

平成12年度 農林水産省補助事業
構造用間伐材利用推進対策事業

木造施設間伐材利用技術開発事業報告書

(間伐材利用建築物構造設計マニュアル)

平成13年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

まえがき

間伐は、杉、檜等人工林を育成する上においてが必要不可欠な行為である。間伐により生産される間伐材は、利用用途が限られていて販路の確保に苦慮している現状にあり、育林費用の山林への還元の面でこのことが大きな問題となっている。

本事業は、間伐材の利用を促進するため、間伐材の構造材としての利用が見込まれる木造建築物を対象に、設計・施工方法を開発し、その普及を図ることを目的とするものである。

本報告書は、今まで検討してきた間伐材利用による小規模多目的用途建築物、中規模多目的用途建築物、中規模特定用途建築物についての構造設計を取りまとめたものである。実務に役立つようそれぞれ構造方式別に解説し、構造設計の考え方から計算実例までをまとめ、また、設計を簡略化できるようにスパン表も整備した。

本事業は、下記委員会を設置して推進してきた。委員及び関係者の皆様には、忙しい中でご尽力を頂戴し、厚くお礼を申し上げます。

平成12年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター
理事長 岡 勝 男

構造用間伐材用途開発委員会 委員等名簿

(五十音順)

委員長	有馬 孝禮	東京大学大学院農学生命科学研究所 教授
委員	新井 信吉	(株)新井建築工学研究所 代表取締役
〃	神谷 文夫	森林総合研究所木材利用部 構造利用科長
〃	川村 勲	(株)フォーユー 代表取締役
〃	齋藤 陸郎	日東木材産業(株) 代表取締役
〃	諏訪 勝志	(有)諏訪設計事務所 代表取締役
〃	趙 海光	(株)ぷらん・にじゅういち 代表取締役
〃	友井 政利	TTL一級建築士事務所 所長
事務局	西村 勝美	
〃	江口 和也	

事業主旨

間伐は、杉、檜等人工林を育成する上においてが必要不可欠な行為である。間伐により生産される間伐材は、利用用途が限られていて販路の確保に苦慮している現状にあり、育林費用の山林への還元面でこのことが大きな問題となっている。

本事業は、間伐材の利用を促進するため、間伐材の構造材としての利用が見込まれる木造建築物を対象に、設計・施工方法を開発し、その普及を図ることを目的とするものである。

事業計画

本事業における各年次計画は以下のとおり。

【平成10年度】

農業用施設、倉庫、郊外型店舗などの建築物に間伐丸太や間伐製材を使用することを条件とした設計を行うとともに、間伐材を構造材とする多様な小規模建築物の製造・販売に関わる実体について聞き取りを含む調査を実施し、トラス構造及び埋設丸太構造の強度実験並びに一部建物の試作検討を行う。これらは今後、設計施工マニュアルを作成するための資料として活用する予定。

設計図及び構造計算書の作成にあたっては間伐材を使用する建物として、小規模特定用途建築物、小規模多目的建築物及び中規模多目的建築物を選定し、それぞれ用途を検討した上で設計を行う。

また、トラス構造体及びコンクリート埋設丸太構造体について、その強度性能の評価を行い、評価仕様での実験を行う。

さらに、丸太軸組小規模建築物(物置、車庫)の試作を行い、施工上の問題点を把握する。

【平成11年度】

農業用施設、事務所、集会所などの特定用途建築物に間伐丸太や間伐製材の使用を条件とした設計を行うとともに、解説書的位置付けとなる設計マニュアルの検討を行う。

また、前年実施のコンクリート埋設丸太構造体試験に関連する土質試験を行い、土質性能と丸太構造体性能の評価をとりまとめる。

さらに、中規模特定用途建築物の試作を行い、前年実施の試作を踏まえた施工上の問題点について検討する。

【平成12年度】

前年度までの資料・データを基に構造設計・施工マニュアルを作成する。マニュアル作成に当たっては、間伐の促進や間伐材の利用拡大につながるように、地域の林業・木材産業が比較的容易に取り組めるような内容とする。

また、検討した構造設計の検証実験・試作を行い、構造設計の裏付けと資料整備のために利用する。

なお、これまでに検討・作成したマニュアル等より、改正基準法に合わせたガイドブックを作成し、事業成果の普及のための資料とする。

事業成果

平成12年度間伐材利用技術開発事業における事業成果は以下のとおり。

①マニュアルの作成

意匠・構造設計、解説書の作成を行った。主な項目は以下のとおり。

1. 総合ガイドブック

これまでの検討結果を踏まえ、間伐材の種類、乾燥など材料から意匠設計、構造設計、施工、維持管理に至るまでの間伐材利用建築物に関する総合的なガイドブックを作成した。

2. 構造設計マニュアル

平成10・11年度に行った間伐材利用中規模建築物について、構造設計マニュアルの資料を作成した。

3. 間伐材利用中規模建築物設計図説

平成11年度に行った間伐材利用建築物の設計に基づき、設計マニュアル図説を作成した。

②ポールコンストラクションの施工評価

ポールコンストラクションの作業性、接合方式等の構法的問題に関する検証をおこなった。この施工結果は12年度に作成した総合マニュアルにおいてとりまとめた。

③間伐材利用の試作建築物の構造性能評価試験

昨年度試作を行った丸太軸組中規模建築物(2階建事務所用途(80㎡、製材タイプ))の設計実用化に必要な「設計ルール」作成のための耐力壁と床構面の面内せん断試験を行い、設計資料として構造設計マニュアルにまとめた。

本報告の要約

本報告書は、今まで設計提案を行った小規模多目的用途建築物、中規模多目的用途建築物、中規模特定用途建築物の構造設計検討成果からとりまとめた構造設計マニュアルである。実務に役立てるため、以下項目についてとりまとめ、詳細な解説を行っている。

- ①間伐材による構造用製材
- ②規模別の構造様式
- ③構造方式別の構造設計
- ④トラス、リジットフレーム、接合部等の各部設計
- ⑤設計例
- ⑥スパン表

キーワード

間伐材、農業用施設、集会所、事務所、幼稚園、保育園、方づねトラス、リジットフレーム、枠組壁構法、ポールコンストラクション、トラス、耐力壁、許容応力度、基準強度、ヤング係数、鋼板ガセット、積雪荷重、水平荷重、許容耐力、基礎、一面せん断、二面せん断、風力係数、スパン表

目次

1. 間伐材と構造材の範囲	
1. 1 間伐材から構造用製材品の製造方法	1- 1
1. 2 間伐材による構造用製材の範囲	1- 3
2. 許容応力度等	
2. 1 部材の基準強度と許容応力度	2- 1
2. 2 部材の基準強度	2- 2
2. 3 許容応力度及びヤング係数	2- 3
2. 4 許容応力度の増減	2- 4
2. 5 部位別最大たわみ	2- 5
3. 間伐材建築物の規模による分類	
3. 1 用途、階数、床面積、スパン等	3- 1
3. 2 基本構造部材リスト	3- 4
4. 構造方式別構造設計	
4. 1 耐力壁方式	4- 1
4. 2 方づえ付きトラス方式	4- 5
4. 3 リジットフレーム方式	4- 9
4. 4 埋設ポール方式	4-13
5. 各部設計	
5. 1 一般事項	5- 1
5. 2 屋根・天井構面の設計	5-11
5. 3 耐力壁の設計（面材耐力壁、筋かい）	5-12
5. 4 部材の設計	5-20
5. 5 山形トラスの設計	5-24
5. 6 方づえ付きトラスの設計	5-28
5. 7 リジットフレームの設計	5-35
5. 8 埋設ポールの設計	5-40
5. 9 接合部の設計	5-43
5. 10 補強金物の設計	5-58
5. 11 基礎の設計	5-64
5. 12 設計例	設計例
6. スパン表	
6. 1 適用範囲	6- 1
6. 2 一般事項	6- 1
6. 3 スパン表	6- 4

1

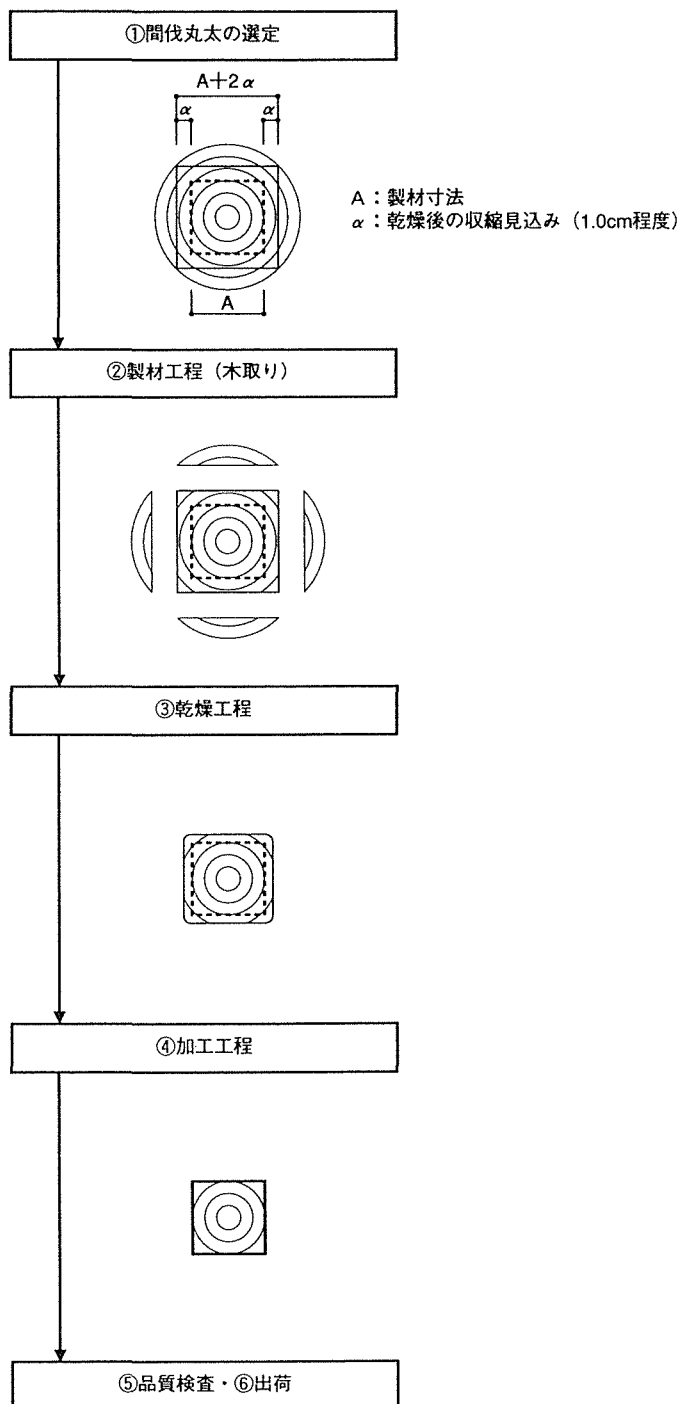
間伐材と構造材の範囲

- 1. 1 間伐材から構造用製材品の製造方法 1-1
- 1. 2 間伐材による構造用製材の範囲 1-3

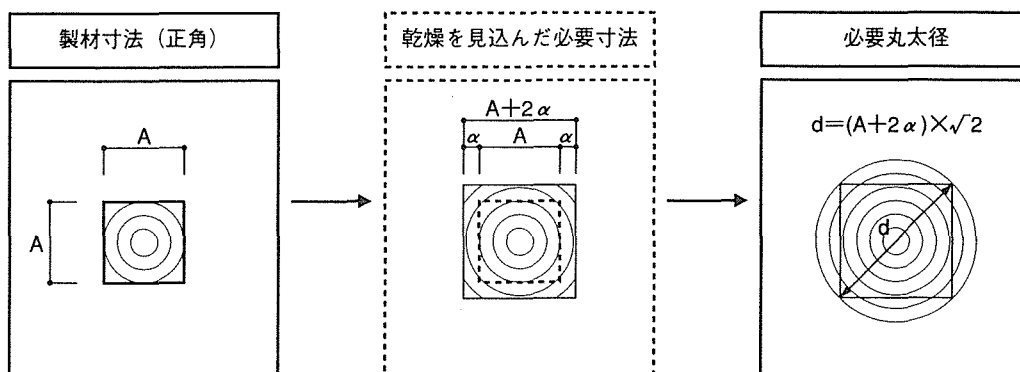
1. 間伐材と構造材の範囲

1.1 間伐材から構造用製材品の製造方法

間伐丸太より建築物を構成する構造用製材を製造するためには、乾燥材とすることが要求される。このためには規格寸法（ A ）に対して、乾燥収縮後を考慮した木取り寸法（ $A+2\alpha$ ）が可能な、①間伐丸太の直径を選定し、②必要な寸法に製材を行い、③乾燥-養生の工程、④加工工程を経て、⑤品質検査に合格した材が⑥出荷-流通となる。



(1) 間伐丸太と製材の断面寸法



製材寸法 ($A \times A$) と必要丸太径 (d) の関係式

■製材寸法 (正角) から必要丸太径を算出する場合

乾燥見込み $\alpha = 1.0\text{cm}$ として、

$$\begin{aligned} d &= (A + 2\alpha) \times \sqrt{2} \\ &= (A + 2 \times 1.0) \times \sqrt{2} \\ &= A\sqrt{2} + 3 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

例) 製材寸法 $A = 9\text{cm}$ 角の場合

$$d = A\sqrt{2} + 3 = 9\sqrt{2} + 3 = 15.7\text{cm}$$

■丸太径から加工可能な製材寸法 (正角) を算出する場合

乾燥見込み $\alpha = 1.0\text{cm}$ として、

$$\begin{aligned} A &= \frac{d}{\sqrt{2}} - 2\alpha \\ &= \frac{d}{\sqrt{2}} - 2 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

例) 丸太径 $d = 18\text{cm}$ の場合

$$A = \frac{18}{\sqrt{2}} - 2 = 10.7\text{cm}$$

間伐丸太の径と構造製材の寸法との関連を表 1.1 に示す。

表 1.1 間伐丸太の径と製材寸法

間伐丸太末口径 (mm)	構造製材寸法 (乾燥材)	主要用途
100	40×60以下	根太、たるき
120	40×90、60×90	
140		
160	90×90	土台、柱、けた
180	105×105	
200	120×120、120×150	土台、柱、けた、はり
220		
240		
260		

1. 2 間伐材による構造用製材の範囲

(1) 間伐製材の断面寸法

間伐製材の断面寸法は、間伐丸太の径によって決定されるが、建築物の構造材として最小限必要となる寸法を考慮して、針葉樹の構造用製材の日本農林規格（平成3年農林水産省告示第143号第3条寸法）の規定寸法によることとしている。ただし、小径木である間伐材の特性からの断面寸法である木口の短辺寸法40mmシリーズを追加している。また木口の長辺寸法に関しては、原則として、120mm以下を間伐製材とし、120mmを越える製材は一般製材とする。

表1は日本農林規格による断面寸法と間伐製材独自の40mmシリーズの断面寸法を示しており、表中のゴシックで示す寸法は間伐製材の汎用的な寸法を示している。

表1

木口の短辺寸法	木口の長辺寸法 (単位: mm)															
	40	60	90	105	120	135	150	180	210	240	270	300	330	360		
40																
45	45	60	75	90	105	120										
60		60	75	90	105	120										
75			75	90	105	120										
90				90	105	120	135	150	180	210	240	270	300	330	360	
105					105	120	135	150	180	210	240	270	300	330	360	
120						120	135	150	180	210	240	270	300	330	360	

(2) 主要な断面寸法と使用箇所

間伐材による建築物は、構造木材の断面寸法が制限されているため、小断面の構造材を構造技術を活用して比較的大きな規模の建築物を構成することとしている。この目的のため、原則として平屋建ての壁式軸組構法に小屋組としてトラス方式を採用している。

表2及び表3は、主要間伐製材の断面寸法と建築物での主な用途を示し、表4は主要間伐丸太材の末口径と建築物での主な用途を示している。

表2

主要な断面寸法 (mm)	主 な 用 途
40 × 90	たるき、トラス弦材及び壁枠組材
45 × 90	たるき、トラス弦材及び壁枠組材
60 × 90	トラス上弦材
90 × 90	40 × 90の壁枠組材による建築物の柱材、大引
45 × 105	壁枠組材の間柱
45 × 120	たるき、トラス弦材、壁枠組材、根太及び筋かい
105 × 105	軸組材による建築物の柱材、土台、敷桁
120 × 120	軸組材による建築物の柱材、土台、敷桁
105 × 150以上	軸組材による建築物の補強はり材
120 × 150以上	軸組材による建築物の補強はり材

表3 主要間伐製材

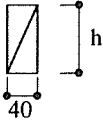
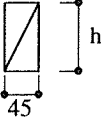
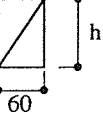
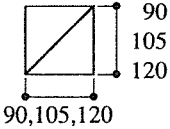



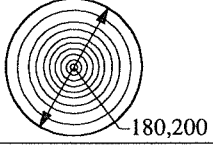
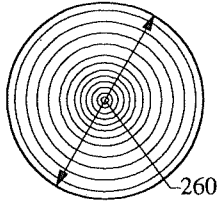
幅 (mm)	寸法図 (mm)	主な用途
40		たるき (h=90mm) 根太 (h=90mm) 間柱 (h=60mm)
45		トラス弦材 (h=90mm、120mm) 根太 (h=120mm) 間柱 (h=90mm、105mm、120mm)
60		トラス弦材 (h=90mm)
90,105,120		軒げた、柱、土台

表4 主要間伐丸太材

末口	寸法図 (mm)	主な用途
9cm		床づか・小屋づか
12cm		小屋ばり 軒げた 大引 柱
14cm 15cm 16cm		
18cm 20cm		
26cm		埋設柱

2

許容応力度等

2. 1	部材の基準強度と許容応力度	2-1
2. 2	部材の基準強度	2-2
2. 3	許容応力度及びヤング係数	2-3
2. 4	許容応力度の増減	2-4
2. 5	部位別最大たわみ	2-5

2. 許容応力度等

2.1 部材の基準強度と許容応力度

建築基準法施行令第89条の定めるところにより木材の繊維方向の許容応力度は、表2.1の数値によらなければならない。ただし、建築基準法第82条第1号から第3号までの規定（許容応力度等計算）によって積雪時の構造計算をするに当たっては、長期に生ずる力に対する許容応力度は当該数値に1.3を乗じて得た数値と、短期に生ずる力に対する許容応力度は当該数値に0.8を乗じて得た数値としなければならない。表2.2は各荷重状態に対する許容応力度計算条件式を示している。

表2.1

長期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)			
圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
$\frac{1.1F_c}{3}$	$\frac{1.1F_t}{3}$	$\frac{1.1F_b}{3}$	$\frac{1.1F_s}{3}$	$\frac{2F_c}{3}$	$\frac{2F_t}{3}$	$\frac{2F_b}{3}$	$\frac{2F_s}{3}$

(注) この表において、 F_c 、 F_t 、 F_b 及び F_s は、それぞれ木材の種類及び品質に応じて建設大臣の定める圧縮、引張り、曲げ及びせん断に対する基準強度（単位 N/mm²）を表すものとする。

表2.2 許容応力度計算条件式（建築基準法施行令第82条による）

建設地	力の種類	荷重について想定する状態	許容応力度計算条件式	
			各部位の断面に生ずる各応力度	許容応力度
一般地	長期に生ずる力	常時	G+P	$< \frac{1.1F}{3}$
		積雪時	G+P+S	$< \frac{2.0F}{3} \times 0.8 = \frac{1.6F}{3}$
	短期に生ずる力	暴風時	G+P+W	$< \frac{2.0F}{3}$
		地震時	G+P+K	
多雪区域	長期に生ずる力	常時	G+P	$< \frac{1.1F}{3}$
		積雪時	G+P+0.7S	$< \frac{1.1F}{3} \times 1.3 = \frac{1.43F}{3}$
	短期に生ずる力	積雪時	G+P+S	$< \frac{2.0F}{3} \times 0.8 = \frac{1.6F}{3}$
		暴風時	G+P+W	$< \frac{2.0F}{3}$
			G+P+0.35S+W	
地震時	G+P+0.35S+K			

(注) ここで、G、P、S、W、Kはそれぞれ固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風圧力及び地震力によって生ずる力（軸方向力、曲げモーメント、せん断力）を示し、Fは基準強度を示す。

2. 2 部材の基準強度

(1) 無等級材（日本農林規格に定められていない木材をいう。）の針葉樹

基準強度は建設省告示第1452号（平成12年5月31日）第6無等級材の基準強度により、次の表の数値とする。ただし、たるき、根太その他荷重を分散して負担する目的で並列して設けた部材にあっては、曲げに対する基準強度 F_b の数値について、当該部材群に構造用合板又はこれと同等以上の面材をはる場合には1.25を、その他の場合には1.15を乗じた数値とする。

表2.3

樹 種		基準強度 (N/mm ²)			
		圧縮 (Fc)	引張り (Ft)	曲げ (Fb)	せん断 (Fs)
針葉樹	あかまつ、くろまつ及び べいまつ	22.2	17.7	28.2	2.4
	からまつ、ひば、ひのき 及びべいひ	20.7	16.2	26.7	2.1
	つが及びべいつが	19.2	14.7	25.2	2.1
	もみ、えぞまつ、とどまつ、 べにまつ、 すぎ 、べいすぎ 及びスプルース	17.7	13.5	22.2	1.8

(2) 針葉樹の構造用製材の日本農林規格（平成3年農林水産省告示第143号）に適合する目視等級区分による製材

基準強度は建設省告示第1452号（平成12年5月31日）第1により、針葉樹の構造用製材の日本農林規格（平成3年農林水産省告示第143号）に適合する目視等級区分によるもの、その樹種、区分及び等級に応じて次の表の数値とする。ただし、たるき、根太その他荷重を分散して負担する目的で並列して設けた部材にあっては、曲げに対する基準強度 F_b の数値について、当該部材群に構造用合板又はこれと同等以上の面材をはる場合には1.25を、その他の場合には1.15を乗じた数値とする。

表2.4

樹 種	区 分	等 級	基準強度 (N/mm ²)			
			圧縮 (Fc)	引張り (Ft)	曲げ (Fb)	せん断 (Fs)
すぎ	甲種構造材	2 級	20.4	15.6	25.8	1.8

2. 3 許容応力度及びヤング係数

(1) 無等級材（日本農林規格に定められていない木材をいう。）針葉樹

各荷重状態に対する許容応力度を以下の表に示す。ただし、ヤング係数については、「日本建築学会 木質構造設計規準・同解説（1995年）表4.5 木材の繊維方向のヤング係数で、普通構造材の場合」による数値をS I 単位に換算したものを示す。

表 2.5

樹 種		荷重状態	許容応力度 (N/mm ²)				ヤング係数 (N/mm ²)
			圧縮	引張り	曲げ	せん断	
針葉樹	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ、及びスプルス	G+P	6.5	5.0	8.1	0.66	6,865
		G+P+S	9.4	7.2	11.8	0.96	
		G+P+0.7S	8.4	6.4	10.6	0.86	
		G+P+W G+P+0.35S+W G+P+K G+P+0.35S+K	11.8	9.0	14.8	1.20	

(注) G：固定荷重 P：積載荷重 S：積雪荷重 W：風圧力 K：地震力

(2) 針葉樹の構造用製材の日本農林規格（平成3年農林水産省告示第143号）に適合する目視等級区分による製材

各荷重状態に対する許容応力度を以下の表に示す。ただし、ヤング係数については、「日本建築学会 木質構造設計規準・同解説（1995年）表4.5 木材の繊維方向のヤング係数で、普通構造材の場合」による数値をS I 単位に換算したものを示す。

表 2.6

樹 種	区 分	等級	荷重状態	許容応力度 (N/mm ²)				ヤング係数 (N/mm ²)
				圧縮	引張り	曲げ	せん断	
すぎ	甲種構造材	2級	G+P	7.5	5.7	9.5	0.66	6,865
			G+P+S	10.9	8.3	13.8	0.96	
			G+P+0.7S	9.7	7.4	12.3	0.86	
			G+P+W G+P+0.35S+W G+P+K G+P+0.35S+K	13.6	10.4	17.2	1.20	

(注) G：固定荷重 P：積載荷重 S：積雪荷重 W：風圧力 K：地震力

2. 4 許容応力度の増減

(1) 湿潤

常時湿潤状態で使用される場合は各許容応力度を70%とする。

(2) 直接雨露にさらされる建築物

この場合に対しては、状況に応じて各許容応力度を80%まで低減させる。

(3) せん断

割裂きを伴わないせん断の場合には、許容せん断応力度を1.5倍まで増加することが出来る。

(4) むり込み

少量のむり込みを生じてでも差し支えない建築物においては、むり込み許容応力度を1.5倍まで増加することが出来る。

(5) システム係数による曲げ応力度

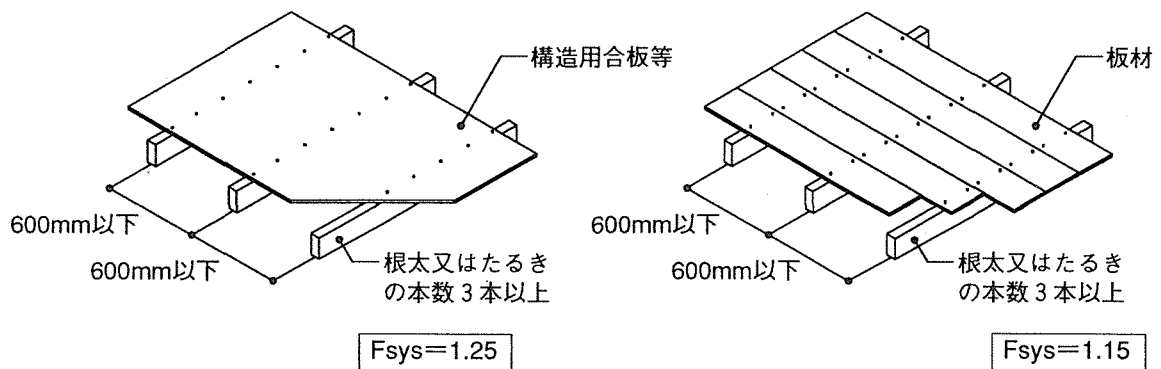
システム係数 (F_{sys}) は、根太及びたるき (トラスの上弦材も含む) 等の曲げ材が、単独ではなく相互の間隔が600mm以内で3本以上並列で使用される場合における、曲げ許容応力度に対する割増係数である。3本以上の曲げ並列材相互間に張りつめられる構造用面材の種類によって、曲げ材の割増係数が定められている。

構造用面材として、構造用合板又これと同等以上の面材を張る場合は、システム係数 (割増係数) を1.25倍、その他の場合にはシステム係数 (割増係数) を1.15倍とすることができる。

(建設省告示第1459号、平成12年6月1日)

表2.7 曲げ計算に適用するシステム係数 (F_{sys}) と条件

使用状況	部 位	システム係数	条 件
並列材として使用 (3本以上、相互の間隔 600mm以内)	根 太	1.25	構造用合板又は同等面材使用
		1.15	その他
	たるき	1.25	構造用合板又は同等面材使用
		1.15	その他
単独材として使用	はり材	1.00	



2. 5 部位別最大たわみ

木材は、たわみ（変形）を算出する際の要素であるヤング係数の値が、他の建築材料と比べると小さくそれだけたわみが大きくなる傾向となる。更に、構造木材には長期間にわたって荷重が作用する場合、初期たわみに比べてたわみが増進するクリープ現象が生じる。初期たわみとクリープ後のたわみの比を変形増大係数とよび、建築基準法施行令82条第4号による建設省告示第1459号において、木造の変形増大係数を2.0と定めている。更に、木造の梁材は、梁材のせいがスパン長さの1/12未満の場合には、たわみを考慮した構造計算によって安全を確かめることが要求されている。

次に重要なことは、構造計算を行う際の許容たわみを設定することであるが、建設省告示第1459号において、床組に使用する横架材に対しては、たわみをスパンの1/250以下と設定している。ただし、この場合たわみ計算用の積載荷重として、地震力を計算する場合の積載荷重を採用することができる。住宅の居室の場合は600N/m²、事務室の場合は800N/m²となる。

各横架材の断面寸法を構造計算の結果より決定する際には、構造計算によるたわみの検討と以下の関連事項を考慮して適切な断面寸法とすることが必要となる。

たわみに関連して考慮する事項

- ①屋根 (i) 雨もり防止－屋根勾配との関連－勾配が低い場合には雨もりの可能性が大となる。
(ii) たるきの下地面に直接取り付け天井材のひび割れ－小屋裏を居室とする場合。
(iii) その他心理的不安定及び美観
- ②床 (i) 振動障害－初期たわみを出来るだけ小さくする。
(ii) 天井材のひび割れ－たわみの絶対値を小さくする。
例) 1.0cm以下
(iii) 建具類の開閉に支障が生じないこと。
(iv) その他心理的不安定及び美観

表2.8 部位別最大たわみ

建設地	部 位	たわみ制限 (Lはスパン)			変形増大係数
		G+P	G+P+S	G+P+0.7S	
一般地	たるき、小屋ばり、軒げた	L/150	L/100	—	2
	胴差（積雪荷重支持）	L/250	L/250	—	2
	胴差（積雪荷重非支持）	L/250	—	—	2
	根太、床の小ばり、床の大ばり	L/250	—	—	2
多雪区域	たるき、小屋ばり、軒げた	L/150	—	L/100	2
	胴差（積雪荷重支持）	L/250	—	L/250	2
	胴差（積雪荷重非支持）	L/250	—	—	2
	根太、床の小ばり、床の大ばり	L/250	—	—	2

G、P、Sはそれぞれ固定荷重、積載荷重及び積雪荷重を示す。

(注) 最大たわみ量の目安は、振動障害、クリープ変形後のたわみ等の考慮の有無や、仕上げ材の種類・取付け方法等に応じ、設計者の判断により変更する。

3

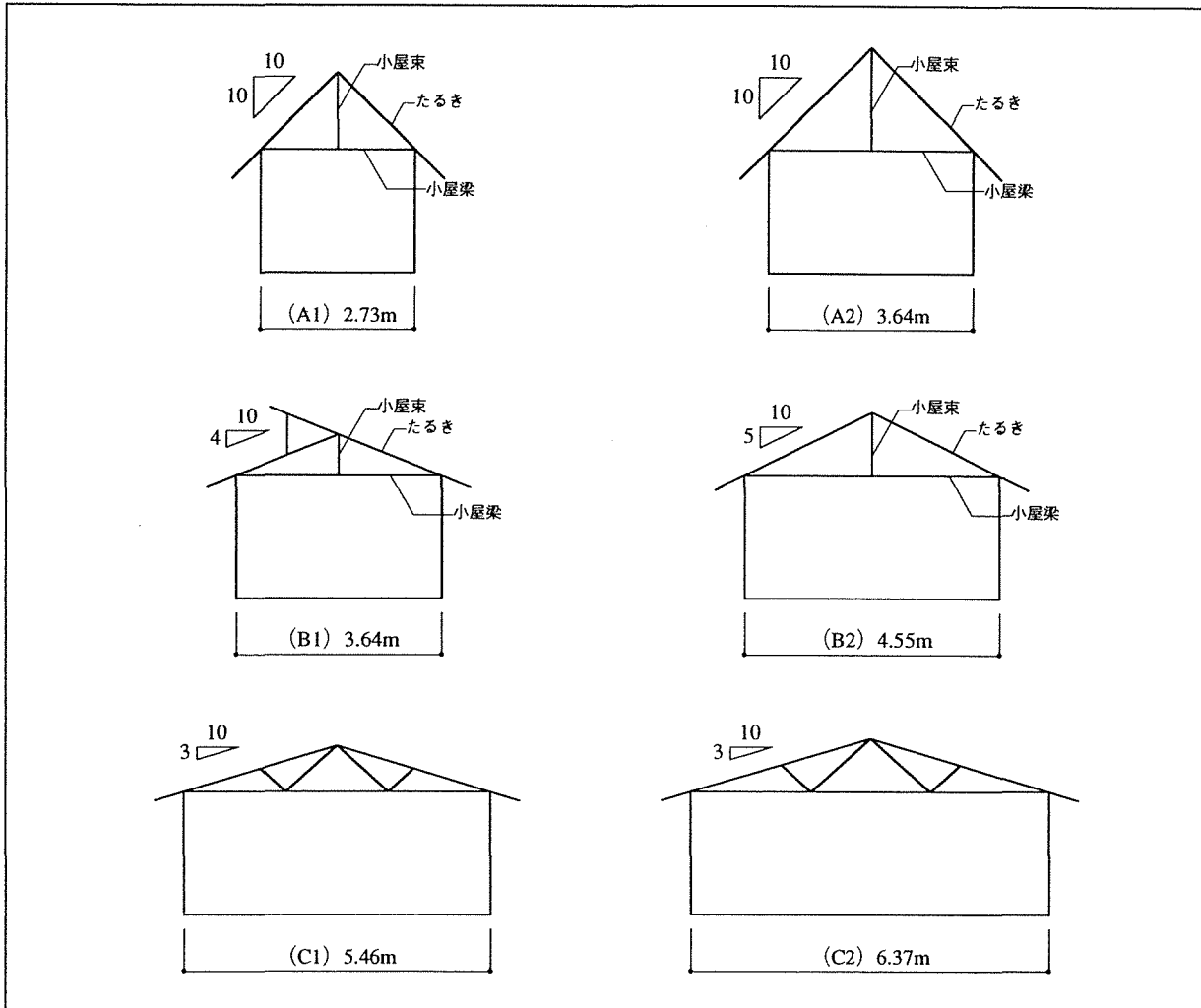
間伐材建築物の規模による分類

- 3. 1 用途、階数、床面積、スパン等3-1
- 3. 2 基本構造部材リスト3-4

3. 間伐材建築物の規模による分類

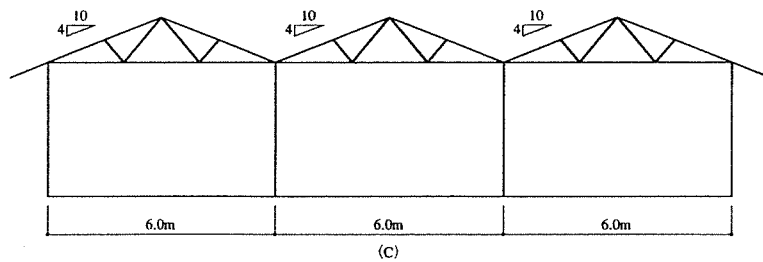
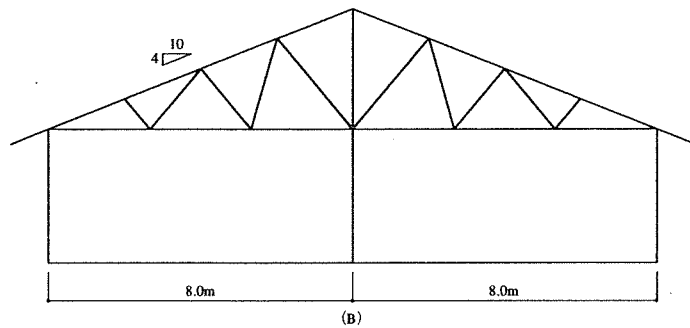
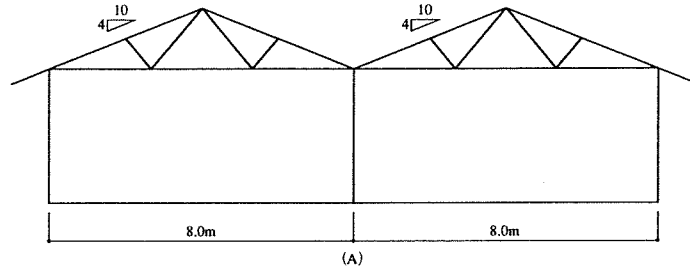
3.1 用途、階数、床面積、スパン等

(1) 第一群II類「小規模多目的建築物」の構造方式の分類



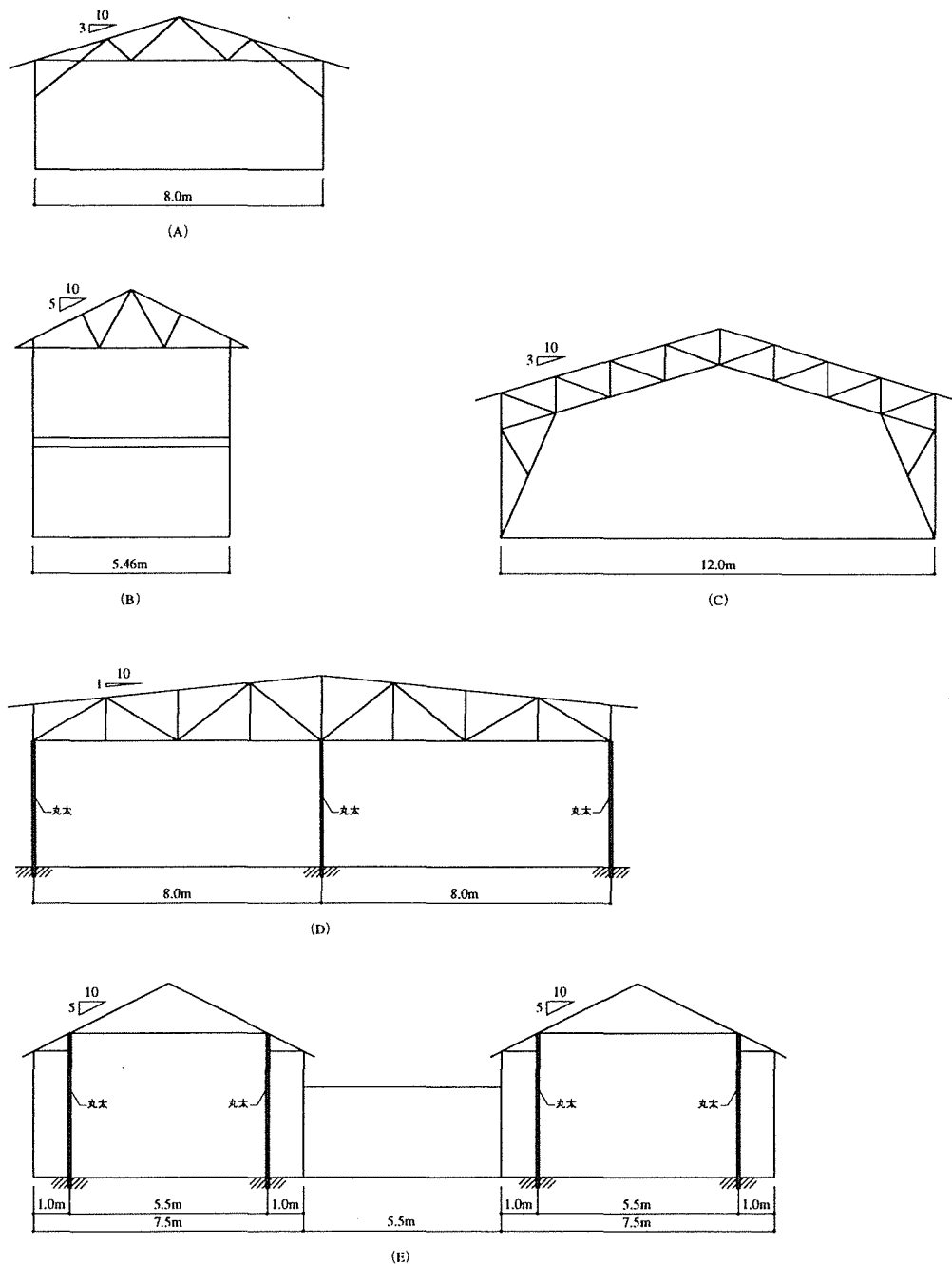
規模	タイプ		階数	形状 (mm)		屋根勾配	構造の分類			構造方式
				スパン	桁行		小屋組	壁組	床組	
A 10m ² 程度	A1	丸太タイプ	1	2730	2730	10/10	和小屋	真壁	根太・大引	屋根構面 + 耐力壁方式 (構造用面材)
		製材タイプ					和小屋	大壁	根太・大引	
	A2	丸太タイプ	1	3640	2730	10/10	和小屋	真壁	根太・大引	
		製材タイプ					和小屋	大壁	根太・大引	
B 20m ² 程度	B1	丸太タイプ	1	3640	5460	4/10	和小屋	真壁	根太・大引	屋根構面 + 耐力壁方式 (構造用面材)
		製材タイプ					和小屋	大壁	根太・大引	
	B2	丸太タイプ	1	4550	4550	5/10	和小屋	真壁	根太・大引	
		製材タイプ					和小屋	大壁	根太・大引	
C 45m ² 程度	C1	丸太タイプ	1	5460	7280	3/10	トラス	真壁	根太・大引	屋根構面 + 耐力壁方式 (構造用面材)
		製材タイプ					トラス	大壁	根太・大引	
	C2	丸太タイプ	1	6370	7280	3/10	トラス	真壁	根太・大引	
		製材タイプ					トラス	大壁	根太・大引	

(2) 第一群Ⅲ類「中規模多目的建築物」の構造方式の分類



規模	タイプ		階数	形状 (mm)		屋根 勾配	構造の分類			構造方式
				スパン	桁行		小屋組	壁組	床組	
200m ² 程度	A	丸太タイプ	1	2× 8000	12000	4/10	トラス	真壁	土間床	屋根構面 + 耐力壁方式 (構造用面材)
		製材タイプ								
	B	丸太タイプ	1	2× 8000	12000	4/10	トラス	真壁	土間床	
		製材タイプ								
	C	丸太タイプ	1	3× 6000	12000	4/10	トラス	真壁	土間床	
		製材タイプ								

(3) 「中規模特定用途建築物」の構造方式の分類

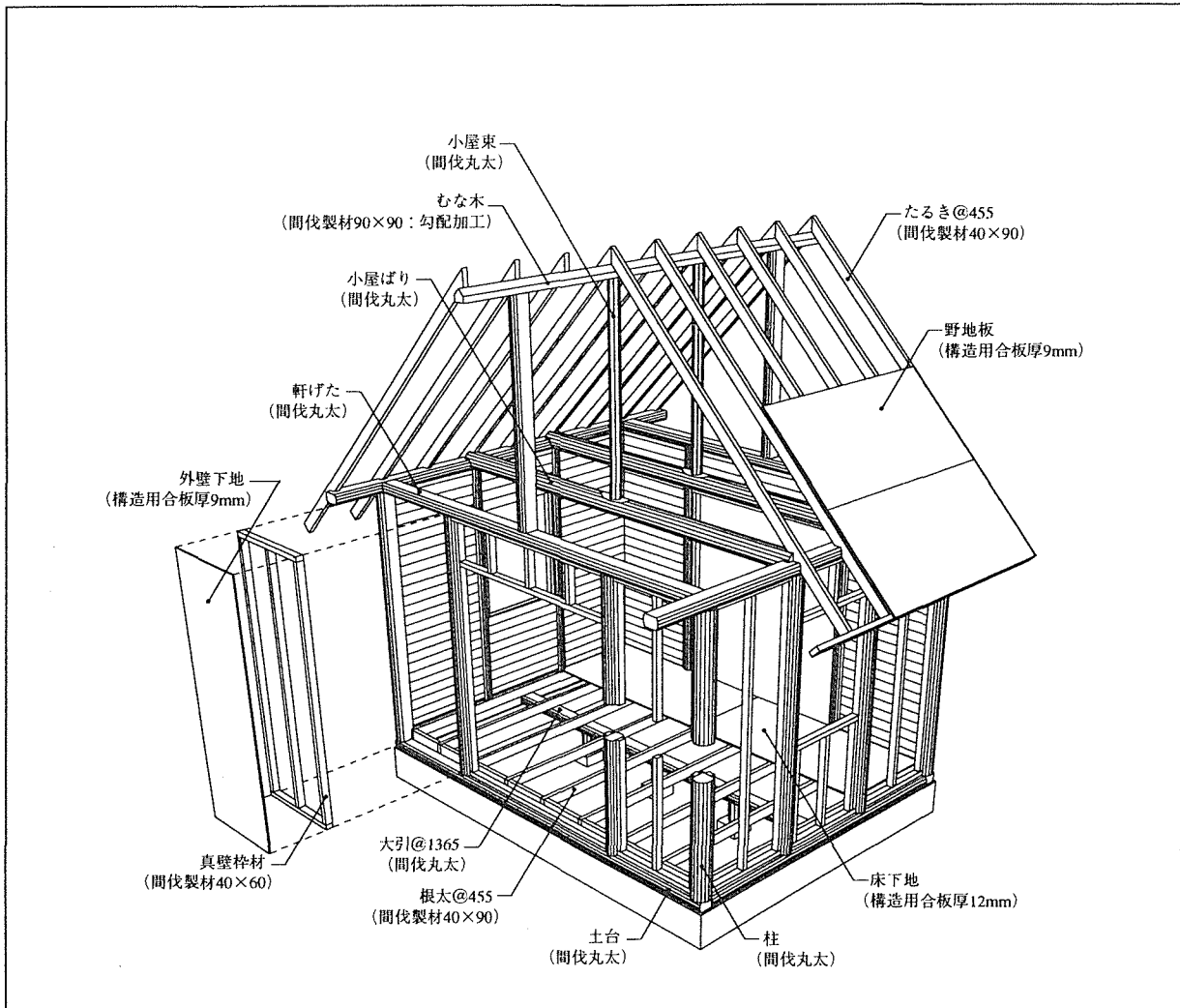


規模	タイプ	階数	形状 (mm)		屋根 勾配	構造の分類			構造方式
			スパン	桁行		小屋組	壁組	床組	
A 80m ²	製材タイプ	1	8000	10000	3/10	トラス	大壁	土間床	柱付き方杖トラス
B 80m ²	製材タイプ	2	5460	7280	5/10	トラス	大壁	根太	壁式 (桝組壁工法)
C 200m ²	製材タイプ	1	12000	16000	3/10	トラス	大壁	根太・大引	リジッドフレーム
D 300m ²	丸太柱+製材タイプ	1	2× 8000	20000	1/10	トラス	真壁	土間床	ポールコンス トラクション
E 150m ² (450m ²)	丸太柱+製材タイプ	1	7500	7500	5/10	登り梁 たるき	大壁	根太・大引	ポールコンス トラクション

3. 2 基本構造部材リスト

(1) 第一群II類「小規模多目的建築物」

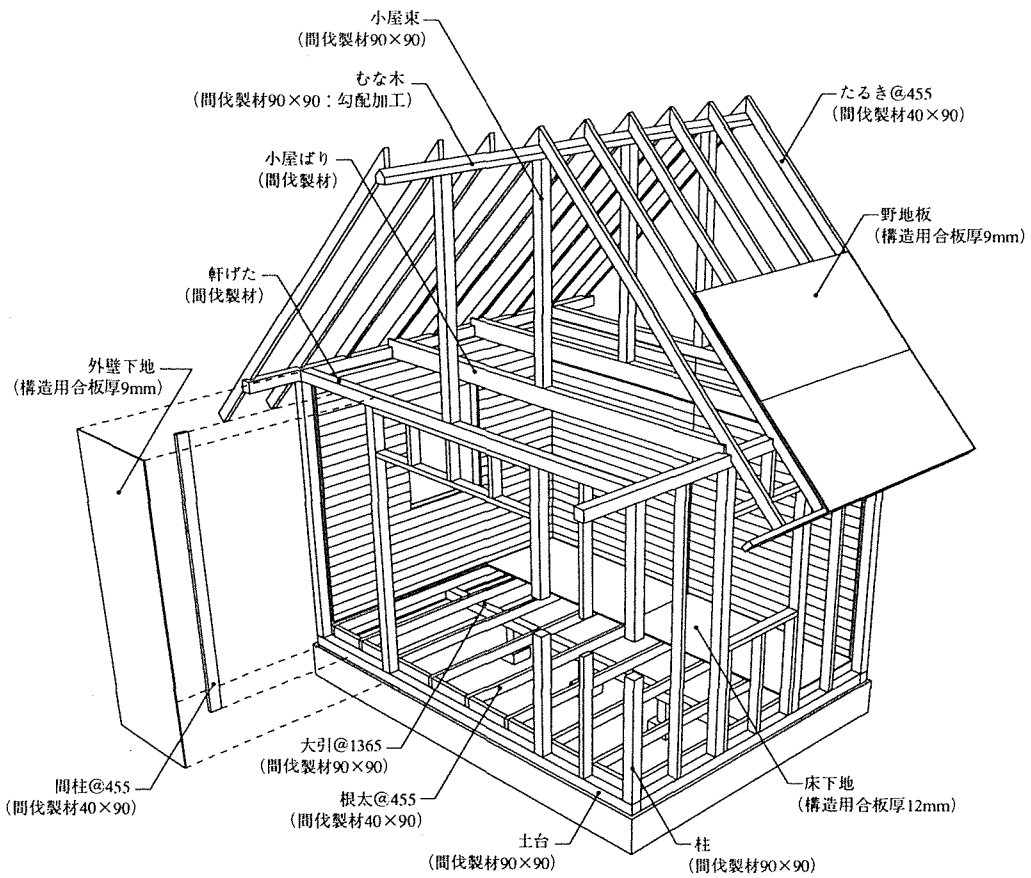
■ A 10m²
丸太タイプ



丸太タイプ

規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
A 10m ²	小屋組	たるき	40×90
		小屋ばり	末口120、末口150
	壁組	軒げた	末口150
		隅柱	末口180
		管柱	末口150
		間柱	40×60
	床組	根太	40×90
		大引	末口150
		土台	末口150

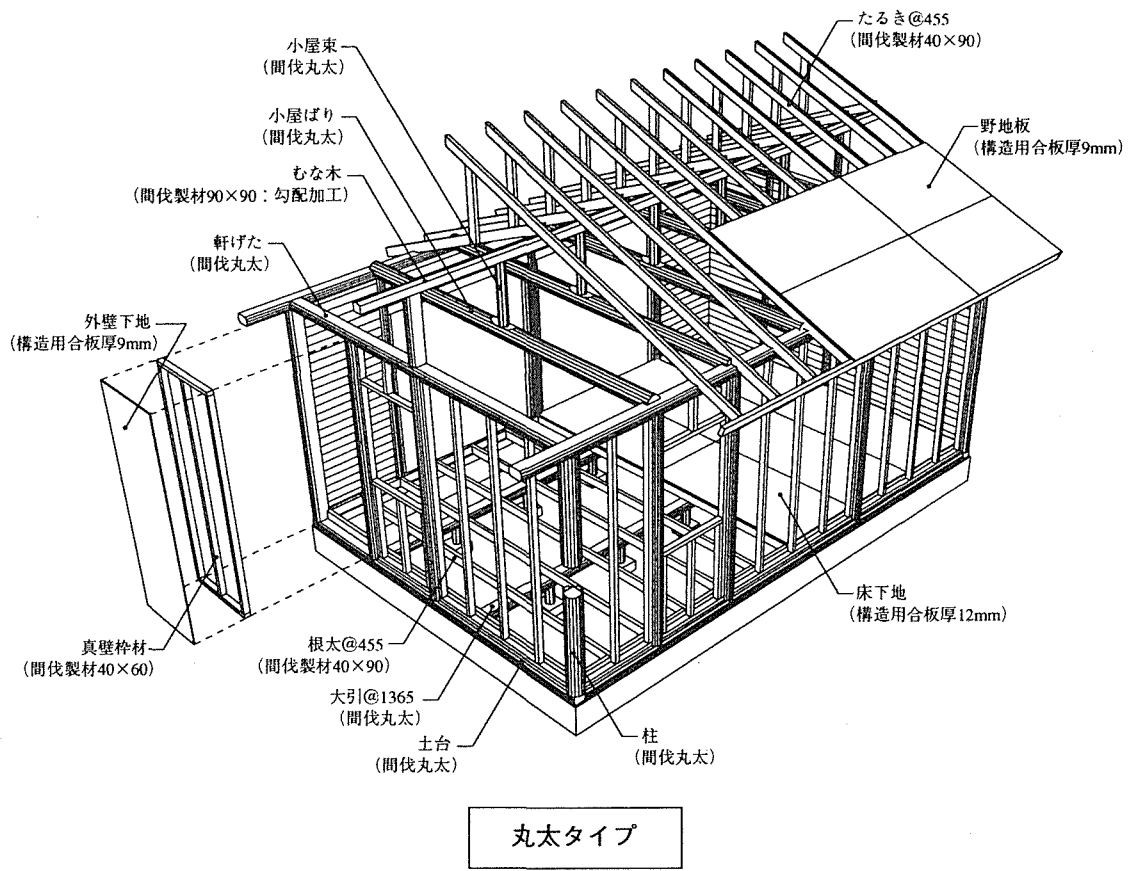
■ A 10m²
製材タイプ



製材タイプ

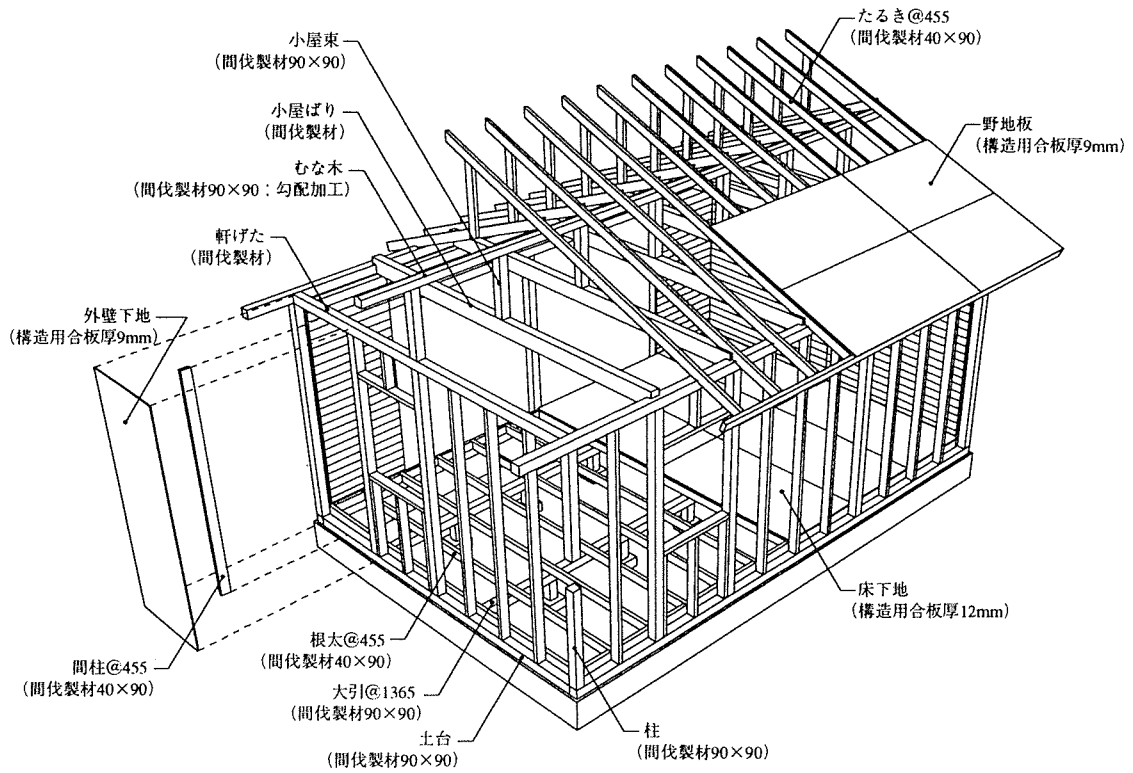
規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
A 10m ²	小屋組	たるき	40×90
		小屋ばり	90×120、90×150
	壁組	軒げた	90×90
		隅柱	90×90
		管柱	90×90
		間柱	40×90
	床組	根太	40×90
		大引	90×90
		土台	90×90

■ B 20m²
丸太タイプ



規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
B 20m ²	小屋組	たるき	40×90
		小屋ばり	末口150、末口180
	壁組	軒げた	末口150、末口180
		隅柱	末口180
		管柱	末口150
		間柱	40×60
	床組	根太	40×90
		大引	末口150
		土台	末口150

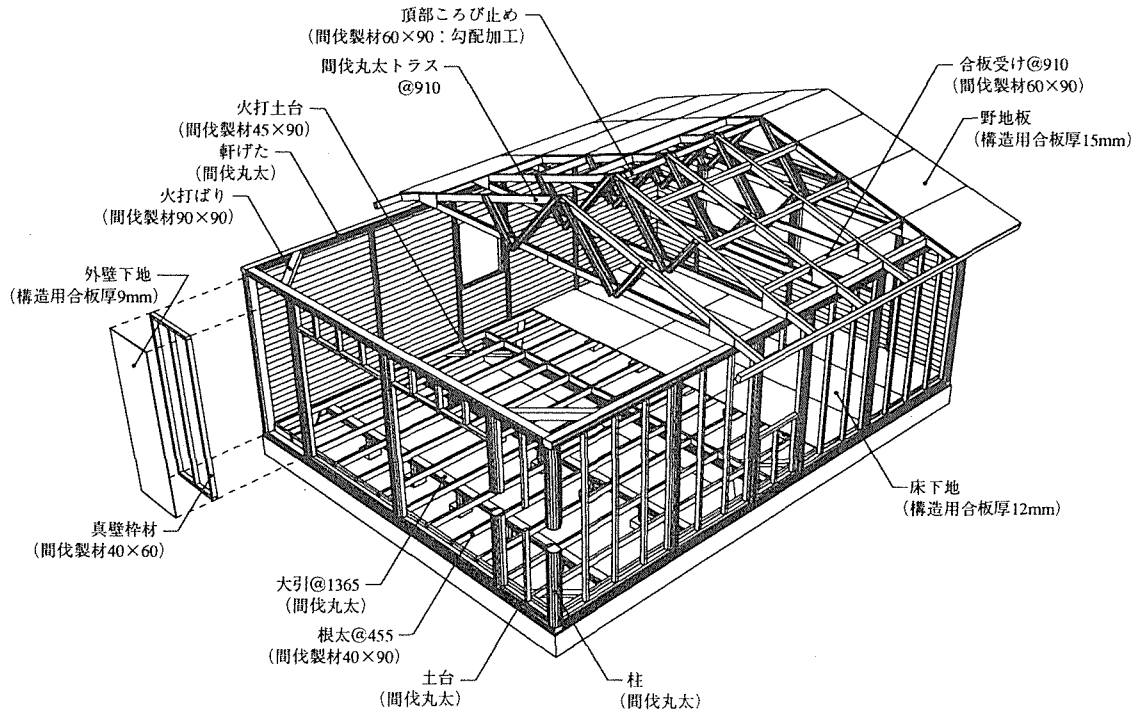
■ B 20m²
製材タイプ



製材タイプ

規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
B 20m ²	小屋組	たるき	40×90
		小屋ばり	90×150、90×180
	壁組	軒げた	90×90
		隅柱	90×90
		管柱	90×90
		間柱	40×90
	床組	根太	40×90
		大引	90×90
		土台	90×90

