

(4) 耐震性の評価

①耐震基準等に照らし合わせた耐震性の評価

評価書	P.4-01～4-10
-----	-------------

評価議事録	P.4-11
-------	--------

A 棟 耐震診断報告書	P.4-12～4-32
-------------	-------------

B 棟 耐震診断報告書	P.4-33～4-51
-------------	-------------

C 棟 耐震診断報告書	P.4-52～4-66
-------------	-------------

②小屋組・2 階床梁に対する検討書

A 棟 鉄骨部材の検討	P.4-67～4-91
-------------	-------------

B 棟 鉄骨部材の検討	P.4-92～4-99
-------------	-------------

③常時微動測定結果	P.4-100～4-157
-----------	---------------

④FEM 解析結果	P.4-157～4-175
-----------	---------------

⑤不同沈下、建物傾斜測定結果に対する考察	P.4-176～4-179
----------------------	---------------

平成 27 年度吉野町煉瓦倉庫 耐震調査・耐震改修計画策定業務

A 棟

評 定 報 告 書

平成 28 年 3 月

一般社団法人 建築研究振興協会

弘前市長

葛西 憲之 様

一般社団法人 建築研究振興協会

会 長 青 木 義 次



評定申し込みのあった、下記建築物の耐震診断の内容と結果について、東北耐震診断改修委員会（委員長：柴田明德）において慎重に審議した結果、別紙のとおり評定しましたので報告いたします。

記

1. 名 称 : 弘前市吉野町煉瓦倉庫 A棟
2. 所 在 地 : 青森県弘前市大字吉野町2番1地内
3. 構造規模 : 煉瓦造2階建

評 定 書

一般社団法人 建築研究振興協会
東北耐震診断改修委員会
委員長 柴田 明 徳



1. 評価対象物 等

- 1) 名 称：弘前市吉野町煉瓦倉庫 A棟
- 2) 所 在 地：青森県弘前市大字吉野町2番1地内
- 3) 構 造 規 模：煉瓦造2階建、鉄板葺き、木造洋小屋組、延床面積 1,181.98m²
- 4) 構造耐震判定指標：Iso=0.80、かつ q=1.00

2. 調査担当事務所：株式会社 大林組東北支店 一級建築士事務所

3. 依頼者と依頼事項

- 1) 依 頼 者：弘前市（都市環境部吉野町緑地整備推進室）弘前市長 葛西 憲之
- 2) 依 頼 事 項：耐震診断の内容の検討と結果の評価

4. 評 定

調査担当事務所から提出された報告書の内容及び耐震診断の結果について検討したところ、下記の通り評定した。

記

1) 評定結果

報告書の内容及び耐震診断の結果について妥当なものと認める。

2) 耐震診断結果：Is及びq値

層	長辺方向						短辺方向					
	Is			q			Is			q		
2	面内	0.87	0.80	面内	2.65	1.00	面内	0.38	0.38	面内	1.14	0.92
	面外	0.80		面外	1.00		面外	0.73		面外	0.92	
1	面内	0.37	0.27	面内	1.12	0.34	面内	0.24	0.24	面内	0.73	0.30
	面外	0.27		面外	0.34		面外	0.24		面外	0.30	

3) 所見

本建物は、大正12年に建設された2階建の煉瓦造建築物である。本診断は社団法人北海道建築技術協会が定めた煉瓦造建築物の耐震診断規準に基づいて行われている。

耐震診断の結果として、長辺方向は1層で構造耐震判定指標を満足していない。短辺方向は1、2層とも構造耐震判定指標を満足していない。

面内方向では、長辺方向の1層が構造耐震判定指標を下回った原因は、形状指標が低く、2階床のコンクリート重量が大きいと思われる。短辺方向の1、2層とも構造耐震判定指標を下回った原因は、形状指標が低く、壁量が少ないと思われる。

面外方向では、両方向とも開口が多く配置されていることに加え、壁厚に対し1階の階高が高いことから、1層の構造耐震指標が低くなっていると思われる。

平成 27 年度吉野町煉瓦倉庫 耐震調査・耐震改修計画策定業務

B 棟

評 定 報 告 書

平成 28 年 3 月

一般社団法人 建築研究振興協会

弘前市長

葛西 憲之 様

一般社団法人 建築研究振興協会

会 長 青 木 義 次



評定申し込みのあった、下記建築物の耐震診断の内容と結果について、東北耐震診断改修委員会（委員長：柴田明徳）において慎重に審議した結果、別紙のとおり評定しましたので報告いたします。

記

1. 名 称 : 弘前市吉野町煉瓦倉庫 B棟
2. 所 在 地 : 青森県弘前市大字吉野町2番1地内
3. 構造規模 : 煉瓦造2階建

評 定 書

一般社団法人 建築研究振興協会
東北耐震診断改修委員会
委員長 柴田 明徳



1. 評定対象物 等

- 1) 名 称：弘前市吉野町煉瓦倉庫 B棟
- 2) 所 在 地：青森県弘前市大字吉野町2番1地内
- 3) 構 造 規 模：煉瓦造2階建、鉄板葺き、鉄骨小屋組、延床面積 2,188.86m²
- 4) 構造耐震判定指標：I_{so}=0.80、かつ q=1.00

2. 調査担当事務所：株式会社 大林組東北支店 一級建築士事務所

3. 依頼者と依頼事項

- 1) 依 頼 者：弘前市（都市環境部吉野町緑地整備推進室）弘前市長 葛西 憲之
- 2) 依 頼 事 項：耐震診断の内容の検討と結果の評価

4. 評 定

調査担当事務所から提出された報告書の内容及び耐震診断の結果について検討したところ、下記の通り評定した。

記

1) 評定結果

報告書の内容及び耐震診断の結果について妥当なものと認める。

2) 耐震診断結果：I_s及びq値

層	長辺方向						短辺方向					
	I _s			q			I _s			q		
2	面内	0.86	0.68	面内	2.59	0.85	面内	0.26	0.26	面内	0.80	0.80
	面外	0.68		面外	0.85		面外	0.78		面外	0.98	
1	面内	0.48	0.48	面内	1.45	0.63	面内	0.15	0.15	面内	0.46	0.46
	面外	0.50		面外	0.63		面外	0.64		面外	0.80	

3) 所見

本建物は、大正12年に建設された2階建の煉瓦造建築物である。本診断は社団法人北海道建築技術協会が定めた煉瓦造建築物の耐震診断規準に基づいて行われている。

耐震診断の結果として、両方向とも全階で構造耐震判定指標を満足していない。

面内方向のI_s値、q値が構造耐震判定指標を下回った原因としては、屋根の剛床が成立しないことに加え、壁高が高いこと、壁の隣接間距離が長いことにより形状指標が非常に低くなったためと思われる。また、短辺方向は、壁量が少ないためと思われる。

面外方向では、開口が比較的少ないものの構造耐震判定指標を下回る結果となっている。

平成 27 年度吉野町煉瓦倉庫 耐震調査・耐震改修計画策定業務

C 棟

評 定 報 告 書

平成 28 年 3 月

一般社団法人 建築研究振興協会

弘前市長

葛西 憲之 様

一般社団法人 建築研究振興協会

会 長 青 木 義 次



評定申し込みのあった、下記建築物の耐震診断の内容と結果について、東北耐震診断改修委員会（委員長：柴田明德）において慎重に審議した結果、別紙のとおり評定しましたので報告いたします。

記

1. 名 称 : 弘前市吉野町煉瓦倉庫 C棟
2. 所 在 地 : 青森県弘前市大字吉野町2番1地内
3. 構造規模 : 木造平屋建

評 定 書

一般社団法人 建築研究振興協会
東北耐震診断改修委員会
委員長 柴田 明 徳



1. 評定対象物 等

- 1) 名 称：弘前市吉野町煉瓦倉庫 C棟
- 2) 所 在 地：青森県弘前市大字吉野町2番1地内
- 3) 構 造 規 模：木造平屋建、瓦葺き、土塗り壁、延床面積 437.77m²
- 4) 構造耐震判定指標：Que/Qun $\geq$ 1.0

2. 調査担当事務所：株式会社 大林組東北支店 一級建築士事務所

3. 依頼者と依頼事項

- 1) 依 頼 者：弘前市（都市環境部吉野町緑地整備推進室）弘前市長 葛西 憲之
- 2) 依 頼 事 項：耐震診断の内容の検討と結果の評価

4. 評 定

調査担当事務所から提出された報告書の内容及び耐震診断の結果について検討したところ、下記の通り評定した。

記

1) 評定結果

報告書の内容及び耐震診断の結果について妥当なものと認める。

2) 耐震診断結果

長辺方向					短辺方向				
ゾーン	階	Que (kN)	Qun (kN)	Que/Qun	ゾーン	階	Que (kN)	Qun (kN)	Que/Qun
X-12	1F	26.4	236.9	0.11	Y-22	1F	22.1	304.3	0.07
X-17	1F	33.2	236.9	0.14	Y-18	1F	23.5	169.6	0.14

3) 所見

本建物は、明治20年頃年に建設された平屋の木造建築物である。本診断は、一般財団法人日本建築防災協会「木造住宅の耐震診断と補強方法（2012年改訂版）」の精密診断法2、保有水平耐力計算による方法を用いて行われている。

耐震診断の結果として、上部構造の評点（Que/Qun）が両方向とも構造耐震判定指標を満足していない。

主な原因として、屋根が瓦屋根であり、積雪荷重、煉瓦壁仕上げと非常に重い建物であることに対し、耐震要素が土塗り壁のみであり、耐震要素の量が少ないことと思われる。また、柱頭・柱脚の柱接合部による壁の耐力低減係数K_jを0.35として評価したことも保有水平耐力が低い結果につながっている。

一般社団法人 建築研究振興協会

H27. 5. 1現在

東北耐震診断改修委員会

委員長	柴田明徳	東北大学 名誉教授
副委員長	田中礼治	東北工業大学 名誉教授
委員	阿部良洋	東北工業大学 名誉教授
委員	井上範夫	東北大学 名誉教授
委員	小川淳二	秋田県立大学 名誉教授
委員	小野瀬順一	東北工業大学 名誉教授
委員	前田匡樹	東北大学 教授
委員	三橋博三	東北工業大学 教授
専門委員	澁谷陽	東北工業大学 客員研究員

議 事 録

委員会・部会 第Ⅰ回		日時	平成 28 年 2 月 5 日 11：00～12：00	場所	建築研究振興協会東北分室	出席者	申込者	遠藤，高田 堀口，熊谷
件名	弘前市吉野町煉瓦倉庫						委員	田中副委員長， 小野瀬委員
提出資料	耐震診断報告書							

指摘及び質問等	回答及び処置	備考
1) P.1-4 (1) 2 階床面に一部の床がコンクリート以外とあるが、この部分が建物へ悪影響を及ぼす可能性はないか。	床がコンクリート以外の部分は、A 棟の 2 階床面積に比して小さく、また煉瓦壁で 4 周を囲われているところであるため、影響は無いものと判断します。	
2) P.1-4 (4), P.2-4 (5) に小屋組屋根は荷重として評価し、耐震診断の対象外とするとあるが、主目的が煉瓦壁の耐震診断のため、対象外とするという記述は不要ではないか。	指摘箇所を削除します。	修正 P.1-4, P.2-4
3) P.1-8 表 4.5 のせん断強度は 1 階と 2 階とで値に差異がある。このような場合は階ごとで集計した値を求めておくのが良いのではないか。	階ごとの値に修正します。	修正 P.1-8, P.2-8
4) P.1-14 I_s 値および q 値を求める式の記号の凡例が必要である。	凡例を追記します。	修正 P.1-14, P.2-12
5) P.1-19, P.2-17 の I_{s1} の値が、それぞれ p.1-14, P.2-12 の面内方向の耐震診断結果と整合していない。	整合を確認し、修正します。	修正 P.1-19, P.2-17
6) P.S-21 木造小屋組の煉瓦壁との固定方法など、今回の調査で不明な点については、別途列記しておく方が良い。	今回の調査で不明点、仮定を用いた部分については、診断方針の内容に追記します。	修正 P.1-4, P.2-4 P.3-6

A 棟 耐震診断報告書

1.1. はじめに

現在弘前市により、青森県弘前市吉野町に残る旧吉野酒造跡地の赤煉瓦倉庫を市民のための文化施設として利用する計画が進められており、この際大規模な補修・補強が必要であるが、本診断は現状での建物の耐震性能を調べ、今後の補強のための基礎的資料を得ることを目的としている。

診断の対象である煉瓦倉庫の1階平面図を図1.1に示す。L字型を構成する2棟のうち、東西に長い方をA棟、南北に長い方をB棟、木造をC棟と呼ぶこととする。

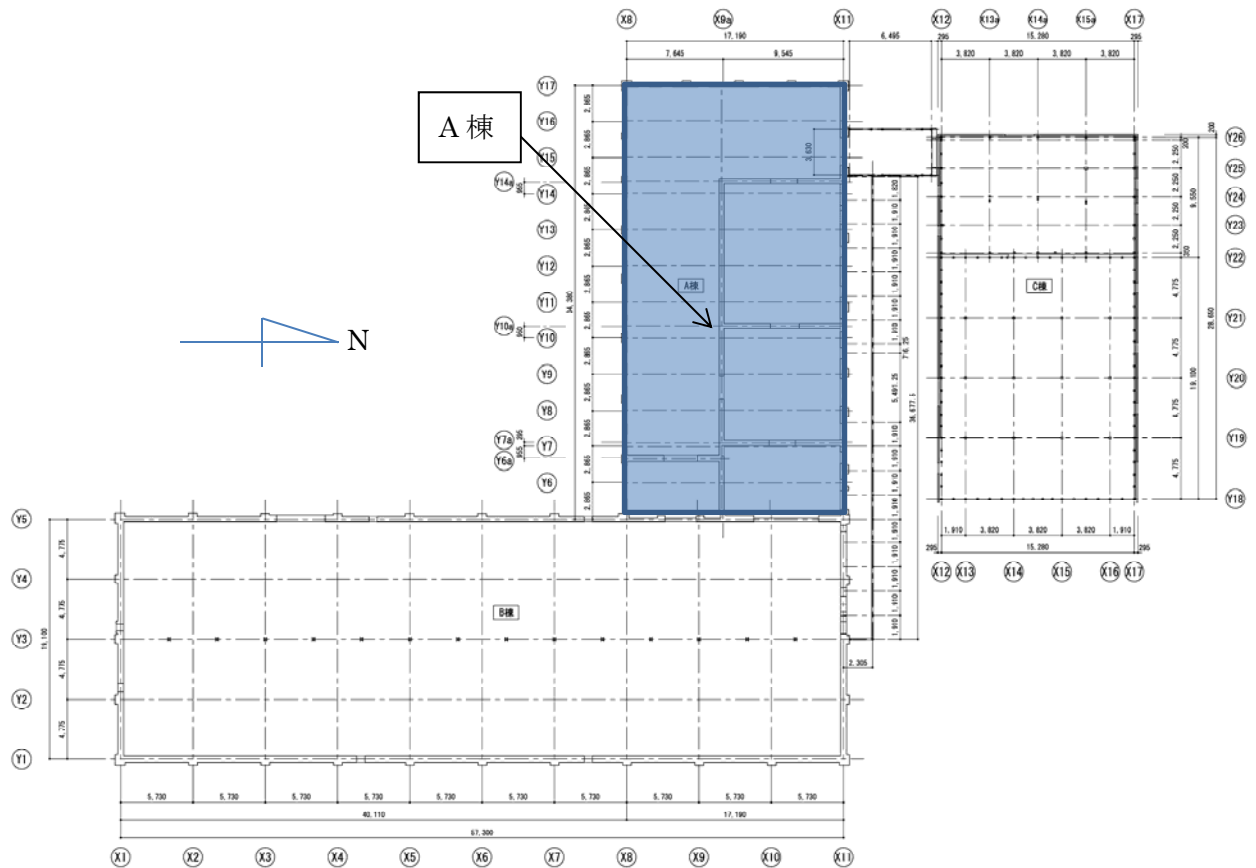


図 1.1 全体1階平面図

1.2 建物概要

A 棟

- a. 建築場所 青森県弘前市大字吉野町 2-1 地内
- b. 構造 煉瓦造 2 階建 鉄板葺き 木造洋小屋組
- c. 面積 建築面積 590.992 m²
- d. 竣工年 大正 12 年頃

図 2.1～図 2.2 に 1 階、2 階伏図、図 2.3～図 2.5 に立面図・軸組図を示す。

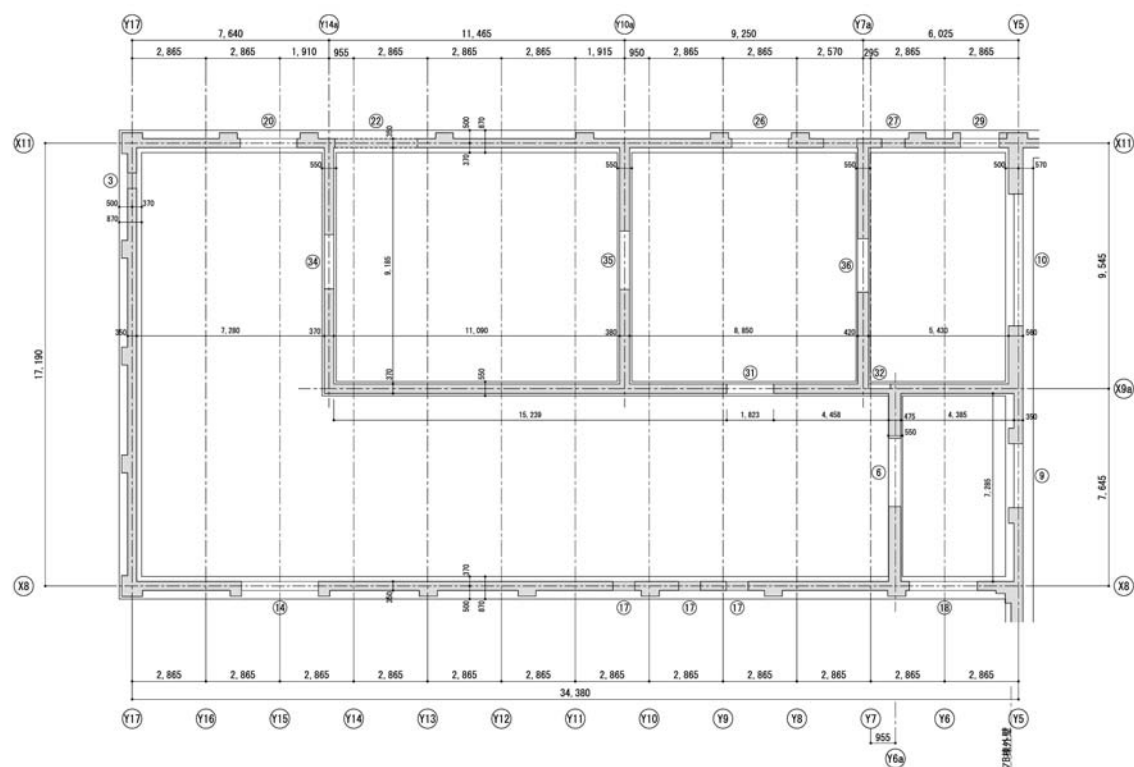


図 2.1 1 階伏図

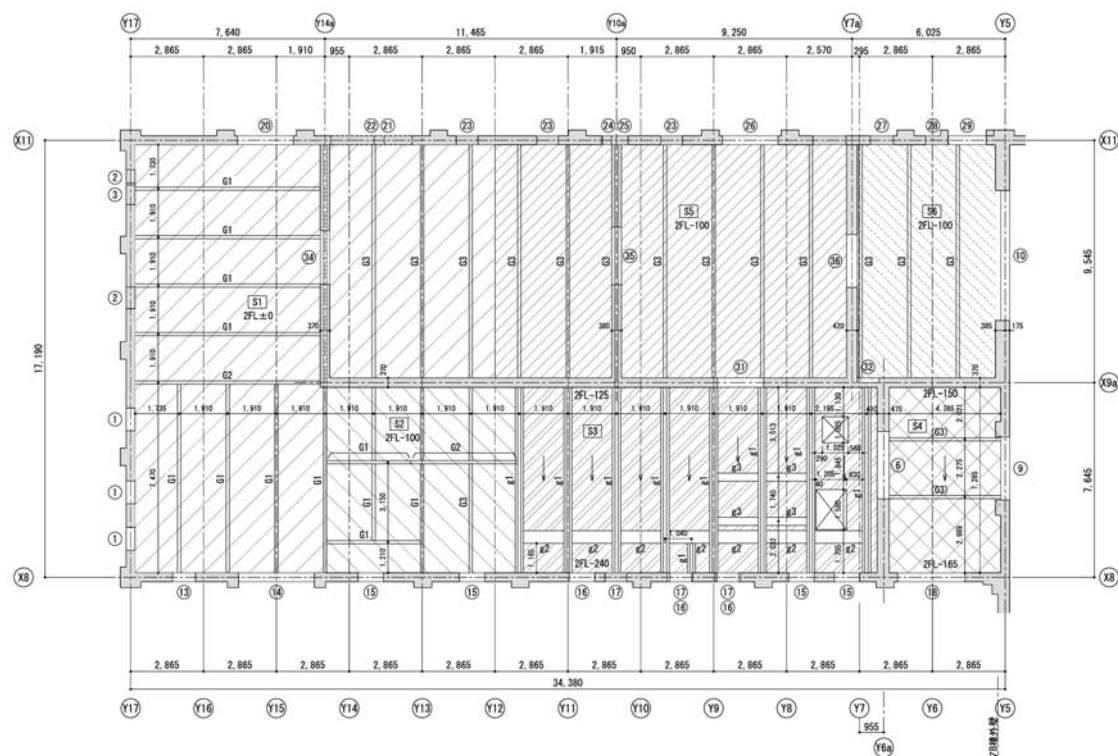


図 2.2 2 階伏図

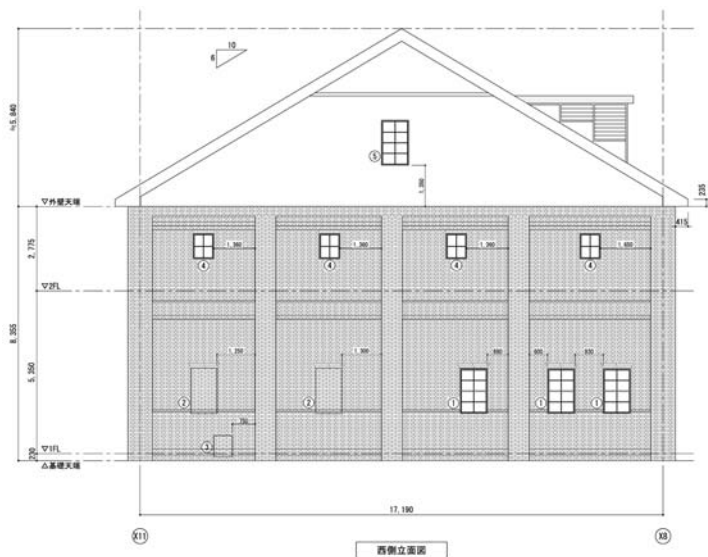


图 2.3 西立面图

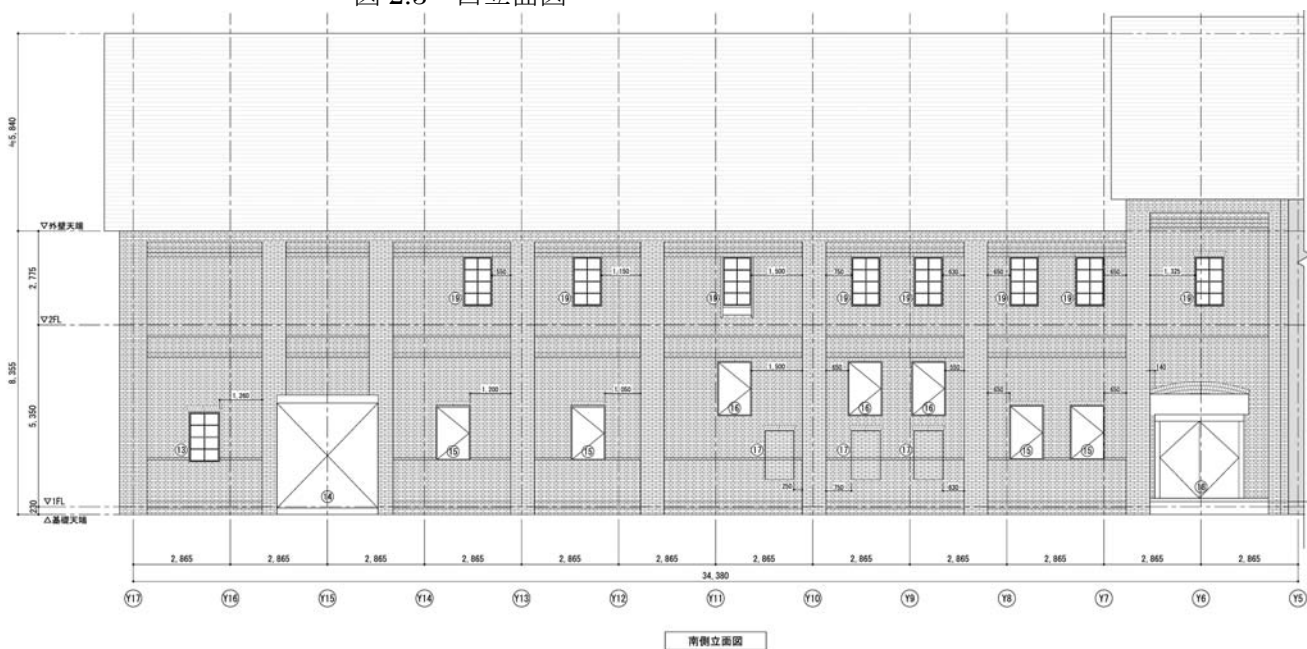


图 2.4 南立面图

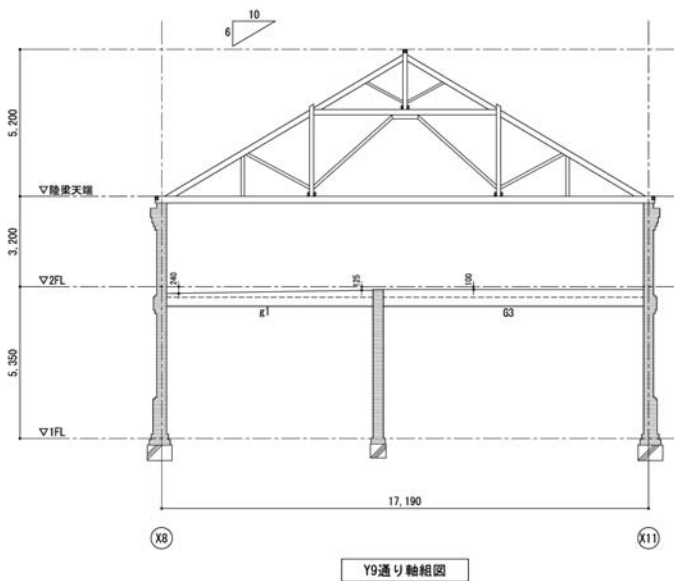


图 2.5 Y9 通り軸組图

1.3. 診断方針

現在、煉瓦造建物の耐震診断法に関する法規及び学会基準は定められていない。社団法人北海道建築技術協会が定めた煉瓦造建築物の耐震診断規準は、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準を基に、材料強度、経年指標、形状指標について煉瓦造の性能を反映し、中小規模の標準的な煉瓦造建物に適用することを目的に近年提案されたものである。本耐震診断ではこの規準を参考に診断を行う。

診断条件を以下に示す。

(1) 2階床面は、一部の床（Y5・Y6a 間、X8・X9a 間）以外はコンクリート床のため、剛床は成立すると仮定する。

(2) 屋根面において剛床仮定が成立しないため、形状指標に反映して評価を行う。

(3) 垂直積雪量が 1m を超える多雪地域に該当するため、屋根荷重には積雪荷重を考慮する。

(4) A 棟・B 棟間にはエキスパンションジョイントは設置されていないが、それぞれ別の挙動をすると考えられるため、別棟として診断を行う。境界の煉瓦壁は A 棟、B 棟に適宜分配して評価する。

建物調査の結果、不明な点、仮定した内容を以下に示す。

・木造小屋組トラスと煉瓦壁との接合状況は、外観からはアンカーボルトは見当たらなかった。内部探査・破壊調査は行っておらず、内部でどのように接合されているかは不明である。屋根面の剛床仮定は成立しないと判断し形状指標に反映した。面外方向の支持点としては有効と判断し、壁頂部位置でピン支持と仮定した。

1.4. 建物調査結果

(1) 経年指標

調査結果より、経年指標は $T=0.973$ とする。

* 表中の数値は減点数

項目	程度	構造ひび割れ・変形			変質・老朽化		
		a	b	c	d	e	f
部位	範囲	1. 不同沈下に関連するひび割れ	1. 2次部材に支障をきたしているスラブ・臥梁の変形	1. a, bには該当しない軽微な構造ひび割れ	鉄筋さびによるコンクリートの膨張ひび割れ	1. 雨水・漏水による鉄筋さびの溶け出し	1. 雨水・漏水、化学薬品等によるコンクリートの著しい汚れ、またはしみ
		2. 誰でも肉眼で認められる臥梁のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	2. 離れると肉眼では認められない臥梁のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	2. a, bには該当しないスラブ、臥梁のたわみ	2. 鉄筋の腐食	2. コンクリートの鉄筋位置までの中性化または同等の材令	2. 仕上げ材の軽微な剥落または老朽化
部位	範囲	3. 壁のせん断ひび割れ(階段状ひび割れ)	3. 離れても肉眼で認められる臥梁の曲げひび割れ、または垂直ひび割れ	3. 連続しない局部的なれんが割れ	3. 火災によるコンクリートのはだわかれ	3. 仕上げ材の著しい剥落	3. れんがの表面劣化
		4. 鉛直方向のひび割れ	4. 鉛直方向のひび割れ	4. 連続しない目地の肌別れ、ひび割れ	4. 化学薬品等によるコンクリート、れんがの変質	4. 局部的なれんがの欠損、凍害	4. 目地モルタルの表面劣化
床※ 小梁を含む	① 総床数の1/3以上	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	② 同上1/3～1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.008	0
	③ 同上1/9未満	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
基礎梁 臥梁	① 1方向につき総部材数の1/3以上	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	② 同上1/3～1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	③ 同上1/9未満	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
れんが 壁	① 総部材数の1/3以上	0.150	0.045	0.011	0.150	0.045	0.011
	② 同上1/3～1/9	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	③ 同上1/9未満	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
減点数 集計欄	小計	0.017		0.001	0.0	0.0	0.001
	合計		0.026			0.001	
階の経年指標 $T_i = (1-p_1) \times (1-p_2) =$ 0.973							

※ 木造床は対象外

(2) 形状指標

(1) 平面形状・断面形状からの指標算定 (S_{D1})

項 目		G_i			R	
		1.0	0.9	0.8	R_i	
平面形状	a 整形性	整形 a1	ほぼ整形 a2	不整形 a3	0.50	
	b 辺長比	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	0.25	
	c くびれ	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.25	
	d エキスパンション・ジョイント	$1/100 \leq d$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$	0.25	
	e 吹抜	$e \leq 0.1$	$0.1 < e \leq 0.3$	$0.3 < e$	0.25	
	f 吹抜の偏在	$f1 \leq 0.4$ かつ $f2 \leq 0.1$	$f1 \leq 0.4$ かつ $0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.4 < f1$ 又は $0.3 < f2$	0.00	
	g1 代表的な室の分割面積 ※2	$g1 \leq 60m^2$	$60m^2 < g1 \leq 100m^2$	$g1 < 100m^2$	0.8	0.50
	g2 壁厚/基本壁長 ※3	$g2 \geq 1/30$	$1/30 > g2 \geq 1/50$	$1/50 > g2$	*	0.50
	g3 壁厚/壁高 ※3	$g3 \geq 1/15$	$1/15 > g3 \geq 1/20$	$1/20 > g3$	0.9	0.50
	(P)					
断面形状	h 地下室の有無	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	0.8	1.00
	i 層高の均等性	$0.8 \leq i$	$0.7 \leq i < 0.8$	$i < 0.7$	0.8	0.25
	j ビ・ロティの有無	ビ・ロティなし	全てビ・ロティ	ビ・ロティが偏在		1.00
	(S) k1 墨根面剛床仮定不成立	$G_i = 0.8$	$G_i = 0.8$	$G_i = 0.8$	0.8	1.00
S_{D1}		* g2は長辺方向(Y方向)0.9、短辺方向(X方向)0.8とする。 長辺方向:0.61、短辺方向:0.58				

※1 偏心率・剛性率を採用するので、a, i, jは1.0とする。

※2 スラブがない場合は、60㎡を40㎡、100㎡を60㎡に読み替える。

※3 各階・各方向別に検討する。基本壁長は代表的な部屋の長手壁長(直交壁の無い廊下外壁は廊下長。

(2) 各階及び各方向の平面剛性・断面剛性による指標算定 (S_{D2})

(2) 各階及び各方向の平面剛性・断面剛性 による指標算定 (S _{D2})												
		X方向					Y方向					
平面剛性	l	重心-剛心の偏心率	階	偏心率R _{ex}	F _{ex}	G _l	R _i	偏心率R _{ey}	F _{ey}	G _l	R _i	
			2				1.00				1.00	
			1				1.00				1.00	
(PR)	m											
断面剛性	n	上下層の剛重比	階	剛性率R _{sx}	F _{sx}	G _n	R _i	剛性率R _{sy}	F _{sy}	G _n	R _i	
			2				1.00					1.00
			1				1.00					1.00
(SR)	o											
S _{D2}							階	X方向	Y方向			
							2	1.00	1.00			
							1	1.00	1.00			

(3) 形状指標: S_D の算定 ($S_D = S_{D1} \times S_{D2}$)

S_D ($S_{D1} \times S_{D2}$)	階	X方向 (桁行方向)			Y方向 (梁間方向)		
		S_{D1}	S_{D2}	S_D	S_{D1}	S_{D2}	S_D
	2	0.58	1.00	0.58	0.61	1.00	0.61
	1	0.58	1.00	0.58	0.61	1.00	0.61
$S_{D1} = q_a \times q_b \times \dots \times q_k$ ただし $q_i = [1 - (1 - G_i) \times R_i] \dots i=a, b, c, d, e, f, g1, g2, g3, i, j, k, l, m, n, o$ $q1 = [1 - \{1 - G1\} \times R1] \dots i=h$							

(3) 煉瓦壁体の強度

既存建屋の煉瓦壁から煉瓦コアを採取し、以下に示す項目の試験を行った。

■れんがコア（単体）

- ・密度
- ・吸水率
- ・圧縮強度

■れんがコア（要素：煉瓦及び目地モルタルで構成）

- ・圧縮強度
- ・目地モルタルせん断強度

試験結果を表-4.1～表-4.5 に示す。

試験の詳細は、添付の品質性能試験報告書に記載する。

表 4.1 見掛けの密度試験結果 [れんがコア（単体）]

供試体番号	見掛けの密度	平均値
	g/cm ³	g/cm ³
A-1-1	1.89	1.82
A-2-2	1.83	
A-2-3	1.74	

表 4.2 吸水率試験結果 [れんがコア（単体）]

供試体番号	吸水率	平均値
	%	%
A-1-1	16.30	16.00
A-2-2	13.40	
A-2-3	18.30	

表 4.3 圧縮強度試験結果 [れんがコア（単体）]

供試体番号	圧縮強度	平均強度	標準偏差 S	推定強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
A-1-1	55.4	42.23	14.15	35.16
A-2-2	48.7			
A-2-3	22.6			

表 4.4 圧縮強度試験結果 [れんがコア (要素)]

1階				
供試体番号	圧縮強度 N/mm ²	平均強度 N/mm ²	標準偏差 S N/mm ²	推定強度 N/mm ²
A-1-1-A	11.6	14.98	4.34	12.81
A-1-1-B	10.8			
A-1-2-A	13.2			
A-1-2-B	22.7			
A-1-3-A	16.6			
2階				
供試体番号	圧縮強度 N/mm ²	平均強度 N/mm ²	標準偏差 S N/mm ²	推定強度 N/mm ²
A-2-1-A	13.4	14.50	0.80	14.10
A-2-2-A	15.3			
A-2-3-A	14.8			

表 4.5 目地モルタルせん断強度試験結果 [れんがコア (要素)]

1階				
供試体番号	せん断強度 N/mm ²	平均強度 N/mm ²	標準偏差 S N/mm ²	推定強度 N/mm ²
A-1-1	0.67	0.67	0.13	0.60
A-1-2	0.72			
A-1-3	0.56			
A-1-4	0.87			
A-1-5	0.51			
2階				
供試体番号	せん断強度 N/mm ²	平均強度 N/mm ²	標準偏差 S N/mm ²	推定強度 N/mm ²
A-2-1	1.04	1.60	0.55	1.33
A-2-2	1.42			
A-2-3	2.34			

圧縮強度は、れんが単体で平均強度 42.23N/mm²、平均強度から標準偏差の 1/2 を差し引いた推定強度で 35.16 N/mm²、目地を含むれんがコアの試験結果では、推定強度で 1 階 12.81 N/mm²、2 階で 14.10 N/mm²であり、診断規準における上限値 4.5 N/mm²を上回っていることが確認された。

目地モルタルのせん断強度は、2 階より 1 階が低く、推定強度で 0.60N/mm²であったが、診断規準における上限値 0.45 N/mm²を上回っていることが確認された。

許容引張応力度は、診断規準では許容せん断応力度の値と同じ値を用いてよいとされているためこれに倣う。

以上より、診断に用いる煉瓦壁体の強度は各上限値を採用する。採用値を表 4.6 に示す。

表 4.6 煉瓦壁体強度

	圧縮強度(N/mm ²)	せん断強度(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
上限値	4.5	0.45	0.45
採用値	4.5	0.45	0.45

1.5. 耐震診断

1.5.1 荷重条件

表 5.1 に床荷重表、表 5.2 に壁荷重表を示す。床の積載荷重は住宅程度とする。

床荷重表 (単位: N/m^2)

表 5.1. 床荷重表

100 N/m^2 単位で切り上げる

室名	固定荷重						積載荷重との組合せ (N/m^2)					備考
	材料	比重	厚	質量	重量	合計		床	小梁	架構	地震	
屋根 木造トラス	金属板				200	640 ↓ 700	DL LL ✓	700 2270 (232)	700 2270 (232)	700 2270 (232)	700 1135 (116)	積雪130cm 屋根勾配低減 0.83倍
	野地板	20.0	30		70							
	垂木				70							
	小屋組				300							
		0.0	0		0	700	TL	2970 (303)	2970 (303)	2970 (303)	1835 (187)	N/m^2 kgf/m^2
2階 床1	根太・大引				200	450 ↓ 500	DL LL ✓	4500 1800 (184)	4500 1800 (184)	4500 1300 (133)	4500 600 (61)	住宅程度
	鉄骨梁				250							
	R Cスラブ	24.0	165		3960	4500	TL	6300 (643)	6300 (643)	5800 (592)	5100 (520)	N/m^2 kgf/m^2
2階 床2	根太・大引				200	450 ↓ 500	DL LL ✓	2100 1800 (184)	2100 1800 (184)	2100 1300 (133)	2100 600 (61)	住宅程度
	鉄骨梁				250							
	R Cスラブ	24.0	65		1560	2100	TL	3900 (398)	3900 (398)	3400 (347)	2700 (275)	N/m^2 kgf/m^2
2階 床3	鉄骨+RC合成梁				860	860 ↓ 900	DL LL ✓	4600 1800 (184)	4600 1800 (184)	4600 1300 (133)	4600 600 (61)	住宅程度
	R Cスラブ	24.0	153		3672	4600	TL	6400 (653)	6400 (653)	5900 (602)	5200 (530)	N/m^2 kgf/m^2
2階 床4	モルタル	20.0	40		800	1050 ↓ 1100	DL LL ✓	1100 1800 (184)	1100 1800 (184)	1100 1300 (133)	1100 600 (61)	住宅程度
	鉄骨梁				250							
	R Cスラブ	24.0	0		0	1100	TL	2900 (296)	2900 (296)	2400 (245)	1700 (173)	N/m^2 kgf/m^2
2階 床5	根太・大引				200	450 ↓ 500	DL LL ✓	2100 1800 (184)	2100 1800 (184)	2100 1300 (133)	2100 600 (61)	住宅程度
	鉄骨梁				250							
	R Cスラブ	24.0	65		1560	2100	TL	3900 (398)	3900 (398)	3400 (347)	2700 (275)	N/m^2 kgf/m^2
2階 床6							DL LL ✓	11800 1800 (184)	11800 1800 (184)	11800 1300 (133)	11800 600 (61)	住宅程度
	R Cスラブ	24.0	490		11760	11800	TL	13600 (1387)	13600 (1387)	13100 (1336)	12400 (1265)	N/m^2 kgf/m^2

表 5.2 壁荷重表

壁荷重表 (単位 : N/m²)100 N/m²単位で切り上げる

室名	固定荷重					
	材料	比重	厚	質量	重量	合計
屋根立上り部	金属板				200	500
	下地材	20.0	30		300	
煉瓦壁 頂部梁型	煉瓦	19.0	500		9500	9500
煉瓦壁 W35	煉瓦	19.0	350		6650	6650 ↓ 6700
煉瓦壁 W37	煉瓦	19.0	370		7030	9730 ↓ 9800
	仕上げ(漆喰塗り)	15.0	180		2700	
煉瓦壁 W38	煉瓦	19.0	380		7220	9770 ↓ 9800
	仕上げ(漆喰塗り)	15.0	170		2550	
煉瓦壁 W42	煉瓦	19.0	420		7980	10530 ↓ 10600
	仕上げ(漆喰塗り)	15.0	170		2550	
煉瓦壁 W56	煉瓦	19.0	560		10640	10640 ↓ 10700
煉瓦壁 W47.5	煉瓦	19.0	475		9025	10150 ↓ 10200
	仕上げ(漆喰塗り)	15.0	75		1125	
煉瓦壁 W21 A棟・B棟境界 W56をA棟21cm B棟35cmに分ける	煉瓦	19.0	210		3990	3990 ↓ 4000

1.5.2 地震時重量の算定

地震時重量の算定結果を表 5.3 に示す。

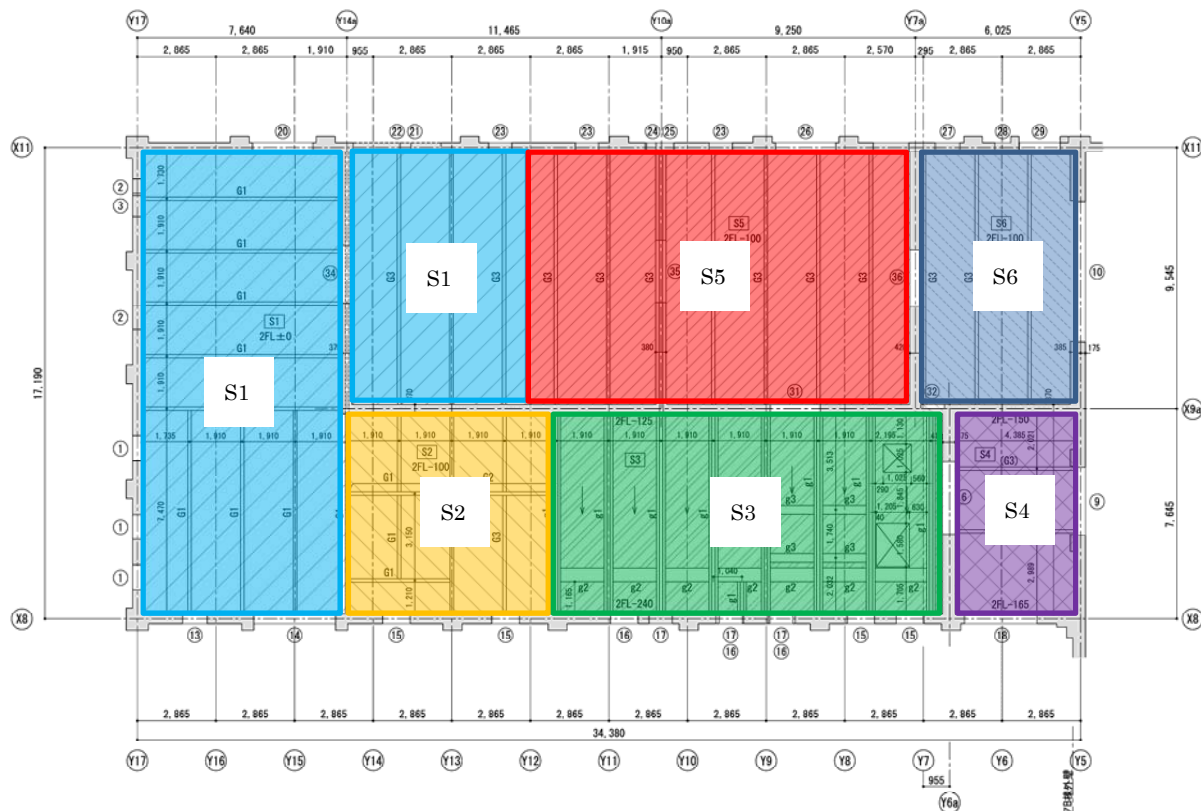
表 5.3 地震時重量の算定結果

階	部位	w(kN/m ²)	L1(m)	L2(m)	W(kN)	Σ W(kN)
2	屋根	1.835	17.19	34.38	1084	3343
	妻面壁	0.5	17.19	5.2	45	
	煉瓦壁 W35	6.7	68.76	2.01	926	
	煉瓦壁 W37 仕上げなし	7.1	4.86	2.01	69	
	煉瓦壁 W35	6.7	17.19	2.01	231	
	煉瓦壁 W47.5 仕上げなし	9.1	7.285	2.01	133	
	煉瓦壁 W21	4	9.185	2.01	74	
	頂部梁型	9.5	85.95	0.955	780	
1	2階床1	5.1	7.465	16.84	641	9234
	2階床1	5.1	6.685	9.185	313	
	2階床2	2.7	7.64	7.285	150	
	2階床3	5.2	14.065	7.285	533	
	2階床4	1.7	4.385	7.285	54	
	2階床5	2.7	14.325	9.185	355	
	2階床6	12.4	5.345	9.185	609	
	RC梁g2	1.2	13.37		16	
	RC梁g3	2.7	7.64		21	
	煉瓦壁外壁W35	6.7	68.76	5.35	2465	
	煉瓦壁内壁W37	9.8	26.38	5.35	1383	
	煉瓦壁外壁W35	6.7	17.19	5.35	616	
	煉瓦壁内壁W37	9.8	9.185	5.35	482	
	煉瓦壁内壁W38	9.8	9.185	5.35	482	
	煉瓦壁内壁W42	10.6	9.185	5.35	521	
	煉瓦壁内壁W47.5	10.2	7.285	5.35	398	
	煉瓦壁内壁W21	4	9.185	5.35	197	

2 階床リスト

スラブリスト

符号	S1	S2	S3	
			水上	水下
断面				
符号	S4		S5	S6
	水上	水下		
断面				



2 階床区分図

1.5.3 地震力の算定

地震力の算定結果を表 5.4 に示す。

固有周期は $T=0.02H$ とする。

表 5.4 地震力の算定結果

	H=	8.315				
	T=	0.1663				
階	$\Sigma W(kN)$	$\Sigma W(kN)$	α	T(sec)	$2T/(1+3T)$	A_i
2F	3343	3343	0.266	0.1663	0.222	1.28
1F	9234	12577	1			1

1.5.4 壁量の算定

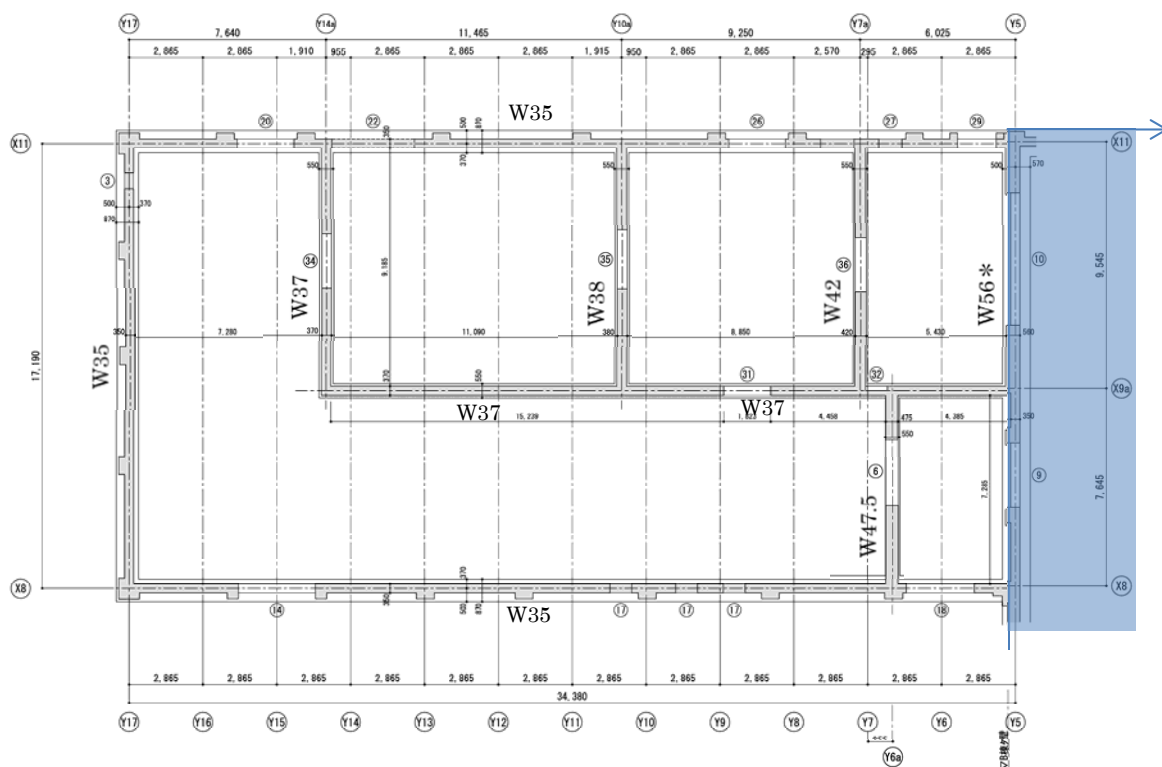
壁量の算定結果を表 5.5～表 5.6 に示す。

表 5.5 長辺方向壁量の算定結果

長辺方向					
階	通り	Ly(m)	ty(m)	Ay(m ²)	Σ Ay(m ²)
2F	X8	27.58	0.35	9.65	20.9
	X9a	3.93	0.37	1.45	
	X11	28.08	0.35	9.83	
1F	X8	20.865	0.35	7.30	26.0
	X9a	23.707	0.37	8.77	
	X11	28.48	0.35	9.97	

表 5.6 短辺方向壁量の算定結果

短辺方向					
階	通り	Lx(m)	tx(m)	Ax(m ²)	Σ Ax(m ²)
2F	Y17	14.47	0.35	5.06	9.5
	Y6a	4.98	0.475	2.37	
	Y5	9.905	0.21	2.08	
1F	Y17	14.47	0.35	5.06	17.8
	Y14a	7.88	0.37	2.92	
	Y10a	7.88	0.38	2.99	
	Y7a	7.88	0.42	3.31	
	Y6a	5.337	0.475	2.54	
	Y5	4.778	0.21	1.00	



1 階壁配置図

*W56

350mm : B 棟壁、210mm : A 棟壁とする。

1.5.5 耐震診断結果

(1) 面内方向耐震診断結果

Is 指標及び q 指標による耐震診断結果を表 5.7～表 5.8 に示す。

耐震判定指標 Iso は既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準の一次診断時に倣い、0.80 とする。

$$Z=0.9 \quad R_t=1.0 \quad F=0.6 \quad St=0.55$$

表 5.7 耐震診断結果 長辺方向

層	W(kN)	Ai	W・Ai・Z・Rt	Aw(m ²)	τ (N/mm ²)	Qu(kN)	T	Sd	Isi	Iso	判定	q	判定
2	3343	1.28	3843	20.9	0.45	9421	0.973	0.61	0.87	0.80	OK	2.65	OK
1	12577	1.00	11320	26.0	0.45	11719	0.973	0.61	0.37	0.80	NG	1.12	OK

表 5.8 耐震診断結果 短辺方向

層	W(kN)	Ai	W・Ai・Z・Rt	Aw(m ²)	τ (N/mm ²)	Qu(kN)	T	Sd	Isi	Iso	判定	q	判定
2	3343	1.28	3843	9.5	0.45	4280	0.973	0.58	0.38	0.80	NG	1.14	OK
1	12577	1.00	11320	17.8	0.45	8020	0.973	0.58	0.24	0.80	NG	0.73	NG

ここで

Z：地域係数 $Z=0.9$

Rt：振動特性係数 $R_t=1.0$

F：靱性指標 煉瓦造は $F=0.6$ とする。

St：建物の構造方法等に関わる係数 $St=0.55$ とする。

T：経年指標

Sd：形状指標

$$Q_u = A_w \cdot \tau$$

$$I_{si} = Q_u \cdot F \cdot T \cdot S_d / (W \cdot A_i \cdot Z \cdot R_t)$$

$$q = Q_u \cdot T \cdot S_d / (W \cdot A_i \cdot Z \cdot R_t) / St$$

$$\text{判定：} I_{si} \geq I_{so} \quad q \geq 1.0$$

(2) 面外方向耐震診断

壁体の面外応力は、床位置、屋根位置を支持点とする両端ピン支持として算定する。
有効曲げスパンは以下とする。

2 階 2965mm

1 階 5350mm

$K=1.0$ として壁重量に対する壁体の面外曲げモーメントを求め、壁の圧縮耐力および引張耐力と許容耐力を比較する。

ここで

$\sigma E1 = M/Z_w$: 壁体の曲げ応力度

$$M = \kappa WH/8$$

W:壁重量 (N)

H:有効曲げスパン(mm)

Z_w : 壁の面外方向断面係数(mm³)

$$\kappa = Z \times K \times A_i$$

$Z=0.90$ 、 $K=1.0$ 、 A_i : 2 階=1.28、1 階=1.00

$\sigma Li = N_i/A$: 壁体の圧縮応力度

N1 : 壁頂部軸力

N2 : 壁中央部軸力

N3 : 壁堤部軸力

$\sigma L1$: 壁頂部の圧縮応力度

$\sigma L2$: 壁中央部の圧縮応力度

$\sigma L3$: 壁堤部の圧縮応力度

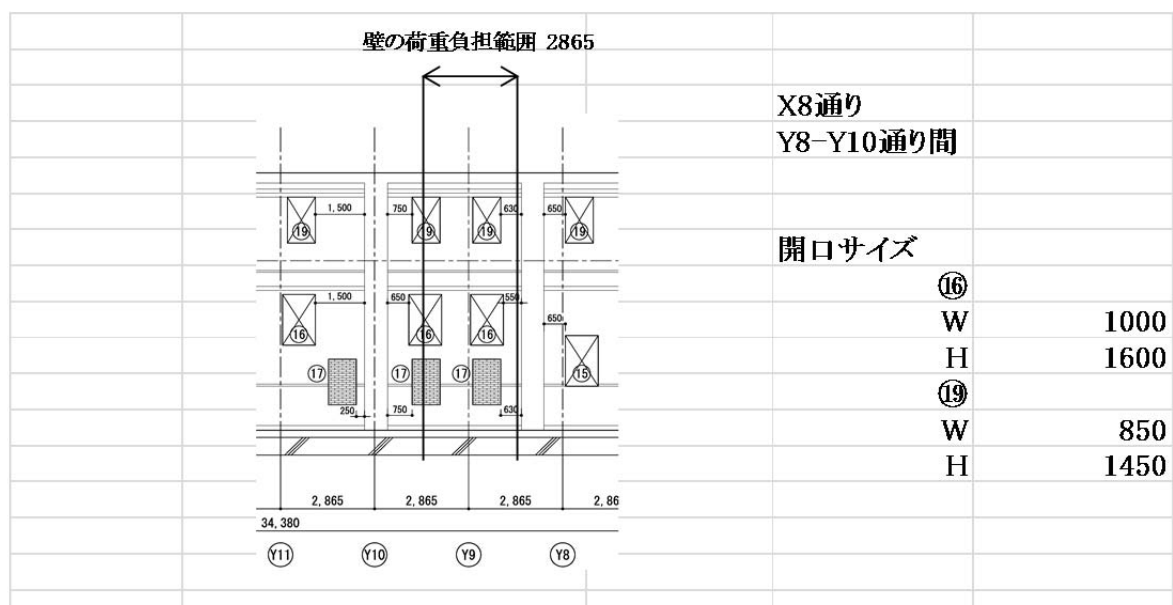
曲げの最大値はスパン中央部なので壁中央部の圧縮応力度と組み合わせる。

判定式

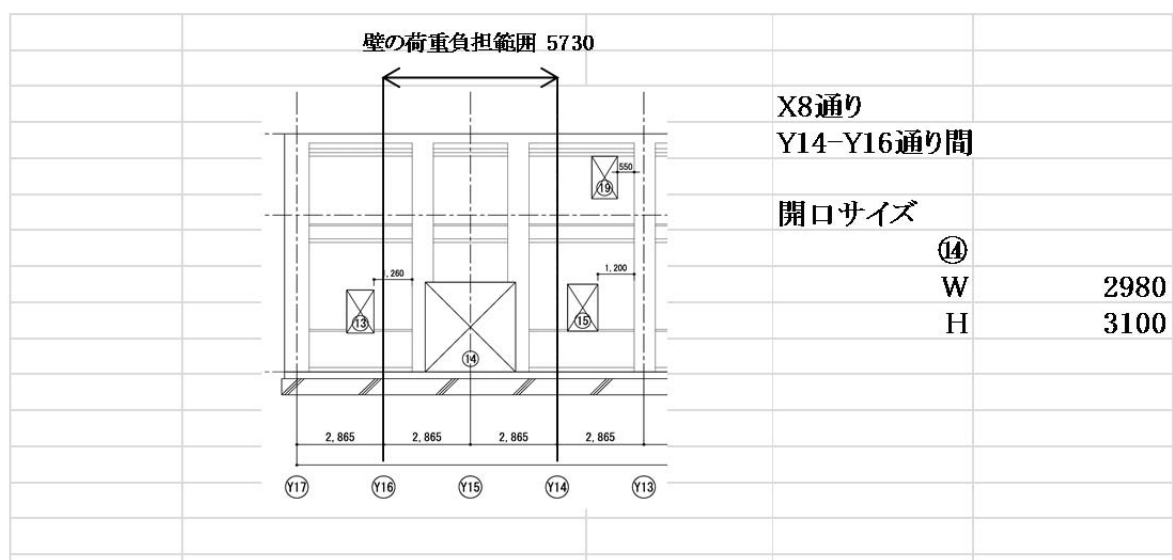
$$\sigma L2 + \sigma E1 \leq f_{cs} \text{ (煉瓦壁の圧縮耐力)}$$

$$\sigma L2 - \sigma E1 \leq f_{ts} \text{ (煉瓦壁の引張耐力)}$$

次ページより算定結果を示す。



符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	350	350
L	壁長	mm	1000	865
		mm	400	400
H	壁高さ(計算スパン)	mm	2965	5350
N1	壁軸力(頂部)	N	45186	156367
N2	壁軸力(中央部)	N	73644	207715
N3	壁軸力(底部)	N	102101	259063
W	壁重量(M計算用)	N	42682	85006
K・Z	水平震度×地震地域係数		0.9	0.9
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.50	1.50
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	4.5	4.5
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.45	0.45
Ai	Ai分布係数		1.28	1
Aw	壁断面積	mm ²	490,000	442,750
Zw	壁断面係数	mm ³	20,416,667	17,660,417
		mm ³	8,166,667	8,166,667
		mm ³	28,583,333	25,827,083
Mo	中央モーメント(両端ピン)	Nmm	18,185,378	51,163,137
Mt	両端モーメント(両端固定)	Nmm	12,123,586	34,108,758
長期の検討				
σ L1	N1/Aw	N/mm ²	0.092	0.353
σ L2	N2/Aw	N/mm ²	0.150	0.469
σ L3	N3/Aw	N/mm ²	0.208	0.585
判定 σ L3 ≤ fc1			OK	OK
短期の検討				
σ E1	両端ピン Mo/Zw	N/mm ²	0.64	1.98
	σ L2+ σ E1	N/mm ²	0.79	2.45
判定 σ L2+ σ E1 ≤ fcs			OK	OK
	σ L2- σ E1	N/mm ²	-0.49	-1.51
判定 σ L2- σ E1 ≤ fts			NG	NG



符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	350	350
L	壁長	mm	5730	1375
		mm		1375
H	壁高さ(計算スパン)	mm	2965	5350
N1	壁軸力(頂部)	N	90373	310647
N2	壁軸力(中央部)	N	147287	413343
N3	壁軸力(底部)	N	204202	516038
W	壁重量(M計算用)	N	113829	143497
K・Z	水平震度×地震地域係数		0.9	0.9
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.50	1.50
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	4.5	4.5
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.45	0.45
Ai	Ai分布係数		1.28	1
Aw	壁断面積	mm ²	2,005,500	962,500
Zw	壁断面係数	mm ³	116,987,500	28,072,917
		mm ³	0	28,072,917
		mm ³	116,987,500	56,145,833
Mo	中央モーメント(両端ピン)	Nmm	48,498,672	86,367,407
Mt	両端モーメント(両端固定)	Nmm	32,332,448	57,578,272
長期の検討				
σ L1	N1/Aw	N/mm ²	0.045	0.323
σ L2	N2/Aw	N/mm ²	0.073	0.429
σ L3	N3/Aw	N/mm ²	0.102	0.536
判定 σ L3 ≤ fc1			OK	OK
短期の検討				
σ E1	両端ピン Mo/Zw	N/mm ²	0.41	1.54
	σ L2 + σ E1	N/mm ²	0.49	1.97
判定 σ L2 + σ E1 ≤ fcs			OK	OK
	σ L2 - σ E1	N/mm ²	-0.34	-1.11
判定 σ L2 - σ E1 ≤ fts			OK	NG

壁の荷重負担範囲 4297				
			妻面	
			開口サイズ	
			①	
			W	900
			H	1470
			④	
			W	680
			H	835
符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	350	350
L	壁長	mm	3617	465
		mm		2032
H	壁高さ(計算スパン)	mm	2965	5350
N1	壁軸力(頂部)	N	17311	184470
N2	壁軸力(中央部)	N	59992	261483
N3	壁軸力(底部)	N	102673	338496
W	壁重量(M計算用)	N	81558	136298
K・Z	水平震度×地震地域係数		0.9	0.9
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.50	1.50
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	4.5	4.5
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.45	0.45
Ai	Ai分布係数		1.28	1
Aw	壁断面積	mm ²	1,265,950	873,950
Zw	壁断面係数	mm ³	73,847,083	9,493,750
		mm ³	0	41,486,667
	ΣZw	mm ³	73,847,083	50,980,417
Mo	中央モーメント(両端ピン)	Nmm	34,748,911	82,034,217
Mt	両端モーメント(両端固定)	Nmm	23,165,940	54,689,478
長期の検討				
σ L1	N1/Aw	N/mm ²	0.014	0.211
σ L2	N2/Aw	N/mm ²	0.047	0.299
σ L3	N3/Aw	N/mm ²	0.081	0.387
判定 σ L3 ≤ fc1			OK	OK
短期の検討				
σ E1	両端ピン Mo/Zw	N/mm ²	0.47	1.61
	σ L2 + σ E1	N/mm ²	0.52	1.91
判定 σ L2 + σ E1 ≤ fcs			OK	OK
	σ L2 - σ E1	N/mm ²	-0.42	-1.31
判定 σ L2 - σ E1 ≤ fts			OK	NG

面外方向診断結果まとめ

表 5.9 面外方向診断結果 長辺方向

層	部位	τ	K	Kmin	Is2	q2
2	妻面	0.42	1.07	1.00	0.80	1.00
1	妻面	1.31	0.34	0.34	0.27	0.34

表 5.10 面外方向診断結果 短辺方向

層	部位	τ	K	Kmin	Is2	q2
2	X8 Y8-Y10間	0.49	0.92	0.92	0.73	0.92
	X8 Y14-Y16間	0.34	1.32			
1	X8 Y8-Y10間	1.51	0.30	0.30	0.24	0.30
	X8 Y14-Y16間	1.11	0.41			

(3) Is、q 指標の判定結果

面内、面外を合せた耐震性の判定結果を表 5.11、表 5.12 に示す。

表 5.11 Is、q 指標の判定結果 長辺方向

層	Is			q			構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性
2	面内	0.87	0.80	面内	2.65	1.00	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は倒壊する危険性が低い
	面外	0.80		面外	1.00		
1	面内	0.37	0.27	面内	1.12	0.34	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は倒壊する危険性が高い
	面外	0.27		面外	0.34		

表 5.12 Is、q 指標の判定結果 短辺方向

層	Is			q			構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性
2	面内	0.38	0.38	面内	1.14	0.92	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は倒壊する危険性がある
	面外	0.73		面外	0.92		
1	面内	0.24	0.24	面内	0.73	0.30	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は倒壊する危険性が高い
	面外	0.24		面外	0.30		

参考：Is、q 指標の判定値

Is、q 指標の判定値

構造耐震指針及び保有水平耐力に係る指針		構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性
(1)	Is<0.3 または q<0.5 の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が高い
(2)	(1) 及び (3) 以外の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある
(3)	Is $\geq$ 0.6 かつ q $\geq$ 1.0 の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い
この表において、Is 及び q は、それぞれ次の数値を表わすものとする。 Is: 各階の構造耐震指標 q: 各階の保有水平耐力に係る指標		

1.6 考察

(1) 面内方向の診断結果について

長辺方向においては 2 層で $I_s=0.87$ となり I_s 値 0.8 以上を満たしているが、1 層では $I_s=0.37$ となり I_s 値 0.8 以上を満たさない結果となった。短辺方向においては 2 層で $I_s=0.38$ 、1 層で $I_s=0.24$ となり、いずれも I_s 値 0.8 以上を満たさない結果となった。

比較的壁量が多い長辺方向 1 層が NG となった原因は、形状指標が 0.61 と低いことと、2 階の床のコンクリート重量の影響が大きいと思われる。

短辺方向は、長辺方向に比べ壁量が少ないことに加え、A 通り側の壁の隣接壁間距離が長いことに対するペナルティーにより形状指標が 0.58 となり、耐震性能が低い結果となっている。

(2) 面外方向の診断結果について

長辺壁の開口周り 2 箇所、妻面壁で 1 箇所検討を行った。

1 層壁は階高が高いことから両端ピン支持と仮定した場合で引張応力度が $1.11\sim1.51\text{ N/mm}^2$ となり、許容引張応力度の 0.45N/mm^2 を大きく超える結果となった。

2 層壁は階高が低いことから概ね許容応力度以下となったが、最も開口が集中する X8 通り Y8-Y10 通り間で 0.49N/mm^2 となり、許容引張応力度の 0.45N/mm^2 を若干超える結果となった。

以上より、本建物は長辺方向 2 層を除き、地震時に崩壊する危険があり、面内方向・面外方向共に耐震補強が必要であると判断される。

B 棟 耐震診断報告書

2.1 はじめに

現在弘前市により、青森県弘前市吉野町に残る旧吉野酒造跡地の赤煉瓦倉庫を市民のための文化施設として利用する計画が進められており、この際大規模な補修・補強が必要であるが、本診断は現状での建物の耐震性能を調べ、今後の補強のための基礎的資料を得ることを目的としている。

診断の対象である煉瓦倉庫の1階平面図を図1.1に示す。L字型を構成する2棟のうち、東西に長い方をA棟、南北に長い方をB棟、木造をC棟と呼ぶこととする。

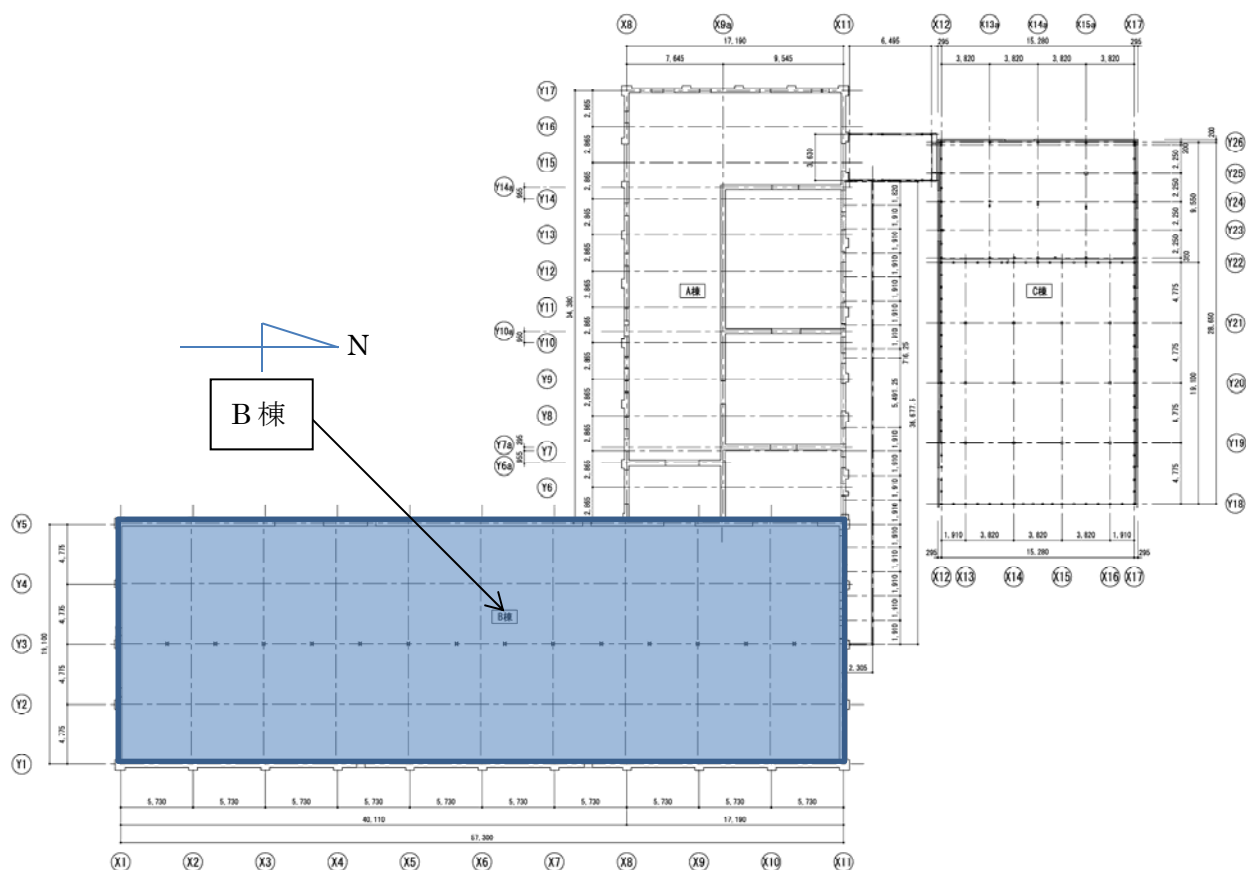


図 1.1 全体1階平面図

2.2 建物概要

B 棟

- a. 建築場所 青森県弘前市大字吉野町 2-1 地内
- b. 構造 煉瓦造 2 階建 鉄板葺き 鉄骨小屋組
- c. 面積 建築面積 1094.43 m²
- d. 竣工年 大正 12 年頃

