

5.3 試験体4

5.3.1 実験結果概要

(1) はじめに

本報告は、2009年10月に兵庫県耐震工学センター（E-Defense）で行われた木造3階建て軸組構法住宅の実物大振動台加振試験結果に関する一連の研究報告^{1)~15)}のうち、下記試験体4を対象とした実験結果を報告するものである。

試験体1：長期優良住宅の認定基準を満たす性能を有する仕様

試験体2：試験体1に比べ柱頭柱脚の接合部性能が不十分な仕様

試験体3：試験体1に比べ床の水平構面剛性が不足し耐力壁を不均衡にした仕様

試験体4：耐震性能に関する建築基準を過不足無く満たした仕様【本報告の対象】

(2) 実験方法

試験は入力レベルを変化させた人工地震波（以下、BSL波と呼ぶ）による加振と、その前後にSTEP波加振を実施するように進めた。

対象とした試験体は、耐震性能に関する現行の建築基準を過不足無く満たした仕様として住宅性能表示制度における耐震等級1を目安に設計され、柱頭・柱脚接合部の仕様は「N値計算に準拠する方法」を基に決定されている。主たる耐震要素を片筋かいとし、外装材をサイディング、内装材を石膏ボードとしている。表5.3.1-1に試験体の使用部材および各部の仕様を、図5.3.1-1に試験体の全景写真を、図5.3.1-2に試験体図を示す。

表5.3.1-1および図5.3.1-2に示すように、本試験体では、片筋かいと準耐力壁仕様の石膏ボードを主たる耐力要素とし、全層で偏心率が0.05以下となるように、これらの耐力要素を配置してある。通し柱を除き、柱頭と柱脚の接合部仕様は同一で、「N値計算に準拠する方法」に基づき決定されている。その他、横架材等の部材断面は、すべて許容応力度計算を満足する仕様となっている。また、2階・3階の床組および小屋組には、許容応力度計算における地震力算定用の重量と整合し、かつ重心位置の変動がないような配置で積載荷重を設置してある。表5.3.1-2に、許容応力度計算における鉛直構面の検定結果として、各階重量と必要耐力・保有耐力、及びそれらの検定比を示す。これより、本試験体では1層目を相対的に弱く設計している。

計測箇所は、各階床組および小屋組の加速度、各層の層間変位と筋かいが付帯する柱の鉛直変位、筋かいおよびHD金物のアンカーボルトの軸歪みである。加速度および層間変位は、図5.3.1-3に示す箇所で計測を行ったが、以降では主に、各層の代表加速度と6通りの層間変位を当該層の試験結果として用いる。



図 5.3.1-1 試験体全景（左：試験前，右：試験後）

表 5.3.1-1 使用材料・仕様

部位		材料・仕様
土台、梁・桁		構造用集成材 105×150～330 (E105-F300)
通柱、管柱		構造用集成材 120×120, 105×105 (E95-F315)
鉛直 構面	筋かい	単板積層材 (LVL) 45×90 (E90), プレート型筋かい金物
	石膏ボード	厚さ 12.5mm, 川の字配列 準耐力壁仕様
水平 構面	1～3 階 床組	厚さ 24mm, N75@150mm (床梁および合板受材)
	小屋 組	小屋梁および軒桁, 鋼製火打ち (平均負担面積: 5.0m ² 以下)
	屋根 面	構造用合板, 厚さ 12mm, N50@ 150mm

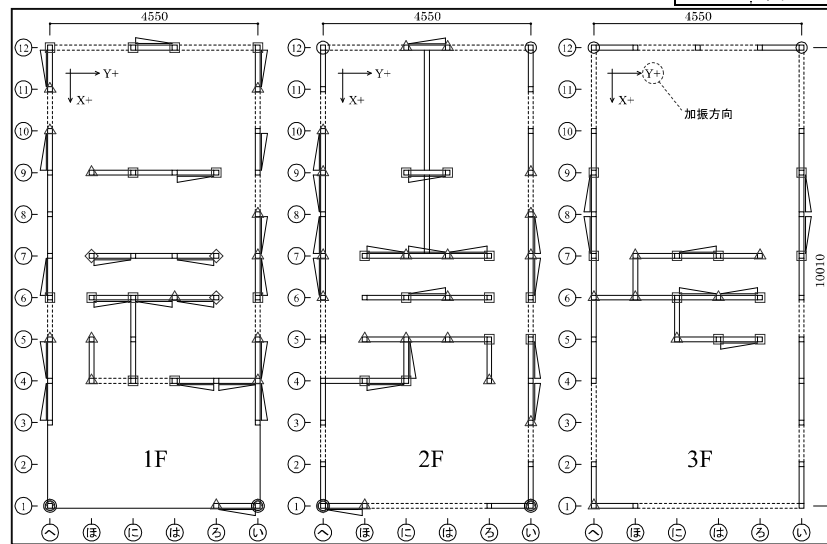
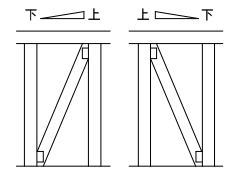


図 5.3.1-2 試験体平面図

(各階床面積: 45.55m², 延床面積: 136.65m²)

外壁: サイディング
内壁: 石膏ボード
筋かい



金物仕様 (短期許容引張耐力)

- △: P06 (6.2kN)
- : P10 (10.4kN)
- ◇1F: HD20 (20kN)
- ◇2F: HD15 (15kN)

各層階高 2800mm

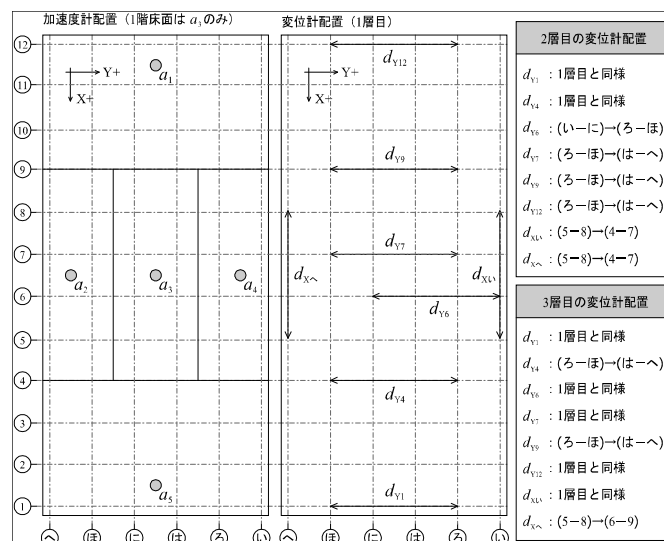


図 5.3.1-3 加速度・層間変位の計測位置

表 5.3.1-2 試験体の鉛直構面の検定結果

階	方向	質点荷重* (kN)	必要耐力 (kN)	保有耐力 (kN)	検定比
3	X	61.2	19.19	32.47	0.59
	Y			30.22	0.64
2	X	104.3	39.82	52.42	0.76
	Y			49.32	0.81
1	X	103.1	53.90	57.27	0.94
	Y			54.40	0.99

*質点荷重: 試験体の固定荷重に積載荷重 (石膏ボード・鋼材を固定) を加えた重量を, 各階高 (2800mm) 中央で分割した地震力算定用荷重。

(3) 試験結果

・STEP 波加振試験による固有振動数の推移

STEP 波加振試験で得られた 1F と RF の代表加速度記録を基に伝達関数を求め、BSL 波前後の試験体の 1 次固有振動数を算定した。図 5. 3. 1-4 に試験スケジュール、各 STEP 波加振試験より得られた X 方向および Y 方向の 1 次固有振動数の推移を示した。更に、層間変位および損傷が最も大きかった 1 層（Y 方向）を対象として各加振時に計測した最大層間変位も併せて示した。

図 5. 3. 1-4 加振方向と直交する X 方向では、固有振動数の低下が殆ど認められず、試験終了時まで X 方向の耐力要素に損傷が認められなかったことから、直交方向の振動は励起されておらずねじれ振動も大きくなかったことが分かる。加振方向（Y 方向）BSL5% 加振時の層間変位は 1mm 以下に止まっており、加振後の固有振動数の低下は 3.8Hz が 3.65Hz（約 96%、等価剛性に換算して 92%）と微小な値である。最大層間変位 55.5mm（1/50rad.）を記録した BSL112.5%加振後には固有振動数が 3.65Hz から 2.38Hz（約 65%、等価剛性に換算して 42.5%）に低下した。最大層間変位 378mm（1/7.4rad.）まで達した BSL150%加振後では固有振動数は更に 1.60Hz（3.65Hz と比較して 44%、等価剛性に換算すると 19%）まで低下した。

