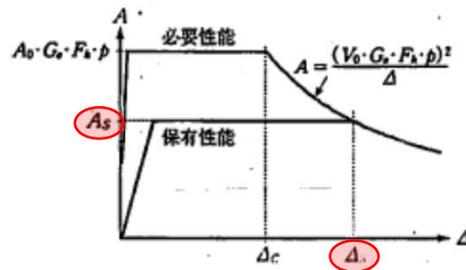
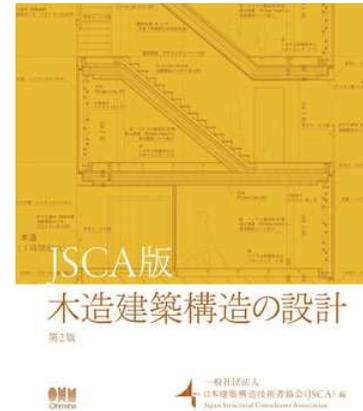


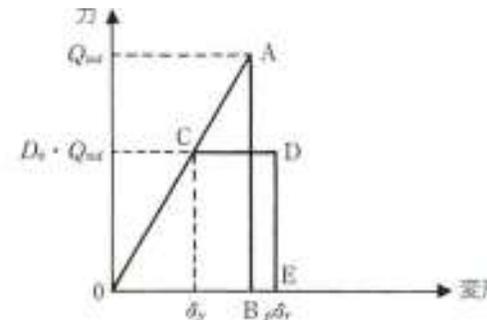
図 11.3 必要性能曲線と保有性能曲線



$$D_s = \min \left[ \underbrace{A_0 G_a F_h p}_{\text{加速度一定}}, \underbrace{\frac{(V_0 G_v F_h p)^2}{\Delta_s}}_{\text{速度一定}} \right] \cdot \frac{R_m}{g \cdot R_t} \quad F_h = \frac{1.5}{1 + 10h}$$

## エネルギー一定則

従来のエネルギー一定則の分子に、減衰による応答低減率を見込んだμ-Ds関係



$$D_s = \frac{D_h}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

$$D_h = \frac{1.5}{1 + 10h}$$

- $\Delta_s$ : 等価1自由度系の代表変位 (=安全限界変位)
- $F_h$ : 減衰による加速度低減率 (等価1自由度系の減衰定数による)
- $p$ : 階数による調整係数
- $R_t$ : 昭55建告第1793号による振動特性係数
- $R_m$ : 安全限界時の有効質量比
- $A_0, V_0, G_a, G_v$ : 地盤種別に応じた係数
- $g$ : 重力加速度

# Dsの評価方法（μ-Ds関係）

## 変形角分布

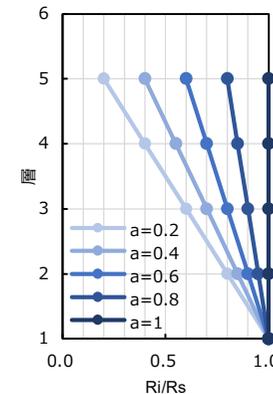
JSCA法の場合、安全限界変形角と各層の変形角分布がパラメータとなる。

1層が安全限界変形角Rsに達し、最上層がaRsで中間層は線形（台形分布）として、下式により設定する。

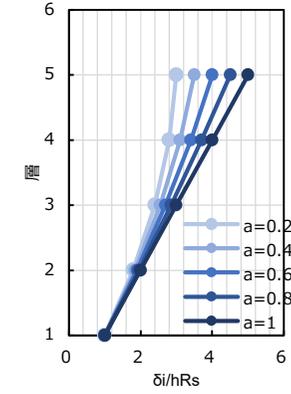
$$R_i = \frac{(1-a)(N-i)}{N-1} + a, \quad \delta_i = ihR_s \left[ 1 - \frac{(i-1)(1-a)}{2(N-1)} \right]$$

表 8.2-1 安全限界変形角の上限値  $\gamma_s$  【暫定値】

階数	3以下	4	5	6	7	8以上
$\gamma_s$	1/30	1/40	1/45	1/50	1/60	1/75



層間変形角分布



水平変位分布

いずれも全体崩壊形と見なせる変形分布を対象とする。特定層に変形が集中する層崩壊形は対象外とする。

## 減衰

内部粘性減衰を5%、10%とした場合の2パターンで検証した。過去の振動台実験の結果から、小振幅領域でも等価減衰定数heqが10%程度あることが確認されている。

検討ケース	$D_s$ の評価式	減衰の評価式
①	JSCA法	$h_{①} = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05$
②	JSCA法	$h_{②} = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.10$
③	エネルギー一定則	$h_{③} = 0.05$
④	エネルギー一定則	$h_{④} = 0.1$

