

平成22年度建築研究所講演会

伝統的木造住宅の 耐震性能に関する研究開発

独立行政法人 建築研究所
構造研究グループ・上席研究員
河合直人

1

講演内容

- I 社会的背景と建研の取り組み
- II 伝統的木造住宅の地震時挙動
地震被害例、実験例等
- III 構造要素と構造モデル化手法
垂れ壁付き独立柱、疑似3次元モデル
- IV 石場建ての場合の地震時挙動
被害例、計算の可能性、試算
- V 今後の展望

2

I 社会的背景と建研の取り組み

■木造建築物は、建設時の二酸化炭素排出量が少なく、環境面での評価が高まっている。

■また、木材は空気中の二酸化炭素を炭素の形で固定する効果がある。

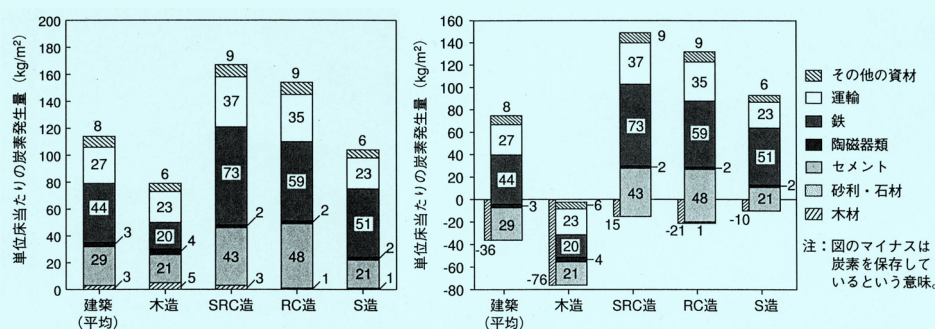
廃棄(燃焼等)されれば二酸化炭素に戻るが、炭素固定量があるということは、その分、空気中の二酸化炭素を減らしていることになる。

■木材は50年程度で成長し、利用可能な材料となる。永続的な材料供給の可能性はある。

建築構造別単位面積あたり炭素放出量

炭素固定量をゼロとした場合

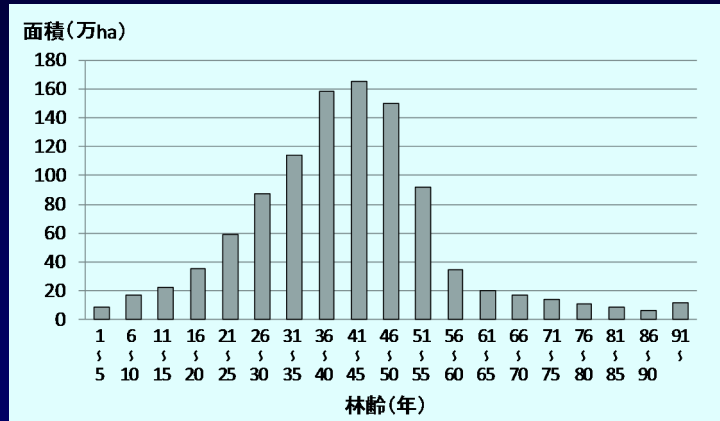
炭素固定量をマイナスとした場合



有馬孝禮「建築が地球環境に与える影響3 資源利用」(建築雑誌1993年5月)より

人工林の林齢別面積

30年～50年は多いが、若い層の森林が少ない
木材を伐採して若い樹木を育成する必要あり



林野庁「森林・林業統計要覧2010」より作図

5

伝統木造の背景と建研の取り組み

- 地域の材料を用いて建設・維持がなされ、森林育成と建築生産が循環的になされてきた。
- 比較的太い柱やはり等を用いて、開放的な空間を可能とし、地域の住文化の継承に貢献してきた。
- 一方で、歴史的には地震被害が繰り返されている。



- 建築研究所の研究課題
伝統的木造建築物の保全に資する構造・防火関連の技術開発(H18-20)
伝統的木造建築物の構造設計法の開発(H21-22)

6

II 伝統的木造住宅の地震時挙動

- 1) 過去の地震被害例、実大建物実験例
- 2) 伝統的木造住宅の震動台実験(2008年)
- 3) 軸組のみの静的加力実験(2009年)

7

地震被害例や実験例による知見

- 伝統的木造建築物の地震被害は少ない。
- 濃尾地震(1891年)においてコンドルによる問題点の指摘(斜材なし、土台なし、重い屋根)がある。
- 柱の曲げ抵抗は重要な耐震要素であるが、近年の地震で柱が折損する被害例も多い。
- 実大の民家の水平加力実験では、水平構面(小屋組)のせん断剛性が小さい(上から見て平行四辺形に変形しやすい)ことがわかっている。

8

濃尾地震以降の主な地震被害

地震名称	発生年	被害概要
濃尾地震	M24年(1891)	建物全壊14万余,半壊8万余
庄内地震	M27年(1894)	山形県下で全壊3,858,半壊2397
陸羽地震	M29年(1896)	秋田県岩手県両県で全壊5792
江濃地震	M42年(1909)	滋賀岐阜両県で住家全壊978
関東大地震	T12年(1923)	家屋全半壊25万4千余
北但馬地震	T14年(1925)	家屋全壊1,295
北丹後地震	S2年(1927)	家屋全壊12,584
北伊豆地震	S5年(1930)	家屋全壊2,165
鳥取地震	S18年(1943)	家屋全壊7,485,半壊6,158
東南海地震	S19年(1944)	住家全壊17,599(除長野),半壊36,520
三河地震	S20年(1945)	住家全壊7,221,半壊16,555
南海地震	S21年(1946)	家屋全壊11,591,半壊23,487
福井地震	S23年(1948)	家屋倒壊36,184,半壊11,816