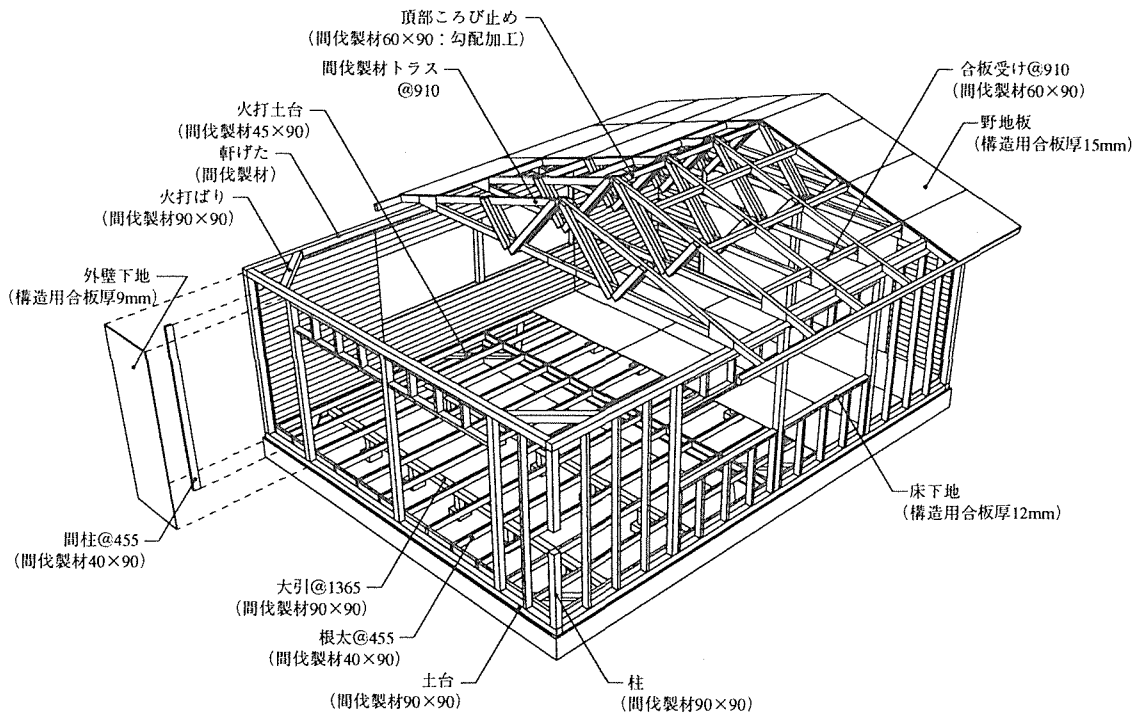
■ C 45m²
丸太タイプ



丸太タイプ

規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
C 45m ²	小屋組	トラス	上・下弦材 60×90、斜材 70×65
	壁組	軒げた	末口180
		隅柱	末口180
		管柱	末口150
		間柱	40×60
	床組	根太	40×90
		大引	末口150
土台		末口150	

■ C 45m²
製材タイプ

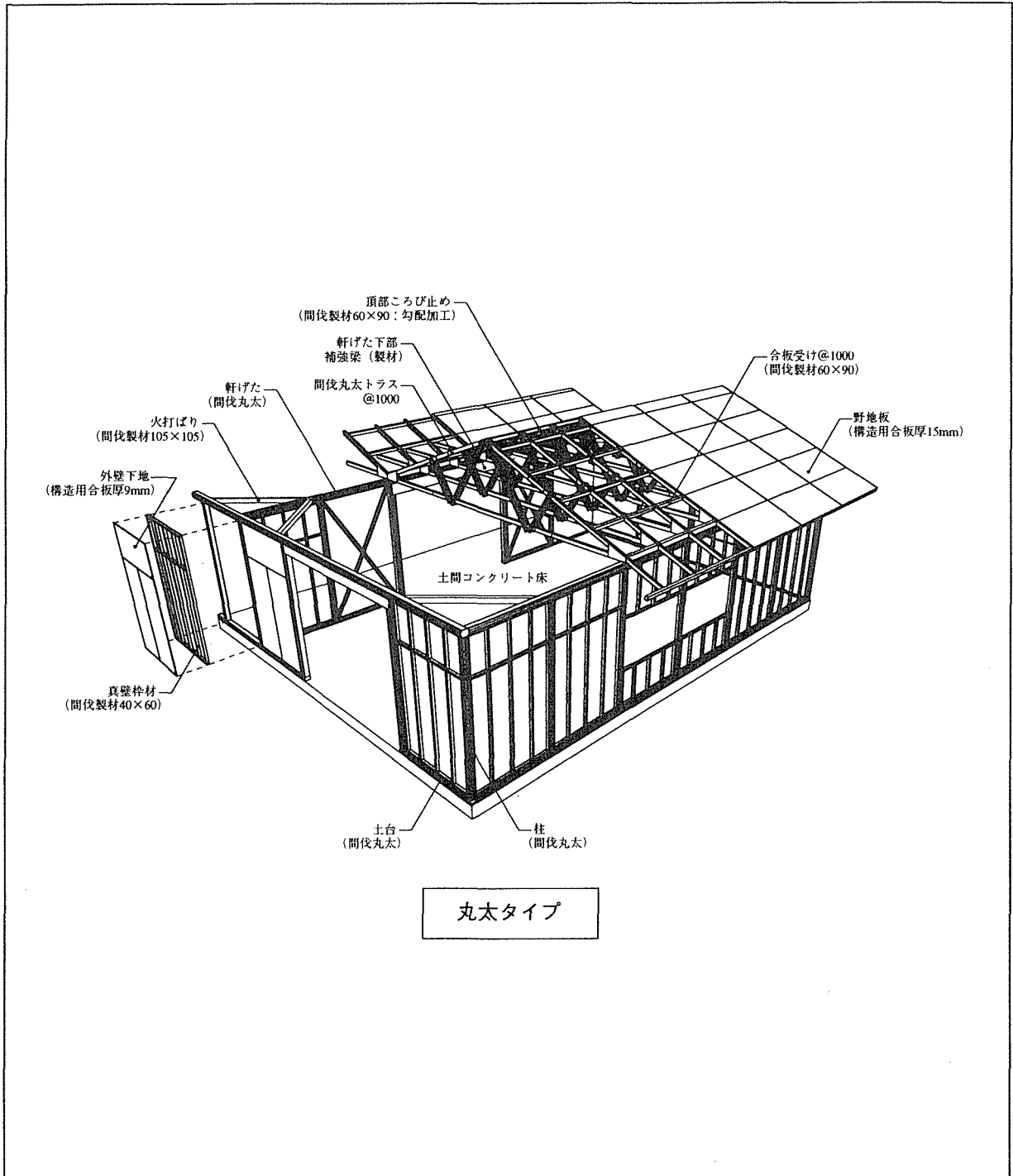


製材タイプ

規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
C 45m ²	小屋組	トラス	60×90
		軒げた	90×120
	壁組	隅柱	90×90
		管柱	90×90
		間柱	40×90
	床組	根太	40×90
		大引	90×90
		土台	90×90

(2) 第一群Ⅲ類「中規模多目的建築物」

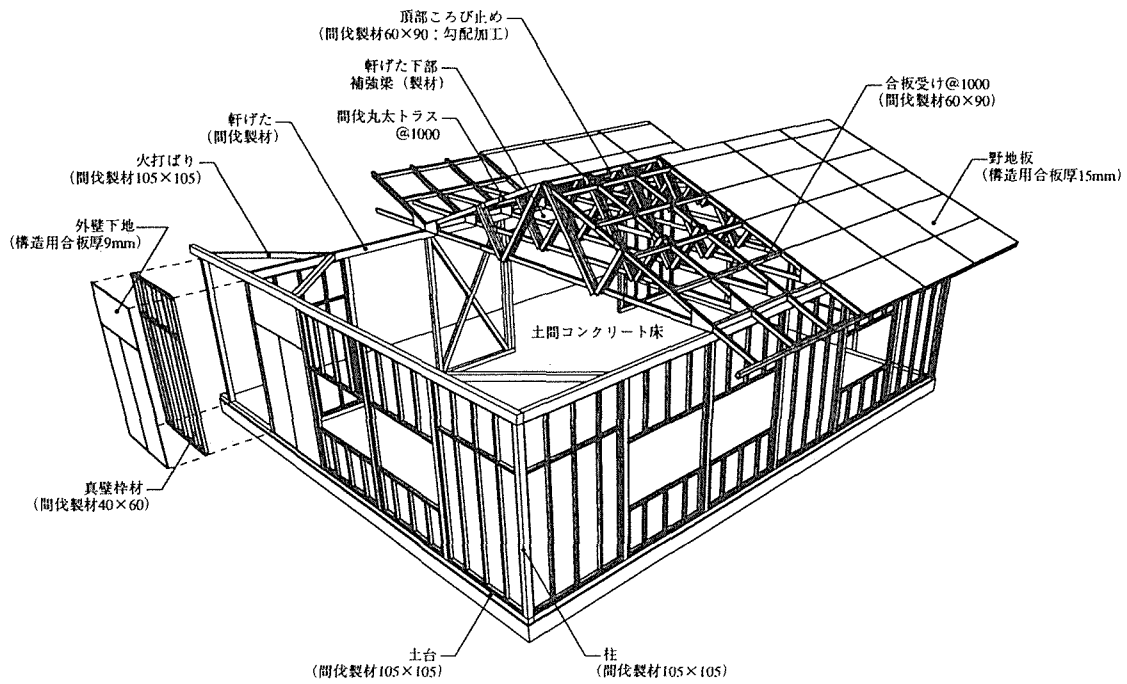
丸太タイプ



丸太タイプ

規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
Ⅲ類	小屋組	トラス	上・下弦材 60×90、斜材 70×65
	壁組	軒げた	末口180
		梁	105×210、105×300
		隅柱	末口180
		管柱	末口150
		間柱	40×60
	床組 (土間床)	土台	末口150

製材タイプ

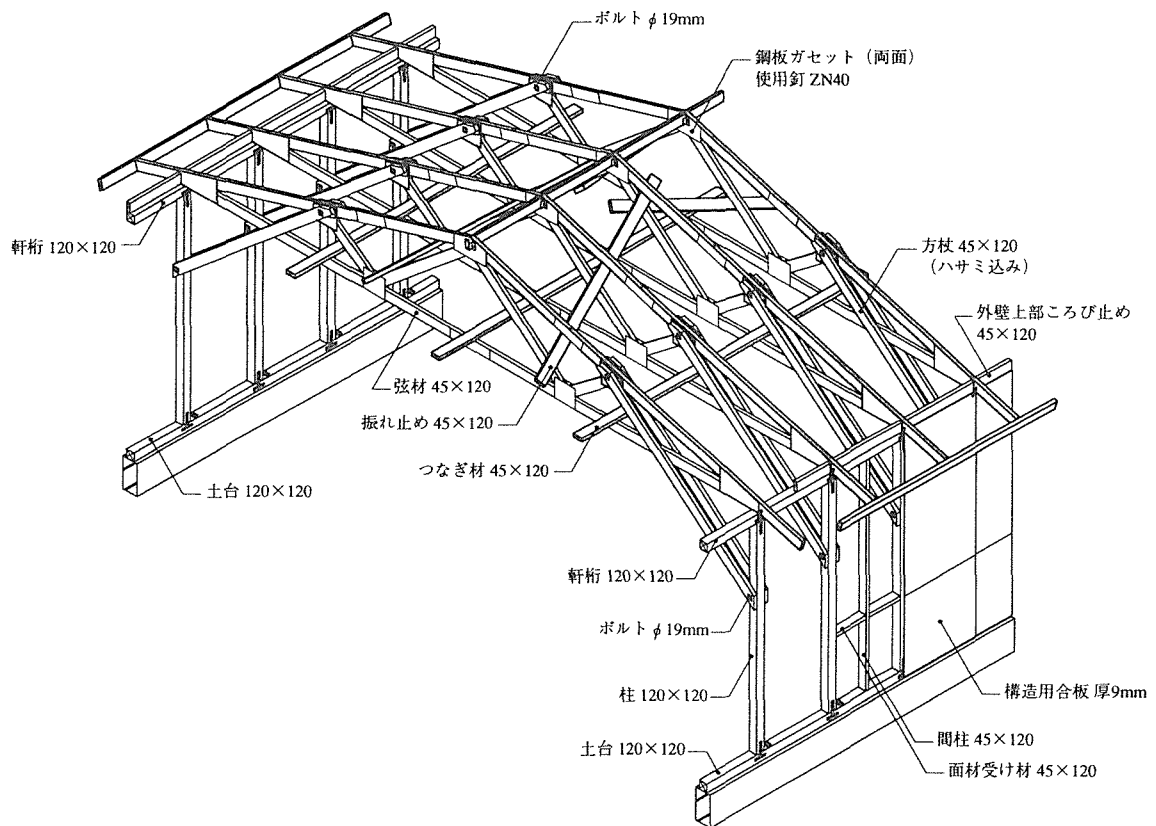


製材タイプ

規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
Ⅲ類	小屋組	トラス	60×90
	壁組	軒げた	105×150
		梁	105×210、105×300
		隅柱	105×105
		管柱	105×105
		間柱	40×90
	床組 (土間床)	土台	105×105

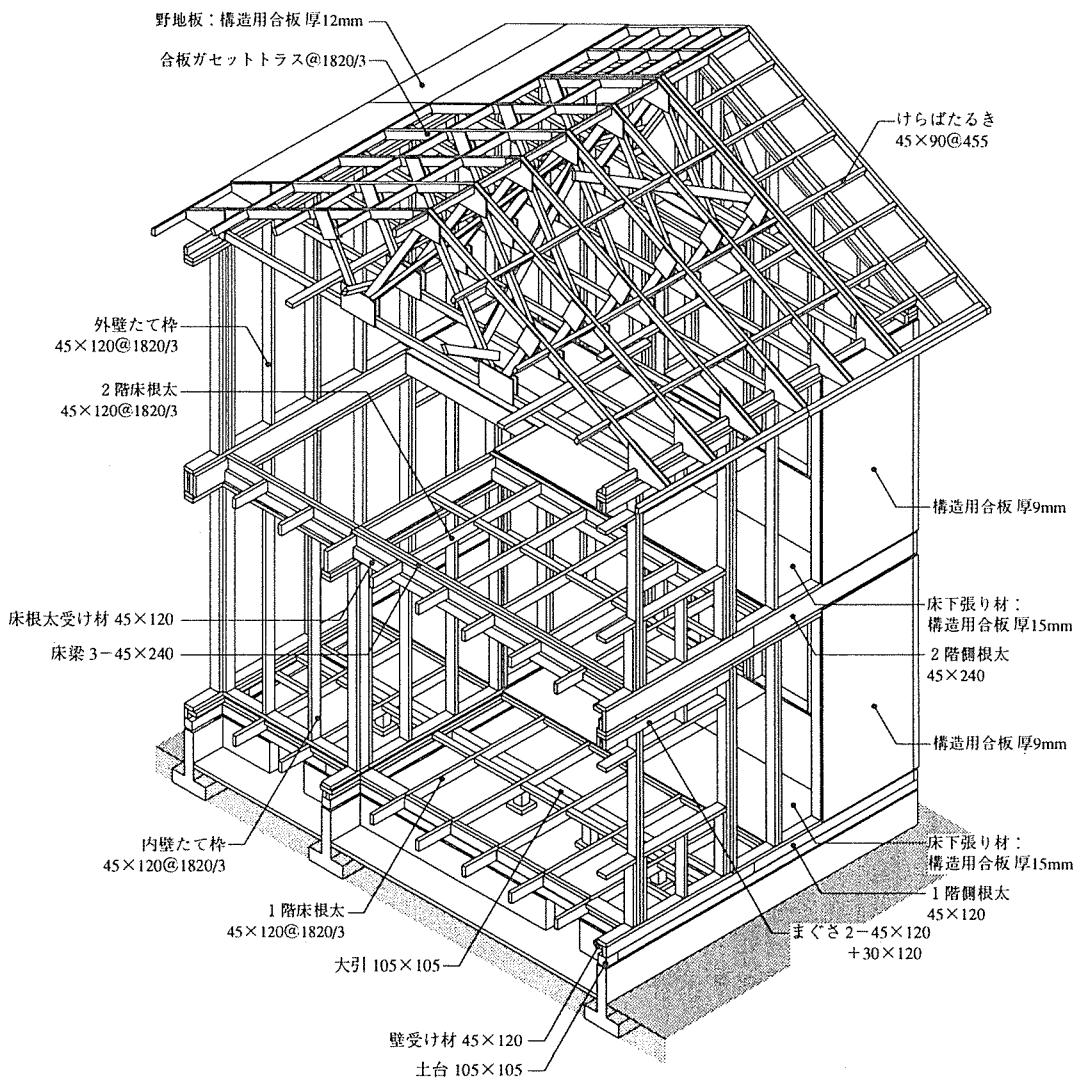
(3) 「中規模特定用途建築物」

■ A 80m²



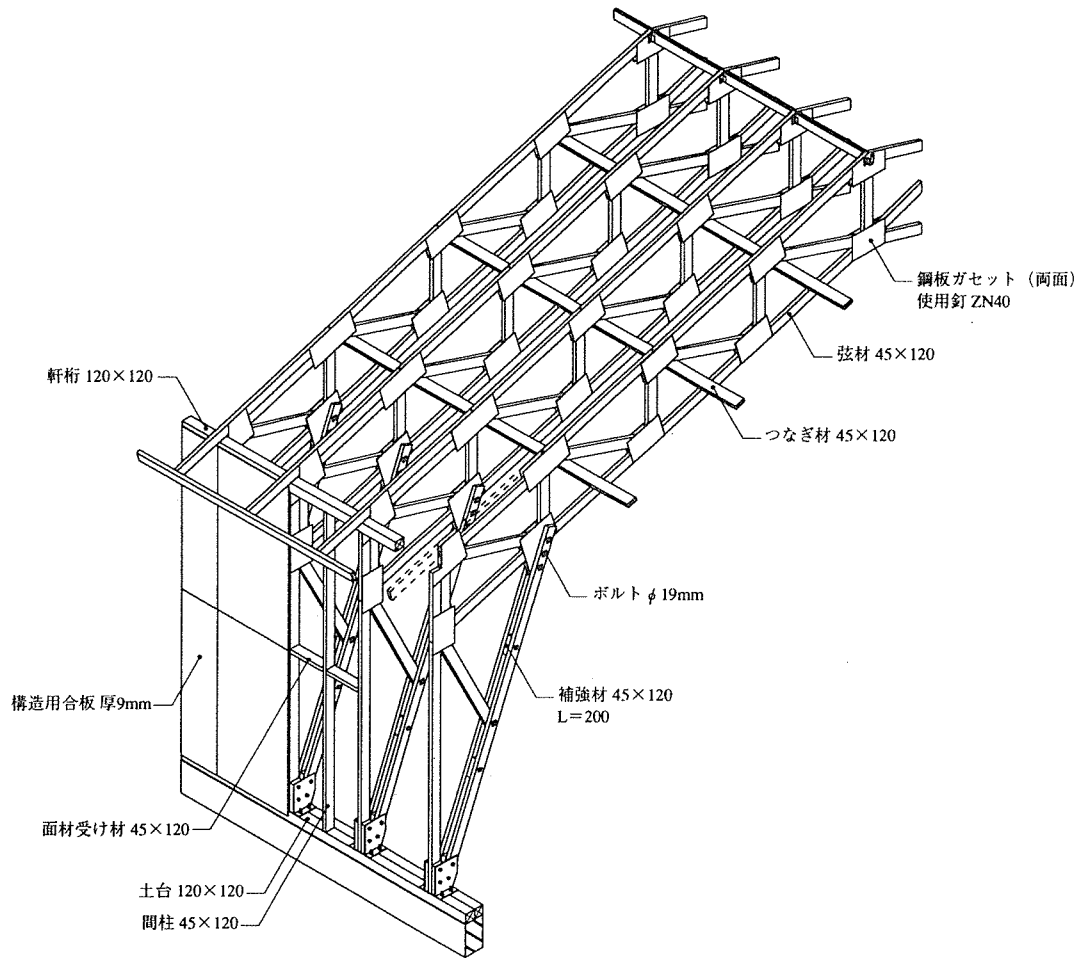
規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
A 80m ²	小屋組	トラス	45×120
	壁組	軒げた	120×120
		柱	120×120
		間柱	45×120
	床組 (土間床)	土台	120×120

■ B 80m²



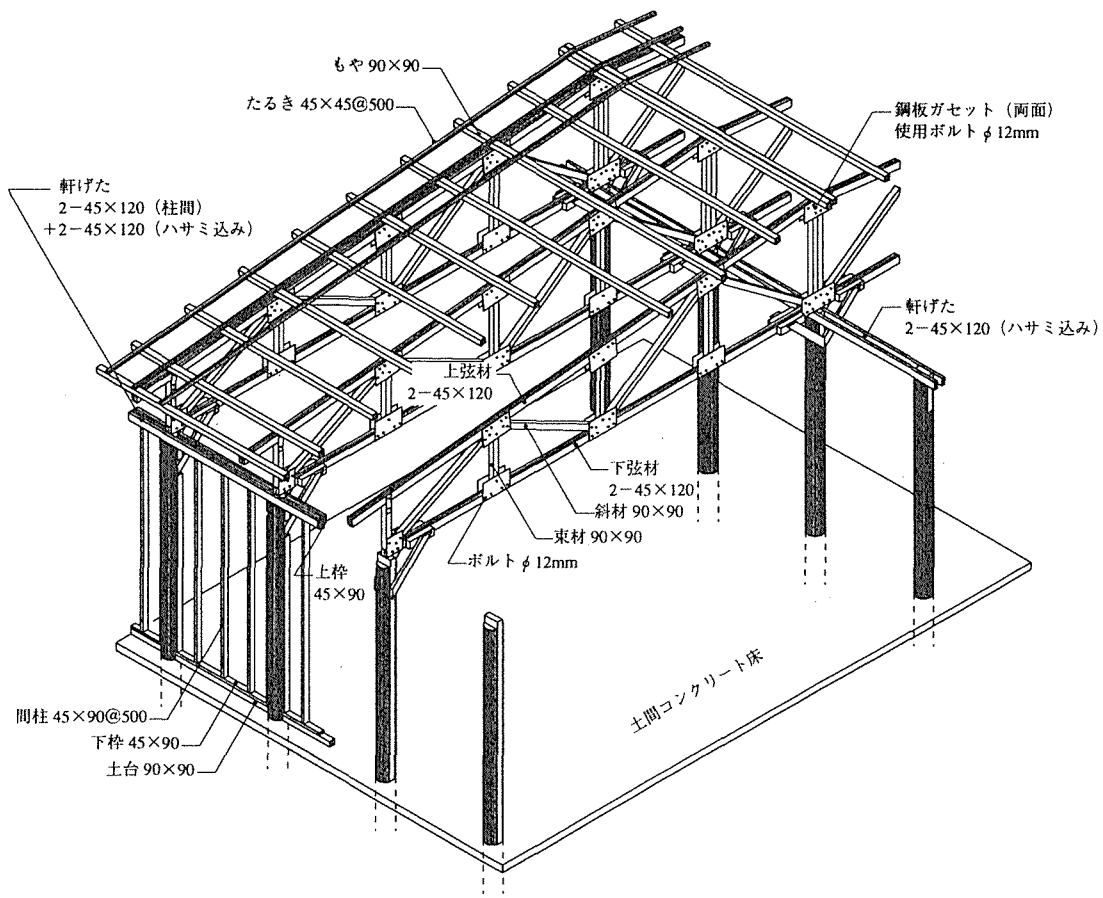
規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
B 80m ²	小屋組	トラス	45×90
	壁組	頭つなぎ、上下枠	45×120
		たて枠	45×120
		まぐさ	2-45×120
	床組	床根太	45×120
		床梁	3-45×240
		大引	105×105
土台		105×105	

■ C 200m²



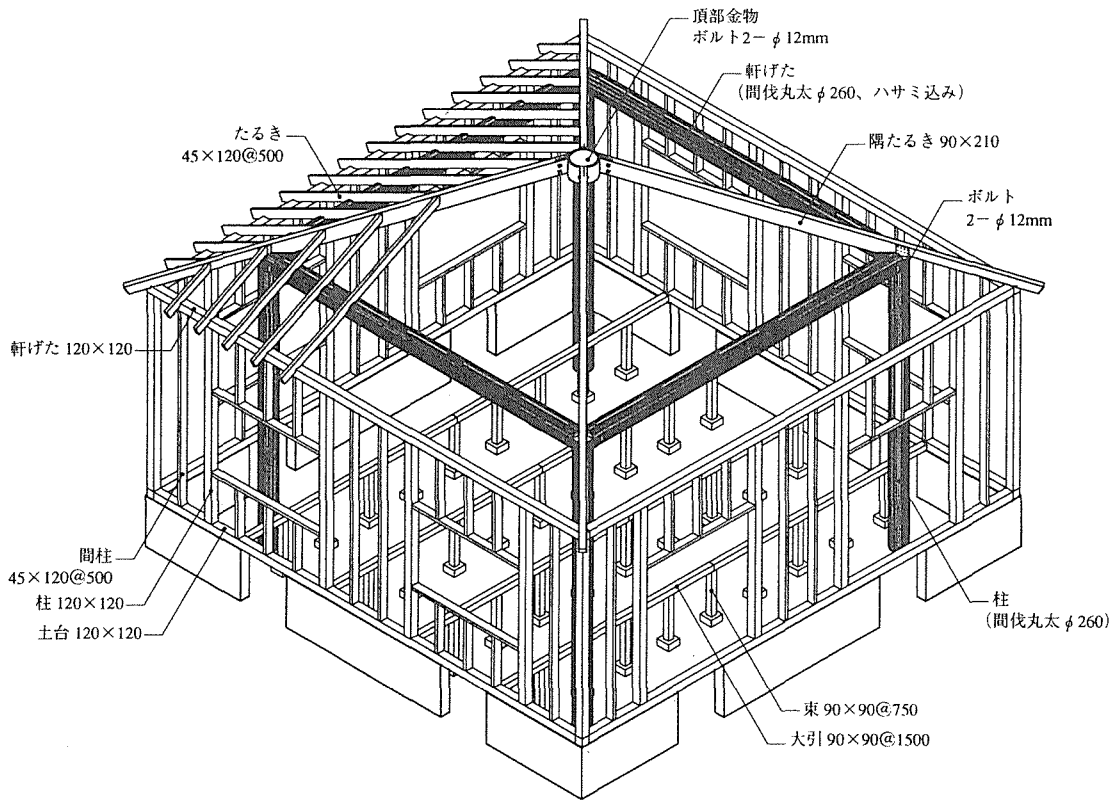
規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
C 200m ²	小屋組	トラス	40×120
	壁組	軒げた	120×120
		柱	45×120
		間柱	45×120
	床組	根太	45×120
		大引	105×105
		土台	120×120

■ D 300m²



規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
D 300m ²	小屋組	トラス	上弦材 2-45×120、斜材・東材 90×90
	壁組	軒げた	4-45×120
		丸太柱	末口260
		間柱	45×90
	床組 (土間床)	土台	90×90

■ E 150m²



規模	部位	部材名	断面寸法 (mm)
E 150m ²	小屋組	たるき	45×120
		隅たるき	90×210
	壁組	丸太軒げた	末口260
		軒げた	120×120
		丸太柱	末口260
		柱	120×120
		間柱	45×120
	床組	根太	45×120
		大引	90×90
		土台	120×120

4

構造方式別構造設計

4. 1	耐力壁方式	4-1
4. 2	方づえ付きトラス方式	4-5
4. 3	リジットフレーム方式	4-9
4. 4	埋設ポール方式	4-13

4. 構造方式別構造設計

4. 1 耐力壁方式

(1) 構造方式の特徴

間伐製材または間伐丸太を使用した軸組構法による壁組と間伐製材によるトラスで構成される平屋建建築物を対象としている。

地震力及び風圧力等の水平荷重に対しては、水平構面（屋根構面または天井構面）と鉛直構面（耐力壁線）によって箱構造体を構成し、耐力壁線内の耐力壁に水平荷重を負担させる。この構造方式は比較的規模の大きな建築物に対して、設計が構造設計ルールによって容易となる建築物の構成方法である。小屋トラスの野地板に構造用合板等の構造用面材を釘打ちにより全面に張りつめた屋根構面を構成し、下部の軸組による壁組と一体化させ、小屋組に生じる水平荷重を屋根構面を通じて下部の耐力壁に伝達させる。一般的な木造住宅の構造形式と同様である。

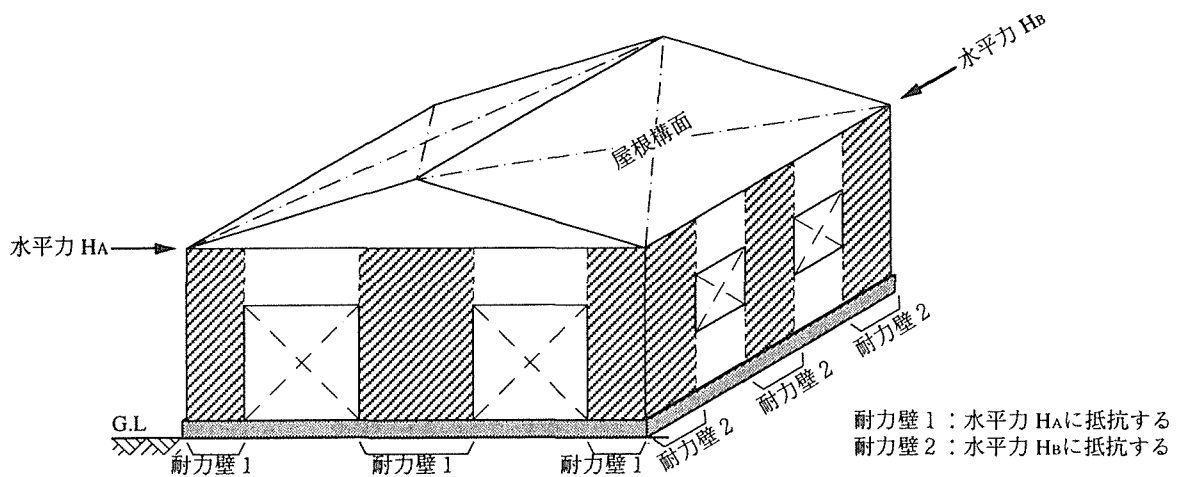
屋根荷重等の鉛直荷重に対しては、小屋トラスから壁組内の柱を通じて、基礎・地盤へと伝達させる。

構造設計上の留意点は、以下の通りである。

- ・鉛直荷重に対しては、構造計算によることとする。
- ・水平荷重に対しては、屋根構面の最大スパン（耐力壁線相互の間隔）による建物規模を設定している。

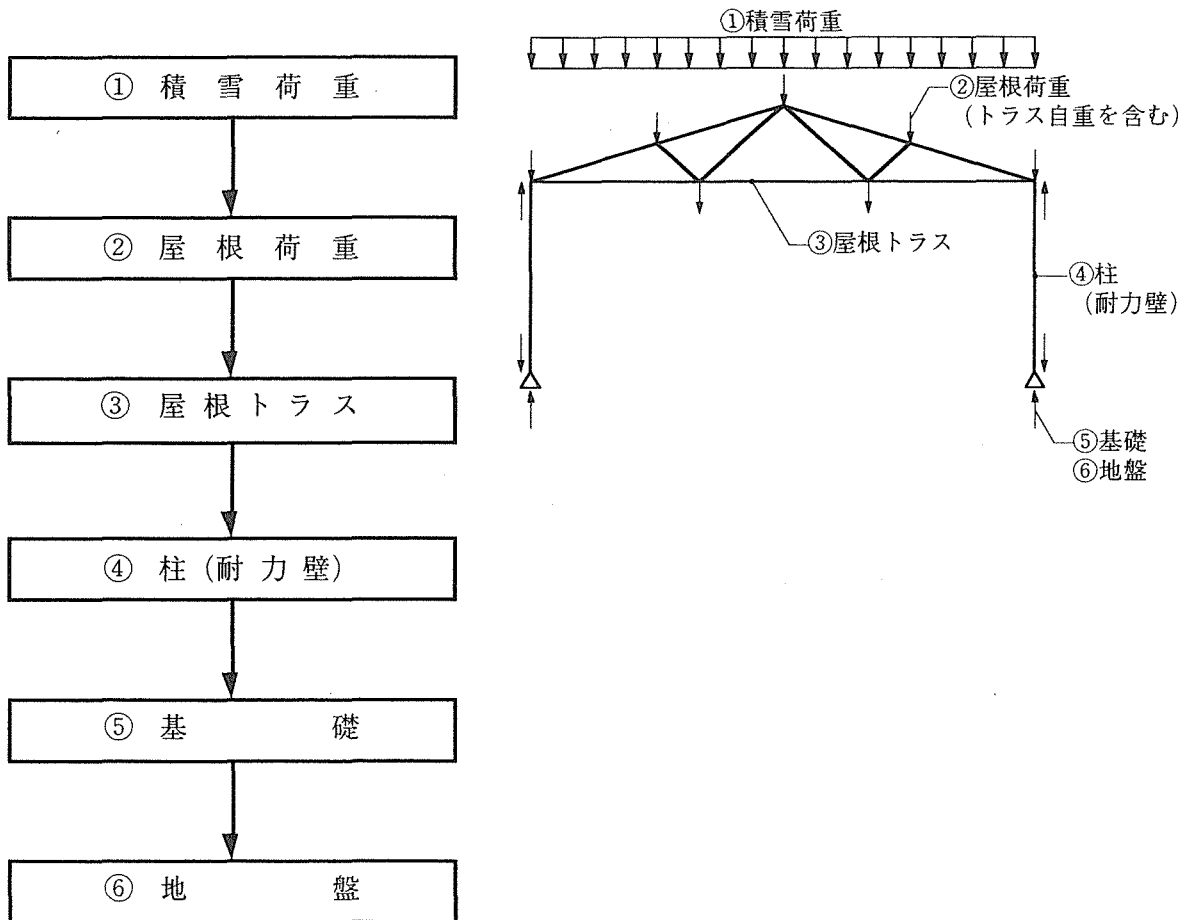
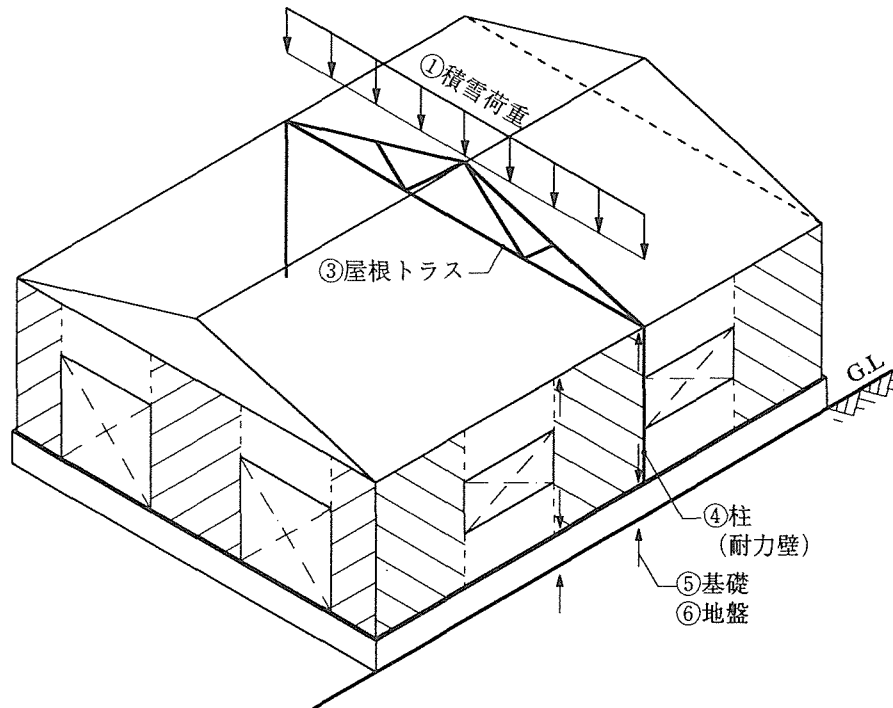
設計仕様 屋根構面の最大スパン $\leq 12\text{m}$
 （耐力壁線相互の間隔 $\leq 12\text{m}$ ）

- ・妻壁上部の天井構面においては、妻壁に作用する風圧力を安全に桁行壁に伝達できるように補強を行う。
- ・耐力壁は、在来軸組構法と同じ仕様の筋かいまたは構造用面材張り耐力壁の種類と倍率とする。



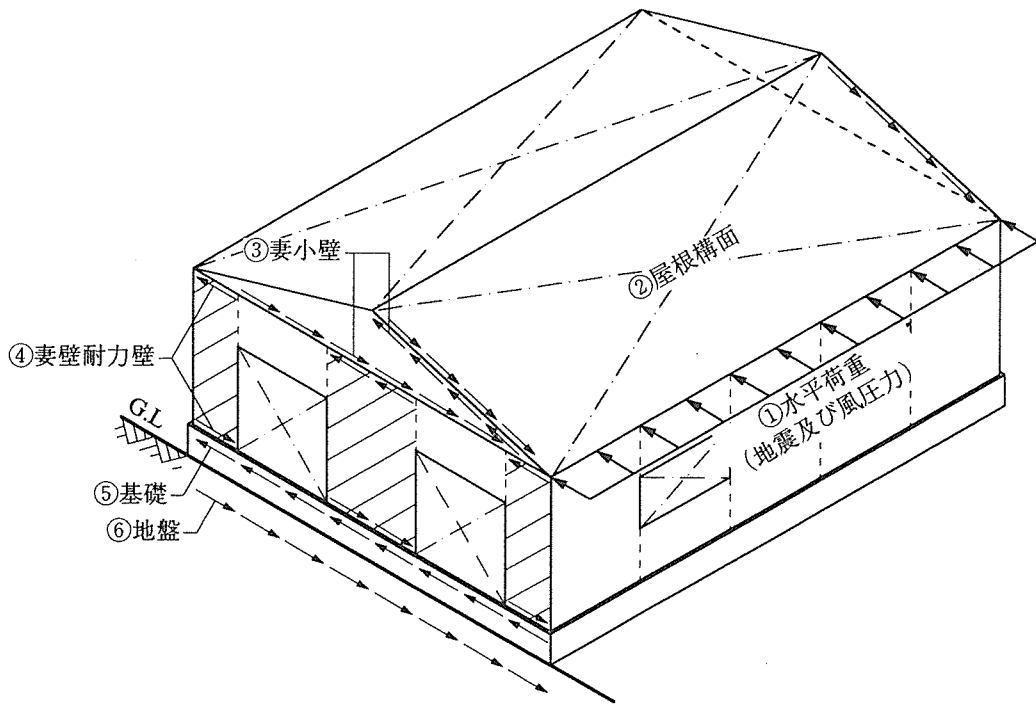
(2) 構造設計の流れ

①鉛直荷重



②水平荷重

■張間方向



① 水平荷重
(地震力及び風圧力)

② 屋根構面

構成方法：「5.2 屋根・天井構面の設計」参照

③ 妻小壁

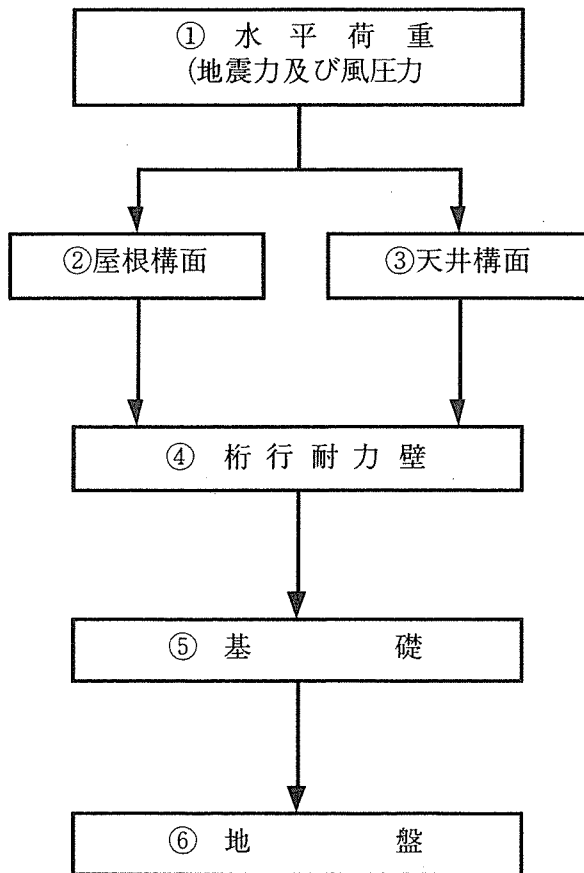
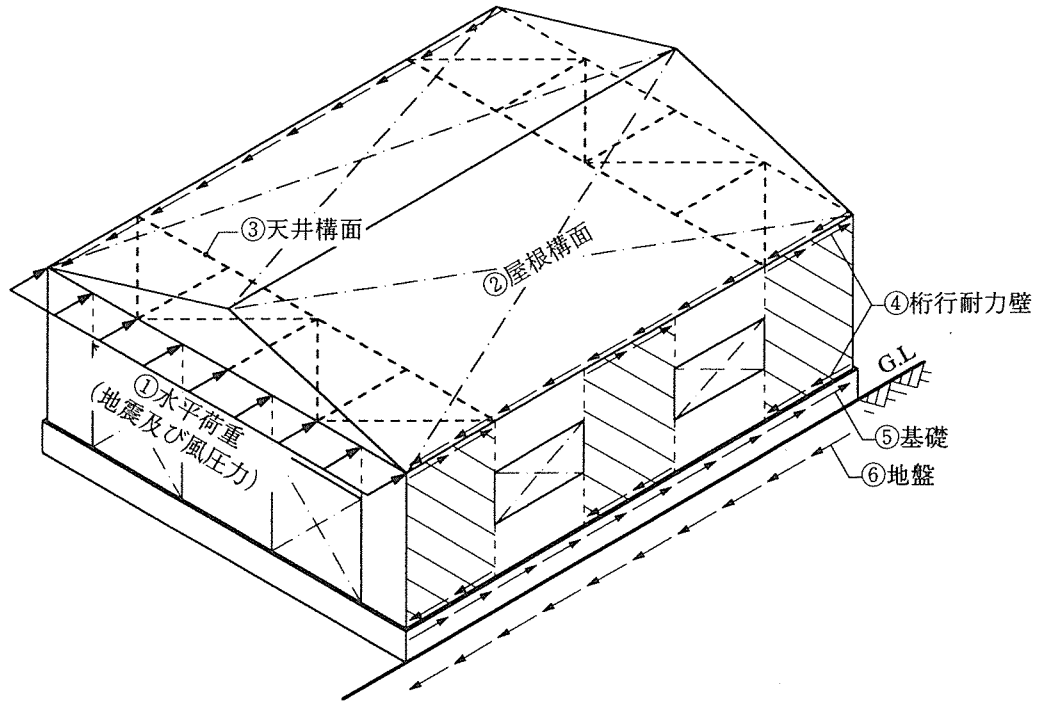
④ 妻壁耐力壁

構成方法：「5.3 耐力壁の設計（面材耐力壁、筋かい）」参照

⑤ 基礎

⑥ 地盤

■ 桁行方向



構成方法：「5.2 屋根・天井構面の設計」参照

構成方法：「5.3 耐力壁の設計 (面材耐力壁、筋かい)」参照

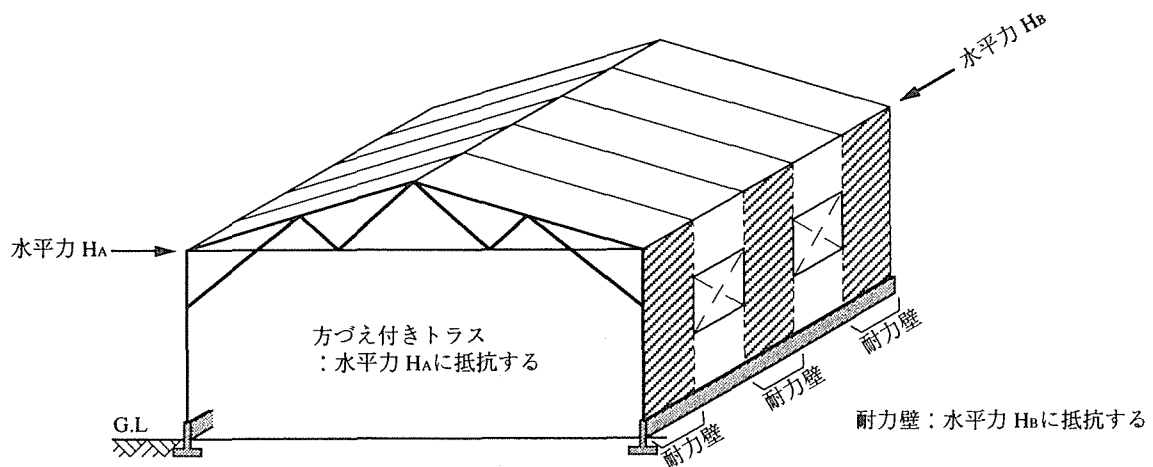
4. 2 方づえ付きトラス方式

(1) 構造方式の特徴

小屋組と柱とが方づえによって一体化された構造骨組に、鉛直荷重と水平荷重を同時に負担させる構造方式で、比較的規模の小さい平屋建建築物（スパン8m程度）に適した構造体の構成方法である。水平構面の必要性が最小限となり、スパン方向の耐力壁が省略できる方式である。

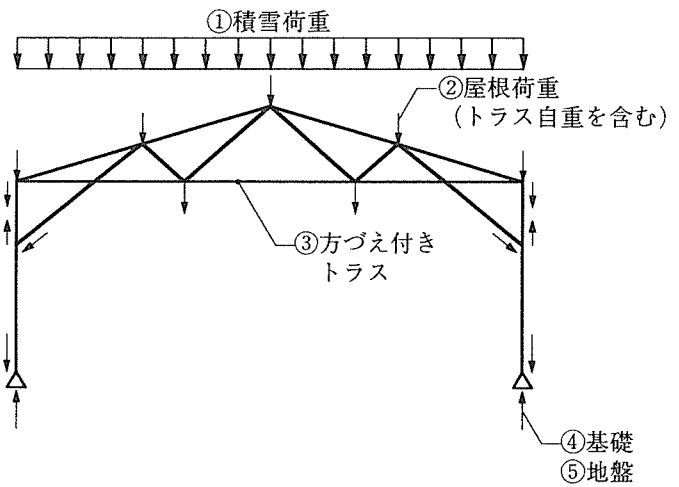
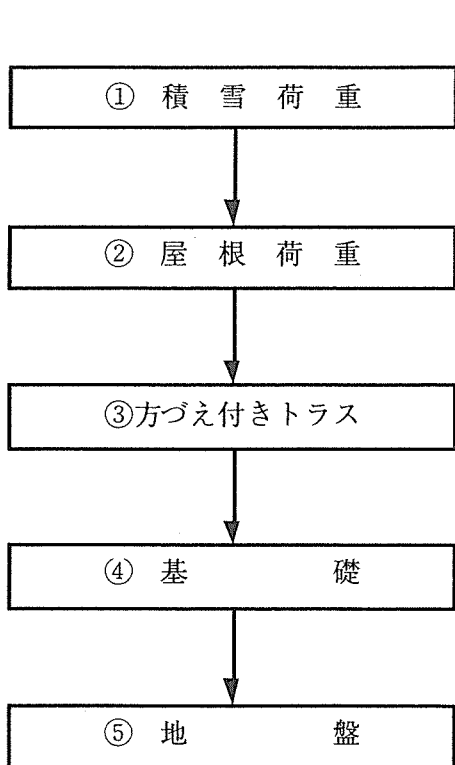
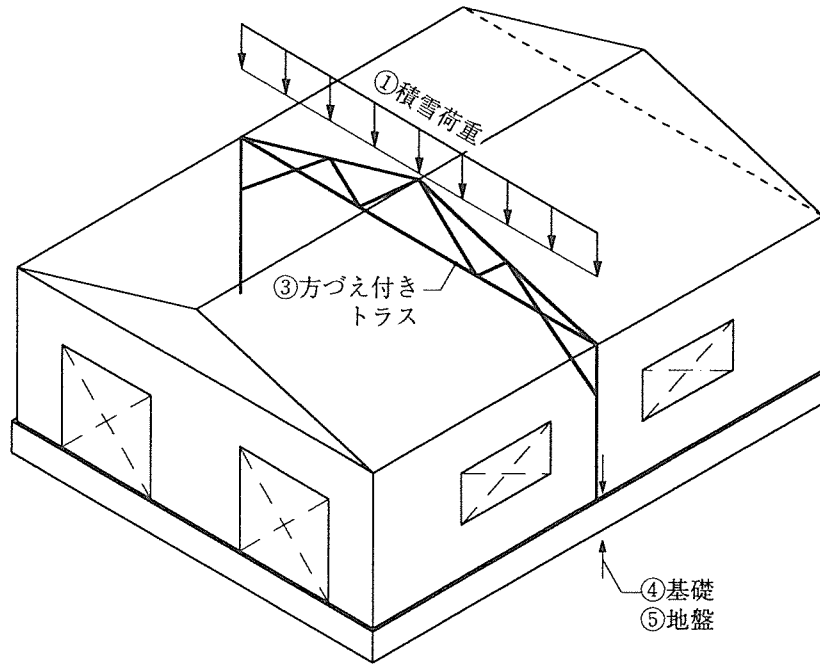
構造設計上の留意点は、以下の通りである。

- ・方づえ付きトラスは鉛直荷重及び水平荷重に対して、構造計算によって安全を確認することとする。方づえの取り付け接合部の設計がポイントとなる。
- ・妻壁上部の天井構面においては、妻壁に作用する風圧力を安全に桁行壁に伝達できるように補強を行う。
- ・桁行耐力壁は、在来軸組構法と同じ仕様の筋かいまたは構造用面材張り耐力壁の種類と倍率とする。



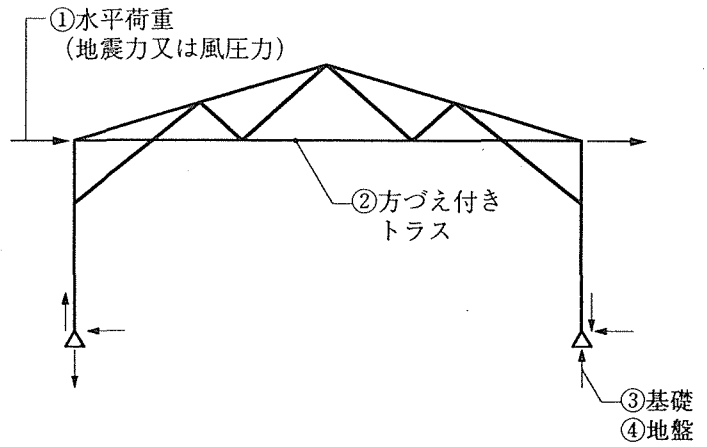
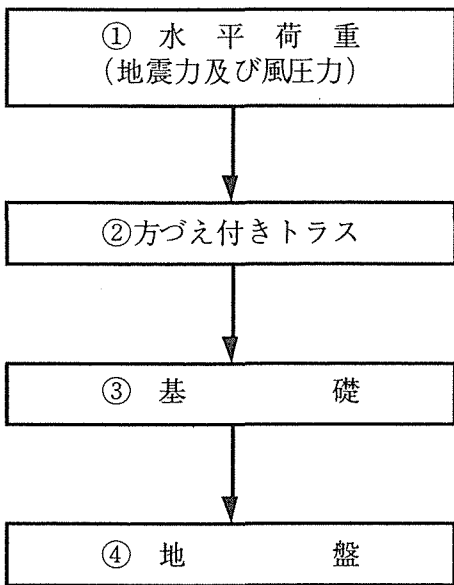
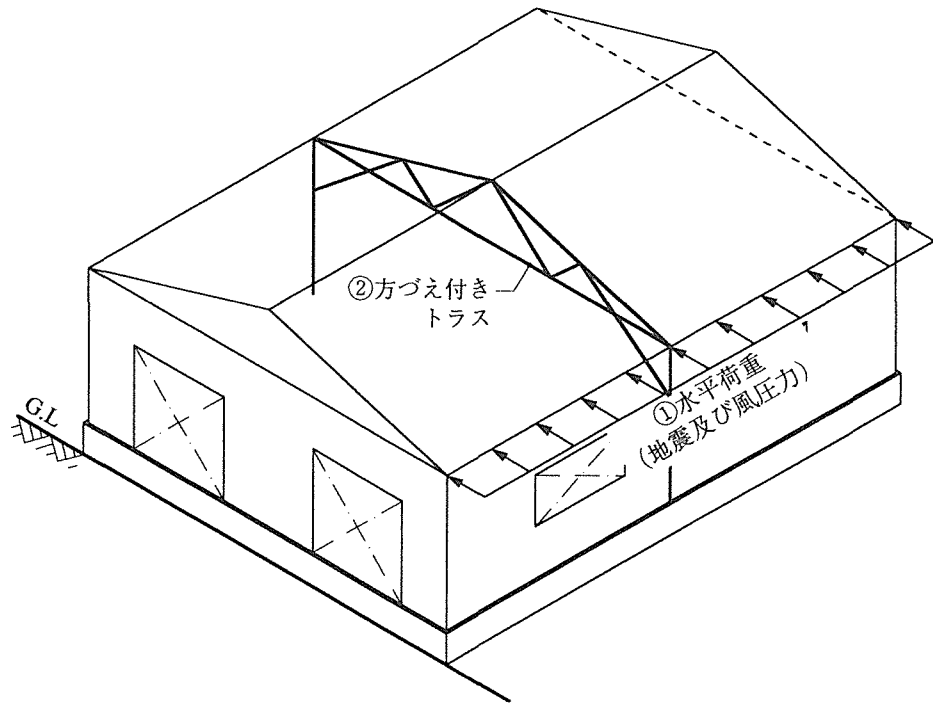
(2) 構造設計の流れ

①鉛直荷重

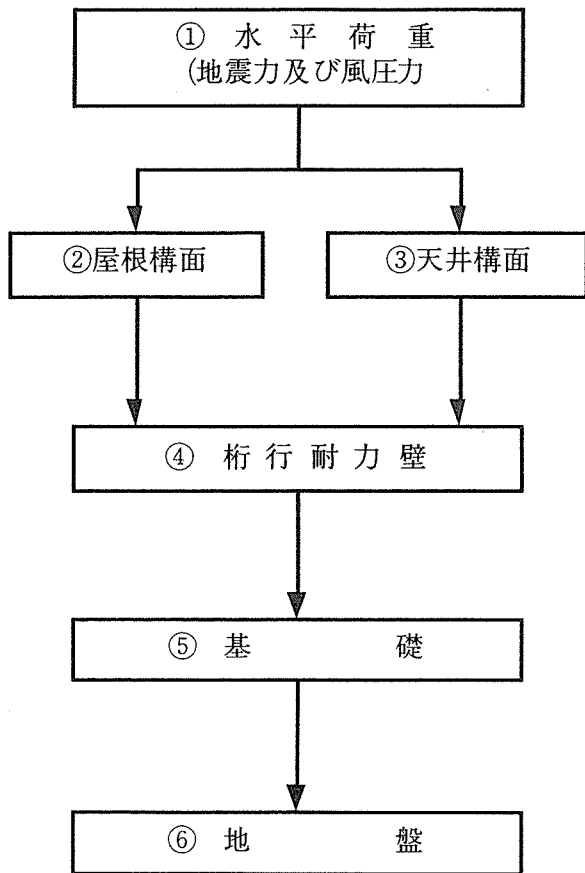
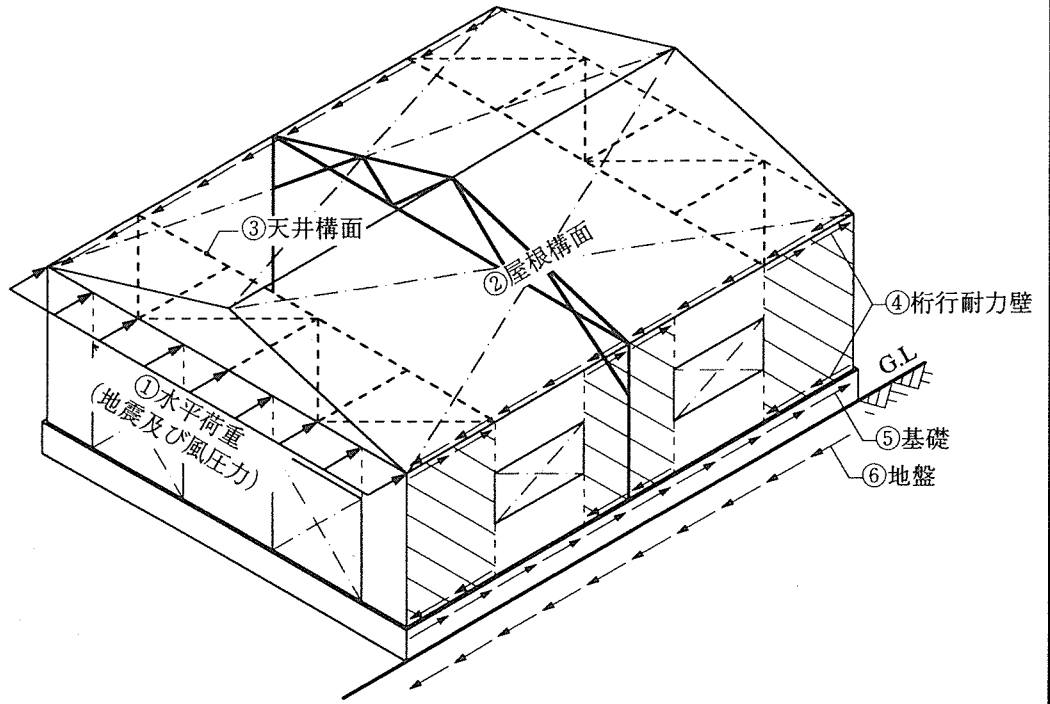


②水平荷重

■張間方向



■ 桁行方向



構成方法：「5.2 屋根・天井構面の設計」参照

構成方法：「5.3 耐力壁の設計 (面材耐力壁、筋かい)」参照

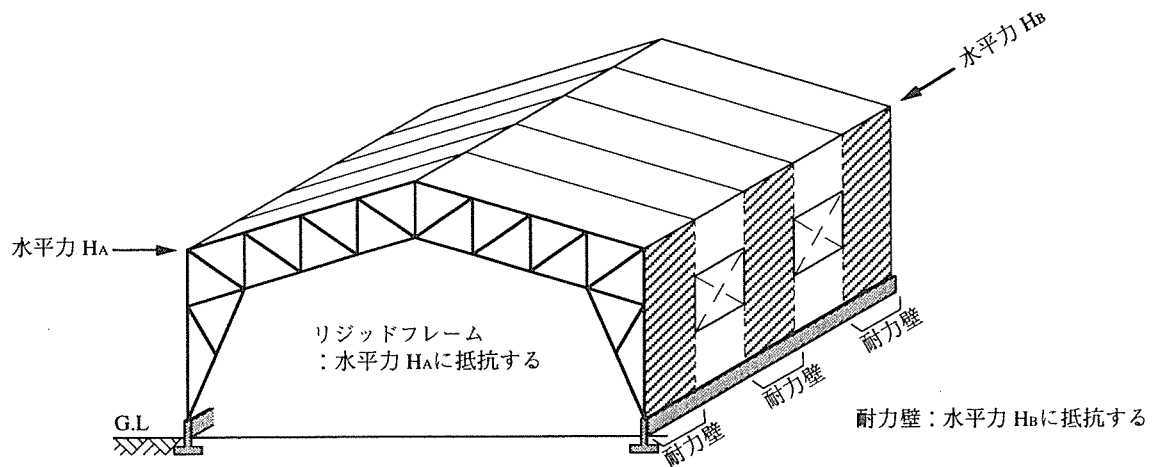
4. 3 リジットフレーム方式

(1) 構造方式の特徴

小屋組と柱部分とをトラス方式によって一体化した構造骨組に、鉛直荷重と水平荷重を同時に負担させる構造方式で、規模の大きい平屋建建築物（スパン12m程度）に適し、大きな空間を持つ建築物を構成している。水平構面の必要性が最小限となり、スパン方向の耐力壁が省略できる方式である。