図 2.1～図 2.2 に 1 階、2 階伏図、図 2.3～図 2.5 に立面図・軸組図を示す。

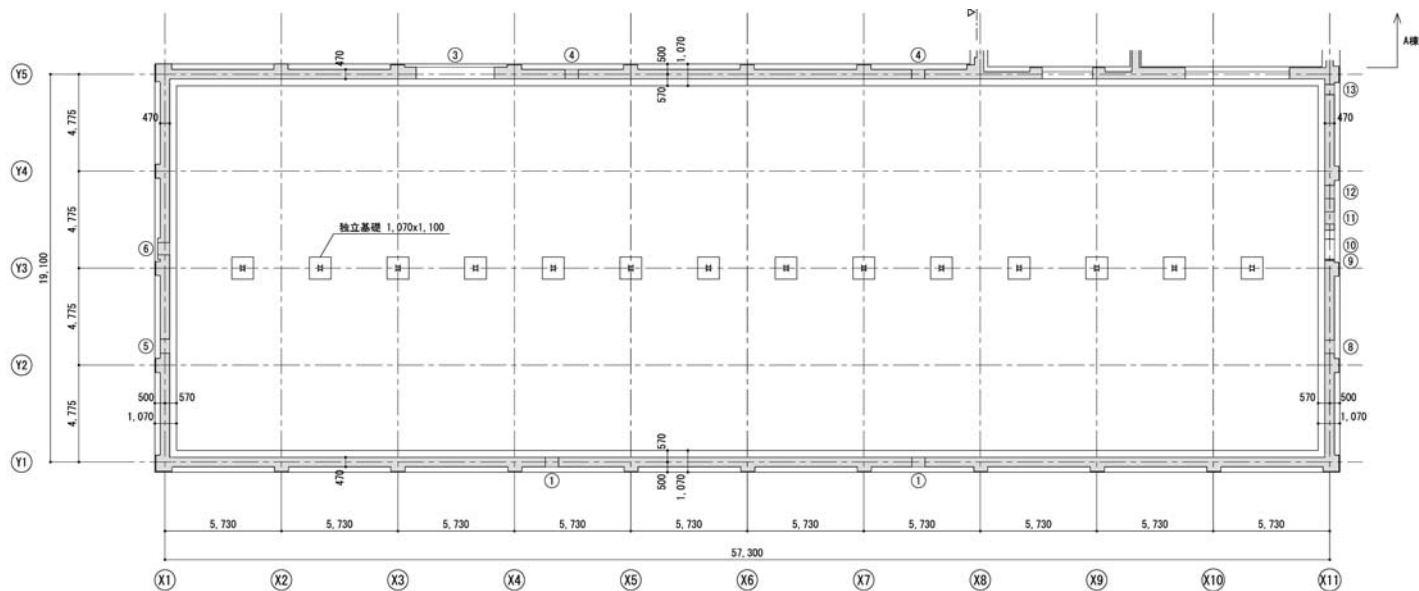


図 2.1 1 階伏図

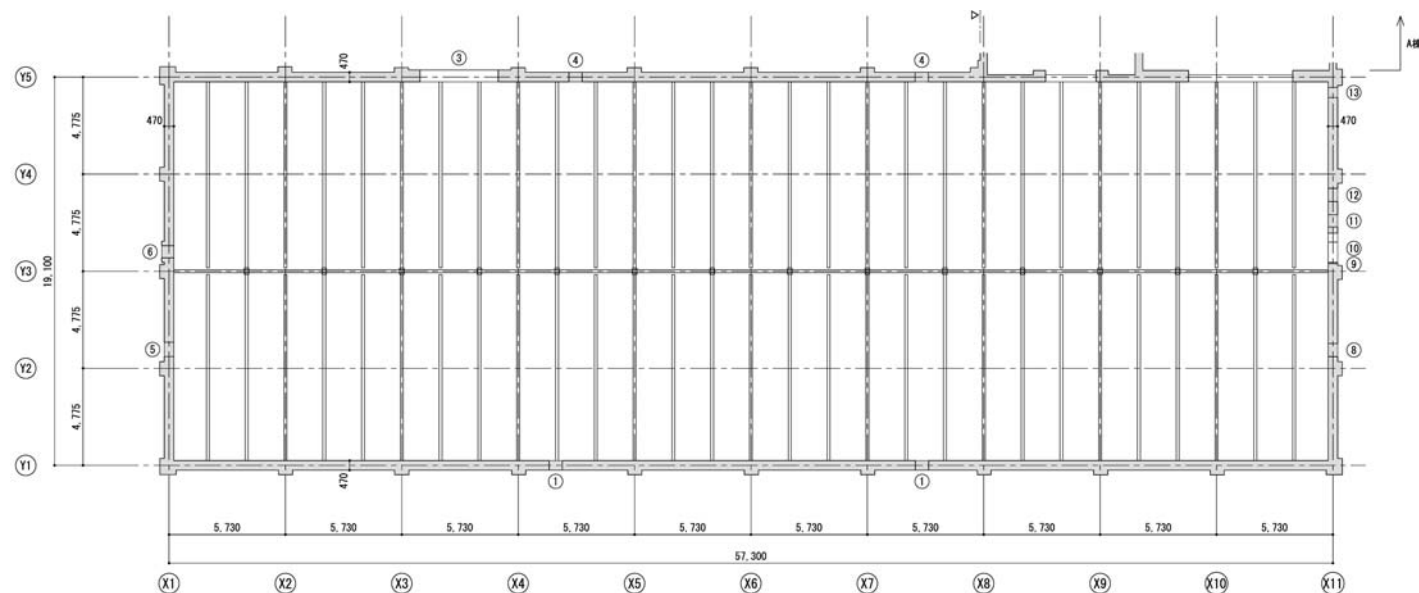


図 2.2 2 階伏図

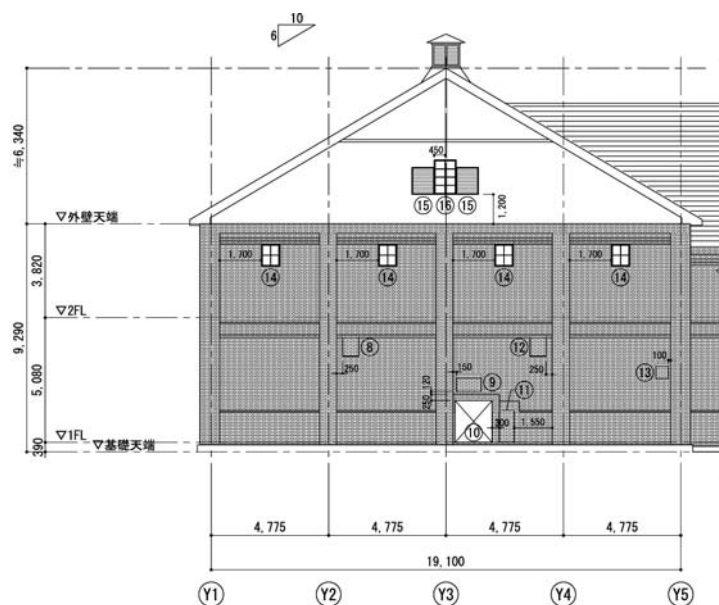


図 2.3 北立面図

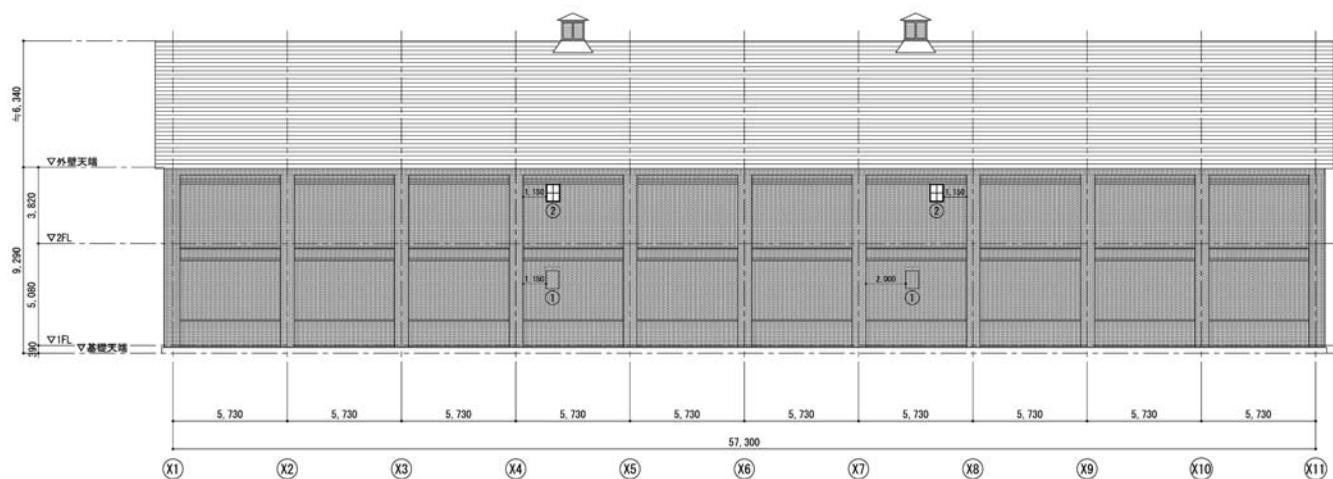


図 2.4 東立面図

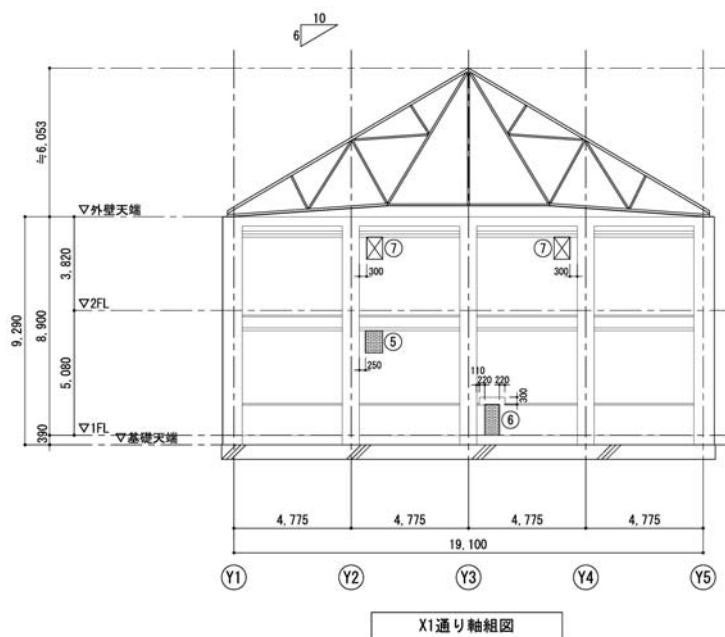


図 2.5 X1 通り軸組図

2.3 診断方針

現在、煉瓦造建物の耐震診断法に関する法規及び学会基準は定められていない。社団法人北海道建築技術協会が定めた煉瓦造建築物の耐震診断規準は、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準を基に、材料強度、経年指標、形状指標について煉瓦造の性能を反映し、中小規模の標準的な煉瓦造建物に適用することを目的に近年提案されたものである。本耐震診断ではこの規準を参考に診断を行う。

診断条件を以下に示す。

(1) 2階床面は木造床であり剛床は成立しないため、形状指標 g_2 の壁高を2階の床を無視し、屋根面までの高さで評価することとして本診断規準を適用する。

(2) 屋根面において剛床仮定が成立しないため、形状指標に反映して評価を行う。

(3) 面外方向の検討においては2階床面は支持点として評価する。

(4) 垂直積雪量が1mを超える多雪地域に該当するため、屋根荷重には積雪荷重を考慮する。

(5) A棟・B棟間にはエキスパンションジョイントは設置されていないが、それぞれ別の挙動を考えると考えられるため、別棟として診断を行う。境界の煉瓦壁はA棟、B棟に適宜分配して評価する。

建物調査の結果、不明な点、仮定した内容を以下に示す。

・鉄骨小屋組トラスと煉瓦壁との接合状況は、外観からはアンカーボルト 2-17.5φが確認された。内部探査・破壊調査は行っておらず、アンカーボルト長さなどは不明である。屋根面の剛床仮定は成立しないと判断し形状指標に反映した。面外方向の支持点としては有効と判断し、壁頂部位置でピン支持と仮定した。

・調査図に示す鉄骨部材のリベット径は不明なため、頭径から推定したものを記載した。

2.4 建物調査結果

(1) 経年指標

調査結果より、経年指標は $T=0.973$ とする。

* 表中の数値は減点数

項目	程度	構造ひび割れ・変形			変質・老朽化		
		a	b	c	d	e	f
部位	範囲	1. 不同沈下に関連するひび割れ	1. 2次部材に支障をきたしているスラブ・臥梁の変形	1. a, bには該当しない軽微な構造ひび割れ	鉄筋さびによるコンクリートの膨張ひび割れ	1. 雨水・漏水による鉄筋さびの溶け出し	1. 雨水・漏水、化学薬品等によるコンクリートの著しい汚れ、またはしみ
		2. 誰でも肉眼で認められる臥梁のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	2. 離れると肉眼では認められない臥梁のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	2. a, bには該当しないスラブ、臥梁のたわみ	2. 鉄筋の腐食	2. コンクリートの鉄筋位置までの中性化または同等の材令	2. 仕上げ材の軽微な剥落または老朽化
部位	範囲	3. 壁のせん断ひび割れ(階段状ひび割れ)	3. 離れても肉眼で認められる臥梁の曲げひび割れ、または垂直ひび割れ	3. 連続しない局部的なれんが割れ	3. 火災によるコンクリートのはだわかれ	3. 仕上げ材の著しい剥落	3. れんがの表面劣化
		4. 鉛直方向のひび割れ	4. 鉛直方向のひび割れ	4. 連続しない目地の肌別れ、ひび割れ	4. 化学薬品等によるコンクリート、れんがの変質	4. 局部的なれんがの欠損、凍害	4. 目地モルタルの表面劣化
I 床※ 小梁を含む	① 総床数の1/3以上	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	② 同上1/3～1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.008	0
	③ 同上1/9未満	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
II 基礎梁 臥梁	① 1方向につき総部材数の1/3以上	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	② 同上1/3～1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	③ 同上1/9未満	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
III れんが壁	① 総部材数の1/3以上	0.150	0.045	0.011	0.150	0.045	0.011
	② 同上1/3～1/9	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	③ 同上1/9未満	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
減点数 集計欄	小計	0.017		0.001	0.0	0.0	0.001
	合計		0.026			0.001	
階の経年指標 $T_i = (1-p_1) \times (1-p_2) =$							
0.973							

※ 木造床は対象外

(2) 形状指標

(1) 平面形状・断面形状 からの指標算定 (S_{D1})

項 目		G_i			R	
		1.0	0.9	0.8	R_i	
平面形状	a 整形性	整形 a1	ほぼ整形 a2	不整形 a3		0.50
	b 辺長比	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$		0.25
	c くびれ	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$		0.25
	d エキスパンション・ジョイント	$1/100 \leq d$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$		0.25
	e 吹抜	$e \leq 0.1$	$0.1 < e \leq 0.3$	$0.3 < e$		0.25
	f 吹抜の偏在	$f1 \leq 0.4$ かつ $f2 \leq 0.1$	$f1 \leq 0.4$ かつ $0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.4 < f1$ 又は $0.3 < f2$		0.00
	g1 代表的な室の分割面積 ※2	$g1 \leq 60\text{m}^2$	$60\text{m}^2 < g1 \leq 100\text{m}^2$	$g1 < 100\text{m}^2$	0.8	0.50
	g2 壁厚/基本壁長※3	$g2 \geq 1/30$	$1/30 > g2 \geq 1/50$	$1/50 > g2$	*	0.50
	(P) g3 壁厚/壁高※3	$g3 \geq 1/15$	$1/15 > g3 \geq 1/20$	$1/20 > g3$		0.50
	断面形状					
(S)	h 地下室の有無	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	0.8	1.00
	i 層高の均等性	$0.8 \leq i$	$0.7 \leq i < 0.8$	$i < 0.7$	0.8	0.25
	j ビロティの有無	ビロティなし	全てビロティ	ビロティが偏在		1.00
(S)	k1 墨根面剛床仮定不成立	$G_i = 0.8$	$G_i = 0.8$	$G_i = 0.8$	0.8	1.00
S_{D1}		* g2は長辺方向(X方向)0.9、短辺方向(Y方向)0.8とする。長辺方向:0.58、短辺方向:0.55				

※1 偏心率・剛性率を採用するので、a, i, jは1.0とする。

※2 スラブがない場合は、60㎡を40㎡、100㎡を60㎡に読み替える。

※3 各階・各方向別に検討する。基本壁長は代表的な部屋の長手壁長(直交壁の無い廊下外壁は廊下長。

(2) 各階及び各方向の平面剛性・断面剛性 による指標算定 (S_{D2})

平面剛性	階	X方向				Y方向			
		偏心率 R_{ex}	F_{ex}	G_l	R_i	偏心率 R_{ey}	F_{ey}	G_l	R_i
(PR)	1								
	2				1.00				1.00
	1				1.00				1.00
(SR)	m								
	n								
	o								
S_{D2}						階	X方向	Y方向	
						2	1.00	1.00	
						1	1.00	1.00	

(3) 形状指標: S_D の算定 ($S_D = S_{D1} \times S_{D2}$)

S_D ($S_{D1} \times S_{D2}$)	階	X方向 (桁行方向)			Y方向 (梁間方向)		
		S_{D1}	S_{D2}	S_D	S_{D1}	S_{D2}	S_D
	2	0.58	1.00	0.58	0.55	1.00	0.55
	1	0.58	1.00	0.58	0.55	1.00	0.55
$S_{D1} = q_a \times q_b \times \dots \times q_k$ ただし $q_i = [1 - (1 - G_i) \times R_i] \dots i = a, b, c, d, e, f, g1, g2, g3, i, j, k, l, m, n, o$ $q1 = [1, 2 \{1, 3\} \{1, 2\} \dots i = h$							

(3) 煉瓦壁体の強度

既存建屋の煉瓦壁から煉瓦コアを採取し、以下に示す項目の試験を行った。

■れんがコア（単体）

- ・密度
- ・吸水率
- ・圧縮強度

■れんがコア（要素：煉瓦及び目地モルタルで構成）

- ・圧縮強度
- ・目地モルタルせん断強度

試験結果を表-4.1～表-4.5 に示す。

試験の詳細は、添付の品質性能試験報告書に記載する。

表 4.1 見掛けの密度試験結果 [れんがコア（単体）]

供試体番号	見掛けの密度	平均値
	g/cm ³	g/cm ³
B-1-1	1.75	1.73
B-1-2	1.84	
B-2-3	1.60	

表 4.2 吸水率試験結果 [れんがコア（単体）]

供試体番号	吸水率	平均値
	%	%
B-1-1	20.30	16.40
B-1-2	18.70	
B-2-3	10.20	

表 4.3 圧縮強度試験結果 [れんがコア（単体）]

供試体番号	圧縮強度	平均強度	標準偏差 S	推定強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
B-1-1	14.1	27.73	10.49	22.49
B-1-2	29.5			
B-2-3	39.6			

表 4.4 圧縮強度試験結果 [れんがコア (要素)]

1階				
供試体番号	圧縮強度	平均強度	標準偏差 S	推定強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
B-1-1-A	13.5	12.70	2.18	11.61
B-1-2-B	12.2			
B-1-3-A	10.4			
B-1-4-A	16.5			
B-1-5-B	10.9			
2階				
供試体番号	圧縮強度	平均強度	標準偏差 S	推定強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
B-2-1-A	9.36	9.32	0.18	9.23
B-2-2-A	9.52			
B-2-3-A	9.08			

表 4.5 目地モルタルせん断強度試験結果 [れんがコア (要素)]

1階				
供試体番号	せん断強度	平均強度	標準偏差 S	推定強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
B-1-1	1.14	1.59	0.52	1.33
B-1-2	2.56			
B-1-3	1.72			
B-1-4	1.21			
B-1-5	1.34			
2階				
供試体番号	せん断強度	平均強度	標準偏差 S	推定強度
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
B-2-1	0.94	1.00	0.22	0.89
B-2-2	1.29			
B-2-3	0.76			

圧縮強度は、れんが単体で平均強度 27.73 N/mm²、平均強度から標準偏差の 1/2 を差し引いた推定強度で 22.49 N/mm²、目地を含むれんがコアの試験結果では、推定強度で 1 階で 11.61 N/mm²、2 階で 9.23 N/mm²であり、診断規準における上限値 4.5 N/mm²を上回っていることが確認された。

目地モルタルのせん断強度は、推定強度で 1 階で 1.33 N/mm²、2 階で 0.89 N/mm²であり、診断規準における上限値 0.45 N/mm²を上回っていることが確認された。

許容引張応力度は、診断規準では許容せん断応力度の値と同じ値を用いてよいとされているためこれに倣う。

以上より、診断に用いる煉瓦壁体の強度は各上限値を採用する。採用値を表 4.6 に示す。

表 4.6 煉瓦壁体強度

	圧縮強度(N/mm ²)	せん断強度(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
上限値	4.5	0.45	0.45
採用値	4.5	0.45	0.45

2.5. 耐震診断

2.5.1 荷重条件

表 5.1 に床荷重表、表 5.2 に壁荷重表を示す。床の積載荷重は住宅程度とする。

表 5.1. 床荷重表

100 N/m²単位で切り上げる

室名	固定荷重						積載荷重との組合せ (N/m ²)					備考
	材料	比重	厚	質量	重量	合計		床	小梁	架構	地震	
屋根 鉄骨トラス	金属板				200	640 ↓ 700	DL LL	700	700	700	700	積雪130cm 屋根勾配低減 0.83倍
	野地板	20.0	30		70			2270 (232)	2270 (232)	2270 (232)	1135 (116)	
	垂木				70							
	小屋組				300							
		0.0	0		0	700	TL	2970 (303)	2970 (303)	2970 (303)	1835 (187)	N/m ² kgf/m ²
2階 床1	モルタル	20.0	25		500	1200	DL LL	1200	1200	1200	1200	住宅程度
	根太・大引				200			1800 (184)	1800 (184)	1300 (133)	600 (61)	
	鉄骨梁				500							
	R C スラブ	24.0	0		0	1200	TL	3000 (306)	3000 (306)	2500 (255)	1800 (184)	N/m ² kgf/m ²

表 5.2 壁荷重表

室名	固定荷重					
	材料	比重	厚	質量	重量	合計
屋根立上り部	金属板				200	500
	下地材				300	
煉瓦壁 頂部梁型	煉瓦	19.0	600		11400	11400
煉瓦壁 W47	煉瓦	19.0	470		8930	8930 ↓ 9000
煉瓦壁 W35 A棟・B棟境界 W56をA棟21cm B棟35cmに分ける	煉瓦	19.0	350		6650	6650 ↓ 6700

2.5.2 地震時重量の算定

地震時重量の算定結果を表 5.3 に示す。

表 5.3 地震時重量の算定結果

階	部位	w(kN/m ²)	L1(m)	L2(m)	W(kN)	Σ W(kN)
2	屋根	1.835	19.1	57.3	2008	7637
	妻面壁	0.5	19.1	6.053	58	
	煉瓦壁 W47	9.0	57.3	2.99	1542	
	煉瓦壁 W47	9.0	40.11	2.99	1079	
	煉瓦壁 W47	9.0	38.2	2.99	1028	
	煉瓦壁 W35	6.7	17.19	2.99	344	
	頂部梁型	11.4	135.61	1.02	1577	
1	2階床1	1.7	19.1	57.3	1861	8646
	煉瓦壁 W47	9.0	57.3	5.08	2620	
	煉瓦壁 W47	9.0	40.11	5.08	1834	
	煉瓦壁 W47	9.0	38.2	5.08	1747	
	煉瓦壁 W35	6.7	17.19	5.08	585	

2.5.3 地震力の算定

地震力の算定結果を表 5.4 に示す。

固有周期は $T=0.02H$ とする。

表 5.4 地震力の算定結果

	H=	8.9				
	T=	0.178				
階	Σ W(kN)	Σ W(kN)	α	T(sec)	$2T/(1+3T)$	Ai
2F	7637	7637	0.469	0.18	0.232	1.28
1F	8646	16282	1			1

2.5.4 壁量の算定

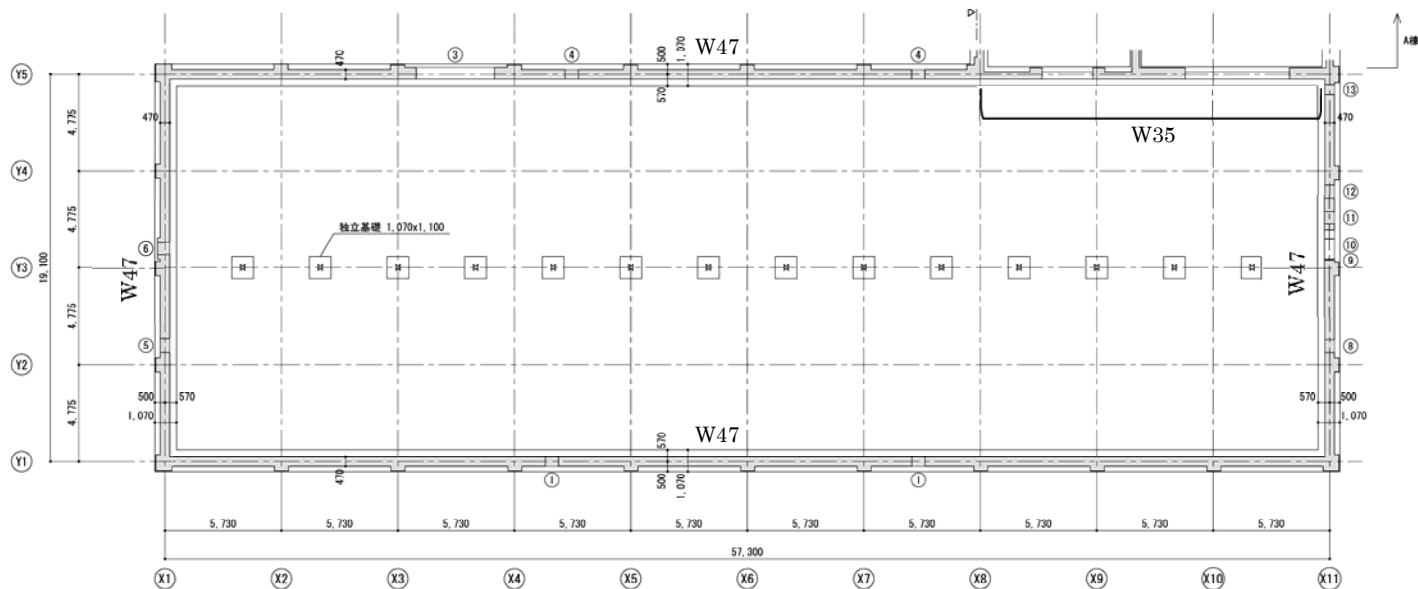
壁量の算定結果を表 5.5～表 5.6 に示す。

表 5.5 長辺方向壁量の算定結果

長辺方向					
階	通り	Lx(m)	tx(m)	Ax(m ²)	Σ Ax(m ²)
2F	Y1	55.9	0.47	26.273	49.5
	Y5	38.61	0.47	18.1467	
	Y5	14.55	0.35	5.0925	
1F	Y1	56	0.47	26.32	46.1
	Y5	34.86	0.47	16.3842	
	Y5	9.573	0.35	3.35055	

表 5.6 短辺方向壁量の算定結果

短辺方向					
階	通り	Ly(m)	ty(m)	Ay(m ²)	Σ Ay(m ²)
2F	X1	17.8	0.47	8.366	16.0
	X11	16.3	0.47	7.661	
1F	X1	17.8	0.47	8.366	15.4
	X11	14.9	0.47	7.003	



1 階壁配置図

2.5.5 耐震診断結果

(1) 面内方向耐震診断結果

Is 指標及び q 指標による耐震診断結果を表 5.7～表 5.8 に示す。

耐震判定指標 Iso は既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準の一次診断時に倣い、0.80 とする。

Z=0.9 Rt=1.0 F=0.6 St=0.55

表 5.7 耐震診断結果 長辺方向

層	W(kN)	Ai	W・Ai・Z・Rt	Aw(m ²)	τ (N/mm ²)	Qu(kN)	T	Sd	Isi	Iso	判定	q	判定
2	7637	1.28	8812	49.5	0.45	22280	0.973	0.58	0.86	0.80	OK	2.59	OK
1	16282	1.00	14654	46.1	0.45	20725	0.973	0.58	0.48	0.80	NG	1.45	OK

表 5.8 耐震診断結果 短辺方向

層	W(kN)	Ai	W・Ai・Z・Rt	Aw(m ²)	τ (N/mm ²)	Qu(kN)	T	Sd	Isi	Iso	判定	q	判定
2	7637	1.28	8812	16.0	0.45	7212	0.973	0.55	0.26	0.80	NG	0.80	NG
1	16282	1.00	14654	15.4	0.45	6916	0.973	0.55	0.15	0.80	NG	0.46	NG

ここで

Z：地域係数 Z=0.9

Rt：振動特性係数 Rt=1.0

F：靱性指標 煉瓦造は F=0.6 とする。

St：建物の構造方法等に関わる係数 St=0.55 とする。

T：経年指標

Sd：形状指標

$$Q_u = A_w \cdot \tau$$

$$I_{si} = Q_u \cdot F \cdot T \cdot S_d / (W \cdot A_i \cdot Z \cdot R_t)$$

$$q = Q_u \cdot T \cdot S_d / (W \cdot A_i \cdot Z \cdot R_t) / St$$

$$\text{判定：} I_{si} \geq I_{so} \quad q \geq 1.0$$

(2) 面外方向耐震診断

壁体の面外応力は、床位置、屋根位置を支持点とする両端ピン支持として算定する。

有効曲げスパンは以下とする。

2 階 3820mm

1 階 5080mm

$K=1.0$ として壁重量に対する壁体の面外曲げモーメントを求め、壁の圧縮耐力および引張耐力と許容耐力を比較する。

ここで

$\sigma E1 = M/Z_w$: 壁体の曲げ応力度

$$M = \kappa WH/8$$

W:壁重量 (N)

H:有効曲げスパン(mm)

Z_w : 壁の面外方向断面係数(mm³)

$$\kappa = Z \times K \times A_i$$

$Z=0.90$ 、 $K=1.0$ 、 A_i : 2 階=1.28、1 階=1.00

$\sigma Li = N_i/A$: 壁体の圧縮応力度

N1 : 壁頂部軸力

N2 : 壁中央部軸力

N3 : 壁堤部軸力

$\sigma L1$: 壁頂部の圧縮応力度

$\sigma L2$: 壁中央部の圧縮応力度

$\sigma L3$: 壁堤部の圧縮応力度

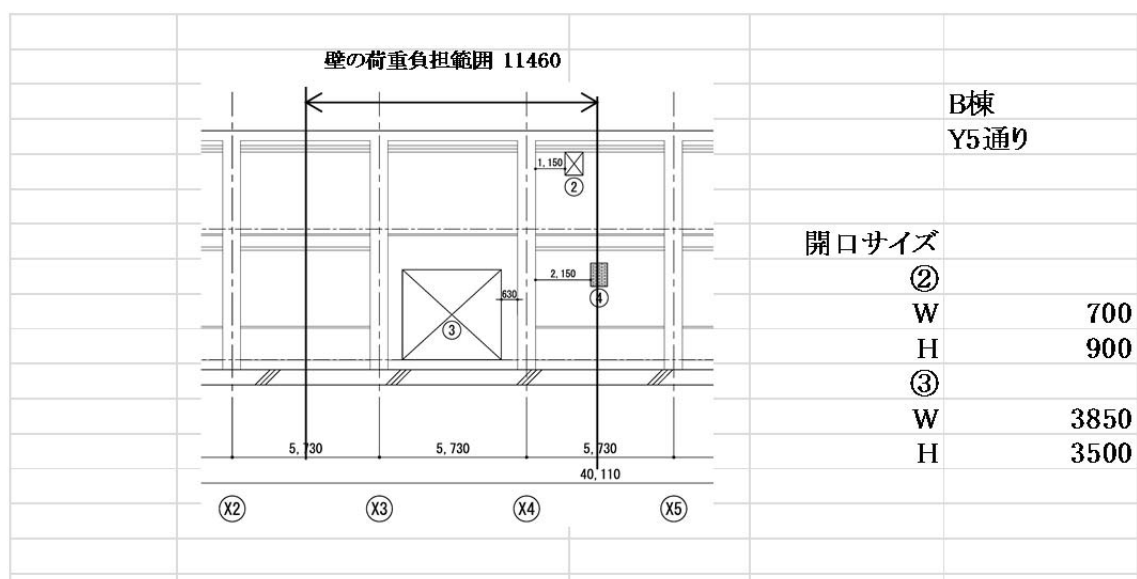
曲げの最大値はスパン中央部なので壁中央部の圧縮応力度と組み合わせる。

判定式

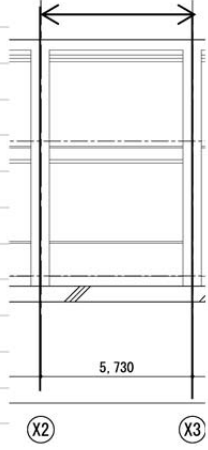
$$\sigma L2 + \sigma E1 \leq f_{cs} \text{ (煉瓦壁の圧縮耐力)}$$

$$\sigma L2 - \sigma E1 \leq f_{ts} \text{ (煉瓦壁の引張耐力)}$$

次ページより算定結果を示す。



符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	470	470
L	壁長	mm	10760	3805
		mm		3805
H	壁高さ(計算スパン)	mm	3820	5080
N1	壁軸力(頂部)	N	200828	687849
N2	壁軸力(中央部)	N	397825	949825
N3	壁軸力(底部)	N	594823	1090525
W	壁重量(M計算用)	N	388325	402676
K・Z	水平震度×地震地域係数		0.9	0.9
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.50	1.50
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	4.5	4.5
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.45	0.45
Ai	Ai分布係数		1.28	1
Aw	壁断面積	mm ²	5,057,200	3,576,700
Zw	壁断面係数	mm ³	396,147,333	140,087,417
		mm ³	0	140,087,417
		ΣZw	396,147,333	280,174,833
Mo	中央モーメント(両端ピン)	Nmm	213,161,868	230,129,448
Mt	両端モーメント(両端固定)	Nmm	142,107,912	153,419,632
長期の検討				
σ L1	N1/Aw	N/mm ²	0.040	0.192
σ L2	N2/Aw	N/mm ²	0.079	0.266
σ L3	N3/Aw	N/mm ²	0.118	0.305
判定 σ L3 ≤ fc1			OK	OK
短期の検討				
σ E1	両端ピン Mo/Zw	N/mm ²	0.54	0.82
	σ L2 + σ E1	N/mm ²	0.62	1.09
判定 σ L2 + σ E1 ≤ fcs			OK	OK
	σ L2 - σ E1	N/mm ²	-0.46	-0.56
判定 σ L2 - σ E1 ≤ fts			NG	NG

壁の荷重負担範囲5730				
			B棟 Y5通り 開口なし位置	
符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	470	470
L	壁長	mm	5730	5730
		mm		
H	壁高さ(計算スパン)	mm	3820	5080
N1	壁軸力(頂部)	N	100414	343925
N2	壁軸力(中央部)	N	198913	474912
N3	壁軸力(底部)	N	297411	605900
W	壁重量(M計算用)	N	196997	261976
K・Z	水平震度×地震地域係数		0.9	0.9
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.50	1.50
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	4.5	4.5
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.45	0.45
Ai	Ai分布係数		1.28	1
Aw	壁断面積	mm ²	2,693,100	2,693,100
Zw	壁断面係数	mm ³	210,959,500	210,959,500
		mm ³	0	0
	ΣZw	mm ³	210,959,500	210,959,500
Mo	中央モーメント(両端ピン)	Nmm	108,137,142	149,719,055
Mt	両端モーメント(両端固定)	Nmm	72,091,428	99,812,704
長期の検討				
σ L1	N1/Aw	N/mm ²	0.037	0.128
σ L2	N2/Aw	N/mm ²	0.074	0.176
σ L3	N3/Aw	N/mm ²	0.110	0.225
判定 σ L3 ≤ fc1			OK	OK
短期の検討				
σ E1	両端ピン Mo/Zw	N/mm ²	0.51	0.71
	σ L2+ σ E1	N/mm ²	0.59	0.89
判定 σ L2+ σ E1 ≤ fcs			OK	OK
	σ L2- σ E1	N/mm ²	-0.44	-0.53
判定 σ L2- σ E1 ≤ fts			OK	NG

壁の荷重負担範囲 4755				
B棟 妻面				
開口サイズ				
⑩				
W 750				
H 900				
⑥				
W 1500				
H 1700				
符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	470	470
L	壁長	mm	2002.5	450
		mm	2002.5	2805
H	壁高さ(計算スパン)	mm	3820	5080
N1	壁軸力(頂部)	N	32266	219687
N2	壁軸力(中央部)	N	114348	328844
N3	壁軸力(底部)	N	196430	438000
W	壁重量(M計算用)	N	158090	195363
K・Z	水平震度×地震地域係数		0.9	0.9
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.50	1.50
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	4.5	4.5
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.45	0.45
Ai	Ai分布係数		1.28	1
Aw	壁断面積	mm ²	1,882,350	1,529,850
Zw	壁断面係数	mm ³	73,725,375	16,567,500
		mm ³	73,725,375	103,270,750
		ΣZw	147,450,750	119,838,250
Mo	中央モーメント(両端ピン)	Nmm	86,779,555	111,649,955
Mt	両端モーメント(両端固定)	Nmm	57,853,036	74,433,303
長期の検討				
σ L1	N1/Aw	N/mm ²	0.017	0.144
σ L2	N2/Aw	N/mm ²	0.061	0.215
σ L3	N3/Aw	N/mm ²	0.104	0.286
判定 σ L3 ≤ fc1			OK	OK
短期の検討				
σ E1	両端ピン Mo/Zw	N/mm ²	0.59	0.93
	σ L2+ σ E1	N/mm ²	0.65	1.15
判定 σ L2+ σ E1 ≤ fcs			OK	OK
	σ L2- σ E1	N/mm ²	-0.53	-0.72
判定 σ L2- σ E1 ≤ fts			NG	NG

面外方向診断結果まとめ

表 5.9 面外方向診断結果 長辺方向

層	部位	τ	K	Kmin	Is2	q2
2	妻面	0.53	0.85	0.85	0.68	0.85
1	妻面	0.72	0.63	0.63	0.50	0.63

表 5.10 面外方向診断結果 短辺方向

層	部位	τ	K	Kmin	Is2	q2
2	Y5 X3-X4間	0.46	0.98	0.98	0.78	0.98
	Y5 X2-X3間	0.44	1.02			
1	Y5 X3-X4間	0.56	0.80	0.80	0.64	0.80
	Y5 X2-X3間	0.53	0.85			

(3) Is、q 指標の判定結果

面内、面外を合せた耐震性の判定結果を表 5.11、表 5.12 に示す。

表 5.11 Is、q 指標の判定結果 長辺方向

層	Is			q			構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性
2	面内	0.86	0.68	面内	2.59	0.85	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は倒壊する危険性がある
	面外	0.68		面外	0.85		
1	面内	0.48	0.48	面内	1.45	0.63	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は倒壊する危険性がある
	面外	0.50		面外	0.63		

表 5.12 Is、q 指標の判定結果 短辺方向

層	Is			q			構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性
2	面内	0.26	0.26	面内	0.80	0.80	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は倒壊する危険性が高い
	面外	0.78		面外	0.98		
1	面内	0.15	0.15	面内	0.46	0.46	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は倒壊する危険性が高い
	面外	0.64		面外	0.80		

参考：Is、q 指標の判定値

Is、q 指標の判定値

構造耐震指針及び保有水平耐力に係る指針		構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性
(1)	Is<0.3 または q<0.5 の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が高い
(2)	(1) 及び (3) 以外の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある
(3)	Is $\geq$ 0.6 かつ q $\geq$ 1.0 の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い
この表において、Is 及び q は、それぞれ次の数値を表わすものとする。		
Is: 各階の構造耐震指標		
q: 各階の保有水平耐力に係る指標		

2.6 考察

(1) 面内方向の診断結果について

長辺方向においては 2 層で $I_s=0.86$ 、1 層で $I_s=0.48$ となり 1 層で I_s 値 0.8 以上を満たさない結果となった。短辺方向においては 2 層で $I_s=0.26$ 、1 層で $I_s=0.15$ となり、いずれも I_s 値 0.8 を大幅に下回る結果となった。

I_s 値が低い原因としては、形状指標が長辺方向 $T=0.58$ 、短辺方向 $T=0.55$ と非常に低い数値となっていることが考えられる。屋根の剛床が成立しないことに加え、壁高が高いこと、壁の隣接間距離が長いことのペナルティーが大きくかかっている。また、短辺方向は、両妻面にしか壁がなく、壁量が少ないことが I_s 値が低い原因である。

(2) 面外方向の診断結果について

長辺壁の開口周り 1 箇所、無開口壁 1 箇所、妻面壁で 1 箇所検討を行った。

1 層壁は階高が高いことから両端ピン支持と仮定した場合で引張応力度が $0.56\sim0.72\text{ N/mm}^2$ 、無開口壁においても 0.53 N/mm^2 となり、許容引張応力度の 0.45 N/mm^2 を超える結果となった。

2 層壁は階高が低いことから無開口壁においては許容応力度以下となったが、開口周辺では $0.46\sim0.53\text{ N/mm}^2$ となり、許容引張応力度の 0.45 N/mm^2 を若干超える結果となった。

以上より、本建物は長辺方向 2 層においては面外方向、それ以外は面外・面内方向ともに地震時に崩壊する危険があり、耐震補強が必要であると判断される。

C 棟 耐震診断報告書

診断の対象である煉瓦倉庫の 1 階平面図を図 1.1 に示す。L 字型を構成する 2 棟のうち、東西に長い方を A 棟、南北に長い方を B 棟、木造を C 棟と呼ぶこととする。

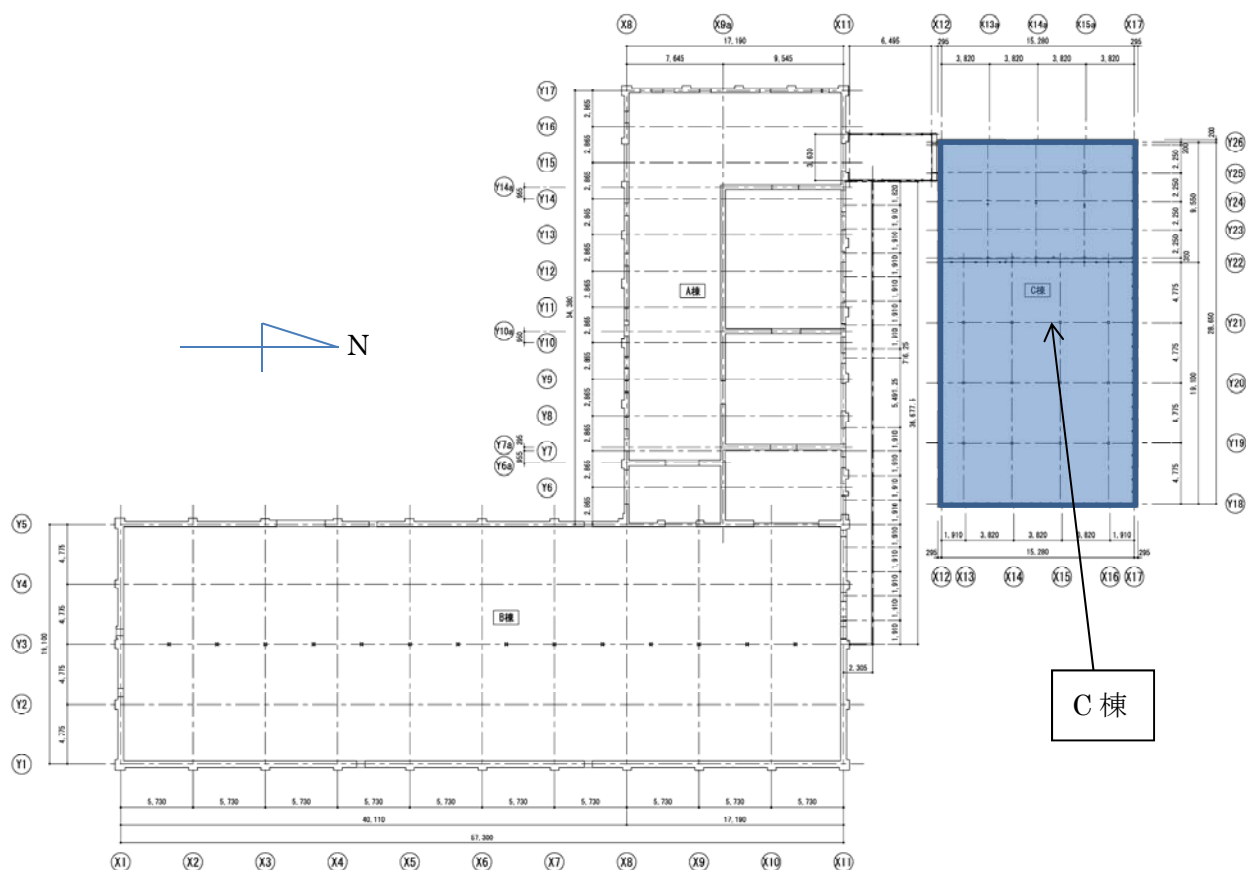


図 1.1 全体 1 階平面図

a. 建築場所 青森県弘前市大字吉野町 2-1 地内
b. 構造 木造平屋建 瓦屋根 土塗り壁
c. 面積 建築面積 437.77 m²
d. 竣工年 明治 20 年頃

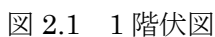




図 2.3 西立面図

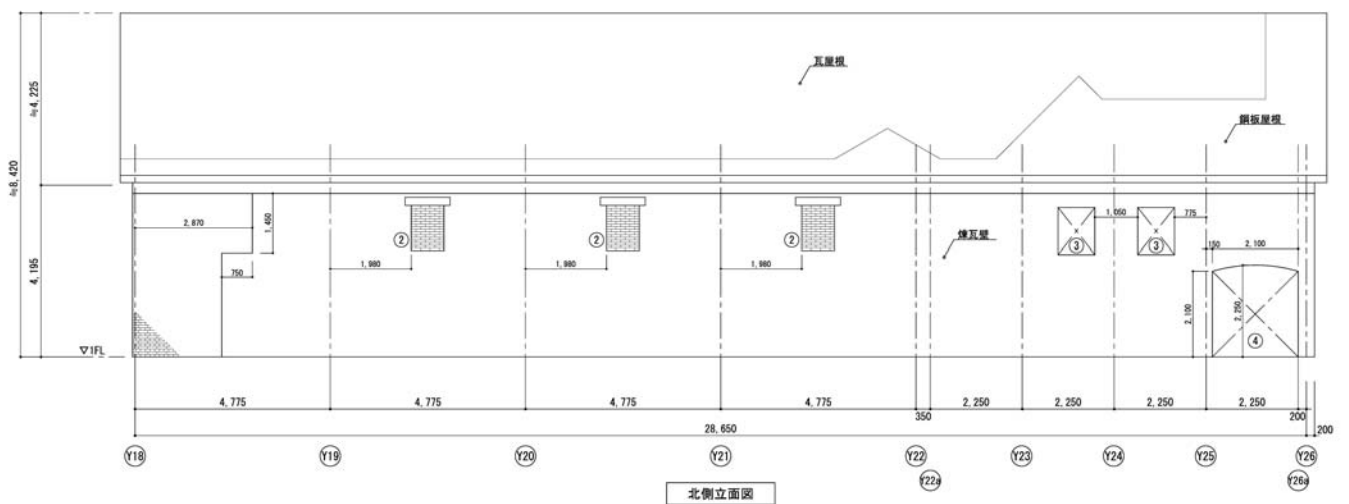


図 2.4 北立面図

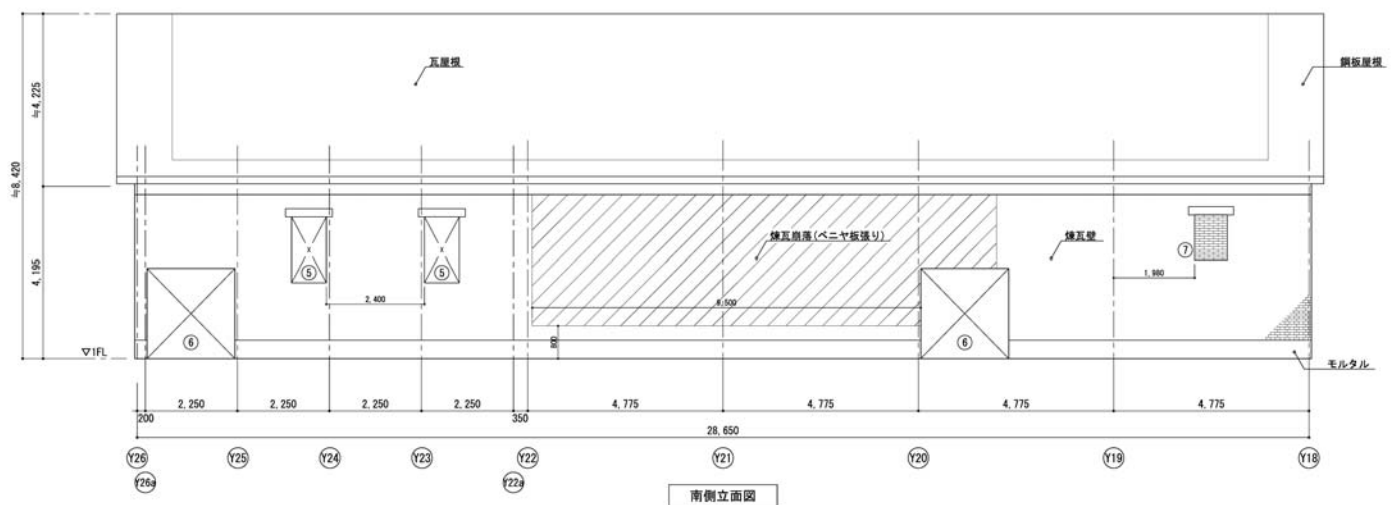


図 2.5 南立面図

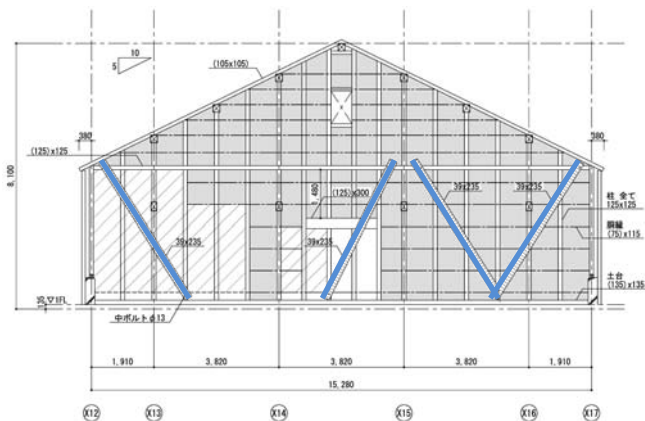


図 2.6 Y18 通り軸組図

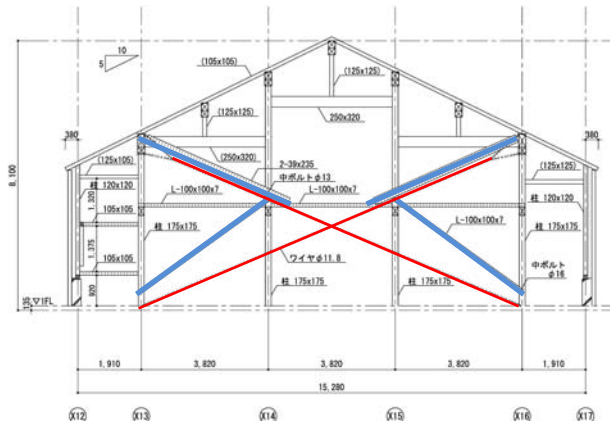


図 2.7 Y20 通り軸組図

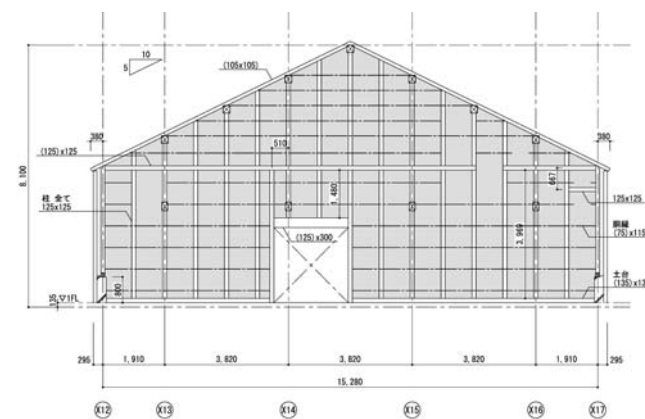


図 2.8 Y22 通り軸組図

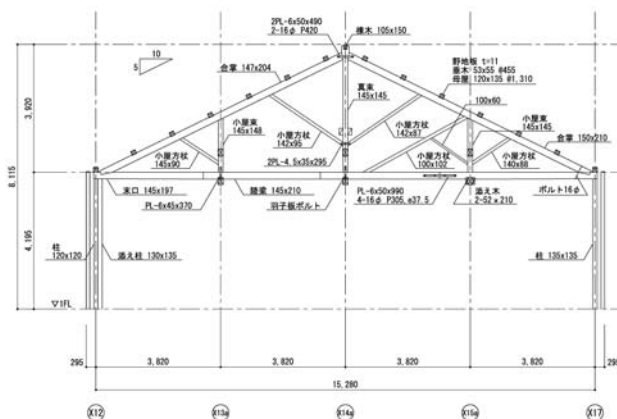


図 2.9 Y23 通り軸組図

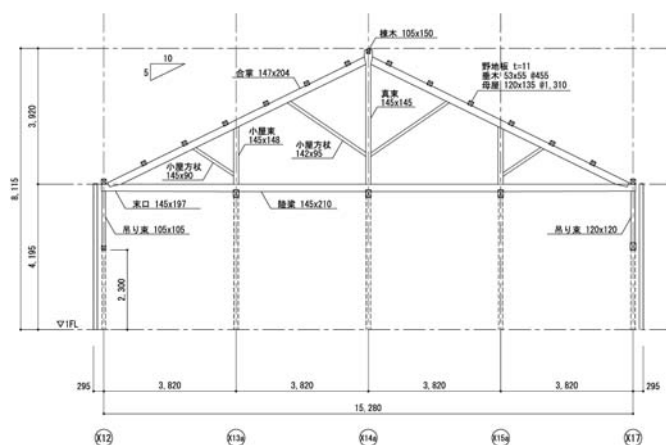


図 2.10 Y26a 通り軸組図

- 凡例
- : 土壁を示す
 - : ペニヤ板貼を示す
 - : コンクリート腰壁を示す
 - : 応急補強材を示す

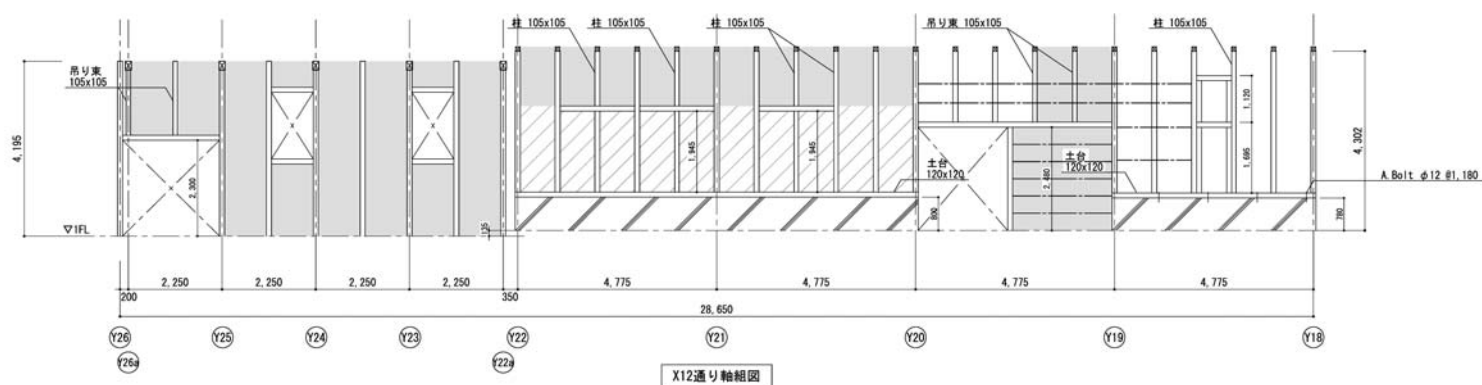


図 2.11 X12 通り軸組図

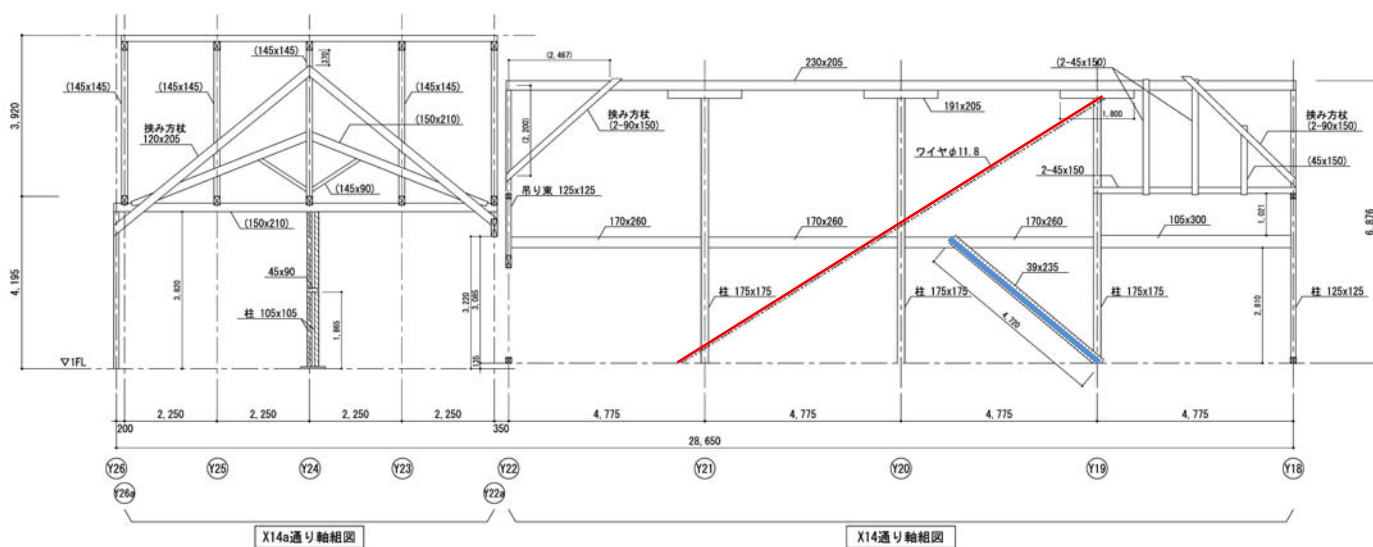


図 2.12 X14 通り軸組図

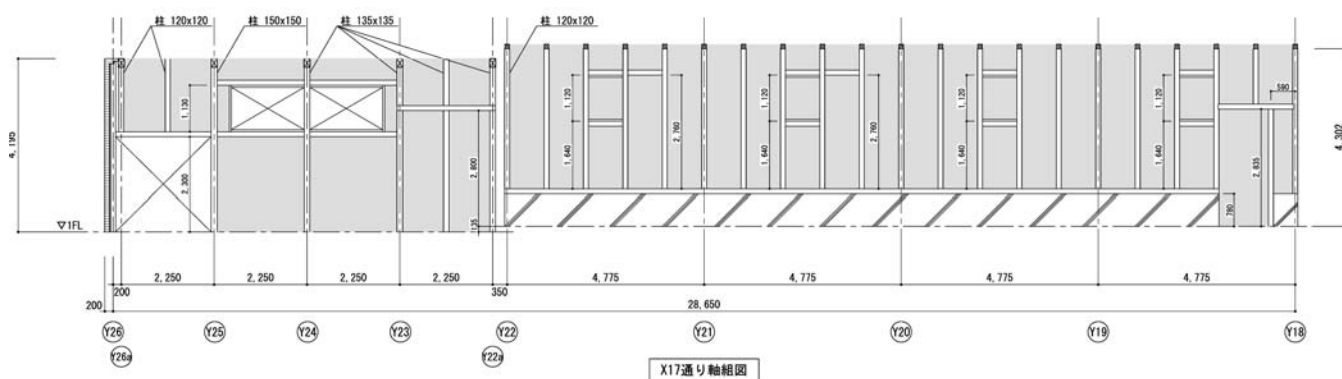


図 2.13 X17 通り軸組図

3.3 診断方針

一般財団法人日本建築防災協会 「木造住宅の耐震診断と補強方法（2012 年改訂版）」 の精密診断法 2、保有水平耐力計算による方法を用いて診断を行う。本診断法は、建築基準法の保有水平耐力計算の考えを用いて既存木造建物の上部構造評点を算出する方法であり、高さの高い壁や壁で囲まれた面積が大きい木造建物に用いることが可能である。本建物では層の荷重変形関係に基づき保有水平耐力を求める方法の内、方法 B-1 柔床の場合（剛床と見なせない場合）：水平構面剛性を無視する場合を採用する。各方向、各構面ごとの負担荷重及び構面の荷重変形関係を用いて、構面ごとの保有水平耐力と必要保有水平耐力を比較する。

保有水平耐力 Q_{ue} は以下の方法により求める。

$$Q_{ue} = \sum (Q_{ui} \times L_i)$$

Q_{ui} : 耐震要素 i の終局耐力 (kN/m)

L_i : 存在する耐震要素 i の壁長 (m)

$$Q_{ui} = Q_u \times K_h \times \min (dK, K_j)$$

Q_u : 当該耐震要素の終局耐力

K_h : 壁高さによる低減係数（筋かい壁で $H_o/L_d \geq 3.5$ 超える場合のみ）

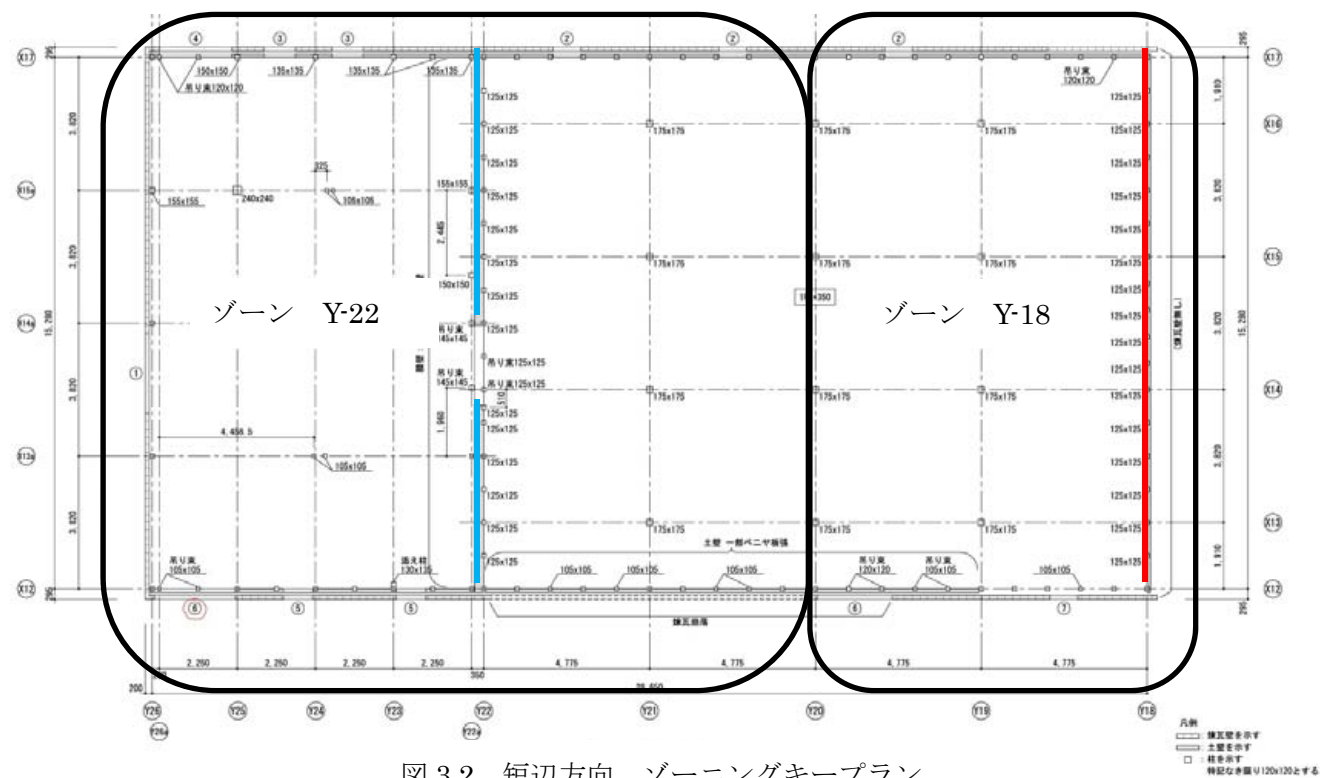
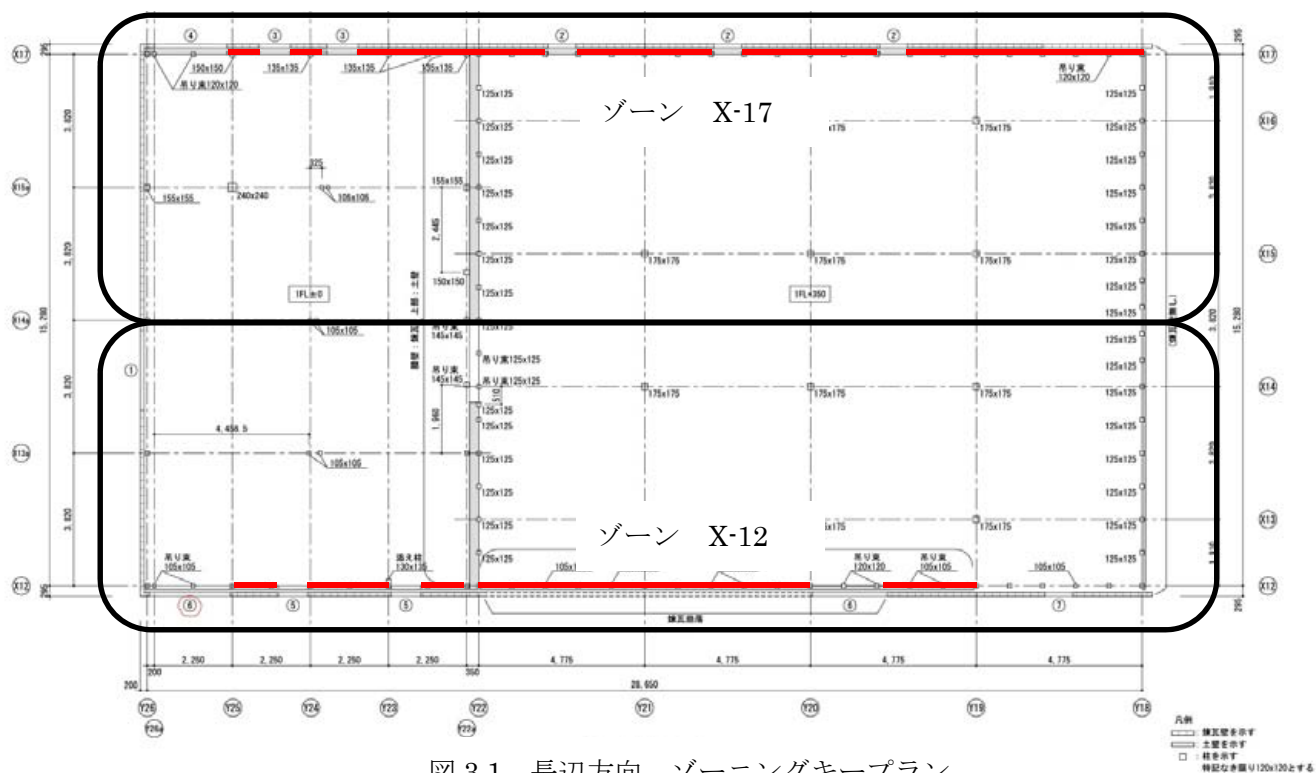
dK : 壁の劣化による低減係数