・損傷観察と最大層間変位

上述のとおり BSL 5 %加振では、1 層の最大層間変位は 1mm 以下であり損傷もほとんど認められなかったため、損傷観察は BSL112.5%および BSL150%加振試験後に行った。図 5. 3. 1-4, 5 に各試験直後の損傷状況の写真を、図 5. 3. 1-6 に試験後に内外装材を撤去した後に観察された損傷状況の写真を図 5. 3. 1-7 には最も損傷の大きかった 1 層各構面の損傷図を示す。

BSL112.5%入力試験後では、石こうボード四隅の損傷が目立ったものの、その他の損傷は軽微であった。本実験の対象建物は 3 階建てであるため（限界耐力計算の補正係数 $p=0.9$ ）入力倍率 90%の地震動が建築基準法で規定する大地震動に相当する¹⁾。従って、BSL112.5%入力は建築基準法で定める大地震動の 1.25 倍に相当するが、この入力に対して耐震性能に関して建築基準法による最低基準に適合するように設計した本試験体の損傷は軽微であり、一層の最大層間変位は 56mm（1/50rad.）に止まった。

一方、150%入力試験後（建築基準法で定められる大地震動の 1.6 倍に相当）には、1 層で筋かいが 2 箇所折損し、筋かい金物および筋かいの座屈に伴う石こうボードの破壊、独立柱の柱脚の踏み外し等の損傷が観察され、試験体は大破したが倒壊には至らなかった。2 層、3 層の損傷は 1 層と比較すると比較的少なく、石膏ボード隅の割れ及び石膏ボードのビスの浮き程度であった。これは、後述のとおり、一層の最大層間変位は 378mm（1/7.4rad.）にまで達したが、2 層は 21mm（1/133rad.）、3 層は 6.8mm（1/411rad.）と変位自体も相対的に小さい値であったことから分かる。

更に、150%入力後には内外装材を撤去し柱頭・柱脚接合部の損傷状態を確認している(図 5.3.1-6)。これより、筋金物のビスの引抜け、筋かい端部の割れ等の損傷自体は多く認められたが、耐力要素に比してその損傷程度は比較的低かったといえる。

・BSL 入力試験における各層の履歴特性

図 5.3.-9 に BSL112.5 %および 150 %入力試験時の各層の層せん断力-層間変位曲線を示す。前述のとおり、層間変位は 6 通りにおける計測結果とし、層せん断力は各水平構面における代表加速度を基に算定している。図 5.3.1-10 には層間変位を計測した 6 通りの断面図および加振後の損傷状態を例として示している。図 5.3.1-11 では各層の層間変位を絶対値に直してまとめた結果を示す。これより、1 層の層間変位が 2、3 層と比較しても圧倒的に大きく損傷も 1 層に集中していることが分かる。また、1 層目では入力レベルの増大に伴い、層間変位も大きく増加しているのに対し、2 層目と 3 層目の層間変位は、若干の増加に留まっている。計測された最大層せん断力は、112.5%加振では 1 層目 195kN、2 層目 158kN、3 層目 87.1 kN であり、150%加振では 1 層目 219kN、2 層目 165kN、3 層目 101kN であった。試験体の破損状況及び荷重変形関係から、1 層は 219kN で最大耐力に達したと考えられ、表 2 に示した計算上の保有耐力 54.4kN の約 4 倍の値であり、層せん断力係数に換算すると 0.82 となる。

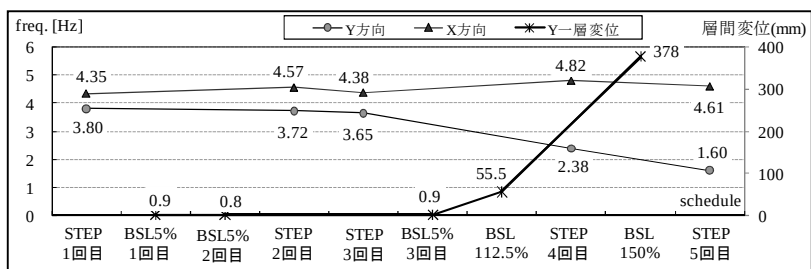


図 5.3.1-4 1次固有振動数 (Step波) と最大層間変位 (BSL波) の推移



図 5.3.1-5 112.5%加振後の損傷状況 (代表例)



図 5.3.1-6 150%加振後の損傷状況 (代表例)



図 5.3.1-7 150%加振・内外装材除去後の損傷状況 (代表例)

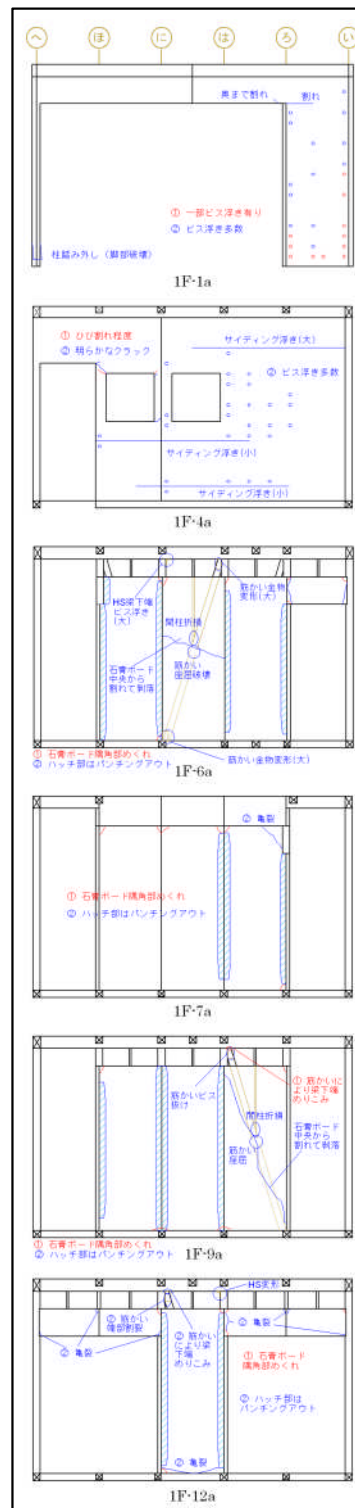


図 5.3.1-8 1層損傷図

5. 3. 2 実験値と設計値の比較

(1) 柱脚・柱頭接合部

木造住宅における柱脚・柱頭接合部は、筋かい金物が柱付帯型であるなどの特別な場合を除き、当該柱に生じる引抜力によって設計される。引抜力の計算方法は、最も一般的に使用されるN値計算に準拠する方法の他、ラーメン置換モデルやせん断パネル置換モデルによる方法などもあり、実験値と設計値の比較を通して、これらの計算方法の妥当性と相互の関係性を検討する必要がある。検討対象は、試験体1層目の柱脚接合部のうち、試験時において鉛直上向きの変位が計測された箇所とし、これらの計測変位から、図5. 3. 2-1に示す接合部要素試験の結果（信州大学 五十田研究室より提供）を基に引抜力を算定する他、ホールダウン金物の設置箇所では、アンカーボルトの軸歪みより引抜力を計算し、これらの結果を実験値とする。

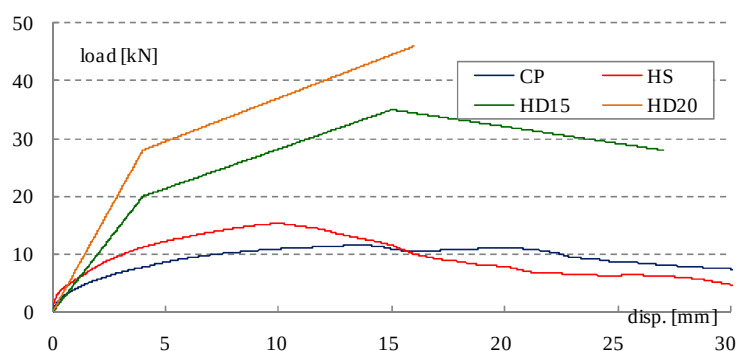


図5. 3. 2-1 柱脚接合部の静的引張試験の結果

以上によって算定される実験値に対し、設計値は上記に挙げた3つの計算方法に加えて、N値計算に準拠する方法の一部を変更した計算も行う。1層目の引抜力 T は、次式より算定される。

$$T = (\Delta Q_3 \times \alpha_3 + \Delta Q_2 \times \alpha_2 + \Delta Q_1) \times H \times \beta - N_w \quad (5. 3. 2 - 1)$$

