

2. 設計法部会

2.1 今年度の活動方針と活動報告

2.1.1 部会およびWGの開催日

1) 設計法部会

第1回(5/2)、第2回(8/18)、第3回(12/28)、第4回(3/2)

2) 設計法作成WG

第1回(5/19)、第2回(6/16)、第3回(7/28)、第4回(8/18・設計法部会合同)、第5回(9/14)、第6回(10/20)、第7回(12/28・設計法部会合同)、第8回(2/2)、第9回(3/2・設計法部会合同)

3) 標準・詳細設計法作成グループ

第1回(5/28)、第2回(6/8) 第3回(6/23)、第4回(7/9)、第5回(8/2)、第6回(8/29)

4) 汎用設計検討グループ

第1回(5/25)、第2回(6/21)、第3回(7/28)、第4回(9/11)、第5回(10/20)、第6回(11/23)、第7回(12/25)、第8回(1/23)

5) 入力地震動作成グループ

6) 設計用データ・ベース作成グループ

第1回(7/29)、第2回(8/25)、第3回(10/13)、第4回(11/23)、第5回(12/10)、第6回(1/12)

7) 課題検討WG

第1回(5/19)、第2回(6/2) 第3回(7/1)、第4回(7/28)、第5回(8/18)、第6回(9/8)、第7回(10/13)、第8回(11/3)、第9回(12/24)、第10回(1/14)、第11回(2/16)

8) 標準設計、詳細設計検討グループコア会議

第1回(6/6)、第2回(6/12)、第3回(7/3)、第4回(7/11)、第5回(7/24)、第6回(8/14)、第7回(9/4)、第8回(9/8)、第9回(9/13)、第10回(9/28)、第11回(10/13)、第12回(10/18)、第13回(11/13)、第14回(11/28)、第15回(12/6)、第16回(12/15)、第17回(12/22)、第18回(1/7)

9) 設計マニュアル技術検討WG

第1回(5/19)、第2回(6/2)、第3回(6/25)

10) 標準設計検討 SG

第 1 回 (6/30) 、第 2 回 (7/1)

11) 設計法作成コア会議

第 1 回 (10/5)

12) 詳細設計法作成コアチーム

第 1 回 (10/11) 、第 2 回 (11/7) 、第 3 回 (11/29) 、第 4 回 (12/7) 、第 5 回 (12/20) 、
第 6 回 (1/14) 、第 7 回 (1/28) 、第 8 回 (2/9) 、第 9 回 (2/25) 、第 10 回 (3/8)

13) 構造設計事例グループ

第 1 回 (12/3) 、第 2 回 (12/17) 、第 3 回 (12/28) 、第 4 回 (1/11) 、第 5 回 (1/26)

今年度は当初の活動方針に基づいて、設計法作成WGおよび課題検討WGをそれぞれ平均して 1 回/月開催して設計法の作成を進め、別冊の設計法案（事例検討を含む）を予定通り作成することができた。今年度の活動方針および活動報告は以下に記述した通りである。

2.1.2 今年度の設計法部会の体制および運営方針

本検討委員会の使命として石場建てを含む伝統的構法木造建築物の設計法を作成する必要がある。2012 年度は 3 年計画の最終年度であるため、設計法部会の体制・運営方法を改善し、3 つの設計法の検討を効率よく進め設計法の構築に向けて最善を尽くす必要がある。

1) 昨年度の設計法部会の体制および運営に関して改善すべき主な事項

- ・設計法部会での活動方針・目標が委員に十分理解されなかったと考えられるために、今年度は活動方針について委員全員に十分理解を得る必要がある。
- ・昨年度は 3 つの設計法作成のため、それぞれ WG を設置して検討を進めたために、対象建築物がほぼ同じで課題もほぼ共通であるにもかかわらず、各 WG でバラバラに検討する結果となり、委員全員が結果を共有できず、また先行して検討を行ってきた詳細設計法での成果を標準設計法に生かすことがほとんどできなかった。
- ・2010 年度の実大振動台実験の結果は非常に重要であったにも関わらず、この結果の整理・分析が実験検証部会で行われたために、適切なタイミングで設計法部会・WG に報告するのが難しく設計法に十分反映することができなかった。
- ・委員の日程調整に手間取ったために WG の開始がおくれ、またタイミングよく WG を開催できないなどで、予定通り WG を進めることができなかった。

このために昨年度の体制・運営方法を見直し、効率よく迅速に検討を進めるために、新たな体制で設計法の構築に取り組む必要がある。

2) 本年度の最重要課題

本検討委員会の主目的は伝統的構法木造建築物の設計法作成である。伝統的構法の中で特に石場建ての設計法を検討し構築することが最重要である。この設計法作成を成し遂げるため、設計法部会の体制を含めてすべてを見直し最善と考えられる方法により検討を進める。

3) 2012 年度の部会・WG の体制

残された 1 年間で検討委員会に課せられた目的を達成するため、部会・WG を効果的・効率的に運営できる体制とするために 2012 年度はこれまでの WG を解消し、新たに二つの WG に再編して運営する。設計法の構築に関しては設計法作成 WG で、設計法作成のための課題は一括して課題検討 WG で扱う。

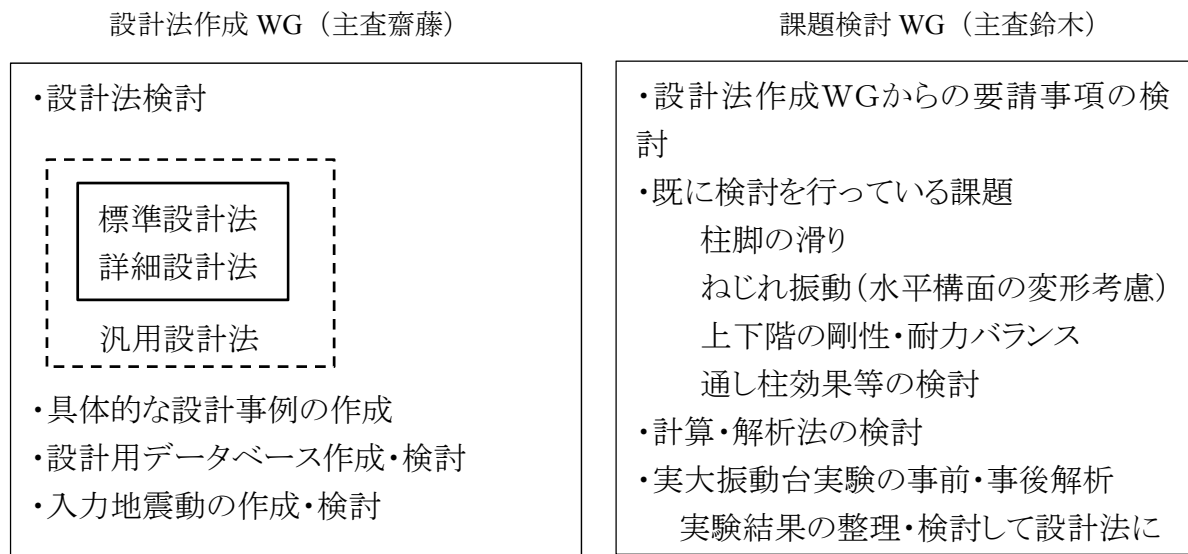
・設計法作成 WG

設計法作成 WG で一括して設計法の作成を行う。標準設計法と詳細設計法は同じグループで扱うこととし、このことにより課題および検討結果を共有することができ効率的な運営が可能になる。汎用設計法は解析・モデル化手法が主な検討事項となるので別グループで扱う。この他「設計用データ・ベース作成・検討」、「具体的な設計事例の作成」、「入力地震動の作成・検討」についても扱う。

・課題検討 WG

設計法構築に必要な課題を一括して扱う。検討中の主な課題としては、柱脚の滑り、ねじれ振動（水平構面の変形考慮）、上下方向の剛性・耐力バランスおよび通し柱効果等がある。今後、設計法作成WGからの要請事項についても検討を行う。この他に、「計算・解析法の検討」や「今年度の実大振動台実験の事前・事後解析」等の検討を行う。

表 2.1.2-1 設計法部会の体制



4) 設計法部会・WGの運営方針

あらたな体制での部会・WGの運営となるために、下記に示す方針に基づいて部会・WGを開催し、今年度の設計法部会の目標達成に向けて検討を進める。

① 部会の運営

部会は、第1回を除いて2つのWGを合同で開催する場合のみとし、年に3～4回程度行う。

年度初めに開催日を決める

- ・第1回：設計法部会活動方針の確認・周知・徹底を図る（5月2日予定）
部会としてのロードマップの提示・検討、
2つのWGの関係・方針の提示・検討
検討課題の確認
- ・第2回：実大実験前：設計法作成の進捗状況の確認（8月）
- ・第3回：実大実験終了後（10月）
実験結果を踏まえて、設計法作成の最終段階の進め方の提示・検討
- ・第4回：設計法部会・設計法の最終纏め（1月または2月）

② WGの運営

- ・設計法の作成は、設計法作成WGで責任を持って行う
- ・開催は2つのWGそれぞれ1回/月程度とし、定例化することで全員の出席を目指す。必要に応じて2つのWGの合同WGを開催する。
- ・WGではロードマップに沿って確実に成果を上げる。
- ・7月・10月・12月に工程の見直しを行い、予定通りでない場合はその対策を協議して運営方法の改善を行う。
- ・課題検討WGは設計法作成WGからの要請を受け、要請内容・方針と工程を確認した上で確実に結果を出せるよう検討を進める。
- ・設計法作成WGで課題検討WGでの検討結果を審議する。
- ・追加実験が必要な場合は設計法作成WGから実験検証部会に実施を依頼する。

5) 2012 年度の設計法作成の工程

下表に示す工程に従って設計法の構築を進める

表 2.1.2-2 設計法作成の工程表

	2012年												2013年		
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3			
標準設計法	計法A試案			E試案			設計法A～E案								
	▽														
詳細設計法	具体例の選定・検討														
	設計法案 ▽														
汎用設計法	具体例の選定・検討・作成														
	設計法案 ▽														
実大実験	事前解析														
	実験結果整理・分析														
設計用 データ・ベース	事後解析														

7) 標準設計法の作成方法

- ・分担して検討を進めることが可能な手法
- ・ロードマップに基づいて作成することが可能な手法

として、以下の手法を提案する。

第1ステップとして設計法全体の骨格および試案を作成する。

(最低限必要な事項に留める)

- ・設計法の内容として、簡易な計算と仕様規定により設計法を作成することを目標とするが、最初から必ずしも簡易な方法をとらない。
- ・検討課題を明らかにする。
- ・検討課題については「課題検討WG」で集中的に行う。

ここでは、課題に応じて、時刻歴解析（3次元立体モデル、質点系モデルなどを含む）、静的解析などで検証する。

第2ステップでは、枠を広げるとともに、計算の簡易化、仕様規定化を検討する。

2.1.3 設計法部会および設計法作成WGの活動報告

標準設計法案を予定通り進めるために、第1回設計法部会で標準設計法試案（No.1）を提示した。この試案の内容は、設計法の枠組や基本的な耐震性能評価の方法を示したもので、特に異論がなくこの試案に基づいて検討を進めることになった。標準設計法試案（No.1）を以下に示す。

2.2 設計法作成 WG

2.2.1 設計法作成 WG、標準・詳細設計法検討グループ

(1) 標準設計法試案 (No. 1)

「設計法の構築に関する基本的な方針」

- ・伝統的構法の標準設計法として、全体をイメージできる形（試案）を提案する。
- ・試案の中の条件には暫定的に示しているものが含まれており、今後検討する必要がある課題については併記している。
- ・本委員会は委員会名「設計法の作成と性能検証実験」に示されているように実験により検証することを重要視している。
- ・中でも実大振動台実験の結果は、設計法作成のための重要な判断資料になるので、実験結果について改めて検証し、結果を反映させる必要がある。
- ・RC 造等他の構造形式を含めて、実大実験により地震時の安全性を検証しながら設計法の作成を行う手法は極めて異例で、他の構造形式の建物が極限られた解析により設計法の検証がなされていることを考えると、より安全性の高い設計法になる可能性がある。
- ・設計法は一般には大胆な仮定のもとに安全性の検証を行っており、本設計法においても大胆な仮定は許容されるものとする。
- ・軸組工法木造住宅の設計は、木造に関する仕様規定と簡易な計算により設計されている。いわゆる 4 号建築物に適用されている仕様規定と簡易な計算手法は、極めて大胆な仮定に基づいて設定されているので、その手法を参考に検討する。

◆これまで検討されてきた標準設計法

設計法の構成（A～E）と主要課題

標準設計法としては、次のような内容が考えられるが、設計法構築のための検討課題やその難易度も様々である。それぞれの設計法に応じた検討課題を設定し、並行して検討を進めることとしている。

標準設計法 A：柱脚固定・剛床仮定＝構造的に明快な形で、安全の確認ができる標準設計法

標準設計法 B：柱脚固定・柔床仮定＝水平構面の剛性が小さい場合の標準設計法

標準設計法 C：柱脚浮上り許容＝柱脚の浮き上がりを許容する標準設計法

標準設計法 D：柱脚滑りなし＝柱脚滑りを許容する仕様で滑らないことを確認する標準設計法

標準設計法 E：柱脚滑り許容＝柱脚の滑りを許容する標準設計法

◆新たに提案する標準設計法

- ・これまで検討されてきた設計法（A—E）を柱脚条件により再編する。

・柱脚条件

柱脚の移動を拘束する場合

水平方向・上下方向の移動を拘束する場合：A'

水平方向の移動を拘束する場合：B'

柱脚の移動を拘束しない場合：C'

（柱脚「固定」は一般に水平・上下の他に回転も拘束する場合に使用しているので、上記の表現とする）

水平構面の剛性については、剛床はその一つの条件として扱う。

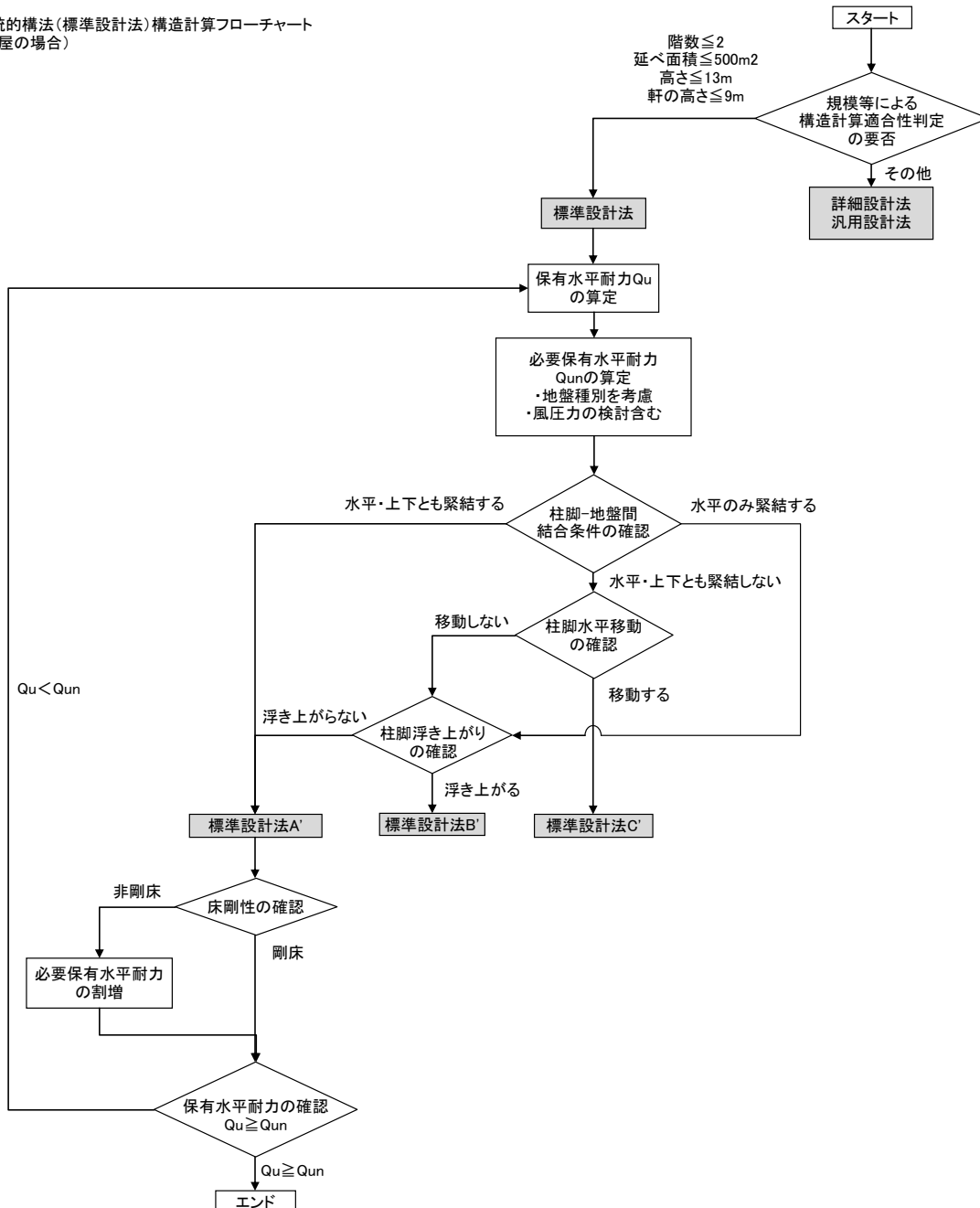
柱脚の移動を拘束しない場合で柱脚の移動がない場合は、一つの条件として扱う。

{標準設計法思案 (No. 1) }

1. 設計法の枠組みと設計条件

1) 設計のフロー

統的構法(標準設計法)構造計算フローチャート
2層の場合)



第1段階として、主として耐震性能評価の方法を検討し、設計法試案として示す。

2) 設計法に必要な計算と仕様規定

第1段階：耐震性能評価に必要な事項と内容の確認

第2段階：計算の簡略化と仕様規定化の検討

3) 耐震性能評価の方法（設計法（A'－C'）共通）

建物の保有水平耐力が変形性能を考慮した建物の必要保有水平耐力を上回ることを確認する

4) 対象とする構造要素

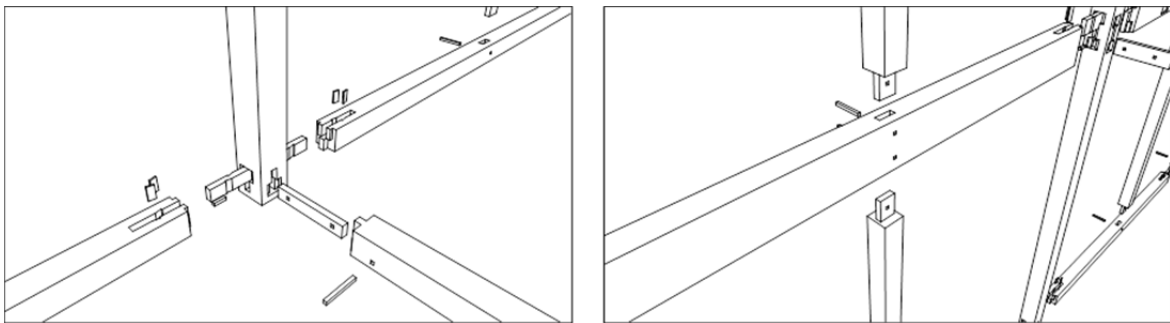
第1段階：土壁、垂れ壁（腰壁）付き柱

第2段階：差し鴨居、貫等

5) 継手・仕口に関する仕様規定

変形性能維持できる継手・仕口を規定：（課題） 選定方法

（例）足固め：やといほぞ・シャチ栓止め



6) 建物の保有水平耐力（ Q_u ）の算定方法

保有水平耐力の算定方法

- ・構造要素（土壁、垂れ壁（腰壁）付き柱）の耐力の総和とする
- ・構造要素の耐力：構造要素実験結果をもとにデータ・ベース化した復元力特性から求める

耐力の算定方法：CASE 1 層間変形角が $1/15$ （または $1/20$ ）時の耐力

（最大応答層間変形角を $1/20$ 以下と想定）

CASE 2 最大耐力の $0.8 \sim 0.9$ 倍

- ・要素実験とサイズ等が異なる場合の補正方法

CASE 1 土壁：土壁厚さ、垂れ壁（腰壁）：垂れ壁高さ、柱径による補正

CASE 2 異なるサイズも一覧表で示し、最も近いケースを選定、一覧表を提示

- ・垂れ壁付き柱が折損しない条件の設定

7) 建物の必要保有水平耐力

必要保有水平耐力の算定方法

①建物重量（ $W \cdot kN$ ）の算定

算定方法は精度よく求めることが可能な方法とする

CASE 1 4号建物程度

CASE 2 屋根と壁の軽重による

CASE 3 屋根面積と建物外周面積による

CASE 4 建物重量の精算

②必要保有水平耐力（ Q_{un} ）： $W \times$ （必要 C_b 換算耐力） $\times F_i \times H_i$

i) 平屋の場合

・安全限界時最大層間変形角を 1/20 以下とした場合の必要保有水平耐力

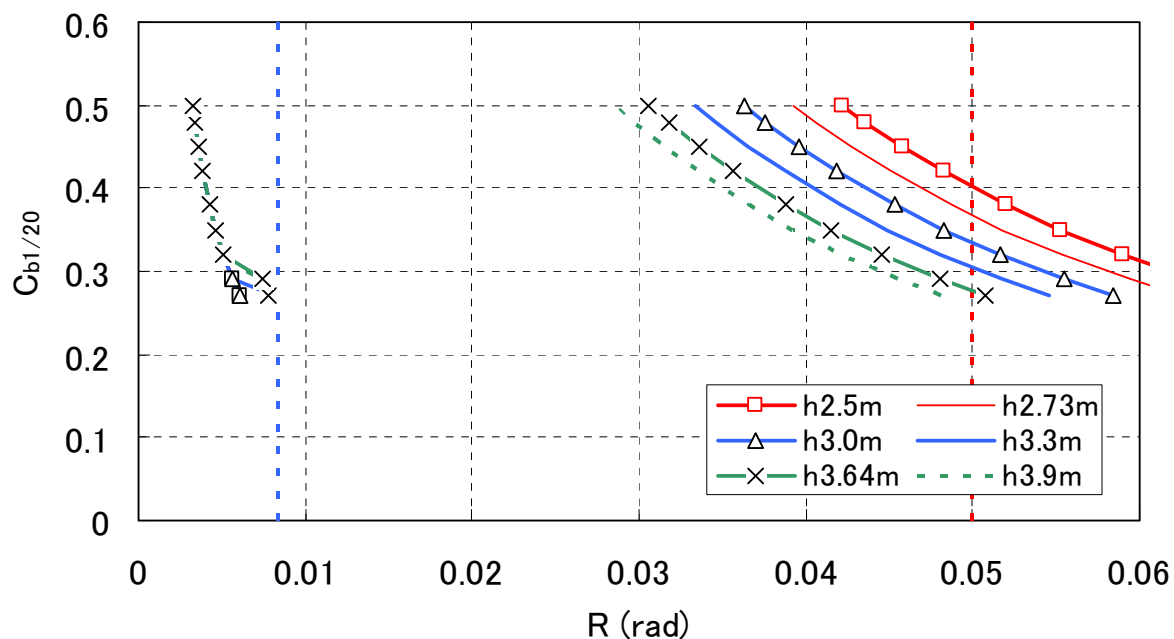


図 1 $C_{B1/20}$ と階高をパラメータとした限界耐力計算結果（平屋）

表 1 $C_{B1/20}$ と階高をパラメータとした限界耐力計算結果一覧（平屋）

h(m)	R (rad)	$C_{B1/20}$								
		0.27	0.29	0.32	0.35	0.38	0.42	0.45	0.48	0.50
2.5	損傷限界	1/165	1/178	1/196	1/214	1/233	1/257	1/276	1/294	1/306
	安全限界	1/15.1	1/15.8	1/17	1/18.1	1/19.2	1/20.7	1/21.9	1/23	1/23.7
2.73	損傷限界	1/165	1/178	1/196	1/214	1/233	1/257	1/276	1/294	1/306
	安全限界	1/16	1/16.8	1/18.1	1/19.3	1/20.5	1/22.2	1/23.4	1/24.7	1/25.5
3	損傷限界	1/165	1/178	1/196	1/214	1/233	1/257	1/276	1/294	1/306
	安全限界	1/17.1	1/18	1/19.4	1/20.7	1/22.1	1/23.9	1/25.3	1/26.6	1/27.6
3.3	損傷限界	1/123	1/178	1/196	1/214	1/233	1/257	1/276	1/294	1/306
	安全限界	1/18.3	1/19.3	1/20.8	1/22.3	1/23.8	1/25.8	1/27.3	1/28.9	1/29.9
3.64	損傷限界	1/129	1/133	1/196	1/214	1/233	1/257	1/276	1/294	1/306
	安全限界	1/19.7	1/20.8	1/22.5	1/24.1	1/25.8	1/28	1/29.7	1/31.5	1/32.7
3.9	損傷限界	1/133	1/138	1/196	1/214	1/233	1/257	1/276	1/294	1/306
	安全限界	1/20.8	1/21.9	1/23.7	1/25.5	1/27.3	1/29.7	1/31.6	1/33.5	1/34.8

重量(kN)	206.7	地域係数	1.0
質量(t)	21.1	地盤種別	第2種
階高(m)	2.50	gv	2.025
Gsの算出法	簡略計算	Tu	0.864

土壁2P(枚)	9.6
---------	-----

耐力
準備計算、復元力特性の作成 ベースシア係数(1/20rad時) 0.42

R(rad)	0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/30	1/20	1/15
Mu(t)	0	21.1	21.1	21.1	21.1	21.1	21.1	21.1
Δ (m)	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.08	0.13	0.17
Q(kN)	0	86.8	86.8	86.8	86.8	86.8	86.8	86.8
Ke(kN/m)	0	4167	2083	1389	1042	694	694	521
Te(sec)	0	0.45	0.63	0.77	0.89	1.09	1.09	1.26
ΔW	0	0.00	1.81	3.62	5.43	5.43	9.04	12.66
W	0	0.90	1.81	2.71	3.62	5.43	5.43	7.23
h	0	0.05	0.13	0.16	0.17	0.18	0.18	0.19
Fh	0	1.00	0.65	0.59	0.56	0.53	0.53	0.52
He(m)	0	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
p	0	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
q	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

稀に発生する地震に対する応答値

$S_{0d}(m/s^2)$	0	1.60	1.60	1.32	1.15	0.94	0.94	0.81
Gs	0	1.500	1.500	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
$S_{Ad}(m/s^2)$	0	1.92	1.25	1.25	1.03	0.80	0.80	0.68
$S_{Dd}/100(m)$	0	0.97	1.27	1.91	2.09	2.09	2.44	2.76
$Q_{nd}(kN)$	0	40.5	26.5	26.5	21.8	21.79	17.0	14.3
XR(rad)	0	0.004	0.005	0.008	0.008	0.008	0.010	0.011
1/XR	0	1/257	1/197	1/131	1/120	1/120	1/102	1/91

極めて稀に発生する地震に対する応答値

$S_{0s}(m/s^2)$	0	8.00	8.00	6.61	5.73	4.68	4.68	4.05
Gs	0	1.500	1.500	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
$S_{As}(m/s^2)$	0	9.60	6.27	6.27	5.17	4.02	4.02	3.40
$S_{Ds}/100(m)$	0	4.86	6.35	9.53	10.46	10.46	12.21	13.78
$Q_{ns}(kN)$	0	202.5	132.3	132.3	109.0	109.0	84.8	71.7
XR(rad)	0	0.019	0.025	0.038	0.042	0.042	0.049	0.055
1/XR	0	1/51	1/39	1/26	1/24	1/24	1/20	1/18

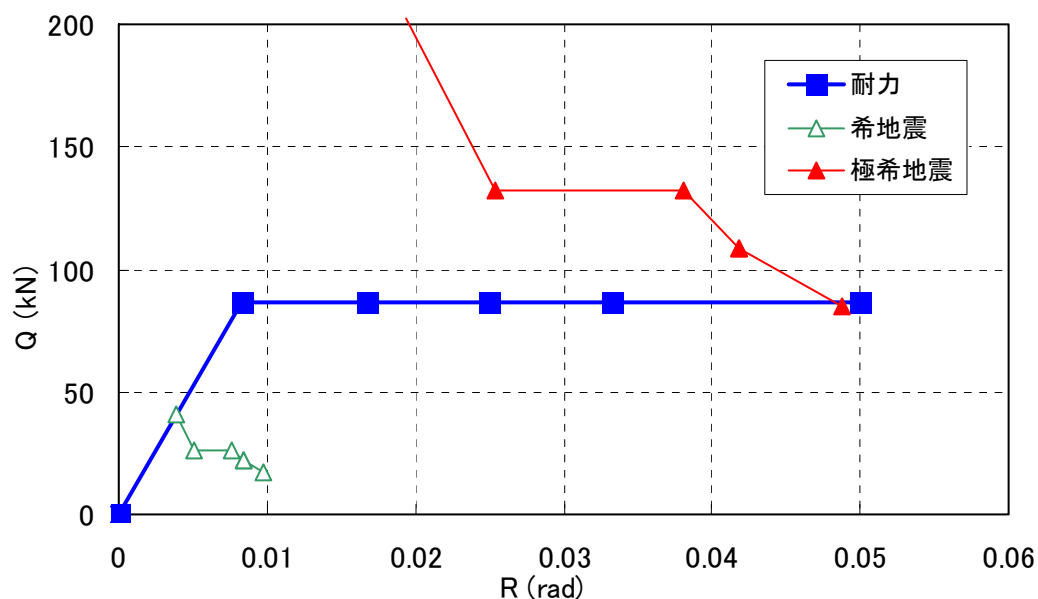


図2 $C_{B1/20}$ と階高をパラメータとした限界耐力計算結果例 (平屋、階高2.5m、 $C_{B1/20}$ 0.42)

ii) 2 階建ての場合

- ・CASA 1 : 1 階の必要 C_b と C_2/C_b の関係から一覧表を作成
- ・CASE 2 : A_i 分布から想定

③偏心による必要保有水平耐力の割増し : 割増率 F_i

偏心率により以下の方法による

- ・偏心率は 0.3 以下とする
- ・偏心率が 0.15 以下の場合は割増の必要なし。
- ・偏心率が 0.3 で 1.5 倍の割増しとし、0.15~0.3 は比例
(4 分割法は実例を適用した結果、精度が良くない)

偏心率の算定方法

- ・建築基準法施行令 第 82 条の 6 による
- ・剛性評価の方法

土壁、垂れ壁（腰壁）付き柱について層間変形角が 1/120 の時の剛性から計算

剛性計算のための一覧表作成

- ・重心の算定方法

平屋の場合は図芯としてよい

部分 2 階の場合

2 階は図芯としてよい

1 階・2 階の図芯位置を求め、1 階と 2 階の面積により按分する

総 2 階の場合は 1 階・2 階とも図芯としてよい

④水平構面の剛性による必要保有水平耐力の割増:割増率 H_i

剛床と見なせる場合は割増なし : (課題)剛床の条件

(例)

標準水平構面剛性 : 2010 年度の実大振動台実験試験体の床剛性

標準水平構面剛性では割増しの必要なし

最小の水平構面剛性 : 標準の 1/4 以上

標準の 1/4 で 2 倍の割増しとし、1/4 から標準は比例

8) Q_u (保有水平耐力) $\geq Q_{un}$ (必要保有水平耐力) を確認

9) 水平構面に関する規定

- ・「建物の各鉛直構面が同位相で振動するため」ことを条件とする

この最小剛性に関する規定

- ・水平力の伝達が可能かの検証と規定
- ・大きな吹き抜けがある場合の規定

一定値を超える開口の大きさがある場合 : (課題) 一定値の設定方法

建物全体および吹き抜けを挟んだ両側のゾーンに 6) 、 7) を適用

10) 風圧力に対する検討

- ・建物の見付け面積と建物重量の関係から、風圧力が地震時必要保有水平耐力を上回る条件の検討

・風圧力が上回る場合は、風圧力以上の保有水平耐力が必要
(その他の検討課題)

・地域係数、地盤種別を考慮する必要があるか
地盤種別は必要

(地震時以外への課題)

・長期荷重に対する検討
柱の最小径等の仕様規定
他にどんな仕様規定が必要か

1 1. 3) ~ 1 0) はすべての設計法 (A' - C') に共通

2. 設計法 A'

1) 建物の前提条件

柱脚の移動 (水平方向・上下方向) を拘束

2) 柱脚の安全性の確認方法

- ・柱脚に作用する引抜力の算定方法
引抜力に対する安全性の検討方法
- ・柱脚に作用する水平力の算定方法
水平力に対する安全性の検討方法
- ・N値法の適用性の検討

「仕様規定」

ホールダウン金物の仕様 (4号建築物と同様)

込栓の仕様 (込栓の耐力と仕様)

3. 設計法 B

1) 建物の前提条件

柱脚の移動 (水平方向) を拘束

2) 柱脚の安全性の確認方法

- ・柱脚の水平力に対する安全性の検討 : (課題) 水平力の算定方法
- ・柱脚の浮き上がりの有無の検討
N値法の適用性の検討
- ・柱脚の浮き上がり量と対応

CASE 1 :

層間変形角を 1/20 とすれば、壁が 2P の場合の浮き上がりの許容値 : 90mm

層間変形角を 1/15 とすれば、壁が 2P の場合の浮き上がりの許容値 : 120mm

浮き上がり量に対して、柱脚がもとの位置に戻るためには、ダボを入れる場合は上記以上の長さが必要

CASE 2 : 仕様規定として 15cm 以上

3) 建物の保有水平耐力の算定方法

- ・柱脚が浮き上がる時の土壁の耐力を算定

浮き上がりが生じる時には、浮き上がりを生じさせる水平力を維持するものとする

(課題) CASE 1 : 浮き上がりが生じる部分の推定方法の検討

CASE 2 : 具体例への適用から、仕様規定として耐力の低減を行う

(例)

$$0.9 \times Q_u \quad (Q_u : \text{浮き上がりが生じないとした時の耐力})$$

4・設計法C

1) 建物の前提条件

柱脚の移動を拘束しない

2) 柱脚の水平移動の有無の検討

検討用建物の保有水平耐力：1. 6) により求めた Q_u の 1.5 倍とする

$$1.5 \cdot Q_u / \Sigma W < \mu \Sigma W \quad \text{なら移動しない} : \mu = 0.4 \times 0.9$$

(課題) 検討用保有水平耐力算定方法および検討用摩擦係数

3) 柱脚の安全性の確認方法

- ・移動しない場合でも柱脚の浮き上がりが生じる場合

(課題) 建物の耐力を低減する必要があるか

- ・移動する場合

- ・浮き上がりによる建物耐力低減は、建物への入力が高減されることと相殺されるとする

詳細解析では、柱脚の浮き上がりを含めて、柱脚フリーとした場合の上部構造の応答変位が柱脚の移動（水平・上下）を拘束した場合より大きくはならない

- ・柱脚に関する仕様規定（課題）

柱と足固めを原則として緊結する

柱と足固め仕口接合部の仕様：(例) 雇い形式とする

1 階水平構面に必要な剛性

(例) ①2010 年度実大振動台実験の剛性と同等以上

⇒ 仕様規定化する

②水平構面の剛性が小さくても、2 階の水平構面の剛性により鉛直構面間の滑り量に大きな差が生じない可能性もある

⇒ 水平構面の剛性を 0 から剛床まで変化させた解析を行い検討

- ・柱脚の移動量の推定と礎石サイズに関する規定

柱脚の最大移動量は 20cm とする（実大実験結果・解析結果から）

極めて稀に発生する地震時には、柱脚は礎石から落下しない大きさとする。

表 2 試験体 No.1,2 (平屋) 最大柱脚水平移動距離

	入力	短辺方向 (mm)					長辺方向 (mm)			
		(1)	(5)	(9)	(13)	平均	(い)	(ほ)	(り)	平均
壁配置A1	BCJ-L2(短)	44.1	31.7	31.7	48.5	39.0	15.5	3.7	1.0	6.7
壁配置A2	BCJ-L2(短)	13.7	8.7	13.4	32.2	17.0	5.9	1.6	2.9	3.5
壁配置B1	BCJ-L2(長)	1.8	1.7	1.3	0.6	1.4	8.6	8.9	15.8	11.1
壁配置B2	BCJ-L2(長)	1.3	1.9	1.1	1.6	1.5	11.6	19.6	11.5	14.2
壁配置C1	NS(短)	98.1	78.4	57.2	95.4	82.3	20.6	12.5	18.4	17.1
壁配置C2	NS(短)	49.1	54.5	103.9	134.9	85.6	54.9	25.9	21.2	34.0
壁配置D1	BCJ-L2(長)	2.2	5.8	0.8	1.9	2.7	9.2	9.8	13.0	10.7
壁配置D2	BCJ-L2(長)	6.6	1.5	2.8	14.3	6.3	26.6	51.5	32.6	36.9
壁配置E1	3方向	132.6	125.5	120.0	145.3	130.9	134.5	127.4	134.1	132.0
壁配置E2	3方向	184.5	157.0	159.1	169.6	167.6	164.4	153.9	127.0	148.5

表 3 試験体 No.4 (総 2 階建) 最大柱脚水平移動距離

	入力	短辺方向 (mm)					長辺方向 (mm)			
		(1)	(5)	(9)	(13)	平均	(い)	(ほ)	(り)	平均
A加振	BCJ-L1(長)	1.0	0.4	0.5	0.9	0.7	0.7	1.0	1.1	1.0
	BCJ-L1(短)	2.0	0.7	0.9	1.6	1.3	0.6	0.3	0.4	0.5
	BCJ-L2(長)	46.5	11.9	20.0	57.2	33.9	47.9	30.2	22.6	33.5
	BCJ-L2(短)	100.4	31.4	35.9	71.1	59.7	47.1	22.8	100.2	56.7
B加振	BCJ-L1(長)	1.3	0.2	0.2	0.4	0.5	1.2	1.4	1.8	1.5
	BCJ-L1(短)	1.9	0.9	1.1	1.9	1.5	0.6	0.2	0.4	0.4
	JMA神戸(3)	195.4	64.7	68.4	179.4	127.0	29.1	41.2	124.5	65.0
C加振	JMA神戸(3)	138.0	33.2	35.9	153.7	90.2	33.5	27.9	112.1	57.8

・時刻歴解析結果による柱脚の移動量

- ・質点系モデル（耐力と C2/Cb を変化）による時刻歴解析結果では、最大滑り量は 10cm 以下となっている。

（入力地震動：極めて稀に発生する地震動（2 種地盤・3 種地盤相当、位相特性は乱数位相をもつ正弦波の重ね合わせで 30 種類作成した模擬地震波）

- ・立体モデル（耐力と偏心の組み合わせにより 8 種類）による時刻歴解析結果では、柱脚の軸力変動を考慮した方が滑り量が大きくなるとの結果が得られているが、最大で 20cm 以下（摩擦係数 0.4 の場合）である。

（入力地震動：極めて稀に発生する地震動（第 2 種地盤相当）、位相はランダム＋記録波で合計 7 波）

この後 7 月の設計法 WG で各項目について内容をより設計法案に近づけた、標準設計法試案 No.2（省略）を提示した。

設計法案を実大震動台実験により検証するために、9 月の設計法作成 WG（実大震動台実験前）で、さらに検討を進めた「標準設計法原案」を提示した。

「標準設計法原案」は一部で具体的な内容を提示できていない部分もあるが、設計法として必要な事項を網羅した内容となっている。

「標準設計法原案」を以下に示す。

I 設計法の選択

伝統的構法木造建築物を対象として、標準・詳細・汎用の3つの設計法が存在するが、どの設計法を選択するかは設計者が判断する。

II 設計法の特徴

II-1 標準設計法

II-2 詳細設計法

II-3 汎用設計法

.....

(2) 標準設計法原案

{標準設計法原案}

1. 対象建物

1.1 対象建物

伝統的構法木造建築物で田字形・町家型平面などの整形な平面形を基本とし、積載荷重が令第85条の表に揚げられた室の種類欄(1)住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室と同程度の用途に限る。規模は4号建築物相当とする。

(解説)

対象建物は住宅で、規模は4号建築物の規定(階数 ≤ 2 、延べ面積 $\leq 500\text{m}^2$ 、高さ $\leq 13\text{m}$ 、軒の高さ $\leq 9\text{m}$)を準用する。建物の平面形は整形を基本とする。

(検討課題)

- ・対象建物は積載荷重が令第85条の表に揚げられた室の種類欄(1)同等としてよいか
- ・解説の中に平面形状(縦横比等)をイメージ出来る特徴を示す
- ・法令などで平面形状について述べているものがあるか確認。

1.2 設計法の分類

柱脚の条件により、標準設計法をA・B・Cに分けて扱う。

設計法A： 水平方向・上下方法の移動を拘束する場合

設計法B： 水平方向の移動を拘束する場合

設計法C： 水平方向・上下方法の移動を拘束しない場合

(解説)

柱脚の条件は、柱脚の設計だけではなく上部構造にも影響が及ぶため、その条件によって設計法を分類する。それぞれの設計ルートは、3章に示す。

柱脚「固定」の表現は一般には水平・上下の移動を拘束する他に回転も拘束(剛接)する場合に使用しているので、ここでは上記の「拘束」という表現とする。

2. 使用材料

2. 1 木材

木材の材料強度、許容応力度等は、「伝統的木造建築物の限界耐力計算による構造設計運用マニュアル（案）」：以下「マニュアル」を準用。

（検討課題）

- ・無等級材、天然乾燥材の扱いは材料部会に意見を聞く。
- ・耐久性等関係規定について、該当する告示を含めて追加事項を検討する。

2. 2 鋼材

マニュアルを準用

2. 3 コンクリート

マニュアルを準用

2. 4 礎石

マニュアルを準用

（解説）

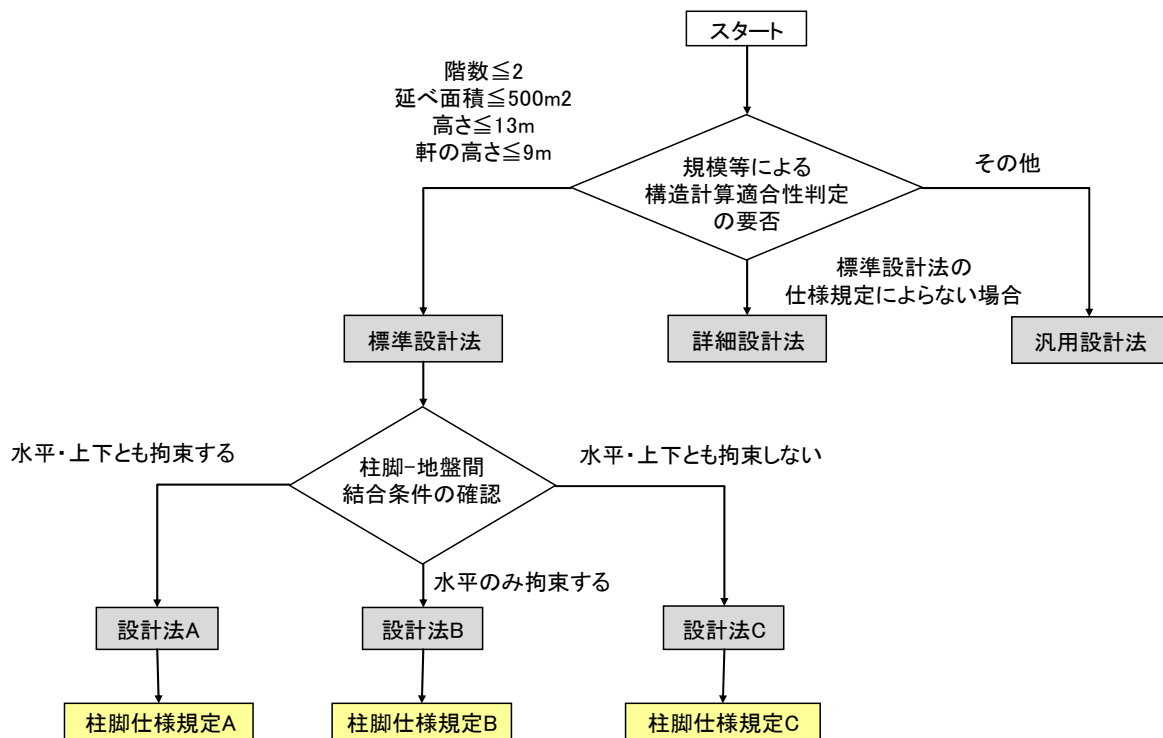
礎石は、節理（割れ目）が無いこと等の条件を設定。

圧縮力のみ作用するよう基礎との関係について検討

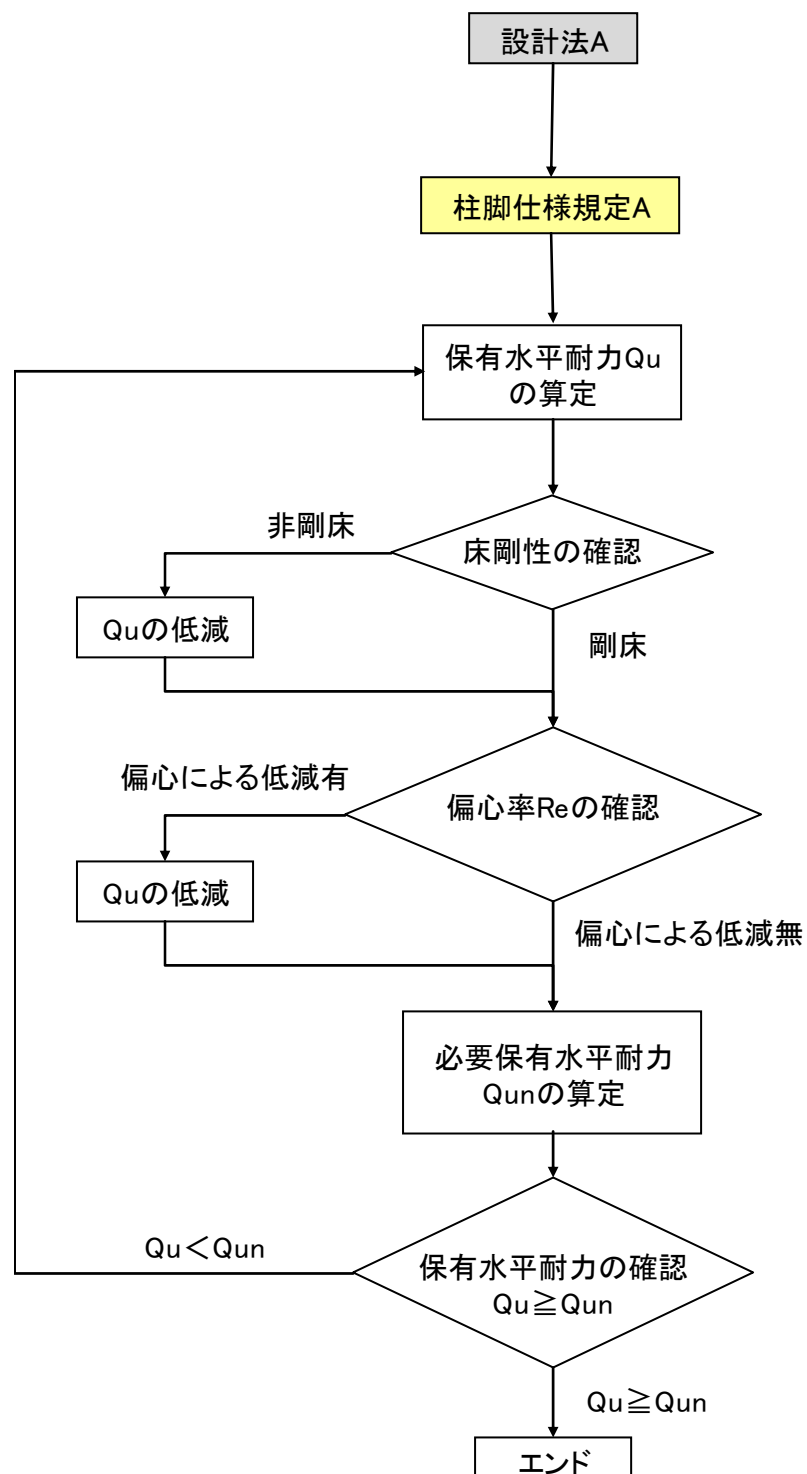
（礎石だけで基礎を兼用する形は原則として考えない）

3. 構造設計のフローチャート

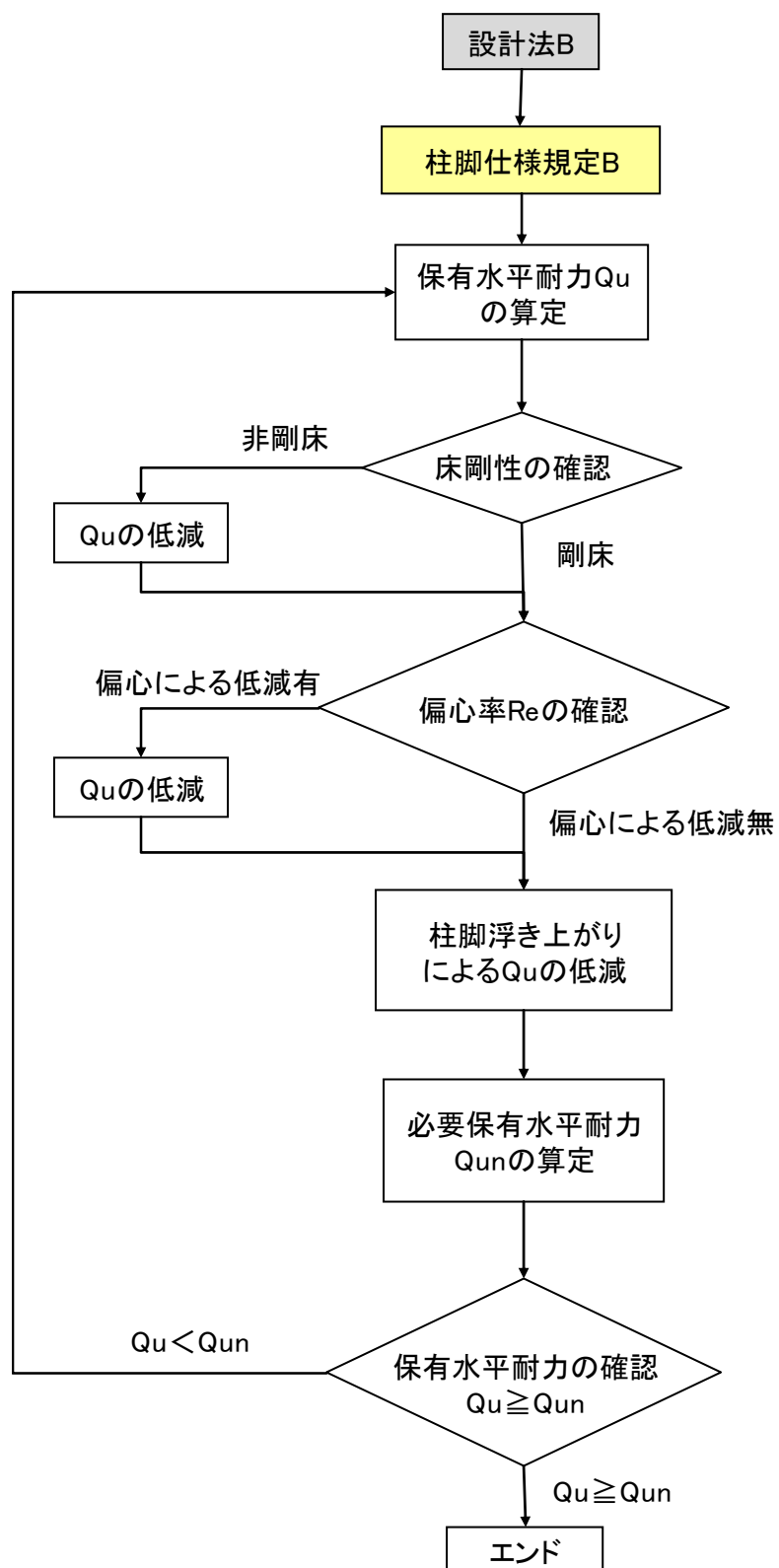
建物の規模・特徴等により、3つの設計法から選択する



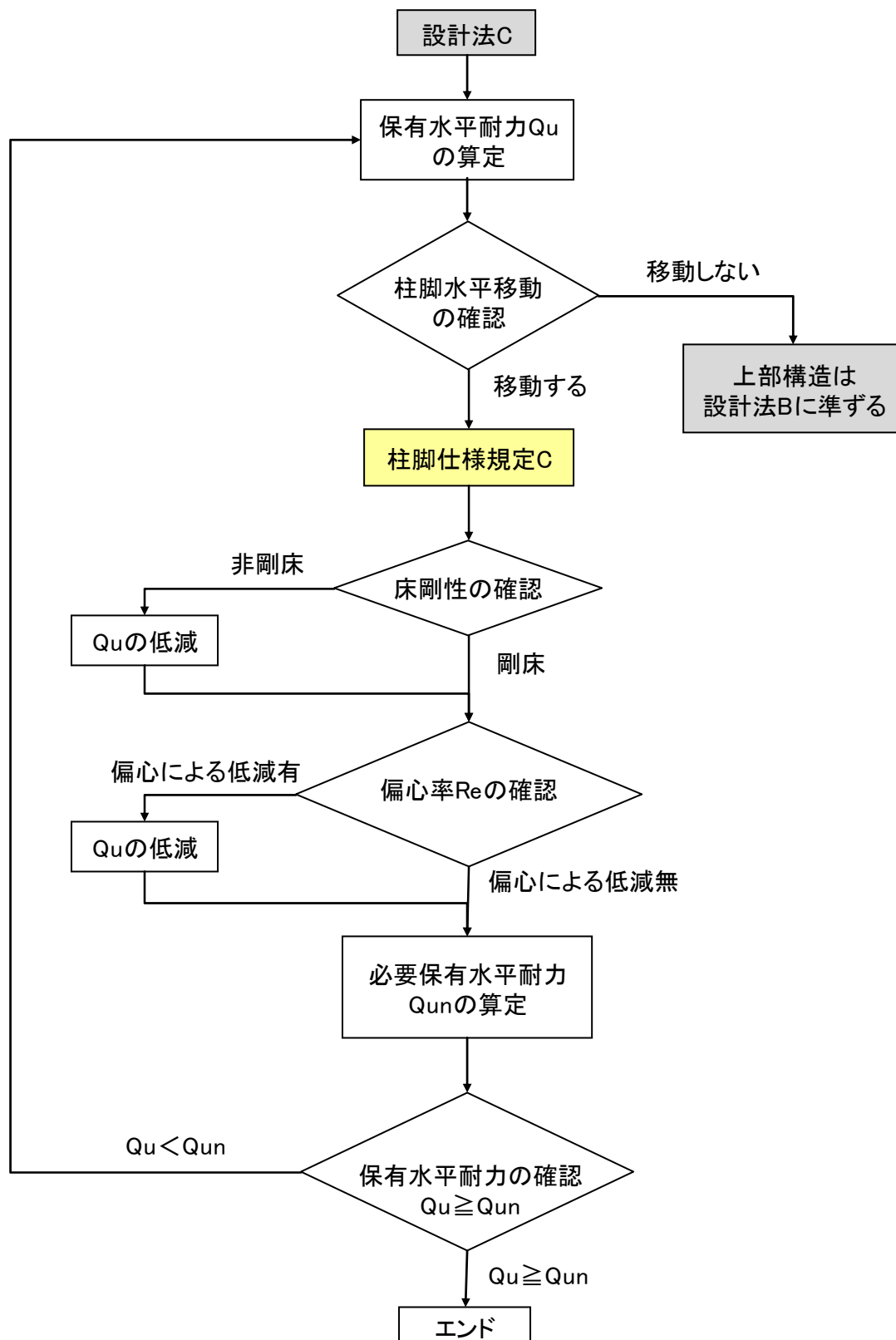
3. 1 設計法Aのフローチャート
(水平方向・上下方向の移動を拘束する場合)



3. 2 設計法Bのフローチャート
(水平方向の移動を拘束する場合)



3. 3 設計法Cのフローチャート
(柱脚の移動を拘束しない場合)



4. 耐震性能評価の方法（設計法（A・B・C）共通）

4. 1 によって計算した各階各方向の保有水平耐力(Q_u)が、4. 3 によって計算した必要保有水平耐力(Q_{un})以上であることを確かめなければならない。

$$Q_u \geq Q_{un}$$

Q_u : 各階の保有水平耐力(単位 kN)

Q_{un} : 各階の必要保有水平耐力(単位 kN)

4. 1 建物の保有水平耐力（ Q_u ）の算定方法

- 1) 建物に使用できる構造要素は原則として設計用データベースに記載されている要素とする。
- 2) 建物の保有水平耐力は、各階ごとに図 示す構造要素（土壁、垂れ壁（腰壁）付き柱等）の実験結果からデータベース化した値（設計用データベース）による。
- 3) 構造要素（表 ）の基準サイズおよびのその耐力（特性値）は表 による。
- 4) 鉛直構面ごとに構造要素の加算則より耐力を求め、建物各階の耐力は鉛直構面耐力の単純加算とする。

1 つの鉛直構面での構造要素の耐力の加算方法は表 による

- 5) 構造要素の耐力の補正方法は表 による

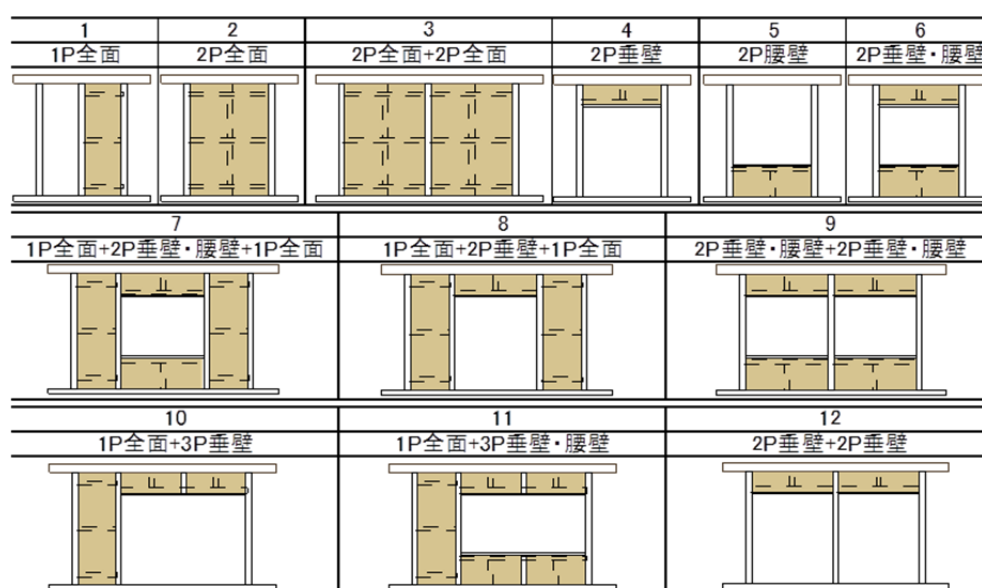


図 土台仕様湿式土壁(MWD)試験体一覧

（解説）

構造要素の耐力（特性値）は構造要素実験結果をもとにデータベース化した復元力特性（骨格曲線）から設定している。構造要素の加算方法については、構造要素の組み合わせにより最も実験値に近い加算方法を提示している。構造要素は基準となるサイズを設定して要素実験を行っているので、設計対象建物の構造要素のサイズ（土壁厚さ、幅等、垂れ壁（腰壁）：垂れ壁高さ、柱径等）が実験のサイズと異なる場合は補正の必要があり、その方法を示している。垂れ壁付き柱については折損しない範囲での耐力を示している。

(検討課題)

- ・ 特性値の設定方法、構造要素の加算方法、補正方法
- ・ 特性値は耐力の検討用、滑りの検討用、偏心率の検討用（変形角）にそれぞれ設定する必要がある。
- ・ 対象とする構造要素の拡大
天井内部が施工されていない壁の扱い（垂壁含めて構造要素として扱えるかを検討。これまでの実験・研究内容を調査）。
データベースに記載のない構造要素の扱い
通し柱の評価方法の検討
- ・ 設計法の形としては、できるだけ簡易な加算方法とする。

4. 2 保有水平耐力の低減

4. 1 で示した保有水平耐力の算定方法を適用できるのは以下の条件を満たした場合であり、条件を満たさない場合は、その特性に応じて保有水平耐力を低減する必要がある。

- ①柱脚に浮き上がりが生じない
 - ②偏心が大きくない
 - ③水平構面（屋根・床）の剛性を確保
- ①、②、③それぞれの条件は4. 2. 1～4. 2. 3に示す

(検討課題)

- ・ ①～③の2つ以上の条件を満たさない場合の低減係数の算定方法を検討

4. 2. 1 柱脚の浮き上がりによる保有水平耐力の低減

1) 設計法A

柱脚が水平方向・上下方向ともに移動しないよう拘束しているので、柱脚の浮き上がりによる低減の必要がない。

2) 設計法B

柱脚の拘束は水平方向のみで上下方向の移動を拘束していないので、柱脚に浮き上がりによる低減を行う。

柱脚の浮き上がりによる低減後の保有水平耐力 (Q_u)は、4. 1 で求めた保有水平耐力の 0.9 倍とする。ただし、浮き上がりが生じないことを確認した場合はこの限りではない。

(解説)

柱脚に浮き上がりが生じるのは、土壁付き架構に水平力が作用し柱脚に大きな引拔力が生じる場合である。柱脚での柱軸力が引拔力より小さければ、柱脚に浮き上がりが生じる。柱脚に浮き上がりが生じると、土壁に作用する水平力はその時の水平力で頭打ちとなり、それ以上の耐力を発揮できないことになる。このために、浮き上がりが生じる場合は土壁の保有水平耐力を低減する必要がある。低減すべき耐力は建物の保有水平耐力、階高、土壁の量・配置、柱軸力等によって異なるが、一定の条件で浮き上がりによる耐力の低減率について検討し、個別の計算を省略するため一律に保有水平耐力の 0.9 倍としている。

(検討課題)

- ・ 低減率については、壁配置を変えた適切なモデルでさらなる検討を行う。

- ・構造要素を湿式土壁としているが、乾式土壁の場合は耐力が大きく、建物重量が軽量化されるので低減率が大きくなる傾向にある。乾式土壁の場合の低減率の提示が必要かを検討する。
- ・柱脚が土台形式の場合は、柱脚が浮き上がることによる土壁の損傷の程度を検討し、必要な場合は耐力を低減する。

3) 設計法C：

柱脚に浮き上がりが生じることはあるが、浮き上がりによる建物の保有水平耐力の低減は行わなくてよい。

(解説)

詳細解析で、柱脚の移動（水平・上下方向）を拘束しない場合の上部構造の応答変位と、柱脚の移動（水平・上下方向）を拘束した場合の応答変位を比較すると、拘束しない場合の応答変位が大きくなることはほぼない。つまり柱脚の移動を拘束して計算した場合と同等とみなして検討しても問題ないと判断できる。（柱脚の滑りによる応答低減効果が、柱脚が浮き上がることによる耐力の低減と同等以上の効果がある）

4. 2. 2 偏心による保有水平耐力の低減

建物には鉛直構面の構造要素の偏在や、重心位置の偏りにより偏心が生じる。偏心が大きい場合は、保有水平耐力の低減を行う。低減方法は1) または2) の方法による

1) 偏心率による低減

偏心率の制限と低減率は以下の規定による（水平構面は標準仕様とする）

- ・偏心率は0.3以下とする。
- ・偏心率が0.15以下の場合は低減の必要はない。
- ・低減率は偏心率が0.3で0.7とし、偏心率が0.15～0.3の間は線形補完により算定する。
- ・水平構面が標準仕様と同等以上の性能を有しない場合、偏心率は0.2以下とし、偏心率が0.1を超えると低減を行う。低減率は、偏心率0.2で0.7とし0.1～0.2は線形補完により算定する

偏心率の算定方法

- ・建築基準法施行令 第82条の6による
- ・偏心率計算における各鉛直構面の剛性評価の方法は設計用データベースに基づき、層間変形角が $1/30\text{rad}$ 時の等価剛性より計算する
- ・重心の算定方法
平屋の場合は図芯としてよい。

2階建ての場合は、

1階および2階単独の重心は図芯とし、1階の重心は1階・2階の図芯位置を求め、1階と2階の面積により按分して求めてよい。（総2階の場合は1階・2階とも図芯としてよい）

ただし、柱の軸力計算から重心位置を算定してもよい。

(解説)

設計者が現行の四分割法に慣れていること、四分割法が簡易な計算手法であることから四分割法に基づいた検討も行ったが、偏心率との関係が必ずしも明確でないこと、耐震診断（詳細法）で偏心率が用いられていることおよび、すべての鉛直構面の剛性を評価した方が、伝統的構法木造建築物には偏心の影響を精度よく算定できると判断し、偏心率を採用した。偏心率の

算定方法で、各鉛直構面の剛性評価については、設計法で大変形まで考慮していることおよび H12 建設省告示 1457 号で、木造の場合の安全限界層間変形角を原則として $1/30\text{rad}$ 以下としているため、この時の値を用いることにした。重心位置については整形な平面の場合は図芯としても正確に求めた場合と比較して誤差は小さく、図芯としてよいことにした。

(検討課題)

水平構面の剛性や直交効果が偏心率に与える影響については、引き続き検討し最終決定する。

4. 2. 3 水平構面の仕様と保有水平耐力の低減

I 安全性の確認

1) 水平構面の標準仕様は次に示す通りとする。

- ・屋根（最上階）の標準仕様

野地板は厚さ 15mm 以上とする

- ・床の標準仕様

スギまたはヒノキ材（幅 120 または 180mm、厚さ 30mm 以上）を使用し、釘は脳天打ちとする。

使用する釘は N90 とし、根太（または梁）に一箇所あたり 2 本（幅 120）または 3 本（幅 180）とする。

根太（又は梁）の間隔は板厚 30mm の場合は 500mm 以下、40mm の場合は 1000mm 以下とする。

2) 2 階床は標準仕様による

3) 部分 2 階で下屋部分の屋根については次の規定による。

- ・野地板は屋根（最上階）と同等以上の性能とする
- ・下屋部分の屋根を受ける母屋については、母屋を受ける位置には必ず柱を設ける。
- ・母屋と柱の仕口接合部には込み栓を設ける。
- ・2 階の外周部の鉛直構面に、2 階部分で下屋が取り付けられている場合、その直下の 1 階部分の鉛直構面の耐力が 2 階の耐力の $1/2$ 以上あれば、屋根面の補強はしなくてよい。

1 階の耐力が $1/2$ 以下の場合は 2 階床面と同レベルに補強のための水平構面を設ける。

補強のための水平構面の仕様は、床の標準仕様に準じる（ただし板厚は 15mm、釘は N75 としてよい）

4) 1 階床の仕様

- ・設計法 A および設計法 B の場合は、床の標準仕様のうち床板を 15mm 以上、釘は N75 とすることができる。
- ・設計法 C の場合の 1 階床は標準仕様による。

5) 床開口に関する規定

階段・吹き抜け等による床開口の最大長さは建物の短辺方向(下屋部分を含む)長さの 40%以下とする。これより大きな吹き抜けがある場合は、詳細設計法による。

(検討課題)

- ・床の標準仕様の規定については、水平構面の評価法の提示を受けて再検討する。
- ・床の板厚が薄い場合、斜め釘打ち等については、追加実験の結果を含めて水平構面の評価法に

反映させる。

- ・下屋部分の水平構面の補強条件については、さらに検討する。
- ・1 階床の仕様については、床の剛性を変化させた詳細モデルによる時刻歴解析を行い、その結果をもとに再検討する。
- ・火打ち梁については特に規定していないが、その有効性については、その仕様を含めて実験データ・論文等を調査し検討する。

II 保有水平耐力の低減

水平構面については、屋根は建物の平面が整形で屋根面に大きな開口がなければ保有水平耐力の低減は必要としない。

2 階床については下記 1) および 2) の条件に適合しない場合は保有水平耐力の低減を行う。

- 1) 水平構面の性能が標準仕様と同等以上の場合
- 2) 大きな床開口がない場合（床開口がある部分で、残りの部分が下屋部分を含めて 3600mm 以上ある場合は除く）

低減率は 0.7 とする。

（解説）

水平構面の安全性については、屋根（下屋部分を除く）は建物の平面形が整形であれば、地震時や実大実験での屋根の損傷状況からは瓦の落下を除いて損傷はほとんど見られない。下屋部分の屋根は下屋部分に大きな残量変形が残っている場合などに損傷が見られる。地震時に水平構面を介して水平力が移動するが、構造要素が偏在している場合は大きな水平力が作用する可能性があり、下屋部分の屋根は 2 階床と高さのレベルが異なるなど複雑な水平力の流れとなるので、この部分に関する規定を設けている。

建物の耐震性能評価は各鉛直構面が同位相で振動するという前提条件で検討しているので、そのための最小水平構面剛性が必要であるが、ここで対象としている建物は整形な平面であり、極端に平面形が細長い場合を除いては同位相で振動すると考え、低減の必要はなしとしている。水平構面の剛性が小さいと鉛直構面の剛性に偏在がない（偏心率が極めて小さい）場合でも、剛性の小さな鉛直構面の変形が大きくなるため、保有水平耐力の低減を行うこととした。

住宅ではすべての鉛直構面にほぼ同じ剛性を持たせることは建築計画上困難と判断し、水平構面の剛性が非常に低くなる場合は保有水平耐力の低減を行うことにした。低減率については一律としているが、床剛性（仕様）との関係で段階的に与えることも検討する。

床の仕様については、必要な剛性・耐力が得られない仕様は排除し、伝統的構法に必要な仕様を規定し、仕様規定を守ることが望ましい。

（検討課題）

- ・床の評価方法と併せて再検討する。
- ・床の仕様に基づいた評価法については、釘のせん断抵抗による評価方法を検討しているが、床の仕様については、現状を調査し性能評価に必要な追加実験を行う。
- ・低減率については、一律の値とするか水平構面の仕様により変化させるかを検討。
- ・建物が同位相で振動するために必要な水平構面の剛性は、念のため詳細モデルによる時刻歴解析により検討する。

- ・部分2階での下屋部分の屋根については、今年度の実大振動台実験で検証する。
床の開口については、大きな吹き抜けがある場合の全体への影響について検討を行う。
(今年度の実大実験で検証)

4. 3 建物の必要保有水平耐力 (Q u n)

建物の必要保有水平耐力を平屋と2階建てに分けて表にて示す。

必要保有水平耐力の算定根拠

1) 建物重量 (W・単位kN) の算定方法

別途提示する方法 (各部の単位面積重量、屋根面積、建物外周面積、使用材料等) による。

(解説)

建物重量を簡易かつ精度よく算定できる手法を検討している。建物の必要保有水平耐力を提示するにあたっては、1・2階の耐力バランスを考慮する場合に1・2階の重量比が関係するため、できる限り精度よく算定できる手法としている。

(検討課題)

できるだけ簡易な手法が望ましいが、精度よく算定できることが必要条件なので、この点に重点をおいて検討する必要がある。断熱材の仕様、内部間仕切り壁の扱い等重量に大きな影響を与える部分の反映方法や、部位別に重量を算定する方法等を検討する。

2) 各階の必要保有水平耐力 (Q u n) は次式で表す

$$\sum W_i \times (C_{2n}, C_{1n})$$

ここで、

$\sum W_i$: 各階での建物重量の総和

C_{2n} : 2階の必要保有水平耐力を層せん断力係数の形で無次元化した値

C_{1n} : 1階の必要保有水平耐力を層せん断力係数の形で無次元化した値

i) 平屋の場合

建物の階高との関係から表____に示す C_{1n} を用いる。

階高が表の表示と異なる場合は、該当する区間で表の値から線形補間して求める。

階高が3.9mより大きい場合は、 C_{1n} は最小値として0.3以上とする。

表 1階の階高と C_{1n}

階高	2500	2730	3000	3300	3600	3900
C_{1n}	0.45	0.42	0.38	0.35	0.32	0.3

(解説)

計算は、トリリニア形の復元力特性を持つ1質点系の応答を近似的手法により求め、最大応答層間変形角が、極めて稀に発生する地震時 (安全限界時) に1/20以下に収まるために必要な保有水平耐力を求め規定値を設定している。規定値の設定方法については、計算結果に基づいているが、若干安全性を考慮した値としている。地域係数は1.0、地盤種別は第2種地盤を想定して算定している。

(検討課題)

地域係数、地盤種別を一定としてよいか検討

C b n 換算耐力の最小値を 0.3 としているが、この規定の妥当性について検討。

ii) 2 階建ての場合

C b n は表 による

ただし、

次の判定式に基づいて R C 0 を求め、 $C 2 / C b \geq R C 0$ を確認する

判定式 $R C 0 = 1.21 - 0.65 * RW + 0.90 * RH$

ここで

R C 0 : RW や RH の値により、1 階と 2 階の層間変形角が同じになるときの $C 2 / C b$

RW : (2 階の重量) / (1 階の重量)

RH : (2 階の階高) / (1 階の階高)

C2: $Q2 / W2$ ($Q 2$ は 4. 2 で求めた値)

C b : $Q 1 / (W 1 + W 2)$ ($Q 1$ は 4. 2 で求めた値)

とする。

なお適用範囲は、 $RW \geq 0.4$ (暫定値) とし、 $RW < 0.4$ の場合は別途定める (検討中)

表 1 階の階高と C b n

階高	2500	2730	3000	3300	3600	3900
Cbn	0.49	0.45	0.41	0.37	0.34	0.31

ただし $C 2 / C b$ が R C 0 との関係で一定の範囲にある場合は、階高比等により C b n を低減できるが、低減のできる数値については別途提示する。(検討中)

(解説)

2 階の耐力が十分大きい場合は、ほぼ 1 階のみで地震時のエネルギー吸収を行うため、必要 C b n 換算耐力が、1・2 階の耐力・剛性バランスを考慮した場合と比較して大きくなる。これまでの地震時の被害では、1 階に大きな損傷を受けた建物が多く、一般に $C 2 / C b$ が大きいことが主要な原因の一つになっている。

本設計法では 1・2 階のバランスを考慮した必要保有水平耐力を算定するための検討を行っている。

2 階建ての場合は、RW (1・2 階の重量比) と RH (1・2 階の階高比) と $C 2 / C b$ により応答値は複雑に変化する。そのためにこれらをパラメータとした応答解析を行っているが、2 階が先行して降伏する場合は安定した応答が得られるかを検討する必要があるため、暫定的に $C 2 / C b \geq RC0$ (1 階が先行降伏する) の条件を設定した。

(課題)

・1・2 階の耐力・剛性バランスを考慮した場合、考慮しない場合と比較して C b n の低減が見込める。ただ

C b n を小さくできる領域については、実際に出来上がった建物と計算で用いている構造要素の耐力の違い（バラツキ）等を考慮して慎重に設定する必要がある。低減する場合の組み合わせや幅についてはさらに検討する。 また C 2 / C b の最低値を設定する必要があるかについても検討する。

2 階が先行して降伏する場合については、時刻歴解析結果と比較するなど計算精度についても引き続き検討を行う。

5. ～ 8. の項目については、設計法 A ・ B ・ C 共通とする

5. 継手・仕口に関する仕様規定

継手・仕口は使用部位に応じて表 ____ に示す継手・仕口から選定する

継手位置は、荷重（長期、短期により大きな曲げモーメントが発生しない場所）を選定する。

部位と継手・仕口を一覧表にて提示

（解説）

継手・仕口は長年に渡って大工棟梁が経験と知恵により考案したものと考えれるが、非常に多くの継手・仕口から代表的なものを選定して要素実験を実施し、その結果に基づいて十分な耐力を保持できる継手や大変形時にも変形性能を維持できる仕口を選定し、使用部位に応じて一覧表にしている。

（課題）

- ・ 一覧表にない場合や改良した継ぎ手・仕口については、性能評価方法を提示し実験結果がなくても性能が評価できることが望ましい。
- ・ 継ぎ手については、その望ましい位置（曲げモーメントがほとんど発生しない）についても検討する。

6. 横架材の検討と仕様規定

1) 常時荷重に対しては、材種とスパンにより表 ____ に示された梁せい以上とする。

断面表（梁幅120mmとする）

スパン L	梁せい (mm)		
	スギ	ヒノキ	マツ
$L \leq 200\text{cm}$	L / 12 以上		
$200\text{cm} < L \leq 300\text{cm}$	240	218	213
$300\text{cm} < L \leq 400\text{cm}$	300	273	267
$400\text{cm} < L$	個別に対応		

2) 地震時については、2 階梁上に土壁が存在し 1 階に柱がない場合、横架材のスパンは 3000mm 以下とする

(解説)

上記のスパンと梁せいの関係は様々な条件を設定して検討した結果である。

横架材は一般的には常時荷重（固定＋積載）で断面が決まるが、地震力により断面を決定する必要が

あるケースがある、2階の梁上に土壁架構があり、1階部分で梁下に柱が抜けている場合は地震時水平力が土壁に作用することで、転倒モーメントにより生じる鉛直力により梁が損傷を受ける可能性がある。

(課題)

- ・表の梁せいの数字は一般意流通している寸法ではないので、ヒノキ、マツは210、270にできるかを検討する。
- ・4mを超える梁に対する仕様規定を検討する。
- ・地震時については、2階に土壁があり1階で柱が抜けている場合の規定は、建築計画に直接影響するので再検討する。

7. 柱に関する仕様規定（未完）

- ・柱が座屈しないための規定
- ・垂れ壁・腰壁付き柱が折損しないための規定
- ・通し柱が折損しないための規定

8. 礎石に関する仕様規定（未完）

- ・礎石の材質と条件（節理がない等）
- ・礎石を基礎に固定するための規定（柱脚の設計法とセットで検討）

9. 風圧力に対する検討

1) 建物形状が次の条件を満たす場合は、風圧力の検討は省略できる。

- ・建物重量および建物の軒高、最後部高さと建物の最小幅の規定を提示

2) 上記の条件を満たさない場合は建物の必要保有水平耐力を次の規定に従って決定する。

- ・風圧力による必要保有水平耐力の規定

(解説)

風圧力に対しては、地震力が風圧力を上回れば建物の安全性は担保される。石場建て（設計法C）の場合は風圧力に対しては柱脚が移動しないことが条件となる。風圧力が地震力を上回る場合は、それに対応した必要保有水平耐力が必要になる。

4.3 1) で建物重量を算定しているので、

- ・平屋と2階建てに分けて検討する
- ・各階に作用する地震力と風圧力（損傷限界時：施行令第87条および平12建告第1454号相当）を比較し、風圧力が地震力（稀に発生する地震時）を下回る条件を検討する。
- ・各階に作用する風圧力（安全限界時：損傷限界時の1.6倍）が地震力（極めて稀に発生する地震時）を下回る条件を検討する。

- ・設計法Cの場合、安全限界時に柱脚が移動しない条件を検討する

柱脚での摩擦力が風圧力より大きいことを確認する

(検討方法：例)

風圧力：建物の大きい方の見附面積×速度圧×風力係数（損傷限界時）×1.6

摩擦力：(建物重量（1階+2階）+M_o)×0.4×0.9 M_o：1階の床面積(m²)×1.5kN/m²

- ・風圧力については、基準風速・租度区分をどう設定するか検討が必要。

10. 積雪荷重に対する検討

- ・多雪地域の指定がない地域

通常長期荷重により断面が決定されているために、検討は不要

- ・多雪地域の場合

多雪地域については、積雪荷重を考慮した仕様規定が必要

11. 柱脚の設計法

柱脚の仕様により、柱脚仕様規定をA・B・Cに分けて扱う。

設計法A： 水平方向・上下方向の移動を拘束する場合

設計法B： 水平方向の移動を拘束する場合

設計法C： 水平方向・上下方向の移動を拘束しない場合

11-1 設計法A（柱脚仕様規定A）

1) 柱脚の前提条件

柱脚の移動（水平方向・上下方向）を拘束

2) 柱脚仕様規定Aと安全性確保の方法

2)-1 土台形式

仕様規定の提示（古川案をベースに検討）

「・土台を基礎に緊結する

- ・緊結方法：アンカーボルトにより緊結

アンカーボルトの仕様（径・ピッチ・座金・定着長・柱からの位置等）は次の規定による」

- ・柱脚を土台に緊結する

緊結方法

① 柱脚を（長ほぞ差し+込み栓）とする

ほぞの仕様（幅・厚・長さ）および込み栓の仕様は次の規定による

込み栓の仕様（本数： 本、径： 材質： ）

建設省告示第1460号の解説：カシの木ダブルだと（へ）まで込み栓で可

② ホールダウン金物使用

ホールダウン金物の仕様（4号相当（建設省告示第1460号（平成12年5月31日））

建設省告示第1460号によるN値計算でN-2.8を超えた場合のみHD金物

(解説)

柱脚仕様規定Aは、仕様規定に準じて設計すれば原則として計算は不要とする。

(検討課題)

- ・伝統的構法の柱脚に適合した方法を検討する
- ・想定最大引き抜き力、込み栓の想定耐力
- ・引抜き力が発生する柱（壁付柱）の特定方法
- ・(修正)N 値計算法の検討等

2) - 2 石場建て（礎石立ち）

- ・柱と礎石および基礎を緊結する

緊結方法

引きボルト+高ナット仕様

引きボルトの仕様はN 値計算で求めた引き抜き量の検証を行う。

上記は出隅箇所を行い、出隅でない箇所は差筋で良い（検証が必要）

2) - 3 石場建て（地長押仕様）

- ・地長押と礎石、基礎を緊結

緊結方法

アンカーボルトにより緊結

地長押の設置位置は、耐久性を考慮して下端と礎石・基礎の間を 10cm 程度の間隔を保つ

- ・柱脚と地長押を緊結

緊結方法

シャチ栓、込み栓

(課題)

緊結方法、想定最大引き抜き力、込み栓の想定耐力、引き抜き力が発生する柱の特定等

1 1 - 2 設計法B（柱脚仕様規定B）

1) 柱脚の前提条件

柱脚の移動（水平方向）を拘束

2) 柱脚仕様規定と安全性確保の方法

2) - 1 土台形式

- ・土台と基礎を緊結する

緊結方法

アンカーボルトにより緊結

⇒ アンカーボルトの仕様（径・ピッチ等）

- ・アンカーボルトで土台を拘束し、柱脚と土台の拘束をしない場合⇒仕様はフリー
- ・差筋で土台の水平移動を拘束し、柱脚と土台は長ほぞ込み栓で留めつける。差筋の余長は 15cm 以上とする。

- ・柱と土台の接合部は水平方向の移動は拘束、上下方向の移動は拘束しない仕様とする
柱脚は長ほぞ仕様（ほぞ長さは 15cm 以上、込み栓はなし）

2) - 2 石場建て

- ・柱の水平方向の移動は拘束、上下方向の移動は拘束しない仕様とする

柱脚の仕様（柱脚のダボ筋を設置）

ダボ仕様（ダボ筋長さ、ダボ筋の材質・最小径、ダボ孔径等）

（解説）

柱脚の水平方向の移動を拘束し上下方向を拘束しない場合は、実大振動台実験では非常に大きな浮き上がりが生じている場合がある。柱脚が浮き上がってももとに戻ることができず、大きな損傷に繋がる可能性があるため、ダボ筋には十分な長さが必要としている。

（検討課題）

- ・柱に作用する最大水平力の想定とほぞの安全性の検討
- ・最大浮き上がり量の想定（ダボ筋の必要長さ）
- ・浮き上がりのメカニズムを明らかにするために、振動台実験を予定している。

1 1－3 設計法C（柱脚仕様規定C）

1) 柱脚の前提条件

柱脚の移動を拘束しない

3) 柱脚が滑らない場合の判定方法

滑らない場合の検討方法（暫定）

- ・ 4. 1 で求めた保有水平耐力（ Q_u ）の 1.5 倍とする

（設計用データベースで示された最大値としてもよい）

- ・ 柱脚が滑らない条件は下記による

$(1.5 \cdot Q_u + M_o \cdot 0.4g) / \Sigma W < \mu$ なら滑らない ここで $\mu : 0.4 \times 0.9 = 0.36$ とする

- ・ M_o に作用する水平力：作用加速度は地動とほぼ同じとして $0.4g$ とする

M_o : 1 階床面の重量（1 階壁の下半分を含む）

保有水平耐力の低減

- ・ 柱脚が滑らない場合でも、柱脚の浮き上がりが生じる場合の保有水平耐力は設計法 B に準ずる

（検討課題）

- ・ 検討用 Q_u の設定方法の検討

3) 柱脚仕様規定Cと安全性確認方法（柱脚が滑る場合）

3)－1 石場建て

- ・ 柱脚を礎石またはコンクリート上に設置

3)－2 土台仕様

- ・ 設計法 A と同様の仕様とするが、土台は基礎に緊結しない

3)－3 石場建て（地長押仕様）

- ・ 設計法 A と同様の仕様とするが、地長押は基礎に緊結しない

柱脚に関する仕様規定（石場建ての場合） は次による

- ・ 原則として柱間を足固めにより緊結する
- ・ 下屋部分で出入り口横の柱については、足固めなしを許容する
- ・ 1 階の水平構面は標準仕様と同等以上の性能を持つ仕様とする

- ・1階水平構面が出入口等で一部が確保できない場合があるが、大きさを限定して許容する場合他、建物の短辺方向幅の30%以下の長さとする。
- ・柱と足固め仕口接合部の仕様
仕口の実験結果から耐力・変形性能の大きい形式を選定する
仕口部での柱の断面欠損は有効断面率が0.8以上の形式を選定する
- ・柱脚の最大滑り量は、極めて稀に発生する地震時に最大20cmを想定し、礎石径は柱中央から礎石端までの距離を最大滑り量以上とする
- ・礎石の高さは、基礎または地表面から10cm以下とする
- ・礎石の設置は柱が滑っても礎石が動かず、傾かない方法とする
- ・足固めより下部の柱については、足固め中央から礎石までの高さを70cm以下、柱径を12cm以上とする
- ・束を設ける場合は、束が転ばない仕様とする。

(解説)

仕様規定を設けるにあたっては、これまでの実績を踏まえ建築計画に大きな影響を与えず安全性を担保できるよう配慮している。

1階の水平構面の剛性によっては、鉛直構面間の滑り量の違いが大きくなる（つまり柱脚がばらばらに動く）可能性があるので、十分検討する必要がある。これまでの水平構面の実験結果や実大振動台実験の結果から、標準仕様の床であれば柱脚の滑りに大きな影響はないと判断している。

下屋部分で出入り口横の柱については、足固めを設けにくいために、足固めなしの仕様の建物が多いが、今年度の実大実験試験体でもこれに該当する部分を設け安全性を検証することになっている。

柱脚の想定最大滑り量については、実大実験結果や詳細解析等これまでに得られた知見から定めているが、今年度の実大実験で再検証する。柱脚の最大滑り量は上部構造の剛性等その構造特性によって変化するが、標準設計法では上部構造の特性に関わらず一定の値を想定している。

礎石のサイズに関する規定では、柱脚が滑っても落下しない大きさとし、万が一落下した場合でも上部構造に大きな損傷を与えない仕様としている。

足固めより下部の柱については、柱の折損を防ぐための柱の最小径と高さを制限している。

束については、転ぶことで柱脚の滑りにどのような影響を与えるかについて、実験・解析的に検討しているが、まだ未解明の部分があり束が転ばない仕様としている。

(検討課題)

- ・1階の水平構面については、水平構面の剛性が滑りに与える影響を把握するために、水平構面の剛性をパラメータとして立体モデルによる時刻歴解析を行うとともに、今年度の水平構面の実験で床板を取り付けていないフレームのみ実験も行っており、その結果も踏まえて、最終的な仕様を決定する必要がある。
- ・滑り量に関しては、上部構造の耐力等滑りに関係する事項との定性的な傾向についても明確にしておく必要があるが、まだ十分解明されていない部分があり、引き続き検討する。

- ・ 想定する最大滑り量を一律に定めているが、上部構造の特性（保有耐力等）に応じて定めるかについては検討が必要である。
- ・ 礎石の設置方法については、万が一柱脚が礎石から落下した後、礎石に衝突しても柱脚を含む上部構造に大きな損傷をきたさない方法を検討する。
- ・ 束の設置および仕様については、さらに検討する。
- ・ 柱脚・礎石の仕様については耐久性を考慮して以下の事項等について検討する必要がある。
銅板で柱を囲む、石に排水溝を付ける、丸い石に光付けを行う等の検討
- ・ 柱脚が一方方向に滑るのを防ぐために、礎石の傾斜の精度、および設置後の傾斜の精度に関する規定を
検討

1 2. 基礎の設計法

1 2. 1 仕様規定による場合

伝統的構法木造建築物の基礎は次に掲げる基準に適合するものとする。

柱脚仕様 A

H12 建設省告示第 1347 号「建築物の基礎の構造方法及び構造計算の基準を定める件」を準用することとする。

柱脚仕様 B, C

- ①地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度（改良された地盤にあっては、改良後の許容応力度とする。以下同じ。）が 20kN/m^2 以上としなければならない。ただし次の各号に掲げるものはこの限りでない。
 - 一 茶室、あずまやその他これらに類するもの又は延べ面積が 10m^2 以内の物置、納屋その他これらに類するものに用いる基礎である場合
 - 二 門、塀その他これらに類するものの基礎である場合
- ②べた基礎とすること。
- ③一体の鉄筋コンクリート造とすること。ただし、地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度が 70kN/m^2 以上であって、かつ、密実な砂質地盤その他著しい不同沈下等の生ずるおそれのない地盤にあり、基礎に損傷を生ずるおそれのない場合にあっては、無筋コンクリート造とすることができる。
- ④1 階の耐力壁線直下、支持壁直下及び柱の直下にあつては、連続した基礎梁を設けるものとする。
- ⑤基礎梁の成は 45cm 以上とし、幅は 30cm 以上と、基礎の底盤の厚さは 15cm 以上とすること。
- ⑥ 根入れの深さは、基礎の底部を雨水等の影響を受けるおそれのない密実で良好な地盤に達したものとした場合を除き、 15cm 以上とし、かつ、凍結深度よりも深いものとする。その他凍上を防止するための有効な措置を講ずること。
- ⑦ 鉄筋コンクリート造とする場合には、次に掲げる基準に適合したものであること。
 - イ 基礎梁の主筋として径 12mm 以上の異形鉄筋を、上端筋、下端筋をそれぞれ 3

本以上配置し、かつあばら筋で拘束したものとする。

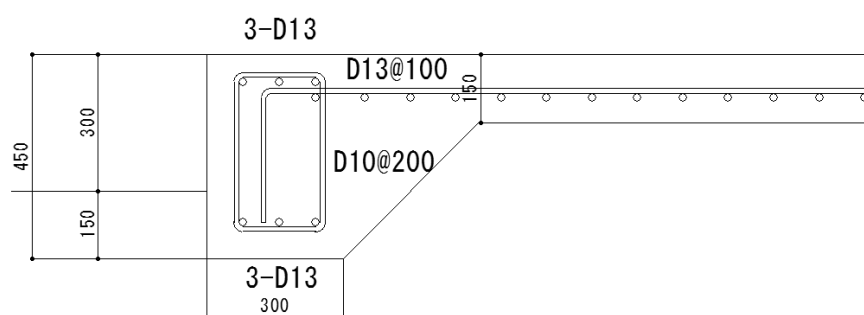
ロ 基礎梁のあばら筋として径 9mm 以上の鉄筋を 20cm 以下の間隔すること。

ハ 底盤の補強筋として径 12mm 以上の鉄筋を縦横に 10cm 以下の間隔で配置したものとする。

(解説)

柱脚仕様 B, C については下図のような基礎の仕様を想定している。

「小規模建築物基礎設計指針」の重い建築物の 2 階建てを長期荷重として採用し、想定した構面間の最大形状は 3640 mm×5460 mm とし、使用コンクリートは Fc21, D13 は SD295A とし、検討を行っている。



(課題)

- ・独立基礎の規定を追加することの検討

独立基礎みなしべた基礎の検討

1 2. 2 構造計算による場合

- ・施行令第 38 条第 4 項の規定

(構造計算による場合は、仕様規定によらなくてよい)

- ・構造計算の規定

平 12 告示 1347 号第 2 の規定の準用

(具体例への適用と解説)

.....

(3) 詳細設計法原案

次に詳細設計法については、昨年度まで検討を進めてきた内容をもう一度すべて見直し、改めて「詳細設計法原案」として、10 月の設計法作成 WG で提示した。「詳細設計法原案」を以下に示す。

目次

1 章 一般事項

1.1 設計法の概要

1.2 対象建物

2 章 使用材料

2.1 木材

2.2 鋼材

2.3 コンクリート

2.4 礎石

3 章 荷重外力とその組み合わせ

3.1 荷重・外力とその組み合わせ

3.2 設計のフローチャート

4 章 準備計算

4.1 柱軸力の算定

4.2 建物重量の算定

5 章 地震応答計算

5.1 設計のクライテリア

5.2 計算のフロー

5.3 計算対象の構造要素

5.4 各階・各方向の復元力特性の設定

5.5 応答計算の手順

5.6 代表変位と最大変位

5.7 柱脚の滑り量計算

6 章 部材の設計

6.1 長期、短期ならびに最大級の荷重・外力に対する安全性の確認

6.2 個別部材の検討

7 章 柱脚の設計

7.1 柱脚の移動（水平・上下）を拘束する場合

7.2 柱脚の移動（水平）を拘束する場合

7.3 柱脚の移動を拘束しない場合

8 章 基礎の設計

9 章 具体的事例による設計例

1 章 一般事項

1. 1 設計法の概要

1. 1. 1 設計法の基本方針と詳細設計法の位置づけ

- ・3 種類の設計法の中で、個々の建物の耐震性能を詳細に検討できる設計法として位置付けている。汎用設計法はさらに詳細な検討が可能であるがより高度な手法によるために、実務者が比較的使いやすい設計法として伝統的構法の設計において一度は使ってほしい設計法である。そのことにより伝統的構法の構造的な特性を理解する有力な手段となり得る。そのために、ただ単に設計法の手続きではなく、内容が十分理解できる形としている。具体的には下記の事項について特に配慮した内容となっている。
- ・この設計法に記載されている事項により伝統的構法を設計するための基礎知識が得られ、伝統的構法への理解が深まる内容とする。
- ・実務者にわかりやすく使いやすい設計法とするために設計法に必要な事項を網羅し、具体的な計算方法を提示した上で解説を加えている。
- ・伝統的構法に使用されている構造要素は変形性能に優れたものが多く、特に木のめり込みにより抵抗力を発揮する場合は大変形時まで極めて安定した性能を維持できるため、その性能を考慮でき伝統的構法の特徴を生かせる設計法としている。
- ・検討委員会で実施された実大振動台実験結果や構造要素実験の結果を十分精査した上で、設計に必要な事項を設計法に反映させている。
- ・構造力学的な課題については、実験結果の他に詳細モデルによる時刻歴解析により建物の挙動について検討し、分かりやすい形で設計法に反映させている。
- ・柱脚については石場建てを含めた伝統的構法独自の設計法とする。柱脚の移動を許容する等これまでの設計法にはない事項については、設計法の基本的な考え方について十分な解説を加えている。
- ・詳細設計法では上部構造から基礎構造まで構造設計に必要な事項をすべて網羅しており、実務者に使いやすい形としている。
- ・対象となる建物の考え方については、住宅や社寺建築で一定の規模以下の建物で詳細に耐震性能を検証したい場合に用いることを想定している。

建物規模は4号建築物相当としているが、住宅についてはこの範囲であればほぼ詳細設計法で扱えるように、具体例等を通して適用の仕方について解説している。

1. 1. 2 設計の基本的な考え方

本設計法に基づいて設計すれば、必要な耐震性能が得られることを前提として設計法は構築されているが、耐震性能を担保するためには必要な計算が適切に行われていることの他、設計図書に示された性能が保障されるよう施工されることが必要である。特に伝統的構法は、耐震性能を発揮するためには接合部が大変形時まで性能を保持することが必要になるが、接合部は木組みによっているために、この部分で大工棟梁の伝承されてきた技術と知恵が結集されていることを忘れてはならない。

次に設計法には安全性を確保するための計算手法が盛り込まれているが、常に計算と設計は同

じではないことを認識すべきである。計算はあくまでも設計された建物の耐震性能を検証するためのもので、たとえば計算を簡単にするために設計を計算に合わせるのは本末転倒である。近似的な応答計算では、建物を 1 質点系に置換して計算するために、2 階の剛性を大きくして文字通り 1 質点系に近い形にすることを推奨しているケースが見受けられるが、これはその代表的な例である。

- ・本設計法の特徴の一つとして石場建ての設計法を扱っている。石場建てで柱脚を一切留め付けない場合は極めて稀に発生する地震時には柱脚が移動する可能性が大きい。柱脚の移動を考慮することで免震構造と同様との考え方があるが、免震構造は柱脚の移動を前提に建物への入力を大幅に低減することを考慮する設計法であるのに対して、本設計法は免震構造とは異なり柱脚の移動による免震効果を取り入れて設計法を構築しようとしているわけではない。柱脚が移動することで上部構造への入力が大きくなることを確認した上で、柱脚が移動しても建物が安全であることを担保する必要がある、そのための柱脚の設計法を検討しているが、このために膨大な時刻歴解析を実施し、その結果を参考に設計法として提示している。

1. 1. 3 設計法を具体的建物に適用するにあたって

設計法の構築にあつては、平面的にも立面・断面的にも整形な建物を前提としている。

しかし、実際の建物は平面的に小さな凹凸を含めると不整形な建物が存在する。その場合の設計法の適用の仕方については原則として設計者の判断に任されることになる。そのために設計者が判断に迷う事例についてはできるだけ解説を加え、適切に設計法が運用されるよう配慮している。

1. 1. 4 構造計画の重要性について

耐震性能を検討するための計算は必要であるが、その前に何よりも構造計画が重要である。近年の木造建築物の地震被害を見ても、損傷が大きい建物にほぼ共通しているのが構造計画のまずさである。

たとえば偏心は小さいほうがいいが、木造住宅の場合は方位と居住性の関係化から土壁等の構造要素の偏在は避けられないため、一定の偏心を前提とした上で構造計画をどうすべきかを検討する必要がある。この他施主の要望等により平面・立面・断面的に複雑な建物も見受けられるができるだけ明快にすべきである。

1. 1. 5 設計法の構成と概要

この設計法により、基礎から上部構造まですべてについて設計が可能になるよう必要事項を網羅している

- ・設計法は本文と解説から構成される。
設計法の内容をより理解しやすくするために具体例を示し、事例に基づいて計算方法・検討方法等について解説する。
- ・設計法全体の設計の流れ
 - ・設計法は耐震設計法が中心となるが、その他に建築基準法に規定されている荷重・外力に対

する設計法についても必要な基本事項を記述する。設計用荷重・外力については、個々の荷重・外力の他に設計に必要な荷重の組み合わせについて規定しているが、特徴としては、地震力だけではなく積雪荷重・風圧力についても再現期間 500 年に相当する荷重・外力を設定している。

・設計のクライテリアについては、対象とする建物の耐震性能を検討する上で大変重要で、伝統的構法に相応しいクライテリアを設定している。

クライテリアの特徴として、近似的な応答計算では 1 質点系の応答（代表変位）から各階の最大層間変形角を求めるが、代表層間変形角の他に鉛直構面の最大層間変形角を設定している。

もう一つの特徴として、建物の損傷の程度を想定していることが挙げられる。

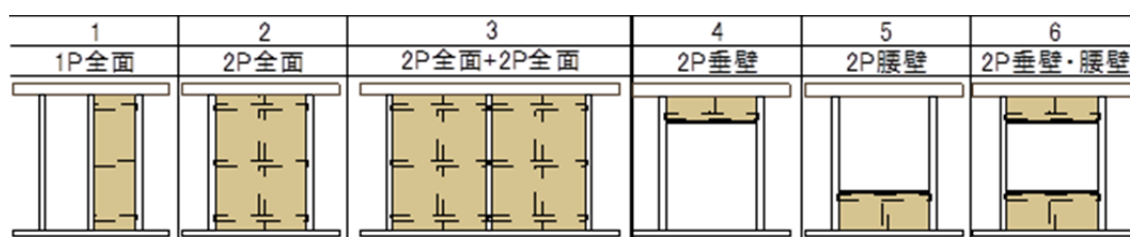
- ・地震時の安全性の検討では、近似的な手法により地震時の応答（最大変形等）を求め、応答値が設計のクライテリアを満足することを確認することで、耐震性能を検証する手法を用いる。（稀に発生する地震時、極めて稀に発生する地震時、巨大地震時）

計算手法は限界耐力計算と同様で、想定された地表面における入力地震動の加速度応答スペクトルと建物を 1 質点系に置換したモデルの等価固有周期、等価減衰から近似的に応答を求める手法である。

これまで「限界耐力計算」で用いられてきた手法について、その計算精度の向上のために様々な検討を行い、新たに耐震性能を検証するための計算法として示している。

- ・この設計法の特徴として、建築基準法では特に規定していない巨大地震については、近年多数の地震記録が報告されており、これらの地震から人命を守るために巨大地震のレベル・特性を設定した上で、建物が崩壊・倒壊に至らないことを検証することになっている。
- ・設計用データベースの扱いと特徴について

近似的な応答計算に必要な構造要素の復元力特性（スケルトンカーブ）を提供するために、検討委員会では膨大な構造要素実験（下図はその例）を行っており、その結果を収納するためのデータライブラリー（実験の生データ）を構築して、そのデータをもとに設計用データベースを作成している。



構造要素実験の例

設計用データベースを使用するにあたっては、実験条件等を十分検討した上で使用することが望まれる。

1. 1. 6 設計法での構造力学的に重要な事項の扱い

実大振動台実験結果および詳細モデルによる時刻歴解析により、設計法でどのように扱ったのかを概説する。

- ・地震時の石場建て柱脚（柱脚を留めつめない）の挙動については、要素実験・実大振動台実験・

時刻歴解析によりその解明を行ってきた。それらの結果をもとに柱脚の滑りに関して総合的に判断し設計法として提示したものがある。

- ・柱脚の滑り量に関しては、近似的に求める手法を示しているが、まだ完全に解明できていない部分があり最大滑り量は大きめに設定することが望ましい。

重要なことは、実際の建物において各柱脚の摩擦係数や上部構造の耐力のバラツキ（計算誤差を含む）を考慮すると、柱脚が礎石から落下しないための礎石のサイズについては、設計法での算定値に若干の余裕を持たせた値とすることが望ましい。

柱脚が滑ることによって上部構造の損傷に最も影響が大きいと考えられるのは、柱脚での広がりである。このため、1 階水平構面は一定の剛性を確保する必要があり、柱間は足固め等で緊結する他、柱・足固め接合部は特に滑り量が大きくなる部位（建物 4 隅の柱脚）では配慮が必要である。

- ・振れ振動を考慮した設計法

振れ振動が顕著な建物は地震時に大きな損傷を受ける可能性がある。このために、現行の一般の建物に対する設計法では「偏心率」を規定して、できるだけ構造要素の偏在を小さくすることを推奨している。「偏心率」は剛床仮定が成り立つとして $X \cdot Y$ 両方向の剛性を求め、重心位置との距離である偏心距離を建物全体の振じり剛性で除した値としている。また、この場合の各鉛直構面の剛性は弾性剛性に基いている。鉛直構面の剛性は塑性域に入ると変化するが、一般には層間変形角で $1/100$ 程度の変形までしか考慮していないため、弾性剛性に基いて求めた剛心位置が大きく変化することがないという前提で計算を行っている。また、偏心が大きい場合の処置として偏心率が 0.15 を上回る場合は耐力の割増が必要になる。この場合偏心率 0.3 まで直線的に必要保有水平耐力の増大を求めている

伝統的構法の場合は、安全限界時には大変形まで考慮しているために、偏心率は弾性時の剛性に基いた場合と大変形時では大きく異なる場合がある。そのため、大変形時の偏心率は、その時の各鉛直構面の剛性に基いて求める必要があるが、直接的に求めるのは難しい為に、一般に偏心率の考え方が浸透していることを考慮し、伝統的構法の場合も偏心率を用いた方法により鉛直構面の最大層間変形角を推定する手法としている。

- ・1・2 階の剛性・耐力バランスを考慮した設計法

近年の地震被害から、1 階の損傷が顕著に表れている。このために、1 階の層間変形を小さくする手法として、1・2 階の剛性・耐力バランスを適正に設計することが考えられる。

1 階と 2 階の耐力比が変えることで、1・2 階の応答変形がどのように変化するかを近似的な応答と時刻歴解析により検討しているが、計算では 1・2 階の変形が同一になる場合に C_b がかなり小さくなることがあるが、耐力のバラツキ・計算の精度を考慮すると耐力を一定値より小さくすることには問題がある。

1. 1. 7 実大振動台実験の目的と設計法への反映

- ・実験目的

設計法構築のために、伝統的構法の地震時挙動を明らかにし、設計法の構築を行っている。ここでは、2010 年度および 2112 年度に実施した実験目的の概要を記す。

2010年度実大振動台実験(E- ディフェンス)

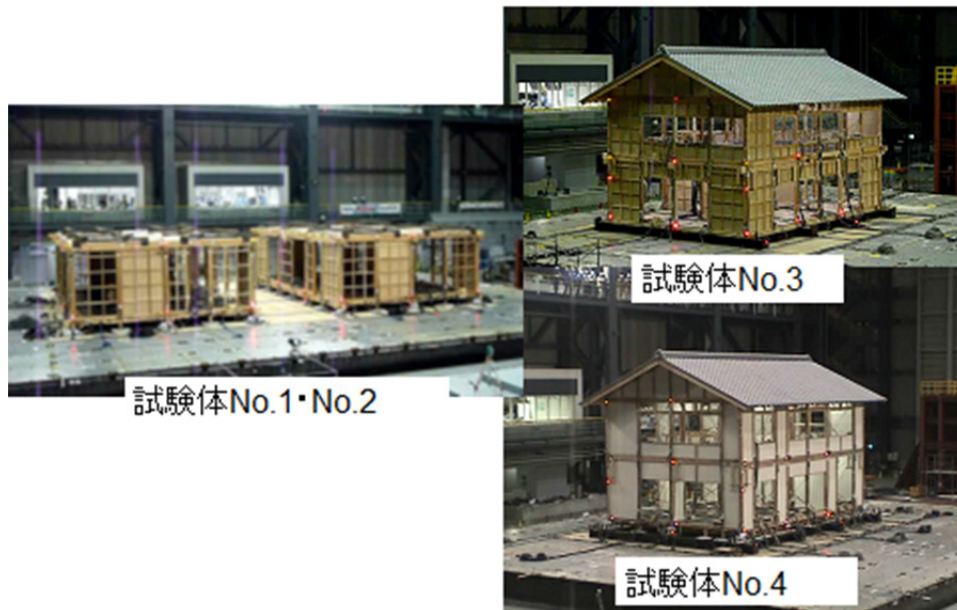


図 試験体 No.1、No.2、No3、No.4

①2010 年度の実験目的

* 柱脚の地震時挙動の解明

本設計法は近似的手法により応答を求めているが、その場合柱脚固定として上部構造の応答を求めている。このため柱脚が移動する可能性のある石場建てにおいては、その挙動を実験により解明する一方で、柱脚の移動に伴う上部構造への入力柱脚を固定とした場合と比較して大きくならないことを検証している。

⇒ 主として試験体 No.4 で検証するほか試験体 No.1・No.でも検証

次に石場建て柱脚の安全性を検討するためには、柱脚の地震時挙動を解明する必要がある。このために、詳細モデルによる事前解析結果から、柱脚の挙動に影響を与えと考えられる諸要素、具体的には下記の事項を明らかにするための試験体の構造要素の量および配置を検討し、柱脚の滑りに関する定性的・定量的な検証を行った上で設計法の構築を行っている。

- ・ 滑りに関係する柱脚と礎石との摩擦係数
- ・ 上部構造の C_o (C_b) 換算耐力と柱脚の滑りの関係
- ・ 構造要素の配置に偏心がある場合の柱脚の滑りに与える影響
- ・ 短辺方向と長辺方向の滑りの違い
- ・ M_o (1 階床面レベルの重量) の大小が滑りに与える影響
- ・ 1 階床 (水平構面) の剛性の影響
- ・ 入力地震動の違いが柱脚の滑りに与える影響
- ・ 柱脚の滑りによる上部構造への影響

＊上部構造の地震時挙動の解明

- ・ 石場建ての場合、柱脚が滑ることによる上部構造への影響
⇒ 主として試験体 No.4、他に No.1 および No.2
- ・ 鉛直構面の偏心および水平構面の変形が応答に与える影響の解明
⇒ 試験体 No.3、no.4
- ・ 1・2階の耐力・剛性バランスが応答に与える影響を検証
⇒ No.3 試験体で、2 階の耐力・剛性を変化させて応答の変化（特に 1 階の変形）を検証。同時に通し柱の効果（2 階の剛性が大きい場合の曲げ戻し効果等）についても検証
- ・ 近似的手法の精度
⇒ No.3, No.4 試験体
- ・ 設計のクライテリアの検証
設定した設計のクライテリアと実験結果を比較し、クライテリアの検証を行う。
⇒ No.3、No.4 試験体に対して設計のクライテリアを設定し、損傷限界時・安全限界時の最大層間変形角や構造要素および各部の損傷の程度を検証。

②2012 年度の実験目的

2012 年度の実験は、伝統的構法の実建物に近い形の試験体とするために、部分 2 階で下屋付きの試験体としている。柱脚については 2 種類の仕様（石場建てで柱脚フリー仕様および地長押仕様）として実験を行っている。地長押仕様は稀に発生する地震時および極めて稀に発生する地震時には柱脚が動かないように固定し、極めて稀に発生する地震時および巨大地震時には柱脚をフリーとして実験を行った。



- ・ 詳細設計法の検証
- ・ 試験体の設計のクライテリアの検証
- ・ 柱脚条件の違いによる上部構造の地震時挙動
2 種類の柱脚の仕様によりその挙動の違いを検証

- ・ 上部構造の地震時挙動
- ・ 部分 2 階による重量偏心の影響
- ・ 2 階床レベルでの水平構面の挙動

2 階のある部分と 1 階のみ (2 階床レベルが屋根) の部分の水平構面が同じレベルにないため、この場合の水平力の伝達の解明

- ・ 下屋部分の挙動の解明
- ・ 柱脚の滑りの再検証
- ・ 実験結果の設計法への反映

実験結果を設計法へどのように反映させたかについての詳細は設計法の中で関係する事項の中で解説している。

1. 2 対象建物

伝統的構法の住宅 (2 階建て以下)、社寺建築物等で述べ面積が 500m² 以下の建築物

2 章 使用材料

2. 1 共通規定

建築物の基礎、主要構造部その他安全上、防火上又は衛生上重要である政令で定める部分に使用する木材、鋼材、コンクリートその他の建築材料として国土交通大臣が定めるもの (以下この条において「指定建築材料」という。) は、次の各号の一に該当するものでなければならない。

- 一 その品質が、指定建築材料ごとに国土交通大臣の指定する日本工業規格又は日本農林規格に適合するもの
- 二 前号に掲げるもののほか、指定建築材料ごとに国土交通大臣が定める安全上、防火上又は衛生上必要な品質に関する技術的基準に適合するものであることについて国土交通大臣の認定を受けたもの【法 37 条】

構造耐力上主要な部分で特に腐食、腐朽又は摩損のおそれのあるものには、腐食、腐朽若しくは摩損しにくい材料又は有効なさび止め、防腐若しくは摩損防止のための措置をした材料を使用しなければならない。【令 37 条】

建築物に使用する材料の内、指定建築材料に関しては、その品質について、規格等が法 37 条で定められている。伝統的構法においては、基礎に使用するコンクリート、鉄筋、アンカーボルト、ボルト、鋼材等の仕様について適合する必要がある。木材の無等級製材は、指定建築材料ではない。
また、材料の耐久性等に関する事項を令 37 条で定めている。

2. 2 木材

2. 2. 1 木材の品質及び防腐措置

構造耐力上主要な部分に使用する木材の品質は、節、腐れ、繊維の傾斜、丸身等による耐力上

の欠点がないものでなければならない。【令 41 条】

木造の外壁のうち、鉄網モルタル塗その他軸組が腐りやすい構造である部分の下地には、防水紙その他これに類するものを使用しなければならない。

2 構造耐力上主要な部分である柱、筋かい及び土台のうち、地面から一メートル以内の部分には、有効な防腐措置を講ずるとともに、必要に応じて、しろありその他の虫による害を防ぐための措置を講じなければならない。【令 49 条】

構造耐力上主要な部分に使用する木材の品質について、令 41 条で定めている。これ以外にも、天然乾燥とし、含水率は 20%程度以下とすること、ヤング係数を調査することなど、より細かな木材の品質の管理が望ましい。

防腐、防蟻措置について、令 47 条で定めている。具体的な措置方法については、建築基準法に定めはない。一般的には耐久性樹種の仕様や、薬剤処理がなされる。

木材の品質などを確認することに当たっては、日本農林規格(JAS)のほか、日本集成材工業協同組合による規格証票の添付なども行われている場合があるため、併せて参考に

2. 2. 2 木材の許容応力度及び材料強度

(1) 木材の繊維方向の許容応力度【令 89 条】

木材の繊維方向の許容応力度は、次の表の数値による。

長期に生ずる力に対する許容応力度 ※積雪時は、1.3 を乗じた数値 (単位 N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 ※積雪時は、0.8 を乗じた数値 (単位 N/mm ²)			
圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
$\frac{1.1Fc}{3}$	$\frac{1.1Ft}{3}$	$\frac{1.1Fb}{3}$	$\frac{1.1Fs}{3}$	$\frac{2Fc}{3}$	$\frac{2Ft}{3}$	$\frac{2Fb}{3}$	$\frac{2Fs}{3}$
この表において、Fc、Ft、Fb 及び Fs は、それぞれ木材の種類及び品質に応じて国土交通大臣が定める圧縮、引張り、曲げ及びせん断に対する基準強度(単位 N/mm ²)を表すものとする。							
※かた木で特に品質優良なものをしゃち、込み栓の類に使用する場合には、その許容応力度は、それぞれ表の数値の 2 倍まで増大することができる。							
※基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合には、その許容応力度は、それぞれの数値の 70%に相当する数値としなければならない。							

(2) 木材の繊維方向の材料強度【令 95 条】

木材の繊維方向の材料強度は、次の表の数値による。

材料強度 (単位 : N/mm ²)		※積雪時は、0.8 を乗じた数値	
圧縮	引張り	曲げ	せん断
Fc	Ft	Fb	Fs
この表において、Fc、Ft、Fb 及び Fs は、それぞれ令第 89 条第 1 項の表に規定する基準強度を表すものとする。			

2. 2. 3 木材の基準強度【平 12 建告 1452 号】

令(昭和 25 年政令第 338 号) 89 条 1 項に基づき、木材の基準強度 Fc、Ft、Fb 及び Fs を次のように定める。

令第 89 条 1 項に規定する木材の基準強度 F_c 、 F_t 、 F_b 及び F_s は、次の各号に掲げる木材の種類及び品質に応じて、それぞれ当該各号掲げるところによるものとする。

(1) 針葉樹の構造用製材の日本農林規格（平 3 農林水告 143 号）に適合する目視等級区分によるもの、その樹種、区分及び等級に応じてそれぞれ以下の表に示す。

c	区分	等級	基準強度（単位：N/mm ² ）			
			F_c	F_t	F_b	F_s
あかまつ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	33.6	2.4
		2 級	16.8	12.6	20.4	
		3 級	11.4	9.0	14.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	26.4	
		2 級	16.8	10.2	16.8	
		3 級	11.4	7.2	11.4	
べいまつ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	34.2	2.4
		2 級	18.0	13.8	22.8	
		3 級	13.8	10.8	17.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	27.0	
		2 級	18.0	10.8	18.0	
		3 級	13.8	8.4	13.8	
からまつ	甲種構造材	1 級	23.4	18.0	29.4	2.1
		2 級	20.4	15.6	25.8	
		3 級	18.6	13.8	23.4	
	乙種構造材	1 級	23.4	14.4	23.4	
		2 級	20.4	12.6	20.4	
		3 級	18.6	10.8	17.4	
ダフリカ からまつ	甲種構造材	1 級	28.8	21.6	36.0	2.1
		2 級	25.2	18.6	31.2	
		3 級	22.2	16.8	27.6	
	乙種構造材	1 級	28.8	17.4	28.8	
		2 級	25.5	15.0	25.2	
		3 級	22.2	13.2	22.2	
ひば	甲種構造材	1 級	28.2	21.0	34.8	2.1
		2 級	27.6	21.0	34.8	
		3 級	23.4	18.0	29.4	
	乙種構造材	1 級	28.2	16.8	28.2	
		2 級	27.6	16.8	27.6	
		3 級	23.4	12.6	20.4	

ひのき	甲種構造材	1 級	30.6	22.8	38.4	2.1
		2 級	27.0	20.4	34.2	
		3 級	23.4	17.4	28.8	
	乙種構造材	1 級	30.6	18.6	30.6	
		2 級	27.0	16.2	27.0	
		3 級	23.4	13.8	23.4	
べいつが	甲種構造材	1 級	21.0	15.6	26.4	2.1
		2 級	21.0	15.6	26.4	
		3 級	17.4	13.2	21.6	
	乙種構造材	1 級	21.0	12.6	21.0	
		2 級	21.0	12.6	21.0	
		3 級	17.4	10.2	17.4	
えぞまつ 及び とどまつ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	34.2	1.8
		2 級	22.8	17.4	28.2	
		3 級	13.8	10.8	17.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	27.0	
		2 級	22.8	13.8	22.8	
		3 級	13.8	5.4	9.0	
すぎ	甲種構造材	1 級	21.6	16.2	27.0	1.8
		2 級	20.4	15.6	25.8	
		3 級	18.0	13.8	22.2	
	乙種構造材	1 級	21.6	13.2	21.6	
		2 級	20.4	12.6	20.4	
		3 級	18.0	10.8	18.0	

(2) 針葉樹の構造用製材の日本農林規格に適合する機械等級による基準強度は次の数値とする。

樹 種	等級	基準強度 (単位 : N/mm ²)			
		Fc	Ft	Fb	Fs
あかまつ、べいまつ、 ダフリカからまつ、 べいつが、えぞまつ、 及びとどまつ	E 70	9.6	7.2	12.0	樹種に応じ、前号 の表の基準強度 による。
	E 90	16.8	12.6	21.0	
	E110	24.6	18.6	30.6	
	E130	31.8	24.0	39.6	
	E150	39.0	29.4	48.6	
からまつ、ひのき、 及びひば	E 50	11.4	8.4	13.8	
	E 70	18.0	13.2	22.2	
	E 90	24.6	18.6	30.6	
	E110	31.2	23.4	38.4	

	E130	37.8	28.2	46.8
	E150	44.4	33.0	55.2
すぎ	E 50	19.2	14.4	24.0
	E 70	23.4	17.4	29.4
	E 90	28.2	21.0	34.8
	E110	32.4	24.6	40.8
	E130	37.2	27.6	46.2
	E150	41.4	31.2	51.6

(3) 無等級材（日本農林規格に定められていない木材をいう。）の基準強度 F_c 、 F_t 、 F_b 及び F_s は、その樹種に応じてそれぞれの次の表に掲げる数値とする。

樹 種		基準強度（単位：N/mm ² ）			
		F_c	F_t	F_b	F_s
針 葉 樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	22.2	17.7	28.2	2.4
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	20.7	16.2	26.7	2.1
	つが及びべいつが	19.2	14.7	25.2	2.1
	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、 すぎ、べいすぎ及びスプルース	17.7	13.5	22.2	1.8
広 葉 樹	かし	27.0	24.0	38.4	4.2
	くり、なら、ぶな、けやき	21.0	18.0	29.4	3.0

市場に流通している木材の中には、日本農林規格に定められていない木材があり、令 41 条に定める基準を満たす場合には、無等級材の基準強度を用いて構造計算を行うことができる。無等級材のヤング係数に関しては、建築基準法に定めはない。「木質構造設計基準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法- 日本建築学会」に設計資料として示されている数値を参考とすることができる。

2. 3 鋼材

2. 3. 1 鋼材等の品質

構造用鋼材及び鋳鋼、ボルト等について、告示に定められた規格によるか、国土交通大臣が認定したものを用いること。【平 12 建告 1446 号】

2. 3. 2 鋼材等の許容応力度【令 90 条】

鋼材等の許容応力度は、次の表の数値による。

種 類	長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位：N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位：N/mm ²)			
	圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断

炭 素 鋼	構造用鋼材		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$
	ボルト	黒皮	—	$\frac{F}{1.5}$	—	—
		仕上 げ	—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$ (F が 240 を 超える ボルト につい て、国 土交通 大臣が これと 異なる 数値を 定めた 場合 は、そ の定め た数 値)
	構造用ケーブ ル		—	$\frac{F}{1.5}$	—	—
	リベット鋼		—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$
	鋳鋼		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$
	構造用鋼材		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$
ス テ ン レ ス 鋼	ボルト		—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$
	構造用ケーブ ル		—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$
	鋳鋼		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$
	構造用鋼材		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$

長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、曲げ、又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の 1.5 倍とする。

鋳鋼	$\frac{F}{1.5}$	—	—	—	
この表において F は鋼材等の種類及び品質に応じて国土交通大臣が定める基準強度（単位：N/mm ² ）を表すものとする。					

種 類		許容応力度 （単位：N/mm ² ）			短期に生ずる力に対する許容応力 度 （単位：N/mm ² ）		
		圧縮	引張り		圧縮	引張り	
			せん断補強 以外に用い る場合	せん断補強 に用いる場 合		せん断補強以 外に用いる場 合	せん断補強に 用いる場合
丸 鋼		$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 155 を超 える場合に は、155）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 155 を超 える場合に は、155）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 195 を 超える場 合には、 195）	F	F	F （当該数値 が 295 を超 える場合に は、295）
異 形 鉄 筋	径 28mm 以 下のもの	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 215 を超 える場合に は、215）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 215 を超 える場合に は、215）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 195 を 超える場 合には、 195）	F	F	F （当該数値 が 390 を超 える場合に は、390）
	径 28mm を 超えるもの	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 195 を超 える場合に は、195）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 195 を超 える場合に は、195）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値 が 195 を 超える場 合には、 195）	F	F	F （当該数値 が 390 を超 える場合に は、390）
鉄筋の径が 4mm 以上の溶接金網		—	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	—	F （ただし、床 版に用いる場 合に限る。）	F
この表において F は鋼材等の種類及び品質に応じて国土交通大臣が定める基準強度（単位：N/mm ² ）を表すものとする。							

2. 3. 3 鋼材等の材料強度【令 96 条】

鋼材等の材料強度は、次の表の数値による。

種 類	材料強度（単位：N/mm ² ）			
	圧縮	引張り	曲げ	せん断

炭素鋼	構造用鋼材		F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	高力ボルト		—	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	ボルト	黒皮	—	F	—	—
		仕上げ	F	F	F	$\frac{3F}{4}$ (F が 240 を超えるボルトについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)
	構造用ケーブル		—	F	—	—
	リベット鋼		—	F	—	$\frac{3F}{4}$
	鋳鋼		F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
ステンレス鋼	構造用鋼材		F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	高力ボルト		—	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	ボルト		—	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	構造用ケーブル		—	F	—	—
	鋳鋼		F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
鋳鋼			F	—	—	—
この表において F は令第 90 条の表 1 に規定する基準強度（単位：N/mm ² ）を表すものとする。						

種 類	材料強度（単位：N/mm ² ）		
	圧 縮	引張り	
		せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合
丸 鋼	F	F	F （当該数値が 295 を超える

			場合には、295)
異形鉄筋	F	F	F (当該数値が 390 を超える場合には、390)
鉄筋の径が 4mm 以上の溶接金網	—	F (ただし、床版に用いる場合に 限る。)	F
この表において F は令第 90 条の表 1 に規定する基準強度 (単位: N/mm^2) を表すものとする。			

2. 4 コンクリート

2. 4. 1 コンクリートの品質、規格

コンクリートについて、告示に定められた規格によるか、国土交通大臣が認定したものを用いること。【平 12 建告 1446 号】

鉄筋コンクリート造に使用するコンクリートの材料は、次の各号に定めるところによらなければならない。

1. 骨材、水及び混和材料は、鉄筋をさびさせ、又はコンクリートの凝結及び硬化を妨げるような酸、塩、有機物又は泥土を含まないこと。
2. 骨材は、鉄筋相互間及び鉄筋とせき板との間を容易に通る大きさであること。
3. 骨材は、適切な粒度及び粒形のもので、かつ、当該コンクリートに必要な強度、耐久性及び耐火性が得られるものであること。【令 72 条】

コンクリートは指定建築材料であるので、告示で定められた規格のものを用いるか国土交通大臣の認定を受けたものを使用する必要がある。コンクリートの品質に関しては、令 72 条に定められている。具体的な技術基準に関しては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事(日本建築学会)」等に準拠することとなる。

2. 4. 2 コンクリートの許容応力度【令 91 条】

コンクリートの許容応力度は、次の表の数値による。

長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位：N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位：N/mm ²)			
圧縮	引張り	せん断	付着	圧縮	引張り	せん断	付着
$\frac{F}{3}$	$\frac{F}{30}$ (Fが21を超えるコンクリートについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)	0.7 (軽量骨材を使用するものにあっては、0.6)	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、せん断又は付着の許容応力度のそれぞれの数値の2倍 (Fが21を超えるコンクリートの引張り及びせん断について、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値) とする。				
この表において F は設計基準強度 (単位：N/mm ²) を表すものとする。							
※異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。							

2. 4. 3 コンクリートの材料強度【令 97 条】

コンクリートの材料強度は、次の表の数値による。

材料強度（単位：N/mm ² ）			
圧縮	引張り	せん断	付着
F	$\frac{F}{10}$ (F が 21 を超えるコンクリートについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)		2.1 (軽量骨材を使用するものにあっては、1.8)
この表において F は設計基準強度（単位：N/mm ² ）を表すものとする。			
※異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。			

3. 荷重・外力の算定

3. 1 荷重と外力の組み合わせ

常時荷重（固定荷重、積載荷重）、積雪荷重、風圧力によって構造耐力上主要な部分に生じる力を令 82 条の 5 の規定に基づき、下表の荷重・外力の組み合わせにより求める。

力の種類	荷重及び外力について 想定する状態	荷重・外力の組み合わせ	
		一般の場合	特定行政庁が指定する多 雪区域における場合
長期に生ずる力	常 時	G+P	G+P
	積雪時		G+P+0.7S
短期に生ずる力	積雪時	G+P+S	G+P+S
	暴風時* ¹	G+P+W	G+P+W
			G+P+0.35S+W
最大級の荷重・外力	積雪時	G+P+1.4S	G+P+1.4S
	暴風時* ¹	G+P+1.6W	G+P+1.6W
			G+P+0.35S+1.6W

この表において、G、P、S 及び W は、それぞれ次の力(軸方向力、曲げモーメント、せん断力等をいう。)を表すものとする。

G：令第 84 条に規定する固定荷重によって生ずる力

P：令第 85 条に規定する積載荷重によって生ずる力

S：令第 86 条に規定する積雪荷重によって生ずる力 *2

W：令第 87 条に規定する風圧力によって生ずる力

*1：建築物の転倒、柱の引抜き等を検討する場合においては、暴風時の P については、建築物の実況に応じて積載荷重を減らした数値によるものとする。

*2：積雪荷重によって生ずる力 S については、地域によって異なるため、特定行政庁に確認ください。

稀に発生する地震動及び極めて稀に発生する地震動に対して、建築物に作用する地震力は、令 82 条の 5 第三号ハ、第五号ハにより求める。

上記の荷重・外力に対して、以下の検討を行う。

- 1) 長期に生ずる力（建築物に常時作用する荷重）および短期に生ずる力（存在期間中に数回程度遭遇する可能性の高い積雪、暴風）に対しては、建築物が損傷しないことを確認する。これらの力によって部材に生じる応力度が許容応力度を超えないことを確認する。
- 2) 極めて稀に発生する最大級の積雪や暴風に対して、建築物が倒壊・崩壊しないことを確認する。
- 3) 稀に発生する地震動に対して、建築物の地上部分及び地下部分が損傷しないことを確認する。
- 4) 極めて稀に発生する地震動に対して、建築物の地上部分が倒壊・崩壊しないことを確認する。
- 5) 令第 82 条第四号の規定、平 12 建告 1459 号により、使用上の支障が生じないことを確認する。

木造建築物においては、はりのたわみを検討する。

- 6) 屋根葺き材等が風圧力、地震力に対して構造耐力上安全であることを確認する。

3. 2 常時荷重

3. 2. 1 固定荷重【令 84 条】

建築物の各部の固定荷重は、当該建築物の実況に応じて計算する。ただし、次の表に掲げる建築物の部分の固定荷重については、それぞれ同表の単位面積当たり荷重の欄に定める数値に面積を乗じて計算することができる。

建築物の部分	種 別			単位面積 当たり荷重 (単位：N/m ²)		備 考	
屋 根	瓦ぶき	ふき土がない場合		屋 根 面 に つ き	640	下地及びたるきを含み、もやを含まない。	
		ふき土がある場合			980	下地及びたるきを含み、もやを含まない。	
	波形鉄板ぶき	もやに直接ふく場合			50	もやを含まない。	
	薄鉄板ぶき		200		下地及びたるきを含み、もやを含まない。		
	ガラス屋根		290		鉄製枠を含み、もやを含まない。		
	厚形スレートぶき		440		下地及びたるきを含み、もやを含まない。		
木造 の もや	もやの支点間の距離が 2m 以下の場合			屋根 面 に つき	50		
	もやの支点間の距離が 4m 以下の場合				100		
天 井	さお縁			天 井 面 に つき	100	つり木、受木及びその他の下地を含む。	
	繊維板張、打上げ板張、合板張又は金属板張				150		
	木毛セメント板張				200		
	格縁				290		
	しっくい塗				390		
	モルタル塗				590		
床	木造の床	板張		床 面 に つき	150	根太を含む。	
		畳敷			340	床版及び根太を含む。	
		床 ば り	張り間が4m 以下の場合		100		
			張り間が6m 以下の場合		170		
			張り間が8m 以下の場合		250		

壁	木造の建築物の壁の軸組		壁面につき	150	柱、間柱及び筋かいを含む。
	木造建築物の壁の仕上げ	下見板張、羽目板張又は繊維板張		100	下地を含み、軸組を含まない。
		木ずりしっくい塗		340	
		鉄網モルタル塗り		640	
	木造の建築物の小舞壁			830	軸組を含む。

表は、木造に関する部分を記載している。小屋組、床組等で木材の材積が小屋伏図、床伏図等で計算ができる場合は、樹種の比重に材積を乗じた値で荷重を求めることもできる。また、木造の建築物の小舞壁（土塗り壁）については、土壁の厚さによって異なるため、実況に応じて土塗り壁の厚さにより補正を行う。

3. 2. 2 積載荷重【令 85 条】

建築物の各部の積載荷重は、当該建築物の実況に応じて計算する。ただし、次の表に掲げる室の床の積載荷重については、それぞれ同表の（い）、（ろ）又は（は）欄に定める数値に床面積を乗じて計算することができる。

構造計算の対象 室の種類		（い） 床の構造計算をする場合 （単位：N/m ² ）	（ろ） 大ばり、柱又は基礎の構造計算をする場合 （単位：N/m ² ）	（は） 地震力を計算する場合 （単位：N/m ² ）
（1）	住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室	1、800	1、300	600

柱又は基礎の垂直荷重による圧縮力を計算する場合においては、前表の（ろ）欄の数値は、そのささえる床の数に応じて、これに次の表の数値を乗じた数値まで減らすことができる。

ささえる床の数	2	3	4	5	6	7	8	9 以上
積載荷重を減らすために乗すべき数値	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6

3. 3 積雪荷重

屋根やバルコニーに加わる積雪荷重（短期）は、令第 86 条の規定に従って下式で計算する

短期積雪荷重(N/m²)= $\mu_b \times h_s(\text{cm}) \times \text{積雪の単位荷重(N/cm/m}^2\text{)}$

μ_b :屋根形状係数。屋根に雪止めがある場合を除き、屋根勾配が60° 以下の場合においては 下式で計算する。

β :屋根勾配〔単位 度〕

h_s :建設地の垂直積雪量〔cm〕雪下ろしを行う習慣がある地方においては、1m を超える場合においても、雪下ろしの実況に応じて 1m まで減らして計算することができる。

積雪の単位荷重:一般の地域では 20N/m²とする。多雪地域では特定行政庁の定める値による。

【平 12 建告1455号】

$$\mu_b = \sqrt{\cos(1.5\beta)}$$

3. 4 風圧力 【令 8 7 条、平 12 建告 1464 号】

建築物の i 階に加わる風圧力 Q_{wi} は、短辺・長辺方向について以下の式により計算する
風圧力の計算

風圧力=速度圧×風力係数×見付面積

$$q = 0.6EV_0^2 = 0.6E_r^2 \cdot G_f \cdot V_0^2$$

$$E = Er^2 \cdot Gf$$

q:速度圧〔N/m²〕

E:風速の鉛直方向分布係数

G_f :ガスト影響係数。地表面粗度区分に応じて以下の表に揚げる数値
(平 12 建告 1454 号第一第 3 項の表の数値)

V_0 :平 12 建告 1454 号第二に定める風速〔m/s〕

Er :平均風速の高さ方向の分布を示す係数

$$H \leq Z_b \text{ のとき } Er = 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha$$

$$H > Z_b \text{ のとき } Er = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha$$

H:建築物の高さと軒の高さとの平均〔m〕

Z_b :地表面粗度区分に応じて以下の表に揚げる数値

Z_G :地表面粗度区分に応じて以下の表に揚げる数値

α 、 Z_b 、 Z_G :地表面粗度区分に応じた係数(平 12 建告 1454 号第一第 2 項の表の数値)

地表面粗度区分		I	II	III	IV
Z_b 〔m〕		5	5	5	10
Z_G 〔m〕		250	350	450	550
α		0.10	0.15	0.20	0.25
G_f	$H \leq 10$	2.0	2.2	2.5	3.1
	$10 < H \leq 40$	直接補間した数値			
	$40 < H$	1.8	2.0	2.1	2.3

C_f ：風力係数 以下の式で計算する。ただし勾配面(屋根面)を鉛直面(壁面)とみなしてもよい。

$$C_f = C_{pe} - C_{pi}$$

C_{pe} ：閉鎖型及び開放型の建築物の外圧係数 (平 12 建告 1454 号)

C_{pi} ：閉鎖型及び開放型の建築物の内圧係数 (平 12 建告 1454 号)

地表面粗度区分

3. 5 地震力

限界耐力計算に基づく耐震性能の評価を行なうには、建築物の復元力特性を算定するとともに、建築物に作用する地震力を加速度応答スペクトルから算定する必要がある。

稀に発生する地震動に対して建築物が損傷しないこと、極めて稀に発生する地震動に対して建築物が倒壊・崩壊しないことを検証するために、稀に発生する地震動及び極めて稀に発生する地震動に対する地表面の設計用地震動の加速度応答スペクトルをそれぞれ算定する。まず、稀に発生する地震及び極めて稀に発生する地震に対する解放工学的基盤の加速度応答スペクトル (S_{0d} 、 S_{0s}) を求め、それに表層地盤による加速度の地盤増幅率等を掛け合わせて、地表面の設計用地震動の加速度応答スペクトルを算定する。

地震力は 5 章地震応答計算に示すように加速度応答スペクトルで評価し、解放工学的基盤における加速度応答スペクトル (S_{0d} 、 S_{0s})、表層地盤における加速度増幅率 (G_s)、減衰による加速度低減率 (F_h)、調整係数 (p 、 q)、地震地域係数 (Z) の項から計算ステップごとに計算する。

$$S_{Ad} = S_{0d} \cdot G_s \cdot F_h \cdot p \cdot q \cdot Z \quad (4.1)$$

$$S_{As} = S_{0s} \cdot G_s \cdot F_h \cdot p \cdot q \cdot Z \quad (4.2)$$

3. 5. 1 解放工学的基盤における加速度応答スペクトルの計算

建築物の等価周期 (T_e) に応じて解放工学的基盤における加速度応答スペクトルを計算する。

等価固有周期(T_e)	加速度応答スペクトル	
	S_{0d}	S_{0s}
$T_e < 0.16$	$0.64 + 6T_e$	$3.2 + 30T_e$
$0.16 \leq T_e < 0.64$	1.6	8
$0.64 \leq T_e$	$1.024 / T_e$	$5.12 / T_e$

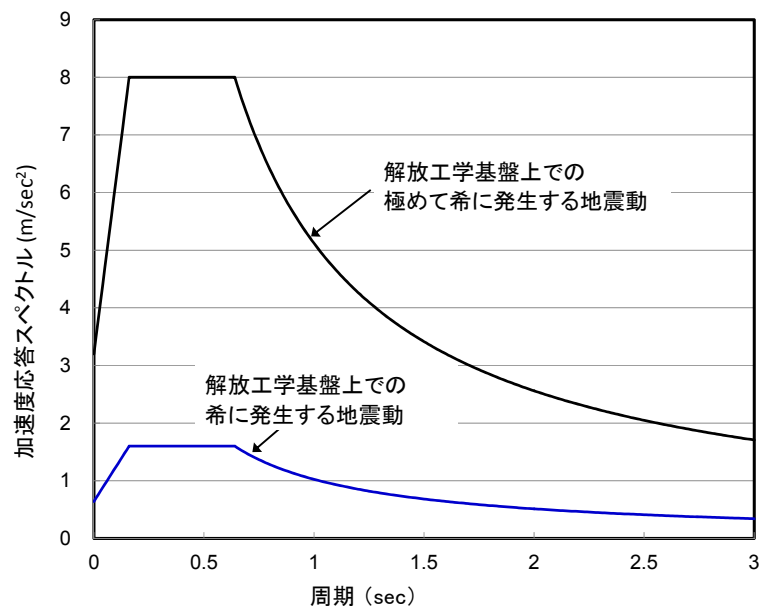


図 3.1 解放工学的基盤における加速度応答スペクトル

3. 5. 2 表層地盤における加速度増幅率の計算

表層地盤における加速度増幅率は、平 12 建告 1457 号の 7 に示されており、地盤調査に基づいて計算する精算法と地盤種別に応じて計算する簡略法がある。ここでは簡略法による計算方法を示す。なお地震によって地盤が液状化することにより表層地盤の変形による影響が G_s の計算に支障をきたす場合、がけ地など傾斜した地盤又はその近傍にある場合は、増幅特性が変化するため精算法によって計算することは出来ない。

第 1 種地盤	岩盤、硬質砂れき層その他主として第 3 紀以前の地層によって構成されているもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの
第 2 種地盤	第 1 種地盤及び第 3 種地盤以外のもの
第 3 種地盤	腐植土、泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層(盛土がある場合においてはこれを含む。)で、その深さがおおむね 30 メートル以上のもの、沼沢、泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね 3 メートル以上であり、かつ、これらで埋め立てられてから 30 年経過していないもの又は地盤周期等について調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの

等価固有周期(T_e)	加速度増幅率(G_s)
$T_e < 0.576$	1.5
$0.576 \leq T_e < 0.64$	$0.864/T_e$
$0.64 \leq T_e$	1.35

第 2 種地盤、第 3 種地盤

等価固有周期(T_e)	加速度増幅率(G_s)		
$T_e < 0.64$	1.5	T_u	$0.64(g_v/1.5)$
$0.64 \leq T_e < T_u$	$1.5(T_e/0.64)$	g_v (第2種地盤)	2.025
$T_u \leq T_e$	g_v	g_v (第3種地盤)	2.7

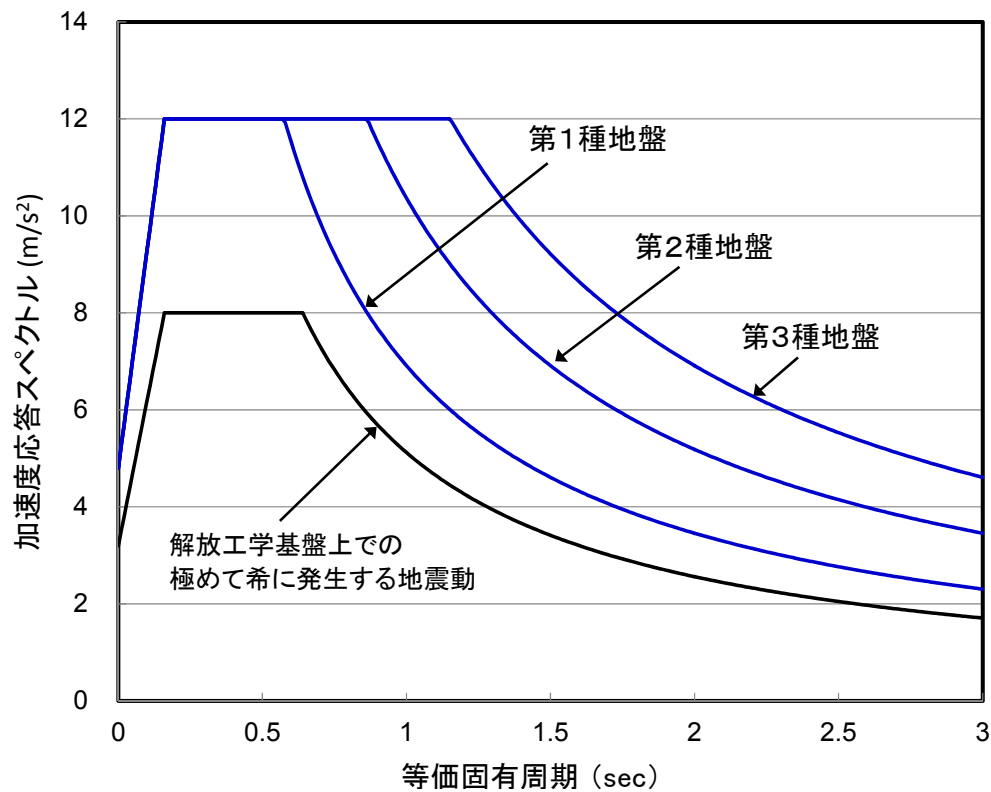


図 3.2 表層地盤における加速度応答スペクトル

3. 5. 3 減衰による加速度の低減率の計算

建築物の減衰性能によって応答加速度が低減される効果を評価する。減衰定数(h)に応じて加速度の低減率 (F_h) を計算する。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (4.3)$$