K_j : 壁端柱頭柱脚接合部による低減

建物調査の結果、不明な点、仮定した内容を以下に示す。

- ・土塗り壁の厚さは、外壁廻りは一部破損している部分の断面を参考に 70mm と想定した。
- ・内壁部の土塗り壁は、Y22 通り・Y22a 通りは室内から確認できる壁面位置から逆算すると壁の厚さが 250mm となるが、内部構成が確認できないため、安全側に 90mm として評価した。
- ・柱梁接合状況が不明なため、ほぞさし、かすがい、釘打ち程度の結合と仮定して、壁の耐力低減係数を設定した。

剛床が成立しないため、各構面にゾーニングし保有水平耐力の算定を行う。
ゾーニングキープランを図 3.1、図 3.2 に示す。

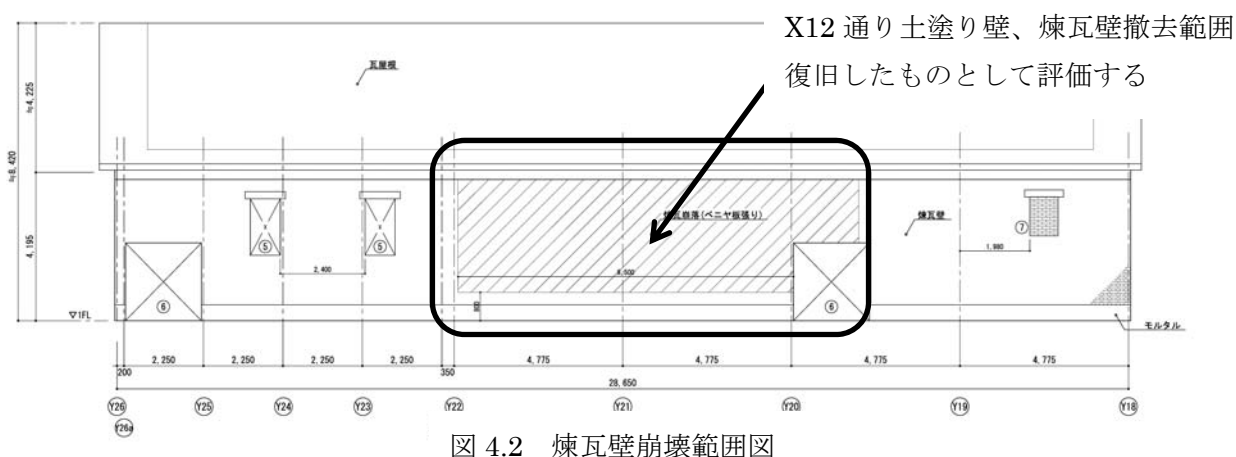
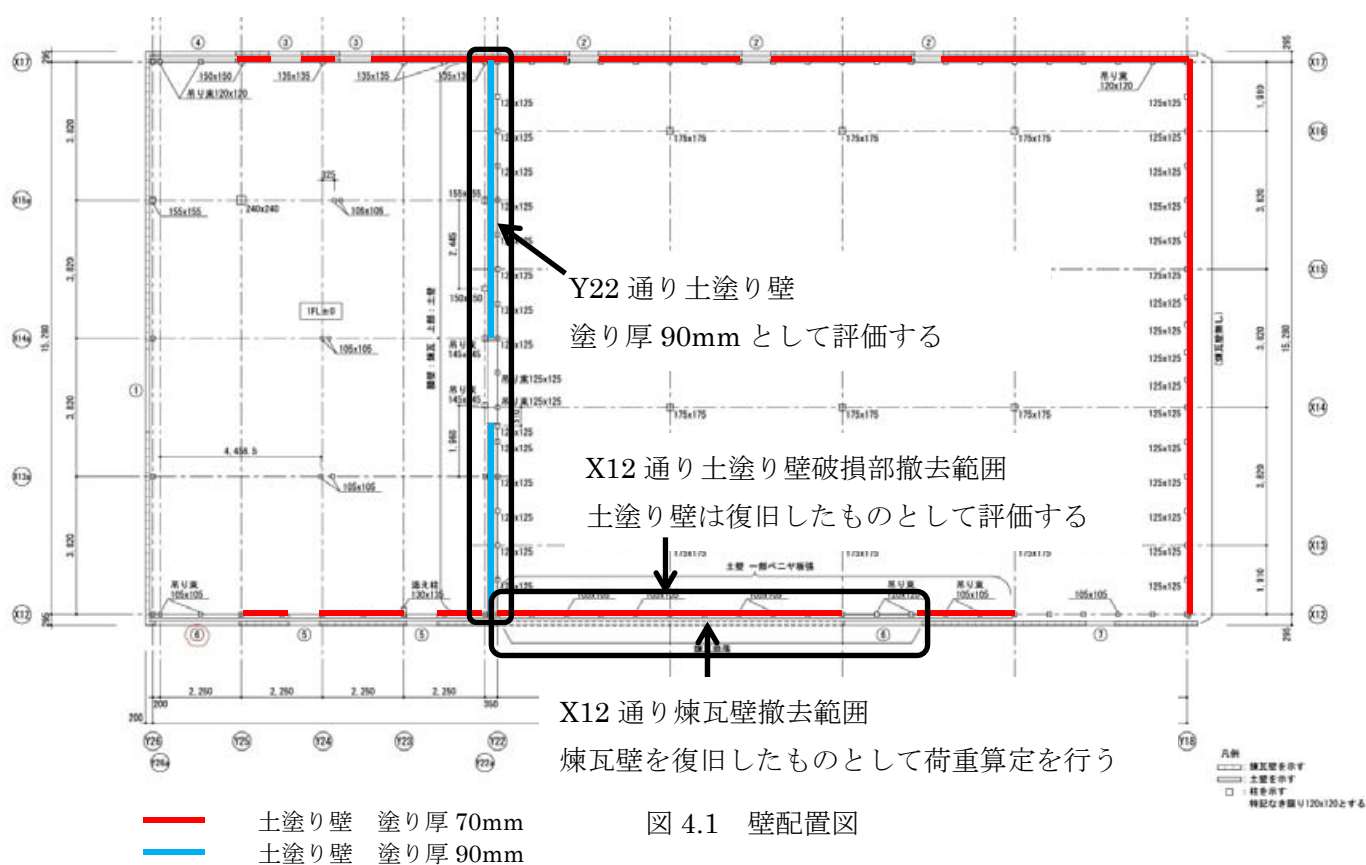


3.4 建物調査結果

本建物の耐震要素は土塗り壁である。土塗り壁の塗り厚は 70mm と推定する。Y22 通り・Y22a 通りは室内から確認できる壁面位置から逆算すると壁の厚さが 250mm となるが、内部構成が確認できないため、安全側に 90mm として評価する。X12 通りの土塗り壁は Y20-Y22 間で破損部が撤去されているが、この部分は復旧されたものとして診断を行う。

尚、外壁 3 方向の煉瓦壁は仕上げ材として積まれているものであり、耐震要素には見込まない。また、ワイヤーや斜め材により倒壊防止の応急措置がなされているが、この補強材は無いものとして診断を行う。また、X12 通り側の煉瓦壁の一部が崩壊し撤去されているが、復旧したものとして荷重の算定は行うこととする。

図 4.1 に耐震要素となる壁配置図、図 4.2 に X12 通り煉瓦壁崩壊範囲を示す。



壁体の終局耐力

塗り厚 70mm の土塗り壁の終局耐力は、厚 7cm 以上 9cm 未満に該当するとして、資料編 I -4.1、資表 4.1.2(a)より $Q_{ui}=4.4\text{kN/m}$ 、 $D_s=0.25$ とする。

Y22 通りの塗り厚 90mm の土塗り壁の終局耐力は、基準耐力比 $3.9/3.5=1.11$ を掛けて $Q_{ui}=4.9\text{kN/m}$ とする。 D_s は 70mm 壁と同じ 0.25 とする。以下に資表 4.1.2(a)を示す。

資表 4.1.2(a) 軸組等（土壁、筋かい、方杖等）の荷重変形関係・等価粘性減衰定数

耐力壁の種類		変形角 θ ($\times 10^{-3}\text{rad}$)												減衰定数 h	基準耐力 (kN/m)	基準剛性 (kN/rad/m)	保有耐力 Q_{ui} (kN/m)	D_s
		0	1	2	3	5	8	10	15	20	30	40	60					
土塗り壁	厚7cm以上 9cm未満	0.00	1.36	1.96	2.39	3.17	3.76	4.15	4.47	4.69	4.45	4.43	4.37	0.10	3.5	680	4.4	0.25
筋交い木材45×90mm以上	BP-2または 同等品	0.00	2.03	3.04	3.77	4.65	5.81	6.28	7.21	7.33	3.52	2.86	2.17	0.10	3.2	650	6.7	0.42
筋交い木材30×90mm以上	くぎ打ち	0.00	0.98	1.42	1.72	2.11	2.53	2.64	2.92	2.97	2.78	2.37	1.56	0.10	1.9	390	2.7	0.28
筋交い木材45×90mm以上	くぎ打ち	0.00	1.04	1.58	2.05	2.57	3.02	3.24	3.50	3.54	3.30	3.16	2.44	0.10	2.6	520	3.3	0.25
方杖 木材90mm角	添え柱付き	0.00	0.36	0.14	0.83	1.21	1.61	1.99	2.63	3.22	3.73	3.65	2.43	0.10	1.3/L	230/L	2.0/L	0.62
	添え柱なし	0.00	0.05	0.12	0.19	0.31	0.48	0.62	0.88	1.14	1.59	2.00	2.14	0.10	0.7/L	70/L	1.15/L	0.66

壁高さによる低減係数 K_h は筋かい壁でないため無視する。

壁の劣化による低減係数は、土塗り壁の破損が認められるため、劣化の程度を「③部材に著しい劣化が認められる」とし、 $dK=0.70$ とする。

劣化の程度	低減係数
① 劣化が認められない	1.0
② 部材に部分的な劣化が認められる。 (ドライバーが刺さる、部材の腐朽が見られる、面材釘接合部に軽微な腐食が見られる、モルタルに亀裂があるなど)	0.85
③ 部材に著しい劣化が認められる。 (ドライバーが簡単に深く刺さる、部材の劣化や面材釘接合部の腐食、釘の折損等により接合部の耐力がない、モルタルや土壁が一部剥落しているなど)	0.7

柱接合部による壁の耐力低減係数 K_j は、接合部の詳細な仕様が不明であるため、資料編 I -資表 4.3.4 により $K_j=0.35$ とする。

資表 4.3.4 最上階（平屋建ての1階を含む）

壁基準耐力 (kN/m)	2.5 未満			2.5 以上 4.0 未満			4.0 以上 6.0 未満			6.0 以上		
基礎の仕様 接合部の仕様	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
平 12 建告 1460 号に適合する仕様	1.0	0.85	0.7	1.0	0.7	0.35	1.0	0.6	0.25	1.0	0.6	0.2
羽子板ボルト、山形プレート VP、かど金物 CP-T、CP-L、込み栓	1.0	0.85	0.7	0.8	0.6	0.35	0.65	0.45	0.25	0.5	0.35	0.2
ほぞ差し、釘打ち、かすがい（構面の両端が通し柱の場合）	0.7	0.7	0.7	0.6	0.5	0.35	0.45	0.35	0.25	0.35	0.3	0.2
ほぞ差し、釘打ち、かすがい	0.7	0.7	0.7	0.35	0.35	0.35	0.25	0.25	0.25	0.2	0.2	0.2

基礎の仕様は、軽微なひび割れのある無筋コンクリート造の基礎のため、下表よりⅡとした。

基礎の仕様	仕様と健全度の説明
基礎Ⅰ	健全な鉄筋コンクリート造布基礎、又はべた基礎。
基礎Ⅱ	ひび割れのある鉄筋コンクリート造の布基礎、又はべた基礎、 無筋コンクリート造の布基礎、柱脚に足固めを設け鉄筋コンクリート底盤に 柱脚または足固め等を緊結した玉石基礎、 軽微なひび割れのある無筋コンクリート造の基礎
基礎Ⅲ	玉石、石積、ブロック基礎、ひび割れのある無筋コンクリート造の基礎など

3.5 耐震診断

3.5.1 荷重条件

表 5.1 に床荷重表、表 5.2 に壁荷重表を示す。

表 5.1. 床荷重表

室名	固定荷重						積載荷重との組合せ (N/m ²)					備考
	材料	比重	厚	質量	重量	合計		床	小梁	架構	地震	
屋根	瓦葺き(葺き土なし)				610	1110 ↓ 1300	DL LL	1300	1300	1300	1300	積雪130cm 屋根勾配低減 0.83倍
	鉄板				200			2270 (232)	2270 (232)	2270 (232)	1135 (116)	
	母屋・小屋組				300							
						1300	TL	3570 (364)	3570 (364)	3570 (364)	2435 (248)	N/m ² kgf/m ²
				水平投影								
						1300						

表 5.2 壁荷重表

室名	固定荷重					
	材料	比重	厚	質量	重量	合計
土塗り壁 外壁 外部煉瓦仕上げ	煉瓦仕上げ	19.0	110		2090	3890 ↓ 3900
	ベニヤt12				200	
	木軸				200	2300
	土塗り壁	20.0	70		1400	
木軸 外壁 外部煉瓦仕上げ	煉瓦仕上げ	19.0	110		2090	2290 ↓ 2300
	木軸				200	
						3000
土塗り壁 Y22通り内壁	土塗り壁	20.0	140		2800	3000
	木軸				200	

3.5.2 地震時重量の算定

地震時重量の算定結果を表 5.3 に示す。

表 5.3 地震時重量の算定結果

ゾーン	階	部位	w(kN/m ²)	L1(m)	L2(m)	W(kN)	Σ W(kN)
X-12 X-17	1	屋根	2.435	7.64	28.65	533	1053
		Y18妻面壁上部	3.9	7.64	3.92	58	
		Y18妻面壁	3.9	7.64	2.1	63	
		Y26妻面壁上部	2.3	7.64	3.92	34	
		Y26妻面壁	2.3	7.64	2.1	37	
		X12(X17)壁	3.9	28.65	2.1	235	
		Y22内壁	3.0	7.64	2.1	48	
		Y22内壁上部	3.0	7.64	3.92	45	
	Y方向						
ゾーン	階	部位	w(kN/m ²)	L1(m)	L2(m)	W(kN)	Σ W(kN)
Y-22	1	屋根	2.435	15.28	19.1	711	1352
		Y26妻面壁上部	2.3	15.28	3.92	69	
		Y26妻面壁	2.3	15.28	2.1	74	
		X12壁	3.9	19.1	2.1	156	
		X17壁	3.9	19.1	2.1	156	
		Y22内壁	3.0	15.28	2.1	96	
		Y22内壁上部	3.0	15.28	3.92	90	
ゾーン	階	部位	w(kN/m ²)	L1(m)	L2(m)	W(kN)	Σ W(kN)
Y-18	1	屋根	2.435	15.28	9.55	355	754
		Y18妻面壁上部	3.9	15.28	3.92	117	
		Y18妻面壁	3.9	15.28	2.1	125	
		X12壁	3.9	9.55	2.1	78	
		X17壁	3.9	9.55	2.1	78	

3.5.3 必要保有水平耐力の算定

$$Q_{un}=D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状特性係数

Q_{ud} : 地震力によって各階に生じる力

ここで

$D_s=0.25$ (土塗り壁)

$F_{es}=1.0$ (偏心はないものと想定する)

$$Q_{ud}=Z \times R_t \times A_i \times W$$

$Z : 0.9$

$R_t : 1.0$

$A_i : 1.0$

$$\therefore Q_{ud}=0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times W \quad \text{kN}$$

保有水平耐力の算定結果を表 5.4～表 5.5 に示す。

表 5.4 保有水平耐力算定結果 長辺方向

ゾーン	階	通り	Lx(m)	Qu(kN/m)	dK	Kj	Qui(kN)	Que(kN)
X-12	1F	X12	1.4	4.4	0.7	0.35	1.54	2.2
		X12	2.25	4.4	0.7	0.35	1.54	3.5
		X12	1.4	4.4	0.7	0.35	1.54	2.2
		X12	9.55	4.4	0.7	0.35	1.54	14.7
		X12	2.575	4.4	0.7	0.35	1.54	4.0
								26.4
ゾーン	階	通り	Lx(m)	Qu(kN/m)	dK	Kj	Qui(kN)	Que(kN)
X-17	1F	X17	0.9	4.4	0.7	0.35	1.54	1.4
		X17	0.9	4.4	0.7	0.35	1.54	1.4
		X17	5.41	4.4	0.7	0.35	1.54	8.3
		X17	3.82	4.4	0.7	0.35	1.54	5.9
		X17	3.82	4.4	0.7	0.35	1.54	5.9
		X17	6.685	4.4	0.7	0.35	1.54	10.3
								33.2

表 5.5 保有水平耐力算定結果 短辺方向

ゾーン	階	通り	Li(m)	Qu(kN/m)	dK	Kj	Qui(kN)	Que(kN)
Y-22	1F	Y22	5.22	4.9	0.7	0.35	1.715	9.0
		Y22	7.64	4.9	0.7	0.35	1.715	13.1
								22.1
ゾーン	階	通り	Li(m)	Qu(kN/m)	dK	Kj	Qui(kN)	Que(kN)
Y-18	1F	Y18	15.28	4.4	0.7	0.35	1.54	23.5
								23.5

3.5.4 評価

上部構造の評点の算定結果を表 5.6～表 5.7 に示す。

表 5.6 上部構造の評点算定結果 長辺方向

ゾーン	階	Que(kN)	Qun(kN)	Que/Qun	判定
X-12	1F	26.4	236.9	0.11	倒壊する可能性が高い
ゾーン	階	Que(kN)	Qun(kN)	Que/Qun	判定
X-17	1F	33.2	236.9	0.14	倒壊する可能性が高い

表 5.7 上部構造の評点算定結果 短辺方向

ゾーン	階	Que(kN)	Qun(kN)	Que/Qun	判定
Y-22	1F	22.1	304.3	0.07	倒壊する可能性が高い
ゾーン	階	Que(kN)	Qun(kN)	Que/Qun	判定
Y-18	1F	23.5	169.6	0.14	倒壊する可能性が高い

3.6. 考察

上部構造の評点（Que/Qun）が長辺方向で 0.11、短辺方向で 0.07 と耐震性能が大幅に不足する結果となった。屋根が瓦屋根であり、積雪荷重、煉瓦壁仕上げと非常に重い建物であることに反して、耐震要素が土塗り壁のみであり、耐震要素の量が少ないことが主な原因である。また、柱頭・柱脚の柱接合部による壁の耐力低減係数 K_j を 0.35 として評価したことも保有水平耐力が低い結果につながっている。

以上より、本建物は建築基準法の求める大地震時の震動および衝撃に対し、長辺方向、短辺方向共、倒壊する可能性が高い結果となった。

以上

吉野町煉瓦倉庫 A棟の部材検討

1. 構造計画

1-1 構造の概要

本計算書は、吉野町煉瓦倉庫A棟の屋根トラス及び2階梁部材の安全性の検討である。

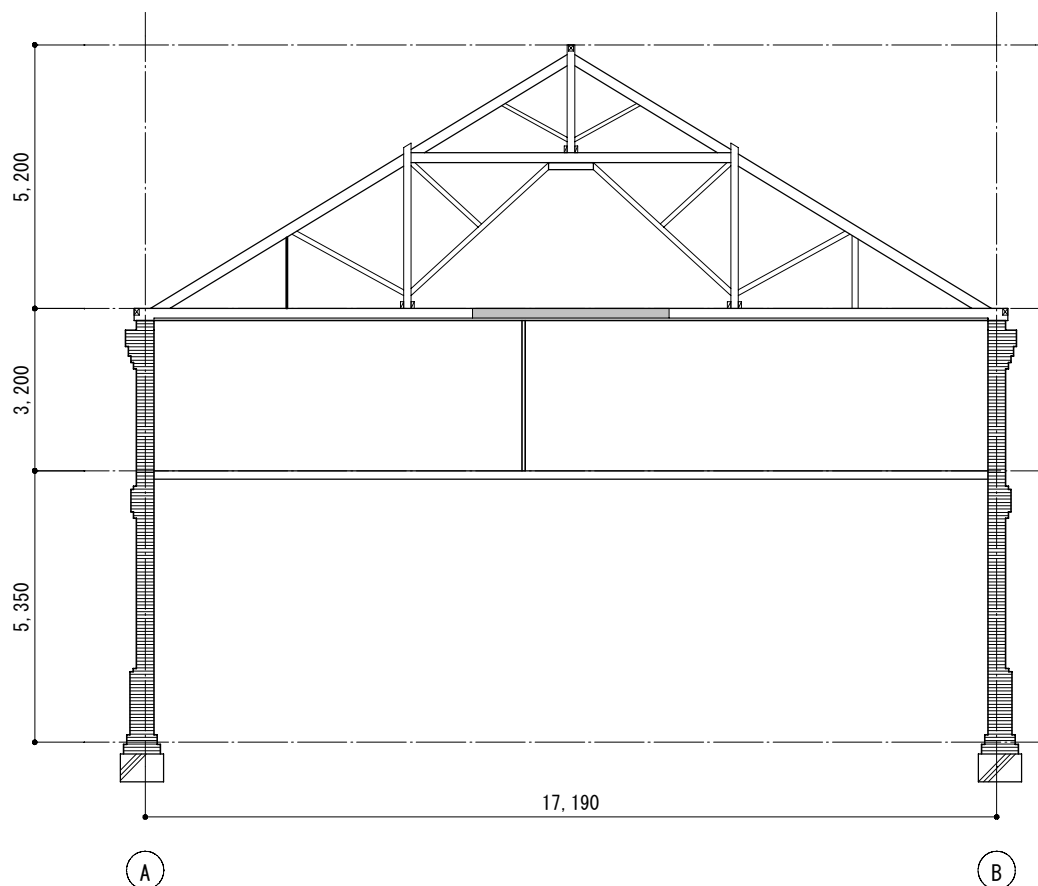
構造体： 屋根トラスは、木造によるクイーンポストトラスである。
現存する設計図書では、樹種等が不明であるため、材料試験結果により、設計許容応力度を決定する。
2階梁は、重量鉄骨である。
鉄骨梁上部や側面に存在するコンクリートについては、鉄骨との接続状態が不明であるため、耐力は考慮せず、重量として評価する。
各部材は、材端ピンとして検討を行う。

1-2 構造計算の方針

計算上準拠する基準等は以下の通りとする。

- ・ 建築基準法・同施行令、告示・通達等
- ・ 鋼構造設計規準(日本建築学会)

1-3 構造概要図



2. 仮定荷重

()内はkg/m²を示す

床荷重表 (単位: N/m²)

100 N/m²単位で切り上げる

室名	固定荷重						積載荷重との組合せ (N/m ²)					備考
	材料	比重	厚	質量	重量	合計		床	小梁	架構	地震	
屋根 木造トラス	金属板				200							
	野地板	20.0	30		70							
	垂木				70	640	DL	700	700	700	700	積雪130cm
	小屋組				300	↓	LL	2270	2270	2270	1135	
						700		(232)	(232)	(232)	(116)	
		0.0	0		0	700	TL	2970	2970	2970	1835	N/m ²
								(303)	(303)	(303)	(187)	kgf/m ²
2階 床1	根太・大引				200							
	鉄骨梁				250							
						450	DL	4500	4500	4500	4500	住宅程度
						↓	LL	1800	1800	1300	600	
						500		(184)	(184)	(133)	(61)	
	R C スラブ	24.0	165		3960	4500	TL	6300	6300	5800	5100	N/m ²
								(643)	(643)	(592)	(520)	kgf/m ²
2階 床2	根太・大引				200							
	鉄骨梁				250							
						450	DL	2100	2100	2100	2100	住宅程度
						↓	LL	1800	1800	1300	600	
						500		(184)	(184)	(133)	(61)	
	R C スラブ	24.0	65		1560	2100	TL	3900	3900	3400	2700	N/m ²
								(398)	(398)	(347)	(275)	kgf/m ²
2階 床3	鉄骨+RC合成梁				860							
						860	DL	4600	4600	4600	4600	住宅程度
						↓	LL	1800	1800	1300	600	
						900		(184)	(184)	(133)	(61)	
	R C スラブ	24.0	153		3672	4600	TL	6400	6400	5900	5200	N/m ²
								(653)	(653)	(602)	(530)	kgf/m ²
2階 床4	モルタル	20.0	40		800							
	鉄骨梁				250	1050	DL	1100	1100	1100	1100	住宅程度
						↓	LL	1800	1800	1300	600	
						1100		(184)	(184)	(133)	(61)	
	R C スラブ	24.0	0		0	1100	TL	2900	2900	2400	1700	N/m ²
								(296)	(296)	(245)	(173)	kgf/m ²
2階 床5	根太・大引				200							
	鉄骨梁				250	450	DL	2100	2100	2100	2100	住宅程度
						↓	LL	1800	1800	1300	600	
						500		(184)	(184)	(133)	(61)	
	R C スラブ	24.0	65		1560	2100	TL	3900	3900	3400	2700	N/m ²
								(398)	(398)	(347)	(275)	kgf/m ²
2階 床6												
							DL	11800	11800	11800	11800	住宅程度
							LL	1800	1800	1300	600	
								(184)	(184)	(133)	(61)	
	R C スラブ	24.0	490		11760	11800	TL	13600	13600	13100	12400	N/m ²
								(1387)	(1387)	(1336)	(1265)	kgf/m ²

()内はkg/m²を示す

壁荷重表 (単位 : N/m²)

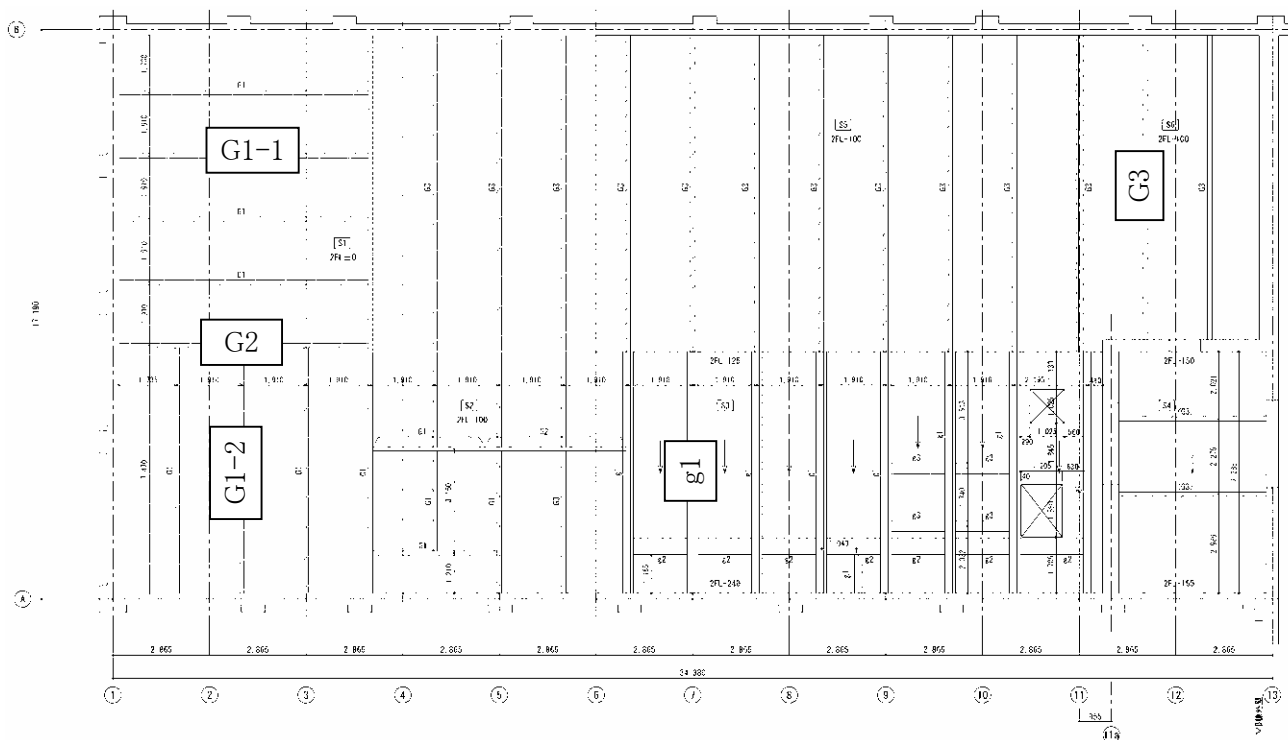
100 N/m²単位で切り上げる

室名	固定荷重					
	材料	比重	厚	質量	重量	合計
屋根立上り部	金属板				200	500
	下地材	20.0	30		300	
煉瓦壁 頂部梁型	煉瓦	19.0	500		9500	9500
煉瓦壁 W35	煉瓦	19.0	350		6650	6650 ↓ 6700
煉瓦壁 W37	煉瓦	19.0	370		7030	9730 ↓ 9800
	仕上げ(漆喰塗り)	15.0	180		2700	
煉瓦壁 W38	煉瓦	19.0	380		7220	9770 ↓ 9800
	仕上げ(漆喰塗り)	15.0	170		2550	
煉瓦壁 W42	煉瓦	19.0	420		7980	10530 ↓ 10600
	仕上げ(漆喰塗り)	15.0	170		2550	
煉瓦壁 W56	煉瓦	19.0	560		10640	10640 ↓ 10700
煉瓦壁 W47.5	煉瓦	19.0	475		9025	10150 ↓ 10200
	仕上げ(漆喰塗り)	15.0	75		1125	
煉瓦壁 W21 A棟・B棟境界 W56をA棟21cm B棟35cmに分ける	煉瓦	19.0	210		3990	3990 ↓ 4000

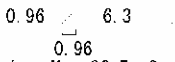
3.鉄骨小梁の検討

材料の試験結果より、鋼材の基準強度を $F=235\text{N/mm}^2$ として検討を行う。

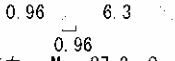
リベットボルトは、F8T高力ボルトと許容応力度が同等であるため、プログラム上はこれを採用する。



検討部材位置図

G1-1
スパン長: 7.64m, 支持条件: 単純梁, 荷重種別: 長期 (両側)

応力 $M = 86.5$, $Q = 40.4$, $N = 0.0$ 部材 BH- 254x 127x 9.0x14.0 (SS400), 端部ボルト 2-M16 (H.T.B. F8T 一面) $A = 55.9$, $I = 5992.2$, $Z = 471.8$
許容応力度 $f_t = 156$, $f_b = 156$ 曲げ検定比 $\sigma_b/f_b = 1.17$, 端部ボルトの検定比 0.84 変位量 $\delta = 43.0\text{mm} = 1/177$

2階床1
w= 6.3 kN/m²

G1-2
スパン長: 7.70m, 支持条件: 単純梁, 荷重種別: 長期 (両側)

応力 $M = 87.9$, $Q = 40.8$, $N = 0.0$ 部材 BH- 254x 127x 9.0x14.0 (SS400), 端部ボルト 2-M16 (H.T.B. F8T 一面) $A = 55.9$, $I = 5992.2$, $Z = 471.8$
許容応力度 $f_t = 156$, $f_b = 156$ 曲げ検定比 $\sigma_b/f_b = 1.19$, 端部ボルトの検定比 0.84 変位量 $\delta = 44.2\text{mm} = 1/174$

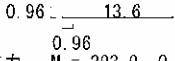
2階床1
w= 6.3 kN/m²

G2
スパン長: 7.64m, 支持条件: 単純梁, 荷重種別: 長期

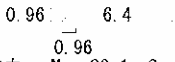
応力 $M = 199.9$, $Q = 81.7$, $N = 0.0$ 部材 BH- 305x 127x 9.0x14.0 (SS400), 端部ボルト 2-M16 (H.T.B. F8T 一面) $A = 60.5$, $I = 9128.0$, $Z = 598.6$
許容応力度 $f_t = 156$, $f_b = 156$ 曲げ検定比 $\sigma_b/f_b = 2.13$, 端部ボルトの検定比 1.69 変位量 $\delta = 62.5\text{mm} = 1/122$

2階床1
w= 6.3 kN/m²

G1-2のQより
P= 40.8 → 41 kN

G3
スパン長: 9.55m, 支持条件: 単純梁, 荷重種別: 長期 (両側)

応力 $M = 293.9$, $Q = 112.2$, $N = 0.0$ 部材 BH- 305x 127x 9.0x14.0 (SS400), 端部ボルト 2-M16 (H.T.B. F8T 一面) $A = 60.5$, $I = 9128.0$, $Z = 598.6$
許容応力度 $f_t = 156$, $f_b = 156$ 曲げ検定比 $\sigma_b/f_b = 3.13$, 端部ボルトの検定比 2.32 変位量 $\delta = 149.5\text{mm} = 1/63$

2階床6
w= 13.6 kN/m²

g1
スパン長: 7.65m, 支持条件: 単純梁, 荷重種別: 長期 (両側)

応力 $M = 88.1$, $Q = 41.1$, $N = 0.0$ 部材 BH- 305x 127x 9.0x14.0 (SS400), 端部ボルト 2-M16 (H.T.B. F8T 一面) $A = 60.5$, $I = 9128.0$, $Z = 598.6$
許容応力度 $f_t = 156$, $f_b = 156$ 曲げ検定比 $\sigma_b/f_b = 0.94$, 端部ボルトの検定比 0.85 変位量 $\delta = 28.8\text{mm} = 1/265$

2階床3
w= 6.4 kN/m²

以上より、g1以外の全ての部材でNGとなることが確認された。

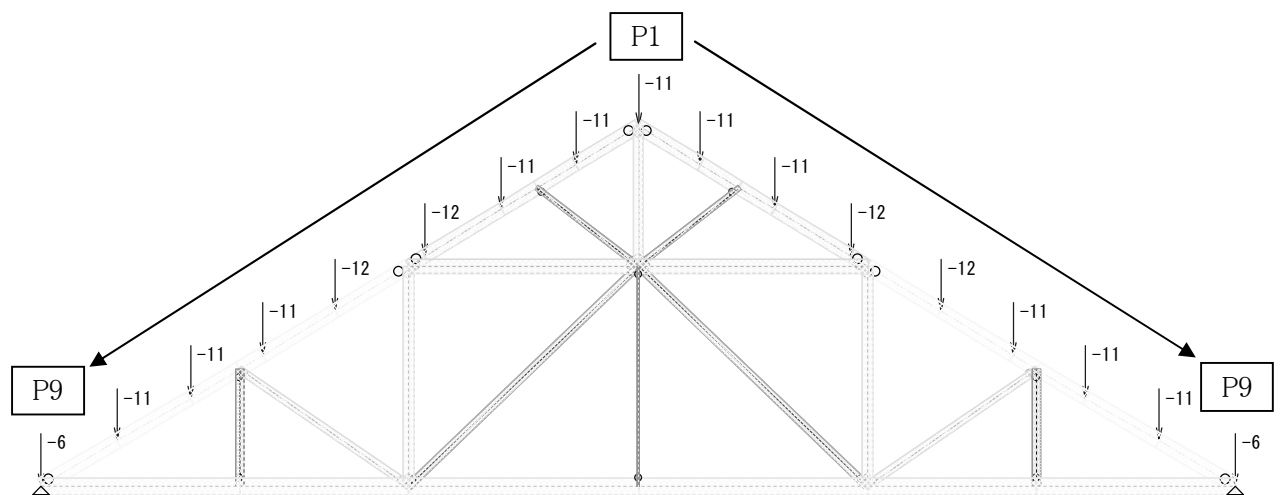
4.鉛直荷重時のトラスの応力算定

4-1 11通りトラス

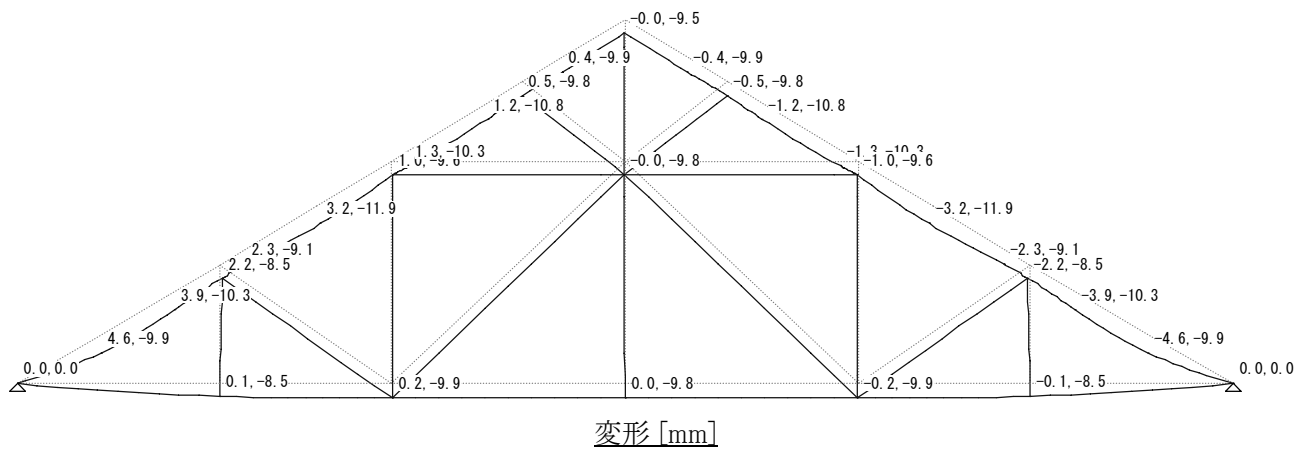
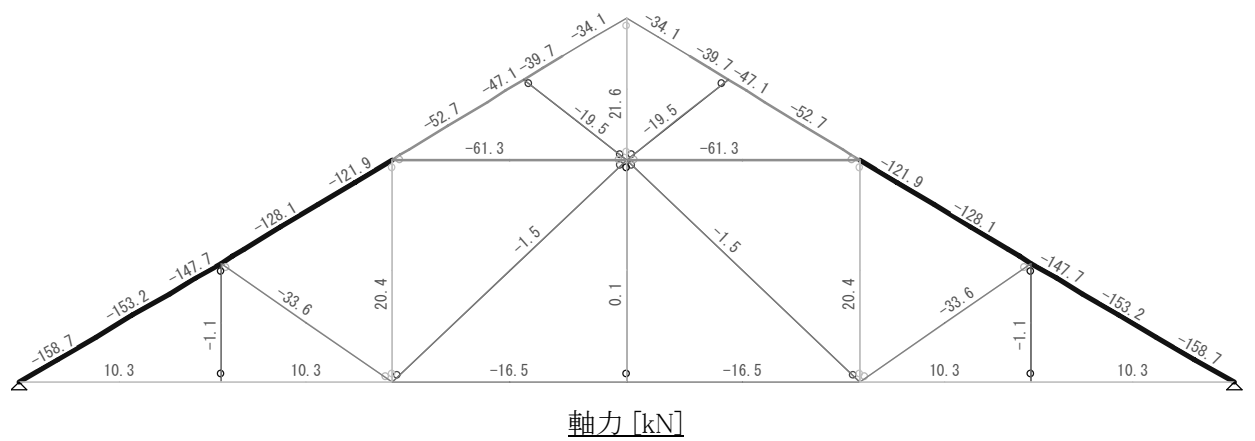
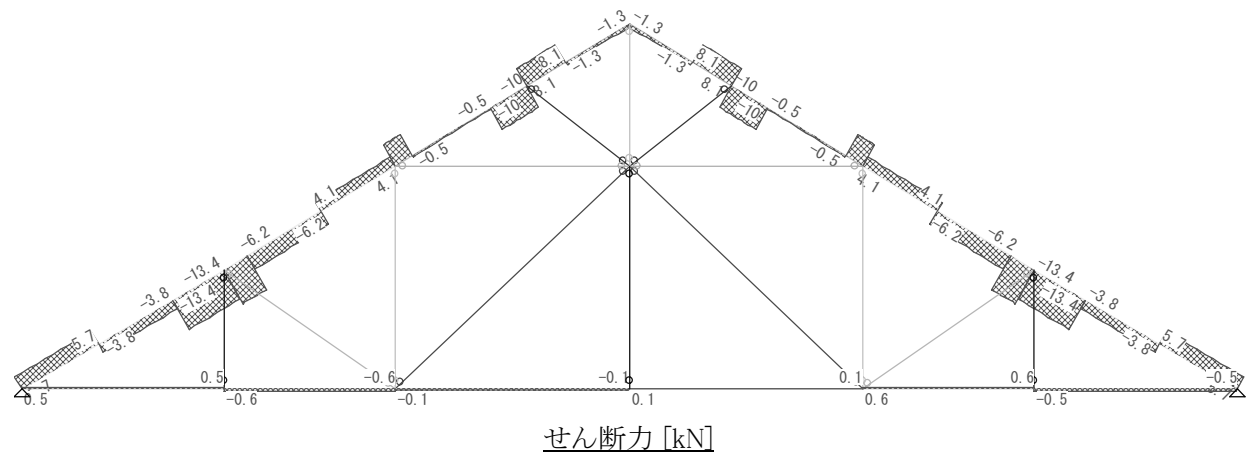
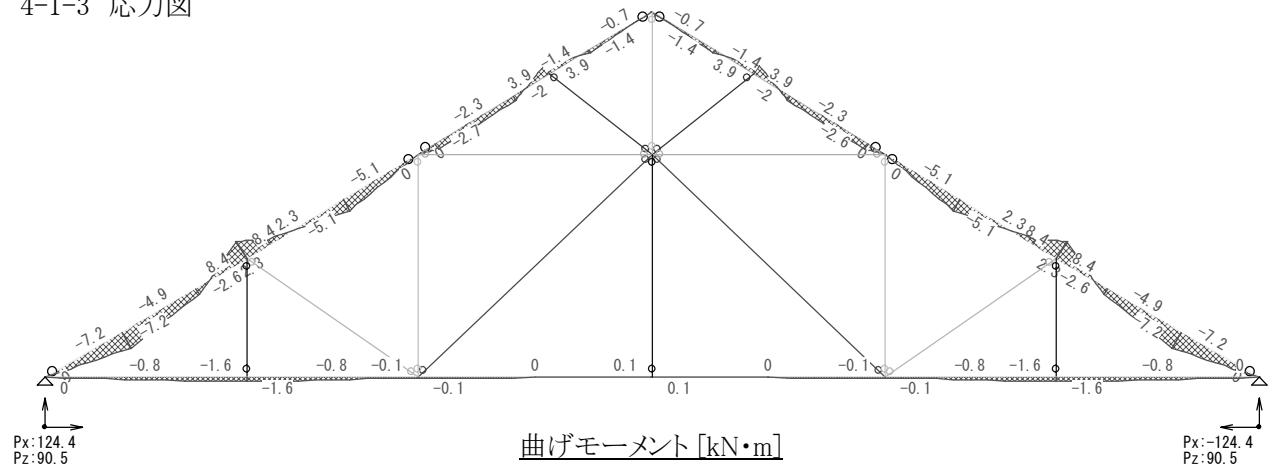
4-1-1 節点荷重の算定

$P1= 2.97 \times 2.865\text{m} \times 1.18\text{m}=$	10.04	→	11 kN	(頂部)
$P2= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.18\text{m}+1.25\text{m})/2=$	10.34	→	11 kN	
$P3= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.25\text{m}+1.29\text{m})/2=$	10.81	→	11 kN	
$P4= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.29\text{m}+1.51\text{m})/2=$	11.91	→	12 kN	
$P5= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.51\text{m}+1.21\text{m})/2=$	11.57	→	12 kN	
$P6= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.21\text{m})/2=$	10.30	→	11 kN	
$P7= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.21\text{m})/2=$	10.30	→	11 kN	
$P8= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.33\text{m})/2=$	10.81	→	11 kN	
$P9= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.33\text{m}/2)=$	5.66	→	6 kN	(底部)

4-1-2 入力荷重図



4-1-3 応力図

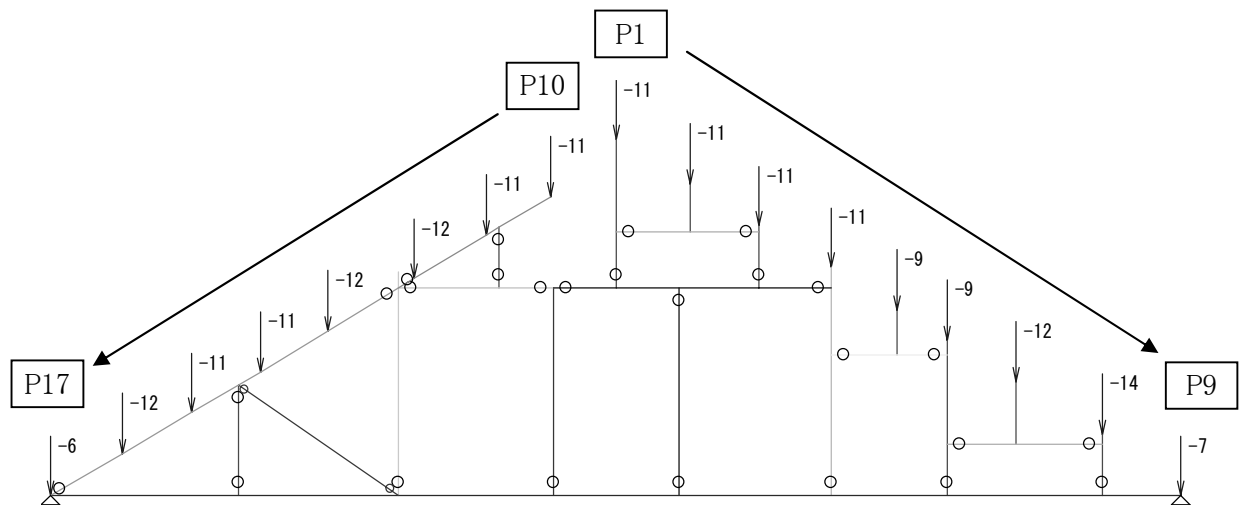


4-2 7通りトラス

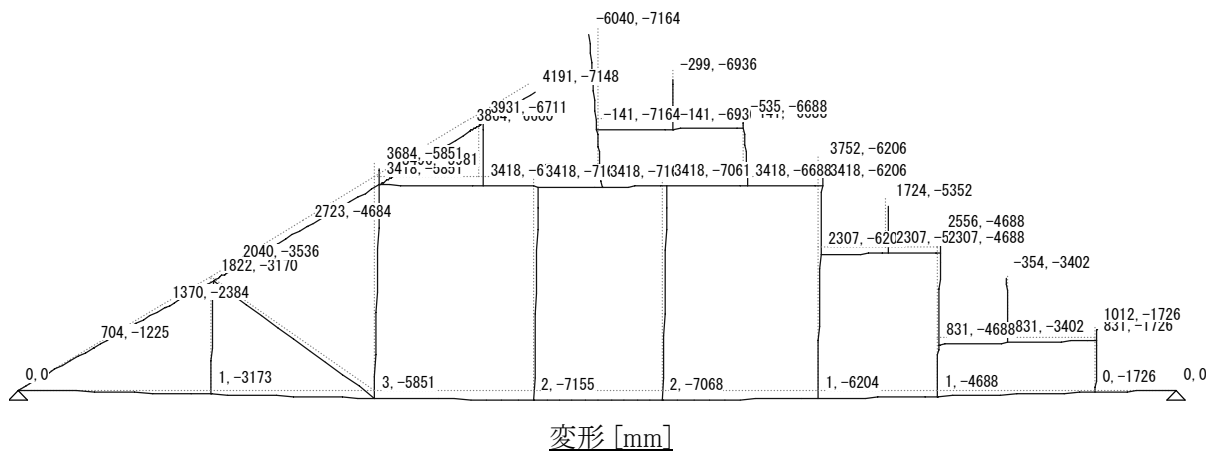
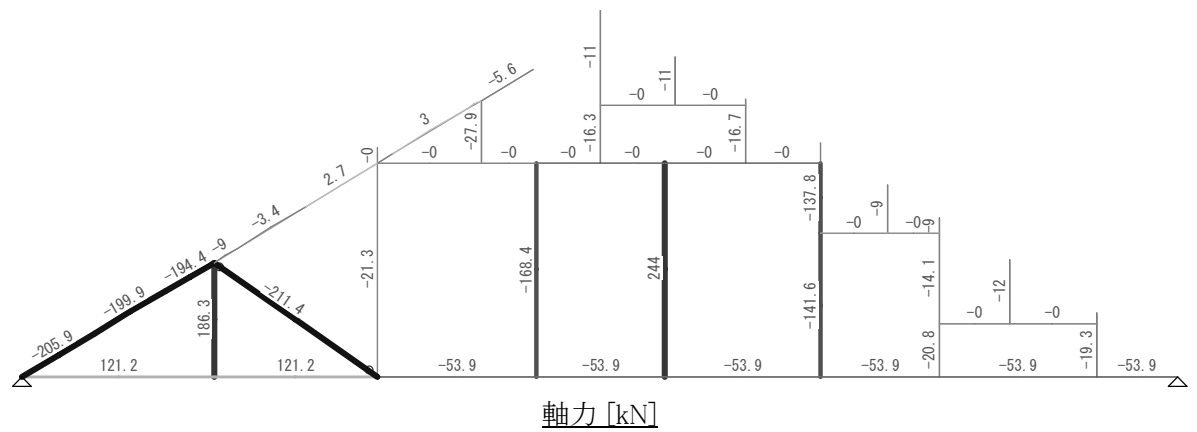
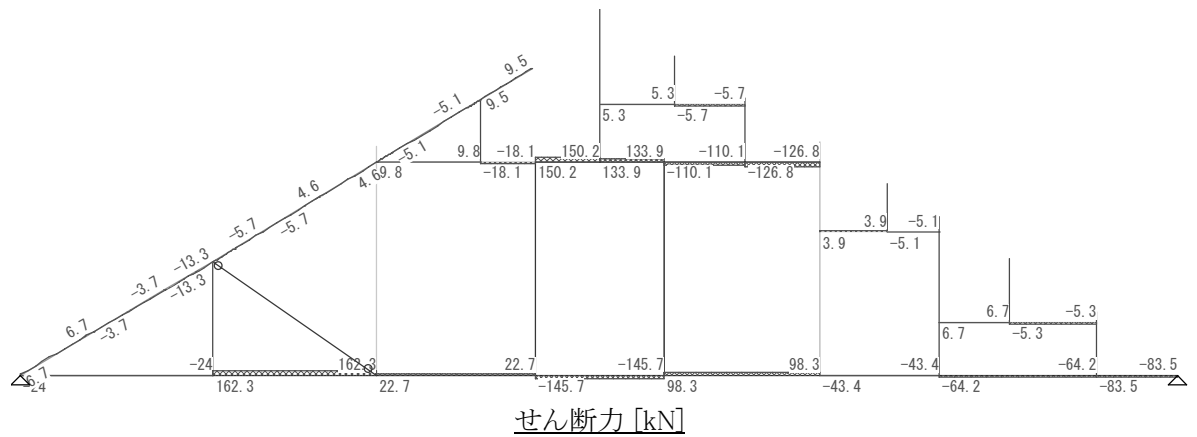
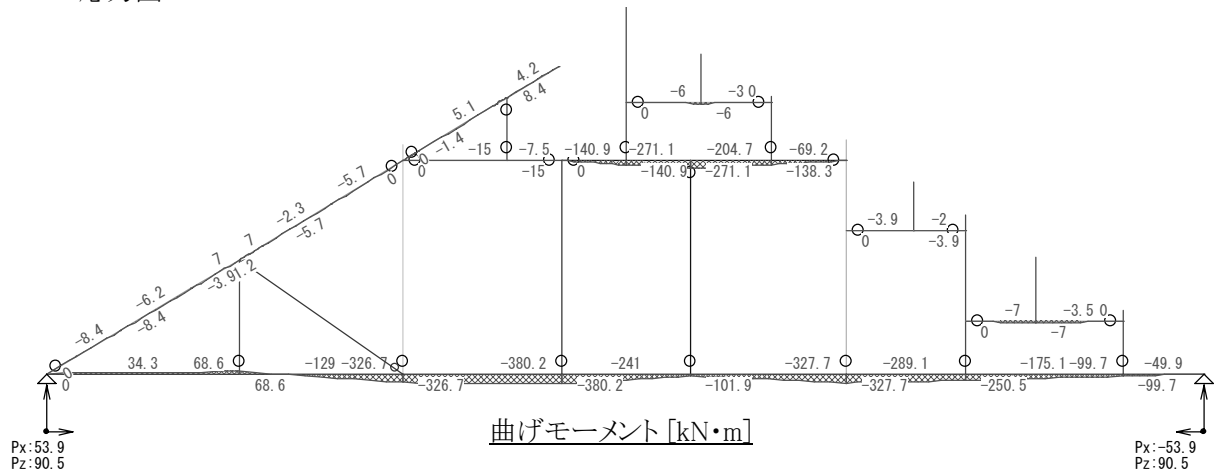
4-2-1 節点荷重の算定

$P1= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.18\text{m}+1.31\text{m})/2=$	10.59	→	11 kN
$P2= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.31\text{m}+1.23\text{m})/2=$	10.81	→	11 kN
$P3= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.23\text{m}+1.27\text{m})/2=$	10.64	→	11 kN
$P4= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.27\text{m}+1.18\text{m})/2=$	10.42	→	11 kN
$P5= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.18\text{m}+0.90\text{m})/2=$	8.85	→	9 kN
$P6= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.90\text{m}+1.21\text{m})/2=$	8.98	→	9 kN
$P7= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.53\text{m})/2=$	11.66	→	12 kN
$P8= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.53\text{m}+1.57\text{m})/2=$	13.19	→	14 kN
$P9= 2.97 \times 2.865\text{m} \times 1.57\text{m}/2=$	6.68	→	7 kN
$P10= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.18\text{m}+1.25\text{m})/2=$	10.34	→	11 kN
$P11= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.25\text{m}+1.29\text{m})/2=$	10.81	→	11 kN
$P12= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.29\text{m}+1.51\text{m})/2=$	11.91	→	12 kN
$P13= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.51\text{m}+1.21\text{m})/2=$	11.57	→	12 kN
$P14= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.21\text{m})/2=$	10.30	→	11 kN
$P15= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.21\text{m})/2=$	10.30	→	11 kN
$P16= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.39\text{m})/2=$	11.06	→	12 kN
$P17= 2.97 \times 2.865\text{m} \times 1.39\text{m}/2=$	5.91	→	6 kN

4-2-2 入力荷重図



4-2-3 応力図

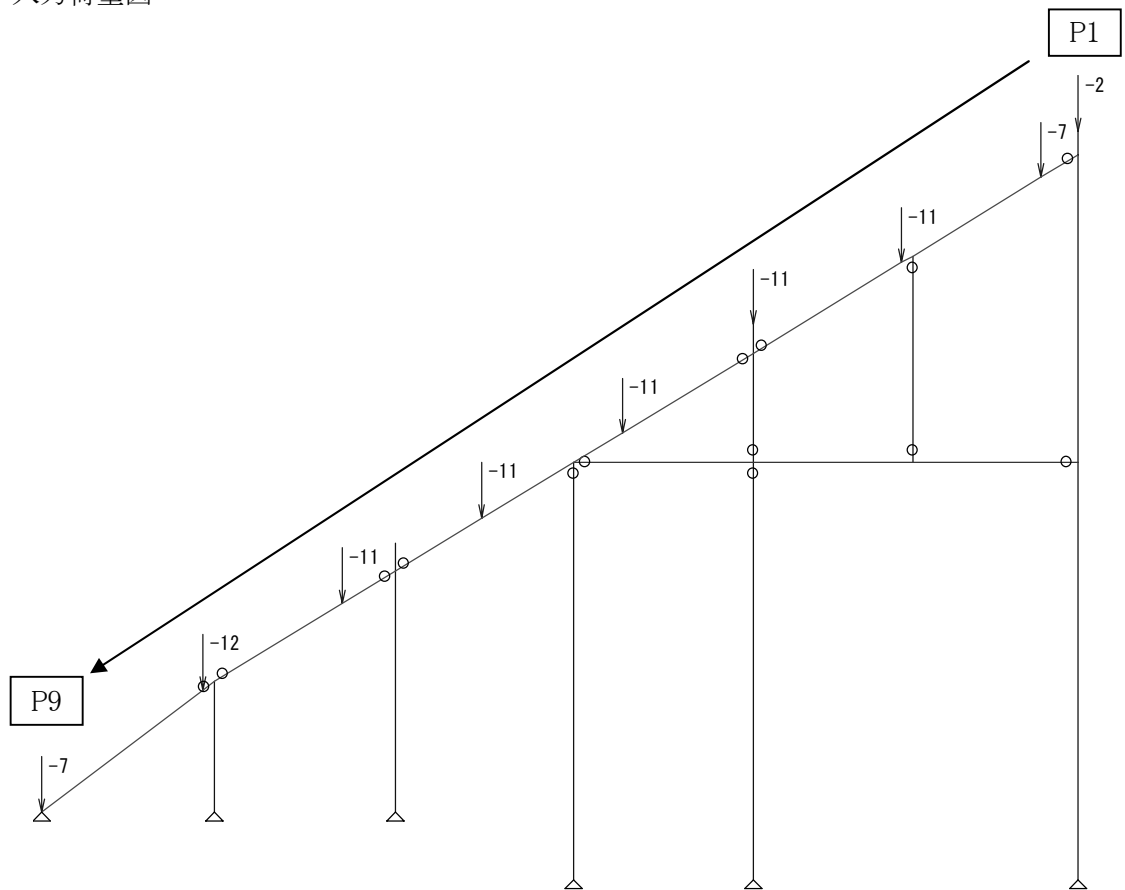


4-3 11a通りトラス

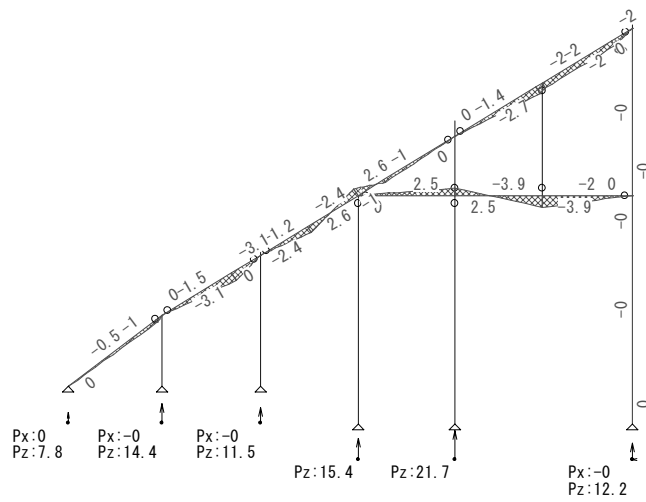
4-3-1 節点荷重の算定

$P1 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times 0.33\text{m} / 2 =$	1.40	→	2 kN
$P2 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.33\text{m} + 1.22\text{m}) / 2 =$	6.59	→	7 kN
$P3 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.22\text{m} + 1.22\text{m}) / 2 =$	10.38	→	11 kN
$P4 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.22\text{m} + 1.22\text{m}) / 2 =$	10.38	→	11 kN
$P5 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.22\text{m} + 1.22\text{m}) / 2 =$	10.38	→	11 kN
$P6 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.22\text{m} + 1.22\text{m}) / 2 =$	10.38	→	11 kN
$P7 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.22\text{m} + 1.23\text{m}) / 2 =$	10.42	→	11 kN
$P8 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.23\text{m} + 1.47\text{m}) / 2 =$	11.49	→	12 kN
$P9 = 2.97 \times 2.865\text{m} \times 1.47\text{m} / 2 =$	6.25	→	7 kN

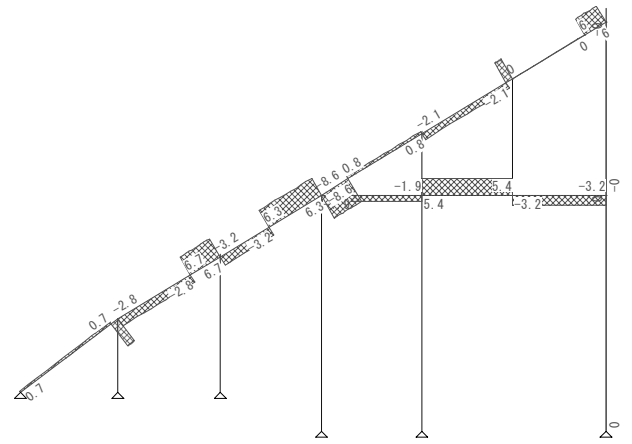
4-3-2 入力荷重図



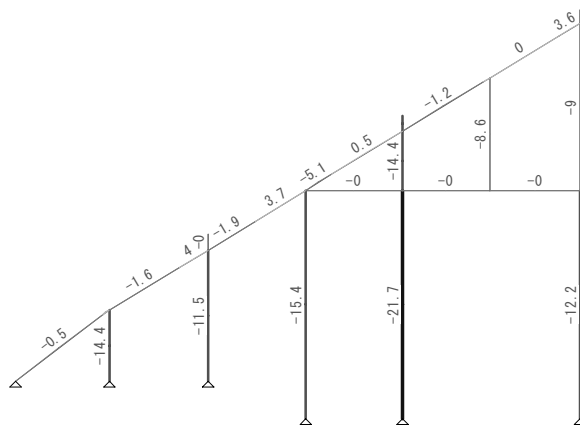
4-3-3 応力図



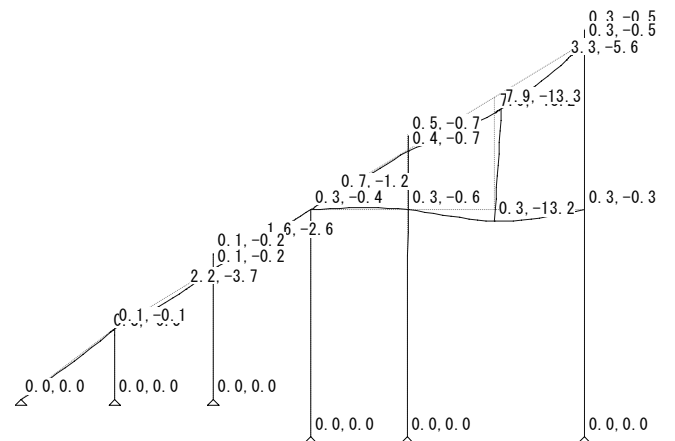
曲げモーメント [kN・m]



せん断力 [kN]



軸力 [kN]



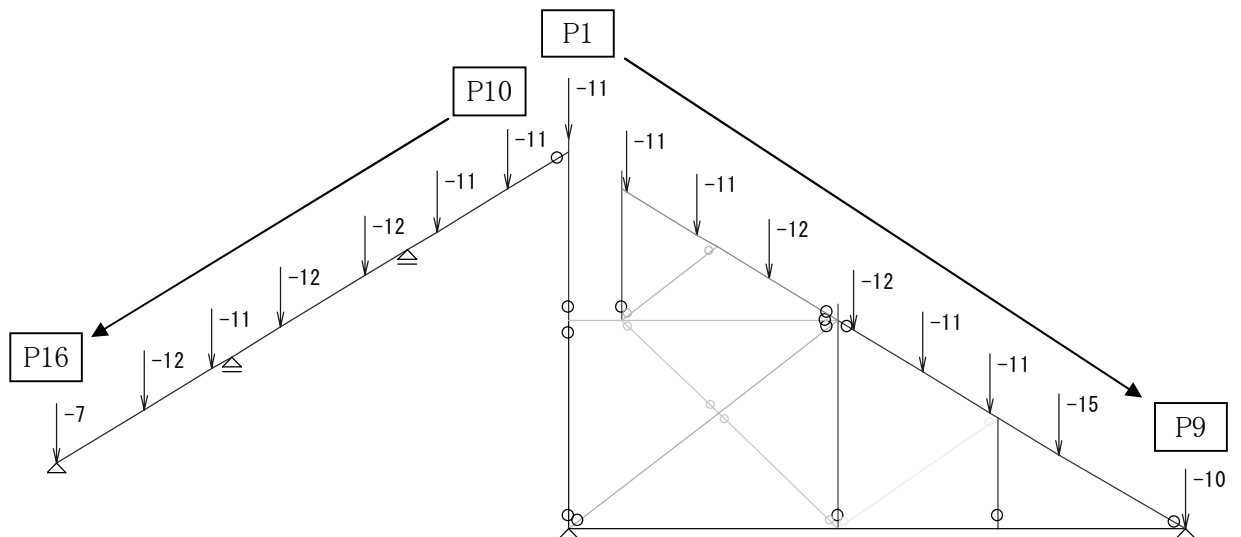
変形 [mm]

4-4 12通りトラス

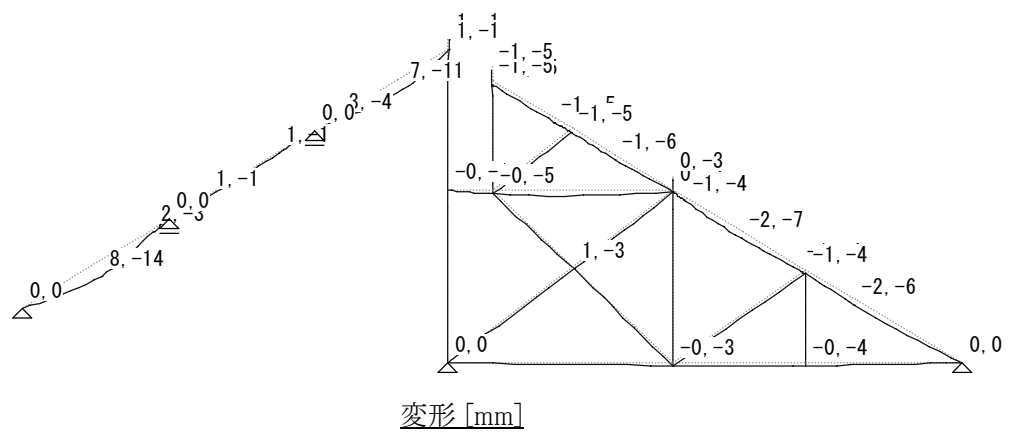
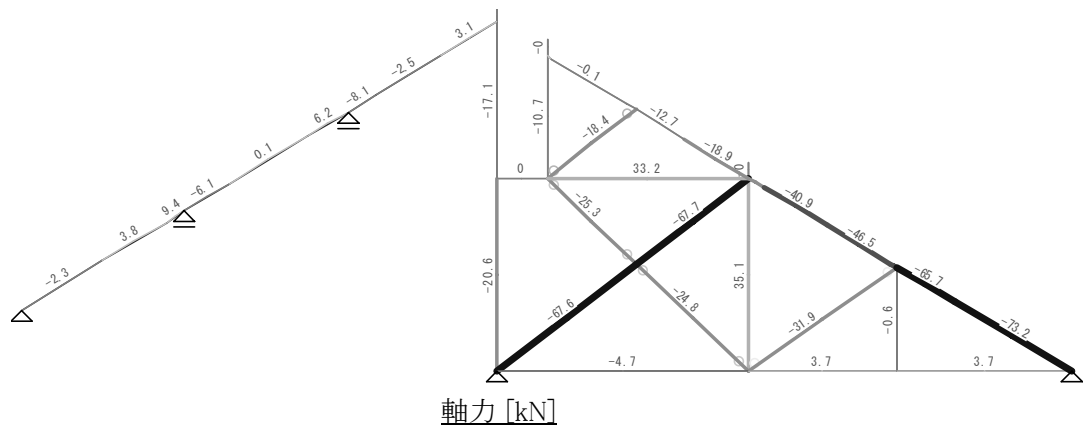
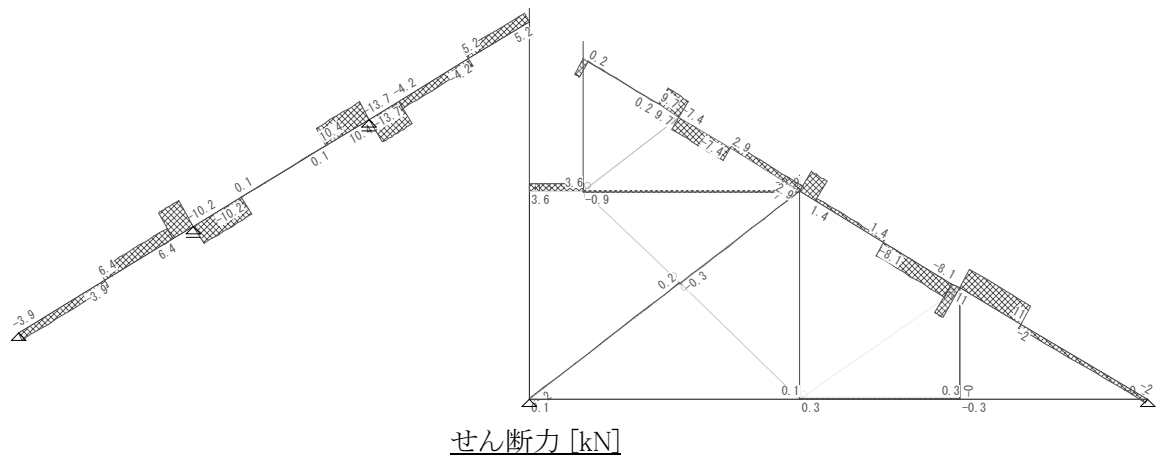
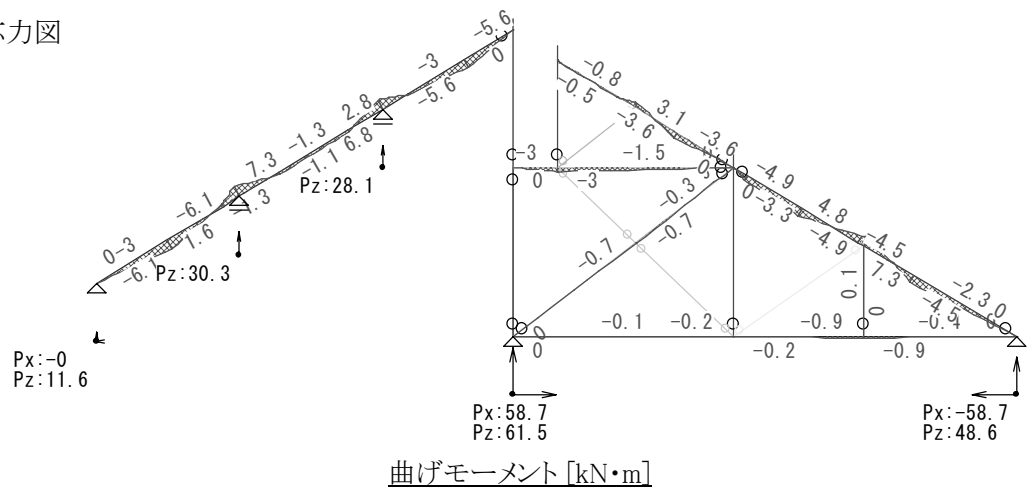
4-4-1 節点荷重の算定