式(1)で、 $\Delta Q_{1 \sim 3}$ ：当該柱の左右にある耐力要素の単位長さ当たりの許容せん断力の差、 $\alpha_{2, 3}$ ：低減率、 H ：各層の高さ（全層共通で2800 mm）、 β ：周辺部材の曲げ戻し効果を現す係数、 N_w ：カウンターウェイトを表し、これらは文献1)に記載された通りである。変更点は、低減率 $\alpha_{2, 3}$ の評価方法で、一般的な設計では低減率を各層の検定比に基づき定めるが、ここでは試験時の応答性状を考慮することとし、1層目において実験で計測された層せん断力が短期許容せん断力に達した時刻に着目し、その時刻における2, 3層の層せん断力を短期許容せん断力で除した結果を低減率とする。これらの変更は、各層の必要耐力を試験時の層せん断力分布より定めたことを意味し、両者の差は、構造計算と実応答との層せん断力分布の差異と捉えることができる。以上の計算結果として、表5. 3. 2-1に左右の加力方向に分けた低減率の計算結果をまとめる。

表5. 3. 2－1 引抜き算定における低減率 α

層数	設計値				実験値			
	必要耐力 [kN]	保有耐力 [kN] (正負共通)	検定比 (正負共通)	低減率 α (正負共通)	層せん断力 [kN]		低減率 α	
					正側 (Y+)	負側 (Y-)	正側 (Y+)	負側 (Y-)
3	19.2	30.0	0.64	0.65	13.6	9.9	0.45	0.33
2	39.8	49.2	0.81	0.82	33.0	28.7	0.67	0.58
1	53.9	54.4	0.99	—	54.4	54.4	—	—

表5. 3. 2－1から分かるように、実験結果を基に計算した低減率 α は、構造計算で算定したものより小さい。この結果は、前述の通り、設計で想定した層せん断力分布と実応答における層せん断力分布が異なることを意味し、1層目と2層目の相対的な関係で8割程度、1層目と3層目で5割程度の乖離が生じていることが分かる。

表5. 3. 2－1に示す各低減率を用い、1層目の柱脚接合部における引抜きの実験値と設計値を比較し、その結果を加振の正側・負側にわけて図5. 3. 2－2、5. 3. 2－3に示す。なお、実験において1つの柱に対して接合部の鉛直変位を柱の2面以上で計測している場合には、単純にそれらの平均値を求め、その結果より引抜きを推定している。