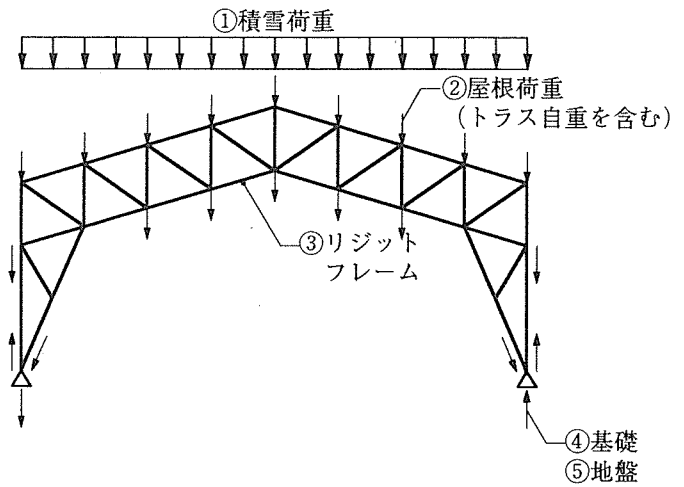
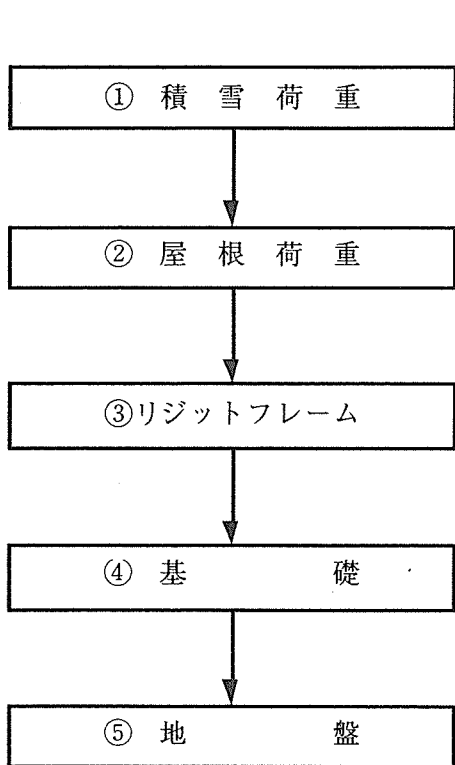
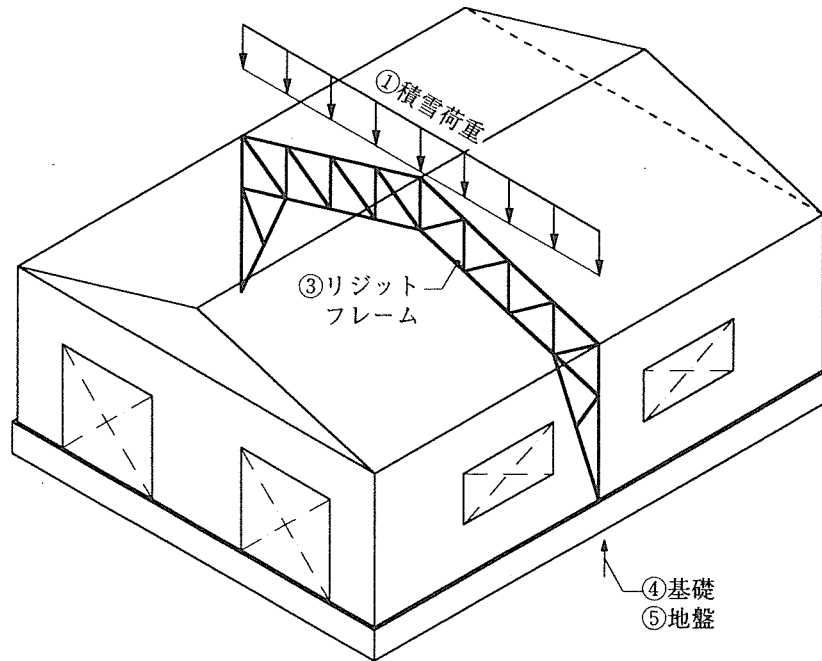
構造設計上の留意点は、以下の通りである。

- ・小屋組と柱部分とが一体となったトラスは、鉛直荷重及び水平荷重に対して、構造計算によって安全を確認することとする。
- ・妻壁上部の天井構面においては、妻壁に作用する風圧力を安全に桁行壁に伝達できるように補強を行う。スパンが大きいため、特別な補強が必要となる。
- ・桁行耐力壁は、在来軸組構法と同じ仕様の筋かいまたは構造用面材張り耐力壁の種類と倍率とする。



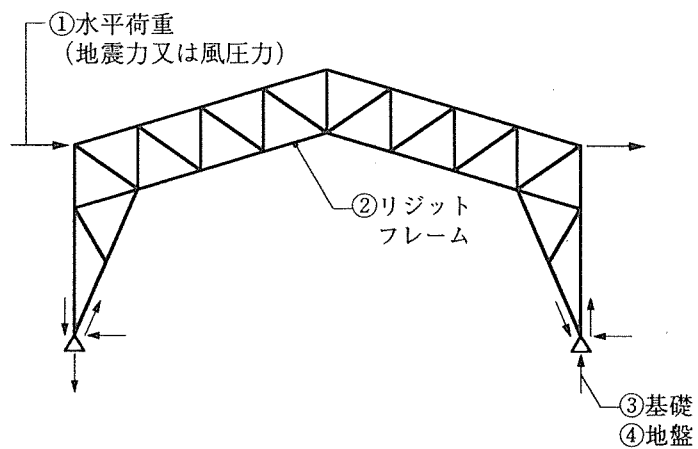
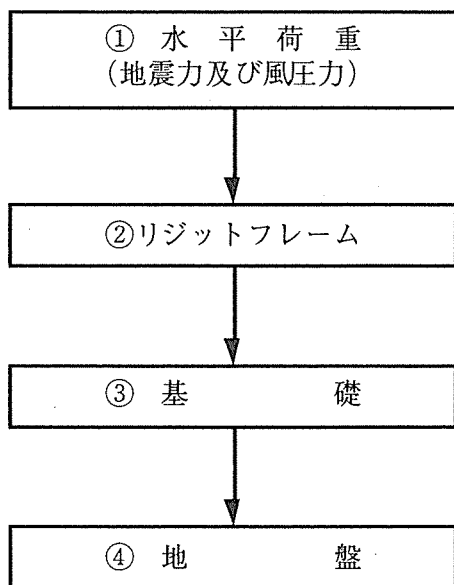
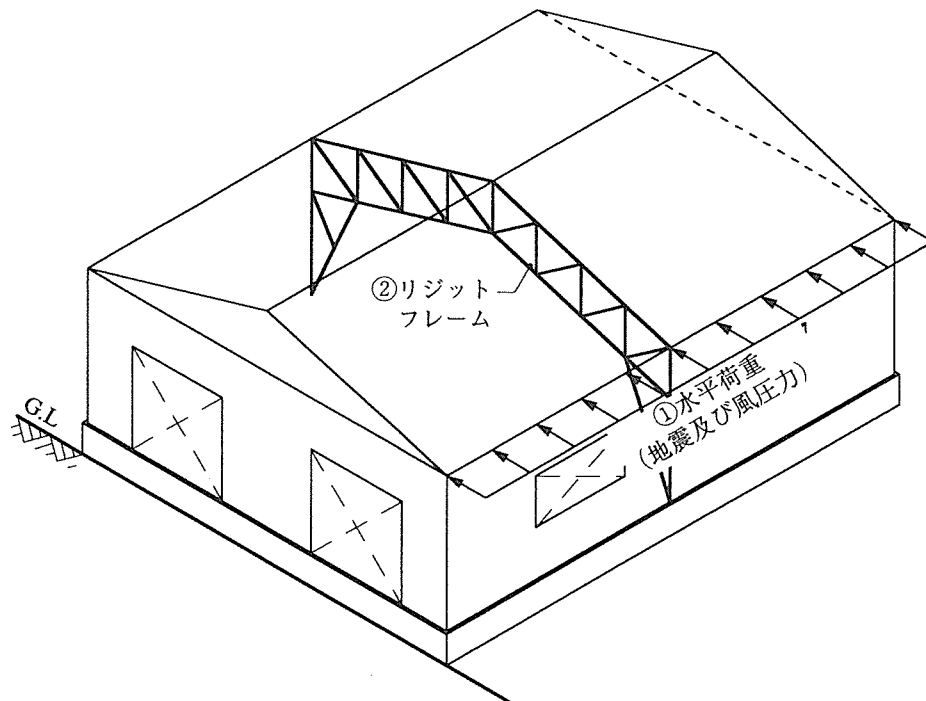
(2) 構造設計の流れ

①鉛直荷重

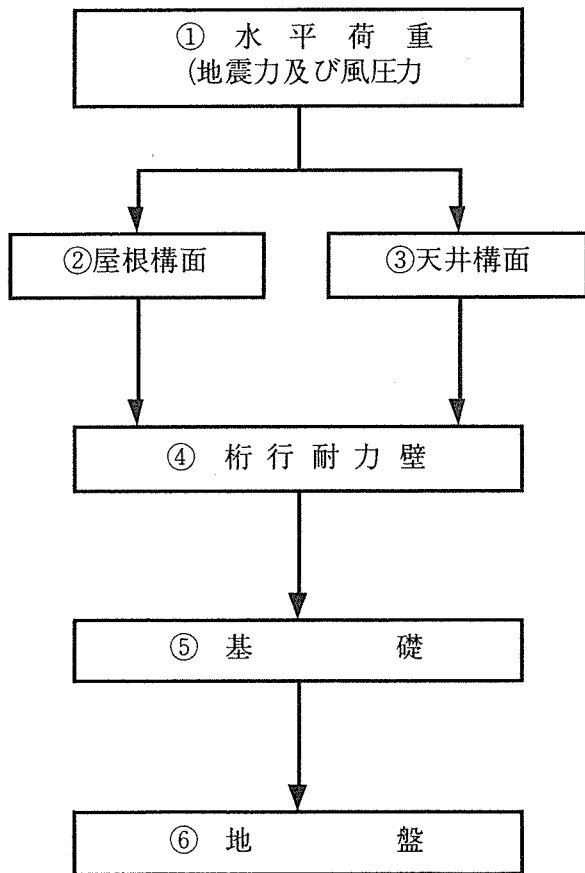
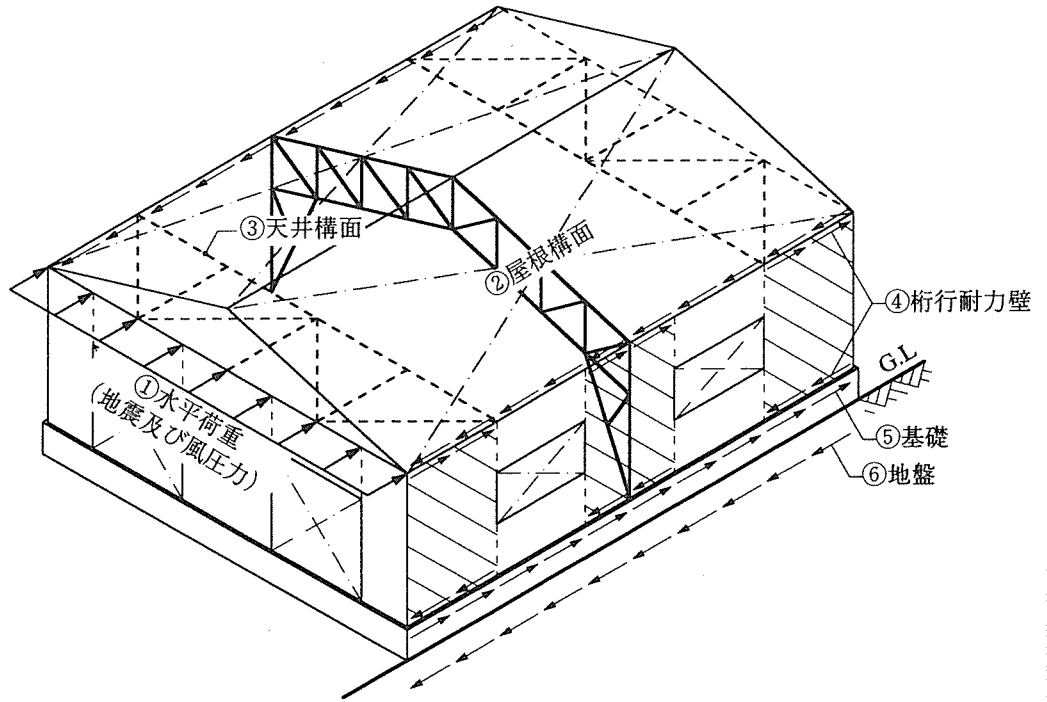


②水平荷重

■張間方向



■ 桁行方向



構成方法：「5.2 屋根・天井構面の設計」参照

構成方法：「5.3 耐力壁の設計（面材耐力壁、筋かい）」参照

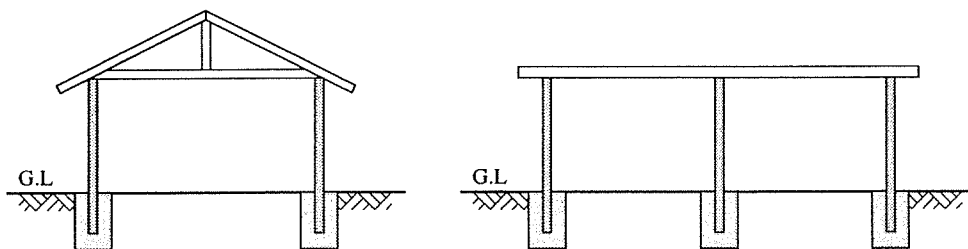
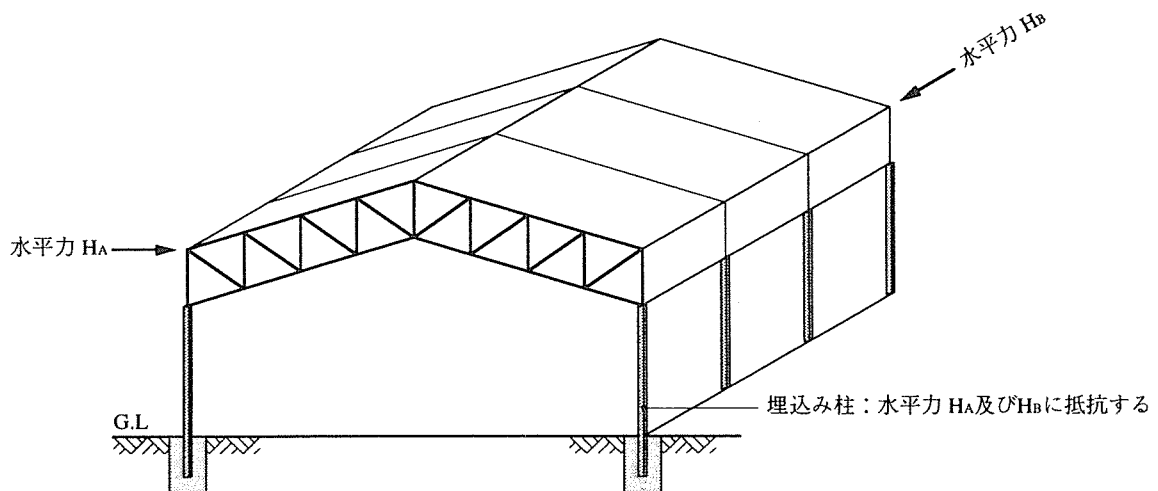
4. 4 埋設ポール方式

(1) 構造方式の特徴

丸太材自身による最も経済的な建築方式として、地中からの片持ち梁方式による埋設ポール方式（ポールコンストラクション方式）がある。この工法は、世界の各地において、古くからローコストの建築物を構成する建築工法として採用されている。

あらかじめ地中に大きめの穴をあけ、丸太材を埋め込み、穴の周辺部を良質な土質またはコンクリートで充填することによって、基礎工事が完了できる簡単な施工方法である。径20cm～35cmの丸太材が一般に使用されている。

この工法の大きな利点は、基礎に対する建設コストが最小となり、さらに、丸太材の脚部が地中に固定され、上部建築物に作用する風・地震によって生じる水平荷重に抵抗させるため、上部建築物の筋かい・耐力壁が省略でき、上部建築物の建設コストの大幅な低減が可能となることである。このことより、主に農業施設用建築物に適用されている。



5

各部設計

5. 1	一般事項	5-1
5. 2	屋根・天井構面の設計	5-11
5. 3	耐力壁の設計（面材耐力壁、筋かい）	5-12
5. 4	部材の設計	5-20
5. 5	山形トラスの設計	5-24
5. 6	方づえ付きトラスの設計	5-28
5. 7	リジットフレームの設計	5-35
5. 8	埋設ポールの設計	5-40
5. 9	接合部の設計	
	（1）接合具の許容耐力	5-43
	（2）トラス接合部	5-53
	（3）方づえと柱及びトラス弦材との接合部	5-56
	（4）リジットフレームの接合部	5-57
5. 10	補強金物の設計	
	（1）軸組材相互	5-58
	（2）柱脚金物	5-61
	（3）その他・特殊接合金物	5-62
5. 11	基礎の設計	
	（1）一般基礎	5-64
	（2）埋設ポール方式の基礎	5-69
5. 12	設計例	
	（1）小規模多目的建築物（平屋建・床面積45m ² ）	設計例 1-1
	（2）中規模特定用途建築物（平屋建・床面積80m ² ）	設計例 2-1

5. 各部設計

5. 1 一般事項

(1) 部材の基準強度と許容応力度

建築基準法施行令第89条の定めるところにより木材の繊維方向の許容応力度は、表5.1の数値によらなければならない。ただし、建築基準法第82条第1号から第3号までの規定（許容応力度等計算）によって積雪時の構造計算をするに当たっては、長期に生ずる力に対する許容応力度は当該数値に1.3を乗じて得た数値と、短期に生ずる力に対する許容応力度は当該数値に0.8を乗じて得た数値としなければならない。表5.2は各荷重状態に対する許容応力度計算条件式を示している。

表5.1

長期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)			
圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
$\frac{1.1F_c}{3}$	$\frac{1.1F_t}{3}$	$\frac{1.1F_b}{3}$	$\frac{1.1F_s}{3}$	$\frac{2F_c}{3}$	$\frac{2F_t}{3}$	$\frac{2F_b}{3}$	$\frac{2F_s}{3}$

(注) この表において、 F_c 、 F_t 、 F_b 及び F_s は、それぞれ木材の種類及び品質に応じて建設大臣の定める圧縮、引張り、曲げ及びせん断に対する基準強度（単位 N/mm²）を表すものとする。

表5.2 許容応力度計算条件式（建築基準法施行令第82条による）

建設地	力の種類	荷重について想定する状態	許容応力度計算条件式	
			各部位の断面に生ずる各応力度	許容応力度
一般地	長期に生ずる力	常時	G+P	$< \frac{1.1F}{3}$
		積雪時	G+P+S	$< \frac{2.0F}{3} \times 0.8 = \frac{1.6F}{3}$
	短期に生ずる力	暴風時	G+P+W	$< \frac{2.0F}{3}$
		地震時	G+P+K	
多雪区域	長期に生ずる力	常時	G+P	$< \frac{1.1F}{3}$
		積雪時	G+P+0.7S	$< \frac{1.1F}{3} \times 1.3 = \frac{1.43F}{3}$
	短期に生ずる力	積雪時	G+P+S	$< \frac{2.0F}{3} \times 0.8 = \frac{1.6F}{3}$
		暴風時	G+P+W	$< \frac{2.0F}{3}$
			G+P+0.35S+W	
地震時	G+P+0.35S+K			

(注) ここで、G、P、S、W、Kはそれぞれ固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風圧力及び地震力によって生ずる力（軸方向力、曲げモーメント、せん断力）を示し、Fは基準強度を示す。

(2) 部材の基準強度

無等級材（日本農林規格に定められていない木材をいう。）の針葉樹

基準強度は建設省告示第1452号（平成12年5月31日）第6無等級材の基準強度により、次の表の数値とする。ただし、たるき、根太その他荷重を分散して負担する目的で並列して設けた部材にあっては、曲げに対する基準強度 F_b の数値について、当該部材群に構造用合板又はこれと同等以上の面材をはる場合には1.25を、その他の場合には1.15を乗じた数値とする。

表5.3

樹種		基準強度 (N/mm ²)			
		圧縮 (Fc)	引張り (Ft)	曲げ (Fb)	せん断 (Fs)
針葉樹	すぎ	17.7	13.5	22.2	1.8

(3) 許容応力度及びヤング係数

無等級材（日本農林規格に定められていない木材をいう。）針葉樹

各荷重状態に対する許容応力度を以下の表に示す。ただし、ヤング係数については、「日本建築学会 木質構造設計規準・同解説（1995年）表4.5 木材の繊維方向のヤング係数で、普通構造材の場合」による数値をS I 単位に換算したものを示す。

表5.4

樹種		荷重状態	許容応力度 (N/mm ²)				ヤング係数 (N/mm ²)
			圧縮	引張り	曲げ	せん断	
針葉樹	すぎ	G+P	6.5	5.0	8.1	0.66	6,865
		G+P+S	9.4	7.2	11.8	0.96	
		G+P+0.7S	8.4	6.4	10.6	0.86	
		G+P+W G+P+0.35S+W G+P+K G+P+0.35S+K	11.8	9.0	14.8	1.20	

(注) G：固定荷重 P：積載荷重 S：積雪荷重 W：風圧力 K：地震力

(4) 許容応力度の増減

①湿潤

常時湿潤状態で使用される場合は各許容応力度を70%とする。

②直接雨露にさらされる建築物

この場合に対しては、状況に応じて各許容応力度を80%まで低減させる。

③せん断

割裂きを伴わないせん断の場合には、許容せん断応力度を1.5倍まで増加することが出来る。

④めり込み

少量のめり込みを生じて差し支えない建築物においては、めり込み許容応力度を1.5倍まで増加することが出来る。

⑤システム係数による曲げ応力度

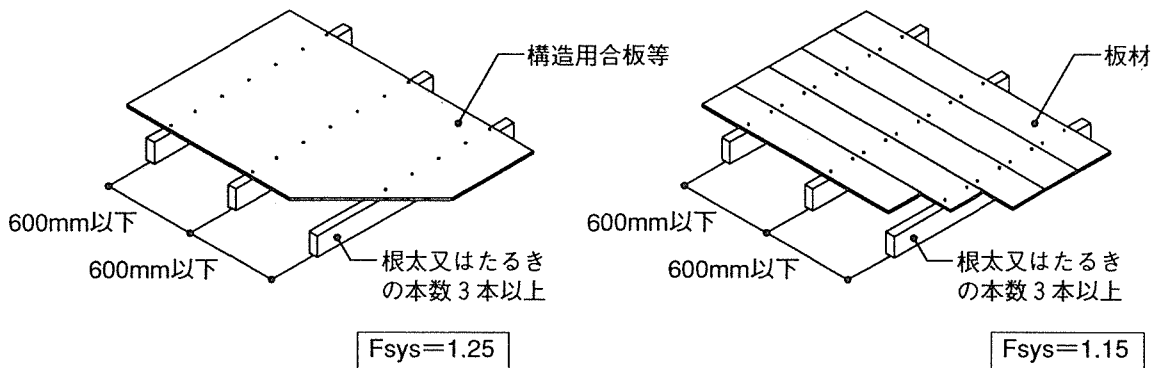
システム係数 (F_{sys}) は、根太及びたるき (トラスの上弦材も含む) 等の曲げ材が、単独ではなく相互の間隔が600mm以内で3本以上並列で使用される場合における、曲げ許容応力度に対する割増係数である。3本以上の曲げ並列材相互間に張りつめられる構造用面材の種類によって、曲げ材の割増係数が定められている。

構造用面材として、構造用合板又これと同等以上の面材を張る場合は、システム係数 (割増係数) を1.25倍、その他の場合にはシステム係数 (割増係数) を1.15倍とすることができる。

(建設省告示第1459号、平成12年6月1日)

表5.5 曲げ計算に適用するシステム係数 (F_{sys}) と条件

使用状況	部 位	システム係数	条 件
並列材として使用 (3本以上、相互の間隔 600mm以内)	根 太	1.25	構造用合板又は同等面材使用
		1.15	その他
	たるき	1.25	構造用合板又は同等面材使用
		1.15	その他
単独材として使用	はり材	1.00	



(5) 部位別最大たわみ

表5.6 部位別最大たわみ

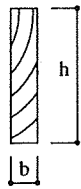
建設地	部 位	たわみ制限 (Lはスパン)			変形増 大係数
		G+P	G+P+S	G+P+0.7S	
一般地	たるき、小屋ばり、軒げた	L/150	L/100	—	2
	胴差 (積雪荷重支持)	L/250	L/250	—	2
	胴差 (積雪荷重非支持)	L/250	—	—	2
	根太、床の小ばり、床の大ばり	L/250	—	—	2
多雪区域	たるき、小屋ばり、軒げた	L/150	—	L/100	2
	胴差 (積雪荷重支持)	L/250	—	L/250	2
	胴差 (積雪荷重非支持)	L/250	—	—	2
	根太、床の小ばり、床の大ばり	L/250	—	—	2

G、P、Sはそれぞれ固定荷重、積載荷重及び積雪荷重を示す。

(注) 最大たわみ量の目安は、振動障害、クリープ変形後のたわみ等の考慮の有無や、仕上げ材の種類・取付け方法等に応じ、設計者の判断により変更する。

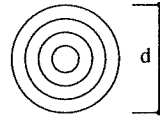
(6) 使用材の断面寸法及び最大耐力

<矩形断面>



断面積 $A = b \times h \quad (\text{cm}^2)$
 断面係数 $Z = \frac{b \times h^2}{6} \quad (\text{cm}^3)$
 断面 2 次モーメント $I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (\text{cm}^4)$

<円形断面>



断面積 $A = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad (\text{cm}^2)$
 断面係数 $Z = \frac{\pi \times d^3}{32} \quad (\text{cm}^3)$
 断面 2 次モーメント $I = \frac{\pi \times d^4}{64} \quad (\text{cm}^4)$

<最大耐力算定式>

曲げ $\sigma_b = \frac{M}{Z} \leq f_b$ より 最大曲げ耐力: $Ma = f_b \times Z$

せん断 (矩形断面) $\tau_s = \frac{1.5 \times Q}{A} \leq f_s$ より 最大せん断耐力: $Qa = \frac{f_s \times A}{1.5}$
 (円形断面) $\tau_s = \frac{(4/3) \times Q}{A} \leq f_s$ より 最大せん断耐力: $Qa = \frac{3 \times f_s \times A}{4}$

表 5.7 間伐製材の断面寸法及び最大耐力

樹種: 無等級材 (すぎ)

単位 Ma: N・m

Qa: N

断面寸法 (cm)	断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	断面 2 次モーメント (cm ⁴)	最大曲げ耐力: $Ma=f_b \times Z$				最大せん断耐力 矩形断面: $Qa=(f_s \times A)/1.5$ 円形断面: $Qa=(f_s \times A) \times 3/4$			
				$F_b = 22.2 \text{ N/mm}^2$		$F_s = 1.8 \text{ N/mm}^2$		$F_b = 22.2 \text{ N/mm}^2$		$F_s = 1.8 \text{ N/mm}^2$	
				$f_b(G+P)=$ 1.1Fb/3=8.1	$f_b(G+P+S)=$ 1.6Fb/3=11.8	$f_b(G+P+0.7S)=$ 1.43Fb/3=10.6	$f_b(G+P+W)=$ 2.0Fb/3=14.8	$f_s(G+P)=$ 1.1Fs/3=0.66	$f_s(G+P+S)=$ 1.6Fs/3=0.96	$f_s(G+P+0.7S)=$ 1.43Fs/3=0.86	$f_s(G+P+W)=$ 2.0Fs/3=1.20
矩形断面											
b × h	A	Z	I	Ma(GP)	Ma(GPS)	Ma(GP0.7S)	Ma(GPW)	Qa(GP)	Qa(GPS)	Qa(GP0.7S)	Qa(GPW)
3.0 × 12.0	36.0	72.0	432	583	850	763	1,066	1,584	2,304	2,064	2,880
4.0 × 6.0	24.0	24.0	72	194	283	254	355	1,056	1,536	1,376	1,920
4.0 × 9.0	36.0	54.0	243	437	637	572	799	1,584	2,304	2,064	2,880
4.5 × 7.5	33.8	42.2	158	342	498	447	625	1,487	2,163	1,938	2,704
4.5 × 9.0	40.5	60.8	273	492	717	644	900	1,782	2,592	2,322	3,240
4.5 × 12.0	54.0	108.0	648	875	1,274	1,145	1,598	2,376	3,456	3,096	4,320
4.5 × 24.0	108.0	432.0	5184	3,499	5,098	4,579	6,394	4,752	6,912	6,192	8,640
6.0 × 9.0	54.0	81.0	365	656	956	859	1,199	2,376	3,456	3,096	4,320
9.0 × 9.0	81.0	121.5	547	984	1,434	1,288	1,798	3,564	5,184	4,644	6,480
9.0 × 12.0	108.0	216.0	1296	1,750	2,549	2,290	3,197	4,752	6,912	6,192	8,640
9.0 × 15.0	135.0	337.5	2531	2,734	3,983	3,578	4,995	5,940	8,640	7,740	10,800
9.0 × 18.0	162.0	486.0	4374	3,937	5,735	5,152	7,193	7,128	10,368	9,288	12,960
9.0 × 21.0	189.0	661.5	6946	5,358	7,806	7,012	9,790	8,316	12,096	10,836	15,120
9.0 × 24.0	216.0	864.0	10368	6,998	10,195	9,158	12,787	9,504	13,824	12,384	17,280
10.5 × 10.5	110.3	192.9	1013	1,562	2,276	2,045	2,855	4,853	7,059	6,324	8,824
10.5 × 15.0	157.5	393.8	2953	3,190	4,647	4,174	5,828	6,930	10,080	9,030	12,600
10.5 × 18.0	189.0	567.0	5103	4,593	6,691	6,010	8,392	8,316	12,096	10,836	15,120
10.5 × 21.0	220.5	771.8	8103	6,252	9,107	8,181	11,423	9,702	14,112	12,642	17,640
10.5 × 24.0	252.0	1008.0	12096	8,165	11,894	10,685	14,918	11,088	16,128	14,448	20,160
12.0 × 12.0	144.0	288.0	1728	2,333	3,398	3,053	4,262	6,336	9,216	8,256	11,520
12.0 × 15.0	180.0	450.0	3375	3,645	5,310	4,770	6,660	7,920	11,520	10,320	14,400
12.0 × 18.0	216.0	648.0	5832	5,249	7,646	6,869	9,590	9,504	13,824	12,384	17,280
12.0 × 21.0	252.0	882.0	9261	7,144	10,408	9,349	13,054	11,088	16,128	14,448	20,160
12.0 × 24.0	288.0	1152.0	13824	9,331	13,594	12,211	17,050	12,672	18,432	16,512	23,040
円形断面											
φ	A	Z	I	Ma(GP)	Ma(GPS)	Ma(GP0.7S)	Ma(GPW)	Qa(GP)	Qa(GPS)	Qa(GP0.7S)	Qa(GPW)
9.0	63.6	71.6	322	580	845	759	1,060	3,148	4,579	4,102	5,724
12.0	113.1	169.6	1018	1,374	2,001	1,798	2,510	5,598	8,143	7,295	10,179
15.0	176.7	331.3	2485	2,684	3,909	3,512	4,903	8,747	12,722	11,397	15,903
18.0	254.5	572.6	5153	4,638	6,757	6,070	8,474	12,598	18,324	16,415	22,905
26.0	530.9	1725.5	22432	13,977	20,361	18,290	25,537	26,280	38,225	34,243	47,781

(7) 接合具の許容耐力

①釘

- ・CN釘の許容耐力は、「1998年枠組壁工法建築物構造計算指針」による。
- ・ZN釘の許容耐力は、日本建築学会「木質構造設計規準1995改定」による。

上記の基準に基づく許容耐力の算定結果は、「5. 9 接合部の設計 (1) 接合具の許容耐力」を参照。

②ボルト

ボルトの許容耐力は、日本建築学会「木質構造設計規準1995改定」による。

上記の基準に基づく許容耐力の算定結果は、「5. 9 接合部の設計 (1) 接合具の許容耐力」を参照。

(8) 設計荷重

① 固定荷重 (固定荷重は仕上げの種類等により異なるが、ここでは標準的な仕様の一例を掲げる)

< 小屋組 >

■ 屋根

石綿スレート 厚4.5mm	200	480 N/m ² (屋根面)
アスファルトルーフィング	20	
野地板 (杉板 厚15mm)、その他	90	
たるき (40×90) @455	50	
たるき直貼天井 (杉板 厚20mm)	120	

$$W_r (\text{水平面}) = (\text{屋根面}) \times 1/\cos \beta \quad \langle \text{勾配} = \tan \beta \rangle$$

■ トラス

トラス重量 (ガセット、つなぎ材等を含む) 150N/m

間隔1.0m : $W_t = 150\text{N/m} / 1.0\text{m} = 150\text{N/m}^2 \rightarrow 200\text{N/m}^2$

間隔0.5m : $W_t = 150\text{N/m} / 0.5\text{m} = 300\text{N/m}^2$

< 外 壁 >

サイディング (胴縁含む)	200	560 N/m ² → 600 N/m ² (Wew)
防水紙	10	
構造用合板 厚9mm ($\rho = 0.6$)	60	
軸組	150	
断熱材	20	
室内仕上げ (杉板 厚20mm)	120	

< 床 >

床仕上げ (杉板 厚20mm)	120	260 N/m ² → 300 N/m ² (Wf)
構造用合板 厚15mm ($\rho = 0.6$)	90	
床根太 (40×90@455) ($\rho = 0.6$)	50	

②積載荷重

表 5.8 (建築基準法施行令第85条による)

構造計算の対象 室の種類		(い)	(ろ)	(は)	
		床の構造計算を する場合 (単位 N/m ²)	大ばり、柱又は基礎の 構造計算をする場合 (単位 N/m ²)	地震力を計算 する場合 (単位 N/m ²)	
(1)	住宅の居室、住宅以外の建築物 における寝室又は病室	1800	1300	600	
(2)	事務室	2900	1800	800	
(3)	教室	2300	2100	1100	
(4)	百貨店又は店舗の売場	2900	2400	1300	
(5)	劇場、映画館、演芸場、 観覧場、公会堂、集会 場その他これらに類す る用途に供する建築物 の客席又は集会室	固定席 の場合	2900	2600	1600
		その他 の場合	3500	3200	2100
(6)	自動車車庫及び自動車通路	5400	3900	2000	
(7)	廊下、玄関又は階段	(3)から(5)までに掲げる室に連絡するものにあつては、(5)の「その他の場合」の数値による。			
(8)	屋上広場又はバルコニー	(1)の数値による。ただし、学校又は百貨店の用途に供する建築物にあつては、(4)の数値による。			

③積雪荷重

建築基準法施行令第86条の規定により、以下の算定式による。

積雪荷重=(積雪の単位重量)×(その地方における垂直積雪量)×(屋根形状係数 μb)

■積雪の単位重量

一般地 20N/m²/cm

多雪区域 30N/m²/cm (標準) *

注) *印は特定行政庁の定める値によるが、標準として30N/m²/cmを採用する。

■屋根形状係数 μb

$$\mu b = \sqrt{\cos(1.5\beta)}$$

β : 屋根勾配 (単位: 度) ただし、 $\beta > 60$ 度の場合 $\mu b = 0$

屋根形状係数 μb 一覧

3寸 ($\beta = 16.699^\circ$) $\mu b = \sqrt{\cos(1.5 \times 16.699)} = 0.952$

4寸 ($\beta = 21.801^\circ$) $\mu b = \sqrt{\cos(1.5 \times 21.801)} = 0.917$

5寸 ($\beta = 26.565^\circ$) $\mu b = \sqrt{\cos(1.5 \times 26.565)} = 0.876$

6寸 ($\beta = 30.964^\circ$) $\mu b = \sqrt{\cos(1.5 \times 30.964)} = 0.830$

$\beta > 60^\circ$ $\mu b = 0$

■積雪荷重の算出例

一般地 垂直積雪量: $h = 50$ cm

屋根勾配 : 4/10 ($\beta = 21.801$)、 $\mu b = 0.917$

(短期用) $ws = 20(\text{N/m}^2/\text{cm}) \times 30(\text{cm}) \times 0.917 = 551 \rightarrow 560 \text{N/m}^2$

④風荷重

建築基準法施行令第87条の規定により、風荷重は、速度圧に風力係数を乗じて求める。

④-1 速度圧 $q=0.6 \times E \times V_0^2$ (N/m²)

E : 当該建築物の屋根の高さ及び周辺の地域に存する建築物その他の工作物、樹木その他の風速に影響を与えるものの状況に応じて建設大臣が定める方法により算出した数値

<建設省告示第1454号> $E=Er^2Gf$

この式において、Er及びGfは、それぞれ次の数値を表すものとする。

Er 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

HがZb以下の場合 $Er=1.7(Zb/Z_G)^\alpha$

HがZbを超える場合 $Er=1.7(H/Z_G)^\alpha$

Hは建物の高さとな軒の高さとの平均 (m)

Zb、Z_G 及び α は地表面粗度区分に応じて次の表に掲げる数値

地表面粗度区分		Zb (m)	Z _G (m)	α
I	都市計画区域外にあって、極めて平坦で障害物がないものとして特定行政庁が規則で定める区域	5	250	0.10
II	都市計画区域外にあって地表面粗度区分 I の区域以外の区域（建築物の高さが13m以下の場合を除く。）又は都市計画区域内にあって地表面粗度区分 IV の区域以外の区域のうち、海岸線又は湖岸線（対岸までの距離が1,500m以上のものに限る。以下同じ。）までの距離が500m以内の地域（ただし、建築物の高さが13m以下である場合又は当該海岸線若しくは湖岸線からの距離が200mを超え、かつ、建築物の高さが31m以下である場合を除く。）	5	350	0.15
III	地表面粗度区分 I、II 又は IV 以外の区域	5	450	0.20
IV	都市計画区域内にあって、都市化が極めて著しいものとして特定行政庁が規則で定める区域	10	550	0.27

Gf ガスト影響係数

地表面粗度区分及びHに応じて次の表に掲げる数値とする。ただし、当該建築物の規模又は構造特性及び風圧力の変動特性について、風洞試験又は実測の結果に基づき算出する場合には、当該算出によることができる。

H 地表面粗度区分	(1)	(2)	(3)
	10m以下の場合	10mを超え40m未満の場合	40m以上の場合
I	2.0	(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値	1.8
II	2.2		2.0
III	2.5		2.1
IV	3.1		2.3

V₀ : その地方における過去の台風の記録に基づく風害の程度その他の風の性状に応じて30m毎秒から46m毎秒までの範囲内において建設大臣が定める風速 (単位 m毎秒)

地方の区分	V ₀ (m/s)
(1)	30
(2)	32
(3)	34
(4)	36
(5)	38
(6)	40
(7)	42
(8)	44
(9)	46

<建設省告示第1454号>

地方の区分に応じて右の表に掲げる数値とする。地方の区分の詳細については、建設省告示第1454号による。

④-2 風力係数 $C_f = C_{pe} - C_{pi}$

<建設省告示第1454号>

C_f : 風力係数

C_{pe} : 閉鎖型及び開放型の建築物の外圧係数で、次の表1から表4までに掲げる数値（屋外から当該部分を垂直に押す方向を正とする。）

C_{pi} : 閉鎖型及び開放型の建築物の内圧係数で、次の表5に掲げる数値（室内から当該部分を垂直に押す方向を正とする。）

図1 閉鎖型の建築物

(張り間方向に風を受ける場合。表1から表5までを用いるものとする。)

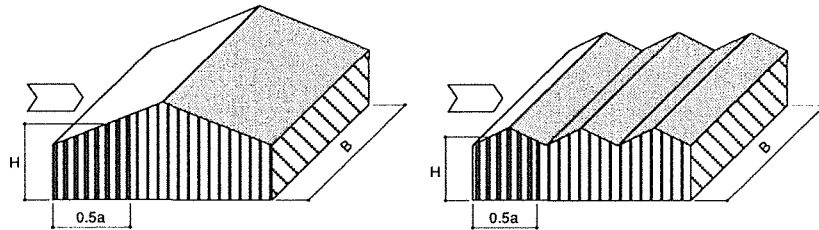
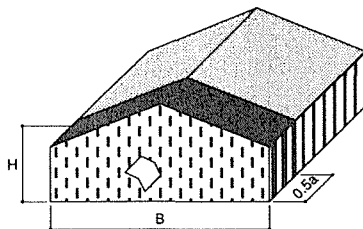


図2 閉鎖型の建築物

(けた行方向に風を受ける場合。表1、表2及び表5を用いるものとする。)



注 屋根面については、張り間方向に風を受ける陸屋根と同じ扱いとする。

前図1、図2において、 H 、 B 、 a はそれぞれ次の数値を示す。

H : 建築物の高さと軒の高さとの平均 (m)

B : 風向きに対する見付幅 (m)

a : B と H の2倍の数値のうちいずれか小さな数値 (m)

表1 壁面の C_{pe}

部位	風上壁面	側壁面		風下壁面
		風上端部より0.5aの領域	左に掲げる領域以外の領域	
C_{pe}	0.8kz	-0.7	-0.4	-0.4

kz は、次ぎに掲げる表によって計算した数値

HがZb以下の場合		1.0
HがZbを超える場合	ZがZb以下の場合	$(Zb/H)^{2\alpha}$
	ZがZbを超える場合	$(Z/H)^{2\alpha}$

この表において、 H 、 Z 、 Zb 及び α は、それぞれ次の数値を表すものとする。
 H 建築物の高さと軒の高さとの平均 (m)
 Z 当該部分の地盤面からの高さ (m)
 Zb ④-1 速度圧に規定する Zb の数値
 α ④-1 速度圧に規定する α の数値

表2 陸屋根面のCpe

部位	風上端部より0.5aの領域	左に掲げる領域以外の領域
	Cpe	-1.0

表3 切妻屋根面、片流れ屋根面及びのこぎり屋根面のCpe

部位 θ	風上面		風下面
	正の係数	負の係数	-0.5
10度未満	-	-1.0	-0.5
10度	0	-1.0	
30度	0.2	-0.3	
45度	0.4	0	
90度	0.8	-	

この表に掲げるθの数値以外に応じたCpeは、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。ただし、θが10度未満の場合にあっては正の係数を、θが45度を超える場合にあっては負の係数を用いた計算は省略することができる。

表4 円弧屋根面のCpe
省略

表5 閉鎖型及び開放型の建築物のCpi

型式	閉鎖型	開放型	
		風上開放	風下開放
Cpi	0及び-0.2	0.6	-0.4

⑤地震荷重

地震荷重は、地震層せん断力係数に建物の重量を乗じて求める。

$$Q_{Ei} = C_i \cdot \Sigma W \text{ (N)}$$

C_i : 地震層せん断力係数 $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$

ΣW : 建物重量

5. 2 屋根・天井構面の設計

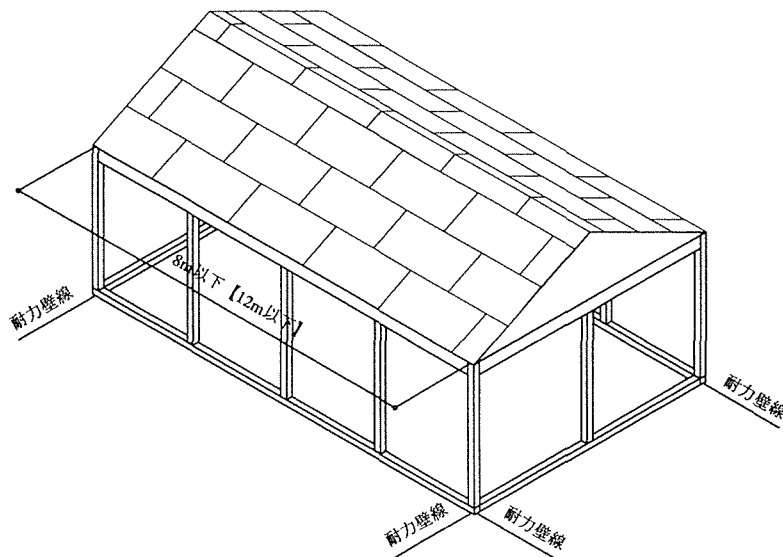
(1) 屋根構面

① 屋根構面の最大スパン

屋根構面の最大スパンは（耐力壁線相互の間隔）8mとする。【各方向で筋かいを含まない壁その他同等のじん性がある壁（構造用合板張り等）のみを用いる場合にあっては、12mとすることができる。】

② 屋根下張り材

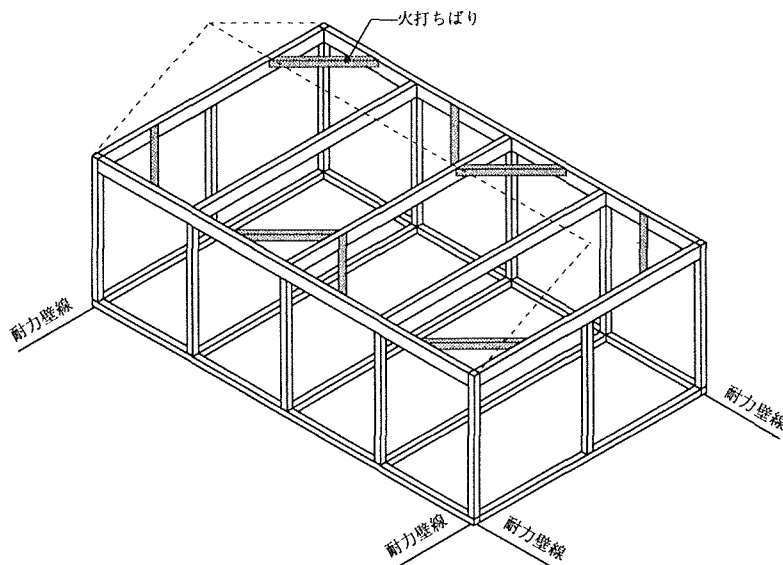
屋根下張り材は、厚12mm以上の構造用合板とし、留め付けはN50釘又はCN50釘をトラス上弦材（又はたるき）及び受材に間隔150mm以内にて釘打ちする。



(2) 天井構面

① 火打ちばり

耐力壁線に囲まれる天井面の隅角部には火打ちばりを設ける。断面は90mm×90mm以上とし、軒げたとの仕口は、かたぎ大入れとし、六角ボルト締めとする。



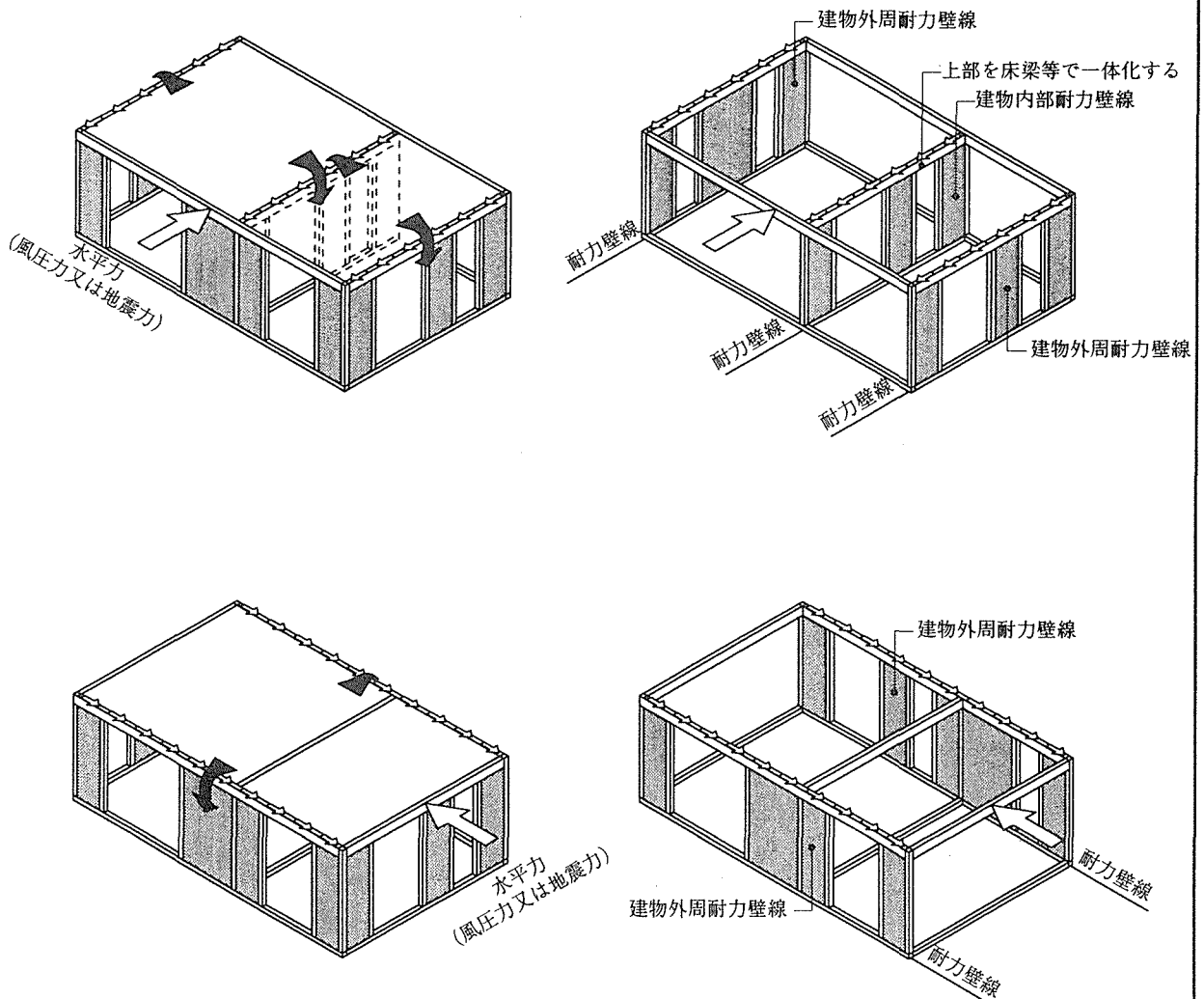
5. 3 耐力壁の設計 (面材耐力壁、筋かい)

(1) 耐力壁の配置計画

① 耐力壁線の定義

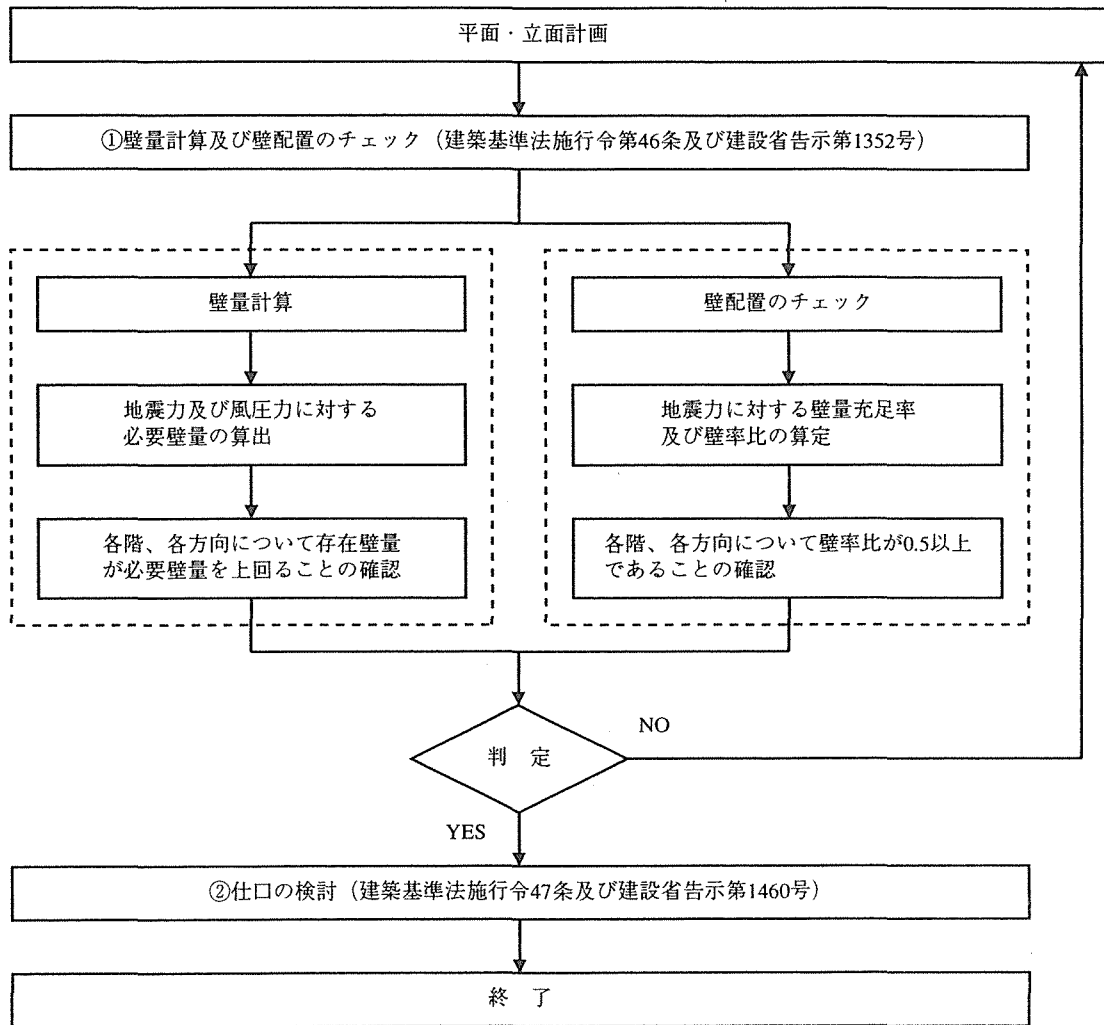
屋根・床からの水平力を支持する筋かい入り耐力壁等を含む壁面全体を耐力壁線と呼び、以下の2種類に分類される。

- 各階の張り間方向及びけた行方向において、外壁線の最外周を通る平面上の線
- 各階の張り間方向及びけた行方向において、床の長さの6/10の長さ以上で、かつ、4 m以上の有効壁長 (耐力壁の長さに当該壁の倍率を乗じた値をいう。以下同じ。) を有する平面上の線



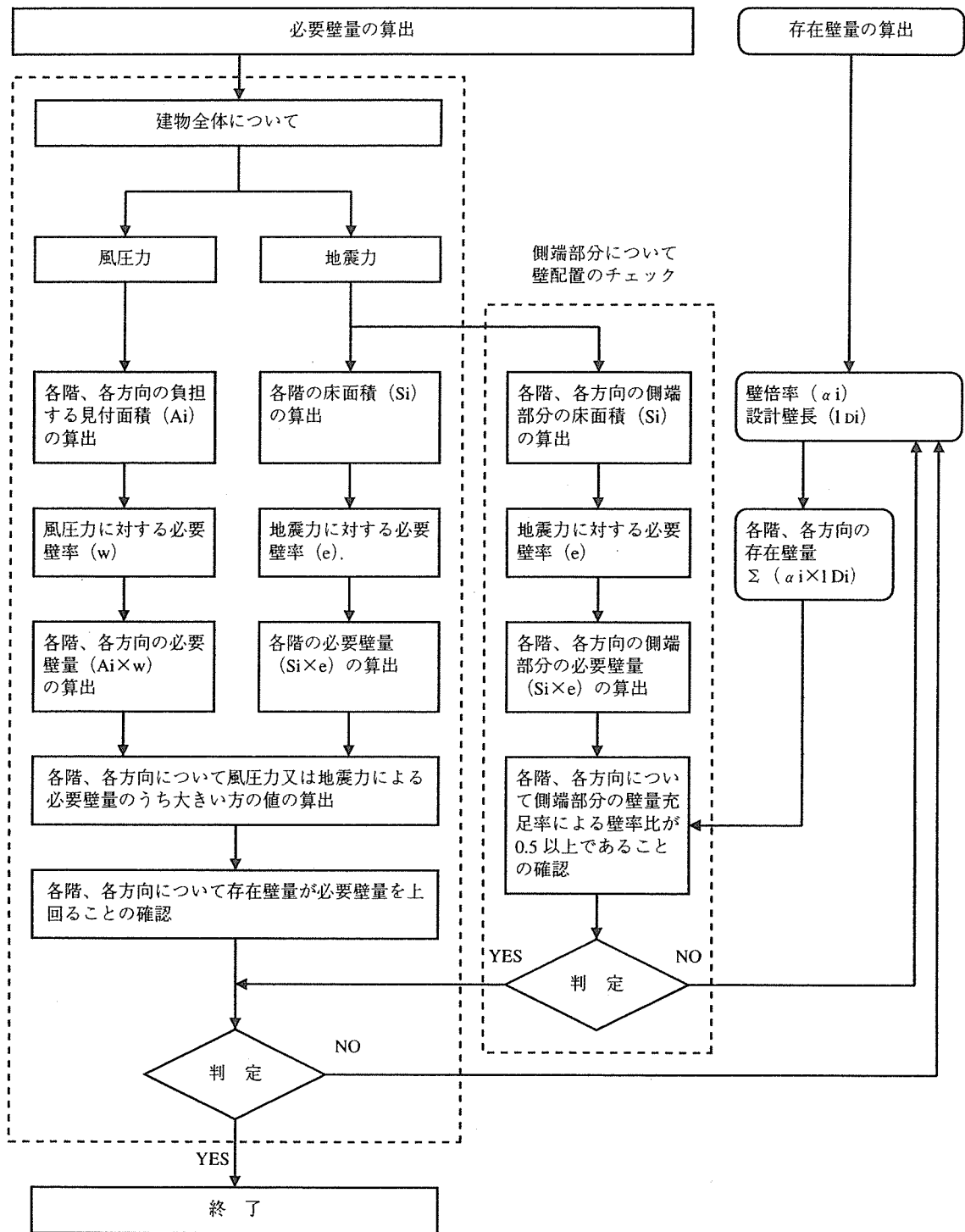
(2) 水平荷重に対する検討

水平荷重に対する検討のフローチャート



①壁量計算及び壁配置のチェック

■壁量計算のフローチャート



■壁量計算の方法

a. 必要壁量の算出

風圧力に対してその階の見付面積に乘じる数値は、【表 5.9 見付面積に乘ずる数値】の数値とする。地震力に対してその階の床面積に乘じる数値は、【表 5.10 地震力に対する必要壁率表】による数値とする。

b. 見付面積の算出方法

風圧力の算定に対して、風圧力の受圧面積を見付面積と呼び、各階、各方向（張間、桁行）に対して算出する。見付面積の算出に当たっては、各階の床面より1.35m以上の立面上の面積をそれぞれの階の見付面積とする。【図 A 見付面積の算定方法 参照】

c. 存在壁量の算出

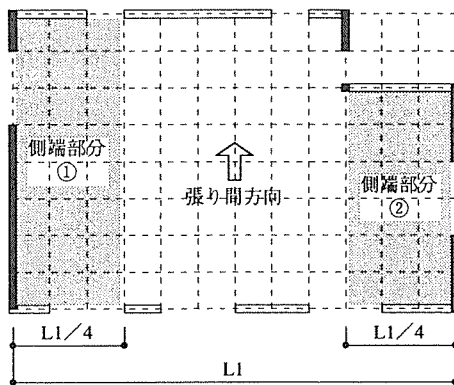
耐力壁の実長にそれぞれの壁倍率【表 5.11 構造用面材による耐力壁】を乘じた値で、各階、各方向についてそれぞれ存在壁量を算出する。

d. 壁量の判定

各階、各方向において、存在壁量が必要壁量以上であることの判定を行う。存在壁量が必要壁量未満の場合は、存在壁量が必要壁量以上となるように耐力壁の実長を増加する。【表 5.12、表 5.13 壁量計算表】

