

平成3年度 農林水産省補助事業

(財)日本住宅・木材技術センター事業

中層木造住宅部材開発事業報告書

－ 3階建木造住宅構造設計基準支援プログラム基礎資料－

平成4年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

目 次

はじめに

1章 構造計算の義務	1
2章 構造計算の手順	1
3章 鉛直荷重の算出方法	
1. 固定荷重の求め方	2
2. 積載荷重の求め方	2
3. 積雪荷重の求め方	2
4章 水平荷重(風圧力・地震力)の算出方法	
1. 風圧力の求め方	5
2. 地震力の求め方	8
5章 水平力に対する耐力壁の抵抗	
1. 応力の組合わせ	11
2. 剛な床組の水平力に対する検討	12
3. 柔な床組の水平力の検討	14
6章 部材断面の算出	
1. 柱・通し柱の断面算定	15
2. 梁・桁・胴差・根太・母屋の断面算定	15
3. 土台の断面算定	15
7章 継手・仕口の補強方法	16
8章 構造計算例	
1. 計算例①	19
2. 計算例②	56
参考資料	
3階建住宅用壁料計算システム	76

はじめに

昭和62年11月に建築基準法の改正で、準防火地域内での木造3階建ての建設が可能となった。これに伴って木造3階建ての建設の動きは全国的に活発であるが、2階建てと違い構造計算によってその安全性を確かめなければならないことが建築基準法で定められている。

しかし、この構造計算の手法が煩雑なことに加え、木造住宅の建設の担い手の大半が構造計算の未経験者であることや地域散在型の零細な大工・工務店であることから、その業務は容易でないといえよう。

このため、木造3階建住宅の構造計算をスムーズに進めるために、コンピュータを使った支援ソフトを開発することがこの事業の目的である。ちなみに、市販されている木造3階建ての構造計算ソフトの実態を調査してみたが、パーソナルコンピュータを使った構造計算システムのソフトは皆無であった。唯一、3階建住宅用壁量計算システムのソフトが市販されていたものの、対象建物が枠組壁工法であることやこの事業の目的としている各部位の許容応力度の計算まではいたっていなかった。

このようなことから、本年度は木造軸組3階建ての①構造計算の手順、②鉛直荷重の算出方法、③水平荷重（風圧力・地震力）の算出方法、④水平力の対する耐力壁の抵抗、⑤部材の算出方法 ⑥継手仕口の補強方法等を検討するとともに、実際に構造計算例を2タイプ行うことによって、支援ソフトの開発にあたっての基礎資料を作成した。

(財)日本住宅・木材技術センター

1 章 構造計算の義務

木造住宅の場合、建築基準法施行令第46条では、台風や地震などの水平力に対して、構造上安全であるために建物の各階の張り間方向及び桁行き方向に鈎合よく耐力壁を配置して、床面積に対しての壁量及び見附面積に対しての壁量を確保することが義務づけられている。また、同法第20条では、木造3階建ては構造計算によって①自重 ②積載荷重 ③積雪 ④風圧 ⑤地震に対して安全であることを確かめることが義務づけられている。

参考：木造3階建ての場合、同法施行令第46条に示されている必要壁量を満たしても構造計算を行って水平力を算出してみると同法施行令第46条の必要壁量だけでは不十分であることから、構造計算によって壁量を割増しなければならない。