9

近年の地震被害例



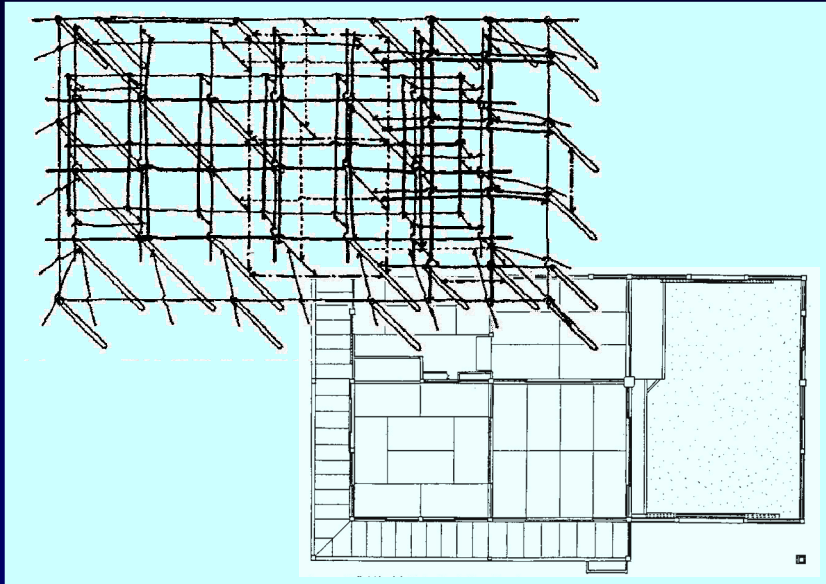
2004年宮城県北部の地震



2007年中越沖地震

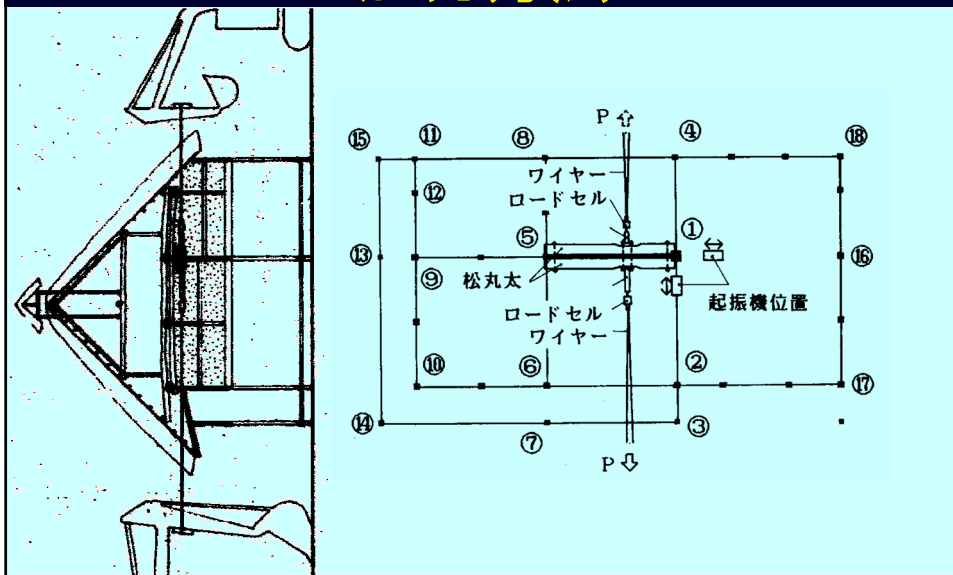
10

民家の水平加力実験(昭60)



11

加力方法

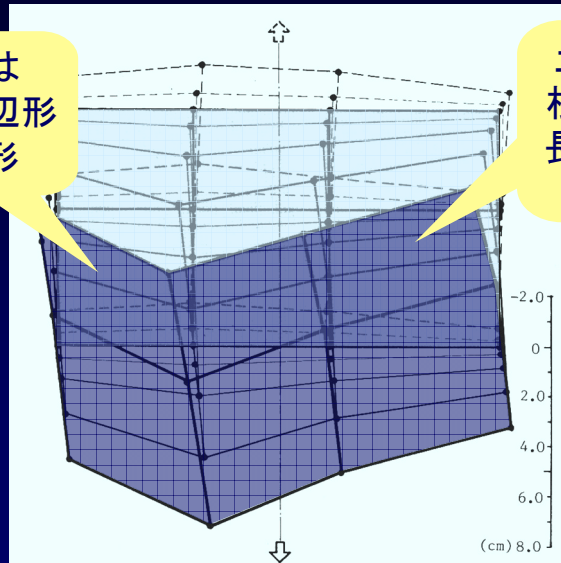


12

変形状態(上から見たところ)

座敷は
平行四辺形
に変形

土間まわり、
根太天井は、
長方形のまま
回転



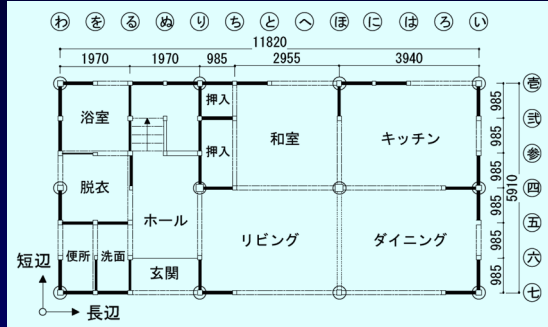
13

伝統的木造住宅の震動台実験の概要

- 2008年に国土交通省の事業として、伝統的木造住宅2棟の実大震動台実験がE-ディフェンスにて実施された。(発表者は委員として参加)
- A棟は部材断面が大きな「地方型」、B棟はA棟より部材断面が小さい「都市近郊型」の伝統的木造を想定。モジュールはA棟985mm、B棟909mm。
- 柱脚の仕様はA棟は石場建て(金属製ダボ入り)、B棟は土台を回し、柱は土台に長ほぞ差し。いずれも柱脚の浮き上がりは許容、水平移動は拘束。

14

震動台実験の試験体

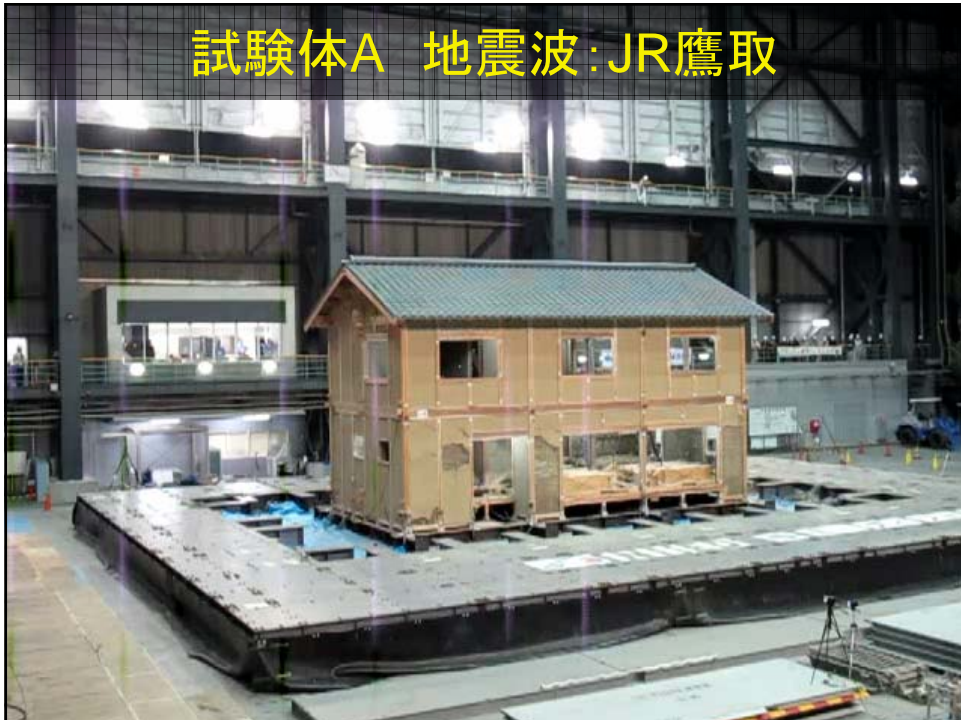


A棟1階平面図



15

試験体A 地震波: JR鷹取



震動台実験結果の概要

- 基準法で想定する程度の地震入力(BCJレベル2)に対しては、概ね安全限界に納まった。
- 最大耐力(1階長手方向)はベースシア換算(耐力/重量)で、A棟が0.52、B棟が0.67。
- 最終破壊は、柱脚の引き抜き、土塗り壁の剥落、柱の鴨居高さでの折損、通し柱の折損など。

17

軸組のみの静加力実験

- 2009年に、震動台実験とほぼ同一仕様(ただし、土塗り壁なし)の試験体の実大静的加力実験を実施。
- 震動台実験の荷重変形関係と比較すると、軸組の負担割合は、最大耐力時変形角(0.03~0.04ラジアン)で35~42%。
- さらに大変形になると0.08ラジアンでは軸組の負担割合は約75%
- この数字を見る限り、軸組の抵抗も、特に大変形領域においては相当の割合を占める。