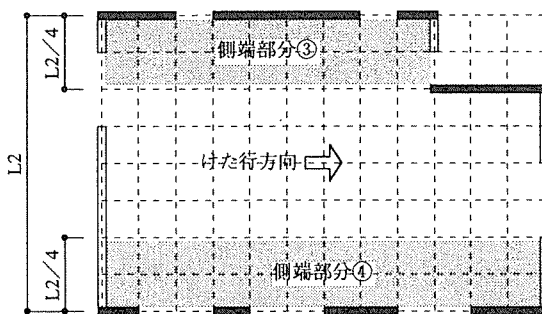
■壁配置のチェック

各階、各方向につき、以下の図に示す検討を行う。【表 5.12、表 5.13 壁量計算表】



側端部分	必要壁量 LN	存在壁量 LD	壁量充足率 $\gamma = LD/LN$	壁率比と判定	
				壁率比	判定
①	LN①	LD①	$\gamma ① = LD①/LN①$	$\gamma ①/\gamma ②$ と $\gamma ②/\gamma ①$ の内小さい値	(注)
②	LN②	LD②	$\gamma ② = LD②/LN②$		

(注)：壁率比 ≥ 0.5 の場合 OK
壁率比 < 0.5 の場合 NG → 壁配置の再検討
ただし、 $\gamma ①$ 及び $\gamma ②$ がそれぞれ1.0を超える場合は、壁率比の算定及び判定は不要。



側端部分	必要壁量 LN	存在壁量 LD	壁量充足率 $\gamma = LD/LN$	壁率比と判定	
				壁率比	判定
③	LN③	LD③	$\gamma ③ = LD③/LN③$	$\gamma ③/\gamma ④$ と $\gamma ④/\gamma ③$ の内小さい値	(注)
④	LN④	LD④	$\gamma ④ = LD④/LN④$		

(注)：壁率比 ≥ 0.5 の場合 OK
壁率比 < 0.5 の場合 NG → 壁配置の再検討
ただし、 $\gamma ③$ 及び $\gamma ④$ がそれぞれ1.0を超える場合は、壁率比の算定及び判定は不要。

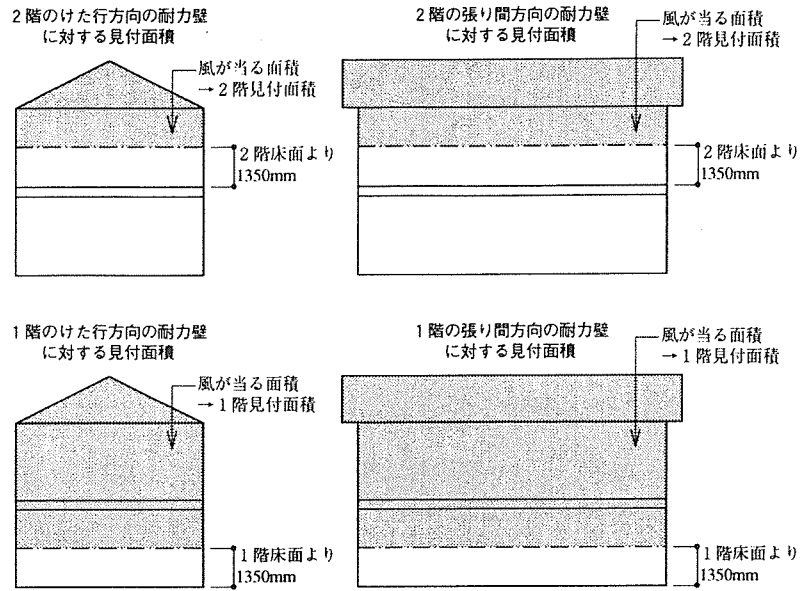
表 5.9

平屋、2階建 (単位 cm^2/m^2)
50

表 5.10

屋根仕様	外壁仕様	階の床面積に乘ずる数値 (単位 cm^2/m^2)		
		階数が1の建築物	階数が2の建築物の1階	階数が2の建築物の2階
軽い屋根	サイディング	11	29	15

特定行政庁が建築基準法施行令第88条の2項の規定によって指定した区域（著しく軟弱な地盤）内における場合上記の数値の1.5倍とする。



図A 見付面積の算定方法

表 5.1 1 構造用面材による耐力壁（昭和56年建設省告示第1100号による）

面材の種類		厚さ (mm)	くぎ打ち方法		倍率
			くぎの種類	くぎの間隔	
大壁	硬質木片セメント板	12.0以上	N50	15cm以下	2.0
	ハードボード	5.0以上			
	構造用パネル				
	パーティクルボード	12.0以上			2.5
	構造用合板	7.5以上			
真壁 (受材タイプ)	構造用パネル		N50	15cm以下	2.5
	パーティクルボード	12.0以上			
	構造用合板	7.5以上			

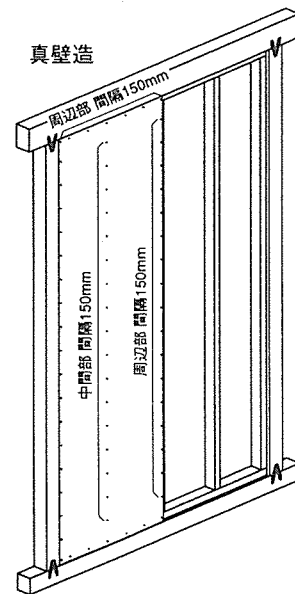
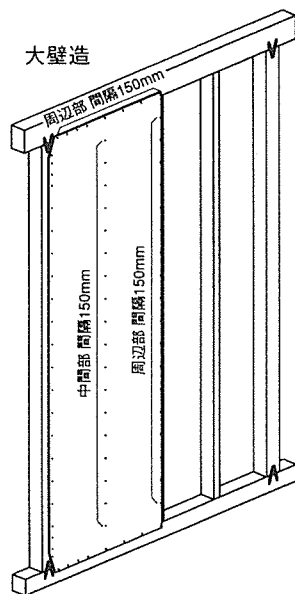


表 5.1 2 壁量計算表 (その1 必要壁量算定表)

■風圧力に対する必要壁量 (見付面積による必要壁量)

階・方向		見付面積 (m ²)	必要壁率 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)
2階	X方向		× 50 =	
	Y方向		× 50 =	
1階	X方向		× 50 =	
	Y方向		× 50 =	
平屋	X方向		× 50 =	
	Y方向		× 50 =	

■地震力に対する必要壁量 (床面積による必要壁量)

階	Y方向			X方向		
	床面積 (m ²)	必要壁率 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)	床面積 (m ²)	必要壁率 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)
2階	側端部分①		× 15	側端部分③		× 15
	中央部分		× 15	中央部分		× 15
	側端部分②		× 15	側端部分④		× 15
	合計			合計		
1階	側端部分①		× 29	側端部分③		× 29
	中央部分		× 29	中央部分		× 29
	側端部分②		× 29	側端部分④		× 29
	合計			合計		
平屋	側端部分①		× 11	側端部分③		× 11
	中央部分		× 11	中央部分		× 11
	側端部分②		× 11	側端部分④		× 11
	合計			合計		

表 5.13 壁量計算表 (その2 必要壁量算定表)

■設計壁量計算表

階	壁量計算 (全体)						壁配置のチェック (側端部)	
	耐力壁の種類 *注1	壁長 (cm)	倍率	存在壁量 Ld (cm)	必要壁量 Ln (cm)	充足率	壁率比	
Y 方向								
2階	地震力	側端①	(a)				$\gamma ① = Ld / Ln$	$\gamma ① / \gamma ②$
		中央	(a)				$\gamma ② = Ld / Ln$	$\gamma ② / \gamma ①$
		側端②	(a)					
	風圧力	合計				判定	壁率比 ≥ 0.5 であるかの判定 ^{注2)}	
1階	地震力	側端①	(a)				$\gamma ① = Ld / Ln$	$\gamma ① / \gamma ②$
		中央	(a)				$\gamma ② = Ld / Ln$	$\gamma ② / \gamma ①$
		側端②	(a)					
	風圧力	合計				判定	壁率比 ≥ 0.5 であるかの判定 ^{注2)}	
平屋	地震力	側端①	(a)				$\gamma ① = Ld / Ln$	$\gamma ① / \gamma ②$
		中央	(a)				$\gamma ② = Ld / Ln$	$\gamma ② / \gamma ①$
		側端②	(a)					
	風圧力	合計				判定	壁率比 ≥ 0.5 であるかの判定 ^{注2)}	
X 方向								
2階	地震力	側端③	(a)				$\gamma ③ = Ld / Ln$	$\gamma ③ / \gamma ④$
		中央	(a)				$\gamma ④ = Ld / Ln$	$\gamma ④ / \gamma ③$
		側端④	(a)					
	風圧力	合計				判定	壁率比 ≥ 0.5 であるかの判定 ^{注3)}	
1階	地震力	側端③	(a)				$\gamma ③ = Ld / Ln$	$\gamma ③ / \gamma ④$
		中央	(a)				$\gamma ④ = Ld / Ln$	$\gamma ④ / \gamma ③$
		側端④	(a)					
	風圧力	合計				判定	壁率比 ≥ 0.5 であるかの判定 ^{注3)}	
平屋	地震力	側端③	(a)				$\gamma ③ = Ld / Ln$	$\gamma ③ / \gamma ④$
		中央	(a)				$\gamma ④ = Ld / Ln$	$\gamma ④ / \gamma ③$
		側端④	(a)					
	風圧力	合計				判定	壁率比 ≥ 0.5 であるかの判定 ^{注3)}	

*注1：耐力壁の種類は以下による。

注2： $\gamma ①$ 及び $\gamma ②$ がそれぞれ1.0を超える場合は、壁率比の算定及び判定は不要

注3： $\gamma ③$ 及び $\gamma ④$ がそれぞれ1.0を超える場合は、壁率比の算定及び判定は不要

耐力壁	面材の種類	倍率
(a)	<ul style="list-style-type: none"> ・構造用合板 厚7.5mm以上 ・パーティクルボード 厚12.0mm以上 ・構造用パネル 	2.5

②仕口の検討

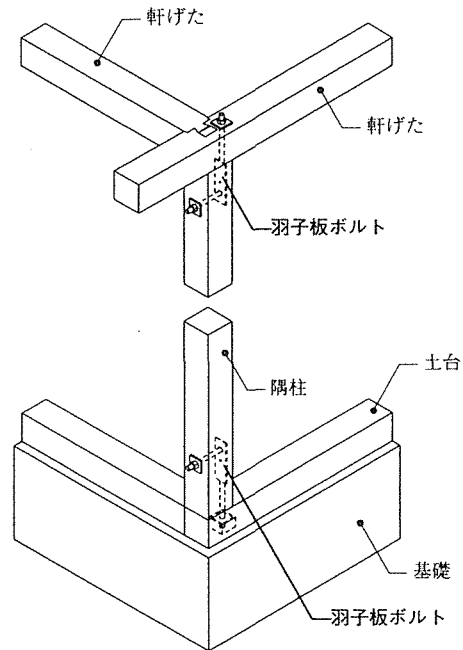
建築基準法施行令第47条及び建設省告示第1460号の規定により、木造平屋建の場合で構造用合板等を耐力壁として使用する場合の柱と横架材の仕口は以下のとおりに緊結する。ただし、延べ面積が10m²以内の場合を除く。

■軸組の種類

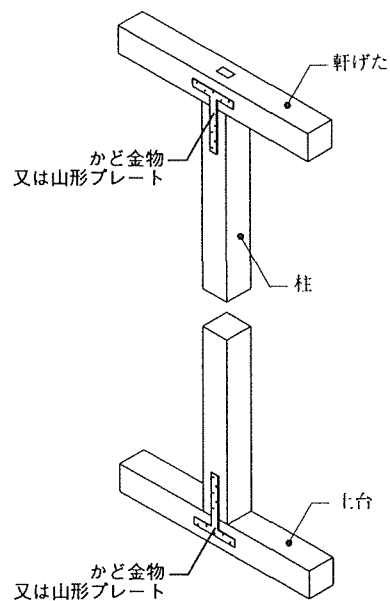
構造用合板等を昭和56年建設省告示第1100号別表第1(1)項又は(2)項に定める方法で打ち付けた壁を設けた軸組

■仕口の緊結方法

出隅の柱と横架材



出隅以外の柱と横架材



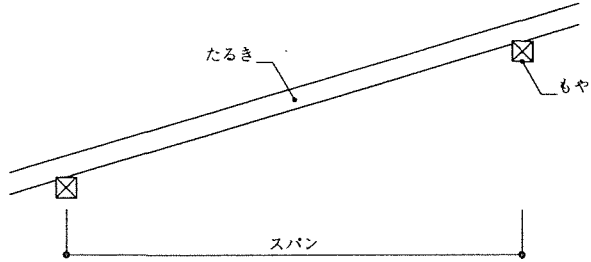
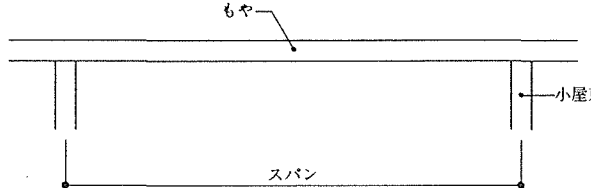
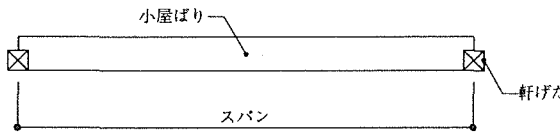
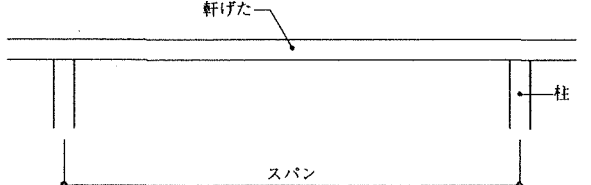
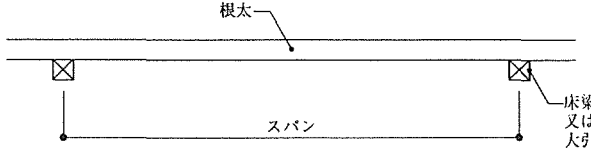
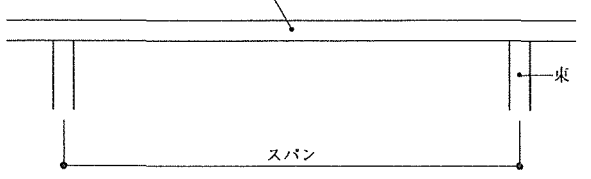
5. 4 部材の設計

(1) 梁材

① スパンの取り方

梁材のスパンは、梁材を支持する柱又は束材間距離とする。ただし、根太のように大引などの梁材に支持される場合は、この梁材間をスパンとする。また、たるき等の勾配のある場合のスパンは計算の簡便性を優先して水平スパンを採用する。

表5.14 各スパンの取り方

部 位	スパンの取り方
たるき	
も や	
小屋ばり	
軒 げた	
根 太	
大 引	

②断面の仮定

「表 5.7 間伐製材の断面寸法及び最大耐力」より選定し仮定する。

③断面の検討

a. 設計応力

応力の組合せ及び構造計算条件式は「表 5.2 許容応力度計算条件式」のとおりとする。

b. 応力の算定

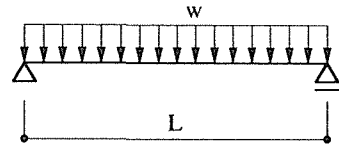
単純梁、等分布荷重の場合

$$\text{最大曲げモーメント } M_{\max} = 1/8 \times w \times L^2 \text{ (N} \cdot \text{m)}$$

$$\text{最大せん断力 } Q_{\max} = 1/2 \times w \times L \text{ (N)}$$

w : 等分布荷重 (N/m)

L : スパン (m)



c. 梁材の設計は次の検定式によって算定するものとする。

$$\text{曲げに対して } \sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} \leq f_b$$

$$\text{せん断に対して } \tau_s = \frac{1.5 \times Q_{\max}}{A} \leq f_s$$

$$\text{たわみ } \delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI} \text{ (単純梁、等分布荷重の場合)} \leq \text{たわみ制限}$$

ここに

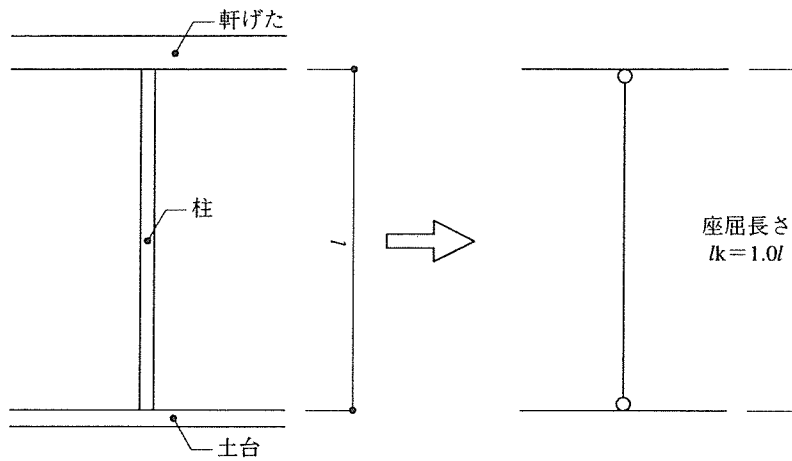
σ_b	: 最大曲げ応力度	(N/cm ²)
τ_s	: 最大せん断応力度	(N/cm ²)
δ_{\max}	: 最大たわみ量	(cm)
M_{\max}	: 最大曲げモーメント	(N・m → 計算式代入時は N・cm に換算する)
Q_{\max}	: 最大せん断力	(N)
A	: 有効断面積	(cm ²)
Z	: 有効断面係数	(cm ³)
I	: 有効断面 2 次モーメント	(cm ⁴)
f_b	: 許容曲げ応力度	(N/mm ² → 計算式代入時は N・cm ² に換算する)
f_s	: 許容せん断応力度	(N/mm ² → 計算式代入時は N・cm ² に換算する)
E	: ヤング係数	(N/mm ² → 計算式代入時は N・cm ² に換算する)

上記検定式を満足しない場合は、断面又はスパンの変更を行い再度計算して検定式を満足するようにする。

(2) 柱材

①座屈長さの取り方

柱の座屈長さは、横架材間距離とし、端部は「ピン」と仮定して応力算定を行う。



②断面の仮定

「表 5.7 間伐製材の断面寸法及び最大耐力」より選定し仮定する。

③断面の検討

a. 設計応力

応力の組合せ及び構造計算条件式は「表 5.2 許容応力度計算条件式」のとおりとする。

b. 圧縮力のみを負担する圧縮材の断面算定式

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq f_k$$

ここに

σ_c	: 圧縮応力度	(N/cm ²)
N	: 設計用軸方向圧縮力	(N)
A	: 有効断面積	(cm ²)
f_k	: 許容座屈応力度	(N/mm ² →計算式代入時はN・cm ² に換算する)
	$\lambda \leq 30$ のとき	$f_k = f_c$
	$30 < \lambda \leq 100$ のとき	$f_k = f_c (1.3 - 0.01 \lambda)$
	$100 < \lambda$ のとき	$f_k = \frac{3000}{\lambda^2} \times f_c$
f_c	: 許容圧縮応力度	(N/mm ² →計算式代入時はN・cm ² に換算する)
λ	: 細長比	$\lambda = \frac{l_k}{i}$
l_k	: 座屈長さ	(cm)
i	: 断面 2 次半径	$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$ (cm)
h	: 座屈方向の有効部材せい	(cm)

c. 複合応力を受ける材——曲げと圧縮を負担する材の断面算定式

$$\frac{N}{f_k \cdot A} + \frac{M}{f_b \cdot Z} \leq 1$$

ここに

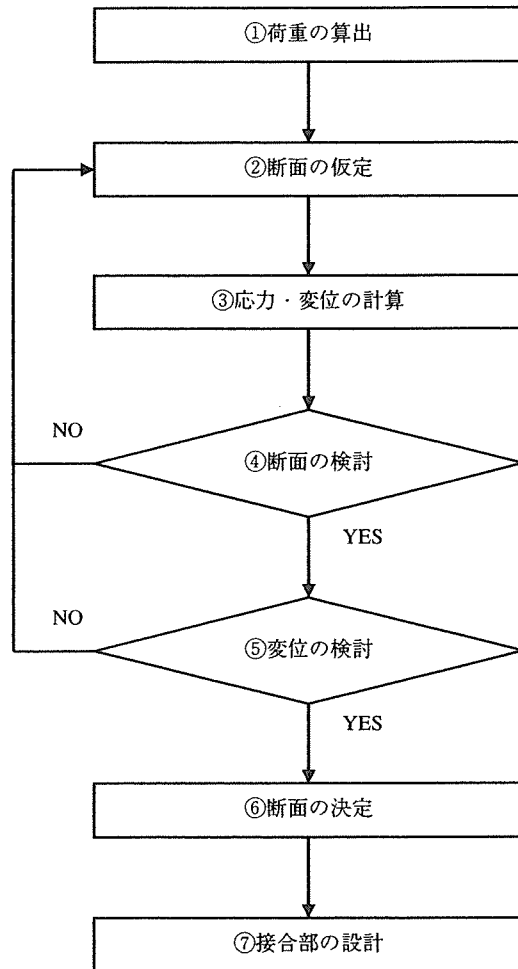
- M : 設計用曲げモーメント (N・m→計算式代入時はN・cmに換算する)
- N : 設計用軸方向圧縮力 (N)
- Z : 有効断面係数 (cm³)
- f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²→計算式代入時はN/cm²に換算する)
- A : 有効断面積 (cm²)
- f_k : 許容座屈応力度 (N/mm²→計算式代入時はN/cm²に換算する)

上記検定式を満足しない場合は、断面又はスパンの変更を行い再度計算して検定式を満足するようにする。

5. 5 山形トラスの設計

(1) 構造計算のフロー

以下の手順によって各構造材に対して構造計算を行い、断面寸法及び接合部を決定する。



(2) 構造計算の方法

① 荷重の算出

a. 基本荷重として、固定荷重、積雪荷重、風荷重を対象とする。

固定〔G〕	屋根荷重（水平投影単位面積あたり）	W_r	(N/m^2)
	トラス上弦材（水平投影単位面積あたり）	$W_t \times 1/2$	(N/m^2)
	トラス下弦材（水平投影単位面積あたり）	$W_t \times 1/2$	(N/m^2)
	天井荷重	W_c	(N/m^2)
	屋根+上弦材	$W_1 = W_r + W_t \times 1/2$	(N/m^2)
	天井+下弦材	$W_2 = W_c + W_t \times 1/2$	(N/m^2)

積雪〔S〕 一般地（積雪量1cmにつき $20N/m^2$ ）積雪量30cm、屋根形状係数 μb
 $W_s = (20N/m^2/cm \times 30cm) \times \mu b = 600 \times \mu b$ (N/m^2)

風〔W〕 速度圧 $q = 0.6 \times E \times V_0^2$ (N/m^2) E 、 V_0 の数値は当該建設地域の数値による

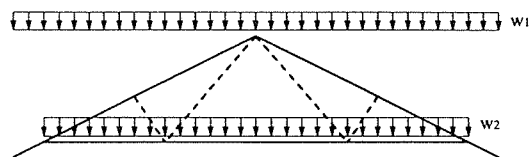
b. トラス1本あたりの荷重

■ G（固定荷重）

$$w_1 = W_1 \times p \text{ (N/m)}$$

$$w_2 = W_2 \times p \text{ (N/m)}$$

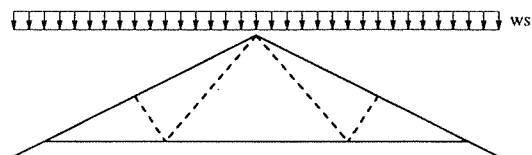
p : トラス間隔 (m)



■ S（積雪荷重）

$$w_s = W_s \times p \text{ (N/m)}$$

p : トラス間隔 (m)



■ W (風荷重)

$$w = q \times C_f \times p \quad (\text{N/m})$$

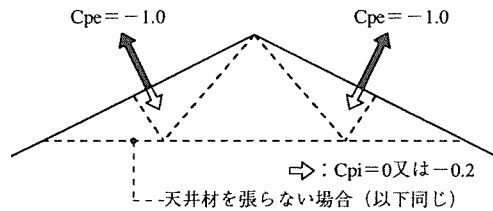
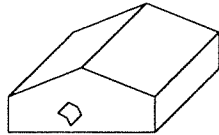
q : 速度圧

C_f : 風力係数

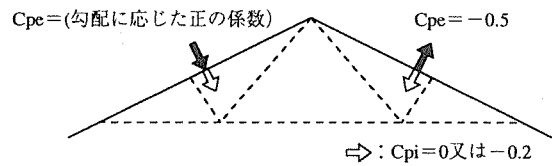
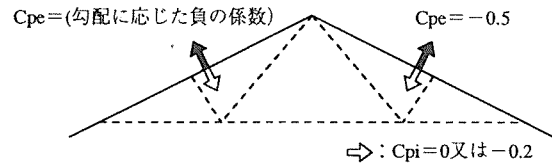
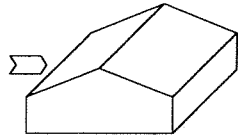
C_f = C_{pe} - C_{pi} (風向に応じて以下の図による)

p : トラス間隔 (m)

< 風向がけた行方向の場合 >



< 風向が張り間方向の場合 >



② 断面の仮定

「表 5.7 間伐製材の断面寸法及び最大耐力」より選定し仮定する。

③ 応力・変位の計算

a. 屋根トラスの応力算定上の仮定

- ・ トラスの節点は、通常の場合「ピン」と仮定して応力算定を行う。
- ・ 材は、直線材からなり、節点を結ぶ線は、材軸と一致するものとする。
- ・ 上・下弦材に作用する等分布荷重は、各節点に作用する等価の集中荷重と考える。
- ・ 軒先部分を含む上弦材および下弦材の曲げ応力の算定に当っては、各節点間をスパンとする連続梁として解法する。

b. 設計応力

応力の組合せ及び構造計算条件式は「表 5.2 許容応力度計算条件式」のとおりとする。

c. トラス応力の解法

マトリックス変位法によるコンピューター解法により、各弦材の応力を求める。

④断面の検討

a. 屋根トラス

圧縮材の座屈長さは各節点間距離とし、上弦材については、上弦材の上部に直接野地板又は板材を張りつめた場合には、野地板等の拘束によって面外座屈は考慮しない。ただし、上弦材の上部に直接野地板または板材を張りつめられない場合には、面外座屈を考慮する。東材および斜材については、面外座屈を考慮する。

b. 各部材の設計は次の検定式によって算定するものとする。

$$(\text{斜材}) \text{ 引張り材の場合} \quad \frac{N_t}{f_t \cdot A} \leq 1$$

$$(\text{斜材}) \text{ 圧縮材の場合} \quad \frac{N_c}{f_k \cdot A} \leq 1$$

$$(\text{上・下弦材}) \text{ 曲げを伴う引張り材の場合} \quad \frac{N_t}{f_t \cdot A} + \frac{M}{f_b \cdot Z} \leq 1$$

$$(\text{上・下弦材}) \text{ 曲げを伴う圧縮材の場合} \quad \frac{N_c}{f_k \cdot A} + \frac{M}{f_b \cdot Z} \leq 1$$

ここに

N_c	: 設計用軸方向圧縮力	(N)
N_t	: 設計用軸方向引張り力	(N)
M	: 設計用曲げモーメント	(N・m→計算式代入時はN・cmに換算する)
A	: 有効断面積	(cm^2)
Z	: 有効断面係数	(cm^3)
f_t	: 許容引張り応力度	(N/cm^2)
f_k	: 許容座屈応力度	(N/mm^2 →計算式代入時は N/cm^2 に換算する)

$\lambda \leq 30$ のとき	$f_k = f_c$
$30 < \lambda \leq 100$ のとき	$f_k = f_c(1.3 - 0.01\lambda)$
$100 < \lambda$ のとき	$f_k = \frac{3000}{\lambda^2} \times f_c$

λ	: 細長比	$\lambda = \frac{l_k}{i}$
l_k	: 座屈長さ	(cm)
i	: 断面2次半径	$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$ (cm)

h	: 座屈方向の有効部材せい	(cm)
f_c	: 許容圧縮応力度	(N/mm^2 →計算式代入時は N/cm^2 に換算する)
f_b	: 許容曲げ応力度	(N/mm^2 →計算式代入時は N/cm^2 に換算する)

上記検定式を満足しない場合は、断面の変更又はトラスの組み替えを行い再度計算して検定式を満足するようにする。

⑤変位の検討

屋根トラスのたわみは、長期荷重に対してトラスの支点間距離の1/600以下とする。

⑥断面の決定

以上①～⑤の検討を繰返すことによりトラス構成材の断面を決定する。

⑦接合部の設計

「5.9 接合部の設計 (2) トラス接合部」を参照。

5. 6 方づえ付きトラスの設計

(1) 構造計算の方法

① 荷重の算出

a. 基本荷重として、固定荷重、積雪荷重、風荷重、地震荷重を対象とする。

固定〔G〕	屋根荷重（水平投影単位面積あたり）	W_r	(N/m^2)
	トラス上弦材（水平投影単位面積あたり）	$W_t \times 1/2$	(N/m^2)
	トラス下弦材（水平投影単位面積あたり）	$W_t \times 1/2$	(N/m^2)
	天井荷重	W_c	(N/m^2)
	屋根+上弦材	$W_1 = W_r + W_t \times 1/2$	(N/m^2)
	天井+下弦材	$W_2 = W_c + W_t \times 1/2$	(N/m^2)
	外壁荷重（単位壁面積あたり）	W_{ew}	(N/m^2)

積雪〔S〕 一般地（積雪量1cmにつき $20N/m^2$ ）積雪量30cm、屋根形状係数 μb
 $W_s = (20N/m^2/cm \times 30cm) \times \mu b = 600 \times \mu b$ (N/m^2)

風〔W〕 速度圧 $q = 0.6 \times E \times V_0^2$ (N/m^2) E 、 V_0 の数値は当該建設地域の数値による

地震〔K〕 地震層せん断力係数（平屋建） $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$

Z : 地震地域係数 0.7~1.0

R_t : 振動特性係数 1.0

A_i : 地震せん断力係数の高さ方向の分布係数 1.0

C_0 : 標準せん断力係数 0.2

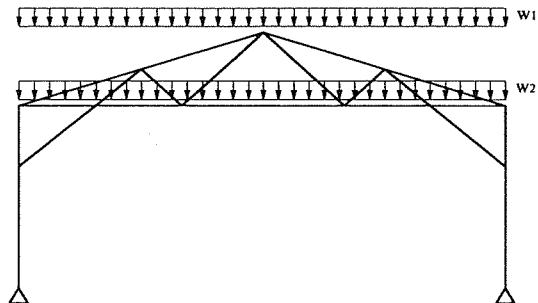
b. トラス1本あたりの荷重

■ G (固定荷重)

$$w_1 = W_1 \times p \text{ (N/m)}$$

$$w_2 = W_2 \times p \text{ (N/m)}$$

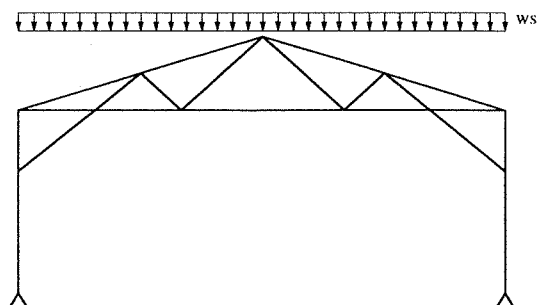
p : トラス間隔 (m)



■ S (積雪荷重)

$$w_s = W_s \times p \text{ (N/m)}$$

p : トラス間隔 (m)



■ W (風荷重)

$$w = q \times C_f \times p \text{ (N/m)}$$

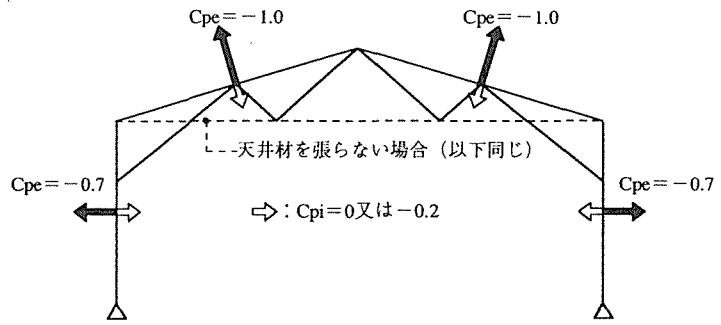
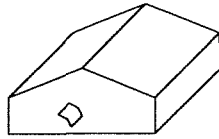
q : 速度圧

C_f : 風力係数

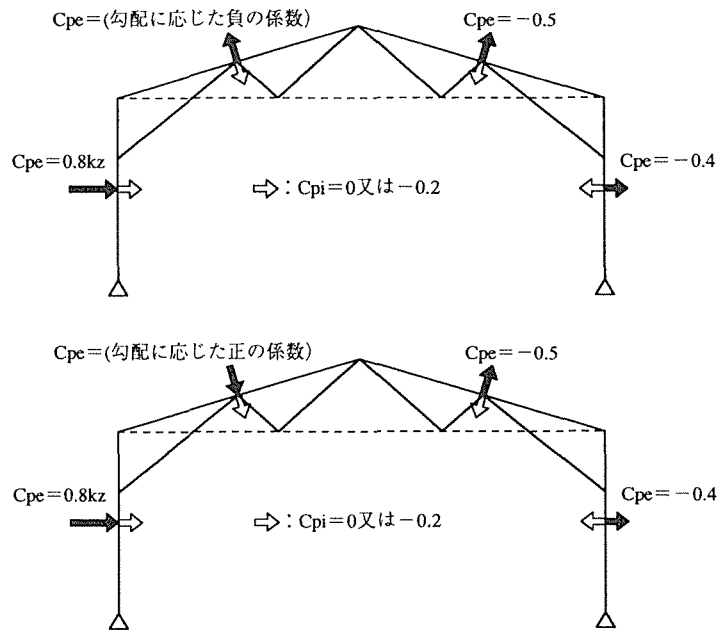
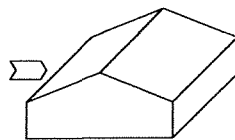
C_f = C_{pe} - C_{pi} (風向に応じて以下の図による)

p : トラス間隔 (m)

< 風向がけた行方向の場合 >



< 風向が張り間方向の場合 >



■ K (地震荷重)

地震層せん断力係数 $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$

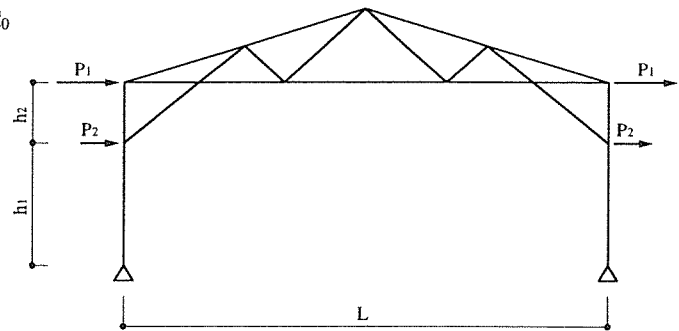
$$C_1 = C_2 = Z \times 1.0 \times 1.0 \times 0.2 = 0.2 \times Z$$

$$P_1 = C_1 \times W_A = 0.2 \times Z \times W_A \quad (\text{N})$$

$$P_2 = C_2 \times W_B = 0.2 \times Z \times W_B \quad (\text{N})$$

ここに、 $W_A = W_R \times 1/2 + W_{W1}$ (N)

$$W_B = W_{W2} \quad (\text{N})$$



$$\text{小屋組荷重 } W_R = (W_r + W_t + W_c) \times L \times p \quad (\text{N})$$

W_r : 屋根荷重 (N/m²)

W_t : トラス荷重 (N/m²)

W_c : 天井荷重 (N/m²)

L : トラススパン (m)

p : トラス間隔 (m)

$$\text{外壁荷重 } W_{W1} = W_{ew} \times (h_2/2) \times p \quad (\text{N})$$

$$W_{W2} = W_{ew} \times (h_2 + h_1) / 2 \times p \quad (\text{N})$$

W_{ew} : 外壁荷重 (N/m²)

h_2 : 方づえ上部外壁高さ (m)

h_1 : 方づえ下部外壁高さ (m)

p : トラス間隔 (m)

②断面の仮定

「表 5.7 間伐製材の断面寸法及び最大耐力」より選定し仮定する。

③応力・変位の計算

a. 屋根トラスの応力算定上の仮定

- ・トラスの節点は、通常の場合「ピン」と仮定して応力算定を行う。
- ・材は、直線材からなり、節点を結ぶ線は、材軸と一致するものとする。
- ・方づえの取付け方法によって算定方法が異なる。(④断面の検討 e. 方づえ参照)

b. 設計応力

応力の組合せ及び構造計算条件式は「表 5.2 許容応力度計算条件式」のとおりとする。

c. トラス応力の解法

方づえを考慮したフレームとして、マトリックス変位法によるコンピューター解法により、各弦材の応力を求める。

④断面の検討

a. 屋根トラス

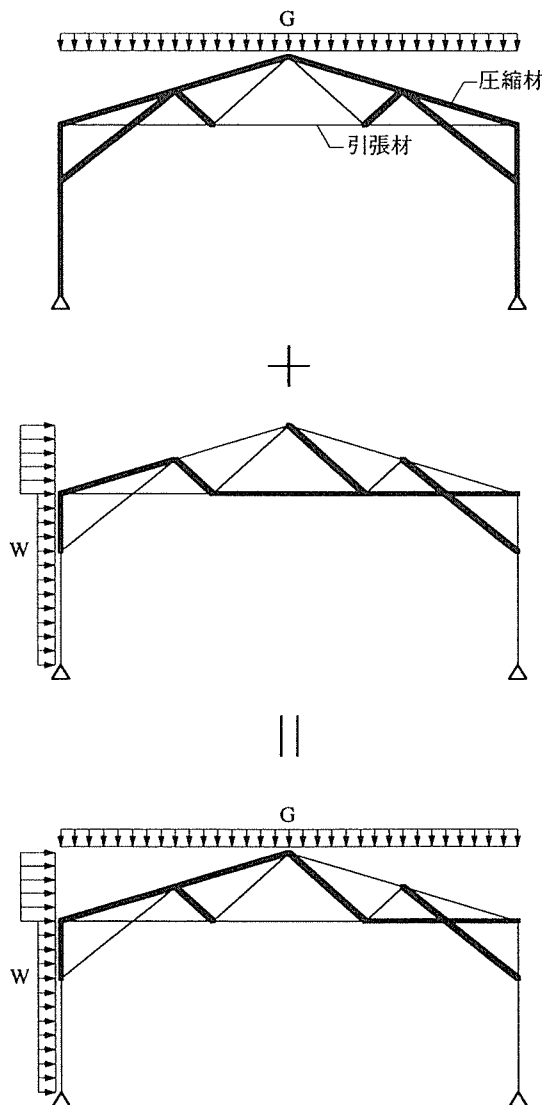
圧縮材の座屈長さは各節点間距離とし、上弦材については、上弦材の上部に直接野地板又は板材を張りつめた場合には、野地板等の拘束によって面外座屈は考慮しない。ただし、上弦材の上部に直接野地板または板材を張りつめられない場合には、面外座屈を考慮する。束材および斜材については、面外座屈を考慮する。

b. 方づえ

方づえを考慮したフレームとして解析する場合、水平荷重（特に風荷重）によって生じる弦材応力に対して注意することが必要である。鉛直荷重による弦材応力が引張り材であった部材が圧縮材となることがあり、部材が座屈（破壊）してしまう恐れがあるからである。また、トラス下弦材が圧縮材となる場合、天井仕上げがなく、面材等による拘束がないために、部材断面の座屈方向は弱軸方向となることにも注意を要する。

c. 座屈止め

座屈する部材に対しては、適正な座屈長さ（一般的には弦材の中央位置）となるように適切な断面の座屈止めを設ける。下弦材の場合はつなぎ材と兼用することもできる。座屈止めを設ける位置は、必ず設計図書に記入すること。座屈止めは、鉛直荷重時に必要となる座屈止め、水平荷重時に必要な座屈止めの両方を設けなければならない。



(注) 圧縮応力の生じる弦材（太線）には、計算により座屈止めが必要となる。

d. 各部材の設計は次の検定式によって算定するものとする。

$$(\text{斜材}) \text{ 引張り材の場合} \quad \frac{N_t}{f_t \cdot A} \leq 1$$

$$(\text{斜材}) \text{ 圧縮材の場合} \quad \frac{N_c}{f_k \cdot A} \leq 1$$

$$(\text{上・下弦材}) \text{ 曲げを伴う引張り材の場合} \quad \frac{N_t}{f_t \cdot A} + \frac{M}{f_b \cdot Z} \leq 1$$

$$(\text{上・下弦材}) \text{ 曲げを伴う圧縮材の場合} \quad \frac{N_c}{f_k \cdot A} + \frac{M}{f_b \cdot Z} \leq 1$$

ここに

N_c	: 設計用軸方向圧縮力	(N)
N_t	: 設計用軸方向引張り力	(N)
M	: 設計用曲げモーメント	(N・m→計算式代入時はN・cmに換算する)
A	: 有効断面積	(cm ²)
Z	: 有効断面係数	(cm ³)
f_t	: 許容引張り応力度	(N/cm ²)
f_k	: 許容座屈応力度	(N/mm ² →計算式代入時はN/cm ² に換算する)
	$\lambda \leq 30$ のとき	$f_k = f_c$
	$30 < \lambda \leq 100$ のとき	$f_k = f_c(1.3 - 0.01\lambda)$
	$100 < \lambda$ のとき	$f_k = \frac{3000}{\lambda^2} \times f_c$

$$\lambda : \text{細長比} \quad \lambda = \frac{l_k}{i}$$

$$l_k : \text{座屈長さ} \quad (\text{cm})$$

$$i : \text{断面2次半径} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (\text{cm})$$

$$h : \text{座屈方向の有効部材せい} \quad (\text{cm})$$

$$f_c : \text{許容圧縮応力度} \quad (\text{N/mm}^2 \rightarrow \text{計算式代入時はN/cm}^2 \text{に換算する})$$

$$f_b : \text{許容曲げ応力度} \quad (\text{N/mm}^2 \rightarrow \text{計算式代入時はN/cm}^2 \text{に換算する})$$

上記検定式を満足しない場合は、断面の変更又はトラスの組み替えを行い再度計算して検定式を満足するようにする。

e. 方づえ

方づえは、原則として、柱材の両側からトラス上弦材の両側まで2枚合わせに延ばし、柱材及びトラス上弦材にボルトによって接合する。ボルト径および本数は構造計算によって算定し、ボルト径によって方杖の最小断面寸法を決める。

ボルト1本使用とする場合の方杖の断面

ボルト径 19mm 以下 — 45×120以上

注：上・下弦材の断面寸法にも上記の制限が適用される。

方づえを圧縮材として断面算定する場合、座屈長さを短くするために、中間部付近にボルトを設ける。この場合の方づえの座屈長さはボルト相互間となる。中間部にボルトを設ける方法として、次の2通りがある。

◇トラス下弦材にボルトを設ける方法

この場合、接合するボルトの径によって下弦材の断面寸法が決定される

◇トラス下弦材を避け、方杖の中間部付近でかい木を介してボルトを設ける方法

この場合、方杖によって下弦材に応力を生じさせない方法で、トラス設計上有効な方法である。中間部のボルトの径及びその位置は必ず設計図書に記入する。

⑤変位の検討

屋根トラスのたわみは、長期荷重に対してトラスの支点間距離の1/600以下とする。

⑥断面の決定

以上①～⑤の検討を繰返すことによりトラス構成材の断面を決定する。

⑦接合部の設計

「5.9 接合部の設計 (2) トラス接合部」及び「5.9 接合部の設計 (3) 方づえと柱及びトラス弦材との接合部」を参照。

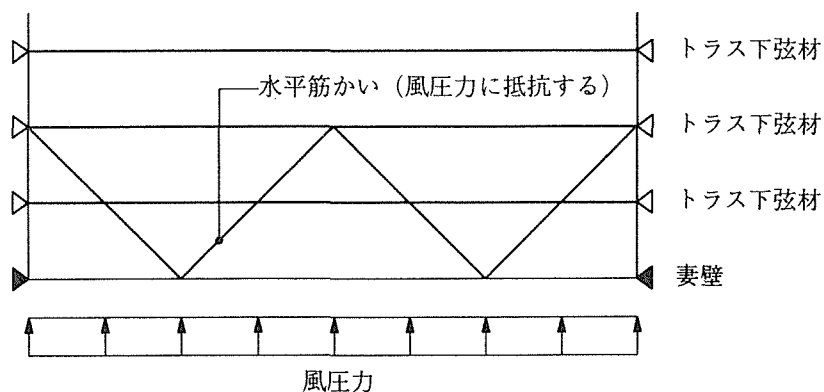
(2) トラス間の補強

①振れ止め及びつなぎ材の配置基準

- ・ 頂部に接する斜材 (ウェブ材) には、 45×120 以上の振れ止めを雲筋かいのように設け、振れ止めより各斜材に2-CN90を平打ち(F)する。また圧縮材となる場合には、適正な座屈長さ (一般的には弦材の中央位置) となるように 45×120 以上の座屈止めを設ける。
- ・ トラス下弦材 (天井材) には、3.0m以下の間隔となるように 45×120 以上のつなぎ材を設け、つなぎ材より各下弦材に2-CN90を平打ち(F)する。

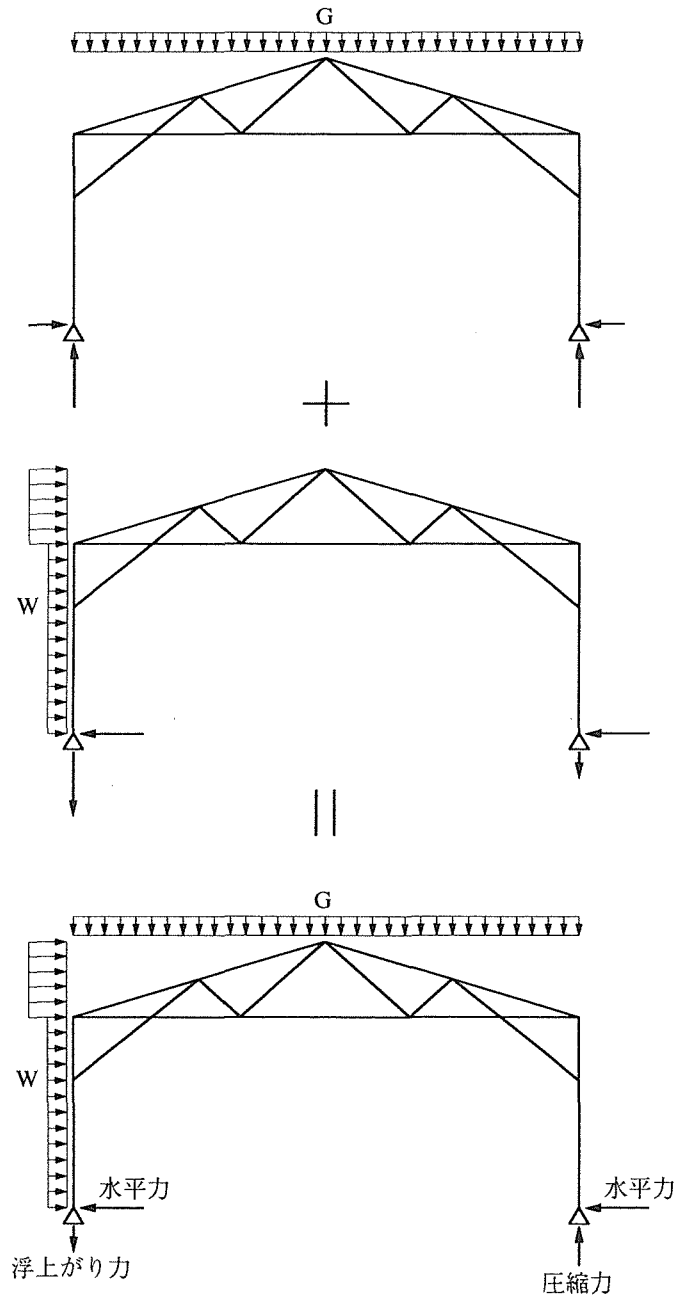
②天井面の水平筋かいの配置基準

建物の妻側両端部には、2本のトラス下弦材の下端に下弦材とのなす角が 45° 程度となるように水平筋かいを設ける。接合方法は、水平筋かいより各下弦材に2-CN90を平打ち(F)する。



(3) 柱脚部の設計

方づえを考慮したフレームとして解析する場合、柱脚部には水平荷重（特に風荷重）によって浮き上り力または圧縮力（鉛直反力）および水平反力が生じる。鉛直荷重時には柱脚部は圧縮であり、水平荷重によって生じる浮き上り力は軽減されるが、浮き上り力が生じる場合には、適正な補強を行う。また、水平移動に対して柱脚部と土台との緊結方法を検討する。



5.7 リジットフレームの設計

(1) 構造計算の方法

① 荷重の算出

a. 基本荷重として、固定荷重、積雪荷重、風荷重、地震荷重を対象とする。

固定〔G〕 屋根荷重 (水平投影単位面積あたり)	W_r	(N/m^2)
トラス上弦材 (水平投影単位面積あたり)	$W_t \times 1/2$	(N/m^2)
トラス下弦材 (水平投影単位面積あたり)	$W_t \times 1/2$	(N/m^2)
天井荷重	W_c	(N/m^2)
屋根+上弦材	$W_1 = W_r + W_t \times 1/2$	(N/m^2)
天井+下弦材	$W_2 = W_c + W_t \times 1/2$	(N/m^2)
外壁荷重 (単位壁面積あたり)	W_{ew}	(N/m^2)

積雪〔S〕 一般地 (積雪量1cmにつき $20N/m^2$) 積雪量30cm、屋根形状係数 μb
 $W_s = (20N/m^2/cm \times 30cm) \times \mu b = 600 \times \mu b$ (N/m^2)

風〔W〕 速度圧 $q = 0.6 \times E \times V_0^2$ (N/m^2) E 、 V_0 の数値は当該建設地域の数値による

地震〔K〕 地震層せん断力係数 (平屋建) $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$

Z : 地震地域係数 0.7~1.0
 R_t : 振動特性係数 1.0
 A_i : 地震せん断力係数の高さ方向の分布係数 1.0
 C_0 : 標準せん断力係数 0.2

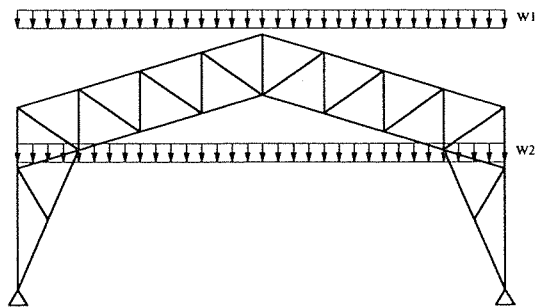
b. トラス1本あたりの荷重

■ G (固定荷重)

$$q_1 = W_1 \times p \text{ (N/m)}$$

$$q_2 = W_2 \times p \text{ (N/m)}$$

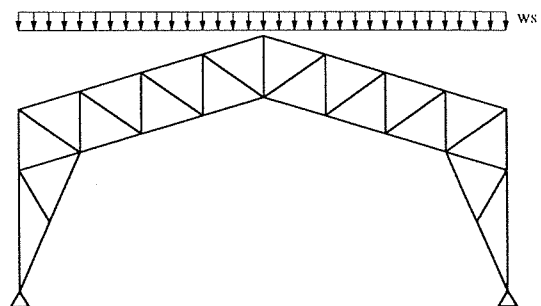
p : トラス間隔 (m)



■ S (積雪荷重)

$$q_s = W_s \times p \text{ (N/m)}$$

p : トラス間隔 (m)



■ W (風荷重)

$$w = q \times C_f \times p \quad (\text{N/m})$$

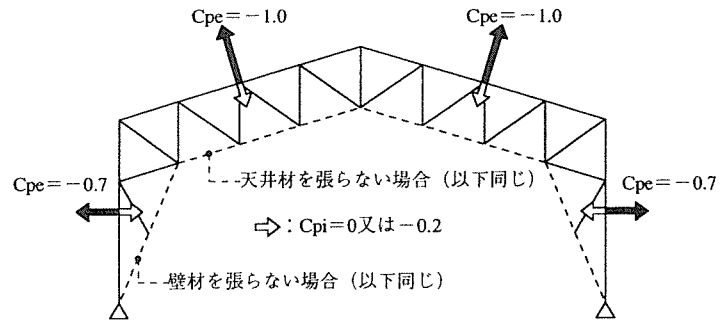
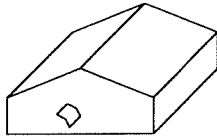
q : 速度圧

C_f : 風力係数

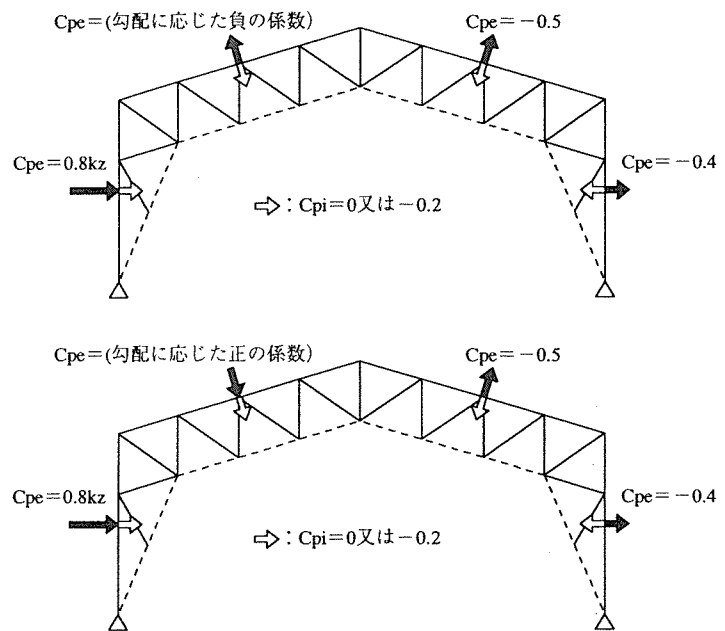
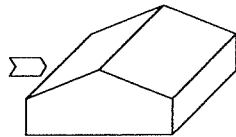
C_f = C_{pe} - C_{pi} (風向に応じて以下の図による)

p : トラス間隔 (m)

<風向がけた行方向の場合>



<風向が張り間方向の場合>



■ K (地震荷重)

地震層せん断力係数 $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$

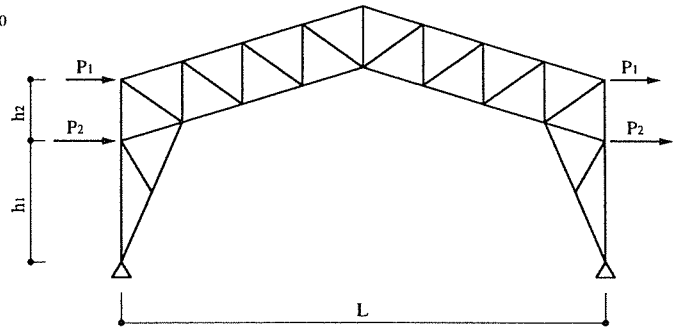
$$C_1 = C_2 = Z \times 1.0 \times 1.0 \times 0.2 = 0.2 \times Z$$

$$P_1 = C_1 \times W_A = 0.2 \times Z \times W_A \text{ (N)}$$

$$P_2 = C_2 \times W_B = 0.2 \times Z \times W_B \text{ (N)}$$

ここに、 $W_A = W_R \times 1/4 + W_{w1}$ (N)

$$W_B = W_R \times 1/4 + W_{w2} \text{ (N)}$$



小屋組荷重 $W_R = (W_r + W_t + W_c) \times L \times p$ (N)

W_r : 屋根荷重 (N/m²)

W_t : トラス荷重 (N/m²)

W_c : 天井荷重 (N/m²)

L : トラススパン (m)

p : トラス間隔 (m)

外壁荷重 $W_{w1} = W_{ew} \times (h_2/2) \times p$ (N)

$$W_{w2} = W_{ew} \times (h_2 + h_1)/2 \times p \text{ (N)}$$

W_{ew} : 外壁荷重 (N/m²)

h_2 : 方づえ上部外壁高さ (m)

h_1 : 方づえ下部外壁高さ (m)

p : トラス間隔 (m)