$P1= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.18\text{m}+1.18\text{m})/2=$	10.04	→	11 kN
$P2= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.18\text{m}+1.25\text{m})/2=$	10.34	→	11 kN
$P3= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.25\text{m}+1.29\text{m})/2=$	10.81	→	11 kN
$P4= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.29\text{m}+1.51\text{m})/2=$	11.91	→	12 kN
$P5= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.51\text{m}+1.21\text{m})/2=$	11.57	→	12 kN
$P6= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.21\text{m})/2=$	10.30	→	11 kN
$P7= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.21\text{m})/2=$	10.30	→	11 kN
$P8= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+2.23\text{m})/2=$	14.64	→	15 kN
$P9= 2.97 \times 2.865\text{m} \times 2.23\text{m}/2=$	9.49	→	10 kN
$P10= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.18\text{m}+1.25\text{m})/2=$	10.34	→	11 kN
$P11= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.25\text{m}+1.29\text{m})/2=$	10.81	→	11 kN
$P12= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.29\text{m}+1.51\text{m})/2=$	11.91	→	12 kN
$P13= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.51\text{m}+1.21\text{m})/2=$	11.57	→	12 kN
$P14= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.21\text{m})/2=$	10.30	→	11 kN
$P15= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.21\text{m}+1.55\text{m})/2=$	11.74	→	12 kN
$P16= 2.97 \times 2.865\text{m} \times 1.55\text{m}/2=$	6.59	→	7 kN

4-4-2 入力荷重図



4-4-3 応力図



5.トラス部材の検討

5-1 設計用許容応力度の算定

部材の種類：製材

樹種：あかまつ

区分：甲種

等級：1級

樹種：あかまつ

区分：乙種

等級：1級

合掌材、水平材(曲げを受ける部材)

その他トラス軸材

設計用許容応力度 $f = K_d \times K_z \times K_s \times K_m \times of$

$K_z = (300/h)^{(1/9)}$

基準許容応力度 $of = K_f \times K_o \times F$

設計用弾性係数 $(E,G)= K_m \times K_l \times (E_o,G_o)$

F：基準材料強度

Kf：安全係数 (=2/3)

Ko：基準化係数 (=1/2)

Kd：荷重継続期間影響係数
(長期:1.1，中短期:1.6，短期:2.0)

Kz：寸法効果係数
h= 235 mm：部材のせい

Ks：システム係数
[木質構造設計規準・同解説P.161参照]

Km：含水率影響係数
使用環境= III

Kl：下限値調整係数
(二次部材等:1.00,主要部材:0.75)

Kz	Ks	Km	Kl
1.00	1.00	1.00	0.75

合掌材、水平材(曲げを受ける部材)

基準材料強度 (N/mm ²)				基準弾性係数 (kN/mm ²)		基準材料強度(N/mm ²)							
Fc	Ft	Fb	Fs	Eo	Go	めり込み		全面					
						中間部	材端	圧縮					
27.0	20.4	33.6	2.4	10.0	0.67	7.8	6.2	2.4					
設計用許容応力度(N/mm ²)												設計用弾性係数	
長期						中長期(長期積雪時)						(kN/mm ²)	
fc	ft	fb	fs	中間部	材端	fc	ft	fb	fs	中間部	材端	E	G
9.90	7.48	12.32	0.88	2.86	2.27	12.87	9.72	16.02	1.14	3.72	2.96	7.50	0.50
中短期(短期積雪時)						短期(短期地震時)							
fc	ft	fb	fs	中間部	材端	fc	ft	fb	fs	中間部	材端		
14.40	10.88	17.92	1.28	4.16	3.31	18.00	13.60	22.40	1.60	5.20	4.13		

その他トラス軸材

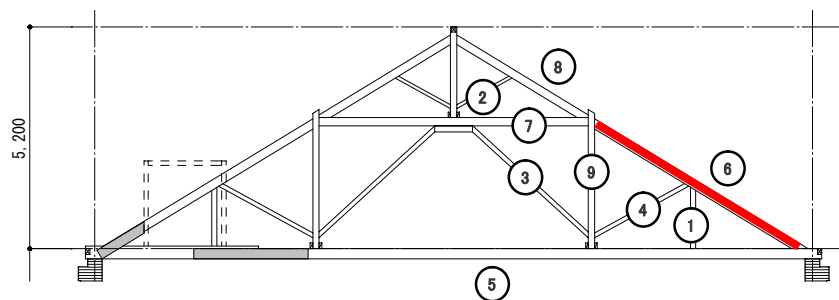
基準材料強度 (N/mm ²)				基準弾性係数 (kN/mm ²)		基準材料強度(N/mm ²)							
Fc	Ft	Fb	Fs	Eo	Go	めり込み		全面					
						中間部	材端	圧縮					
27.0	16.2	26.4	2.4	10.0	0.7	7.8	6.2	2.4					
設計用許容応力度(N/mm ²)												設計用弾性係数	
長期						中長期(長期積雪時)						(kN/mm ²)	
fc	ft	fb	fs	中間部	材端	fc	ft	fb	fs	中間部	材端	E	G
9.90	5.94	9.68	0.88	2.86	2.27	12.87	7.72	12.58	1.14	3.72	2.96	7.50	0.50
中短期(短期積雪時)						短期(短期地震時)							
fc	ft	fb	fs	中間部	材端	fc	ft	fb	fs	中間部	材端		
14.40	8.64	14.08	1.28	4.16	3.31	18.00	10.80	17.60	1.60	5.20	4.13		

5-2 断面検定位置図

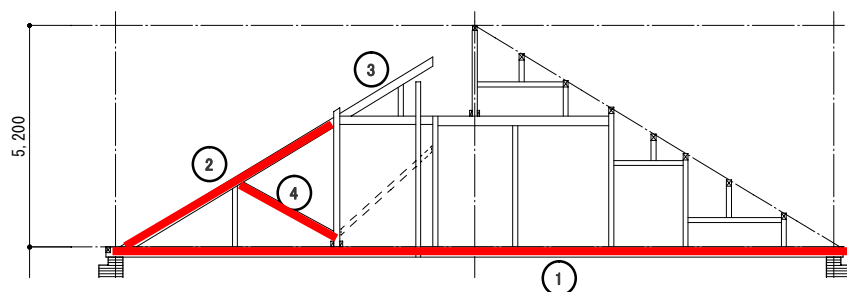
凡例

— NG部材を示す

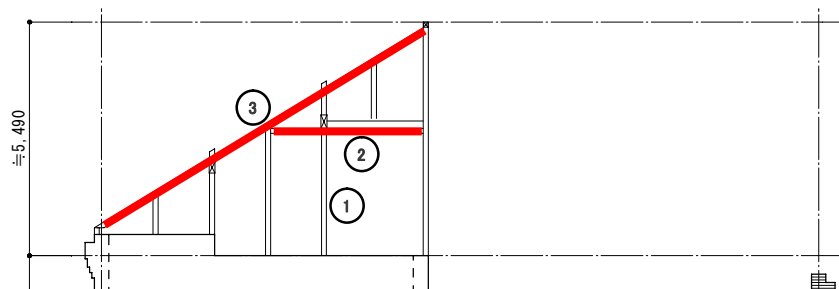
11通り軸組図



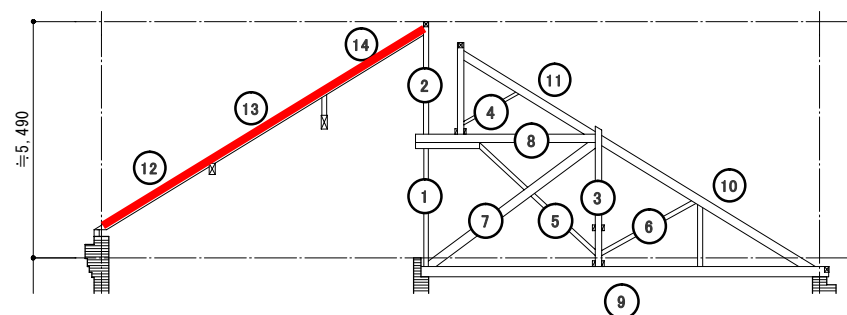
7通り軸組図



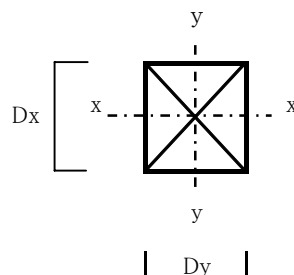
11a通り軸組図



12通り軸組図



5-3 11通りトラス部材の断面検定



検定比

圧縮 : $\sigma_c / (\eta \times f_c)$
 引張 : σ_t / f_t
 曲げ : $\sigma_b / (C_b \times f_b)$
 せん断 : τ / f_s

D_x : x-x軸周りの材せい
 D_y : y-y軸周りの材せい
 L_x : x-x軸周りの座屈長さ
 L_y : y-y軸周りの座屈長さ
 i_x : x-x軸周りの断面二次半径
 i_y : y-y軸周りの断面二次半径
 λ_x : x-x軸周りの細長比
 λ_y : y-y軸周りの細長比
 η_x : x-x軸周りの座屈低減係数
 η_y : y-y軸周りの座屈低減係数
 L_e : 有効座屈長さ (1.25 L_o ~1.9 L_o)
 C_s : 横座屈細長比
 C_k : 横座屈係数
 ※ 軸力は、圧縮を正、引張を負値とする。

トラス材①

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		$D_x \times D_y$		L_x	L_y	L_o	L_e		
その他トラス軸材	長方形	120 × 120		1650	1650	1650	3135	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Z_e	σ_b	f_b	A_e	τ	f_s
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	1.1	288000	0.00	9.68	14400	0.00	0.88
荷重状態	E	i_x	i_y	λ_x	λ_y	η_x	η_y	σ_c	f_c
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	34.68	34.68	47.575	47.575	0.82	0.82	0.08	9.90
	C_s	C_k	C_b	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	5.11	-	1.0000	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00

トラス材②

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		$D_x \times D_y$		L_x	L_y	L_o	L_e		
その他トラス軸材	長方形	75 × 145		1600	1600	1600	3040	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Z_e	σ_b	f_b	A_e	τ	f_s
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	19.5	135938	0.00	9.68	10875	0.00	0.88
荷重状態	E	i_x	i_y	λ_x	λ_y	η_x	η_y	σ_c	f_c
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	21.68	41.91	73.813	38.179	0.56	0.92	1.79	9.90
	C_s	C_k	C_b	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.29	-	1.0000	0.00	0.32	0.20	0.32	0.20	0.00

トラス材③

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		$D_x \times D_y$		L_x	L_y	L_o	L_e		
その他トラス軸材	長方形	105 × 145		3800	3800	3800	7220	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Z_e	σ_b	f_b	A_e	τ	f_s
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	1.5	266438	0.00	9.68	15225	0.00	0.88
荷重状態	E	i_x	i_y	λ_x	λ_y	η_x	η_y	σ_c	f_c
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	30.35	41.91	125.22	90.676	0.19	0.39	0.10	9.90
	C_s	C_k	C_b	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	6.00	-	1.0000	0.00	0.05	0.03	0.05	0.03	0.00

トラス材④

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		$D_x \times D_y$		L_x	L_y	L_o	L_e		
その他トラス軸材	長方形	101 × 152		2600	2600	2600	4940	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Z_e	σ_b	f_b	A_e	τ	f_s
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	33.6	258425	0.00	9.68	15352	0.00	0.88
荷重状態	E	i_x	i_y	λ_x	λ_y	η_x	η_y	σ_c	f_c
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	29.19	43.93	89.069	59.184	0.41	0.71	2.19	9.90
	C_s	C_k	C_b	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	4.65	-	1.0000	0.00	0.54	0.31	0.54	0.31	0.00

トラス材⑤

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	235 × 145		3300	3300	3300	6270	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	1.6	0.6	16.5	1334604	1.20	12.32	34075	0.03	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	67.92	41.91	48.587	78.745	0.81	0.51	0.48	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	8.37	-	1.0000	0.10	0.06	0.10	0.16	0.19	0.03

トラス材⑥

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	202 × 145		3250	1400	1400	1400	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	8.4	14	160	986097	8.52	12.32	29290	0.72	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	58.38	41.91	55.668	33.407	0.74	0.97	5.46	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.67	-	1.0000	0.69	0.74	0.57	1.43	1.26	0.81

合掌材でNGとなった

トラス材⑦

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	195 × 145		3300	3300	3300	6270	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	61.3	918938	0.00	9.68	28275	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	56.36	41.91	58.554	78.745	0.71	0.51	2.17	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	7.63	-	1.0000	0.00	0.31	0.43	0.31	0.43	0.00

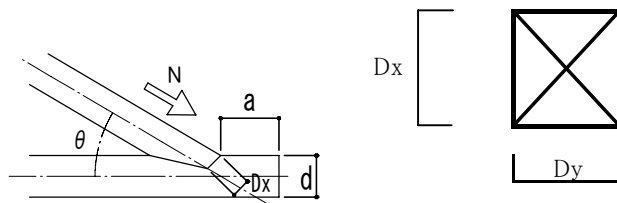
トラス材⑧

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	190 × 150		2200	1300	1300	1300	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	3.9	10	52.7	902500	4.32	12.32	28500	0.53	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	54.91	43.35	40.063	29.987	0.90	1.00	1.85	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.31	-	1.0000	0.35	0.21	0.19	0.56	0.54	0.60

トラス材⑨

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	150 × 150		3100	3100	3100	5890	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	-20.4	562500	0.00	9.68	22500	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σt	ft
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	-	-	-	-	-	-	0.91	5.94
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	6.27	-	1.0000	0.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.00

めり込みの検討



Dx : 接触面長さ
 Dy : 接触面幅
 θ : 繊維方向と加力方向のなす角度
 a : 材端距離
 d : 材せい
 A : 接触面積
 σ_c : 圧縮応力度(=N/A)
 $f_c \theta$: 繊維と角度 θ をなす方向の許容部分圧縮(めり込み)応力度

検定比

めり込み : $\sigma_c / f_c \theta$

トラス材②

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み位置	検定比
その他トラス軸材	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]		
[あかまつ材 乙種1級]	85 × 145		61.6	215	150	中間部	
荷重状態	N [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	19.5	12325	1.58	2.86	9.90	8.91	

トラス材③

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み位置	検定比
その他トラス軸材	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]		
[あかまつ材 乙種1級]	110 × 145		47.8	255	150	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	1.5	15950	0.09	2.86	9.90	7.29	

トラス材④

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み位置	検定比
その他トラス軸材	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]		
[あかまつ材 乙種1級]	100 × 150		61.3	255	150	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	33.6	15000	2.24	2.86	9.90	8.88	

トラス材⑥

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み位置	検定比
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]		
[あかまつ材 甲種1級]	105 × 145		30.8	325	235	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	160	15225	10.51	2.86	9.90	5.29	

合掌材でNGとなった

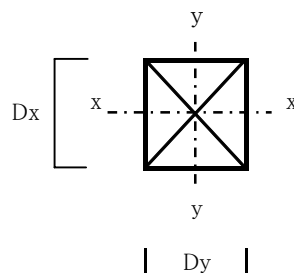
トラス材⑦

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み位置	検定比
その他トラス軸材	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]		
[あかまつ材 乙種1級]	195 × 145		90.0	230	150	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	61.3	28275	2.17	2.86	9.90	2.86	

トラス材⑧

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み位置	検定比
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]		
[あかまつ材 甲種1級]	87 × 150		30.8	140	150	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	52.7	13050	4.04	2.86	9.90	5.29	

5-4 7通りトラス部材の断面検定



検定比

圧縮: $\sigma_c / (\eta \times f_c)$
 引張: σ_t / f_t
 曲げ: $\sigma_b / (C_b \times f_b)$
 せん断: τ / f_s

Dx: x-x軸周りの材せい
 Dy: y-y軸周りの材せい
 Lx: x-x軸周りの座屈長さ
 Ly: y-y軸周りの座屈長さ
 ix: x-x軸周りの断面二次半径
 iy: y-y軸周りの断面二次半径
 λ_x : x-x軸周りの細長比
 λ_y : y-y軸周りの細長比
 η_x : x-x軸周りの座屈低減係数
 η_y : y-y軸周りの座屈低減係数
 Le: 有効座屈長さ (1.25Lo~1.9Lo)
 Cs: 横座屈細長比
 Ck: 横座屈係数
 ※ 軸力は、圧縮を正、引張を負値とする。

トラス材①

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	235 × 145		11900	17190	17190	32661	なし	0
[あかまつ材 甲種1級]	曲げ	せん断	軸力	Ze	σ_b	fb	Ae	τ	fs
	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	380.2	162.3	53.9	1334604	284.88	12.32	34075	7.14	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λ_x	λ_y	η_x	η_y	σ_c	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	67.92	41.91	175.21	410.19	0.10	0.02	1.58	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	19.11	19.11	0.6670	34.67	1.63	8.96	36.30	43.63	8.12

 λ_y :NG

トラス材②

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	202 × 145		3100	1400	1400	1400	なし	0
[あかまつ材 甲種1級]	曲げ	せん断	軸力	Ze	σ_b	fb	Ae	τ	fs
	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	8.4	13.3	205.9	986097	8.52	12.32	29290	0.68	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λ_x	λ_y	η_x	η_y	σ_c	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	58.38	41.91	53.099	33.407	0.77	0.97	7.03	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.67	-	1.0000	0.69	0.92	0.74	1.61	1.43	0.77

トラス材③

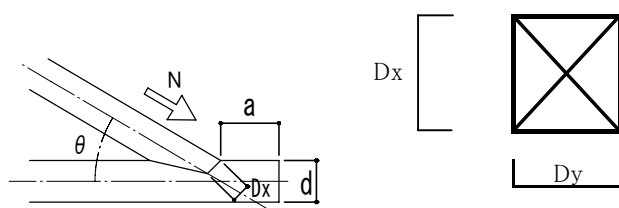
種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	190 × 150		1790	1300	1300	1300	なし	0
[あかまつ材 甲種1級]	曲げ	せん断	軸力	Ze	σ_b	fb	Ae	τ	fs
	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	8.4	9.5	5.6	902500	9.31	12.32	28500	0.50	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λ_x	λ_y	η_x	η_y	σ_c	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	54.91	43.35	32.597	29.987	0.97	1.00	0.20	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.31	-	1.0000	0.76	0.02	0.02	0.78	0.78	0.57

トラス材④

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	101 × 152		2690	2690	2690	5111	なし	0
[あかまつ材 乙種1級]	曲げ	せん断	軸力	Ze	σ_b	fb	Ae	τ	fs
	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	211.4	258425	0.00	9.68	15352	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λ_x	λ_y	η_x	η_y	σ_c	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	29.19	43.93	92.152	61.233	0.38	0.69	13.77	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	4.73	-	1.0000	0.00	3.68	2.02	3.68	2.02	0.00

7通りはトラス材 以外はNGとなった。

めり込みの検討



Dx : 接触面長さ

Dy : 接触面幅

θ : 繊維方向と加力方向のなす角度

a : 材端距離

d : 材せい

A : 接触面積

σ_c : 圧縮応力度(=N/A)

$f_c \theta$: 繊維と角度 θ をなす方向の許容部分
圧縮(めり込み)応力度

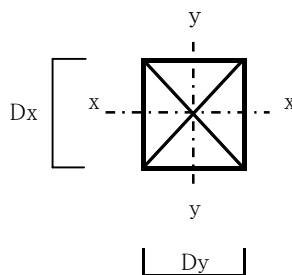
検定比

めり込み : $\sigma_c / f_c \theta$

トラス材②

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み	検定比
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]	位置	
[あかまつ材 甲種1級]	105 × 145		30.8	325	235	中間部	
荷重状態	N	A	σ_c	中間部	f_c	$f_c \theta$	検定比
	[kN]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
長期	205.9	15225	13.52	2.86	9.90	5.30	2.55

5-5 11a通りトラス部材の断面検定



検定比

圧縮: $\sigma c / (\eta \times fc)$
 引張: $\sigma t / ft$
 曲げ: $\sigma b / (Cb \times fb)$
 せん断: τ / fs

Dx : x-x軸周りの材せい
 Dy : y-y軸周りの材せい
 Lx : x-x軸周りの座屈長さ
 Ly : y-y軸周りの座屈長さ
 ix : x-x軸周りの断面二次半径
 iy : y-y軸周りの断面二次半径
 λx : x-x軸周りの細長比
 λy : y-y軸周りの細長比
 ηx : x-x軸周りの座屈低減係数
 ηy : y-y軸周りの座屈低減係数
 Le : 有効座屈長さ (1.25 L_o ~1.9 L_o)
 Cs : 横座屈細長比
 Ck : 横座屈係数
 ※ 軸力は、圧縮を正、引張を負値とする。

トラス材①

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		$Dx \times Dy$		Lx	Ly	L_o	Le		
その他トラス軸材	長方形	120×120		2880	2880	2880	5472	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Z_e	σb	fb	A_e	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	21.7	288000	0.00	9.68	14400	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	34.68	34.68	83.04	83.04	0.47	0.47	1.51	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N_{x-x}	N_{y-y}	$M+N_{x-x}$	$M+N_{y-y}$	Q
	6.75	-	1.0000	0.00	0.32	0.32	0.32	0.32	0.00

トラス材②

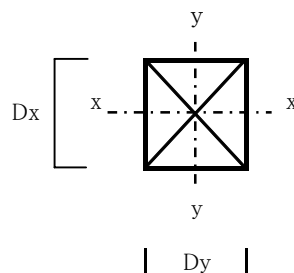
種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		$Dx \times Dy$		Lx	Ly	L_o	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	120×120		2440	2440	2440	4636	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Z_e	σb	fb	A_e	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	3.9	5.4	0	288000	13.54	12.32	14400	0.56	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	34.68	34.68	70.353	70.353	0.60	0.60	0.00	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N_{x-x}	N_{y-y}	$M+N_{x-x}$	$M+N_{y-y}$	Q
	6.22	-	1.0000	1.10	0.00	0.00	1.10	1.10	0.64

トラス材③

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		$Dx \times Dy$		Lx	Ly	L_o	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	120×120		1580	3150	3150	5985	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Z_e	σb	fb	A_e	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	3.1	8.6	5.1	288000	10.76	12.32	14400	0.90	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	34.68	34.68	45.557	90.825	0.84	0.39	0.35	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N_{x-x}	N_{y-y}	$M+N_{x-x}$	$M+N_{y-y}$	Q
	7.06	-	1.0000	0.87	0.04	0.09	0.92	0.97	1.02

11a通りはトラス材 以外はNGとなった。

5-6 12通りトラス部材の断面検定



検定比

圧縮: $\sigma c / (\eta \times fc)$
 引張: $\sigma t / ft$
 曲げ: $\sigma b / (Cb \times fb)$
 せん断: τ / fs

Dx: x-x軸周りの材せい
 Dy: y-y軸周りの材せい
 Lx: x-x軸周りの座屈長さ
 Ly: y-y軸周りの座屈長さ
 ix: x-x軸周りの断面二次半径
 iy: y-y軸周りの断面二次半径
 λx : x-x軸周りの細長比
 λy : y-y軸周りの細長比
 ηx : x-x軸周りの座屈低減係数
 ηy : y-y軸周りの座屈低減係数
 Le: 有効座屈長さ (1.25Lo~1.9Lo)
 Cs: 横座屈細長比
 Ck: 横座屈係数
 ※ 軸力は、圧縮を正、引張を負値とする。

トラス材①

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	112 × 112		3100	3100	3100	5890	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	20.6	234155	0.00	9.68	12544	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	32.37	32.37	95.768	95.768	0.34	0.34	1.64	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	7.25	-	1.0000	0.00	0.48	0.48	0.48	0.48	0.00

トラス材②

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	120 × 120		2660	2660	2660	5054	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	17.1	288000	0.00	9.68	14400	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	34.68	34.68	76.697	76.697	0.53	0.53	1.19	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	6.49	-	1.0000	0.00	0.23	0.23	0.23	0.23	0.00

トラス材③

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	150 × 150		3300	3300	3300	6270	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	35.1	562500	0.00	9.68	22500	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	43.35	43.35	76.12	76.12	0.54	0.54	1.56	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	6.47	-	1.0000	0.00	0.29	0.29	0.29	0.29	0.00

トラス材④

種類	断面形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き位置	切欠き高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	75 × 145		1600	1600	1600	3040	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	18.4	135938	0.00	9.68	10875	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	21.68	41.91	73.813	38.179	0.56	0.92	1.69	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.29	-	1.0000	0.00	0.30	0.19	0.30	0.19	0.00

トラス材⑤

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	105 × 145		2000	2000	2000	3800	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	25.3	266438	0.00	9.68	15225	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	30.35	41.91	65.905	47.724	0.64	0.82	1.66	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	4.36	-	1.0000	0.00	0.26	0.20	0.26	0.20	0.00

トラス材⑥

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	101 × 152		2600	2600	2600	4940	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	31.9	258425	0.00	9.68	15352	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	29.19	43.93	89.069	59.184	0.41	0.71	2.08	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	4.65	-	1.0000	0.00	0.51	0.30	0.51	0.30	0.00

トラス材⑦

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
その他トラス軸材	長方形	210 × 150		3170	5000	5000	9500	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 乙種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0	0	67.7	1102500	0.00	9.68	31500	0.00	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	60.69	43.35	52.23	115.33	0.78	0.23	2.15	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	9.42	-	1.0000	0.00	0.28	0.96	0.28	0.96	0.00

トラス材⑧

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	195 × 145		3300	4150	4150	7885	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	3	3.6	-33.2	918938	3.26	12.32	28275	0.19	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σt	ft
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	-	-	-	-	-	-	1.17	7.48
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	8.55	-	1.0000	0.26	0.16	0.16	0.42	0.42	0.22

トラス材⑨

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	235 × 145		4150	9420	9420	17898	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	0.9	0.3	4.7	1334604	0.67	12.32	34075	0.01	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	67.92	41.91	61.102	224.78	0.69	0.06	0.14	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	14.14	19.11	0.9000	0.06	0.02	0.23	0.08	0.30	0.02

 λy :NG

トラス材⑩

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	202 × 145		3100	1400	1400	1400	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	7.3	11	73.2	986097	7.40	12.32	29290	0.56	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	58.38	41.91	53.099	33.407	0.77	0.97	2.50	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.67	-	1.0000	0.60	0.33	0.26	0.93	0.86	0.64

トラス材⑪

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	190 × 150		2150	1300	1300	1300	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	3.6	9.7	18.9	902500	3.99	12.32	28500	0.51	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	54.91	43.35	39.153	29.987	0.91	1.00	0.66	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.31	-	1.0000	0.32	0.07	0.07	0.40	0.39	0.58

トラス材⑫

種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	150 × 120		3100	1400	1400	1400	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	7.3	10.2	9.4	450000	16.22	12.32	18000	0.85	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	43.35	34.68	71.507	40.367	0.58	0.90	0.52	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.82	-	1.0000	1.32	0.09	0.06	1.41	1.38	0.97

トラス材⑬

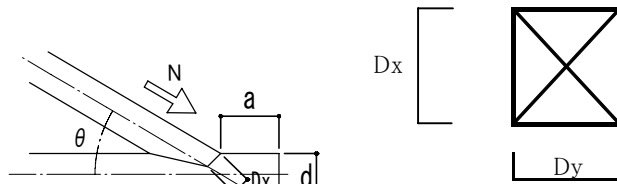
種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	150 × 120		3250	1400	1400	1400	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	7.3	10.4	6.2	450000	16.22	12.32	18000	0.87	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	43.35	34.68	74.967	40.367	0.55	0.90	0.34	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.82	-	1.0000	1.32	0.06	0.04	1.38	1.36	0.98

トラス材⑭

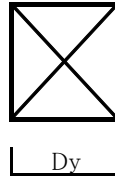
種類	断面 形状	部材断面		部材長 [mm]		横座屈長さ [mm]		切欠き 位置	切欠き 高さ[mm]
		Dx × Dy		Lx	Ly	Lo	Le		
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	長方形	150 × 120		2850	1400	1400	1400	なし	0
	曲げ	せん断	軸力	Ze	σb	fb	Ae	τ	fs
[あかまつ材 甲種1級]	[kN・m]	[kN]	[kN]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
	6.8	13.7	8.1	450000	15.11	12.32	18000	1.14	0.88
荷重状態	E	ix	iy	λx	λy	ηx	ηy	σc	fc
	[N/mm ²]	[mm]	[mm]					[N/mm ²]	[N/mm ²]
長期	7500	43.35	34.68	65.74	40.367	0.64	0.90	0.45	9.90
	Cs	Ck	Cb	検定比					
				M	N x-x	N y-y	M+Nx-x	M+Ny-y	Q
	3.82	-	1.0000	1.23	0.07	0.05	1.30	1.28	1.30

12通りはトラス材 、 、 部材
がNGとなった。

めり込みの検討



Dx



Dy

Dx : 接触面長さ

Dy : 接触面幅

θ : 繊維方向と加力方向のなす角度

a : 材端距離

d : 材せい

A : 接触面積

σ_c : 圧縮応力度(=N/A)

$f_c \theta$: 繊維と角度 θ をなす方向の許容部分圧縮(めり込み)応力度

検定比

めり込み : $\sigma_c / f_c \theta$

トラス材④

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み	検定比
その他トラス軸材	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]	位置	
[あかまつ材 乙種1級]	85 × 145		61.6	215	150	中間部	
荷重状態	N [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	18.4	12325	1.49	2.86	9.90	8.91	0.17

トラス材⑤

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み	検定比
その他トラス軸材	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]	位置	
[あかまつ材 乙種1級]	110 × 145		47.8	255	150	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	25.3	15950	1.59	2.86	9.90	7.29	0.22

トラス材⑥

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み	検定比
その他トラス軸材	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]	位置	
[あかまつ材 乙種1級]	100 × 150		61.3	255	150	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	31.9	15000	2.13	2.86	9.90	8.88	0.24

トラス材⑦

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み	検定比
その他トラス軸材	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]	位置	
[あかまつ材 乙種1級]	105 × 145		30.8	325	235	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	67.7	15225	4.45	2.86	9.90	5.29	0.84

トラス材⑧

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み	検定比
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]	位置	
[あかまつ材 甲種1級]	195 × 145		90.0	230	150	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	33.2	28275	1.17	2.86	9.90	2.86	0.41

トラス材⑩

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み	検定比
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]	位置	
[あかまつ材 甲種1級]	105 × 145		30.8	325	235	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	73.2	15225	4.81	2.86	9.90	5.29	0.91

トラス材⑪

種類	めり込み面		θ	a	d	めり込み	検定比
合掌材、水平材(曲げを受ける部材)	Dx × Dy		[°]	[mm]	[mm]	位置	
[あかまつ材 甲種1級]	87 × 150		30.8	140	150	中間部	
荷重状態	軸力 [kN]	A [mm ²]	σ_c [N/mm ²]	中間部 [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	$f_c \theta$ [N/mm ²]	
長期	18.9	13050	1.45	2.86	9.90	5.29	0.27

吉野町煉瓦倉庫 B棟の鉄骨部材の検討

1. 構造計画

1-1 構造の概要

本計算書は、吉野町煉瓦倉庫B棟の屋根トラス及び2階梁部材の安全性の検討である。

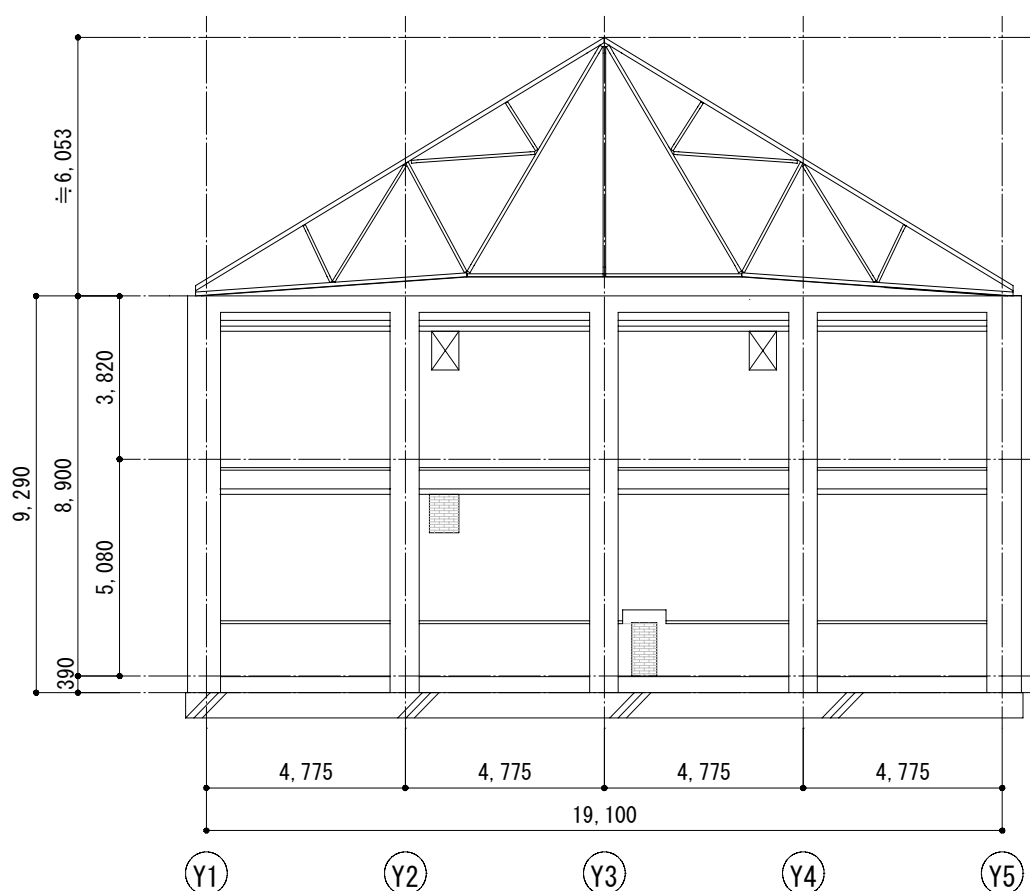
構造体： 屋根トラスは、重量鉄骨によるフイントラスである。
現存する設計図書では、樹種等が不明であるため、材料試験結果により、設計許容応力度を決定する。
2階梁は、重量鉄骨である。
各部材は、材端ピンとして検討を行う。

1-2 構造計算の方針

計算上準拠する基準等は以下の通りとする。

- ・ 建築基準法・同施行令、告示・通達等
- ・ 鋼構造設計規準(日本建築学会)

1-3 構造概要図



()内はkg/m²を示す

2. 仮定荷重

床荷重表 (単位: N/m²)100 N/m²単位で切り上げる

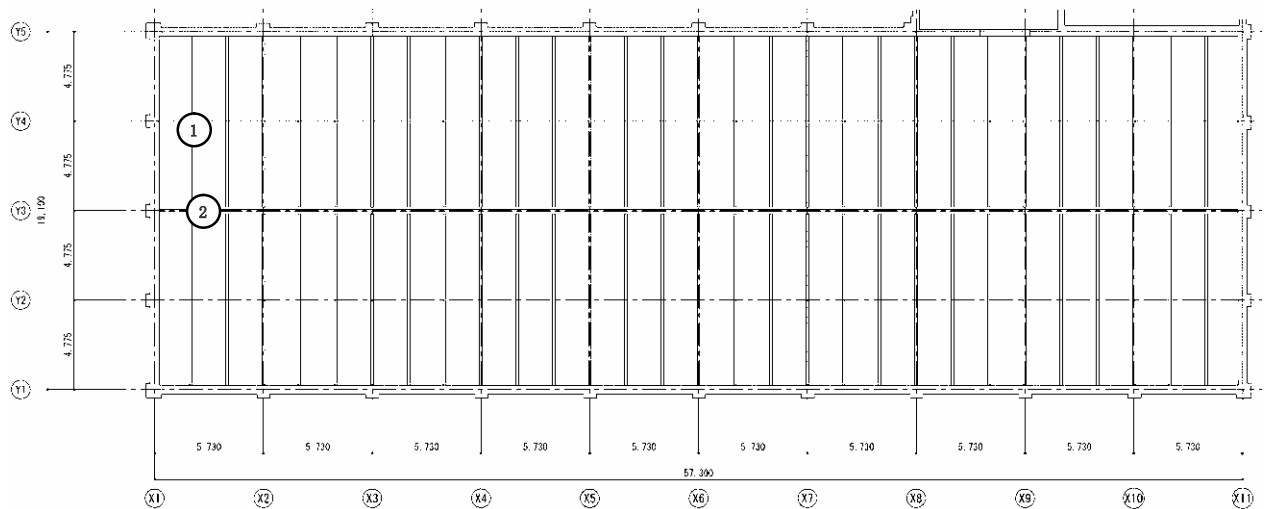
室名	固定荷重						積載荷重との組合せ (N/m ²)					備考
	材料	比重	厚	質量	重量	合計		床	小梁	架構	地震	
屋根 鉄骨トラス	金属板				200		DL LL	700 2270 (232)	700 2270 (232)	700 2270 (232)	700 1135 (116)	積雪130cm
	野地板	20.0	30		70							
	垂木				70							
	小屋組				300							
						640 ↓ 700						
		0.0	0		0	700	TL	2970 (303)	2970 (303)	2970 (303)	1835 (187)	N/m ² kgf/m ²
2階 床1	モルタル	20.0	25		500		DL LL	1200 1800 (184)	1200 1800 (184)	1200 1300 (133)	1200 600 (61)	住宅程度
	根太・大引				200							
	鉄骨梁				500							
						1200						
	R C スラブ	24.0	0		0	1200	TL	3000 (306)	3000 (306)	2500 (255)	1800 (184)	N/m ² kgf/m ²

壁荷重表 (単位: N/m²)100 N/m²単位で切り上げる

室名	固定荷重					
	材料	比重	厚	質量	重量	合計
屋根立上り部	金属板				200	
	下地材				300	
						500
						500
煉瓦壁 頂部梁型	煉瓦	19.0	600		11400	
						11400
						11400
煉瓦壁 W47	煉瓦	19.0	470		8930	
						8930 ↓ 9000
						9000
煉瓦壁 W35 A棟・B棟境界 W56をA棟21cm B棟35cmに分ける	煉瓦	19.0	350		6650	
						6650 ↓ 6700
						6700

3.鉄骨小梁等の検討

材料の試験結果より、鋼材の基準強度を $F=235\text{N/mm}^2$ として検討を行う。
リベットボルトは、F8T高力ボルトと許容応力度が同等であるため、プログラム上はこれを採用する。



検討部材位置図

①
スパン長: 9.55m, 支持条件: 単純梁, 荷重種別: 長期
(両側)

0.96 $\frac{3.0}{0.96}$

応力 $M = 64.8, Q = 24.7, N = 0.0$
部材 BH-381x140x9.5x15.9(SS400), 端部ボルト 8-M16 (H.T.B. F8T 二面)
 $A = 77.7, I = 18216.5, Z = 956.2$

許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156$
曲げ検定比 $\sigma_b/f_b = 0.43$, 端部ボルトの検定比 0.06
変位量 $\delta = 16.5\text{mm} = 1/577$

2階床1
 $w = 3.0 \text{ kN/m}^2$

②
スパン長: 3.82m, 支持条件: 二連梁, 荷重種別: 長期
(両側)

25.0

1.91
応力 $M = 35.8, Q = 25.0, N = 0.0$
部材 BH-381x140x9.5x15.9(SS400)
 $A = 77.7, I = 18216.5, Z = 956.2$

許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156$
曲げ検定比 $\sigma_b/f_b = 0.24$
変位量 $\delta = 0.7\text{mm} = 1/5615$

①のQより
 $P = 24.7 \rightarrow 25 \text{ kN}$

1F柱
部材長: 5.10m, 荷重種別: 長期

応力は直接入力による

応力 $M = 0.0, Q = 0.0, N = 100.0$
部材 BH-203x152x9.5x12.7(SS400), 端部ボルト 20-M16 (H.T.B. F8T 一面)
 $A = 55.5, I = 3944.1, Z = 388.6, I_{kx} = 5.10, I_{ky} = 5.10\text{m}$
 $\lambda_x = 60.5, \lambda_y = 139.2$
許容応力度 $f_t = 156, f_c = 48.2$
曲げ検定比 $\sigma_c/f_c = 0.37$

$N = ①Q \times 2 + ②Q \times 2$
 $= 24.7 \times 2 + 25 \times 2$
 $= 99.4 \rightarrow 100 \text{ kN}$

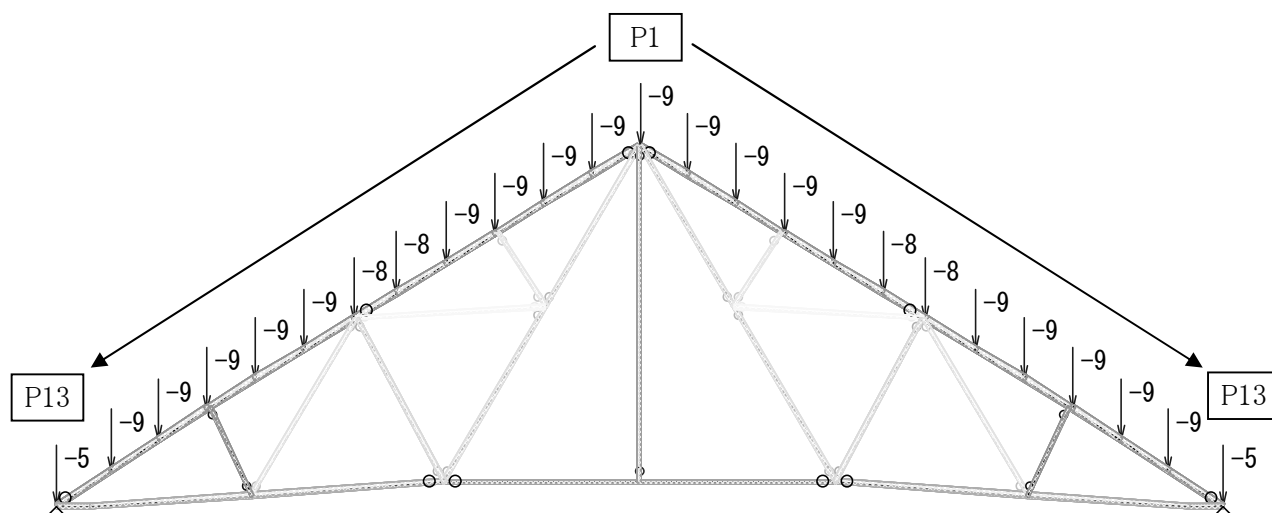
2[-203x76x9.5x12.7を
モデル化して断面検定を行った。

4.鉛直荷重時のトラスの応力算定

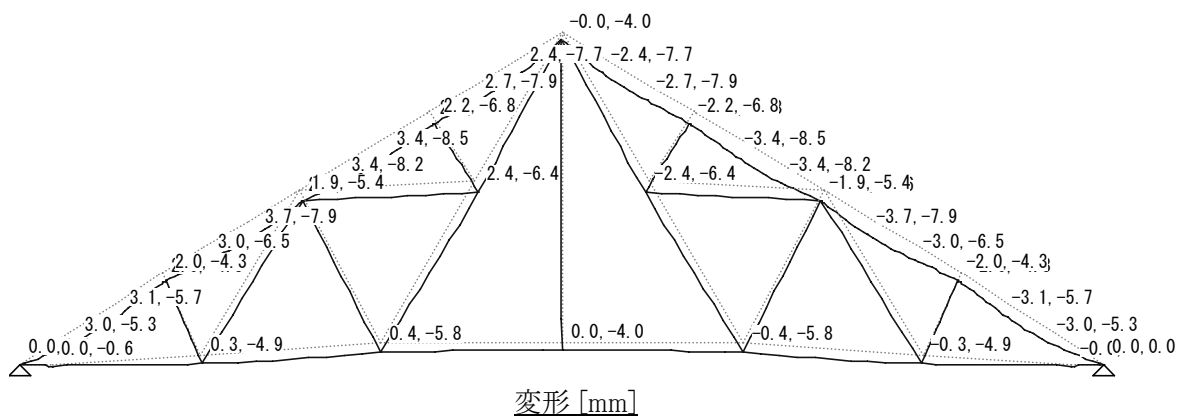
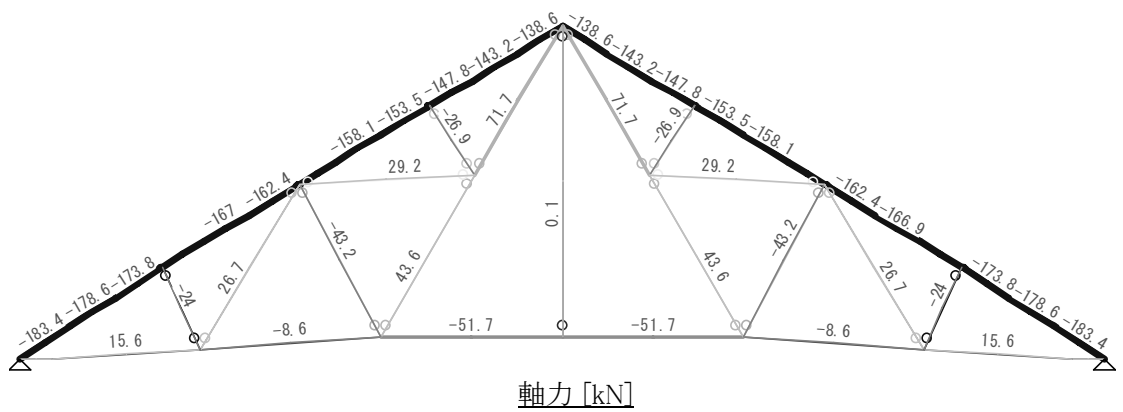
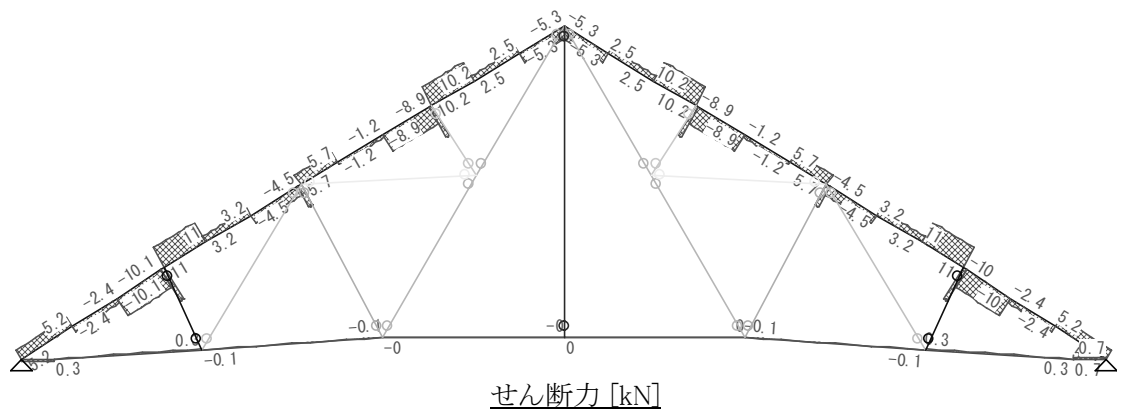
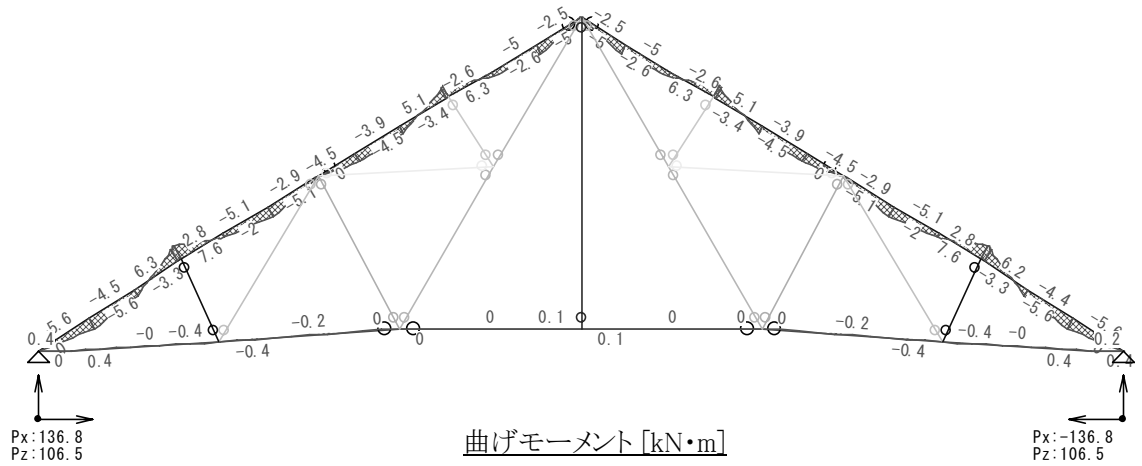
4-1 節点荷重の算定

$P1= 2.97 \times 2.865\text{m} \times 0.98\text{m}=$	8.34	→	9 kN
$P2= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.98\text{m}+0.95\text{m})/2=$	8.21	→	9 kN
$P3= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.95\text{m}+0.95\text{m})/2=$	8.08	→	9 kN
$P4= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.95\text{m}+0.95\text{m})/2=$	8.08	→	9 kN
$P5= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.95\text{m}+0.95\text{m})/2=$	8.08	→	9 kN
$P6= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.95\text{m}+0.85\text{m})/2=$	7.66	→	8 kN
$P7= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.85\text{m}+0.98\text{m})/2=$	7.79	→	8 kN
$P8= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.98\text{m}+0.95\text{m})/2=$	8.21	→	9 kN
$P9= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.95\text{m}+0.95\text{m})/2=$	8.08	→	9 kN
$P10= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.95\text{m}+0.95\text{m})/2=$	8.08	→	9 kN
$P11= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.95\text{m}+0.95\text{m})/2=$	8.08	→	9 kN
$P12= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (0.95\text{m}+1.00\text{m})/2=$	8.30	→	9 kN
$P13= 2.97 \times 2.865\text{m} \times (1.00\text{m}/2)=$	4.25	→	5 kN

4-2 入力荷重図



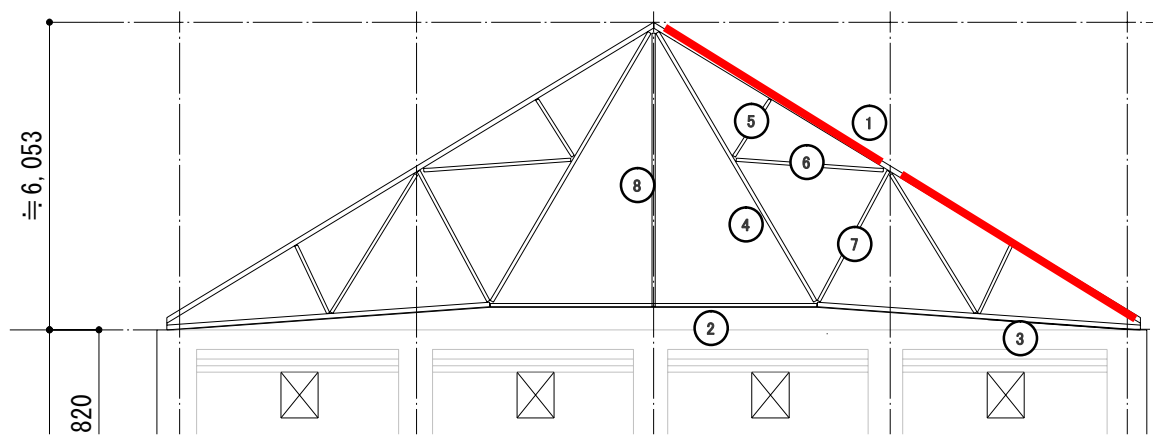
4-3 応力図



5.鉄骨トラス部材の検討
5-1 断面検定位置図

凡例

— NG部材を示す



X11通り軸組図

5-2 鉄骨トラス部材の断面検定

材料の試験結果より、鋼材の基準強度を $F=235\text{N/mm}^2$ として検討を行う。
リベットボルトは、F8T高力ボルトと許容応力度が同等であるため、プログラム上はこれを採用する。

①
部材長：5.92m、荷重種別：長期、荷重の作用方向：強軸回り

応力は直接入力による

応力 $M = 7.6, Q = 11.0, N = 184.0$
部材 2L-100x100x10.0(SS400)、端部ボルト 6-M20 (H.T.B. F8T 二面)
 $A = 38.0, I = 350.0, Z = 48.8, I_{kx} = 3.00, I_{ky} = 3.00\text{m}$
 $\lambda_x = 98.9, \lambda_y = 72.4$
許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156, f_c = 87.5$
曲げ検定比 $\sigma_b/f_b + \sigma_c/f_c = 0.99 + 0.55 = 1.55$ 端部ボルトの検定比 0.41

合掌材でNGとなった。

②
部材長：6.60m、荷重種別：長期、荷重の作用方向：強軸回り

応力は直接入力による

応力 $M = 0.1, Q = 0.1, N = 52.0$
部材 2L-65x65x8.0(SS400)、端部ボルト 5-M16 (H.T.B. F8T 二面)
 $A = 19.5, I = 73.6, Z = 15.9, I_{kx} = 3.30, I_{ky} = 3.30\text{m}$
 $\lambda_x = 170.0, \lambda_y = 122.1$
許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156, f_c = 32.3$
曲げ検定比 $\sigma_b/f_b + \sigma_c/f_c = 0.04 + 0.82 = 0.86$ 端部ボルトの検定比 0.22

③
部材長：6.60m、荷重種別：長期、荷重の作用方向：強軸回り

応力は直接入力による

応力 $M = 0.4, Q = 0.7, N = 15.6$
部材 2L-90x90x10.0(SS400)、端部ボルト 5-M20 (H.T.B. F8T 二面)
 $A = 34.0, I = 250.0, Z = 39.0, I_{kx} = 3.30, I_{ky} = 3.30\text{m}$
 $\lambda_x = 121.7, \lambda_y = 88.3$
許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156, f_c = 63.1$
曲げ検定比 $\sigma_b/f_b + \sigma_c/f_c = 0.07 + 0.07 = 0.14$ 端部ボルトの検定比 0.04

④
部材長：6.50m、荷重種別：長期、荷重の作用方向：強軸回り

応力は直接入力による

応力 $M = 0.1, Q = 0.1, N = -72.0$
部材 L-75x75x9.0(SS400)、端部ボルト 3-M16 (H.T.B. F8T 一面)
 $A = 7.7, I = 64.4, Z = 12.1, I_{kx} = 3.40, I_{ky} = 3.40\text{m}$
許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156$
曲げ検定比 $\sigma_b/f_t + \sigma_t/f_t = +0.60 = 0.60$ 端部ボルトの検定比 0.99

⑤
部材長：1.47m、荷重種別：長期、荷重の作用方向：強軸回り

応力は直接入力による

応力 $M = 0.1, Q = 0.1, N = 27.0$
部材 L-65x65x6.0(SS400)、端部ボルト 2-M16 (H.T.B. F8T 一面)
 $A = 7.5, I = 29.4, Z = 6.3, I_{kx} = 1.47, I_{ky} = 1.47\text{m}$
 $\lambda_x = 59.1, \lambda_y = 115.5$
許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156, f_c = 69.7$
曲げ検定比 $\sigma_b/f_b + \sigma_c/f_c = 0.12 + 0.51 = 0.63$ 端部ボルトの検定比 0.56

⑥

部材長: 3.19m, 荷重種別: 長期, 荷重の作用方向: 強軸回り

応力は直接入力による

応力 $M = 0.1, Q = 0.1, N = -30.0$ 部材 2L-65x65x8.0(SS400), 端部ボルト 2-M16 (H.T.B. F8T 一面)
 $A = 5.7, I = 36.8, Z = 8.0, I_{kx} = 3.19, I_{ky} = 3.19m$ 許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156$ 曲げ検定比 $\sigma_b/f_t + \sigma_t/f_t = +0.33 = 0.33$, 端部ボルトの検定比 0.62

⑦

部材長: 3.07m, 荷重種別: 長期, 荷重の作用方向: 強軸回り

応力は直接入力による

応力 $M = 0.1, Q = 0.1, N = 44.0$ 部材 2L-65x65x6.0(SS400), 端部ボルト 3-M16 (H.T.B. F8T 二面)
 $A = 15.1, I = 58.8, Z = 12.5, I_{kx} = 3.07, I_{ky} = 3.07m$
 $\lambda_x = 155.3, \lambda_y = 114.6$ 許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156, f_c = 38.7$ 曲げ検定比 $\sigma_b/f_b + \sigma_c/f_c = 0.05 + 0.76 = 0.81$, 端部ボルトの検定比 0.30

⑧

部材長: 5.51m, 荷重種別: 長期, 荷重の作用方向: 強軸回り

応力は直接入力による

応力 $M = 0.1, Q = 0.1, N = -0.1$ 部材 2L-65x65x6.0(SS400), 端部ボルト 2-M16 (H.T.B. F8T 二面)
 $A = 12.9, I = 58.8, Z = 12.5, I_{kx} = 5.51, I_{ky} = 5.51m$ 許容応力度 $f_t = 156, f_b = 156$ 曲げ検定比 $\sigma_b/f_t + \sigma_t/f_t = 0.05 + = 0.05$

吉野町煉瓦倉庫常時微動測定結果報告

2015年 12月
大林組技術研究所



報告書番号	19862-1
作成年月日	2015年12月22日
題 目 吉野町煉瓦倉庫常時微動測定結果報告	
所属 氏名 技術研究所 構造技術研究部 三浦 耕太  三輪田 吾郎  諏訪 仁 	

目 次

1	はじめに.....	1
1.1	目的	1
1.2	測定概要	1
2	振動測定方法.....	1
2.1	測定ケース	1
2.2	測定点位置	2
2.3	測定機器	2
2.4	収録方法	4
2.5	分析方法	4
3	振動測定結果.....	5
3.1	固有振動数	5
3.2	固有モード	28
3.3	地盤から建物への入力損失.....	40
4	まとめ.....	50
	付録 測定状況写真	51

1 はじめに

1.1 目的

耐震補強の実施を予定している吉野町煉瓦倉庫 A 棟、B 棟の振動特性を確認するため、常時微動測定を行った。

本報告では、建屋全体及び煉瓦壁の面外方向の振動測定結果について示す。

1.2 測定概要

測定日時：2015 年 10 月 20 日(火) 8:00～18:30

測定場所：青森県弘前市吉野町 2-1 吉野町煉瓦倉庫 A 棟、B 棟

測定状況：測定は耐震改修計画策定のための現地調査期間中に実施したが、測定当日については、他の作業は行われていなかった。振動測定中、建屋周辺地盤において、大型掘削機等の稼働は無かったが、B 棟は道路に隣接しているため、一部交通振動の影響を受けた可能性が考えられる。

測定担当：大林組技術研究所

諏訪 仁

三輪田 吾郎

三浦 耕太

日本工業検査

田口 治

測定立会：大林組青森工事事務所

斉藤健司

大林組東北支店建築設計部

高田恵美

大林組東北支店建築工事部

青野芳明

2 振動測定方法

2.1 測定ケース

地盤および建屋内の代表点において常時微動測定を実施した。測定ケースは表 2.1 に示す 6 通りとした。

表 2.1 測定ケース一覧

	目的	位置	方向	点数
Case1	建屋全体の水平方向振動特性の把握	地盤、床、壁頂部	X	10
Case2	建屋全体の水平方向振動特性の把握	地盤、床、壁頂部	Y	10
Case3	建屋全体の鉛直方向振動特性の把握	地盤、床、壁頂部	Z	10
Case4	A 棟壁面外方向の振動特性の把握	床、窓枠、壁頂部	X	16
Case5	B 棟壁面外方向の振動特性の把握	床、窓枠、壁頂部	Y	14
Case6	床の鉛直方向の振動特性の把握	床	Z	3

2.2 測定点位置

測定点を図 2.1～図 2.4 に示す。

2.3 測定機器

加速度計：MG-102S（特許機器製）

振動計：OSP-06（特許機器製）

収録装置：RS-1（特許機器製）

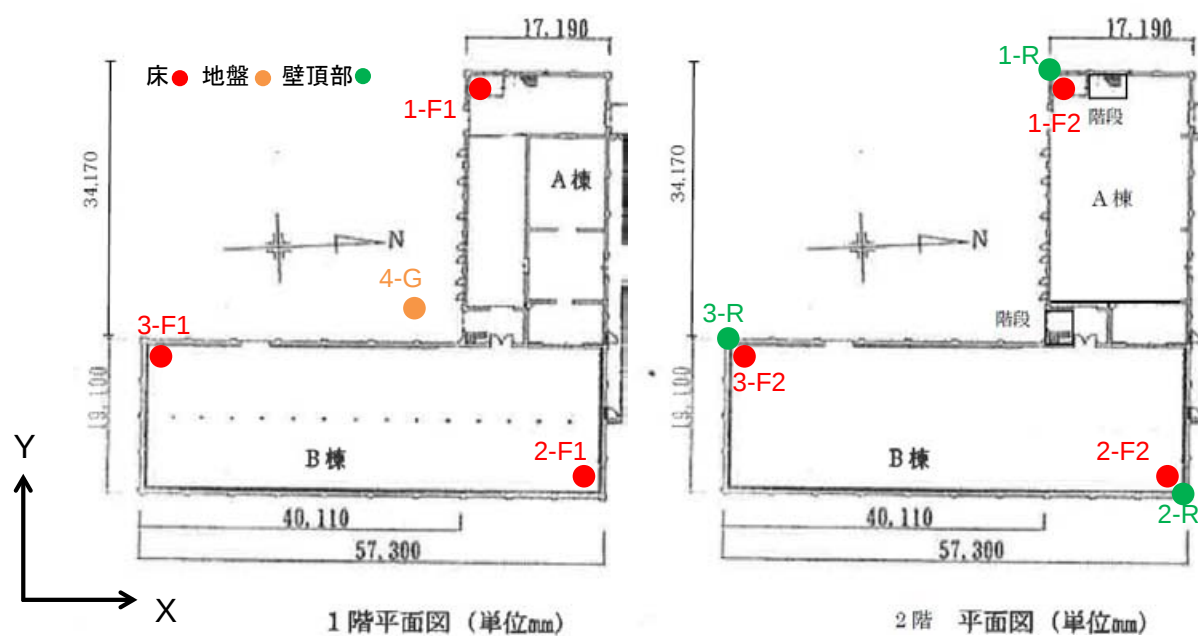


図 2.1 測定位置 (Case1 : X 方向 Case2 : Y 方向 Case3 : Z 方向)

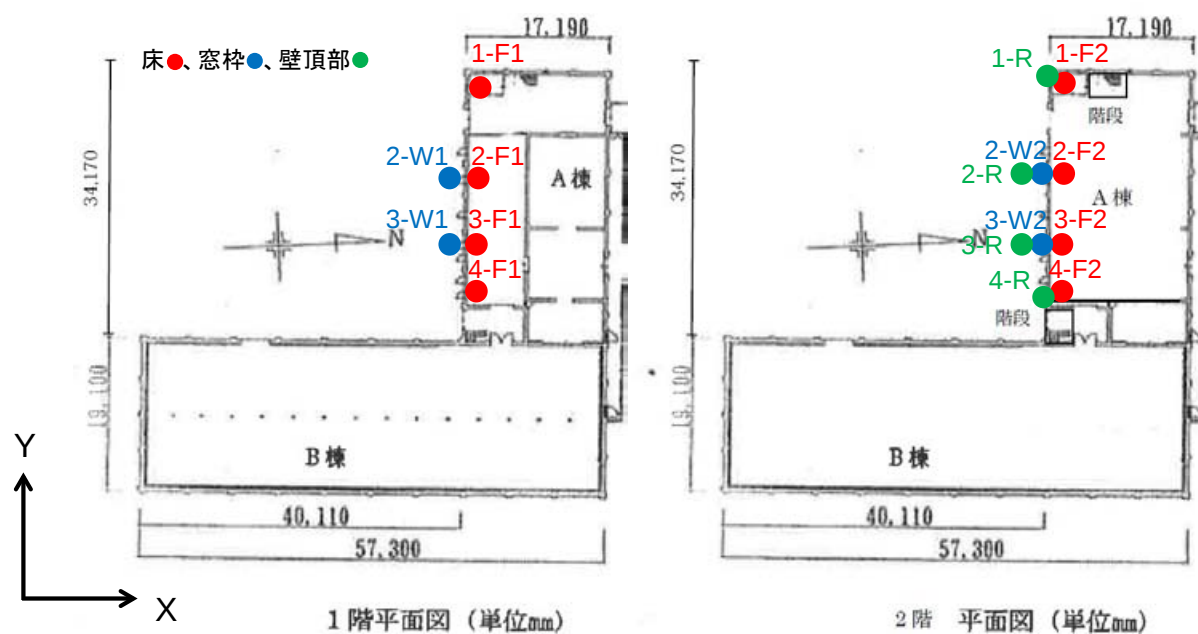


図 2.2 測定位置 (Case4 : X 方向)

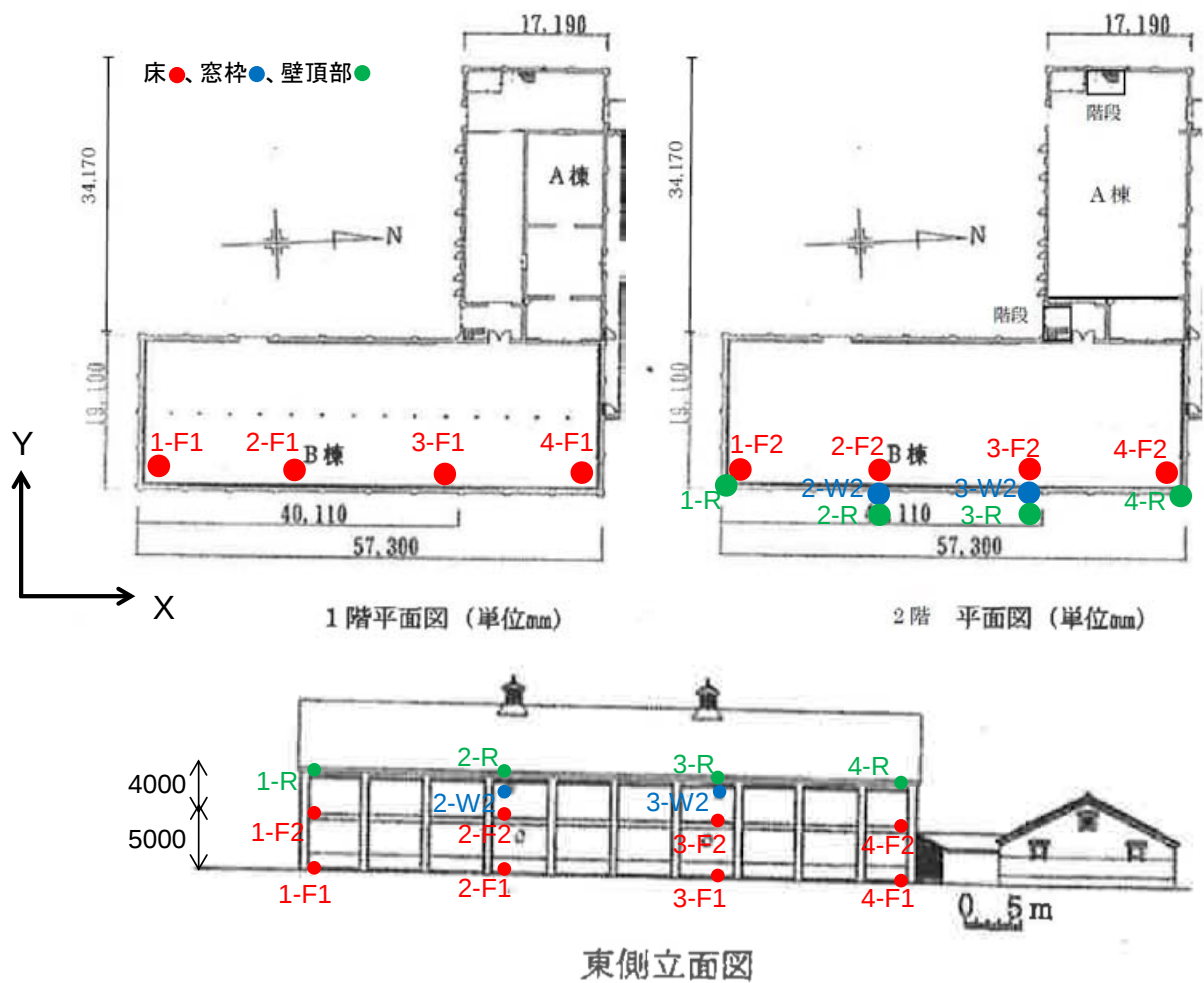


図 2.3 測定位置 (Case5 : Y 方向)