18

静加力実験での変形・破壊状態



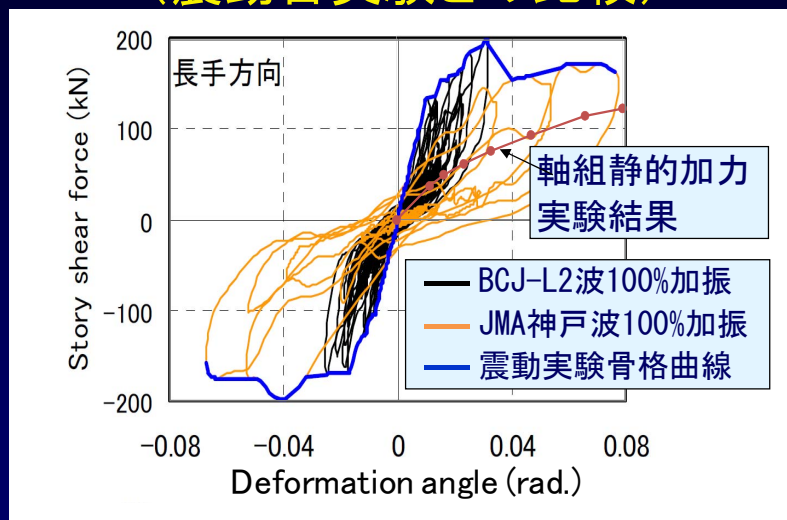
静的加力実験の様子



静的加力実験による
通し柱の折損

19

静加力実験による荷重変形関係 (震動台実験との比較)



20

Ⅲ 耐震要素と構造モデル化手法

- 1) 垂れ壁付き構面振動実験の概要
- 2) 耐震要素に関する知見
- 3) 水平構面の剛性に応じた構造モデル化手法

21

垂れ壁付き構面振動実験

- 垂れ壁と柱から成る構面の地震時挙動の把握、簡易な荷重変形関係算出方法の提案が目的。
- 脚部を固定した場合と礎石上に置いただけの場合の地震時挙動を把握し、柱脚の滑りを許容する設計法の可能性についても検討する。

22

実験の内容

■2008年1月の振動実験

試験体C 柱断面150mm角 アンカーあり 1体

試験体D 柱断面150mm角 アンカーなし 1体

■2009年2月の振動実験

試験体A 柱断面135mm角 アンカーあり 1体

試験体B 柱断面135mm角 アンカーなし 1体

比較のため以下の実験結果も参照する

■2008年6月及び2010年6月の静的加力試験

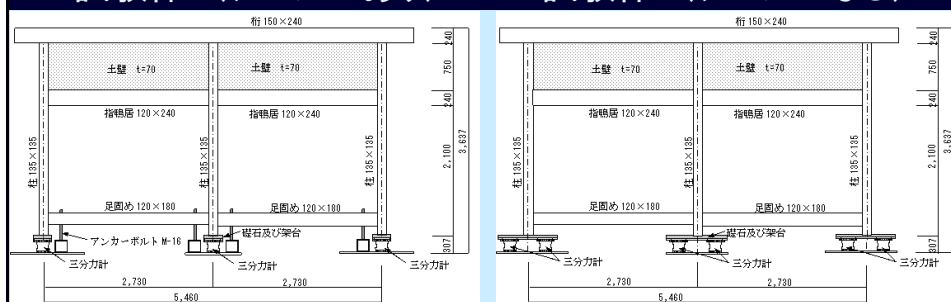
試験体A、B、C、Dと同一仕様の構面 各3体

23

振動実験の試験体

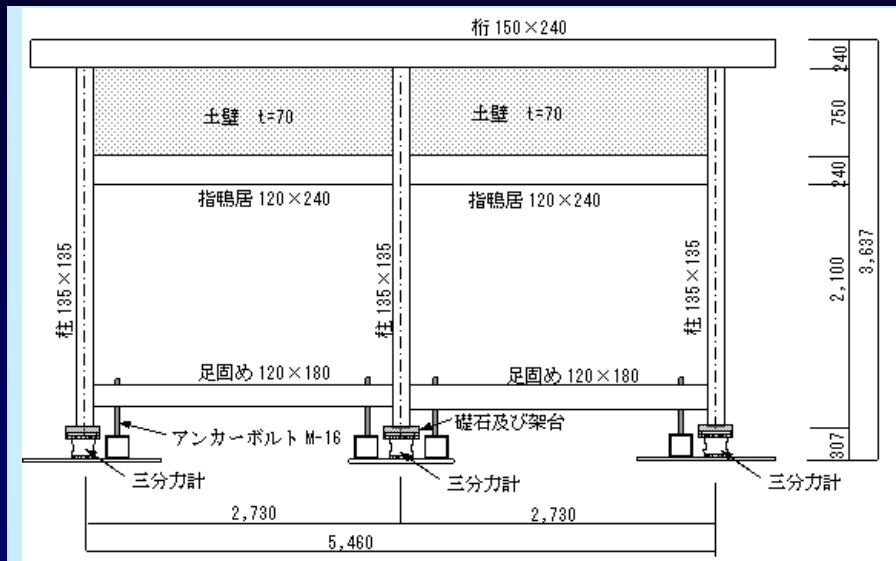
試験体A(アンカーあり)

試験体B(アンカーなし)



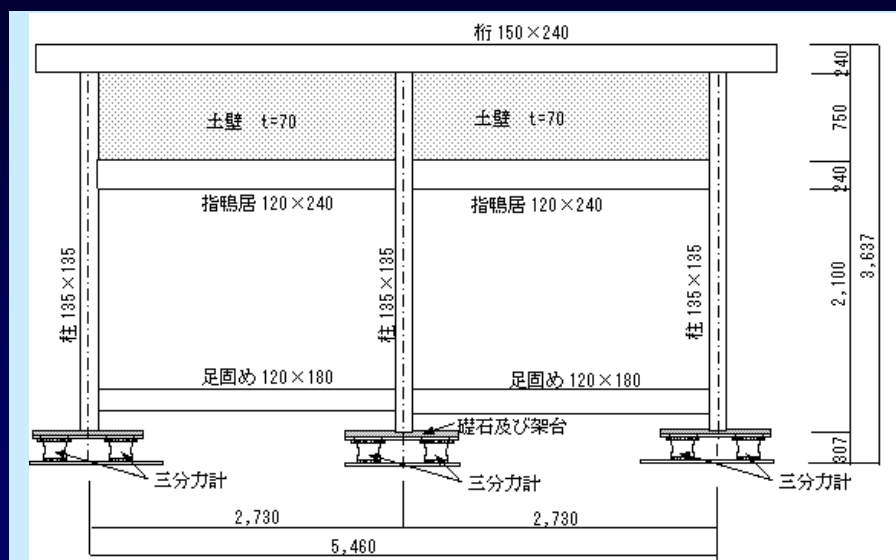
24

試験体A(アンカーあり)



25

試験体B(アンカーなし)



26

振動実験の試験体概要

- 試験体は、鴨居より上の部分に垂れ壁を有する長さ5.46mの構面2面を直交壁で支えて箱形とする。
- 木材は国産の杉、垂れ壁は土塗り壁(厚70mm)、接合部はほぞ差しなどの伝統的な仕口。
- 柱脚には柱相互をつなぐ「足固め」を入れ、試験体A及びCは足固めからアンカーボルトを設けて固定。
- 試験体B及びDは柱を礎石に置くだけ(アンカーなし)とする。
- 試験体の質量は、足元を除く上半分で約1.5ton。
- 試験体の上部には、合計約2tonのおもりを載せる。

