

4. 木造建築物の基準の整備に 資する検討

住友林業株式会社

三井ホーム株式会社

ミサワホーム株式会社

一般社団法人木を活かす建築推進協議会

共同研究 独立行政法人 建築研究所

検討の目的

現行の建築基準法における

- 木材の基準強度の考え方
- 木造建築物の設計方法

に関する基準の整備に資することを目的として実験、調査、解析を行った。

検討項目

イ) 長期許容応力度(荷重継続時間の調整係数)の検証

ロ) 木材のめり込みが建築物の安全性に与える影響に関する検証

ハ) 変形能力の異なる耐力要素併用時の地震時の挙動の検証と計算法及び設計法の検討

二) 平面・立面的に不整形な木造建築物に対する評価方法調査

木材の基準強度の考え方の検討状況

平成20、21、22年度

研究方針の検討、データの収集のための実験実施

平成23年度

検証、データ収集のための実験実施

<長期許容応力度(荷重継続調整係数)の検証>

荷重継続時間の調整係数を算出する実験用治具の作成と曲げ試験の実施

製材、集成材とも応力レベル90%、80%での曲げクリープ破壊試験の実施

製材、集成材とも応力レベル算出のための曲げ試験を継続実施

製材、集成材とも応力レベル70%での曲げクリープ破壊試験の実施

<木材のめり込みが建築物の安全性に与える影響に関する検証>

既往の論文等の収集整理及び実務設計での実態調査

めり込みクリープ実験の実施

めり込みクリープ実験の継続実施と既往の箱型試験体の振動実験でのめり込み応力状態の調査

木造建築物の設計方法の検討状況

平成20、21、22年度

研究方針の検討、データの収集のための実験実施

平成23年度

検証、データ収集のための実験実施

＜変形能力の異なる耐力要素併用時の地震時の挙動の検証と計算法及び設計法の検討＞

異なる変形能力を持つ壁を有する建物について時刻歴応答解析や既往データの収集を行った。

壁式構造と集成材フレームの直列的併用構造の実験実施

集成材フレームと耐力壁の併用で耐力要素4指標の加算が安全側になる範囲を検討

平成22年度壁式構造と集成材フレーム並列的併用構造の箱型試験体の仕様による構面試験の実施

引きボルト接合部の実大せん断試験の実施

集成材等建築物の構造設計の問題点を把握、検討方針のとりまとめ

＜平面・立面的に不整形な木造建築物に対する評価方法調査＞

平面・立面的に不整形な形状を有する建築物の設計方法の検証

斜めの桁を有する鉛直構面や耐力壁が平面上斜めに配置された場合の水平せん断力試験の実施

平面・立面的に不整形な形状を有する建築物の設計方法の検証の継続

斜めの桁を有する鉛直構面や耐力壁が平面上斜めに配置された場合の評価方法の提案

長尺の筋かい壁の接合部仕様の検討とその検証実験

イ) 長期許容応力度 (荷重継続時間の調整係数の検証)

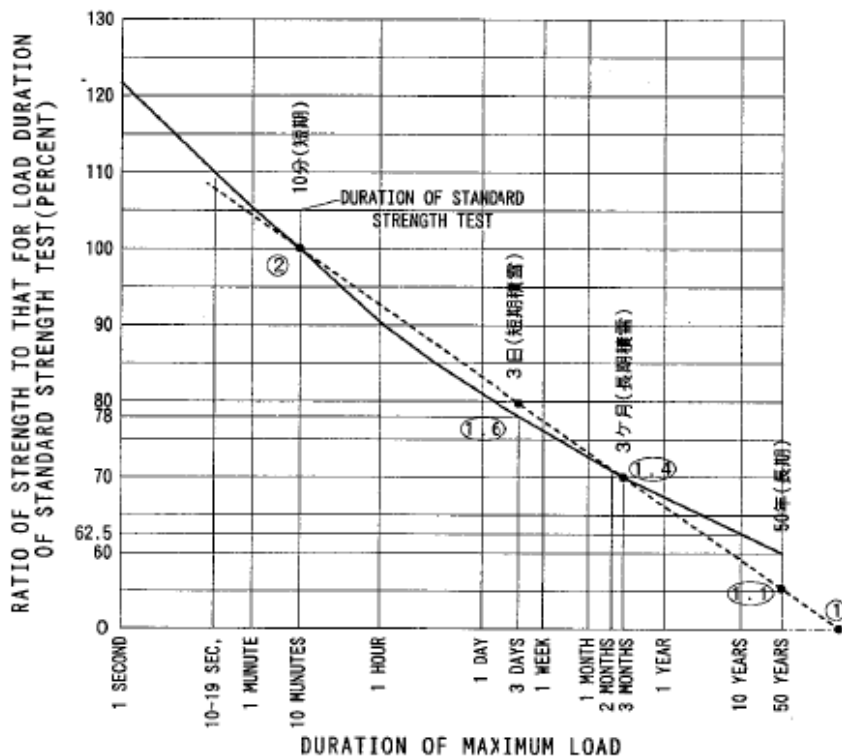


図1 荷重継続時間と支持し得る荷重の大きさの関係 (マディソンカーブ)

基準強度 F

短期許容応力度 $2/3F$

長期許容応力度 $1.1/3F$

長期/短期 = $1.1/2$



① べいまつ以外の木材

② 接着剤を用いた構造用材料

基礎データの蓄積が必要



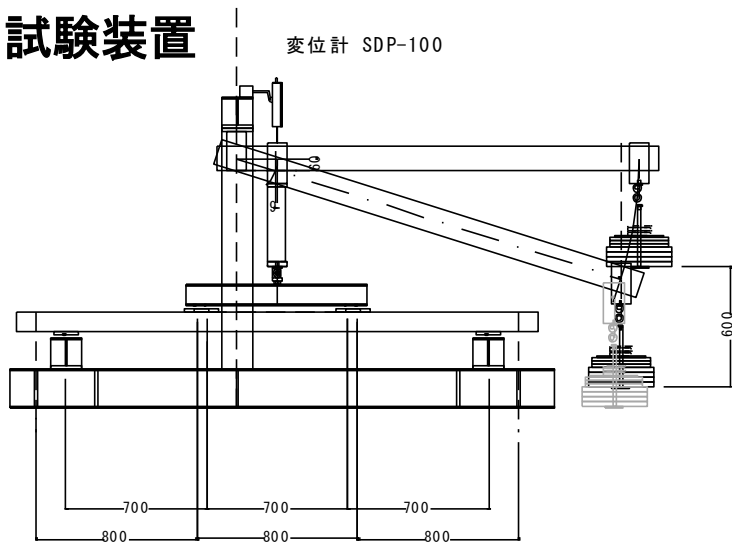
「平成12年6月1日施行

改正建築基準法(2年目施行)の解説」より引用

荷重継続時間の調整係数算出のための実験

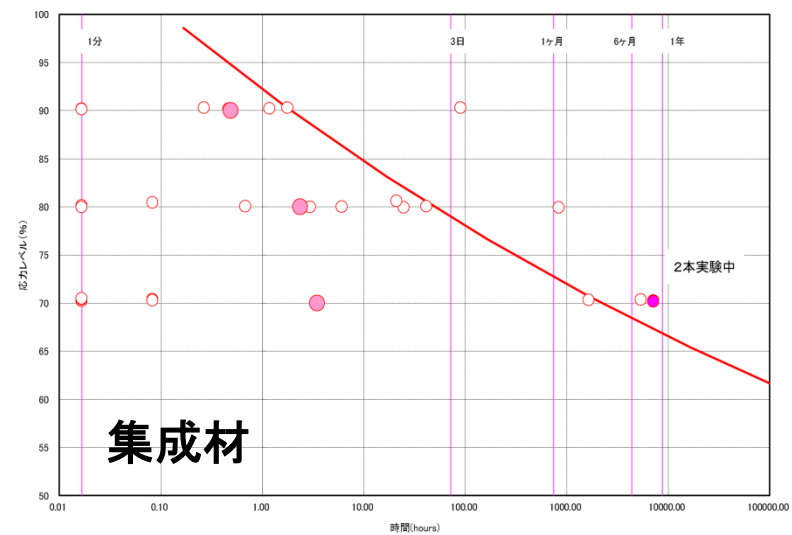
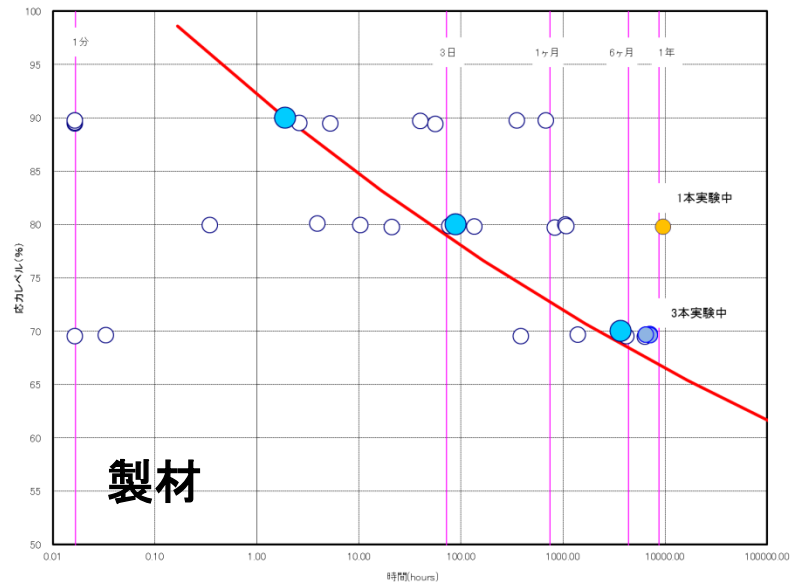
曲げクリープ破壊試験

試験装置



試験状況

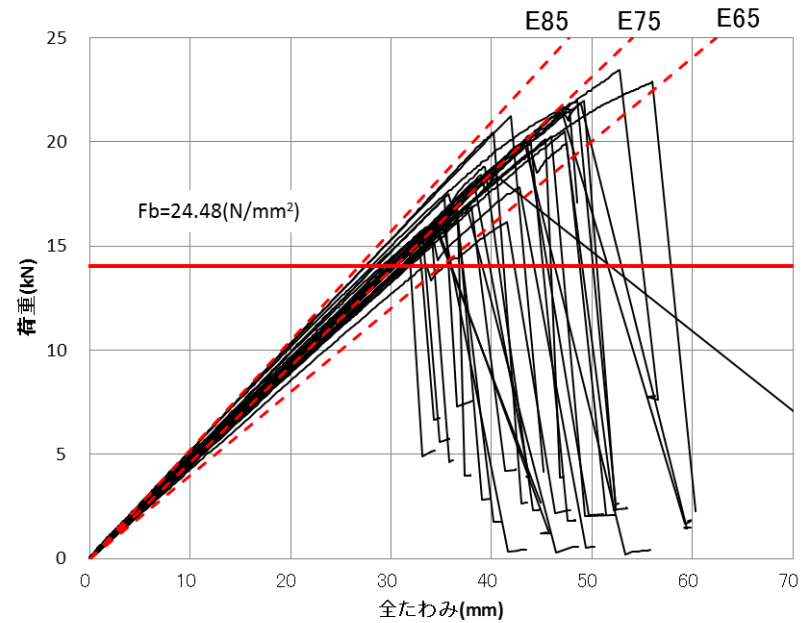
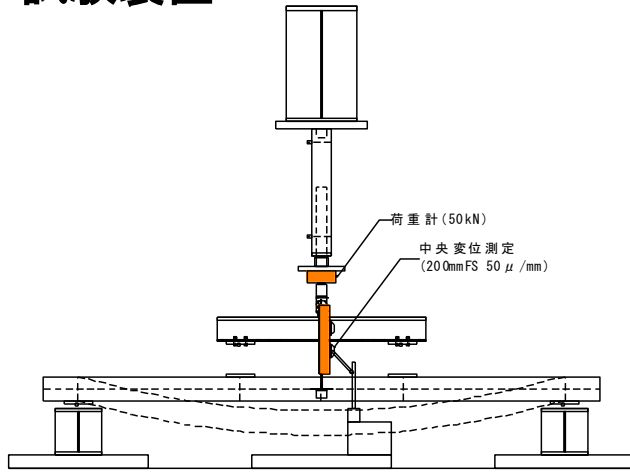
応力レベル(%)



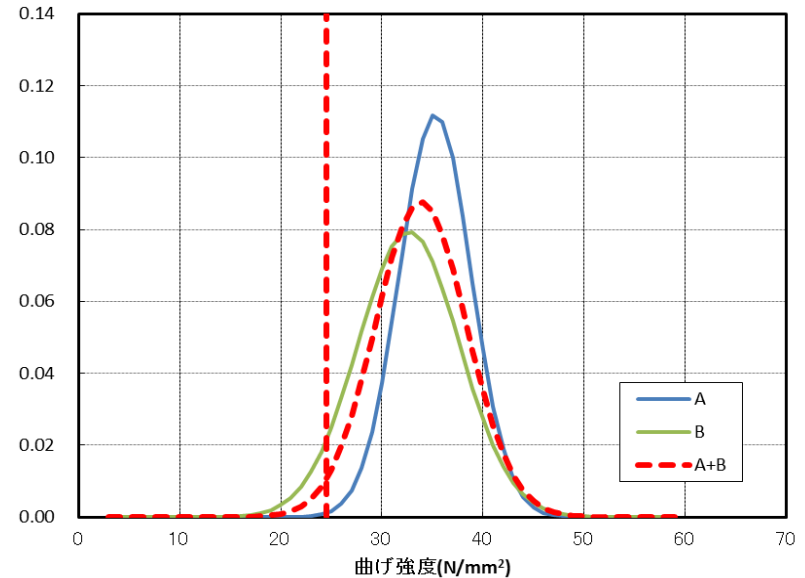
破壊までの時間

集成材 応力レベル算出のための曲げ試験

試験装置



曲げ試験状況



まとめ

イ) 長期許容応力度(荷重継続時間の調整係数の検証)

- 1) 機械等級区分構造用製材E70(樹種:すぎ)について、応力レベル毎の破壊時間の平均値は、Woodカーブとほぼ一致した。
- 2) 集成材ラミナのヤング率を管理して製作した構造用集成材について、応力レベル毎の破壊時間の平均値は、Woodカーブに比べ低い値となった。
- 3) 市場から調達した構造用集成材(E65-F255)50本の曲げ試験結果で、応力レベルを算出することが可能となり、曲げクリープ破壊試験を実施できる状態となった。

ロ) 木材のめり込みが建築物の安全性に与える影響に関する検証

■ 別途実施した振動台実験より柱脚部に生じている圧縮力を算出し、めり込み強度と比較検討した。

2.1 試験体の概要 Specimen



1層試験体 両側

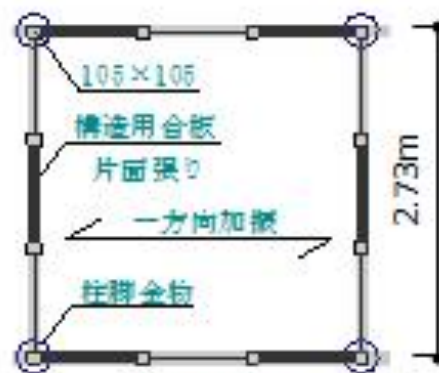


2層試験体 両側

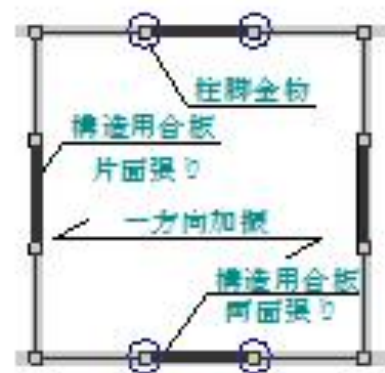


2層試験体 中央

項目	仕様
寸法	2.73m × 2.73m 階高2.73m (1層試験体) 階高2.80m (2層試験体)
耐力壁	構造用合板 (t=9mm) 壁倍率2.5
1階最大耐力	32kN (Co=0.8)
全重量	42kN