2 章 構造計算の手順

木造3階建ての構造設計のフローを示すと図-1のようになる。

図-1の①～③が構造計画にあたり③～⑦が構造計算になる。このように構造計画によっては、構造計算を行っても手戻りがないことが理解できよう。

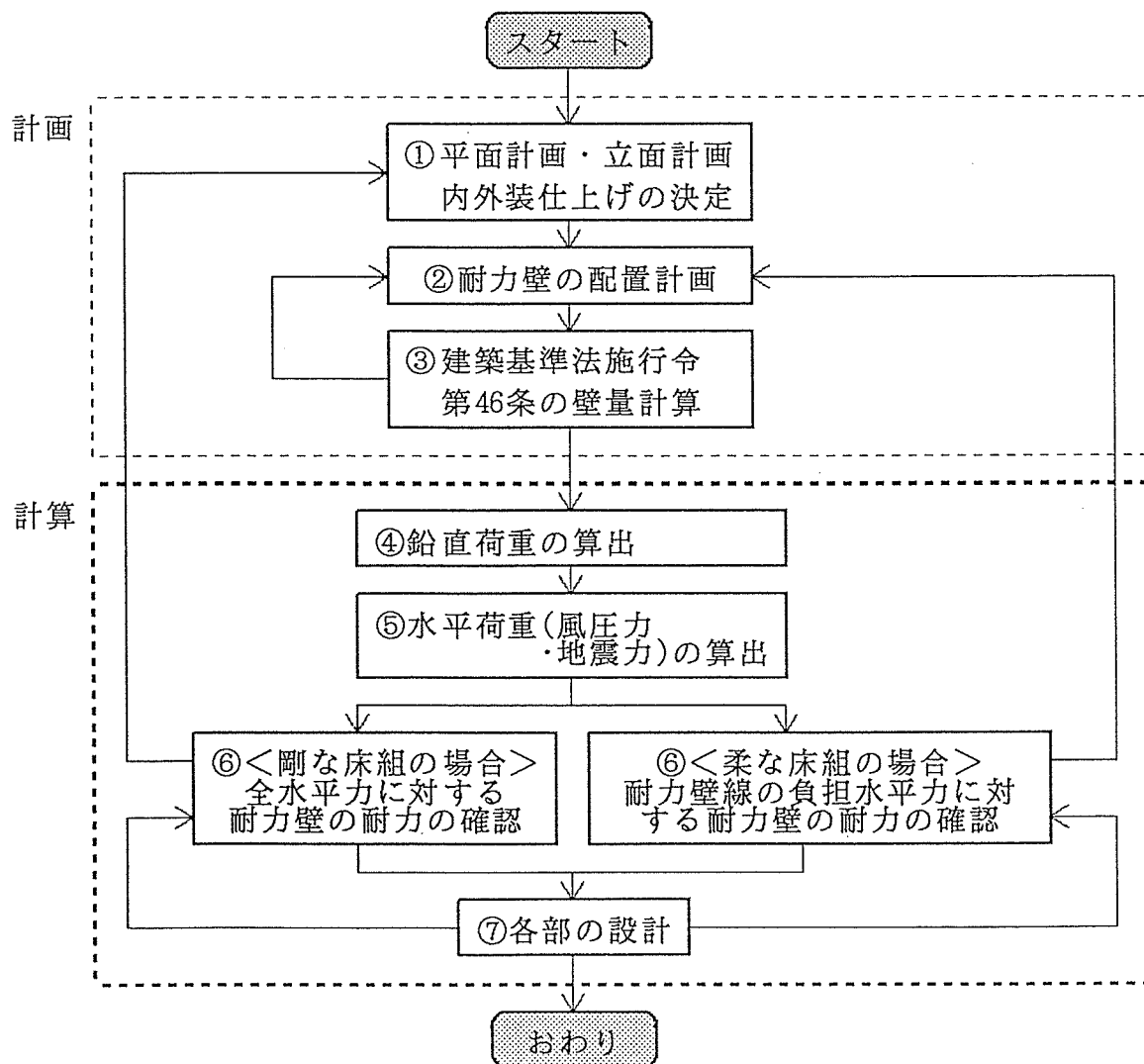


図-1 構造設計のフロー

3 章 鉛直荷重の算出方法

建築基準法施行令第83条では、建物に加わる荷重を①固定荷重 ②積載荷重③積雪荷重 ④風圧力 ⑤地震力としている。これらの荷重のうち鉛直荷重とは、①固定荷重 ②積載荷重 ③積雪荷重で、水平荷重は④風圧力 ⑤地震力となる。

1. 固定荷重の求め方

固定荷重とは、屋根や床・柱・梁などの重量である。固定荷重の値は、表-1 のとおり建築基準法施行令第84条に定められているが、この表にないものは実状にあわせて計算する。

固定荷重Wは、式-1によって求める。

$$W = w \times A \cdots \cdots \text{式-1}$$

$$\left[\begin{array}{l} W : \text{重量 (kg)} \\ w : \text{仕上げ材等の単位重量 (kg/m}^2\text{)} \\ A : \text{仕上げ材等の面積 (m}^2\text{)} \end{array} \right]$$

2. 積載荷重の求め方

積載荷重とは、建築物内に収納される物や人間の重量である。従って、部屋の用途によってその重量は異なることから、表-2 のとおり建築基準法施行令第85条で規定している。この表にないものは、実状にあわせて計算する。

3. 積雪荷重の求め方

積雪荷重とは、屋根面に積もった雪の荷重である。多雪区域に指定された地域では、雪が長期にわたって屋根面に積もっていることから長期荷重とし、一般地域は短期荷重として扱う。

雪の単位重量は、短期荷重の場合は屋根の水平投影面積1 m²あたり1 cmの厚さの雪が2 kgと定めている。

多雪区域の場合は、積雪の単位荷重を3 kg/cm/m²とするのが一般的である。長期荷重としては、その70%を固定荷重に加えて計算する。また、風圧力又は地震力の積雪荷重は、35%の荷重をとる。

表一 1 固定荷重（出展：建築基準法施行令第84条）

建築物の部分	種 別		重 量 （単位 平方メ ートルに つきキ ログ ラム）	備 考		
屋根	瓦ぶき	ふき土がない場合	屋根 面 に つ き	65	下地及びたるきを含み、もやを含まない。	
		ふき土がある場合		100	下地及びたるきを含み、もやを含まない。	
	石綿スレートぶき	もやに直接ふく場合		25	もやを含まない。	
		その他の場合		35	下地及びたるきを含み、もやを含まない。	
	波形鉄板ぶき	もやに直接ふく場合		5	もやを含まない。	
	薄鉄板ぶき			20	下地及びたるきを含み、もやを含まない。	
	ガラス屋根			30	鉄製わくを含み、もやを含まない。	
	厚形スレートぶき			45	下地及びたるきを含み、もやを含まない。	
木造 の も や	もやの支点間の距離が2メートル以下の場合		屋根 面 に つ き	5		
	もやの支点間の距離が4メートル以下の場合			10		
天井	さお縁		天井 面 に つ き	10	つり木、受木及びその他の下地を含む。	
	繊維板張、打上げ板張、合板張又は金属板張			15		
	木毛セメント板張			20		
	格縁			30		
	しつくい塗			40		
	モルタル塗			60		
床	木造 の 床	板張	床面 に つ き	15	根太を含む。	
		畳敷		35	床板及び根太を含む。	
		床ばり		張り間が4メートル以下の場合	10	
				張り間が6メートル以下の場合	17	
	張り間が8メートル以下の場合			25		
	コン ク リ ー ト 造 の 床 の 仕 上 げ	板張		20	根太及び大引を含む。	
		フロアリングブロック張		15	仕上げ厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。	
		モルタル塗、人造石塗及びタイル張		20		
		アスファルト防水層		15	厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。	
		木造の建築物の壁の軸組		壁面 に つ き	15	柱、間柱及び筋かいを含む。
木造の建築物の壁の仕上げ		下見板張、羽目板張又は繊維板張	10		下地を含み、軸組を含まない。	
	木ずりしつくい塗	35				
	鉄網モルタル塗	65				
木造の建築物の小舞壁		85	軸組を含む。			
コン ク リ ー ト 造 の 壁 の 仕 上 げ	しつくい塗	17	仕上げ厚さ1センチメートルごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。			
	モルタル壁及び人造石塗	20				
	タイル張	20				