27

加振スケジュールと計測方法

- 主な入力地震動
 - JMA神戸NS 25%
 - JMA神戸NS 50%
 - BCJレベル2 400gal
 - JMA神戸NS 100% (正負逆向きに入力)
- 計測は、加速度計、変位計、ひずみゲージ、合計約150チャンネルのほか、礎石下の荷重計による鉛直力と摩擦力の測定、画像計測による10点の3次元変位計測を行う。

28

柱径による挙動の違い

- 135mm角柱の場合と150mm角柱の場合での実験結果の比較を下表に示す。
- 破壊モードは、135mm角柱では柱の曲げ破壊、150mm角柱では垂れ壁のせん断破壊であった。

試験体 柱断面等	アンカー	入力波	最大応答 変位(mm)	柱脚滑り量 (mm)	破壊形態
135mm角柱	あり	JMA神戸NS (R) 100%	454*	—	柱折損
150mm角柱	あり		149	—	壁亀裂
150mm角柱 (錘3ton)	あり		329	—	壁剥落
135mm角柱	なし		101	145	壁亀裂
150mm角柱	なし		57	229	壁亀裂

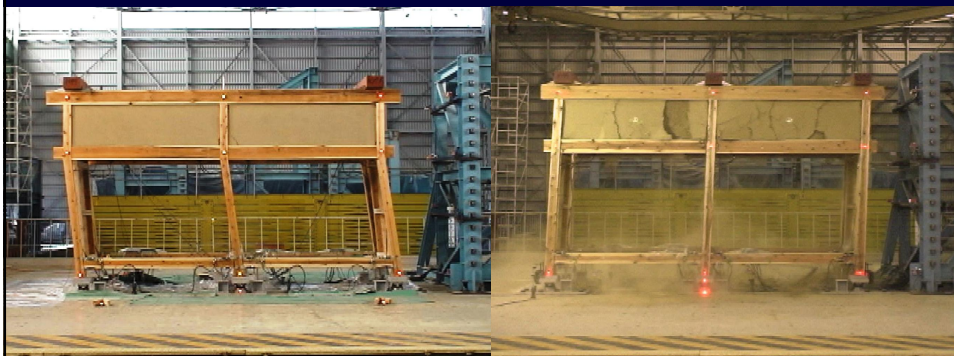
特記のない試験体は錘2ton载荷 *は参考値

29

柱径による破壊モードの違い

135mm角柱：柱折損

150mm角柱：垂れ壁破壊

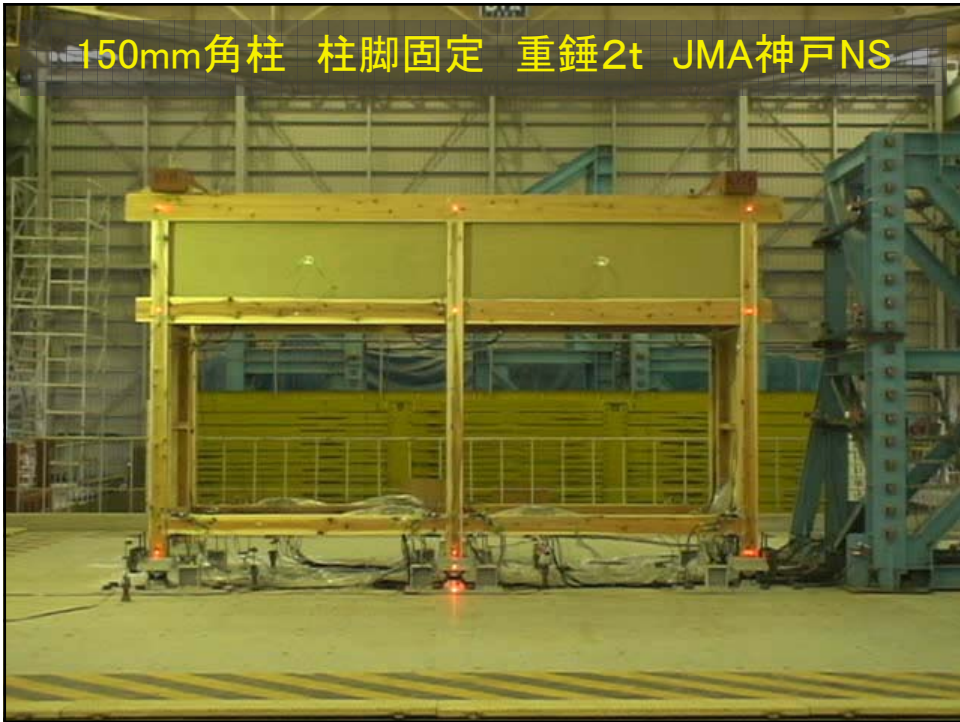


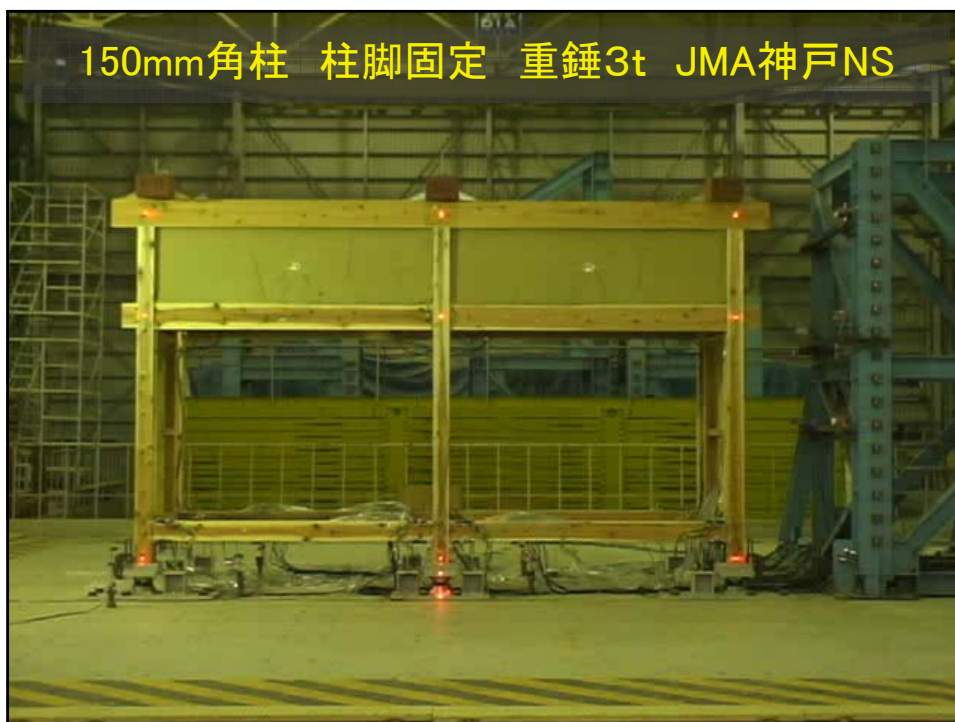
30

135mm角柱 柱脚固定 地震波:JMA神戸NS



150mm角柱 柱脚固定 重錘2t JMA神戸NS





柱脚滑りの影響

- 柱寸法135mmの場合は、アンカーありでは倒壊、アンカーなしの上部構造最大応答変位は101mm。
- 柱寸法150mmの上部構造の最大応答変位は、アンカーありで149mm、アンカーなしで57mm。