減衰定数は、建築物の等価一質点系の復元力特性をスリップモデルとみなし算定する。エネルギーを吸収して揺れを抑える性能を減衰定数 h という形で評価する。

3. 5. 4 調整係数の計算

調整係数 p は建築物の階数および等価周期に応じて計算し、調整係数 q は建築物の有効質量比 (有効質量/全質量) に応じて計算する。

調整係数 p

階数	等価固有周期(Te)	
	0.16秒以下	0.16秒を超える
1	$1.00-(0.20/0.16)Te$	0.80
2	$1.00-(0.15/0.16)Te$	0.85
3	$1.00-(0.10/0.16)Te$	0.90
4	$1.00-(0.05/0.16)Te$	0.95
5以上	1.00	1.00

調整係数 q

有効質量比	
0.75未満	0.75以上
$0.75 \sum m_i/M_u$	1.0

3. 5. 5 地震地域係数

地震地域係数 Z は、建築基準法施行令 88 条 1 項に規定されており、過去の地震記録等により得られた地震動の期待値の相対的な比を表す数値であり、1.0～0.7 の数値として地域ごとに規定されている。当該建築物の建設地に応じて数値を設定する。

4 章 準備計算

4. 1 柱軸力の算定

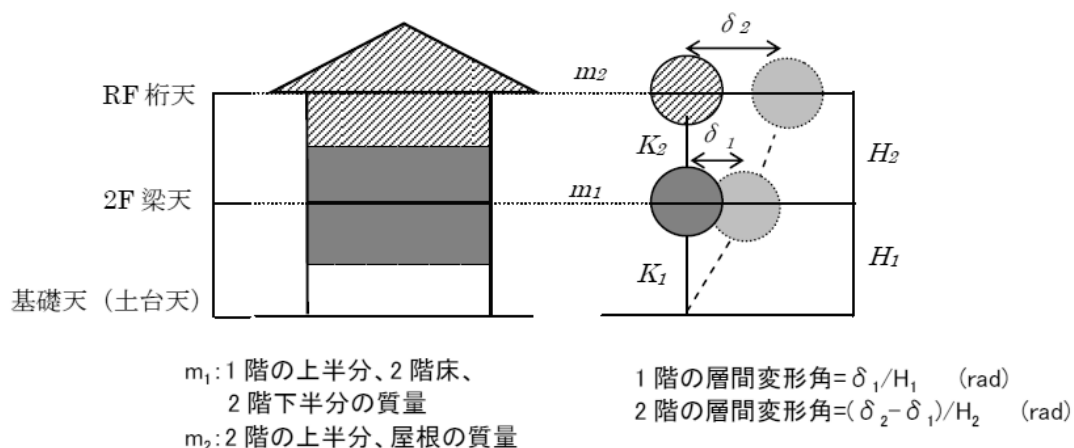
固定荷重＋積載荷重（架構用）により適切に各柱軸力を算定する。

木造建築物では柱の数が多く計算に多くの労力を要するため、同一の材種、寸法の柱であって短期に生じる変動軸力の影響が小さい柱の場合、基礎の計算に差し支えない箇所については計算を省略することができる。

4. 2 建物重量の算定

各階の質量は、各階の固定荷重及び積載荷重との和を重力加速度で除したものとする。特定行政庁が指定する多雪区域においては、令 86 条 2 項ただし書の規定によつて更に積雪荷重を加えたものとする。固定荷重、積載荷重ともに実況に応じて計算することとする。ただし、固定荷重については、令 84 条の表に示す建築物各部の単位荷重の数値、積載荷重については、令 85 条の表に示す床面積あたりの数値に各部の面積を乗じて計算することができる。

応答計算では建築物の質量は各階の質量に分けて計算を行うため、2 階建て建築物の場合、2 階部分の質量と 1 階部分の質量を計算する。各階の質量は、当該層の階高の 1/2 で分割し、上半分を当該階の質量、下半分を当該階の下階の質量に含めるものとして計算を行う。よって 2 階建て建築物の場合、2 階の質量は、2 層の階高の 1/2 から上部とし、1 階の質量は、2 層の階高の 1/2 から下部と 1 層の階高の 1/2 から上部となり、1 層の階高の 1/2 から下部は地震時の計算に含めない。



5. 地震応答計算

5. 1 設計のクライテリア

損傷限界及び安全限界の層間変形角の設定

限界耐力計算では、地震時の損傷限界変形角および安全限界変形角を設定し、応答変形角がそれぞれの検証用地震動に対して限界変形角を超えない事を確認する。

表 5.1 設計のクライテリア

地震動レベル	建築物全体・各層	
	変形	損傷の程度
稀に発生 する地震動	損傷限界変形角 1/120rad 以下 (令 82 条の 5 第 1 項第三号)	損傷なし
極めて稀に発生 する地震動	安全限界変形角 1/30rad 以下 (平 12 建告 1457 号第 6 第 2 項)	修復可能な損傷
	各部の仕様により 1/30rad を超える (平 12 建告 1457 号第 6 第 2 項ただし書き)	修復可能な損傷

【解説】

安全限界変形角は、平 12 建告 1457 号第 6 第 2 項により木造建築物においては 1/30rad 以下と定められているが、ただし書きとして「特別な調査又は研究の結果に基づき安全限界変位に相当する変位が生じる建築物の各階が当該建築物に作用する荷重及び外力に耐えることが確かめられた場合にあってはこの限りでない。」と記載されている。

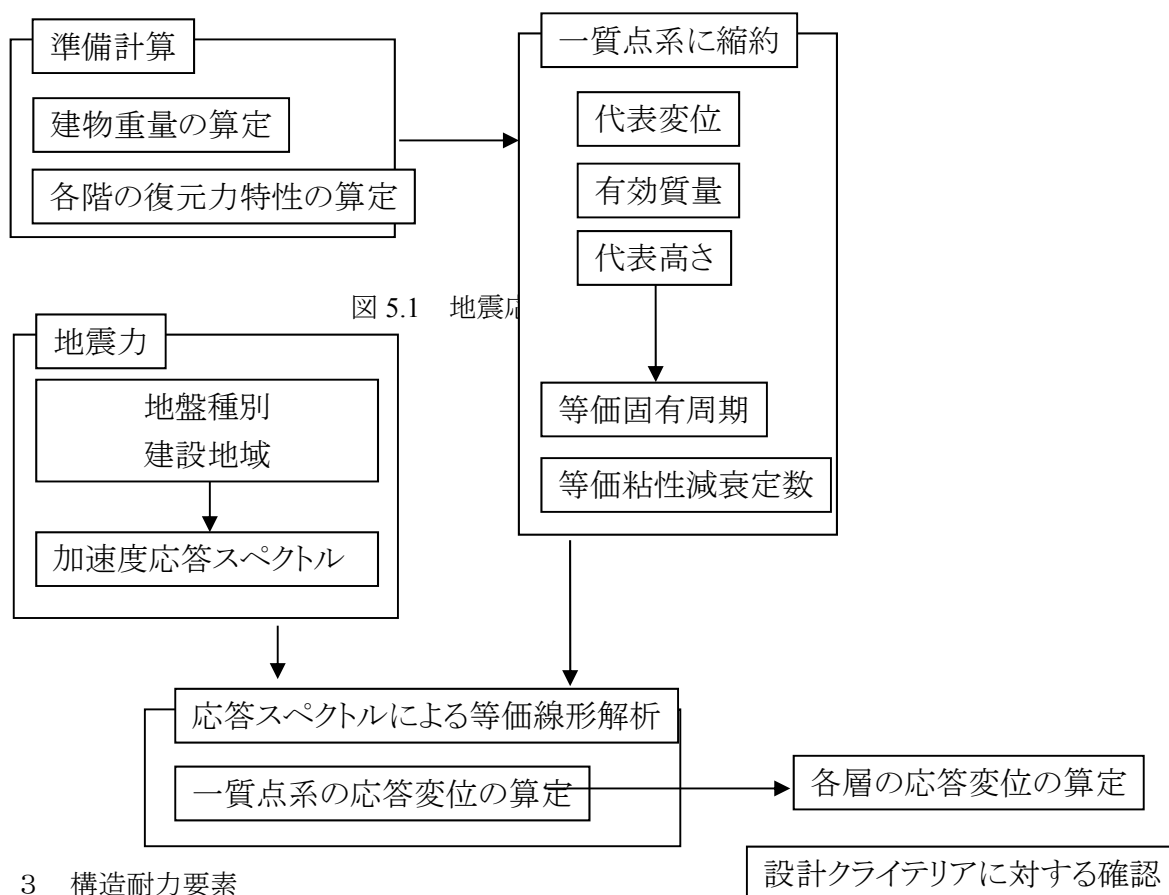
これまでの実験及び調査により、伝統的構法木造建築物に用いられる構造耐力要素や軸組の接合部の耐震性能検証実験によれば、多くの場合で層間変形角が 1/15rad 以上までは十分変形性能を保持している。既往の研究成果に基づいて倒壊・崩壊に対する安全性が確認できれば、安全限界変形角は 1/30rad を超えて定めることができる。ただし、規定値を超える場合は、架構の大きな変形による PΔ 効果を考慮した上で崩壊しないことを確かめることになるが、これについても実大

実験等で $1/15\text{rad}$ 程度までは確認されている。

限界変形角は、地震時の最大層間変形と損傷の関係を見極めて設定しなければならない。損傷限界は、構造体に損傷が無く仕上げ材の補修もほとんど無い状況であり、仕上げ材などの変形性能を考慮して設定する。

5. 2 計算の流れ

応答計算は、近似的に検証用地震動に対して一質点系に縮約された構造体の応答変形角を求めて、地震時の安全性を検定する。検証用地震動は、建築基準法施行令 82 条の 5 第 3 号に定める地震力に相当するレベル（損傷限界検証用地震動、稀に発生する地震動）と同条第 5 号に定める地震力に相当するレベル（安全限界検証用地震動、極めて稀に発生する地震動）とし、建物重量および建物の復元力特性の算定方法は、前章までに記した通りである。各層の復元力特性と建物重量から変位増分法を用いて等価な固有周期と減衰特性を持つ一質点系に縮約して、加速度応答スペクトルに対して応答値を算定する。一般的に、伝統的構法による木造建築物の復元力特性は塑性領域が長く、変形性能が高いため、降伏後の剛性が 0 や負勾配となることがある。そこで構造体を一質点系へ縮約する際の変形モードは変位増分による計算方法としている。計算によって求めた応答値が、それぞれ限界変形角以下であることを検定し、安全性を確認する。以下に計算の流れを示す。



5. 3 構造耐力要素

5. 3. 1 構造耐力要素とその種類

伝統的構法木造建築物の架構は軸組と小屋組から成り、軸組は柱とそれをつなぐ横架材である

梁や桁、長押、貫等から構成される。柱と横架材との接合部は仕口と呼び、材を長さ方向に継ぐ接合部を継手と呼ぶ。仕口および継手の接合方法は、伝統的な技術を用いた木組みによる様々な種類があり、金物補強に頼らないことを原則とする。

伝統的構法木造建築物は、軸組や壁の耐力・変形性能で外力に抵抗する。その構造耐力要素構造耐力要素は、各地によって様々な種類があるが、(1) 柱(平柄)、(2) 差鴨居、足固め、貫などの横架材、(3) 土塗り壁、(4) 土塗り壁による小壁(垂壁・腰壁)、(5) 床や屋根等が標準的な構造耐力要素構造耐力要素である。本設計法では、上記(1)から(5)の構造耐力要素を伝統的構法木造建築物の構造耐力要素として取り扱う。ただし、上記以外に構造的性能を実験あるいは解析によって確かめられれば、設計者の判断において用いることは出来る。また、各種の構造耐力要素の実験に基づいて設計用復元力特性のデータベースを構築しつつあり、今後、適用範囲は広がる予定である。

5. 3. 2 構造耐力要素の仕様

構造耐力要素の復元力特性は、構造耐力要素の単位フレームを用いた性能検証実験の結果に基づいて構築される。単位フレームとは、基本寸法として柱間を 1820 mm、高さを 2730 mmとした、柱と横架材で構成された軸組架構である。単位フレームの復元力特性を設計で用いる場合は、寸法や構造耐力要素の仕様が個々の建物ごとに異なるため、基準となる復元力特性に対して、寸法や仕様に応じた補正が必要となる。実験を行った際の仕様を以下に示す。

- 1) 柱(平ほぞ)は、土台あるいは梁との接合部をほぞ差しとし、長ほぞの場合は込み栓留めとする。ほぞ幅は 30 mm以上とし、横架材幅の 1/3 以下とする。
- 2) 足固め、差鴨居は、柱との接合部をほぞ差し、鼻栓留めとする。ほぞ幅は 30 mm以上とし、柱幅の 1/3 以下とする。
- 3) 貫は、柱との接合部を通し貫とする。貫の幅は、15 mm以上とする。
- 4) 土塗り壁は、竹小舞下地あるいは木小舞下地とし、貫は通し貫を 3 段に設ける。壁土の塗り厚は 55 mm程度。壁土は、室内から見える範囲だけではなく、小屋裏あるいは床組の梁下端まで横架材間をすき間なく塗る。
- 5) 土塗り壁による小壁(垂壁・腰壁)は、竹小舞下地あるいは木小舞下地とし、貫は通し貫を 1 段に設ける。壁土の塗り厚は 55 mm程度。壁土は、室内から見える範囲だけではなく、小屋裏あるいは床組の梁下端まで横架材間をすき間なく塗る。小壁の高さは、架構高さに対して 1/3 (2730 mmに対して 910 mm) とする。

5. 3. 3 構造耐力要素の補正方法と加算方法

1) 構造耐力要素の補正方法

構造耐力要素の復元力特性は、構造耐力要素の単位フレームを用いた性能検証実験の結果に基づいて構築される。単位フレームの復元力特性を設計で用いる場合は、寸法や構造耐力要素の仕様が個々の建物ごとに異なるため、基準となる復元力特性に対して、寸法や仕様に応じた補正が必要となる。以下に各構造耐力要素の補正方法を 1)から 5)に示す。

- 1)柱(平ほぞ)は、柱のほぞの数に比例し、階高に反比例する。
- 2)足固め、差鴨居は、ほぞ幅と柱の幅で計算されるめり込み面積(ほぞ幅×柱幅)に比例し、階高に反比例する。

3)貫は、1 段の貫に対して貫の段数と貫幅と柱の幅で計算されるめり込み面積（貫幅×柱幅）に比例し、階高に反比例する。また貫を通し貫とせずに、略鎌継手、大入れとする場合は、それぞれ耐力を 1/2、1/4 に低減する。

4)土塗り壁は、壁長さと壁厚に比例する。

5)小壁（垂壁・腰壁）は、壁厚に比例し、かつ、小壁の階高に占める割合に比例する。

2) 構造耐力要素の加算方法

変形角毎に設定した構造耐力要素別耐力に規模と部材寸法の違いによる補正を加え、変形角毎に得られた耐力を単純加算して全体の復元力特性とする。

5. 3. 4 構造高さの計算方法

(1) 土台仕様の場合

土台の中心から桁あるいは梁の中心までを 1 階の階高とし、1 階の桁あるいは梁の中心から 2 階の桁の中心までを 2 階の階高とする。また桁あるいは梁が建物方向によって異なる場合は、各レベルの平均的な高さを求めて、レベル間を階高とする（図 3.2）。

(2) 礎石式の場合

礎石の天端から桁あるいは梁の中心までを 1 階の階高とし、1 階の桁あるいは梁の中心から 2 階の桁の中心までを 2 階の階高とする。桁あるいは梁が建物方向によって異なる場合は、(1) の場合と同様とする。

5. 4 各階・各方向の復元力特性の設定

架構全体の復元力特性は荷重-変形角関係で示し、構造耐力要素の復元力特性の重ね合わせによって求める。架構の復元力特性は、図 5.1 に示すような、最大耐力や降伏後の負勾配も考慮してマルチリニア型とするため、構造耐力要素の復元力特性は、図 5.1 に示す変形角に応じた復元力特性とする。

なお、伝統的構法木造建築物の限界耐力計算では、建築物の各層の復元力特性が必要となるが、その復元力特性を算出する場合、各層の構造耐力要素の同一変形時の復元力の足し合わせによって算出することができる。ただし、変形性能が著しく異なる構造耐力要素がある場合や偏心によるねじれ変形が大きい場合には、足し合わせが成立しないこともあり得るため、注意が必要である。

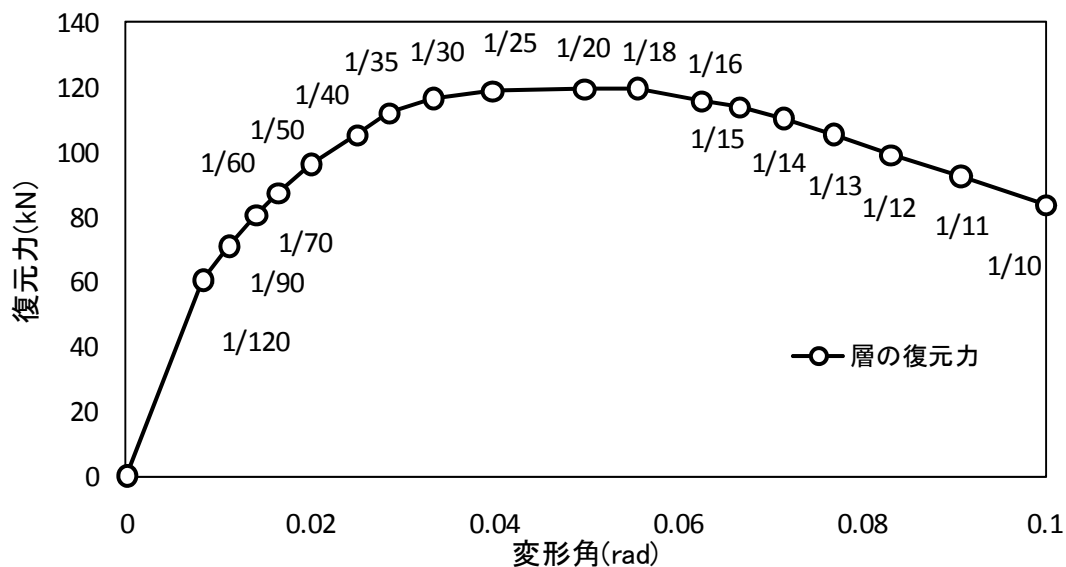


図 5.1 伝統的構法木造建築物の復元力特性

5. 4. 2 柱脚の浮き上がりによる補正

土壁付きの柱脚が浮き上がる場合は、浮き上がった時の耐力を維持するものとして、浮き上がり時の耐力を算定し、層の復元力特性の補正を行う。

5. 5 応答計算の手順

(1) 一質点系への縮約

1)固有モードの計算

初期剛性に対し、固有モード(u_i/u_1)を計算する。

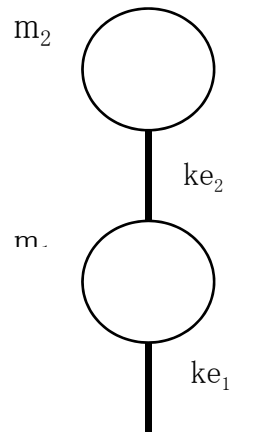
$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} ke_1 + ke_2 & -ke_2 \\ -ke_2 & ke_2 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

$$|-\omega^2 M + K| = 0 \quad (5.3)$$

$$(k_{11} - m_1 \omega^2)(k_{22} - m_2 \omega^2) - k_{12} k_{21} = 0 \quad (5.4)$$

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{-k_{11} + m_1 \omega^2}{k_{12}} \quad (5.5)$$



ここで $[M]$: 質量マトリクス、 $[K]$: 剛性マトリクス、 m_i : i 階の質量、 ke_i : i 階の等価剛性、 ω : 円固有振動数、 u_2/u_1 : 1 階に対する 2 階の固有モード

2)各階の水平変位の計算

各計算ステップを定めて、各層の復元力特性から各層のせん断耐力、変形角を用いて、変位、

等価剛性を計算する。

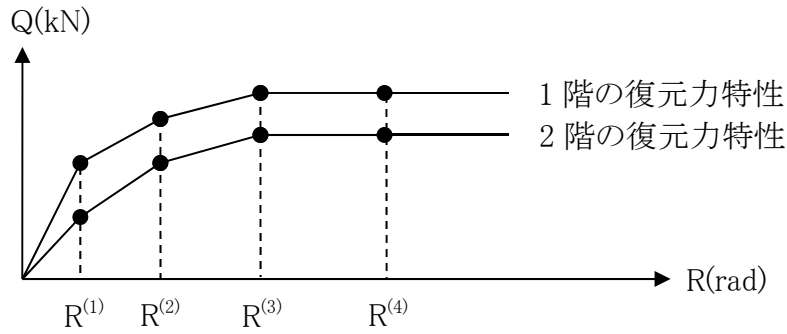


図 5.2 各層の復元力特性

1) 計算ステップの設定

例えば 1/120、1/60、1/50、1/40、1/30、1/25、1/20、1/15rad 等、復元力特性を算定する際に、あらかじめ設定する変位点 ($R^{(n)}$ 、 $n=1, 2, 3 \dots$) のこと。

2) i 階の変位の計算

各計算ステップにおいて、変形角に対応する i 階の変位を計算する。

$$\delta_i = H_i R^{(n)}$$

3) i 階の等価剛性の計算

各計算ステップの i 階の剛性を計算する。

$$ke_i = \frac{Q_i}{\delta_i}$$

ここで $R^{(n)}$: n ステップ目の変形角、 δ_i : i 階の変位、 H_i : i 階の構造高さ、 ke_i : i 階の等価剛性、 Q_i : i 階のせん断耐力

1 階の水平変位は、計算ステップで設定した変位点上を増分していくとし、1 ステップ目の i 階の水平変位は固有モードによって計算する。

2 ステップ目以降は、 i 階の層間変位の増分値を 1 階と同じ増分とせず、各計算ステップにおける 1 階と i 階の等価剛性比によって補正した増分値とする。このとき、当該計算ステップ時における i 階の等価剛性は、 i 階の層間変位が分からないため計算に用いることができない。そのため、当該計算ステップの前の計算ステップで求めた層間変位を参照して、その層間変位よりも大きく、かつ最も近傍の変位点の等価剛性を用いる。

計算精度を向上させるためには、求めた i 階の層間変位の等価剛性を用いて収斂計算を行うか、あるいは設定する計算ステップをあらかじめ細かく設定する。

$$\Delta_2^{(1)} = \delta_1^{(1)} \times \frac{u_i}{u_1} \quad (5.6)$$

$$\delta_i^{(n)} = \left(\delta_i^{(1)} - \delta_{(i-1)}^{(1)} \right) \times \frac{\delta_i^{(n)}}{\delta_1^{(1)}} \times \frac{Ke_i^{(n)}}{Ke_i^{(n')}} + \delta_{(i-1)}^{(n)} \quad (5.7)$$

ここで $\delta_i^{(n)}$: n ステップ目の i 層の基礎からの水平変位、 $Ke_i^{(n)}$: n ステップにおける i 階の等価剛性、 $Ke_i^{(n')}$: ($n-1$) ステップで求めた (i 階層間変位 $\leq$ 変位点) を満たす変位点のうち、最も小さい変位点での i 階の等価剛性

各階の変形モードから多層建築物を等価な固有周期と減衰特性を持つ一質点系に縮約した時の有効質量 (M_u)、代表変位 (Δ)、等価高さ (H_e) を計算ステップごとに計算する。ただし以降の計算式は、ステップ数を示す上付きの添え字 (n) を基本的に省略している。

3) 有効質量の計算

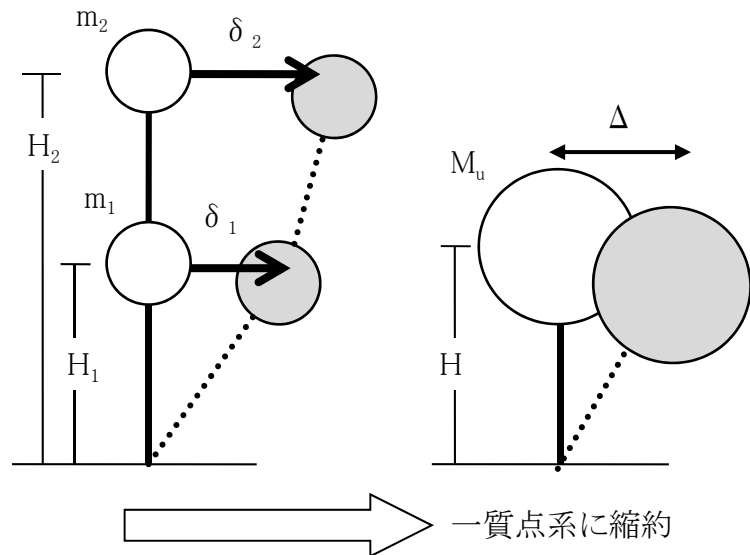
$$M_u = \frac{(\sum m_i \delta_i)^2}{\sum m_i \delta_i^2} \quad (5.8)$$

4) 代表変位の計算

$$\Delta = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{\sum m_i \delta_i} \quad (5.9)$$

5) 等価高さの計算

$$H_e = \frac{\sum m_i \delta_i H_i}{\sum m_i \delta_i} \quad (5.10)$$



(2) 等価固有周期の計算

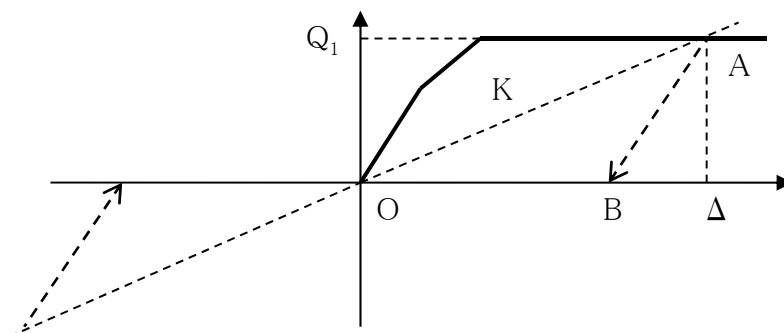
$$K_e = \frac{Q_1}{\Delta} \quad (5.11)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_e}} \quad (5.12)$$

(3) 等価粘性減衰定数の計算

建築物の減衰定数 (h) は履歴減衰 (h_{eq}) に 5% の減衰 (h_0) を付加したものである。これは検証用地震動として定められている (4.1) (4.2) 式に示す加速度応答スペクトルが、減衰 5% に相当するためである。

履歴減衰の計算は、1 層のせん断耐力と代表変位による復元力特性から履歴面積を求めて計算する。その際の戻り剛性は、初期剛性に平行して戻るとしている。



$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (5.13)$$

ΔW : 一サイクルの消費エネルギー (三角形 OAB の面積 $\times 2$)

W : ポテンシャルエネルギー (三角形 OA Δ の面積)

$$h = h_{eq} + h_0 \quad (5.14)$$

(4) 応答値の計算

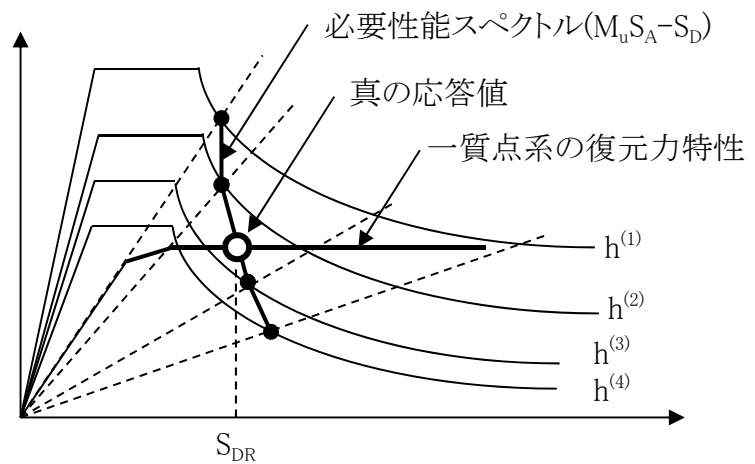
応答値の計算は、計算ステップごとに有効質量と加速度応答スペクトルから応答せん断力 (Q_n) を計算し、周期と加速度応答スペクトルから応答変位 (S_D) を計算する。計算ステップごとに応答値 (応答せん断力、応答変位) を結んだ線 ($M_u S_A - S_D$) を必要性能スペクトルとし、この曲線と建物全体の復元力特性の交点を一質点系の真の応答値 (S_{DR}) として図より読み取る。

1) 応答せん断力の計算

$$Q_n = M_u S_A \quad (5.15)$$

2) 応答変位の計算

$$S_D = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 S_A \quad (5.16)$$



(5) 各階の応答変位の計算

求めた一質点系の真の応答値 (S_{DR}) から、真の応答値に最も近い計算ステップの変形モード (δ_i / δ_1) を用いて、 i 階の応答変位 (δR_i) を計算する。

$$U_h = \frac{\left(\frac{\delta_2}{\delta_1} - 1\right)(H_e - H_1)}{H_2 - H_1} + 1$$

$$\delta R_2 = \frac{S_{DR} \times \frac{\delta_2}{\delta_1}}{U_h} \quad (5.17)$$

$$\delta R_1 = \delta R_2 \times \frac{\delta_1}{\delta_2} \quad (5.18)$$

ここで、 δR_2 : 2 階の応答変位、 δR_1 : 1 階の応答変位

(6) 各層の応答変形角の計算

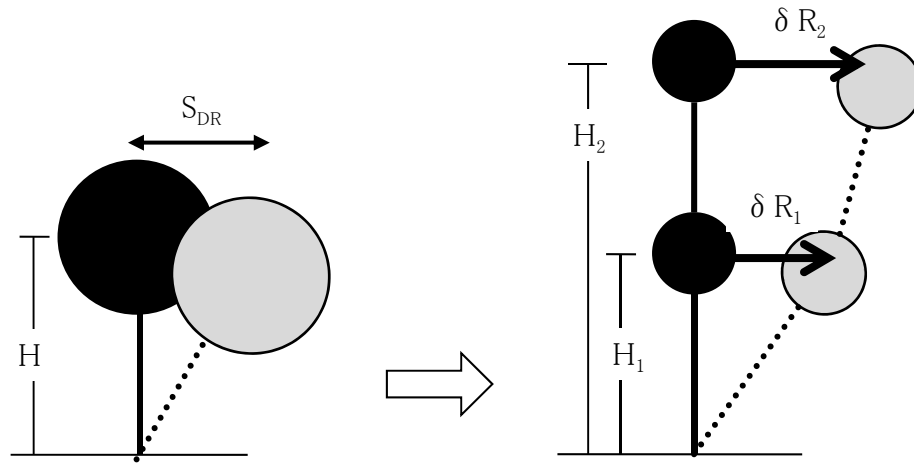
求めた各層の変位から、当該高さを用いて各層の変形角 (R_i) を計算する。

$$R_{DR} = \frac{S_{DR}}{H_e} \quad (5.19)$$

$$R_1 = \frac{\delta R_1}{H_1} \quad (5.20)$$

$$R_2 = \frac{\delta R_2 - \delta R_1}{H_2 - H_1} \quad (5.21)$$

ここで、 R_{DR} ：一質点系の応答変形角、 R_1 ：1階の応答変形角、 R_2 ：2階の応答変形角



1 質点系の応答値から各階の応答変位を算出

5. 6 代表応答変位と最大応答変位

応答計算は質点系として並進変形モードが卓越するとして代表応答変位を求めている。偏心が小さく一定の水平構面剛性が確保されていれば、最大応答変位となる鉛直構面の変形がクライテリアを満たすと考えられるが、偏心が大きいと代表応答変位がクライテリアを満足しても最大応答変位がクライテリアを満足できないため、最大応答変位がクライテリアを満足するかを検討する必要がある。

5. 6. 1 偏心による最大応答変位の算定方法

時刻歴解析による検討結果および実大振動台実験結果から、偏心率と最大応答変位の関係を次のように設定する。

偏心率は原則として 0.3 以下とする。

偏心率が 0.15 以下の場合は、最大応答変位もクライテリアを満足するとしてよい。

偏心率が 0.15 を超え 0.3 以下の場合

偏心率が 0.3 で最大応答変位が代表応答変位の 2.0 倍とする

偏心率が 0.15～0.3 では、比例配分して最大応答変位を推定する

偏心率の計算

各鉛直構面の層間変形角が 1/30 の時の等価剛性を用いて算定する

【解説】

構造耐力要素の平面的な偏在や部分 2 階等で重心が偏っている場合は、実大振動台実験及び地震被害調査等の結果から、建築物にねじれ振動が生じ倒壊・崩壊の原因になっている場合が多いこと、また石場建ての建築物では、偏心により柱脚の移動も増大することがあるため、偏心率を計算し、偏心が大きくなるような構造計画とすることが望ましい。

5. 6. 2 水平構面の剛性による最大応答変位の算定方法

偏心がない場合でも水平構面の剛性が小さい場合は、剛性の小さい鉛直構面の応答変位（最大応答変位）がクライテリアを満足しない場合がある。また大きな吹き抜け等で剛性が小さくなる場合もある。

「最大応答変位の算定方法については検討中」

6. 部材の設計

構造耐力上主要な部分に対して、長期、短期ならびに最大級の荷重・外力に対する部材の安全性の確認が必要となる。ここでは、柱、横架材、小屋組、床組、基礎の検討を行う。

検討を行う荷重・外力およびその組合せは、3 章による。

6. 1 長期、短期ならびに最大級の荷重・外力に対する安全性の確認

6. 1. 1 積雪に対する検討

積雪に対する検討は、短期および最大級の積雪荷重の大きさと長期荷重の大きさをそれぞれに対応する材料の短期許容応力度又は部材強度と長期許容応力度の比を比較することによって安全を確認することができれば、直接的な応力計算および断面の検討を省略できる。

多雪地域の建物で積雪の影響を無視できない場合もあるので注意する。検討対象の部材は柱、

屋根横架材、小屋組部材、母屋、垂木である。

6. 1. 2 風圧力に対する検討

風圧力に対する検討は、短期および最大級の風圧荷重の大きさと、応答計算で得られた損傷限界地震応答せん断力、安全限界地震応答せん断力と風圧力の大きさを比較することによって、地震応答せん断力が風圧力より大きい場合には【地震応答せん断力 $\geq$ 風圧力】を計算で証明することによって後の計算を省略できる。

ただし、小屋組材には屋根面に垂直応力が働くので、別途長期と風圧時の力の大きさを比較して安全を証明する。建物の水平方向の力が地震力より小さくても小屋組部材の検討を省略できない場合があるので注意する。

また、外部に面した吹き抜け柱や耐風梁は、短期及び最大級の風圧荷重に対する安全の検討は省略することができないので必ず検討する。

6. 1. 3 地震力に対する検討

損傷限界、安全限界応力に対して必ず検討する。柱については、垂れ壁・腰壁付き柱および通し柱がその検討対象になる。横架材については、2階に横架材上に土壁架構がある場合に、1階で柱が抜けていると壁に作用するせん断力による転倒モーメントが発生することで、横架材に曲げモーメントが生じるので検討が必要になる。

6. 2. 1 柱の検討

- ・柱に作用する長期、短期ならびに最大級（限界耐力計算用）の荷重・外力の3つの荷重ケースの軸力および曲げに対する柱の断面応力度の検討を行う。
 - ・階段廻りや吹き抜けに面する柱など水平構面がなく、柱支点間距離の長い柱は風圧力による面外方向に生じる風荷重時の曲げモーメントについての検討も行わなければならない。ただし、風を受ける柱面に直交する壁が取り付く柱は、壁土の亀裂、小舞の膨らみ、壁土の剥落が生じるが、柱の破壊を招いていないことは実験によって確かめられていることから検討の対象から除く。
 - ・垂壁、腰壁及び差し鴨居等が取り付く柱は、地震時は稀に発生する地震動（損傷限界時）、最大級の地震動（安全限界時）に対する水平力により検定する。その場合の検討は断面欠損を考慮した実断面で検討する。
 - ・1階柱脚については、めり込み応力度の検討および引き抜きの検討も行う。
 - ・以上の計算を行うためには各柱の軸力の計算が欠かせないが、木造建物は柱の数が多く計算に多くの労力を要する。同一の材種、寸法の柱であって短期に生じる変動軸力の影響が小さい柱であって基礎の計算に差し支えない箇所については計算を省略することができる。
- なお、曲げに対する検討を行わないでよい柱については柱径と座屈長さから求めた許容座屈荷重と柱の最大軸力を比較することで安全性の確認を行なっても良い。

6. 2. 2 横架材の検討

- 1) 横架材の長期荷重に対する検討を行う。また、水平力により短期（地震時は損傷限界および安全限界の水平力により検定。）の鉛直付加軸力が加わる陸立ち柱が取り付いている場合も同様に検討する。その際、鉛直付加軸力は復元力特性の上限値によって算出する。
- 2) 横架材には、ほぞやあご、蟻、根太彫りなどの欠き込みがあるので断面性能の評価に適切に

反映させる。また、横架材端部の接合部（仕口）は既述した接合のための欠き込みのほかに、柱接合部にはほぞ（あるいは雇いほぞ）差しのための加工による断面欠損があるので考慮して検討する。

- 3) 曲げ応力度の検討において、横架材引張側（下部分）に切り欠きがある場合は断面係数を低減して、曲げ応力度を検討する。

参考として、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」では有効 $Z_e = 0.45 \times$ 正味断面係数 Z_o となっている。

- 4) 柱梁仕口においては、後の 6. 2. 4 で述べるような、損傷限界時に損傷がなく、安全限界時に大きな損傷がない接合部とした場合には接合部（仕口）の検討は省略できる。
- 5) 外部に面した耐風梁は長期、短期、最大級の風圧荷重に対する安全の検討を行う。
- 6) 令 82 条 4 項に基づく使用上の支障が起こらないことの検討は、平 12 建告 1459 号に定められている。固定荷重および積載荷重によってはり又は床に生ずるたわみの最大値を計算し、たわみ量が当該部材の有効長さの $1/250$ 以下であることを確認する。その場合の積載荷重は、令 85 条の地震用積載荷重でよい。計算にあたっては木材の長期間の荷重に対する変形増大係数 2.0 を考慮する。

なお告第 1459 号の第一の規定により、 $\frac{D}{l} > \frac{1}{12}$ の場合は検討を省略できる。

D : 梁のせい (mm) l : 梁の有効長さ (mm)

- 7) 以上の検討は同スパン・同寸法の部材がある場合は、最も不利な（受ける荷重が最も大きい）部材について、検討することによりよい。

【解説】

横架材の検定については、計算を行わずスパン表を用いる方法もある。財団法人日本住宅・木材技術センター発行の「木造軸組工法住宅の横架材及び基礎のスパン表」の他、都道府県が横架材のスパン表を発行している場合もある。

6. 2. 3 小屋組部材の検討

- 1) 小屋組部材の検討は長期荷重、積雪荷重、風荷重について行う。個々の部材の検討は短期および最大級の積雪荷重・風荷重の大きさと、長期荷重の大きさを、それぞれに対応する材料の短期許容応力度又は部材強度と長期許容応力度の比を比較することによって安全を確認することができれば、直接的な応力計算および断面の検討を省略できる。
- 2) 風吹き上げ荷重は屋根が軽い場合には、検討を省略できるかどうかには注意しなければならない。特に軒垂木や小屋束については負圧力によって浮上り力を生じる事があるので計算によって確かめ、金物などにより必要な補強を行わなければならない。

6. 2. 4 水平構面の検討

- 1) 屋根及び小屋組については、建物の平面形が不整形で屋根面の繋がりが少ない部分がある場合は、それぞれのゾーンに分けて検討し耐震性能を満足することを確認する。また繋がりの少ない部分においても水平力の伝達が可能なことを確認する。
- 2) 部分 2 階で下屋がある場合は、屋根面だけではなく母屋・垂木との接合部分を含めて水平力の伝達が可能なことを確認する。

3) 2 階の床に大きな吹き抜けがある場合は、吹き抜けを挟む両側のゾーンでそれぞれ耐震性能を満足することを確認する。吹き抜け部分の床面については水平力の伝達が可能なことを確認する。

【解説】

屋根及び小屋組については、地震時に多雪地域などで見受けられる特殊な小屋組の住宅が損傷を受けた例があるが、一般には建物の平面形が整形で適切に小屋組が組まれていれば、近年の地震時でほとんど地震被害がなく、実大振動台実験の結果からも大きな問題がないと考えてよい。

屋根面で繋がりが少ない部分がある場合は、それぞれのゾーンで鉛直構面の剛性等構造特性をできるだけ同じにして、水平構面に作用する水平力を小さくし損傷をもたらないよう設計する必要がある。

部分 2 階で下屋がある場合は屋根面が 2 階床面と同一レベルでないために、水平力の伝達経路が複雑になる。このために水平力の伝達が可能になるよう、特に下屋部分に水平力を分担している構造要素が多く存在する場合は、必要に応じて下屋部分の 2 階床レベルに新たに水平構面を設ける等の対策が必要になる。

2 階の床面に大きな吹き抜けがある場合は屋根面と同様に、この部分の床面に作用する水平力を小さくする必要がある。

6. 2. 5 屋根葺き材の検討

屋根葺き材の構造計算は、令 82 条の 4 に従い、屋根葺き材の短期許容吹き上げ荷重が、屋根葺き材に作用する風圧力 W を上回っていることを確認する。

屋根葺き材に作用する風圧力の検討（平 12 建告 1458 号）

屋根葺き材に作用する風圧力 W (N/m^2) は、以下の式によって計算する。

$$W = \bar{q} C_f$$

$\bar{q}$: 平均速度圧 [N/m^2]

$$\bar{q} = 0.6 E_r^2 V_0^2$$

E_r : 平均速度の高さ方向の分布を示す係数で、①式、②式による

ただし、地表面粗度区分がⅣの場合においては、地表面粗度がⅢの場合における数値を用いるものとする。

$$H \leq Z_b \text{ のとき } E_r = 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^2$$

$$H > Z_b \text{ のとき } E_r = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^2$$

H : 建築物の高さと軒の高さの平均[m]

Z_b : 地表面粗度区分に応じて化下表に揚げる数値。

Z_G : 地表面粗度区分に応じて化下表に揚げる数値。

地表面粗度区分	I	II	III	IV
Z_b [m]	5	5	5	10
Z_G [m]	250	350	450	550
α	0.10	0.15	0.20	0.27

α 、 Z_b 、 Z_G : 地表面粗度区分に応じた係数
(平 12 建告 1454 号第 1 第 2 項の表の数値)

G_f : ガスト影響係数 (平 12 建告 1454 号第 1 第 3 項の表の数値)

屋根葺き材の許容引き上げ荷重は、計算によらなくとも、屋根葺き材のメーカー、各種団体などが用意している資料を使用することができます。

瓦屋根: 瓦屋根標準設計・施工 ガイドライン(社団法人 全日本瓦工事業連盟他 発行)

スレート屋根: 住宅屋根用化粧スレート葺き屋根耐風性能 設計施工ガイドライン(NPO 法人 住宅外装テクニカルセンター編)

6. 2. 6 接合部の検討

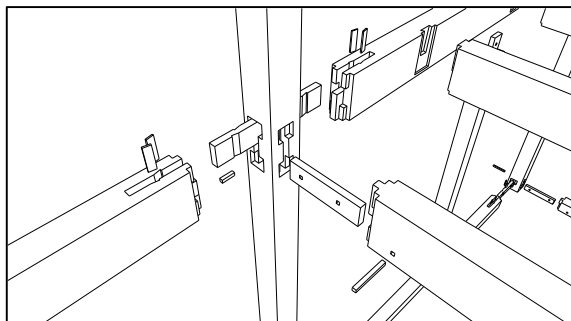
構造上の主要な柱-横架材の仕口接合部については、損傷限界時に損傷がなく、安全限界時に大きな損傷がない接合部とする。

下表は、伝統的木造建築物においてよく採用される接合部の一覧である。特に柱-横架材の接合で実験によって損傷限界、安全限界において損傷がないことが確認でき、第 2 部の設計例で採用した仕口の一覧を参考に示した。

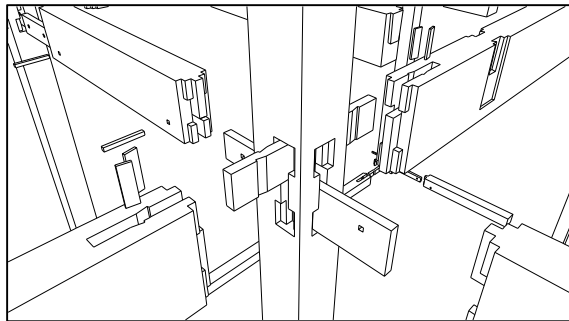
形状	要素（留め方）		使用位置	
サオ	込栓	クサビ有	柱	横架材
	鼻栓	クサビ無		
雇い	シャチ		柱	横架材
	込栓			
	鼻栓＋シャチ			
	鼻栓＋込栓			
引独鈷	シャチ		柱	横架材
	込栓			
蟻掛	腰掛		横架材	横架材
	兜			
	大入れ			
渡り顎	大入れ		横架材	横架材
	胴ツキ			
	栓有			
	栓無			
下ゲ鎌		クサビ		
		込栓		
		込栓＋クサビ		
包込み		クサビ		
ホゾ	長ホゾ	込栓有	柱	横架材
		込栓無		
	短ホゾ			
	寄せ蟻			
	二枚蟻			
貫	標準的な断面寸法			
	段数			
	継手の種類・端部の納まり			

接合方法の例

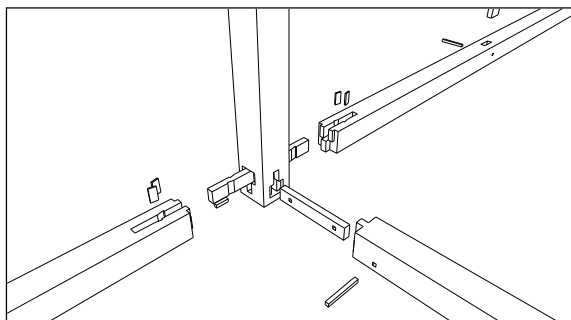
(平成 22 年度の実大振動台実験で損傷限界時に損傷が無いことを確認し、同実験の試験体解体時の損傷調査において安全限界時に損傷が無いことを確認している。)



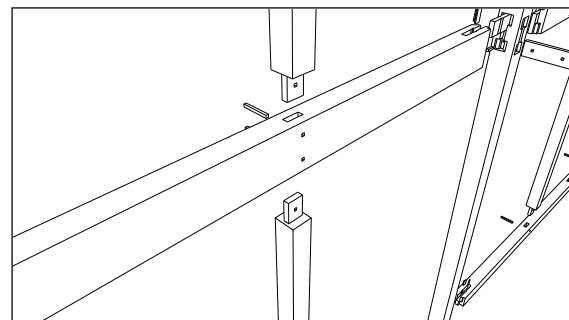
胴差し: やといほぞ・シャチ栓止め



床ばり: やといほぞ・シャチ栓止め



足固め: やといほぞ・シャチ栓止め



柱: 長ほぞ・込栓打ち

7. 柱脚の設計

柱脚の形式として、土台、石場建てとする。

7. 1 土台形式

柱脚を土台に緊結し、柱脚の水平移動しないことを前提とする。また、柱脚の浮き上がりについて検討する。令 42 条の規定に準拠する。

土台を基礎にアンカーボルトで固定する他、浮き上がり力が作用する柱が土台から抜け出さないが必要になる。柱と土台の接合部を長ほぞ込栓仕様とする場合は、込栓の耐力が引抜力を上回ることを確認する。

7. 2 石場建て形式

石場建てでは、種々の形式があるが、ここでは、柱脚が直接、礎石またはコンクリート上に設置される形式を対象とする。柱脚部に地長押、地貫を取り付ける形式を含む。

1) 柱脚の水平移動を拘束し、浮き上がりを許容する場合

柱脚の浮き上がりによって生じる構造耐力の低下について検討する。

2) 柱脚の水平移動及び浮き上がりを許容する場合

柱脚部を基礎（礎石やコンクリート）に緊結しない場合について、柱脚の水平移動及び浮き上がりによって生じる構造耐力の低下について検討する。

稀に発生する地震動では柱脚の滑りによる移動が生じないことを確認する。極めて稀に発生す

る地震動に対しては柱脚の滑りや浮き上がりを許容するが、建物を修復可能な損傷に留めるために、原則として柱脚が礎石から落下しない設計とする。

7. 3 柱脚の水平移動の検討

7. 3. 1 水平移動の判定方法

柱脚の滑りによる移動が生じないことは、下記の式により判定することができる。

柱脚部に作用する摩擦力 (F_0) > 柱脚部に作用する最大せん断力 (Q_0)

また、移動が生じることは、下記の式により判定する。

柱脚部に作用する摩擦力 (F_0) < 柱脚部に作用する最大せん断力 (Q_0)

柱脚部に作用する摩擦力は、礎石に作用する建築物の重量(各階の固定荷重及び積載荷重の和)に摩擦係数を乗じて計算する。その際に建築物の重量は、地震力に対する応答変形角を求める際の質点系にモデル化した場合と異なり、最下階の下半分の重量を含めた総重量とする。

柱脚部に作用する摩擦力 (F_0) = $\mu \times$ 礎石より上部の建築物の重量

ここで、柱脚と礎石の摩擦係数 μ を平均的に 0.4 とする。

地震力によって建築物の柱脚部に作用するせん断力は、地震力によって各層に作用する水平力の総和とする。柱脚部に作用する最大せん断力 (Q_0) は 1 層に作用する最大せん断力 (Q_1) と 0 層 (1 階床以下) に作用する最大せん断力との和とする。0 層の最大応答加速度 (α_0) は、ほぼ地表面の最大加速度と同等として入力地震動の最大加速度が作用するとする。

$$\text{柱脚部に作用する最大せん断力 } (Q_0) = Q_1 + (m_0 \times \alpha_0) \quad (2)$$

Q_1 : 1 層に作用する最大せん断力

m_0 : 0 層の重量

α_0 : 0 層の最大応答加速度

0 層の最大応答加速度は、以下を想定する。

稀に発生する地震動の場合 $\alpha_{d0} = 0.1G$

極めて稀に発生する地震動の場合 $\alpha_{s0} = 0.4G$

ただし、ここで各層の最大せん断力は、地震応答計算で用いた復元力特性は安全側に設定しているので、復元力特性の上限値とする。

7. 3. 2 柱脚の滑り量の算定方法

付図 1 のように基礎質量(1 階床質量) m_0 を付加したモデルを考える。質点の水平方向の全体変位 x_t は次式で表される。

$$x_t = x_e + x_s \quad (1)$$

ここで、 x_e は基礎からの上部建物変位、 x_s は基礎滑りによる変位である。基礎固定の建物の剛性を k_e 、滑りと全体系の等価剛性をそれぞれ k_s 、 k_t とすれば、 $Q = k_e x_e$ 、 $(1 + \alpha_0)Q = k_s x_s = k_t x_t$ より、

$$\frac{1 + \alpha_0}{k_t} = \frac{1}{k_e} + \frac{1 + \alpha_0}{k_s} \quad (2)$$

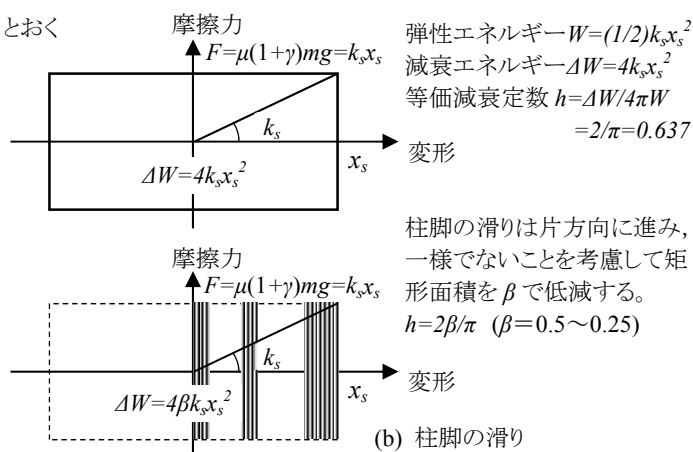
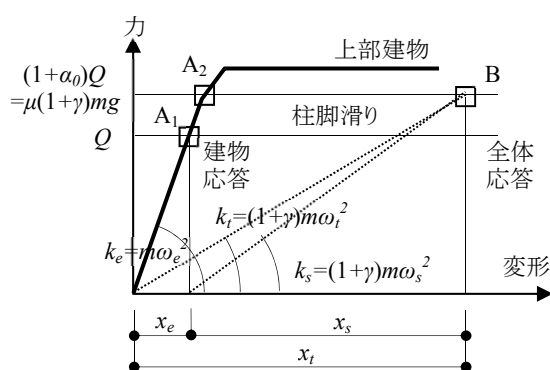
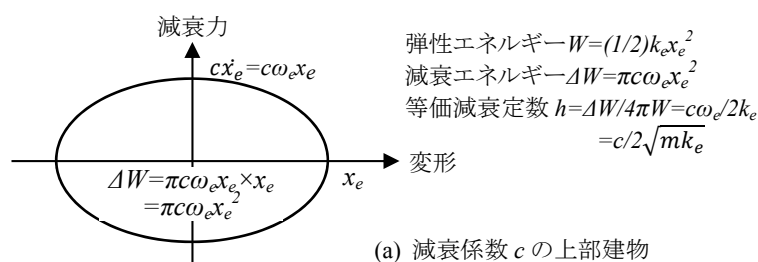
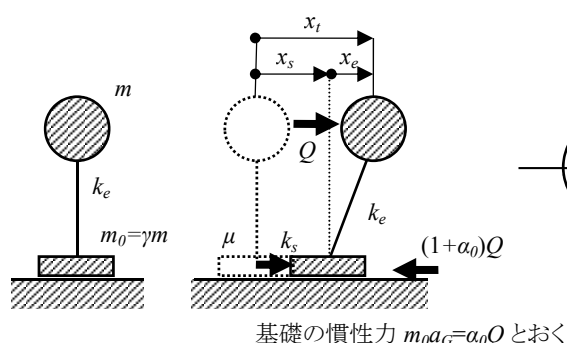
滑りを有する連成系の周期 T_t は

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{(1+\gamma)m}{k_t}} = 2\pi \sqrt{\frac{(1+\gamma)m}{(1+\alpha_0)k_e} + \frac{(1+\gamma)m}{k_s}} = \sqrt{\frac{(1+\gamma)}{(1+\alpha_0)} T_e^2 + T_s^2} = T_e \sqrt{\frac{1+\gamma}{1+\alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \quad (3)$$

すなわち T_t は建物周期 T_e に調整係数 r^* を乗じて与えられる。

$$T_t = r^* T_e, \quad r^* = \sqrt{\frac{1+\gamma}{1+\alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \quad (4)$$

ここで、 γ は基礎質量 m_0 の建物質量 m に対する比 $\gamma = m_0/m$ 、 α_0 は基礎作用する加速度を a_G として、基礎慣性力 $m_0 a_G$ の建物せん断力 Q に対する比 $\alpha_0 = m_0 a_G / Q$ を表している。



付図 1 m_0 を考慮した基礎滑りモデル

付図 2 減衰による消費エネルギー ΔW と等価減衰定数

一方、歪エネルギー W は次式となる。

$$W = \frac{1}{2}(k_e x_e^2 + k_s x_s^2) = \frac{1}{2} k_t x_t^2 \quad (5)$$

建物減衰や滑り摩擦による消費エネルギー ΔW は付図 2 を参照して次式で与えられる。

$$\Delta W = \pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2 \quad (6)$$

ここで、 ω_t は連成円振動数、 c は基礎固定時の建物減衰係数を示す。(5)および(6)式から

$$h_t = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} \quad (7)$$

次の関係を用いて上式を整理する。

$$c = 2h\sqrt{mk_e}, \quad \frac{x_e}{x_t} = \frac{k_t}{(1+\alpha_0)k_e} = \frac{1+\gamma}{1+\alpha_0} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^2, \quad \frac{x_s}{x_t} = \frac{k_t}{k_s} = \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 \quad (8)$$

$$x_e = \frac{Q}{k_e}, x_s = \frac{(1+\alpha_0)Q}{k_s}, x_t = x_e + x_s = Q \left(\frac{1}{k_e} + \frac{1+\alpha_0}{k_s} \right)$$

$$x_e = \frac{k_s}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t, \quad x_s = \frac{(1+\alpha_0)k_e}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t \quad (9)$$

(7)式右辺の第 1 項、第 2 項はそれぞれ

$$\frac{\pi \omega_t c x_e^2}{2\pi k_t x_t^2} = \frac{\sqrt{\frac{k_t}{(1+\gamma)m}} 2h\sqrt{mk_e} x_e^2}{2k_t x_t^2} = h \sqrt{\frac{k_e}{(1+\gamma)k_t}} \left(\frac{x_e}{x_t}\right)^2 = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha)^2} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^3$$

$$\frac{4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{k_s}{k_t}\right) \left(\frac{x_s}{x_t}\right)^2 = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2$$

と書ける。従って全体系の等価減衰定数は次式のように表される。

$$h_t = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^3 + \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 = \frac{(1+\gamma)}{(1+\alpha_0)^2} \frac{h}{r^3} + \frac{2\beta}{r^2 \pi} \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2 \quad (10)$$

滑り量 x_s を想定すれば、以上のように周期 T_t 、減衰 h_t が与えられるので、応答計算により x_t が得られ、(9)式により建物応答 x_e と滑り量 x_s を確認すればよい。結果の滑り量が想定した滑り量に整合するように繰り返し計算を行う。

なお、以上の定式化は全ての柱が一様に滑るものとして扱っているため、実際の挙動とは異なっている。減衰評価では幾分の考慮を払っているが、局所的な柱脚の滑りなどについては扱うことができないことは m_0 を考慮しない場合の定式化と同様である。

7. 3. 3 柱脚に関する仕様

稀に発生する地震動に対しては、柱脚部は移動しないこととするが、極めて稀に発生する地震

動に対して柱脚が移動する場合は、以下のように構造的な対策を行うこととする。

1) 偏心によるねじれ振動が大きいと柱脚の滑りも大きくなるので、偏心率を 0.15 以下に抑える。

2) 柱脚がばらばらに動くことや柱脚間が広がることを防止するために、足固め、地貫、地長押などを設ける。

3) 1 階床の剛性・耐力を確保して床構面の変形を抑える。

② 柱脚の浮上りについての検討

1) 柱脚の水平移動を拘束し、浮き上がりを許容する場合

ダボ筋等で水平移動を拘束する場合は、作用する水平力に対して安全性を検討する。ダボ筋は浮き上がり量に対して十分安全な長さを確保する。

浮上りの生じる柱に接続する耐力要素の復元力をあらかじめ浮上りが生じない値に低減したうえで、地震力に対する地震応答計算および暴風に対する計算を行う。

2) 柱脚の水平移動及び浮き上がりを許容する場合

浮上りの生じる柱に接続する耐力要素の復元力をあらかじめ浮上りが生じない値に低減したうえで、地震力に対する地震応答計算および暴風に対する計算を行う。

【解説】

建物の耐用年限以内に数度遭遇する可能性のある地震時（稀に発生する地震）に対しては柱脚が移動しないことが望ましい。石場建ての平屋および総 2 階建て試験体を用いた平成 22 年度実大振動台実験や時刻歴応答解析では、稀に発生する地震動時に柱脚は移動しないことが確認されている。

極めて稀に発生する地震動時には柱脚の移動が認められたが、上部構造物には大きな損傷は認められなかった。実大振動台実験での柱脚の移動量については、極めて稀に発生する地震動（BCJ-L2）では、最大 10cm（柱径 15cm 以内）、建築基準法のレベルを超える巨大な地震動（JMA Kobe 波 3 方向加振）では、20cm 前後の移動量となっている。

検討委員会では柱脚の移動について実験結果を含めて様々なケースについて解明を進めているが、柱脚の移動に関する方針が示されるまでは、極めて稀に発生する地震動時には柱脚の滑りによる移動が生じるものとして対策をする。

- ・ 柱脚が礎石から落下しないように礎石の大きさに余裕を持たせる。柱脚の滑り量の目安は最大 20cm である。
- ・ 柱脚がばらばらに移動する、柱脚間が広がる場合には、上部構造物に大きな損傷が生じる危険性があるので、柱間を足固め等で一体化する。また、地長押、地貫など設ける。
- ・ 偏心が大きい場合には、偏心によるねじれ変形が増大するとともに柱脚の移動も大きくなる可能性があるので、偏心率を 0.15 以下にする。
- ・ 水平移動を拘束する場合のダボ筋の長さは、これまでの実大実験結果を参考に 15cm 程度確保する。

8 章 地盤と基礎の検討

8. 1 地盤調査

地盤調査の主なものに、スウェーデン式サウンディング試験、標準貫入試験、平板載荷試験な

どがある。その他それらの試験を補うものとして周辺敷地の条件の観察も重要である。河川の位置、池沼の存在、田畑の位置の確認は設計しようとしている地盤の地下水位の高さ、土質やその硬軟を判断する大事なヒントとなる。また過去の地形などもその地盤が盛土、切土の何れであるかの判断する材料となる。地盤調査以外にもできるかぎり広く観察することが望ましい。

標準貫入試験は地層構成や土質を正確に知るうえで良い方法であるが、住宅基礎を比較的浅い地盤に設計しようとする場合には、建物の中央と周辺部における地盤強度の差が基礎の不同沈下などの原因となることがあるので、建物全体について等質な地盤で無い可能性があるときは、スウェーデン式サウンディング試験と併用することも考えられる。

8. 2 地盤の調査結果と地盤の許容応力度の算定

地盤の許容応力度を求める方法は、平 13 国交告 1113 号に定められている。

① 平 13 国交告 1113 号 2、表（一）による方法

長期許容応力度 $q_a = 1/3 \times (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$

短期許容応力度 $q_a = 2/3 \times (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$

q_a : 許容応力度 (kN/m²) $i_c = i_q = (1 - \theta/90)^\theta$ $i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^\theta$

α 、 β : 基礎の形状による係数

	基礎形状	
係数	円形	円形以外の形状
α	1.2	$1 + 0.2 \times B/L$
β	0.3	$0.5 - 0.2 \times B/L$

C: 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

B: 基礎荷重面の短辺または短径 (m)

N_c 、 N_γ 、 N_q : 地盤内部の摩擦角による支持力係数

	内部摩擦角									
係数	0 度	5 度	10 度	15 度	20 度	25 度	28 度	32 度	36 度	40 度 以上
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
N_γ	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 基礎荷重面より上にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m³)

② 平 13 国交告 1113 号 2、表（3）による方法（スウェーデン式サウンディング試験による方法）

長期許容応力度 $q_a = 30 + 0.6 N_{sw}$ 短期許容応力度 $q_a = 60 + 1.2 N_{sw}$

N_{sw} : 基礎の底部から 2.0m 以内の距離にある地盤のスウェーデン式サウンディングにおける 1m あたりの半回転数（150 を超える場合は 150 とする）の平均値（単位: 回）

なお、以下の場合、沈下その他の地盤の変形などを考慮して建築物に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確認することが平 13 国交告 1113 号では求められている。

基礎底より 2m 以内の地盤で荷重が 1kN 以下で自沈する層が存在する。

基礎底より 2mを超え 5m以内の地盤で荷重が 500N 以下で自沈する層が存在する。

また、告示式では N_{sw} が 0 でも $q_a=30.0\text{kN/m}^2$ の計算結果になるが、その場合には沈下に対する検討が必要となるので注意しなければならない。

8. 3 軟弱地盤対策

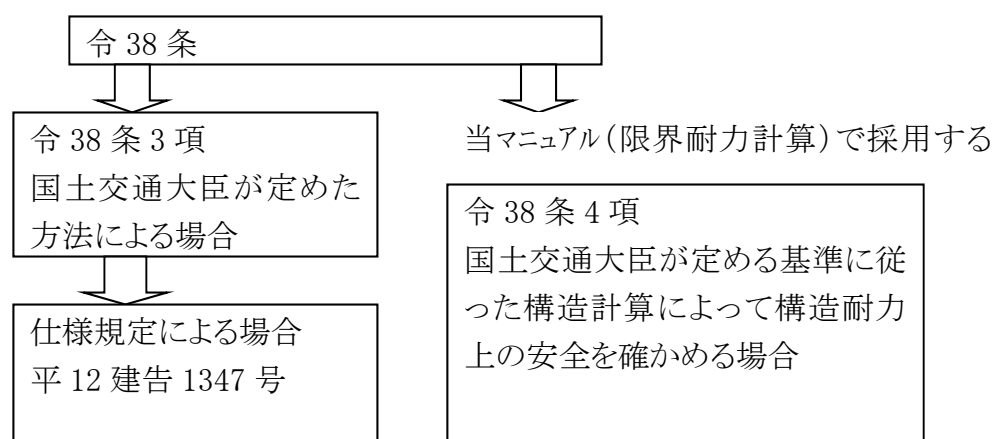
限界耐力計算においては、平 12 建告 1457 号 10 で表層地盤を第一種地盤、第 2 種地盤、第 3 種地盤の 3 種類に分類し、それぞれに応じて表層地盤による加速度応答倍率 G_s を算定する方法が示されている、計算式は本マニュアルの 4.5 地震力に示してある。

下表は、日本建築学会の小規模建築物基礎設計指針などから引用した不同沈下対策のまとめであるが、軟弱地盤は不同沈下を引き起こし建物に障害をもたらすことがあり、耐震設計以前の問題として対策を講じることが求められる。また、軟弱地盤で粘性が低く地下水位が高い場合には地盤が液状化する可能性があるが、限界耐力計算法においては、液状化しないか液状化の程度が「軽微」であることを前提としている（2007 年版:建築物の構造関係技術基準解説書 7.3.2）。下表の不同沈下対策は同時に液状化対策ともなるので参考とされたい。

8. 4 基礎形式の選定

8. 4. 1 基礎に関する法令

基礎設計に関する法令は、次のとおりである。



【仕様規定による場合】

令 38 条 3 項および平 12 建告 1347 号によって次のように定められている。

地盤の許容応力度

20kN/m²未満

20kN/m²以上 30kN/m²未満

30kN/m²以上

基礎形式

基礎杭を用いた構造

基礎杭を用いた構造またはべた基礎

基礎杭を用いた構造、べた基礎または布基礎

同じく告示 1347 号に各基礎の仕様規定が記されている。

【仕様規定によらない場合】

令 38 条 4 項により、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によって構造耐力上の安全を確認したときは、これらの告示に従わなくてもよいことになっている。仕様規定によらないこと

にする限界耐力計算ではこの設計ルートとなる。

8. 4. 2 基礎の形式

2階建て以下の建物基礎としては次のようなものが挙げられる。

- ① ベタ基礎
- ② 布基礎
- ③ 独立基礎
- ④ ①、②、③との組み合わせとしての杭基礎

8. 5 基礎の設計と注意点

それぞれの基礎の具体的な設計方法については、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」、「小規模建築物の基礎設計指針」や（財）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設計（2008年版）」、そのほかに詳細に述べられているので参考にするといよい。

ここでは、各基礎形式における注意点を記述する。

8. 5. 1 ベタ基礎

- a. ベタ基礎の接地圧の計算は、地中梁や土台で囲まれた区画ごとに

$\sigma_e = W / (L_x \cdot L_y)$ で接地圧を求め $\sigma_e \leq \text{許容応力度}$ を確認する。

σ_e : 基礎の接地圧 (kN/m²)

W: その区画の基礎版自重を含む合計重量 (kN)

L_x, L_y : その区画のたて横距離 (m)

2階建て部分と平屋建て部分の境界付近では、重量の偏在を考慮しながら計算する。

- b. 基礎スラブの断面算定

- ・断面算定用基礎反力 $\sigma' = \sigma_e - \gamma \times D$

D: 基礎スラブ厚さ (m)

γ : 基礎比重 (kN/m³ 鉄筋コンクリート 24.0)

σ', σ_e : (kN/m²)

- ・基礎スラブの断面算定は断面算定用基礎反力 σ' を用いて、地中梁で区画されたスラブごとに行う。

- ・地中梁のねじり剛性、強度による固定度を計算によって確かめられない場合は、地中梁の固定度は無いものとして計算する。中間スラブは4辺固定、外周部スラブは3辺固定1辺単純支持、コーナースラブは2辺固定2辺単純支持スラブとして応力を求める。そのうえでスラブ応力の連続性を考慮して断面算定用応力を決定する。

具体的には接するスラブ応力同志を比較し最大の値を設計用応力に

するなどの方法が考えられる。考えられる最大応力を得てスラブの設計を行うという意味から、全てのスラブを四辺単純支持スラブとして応力を計算することも行われている。

スラブ周辺の固定度が小さい場合には、スラブ中央の曲げモーメントが、最初の方法で得られた応力よりも大きくなることから、上端の鉄筋量には余裕を持たせる。

- ・基礎スラブの

許容曲げモーメントは $M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$

許容せん断力は $Q_a = f_s \cdot B \cdot j$ で求めることができる。

付着に必要な鉄筋の周長 $\phi = Q / f_a / j$

M_a : 許容曲げモーメント ($N \cdot mm$)

Q_a : 許容せん断力(N)

B : せん断力を計算している単位幅(mm)

a_t : 曲げ鉄筋断面積(m^2)

f_t : 鉄筋の許容引張応力度(N/m^2)

f_s : コンクリートの許容せん断応力度(N/m^2)

ϕ : せん断力に対し必要な鉄筋の周長(mm)

f_a : 鉄筋の許容付着応力度(N/m^2)

j : 応力中心距離(mm)

$j = 7/8 \cdot d$ 、 $d = D - d_t$

D : スラブ厚(mm)、 d_t : スラブ引張縁から引張鉄筋中心までの距離(mm)

d_t については、施工時の鉄筋位置の乱れを考慮し余裕を持たせる。

区画面積が大きいスラブがある場合は、版の剛性が小さくなり一体のべた基礎としての効果が下がるので、スラブ厚を増してダブル配筋にするなどの配慮が必要となる。

c. 短期に生じる応力の検討

対象としている2階建て以下の建物では、短期の圧縮応力度についてはあまり問題にならないことが多いが、地震時などの軸力変動が設計に用いた接地圧と比較して大きい場合には、局部的な圧縮、引張応力について検討を加えなければならない。

このことは、以下の他の基礎形式の場合も同じである。

8. 5. 2 布基礎

a. 布基礎の接地圧の計算は、基礎に偏心がない場合

$\sigma_e = W / (L \cdot B)$ で求め $\sigma_e \leq$ 許容応力度 を確認する。

σ_e : 基礎の接地圧 (kN/m^2)

W : 布基礎各通りの建物重量+基礎、立上がりコンクリート重量+基礎盤上部の土の重量

L : 布基礎の長さ(m)

B : 布基礎の幅(m)

偏心布基礎は地中梁に対するねじれモーメントおよびせん断応力を考慮した設計を行うか、または偏心接地圧を考慮した基礎の設計を行う。

b. 基礎スラブの断面算定

・断面算定用基礎反力 $\sigma' = \sigma_e - \gamma \times D$ -かぶり土重量

D : 基礎スラブ厚さ (m)

γ : 基礎比重 (kN/m^3 鉄筋コンクリート 24.0)

σ' 、 σ_e : (kN/m^2)

・基礎スラブの断面算定は断面算定用基礎反力 σ' を用いて、地中梁からの片持ちスラブとして行う。

・許容曲げモーメントの算出方法はべた基礎の場合と同じである。

8. 5. 3 地盤改良

べた基礎、布基礎、独立基礎のような直接基礎を採用するにあたって、地盤調査結果から支持力不足や不同沈下が懸念される場合には、建築物に有害な沈下・変形及び損傷が生じないように、直接基礎底面以深の地盤に地盤改良を施す必要がある。

地盤改良工法は以下の 2 工法に大別され、補強を施す深度等により工法を決定する。

- ① 基礎底面から深さ 2m 程度を平面的に連続して補強する工法
- ② 基礎底面の地盤を杭状に深さ方向に連続して補強する工法

地盤改良による支持力の算定方法は、平 13 国交告 1113 号による。

地盤改良の安全検討方法は、日本建築学会「建築基礎のための地盤改良設計指針案」、日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」を参考とすることができる。

8. 5. 4 その他の場合

特殊な例として、独立基礎とべた基礎を併用し、べた基礎にも建物支持を期待する設計も考えられるが、このような場合には、地盤の鉛直バネ定数とべた基礎盤、独立基礎の剛性が相互に関係し略算で正しい結果を得ることができない。柱に生じる軸力は独立基礎で負担させ、1 階床や土間の重量をべた基礎で負担させる方法は簡明である。

8. 5. 5 地中梁

地中梁の詳細な設計方法は（財）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設計（2008 年版）」に述べられている方法を参考とできる。

同設計方法では、基礎梁設計用応力を上部の柱間距離を用いて計算する方法が記述してあるが一般的に柱が分散している図.1 の場合にはこのような方法で良いが、図.2 のように中央部応力あるいは連続する端部応力が大きくなることがあるので、中間柱が 1 階にのみ存在し地中梁に対し十分な抑え効果が見込めない場合には、荷重状態に注意しながら設計しなければならない。

2.2.2 汎用設計グループ

(1) 汎用設計グループ活動報告

汎用設計グループは、下記のように 11 回開催した。

- 第 1 回 平成 24 年 5 月 25 日
- 第 2 回 平成 24 年 6 月 21 日
- 第 3 回 平成 24 年 7 月 28 日
- 第 4 回 平成 24 年 9 月 11 日
- 第 5 回 平成 24 年 10 月 20 日
- 第 6 回 平成 24 年 11 月 23 日
- 第 7 回 平成 24 年 12 月 25 日
- 第 8 回 平成 25 年 1 月 23 日
- 第 9 回 平成 25 年 2 月 8 日
- 第 10 回 平成 25 年 2 月 23 日
- 第 11 回 平成 25 年 3 月 16 日

(2) 汎用設計グループの主な検討内容

汎用設計法の方針と構成（設計法素案）について、下記のような検討を行い、汎用設計法（案）をとりまとめた。また、汎用設計法の設計例として実大震動台実験の試験体のモデル化を行い時刻歴応答計算結果と実大震動台実験結果を比較し、その妥当性を検証した。

1) 適用範囲、対象建物

目的

- ・原則として、すべての伝統的構法木造建築物の設計を可能とするために、最も高度な設計法として汎用設計法を構築する。
- ・新築の建物の他、既存の建物の耐震性能を把握するために本設計法を使用することができる。
- ・汎用設計法は、詳細設計法の対象から外れる建物の他に、時刻歴解析を必要とする建物に適用する。
- ・詳細設計法で設計された建物について、たとえば振れ振動の影響を詳細に検討したい（または検討すべき）場合に、設計を補完する目的で汎用設計法を部分的に使用することができる。
- ・原則として、建物規模、平面・立面・断面形状等で制約を設けない。
- ・詳細設計法の規模を超える建物
- ・免震構造・制震構造を対象に含める

（検討課題）

伝統構法建築物については、すべて解析対象にできるか調査する

2) 建物の特徴

建物別の伝統木造建築の特徴について、平面、立面的特徴を示すと共に、耐震要素、構造解析において検討すべき点を記載する。

住宅系

- ①町家型民家、②農家型民家、③数寄屋、書院、④住宅、住宅系大規模、
⑤住宅系本堂、本殿、⑥庫裏、⑦旅館、料亭

宗教建築

- ⑧仏堂、仏殿、⑨塔、⑩鐘楼、⑪土蔵

天守

3) 設計の流れ

①設計法の基本的な構成・考え方と耐震性能検証方法

- ・設計法の基本的な考え方・構成は原則として詳細設計法と同じとし、耐震性能検証方法については複数の方法の中から適切な方法を選択する。
- ・耐震性能検証方法は時刻歴解析（設計法 A）、または限界耐力計算（または近似的な応答計算）（設計法 B）とする

②解析法の適用方法と対象建物

- ・設計法 A（時刻歴解析による場合）は原則として対象を限定しない
- ・設計法 B（限界耐力計算による場合）は対象を限定する

たとえば、建物規模が詳細設計法の範囲を超える建物で、限界耐力計算によって十分耐震性能が検証可能な建物（偏心が小さい等条件設定が必要）

（検討課題）

対象建物として、限界耐力計算を適用してよい条件の検討

4) 時刻歴応答計算

5) 限界耐力計算

プッシュオーバー 荷重変形関係の抽出の課題、限界の整理

6) 法的扱い

- ・詳細設計法による場合で補完的に使用する場合は通常の確認申請扱い
- ・限界耐力計算による場合は適判対象
- ・時刻歴解析による場合は大臣認定

（免震構造と同様の扱い：免震構造の場合、規模等を限定して限界耐力計算の適用も可能になっているが、大半は時刻歴解析による大臣認定）

（検討課題）

設計法の詳細を詰める段階で再検討

7) 構造計画と設計のクライテリア

構造計画、地震動

8) 設計のクライテリア

①上部構造の損傷限界と安全限界

原則として、地震動レベルに応じた建物の限界層間変形角および各部の損傷の程度、柱脚の条件は詳細設計法と同様とする

（検討課題）

建物が倒壊に至るかどうかの判定方法（特に巨大地震時）

柱の折損の検討および倒壊への影響

偏心に対する制限

柱脚の滑りに関する制限

上下方向のバランス

詳細設計法とは異なる耐震性能評価の指標

② 建物と基礎

9) 構造要素

耐震要素の特徴を記載。設計における検討項目を明記。特に破壊性状を解説する。

①柱（転倒復元力）、②垂れ壁付き独立柱、③通し柱、④壁、⑤接合部、⑥組物

⑦水平構面（床）、⑧水平構面（小屋組）、⑨柱脚、基礎

10) 解析モデル 設計法 A（時刻歴解析）

解析の手法と解析モデル

解析モデルの特徴と検討項目の限界について整理

時刻歴解析でのモデル化

建物モデル

- ① 質点系モデル、② 質点系モデル（ねじり振動考慮可能剛床モデル）、
③ 疑似3次元モデル（パンケーキモデル）、④ 3次元モデル

解析モデルの特徴と対象建物によりどのモデル化が適切か

葺き下ろしなど層の概念が形成できない建物、通し柱など各層で完結しない要素
モデル化が難しい特殊な建築物

11) 各部のモデル化手法

時刻歴解析および限界耐力計算において個別の耐震要素の復元力特性をどのようにモデル化するかが最重要である。設計データライブラリ、実験データライブラリのデータの仕様がベースになるが、主な構造要素については具体例で示すことを検討する。

12) 柱脚を基礎に緊結しない場合（柱脚、基礎のモデル化）

13) 入力地震動、地盤種別、液状化地盤への対応

①時刻歴解析：検討用入力地震動とそのレベル

②告示の応答スペクトルによる（必須）

・稀に発生する地震時

稀に発生する地震動（解放工学的基盤での加速度応答スペクトル（告示のスペクトル）に基づいて、表層地盤での増幅特性を考慮した地表面における地震動）

・極めて稀に発生する地震時

極めて稀に発生する地震動（同上）

・巨大地震時（告示には示されていない）

巨大地震（解放工学的基盤での加速度応答スペクトル（巨大地震用として作成した加速度応答スペクトル）に基づいて、表層地盤での増幅特性を考慮した地表面における地震動）

・表層地盤における増幅特性については、告示の略算法（地盤種別による）または、地盤調査に基づいて検討した詳細解析による

・時刻歴解析用の検討用入力地震動作成での位相特性

乱數位相をもつ正弦波の重ね合わせ（3波程度）、記録波（JMA 神戸 NS、八戸港湾 NS 等合計 5 波程度）検討用入力地震動の継続時間：60 秒程度

③ サイト波

・サイト波による検討が必要な場合は適切に作成されたものを使用するか独自に作成

・たとえば京都であれば花折断層波等

④ 長周期地震動については、触れない。

14) 減衰

・減衰（マトリクス）の扱い

減衰（マトリクス）は、柱脚滑り要素、制振装置の除いた構造に対して作成する。構造の減衰の仮定法は定めないが、建物総体として層間変形角 X rad における非線形復元力特性による等価減衰および粘性減衰などの和が、xx%程度になるように調整する。（実建物に対して過大にならないようにする）

15) 各部の検討

①建物の変形

②部材の検討

・柱の折損 その後の挙動が推定しにくいいため十分な検討を行う。

・破壊の進行するものについては安全側で考慮する

③継手・仕口接合部の設計

④柱脚の設計

⑤基礎の設計

16) 地震以外の荷重・外力への対応

17) その他

立体モデルを用いた時刻歴解析により建物の地震時挙動を明らかにする場合、構造要素により応答に及ぼす影響度は異なる。またモデル化の精度も個々の要素によって異なる。さらに摩擦係数のようにある幅で検討すべき要素もあり、解析結果どのように評価するか、すればよいかが最も重要である。

限界耐力計算

- ・荷重増分法または変位増分法とする

(検討課題)

- ・限界耐力計算の手法の検討
- ・柱脚の滑りについては直接扱えないので、別途検討が必要
詳細設計法を準用することができるか等の検討

2.2.3 設計用データベース作成グループ

設計用データベース作成グループ会議は、実験検証部会で行った要素実験で得られた結果を設計用復元力特性に変換することを主な目的とし、7月29日に第一回が開催された。以下に本グループでの検討内容を示す。なお、第4回からは、実験検証部会のデータライブラリWGも合同で開催された。

(1) 実験データの処理方法

土壁、接合部、水平構面等の要素実験結果の処理方法について検討し、以下の方針で設計用の復元力を作成することとなった。各要素の設計用復元力特性の検討は、基本的に、実験検証部会のそれぞれの要素の実験担当者に依頼することとなった。

- ① 土壁は、特定変形角時において、各試験体の耐力の信頼水準75%の50%下限値を求め、その値を基準に設計用復元力（せん断応力度－せん断変形角関係）を作成する。
- ② 小壁については、小壁を含む単位フレームの要素実験結果から、小壁のせん断力－変形角関係の50%下限値を求める。さらに、取り付く柱の曲げ変形も考慮して、小壁を含む単位フレームの層せん断力－層間変位関係を求め、設計用復元力とする。
- ③ 接合部（継手、仕口）については、初期剛性と降伏耐力（降伏曲げモーメント）を求める評価式を各要素について作成し、設計で多用される仕様については、予め、評価式を用いて求めた初期剛性と降伏耐力（降伏曲げモーメント）の一覧表を準備する。また、終局変位（回転角）についても明記する。
- ④ 床構面については、床板の種類と釘の種類とをパラメータにした要素実験を実施し、設計で必要と思われる組み合わせについて、一面せん断力－変位関係を作成する。これを用いて、任意の大きさの床構面のせん断力－変形角関係を計算で求め、設計用復元力特性とする。

(2) 各要素の復元力の加算方法について

各要素を含む単位フレームの復元力を特定変形角時で単純に足し合わせる方法を採用した。要素の種類としては、全面土壁、小壁付き単位フレーム、長ほぞ仕口、差し鴨居、足固め、貫である。小壁付き単位フレームの復元力特性には、柱の曲げ変形が考慮されている。全面壁等と隣接する場合は、柱の曲げ変形性状が異なるが、補正は行わずに、単位フレームにおける復元力特性をそのまま用いこととした。

(3) 設計用データベースについて

設計用データベースは、詳細設計法や汎用設計法を使う際に参照するため、(1)で検討した各要素の設計用復元力を収録することとした。標準設計法で用いる各要素の特性値については、この設計用データベースには収録せず、設計法のなかに一覧表として掲載することとした。

実験データライブラリについては、汎用設計法を使う際、モデル化の参考資料として利用される。また、設計用データベースとリンクし、設計用復元力の設定に用いた実験結果も参照できるようにすることとした。

2.2.4 入力地震動の作成グループ

(1) はじめに

今般、耐震設計における性能照査用の地震動として、通常の二次設計で考慮している極稀地震（レベル2地震動）を超える、いわゆるレベル3に相当する安全性検証用入力地震波を作成した。

地震動の特性は震源特性・伝播経路特性、およびサイト特性で決定される。地震想定があれば震源特性が決まり、想定サイトを定めれば伝播経路特性およびサイト特性が決まる。この中でもサイト特性は地震動のレベルと周波数特性に大きな影響を与える。よって、いわゆるBCJ波の作成の基となっている「設計用入力地震動作成手法技術指針（案）」¹⁾においても、限界耐力計算法の入力地震動設定においても、表層増幅は工学的基盤より上の表層のS波速度と層厚を調査結果に基づいて与え、その平均S波速度の関数として推定増幅率を考慮することが推奨・規定されている。しかしながら、今回の入力地震動策定に際して、特定の地盤速度構造を仮定することは、地震動の性状をある仮想サイトのものに固定化することになるため、一般的な利用を目的とした入力地震動としては適していないと考えられる。

また、想定すべき最大級レベルの海溝型巨大地震としては、現在内閣府において検討されているように、東海・東南海・南海・日向灘が同時に破壊するM9クラスの4連動モデルがそれに相当するものと思われるが、その想定地震動については、震度分布図が平成24年3月31日に公開されたものの、その強震動波形は未だ公開されておらず、今後公開されるかどうかは定かではない。ただし、そこでの想定においては常に、M9.0の2011年東北地方太平洋沖地震相当の超巨大地震を意識したものとなっている。

そこでここでは、想定西日本大地震においても当然参照されることになるということと、既往最大の地震動に備えるという観点から、2011年東北地方太平洋沖地震の観測強震動波形に基づいて、2種地盤相当の入力地震動を求めることとした。その際、上記のように特定のサイトの地盤特性が強く影響することを極力避けるために、観測地震波の速度応答スペクトルをもとに、まずサイトの平均S波速度によって地盤増幅特性を補正して、さらにそれを平均してターゲットとする応答スペクトル特性を求め、それを告示の極稀地震の2種地盤相当のスペクトルレベルと比較することにより、さらに修正を加え、それをターゲットにして地震動を作成した。

(2) 参照した地震動とその特性

図2.2.4-1には2011年東北地方太平洋沖地震で観測されたK-NET・KiK-netの強震記録の中からまず、震度6強以上となる全地震波の速度応答スペクトルを重ね描いたものを示す。赤い線はその平均値と±標準偏差である。図から、特徴的なこととして、周期0.3秒から10秒まで広い範囲でフラットな特性を示していること、しかしその平均値で見ると最大でも100cm/s程度であり、決して大きなものではないこと、がわかる。

そこで、震源域（正確には強震動生成領域）に近く、大きな強震動レベルを観測した地点を選択することを考えた。まず周期0.5秒から2秒の平均応答スペクトルレベルを求め、それが平均 $+0.5\times$ 標準偏差に相当する130cm/s以上となる13地震波を選択した。本検討で用いた13地震波のサイトコードと表層30mの平均S波速度Vs30を表2.2.4-1に示す。図2.2.4-2にはその速度応答スペクトルを重ね描いたものを示す。赤い線はその平均値と±標準偏差である。なおこの選択の際に、周期0.25秒付近で非常に大きな応答を示しているMYG004(K-NET築館)はサイト固有の特性が顕著なため(例えばNagashima et al., 2012²⁾)、本検討の対象から外している。

図2.2.4-2の中には全データの包絡関数を緑で、告示レベル（極稀地震の1種地盤相当と極稀地震の2種地盤相当）を青実線および紺点線でそれぞれ参考のため示している。レベルの大きい地震動の選択によって平均値が告示の2種地盤相当のレベルまで上昇していることがわかる。しかし、この大きなスペクトルレベルには表2.2.4-1に示したようなVs30が小さな地点の地盤増幅特性が含ま

れている。先に述べたように、各地点固有のサイト特性は一般的な設計用の検討の際には含まれていない方が望ましい。そこで日本の平均的な地盤特性としての2種地盤相当の地盤の増幅特性を含んだ地震動を作成することを考える。そのためにはまず、通常の工学的基盤か、それよりも硬質の地盤上での平均的スペクトルレベルを設定する必要がある。次にサイトの補正について記載し、平均および平均+ばらつきを考慮したスペクトルレベルを計算する。

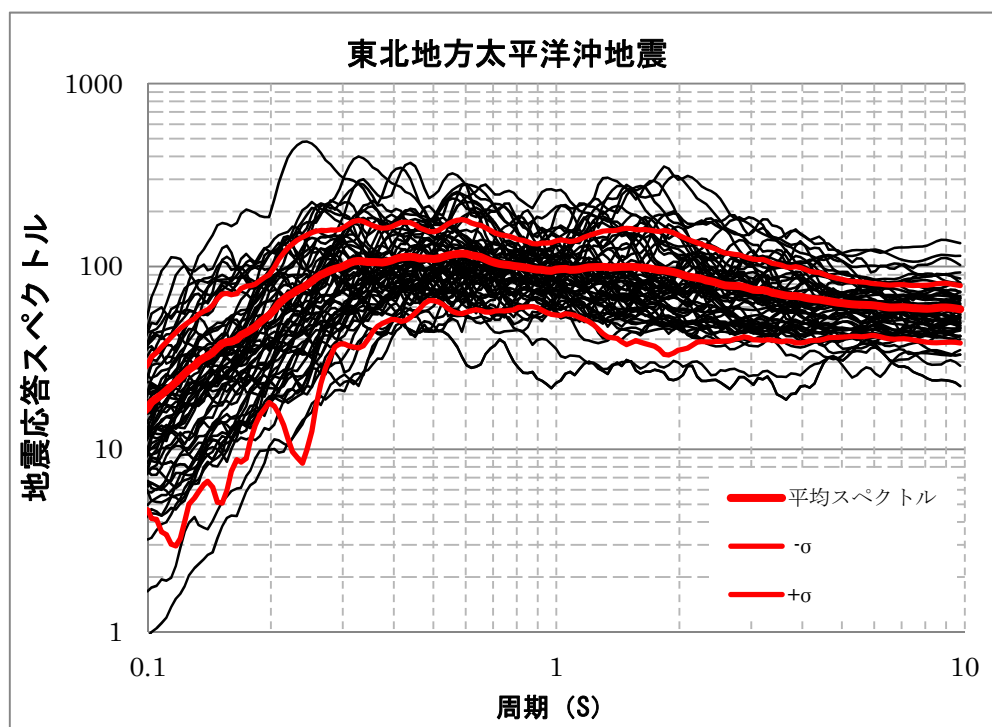


図 2.2.4-1 東北地方太平洋沖地震の本震で得られた加速度記録の 5%減衰速度応答スペクトル

表 2.2.4-1 本検討で選択したやや短周期の速度応答レベルが大きな記録

N o .	K-NET/KiK-net	Comp.	Code	Vs30 (m/s)	補正
1	K-NET	NS	IBR005	641	
2	K-NET	NS	MYG006	243	○
3	K-NET	NS	MYG010	285	○
4	K-NET	NS	MYG013	369	○
5	K-NET	NS	TCG006	517	
6	KiK-net	NS	TCGH16	285	○
7	KiK-net	NS	IBRH11	287	○
8	K-NET	EW	IBR002	479	
9	K-NET	EW	IBR013	347	○
10	K-NET	EW	KNG006	496	
11	K-NET	EW	MYG006	243	○
12	KiK-net	EW	FKSH20	350	○
13	KiK-net	EW	TCGH16	285	○

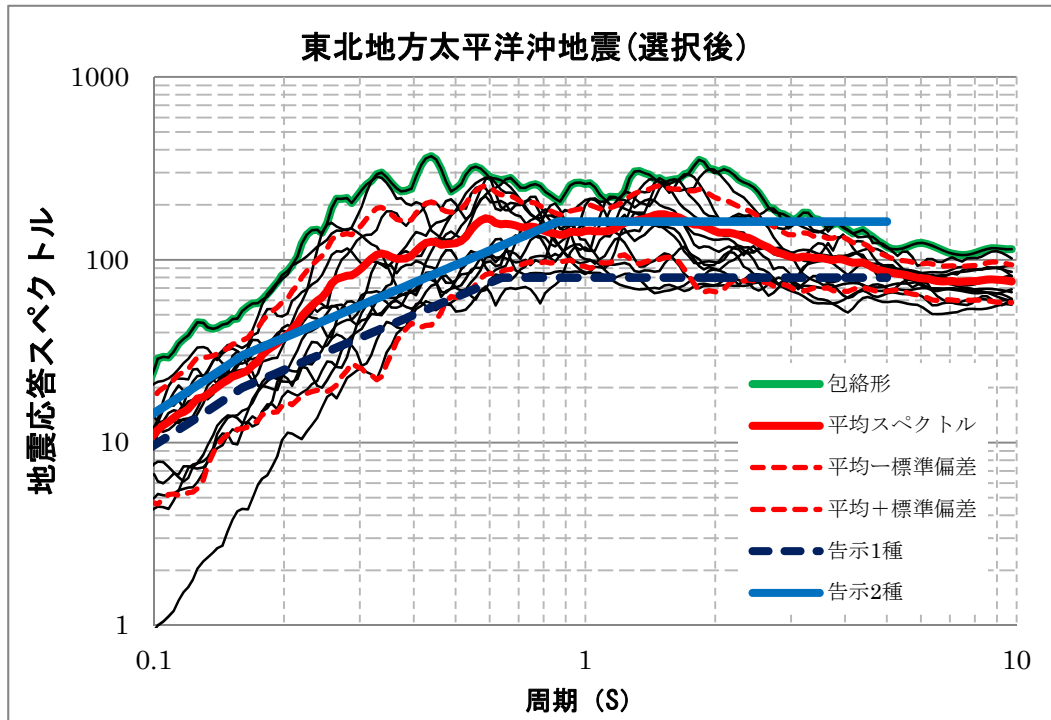


図 2.2.4-2 本検討で選択した地震動の応答スペクトルとその平均、告示スペクトル

(3) サイト特性の補正

サイト特性を補正することは、特に軟弱な地盤の場合には容易ではない。しかし、本検討では最終的に平均的特性が必要なのであるから、簡便な方法によっても最終結果には大きな影響は生じないものと期待される。そこで、地盤の増幅を表現するのによく参照される表層 30m までの平均 S 波速度 V_{s30} を用いてサイト特性を補正することを考える。

これまでの研究で V_{s30} とスペクトル特性とをカテゴライズする前の直接関連づけている研究としては、川瀬・松尾(2004)³⁾および祢占・川瀬(2006)⁴⁾以外には見当たらないので、それを参照する。彼らの論文では最初にスペクトル分離手法により、各観測点固有のサイト特性を求め、さらにそのサイト特性を説明する S 波速度構造を逆算して V_{s30} を求め、それによってサイトをグルーピングしてその平均的サイト特性を求めている。得られたサイト特性を V_{s30} のカテゴリごとに比較して図 2.2.4-3 に示す。

図から、 V_{s30} が 200m/s 以下のサイトでは周期 1 秒前後で 10 倍の増幅があること、 V_{s30} が 200m/s 以上 400m/s 以下のサイトでは 1Hz から 7Hz の広い範囲で 5 倍以上の増幅があることがわかる。この図は地震基盤からの相対的な増幅特性なので、本検討では工学的基盤よりも硬質な 1 種地盤からの増幅を考慮する必要がある。そこでここでは 1 種地盤は V_{s30} で 400m/s 以上 800m/s 以下のカテゴリに相当し、200m/s 以上 400m/s 以下のカテゴリは 2 種地盤に相当するものと考え。そこで両者の相対的増幅率を求めると図 2.2.4-4 のような値が得られる。これらの値は図 2.2.4-3 の結果から比を取って求めたもので、当然基準とした 400m/s 以上 800m/s 以下のカテゴリの比は全周波数で 1.0 となるので表示していない。

図 2.2.4-4 から、1 種地盤相当の地盤からの 2 種地盤の相対的な増幅は 1.5Hz を中心にして 1.8 倍程度に収まっていることがわかる。そこでこの地盤増幅補正を考慮して再度平均的スペクトル特性を求め、さらにそれにもう一度この相対的増幅をかけてターゲットスペクトルを設定することとする。

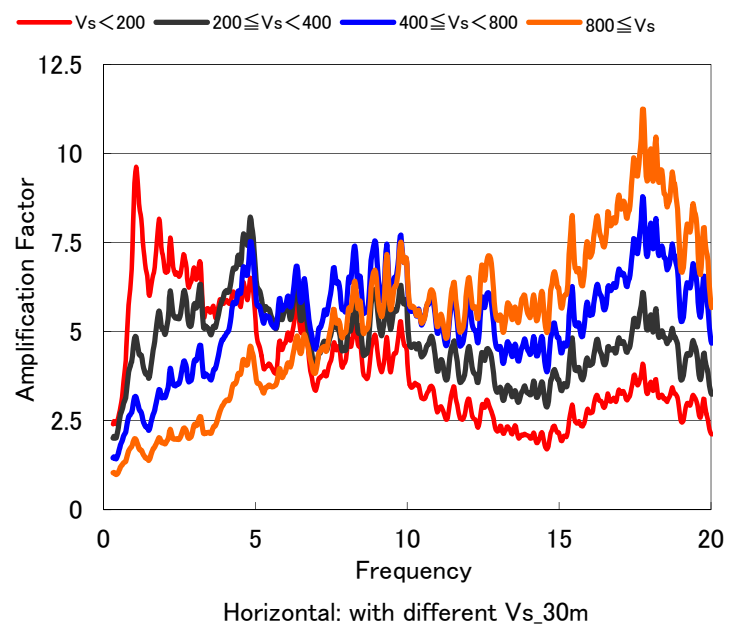


図 2.2.4-3 祢占・川瀬(2006)による Vs30 のカテゴリごとの平均サイト増幅特性

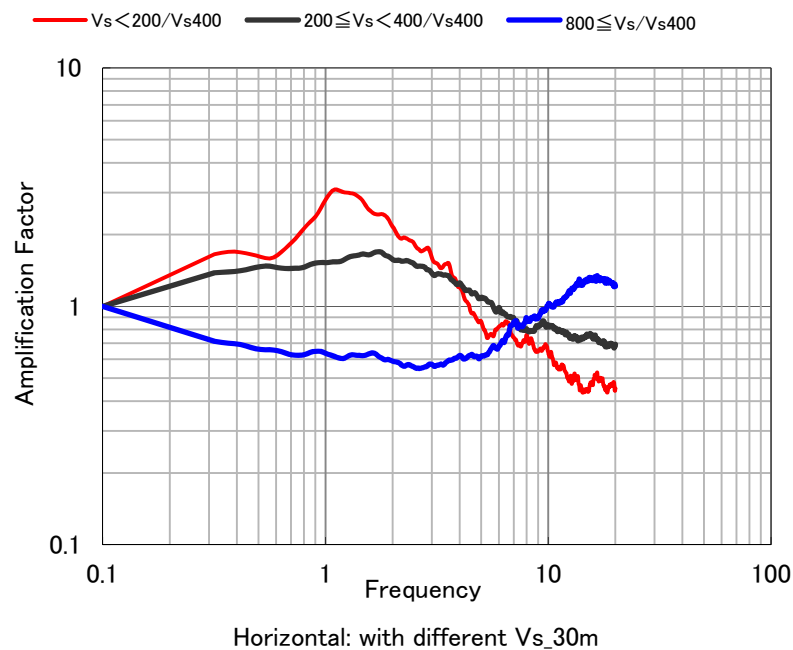


図 2.2.4-4 Vs30 のカテゴリ間の相対的増幅率 (1 種地盤相当を基準としたもの)

(4) ターゲットスペクトルと作成地震動

前章で補正スペクトルが得られたので、それを表 2.2.4-1 の V_{s30} に従って補正の必要なサイトにのみ作用させて平均および平均±標準偏差のスペクトルレベルを求めた。なお図 2.2.4-3・図 2.2.4-4 のサイト特性はフーリエスペクトルに対するものであり、応答スペクトルに対して求めたものではないが、これまでの検討事例からサイト特性に関してはほぼ同等としてよいことがわかっているのので、図 2.2.4-4 の補正スペクトルをそのまま用いている。

図 2.2.4-5 にこうして求めた速度応答スペクトルを示す。結果として平均値で見ると図 2.2.4-2 のそのまま平均したものとほとんど変わっていないことがわかる。これは表 2.2.4-1 に示したように、もともとのデータベースとしたサイトが 2 種地盤相当のものが過半数であったことに起因している。もしももっと多くの軟弱なサイトが含まれていた場合や、硬質地盤サイトが多かった場合には補正の意味はより重要だったものと考えられる。

結果として平均値には大きな差が生じなかったので、告示スペクトルの 2 種地盤相当レベルと比較すると、周期 0.3 秒から 0.6 秒の短周期側以外は大きめとなっており、長周期側では逆に小さ目となっている。そこでここでは、ターゲットスペクトルとしてこの大加速度記録の地盤増幅補正後の平均レベルと告示スペクトル 2 種地盤相当レベルのどちらか大きい方をとることとする。

図 2.2.4-6 にはそのようにして得られたターゲットスペクトルの擬似加速度応答スペクトル（速度応答スペクトルの ω 倍）を示す。1 秒以下の短周期で 3 倍程度の、1 秒以上 3 秒以下で 2 倍程度の増幅が考慮されていることがわかる。告示レベルとの相対的な増幅を表すために、1 種地盤相当からの増幅率の形で図 2.2.4-7 に相対的な地盤増幅率を比較して示す。

以上のような手続でターゲットスペクトルを求め、それを使って地震波を作成する。地震波の位相特性としてはランダムとすることも考えられるが、超巨大地震の包絡関数の適切な設定方法は未だ確立しておらず、これまでの提案を援用すると継続時間が短いものとなる可能性が高い。波形形状のリアリティを再現するためには元となる位相特性は実地震波のものをを用いるのがよいと考えられる。選択肢としては表 2.2.4-1 に示した 13 波があるが、本検討では、この中から MYG013 の波形を用いて水平 2 成分を作成することとした。

このまま同じ補正係数を用いて 2 成分を作成すると合成ベクトルとしてはターゲットを大きく上回ることになる。かといってルートを取れば 1 成分独立に入力するケースで過小評価となる。そこでここでは NS 成分（NS と EW の呼称には方向性はないが便宜的にそう呼ぶ。位相特性は MYG013 のそれぞれの成分を使用する）は上記の設定地盤増幅率を考慮したものとし、EW 成分については平均 $-0.5 \times$ 標準偏差として大きさとしては約 $2/3$ 程度のものを作成することとする。

MYG013 の観測波は全継続時間で 300 秒あり、前半には震源近傍での強震動生成領域の破壊に伴う波形があり、その後さらに海溝側の強震動生成領域の破壊で最大加速度・最大速度が生じている。建物の応答的にはこの最大加速度・最大速度が生じる後半部分で最大応答になるものと考えられるので、実験上の加振継続時間の上限および解析上の利便性に配慮し、まず観測記録の前半 75 秒と後半 75 秒をカットしてまず 150 秒の継続時間を有する地震動として切り出して合成に用いた。なお MYG013 の NS 成分には開始後 90 秒付近で最大加速度を生じるスパイク状のパルスがあるので、あらかじめそのスパイクをフィルターしておいた。

図 2.2.4-8 には位相設定用に使用した MYG013 の NS 成分観測波形を示す。図 2.2.4-9 には得られた合成波形 NS 成分相当波を示す。最大加速度はオリジナル波では 800Gal、BCJ1 種地盤相当では 350Gal 程度であるが、今回の補正を施すことにより、最大加速度で 880Gal となった。

図 2.2.4-10 には EW 成分の位相設定用に使用した MYG013 の EW 成分観測波形を示す。図 2.2.4-11 にはこの波形の位相と平均±標準偏差のスペクトル特性から得られた合成波形 EW 成分相当波を示す。最大加速度はオリジナル波では 1,000Gal、BCJ1 種地盤相当では 350Gal 程度であるが、今回の補正を施すことにより、最大加速度で 430Gal 程度となった。

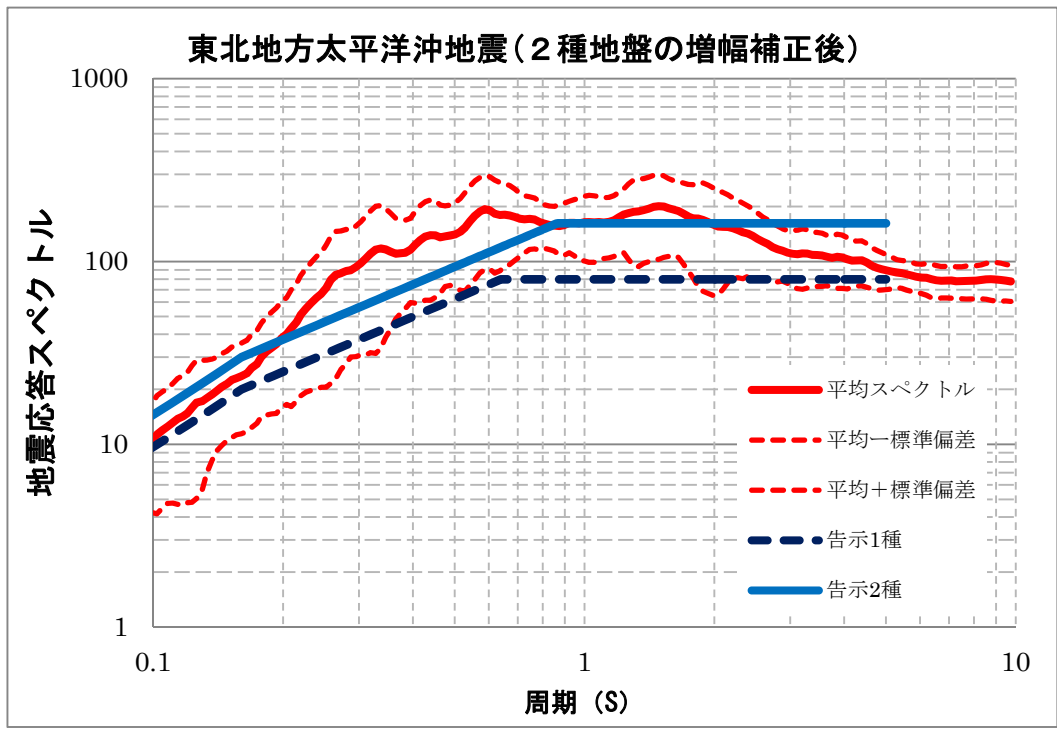


図 2.2.4-5 サイト特性を補正して平均し、再度サイト特性をかけて2種地盤相当にしたもの

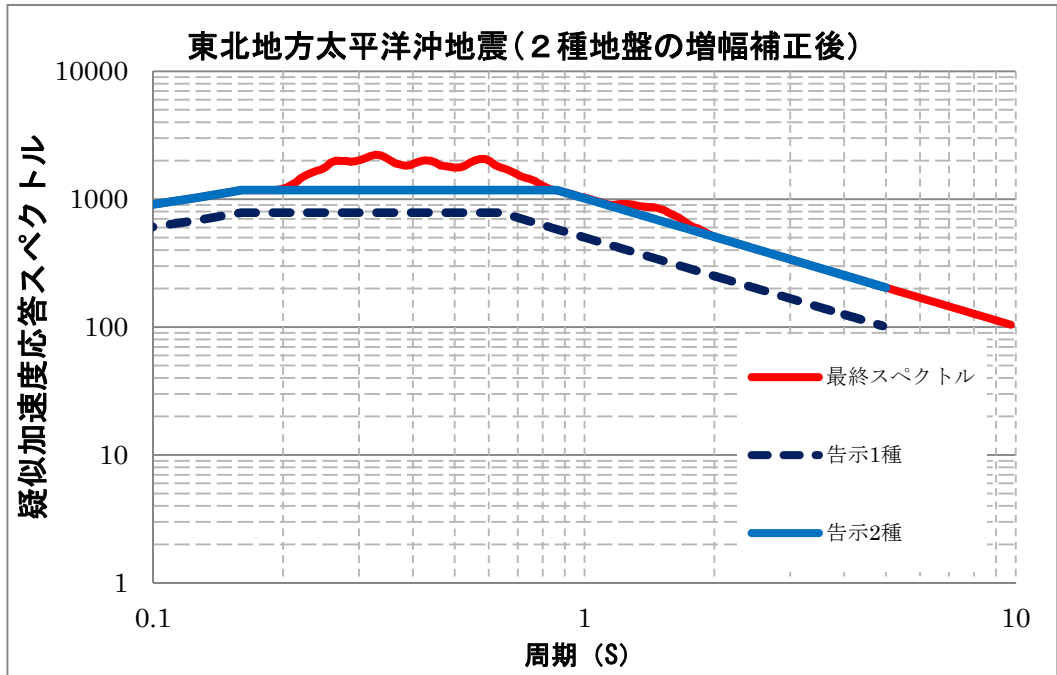


図 2.2.4-6 ターゲットとした疑似加速度応答スペクトルレベル

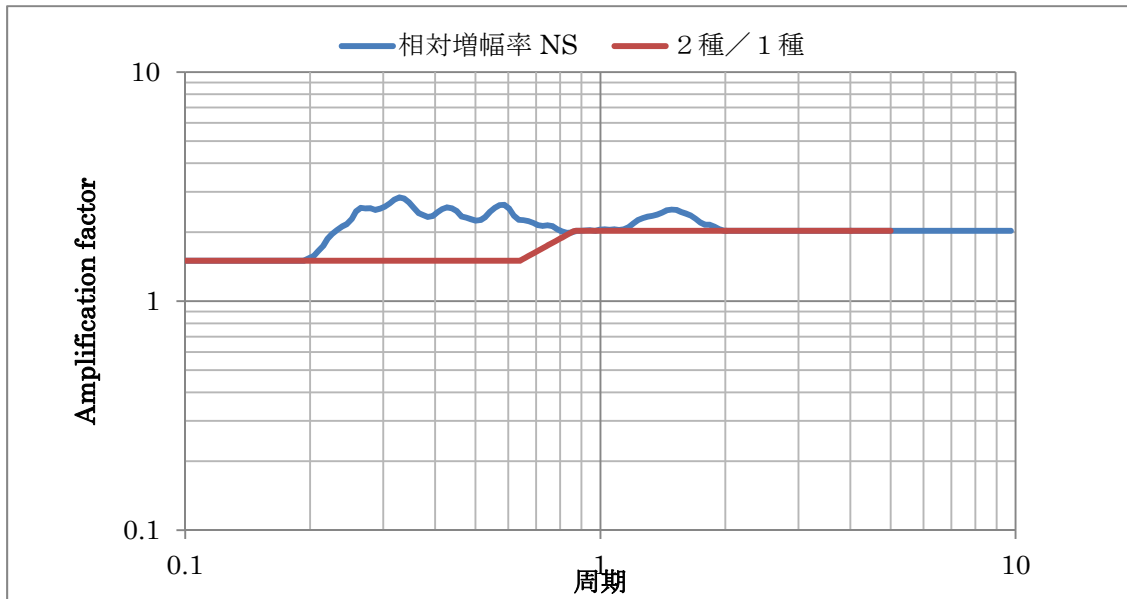


図 2.2.4-7 本検討で考慮した相対増幅率と 2 種地盤の増幅率

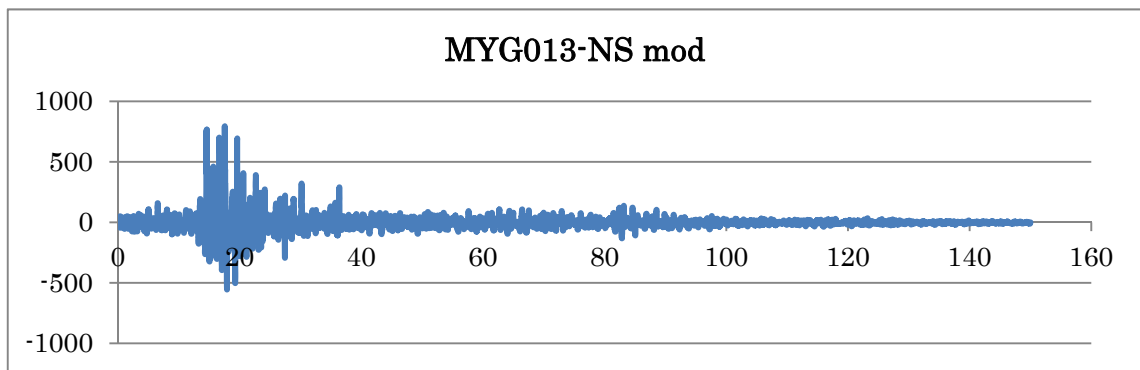


図 2.2.4-8 合成に際して位相特性を利用した MYG013 の NS 成分（スパイク除去後）

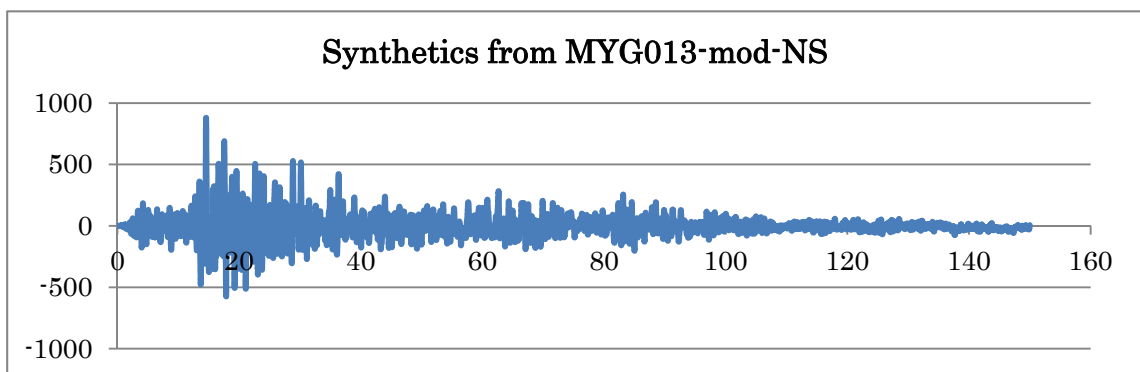


図 2.2.4-9 東北地方太平洋沖地震の平均+標準偏差のスペクトル特性を有する合成波形

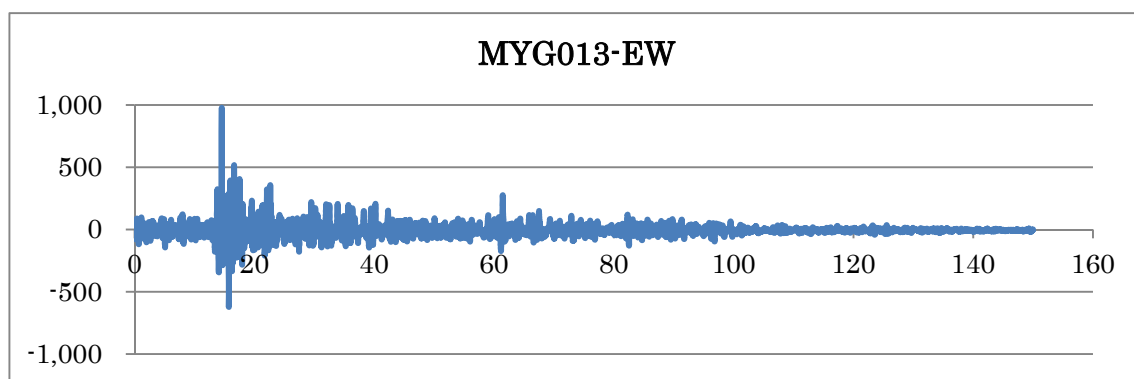


図 2.2.4-10 合成に際して位相特性を利用した MYG013 の EW 成分

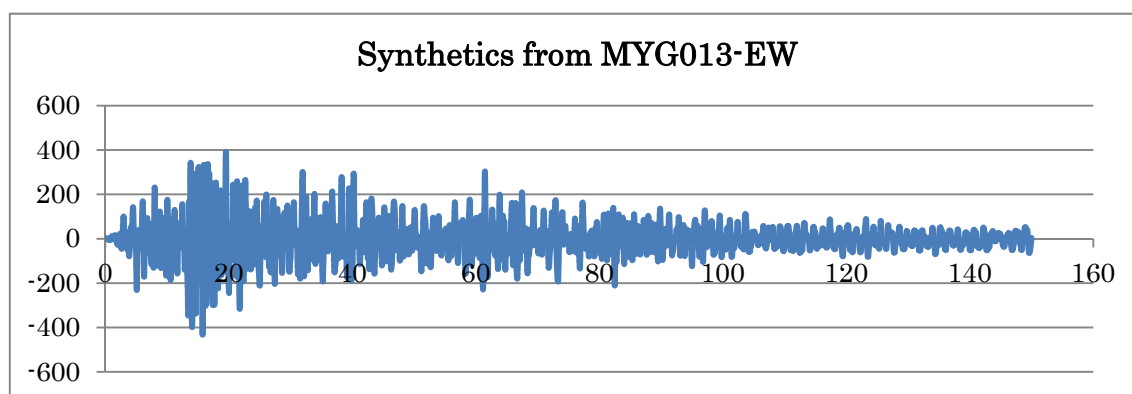


図 2.2.4-10 東北地方太平洋沖地震の平均—標準偏差のスペクトル特性を有する合成波形

(5) 上下動成分の合成

上下動については上下・水平スペクトル比 VHR が川瀬・続(2004)⁵⁾によって深さ 10m までの平均 S 波速度 V_{s10} でカテゴライズされた地盤種別ごとに求められているので、それと MYG013 の上下動の位相特性から作成する。この際、 V_{s30} と V_{s10} の平均的關係が前者は後者の約 2 倍であることがわかっているので、 V_{s10} で 400m/s～800m/s に相当する地盤の平均上下・水平スペクトル比を 2 種地盤相当のカテゴリと見做し、それを用いる。図 2.2.4-12 には川瀬・続(2004)⁵⁾が S 波の上下動と水平動の RMS 値の比から求めた上下・水平振幅比の V_{s10} カテゴリごとの周波数特性を示す。この図から 2 種地盤相当の地盤では上下動のスペクトルレベルは水平動のその 35%～60%程度であることがわかる。

上下動波形を合成するに際しては、先に作成した水平動のスペクトルに対してこの図の振幅比を補正する。この振幅比は水平動の RMS 値に対するものであるため、ここでも NS 成分と EW 成分の RMS 値を分母とすることとした。

以上のような方法で合成した上下動波形を位相特性用に使用した MYG013 の UD 成分と合わせて図 2.2.4-13・図 2.2.4-14 に示す。最大加速度はオリジナル波では 290Gal 程度であるが、合成波でも最大加速度で 650Gal 程度となった。

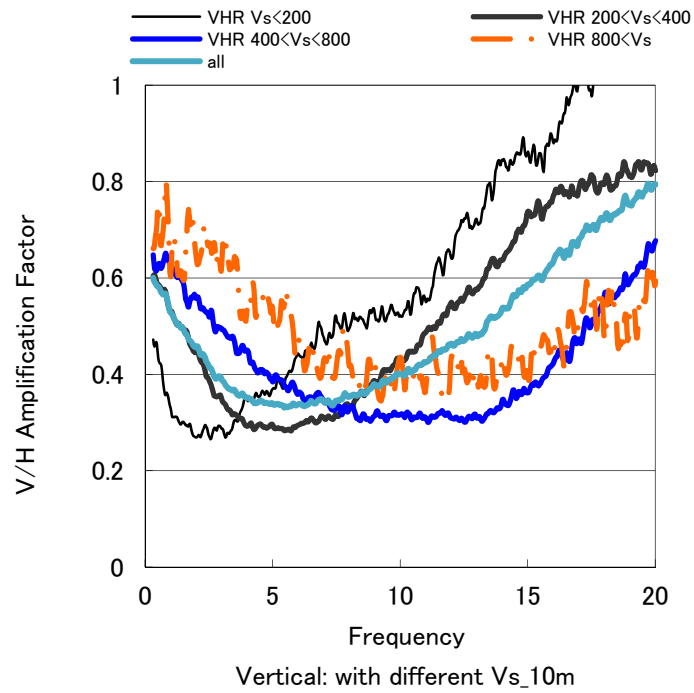


図 2.2.4-12 続・他(2003)による地盤の 10m 平均 S 波速度ごとの上下・水平比

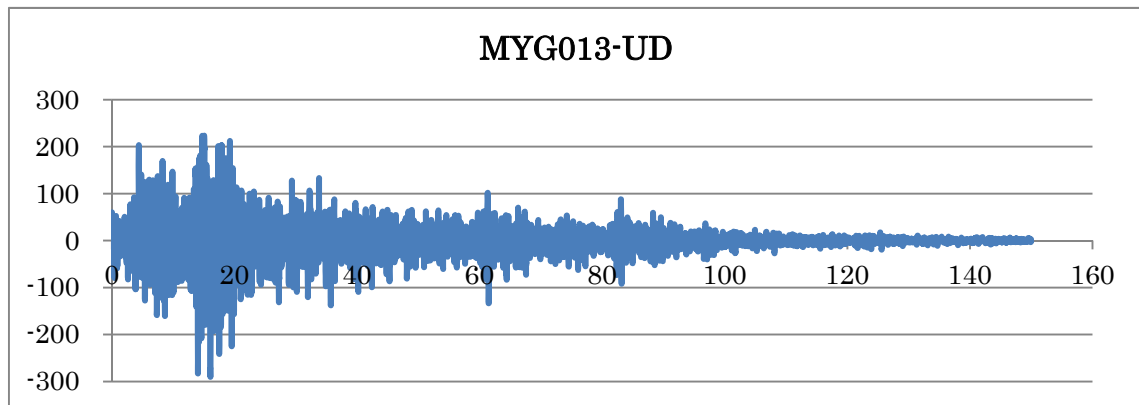


図 2.2.4-13 合成の際に位相特性を利用した MYG013 の UD 成分

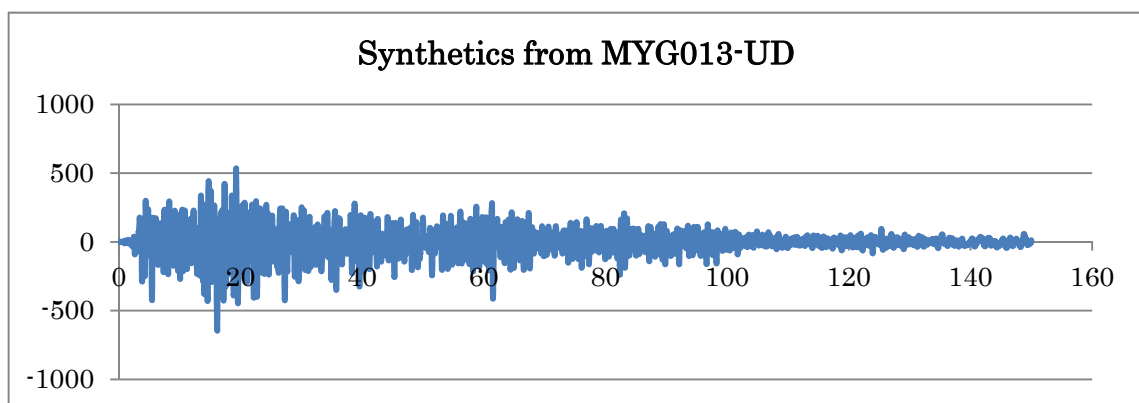


図 2.2.4-14 上下水平比を考慮したスペクトル特性を有する合成波形

(6) 合成波のフィルター操作と積分

以上のように作成した検討用入力地震波の加速度波形をそのまま積分して速度波形・変位波形を求めると、位相特性にランダム性が考慮されているため、その超長周期成分により基線が大きく変動する。よって、DC 成分を除去するとともに周期 15 秒をカットオフ周期とする因果性を考慮した 4 次のバタワースフィルターを用いて長周期成分を除去し、数値積分して速度波形を求め、さらに両端でゼロで開始・収束するように 10 秒間のコサインテーパ化を施して再度フィルターをかけ、さらに積分して変位波形にした。このようにして得られた速度波形および変位波形をオリジナルのものと比較して図 2.2.4-15 および図 2.2.4-16 に示す。

最終的に、この変位波形を用いて今度は数値微分により加速度波形に戻してそれをここで提案するレベル 3 相当の設計用入力加速度波形とした。その加速度応答スペクトルを図 2.2.4-17 に、速度応答スペクトルを図 2.2.4-18 に示す。

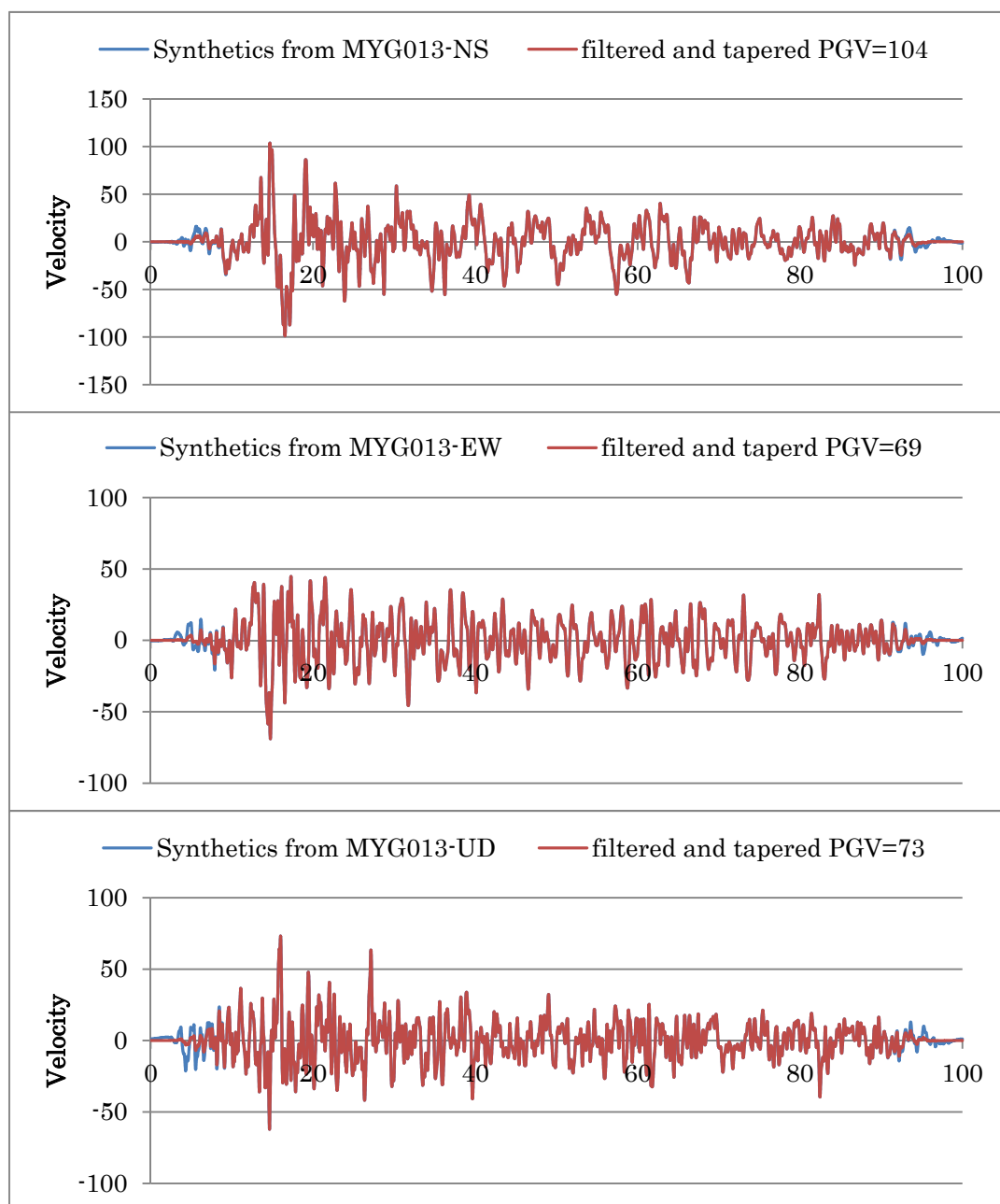


図 2.2.4-15 フィルターした後に数値積分した速度波形（テーパありとなし）

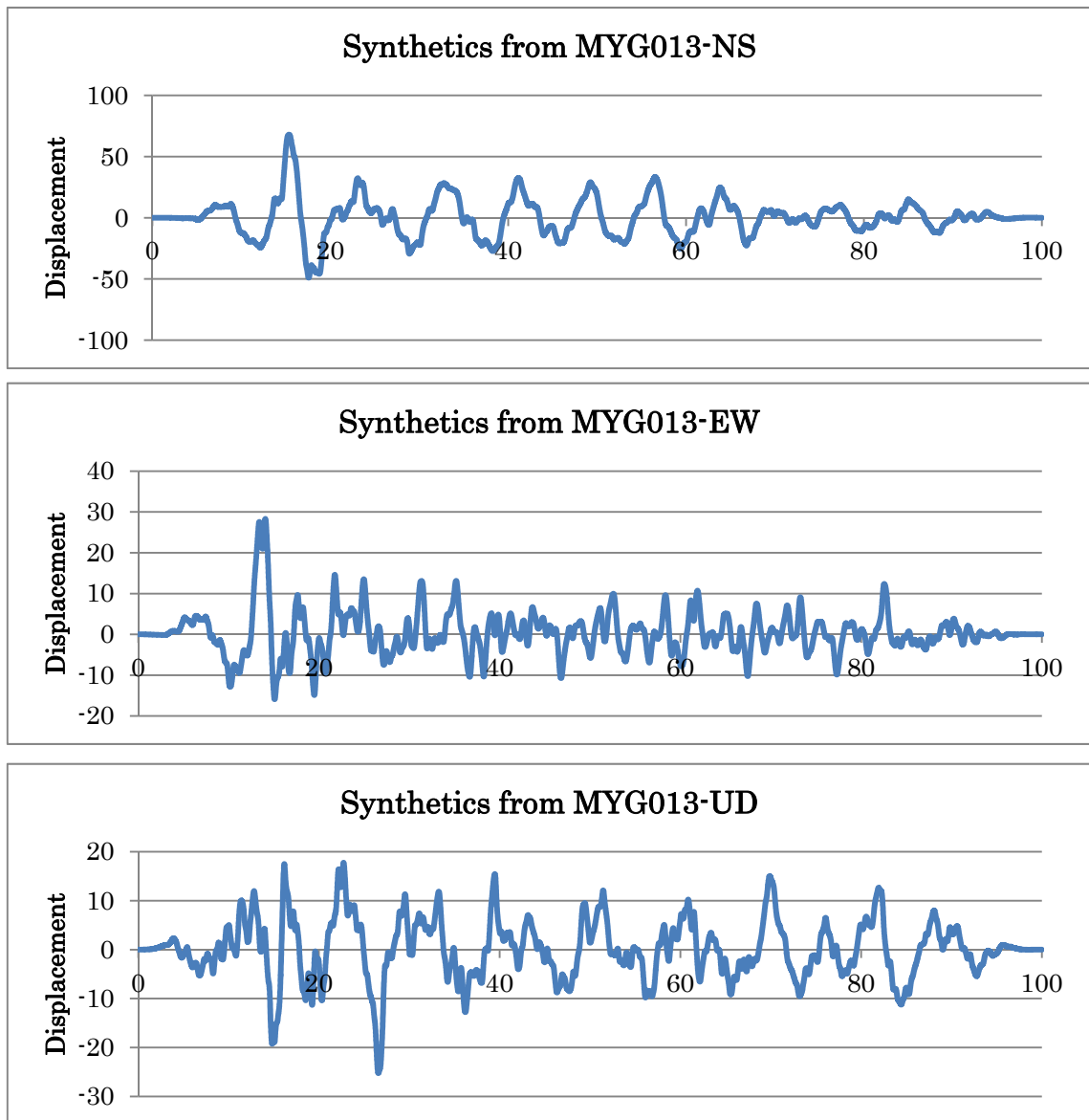


図 2.2.4-16 フィルターした後に数値積分した変位波形

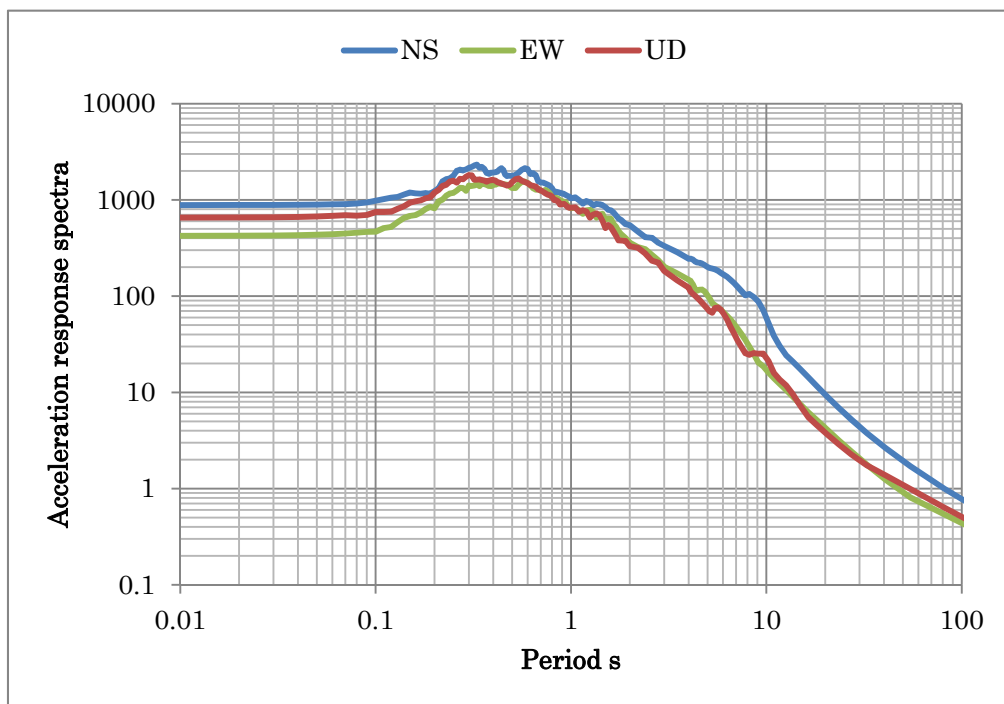


図 2.2.4-17 フィルター後の設計用入力地震波 3 成分の加速度応答スペクトル

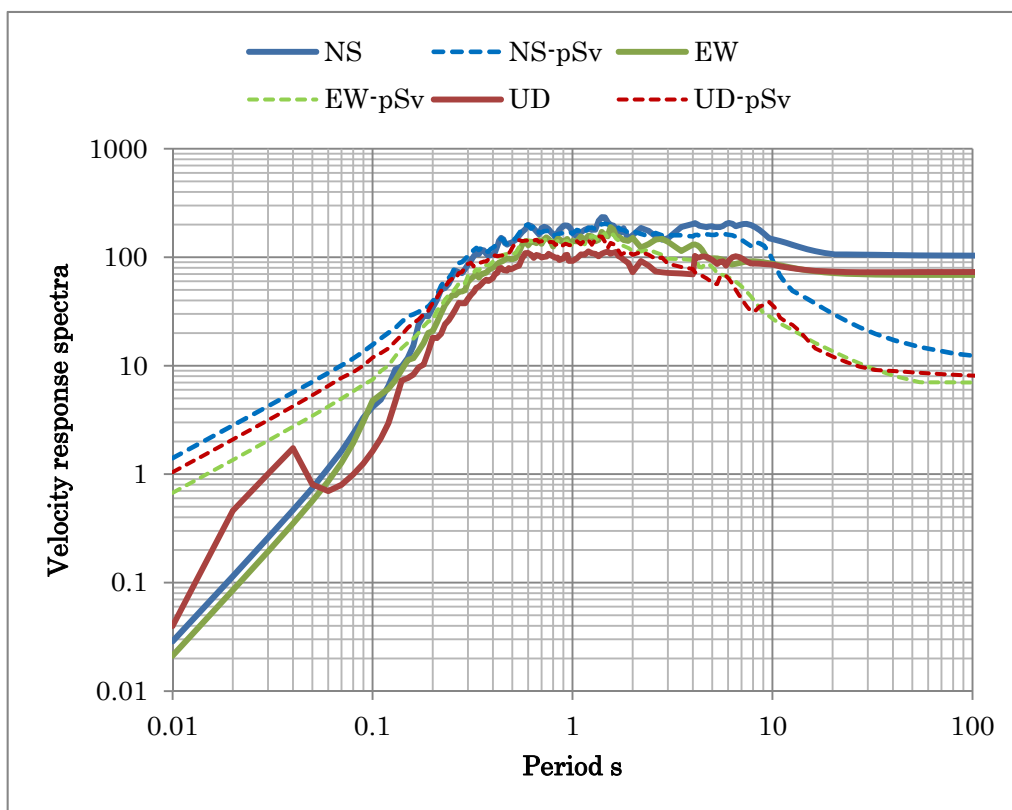


図 2.2.4-18 合成した設計用入力地震動 3 成分の速度応答スペクトルと擬似速度応答スペクトル

(7) まとめ

以上、東北地方太平洋沖の観測波形を用いて、ほぼ既往最大となるようなスペクトル特性を有する設計照査用レベル3相当の地震波を作成した。結果的に最大加速度が1成分では1gを超える地震波形が得られたが、東北地方太平洋沖地震の特性を反映して、相対的に短周期成分が多く、一般的建物にとって最も危険な周期1秒前後の「やや短周期」成分においてはそれほど大きなものとはなっていない。

ここで得られた地震波は、2種地盤相当のもので、対象サイトの地盤が軟弱な場合にはさらに図2.2.4-4に示した平均増幅率の補正が必要となる。しかしその場合地盤が非線形化する可能性が高いのでその考慮も必要であり、サイト固有の地震波としてローカルな地盤構造を考慮した個別検討を実施することが望ましい。

また、今回の検討で作成した入力地震波は海溝型超巨大地震によるものを想定しており、内陸地震による「やや短周期パルス」の卓越した入力についてもレベル3相当のものは別途検討する必要がある。これについては例えば大阪府下においては上町断層による想定地震波(JSCA)を用いることが考えられる。

参考文献

- 1) 設計用入力地震動研究委員会:平成3年度成果報告書 設計用入力地震動作成手法技術指針(案)
http://www.bcej.or.jp/src/download/wave_guide.pdf, 1992.
- 2) Nagashima, F., Kawase, H., Matsushima, S., Sanchez-Sesma, F. J., Hayakawa, T., Satoh, T., and Oshima, M. : Application of The H/V Spectral Ratios for Earthquake Ground Motions and Microtremors at K-Net Sites in Tohoku Region, Japan to Delineate Soil Nonlinearity during The 2011 Off The Pacific Coast of Tohoku Earthquake, International Symposium on Engineering Lessons Learned from Giant Earthquake, “One year after the 2011 Great East Japan Earthquake”, paper No.60, March 1-4, Tokyo, Japan, 2012.3.
- 3) 川瀬博、松尾秀典 : K-NET, KiK-Net, JMA 震度計観測網による強震記録から分離したサイト増幅特性とS波速度構造との対応、日本地震工学会論文集、第4巻、第4号、126-145、2004年9月
- 4) 祢占雄介、川瀬博 : 全国の強震動ネットワークの観測記録から抽出したサイト特性 福岡県西方沖地震の記録に着目して、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 構造Ⅱ、23-24、2006年9月
- 5) 川瀬博、続博誉 : K-NET 観測点におけるサイト特性と地下構造および微動のH/V特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2 構造Ⅱ、671-672、2004年8月

2.2.5 事例検討グループ

事例検討グループは12月28日に作成された詳細設計法及び標準設計法の原案に基づき、実際の建物に設計法をあてはめ、設計法の内容について検証を行った。

事例建物は、実大実験を行った部分二階建ての建物、平屋建ての建物、総二階の建物の三通りの建物についてそれぞれ詳細設計法及び標準設計法の内容に照らし合わせて計算を行った。

作業は詳細設計法に基づく事例を川崎構造設計事務所、標準設計法に基づく事例を川端建築計画に委託し、計算された内容について委員会のグループで検討、確認する形で進められた。

12月28日に設計法原案が作成された後、内容について修正が何度も行われているが、その都度再計算を行い確認を行った。また、事例検討の計算を行うことにより設計法の不具合が見つかったものについては、設計法作成コア会議に問題点をフィードバックさせ、設計法に反映させた。そのため、会議の後半では、標準設計・詳細設計法作成コア会議と合同で会議を進めることも多かった。

最終的には、部分二階建て建物及び平屋建て建物、総二階建て建物の詳細設計及び標準設計の事例をまとめたが、実験や実際の建物との整合性について検証が不十分な部分も若干残された。

2.3 課題検討 WG

2.3.1 課題検討 WG の活動

課題検討 WG では、設計法を構築するにあたって構造力学的に検討すべき課題が多くあるが、これまでに検討が終わっている事項を整理するとともに緊急を要する課題から検討を行った。

(1) 主要な課題

以下に示す課題の解明に取り組んだ。

1) 石場建ての設計に関連する課題

柱脚の滑りを考慮した設計に関連する課題として、以下を解析的、実験的に検討を行った。

- ・最大滑り量の評価・推定
- ・柱脚の滑りによる上部構造への影響
- ・柱脚の損傷に関する検討方法

柱脚の水平移動を拘束し、上下移動を拘束しない場合には、

- ・浮き上がり量の推定
- ・浮き上がりによる上部構造の耐力低減

2) 水平構面の剛性と偏心を考慮した設計に関連する課題

- ・最小限必要な水平構面の剛性
- ・水平構面の剛性、偏心と最大層間変位の関係
- ・水平構面の剛性が一定値以下でかつ偏心が大きい場合の最大層間変位
- ・水平構面の水平力伝達性能と安全性の検討
- ・下屋上部の屋根