表－2 積載荷重（出展：建築基準法施行令第84条）

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1平方メートルにつきキログラム〕	大ばり、柱又は基礎の構造計算をする場合 〔単位1平方メートルにつきキログラム〕	地震力を計算する場合 〔単位1平方メートルにつきキログラム〕	
(1)	住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室	180	130	60	
(2)	事務室	300	180	80	
(3)	教室	230	210	110	
(4)	百貨店又は店舗の売り場	300	240	130	
(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	固定積の場合	300	270	160
		その他の場合	360	330	210
(6)	自動車車庫及び自動車通路	550	400	200	
(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。			

4章 水平荷重（風圧力・地震力）の算出方法

建築基準法施行令第83条では、建物に加わる荷重を①固定荷重 ②積載荷重 ③積雪荷重 ④風圧力 ⑤地震力としている。これらの荷重のうち鉛直荷重とは、①固定荷重 ②積載荷重 ③積雪荷重で、水平荷重は④風圧力 ⑤地震力となる。

1. 風圧力の求め方

建物の外壁・屋根にかかる風圧力P（kg）は、見付面積・速度圧・風力係数の積で求める。

$$P = A \times q \times C \dots\dots\dots \text{式-2}$$

$$\left[\begin{array}{l} P : \text{風圧力 (kg)} \\ A : \text{見付面積 (m}^2\text{)} \\ q : \text{速度圧 (kg/m}^2\text{)} \\ C : \text{風力係数 (無名数)} \end{array} \right]$$

式-2の速度圧qは、風速60m/秒の風に相当する。この速度圧は、式-3によって求める。ただし、建築基準法施行令第87条第3項では、建物の周りに風をさえぎる建物や防風林等がある場合は、速度圧を1/2まで減らすことができる。

$$q = 60 \sqrt{h} \dots\dots\dots \text{式-3}$$

$$\left[\begin{array}{l} q : \text{速度圧 (kg/m}^2\text{)} \\ h : \text{地盤面からその階の中央までの高さ (m)} \end{array} \right]$$

風圧力は、建物の形状によって同じ風でも大きさが違う。このため建築基準法施行令第87条第4項では表-3に示すように、一般によく見られる建物の断面についての風力係数を定めている。この表に示されていない特殊な断面の建物は、風洞実験等によって係数を定めなければならない。

式-2に用いる風力係数の求め方は、見付面積(真横からの投影面積)に風上側、風下側の風力係数の和を用いる。すなわち壁面は1.2、屋根面は $1.3\sin\theta$ の値となる。また、屋根の軒先、けらば部分は、台風時に局部的に大きな力を受けやすいことから、風力係数は表-4のように別に示されている。

表-3 断面形状別風力係数 (出展：建築基準法施行令第87条4項)