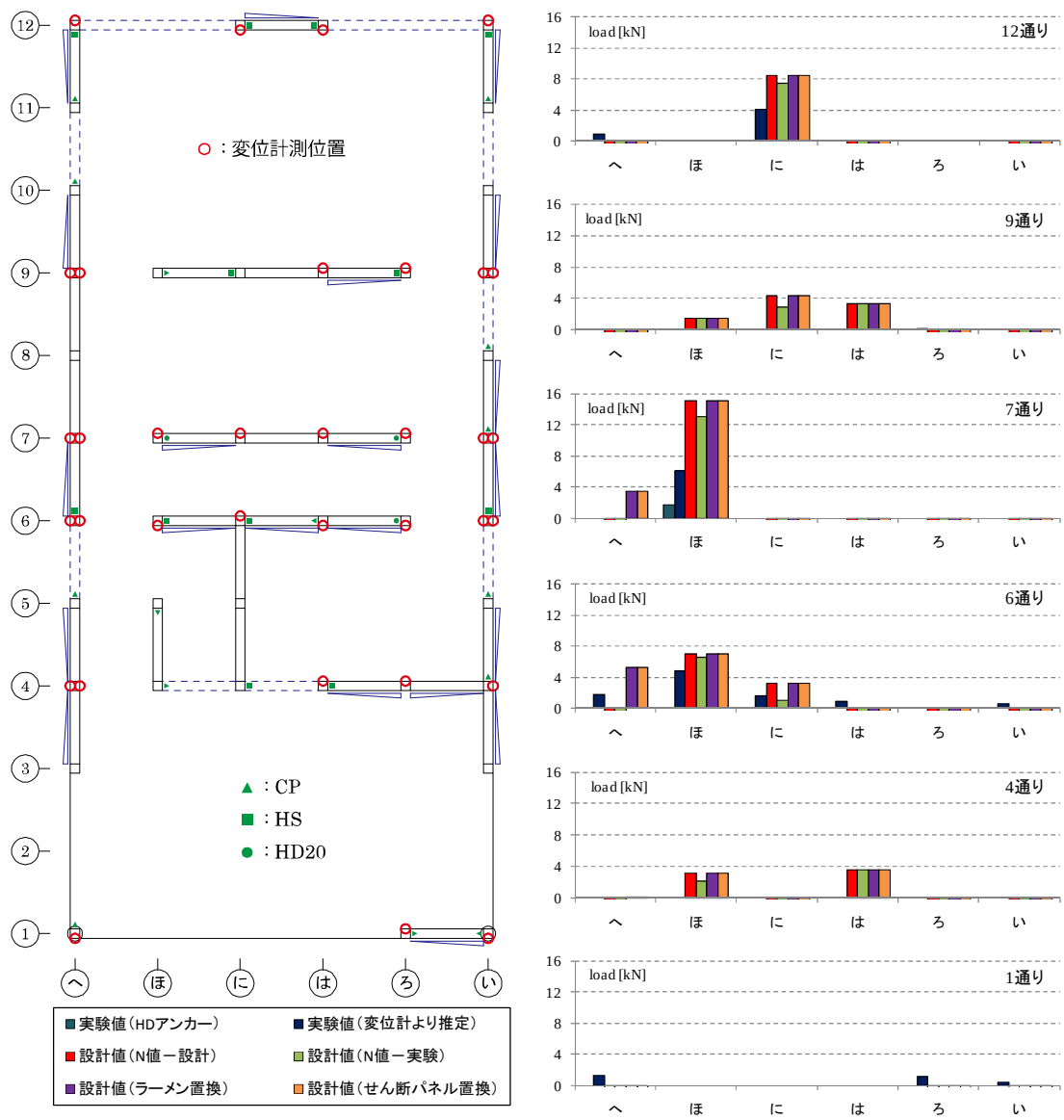


図5. 3. 2-2 1層目柱脚接合部における引抜力の実験値と設計値の比較（加振－正側）

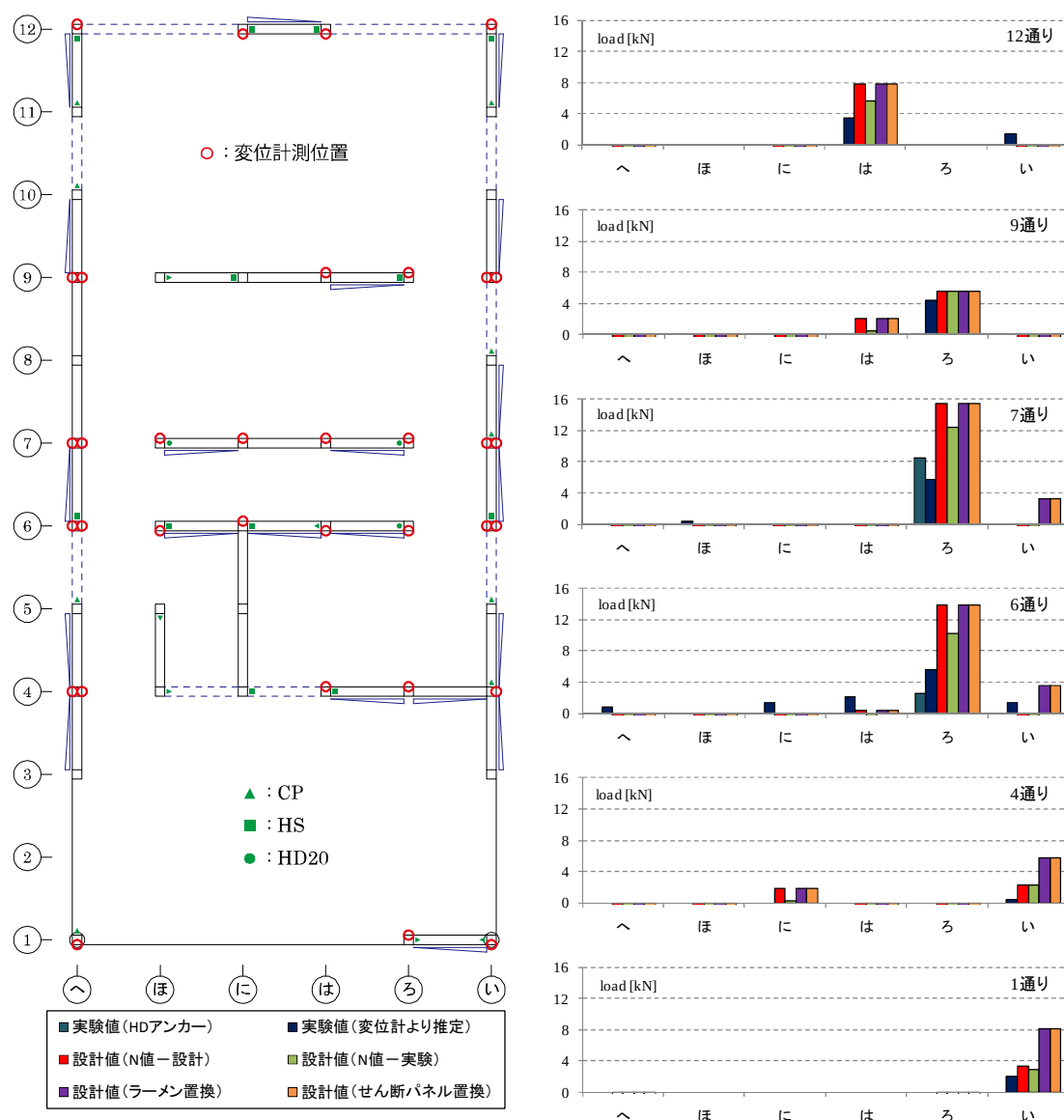


図5. 3. 2－3 1層目柱脚接合部における引抜力の実験値と設計値の比較（加振－負側）

図5. 3. 2－2, 5. 3. 2－3より全般的な傾向をみると、実験値は設計値に比して小さく、構造計算は殆どの場合で安全側の評価を与えていることが確認される。しかし、約2kN程度までの小さい引抜力が実験で計測されている場合に、構造計算では引抜力が負側、つまり圧縮側となる場合が多く、すべての計算が適切であるとは言い難い。この要因としては、柱の長期軸力の評価など種々の因子が考えられるが、一般の設計業務や工事監理において、すべての接合部に最低限の金物を配置している現況を鑑みれば、さほど大きな問題ではないとも捉えられる。

一方、もう一つの興味である各計算方法の関係性に着目すると、計算過程から当然であるが、N値計算が引抜力を最も小さめに評価し、ラーメン置換・せん断置換はそれより大きい計算結果を算定している。層の剛体回転を仮定した両置換モデルは、確かに正側加力のときで「6通り－へ」,

負側加力のときで「6通りーい」の柱の引抜力を評価できているが、その逆もあり、詳細な計算方法がより安全側の評価となる点には、やや疑問が残ると言わざるを得ない。

(2) 層せん断力と筋かい負担せん断力の割合

本試験体において構造計算に反映される耐力要素は、筋かいと石膏ボードである。このうち筋かいは、軸歪みを計測していることから加振時における荷重－変形関係が求められ、筋かいの負担せん断力を層せん断力と比較することで、構造計算に反映されていない要素の影響を分析することができる。図5. 3. 2－4に、BSL 112.5 %加振時と150 %加振時における1層目の荷重－変形関係より求めた、層せん断力と筋かいの負担せん断力の包絡線をまとめて示す。

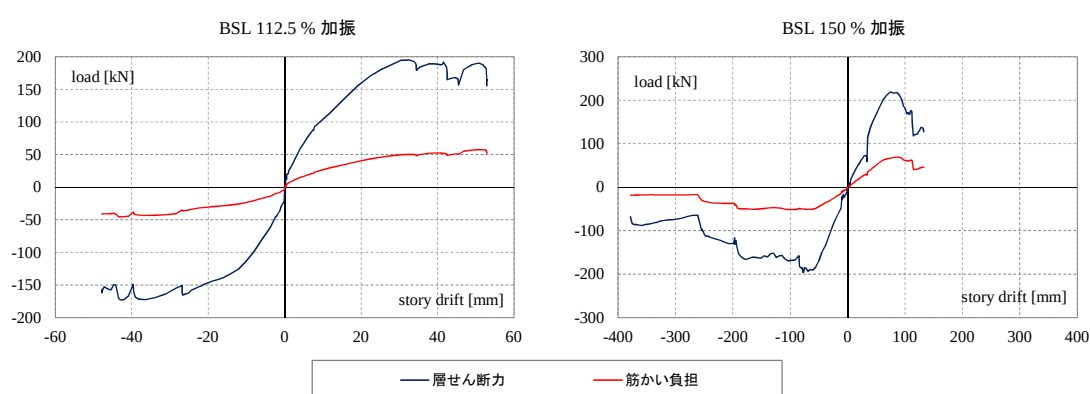


図5. 3. 2－4 1層目の層せん断力と筋かい負担せん断力の比較

図5. 3. 2－4に示す包絡線のうち、BSL 112.5 %加振時における層間変形角 $1/150 \text{ rad}$.時(層間変位 $\approx 18.7 \text{ mm}$)の負担せん断力に着目し、層せん断力と筋かい負担せん断力の割合を算定した結果を表5. 3. 2－2にまとめる。また、表2には比較として、構造計算における層の許容せん断力を占める筋かいの許容せん断力の割合も同時に示してある。

表5. 3. 2－2 層の保有耐力を占める筋かい負担割合の実験値と設計値の比較

加力向き	実験値				設計値		
	層間変位 [mm]	層せん断力 [kN]	筋かい負担 せん断力 [kN]	筋かい 負担割合	許容せん断力 [kN]	筋かい許容 せん断力 [kN]	筋かい 負担割合
正側	18.7	152.7	38.6	0.25	54.4	35.7	0.66
負側	18.7	143.5	29.9	0.21			

表5. 3. 2－2に示す結果より、実験値と設計値を比較すると、筋かいの負担せん断力は両方で近い結果となり、構造計算における層間変形角 $1/150 \text{ rad}$.を基準とした許容せん断力の評価は、概ね妥当であると考えられる。一方、このときの層全体のせん断力は、実験値と設計値で3倍程度異なっており、また筋かいの負担割合も同じく3倍程度異なることから、構造計算に反映されていない耐力要素の影響は、本試験体において非常に大きいことが分かる。

これら実験値と設計値の差異は、結果として安全側の評価を与えているため、構造計算という観点から見れば大きな問題ではない。しかし、例えば限界耐力法などで等価周期を算定する際に、適切な剛性評価が困難である可能性が示唆され、今後はこれらの因子を明らかにする必要がある。他、外装材等の非構造部材が、接合部の設計に与える影響などは予め把握しておかなければならない重要な情報であると考えられる。

(3) 筋かいの荷重－変形関係

前節で述べた筋かいの負担せん断力は、層間変形角 $1/150 \text{ rad.}$ を基準とした場合、設計値と実験値で良好な一致が認められた。しかしその反面、架構の荷重－変形関係に影響を与え得る、柱の浮き上がり変位も計測されており、まず柱脚の浮き上がり変位が筋かい架構の荷重－変形関係に与える影響を分析し、その上で上記の結果を考察する必要があると考える。

ここでは、1～3層目まで共通して筋かいが配置されている「6通り－は～に」の壁に着目し、筋かいが圧縮側となる、加振の負側(図1のY－側)に1層目の変位した際の筋かいの荷重－変形関係を分析する。図5. 3. 2－5に、筋かいの軸歪みの計測結果より算定した当該箇所骨格曲線と、同図右に示す柱脚の浮き上がり変位を考慮した、補正結果をまとめて示す。