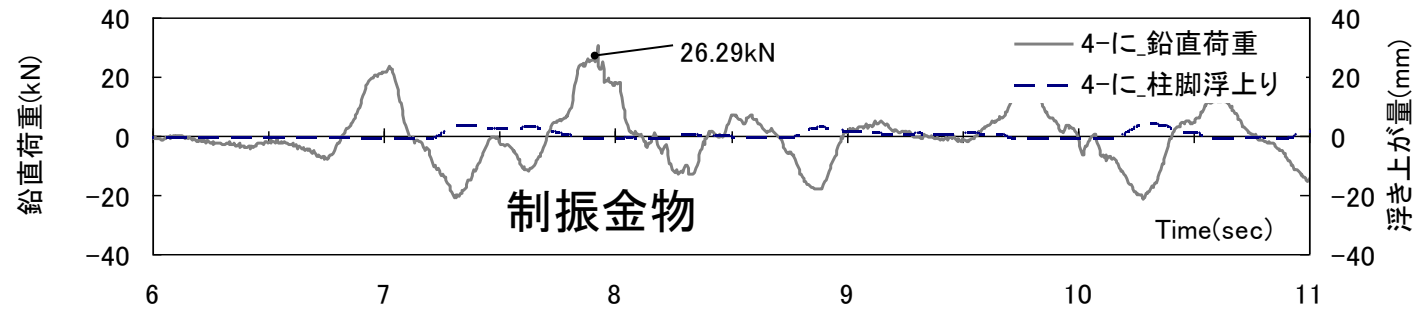
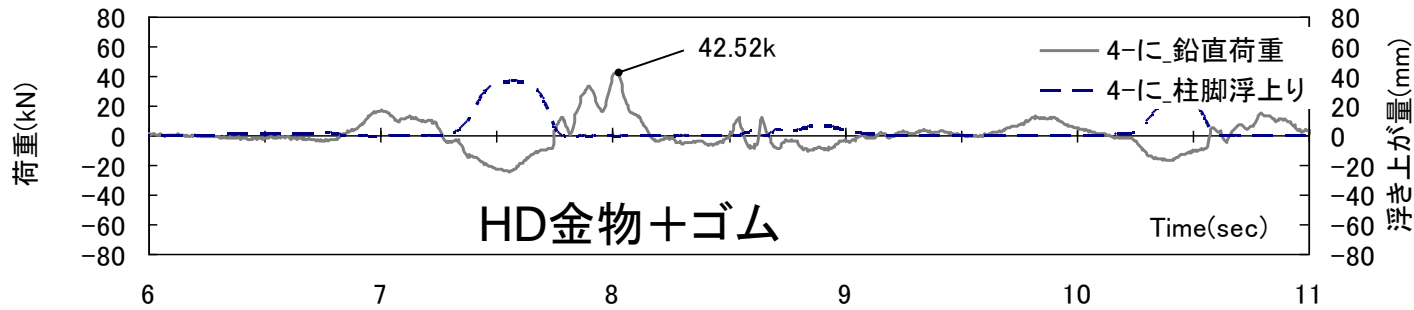
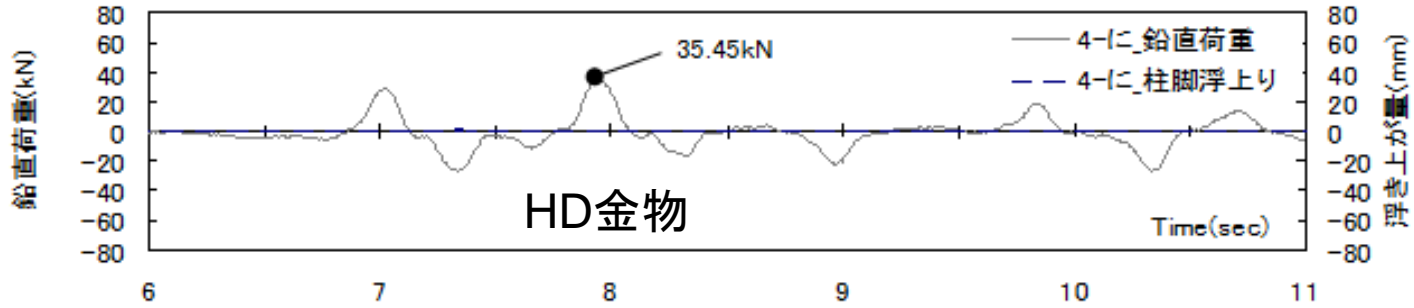


両側張り



中央張り

計測結果



まとめ

ロ) 木材のめり込みが建築物の安全性に与える影響に関する検証

	実験値[kN]	応力(全断面有効) [N/mm ²]	応力(2/3有効)[N/mm ²]
固定	35.45	3.22	4.82
ゴム	42.52	4.13	6.19
制振	26.29	2.38	3.57

スギめり込み強度6N/mm² を上回っても顕著な損傷は見られなかった。

ハ) 変形能力の異なる耐力要素併用時の地震時の挙動の検証と計算法及び設計法の検討

1. 変形能力の異なる耐力要素を併用した構造の変形挙動の確認と設計法の検討

<目的>

H21: 集成材フレームと耐力壁を直列併用した場合の加算則の検討

H22: 集成材フレームと耐力壁を並列併用した構造物の静的挙動検討

<H23年度>

(1) 並列併用構造の構造性能に関する解析的検討

(2) 並列併用構造の構造性能に関する実験的検討

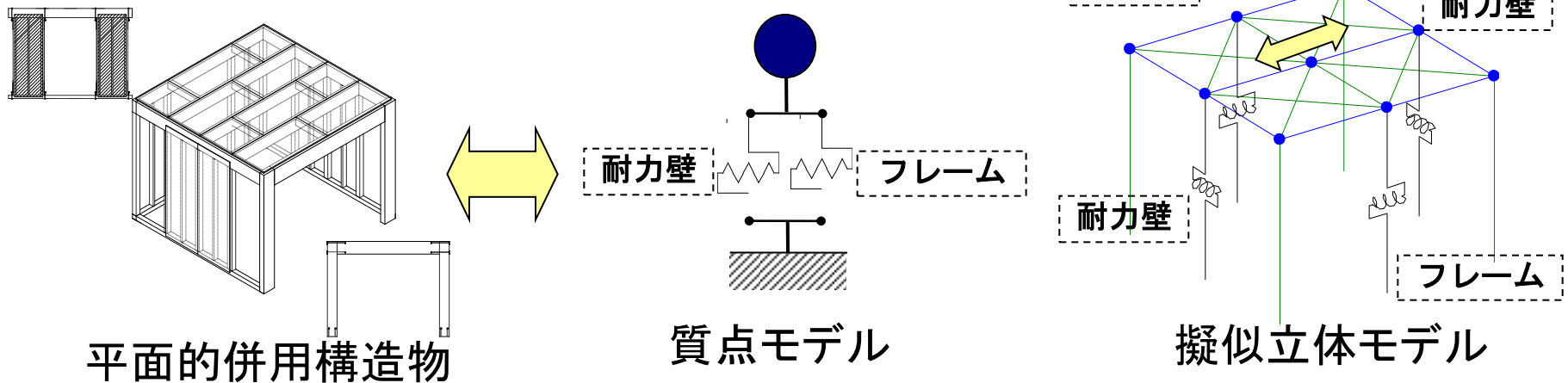
(3) 集成材ラーメン構造(引きボルト形式)の構造性能予測の精緻化

(1) 並列併用構造の構造性能に関する解析的検討

1) 検討概要

- ① 集成材フレームと耐力壁を耐震要素として有する**擬似立体モデル**
- ② 集成材フレームと耐力壁を加算した耐震要素を有する**1質点モデル**

→ フレームの**剛性・耐力・変形性能**をパラメータとした併用構造解析モデルの弾性時・弾塑性時の**応答値の比較**



<パラメータ> フレームの骨格曲線の**剛性、耐力、変形性能**

2) フレームの骨格曲線

・4指標で計算したフレームの短期許容耐力は耐力壁と同じと仮定

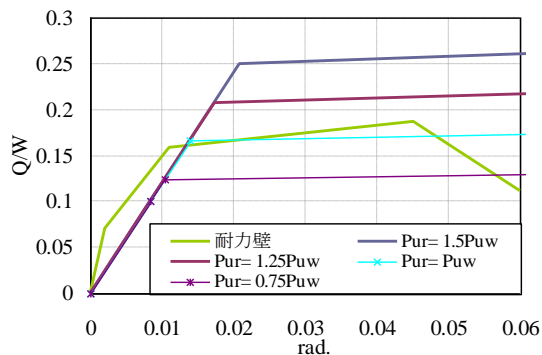
<骨格曲線のパラメータ: 合計10種類>

① P(1/120)で決定(4種類)

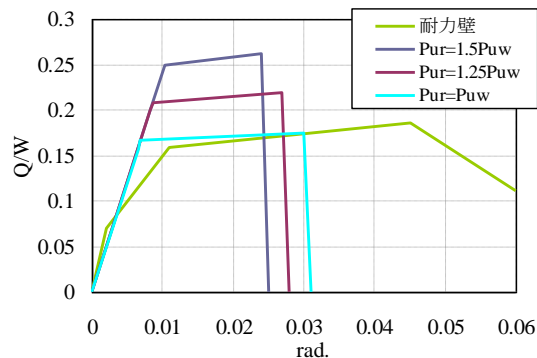
② 0.2Pu/Dsで決定+フレームの弾性剛性=耐力壁の弾性剛性(3種類)

③ 0.2Pu/Dsで決定+フレームの弾性剛性=耐力壁の弾性剛性×1.5(3種類)

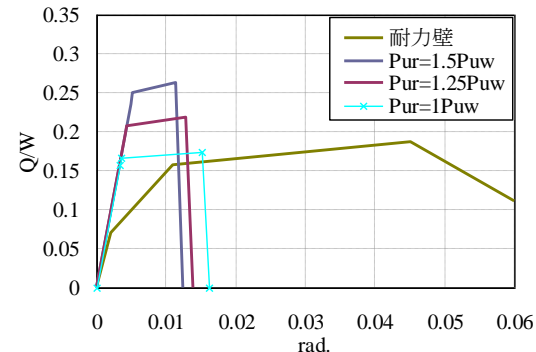
* 耐力壁の弾性剛性: 完全弾塑性モデルの弾性剛性



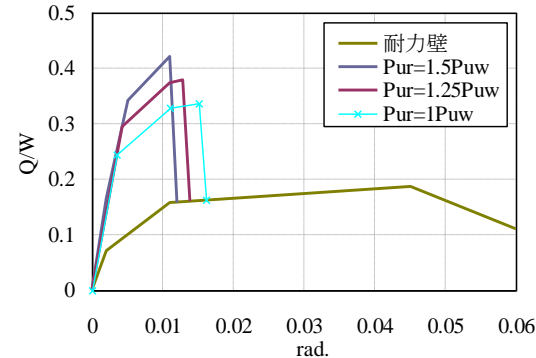
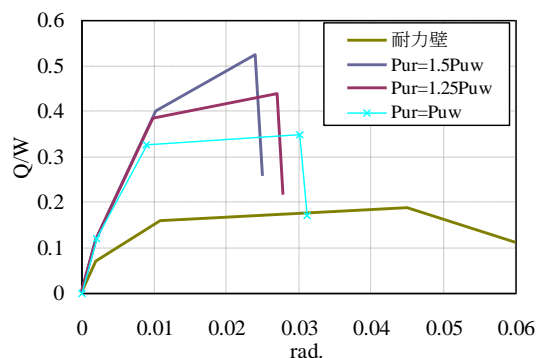
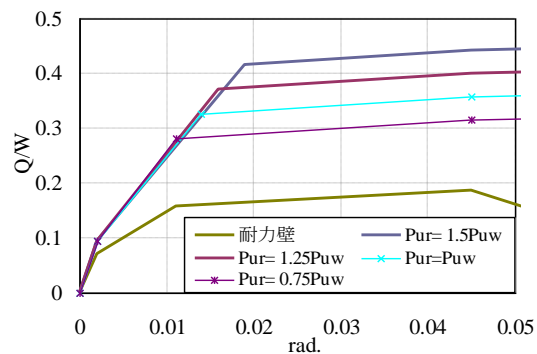
P(1/120)で決定



0.2Pu/Dsで決定
フレーム剛性=耐力壁剛性



0.2Pu/Dsで決定
フレーム剛性=耐力壁剛性×1.5

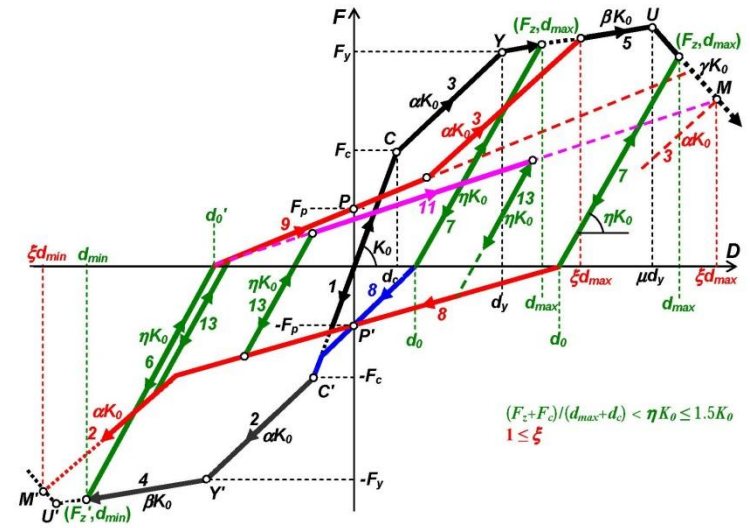


3) 復元力特性

復元力モデルにはStewartモデルの履歴則に従うモデルを使用
(解析プログラム:Snap Ver.5)

4) 解析モデル質量

フレーム及び耐力壁の短期許容せん断耐力の単純和を $C_0=0.2$ 相当の外力とし、その5倍を擬似立体モデル及び1質点モデルの重量とした。



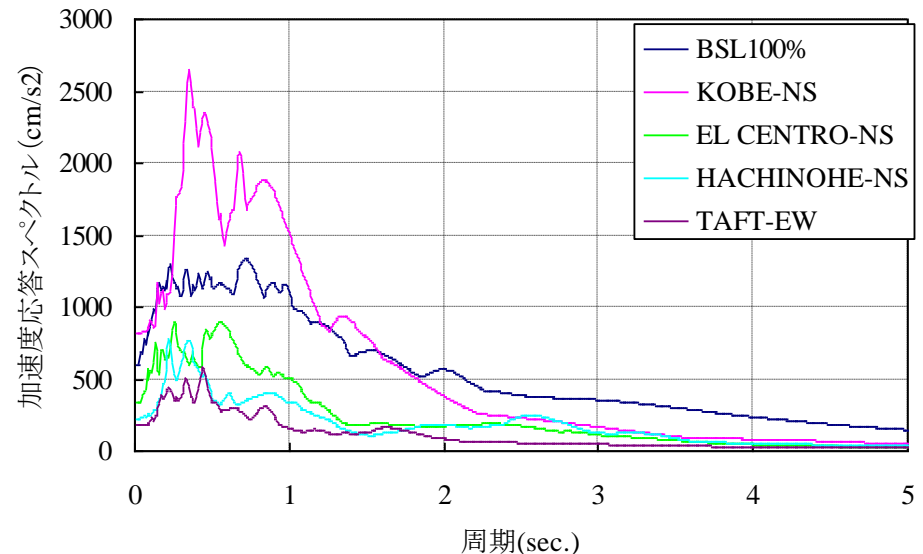
復元力モデル

5) 入力地震動

- ・1質点モデルに対し、観測地震波(4波)と模擬地震動(1波)を用いて応答解析。

告示スペクトル整合波
神戸海洋気象台観測波
El Centro NS波
八戸 NS波
Taft EW波

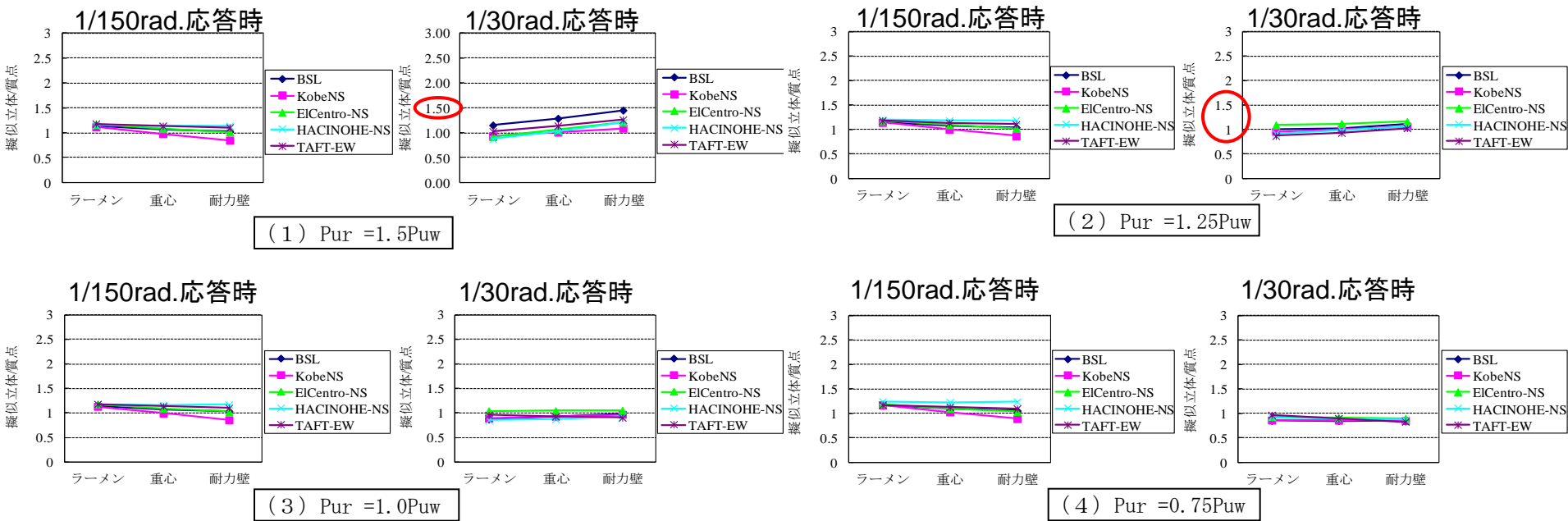
- ・1質点モデルの応答値が $1/150\text{rad.}$ 、 $約1/30\text{rad.}$ となるようレベルを調整



加速度応答スペクトル(h=5%):各地震波100%時

6-1) 解析結果：質点モデルと擬似立体モデルの応答値の比(1/150rad.、1/30rad)