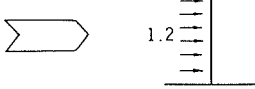
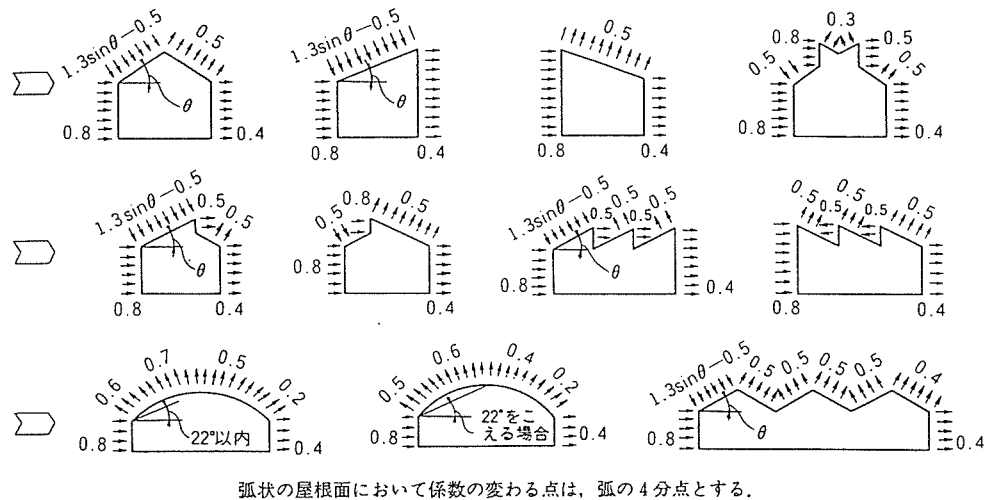
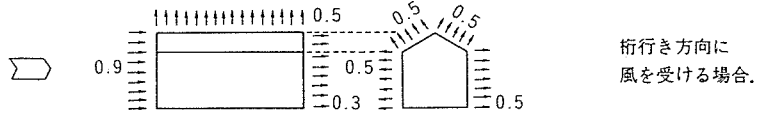
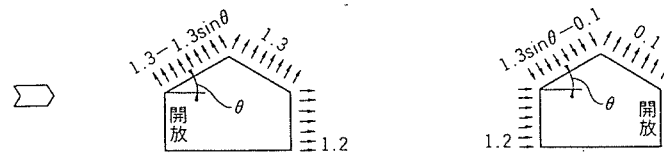
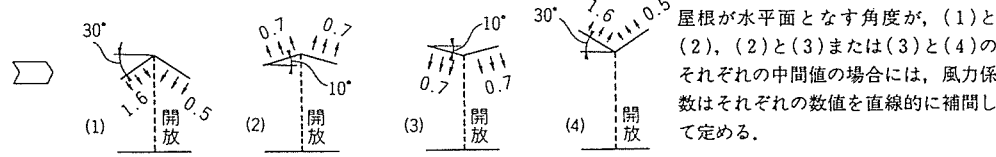
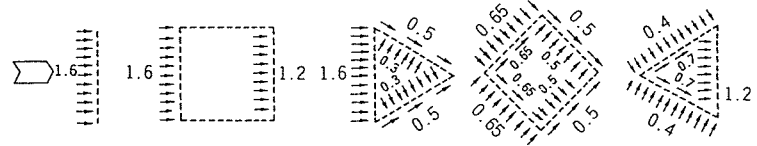
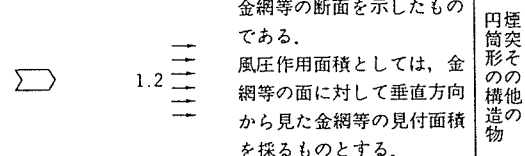
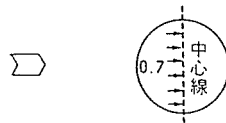
<p>板状の建築物</p>		
<p>閉鎖形の建築物</p>	 <p style="text-align: center;">弧状の屋根面において係数の変わる点は、弧の4分点とする。</p>	
	 <p style="text-align: right;">桁行き方向に 風を受ける場合。</p>	
<p>開放形の建築物</p>		
<p>独立上家</p>	 <p style="text-align: right;">屋根が水平面となす角度が、(1)と(2)、(2)と(3)または(3)と(4)のそれぞれの中間値の場合には、風力係数はそれぞれの数値を直線的に補間して定める。</p>	
<p>ラチス構造物</p>	 <p style="text-align: right;">ラチスばりおよびラチス柱の断面を示したものであるが、風圧作用面積としては、ラチス面に対して垂直方向から見たラチス材の見付面積をとるものとする。</p>	
<p>網状その他物</p>	 <p style="text-align: center;">金網等の断面を示したものである。 風圧作用面積としては、金網等の面に対して垂直方向から見た金網等の見付面積を採るものとする。</p>	
<p>表中 は風向きを → は風圧力の方向を示したものである。なお、θ は屋根面が水平面となす角度をいう。</p>		

表-4 陸屋根、切り妻屋根の軒先、けらば、軒の風圧係数
 (出展：亜鉛鉄板会「鋼板製屋根構法標準」)

陸屋根		切り妻屋根	
風力係数を-1.5とする範囲(斜線部)	α - α 断面の風力係数分布	風力係数を-1.5とする範囲(斜線部)	α - α 断面の風力係数分布
—	—		

(注) 1) ⇒: 風向を表す.
 2) $l/10$ が3mを超えるときは3mとする.

2. 地震力の求め方

求めようとする階の地震力 Q_i は、その階とその階より上の荷重の合計にその階の地震せん断力係数を乗じて求める。

$$Q_i = C_i \Sigma W_i \dots \dots \dots \text{式-4}$$

$$\left[\begin{array}{l} Q_i : i \text{ 階の地震力 (kg 又は ton)} \\ C_i : i \text{ 階の地震層せん断係数 (無名数)} \\ \Sigma W_i : i \text{ 階と } i \text{ 階より上の荷重 (kg 又は ton)} \end{array} \right]$$

地震層せん断力係数 C_i は、式-5で求める。

$$C_i = Z \times R_T \times A_i \times C_0 \dots \dots \dots \text{式-5}$$

$$\left[\begin{array}{l} C_i : \text{地震層せん断力係数 (無名数)} \\ Z : \text{地震地域係数} \\ R_T : \text{振動特性係数} \\ A_i : \text{地震層せん断力係数 } C_i \text{ の高さ方向の分布値} \\ C_0 : \text{標準せん断力係数} \end{array} \right]$$

地震地域係数 Z は、建設省告示第1793号により、日本各地の予想される地震動の大きさの比を表したもので1~0.7の値、東京・大阪・名古屋地域は1.0である(表-5参照)。

振動特性係数 R_T は、地盤と建物の固有周期によって決まる値で最大値は1.0ある。 R_T は、9mの場合一次固有周期 $T=0.03 \times 9=0.27$ 秒となり、0.4秒以下となるから $R_T=1.0$ となる(図-2参照)。このように木造の場合は、地盤に関係なく1.0を採用することになる。