試験体 柱断面等	アンカー	入力波	最大応答 変位(mm)	柱脚滑り量 (mm)	破壊形態
135mm角柱	あり	JMA神戸NS (R) 100%	454*	—	柱折損
150mm角柱	あり		149	—	壁亀裂
150mm角柱 (錘3ton)	あり		329	—	壁剥落
135mm角柱	なし		101	145	壁亀裂
150mm角柱	なし		57	229	壁亀裂

特記のない試験体は錘2ton載荷 * は参考値

34

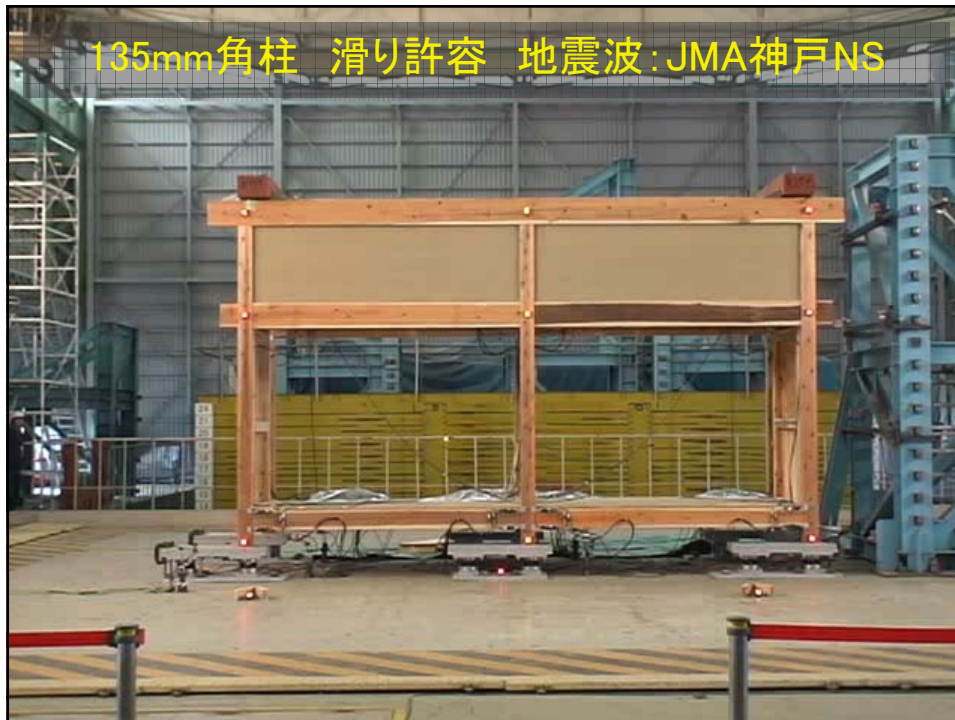
柱脚滑りの影響

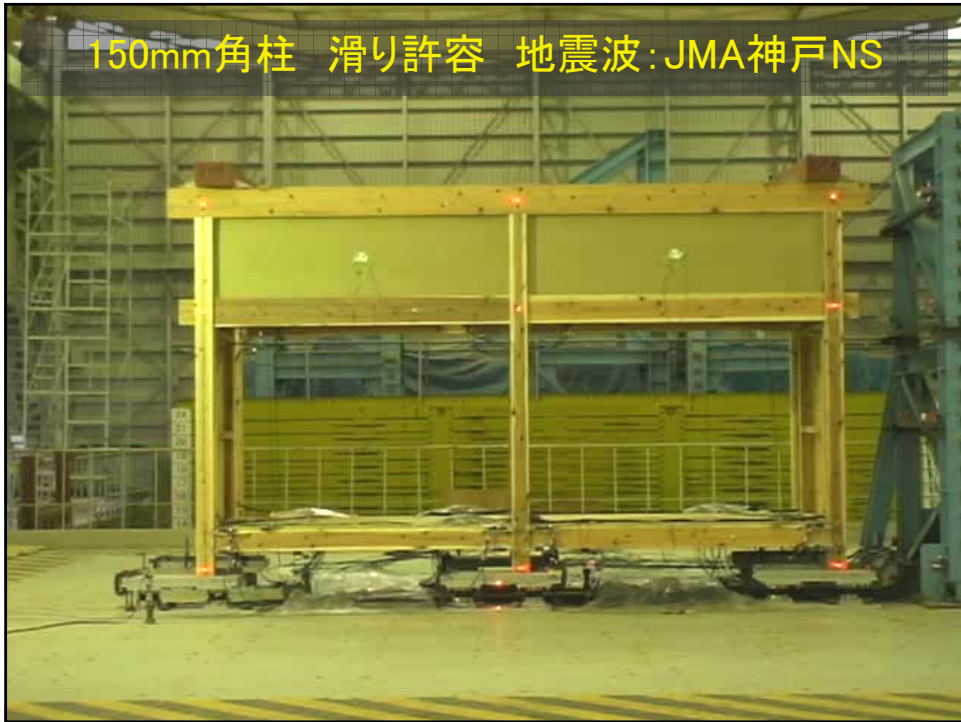
- 柱寸法135mmの場合は、アンカーありでは倒壊、アンカーなしの上部構造最大応答変位は101mm。
- 柱寸法150mmの上部構造の最大応答変位は、アンカーありで149mm、アンカーなしで57mm。

試験体 柱断面等	アンカー	入力波	最大応答 変位(mm)	柱脚滑り量 (mm)	破壊形態
135mm角柱	あり	JMA神戸NS (R) 100%	454*	—	柱折損
150mm角柱	あり		149	—	壁亀裂
150mm角柱 (錘3ton)	あり		329	—	壁剥落
135mm角柱	なし		101	145	壁亀裂
150mm角柱	なし		57	229	壁亀裂