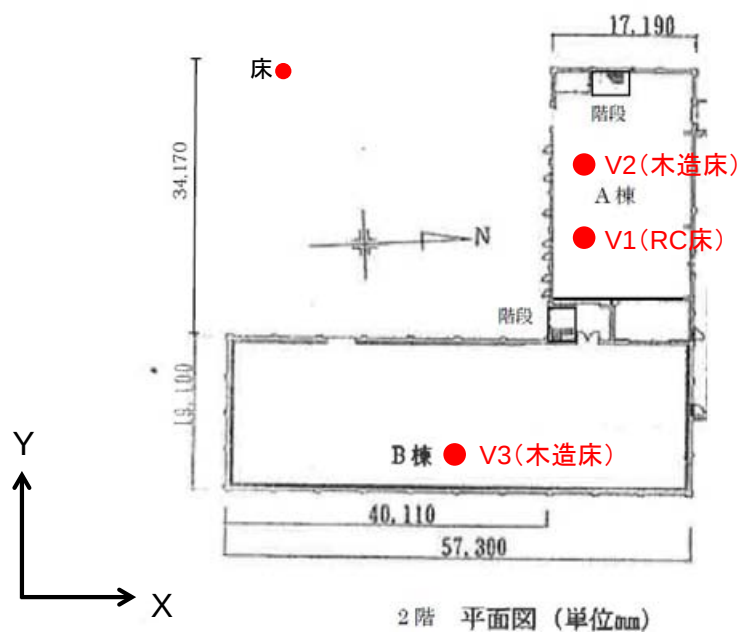


図 2.4 測定位置 (Case6 : Z 方向)

2.4 収録方法

収録時間は1ケースにつき10分間、サンプリング周波数は256Hzとした。

2.5 分析方法

(1) FFTによる周波数分析

セグメント長を16秒、オーバーラップ率を0.8として算定した各セグメント（図2.5）のFFT結果を平均化処理することで、周波数分析を行った。周波数分解能は $1/16=0.0625\text{Hz}$ である。

次章に示す分析結果では4軸グラフ（トリパタイト図）を用いているが、図の横軸は振動数（Hz）を表し、縦軸は速度振幅（cm/sec）を、右上がりの線（左上がりの軸）は変位（cm）を、左上がりの線（右上がりの軸）は加速度（gal）をそれぞれ表す。

(2) 伝達関数

セグメント長を16秒、オーバーラップ率を0.8として算定した各セグメントの伝達関数を平均化処理することで評価を行った。周波数分解能は $1/16=0.0625\text{Hz}$ である。

次章の結果では、伝達関数の振幅、位相、コヒーレンスの図を示している。コヒーレンスは測定時の精度を表す指標であり、1に近い程精度良く測定出来ていることを示す。

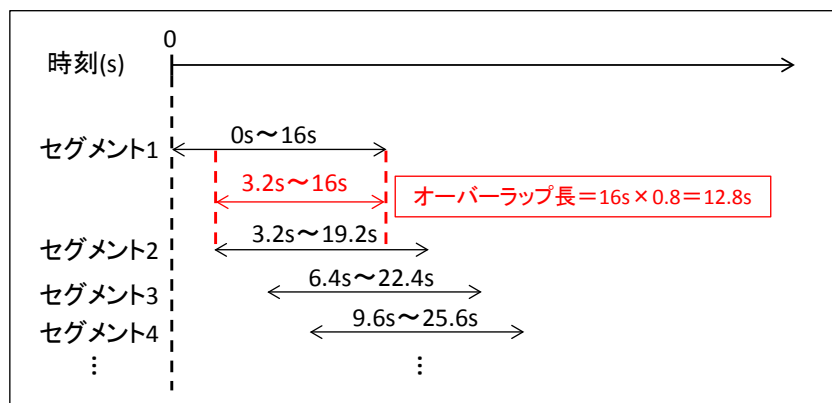


図 2.5 FFT 及び伝達関数の算定におけるセグメントの設定

3 振動測定結果

3.1 固有振動数

(1) Case1 (X 方向)

各測定位置について、周波数分析結果を図 3.1 に示す。2 階床及び壁頂部に関しては、各位置で 4～5Hz 及び 5～6Hz にピークが見られる。また、図 3.2～図 3.4 に示した壁頂部/1 階床の伝達関数に関しても、振幅は大きくないものの、同じ振動数領域でピークが見られ、位相の変化も確認出来る。最もピークが明瞭であった測定点位置の伝達関数 (1-R/1-F1) から固有振動数を算出すると、1 次が 4.25Hz、2 次が 6.06Hz であった (表 3.1)。

(2) Case2 (Y 方向)

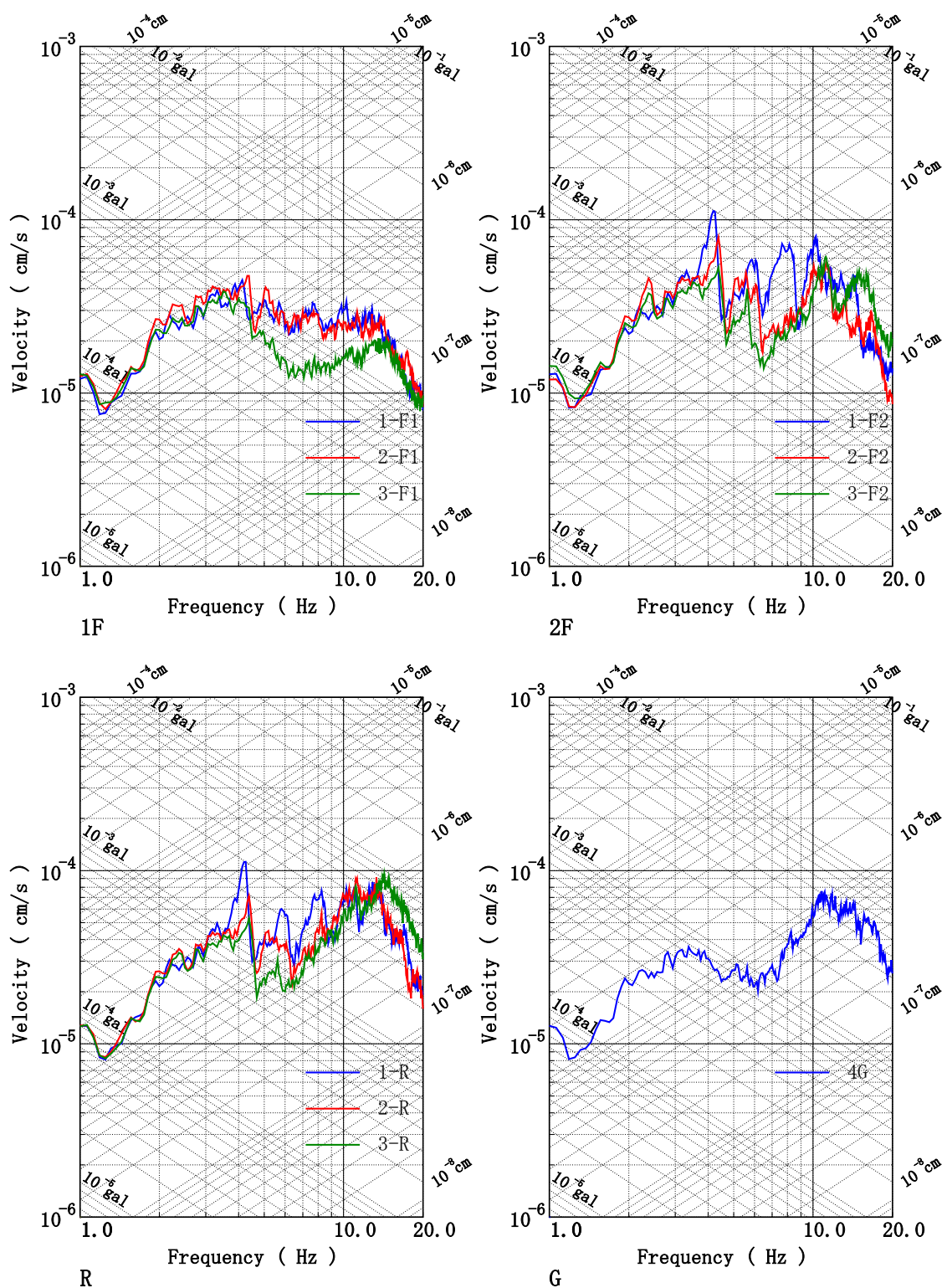
各測定位置について、周波数分析結果を図 3.5 に示す。2 階床及び壁頂部に関しては、各位置で 2～3Hz 及び 4Hz 付近にピークが見られる。また、図 3.6～図 3.8 に示した壁頂部/1 階床の伝達関数に関しても、振幅は大きくないものの、同じ振動数領域でピークが見られ、位相の変化も確認出来る。最もピークが明瞭であった測定点位置の伝達関数 (3-R/3-F1) から固有振動数を算出すると、1 次が 2.38Hz、2 次が 4.00Hz であった (表 3.1)。

(3) Case3 (Z 方向)

各測定位置について、周波数分析結果を図 3.9 に、壁頂部/1 階床の伝達関数を算定した結果を図 3.10～図 3.12 に示す。各位置に共通して振幅のピークが見られる周期帯は無く、本測定結果からは、鉛直方向の固有振動数を算出することは出来なかった。

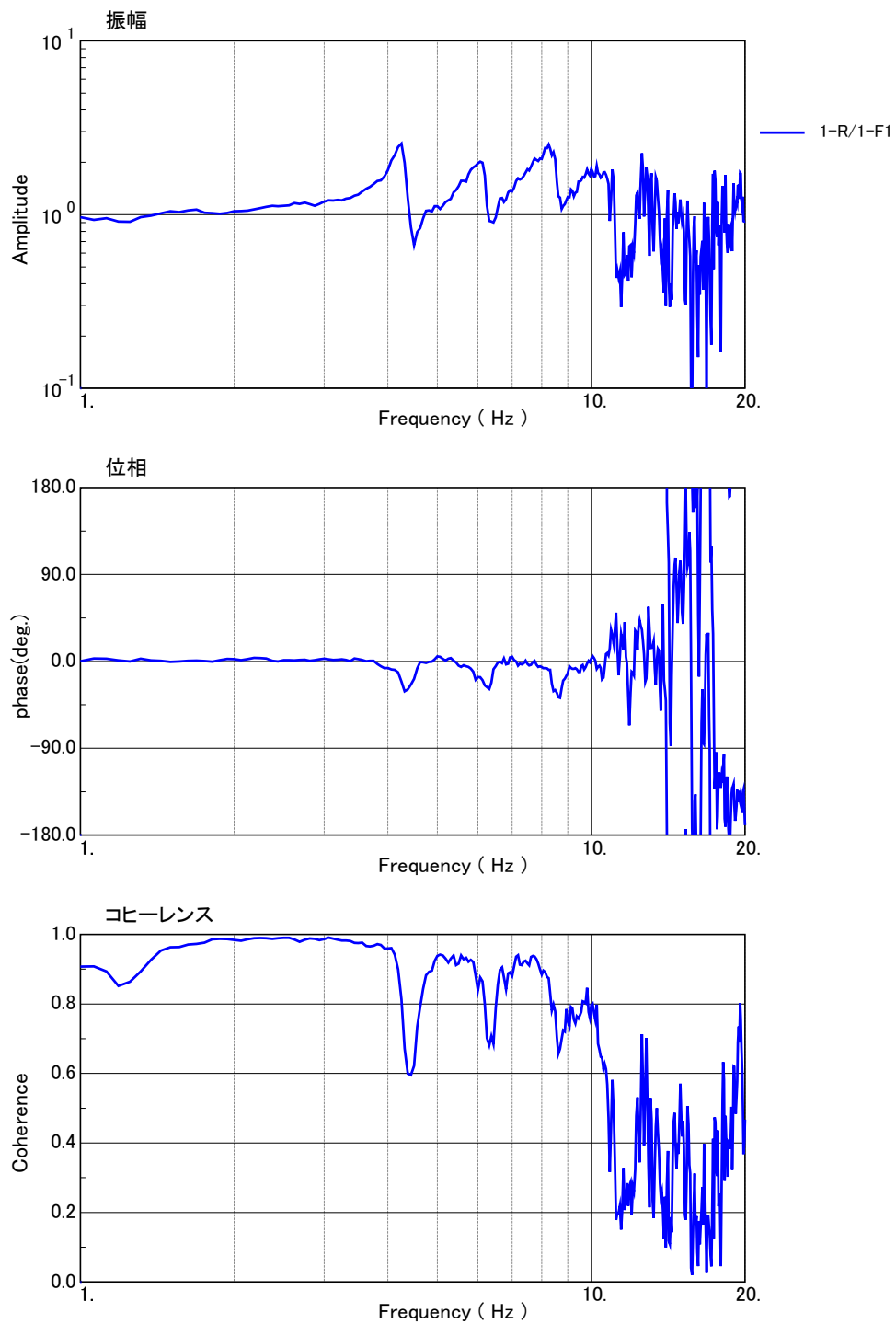
表 3.1 建屋全体の水平方向の固有振動数

	1 次	2 次
X 方向	4.25Hz	6.06Hz
Y 方向	2.38Hz	4.00Hz



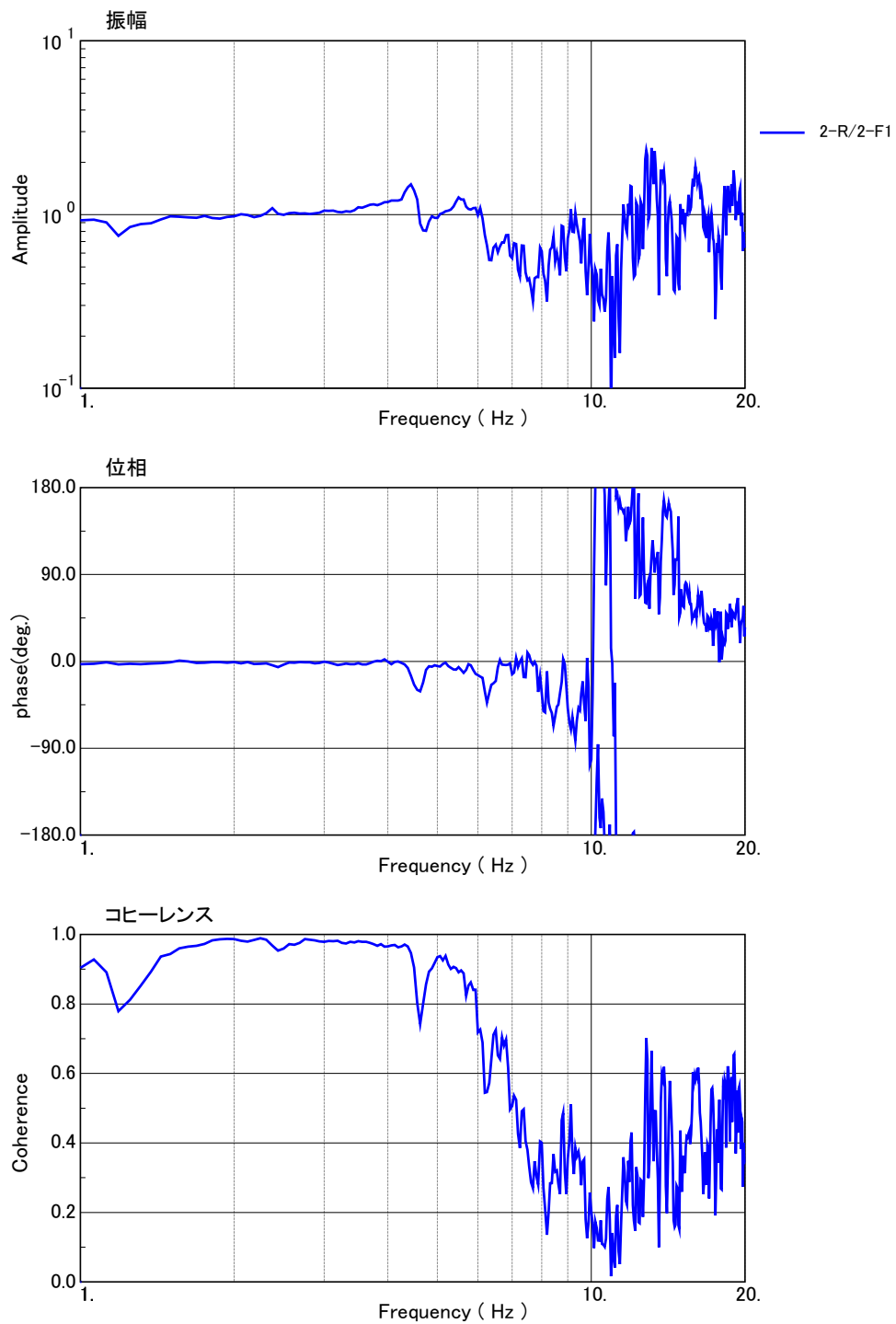
FFT [average] Case1(X方向)

図 3.1 周波数分析結果



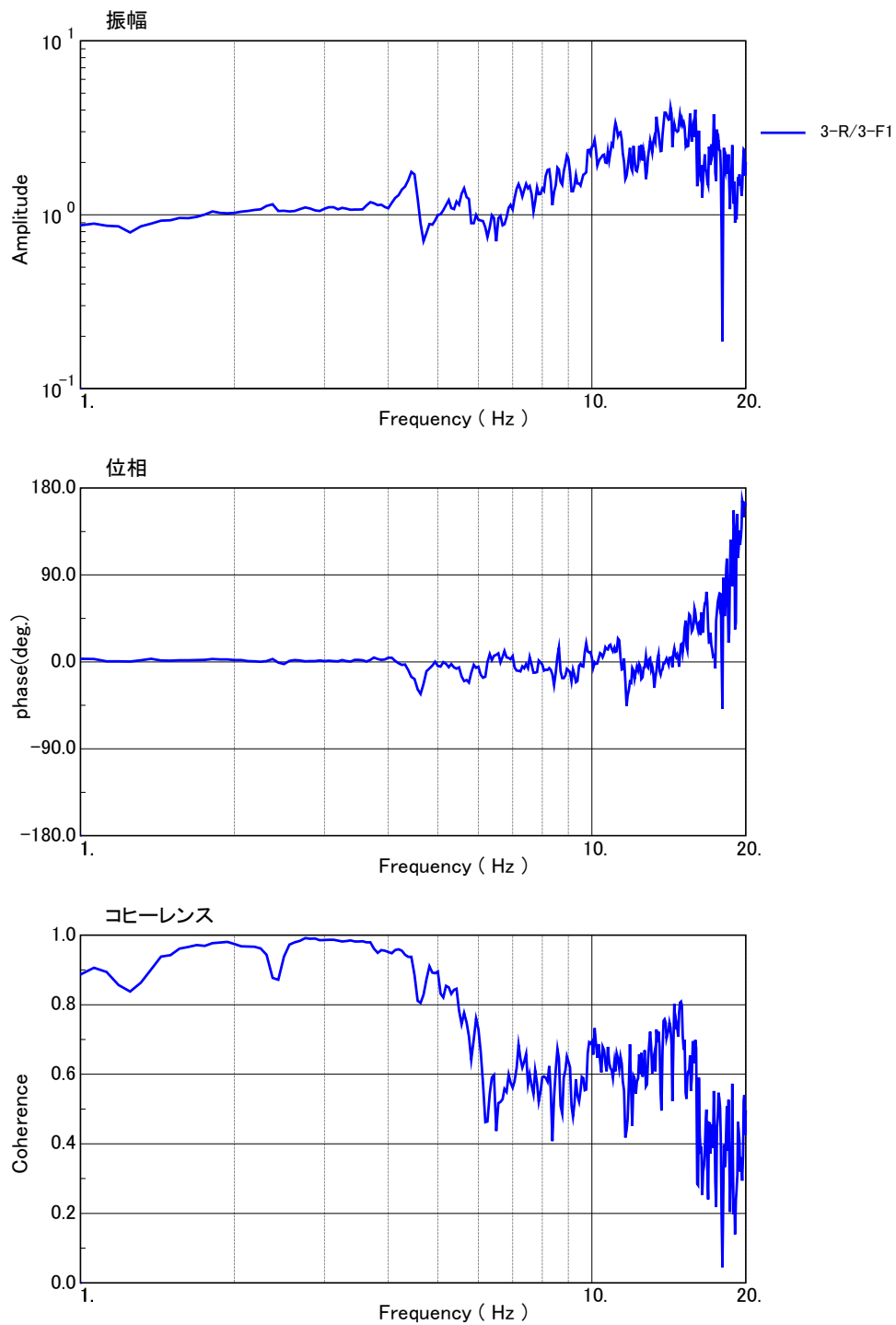
伝達関数 Case1 (1-R/1-F1) X 方向

図 3.2 壁頂部/1 階床の伝達関数



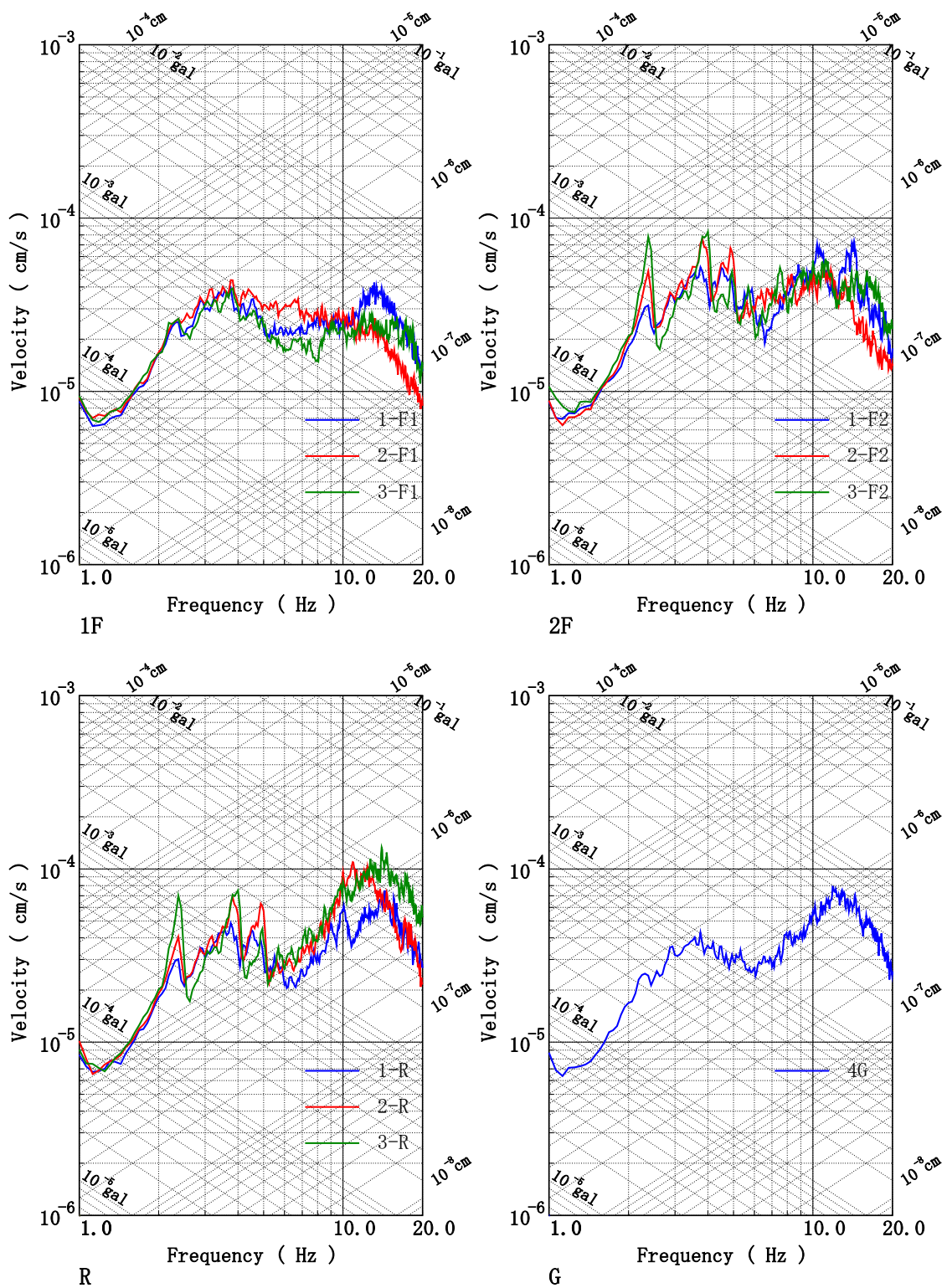
伝達関数 Case1 (2-R/2-F1) X 方向

図 3.3 壁頂部/1 階床の伝達関数



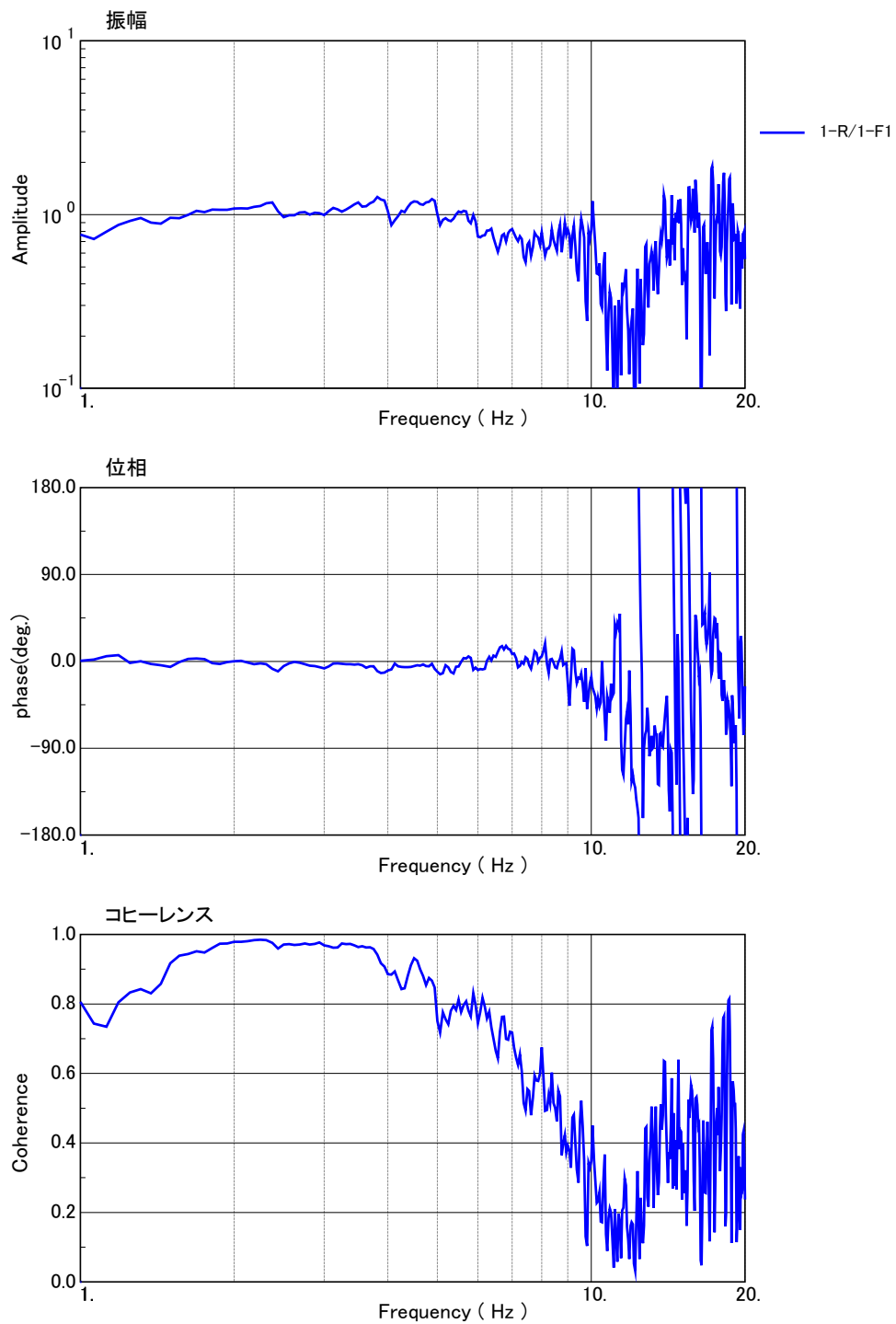
伝達関数 Case1 (3-R/3-F1) X 方向

図 3.4 壁頂部/1 階床の伝達関数



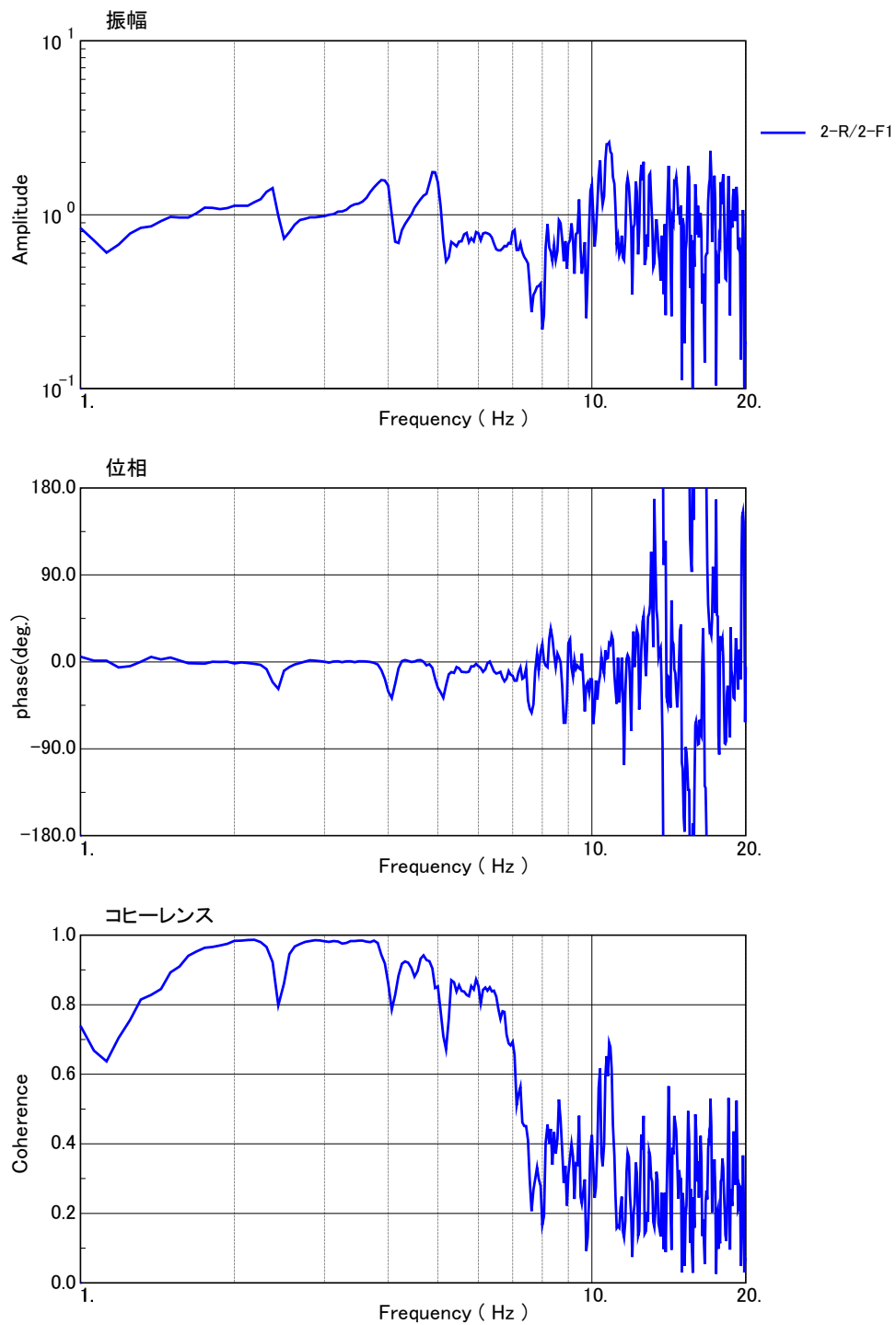
FFT [average] Case2(Y方向)

図 3.5 周波数分析結果



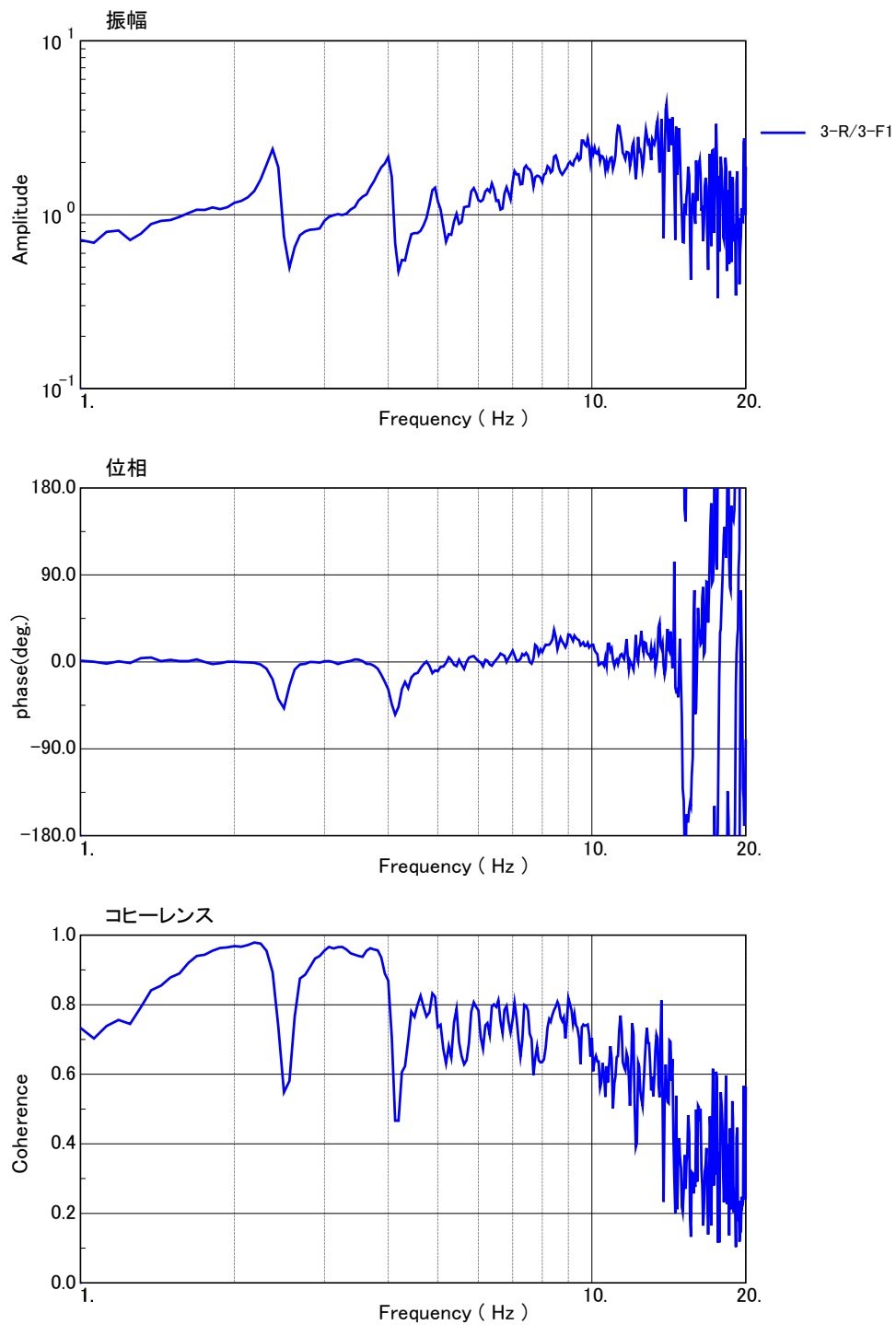
伝達関数 Case2 (1-R/1-F1) Y 方向

図 3.6 壁頂部/1 階床の伝達関数



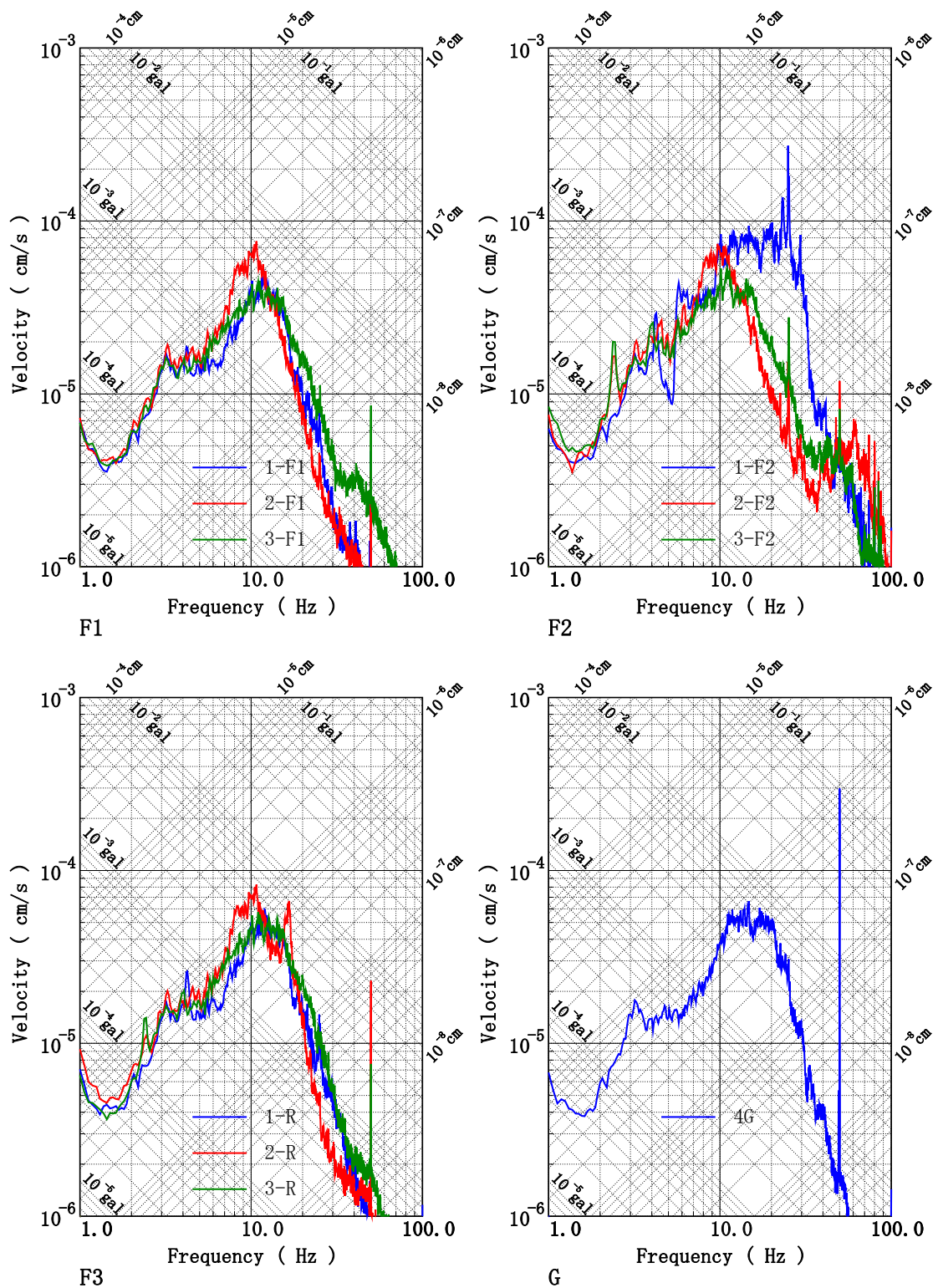
伝達関数 Case2 (2-R/2-F1) Y 方向

図 3.7 壁頂部/1 階床の伝達関数



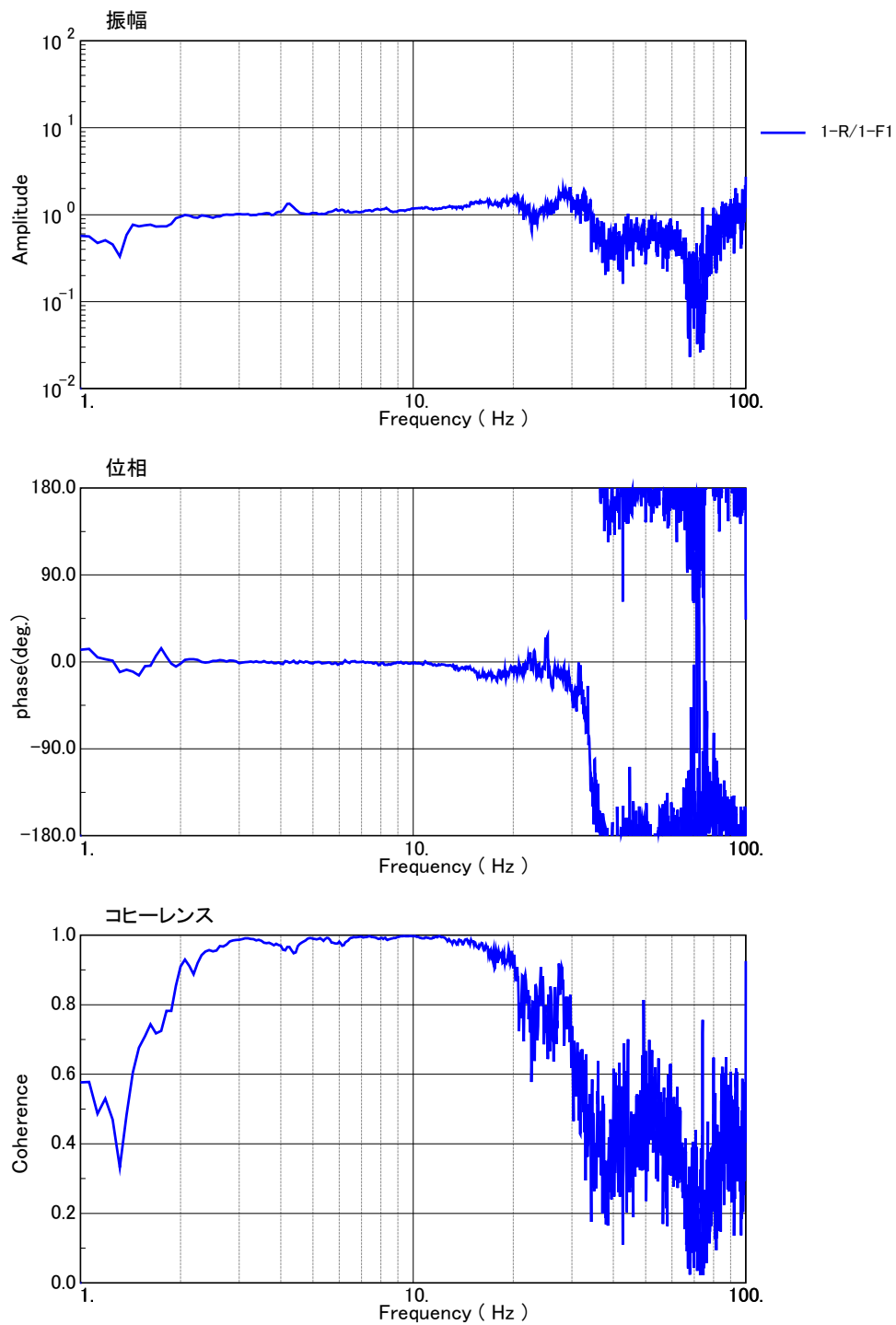
伝達関数 Case2 (3-R/3-F1) Y 方向

図 3.8 壁頂部/1 階床の伝達関数



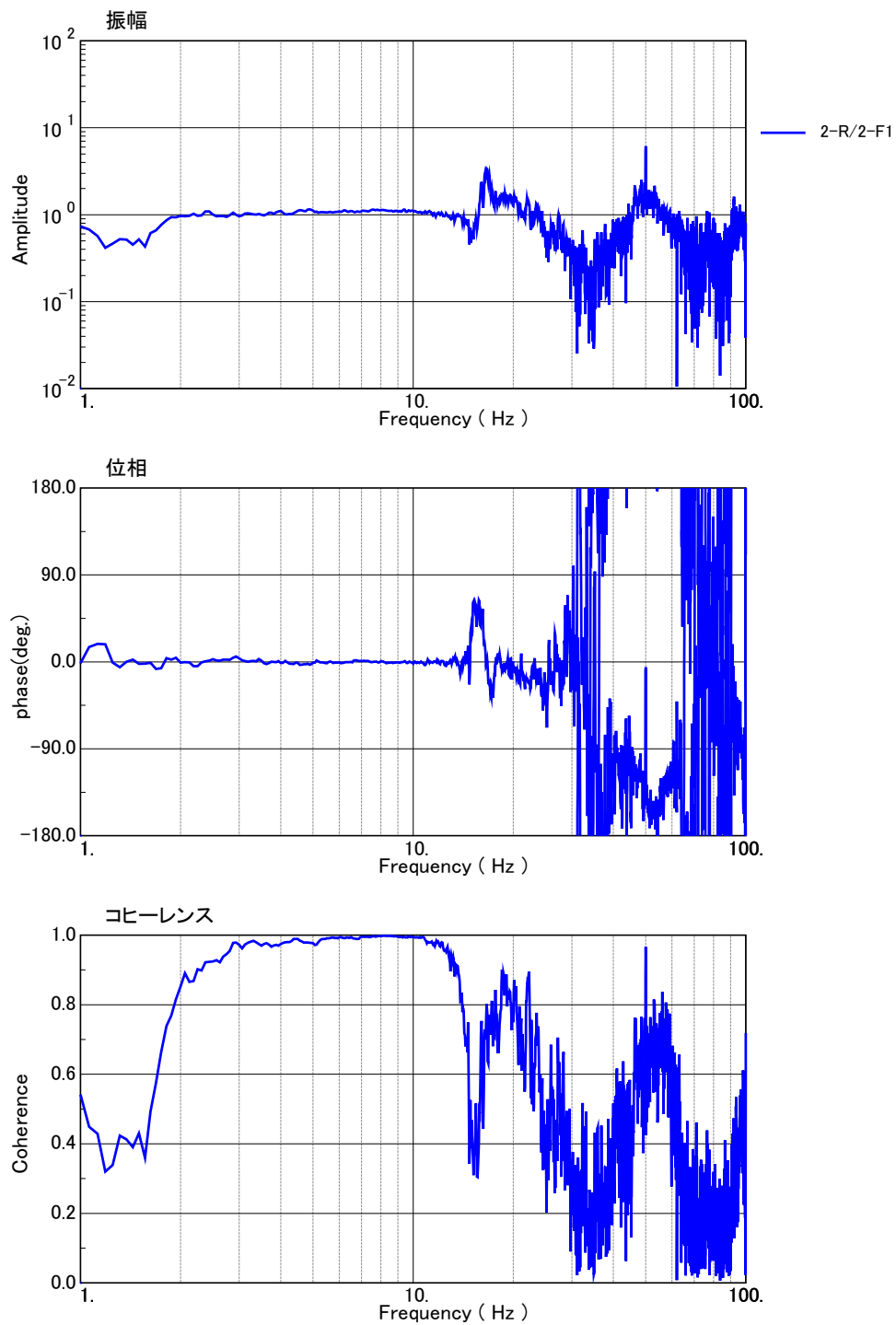
FFT [average] Case3(Z方向)

図 3.9 周波数分析結果



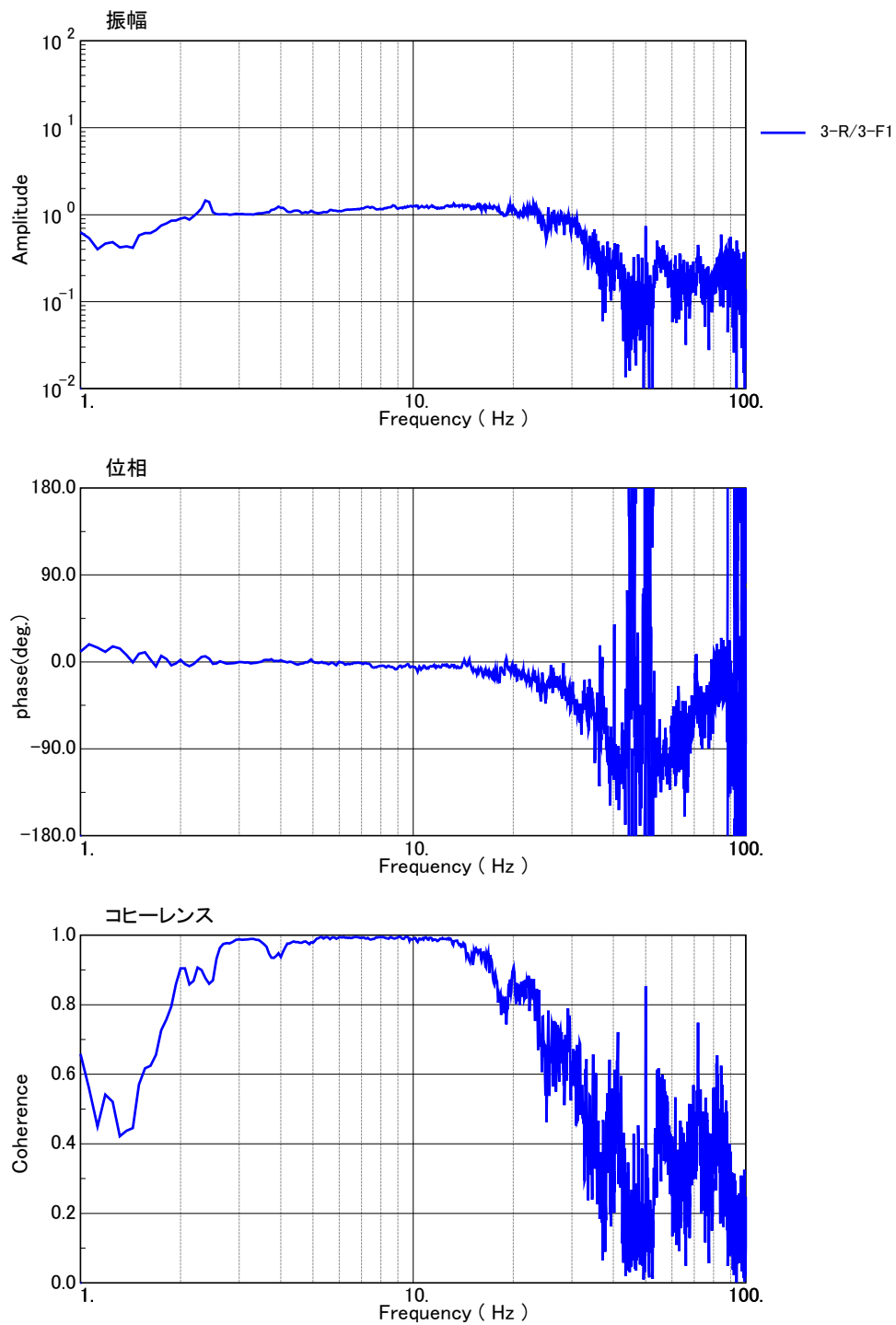
伝達関数 Case3 ($1-R/1-F1$) Z 方向

図 3.10 壁頂部/1 階床の伝達関数



伝達関数 Case3 (2-R/2-F1) Z 方向

図 3.11 壁頂部/1 階床の伝達関数



伝達関数 Case3 (3-R/3-F1) Z 方向

図 3.12 壁頂部/1 階床の伝達関数

(4) Case4 (A 棟南面壁面外方向 : X 方向)

各測定位置について、周波数分析結果を図 3. 13、図 3. 14 に示す。2 階床以上の各位置では、4Hz 付近にピークが見られ、2 を除いた各位置 (1-○, 3-○, 4-○) では、6Hz 付近にもピークが確認出来る。

壁中央付近の測定位置について、壁頂部/1 階床の伝達関数を算定した結果を図 3. 15、図 3. 16 に示す。いずれの位置においても 4Hz 付近で振幅のピークが見られ、位相の変化も確認出来る。また、3-R/1-F1 に関しては、6Hz 付近にもピークがあることがわかる。

ピークが明瞭であった 3-R/3-F1 の伝達関数から固有振動数を算出すると、1 次が 4. 19Hz、2 次が 5. 88Hz となった (表 3. 2)。表 3. 1 に示した建屋全体の固有振動数と概ね等しい値になっていることから、建屋全体の動きと壁の面外方向の動きが組み合わさった振動性状になっている、あるいは、建屋全体の振動性状が壁の面外方向の振動の影響を受けているものと考えられる。各次の固有モード形状については、次節で詳細な検討を行う。

(5) Case5 (B 棟東面壁面外方向 : Y 方向)

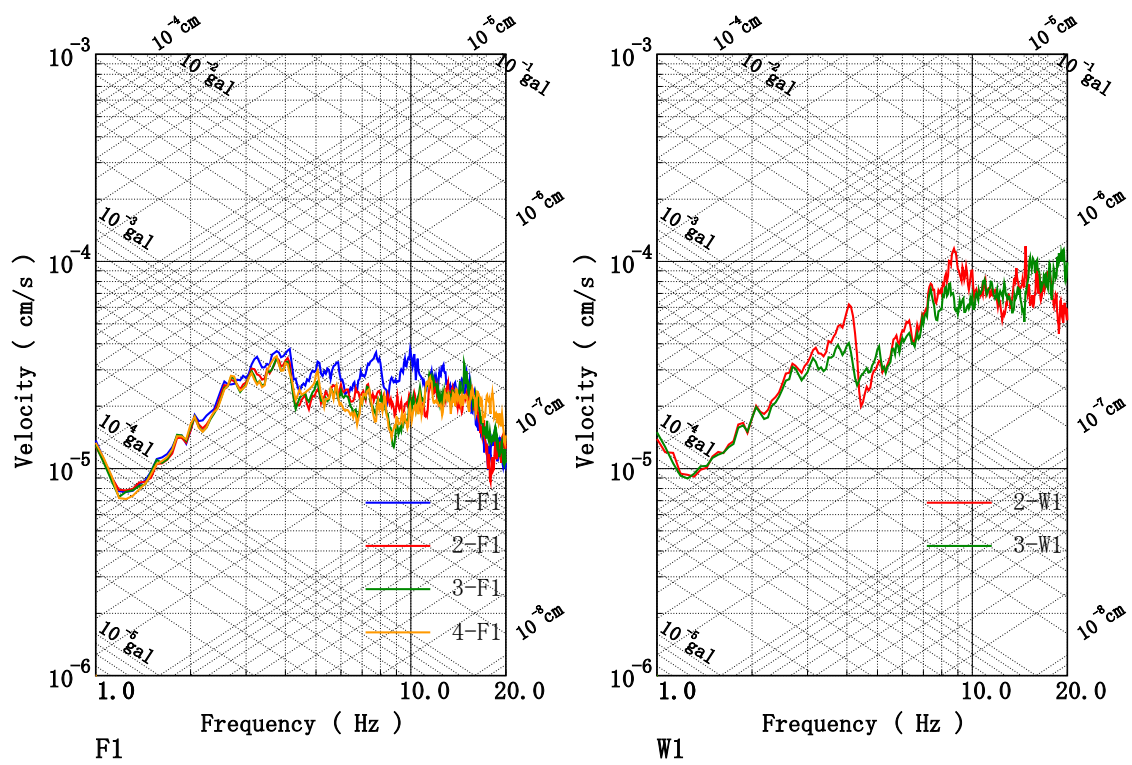
各測定位置について、周波数分析結果を図 3. 17 に示す。2 階床以上の各位置では、2. 4Hz 付近及び 4Hz 付近にピークが確認出来る。

壁中央付近の測定位置について、壁頂部/1 階床の伝達関数を算定した結果を図 3. 18、図 3. 19 に示す。同じ振動数領域 (2. 4Hz 付近及び 4Hz 付近) で振幅のピークが見られ、位相の変化も確認出来る。

ピークが明瞭であった 3-R/3-F1 の伝達関数から固有振動数を算出すると、1 次が 2. 38Hz、2 次が 4. 00Hz となった (表 3. 2)。表 3. 1 に示した建屋全体の固有振動数と等しい値になっていることから、建屋全体の動きと壁の面外方向の動きが組み合わさった振動性状になっている、あるいは、建屋全体の振動性状が壁の面外方向の振動の影響を受けているものと考えられる。

表 3. 2 煉瓦壁面外方向の固有振動数

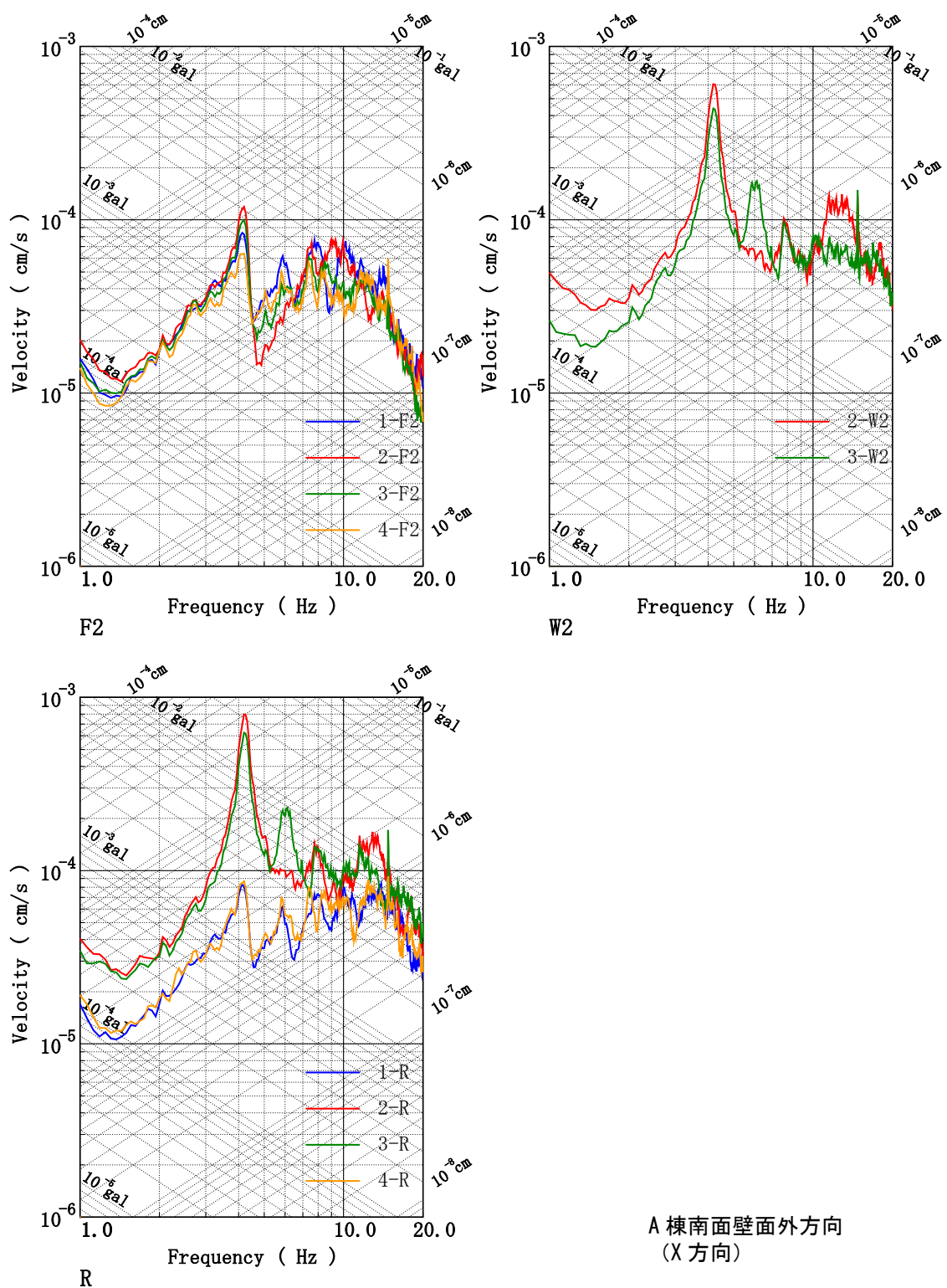
	1 次	2 次
A 棟南面 (X 方向)	4. 19Hz	5. 88Hz
B 棟東面 (Y 方向)	2. 38Hz	4. 00Hz



A 棟南面壁面外方向
(X 方向)

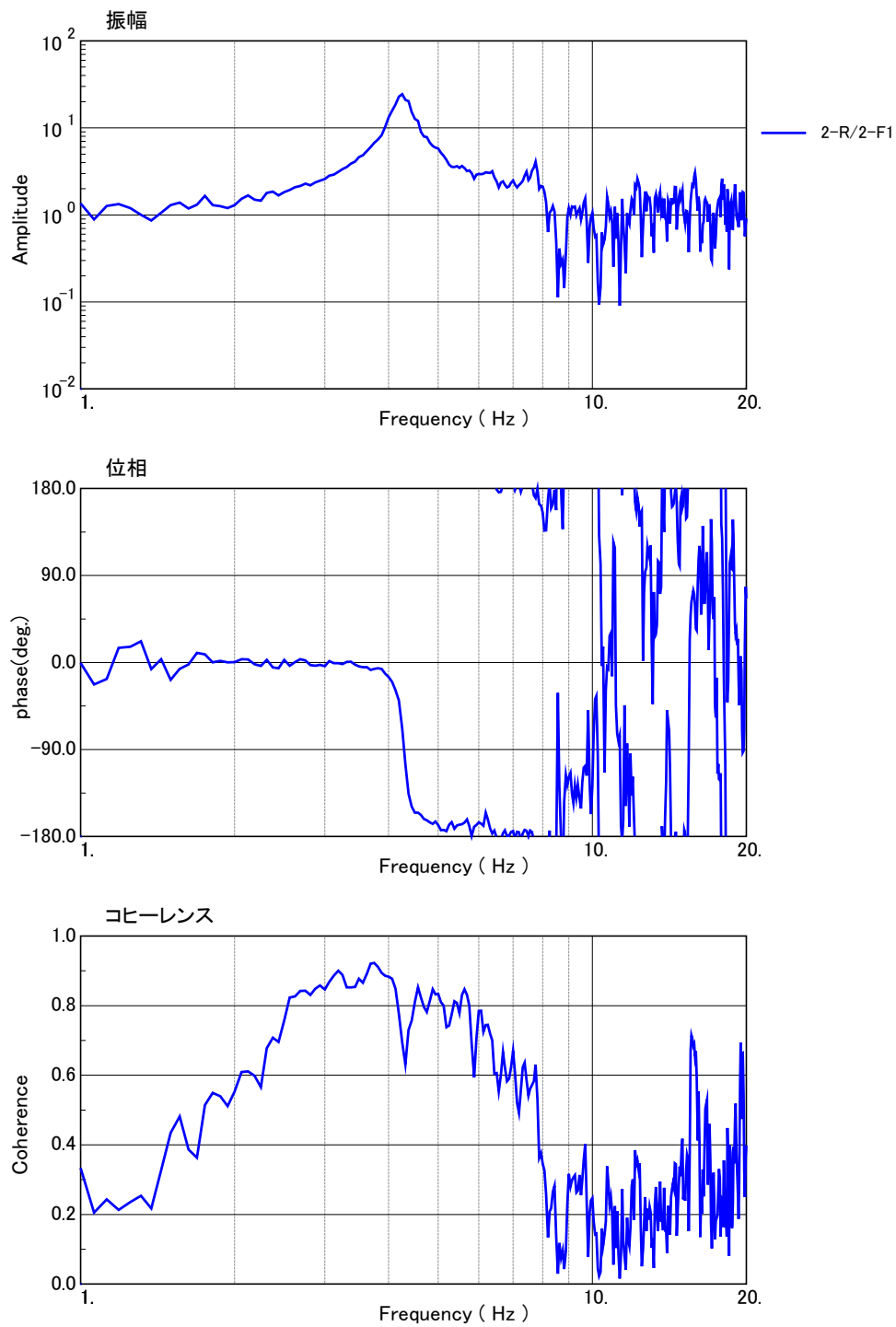
FFT [average] Case4(水平方向比較1)

図 3.13 周波数分析結果



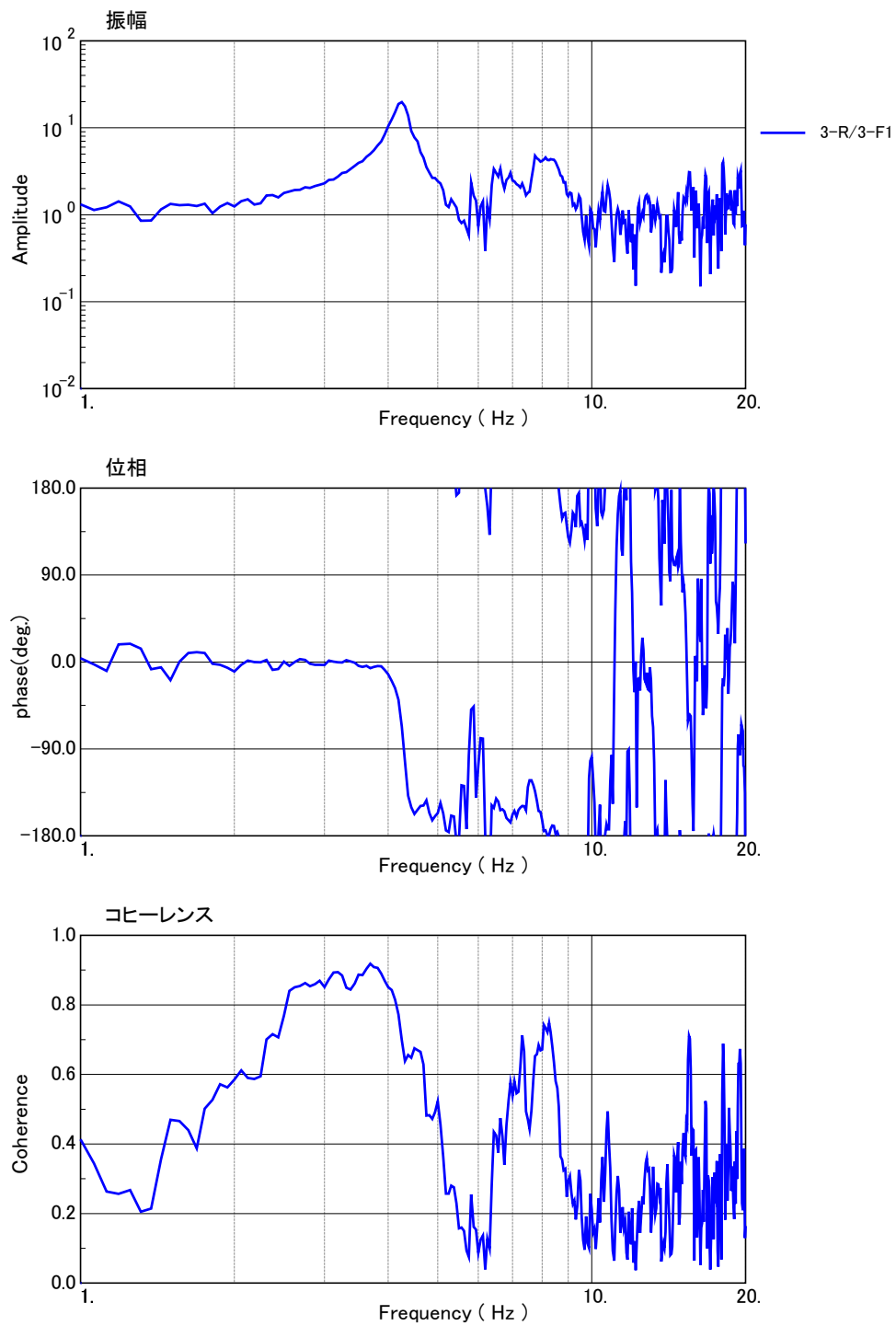
FFT [average] Case4(水平方向比較2)

図 3.14 周波数分析結果



伝達関数 Case4 (2-R/2-F1) A棟南面壁面外方向 (X方向)