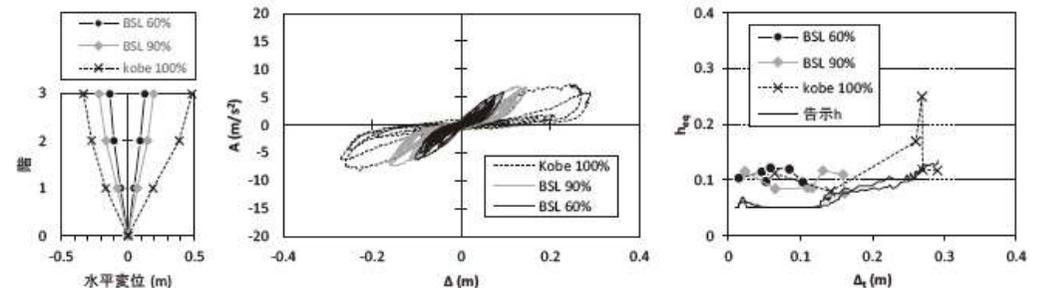


図 1.4.4-6 E棟・短辺方向（平成27年度）

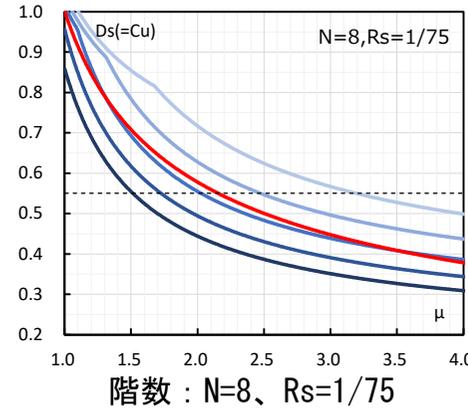
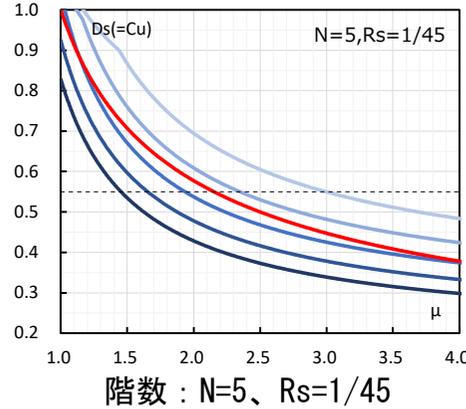
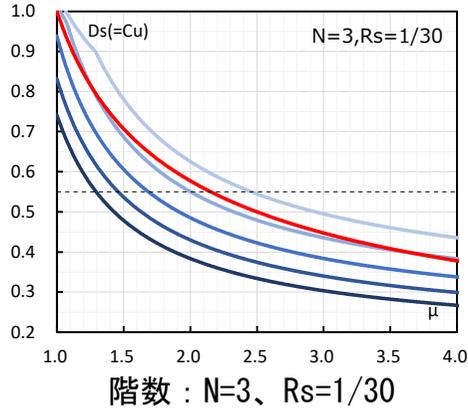
※CLT設計施工マニュアル付録1「振動台実験における耐震性能・損傷状態」