① フレームの短期許容せん断耐力がP(1/120)で決定する場合

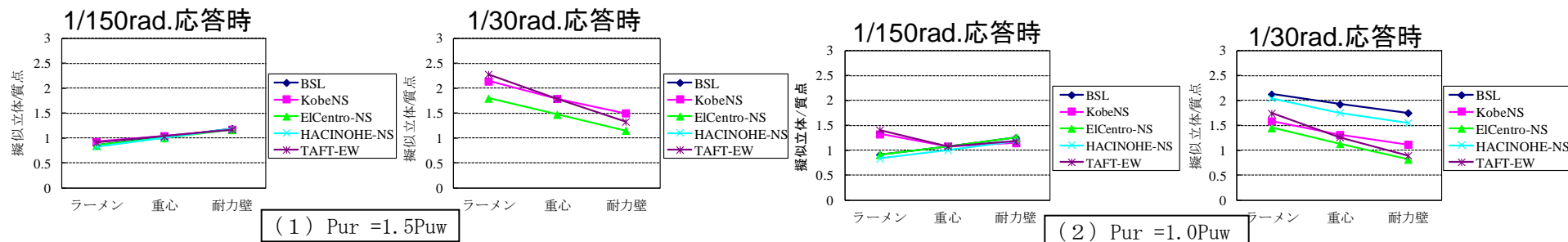


- ・1/150rad.目標応答時と1/30rad.目標応答時とで、質点モデルと擬似立体モデルの応答変位に大きな差はない。
- ・1/30rad.目標応答時に、擬似立体モデルの耐力壁側の変形量が質点モデルよりも大きくなる。その増大の割合は、最大耐力の比率分の割り増しを考慮すれば良い。

例: Pur=1.5Pwで耐力壁側の変形量が1.5倍
 Pur=1.25Pwで耐力壁側の変形量が1.25倍
 Pur ≤ Pwでは割り増し不要

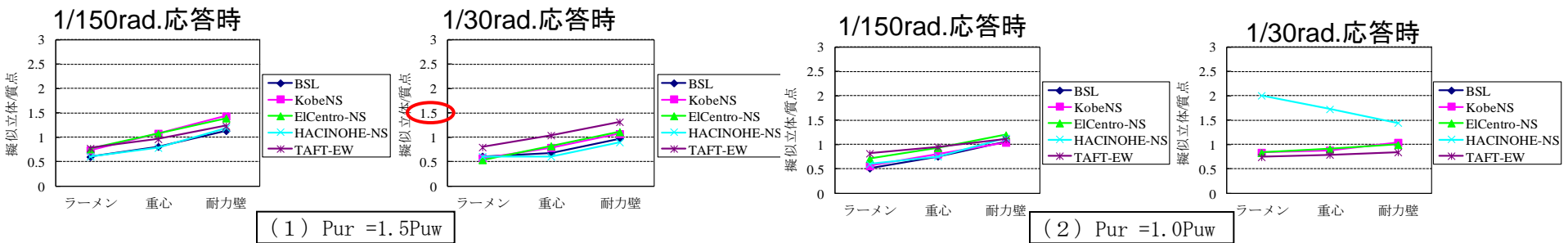
6-2) 解析結果：質点モデルと擬似立体モデルの応答値の比 (1/150rad.、1/30rad)

② フレーム短期許容せん断耐力が0.2Pu/Dsで決定 & フレームの弾性剛性 = 耐力壁の弾性剛性



- ・フレームと耐力壁の最大耐力比が1.25倍以上 ⇒ 弾塑性応答時にフレーム側が耐力を喪失
- ・最大耐力比が1.0でも擬似立体モデルのフレーム側が質点モデルの2倍程度の応答

② フレーム短期許容せん断耐力が0.2Pu/Dsで決定 & フレームの弾性剛性 = 耐力壁の弾性剛性 × 1.5



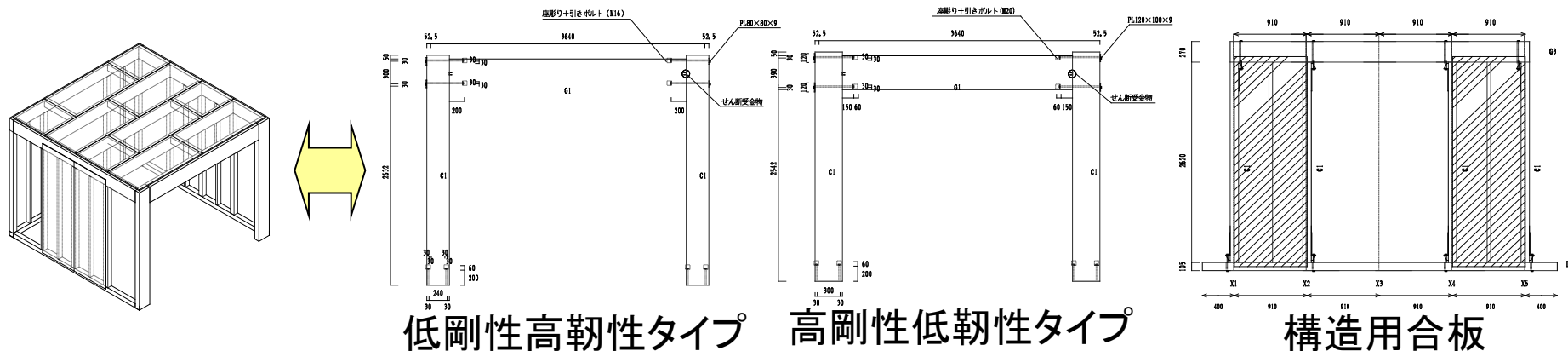
- ・フレームと耐力壁の最大耐力比が1.25以上 ⇒ 質点と擬似立体モデルの変形量に大差なし
- ・1/30rad. 目標応答時に擬似立体モデルの耐力壁側の変形量が質点モデルより大きくなる。
増大の割合：最大耐力の比率の割り増しを考慮すれば良い。
- ・最大耐力の比率が同程度の場合 ($P_{ur} = P_{w}$) は、フレーム側が耐力を喪失する危険性がある

(2) 並列併用構造の構造性能に関する実験的検討

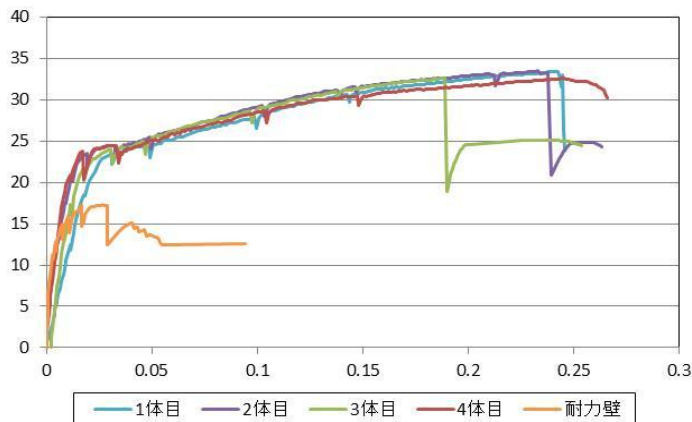
1) 目的

- ① H22年度実施の箱型静加力試験体の集成材フレーム及び木質耐力壁の構造性能の把握
- ② 箱型静加力試験体と集成材フレーム及び木質耐力壁の短期許容せん断耐力の比較

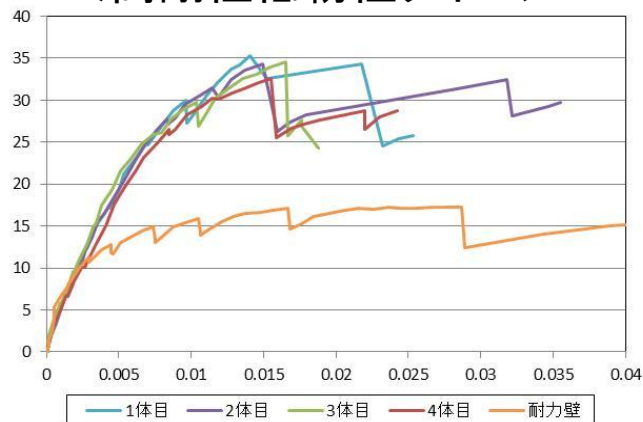
2) 試験体概要・実験結果



<低剛性高靱性タイプ>



<高剛性低靱性タイプ>



3) 短期許容せん断耐力の比較

加算1: 集成材フレームと構造用合板の4指標の各項目の単純和

加算2: 集成材フレームと構造用合板の4指標の最小値をそれぞれ加算値

①「箱型静加力」と「加算1」を比較

低剛性高靱性タイプ: 加算値は実験値の約1.2倍

高剛性低靱性タイプ: 加算値は実験値の約1.3倍

②「箱型静加力」と「加算2」を比較

低剛性高靱性タイプ: 加算値は実験値の約0.97倍

高剛性低靱性タイプ: 加算値は実験値の約1.04倍



「加算2」の方が箱型静加力試験の短期許容せん断耐力に近い結果

* 箱形静加力試験ではフレームと耐力壁構面での大きなねじれ挙動は確認されず
 ⇒ フレームと耐力壁のねじれが大きい範囲でフレームと耐力壁の4指標の最小値の加算により、箱型試験体の4指標を概ね予測可能

<解析との比較>

① 低剛性高靱性タイプ: フレーム短期が $P(1/120)$ で決定。 $P_{ur}=1.5P_w$ よりフレームの剛性大

② 高剛性低靱性タイプ: フレーム短期が $0.2P_u/D_s$ で決定 ($K_r=1\sim 1.5K_w$)。 $P_{ur}=2P_w$ 程度

⇒ ①、②とも耐力壁側に割り増しが必要なケース

低剛性高靱性タイプ

	箱型	フレーム	耐力壁	加算1	加算2
2/3Pmax	32.55	22.015	11.52	33.54	24.09
0.2P _u /D _s	52.72	25.7	15.55	41.25	
P _y	26.31	21.865	9.91	31.78	
P(1/150)	24.95	14.18	14.48	28.66	

高剛性低靱性タイプ

	箱型	フレーム	耐力壁	加算1	加算2
2/3Pmax	38.74	23.16	11.52	34.68	23.92
0.2P _u /D _s	23.1	14.01	15.55	29.56	
P _y	30.44	20.59	9.91	30.50	
P(1/150)	34.51	24.72	14.48	39.20	

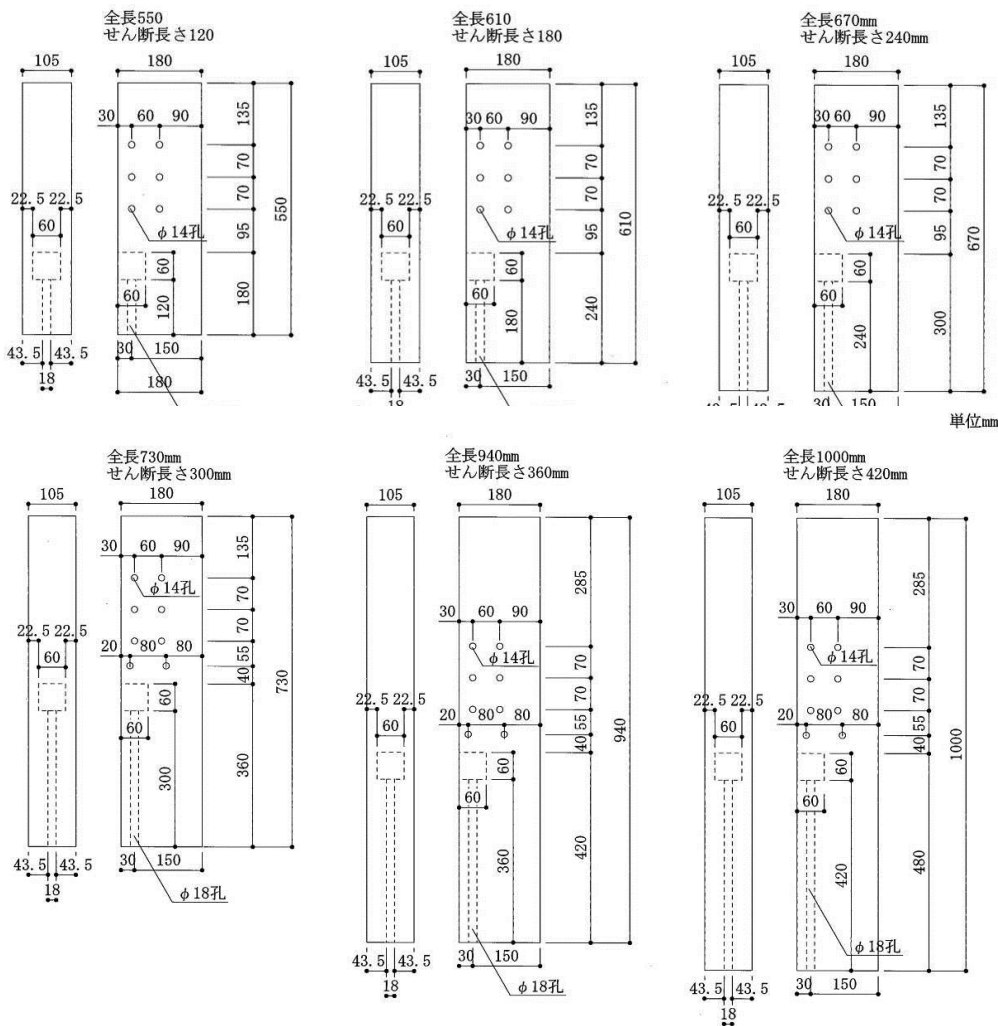
(3) 集成材ラーメンの荷重変形性能予測の精緻化のため接合部性能の実験的検討

1) 目的

集成材ラーメンフレームのうち、引きボルト接合部のせん断破壊時荷重を実験的に確認し、集成材ラーメンフレームの荷重変形性能の予測の精緻化のための技術資料を収集

パラメータ: 「樹種」、「せん断長さ」

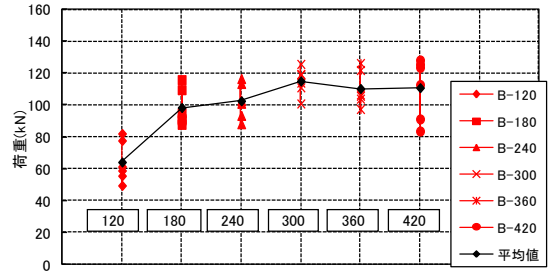
単位mm



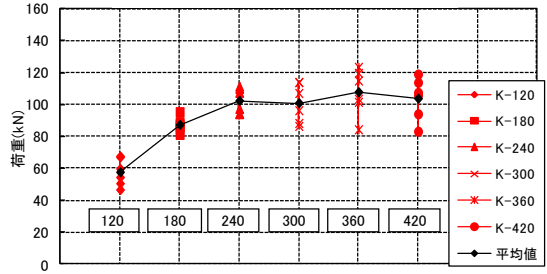
樹種	せん断長 (mm)	試験体全長	試験体数
ベイマツ 集成材	120	550	6
	180	610	6
	240	670	6
	300	730	6
	360	940	6
	420	1000	6
(国産) カラマツ 集成材	120	550	6
	180	610	6
	240	670	6
	300	730	6
	360	940	6
	420	1000	6
(国産) スギ 集成材	120	550	6
	180	610	6
	240	670	6
	300	730	6
	360	940	6
	420	1000	6

2) 実験結果

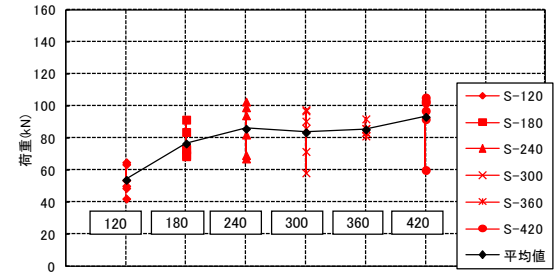
ベイマツ集成材



カラマツ集成材



スギ集成材



3) 実験値と計算値の比較

<計算値>

- ・(木材)圧縮耐力
= 基準強度 (Fc) × 座金面積
- ・(木材)引張耐力
= 基準強度 (Ft) × 木材断面積
(座堀面積除く)
- ・(木材)せん断耐力
= 基準強度 (Fs) × せん断面積
× 2/3 (低減係数)

- ①概ね計算値で実験値を予測可能
 - ②木部せん断耐力が最小値となる場合、低減係数2/3は有効
- ・但し実験値は平均値に対し計算値の基準強度は5%下限値であるので注意

ベイマツ 集成材	せん断長さ(mm)	120	180	240	300	360	420
	(木材)圧縮耐力(kN)	114.5	114.5	114.5	114.5	114.5	114.5
(木材)引張耐力(kN)	431.5	431.5	431.5	431.5	431.5	431.5	431.5
Fc=31.8N/mm ²	(木材)せん断耐力(kN)	51.8	77.8	103.7	129.6	155.5	181.4
Ft=28.2N/mm ²	実験値(kN)	64.17	98.33	102.52	114.99	110.27	110.78
Fs=3.6N/mm ²	実験値/計算値	1.24	1.26	0.99	1	0.96	0.97
カラマツ 集成材	せん断長さ(mm)	120	180	240	300	360	420
	(木材)圧縮耐力(kN)	105.8	105.8	105.8	105.8	105.8	105.8
(木材)引張耐力(kN)	394.74	394.74	394.74	394.74	394.74	394.74	
Fc=29.4N/mm ²	(木材)せん断耐力(kN)	51.84	77.76	103.68	129.6	155.52	181.44
Ft=25.8N/mm ²	実験値(kN)	57.59	87.32	102.4	100.95	107.85	103.79
Fs=3.6N/mm ²	実験値/計算値	1.11	1.12	0.99	0.95	1.02	0.98
スギ 集成材	せん断長さ(mm)	120	180	240	300	360	420
	(木材)圧縮耐力(kN)	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4
(木材)引張耐力(kN)	321.3	321.3	321.3	321.3	321.3	321.3	
Fc=24.0N/mm ²	(木材)せん断耐力(kN)	38.88	58.32	77.76	97.2	116.64	136.08
Ft=21.0N/mm ²	実験値(kN)	54.01	76.72	85.95	83.68	85.49	93.38
Fs=2.7N/mm ²	実験値/計算値	1.39	1.32	1.11	0.97	0.99	1.08