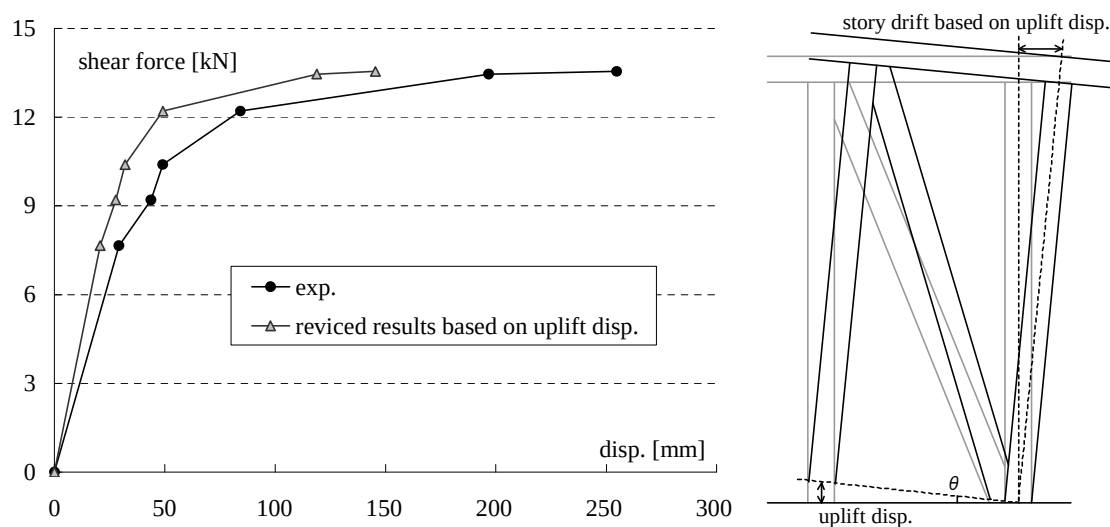


図5. 3. 2－5 1層目の圧縮側筋かいの骨格曲線と鉛直変位の補正方法

図5. 3. 2－5に示すように、柱の浮き上がり変位は、架構の荷重－変形関係に有意な影響を与えることが分かる。同図の計算では、BSL 112.5%, 150 %入力試験時の履歴曲線より、各ループの最大変形点を抽出して作成したため、これ以外の点は補間するしかないが、先と同様に層間変形角 $1/150 \text{ rad.}$ 時の負担せん断力に着目すると、実験値で4.9 kN, 補正後の結果で6.9 kNとなる。

この結果と、先の検討結果を総合的に考えると、筋かいのせん断力評価は、次の2点の影響が

荷重－変形関係に現れているものと推察される。

- ・ 実架構における筋かいの負担せん断力は、内外装壁による座屈補剛効果によって想定より剛性・耐力の両面で大きくなる。
- ・ 鉛直構面の評価試験では、真の層間変形角を基に許容せん断力が決定されるため、実架構において柱の浮き上がり等が生じた場合には、想定より負担せん断力が小さくなる。

つまり、相反するこれら2点の影響が結果として相殺され、前節に示した実験値と設計値の良好な一致を示したと考えられる。しかし、カウンターウェイト等の諸条件によっては、このように妥当な結果を得られるとは限らないため、今後より詳細に検討を進める必要性が示唆される。

5. 3. 3 応答性状の分析

(1) 振動性状の変化と接合部の破壊

前節図5. 3. 2－5に示したように、1層目の筋かいを組み込んだ壁は、柱脚接合部の浮き上がり変位による有意差が荷重－変形関係に認められた。先にも述べた通り、本試験体ではいくつかの影響が複合した結果、期待した層せん断力を発揮したわけだが、本試験体が適切な構造計算によって接合部の仕様が決定したことを鑑みれば、接合部に有意な変位が生じた要因を追求しておく必要がある。ここでは、図5. 3. 2－5の各点を記録した時刻の各層の応答性状に着目し、それとN値計算に準拠する方法との対応を検証する。抽出する代表点は、図5. 3. 2－5において鉛直変位の増大による損傷の進行が示唆される点として、負担せん断力が7.7 kN, 10.4 kN, 12.3 kN, 16.1 kNとなった点とする。各入力レベルの試験時に、これらの各代表点を記録した時刻における各層の変位と層せん断力分布を図示すると、図5. 3. 3－1, 5. 3. 3－2が得られる。