3) 上下階のバランスを考慮した設計に関連する課題

- ・1 階・2 階の剛性、耐力と各層の最大層間変形角の関係
- ・上下階のバランスを考慮した 1 階・2 階の剛性、耐力

4) 設計用復元力に関連する課題

① 鉛直構面の設計用復元力

- ・全面壁、小壁の設計用復元力
- ・柱－横架材の曲げモーメント
- ・各構造要素の設計用復元力を足し合わせによる復元力（加算則の検証）

② 水平構面の設計用復元力

5) 小壁付き柱や通し柱の折損を考慮した設計

- ・小壁付き柱の折損
- ・通し柱の評価方法と柱の折損

6) 限界層間変形角（損傷限界層間変形角・安全限界層間変形角）の検討

- ・耐震要素実験からの検討
- ・実大振動台実験からの検討

7) 2012 年実大震動台実験の解析的検討

- ・事前解析
- ・事後解析
- ・実大震動台実験結果の概要と設計法への反映方法
- ・試験体のパラメトリック解析による検証

(2) 課題検討WGの開催

課題検討WGは、以下のように開催した。

第1回(5/19)、第2回(6/2)、第3回(7/1)、第4回(7/28)、第5回(8/18)、第6回(9/8)、
第7回(10/13)、第8回(11/3)、第9回(12/24)、第10回(1/14)、第11回(2/16)、
第12回(3/9)

2.3.2 課題検討

(1) 水平構面の剛性と偏心による検討

1) 水平構面の床剛性による応答への影響

地震時の揺れ振動の影響を考慮した設計法を検討していくために、まず基本的な検討課題を抽出することを目的とし、水平構面の床剛性による、ねじれ応答への影響を2010年度のE-defenseで実施された実験結果に基づく解析モデル検証とともに、床剛性をパラメータとした数値シミュレーションによるケーススタディから明らかにしていく。

検討対象とするねじれ応答の性状に関しては、耐震要素が降伏した後の弾塑性領域に至った場合における挙動に、水平構面の床剛性どのように関与するかについて、その傾向や特性を見極めることを主眼とし、ごく稀に発生する地震に対する応答性状の検証を念頭に置いた。更に、上部構造の偏心がねじれ挙動に及ぼす影響を確認することに重点を置き、ここでは、柱脚の移動は考慮せず、また1階と2階の柱および耐震要素の剛性バランスの影響についても検討条件からは除いた。

ここで対象とする建物モデルは、2010年度にE-defenseで実施された振動台実験の基礎固定の2階建て試験体No.3の実験計測結果に基づいており、具体的には壁配置AとBの2種類の実験結果と対応させ、事後解析モデルを作成し、その偏心の状態に関連した揺れ振動の評価と、それに影響する水平構面の剛性について着目した。検証対象のモデルは、図2.3.2-1～図2.3.2-3に示す、短辺(YまたはS方向とも表記)3.64m×2スパン、長辺(XまたはL方向とも表記)3.64m×3スパンの壁配置を持つ2階建てモデルである。

①-1 検討対象モデル：壁配置

まず、図2.3.2-1に示す壁配置Aは、試験体No.3Aに対応しており、偏心がなく1、2階の耐力バランスが概ね良く基本配置である。図2.3.2-2に示す壁配置Bは、試験体No.3Bに対応しており、1階に偏心があり、2階は壁配置Aと同一である。更に、偏心をより大きく設けた場合の影響を検証するために、解析用に壁配置Bの1階端部の小壁を取り去り偏心を大きくした、図2.3.2-3に示す壁配置B2を作成し、他のモデルと結果を比較した。以上、壁配置の違いから、ここでは、それぞれモデルA、B、B2と称する。これらの3種類のモデルの平面図中、赤色は全壁(S)、青色の点線は垂壁(HW)と腰壁(SW)を表し、壁は全て乾式土壁パネル片面貼り。

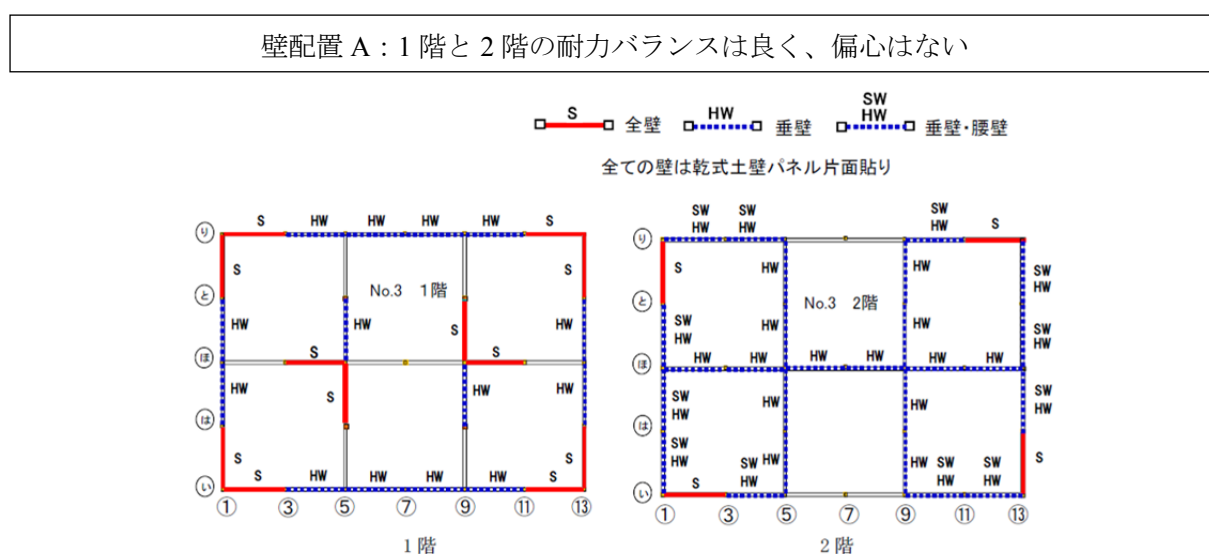


図 2.3.2-1 モデル A (無偏心)

壁配置 B : 1 階に偏心があり、2 階は壁配置 A と同一

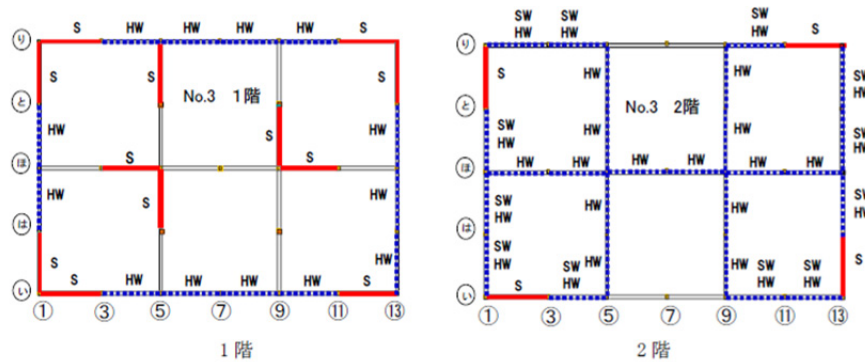


図 2.3.2-2 モデル B (偏心率 0.17)

壁配置 B2 : 1 階の耐力バランスが悪く、偏心を大きくした解析用モデル
モデル B の 1 階壁配置にて、⑬通りの小壁を削除したモデル

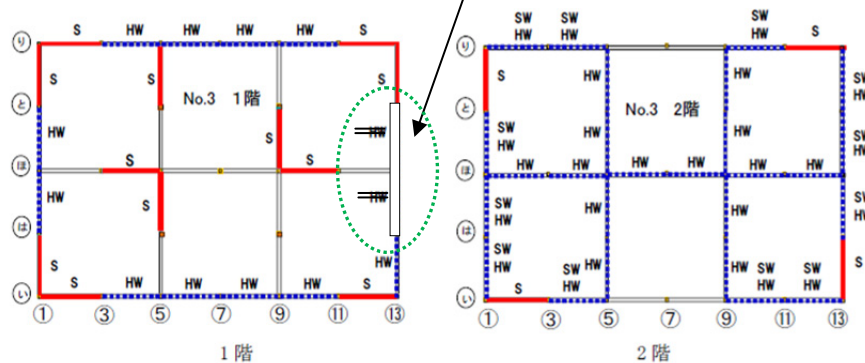


図 2.3.2-3 モデル B2 (偏心率 0.24)

なお、数値解析に用いた地震動入力に関しては、震動実験時に採用された BCJ-L1、L2（長辺 L 方向への入力）の震動台上で記録された加速度波形を用いている。

①-2 検討対象モデル：水平構面（床構面）

水平構面（床構面）に関しては、表 2.3.2-1 の仕様に基づいて、剛床、半剛床、柔床仕様の試験体について事前に静的加力実験（実施は福山大学にて）が行われた結果に基づき、床剛性のモデルを作成した。それぞれのモデルに対する荷重－変形結果を重ね書したものが図 2.3.2-4 である。表 2.3.2-1 と図 2.3.2-4 において、半剛床仕様（杉板に実矧ぎ）の初期剛性（396.76kN/rad）を基準とするために、これを「基準剛性 1 倍」と以下表記し、この基準剛性の 0.25 倍（柔床（杉板突き合わせ）仕様）、4 倍（剛床（合板）仕様）、とともに、2 倍、8 倍の剛性を持つ水平床剛性を想定した数値解析を以下実施する。なお、ここでのパラメータスタディでは、この 0.25 倍～8 倍の床剛性を持つ弾性バネを水平床構面に想定した数値解析を行っている。

表 2.3.2-1 床の仕様 (単位は mm)

	剛床仕様		半剛床仕様*		柔床仕様	
根太	ペイマツ	90×90	スギ	45×105	スギ	45×45
	ペイマツ	45×105	落とし込み	掛かりしろ15mm	転ばし	
添根太	ペイマツ	45×120	スギ	45×120	スギ	45×120
根太掛け	—	—	—	—	ペイマツ	45×90
床	構造用合板	24mm厚 千鳥貼り	スギ板 実矧ぎ	30×190×3520 N90釘根太3本打ち	スギ板 突き合わせ	15×190×1760 N50釘根太2本打ち

*最終仕様を示す

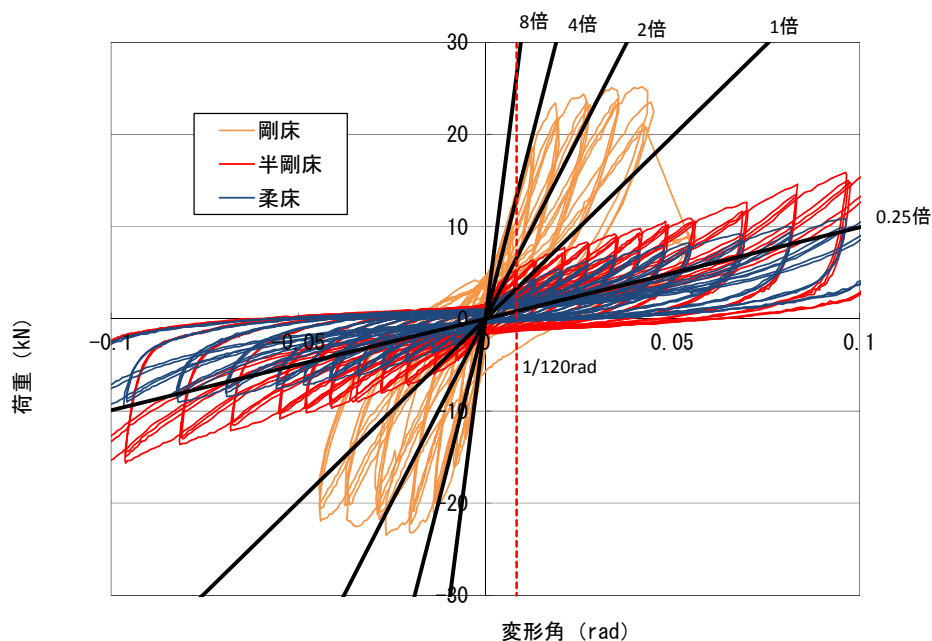


図 2.3.2-4 床の荷重－変形角関係

①-3 検討対象モデル：各通りの復元力特性

震動実験に採用された乾式土壁（1P あたり）の復元力特性については、図 2.3.2-5 に示すようなバイリニア型とトリリニア型の骨格曲線を事前に実施された要素実験結果より抽出し、標準バイリニア履歴成分とトリリニアスリップ履歴成分を合成した履歴モデルとした。モデル A と B の各通りに関する初期剛性、降伏点の剛性と降伏変位の関係である復元力特性は以下の通りである。

前述の通り、モデル A は標準的なモデルであり、1、2 階とも、①と⑬通り、⑤と⑨通りは左右対称であるために同じ特性である。モデル B は、1 層に耐力の偏心はあるが、2 階はモデル A と同じであり耐力のバランスは良い。更に、解析用に作成したモデル B2 は、モデル B において、1 階の端部（⑬通り）の小壁の一部を取り除き、偏心を大きくした解析用のためのモデルである。表 2.3.2-2 に、3 つのモデルの初期剛性、第 1、2 降伏点に関する荷重（剛性）の特性を示しており、対応する第 2 降伏点変位はそれぞれ 10,120mm であり、これは全てのモデルに共通である。

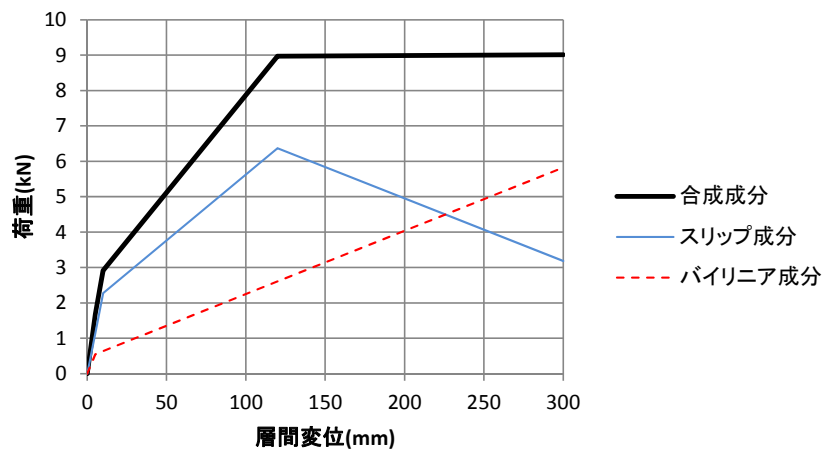


図 2.3.2-5 耐力壁（乾式土壁 1P あたり）の復元力の骨脚曲線

表 2.3.2-2 モデル A、B、B2 の初期剛性と降伏荷重

「モデル A」

層	通り	①、⑬	⑤、⑨
1 層	初期剛性 (kN/mm)	1.62	0.80
	第 1 降伏点 (kN)	14.3	7.17
	第 2 降伏点 (kN)	45.0	22.5
2 層	初期剛性 (kN/mm)	1.48	0.54
	第 1 降伏点 (kN)	13.9	5.39
	第 2 降伏点 (kN)	45.1	18.1

「モデル B」

層	通り	①	⑤	⑨	⑬
1 層	初期剛性 (kN/mm)	1.62	1.53	0.67	1.08
	第 1 降伏点 (kN)	14.3	11.6	5.82	9.86
	第 2 降伏点 (kN)	45.0	35.9	17.9	31.5
2 層	モデル A の 2 層と同じ				

「モデル B2」

層	通り	①	⑤	⑨	⑬
1 層	初期剛性 (kN/mm)	モデル B と同じ			0.81
	第 1 降伏点 (kN)				7.17
	第 2 降伏点 (kN)				22.5
2 層	モデル B (モデル A) の 2 層と同じ				

①-4 検討対象モデル：解析モデル

まず、予備検証として、解析モデルについて、震動実験結果の再現性を震動実験結果とそのシミュレーション解析結果の比較により確認しておく。数値解析には図 2.3.2-6 に示すように、各層と構面毎を集中質点で表し、それらをバネで連結したモデル、即ち 1 次元質点系モデルを用いるものとし、バネの復元力に関しては、図 2.3.2-7 に基づき、表 2.3.2-2 に示したバイリニア型とスリップ型トリリニアを合成したものである。建物重量は震動実験に使用されたモデルから算出し、2 層目： $M_2(m_{21}+m_{22}+m_{23}+m_{24})=124.5\text{kN}$ 、1 層目： $M_1(m_{11}+m_{12}+m_{13}+m_{14})=102.7\text{kN}$ とした。減衰はレーリー型として 2%を採用した。耐力壁を有する①、⑤、⑨、⑬通りの 4 つの構造面に階高方向に 2 質点の振動系を考え、高さレベルの同じ隣接する質点を、床バネで連結するモデルとした。なお、想定する入力に関しては、短辺 S 方向の一方向入力のみであり、図中の x 方向への入力に対する各質点の x 方向応答を解析により評価する。

一方、図 2.3.2-6 のような 1 次元質点系解析モデルでは、各構面に存在する質点が捩れ振動をし、その捩れ振動により直交方向応答が大きく生じるような場合における、応答特性への影響が詳細に把握できないことから、本ケーススタディの後半では、その影響を検証するために、図 2.3.2-7 に示す擬似 3 次元質点系モデルを用いた検証も併せて行っている。この解析モデルでは、主要柱位置ごとに質点を振り分けたモデルであり、短辺方向と長辺方向の 2 次元の自由度を与えている。短辺方向の各通りの復元力特性の総和は、1 次元質点系解析モデルと同じになる。なお図中の記号等は省略する。

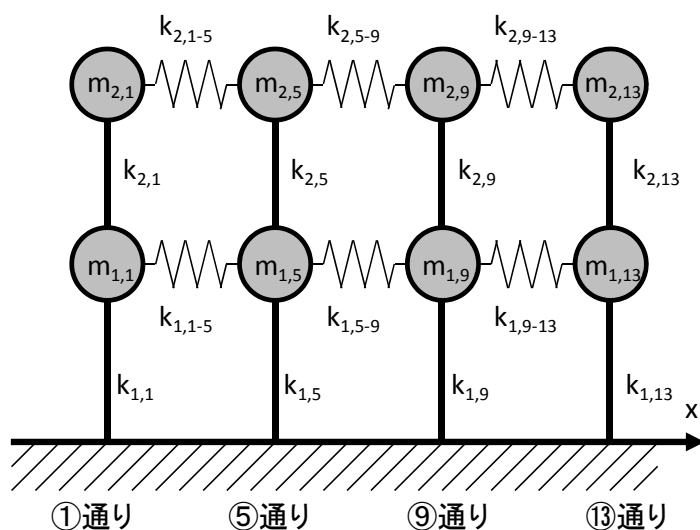


図 2.3.2-6 1 次元質点系解析モデル

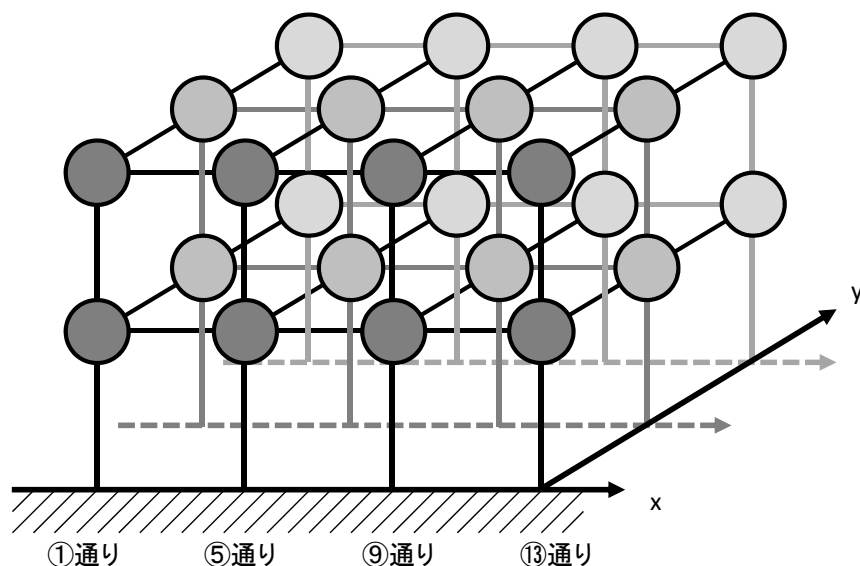


図 2.3.2-7 擬似 3 次元質点系解析モデル

②-1 解析結果：実験と解析結果の比較

図 2.3.2-6 に示す 1 次元質点系解析モデルを採用して、モデル A に対する剛床と半剛床モデルに対する各通りの層間変位とせん断力の関係を図 2.3.2-8 と図 2.3.2-9 にそれぞれ示す。これらの図において、黒線と赤線はそれぞれ実験と解析結果であり、同図の上段と下段はそれぞれ 2 階と 1 階の応答結果である。入力地震動は BCJ-L2 入力時の震動台上で得られた加速度波形を採用している。図 2.3.2-8 より、解析結果は実験のそれをほとんど概ね包含しており、2 階の結果の負領域のところでは解析結果の方が全体的にやや大きめであるが、これは安全側を考慮すれば、解析結果の適正の一端を示していると考ええる。一方、半剛床の結果、図 2.3.2-9 から、1 階の方に解析結果が大きめに出る傾向がある。いずれにしても、示した結果を鑑みて、採用した解析モデルで、概ね実験結果の再現性はあると考えられるので、今後この解析モデルを基準モデルとして採用し、偏心率、水平剛性と応答変位の相互関係について検討していく。

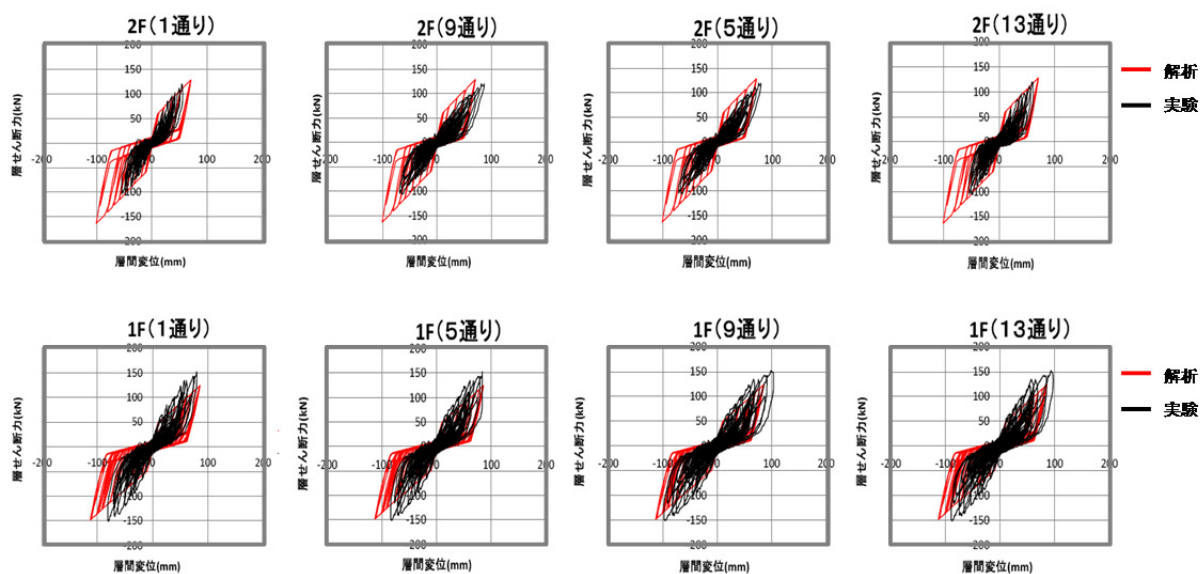


図 2.3.2-8 各通りの層せん断力と変位関係（剛床モデル）

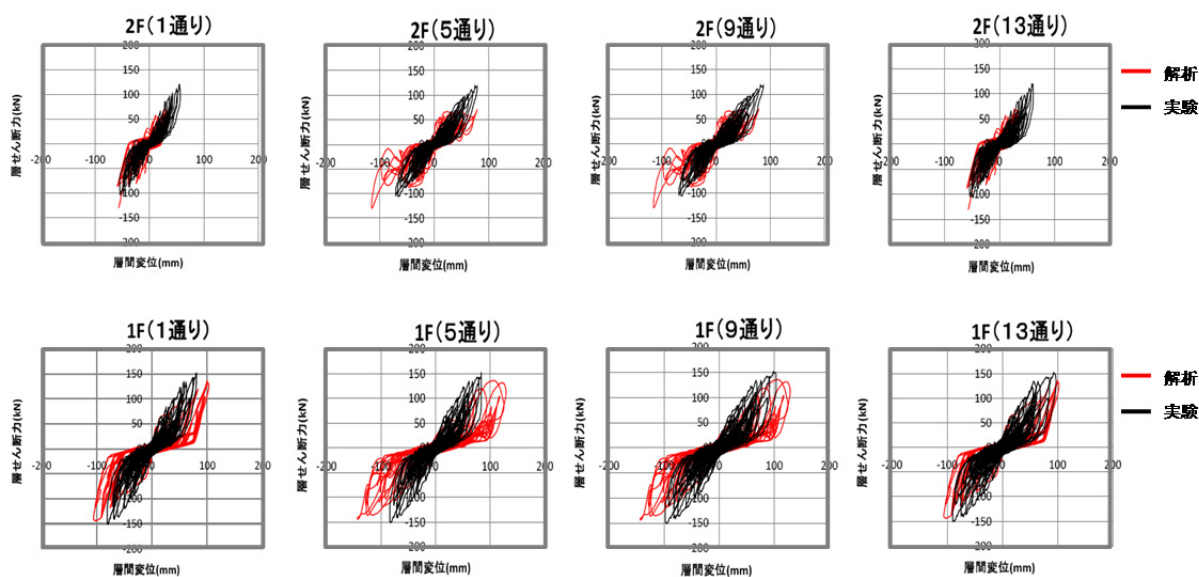
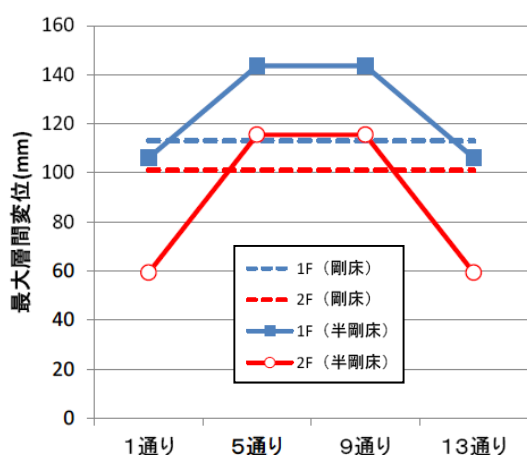


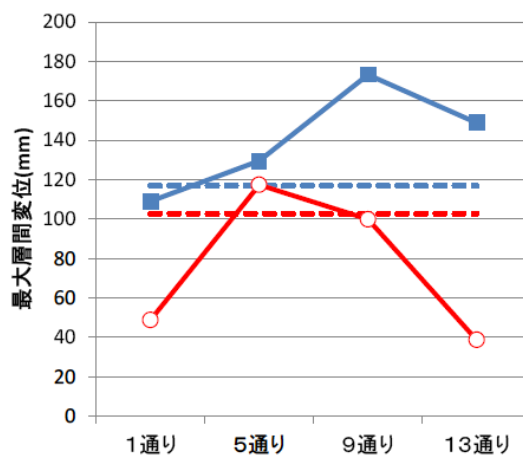
図 2.3.2-9 各通りの層せん断力と変位関係（半剛床モデル）

図 2.3.2-10(a)、(b)に、モデル A、B の剛床と半剛床に対する最大変位の解析結果を構面毎について示す。モデル A は無偏心の標準的な建物を想定しており、1 階の変位が大きく、2 階の変位が小さい。解析結果は左右対称であるが、実験結果では必ずしも対称とはならず、応答に差が出ていることが確認されている。また、半剛床では、端部より内部の構面（5 通りと 9 通り）の応答が大きく、床の剛性が小さい影響が生じる。剛床では、各通りの応答が平均化されるが、1 階の応答は、半剛床の最大値を下回り、2 階についても半剛床の最大値を下回る。

一方、偏心のあるモデル B に関しては、半剛床では、複雑な変位応答特性を示し、1 階と 2 階の変位に関する定性的な応答特性は見られない。無偏心の場合と比較すると、1 階についてはねじれ応答の影響により最大応答値が増加する。2 階については、最大応答値はやや低減する。これは、1 階の応答が増加した構面においてその傾向がみられ、通りごとに上下階のエネルギーのやりとりが窺え、こうした上下階での応答のトレードオフにつながっているものと考えられる。なお、偏心率が 0.14 であるモデル B に関する、剛床とした結果では、顕著なねじれ応答（構面間の応答差）はほとんど見られない。



(a) モデル A



(b) モデル B

図 2.3.2-10 各階、各構面の最大変形（剛床と半剛床）

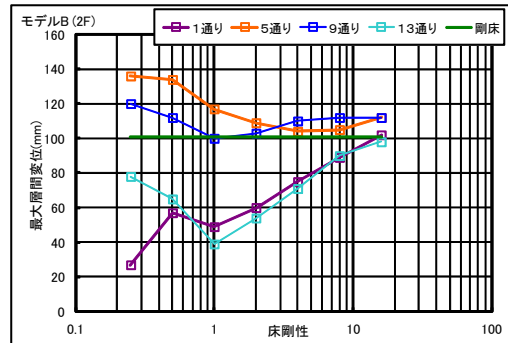
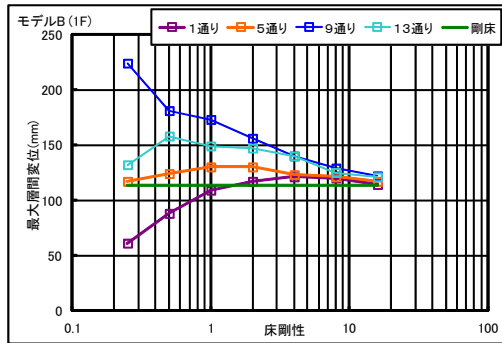
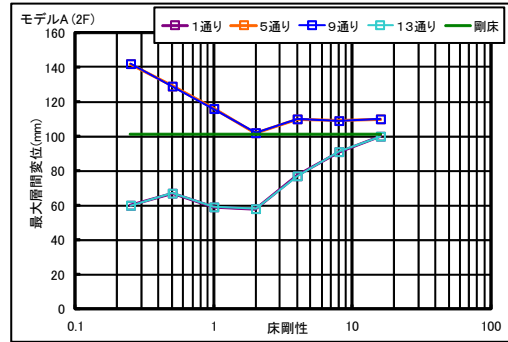
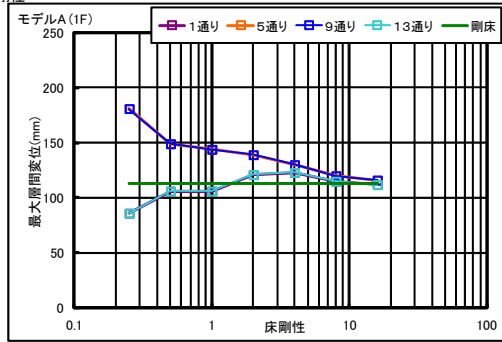
②-2 解析結果：パラメトリック解析

次に、剛床とみなせない床剛性の影響を検証するために、パラメトリック解析を進める。モデル A、B について、BCJ-L2 を短辺 S 方向に入力した場合の数値解析を図 2.3.2-6 に示す 1 次元質点系解析モデルについて行った。1、2 階の床剛性について、半剛床を基準とした 1.0 倍剛性に対して、0.25 倍～8 倍までの範囲で変化させ、各構面の最大変位と床剛性との関係について調べた。図 2.3.2-11 に各構面の最大変位と床剛性との関係を示す。また、入力レベルとの関係をみるために、基準の 1.0 倍剛性のモデルについて、入力強度を変えた場合の弾塑性応答の変動を調べた結果として、図 2.3.2-12 に、入力レベルの相違によるそのモデルの 1 階と 2 階の最大変位の結果を示す。これらの図において、上段がモデル A、下段がモデル B の結果であり、それぞれ左側が 1 階、右側が 2 階の応答結果である。

なお、図 2.3.2-11 には、剛床の結果を緑の実線で併記しており、床剛性の値によりどのような変化が見られるかが示されている。この図より、中通りの変位が大きく、端部の通りでは変位が小さくなっている。床剛性 0.25 倍（柔床仕様）の場合、1 階の最大変位は 200mm 前後、2 階では 140mm 程度となり、1 階の変位の方が大きい。また剛性が 1.0 倍（半剛床仕様）から 2.0 倍位までは、1 階変位に関しては剛床の結果に収斂する傾向がある。しかし、2 層の端部の通りの変位にはそのような傾向が見られず、剛床時の応答より小さいことが判る。9 通り（⑤通り）の応答は床剛性に関し、対数目盛軸において、ほぼ直線的に減少していることが判り、最終的には殆どの通りの変位は、剛床の結果に漸近している。各構面が、剛床の結果の前後にあり、変位によるエネルギーの関係を知ることが出来る。

図 2.3.2-12 から、最大変位は入力強度に比例して大きくなり、1 階の塑性化が進行するにも関わらず応答差は殆ど変わらないことが判る。一方、2 階に関しては、塑性化が進行すれば応答差は生ずることが、2 つのモデルから判る（緑の線が応答差である）。1 階の変位と 2 階の変位に関しては、絶対的には 1 階の方が大きく、2 階のそれは小さい。ここで示した結果では、最大変位が 500mm 以上になるような 2 倍レベルを超えるような解析結果はあくまでも解析上の話ではあるが、入力強度については高々 1.5（1.0 は実験時の強度）までを現実的な問題として議論をするとしても、ここで示したような傾向を考慮した検討が必要と考えられる。

床剛性

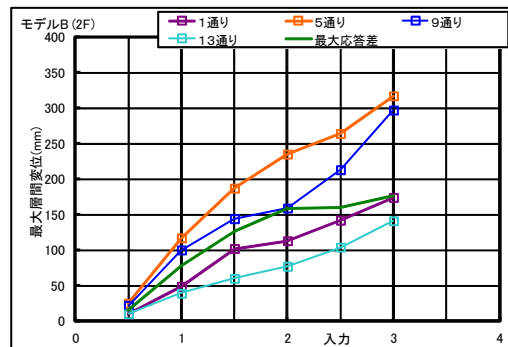
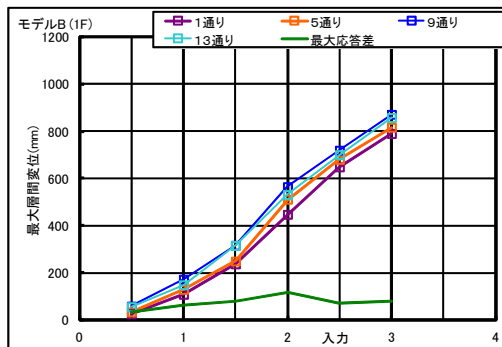
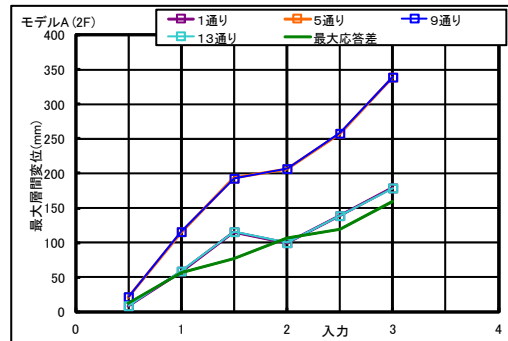
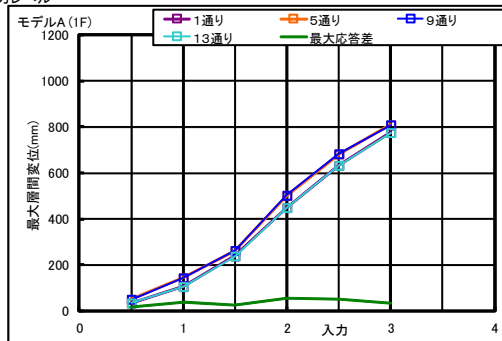


(a) モデル A・B の 1 階の最大変位

(b) モデル A・B の 2 階の最大変位

図 2.3.2-11 床剛性とモデル A(上段)・B(下段)の各構面の最大変位応答の関係

入力レベル



(a) モデル A・B の 1 階の最大変位

(b) モデル A・B の 2 階の最大変位

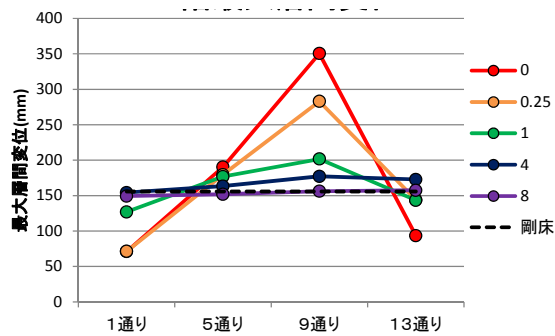
図 2.3.2-12 入力強度とモデル A(上段)・B(下段)の各構面の最大変位応答の関係

②-3 解析結果：ねじれ応答（直交方向応答）の影響の検証

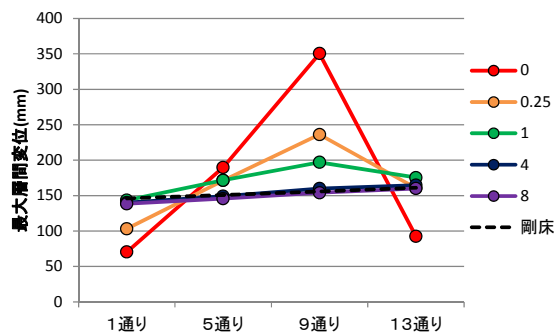
ここまでの検証において、震動実験結果と1次元質点系モデルの解析結果を示し、実験結果と比較し解析モデルの再現性を示したうえで、この1次元質点系モデルによるパラメトリックなケーススタディを行った。一方、1次元質点系モデルでは、ねじれによる直交方向応答の発生は表現されないで、ここでは、解析的により現実の現象に適合したモデルを採用し、このような2次元的な連成挙動についても、より詳細な応答特性を確認するものとする。そこで、先に示した図2.3.2-7の擬似3次元質点系解析モデルを用いた解析を行い、これまでの1質点系モデルによる結果との比較を行う。なお、無偏心のモデルAでは、2つのモデルの応答差は生じないので、ここでは偏心のあるモデルBとモデルB2について数値解析を行い、応答結果を比較する。

図2.3.2-13には、モデルBを対象としたときの、1質点系と擬似3次元質点系モデルの最大層間変位の解析結果を、上部と下部にそれぞれ1階と2階の変位を各通りについて示す。図中には水平床構面の剛性がパラメータとして示され、その剛性がについて0倍、0.25倍（柔床仕様）から、1.0倍（基準剛性：半剛床仕様）、2倍、4倍（剛床仕様）、および8倍のケースについて示している。モデルBは、偏心率が0.17であり、1階、2階の層間変位に関しては解析モデル、即ち1質点系と擬似3次元質点系のモデルによる大きな変位の差はないと見て取れる。

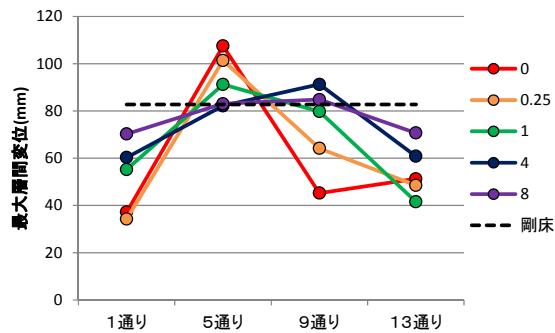
一方、偏心率が0.24となるモデルB2の結果である図2.3.2-14では、1質点系と擬似3次元質点系モデルによる応答特性に差が現れ、特に1階の変位にその相違が顕著に見られる。水平剛性が0の場合には、両者のモデルの評価結果に差異はないが、床剛性が0.25倍以上で、隣接する通り間でのせん断力応答のやり取りが生じるモデルでは、偏心の影響が生じ始める。特に実際に壁の配置に偏心がある1階の応答については、ねじれ応答の影響で、両端の応答差が大きく表れる現象が擬似3次元質点系モデルの方では評価されている。また、ねじれ応答とともに中通りの応答の増加は、床剛性が0.25倍の柔床仕様程度までは、比較的大きく生じており、このように偏心が大きい場合、水平剛性が小さいケースには注意を要する。なお、床剛性が1.0倍以上では、中通りの応答は抑えられ、床剛性が4.0倍（剛床仕様）以上では、ほぼ、床剛性を剛とした結果と差異はないと考えてもよい。



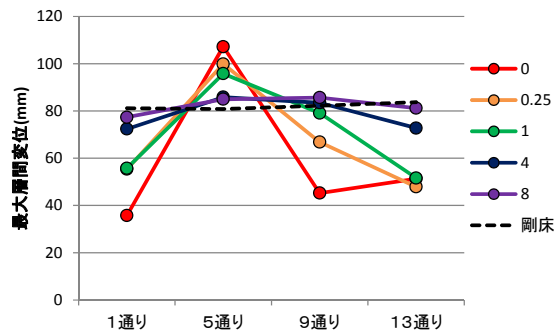
(a) 1階最大層間変位
(1次元質点系モデル)



(b) 1階最大層間変位
(擬似3次元質点系モデル)

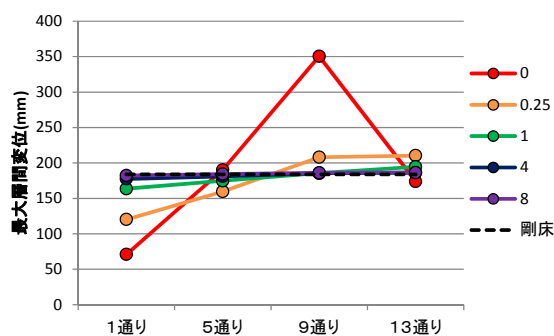


(c) 2階最大層間変位
(1次元質点系モデル)

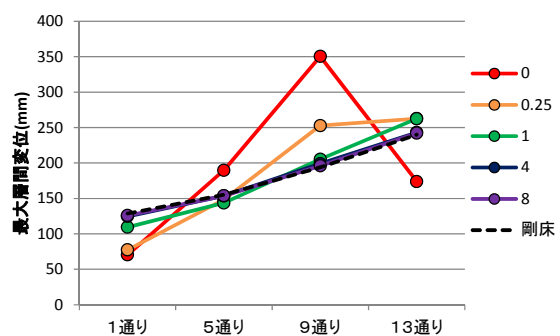


(d) 2階最大層間変位
(擬似3次元質点系モデル)

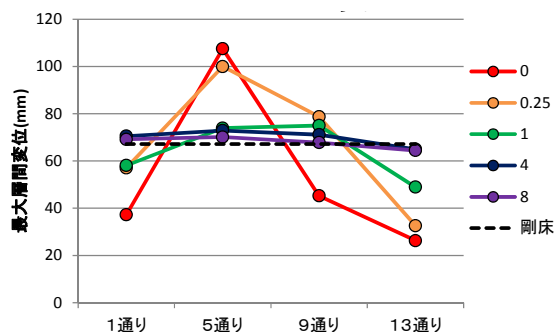
図 2.3.2-13 モデル B に対する 1 次元と擬似 3 次元質点系モデルの最大層間変位 (偏心率 0.17)



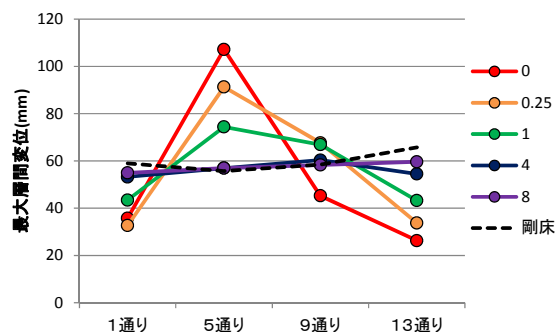
(a) 1階最大層間変位
(1次元質点系モデル)



(b) 1階最大層間変位
(擬似3次元質点系モデル)



(c) 2階最大層間変位
(1次元質点系モデル)

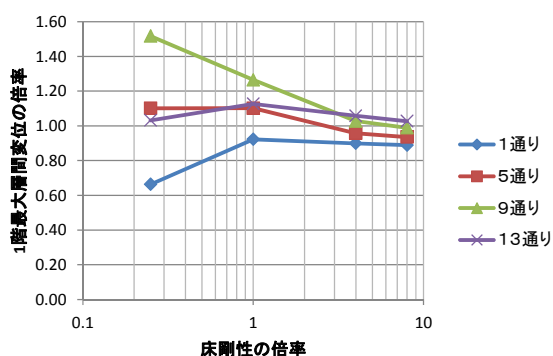


(d) 2階最大層間変位
(擬似3次元質点系モデル)

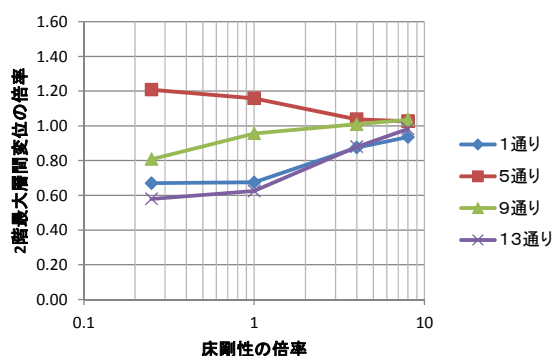
図 2.3.2-14 モデル B2 に対する 1 次元と擬似 3 次元質点系モデルの最大層間変位 (偏心率 0.24)

擬似 3 次元質点モデルを採用し、剛床とした場合の変位応答に対する、モデル B とモデル B2 の場合の 1 階と 2 階の最大変位を比にした結果を、それぞれ図 2.3.2-15 と図 2.3.2-16 に示す。偏心が小さいモデル B に関しては、水平剛性が大きくなるにつれ 1 階の変位比は 1.0 程度に収斂する傾向があり、2 階はさらに 1 階ほどその傾向が大きくは現れず、逆にその比は小さいことが見られる。すなわち、偏心率 0.17 程度のモデルの場合、弾塑性応答については、偏心によるねじれ応答の影響は、床剛性が高くなった場合それほど大きく生じないものと考えられる。

一方、端部の⑬通りに耐力バランスが悪いモデル B2（偏心率 0.24）に関しては、1 階の応答比はモデル B のような傾向を示さず床剛性が大きくなっても応答比のバラツキが多い。一方 2 階に関しては、各構面の応答は一定値に収斂する傾向があるがこの値は 1.0 よりも小さい 0.8 程度の応答比に収斂している。これは偏心率が 0.24 程度になってくると、捩れ応答の特性が出てくるとともに、1 階での応答が増大し 2 階の応答が小さくなる傾向が生じているものと考えられる。

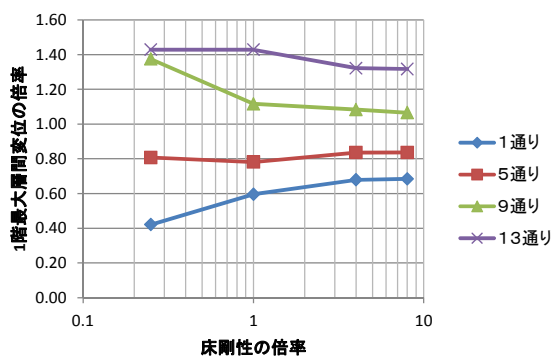


(a) 1 階の応答値比

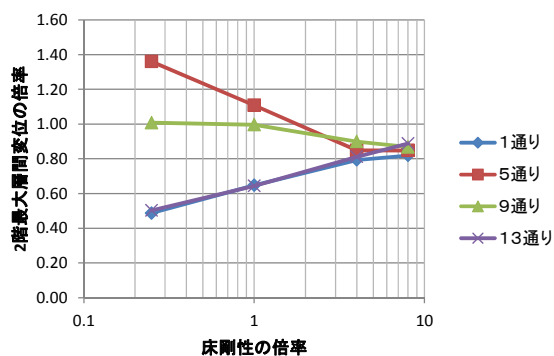


(b) 2 階の応答値比

図 2.3.2-15 剛床の最大層間変位に対するモデル B（偏心率 0.17）の最大変位応答の比



(a) 1 階の応答値比



(b) 2 階の応答値比

図 2.3.2-16 剛床の最大層間変位に対するモデル B2（偏心率 0.24）の最大変位応答の比

モデル B（偏心率 0.17）における水平構面変形角（2 階床）の時刻歴応答を図 2.3.2-17 に示す。(a) は完全柔床モデル（床剛性 0 倍）における結果、(b) は半剛床モデル（床剛性 1 倍）における結果、(c) は完全剛床モデル（床剛性無限大）における結果である。半剛床モデル（床剛性 1 倍）程度の床剛性があると、水平構面の変形角は非常に小さくなることがわかる。図 2.3.2-18 に、モデル B における 1 階層間変位の時刻歴応答を示す。(a) は完全柔床モデル（床剛性 0 倍）における結果、(b) は半剛床モデル（床剛性 1 倍）における結果、(c) は完全剛床モデル（床剛性無限大）における結果で

ある。完全柔床モデルでは、各構面が独立に応答し、耐力の小さな構面に大きな応答が生じているが、半剛床モデル（床剛性 1 倍）程度の床剛性があると、各構面とも同じ位相で振動し、また構面間の変位差も小さくなっていることが分かる。

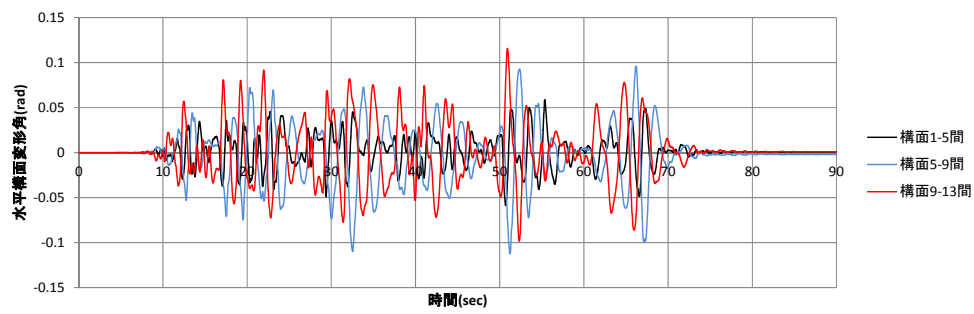
同様に、モデル B2（偏心率 0.24）における水平構面変形角（2 階床）の時刻歴応答を図 2.3.2-19 に、1 階層間変位の時刻歴応答を図 2.3.2-20 に示す。偏心率が大きくなると、ねじれの影響により水平構面の変形角は、モデル B（偏心率 0.17）の場合より大きくなっている。一方、モデル B2 の場合もモデル B の場合同様、完全柔床モデルでは、各構面が独立に応答し、耐力の小さな構面に大きな応答が生じているが、半剛床モデル（床剛性 1 倍）程度の床剛性があると、各構面とも同じ位相で振動することが分かる。ただし、構面間の変位差については、モデル B よりも顕著であり、ねじれの影響が大きく生じることが分かる。

③まとめ

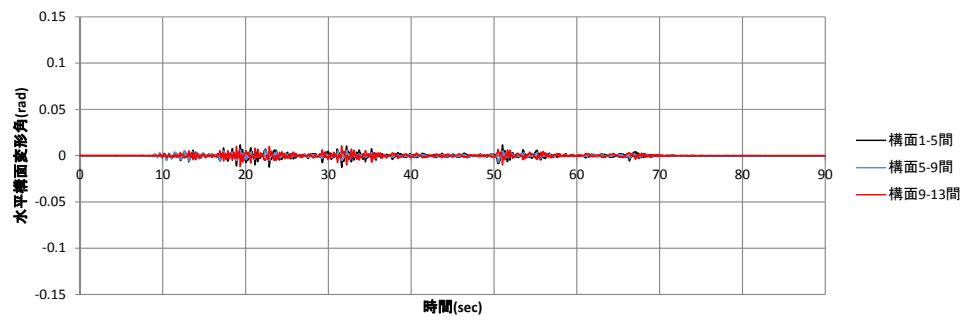
以上、水平構面の床剛性による応答への影響について、2 階建てモデルによる検証を行った結果から得られた知見を以下にまとめる。

- [1] 剛床、半剛床、柔剛床モデルを有する 2 階建物試験体 3 について、E-defense で実施された震動実験結果を 1 次元質点系モデルで解析的にシミュレートし、その応答再現性について示した。
- [2] 偏心率が 0.17 のような程度までの場合には、1 次元質点系モデルで十分な応答特性を把握できた。一方、偏心率が 0.24 のように大きくなる場合には、1 次元質点系モデルでは再現できないねじれ応答の影響が大きくなるので、擬似 3 次元質点系解析モデルを採用し、ねじれ振動などの詳細な現象を捉える必要がある。
- [3] 剛床を基本に、入力的大小、偏心率の変化、更に水平剛性の違いにより応答特性をまとめると、偏心率 0.17 程度までであれば、水平剛性が大きくなると、剛床の場合の応答に近い値に収斂することが分かる。一方、偏心率 0.24 程度と大きい場合については、ねじれ応答の影響が大きく生じ、1 階の応答では構面間の応答差が大きく生じ、さらに 2 階の応答は剛床の値よりも小さな値に収斂することが確認された。

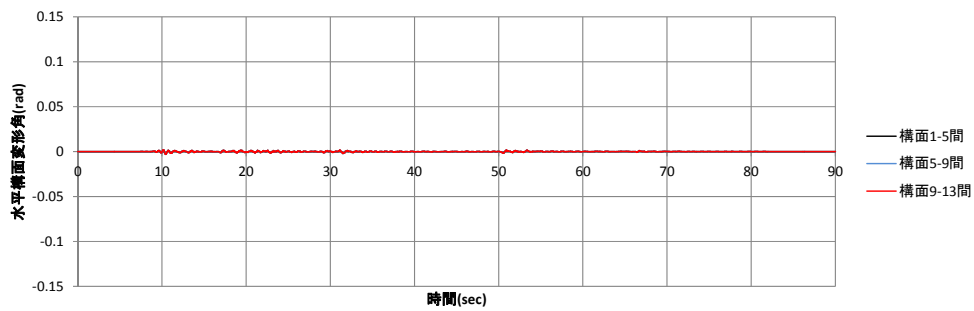
以上のことから、床剛性の扱いについては、概ね剛床とみなせる場合と、これを下回る場合についての扱いに注意が必要と考えられる。特に、中通りの応答が端部より大きくなるような床剛性の閾値があり、単に偏心によるねじれ応答だけで最大応答が把握できない場合に関する検討が必要と考えられる。また、偏心率については 0.17 程度までのモデルでは、ねじれ応答の影響は小さく、床剛性をある程度確保しておけば、弾塑性時の応答について、剛床と仮定した場合の応答で概ねその挙動が評価可能と考えられる。一方、偏心率が 0.24 程度と大きい値となる場合、床剛性が剛床に近い値とした場合でも、ねじれ応答の影響が大きく、各構面の応答差が大きく生じる。剛床と仮定した場合の応答よりも偏心のある層の応答が大きく生じる可能性があり、簡易的な解析による場合は、偏心率の大きさについては、制限を設けることが望ましい。なお、偏心率が、0.17 程度～0.24 程度の範囲であっても、ねじれ応答による最大変位の割増評価に関する検討は必要であると考えられる。



(a) モデル B ・ 完全柔床モデル (床剛性 0 倍)

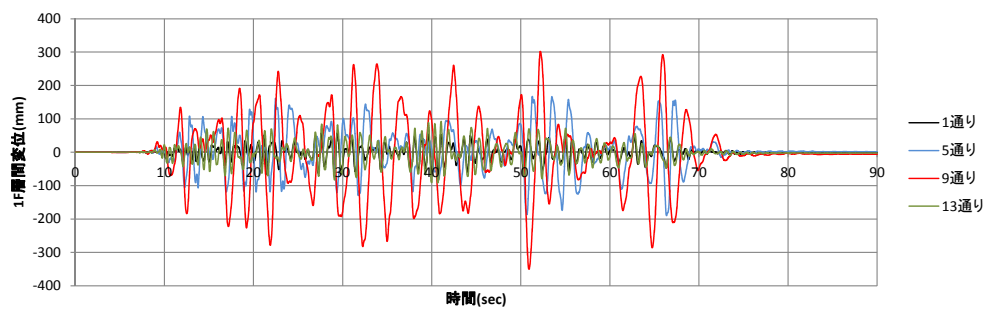


(b) モデル B ・ 半剛床モデル (床剛性 1 倍)

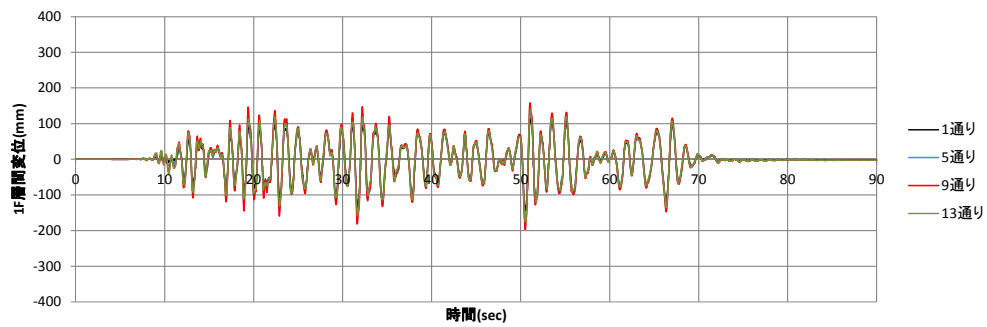


(c) モデル B ・ 完全剛床モデル (床剛性無限大) (床剛性 0 倍)

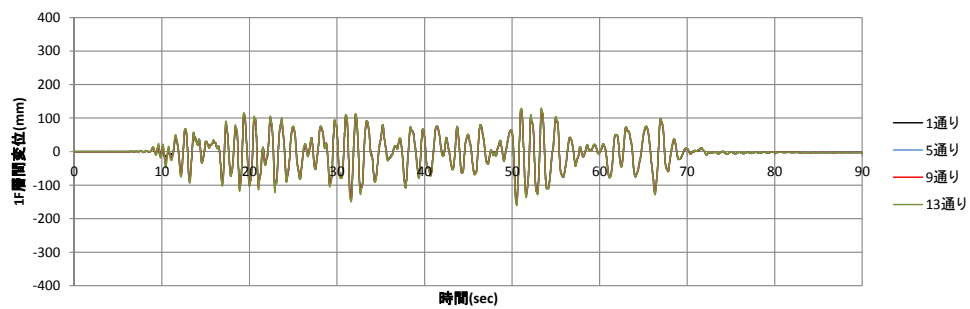
図 2.3.2-17 モデル B における水平構面変形角 (擬似 3 次元質点系モデル)



(a) モデル B ・ 完全柔床モデル (床剛性 0 倍)

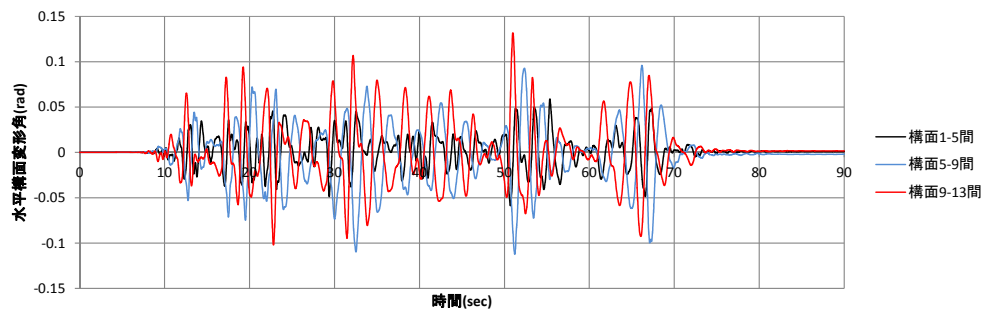


(b) モデル B ・ 半剛床モデル (床剛性 1 倍)

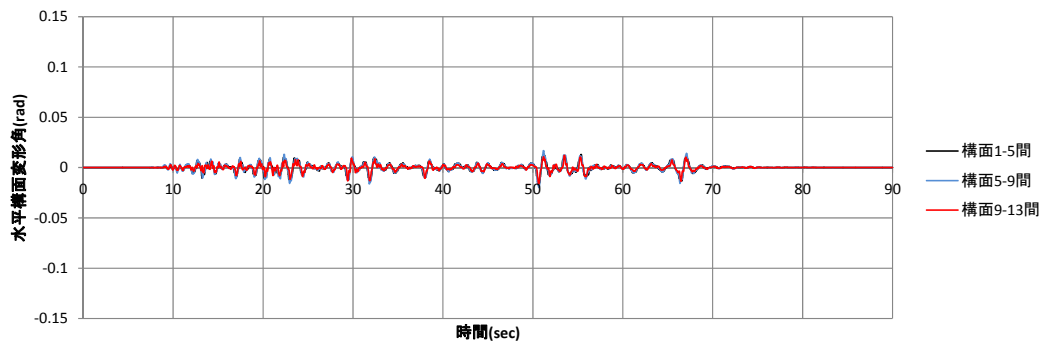


(c) 完全剛床モデル (床剛性無限大) (床剛性 0 倍)

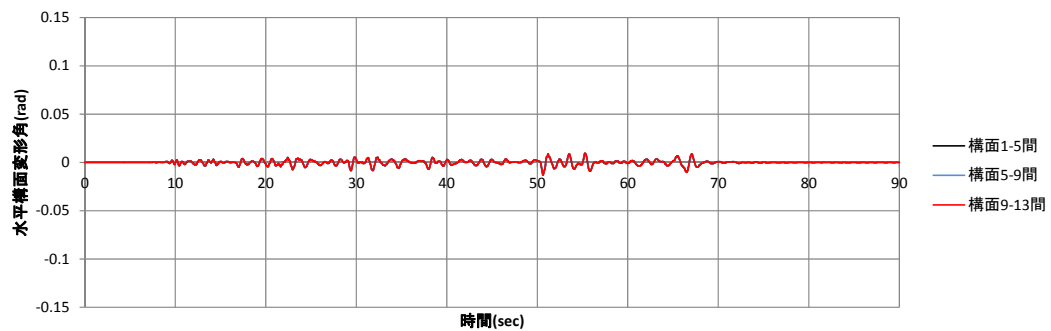
図 2.3.2-18 モデル B における 1 階層間変位 (擬似 3 次元質点系モデル)



(a) モデル B2・完全柔床モデル（床剛性 0 倍）

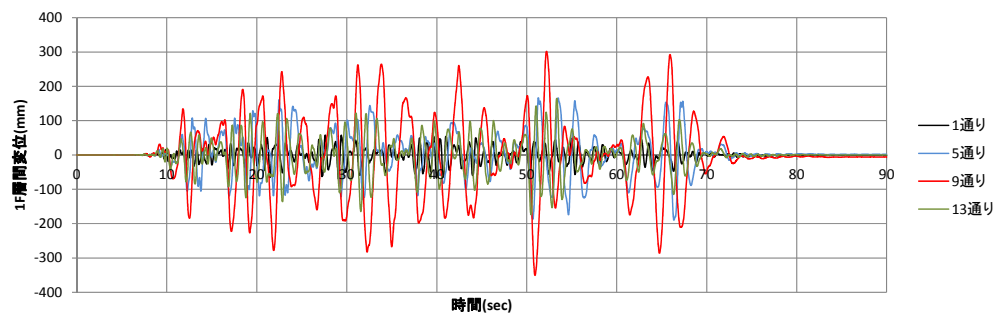


(b) モデル B2・半剛床モデル（床剛性 1 倍）

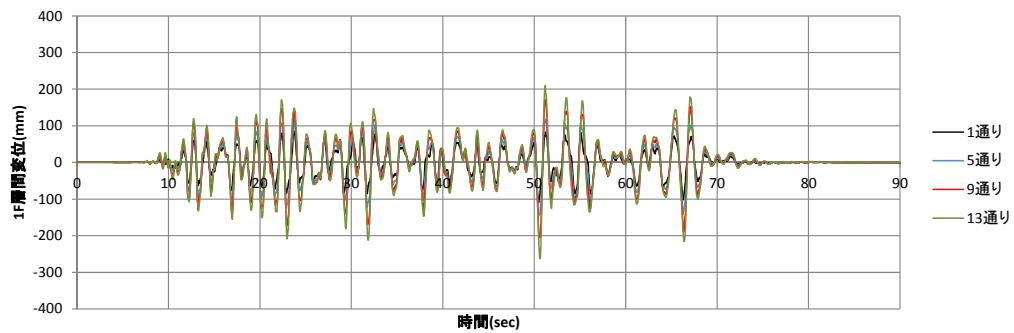


(c) モデル B2・完全剛床モデル（床剛性無限大）（床剛性 0 倍）

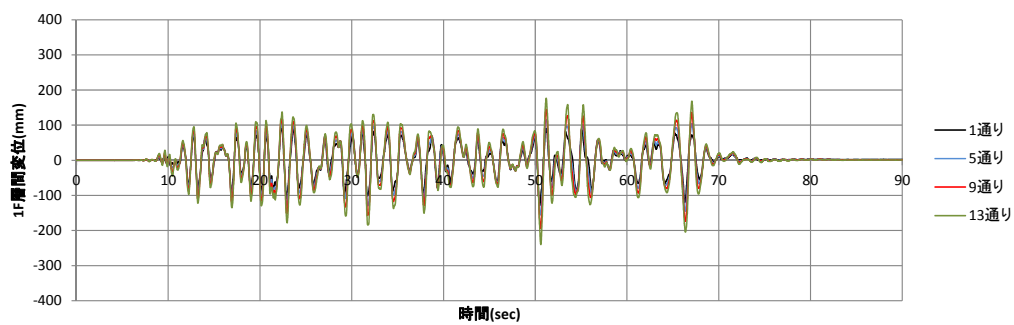
図 2.3.2-19 モデル B2 における水平構面変形角（擬似 3 次元質点系モデル）



(a) モデル B2・完全柔床モデル（床剛性 0 倍）



(b) モデル B2・半剛床モデル（床剛性 1 倍）



(c) モデル B2・完全剛床モデル（床剛性無限大）（床剛性 0 倍）

図 2.3.2-20 モデル B2 における 1 階層間変位（擬似 3 次元質点系モデル）

2) 床剛性と偏心による構面間応答差の評価のための検討

建物における偏心の影響を定量的に評価するために、偏心の状況の相違とそれに伴う構面間応答差について、2010 年度に E-defence で実施された実大実験の試験体に関する数値解析上での再現モデルを用いたパラメータスタディにより検討を行った。本検討では、短手 (S) 方向加振実験がなされた 1 層無偏心の A 試験体を対象とする。入力には、実験における BCJ-L2 入力時に、振動台上で実測された再現加速度を用いる (図 2.3.2-21 に波形を示す)。

パラメータスタディに先立ち、実験結果を再現する解析モデルのパラメータサーベイを行った。図 2.3.2-22 に示す、A1 壁配置と A2 壁配置が、短辺 (S) 方向加振実験で用いられた S 方向 8P と 6P の試験体の壁配置であり、これらの壁配置のケースの解析用再現モデルを作成する。なお、A3 壁配置は、解析上での比較検証用に S 方向の壁量が A2 壁配置と同じ 6P あるが、各構面の C_B がいずれの構面でも同程度となるように調整したモデルである。

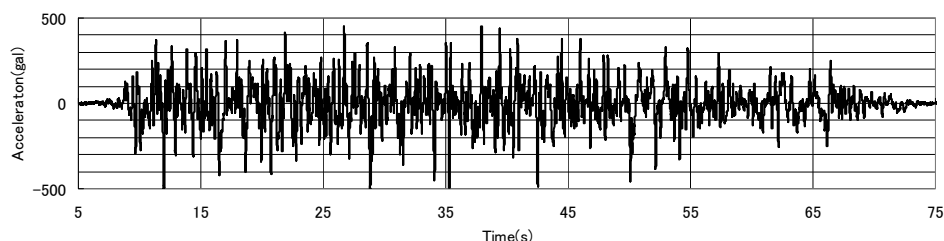


図 2.3.2-21 入力地震動 (BCJ-L2 再現波)

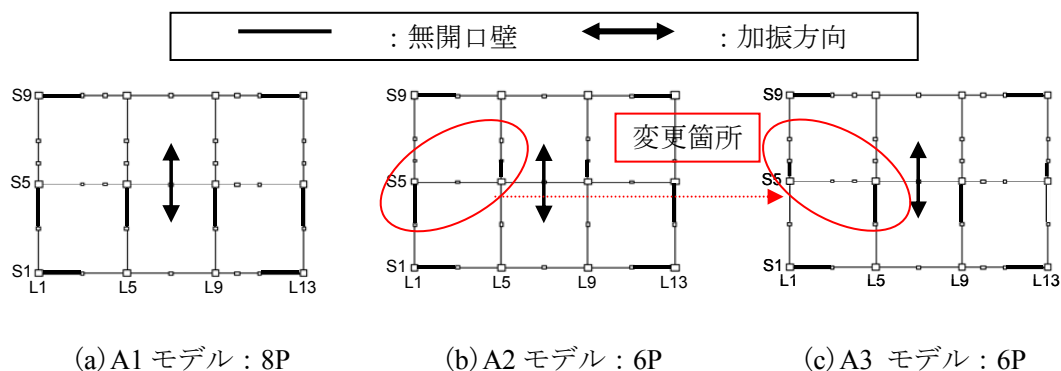


図 2.3.2-22 平屋試験体・壁配置とモデル名

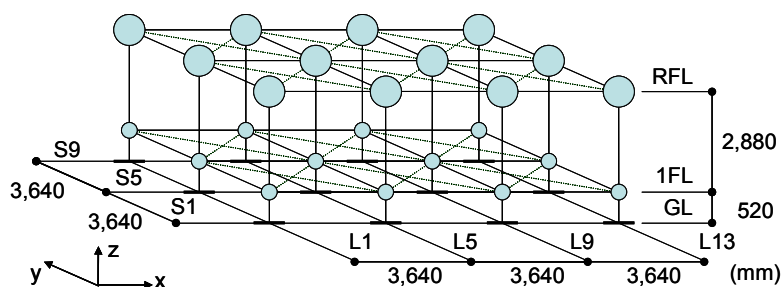


図 2.3.2-23 立体解析モデル

解析に用いるモデルは、図 2.3.2-23 に示すような質点系立体 MDOF モデルとした。質点系モデルは格子点に各層の質量を分配 (質量は各柱位置での各柱の負担床面積に応じて配分) し、各質点は耐震要素の復元力特性を与えたせん断バネで支持される。1 層目には柱脚のすべりを表現するせん

断バネ、2層目に耐震要素である乾式土壁パネルの復元力特性をモデル化したせん断バネを X（長辺 L）方向、Y（短辺 S）方向に配置した。各階レベルとも、上下（Z）方向の変位は拘束した。従って、X、Y、Z 方向で隣接する質点間は、軸方向に伸縮しないリンク材で連結している。床構面については同一階レベルの 4 格子点で囲まれた床構面ごとに、対角の質点間にトラス要素を配置し、床構面のせん断に対応する復元力特性を表現した。減衰は初期剛性比例型で減衰定数を 2% とした。各せん断バネには、事前に行われた各要素の静的加力実験結果を参考として履歴モデルを作成する。乾式土壁パネルのせん断バネと床構面のトラス要素には、図 2.3.2-24(a) に示すようなトリリニアスリップ型と図 2.3.2-24(b) に示す剛性低減型の履歴モデルを組み合わせるモデルを構成し、それぞれのパラメータを検討する。

柱脚の滑りモデルについては、図 2.3.2-24(b) の剛性低減型の履歴モデルを用いる。摩擦係数をパラメータとして、柱脚のすべりを表現する。なお、滑りモデルの初期剛性 K_0 は、降伏変位を 0.01mm と仮定し、降伏荷重 Q_y を 0.01mm で除した値とした。 Q_y は、当該柱が負担する試験体重量×摩擦係数 μ によって算出する。滑りモデル（バイリニアモデル）の剛性低減率は 0 とする。

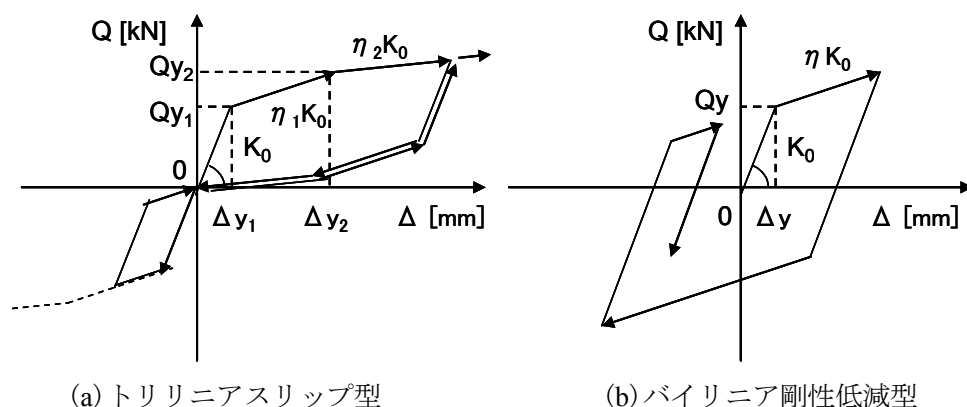


図 2.3.2-24 耐震要素の復元力特性のモデル

表 2.3.2-3 耐震要素の復元力特性の同定値

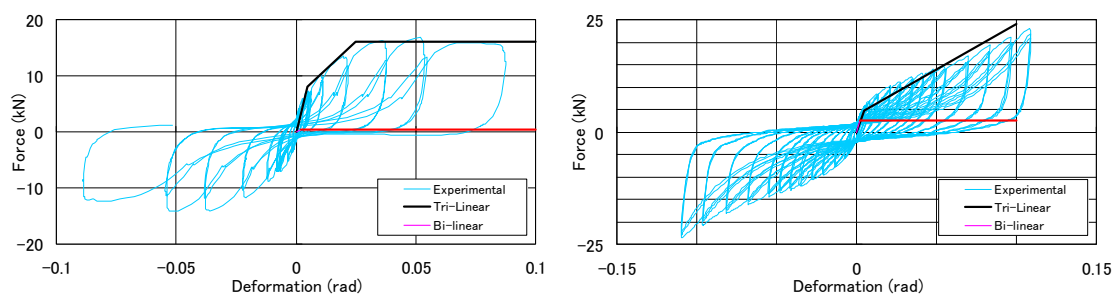
耐震要素・壁（2P あたり）			
モデル	K_0 [kN/mm] ([kN/rad])	Q_{y1} [kN] (δ_1 [rad]) ・ Q_{y2} [kN] (δ_2 [rad])	η_1 ・ η_2
Tri-Linear	0.556 (1600)	8 (1/200) ・ 16 (1/40)	0.25 ・ 0.0001
Bi-Linear	0.0521 (150)	0.3 (1/500) ・ -	0.0001 ・ -
床構面（4P あたり）			
モデル	K_0 [kN/mm] ([kN/rad])	Q_{y1} [kN] (δ_1 [rad]) ・ Q_{y2} [kN] (δ_2 [rad])	η_1 ・ η_2
Tri-Linear	0.264 (960)	4.8 (1/200) ・ 24 (1/10)	0.2105 ・ 0.0001
Bi-Linear	0.367 (1335)	2.67 (1/500) ・ -	0.0001 ・ -

① 予備検討：実験結果再現のためのパラメータサーベイ

実験結果の再現モデルは、実験値と解析値の比較を行いながら、応答変位波形について、位相と振幅ともに再現性の高いパラメータ調整を行うことにより探し出す。こうしたパラメータサーベイにより、耐震要素の履歴モデルのパラメータを同定し、上部構造の変位が概ね実験値を再現するようなモデルの耐震壁、ならびに床剛性に関する履歴モデルとして、表 2.3.2-3 のような値を定めた。表中の値は、図 2.3.2-24 に示す復元力モデルの骨格曲線と履歴形状を定めるためのコントロールパラメータの値であり、初期剛性 K_0 、降伏耐力 Q_{y1} および Q_{y2} （降伏変位 δ_1 と δ_2 にそれぞれ対応）、降

伏後剛性の対初期剛性比 η_1 および η_2 の値である。上部構造について、耐震要素と床構造面の復元力特性の、実験値と同定値を比較したものを図 2.3.2-25 に示す。

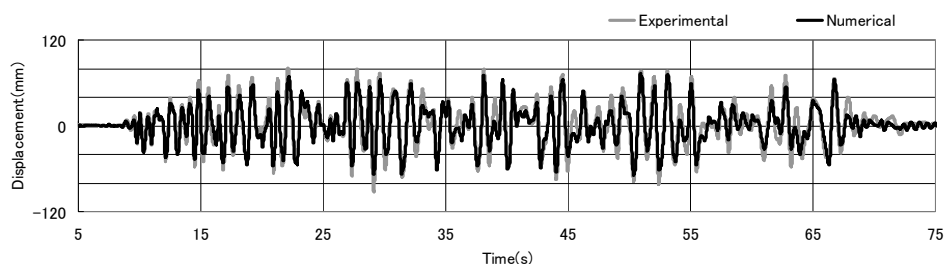
また、柱脚の滑りについては、摩擦係数 μ を調整することにより、実験時の挙動を再現するようなモデルを探し出す。実験により生じた最大滑りと概ね同程度の滑りを生じる摩擦係数 μ の値として、A1 モデルでは、0.39、A2 モデルでは、0.43 程度の値となった。A2 モデルについて上部構造のパラメータ調整を行った外側構面（L1・L13）の結果を図 2.3.2-26(a)に、柱脚の滑りについて摩擦係数 μ を調整した外側構面の結果を図 2.3.2-26(b)に示す。また、A2 モデルについて上部構造のパラメータ調整を行った内側構面（L5・L9）の結果を図 2.3.2-27(a)に、柱脚の滑りについて摩擦係数 μ を調整した内側構面の結果を図 2.3.2-27(b)に示す。



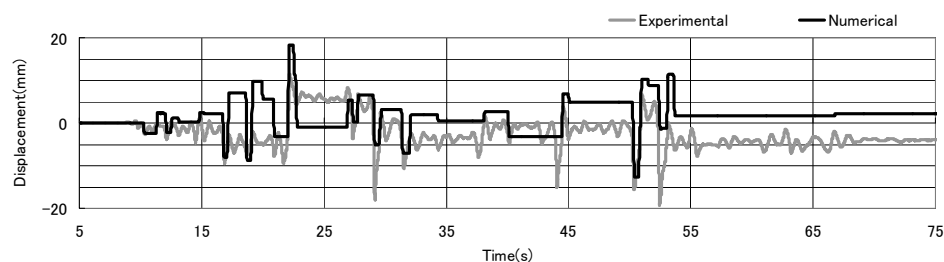
(a) 耐震要素・壁（2P あたり）

(b) 床構面（4P あたり）

図 2.3.2-25 耐震要素の復元力特性のモデル

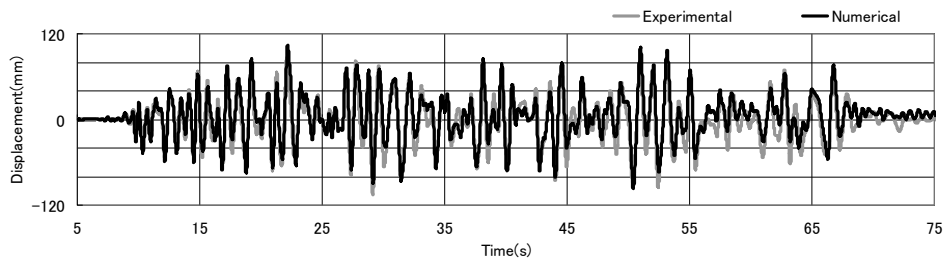


(a) 上部構造の層間変位 (mm)

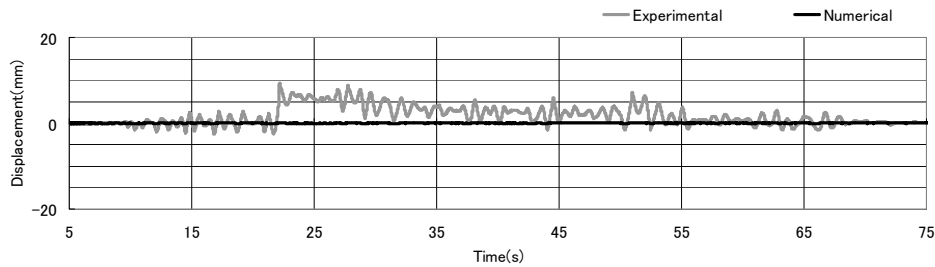


(b) 柱脚の滑り量 (mm)

図 2.3.2-26 A2 モデルの応答の再現性：外側構面（L1・L13）



(a) 上部構造の層間変位 (mm)



(b) 柱脚の滑り量 (mm)

図 2.3.2-27 A2 モデルの応答の再現性：内側構面 (L5・L9)

図 2.3.2-28 は、A1 から A3 のモデルの内側 (L5・L9) と外側 (L1・L13) 構面の上部構造の最大変位、柱脚の最大滑り量と、ベースシアの値を重ねて示したものである。壁量の多い A1 モデルが、A2 モデルより上部構造の変位が小さく抑えられるが、柱脚部のすべりは大きく生じる。構面間の C_B の相違によりいずれモデルも内側と外側の応答差があり、床剛性の影響を受ける。

そこで、各構面間の C_B が同程度となるように、壁の配置を変更した A3 モデルの応答を比較した。A3 モデルでは、構面間の応答差がほとんどなくなり、柱脚部のすべりが生じなくなっている。すなわち、水平構造面の剛性が剛とみなせない上部構造の応答評価においては、主要な構面のベースシアがどのようになっているかにより、その影響を考慮する必要がある。

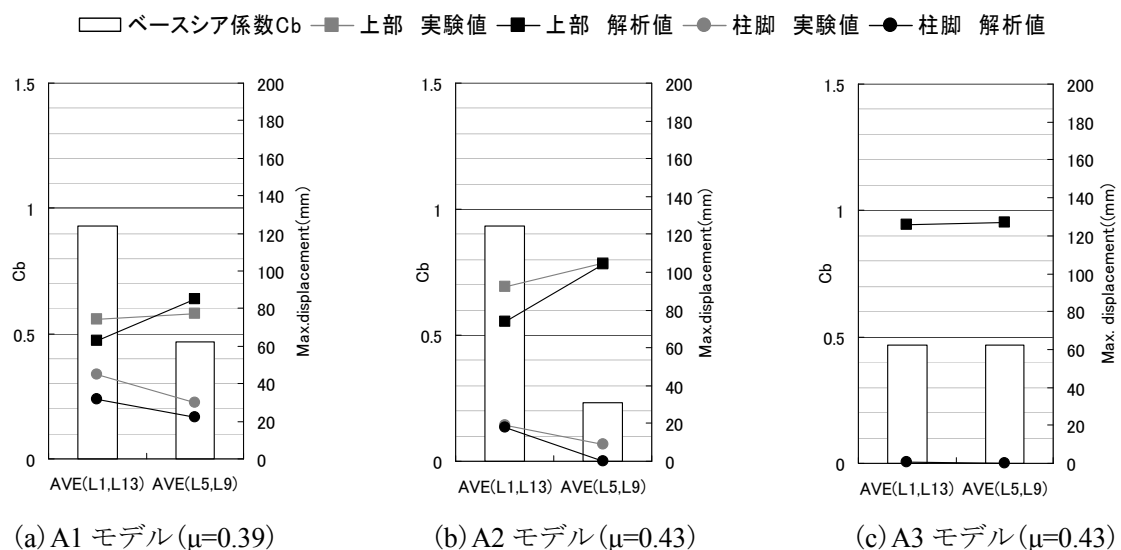


図 2.3.2-28 C_B と上部構造の最大変位、柱脚部の最大滑り量

② 水平構面剛性の異なるモデルにおける偏心率の影響の検証（問題点の整理）

X (Y) 方向の偏心率 R_{ex} (R_{ey}) は、X (Y) 方向の弾力半径 r_{ex} (r_{ey}) に対する Y (X 方向) の偏心距離 e_y (e_x) の比として表される。

$$R_{ex} = e_y / r_{ex} \quad , \quad R_{ey} = e_x / r_{ey} \quad (2.3.2-1)$$

偏心率により偏心に伴う応答評価を行うことは非常に便利である一方、水平構面が剛でない場合や、鉛直構面（耐力壁）が塑性化した場合、などを想定し、以下のような問題点について定量的に検証を行っておく必要があると考えられる。

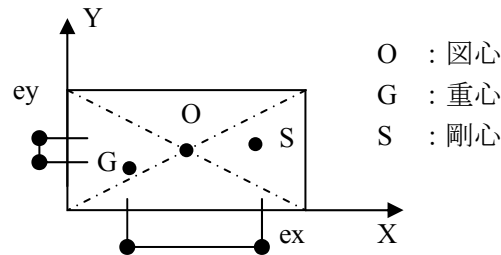


図 2.3.2-29 偏心距離

[1] 偏心率の相違（剛心と重心位置の関係）が塑性応答に与える影響について

偏心率を表す式 2.3.2-1 の分子にあたる偏心距離は、剛心と重心との相対距離であるので、平面的な図心と、剛心や重心との絶対的な関係による影響についても検証する必要がある。すなわち、重量偏心による塑性偏心応答と、剛性偏心による塑性偏心応答のいずれも偏心率という尺度で応答が一律に評価可能かどうかを調べる。具体的には、同じ偏心率でも重量偏心がある場合、剛性偏心がある場合について、偏心率、床剛性、入力レベルなどをパラメータとした解析を行うものとする。

[2] 塑性化が進行する場合に偏心率に応じて偏心に伴う塑性応答が受ける影響について

塑性化によりねじり応答が急激に増加するような偏心率の限界値があるかどうか、また床剛性との関係はどのように評価できるかを検証する。具体的には、偏心率、床剛性、入力レベルをパラメータとした解析を通して調べるものとする。

[3] 偏心率の相違による応答に対する直交壁効果の影響について

偏心率を表す式 2.3.2-1 の分母にあたる弾力半径には、ねじり剛性が評価されているが、床剛性が小さい場合には、直交壁効果が期待できない可能性が考えられる。そこで、直交壁の量と床剛性、偏心率をパラメータとした解析によりこの問題について検証を行う。

以下では、このような[1]～[3]の3点に着眼してパラメトリック解析を行った結果を示す。弾性剛性・剛床仮定の条件で定義される偏心率を重量－図心－剛性関係、床剛性、X-Y 壁量比などにより補正する必要性の有無、あるいは必要であればその方法について検討するとともに、偏心の影響がそれほど支配的とならない床剛性と偏心率の限界値、塑性化しても変形が再配分され、ねじり応答が急激に増加しないような床剛性と偏心率の限界値などについて定量的な見解を示す。

ここでのケーススタディの着眼は、耐力壁の偏在による剛性や耐力の偏心の問題とともに、部分2階のように比較的整形なプランであっても、重量偏心のある建物についても想定し、偏心率が同じ場合でも、重心位置の相違が偏心応答にもたらす影響を検証する。なお、検証対象の基準となるモデル設定は『剛床を仮定して等価1質点系に置換したモデルが共通となるように、重量偏心は総

重量が同じ条件で与え、また、剛性（耐力）偏心についても、復元力の総和が変わらない条件の下で与える』ものとする。

以上により、剛性（耐力）の偏心、重量の偏心の条件がそれぞれ異なる場合に、偏心率により偏心応答が一律に関連付けられるか、補正が必要か（必要であればそれが可能か）、また塑性化の進行状況（入力レベルを変えることにより擬似的に評価する）の影響、床剛性が柔となった場合の影響、などについて定量化を試みる。

検証の手順として、前述の無偏心の A1 壁配置の試験体を基本モデルとして、床（小屋組）の水平剛性、ならびに入力レベルをパラメータとした解析を以下のケース設定に対して行う。いずれのケースも偏心率を算定し、偏心率を評価指標とし、各構面最大変形について、条件の異なるモデル間での応答の相似性／相違性を確認する。

一方、すべりの発生との関係についても調べるため、柱脚固定と、柱脚石場建ての両ケースの比較も行う。なお、柱脚部のすべり係数は、A1 と A2 の試験体の実験結果の再現モデル化で、当該数値解析モデルに対して同定した値の平均値程度である $\mu=0.4$ とする。また以下では、床剛性については、実験で用いられた半剛床の復元力特性（表 2.3.2-3、図 2.3.2-25 (b) の剛性と耐力）を基準とし、それに対する増減倍率で、床の剛柔を表現している。

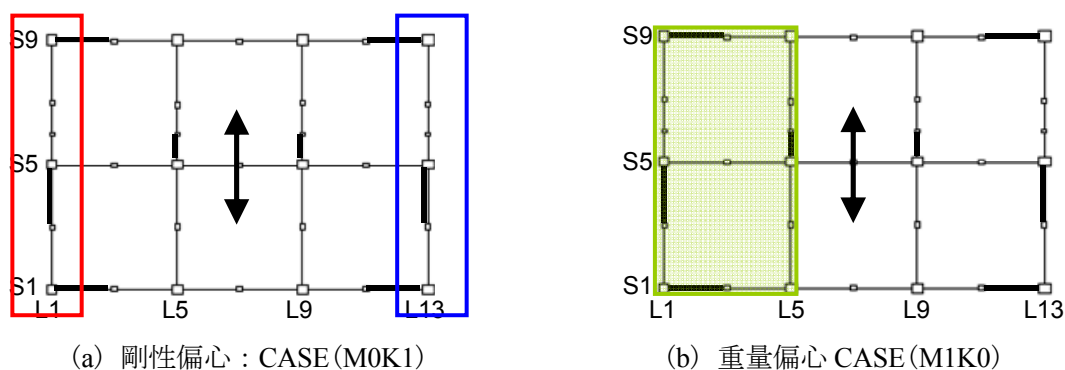


図 2.3.2-30 偏心のあるモデル設定

[a] 剛性偏心のあるケース

すべての通りの復元力特性の総和を変えずに、図 2.3.2-30 (a) に示すように、(1) L1 通りの剛性を低減（赤枠で囲った部分）、L13 の通りの剛性を増加（青枠で囲った部分）し、剛心を図心より右側にずらし、剛性（耐力）偏心を持つ場合について、各構面間の応答の性状を調べた。

[b] 重量偏心のあるケース

総重量一定の条件で、図 2.3.2-30 (b) に示す (L1-L5) × (S1-S9) 部分（緑枠で囲った部分）の質量を増加・残りの部分を低減し、重心を左側にずらし、重量偏心を持つ場合について、各構面間の応答の性状を偏心率に対して調べた。

③ 検証：剛性偏心・重量偏心による応答の相違

偏心率が異なるケースについて、偏心の要因が剛性偏心のみによるケース：CASE(M0K1)と重量偏心のみによるケース：CASE(M1K0)における応答の相違を比較検証した。また、モデルに滑りの影響を考慮する場合（「滑りあり」と、「柱脚固定」のケースにおける上部構造の応答比較も併せて行った。

図 2.3.2-31 と図 2.3.2-32 は、床剛性を基準×1.0 としたケースであり、それぞれ、「滑りあり」と、「柱脚固定」のケースである。

図 2.3.2-33 と図 2.3.2-34 は、床剛性を基準×5.0 としたケースであり、それぞれ、「滑りあり」と、「柱脚固定」のケースである。

図 2.3.2-35 と図 2.3.2-36 は、床剛性を基準×0.2 としたケースであり、それぞれ、「滑りあり」と、「柱脚固定」のケースである。

これらの図において、左側が、剛性偏心を想定した M0K1 モデル、右側が、重量偏心を想定した M1K0 モデル、の結果であり、モデルの各構面の最大層間変位応答（または柱脚すべり）、床構面のせん断変形量について偏心率を横軸にして示している。

また、図 2.3.2-37～図 2.3.2-39 に、それぞれ、床剛性を基準×1.0、基準×5.0、基準×0.2 としたケースについて、偏心率別の各構面変形の変化の様子（左側の図：最大滑り量、右側の図：上部構造の最大層間変位）を示す。

以下に本検証により得られた知見を要約する。

◆ 「滑りあり」と「柱脚固定」の応答の相違について：

- ・ 滑りの有るケース（ $\mu=0.4$ ）と柱脚固定のケースとの比較では、上部構造変位応答（1-2 層間変位）の相違はほとんど見られない。また、同様に 2 階床応答の相違についても非常に小さい。
- ・ 床剛性が、柔（×0.2）、基準（×1.0）、剛（×5.0）のいずれのケースについても、この傾向は同様である。

◆ 滑り応答について：

- ・ 最大滑り量は、無偏心の場合から見て、偏心が大きくなってもそれほど増大していない。
- ・ 床剛性が剛（×5.0）となると、構面ごとの滑り量の差は少なくなる（すべりが分散される）。
- ・ 剛性偏心（M0K1）モデルでは、剛性の高いところに滑りが集中する傾向が見られる（床が柔らかくなると特にその傾向が明瞭に現れる）。

◆ 1 階床応答について：

- ・ 1 階床応答のオーダーは、概ね、生じる滑りのオーダーと同程度であり、解析で扱った床剛性の範囲では、構面間の滑りの位相が逆になることはなく、柱脚間の又裂きのような大きな応答は生じない。すなわち、1 階床応答は所定の 1 階床剛性を与えることにより概ね調整可能と考えられる。
- ・ 偏心率が大きい場合、剛性偏心（M0K1）モデルでは、剛性の高いところの境界床での応答が大きくなるが、重量偏心（M1K0）モデルでは、分散傾向にある。

◆ 上部構造変位（1-2 層間変位）と 2 階床応答について（床・基準（×1.0）のケース）：

- ・ 重量偏心のあるモデルでは、重量の変わる境界床での応答差が大きくなり、床変位の大半を受けもつ。
- ・ 重量偏心のあるモデルでは、偏心が大きくなると、層間変位は、重いほうと軽いほうに応答が分かれる傾向がみられる。
- ・ 偏心率（ $Rey < 0.1 \sim 0.2$ ）程度までは、上部構造変位（1-2 層間変位）の応答差は、剛性偏心・重量偏心ともに、偏心率が同じならほぼ同程度、これを超える偏心率では、両者の差異が生じる（図 2.3.2-37 の右図より）。

- ◆ 上部構造変位（1-2 層間変位）と 2 階床応答について（床・剛（ $\times 5.0$ ）のケース）：
 - ・ 今回検証したモデルでは、直交壁効果により、ねじれ応答は比較的小さいと考えられ、上部構造変位（1-2 層間変位）は、偏心率（ $Rey < 0.3$ ）程度までは、概ね比例している。
 - ・ 2 階床応答については、それぞれの床のせん断変形がほぼ同程度で、また偏心率（ Rey ）に概ね比例している。
 - ・ 今回検証したモデルについては、床剛性が、剛（ $\times 5.0$ ）のケースでは、概ね剛床としての扱いが出来る床剛性であると考えられる。また、剛性偏心と重量偏心の応答についても、偏心率（ $Rey < 0.3$ ）程度までは、概ね同程度とみなせる。
 - ・ 滑りを含むすべての応答について、偏心率（ $Rey = 0.3$ ）程度までは、剛性偏心のあるモデルと重量偏心のあるモデルとの応答差は非常に小さく、偏心率に依存してほぼ同程度とみなせる。
 - ・ 偏心率が大きくなっても（ $Rey = 0.4$ ）、上部構造変位（1-2 層間変位）の応答差は、剛性偏心・重量偏心ともに、偏心率が同じならほぼ同程度であり、剛性偏心・重量偏心によらず偏心率のみで応答評価ができるものと考えられる（図 2.3.2-39 の右図より）。
- ◆ 上部構造変位（1-2 層間変位）と 2 階床応答について（床・柔（ $\times 0.2$ ）のケース）：
 - ・ 上部構造変位（1-2 層間変位）については、偏心率（ $Rey = 0.1$ ）程度くらいまでは、偏心率によらず概ね同程度、また偏心率（ $Rey = 0.3$ ）程度を超えると、剛性の低い構面（剛性偏心のあるモデル）、ないし、重量多い構面（重量偏心のあるモデル）において、急増する。
 - ・ 偏心率（ $Rey = 0.3$ ）程度を超えると、剛性偏心のあるモデルでは、剛性の低い構面を支える境界床、重量偏心のあるモデルでは、重量負担の変わる境界床での 2 階床応答が急増する。（床による曲げ戻し効果はほとんど期待できなくなる）

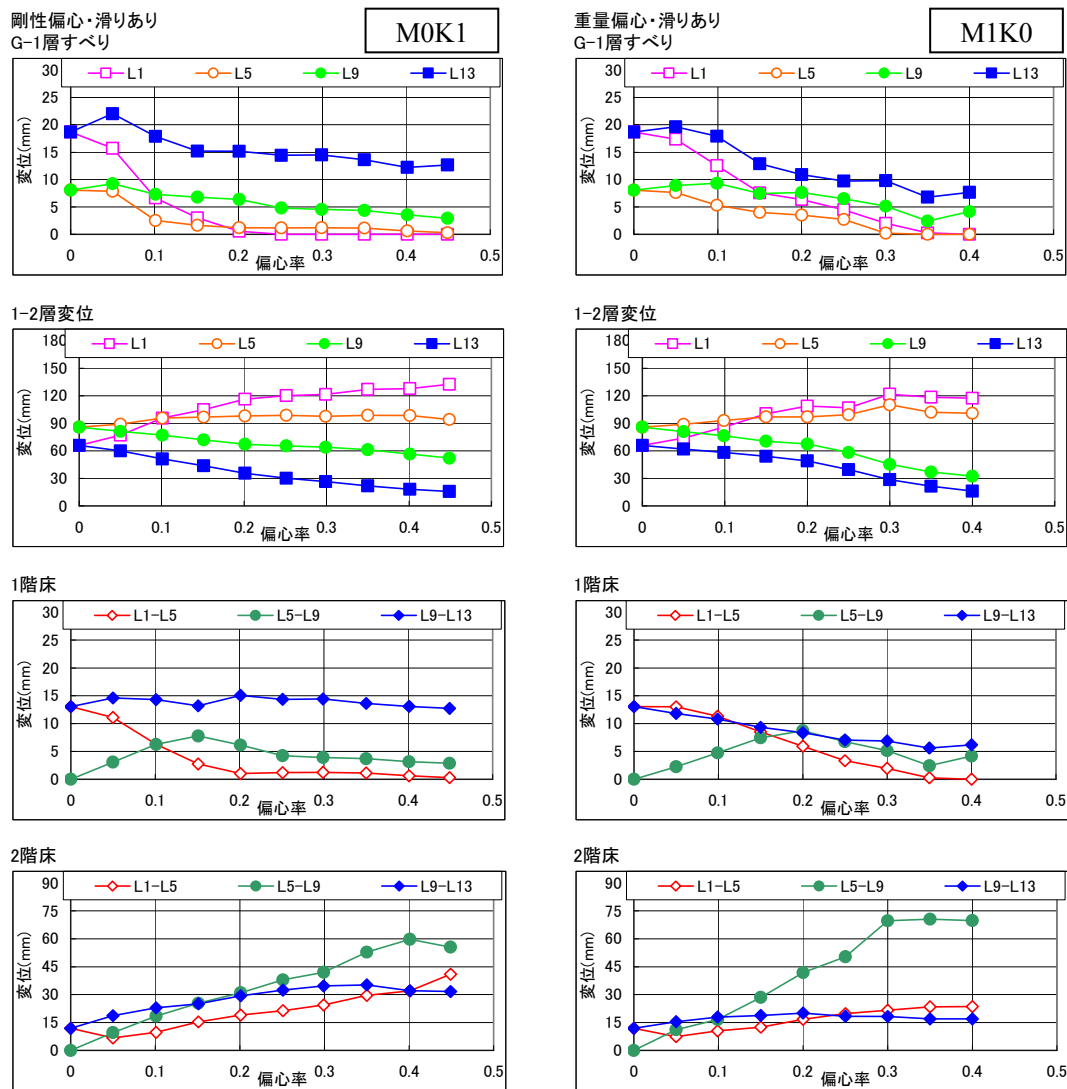


図 2.3.2-31 剛性偏心と重量偏心の応答比較 (滑りあり) : 床剛性・基準 $\times 1.0$

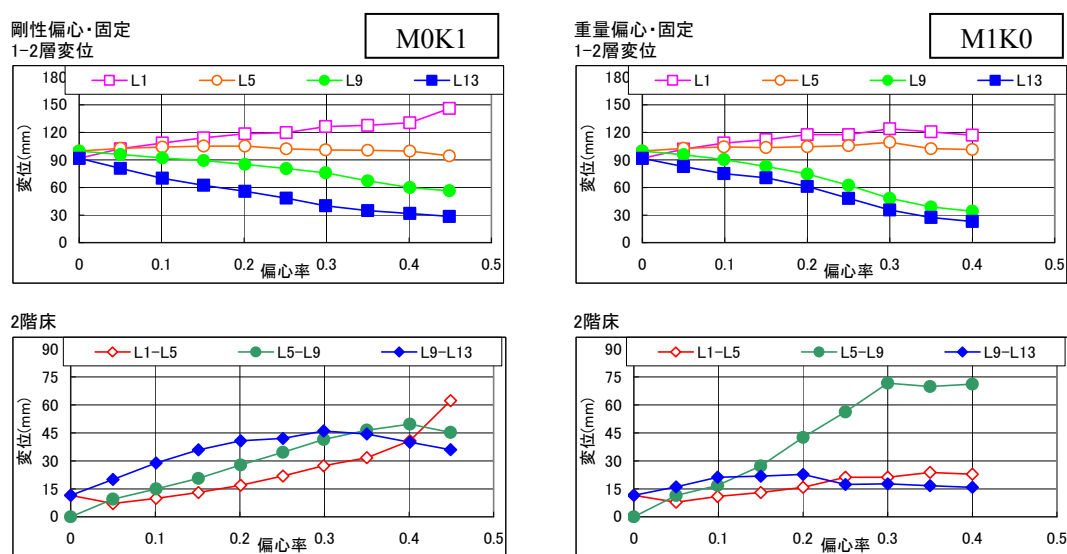


図 2.3.2-32 剛性偏心と重量偏心の応答比較 (柱脚固定) : 床剛性・基準 $\times 1.0$

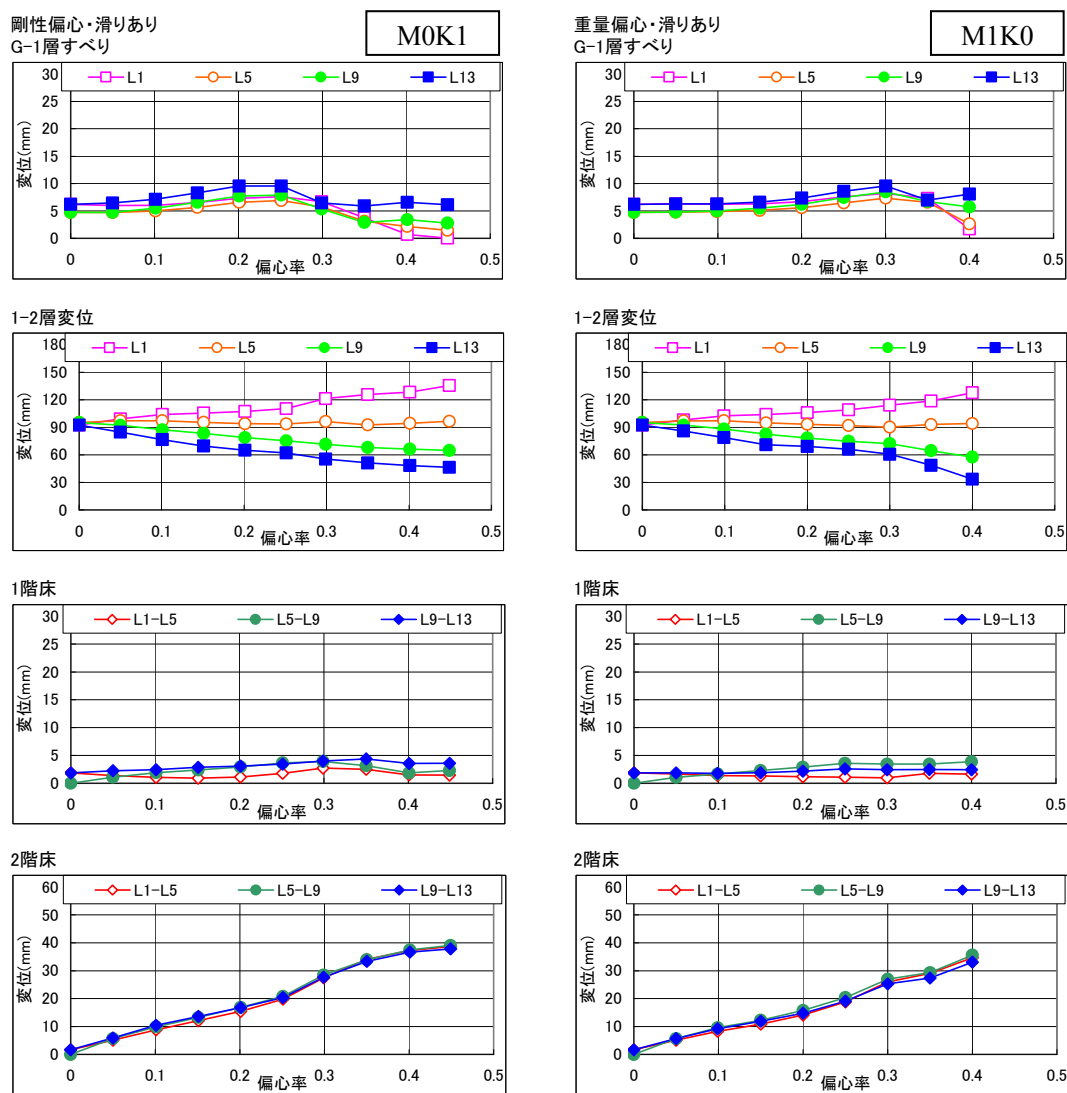


図 2.3.2-33 剛性偏心と重量偏心の応答比較（滑りあり）：床剛性・基準×5.0

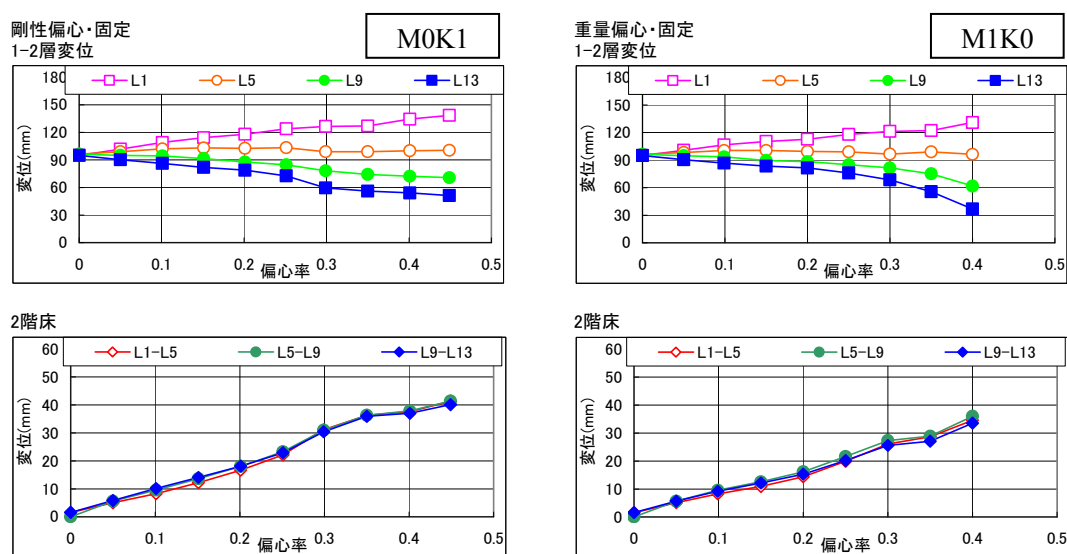


図 2.3.2-34 剛性偏心と重量偏心の応答比較（柱脚固定）：床剛性・基準×5.0

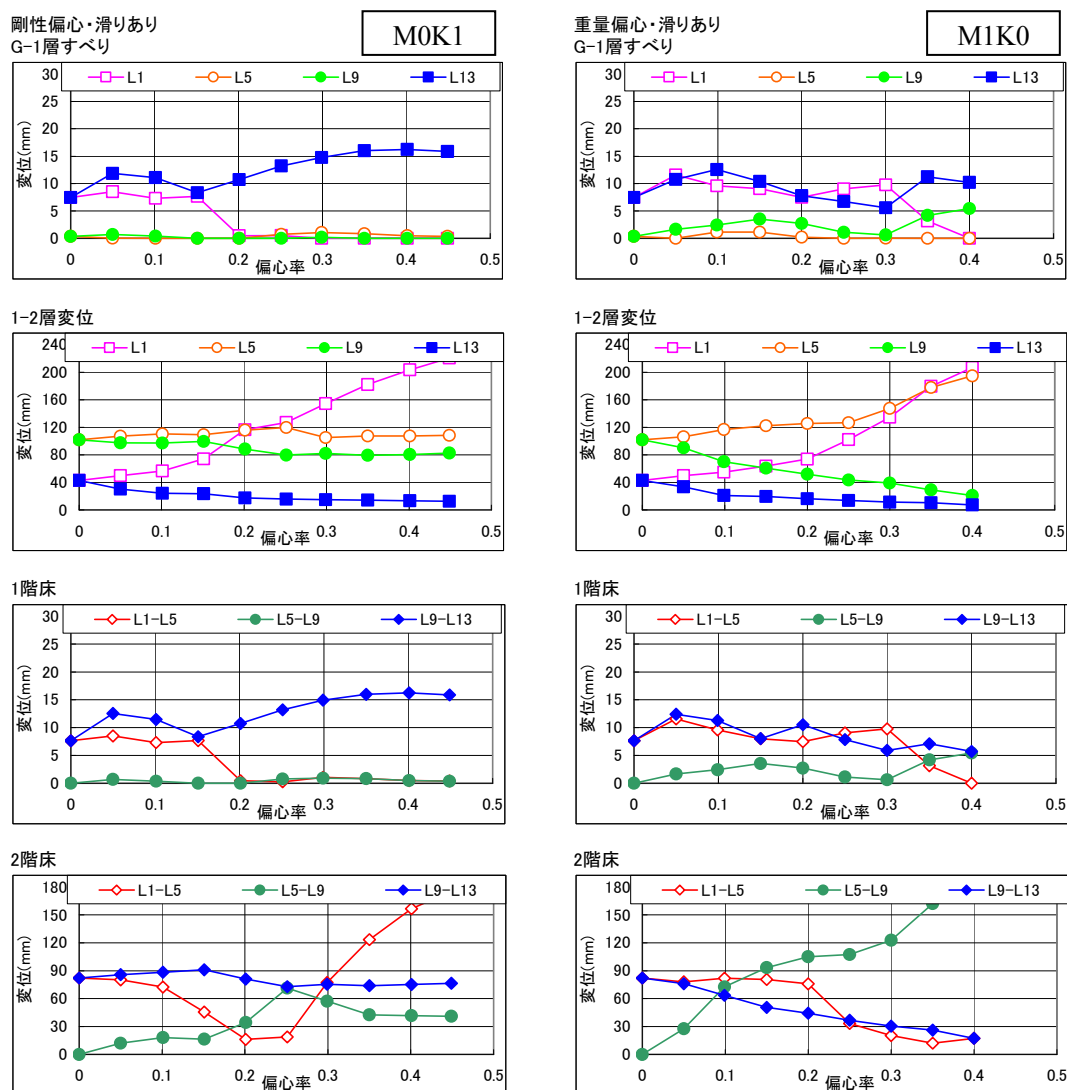


図 2.3.2-35 剛性偏心と重量偏心の応答比較 (滑りあり) : 床剛性・基準×0.2

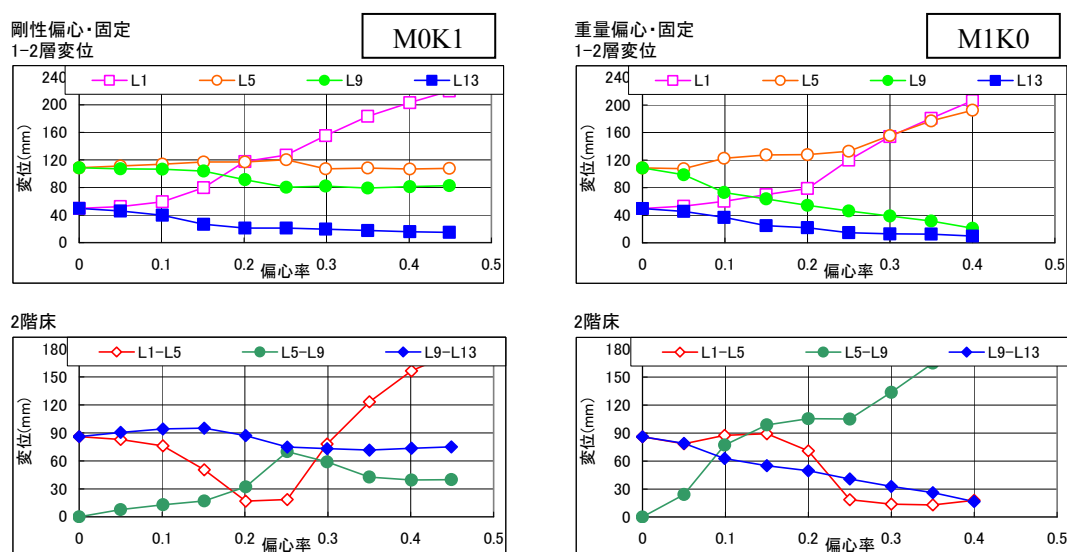
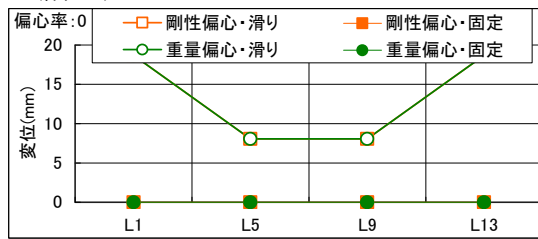
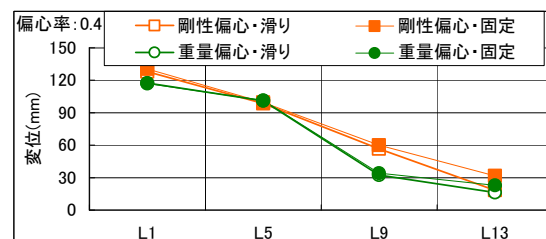
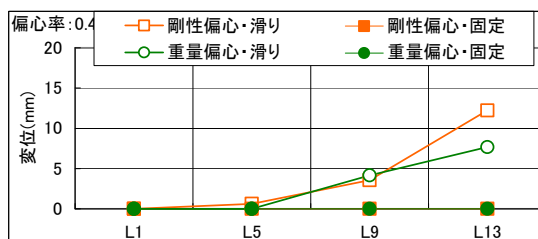
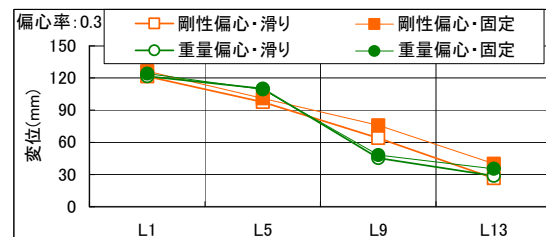
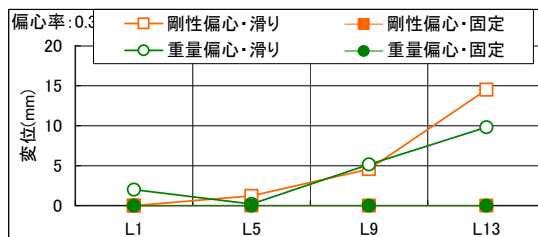
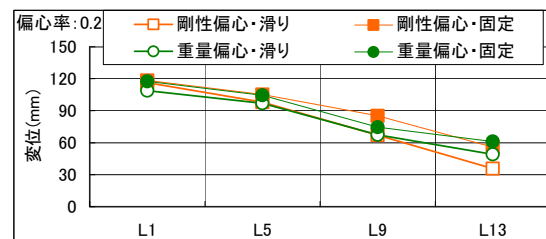
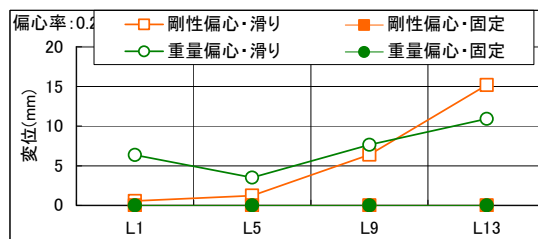
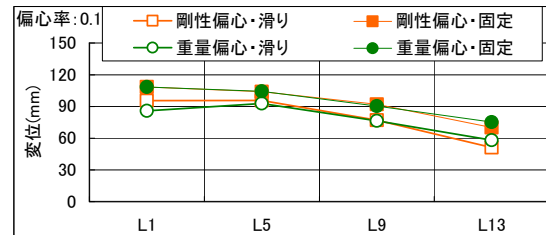
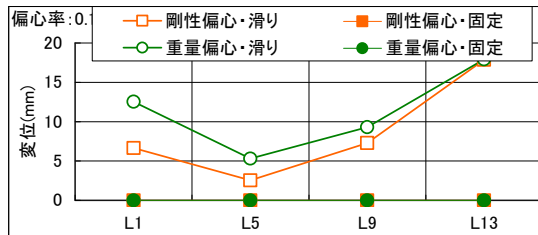
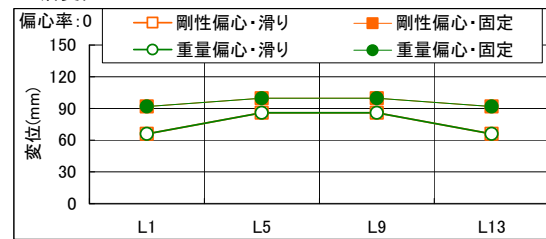


図 2.3.2-36 剛性偏心と重量偏心の応答比較 (柱脚固定) : 床剛性・基準×0.2

G-1層すべり



1-2層変位

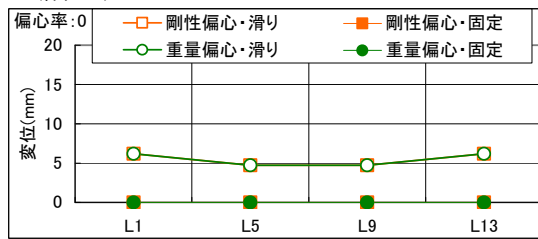


(a) 最大柱脚滑り量

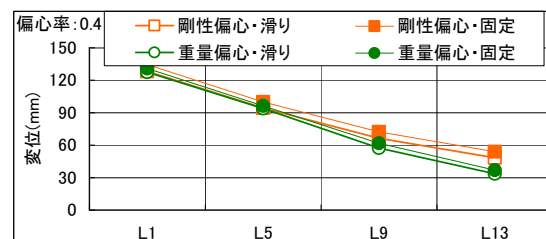
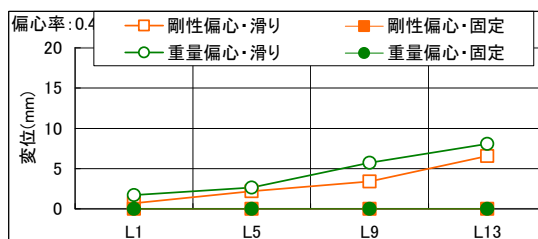
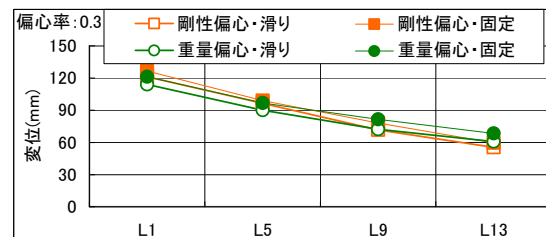
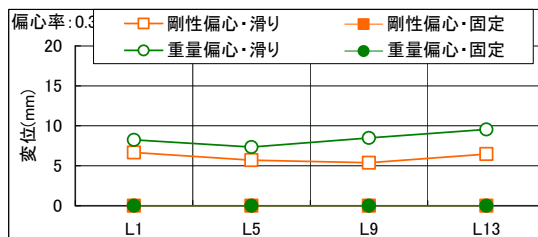
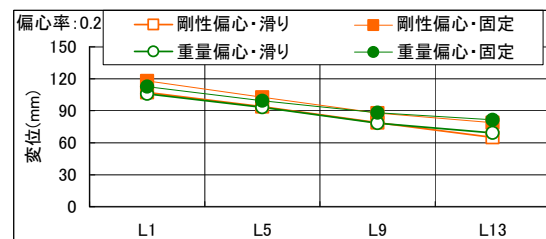
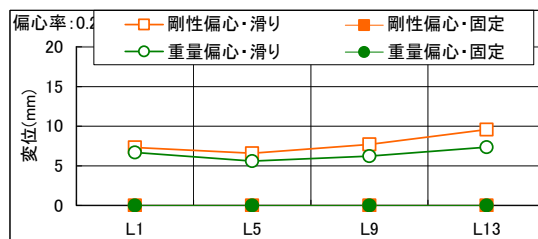
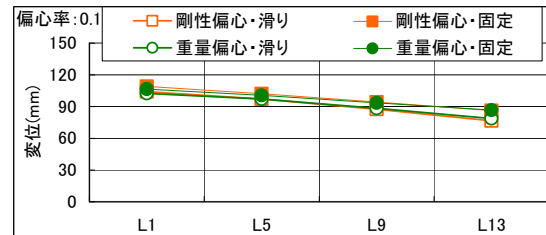
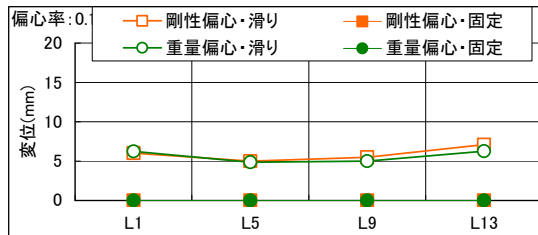
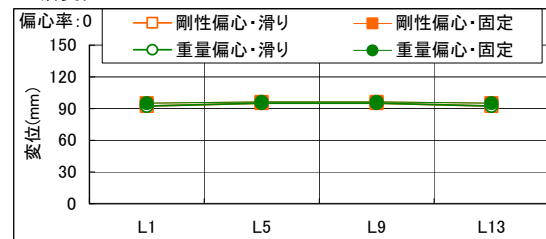
(b) 最大層間変位

図 2.3.2-37 偏心率別の各構面変形の変化：床剛性・基準×1.0

G-1層すべり



1-2層変位

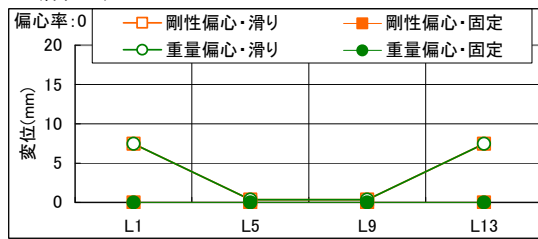


(a) 最大柱脚滑り量

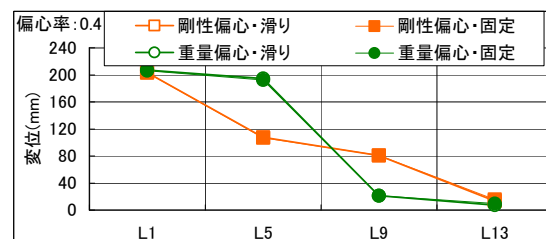
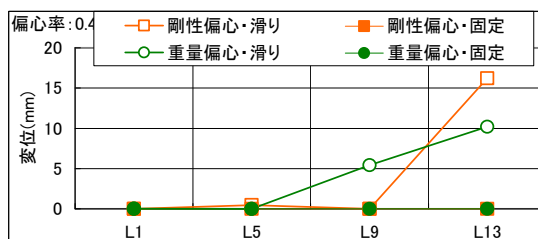
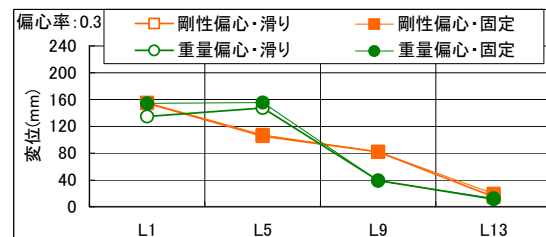
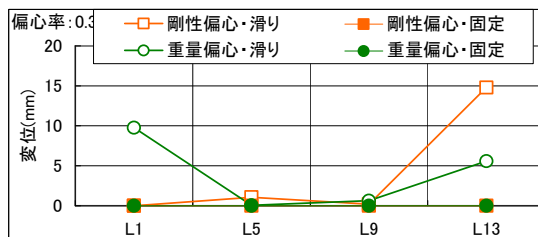
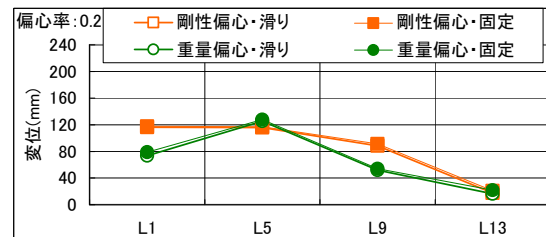
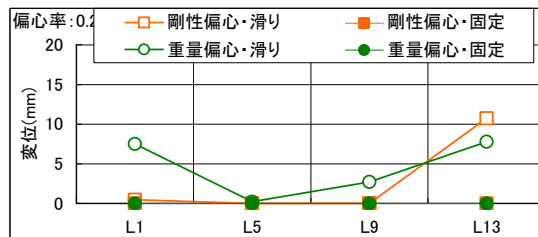
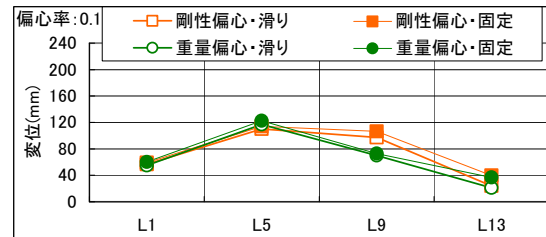
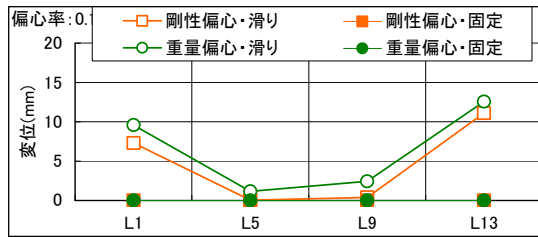
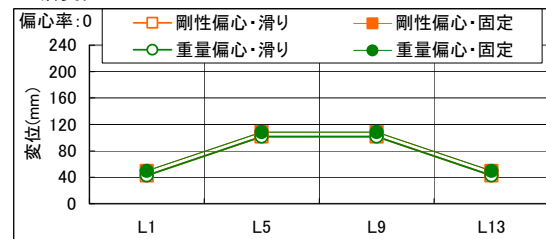
(b) 最大層間変位

図 2.3.2-38 偏心率別の各構面変形の変化：床剛性・基準×5.0

G-1層すべり



1-2層変位



(a) 最大柱脚滑り量

(b) 最大層間変位

図 2.3.2-39 偏心率別の各構面変形の変化：床剛性・基準×0.2

④ 検証：直交壁の効果と入力レベルの相違による応答の変化

ここまで検証の結果により、柱脚部の滑りの有無による上部構造応答の相違の影響は小さいと見られる。そこで、以下の検証では、柱脚石場建てのケースのみを扱う（柱脚部のすべり係数は、 $\mu = 0.4$ とする）。また、床剛性については、これまでと同様に、実験で用いられた半剛床の復元力特性を基準（ $\times 1.0$ ）とし、それに対する増減倍率で、床の剛柔を表現する（ $\times 0.2$ 及び $\times 5.0$ ）。なお、この検証では、直交壁が A2 モデル（8P）の半分（4P）のケースとの比較、ならびに、床剛性が基準（ $\times 1.0$ ）のケースについては、入力レベルの相違による応答の変化についても検証した。入力レベルについては、図 2.3.2-21 に示した振動台実験での計測地震動（BCJ-L2 再現波）を基準とし、そのレベルに対する振幅倍率（入力レベル比）を変えて解析を行った。

まず、直交壁が A2 モデル（8P）の半分（4P）のケースについて、直交壁の効果について検証した結果を示す。

図 2.3.2-40 と図 2.3.2-41 に、床剛性・基準 $\times 1.0$ とし、それぞれ直交壁 8P、4P の場合の偏心率の変化による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

図 2.3.2-42 と図 2.3.2-43 に、床剛性・基準 $\times 5.0$ とし、それぞれ直交壁 8P、4P の場合の偏心率の変化による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

図 2.3.2-44 と図 2.3.2-45 に、床剛性・基準 $\times 0.2$ とし、それぞれ直交壁 8P、4P の場合の偏心率の変化による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

これらの図において、左側が、剛性偏心を想定した M0K1 モデル、右側が、重量偏心を想定した M1K0 モデル、の結果であり、モデルの各構面の最大層間変位応答（または柱脚すべり）、床構面のせん断変形量、直交方向の最大層間変位応答（または柱脚すべり）について偏心率を横軸にして示している。

以下に本検証により得られた知見を要約する。

◆ 床剛性・基準（ $\times 1.0$ ）のケース：

- ・ 直交壁 8P、4P の場合について、柱脚部の滑り応答を比較すると、それらの相違は比較的小さい。また、同様に 1 階床応答の相違についても比較的小さい。
- ・ 上部構造変位（1-2 層間変位）については、直交壁 8P については、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差がみられ、重量偏心では、偏心が大きくなると、層間変位は重いほうと軽いほうに応答が分かれる傾向がみられる。一方、直交壁 4P のモデルについては、応答が（水平面内で抵抗分が減り、直交方向に流れるため）分散し、剛性偏心の場合との相違が小さくなる。
- ・ 重量偏心の場合の 2 階床の変形を比較すれば、直交壁 8P では、偏心率（ $\text{Rey}=0.1$ ）程度を超えると境界床の応答が増加し床の変形が進行するが、直交壁 4P では、ねじれ抵抗が相対的に弱いいため境界床の負担が減り、床のせん断変形が進行せずに、ねじれ応答の進行が生じる。
- ・ 直交方向の層間変位応答を見ると、偏心率（ $\text{Rey}=0.1$ ）程度くらいまでは、直交壁量の相違の影響は小さいが、これを超える偏心率の範囲では、ねじれによる直交方向応答は、直交壁 4P のモデルでは、直交壁 8P の場合の倍程度生じる。

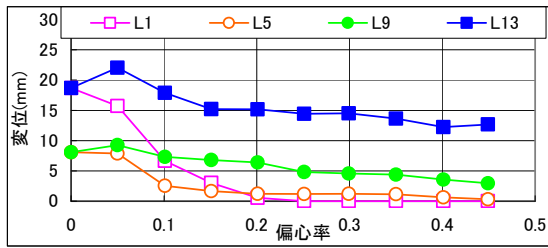
◆ 床剛性・基準（ $\times 5.0$ ）のケース：

- ・ 直交壁 8P、4P の場合について、柱脚部の滑り応答を比較すると、それらの相違は非常に小さい。また、同様に 1 階床応答の相違についても非常に小さい。
- ・ 上部構造変位（1-2 層間変位）については、直交壁 8P、4P の場合について、相違は非常に小さい。また、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差も非常に小さい。2 階床応答については、直交壁 4P の場合に、直交壁 8P の場合よりやや大きくなるが、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差については、相違はほとんどない。

- ・ 直交方向の層間変位応答を見ると、偏心率 ($Rey=0.3$) 程度くらいまでは、偏心率に応じてほぼ比例的に生じており、ねじれによる直交方向応答は、直交壁 4P では、直交壁 8P の場合の倍程度生じる。ねじれ応答については、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差は非常に小さい。
- ◆ 床剛性・基準 ($\times 0.2$) のケース：
 - ・ 直交壁 8P、4P の場合について、柱脚部の滑り応答を比較すると、それらの相違は非常に小さい。また、同様に 1 階床応答の相違についても非常に小さい。なお、剛性偏心と重量偏心の場合の応答はそれぞれ異なるものとなる。
 - ・ 上部構造変位 (1-2 層間変位) と 2 階床応答についても、直交壁 8P、4P の場合の相違は非常に小さい。ただし、剛性偏心と重量偏心の場合の応答はそれぞれ異なるものとなる。
 - ・ 直交方向の層間変位応答を見ると、直交壁 4P が直交壁 8P の場合よりわずかに大きいとその差は非常に小さい。直交壁効果はほとんどみられない。

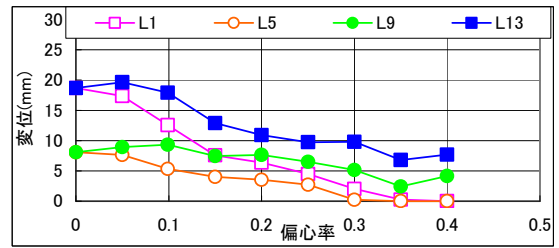
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

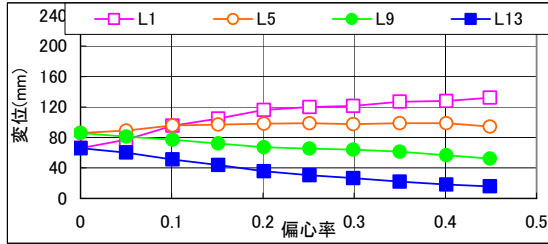


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

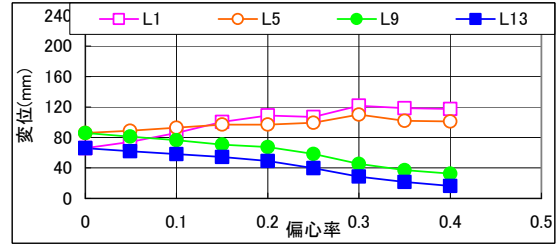
M1K0



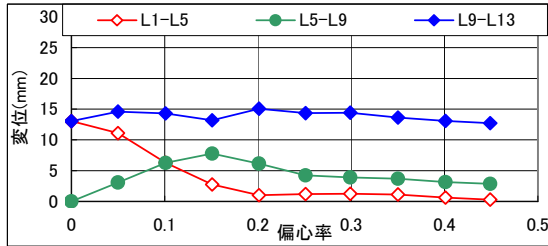
1-2層変位



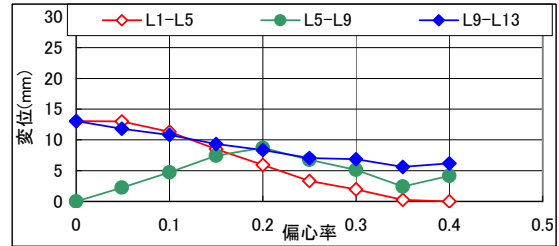
1-2層変位



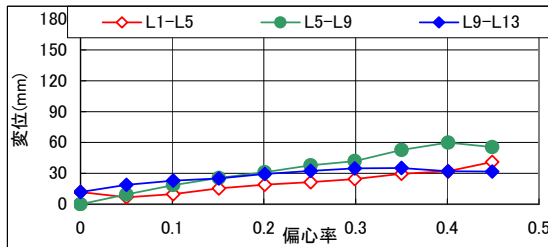
1階床



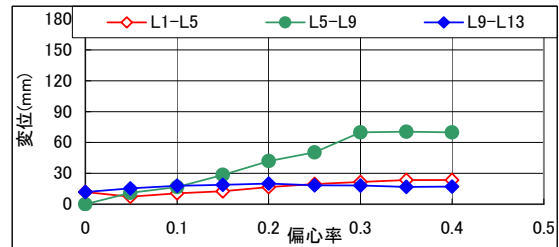
1階床



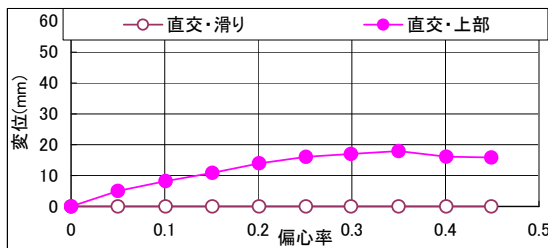
2階床



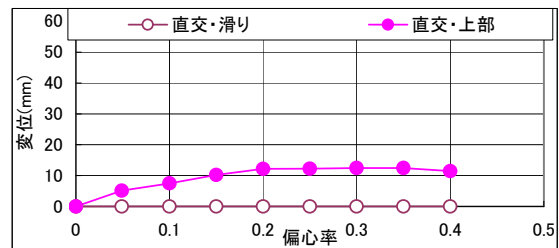
2階床



直交方向



直交方向



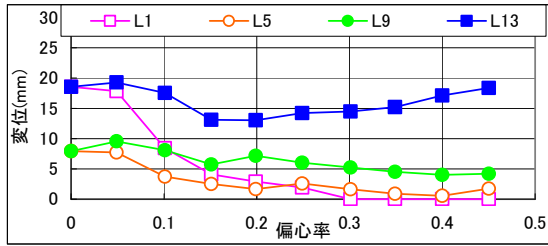
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.3.2-40 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 8P・床剛性・基準 $\times 1.0$

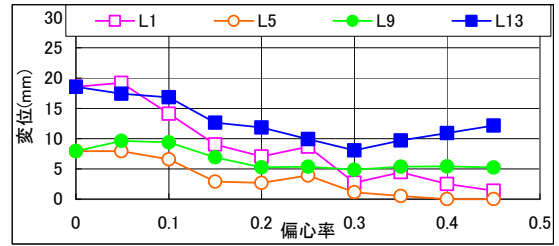
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

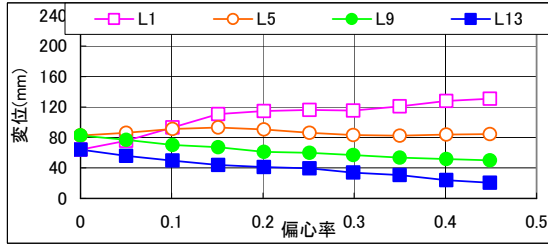


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

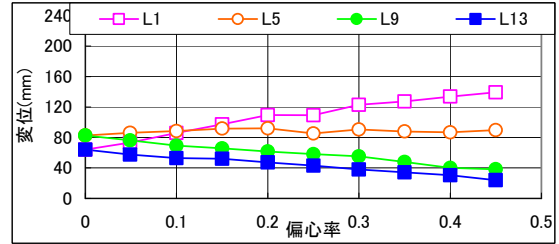
M1K0



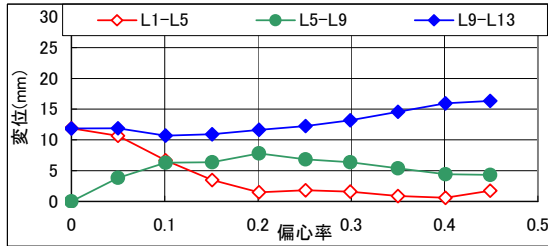
1-2層変位



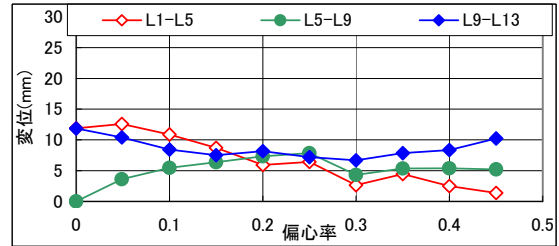
1-2層変位



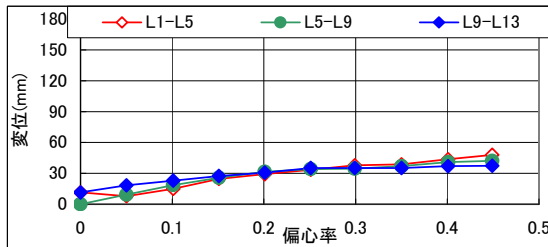
1階床



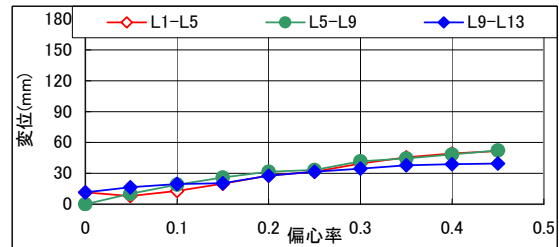
1階床



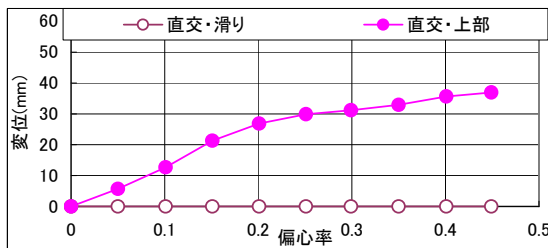
2階床



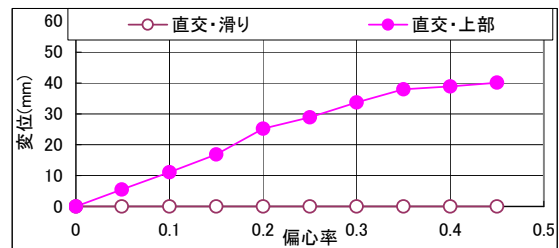
2階床



直交方向



直交方向



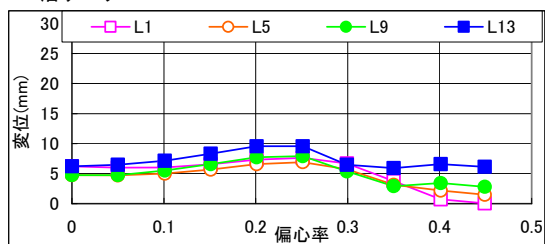
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.3.2-41 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 4P・床剛性・基準×1.0

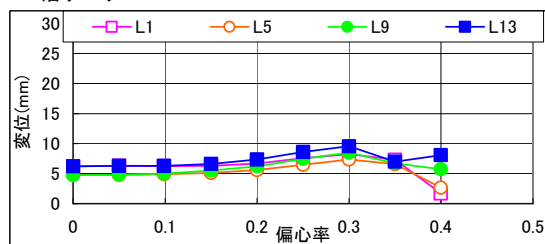
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