A_i は地震層せん断力係数 C_i の高さ方向(各階)の分布値である。1階部分は常に1.0で上階に行くに従ってその値は大きくなる。求め方は、式-6となる。

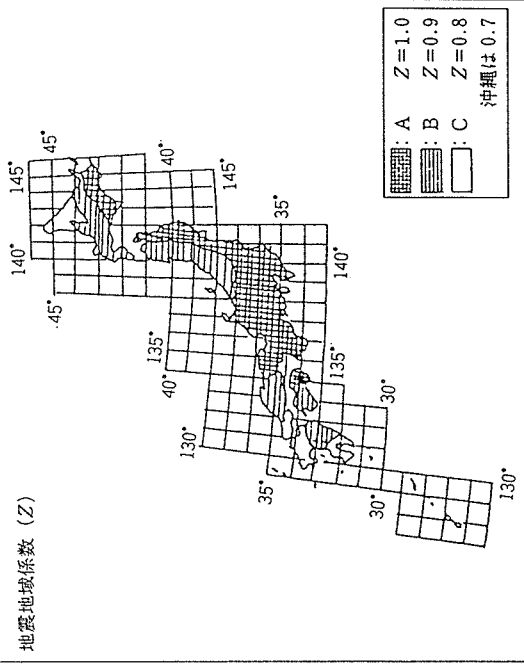
$$A_i = 1 + \left[\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right] \times \frac{2T}{1+3T} \dots \dots \dots \text{式-6}$$

$$\left[\begin{array}{l} \alpha_i : \text{最上階から } i \text{ 階までの建物重量の合計を} \\ \text{地上部の全階の重量で除した値(重量比)} \\ T : \text{建物用一次固有周期(秒)で木造の場合} \\ \text{は、高さの0.03倍をとる}(T=0.03H)。 \end{array} \right]$$

標準せん断力係数 C_0 は、0.2以上とする。ただし、特定行政庁により著しく地盤が軟弱な区域と指定した場合は、0.3以上とする。

表 1-5 地震地域係数 (出展：建設省告示1793号)

地 方	Zの数值
(1) (2)から(4)までに掲げる地方以外の地方 北海道のうち 札幌市 函館市 小樽市 室蘭市 北見市 夕張市 岩見沢市 網走市 苫小牧市 美幌市 芦別市 江別市 赤平市 三笠市 千歳市 滝川市 砂川市 歌志内市 深川市 富良野市 登別市 恵庭市 伊達市 札幌市 石狩市 厚田郡 浜益郡 松前郡 上磯郡 亀田郡 芽室郡 山越郡 檜山郡 南志保郡 奥尻郡 瀬棚郡 島牧郡 寿都郡 磯谷郡 虻田郡 岩内郡 古宇郡 積丹郡 古平郡 余市郡 空知郡 夕張郡 樺戸郡 雨竜郡 上川郡(上川支庁)のうち東神楽町、上川町、東川町および美瑛町 勇払郡 網走郡 斜里郡 常呂郡 有珠郡 白老郡	1.0
(2) 北海道のうち 青森市 弘前市 黒石市 五所川原市 むつ市 東津軽郡 西津軽郡 中津軽郡 南津軽郡 北津軽郡 下北郡 秋田県・山形県 福島県のうち 会津若松市 郡山市 白河市 須賀川市 喜多万市 岩瀬郡 南会津郡 北会津郡 耶麻郡 河沼郡 大沼郡 西白河郡 新潟県 富山県のうち 魚津市 清川市 黒部市 下新川郡 石川県のうち 輪島市 珠洲市 鳳至郡 珠洲郡 鳥取県のうち 米子市 倉吉市 境港市 東伯郡 西伯郡 日野郡 鳥根県・岡山県・広島県 徳島県のうち 美馬郡 三好郡 香川県のうち 高松市 坂出市 普通寺市 観音寺市 小豆郡 香川郡 綾歌郡 仲多度郡 三豊郡 愛媛県・高知県・熊本県((3)に掲げる市および郡を除く)・大分県((3)に掲げる市および郡を除く)・宮崎県	0.9
(3) 北海道のうち 旭川市 留萌市 稚内市 紋別市 士別市 名寄市 上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、愛別町、和寒町、朝日町、鳳連町および下川町 中川郡(上川支庁) 増毛郡 留萌郡 苫前郡 天塩郡 宗谷郡 枝幸郡 礼文郡 利尻郡 紋別郡 山口県・福岡県・佐賀県・長崎県 熊本県のうち 八代市 荒尾市 水俣市 玉名市 本庄市 山鹿市 牛深市 宇土市 飽託郡 宇土郡 鹿本郡 芦北郡 天草郡 大分県のうち 中津市 日田市 豊後高田市 杵築市 宇佐市 西国東郡 東国東郡 速見郡 下毛郡 宇佐郡 鹿児島県(各郡市および大島郡を除く)	0.8
(4) 沖縄県	0.7