まとめ

ハ) 変形能力の異なる耐力要素併用時の地震時の挙動の検証と計算法及び設計法の検討

1. 変形能力の異なる耐力要素を併用した構造の変形挙動の確認と設計法の検討

(1) 並列併用構造の構造性能に関する解析的検討

集成材フレームと耐力壁の併用構造を想定した1質点モデルと疑似立体モデルを用い、フレームの剛性・耐力・変形性能をパラメータとした解析的検討を実施。

① フレームの短期許容せん断耐力が $P(1/120)$ で決定する場合

・ $1/30\text{rad}$. 目標応答時に、疑似立体モデルの耐力壁側の変形量が質点モデルよりも大きくなる。その増大の割合は、最大耐力の比率分の割り増しを考慮すれば良い。

例) $P_{ur}=1.5$ or $1.25P_w$ で耐力壁側の変形量が 1.5 or 1.25 倍、 $P_{ur} \leq P_w$ では割り増し不要

② フレーム短期許容せん断耐力が $0.2P_u/D_s$ で決定し、フレームの弾性剛性＝耐力壁の弾性剛性の場合

・フレームと耐力壁の最大耐力比が $1.5 \sim 1.25$ 倍

⇒弾塑性応答時に疑似立体モデルのフレーム側が耐力を喪失。

・最大耐力比が 1.0 でも疑似立体モデルのフレーム側が質点モデルの2倍程度の応答

まとめ

ハ) 変形能力の異なる耐力要素併用時の地震時の挙動の検証と計算法及び設計法の検討

- ③ フレーム短期許容せん断耐力が $0.2P_u/D_s$ で決定し、フレームの弾性剛性＝耐力壁の弾性剛性の場合×1.5の場合
- ・ フレームと耐力壁の最大耐力比が $1.5\sim 1.25$ ⇒質点と擬似立体モデルの変形量に大差なし
 - ・ $1/30\text{rad}$.目標応答時に擬似立体モデルの耐力壁側の変形量が質点モデルよりも大きくなる
その増大の割合は、最大耐力の比率の割り増しを考慮すれば良い。
 - ・ 最大耐力の比率が同程度の場合 ($P_{ur}=P_w$) は、フレーム側が耐力を喪失する危険性がある
- (2) 並列併用構造の構造性能に関する実験的検討
フレームと耐力壁のねじれが大きくない範囲でフレームと耐力壁の4指標の最小値の加算により、箱型試験体の4指標を概ね予測可能
- (3) 集成材ラーメン構造(引きボルト形式)の構造性能予測の精緻化
- ① 概ね計算値で実験値を予測可能
 - ② 木部せん断耐力が最小値となる場合、低減係数 $2/3$ は有効
- ・ 但し実験値は平均値に対し計算値の基準強度は5%下限値であるので注意

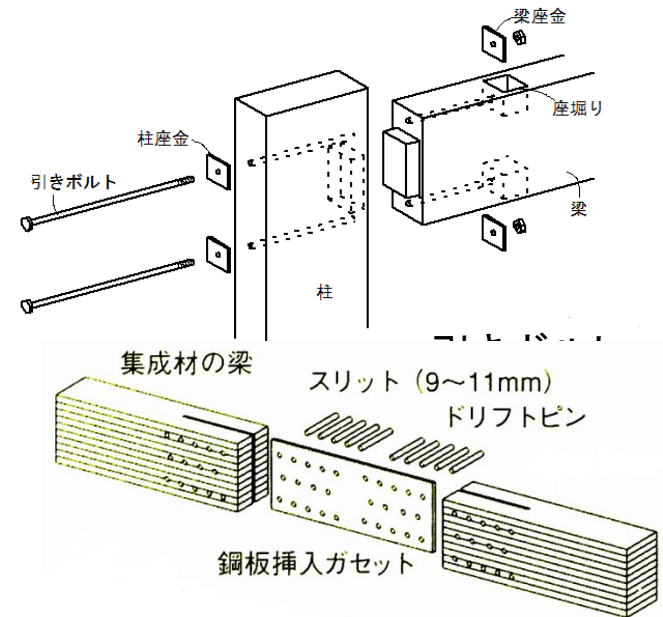
ハ) 変形能力の異なる耐力要素併用時の地震時の挙動の検証と計算法及び設計法の検討

2. 集成材等建築物の構造設計法に関する検討

平成23年度: 終局耐力や靱性特性を考慮した設計法に関する問題点の整理、データ収集、予備解析、検討方針の策定

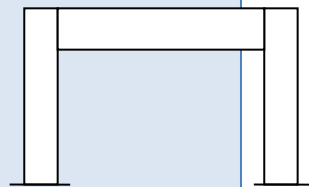
■対象とする接合部:

- ・モーメント抵抗、圧縮・引張接合として
鋼板挿入ドリフトピン接合
鋼板添え板ボルト接合
引きボルト、グールドインロッド
- ・せん断抵抗接合として
鋼板添え板ビス接合、だぼ又はほぞ等

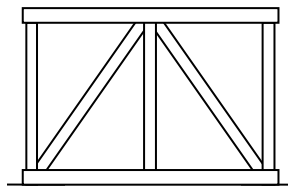


■対象とする架構形式:

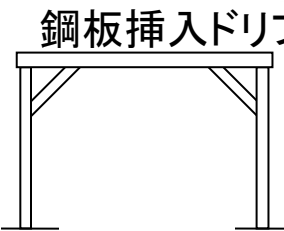
ラーメン
ブレース
方杖
アーチなど



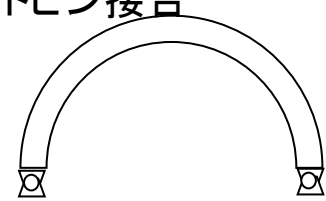
ラーメン



ブレース



方づえ



アーチ

ハ)変形能力の異なる耐力要素併用時の地震時の挙動の検証と計算法及び設計法の検討

2. 集成材等建築物の構造設計法に関する検討

■ 構造物全体の検討課題

- | | |
|-------------------|------------------|
| 1) 接合部の許容耐力 | 2) 水平構面剛性の考慮 |
| 3) 接合形式と架構形式 | 4) 柱脚接合 |
| 5) 接合形式と崩壊形 | 6) 方向別の計算ルートとの混用 |
| 7) 構造特性係数 D_s : | 8) 形状係数の扱い |
| 9) 急激な耐力低下の恐れ | |

■ 接合形式・構造形式別の検討課題

- 1) 引きボルトを用いたラーメン構造
- 2) ボルト接合を用いたブレース構造とアーチ構造
- 3) ボルト接合を用いた方づえ構造
- 4) 鋼板挿入接合を用いたラーメン構造とブレース構造

平成23年度は、これらの課題を抽出し、既往データの整理を行うとともに、構造物の増分解析や地震応答解析等による設計法の妥当性に関する検討方針を策定し、併せて構造特性係数 D_s に関する予備的な解析的検討を行った。

まとめ

ハ) 変形能力の異なる耐力要素併用時の地震時の挙動の検証と計算法及び設計法の検討

2. 集成材等建築物の構造設計法に関する検討

- 1) 集成材等建築物の終局耐力や靱性特性を考慮した設計法に関する問題点を明らかにする目的で、対象とする接合形式、構造形式を絞り込み、現行基準、規準類の整理と各種データ収集を行った。
- 2) 上記を踏まえて構造物全体の検討課題、具体的な接合形式と構造形式別の検討課題を明らかにし、既往データの整理を行うとともに、構造物の増分解析や地震応答解析等による設計法の妥当性に関する検討方針を策定した。
- 3) 併せて各種構造形式の構造特性係数 D_s に関し、予備的な解析的検討を行った。

二) 平面・立面的に不整形な木造建築物に対する評価方法調査

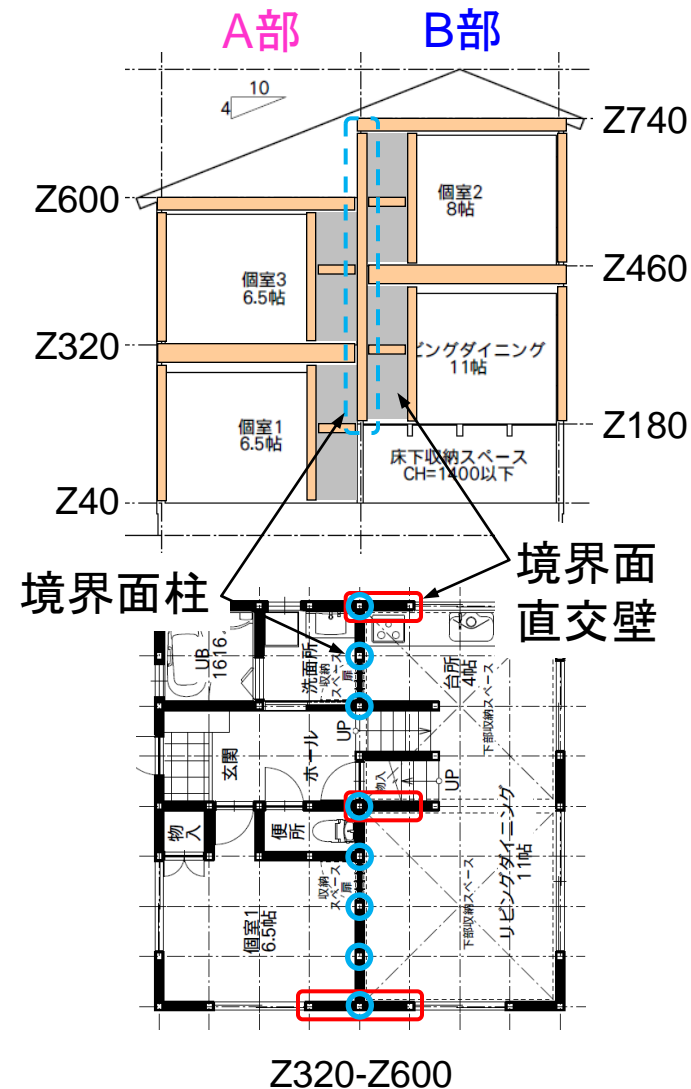
1. スキップフロアの設計方法の検証
2. 不整形な形状を有する建築物の設計方法の検証
3. 斜め桁を有する鉛直構面の評価方法の提案
4. 長尺の筋かい壁の接合部仕様の検討とその検証実験
5. 斜めに配置された耐力壁の評価方法の提案

1. スキップフロアの設計方法の検証

■ 目的: 既往の設計法の妥当性検証

- 1) 建物全体について許容応力度設計を満足
 - 地震力に対する水平耐力の検定比が1.0以下
 - 偏心率が0.3以下
- 2) スキップ境界面で区分されるA部、B部それぞれについて、
 - 地震力に対する水平耐力の検定比が1.0以下
 - 偏心率が0.3以下
 - A部・B部の水平耐力検定比が $3/4 \sim 4/3$ の範囲
 - スキップ境界面に直交して接する面材張り耐力壁(境界面直交壁)を配置

■ 方法: 上記規定をぎりぎり満足するスキップフロアの時刻歴応答解析など

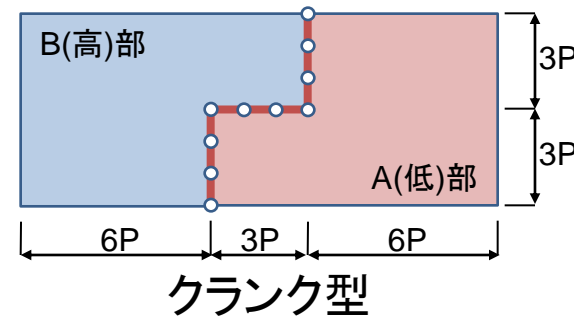
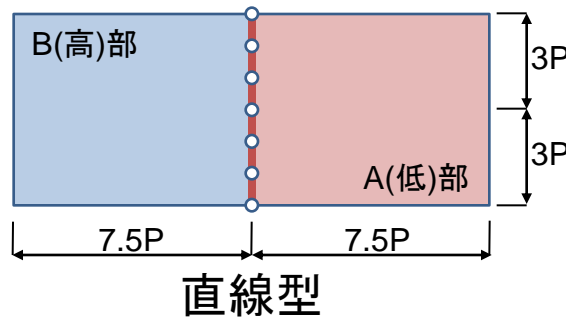


検討方針

■ 解析パラメータの拡充

● スキップ境界面の平面形状

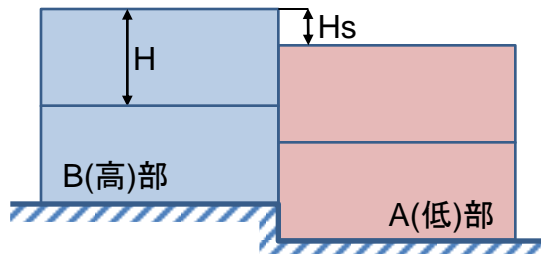
「直線型」の他に「クランク型」を追加するとともに、スキップ境界面長さに対する床面積の比率をH21, H22より大きくする。



● スキップ段差

階高/2の他に階高/3を追加する。

$$H_s = H/2, H/3$$

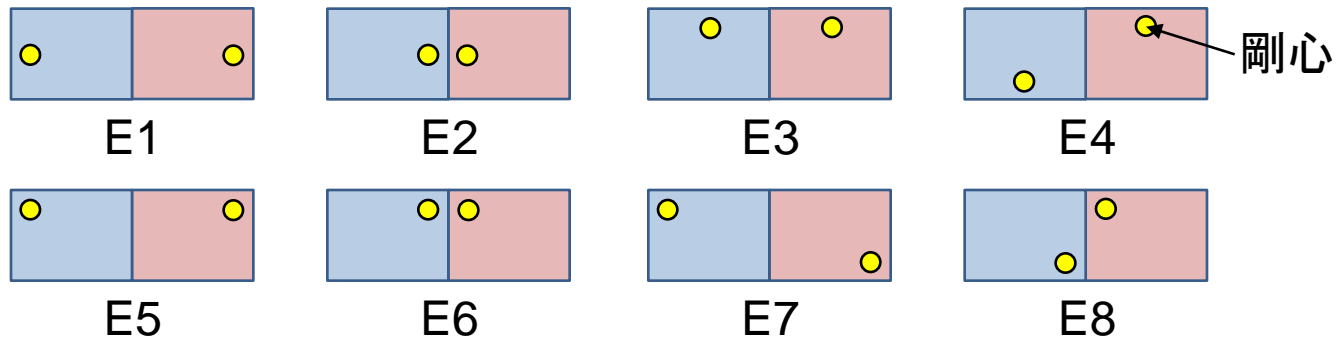


検討方針

■解析パラメータの拡充

● 耐力壁配置パターン

- 基準状態 (ST): A部・B部充足率 $\doteq 1.0$ 、A部・B部偏心率 $\doteq 0$ 、全体偏心率 $\doteq 0$
- 偏心 (E1~8): A部・B部充足率 $\doteq 1.0$ 、A部・B部偏心率 $\doteq 0.3$ 、全体偏心率 $\doteq 0$



- 充足率比0.7:いずれもA部・B部偏心率 $\doteq 0$ 、全体偏心率 ≤ 0.3
 - X方向 (AX) B部充足率/A部充足率 $\doteq 0.7$ (BX) A部充足率/B部充足率 $\doteq 0.7$
 - Y方向 (AY) B部充足率/A部充足率 $\doteq 0.7$ (BY) A部充足率/B部充足率 $\doteq 0.7$
 - X,Y方向 (AXY) B部充足率/A部充足率 $\doteq 0.7$ (BXY) A部充足率/B部充足率 $\doteq 0.7$

● スキップ境界面柱の存在密度

モデルには105×105mmの柱を910mm間隔で設定し、「境界面柱のEI低減率」を考慮する。

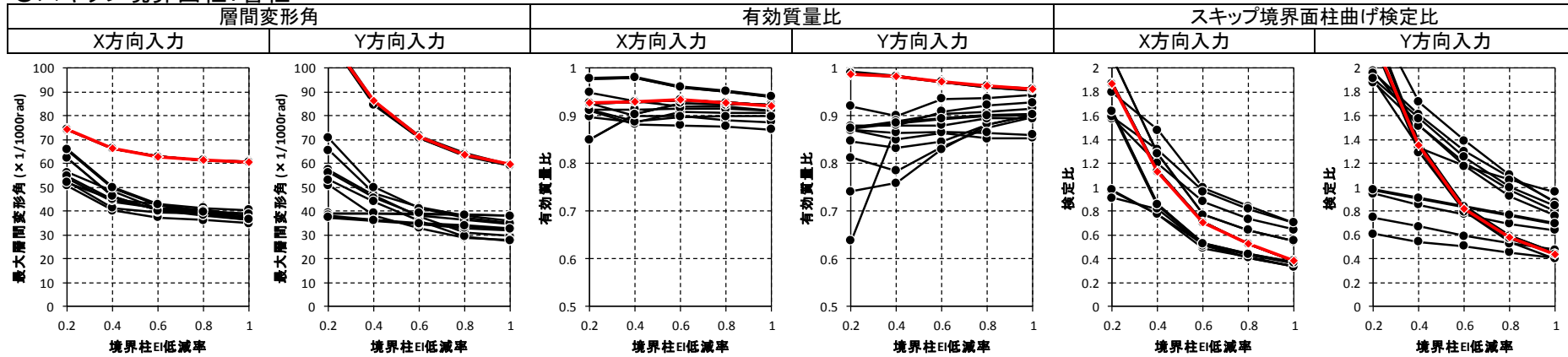
境界面柱のEI低減率 = 0.2~1.0 @0.2

検討結果

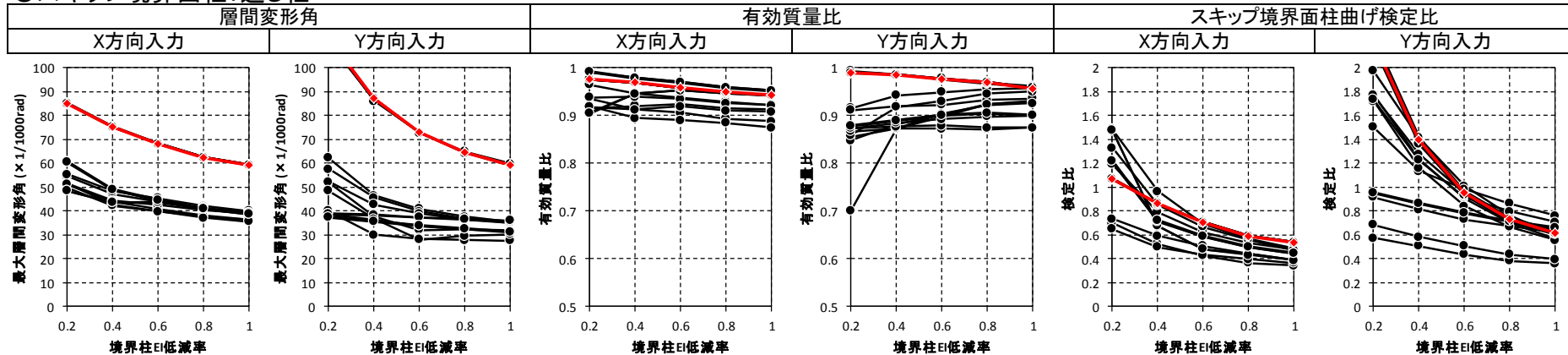
■最大応答値例 (模擬地震動3波の平均値)