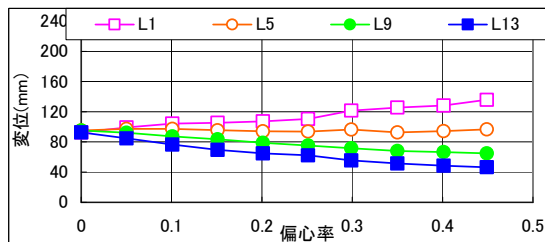


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

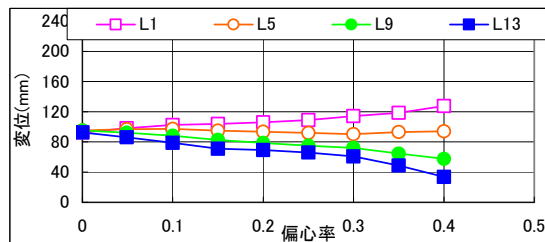
M1K0



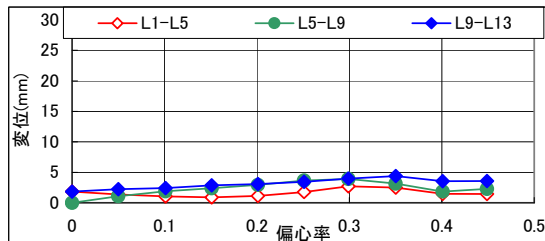
1-2層変位



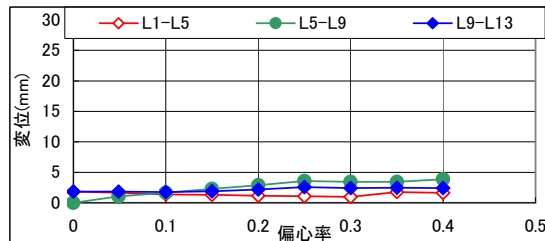
1-2層変位



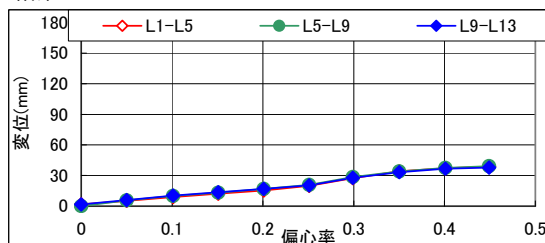
1階床



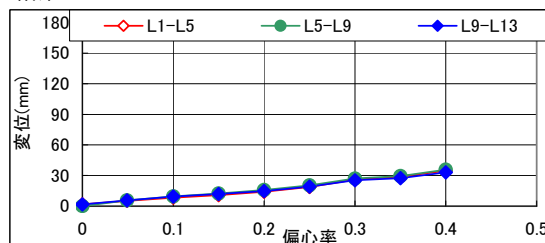
1階床



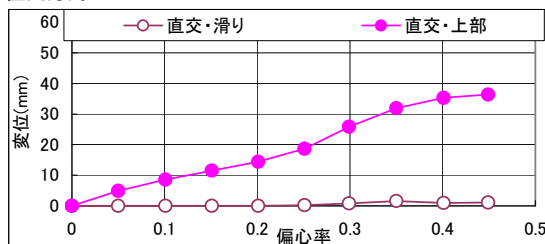
2階床



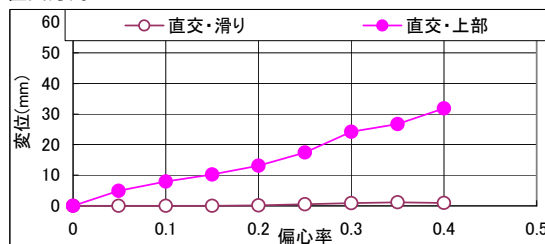
2階床



直交方向



直交方向



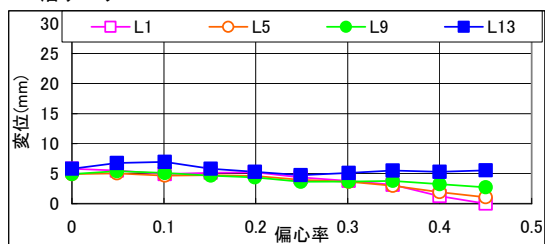
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.3.2-42 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 8P・床剛性・基準×5.0

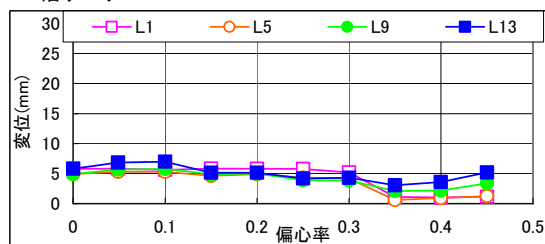
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

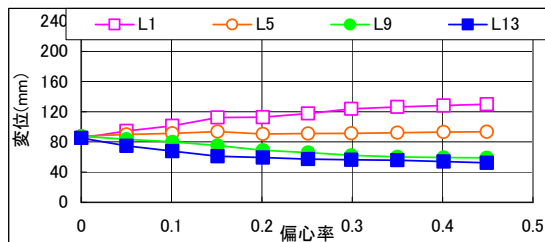


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

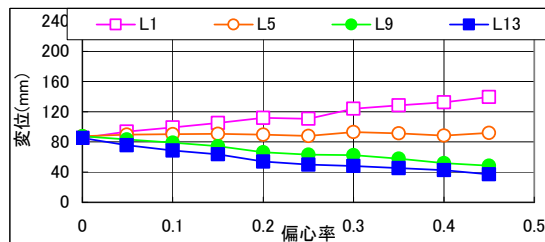
M1K0



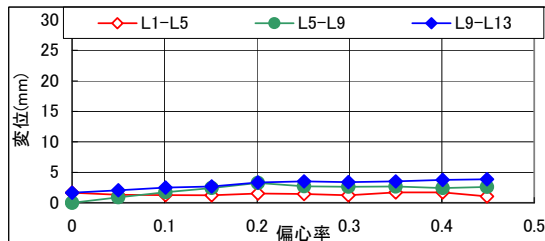
1-2層変位



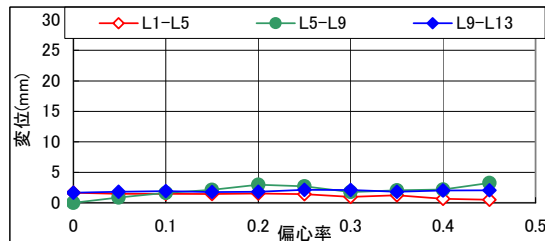
1-2層変位



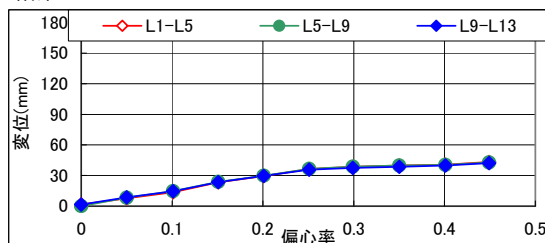
1階床



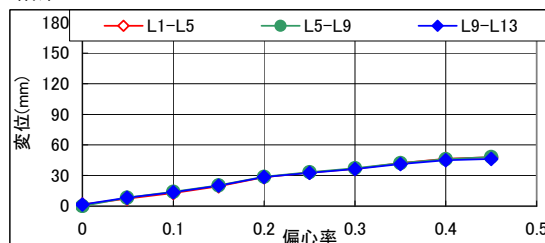
1階床



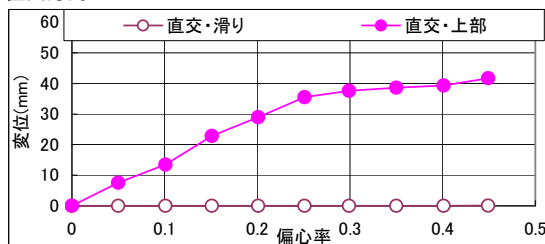
2階床



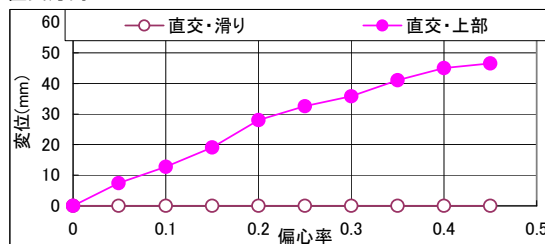
2階床



直交方向



直交方向



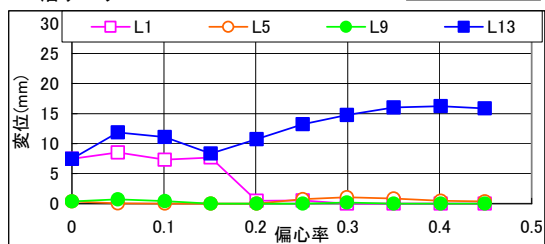
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.3.2-43 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 4P・床剛性・基準×5.0

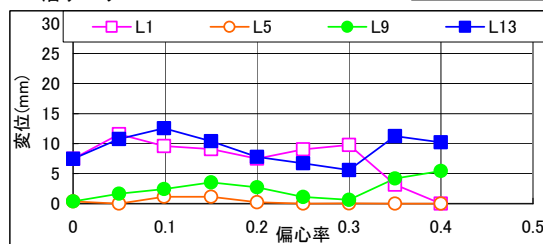
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

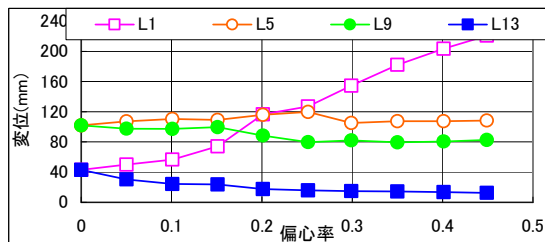


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

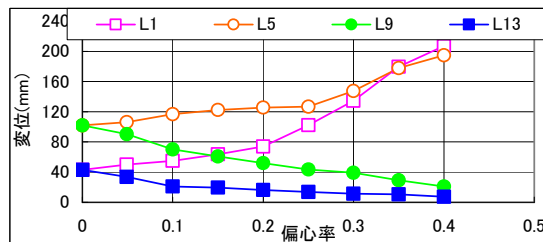
M1K0



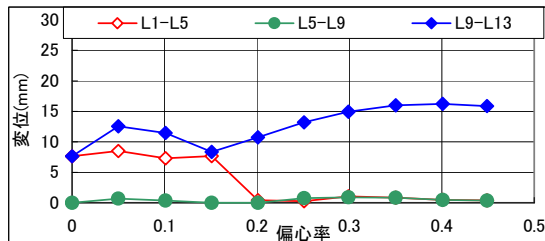
1-2層変位



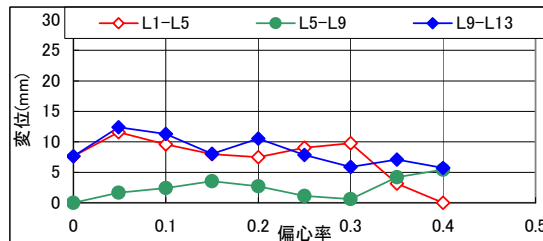
1-2層変位



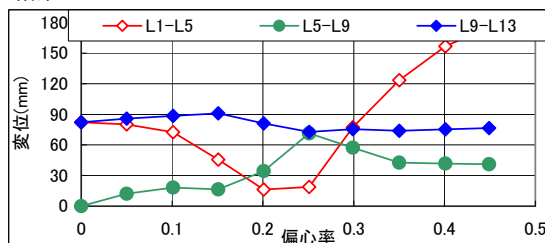
1階床



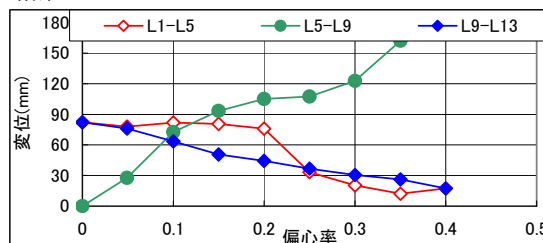
1階床



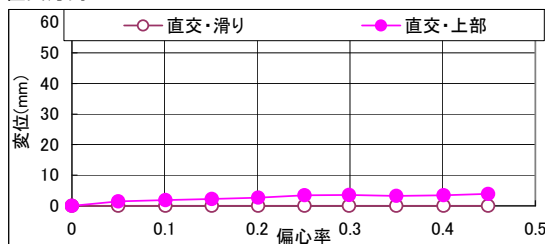
2階床



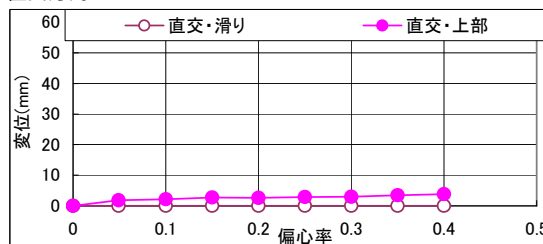
2階床



直交方向



直交方向



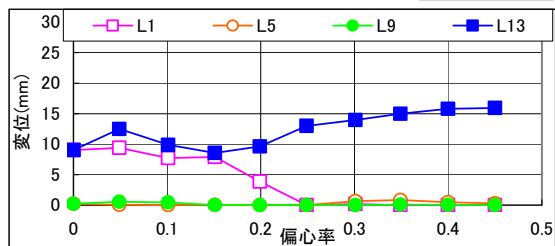
(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.3.2-44 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 8P・床剛性・基準×0.2

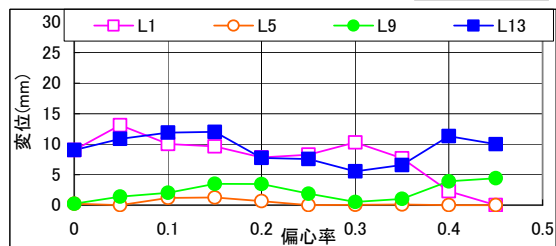
剛性偏心・滑りあり
G-1層すべり

M0K1

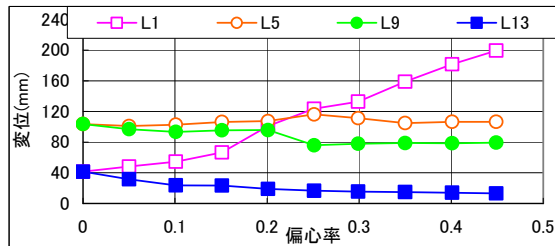


重量偏心・滑りあり
G-1層すべり

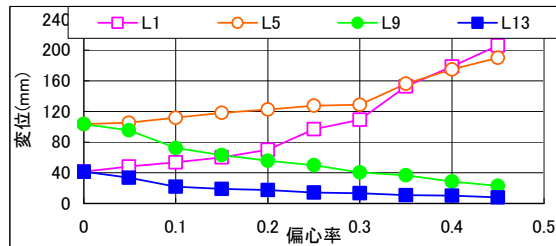
M1K0



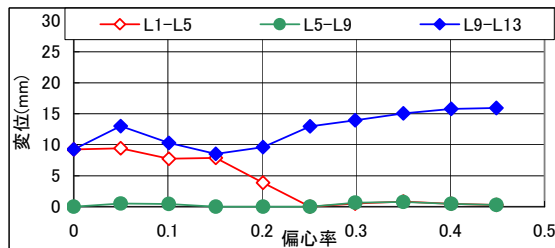
1-2層変位



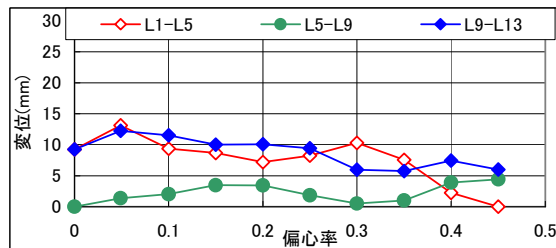
1-2層変位



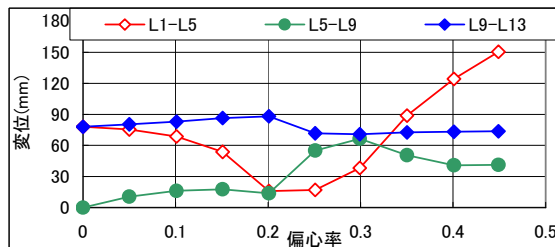
1階床



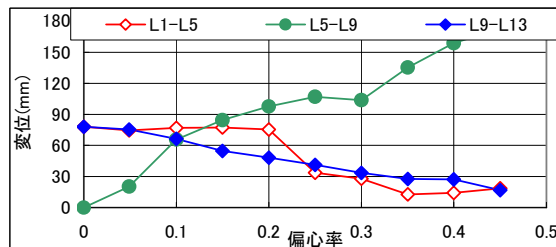
1階床



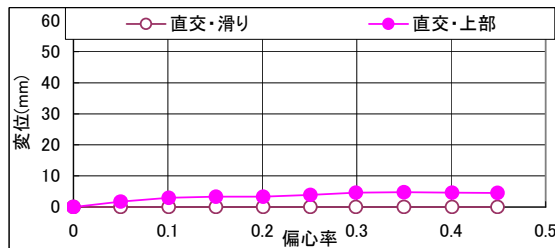
2階床



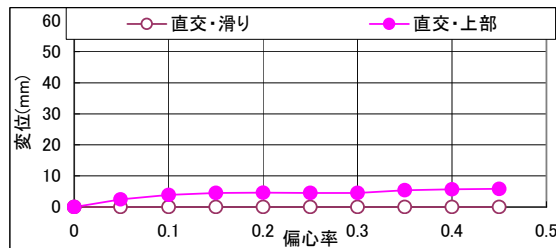
2階床



直交方向



直交方向



(a) 剛性偏心 (M0K1)

(b) 重量偏心 (M1K0)

図 2.3.2-45 偏心率の変化による応答比較 (滑りあり) : 直交壁 4P・床剛性・基準×0.2

続いて、無偏心、剛性偏心（偏心率 0.15、0.30）、重量偏心（偏心率 0.15、0.30）の場合について入力レベルを変化させた場合の塑性化の進行に応じた応答の変化を示す。さらに入力レベルを変化させた場合について、直交壁が A2 モデル（8P）の半分（4P）のそれぞれケースについての応答を比較し、直交壁の効果についても検証した。

図 2.3.2-46 に、無偏心のモデル（床剛性・基準×1.0）について、入力レベルの相違による応答比較（滑りあり）を示す。

図 2.3.2-47 と図 2.3.2-48 に、剛性偏心のモデル：M0K1 モデル（床剛性・基準×1.0）について、それぞれ偏心率 0.15、0.30 の場合の入力レベルの相違による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

図 2.3.2-49 と図 2.3.2-50 に、重量偏心のモデル：M1K0 モデル（床剛性・基準×1.0）について、それぞれ偏心率 0.15、0.30 の場合の入力レベルの相違による応答比較（滑りあり）をそれぞれ示す。

これらの図において、左側が、直交壁 8P としたモデル、右側が、直交壁 4P としたモデル、の結果であり、モデルの各構面の最大層間変位応答（または柱脚すべり）、床構面のせん断変形量、直交方向の最大層間変位応答（または柱脚すべり）について入力レベル比を横軸にして示している。

以下に本検証により得られた知見を要約する。

◆ 上部構造変位（1-2 層間変位）について：

- ・ 直交壁 8P の場合においては、剛性偏心、重量偏心、いずれの場合についても、入力レベルの増加による応答の増加は、無偏心、偏心率 $Rey=0.15$ 、 0.30 のいずれも同程度となる。
- ・ 直交壁 4P の場合においては、入力レベルの増加による応答の増加は、無偏心と比べて、偏心率 $Rey=0.15$ 、 $Rey=0.30$ と偏心があると、ねじれ応答が生じ、やや大きくなる。入力レベルの増加に対して、重量偏心のモデルが応答の急増を起こしやすい。

◆ 2 階床の変形について：

- ・ 直交壁 8P の場合においては、入力基準×1.25 を超えると、床のせん断変形の急増がみられる。この傾向は、偏心率が大きいほど、また重量偏心の場合に顕著である。
- ・ 直交壁 4P の場合においては、入力基準×1.5 程度に至ると、床のせん断変形の急増がみられるが、各床構造面間の応答差は、直交壁 8P の場合ほど開きが生じない。なお、この要因として、変形がねじれ変形（直交方向応答）に流れるためと考えられるので、直交壁が有効な（直交壁 8P）場合と比べると、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差が小さい。

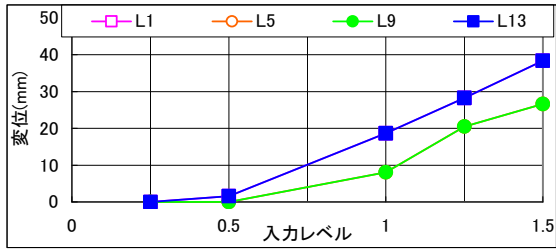
◆ 直交方向の応答について：

- ・ 直交壁 8P の場合においては、直交方向の応答はそれほど生じておらず、偏心率 $Rey=0.15$ と $Rey=0.30$ のケースの差異、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差も小さい。
- ・ 直交壁 4P の場合においては、入力レベルの増加に伴い、ねじれ応答が生じやすくなり、応答が直交方向に流れ、直交方向の応答が急増する。偏心率 $Rey=0.15$ と $Rey=0.30$ のケースの差異は大きい。一方、剛性偏心と重量偏心の場合の応答差は小さい。

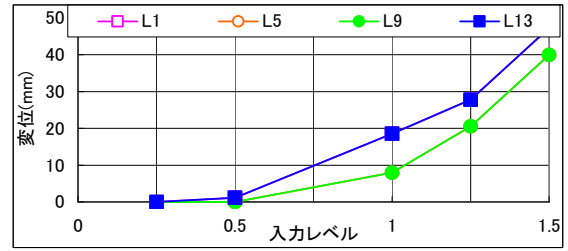
◆ 直交壁の効果について：

- ・ 入力レベルが基準×0.5 程度くらいまでは、直交壁の影響は小さい。すなわち、架構の塑性化が進展してくるに伴い、直交壁の効果が効いてくるものと考えられる。

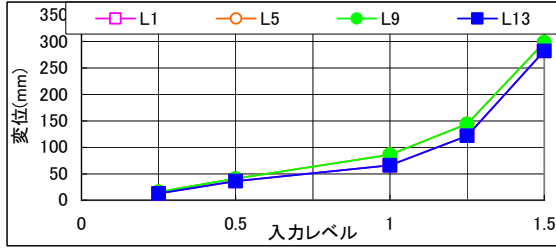
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0)
G-1層すべり



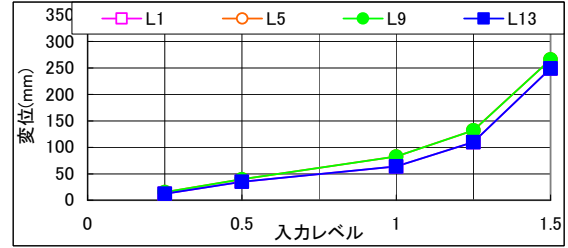
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0)
G-1層すべり



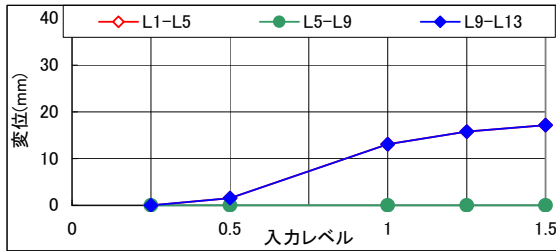
1-2層変位



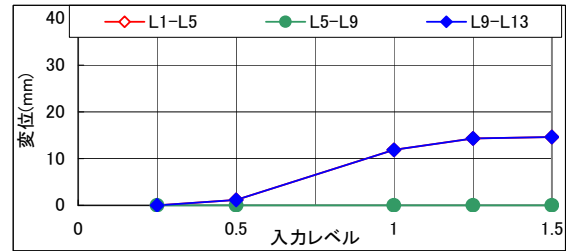
1-2層変位



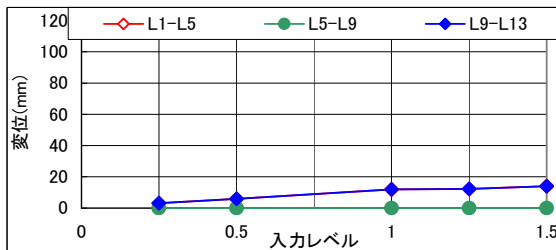
1階床



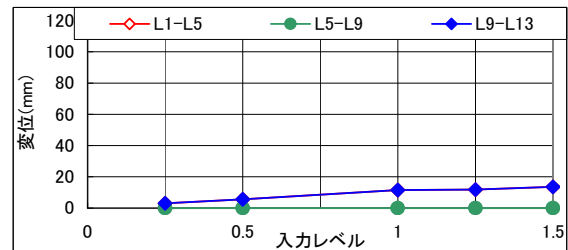
1階床



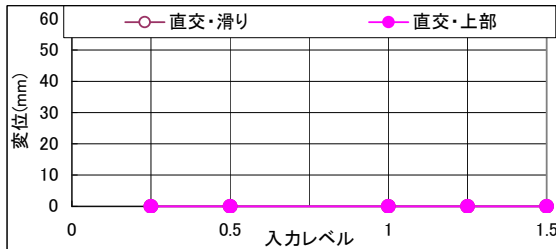
2階床



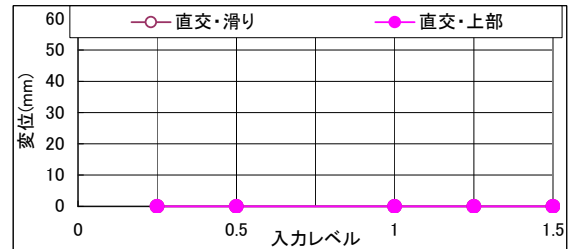
2階床



直交方向



直交方向

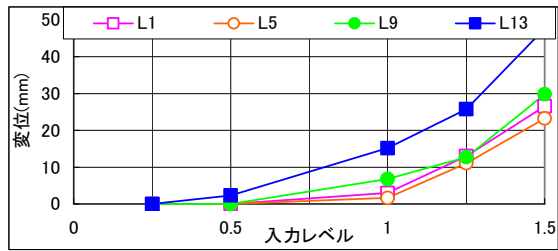


(a) 直交壁 8P

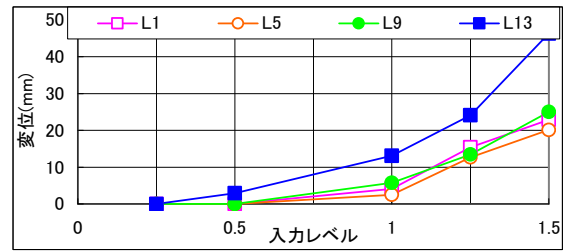
(b) 直交壁 4P

図 2.3.2-46 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり): 偏心なし (偏心率 0) 床剛性・基準×1.0

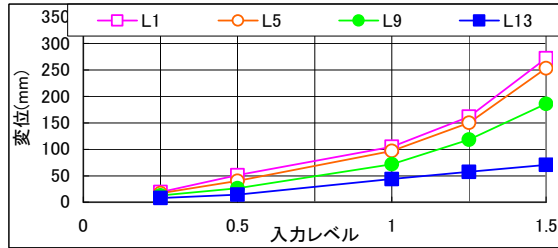
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.15)
G-1層すべり



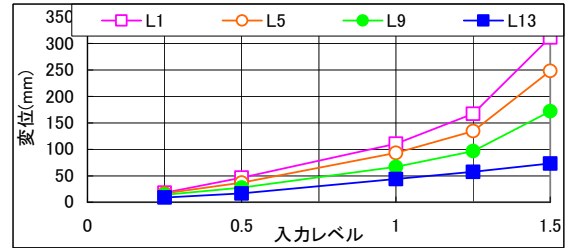
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.15)
G-1層すべり



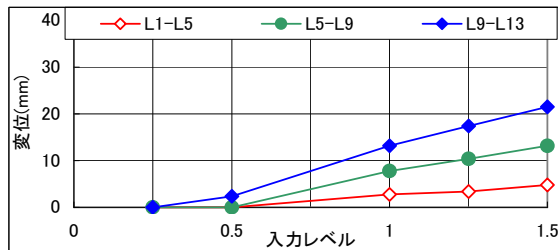
1-2層変位



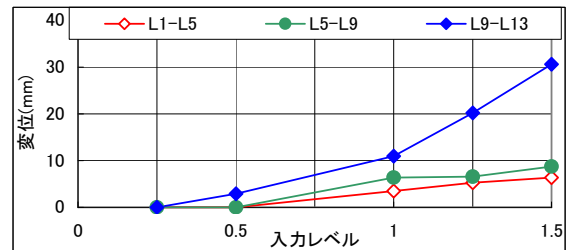
1-2層変位



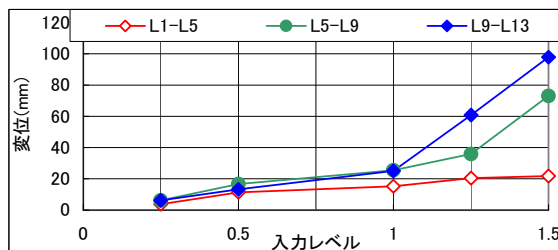
1階床



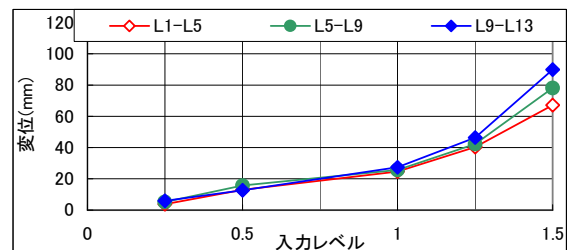
1階床



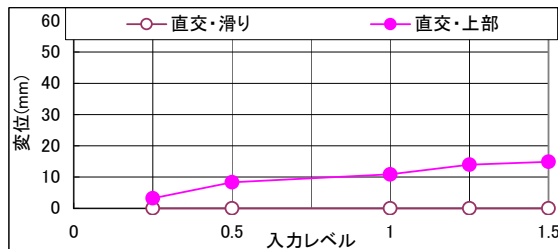
2階床



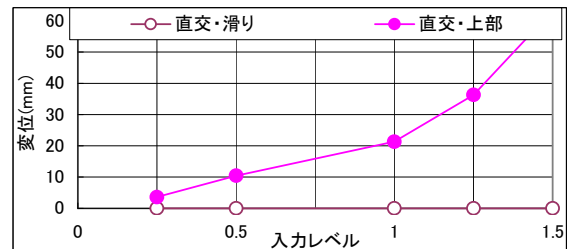
2階床



直交方向



直交方向



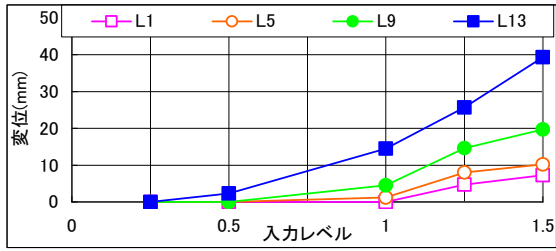
(a) 直交壁 8P

(b) 直交壁 4P

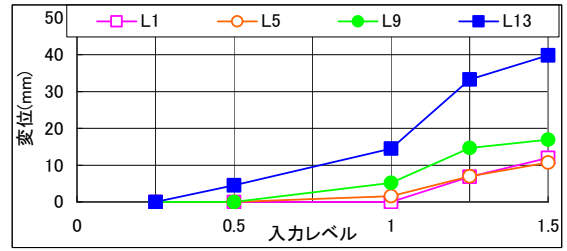
図 2.3.2-47 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり)

: 剛性偏心 M0K1 (偏心率 0.15) 床剛性・基準×1.0

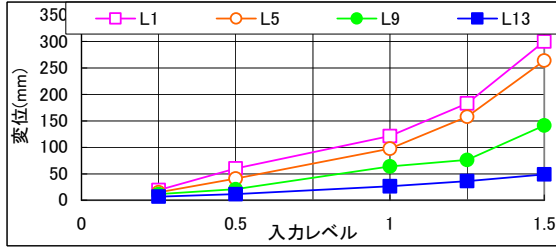
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.30)
G-1層すべり



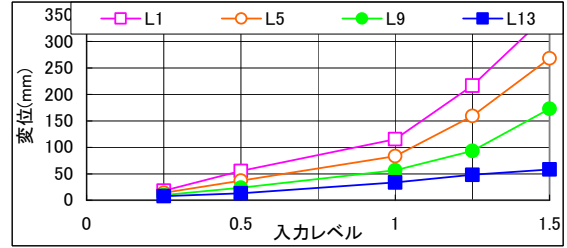
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.30)
G-1層すべり



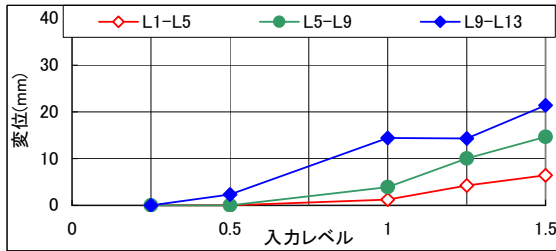
1-2層変位



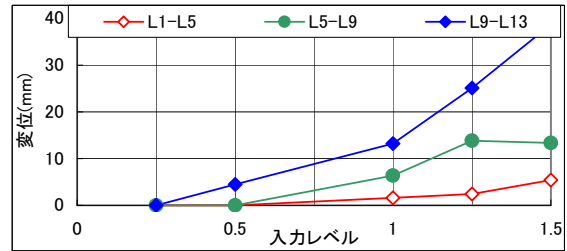
1-2層変位



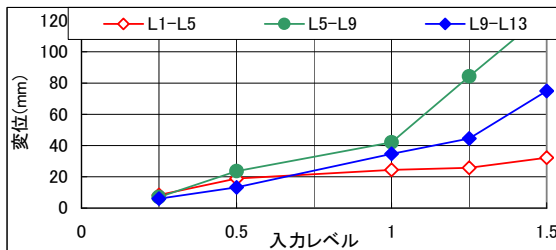
1階床



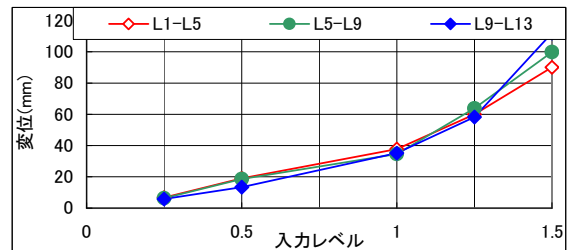
1階床



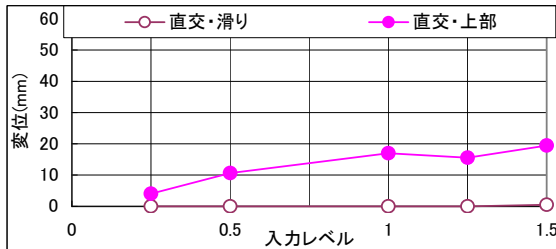
2階床



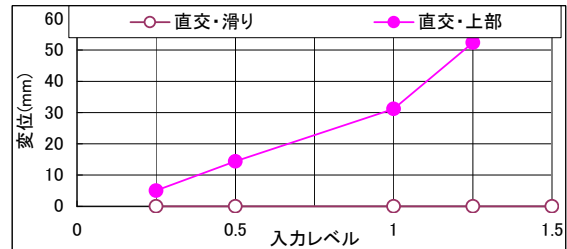
2階床



直交方向



直交方向



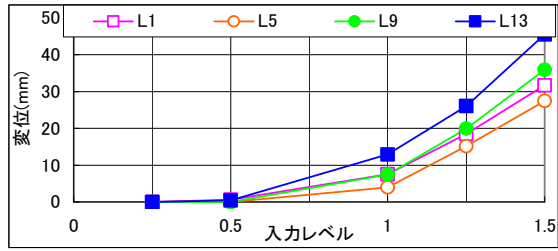
(a) 直交壁 8P

(b) 直交壁 4P

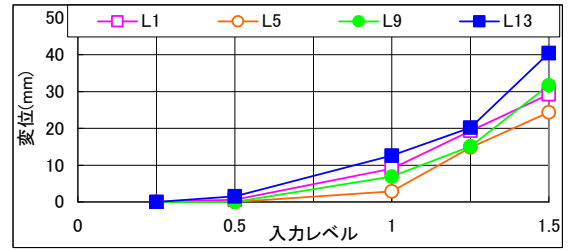
図 2.3.2-48 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり)

: 剛性偏心 M0K1 (偏心率 0.30) 床剛性・基準×1.0

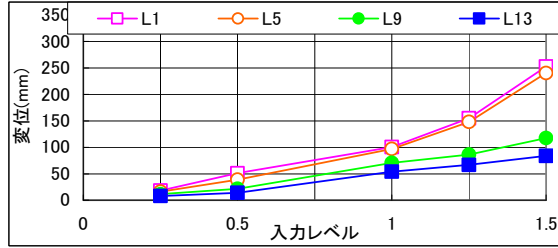
重量偏心(直交壁通常・偏心率:0.15)
G-1層すべり



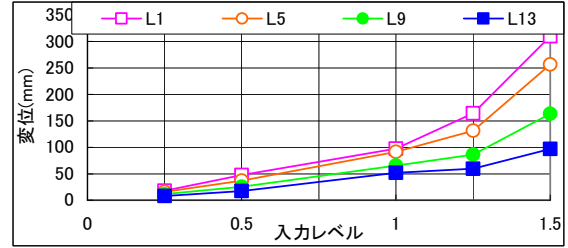
重量偏心(直交壁半分・偏心率:0.15)
G-1層すべり



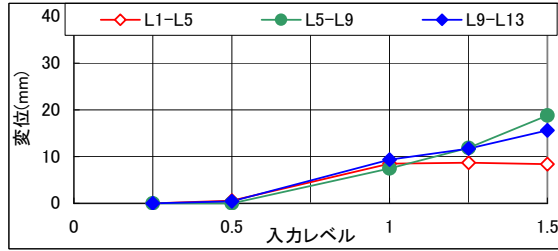
1-2層変位



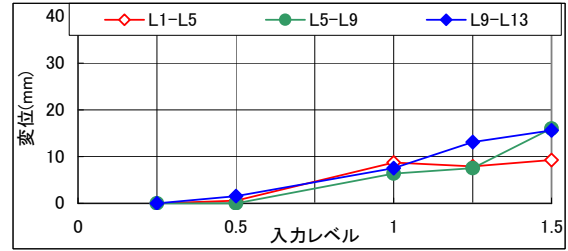
1-2層変位



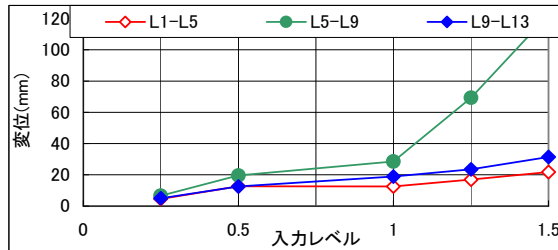
1階床



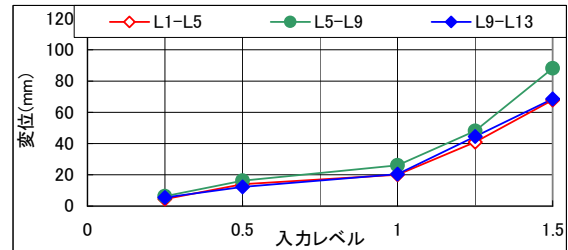
1階床



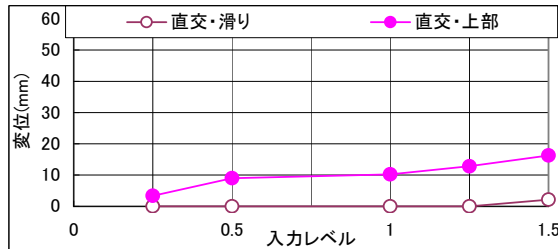
2階床



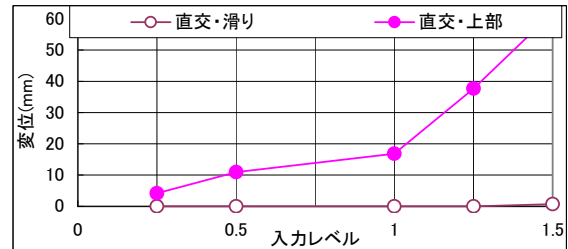
2階床



直交方向



直交方向

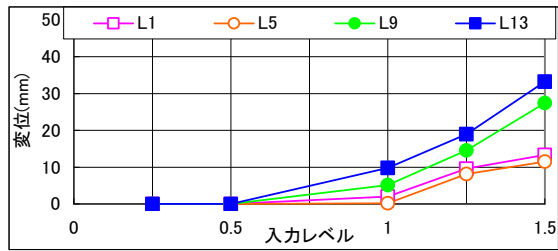


(a) 直交壁 8P

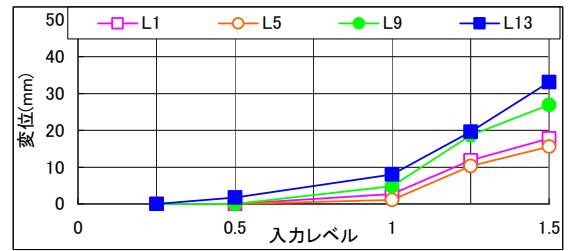
(b) 直交壁 4P

図 2.3.2-49 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり)
: 重量偏心 M1K0 (偏心率 0.15) 床剛性・基準×1.0

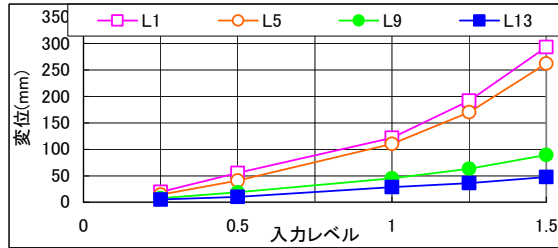
重量偏心(直交壁通常・偏心率:0.30)
G-1層すべり



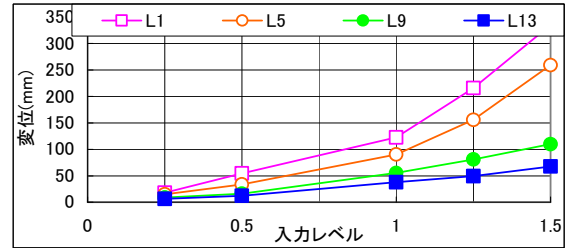
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.30)
G-1層すべり



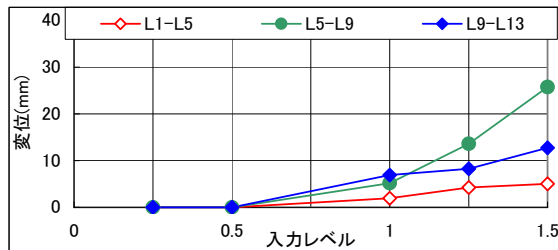
1-2層変位



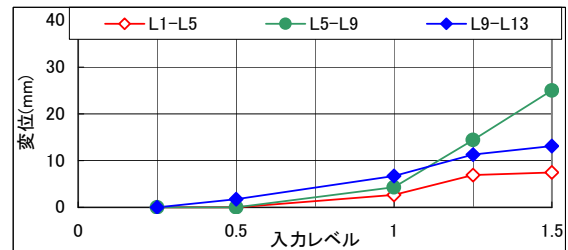
1-2層変位



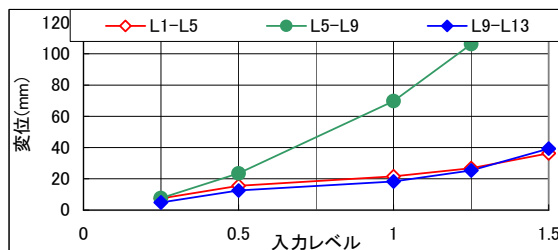
1階床



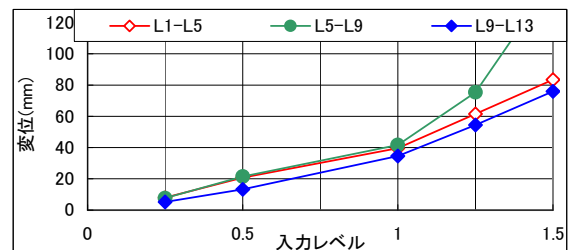
1階床



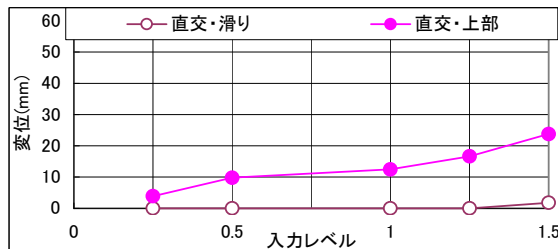
2階床



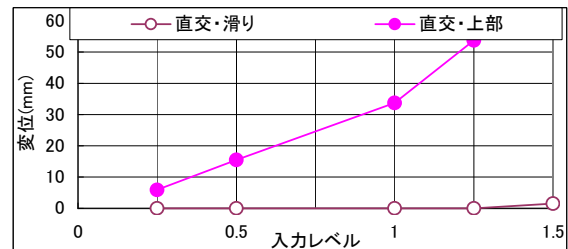
2階床



直交方向



直交方向



(a) 直交壁 8P

(b) 直交壁 4P

図 2.3.2-50 入力レベルの相違による応答比較 (滑りあり)
: 重量偏心 M1K0 (偏心率 0.30) 床剛性・基準×1.0

⑤ 検証：床剛性の相違による応答の変化

続いて、柱脚石場建てのケースを扱い（柱脚部のすべり係数は、 $\mu=0.4$ ）、床剛性について実験で用いられた半剛床の復元力特性を基準（ $\times 1.0$ ）とし、それに対する増減倍率をパラメータとして検証を行った。床の剛性（ $\times 0.01 \sim \times 100$ ）。

(a) 1・2 階の床剛性を同時に変化させた場合と、(b) 1 階床レベルの剛性を変化させた場合（2 階の床剛性：基準 $\times 1.0$ ）についての検証結果を示す。なお、直交壁の及ぼす影響を検証するために、直交壁が A2 モデル（8P）の半分（4P）のケースとの比較もあわせて行った。

以降の検証において、偏心の条件については、剛性偏心（MOKI）モデルについて、無偏心、偏心率 0.15、0.3 の場合について示す。

図 2.3.2-51 に無偏心の場合における、床剛性の相違による応答比較を示す。左側(a)図は、1・2 階の床剛性を変化させた場合、右側(b)図は、2 階の床剛性は基準 $\times 1.0$ とし、1 階の床剛性のみを変化させた場合の結果である。

図 2.3.2-52 は、剛性偏心のあるモデルで、直交壁 8P の場合において、1・2 階の床剛性を変化させた場合の、床剛性の相違による応答比較を示したものである。偏心率 $\text{Rey}=0.15$ 、および 0.3 の結果を示す。

図 2.3.2-53 は、剛性偏心のあるモデルで、直交壁 4P の場合において、1・2 階の床剛性を変化させた場合の、床剛性の相違による応答比較を示したものである。偏心率 $\text{Rey}=0.15$ 、および 0.3 の結果を示す。

図 2.3.2-54 は、剛性偏心のあるモデルで、直交壁 4P の場合において、2 階の床剛性は基準 $\times 1.0$ とし、1 階の床剛性のみを変化させた場合の、床剛性の相違による応答比較を示したものである。偏心率 $\text{Rey}=0.15$ 、および 0.3 の結果を示す。

以下に本検証により得られた知見を要約する。

◆ 1・2 階の床剛性を変化させた場合について：

- ・ 無偏心の場合において、床剛性が基準 $\times 0.5 \sim 1.0$ 程度の範囲で端部構造面の滑り応答が大きくなる。またこれに連動して、1 階床応答が増大している。
- ・ 上部構造変位（1-2 層間変位）についてみると、床剛性が基準 $\times 0.2$ 程度以下では、隣接する通り間でのせん断力の伝達が不十分で、各構面が別々に変位しているものと考えられる。また、床剛性が基準 $\times 0.2 \sim 2.0$ 程度の範囲で、隣接する通り間での力の伝達が生じ始め、床剛性が基準 $\times 2.0$ 程度を超えると応答はほぼ一体的であり、内側通りの応答の増大を概ね考慮する必要はなくなる。
- ・ 2 階床変位について、床剛性が基準 $\times 0.2 \sim 0.5$ 程度の間で、剛性の小さい端部構面と連結する境界床において変形が急変する。床剛性が基準 $\times 0.2$ 程度となるとときにエネルギーの移動が生じ隣接する構面間での連成の影響が生じたと考えられる。
- ・ 直交壁 8P、4P の場合について、偏心率が同じ場合の上部構造変位（1-2 層間変位）を比較すると両者の相違はそれほど見られない。直交方向変位についてみると、床剛性が基準 $\times 0.2$ 程度までは、直交壁 8P、4P の場合について応答差はほとんどなく、直交壁の効果もほとんど見られない。一方、床剛性が基準 $\times 1.0$ 程度を超えると、直交壁 4P の場合の応答は、直交壁 8P の場合の倍程度となり、直交壁効果が見られる。
- ・ 直交壁の条件が同じケースで、偏心率が 0.15 と 0.30 のケースを比較すると、床剛性が概ね剛床とみなせる基準 $\times 5.0$ 程度以上の場合、偏心率 0.15 の場合に対して、0.30 の場合では、直交方向応答が 3 倍程度まで増大している。従って、偏心率が大きい場合、直交方向応答に及ぶ応答の影響に注意する必要がある。

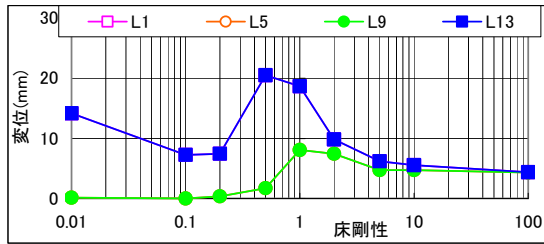
◆ 1 階の床剛性のみを変化させた場合について：

- ・ 滑り応答、ならびに 1 階床応答についてみると、床剛性が基準 $\times 0.2$ 程度までは、通りごとに別々

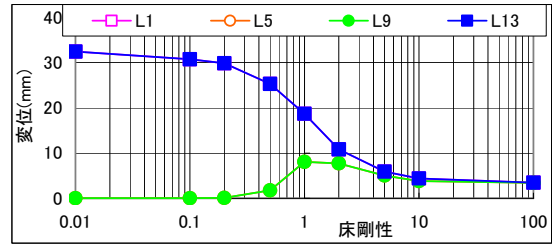
に挙動しているものと考えられる。床剛性が基準×5.0 程度以上になるとほぼ一体的になるものと考えられる。

- 1 階の床剛性のみを変化させた場合でも、2 階床剛性に基準×1.0 を与えた条件での解析では、上部構造変位（1-2 層間変位）、ならびに 2 階床の変形については、1 階の床剛性の変化の影響をほとんど受けないことが分かる。
- 直交方向応答についても、2 階床剛性に基準×1.0 を与えた条件での解析では、1 階の床剛性の変化の影響をほとんど受けないことが分かる。すなわち、ねじれ応答の制御に関しては、滑りのあるモデルにおいても、2 階床に所定の床剛性を与えておくことが重要であると考えられる。

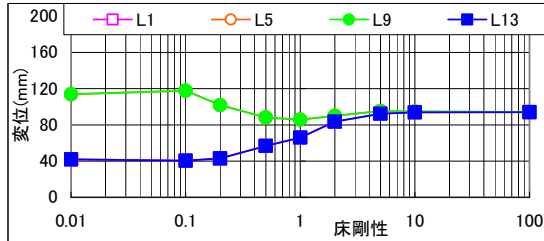
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0)
G-1層すべり



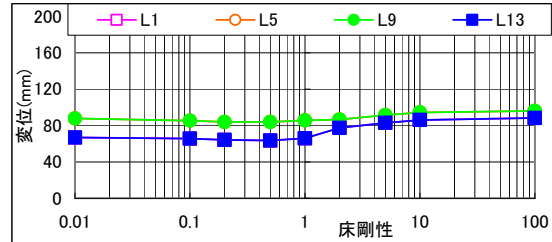
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0)
G-1層すべり



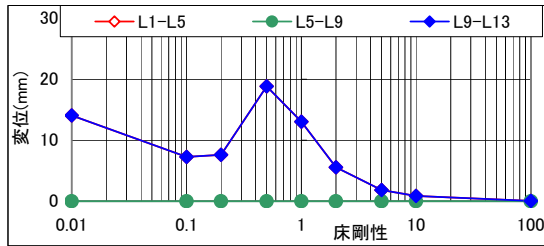
1-2層変位



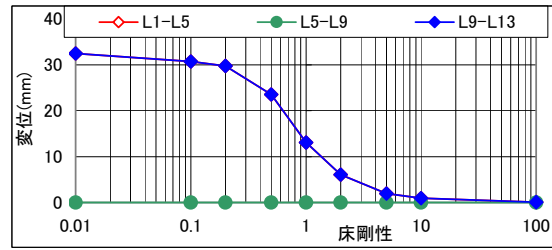
1-2層変位



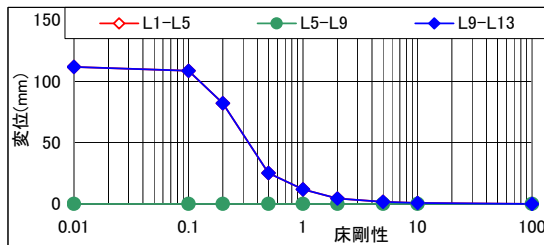
1階床



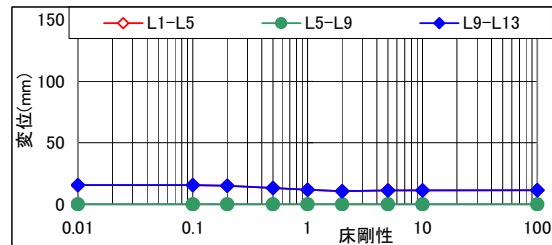
1階床



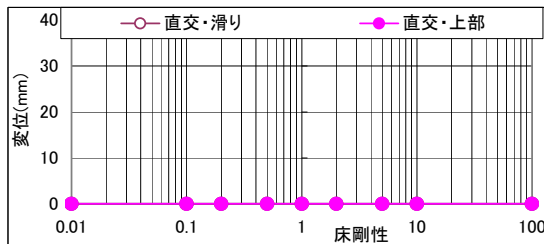
2階床



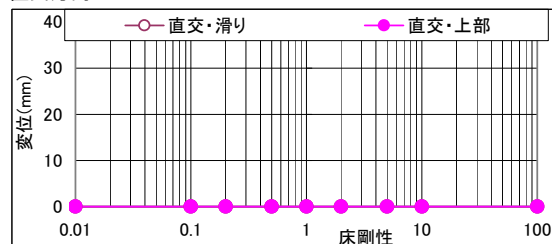
2階床



直交方向



直交方向

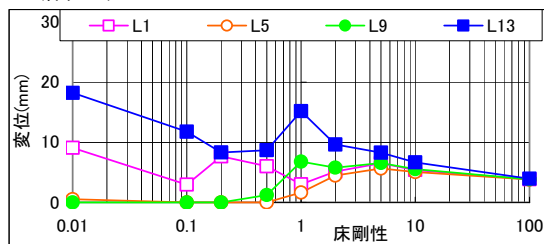


(a) 1・2 階の床剛性を変化

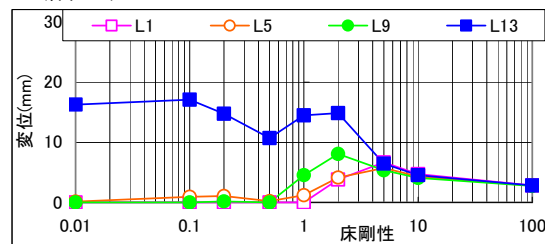
(b) 1 階の床剛性のみを変化

図 2.3.2-51 床剛性の相違による応答比較：剛性偏心（無偏心）

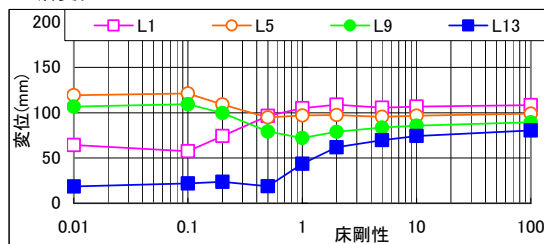
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.15)
G-1層すべり



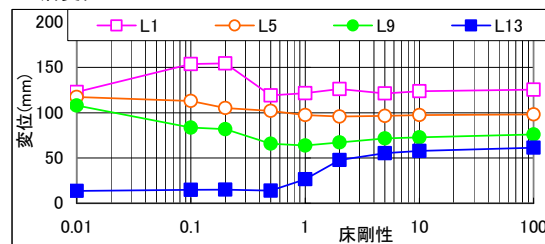
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.30)
G-1層すべり



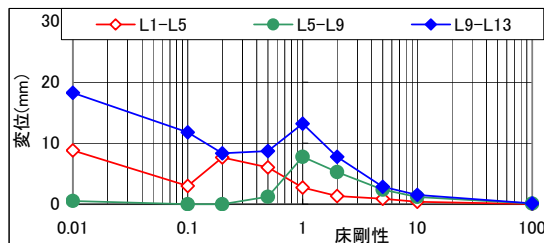
1-2層変位



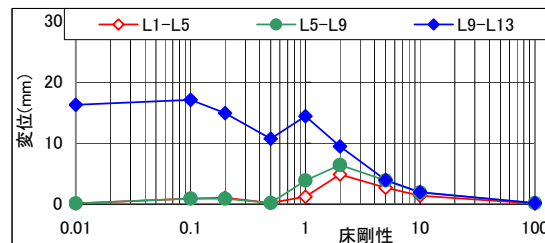
1-2層変位



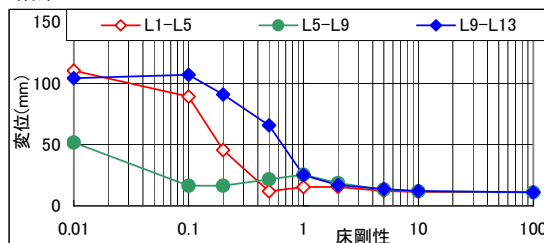
1階床



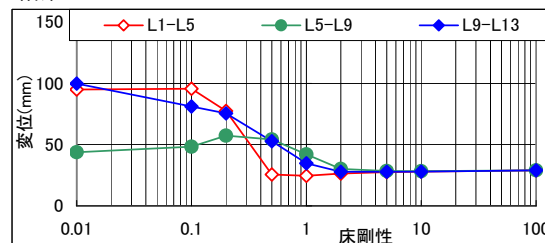
1階床



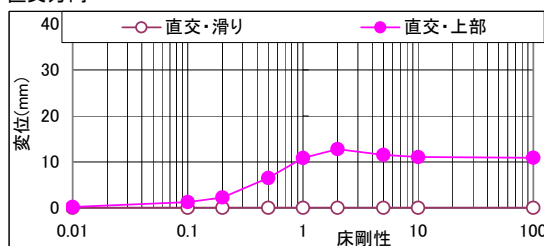
2階床



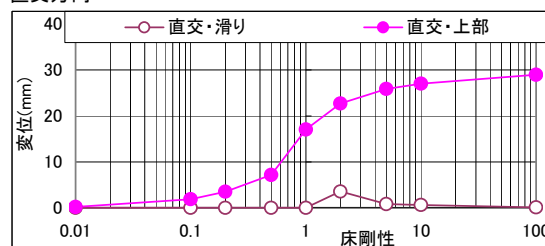
2階床



直交方向



直交方向

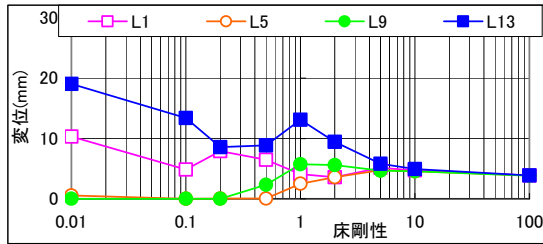


(a) 偏心率 0.15

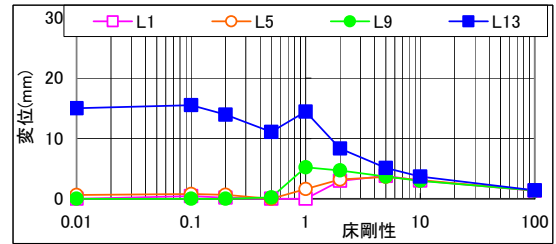
(b) 偏心率 0.30

図 2.3.2-52 床剛性の相違による応答比較：剛性偏心(直交壁 8P) [1・2 階の床剛性を変化]

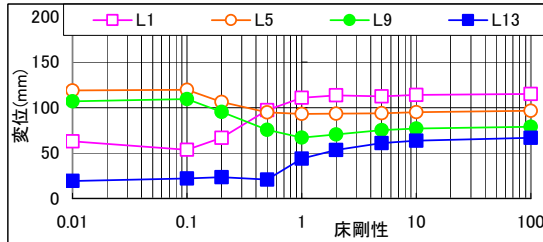
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.15)
G-1層すべり



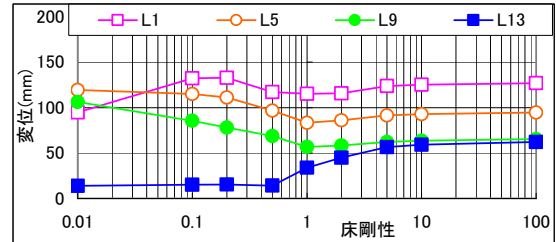
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.30)
G-1層すべり



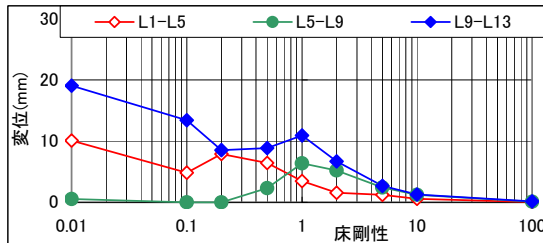
1-2層変位



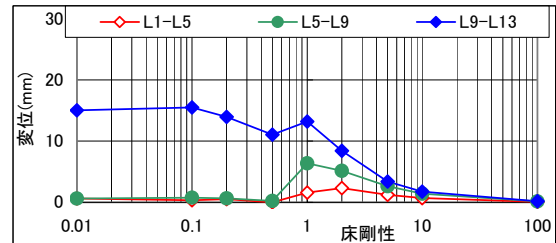
1-2層変位



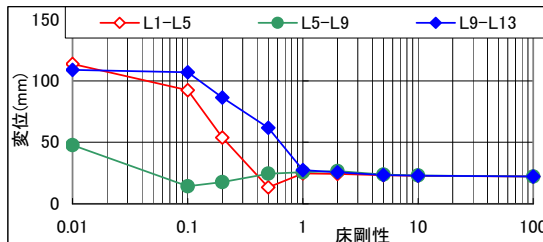
1階床



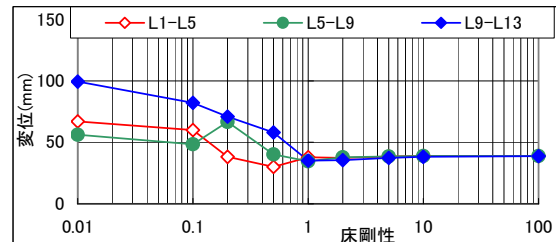
1階床



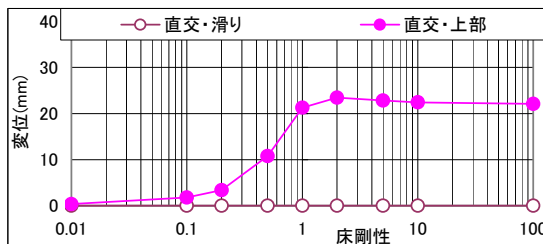
2階床



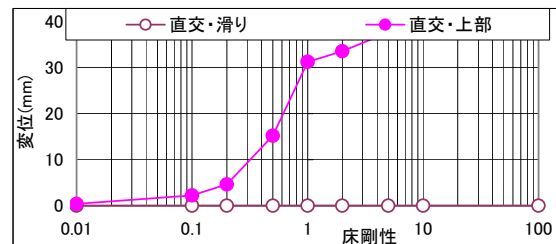
2階床



直交方向



直交方向

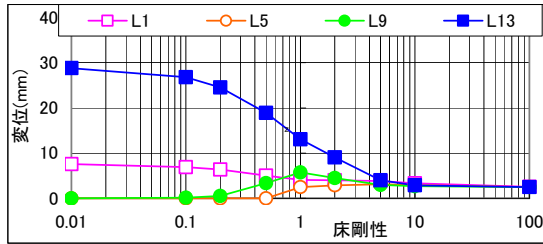


(a) 偏心率 0.15

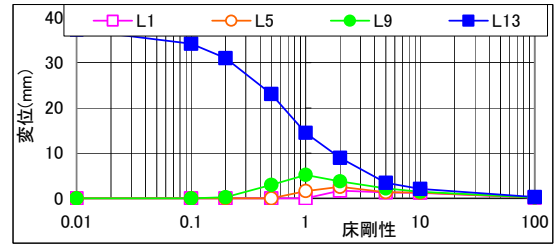
(b) 偏心率 0.30

図 2.3.2-53 床剛性の相違による応答比較：剛性偏心(直交壁 4P) [1・2 階の床剛性を変化]

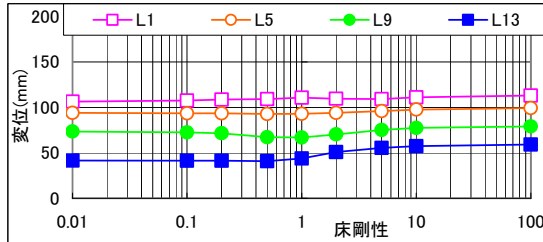
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.15)
G-1層すべり



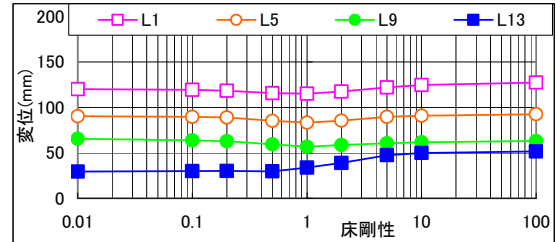
剛性偏心(直交壁半分・偏心率:0.30)
G-1層すべり



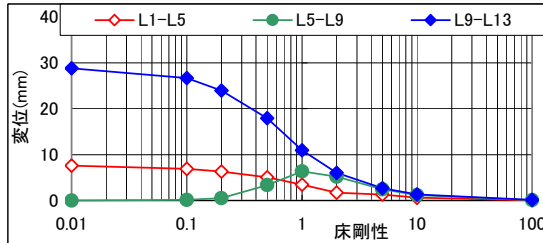
1-2層変位



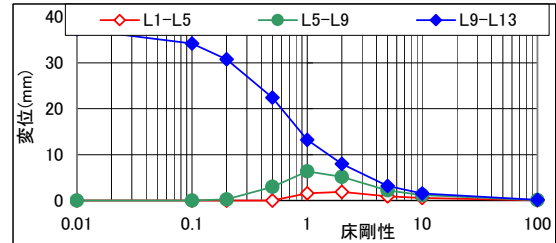
1-2層変位



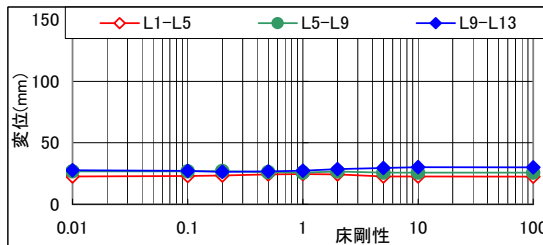
1階床



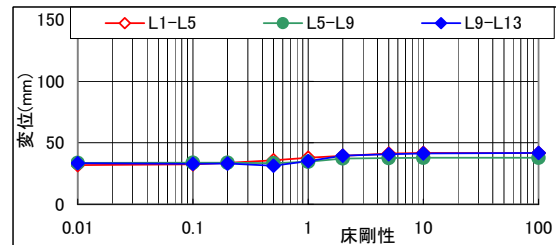
1階床



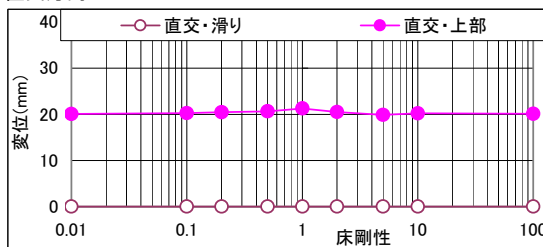
2階床



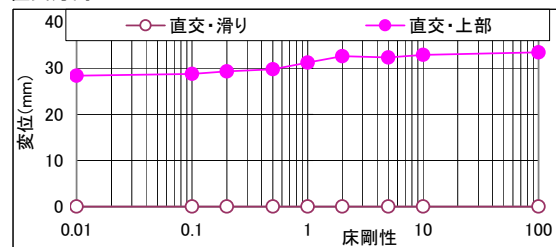
2階床



直交方向



直交方向



(a) 偏心率 0.15

(b) 偏心率 0.30

図 2.3.2-54 床剛性の相違による応答比較：剛性偏心(直交壁 4P)

[1 階の床剛性のみを変化・2 階の床剛性＝基準×1.0]

⑥ 検証：剛床仮定により評価した変形増大率の適用について

水平構面の剛性が剛とみなせず、偏心のあるモデルに対して、剛床・無偏心と仮定して求めた重心点変位と、実際の各構造面における最大変位応答の比率との関係から、これまでの検証結果を再検証するここでは、剛性偏心によるケースを考えるので、重心位置は図心位置となる。

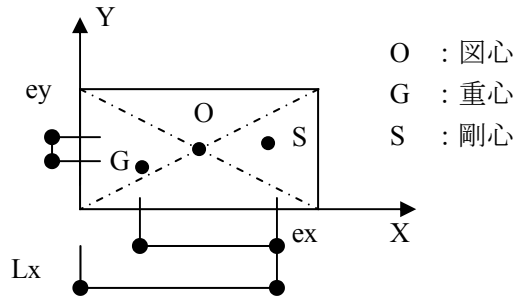


図 2.3.2-55 剛心からの距離

図 2.3.2-55 に示すように、剛性偏心のあるモデルについて、評価したい通りの剛心から距離を L_x とする。ここに偏心のないモデルについて評価した代表変位 δ_y に対して、偏心があるモデルで、剛心から距離 L_x の位置での変位の増大（低減）率を δ_1/δ_y とすれば、偏心距離 e_x 、弾力半径 r_{ey} 、偏心率 Rey を用いて(2)式で表わされる。

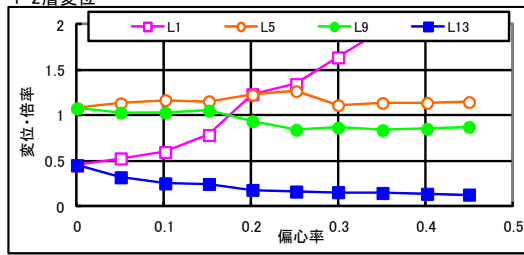
$$\delta_1/\delta_y = \left(1 + \frac{L_x}{e_x} R_{ey}^2\right) = \left(1 + \frac{L_x}{r_{ey}} R_{ey}\right) \quad (2.3.2-2)$$

この変位の増大（低減）率を応答の補正率として、無偏心のモデルに対して求めた応答から予測した値と、偏心を持つモデルで数値解析を行った結果について、床剛性の変化による各通りの応答性状について検証する。なお床剛性については、以下では、2 階床の剛性 s の、各通りの弾性剛性の平均値床剛性 k に対する比 $\gamma=s/k$ により評価するものとする。

まず、偏心率を横軸にとり、床剛性が異なる 3 つのケース（基準剛性の 0.2 倍、1.0 倍、5.0 倍：床剛性比 $\gamma=s/k$ に換算すると、それぞれ 0.10、0.51、2.52）について、L1～L13 までの構面ごとの最大変形を、剛床・無偏心の場合の最大変形（94.2mm＝1/31rad）に対する比で表わす（図 2.3.2-56）。

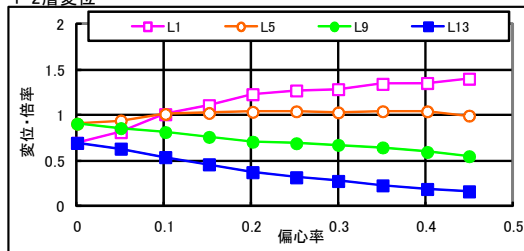
偏心率が $Rey=0.1$ 程度まででは、 $\gamma=0.1$ 、0.52 のケースでは、L5 構面の変位が最大となっているが、 $\gamma=2.52$ のケースでは、L1 構面の変位が最大となる。無偏心の場合の外端と内部構面の応答差は $\gamma=0.1$ では顕著であるが、それによる最大応答の増加分は 1 割程度である。従って、概ね、偏心率 0.1 程度までは、剛床・無偏心の場合の最大変形は、偏心による補正を行わなくても、1 割程度の増減で収まると思われる（ただし、床剛性比が小さい、極端な重量分布、一方のスペンが長い等の特殊な場合は別途検討が必要と思われる）。一方、偏心率 0.1 程度を超えると応答の補正が必要と思われる。

床剛性・基準×0.2(床剛性比 $\gamma=0.10$)
1-2層変位



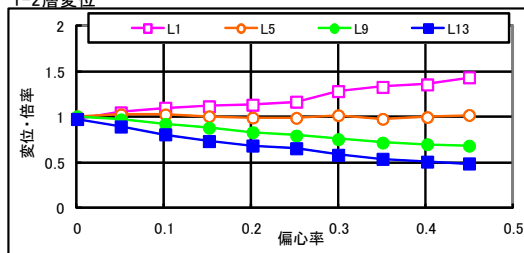
(a) 床剛性：基準×0.2 倍（床剛性比 $\gamma=0.10$ ）

床剛性・基準×1.0(床剛性比 $\gamma=0.52$)
1-2層変位



(b) 床剛性：基準×1.0 倍（床剛性比 $\gamma=0.52$ ）

床剛性・基準×5.0(床剛性比 $\gamma=2.58$)
1-2層変位



(c) 床剛性：基準×5.0 倍（床剛性比 $\gamma=2.58$ ）

図 2.3.2-56 偏心率による変位の増大率

続いて、剛床・無偏心モデルに対する各構面の応答補正率の導入を検討する。剛性偏心モデルにおいて、偏心率 0.15 と 0.30 のケースについて、剛床とした際の各構面の応答に対する変位・倍率のグラフを図 2.3.2-57 と図 2.3.2-58 に示す。左側の (a) が偏心率 0.15、右側の (b) が偏心率 0.30 の結果である。なお、本解析モデルにおける補正率は表 2.3.2-4 及び表 2.3.2-5 のようになる。

図 2.3.2-57 は、これまでの解析モデルで $C_B=0.37$ の場合、図 2.3.2-58 は 2 階重量を 5 割程度増とし、 $C_B=0.3$ のケースとなっている。これらの図で、上段の図は、最大変位応答を示している。中段の「変位・倍率」は、剛床・無偏心の場合の最大変形 ($C_B=0.37: 94.2\text{mm}=1/31\text{rad}$ 、 $C_B=0.3: 219.9\text{mm}=1/13\text{rad}$) に対する比である。下段は、剛床モデルでの偏心率に応じた応答補正係数（割増率）を用いて補正した場合である。これらの図の横軸は、床剛性比 $\gamma=s/k$ としている（これまで用いてきた床剛性の基準 $\times 1.0$ は $\gamma=s/k=0.516$ に相当する）。なお、各構面の質量分担は、 $L1:L5:L9:L13=1:2:2:1$ となる。

当該モデル（内側構面（L5、L9）の地震力負担が端部の倍程度）では、床剛性比 $\gamma=0.2$ 程度を超える範囲では、ねじれによる最大応答が端部に出ている。これらの結果を見れば、偏心率が 0.15 より小さいケースでは、ねじれの補正がなくても良いと考えられるが、偏心率が 0.30 のケースになると、ねじれの補正は必要であると考えられる。さらにこの時において、式(2)のねじれ変形の補正式の適用は有効であると判断できる。

一方、 $\gamma=0.1$ 程度より小さい場合については、偏心率が小さい場合に、端部より内側構面の増大率が大きくなる場合もあり、場合によっては、最大応答が内側構面に出ることがある。そのため、補正式の適用外とすべきであるが、この程度の水平構面の剛性は、基準剛性によると 0.05 倍程度以下であるため、床板が無いような吹き抜け状態、ないし極端に壁芯間のスパンが広い場合など極めて特殊な場合と思われるので、水平構面に通常の床板が存在するような場合は除外できるものと思われる。

表 2.3.2-4 割増率：剛性偏心（直交壁通常 8P・偏心率：0.15）

Rey=0.15（剛性：L1=1.32P L5=2P L9=2P L13=2.68P）

割増率

L1	L5	L9	L13
1.176078	1.073811	0.971543	0.869275

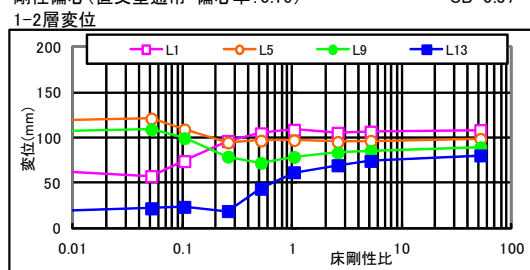
表 2.3.2-5 割増率：剛性偏心（直交壁通常 8P・偏心率：0.30）

Rey=0.30（剛性：L1=0.69P L5=2P L9=2P L13=3.31P）

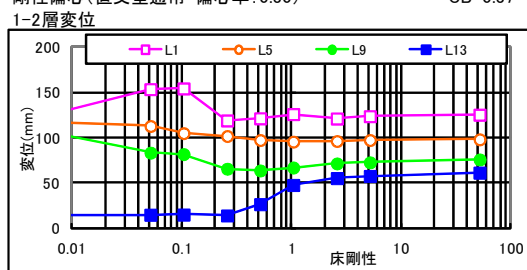
割増率

L1	L5	L9	L13
1.404557	1.194635	0.984712	0.77479

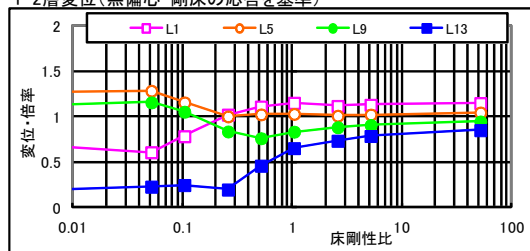
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.15) CB=0.37



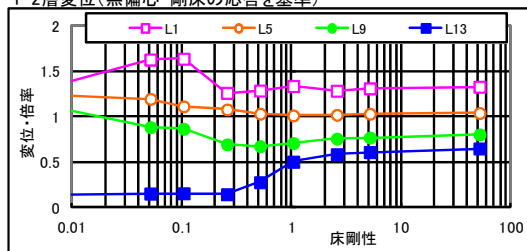
剛性偏心(直交壁通常・偏心率:0.30) CB=0.37



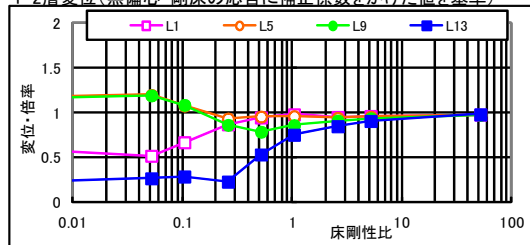
1-2層変位(無偏心・剛床の応答を基準)



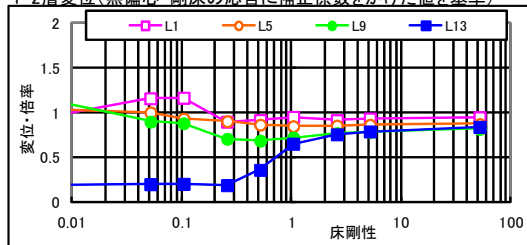
1-2層変位(無偏心・剛床の応答を基準)



1-2層変位(無偏心・剛床の応答に補正係数をかけた値を基準)



1-2層変位(無偏心・剛床の応答に補正係数をかけた値を基準)



(a) 偏心率 0.15

(b) 偏心率 0.30

図 2.3.2-57 床剛性による変位の増大率 (CB=0.37)

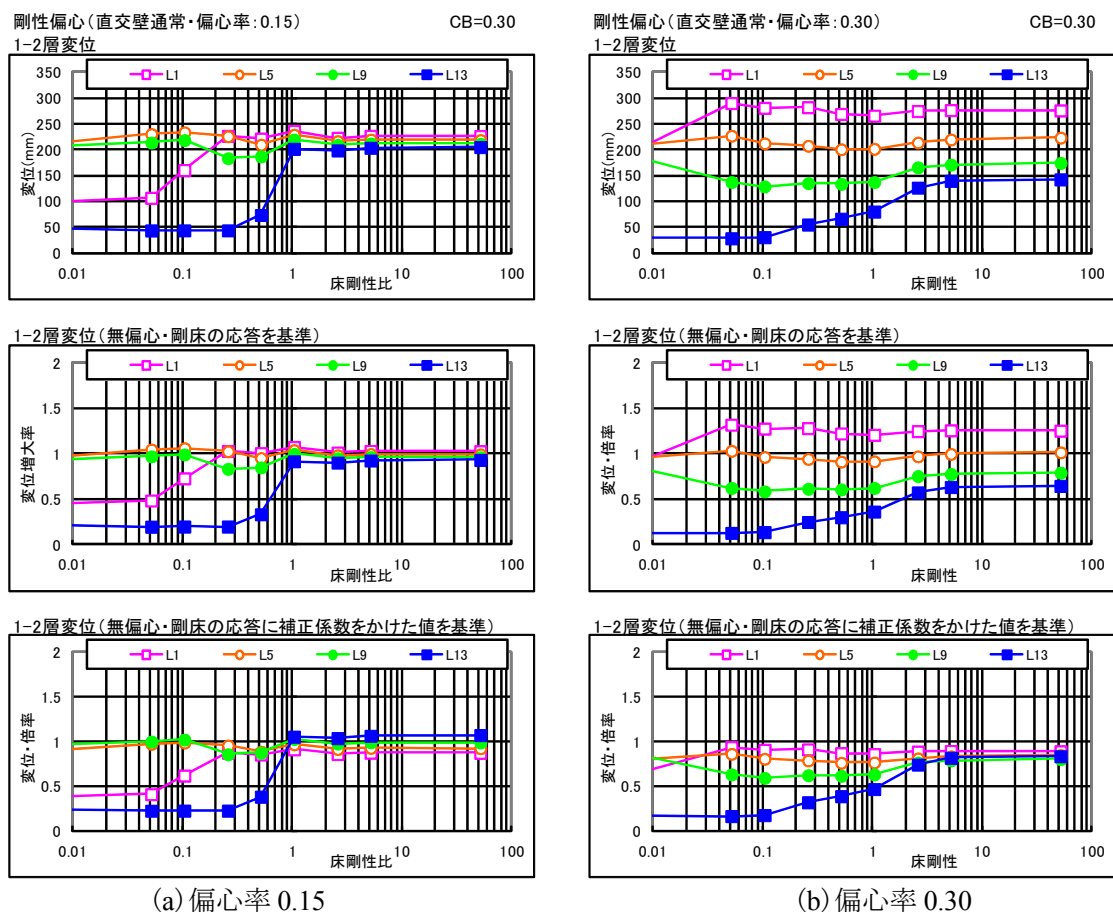


図 2.3.2-58 床剛性による変位の増大率 (CB=0.30)

参考文献

- 1) Yoichi Mukai, Yoshiyuki Suzuki : Numerical Evaluation for Shaking-Table Test Results of Full-Scale Wooden Frames Supported by Unanchored Foundation, Safety, Reliability and Risk of Structure, Infrastructure and Engineering Systems, pp.702-709, 2009
- 2) Yoichi Mukai, Miki Yonezawa, Mikio Koshihara, Yukio Saito, Yoshiyuki Suzuki : Numerical Modeling of Traditional Japanese Wooden Structures Based on Full-Scale Shaking-Table Test Results, Proc. on World Conference on Timber Engineering (WCTE), pp.429-436(USB), 2012
- 3) 米澤美貴, 向井洋一, 鈴木祥之 : 伝統的構法による礎石立ち木造建築物実大試験体の柱脚部のすべり挙動の解析的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.295-296(DVD), 2012

3) 直交壁効果

① 1層1スパンモデルの床剛性が地震応答に及ぼす影響

ここでは、町屋の1軒型建物モデルのパラメトリックスタディにて、床剛性の効果及び基本的な特性を過去の報告から結果を紹介する¹⁾。図 2.3.2-59 に示すように、1層1スパンの立体モデルを対象とし、図 2.3.2-60 のように解析用のモデル化をした。この目的の一つには、単純なモデルによる直交壁効果を調べることにあり、複雑なモデルの採用ではその効果が何処に出るかなど、力の伝達などを検証することが判然としないからであり、基本的な特性を把握したいことに徹底したからである。

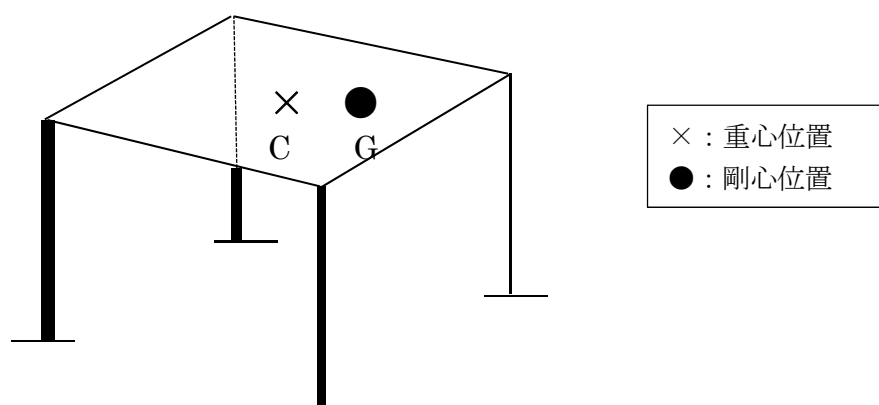


図 2.3.2-59 単純な1層1スパンモデル

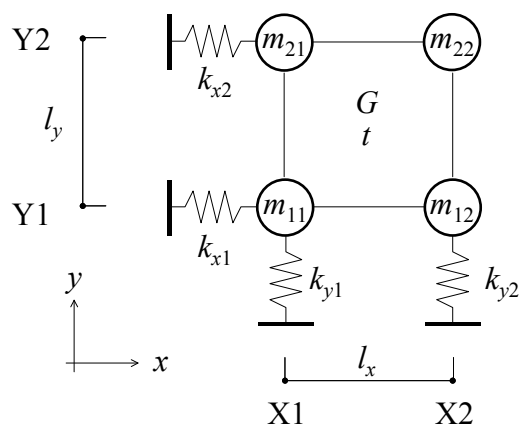


図 2.3.2-60 解析モデル

図 2.3.2-59 を 2.3.2-60 のようにモデル化し、地震動入力受ける場合のモデルに関するその運動方程式は、一般的な記号を用いれば、マトリックス表示の式 2.3.2-3 で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\Phi(\mathbf{x}, \dot{\mathbf{x}}) = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{z}} \quad (2.3.2-3)$$

ここで、 $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$ はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリクス、 $\mathbf{x}$ と $\mathbf{z}$ は応答と地動の変位ベクトル、

Φ は応答の変位と速度に依存する非線形の無次元復元力ベクトルである。各種マトリクス、ベクトルに関しては、ここでは簡単のため図 2.3.2-59 に示すような 1 層 1 スパンで各通りの交点に集中質量を仮定した振動モデルにて、それらの成分を以下の式に示す。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_{11} + m_{12} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{21} + m_{22} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{11} + m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{12} + m_{22} \end{bmatrix} \quad (2.3.2-4)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{x1} + Gtl_x/l_y & -Gtl_x/l_y & Gt & -Gt \\ -Gtl_x/l_y & k_{x2} + Gtl_x/l_y & -Gt & Gt \\ Gt & -Gt & k_{y1} + Gtl_y/l_x & -Gtl_y/l_x \\ -Gt & Gt & -Gtl_y/l_x & k_{y2} + Gtl_y/l_x \end{bmatrix} \quad (2.3.2-5)$$

$$\mathbf{C} = (2h/\omega_1)\mathbf{K} \quad (2.3.2-6)$$

$$\mathbf{x}^T = \{x_1 \quad x_2 \quad y_1 \quad y_2\} \quad (2.3.2-7)$$

$$\mathbf{z}^T = \{x_g \quad x_g \quad y_g \quad y_g\} \quad (2.3.2-8)$$

上記式中、 m 、 G 、 l 、 t はそれぞれ水平構面(床)の質量、せん断弾性定数、辺長、厚み、 k は鉛直構面の剛性、 ω_1 、 h は 1 次の固有円振動数、臨界減衰比である。なお、減衰マトリクス $\mathbf{C}$ は初期剛性比例型で、 $h=0.05$ とする。解析に用いるパラメータは、表 2.3.2-6 に示す通りである。

表 2.3.2-6 各種パラメータの値

基本せん断弾性定数 G_0	$150 \cdot 1.96 \cdot \Delta Q_E$
床倍率 ΔQ_E	0.3
降伏せん断力係数 c_y	0.3
基本鉛直剛性 k_0	$w \cdot l_x \cdot l_y \cdot c_y / (H/120)/2$

* : H は層の高さ、 w は床単位重量

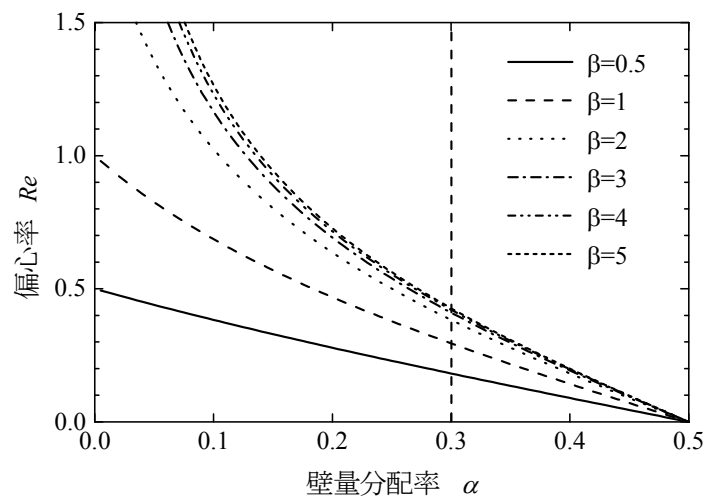


図 2.3.2-61 壁量分配率 α と偏心率 Re の関係

鉛直構面の復元力特性については、安定した履歴型の Quadri-linear 型（Q 型）と剛性変化型の Slip 型（S 型）を次式のように複合させたものを採用する。

$$\Phi = \gamma \Phi_Q + (1 - \gamma) \Phi_S \quad (2.3.2-9)$$

Φ_Q 、 Φ_S はそれぞれ Q 型、S 型の無次元復元力、 γ は Q 型と S 型の割合を規定する複合係数であり、 $\gamma=0.4$ とする。

図 2.3.2-59 に、壁量分配率 α (=X 方向の壁量比) と偏心率 Re の関係を、辺長比 β (= l_y/l_x) をパラメータにして示す。 α が大きくなれば Re は小さくなるが、この傾向は β が大きいほど著しい。 $\beta \geq 2$ では、その β 値の差は、 Re に影響を及ぼさない。 α を木造住宅等の設計の際に用いる 4 分割法に対応するパラメータとして位置づけているが、ある α に対して β が大きいほど偏心率は大きいことが分かる。

$\alpha=0.3$ は $\beta=1$ の整形な平面に対して偏心率 $Re=0.3$ 、一般に木造建物の偏心率の上限値を与え、 β の大小により、 $0.18 \leq Re \leq 0.43$ となる。

以上のモデルから各種の地震動に対し、得られた解析結果から、

- 奥行き方向の壁の降伏せん断力の影響
- 直交壁効果は間口の壁量の多少よりも、奥行方向の壁量と共に影響することが得られている。

② モデルの異なる直交壁効果

ここでは、図 2.3.2-62 に示す 6 種類モデルを考え、水平剛性が直交壁効果とどのような関係にあるかを調べる。基本的には、前述のモデルと同様である。建物モデルには a シリーズ(1a、2a、3a)と b シリーズ(1b、2b、3b)があり、両者のモデルの差に関しては、b シリーズの X 方向の剛性

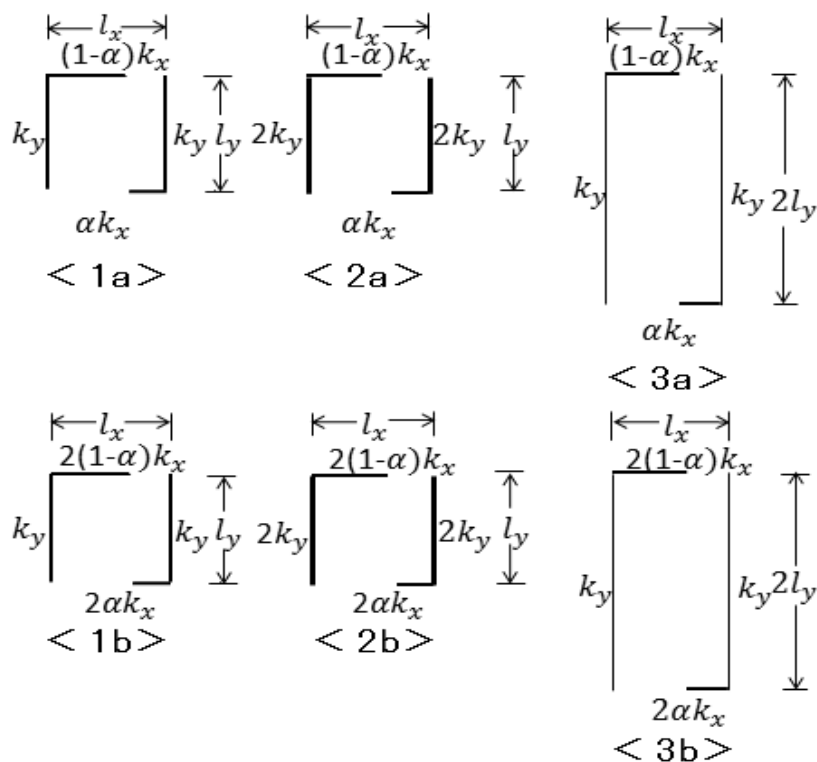


図 2.3.2-62 解析に用いた 6 種類の建物モデル

が a シリーズのその 2 倍になっていることである(表 2.3.2-7 を参照)。壁量分配率 α に関しては、 $0.0 \leq \alpha \leq 1.0$ であるが、ここでは偏心率の上限を視野に入れて、 $0.2 \leq \alpha \leq 0.5$ とした。他のパラメータについては、文献 1) に基づいており、 $l_x = l_y = 3600\text{mm}$ である。

図中に壁の剛性を示すために、太く記載されており、それをまとめたものが、表 2.3.2-7 である。

表 2.3.2-7 壁剛性比と辺長比

モデル	$\Sigma k_x : \Sigma k_y$	$l_x : l_y$
1a	1 : 2	1 : 1
2a	1 : 4	1 : 1
3a	1 : 2	1 : 2
1b	2 : 2	1 : 1
2b	2 : 4	1 : 1
3b	2 : 2	1 : 2

入力は BCJ-L1 波で、その最大値は速度換算値で 0.29m/sec とする。水平構面(床)については、完全柔床(完柔と略記)、柔床または半剛床(柔)、および剛床(剛) の 3 種類とする。

モデル毎の壁量分配率 α と偏心率 Re の関係と、対応する偏心率 Re と固有周期 T の関係を、それぞれ図 2.3.2-63、図 2.3.2-64 に示す。モデルは 6 種類であるが、モデル 1a と同 2b の偏心率は完全に一致するため、図 2.3.2-63 には 5 本の線が描かれている。なお、図から明らかであるが、 α の値が 0.2 以下では偏心率が 0.3 を上回ることから、前述したとおり今後 α の値として 0.2 以上を対象とする。なお、 $\alpha=0.5$ では、X 方向の 2 構面が等しい剛性のため、従って偏心はないために、全ての線が 1 点に収斂することになる。特徴としては、壁量分配率 α と偏心率はほぼ直線関係にある。

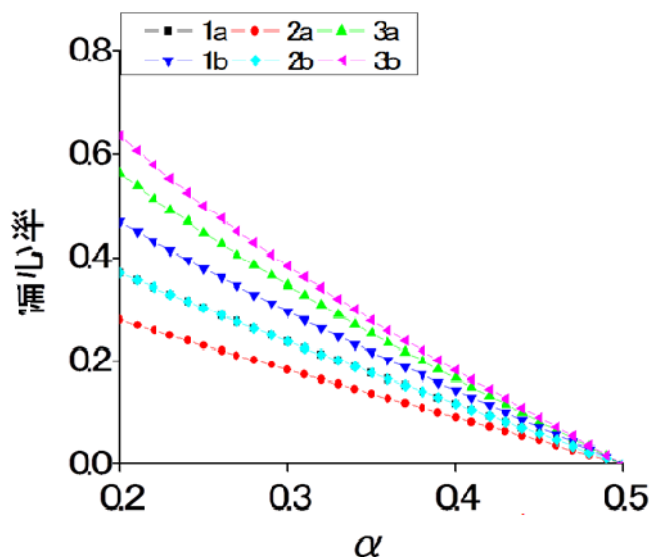


図 2.3.2-63 壁量分配率 α と偏心率 Re の関係

図 2.3.2-64 は、偏心率 Re と 1 次固有周期 T の関係を、1a のモデルの場合を示す。その関係は、

完全柔床を除くと、ほぼ線形と見なすことができ、このことは剛床仮定の時に定義される偏心率に変わるパラメータの可能性と動的問題にも活用されると思われる。即ち、偏心の程度を周期の延びに換算することが出来るかである。他のモデルの結果は割愛するが、ほぼ同様な傾向である。

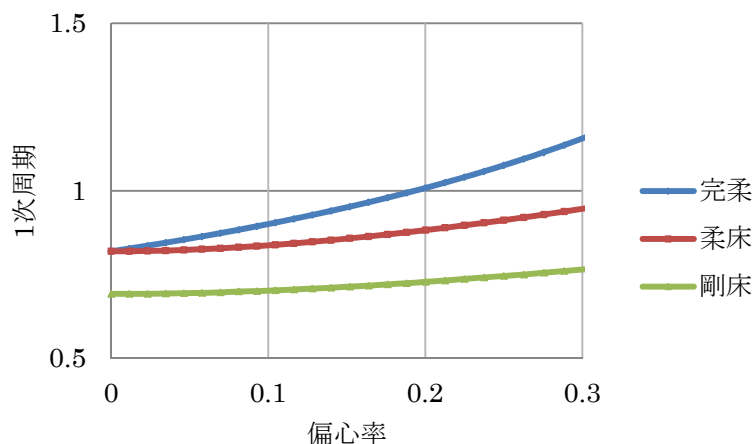
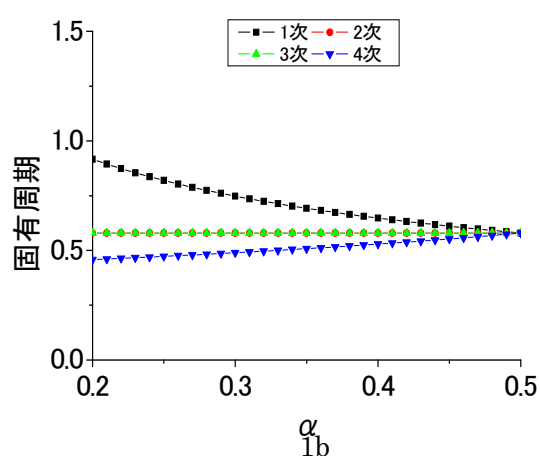
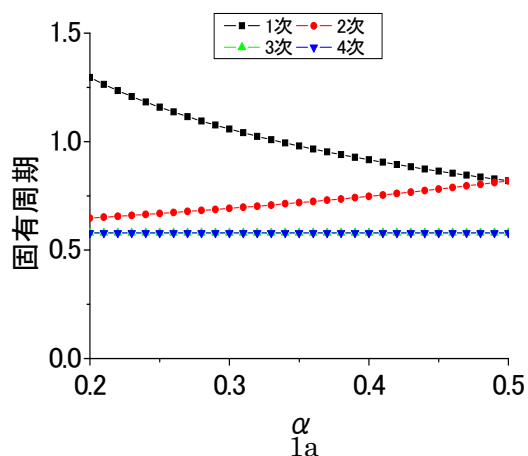


図 2.3.2-64 偏心率 Re と固有周期 T の関係

図 2.3.2-65 は、完全柔床の場合の α に対する固有周期 T を表し、1 次モードから得られた結果を示す。1 次は X 方向の水平時の場合であり、以下共通であるが、周期の長い方から判断したために、2 次以降は回転、Y 方向水平、せん断角の周期が混在している。完全柔の場合には、各構面が独立に振動することから、せん断変形角の挙動のみが見られ、回転振動によるその角は一切ない。ただし、図中一定の値を示す線が Y 方向の水平時のものとせん断変形角の結果は重なっている。他の 2 本の線は、 $\alpha=0.5$ で収斂している。

各図で、 α に関係なく一定値の特性を示している線は Y 方向の固有周期であり、これは Y 構面が X 構面とは独立であり、従って α の影響を受けないからである。一方、1 次モード以外の他のモードは α の値により漸増し、最終的に 1 次モードと $\alpha=0.5$ で一致していることが分かる。

b シリーズのモデルの Y 方向の剛性が、a シリーズのそれより大きいいため、全体的に周期が短くなっている。



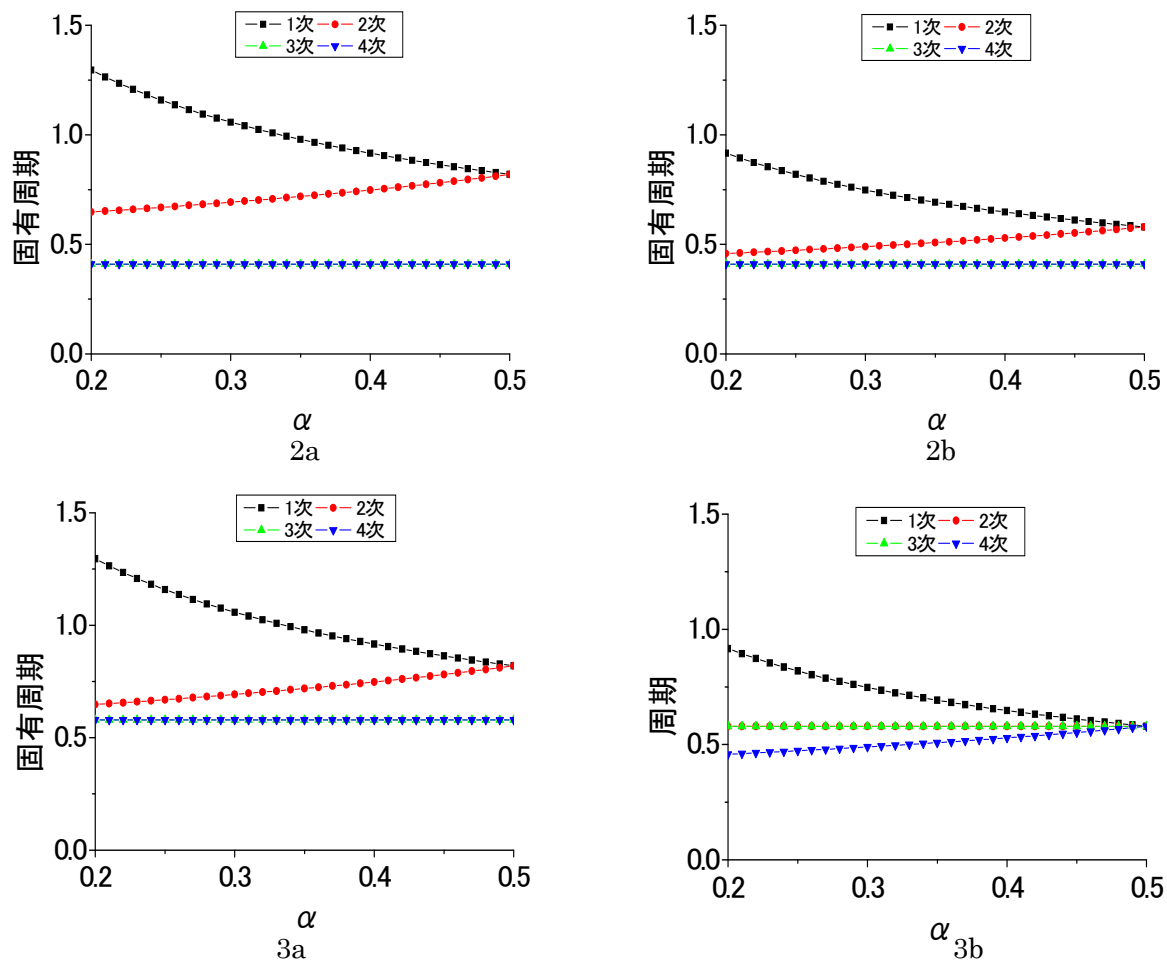
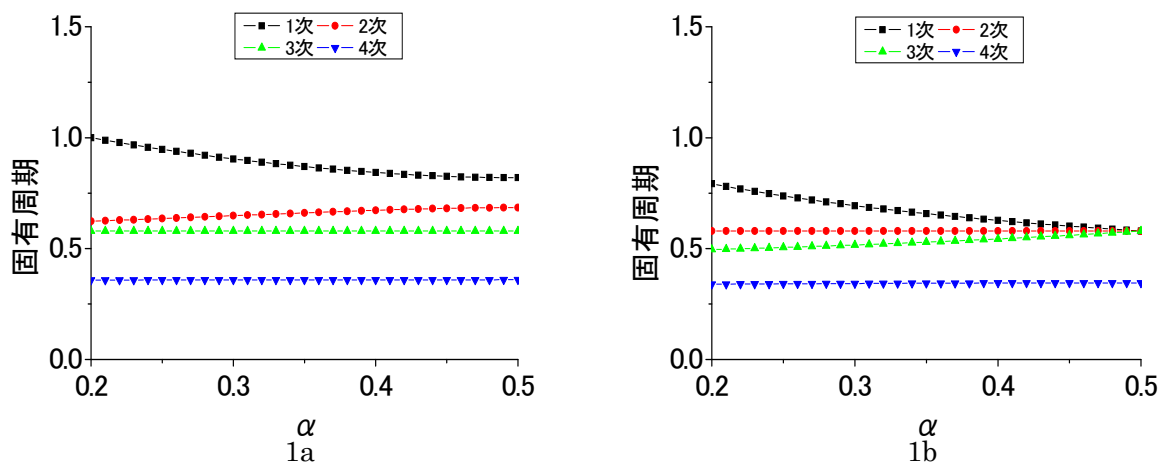


図 2.3.2-65 モデルの違いに対する α と固有周期(sec)の関係 (完全柔床の場合)

図 2.3.2-66 は、柔床(半剛床)の場合の α と固有周期 T の関係である。全ての振動モードが出現していること、 $\alpha=0.5$ で必ずしも全てのモードの周期が収斂し、一致するわけではなく、モデルの違い、即ち水平・鉛直剛性により、その違いが現れていることが判る。そのために、 α 変化に伴



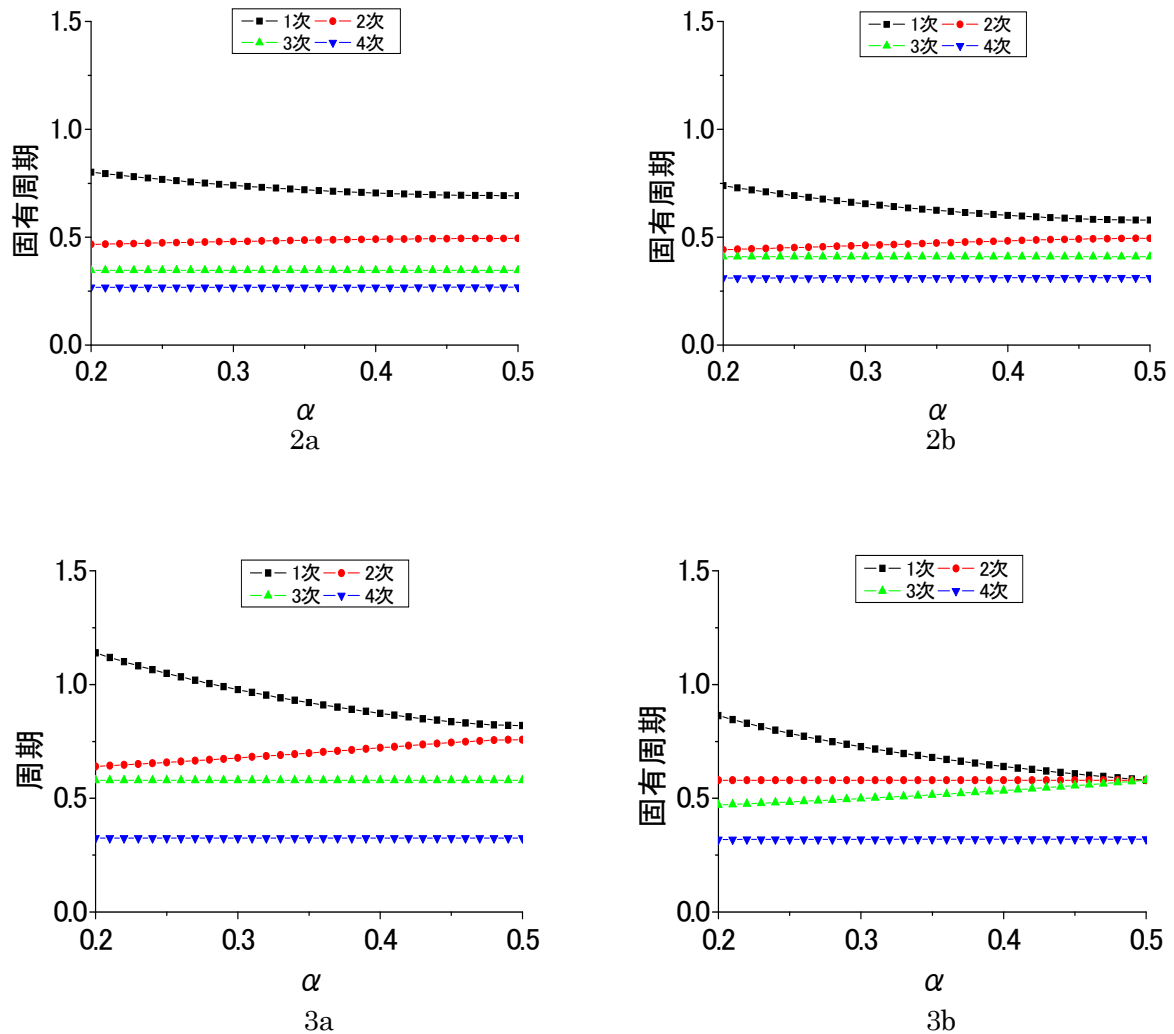
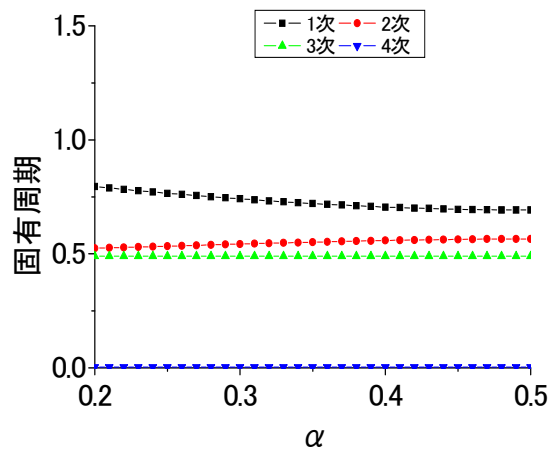


図 2.3.2-66 モデルの違いに対する α と固有周期(sec)の関係（柔床の場合）

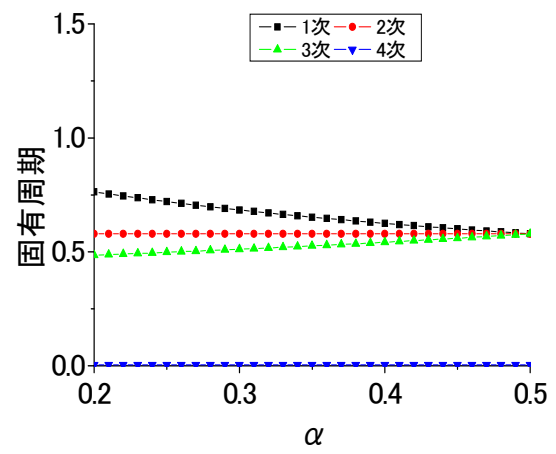
い、周期の変動も鈍いことが見られるが、しかし 3a モデルに関しては、辺長が長いために他の特性とは異なる。更に、水平剛性の値にも依存していることであり、特徴的である。

a シリーズと b シリーズのモデルの差により、この柔床の場合には、完全柔床の場合と異なり、 α に対して変動も小さいのは、直交壁の存在である。1 次モード、即ち X 方向の場合には、3a と 3b のモデルの結果に差が出ている。

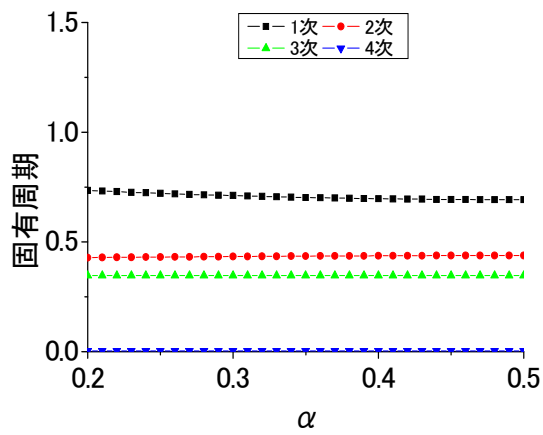
図 2.3.2-67 は、剛床の場合の結果である。水平 X、Y 方向と回転の周期があり、せん断変形が非常に小さいために、その周期は 0.0 近傍にある。2a のみが完全に独立のようになり、これは Y 構面が他のモデルと比較して、剛で近似されることによる。 α の値による周期の変動は、前述の他の 2 つの場合結果よりも更に鈍いことが判る。特に、3a と 3b のモデルの結果から、各固有周期については 3a モデルの結果が、3b のそれより長くなる。これは、辺長と 2 方向の剛性の強度により固有周期に関する一般的な特性と異なることが見られる。



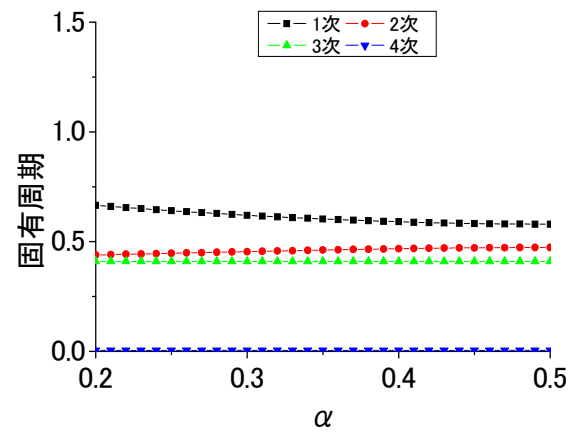
1a



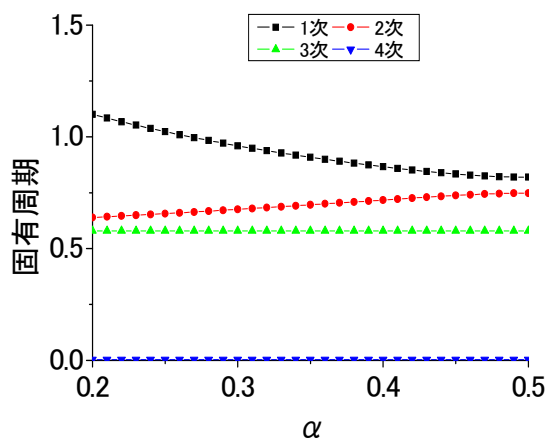
1b



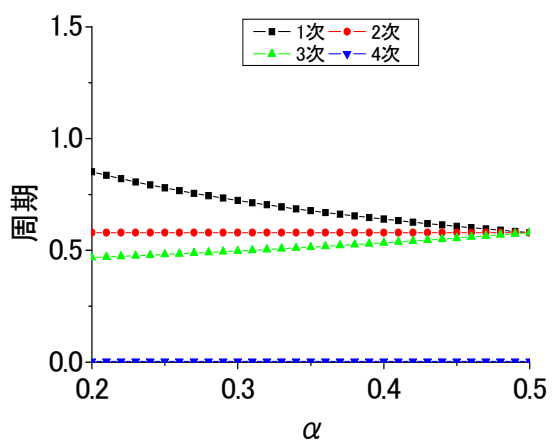
2a



2b



3a



3b

図 2.3.2-67 モデルの違いに対する α と固有周期(sec)の関係 (剛床の場合)

以上、1次周期(X方向)をまとめた結果を、図2.3.2-68に示す。前に見たように、完全柔床の場合は、aシリーズとbシリーズの2通りのみであり、 α の値に対し鋭敏であること、即ち偏心に対し下に凸、特に α の小さい時その特徴の出現が甚だしい。次に、柔床と剛床の場合には、完全柔床とは異なり、6種のモデル毎に周期の差が出てくる。これは、Y構面の存在が影響している。当然であるが、 α が小さく、辺長比 β の大きい3a、3bが対応するそれぞれの同じシリーズの他のモデルの周期よりも長い。しかし、 $\alpha=0.5$ のように偏心がない場合には、最終的に全てが収斂し、一致している。

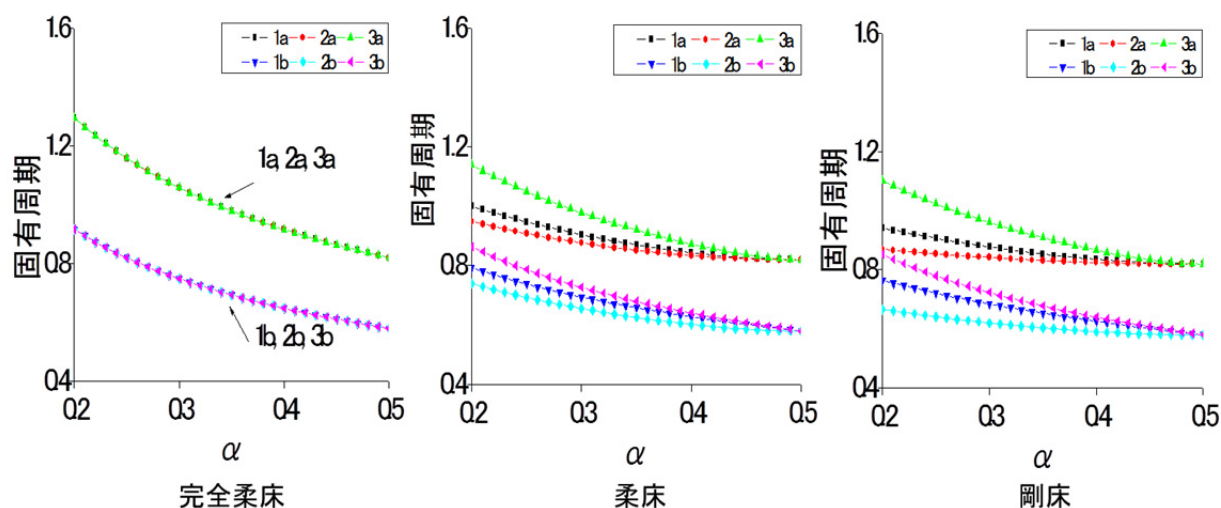
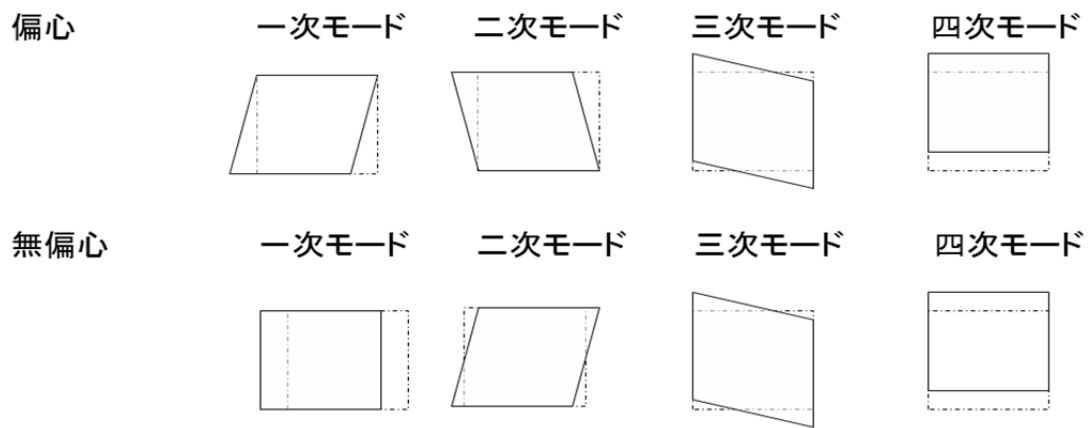


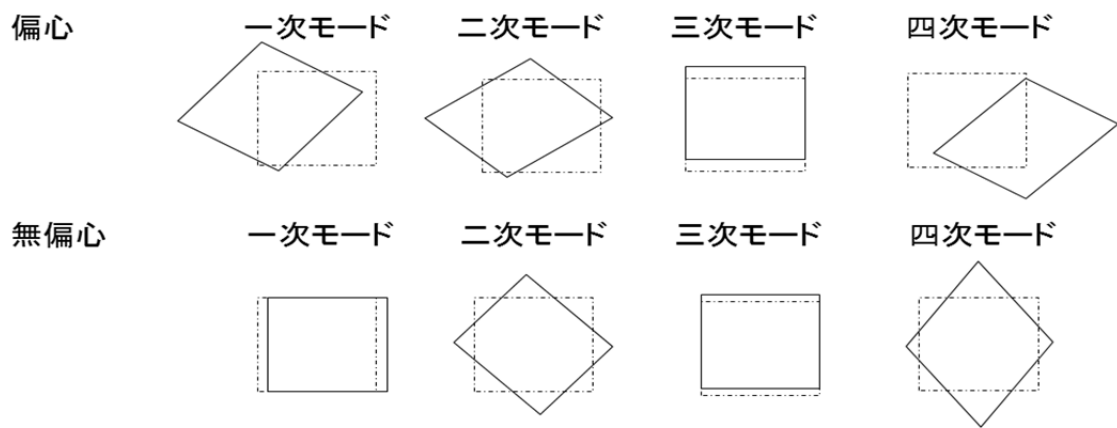
図2.3.2-68 床の種類による壁量分配率 α と1次固有周期(sec)の関係

6種類モデルの固有周期とその特徴を示した。固有周期に対応する固有モードの概略を、(a)完全柔床、(b)柔床、(c)剛床をまとめて、図2.3.2-69に上から順に示す。同図には、上部に無偏心、下部に偏心ありの場合で、左から1モードから順に描かれている。各モードの変形量については、変形の形状が良く分かるようにしたため、絶対量が必ずしも対応せず、見易く拡大して示している。特に、完全柔床の場合には、水平方向の並進とせん断変形のモード、柔床の場合には、回転とせん断変形のそれ、更に剛床の場合には回転の現象が読みとれる。

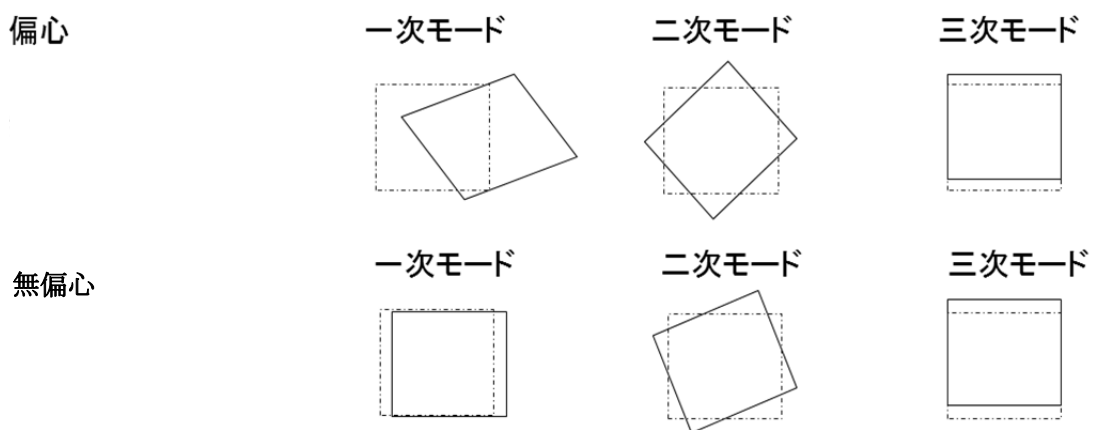
図2.3.2-70には、BCJ波を受けたときの、6種の建物モデルのX方向の2構面の最大変位と、 α の関係が描かれている。当然であるが、X₁構面の壁量が多く、X₂構面が少ないために最大変位は α に対し、X₁構面の変位は減少、X₂構面のそれは増加し、最終的に $\alpha=0.5$ で同値となる。X₁の変位は、完全柔床、辺長比が大きなモデルの場合に大きい。



(a) 完全柔床

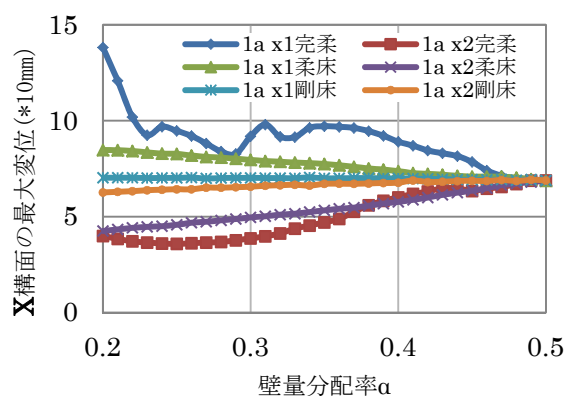


(b) 柔床

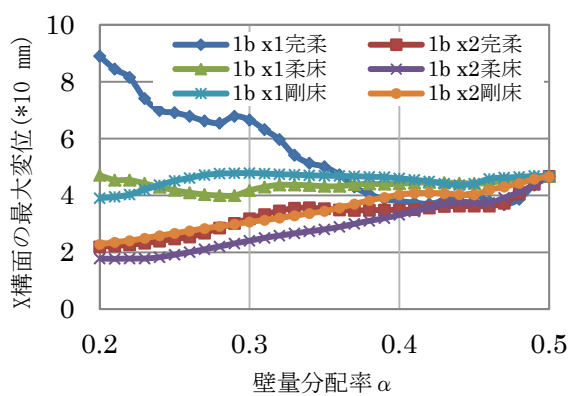


(c) 剛床

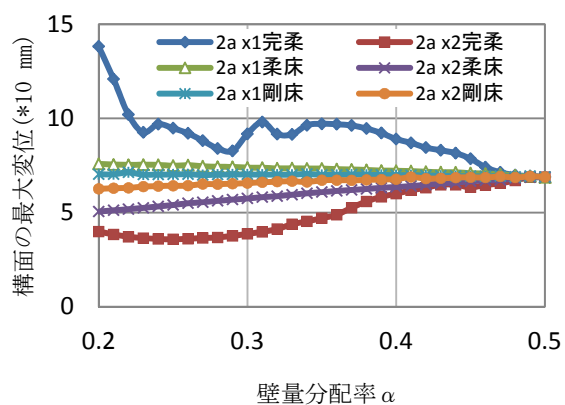
図 2.3.2-69 3 種類床タイプを有する建物の振動モード (平面)



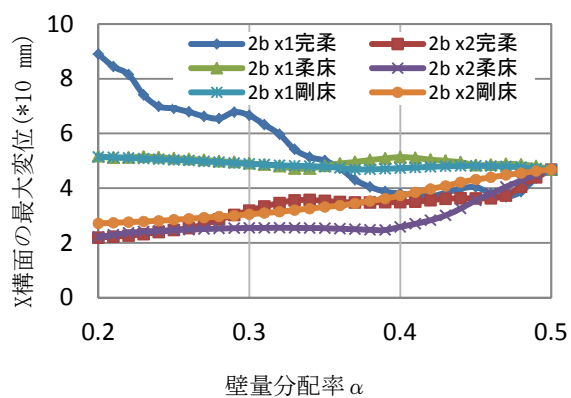
1a



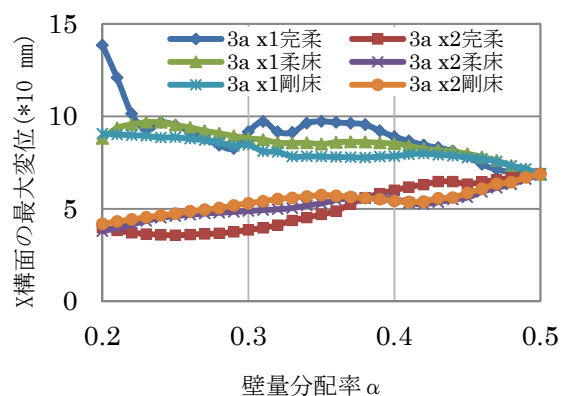
1b



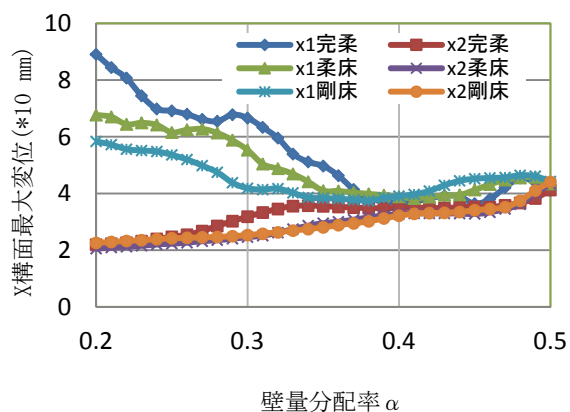
2a



2b



3a



3b

図 2.3.2-70 6種の建物モデルに対する α と X 構面最大変位の関係

図 2.3.2-71 は、6 モデルに対する壁量分配率 α と Y 構面の最大変位の関係を示す。この最大変位を、X 構面の最大変位と比較すると可成り小さいことが判る。従って、Y 構面には変形の余裕が考えられ、この余裕が直交壁効果として、働かせるようにする工夫が必要である。しかし、1b モデルで、柔床と剛床の最大変位の結果が、他のそれと傾向を異にしている。

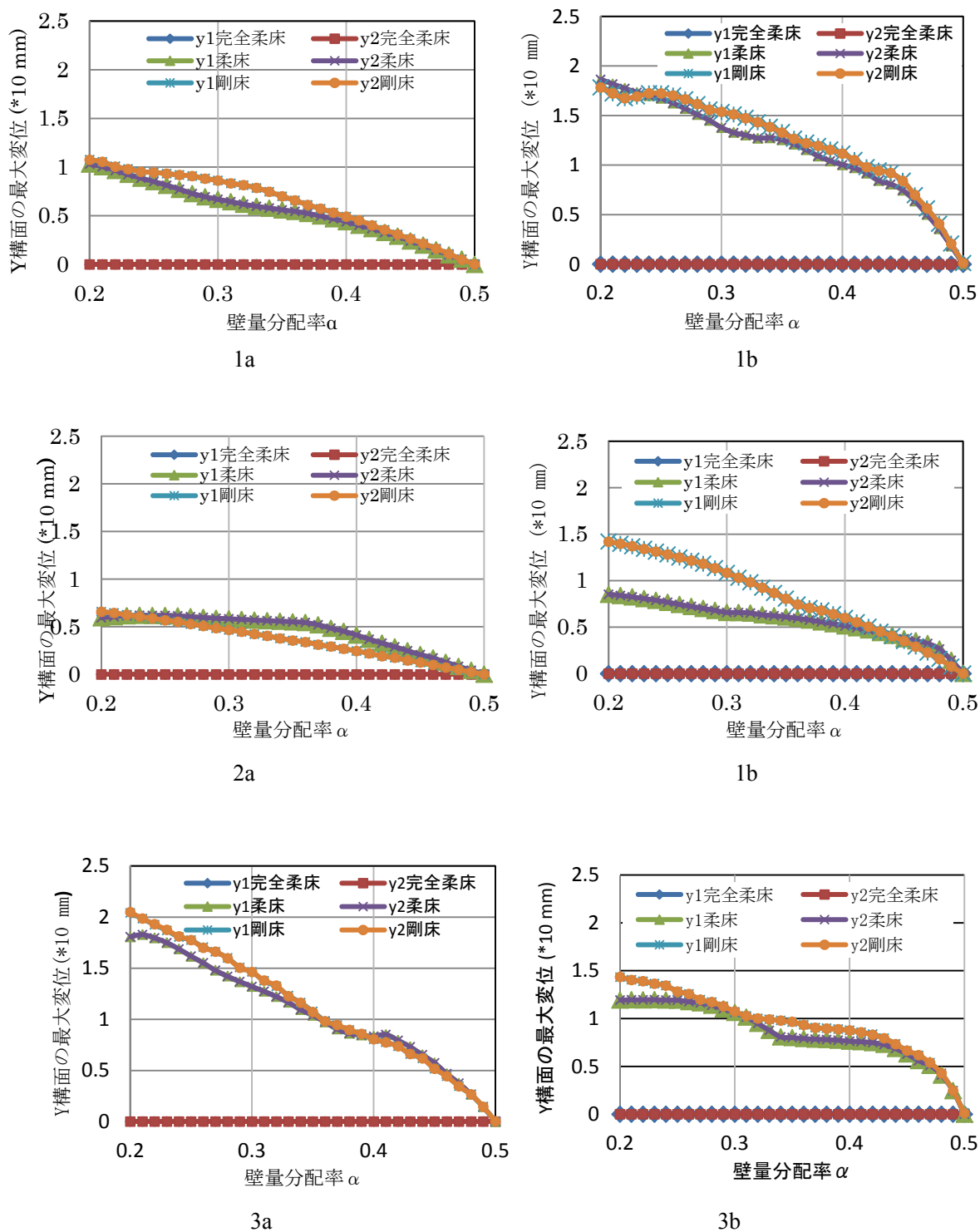
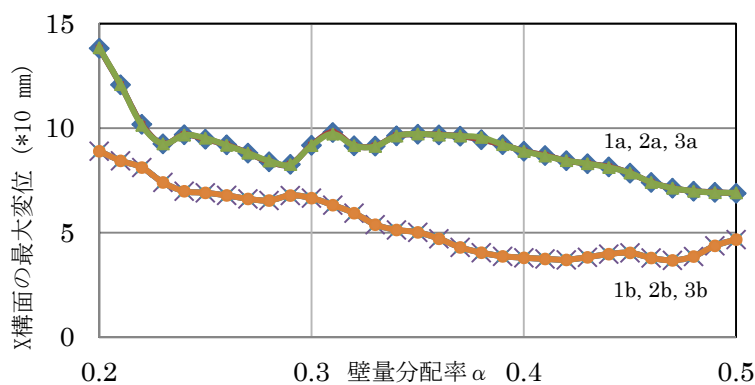
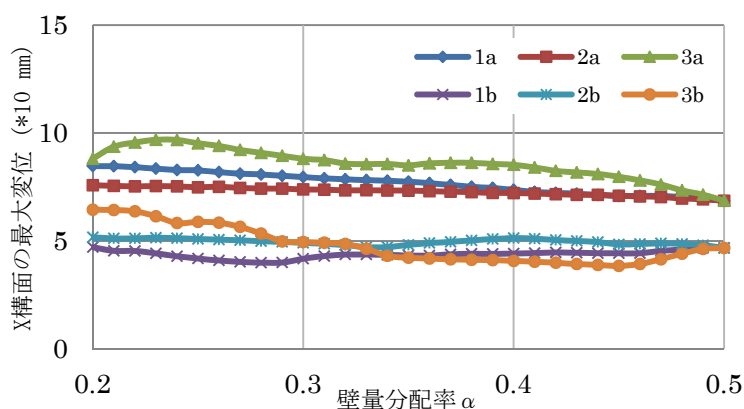


図 2.3.2-71 6 モデルに対する α と Y 構面の最大変位の関係

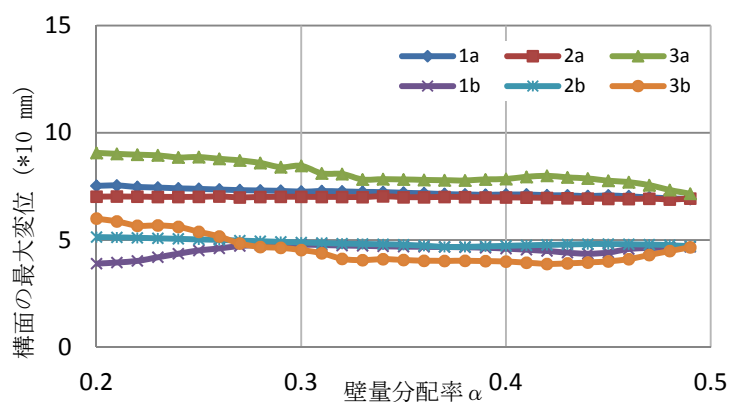
図 2.3.2-72 は、応答の大きい、即ち鉛直構面の剛性の小さい方の X_1 構面のみを、(a)に完全柔床、(b)に柔床、(c)に剛床の場合の結果を α との関係についてまとめて示したものである。完全柔床の場合と他の 2 つの場合との大きな違いは、直交壁の有無であり、それにより α に対する応答の特性が異なる。b シリーズは a シリーズのモデルの応答よりも小さいことが判る。特に、図 (a) で見られる、いわゆる a シリーズが b シリーズよりも応答が大きいこと、これは a シリーズの壁剛性が小さいことによる。図 (b) と (c) にも同様の傾向があるが、3b モデルでは α の大きいところでは他のモデルの変位よりも小さく、 α が 0.3 以下になると他のモデルの変位よりも大きい。即ち、Y 方向の剛性が高く、偏心が少ない場合の傾向である。



(a) 完全柔床



(b) 柔床



(c) 剛床

図 2.3.2-72 壁量分配率 α と X_1 構面の最大変位

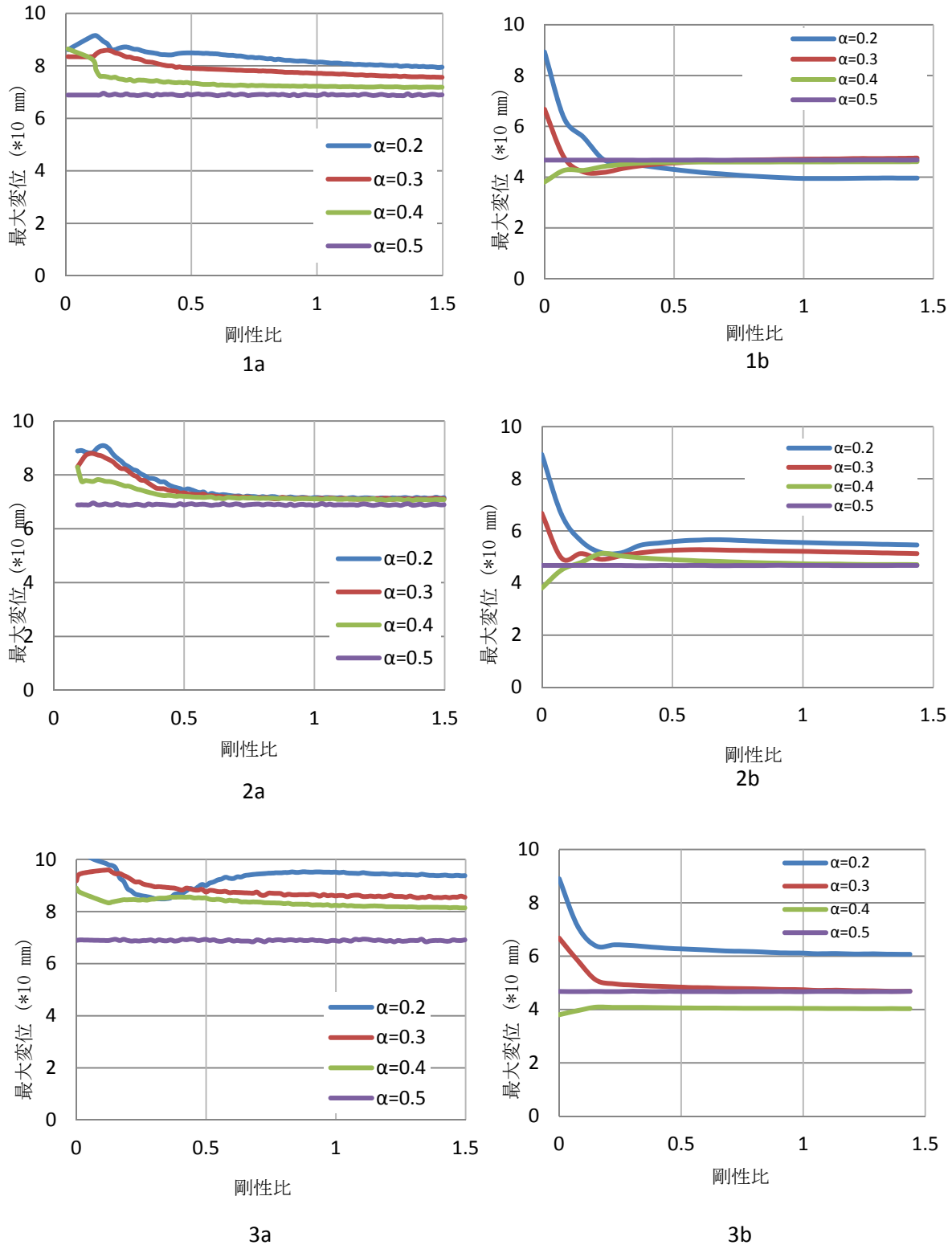
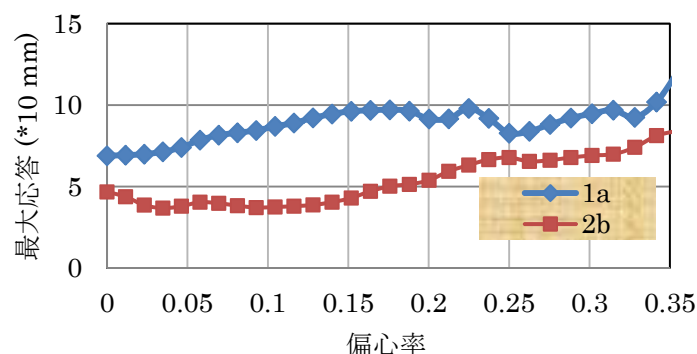