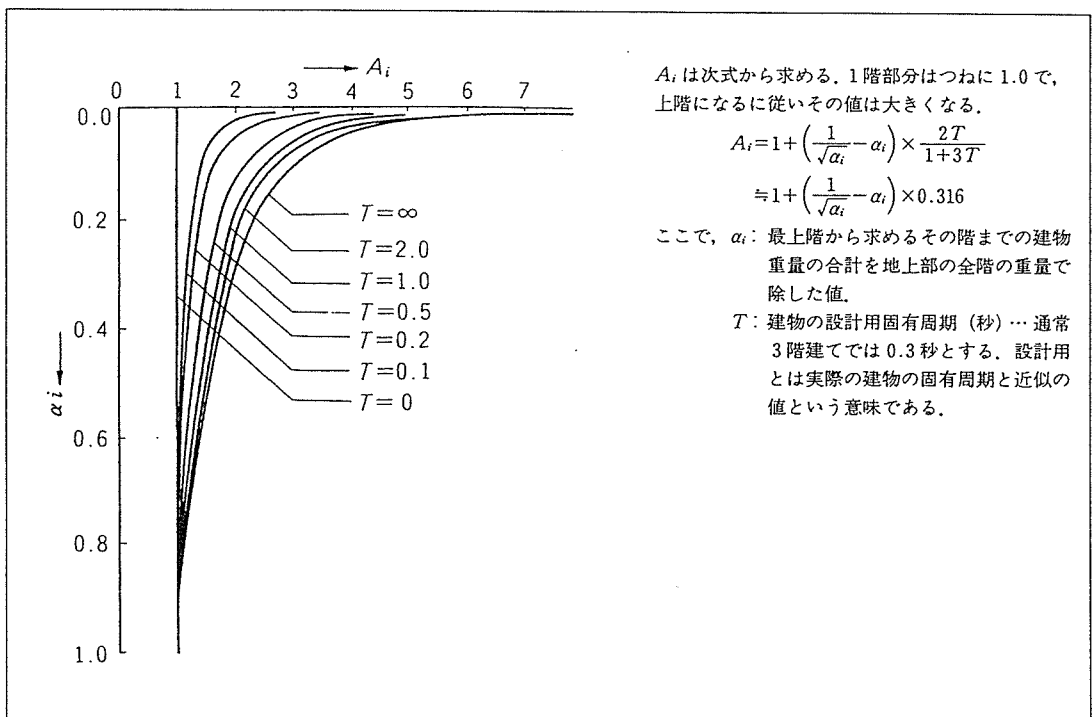


図-2 地震層せん断係数の分布係数 A_i

5 章 水平力に対する耐力壁の抵抗

1. 応力の組合わせ

建物にかかる応力は、長期応力と短期応力がある。表-6に示すように応力の組み合わせで最大の応力に対して、建物が安全であるように設計しなければならない。すなわち、建物には常時、固定荷重や積載荷重による長期応力が生じているが、ひとたび台風が来襲したり、思わぬ地震が起こると短期の応力が生じる。この時の応力に建物が安全でありように、耐力壁の計算を行う。

表-6 長期・短期応力の組合わせ（建築基準法施行令第82条第2号）

応力の種類		一般の場合	令82条第2号 ただし書きの規定によって、特定行政庁が指定する多雪区域の場合
長期応力	常時	$G + P$	$G + P + S$
短期応力	積雪時	$G + P + S$	$G + P + S$
	暴風時*1	$G + P + W$	$G + P + W$
			$G + P + S + W$
地震時	$G + P + K$	$G + P + S + K$	

* 1 : 建物の転倒、柱の引抜き等を検討する場合、Pについては建物の実況応じて積載荷重を減らした数値による。
G : 固定荷重（令第84条）
P : 積載荷重（令第85条）
S : 積雪荷重（令第86条）
W : 風圧力（令第87条）
K : 地震力（令第88条）