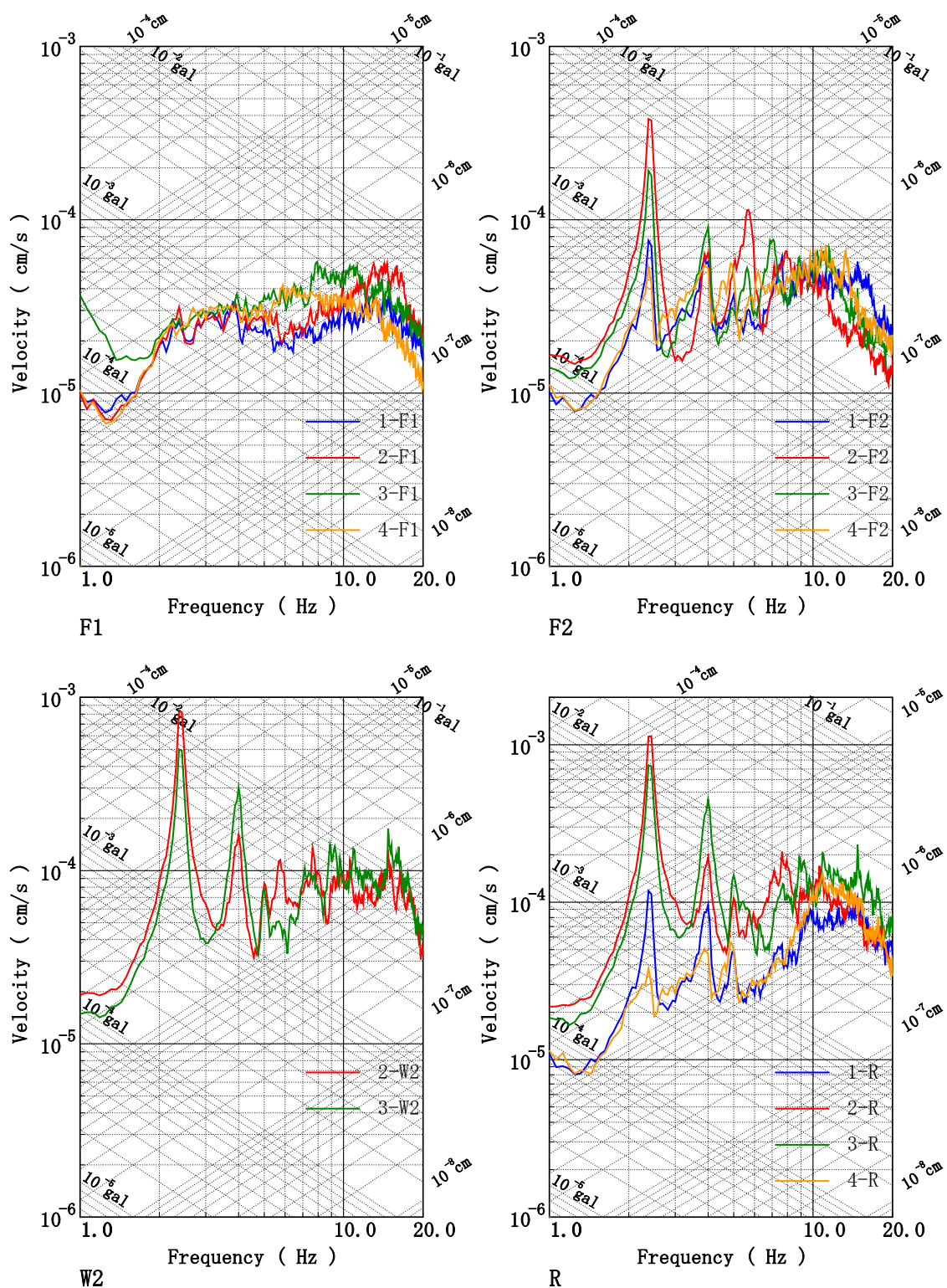
図 3.15 壁頂部/1階床の伝達関数



伝達関数 Case4 (3-R/3-F1)

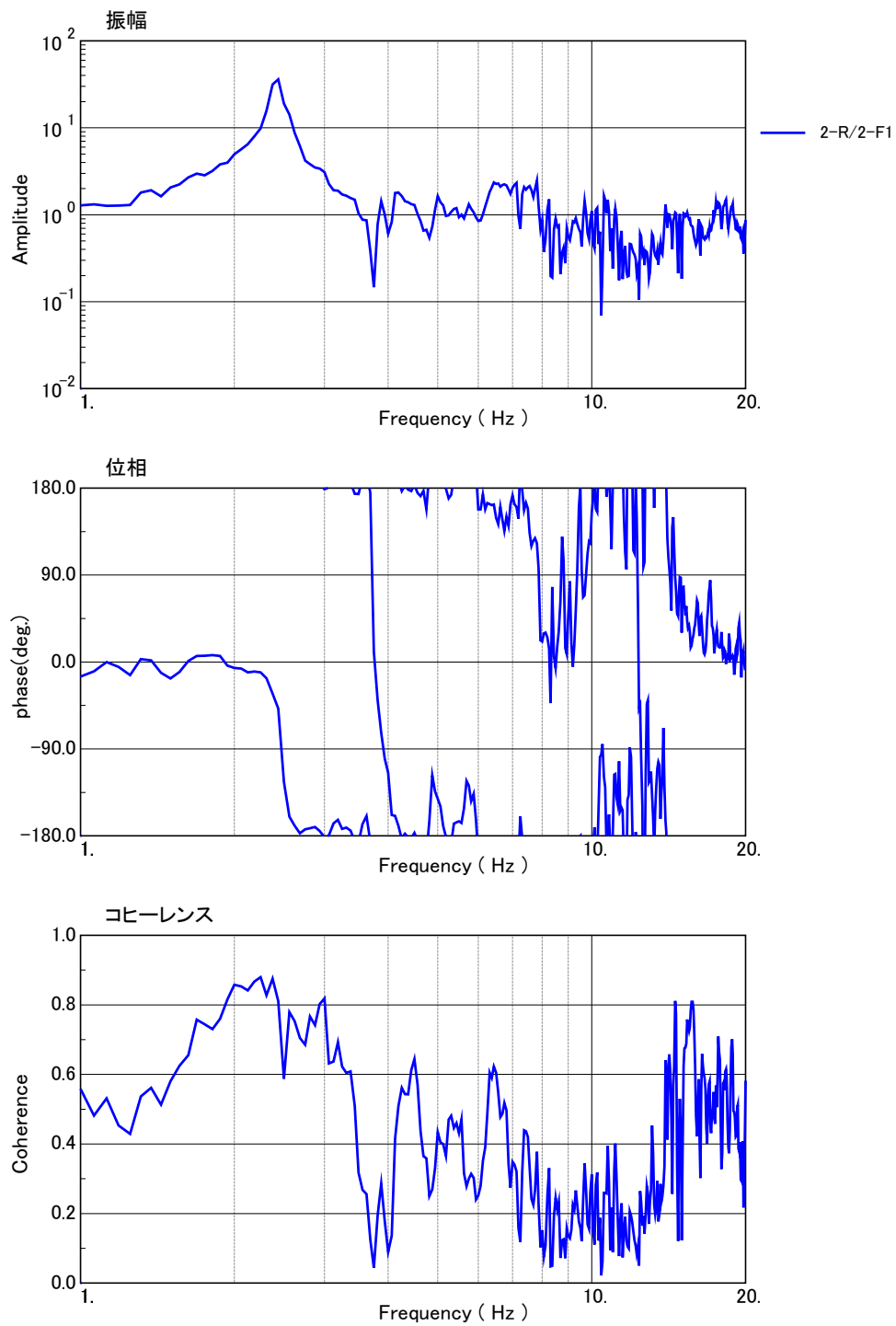
A棟南面壁面外方向
(X方向)

図 3.16 壁頂部/1階床の伝達関数



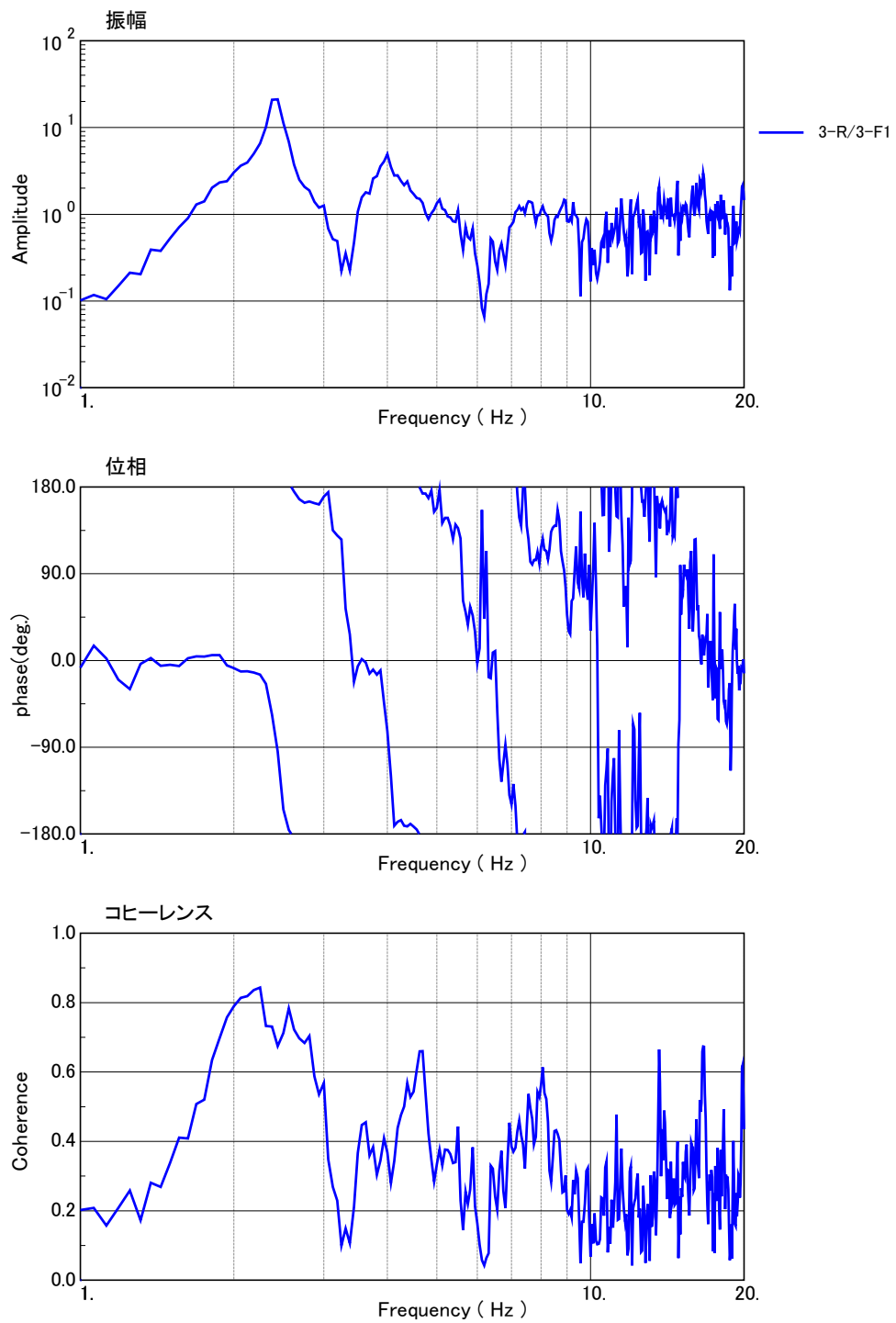
FFT [average] Case5(水平方向比較) B棟東面壁面外方向
(Y方向)

図 3.17 周波数分析結果



伝達関数 Case5 (2-R/2-F1) B棟東面壁面外方向
(Y方向)

図 3.18 壁頂部/1階床の伝達関数



伝達関数 Case5 (3-R/3-F1) B棟東面壁面外方向 (Y方向)

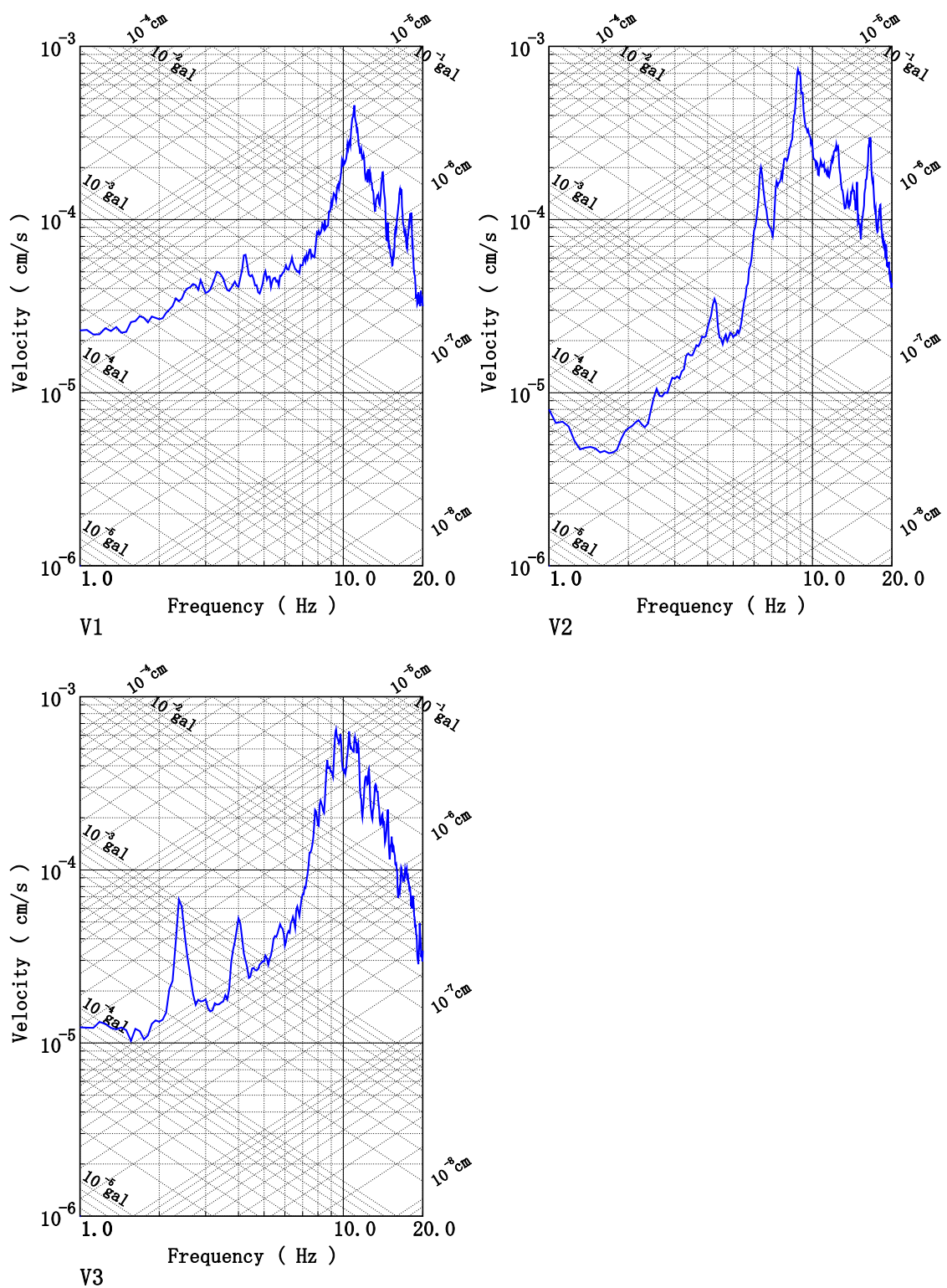
図 3.19 壁頂部/1階床の伝達関数

(6) Case6 (床)

各測定位置について、周波数分析結果を図 3. 20 に示す。いずれの位置においても、10Hz 付近にピークが確認出来る。以上の結果を基に算定した 1 次固有振動数を表 3. 3 に示す。

表 3. 3 床の鉛直方向固有振動数

	1 次
A 棟 RC 床 (V1)	11. 00Hz
A 棟木造床 (V2)	8. 81Hz
B 棟木造床 (V3)	9. 38Hz



FFT [average] Case6(2階床振動) Z 方向

図 3.20 周波数分析結果

3.2 固有モード

(1) Case1 (X 方向)

表 3.1 に示した 1 次、2 次の固有振動数において 2-F1 を入力とした伝達関数の位相を算定した結果、及び固有振動数近傍において図 3.1 に示した各測定点の周波数分析結果におけるピーク振幅を抽出した結果を、表 3.4 に示す。また、各測定位置における振幅の分布を図 3.21 に示す。図 3.21 における振幅の正負は位相情報を基に判断した。

ここで、図 3.22(a) に示すような並進モードであれば、(入力階を除いた) 各測定点における位相及び振幅は等しくなる、また、図 3.22(b) に示すような捩れモードであれば、位相は測定点 1 と 2 で逆になり、振幅は測定点 1、2 で 3 よりも大きくなるはずである。

表 3.4 及び図 3.21 に示した振幅と位相から判断すると、1 次モードは捩れの状態になっているように見えるが、実際には、後述する壁の面外方向の振動の影響を受けたモード形状になっている可能性が高いと考えられる。2 次モードについては、表 3.4 及び図 3.21 の情報からモード形状を推定することは難しい。

表 3.4 固有振動数における FFT 振幅と 2-F1 を入力とした伝達関数の位相(X 方向)

測定点	1次(4.25Hz)		2次(6.08Hz)	
	FFT振幅 ($\times 10^{-3}$ gal)	伝達関数位相 (deg.)	FFT振幅 ($\times 10^{-3}$ gal)	伝達関数位相 (deg.)
1-F1	1.16	162	0.95	5
2-F1	1.31	0	0.92	0
3-F1	0.87	4	0.58	162
1-F2	2.97	120	2.22	-45
2-F2	2.18	-2	1.61	-25
3-F2	1.46	-2	0.73	-150
1-R	3.00	150	2.12	-26
2-R	1.96	0	1.45	-16
3-R	1.46	0	0.84	-178

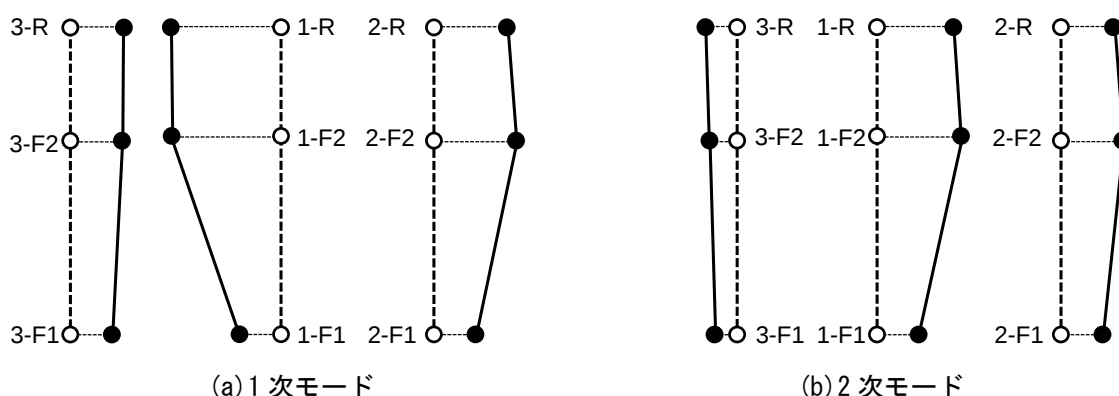


図 3.21 建屋全体の振動性状(振幅の鉛直方向分布: X 方向)

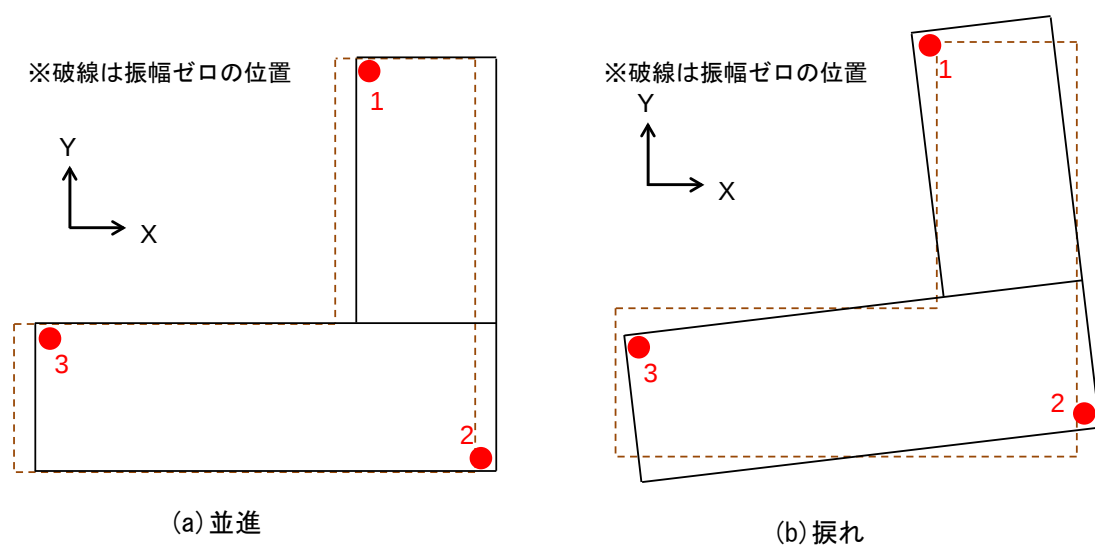


図 3.22 建屋全体の並進・振れモードの想定 (X 方向)

(2) Case2 (Y 方向)

表 3.1 に示した 1 次、2 次の固有振動数において 2-F1 を入力とした伝達関数の位相を算定した結果、及び固有振動数近傍において図 3.5 に示した各測定点の周波数分析結果におけるピーク振幅を抽出した結果を、表 3.5 に示す。また、各測定位置における振幅の分布を図 3.23 に示す。図 3.23 における振幅の正負は位相情報を基に判断した。

ここで、図 3.24(a) に示すような並進モードであれば、(入力階を除いた) 各測定点における位相及び振幅は等しくなる、また、図 3.24(b) に示すような振れモードであれば、位相は測定点 2 と 3 で逆になり、振幅は測定点 2、3 で 1 よりも大きくなるはずである。

表 3.5 及び図 3.23 に示した振幅と位相から判断すると、2 次モードは振れの状態になっていると推定される。1 次モードについては、各点の位相がほぼ等しく、測定点 3 の振幅が他の 2 点に比べて大きくなっていることから、並進と、測定点 3 を先端とする片持ち梁の振動が組み合わさったような性状 (図 3.24(c)) になっていることが考えられる。いずれにしても、表 3.5 及び図 3.23 に示したデータから建屋全体の振動モードを同定することは難しく、1 次、2 次ともに、後述する壁の面外方向の振動の影響を受けたモード形状になっている可能性も考えられる。

表 3.5 固有振動数における FFT 振幅と 2-F1 を入力とした伝達関数の位相(Y 方向)

測定点	1次(2.38Hz)		2次(4.00Hz)	
	FFT振幅 ($\times 10^{-3}$ gal)	伝達関数位相 (deg.)	FFT振幅 ($\times 10^{-3}$ gal)	伝達関数位相 (deg.)
1-F1	0.38	-2	0.75	31
2-F1	0.39	0	0.87	0
3-F1	0.39	-29	0.85	157
1-F2	0.47	-10	1.10	-3
2-F2	0.74	-26	1.68	-30
3-F2	1.16	-51	2.10	121
1-R	0.45	-9	1.00	-3
2-R	0.60	-21	1.52	-30
3-R	1.05	-49	1.89	124

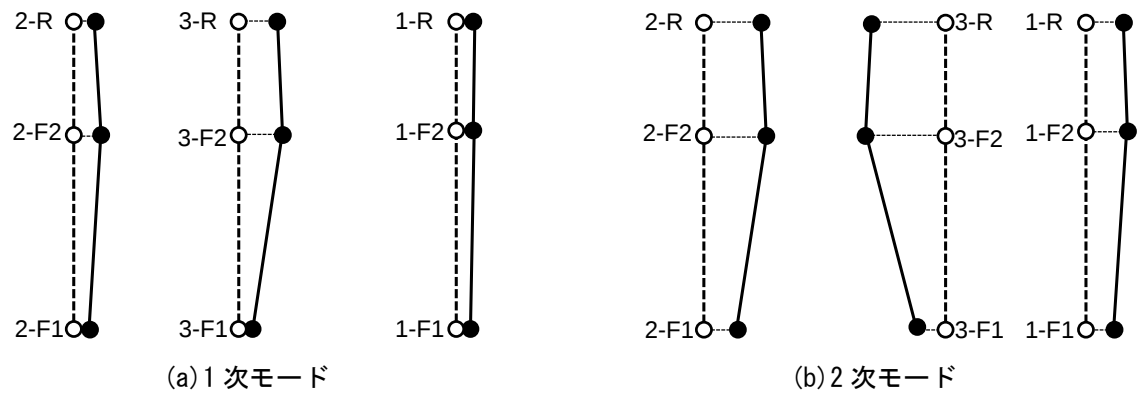
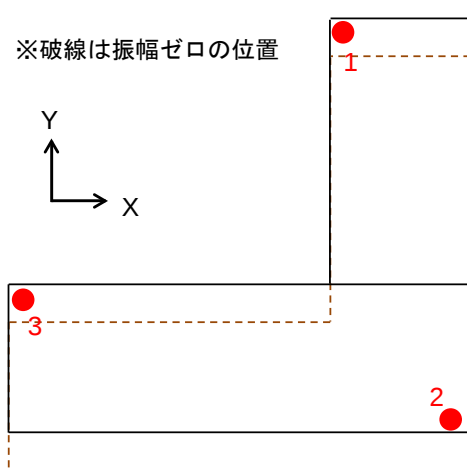
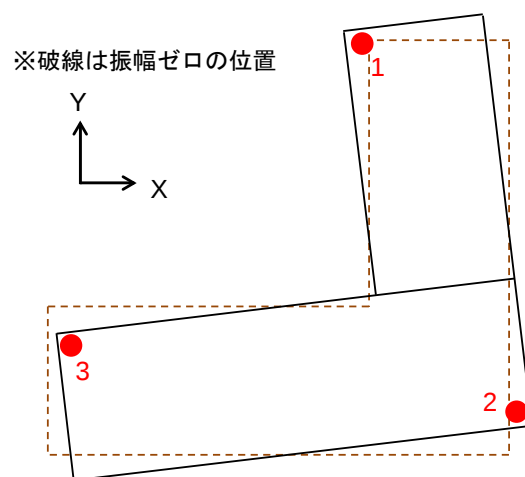


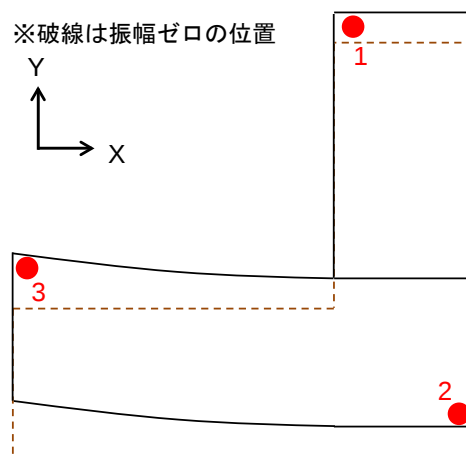
図 3.23 建屋全体の振動性状（振幅の鉛直方向分布：Y 方向）



(a) 並進



(b) 振れ



(c) 並進+片持ち梁

図 3. 24 建屋全体の並進・振れモードの想定 (Y 方向)

(3) Case4 (A 棟南面壁面外方向 : X 方向)

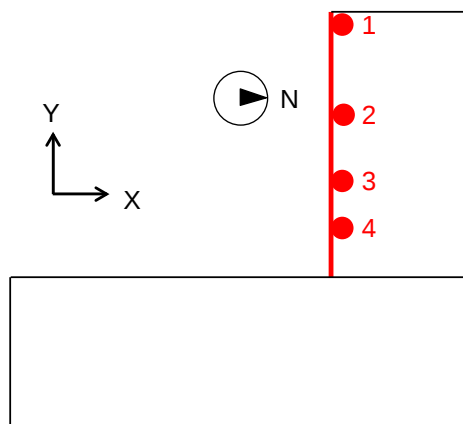
表 3.2 に示した 1 次、2 次の固有振動数において 3-F1 を入力とした伝達関数の位相を算定した結果、及び固有振動数近傍において図 3.13、図 3.14 に示した各測定点の周波数分析結果におけるピーク振幅を抽出した結果を、表 3.6 に示す。

また、各測定位置 (図 3.25) における振幅の分布 (モード形状) を図 3.26、図 3.27 に示す。さらに、各測定位置の振幅を図面上にプロットし、測定位置間の振幅を線形補完することで作成した、A 棟南面壁全体の面外方向固有モード推定結果を図 3.28 に示す。図 3.26～図 3.28 において、振幅の正負は位相情報を基に判断した。

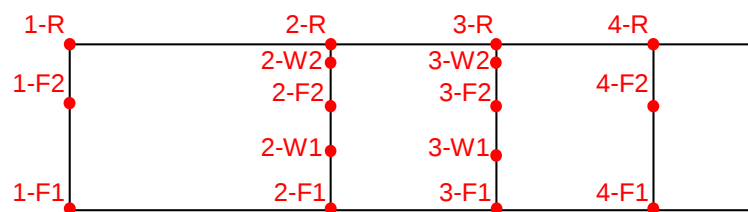
1 次モード、2 次モード共に壁の上部中央で振幅が大きく、また、壁の端部では測定点 1 側 (西側) で振幅が大きくなるようなモード形状となっている。

表 3.6 固有振動数における FFT 振幅と 3-F1 を入力とした伝達関数の位相 (A 棟南面壁面外方向)

測定点	1次(4.19Hz)		2次(5.88Hz)	
	FFT振幅 ($\times 10^{-3}$ gal)	伝達関數位相 (deg.)	FFT振幅 ($\times 10^{-3}$ gal)	伝達関數位相 (deg.)
1-F1	0.98	-6	1.20	-123
2-F1	0.87	1	0.96	-2
3-F1	0.84	0	0.90	0
4-F1	0.81	-4	0.92	1
2-W1	1.58	-21	1.58	-6
3-W1	1.03	-4	1.45	-2
1-F2	2.18	-30	2.28	160
2-F2	3.13	-30	0.96	-5
3-F2	2.63	-29	1.55	-8
4-F2	1.68	-24	1.83	-7
2-W2	16.10	-40	2.52	172
3-W2	11.60	-38	6.03	-35
1-R	2.15	-31	2.30	-168
2-R	21.20	-40	3.74	172
3-R	16.40	-39	8.23	-46
4-R	2.29	-46	2.55	-11

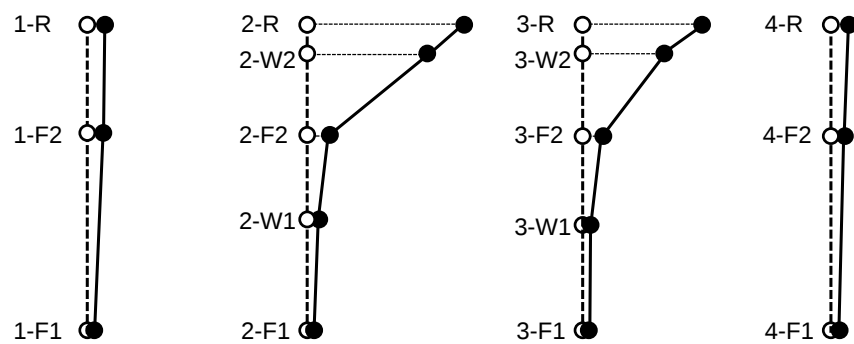


(a) 壁位置

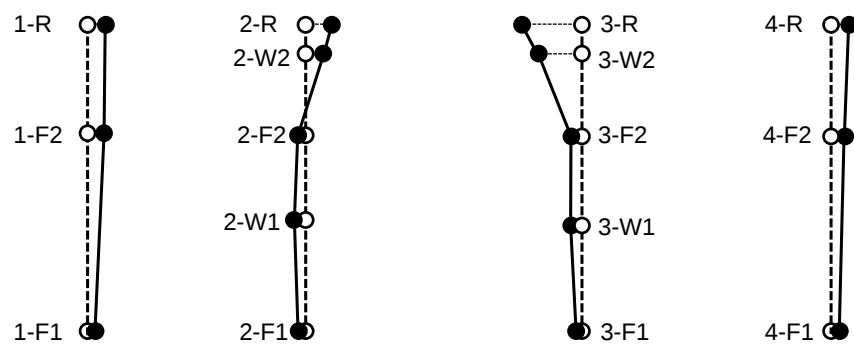


(b) 測定点位置

図 3.25 A 棟南面の壁

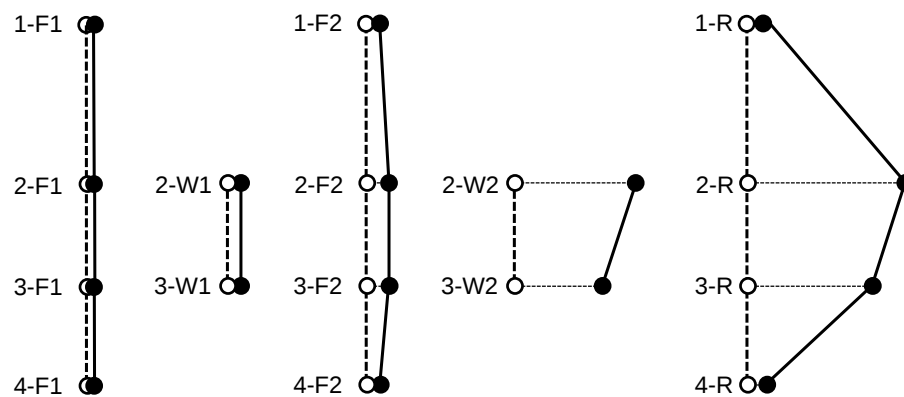


(a) 1 次モード

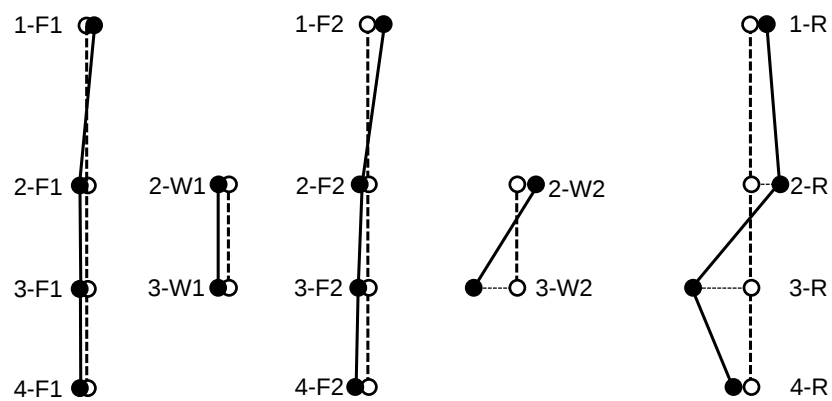


(b) 2 次モード

図 3.26 A 棟南面壁の面外方向振動性状(振幅の鉛直方向分布)

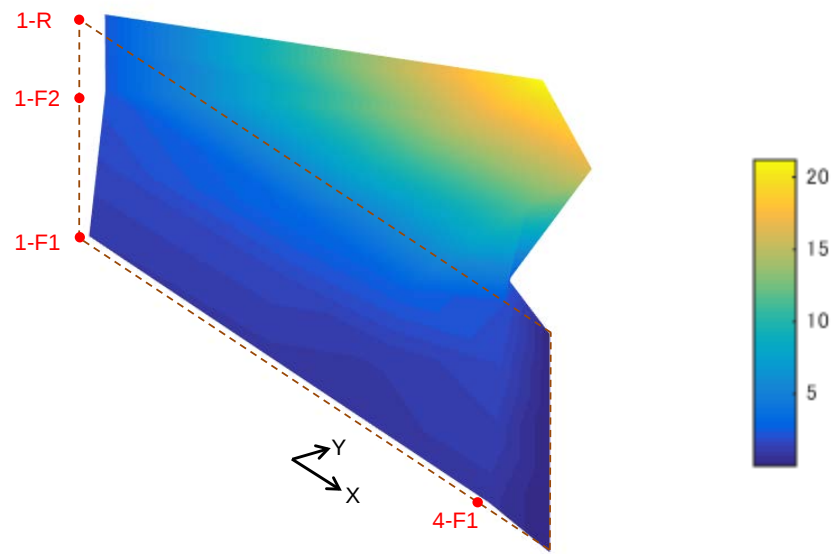


(a) 1 次モード



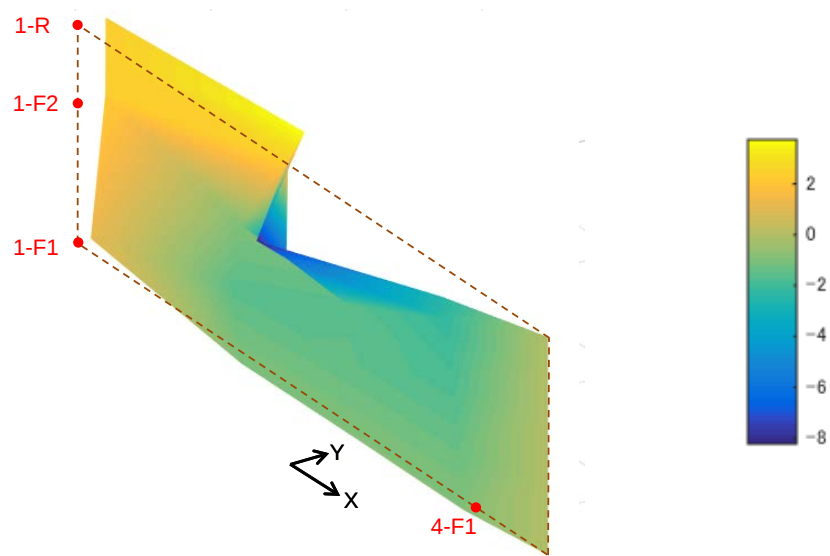
(b) 2 次モード

図 3.27 A 棟南面壁の面外方向振動性状(振幅の水平方向分布)



※破線は振幅ゼロの位置

(a) 1 次モード



※破線は振幅ゼロの位置

(b) 2 次モード

図 3.28 A 棟南面壁の面外方向 (X 方向) 固有モード推定結果

(4) Case5 (B 棟東面壁面外方向 : Y 方向)

表 3.2 に示した 1 次、2 次の固有振動数において 3-F1 を入力とした伝達関数の位相を算定した結果、及び固有振動数近傍において図 3.17 に示した各測定点の周波数分析結果におけるピーク振幅を抽出した結果を、表 3.7 に示す。

また、各測定位置 (図 3.29) における振幅の分布 (モード形状) を図 3.30、図 3.31 に示す。さらに、各測定位置の振幅を図面上にプロットし、測定位置間の振幅を線形補完することで作成した、B 棟東面壁全体の面外方向固有モード推定結果を図 3.32 に示す。図 3.30～図 3.32 において、振幅の正負は位相情報を基に判断した。

1 次モード、2 次モード共に壁の上部中央で振幅が大きく、また、壁の端部では測定点 1 側 (南側) で振幅が大きくなるようなモード形状となっている。

表 3.7 固有振動数における FFT 振幅と 3-F1 を入力とした伝達関数の位相 (B 棟東面壁面外方向)

測定点	1次(2.38Hz)		2次(4.00Hz)	
	FFT振幅 ($\times 10^{-3}$ gal)	伝達関数位相 (deg.)	FFT振幅 ($\times 10^{-3}$ gal)	伝達関数位相 (deg.)
1-F1	0.38	-26	0.81	-176
2-F1	0.47	-21	0.82	0
3-F1	0.40	0	0.93	0
4-F1	0.35	21	0.76	0
1-F2	1.13	-48	1.44	117
2-F2	5.73	-55	1.63	78
3-F2	2.86	-50	2.29	-45
4-F2	0.80	-30	1.32	-31
2-W2	12.60	-57	4.04	117
3-W2	7.54	-55	7.58	-68
1-R	1.76	-51	2.42	116
2-R	17.30	-58	4.86	127
3-R	11.20	-56	11.30	-73
4-R	0.57	-18	1.24	-34

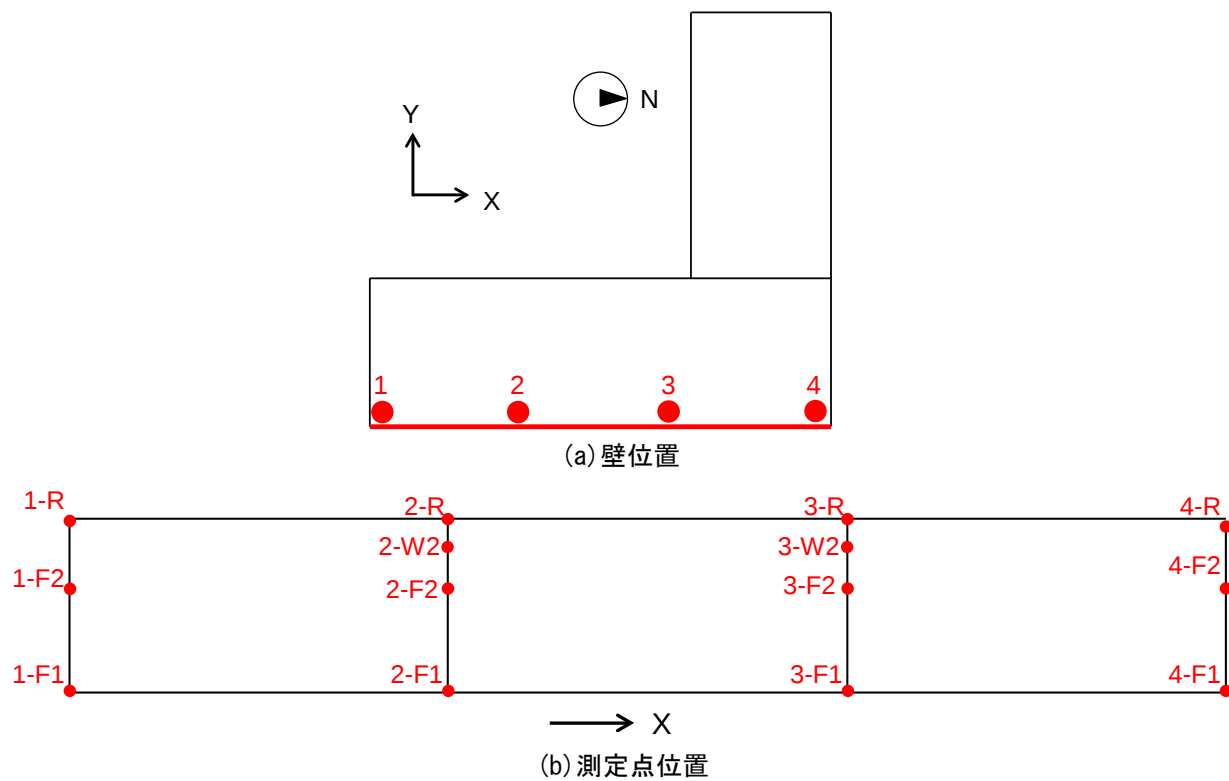


図 3.29 B 棟東面の壁

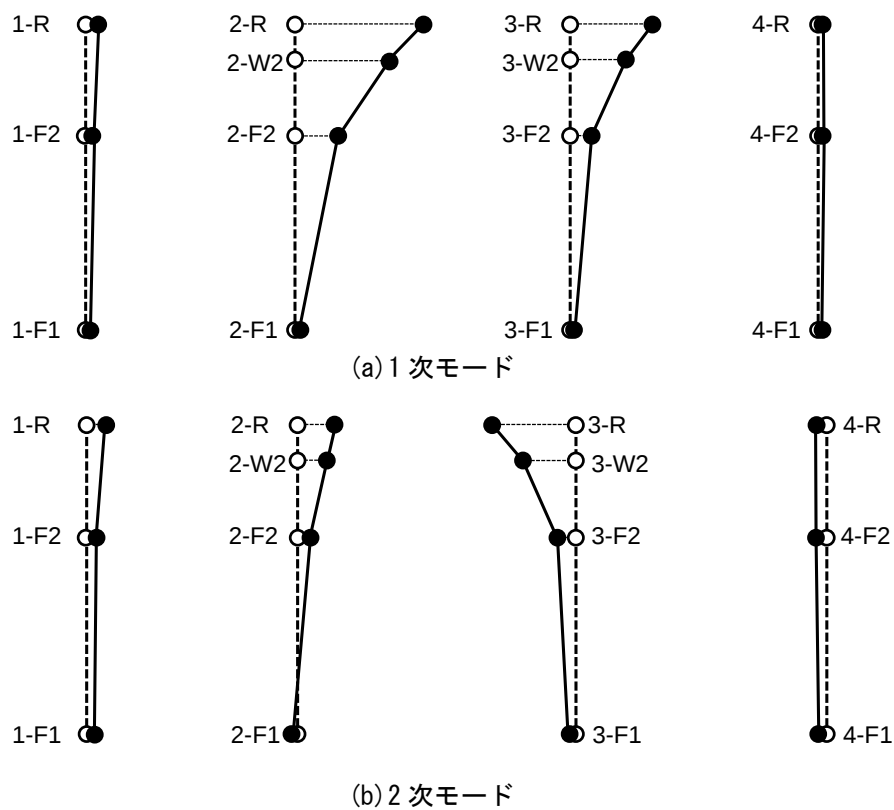


図 3.30 B 棟東面壁の面外方向振動性状 (振幅の鉛直方向分布)

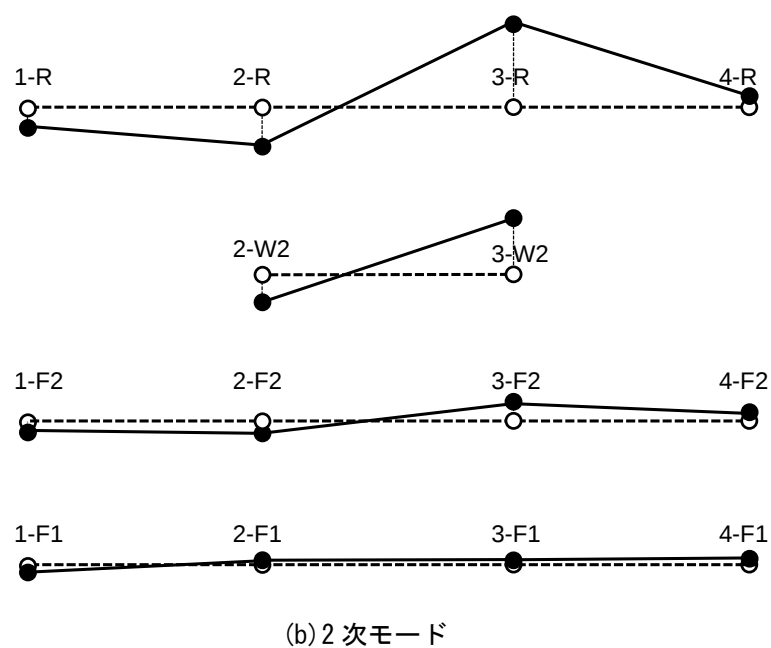
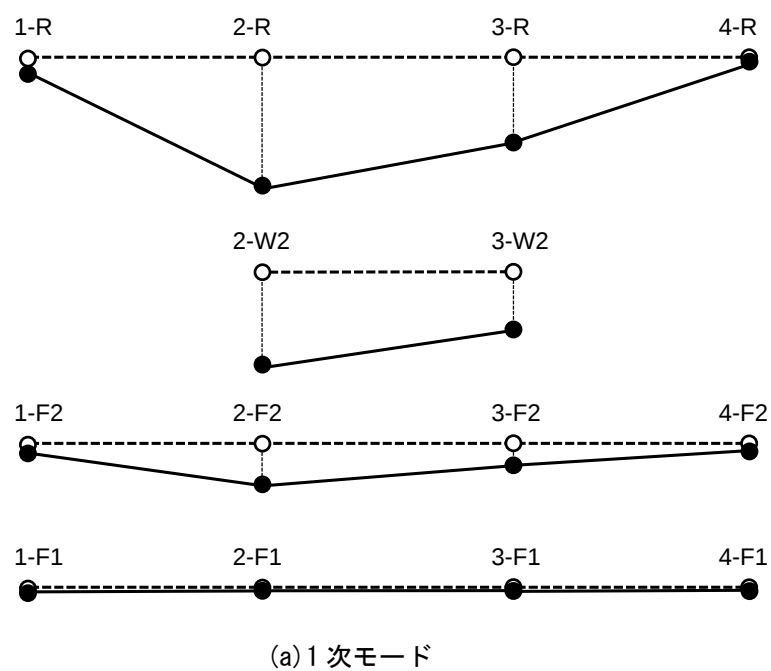


図 3. 31 B 棟東面壁の面外方向振動性状(振幅の水平方向分布)

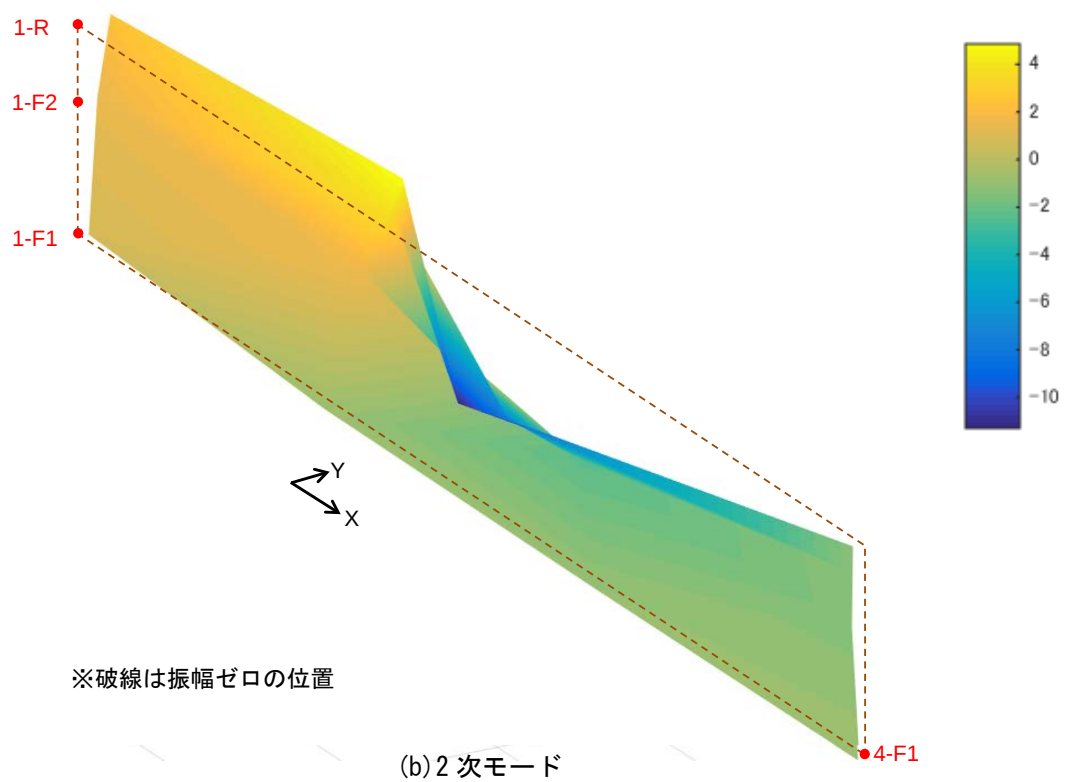
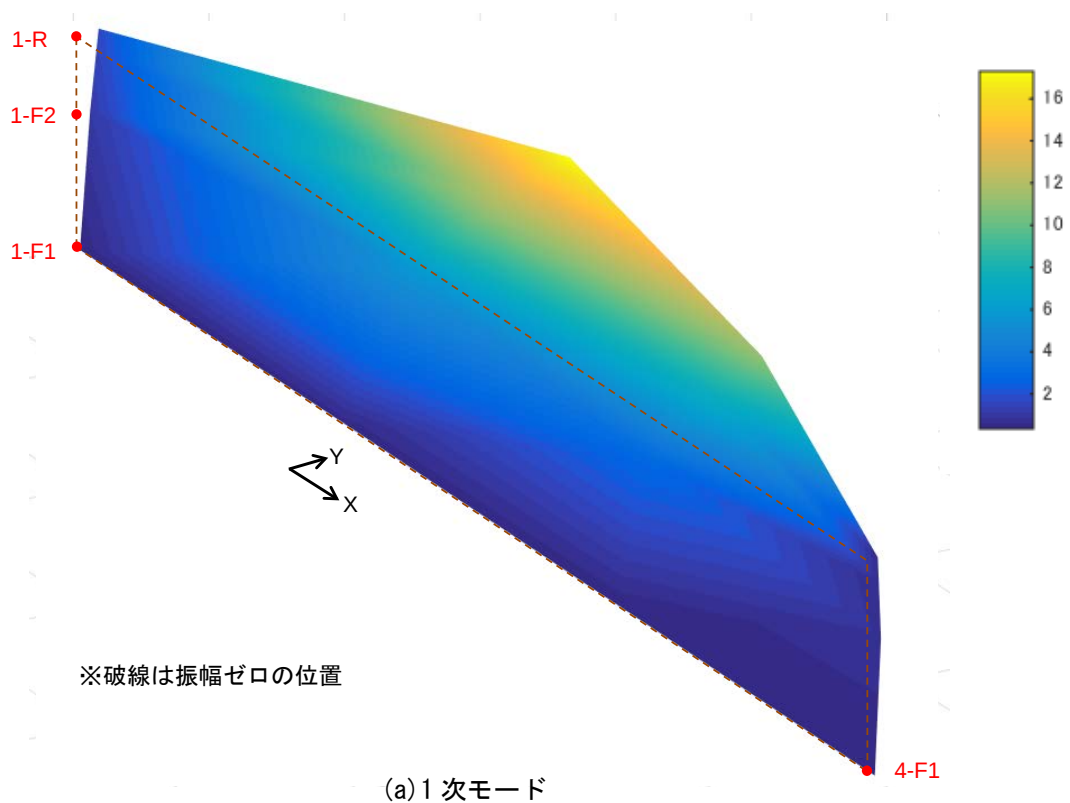


図 3.32 B 棟東面壁の面外方向（Y 方向）固有モード推定結果

3.3 地盤から建物への入力損失

(1) Case1 (X 方向)

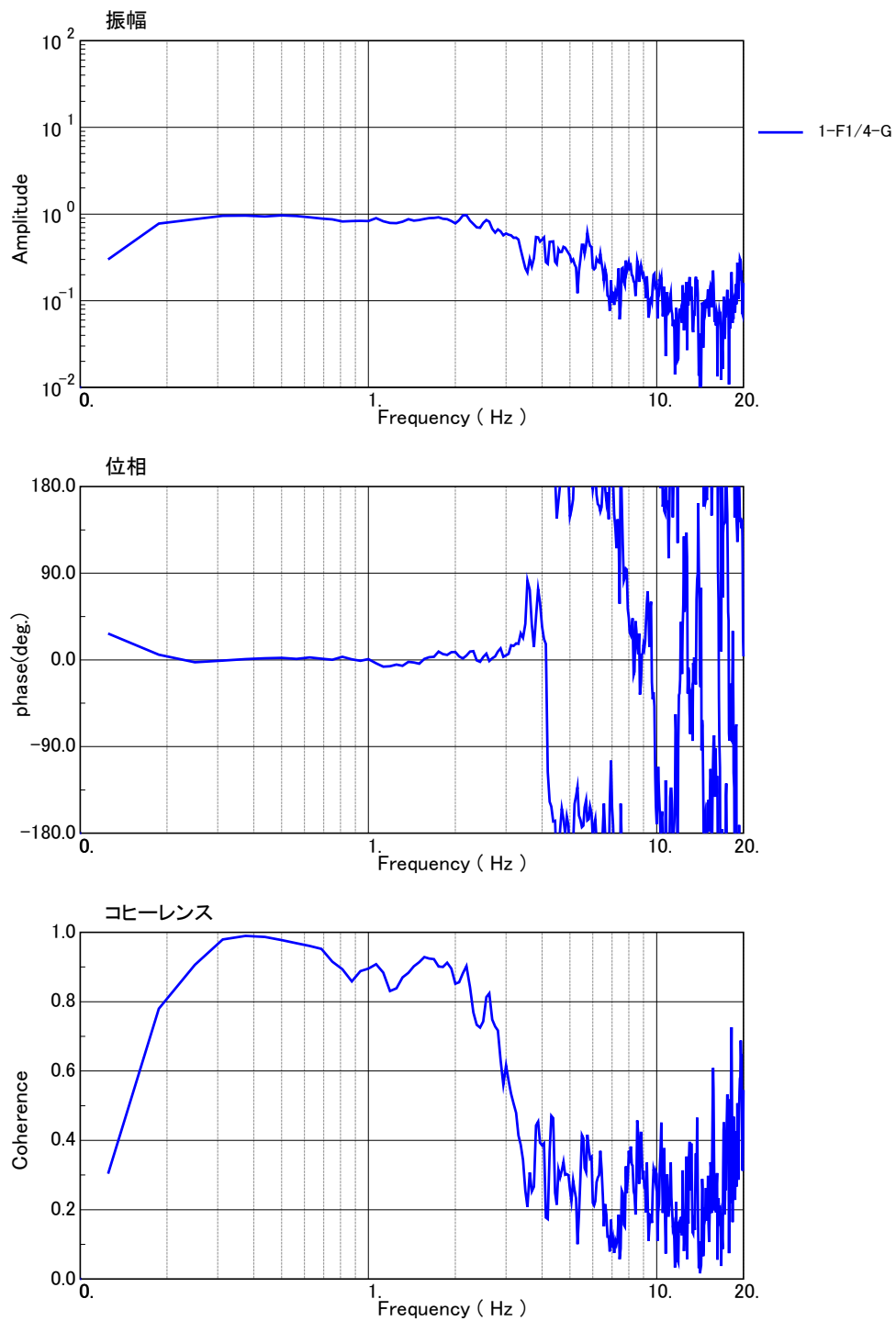
1 階床の各測定位置について、地盤 (4-G) を入力として伝達関数を算定した結果を図 3.33～図 3.35 に示す。大凡 4Hz 以上の周波数帯で振幅が低下しており、建物への入力損失が生じていることが確認出来る。

(2) Case2 (Y 方向)

1 階床の各測定位置について、地盤 (4-G) を入力として伝達関数を算定した結果を図 3.36～図 3.38 に示す。大凡 4Hz 以上の周波数帯で振幅が低下しており、建物への入力損失が生じていることが確認出来る。

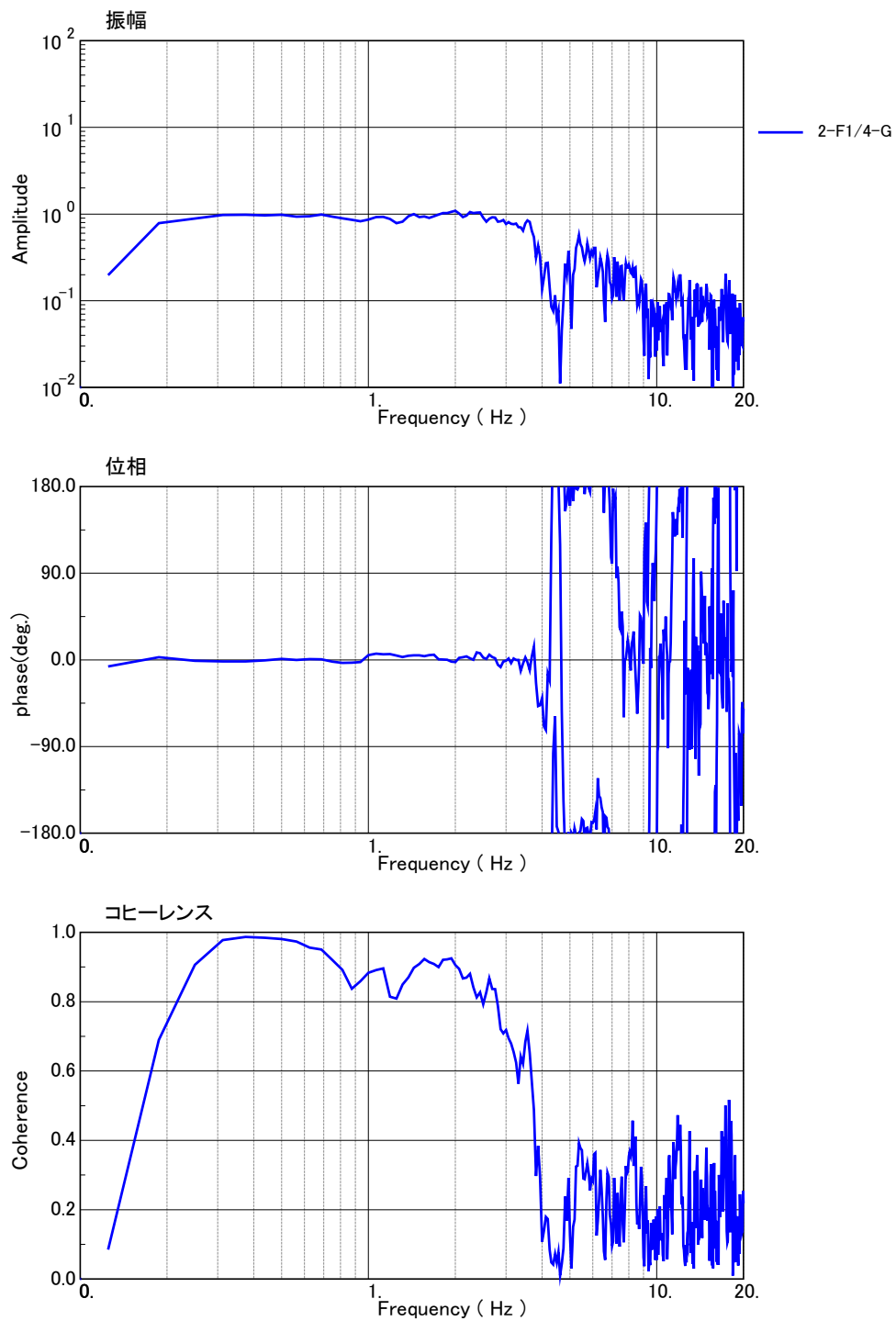
(3) Case3 (Z 方向)

1 階床の各測定位置について、地盤 (4-G) を入力として伝達関数を算定した結果を図 3.39～図 3.41 に示す。大凡 4Hz 以上の周波数帯で振幅が低下する傾向は見られるものの、水平方向と比較するとその度合いは小さくなっている。