②断面の仮定

「表 5.7 間伐製材の断面寸法及び最大耐力」より選定し仮定する。

③応力・変位の計算

a. 屋根トラスの応力算定上の仮定

- ・トラスの節点は、通常の場合「ピン」と仮定して応力算定を行う。
- ・材は、直線材からなり、節点を結ぶ線は、材軸と一致するものとする。
- ・方づえの取付け方法によって算定方法が異なる。(④断面の検討 e. 方づえ参照)

b. 設計応力

応力の組合せ及び構造計算条件式は「表 5.2 許容応力度計算条件式」のとおりとする。

c. トラス応力の解法

方づえを考慮したフレームとして、マトリックス変位法によるコンピューター解法により、各弦材の応力を求める。

④断面の検討

「5.6 方づえ付きトラスの設計（1）構造計算の方法④断面の検討」による。

⑤変位の検討

屋根トラスのたわみは、長期荷重に対してトラスの支点間距離の1/600以下とする。

⑥断面の決定

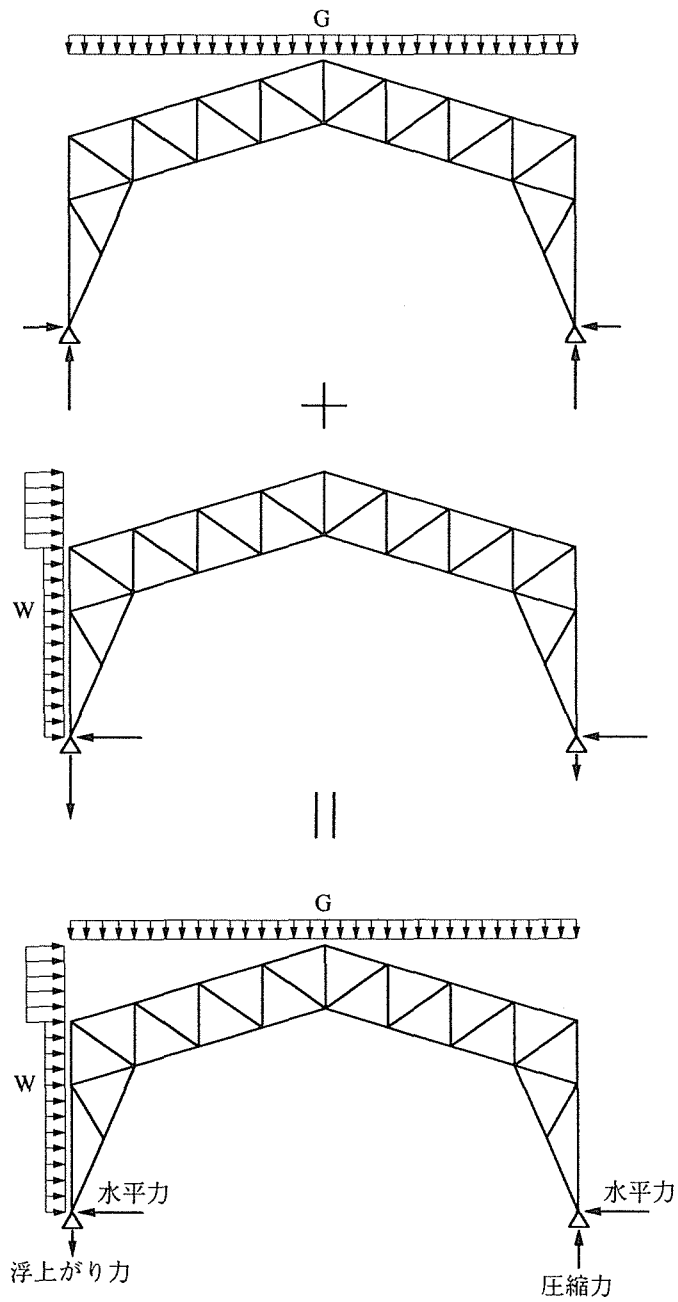
以上①～⑤の検討を繰返すことによりトラス構成材の断面を決定する。

⑦接合部の設計

「5.9 接合部の設計（2）トラス接合部」及び「5.9 接合部の設計（4）リジットフレームの接合部」を参照。

(2) 脚部の設計

リジットフレームの解析をする場合、脚部には水平荷重（特に風荷重）によって浮き上り力または圧縮力（鉛直反力）および水平反力が生じる。鉛直荷重時には脚部は圧縮であり、水平荷重によって生じる浮き上り力は軽減されるが、浮き上り力が生じる場合には、適正な補強を行う。また、水平移動に対して脚部と土台との緊結方法を検討する。



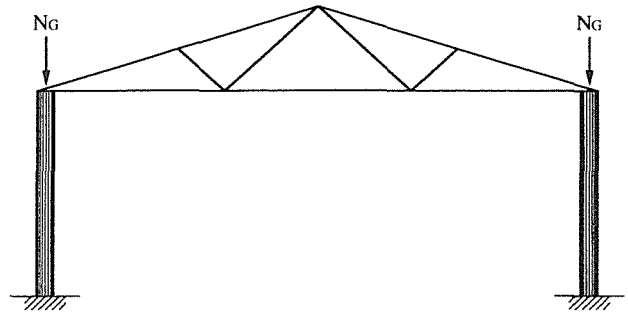
5. 8 埋設ポールの設計

(1) 設計荷重

ポール上部構造は、別途構造計算による。

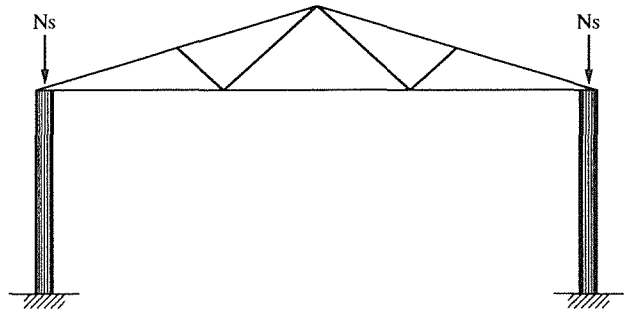
■ G (固定荷重)

N_g : 固定荷重によるトラス反力



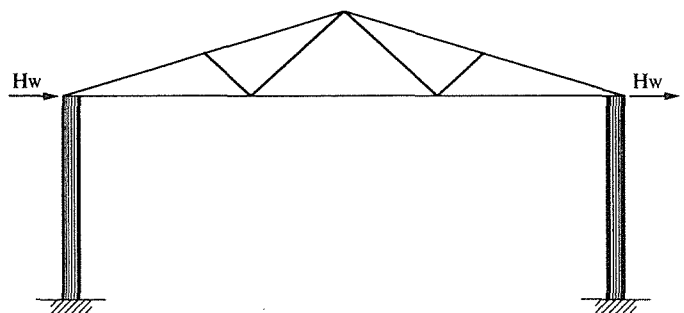
■ S (積雪荷重)

N_s : 積雪荷重によるトラス反力



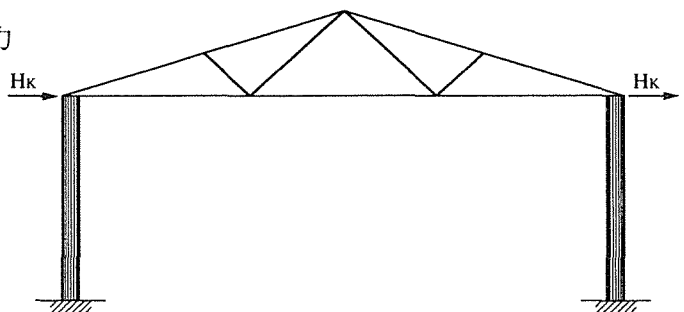
■ W (風荷重)

H_w : 風荷重によるトラス水平反力
及び壁面の受ける水平力の和



■ K (地震荷重)

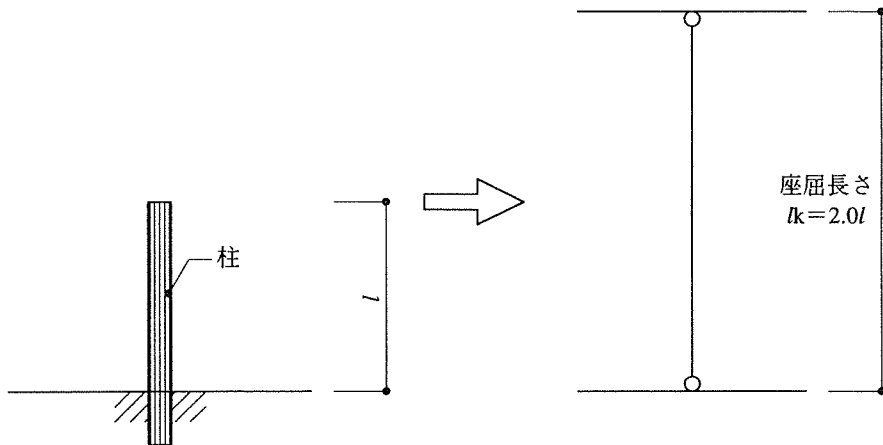
H_k : 地震荷重によるトラス水平反力
及び壁重量による地震力の和



(2) 構造計算の方法

①座屈長さの取り方

柱脚部は剛とし、柱の座屈長さは、柱脚と柱上端部の距離の2倍として応力算定を行う。



②断面の仮定

「表 5.7 間伐製材の断面寸法及び最大耐力」より選定し仮定する。

③断面の検討

a. 設計応力

応力の組合せ及び構造計算条件式は「表 5.2 許容応力度計算条件式」のとおりとする。

b. 圧縮力のみを負担する圧縮材の断面算定式

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq f_k$$

ここに

σ_c : 圧縮応力度 (N)
 N : 設計用軸方向圧縮力 (N)
 A : 有効断面積 (cm^2)
 f_k : 許容座屈応力度 ($\text{N/mm}^2 \rightarrow$ 計算式代入時は N/cm^2 に換算する)

$\lambda \leq 30$ のとき $f_k = f_c$
 $30 < \lambda \leq 100$ のとき $f_k = f_c(1.3 - 0.01\lambda)$
 $100 < \lambda$ のとき $f_k = \frac{3000}{\lambda^2} \times f_c$

f_c : 許容圧縮応力度 ($\text{N/mm}^2 \rightarrow$ 計算式代入時は N/cm^2 に換算する)

λ : 細長比 $\lambda = \frac{l_k}{i}$
 l_k : 座屈長さ (cm)
 i : 断面 2 次半径 $i = \frac{D}{4.0}$ (cm) < 丸太の場合 >

D : 丸太の直径 (cm)

c. 複合応力を受ける材——曲げと圧縮を負担する材の断面算定式

$$\frac{N}{f_k \cdot A} + \frac{M}{f_b \cdot Z} \leq 1$$

ここに

M	: 設計用曲げモーメント	(N・m→計算式代入時はN・cmに換算する)
N	: 設計用軸方向圧縮力	(N)
Z	: 有効断面係数	(cm ³)
f _b	: 許容曲げ応力度	(N/mm ² →計算式代入時はN/cm ² に換算する)
A	: 有効断面積	(cm ²)
f _k	: 許容座屈応力度	(N/mm ² →計算式代入時はN/cm ² に換算する)

上記検定式を満足しない場合は、断面又はスパンの変更を行い再度計算して検定式を満足するようにする。

5. 9 接合部の設計

(1) 接合具の許容耐力

① 釘

a. 合板ガセットの場合

CN釘の許容耐力は、「1998年枠組壁工法建築物構造計算指針」による。

CN65：降伏せん断耐力

$$F=775\text{N/本 (合板12mm使用時)}$$

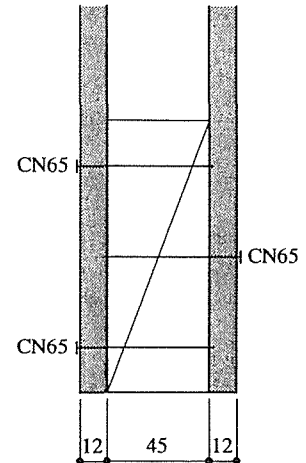
許容せん断耐力

$$\text{(固定荷重時)} \quad f_{1.10}=1.1F/3=1.1 \times 775/3=284\text{N/本}$$

$$\text{(固定+積雪荷重時)} \quad f_{1.60}=1.6F/3=1.6 \times 775/3=413\text{N/本}$$

$$\text{(固定+風荷重時)} \quad f_{2.00}=2.0F/3=2.0 \times 775/3=517\text{N/本}$$

$$\text{(固定+地震荷重時)} \quad f_{2.00}=2.0F/3=2.0 \times 775/3=517\text{N/本}$$



b. 鋼板ガセットの場合

ZN釘の許容耐力は、日本建築学会「木質構造設計規準1995改定」による。

ZN40：長期許容せん断耐力

$$F = Kd^{1.8}$$

$$=200 \times (0.333)^{1.8} \times 1.25 = 35\text{kgf/本} = 343\text{N/本}$$

K：樹種グループJ3（すぎ）の場合で200

d：ZN釘の胴径 3.33mm=0.333cm

1.25：添え鋼板による割増し

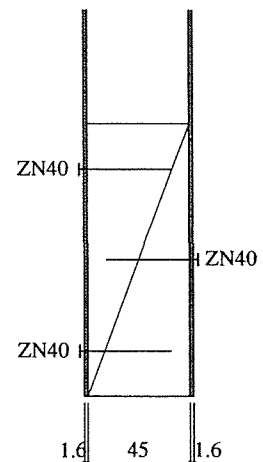
許容せん断耐力

$$\text{(固定荷重時)} \quad f_{1.10}=343 \times 1.10=377\text{N/本}$$

$$\text{(固定+積雪荷重時)} \quad f_{1.60}=343 \times 1.60=549\text{N/本}$$

$$\text{(固定+風荷重時)} \quad f_{2.00}=343 \times 2.00=686\text{N/本}$$

$$\text{(固定+地震荷重時)} \quad f_{2.00}=343 \times 2.00=686\text{N/本}$$



② ボルト

ボルト接合の許容耐力は、日本建築学会「木質構造設計規準1995改定」による。

F=ボルト接合の基準強度 (=降伏耐力 P_y とする)

許容せん断耐力

$$\text{(固定荷重時)} \quad f_{1.10}=1.1F/3 \text{ (N/本)}$$

$$\text{(固定+積雪荷重時)} \quad f_{1.60}=1.6F/3 \text{ (N/本)}$$

$$\text{(固定+風荷重時)} \quad f_{2.00}=2.0F/3 \text{ (N/本)}$$

$$\text{(固定+地震荷重時)} \quad f_{2.00}=2.0F/3 \text{ (N/本)}$$

a. 主材 4.5cm、側材 4.5cm：ボルト φ 12

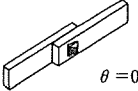
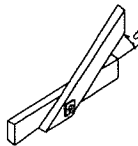
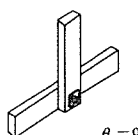
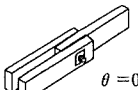
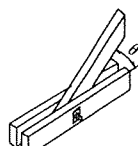
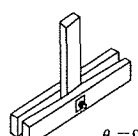
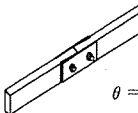
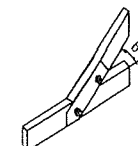
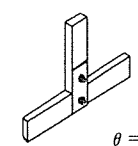
ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力Py) 単位：N/本

主材厚： 45.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 45.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																				
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ 12	4,569	4,534	4,432	4,276	4,081	3,863	3,639	3,419	3,212	3,023	2,855	2,710	2,586	2,483	2,401	2,338	2,294	2,268	2,259		
		二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ 12	9,147	9,019	8,659	8,128	7,505	6,856	6,232	5,662	5,159	4,726	4,360	4,055	3,806	3,606	3,449	3,331	3,250	3,202	3,186
				添え鋼板  $\theta = 0^\circ$ 	ガセットプレート片面 (一面せん断)																	
 $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート両面 (二面せん断)																					
	φ 12	5,983	5,942	5,823	5,638	5,406	5,145	4,872	4,602	4,345	4,109	3,897	3,711	3,553	3,420	3,314	3,232	3,175	3,140	3,129		
9,558		9,415	9,014	8,429	7,746	7,042	6,372	5,765	5,233	4,779	4,397	4,081	3,823	3,617	3,455	3,335	3,251	3,202	3,186			
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		

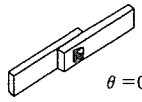
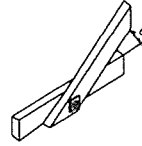
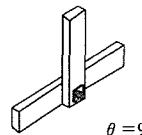
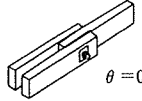
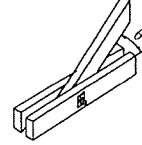
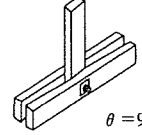
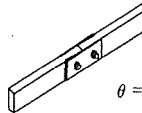
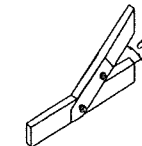
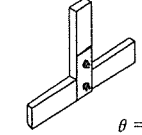
b. 主材 4.5cm、側材 4.5cm：ボルト $\phi 16$ ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力 P_y) 単位：N/本

主材厚： 45.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 45.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																			
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	$\phi 16$	7,328	7,274	7,118	6,876	6,574	6,236	5,885	5,541	5,215	4,917	4,652	4,420	4,223	4,059	3,927	3,827	3,756	3,714	3,700	
	二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	$\phi 16$	12,744	12,553	12,019	11,238	10,328	9,390	8,496	7,686	6,978	6,372	5,863	5,441	5,098	4,822	4,607	4,447	4,335	4,270	4,248
		添え鋼板  $\theta = 0^\circ$ 	ガセットプレート片面 (一面せん断)																		
$\phi 16$			9,851	9,753	9,474	9,051	8,534	7,973	7,408	6,870	6,376	5,936	5,553	5,226	4,952	4,728	4,551	4,416	4,322	4,266	4,248
 $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート両面 (二面せん断)																				
	$\phi 16$	12,744	12,553	12,019	11,238	10,328	9,390	8,496	7,686	6,978	6,372	5,863	5,441	5,098	4,822	4,607	4,447	4,335	4,270	4,248	
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	

c. 主材 4.5cm、側材 4.5cm：ボルト $\phi 19$

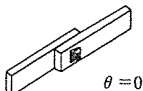
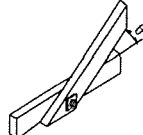
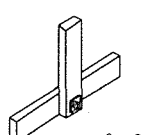
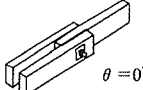
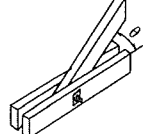
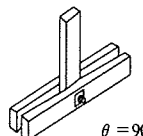
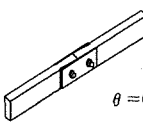
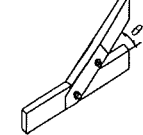
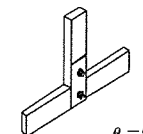
ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力 P_y) 単位：N/本

主材厚： 45.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 45.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																				
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	$\phi 19$	9,943	9,849	9,578	9,167	8,663	8,113	7,557	7,025	6,534	6,095	5,711	5,382	5,106	4,880	4,701	4,565	4,469	4,413	4,394		
		二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	$\phi 19$	15,134	14,908	14,273	13,346	12,265	11,151	10,090	9,128	8,287	7,567	6,963	6,462	6,054	5,727	5,472	5,281	5,148	5,071	5,045
				添え鋼板  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート片面 (一面せん断)																	
$\phi 19$	13,620				13,446	12,956	12,228	11,361	10,448	9,558	8,735	8,001	7,363	6,819	6,363	5,987	5,684	5,446	5,267	5,143	5,069	5,045
	ガセットプレート両面 (二面せん断)																					
$\phi 19$	15,134	14,908	14,273	13,346	12,265	11,151	10,090	9,128	8,287	7,567	6,963	6,462	6,054	5,727	5,472	5,281	5,148	5,071	5,045			
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90			

d. 主材 6.0cm、側材 6.0cm：ボルト φ12

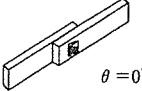
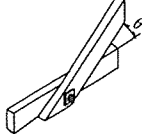
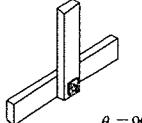
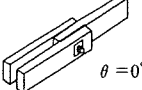
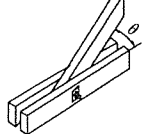
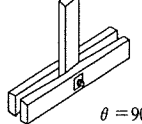
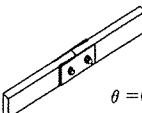
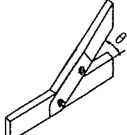
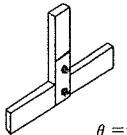
ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力Py) 単位：N/本

主材厚： 60.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 60.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																		
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ12																			
		5,327	5,278	5,137	4,924	4,660	4,372	4,079	3,798	3,539	3,305	3,101	2,926	2,778	2,657	2,561	2,488	2,436	2,406	2,396
二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ12																			
		10,667	10,546	10,202	9,687	9,065	8,400	7,742	7,125	6,567	6,076	5,654	5,297	5,000	4,760	4,570	4,426	4,327	4,268	4,248
添え鋼板  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート片面 (一面せん断)																			
	φ12	6,844	6,786	6,618	6,362	6,044	5,693	5,335	4,988	4,664	4,371	4,113	3,890	3,702	3,547	3,424	3,329	3,263	3,224	3,211
	ガセットプレート両面 (二面せん断)																			
	φ12	12,744	12,553	12,019	11,238	10,328	9,390	8,496	7,686	6,978	6,372	5,863	5,441	5,098	4,822	4,607	4,447	4,335	4,270	4,248
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90

e. 主材 6.0cm、側材 6.0cm：ボルト φ 16

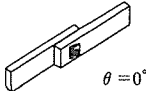
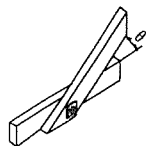
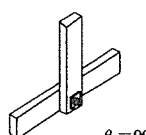
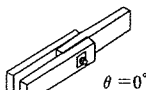
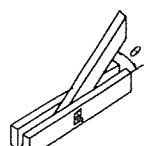
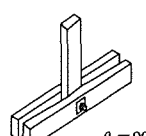
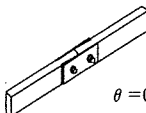
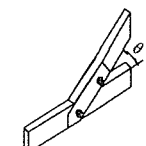
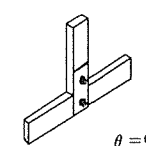
ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力Py) 単位：N/本

主材厚： 60.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 60.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																				
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ 16	8,122	8,059	7,879	7,601	7,254	6,868	6,469	6,078	5,710	5,375	5,076	4,817	4,597	4,415	4,268	4,157	4,078	4,031	4,016		
		二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ 16	16,261	16,033	15,393	14,450	13,341	12,188	11,079	10,065	9,171	8,402	7,751	7,210	6,766	6,410	6,131	5,923	5,778	5,692	5,664
				添え鋼板  $\theta = 0^\circ$ 	ガセットプレート片面 (一面せん断)																	
φ 16	10,637				10,564	10,352	10,024	9,611	9,146	8,661	8,181	7,725	7,305	6,928	6,598	6,315	6,080	5,891	5,746	5,643	5,582	5,562
	 $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート両面 (二面せん断)																				
φ 16		16,992	16,738	16,026	14,984	13,770	12,520	11,328	10,249	9,304	8,496	7,817	7,255	6,797	6,430	6,143	5,929	5,780	5,693	5,664		
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		

f. 主材 6.0cm、側材 6.0cm：ボルト $\phi 19$

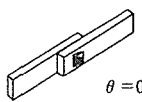
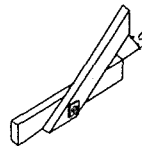
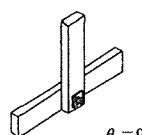
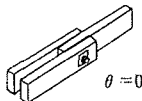
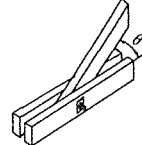
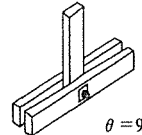
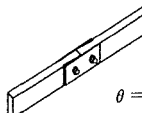
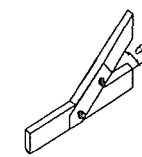
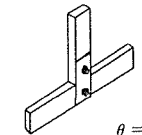
ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力 P_y) 単位：N/本

主材厚： 60.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 60.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																			
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	$\phi 19$	10,715	10,641	10,425	10,092	9,672	9,201	8,708	8,222	7,760	7,335	6,954	6,621	6,336	6,098	5,907	5,761	5,658	5,596	5,576	
	二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	$\phi 19$	20,178	19,876	19,030	17,794	16,352	14,867	13,452	12,170	11,048	10,089	9,283	8,616	8,071	7,635	7,295	7,040	6,864	6,760	6,726
		添え鋼板  $\theta = 0^\circ$ 	ガセットプレート片面 (一面せん断)																		
$\phi 19$			14,225	14,106	13,762	13,236	12,584	11,863	11,124	10,408	9,739	9,133	8,599	8,137	7,747	7,425	7,168	6,972	6,835	6,753	6,726
 $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート両面 (二面せん断)																				
	$\phi 19$	20,178	19,876	19,030	17,794	16,352	14,867	13,452	12,170	11,048	10,089	9,283	8,616	8,071	7,635	7,295	7,040	6,864	6,760	6,726	
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	

g. 主材 9.0cm、側材 4.5cm：ボルト $\phi 12$

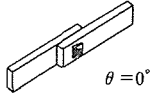
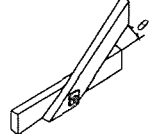
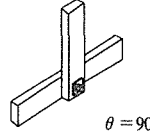
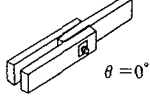
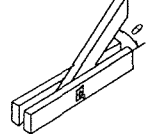
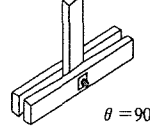
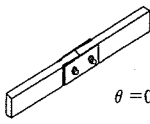
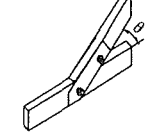
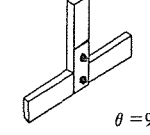
ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力 P_y) 単位：N/本

主材厚： 90.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 45.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																				
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	$\phi 12$	4,569	4,534	4,433	4,277	4,082	3,865	3,641	3,421	3,214	3,026	2,858	2,713	2,589	2,486	2,404	2,341	2,297	2,271	2,262		
		二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	$\phi 12$	9,137	9,067	8,864	8,551	8,161	7,726	7,277	6,837	6,424	6,046	5,711	5,419	5,172	4,966	4,802	4,676	4,588	4,535	4,518
				添え鋼板  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート片面 (一面せん断)																	
$\phi 12$	7,666				7,603	7,422	7,143	6,797	6,415	6,022	5,640	5,282	4,958	4,672	4,424	4,214	4,041	3,902	3,797	3,723	3,679	3,664
	ガセットプレート両面 (二面せん断)																					
$\phi 12$	15,331	15,169	14,707	14,011	13,166	12,254	11,344	10,482	9,697	9,002	8,400	7,889	7,462	7,115	6,840	6,632	6,486	6,400	6,372			
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90			

h. 主材 9.0cm、側材 4.5cm：ボルト φ 16

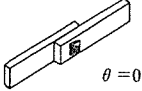
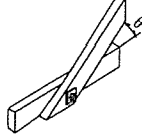
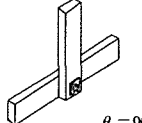
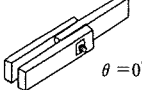
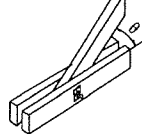
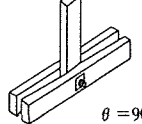
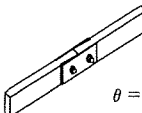
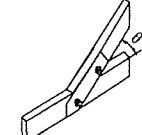
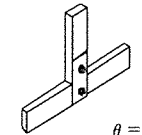
ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力Py) 単位：N/本

主材厚： 90.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 45.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																				
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ 16	7,341	7,293	7,154	6,938	6,666	6,358	6,034	5,713	5,406	5,123	4,867	4,643	4,450	4,290	4,160	4,060	3,990	3,948	3,934		
		二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ 16	14,656	14,561	14,285	13,857	13,315	12,703	12,060	11,421	10,811	10,246	9,737	9,290	8,906	8,585	8,327	8,128	7,987	7,904	7,876
				添え鋼板  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート片面 (一面せん断)																	
φ 16	13,050				12,930	12,585	12,059	11,413	10,705	9,988	9,299	8,662	8,090	7,589	7,159	6,798	6,502	6,266	6,087	5,961	5,887	5,862
	ガセットプレート両面 (二面せん断)																					
φ 16	25,488	25,107	24,038	22,477	20,656	18,780	16,992	15,373	13,956	12,744	11,726	10,883	10,195	9,644	9,215	8,893	8,670	8,539	8,496			
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90			

i. 主材 9.0cm、側材 4.5cm：ボルト φ 19

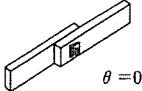
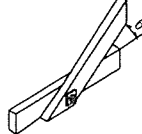
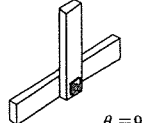
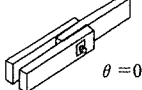
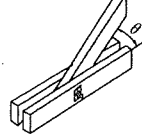
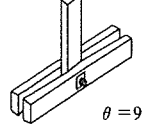
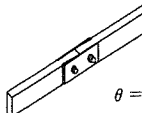
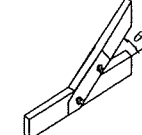
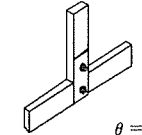
ボルト接合の基準強度 F (=降伏耐力Py) 単位：N/本

主材厚： 90.0 mm

荷重方向に角度がある場合以下の式により算出する。

側材厚： 45.0 mm

$$R_{\theta} = R_0 \cdot R_{90} / (R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta)$$

接合形式	径	荷重角度 θ																				
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		
一面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ 19	9,958	9,885	9,674	9,348	8,940	8,483	8,008	7,542	7,101	6,697	6,337	6,023	5,755	5,533	5,354	5,217	5,121	5,064	5,045		
		二面せん断  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	φ 19	19,885	19,739	19,319	18,671	17,857	16,946	16,001	15,071	14,192	13,386	12,667	12,040	11,506	11,062	10,706	10,433	10,241	10,127	10,089
				添え鋼板  $\theta = 0^\circ$   $\theta = 90^\circ$	ガセットプレート片面 (一面せん断)																	
φ 19	16,647				16,511	16,119	15,518	14,770	13,942	13,092	12,265	11,491	10,788	10,167	9,629	9,174	8,798	8,498	8,268	8,107	8,012	7,980
	ガセットプレート両面 (二面せん断)																					
	φ 19	30,267	29,814	28,545	26,691	24,528	22,301	20,178	18,255	16,572	15,134	13,925	12,923	12,107	11,453	10,942	10,561	10,296	10,140	10,089		
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90		

(2) トラス接合部

① 釘による接合

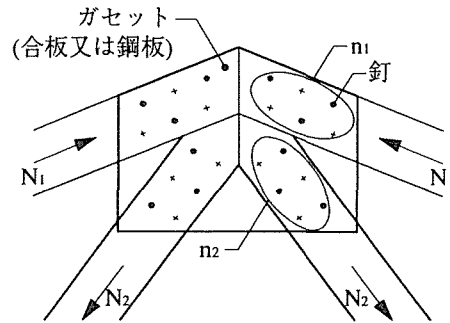
■ 頂部

- f : 釘の許容せん断耐力 (N/本)
 N_1 : 上弦材の軸力 (N)
 N_2 : 東材、斜材の軸力 (N)
 $n_{1,2}$: 必要釘本数

$$n_1 \geq N_1 / f$$

$$n_2 \geq N_2 / f$$

(注) N_1 が圧縮力の場合木材のめり込みにて軸力の50%を負担させることができる。

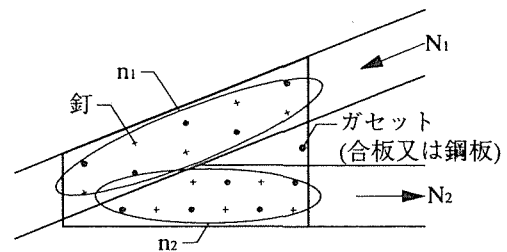


■ 合掌尻

- f : 釘の許容せん断耐力 (N/本)
 N_1 : 上弦材の軸力 (N)
 N_2 : 下弦材の軸力 (N)
 $n_{1,2}$: 必要釘本数

$$n_1 \geq \max(N_1, N_2) / f$$

$$n_2 \geq \max(N_1, N_2) / f$$



■ 東材、斜材

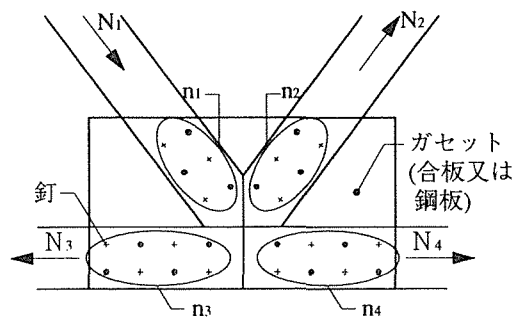
- f : 釘の許容せん断耐力 (N/本)
 $N_{1,2}$: 東材、斜材の軸力 (N)
 N_3 : 下弦材の軸力 (N)
 $n_{1,2,3,4}$: 必要釘本数

$$n_1 \geq N_1 / f$$

$$n_2 \geq N_2 / f$$

$$n_3 \geq N_3 / f$$

$$n_4 \geq N_4 / f$$



②ボルトによる接合

■頂部

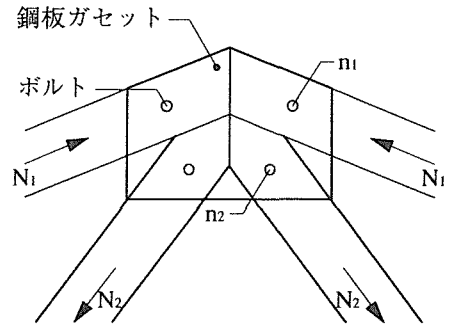
f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)
 【鋼-木-鋼：二面せん断】

N_1 : 上弦材の軸力 (N)
 N_2 : 束材、斜材の軸力 (N)
 $n_{1,2}$: 必要ボルト本数

$$n_1 \geq N_1 / f$$

$$n_2 \geq N_2 / f$$

(注) N_i が圧縮力の場合木材のめり込みにて軸力の50%を負担させることができる。

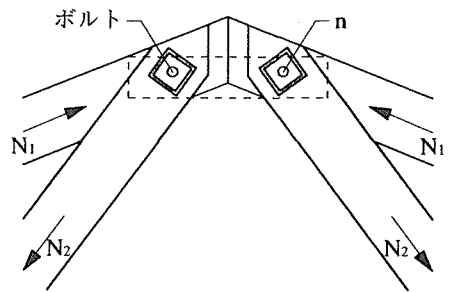


f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)
 【木-木-木：二面せん断】

N_1 : 上弦材の軸力 (N)
 N_2 : 束材、斜材の軸力 (N)
 $n_{1,2}$: 必要ボルト本数

$$n \geq \max(N_1, N_2) / f$$

(注) N_i が圧縮力の場合木材のめり込みにて軸力の50%を負担させることができる。



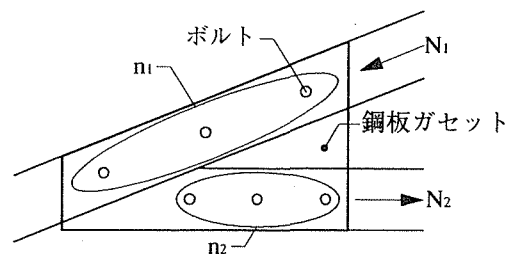
■合掌尻

f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)
 【鋼-木-鋼：二面せん断】

N_1 : 上弦材の軸力 (N)
 N_2 : 下弦材の軸力 (N)
 $n_{1,2}$: 必要ボルト本数

$$n_1 \geq \max(N_1, N_2) / f$$

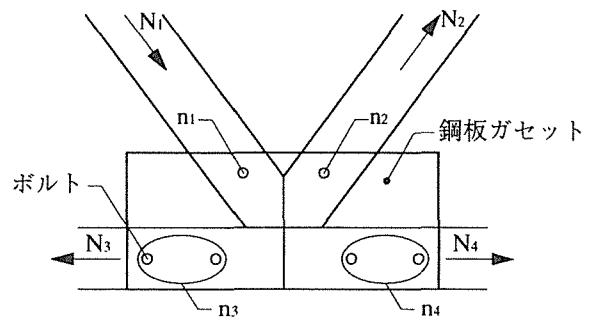
$$n_2 \geq \max(N_1, N_2) / f$$



■ 束材、斜材

- f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)
 【鋼-木-鋼: 二面せん断】
 $N_{1,2}$: 束材、斜材の軸力 (N)
 N_3 : 下弦材の軸力 (N)
 $n_{1,2,3,4}$: 必要ボルト本数

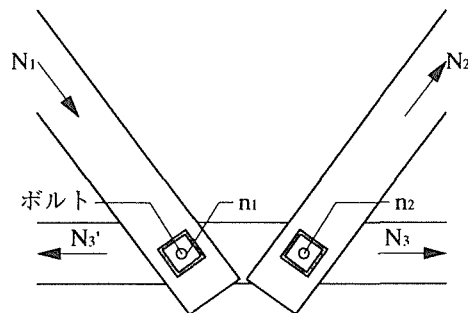
$$\begin{aligned}
 n_1 &\geq N_1/f \\
 n_2 &\geq N_2/f \\
 n_3 &\geq N_3/f \\
 n_4 &\geq N_4/f
 \end{aligned}$$



- f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)
 【木-木-木: 二面せん断】
 $N_{1,2}$: 束材、斜材の軸力 (N)
 $N_{3,3'}$: 下弦材の軸力 (N)
 $n_{1,2}$: 必要ボルト本数

$$\begin{aligned}
 n_1 &\geq \max(N_1, N_3' - N_3)/f \\
 n_2 &\geq \max(N_2, N_3' - N_3)/f
 \end{aligned}$$

ただし、 $N_3' > N_3$



(3) 方づえと柱及びトラス弦材との接合部

■方杖とトラス

f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)

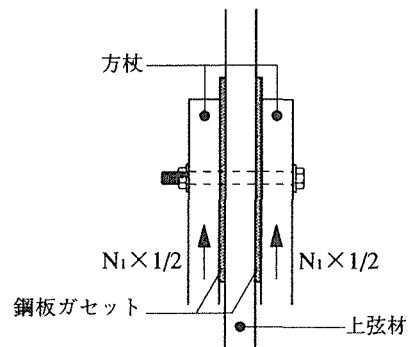
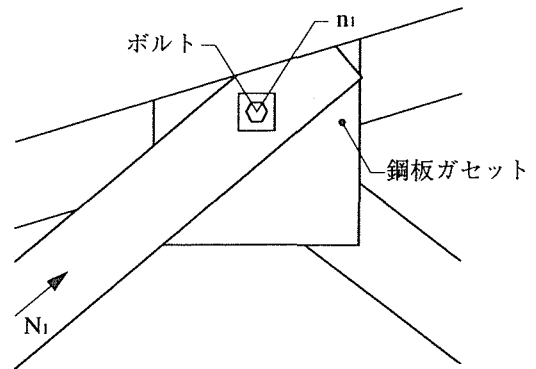
【木-鋼：一面せん断】

N_i : 方づえの軸力 (N)

n_i : 必要ボルト本数

$$n_i \geq N_i / (f \times 2)$$

└方づえを両面で2本使用



■方杖と柱

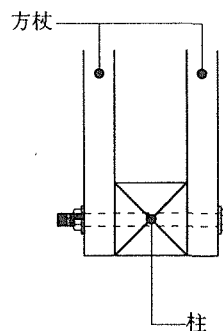
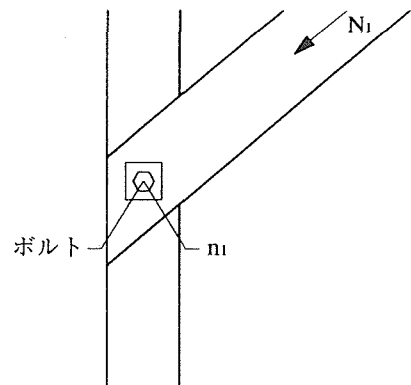
f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)

【木-木-木：二面せん断】

N_i : 方づえの軸力 (N)

n_i : 必要ボルト本数

$$n_i \geq N_i / f$$



(4) リジットフレームの接合部

■ 方杖とトラス

f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)

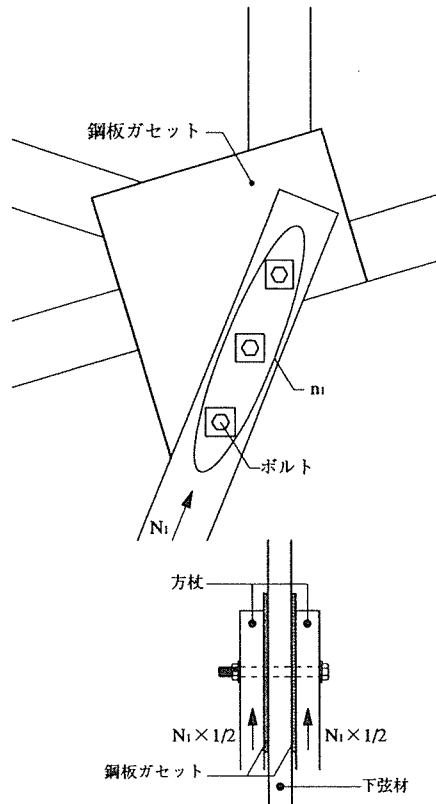
【木-鋼：一面せん断】

N_1 : 方づえの軸力 (N)

n_1 : 必要ボルト本数

$$n_1 \geq N_1 / (f \times 2)$$

└方づえを両面で2本使用



■ 脚部

f : ボルトの許容せん断耐力 (N/本)

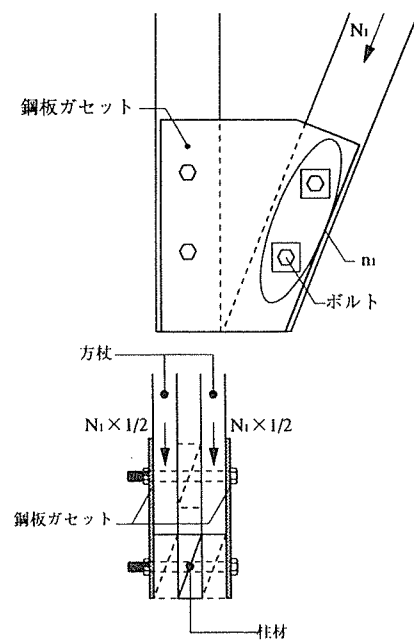
【木-鋼：一面せん断】

N_1 : 方づえの軸力 (N)

n_1 : 必要ボルト本数

$$n_1 \geq N_1 / (f \times 2)$$

└方づえを両面で2本使用



5. 10 補強金物の設計

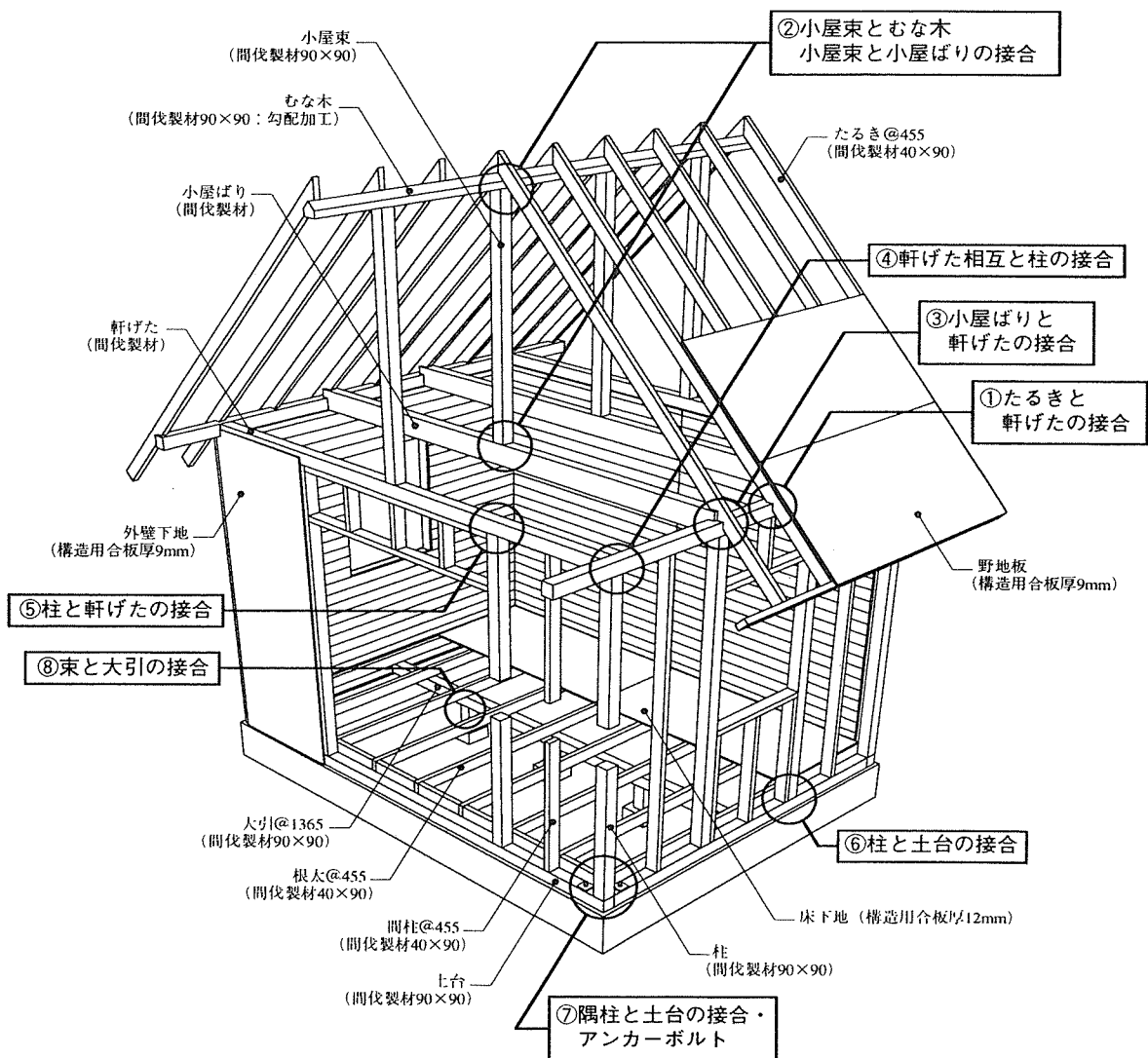
(1) 軸組材相互

① 製材タイプ

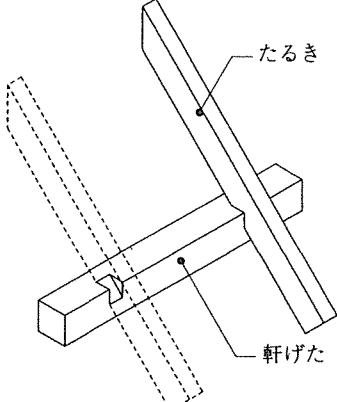
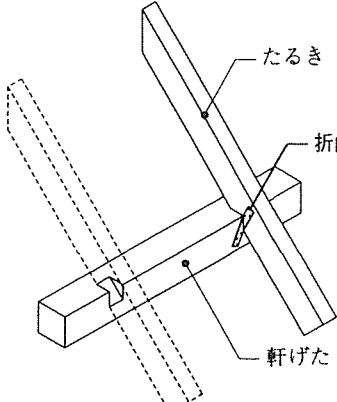
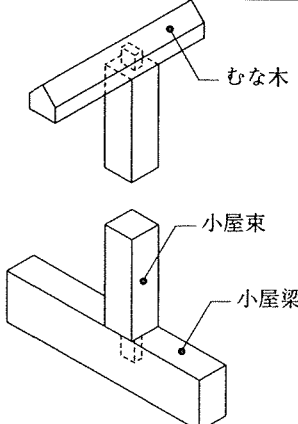
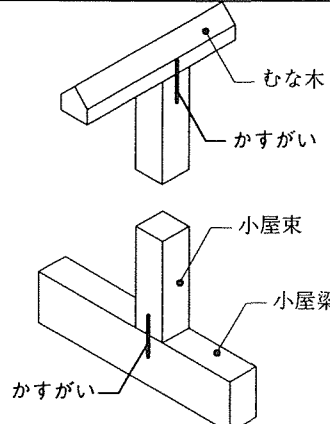
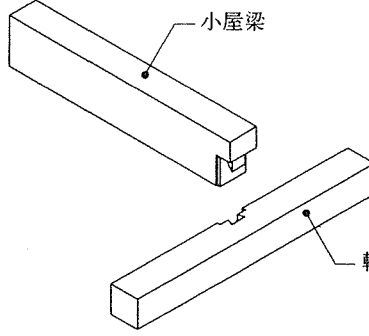
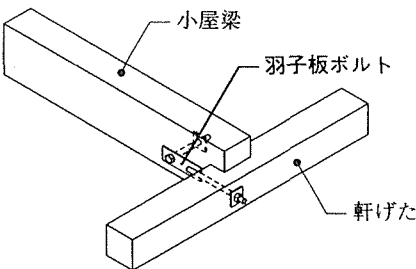
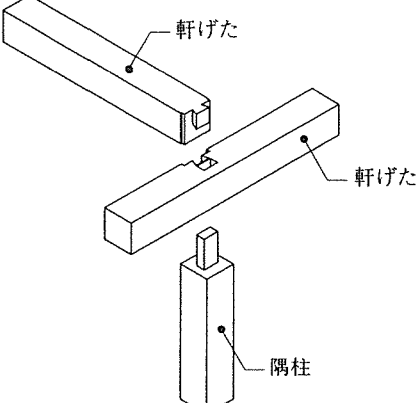
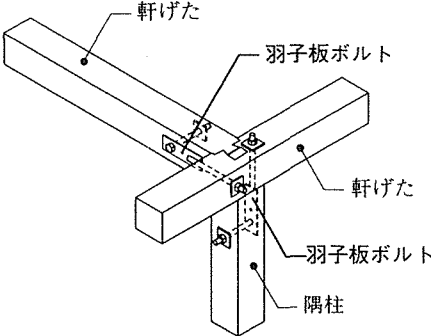
軸組構法用金物（Zマーク金物）を使用することとする。

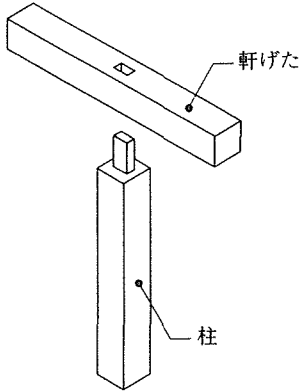
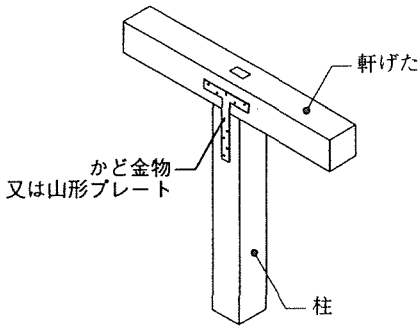
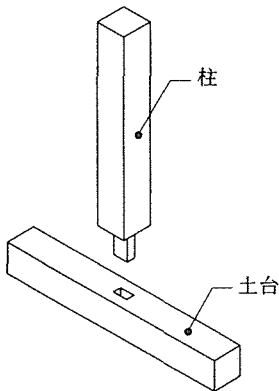
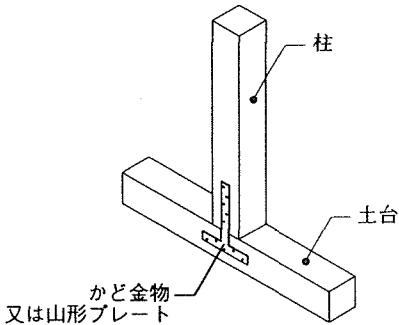
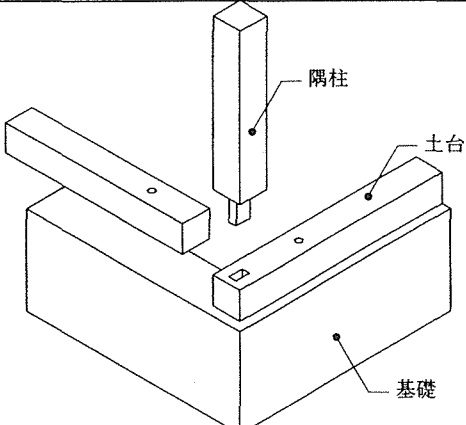
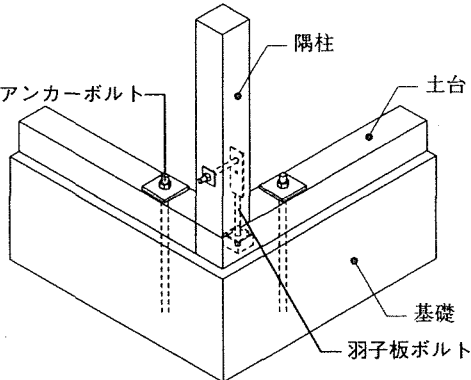
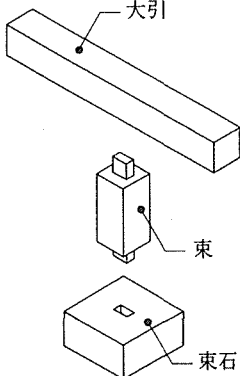
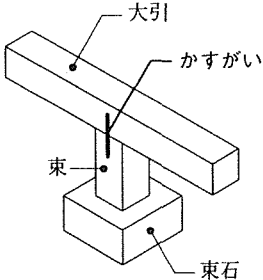
<使用例－平屋建>

- a. 小屋組：
 - ①たるきと軒げた又はもやの接合——折曲げ金物、ひねり金物、くら金物
 - ②小屋束とむな木又は小屋ばりの接合——かすがい、ひら金物
 - ③小屋ばりと軒げたの接合——羽子板ボルト
 - ④軒げた相互の接合——羽子板ボルト
- b. 壁 組：
 - ⑤柱と軒げたの接合——かど金物、山形プレート
 - ⑥柱と土台の接合——かど金物、山形プレート
 - ⑦隅柱と土台の接合——羽子板ボルト
- c. 床 組：
 - ⑧大引と束の接合——かすがい

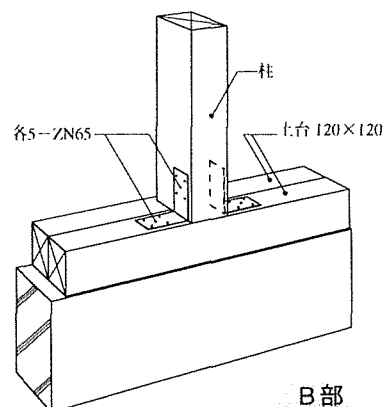
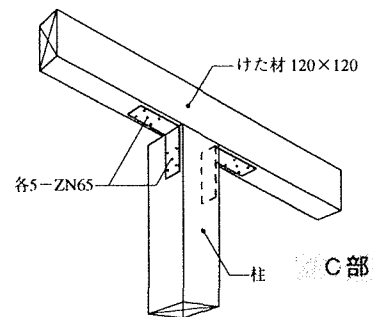
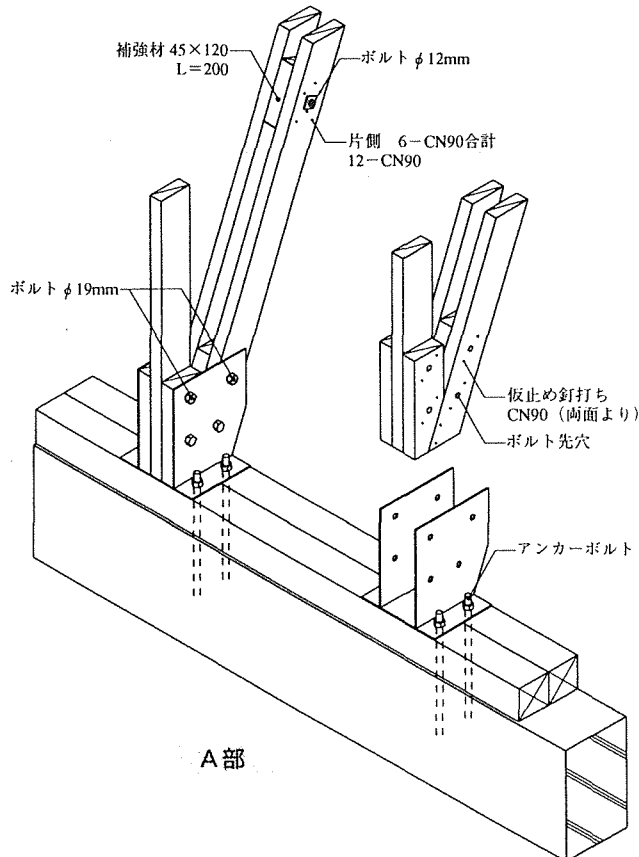
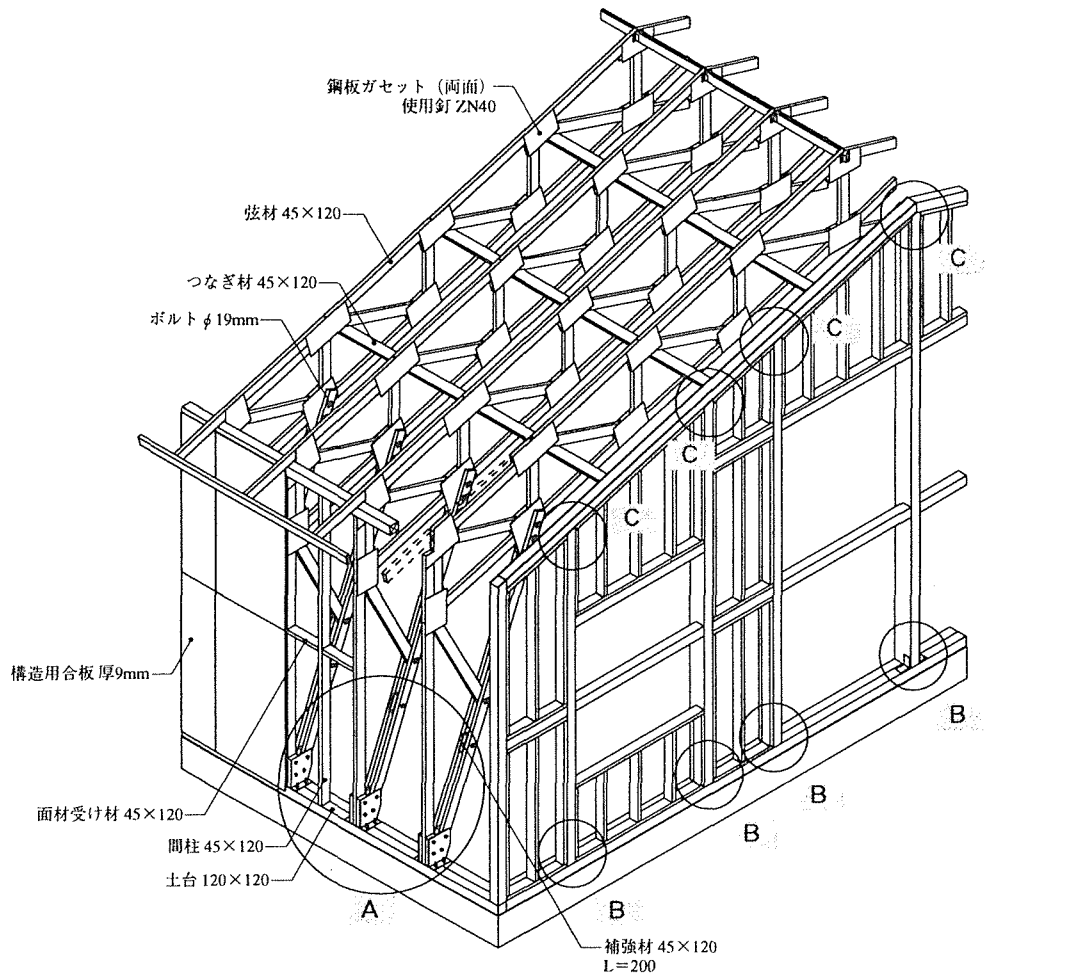