直線型・スキップ段差H/2・極稀地震時

●スキップ境界面柱:管柱



●スキップ境界面柱:通し柱



検討結果

■ 応答を設計クライテリア以下とするための「境界柱EI低減率」の下限値

スキップ 面形状	スキップ 段差	境界面 柱	稀地震時			極稀地震時		
			$\gamma \leq 1/120$	$\mu \geq 0.7$	$\phi \leq 1.0$	$\gamma \leq 1/15$	$\mu \geq 0.7$	$\phi \leq 1.0$
直線	H/2	管柱	0.6	0.6	0.2	0.8	0.4	1.0
		通し柱	0.4	0.4	0.2	0.8	0.4	0.8
	H/3	管柱	0.8(0.2)	0.4	0.2	NG(0.4)	0.2	0.8
		通し柱	0.6(0.2)	0.4	0.2	NG(0.4)	0.2	0.6
クランク	H/2	管柱	0.2	0.2	0.2	0.6	0.2	0.8
		通し柱	0.2	0.2	0.2	0.6	0.2	0.6
	H/3	管柱	0.2(0.2)	0.2	0.2	NG(0.4)	0.2	0.8
		通し柱	0.2(0.2)	0.2	0.2	NG(0.4)	0.2	0.4

γ : 層間変形角、 μ : 有効質量比、 ϕ : 柱曲げ検定比

※()内は階高を基準としたたわみ角に対して検定する場合

まとめ

二) 平面・立面的に不整形な木造建築物に対する評価方法調査

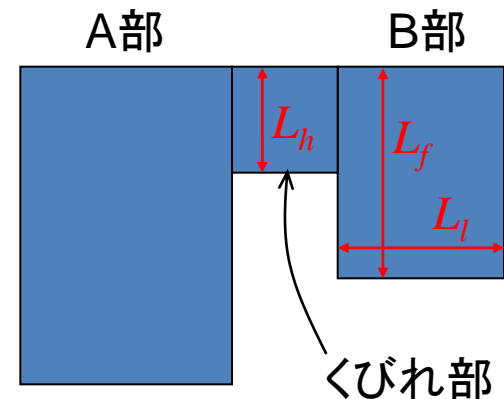
1. スキップフロアの設計方法の検証

- スキップ面の変形角を階高を基準として算定する場合は、今回の検討の範囲ではスキップ面柱を下記以上とすれば所要の耐震性能は満足できる。
柱断面105×105mm 間隔910mm
- ただし、極稀地震時の柱曲げ検定比が1.0に近い場合があるので、スキップ面柱の折損による耐震性能の低下を防止するためには、さらに高い柱存在密度とする(柱断面の増大・間隔の縮小のいずれかまたは両方)ことが望ましい。
- スキップ面の変形角を隣接するスキップフロア間の高さを基準として算定する場合は、上記の柱存在密度でもNGとなる。仕上げ材の損傷防止の観点からスキップ面の変形角の算定方法と許容値を検討する必要がある。
- 今後の検討課題
 - スキップ境界面柱の曲げと軸力による複合応力の検定。
 - スキップ境界面柱の曲げ変形と軸力による曲げ応力の増加、ならびに圧縮座屈耐力の低下。
 - スキップ境界面柱に接続する梁端部の引張耐力の検定、および鉛直方向せん断力と引張力による複合応力の検定。

2. 不整形な形状を有する建築物の設計方法の検証

■ 既往の設計法の妥当性検証

- 1) 建物全体について許容応力度設計を満足する。
 - 鉛直構面・水平構面の地震力に対する水平耐力の検定比を1.0以下とする。
 - 偏心率を0.3以下とする。
- 2) 次の条件のすべてに該当する場合は、水平構面の検定比が1.0以下であっても3)に示す検定を行うことが望ましい(検定比 >1.0 であれば必須)。
 - B部の平面の面積が 14m^2 以上
 - B部奥行き L_f に対するくびれ部の奥行き L_h の比率が $1/2$ 未満
 - B部の幅 L_l に対するくびれ部の奥行き L_h の比率が $1/2$ 未満
- 3) つなぎ部分を含む水平構面の地震時面内せん断力が許容耐力を超える場合はA部、B部それぞれについて、
 - 地震力に対する水平耐力の検定比を1.0以下とする。
 - 偏心率を0.3以下とする。
 - A部・B部の水平耐力検定比を $3/4 \sim 4/3$ の範囲内とする。



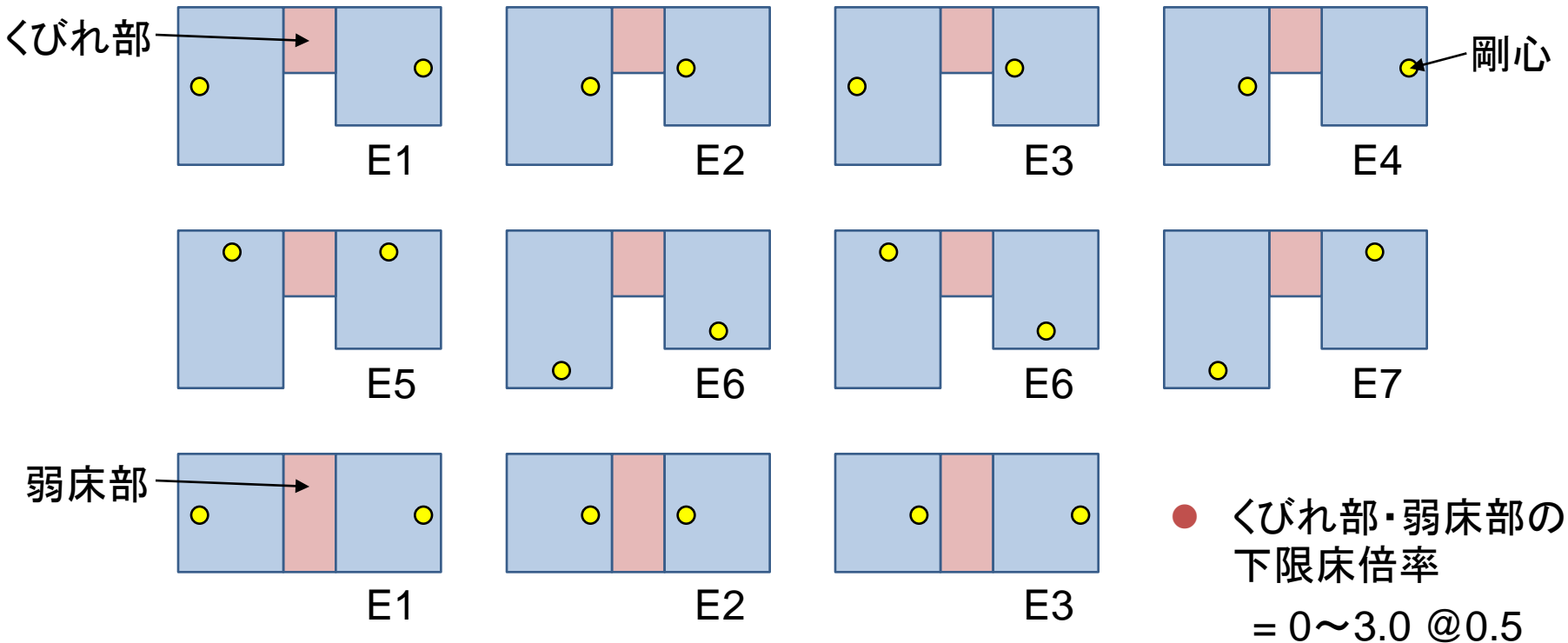
■ 方法: 上記規定をぎりぎり満足する建築物の時刻歴応答解析

検討方針

■解析パラメータの拡充

● 耐力壁配置パターン

- 基準状態：イ部・ロ部充足率 $\doteq 1.0$ 、イ部・ロ部偏心率 $\doteq 0$ 、全体偏心率 $\doteq 0$
- 偏心：イ部・ロ部充足率 $\doteq 1.0$ 、イ部・ロ部偏心率 $\doteq 0.3$ 、全体偏心率 $\doteq 0$



- 充足比率0.7：イ部・ロ部偏心率 $\doteq 0$ 、全体偏心率 $\doteq 0$

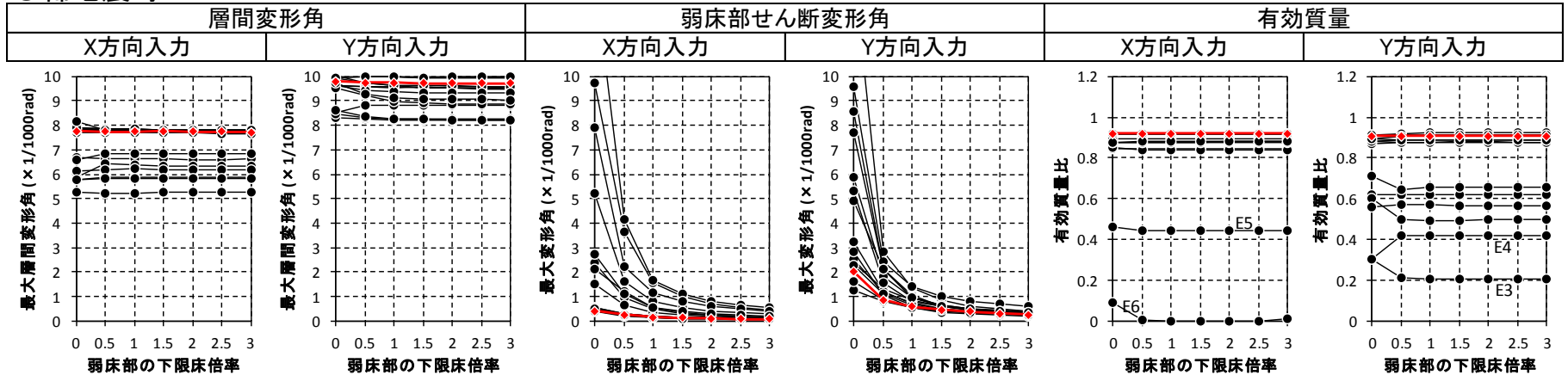
イ部充足率/ロ部充足率 $\doteq 0.7$ および イ部充足率/ロ部充足率 $\doteq 0.7$

検討結果

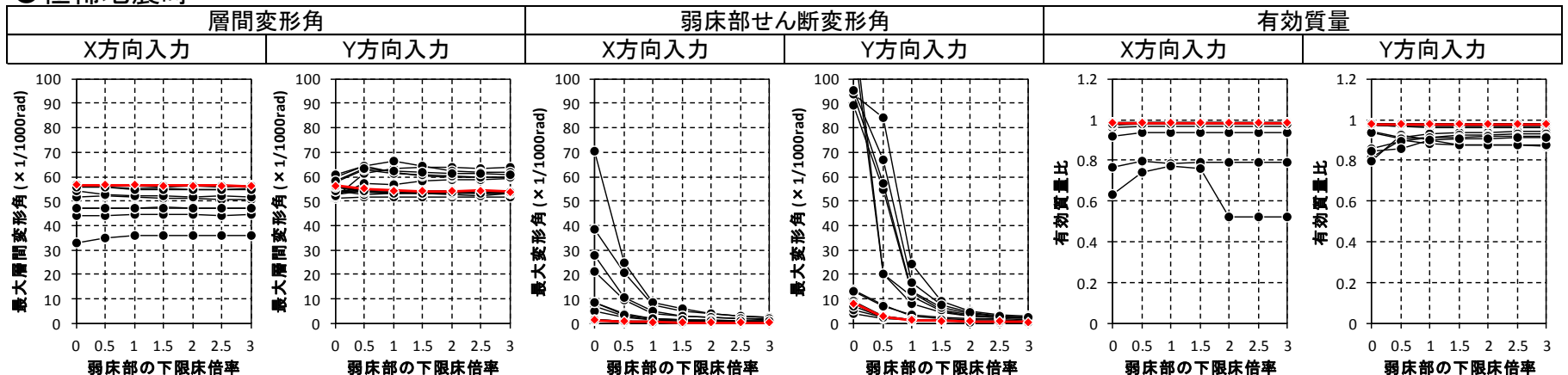
■最大応答値例 (模擬地震動3波の平均値)

コ字形平面・3階建・くびれ部幅1820mm

●稀地震時



●極稀地震時

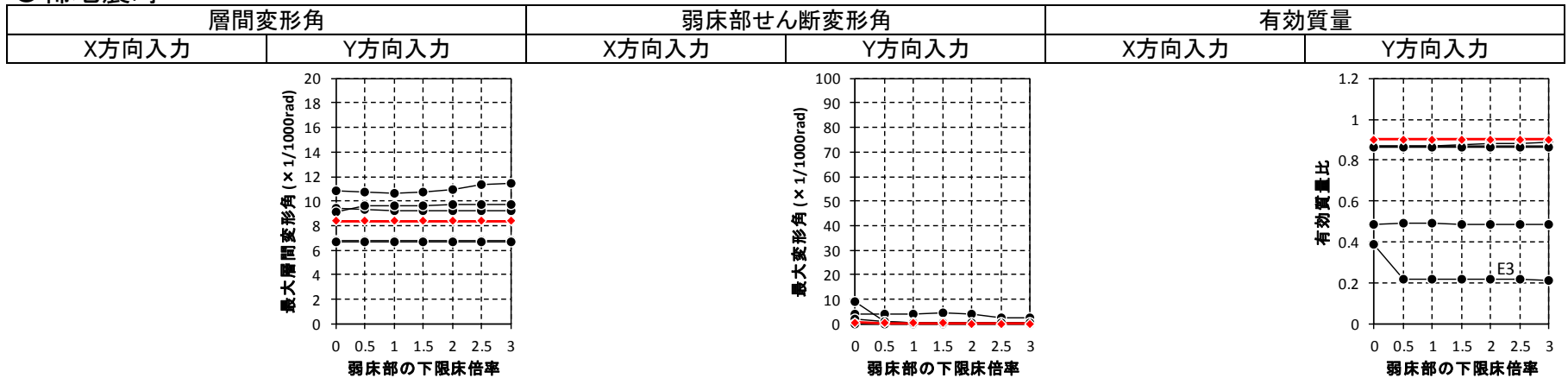


検討結果

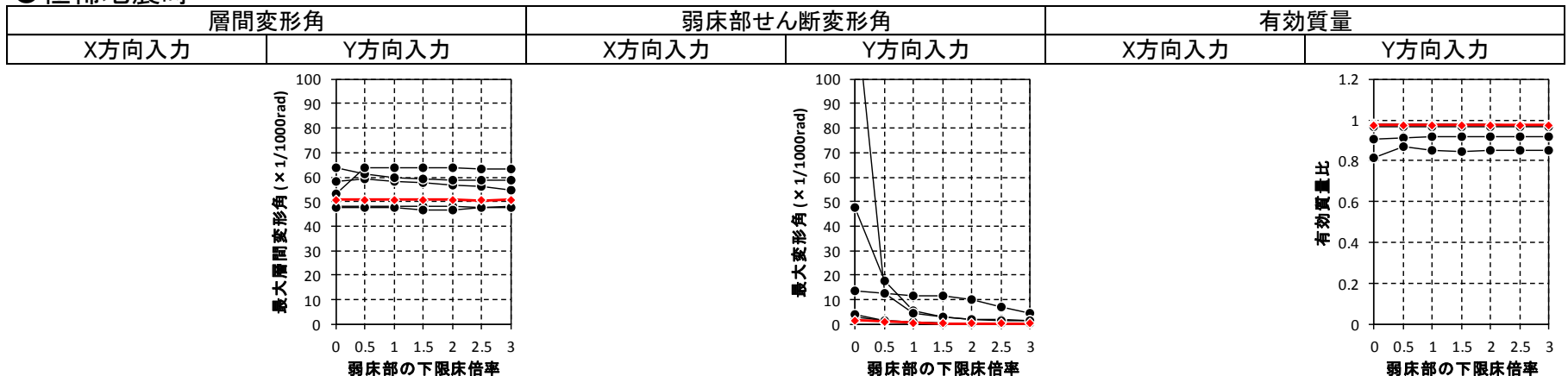
■最大応答値例 (模擬地震動3波の平均値)