# 等価1自由度系の必要塑性率

## μ-Ds関係の比較 (JSCA法vsエネルギー一定則)

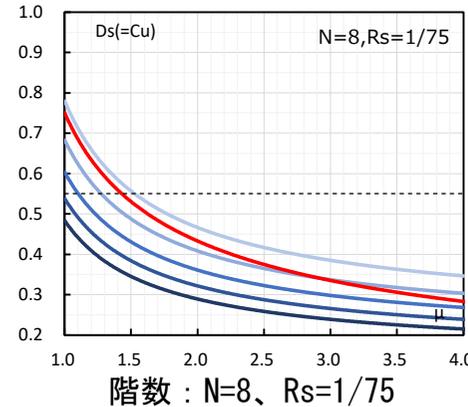
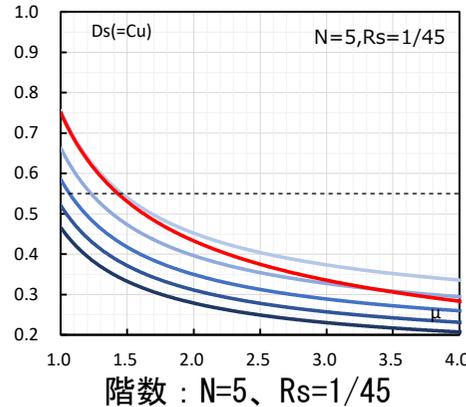
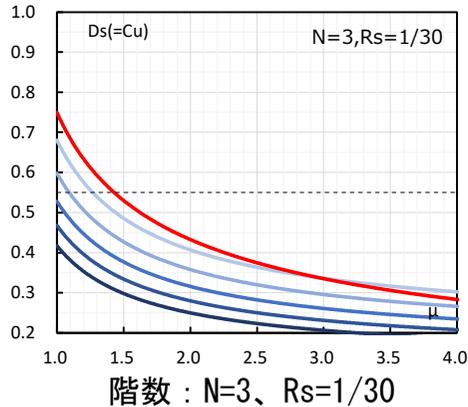
階高：3.5m、質量分布mi:mN=1:0.7、地盤種別：第2種地盤、Rt=1.0

ケース①  
ケース③  
(減衰5%)



- ① JSCA法\_a=0.2
- ① JSCA法\_a=0.4
- ① JSCA法\_a=0.6
- ① JSCA法\_a=0.8
- ① JSCA法\_a=1
- ③ エネルギー一定則\_h=0.05
- 目標Ds0.55

ケース②  
ケース④  
(減衰10%)



- ② JSCA法\_a=0.2
- ② JSCA法\_a=0.4
- ② JSCA法\_a=0.6
- ② JSCA法\_a=0.8
- ② JSCA法\_a=1
- ④ エネルギー一定則\_h=0.1
- 目標Ds0.55

## 等価1自由度系の必要塑性率 (Ds=0.55、変形角分布a=0.2~1.0)

No.	Ds評価式	減衰評価式	必要塑性率		
			N=3、Rc=1/30	N=5、Rc=1/45	N=8、Rc=1/75
①	JSCA法	$h_{①} = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05$	1.29~2.45	1.45~2.99	1.51~3.19
②	JSCA法	$h_{②} = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.10$	1.00~1.26	1.00~1.45	1.00~1.52
③	エネルギー一定則	$h_{③} = 0.05$	2.15	2.15	2.15
④	エネルギー一定則	$h_{④} = 0.1$	1.42	1.42	1.42

# 層間変形角による制限値の検討

## 1次設計時と安全限界時の最大層間変形角の関係 (R0.2-Rs関係)

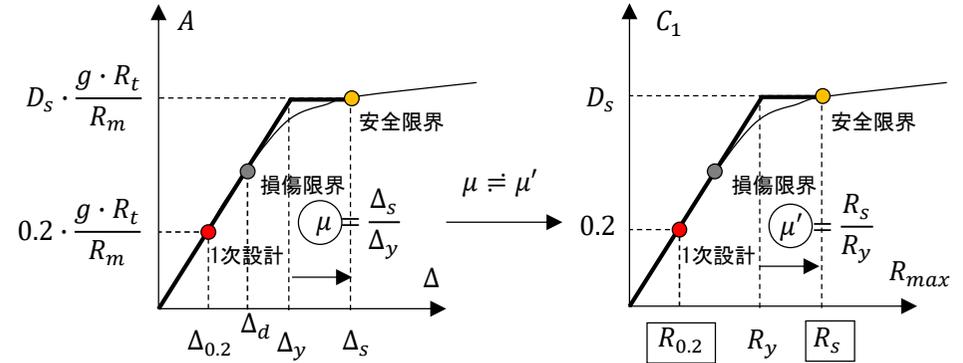
$$R_{0.2} = \frac{0.2}{\mu \cdot D_s} \cdot R_s$$