接合金物の必要箇所

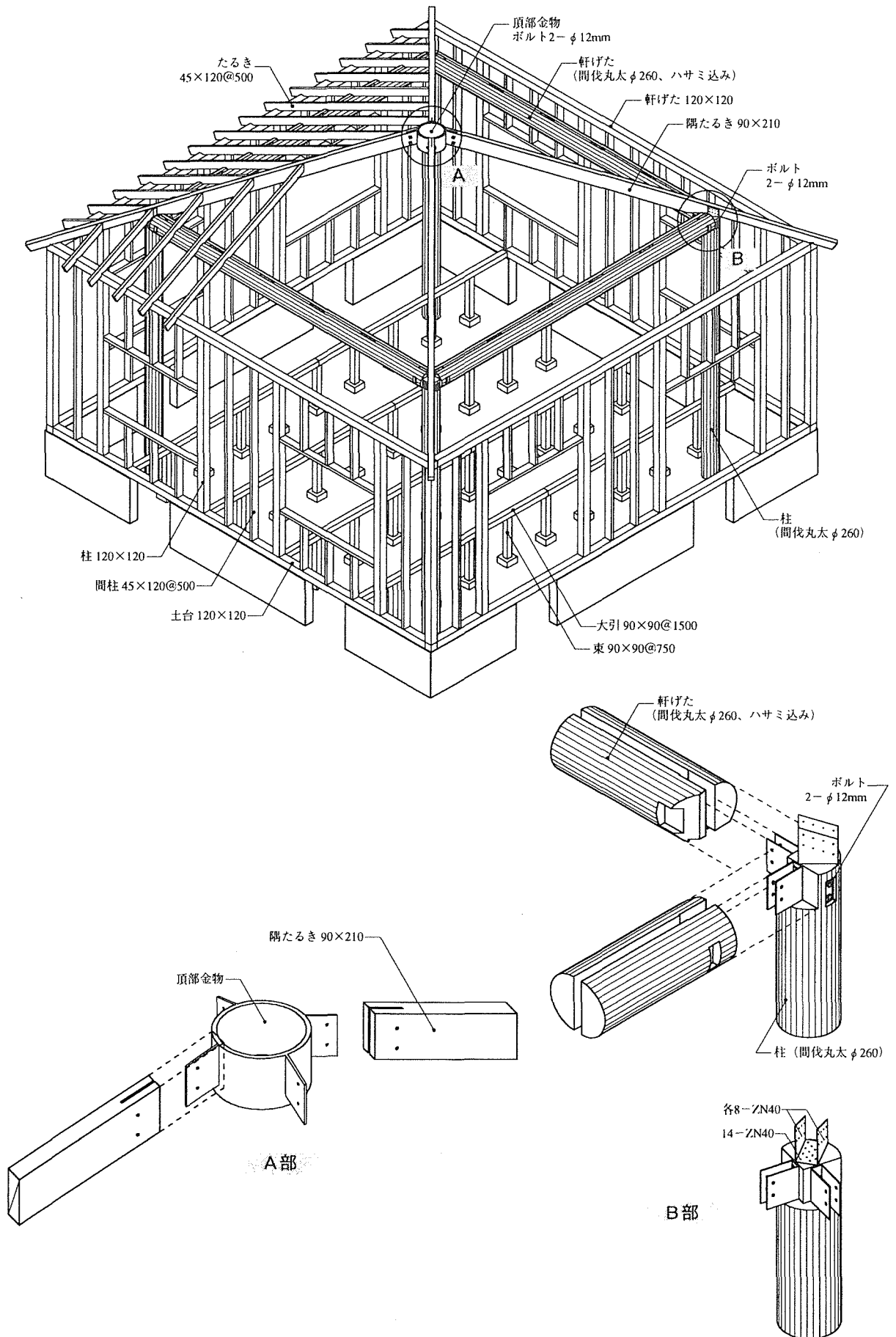
	各接合部の仕口	補強金物の取付け要領
① たるきと軒げたの接合	 <p>たるき</p> <p>軒げた</p>	 <p>たるき</p> <p>折曲げ金物</p> <p>軒げた</p>
② 小屋束と小屋ばりの接合	 <p>むな木</p> <p>小屋束</p> <p>小屋梁</p>	 <p>むな木</p> <p>かすがい</p> <p>小屋束</p> <p>小屋梁</p> <p>かすがい</p>
③ 小屋ばりと軒げたの接合	 <p>小屋梁</p> <p>軒げた</p>	 <p>小屋梁</p> <p>羽子板ボルト</p> <p>軒げた</p>
④ 軒げた相互と柱の接合	 <p>軒げた</p> <p>軒げた</p> <p>隅柱</p>	 <p>軒げた</p> <p>羽子板ボルト</p> <p>軒げた</p> <p>羽子板ボルト</p> <p>隅柱</p>

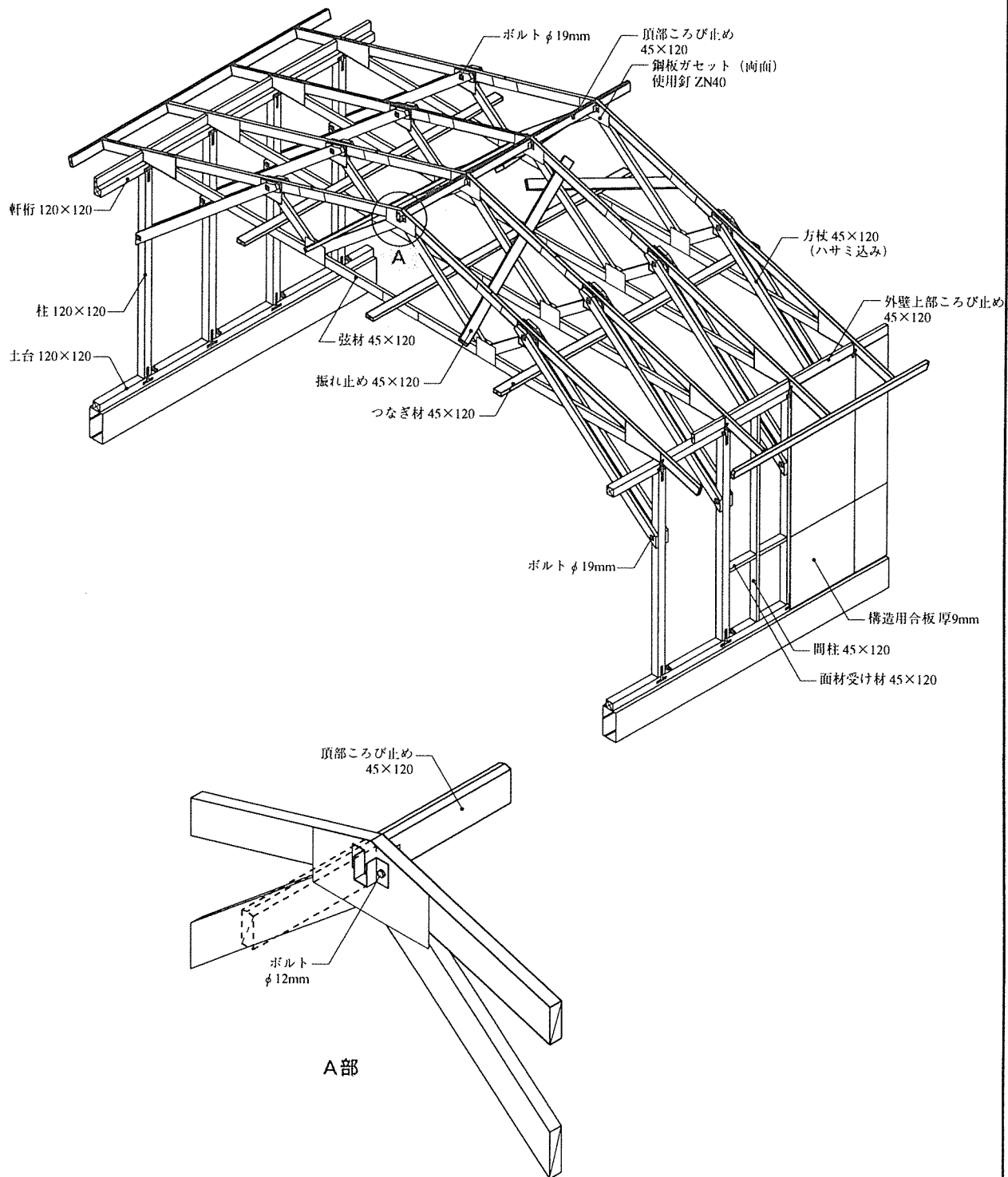
	各接合部の仕口	補強金物の取付け要領
⑤ 柱と軒げたの接合	 <p>軒げた</p> <p>柱</p>	 <p>軒げた</p> <p>かど金物 又は山形プレート</p> <p>柱</p>
⑥ 柱と土台の接合	 <p>柱</p> <p>土台</p>	 <p>柱</p> <p>土台</p> <p>かど金物 又は山形プレート</p>
⑦ 隅柱と土台の接合・アンカーボルト	 <p>隅柱</p> <p>土台</p> <p>基礎</p>	 <p>隅柱</p> <p>土台</p> <p>基礎</p> <p>アンカーボルト</p> <p>羽子板ボルト</p>
⑧ 束と大引の接合	 <p>大引</p> <p>束</p> <p>束石</p>	 <p>大引</p> <p>かすがい</p> <p>束</p> <p>束石</p>

(2) 柱脚金物



(3) その他・特殊接合金物





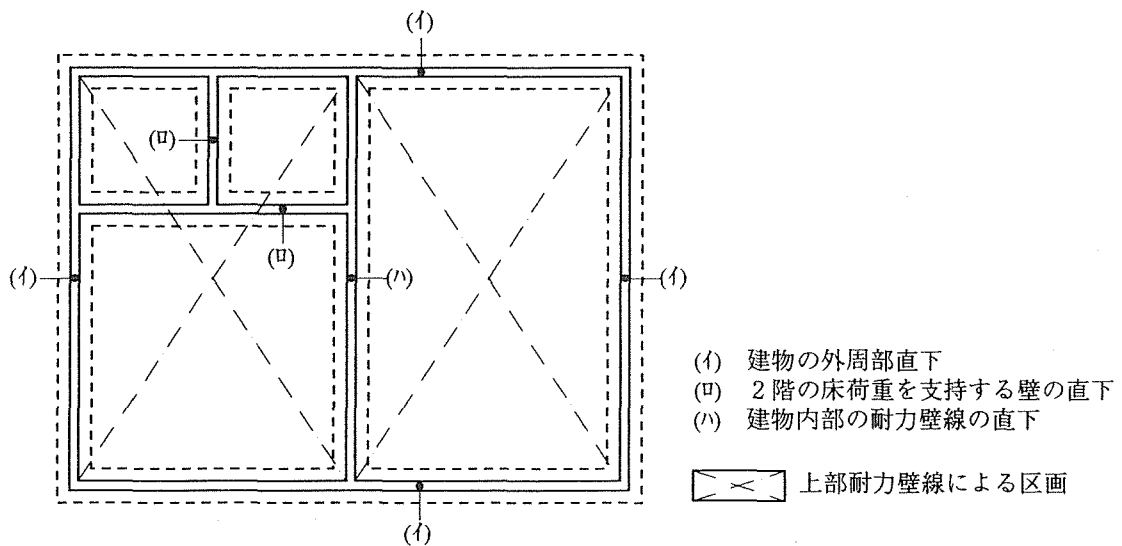
5. 1. 1 基礎の設計

(1) 一般基礎

① 布基礎の設置位置

布基礎はその役割から、上部からの固定荷重を支持する柱の直下及び耐力壁を含む軸組線（以下耐力壁線と呼ぶ）直下に設けなければならない。設置する箇所は、(イ)建物の外周部直下、(ロ)2階の床荷重を支持する壁の直下（階段室で2階の床荷重を支持する壁の直下も含む）、(ハ)建物内部の耐力壁線の直下である。建物内部の布基礎は直交する布基礎まで延長し、布基礎で囲まれる区画が矩形となるようにしなければならない。直交部分のない独立した布基礎とする場合、水平荷重によって生じる軸力（圧縮力及び浮上がり力）に対して布基礎部分が有効に抵抗出来ないからである。

建物内部の布基礎の配置箇所は、建物内部の耐力壁線区画によって決められるため、耐力壁の配置等の構造計画と同時に決めることが必要となる。

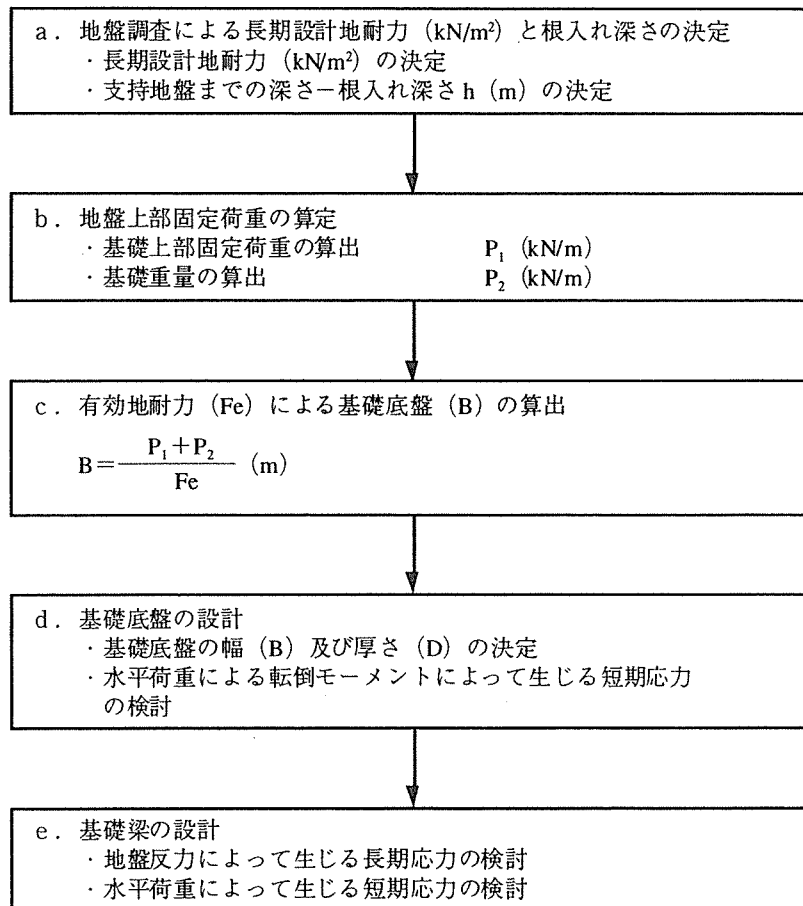


②布基礎の設計方法

布基礎は、建物の固定荷重と基礎用積載荷重 (1300N/m²) による長期応力と、水平荷重による転倒モーメントによって生じる短期応力のそれぞれの応力に対して断面寸法の安全を確認することが必要となる。一般に2階建て住宅の場合、ほとんどの場合長期応力によって断面が決定される。

布基礎の設計の手順を以下に示す。

布基礎の設計の手順



a. 地盤調査による長期設計地耐力 (kN/m²) と根入れ深さの決定

長期設計地耐力は地面の位置における地耐力ではなく、支持地盤の位置における支持耐力となる。直接基礎である布基礎方式の場合、地面から設計地耐力が確保できる地盤の位置迄の距離を根入れ深さで示している。埋め土等がある場合は、埋め土のない部分迄掘り下げ基礎底盤を設定することが必要となり、根入れ深さの確認を行うことがまず必要となる。一般の場合、地面の表面部分は支持耐力が期待出来ないため、根入れ深さとして、30cm以上とすることが好ましいといえる。布基礎方式の場合の長期設計地耐力は、2階建て木造住宅の重量より、30kN/m²以上が必要となるが、標準断面を使用する場合の地耐力は、50kN/m²以上の敷地が必要となる。

b. 地面上部固定荷重の算定

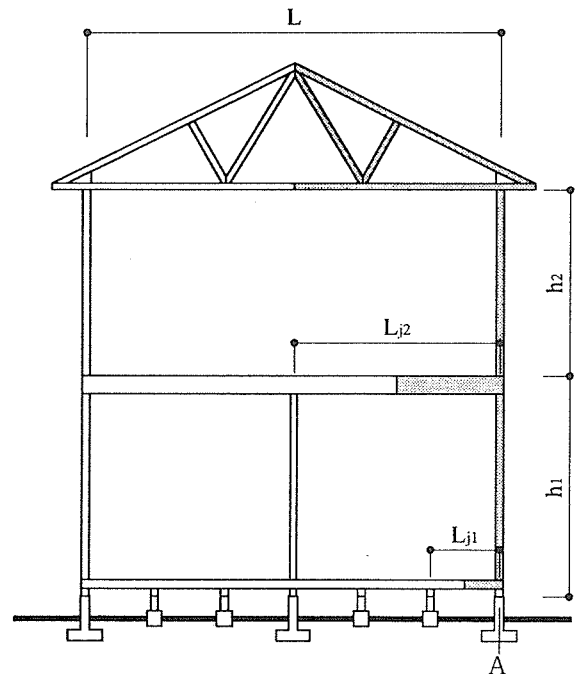
各通りの基礎上部固定荷重を算出する。

建物外周A通り

- | | | |
|-------|---|-------|
| ①小屋組 | $(W_r + W_t + W_c) \times (L/2 + l)$ | (N/m) |
| ②2階外壁 | $W_{ew} \times h_2$ | (N/m) |
| ③2階床 | $(W_{f2} + L.L) \times L_{j2} \times 1/2$ | (N/m) |
| ④1階外壁 | $W_{ew} \times h_1$ | (N/m) |
| ⑤1階床 | $(W_{f1} + L.L) \times L_{j1} \times 1/2$ | (N/m) |

ここに、

W_r	: 屋根荷重	(N/m ²)
W_t	: トラス荷重	(N/m ²)
W_c	: 天井荷重	(N/m ²)
W_{ew}	: 外壁荷重	(N/m ²)
W_{f2}	: 2階床荷重	(N/m ²)
W_{f1}	: 1階床荷重	(N/m ²)
L.L	: 積載荷重 = 1300	(N/m ²)
L	: 建物の幅	(m)
l	: 軒の出	(m)
L_{j2}	: 2階床根太スパン	(m)
L_{j1}	: 1階床根太スパン	(m)



基礎上部荷重

$$N_i = \sum \text{①} \sim \text{⑤} \quad (\text{N/m})$$

$$= (\sum \text{①} \sim \text{⑤}) \times 0.001 \quad (\text{kN/m})$$

c. 有効地耐力 (f_e) による基礎底盤 (B) の算出

基礎底盤の幅を算出するに当たって、まず、地面レベルにおける有効地耐力を、地盤の長期設計地耐力から根入れ深さ迄の基礎の重量を差し引き算出する。基礎底盤の幅は、地面上部の固定荷重を有効地耐力で除して算出する。2階建て木造住宅の布基礎の基礎底盤の幅として450mmが採用されているが、長期設計地耐力が 50kN/m^2 未満 30kN/m^2 以上の場合、又は根入れ深さが大きい場合は450mm以上が必要となる。長期設計地耐力が 30kN/m^2 未満の場合、基礎底盤の幅が大きくなり、一般に布基礎方式では設計が困難となるのでべた基礎方式となる。以下に、布基礎底盤の幅の計算方法を示す。

基礎の立上がり高さ30cmの場合

N_1 : 基礎上部鉛直荷重

N_2 : G.L上部基礎重量

$$N_2 = 24 \times b \times 0.3 = 7.2 \times b \text{ (kN/m)}$$

24 : コンクリート重量 (kN/m^3)

b : 布基礎の幅 (m)

0.3 : 立上がり (m)

N_3 : G.L下部基礎重量 (布基礎長さ1.0mあたり)

$$N_3 = 20 \times h \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

20 : 土とコンクリートの平均重量 (kN/m^3)

h : 根入れ深さ (m)

G.L地盤面の釣合いより

上部からの全鉛直荷重 $N = N_1 + N_2$

G.L下部基礎重量 N_3

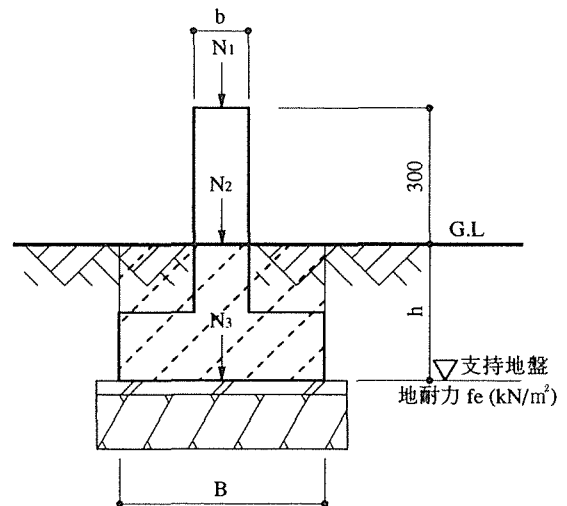
支持地盤面の長期地耐力 f_e (kN/m^2)

G.Lにおける有効地耐力 $f_e' = f_e - N_3$ (kN/m^2)

布基礎底盤の幅 B (m)

支持耐力 $N_e = B \times f_e' \geq N$

$$B \geq N / f_e' \text{ (m)}$$



d. 基礎底盤の設計

基礎底盤は幅120mm以上の立上り壁部分（基礎梁）と一体化されており、地盤反力による応力算定上のスパンは、(基礎底盤の幅－基礎梁の幅)/2となり、基礎底盤の幅450mm程度の場合ではほとんど最低の配筋となる。基礎底盤の厚さは、鉄筋入りのため150mm以上となる。水平荷重による転倒モーメントに対しては以下の検討により基礎の底盤を設計する。

鉛直荷重（布基礎長さ1.0mあたり）

N_1 : 基礎上部鉛直荷重

N_2 : G.L上部基礎重量

N_3 : G.L下部基礎重量

鉛直荷重 $P=N_1+N_2+N_3$ (kN)

基礎底盤の設計

支点水平反力による曲げ

$$M=Q' \times (ht+h) \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

Q' : 基礎上部に作用する水平力 (kN)

ht : 立上がり (m)

h : 根入れ (m)

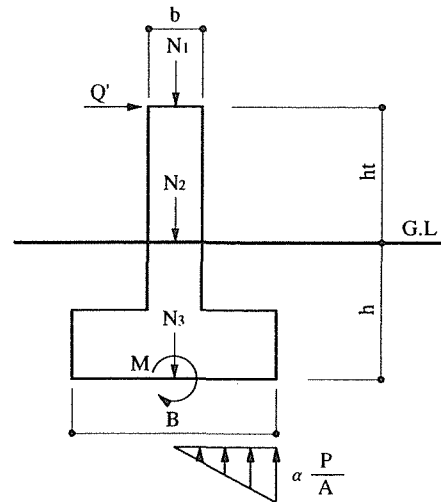
偏心距離： $e=M/P$ (m)

$$e/B > 1/6 \text{ の場合 } \alpha = 2 / \{3 \times (1/2 - e/B)\}$$

$$e/B \leq 1/6 \text{ の場合 } \alpha = 1 + (6e/B)$$

必要短期地耐力： $\sigma_{\max} = \alpha \times (P/A)$ (kN/m²)

A : 底盤断面積 (m²) $A=B \times 1.0\text{m}$

基礎底盤配筋の設計

$$w = \sigma_{\max} \text{ (kN/m}^2\text{) (短期)}$$

$$sM = 1/2 \times w \times L_B \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$sQ = w \times L_B \text{ (kN)}$$

断面算定

D : 底盤厚 (cm)

$$d = D - 7 \text{ (cm)}$$

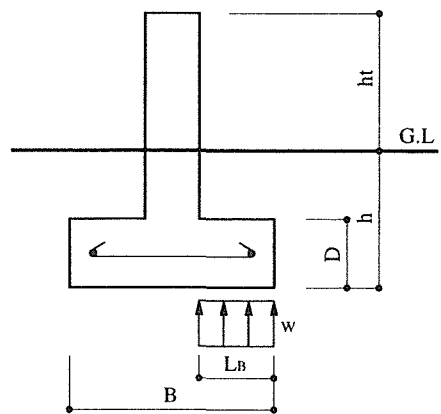
$$j = (7/8)d \text{ (cm)}$$

必要鉄筋断面積： $at = sM / (sft \times j)$ (cm²)

必要鉄筋周長： $\psi = sQ / (sfa \times j)$ (cm)

sft : 鉄筋の短期許容引張り応力度 (N/mm²)

sfa : 鉄筋の短期許容付着応力度 (N/mm²)



(2) 埋設ポール方式の基礎

①基礎の役割

埋設ポール方式の基礎は、上部からの鉛直荷重を地盤に安全に伝えると同時に、上部の建築物に生じる風・地震による水平荷重に対して、地盤に抵抗させる重要な役割を果たしている。従って、基礎の設計に際しては、まず地盤の土質性状についての調査等が必要となる。

②基礎の種類

図Aにおいて、埋設ポール方式の基礎の種類を示す。基礎の種類は、上部建築物の設計条件及び埋設ポールの間隔・スパン等によって、経済的で適切な種類を選定することとなる。

コンクリートを充填する基礎方式の場合、埋設ポールと一体化した基礎となるため、基礎の埋込み深さ及び基礎部分の直径は、効率的な寸法とすることができる。小規模な建築物の場合を除いた一般的な建築物に対しては、コンクリートを充填する基礎方式がより安全な基礎といえる。

③埋設ポールの耐久性の向上

丸太柱を地中に埋設するため、耐久性により丸太柱に防腐処理を施すことが必要となる。特に地面に接する部分の腐食がより早く進むため、地面の上・下部分に更に防腐処理を確実に行うことが効果的である。また、丸太柱の樹種の選定も効果的である。

④地盤の判別と長期地耐力

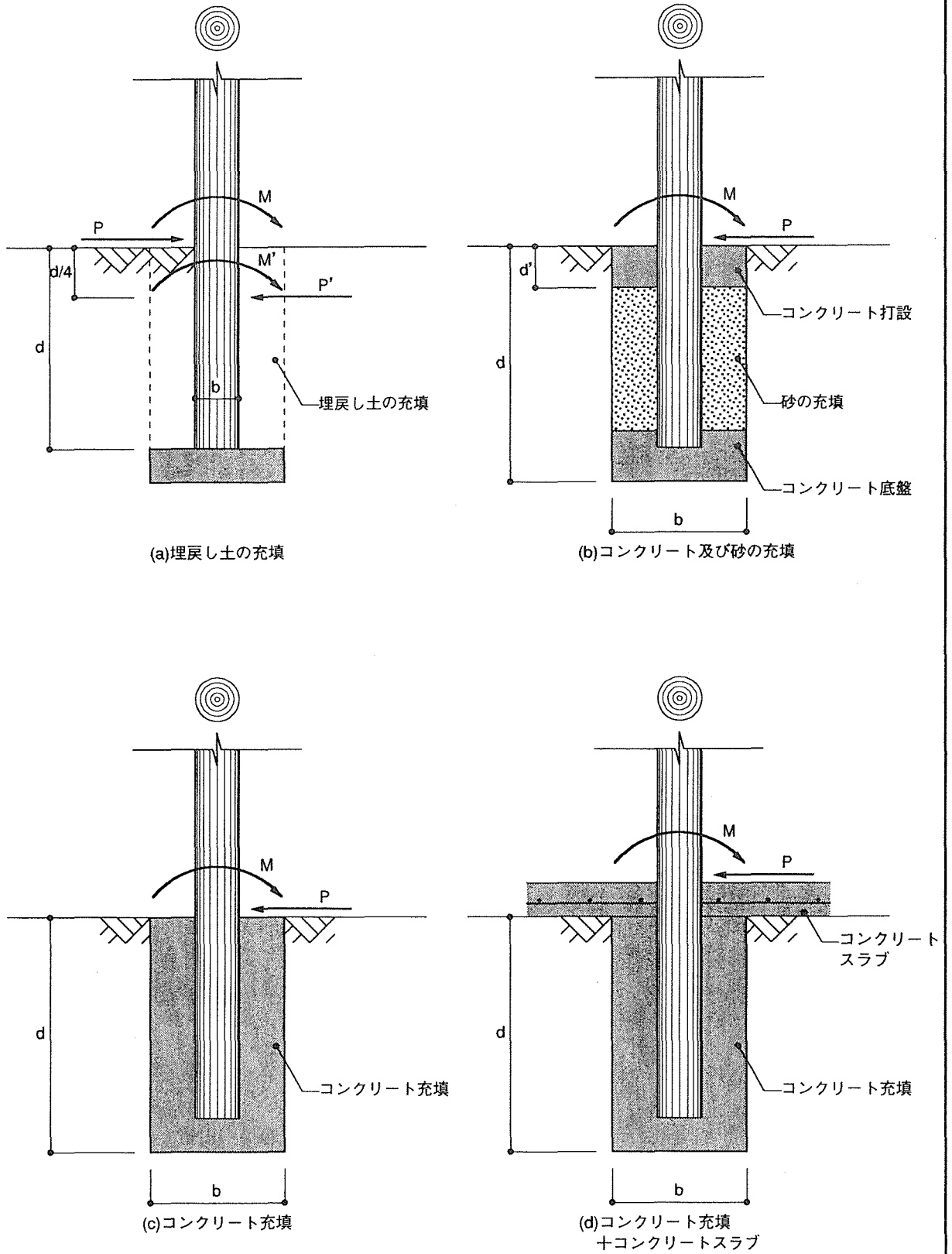
地盤の土質の種類によって、基礎に抵抗させる水平地盤反力分布が大きく変わるため、地盤調査を行い、土質性状が砂質地盤か粘土質地盤かを確認することが基礎の設計において必要条件となる。また、上部からの鉛直荷重に対して、地盤の地耐力の確認も合わせて行うことが必要となる。

⑤基礎設計の方法

埋設ポール方式の基礎は、上部建築物によって生じる荷重による。①鉛直荷重②水平荷重③水平荷重によって生じるモーメントの各応力に対して安全であることを確認することである。

埋設ポール方式の基礎設計方法は、建築関連法令等においては示されていないので、ここでは、(社)日本道路協会発行「道路橋示方書・同解説」の第9章ケーソン基礎に基づく、(社)日本道路協会発行「道路標識設置基準・同解説」第4章、4-3基礎及び施工、付録1、1-3片持式(8)基礎で示す計算方法を参考にするとよい。

この計算方法は、「昭和50年7月15日、建設省企発第52号建設省道路局企画課長通達」によっている。



図A 埋設ポール方式の基礎の種類

5. 1 2 設計例

(1) 小規模多目的建築物 (平屋建・床面積45m²)

1. 設計条件	設計例 1-1
2. 一般事項	設計例 1-1
3. 構造躯体概要図	設計例 1-1
4. 構造伏図	設計例 1-2
5. 設計荷重	設計例 1-6
6. トラスの設計	設計例 1-7
7. けらばたるきの設計	設計例 1-16
8. 軒げたの設計	設計例 1-17
9. 根太の設計	設計例 1-18
10. 壁量計算及び壁配置のチェック	設計例 1-19

1. 設計条件

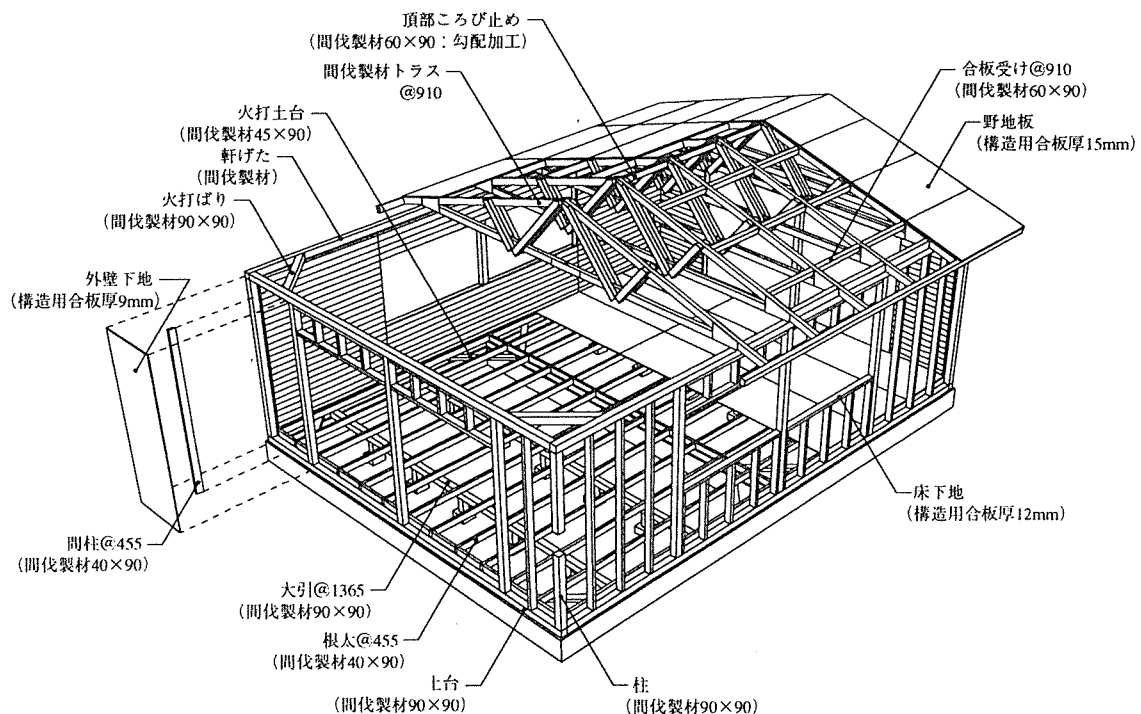
- (1) 建物形式 屋根構面+耐力壁方式
- (2) 建物規模 階数：1
- (3) 長期許容地耐力 50kN/m²以上
- (4) 積雪荷重 一般地、垂直積雪量 h = 30cm以下 (20N/m²/cm)
- (5) 速度圧 地表面粗度区分Ⅲ、地方の区分(4) 風速36m/s
- (6) 標準せん断力係数 0.2

2. 一般事項

- (1) 部材の基準強度と許容応力度
- (2) 部材の基準強度
- (3) 許容応力度及びヤング係数
- (4) 許容応力度の増減
- (5) 部位別最大たわみ
- (6) 使用材の断面寸法及び最大耐力
- (7) 接合具の許容耐力

以上の(1)～(7)の項目は、「5. 1一般事項」の同項目による。

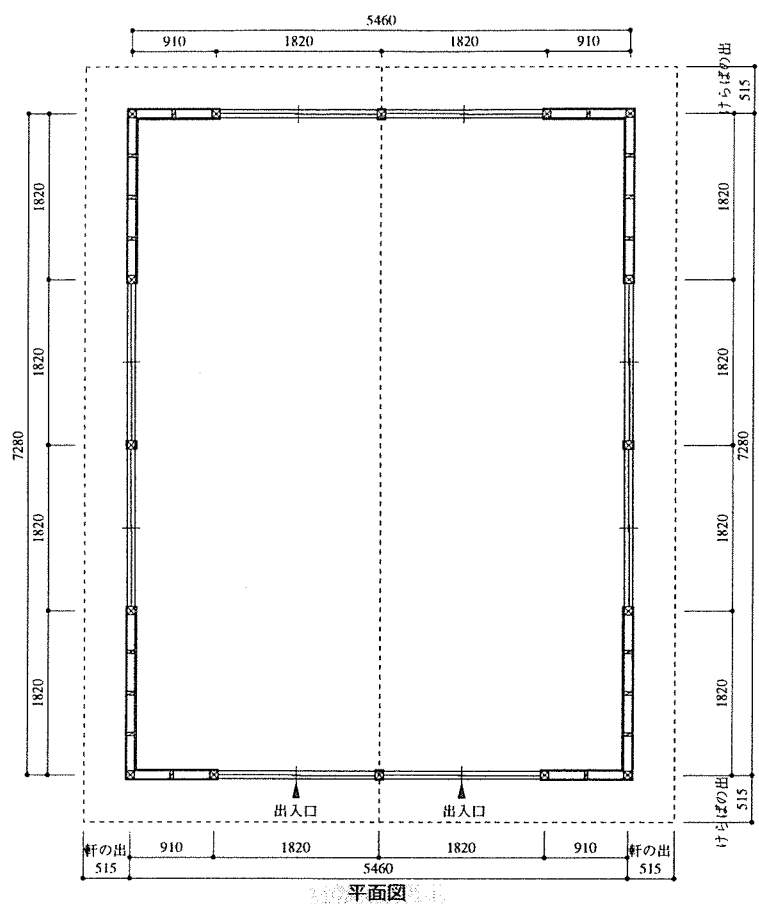
3. 構造躯体概要図



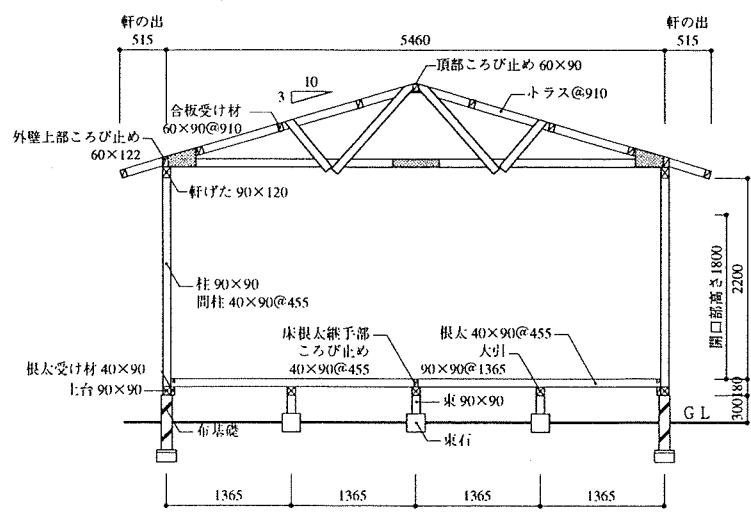
製材タイプ

4. 構造伏図

(1) 平面断面図

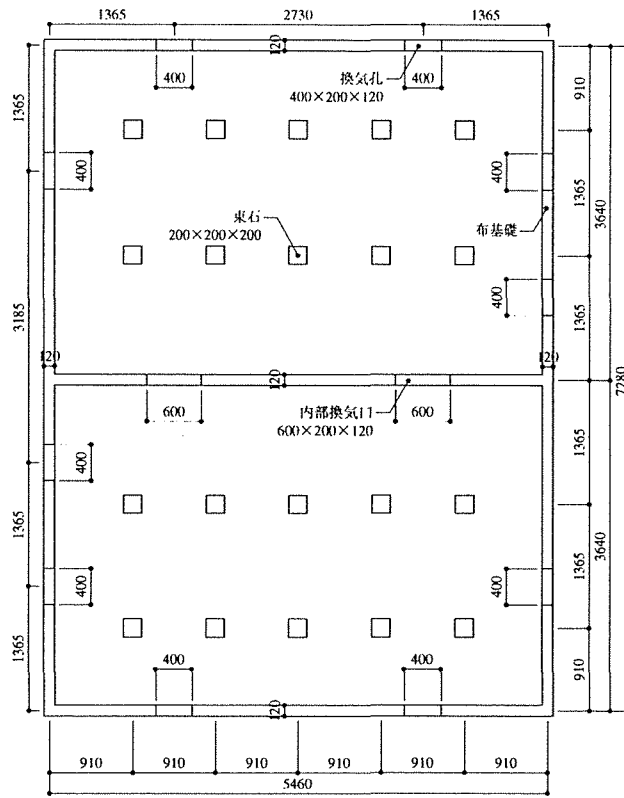


平面図

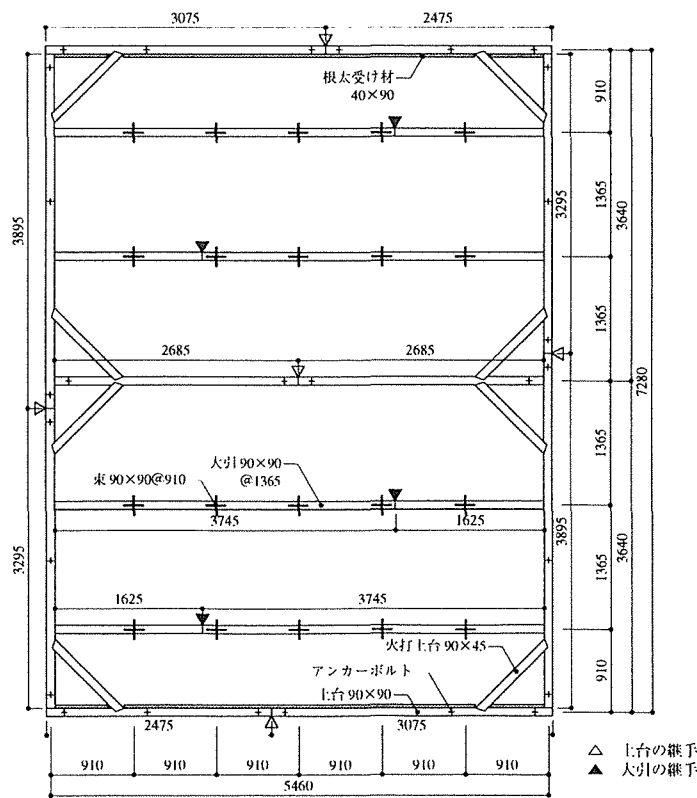


断面図

(2) 基礎・土台伏図

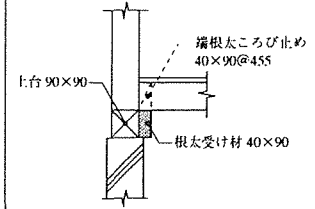
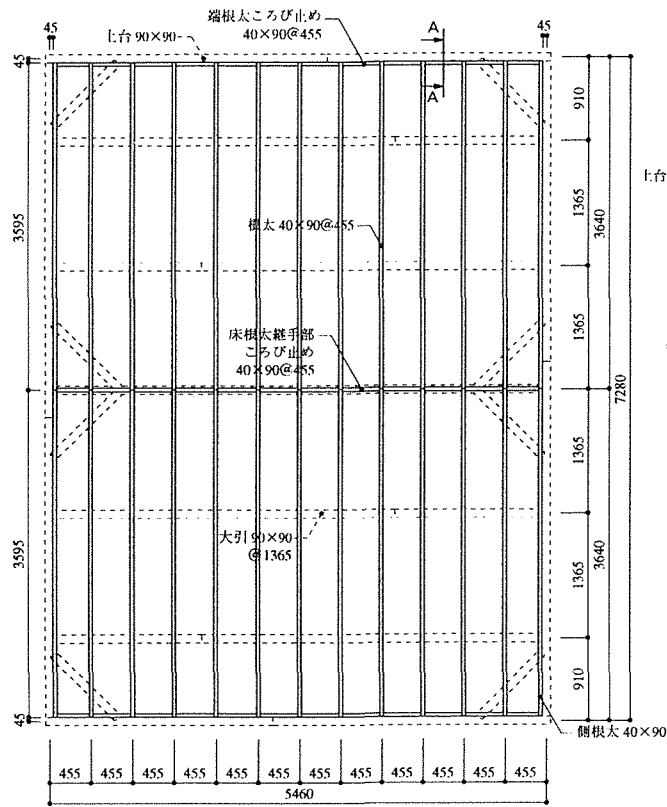


基礎伏図



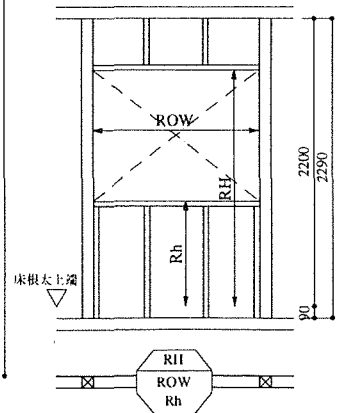
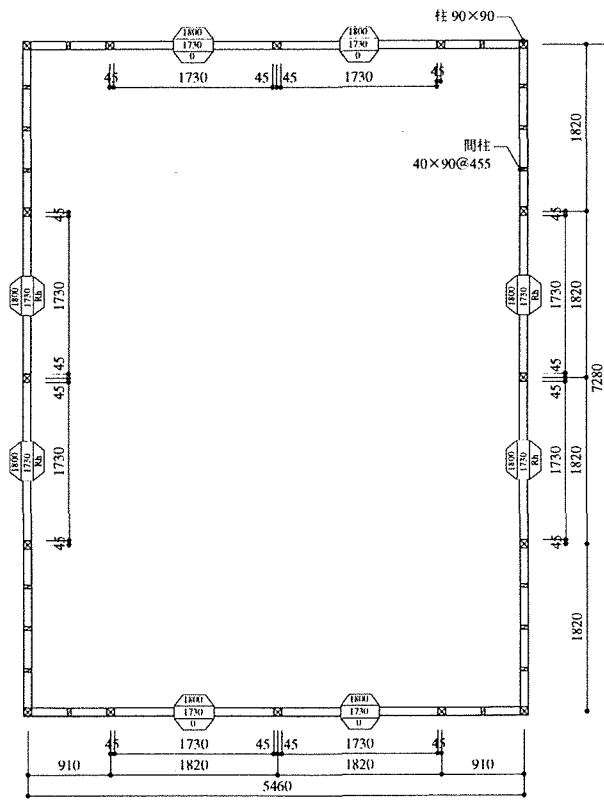
土台伏図

(3) 床・壁伏図



A-A断面図 S=1/15

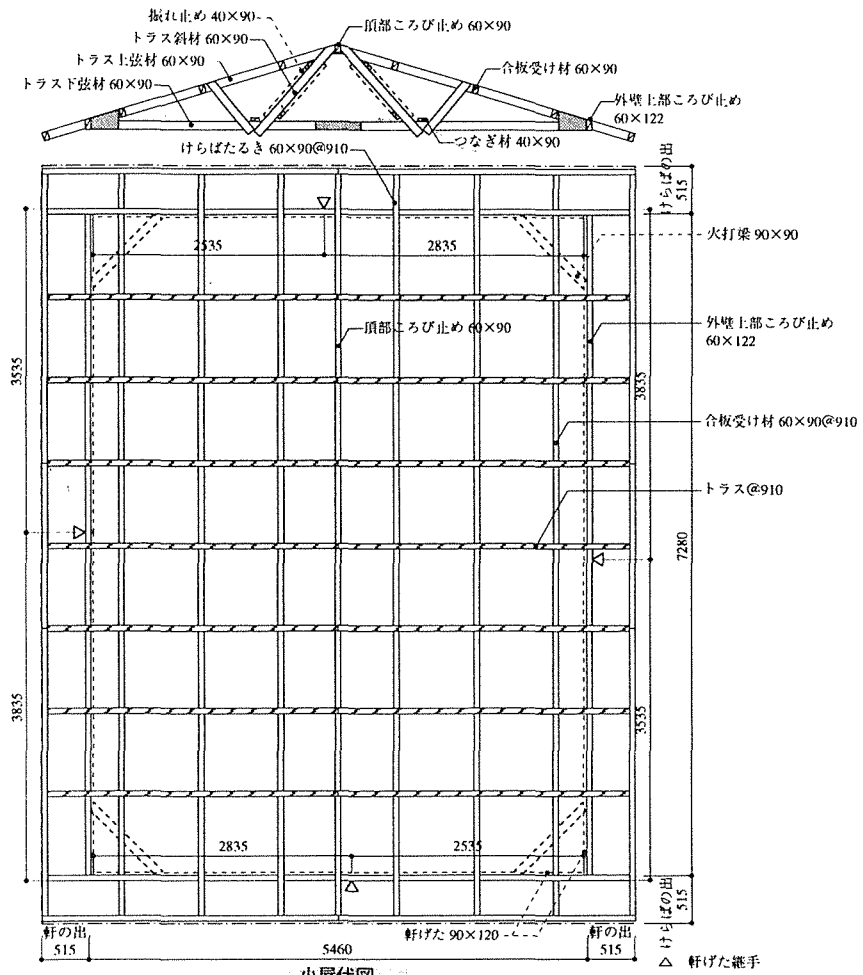
床伏図



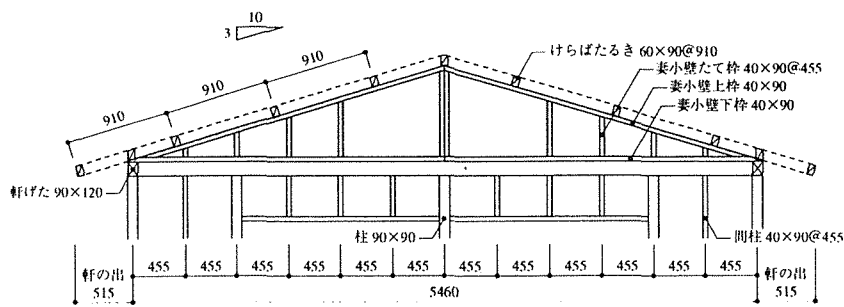
壁伏図
共通事項: □ 間柱 40x90
⊗ 柱 90x90

壁伏図

(4) 小屋伏・妻小壁軸組図



小屋伏図



妻小壁軸組図 S = 1/4 0

5. 設計荷重

(1) 固定荷重

<小屋組>

■屋根

石綿スレート厚6.0mm	260	400N/m ² (屋根面)
アスファルトルーフィング	20	
構造用合板厚15mm ($\rho=0.6$)	90	
釘受材	30	

$$W_r \text{ (水平面)} = (\text{屋根面}) \times 1/\cos \beta < \text{勾配} = \tan \beta > = 400 \times 1.044 = 418 \rightarrow 420 \text{ N/m}^2$$

■トラス

トラス重量 (ガセット、つなぎ材等を含む) 150N/m

間隔0.91m : $W_t = 150 \text{ N/m} / 0.91 \text{ m} = 165 \text{ N/m}^2 \rightarrow 200 \text{ N/m}^2$

<外壁> 軒げた自重を除く

外壁仕上げ (杉板厚20mm)	120	430 N/m ² $\rightarrow 500 \text{ N/m}^2$ (We)
防水紙	10	
構造用合板厚9mm ($\rho=0.6$)	60	
枠材	100	
断熱材	20	
室内仕上げ (杉板厚20mm)	120	

<床>

床仕上げ (杉板厚20mm)	120	260 $\rightarrow 300 \text{ N/m}^2$
構造用合板厚15mm ($\rho=0.6$)	90	
床根太 (40×90@455) ($\rho=0.6$)	50	

(2) 積載荷重

住宅の居室を採用

根太用 1800N/m²たわみ算定用 600N/m²

(3) 積雪荷重

一般地 垂直積雪量 : $h=30\text{cm}$ 、屋根勾配 : $3/10$ 、 $\mu b = \sqrt{\cos(1.5 \times 16.699)} = 0.952$

$$W_s = (\text{積雪の単位重量}) \times (\text{その地方における垂直積雪量}) \times (\text{屋根形状係数 } \mu b)$$

$$= 20(\text{N/m}^2/\text{cm}) \times 30(\text{cm}) \times 0.952 = 572 \rightarrow 580 \text{ N/m}^2$$

(4) 風荷重

$$W_w = q \times C_f \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$\text{速度圧 } q = 0.6 \times E \times V_0^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$\text{風力係数 } C_f = C_{pe} - C_{pi}$$

6. トラスの設計

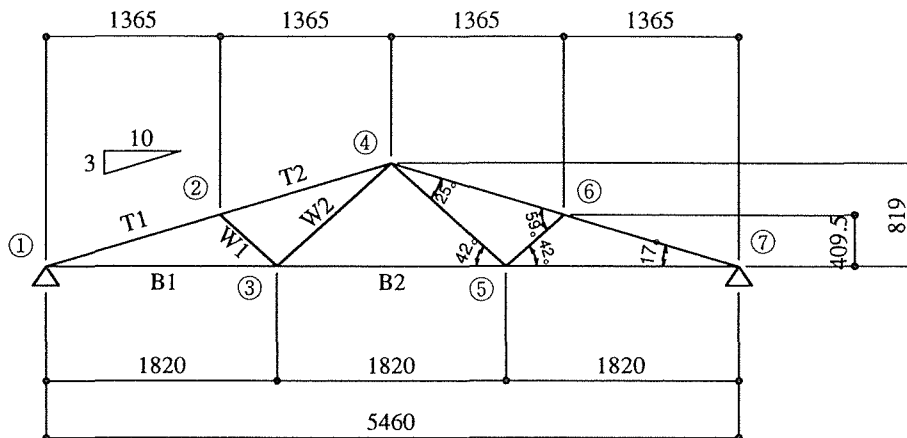
(1) 概要

本トラスは、間伐製材（すぎ）をトラスの各弦材に使用し、接合部は鋼板ガセット及び構造用ボルトにより一体化した、トラスの設計である。

(2) 設計条件

- 積雪荷重 : 一般地、垂直積雪量 $h = 30\text{cm}$ 以下 ($20\text{N/m}^2/\text{cm}$)
 速度圧 : 地表面粗度区分Ⅲ、地方の区分(4) 風速 36m/s
 屋根葺材料 : 軽い屋根 (彩色石綿板、金属板等)
 屋根勾配 : $3/10$
 構造方式 : 鋼板ガセット及びボルト接合による山形トラス
 トラススパン : 5.46m
 トラス間隔 : 0.91m

(3) 架構寸法



(4) 材料及び許容応力度

①許容応力度及びヤング係数

樹種		荷重状態	許容応力度 (N/mm ²)				ヤング係数 E (N/mm ²)
			圧縮 fc	引張り ft	曲げ fb	せん断 fs	
針葉樹	無等級材 (すぎ)	G+P	6.5	5.0	8.1	0.66	6,865
		G+P+S	9.4	7.2	11.8	0.96	
		G+P+0.7S	8.4	6.4	10.6	0.86	
		G+P+W G+P+0.35S+W G+P+K G+P+0.35S+K	11.8	9.0	14.8	1.20	

(注) G: 固定荷重 P: 積載荷重 S: 積雪荷重 W: 風圧力 K: 地震力

②釘 (鋼板ガセットの場合)

ZN釘の許容耐力は、日本建築学会「木質構造設計規準1995改定」による。

ZN40: 長期許容せん断耐力

$$F = Kd^{1.8}$$

$$= 200 \times (0.333)^{1.8} \times 1.25 = 35 \text{kgf/本} = 343 \text{N/本}$$

K : 樹種グループJ3 (すぎ) の場合で200

d : ZN釘の胴径 3.33mm = 0.333cm

1.25 : 添え鋼板による割増し

許容せん断耐力

(固定荷重時) $f_{1.10} = 343 \times 1.10 = 377 \text{N/本}$

(固定+積雪荷重時) $f_{1.60} = 343 \times 1.60 = 549 \text{N/本}$

(固定+風荷重時) $f_{2.00} = 343 \times 2.00 = 686 \text{N/本}$

(固定+地震荷重時) $f_{2.00} = 343 \times 2.00 = 686 \text{N/本}$

③ボルト

使用ボルト: $\phi 12 \text{mm}$ 、 $\phi 16 \text{mm}$

ボルト接合部の許容耐力は、接合形式に応じて、日本建築学会「木質構造設計規準1995改定」の【6.10】式にて算定する。

④ガセット

鋼板ガセットプレートは、SS400相当、厚3.2mmを使用するものとする。

(5) 屋根トラスの計算

① 荷重の算出

■ G (固定荷重)

$$\begin{array}{ll} \text{固定 [G]} & \text{屋根+上弦材 } W_1 = W_r + W_t \times 1/2 = 420 + 200 \times 1/2 = 520 \text{N/m}^2 \\ & \text{天井+下弦材 } W_2 = W_c + W_t \times 1/2 = 0 + 200 \times 1/2 = 100 \text{N/m}^2 \end{array}$$

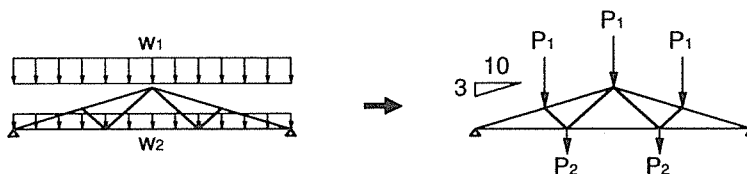
$$w_1 = W_1 \times p = 520 \times 0.91 = 480 \text{N/m}$$

$$w_2 = W_2 \times p = 100 \times 0.91 = 100 \text{N/m}$$

p : トラス間隔 (m)

$$P_1 = w_1 \times 1.365 \text{m} = 480 \times 1.365 = 660 \text{N}$$

$$P_2 = w_2 \times 1.820 \text{m} = 100 \times 1.820 = 190 \text{N}$$



■ S (積雪荷重)

$$\text{積雪 [S]} \quad W_s = 580 \text{N/m}^2$$

$$w_s = W_s \times p = 580 \times 0.91 = 530 \text{N/m}$$

p : トラス間隔 (m)

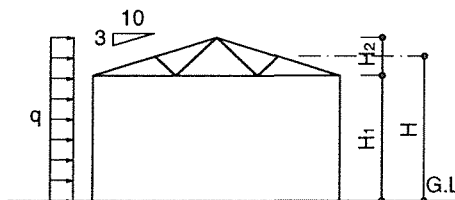
$$P_s = w_s \times 1.365 \text{m} = 530 \times 1.365 = 730 \text{N}$$



■ W (風荷重)

◇速度圧 $q=0.6 \times E \times V_0^2$ (N/m²) の算出

地方の区分 : (4) $V_0=36\text{m/s}$
 地表面粗度区分: III $Z_b=5.0\text{m}$
 最高高さ $H_{\text{max}} = H_1 + H_2 = 2.8 + 0.819 = 3.619\text{m}$
 軒高 $H_r = H_1 = 2.800\text{m}$
 平均高さ $H = (H_{\text{max}} + H_r) / 2 = (3.619 + 2.8) / 2 = 3.210\text{m} \leq Z_b$



$q = 0.6 \times E \times V_0^2 = 0.6 \times 1.19 \times 36^2 = 930$ (N/m²)

ここに、

$E_r = 1.7(Z_b/Z_0)^{\alpha} = 1.7 \times (5.0/450)^{0.20} = 0.69$

$G_f = 2.5$

$E = E_r^2 G_f = 0.69^2 \times 2.5 = 1.19$

◇風力係数 C_f の取り方

閉鎖形に限るものとし、次の表に示す6通りの場合を想定する。

	内圧係数: $C_{pi}=0$	内圧係数: $C_{pi}=-0.2$
風向 けた行方向 	Case.1-1 	Case.1-2
風向 張り間方向 風上の屋根面 外圧係数が負 	Case.2-1 	Case.2-2
風向 張り間方向 風上の屋根面 外圧係数が正 	Case.3-1 	Case.3-2

◇風荷重 w_w の取り方

$w_w = q \times C_f \times p$
 $= 930\text{N/m}^2 \times C_f \times 0.91\text{m}$
 $= 846 \times C_f$ (N/m)

p : トラス間隔 (m)、 C_f : 風力係数で上表の各部位毎の値

風荷重一覧

	内圧係数：Cpi=0	内圧係数：Cpi=-0.2
<p>風向 けた行方向</p>	<p>Case.1-1</p>	<p>Case.1-2</p>
<p>風向 張り間方向</p> <p>風上の屋根面 外圧係数が負</p>	<p>Case.2-1</p>	<p>Case.2-2</p>
<p>風向 張り間方向</p> <p>風上の屋根面 外圧係数が正</p>	<p>Case.3-1</p>	<p>Case.3-2</p>

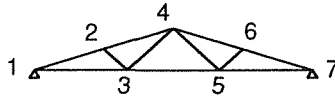
②断面の仮定

上弦材：60mm×90mm

下弦材：60mm×90mm

斜材：60mm×90mm（上・下弦材の両側からハサミ込む）

③軸力算定結果一覧



■鉛直荷重時 [(-) は圧縮力、(符号なし) は引張力]

部材	G		G+S		最大値 (N)			
	固定	(×1/1.1)	積雪	(×1/1.6)	圧縮	決定荷重	引張	決定荷重
1-2	-4111	(-3737)	-7926	(-4954)	-7926	積雪	-	-
1-3	3938	(3580)	7592	(4745)	-	-	7592	積雪
2-3	-743	(-675)	-1564	(-978)	-1564	積雪	-	-
2-4	-3534	(-3213)	-6712	(-4195)	-6712	積雪	-	-
3-4	1026	(933)	1847	(1154)	-	-	1847	積雪
3-5	2622	(2384)	5055	(3159)	-	-	5055	積雪
4-5	1026	(933)	1847	(1154)	-	-	1847	積雪
4-6	-3534	(-3213)	-6712	(-4195)	-6712	積雪	-	-
5-6	-743	(-675)	-1564	(-978)	-1564	積雪	-	-
5-7	3938	(3580)	7592	(4745)	-	-	7592	積雪
6-7	-4111	(-3737)	-7926	(-4954)	-7926	積雪	-	-