矩形平面・3階建・弱床部幅1820mm

●稀地震時



●極稀地震時



まとめ

二) 平面・立面的に不整形な木造建築物に対する評価方法調査

2. 不整形な形状を有する建築物の設計方法の検証

■ 層間変形角

- 稀地震時、極稀地震時のいずれも最大層間変形角は弱床部下限床倍率に対してほとんど変化しないため、許容応力度設計法の規定により一般整形建築物と同等の安全性が確保されているといえる。

■ くびれ部・弱床部のせん断変形角

- くびれ部・弱床部の下限床倍率が1.0以上であれば、せん断変形角は稀地震時で $1/200\text{rad}$ 程度以下、極稀地震時で $1/40$ 程度以下となっており、耐震性能上の安全性は確保されるといえる。

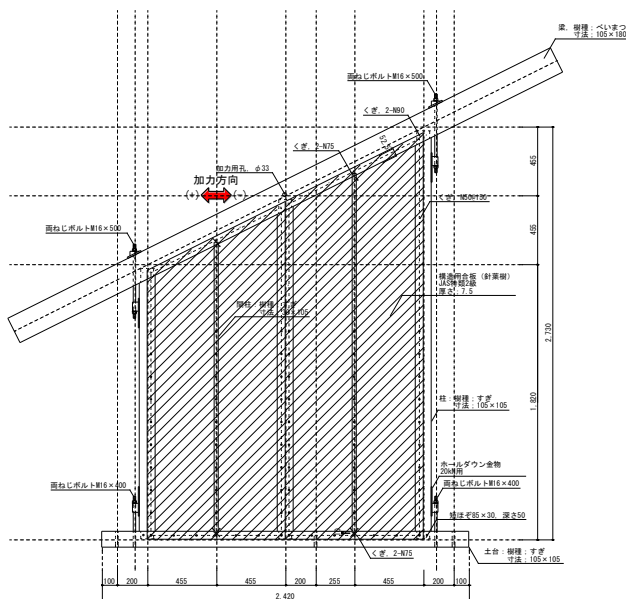
■ 有効質量比

- 有効質量比は弱床部下限床倍率にはほとんど依存しない。したがって、くびれ部・弱床部分の変形が有効質量比の低下要因ではない。
- 層全体の偏心率が大きな耐力壁配置の場合は弱床部下限床倍率によらず稀地震時の有効質量比が極めて小さくなる場合があるが、それは一般整形建築物でも生じ得ることであり、不整形建築物固有の現象ではない。

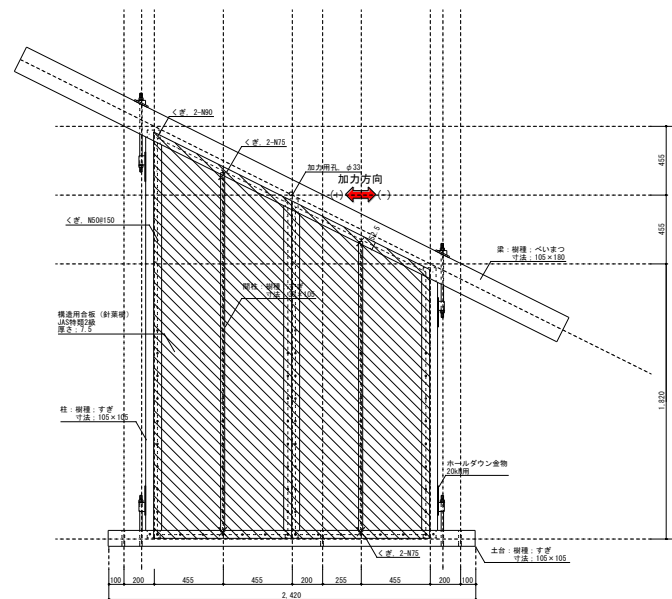
3. 斜め桁を有する鉛直構面の評価方法の提案

平成23年度試験体の仕様

梁の傾斜の向き	軸組寸法 mm	構造要素 mm	軸組材 mm	接合方法 mm	数量
右上がり (5寸勾配)	1820 × 2730	・面材: 構造用合板 (国産からまつ) JAS特類2級C-D 厚さ; 7.5	・土台:樹種;すぎ 寸法;105 × 105 ・柱:樹種;すぎ 寸法;105 × 105 ・梁:樹種;べいまつ 寸法;180 × 105 ・間柱:樹種;すぎ 寸法;30 × 105	・面材と軸組 N50くぎ打ち 外周部@150 中間部@150 縁距離25	各3
左上がり (5寸勾配)					



梁の傾斜の向き : 右上がり

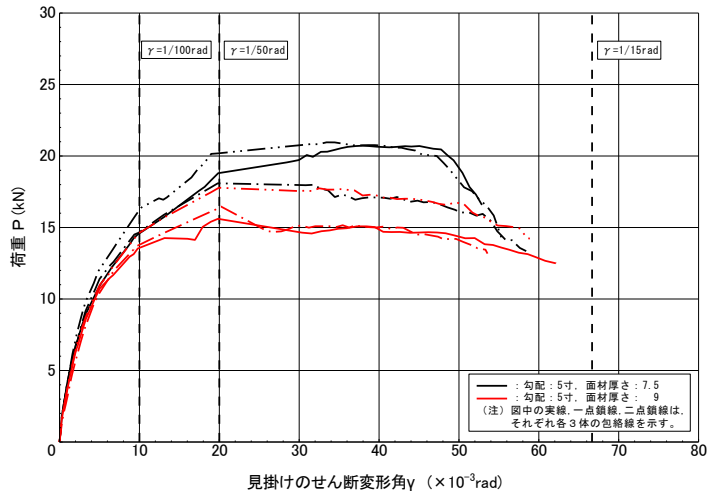


梁の傾斜の向き : 左上がり

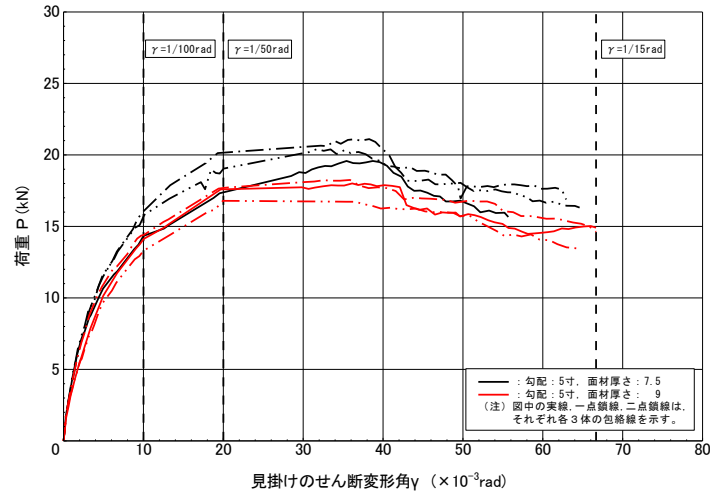
平成22年度試験体と平成23年度試験体の比較

試験結果の一覧

実施年度	梁の傾斜		面材厚さ mm	壁高さ (加力位置) mm	壁長さ mm	(a) 降伏耐力 P_y kN	(b) $(0.2/D_s) \cdot P_u$ kN	(c) $2/3 \cdot P_{max}$ kN	(d) $\gamma=1/120rad$ 時 kN
	勾配	向き							
平成23年度	5寸	右上がり	7.5	2275	1820	10.6	13.0	12.8	13.8
		左上がり				11.5	12.6	13.4	13.6
平成22年度		右上がり	9			9.4	12.1	10.7	12.8
		左上がり				9.9	12.7	11.6	12.6



梁の傾斜の向き: 右上がり



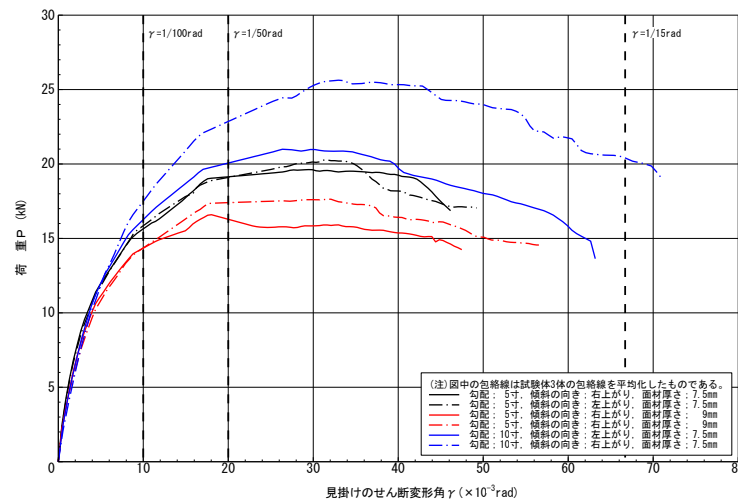
梁の傾斜の向き: 左上がり

荷重一見掛けのせん断変形包絡線曲線の比較

平成21年度～平成23年度の斜め桁を有する面材耐力壁の比較

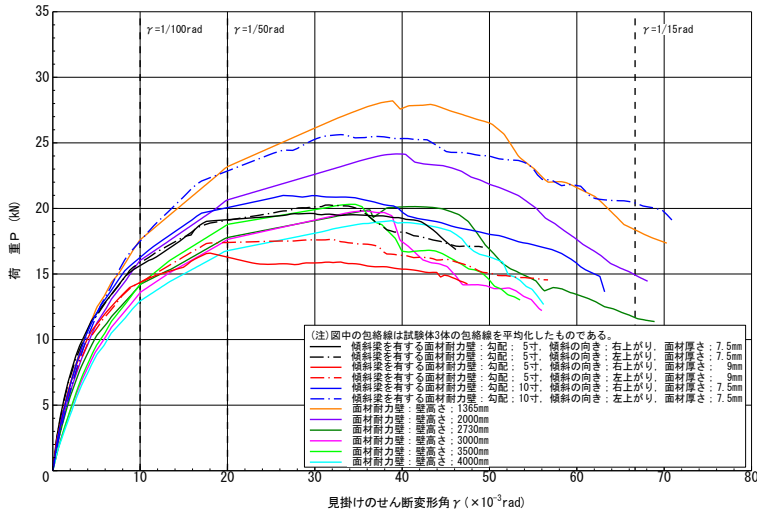
試験結果の一覧

実施年度	梁の傾斜		面材厚さ mm	壁高さ (加力位置) mm	壁長さ mm	(a) 降伏耐力 P_y kN	(b) $(0.2/D_s) \cdot P_u$ kN	(c) $2/3 \cdot P_{max}$ kN	(d) $\gamma=1/120rad$ 時 kN
	勾配	向き							
平成23年度	5寸	右上がり	7.5	2275	1820	10.6	13.0	12.8	13.8
		左上がり				11.5	12.6	13.4	13.6
平成22年度	5寸	右上がり	9	2275	1820	9.4	12.1	10.7	12.8
		左上がり				9.9	12.7	11.6	12.6
平成21年度	10寸	右上がり	7.5	1820	1820	11.6	13.6	13.7	13.8
		左上がり				13.7	13.9	16.4	14.4



荷重－見掛けのせん断変形包絡線曲線の比較

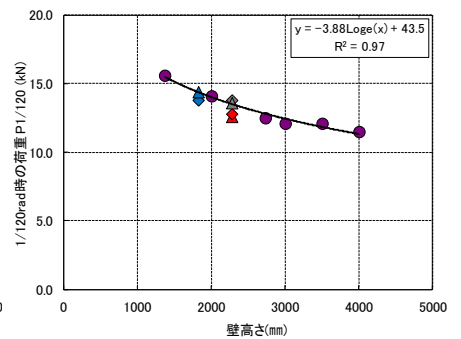
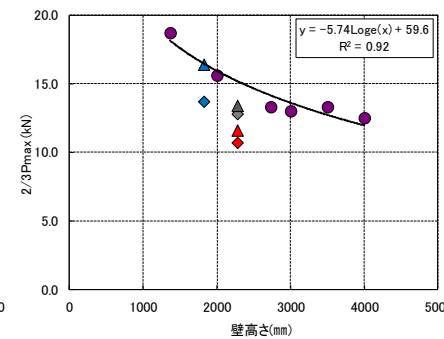
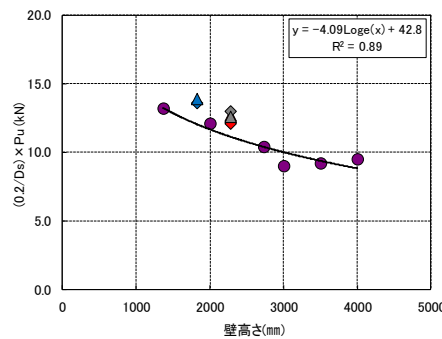
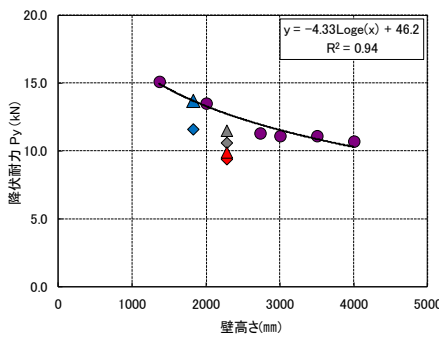
斜め桁を有する面材耐力壁と壁高さの異なる面材耐力壁の比較



面材耐力壁の包絡線の比較

面材耐力壁の各指標値の一覧

耐力壁の種類	梁の傾斜		面材厚さ mm	壁高さ (加力位置) mm	壁長さ mm	(a)	(b)	(c)	(d)
	勾配	向き				降伏耐力 P_y kN	$(0.2/D_s) \cdot P_u$ kN	$2/3 \cdot P_{max}$ kN	$\gamma=1/120rad$ 時 kN
傾斜梁を有する面材耐力壁	5寸	右上がり	7.5	2275	1820	10.6	13.0	12.8	13.8
		左上がり				11.5	12.6	13.4	13.6
		右上がり	9	9.4		12.1	10.7	12.8	
		左上がり		9.9		12.7	11.6	12.6	
	10寸	右上がり	7.5	11.6		13.6	13.7	13.8	
		左上がり		13.7		13.9	16.4	14.4	
壁高さの異なる面材耐力壁	—		7.5	1365	1820	15.1	13.2	18.7	15.6
	—			2000		13.5	12.1	15.6	14.1
	—			2730		11.3	10.4	13.2	12.5
	—			3000		11.1	9.0	13.0	12.1
	—			3500		11.1	9.2	13.3	12.1
	—			4000		10.7	9.5	12.5	11.5



壁高さとは各指標値の関係

- ◆: 勾配: 5寸, 傾斜の向き: 右上がり, 面材厚さ: 7.5mm
- ▲: 勾配: 5寸, 傾斜の向き: 左上がり, 面材厚さ: 7.5mm
- : 勾配: 5寸, 傾斜の向き: 右上がり, 面材厚さ: 9mm
- ▲: 勾配: 5寸, 傾斜の向き: 左上がり, 面材厚さ: 9mm
- ◆: 勾配: 10寸, 傾斜の向き: 右上がり, 面材厚さ: 7.5mm
- ▲: 勾配: 10寸, 傾斜の向き: 左上がり, 面材厚さ: 7.5mm
- : 面材耐力壁 (壁高さ: 1365~4000mm)

まとめ

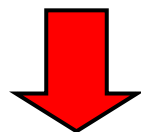
二) 平面・立面的に不整形な木造建築物に対する評価方法調査

3. 斜め桁を有する鉛直構面の評価方法の提案

- 平成22年度試験体と平成23年度試験体の短期基準せん断耐力を比較すると、短期基準せん断耐力は、平成22年度、平成23年度ともに P_y で決まり、平成22年度に比べて平成23年度のほうが高い。
- 平成23年度試験体と平成21年度試験体の短期基準せん断耐力を比較すると、平成21年度のほうが高い。
- 平成21年度～平成23年度試験体のすべての試験体で、短期基準せん断耐力は、左上がりが右上がり比べて大きい傾向にある。
- 斜め桁を有する面材耐力壁の短期基準せん断耐力は、壁高さを中柱位置として考えた場合、同程度の壁高さの面材耐力壁と概ね同じ値と考えられる。