特記のない試験体は錘2ton載荷 *は参考値

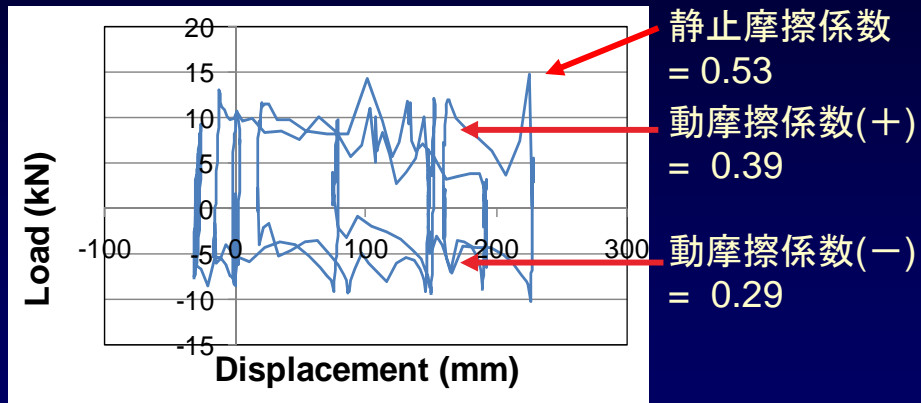
35





滑り—摩擦力関係

試験体B JMA神戸NS(R) 100%加振時

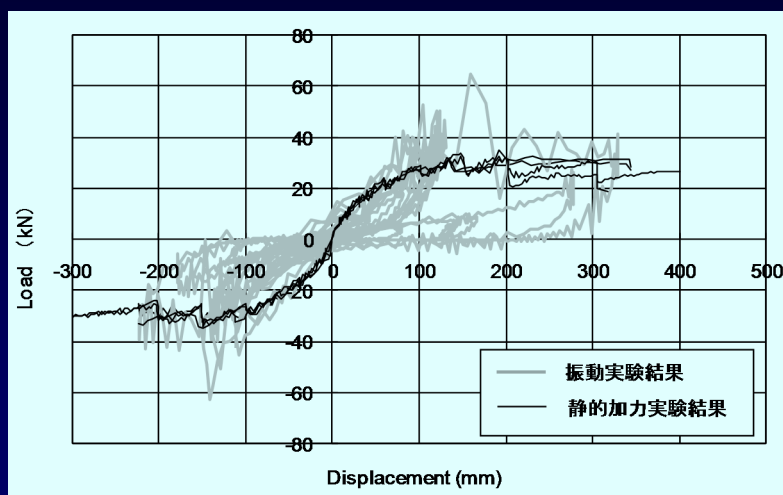


静的加力実験との比較

- 柱脚を固定した試験体Aおよび試験体Cについて静的加力試験を実施。
- 加力スケジュールは、正負繰り返し交番加力、または振動実験の変位履歴をトレース。
- 荷重変形関係は比較的近い結果となった。
- 試験体Cの破壊モードは、振動実験では柱の折損、静的加力では垂れ壁の破壊であった。

39

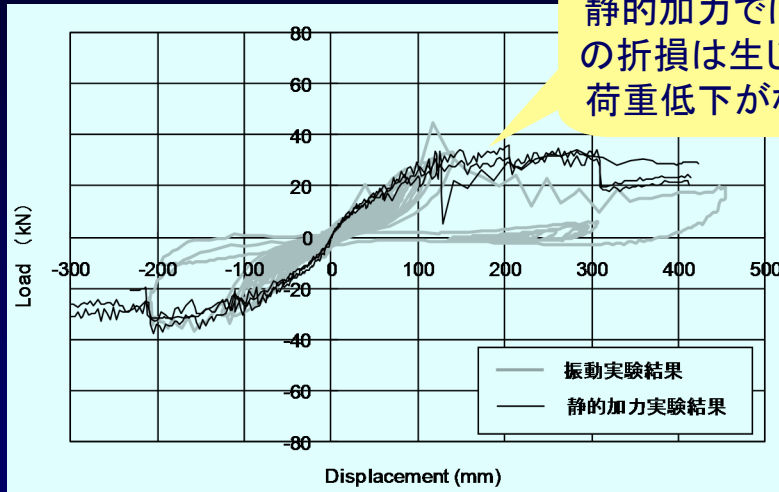
振動実験と静的加力実験の比較 試験体A(柱150mm角)



40

振動実験と静的加力実験の比較

試験体C(柱135mm角)

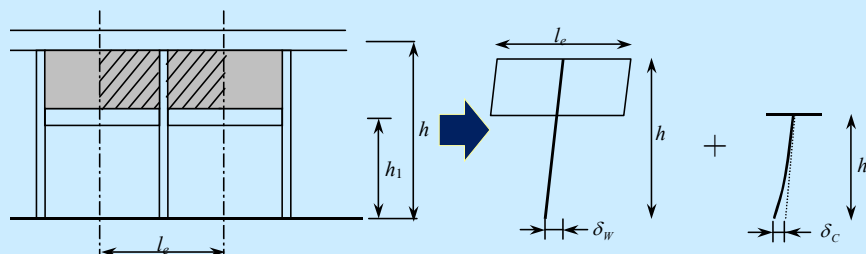


41

耐力要素に関する知見

① 垂れ壁付き独立柱

- 垂れ壁付き構面の柱1本あたりの荷重変形関係は、垂れ壁のせん断変形と柱の曲げ変形の加算が成り立つものとして簡易な算出が可能である。

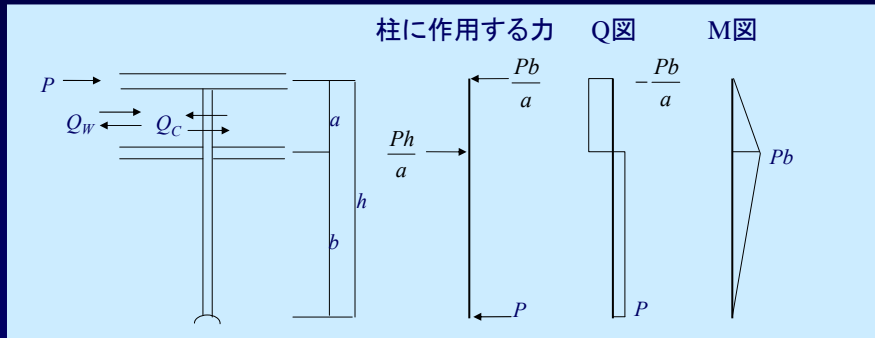


42

垂れ壁のせん断力について

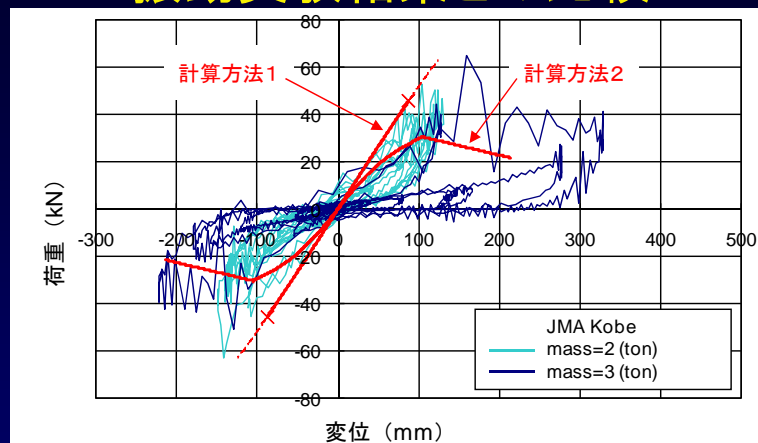
- その際、柱の曲げモーメントおよびせん断力を考えると、垂れ壁のせん断力 Q は