2. 剛な床組の水平力に対する検討

以下のフローで検討を進めれば、要領よく算定できる。

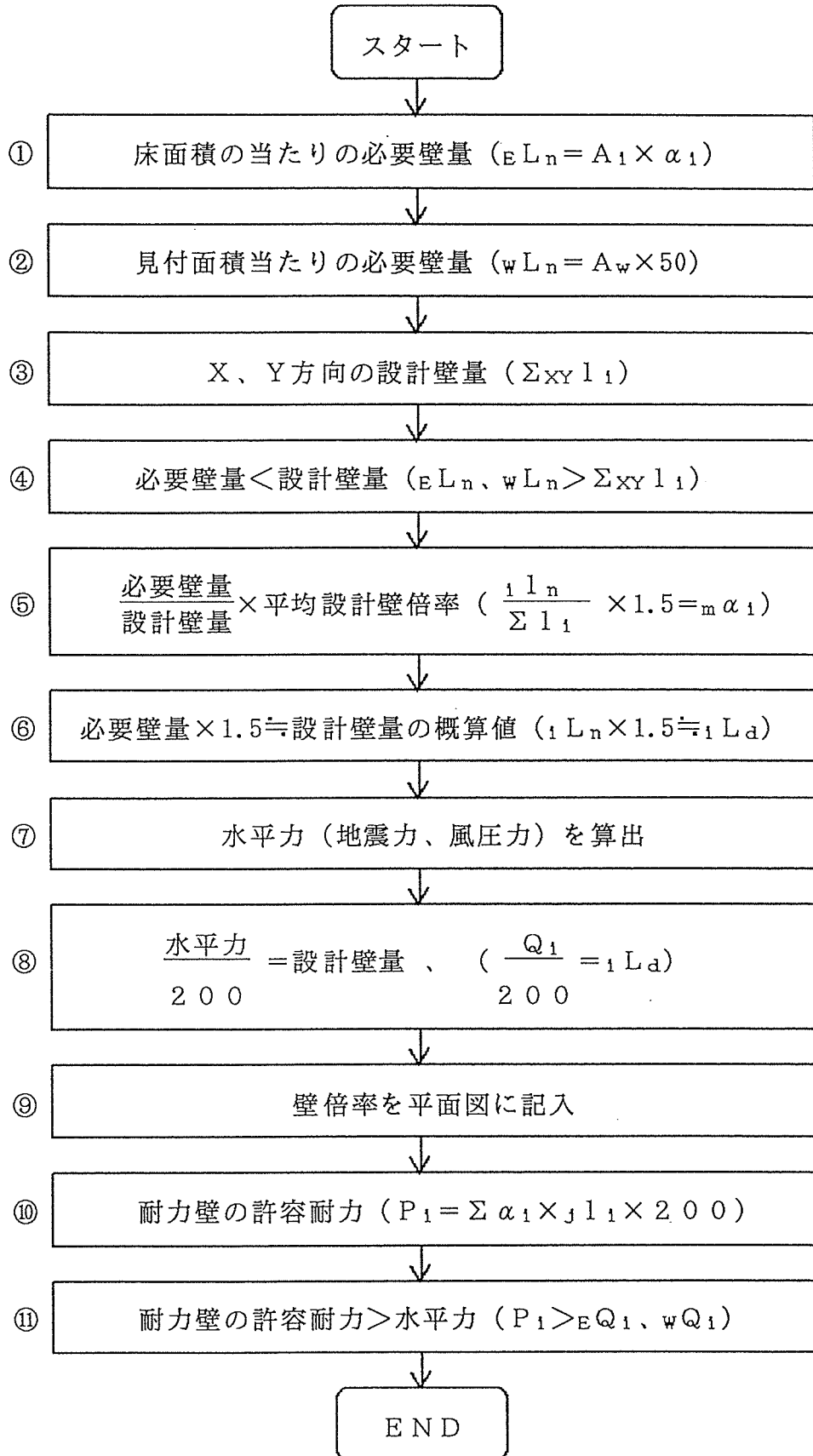


図-3 水平力に対する検討フロー

$$\textcircled{1} \quad \text{床面積の当たりの必要壁量} \quad (E L_n = A_1 \times \alpha_1)$$

各階の床面積 A_1 に建築基準法施行令第 46 条の床面積当たりの所定壁長さ α_1 を乗じ、地震力のための必要壁量 $E L_n$ を算出する。

$$\textcircled{2} \quad \text{見付面積当たりの必要壁量} \quad (w L_n = A_w \times 50)$$

X, Y 方向の見付面積 A_w に建築基準法施行令第 46 条に定める見付面積当たりの所定壁長さ 50 cm/m^2 を乗じ、風圧力のための必要壁量 $w L_n$ を算出する。

$$\textcircled{3} \quad \text{X, Y 方向の設計壁量} \quad (\Sigma_X l_1, \Sigma_Y l_1)$$

平面図の X, Y 方向の壁長さ $\Sigma_X l_1, \Sigma_Y l_1$ を図面から算出する。

$$\textcircled{4} \quad \text{必要壁量} < \text{設計壁量} \quad (E L_n, w L_n) > \Sigma_{XY} l_1$$

平面図の設計壁量が算定した必要壁量より大きいことを確認する。

$$\textcircled{5} \quad \frac{\text{必要壁量}}{\text{設計壁量}} \times \text{平均設計壁倍率} \quad \left(\frac{l_n}{\Sigma L_1} \times 1.5 = m \alpha_1 \right)$$

必要壁量 l_n を壁長さ ΣL_1 で除して 1.5 倍し、平均設計壁量 $m \alpha_1$ を求める。

$$\textcircled{6} \quad \text{必要壁量} \times 1.5 \doteq \text{設計壁量の概算値} \quad (l_n \times 1.5 \doteq l_d)$$

必要壁量 l_n を 1.5 倍して設計壁量 l_d の概数を求める。

$$\textcircled{7} \quad \text{水平力 (地震力、風圧力) を算出}$$

水平力 Q_1 (地震力 $E Q_1$ 、風圧力 $w Q_1$) を算出する。

$$\textcircled{8} \quad \frac{\text{水平力}}{200} = \text{設計壁量} \quad , \quad \left(\frac{Q_1}{200} = l_d \right)$$

X, Y 方向について水平力 Q_1 の大きい値を 200 kg/m で除し、設計壁量 l_d を求める。

⑨ 壁倍率を平面図に記入

水平力 Q_1 がバランスよく耐力壁を流れていくように、平均設計壁倍率 α_1 を参考にして耐力壁の壁倍率を平面図に記入する。

⑩ 耐力壁の許容耐力 ($P_1 = \sum \alpha_1 \times J_1 l_1 \times 200$)

壁倍率 α_1 と壁長さ $J_1 l_1$ を乗じた各耐力壁線ごとの設計壁量 l_d に 200kg/m を乗じて許容耐力 P_1 を求める。

⑪ 耐力壁の許容耐力 $>$ 水平力 ($P_1 > E Q_1, W Q_1$)

X、Y方向の水平力 Q_1 より許容耐力 P_1 が大きいことを確かめる。許容耐力が不足する場合は、③又は⑧にもどって再検討する。

住宅の各階の壁倍率は、おおよそ1階4.0~5.0 2階3.0~4.0 3階1.0~2.0程度の数値である。

3. 柔な床組の水平力の検討

柔な床組の場合は各耐力壁線ごとに行う。すなわち柔な床の場合、地震力はその通りの耐力壁線が負担する面積部分の荷重に層せん断力係数を乗じたものとなる。

6 章 部材断面の算出

1. 柱・通し柱の断面算定

柱は、上階からの鉛直荷重（固定荷重、積載荷重、積雪荷重）を受ける圧縮材である。また、風圧力や地震力などの水平荷重を受けると引張り材や曲げ材にもなる。柱の断面を計算するには、まず長期時と短期時の柱にかかる鉛直荷重を求め、あらかじめ仮定した断面が許容応力度以下になることを確かめる。

表－7 木材の繊維方向の許容応力度（建築基準法施行令第89条）

種類	許容応力度	長期応力に対する許容応力度 (kg/cm ²)				短期応力に対する許容応力度 (kg/cm ²)				[参考] 木材の繊維方向の材料 強度. (令第95条) (kg/cm ²)			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
針 葉 樹	アカマツ・クロマツ・ベイマツ	75	60	95	8	長期応力に対する圧縮・引張り・曲げまたはせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。				225	180	285	24
	カラマツ・ヒバ・ヒノキ・ベイヒ	70	55	90	7					210	165	270	21
	ツガ・ベイツガ	65	50	85	7					195	150	255	21
	モミ・エゾマツ・トドマツ・ベニマツ・スギ・ベイスギ・スプルース	60	45	75	6					180	135	225	18
広 葉 樹	カシ	90	80	130	14					270	240	390	42
	クリ・ナラ・ブナ・ケヤキ	70	60	100	10					210	180	300	30