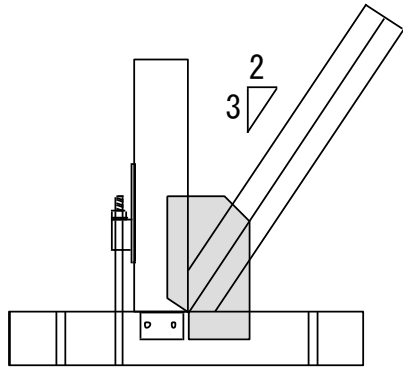
4. 長尺の筋かい壁に所定倍率を与えるための 接合部仕様検討とその検証実験

平成22年度、ボックス型筋かい金物を用いた長尺筋かい壁の面内せん断実験を行った。
→1.5P、2Pの長尺筋かいでは所定の性能を満たさない可能性

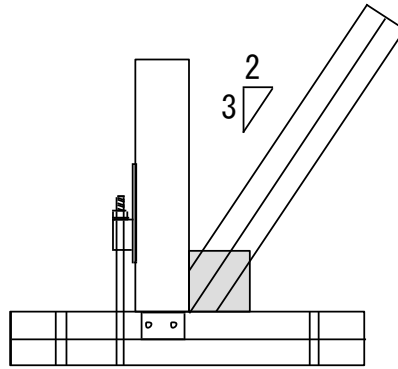


本年度は、筋かい接合部の引張実験を実施し、筋かい端部の接合部仕様を検討後、2Pの長尺筋かい壁の面内せん断実験を行った。

接合部引張実験

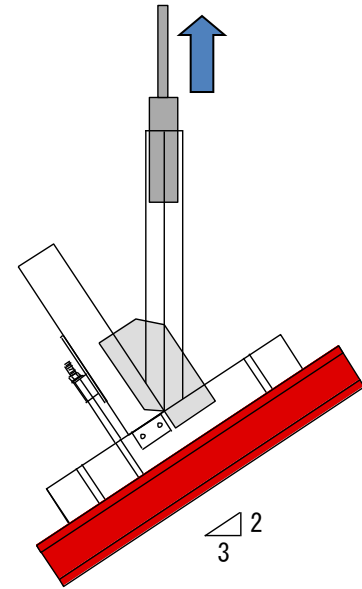


プレート型金物

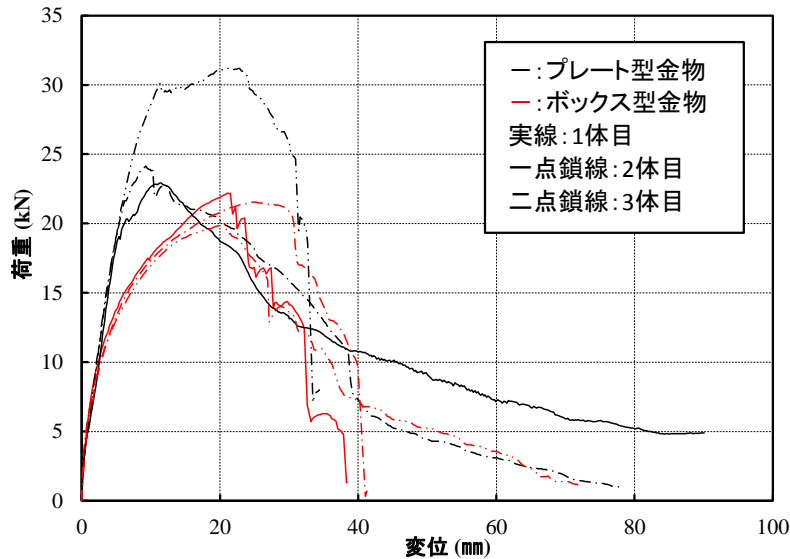


ボックス型金物

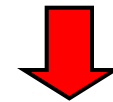
試験体



試験装置の概要

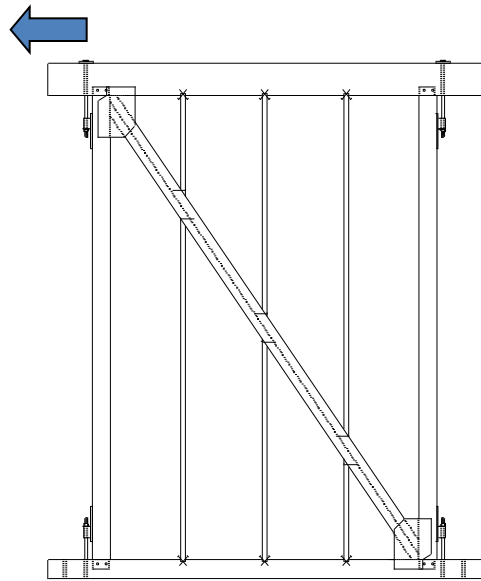


引張力に対する性能
プレート型 > ボックス型

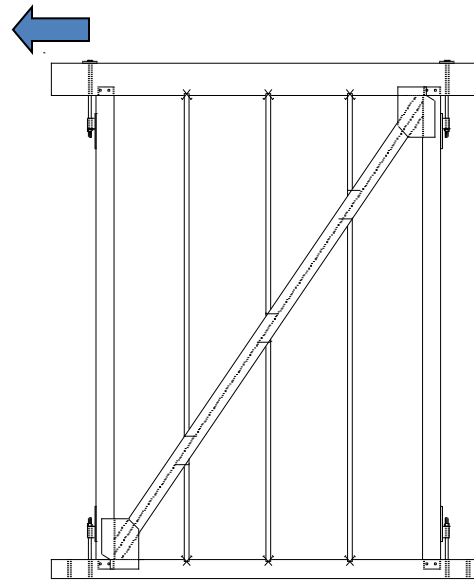


プレート型金物を用いた長尺
筋かい壁の面内せん断実験

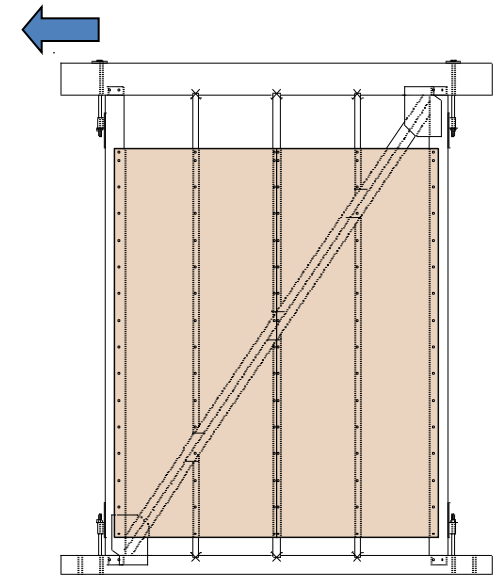
長尺筋かい壁の面内せん断実験



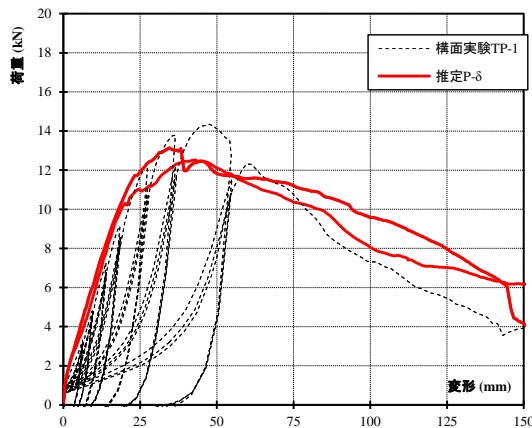
引張側で破壊
TP-1、TP-2



圧縮側で破壊
CP-1



圧縮側で破壊
(面材で座屈を拘束)
CP-G



引張側の荷重変形関係は接合部の引張実験より、計算式によって導いた値とおおむね一致

長尺筋かい壁の面内せん断実験

試験体	破壊の方向	4指標 (kN)				短期基準せん断耐力 (kN)	見かけの壁倍率
		P_y	$0.2P_u/D_s$	$2/3P_m$	$P1/120$		
TP-1	引張側	9.9	5.3	9.5	10.8	5.3	1.5
TP-2	引張側	10.3	5.5	9.9	10.0	5.5	1.5
CP-1	圧縮側	19.8	8.9	21.4	18.7	8.9	2.5
CP-G	圧縮側 (面材で座屈拘束)	18.5	13.6	23.3	21.0	13.6	3.8

筋かい耐力壁の要求性能(壁倍率:圧縮側2.5倍、引張側1.5倍)と同等の性能



プレート型筋かい金物を用いた場合や、面材によって座屈が拘束される場合は2P程度の長尺筋かいは所定の性能を満足する可能性を示唆

まとめ

二) 平面・立面的に不整形な木造建築物に対する評価方法調査

4. 長尺の筋かい壁に所定の壁倍率を与えるための接合部仕様の検討とその検証実験

- 接合部実験では、プレート型金物を用いた接合部が、ボックス型金物を用いた接合部よりも優れたせん断性能を示した。
- 構面の面内せん断試験では、要求性能と同等の結果となった。プレート型筋かいを用いた接合部や、それに面材を張った2Pに渡る長尺仕様の筋かい耐力壁では、要求性能と同等の耐力が期待できることが分かった。
- 接合部実験結果から推定した荷重変形関係は、構面の実験結果に比べ、最大耐力と、最大耐力時の変形は小さい値となったが、初期剛性や降伏荷重は概ね一致する結果となった。接合部実験から、構面の引張側の荷重変形関係が概ね予測できることが分かった。

5. 斜めに配置された耐力壁の評価方法の提案

斜めに配置した耐力壁の耐力性能の検証実験の結果は、耐力は $\cos\theta$ 、剛性が $\cos^2\theta$ の低下率で概ね捉えられることを報告した。

本報では、

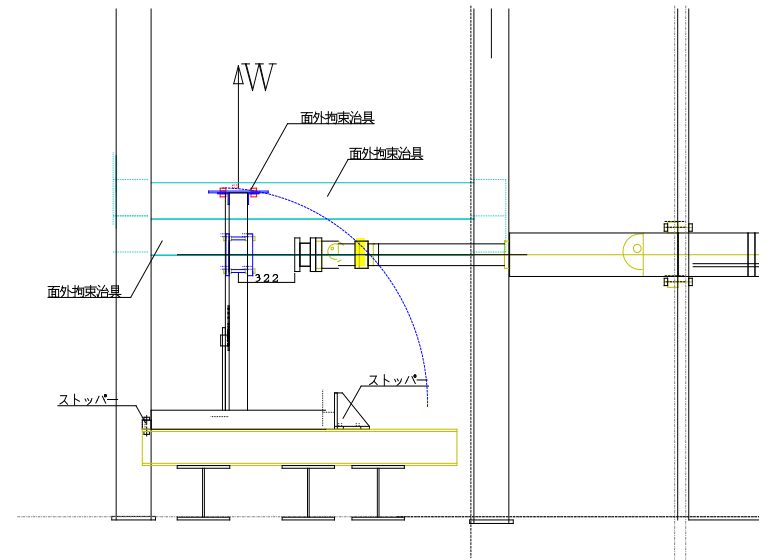
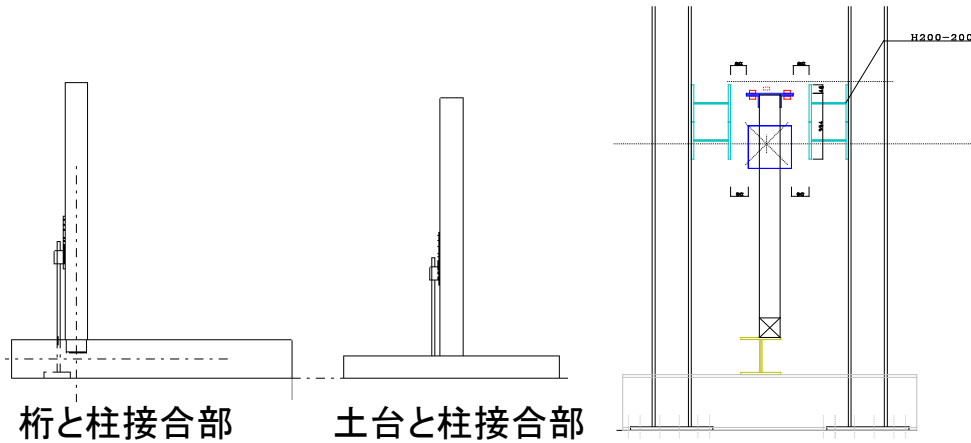
①桁及び土台と柱の接合部の耐力の低下について検証し、