$$Q = (h/a)P$$
 であると考えられる。



43

振動実験結果との比較

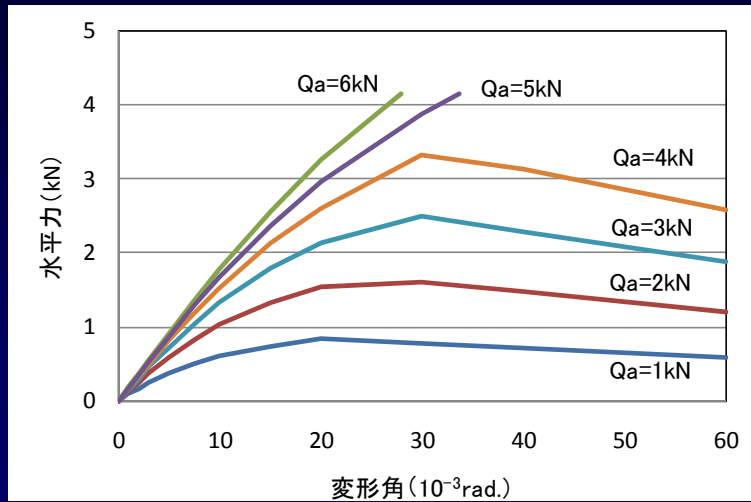


- 計算方法1: 垂れ壁のせん断力 $Q=P$ として算出
- 計算方法2: 垂れ壁のせん断力 $Q=(a/h)P$ として算出

44

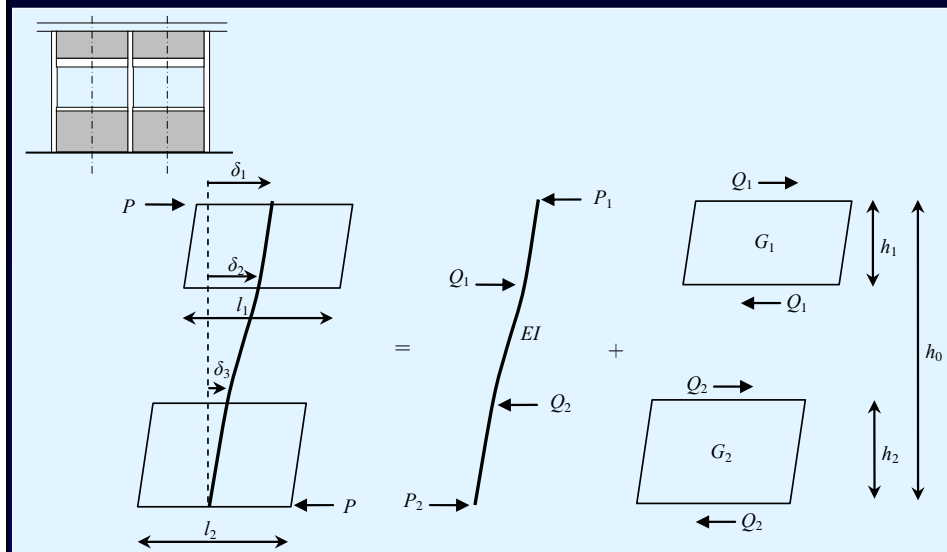
垂れ壁付き独立柱の荷重変形関係

負担垂れ壁長さL=1.82m、柱スギ150mm角の場合



45

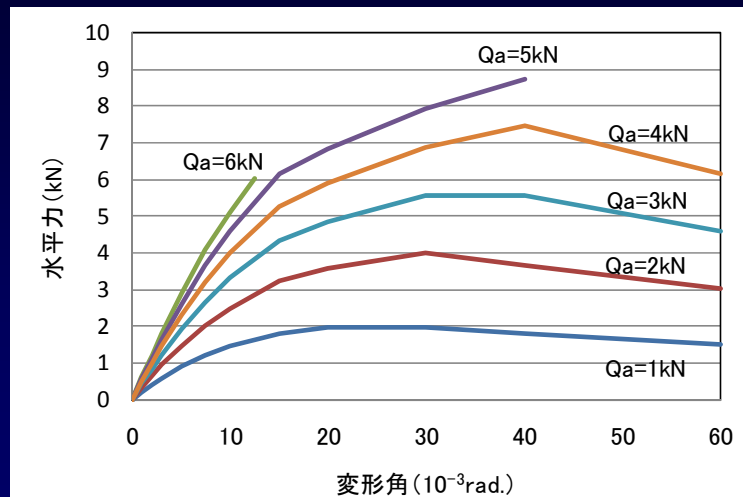
②垂れ壁腰壁付き独立柱の場合



46

垂れ壁腰壁付き独立柱の荷重変形関係

負担垂れ壁長さ $L=1.82\text{m}$ 、柱スギ 150mm 角の場合



47

水平構面の剛性に応じた構造モデル化

- 水平構面が剛性が小さい建物のモデル化では、水平構面のせん断変形を考慮する必要あり。
- 鉛直構面については、
 - 方法A: 耐力壁等の要素の荷重変形の和
 - 方法B: 部材レベルのモデルの増分解析のいずれかにより、荷重変形関係が算出されるものとする

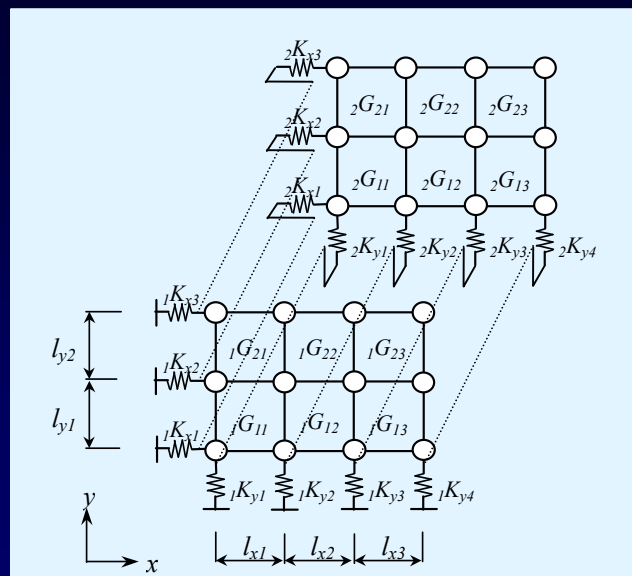
48

建物全体の荷重変形関係の算出方法

- 方法1: 偏心が小、水平構面剛性が大
→鉛直構面の荷重変形の和
- 方法1': 偏心あり、水平構面剛性が大
→ねじれ補正を行った上で加算
- 方法2: 柱脚の浮き上がりを生じない
→疑似3次元モデル+増分解析
- 方法3: 柱脚の浮き上がりを生じる
→部材レベルの3次元モデル
+増分解析

49

疑似3次元モデル(2階建ての場合)



50

IV 石場建ての場合の地震時挙動

- 1) 過去の地震被害例
- 2) 計算による滑り量の予測
- 3) 柱脚滑りを伴う木造住宅の地震時挙動の試計算

51

地震被害例・柱脚の開きによる土壁落下 兵庫県南部地震(1995年)



柱脚がばらばらに動くと危険

52

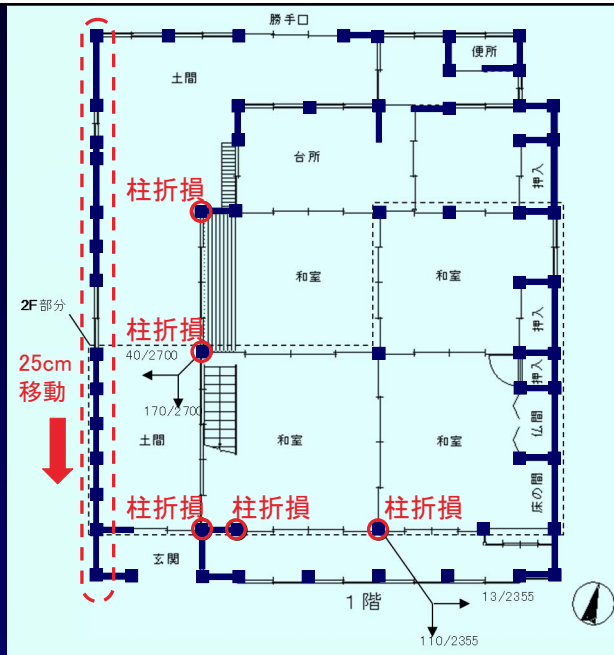
地震被害例・構面ごとのすべり量の違い 能登半島地震(2007年3月)