■鉛直+水平荷重時 [(-) は圧縮力、(符号なし) は引張力]

部材	G+W						最大値 (N)			
	風1-1	風2-1	風3-1	風1-2	風2-2	風3-2	圧縮	決定荷重	引張	決定荷重
1-2	1923	-58	-3282	718	-1263	-4488	-4488	風3-2	1923	風1-1
1-3	-1669	2	3527	-549	1122	4647	-1669	風1-1	4647	風3-2
2-3	672	346	-84	390	63	-1123	-1123	風3-2	672	風1-1
2-4	1763	-48	-2655	704	-1107	-3713	-3713	風3-2	1763	風1-1
3-4	-388	-61	1124	-105	220	1407	-388	風1-1	1407	風3-2
3-5	-880	305	2066	-180	1005	2765	-880	風1-1	2765	風3-2
4-5	-388	318	320	-105	601	602	-388	風1-1	602	風3-2
4-6	1763	-295	-2134	704	-1353	-3192	-3192	風3-2	1763	風1-1
5-6	672	-34	-36	390	-317	-319	-319	風3-2	672	風1-1
5-7	-1669	568	2330	-549	1688	3451	-1669	風1-1	3451	風3-2
6-7	1923	-502	-2342	718	-1708	-3548	-3548	風3-2	1923	風1-1

④断面検定

■鉛直荷重時

断面検定は、最も応力状態が不利となる荷重条件にて行う。

<上弦材> 無等級材 (すぎ) 60×90

部材 (1-2) $N_c=7926\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

$$M = 1/8 \times \{(w_1 + w_s) \times \cos \beta\} \times l k^2 = 1/8 \times \{(480 + 530) \times 0.958\} \times 1.425^2 = 246\text{N} \cdot \text{m} = 24600\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$A = 54.0\text{cm}^2, Z = 81.0\text{cm}^3, l k = 142.5\text{cm}$$

$$i = h / 3.46 = 9.0 / 3.46 = 2.60 \text{ (面材の拘束により強軸方向にて検討)}$$

$$\lambda = l k / i = 142.5 / 2.60 = 54.8 \text{ (} 30 < \lambda \leq 100 \text{)}$$

$$f_c = 9.4\text{N/mm}^2 \text{ (G+S)} = 940\text{N/cm}^2$$

$$f_k = (1.3 - 0.01 \lambda) \times f_c = (1.3 - 0.548) \times 940 = 707\text{N/cm}^2$$

$$f_b = 11.8\text{N/mm}^2 = 1180\text{N/cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_c / (f_k \cdot A) + M / (f_b \cdot Z) = 7926 / (707 \times 54.0) + 24600 / (1180 \times 81.0) \\ = 0.21 + 0.26 = 0.47 < 1.0 \dots \text{OK}$$

<下弦材> 無等級材 (すぎ) 60×90

部材 (1-3) $N_t=7592\text{N}$ (引張) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

$$M = 1/8 \times w_2 \times l^2 = 1/8 \times 100 \times 1.8^2 = 42\text{N} \cdot \text{m} = 4200\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$A = 54.0\text{cm}^2, Z = 81.0\text{cm}^3$$

$$f_t = 7.2\text{N/mm}^2 \text{ (G+S)} = 720\text{N/cm}^2$$

$$f_b = 11.8\text{N/mm}^2 = 1180\text{N/cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_t / (f_t \cdot A) + M / (f_b \cdot Z) = 7592 / (720 \times 54.0) + 4200 / (1180 \times 81.0) \\ = 0.20 + 0.05 = 0.25 < 1.0 \dots \text{OK}$$

<斜材> 無等級材 (すぎ) 2-60×90

部材 (2-3) $N_c=1564\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

$$A = 54.0\text{cm}^2$$

$$l k = \sqrt{(0.455^2 + 0.4095^2)} = 0.612 = 61.2\text{cm}$$

$$i = h / 3.46 = 6.0 / 3.46 = 1.73 \text{ (弱軸方向)}$$

$$\lambda = l k / i = 61.2 / 1.73 = 35.4 \text{ (} 30 < \lambda \leq 100 \text{)}$$

$$f_c = 9.4\text{N/mm}^2 \text{ (G+S)} = 940\text{N/cm}^2$$

$$f_k = (1.3 - 0.01 \lambda) \times f_c = (1.3 - 0.354) \times 940 = 889\text{N/cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_c / (f_k \cdot A) = 1564 / \{889 \times (2 \times 54.0)\} = 0.02 < 1.0 \dots \text{OK}$$

部材 (3-4) $N_t=1847\text{N}$ (引張) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

$$A = 54.0\text{cm}^2$$

$$f_t = 7.2\text{N/mm}^2 \text{ (G+S)} = 720\text{N/cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_t / (f_t \cdot A) = 1847 / (720 \times 54.0) = 0.05 < 1.0 \dots \text{OK}$$

■水平荷重時

断面検定は、最も応力状態が不利となる荷重条件にて行う。

<上弦材> 無等級材 (すぎ) 60×90

部材 (1-2) $N_c=4488\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-2】

$$M = 1/8 \times (w_l \times \cos \beta + w_w) \times l^2 = 1/8 \times (480 \times 0.958 + 228) \times 1.425^2$$

$$= 175\text{N} \cdot \text{m} = 17500\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$f_c = 11.8\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 1180\text{N}/\text{cm}^2$$

$$f_k = (1.3 - 0.01 \lambda) \times f_c = (1.3 - 0.548) \times 1180 = 887\text{N}/\text{cm}^2$$

$$f_b = 14.8\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 1480\text{N}/\text{cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{断面検定 } N_c / (f_k \cdot A) + M / (f_b \cdot Z) &= 4488 / (887 \times 54.0) + 17500 / (1480 \times 81.0) \\ &= 0.10 + 0.15 = 0.25 < 1.0 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

部材 (1-2) $N_t=1923\text{N}$ (引張) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.1-1】

$$M = 1/8 \times (480 \times 0.958 - 846) \times 1.425^2$$

$$= -98\text{N} \cdot \text{m} = -9800\text{N} \cdot \text{cm} \text{ (吹上げ)}$$

$$f_t = 9.0\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 900\text{N}/\text{cm}^2$$

$$f_b = 14.8\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 1480\text{N}/\text{cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{断面検定 } N_t / (f_t \cdot A) + M / (f_b \cdot Z) &= 1923 / (900 \times 54.0) + 9800 / (1480 \times 81.0) \\ &= 0.04 + 0.09 = 0.13 < 1.0 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

<下弦材> 無等級材 (すぎ) 60×90

鉛直荷重時に比べて応力が小さいため検討は省略

<斜材> 無等級材 (すぎ) 60×90

鉛直荷重時に比べて応力が小さいため検討は省略

⑤接合部の設計

■トラス節点

鉛直荷重時（固定+積雪荷重時）

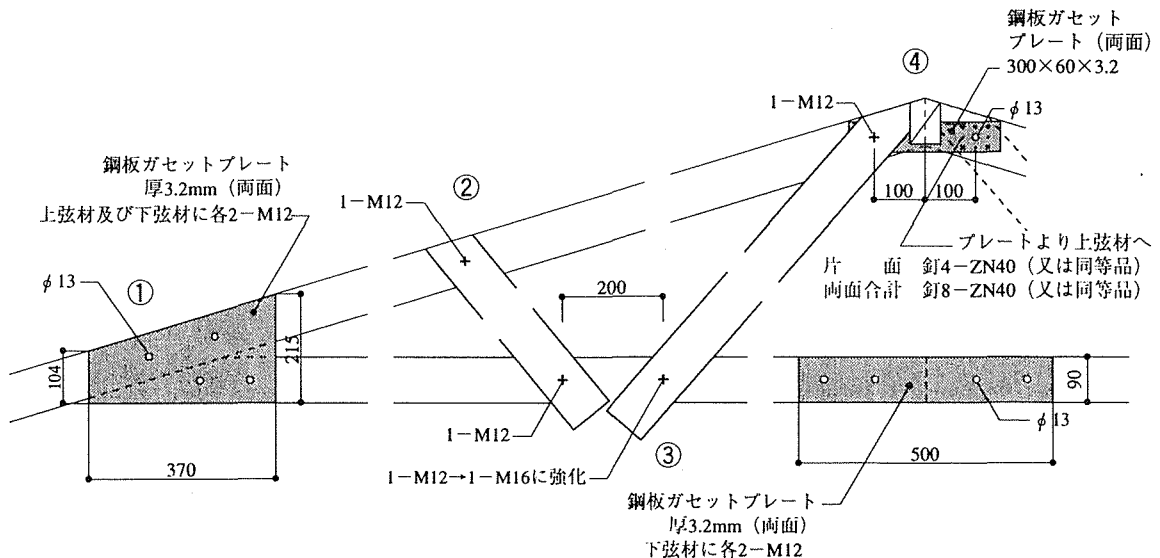
ボルトの許容せん断耐力 $f=1.6F/3$ N/本 (F:ボルト接合の基準強度)

接合部	軸力N (N)	θ (度)	接合形式	ボルト	$f=1.6F/3$ (N/本)	必要ボルト本数 N/Pa (本)
①	-7926	17→20	鋼板ガセット両面 (二面せん断)	M12	$1.6*10328/3 = 5508$	$7926/5508 = 1.44 \rightarrow 2$
②	-1564	59→60	木-木-木 (二面せん断)	M12	$1.6*5000/3 = 2667$	$1564/2667 = 0.59 \rightarrow 1$
③	$7592 - 5055 = 2537$	42→45	木-木-木 (二面せん断)	M12	$1.6*6076/3 = 3241$	$2537/3241 = 0.79 \rightarrow 1$
④	$-6712*0.5 = -3356$	25	木-木-木 (二面せん断)	M12	$1.6*8400/3 = 4480$	$3356/4480 = 0.75 \rightarrow 1$
下弦材継手	5055	0	鋼板ガセット両面 (二面せん断)	M12	$1.6*12744/3 = 6797$	$5055/6797 = 0.75 \rightarrow 2$

水平荷重時（固定+風荷重時） 軸力の大きい【風荷重時Case.3-2】にて検討する

ボルトの許容せん断耐力 $f=2.0F/3$ N/本 (F:ボルト接合の基準強度)

接合部	軸力N (N)	θ (度)	接合形式	ボルト	$f=1.6F/3$ (N/本)	必要ボルト本数 N/Pa (本)
①	4647	17→20	鋼板ガセット両面 (二面せん断)	M12	$2.0*10328/3 = 6885$	$4647/6885 = 0.68 \rightarrow 2$
②	-1123	59→60	木-木-木 (二面せん断)	M12	$2.0*5000/3 = 3333$	$1123/3333 = 0.34 \rightarrow 1$
③	$4647 - 2765 = 1882$	42→45	木-木-木 (二面せん断)	M12	$2.0*6076/3 = 4051$	$1882/4051 = 0.47 \rightarrow 1$
④	-3713	25	木-木-木 (二面せん断)	M12	$2.0*8400/3 = 5600$	$3713/5600 = 0.67 \rightarrow 1$
下弦材継手	2765	0	鋼板ガセット両面 (二面せん断)	M12	$2.0*12744/3 = 8496$	$2765/8496 = 0.33 \rightarrow 2$



7. けらばたるきの検討

(1) 設計条件

地方の区分 : (4) $V_0=36\text{m/s}$
 地表面粗度区分 : III
 速度圧 $q=930\text{N/m}^2$ (6.トラスの設計による)
 けらばたるきの間隔 : $a=0.91\text{m}$
 けらばの出 : 0.6m 以下

(2) 【固定+積雪荷重】に対する検討

$$w = \{400DL + (580 \times 0.958)SL\} \times 0.91(a) + 40(\text{自重}) = 910\text{N/m} \text{ (屋根面荷重)}$$

$$M = 1/2 \times 910 \times 0.6^2 = 164\text{N} \cdot \text{m}$$

$$Q = 910 \times 0.6 = 546\text{N}$$

<無等級材 (すぎ) 60×90>

$$Ma = 956\text{N} \cdot \text{m} \geq M = 164\text{N} \cdot \text{m} \text{ OK}$$

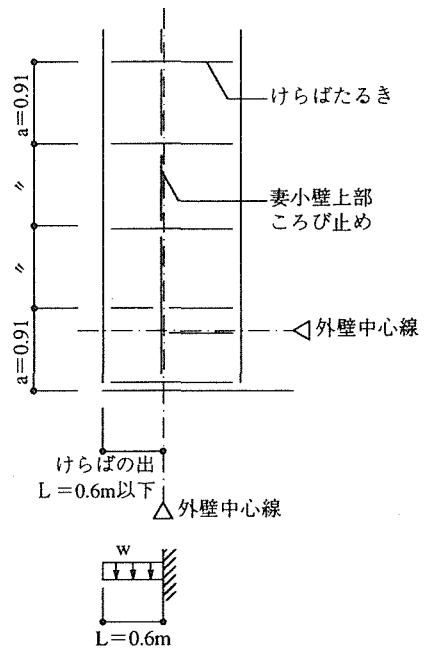
$$Qa = 3456\text{N} \geq Q = 546\text{N} \text{ OK}$$

$$\delta = \{wL^4 / (8EI)\} \times 2^{\text{注}}$$

$$= \{9.10 \times (60)^4 / (8 \times 686500 \times 365)\} \times 2$$

$$= 0.12\text{cm} = L/500$$

注) 変形増大係数



(3) 【固定+風荷重】に対する検討

G_w : 固定荷重
 W_w : $q \times C_f = 930\text{N/m}^2 \times (-1.6) = -1488\text{N/m}^2$ (吹き上げ)
 風力係数は開放型の風上を想定し、
 $C_f = C_{pe} - C_{pi} = -1.0 - 0.6 = -1.6$ とする。

G_w は吹き上げ力 W_w に対して押え込む荷重となるが、安全側に考えこれを無視し、風荷重 W_w に対して検討を行う。

$$w = W_w \times a = 1488 \times 0.91 = 1355\text{N/m}$$

$$M = 1/2 \times 1355 \times 0.6^2 = 244\text{N} \cdot \text{m}$$

$$Q = 1355 \times 0.6 = 813\text{N}$$

<無等級材 (すぎ) 60×90>

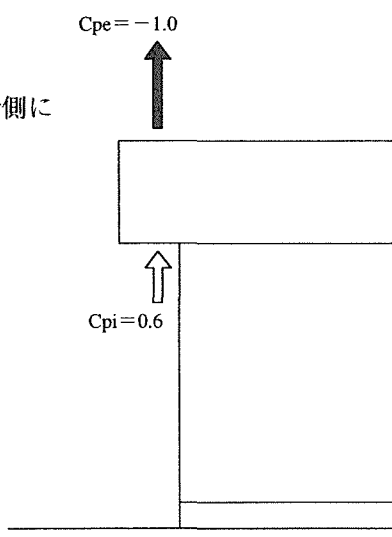
$$Ma = 1199\text{N} \cdot \text{m} \geq M = 244\text{N} \cdot \text{m} \text{ OK}$$

$$Qa = 4320\text{N} \geq Q = 813\text{N} \text{ OK}$$

$$\delta = wL^4 / (8EI)$$

$$= 13.55 \times (60)^4 / (8 \times 686500 \times 365)$$

$$= 0.09\text{cm} = L/666$$



8. 軒げたの設計

■設計荷重

荷重条件の不利となる固定+積雪荷重にて検討する。

集中荷重

$$\begin{aligned} \text{トラス反力 } P &= (W_r + W_t + W_s) \times \text{トラス間隔} \times \text{トラススパン} \times 1/2 \\ &= (420\text{N/m}^2 + 200\text{N/m}^2 + 580\text{N/m}^2) \times 0.91\text{m} \times 5.46\text{m} \times 1/2 \\ &= 2990\text{N} \end{aligned}$$

等分布荷重

$$\begin{aligned} \text{軒先荷重 } w_l &= (W_r + W_t \times 1/2 + W_s) \times \text{軒の出} \\ &= (420 + 200 \times 1/2 + 580) \times 0.6 = 660\text{N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{外壁荷重 } w_w &= W_e \times \text{小壁高さ} + \text{軒げた自重} \\ &= 500\text{N/m}^2 \times 0.5\text{m} + 100\text{N/m} = 350\text{N/m} \\ w &= w_l + w_w = 660 + 350 = 1010\text{N/m} \end{aligned}$$

■軒げたの検討

$$\begin{aligned} L &= 1.82\text{m} \quad (\text{軒げたスパン}) \\ M &= 1/4 \times P \times L + 1/8 \times w \times L^2 \\ &= 1/4 \times 2990 \times 1.82 + 1/8 \times 1010 \times 1.82^2 \\ &= 1780\text{N} \cdot \text{m} \\ Q &= 1/2 \times P + 1/2 \times w \times L \\ &= 1/2 \times 2990 + 1/2 \times 1010 \times 1.82 \\ &= 2420\text{N} \end{aligned}$$

<無等級材 (すぎ) 90×120> 固定+積雪荷重時 (G+S)

$$\begin{aligned} M_a &= 2549\text{N} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M = 1780\text{N} \cdot \text{m} \quad \text{OK} \\ Q_a &= 6912\text{N} \quad \geq \quad Q = 2420\text{N} \quad \text{OK} \\ \delta &= \{ PL^3 / (48EI) + 5wL^4 / (384EI) \} \times 2^{(注)} \\ &= \{ 2990 \times 182^3 / (48 \times 686500 \times 1296) + 5 \times 10.10 \times 182^4 / (384 \times 686500 \times 1296) \} \times 2 \\ &= 1.17\text{cm} = L/155 < L/100 \end{aligned}$$

注) 変形増大係数

9. 根太の設計

■設計荷重

等分布荷重

$$w = (\text{固定} + \text{積載}) \times \text{根太間隔}$$

$$= (300 + 1800) \times 0.455 = 960 \text{N/m}$$

■根太の検討

$$L = 1.365 \text{m} \text{ (根太スパン)}$$

$$M = 1/8 \times w \times L^2$$

$$= 1/8 \times 960 \times 1.365^2$$

$$= 224 \text{N} \cdot \text{m}$$

$$Q = 1/2 \times w \times L$$

$$= 1/2 \times 960 \times 1.365$$

$$= 656 \text{N}$$

<無等級材 (すぎ) 40×90> 固定+積載荷重時 (G+P)

$$M_a = 437 \text{N} \cdot \text{m} \quad \geq \quad M = 224 \text{N} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

$$Q_a = 1584 \text{N} \quad \geq \quad Q = 656 \text{N} \quad \text{OK}$$

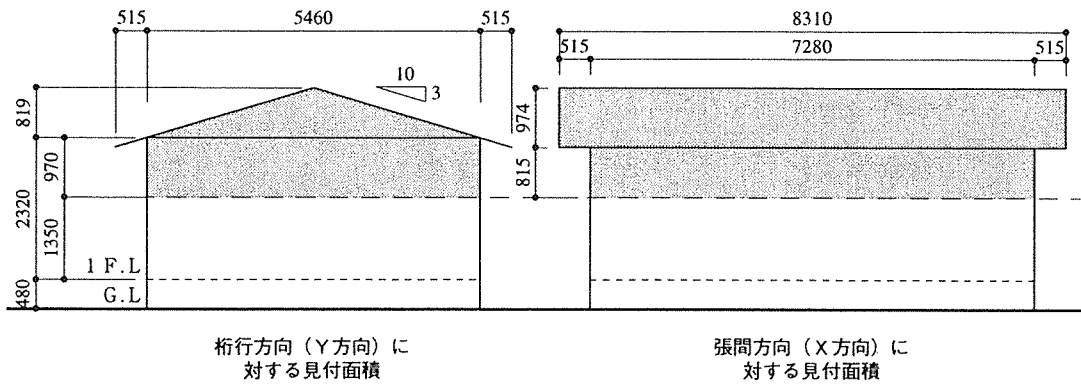
$$\delta = \{5wL^4 / (384EI)\} \times 2^{\text{注}}$$

$$= \{5 \times 9.60 \times 136.5^4 / (384 \times 686500 \times 243)\} \times 2$$

$$= 0.52 \text{cm} = L/263 < L/250 \quad \text{OK}$$

注) 変形増大係数

10. 壁量計算及び壁配置のチェック



耐力壁による区画
 (a) 外壁：厚さ9mmの構造用合板を片面に打ち付けた耐力壁（壁倍率：2.5）
 ※ 耐力壁の長さ（単位：cm）

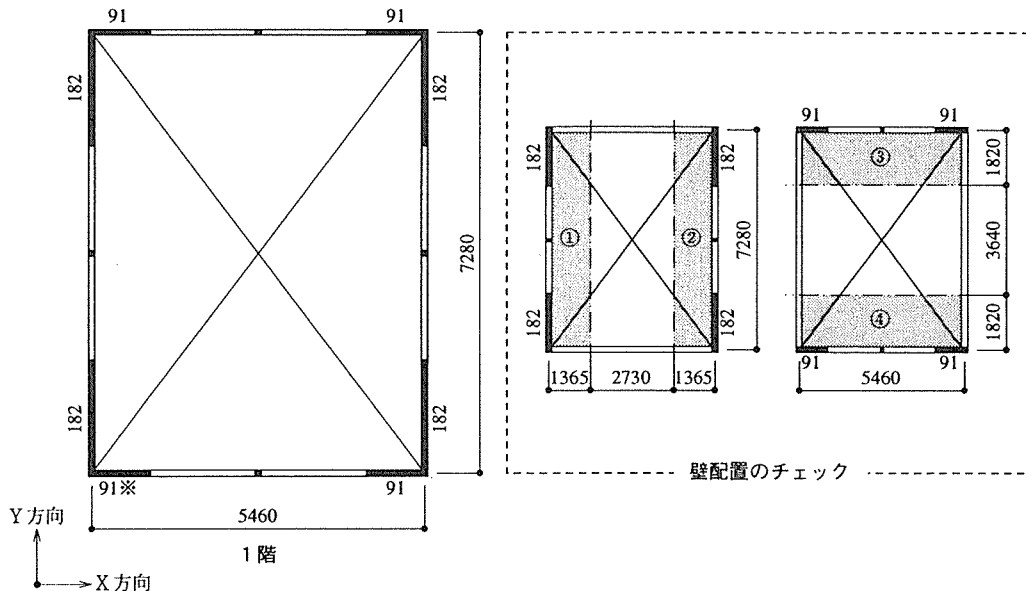


表1 壁量計算表（その1 必要壁量算定表）

■風圧力に対する必要壁量（見付面積による必要壁量）

階・方向		見付面積 (m ²)	必要壁率 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)
平屋	Y方向	7.53	× 50 =	377
	X方向	14.03	× 50 =	702

■地震力に対する必要壁量（床面積による必要壁量）

階	Y方向			X方向				
	側端	床面積 (m ²)	必要壁率 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)	側端	床面積 (m ²)	必要壁率 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)
平屋	側端①	9.94	× 11 =	110	側端③	9.94	× 11 =	110
	中央	19.87	× 11 =	219	中央	19.87	× 11 =	219
	側端②	9.94	× 11 =	110	側端④	9.94	× 11 =	110
	合計			439	合計			439

表2 壁量計算表 (その2 必要壁量算定表)

■設計壁量計算表

階	壁量計算 (全体)						壁配置のチェック (側端部)		
	耐力壁の種類 *注1	壁長 (cm)	倍率	存在壁量 Ld (cm)	必要壁量 Ln (cm)	充足率	壁率比		
Y 方 向									
平屋	地震力	側端①	(a)	364	2.5	910	110	$\gamma ① = Ld / Ln = 8.27$	$\gamma ① / \gamma ②$
		中央	(a)	0	2.5	0	219		
		側端②	(a)	364	2.5	910	110		
	風圧力	合 計			1820	判定 ≧ O.K	439	壁率比≧0.5であるかの判定 #2)	
X 方 向									
平屋	地震力	側端③	(a)	182	2.5	455	110	$\gamma ③ = Ld / Ln = 4.13$	$\gamma ③ / \gamma ④$
		中央	(a)	0	2.5	0	219		
		側端④	(a)	182	2.5	455	110		
	風圧力	合 計			910	判定 ≧ O.K	439	壁率比≧0.5であるかの判定 #3)	
$\gamma ① > 1, \gamma ② > 1 \dots\dots\dots O.K$									
$\gamma ③ > 1, \gamma ④ > 1 \dots\dots\dots O.K$									

- *注1：耐力壁の種類は以下による。
- 注2： $\gamma ①$ 及び $\gamma ②$ がそれぞれ1.0を超える場合は、壁率比の算定及び判定は不要
- 注3： $\gamma ③$ 及び $\gamma ④$ がそれぞれ1.0を超える場合は、壁率比の算定及び判定は不要

耐力壁	面材の種類	倍率
(a)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造用合板 厚7.5mm以上 ・ パーティクルボード 厚12.0mm以上 ・ 構造用パネル 	2.5

5. 1 2 設計例

(2) 中規模特定用途建築物（平屋建・床面積80m²）

1. 設計条件	設計例 2-1
2. 一般事項	設計例 2-1
3. 構造躯体概要図	設計例 2-1
4. 構造伏図	設計例 2-2
5. トラスの設計	設計例 2-5
6. けらばたるきの設計	設計例 2-17
7. 妻側耐風ばりの設計	設計例 2-18
8. 軒げたの設計	設計例 2-19
9. 基礎の設計	設計例 2-20

1. 設計条件

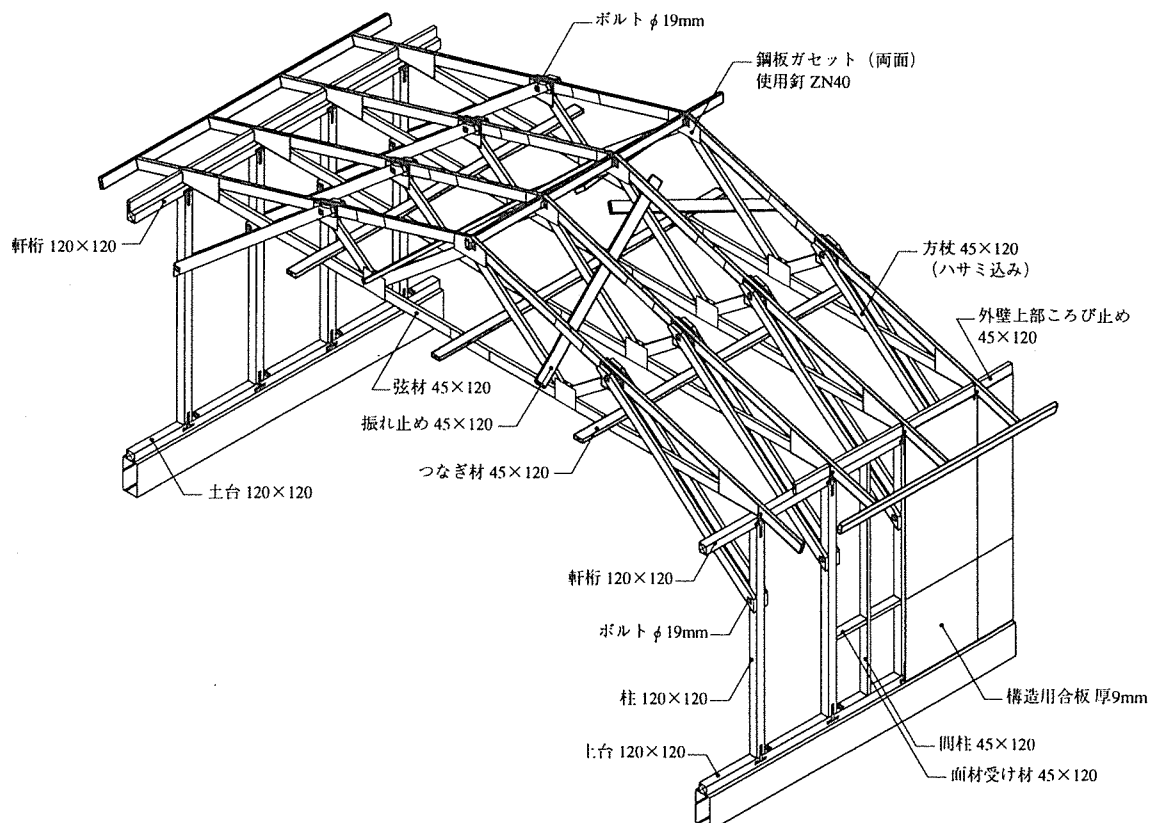
- | | |
|--------------|---|
| (1) 建物形式 | 方杖付きトラス |
| (2) 建物規模 | 階数：1 |
| (3) 長期許容地耐力 | 50kN/m ² 以上 |
| (4) 積雪荷重 | 一般地、垂直積雪量 h = 30cm以下 (20N/m ² /cm) |
| (5) 速度圧 | 地表面粗度区分Ⅲ、地方の区分(4) 風速36m/s |
| (6) 標準せん断力係数 | 0.2 |

2. 一般事項

- (1) 部材の基準強度と許容応力度
- (2) 部材の基準強度
- (3) 許容応力度及びヤング係数
- (4) 許容応力度の増減
- (5) 部位別最大たわみ
- (6) 使用材の断面寸法及び最大耐力
- (7) 接合具の許容耐力

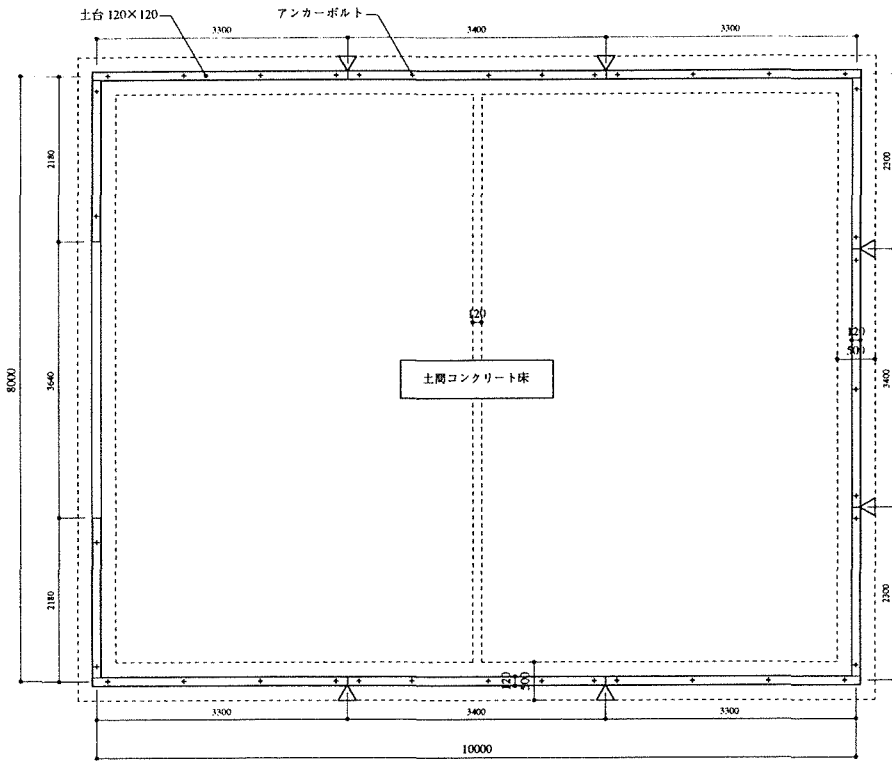
以上の(1)～(7)の項目は、「5. 1一般事項」の同項目による。

3. 構造躯体概要図

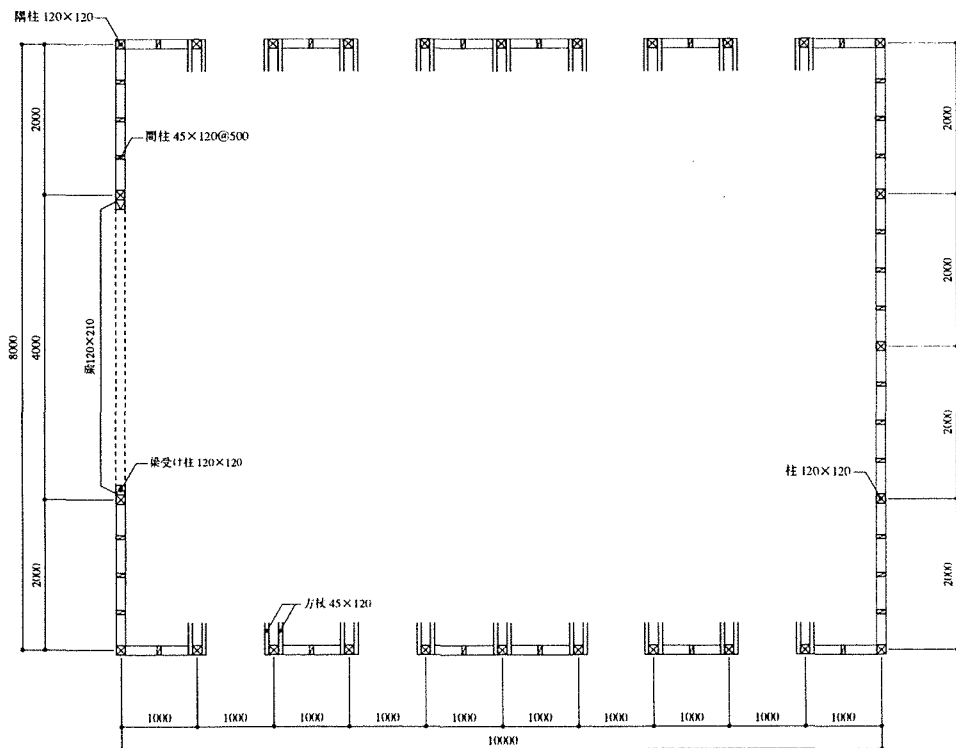


4. 構造伏図

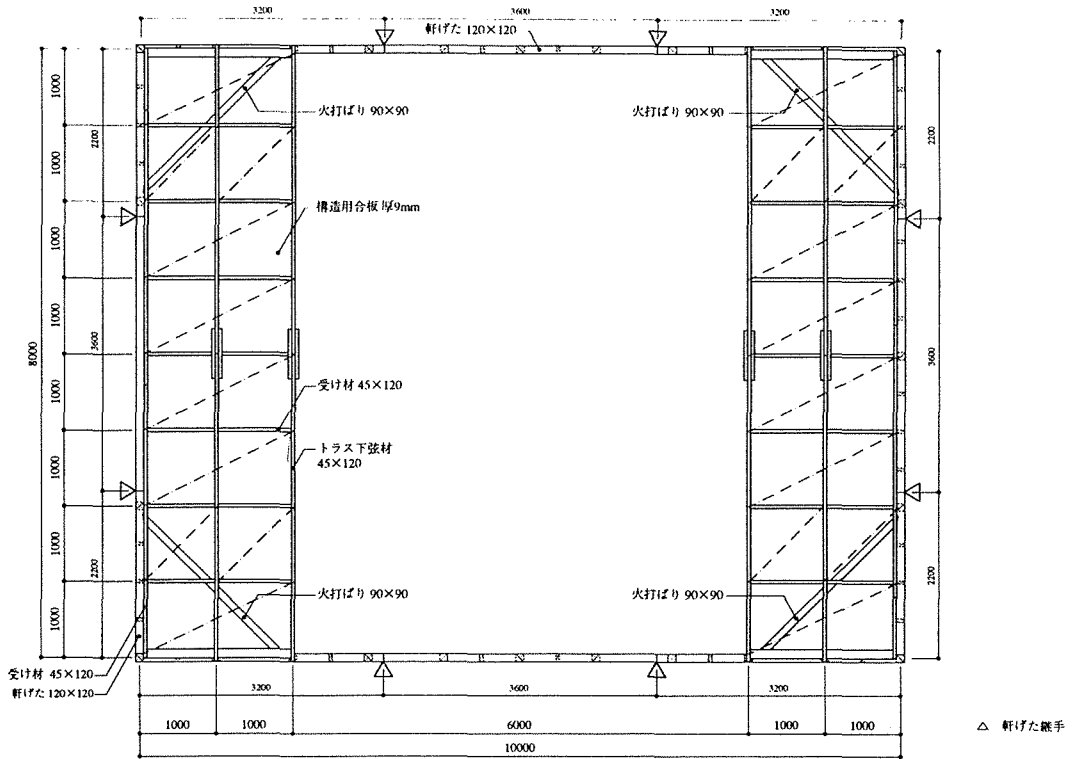
(1) 基礎・土台伏図



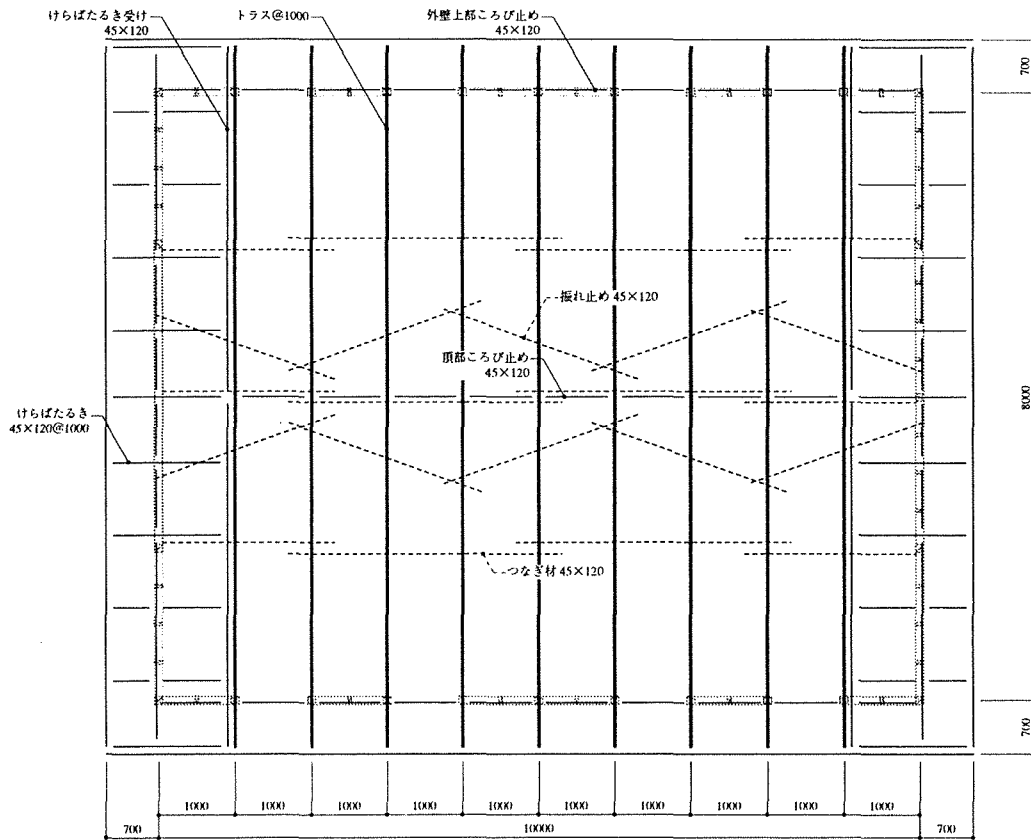
(2) 壁伏図



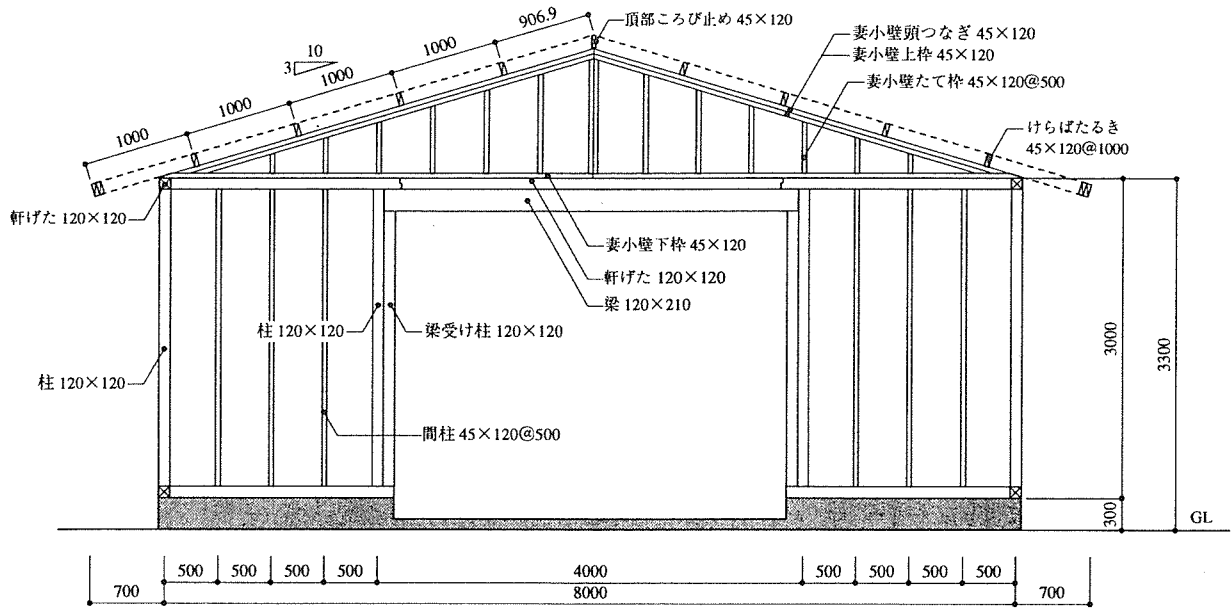
(3) けた伏図



(4) 小屋伏図



(5) 妻壁軸組図



5. トラスの設計

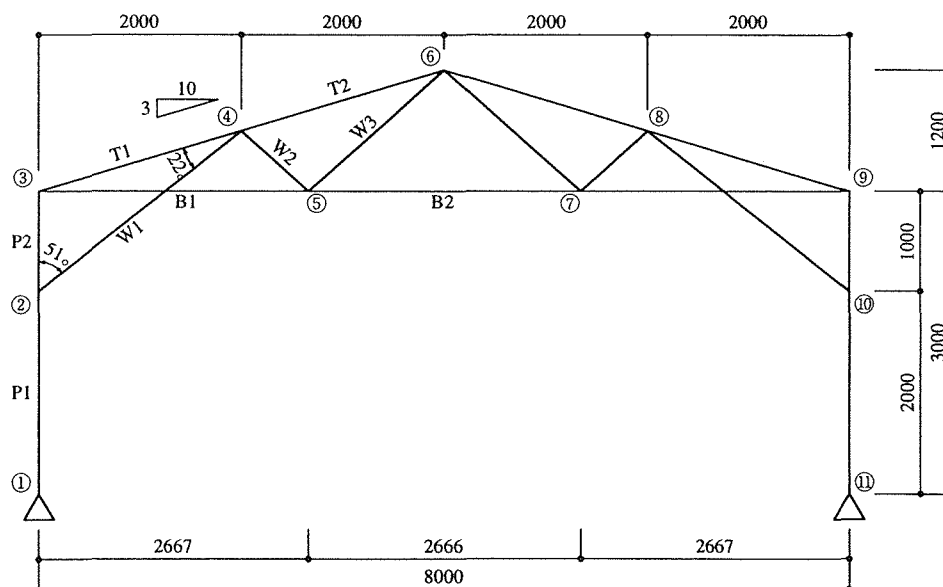
(1) 概要

本トラスは、間伐製材（すぎ）をトラスの各弦材に使用し、接合部は鋼板ガセットにより一体化した、トラスの設計である。また、方杖をボルト接合することにより柱とトラスによるフレームに水平力を支持させるものである。

(2) 設計条件

- 積雪荷重 : 一般地、垂直積雪量 $h = 30\text{cm}$ 以下 ($20\text{N/m}^2/\text{cm}$)
- 速度圧 : 地表面粗度区分Ⅲ、地方の区分(4) 風速 36m/s
- 屋根葺材料 : 軽い屋根(彩色石綿板、金属板等)
- 屋根勾配 : $3/10$
- 構造方式 : 柱付き方杖トラス
- トラススパン : 8.0m
- トラス間隔 : 1.0m

(3) 架構寸法



(4) 材料及び許容応力度

①許容応力度及びヤング係数

樹種		荷重状態	許容応力度 (N/mm ²)				ヤング係数 E (N/mm ²)
			圧縮 fc	引張り ft	曲げ fb	せん断 fs	
針葉樹	無等級材 (すぎ)	G+P	6.5	5.0	8.1	0.66	6,865
		G+P+S	9.4	7.2	11.8	0.96	
		G+P+0.7S	8.4	6.4	10.6	0.86	
		G+P+W G+P+0.35S+W G+P+K G+P+0.35S+K	11.8	9.0	14.8	1.20	

(注) G: 固定荷重 P: 積載荷重 S: 積雪荷重 W: 風圧力 K: 地震力

②釘 (鋼板ガセットの場合)

ZN釘の許容耐力は、日本建築学会「木質構造設計規準1995改定」による。

ZN40: 長期許容せん断耐力

$$F = Kd^{1.8}$$

$$= 200 \times (0.333)^{1.8} \times 1.25 = 35 \text{kgf/本} = 343 \text{N/本}$$

K : 樹種グループJ3 (すぎ) の場合で200
d : ZN釘の胴径 3.33mm=0.333cm
1.25 : 添え鋼板による割増し

許容せん断耐力

(固定荷重時) $f_{1.10} = 343 \times 1.10 = 377 \text{N/本}$
(固定+積雪荷重時) $f_{1.60} = 343 \times 1.60 = 549 \text{N/本}$
(固定+風荷重時) $f_{2.00} = 343 \times 2.00 = 686 \text{N/本}$
(固定+地震荷重時) $f_{2.00} = 343 \times 2.00 = 686 \text{N/本}$

③ボルト

使用ボルト: $\phi 19 \text{mm}$

ボルト接合部の許容耐力は、接合形式に応じて、日本建築学会「木質構造設計規準1995改定」の【6.10】式にて算定する。

④ガセット

鋼板ガセットプレートは、SS400相当、厚1.6mmを使用するものとする。

(5) トラス計算用設計荷重

① 固定荷重

< 小屋組 >

■ 屋根

石綿スレート厚6.0mm	260		370N/m ² (屋根面)
アスファルトルーフィング	20		
構造用合板厚15mm (ρ=0.6)	90		

$$W_r \text{ (水平面)} = (\text{屋根面}) \times 1/\cos \beta < \text{勾配} = \tan \beta > = 370 \times 1.044 = 387 \rightarrow 390 \text{N/m}^2$$

■ トラス

トラス重量 (ガセット、つなぎ材等を含む) 150N/m

間隔1.0m : $W_t = 150 \text{N/m} / 1.0 \text{m} = 150 \text{N/m}^2 \rightarrow 200 \text{N/m}^2$

< 外 壁 >

サイディング (胴縁含む)	200		420 → 500N/m ² (Wew)
防水紙	10		
構造用合板厚9mm (ρ=0.6)	60		
軸組	150		

② 積載荷重

小屋組及び外壁荷重のみを支持するため適用外

③ 積雪荷重

一般地 垂直積雪量 : $h = 30 \text{cm}$ 、屋根勾配 : $3/10$ 、 $\mu b = \sqrt{\cos(1.5 \times 16.699)} = 0.952$

$$W_s = (\text{積雪の単位重量}) \times (\text{その地方における垂直積雪量}) \times (\text{屋根形状係数 } \mu b) \\ = 20 (\text{N/m}^2/\text{cm}) \times 30 (\text{cm}) \times 0.952 = 572 \rightarrow 580 \text{N/m}^2$$

④ 風荷重

$$W_w = q \times C_f \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$\text{速度圧 } q = 0.6 \times E \times V_o^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$\text{風力係数 } C_f = C_{pe} - C_{pi}$$

⑤ 地震荷重

$$Q_{Ei} = C_i \cdot \Sigma W \text{ (N)}$$

C_i : 地震層せん断力係数 $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$

ΣW : 建物重量

(6) 屋根トラスの計算

① 荷重の算出

■ G (固定荷重)

$$\begin{aligned} \text{固定 [G]} \quad \text{屋根+上弦材} \quad W_1 &= W_r + W_t \times 1/2 = 390 + 200 \times 1/2 = 490 \text{N/m}^2 \\ &\quad \text{天井+下弦材} \quad W_2 = W_c + W_t \times 1/2 = 0 + 200 \times 1/2 = 100 \text{N/m}^2 \end{aligned}$$

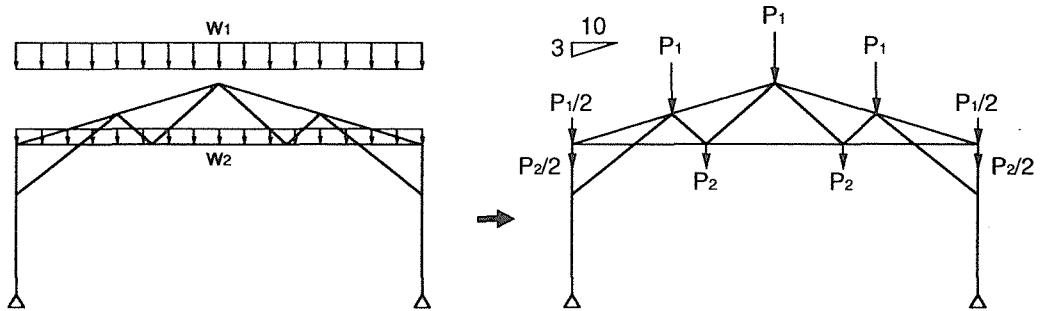
$$w_1 = W_1 \times p = 490 \times 1.0 = 490 \text{N/m}$$

$$w_2 = W_2 \times p = 100 \times 1.0 = 100 \text{N/m}$$

p : トラス間隔 (m)

$$P_1 = w_1 \times 2.000 \text{m} = 490 \times 2.000 = 980 \text{N}$$

$$P_2 = w_2 \times 2.667 \text{m} = 100 \times 2.667 = 270 \text{N}$$



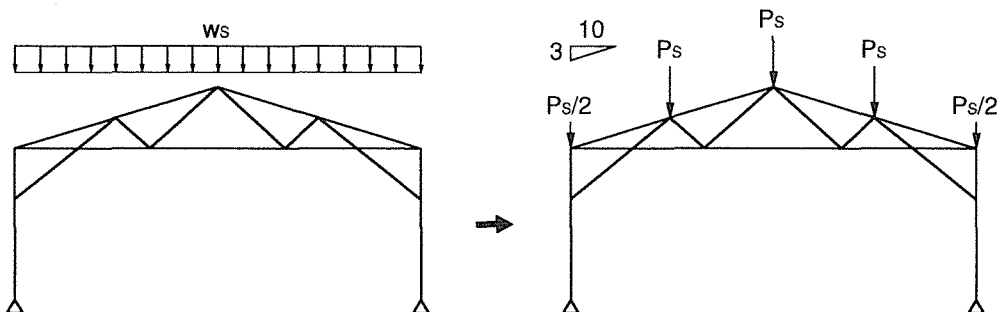
■ S (積雪荷重)

$$\text{積雪 [S]} \quad W_s = 580 \text{N/m}^2$$

$$w_s = W_s \times p = 580 \times 1.0 = 580 \text{N/m}$$

p : トラス間隔 (m)

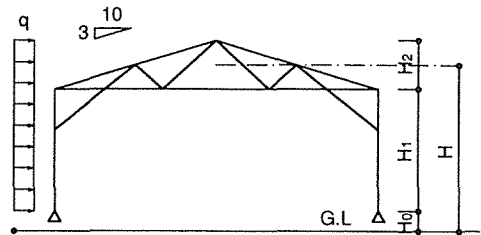
$$P_1 = w_s \times 2.000 \text{m} = 580 \times 2.000 = 1160 \text{N}$$



■ W (風荷重)

◇速度圧 $q = 0.6 \times E \times V_0^2$ (N/m²) の算出

地方の区分 : (4) $V_0 = 36\text{m/s}$
 地表面粗度区分 : III $Z_b = 5.0\text{m}$
 最高高さ $H_{\text{max}} = H_0 + H_1 + H_2 = 0.3 + 3.0 + 1.2 = 4.5\text{m}$
 軒高 $H_r = H_0 + H_1 = 0.3 + 3.0 = 3.3\text{m}$
 平均高さ $H = (H_{\text{max}} + H_r) / 2 = (4.5 + 3.3) / 2 = 3.9\text{m} \leq Z_b$



$q = 0.6 \times E \times V_0^2 = 0.6 \times 1.19 \times 36^2 = 930$ (N/m²)

ここに、

$E_r = 1.7(Z_b / Z_G)^a = 1.7 \times (5.0 / 450)^{0.20} = 0.69$

$G_f = 2.5$

$E = E_r^2 G_f = 0.69^2 \times 2.5 = 1.19$

◇風力係数 C_f の取り方

閉鎖形 (常時、閉鎖状態で使用する場合又は暴風時には閉鎖状態とする場合) に限るものとし、次の表に示す 6 通りの場合を想定する。

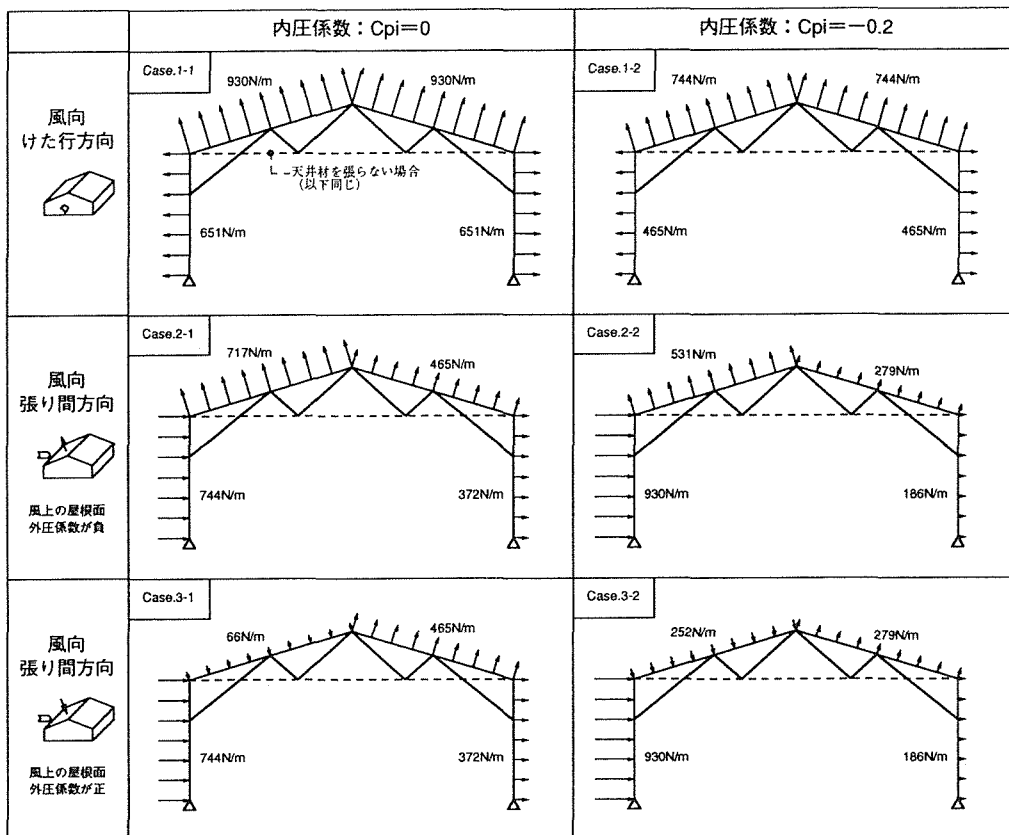
	内圧係数 : $C_{pi} = 0$		内圧係数 : $C_{pi} = -0.2$	
風向 けた行方向 	Case.1-1 		Case.1-2 	Case.1-2
風向 張り間方向 風上の屋根面 外圧係数が負 	Case.2-1 	Case.2-2 	Case.2-2 	Case.2-2
風向 張り間方向 風上の屋根面 外圧係数が正 	Case.3-1 	Case.3-2 	Case.3-2 	Case.3-2

◇風荷重 w_w の取り方

$w_w = q \times C_f \times p$
 $= 930\text{N/m}^2 \times C_f \times 1.0\text{m}$
 $= 930 \times C_f$ (N/m)

p : トラス間隔 (m)、 C_f : 風力係数で上表の各部位毎の値

風荷重一覽



■ K (地震荷重)

地震層せん断力係数 $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$

$$C_1 = C_2 = Z \times 1.0 \times 1.0 \times 0.2 = 0.2 \times Z$$

$$P_1 = C_1 \times W_A = 0.2 \times Z \times W_A$$

$$= 0.2 \times 1.0 \times 2610 = 522 \rightarrow 530N$$

$$P_2 = C_2 \times W_B = 0.2 \times Z \times W_B$$

$$= 0.2 \times 1.0 \times 750 = 150N$$

ここに、

$$W_A = W_R \times 1/2 + W_{w1}$$

$$= 4720 \times 1/2 + 250 = 2610N$$

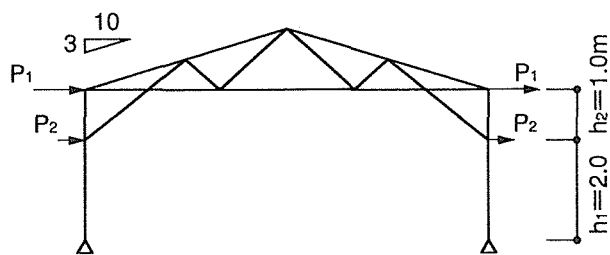
$$W_B = W_{w2} = 750N$$

小屋組荷重 $W_R = (W_r + W_t + W_c) \times L \times p = (390 + 200 + 0) \times 8.0 \times 1.0 = 4720N$

外壁荷重 $W_{w1} = W_{ew} \times (h_2 / 2) \times p = 500 \times (1.0 / 2) \times 1.0 = 250N$

$W_{w2} = W_{ew} \times (h_2 + h_1) / 2 \times p = 500 \times (1.0 + 2.0) / 2 \times 1.0 = 750N$

- W_r : 屋根荷重
- W_t : トラス荷重
- W_c : 天井荷重
- W_{ew} : 外壁荷重
- L : トラススパン (m)
- p : トラス間隔 (m)
- h_2 : 方づえ上部外壁高さ (m)
- h_1 : 方づえ下部外壁高さ (m)



②断面の仮定

上弦材：45mm×120mm

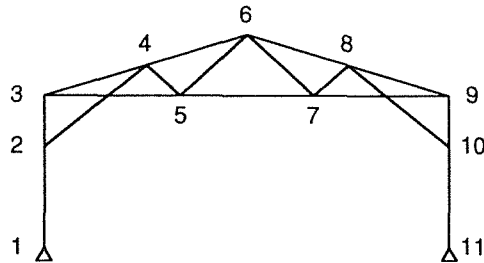
下弦材：45mm×120mm

斜材：45mm×120mm

方杖：2- (45mm×120mm)

柱：120mm×120mm

③軸力算定結果一覧



■鉛直荷重時 [(-) は圧縮力、(符号なし) は引張力]