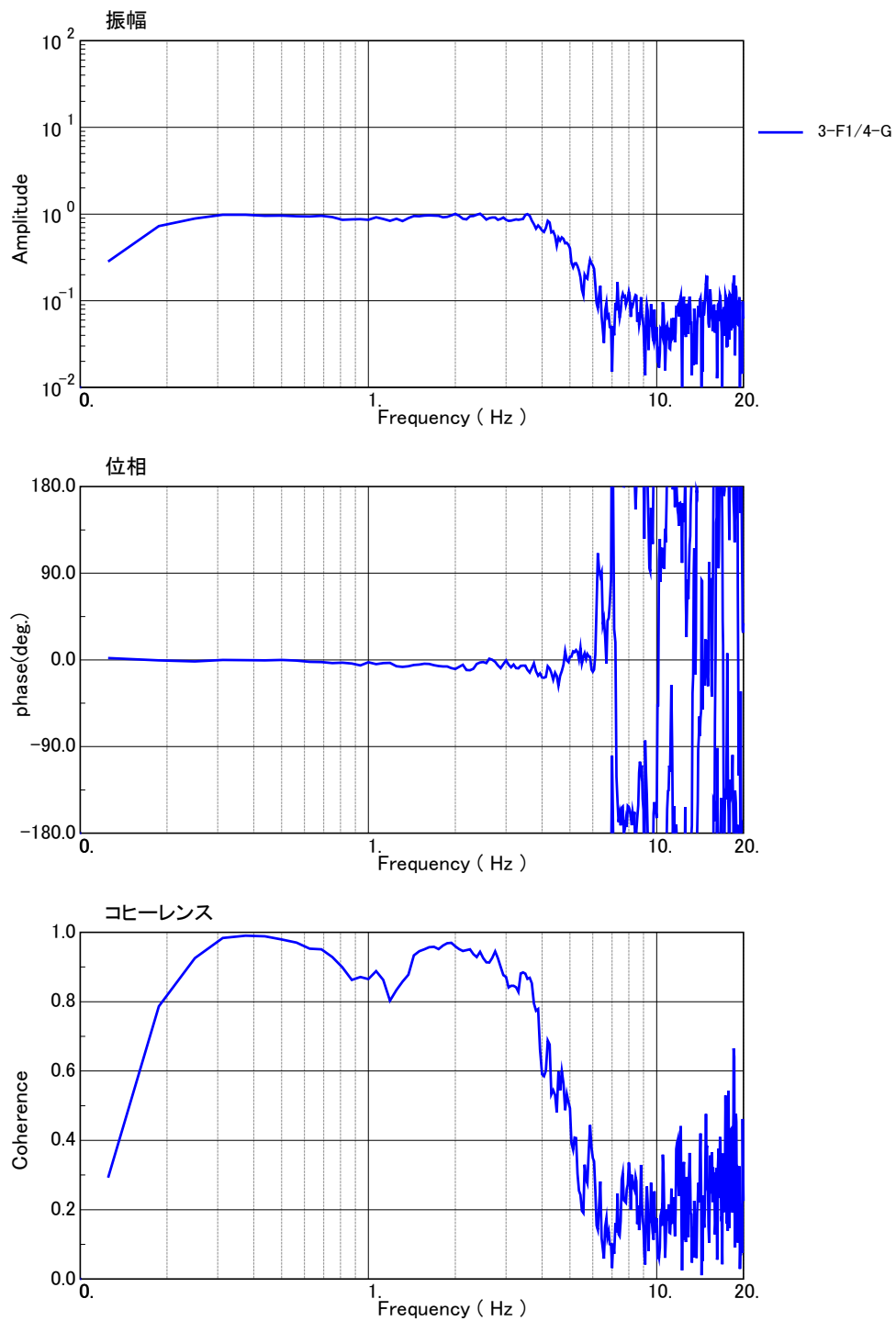
伝達関数(基礎) Case1 (1-F1/4-G) X 方向

図 3.33 1 階床/地盤の伝達関数



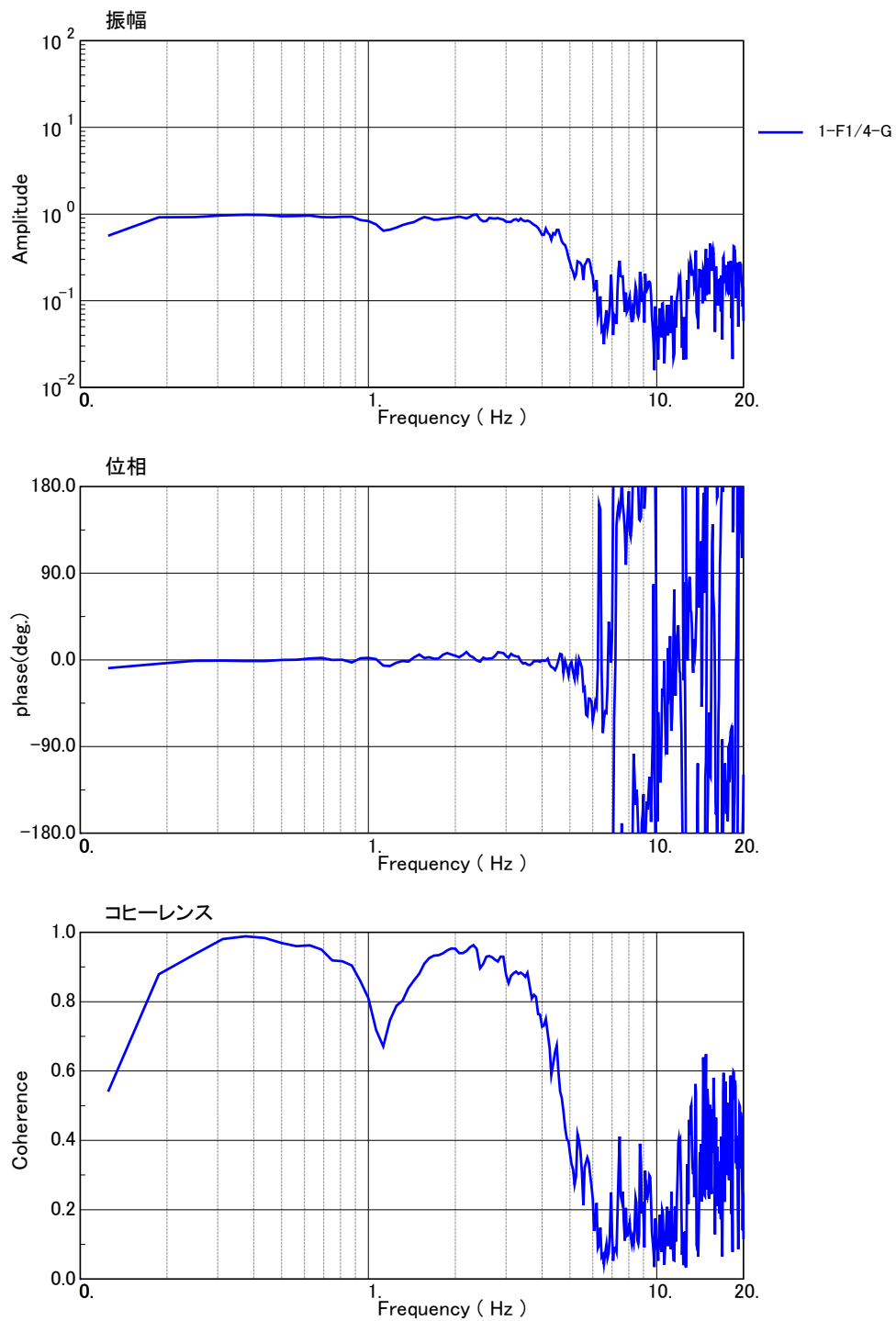
伝達関数(基礎) Case1 (2-F1/4-G) X 方向

図 3. 34 1 階床/地盤の伝達関数



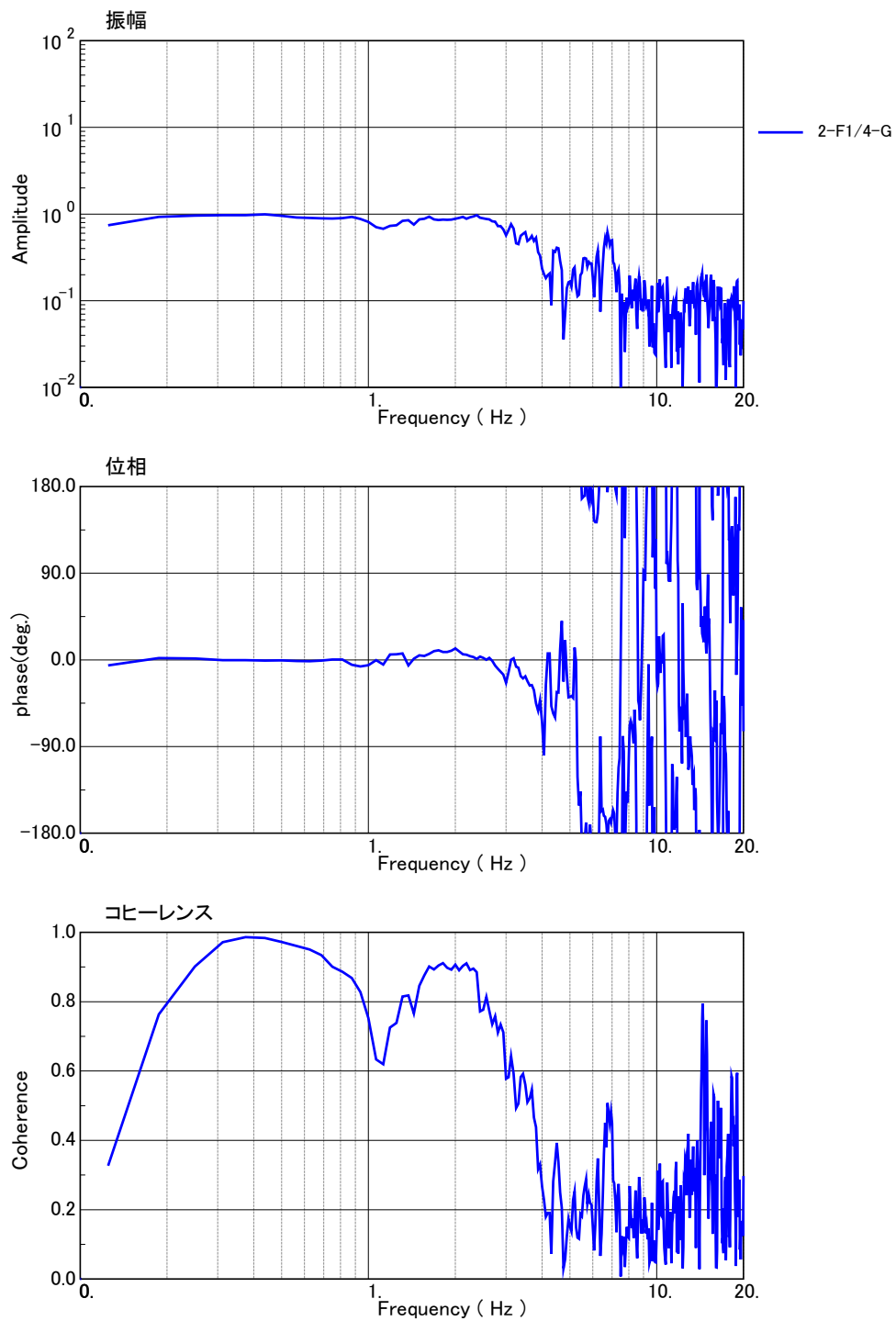
伝達関数(基礎) Case1 (3-F1/4-G) X 方向

図 3. 35 1 階床/地盤の伝達関数



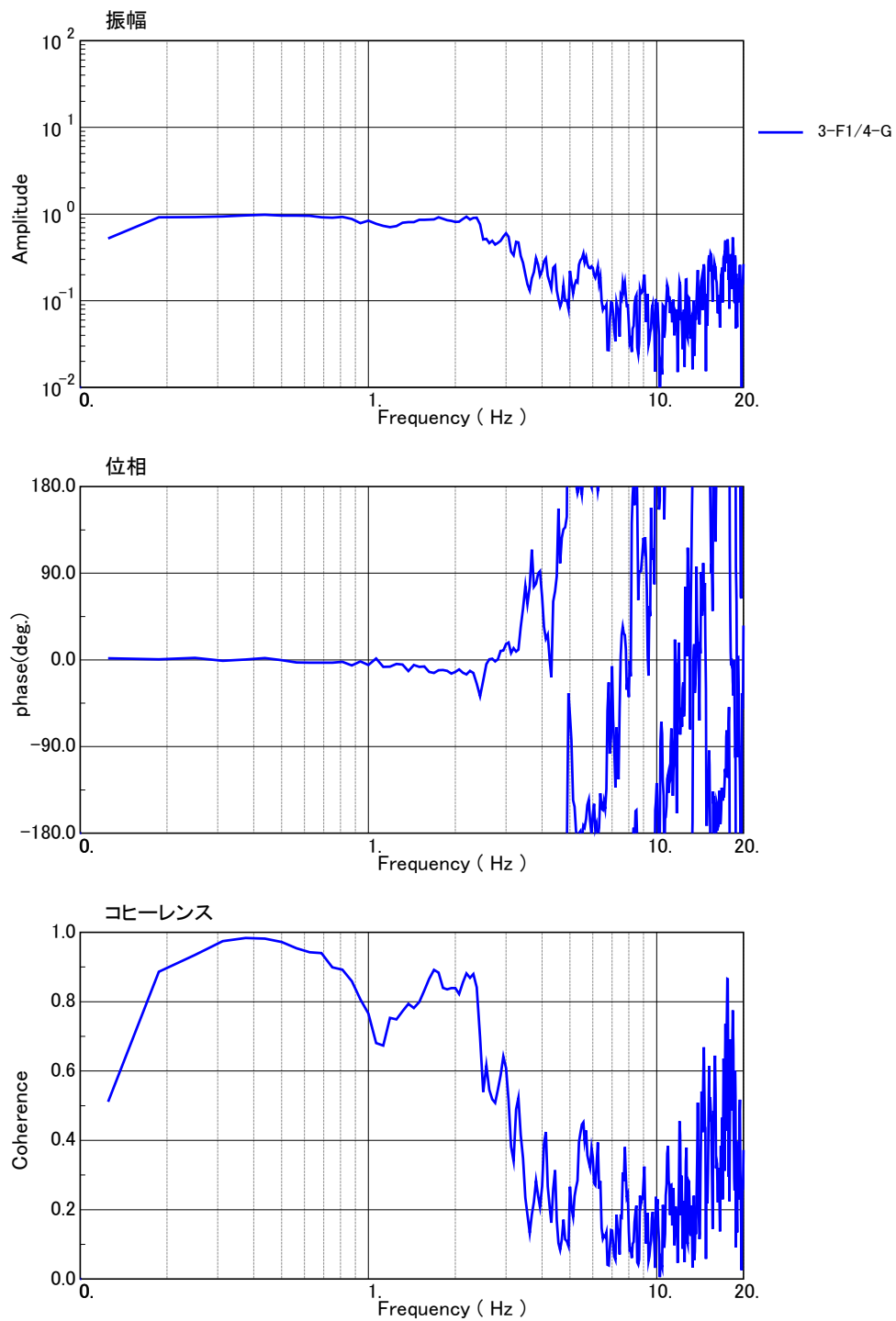
伝達関数(基礎) Case2 (1-F1/4-G) Y 方向

図 3.36 1 階床/地盤の伝達関数



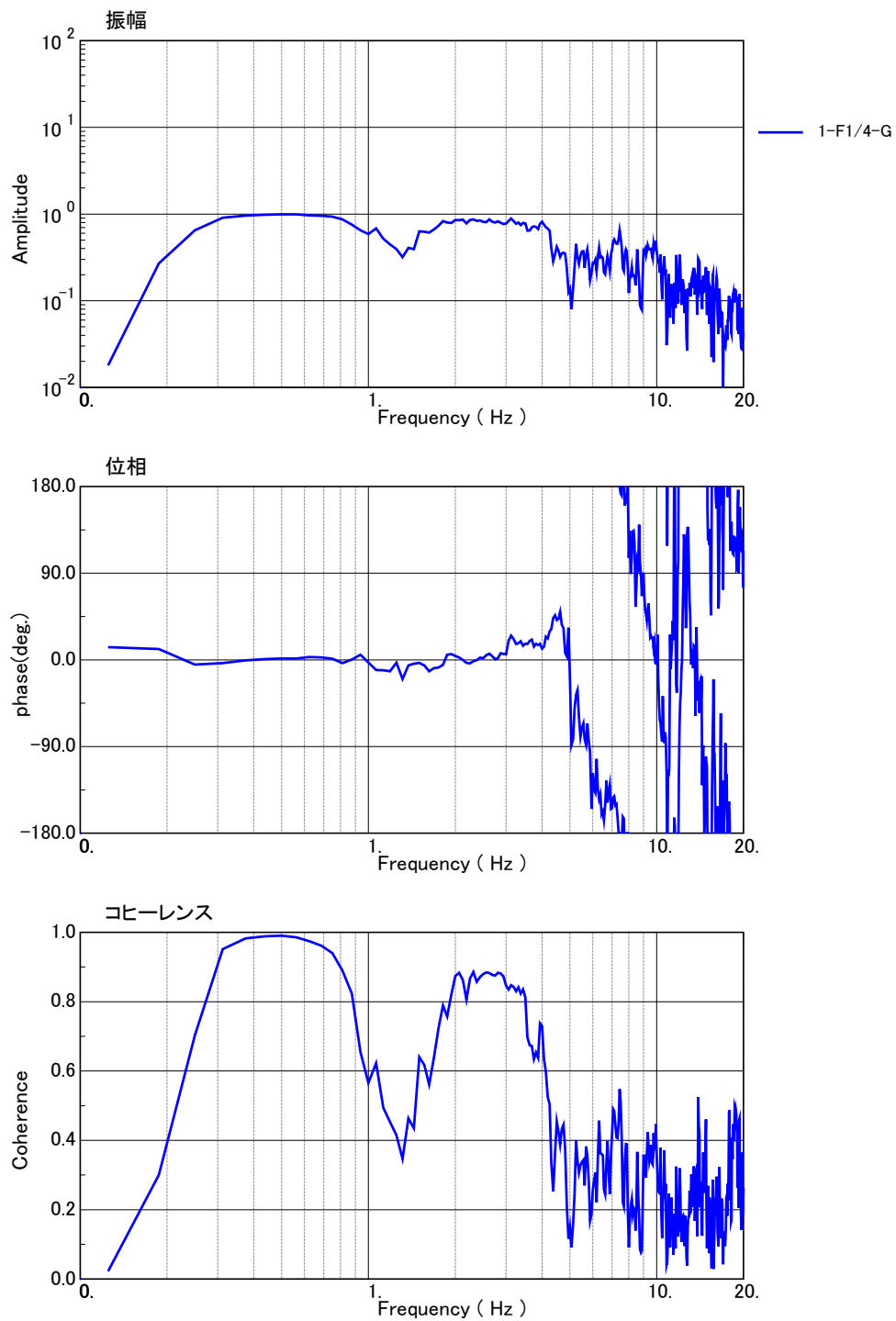
伝達関数(基礎) Case2 (2-F1/4-G) Y 方向

図 3.37 1 階床/地盤の伝達関数



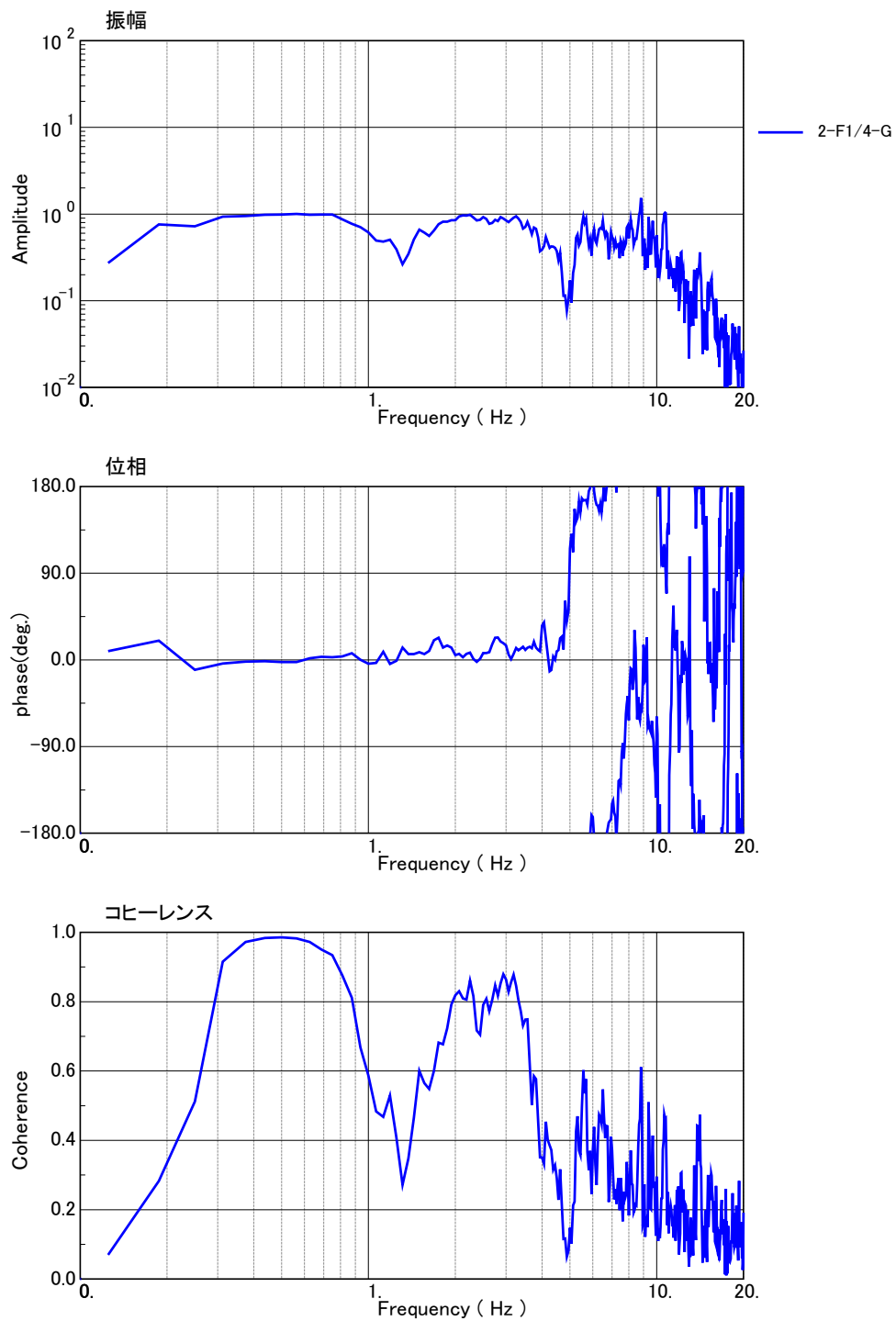
伝達関数(基礎) Case2 (3-F1/4-G) Y 方向

図 3. 38 1 階床/地盤の伝達関数



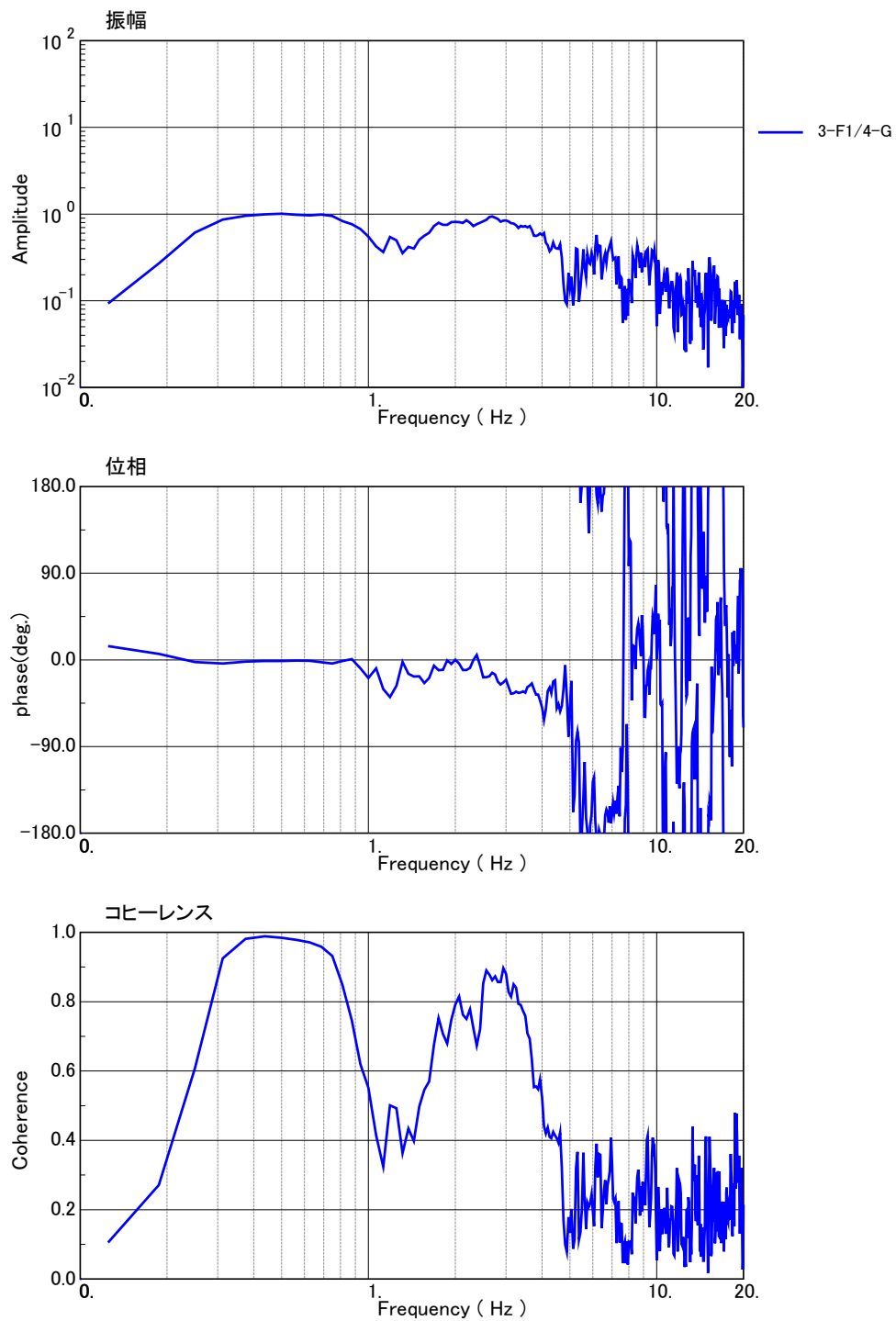
伝達関数(基礎) Case3 (1-F1/4-G) Z 方向

図 3. 39 1 階床/地盤の伝達関数



伝達関数(基礎) Case3 (2-F1/4-G) Z 方向

図 3. 40 1 階床/地盤の伝達関数



伝達関数(基礎) Case3 (3-F1/4-G) Z 方向

図 3. 41 1 階床/地盤の伝達関数

4 まとめ

耐震補強の実施を予定している吉野町煉瓦倉庫で常時微動測定を行い、建屋全体及び煉瓦壁の振動特性を確認した。得られた結果は以下の通りである。

- ・ 建屋全体の固有振動数は、X方向では1次が4.25Hz、2次が6.06Hz、Y方向では1次が2.38Hz、4.00Hzであった。
- ・ 煉瓦壁の面外方向の固有振動数は、A棟南面（X方向）では1次が4.19Hz、2次が5.88Hz、B棟東面（Y方向）では1次が2.38Hz、2次が4.00Hzであり、建屋全体の固有振動数と概ね一致した。
- ・ 建屋全体の固有モードを推定したところ、1次、2次ともに純粋な並進、振れのモードとは異なる性状を示した。
- ・ 以上の結果から、建屋全体の振動性状は、煉瓦壁の面外方向の振動の影響を受けている可能性が高いと考えられる。
- ・ 壁の面外方向の固有モードを推定したところ、A棟南面（X方向）、B棟東面（東面）ではほぼ類似する結果となり、1次、2次ともに壁の上部中央で振幅が大きく、また、壁の端部同士で比較すると、建物の先端部分（A棟の西側及びB棟の南側）で振幅が大きくなるような性状を示した。

付録 測定状況写真



写真 1 建物外観(南面)



写真 2 建物外観 (西面)



写真 3 case1 1-F1



写真 4 case1 1-F2



写真 5 case1 1-R



写真 6 case1 2-F2



写真 7 case1 2-R



写真 8 case1 3-F2

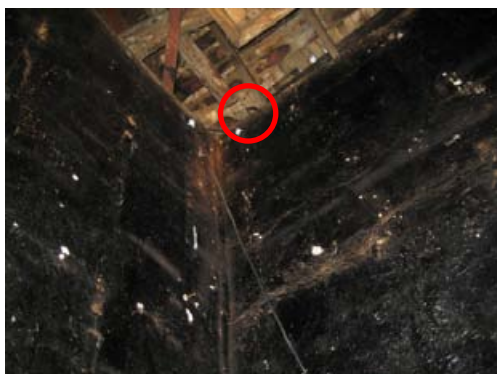


写真 9 case1 3-R



写真 10 case3 4-G



写真 11 case4 1-R



写真 12 case4 2-F1



写真 13 case4 2-W1



写真 14 case4 2-F2



写真 15 case4 2-W2



写真 16 case4 3-F1



写真 17 case4 3-W1

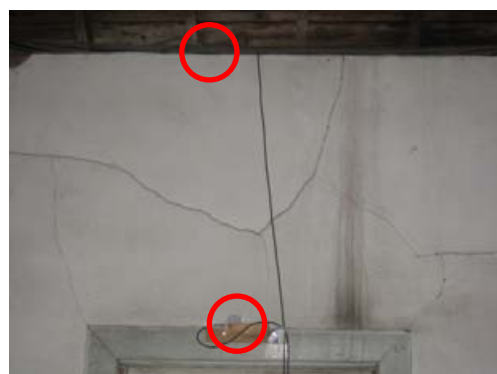


写真 18 case4 3-W2, 3-R



写真 19 case4 4-F1



写真 20 case4 4-F2

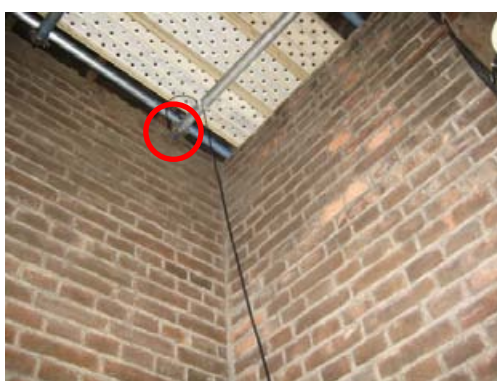


写真 21 case4 4-R



写真 22 case5 1-F1



写真 23 case5 1-F2



写真 24 case5 1-R



写真 25 case5 2-F1



写真 26 case5 2-F2



写真 27 case5 2-W1



写真 28 case5 2-R



写真 29 case5 3-F1



写真 30 case5 3-F2



写真 31 case5 3-W2

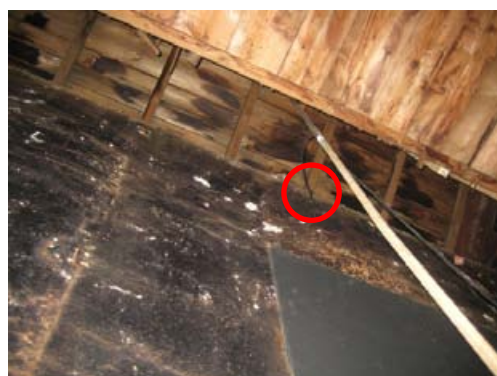


写真 32 case5 3-R

④FEM 解析結果

■FEM モデルの作成

解析モデルの概要を記す。図 1 にモデルの全体図を示す。煉瓦壁を約 150mm×150mm 角の板要素、A 棟の木造小屋組み部分の下弦材および B 棟 2 階床を支える鉄骨梁を梁要素で構成したモデルを作成した。A 棟の 2 階床鉄骨梁については、1 階に内壁があるため、梁要素としてモデル化した場合の建物の振動性状への影響が微小であったため、モデル化を省略し、荷重のみ考慮することとした。また、B 棟の小屋組みの下弦材については、梁要素でモデル化すると、Y 方向のモード形状および固有振動数が常時微動測定結果と大きく外れた結果となることから、モデル化は行わず、荷重のみ考慮することとした。煉瓦壁は柱型部、基壇部などの煉瓦壁厚さが変わる部分については厚さの異なる板要素としてモデル化した。支持形式は煉瓦壁下部で固定支持とした。梁要素と煉瓦壁の境界条件はピン接合としている。2 階床荷重および小屋組み荷重は梁位置に負担分の荷重を節点荷重として加えた。

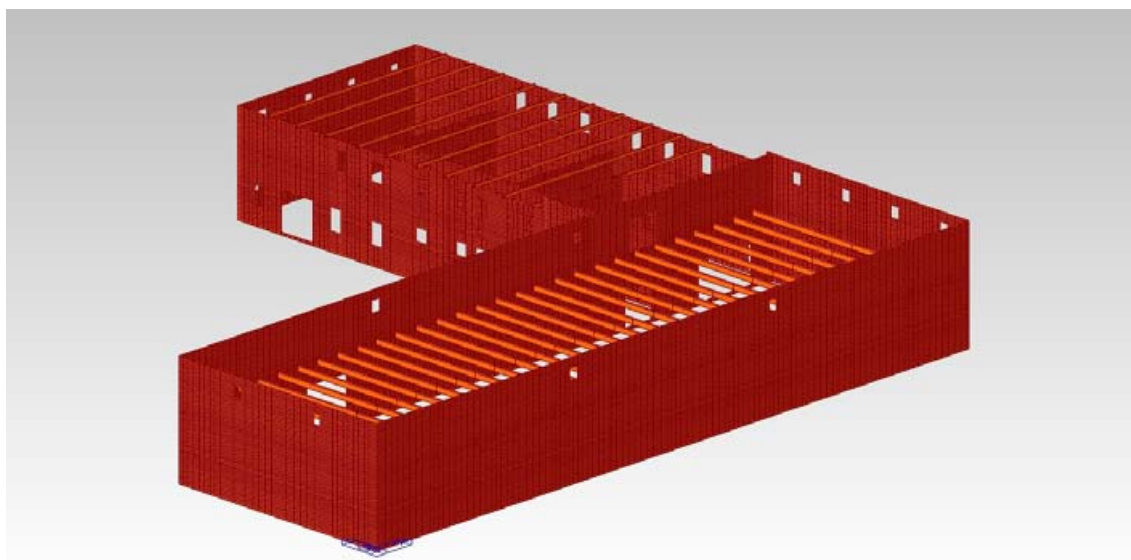


図 1 全体解析モデル

煉瓦壁の諸元の設定を記す。密度は表 1 に示す試験結果の平均値を、各棟を構成する要素に用いた。ヤング係数については、目地の充填率による影響や密度試験および強度試験の結果からも、ばらつきが大きいものと予測できることから、常時微動測定結果から推定された 1 次モードの卓越振動数に最も一致するヤング係数を同定した。ヤング係数は 15800N/mm² とした。FEM モデルの各モードのモード図を図 2 に、建屋全体の常時微動測定の卓越振動数と FEM モデルの固有値解析結果の比較を表 2 に示す。

表 1 見掛けの密度試験結果 [れんがコア (単体)] (左 : A 棟, 右 : B 棟)

供試体番号	見掛けの密度 g/cm ³	平均値 g/cm ³	供試体番号	見掛けの密度 g/cm ³	平均値 g/cm ³
A-1-1	1.89	1.82	B-1-1	1.75	1.73
A-2-2	1.83		B-1-2	1.84	
A-2-3	1.74		B-2-3	1.60	

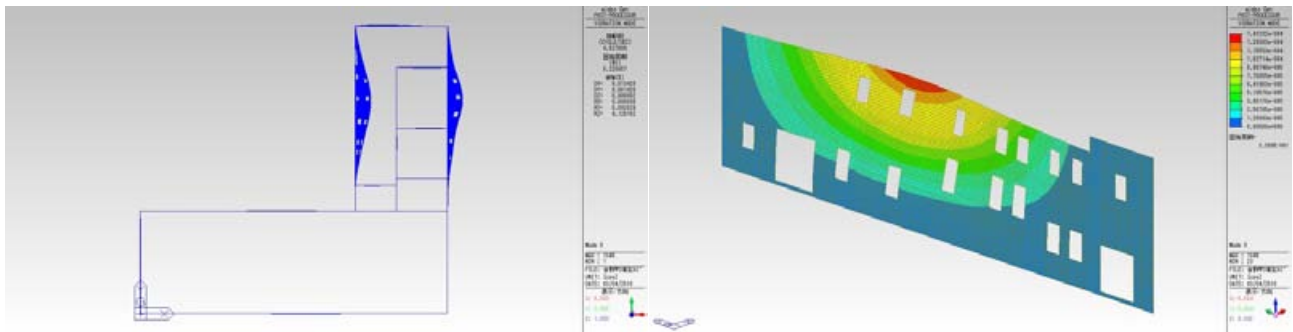


図 2.(a) X 方向 1 次モード形状 $T=0.220s$ (左：全体図，右：X8 通り)

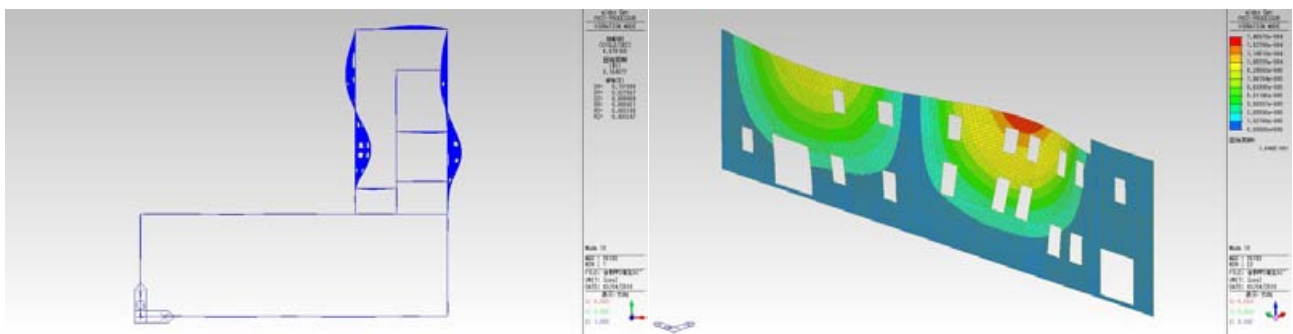


図 2.(b) X 方向 2 次モード形状 $T=0.164s$ (左：全体図，右：X8 通り)

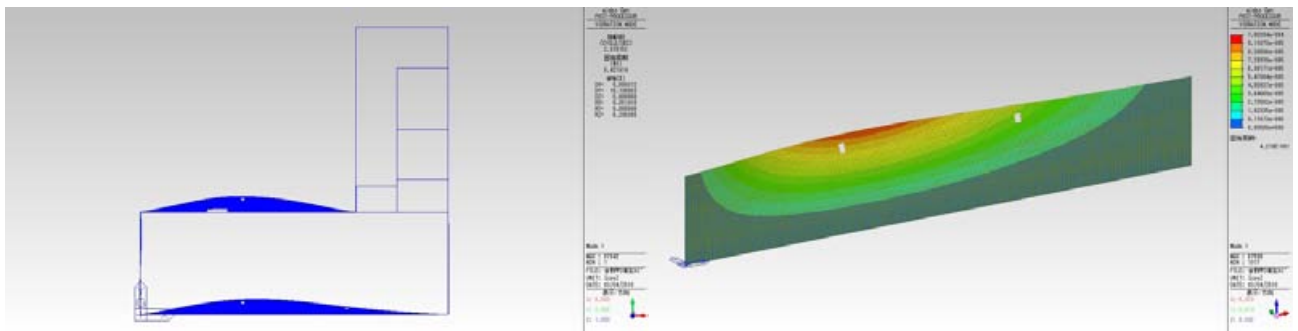


図 2.(c) Y 方向 1 次モード形状 $T=0.421s$ (左：全体図，右：Y1 通り)

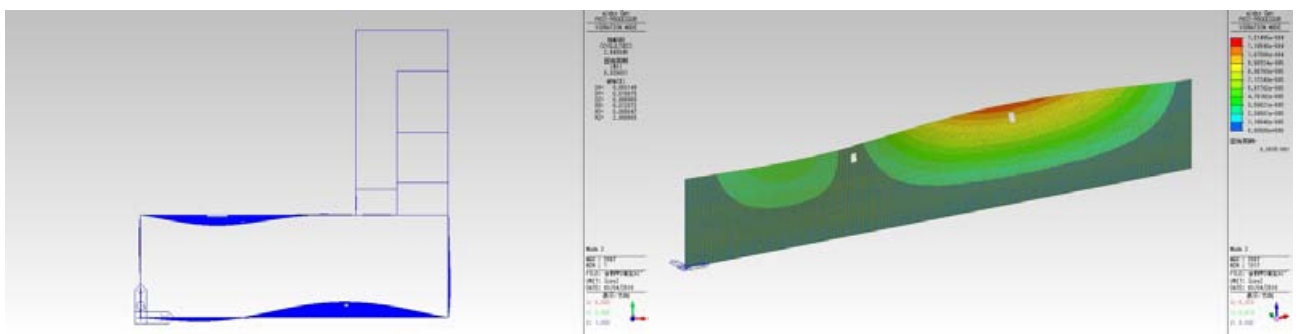


図 2.(d) Y 方向 2 次モード形状 $T=0.339s$ (左：全体図，右：Y1 通り)

表 2 常時微動測定による卓越振動数と FEM モデル固有値解析結果の比較

		常時微動測定	FEM モデル
X 方向	1 次	4.25Hz (0.235s)	4.55Hz (0.220s)
	2 次	6.06Hz (0.165s)	6.10Hz (0.164s)
Y 方向	1 次	2.38Hz (0.420s)	2.38Hz (0.421s)
	2 次	4.00Hz (0.250s)	2.95Hz (0.339s)

Y 方向 2 次モードについては、FEM モデルの振動数の値が小さめの値となったが、モード形状はほぼ合致している。また、その他の固有振動数、モード形状については概ね常時微動測定の結果と合致している。

■静的弾性解析結果

固有値解析結果から、実建物と FEM モデルとの整合性が確認できたため、FEM モデルに地震力を与え、地震時の煉瓦壁の挙動を静的弾性解析から確認する。地震力は一次設計時の地震力とし 0.3G とする。また算出された応力度と表 3 に示す煉瓦壁の許容応力度との比較による検討を行う。図 3 に X 方向加力時の面内方向の応力度図および面外方向応力、図 4 に Y 方向加力時の面内方向の応力度図および面外方向応力を示す。表 4 に解析結果の応力度の定義を示す。

煉瓦壁の応力度図から、隅角部上部や開口部周辺に局所的に応力が集中しており、圧縮側は許容応力度以内であるが、引張側は許容応力度を大きく超える場所もある。また、Y 方向加力時の X8 通りの煉瓦壁の応力度図から、本建物の A 棟と B 棟の L 型接合部に大きな応力が生じ、引張側の許容応力度を大きく超えている。面内方向のせん断力は隅角部の 2 階床付近に応力が集中しているが、一部許容応力度以上の値も示すが概ね許容応力度以内である。

煉瓦壁の面外方向の応力図から、周辺の煉瓦壁との剛性の違いにより柱型部に応力の集中が見られた。柱型部および壁部の面外曲げモーメントによる応力度を算出すると、圧縮側は許容応力度以内であるが、引張側は許容応力度を大きく超える値となった。

現状の煉瓦壁の様子からは、柱型部や壁の下層部分に面外に生じた力による目立った損傷などは見られないが、面外方向の応力に対する煉瓦壁の耐力は小さいため、改修時には面外方向への応力に対する補強が必要であることが FEM 解析結果からも得られた。また、L 型接合部や各所の開口部周辺は現状大きなひび割れや、過去の補修跡が見られる箇所であり、FEM 解析の応力状態を参考に改修時の補修箇所の検討を行う必要がある。

FEM 解析結果を受けて、耐震改修時に必要と考えられる補強について以下に示す。

1) 2 階床、屋根面の補強

2 階床は全面コンクリートスラブとし、煉瓦壁とケミカルアンカーにて接続し一体とする。屋根面は屋根面に鋼板を貼り、剛床を成立させる。

この補強を行うことで、建屋隅角部の局所的な応力集中は軽減されると判断する。また、L 型接合部も建屋全体で剛床が成立し一体で挙動するようになれば局所的な応力は軽減されると判断する。

2) 面外方向の補強

1) の補強を行い、2 階・屋根面を剛床化することにより、2 階床位置および壁最上部の固定度が上昇し、面外方向の応力も低減される。既存建屋は 2 階レベルが 5.0m を超え階高が高いことも面外方向の応力が大きいことに影響するため、2 階の床レベルを縮小し、面外方向応力低減効果を期待する。

更に、耐震改修手法として手法 B、手法 C、手法 D（頁 5.1 参照）の、各手法別の補強内容を示す。

・手法 B

内部に構築される鉄骨柱と煉瓦柱型をケミカルアンカーにて接続し、煉瓦柱型廻りに集中する応力に対して補強を行う。鉄骨本柱が設置されない柱型部は適宜間柱を設置し補強することとする。

・手法 C

PC 鋼棒により煉瓦壁を補強することで面外方向も補強される。柱型周辺および開口廻りなど応力集中箇所への PC 鋼棒の配置を考え、局所応力に対する補強も兼ねることとする。

・手法 D

免震構造となるため、極めて稀に発生する地震時においてベースシア係数が 0.1 程度となるため上部構造にかかる応力は大幅に低減される。よって、免震構造であれば、上部構造は 1) の補強以外は不要と考える。

表 3 煉瓦壁体強度

	終局	短期	長期
圧縮強度(N/mm ²)	4.50	3.00	1.50
せん断強度(N/mm ²)	0.45	0.30	0.15
引張強度(N/mm ²)	0.45	0.30	0.15

表 4 各応力度の定義

	X 方向壁(Y○通り壁)	Y 方向壁(X○通り壁)
sigXX	縦目地の圧縮・引張(面内方向)	縦目地の圧縮・引張(面外方向)
sigYY	縦目地の圧縮・引張(面外方向)	縦目地の圧縮・引張(面内方向)
sigZZ	横目地の圧縮・引張(鉛直方向)	横目地の圧縮・引張(鉛直方向)
sigYZ	縦・横目地のせん断(面外方向)	縦・横目地のせん断(面内方向)
sigXZ	縦・横目地のせん断(面内方向)	縦・横目地のせん断(面外方向)

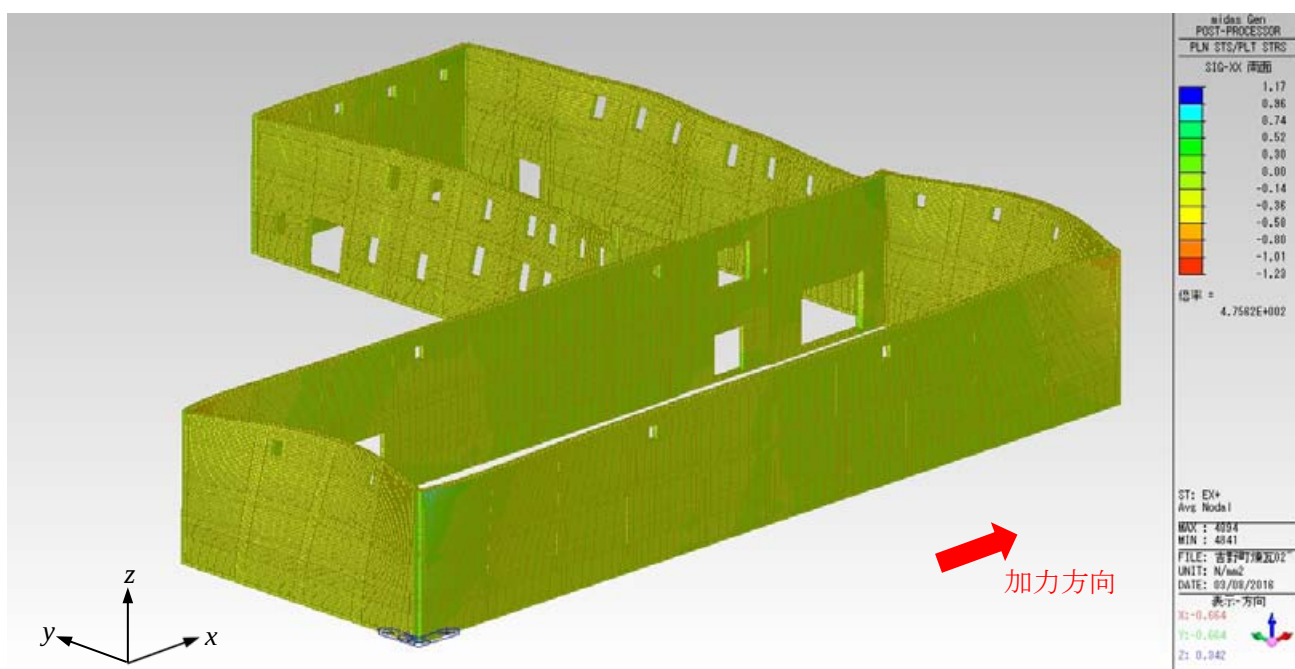


図 3.1(a) X 方向加力時 (sigXX)

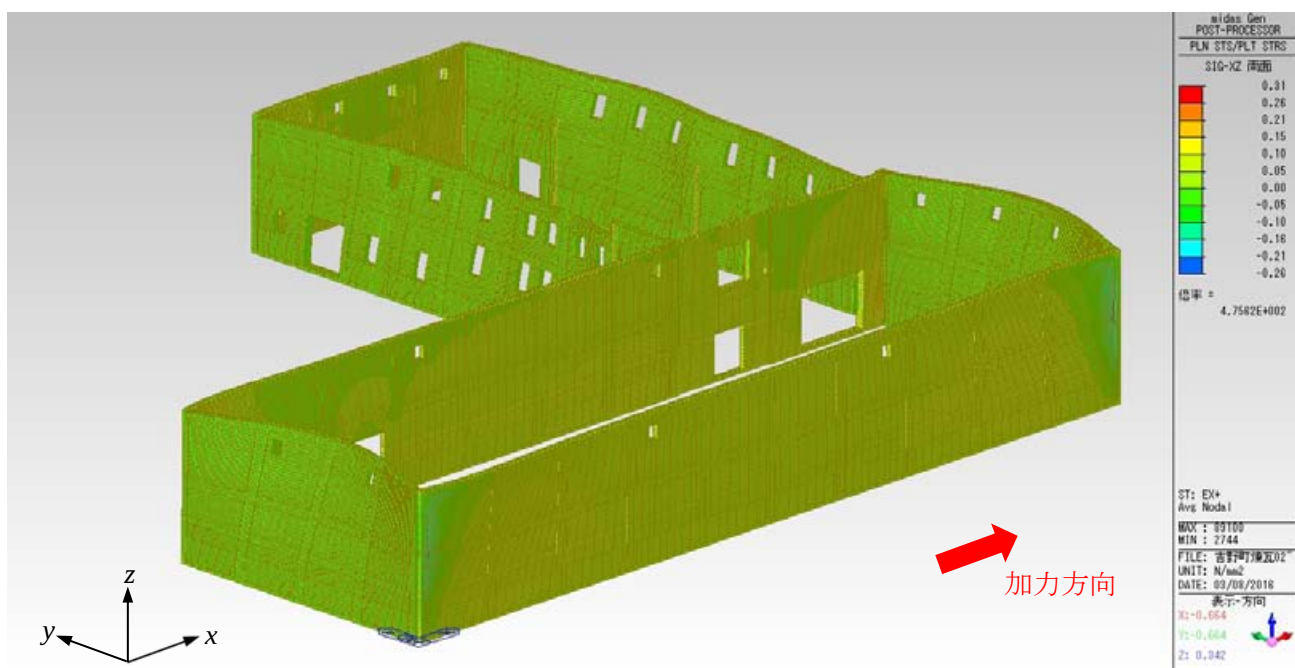
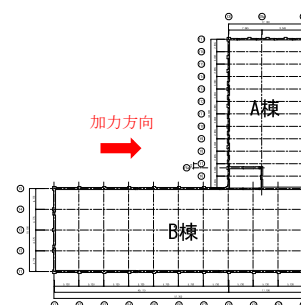


図 3.1(b) X 方向加力時 (sigXZ)



■面内方向応力度

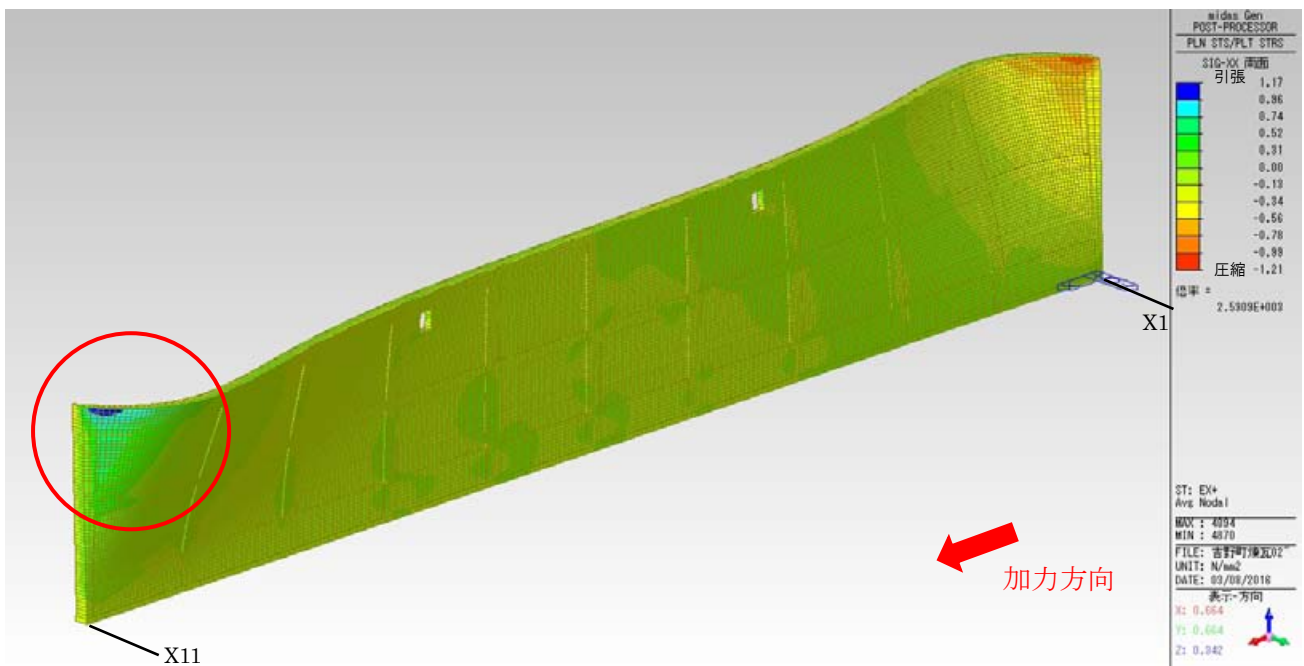


図 3.2(a) X 方向加力時 Y1 通り応力度図 (sigXX : 縦目地の圧縮・引張 (面内方向))

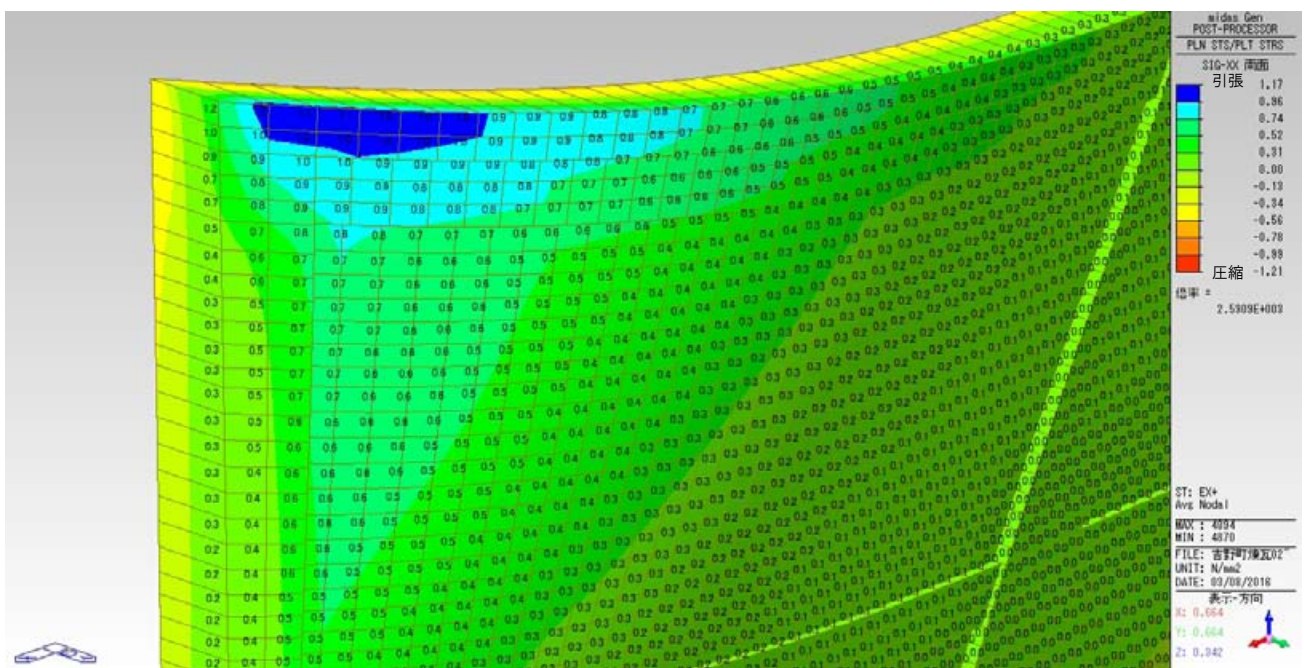
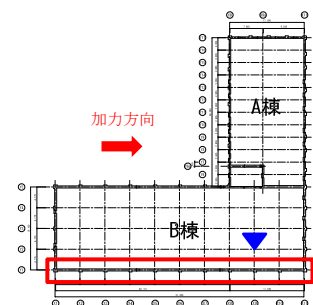


図 3.2(b) X 方向加力時 Y1 通り応力度図 (sigXX : 縦目地の圧縮・引張 (面内方向))

- ・ X11 通り隅角部上部で許容引張応力度 (0.30N/mm^2) を超えている。



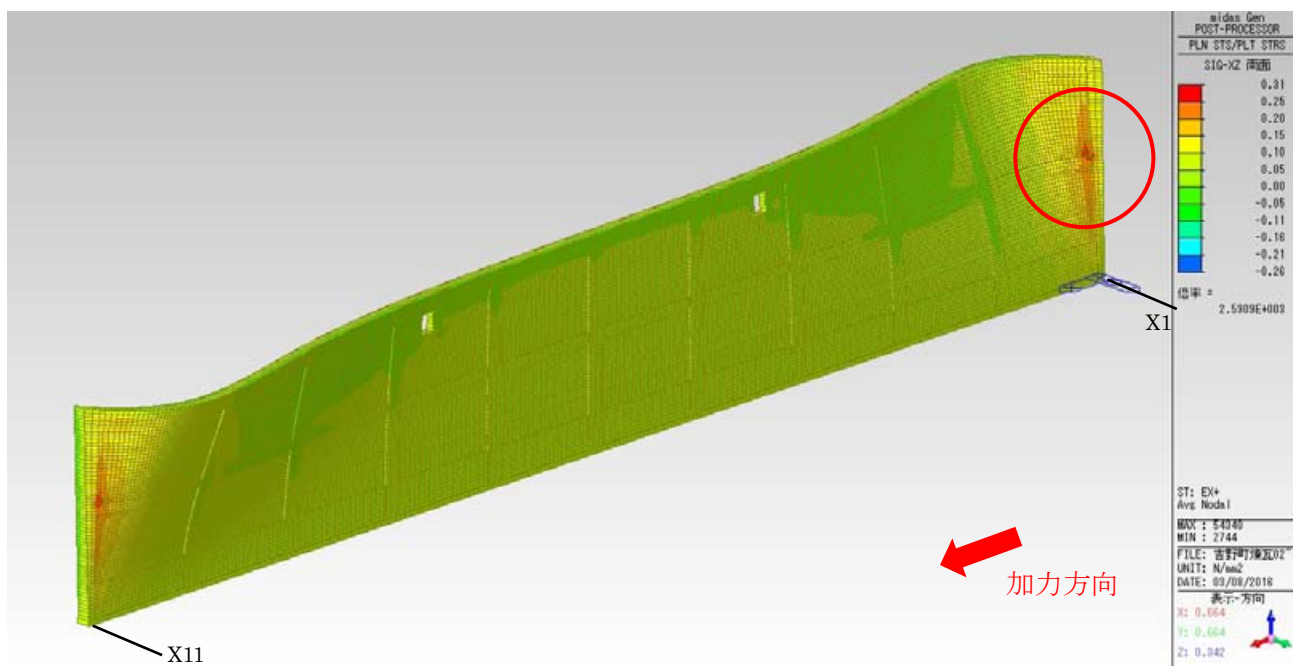


図 3.2(c) X 方向加力時 Y1 通り応力度図 (sigXZ : 縦・横目地のせん断 (面内方向))

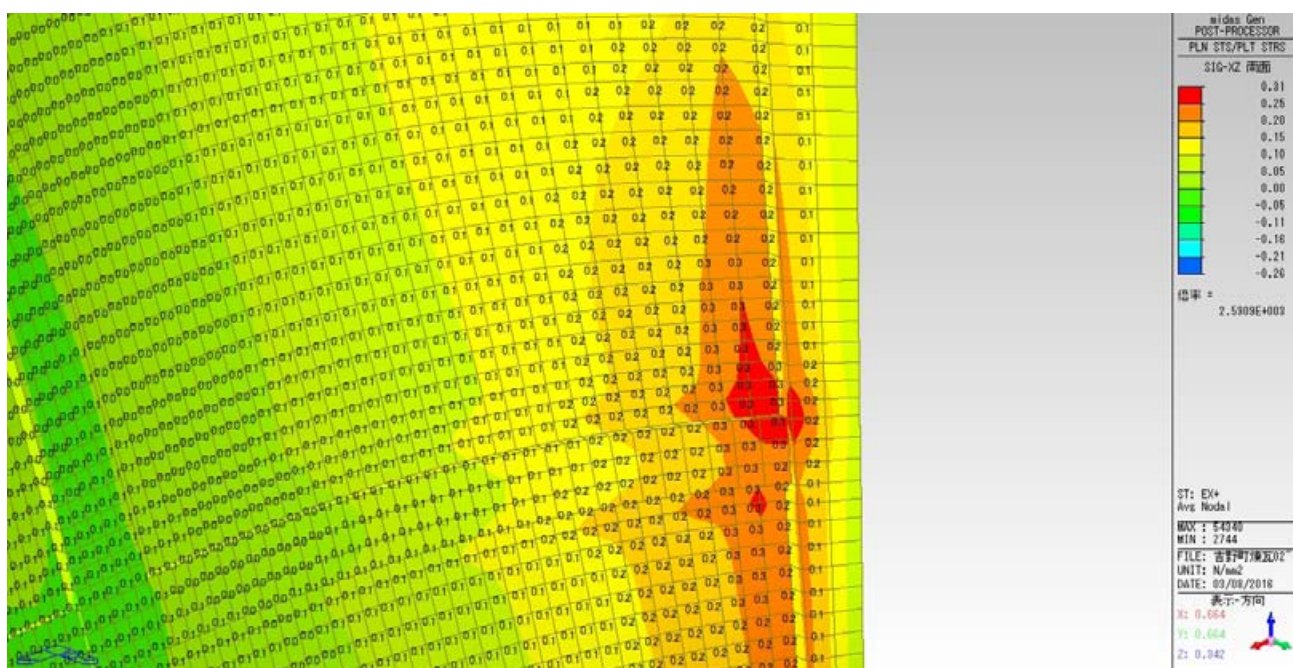
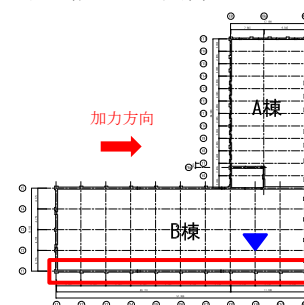


図 3.2(d) X 方向加力時 Y1 通り応力度図 (sigXZ : 縦・横目地のせん断 (面内方向))

・局所的に 0.30N/mm^2 を超えるが、概ね許容応力度以内である。



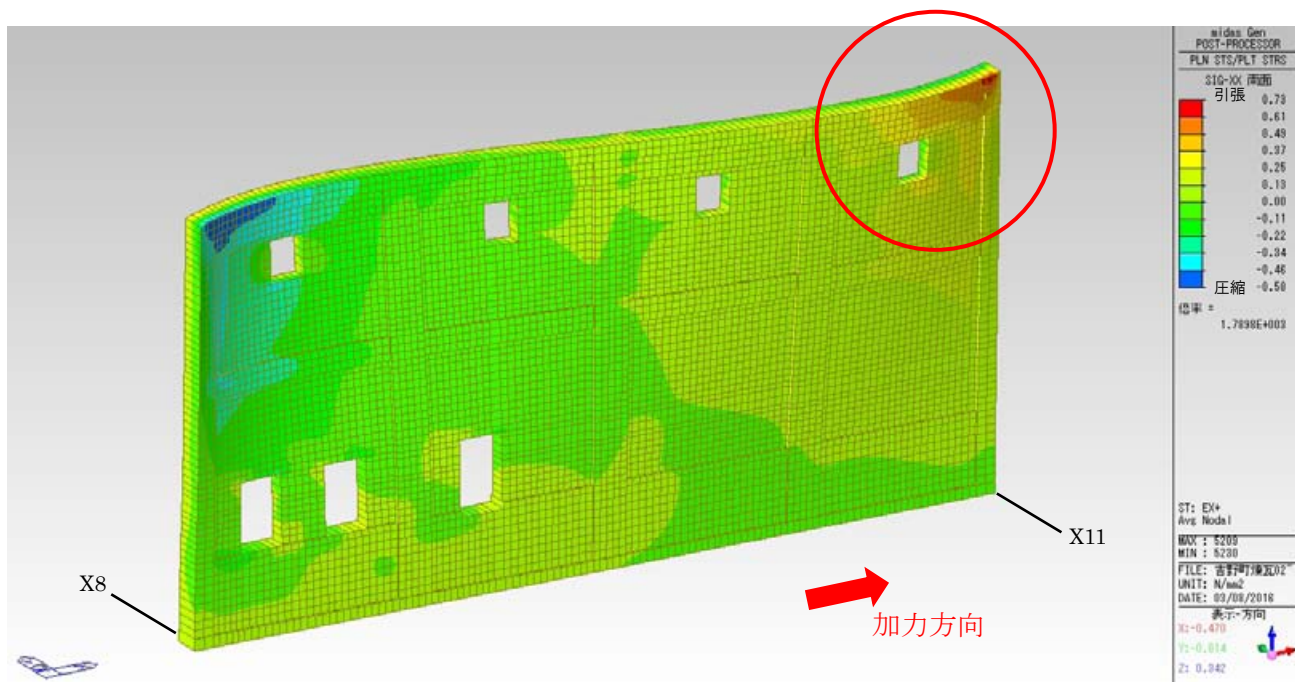


図 3.2(e) X 方向加力時 Y17 通り応力度図 (sigXX : 縦目地の圧縮・引張 (面内方向))

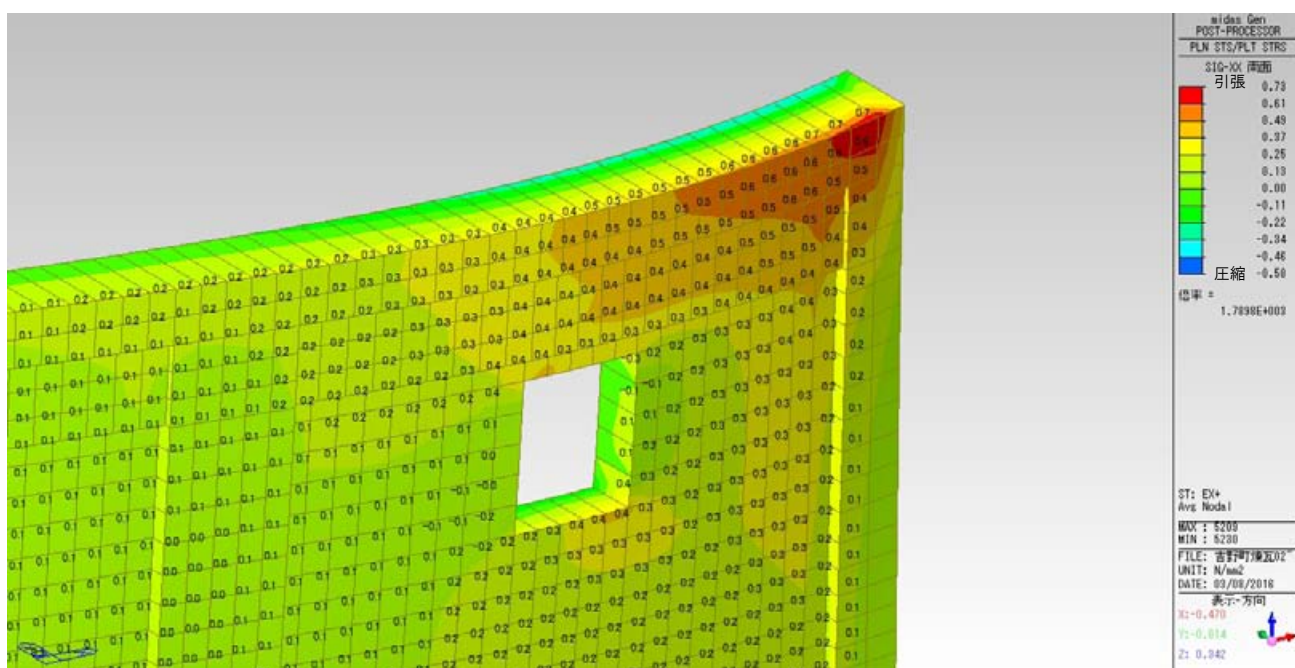
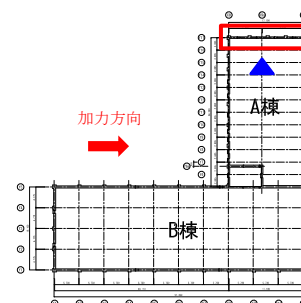


図 3.2(f) X 方向加力時 Y17 通り応力度図 (sigXX : 縦目地の圧縮・引張 (面内方向))

・ X11 通り隅角部上部で許容引張応力度 (0.30N/mm^2) を超えている。



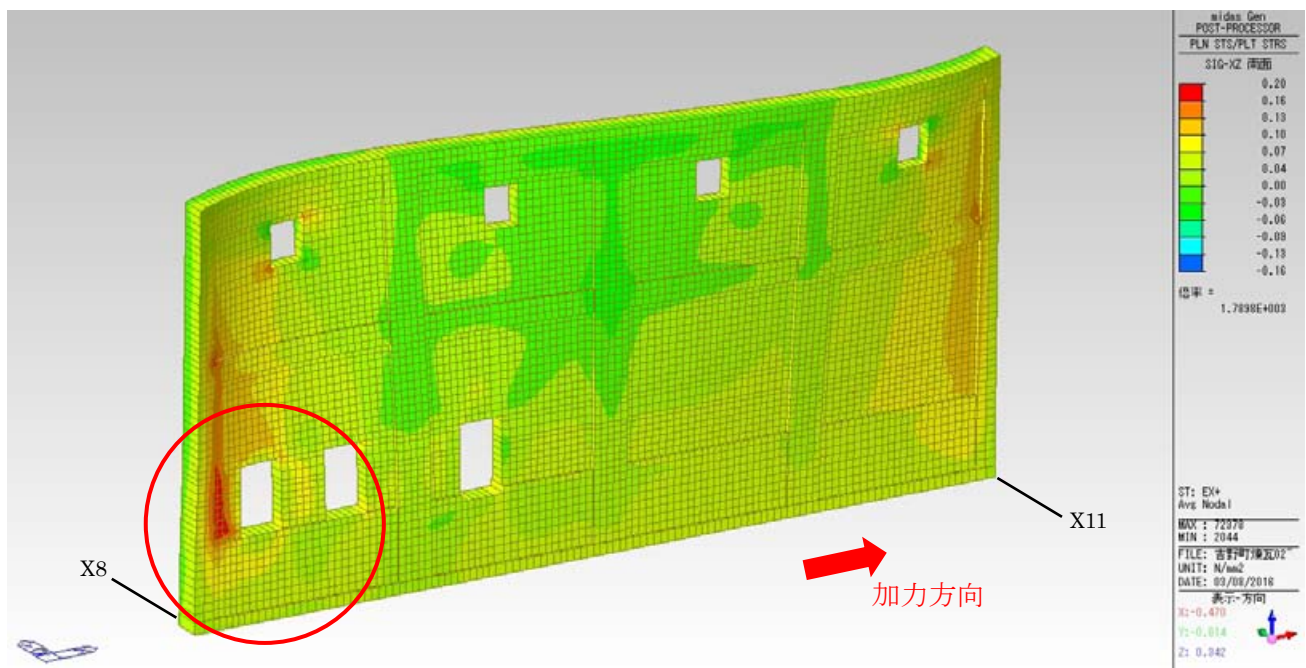


図 3.2(g) X 方向加力時 Y17 通り応力度図 (sigXZ: 縦・横目地のせん断 (面内方向))

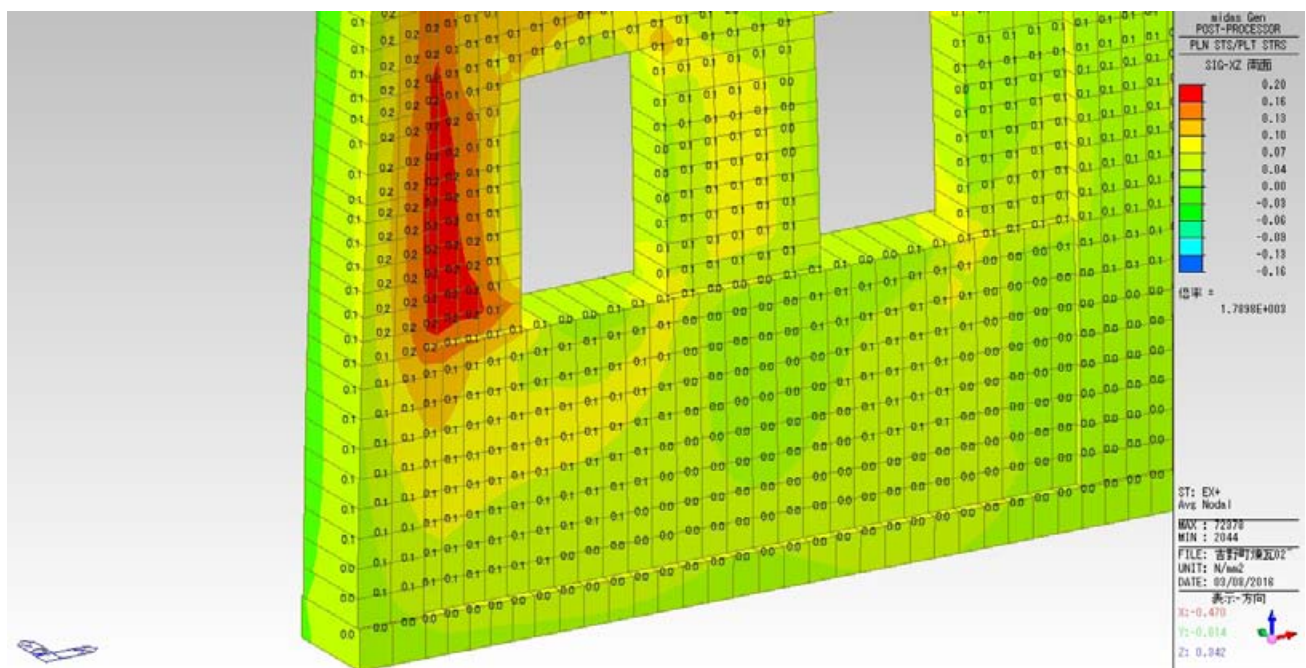
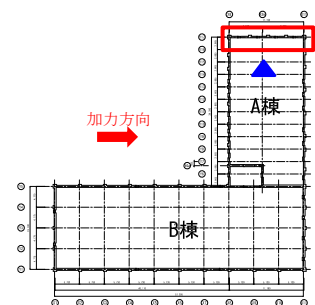


図 3.2(h) X 方向加力時 Y17 通り応力度図 (sigXZ: 縦・横目地のせん断 (面内方向))