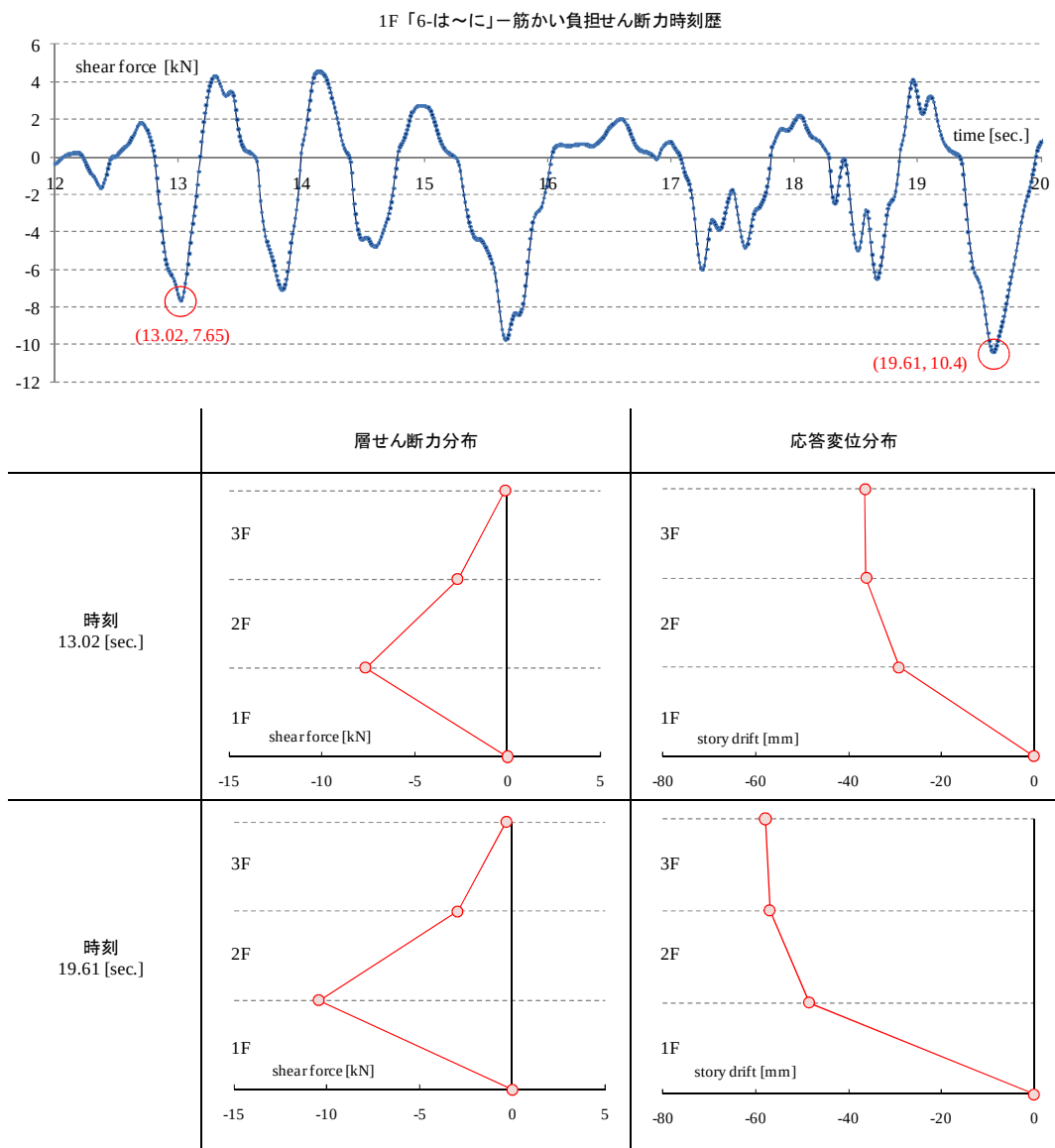


図5. 3. 3-1 112.5 %入力試験時における代表点の応答分布

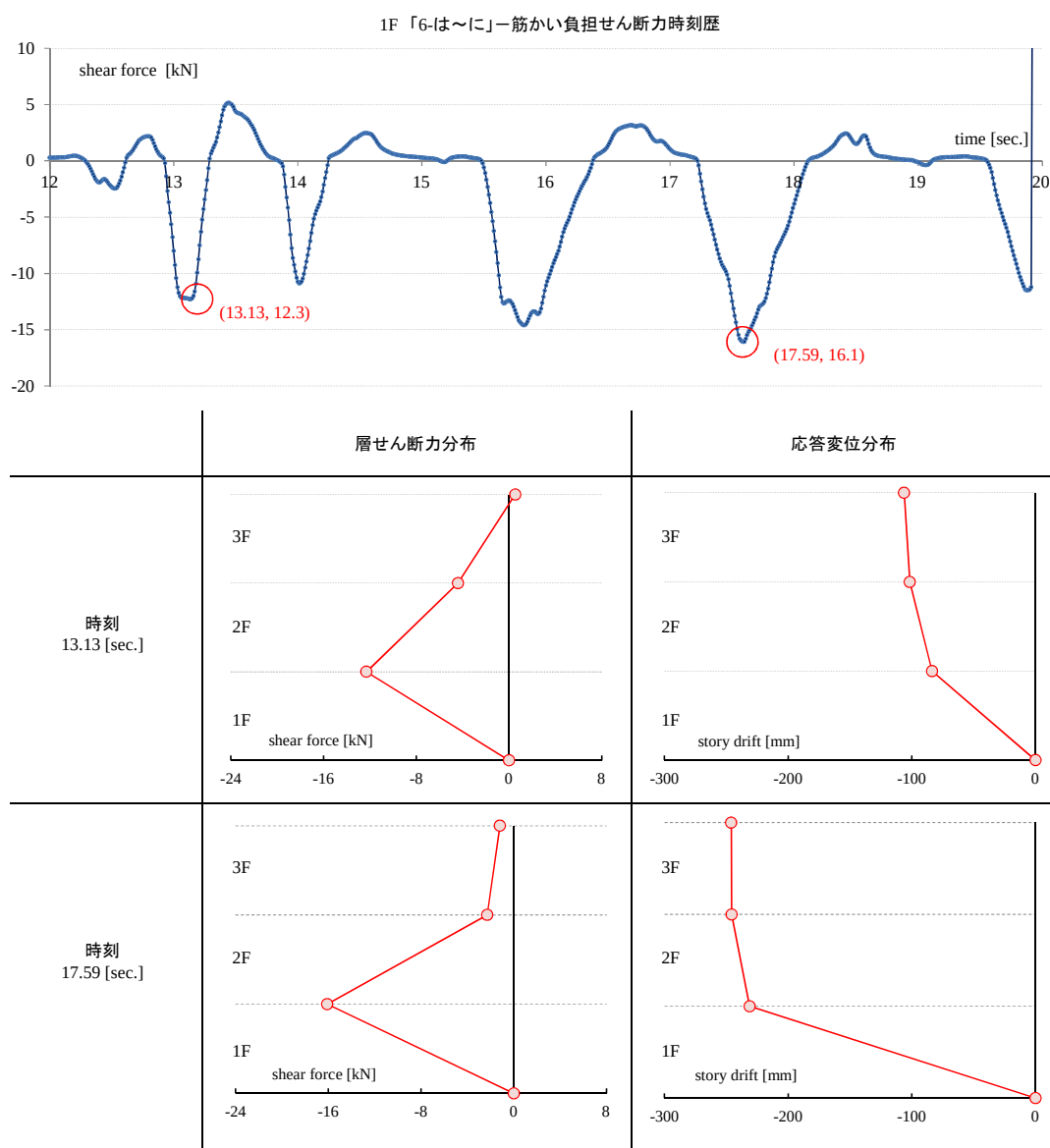


図5. 3. 3-2 150 %入力試験時における代表点の応答分布

図5. 3. 3-1, 5. 3. 3-2において, 図1に示す通り3層目の筋かいは, 取り付けの向きが異なることから, 軸力の正負が加力方向と異なるため, 1, 2層との比較できるように, せん断力の向きを反転して示してある。これらの結果から分かるように, 本試験体では入力レベルの増大に伴い, 1層目の変形が進行し, それによる損傷集中の様子が窺える。

ここで, これらの実験値より, 各時刻において1階柱に生じた引拔力を概算的に算定する。検討対象は, 上記の抽出時刻が, すべて応答変位が負側の場合であることから, 短期許容耐力6.2 kNの金物CPが配された「6通り-は」の柱である。計算は, 図7, 8に示した各層の筋かいの負担せん断力を3.1倍(階高さ / 柱間の幅)し, それを上階から順に加算することとした。実構造物では, 石膏ボードの負担せん断力や座屈補剛効果による負担せん断力の上昇と, 振動状態におけるカ

ウンターウェイトの変化とその押さえ込み効果を考慮する必要があるが、ここではまずそれらの影響を省略した上で計算を行い、別途、構造計算を参照して必要な影響を考慮する方針をとる。計算結果を表5. 3. 3-1にまとめて示す。

表5. 3. 3-1 層の保有耐力を占める筋かい負担割合の実験値と設計値の比較

抽出時刻	112.5 %入力				150 %入力			
	13.02 sec.		19.61 sec.		13.13 sec.		17.59 sec.	
1階柱引抜力	32.2	kN	42.1	kN	49.7	kN	60.2	kN
	10.8	kN	15.8	kN	19.6	kN	24.8	kN

表5. 3. 3-1で、赤字に示した結果が、周辺部材の曲げ戻し効果を現す係数 ($\beta = 0.5$) および長期軸力を考慮した結果で、試験結果に構造計算の考え方を盛り込んだ引抜力の推定値である。この結果と前節図5. 3. 2-1に示した接合部の要素試験結果を対比させると、112.5 %入力試験時の13.02 sec.(負担水平力7.7 kN)の時点では、金物の最大耐力を下回る引抜力であったが、19.61 sec.(負担水平力10.4 kN)の時点で、金物の最大耐力を超え、金物は破壊に至ったことが推察される。

以上の結果は、いくつかの計算過程を含めるため、引抜力の推定値として最大耐力以上の結果も算定されているが、接合部の鉛直変位の進行とは概ねよく対応している。ここで指摘すべき問題点は、構造計算と実現象との乖離であり、耐力要素と接合部は、殆ど等しい安全率をとっているにも関わらず、損傷集中等の応答性状の如何によっては、終局時に接合部が先行破壊する可能性もあるということである。

(2) 各層の伝達関数の経時変化

前節までの結果から、より詳細に応答性状を把握する必要があると考えられる。そこで、ここでは、図5. 3. 3-1, 5. 3. 3-2で抽出した時刻周辺(112.5 % : 13.0, 20.0 sec., 150 % : 13.0, 18.0 sec.)と各試験の入力レベルの小さい加振初期(5.0 sec)における1F-RFの伝達関数を算定し、このときの振動性状を考察する。図5. 3. 3-3, 5. 3. 3-4に構造物全体の各時刻の伝達関数を試験毎に示す。なお、以下の結果では、時間領域における記録の局在化にgabor変換を用いており、式(5. 3. 3-1b) の $\sigma = 0.67$ (時間幅 ± 2.0 sec.)として計算を行ったものである。

$$F(b, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cdot w(t-b) \cdot e^{i\omega t} dt \quad (5. 3. 3-1 a)$$

$$w(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-t^2/\sigma^2} \quad (5. 3. 3-1 b)$$