図 2.3.2-73 水平構面と鉛直構面の比と最大変位応答（本論の柔床モデルは剛性比 0.5）

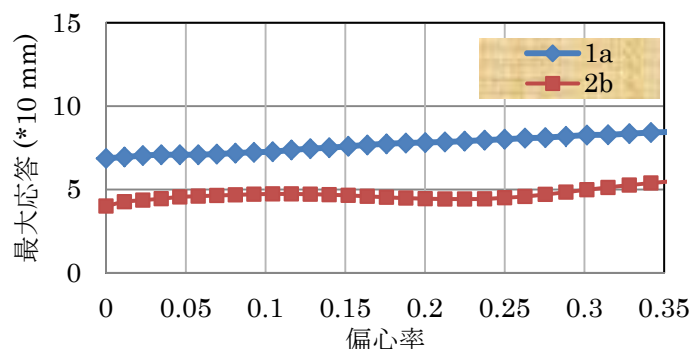
図 2.3.2-73 は、水平構面(床)と鉛直構面(壁)の剛性比に対する最大変位を、壁量分配率をパラメータとして描いた結果である。特徴的なことは、剛性比の小のところで最大値に変動があること、a シリーズの場合には $\alpha=0.5$ の結果が最低であるが、b シリーズでは X 構面の剛性が大きくなったため、 $\alpha=0.5$ では最低にならないが、しかし 2b では Y 構面の剛性が高いために、 $\alpha=0.5$ の場合が

最低であること、剛性比が 0.8 以上では応答がほぼ安定し、剛床仮定と見なされることが判る。なお、本論の柔床モデルは横軸剛性比 0.5 が対応する。

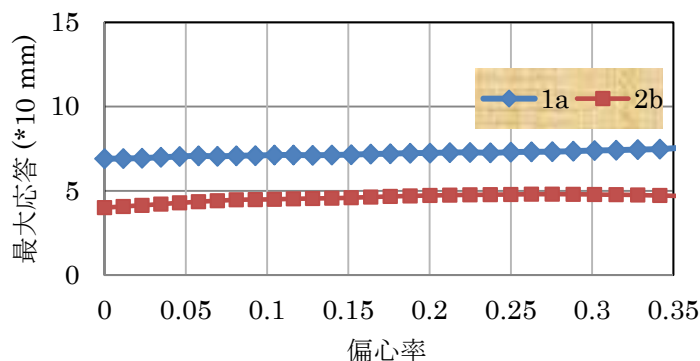
図 2.3.2-74 は、同一偏心率を有する 1a と 2b と取り上げ、偏心率に対しその最大応答をプロットしたものである。(a)、(b)、(c)は、それぞれ完全柔床、柔床および剛床の場合の結果である。先ず、(a)の結果では、偏心率に対し変動しながら右上がりの傾向であるが、しかし偏心率が増加する場合に谷が見られる。特に、1a の場合には、偏心率の大きなところで見られるのが特徴的であろう。(b)の結果では、その変動が押さえられ、滑らかとなっているものの、特に 2b の場合には、やはり波が見られる。更に、(c)の結果では、変動はなく、滑らかな曲線かつやや右上がりの現象である。(b)と(c)は、ほぼ同様な結果が見て取れ、1a と 2b のモデルの最大値は、それぞれ 60-80、40-50 mm である。



(a) 完全柔床の場合



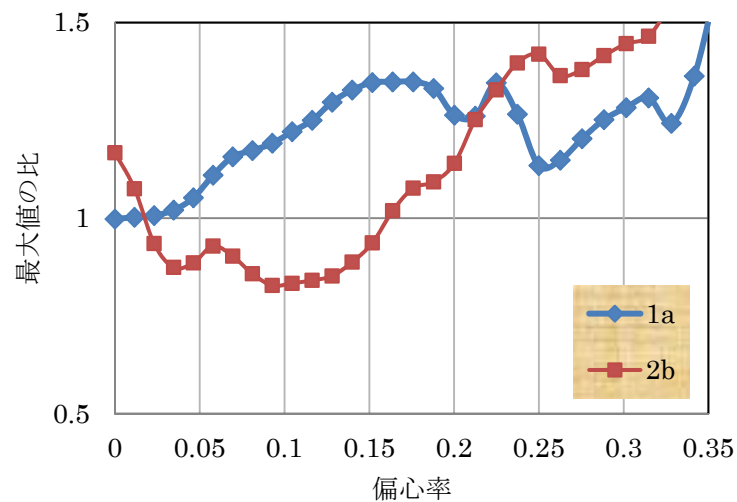
(b) 柔床の場合



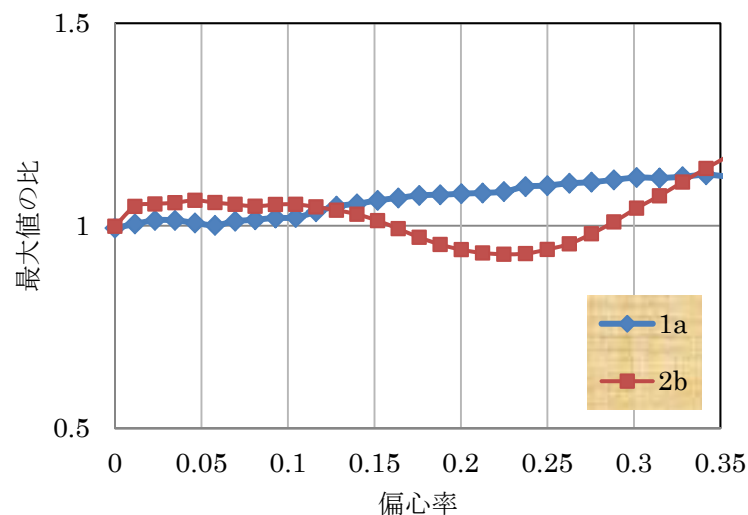
(c) 剛床の場合

図 2.3.2-74 同一偏心率による最大応答

図 2.3.2-75 は、同一偏心率の場合の剛床モデルの変位に対する、(a)は完全柔床、(b)柔床のその比、即ち図 2.3.2-74 の(c)の変位で除した結果である。(a)の柔床に関しては、応答の変動が顕著になり、谷と山の位置がはっきりと出現している。前の結果と同様、小さな偏心率(0.1 辺り)のところでは、その比の値が 1.0 を下回っている。一方、(b)の柔床では、(a)の結果とは異なり、大きな偏心率(0.2 辺り)のところでは、その比は 1.0 を下回ることが判る。このことは、図 2.3.2-70 から、不明であったが、しかしこれは直交壁あるいは周期の影響が考えられる。直交壁を考慮することは、基本的に応答の減少と関連するが、過度に考慮することは応答のバランスが崩れ、応答の増加に繋がる可能性がある。



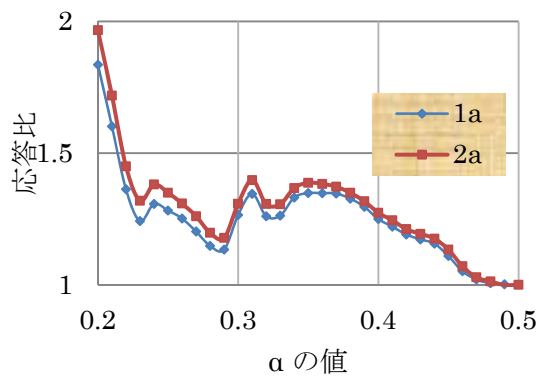
(a) 剛床に対する完全柔床の最大変位



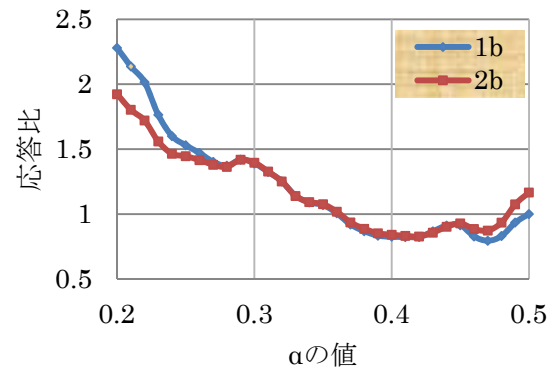
(b) 剛床に対する柔床の最大変位

図 2.3.2-75 同一偏心率の場合の剛床の最大変位に対する比

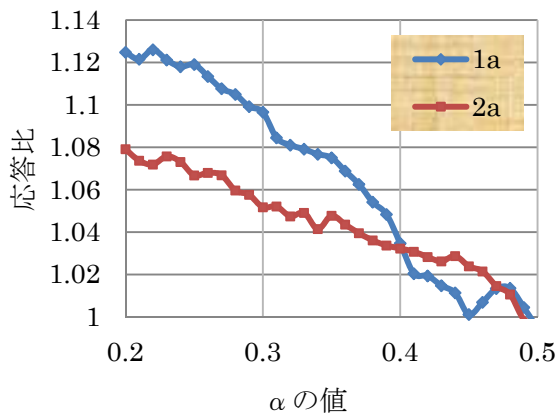
剛床の最大応答を基準として、Y 方向の壁量の差を検証することを目的として、図 2.3.2-76 に、1a と 2a(図の(a)と(b))および 1b と 2b(同(c)と(d))の最大応答比を、完全柔床と柔床について示す。完全柔床の場合には、Y 方向の構面が独立に挙動するために、X 方向の構面に影響を与えないが、しかし α の値が極端に小さくなる、偏心が大きくなることに対応し、影響は出る。しかし、本来 a シリーズは b シリーズの建物モデルよりも壁量が少なく、構面としての剛性が低い。 α が 0.3~0.5 が偏心としては考えられる範囲であるとする、完全柔床の場合殆ど応答に差がなく、一方柔床の場合、 α が 0.4 以上では 2a と 2b が 1a と 1b よりも応答比が大きくなり、a シーズでは 1.0 以上であるが数値的には非常に小さく、一方 b シリーズではその比が 1.0 以下となる場合があり、直交壁効果が出ているように思われるが、 α が大きくなるとその比は a シリーズよりも大きくなる。



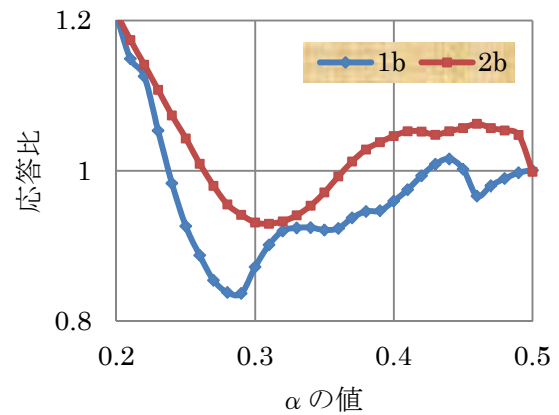
(a) 1a と 2a の完全柔床の場合



(b) 1b と 2b の完全柔床の場合



(c) 1a と 2a の柔床の場合



(d) 1b と 2b の柔床の場合

図 2.3.2-76 Y 方向壁量の異なるモデルに対する完全柔床および柔床と剛床との最大応答の比

③ 結語

これまで示してきたように、直交壁による応答低減作用には色々考えられ、単に壁剛性を高めるか、偏心率を基準に考えるかで異なる特性が得られる。水平剛性に関しては、主として柔床(半剛床)の場合に限定したまとめである。

- 直交壁の剛性を過度に高める必要はなく、周期特性にも注意を要する。
- 偏心率 0.15 までと、その後 0.3 辺りを境に、直交壁効果が異なることがある。

- 柔床かつ α が 0.2 と 0.5 の場合を比較すると、直交壁効果は 0.2 の方に良く現れることが、分かった。
- 一方、剛床かつ α が 0.2 と 0.5 の場合の直交壁効果は、柔床の場合と比較すると少ない。
- a シリーズと b シリーズのモデルで比較した場合、直交壁効果は a シリーズで出現したが、b シリーズでは余りでないのは、直交壁の剛性のバランスが関係している。
- 同一偏率モデルで、直交壁効果は、偏心率 0.15-0.30 の間で現れ、剛床に対して 0.8 に低減し、柔床モデルでは数%応答が減少する。

以上、直交壁効果について完全に解析し尽くし得ない中での結論であったが、ここでは柔床(半剛床)に基準を置いている。今後、他のモデルの参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 山田明, 鈴木三四郎: 床剛性を考慮した軸組木造長屋モデルの直交壁効果に関する考察—1 方向の地震入力を受ける場合—、日本建築学会構造系論文集、第 628 号、pp.929-945、2008 年 6 月

(2) 1・2 階の耐力バランスに関する検討

1) はじめに

木造住宅における耐震設計において、1・2 階の耐力のバランスについてはほとんど考慮されていない。一般的に、木造住宅の 2 階部分は 1 階に比べて開口部が小さく、また、壁も多くなる傾向にあるため、耐力および剛性も高くなる。その結果、相対的に 2 階に比べて 1 階の応答変形角が大きくなり、通し柱などには過大な応力が生じる。これに対して、各階の耐力比を考慮して、各階の応答変形角をほぼ同等にすることにより、通し柱の応力集中も低減され、同程度の耐力で比べて、建物総体の最大応答変形角は小さくなる。

本稿では、1・2 階の耐力・剛性バランスが各階の応答変形角に与える影響について、応答解析に基づいて分析を行い 1・2 階の耐力バランスを考慮した耐震設計規範の構築に関する考え方を示した。

2) 詳細設計法と同様の近似的応答計算による 1・2 階の地震応答の変化

1・2 階の耐力バランスが各階応答に及ぼす影響を明らかにするため、詳細設計法と同様の近似的な応答計算（以下、応答計算あるいは近似的応答計算と記す）を用いて分析を行った。

a) 解析の諸条件

・ 伝統木造建物の標準的な復元力（包絡線）モデルとして Tri-Linear 型とし、第 1 折点・第 2 折点の変形角を $1/120$ 、 $1/60\text{rad}$ とする。また、第 2 勾配に対する第 2 勾配の比を 0.5、第 3 勾配の比を 0 とした。図 2.3.2(2)-1 に包絡線モデルの形状を示す。

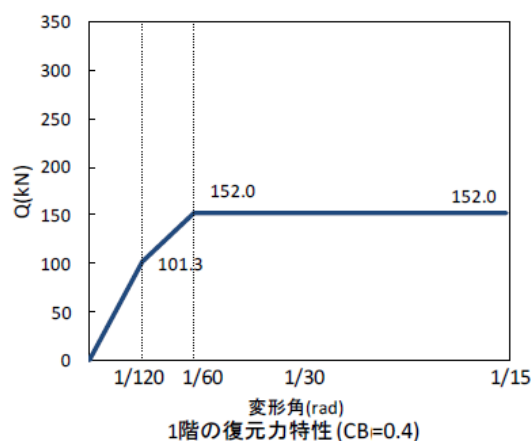


図 2.3.2-77 包絡線モデルの一例（CB=0.4 の場合）

- ・ ベースシア係数（CB）を第 2 折点の耐力で定義し、0.2～0.5 の範囲で変化させた。また、CB に対する 2 階のせん断耐力係数（C2）の比（C2/CB）を 0.8～2.4 の範囲で変化させて計算を行った。
- ・ 町屋型の建物を想定し、各階の重量比は 0.9、階高は各階 273cm に設定した。
- ・ 入力としては、告示スペクトル（第 2 種地盤）を用いた。

b) 解析結果

CB および C2/CB を変化させて極稀地震動が入力した際の地震応答を算出し、横軸に C2/CB の値をとって応答の変化を図 2.3.2-78 に示した。C2/CB の値が大きくなると、1 階応答は徐々に増大し、約 1.7 以上の値になると応答値はほぼ一定の値に収束する。2 階応答は逆に C2/CB 値が増大すると徐々に減少し、1.7 程度の値以上では極小さな応答値に収束する。応答クライテリアの一例として $1/20\text{rad}$ の応答レベルを赤線で示しているが、この図より各階の応答がクライテリアを超える際のパラメーター（CB、C2/CB）の組み合わせを求めることができる。

また、同じ CB における 1 階と 2 階の応答曲線の交わる部分が応答のバランスする点であり、その際に建物総体の最大応答変形角が最小になる。その際の C2/CB も同様に求めることができる。

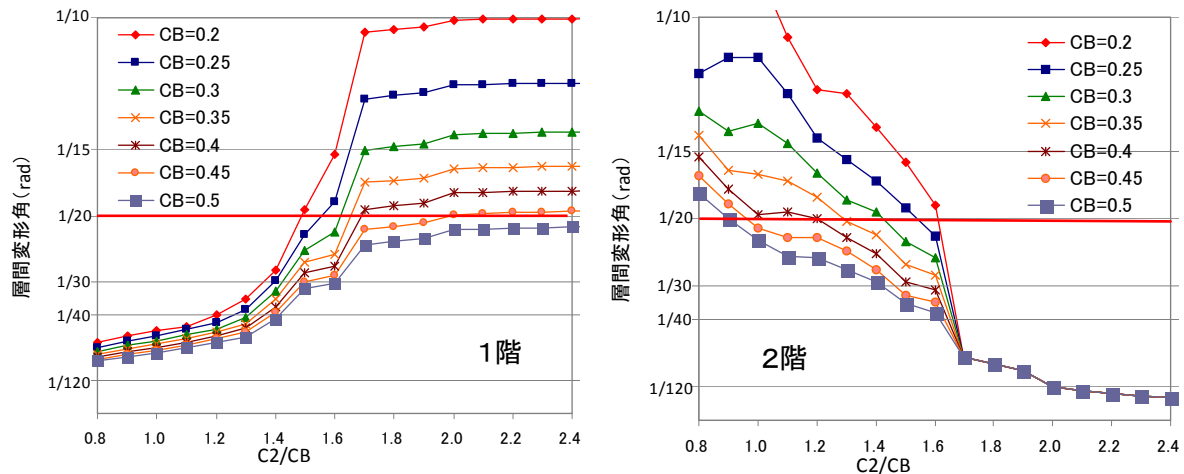


図 2.3.2-78 各階の応答変形角の変化（極稀地震入力時）

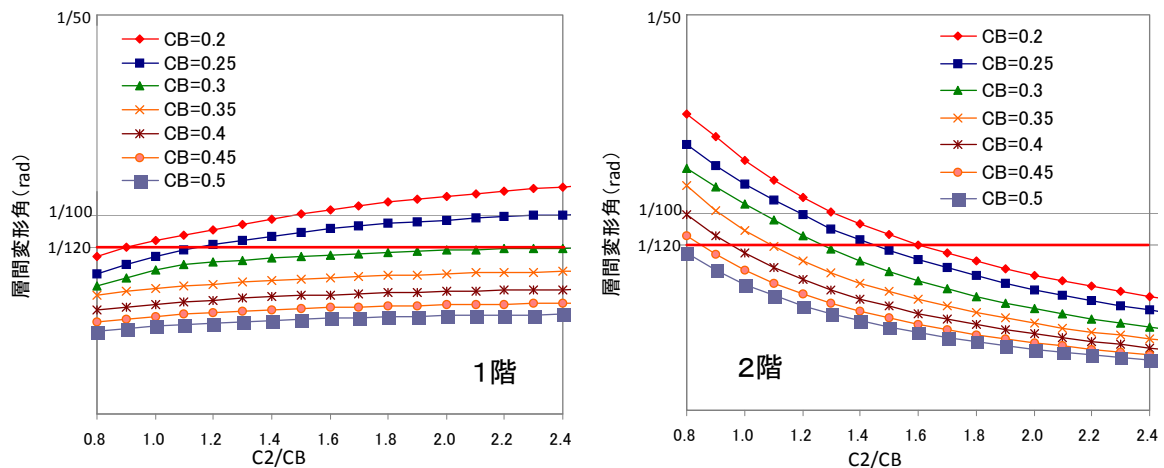


図 2.3.2-79 各階の応答変形角の変化（稀地震入力時）

図 2.3.2-79 には同様に、稀地震が入力した際の応答の変化を示す。 $C2/CB$ の値が大きくなると、1 階応答は徐々に増大、2 階応答は徐々に減少するが、その変化の程度は緩やかで、 $C2/CB$ が 0.8~2.4 の範囲では一定値になることは無かった。応答クライテリアの一例として $1/120\text{rad}$ の応答レベルを赤線で示しているが、同様に各階の応答がクライテリアを超える際のパラメーター（CB、 $C2/CB$ ）の組み合わせを求めることができる。図 2.3.2-79 および図 2.3.2-80 より、極稀地震による応答値が $1/20\text{rad}$ を下回るパラメーターの組み合わせの場合、稀地震の応答も $1/120\text{rad}$ を下回ることが明らかとなった。

3) 時刻歴応答計算との比較による応答推定精度の検証

近似的応答計算による 1・2 階の応答変化の推定精度を検証するため、同様の条件による時刻歴応答解析を行い、その結果を比較した。

a) 時刻歴応答解析の諸条件

・復元力特性

包絡線モデルはこれまでの応答計算と同じ物を用いる。履歴特性はノーマルトリリニアとスリップ型の重ね合わせで表現する。その際の重合率 α （トリリニアの割合）は、図 2.3.2-80 に示すこれまでに応答計算に用いられてきた等価粘性減衰の考え方(マニュアルによる手法)に従って算出した、

応答レベルと粘性減衰定数の関係（図 2.3.2-81）と本手法による復元力より算出した等価粘性減衰定数がほぼ同等になるように定め、0.3 とした。この様にして求めた復元力の一例を図 2.3.2-82 に示す。

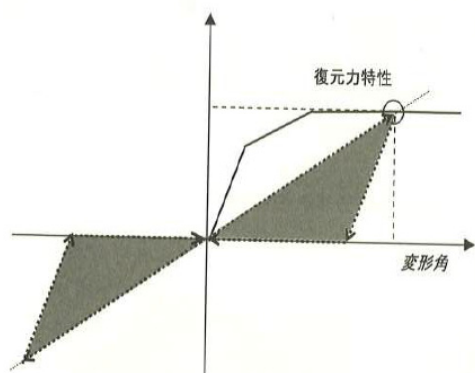


図 2.3.2-80 等価粘性減衰の考え方

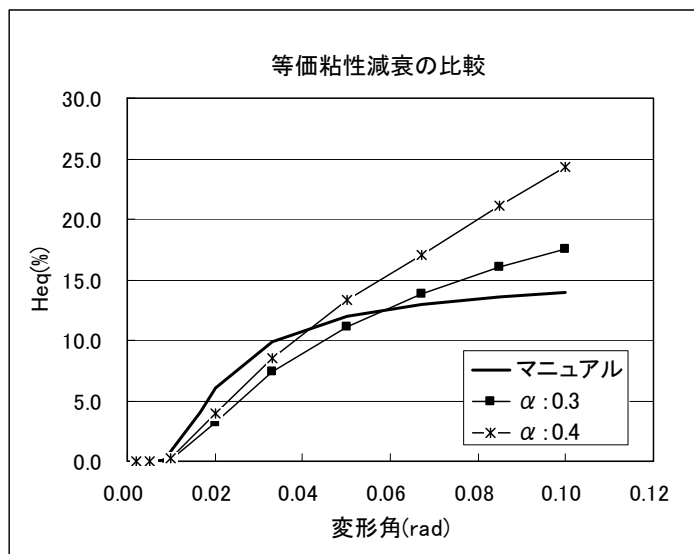


図 2.3.2-81 マニュアルと本手法による等価粘性減衰の比較

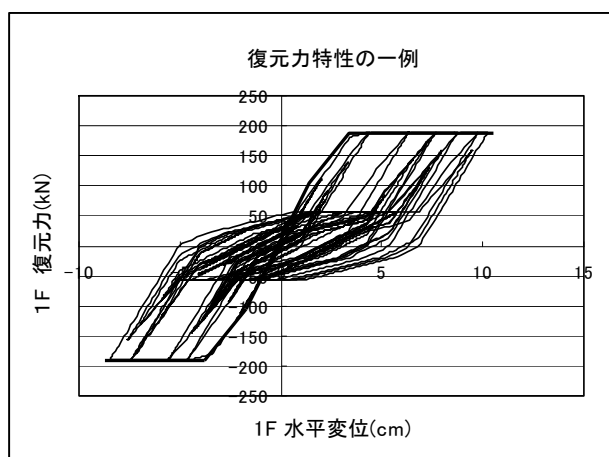


図 2.3.2-82 時刻歴応答解析に用いた復元力特性の一例

・数値積分法

Runge-Kutta-Gill 法(4 次精度の Runge-Kutta 法)を用い、時間刻み 0.01sec、ステップ数 8196 点として計算を行った。

・建物重量・階高・減衰

重量・階高については応答計算の際に用いたものと同様とした。また、粘性減衰は剛性比例型で与え、 $h=5\%$ とした。

・入力地震動

振幅スペクトルとして告示スペクトル（極稀地震、第2種地盤）を用い、位相情報に一樣乱数を与えて作成した模擬地震動 30 波を用い、30 波による地震応答の値の平均を算出し比較を行った。

b) 解析結果

図 2.3.2-83 に C2/CB を横軸にとり、時刻歴応答計算（図中黒印）および近似的応答計算（白印）による最大応答変形角の変化を比較して示す。各図中、右上がりの曲線（四角印）は1階の、右下

がりの曲線（三角印）は2階の応答を示す。1階に対する2階の階高比（RH）は0.88とし、重量比（RW）は、左列の図は0.9、右列の図は0.3の場合の結果を示している。また、上段はCBが0.2、中段が0.35、下段が0.5の場合の結果である。

時刻歴応答計算と近似的応答計算の結果に関しては、ベースシア係数（CB）が小さい場合、若干の誤差が生じているが、総体的には応答量、変化の傾向とも良い一致を示している。また、1階と2階の応答がバランスする点（1階と2階の応答曲線の交点）も良い一致を示している。ただし、このバランス点より $C2/CB$ の値が小さくなるほど、誤差が大きくなる傾向が見て取れる。

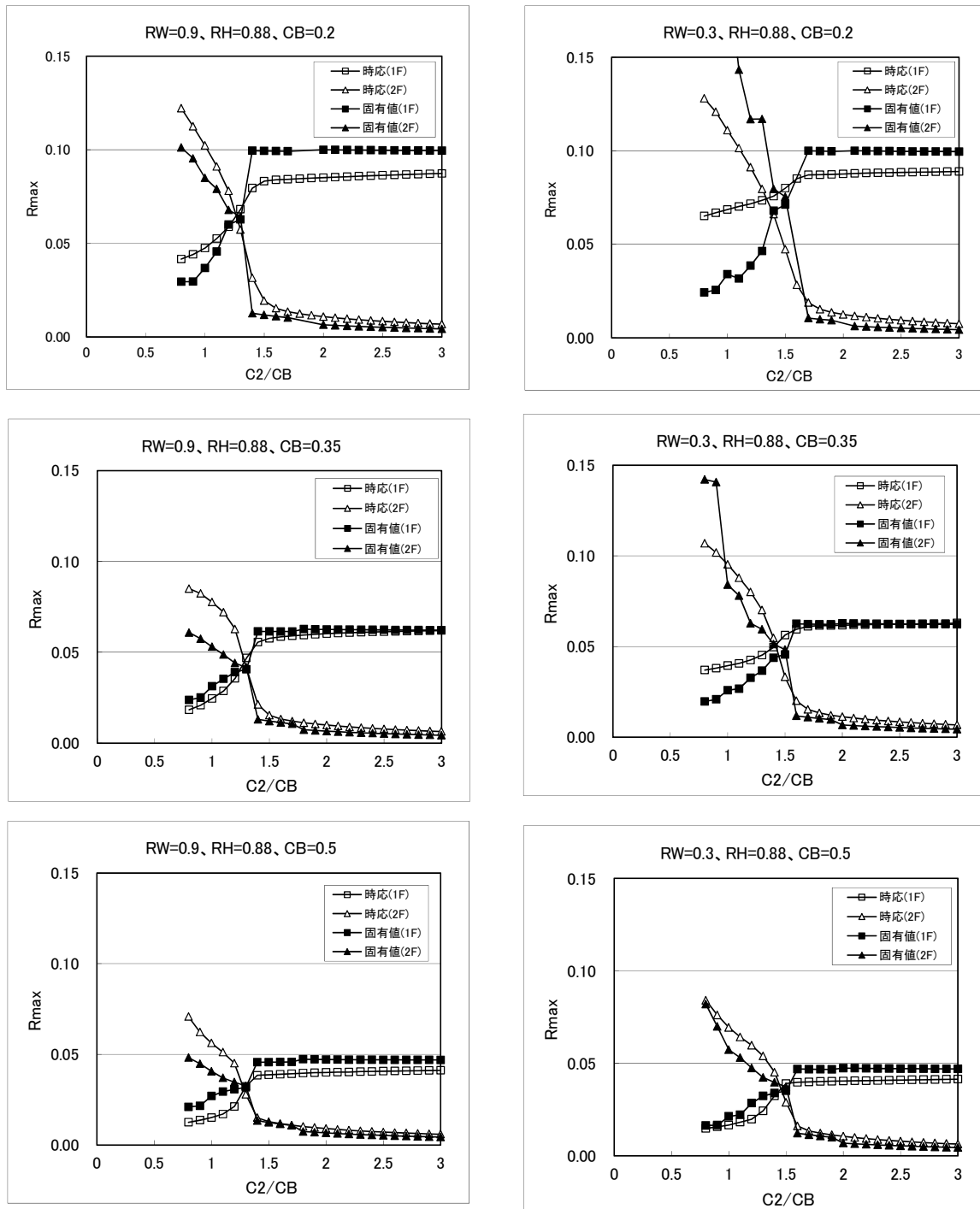


図 2.3.2-83 時刻歴応答解析と近似的な応答計算の応答値の比較

（階高比 0.88 (H1=273cm, H2=240cm、左図:重量比 0.9 の結果、 右図:重量比 0.3 の結果、
白印: 時刻歴応答解析の結果 黒印: 近似的な応答計算の結果)

以上の結果、通常のパラメーターの範囲においては、時刻歴応答計算と応答計算の結果が良い一致を見せたことより、1階・2階の応答バランスを考慮する際、応答計算の結果を用いても十分な精度があるものと判断される。

4) 1階と2階の重量比 (RW)・階高比 (RH) による応答値の変化

1階と2階の重量比と階高比による応答値の変化の程度を明らかにするため、前述と同様の方法で計算を行い、その結果を図 2.3.2-84 に示した。図中の左列は前述の重量比 0.9 の結果（図中、「基

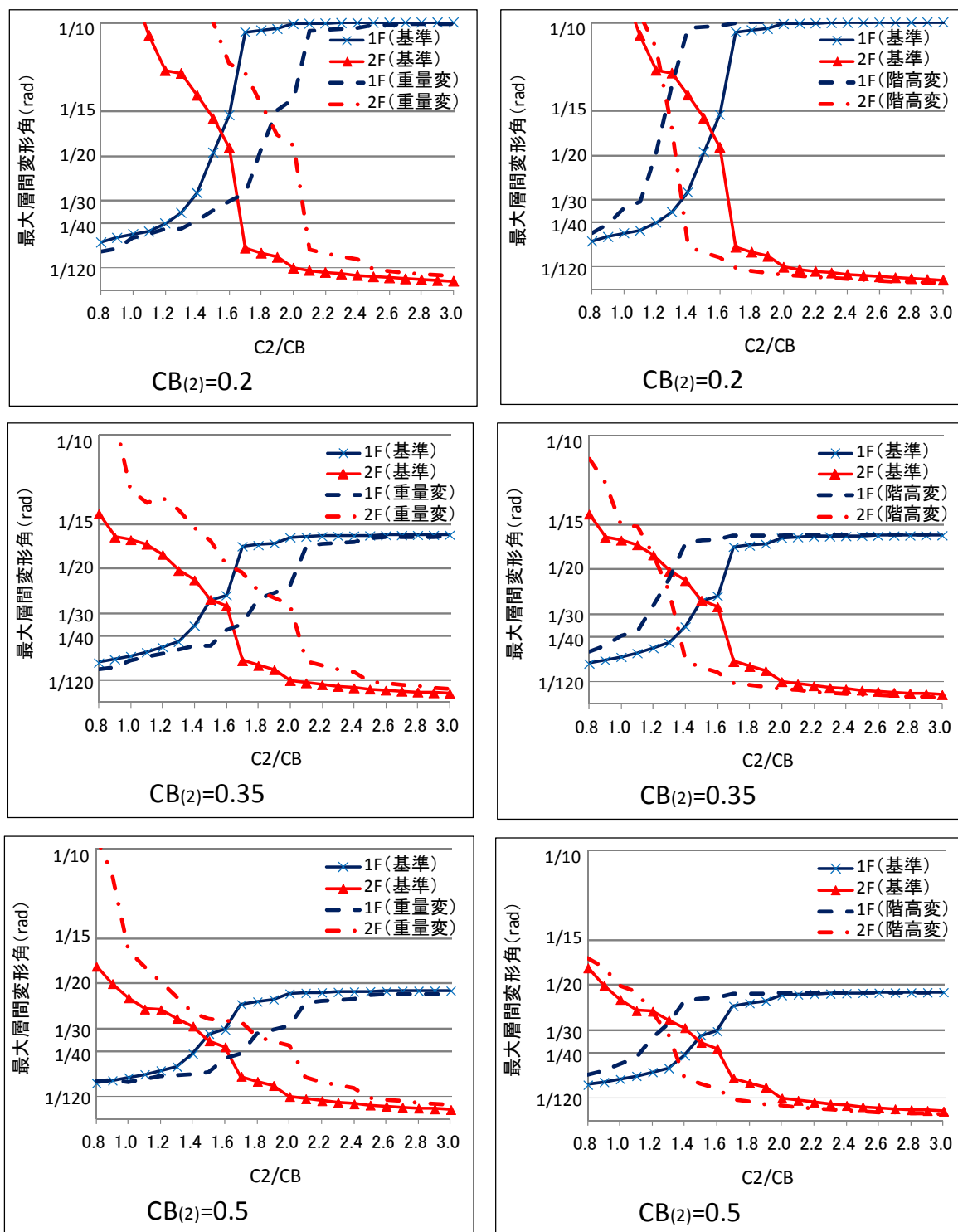


図 2.3.2-84 建物重量比および階高比による応答値の変化（左：重量比、右：階高比）

準」で示したもの)と重量比 0.5 の結果(「重量変」で示したもの)の比較をしたものである。同様に、右列は階高比 1.0 の結果(図中、「基準」で示したもの)と階高比 0.7 の結果(「階高変」で示したもの)の比較を示している。

ベースシアが 0.2 から 0.5 の範囲において、重量比は 0.9 から 0.5 (2 階が軽くなる)になると応答のバランスがとれる $C2/CB$ は大きくなる傾向になる。また、階高比は 1.0 から 0.7 (2 階が低くなる)になると応答のバランスがとれる $C2/CB$ は小さくなる傾向になる。この結果より、1 階と 2 階の応答バランスの傾向は、重量比・階高比の双方から影響を受けることが明らかになった。設計法に応答のバランスに関する規範を取り入れる際、階高比・重量比を考慮する必要があるものと考えられる。

5) 1・2 階の応答がバランスする場合の耐力比 ($CB0$) の推定

図 2.3.2-83、および図 2.3.2-84 において 1 階と 2 階の応答変形角が一致する点(2 本線の交点)が 1・2 階のバランスが取れた望ましい状況であり、この状況におけるせん断耐力係数比 $C2/CB$ を $RC0$ と記す。

4)に記したように、 $RC0$ は建物重量比によって変化するため、重量比と CB を変化させて応答計算を行い $RC0$ を求めた。図 2.3.2-85 左は、この様にして求めたバランスが取れる $C2/CB$ ($RC0$) の値を横軸に重量比をとって示したものである。重量比が大きくなるほど $RC0$ が小さくなる傾向にあり、その変化はほぼ直線的である。この傾向は CB が変わってもほぼ同等であった。

同様に、図 2.3.2-85 右は階高比を変化させて求めた $RC0$ の値を、横軸に階高比をとって示したものである。階高比が大きくなるほど $RC0$ が直線的に大きくなる傾向にある。この傾向は CB が変化してもほぼ同等であった。また、2 つの図における赤太線は計算結果を回帰分析により一次直線で近似したものであるが、良い近似を示しており、この直線によって $RC0$ の変化の推定が可能と考えられる。

以上の結果に基づき、重量比 RW と階高比 RH をパラメーターとして $RC0$ を求めた計算結果より、 RW と RH を説明変数として重回帰分析を行った。その結果、相関の高い近似式が得られた。以下に得られた推定式を記す。また、図 2.3.2-86 には実際の計算結果と推定結果の関係を示す。

$$\text{推定式 } RC0 = 1.252 - 0.30 \cdot RW + 0.39 \cdot RH \quad (\text{重相関係数 } 0.968)$$

この関係を用いれば、対象構造物の重量比・階高比から 1・2 階の応答バランスが取れるせん断耐力係数比 $RC0$ を求めることが可能となる。

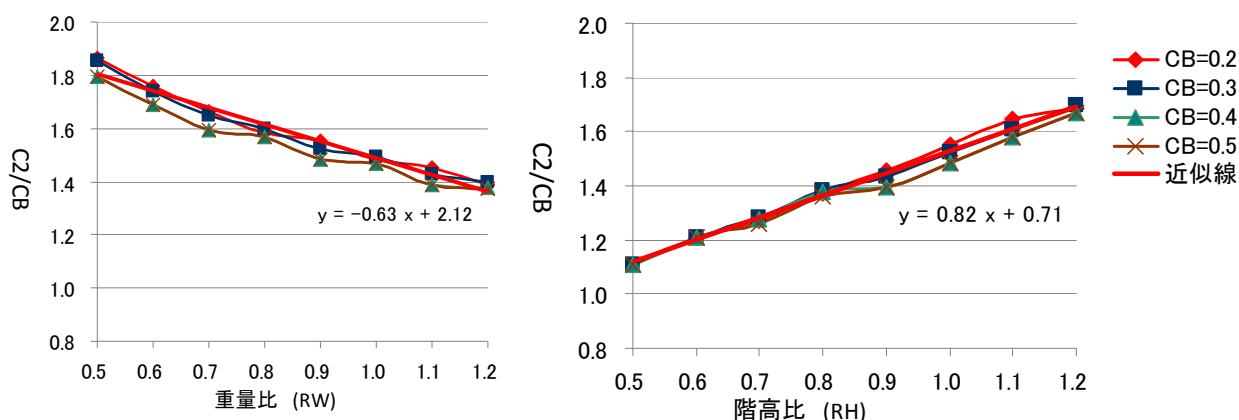


図 2.3.2-85 建物重量比・階高比と応答バランスが取れる $C2/CB$ ($RC0$) の関係

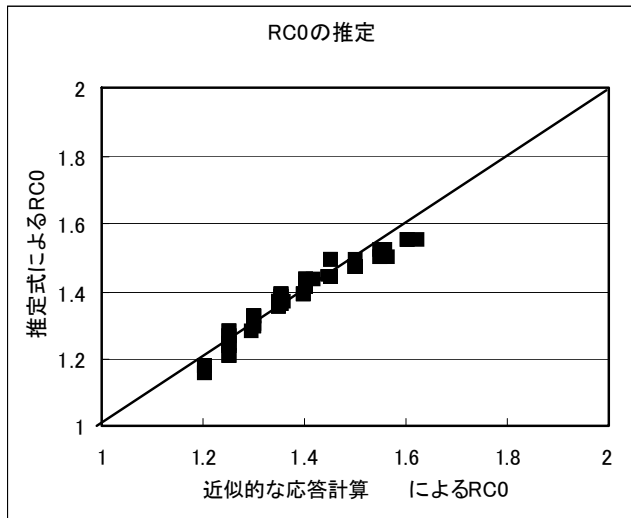


図 2.3.2-86 近似的な応答計算と推定式による RC0 の比較

6) 1 階と 2 階の応答が設定変位に収まる CB と C2/CB の関係

図 2.3.2-87 は、1 階と 2 階の変位が設定変位（ここでは、 $1/20\text{rad}$ とする）に到達する際の CB と C2/CB の組み合わせを示したものである。重量比については、左図が 0.5、右図が 0.9 の場合の結果を示している。階高比 RH はすべて 1.0 の場合である。図中で黄色のハッチをかけた部分が 1・2 階とも設定変位に収まる領域である。

また、破線で示した水平線は 5) で記した RC0 の値を示している。重量比が変わると RC0 の値は変化するが、領域の形状は大きくは変わらないように見て取れる。上下階のバランスを考慮した係数の設定をするのであれば、RC0 を中心に、この領域に収まるような C2/CB の上限・下限を設ける方法が考えられる。

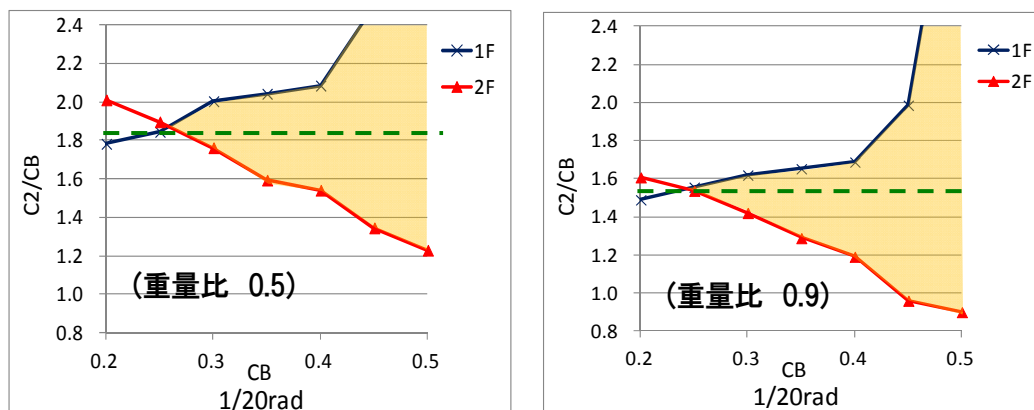


図 2.3.2-87 設定変位に収まる CB と C2/CB の関係

図 2.3.2-88 左は、重量比を変化させた計算結果について、境界線をまとめて描いたものである。ここで、縦軸については、それぞれの C2/CB の値より RC0 を引くことにより、RC0 のレベルが 0 となるようにしている。階高比は 1.0 の場合を示している。この様な処理を施すと、先述したように、1 階・2 階の双方について重量比に関わらずほぼ同様の関係を示していることがわかる。

この図において、CB がある程度以上大きくなると 1 階に応答が集中しても変位設定値に収まることになり、応答に関する C2/CB の許容範囲が急激に拡大する。この部分では、応答値は C2/CB に関わらず設定値に収まり、1・2 階のバランスを考慮しなくてもよい部分となる。一方でこの領域の左側の三角形領域は、1・2 階の応答バランスを考えることにより、すなわち適切な C2/CB 値を

設定することにより、CB を低減できる範囲となる。この部分に関しては、領域に収まるような C2/CB の範囲を設定することにより、CB 値の低減率を規定することが可能となろう。

同様に、右図は 1 階階高が変化した場合における 1 階と 2 階の変位が 1/20rad に到達する際の CB と C2/CB の関係を示したものである。2 階階高は 2.4m に固定し、1 階階高については、2.5m (RH=0.96)、2.73m (0.88)、3.0m (0.8)、3.3m (0.73)、3.6m (0.67)、3.9m (0.62) の場合の結果を示している。重量比 RW はすべて 0.9 としている。図中の縦軸は左図と同様である。

階高比に関しても、1 階・2 階の双方について階高比に関わらずほぼ同様の関係を示している部分が多いことがわかる。特に、2 階変位に関する境界線はすべての条件に対してほぼ同等の形状を示している。1 階変位の境界線に関しては、CB が小さな領域に関してはほぼ同等の直線となり、1 階階高が大きくなるほど、早い段階で RC が急激に大きくなる、すなわち応答バランスを考慮しなくて良い領域に入ることが分かる。同時に、1 階階高が大きいと図における三角形の領域が小さくなり、応答バランスを考慮した設計を行う余地がなくなること示している。これらの特徴を踏まえた上で、重量比の場合と同様に、各領域に収まる CB と C2/CB のクライテリアを設定することができよう。

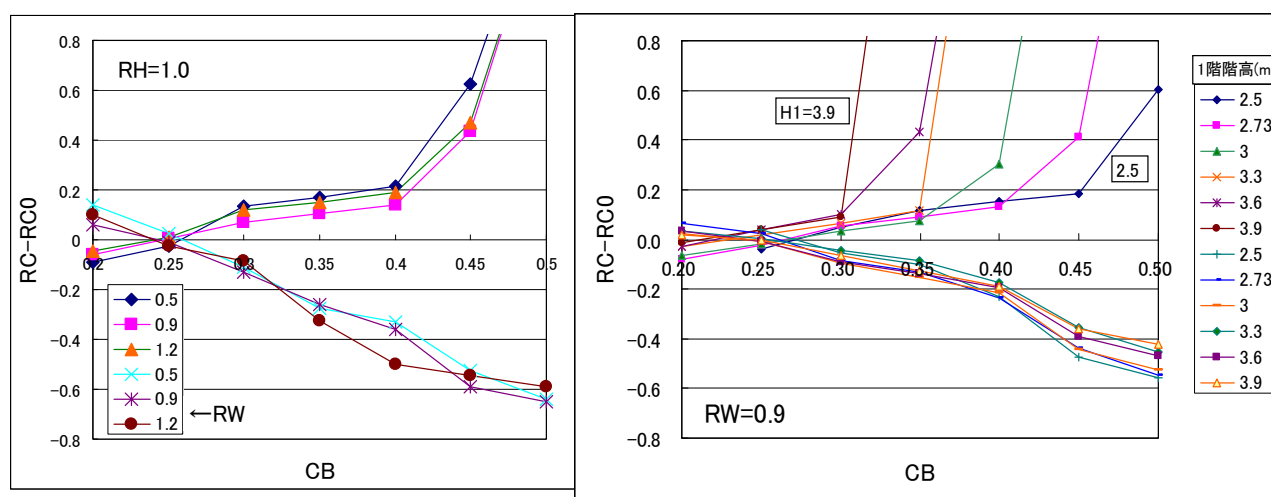


図 2.3.2-88 設定変位に収まる領域の比較 (左：重量比 右：階高が変化する場合)

7) まとめ

本稿では、1・2 階の耐力・剛性バランスが各階の応答変形角に与える影響について、詳細設計方と同様の応答計算を用いて分析を行った。その結果、明らかとなった事項について以下に列記する。

- ① 1 階および 2 階の応答変形角は 1・2 階の耐力比 C2/CB によって変化する。C2/CB がある程度以上の値になると 1 階の変形が卓越する傾向を示した。また、適切な C2/CB を取ることにより、1・2 階の応答のバランスが取れ、建物全体の最大変形が最小となる可能性があることが示された。
- ② 地震応答計算の結果と比較したところ、通常的设计範囲における応答値、応答の変化は限界耐力の計算とほぼ同等となり、応答計算による検討結果の精度が確認された。
- ③ 1・2 階の応答量の耐力比による変化は、建物の重量比および階高比に影響を受けることが明らかとなった。
- ④ 1・2 階の応答量の変化に関する計算結果より、各階の応答がバランスする際の耐力比 (RC0) の変化の特性が明らかとなり、これに基づき重量比と階高比を用いて推定する式を算出した。また、各階の応答が設定変位に収まる領域に関する結果より、応答バランスの取れる C2/CB の設定の考え方について考察した。

(3) 石場建て柱脚の滑り量の検討

1) 石場建て柱脚の滑り量の近似解析の A

変位一定則に基づく簡易計算法

滑りを剛塑性として扱い、図 2.3.2-89 のように滑りを有する系と滑りを有さない弾性系を考える。図 2.3.2-90(a)のように両者の吸収エネルギーを等値することでエネルギー一定則による滑り量の推定式が得られる。また、応答の周期域が比較的に中～長周期となることを考慮して、図 2.3.2-90(b)のように変位一定則を適用すれば、変位一定則による滑り量の推定式が以下のように得られる。

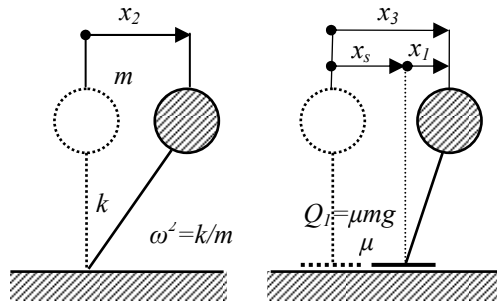


図 2.3.2-89 基礎固定線形モデルと滑りモデル

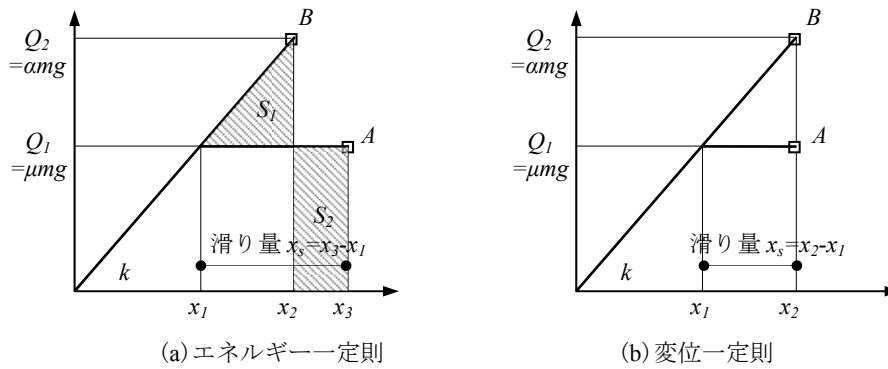


図 2.3.2-90 滑り量の計算

すなわち、エネルギー一定則では、図 2.3.2-90 の(a)で面積 S_1 と S_2 が等しいと置くと

$$S_1 = \frac{1}{2}(x_2 - x_1)(Q_2 - Q_1) = \frac{1}{2}k(x_2 - x_1)^2 = \frac{Q_1}{2x_1}(x_2 - x_1)^2$$

$$S_2 = Q_1(x_3 - x_2)$$

$$\frac{Q_1}{2x_1}(x_2 - x_1)^2 = Q_1(x_3 - x_2)$$

$$x_3 = \frac{1}{2x_1}(x_2 - x_1)^2 + x_2$$

従って滑り量 x_s は

$$x_s = x_3 - x_1 = \frac{1}{2x_1}(x_2 - x_1)^2 + x_2 - x_1 = \frac{1}{2x_1}(x_2^2 - x_1^2)$$

ここで、滑り耐力 $Q_I = \mu mg = kx_I$ 、弾性応答 $Q_2 = amg = kx_2$ と表わせば、 $x_I = \mu mg/k$ 、 $x_2 = amg/k$ となり、

$$x_s = \frac{k}{2\mu mg} \left\{ \left(\frac{amg}{k} \right)^2 - \left(\frac{\mu mg}{k} \right)^2 \right\} = \frac{mg}{2\mu k} (\alpha^2 - \mu^2)$$

さらに初期剛性による円振動数 $\omega^2 = k/m$ を用いれば、

$$x_s = \frac{g(\alpha^2 - \mu^2)}{2\omega^2 \mu} = \frac{1}{2\mu g} \left(\frac{\alpha g}{\omega} \right)^2 - \frac{\mu g}{2\omega^2} = \frac{v^2}{2\mu g} - \frac{\mu g}{2\omega^2} \quad (2.3.2-10)$$

ここで g は重力加速度 9.8m/s^2 を表す。式 2.3.2-10 の $v = \alpha g / \omega$ は入力地震動の最大速度である。短周期であれば ω が大きいので右辺の第 2 項を無視することができるので、

$$x_s = \frac{v^2}{2\mu g} \quad (2.3.2-11)$$

となる。これは、滑り量が速度の 2 乗に比例し、摩擦係数に反比例することを表し、家具の転倒に関して用いられる式である。

次に変位一定則では、図 2.3.2-90(b) より

$$x_s = x_2 - x_1 = \frac{\alpha mg}{k} - \frac{\mu mg}{k} = \frac{m}{k} g(\alpha - \mu)$$

$$x_s = \frac{g(\alpha - \mu)}{\omega^2} \quad (2.3.2-12)$$

と表される。ここで、変位一定則式 2.3.2-12 について少し考えてみる。式 2.3.2-12 を変形すると、

$$x_s = \frac{g(\alpha - \mu)}{\omega^2} = \frac{g\alpha}{\omega^2} - \frac{g\mu}{\omega^2} = \frac{S_A}{\omega^2} - \frac{\mu mg}{m\omega^2} = S_D - \frac{Q_s}{k} \quad (2.3.2-13)$$

ここで、 S_A 、 S_D は入力の加速度および変位応答スペクトル、 $Q_s = Q_I$ は滑り耐力を表す。すなわち、図 2.3.2-91 に示すように、滑り量は入力の変位スペクトルから、滑り耐力に対応する建物変形を除いたものとなる。

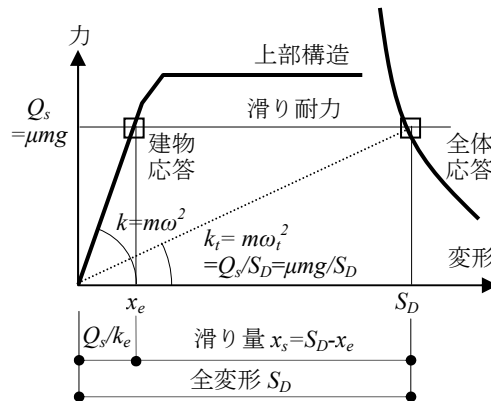


図 2.3.2-91 変位一定則による滑り量の計算

エネルギー一定則および変位一定則は、多くの応答解析の結果から帰納された経験則である。加速度応答スペクトル一定の領域ではエネルギー一定則が、速度応答スペクトル一定の領域では

変位一定則が比較的良好とされている(柴田明德「最新耐震構造解析」、森北出版、1981年、pp133-134)。

第2種地盤について摩擦係数 $\mu=0.3$ 、 0.4 、 0.5 の場合の滑り量は表2.3.2-8、図2.3.2-92のように計算できる。ここで、エネルギー一定則と変位一定則の使い分けとして、加速度応答スペクトル一定の0.64秒以下ではエネルギー一定則を、速度応答スペクトルが一定となる0.64秒以上では、変位一定則を採用することとすると表2.3.2-8の太字のように設定できる。減衰については、5%として減衰効果による入力地震動のスペクトルの増減は考慮していない。

表2.3.2-8の計算結果によれば、

- ① 摩擦係数が小さいほど、滑り量が大きくなる。
- ② 周期依存性に関しては、建物が柔らくなると(周期が長くなる)と滑り量は減少することは実験結果と対応しているが、剛体に近づくると滑りがゼロとなることは参照する線形モデル応答の変形が小さくなるため、モデル化の問題と考えられる。従って、一般に想定されるような耐力(剛性)が大きいほど滑りが大きいことは説明できていない。これは変位一定則を式2.3.2-12で計算しているため、式2.3.2-13のように解釈すれば、この矛盾は解消できる。
- ③ $\mu=0.4\sim0.5$ とすれば滑り量の最大値は10cm程度となる。これはNo.4試験体震動台実験の極めて稀に発生する地震時の柱脚の最大滑り10cmとほぼ対応している。

表 2.3.2-8 滑り量の計算

T	ω	S_A	2種	震度		エネルギー一定則			変位一定則		
sec	rad/s	m/s ²	G_s	α		x_s (m)			x_s (m)		
					$\mu=$	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5
0.1	62.8	6.20	1.50	0.807		0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
0.2	31.4	8.00	1.50	1.041		0.016	0.011	0.008	0.007	0.006	0.005
0.3	20.9	8.00	1.50	1.041		0.037	0.026	0.019	0.017	0.014	0.012
0.4	15.7	8.00	1.50	1.041		0.066	0.046	0.033	0.029	0.025	0.021
0.5	12.6	8.00	1.50	1.041		0.103	0.072	0.052	0.046	0.040	0.034
0.6	10.5	8.00	1.50	1.041		0.148	0.103	0.074	0.066	0.057	0.048
0.7	9.0	7.31	1.64	1.041		0.201	0.140	0.101	0.090	0.078	0.066
0.8	7.9	6.40	1.88	1.041		0.263	0.183	0.132	0.118	0.102	0.086
0.9	7.0	5.69	2.03	0.999		0.304	0.211	0.150	0.141	0.120	0.100
1.0	6.3	5.12	2.03	0.899		0.297	0.201	0.139	0.149	0.124	0.099
1.1	5.7	4.65	2.03	0.818		0.290	0.191	0.126	0.155	0.125	0.095
1.2	5.2	4.27	2.03	0.749		0.281	0.179	0.111	0.161	0.125	0.089
1.3	4.8	3.94	2.03	0.692		0.272	0.167	0.096	0.164	0.122	0.080
1.4	4.5	3.66	2.03	0.642		0.262	0.154	0.079	0.167	0.118	0.069
1.5	4.2	3.41	2.03	0.600		0.251	0.139	0.061	0.167	0.111	0.056
1.6	3.9	3.20	2.03	0.562		0.239	0.124	0.042	0.167	0.103	0.039
1.7	3.7	3.01	2.03	0.529		0.227	0.107	0.021	0.164	0.093	0.021
1.8	3.5	2.84	2.03	0.500		0.214	0.090	0.000	0.161	0.080	0.000
1.9	3.3	2.69	2.03	0.473		0.200	0.072	-	0.155	0.066	-
2.0	3.1	2.56	2.03	0.450		0.186	0.052	-	0.149	0.049	-

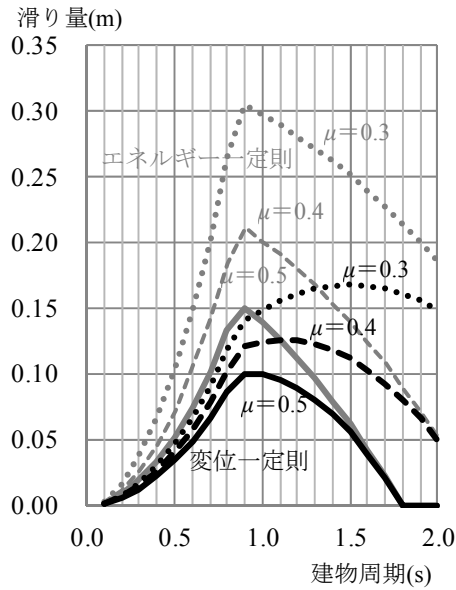


図 2.3.2-92 滑り量(第2種地盤)

- ④ JMA 神戸については、周期 1 秒($\omega=6.3$)の加速度応答スペクトル($h=0.05$)は震度換算で $\alpha=1.5$ となるので、 $\mu=0.4$ として式 2.3.2-12 より $x_s=9.8(1.5-0.4)/6.32=0.27\text{m}=27\text{cm}$ となり、実験値 20cm よりやや大きい値を与える。
- ⑤ 重量の偏りや偏心による割増など総合的に考えると、滑り量の最大値は極稀地震動で 20cm、巨大地震動で 30cm 程度と考えられる。

以上のように、滑りを考慮した場合の建物の応答周期は 1 秒以上となって速度応答スペクトル一定の領域と考えられるので、簡易計算法として柱脚滑り量 $x_s(\text{cm})$ の計算は式 2.3.2-13 を使うことができる。すなわち、

$$x_s = S_D - \frac{\mu g}{\omega^2} \quad (2.3.2-14)$$

ここで、 S_D は入力地震動の変位スペクトル(cm)、 μ は滑りを規定する摩擦係数、 g は重力加速度($=980\text{cm/s}^2$)、 ω は滑り状態の円振動数ではなく上部構造の滑り耐力に対応した割線剛性に対応する円振動数(rad/s)をあらわす。 S_D の変位応答は滑りを考慮した周期や減衰効果などにより決定されるが、試算によれば、略算として、周期 1.5~2.0 秒程度、減衰については安全側に評価して 15%とすればよい。すなわち、滑りを考慮した周期は、図 2.3.2-91 に示されるように、 $k_t=m\omega_t^2=\mu mg/S_D$ より $\omega_t^2=\mu g/S_D$ となるので、

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{S_D}{\mu g}} \quad (2.3.2-15)$$

ここに $\mu=0.4$ 、 $g=980\text{cm/s}^2$ を代入すれば、 $T_t=0.317\sqrt{S_D}$ となる。従って $S_D=20\text{cm}$ で $T_t=1.42$ 秒、 $S_D=30\text{cm}$ で $T_t=1.74$ 秒と計算される。図 2.3.2-93 に S_D と T_t との関係を示す。

限界耐力計算で用いる極稀地震動告示スペクトルと JMA 神戸 NS の変位応答スペクトルを図 2.3.2-93 に示す。前者で $T_f=1.5$ 秒、後者で $T_f=1.8$ 秒として、減衰を 15% とすれば S_D はそれぞれ 20cm、30cm 程度となるので以上の計算と整合する。

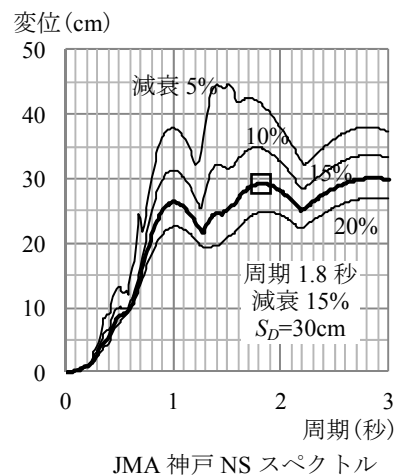
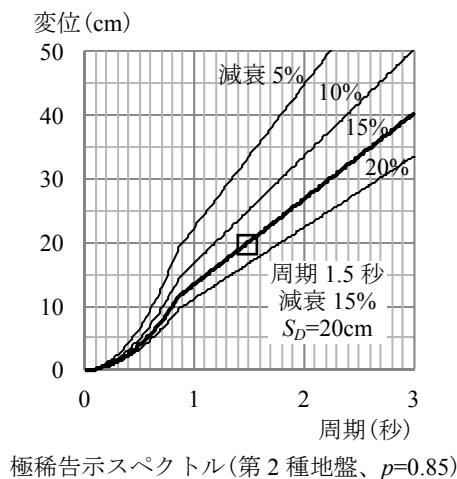
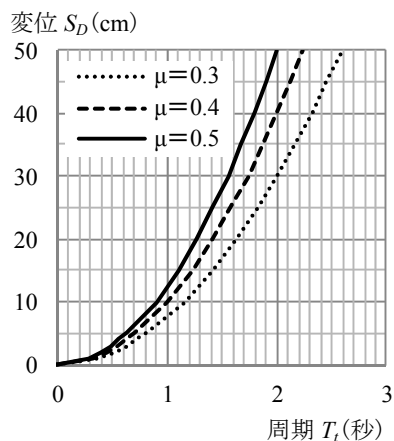


図 2.3.2-93 変位応答 S_D と周期

図 2.3.2-94 入力地震動の変位応答スペクトル

滑り耐力時の建物周期は対象建物の特性に応じて設定する。例えば、周期を $T=1$ 秒(当然滑り周期よりは短い)とすれば、 $\omega=2\pi/T=2\times 3.14/1.0=6.28\text{rad/s}$ である。滑りの摩擦係数を $\mu=0.4$ とすれば、建物変位は $\mu g/\omega^2=0.4\times 980/6.28^2=10\text{cm}$ となる。1 階床重量を考慮する場合は、式 2.3.2-13 の μmg (m は 1 階床重量を含む全重量) から 1 階床重量による地震力を減じることで、基礎滑り時の上部構造のせん断力を計算して用いる。

滑りを考慮した限界耐力計算

図 2.3.2-95 のように基礎質量(1 階床質量) m_0 を付加したモデルを考える。質点の水平方向の全体変位 x_t は次式で表される。

$$x_t = x_e + x_s \quad (2.3.2-16)$$

以下では初期剛性などに関する諸量を滑り等と区別するため下指標 e を付すことにする。ここで、 x_e は基礎からの上部構造変位、 x_s は基礎滑りによる変位である。基礎固定の建物の剛性を k_e 、滑りと全体系の等価剛性をそれぞれ k_s 、 k_t とすれば、 $Q = k_e x_e$ 、 $(1 + \alpha_0)Q = k_s x_s = k_t x_t$ より、

$$\frac{(1 + \alpha_0)Q}{k_t} = \frac{Q}{k_e} + \frac{(1 + \alpha_0)Q}{k_s}$$

$$\frac{1 + \alpha_0}{k_t} = \frac{1}{k_e} + \frac{1 + \alpha_0}{k_s} \quad (2.3.2-17)$$

滑りを有する連成系の周期 T_t は

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{k_t}} = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{(1 + \alpha_0)k_e} + \frac{(1 + \gamma)m}{k_s}}$$

ここで、図 2.3.2-95 を参照すると、 $m/k_e = 1/\omega_e^2 = (T_e/2\pi)^2$ 、 $(1 + \gamma)m/k_s = 1/\omega_s^2 = (T_s/2\pi)^2$ より

$$T_t = \sqrt{\frac{(1 + \gamma)}{(1 + \alpha_0)} T_e^2 + T_s^2} = T_e \sqrt{\frac{1 + \gamma}{1 + \alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \quad (2.3.2-18)$$

すなわち T_t は建物周期 T_e に次の調整係数 r^* を乗じて与えられる。

$$T_t = r^* T_e, \quad r^* = \sqrt{\frac{1 + \gamma}{1 + \alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \quad (2.3.2-19)$$

ここで γ は基礎質量 m_0 の建物質量 m に対する比 $\gamma = m_0/m$ 、 α_0 は基礎作用する加速度を a_G として、基礎慣性力 $m_0 a_G$ の建物せん断力 Q に対する比 $\alpha_0 = m_0 a_G / Q$ を表わしている。

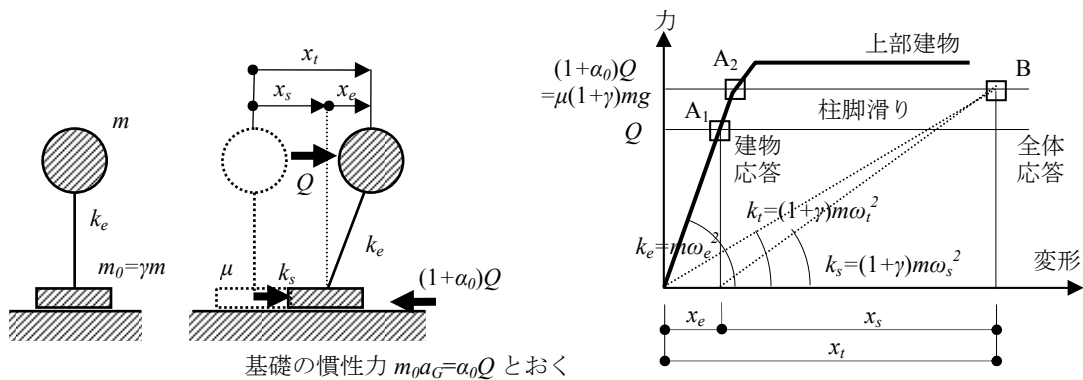


図 2.3.2-95 m_0 を考慮した基礎滑りモデル

一方、歪エネルギー W は次式となる。

$$W = \frac{1}{2} (k_e x_e^2 + k_s x_s^2) = \frac{1}{2} k_t x_t^2 \quad (2.3.2-20)$$

建物減衰や滑り摩擦による消費エネルギー ΔW は図 2.3.2-96 を参照して次式で与えられる。

$$\Delta W = \pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2 \quad (2.3.2-21)$$

ここで、 ω_t は連成円振動数、 c は基礎固定時の建物減衰係数を示す。式 2.3.2-20 および式 2.3.2-21 から

$$h_t = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} \quad (2.3.2-22)$$

次の関係を用いて上式を整理する。

$$c = 2h\sqrt{mk_e}, \quad \frac{x_e}{x_t} = \frac{k_t}{(1+\alpha_0)k_e} = \frac{1+\gamma}{1+\alpha_0} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^2, \quad \frac{x_s}{x_t} = \frac{k_t}{k_s} = \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 \quad (2.3.2-23)$$

$$x_e = \frac{Q}{k_e}, \quad x_s = \frac{(1+\alpha_0)Q}{k_s}, \quad x_t = x_e + x_s = Q \left(\frac{1}{k_e} + \frac{1+\alpha_0}{k_s} \right)$$

$$x_e = \frac{k_s}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t, \quad x_s = \frac{(1+\alpha_0)k_e}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t \quad (2.3.2-24)$$

式 2.3.2-22 右辺の第 1 項、第 2 項はそれぞれ

$$\frac{\pi \omega_t c x_e^2}{2\pi k_t x_t^2} = \frac{\sqrt{\frac{k_t}{(1+\gamma)m}} 2h\sqrt{mk_e} x_e^2}{2k_t x_t^2} = h \sqrt{\frac{k_e}{(1+\gamma)k_t}} \left(\frac{x_e}{x_t}\right)^2 = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha)^2} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^3$$

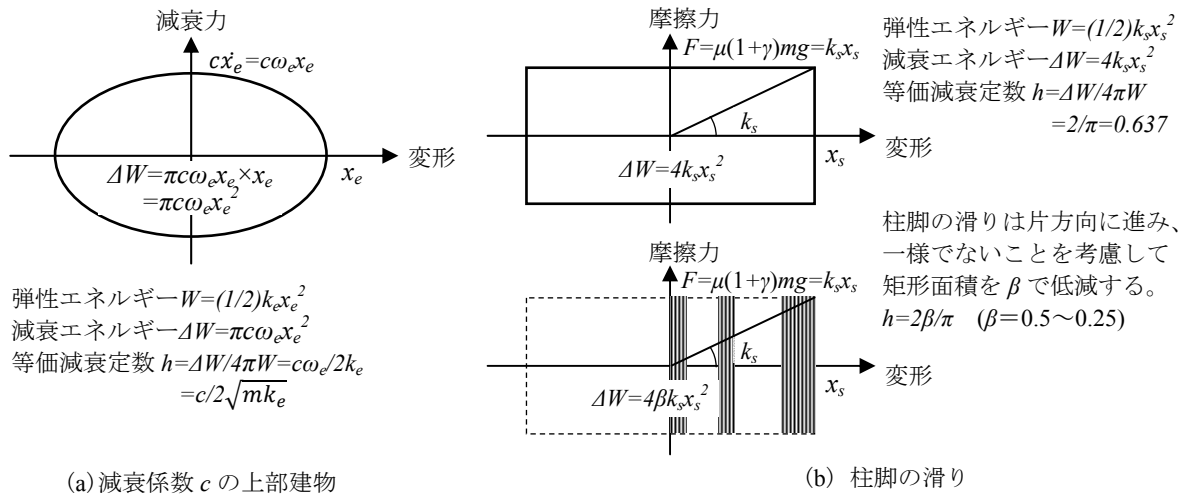


図 2.3.2-96 減衰による消費エネルギー ΔW と等価減衰定数

$$\frac{4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{k_s}{k_t}\right) \left(\frac{x_s}{x_t}\right)^2 = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2$$

と書ける。従って全体系の等価減衰定数は次式のように表される。

$$h_t = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{T_t} \right)^3 + \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t} \right)^2 = \frac{(1+\gamma)}{(1+\alpha_0)^2} \frac{h}{r^3} + \frac{2\beta}{r^2\pi} \left(\frac{T_s}{T_e} \right)^2 \quad (2.3.2-25)$$

滑り量 x_s を想定すれば、以上のように周期 T_t 、減衰 h_t が与えられるので、応答計算により x_t が得られ、式 2.3.2-24 により建物応答 x_e と滑り量 x_s を確認すればよい。結果の滑り量が想定した滑り量に整合するように繰り返し計算を行う。

なお、滑りの減衰を表すパラメータ β は、実験データによれば、図 2.3.2-97 に示すように 0.25 から 0.4 程度であると考えられる。ここでは滑り量を大きめに計算する安全側の立場をとって $\beta=0.25$ を採用することとしたい。

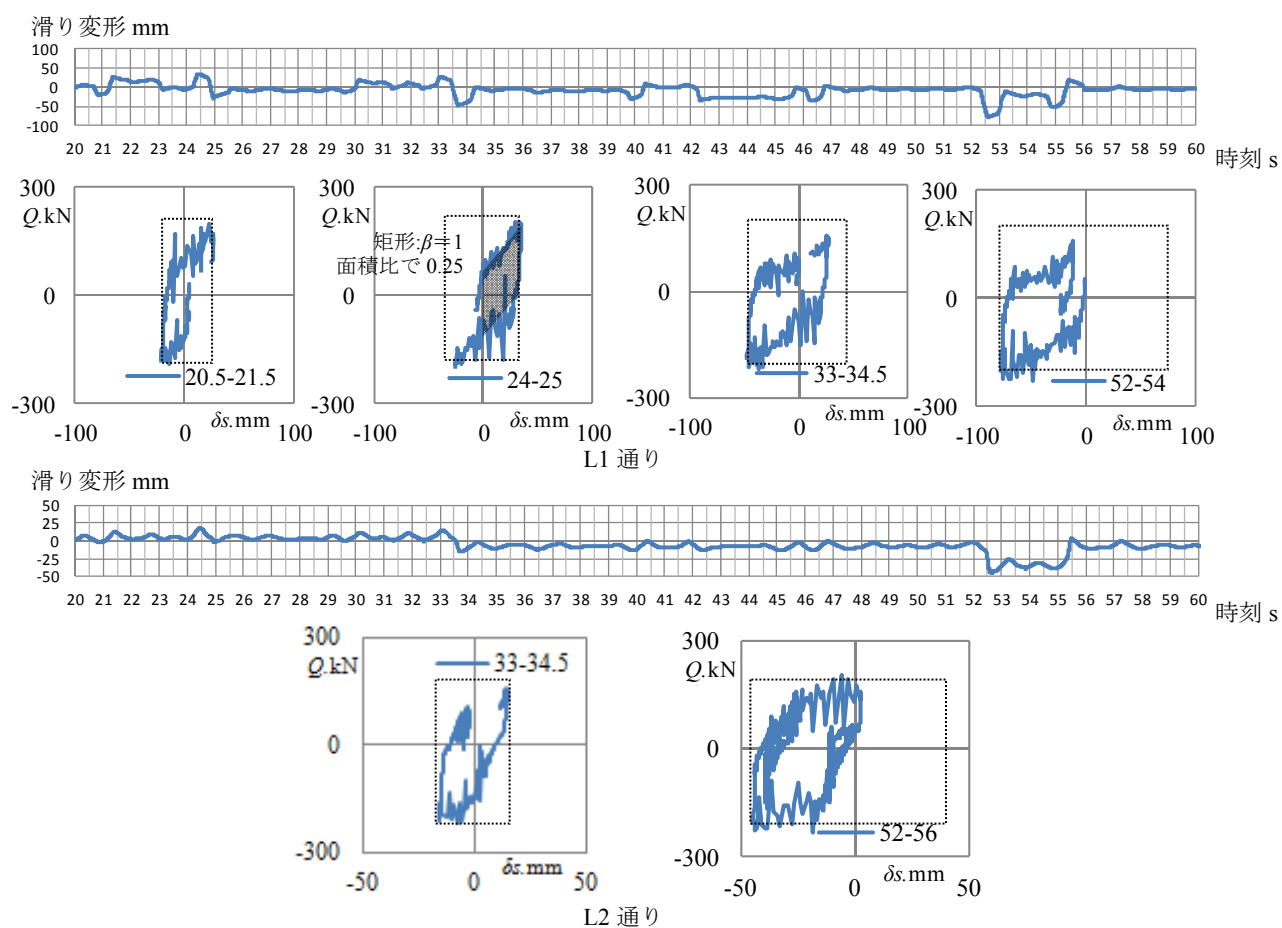


図 2.3.2-97 滑り実験データ例

2) 石場建て柱脚の滑り量の近似解析のB

・ 柱脚の滑りの機構

柱脚が滑る場合の簡略化したモデルを右図 2.3.2-98 に示す。ここで、

M : 建物の全質量 G : 建物の重心 g : 重力加速度
 μ : 柱脚面の摩擦係数 Q_b : 地震水平力($=M\alpha$) R_H : 水平反力
 y : 地動変位 x_s : 柱脚滑り量 x_G : 重心の変位
 α : 重心の応答加速度($=\ddot{y} + \ddot{x}_s + \ddot{x}_G$)

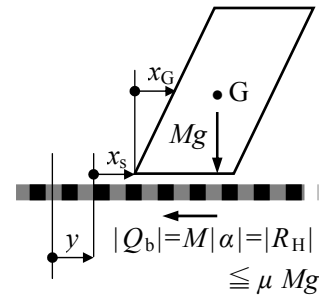


図 2.3.2-98

とする。ただし、摩擦係数は静摩擦・動摩擦とも一定とする。

最大摩擦力は μMg なので、地震水平力が最大摩擦力に達したとき、即ち、 $|Q_b|=M|\alpha|=\mu Mg \Rightarrow |\alpha|=\mu g$ に達したとき柱脚は滑り出し、滑動が生じている間は重心の絶対加速度(応答加速度)は一定に保たれる。この滑動状態は斜面滑走状態に等しく、ある種の(柱脚を支点とし水平加速度 μg を受ける)静加力状態に移行する。

一方、滑りが生じていないときは $\dot{x}_s = \ddot{x}_s = 0$ で、滑り出すと地動速度が柱脚の絶対速度($\dot{y} + \dot{x}_s$)を上回り、 $|\dot{y}| > |\dot{y} + \dot{x}_s| > 0$ となる。再び、 $\dot{x}_s = 0$ となった時点で滑りは止まる。これは柱脚の滑り特性を完全剛塑性体と見做した時の降伏および除荷に等しい。

実建物において各柱脚は一体とは限らず、同時に滑り出すことは稀である。各柱脚の水平および垂直の反力を R_{Hi} 、 R_{Vi} とし、摩擦係数を μ_i とすれば

$$|R_{Hi}| \leq \mu_i R_{Vi}, Q_b = \sum R_{Hi}, Mg = \sum R_{Vi}$$

で、 $|R_{Hi}|/(\mu_i R_{Vi})=1$ に達した柱脚から滑り出す。一部の柱脚が滑り出すと上部架構の応力再配分が起きると共に、見掛けの固有周期が延び、一般的には地震入力が小さくなる方向となる。各柱脚廻りの質量は総質量に比べて微小なため、重心の動き(速度)より遥かに速い動き(速度)で微小な滑りが生じ、全柱脚が滑り出すまでこの微小な滑りと応力再配分が繰り返されると考えられる。(机を引き摺ると脚が自励振動を起こすのに似ている。)

全柱脚が滑り出したとき、もし摩擦係数が総て等しいなら $|R_{Hi}|/R_{Vi}=\mu$ となり、平面的な建物重心と水平反力の重心は一致し、偏心は解消される方向となるが、逆に摩擦係数が不均一であると偏心が生じ、建物は回転する。

・ エネルギー一定則による柱脚の滑り量の推定

上述したように実建物の柱脚の滑りは単純ではないが、図 2.3.2-98 のモデルを更に単純化し、右図 2.3.2-99 のようなモデルを考える。上部建物は質量 m の 1 質点系に纏め、1 階床の質量を m_0 として柱脚面に付加する。滑り出すまでは、

$$Q_b = m\alpha + m_0\alpha/\gamma = m\alpha \{1 + m_0/(m\gamma)\} < \mu(m + m_0)g$$

ただし、 γ : 加速度応答倍率($=\alpha/\ddot{y}$)

となる。即ち、質点 m の応答加速度が

$$\alpha < \mu_e g, \quad \mu_e = \mu(m + m_0)/(m + m_0/\gamma)$$

なら滑らないことになり、 $\alpha = \mu_e g$ に達すると滑り出すことになる。一方、基準法が規定する極稀地震時の(弾性)応答加速度は、地盤種別と建物の固有周期 T および減衰定数 h に対して

$$\alpha = F_h S_a = F_h G_s S_{ao}$$

と規定されるので、滑りが生じない場合の応答変位は、

$$x_E = m\alpha/k = \alpha/\omega^2 = F_h S_a/\omega^2 = F_h S_d$$

ここで、 $\omega = 2\pi/T$: 角振動数、 S_d : 応答変位

に達する。以上のことを、図 2.3.2-100 に示す地震応答時の変位一層剪

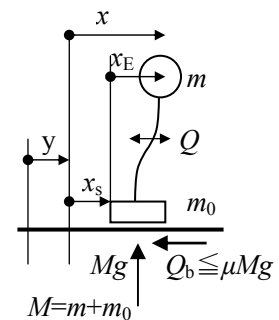


図 2.3.2-99

断力関係で表すと、滑りが生じない場合は、点 $O \Rightarrow$ 点 $Y \Rightarrow$ 点 E の経路を辿るが、滑る場合は点 Y に達した時点で滑り出し、 x_s 滑って点 S に至る。このとき、各径路での入力エネルギーを表す $\triangle OEE'$ と $\square OYSS'$ の面積がほぼ等しくなることが知られており、エネルギー一定則と呼ばれる。この法則より、滑り量を推測すると、

$$x_s = F_h S_d (\nu - 1/\nu) / 2 = (\nu^2 - 1) \mu_e g T^2 / (8 \pi^2), \nu = F_h S_a / (\mu_e g)$$
 となる。上式において、 $(\mu = 0.40, m_0/m = 0.25, \gamma = 2.0 \sim 2.5)$ と仮定して $\mu_e = 0.45$ とし、第2種地盤に対して $h = 0.10 \Rightarrow F_h = 0.75$ としたときの推定滑り量を図 2.3.2-101 に示す。

このとき、 x_s の最大値は、

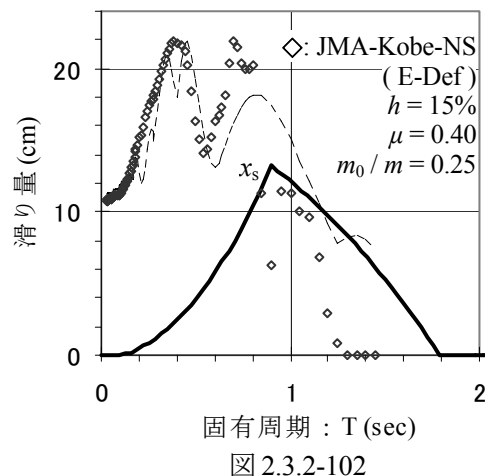
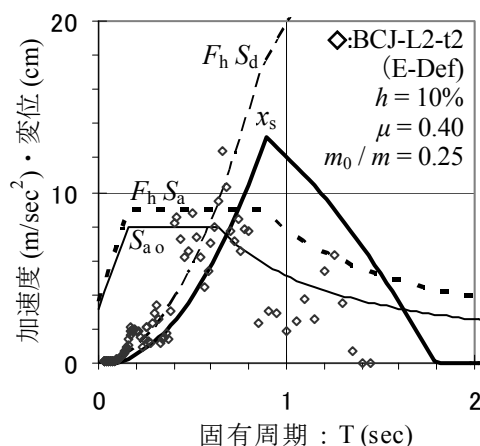
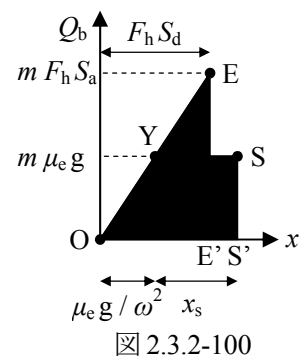
$$x_s|_{\max} = 13.2 \text{ cm} \quad (T = 0.864 \text{ sec}, S_a = 9.0 \text{ m/sec}^2)$$

となる。なお、図中の◇点は、時刻歴応答解析から求めた最大滑り量で、図 2.3.2-99 の振動モデルに実大震動台実験で用いた BCJ - L2 - t2 の地震波を入力したものである。

時刻例応答解析結果のプロットは、推定値の曲線に対しての短周期側に (0.2~0.3 秒分) シフトしているが、上式の推定値と概ね似た傾向にあると言える。また、滑り量としても実大震動台実験の結果 (L2 地震に対し最大滑り量 10.6cm) と近似している。

ただし、時刻歴応答では最大滑り量が1回の滑りで起こるものではなく、数回の滑りが生じたときの最大移動点の値となっている。他方、数回の滑りが生じることは、 $\mu_e g (=0.45g)$ 以上の応答加速度を繰り返し受けることになるが、上部振動体は等価線形化モデルのため、剛性劣化する履歴特性が必ずしも反映されていない。

更に、巨大地震に対する滑り量を見る意味で、上記と同じく実大震動台実験で用いた JMA-Kobe-NS の地震波を入力として同様の時刻歴応答解析を行い、(ただし、同じ条件では上部質点の応答加速度が、 $C_B \doteq 0.6$ 相当にもなるため、等価減衰定として $h=0.15$ とした。) 求めた最大滑り量を図 2.3.2-102 に示す。なお、破線は弾性加速度応答スペクトル ($h=0.15$) を適宜スケーリングしたものであるが、短周期では滑り量がこれに良く比例しており、滑り量は最大で 20cm 強の値となっている。実大震動台実験の結果 (最大滑り量 12.7cm) は、等価な固有周期が長くなったためか、L2 地震時と大差のない滑り量になっている。



2) 柱脚の滑りの時刻歴解析結果

解析モデル概要

H22 年度 No.1、No.2 試験体に対応する立体フレームモデル三次元モデルを用い、土塗り壁の配置と仕様、偏心率、柱脚摩擦係数等をパラメータとした時刻歴応答解析を行う。解析パラメータのうち鉛直構面パラメータは表 2.3.2-9 のように設定する。No.1～12 の組合せの意味を下記に示す。

No.1、2 短辺方向土塗り壁 8P(A2 試験体)土塗り壁の種類：湿式／乾式

No.4、5、1、6、7 短辺方向土塗り壁 4P／6P／8P／10P／12P

No.3 短辺方向土塗り壁 0P、負勾配無し

No.1、8～10 偏心率 0、0.15、0.30、0.45

No.11 耐力壁線間距離 12P

No.12 耐力・柱脚 μ を変化($7 \times 5 = 35$ 種)

No.1、12 の解析モデルの要素配置を図 2.3.2-103 に示し、No.1～12 の壁配置を図 2.3.2-104(a)、(b) に示す。ここで柱脚-床下高さは 400mm、床-屋根高さは 2900mm である。1 階床水平構面は 3 種類(剛床／半剛床／柔床)とし、No.1～12 についてそれぞれ考慮する。屋根水平構面は「半剛床」と同じとする。各部単位重量を次のように仮定する：屋根 1020N/m²、1F 床 710N/m²、土壁 400N/m²、柱 110N/m。壁配置に基づく柱脚、1 階床、屋根レベルの重量、および偏心率を表 2.3.2-9 に示す。なお、柱脚部の節点質量については解析の安定性を考慮してすべて 0.025(t)とした。その結果、柱脚レベルの重量は単位重量に基づく重量より大きくなったが、1 階床、屋根レベルの重量に対する柱脚レベルの重量の比率は依然として小さく、また実際には根がらみ等の部材が存在することを考慮すれば、この重量増大が解析結果に及ぼす影響は無視できると考えられる。

復元力特性

水平耐力を考慮する要素は平成 22 年度と同様に、土塗り壁、足固め構面、管柱構面、床束構面とし、それらの復元力モデル骨格曲線は、図 2.3.2-105(a)に示すように、平成 22 年度震動台実験後に設定したものをを用いる。水平構面については、半剛床を標準とし、その復元力モデル骨格曲線は平成 22 年事前解析における屋根水平構面と同じとする。この骨格曲線に基づく許容耐力は床倍率 0.677 に相当する。「剛床」および「柔床」については、それらの床倍率をそれぞれ 3.0 および 0.2 として、「標準」の骨格曲線耐力に次の値(剛床 $3.0/0.677=4.429$ 、柔床 $0.2/0.677=0.295$)を乗じて設定する。水平構面の復元力モデル骨格曲線を図 2.3.2-105(b)に示す。

入力地震動

入力地震動は、位相は下記 6 種類の地震動(BCJ-L2、JMA 神戸 NS(1995)、東北大学 NS(1978)、八戸港湾 NS(1968)、JR 鷹取 NS(1995)、川口 EW(2004))の位相を有し、簡易法(平 12 建告第 1457 号第 10 第一号)による第二種地盤の加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動とする(図 2.3.2-106)。入力方向は Y(短辺)方向とする。

解析結果

まず、No.12 の解析結果より、建物耐力・摩擦係数・床剛性の滑り量への影響を検討する。図 2.3.2-108～図 2.3.2-110 に No.12 の解析結果を示す。ただし、水平耐力倍率 1.0 未満では、倒壊するケースが発生したため、本項では記述を省略する。結果として、最大滑り量は、地震動種類・摩擦係数・上部構造の耐力倍率により大きく変動する。特に最大滑り量を与える地震動種類は、摩擦係数と上部構造の耐力倍率により異なる。最大滑り量に一番影響を与えるパラメータは摩擦係数であり、摩擦係数の増大とともに最大滑り量が減少する。今回計算結果では、上部構造の耐力倍率の増大により最大滑り量が減少するケースも見られるが、確実性はない。また、床構面の剛性が高くなる程、

各構面の最大滑り量が均一化する傾向にある。一方で、柔床で摩擦係数が大きく耐力倍率 1.0 の場合は、X05 および X09 構面では構面剛性より摩擦力が勝り、ほとんど滑りが生じない。今回の解析に範囲では、最大滑り量は摩擦係数 0.3 で 20cm、摩擦係数 0.4 で 12cm、摩擦係数 0.5 で 6cm となる。

各構面の 1 階層間変位は、床剛性に大きく影響を受け、床構面が柔らかくなる程 X05 および X09 構面の層間変位が大きくなる。しかし、図 2.3.2-111 に示すように 1 階変位は、各構面ともほぼ等しい。従って、柔床においても各構面に対する変位拘束力が大きいと言える。

なお、床下層間変位と 1 階層間変位の比（図 2.3.2-112）は、上部構造の耐力倍率 1.0 で 0.15~0.16 であり、この比は床下と 1 階階高の比 0.14 に近く、床下の変位量は 1 階層間変位でほぼ予測可能と考えられる。

次に、No.1~No.11 の解析結果をもとに、おもに偏心率の影響を考察する。図 2.3.2-113~図 2.3.2-115 に解析結果一覧を示す。まず、上部構造の耐力の違いを No.4 (4P)、No.5 (6P)、No.1 (8P)、No.6 (10P)、No.7 (12P) で比較する。これは先に行った No.12 の解析における耐力倍率 0.5、0.75、1.0、1.25、1.5 に相当する。ただし、先の解析では壁耐力を比例増大させているのに対し、No.4 (4P)、No.5 (6P)、No.6 (10P)、No.7 (12P) では、現実的な壁配置で耐力を増加させているため、No.5 (6P)、No.6 (10P) で不均一な耐力分布となっている。そのため、No.12 の耐力倍率 1.25 摩擦係数 0.35 のケースに比して、X05、X09 構面の 1 階層間変位が大きくなっている。この場合も図 2.3.2-116 に示すように 1 階変位は、各構面ともほぼ等しい。逆に言えば、構面毎の剛性が異なる場合、柱脚の滑り量と上部構造の応答は構面毎に異なると言える。また、最大滑り量は地震動種類・床剛性により変動はあるものの、最大 16cm となっている。

次に偏心率の影響を No.1 (Rey=0.0)、No.8 (Rey=0.16)、No.9 (Rey=0.32)、No.10 (Rey=0.43) で比較する。剛床時の 1 階層間変位は X01 構面から X13 構面にかけて純増となるが、半剛床および柔床時の 1 階層間変位は X09 構面で最大となるケースが散見される。しかし、この場合も図 2.3.2-103 に示すように 1 階変位は X01 構面から X13 構面にかけて純増となる。また、最大滑り量は地震動種類・床剛性による変動および構面毎の差異があるものの、最大 16cm となっている。

柱脚固定と非固定における上部構造の層間変位を、摩擦係数をパラメータに比較する。摩擦係数 0.5 において滑り量が少なく比較的各構面の層間変位が安定している No.12 (剛床時) の解析結果を用い、摩擦係数 0.5 時の 1 階最大層間変位に対する摩擦係数 0.3~0.45 時の 1 階最大層間変位の比を図 2.3.2-94 に示す。摩擦係数 0.5 時の 1 階最大層間変位に対して、摩擦係数 0.3 の場合では 60%以下、摩擦係数 0.35 の場合では 80%以下の 1 階層間変位となるが、摩擦係数 0.4 以上では 1 階層間変位が減少しないケースが見られる。同様の内容を質点系で再計算した。基準となる 1 階層間変位は、柱脚の滑り量がほぼ 0 (0.02~0.18cm) となる摩擦係数 0.6 のケースとした。結果を図 2.3.2-119 に示す。この場合も摩擦係数 0.4 以上では 1 階層間変位が減少しないケースが見られる。加えて、摩擦係数 0.3 の場合でも 90%程度までしか減少しないケースも見られるため、柱脚の滑りによる応答変位減少効果を期待しない方が良いと考えられる。

表 2.3.2-9 鉛直構面パラメータの組合せ

解析 No.	短 辺 壁 長 (P)	壁種類	偏心率	耐力壁線 間隔(P)	水平耐力倍率	柱脚摩擦係数
1	8	湿式	0	4	1	0.35
2	8	乾式	0	4	1	0.35
3	0	湿式	0	4	1	0.35
4	4	湿式	0	4	1	0.35
5	6	湿式	0	4	1	0.35
6	10	湿式	0	4	1	0.35
7	12	湿式	0	4	1	0.35
8	8	湿式	0.15	4	1	0.35
9	8	湿式	0.30	4	1	0.35
10	8	湿式	0.45	4	1	0.35
11	8	湿式	0	12	1	0.35
12	8	湿式	0	4	0.5～2.0@0.25	0.3～0.5@0.05

表 2.3.2-10 各解析モデルの重量(kN)および偏心率

No.	No.1 No. 12	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11
柱脚	7.11									
1 階床	88.59	86.53	87.65	88.12	89.16	89.72	88.64	88.69	88.74	88.99
屋根	117.49	115.42	116.55	117.02	118.05	118.61	117.54	117.59	117.64	117.89
Rex	0									
Rey	0						0.160	0.316	0.430	0

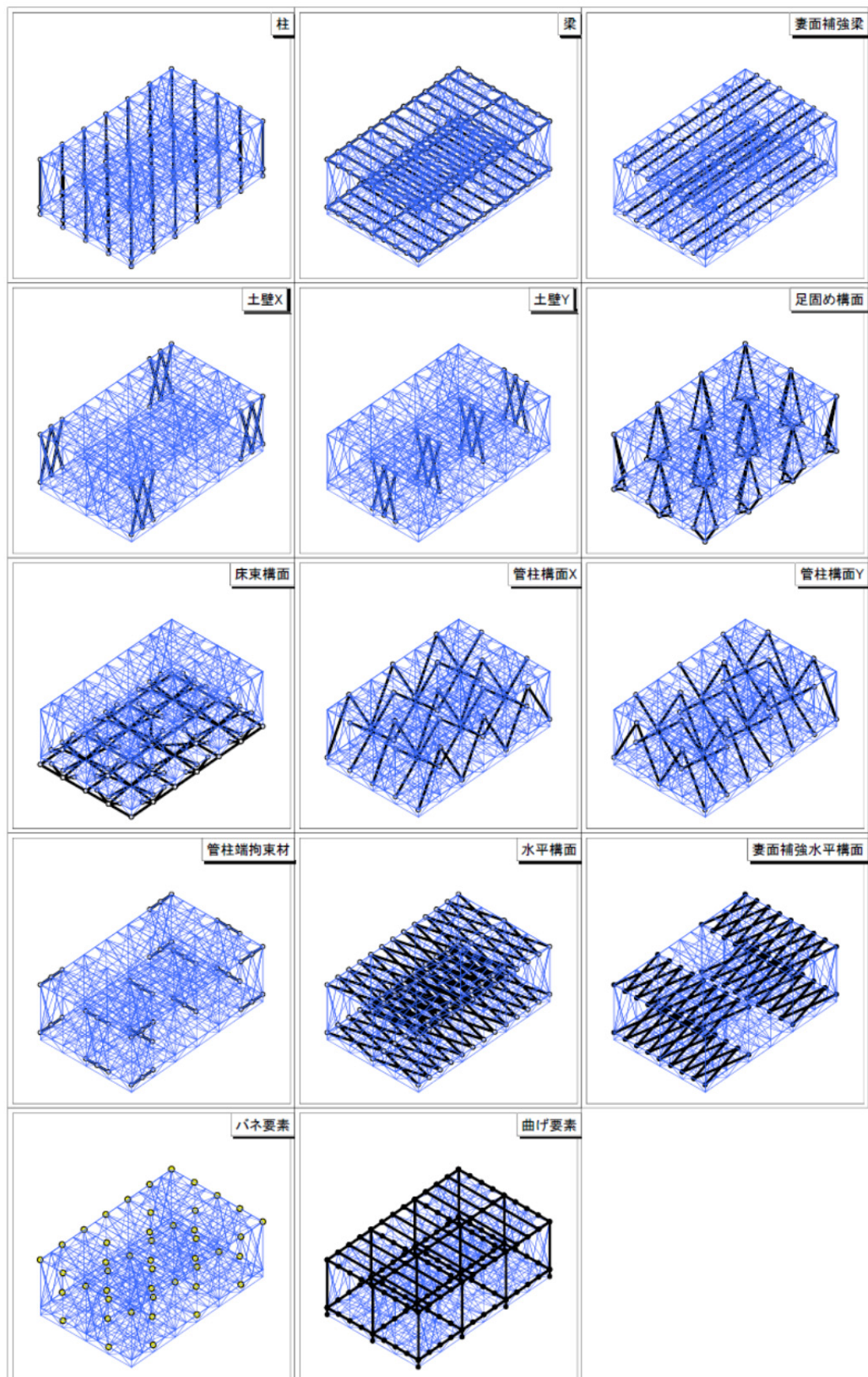
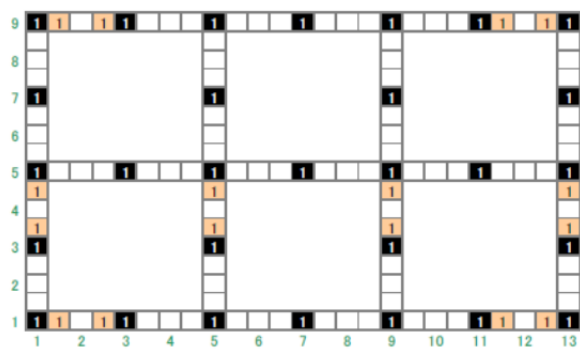
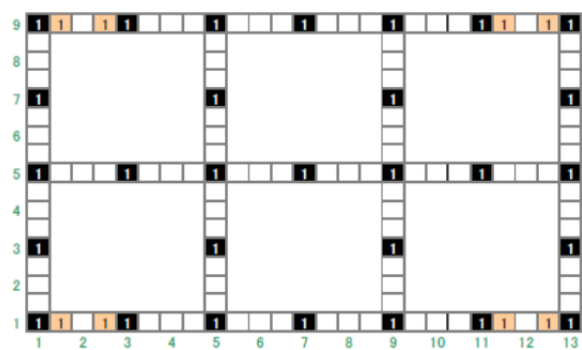


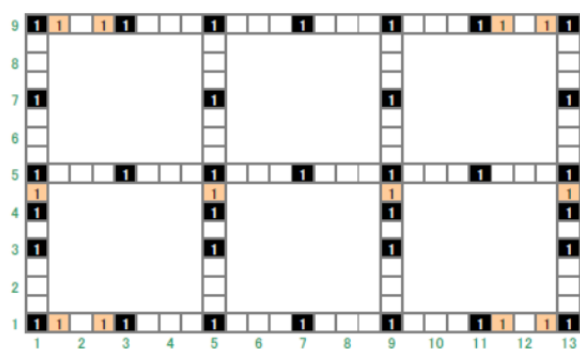
図 2.3.2-103 解析 No.1、12 の要素配置



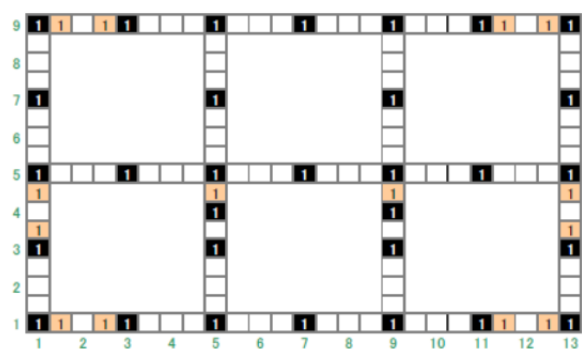
No. 1, 12



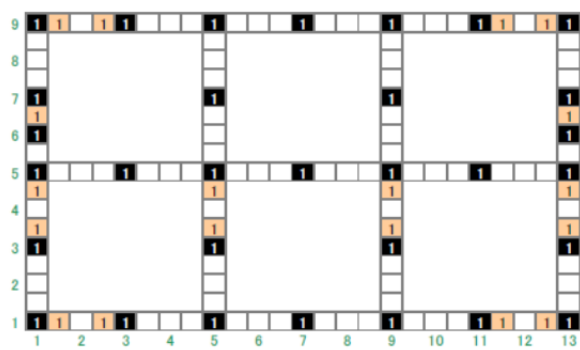
No. 3



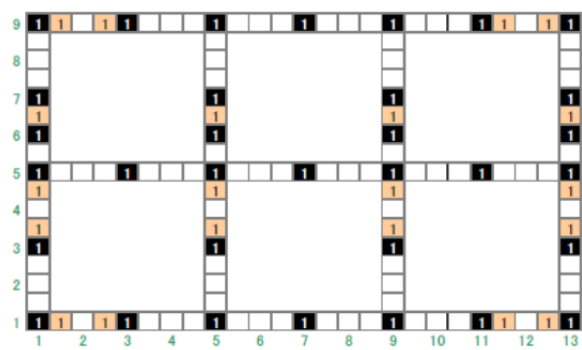
No. 4



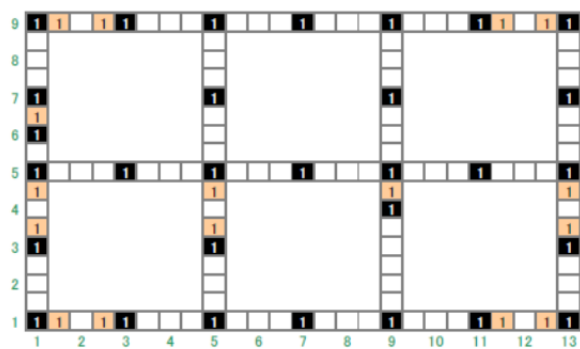
No. 5



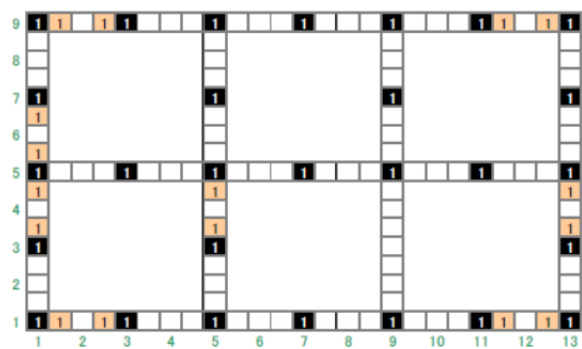
No. 6



No. 7



No. 8



No. 9

図 2.3.2-104 (a)解析 No.1~9、12 の壁配置

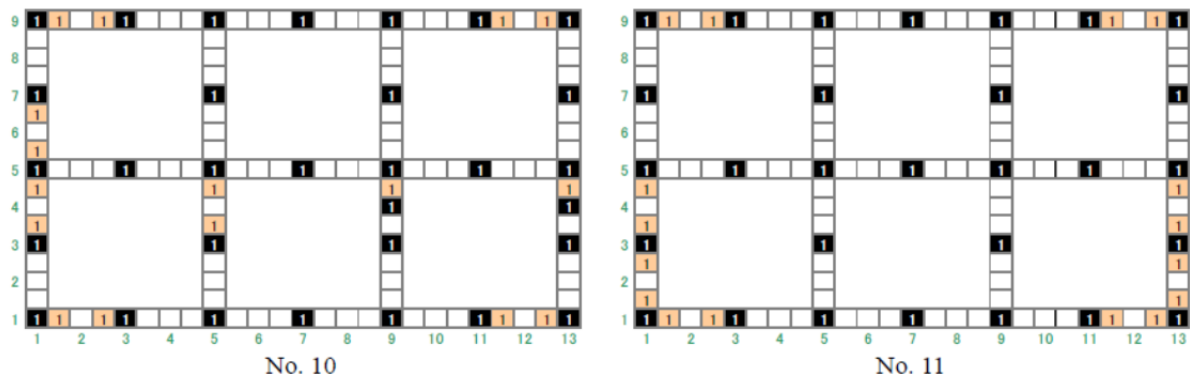


図 2.3.2-104 (b)解析 No.10、11 の壁配置

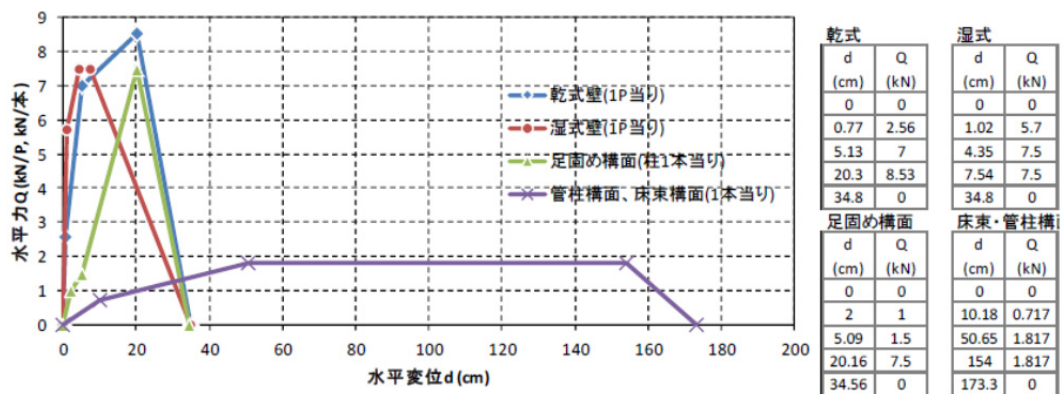


図 2.3.2-105 (a)水平耐力要素の復元力モデル骨格曲線

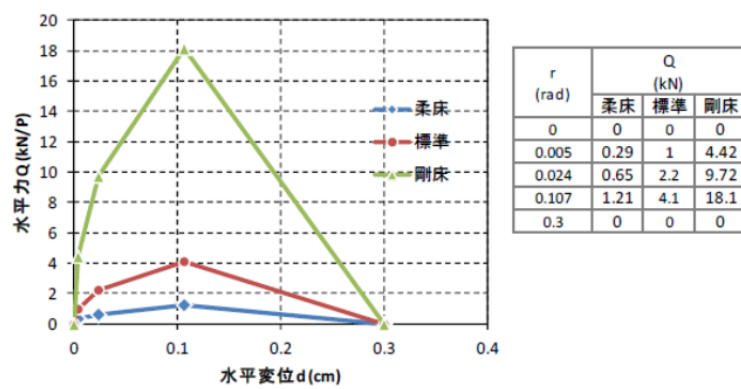


図 2.3.2-105 (b)水平構面の復元力モデル骨格曲線

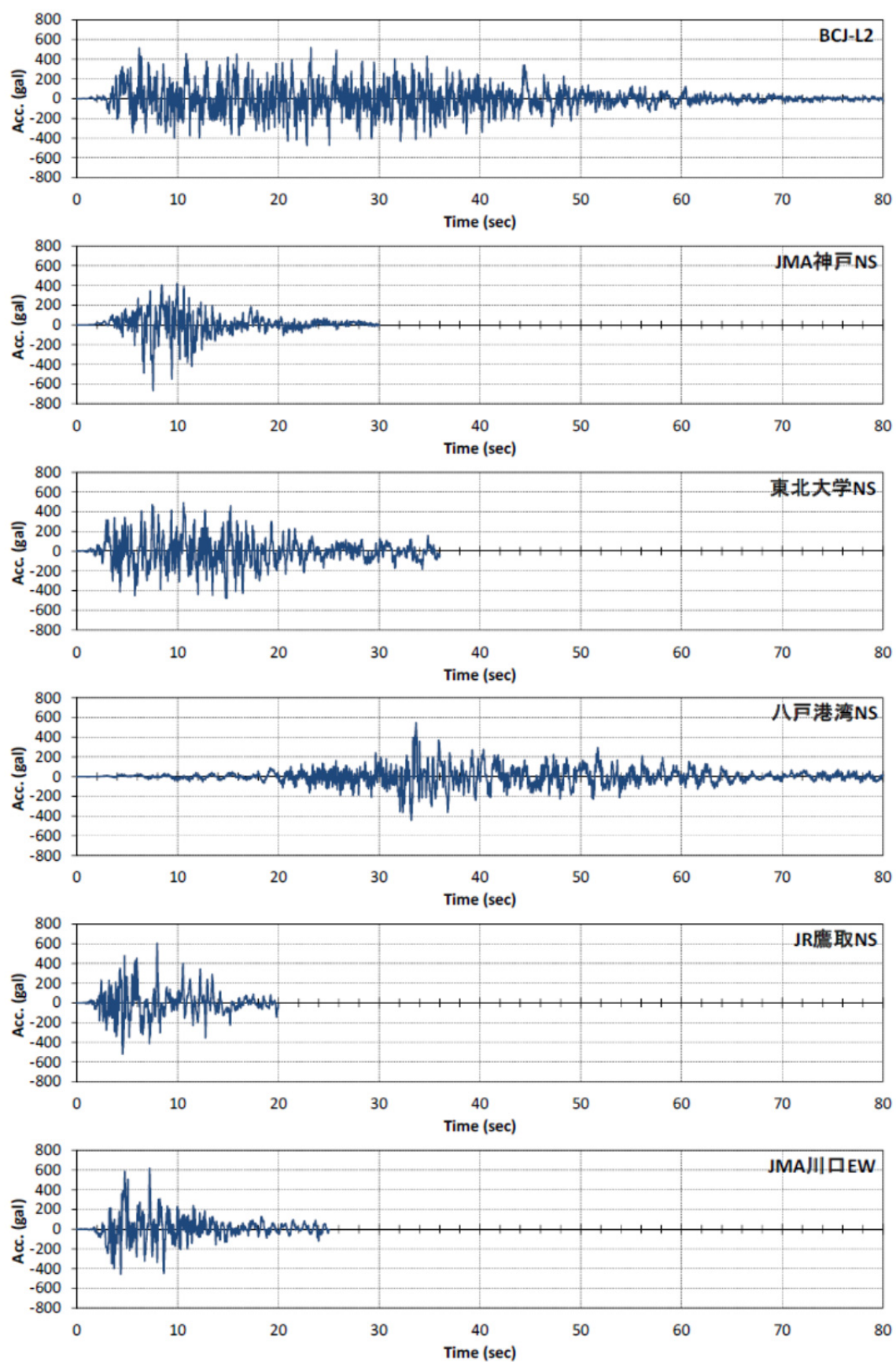


図 2.3.2-106 入力地震動の加速度時刻歴

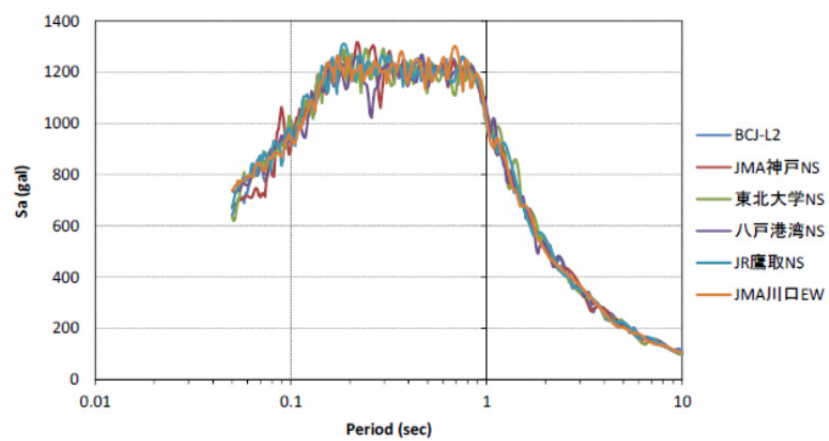


図 2.3.2-107 入力地震動の加速度応答スペクトル($h=0.05$)

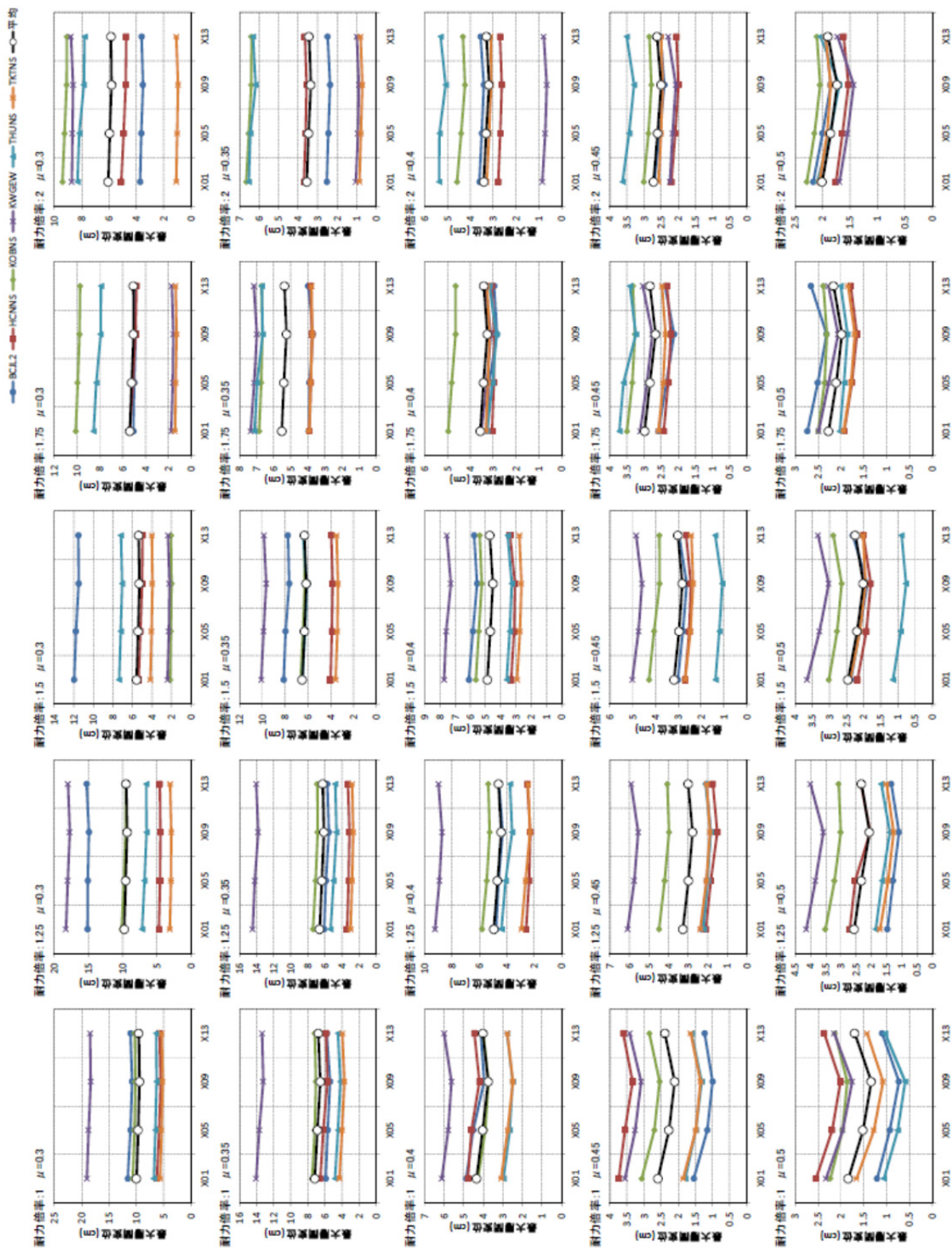


図 2.3.2-108 (a)解析 No.12 における Y(X 通り)方向最大層間変位—剛床—柱脚

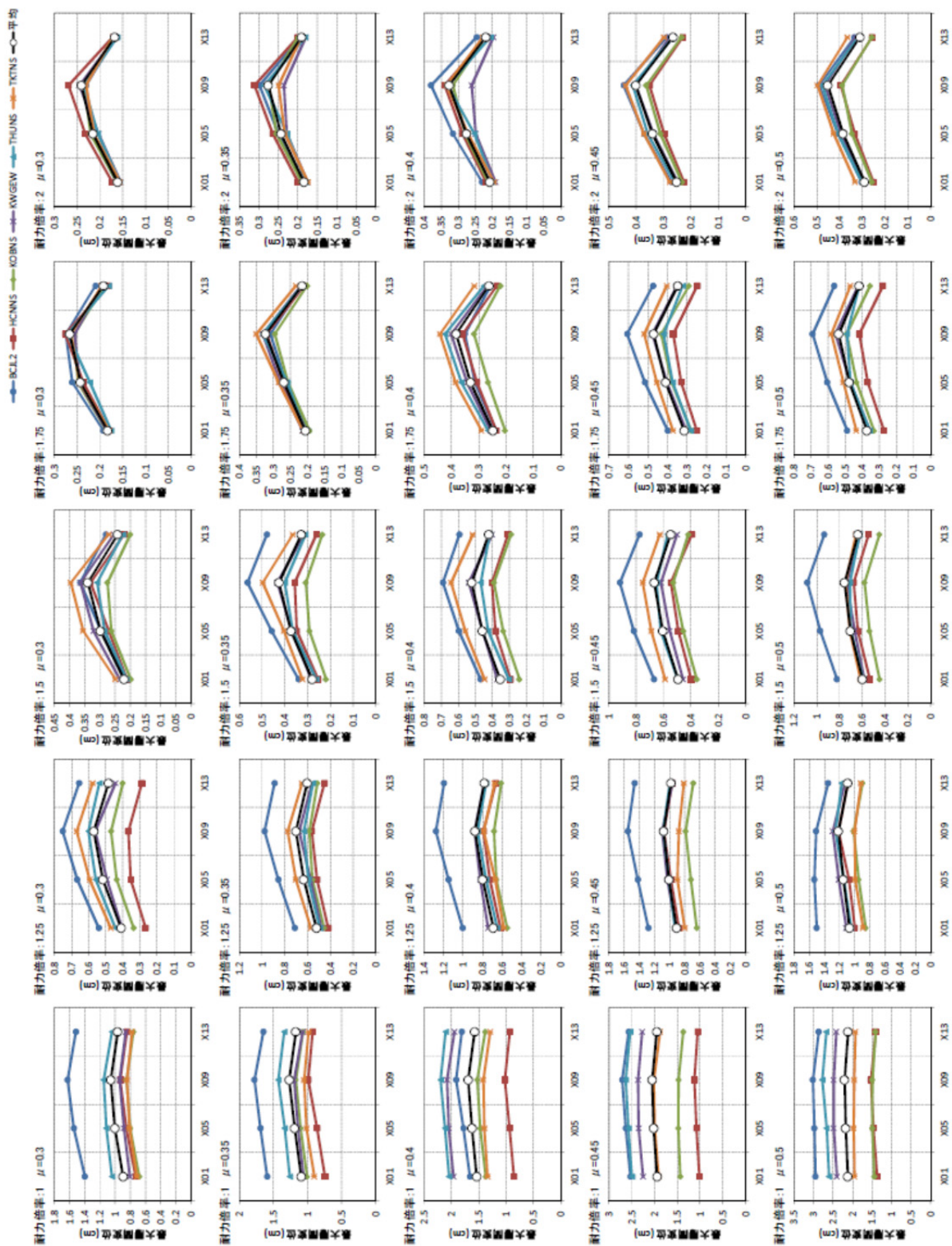


図 2.3.2-108 (b)解析 No.12 における Y(X 通り)方向最大層間変位—剛床—床下

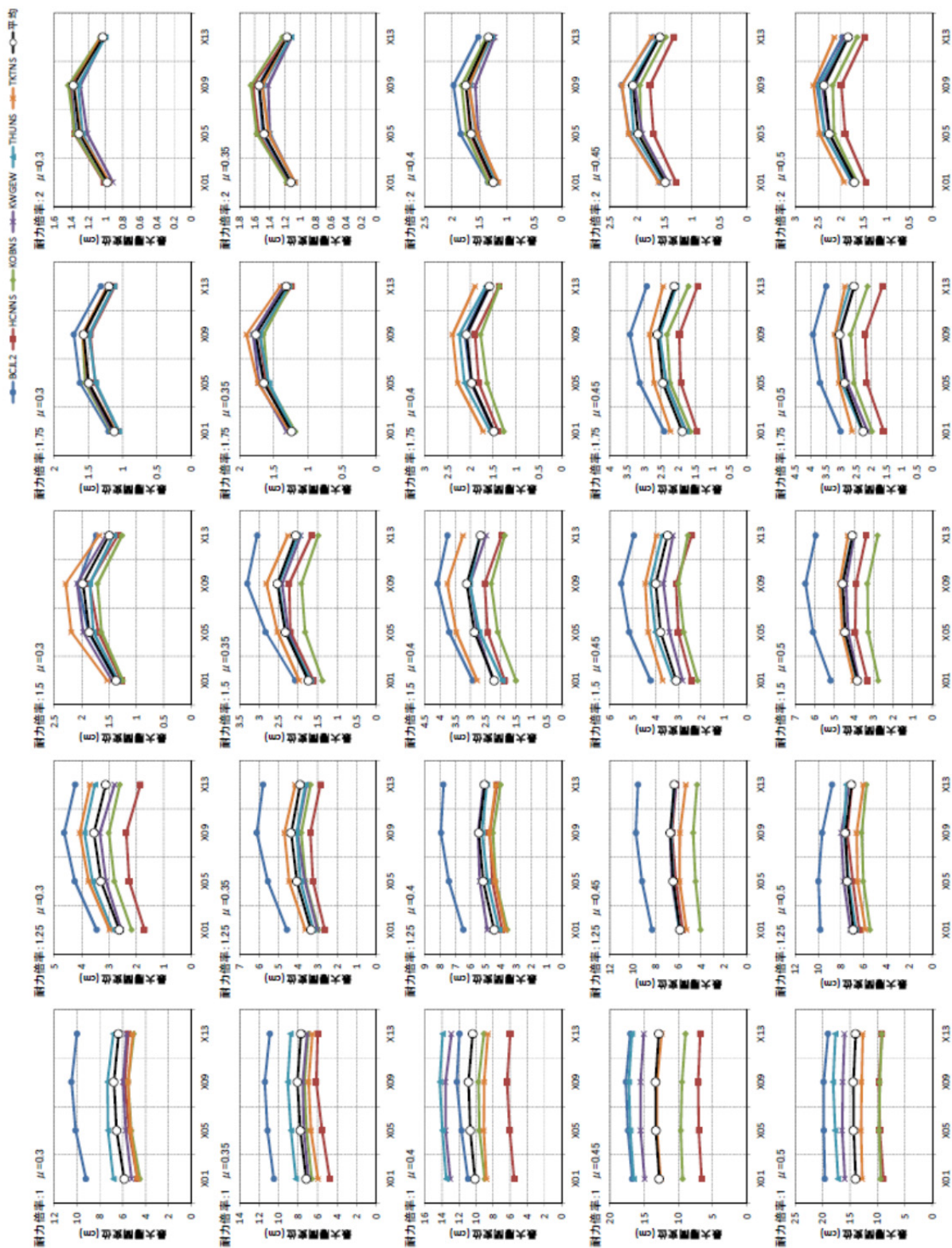


図 2.3.2-108 (c)解析 No.12 における Y(X 通り)方向最大層間変位—剛床—1 階

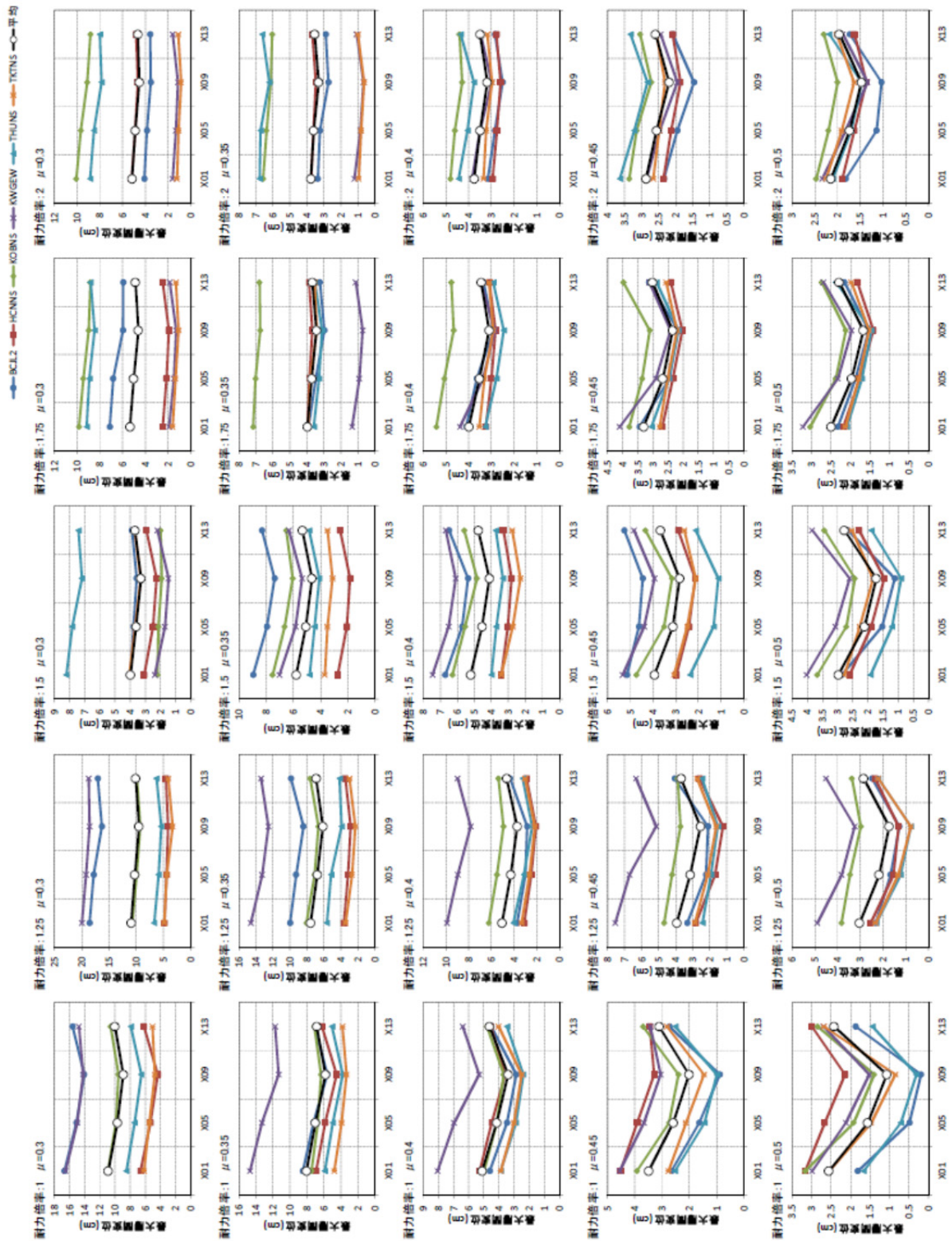


図 2.3.2-109 (a)解析 No.12 における Y(X 通り)方向最大層間変位—半剛床—柱脚

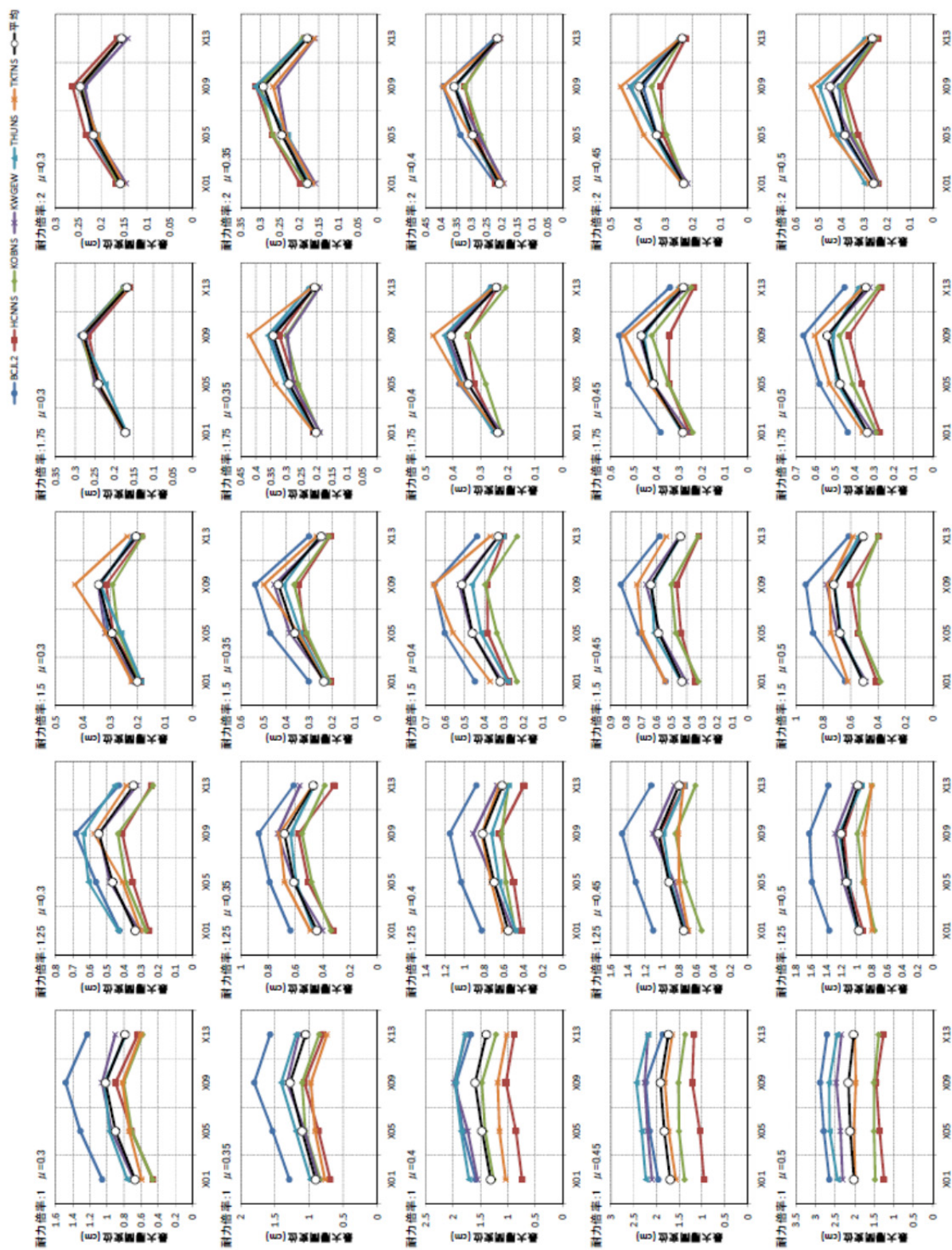


図 2.3.2-109 (b)解析 No.12 における Y(X 通り)方向最大層間変位—半剛床—床下

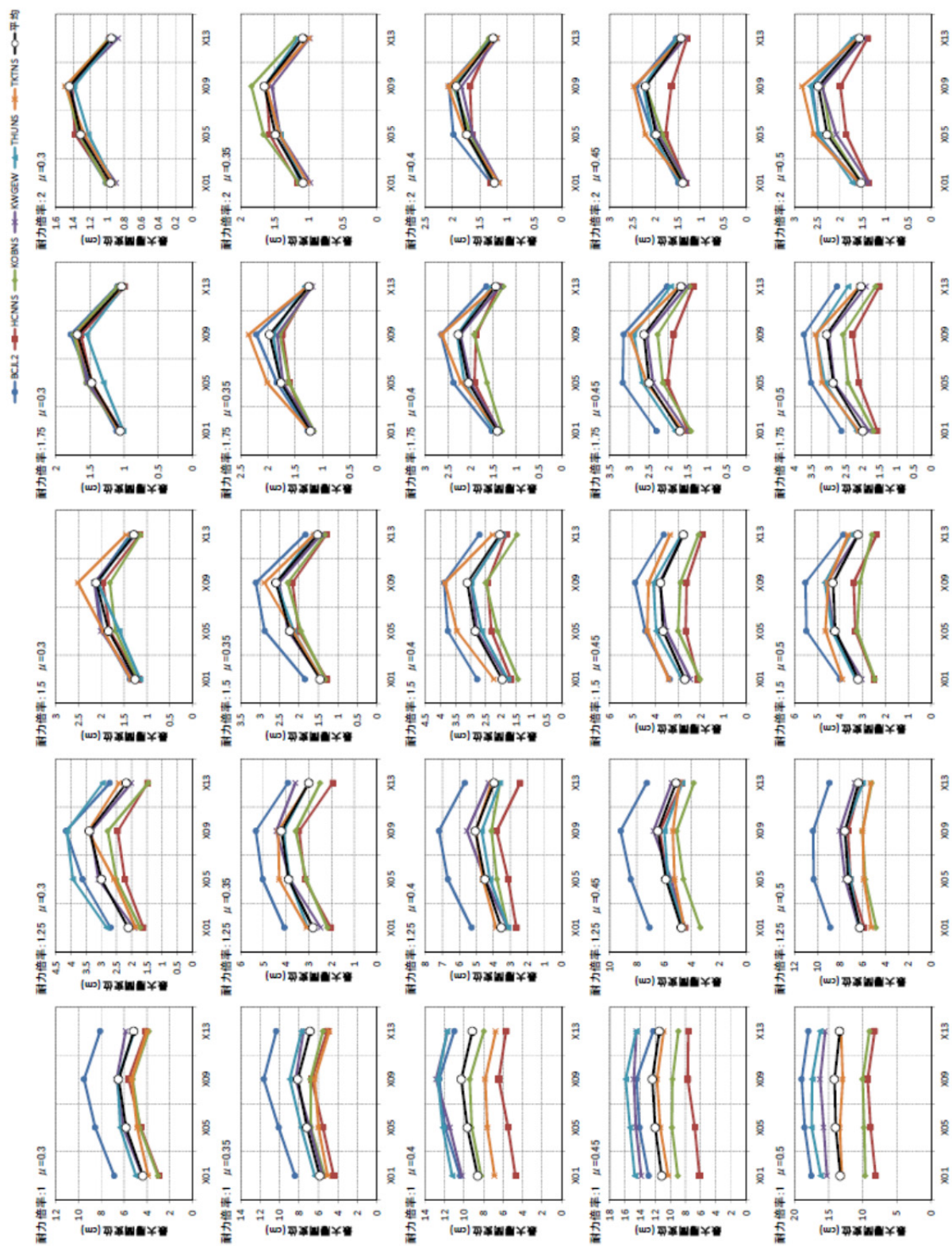


図 2.3.2-109 (c)解析 No.12 における Y(X 通り) 方向最大層間変位—半剛床—1 階

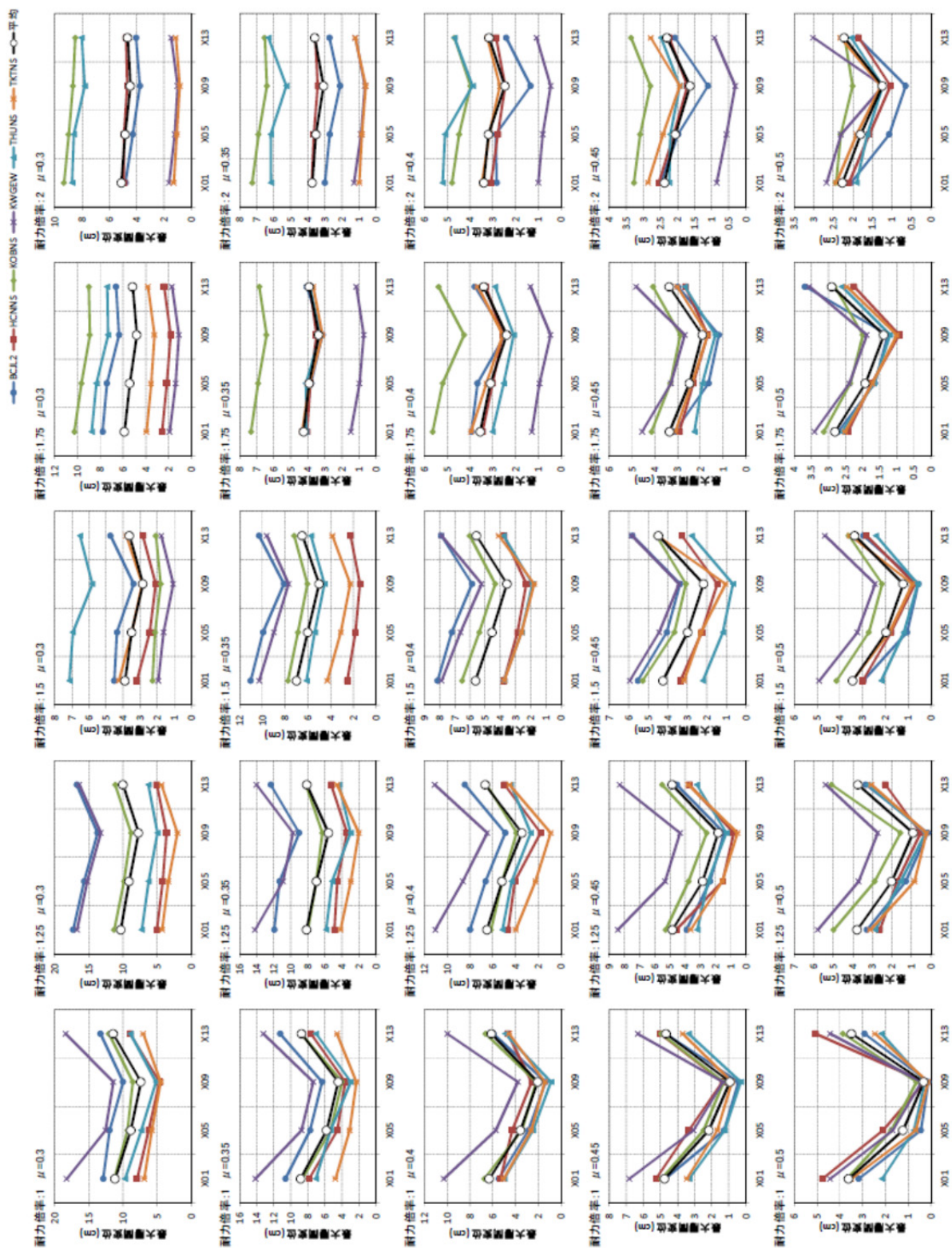


図 2.3.2-110 (a)解析 No.12 における Y(X 通り)方向最大層間変位—柔床—柱脚

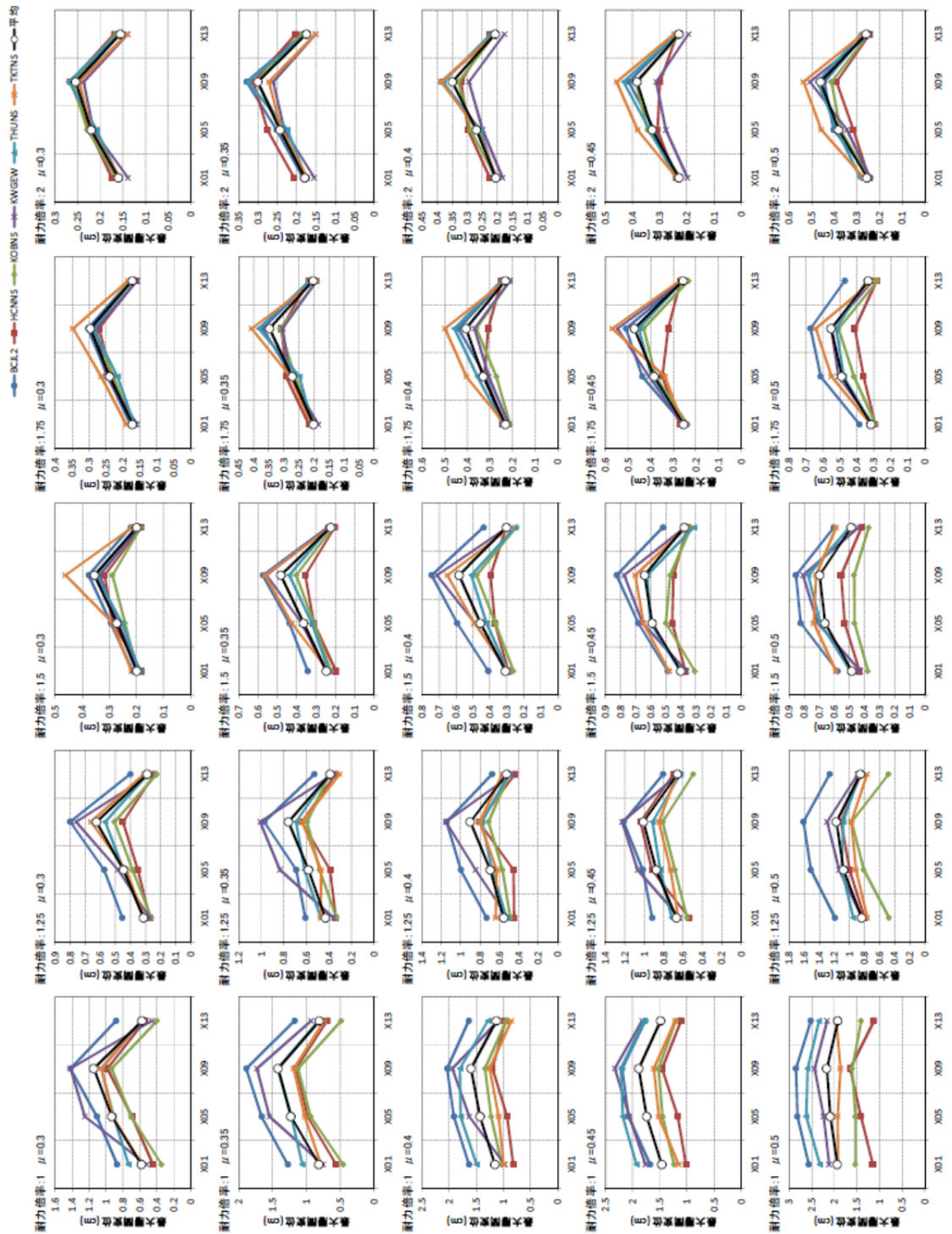


図 2.3.2-110 (b)解析 No.12 における Y(X 通り)方向最大層間変位—柔床—一床下

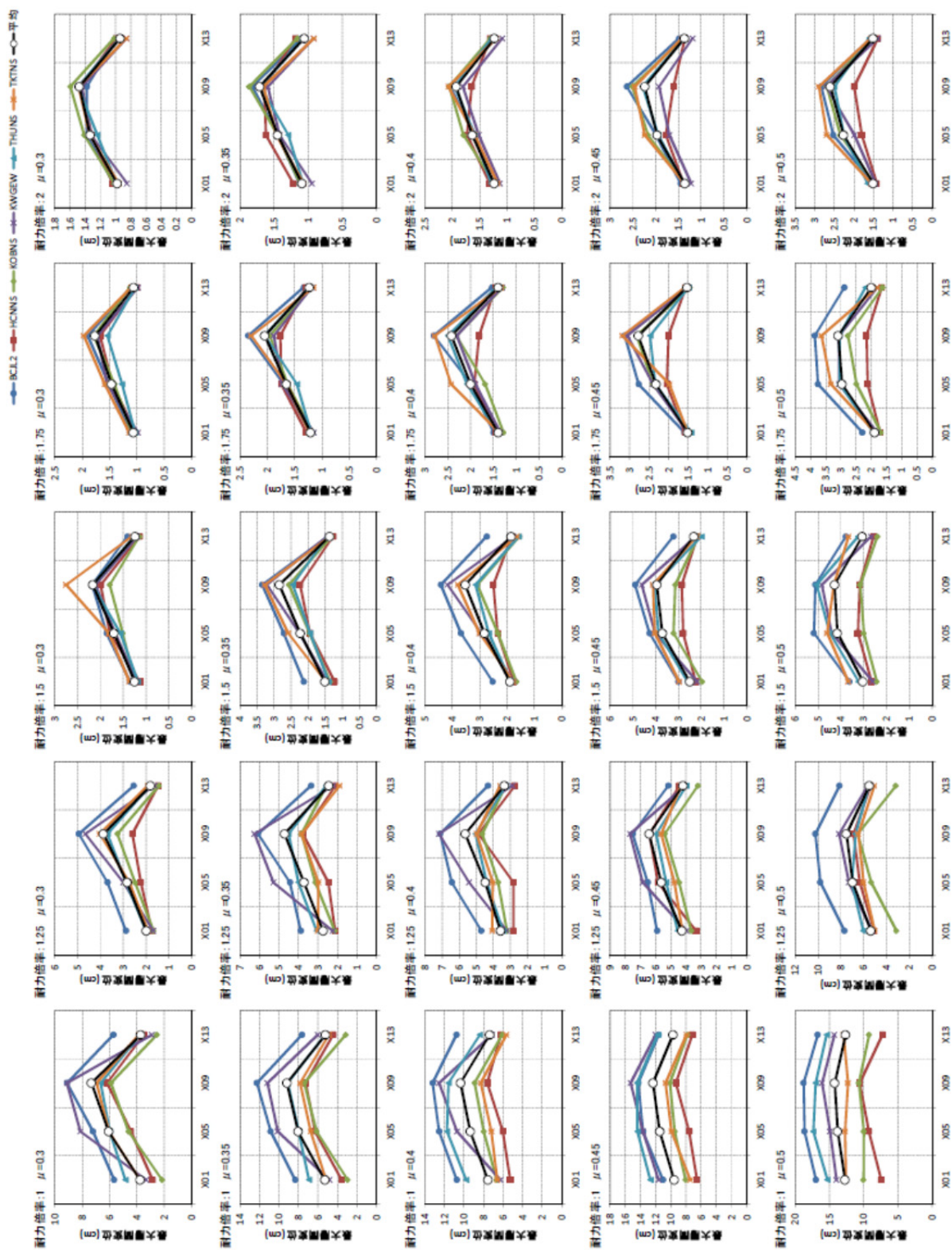
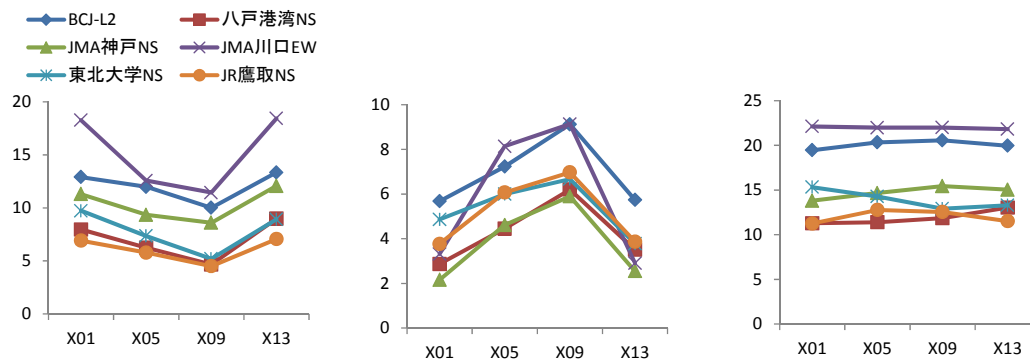
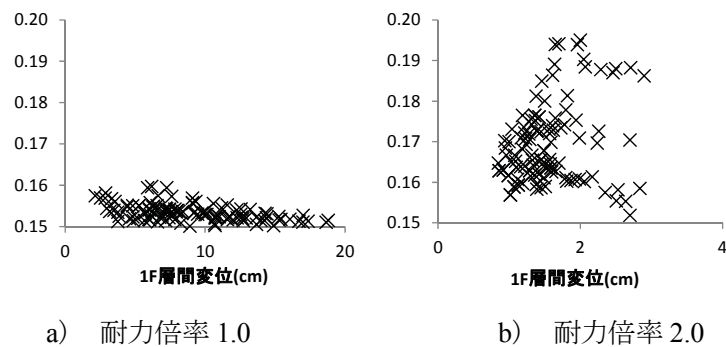