ここで、

$R_{0.2}$  : 1次設計時 ( $C_0=0.2$ ) の最大層間変形角

$R_s$  : 安全限界変形角

$\mu$  : 等価1自由度系の塑性率



代表加速度-代表変位関係

ベースシア係数-最大層間変形角関係

### 前提条件

- 1次設計時と安全限界時の変形角分布が相似形と見なせる
- 損傷限界時と1次設計時の等価剛性が等しい

### R0.2-Rs関係

(エネルギー一定則の場合)

$$R_{0.2} = \frac{0.4}{\frac{D_h^2}{D_s} + D_s} \cdot R_s$$

$$D_h = \frac{1.5}{1 + 10h}$$

エネルギー一定則、減衰5% (検討ケース③) の場合

$$R_{0.2} = \frac{0.4}{\frac{1^2}{0.55} + 0.55} \cdot R_s = 0.1689R_s \rightarrow R_s = 6 \cdot R_{0.2}$$

エネルギー一定則、減衰10% (検討ケース④) の場合

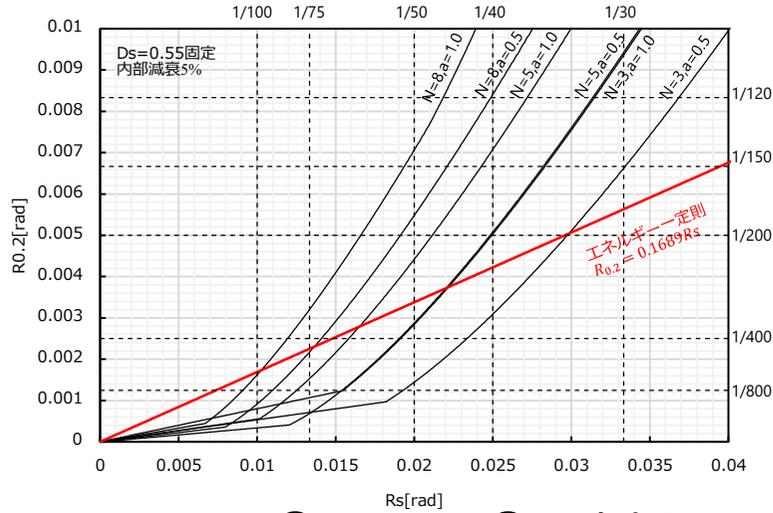
$$R_{0.2} = \frac{0.4}{\frac{0.75^2}{0.55} + 0.55} \cdot R_s = 0.2543R_s \rightarrow R_s = 4 \cdot R_{0.2}$$

$D_s=0.55, h=0.05$

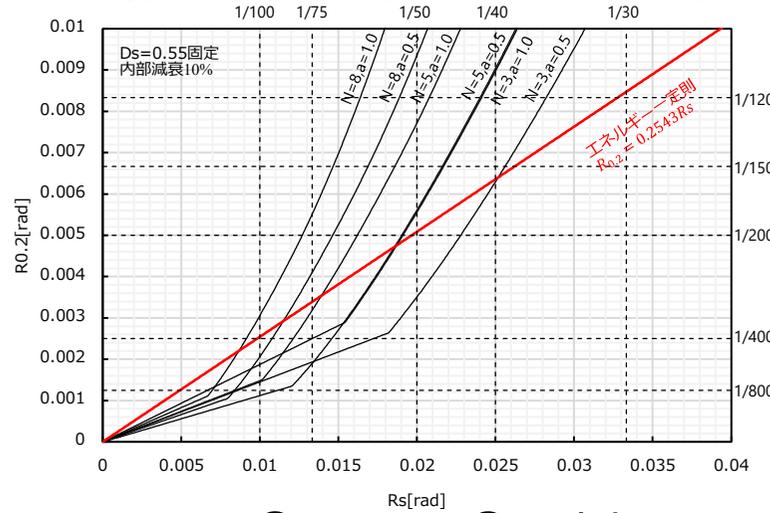
$D_s=0.55, h=0.10$

# 層間変形角による制限値の検討

Ds=0.55と1次設計時と安全限界時の最大層間変形角の関係 (R0.2-Rs関係)



ケース①、ケース③ (減衰5%)



ケース②、ケース④ (減衰10%)

Ds=0.55  
階数N=3, 5, 8  
変形角分布a=0.5, 1.0  
階高: 3.5m、  
質量分布mi:mN=1:0.7、  
地盤種別: 第2種地盤、  
Rt=1.0