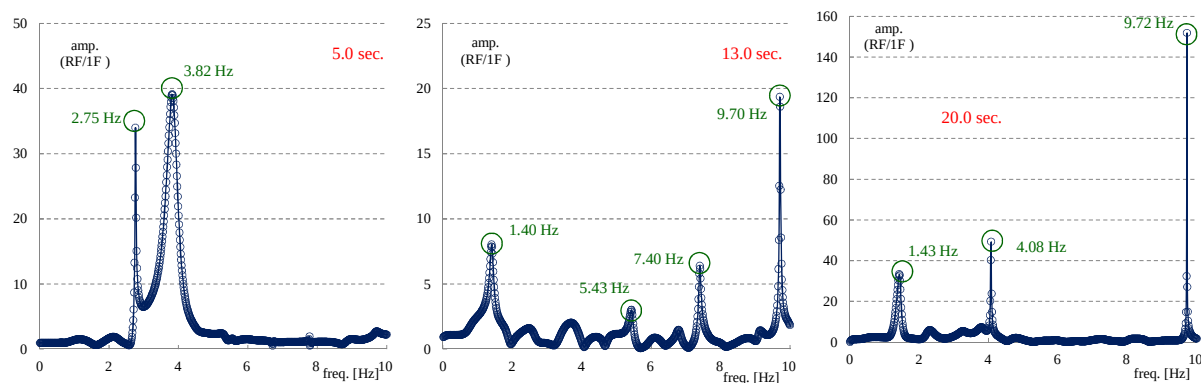


図5. 3. 3-3 112.5 %入力試験時における抽出時刻のRF / 1Fの伝達関数

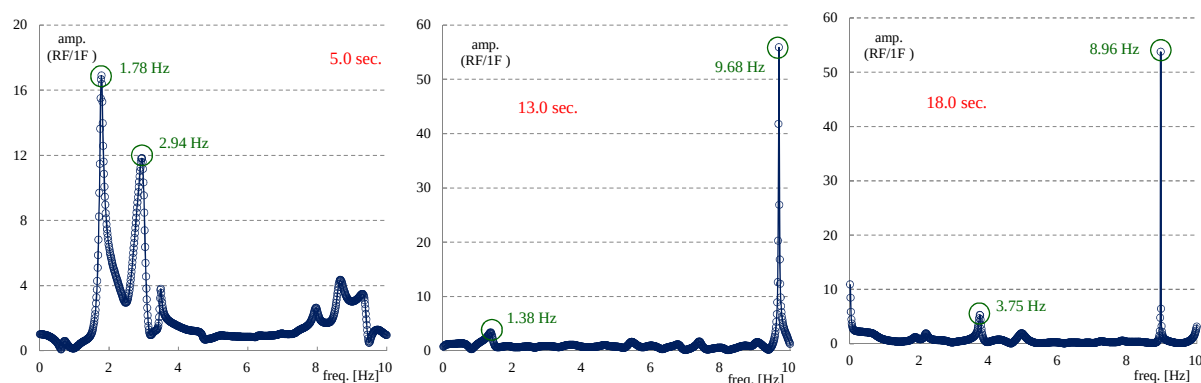


図5. 3. 3-4 150 %入力試験時における抽出時刻のRF / 1Fの伝達関数

図5. 3. 3-3, 5. 3. 3-4で, ポイントは数値の信頼性を意味で図示してある。さらに参考として, 図5. 3. 3-5にSTEP波加振, すなわちインパルス応答に基づく固有振動数の変化を示す。

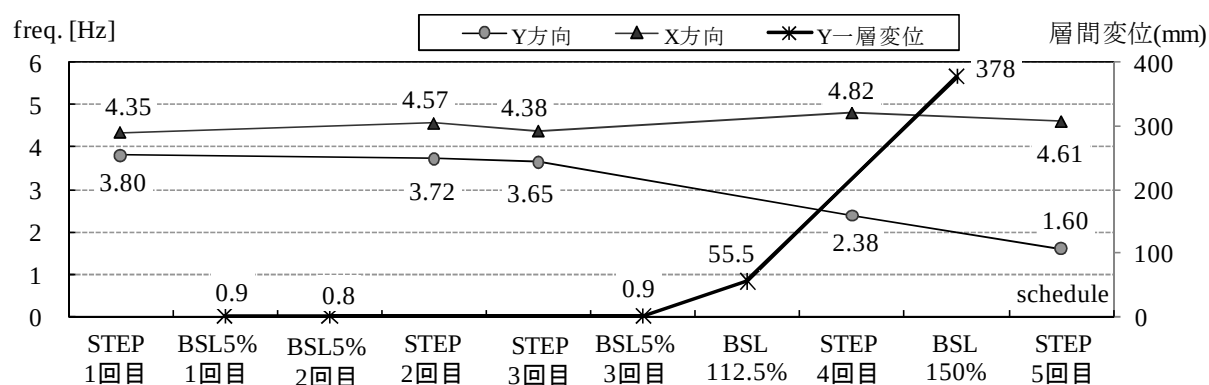


図5. 3. 3-5 加振スケジュールとインパルス応答による固有振動数の推移

図5. 3. 3-3, 5. 3. 3-4および図5. 3. 3-5を対比してみると, 図5. 3. 3-3, 5. 3. 3-4の 5.0 sec.付近における右側の卓越は, とともに図5. 3. 3-5で算定されている1次固有振動数よりや

や高いものの、概ねインパルス応答の結果と対応していることが分かる。ここで着目すべきは、各図の左側に認められる卓越で、これは構造物内、特に1層目において損傷した部材、もしくは接合部が破壊した耐力壁の長周期化によって現れた結果と類推されるが、詳細は明らかではない。

しかしそのように考えると、損傷の少ない部材もしくは耐力壁との混在によって、比較的隣接した2つのピークが現れ、さらに150 %入力試験時の結果では112.5 %入力試験時に比して、長周期化した成分が増加していると捉えられ、試験結果とも整合する。続いて、1層目が大変形を呈した他の時刻における伝達関数に着目する。各図を見れば分かるように、これは小変形時とは明らかに異なったスペクトル形状を示しており、2次、3次の影響、もしくは複数の剛性の影響を強く受けていることが推察される。ここで説明のため、図12～14に112.5 %, 図15～17に150 %入力試験における各抽出時刻の各層の伝達関数を順に示す。

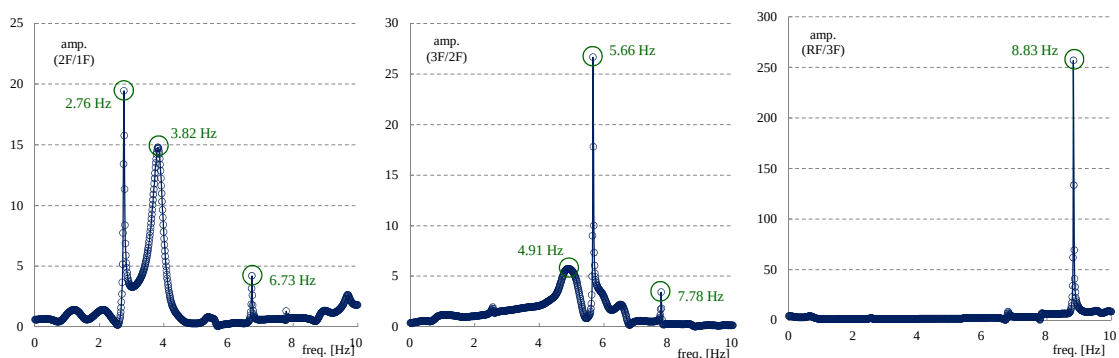


図5. 3. 3-6 112.5 %-5.0 sec.の伝達関数(左 : 2F/1F, 中 : 3F/2F, 右 : RF/3F)

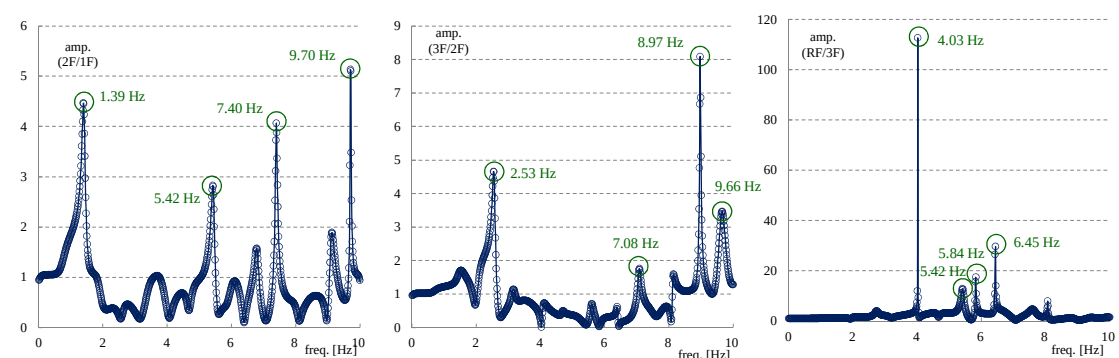


図5. 3. 3-7 112.5 %-13.0 sec.の伝達関数(左 : 2F/1F, 中 : 3F/2F, 右 : RF/3F)