- ・面内方向せん断力は許容応力度 (0.30N/mm^2) 以内である。



■面外方向応力

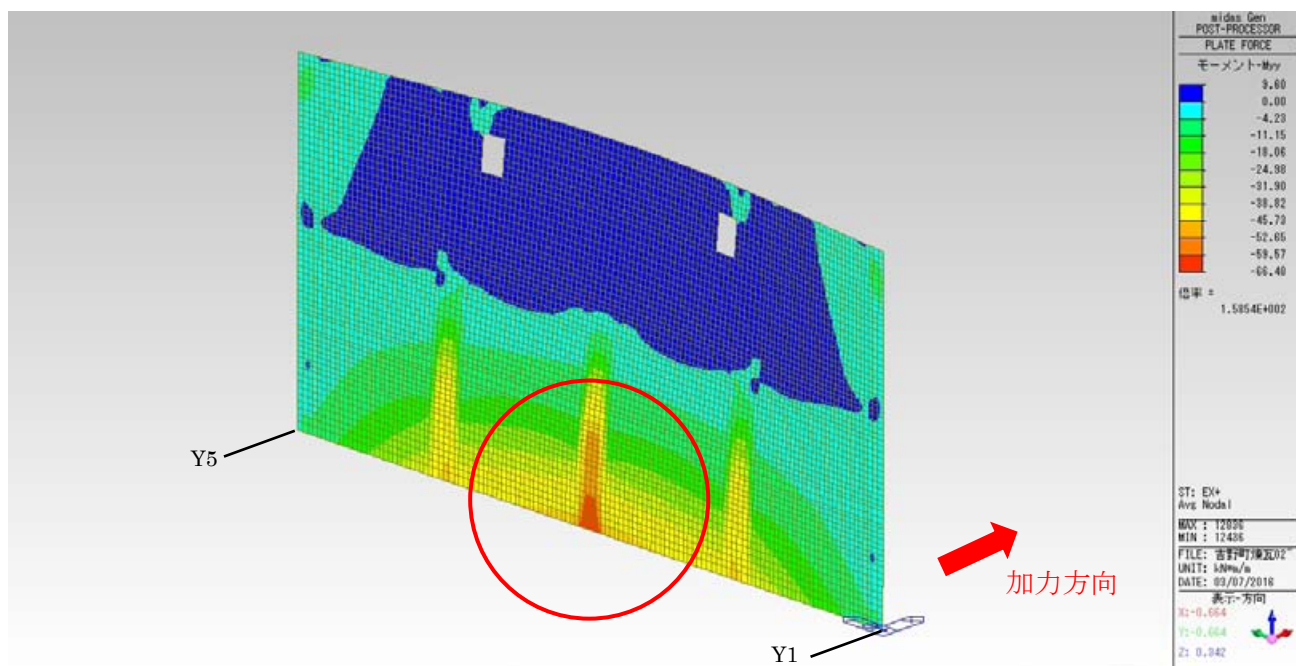


図 3.3(a) X 方向加力時 X1 通り応力 (M_{yy} : 面外曲げモーメント)

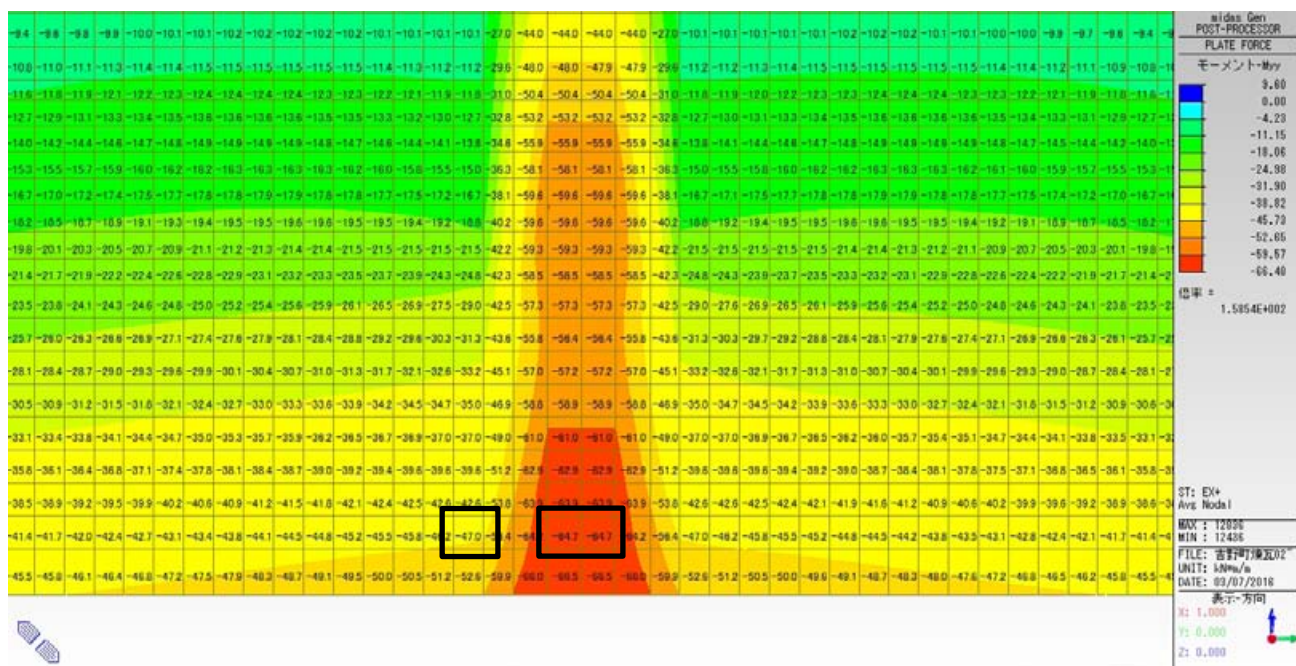
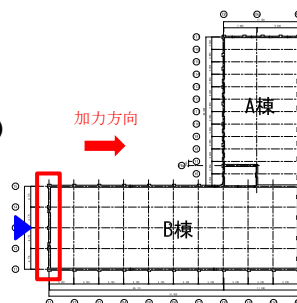


図 3.3(b) X 方向加力時 X1 通り応力 (M_{yy} : 面外曲げモーメント)

- ・柱型 ($t=695$) $M=64.7 \times 0.15 \div 9.7 \text{ kNm}$
 $M/Z=9.7 \times 10^6 / (12.1 \times 10^6) = 0.80 \text{ N/mm}^2 > 0.30 \text{ N/mm}^2(\text{NG})$
- ・壁 ($t=600$) $M=47.0 \times 0.15 \div 7.1 \text{ kNm}$
 $M/Z=7.1 \times 10^6 / (9.0 \times 10^6) = 0.78 \text{ N/mm}^2 > 0.30 \text{ N/mm}^2(\text{NG})$



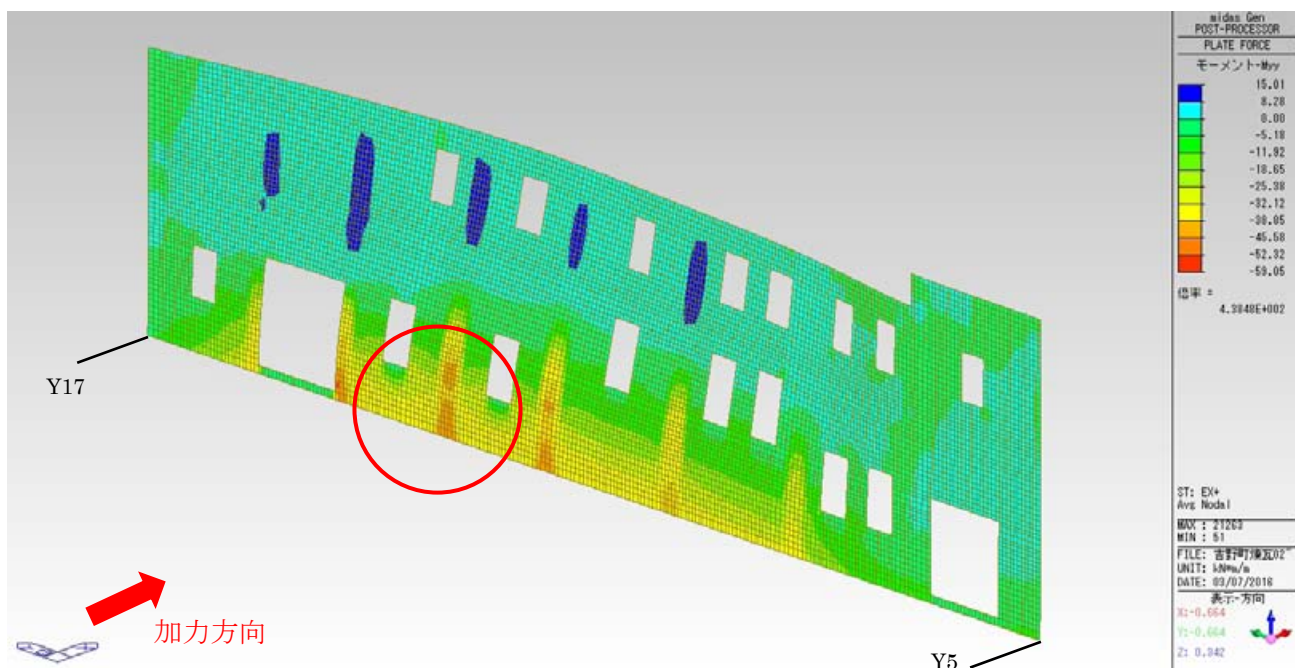


図 3.3(c) X 方向加力時 X8 通り応力 (M_{yy} : 面外曲げモーメント)

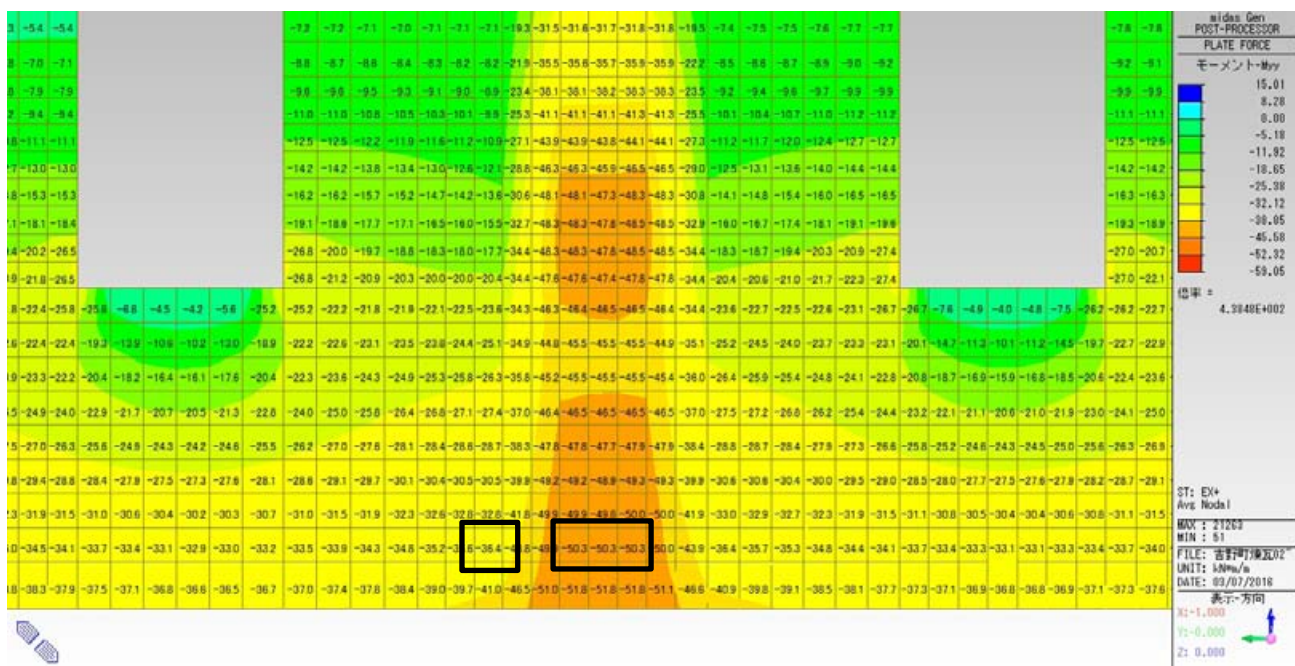
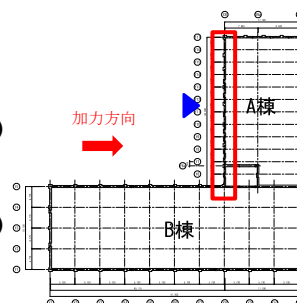


図 3.3(d) X 方向加力時 X8 通り応力 (M_{yy} : 面外曲げモーメント)

- ・ 柱型 (t=580) $M=50.3 \times 0.15 \div 7.6 \text{ kNm}$
 $M/Z=7.6 \times 10^6 / (8.41 \times 10^6) = 0.90 \text{ N/mm}^2 > 0.30 \text{ N/mm}^2 (\text{NG})$
- ・ 壁 (t=480) $M=36.4 \times 0.15 \div 5.5 \text{ kNm}$
 $M/Z=5.5 \times 10^6 / (5.76 \times 10^6) = 0.95 \text{ N/mm}^2 > 0.30 \text{ N/mm}^2 (\text{NG})$



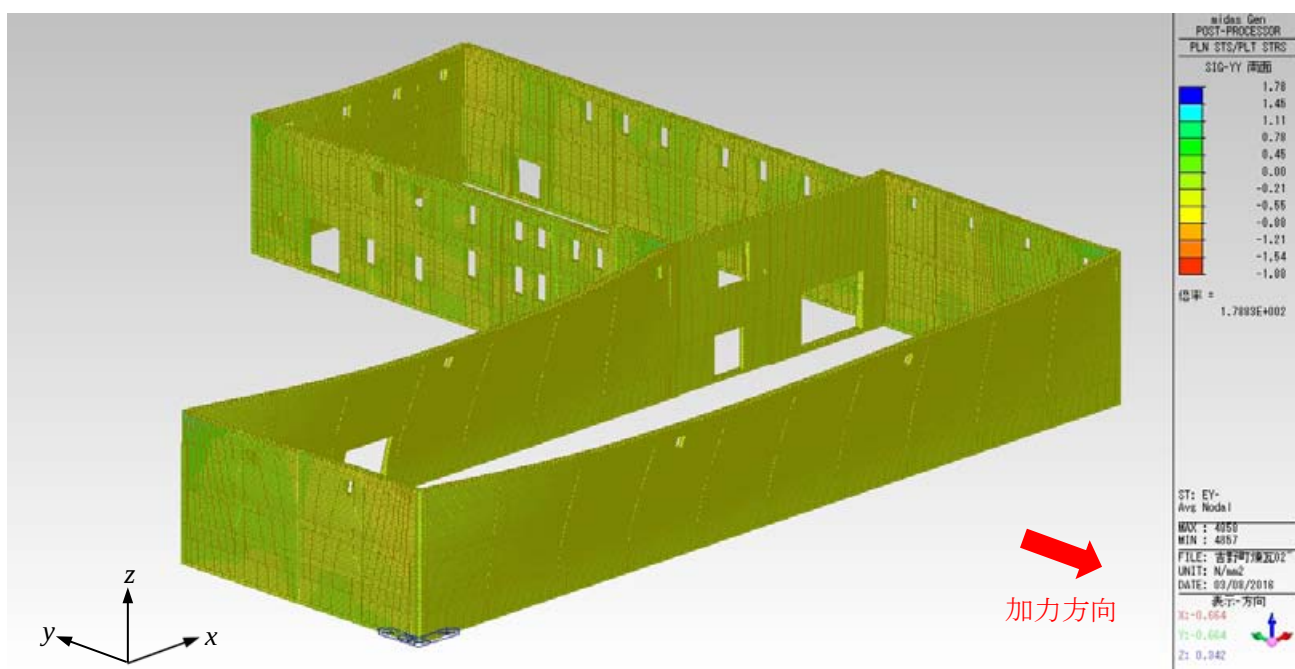


図 4.1(a) Y 方向加力時 (sigYY)

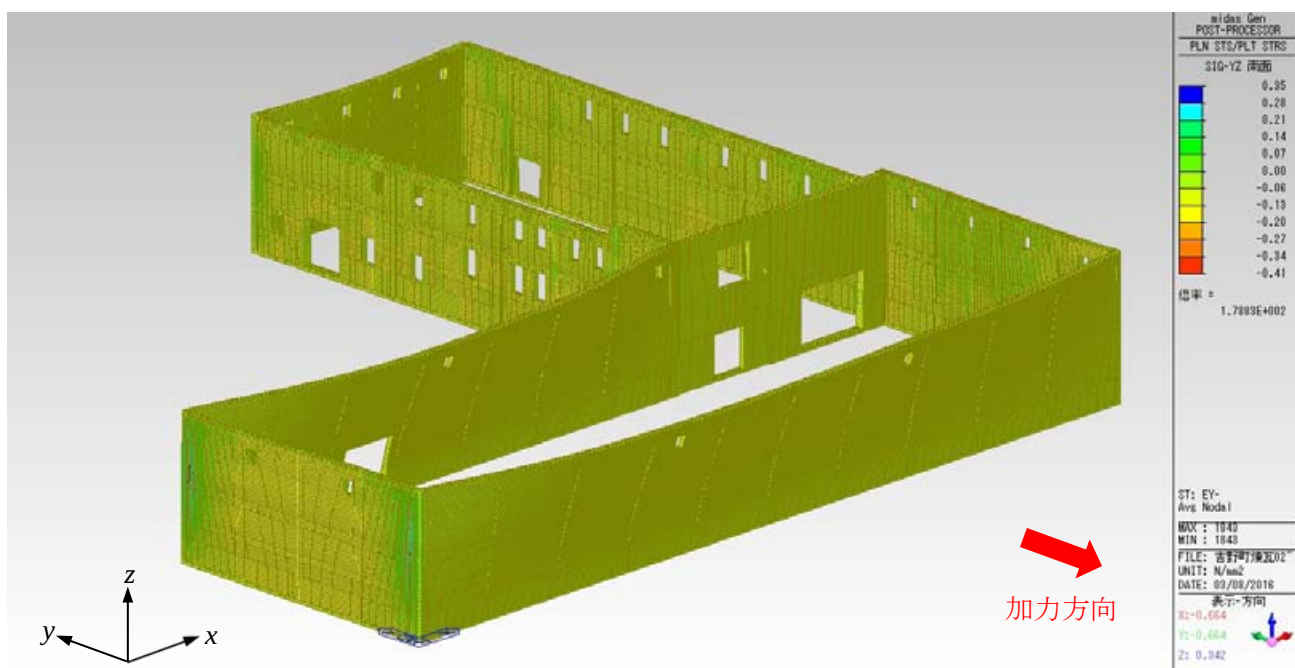
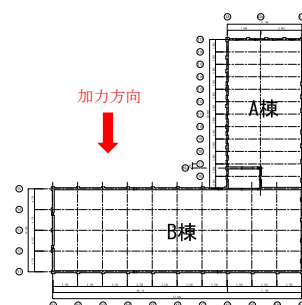


図 4.1(b) Y 方向加力時 (sigYZ)



■面内方向応力度

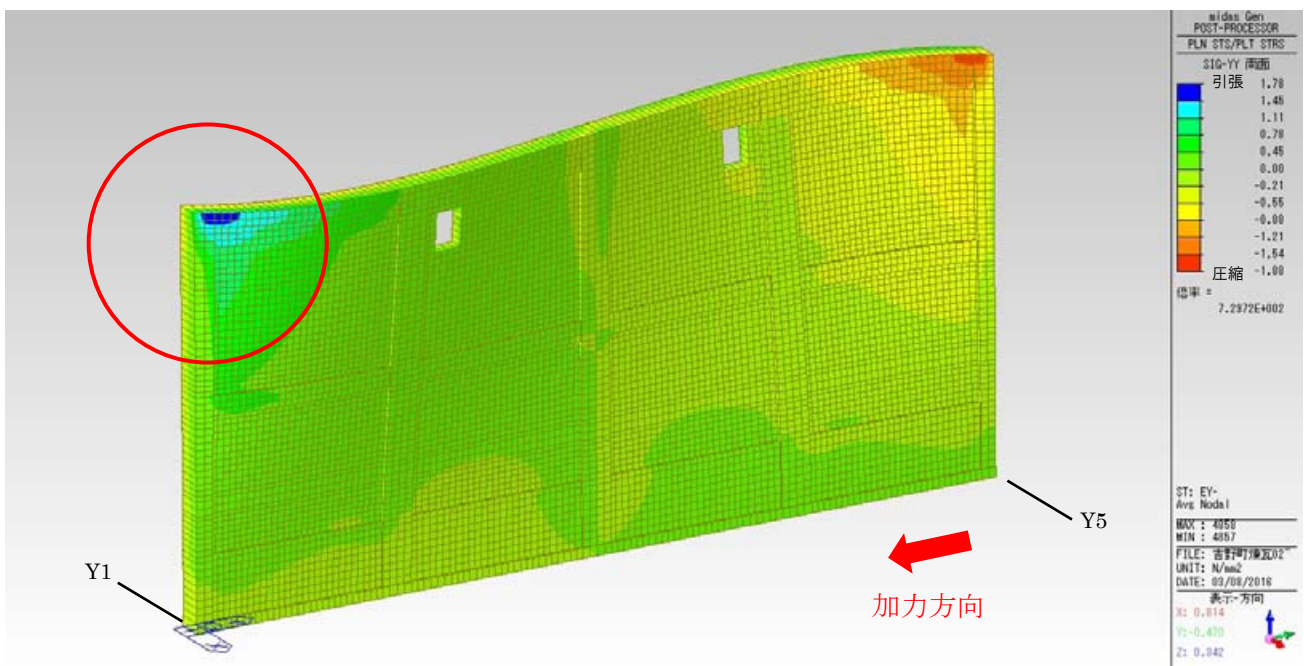


図 4.2(a) Y 方向加力時 X1 通り応力度図 (sigYY : 縦目地の圧縮・引張 (面内方向))

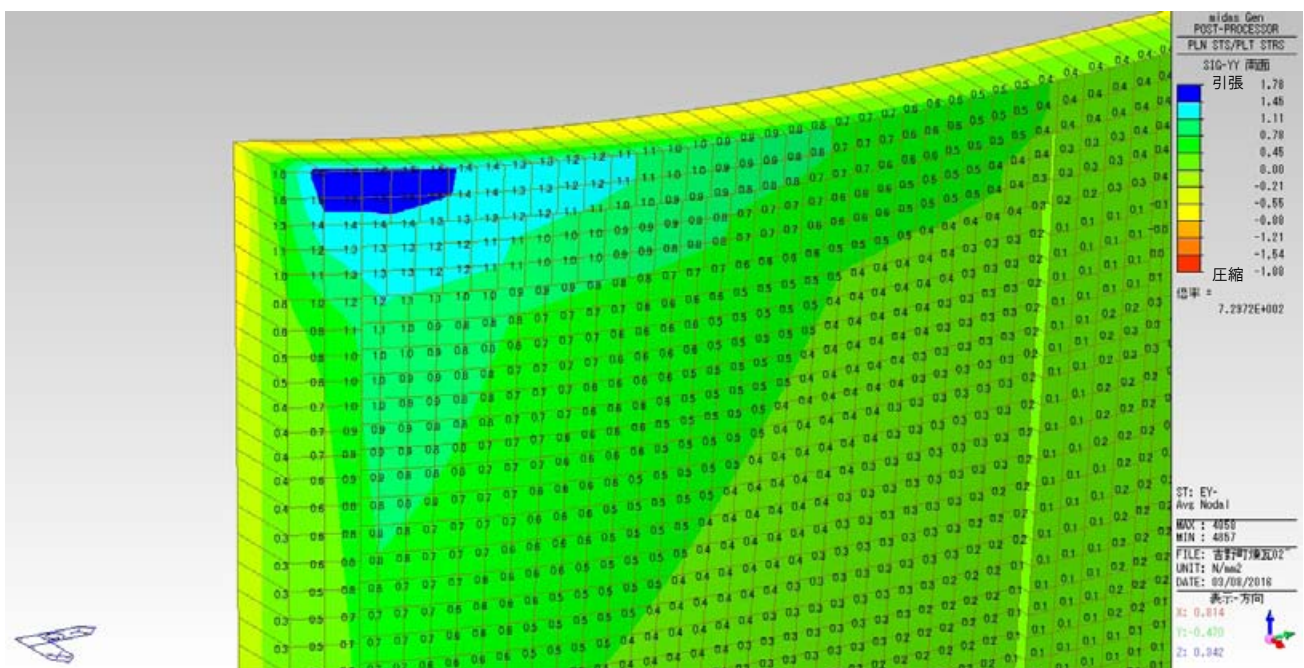
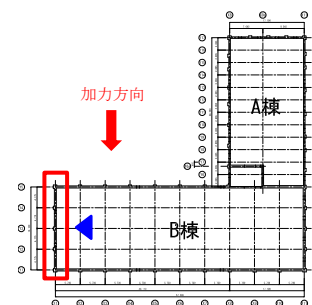


図 4.2(b) Y 方向加力時 X1 通り応力度図 (sigYY : 縦目地の圧縮・引張 (面内方向))

- ・ Y1 通り隅角部上部で許容引張応力度 (0.30N/mm^2) を超えている。



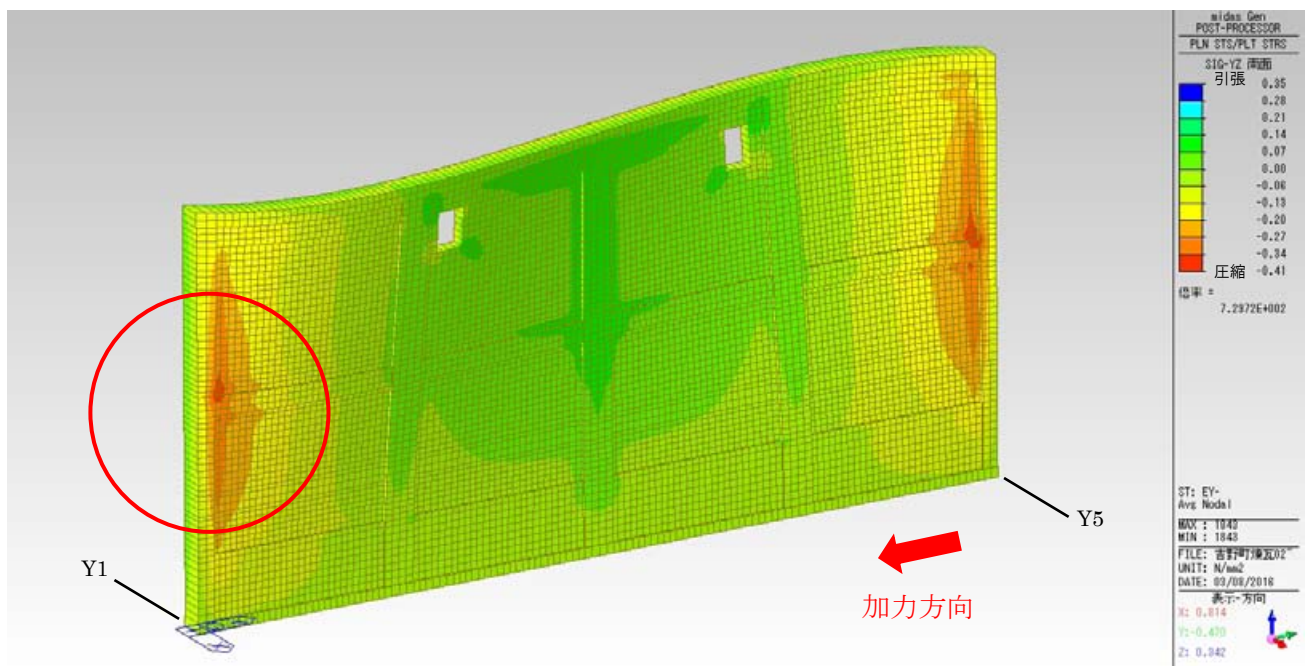


図 4.2(c) Y 方向加力時 X1 通り応力度図 (sigYZ : 縦・横目地のせん断 (面内方向))

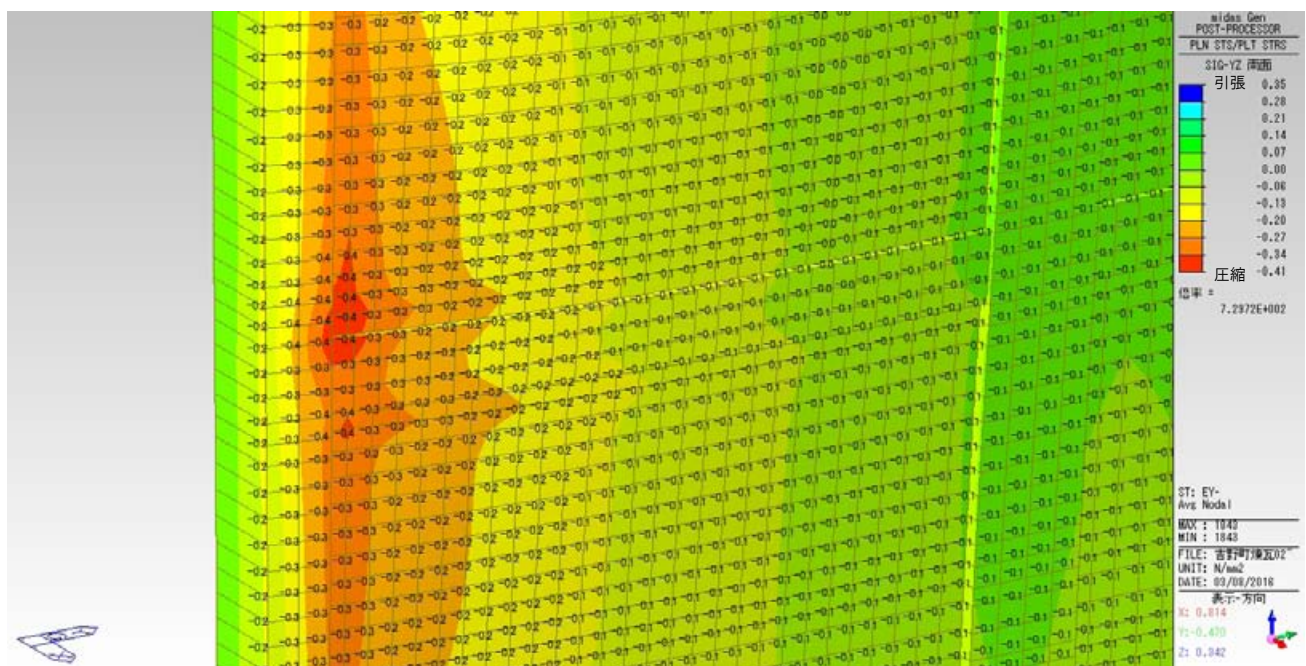
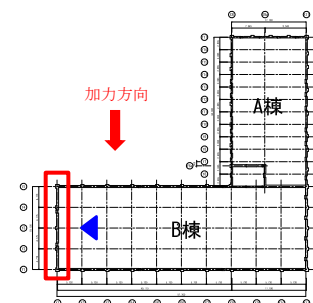


図 4.2(d) Y 方向加力時 X1 通り応力度図 (sigYZ : 縦・横目地のせん断 (面内方向))

- ・局所的に 0.30N/mm^2 を超えるが、概ね許容応力度以内である。



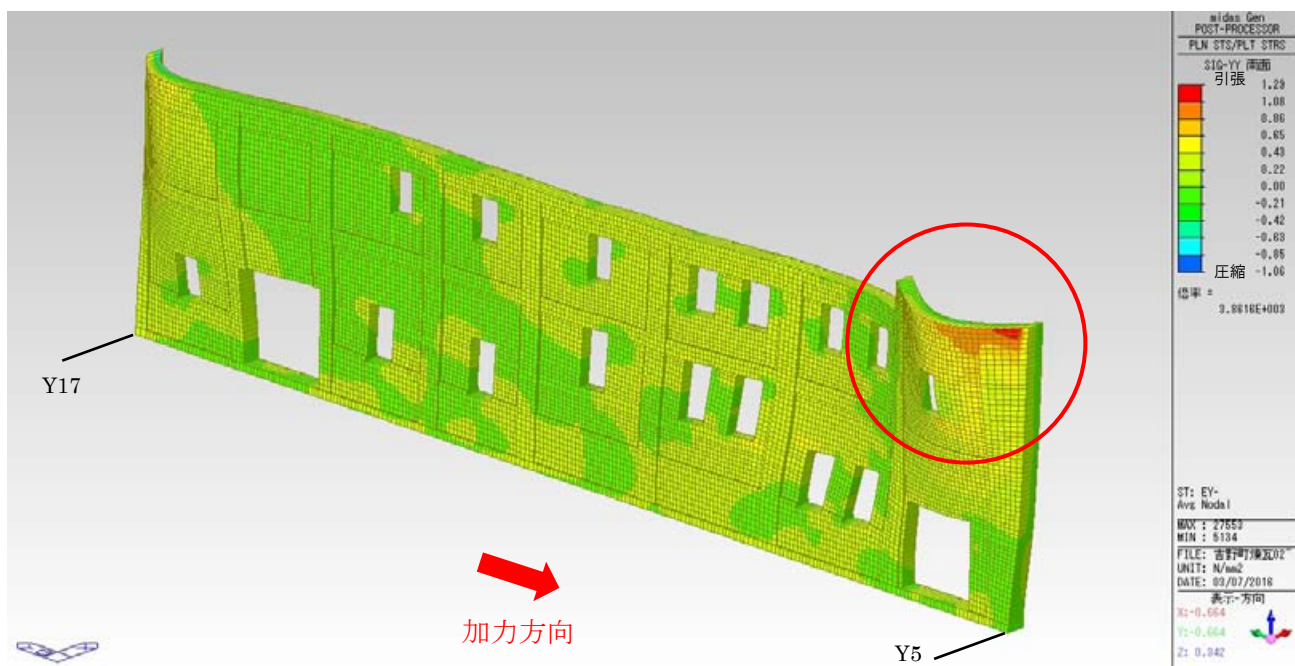


図 4.2(e) Y 方向加力時 X8 通り応力度図 (sigYY : 縦目地の圧縮・引張 (面内方向))

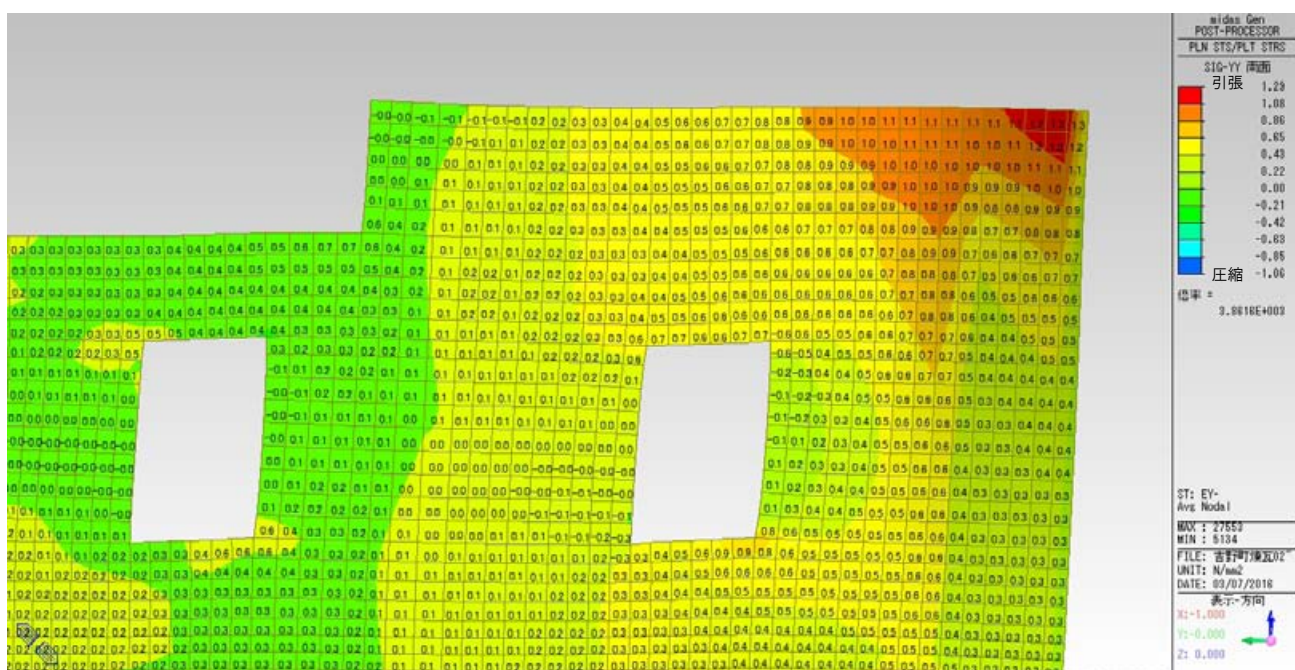
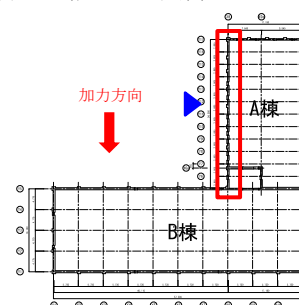


図 4.2(f) Y 方向加力時 X8 通り応力度図 (sigYY : 縦目地の圧縮・引張 (面内方向))

・ Y1 通り L 型接合部上部で許容引張応力度 (0.30N/mm^2) を超えている。



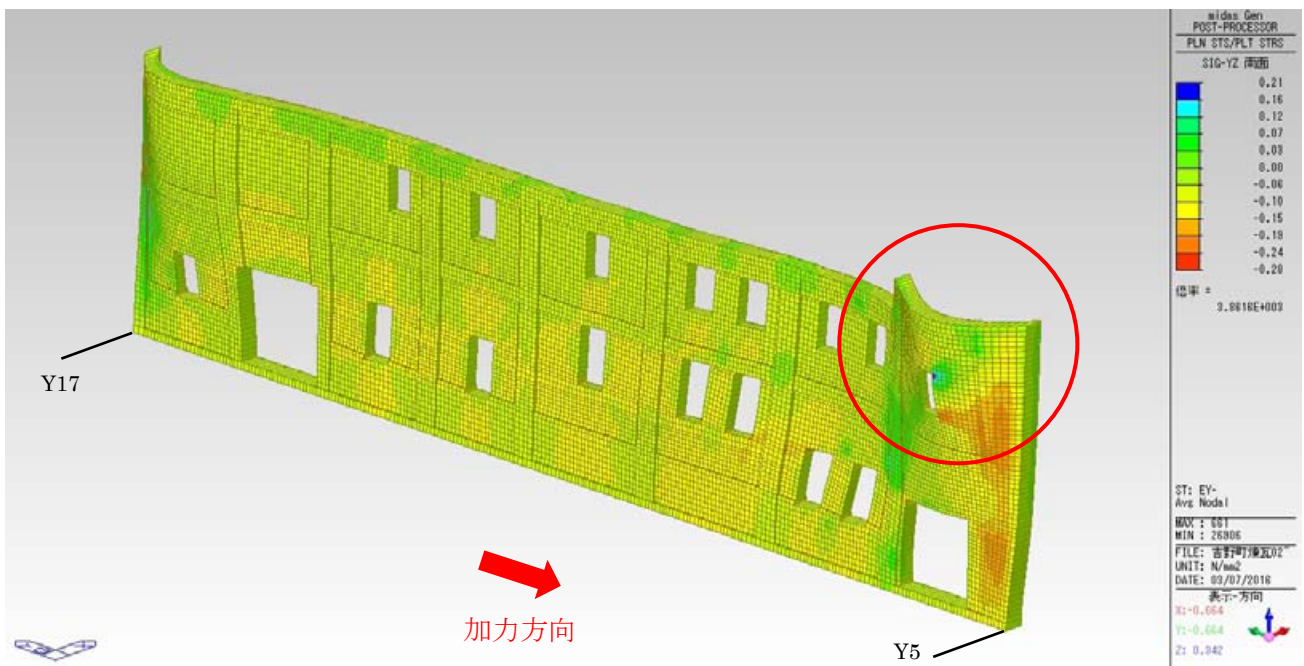


図 4.2(g) Y 方向加力時 X8 通り応力度図 (sigYZ : 縦・横目地のせん断 (面内方向))

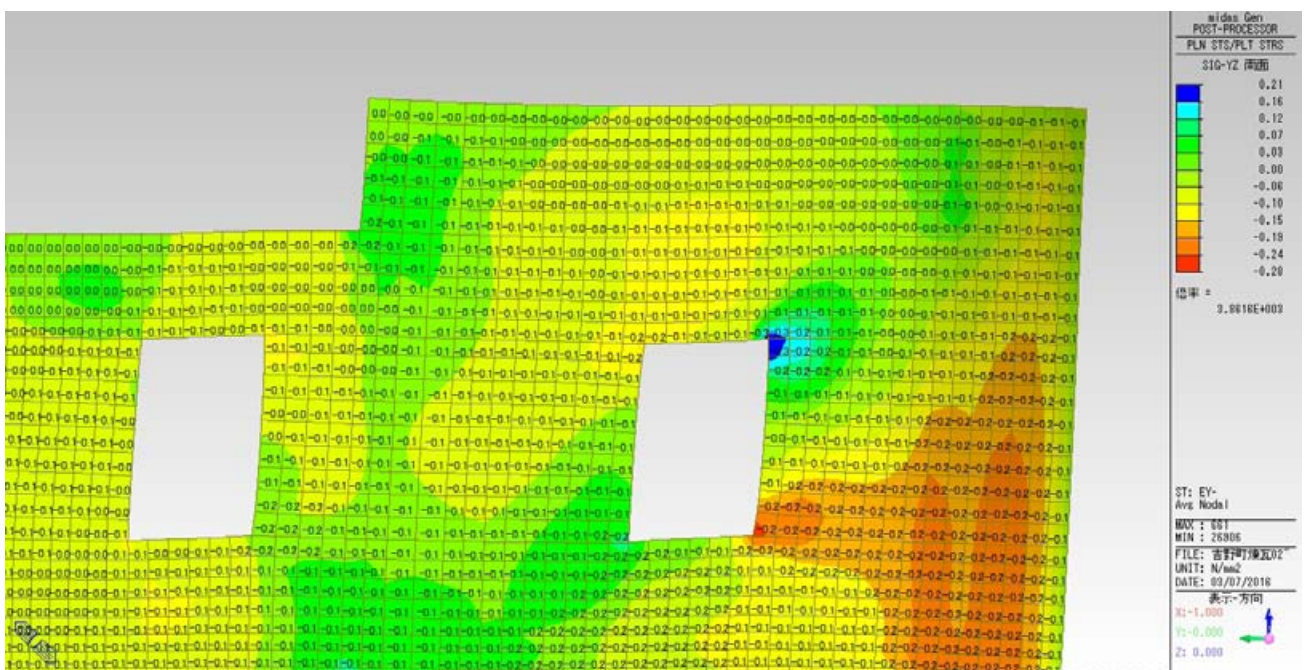
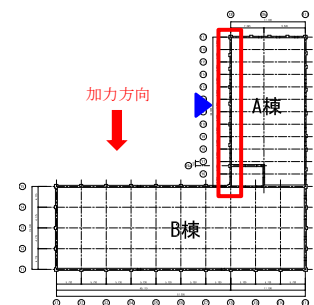


図 4.2(h) Y 方向加力時 X8 通り応力度図 (sigYZ : 縦・横目地のせん断 (面内方向))

・面内方向せん断力は許容応力度 (0.30N/mm^2) 以内である。



■面外方向応力

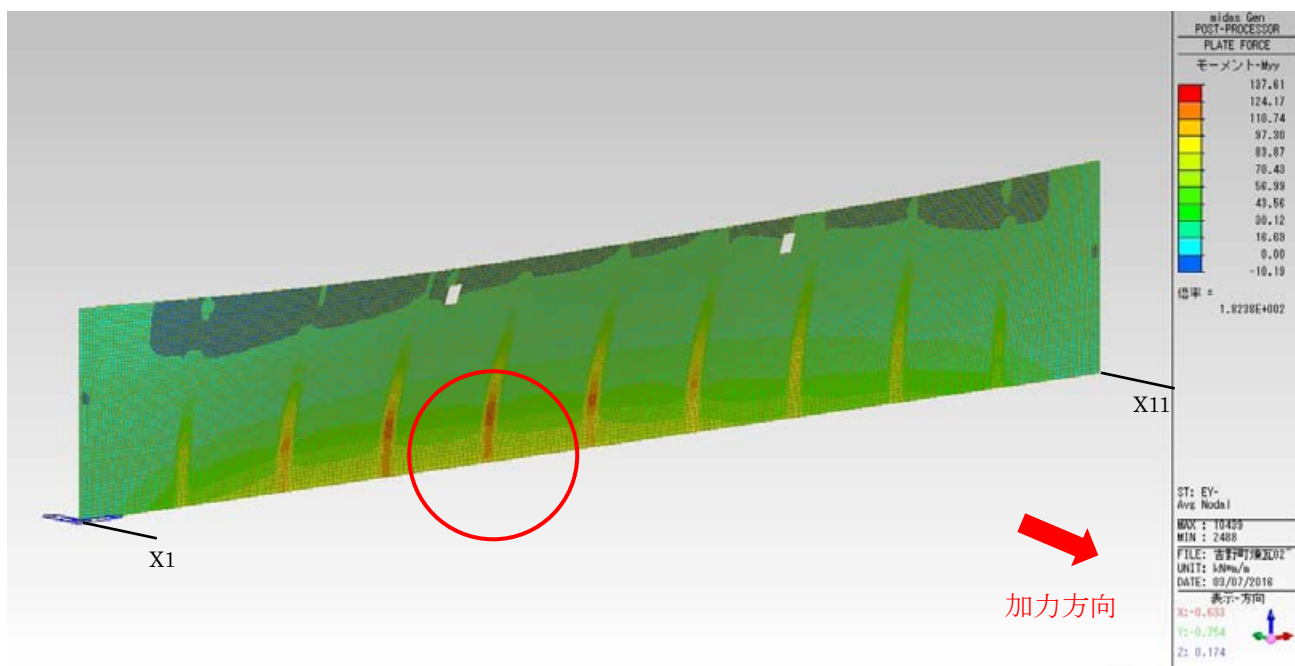


図 4.3(a) Y 方向加力時 Y1 通り応力図 (Myy : 面外曲げモーメント)

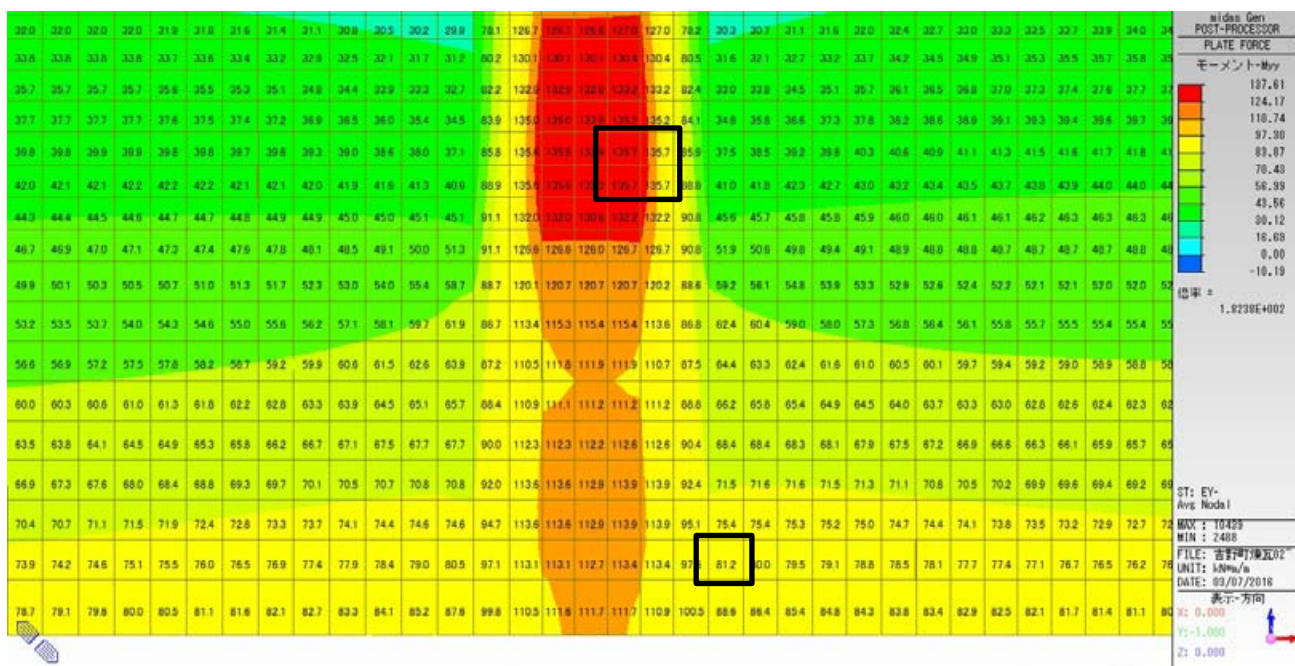
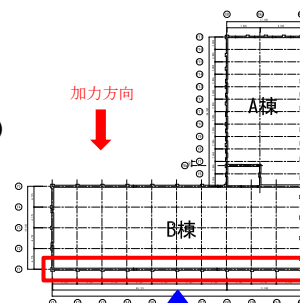


図 4.3(b) Y 方向加力時 Y1 通り応力図 (Myy : 面外曲げモーメント)

- ・柱型 (t=695) $M = 135.7 \times 0.15 \div 20.4 \text{ kNm}$
 $M/Z = 20.4 \times 10^6 / (12.1 \times 10^6) = 1.68 \text{ N/mm}^2 > 0.30 \text{ N/mm}^2 (\text{NG})$
- ・壁 (t=600) $M = 81.2 \times 0.15 \div 12.2 \text{ kNm}$
 $M/Z = 12.2 \times 10^6 / (9.0 \times 10^6) = 1.36 \text{ N/mm}^2 > 0.30 \text{ N/mm}^2 (\text{NG})$



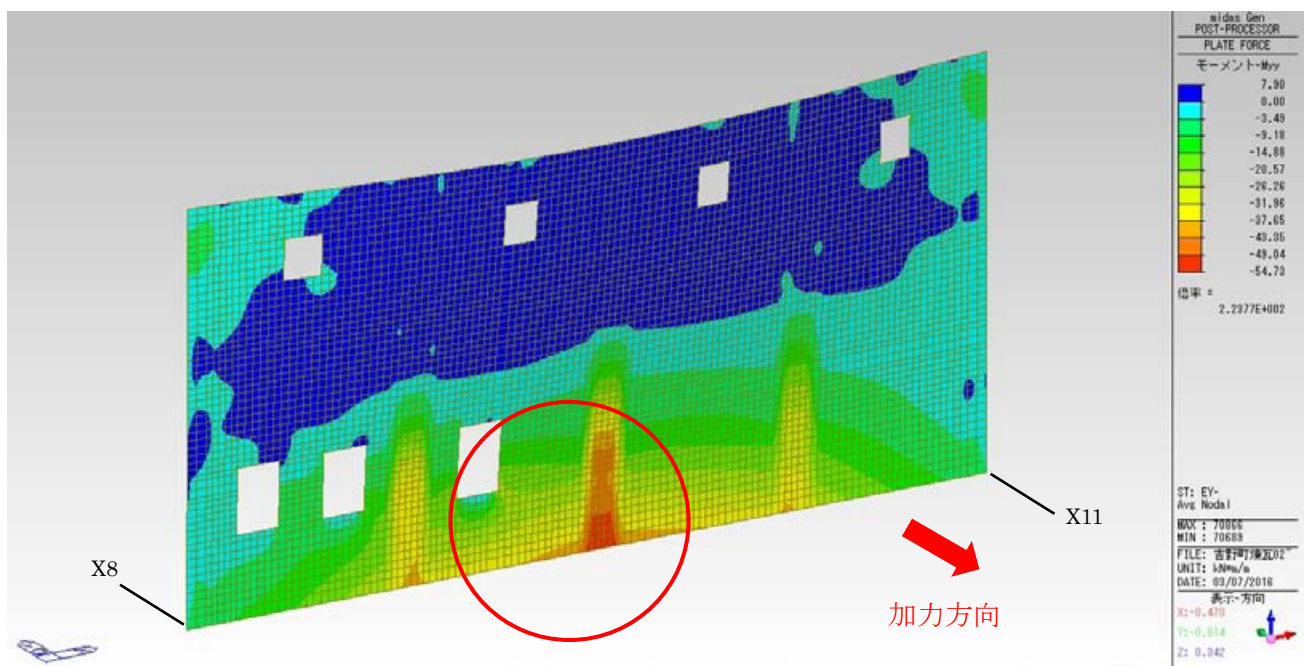


図 4.3(c) Y 方向加力時 Y17 通り応力図 (Myy : 面外曲げモーメント)

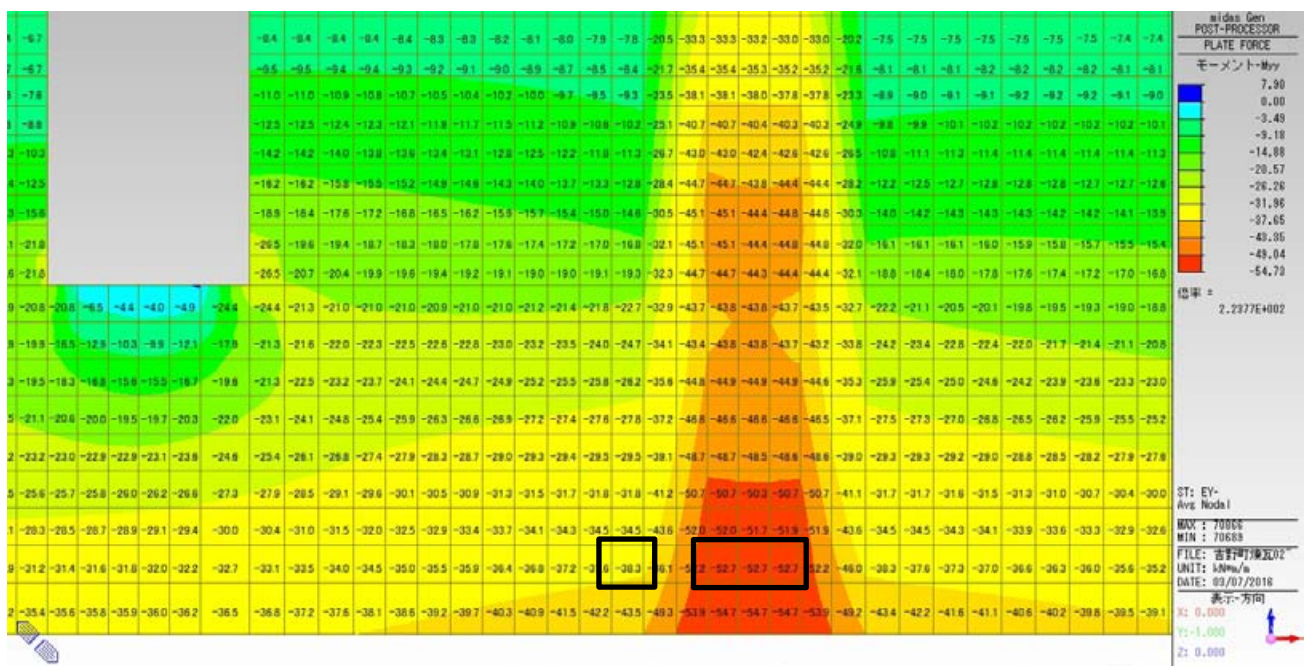
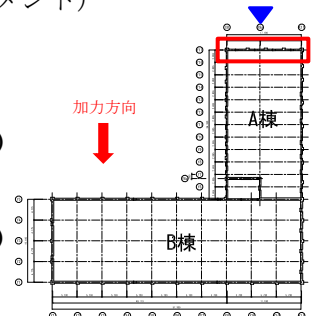


図 4.3(d) Y 方向加力時 Y17 通り応力図 (Myy : 面外曲げモーメント)

- ・ 柱型 (t=580) $M = 52.7 \times 0.15 \div 7.9 \text{ kNm}$
 $M/Z = 7.9 \times 10^6 / (8.41 \times 10^6) = 0.94 \text{ N/mm}^2 > 0.30 \text{ N/mm}^2 (\text{NG})$
- ・ 壁 (t=480) $M = 38.3 \times 0.15 \div 5.7 \text{ kNm}$
 $M/Z = 5.7 \times 10^6 / (5.76 \times 10^6) = 0.99 \text{ N/mm}^2 > 0.30 \text{ N/mm}^2 (\text{NG})$

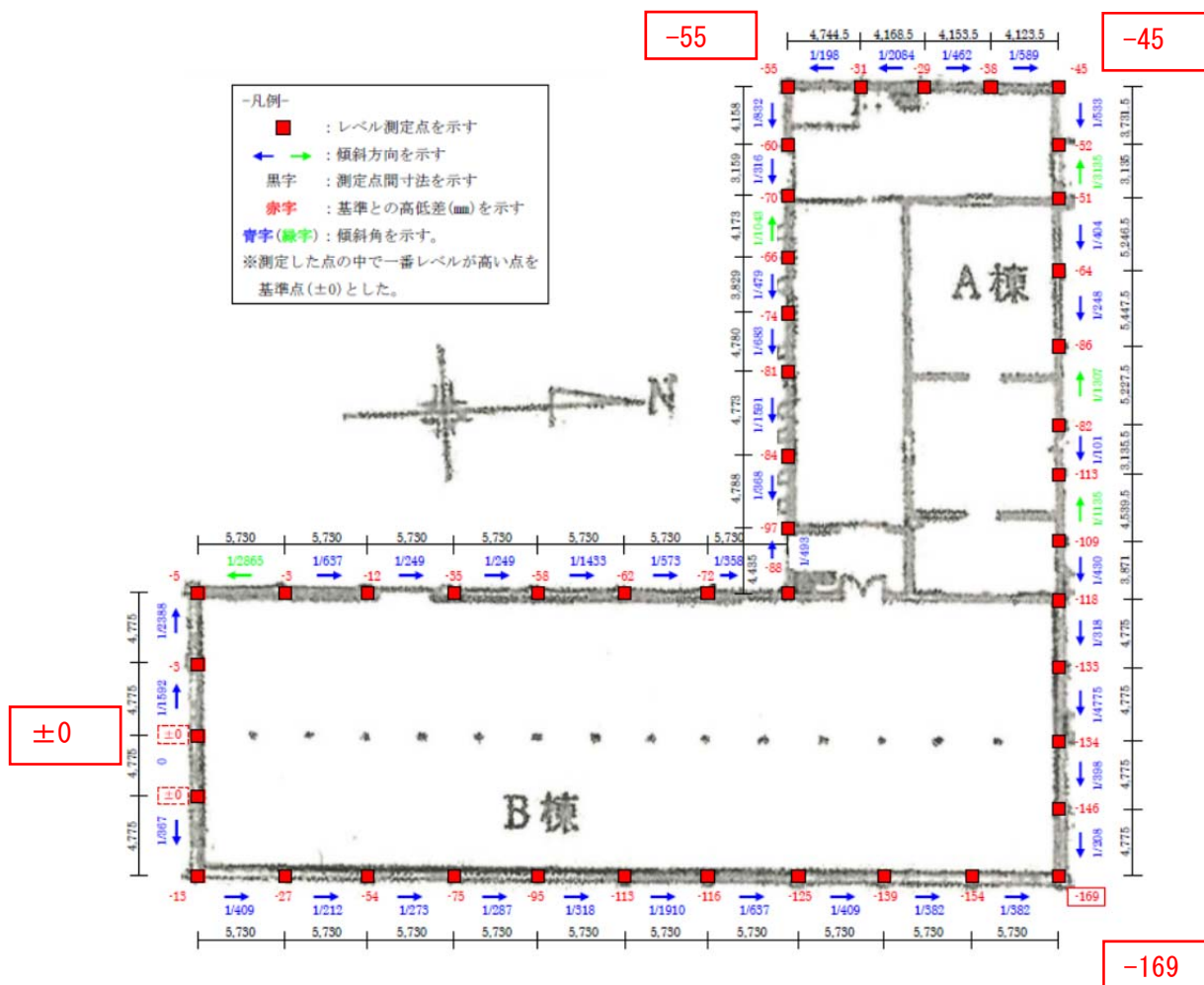


⑤ 不動沈下・建物傾斜測定結果に対する考察

1) 不動沈下レベル測定

建物周辺のレベル測定結果を以下に示す。

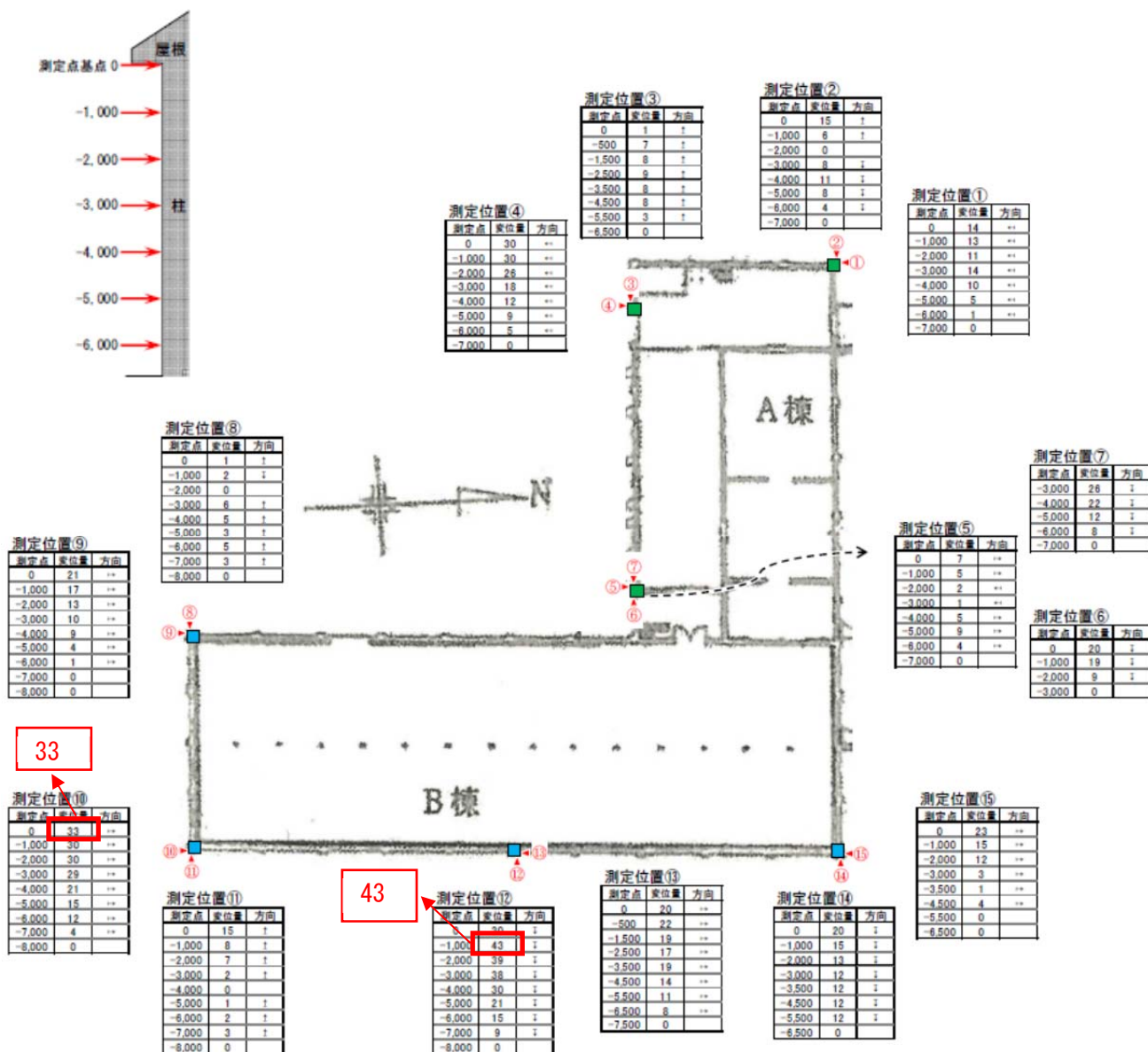
建物の北側が、南側に対し169 mm 沈下している。



レベル測定結果

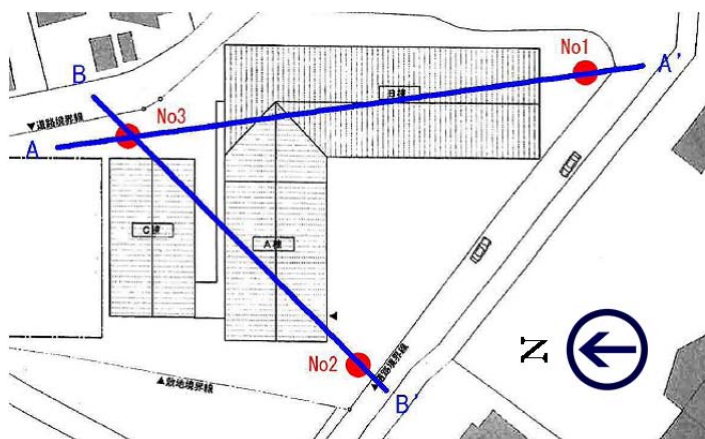
2) 建物傾斜測定

傾斜測定結果を以下に示す。地盤の沈下を反映し、建物も頂部で北側に30mm程度傾斜している。また煉瓦壁は面外方向に40mm程度傾斜している。



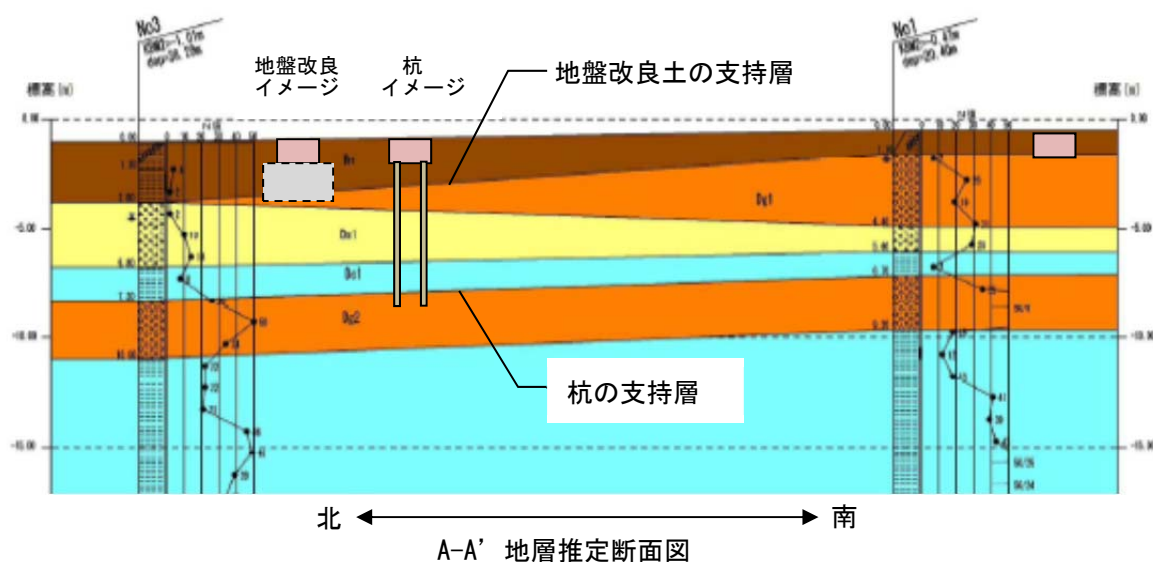
3) ボーリング調査

ボーリング位置図を以下に示す。建物を包絡するように、3本のボーリング調査を実施した。

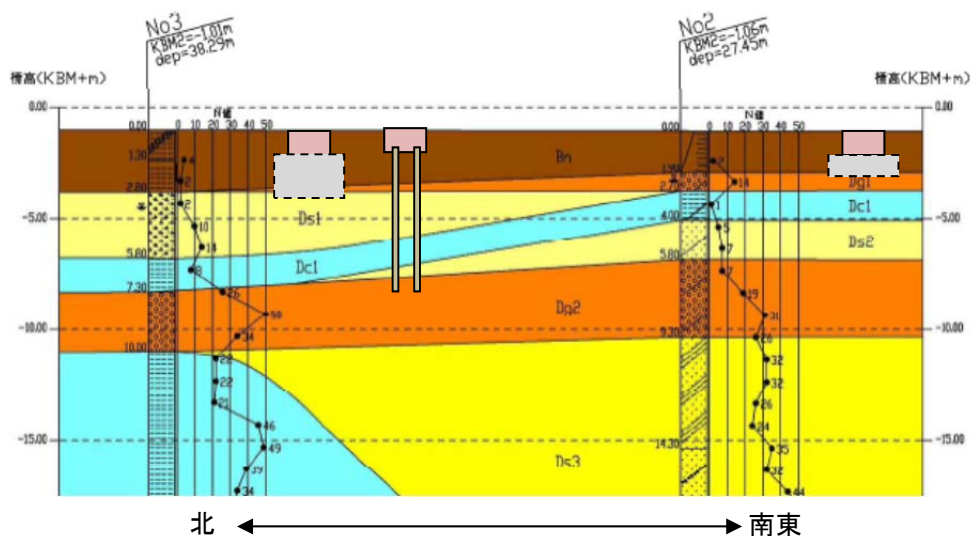


地盤調査位置図 (No. 1～3)

ボーリング調査結果（抜粋）を以下に示す。



A-A' 地層推定断面図



B-B' 地層推定断面図

4) 考察

最上層の軟弱地盤(焦げ茶色部)は、南側では1m程度だが、北側では4m程度に増加している。その結果、南側は基礎が支持層に達しているが、北側は、支持層に達していない。建物北側における169 mmの沈下はこのためだと判断する。

改修時には、荷重が増加するので、地盤改良土または杭を支持層まで構築する必要があると判断する。地盤改良土の場合の支持層はGL-3~4m程度(*)、杭の場合の支持層はGL-7m程度となる。

尚、北側への傾斜は、地盤の沈下で煉瓦壁が剛体回転したもので、煉瓦壁が変形しているわけではない。よって、構造性能への影響は小さいと判断する。

煉瓦壁の面外への傾斜は、煉瓦壁が2階床・屋根と緊結されていな事が原因と推定する。改修時に、基礎・2階床・屋根の改修を行い、床を煉瓦壁と緊結すれば、傾斜を小さくする事が可能と判断する。

*：表層地盤が有機質土を含むため、改良仕様については検証が必要