図 2.3.2-110 (c)解析 No.12 における Y(X 通り)方向最大層間変位—柔床—1 階



柱脚層間変位 1階層間変位 1階変位
 図 2.3.2-111 解析 No.12 における Y(X 通り) 方向最大層間変位と 1 階最大変位
 (柔床、耐力倍率 1.0、摩擦係数 0.3)



a) 耐力倍率 1.0 b) 耐力倍率 2.0
 図 2.3.2-112 解析 No.12 における Y(X 通り) 方向最大層間変位と床下層間変位と 1 階層間変位の比
 (柔床、摩擦係数 0.3-0.5)

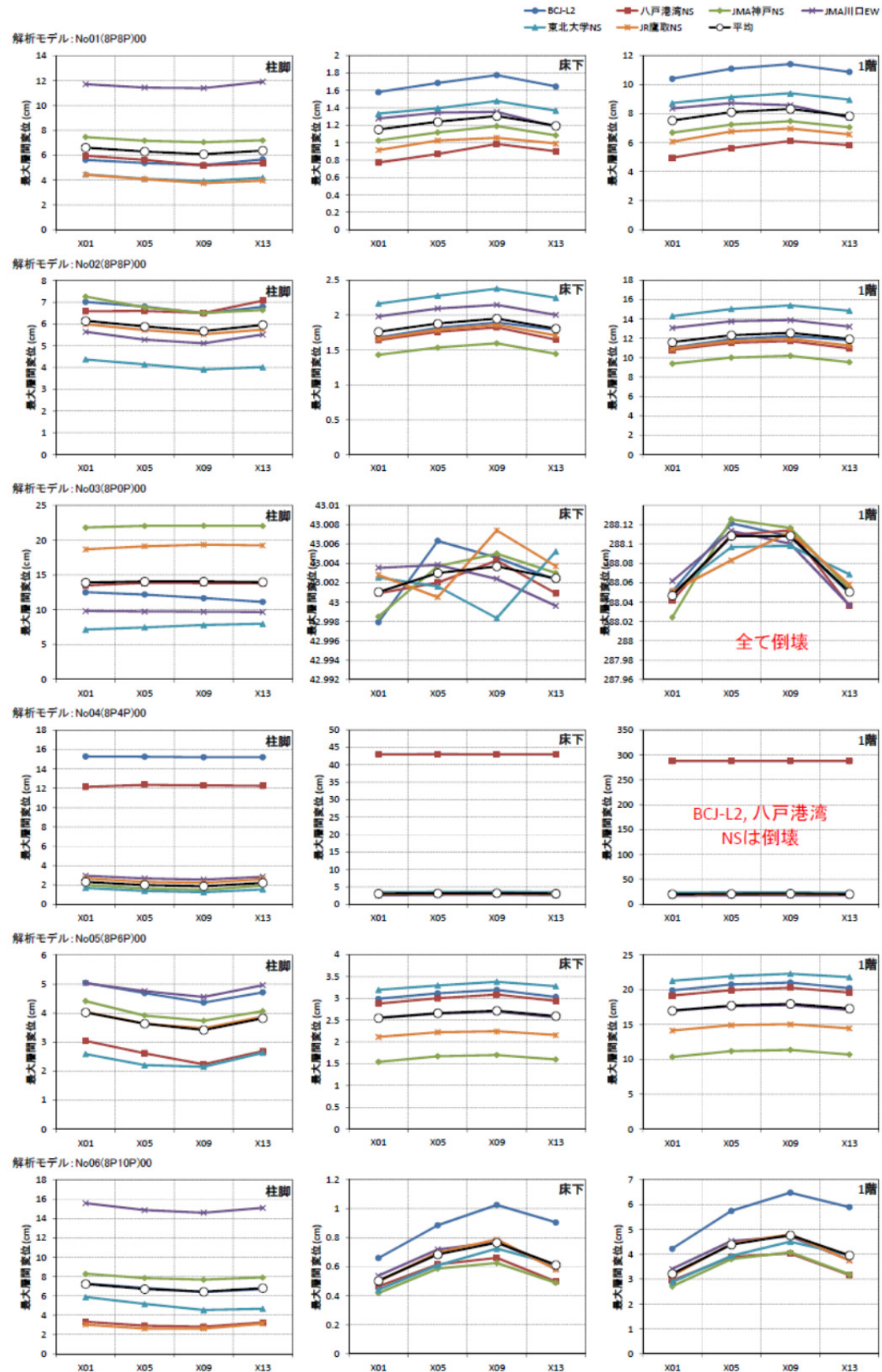


図 2.3.2-113 (a)解析 No.1~11 における X 通りの最大層間変位—剛床 その 1/2

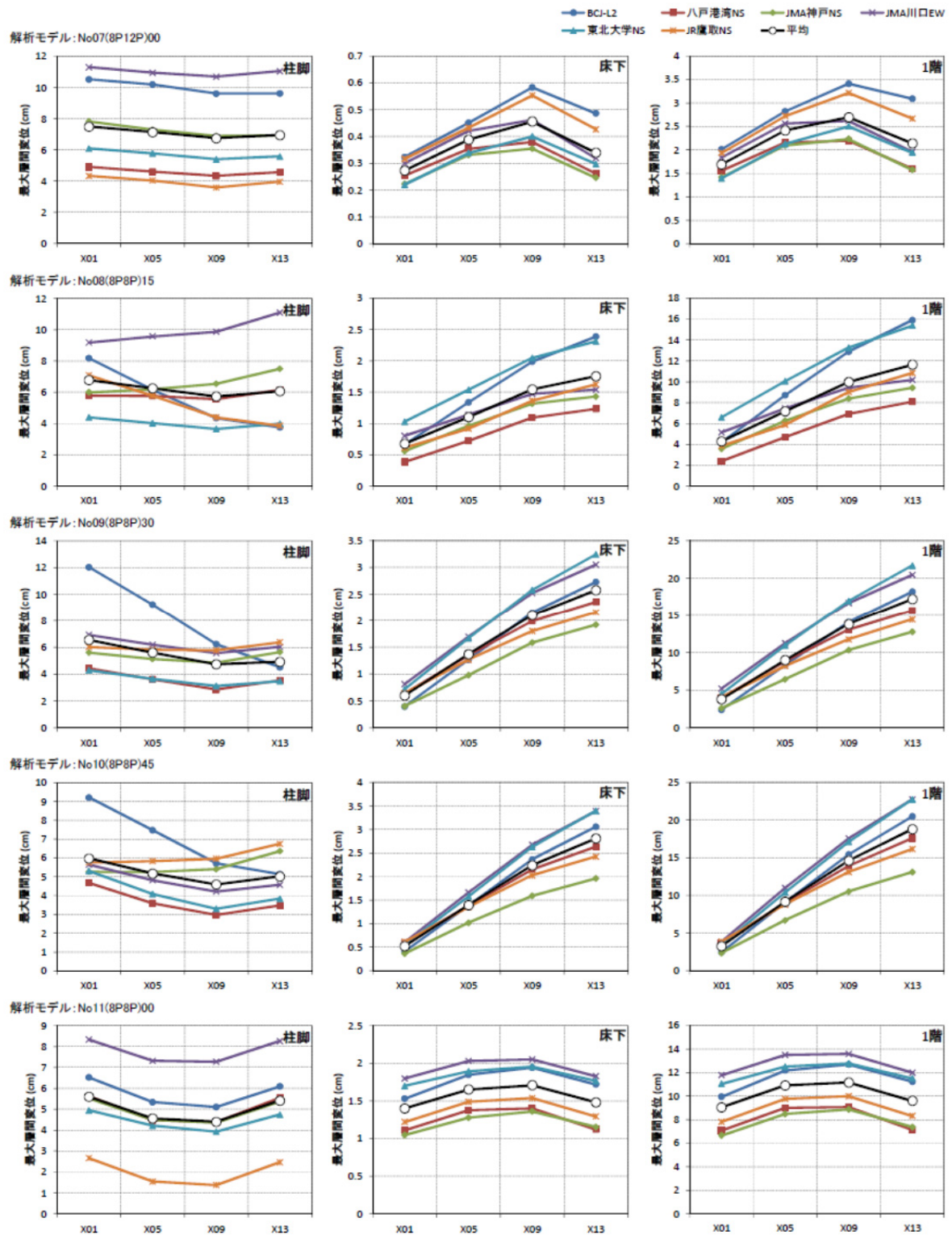


図 2.3.2-113 (b)解析 No.1～11 における X 通りの最大層間変位—剛床 その 2/2

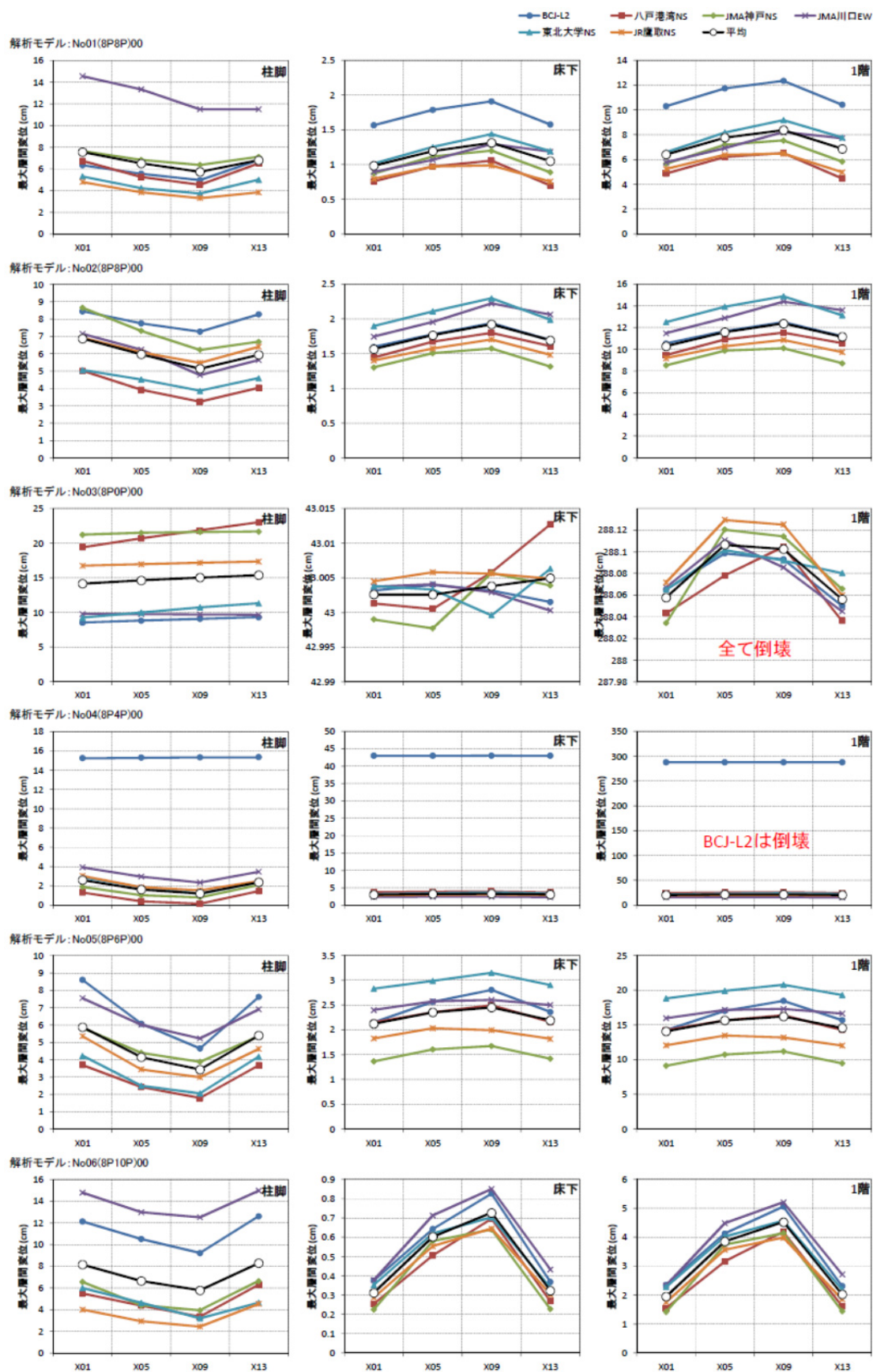


図 2.3.2-114 (a) 解析 No.1~11 における X 通りの最大層間変位一半剛床 その 1/2

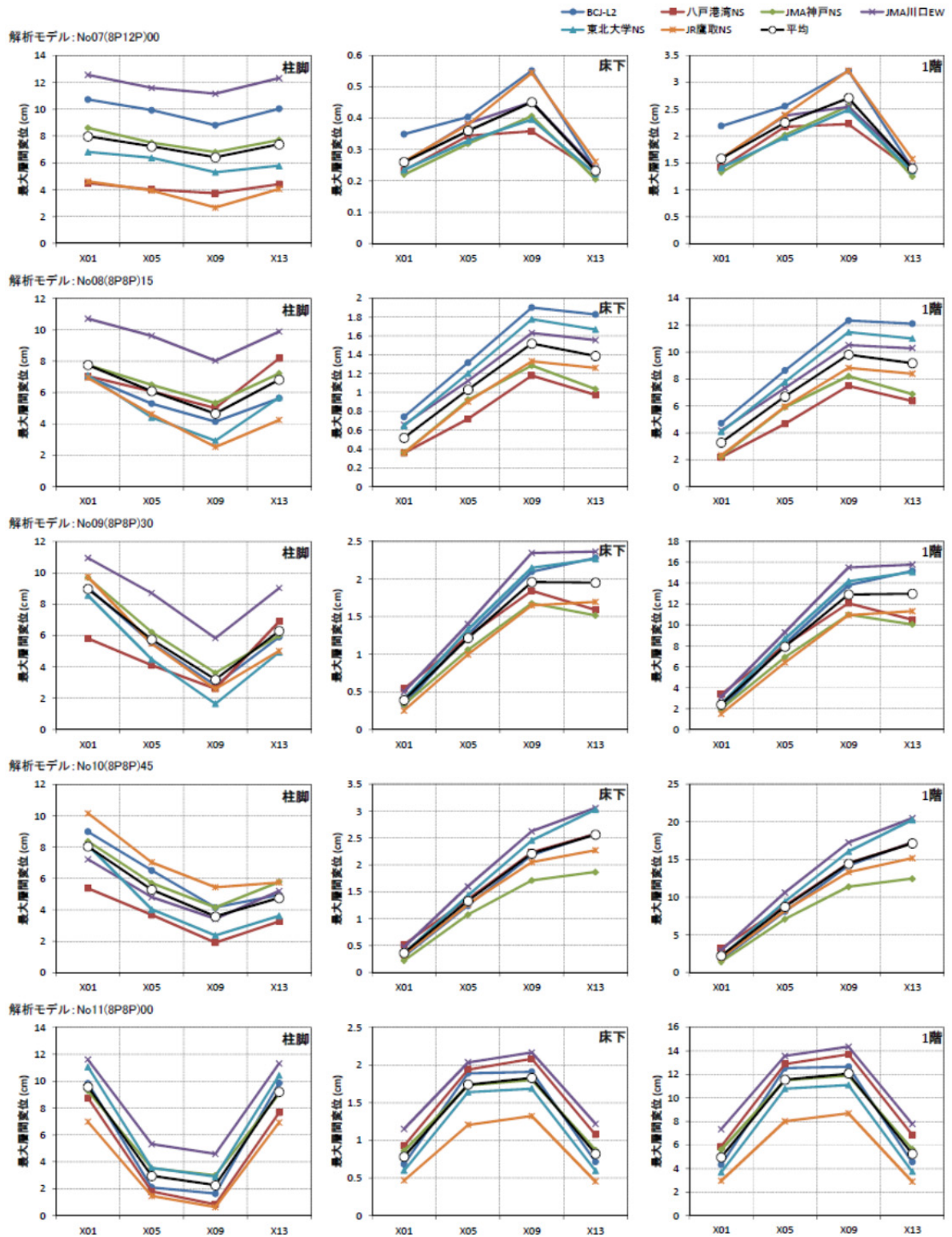


図 2.3.2-114 (b)解析 No.1~11 における X 通りの最大層間変位一半剛床 その 2/2

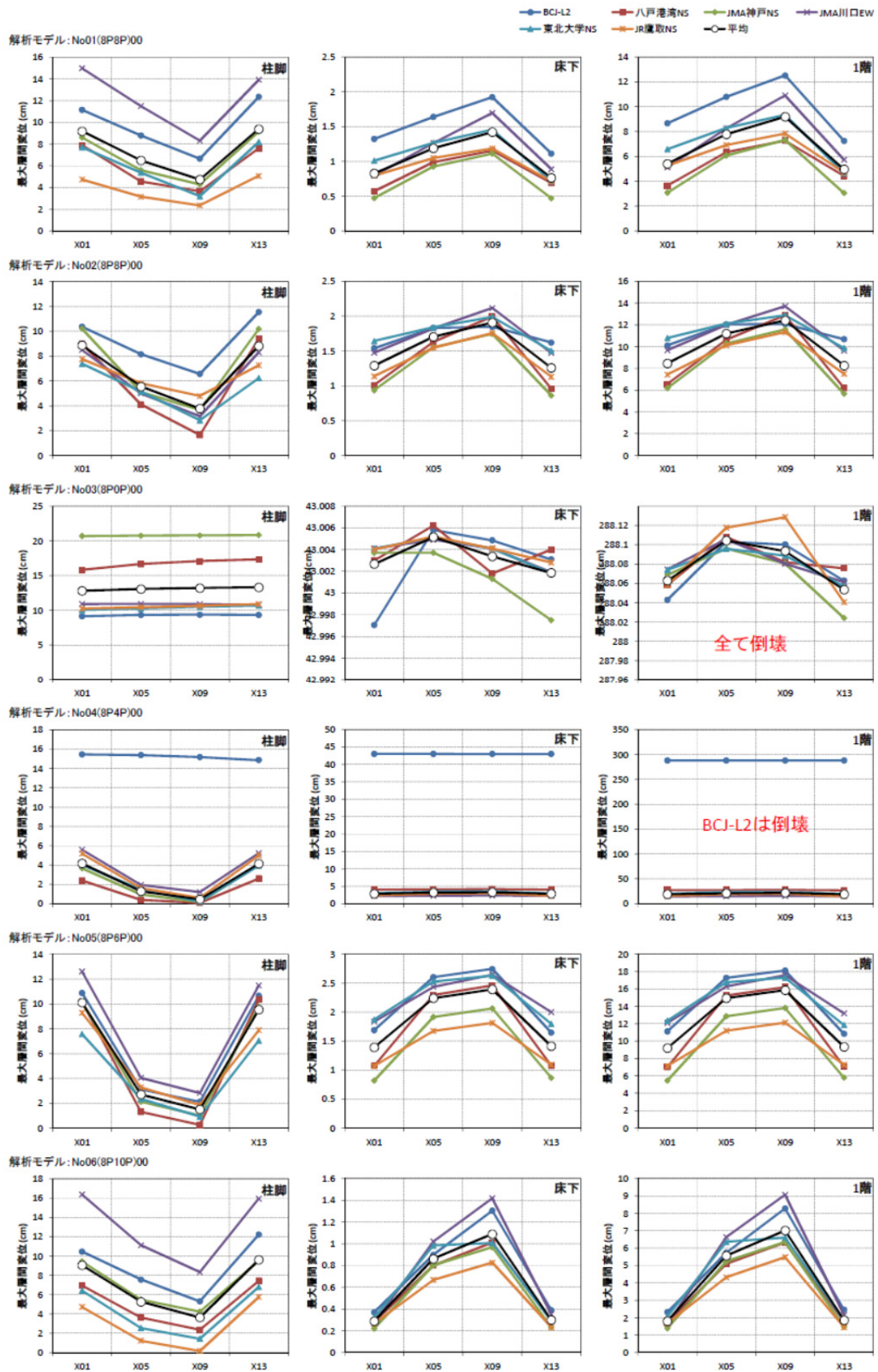


図 2.3.2-115 (a)解析 No.1~11 における X 通りの最大層間変位—柔床 その 1/2

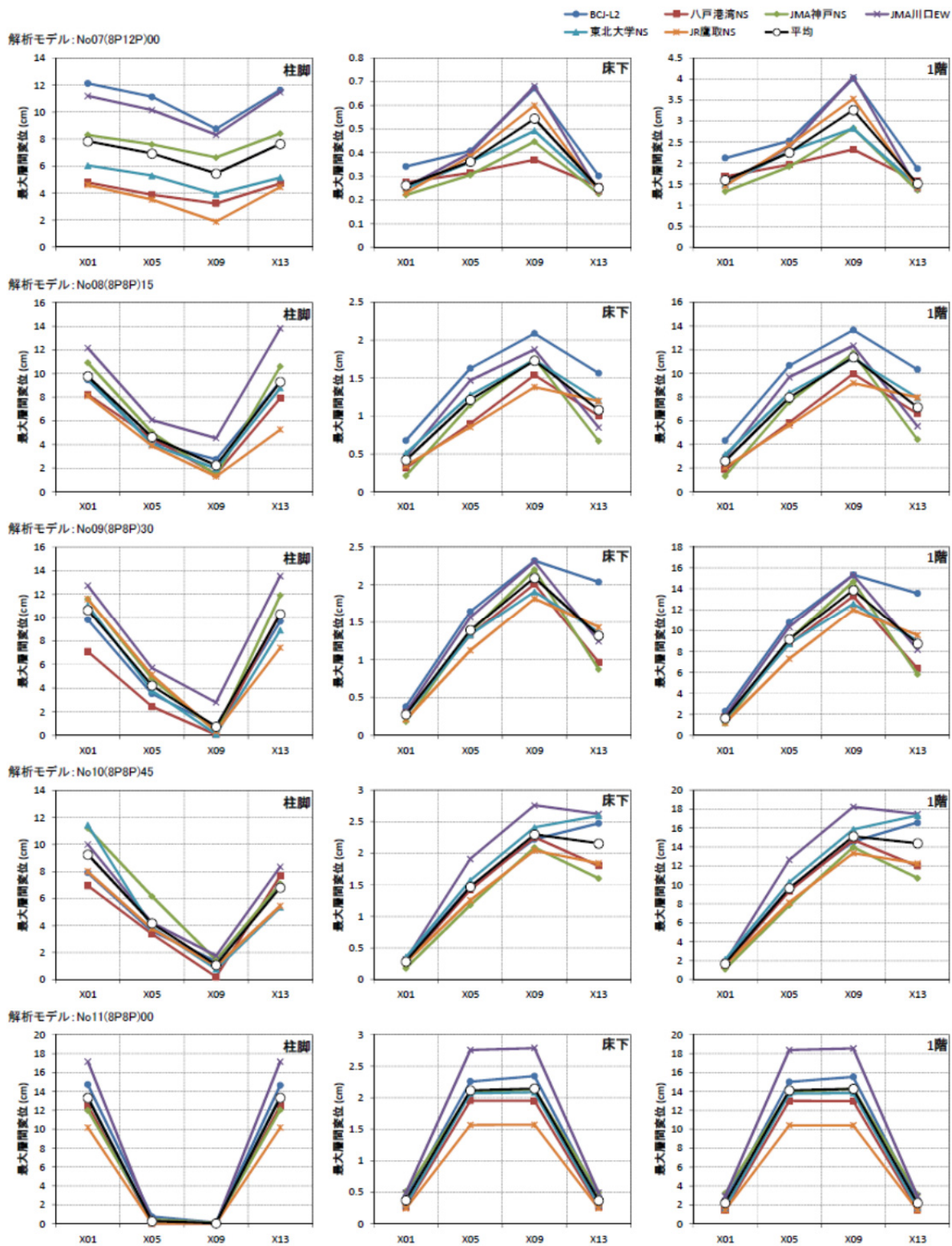


図 2.3.2-115 (b)解析 No.1～11 における X 通りの最大層間変位—柔床 その 2/2

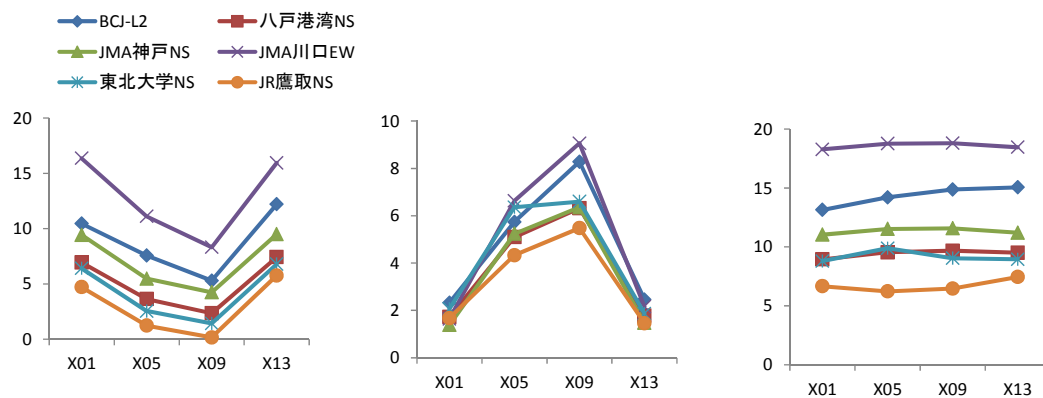


図 2.3.2-116 解析 No.6 における Y(X 通り)方向最大層間変位と 1 階最大変位(柔床)

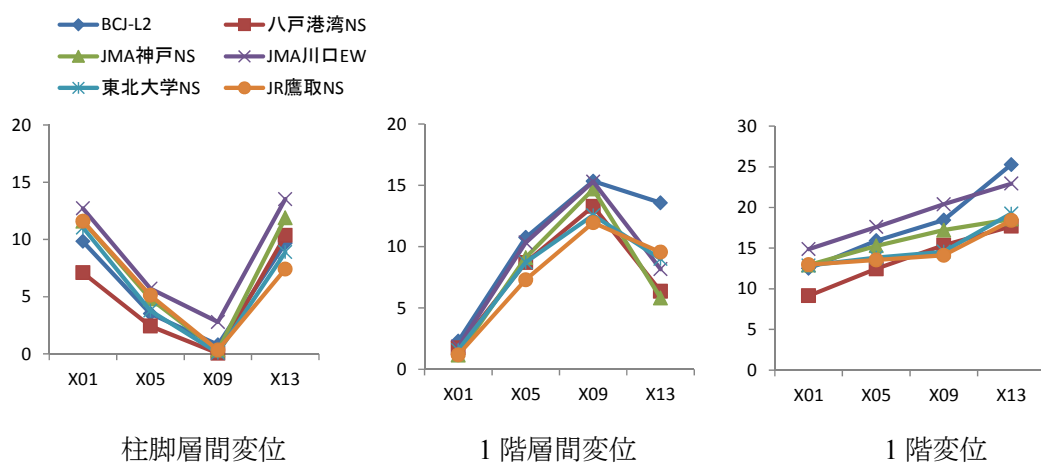
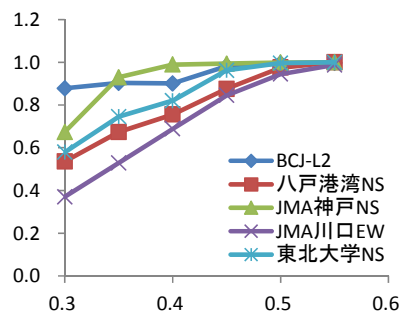
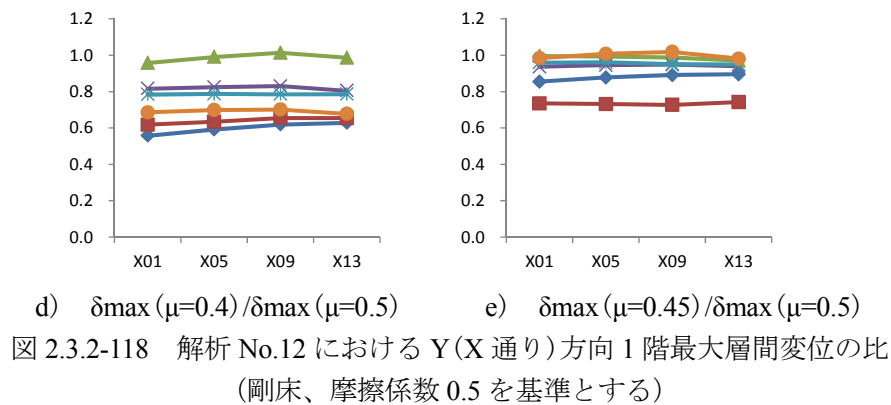
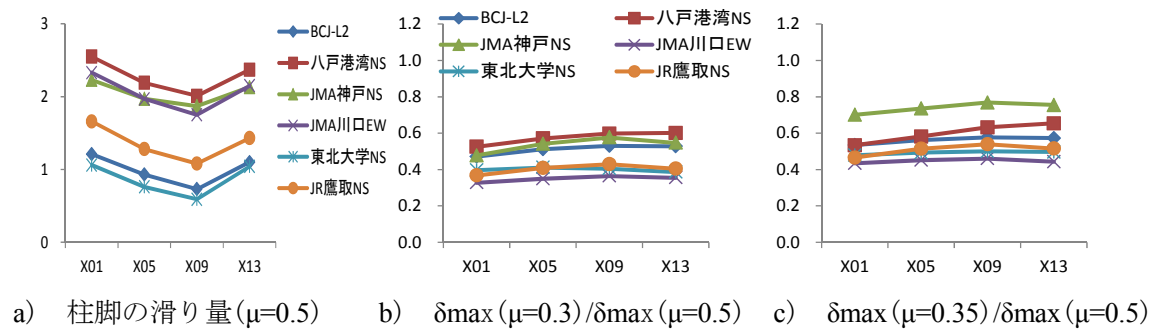


図 2.3.2-117 解析 No.9 における Y(X 通り)方向最大層間変位と 1 階最大変位(柔床)



3) 実大震動台実験結果

石場建て柱脚を有する実大試験体 No.5、No.6 を用いた震動台実験結果のうち、柱脚の滑りについて述べる。試験体の柱脚は、試験体 No.5 は石場建て仕様、試験体 No.6 は石場建て地長押仕様である（写真 2.3.2-1～写真 2.3.2-2）。柱脚の固定状況は、表 2.3.2-11 の「柱脚固定」と示されている加振のみ、試験体 No.6 の地長押を写真 2.3.2-3 のように基礎とみなした鉄骨架台にボルトで固定した。それ以外の加振は、「柱脚非固定」とし、柱脚と基礎を固定しない仕様である。なお、試験体 No.6 では、下屋部分に相当する 1 通りには地長押が配置されていないため、「柱脚固定」であっても 1 通りのみ「柱脚非固定」であった。

表 2.3.2-11 実大試験体 No.5、No.6 の加振一覧

日付	NO.	入力地震動	加振コード	試験体 No.5	試験体 No.6
18 日 (火)	1	A-1 ホワイトノイズ波 2 方向連続	A-1WN2	柱脚非固定	柱脚固定
	2	A-2 BCJ-L1 S 方向	A-2B1S		
	3	A-3 BCJ-L1 L 方向	A-3B1L		
	4	B-1 ホワイトノイズ波 2 方向連続	B-1WN2		柱脚非固定
	5	B-2 BCJ-L1 S 方向	B-2B1S		
	6	B-3 BCJ-L1 L 方向	B-3B1L		
	7	C-1 ホワイトノイズ波 2 方向連続	C-1WN2		
	8	C-2 BCJ-L2 S 方向	C-2B2S		
	9	D-1 ホワイトノイズ波 2 方向連続	D-1WN2		
	10	D-2 BCJ-L2 L 方向	D-2B2L		
19 日 (水)	11	E-1 ホワイトノイズ波 2 方向	E-1WN2	柱脚非固定	柱脚固定
	12	E-2 BCJ-L2 S 方向	E-2B2S		
	13	F-1 ホワイトノイズ波 2 方向	F-1WN2		柱脚非固定
	14	F-2 巨大地震(神戸波) 3 方向加振 (S 方向 : NS 成分)	F-2KB3		



写真 2.3.2-1 石場建て押仕様
(柱脚非固定)



写真 2.3.2-2 石場建て地長押仕様
(柱脚非固定)



写真 2.3.2-3 石場建て地長押仕様 (柱脚固定)

実験より得られた、柱脚の最大滑り一覧を表 2.3.2-12～表 2.3.2-13 に示す。ここで言う柱脚の滑りとは、各通りで同じ量だけ柱脚が滑るとしたものである。試験体 No.5 では、JMA 神戸加振において 134mm の最大滑りであった。試験体 No.6 では、柱脚固定の BCJ-L2 S 方向加振で 140mm、柱脚非固定では JMA 神戸加振の 109mm が最大滑りであった。

BCJ-L1 加振では柱脚の滑りが最大でも 2mm 程度であり、移動量は非常に小さい。BCJ-L2 加振でも、柱脚滑りは最大 140mm ではあるが、上記したように柱脚固定状態である。柱脚非固定状態では、柱脚滑りは最大 100mm 以下であった。BCJ-L2 加振の最大滑り量は、BCJ-L2 加振以下である。

以上より、実大震動台実験における最大柱脚滑りは 140mm であり、柱脚固定の下屋部分で生じた。

表 2.3.2-12 柱脚最大滑り変位（試験体 No.5）

No.	入力地震動	S 方向					L 方向			
		1 通り	2 通り	6 通り	10 通り	14 通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA 神戸	74.0	36.4	39.4	71.9	134.8	19.9	17.0	31.2	53.8
12	BCJ-L2 S 方向	37.0	20.3	11.8	7.6	5.8	6.6	8.2	4.0	5.8
10	BCJ-L2 L 方向	12.9	11.8	5.5	7.3	10.5	73.4	83.4	80.5	84.8
8	BCJ-L2 S 方向	33.4	42.3	14.6	11.6	11.5	32.1	10.9	7.6	27.1
6	BCJ-L1 L 方向	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.4	0.4	0.3	0.4
5	BCJ-L1 S 方向	0.8	0.4	0.2	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2
3	BCJ-L1 L 方向	0.4	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.1	0.0	0.1
2	BCJ-L1 S 方向	1.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0

表 2.3.2-13 柱脚最大滑り変位（試験体 No.6）

No.	入力地震動	S 方向					L 方向			
		1 通り	2 通り	6 通り	10 通り	14 通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA 神戸	101.2	25.3	41.6	43.7	109.2	10.7	12.7	24.2	36.5
12	BCJ-L2 S 方向	140.1	113.0	95.2	79.0	123.7	8.8	7.7	17.6	29.4
10	BCJ-L2 L 方向	18.9	15.6	10.5	8.7	19.7	69.9	79.7	96.6	93.6
8	BCJ-L2 S 方向	76.5	64.0	34.3	35.0	93.0	8.2	7.9	9.5	19.0
6	BCJ-L1 L 方向	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	2.0	1.7	1.1	1.6
5	BCJ-L1 S 方向	1.2	0.8	0.7	0.7	1.2	1.2	0.1	0.1	0.2
3	BCJ-L1 L 方向	1.0	0.3	0.2	0.2	0.1	2.1	1.6	1.0	1.5
2	BCJ-L1 S 方向	2.1	0.9	0.7	0.7	1.2	1.4	0.1	0.1	0.2

(4) 設計用復元力

1) 柱、土壁、小壁、長ぼぞ仕口、貫・差し鴨居

① 全面壁

土壁については、図 2.3.2-107 と表 2.3.2-13 のように、壁長が 1P (柱芯々間距離で 910mm～1000mm) の場合と 2P (柱芯々間距離で 1820mm～2000mm) の場合のせん断応力度－層間変形角関係とした。1P と 2P とで異なるせん断応力度－層間変形角関係を設定しているのは、破壊形式が異なるためである。各層間変形角時のせん断応力度に壁長と壁厚さを乗じること、軸組を除いた土壁部分のみで負担するせん断力を求めることができる。長ぼぞ仕口など柱－横架材による負担せん断力は、これに含まれていないので別途加算する。その他、留意事項や適用範囲は以下のとおりである。

- ・片面もしくは両面に中塗りを施工し、壁厚さは全体で 50mm 以上とする。
- ・高さの範囲は、実験による検証を行った横架材芯々（1 階の場合は土台芯－柵芯もしくは足固め芯－柵芯）間距離（図 2.3.2-108 の h_w に相当）で 2100mm～3600mm とする。高さによるせん断応力度の補正は行わない。
- ・土壁内の貫－柱仕口による曲げモーメント抵抗の層の復元力への影響は考慮しない。
- ・壁土の圧縮強度は、荒壁土、中塗り土とも、 0.5N/mm^2 以上確保する。圧縮強度の違いによるせん断力応力度の補正は行わない。
- ・竹小舞の内法間隔は、35mm～55mm とする。
- ・小舞下地の材料として、竹の代わりに施工実績のある工法で葦やススキを用いてもよい。
- ・貫の厚さは 15mm 以上で、段数は 3 以上とする。
- ・壁長による補正
- ・壁長が 1P 以上 1.5P 未満の場合は 1P のせん断応力度－層間変形角関係を用いる。
- ・壁長が 1.5P 以上 2P の場合は 2P のせん断応力度－層間変形角関係を用いる。
- ・壁長が 2P を超える場合は、実験による検証例が少ないこともあり、現状では 2P のせん断応力度－層間変形角関係を用いる。
- ・1P 未満の土壁については、実験による検証例が少なく、現状の知見ではせん断応力度－層間変形角関係を適切に設定できないため、その負担せん断力は評価しないこととする。

1P 未満 : 評価しない

1P 以上 1.5P 未満 : 1P と同じ

1.5P 以上 2P : 2P と同じ

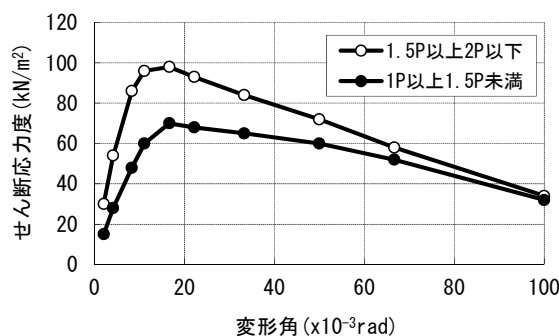


図 2.3.2-121 全面土壁の復元力特性

表 2.3.2-14 特定変形角時のせん断応力度

変形角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
せん断応力度 (kN/m^2)	1P以上1.5P未満	15	28	48	60	70	68	65	60	52	32
	1.5P以上2P以下	30	54	86	96	98	93	84	72	58	34

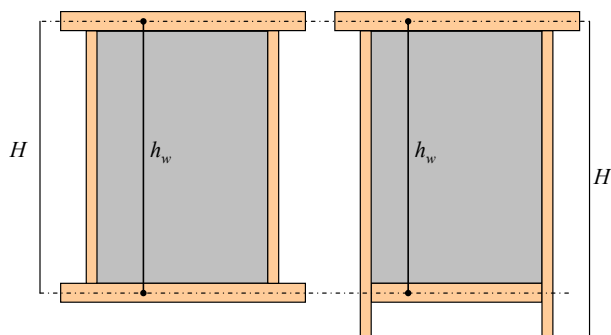


図 2.3.2-122 全面壁の高さの定義

② 小壁

小壁のせん断応力度一層間変形角関係を図 2.3.2-123 および表 2.3.2-14 に示す。

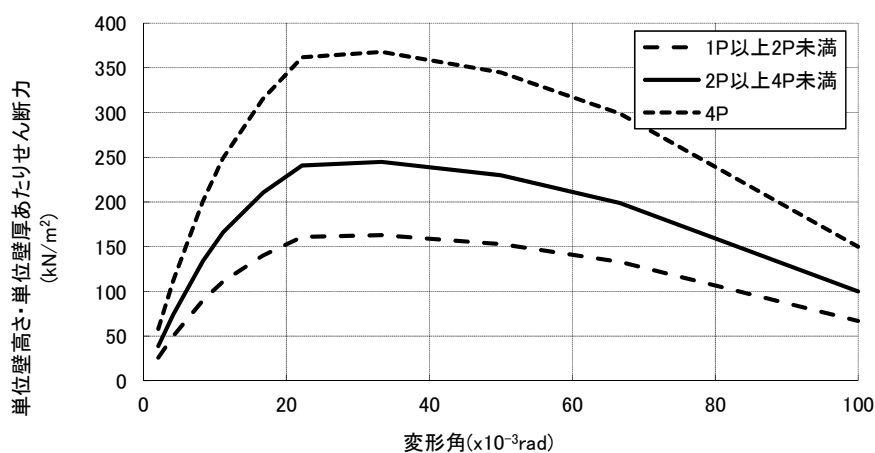


図 2.3.2-123 小壁の復元力特性

表 2.3.2-15 特定変形角時のせん断応力度

変形角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
単位壁高さ・ 単位壁厚あたり せん断力 (kN/m^2)	1P以上 2P未満	26	50	90	111	140	161	163	153	133	67
	2P以上 4P未満	39	74	134	166	210	241	245	230	199	100
	4P	58	112	201	249	315	362	368	345	299	150

同図および表は、「単位壁高さ・単位壁厚あたりのせん断力」で与えられている。該当する壁長の「単位壁高さ・単位壁厚あたりのせん断力」に小壁高さおよび壁厚を乗じることで、図 2.3.2-124 の Q_w に相当する小壁の負担せん断力を求めることができる。ここで、小壁の高さ h_2 は、図 2.3.2-125

のように、横架材の幅を含まない、小壁部分のみの高さである。骨組み解析モデルでは、 h_1+h_2 は横架材内法距離に相当するが、これを近似的に階高 H とみなしても、 h_1 を横架材幅の 1/2 だけ大きく見積もっていることになり、水平剛性は安全側の評価となる。

表 2.3.2-15 に示すように、小壁の壁長が 1P 以上 2P 未満の場合は 1P の復元力特性を用いる。壁長が 2P 以上で 4P 未満の場合は 2P の復元力特性を用いる。4P の場合は 4P の復元力特性を用いる。1P 未満の場合は、小壁としての負担せん断力を評価しない。

小壁の中央に束がある場合は、壁長の 1/2 の復元力力を 2 倍して用いる。図 2.3.2-126 のような 2P の小壁の場合、(a) の場合は「2P」の復元力、(b) の場合は「1P」の復元力の 2 倍を用いる。同様に、4P で束がある場合は、「2P」の復元力力を 2 倍して用いる。

小壁にせん断力 Q_w が作用するとき、小壁を含む単位フレームに作用する層せん断力 Q は、式 2.3.2-10～式 2.3.2-12 より求まる式 2.3.2-13 により計算することができる。

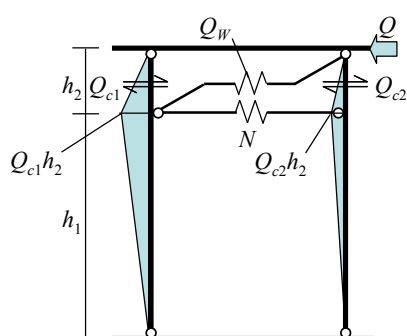


図 2.3.2-124 垂壁の解析モデル

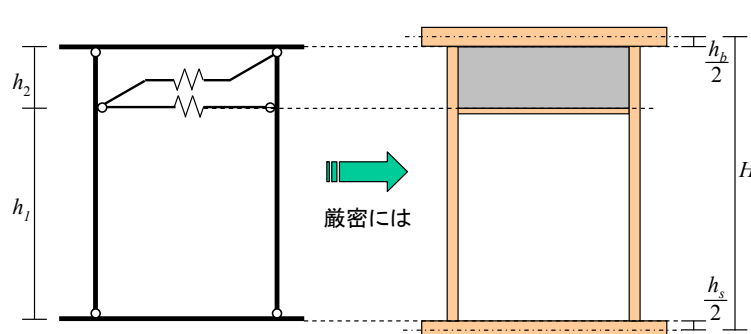
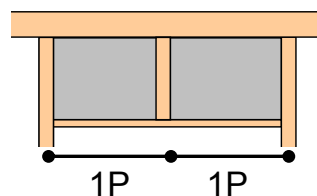
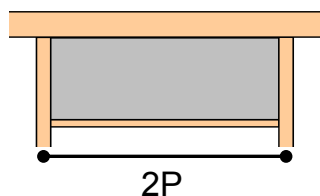


図 2.3.2-125 小壁付き単位フレームの高さの定義

表 2.3.2-16 使用する復元力特性

壁長	使用する復元力特性	耐力比
1P 未満	評価しない	0
1P 以上 2P 未満	「1P」	1.0
2P 以上 4P 未満	「2P」	1.5
	「2P 束あり」	2.0 (「1P」の 2 倍)
4P	「4P」	2.25
	「4P 束あり」	3.0 (「2P」の 2 倍)



(a) 「2P」の復元力特性を使用

(b) 「2P 束あり」の復元力特性を使用

図 2.3.2-126 束の有無の違い

$$Q_{C1} + Q_W + Q_{C2} = Q \quad (2.3.2-10)$$

$$Q_{C1} = -(Q_W - N) \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (2.3.2-11)$$

$$Q_{C2} = -N \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (2.3.2-12)$$

$$\therefore Q_W \frac{h_2}{h_1 + h_2} = Q \quad (2.3.2-13)$$

③ 長ほぞ仕口

長ほぞ仕口 1 ヶ所あたりのほぞの強軸方向（図 2.3.2-127）の曲げモーメント－回転角関係を図 2.3.2-128 および表 2.3.2-17 に示す。ほぞの弱軸方向（強軸方向の直交方向）への曲げに対しては、強軸方向に比べて生じる曲げモーメントが小さく、また、強軸方向より小さい回転角でほぞに曲げ破壊が生じる可能性があるため、評価の対象としない。

図 2.3.2-129 より、曲げモーメント M と階高 H から、回転角毎に柱 1 本あたりの負担せん断力を計算する。なお、回転角と層間変形角は等しいとみなす。

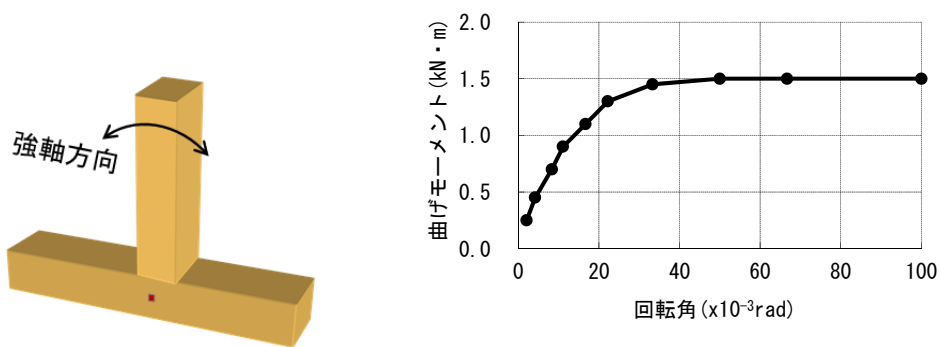
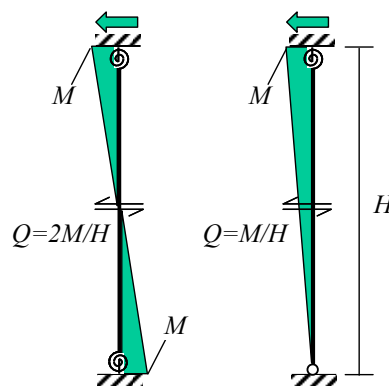


図 2.3.2-127 ほぞの強軸方向曲げ 図 2.3.2-128 長ほぞ仕口の曲げモーメント－回転角関係

表 2.3.2-17 特定回転角時の曲げモーメント

回転角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメント	(kN·m)	0.25	0.45	0.70	0.90	1.10	1.30	1.45	1.50	1.50	1.50



(a) 土台仕様の場合 (b) 石場建ての場合

図 2.3.2-129 長ほぞ仕口の曲げモーメントとせん断力

④ 差し鴨居・足固め・貫

差し鴨居、足固め、貫等の仕口での曲げモーメント抵抗要素の設計用復元力特性としては、各部材 1 本あたりの曲げモーメントー回転角関係を示している。曲げモーメントと層せん断力との関係は図 2.3.2-130 に示す。図 2.3.2-131～図 2.3.2-133 および表 2.3.2-18～表 2.3.2-20 に各要素について、仕様毎の曲げモーメントと回転角との関係を示す。各要素で適用範囲が設定されているので順守すること。なお、回転角と層間変形角は等しいとみなしてよい。

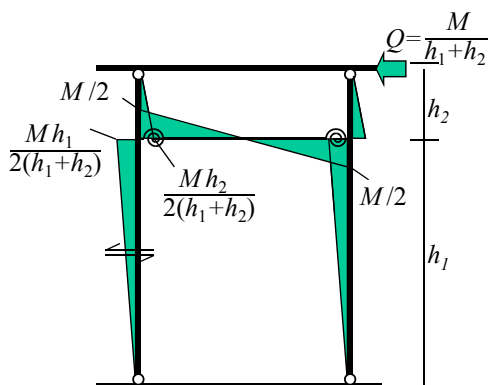


図 2.3.2-130 差し鴨居、足固め、貫等の仕口の曲げモーメントとせん断力

(1) 雇いほぞ胴栓止め

適用範囲

- 梁幅 : 120mm 以上
- 梁せい(h) : 150mm～300mm
- 栓径 : 15mm～18mm
- 栓の本数 : 柱の左右毎に 1 本
- 雇いほぞせい : 梁せいの 1/2 程度
- 雇いほぞ幅 : 30mm～36mm
- 雇いほぞ端部から込栓までの距離 : 90mm 以上
- 込栓から梁端部までの距離 : 90mm 以上

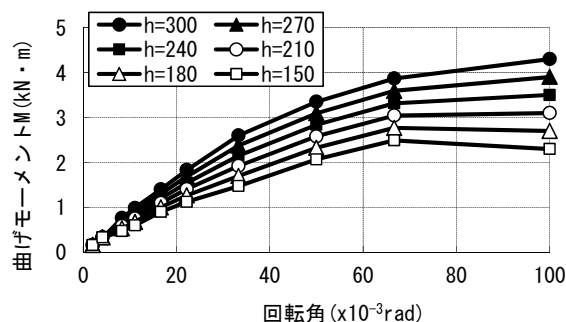


図 2.3.2-131 雇いほぞ胴栓止め仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h :梁せい)

表 2.3.2-18 特定回転角時の曲げモーメント

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN・m)	0.17	0.33	0.47	0.60	0.90	1.12	1.47	2.07	2.49	2.30
	梁せい180mm	(kN・m)	0.17	0.33	0.53	0.68	1.00	1.27	1.70	2.33	2.77	2.70
	梁せい210mm	(kN・m)	0.17	0.33	0.59	0.76	1.10	1.41	1.92	2.58	3.04	3.10
	梁せい240mm	(kN・m)	0.17	0.33	0.65	0.83	1.20	1.55	2.15	2.84	3.32	3.50
	梁せい270mm	(kN・m)	0.17	0.33	0.71	0.91	1.30	1.69	2.37	3.09	3.59	3.90
	梁せい300mm	(kN・m)	0.17	0.33	0.77	0.99	1.40	1.83	2.60	3.35	3.87	4.30

(2) 雇い竿車知

適用範囲

梁幅 : 120mm 以上

梁せい(h) : 150mm~300mm

車知の厚さ : 7.5mm 程度

車知の幅 : 30mm 程度

雇い竿せい : 梁せいの 1/2 程度

雇い竿幅 : 30mm 程度

目違い深さ : 15mm 以上

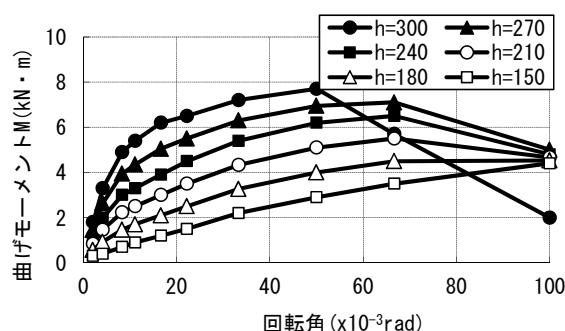


図 2.3.2-132 雇い竿車知仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h:梁せい)

表 2.3.2-19 特定回転角時の曲げモーメント

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN・m)	0.30	0.40	0.70	0.90	1.20	1.50	2.20	2.90	3.50	4.40
	梁せい180mm	(kN・m)	0.57	0.93	1.47	1.70	2.10	2.50	3.27	4.00	4.50	4.53
	梁せい210mm	(kN・m)	0.83	1.47	2.23	2.50	3.00	3.50	4.33	5.10	5.50	4.67
	梁せい240mm	(kN・m)	1.10	2.00	3.00	3.30	3.90	4.50	5.40	6.20	6.50	4.80
	梁せい270mm	(kN・m)	1.45	2.65	3.95	4.35	5.05	5.50	6.30	6.95	7.10	5.00
	梁せい300mm	(kN・m)	1.80	3.30	4.90	5.40	6.20	6.50	7.20	7.70	5.70	2.00

※梁せいが 300mm のとき、1/15rad 時以降の曲げモーメントを小さく評価しているのは、梁端部の目違い(深さ 15mm)が柱から外れ、女木が車知の回転によって押し広げられることを考慮したためである。

(3) 通し貫

適用範囲

貫のせい : 105mm~120mm

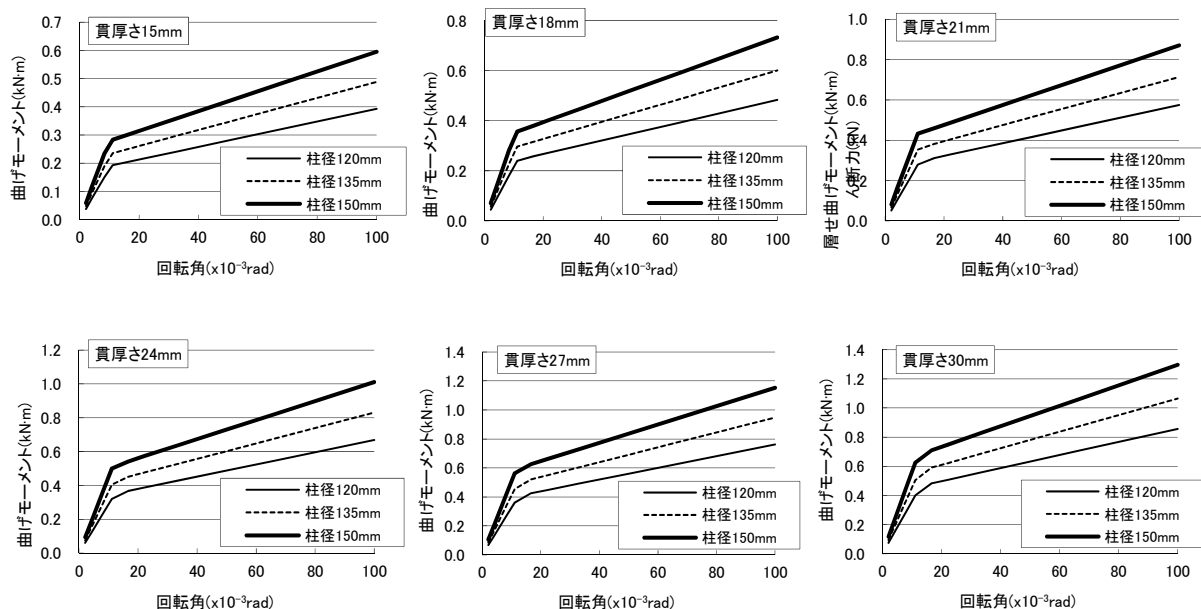


図 2.3.2-133 通し貫を有する単位フレームの復元力特性

表 2.3.2-20 特定回転角時の曲げモーメント

貫厚さW(mm)	15	15	15	18	18	18	21	21	21	24	24	24	27	27	27	30	30	30
柱径L(mm)	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150
(x10 ⁻³ rad)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)
2.1	0.04	0.05	0.06	0.05	0.06	0.07	0.05	0.07	0.08	0.06	0.08	0.09	0.07	0.09	0.11	0.08	0.09	0.12
4.2	0.08	0.09	0.12	0.09	0.11	0.14	0.11	0.13	0.16	0.12	0.15	0.19	0.14	0.17	0.21	0.15	0.19	0.23
8.3	0.15	0.19	0.23	0.18	0.23	0.28	0.21	0.27	0.33	0.24	0.30	0.38	0.27	0.34	0.42	0.30	0.38	0.47
11.1	0.19	0.24	0.28	0.24	0.30	0.36	0.28	0.35	0.43	0.32	0.40	0.50	0.36	0.45	0.56	0.40	0.51	0.63
16.7	0.20	0.25	0.30	0.26	0.32	0.38	0.31	0.38	0.46	0.37	0.45	0.54	0.43	0.52	0.63	0.48	0.59	0.71
22.2	0.22	0.27	0.32	0.27	0.33	0.40	0.33	0.40	0.49	0.39	0.48	0.57	0.45	0.55	0.66	0.51	0.62	0.75
33.3	0.24	0.30	0.36	0.30	0.37	0.45	0.36	0.45	0.54	0.43	0.53	0.64	0.49	0.61	0.73	0.56	0.69	0.83
50.0	0.28	0.35	0.42	0.35	0.43	0.52	0.42	0.52	0.62	0.49	0.60	0.73	0.56	0.69	0.84	0.63	0.78	0.95
66.7	0.32	0.39	0.48	0.39	0.49	0.59	0.47	0.58	0.71	0.55	0.68	0.82	0.63	0.78	0.94	0.71	0.88	1.06
100.0	0.39	0.49	0.60	0.48	0.60	0.73	0.57	0.71	0.87	0.67	0.83	1.01	0.76	0.95	1.15	0.86	1.07	1.30

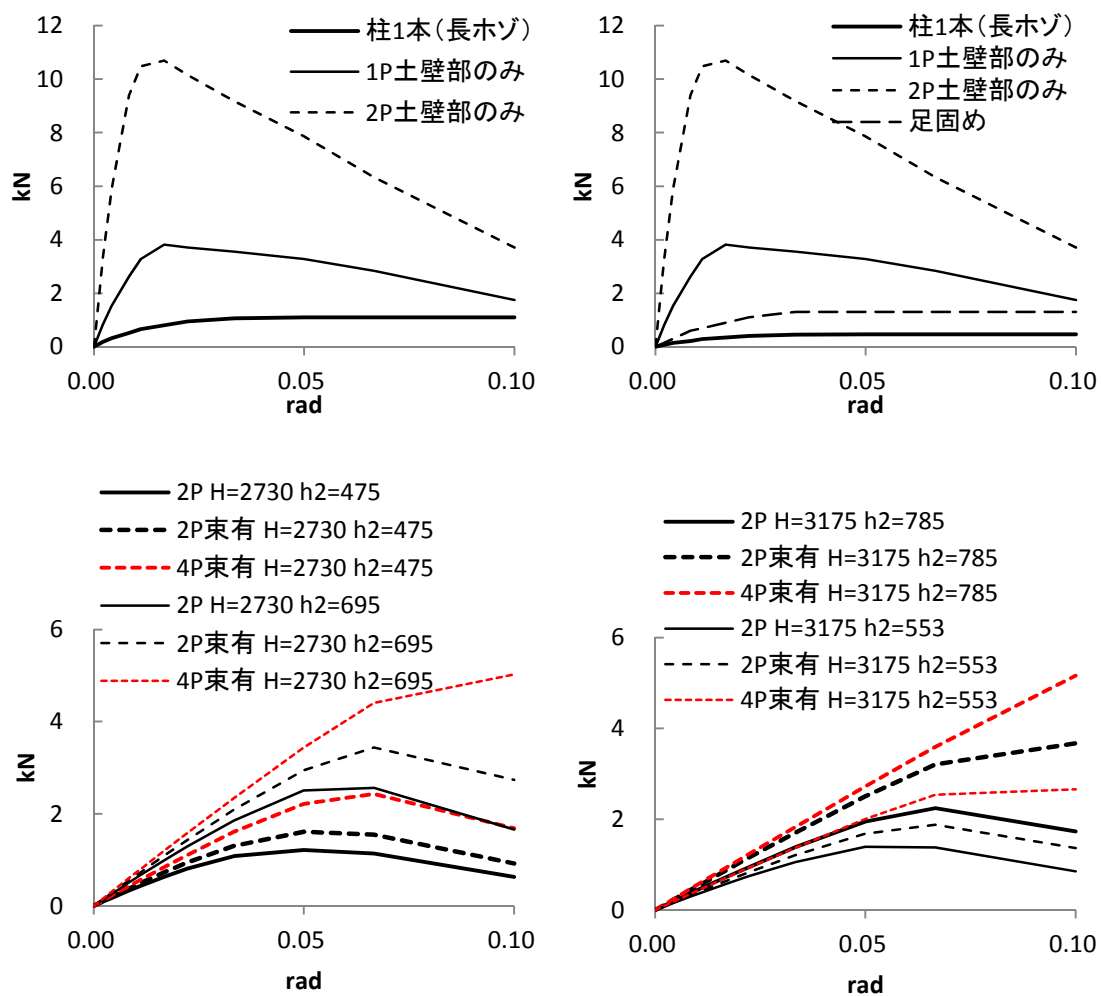
⑤ 加算則の検証（実験結果との比較）

(1) 耐力要素の加算方法

- ・全面壁（壁のみ）の復元力
- ・小壁（垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁）は、壁のみと柱（1本あるいは2本）を考慮した復元力
- ・柱の端部の長ぼぞ仕口接合部の復元力
- ・柱一足固めの復元力

(2) 基本データ

検証に用いた、各耐力要素の単位フレーム毎の層せん断力－変形角関係を図 2.3.2-134 に示す。



(a) 土台仕様

(b) 足固め仕様

図 2.3.2-134 基本データ

(3) 加算則の確認

図 2.3.2-135 に各耐力要素の復元力の加算結果と実験結果との比較を示す。土台仕様、足固め仕様とも、両者は良く対応しているといえる。

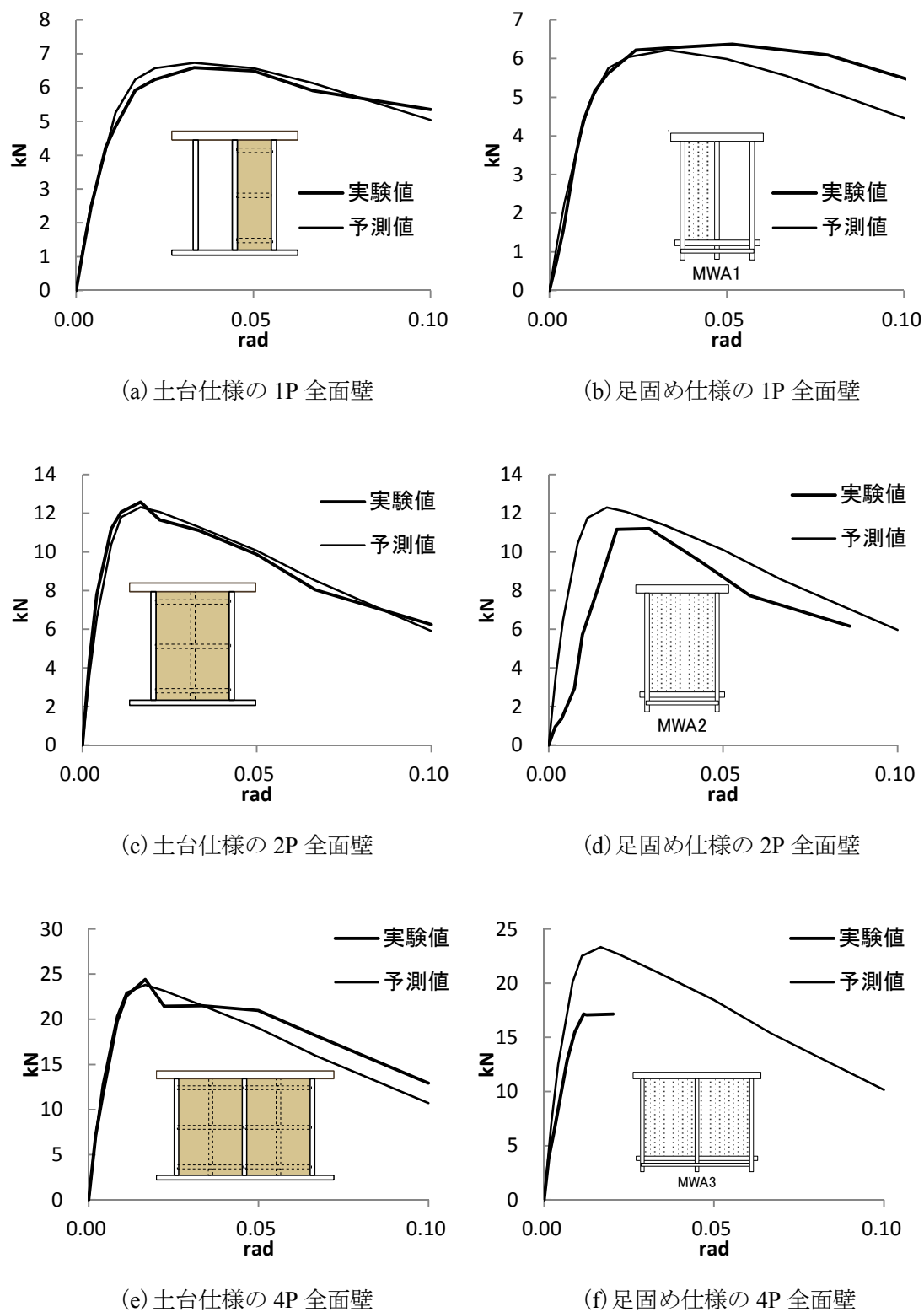
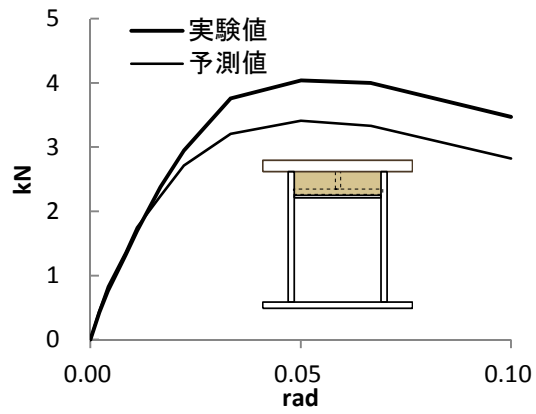
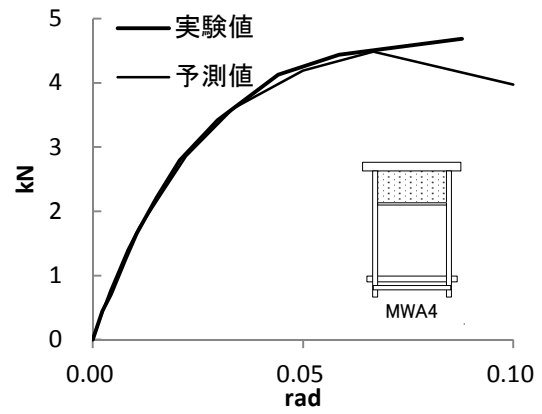


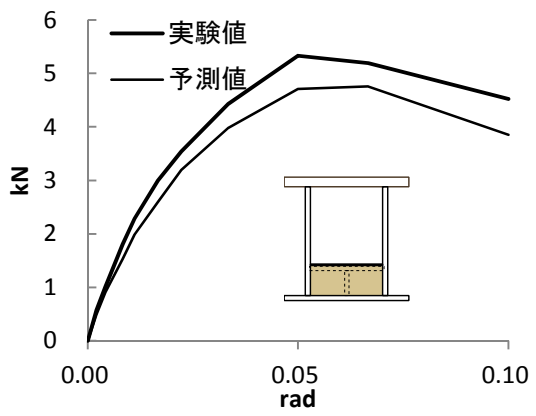
図 2.3.2-135 加算復元力と実験結果との比較



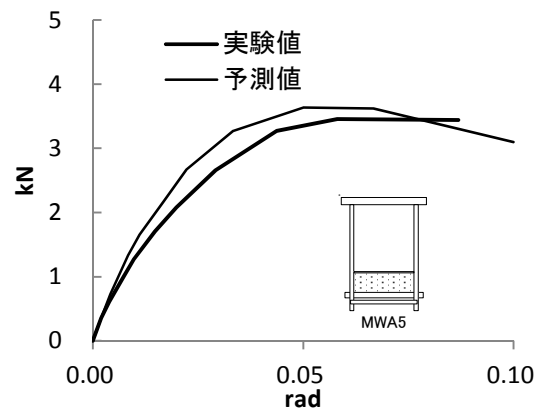
(g) 土台仕様の 2P 垂壁



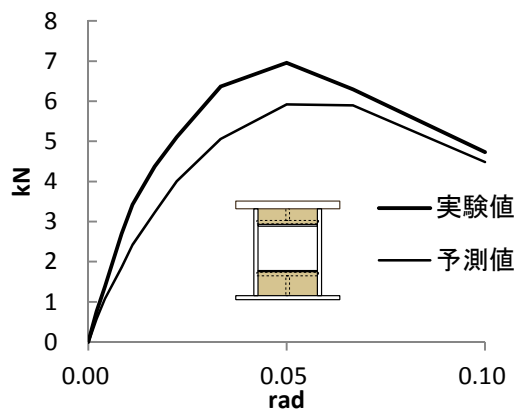
(h) 足固め仕様の 2P 垂壁



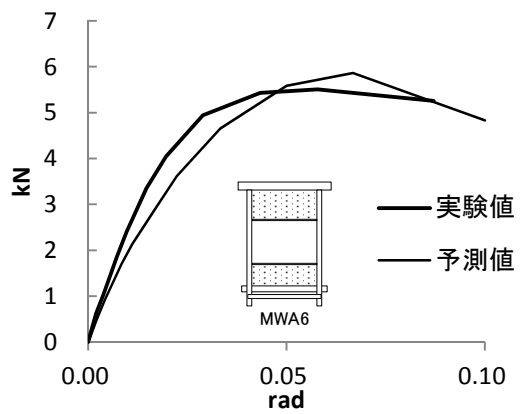
(i) 土台仕様の 2P 腰壁



(j) 足固め仕様の 2P 腰壁

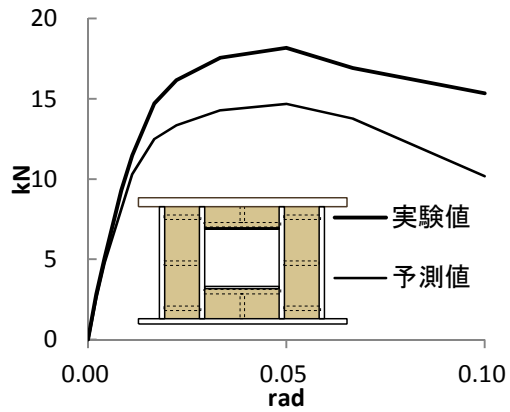


(k) 土台仕様の 2P 垂壁腰壁

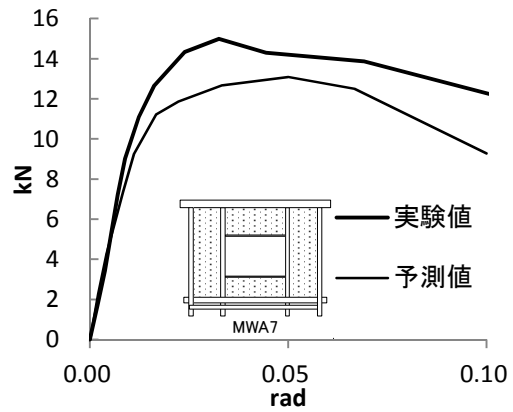


(l) 足固め仕様の 2P 垂壁腰壁

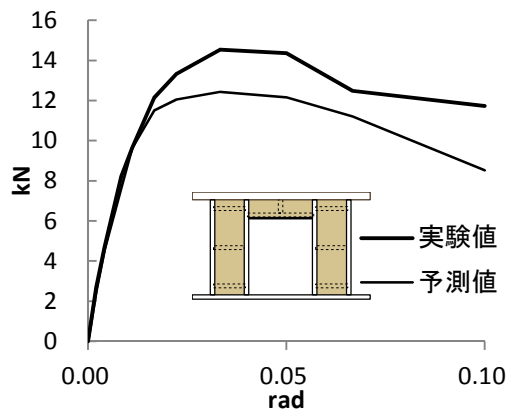
図 2.3.2-135 加算復元力と実験結果との比較



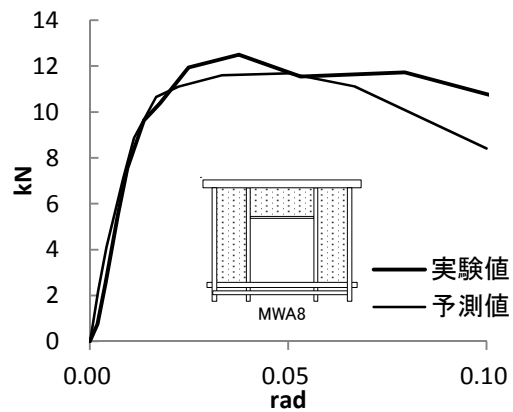
(m) 土台仕様の 4P 窓開口付き構面



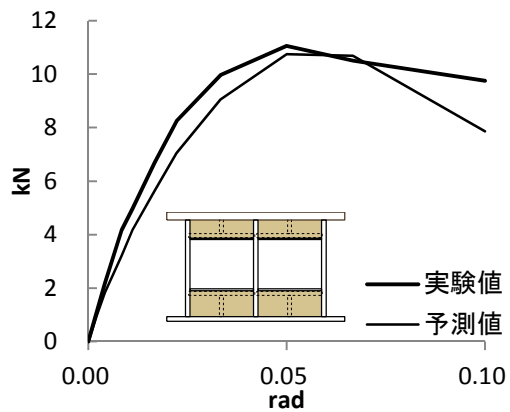
(n) 足固め仕様の 4P 窓開口付き構面



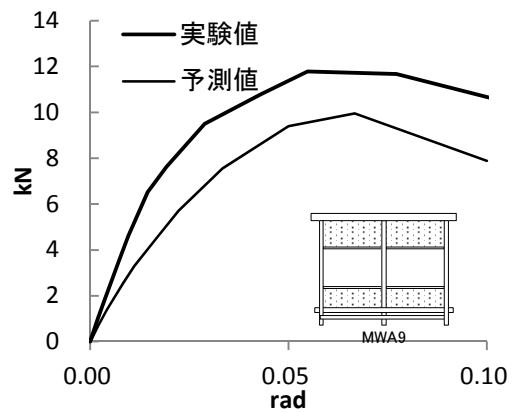
(o) 土台仕様の 4P 掃出し開口付き構面



(p) 足固め仕様の 4P 掃出し開口付き構面

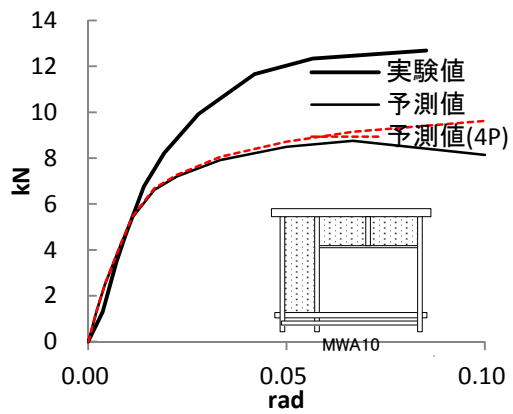
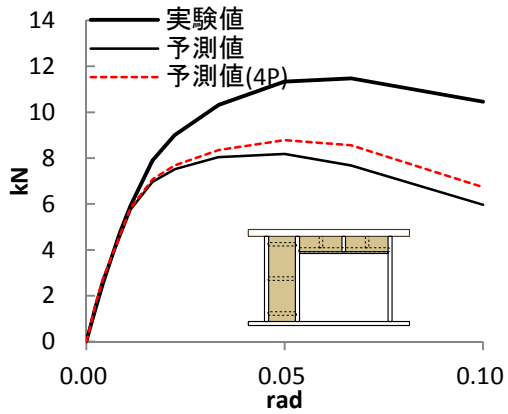


(q) 土台仕様の 4P 垂壁腰壁構面

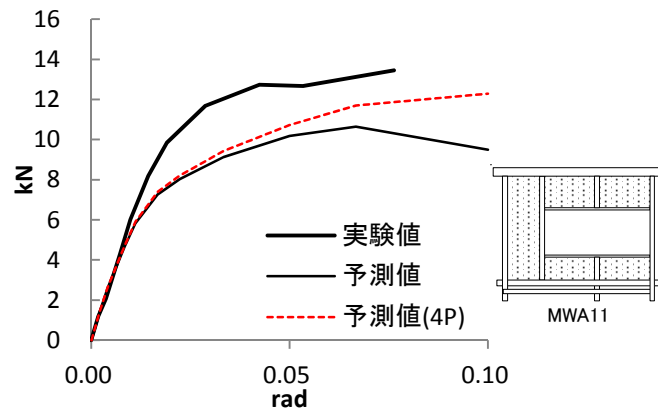


(r) 足固め仕様の 4P 垂壁腰壁構面

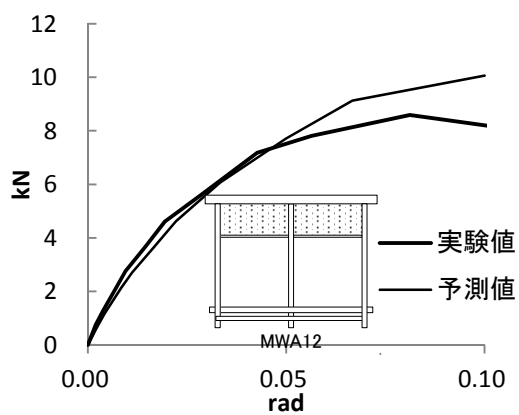
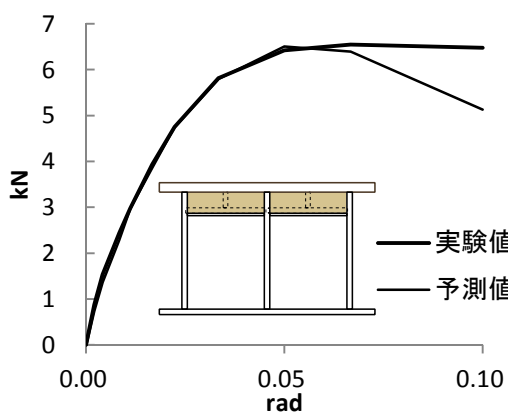
図 2.3.2-135 加算復元力と実験結果との比較



(s) 土台仕様の 3P 幅掃出し開口付き構面 (t) 足固め仕様の 3P 幅掃出し開口付き構面
(図中、(4P)と記載は小壁を「4P 束有」とした場合)



(u) 足固め仕様の 3P 幅窓開口付き構面
(図中、(4P)と記載は小壁を「4P 束有」とした場合)



(v) 土台仕様の 4P 垂壁構面 (w) 足固め仕様の 4P 垂壁構面

図 2.3.2-135 加算復元力と実験結果との比較

2) 土塗り壁、小壁

土塗り壁

土壁 WG による土塗り壁の実験データは 1P(壁長さ 91cm)壁と 2P(壁長さ 182cm)壁について平均せん断応力度の形で提供されている。柱の耐力を除いた壁体だけの耐力は表 2.3.2-21 のようにまとめられている。参考に表 2.3.2-22 に示す文化庁の壁データと併せて図 2.3.2-136 に示す。

表 2.3.2-21 土塗り壁の実験データ

		0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
γ		0.0	0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0232	0.0333	0.05	0.0667	0.10
Q/tL (kN/m ²)	1P	0	15	28	48	60	70	68	65	60	52	32
	2P	0	30	54	86	96	98	93	84	72	58	34

表 2.3.2-22 文化庁による土塗り壁の復元力

変形角	-	-	1/250	1/120	1/60	1/15
	rad	0	0.004	0.008	0.017	0.0667
τ	kN/m ²	0	40	60	80	50

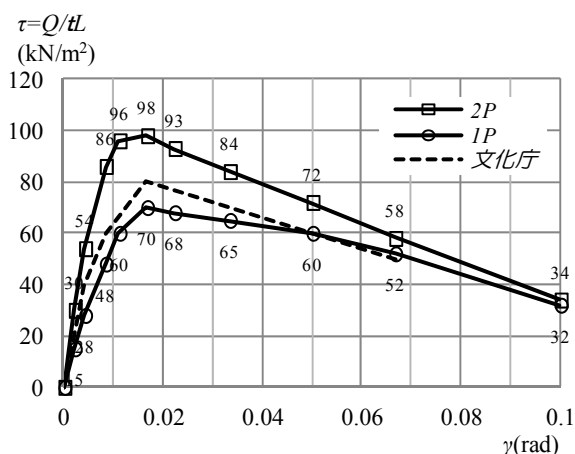


図 2.3.2-136 土塗り壁実験データと文化庁復元力との比較

文化庁の復元力と実験 WG 結果復元力は定性的定量的に良好に対応していると見ることができる。詳細設計で用いる壁の復元力は図 2.3.2-136 の実験データに基づくことができる。

ここで 1P と 2P の差はアスペクト比によるものと考えることができる。図 2.3.2-137 のように、壁長さを L 、壁高さを H 、壁厚さを t で表す。アスペクト比は H/L となる。壁頂部にせん断力 Q が作用する時、壁脚部では $M=QH$ のモーメントが生じるが、この転倒モーメントの大半は周辺の柱で負担されると考えて、壁体に働くモーメントは $M=\beta QH$ であるとする。

壁体の曲げによる引張り応力は、アスペクト比を $\lambda=H/L$ と書けば、

$$\sigma_t = \frac{M}{Z_p} = \frac{\beta QH}{\frac{1}{4}tL^2} = \frac{Q}{tL} \frac{4\beta H}{L} = 4\beta\tau \frac{H}{L} = 4\beta\lambda\tau \quad (2.3.2-26)$$

ここで、耐力として破断を対象とするため断面係数は塑性断面係数を用いている。

引張り応力とせん断応力の重ね合わせによる降伏条件として、ミーゼスの降伏条件を用いると、

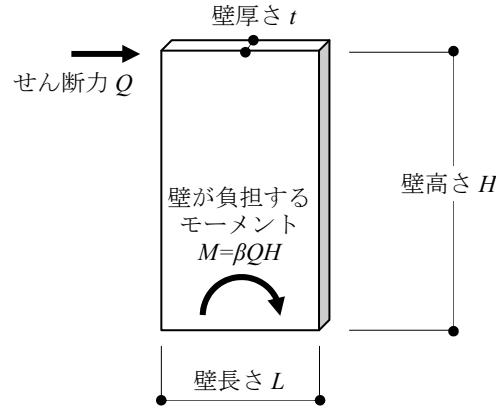


図 2.3.2-137 壁体に作用するせん断力とモーメント

$$\sigma_m = \sqrt{\sigma_t^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(4\beta\lambda\tau)^2 + 3\tau^2} = \sqrt{3\tau^2 \left\{ 1 + \frac{16}{3}(\beta\lambda)^2 \right\}} \quad (2.3.2-27)$$

$$\frac{Q}{tL} = \tau = \frac{\sigma_m}{\sqrt{3}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{16}{3}(\beta\lambda)^2}}$$

従って、せん断のみで決まる耐力 $\sigma_m/\sqrt{3}$ に対して、モーメント負担を考慮すれば、その低減率を

$$F_{R1} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{16}{3}(\beta\lambda)^2}} \quad (2.3.2-28)$$

と書くことができる。すなわち $Q/tL/F_R$ が λ に関わらず一定となることを意味している。図 2.3.2-137 に β をパラメータとした F_{R1} を示す。曲げの負担率が大きいほど壁耐力が大きく低減される。

そこで、図 2.3.2-136 の 1P と 2P 壁データについて β を変化させて適合度合いを調べると、図 2.3.2-139 のように、 $\beta=0.181$ の場合の両者の平均値とそれぞれの偏差の自乗和が最小となる。すなわち

$$F_{R1}(\beta = 0.181) = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.175\lambda^2}} \quad (2.3.2-29)$$

表 2.3.2-23 に示すこの平均データにアスペクト比から式 2.3.2-29 で計算される $F_{R1}(\beta=0.181)$ を乗じることで、任意のアスペクト比の壁データを図 2.3.2-140 および表 2.3.2-24 のように作成することができる。

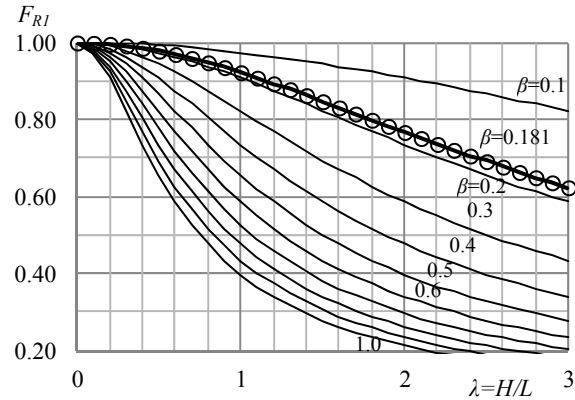


図 2.3.2-138 F_{RI}

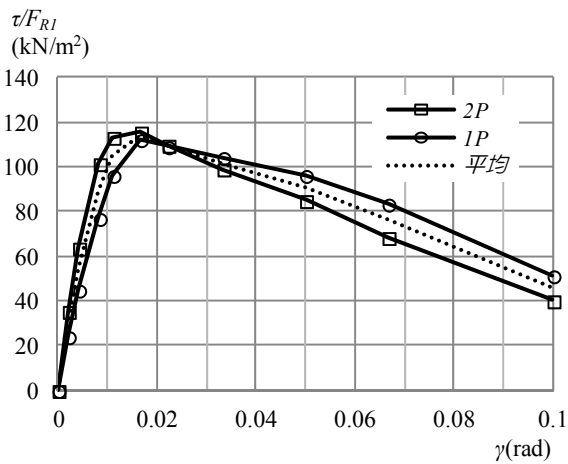


図 2.3.2-139 F_{RI} で基準化された壁復元力

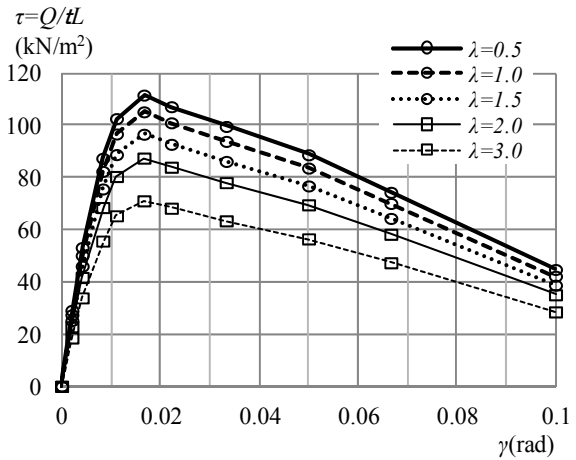


図 2.3.2-140 いろいろなアスペクト比の壁復元力

表 2.3.2-23 土塗り壁復元力の基準値(図 2.3.2(4)-3 の平均で示される数値)

変形角	0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
$\tau/F_{RI}(\text{kN/m}^2)$	0	30	54	89	105	114	109	102	91	76	46

表 2.3.2-24 いろいろなアスペクト比の壁の復元力 $Q/tL(\text{kN/m}^2)$

アスペクト比	変形角 F_R	0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		0.0	0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0232	0.0333	0.05	0.0667	0.10
$\lambda=0.5$	0.979	0	29	53	87	103	112	107	100	89	74	45
$\lambda=0.75$	0.954	0	28	52	85	100	109	104	97	86	72	44
$\lambda=1.0$	0.923	0	27	50	82	97	105	101	94	84	70	42
$\lambda=1.5$	0.847	0	25	46	76	89	97	93	86	77	64	39
$\lambda=2.0$	0.767	0	23	42	68	80	87	84	78	70	58	35
$\lambda=3.0$	0.623	0	19	34	56	65	71	68	63	56	47	29

なお、 F_{RI} を用いた評価式は 1P ($L=91\text{cm}$) および 2P ($L=182\text{cm}$) で高さ $H=273\text{cm}$ 実験データに基づいて設定されているので、適用範囲については十分な検証を経ていない。アスペクト比が小さくなると F_{RI} は大きくなるので、実験データの下限值 $\lambda=1.5$ 以下で計算する場合には、 $\lambda=1.5$ で計算するなどの配慮が必要である。

小壁

小壁付き柱の復元力は小壁の復元力特性と柱の曲げ復元力特性に支配される。ここで後者の柱の曲げについては解析的な扱いができるが、前者の小壁の Q_w 、 γ_w 関係は実験データによらざるを得ない。実験 WG によれば高さ 475mm の垂壁と 695mm の腰壁の実験データが提供されている。

実験データを図 2.3.2-141 に示す。縦軸はせん断力を壁面積で除したせん断応力度を示している。図には比較のため、1P および 2P の全面壁データと文化庁の壁モデルを併せて示している。全面壁に比べて小壁では初期剛性が小さく、最大耐力は 1/30 変形時近傍で生じている。垂壁と腰壁を同様に扱っているが、小壁高さが高くなると初期剛性、最大耐力とも増大する。また、全面壁同様に大変形時には耐力低下を示す。これらの特性がどの程度一般的であるかは、今後のデータ蓄積と検証に期待せざるを得ないが、現時点では、実験 WG の主張に従ってこの 2 つのデータから、任意の小壁高さの耐力を表すことのできる小壁復元力を作成することとした。

データによれば、壁高さが復元力特性を支配していることは明らかであるが、全面壁とは逆に、小壁高さが大きい(アスペクト比が大きい)ほど耐力が増加する結果となっている。この現象を説明するモデルとして、図 2.3.2-142 のように、小壁のような比較的に長さに対して高さの小さな壁に働く水平力は圧縮束により負担され、想定された圧縮束の圧縮応力度によって耐力が決まるという機構を仮定した。

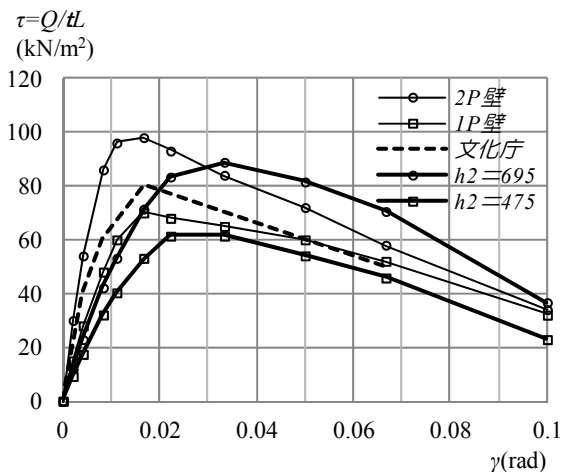


図 2.3.2-141 全面壁と小壁の復元力

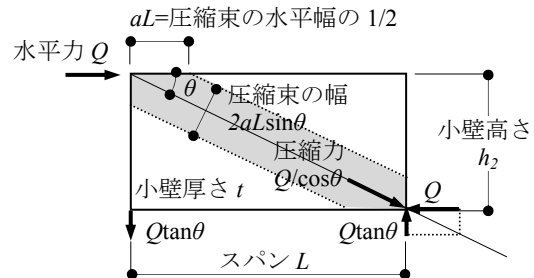


図 2.3.2-142 小壁の耐力機構

図 2.3.2-142 より、水平力 Q を受ける小壁の圧縮応力度 σ_c は

$$\sigma_c = \frac{Q/\cos\theta}{2atL\sin\theta} = \frac{Q}{2atL\sin\theta\cos\theta} \quad (2.3.2-30)$$

ここで、高さとスパンの比 h_2/L をアスペクト比として λ で表せば、

$$\lambda = \frac{h_2}{L} \quad (2.3.2-31)$$

$$\sin\theta = \frac{h_2}{\sqrt{L^2 + h_2^2}} = \frac{\lambda}{\sqrt{1 + \lambda^2}}, \quad \cos\theta = \frac{L}{\sqrt{L^2 + h_2^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda^2}}$$

従って

$$\sigma_c = \frac{Q(1+\lambda^2)}{2atL\lambda} \quad (2.3.2-32)$$

$$Q = \frac{\lambda}{1+\lambda^2} 2atL\sigma_c$$

$$\frac{Q}{tL} = 2a\sigma_c \frac{\lambda}{1+\lambda^2} \quad (2.3.2-33)$$

ここで圧縮束の水平幅に関するパラメータ a と圧縮強度 σ_c が一定であれば、を小壁のせん断応力度 Q/tL はアスペクト比で計算されるパラメータ

$$F_{R2} = \frac{\lambda}{1+\lambda^2} \quad (2.3.2-34)$$

に比例する。図 2.3.2-143 に F_{R2} のグラフを示す。

$h_2=475\text{mm}$ と $h_2=695\text{mm}$ の 2 つのデータから任意の小壁高さの耐力を単純に線形補間で計算すると小壁高さが大きくなるとどこまでも増加するが、 F_{R2} は $\lambda=1$ で最大値 0.5 となるので、壁高さが壁スパンを超えて大きくなると最大耐力は減少することが分かる。

図 2.3.2-141 の実験データについて F_{R2} を計算すると、 $h_2=695\text{mm}$ の腰壁では $\lambda=695/1820=0.382$ より $F_{R2}=0.333$ 、 $h_2=475\text{mm}$ の垂壁では $\lambda=475/1820=0.261$ より $F_{R2}=0.244$ となる。両者の τ/F_{R2} は図 2.3.2-144 に示されるようにほぼ一致していると見ることができる。両者の平均を計算に用いる基準値とすれば、実験値と基準値は 1/45 変形までは 2%、1/30 から 1/10 変形では 3%から 8%の差を示す。変形の大きな範囲では、塑性化の影響により図 2.3.2-142 のような単純なモデルでは説明が難しいが、実験データのバラツキを考慮すれば、図 2.3.2-144 の点線の基準値(平均)は十分に実用的であると考えられる。

表 2.3.2-25 の基準値を用いて、10cm から 100cm までの壁高さの小壁復元力を計算すると、図 2.3.2-145 のようにまとめられる。

なお、土塗り壁の評価式と同様、小壁アスペクト比による調整係数 F_{R2} を用いた評価式は、 $L=182\text{cm}$ の二つの小壁($h_2=695\text{mm}$ 腰壁と $h_2=475\text{mm}$ 垂壁)の実験データに基づいているので適用範囲については検討の余地がある。とくに $L>182\text{cm}$ の場合は同じ壁高さでもアスペクト比が小さくなって、壁長さの割には耐力が増大しないという結果となる。2P の実験結果などをみると、現在での簡便法として、壁長さを $L(\text{cm})$ として、以上の方法で計算された結果を $L/182$ で割りますことが妥当である。

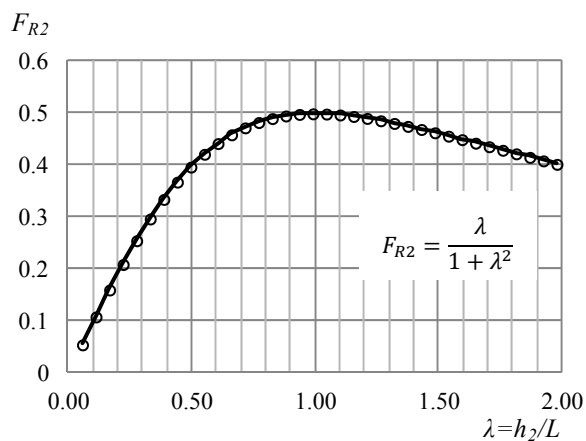


図 2.3.2-143 F_{R2}

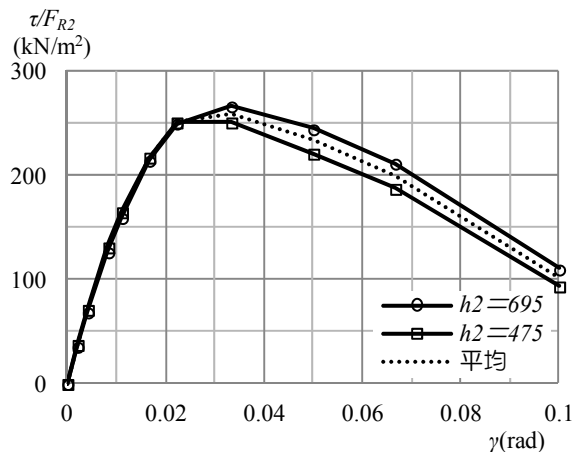


図 2.3.2-144 F_{R2} で規準化された実験データ

表 2.3.2-25 小壁復元力の基準値(図 2.3.2-144 の平均で示される数値)

変形角	0	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
$\tau/F_{R2}(\text{kN/m}^2)$	0	37	70	129	162	216	251	259	233	199	102

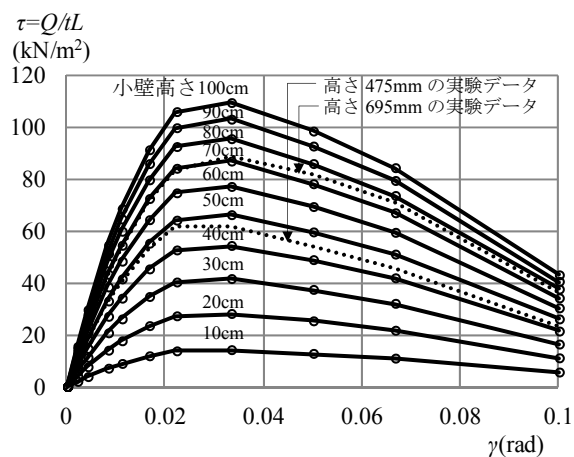


図 2.3.2-145 いろいろな高さの小壁の復元力

3) 水平構面

① 水平構面を構成する床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部の釘 1 本当たりのせん断性状と軸組仕口のモーメント－回転角関係

板幅が 120～240mm 程度の小幅板を床板または野地板とした水平構面では、床板－根太あるいは野地板－垂木間の接合点に打たれた釘が図 2.3.2-146 のようにせん断方向に滑ることで水平構面としてせん断抵抗する。そのため、水平構面全体のせん断性能を評価するためには、釘の 1 面せん断性状が必要となる。そこで、図 2.3.2-147 に示すような釘の 1 面せん断性状を求めるための要素実験より、小型壁体試験体のせん断力 $Q_{(R)}$ と真の変形角 R を用いて次式から平均的な釘 1 本のせん断力－滑り関係を求める。

$$P_{n(\delta)} = \frac{Q_{(R)} \cdot H}{2 \cdot d \cdot N} \quad (2.3.2-35)$$

$$\delta = d \cdot R \quad (2.3.2-36)$$

ここで、 N は釘接合点数、 d は図 2.3.2-146 を参照する。

仮に板幅 240mm の小幅板を用いた場合、水平構面が 1/10rad.まで変形した際に、釘のせん断変形量はおよそ 10mm 程度と推定できる。そこで、釘 1 本のせん断力－滑り関係において 10mm までのデータを用いて完全弾塑性モデル置換して評価された剛性と終局耐力を簡易評価法における数値として用いる。また、包絡線データは、全試験体(3 体)の包絡線から各変位時のそれぞれ信頼水準 75% の 50%下限値を求め、水平構面の包絡線の推定に用いる。

表 2.3.2-26 に簡易評価法で用いる床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部の釘 1 本当たりの初期剛性とせん断耐力を示す。なお、表 2.3.2-26 で示す初期剛性とせん断耐力は、小幅板を軸組や根太・垂木に打ち付けた構面のせん断耐力算定用であり、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」の釘のせん断データと評価法が異なるため、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」には用いることは出来ない。また、図 2.3.2-148、図 2.3.2-149、表 2.3.2-27 に包絡線の推定に用いるための床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部の釘 1 本当たりのせん断力－滑り関係の包絡線データを示し、各データを比較した結果を図 2.3.2-150、図 2.3.2-151 に示す。

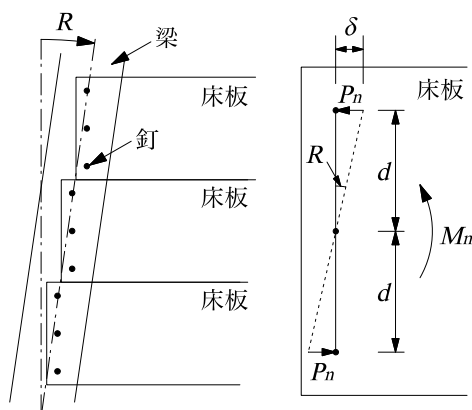


図 2.3.2-146 釘接合点の挙動

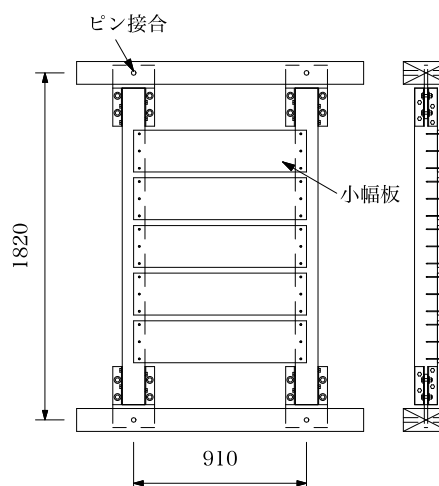
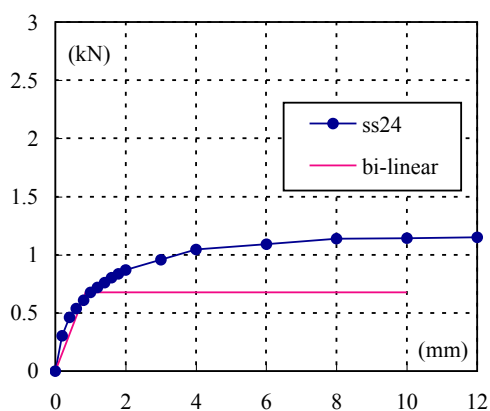


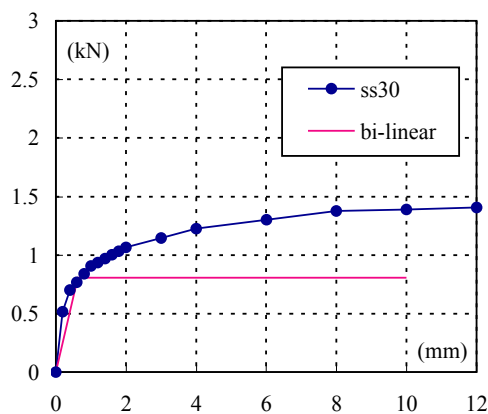
図 2.3.2-147 釘の 1 面せん断性状推定のための要素試験体

表 2.3.2--26 床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部 1 本当たりの初期剛性とせん断耐力

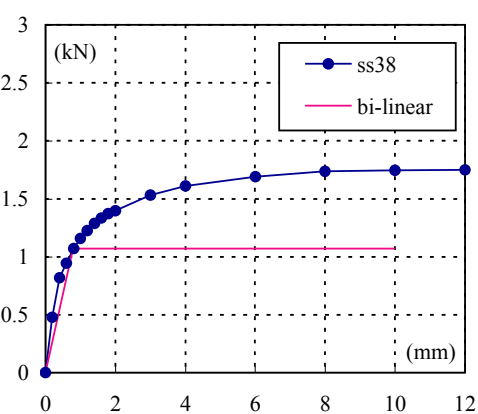
床板・野地板の種類	梁・桁・根太・垂木の種類	釘の種類	初期剛性 kn (kN/m)	せん断耐力 Pna (kN)
スギ／厚み 15mm	スギ	N45		
スギ／厚み 24mm	スギ	N75	689.1	0.67
スギ／厚み 30mm	スギ	N90	1251.1	0.80
スギ／厚み 38mm	スギ	N125	1332.6	1.07
スギ／厚み 24mm	ベイマツ	N75	786.6	0.97
スギ／厚み 30mm	ベイマツ	N90	1066.0	1.06
スギ／厚み 38mm	ベイマツ	N125	1492.9	1.39
ヒノキ／厚み 30mm	スギ	N90	1668.7	0.94
ヒノキ／厚み 30mm	ベイマツ	N90	1786.5	1.39



【床板スギ(t=24mm)・軸組スギ】



【床板スギ(t=30mm)・軸組スギ】



【床板スギ(t=38mm)・軸組スギ】

図 2.3.2-148 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線データ(床板スギ・軸組スギ)

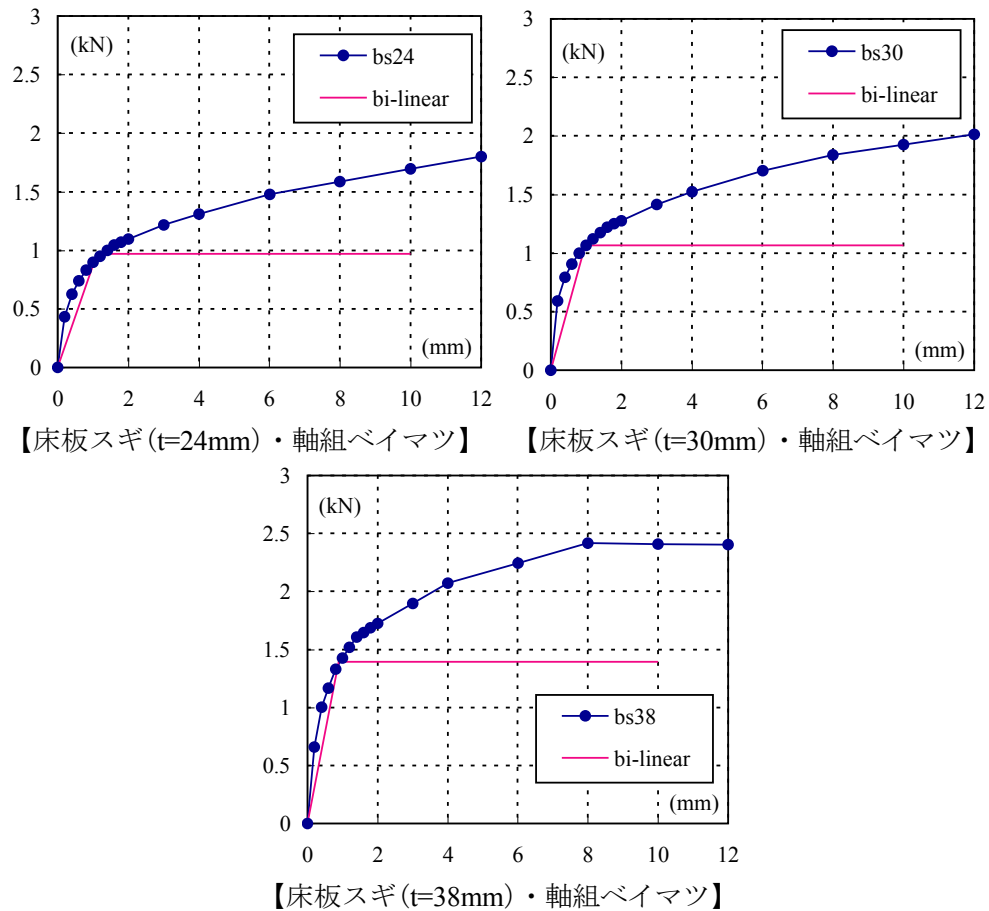


図 2.3.2-149 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線データ(床板スギ・軸組ベイマツ)

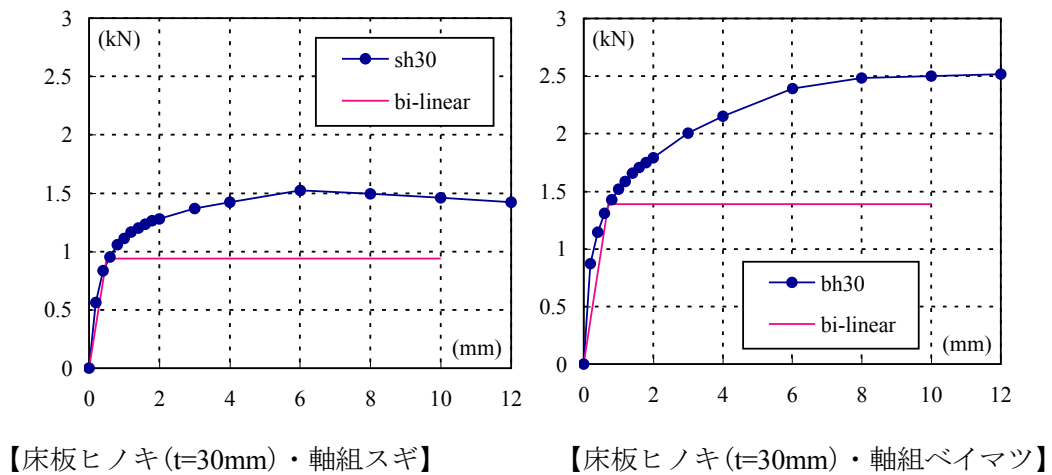


図 2.3.2-150 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線データ(床板ヒノキ)

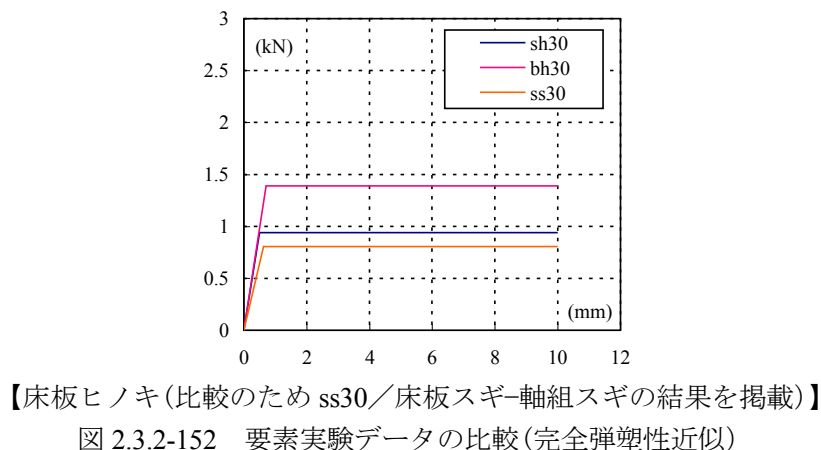
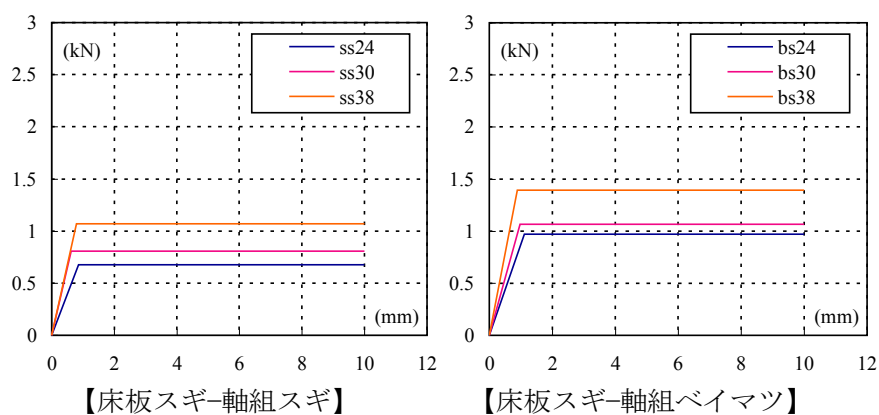
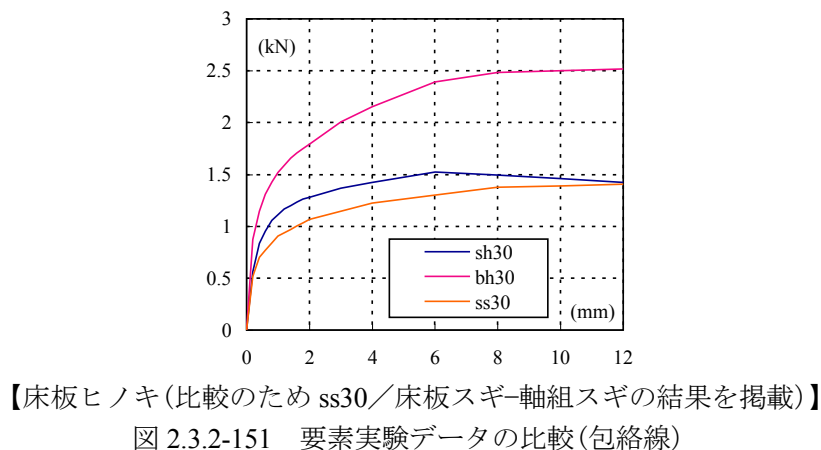
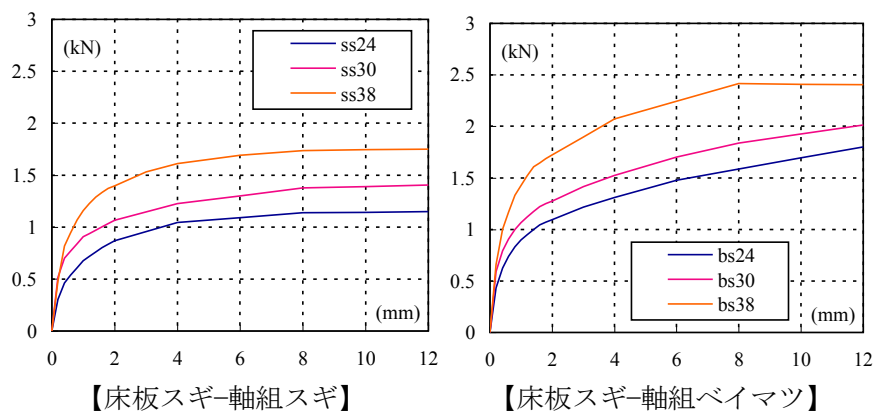


表 2.3.2-27 床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部 1 本当たりのたりのせん断力
－滑り関係の包絡線データ

釘の種類	N75	N90	N125	N75	N90	N125	N90	N90
板樹種	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	ヒノキ	ヒノキ
厚さ	24mm	30mm	38mm	24mm	30mm	38mm	30mm	30mm
根太・垂木 樹種	スギ	スギ	スギ	ベイマツ	ベイマツ	ベイマツ	スギ	ベイマツ
変位 mm	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	300.8	514.8	479.1	430.9	592.1	657.3	563.5	874.6
0.4	461.4	701.8	819.8	623.3	793.2	1002.6	834.2	1144.0
0.6	535.1	769.8	944.2	739.6	905.4	1168.1	954.5	1308.5
0.8	608.7	837.8	1068.5	831.3	997.3	1331.1	1056.5	1428.3
1	675.8	905.2	1158.8	898.5	1066.0	1428.6	1112.5	1517.1
1.2	718.0	937.1	1224.2	949.0	1121.1	1517.2	1166.5	1588.1
1.4	760.3	969.0	1289.5	999.5	1176.2	1605.8	1200.9	1659.1
1.6	801.0	1000.9	1332.2	1042.8	1220.2	1645.3	1235.2	1707.8
1.8	834.1	1032.8	1371.2	1069.8	1248.5	1684.9	1261.4	1750.4
2	867.3	1064.7	1398.9	1096.1	1275.8	1724.4	1279.4	1792.8
3	955.2	1144.8	1531.2	1215.3	1412.3	1898.1	1369.4	2004.9
4	1043.1	1224.8	1611.8	1307.7	1521.6	2071.8	1421.2	2151.3
6	1090.2	1301.4	1692.5	1478.9	1703.1	2243.4	1524.8	2391.0
8	1137.3	1374.2	1737.1	1586.8	1836.4	2415.0	1494.8	2484.0
10	1142.9	1389.3	1744.2	1693.2	1925.7	2410.3	1458.7	2500.5
12	1148.5	1404.4	1751.3	1799.7	2015.0	2405.6	1422.7	2517.0

梁-柱仕口 1 箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係を図 2.3.2-153 および表 2.3.2-28 に示す。なお、完全弾塑性近似は 1/30rad.までのデータを用いて行った。弱軸方向の梁-柱仕口の曲げモーメント-回転角関係の剛性と耐力は、1/30rad.の割線剛性を用いている。弱軸方向の梁-柱仕口の曲げモーメント-回転角関係は、本来、接合部単体の曲げせん断の要素試験結果から求めることとなるが、現段階で要素試験を実施できていないため、表 2.3.2-28 では 3P×4P の軸組のみの面内せん断試験結果から軸材を剛体と仮定して評価した値を用いている。評価に使用した軸組のみの試験体形状を図 2.3.2-154 に、仕口の詳細を図 2.3.2-155 に示す。

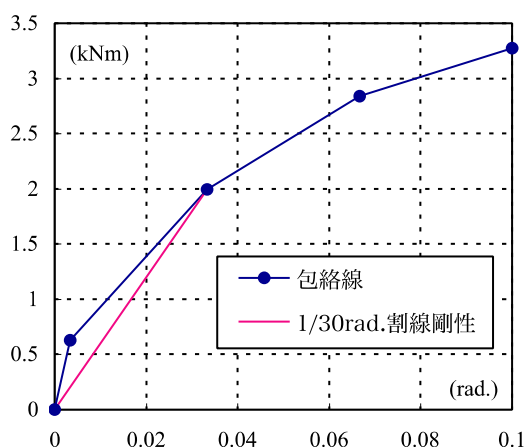


図 2.3.2-153 梁-柱仕口 1 箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係(弱軸曲げ)

表 2.3.2-28 梁-柱仕口 1 箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係(弱軸曲げ)
(仕様 柱：ヒノキ/150×150mm、梁：スギ/120×270mm 雇いほぞ)

変形角(rad.)	1/300	1/30	1/15	1/10	1/30rad.割線剛性 (kNm/rad.)
モーメント (kNm)	0.63	1.99	2.84	3.28	59.8

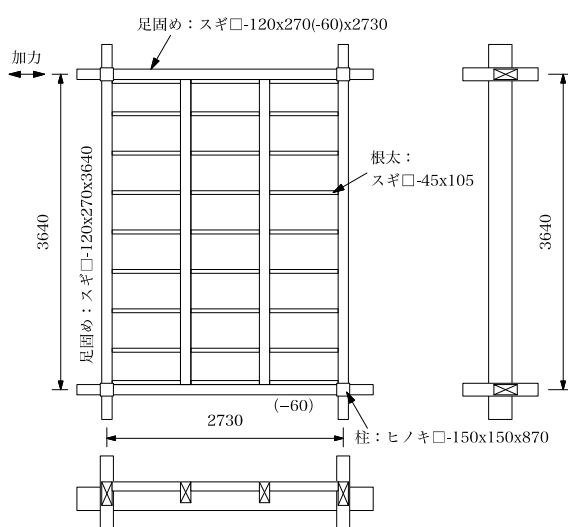


図 2.3.2-154 軸組のみ試験体

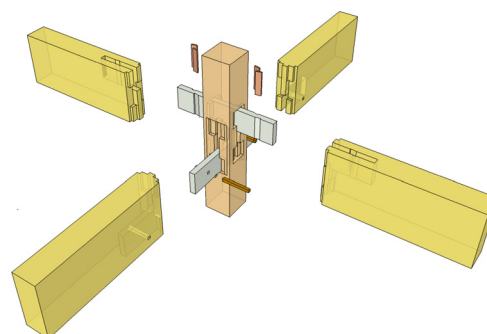


図 2.3.2-155 仕口の仕様

(柱：ヒノキ/150×150mm、梁：スギ/120×270mm 雇いほぞ)

② 床構面の評価法(簡易評価法)

床面全体の回転剛性と回転モーメントは次式により評価することができる。

$$\text{床面全体の回転剛性 (kNm/rad.) } K_{F\theta} = \alpha \cdot 2 \cdot k_n \cdot d^2 \cdot N + \sum_i k_{ji} \quad (2.3.2-38)$$

$$\text{床面全体の回転モーメント (kNm) } M_{Fa} = 2 \cdot P_{na} \cdot d \cdot N + \sum_i k_{ji} \cdot \frac{P_{na}}{d \cdot k_n} \quad (2.3.2-39)$$

ここで、 α : 床水平構面全体の面内せん断変形に対する床板と根太の釘接合点間の回転による床板面全体の見かけのせん断変形の割合

床板直張りとは床板+落とし込み根太の場合は $\alpha=1.0$

床板+転ばし根太の場合は $\alpha=0.9$ (根太一桁接合部の変形が生じるため)

N : 床面全体の床板と根太・梁との釘接合点の総数

釘接合点 : 図 2.3.2-146 に示すように床板と根太・梁との交差部で釘により接合されている部位。

d : 釘接合点の釘の間隔(図 2.3.2-146 参照)

k_{ji} : 軸組仕口の面内せん断方向の回転剛性(1/30rad.割線剛性)(添え字 i は接合部個数を表す)

床構面の単位長さ当たりのせん断剛性 ΔK_F とせん断耐力 ΔP_{aF} への変換は次式で行う。

$$\text{単位長さ当たりのせん断剛性 (kN/rad.m) } \Delta K_F = \frac{K_{F\theta}}{L_x \cdot L_y} \quad (2.3.2-40)$$

$$\text{単位長さ当たりのせん断耐力 (kN/m) } \Delta P_{aF} = \frac{M_{Fa}}{L_x \cdot L_y} \quad (2.3.2-41)$$

ここで、 L_x 、 L_y は、床の各辺の長さである。

図 2.3.2-156 のように床の面積を $L_x \cdot L_y$ とし、板幅を w 、根太間隔を p とすると、釘接合点数 N は、次式で与えられる。

$$N = \left(\frac{L_y}{p} + 1 \right) \left(\frac{L_x}{w} \right) \quad (2.3.2-42)$$

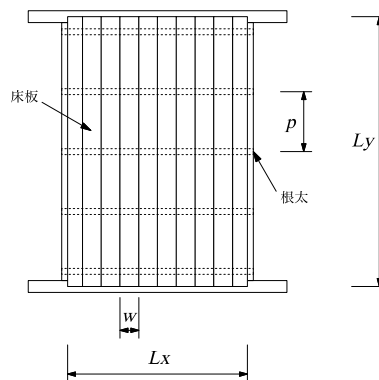


図 2.3.2-156 記号の定義 (床の図と記号の関係を示す)

③ 床構面の評価法(包絡線の推定)

釘 1 本のせん断力($P_n(\delta)$)－滑り(δ)関係と軸組仕口の面内せん断方向の曲げモーメント(M_{ji})－回転角(R)関係より、次式を用いて床構面の回転モーメント($M_{F(R)}$)－変形角(R)関係に変換できる。

$$M_{F(R)} = 2 \cdot P_{n(\delta)} \cdot d \cdot N + \sum_i M_{ji(R)} \quad (2.3.2-43)$$

$$\delta = d \cdot \alpha \cdot R \quad (2.3.2-44)$$

変形角 R 時の床構面の単位長さ当たりのせん断耐力 $\Delta P_{F(R)}$ は、式 2.3.2-43 を式 2.3.2-45 に代入することで求まる。

なお、本方法で包絡線が推定可能な変形角は 1/30rad. までとする。

$$\Delta P_{F(R)} = \frac{M_{F(R)}}{L_x \cdot L_y} \quad (2.3.2-45)$$

④ 切り妻屋根構面の評価法(簡易評価法)

切り妻屋根面全体を水平投影した場合の面内せん断力に対する回転剛性(kNm/rad.)

$$K_{F\theta} = \alpha \cdot 2 \cdot k_n \cdot d^2 \cdot N \cdot \cos^2 \theta \quad (2.3.2-46)$$

切り妻屋根面全体を水平投影した場合のせん断耐力 (kNm)

$$M_{Fa} = 2 \cdot P_{na} \cdot d \cdot N \cdot \cos \theta \quad (2.3.2-47)$$

ここで、 α ：水平投影した切り妻屋根全体の面内せん断変形に対する野地板と垂木の釘接合点間の回転による野地板面全体の見かけのせん断変形の割合 $\alpha=0.9$

N ：切り妻屋根面全体の野地板と垂木との釘接合点の総数

釘接合点：図 2.3.2-146 に示すように野地板と垂木との交差部で釘により接合されている部位。

d ：釘接合点の釘の間隔(図 2.3.2-146 参照)

θ ：切り妻屋根の勾配

水平投影した切り妻屋根構面の単位長さ当たりのせん断剛性 ΔK_F とせん断耐力 ΔP_{aF} への変換は式 2.3.2-40 および式 2.3.2-41 で行う。

⑤ 切り妻屋根構面の評価法(包絡線の推定)

釘 1 本のせん断力($P_n(\delta)$)－すべり(δ)関係より、次式を用いて水平投影した切り妻屋根構面全体のモーメント($M_{F(R)}$)－変形角(R)関係に変換できる。

$$M_{F(R)} = 2 \cdot P_{n(\delta)} \cdot d \cdot N \cdot \cos \theta \quad (2.3.2-48)$$

$$\delta = d \cdot \alpha \cdot R \cdot \cos \theta \quad (2.3.2-49)$$

従って、水平投影した切り妻屋根構面の単位長さ当たりのせん断耐力 $\Delta P_{F(R)}$ は、式 2.3.2-48 および式 2.3.2-49 を式 2.3.2-45 に代入することで求まる。但し、 L_x 、 L_y は、切り妻屋根の軸組(軒桁＝ L_x 、妻梁＝ L_y) の各辺の長さとする。

切り妻屋根面の野地板－垂木間の釘接合点の総数 N は、以下のように算出する。野地板幅を w 、軒方向の垂木間隔を p 、妻方向の勾配面に沿った軒の出を含む屋根面の総長さ(切り妻屋根では両面の合計)を L_r とすると、次式で与えられる。

$$N = \left(\frac{L_y}{p} + 1 \right) \left(\frac{L_x}{w} \right) \quad (2.3.2-50)$$

⑥ 根太-桁接合部・垂木-桁接合部の変形について

床板+転ばし根太では、根太-桁接合部の釘接合部分で変形が生じる。図 2.3.2-157 に床板+転ばし根太試験体のせん断加力試験において、床構面全体のせん断変形に対する床板の見かけのせん断変形の割合の推移を示す。

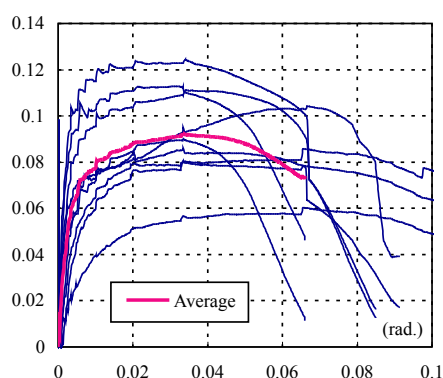


図 2.3.2-157 転ばし根太試験体のせん断変形成分の全体変形に対する割合の推移
(横軸：全体変形角、縦軸：転ばし根太の梁桁に対するせん断変形の全体変形に対する割合、青線：試験体 4 体のうち根太-梁桁のせん断変形を測定した各データ、赤太線：各データの平均値)

また、表 2.3.2-29 に床の仕様毎の α の値の計算値を示す。同表より、工学的に判断して $\alpha=0.9$ と定めた。なお、 α の値は「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008 年版)」の「4.4 面材張り床水平構面の詳細計算法」に準じて算定した。

ここで、本計算で用いる全ての接合部（床板-根太、根太-桁の釘接合）の剛性は、上述した評価法から求めた値を用いる必要がある。しかし、現時点では、床板以外は、データの整備が間に合っていないので、表 2.3.2-29 では、全ての接合部の剛性を「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008 年版)」の評価法(終局変位までの包絡線を完全弾塑性モデル置換して評価)で得られた剛性に基づいて α を算出した。

表 2.3.2-29 各種仕様の床水平構面の α

(L_x ：根太長さ)

根太-桁接合が 2-N90 斜め打ちの場合(桁スパン 910mm)

$L_y(\text{mm})$	$L_x(\text{mm})$					
	910	1820	2730	3640	4550	5460
1820	0.80	0.85	0.87	0.88	0.88	0.89
3640	0.81	0.87	0.90	0.92	0.93	0.93
5460	0.81	0.88	0.91	0.93	0.94	0.95

根太ー桁接合が N125 脳天打ちの場合 (桁スパン 910mm)

	Lx(mm)					
Ly(mm)	910	1820	2730	3640	4550	5460
1820	0.76	0.82	0.84	0.85	0.85	0.85
3640	0.77	0.85	0.88	0.90	0.91	0.92
5460	0.77	0.86	0.90	0.92	0.93	0.94

根太ー桁接合が N150 脳天打ちの場合 (桁スパン 910mm)

	Lx(mm)					
Ly(mm)	910	1820	2730	3640	4550	5460
1820	0.81	0.85	0.87	0.88	0.89	0.89
3640	0.81	0.88	0.91	0.92	0.93	0.93
5460	0.81	0.88	0.91	0.93	0.94	0.95

根太ー桁接合が 2-N90 斜め打ちの場合 (桁スパン 1820mm)

	Lx(mm)		
Ly(mm)	1820	3640	5460
1820	0.82	0.83	0.83
3640	0.86	0.89	0.90
5460	0.88	0.91	0.93

根太ー桁接合が N125 脳天打ちの場合 (桁スパン 1820mm)

	Lx(mm)		
Ly(mm)	1820	3640	5460
1820	0.78	0.79	0.78
3640	0.84	0.87	0.88
5460	0.85	0.89	0.91

根太ー桁接合が N150 脳天打ちの場合 (桁スパン 1820mm)

	Lx(mm)		
Ly(mm)	1820	3640	5460
1820	0.83	0.84	0.84
3640	0.87	0.90	0.91
5460	0.88	0.91	0.93

次に、切り妻屋根では、垂木－桁接合部の釘接合部分の変形が生じる。以下に切り妻屋根試験体の全体変形に対する床板の見かけのせん断変形の割合を図 2.3.2-158 に示す。(実験値の一例を示す)

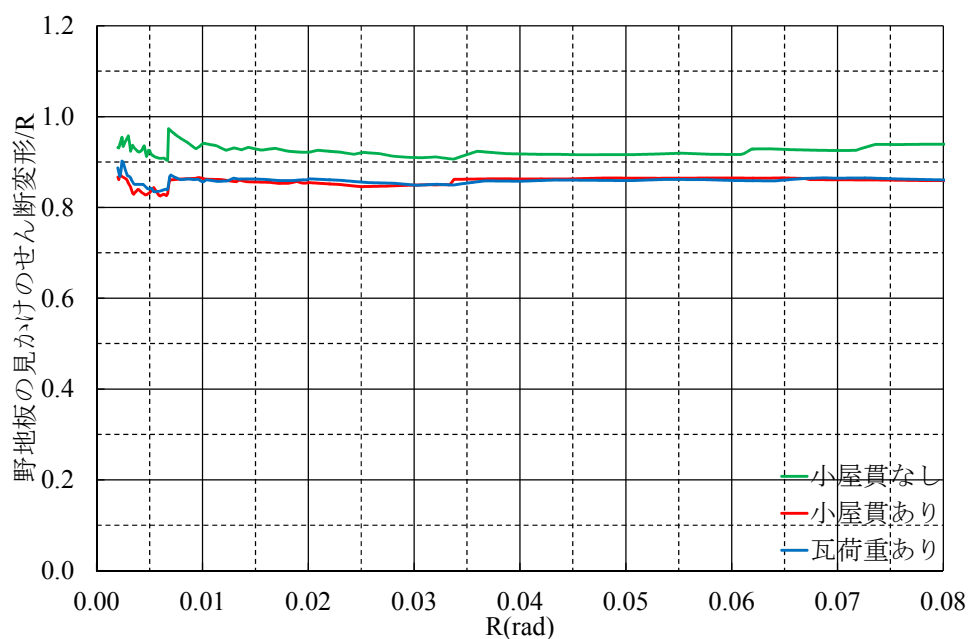


図 2.3.2-158 全体変形に対する野地板の見かけのせん断変形の割合

各種仕様の切り妻屋根構面の α の計算値を表 2.3.2-30 に示す。同表より、工学的に判断して $\alpha=0.9$ と定めた。なお、 α の値は「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008 年版)」の「4.5 面材張り勾配屋根水平構面の詳細計算法」に準じて算定した。

表 2.3.2-30 各種仕様の切り妻屋根構面の α
垂木－桁接合が N125 脳天打ちの場合(妻壁なし)

梁間 (mm)	桁行 (mm)	勾配				
		2/10	4/10	6/10	8/10	10/10
1820	3640	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93
1820	5460	0.93	0.93	0.93	0.92	0.92
1820	7280	0.92	0.92	0.92	0.91	0.90
3640	3640	0.95	0.95	0.95	0.96	0.96
3640	5460	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
3640	7280	0.96	0.96	0.95	0.95	0.95
5460	3640	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
5460	5460	0.96	0.96	0.96	0.96	0.97
5460	7280	0.96	0.97	0.97	0.97	0.96
7280	3640	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
7280	5460	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
7280	7280	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97

垂木－桁接合が 2-N75 斜め打ちの場合(妻壁なし)

梁間 (mm)	桁行 (mm)	勾配				
		2/10	4/10	6/10	8/10	10/10
1820	3640	0.90	0.89	0.89	0.88	0.88
1820	5460	0.87	0.87	0.86	0.85	0.84
1820	7280	0.84	0.84	0.83	0.82	0.80
3640	3640	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
3640	5460	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93
3640	7280	0.93	0.92	0.92	0.92	0.91
5460	3640	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
5460	5460	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
5460	7280	0.95	0.95	0.95	0.95	0.94
7280	3640	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
7280	5460	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
7280	7280	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96

垂木－桁接合が N125 脳天打ちの場合(妻壁あり)

梁間 (mm)	桁行 (mm)	勾配				
		2/10	4/10	6/10	8/10	10/10
1820	3640	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
1820	5460	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
1820	7280	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
3640	3640	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
3640	5460	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
3640	7280	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
5460	3640	0.96	0.96	0.96	0.96	0.97
5460	5460	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
5460	7280	0.97	0.97	0.97	0.97	0.98
7280	3640	0.96	0.96	0.96	0.97	0.97
7280	5460	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
7280	7280	0.97	0.97	0.97	0.98	0.98

垂木－桁接合が 2-N75 斜め打ちの場合(妻壁あり)

梁間 (mm)	桁行 (mm)	勾配				
		2/10	4/10	6/10	8/10	10/10
1820	3640	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
1820	5460	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94
1820	7280	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94
3640	3640	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
3640	5460	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
3640	7280	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
5460	3640	0.96	0.96	0.96	0.96	0.97
5460	5460	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
5460	7280	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
7280	3640	0.96	0.96	0.96	0.97	0.97
7280	5460	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
7280	7280	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97

(5) 小壁付き柱の検討

垂壁を有する独立柱の復元力特性は、垂壁の負担せん断力と柱の曲げモーメントに対応する柱せん断力の関係で決まる。柱はその曲げ抵抗による耐力は別途考慮するので、ここでは柱両端部モーメントはゼロとしている。図 2.3.2-159 の垂壁付き独立柱では、作用する水平力 Q と壁負担せん断力 Q_W 、柱のせん断力 Q_{C1} 、 Q_{C2} の釣り合いから、

$$Q = Q_W - Q_{C1}, \quad Q = Q_{C2} \quad (2.3.2-51)$$

ここで、小壁内では柱は逆せん断- Q_{C1} となっていることに注意されたい。垂壁下端位置での柱の曲げモーメントを M_C とすれば、

$$Q_{C1} = \frac{M_C}{H-h_0}, \quad Q_{C2} = \frac{M_C}{h_0} \quad (2.3.2-52)$$

$$Q_{C1} = \frac{Q_{C2}h_0}{H-h_0} = \frac{Qh_0}{H-h_0} \quad (2.3.2-53)$$

を第 1 式 2.3.2-51 に代入すれば、負担せん断力 Q と小壁せん断力 Q_W が次のように関係づけられる。

$$Q = \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W \quad (2.3.2-54)$$

すなわち、柱高さ h_0 によって小壁耐力 Q_W が減少させられている。たわみ δ 、変形角 γ は

$$\delta = \delta_C + \delta_W = \frac{Qh_0^3}{3EI} + H\gamma_w = \frac{h_0^3}{3EI} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W + H\gamma_w \quad (2.3.2-55)$$

$$\gamma = \frac{\delta}{H} = \frac{h_0^3}{3EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W + \gamma_w \quad (2.3.2-56)$$