加えて、

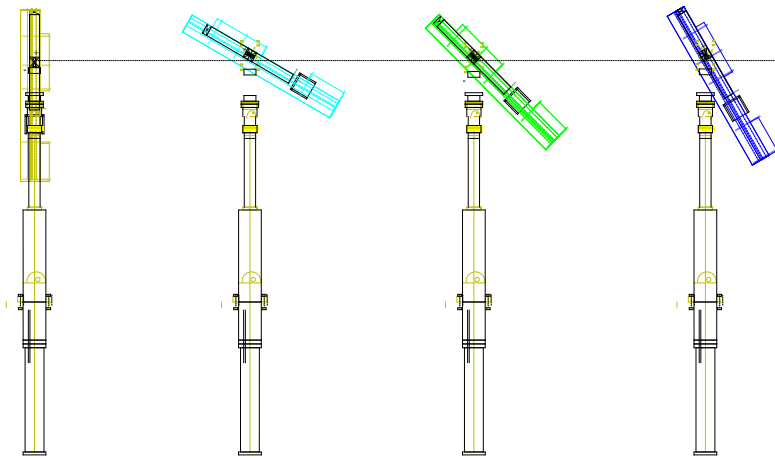
②耐力壁レベルの解析的な検証結果を報告

また、本解析結果は、立体平面における耐力壁の斜め配置及び平面上斜めに加えた外力が建物耐力に寄与する影響の解析的な検証に今後利用する

接合部実験概要



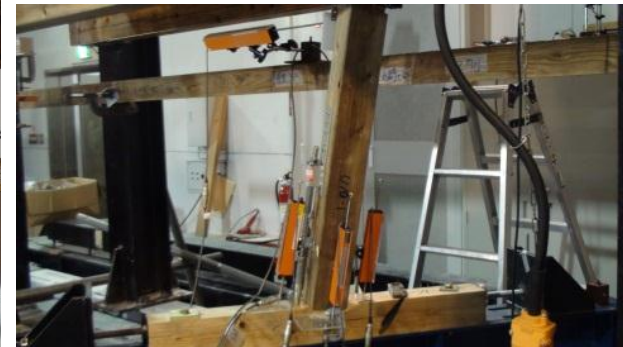
実験概要（立面図）



実験概要（平面図）

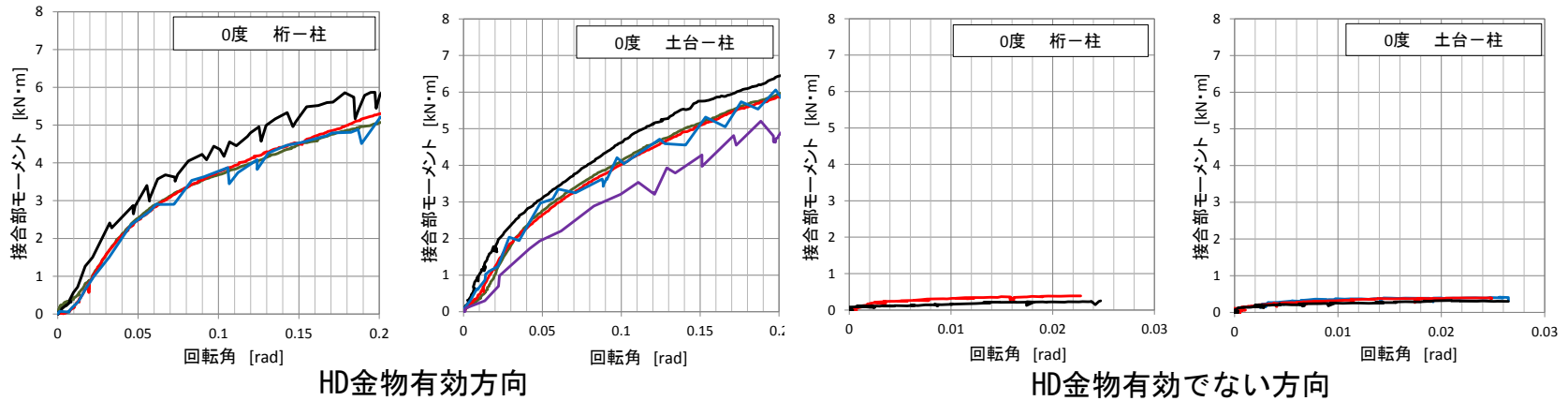


0度写真

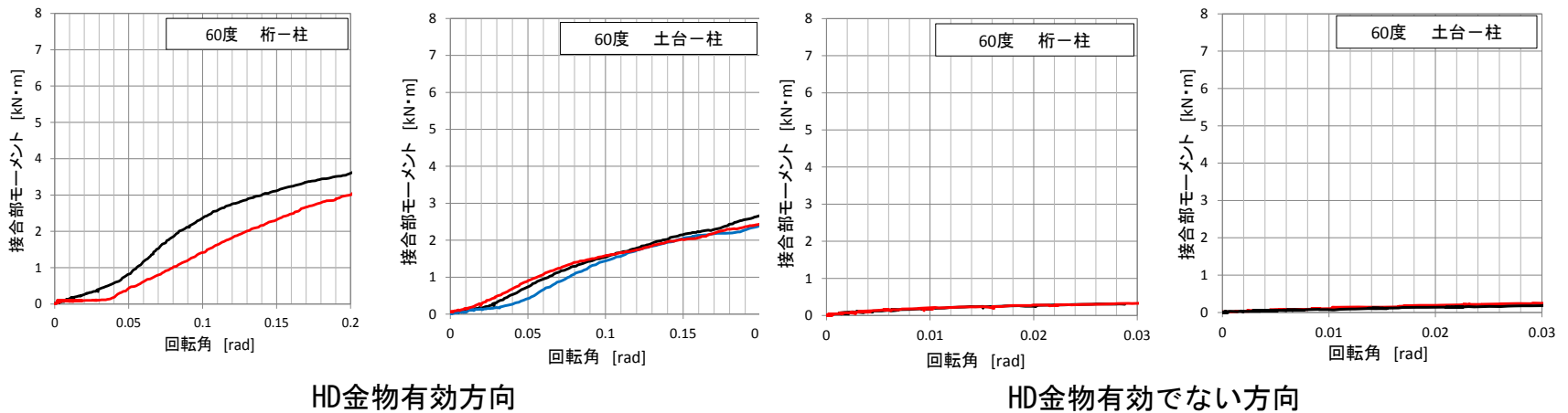


60度写真

接合部実験M- θ

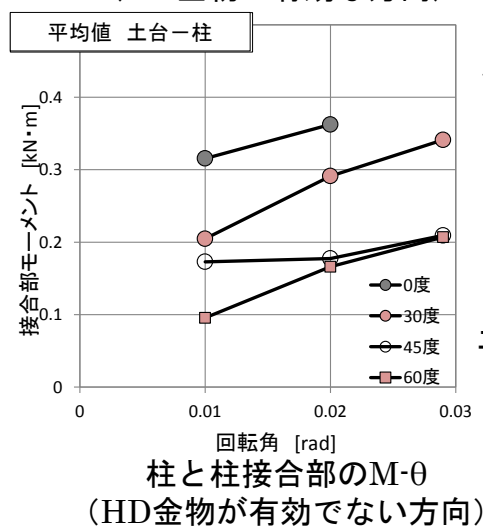
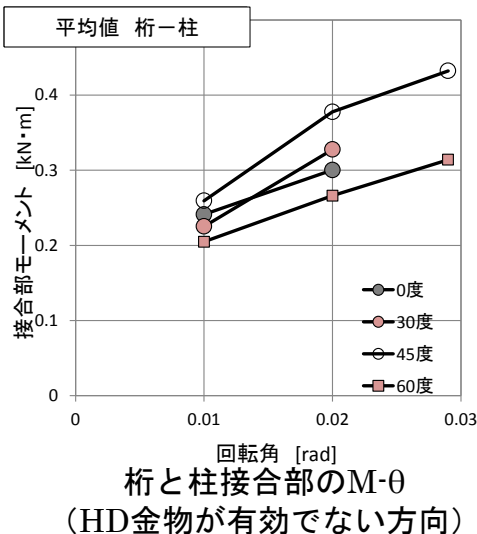
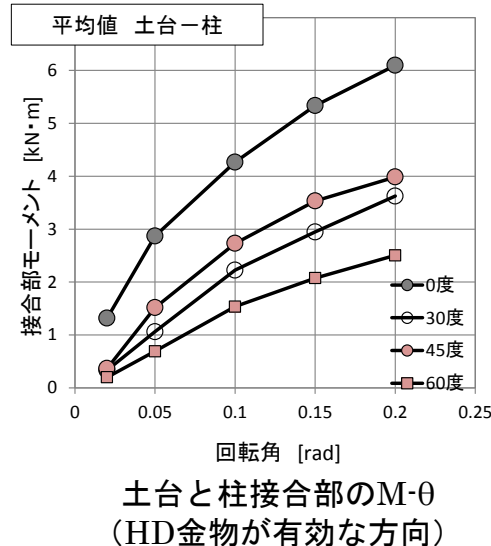
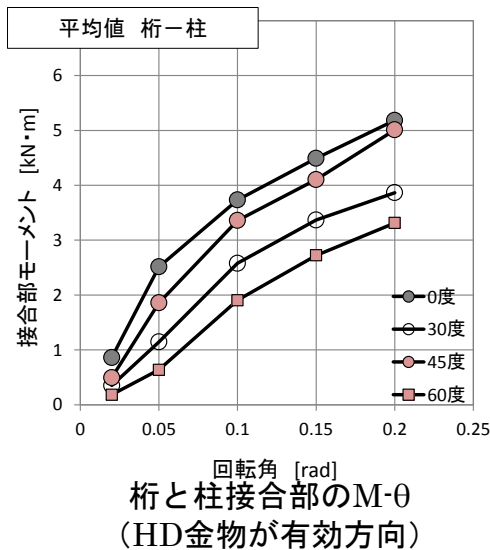


0度の接合部M- θ 曲線 (HD金物有効方向)



60度の接合部M- θ 曲線 (HD金物有効方向)

接合部実験結果



桁 - 柱のM平均値の低下率（ホールダウンが有効な方向）

配置角度	0.02rad	0.05rad	0.1rad	0.15rad	0.2rad
0	1	1	1	1	1
30	0.57	0.74	0.90	0.91	0.97
45	0.41	0.46	0.69	0.75	0.75
60	0.21	0.25	0.51	0.61	0.64

土台 - 柱のM平均値の低下率（ホールダウンが有効な方向）

配置角度	0.02rad	0.05rad	0.1rad	0.15rad	0.2rad
0	1	1	1	1	1
30	0.28	0.53	0.64	0.66	0.65
45	0.25	0.37	0.52	0.55	0.59
60	0.15	0.24	0.36	0.39	0.41

桁 - 柱のM平均値の低下率（ホールダウンが有効でない方向）

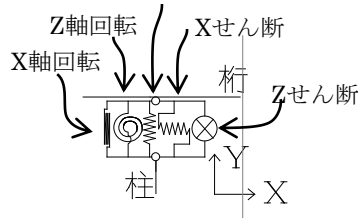
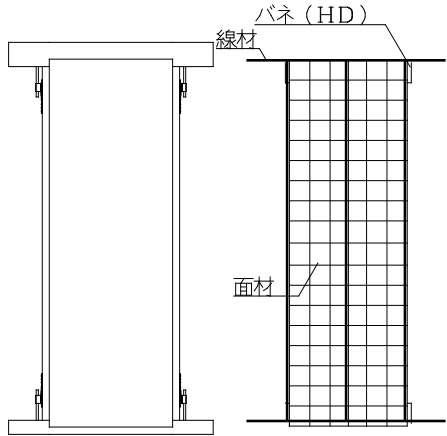
配置角度	0.01rad	0.02rad	0.029rad
0	1	1	
30	0.93	1.09	
45	1.08	1.26	
60	0.85	0.89	

土台 - 柱のM平均値の低下率（ホールダウンが有効でない方向）

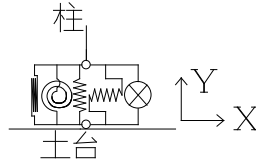
配置角度	0.01rad	0.02rad	0.029rad
0	1	1	
30	0.65	0.80	
45	0.55	0.49	
60	0.30	0.46	

平均値の耐力の低下率は、ホールダウンが有効でない側については回転角及びモーメント抵抗が小さく、値がばらつくものも見られるが、概ね配置角度に比例して値が低下する傾向が見て取れる。また、回転角に着目すると、回転角が小さい範囲の方がその低下率の傾向顕著にみられた。

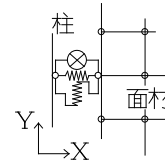
合板耐力壁の静的解析概要



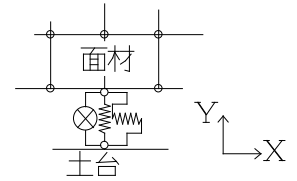
(1) 桁 - 柱接合部



(2) 土台 - 柱接合部

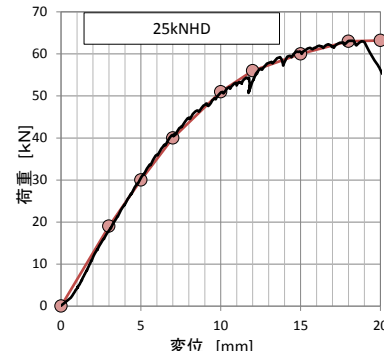


(3) 柱 - 面材の釘接合部 (合板)

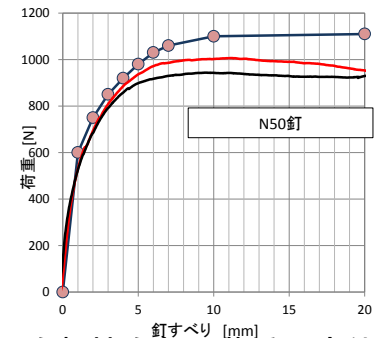


(4) 土台 - 面材の釘接合部 (合板)

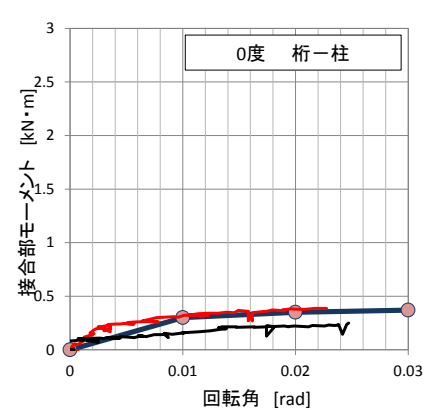
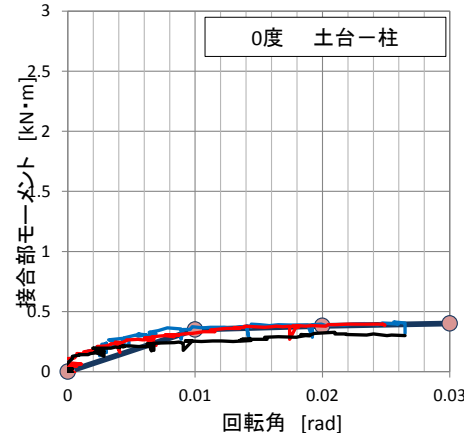
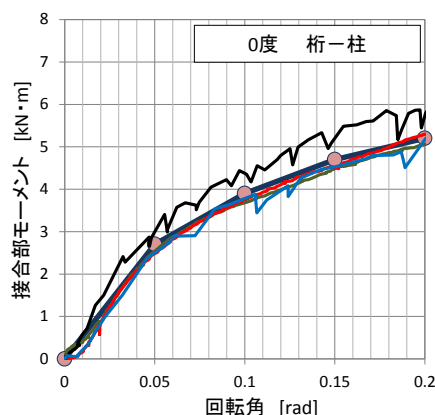
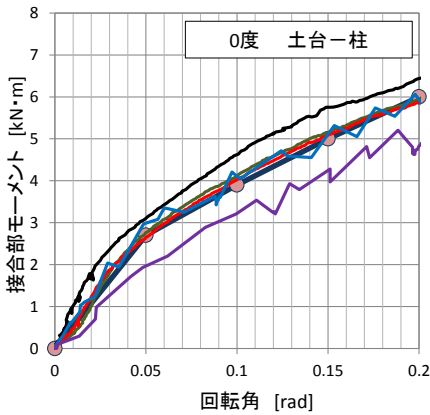
- 合板耐力壁をモデル化し、静的微小変形解析(Push Over)を実施。
- 接合部は非線形の集中バネ
- 面材及び軸組材は弾性要素



ビスどめHD25kNの荷重-変位関係



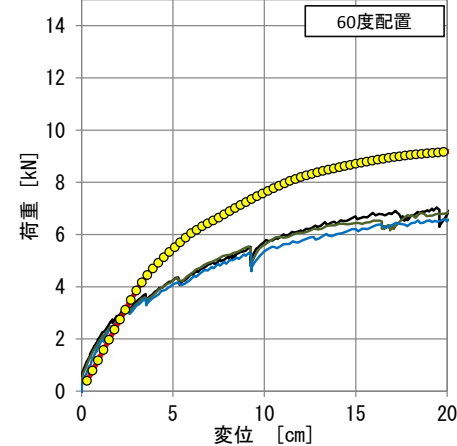
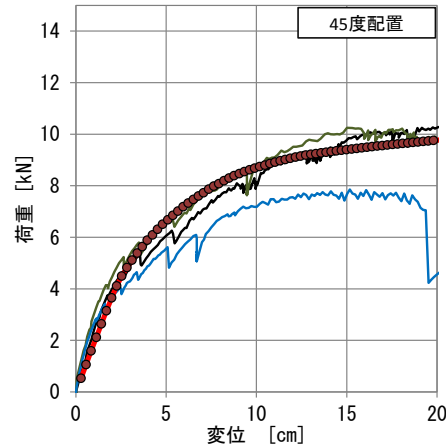
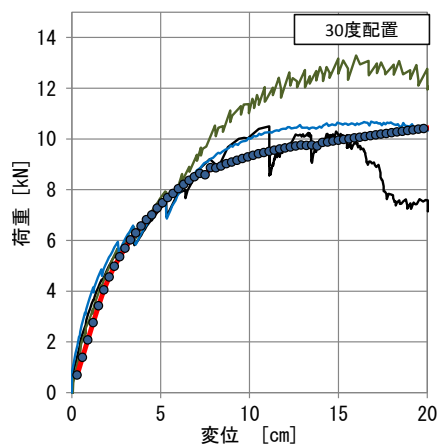
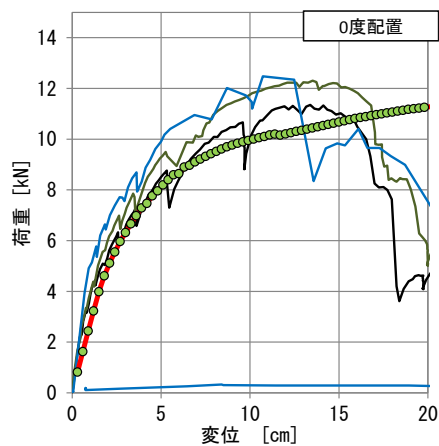
N50合板接合部の荷重-変位関係



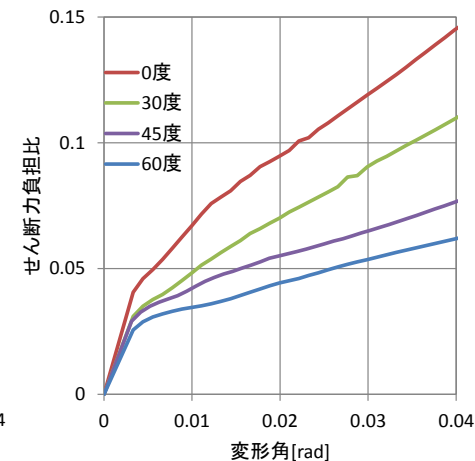
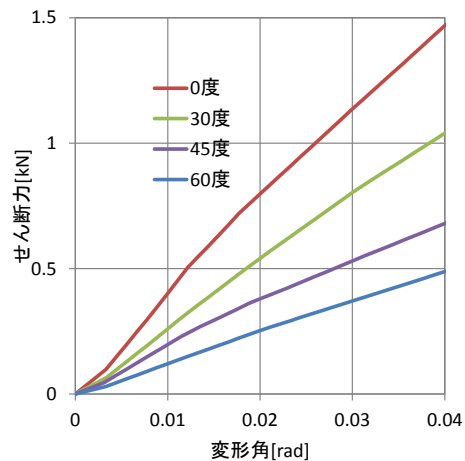
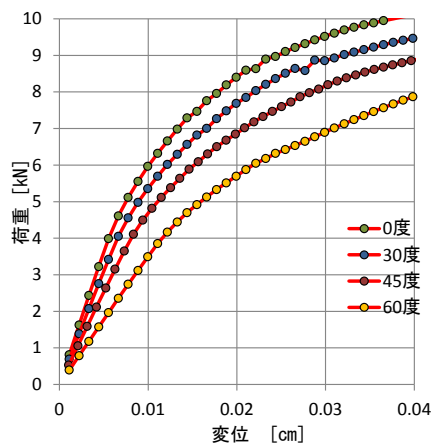
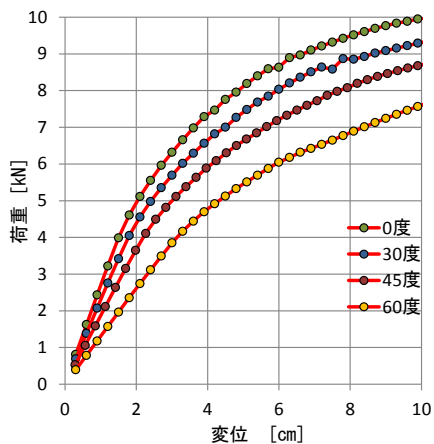
接合部の荷重-変位関係の一例
(0度の土台・桁-柱、HD金物が有効な方向)

接合部の荷重-変位関係の一例
(0度の土台・桁-柱、HD金物が有効でない方向)

解析結果



実験と解析結果の荷重－変位曲線



解析結果の耐力壁モデルの荷重－変位（変形角）曲線

軸組の荷重－変形角曲線と軸組のせん断力の負担
（軸組負担のせん断力／層せん断力）

耐力の0度配置基準化と変形角及びCOSθ

変形角[rad]		0度基準化			
		0度	30度	45度	60度
COSθ		1.00	0.87	0.71	0.50
1/150	0.007	1.00	0.88	0.68	0.51
1/120	0.008	1.00	0.82	0.74	0.49
1/50	0.020	1.00	0.89	0.80	0.66
1/40	0.025	1.00	0.92	0.83	0.69
1/30	0.033	1.00	0.92	0.87	0.75

耐力壁の実験結果と変形角（1/120rad抜粋）

耐力壁の実験結果					
変形角[rad]		0度基準化			
		0度	30度	45度	60度
1/120 平均値	0.008 rad	1.00	0.84	0.73	0.47
	(標準偏差)	0.25	0.31	0.64	0.19

- 解析結果は概ね実験結果を捉え、初期の変形範囲ではすべてがおおむね一致した。
- 耐力は概ねCOSθの低下率に概ね一致。変形角1/120radまでの変形の小さいところではCOSθの低下率に一致し、変形角が大きくなると、その差が大きくなった。

まとめ

二) 平面・立面的に不整形な木造建築物に対する評価方法調査

5. 斜めに配置された耐力壁の評価方法の提案

●接合部実験の結果から、接合部回転角 0.2rad におけるモーメント抵抗は 0 度配置で $6\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度で、 60 度ではその 40% から 60% にまで低下することを確認した。また、その傾向は回転角が小さいほど顕著で、回転角 0.02rad では 20% 程度にまで低下していた。一方、ホールダウンが有効でない方向のモーメント抵抗は回転角 0.02rad で $0.3\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度となる。低下傾向についてはモーメントが小さいこともあり、ばらつきが大きく顕著でないものもある。

●壁レベルの静的解析により斜めに配置した耐力壁の実験結果を追跡した。その結果、 60 度配置を除く解析の骨格曲線は実験結果を概ね捉えることができた。加えて、接合部の水平抵抗の寄与をせん断力負担率として把握した。

その結果、配置角度が大きくなるにしたがい接合部のせん断力負担は大きくなるが、配置角度が大きくなるに従いせん断力負担率の増加率は減少した。

今後、解析的に精度を高め、斜め配置の耐力壁を含む立体建物レベルにおける解析的な検証へ展開する。