## 1次設計時の変形角制限値一覧

No.	Ds評価式	減衰評価式	階数 N	1次設計時の変形角R0.2(rad)				
				Rs=1/100	Rs=1/75	Rs=1/50	Rs=1/45	Rs=1/30
①	JSCA法 (a=0.5)	$h_{①} = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05$	3	1/1884	1/1413	1/694	1/472	1/151
			5	1/2937	1/1447	1/347	1/262	(1/106)
			8	1/1086	1/459	(1/182)	(1/148)	(1/68)
②	JSCA法 (a=0.5)	$h_{②} = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.10$	3	1/690	1/517	1/285	1/213	1/84
			5	1/891	1/524	1/178	1/141	(1/62)
			8	1/485	1/244	(1/107)	(1/87)	(1/38)
③	エネルギー 一定則	$h_{③} = 0.05$	-	1/592	1/445	1/296	1/267	1/178
④	エネルギー 一定則	$h_{④} = 0.1$	-	1/393	1/296	1/197	1/177	1/118

※   は安全限界変形角が階数に応じた上限値 (CLT設計施工マニュアル) と対応するケースを示す。  
※ ( ) 付きは安全限界変形角が階数に応じた上限値 (CLT設計施工マニュアル) を超えるケースを示す。

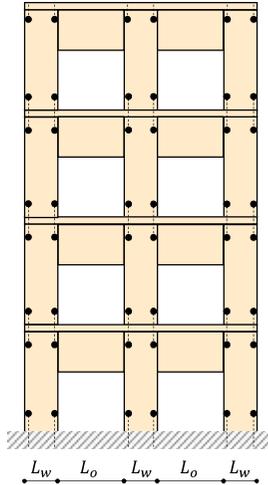


# 2Dフレームモデルによるケーススタディ

要求性能の妥当性を2Dのフレームモデルで検証する。

## 構造モデルの構成

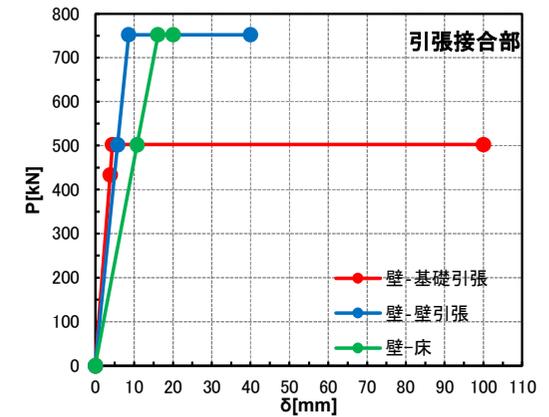
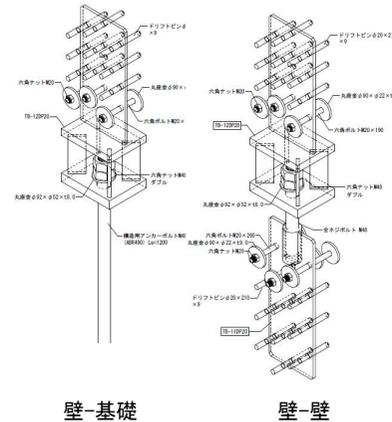
- 2Dラーメンフレームモデル
- 階数：3, 5, 8
- 階高：3.5m
- スパン：2スパン
- 耐力壁長 $L_w=2.0m$
- 開口幅 $L_o=4.0m$
- 垂れ壁せい：0.5m、1.0m
- 直交壁考慮
- 剛床



## 引張金物の性能

R5年度CLT標準設計事業にて採用した金物

A. Bolt : 1-M48 (ABR490)



## 長期荷重

壁長さ当たり軸力が20kN/m

## 水平荷重

Ai分布で水平力を算出

それぞれの架構条件で1次設計時の最大層間変形角が下記の要求性能を満足するように、重量を調整した3つのモデルを作成する。各条件で設定した安全限界変形角時に各部の変形能力は確保されているものとする。