以上から各ステップの小壁の γ_w 、 Q_W から Q と γ を計算することで、復元力特性を設定することができる。

ただし、柱に生じる曲げモーメント M_C が柱の曲げ耐力を超えていないことを確認する。

$$Q = Q_{C2} \leq \frac{F_b Z_e}{h_0} \quad (2.3.2-57)$$

ここで、 F_b は材料の曲げ強度、 Z_e は柱の断面欠損を考慮した有効断面係数で全断面から計算される断面係数を 0.75 倍されることが多い。部材破断は弾性限度に対しての余裕を有しているため、以下の計算では、 Z_e として、柱径を D として、弾性断面係数 $D^3/6$ ではなく塑性断面係数 $D^3/4$ を採用している。すなわち弾性限に対して 1.5 倍の増加をみている。

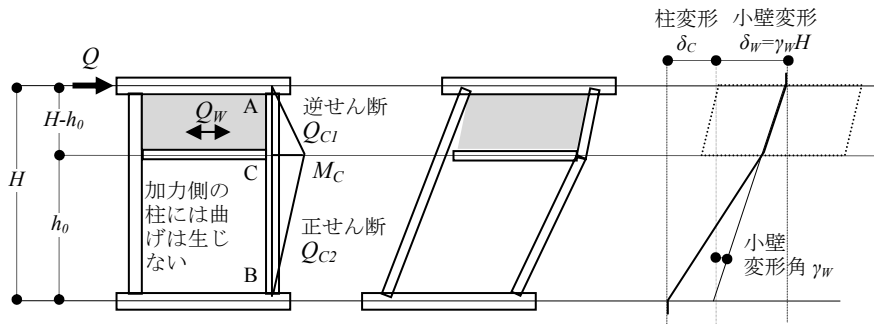


図 2.3.2-159 垂壁付き柱のメカニズム

A

小壁付き柱架構が差し鴨居の場合は、図 2.3.2-160 のように左右の柱に曲げが強制されるので扱いが次のように変わる。

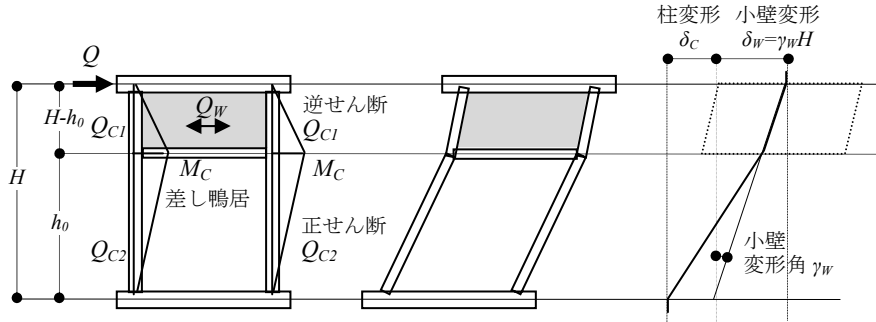


図 2.3.2-160 垂壁付き柱のメカニズム(差し鴨居の場合)

すなわち、作用する水平力 Q と壁負担せん断力 Q_W 、柱のせん断力 Q_{C1} 、 Q_{C2} の釣り合いは、

$$Q = Q_W - 2Q_{C1} = 2Q_{C2} \quad (2.3.2-58)$$

垂壁下端位置での柱の曲げモーメントを M_C とすれば、

$$Q_{C1} = \frac{M_C}{H-h_0}, \quad Q_{C2} = \frac{M_C}{h_0} \quad (2.3.2-59)$$

従って、負担せん断力 Q とたわみ δ 、変形角 γ は

$$Q = \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W \quad (2.3.2-60)$$

$$\delta = \delta_C + \delta_W = \frac{Q h_0^3}{6EI} + H\gamma_W = \frac{h_0^3}{6EI} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W + H\gamma_W \quad (2.3.2-61)$$

$$\gamma = \frac{\delta}{H} = \frac{h_0^3}{6EIH} \left(1 - \frac{h_0}{H}\right) Q_W + \gamma_W \quad (2.3.2-62)$$

$$Q = 2Q_{C2} \leq \frac{2F_b Z_e}{h_0} \quad (2.3.2-63)$$

以上の式 2.3.2-58～式 2.3.2-63 式を式 2.3.2-51～式 2.3.2-57 式と比較すれば、柱 1 本分の I 、 Z_e を 2 本分の $2I$ 、 $2Z_e$ にすればよいことが分かる。

以上の定式化においては、柱の曲げ変形を図 2.3.2-159 の C 点で固定されたキャンティレバーとして算出しているが、小壁による柱の拘束効果が期待できない場合は両端 A、B でピン支持された梁が C 点で载荷された時の C 点のたわみから計算すべきである。その違いについて以下に補足する。図 2.3.2-159 の柱を図 2.3.2-161 のように扱う。すなわち、小壁内の部材の EI は壁で拘束されるため裸部分の EI と異なるので、それぞれ $E_1 I_1$ 、 $E_2 I_2$ と区別して表わしている。

モールの定理によれば、図 2.3.2-161 に示す単純梁の C 点のたわみは、図 2.3.2-161 のモーメント図の M を部材 EI で割った弾性荷重 M/EI を载荷した図 2.3.2-162 のモデルの C 点のモーメントで与えられる。

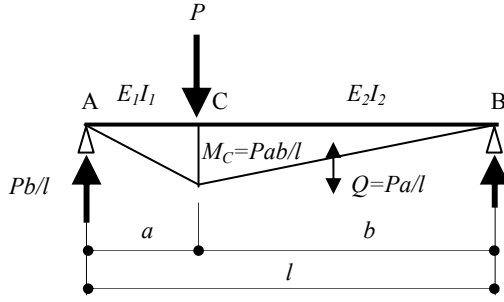


図 2.3.2-161 集中荷重を受ける単純梁

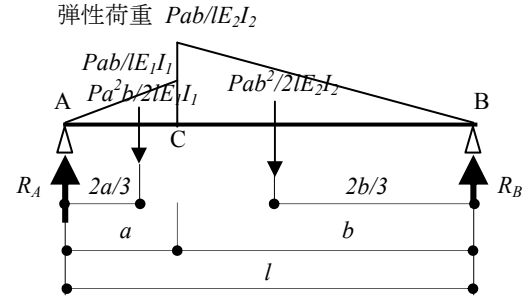


図 2.3.2-162 モールの定理によるたわみの計算

図 2.3.2-162 には AC 間と CB 間の弾性荷重の合力と重心位置を示している。図 2.3.2-162 の反力 R_A 、 R_B はそれぞれ、

$$R_A = \frac{Pa^2b}{2lE_1I_1} \frac{l-2a/3}{l} + \frac{Pab^2}{2lE_2I_2} \frac{2b/3}{l} \quad (2.3.2-64)$$

$$R_B = \frac{Pa^2b}{2lE_1I_1} \frac{2a/3}{l} + \frac{Pab^2}{2lE_2I_2} \frac{l-2b/3}{l} \quad (2.3.2-65)$$

これから、図 2.3.2-162 の C 点の曲げモーメント (= 図 2.3.2-161 の C 点のたわみ δ_C) を計算すると、

$$\begin{aligned} \delta_C &= R_A a - \frac{Pa^2b}{2lE_1I_1} \frac{a}{3} = \frac{Pa^2b}{2lE_1I_1} \left(\frac{la-2a^2/3}{l} - \frac{a}{3} \right) + \frac{Pa^2b^2}{2lE_2I_2} \frac{2b/3}{l} \\ &= \frac{Pa^3b^2}{3l^2E_1I_1} + \frac{Pa^2b^3}{3l^2E_2I_2} = \frac{Pa^2b^2}{3l^2} \left(\frac{a}{E_1I_1} + \frac{b}{E_2I_2} \right) \end{aligned} \quad (2.3.2-66)$$

図 2.3.2-162 の C 点のせん断力 (= 図 2.3.2-161 の C 点のたわみ各 θ_C) を計算すると、

$$\theta_C = R_A - \frac{Pa^2b}{2lE_1I_1} = \frac{Pa^2b}{2lE_1I_1} \left(1 - \frac{2a}{3l} - 1 \right) + \frac{Pab^2}{2lE_2I_2} \frac{2b}{3l} = \frac{Pab}{3l^2} \left(-\frac{a^2}{E_1I_1} + \frac{b^2}{E_2I_2} \right)$$

とくに $E_1=E_2=E$ 、 $I_1=I_2=I$ の場合は δ_C を δ_{C1} と書けば

$$\delta_{C1} = \frac{Pa^2b^2}{3l^2} \left(\frac{a}{EI} + \frac{b}{EI} \right) = \frac{Pa^2b^2}{3EI} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{a}{b} \right) \quad (2.3.2-67)$$

ここで、BC 間のせん断力 $Q=Pa/l$ を用いている。同様に C 点のたわみ角 θ_C を θ_{C1} と書けば、

$$\theta_{C1} = \frac{Pab}{3EI} (b^2 - a^2)$$

AC 間の部材剛性が大きな場合の δ_C を δ_{C2} と書けば、式 2.3.2-66 の $a/E_1I_1=0$ 、また $E_2=E$ 、 $I_2=I$ とおいて

$$\delta_{C2} = \frac{Pa^2b^2}{3l^2} \frac{b}{EI} = \frac{Pa^2b^3}{3EI} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{a}{l} \right) \quad (2.3.2-68)$$

同様に AC 間の部材剛性が大きな場合のたわみ角 θ_C を θ_{C2} と書けば、

$$\theta_{C2} = \frac{Pab^3}{3EI} = \frac{\delta_{C2}}{a} > \theta_{C1}$$

となって、AC 間は剛体回転 θ_{C2} していることがわかる。

ところで、これらを柱に置き換えてみると、図 2.3.2-163 または図 2.3.2-164 から、柱の変形は、C 点のたわみが l/a 倍に増幅されるので、小壁内を剛とした場合の柱変形 δ_{CR} は式 2.3.2-68 から、

$$\delta_{CR} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{a}{l} \right) \times \frac{l}{a} = \frac{Qb^3}{3EI} \quad (2.3.2-69)$$

これは、跳出し梁のたわみ式である。従って、小壁付き柱の柱変形計算は、図 2.3.2-159 の h_0 を跳出し長さとする跳出し梁のたわみで計算できる。

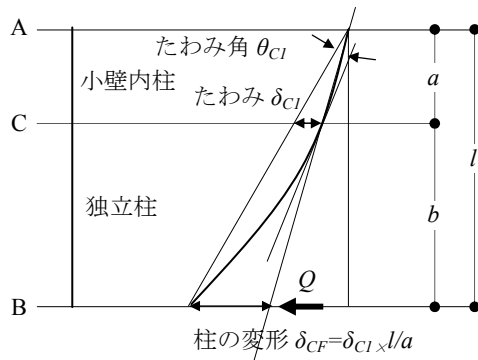


図 2.3.2-163 剛域を有さない柱の変形

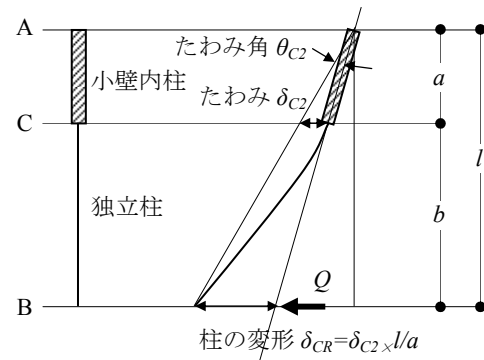


図 2.3.2-164 剛域を有する柱の変形

小壁内の柱剛性を増加させない場合の柱変形 δ_{CF} は、式 2.3.2-67 に同様の修正を施すと、

$$\delta_{CF} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{a}{b} \right) \times \frac{l}{a} = \frac{Qb^3}{3EI} \left(\frac{l}{b} \right) \quad (2.3.2-70)$$

この場合は、剛域考慮の式 2.3.2-69 の l/b 倍 (>1) となるので、柱変形は大きく評価される。

安全側ということであれば、柱変形を大きく見積もる式 2.3.2-70 となるが、小壁内で柱の変形がある程度拘束されること、あるいは小壁と柱の変形の適合性などを勘案すれば、従来から用いられている跳出し計算の式 2.3.2-69 を採用している。

(6) 通し柱

通し柱や小壁付き独立柱など、連続する柱が強制変形を受けて、部材角が柱の途中で変化する位置での折損を検討する。指定された部材角のもとで、たわみ角法を用いて曲げモーメントを計算する。

簡単のため図 2.2.2-165 のようなモデルを対象とする。変形角 R_1, R_2 を与えて、各点でのモーメントの釣り合いから節点回転角 $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ を求めることができる。なお 3 つ以上の変形角を有する柱の検討も同様に行うことができる。

たわみ角公式を用いて図 2.2.2-165 のモーメントが以下のように表される。

$$M_{12} = 2EK_1\{2(\theta_1 - R_1) + (R_1 - \theta_2)\} \quad (2.3.2-71)$$

$$M_{21} = 2EK_1\{2(R_1 - \theta_2) + (\theta_1 - R_1)\} \quad (2.3.2-72)$$

$$M_{23} = 2EK_2\{2(\theta_2 - R_2) + (R_2 - \theta_3)\} \quad (2.3.2-73)$$

$$M_{32} = 2EK_2\{2(R_2 - \theta_3) + (\theta_2 - R_2)\} \quad (2.3.2-74)$$

ここで、剛度 $K_1 = I_1/h_1$, $K_2 = I_2/h_2$ を表す。通常の場合、柱と横架材とはモーメント伝達しないので、モーメントの釣合いは以下のように書ける。

$$M_{12} = 0, \quad M_{32} = 0 \quad (2.3.2-75)$$

$$M_{21} = M_{23} \quad (2.3.2-76)$$

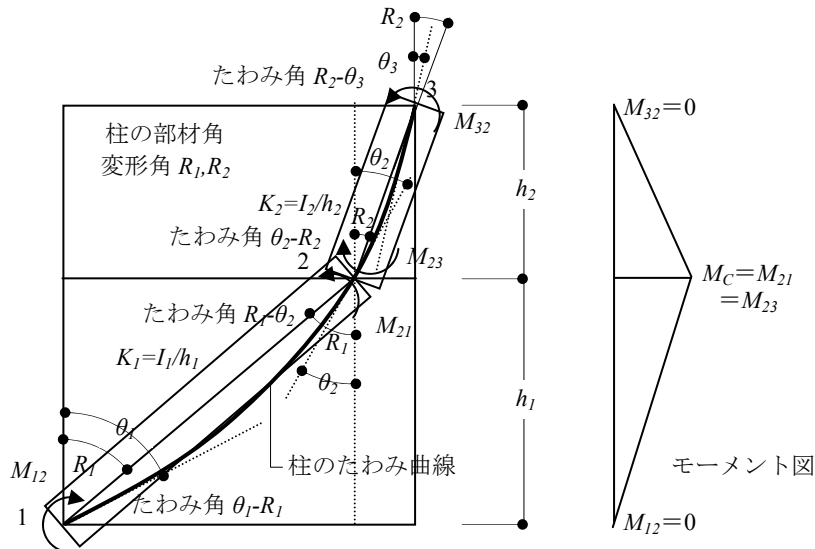
式 2.2.2-75 より、 θ_1, θ_3 が R_1, R_2, θ_2 により以下のように表される。

$$\theta_1 = \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2), \quad \theta_3 = \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) \quad (2.3.2-77)$$

式 2.2.2-77 を式 2.2.2-72、式 2.2.2-73 に代入して、式 2.2.2-76 を用いれば、

$$2EK_1\left(R_1 - 2\theta_2 + \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2)\right) = 2EK_2\left(2\theta_2 - \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) - R_2\right)$$

$$3EK_1(R_1 - \theta_2) = 3EK_2(\theta_2 - R_2)$$



$$\theta_2 = \frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} \quad (2.3.2-78)$$

以上より、柱中央部のモーメント $M_c = M_{2l} = M_{23}$ は次式となる。

$$M_c = M_{23} = 3EK_2(\theta_2 - R_2) = 3EK_2 \left(\frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} - R_2 \right) = \frac{3EK_1 K_2}{K_1 + K_2} (R_1 - R_2)$$

従って、

$$M_c = \frac{3E \frac{I_1 I_2}{h_1 h_2}}{\frac{1}{h_1} + \frac{1}{h_2}} (R_1 - R_2) = \frac{3EI_1 I_2}{h_2 I_1 + h_1 I_2} (R_1 - R_2)$$

一般に上下で断面は変わらないので、 $I_1 = I_2 = I$ とし、対象部分の全高さを $H = h_1 + h_2$ とすれば

$$M_c = \frac{3EI}{H} (R_1 - R_2) \quad (2.3.2-79)$$

柱の曲げ耐力 M_u は、材料強度を F_b 、断面有効率を α とすれば、

$$M_u = \alpha Z F_b = \alpha \frac{2I}{D} F_b \quad (2.3.2-80)$$

ここで、 D は柱径を表す。柱が折損しないためには $M_u \geq M_c$ であるので、変形角の差 $\Delta R = R_1 - R_2$ が以下の範囲であればよい。

$$\Delta R \leq \alpha \frac{2H}{3D} \frac{F_b}{E} \quad (2.3.2-81)$$

とくに $\alpha = 0.75$ とすれば

$$\Delta R \leq \frac{H}{2D} \frac{F_b}{E} \quad (2.3.2-82)$$

$H/2D$ は平均高さ $H/2$ と柱径の比であるので、基準法の仕様規定によれば、20 から 30 の範囲の値となる。 F_b/E は木材の強度とヤング係数の比で、樹種に応じて、表 2.2.2(6)-1 のようになる。強度が大きくヤング係数が小さいほど大きな変形に対応することができるので、 F_b/E は折れにくさの指標と見ることができ、スギ > ヒノキ > ケヤキの順に高い。

表 2.2.2-30 樹種別の強度と剛性

樹種	F_b kN/cm ²	E kN/cm ²	F_b/E
スギ	2.22	686	0.00324
ヒノキ	2.67	882	0.00303
ケヤキ	2.94	1,176	0.00250

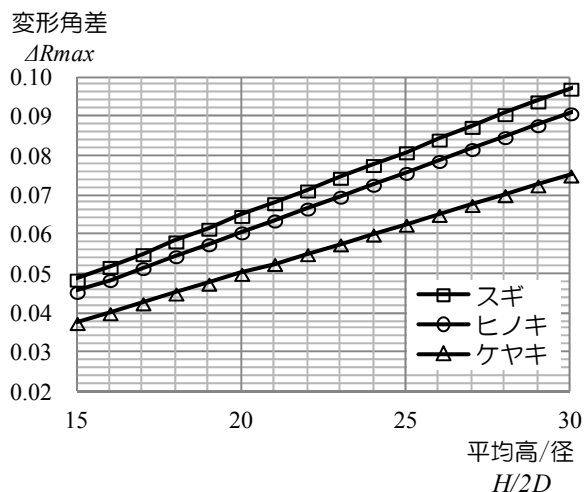


図 2.2.2-166 通し柱の限界変形

柱の高さ径比と強度剛性比の組合せから、通し柱が折れないための限界変形角(1階と2階の変形角の差)は図 2.2.2-166 のようにまとめることができる。1階が 1/20 で先行降伏し、2階が比較的に変形が小さく 1/120 であれば、 $\Delta R = 1/20 - 1/120 = 0.042$ となるので、スギ、ヒノキでは柱径が階高の 1/15 以下 ($H/2D$ を 15 以上) であればよいが、ケヤキでは、柱径を 1/18 以下 ($H/2D$ を 18 以上) としなければならない。

(7) 限界層間変形角（損傷限界層間変形角・安全限界層間変形角）の検討

1) 耐震要素実験からの検討

2010 年度から 3 ヶ年間、以下のような仕様で足固め仕様土塗り壁および土台仕様土塗り壁について性能検証実験を実施した。標準的な仕様の試験体図を図 2.3.2-167 に示す。

- 柱 120×120、桁 120×210、貫 18×105 スギ
- 土台 120×120 ヒノキ
- 足固め 120×150 スギ
- 間渡し竹は幅 30mm 程度、小舞竹は幅 20mm 程度
- 竹小舞間隔は内法 45mm を標準とする
- 柱と土台・桁仕口は長ほぞ 120mm、込栓打ち
- 貫は柱に 60mm 差し込んで釘 2 本留め付け
- 荒壁厚さ 36mm、中塗り仕上げ後の壁厚さ 60mm
- 壁高さ 2730mm、2100mm、3600mm
- 壁長さ 910mm、1820mm、3640mm

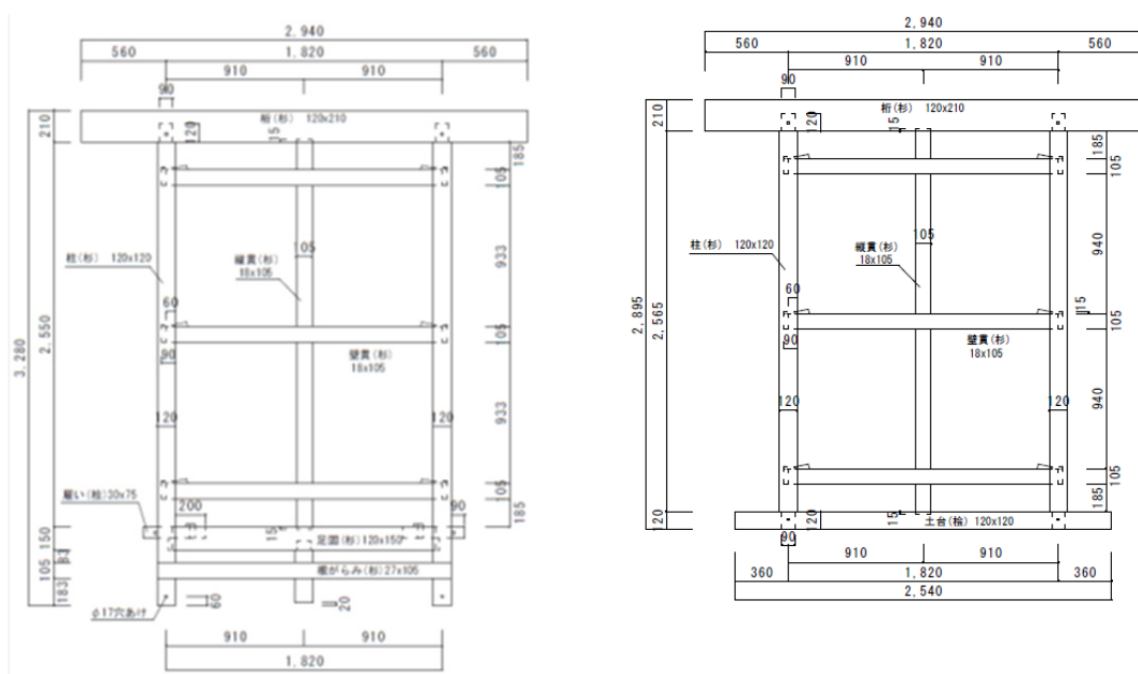


図 2.3.2-167 壁長さ 1820mm (2P)、壁高さ 2730mm の標準試験体軸組図

実験方法は以下のとおりである。重量 9.62kN 程度の鋼製おもり 2 個を桁からワイヤーで吊す載荷式の正負繰返し面内せん断加力試験とした。繰返しにおける折り返し変形は、桁の水平変位を試験体高さで除した見かけの変形角が 1/480、1/240、1/120、1/90、1/60、1/45、1/30、1/20、1/15、1/10、1/7(rad) となるように設定した。各折り返し変形を 2 回以上経験するように繰返し加力を行った。

図 2.3.2-168 に示すように、桁・土台の水平変位、土台の浮き上がり、柱土台仕口の抜けなどを計測した。

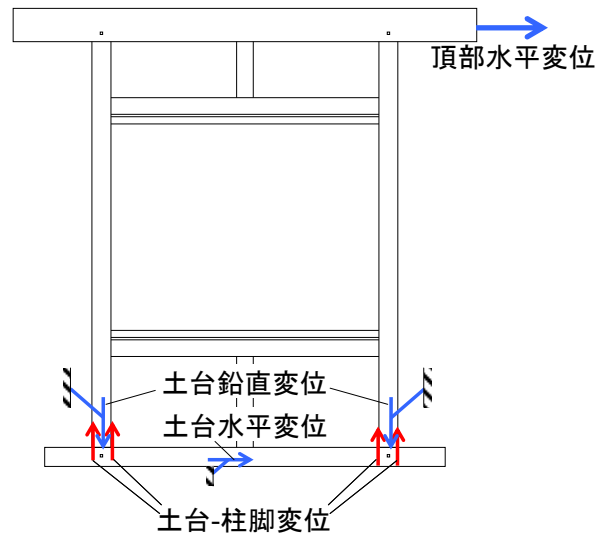


図 2.3.2-168 主な計測

実験により得られた荷重変形関係では、次式により、おもりによる $P\Delta$ 効果を除いている。

$$P' = P + W \tan \theta$$

ここで、

P' : $P\Delta$ 効果を除いた荷重

P : 実験時の計測荷重

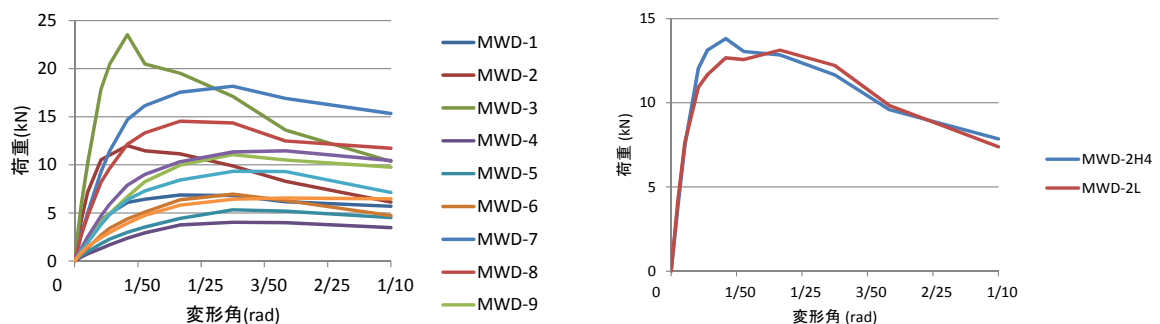
W : 鋼製おもり重量

θ : 見かけの変形角

である。見かけの変形角は、図 2.3.2-168 で計測した桁変位 d_1 と土台水平変位 d_2 、壁高さ H を用いて、次式で求めた。

$$\theta = \frac{d_1 - d_2}{H}$$

図 2.3.2-169 に、土台仕様土壁の復元力特性を包絡線で示す。壁長さ 1820mm (2P) の MWD-2 は壁高さに依らず同様の復元力特性である。



(a) 土台仕様

(b) 土台仕様・壁高さの違い

図 2.3.2-169 土台仕様土壁の復元力特性

表 2.3.2-31、表 2.3.2-32 に、土台仕様および足固め仕様土塗り壁の損傷状況を一覧で示す。いずれの試験体でも変形角が $1/120\text{rad}$ までは損傷が見られず、MWD-1 や MWD-2 などの全面壁において $1/90\text{rad}$ 時に初めて貫に沿って壁土のひび割れが認められる。その後、ひび割れが進展して壁土の面

外への盛り上がりが見られるが、壁土の剥落が大きくなるのは変形が $1/15\text{rad}$ を超えてからである。垂れ壁・腰壁では、壁土のひび割れや剥落がほとんど起きない。

表 2.3.2-31 土台仕様土塗り壁の損傷状況

			荷重係数									
図例番号	図例	変位	変位の特徴	1/400	1/200	1/100	1/50	1/25	1/10	1/5	1/2	
図例1～6	図例1-1	261.85		目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	貫に沿ったひび割れ発生	貫に沿ったひび割れ発生	貫に沿ったひび割れ発生	中央部にせん断ひび割れ発生、隅部に沿って面外に盛り上がる	貫に沿ったひび割れでの減落		
	図例1-2	278.37										
	図例1-3	281.88										
	図例1-4	284.8										
	図例1 (A/B)	272.21										
	図例2-1	451.18		目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ってせん断ひび割れ発生	ひび割れ発生	せん断ひび割れ部分の減落が著まる	隅部と柱の全断面付近の壁土が面外に盛り上がる	壁土の減落が著大		
	図例2-2	451.55										
	図例2-3	464.94										
	図例2-4	465.61										
	図例2 (A/B)	421										
	図例3-1	1882.8		目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ってせん断ひび割れ発生	ひび割れ発生	せん断ひび割れ部分の減落が著まる	隅部と柱の全断面付近の壁土が面外に盛り上がる	壁土の減落が著大		
	図例3-2											
	図例3-3											
	図例3-4 (A/B)											
	図例4-1											
	図例4-2											
図例4-3												
図例4 (A/B)	59.0000											
図例5-1												
図例5-2												
図例5-3												
図例5-4 (A/B)	59.0000											
図例6-1												
図例6-2												
図例6-3												
図例6 (A/B)	59.0000											
図例7～12	図例7	875.25		目立った損傷は無し	1P全壁面で、貫に沿ったひび割れ発生	1P壁のひび割れ発生、壁面部の貫に沿ったひび割れ発生	ひび割れ発生、1P壁の隅部付近で壁土が盛り上がる	せん断壁部にも貫に沿ったひび割れ発生	ひび割れや面外への盛り上がり	壁土の減落		
	図例8	273.31		目立った損傷は無し	右側1P全壁面で、貫に沿ったひび割れ発生	1P壁のひび割れ発生	せん断壁部にも貫に沿ったひび割れ発生	ひび割れ発生	ひび割れや面外への盛り上がり	壁土の減落		
	図例9	488.81		目立った損傷は無し		壁面部の貫に沿ったひび割れ発生	壁部のひび割れ発生	壁部のひび割れ発生、隅部部のひび割れ	柱間部周辺の隅部壁土の面外への盛り上がり	隅部にせん断ひび割れ		
	図例10	428.92		目立った損傷は無し			1P全壁面で、貫に沿ったひび割れ	ひび割れ発生、1P壁の隅部付近で壁土が盛り上がる	ひび割れや面外への盛り上がり	せん断ひび割れ、1P全壁面ひび割れ、盛り上がり増大		
	図例11	281.88		目立った損傷は無し	1P全壁面で、貫に沿ったひび割れ発生	1P壁のひび割れ発生	1P壁のひび割れ発生、壁面部の貫に沿ったひび割れ発生	ひび割れ発生、1P壁の隅部付近で壁土が盛り上がる	せん断壁部角部の圧縮	隅部にせん断ひび割れ、壁面上部で柱折壊・突破停止		
	図例12	2.88		目立った損傷は無し		せん断壁と柱の接合部による壁土の圧縮	せん断壁の柱との接合部がひび割れる	せん断壁の柱との接合部がひび割れる	せん断壁隅部部にひび割れ	隅部部のひび割れ発生、せん断壁隅部部のひび割れ増大		
	図例13～16	図例13-1	261.85		目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ってせん断ひび割れ発生	ひび割れ発生	斜めのせん断ひび割れも発生	ひび割れ発生、隅部と柱全断面で壁土の面外への盛り上がり増大	ひび割れ、盛り上がり増大、減落	大きく減落
		図例13-2	283.37									
		図例13-3	283.37									
		図例13-4 (A/B)	283.37									
	図例17～21	図例17-1			目立った損傷は無し	貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ってせん断ひび割れ発生	ひび割れ発生	隅部と柱全断面で壁土が盛り上がる、せん断ひび割れ部分の小さな減落が著まる	壁土の盛り上がり増大、減落も	縦貫全断面で壁土の減落	
		図例17-2	283.37									
図例17-3		283.37										
図例17-4 (A/B)		283.37										
図例17-5												

表 2.3.2-32 足固め仕様土塗り壁の損傷状況

[illegible]

以上の要素実験結果から、土台仕様、足固め仕様のどちらについても、損傷限界層間変形角を「容易に補修可能な軽微な損傷に留まる変形角」とすれば、これを $1/120\text{rad}$ から $1/90\text{rad}$ の間で設定しても問題ないと言える。

最大耐力経験後に壁土がさらに損傷を受けて壁土のひび割れが増大、壁土小片の剥落が目立ち始めるのは、全面壁で $1/30\text{rad}$ を超えてからである。土台仕様の全面壁、MWD-1、MWD-2、MWD-2H4 などについて、変形角 $1/60\text{rad}$ を超えてからの損傷状況を写真で示す。

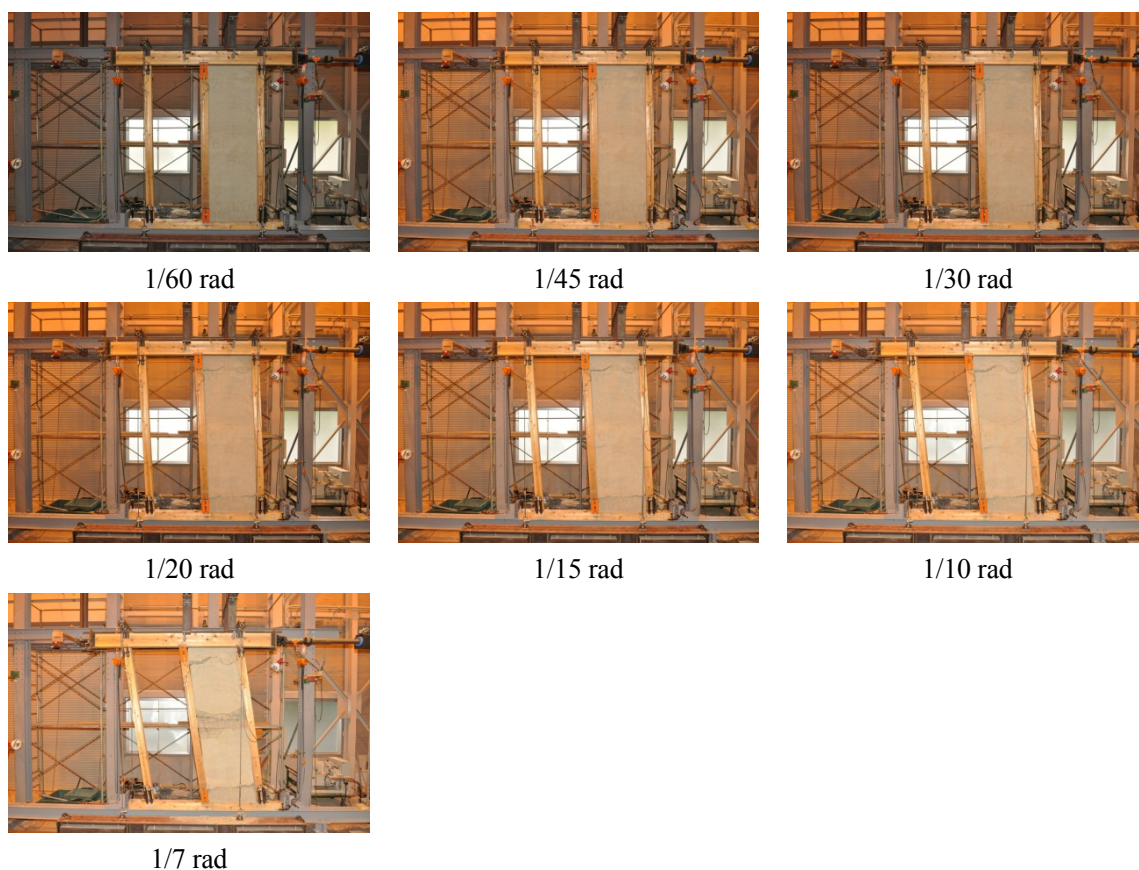
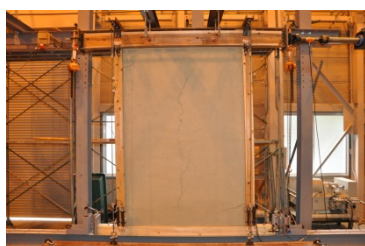


写真 2.3.2-4 MWD-1-2 の損傷状況



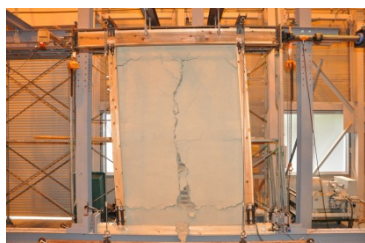
1/60 rad



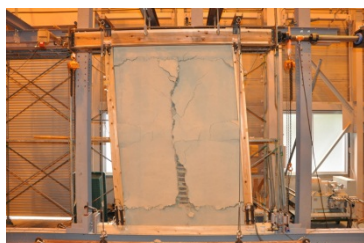
1/45 rad



1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad



1/7 rad

写真 2.3.2-5 MWD-2-1 の損傷状況



1/60 rad



1/45 rad



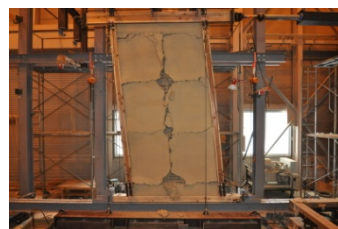
1/30 rad



1/20 rad



1/15 rad



1/10 rad

写真 2.3.2-6 MWD-2H4-3 の損傷状況

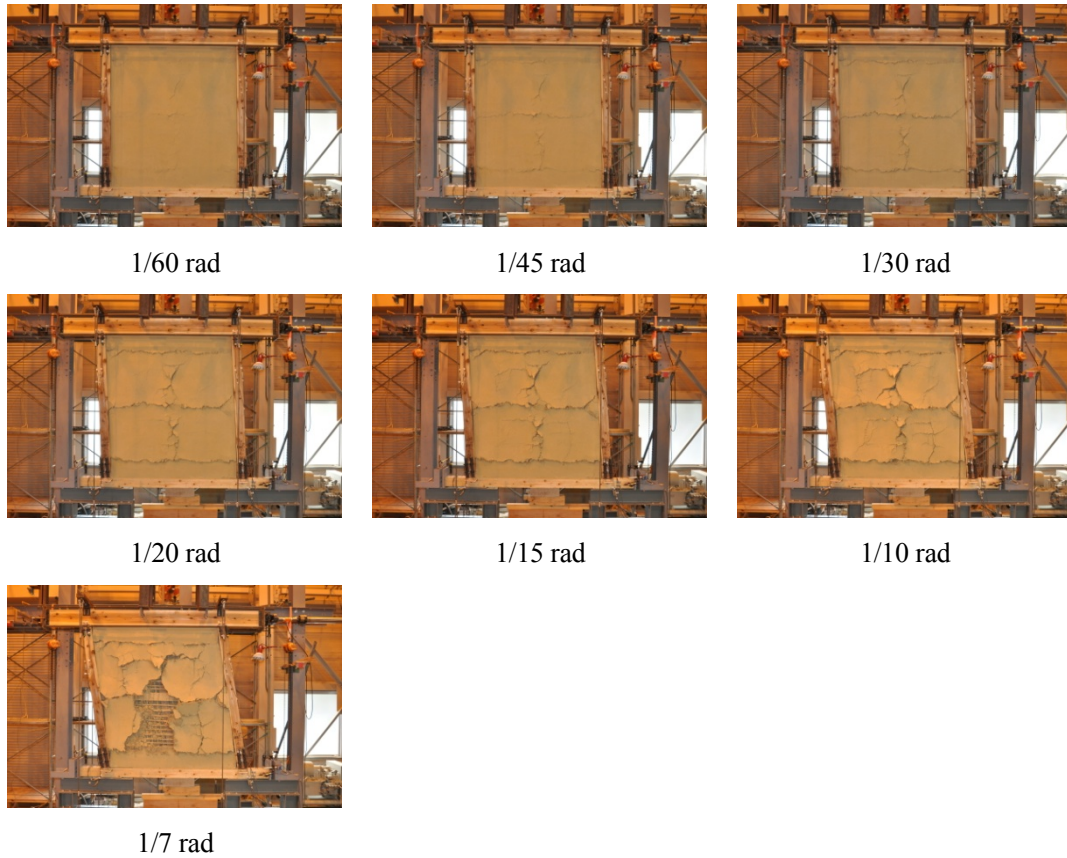


写真 2.3.2-7 MWD-2L-3 の損傷状況

図 2.3.2-169 に示した復元力特性や、表 2.3.2-31、表 2.3.2-32 および写真 2.3.2-4～写真 2.3.2-7 に示した損傷状況から、損傷が激しく耐力低下も大きい全面壁であっても、変形が $1/20\text{rad}$ までは、損傷はあるものの耐力を保持しており、 $1/20\text{rad}$ 程度を安全限界変形角とするのが妥当と言える。壁長さ $2P$ の全面壁ではせん断破壊が支配的であり、変形が $1/10\text{rad}$ を超えると壁土が大きく剥落するので、床面の剛性の影響によって一部の土壁構面の変形が過大となるとしても、 $1/15\text{rad}$ 程度に収まるように設計するのが望ましい。

2) 実大振動台実験からの検討

① 加振 A、B (BCJ-L1) による損傷

試験体 No.5、No.6 ともに土塗り壁の隅角部で仕上げ材の軽微な圧壊が確認されたが、各階内外壁ともに亀裂などの損傷は確認されていない。また軸組の損傷も無い。加振 A、B 後の土塗り壁の損傷状況を写真 2.3.2-8 に示す。

柱脚部の損傷について、試験体 No.5、No.6 ともに移動や損傷は確認されていない。写真 2.3.2-9 に加振 A、B 後の柱脚部の状況として、試験体 No.5 を(a)～(c)、試験体 No.6 を(d)～(f)に示す。

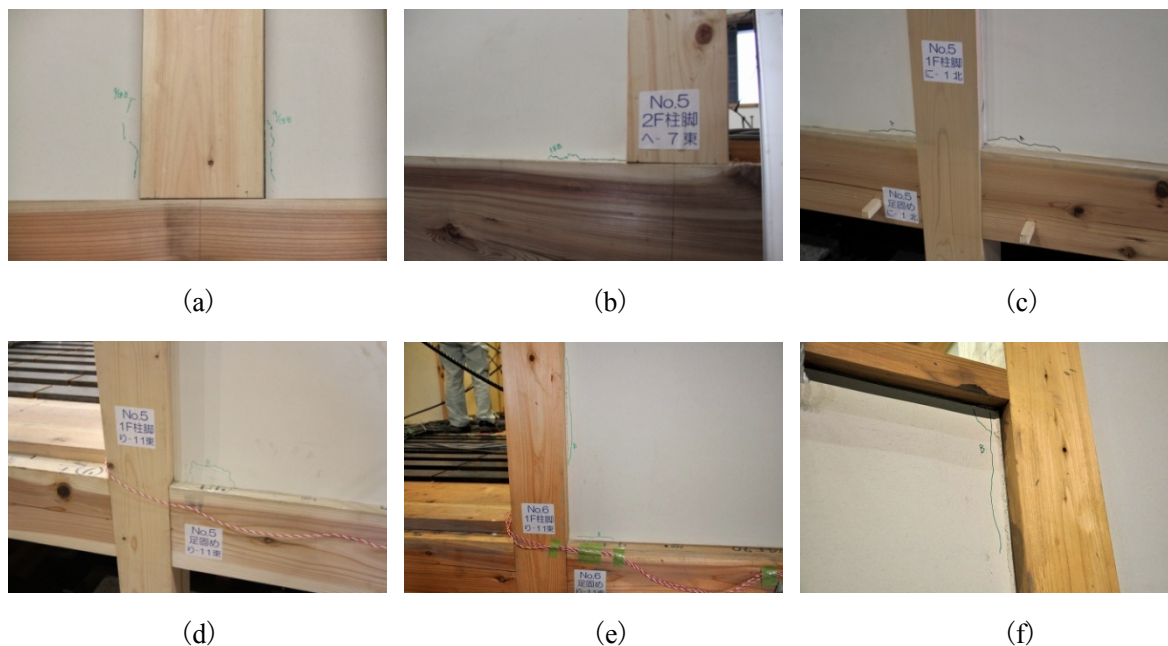


写真 2.3.2-8 BCI-L1 加振による土塗り壁の損傷

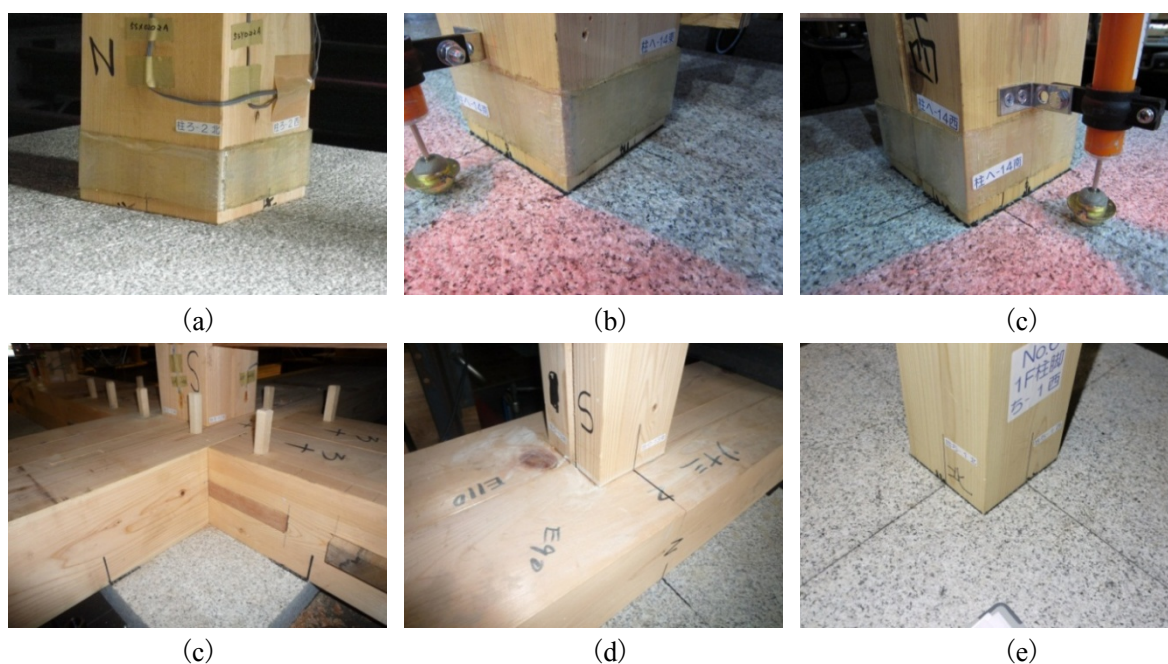


写真 2.3.2-9 BCI-L1 加振後の柱脚部の状況

② 加振 C、D (BCJ-L2) による損傷

試験体 No.5 について、加振 C では、加振方向の土塗り壁隅部で圧壊が生じた (1 通り、14 通り)。また梁下 400~500mm、足固め上 400~500mm の範囲 (貫の位置と思われる) に連続した亀裂が生じた。軸組接合部の損傷は確認されず、2 階の外壁についても、損傷は確認できなかった。加振 C 後の各部の観察状況を写真 2.3.2-10 (a)~(c) に示す。

加振 D では、加振方向の土壁上下の圧壊が進展し (い通り、り通り)、一部で剥落も生じた。特に玄関周辺は損傷が大きく、玄関上部の垂壁は大きく剥落した。2 階の外壁では、垂壁、腰壁の隅部に圧壊が生じた (ろ通り、り通り)。

軸組の損傷は、柱脚部で柱の折損 (柱り 1) や接合部からの亀裂 (へ 1、り 14、ろ 10 など) が生じた。また鼻栓接合部分では、柱側に大きなめり込みが生じて、端抜けや鼻栓の曲げ破壊 (1 通り) が生じた。加振 D 後の各部の観察状況を写真 2.3.2-10 (d)~(i) に示す。

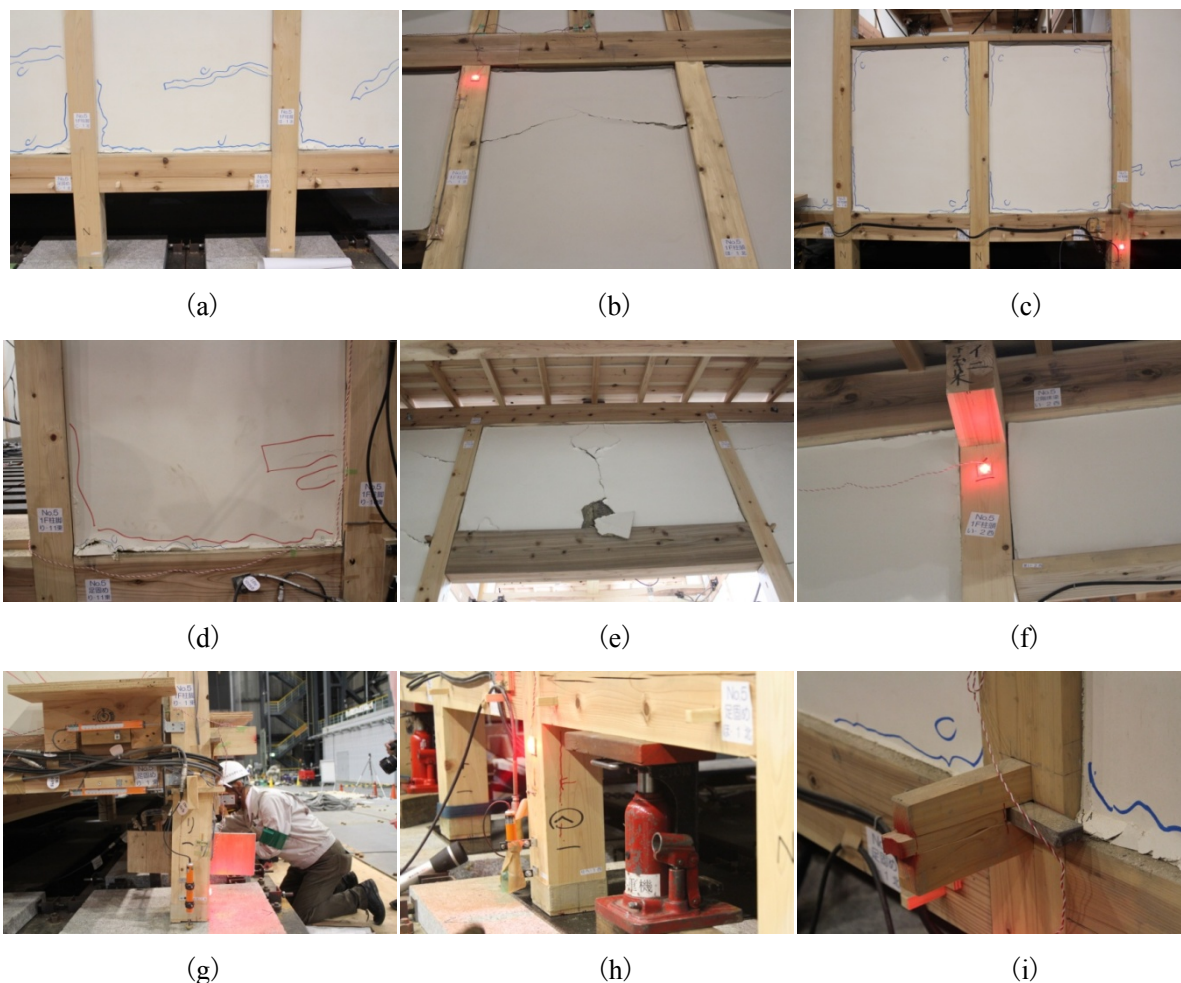


写真 2.3.2-10 BCJ-L2 加振による試験体 No.5 各部の損傷

試験体 No.6 について、加振 C では試験体 No.5 同様に、加振方向の土塗り壁の各所で亀裂が発生し (1 通り、10 通り)、柱と梁・足固めの隅角部で壁の浮きが生じた (10 通り、14 通り)。軸組の損傷は確認されなかった。加振 C 後の各部の観察・損傷状況を写真 2.3.2-11 (a)~(f) に示す。

加振 D では、加振方向の土塗り壁に亀裂が発生し (り通り)、各部で仕上げ材の浮きが進展した。軸組の損傷は、足固め雇いほぞが破断した (り 1)。加振 D 後の損傷状況を写真 2.3.2-11 (g)~(l) に示す。



(a)



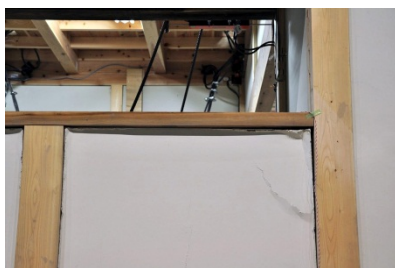
(b)



(c)



(d)



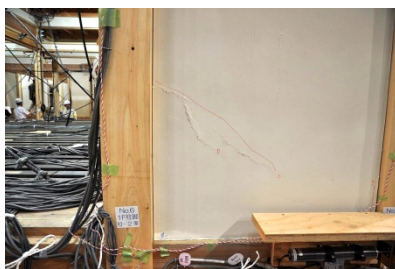
(e)



(f)



(g)



(h)



(i)



(j)



(k)



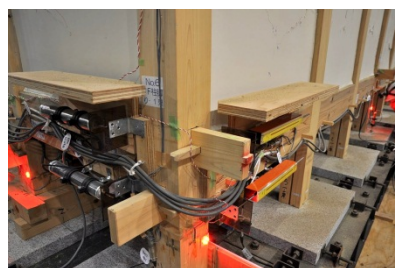
(l)



(m)



(n)



(o)

写真 2.3.2-11 BCJ-L2 加振による試験体 No.6 各部の損傷

柱脚部の移動について試験体 No.5 では加振 C で概ね 2mm～20mm 移動し、加振 D で概ね 20mm～200mm 移動した。試験体 No.6 では、加振 C で概ね 2mm～20mm 移動し、加振 D で概ね 20mm～

100mm 移動した。写真 2.3.2-12(a)～(d)に試験体 No.5、写真 2.3.2-12(e)～(f)に試験体 No.6 の柱脚部移動状況を示す。

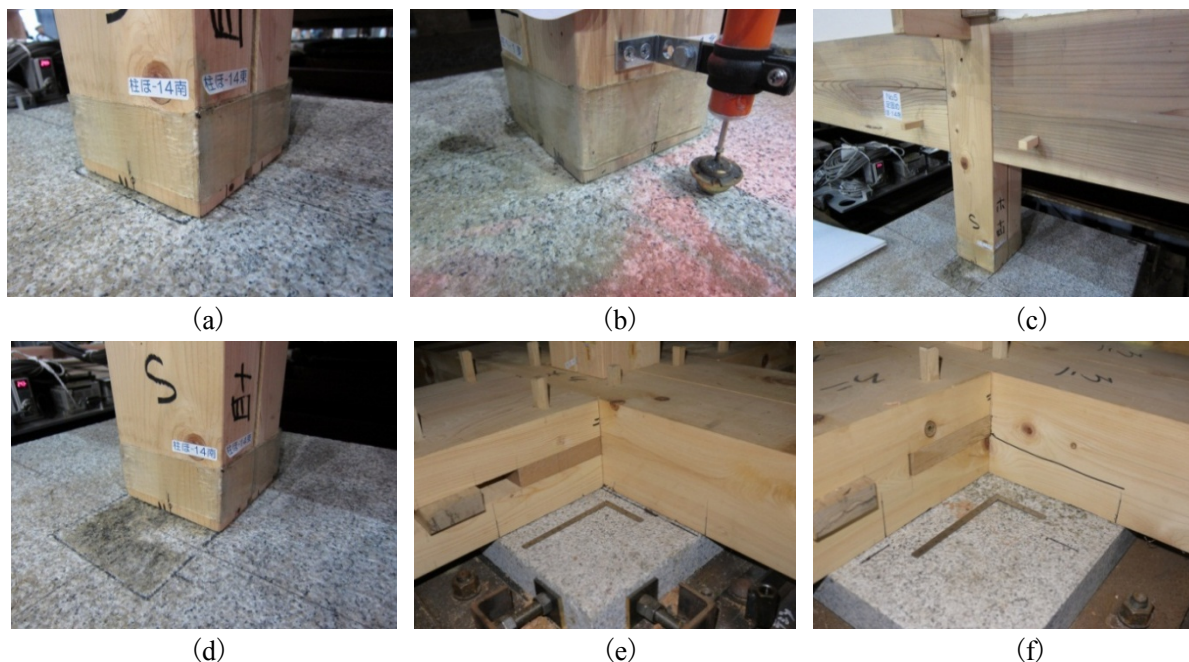


写真 2.3.2-12 BCI-L2 加振による柱脚部の移動

③ 加振 F (JMA-Kobe) による損傷

試験体 No.5 では、ほぼ全ての土塗り壁で亀裂や隅部の圧壊が進展し、大きく面外に波打つところや剥落が発生した。玄関上部の垂壁では、補修した部分に再度亀裂が発生した。多くの接合部では栓の曲げ変形が進行し、それに伴って接合部の開きが発生した。加振 F 後の各部の観察状況を写真 2.3.2-13 に示す。



写真 2.3.2-13 JMA-Kobe 波加振による試験体 No.5 各部の損傷

試験体 No.6 では、土塗り壁の足固め上、妻梁下の各所で亀裂が生じた。また既に亀裂が生じていた土塗り壁は、隅角部の剥落や全面的に大きく浮く(1 通り)などした。玄関部分では土塗り壁の亀裂が拡大した。軸組接合部では、差し鴨居の鼻栓の緩みが生じた。加振 F 後の各部の観察・損傷状況を写真 2.3.2-14 に示す。

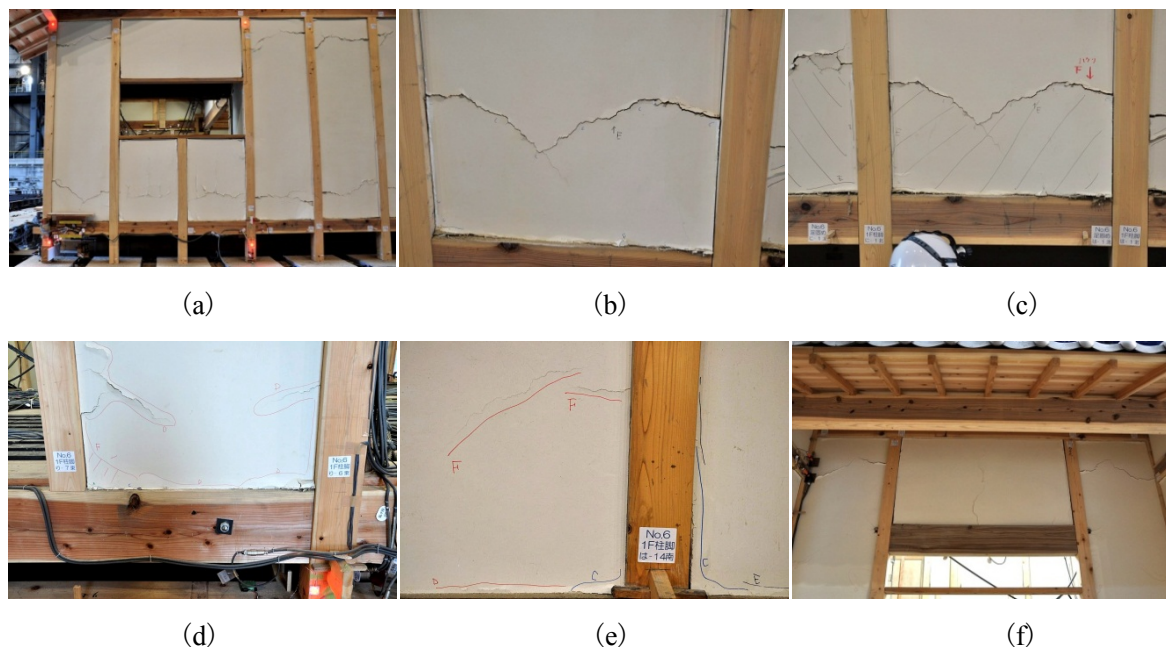


写真 2.3.2-14 JMA-Kobe 波加振による試験体 No.6 各部の損傷

柱脚部の移動について、全体的に加振 D 後の移動よりも少なく、試験体 No.5 は概ね 2mm～70mm 移動し、試験体 No.6 は概ね 20mm～70mm 移動した。また地長押の継手接合部を発端として亀裂が生じた。写真 2.3.2-14(a)に試験体 No.5、写真 2.3.2-14(b)、(c)に試験体 No.6 の柱脚部の状況を示す。

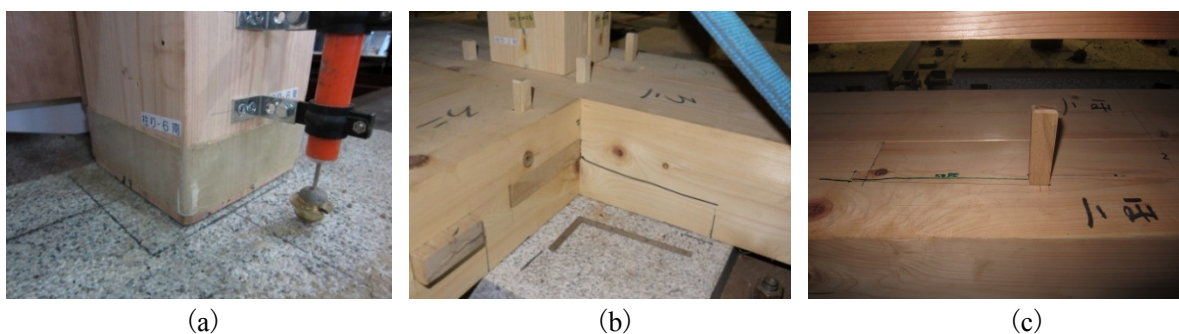


写真 2.3.2-15 加振 F 後の柱脚部の状況

④ 柱の残留変形

試験体 No.5 について、傾斜角度、残留角度ともに、加振レベルに関わらず、平均値はほぼ 0 である。角度の最大値は 0.6° 、標準偏差は 0.2° 程度以下であり、全体的に柱の傾斜はほとんど無い。同様に試験体 No.6 についても、加振レベルに関わらず、平均値はほぼ 0、各角度の最大値は約 0.6° 、標準偏差は 0.2° 以下であり、全体的に柱の傾斜はほとんど無い。柱の傾斜について、全数の平均値、標準偏差、(+)、(－) 側ごとの最大値を算出し、試験体ごとに表 2.3.2-33 に示す。なお、角度の方向、傾斜角度および残留角度は図 2.3.2-170、図 2.3.2-171 に示すとおりである。

表 2.3.2-33 柱傾斜の統計的結果

No.5	傾斜角度(°)			残留角度(°)		
	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後
平均値	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.02	0.00
標準偏差	0.19	0.14	0.15	0.18	0.20	0.21
最大値(+側)	0.50	0.55	0.50	0.30	0.60	0.50
最大値(-側)	-0.60	-0.40	-0.40	-0.50	-0.40	-0.50

No.6	傾斜角度(°)			残留角度(°)		
	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後
平均値	-0.01	-0.01	-0.01	0.02	0.00	-0.02
標準偏差	0.08	0.12	0.14	0.08	0.15	0.18
最大値(+側)	0.30	0.60	0.40	0.20	0.60	0.40
最大値(-側)	-0.30	-0.50	-0.35	-0.20	-0.50	-0.50

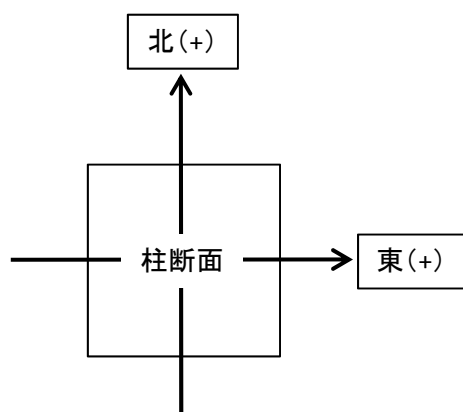


図 2.3.2-170 計測方向

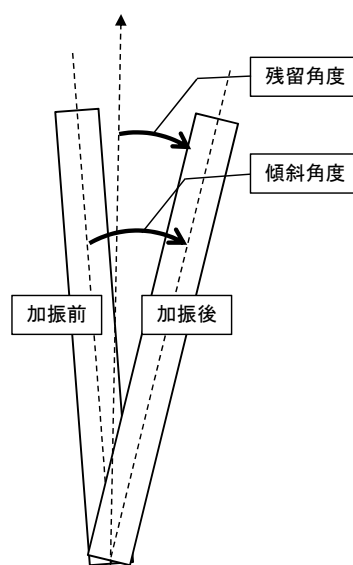


図 2.3.2-171 傾斜角度と残留角度

⑤ 解体部材調査による軸組接合部の損傷

試験体 No.5 では、通し柱の 1 本に柱脚底面で割れが生じた(写真 3.2.4-15a)。足固めは、およそ 50 本中 10 本で、エリ部分にめり込みが生じ(写真 3.2.4-15b)、ほぞの栓穴部分からの割れが 4 本に生じた(写真 3.2.4-15c)。試験体 No.6 では、数本の柱脚底面で割れが生じ(写真 3.2.4-15d、写真 3.2.4-15e)、2 階の 1 本の柱ほぞで割れが生じた(写真 3.2.4-15f)。地長押では、1 箇所割れが生じた(写真 3.2.4-15g)。込み栓、車知栓、鼻栓等については、両試験体ともに、約 1~2 割が大きく変形や割れが生じており(写真 3.2.4-15h、写真 3.2.4-15i)、約 3~4 割が若干のめり込み跡はあるものの、ほぼ損傷無しである(写真 3.2.4-15j、写真 3.2.4-15k)。



(a)



(b)



(c)



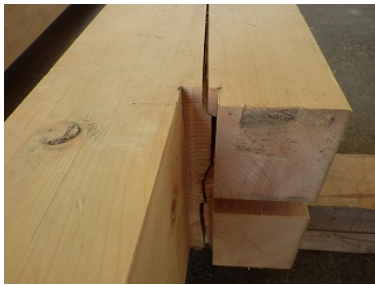
(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



(i)



(j)



(k)



(l)

写真 3.2.4-15 解体時の損傷観察における各部の損傷

(8) 近似応答解析(限界耐力計算)の精度と改善法

木造2階建て建物の限界耐力計算では、2質点モデルを等価な1質点モデルへ縮約するために、2質点モデル変形モードの設定が必要となる。この変形モードの設定によって計算結果が大きく異なることがある。図2.3.2-172のように1、2階の復元力特性は通常1/120、1/60、1/40、1/30、1/20、1/15など共通の変形角で与えられる。1、2階が同じ変形角となるようなモードを図2.3.2-173に示すが、このような変形は普通起こらない。少なくとも図2.3.2-173の1次モードに近い形の変形となる。

後述するように、1、2階のせん断係数で表した耐力比 C_2/C_b と重量、剛性によって与えられる限界せん断力係数比 R_{CO} の大小関係によって、図2.3.2-174のように、いろいろな変形モードとなる。従って変形モードの設定方法により限界耐力計算による応答結果は大きく変わることになる。表2.3.2-34のように変形モードの設定方法によってこれまで3つの方法が提案されている。

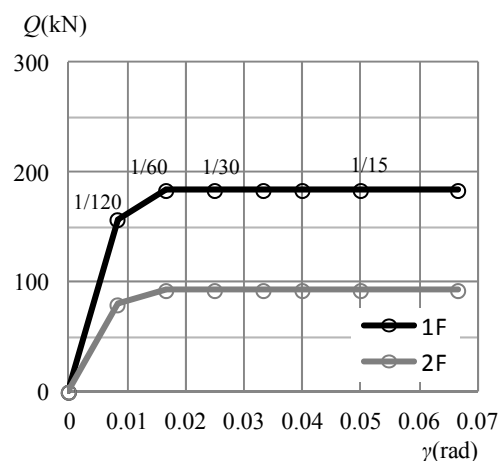


図 2.3.2-172 等変形モードで与えられる復元力

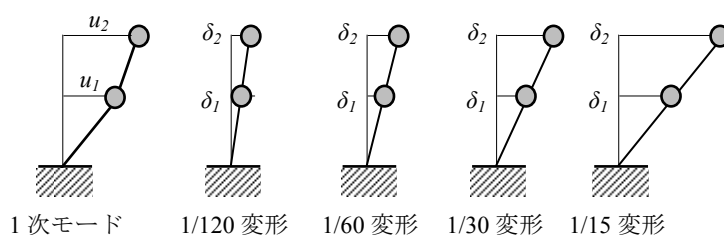


図 2.3.2-173 1、2階等変形モード

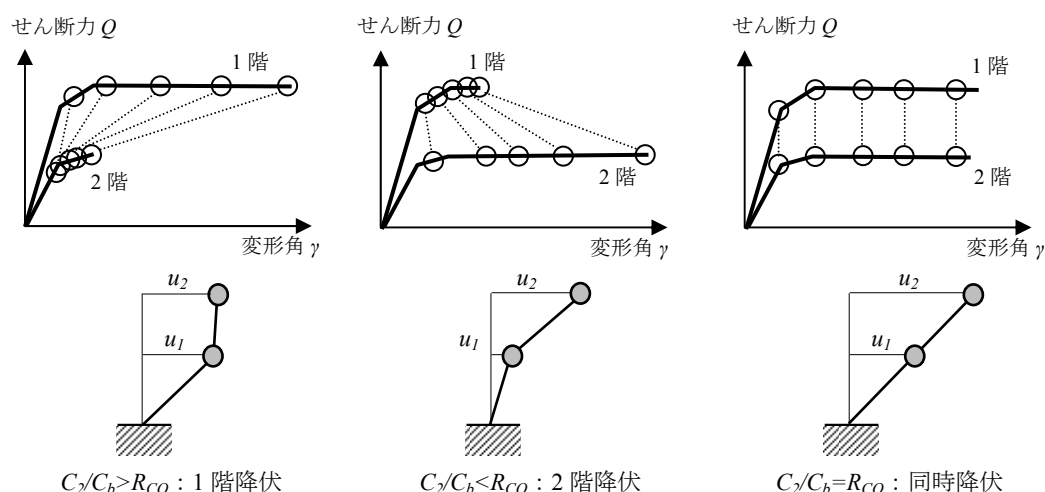


図 2.3.2-174 1、2階の変形モード

表 2.3.2-34 限界耐力計算の変形モード算出に関する 3 つの方法

方 法	出 典	固有値計算	変形モードの算出
変位増分法 1	2004 年「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」	初期剛性のみ	初期剛性に対する固有モードから最初のステップの 1、2 階変形を計算する。次ステップの 2 階変形は、前ステップの変形よりも大きい最も近傍の変位点の等価剛性を用いる。
変位増分法 2	2010 年「JSCA 関西レビュー委員会」	各ステップ毎 収斂計算はしない	2 階について、前ステップの変形よりも大きい最も近傍の変位点の等価剛性を用いて各ステップで固有値解析を行い固有モードから 2 階変形を計算する。
収斂計算法	-	各ステップ毎 収斂計算する	変位増分法 2 では 2 階剛性を前ステップの変形で決めるため、当該ステップでは剛性と変形が整合しない。収斂計算法では、各ステップ毎に、2 階変形と等価剛性が整合するように、繰り返して固有値計算を行い、固有モードから 2 階変形を計算する。

何れの方法も、1、2 階の変形モードは固有値計算による固有モードを基本としている。従って、固有値計算に用いる 1、2 階の等価剛性の設定方法が 3 つの方法の差となっている。

もともと木造 2 階建て建物の限界耐力計算では手計算レベルが想定されたため、繰り返し計算のない計算量の少ない変位増分法 1 が提案されていた。この方法では、例えば 1/120 変形時の初期剛性によるモード形を基本とするため、2 階変形を 1 階変形相当に見積もるため、2 階重量耐力が小さい場合などには 2 階降伏先行となって、時刻歴応答解析結果と大きく異なることが明らかとなり、各ステップ毎に固有モードを計算する変位増分法 2 の提案へ至った。

固有モード→変位計算→等価剛性という計算の順から当然であるが、変位増分法 2 の固有モードは当該ステップの等価剛性とは対応していない。厳密に対応させるためには、もう一度計算された等価剛性を用いた固有値計算が必要となり、結局、収束までの繰り返し計算となる。このように、固有モードと等価剛性が整合するように繰り返して固有値解析を行って、計算変位増分法 2 をさらに改良した方法を収斂計算法と呼ぶことにする。

2 質点であれば、固有値計算の繰り返しもエクセルで対応できるので、変位増分法 2 あるいは収斂計算法も十分に実用的である。多くの計算によって、変位増分法 2 と収斂計算法はほぼ同等であることが確認されているので、前ステップの変形による等価剛性を用いた固有値計算モードで次ステップの変形を決定する変位増分法 2 を、詳細設計の簡易応答計算法(限界耐力計算)とする。

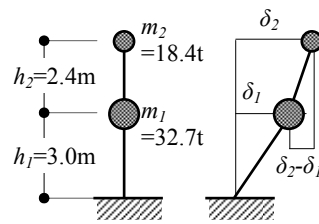
計算 1：建物諸元と計算ステップの設定

図 2.3.2-175 および表 2.3.2-35 のように建物モデル、各階復元力を設定する。復元力データは表 2.3.2-35 のように 1/120、1/60、1/40、1/30、1/25、1/20、1/15 の各変形に対して与えている。この変形ステップを 1 階の変形として、対応する 2 階の変形を順次計算していく。

表 2.3.2-35 建物モデル諸元

建物諸元

1	階		2F	1F	合計
2	重量	kN	180	320	500
3	質量	t	18.4	32.7	51.0
4	階高	m	2.4	3	5.4



$Q(\text{kN})$

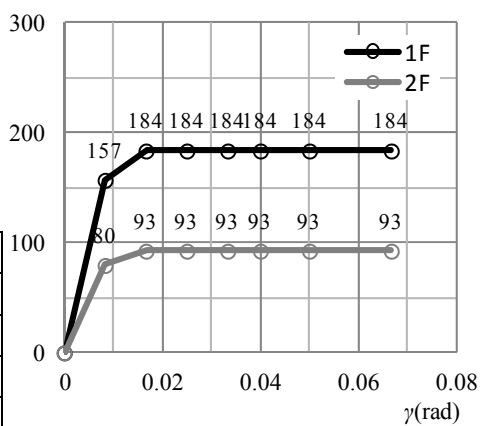


図 2.3.2-175 建物復元力

計算では、モードの変形を扱うため、各階の変位は地面からの変位を δ で表わしている。従って、7 行目の $\delta_2 - \delta_1$ が 2 階の変形を、8 行目の δ_1 が 1 階の変形を表している。

計算 2：固有値計算

固有モード形から 2 階の変形を求めるために固有値計算が必要となる。図 2.3.2-176 の質量 m_1 、 m_2 、等価剛性 k_1 、 k_2 からなる 2 質点系が円振動数 ω で振動している状態では、変位と加速度の関係が

$$\ddot{u}_1 = -\omega^2 u_1, \quad \ddot{u}_2 = -\omega^2 u_2 \quad (2.3.2-83)$$

であることから、釣合式は図 2.3.2-177 を参照すれば、次式となる。

$$-m_1 \omega^2 u_1 + k_1 u_1 - k_2 (u_2 - u_1) = 0 \quad (2.3.2-84)$$

$$-m_2 \omega^2 u_2 + k_2 (u_2 - u_1) = 0 \quad (2.3.2-85)$$

少し書き換えると

$$(-m_1 \omega^2 + k_1 + k_2) u_1 - k_2 u_2 = 0$$

$$-k_2 u_1 + (-m_2 \omega^2 + k_2) u_2 = 0$$

$u_1 \neq 0$ と考えてよいから、それぞれから

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{-m_1 \omega^2 + k_1 + k_2}{k_2}, \quad \frac{u_2}{u_1} = \frac{k_2}{-m_2 \omega^2 + k_2}$$

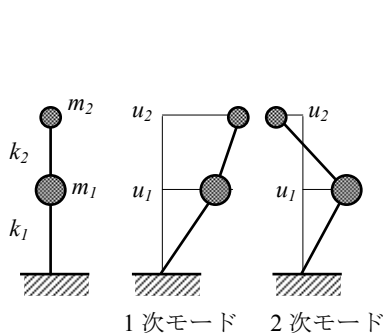


図 2.3.2-176 2 質点モデル

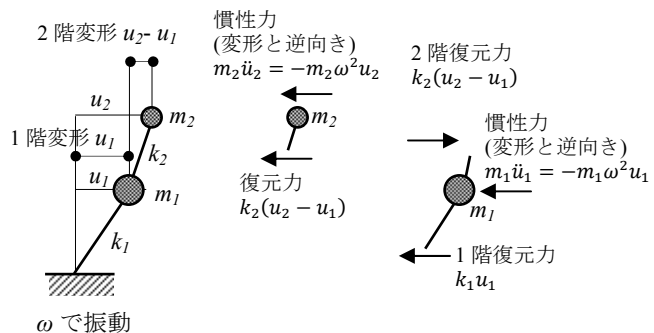


図 2.3.2-177 2 質点モデルの釣合い

従って 2 つの釣合い式を満たす u_1 、 u_2 が存在するためには、

$$\frac{-m_1\omega^2+k_1+k_2}{k_2} = \frac{k_2}{-m_2\omega^2+k_2}$$

これから次の固有方程式が導かれる。

$$m_1m_2\omega^4 - (m_1k_2 + m_2k_1 + m_2k_2)\omega^2 + k_1k_2 = 0 \quad (2.3.2-86)$$

これは ω^2 に関する 2 次方程式であるから、 ω^2 の根が 2 つ計算できる。ここでは、1 次モードを対象としているので、小さい方を採用する。すなわち、

$$\omega^2 = \frac{m_1k_2+m_2k_1+m_2k_2 - \sqrt{(m_1k_2+m_2k_1+m_2k_2)^2 - 4m_1m_2k_1k_2}}{2m_1m_2} \quad (2.3.2-87)$$

階高さは等価剛性で評価されているので、ここでは階高は登場しない。 u_1 、 u_2 は振動モードを表すので、絶対値でなく、両者の比 u_2/u_1 が次のように計算される。

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{(k_1+k_2)-m_1\omega^2}{k_2} = \frac{k_2}{-m_2\omega^2+k_2} \quad (2.3.2-88)$$

一般に建物変形が大きくなると、等価剛性が低下して建物は柔らかくなるので ω^2 は減少する。 ω^2 が減少すると、式 2.3.2-88 の第 2 式より u_2/u_1 は小さくなる。すなわち、変形の増大につれて、1 階変形は大きくなるが 2 階変形は増大しないことになる。このことから、1、2 階が同じ変形角とはならないことが理解される。とくに $m_2=0$ の場合は、式 2.3.2-86 から $\omega^2=k_1/m_1$ 、式 2.3.2-88 の第 2 式より $u_2/u_1=1$ となるので、1 質点に等しくなる。

計算 3：各ステップの 2 階変形の計算

2 階の変形は次のように計算する。表 2.3.2-36 の 11 行目、13 行目は最初に指定した変形角の各ステップに対応した等価剛性 $Q_2/(\delta_2-\delta_1)$ 、 Q_1/δ_1 である。1 階の変形ステップは当初指定の変形ステップであるので、各ステップの 1 階の等価剛性 K_{e1} は 13 行目のまま変化しない。

新たな 2 階の等価剛性 K_{e2}^* は、

- ・ 初期ステップは当初指定ステップの K_{e2} とする。 $K_{e2}^*=3975\text{kN/m}$
- ・ K_{e1} と K_{e2}^* を用いて固有値 ω^2 、固有モード u_2/u_1 を求める。 $\omega^2=95.74\text{rad/s}^2$ 、 $u_2/u_1=1.793$

このステップの 2 階変形は

$$\delta_2 - \delta_1 = \delta_1 \frac{u_2}{u_1} - \delta_1 = \left(\frac{u_2}{u_1} - 1 \right) \delta_1 \quad (2.3.2-89)$$

すなわち $\delta_2-\delta_1=(1.793-1)\times 0.025=0.020$

- ・ 次ステップの 2 階等価剛性は、原ステップの変形を超える最小の変形となるステップの剛性を用いる。これは、こうすることにより次ステップの変形に最も近いと変形時の剛性を与えることができるという考えによる。ここでは 0.020m をを超える最小の変形 0.020m となるステップ 1/120 の剛性 3975kN/m をセットする。
- ・ こうして設定された 1 階 1/60 変形時の等価剛性を用いて固有値計算を行い、同様にして、2 階変形を求め、次ステップへ進む。

表 2.3.2-36 では、1 階が 1/20 でも 2 階変形は $0.032/2.4=1/75$ と大きくないので、等価剛性は 2313kN/m となっている。

表 2.3.2-36 2 階変形の計算

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
7	$\delta_2 - \delta_1$	m	0.020	0.040	0.060	0.080	0.096	0.120	0.160
11	K_{e2}	kN/m	3,975	2,313	1,542	1,156	964	771	578
12	K_{e2}^*	kN/m	3,975	3,975	2,313	2,313	2,313	2,313	2,313
13	K_{e1}	kN/m	6,280	3,672	2,448	1,836	1,530	1,224	918
14	ω^2	1/s ²	95.74	62.75	40.90	32.05	27.27	23.27	17.03
15	u_2/u_1		1.793	1.408	1.481	1.341	1.277	1.215	1.156
16	$\delta_2 - \delta_1$	m	0.020	0.020	0.036	0.034	0.033	0.032	0.031
17	δ_2^*	m	0.045	0.070	0.111	0.134	0.153	0.182	0.231

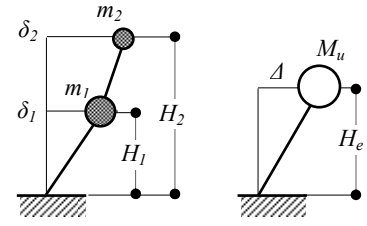


図 2.3.2-178 1 質点への置換

計算 4 : 等価な 1 質点系への置換

各ステップの 1、2 階変位 δ_1 、 δ_2 を用いて等価な 1 質点系への置換を行う。まず等価 1 質点系の質量 M_u と変形 Δ は 2 質点系の質量 m_1 、 m_2 および変位 δ_1 、 δ_2 と

$$M_u \Delta = m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2 \quad (2.3.2-90)$$

が成立するように決定すると考えるのが自然であろう。すなわち、2 質点系の各階変位を質量で重みづけして等価 1 質点系の変位を与えるものである。

次に、2 質点系と等価 1 質点系の変形状態の運動エネルギーを等しくすれば、

$$\frac{1}{2} M_u \dot{\Delta}^2 = \frac{1}{2} m_1 \dot{\delta}_1^2 + \frac{1}{2} m_2 \dot{\delta}_2^2 \quad (2.3.2-91)$$

ここで、 $\dot{\cdot}$ は速度を表す。両者は同じ振動数 ω で振動しているので

$$\dot{\Delta} = \omega \Delta, \quad \dot{\delta}_1 = \omega \delta_1, \quad \dot{\delta}_2 = \omega \delta_2 \quad (2.3.2-92)$$

従って、式 2.3.2-91 は、

$$M_u \Delta^2 = m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2 \quad (2.3.2-93)$$

式 2.3.2-90 と式 2.3.2-93 を辺々割り算すれば、

$$\Delta = \frac{m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2} \quad (2.3.2-94)$$

式 2.3.2-90 より

$$M_u = \frac{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2}{\Delta} = \frac{(m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2)^2}{m_1 \delta_1^2 + m_2 \delta_2^2} \quad (2.3.2-95)$$

等価な高さ H_e は、2 質点系と 1 質点系の基礎に対する転倒モーメントが等しくなるように、

$$M_u \ddot{\Delta} H_e = m_1 \ddot{\delta}_1 H_1 + m_2 \ddot{\delta}_2 H_2 \quad (2.3.2-96)$$

$\ddot{\cdot}$ は加速度を表す。ここでもまた、

$$\ddot{\Delta} = -\omega^2 \Delta, \quad \ddot{\delta}_1 = -\omega^2 \delta_1, \quad \ddot{\delta}_2 = -\omega^2 \delta_2 \quad (2.3.2-97)$$

が成立するので、結局

$$H_e = \frac{m_1 \delta_1 H_1 + m_2 \delta_2 H_2}{M_u \Delta} = \frac{m_1 \delta_1 H_1 + m_2 \delta_2 H_2}{m_1 \delta_1 + m_2 \delta_2} \quad (2.3.2-98)$$

等価 1 質点系のせん断力 Q は 2 質点系の 1 階のせん断力 Q_1 と等しいとので等価剛性 K_e は

$$K_e = \frac{Q_1}{\Delta} = \frac{K_{e1}\delta_1}{(m_1\delta_1+m_2\delta_2)/M_u} = M_u \frac{K_{e1}\delta_1}{m_1\delta_1+m_2\delta_2} \quad (2.3.2-99)$$

ここで、各ステップにおいて、2 質点系の等価剛性 K_{e1} 、 K_{e2} や変形 δ_1 、 δ_2 と固有値 ω の間には、式 2.3.2-86、式 2.3.2-88 が成り立つので、

$$m_1m_2\omega^4 - (m_1K_{e2} + m_2K_{e1} + m_2K_{e2})\omega^2 + K_{e1}K_{e2} = 0 \quad (2.3.2-100)$$

$$\frac{\delta_2}{\delta_1} = \frac{(K_{e1}+K_{e2})-m_1\omega^2}{K_{e2}} \quad (2.3.2-101)$$

以上から、

$$K_e = M_u \frac{K_{e1}\delta_1}{m_1\delta_1+m_2\delta_2} = M_u \frac{K_{e1}}{m_1+m_2\frac{\delta_2}{\delta_1}} = M_u \frac{K_{e1}K_{e2}}{m_1K_{e2}+m_2K_{e1}+m_2K_{e2}-m_1m_2\omega^2} = M_u\omega^2 \quad (2.3.2-102)$$

これは、質量 M_u 、剛性 $K_e=Q_1/\Delta$ で与えられる等価 1 質点系の固有値がもとの 2 質点系の固有値と等しいことを意味している。従って等価固有周期は

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_e}} \quad (2.3.2-103)$$

以上の計算結果は表 2.3.2-86 のようになる。ここで、 $\gamma_e=\Delta/H_e$ は等価な 1 質点系の各ステップの変形角を表す。図 2.3.2-179 は各ステップの 2 質点系と等価 1 質点系の対応を示している。

表 2.3.2-37 等価 1 質点系への置換

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
8	δ_1	m	0.025	0.050	0.075	0.100	0.120	0.150	0.200
17	δ_2^*	m	0.045	0.070	0.111	0.134	0.153	0.182	0.231
18	M_u	t	46.9	49.6	49.1	50.0	50.3	50.6	50.8
19	Δ	m	0.035	0.059	0.091	0.115	0.134	0.163	0.212
20	$M_u/\Sigma m$		0.92	0.97	0.96	0.98	0.99	0.99	0.99
21	Q	kN	157.0	183.6	183.6	183.6	183.6	183.6	183.6
22	K_e	kN/m	4,491	3,111	2,009	1,601	1,371	1,126	865
23	T_e	sec	0.64	0.79	0.98	1.11	1.20	1.33	1.52
24	H_e	m	4.21	4.06	4.09	4.03	4.00	3.97	3.95
25	γ_e	rad	0.008	0.015	0.022	0.028	0.033	0.041	0.054
26			1/120	1/69	1/45	1/35	1/30	1/24	1/19

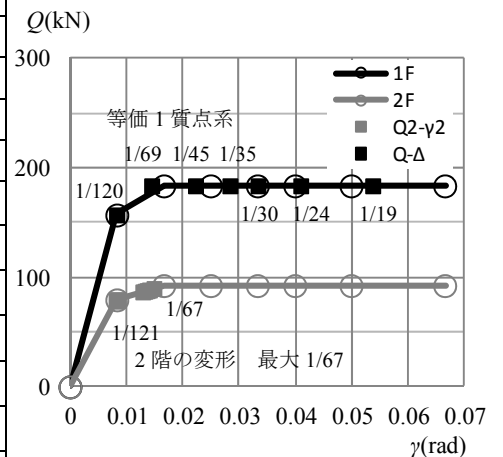


図 2.3.2-179 等価 1 質点系の変形

計算 5：応答値の算出

地域係数を Z 、各ステップの等価周期 T_e に対応する基盤地震動の加速度を S_0 、地盤の増幅率を G_s 、調整係数 p 、 q 、各ステップの変形 Δ で計算される減衰係数 h に対応する加速度低減率を F_h とすれば、設計用の加速度 S_A は、

$$S_A = ZS_0G_spqF_h \quad (2.3.2-104)$$

応答せん断力 Q_n 、応答変位 S_D 、応答変形角 γ_n はそれぞれ、

$$Q_n = M_u S_A \quad (2.3.2-105)$$

$$S_D = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 S_A \quad (2.3.2-106)$$

$$\gamma_n = \frac{S_D}{H_e} \quad (2.3.2-107)$$

各ステップの応答値 (γ_n , Q_n) を結んだ線を必要性能スペクトルと呼び、この必要性能スペクトルと等価 1 質点系の復元力 (γ_e , Q) の交点が求める応答値となる。こうして求められた等価 1 質点系の応答値を S_{DR} として、次のようにして 2 質点系の 1 階応答 δ_{R1} と 2 階応答 δ_{R2} に換算する。両モデルの変形について、式 2.3.2-90 と式 2.3.2-101 が成り立つので、

$$M_u S_{DR} = m_1 \delta_{R1} + m_2 \delta_{R2} \quad (2.3.2-108)$$

$$\frac{\delta_{R2}}{\delta_{R1}} = \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1 \omega^2}{K_{e2}} \quad (2.3.2-109)$$

従って、

$$M_u S_{DR} = m_1 \delta_{R1} + m_2 \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1 \omega^2}{K_{e2}} \delta_{R1}$$

$$\delta_{R1} = \frac{M_u S_{DR}}{m_1 + m_2 \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1 \omega^2}{K_{e2}}} = \frac{K_{e2} M_u S_{DR}}{m_1 K_{e2} + m_2 K_{e1} + m_2 K_{e2} - m_1 m_2 \omega^2}$$

ここで、式 2.3.2-100 を考慮すれば、

$$\delta_{R1} = \frac{K_{e2} \omega^2 M_u S_{DR}}{K_{e1} K_{e2}} = \frac{\omega^2 M_u S_{DR}}{K_{e1}} = \frac{K_e}{K_{e1}} S_{DR} \quad (2.3.2-110)$$

これは、2 質点系の 1 階の $Q_1 = K_{e1} \delta_{R1}$ が等価 1 質点系のせん断力 $Q_n = K_e S_{DR}$ と等しいことを意味している。2 階応答 δ_{R2} は、式 2.3.2-101 あるいは、より簡単に、式 2.3.2-89 のモード形から

$$\delta_{R2} = \frac{u_2}{u_1} \delta_{R1} = \frac{u_2}{u_1} \frac{K_e}{K_{e1}} S_{DR} \quad (2.3.2-111)$$

こうして 1 階変形は δ_{R1} 、2 階変形は $\delta_{R2} - \delta_{R1}$ で与えられるので、変形角は 1 階 $\gamma_{R1} = \delta_{R1}/h_1$ 、2 階 $\gamma_{R2} = (\delta_{R2} - \delta_{R1})/h_2$ と計算される。ここで、 h_1 、 h_2 は表 2.3.2-35 で示される各階の階高である。

表 2.3.2-38 は以上の計算例を、図 2.3.2-180 は応答図を示す。

表 2.3.2-38 応答値の算出

稀地震

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
13	K_{el}	kN/m	6、 280	3、 672	2、 448	1、 836	1、 530	1、 224	918
15	u_2/u_1		1.793	1.408	1.481	1.341	1.277	1.215	1.156
22	K_e	kN/m	4、 491	3、 111	2、 009	1、 601	1、 371	1、 126	865
23	T_e	sec	0.64	0.79	0.98	1.11	1.20	1.33	1.52
30	F_h		1.00	0.75	0.63	0.59	0.58	0.56	0.54
31	p		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
32	q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
34	S_0	m/s ²	1.53	1.24	1.00	0.88	0.82	0.74	0.64
35	2種 G_s		1.569	1.939	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
36	S_A	m/s ²	2.04	1.54	1.08	0.90	0.81	0.71	0.60
37	S_{DR}	m	0.021	0.025	0.028	0.029	0.031	0.033	0.037
38	Q_n	kN	95.7	76.3	55.5	47.1	42.4	37.3	31.7
39	γ_R	rad	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.008	0.009
40			1/197	1/166	1/148	1/137	1/129	1/120	1/108
41	δ_{R2}	m	0.027	0.029	0.034	0.034	0.035	0.037	0.040
42	δ_{R1}	m	0.015	0.021	0.023	0.026	0.028	0.030	0.034
43	γ_{R2}	rad	0.005	0.004	0.005	0.004	0.003	0.003	0.002
44			1/199	1/283	1/220	1/274	1/313	1/367	1/445
45	γ_{R1}	rad	0.005	0.007	0.008	0.009	0.009	0.010	0.011

極稀地震

5			1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
47	S_0	m/s ²	7.65	6.19	5.00	4.42	4.08	3.68	3.22
48	S_A	m/s ²	10.20	7.69	5.42	4.52	4.04	3.53	2.99
49	S_{DR}	m	0.107	0.123	0.138	0.147	0.155	0.166	0.183
50	Q_n	kN	478.4	381.3	277.7	235.7	212.1	186.4	158.3
51	γ_R	rad	0.025	0.030	0.034	0.037	0.039	0.042	0.046
52			1/39	1/33	1/30	1/27	1/26	1/24	1/22
53	δ_{R2}	m	0.137	0.146	0.168	0.172	0.177	0.185	0.199
54	δ_{R1}	m	0.076	0.104	0.113	0.128	0.139	0.152	0.172
55	γ_{R2}	rad	0.025	0.018	0.023	0.018	0.016	0.014	0.011
56			1/40	1/57	1/44	1/55	1/63	1/73	1/89
57	γ_{R1}	rad	0.025	0.035	0.038	0.043	0.046	0.051	0.057
58			1/39	1/29	1/26	1/23	1/22	1/20	1/17

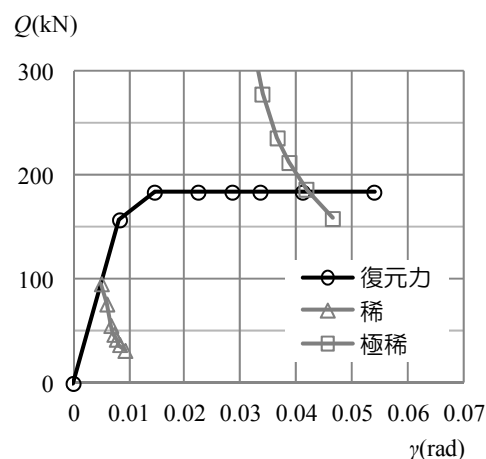


図 2.3.2-180 応答計算図

限界せん断力係数比

ここで、各階耐力と変形との関係を検討する。各階のせん断力と変形角は

$$Q_1 = K_{e1}\delta_{R1}, \quad Q_2 = K_{e2}(\delta_{R2} - \delta_{R1}) \quad (2.3.2-112)$$

$$\gamma_{R1} = \frac{\delta_{R1}}{h_1}, \quad \gamma_{R2} = \frac{(\delta_{R2} - \delta_{R1})}{h_2} \quad (2.3.2-113)$$

式 2.3.2-113 より

$$\delta_{R1} = \gamma_{R1}h_1, \quad \delta_{R2} = \gamma_{R1}h_1 + \gamma_{R2}h_2 \quad (2.3.2-114)$$

さらに、変形モードと固有値の関係から、式 2.3.2-109 を再掲すれば、

$$\frac{\delta_{R2}}{\delta_{R1}} = \frac{(K_{e1} + K_{e2}) - m_1\omega^2}{K_{e2}} \quad (2.3.2-115)$$

式 2.3.2-102 および式 2.3.2-90 より

$$\omega^2 = \frac{K_e}{M_u} = \frac{K_e\Delta}{M_u\Delta} = \frac{Q_1}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \quad (2.3.2-116)$$

従って式 2.3.2-115 は次のように書くことができる。

$$\begin{aligned} K_{e2}\delta_{R2} &= (K_{e1} + K_{e2} - m_1\omega^2)\delta_{R1} \\ K_{e2}(\delta_{R2} - \delta_{R1}) &= K_{e1}\delta_{R1} - m_1\delta_{R1}\omega^2 \\ Q_2 &= Q_1 - m_1\delta_{R1}\omega^2 \\ Q_2 &= Q_1 - m_1\delta_{R1} \frac{Q_1}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \\ \frac{Q_2}{Q_1} &= 1 - \frac{m_1\delta_{R1}}{m_1\delta_{R1} + m_2\delta_{R2}} \end{aligned} \quad (2.3.2-117)$$

ここで、式 2.3.2-114 および次の重量比 R_W 、階高比 R_H を用いれば

$$R_W = \frac{W_2}{W_1} = \frac{m_2}{m_1}, \quad R_H = \frac{h_2}{h_1} \quad (2.3.2-118)$$

$$\begin{aligned} \frac{Q_2}{Q_1} &= 1 - \frac{\delta_{R1}}{\delta_{R1} + R_W\delta_{R2}} = 1 - \frac{\gamma_{R1}h_1}{\gamma_{R1}h_1 + R_W(\gamma_{R1}h_1 + \gamma_{R2}h_2)} = 1 - \frac{\gamma_{R1}}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \\ \frac{Q_2}{Q_1} &= \frac{R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \end{aligned} \quad (2.3.2-119)$$

せん断力係数 $C_2 = Q_2/W_2$ 、 $C_b = Q_1/(W_1 + W_2)$ を用いれば

$$\frac{C_2}{C_b} = \frac{Q_2}{W_2} \frac{(W_1 + W_2)}{Q_1} = \frac{(1 + R_W)}{R_W} \frac{R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} = \frac{(1 + R_W)(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)}{\gamma_{R1} + R_W(\gamma_{R1} + \gamma_{R2}R_H)} \quad (2.3.2-120)$$

ここで、

$$\gamma = \frac{\gamma_{R2}}{\gamma_{R1}} \quad (2.3.2-121)$$

とおけば、式 2.3.2-119 および式 2.3.2-120 はそれぞれ

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{R_W(1 + \gamma R_H)}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} = 1 - \frac{1}{1 + R_W(1 + \gamma R_H)} \quad (2.3.2-122)$$

$$\frac{C_2}{C_b} = \frac{(1+R_W)(1+\gamma R_H)}{1+R_W(1+\gamma R_H)} = 1 + \frac{\gamma R_H}{1+R_W(1+\gamma R_H)} \quad (2.3.2-123)$$

とくに 1、2 階の変形角が等しくなる $\gamma=1$ の時の Q_2/Q_1 を限界耐力比 R_Q 、 $\gamma=1$ の時の C_2/C_b を限界せん断力係数比 R_{CO} とそれぞれ定義すれば、

$$R_Q = 1 - \frac{1}{1+R_W+R_W R_H} = \frac{R_W+R_W R_H}{1+R_W+R_W R_H} = \frac{1+R_H}{1+R_H+1/R_W} = \frac{1+h_2/h_1}{1+h_2/h_1+W_1/W_2} \quad (2.3.2-124)$$

$$R_{CO} = 1 + \frac{R_H}{1+R_W+R_W R_H} = \frac{(1+R_W)(1+R_H)}{1+R_W+R_W R_H} \quad (2.3.2-125)$$

ここで、式 2.3.2-124 の第 4 式は JSCA 関西木造住宅レビュー委員会によるクロスポイント判別式と同じである。

2 階建て木造建築物の 1、2 階変形の卓越度合い(どちらが先に限界変形となるか)は 1、2 階の耐力比によって支配される。耐力比 $Q_2/Q_1 > R_Q$ あるいはせん断力係数比 $C_2/C_b > R_{CO}$ であれば 1 階の変形が卓越し(例えば先行して 1/20 となる)、 $Q_2/Q_1 < R_Q$ あるいは $C_2/C_b < R_{CO}$ であれば 2 階の変形が卓越する。 $Q_2/Q_1 = R_Q$ あるいは $C_2/C_b = R_{CO}$ であれば、1、2 階が同時に限界変形に達する。

ところで限界せん断力係数比 R_{CO} については別途地震応答解析結果より、次の近似式が提案されている。

$$R_{CO} = 1.252 - 0.30 \frac{W_2}{W_1} + 0.39 \frac{h_2}{h_1} \quad (2.3.2-126)$$

式 2.3.2-125 で与えられる R_{CO} を R_{CO1} 、式 2.3.2-126 で与えられる R_{CO} を R_{CO2} とすれば、これらは図 2.3.2-181 および図 2.3.2-182 のように表される。現実的な $0.1 \leq R_W \leq 1.5$ 、 $0.5 \leq R_H \leq 1.5$ の範囲で両者を計算すると表 2.3.2-39 のようになり、その差は大きくはない。

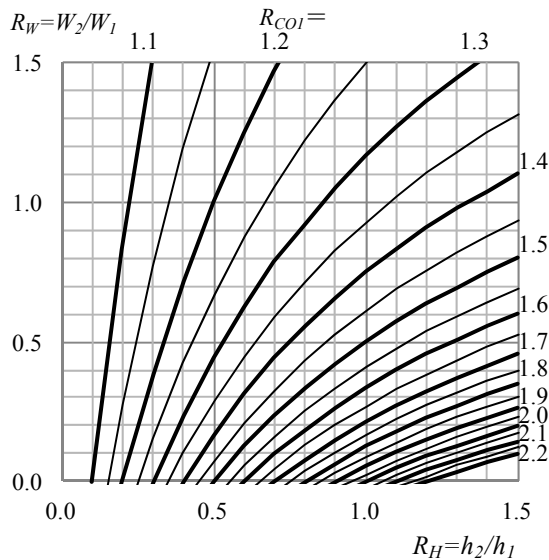


図 2.3.2-181 限界せん断力係数比

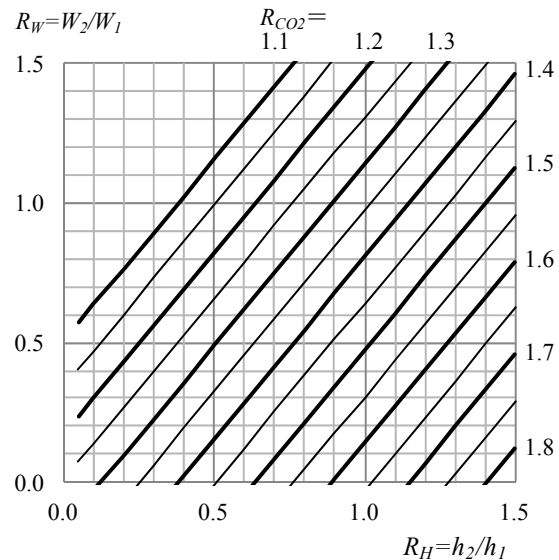


図 2.3.2-182 限界せん断力係数比

表 2.3.2-39 限界せん断力係数比 R_{COI} 式 2.3.2-125 と R_{CO2} 式 2.3.2-126 の比較

$$\text{式 2.3.2-125 } R_{COI} = (1+R_W)(1+R_H)/(1+R_W+R_W R_H)$$

$R_H \backslash R_W$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
0.5	1.43	1.38	1.34	1.31	1.29	1.26	1.24	1.23	1.21	1.20	1.19	1.18	1.17	1.16	1.15
0.6	1.52	1.45	1.41	1.37	1.33	1.31	1.28	1.26	1.25	1.23	1.22	1.21	1.19	1.19	1.18
0.7	1.60	1.52	1.46	1.42	1.38	1.35	1.32	1.30	1.28	1.26	1.24	1.23	1.22	1.21	1.20
0.8	1.68	1.59	1.52	1.47	1.42	1.38	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.24	1.23	1.22
0.9	1.76	1.65	1.57	1.51	1.46	1.42	1.39	1.36	1.33	1.31	1.29	1.27	1.26	1.25	1.23
1.0	1.83	1.71	1.63	1.56	1.50	1.45	1.42	1.38	1.36	1.33	1.31	1.29	1.28	1.26	1.25
1.1	1.91	1.77	1.67	1.60	1.54	1.49	1.45	1.41	1.38	1.35	1.33	1.31	1.29	1.28	1.27
1.2	1.98	1.83	1.72	1.64	1.57	1.52	1.47	1.43	1.40	1.38	1.35	1.33	1.31	1.29	1.28
1.3	2.06	1.89	1.77	1.68	1.60	1.55	1.50	1.46	1.42	1.39	1.37	1.35	1.33	1.31	1.29
1.4	2.13	1.95	1.81	1.71	1.64	1.57	1.52	1.48	1.44	1.41	1.38	1.36	1.34	1.32	1.30
1.5	2.20	2.00	1.86	1.75	1.67	1.60	1.55	1.50	1.46	1.43	1.40	1.38	1.35	1.33	1.32

$$\text{式 2.3.2-126 } R_{CO2} = 1.252 - 0.3R_W + 0.39R_H$$

$R_H \backslash R_W$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
0.5	1.42	1.39	1.36	1.33	1.30	1.27	1.24	1.21	1.18	1.15	1.12	1.09	1.06	1.03	1.00
0.6	1.46	1.43	1.40	1.37	1.34	1.31	1.28	1.25	1.22	1.19	1.16	1.13	1.10	1.07	1.04
0.7	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.35	1.32	1.29	1.26	1.23	1.20	1.17	1.14	1.11	1.08
0.8	1.53	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.35	1.32	1.29	1.26	1.23	1.20	1.17	1.14	1.11
0.9	1.57	1.54	1.51	1.48	1.45	1.42	1.39	1.36	1.33	1.30	1.27	1.24	1.21	1.18	1.15
1.0	1.61	1.58	1.55	1.52	1.49	1.46	1.43	1.40	1.37	1.34	1.31	1.28	1.25	1.22	1.19
1.1	1.65	1.62	1.59	1.56	1.53	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.35	1.32	1.29	1.26	1.23
1.2	1.69	1.66	1.63	1.60	1.57	1.54	1.51	1.48	1.45	1.42	1.39	1.36	1.33	1.30	1.27
1.3	1.73	1.70	1.67	1.64	1.61	1.58	1.55	1.52	1.49	1.46	1.43	1.40	1.37	1.34	1.31
1.4	1.77	1.74	1.71	1.68	1.65	1.62	1.59	1.56	1.53	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.35
1.5	1.81	1.78	1.75	1.72	1.69	1.66	1.63	1.60	1.57	1.54	1.51	1.48	1.45	1.42	1.39

式 2.3.2-126 R_{CO2} /式 2.3.2-125 R_{COI} 着色部は差が±5%を超える部分、 く一致する部分

$R_H \backslash R_W$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
0.5	0.99	1.00	1.01	1.01	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	0.92	0.90	0.88	0.86
0.6	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.88
0.7	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90
0.8	0.91	0.95	0.97	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92
0.9	0.90	0.93	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.96	0.95	0.93
1.0	0.88	0.92	0.96	0.98	0.99	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95
1.1	0.86	0.91	0.95	0.98	1.00	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.01	1.01	1.00	0.99	0.97
1.2	0.85	0.91	0.95	0.98	1.00	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.02	1.01	1.00	0.99
1.3	0.84	0.90	0.94	0.98	1.00	1.02	1.03	1.04	1.05	1.05	1.04	1.04	1.03	1.02	1.01
1.4	0.83	0.89	0.94	0.98	1.01	1.03	1.04	1.05	1.06	1.06	1.06	1.06	1.05	1.04	1.03
1.5	0.82	0.89	0.94	0.98	1.01	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.08	1.07	1.07	1.06	1.05

表 2.3.2-39 の第 3 表をみれば、 $R_W=0.6$ 、 $R_H=0.7$ 近傍で両者の対応が良いことから、線形式 2.3.2-126 は分数式 2.3.2-125 の $R_W=0.6$ 、 $R_H=0.7$ 近傍での一次展開式であると考えられる。

一般に曲面を表す x 、 y の 2 変数関数式

$$z = f(x, y) \quad (2.3.2-127)$$

の $(x, y)=(a, b)$ における接平面の方程式は、

$$z = f_x(a, b)(x - a) + f_y(y - b) + f(a, b) \quad (2.3.2-128)$$

と表される。ここで f_x および f_y は x および y による偏微分をそれぞれ示す。すなわち、式 2.3.2-128 は式 2.3.2-127 の $x=a$ 、 $y=b$ 近傍での線形近似式を与える。 R_H 、 R_W を 2 変数として、

$$R_{CO} = R_{CO} \left(R_H, R_W \right) = \frac{(1+R_W)(1+R_H)}{1+R_W+R_W R_H} \quad (2.3.2-129)$$

について R_H 、 R_W の微分を計算すると、

$$\frac{\partial R_{CO}}{\partial R_H} = \frac{(1+R_W)(1+R_W+R_W R_H) - (1+R_W)(1+R_H)R_W}{(1+R_W+R_W R_H)^2} \quad (2.3.2-130)$$

$$\frac{\partial R_{CO}}{\partial R_W} = \frac{(1+R_H)(1+R_W+R_W R_H) - (1+R_H)^2(1+R_W)}{(1+R_W+R_W R_H)^2} \quad (2.3.2-131)$$

たとえば $R_H=1.0$ 、 $R_W=1.0$ の近傍で分数式 2.3.2-129 を 1 次関数に展開すれば、式 2.3.2-129 より $R_H=1.0$ 、 $R_W=1.0$ における R_{CO} の値は $4/3=1.333$ 、式 2.3.2-130 より $R_H=1.0$ 、 $R_W=1.0$ における R_H の係数は $2/9=0.22$ 、式 2.3.2-131 より R_W の係数は $-2/9=-0.22$ となるので、近似式は

$$R_{CO} = 0.22(R_H - 1) - 0.22(R_W - 1) + 1.333$$

したがって

$$R_{CO} = 1.333 - 0.22R_W + 0.22R_H \quad (2.3.2-132)$$

同様にして、 $R_H=0.71$ 、 $R_W=0.60$ の近傍で分数式(2.3.2(8).50)式を 1 次関数に展開すれば、

$$R_{CO} = 0.390(R_H - 0.71) - 0.296(R_W - 0.60) + 1.350$$

$$R_{CO} = 1.251 - 0.30R_W + 0.39R_H \quad (2.3.2-133)$$

となって式 2.3.2-126 にほぼ一致する。

以上によって、地震応答解析結果から提案された式 2.3.2-126 の R_{CO} は、限界耐力計算の定式化より導かれた式 2.3.2-125 の R_{CO} を図 2.3.2-183 のように $R_H=0.71$ 、 $R_W=0.60$ の近傍で 1 次関数近似したものであると結論できる。

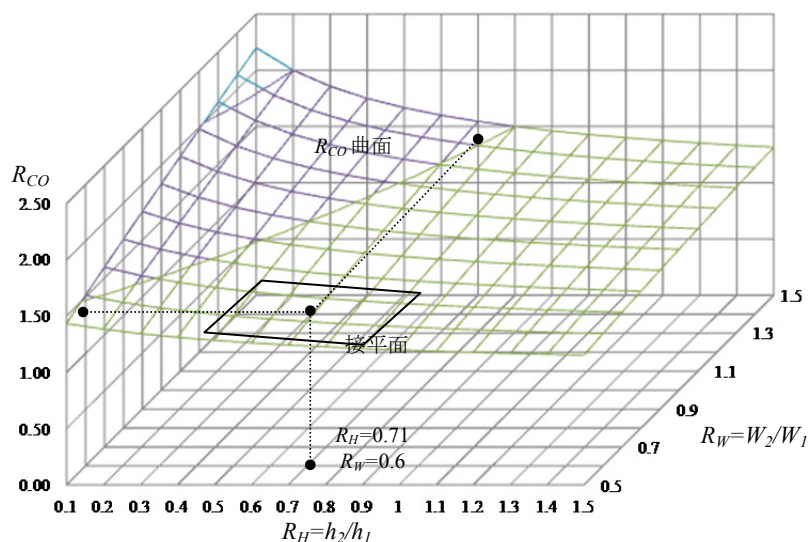


図 2.3.2-183 R_{CO} 曲面と接平面

標準設計は、1 階先行降伏となるように $C_2/C_b > R_{C0}$ すなわち 2 階耐力を $C_2 > R_{C0} C_b$ とすることを前提にして組み立てられている。これは、1 階先行降伏の方が従来の限界耐力計算の解の安定性が高いためであり、現実的な設計の多くが 2 階耐力を比較的に大きく設定して 1 階先行降伏となっていることを考慮したためである。とくに $C_2/C_b = R_{C0}$ の場合は 1、2 階が同時降伏となるので、時刻歴応答計算を行うと解が安定しないとされている。しかしながら、構造設計的な視点からは、2 階先行降伏や 1、2 階同時降伏とする考え方は排除されるべきではない。

とくに今回推奨する変位増分法 2 によれば、 $C_2/C_b \leq R_{C0}$ の領域の解の精度が時刻歴応答解析によって一応確かめられている。従って、詳細設計法では限界耐力比を用いた制限は設けないこととする。この限界耐力比を目安として用いることで、1、2 階の変形パターンを自由に設計することができる。

変位増分法 2 の解の精度について

変位増分法 2 においても、前ステップの固有モードで次ステップの変形モードを予測しているため、ステップ間隔が大きいと誤差を生じて解が発散することが考えられる。その場合には、計算のステップを再分割して精度を確保する工夫をするなどの配慮が望ましい。特に $P\Delta$ などの影響で復元力スケルトンが負勾配となる場合に注意する必要がある。例として、図 2.3.2-184 のような負勾配を有し、さらに $C_2/C_b = R_{C0}$ となるモデルの計算結果を図 2.3.2-185 に示す。この程度の負勾配や計算ステップ間隔ではとくに不具合は生じていない。

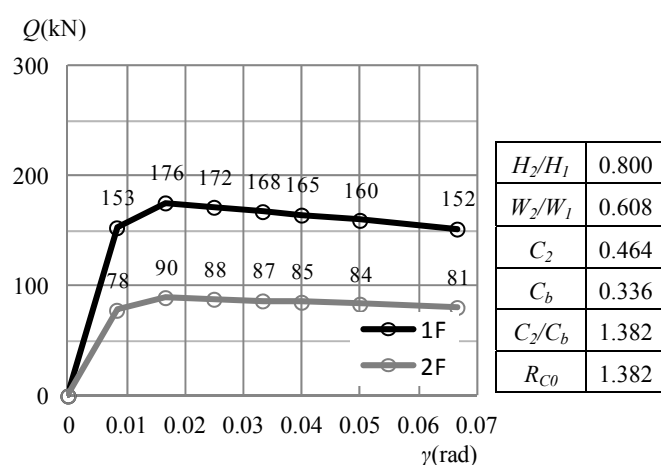


図 2.3.2-184 負勾配を有するモデル

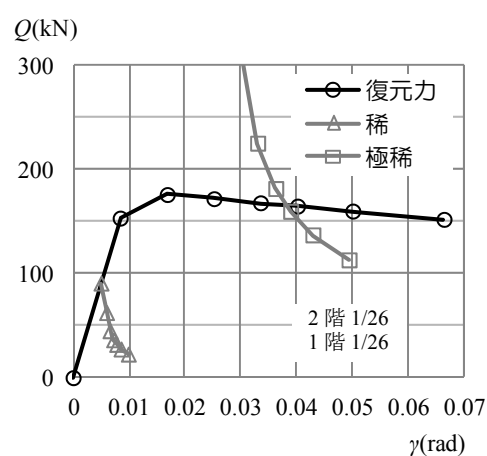


図 2.3.2-185 負勾配を有するモデル計算結果

2.3.3 実大震動台実験

(1) 事前解析

本節では震動台実験の試験体仕様、入力地震波検討を目的として行った事前解析とその結果を受けた検討および事前解析結果と実験結果との比較について報告する。数値解析はモデル 1～3 の 3 種類の異なる数値解析モデルおよび限界耐力計算によって検討を行った。

1) モデル 1(立体解析モデル：個別要素法)による解析結果

① 解析モデルの概要

基本理論として用いた個別要素法 (Distinct Element Method) は岩盤の崩壊を計算する為に開発された「非連続体解析法(バラバラな物体の挙動を計算する手法)」であるが、木造建築物の立体骨組の倒壊までを追跡できる解析手法が提案されている。本項で用いる計算プログラムは独立行政法人建築研究所において研究用に開発された倒壊解析ソフトウェア (wallstat ver.1.12.5) の柱脚滑り支承バネ計算機能をアクティブにして用いた。

② 解析モデル

試験体は石場建ての試験体の解析モデルを No.5 と呼称し、地長押で柱脚を固めた試験体の解析モデルを No.6、No.6 の地長押を浮き上がり、滑りともに拘束したものを No.6 固定、地長押の滑りを許容したものを No.6 自由と呼称する。解析モデルの概要を図 2.3.3-1、図 2.3.3-2 に示した。軸材は材端の剛塑性回転バネ(塑性ヒンジ)＋弾性梁要素の組み合わせを基本部材としてモデル化。接合部は弾塑性の回転バネと弾塑性バネを組み合わせた。各種耐力壁、水平構面は、弾塑性のトラス要素でブレース置換によりモデル化を行った。軸組の架構、壁の位置等は、試験体案と同一とした。

表 2.3.3-1 解析モデルの概要

解析モデル	地長押	脚部	小屋組
No.5	無し	滑り許容	無し
No.6 固定	有り	柱脚を固定	無し
No.6 自由	有り	滑り許容	無し

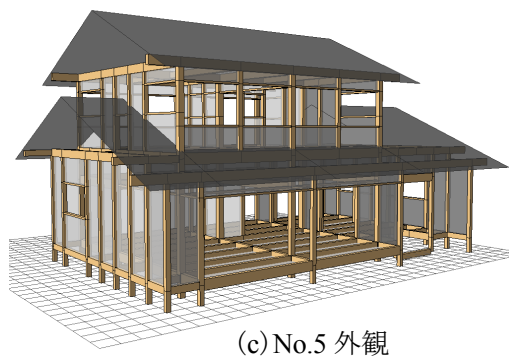
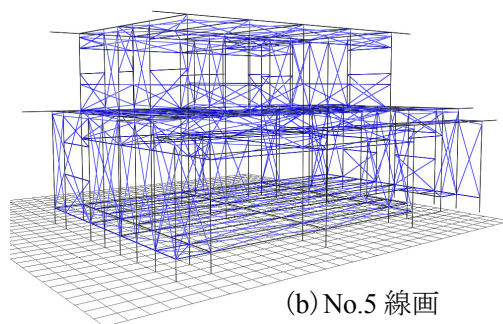
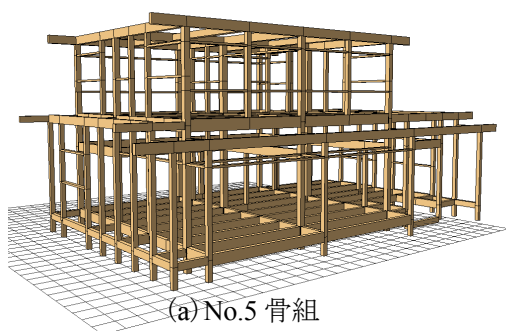
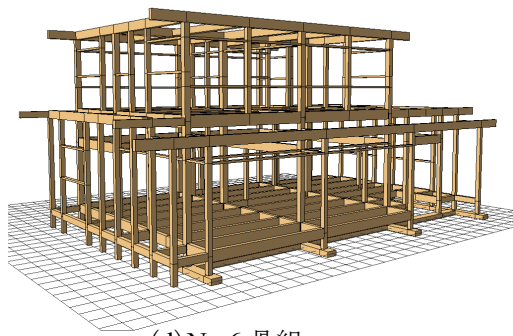
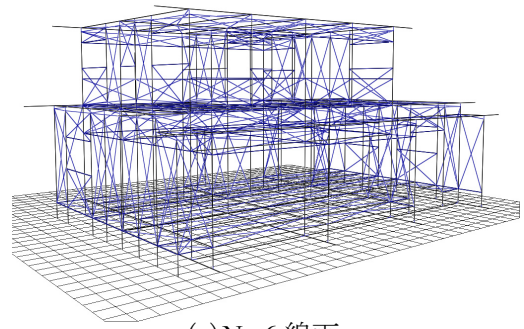


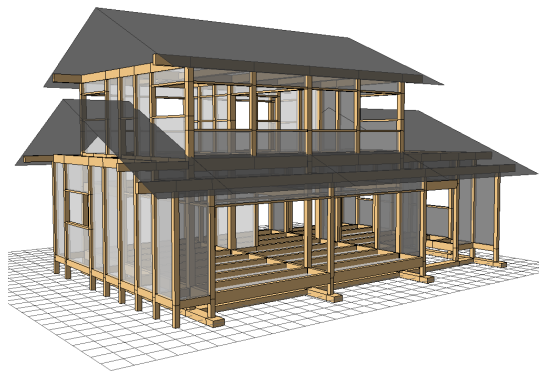
図 2.3.3-1 解析モデル No.5 の概要



(d) No.6 骨組



(e) No.6 線画

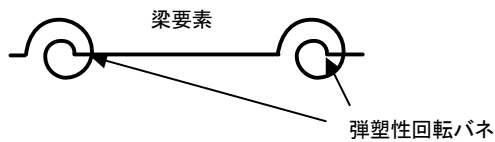


(f) No.6 外観

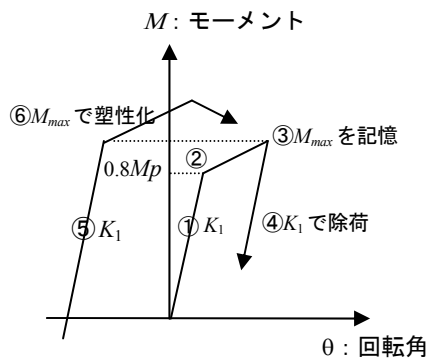
図 2.3.3-2 解析モデル No.6 の概要

③ 軸組

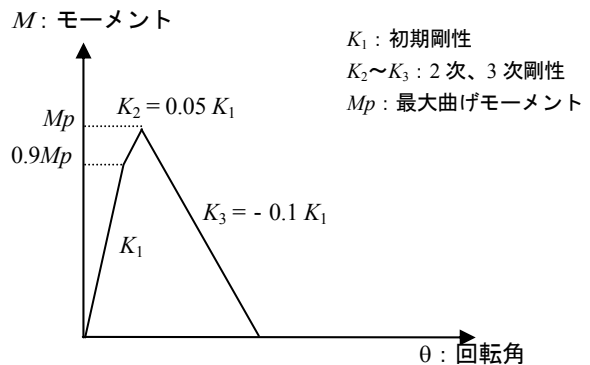
軸組は図 2.3.3-3 (a) に示したような塑性回転バネ (塑性ヒンジ) + 弾性梁要素でモデル化を行った。履歴特性は図 2.3.3-3 (b) に示した履歴則¹⁾を用いた。曲げ強度を 40N/mm^2 として、断面欠損を考慮し、断面係数を長方形断面の 70% として、最大曲げモーメントを設定した。ヤング係数は柱材を 8.5kN/mm^2 とし、横架材は 8.5kN/mm^2 とした。



(a) 軸組の概念図



(b) 復元力特性



(c) 骨格曲線

図 2.3.3-3 軸組のモデル化概要

④ 接合部

軸組間の接合部は図 2.3.3-4(a)に示したような回転バネ+弾塑性バネ(せん断に対しては剛)を設定した。圧縮引張の弾塑性バネの履歴特性は図 2.3.3-4(b)に示したような片側弾性+片側スリップ型で、実験データを元に、柱脚・柱頭は長ほぞ込栓、横架材間の接合部は鼻栓×2の骨格曲線を設定した。回転バネの履歴特性は図 2.3.3-4(c)に示したようなスリップ型とした。回転バネは強軸、弱軸の各方向に独立に作用する。各バネの骨格曲線の詳細は4)項にて説明する。

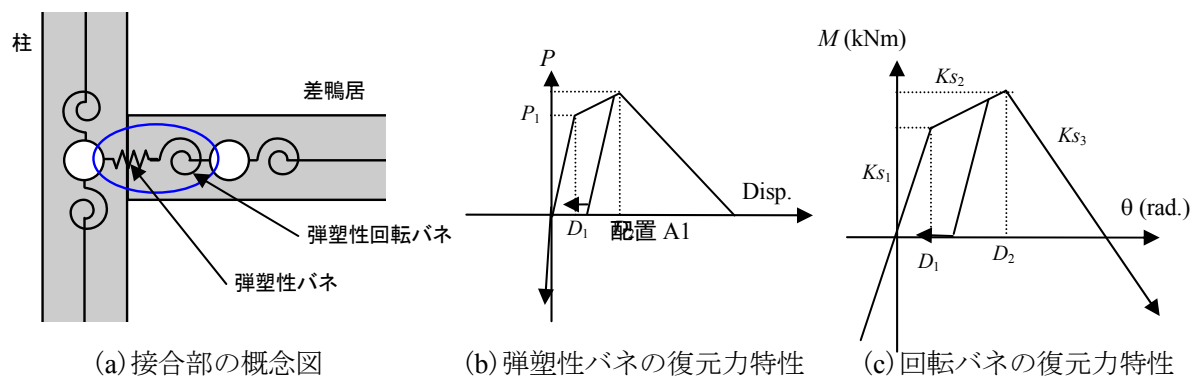


図 2.3.3-4 接合部のモデル化概要

⑤ 鉛直構面、水平構面

鉛直構面・水平構面はトラス要素でブレース置換することでモデル化を行った。履歴特性は図 2.4 に示したバイリニア+スリップ型履歴則を用いた。垂れ壁、腰壁と全面壁の耐力の補正は行っていない。各バネの骨格曲線の詳細は4)項にて説明する。

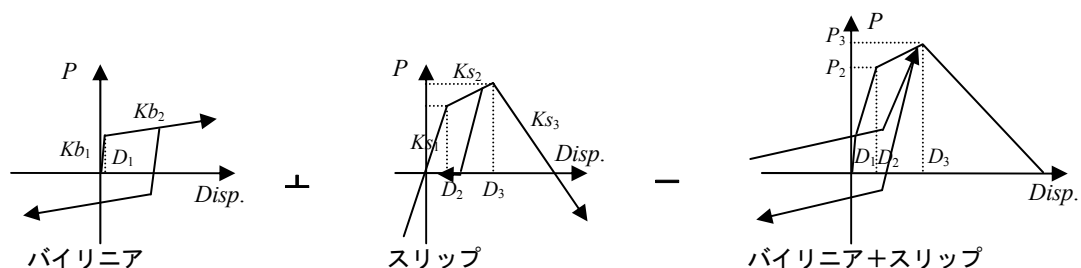
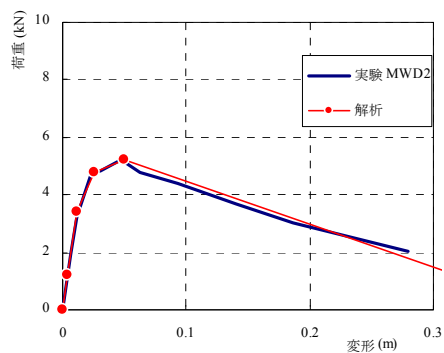


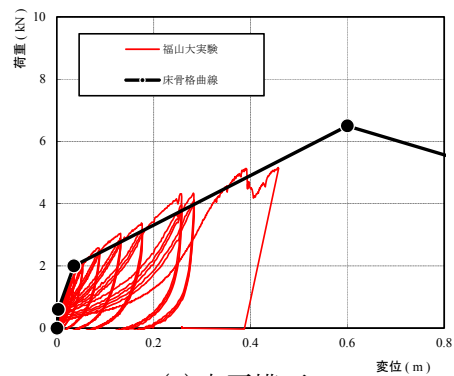
図 2.3.3-5 鉛直構面の履歴特性

⑥ 事前解析の骨格曲線

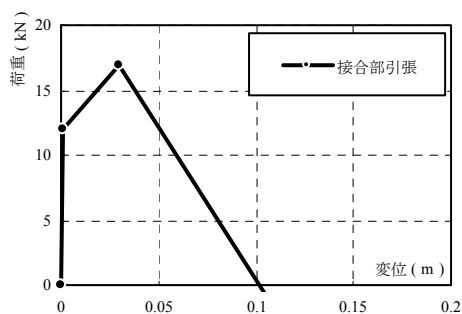
各バネの事前解析の骨格曲線を図 2.3.3-5 に示した。土塗り壁の骨格曲線は、中治委員の実験結果を参考にして設定した。1F、2F 床構面の骨格曲線は設計法 WG から提供のあった半剛床の実験結果を参考に設定した。接合部の引張バネ、回転バネの耐力は建築研究所、信州大学で実施した長ほぞ込栓の要素実験結果を参照に設定した。



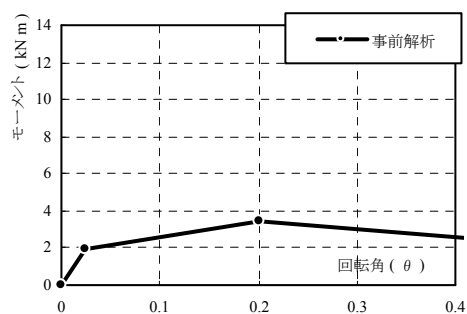
(c) 土塗り壁 (1P あたり)



(d) 水平構面



(e) 接合部引張



(f) 接合部回転

図 2.3.3-6 事前解析の骨格曲線

⑦ 小屋組の骨格曲線

小屋組は近畿大学において実施された切妻屋根の静的加力試験の結果をもとに設定した。要素実験の結果の骨格曲線を桁レベルの水平構面(小屋組を簡素化したモデル)に設定した。

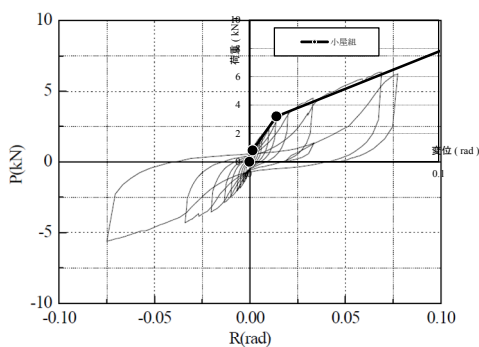


図 2.3.3-7 小屋組の骨格曲線

⑧ 柱脚の条件

試験体 3 は土台の併進自由度を固定として、地震動を土台に直接入力した。試験体 1、2、4 では柱脚を滑り支床として、各計算ステップにおいて各柱の下端部に加わる鉛直荷重 N から摩擦力を算出し、柱脚要素に加わる水平力 (F_x , F_y) との比較から滑りの有無を判定した。礎石-柱脚間の静止摩擦係数 μ_1 、動摩擦係数 μ_2 を各計算において設定した。

- ・試験体が滑り出す条件： $\mu_1 \times N < (P_x^2 + P_y^2)^{1/2}$
- ・滑りが停止する条件：柱脚の速度ベクトルと、地盤の速度ベクトルの内積が負になった場合に停止

- ・滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力： $\mu_2 \times N$ (方向は柱脚に作用する水平力と逆方向)

⑨ 重量

試験体重量は各層の重量を下記の通り設定し、各階の要素に均等に配分して設定した。

(試験体 No.5、6 共通) 1F：134.9 kN (No.6 では次長押を考慮して 145kN とした)

2F：192.85 kN

RF：95.41 kN

⑩ 入力地震波

入力地震波には、BCJ Lv.1、BCJ Lv.2 (極稀地震動 2 種地盤補正スペクトル：位相 BSJ Lv.2)、JMA 神戸 3 方向。JMA 神戸は NS 方向を解析モデルの短辺方向に入力した。

⑪ 解析条件

今回の解析では No5、No.6 について、下記の水準で解析を行った

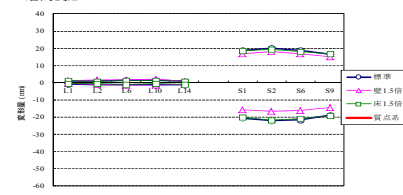
表 2.3.3-2 解析条件 (その 9)

解析モデル	柱脚	土壁のせん断耐力	水平構面のせん断耐力	解析モデル	摩擦係数	入力波				
						BCJ L1 L方向	BCJ L2 S方向	BCJ L2 L方向	BCJ L2 S方向	JMA神戸 LSZ
No.5	滑り	100%	100%	立体骨組	0.4	○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○
		150%	100%	立体骨組		○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○
		100%	150%	立体骨組		○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○
No.6	固定	100%	100%	立体骨組		○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○
		150%	100%	立体骨組		○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○
		100%	150%	立体骨組		○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○
No.6	滑り	100%	100%	立体骨組		○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○
		150%	100%	立体骨組		○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○
		100%	150%	立体骨組		○	○	○	○	○
				3質点系				○	○	○

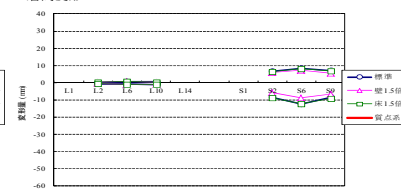
以下に事前解析の結果を示す。

No.5 石橋建て

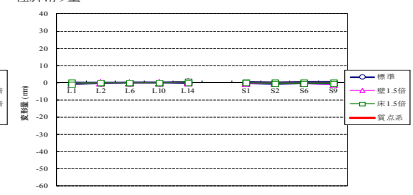
1F層間変形



2F層間変形

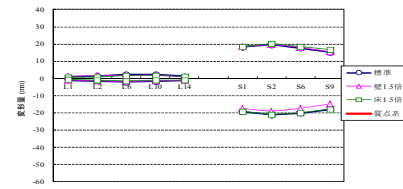


柱脚滑り量

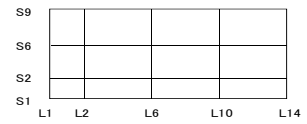
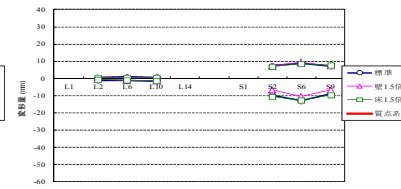


No.6 地長押固定

1F層間変形

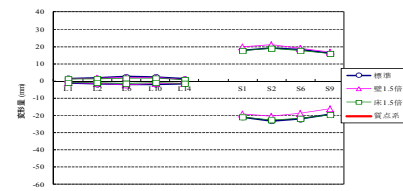


2F層間変形



No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形

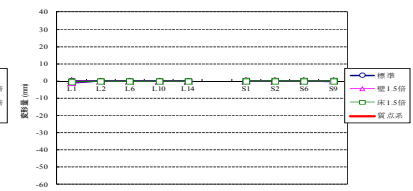
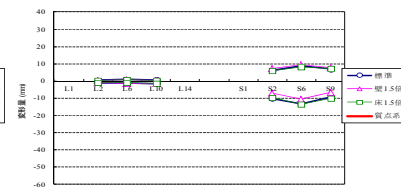
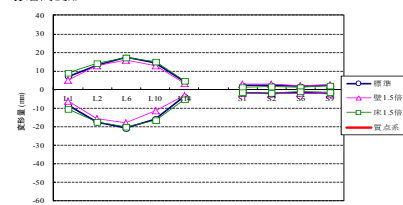


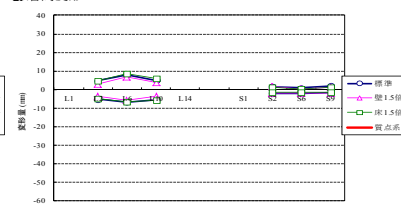
図 2.3.3-8 事前解析結果 (BCJ-L1 L 方向加振)

No.5 石橋建て

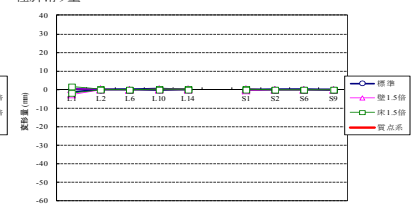
1F層間変形



2F層間変形

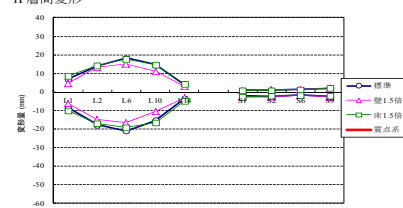


柱脚滑り量

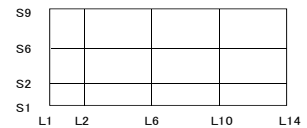
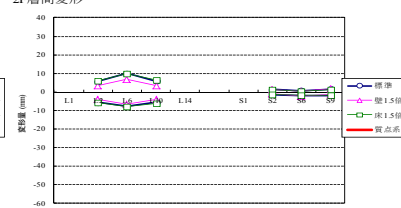


No.6 地長押固定

1F層間変形

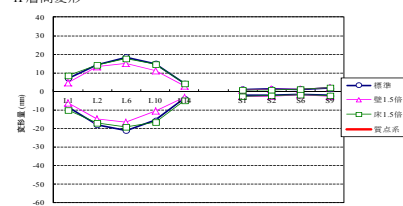


2F層間変形



No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形

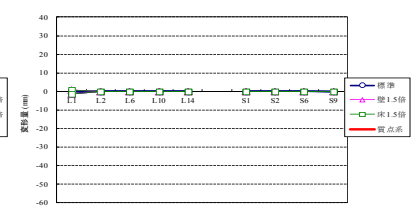
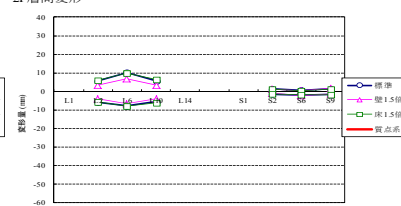
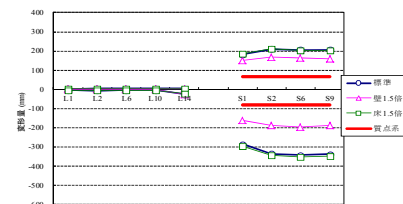


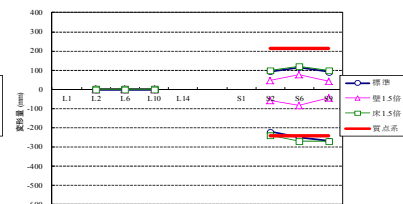
図 2.3.3-9 事前解析結果 (BCJ-L1 S 方向加振)

No.5 石場建て

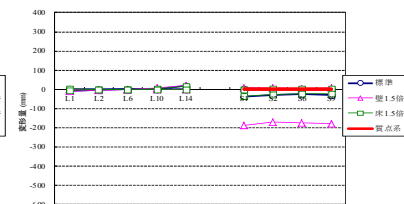
1F層間変形



2F層間変形

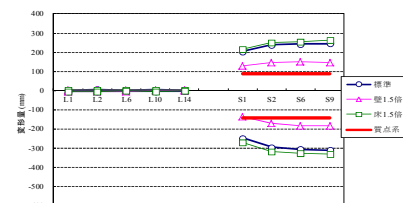


柱脚滑り量

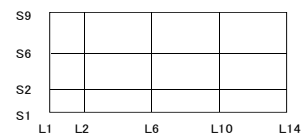
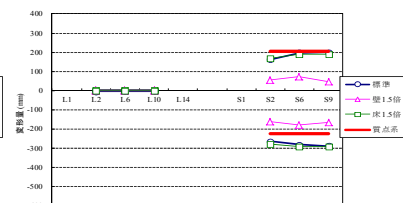


No.6 地長押固定

1F層間変形

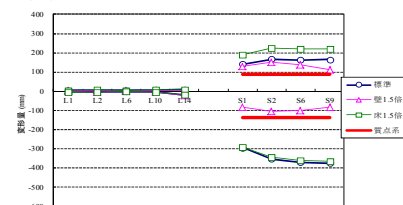


2F層間変形



No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形

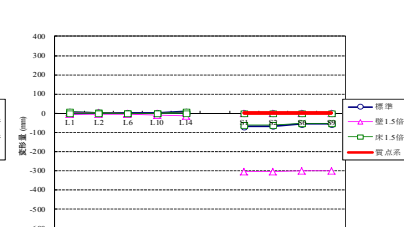
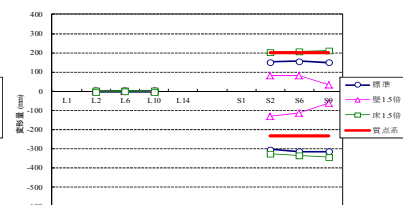
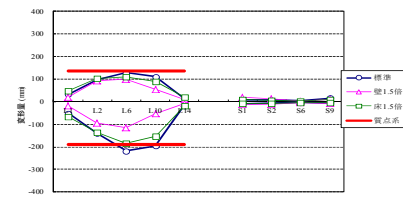


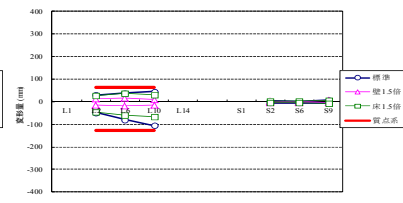
図 2.3.3-10 事前解析結果(BCJ-L2 L 方向加振)

No.5 石場建て

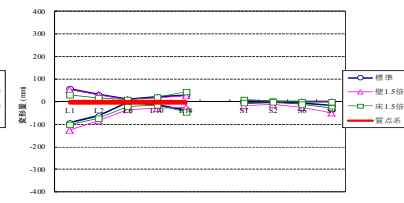
1F層間変形



2F層間変形

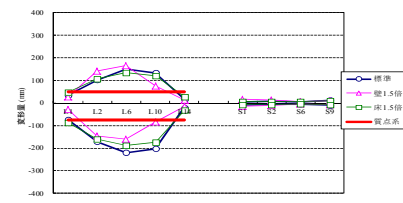


柱脚滑り量

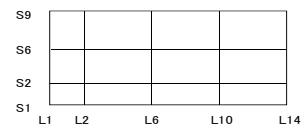
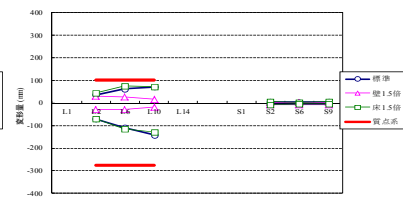