部材	G		G+S		最大値 (N)			
	固定	(×1/1.1)	積雪	(×1/1.6)	圧縮	決定荷重	引張	決定荷重
1-2	-2365	(-2150)	-4685	(-2928)	-4685	積雪	-	-
2-3	-1956	(-1778)	-3869	(-2418)	-3869	積雪	-	-
2-4	-654	(-595)	-1305	(-816)	-1305	積雪	-	-
3-4	-4632	(-4211)	-9272	(-5795)	-9272	積雪	-	-
3-5	4777	(4343)	9561	(5976)	-	-	9561	積雪
4-5	-812	(-738)	-1828	(-1143)	-1828	積雪	-	-
4-6	-4535	(-4123)	-8918	(-5574)	-8918	積雪	-	-
5-6	1215	(1105)	2230	(1394)	-	-	2230	積雪
5-7	3270	(2973)	6544	(4090)	-	-	6544	積雪
6-7	1215	(1105)	2230	(1394)	-	-	2230	積雪
6-8	-4535	(-4123)	-8918	(-5574)	-8918	積雪	-	-
7-8	-812	(-738)	-1828	(-1143)	-1828	積雪	-	-
7-9	4777	(4343)	9561	(5976)	-	-	9561	積雪
8-9	-4632	(-4211)	-9273	(-5796)	-9273	積雪	-	-
8-10	-654	(-595)	-1305	(-816)	-1305	積雪	-	-
10-9	-1956	(-1778)	-3869	(-2418)	-3869	積雪	-	-
11-10	-2365	(-2150)	-4685	(-2928)	-4685	積雪	-	-

■鉛直+水平荷重時 [(-) は圧縮力、(符号なし) は引張力]

部材	G+W						G+K	最大値 (N)			
	風1-1	風2-1	風3-1	風1-2	風2-2	風3-2		地震	圧縮	決定荷重	引張
1-2	1355	742	-1183	611	-1	-1927	-1892	-1927	風3-2	1355	風1-1
2-3	291	-669	-3450	-87	-1048	-3828	-2995	-3828	風3-2	291	風1-1
2-4	1702	2260	3627	1118	1675	3042	1764	-	-	3627	風3-1
3-4	-48	-2650	-9602	-718	-3320	-10273	-8248	-10273	風3-2	-	-
3-5	415	460	6173	1027	1072	6784	6351	-	-	6784	風3-2
4-5	428	-335	-2848	230	-534	-3047	-1871	-3047	風3-2	428	風1-1
4-6	1589	-97	-4475	480	-1207	-5585	-5356	-5585	風3-2	1589	風1-1
5-6	-25	739	3250	173	937	3449	2274	-25	風1-1	3449	風3-2
5-7	752	-337	1639	1069	-21	1956	3270	-337	風2-1	3270	地震
6-7	-25	-949	-1930	173	-751	-1731	156	-1930	風3-1	173	風1-2
6-8	1589	1291	-621	480	181	-1731	-3713	-3713	地震	1589	風1-1
7-8	428	1353	2334	230	1154	2135	246	-	-	2334	風3-1
7-9	415	-2049	-1530	1027	-1438	-918	3203	-2049	風2-1	3203	地震
8-9	-48	4502	5177	-718	3831	4506	-1016	-1016	地震	5177	風3-1
8-10	1702	-3006	-5246	1118	-3590	-5831	-3073	-5831	風3-2	1702	風1-1
10-9	291	1133	1327	-87	754	949	-916	-916	地震	1327	風3-1
11-10	1355	-744	-1949	611	-1488	-2693	-2837	-2837	地震	1355	風1-1

④断面検定

■鉛直荷重時

断面検定は、最も応力状態が不利となる荷重条件にて行う。

<上弦材> 無等級材 (すぎ) 45×120

部材 (3-4) $N_c=9272\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

$$M = 1/8 \times \{(w_1 + w_s) \times \cos \beta\} \times l k^2 = 1/8 \times \{(490 + 580) \times 0.958\} \times 2.088^2 = 559\text{N} \cdot \text{m} = 55900\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$A = 54.0\text{cm}^2, Z = 108.0\text{cm}^3, l k = 208.8\text{cm}$$

$$i = h / 3.46 = 12.0 / 3.46 = 3.47 \text{ (面材の拘束により強軸方向にて検討)}$$

$$\lambda = l k / i = 208.8 / 3.47 = 60.2 \text{ (} 30 < \lambda \leq 100 \text{)}$$

$$f_c = 9.4\text{N/mm}^2 \text{ (G+S)} = 940\text{N/cm}^2$$

$$f_k = (1.3 - 0.01 \lambda) \times f_c = (1.3 - 0.602) \times 940 = 656\text{N/cm}^2$$

$$f_b = 11.8\text{N/mm}^2 = 1180\text{N/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{断面検定 } N_c / (f_k \cdot A) + M / (f_b \cdot Z) &= 9272 / (656 \times 54.0) + 55900 / (1180 \times 108.0) \\ &= 0.27 + 0.44 = 0.71 < 1.0 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

<下弦材> 無等級材 (すぎ) 45×120

部材 (3-5) $N_t=9561\text{N}$ (引張) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

$$M = 1/8 \times w_2 \times l^2 = 1/8 \times 100 \times 2.667^2 = 89\text{N} \cdot \text{m} = 8900\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$A = 54.0\text{cm}^2, Z = 108.0\text{cm}^3$$

$$f_t = 7.2\text{N/mm}^2 \text{ (G+S)} = 720\text{N/cm}^2$$

$$f_b = 11.8\text{N/mm}^2 = 1180\text{N/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{断面検定 } N_t / (f_t \cdot A) + M / (f_b \cdot Z) &= 9561 / (720 \times 54.0) + 8900 / (1180 \times 108.0) \\ &= 0.25 + 0.07 = 0.32 < 1.0 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

<斜材> 無等級材 (すぎ) 45×120

部材 (4-5) $N_c=1828\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

$$A = 54.0\text{cm}^2$$

$$l k = \sqrt{(0.667^2 + 0.6^2)} = 0.898 = 89.8\text{cm}$$

$$i = h / 3.46 = 4.5 / 3.46 = 1.3 \text{ (弱軸方向)}$$

$$\lambda = l k / i = 89.8 / 1.3 = 69.1 \text{ (} 30 < \lambda \leq 100 \text{)}$$

$$f_c = 9.4\text{N/mm}^2 \text{ (G+S)} = 940\text{N/cm}^2$$

$$f_k = (1.3 - 0.01 \lambda) \times f_c = (1.3 - 0.691) \times 940 = 572\text{N/cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_c / (f_k \cdot A) = 1828 / (572 \times 54.0) = 0.06 < 1.0 \dots \text{OK}$$

部材 (5-6) $N_t=2230\text{N}$ (引張) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

$$A = 54.0\text{cm}^2$$

$$f_t = 7.2\text{N/mm}^2 \text{ (G+S)} = 720\text{N/cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_t / (f_t \cdot A) = 2230 / (720 \times 54.0) = 0.06 < 1.0 \dots \text{OK}$$

■水平荷重時

断面検定は、最も応力状態が不利となる荷重条件にて行う。

<上弦材> 無等級材 (すぎ) 45×120

部材 (3-4) $N_c=10273\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-2】

$$M = 1/8 \times (w_l \times \cos \beta + w_w) \times l^2 = 1/8 \times (490 \times 0.958 + 252) \times 2.088^2$$

$$= 394\text{N} \cdot \text{m} = 39400\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$f_c = 11.8\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 1180\text{N}/\text{cm}^2$$

$$f_k = (1.3 - 0.01 \lambda) \times f_c = (1.3 - 0.602) \times 1180 = 824\text{N}/\text{cm}^2$$

$$f_b = 14.8\text{N}/\text{mm}^2 = 1480\text{N}/\text{cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_c / (f_k \cdot A) + M / (f_b \cdot Z) = 10273 / (824 \times 54.0) + 39400 / (1480 \times 108.0) \\ = 0.24 + 0.25 = 0.49 < 1.0 \dots \text{OK}$$

部材 (8-9) $N_t=5177\text{N}$ (引張) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-1】

$$f_t = 9.0\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 900\text{N}/\text{cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_t / (f_t \cdot A) = 5177 / (900 \times 54.0) = 0.11 < 1.0 \dots \text{OK}$$

<下弦材> 無等級材 (すぎ) 45×120

鉛直荷重時に比べて応力が小さいため検討は省略

<斜材> 無等級材 (すぎ) 45×120

部材 (4-5) $N_c=3047\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-2】

$$f_c = 11.8\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 1180\text{N}/\text{cm}^2$$

$$f_k = (1.3 - 0.01 \lambda) \times f_c = (1.3 - 0.691) \times 1180 = 719\text{N}/\text{cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_c / (f_k \cdot A) = 3047 / (719 \times 54.0) = 0.08 < 1.0 \dots \text{OK}$$

部材 (5-6) $N_t=3449\text{N}$ (引張) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-2】

$$f_t = 9.0\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 900\text{N}/\text{cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_t / (f_t \cdot A) = 3449 / (900 \times 54.0) = 0.08 < 1.0 \dots \text{OK}$$

<方杖> 無等級材 (すぎ) 2-45×120

部材 (8-10) $N_c=5831\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-2】

$$A = 54.0\text{cm}^2, Z = 108.0\text{cm}^3$$

$$l_k = \sqrt{(2.0^2 + 1.6^2)} = 2.562 = 256.2\text{cm}$$

$$i = h / 3.46 = 4.5 / 3.46 = 1.3 \text{ (弱軸方向)}$$

$$\lambda = l_k / i = 256.2 / 1.3 = 197.1 \text{ (} 100 < \lambda \text{)}$$

$$f_c = 11.8\text{N}/\text{mm}^2 \text{ (G+W)} = 1180\text{N}/\text{cm}^2$$

$$f_k = 3000 / \lambda^2 \times f_c = 3000 / 197.1^2 \times 1180 = 91\text{N}/\text{cm}^2$$

$$\text{断面検定 } N_c / (f_k \cdot A) = 5831 / \{91 \times (2 \times 54.0)\} = 0.60 < 1.0 \dots \text{OK}$$

< 柱 > 無等級材 (すぎ) 120×120

部材 (11-10) $N_c = 2693\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-2】

$$M = 3222\text{N} \cdot \text{m} = 322200\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$A = 144.0\text{cm}^2, Z = 288.0\text{cm}^3, l_k = 300.0\text{cm}$$

$$i = h/3.46 = 12.0/3.46 = 3.47$$

$$\lambda = l_k/i = 300.0/3.47 = 86.5 \quad (30 < \lambda \leq 100)$$

$$f_c = 11.8\text{N/mm}^2 \text{ (G+W)} = 1180\text{N/cm}^2$$

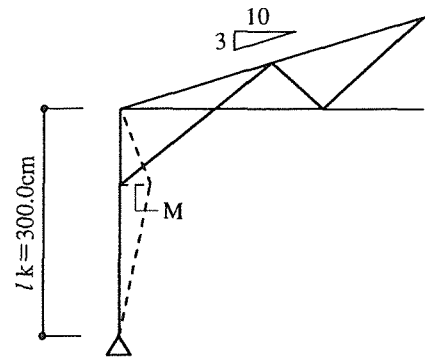
$$f_k = (1.3 - 0.01 \lambda) \times f_c = (1.3 - 0.865) \times 1180 = 513\text{N/cm}^2$$

$$f_b = 14.8\text{N/mm}^2 = 1480\text{N/cm}^2$$

断面検定 $N_c / (f_k \cdot A) + M / (f_b \cdot Z)$

$$= 2693 / (513 \times 144.0) + 322200 / (1480 \times 288.0)$$

$$= 0.04 + 0.76 = 0.80 < 1.0 \dots \text{OK}$$



⑤接合部の設計

■トラス節点

鉛直荷重時 釘：ZN40 $f_{1.60} = 343 \times 1.60 = 549\text{N/本}$ (固定+積雪荷重時)

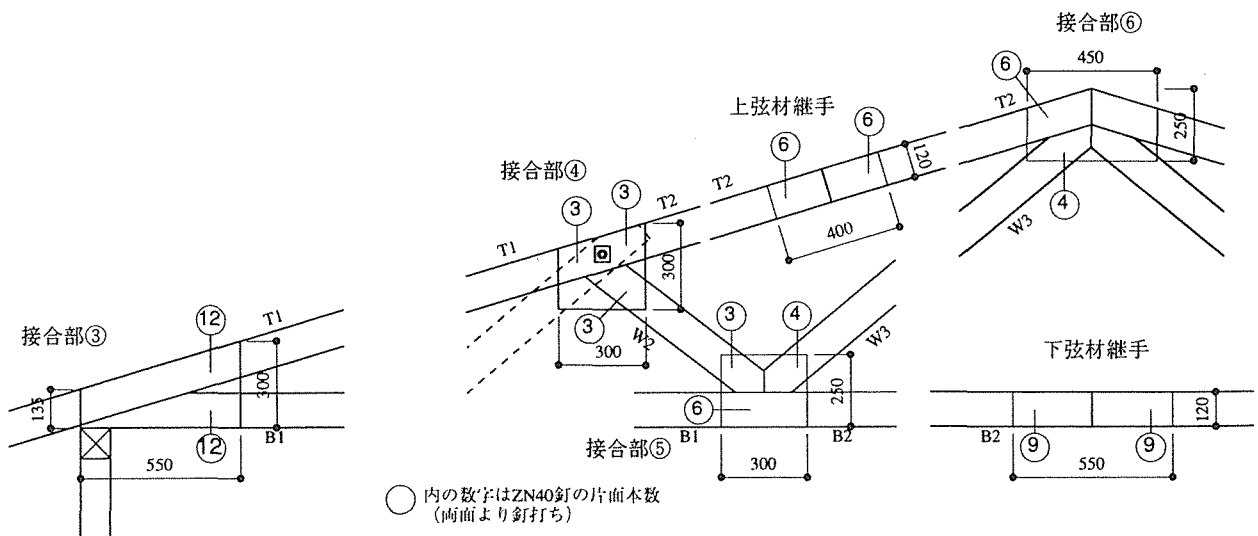
接合部	弦材	軸力 (N) (-圧縮、+引張)	ZN40 必要本数	設計本数
③	T1	-9272	$9272/549 = 16.9$	24
	B1	+9561	$9561/549 = 17.5$	24
④	T1・T2	$-9272 - (-8918) = -354$	$354/549 = 0.7$	12
	W2	-1828	$1828/549 = 3.4$	6
⑤	W2	-1828	$1828/549 = 3.4$	6
	W3	+2230	$2230/549 = 4.1$	8
	B1・B2	$+9561 - (+6544) = 3017$	$3017/549 = 5.5$	12
⑥	T2	$-8918 \times 1/2^* = -4459$	$4459/549 = 8.2$	12
	W3	+2230	$2230/549 = 4.1$	8
上弦材継手		$-8918 \times 1/2^* = -4459$	$4459/549 = 8.2$	12
下弦材継手		+6544	$6544/549 = 12.0$	18

※めり込みにて50%を負担

水平荷重時 釘：ZN40 $f_{1.60} = 343 \times 2.00 = 686\text{N/本}$ (固定+風荷重時)

軸力の大きい【風荷重時Case.3-2】にて検討する

接合部	弦材	軸力 (N) (-圧縮、+引張)	ZN40 必要本数	設計本数
③	T1	-10273	$10273/686 = 15.0$	24
	B1	+6784	$6784/686 = 9.9$	24
④	T1・T2	$-10273 - (-5585) = -4688$	$4688/686 = 6.9$	12
	W2	-3047	$3047/686 = 4.5$	6
⑤	W2	-3047	$3047/686 = 4.5$	6
	W3	+3449	$3449/686 = 5.1$	8
	B1・B2	$+6784 - (+1956) = 4828$	$4828/686 = 7.1$	12
⑥	T2	-5585	$5585/686 = 8.2$	12
	W3	+3449	$3449/686 = 5.1$	8
上弦材継手		-5585	$5585/686 = 8.2$	12
下弦材継手		+1956	$1956/686 = 2.9$	18



■下弦材の継手を木材にて行う場合

部材 (5-7) $N_t=6544\text{N}$ (引張) . . . 【固定+積雪荷重時 (G+S)】

使用釘：CN90

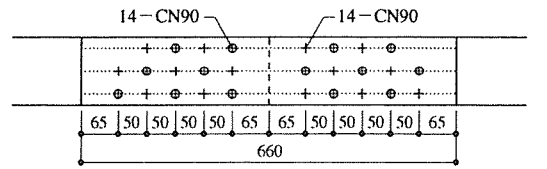
木材-木材一面せん断

$$f_{1.6}=392\text{N/本} \times 1.6=627\text{N/本}$$

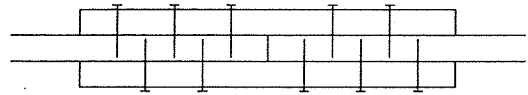
$$(\text{必要本数}) = N_t / f_{1.6} = 6544 / 627 = 10.5 \rightarrow 14\text{本}$$

$$\text{端距離 } 15d = 15 \times 4.11 = 61.65 \rightarrow 65\text{mm}$$

$$\text{釘間隔 } 12d = 12 \times 4.11 = 49.32 \rightarrow 50\text{mm}$$



⊕ 反対側より釘打ち



■トラス支点の設計

部材 (9-10) $N_t=1327\text{N}$ (引張) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-1】

(a) 上弦材と軒げた

折曲げ金物：

$$\text{短期許容耐力 (すぎ類)} 207\text{kgf} = 2030\text{N}$$

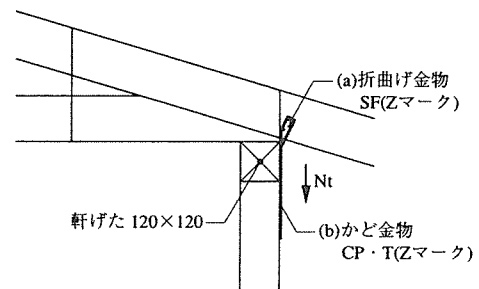
$$\text{両側より } 2 \times 2030 = 4060\text{N} > 1327\text{N}$$

(b) 軒げたと柱

かど金物：

$$\text{短期許容耐力 (すぎ類)}$$

$$345\text{kgf} = 3383\text{N} > 1327\text{N}$$



■ボルト接合部の設計

部材 (8-10) $N_c=5831\text{N}$ (圧縮) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.3-2】

接合形式：2面せん断 (木-木-木)

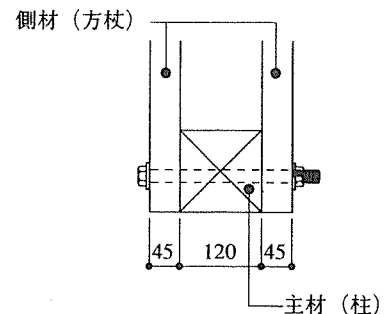
樹種：すぎ

主材厚：120mm (柱)

側材厚：45mm (方杖)

使用ボルト： $\phi 19\text{mm}$

ボルトの基準強度は主材厚90mmの場合を採用する。

加力方向が繊維方向のボルトの基準強度： $F(R_0) = 19885\text{N/本}$ 加力方向が繊維直角のボルトの基準強度： $F(R_{90}) = 10089\text{N/本}$ 方杖と柱のなす角度 = $51^\circ \rightarrow 55^\circ$ にて検討

ボルトの基準強度

$$F(R_{55}) = F(R_0) \cdot F(R_{90}) / \{ F(R_0) \sin^2 \theta + F(R_{90}) \cos^2 \theta \}$$

$$= 19885 \times 10089 / (19885 \times \sin^2 55^\circ + 10089 \times \cos^2 55^\circ)$$

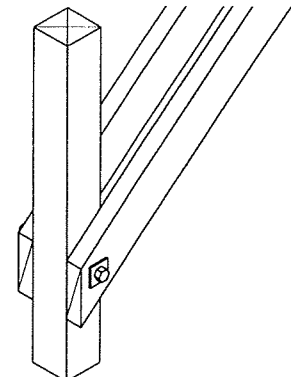
$$= 12040\text{N/本}$$

$$(\text{固定+風荷重時}) f_{2.00} = 2.0 \times F(R_{55}) / 3$$

$$= 2.0 \times 12040 / 3$$

$$= 8027\text{N/本}$$

$$(\text{必要本数}) = N_c / f_{2.00} = 5831 / 8027 = 0.73 \rightarrow 1\text{本}$$



■柱脚の設計

部材 (1-2) $N_t=1355\text{N}$ (引張) . . . 【固定+風荷重時 (G+W) 、Case.1-1】かど金物：短期許容耐力 (すぎ類) $345\text{kgf} = 3383\text{N}$

$$\text{両側より } 2 \times 3383 = 6766\text{N} > 1355\text{N}$$

6. けらばたるきの検討

(1) 設計条件

地方の区分 : (4) $V_0=36\text{m/s}$
 地表面粗度区分 : III
 速度圧 $q=930\text{N/m}^2$ (5.トラスの設計による)
 けらばたるきの間隔 : $a=1.0\text{m}$
 けらばの出 : 0.7m 以下

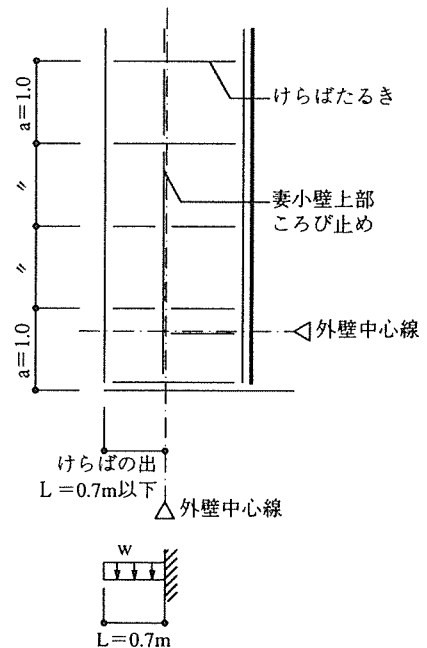
(2) 【固定+積雪荷重】に対する検討

$$\begin{aligned} w &= \{370\text{DL} + (580 \times 0.958)\text{SL}\} \times 1.0(a) \\ &= 926\text{N/m} \text{ (屋根面荷重)} \\ M &= 1/2 \times 926 \times 0.7^2 = 227\text{N} \cdot \text{m} \\ Q &= 926 \times 0.7 = 649\text{N} \end{aligned}$$

<無等級材 (すぎ) 45×120 >

$$\begin{aligned} Ma &= 1274\text{N} \cdot \text{m} && \geq M = 227\text{N} \cdot \text{m} \text{ OK} \\ Qa &= 3456\text{N} && \geq Q = 649\text{N} \text{ OK} \\ \delta &= wL^4 / (8EI) \times 2^{\text{注)}} \\ &= 9.26 \times (70)^4 / (8 \times 686500 \times 648) \times 2 \\ &= 0.13\text{cm} = L/538 \end{aligned}$$

注) 変形増大係数



(3) 【固定+風荷重】に対する検討

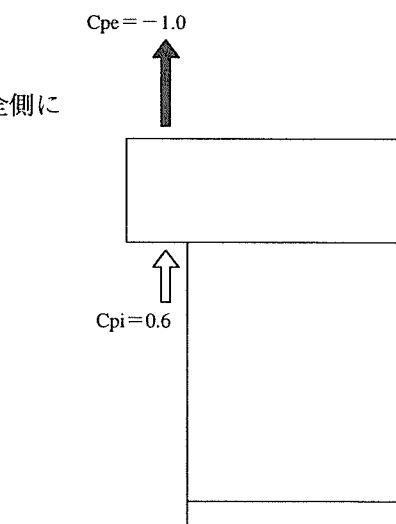
G_w : 固定荷重
 W_w : $q \times C_f = 930\text{N/m}^2 \times (-1.6) = -1488\text{N/m}^2$ (吹き上げ)
 風力係数は開放型の風上を想定し、
 $C_f = C_{pe} - C_{pi} = -1.0 - 0.6 = -1.6$ とする。

G_w は吹き上げ力 W_w に対して押え込む荷重となるが、安全側に考えこれを無視し、風荷重 W_w に対して検討を行う。

$$\begin{aligned} w &= W_w \times a = 1488 \times 1.0 = 1488\text{N/m} \\ M &= 1/2 \times 1488 \times 0.7^2 = 365\text{N} \cdot \text{m} \\ Q &= 1488 \times 0.7 = 1042\text{N} \end{aligned}$$

<無等級材 (すぎ) 45×120 >

$$\begin{aligned} Ma &= 1598\text{N} \cdot \text{m} && \geq M = 365\text{N} \cdot \text{m} \text{ OK} \\ Qa &= 4320\text{N} && \geq Q = 1042\text{N} \text{ OK} \\ \delta &= wL^4 / (8EI) \\ &= 14.88 \times (70)^4 / (8 \times 686500 \times 648) \\ &= 0.11\text{cm} = L/636 \end{aligned}$$



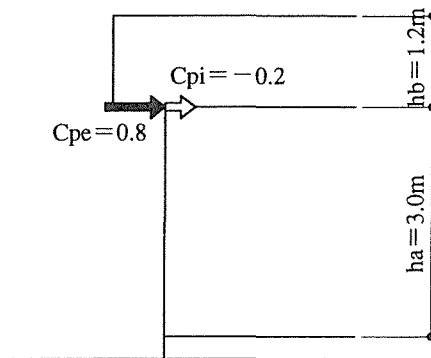
7. 妻側耐風ばりの設計

(1) 設計条件

地方の区分 : (4) $V_0=36\text{m/s}$
 地表面粗度区分 : III
 速度圧 $q=930\text{N/m}^2$ (5.トラスの設計による)

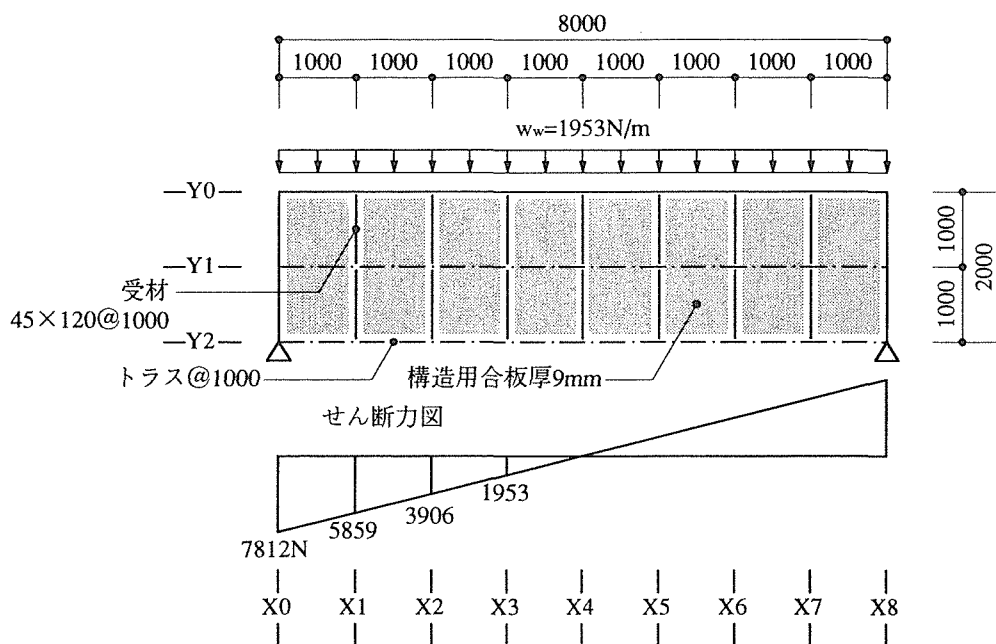
設計荷重

$$\begin{aligned} C_f &= C_{pe} - C_{pi} = 0.8 - (-0.2) = 1.0 \\ w_w &= q \times C_f \times (h_a + h_b) / 2 \\ &= 930\text{N/m}^2 \times 1.0 \times (1.2\text{m} + 3.0\text{m}) / 2 \\ &= 1953\text{N/m} \end{aligned}$$



(2) 耐風ばりの設計

妻壁より2.0mの範囲のトラス下弦材間に受材 (45mm×120mm) を1.0m間隔に取付け、構造用合板 (1000mm×2000mm×9mm) をトラスと直交方向に張りつめる。これにより妻側からの風圧力に抵抗させる。



釘の許容耐力は、「1998年枠組壁工法建築物構造計算指針」による。

CN50 : 降伏せん断耐力 579N/本 (構造用合板厚9mm、受材の樹種すぎ)

短期許容せん断耐力 (固定+風荷重時) : w_f

釘間隔@150mm $w_f = 579\text{N/本} / 0.15 = 3860\text{N/m}$

釘間隔@100mm $w_f = 579\text{N/本} / 0.10 = 5790\text{N/m}$

X0、X8通り

単位長さあたりのせん断力 : $q = 7812\text{N} / 2.0\text{m} = 3906\text{N/m} \rightarrow \text{CN50@100}$ ($w_f = 5790\text{N/m}$)

X1~X7通り

単位長さあたりのせん断力 : $q = 5859\text{N} / 2.0\text{m} = 2930\text{N/m} \rightarrow \text{CN50@150}$ ($w_f = 3860\text{N/m}$)

Y0、Y1、Y2通りも同様の釘打ちとする。

8. 軒げたの設計

■設計荷重

①固定荷重

<小屋組> 5. トラスの設計による

<外 壁> 5. トラスの設計による

②積載荷重

小屋組及び外壁のみを支持するため適用外

③積雪荷重

5. トラスの設計による

■軒げた用設計荷重

荷重条件の不利となる固定+積雪荷重にて検討する。

等分布荷重

$$\begin{aligned} \text{けらば荷重 } w_l &= (W_r + W_t \times 1/2 + W_s) \times (\text{トラス間隔} \times 1/2 + \text{けらばの出}) \\ &= (390 + 200 \times 1/2 + 580) \times (1.0 \times 1/2 + 0.7) = 1290 \text{N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{外壁荷重 } w_w &= W_e \times (\text{妻小壁平均高さ} + \text{小壁高さ}) + \text{軒げた自重} \\ &= 500 \text{N/m}^2 \times (0.9 \text{m} + 0.5 \text{m}) + 150 \text{N/m} = 850 \text{N/m} \end{aligned}$$

$$w = w_l + w_w = 1290 + 850 = 2140 \text{N/m}$$

■軒げたの検討

$$L = 4.00 \text{m} \text{ (軒げたスパン)}$$

$$\begin{aligned} M &= 1/8 \times w \times L^2 \\ &= 1/8 \times 2140 \times 4.00^2 \\ &= 4280 \text{N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= 1/2 \times w \times L \\ &= 1/2 \times 2140 \times 4.00 \\ &= 4280 \text{N} \end{aligned}$$

<無等級材(すぎ) 120×210> 固定+積雪荷重時 (G+S)

$$M_a = 10408 \text{N} \cdot \text{m} \geq M = 4280 \text{N} \cdot \text{m} \text{ OK}$$

$$Q_a = 16128 \text{N} \geq Q = 4280 \text{N} \text{ OK}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \{5wL^4 / (384EI)\} \times 2^{\text{注)}} \\ &= \{5 \times 21.40 \times 400^4 / (384 \times 686500 \times 9261)\} \times 2 \\ &= 2.25 \text{cm} = L/178 \end{aligned}$$

注) 変形増大係数

9. 基礎の設計

長期設計地耐力 $F_e = 50 \text{ kN/m}^2$

短期設計地耐力 $sF_e = 100 \text{ kN/m}^2$

設計荷重 (固定+風荷重時 Case.3-2、布基礎長さ1.0mあたり)

トラス反力: $= 1927 \text{ N}$

外壁: $500 \text{ N/m}^2 \times 3.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 1500 \text{ N}$

$$N_1 = 3427 \text{ N}$$

GL上部基礎: $N_2 = 24000 \text{ N/m}^3 \times 0.12 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 870 \text{ N}$

GL下部基礎: $N_3 = 20000 \text{ N/m}^3 \times 0.5 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 3000 \text{ N}$

鉛直荷重 $P = N_1 + N_2 + N_3 = 3427 + 870 + 3000 = 7297 \text{ N}$

基礎底盤の設計

支点水平反力による曲げ

固定+風荷重時 Case.3-2

$$M = Q' \times (\text{立上がり} + \text{根入れ}) = 2187 \text{ N} \times 0.6 \text{ m} = 1313 \text{ N} \cdot \text{m}$$

偏心距離: $e = M/P = 1313/7297 = 0.180 \text{ m}$

$$e/B = 0.186 \text{ m} / 0.50 \text{ m} = 0.360 > 1/6$$

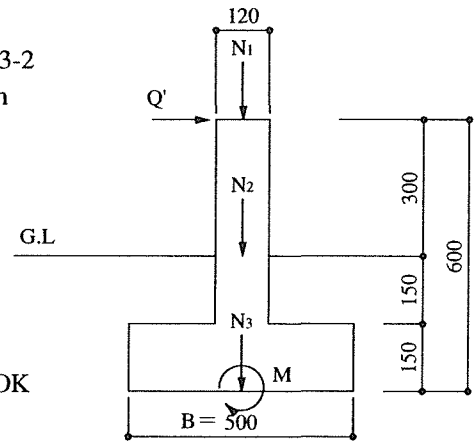
$$\alpha = 2 / \{3 \times (1/2 - e/B)\}$$

$$= 2 / \{3 \times (1/2 - 0.360)\} = 4.762$$

$$\sigma_{\text{max}} = \alpha \times (P/A)$$

$$= 4.762 \times \{7297 \text{ N} / (0.50 \text{ m} \times 1.0 \text{ m})\}$$

$$= 69497 \text{ N/m}^2 = 69.5 \text{ kN/m}^2 < 100 \text{ kN/m}^2 \text{ (短期) OK}$$



基礎底盤配筋の設計

$$w = 69.5 \text{ kN/m} \text{ (短期)}$$

$$sM = 1/2 \times 69.5 \times 0.19^2 = 1.255 \text{ kN} \cdot \text{m} = 125500 \text{ N} \cdot \text{cm}$$

$$sQ = 69.5 \times 0.19 = 13.205 \text{ kN} = 13205 \text{ N}$$

断面算定

$$F_c = 18 \text{ N/mm}^2, \text{ SD295}$$

$$D = 15 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

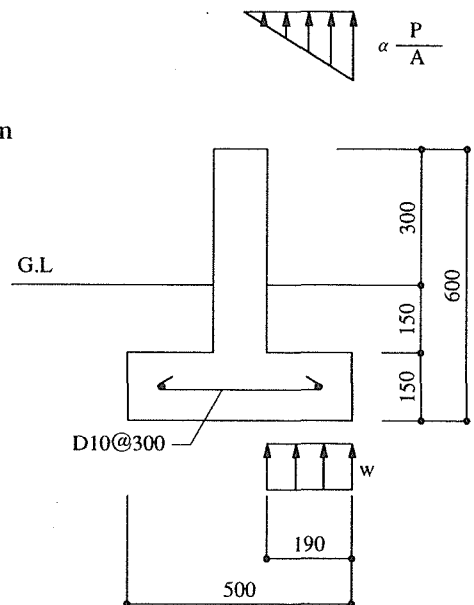
$$j = (7/8)d = 7 \text{ cm}$$

$$a_t = sM / (sft \times j)$$

$$= 125500 \text{ N} \cdot \text{cm} / (30000 \text{ N/cm}^2 \times 7 \text{ cm})$$

$$= 0.60 \text{ cm}^2$$

→ D10@300 ($a_t = 2.37 \text{ cm}^2$, $\psi = 10.0 \text{ cm}$)



6

スパン表

6. 1	適用範囲	6-1
6. 2	一般事項	6-1
6. 3	スパン表	
(1)	根太スパン表	6-4
(2)	たるきスパン表	6-5
(3)	むな木スパン表	6-6
(4)	小屋ばりスパン表	6-7
(5)	軒げたスパン表	6-8

6. スパン表

6. 1 適用範囲

(1) 用途

小規模多目的（子供室、店舗、アトリエ等とし、床の積載荷重は住宅の居室として扱う。）

(2) 構造

和小屋+耐力壁方式

(3) 階数

平屋建

(4) 建設地

一般地（最深積雪量30cm、50cm）

6. 2 一般事項

(1) 部材の基準強度と許容応力度

(2) 部材の基準強度

(3) 許容応力度及びヤング係数

(4) 許容応力度の増減

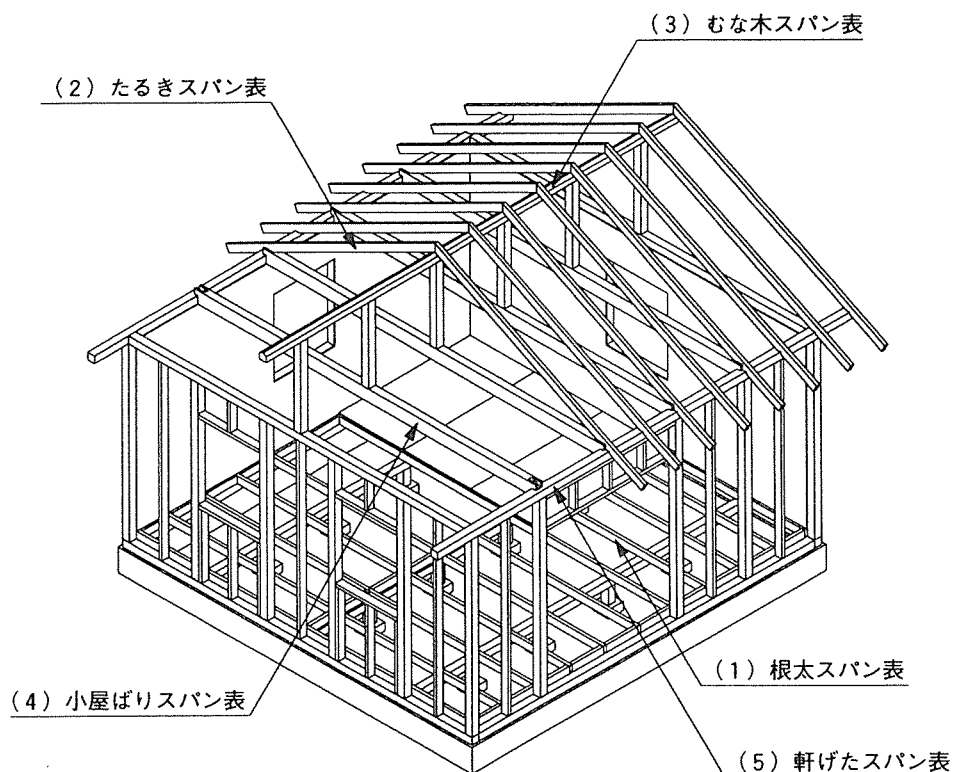
(5) 部位別最大たわみ

(6) 使用材の断面寸法及び最大耐力

以上の(1)～(6)の項目は、「5. 各部設計 5. 1一般事項」の同項目による。

(7) スパン表の種類

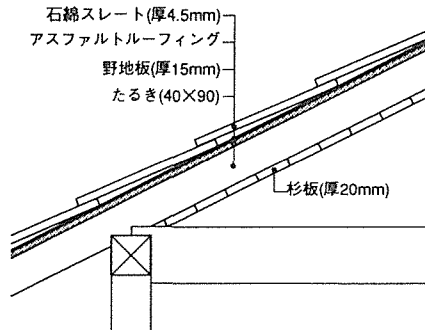
本スパン表の種類を以下の図に示す。



(8) 設計荷重

① 固定荷重

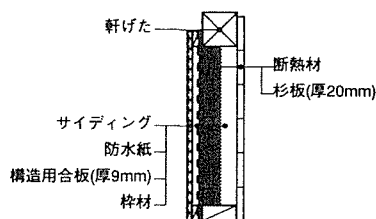
< 小屋組 >



石綿スレート 厚4.5mm	200	480 N/m ² (屋根面)
アスファルトルーフィング	20	
野地板 (杉板 厚15mm)、その他	90	
たるき (40×90) @455	50	
たるき直貼天井 (杉板 厚20mm)	120	

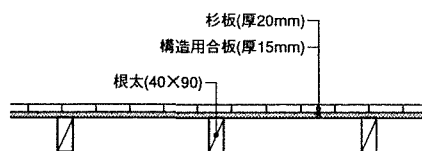
$$W_r (\text{水平面}) = (\text{屋根面}) \times 1/\cos \beta \quad \langle \text{勾配} = \tan \beta \rangle$$

< 外壁小壁 > 軒げた荷重を除く



サイディング (胴縁含む)	200	510 N/m ² → 550 N/m ²
防水紙	10	
構造用合板 厚9mm ($\rho = 0.6$)	60	
枠材	100	
断熱材	20	
室内仕上げ (杉板 厚20mm)	120	

< 床 >



床仕上げ (杉板 厚20mm)	120	260 → 300 N/m ²
構造用合板 厚15mm ($\rho = 0.6$)	90	
床根太 (40×90@455) ($\rho = 0.6$)	50	

②積載荷重

根太用 1800N/m^2 たわみ算定用 600N/m^2

③積雪荷重

建築基準法施行令第86条の規定により、以下の算定式による。

積雪荷重 = (積雪の単位重量) × (その地方における垂直積雪量) × (屋根形状係数 μb)

■積雪の単位重量

一般地 $20\text{N/m}^2/\text{cm}$ ■屋根形状係数 μb

$$\mu b = \sqrt{\cos(1.5\beta)}$$

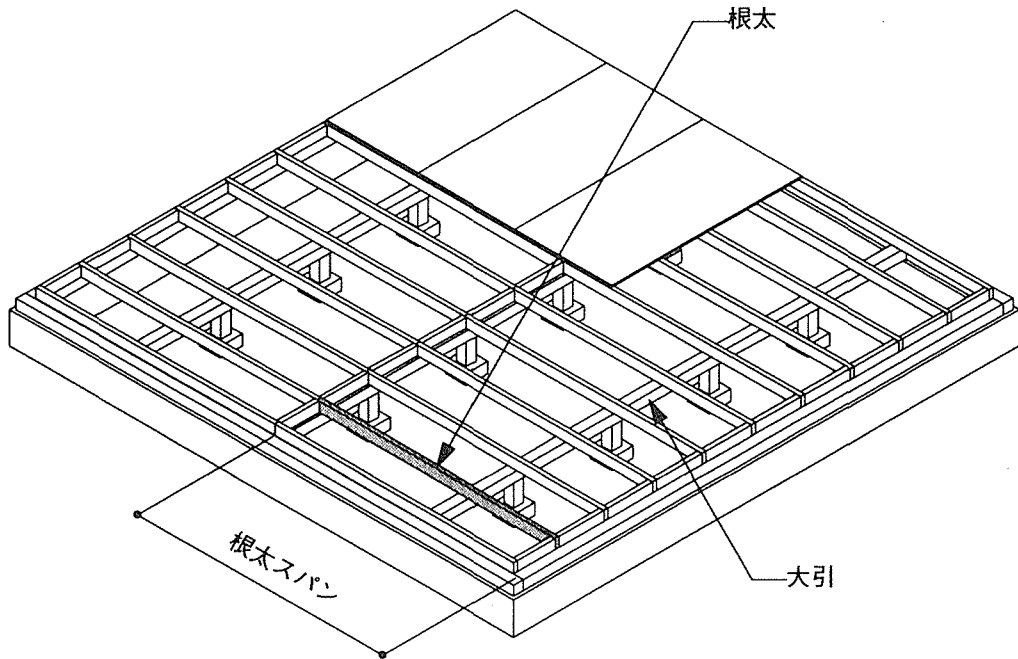
 β : 屋根勾配 (単位: 度) ただし、 $\beta > 60$ 度の場合 $\mu b = 0$

■積雪荷重の算出例

・一般地 垂直積雪量: $h = 30\text{cm}$ 屋根勾配 : $3/10$ ($\beta = 16.699$)、 $\mu b = \sqrt{\cos(1.5 \times 16.699)} = 0.952$ (短期用) $ws = 20(\text{N/m}^2/\text{cm}) \times 30(\text{cm}) \times 0.952 = 572 \rightarrow 580\text{N/m}^2$ ・一般地 垂直積雪量: $h = 50\text{cm}$ 屋根勾配 : $3/10$ ($\beta = 16.699$)、 $\mu b = \sqrt{\cos(1.5 \times 16.699)} = 0.952$ (短期用) $ws = 20(\text{N/m}^2/\text{cm}) \times 50(\text{cm}) \times 0.952 = 952 \rightarrow 960\text{N/m}^2$

6. 3 スパン表

(1) 根太スパン表



根太間隔 (m)	根太断面 b×h (mm)	許容根太スパン (m)				たわみ制限に よる場合	
		無等級材 針葉樹 (すぎ)					
		強度による場合					
		Fsys=1.00	Fsys=1.15	Fsys=1.25			
0.455以下	40×60	1.27	1.37	1.42	1.22		
	40×90	1.90	2.05	2.14	1.84		
	45×75	1.68	1.81	1.89	1.59		
	45×90	2.02	2.18	2.27	1.91		
	45×120	2.70	2.90	3.03	2.55		

たわみ制限：固定+積載荷重(600N/m²)に対してスパンの1/250以下

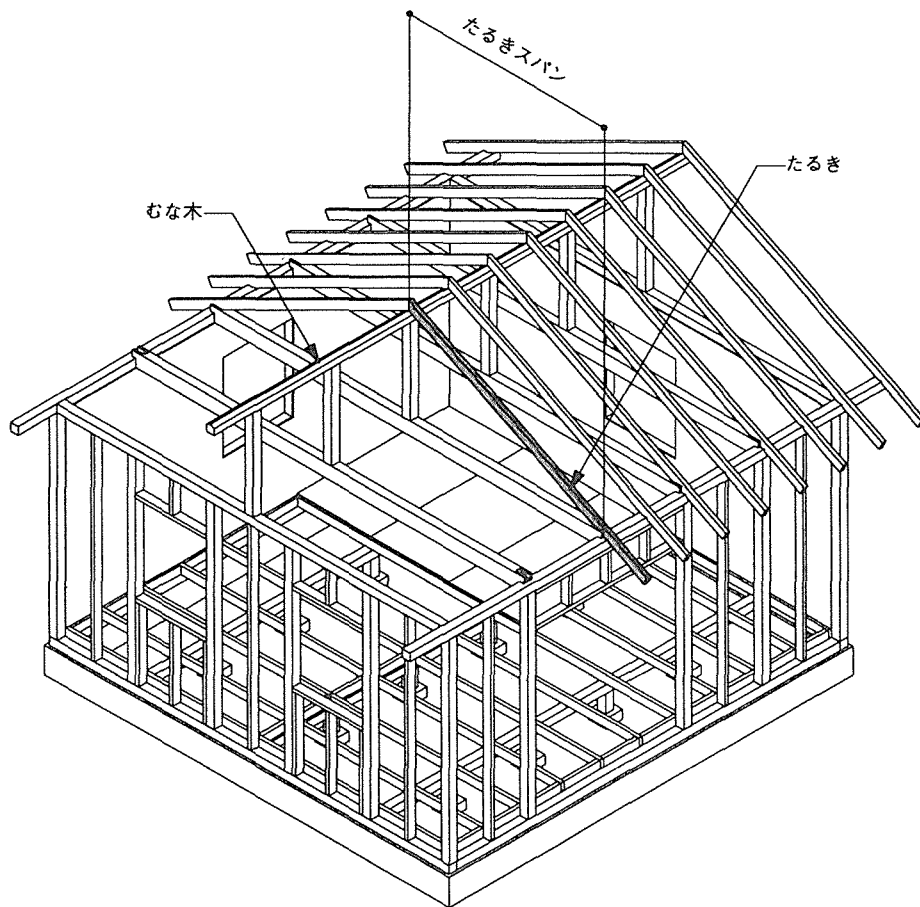
Fsys：荷重を分散して負担する目的で並列して設けた部材(根太)の曲げに対する基準強度の割増係数

Fsys=1.25 並列した部材に構造用合板又はこれと同等以上の面材をはる場合

=1.15 上記1.25の場合以外

=1.00 割増なし

(2) たるきスパン表



建設地 (積雪量)	屋根ぶき材 (屋根勾配)	たるき間隔 (m)	たるき断面 b×h (mm)	許容たるきスパン (m)			
				無等級材 針葉樹 (すぎ)			
				強度による場合			たわみ制限に よる場合
				Fsys=1.00	Fsys=1.15	Fsys=1.25	
一般地 (30cm)	石綿スレートぶき (3/10以上 6/10以下)	0.455以下	40×60	2.08	2.23	2.33	1.53
			40×90	3.13	3.36	3.50	2.30
			45×75	2.76	2.97	3.10	2.00
			45×90	3.32	3.56	3.72	2.40
			45×120	4.42	4.75	4.95	3.20
一般地 (50cm)	石綿スレートぶき (3/10以上 6/10以下)	0.455以下	40×60	1.81	1.94	2.02	1.40
			40×90	2.71	2.91	3.04	2.10
			45×75	2.40	2.57	2.69	1.82
			45×90	2.88	3.09	3.23	2.18
			45×120	3.84	4.12	4.30	2.91

たわみ制限：固定荷重に対してスパンの1/150以下

固定+積雪荷重に対してスパンの1/100以下

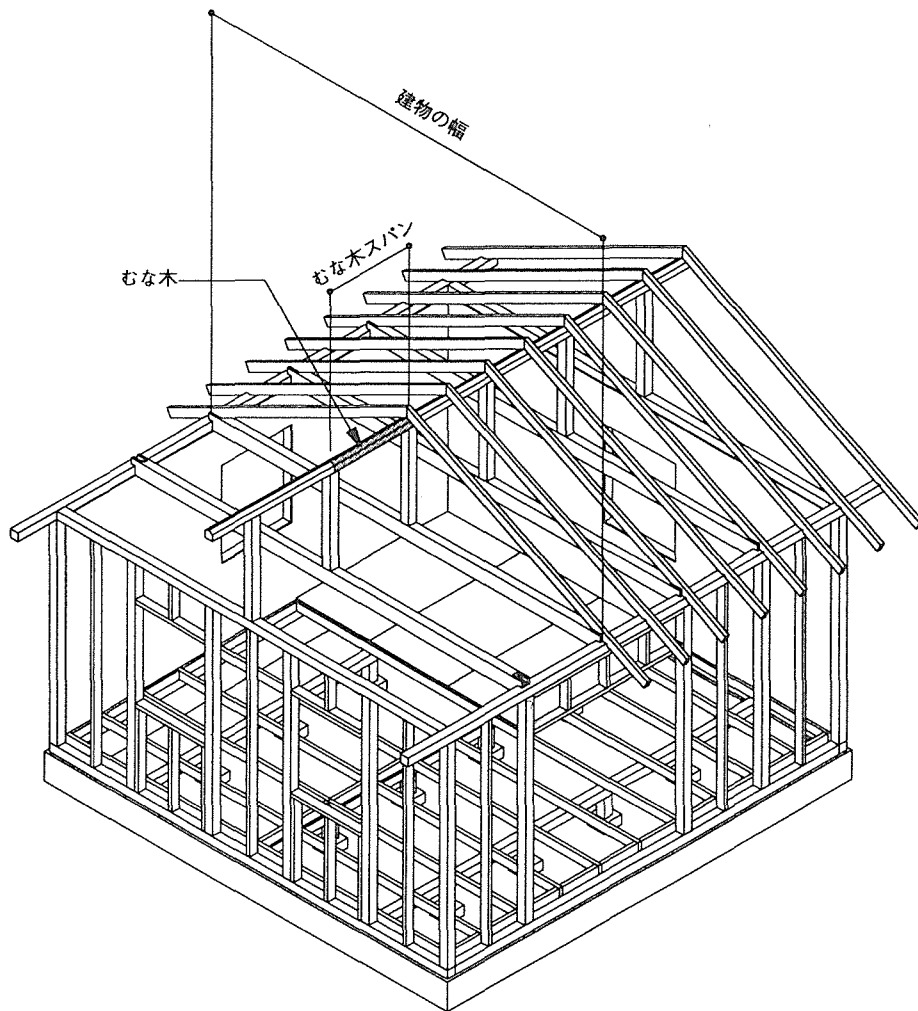
Fsys：荷重を分散して負担する目的で並列して設けた部材(たるき)の曲げに対する基準強度の割増係数

Fsys=1.25 並列した部材に構造用合板又はこれと同等以上の面材をはる場合

=1.15 上記1.25の場合以外

=1.00 割増なし

(3) むな木スパン表



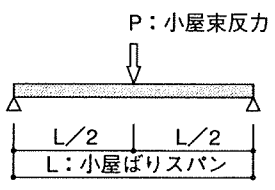
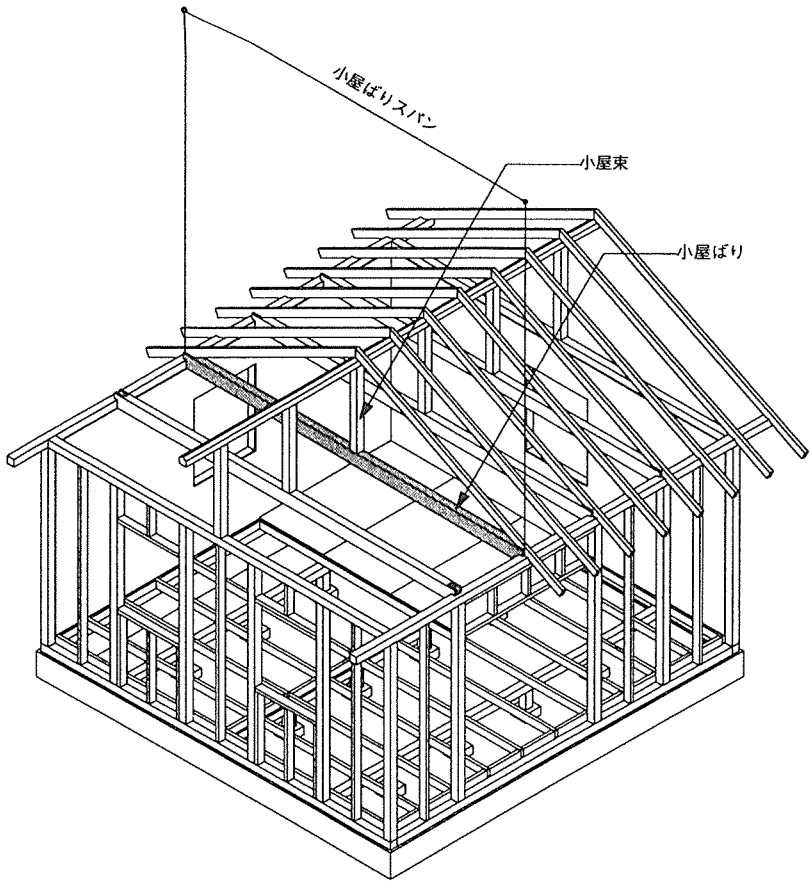
建設地 (積雪量)	屋根ぶき材 (屋根勾配)	建物の幅 (m)	むな木スパン (m)	むな木断面 b×h (mm)	
				無等級材 針葉樹 (すぎ)	
				強度による断面	たわみ制限による断面
一般地 (50cm以下)	石綿スレートぶき (3/10以上 6/10以下)	4.55以下	0.91	90×90	90×90

たわみ制限：固定荷重に対してスパンの1/150以下

固定+積雪荷重に対してスパンの1/100以下

断面欠損：頂部の勾配カットを考慮し、各断面性能の70%の値を採用

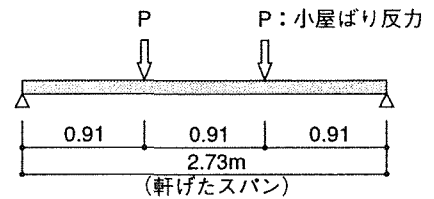
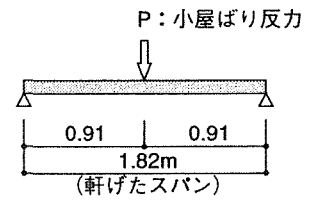
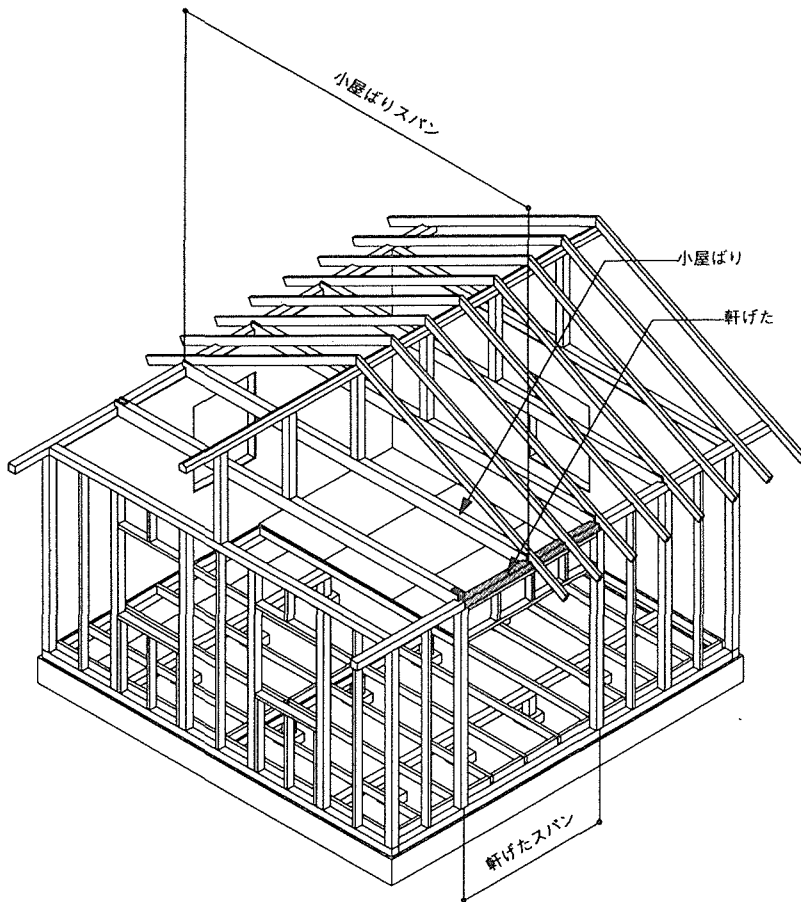
(4) 小屋ばりスパン表



建設地 (積雪量)	屋根ぶき材 (屋根勾配)	小屋ばり間隔 (m)	小屋ばりスパン (m)	小屋ばり断面 b×h (mm)	
				無等級材 針葉樹 (すぎ)	
				強度による断面	たわみ制限による断面
一般地 (30cm)	石綿スレートぶき (3/10以上 6/10以下)	0.91	2.73	90×90	90×120
			3.64	90×120	90×150
			4.55	90×150	90×180
一般地 (50cm)	石綿スレートぶき (3/10以上 6/10以下)	0.91	2.73	90×120	90×120
			3.64	90×150	90×150
			4.55	90×180	90×210

たわみ制限：固定荷重に対してスパンの1/150以下
 固定+積雪荷重に対してスパンの1/100以下

(5) 軒げたスパン表



建設地 (積雪量)	屋根ぶき材 (屋根勾配)	小屋ばりスパン (m)	軒げたスパン (m)	軒げた断面 b×h (mm)	
				無等級材 針葉樹 (すぎ)	
				強度による断面	たわみ制限による断面
一般地 (30cm)	石綿スレートぶき (3/10以上 6/10以下)	2.73	1.82	90×90	90×120
			2.73	90×150	90×150
		3.64	1.82	90×120	90×120
			2.73	90×150	90×180
		4.55	1.82	90×120	90×120
			2.73	90×150	90×180
一般地 (50cm)	石綿スレートぶき (3/10以上 6/10以下)	2.73	1.82	90×120	90×120
			2.73	90×150	90×180
		3.64	1.82	90×120	90×120
			2.73	90×180	90×180
		4.55	1.82	90×120	90×120
			2.73	90×180	90×180

たわみ制限：固定荷重に対してスパンの1/150以下
 固定+積雪荷重に対してスパンの1/100以下