### 条件A

1次設計時の変形角： $R0.2=1/400rad$   
安全限界変形角： $R_s=1/100rad$   
変位分布： $a=0.5$ 以上

### 条件B

1次設計時の変形角： $R0.2=1/200rad$   
安全限界変形角： $R_s=1/50rad$   
変位分布： $a=0.5$ 以上

### 条件C

1次設計時の変形角： $R0.2=1/120rad$   
安全限界変形角： $R_s=1/30rad$   
変位分布： $a=0.5$ 以上

## 2Dフレームモデルによるケーススタディ

## ケーススタディの結果一覧（応答予測との比較）

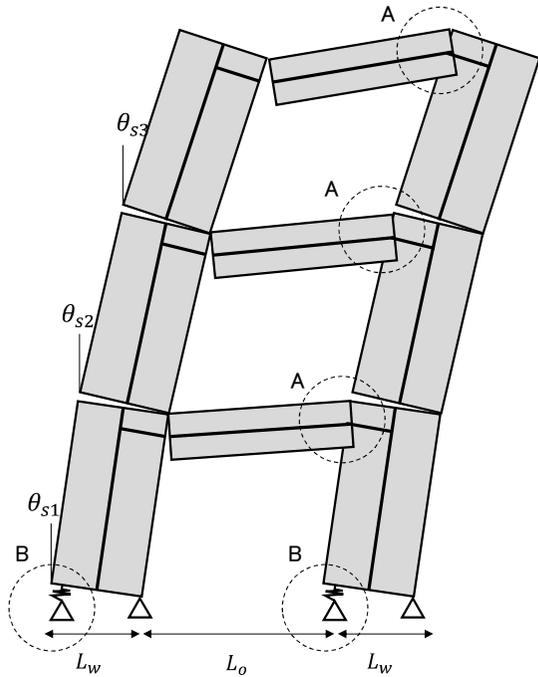
階数	垂れ壁 せい	条件	1次設計時 の変形角	Ds算定時		限界耐力計算による応答予測	
				耐力	変形角	検討I	検討II
				$D_s=0.55$	$R_s=4 R_{0.2}$	$h_{\text{①}} = 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + 0.05$	$h_{\text{②}} = 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + 0.10$
<i>N</i>	hw	-	$R_{0.2}$	$Q_u/Q_{un}$	$R_s$	$R_{resp}$	$R_{resp}$
3	0.5m	A	$R_{0.2}=1/400$	1.49	1/100	1/121	1/190
		B	$R_{0.2}=1/200$	0.96	1/50	1/44	1/54
		C	$R_{0.2}=1/120$	0.65	1/30	1/31	1/40
3	1.0m	A	$R_{0.2}=1/400$	1.29	1/100	1/86	1/122
		B	$R_{0.2}=1/200$	0.91	1/50	1/42	1/54
		C	$R_{0.2}=1/120$	0.67	1/30	1/30	1/40
5	0.5m	A	$R_{0.2}=1/400$	1.47	1/100	1/96	1/186
		B	$R_{0.2}=1/200$	1.20	1/50	1/46	1/57
		C	$R_{0.2}=1/120$	0.78	1/30	1/37	1/46
5	1.0m	A	$R_{0.2}=1/400$	1.36	1/100	1/87	1/132
		B	$R_{0.2}=1/200$	0.96	1/50	1/47	1/58
		C	$R_{0.2}=1/120$	0.73	1/30	1/35	1/44
8	1.0m	A	$R_{0.2}=1/400$	1.33	1/100	1/77	1/109
		B	$R_{0.2}=1/200$	0.96	1/50	1/55	1/69
		C	$R_{0.2}=1/120$	0.71	1/30	1/42	1/54