No.6 地長押固定

1F層間変形

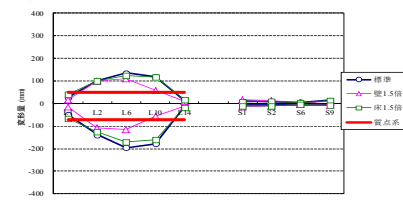


2F層間変形



No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形

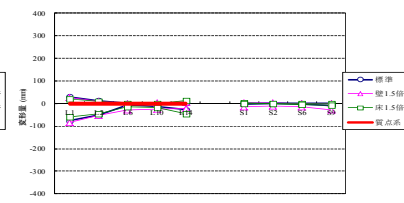
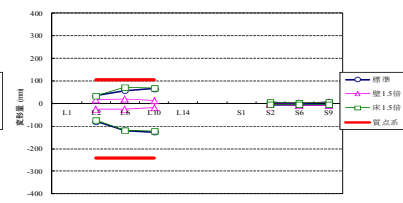
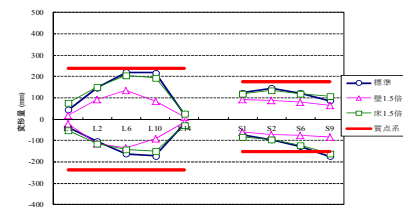


図 2.3.3-11 事前解析結果(BCJ-L2 S 方向加振)

No.5 石場建て

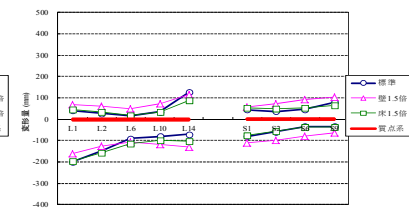
1F層間変形



2F層間変形

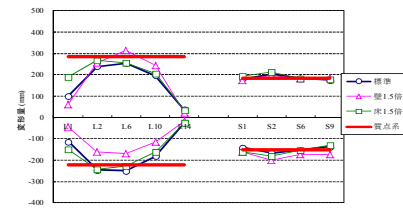


柱脚滑り量

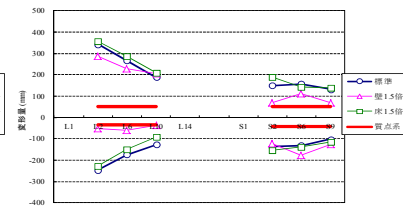


No.6 地長押固定

1F層間変形



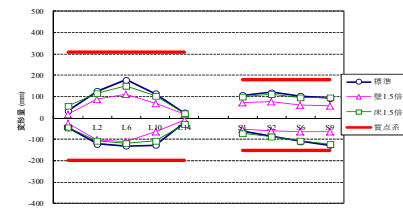
2F層間変形



S9					
S6					
S2					
S1					
	L1	L2	L6	L10	L14

No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形

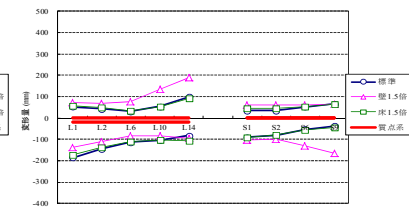
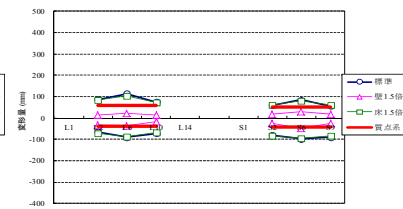


図 2.3.3-12 事前解析結果 (JMA Kobe 加振)

以上のような事前解析結果が得られた。

2) モデル 2(立体解析モデル：有限要素法)による解析結果

①解析モデルの概要

有限要素法による三次元モデルを使用した、事前解析としては以下のように安全側のモデル設定(図 2.3.3-1)を行った。

モデル化：3次元立体解析

両端弾塑性バネ付線材モデル

耐震要素：等価せん断バネ(柱軸力への影響考慮)

- ・ 1P 土壁：MWD-01(P- δ 除去)を参考にした
- ・ 垂壁、腰壁：MWD-04(P- δ 除去)を参考にした(単位構面で加算)
- ・ 垂壁+腰壁：MWD-06(P- δ 除去)を参考にした(単位構面で加算)

水平構面：せん断変形を考慮した矩形要素

- ・ 床は、福山大の半剛床実験結果を長さ 1m 当たりで換算し、骨格曲線をバイリニア、戻り剛性は初期剛性の 2 倍、復元力特性をスリップ特性とした。
- ・ 屋根構面は、床構面と同レベルと判断した。

質量マトリクス：壁重量を省いた、均し床重量(屋根 167kg/m^2 、2F 床 177 kg/m^2 、1F 床 144 kg/m^2)、壁重量は見つけ面積当たり 95 kg/m^2

摩擦係数 0.4

減衰：初期剛性比例 8%

下屋切り妻屋根の棟木を 2 階桁レベルで接続した

② 解析結果

解析結果を実験結果と合わせて、図 2.3.3-2 に示す。なお、2 階 L6 通り層間変位の解析結果は、2 階床と屋根頂部の相対変位を示す。実験に比して、計算結果では 2 階 L2、L10 通りの層間変位が小さい以外は、大きな層間変位となっており、安全側で計算したといえる。この結果は、後述する解析モデルの改良ポイント(壁および床構面の完全弾塑性部分の考慮、軸組だけの水平構面に対する復元力の設定、下屋切り妻屋根の接続位置の変更)の影響である。

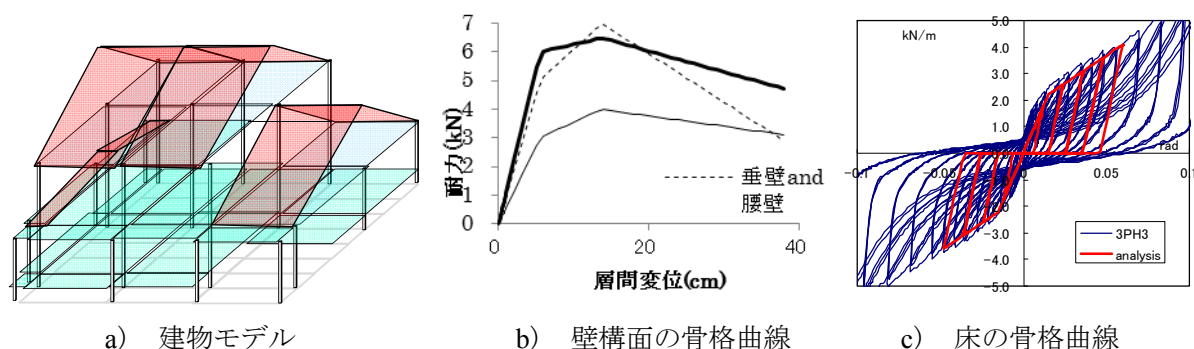
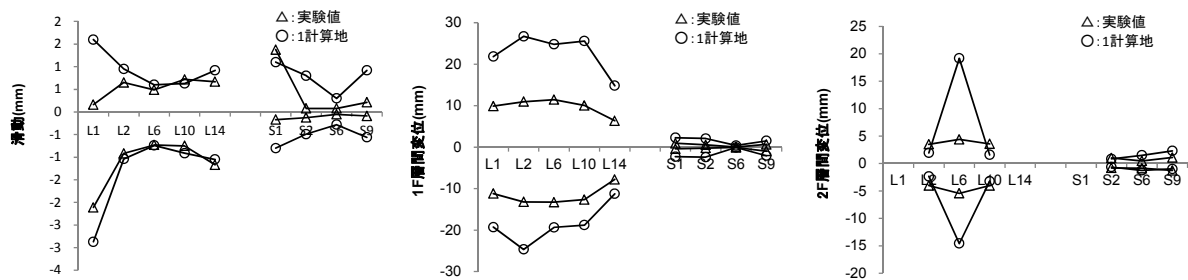
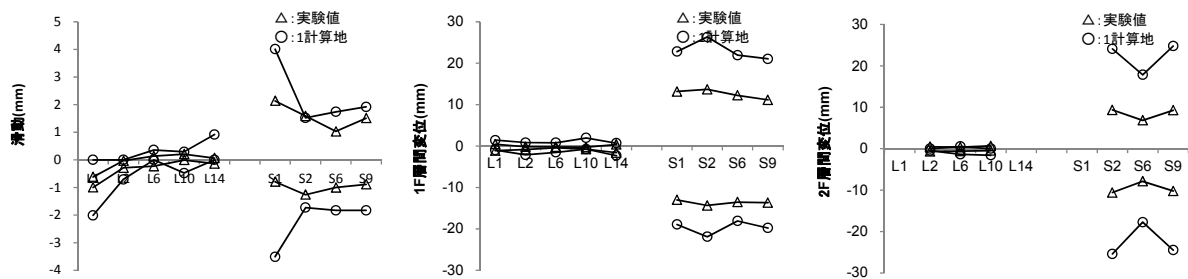


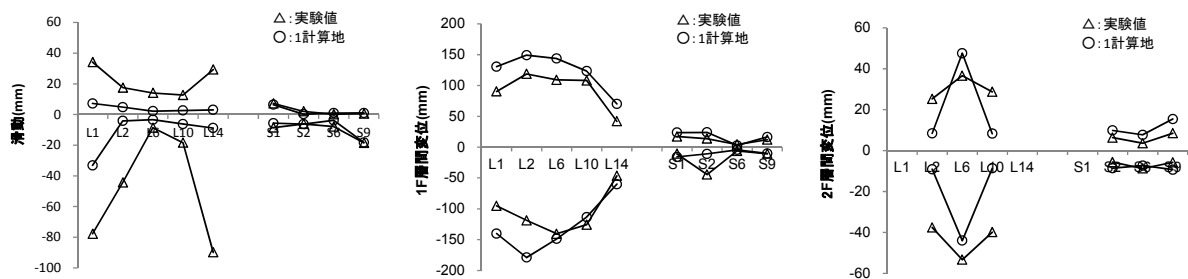
図 2.3.3-13 事前解析の解析モデル



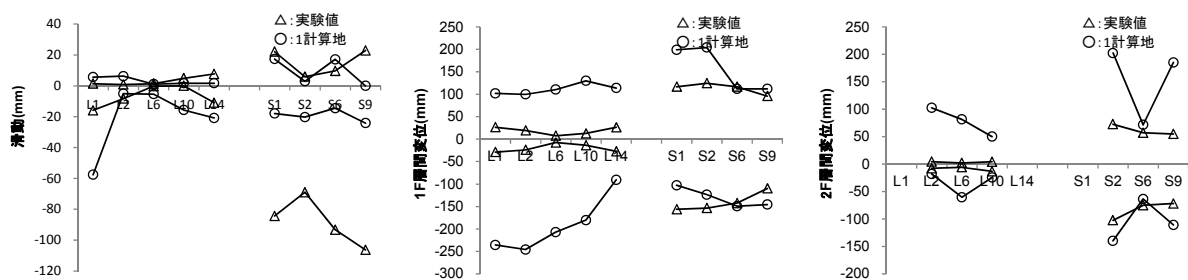
稀地震(短辺方向入力)



稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)



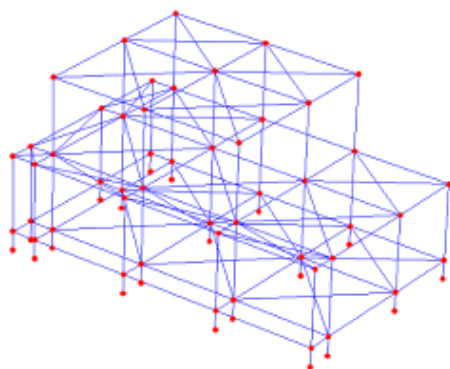
極稀地震(長辺方向入力)

図 2.3.3-14 事前解析結果

3) モデル 3(疑似立体モデル)による解析結果

① 解析モデルの概要

本節は疑似立体モデルによる解析結果を報告する。このとき各主要な鉛直構面を質点系でモデル化し、水平構面をせん断バネ(線形)によって各鉛直構面間を連結した疑似立体質点系モデルによって、震動台実験に対する時刻歴応答解析を行った。解析対象は試験体 No.6 の柱脚固定モデルであり、本検証モデルでは、柱脚のすべり挙動、浮き上がり挙動は考慮していない。



各層重量(質量)

$M_2=95.41\text{kN}$ (9.74ton)

$M_1=192.85\text{kN}$ (19.68ton)

$M_0=134.89\text{kN}$ (13.76ton)

計 423.15kN (43.18ton)

最新実測値 433.16kN (44.2ton)

※床積載用錘(73.04kN)含む

図 2.3.3-15 解析モデル(疑似立体質点系モデル)

減衰の取り扱い：初期剛性比例型減衰・減衰定数 $h=0.02$

② 解析結果

以下に、入力地震波:BCJ-L2(第2種地盤相当)入力時の解析値と実験値の時刻歴応答の比較を示す。

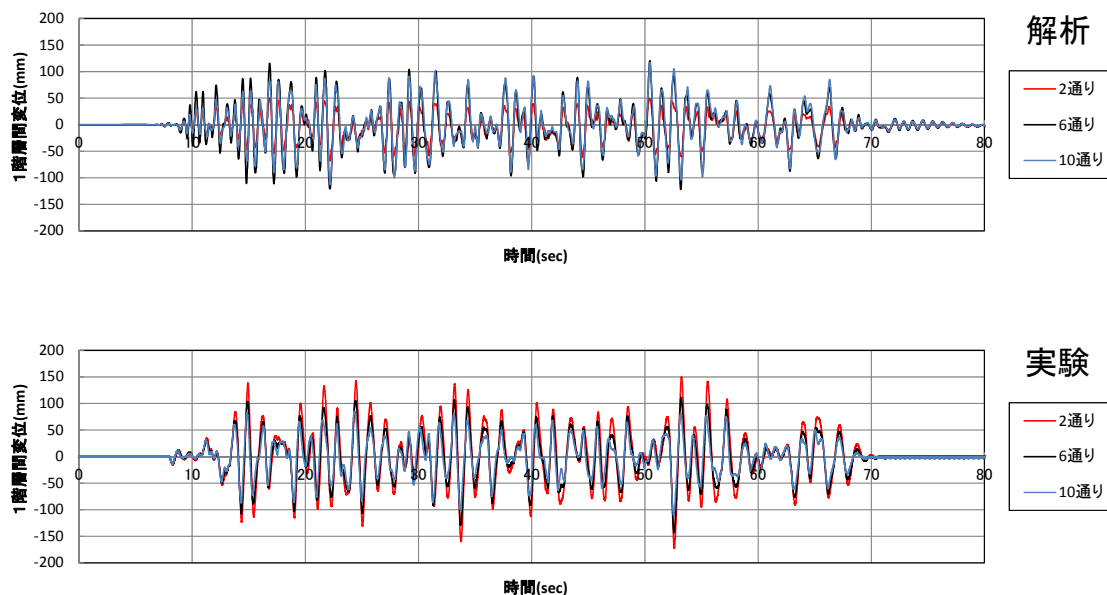


図 2.3.3-16 1 階層間変位応答(BCJ-L2 短辺方向加振)

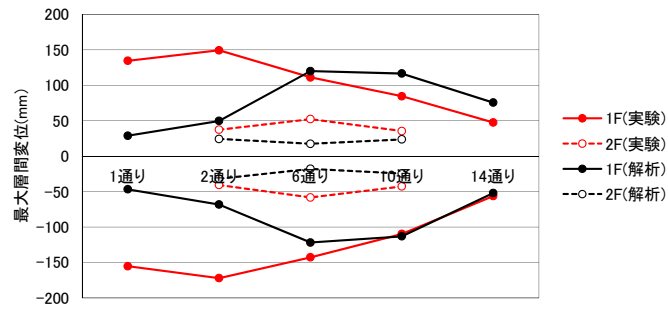


図 2.3.3-17 最大層間変位 (BCJ-L2 短辺方向加振)

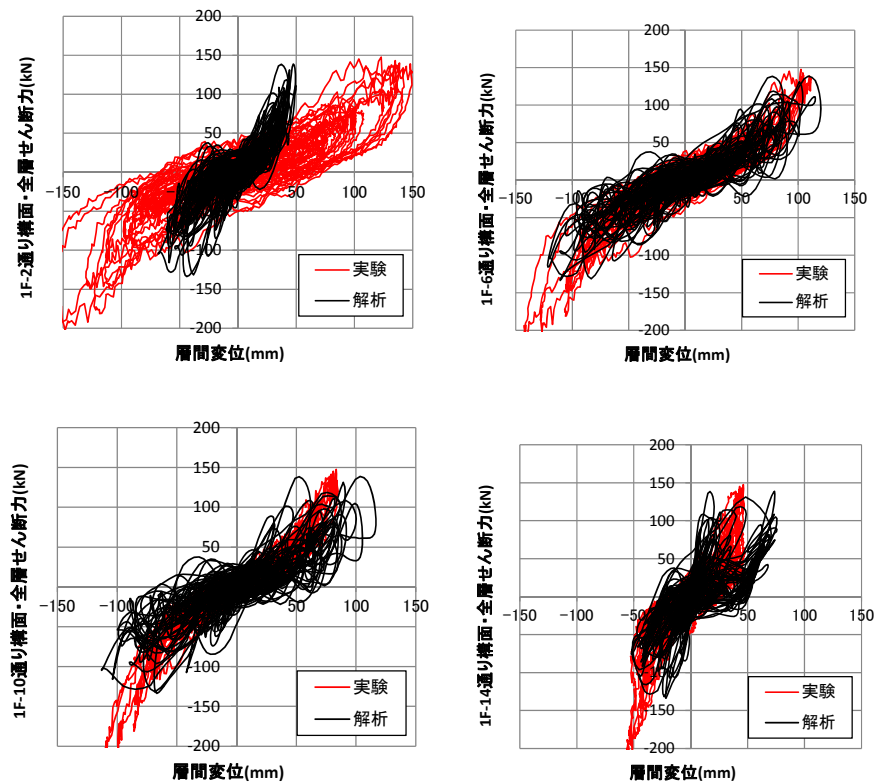


図 2.3.3-18 1 階主要構面の全層せん断力 - 層間変位関係 (BCJ-L2 短辺方向加振)

本モデルでは、柱脚を拘束した場合の実験値と解析結果の比較を示した。その結果、BCJ-L2 を短辺方向に入力した際の 1 通り 2 通りの最大応答変位には解析と実験で大きな差が得られる結果であったものの、その傾向はある程度一致する振動挙動が示された。

4) 限界耐力計算による事前解析

ここでは、文献¹⁾に基づく限界耐力計算による事前解析結果を示す。

設計時の情報より、質点系重量は1層 192.85kN、2層 95.41kN、階高は1層 3640mm、2層 2475mmとした。なお、試験体 No.5 と No.6 の上部構造は全く同じため、ここでは区別していない。

試験体全体の復元力特性を算定するにあたって、単位フレームの復元力特性として、土壁および土塗り小壁(垂れ壁、腰壁)、差し鴨居が付加されたときの復元力は、既往文献^{1) 2)}を参考にした。土壁全壁は壁長さ・壁厚に比例するとし、小壁はスパン数・壁厚に比例するとした。小壁の高さによる補正は行っていない。また、板壁は要素実験WGの実験データから設定した。板壁の垂れ壁、腰壁はデータが無いため、土塗り全壁→小壁の耐力が 1/5 倍になっていることになって全面板壁の 1/5 倍と考えた。図 2.3.3-19 および表 2.3.3-4 に単位フレームの復元力特性を示す。

表 2.3.3-3 各変形角における耐力

変形角	2P 土壁 [kN]	2P 土塗 小壁 [kN]	差鴨居 のみ [kN]	2P 板壁 [kN]
1/240	9.54	0.93	0.25	2.37
1/120	13.23	1.53	0.50	3.23
1/60	15.53	2.36	1.00	4.37
1/40	15.90	3.02	1.25	5.28
1/30	15.11	3.35	1.50	6.20
1/25	14.31	3.42	1.50	6.83
1/20	12.89	3.07	1.50	7.64
1/15	10.92	2.50	1.50	9.12
1/10	7.44	1.48	1.50	11.69

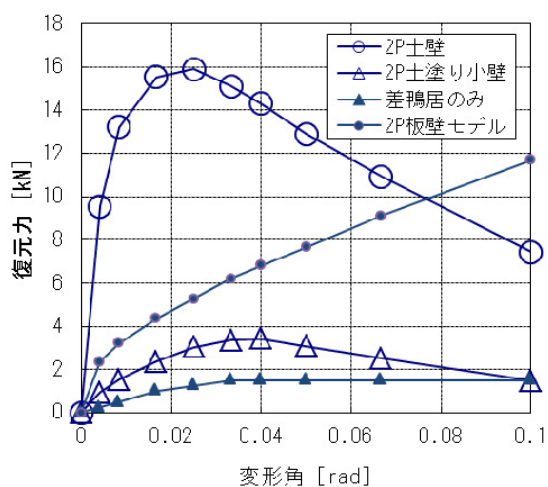


図 2.3.3-19 単位フレーム実験に基づく復元力モデル

上述の単位フレームの復元力特性から試験体全体の復元力特性を算出した結果を図 2.3.3-20 に示す。また、最大耐力および最大層せん断力係数を表 2.3.3-4 に示す。

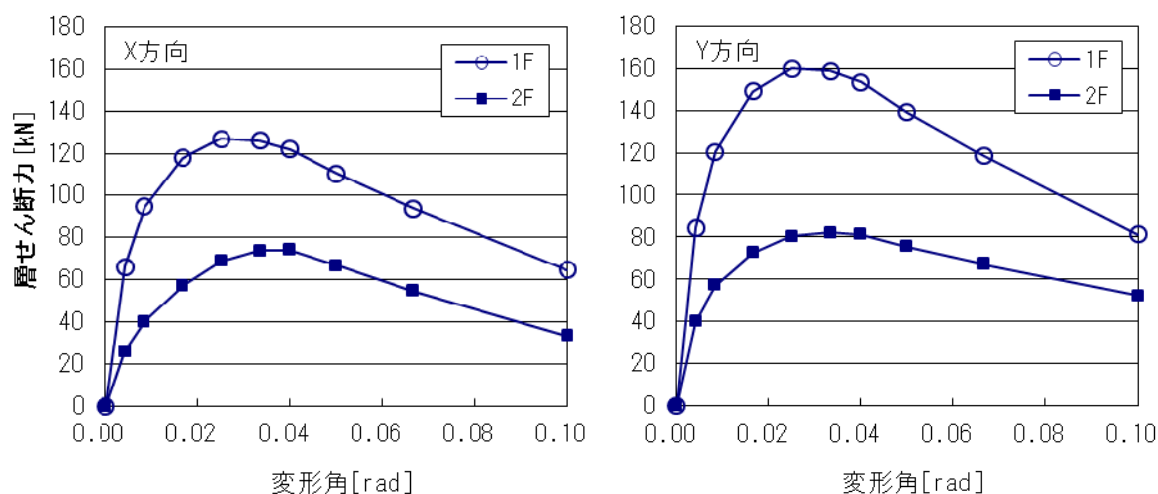


図 2.3.3-20 試験体全体の復元力特性

表 2.3.3-4 最大耐力および最大層せん断力係数

方向	1層最大 耐力[kN]	1層最大層せん断力 係数 C_B	2層最大 耐力[kN]	2層最大層せん断力 係数 C_2	C_2/C_B
X 方向 (けた行)	127	0.44	74.2	0.78	1.77
Y 方向 (張り間)	160	0.56	82.0	0.86	1.53

以上に基づいて、限界耐力計算によって稀地震と極稀地震に対する応答変形角を求めた結果を表 2.3.3-5 に示す。

表 2.3.3-5 限界耐力計算による応答変形角

方向		稀地震	極稀地震
X 方向 (けた行)	1 層	1/135rad	1/19rad
	2 層	1/124rad	1/19rad
Y 方向 (張り間)	1 層	1/173rad	1/22rad
	2 層	1/190rad	1/25rad

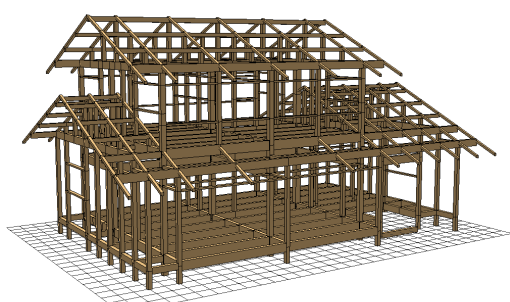
(2) 事後解析

本節では震動台実験の実験結果の解析的説明を目的として行った事後解析の速報について報告する。

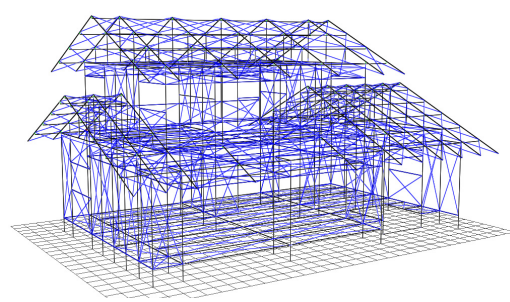
1) モデル 1(立体解析モデル：個別要素法)による解析結果

事前解析からの変更点を以下に示す。

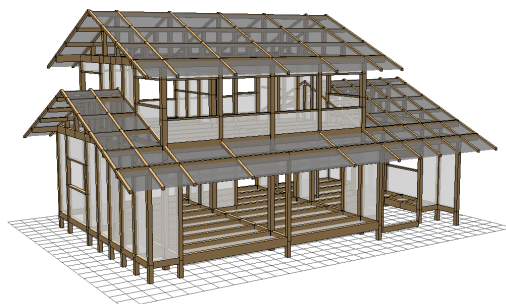
- ① 小屋組のモデル化
- ② 床軸組のモーメント抵抗を考慮



(a) No.5 骨組

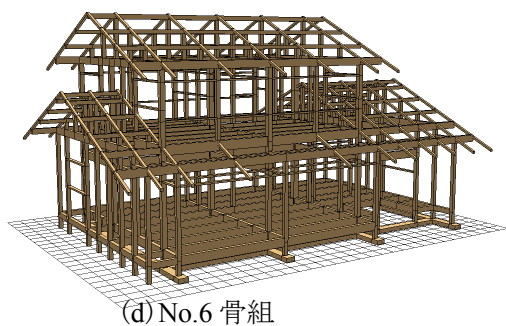


(b) No.5 線画

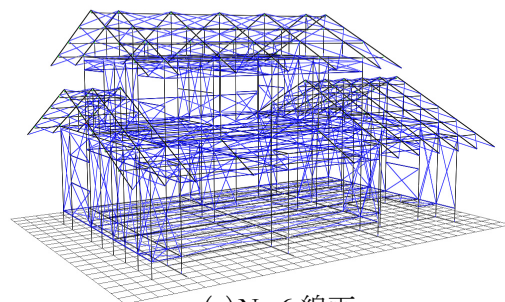


(c) No.5 外観

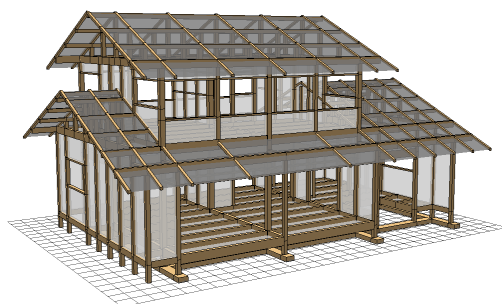
図 2.3.3-21 解析モデル No.5 の概要



(d) No.6 骨組



(e) No.6 線画

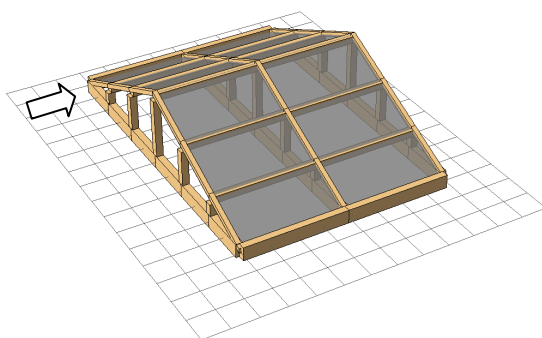


(f) No.6 外観

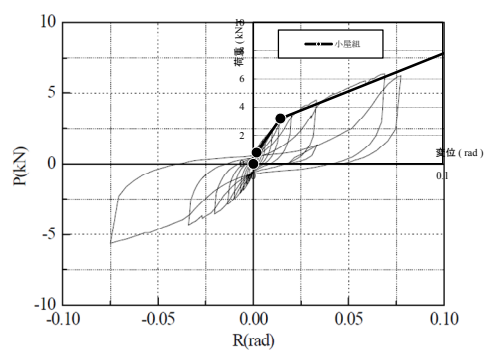
図 2.3.3-22 解析モデル No.6 の概要

①小屋組の骨格曲線

小屋組は近畿大学において実施された切妻屋根の静的加力試験の結果をもとに設定した。モデル A1 においては、図 2.3.3-23 (a) に示した要素実験と同じ解析モデルにおいて、プッシュオーバー時のせん断力-変形の関係が、実験結果の骨格曲線と一致するように、小屋面の荷重変形関係のパラメータを調整した。



(a) 小屋組の解析モデル



(b) 骨格曲線

図 2.3.3-23 小屋組のモデル化

②床組の骨格曲線

床組は福山大学において実施された静的加力試験の結果をもとに設定した。

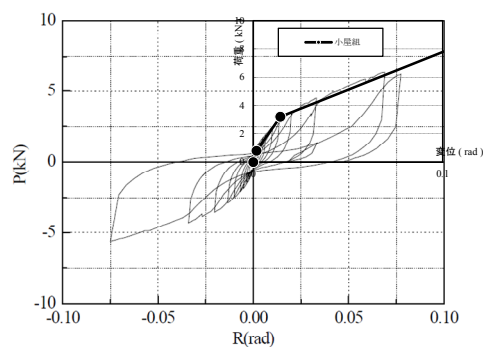


図 2.3.3-24 小屋組の骨格曲線

③入力地震波

事前解析と同様に入力地震波には、BCJ Lv.1、BCJ Lv.2(極稀地震動 2 種地盤補正スペクトル：位相 BSJ Lv.2)、JMA 神戸 3 方向。JMA 神戸は NS 方向を解析モデルの短辺方向に入力した。

④ 解析結果

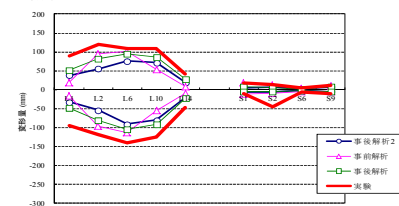
本解析モデルによる事後解析結果を以下に示す。図中、太線は実験結果を示す。

振動台実験試験体 事前・事後解析と実験結果の比較

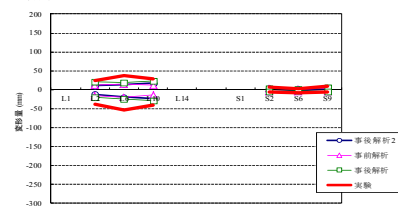
BCJ L2 S 方向

No.5 石場建て

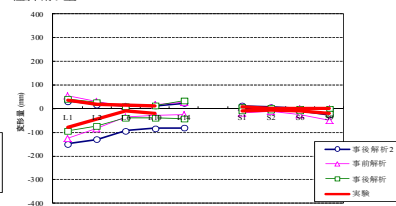
1F層間変形



2F層間変形

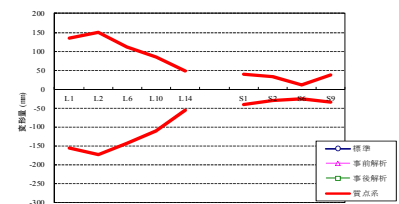


柱脚滑り量

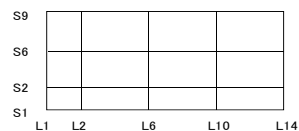
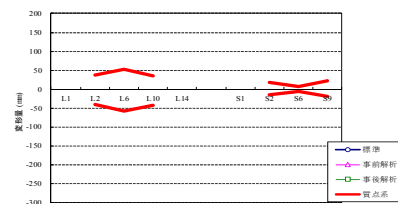


No.6 地長押固定

1F層間変形

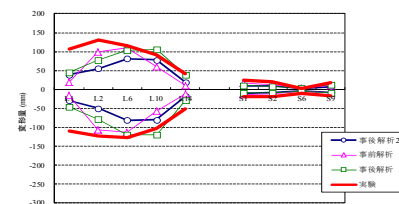


2F層間変形



No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形

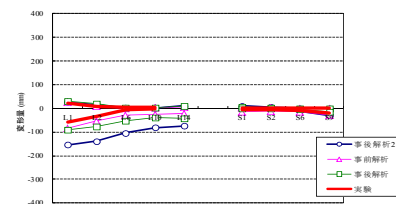
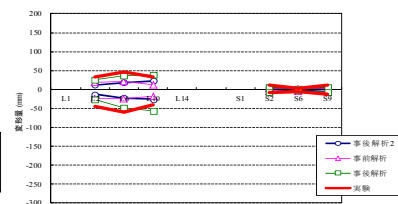
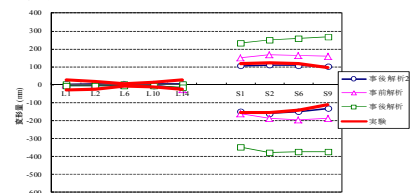


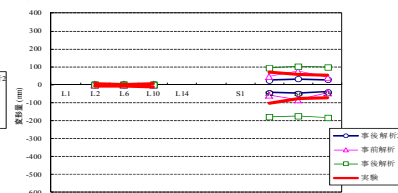
図 2.3.3-25 事後解析結果(BCJ-L2 S 方向加振)

No.5 石橋建て

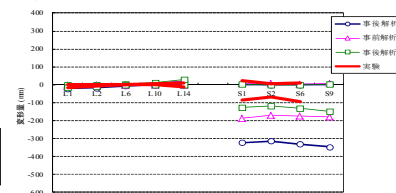
1F層間変形



2F層間変形

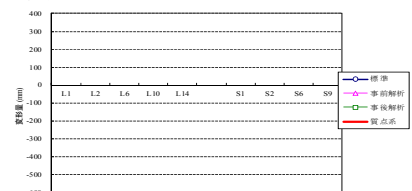


柱脚滑り量

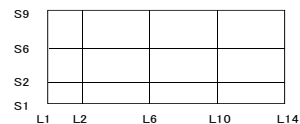
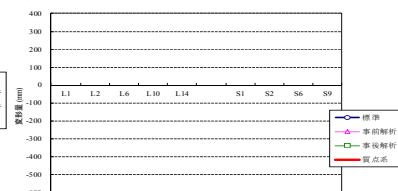


No.6 地長押固定

1F層間変形

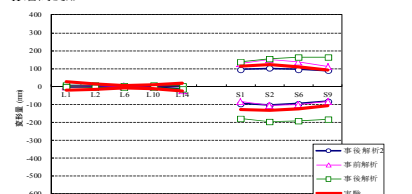


2F層間変形



No.6 地長押滑り許容

1F層間変形



2F層間変形

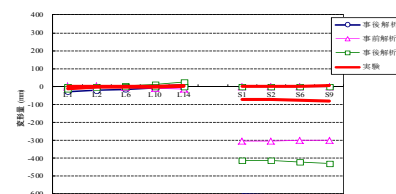
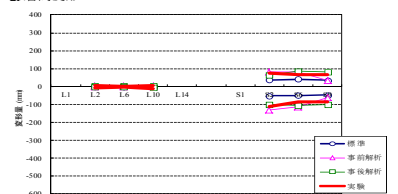


図 2.3.3-26 事後解析結果(BCJ-L2 L 方向加振)

2) モデル 2(立体解析モデル：有限要素法)による解析結果

事後解析も三次元モデルを用いたが、実験結果と合うように各種モデルに改良を加えた。

モデルの改良ポイント：(図 2.3.3-3～図 2.3.3-4)

耐震要素：

- ・完全弾塑性成分を考慮した
- ・通し柱部分のみ曲げ変形を考慮できるように自由度を設定した

水平構面：せん断変形を考慮した矩形要素

- ・床を貼らない水平構面(下屋および2階天井)は、半剛床の 0.5 倍とした
- ・完全弾塑性成分を考慮した

減衰は初期剛性比例 6%

下屋の屋根の扱い：棟木の接続高さを 2 階中間レベルとした

解析結果を実験結果と合わせて、図 2.3.3-5 に示す。事前解析結果(図 2.3.3-2)と比して、大きく改善されたことが分かる。結論として、復元力特性の完全弾塑性部分の評価、下屋の屋根構面接続高さを適切に考慮する必要があるといえる。

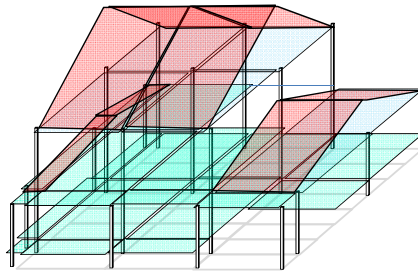
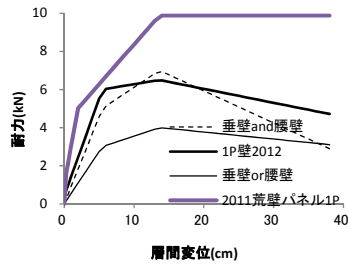


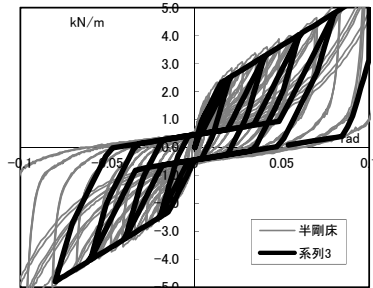
図 2.3.3-27 事後解析の解析モデル



壁構面の骨格曲線

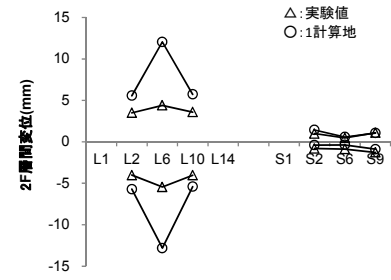
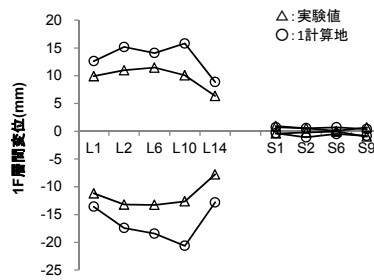
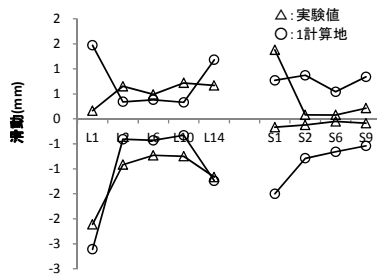
	Bi-linear	Tri-linear
K1(kN/cm)	2.93	1.03
K2(kN/cm)	0	0.06
K3(kN/cm)		-0.07
Y1(cm)	0.1365	5.46
Y2(cm)		13.65

土壁のパラメータ

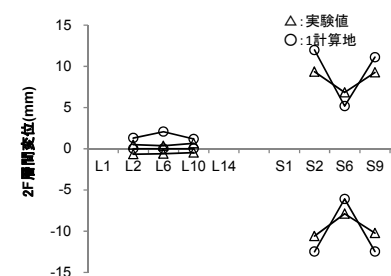
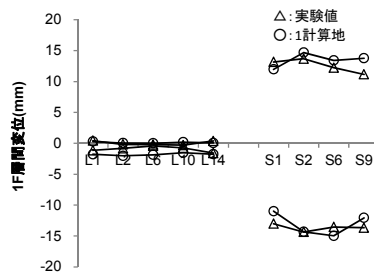
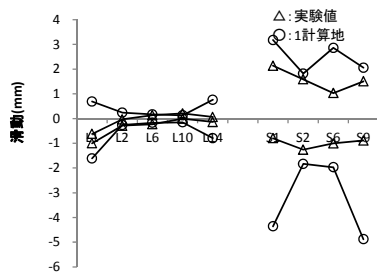


床の骨格曲線

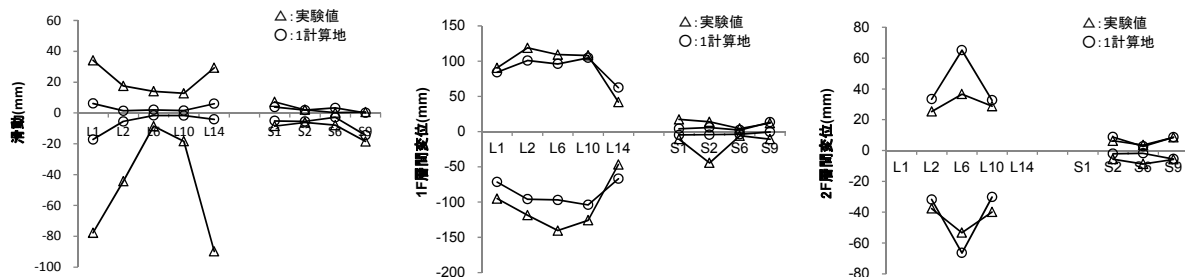
図 2.3.3-28 事後解析の復元力特性例



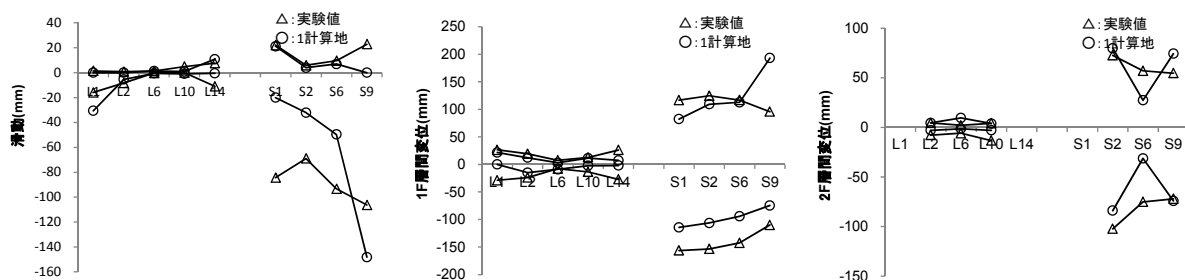
稀地震(短辺方向入力)



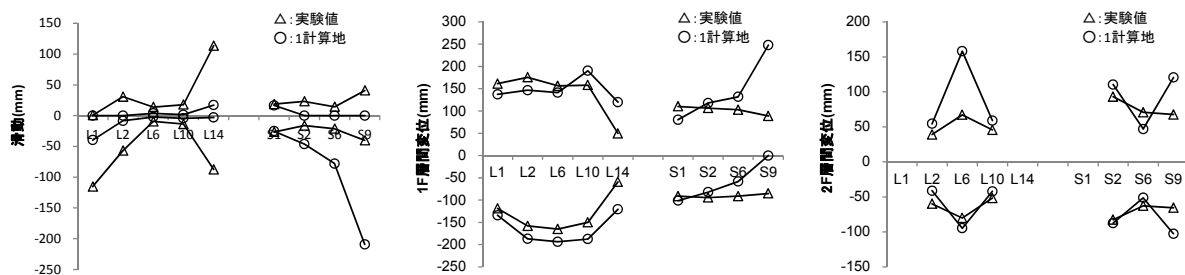
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)



極稀地震(長辺方向入力)



JMA-Kobe

図 2.3.3-29 事後解析結果

3) 事後解析のまとめ

各種モデルによる事後解析結果を示したが、現段階の解析では重心位置の変形を概ね追従できているものもあるが、各構面の変形を明確に説明できる解析結果は得られていない。今後、水平構面、鉛直構面の復元力特性や接合部の荷重変形関係を精査して、解析モデルの検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会、伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル、学芸出版社、Mar., 2004
- 2) 山田真澄、鈴木祥之、後藤正美、清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価、日本建築学会構造系論文集、No. 582, 95-102, Aug., 2004

(3) 実大振動台実験結果の概要と設計法への反映方法

1) 実大実験試験体の概要(試験体 No. 5、試験体 No. 6)の概要

上部構造：部分 2 階建て 試験体 No.5(石場建て)、試験体 No.6(石場建て地長押仕様)

(試験体の水平構面の特徴)

部分 2 階で 3 方向に下屋部分がある。 2 階床には吹き抜けがある。

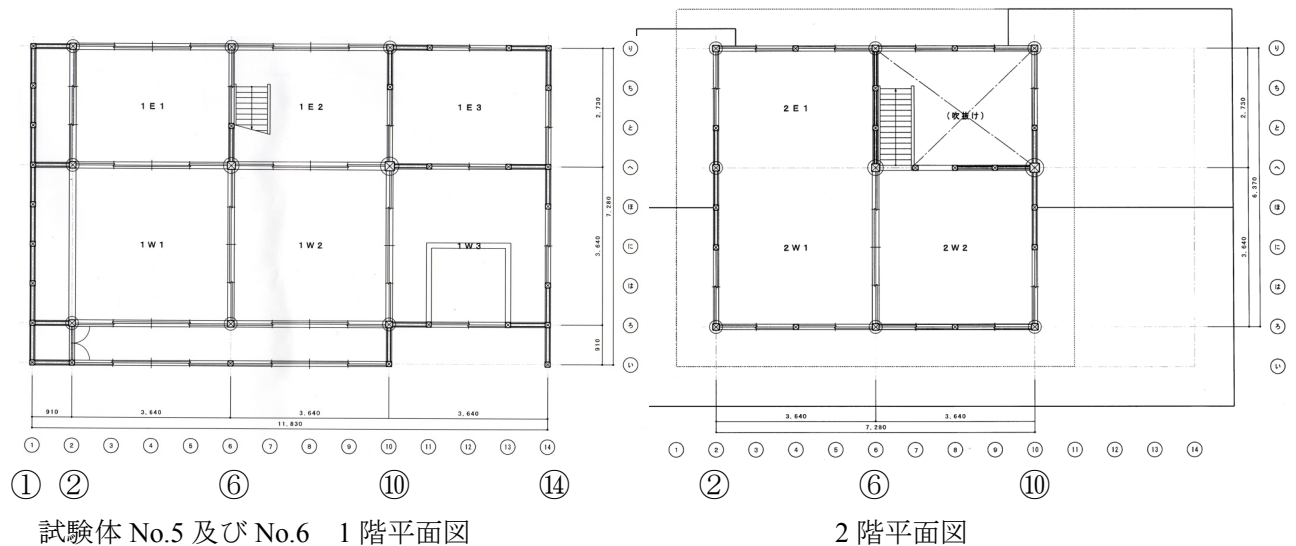
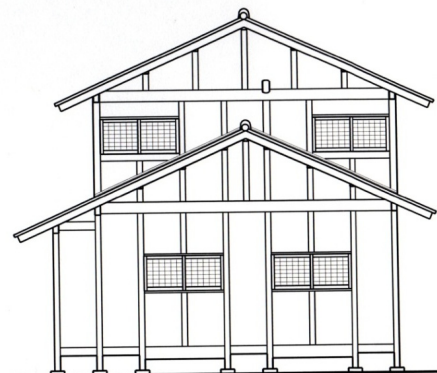


図 2.3.3-30



試験体 No.5 長辺方向立面図



短辺方向立面図

図 2.3.3-31

試験体 No.6 は柱脚を地長押仕様としているが、その他の部分は試験体 No.5 と全く同じである。

以下に短辺方向(BCJ-L2：1 回目及び 2 回目)加振時の応答を整理・分析した結果を示す。

2) 加振時の柱脚条件

①BCJ-L2(1 回目)：試験体は原設計図通り

試験体 No.5(柱脚非固定：水平・上下フリー)、試験体 No.6(柱脚非固定：水平・上下フリー)の同時加振(短辺方向)

②BCJ-L2(2 回目)：1 回目の加振で損傷した⑥通りおよびへ通りの壁を乾式土壁に取り換え(両試験体とも同じ)、No.6 の柱脚条件を変えて実施

試験体 No.5(柱脚非固定)、試験体 No.6(柱脚固定)の同時加振(短辺方向)

3) 実験結果から確認できた事項

① 石場建て(柱脚非固定)の耐震性能

- ・ No.5 試験体(柱脚非固定)と No.6 試験体(柱脚固定)の同時加振を行った結果、No.5 試験体の優位性が明確になった。
- ・ 柱脚非固定の場合、これまでの時刻歴解析でも同様の結果が見られたが、明確に入力低減効果が認められた。

・1 回目 同時加振(BCJ-L2)

表 2.3.3-6 に 1 回目の同時加振の結果(短辺方向)を示す。

表 2.3.3-6 鉛直構面の最大変形および最大層間変形角(試験体 No.5 と No.6 の比較
試験体 No.5(柱脚非固定))

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	78	44	14	18	90
BCJ-L2 (柱脚非固定) (1回目加振)	1階最大変形	95	119	141	126	47
	層間変形角	1/28	1/22	1/19	1/22	1/58
	2階最大変形		38	53	40	
	層間変形角		1/54	1/39	1/51	

試験体 No.6(柱脚非固定)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	59	35	7	4	14
BCJ-L2 (柱脚非固定) (1回目加振)	1階最大変形	109	130	126	103	51
	層間変形角	1/24	1/20	1/21	1/27	1/53
	2階最大変形		45	59	42	
	層間変形角		1/46	1/35	1/49	

実験結果から以下のことが明らかになった。

- ・ 1 階の最大層間変形が生じる鉛直構面は異なるが、最大値どうしを比較すると、No.5 の方が(141/130=1.08)8%程度大きい

No.6 試験体の柱脚は、地長押が付いているために柱脚がピンではなく固定度があるため、1 階の剛性が No.5 より大きくなっているため、変形が小さくなっていると考えられる。

No.6 試験体は①および②通りの変形が No.5 試験体より大きい、この原因は No.6 試験体の①通りに地長押がなく、剛性が低くなったためと考えられる。

- ・ 2 階は逆に No.6 の方が(59/53=1.11)11%程度大きい

・2 回目 同時加振(BCJ-L2)

表 2.3.3-7 に 2 回目の同時加振結果(短辺方向)を示す。

表 2.3.3-7 鉛直構面の最大層間変形および最大層間変形角(試験体 No.5 と No.6 の比較)

試験体 No.5(柱脚非固定)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	119	93	75	60	86
BCJ-L2 (柱脚非固定) (2回目加振)						
	1階最大変形	118	141	153	133	47
	層間変形角	1/23	1/19	1/18	1/21	1/58
	2階最大変形		47	66	47	
	層間変形角		1/54	1/39	1/51	

試験体 No.6(柱脚固定)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
BCJ-L2 (柱脚固定) (2回目加振)						
	1階最大変形	155	172	143	110	56
	層間変形角	1/17	1/15	1/19	1/25	1/48
	2階最大変形		41	58	43	
	層間変形角		1/50	1/36	1/48	

実験結果から以下のことが明らかになった。

- ・最大値を比較すると、No.6の方が(172/153=1.12)12%程度大きい。
 - ・平均値でも No.6の方が(127/118=1.08)8%程度大きい。
 - ・No.6は振れ振動が励起され、①通りおよび②通りの変形が大きくなっている。
- ① 通りに地長押がついていない(柱脚がピン)ことで相対的に①通りの剛性が低くなっていることが影響していると考えられる。
- ・No.5は⑭通りを除いて、各通りの最大応答変形の差が小さく顕著な振れ振動は見られない。

応答結果の特徴として、試験体 No.5 および試験体 No.6 の 14 通りの変形が他の構面と比較して小さくなっている。他の構面では、6 通りのみ 1/20(安全限界層間変形角)をわずかに超えているが、計測された 1 階の変形角は 1 階床レベルから 2 階床レベル間の変形角で、石場建ての場合の計算で用いる変形角は礎石上から 2 階横架材中心間での変形角で、2010 年度の試験体 No.4 の実測値に基づき補正をすると 1/21 程度になり、すべての構面で 1/20 以下となっている。また、試験体は「軸組はできる限り軽微な損傷に留め、土壁等の構造要素の損傷は許容する。土壁は損傷部分を補修するか取り換えることで大地震に遭遇後も長期に使用が可能な構造とする」との基本的な考え方により設計されているが、軸組および接合部に損傷はなくクライテリアを満足する結果となっている。

次に 1 回目と 2 回目の応答を比較した結果(試験体 No.5)を表 2.3.3-8 に、試験体 No.6 の結果を表 2.3.3-9 に示す。

表 2.3.3-8 鉛直構面の最大変形および最大層間変形角(試験体 No.5 : 1 回目と 2 回目の比較)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	78	44	14	18	90
BCJ-L2 (柱脚非固定) (1回目加振)	1階最大変形	95	119	141	126	47
	層間変形角	1/28	1/22	1/19	1/22	1/58
	2階最大変形		38	53	40	
	層間変形角		1/54	1/39	1/51	

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	119	93	75	60	86
BCJ-L2 (柱脚非固定) (2回目加振)	1階最大変形	118	141	153	133	47
	層間変形角	1/23	1/19	1/18	1/21	1/58
	2階最大変形		47	66	47	
	層間変形角		1/54	1/39	1/51	

表 2.3.3-9 鉛直構面の最大変形および最大層間変形角(試験体 No.6 : 1 回目と 2 回目の比較)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	59	35	7	4	14
BCJ-L2 (柱脚非固定) (1回目加振)	1階最大変形	109	130	126	103	51
	層間変形角	1/24	1/20	1/21	1/27	1/53
	2階最大変形		45	59	42	
	層間変形角		1/46	1/35	1/49	

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
BCJ-L2 (柱脚固定) (2回目加振)	1階最大変形	155	172	143	110	56
	層間変形角	1/17	1/15	1/19	1/25	1/48
	2階最大変形		41	58	43	
	層間変形角		1/50	1/36	1/48	

1 回目と 2 回目の加振結果を比較すると下記のとおりである。

- ・ No.5 ($153/141=1.09$) は最大値の比較で、2 回目は 9% 増となっている。
- ・ No.6 ($172/130=1.32$) は 32% 増となっていて、明らかに No.5 (柱脚非固定) の方が応答が小さい
- ・ No.6 は 2 回目で 1・2 通りの変形増大が著しく、10・14 はわずかしき大きくなっていない。

No.5、No.6 とともに 2 回目の応答の方が大きくなっているが、これは 1 回目の加振で試験体全体が損傷を受けて剛性が低下しているためと考えられる。変形の増大率は明らかに No.6 の方が大きく、柱脚固定にした影響が明確に表れた結果となっている。

② 水平構面の損傷について

・BCJ-L2(極めて稀に発生する地震)時1回目の加振では、下屋の屋根部分を含めたすべての水平構面で変形角が1/30以下であり、要素実験で確認されている変形性能からは問題のない変形となっている。

- ・床の吹き抜け部分についても特に損傷は見られなかった。
- ・2階・1階の床についても損傷は見られなかった。
- ・後日解体後の母屋と柱の接合部等でも全く損傷は見られなかった。

③ 1・2階の耐力バランスについて

・1階・2階の最大応答層間変形角について、短辺方向は2階が1階のおよそ半分、長辺方向はほぼ同じで、耐力バランスを考慮した試験体としての結果が確認できた。

④ 柱脚の仕様と滑り量について

- ・標準設計法(原案)で設定している柱脚の仕様規定については、ほぼ満足できる結果となった。
- ・1階出入口口にあたる⑩通り1-14通り間で唯一足固めを取り付けていないが、柱脚間が開くことがなく上部構造への影響は見られなかった。
- ・柱脚の最大滑り量はJMA神戸を含めて最大20cm以下に収まっている。
- ・1階水平構面の剛性が柱脚の滑りに与える影響については、1階床を標準仕様として実験を行っているが、その結果から各鉛直構面間の滑り量の差が過大になることはなく、柱脚がバラバラに滑ることを防ぐことができた結果となっている。
- ・実験では実際の建物の状態を想定して玄関にあたる部分で水平構面の一部がカットされた状態としているが、この影響はほとんど出ていない

4) 実験結果の設計法への反映

実験により設計法での規定の妥当性が確認できた一方で、新たに設計法へ反映すべき事項および方法について以下に記述する。

① 1階水平構面の剛性が柱脚の滑りに与える影響について

1階水平構面の剛性が小さいと、鉛直構面間の滑り量の差が大きくなる可能性がある。今回の実験では標準仕様としているが、実験後に立体モデルによる時刻歴解析により1階水平構面の剛性を変化させた場合の検討を行っているが、剛性を小さくすると、鉛直構面間の滑り量の差が少し大きくなる結果が得られているため、1階の水平構面の仕様は原案のままとする。

② 2012年度実大実験で、短辺方向14通りの変形が他の鉛直構面と比較して著しく小さかったことへの対応(10-14通り間で屋根面の変形が大きくなっている)

i 水平構面の損傷と変形

2階の屋根、2階床、2階床レベルの下屋屋根、1階床すべての木部において、実験直後の損傷観察において損傷は見られなかった。その後の軸組解体後の調査においても接合部にも全く損傷が見られず、水平構面の安全性は検証された。

表4にNo.5試験体におけるBCJ-L2(極めて稀に発生する地震)1回目加振時の水平構面の最大変形と変形角を示す。いずれの水平構面も変形角1/30以下となっており、十分安全な変形角に収まっ

ている。

表 2.3.3-10 No.5 試験体の水平構面の変形(BCJ-L2・1 回目加振時)

短手方向	1-2 通り間 (距離 910mm)	2-6 通り間 (距離 3640mm)	6-10 通り間 (距離 3640mm)	10-14 通り間 (距離 3640mm)
2 階床・屋根	1/72	1/155	1/165	1/74
1 階床	1/32	1/116	1/630	1/57
長手方向	いーろ通り間 (距離 910mm)	ろーへ通り間 (距離 3640mm)	へーり通り間 (距離 3640mm)	
2 階床・屋根	1/35	1/179	1/445	
1 階床	1/58	1/412	1/172	

ii 鉛直構面の最大応答変形

表 2.3.3-11 No.5 試験体の鉛直構面の最大応答変形(BCJ-L2・1 回目短辺方向加振時)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	76	64	34	35	93
BCJ-L2 (1 回目)	1階最大変形	95	119	141	126	47
	層間変形角	1/28	1/22	1/19	1/22	1/58
	2階最大変形		38	53	40	
	層間変形角		1/54	1/39	1/51	

応答結果の特徴として、14 通りの変形が他の構面と比較して小さくなっている。他の構面では、6 通りのみ 1/20(安全限界層間変形角)より大きくなっているが、計測された 1 階の変形角は 1 階床レベルから 2 階床レベル間の変形角で、石場建ての場合の計算で用いる変形角は礎石上から 2 階横架材中心間での変形角で、2010 年度の試験体 No.4 の実測値に基づき補正をすると 1/21 程度になり、すべての構面で 1/20 以下とクライテリアを満足する結果となっている。

iii 水平構面の変形の影響

- ・ 1-10 通りでの各鉛直構面間の水平構面の変形は 12mm～23mm と鉛直構面の変形と比較して小さく、鉛直構面への影響は軽微と言える。10-14 通り間は 48mm と 1-10 通り間と比較すると小さくなっているため、この影響が出ていると考えられる。
- ・ 1 通り－10 通り間の層間変形の平均値は 120mm(1/22：補正值 1/24) で、最大の 6 通りの変形はその 17%増しとなっており、クライテリア(最大変位 (1/15)は代表変位(1/20)の 33%増し)の半分程度となっている。
- ・ 1 通り－14 通り間(全通り)の層間変形の平均値は 106mm(1/25：補正值 1/27)で、この場合は最大の 6 通りの変形は平均値の 33%増しとなっていて、クライテリアの比率と同じである。

iv 偏心の影響

重心位置は 6 通りから約 800mm の 10 通り側にあり、剛心はそれよりさらに 10 通り側にあるが、偏心率は 0.1 以下で大きくはない。表 2 に試験体 No.6 の短辺方向加振の結果を示すが、変形の平

均値は1通り－10通り間の平均は117mm、1通り－14通り間の平均値は104mmとNo.5より若干小さいが、最大変形は2通りで生じている。これは1通りには地長押がなく14通りには地長押がある影響で、No.5より剛心位置が14通り側にあるために、より偏心の影響が大きく出ていると考えられる。

表 2.3.3-12 No.6 試験体の鉛直構面の最大応答変形(BCJ-L2・1回目短辺方向加振時)

短辺方向		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り
	最大滑り量	33	42	15	12	11
BCJ-L2	1階最大変形	109	130	126	103	51
(柱脚フリー)	層間変形角	1/24	1/20	1/21	1/27	1/53
	2階最大変形		45	59	42	
	層間変形角		1/46	1/35	1/49	

v 吹き抜けの影響

吹き抜けによる損傷は見られていないが、鉛直構面への影響について検討している。

- ・試験体 No.5 における吹き抜けの影響についての検討

吹き抜けがある場合とない場合の比較検討を立体モデルによる時刻歴解析で行った結果からはほとんど影響は見られない。

vi 鉛直構面の応答復元力特性

・図 2.3.3-32、図 2.3.3-33 に短辺方向加振時の復元力の履歴ループを層間変形角と応答せん断力係数の形で表したものである。BCJ-L1 と BCJ-L2 時の応答を示しているが、BCJ-L1 時の応答においても14通りと他の通りの変形が異なっているが、BCJ-L2 時にはその差が大きくなっている。

・図の縦軸は1-14通りの応答加速度の平均値から求めたもので、各通りの応答加速度を調べる必要があるが、14通りは他の構面と比較して履歴面積が小さく、十分塑性変形していないために履歴によるエネルギー消費が他の構面より小さいと言える。

・仮に10-14通りの屋根面剛性を大きくした場合、14通りの応答せん断力は最大値に達しているために大きくなることはないと考えられるが、14通りの変形が大きくなり履歴面積が大きくなることで全体の応答を減らす効果が考えられる。

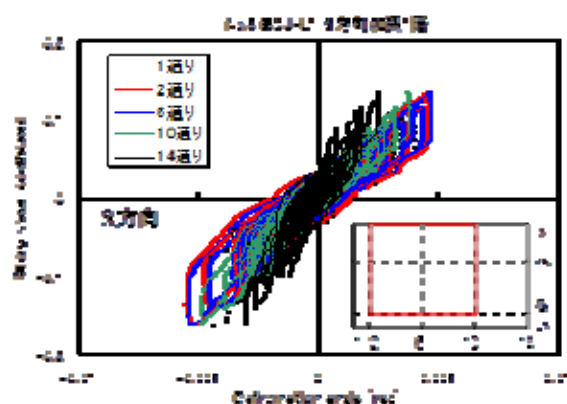


図 2.3.3-32 BCJ-L1 (短辺方向加振)

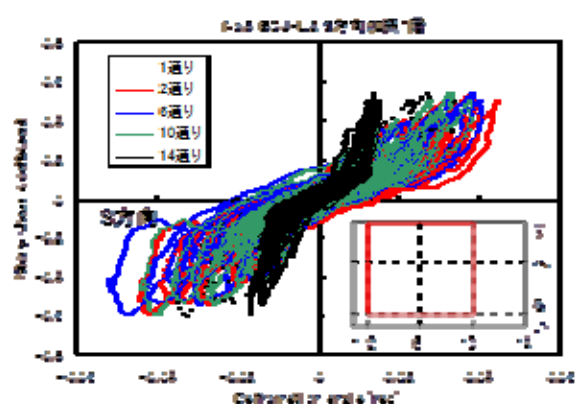


図 2.3.3-33 BCJ-L2 (短辺方向加振)

vii 立体モデルによる時刻歴解析結果(追加検討)

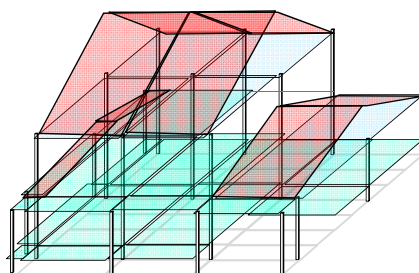


図 2.3.3-34 立体解析モデル

図 2.3.3-34 は山田モデルで、その特徴は精度の向上のために、下屋屋根部分のモデル化を工夫

以下はいずれも短辺方向加振(極めて稀地震時)の結果である。

- ・ 解析結果の例(下屋の屋根剛性を大きくした場合：原設計(ベースモデル)の 1.5 倍と 2 倍)

表 2.3.3-13 下屋屋根の剛性を大きくした場合の鉛直構面の変形(ベースモデルとの比)

		X01	X02	X06	X10	X14
屋根剛性 2.0 倍	正側	1.20	1.04	0.99	0.95	1.13
	負側	1.05	1.02	0.97	0.94	1.06
屋根剛性 1.5 倍	正側	0.93	0.98	0.96	0.94	1.09
	負側	1.03	0.98	0.96	0.94	0.99

この解析結果から、水平構面剛性が大きくなることで、1 通りと 14 通りの変形が大きくなり全鉛直構面の変形が均等化され、最も変形が大きかった 6 通り 10 通りの変形が小さくなる。

この結果が剛床仮定に近いとすれば、鉛直構面の単純加算による計算結果は 6%以上変形を小さく計算している結果となる。

- ・ 下屋屋根剛性を大きくし、14 通りの耐力低減を行った場合の解析

表 2.3.3-14 鉛直構面のベースモデルに対する比(屋根面剛性 1.5 倍)

		X01	X02	X06	X10	X14
壁耐力 0.7 倍	正側	0.93	0.94	1.02	1.04	1.15
	負側	0.99	1.06	1.10	1.25	1.55
壁耐力 0.8 倍	正側	0.98	0.98	1.01	1.03	1.06
	負側	0.99	1.01	1.04	1.09	1.23
壁耐力 0.9 倍	正側	1.06	1.02	1.03	1.05	1.03
	負側	1.00	1.03	1.05	1.07	1.16

表 2.3.3-15 鉛直構面のベースモデルに対する比(屋根面剛性 2.0 倍)

		X01	X02	X06	X10	X14
壁耐力 0.7 倍	正側	0.78	0.90	0.98	1.03	1.13
	負側	0.96	0.97	1.04	1.21	1.49
壁耐力 0.8 倍	正側	0.81	0.92	0.98	1.01	1.05
	負側	0.96	0.99	1.03	1.14	1.23
壁耐力 0.9 倍	正側	0.79	0.93	0.96	0.98	1.01
	負側	0.99	1.01	1.02	1.05	1.09

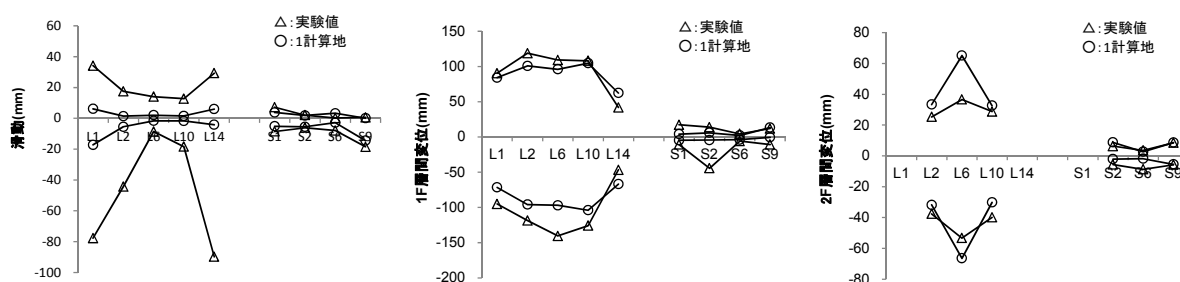


図 2.3.3-35 ベースモデルによる鉛直構面の変形

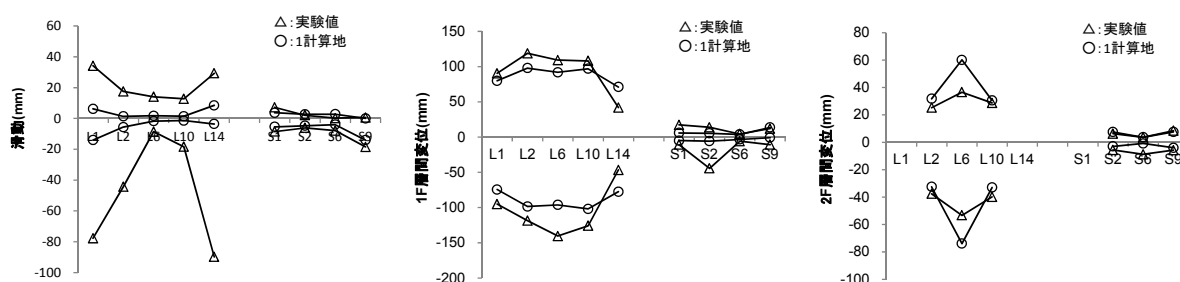


図 2.3.3-36 (下屋屋根剛性 2.0 倍、14 通りの復元力 0.9 倍)の鉛直構面の変形

図 2.3.3-35 と図 2.3.3-36 を比較すると、図 2.3.3-36 の方が各鉛直構面の変形が均一化され、剛床仮定に近づく結果となる(近似応答計算は剛床仮定)

計算結果は実験結果より全般的に少し小さいが、ベースモデルと下屋屋根剛性 2.0 倍、14 通りの復元力 0.9 倍の場合の最大層間変形はベースモデルとほぼ一致している。

この検討結果からは、14 通りの復元力を 0.9 倍しておけば単純加算による計算とほぼ同等になる。

viii 設計法への反映方法

近似応答計算は質点系としての応答値(計算上は剛床仮定)であり、鉛直構面間の変形差が大きいと、計算値と最大変形を示す鉛直構面との差が大きくなり、安全性が担保できなくなる可能性がある。

また試験体は 1 通りと 14 通りに最大限の構造要素を配置しているので、下屋屋根面の影響が最

も大きく出ていると考えられる。各鉛直構面の変形は水平構面の変形と偏心の影響が含まれた結果であるが、試験体 No.5 の最大変形と全鉛直構面の最大変形の平均値との比および 14 通りで履歴によるエネルギー消費が不十分なことを考慮し、設計法では次の対応が必要と考える。

viii-1 詳細設計法での対応

- ・実験結果から、下屋部分の出が小さい部分(短辺方向 1 通りおよび長辺方向い通り)は、本体部分との変形差が小さいために各鉛直構面の復元力の単純加算で問題ないと判断できる。
- ・10 通りー14 通り間のように下屋の出が大きい場合に安全性を担保するためには、2 つの方法が考えられる

1) ゾーン分けをしてそれぞれのゾーンでクライテリアを満足することを確認する。

ゾーン分けの例(安全側の評価として、それぞれのゾーンを少し大きめに設定)

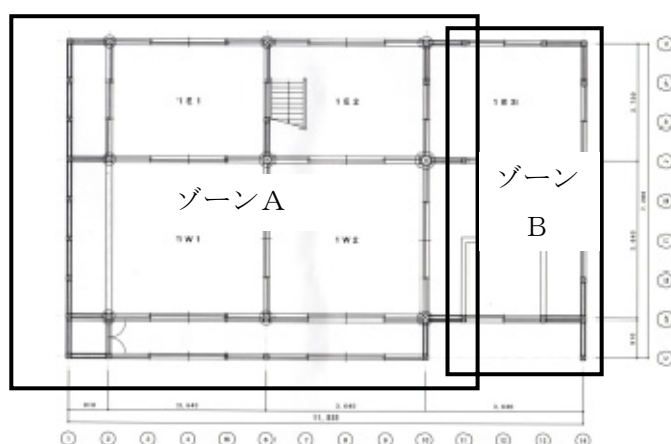


図 2.3.3-37 ゾーン分けによる検討例

2) 下屋の出が大きい 14 通りについては耐力低減を行い、他の構面との加算により検討を行う(低減係数 0.9 程度)

両者を比較すると、②のように下屋部分の鉛直構面の耐力低減を行う場合は、下屋の付き方により様々なパターンが想定されるので、それに対応した規定が必要になる。

1) の手法は下屋の付き方が様々な場合にも対応できるので、設計法への反映方法としては、1) の手法による。

viii-2 標準設計法での対応

1) 詳細設計法と同様に、ゾーン A・B の重量を算定し、二つのゾーンでせん断耐力および作用せん断力を求め、せん断耐力 > 作用せん断力を確認する

2) せん断耐力の算定において、14 通りのせん断耐力の低減を行う(詳細と同じ)

詳細設計法と同様に 2 つの手法が考えられるが、設計法への反映は 1) の手法による。

②柱脚の仕様規定と柱脚の損傷に関する検討方法

- ・下屋の隅柱が足固め部分で損傷した。このため損傷防止策の検討が必要である。

短辺方向加振時に折損した。過酷な条件で、柱脚が浮き上がった後滑る時につっかかったのが原因である。幸いこの柱の軸力が小さく横架材で支持が可能な状態のため、部分崩壊に至ることではなく人命の保障という点においては問題のない損傷である

- ・柱脚の折損に関する検討法では、特に隅柱については、検討用作用せん断力の割り増しによりその安全性を確保する。

③ 柱の折損に関する検討方法

実大実験では、通し柱および小壁付き柱(差鴨居付きを含む)には全く損傷が見られなかった。しかし、下屋隅柱の柱脚で柱脚の滑りに伴い柱に損傷が見られたために、隅柱については、設計法で柱脚に作用するせん断力を割り増すことで、柱脚の安全性を確保する手法としている。

実験で柱の変形とひずみ計による計測結果から得られた曲げモーメントを明らかにし、検討方法の妥当性に検証を行っている。この結果を設計法に反映させる。

- ・2階床レベルでの水平構面の最大変形角は、短辺方向は1-2通り間で $1/72$ 、長辺方向はいーろ通り間で $1/35$ 、といずれも最もスパンの小さい水平構面でおきているが、 $1/30$ 以下に収まっている。

- ・1階床は最大で $1/32$ 以下と小さくなっており、1階・2階ともに下屋部分での変形が大きくなっているが、すべての水平構面で解体後の接合部の調査を含めて全く損傷は見られなかった。従って、試験体の床仕様(標準仕様)であれば、水平構面に必要な剛性は十分確保されていると判断してよい。

出入り口で一部水平構面がカット(1階 10-14間)されているが、この部分の変形角は $1/50$ 以下となっていて、影響は小さい。

- ・2階床面の吹き抜けの影響については、吹き抜け部分(6-10間)の変形は $1/165$ と小さく、影響はほとんど見られない。従って、この程度の吹き抜けでは大きな影響はないが、別途検討を行って吹き抜け部分の開口制限を検討する。

2.3.4 試験体 No.5 によるパラメトリック解析による検証

(1) 下屋部評価の変更による応答の変化

本項では、試験体 No.5 の下屋部の水平構面剛性(X10-14 通り間)および X14 通り鉛直構面剛性・耐力の変位応答への影響をパラメトリックに検討する。本解析では三次元モデルを使用した(図 2.3.4-1)。以下にモデル化の概要を示す。

モデル：3 次元立体解析

両端弾塑性バネ付線材モデル

耐震要素：等価せん断バネ(柱軸力への影響考慮)

- ・1P 土壁：MWD-01 (P- δ 除去)を参考にした
- ・垂壁、腰壁：MWD-04 (P- δ 除去)を参考にした(単位構面で加算)
- ・垂壁+腰壁：MWD-06 (P- δ 除去)を参考にした(単位構面で加算)
- ・完全弾塑性成分を考慮した
- ・通し柱部分のみ曲げ変形を考慮できるように自由度を設定した

水平構面：せん断変形を考慮した矩形要素

- ・床は、福山大の半剛床実験結果を長さ 1m 当たりで換算し、骨格曲線をバイリニア、戻り剛性は初期剛性の 2 倍、復元力特性をスリップ特性とした。
- ・屋根構面は、床構面と同レベルと判断した。
- ・床を貼らない水平構面(下屋および 2 階天井)は、半剛床の 0.5 倍とした
- ・完全弾塑性成分を考慮した

質量マトリクス：壁重量を省いた、均し床重量(屋根 167kg/m²、2F 床 177 kg/m²、1F 床 144 kg/m²)、壁重量は見つけ面積当たり 95 kg/m²

摩擦係数 0.4

減衰：初期剛性比例 6%

下屋の切り妻屋根の扱い：棟木の接続高さを 2 階中間レベルとした

解析結果を実験結果と合わせて、図 2.3.4-3 に示す。以後、図 2.3.4-3 の計算結果をベースモデルと称す。なお、2 階 L6 通り層間変位の解析結果は、2 階床と屋根頂部の相対変位を示す。今回の解析では、このモデルを基本として、下屋(X10-14 通)の屋根剛性を 1.5、2.0 倍、および 14 通り壁(全面壁および小壁付柱)の耐力を 0.7-1.0@0.1 倍した各ケースを計算し、1 階層間変位の変動を検討する。

実験結果と比較した計算結果を図 2.3.4-5~2.3.4-11 に示す。全ての解析ケースの層間変位の分布傾向は、ベースモデルと大差ないことが分かる。今回の下屋部分の水平構面剛性および X14 通り耐力の応答への影響であるため、検討は極稀地震(短辺方向入力)で行う。表 2.3.4-1 にベースモデルにおける短辺方向 1 階層間変位を示す。両端に比して中央部構面の層間変位が大きいことが分かる。水平構面剛性を高めた場合の 1 階層間変位のベースモデルに対する比を表 2.3.4-2 に示す。水平構面剛性を強化することにより X10 構面の層間変位が減少するが、X2、X6 構面の層間変位が減少するとは言えない。次に、X14 構面の耐力を減じた場合の 1 階層間変位の減じない場合に対する増加比を表 2.3.4-3 に示す。結果として、X14 構面の耐力を減少に応じて、X14 構面の変位が増大し、X1 構面の変位が減少する傾向が見られる。

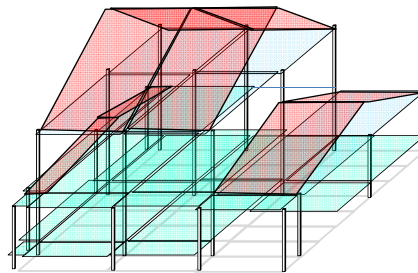
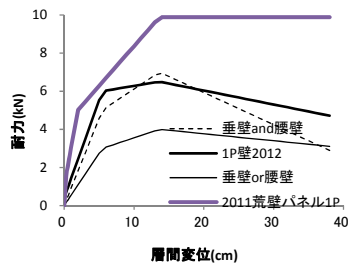


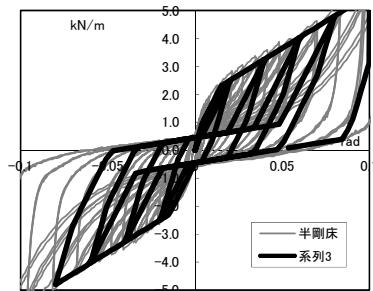
図 2.3.4-1 事後解析の解析モデル



壁構面の骨格曲線

	Bi-linear	Tri-linear
K1(kN/cm)	2.93	1.03
K2(kN/cm)	0	0.06
K3(kN/cm)		-0.07
Y1(cm)	0.1365	5.46
Y2(cm)		13.65

土壁のパラメータ



床の骨格曲線

図 2.3.4-2 事後解析の復元力特性例

表 2.3.4-1 ベースモデルにおける短辺方向 1 階層間変位(極稀地震：短辺方向入力) (単位 cm)

X01	X02	X06	X10	X14
8.4	10.1	9.6	10.5	6.2
-7.2	-9.6	-9.7	-10.4	-6.7

表 2.3.4-2 水平構面剛性を 1.5 倍、2 倍した場合のベースモデルにおける短辺方向 1 階層間変位のベースモデルに対する増加比(極稀地震：短辺方向入力)

		X01	X02	X06	X10	X14
屋根剛性 2.0 倍	正側	1.20	1.04	0.99	0.95	1.13
	負側	1.05	1.02	0.97	0.94	1.06
屋根剛性 1.5 倍	正側	0.93	0.98	0.96	0.94	1.09
	負側	1.03	0.98	0.96	0.94	0.99

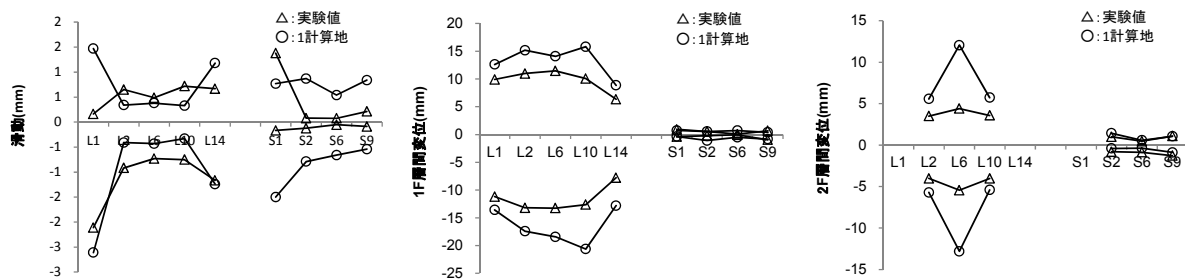
表 2.3.4-3 X14 構面の耐力を減じた場合の 1 階層間変位の減じない場合に対する増加比(極稀地震：短辺方向入力)

a) 水平構面剛性を 1.5 倍の場合

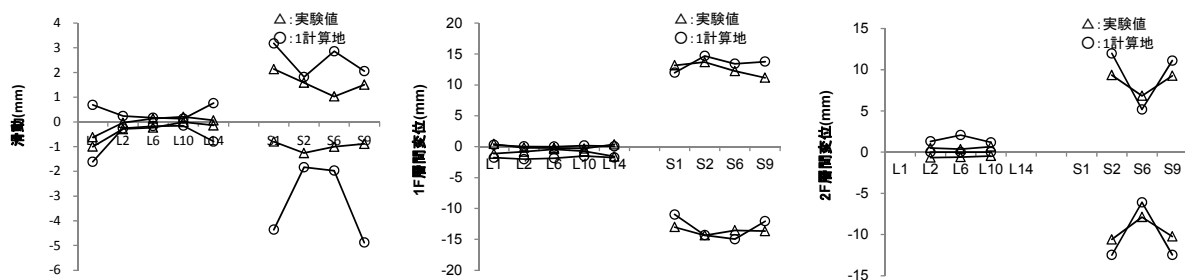
		X01	X02	X06	X10	X14
壁耐力 0.7 倍	正側	0.93	0.94	1.02	1.04	1.15
	負側	0.99	1.06	1.10	1.25	1.55
壁耐力 0.8 倍	正側	0.98	0.98	1.01	1.03	1.06
	負側	0.99	1.01	1.04	1.09	1.23
壁耐力 0.9 倍	正側	1.06	1.02	1.03	1.05	1.03
	負側	1.00	1.03	1.05	1.07	1.16

b) 水平構面剛性を 2.0 倍の場合

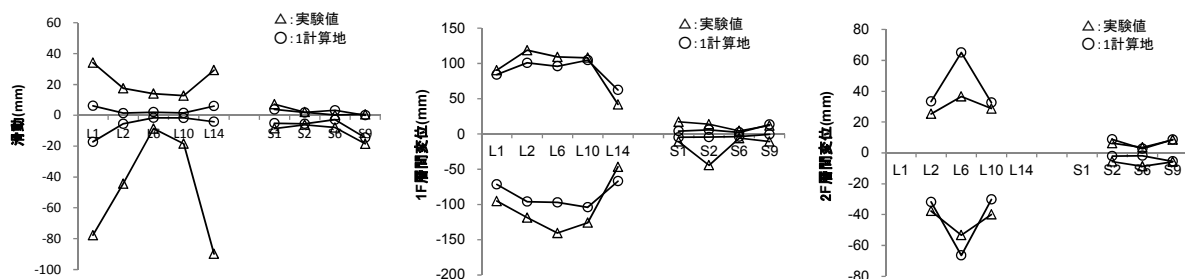
		X01	X02	X06	X10	X14
壁耐力 0.7 倍	正側	0.78	0.90	0.98	1.03	1.13
	負側	0.96	0.97	1.04	1.21	1.49
壁耐力 0.8 倍	正側	0.81	0.92	0.98	1.01	1.05
	負側	0.96	0.99	1.03	1.14	1.23
壁耐力 0.9 倍	正側	0.79	0.93	0.96	0.98	1.01
	負側	0.99	1.01	1.02	1.05	1.09



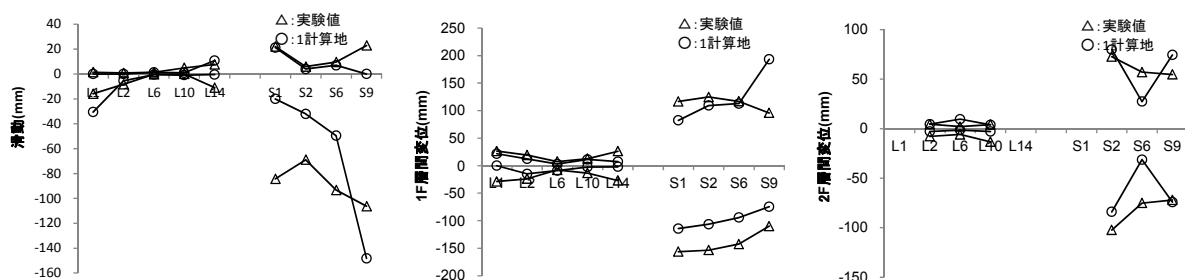
稀地震(短辺方向入力)



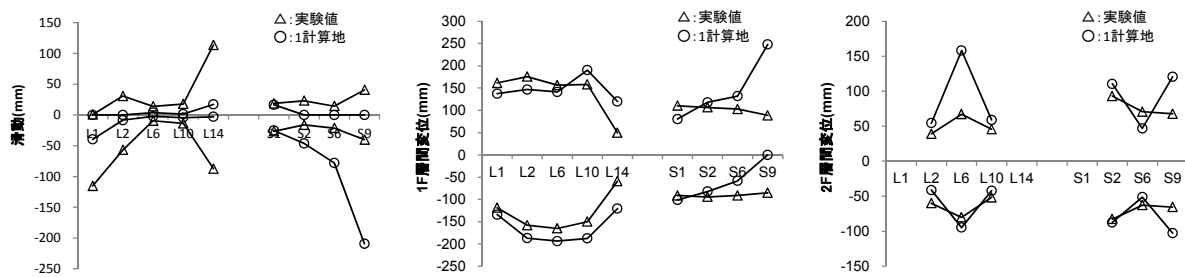
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)

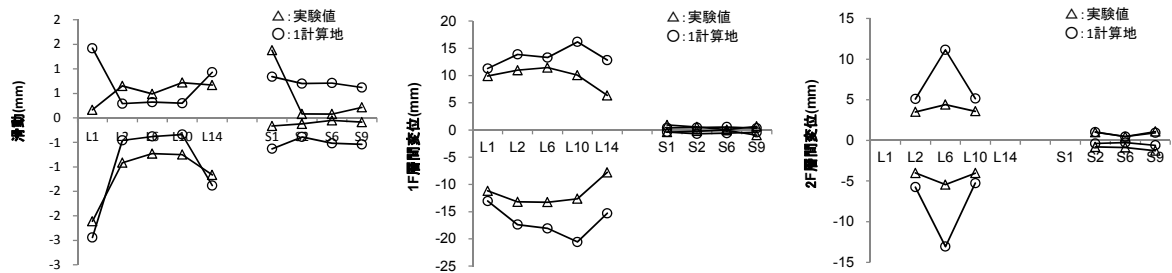


極稀地震(長辺方向入力)

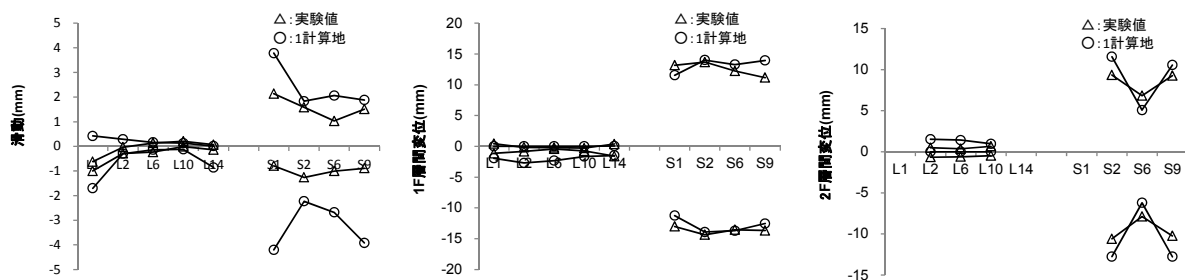


JMA-Kobe

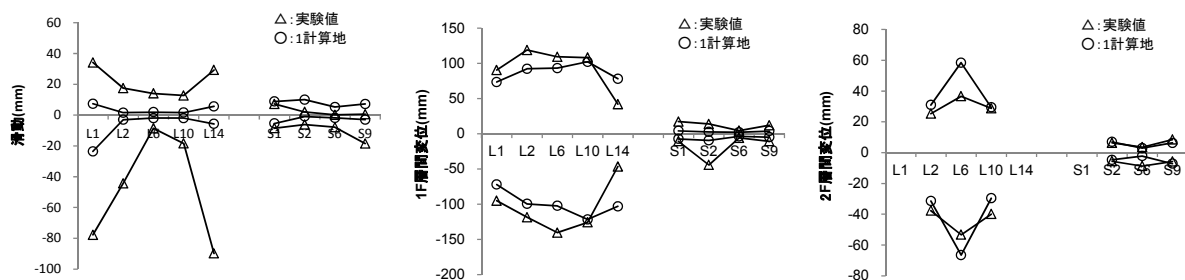
図 2.3.4-3 事後解析結果



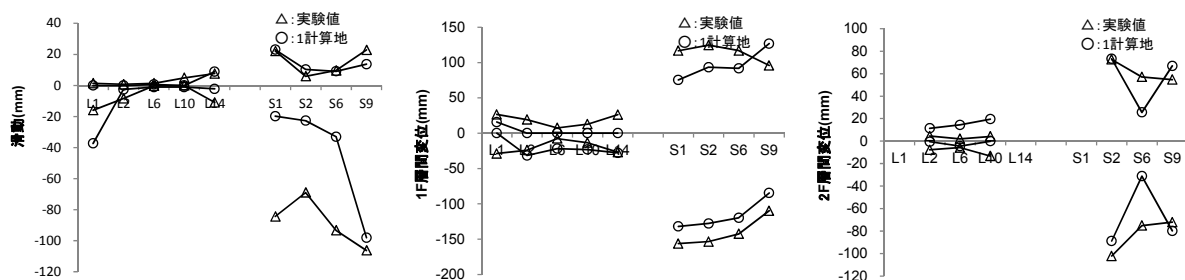
稀地震(短辺方向入力)



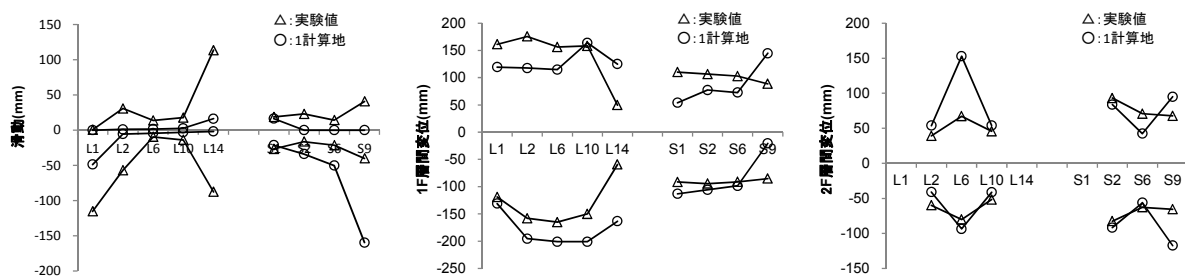
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)



極稀地震(長辺方向入力)



JMA-Kobe

図 2.3.4-4 解析結果(下屋(X10-14 通)の屋根剛性 1.5 倍、14 通り壁耐力 0.7 倍)

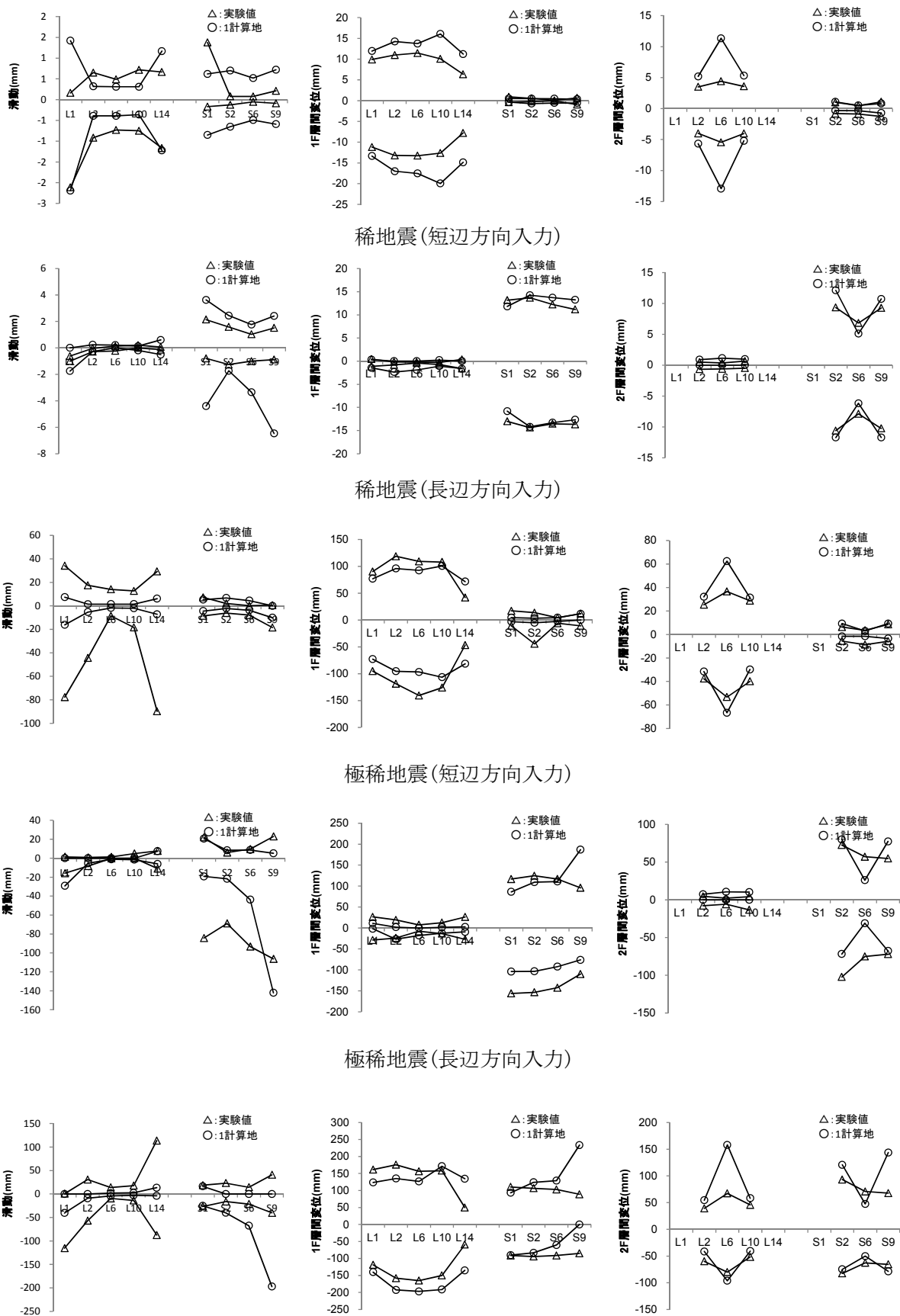
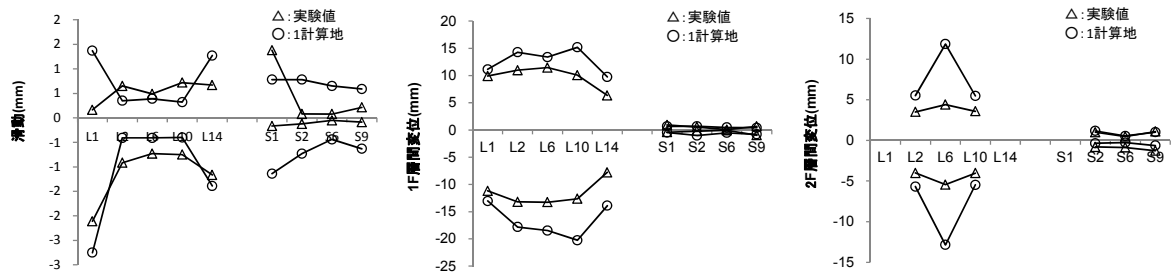
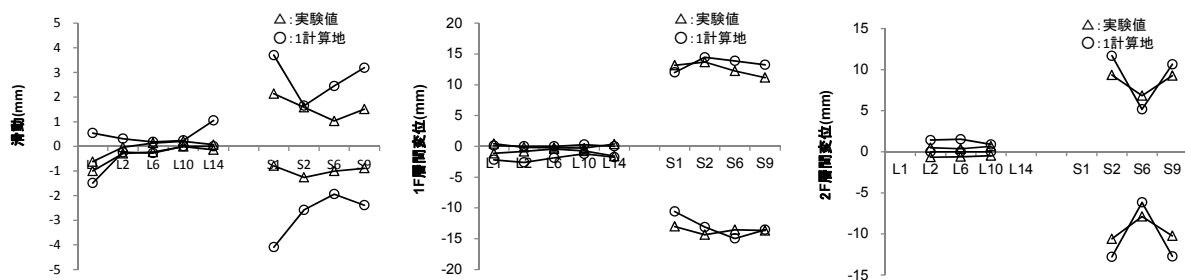


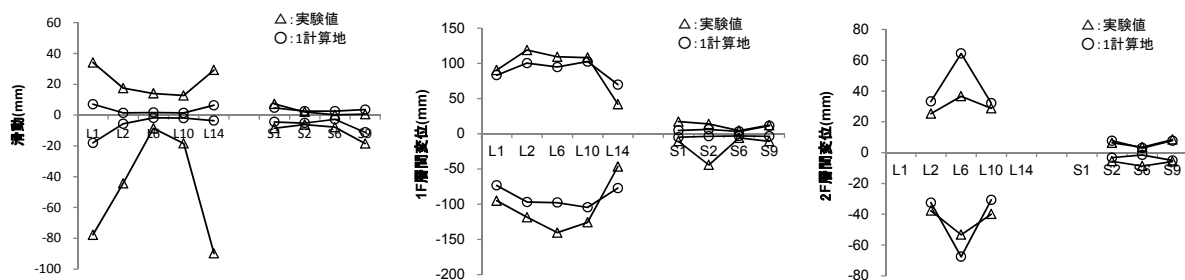
図 2.3.4-5 解析結果(下屋(X10-14 通)の屋根剛性 1.5 倍、14 通り壁耐力 0.8 倍)



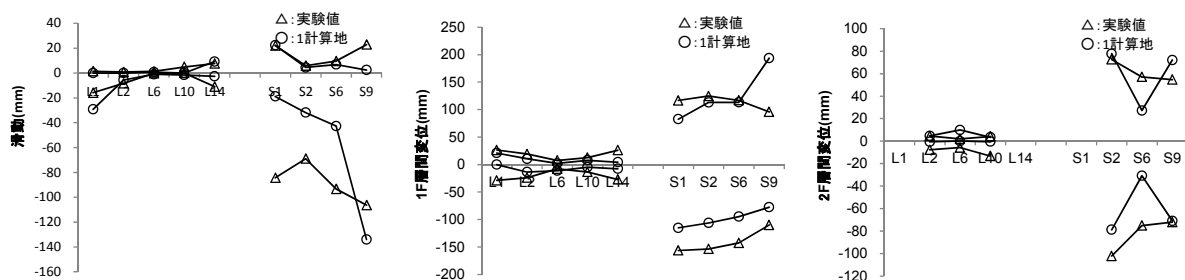
稀地震(短辺方向入力)



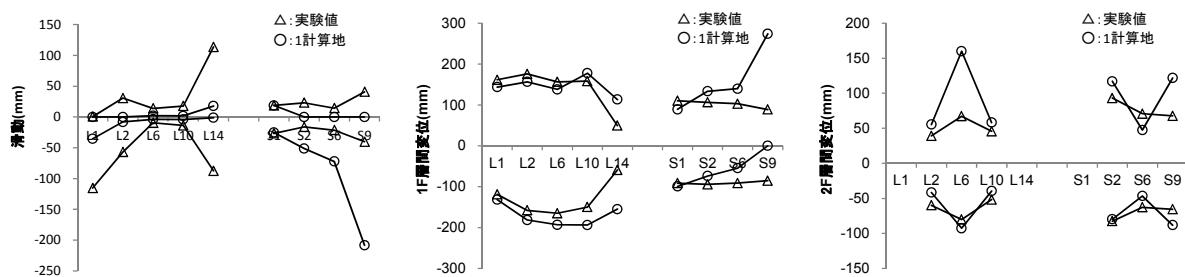
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)

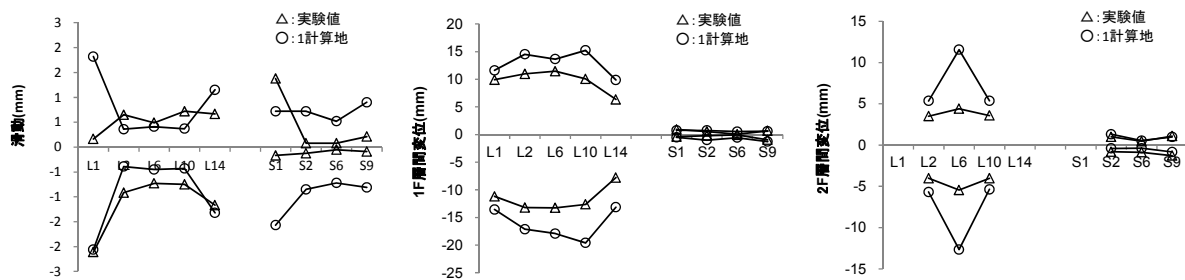


極稀地震(長辺方向入力)

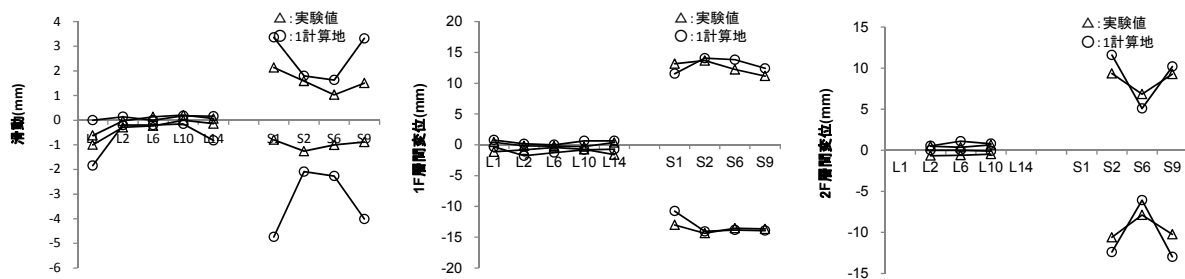


JMA-Kobe

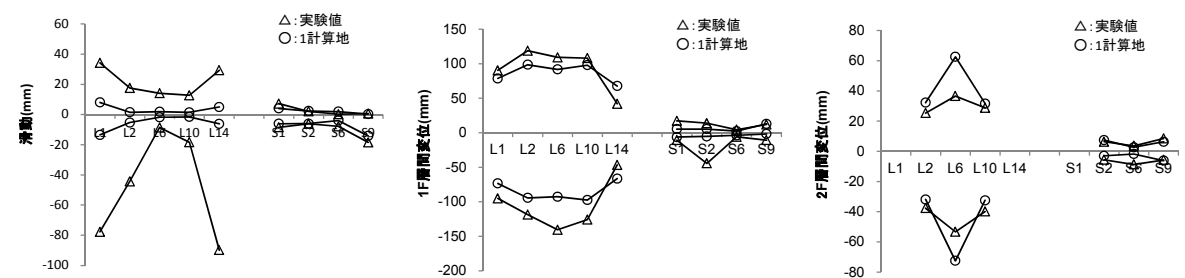
図 2.3.4-6 解析結果(下屋(X10-14 通)の屋根剛性 1.5 倍、14 通り壁耐力 0.9 倍)



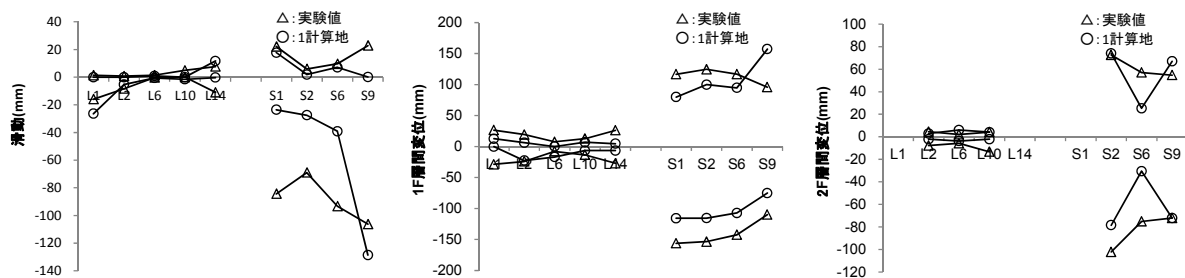
稀地震(短辺方向入力)



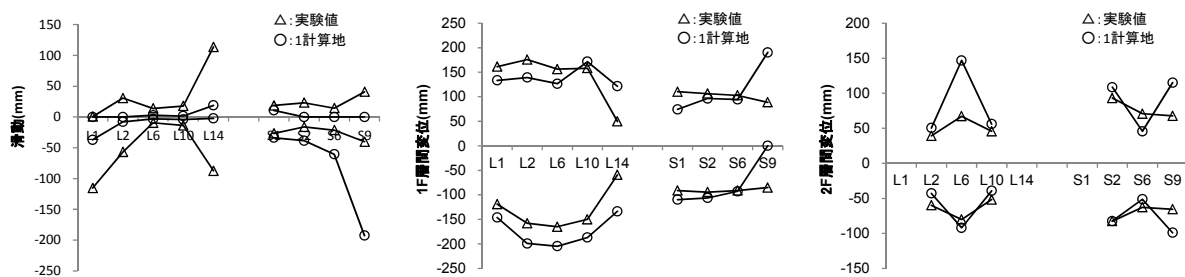
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)

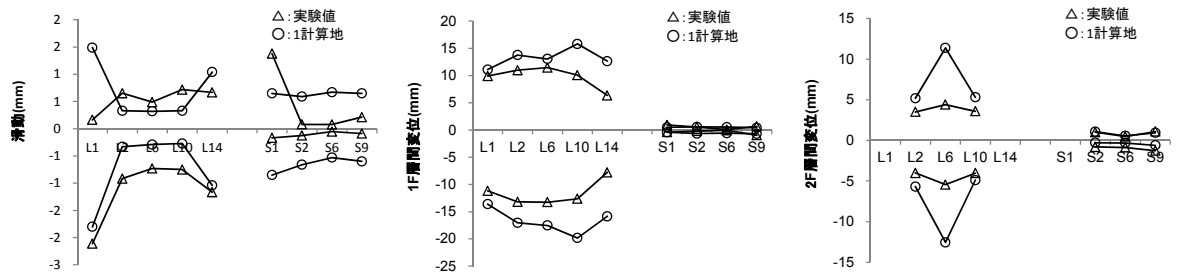


極稀地震(長辺方向入力)

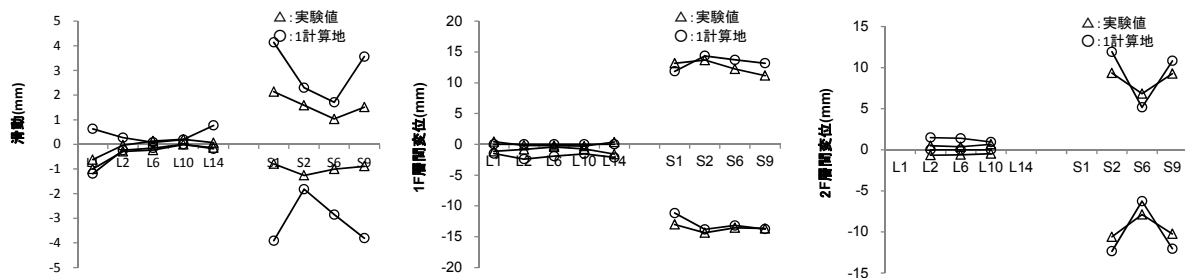


JMA-Kobe

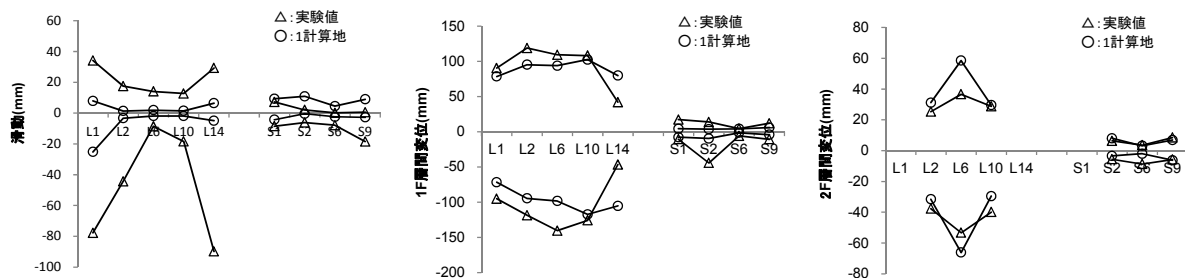
図 2.3.4-7 解析結果(下屋(X10-14 通)の屋根剛性 1.5 倍、14 通り壁耐力 1.0 倍)



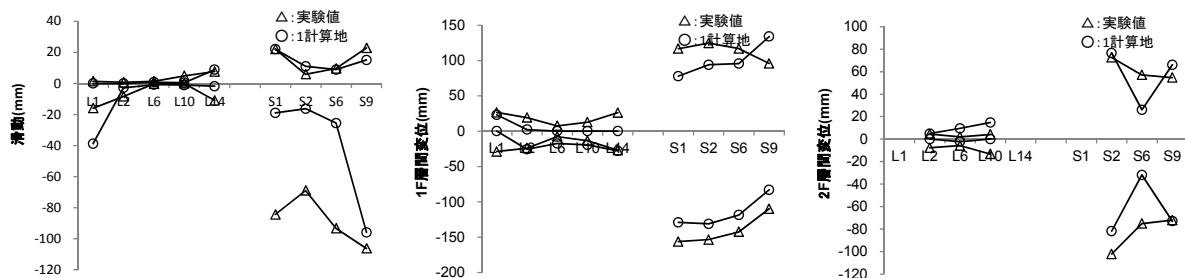
稀地震(短辺方向入力)



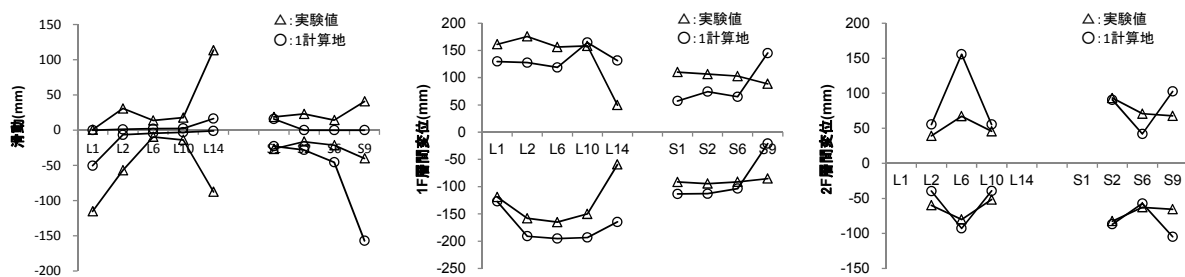
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)

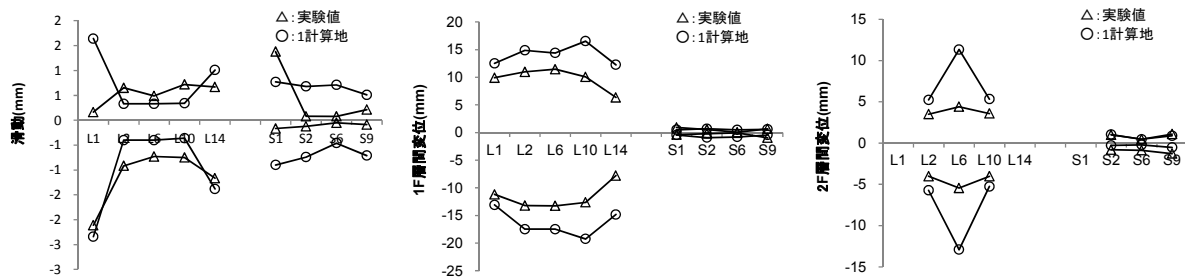


極稀地震(長辺方向入力)

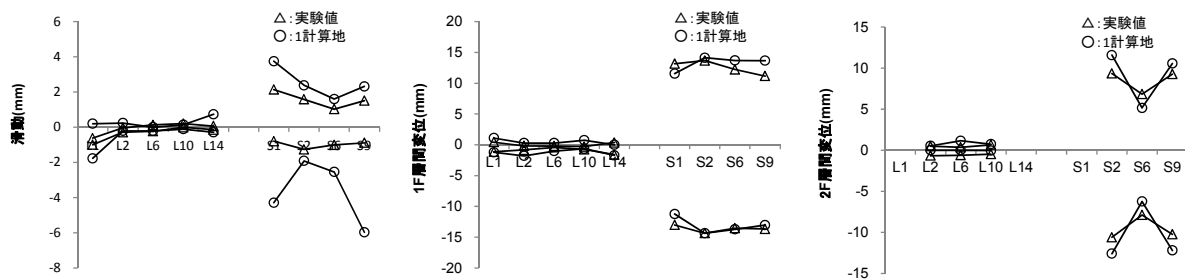


JMA-Kobe

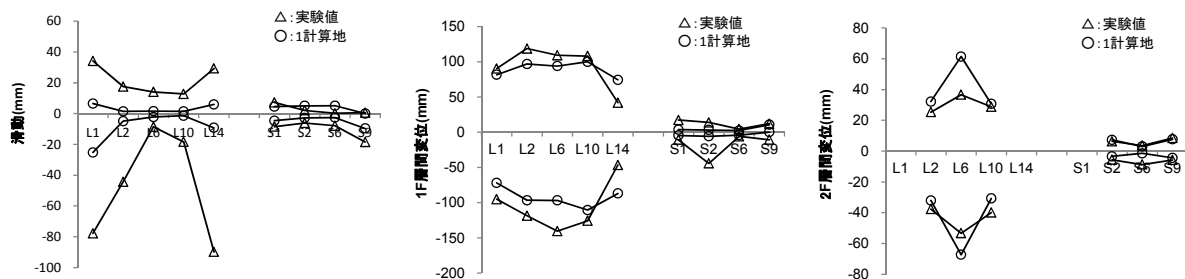
図 2.3.4-8 解析結果(下屋(X10-14 通)の屋根剛性 2.0 倍、14 通り壁耐力 0.7 倍)



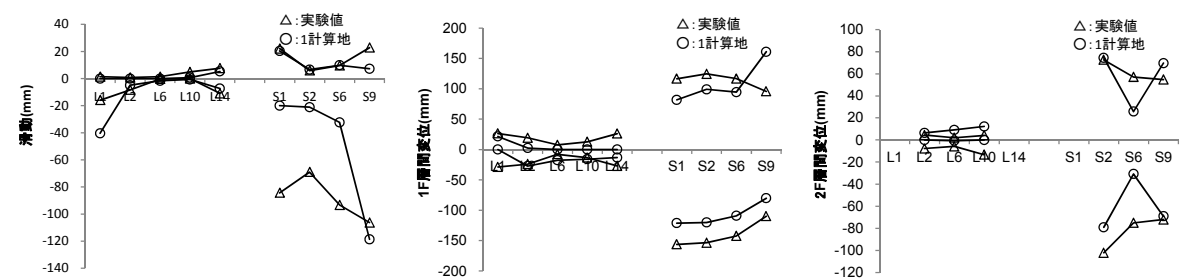
稀地震(短辺方向入力)



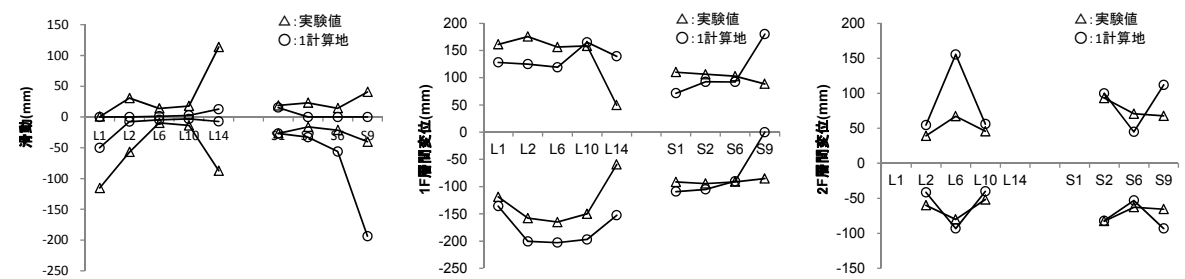
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)

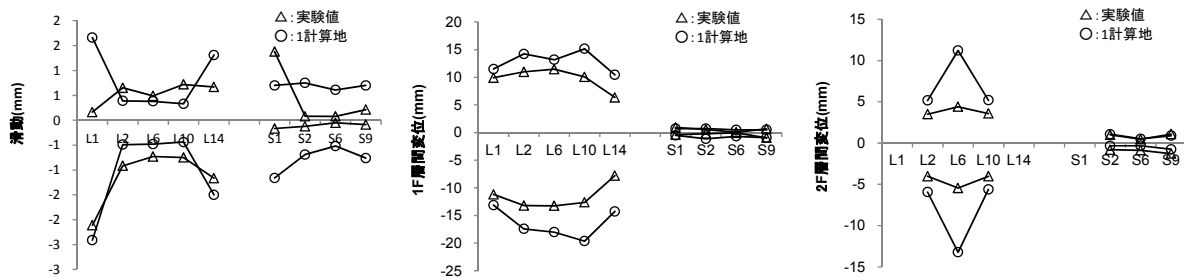


極稀地震(長辺方向入力)

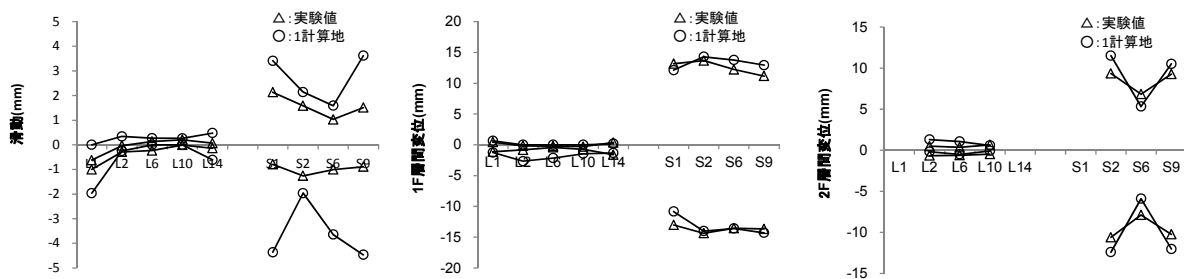


JMA-Kobe

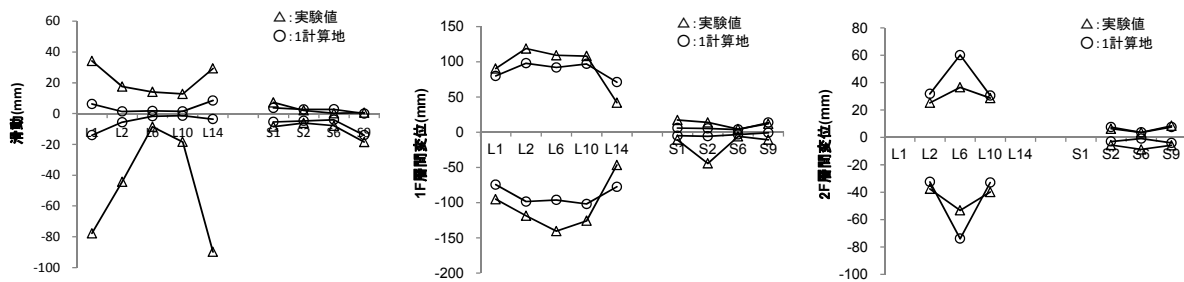
図 2.3.4-9 解析結果(下屋(X10-14 通)の屋根剛性 2.0 倍、14 通り壁耐力 0.8 倍)



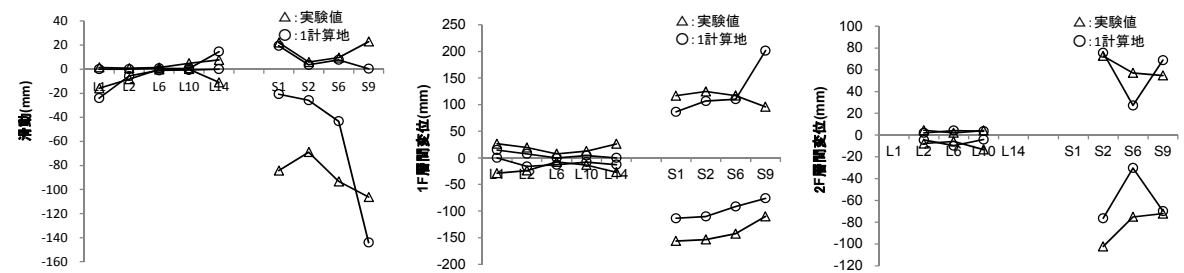
稀地震(短辺方向入力)



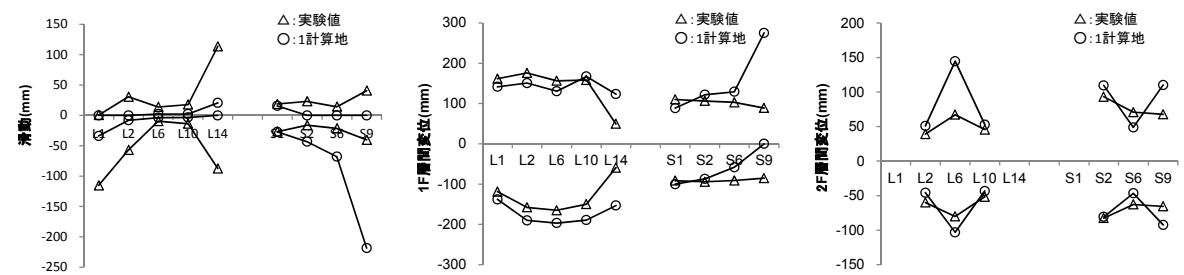
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)

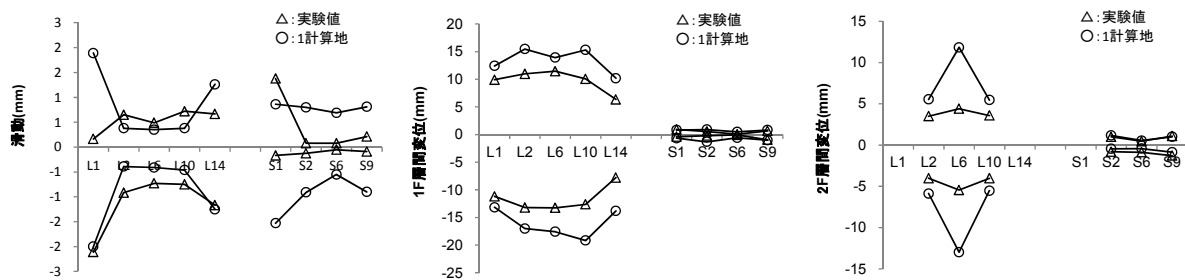


極稀地震(長辺方向入力)

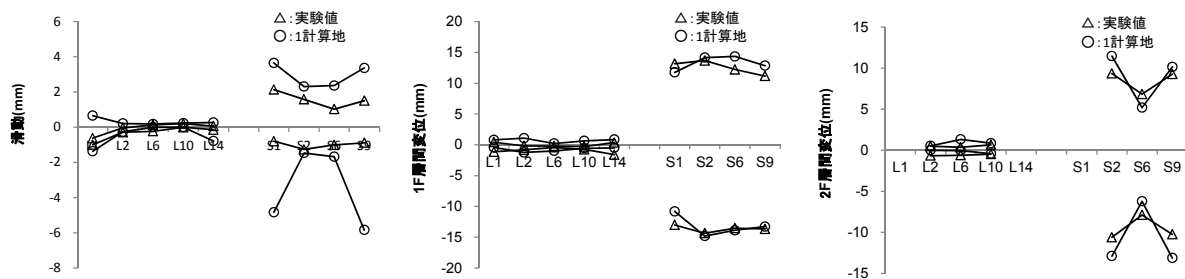


JMA-Kobe

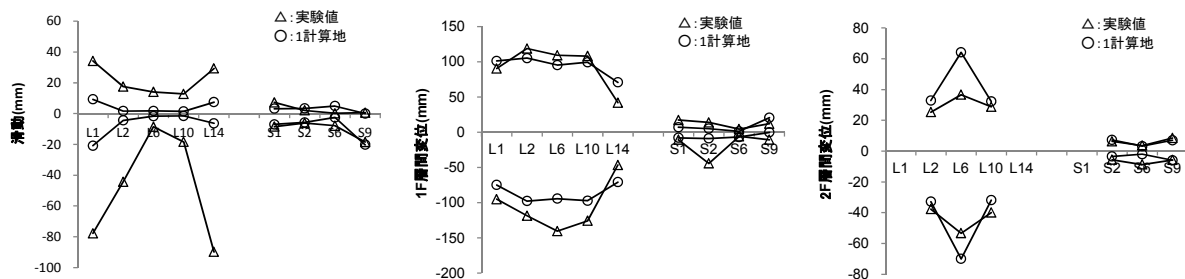
図 2.3.4-10 解析結果(下屋(X10-14 通)の屋根剛性 2.0 倍、14 通り壁耐力 0.9 倍)



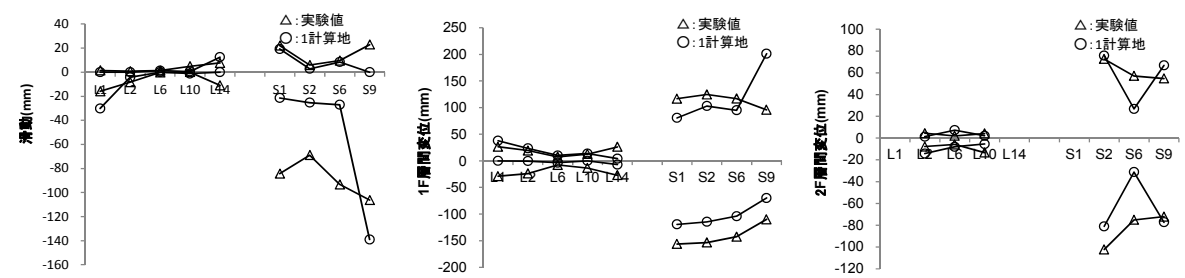
稀地震(短辺方向入力)



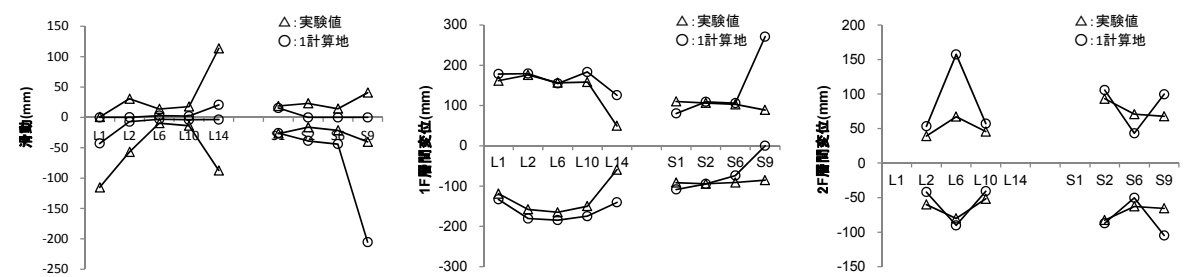
稀地震(長辺方向入力)



極稀地震(短辺方向入力)



極稀地震(長辺方向入力)



JMA-Kobe

図 2.3.4-11 解析結果(下屋(X10-14 通)の屋根剛性 2.0 倍、14 通り壁耐力 1.0 倍)

(2) 個別要素法を用いた立体骨組解析
はじめに

本項では試験体 No.5 の水平構面の耐力・仕様の違いにより、建物全体の応答に与える影響を明らかにするために、立体骨組モデルを用いたパラメトリック解析を行った。解析の水準は下記の2通りである。

パラスタ①：1階床の水平構面の耐力を変えた場合の各鉛直構面の滑り量と
上部構造の応答への影響

パラスタ②：2階床の水平構面の耐力、仕様を変えた場合の各鉛直構面の滑り量と
上部構造の応答への影響

1) 解析の概要

表 2.3.4-4 にパラメトリック解析①、②(以下、パラスタ①、②と呼ぶ)の具体的内容を示した。2階床の補強の際の仕様を図 2.3.4-13 に示した。

表 2.3.4-4 パラメトリック解析の水準
(a) 1階床の水平構面の耐力を変えた場合の各鉛直構面の滑り量と
上部構造の応答への影響

解析モデル	方向	1F床耐力
No.5	X方向	×1
		×0.75
		×0.5
		×0.25
		×0
		剛床
	Y方向	×1
		×0.75
		×0.5
		×0.25
		×0
		剛床

(b) 2階床の水平構面の耐力、仕様を変えた場合の各鉛直構面の滑り量と
上部構造の応答への影響

解析モデル	方向	2F床仕様
No.5	X方向	標準
		L1-L2、S1-S2を耐力2倍
		L6-L10、S6-S9を補強
		L1-L2、S1-S2を耐力2倍
		L6-L10、S6-S9を補強
		L6-L10、S6-S9を補強
	Y方向	L10-L14を補強
		標準
		L1-L2、S1-S2を耐力2倍
		L6-L10、S6-S9を補強
		L1-L2、S1-S2を耐力2倍
		L6-L10、S6-S9を補強
		L6-L10、S6-S9を補強
		L10-L14を補強

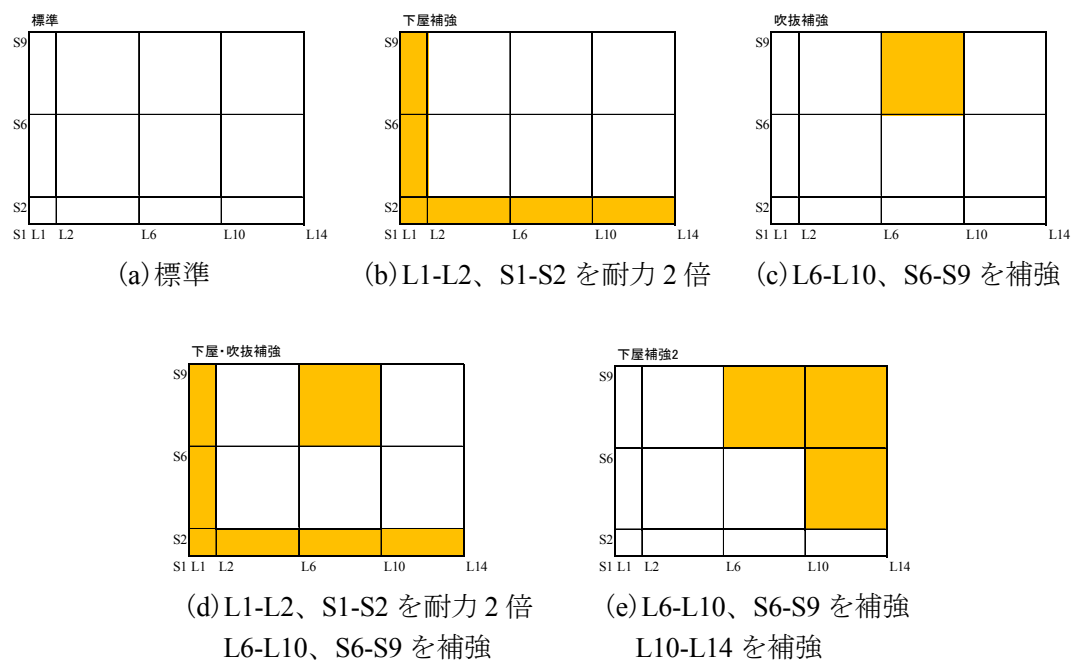


図 2.3.4-12 パラスタ②における 2 階床の水平構面仕様

2) 解析モデル

図 2.3.4-13 に解析モデルの外観を示した。事前解析モデルから、震動台実験結果に近づけるために試行錯誤をし、床フレームの回転バネの耐力を 10 倍に増大した結果を標準モデルとした。

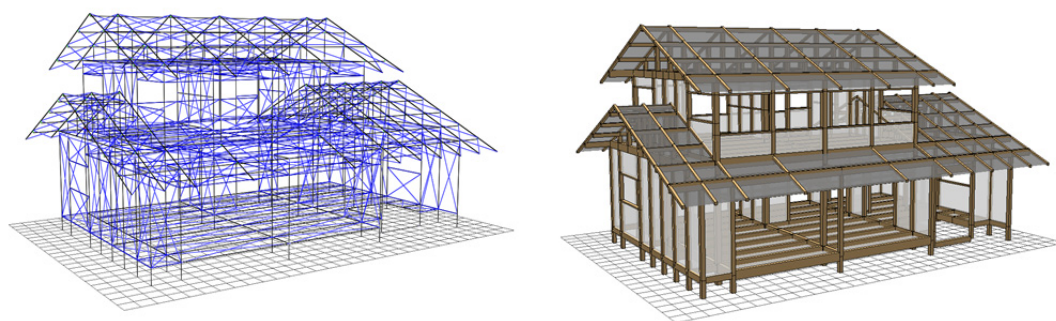


図 2.3.4-13 試験体 No.5 解析モデル

3) 解析結果

図 2.3.4-14～図 2.3.4-15 に解析結果を示した。パラスタ①では、吹抜け補強 2 において柱脚の滑り量が大きくなる傾向にあったが、1、2 階の層間変形やその他の補強仕様では標準モデルと大きな差は見られなかった。パラスタ②では、長辺方向の入力では、1F 床の耐力が大きくなるほど、柱脚の滑り量は大きくなり、層間変形は小さくなる傾向になった。床の耐力が大きくなることで柱脚の挙動に一体性が保たれ、滑り量が大きくなったと考えられる。短辺方向の入力では、1F 床の耐力が大きくなるほど、柱脚の滑り量は大きくなったが、層間変形は大きな差が見られなかった。剛床の場合に柱脚の滑り量が極端に大きくなる傾向となった。

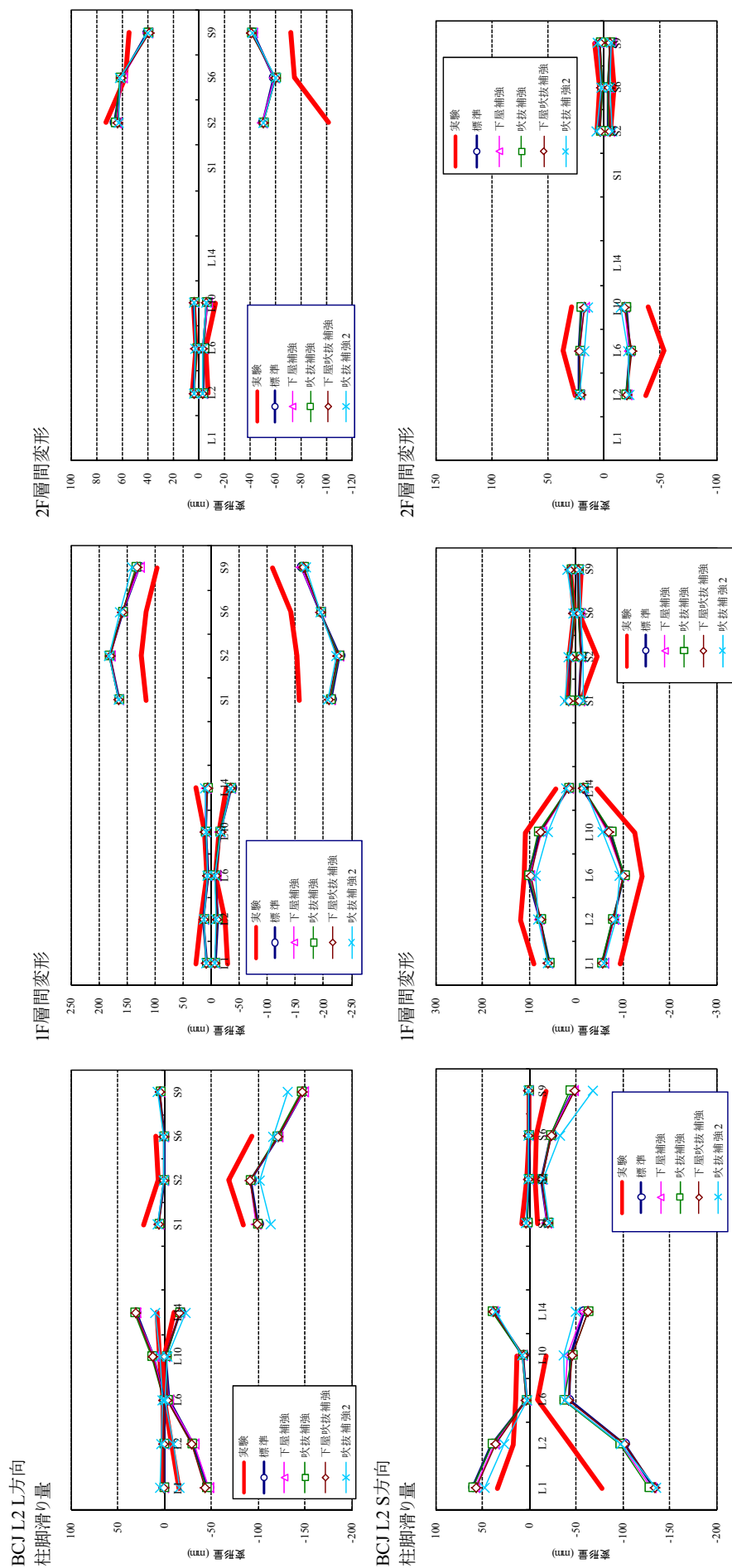


図 2.3.4-14 2 階床の水平構面の耐力、仕様を変えた場合の各鉛直構面の滑り量と上部構造の応答への影響

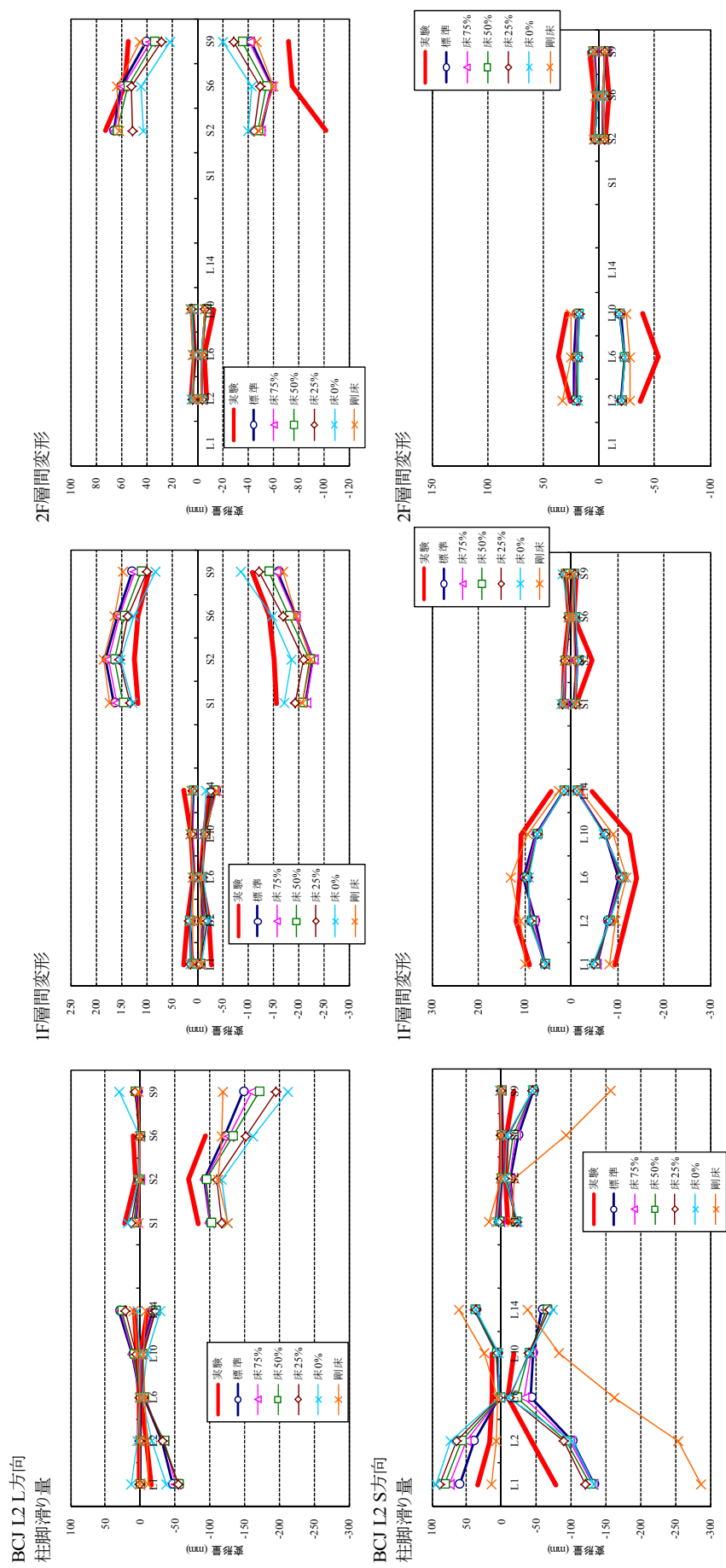


図 2.3.4-15 1 階床の水平構面の耐力を変えた場合の各鉛直構面の滑り量と上部構造の応答への影響