各構面がばらばら
に動くと危険

53

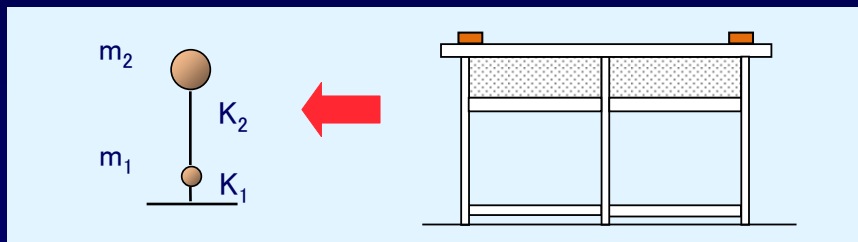
平面図と 被害状況



54

柱脚移動量の予測

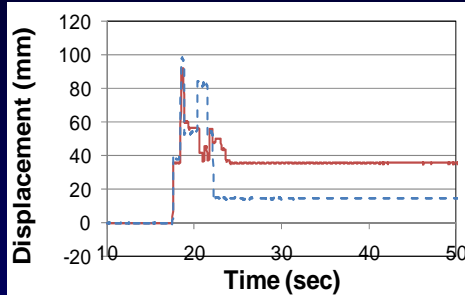
- 柱脚の移動は計算可能か？
一体で動き、礎石を踏み外さないなら
時刻歴応答計算は可能と思われる
- 建研の振動実験について簡単な振動モデル
を使って柱脚移動を推定する



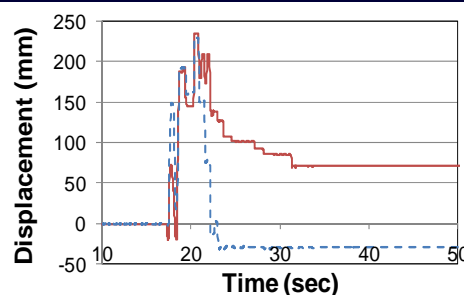
55

実験と応答計算の比較

JMA神戸50%(R)



JMA神戸100%(R)



56

柱脚滑りを伴う木造住宅の地震時挙動 (試算)

■2008年の震動台実験A棟をベースに、
以下の組み合わせで、柱脚滑り量と軸組
の変形量を計算

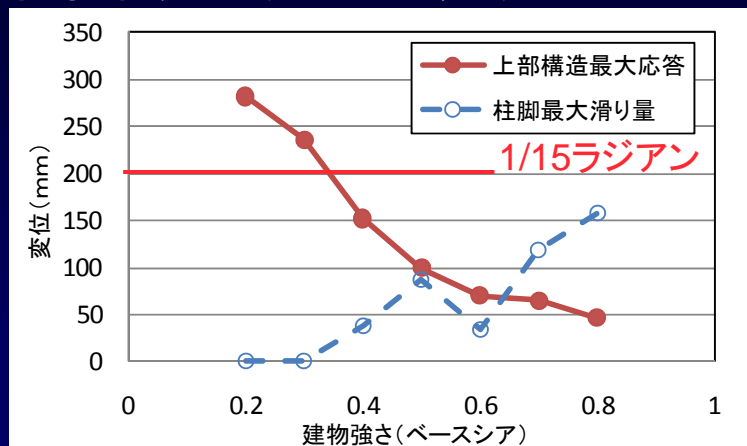
- ・建物強さ: 0.2~0.8 (←耐力/重量)
- ・摩擦係数: 0.3, 0.4, 10 滑らないという想定
- ・入力地震動:
BCJLレベル2
JMA神戸NS



57

試算の結果(例)

摩擦係数0.3、入力地震動BCJLレベル2

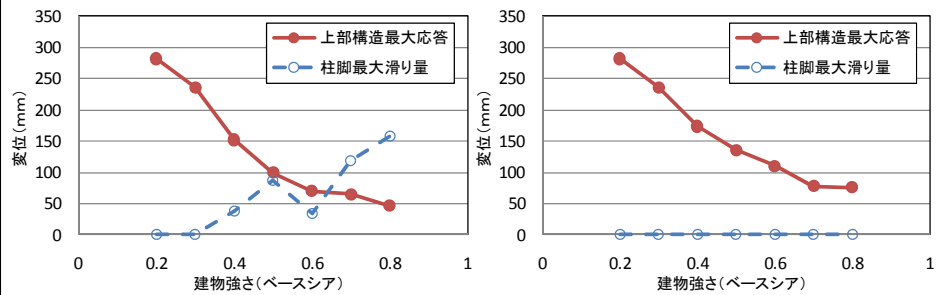


58

試算の結果 (BCJレベル2)

摩擦係数0.3

柱脚固定

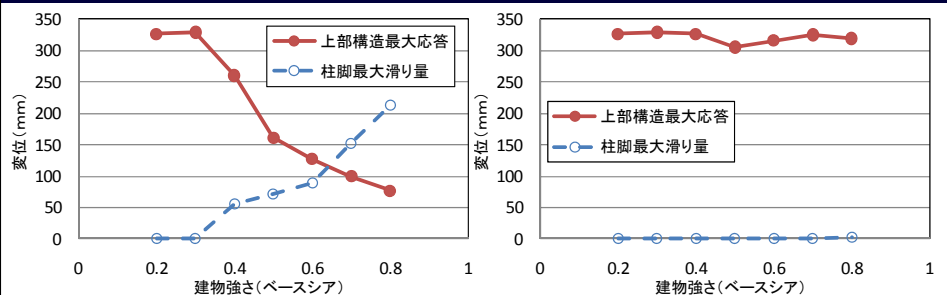


59

試算の結果 (JMA神戸NS)

摩擦係数0.3

柱脚固定



60

試算から言えること

- 基準法レベルの入力に対して、軸組が安全であるためには、柱脚が滑る仕様であっても、建物強さ0.4程度は必要。
- 逆に建物強さ 0.4 程度あれば、柱脚を止めてあっても、軸組は安全。
(安全:設計上の安全限界を超えない)
- JMA神戸に対しては、滑ることにより地震入力が頭打ちになる効果が見られる。

61

V 今後の展望

62

得られた知見と課題-1

- 伝統的木造住宅の水平力－変形角関係は、一般に30分の1を超える大変形まで水平力が上昇傾向にある。
- 荷重変形関係の算出は可能になっており、大変形時の柱の折損、接合部破壊、 $P \cdot \Delta$ 効果などを考慮して限界耐力計算は可能。
- ただし、安全限界の設定方法については、議論の余地が残る。

63

得られた知見と課題-2

- 水平構面のせん断変形は、これを考慮したモデル化を行うことで、限界耐力計算に持ち込むことが可能。
- 疑似3次元モデルもそうしたモデル化の簡易な方法の一つ。

64

得られた知見と課題-3

- 柱脚の浮き上がりが無く、水平構面も剛と見なし得る仕様とすれば、構造モデルは簡単となり、仕様規定的な簡易な設計法の構築も可能である。
- 一方、柱脚の浮き上がりを許容する設計は、3次元モデルに対する増分解析を行うことで、限界耐力計算が可能であろう。

65

得られた知見と課題-4

- 柱脚の滑りを許容する設計には、3次元モデルに対する時刻歴応答計算が必要と思われる。
- 摩擦係数のばらつき、上下動の影響、柱軸力の変動など、不確定な要素が多い。また、偏りを生じやすいため、限界耐力計算では移動量予測が困難である。

66

今後の展望

- 伝統技術は後世に受け継いでいくべきもの。
- ただし、工学的な判断に基づいて安全な設計できるような設計法の構築が必要。
- 工学的な検討を継続し、段階的に設計法を構築していくことが必要と思われる。
- 建研課題による知見や設計法の提案は、国土交通省の事業における設計法の検討にも反映される予定。

67

ご静聴ありがとうございました

68