内部減衰を10%見込むことができれば、 $R_s=4 \times R_{0.2}$ の設定は安全側の設定となる

# Dsの下限値の緩和に向けた検討

幾何学的な関係から決まる各部の必要変形能力



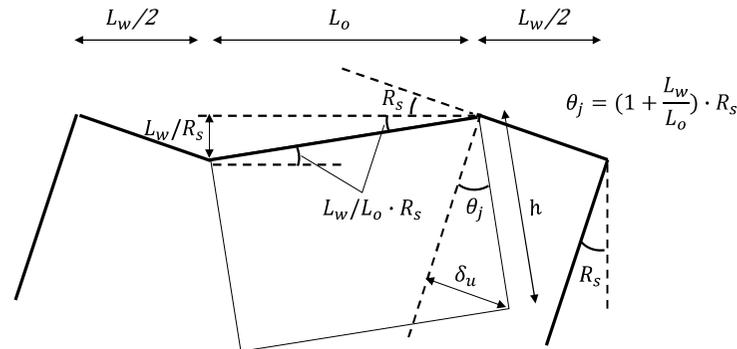
**A: 壁-垂れ壁接合部**

安全側に部材の弾性変形分を無視して

$$\theta_u = \left(1 + \frac{L_w}{L_o}\right) \cdot R_s$$

$\delta_u$ に上限を設ければ、  
壁幅と開口幅の関係から垂れ壁せいの上限が決まる

$$h \leq \frac{\delta_u}{\theta_u}$$



**B: 壁-基礎接合部**

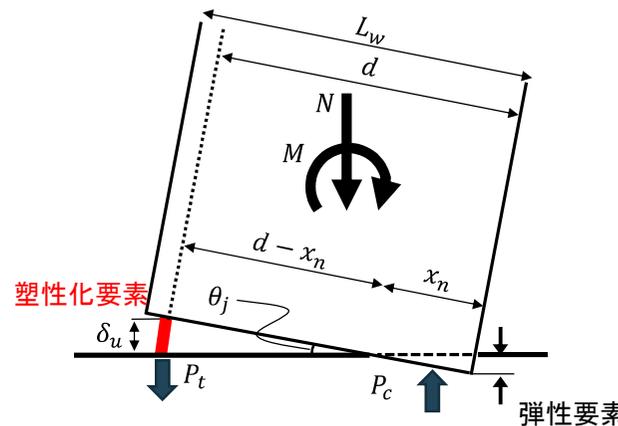
$$\delta_u = (d - x_n) \cdot \theta_j$$

$$d = 0.9L_w \text{とし、}$$

安全側に部材の弾性変形分を無視して $\theta_j = R_s$

$$x_n = 0 \text{とすると}$$

$$\delta_u = 0.9L_w \cdot R_s$$



垂れ壁せいの上限h[mm] Lo= 2 m

安全限界	壁幅Lw				
	1m	1.5m	2m	2.5m	3m
変形角					
1/30	600	514	450	400	360
1/40	800	686	600	533	480
1/45	900	771	675	600	540
1/50	1000	857	750	667	600
1/60	1200	1029	900	800	720
1/75	1500	1286	1125	1000	900
1/100	2000	1714	1500	1333	1200

垂れ壁せいの上限h[mm] Lo= 4 m

安全限界	壁幅Lw				
	1m	1.5m	2m	2.5m	3m
変形角					
1/30	720	655	600	554	514
1/40	960	873	800	738	686
1/45	1080	982	900	831	771
1/50	1200	1091	1000	923	857
1/60	1440	1309	1200	1108	1029
1/75	1800	1636	1500	1385	1286
1/100	2400	2182	2000	1846	1714

※ $\delta_u = 30\text{mm}$ とした。

壁-基礎引張接合部 $\delta_u$ [mm]

安全限界	壁幅Lw				
	1m	1.5m	2m	2.5m	3m
変形角					
1/30	30	45	60	75	90
1/40	23	34	45	56	68
1/45	20	30	40	50	60
1/50	18	27	36	45	54
1/60	15	23	30	38	45
1/75	12	18	24	30	36
1/100	9	14	18	23	27

※赤字部分は現行規定の $\delta_u=40\text{mm}$ を超える部分

# まとめ

- 標準的架構（小幅、大版①、大版②）を対象として、一部の仕様規定を外れた場合でも $D_s=0.55$ とできる条件を整理した。
- 限界耐力計算に基づく手法（JSCA法）では、階数や変形角分布の設定にもよるが、大地震時の応答変形を $1/100\text{rad}$ 以内に抑えるために、1次設計時に $1/1500\sim 1/3000\text{rad}$ とかなり厳しい変形角制限が必要になる場合があることが分かった。
- エネルギー一定則で減衰を10%まで考慮すれば、1次設計時の変形角は $1/300\sim 1/400\text{rad}$ で可能となり、現実的な範囲に収まることが分かった。
- 安全限界変形角に応じた柔軟な要求性能の一例として、減衰10%のエネルギー一定則をベースに、 $D_s$ 算定時を1次設計時の4倍の変形角（ $R_s = 4 \cdot R_{0.2}$ ）とした $D_s$ の設定フローを提案した。
- $D_s$ 算定時の妥当性を2Dフレームモデルのケーススタディにより検証し、内部減衰を10%とした限界耐力計算の応答予測よりも安全側になることを確認した。ただし、内部減衰5%とした限界耐力計算の応答予測よりは危険側となる場合があることを確認した。
- 安全限界変形角 $R_s$ と対応する形で、各部に必要なとなる変形量を試算した。