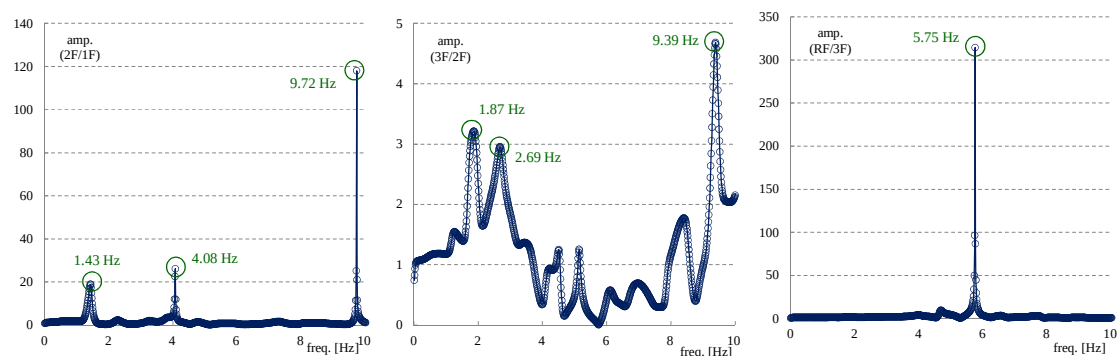


図5. 3. 3-8 112.5 %-20.0 sec.の伝達関数(左 : 2F/1F, 中 : 3F/2F, 右 : RF/3F)

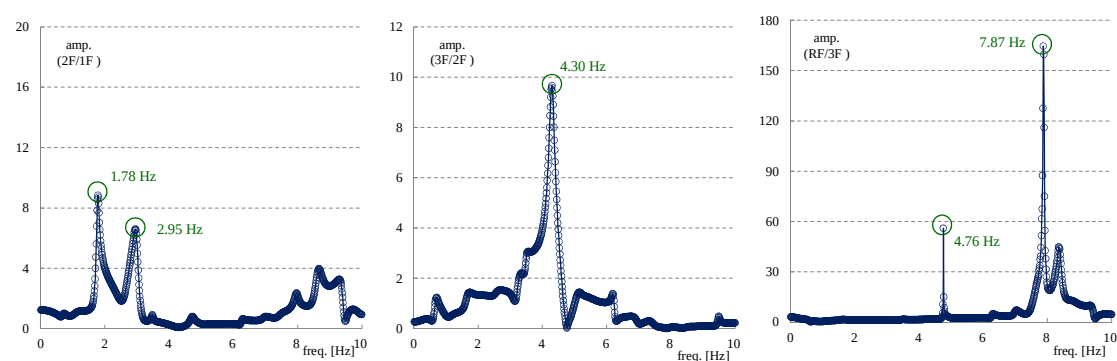


図5. 3. 3-9 150 %-5.0 sec.の伝達関数(左 : 2F/1F, 中 : 3F/2F, 右 : RF/3F)

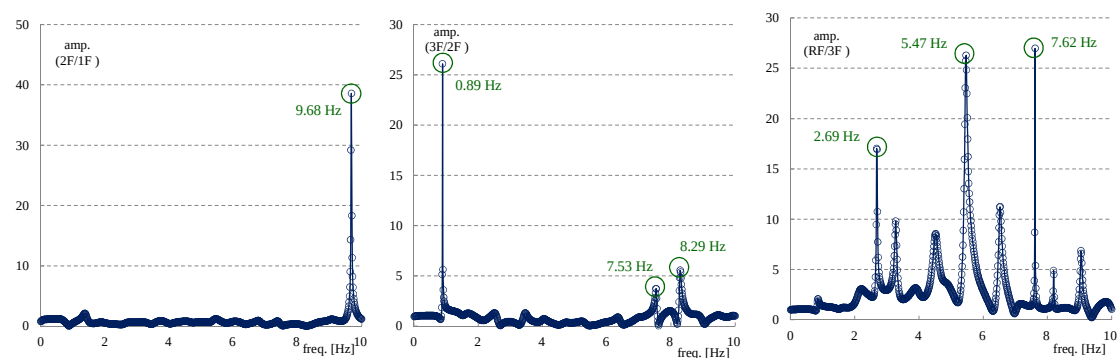


図5. 3. 3-10 150 %-13.0 sec.の伝達関数(左 : 2F/1F, 中 : 3F/2F, 右 : RF/3F)

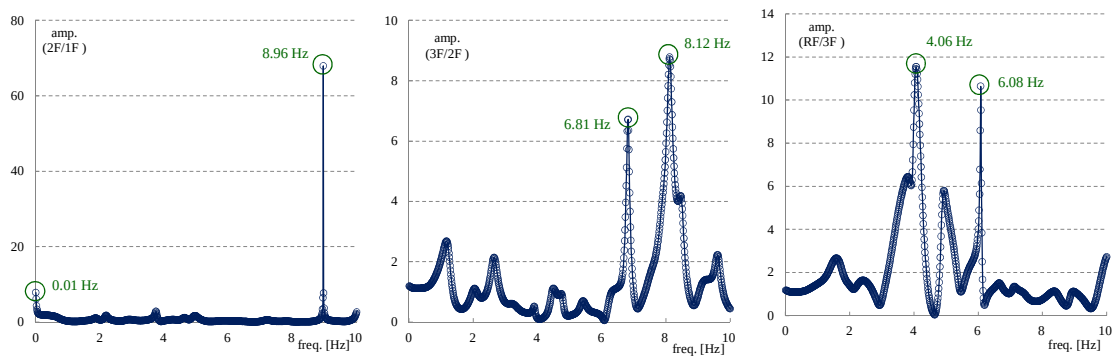


図5. 3. 3-11 150 % - 18.0 sec. の伝達関数 (左 : 2F/1F, 中 : 3F/2F, 右 : RF/3F)

図5. 3. 3-6～8に示した各伝達関数を乗じると図5. 3. 3-3と、図5. 3. 3-9～11に示した各伝達関数を乗じれば図5. 3. 3-4と対応した、試験体全体の伝達関数が得られる。これらの結果をみると、試験体全体の振動性状を決定しているのが、1層目の特性であることが推察される。一方、各層の伝達関数には特に振幅が小さいときに複数のピークが認められ、変形レベルによるピークの長周期化とは別に、スペクトル形状の変化が顕著にみとれる。

以上の結果が何を示すかは、現状定かではないが、応答性状の変化に関する分析結果の一つとして以上の結果を示した。全般的傾向としては、RF / 1Fの伝達関数のスペクトル形状は、2F / 1Fの伝達関数とほぼ類似しており、試験体全体の特性をほぼ決定しているように思われる。しかし、この傾向は、150 %入力試験時に比して112.5 %入力試験時の方が顕著であり、その原因は明らかでない。また、各層の伝達関数に認められる複数のピークも、他層の影響のみで説明できるとは考え難く、さらに分析をすすめる必要がある。

今後の課題としては、各層間の応答性状の関連性を精査する一方、同一層内における各部の応答性状を詳細に把握する必要があると考えられる。上記に示した各伝達関数において、いくつかのスパイク上の突出部分は、振動性状とは無関係である可能性が高いが、それらを除いても、複数の卓越振動数が各伝達関数に認められることは明らかであり、その要因分析が実挙動を把握する足がかりとなるように思われる。

参考文献

- 1)～15) 河合直人, 槌本敬大他 : 木造 3 階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験 その 1～その 15, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造Ⅲ, 2010. 9
- 16) 財団法人 日本住宅・木材技術センター : 3 階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き, 1988. 3
- 17) 財団法人 日本住宅・木材技術センター : 木造軸組工法住宅の許容応力度計算, 2001. 12
- 18) 財団法人 日本住宅・木材技術センター : 木造軸組工法住宅の許容応力度計算 (2008 年版), 2008. 12