〔注〕 木材の繊維方向の許容応力度は令第95条に定める材料強度に安全率3を乗じて得たものである。

2. 梁・桁・胴差・根太・母屋の断面算定

梁や桁等を横架材という。横架材は、鉛直荷重と水平荷重による曲げ・せん断・たわみを検討する。断面算定では、曲げ・せん断・たわみに加えてクリープを考えて余裕のある断面にする。

3. 土台の断面算定

土台の断面は、一般に柱と同じ断面を使用する。また、土台は柱の軸力でめり込むことがあるので、表－7のめり込み応力度でチェックが必要である。

7章 継手・仕口の補強方法

木造住宅は、部材を一本一本組み上げていくことから、接合部はせん断力・軸力は伝えるが曲げモーメントは伝えないピン構造としている。

1. 柱の引き抜きの検討

柱の引き抜き力は、式-7、式-8によって求める。

$$V = \frac{Q \times h}{l} \times \beta - V_L \dots \dots \dots \text{式-7}$$

- V : 耐力壁の柱の軸力(kg又はt)
- Q : ある階に働く層せん断力で地震力 EQ 、風圧力 WQ のうち大きい方(kg又はt)
- h : 耐力壁の柱の支点間距離(m)
通常、階高から梁せい0.3mを差し引いた距離
- l : 耐力壁の柱間距離(m)
- V_t : 柱の軸力で長期の鉛直荷重(kg又はt)
- β : 耐力壁の位置による押さえ効果の係数(無名数)
図-4参照

β の値は0.5~1.0である。通常は0.8とするがその取り方は、図-4による。耐力壁以外の脚部の接合は、実大実験によると何らかの拘束が働くため β は0.5でもよい。

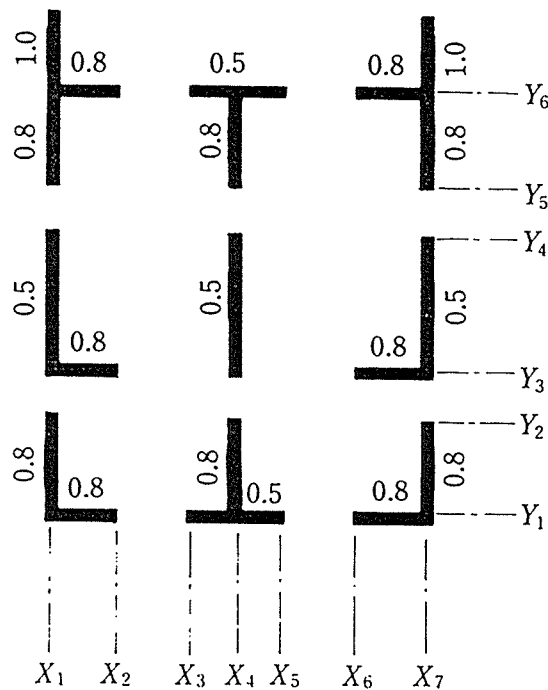


図-4 耐力壁の位置による押さえ効果係数 β

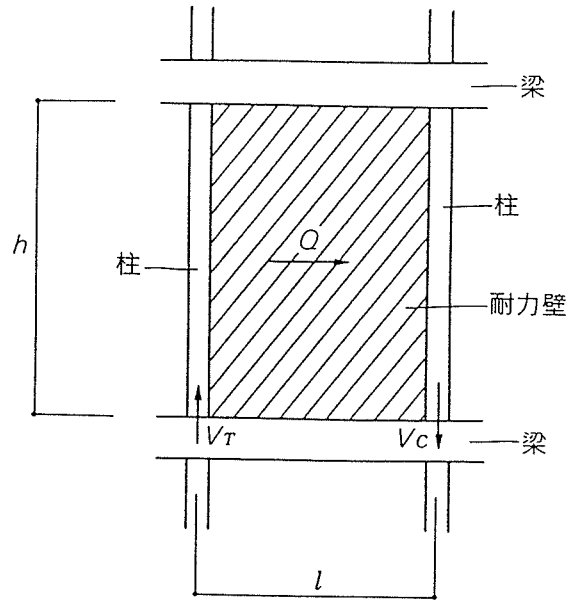


図-5 水平力と反力

$$V_T = \sum V_S \times \beta - V_L < \text{接合金物の耐力} \dots \text{式-8}$$

- | | |
|----------------------------|---------------------------------------|
| [| V_T : 柱の短期応力による引抜き力 (kg 又は t) |
| | $V_T = \sum \frac{Q_i}{l_i}$ |
| | Q_i : i 階の地震層せん断力 |
| | l_i : i 階の耐力壁の長さ |
| | β : 耐力壁の位置による押さえ効果の係数 (0.5~1.0) |
| V_L : 柱の長期鉛直荷重 (kg 又は t) | |

8章 構造計算例

3階建木造住宅構造設計算書

(○○○○工事)

○年○月

株式会社 一級建築士事務所
 東京都知事登録第○○○○号
 一級建築士
 第○○○○号

目次

1. 一般事項	1
1.1 建物概要等	1
1.2 設計方針	1
1.3 使用材料及び許容応力度	2
1.4 仮定荷重	4
1.5 略図・軸組図・断面図	5
2. 耐力壁の設計	12
2.1 耐力壁の配置と有効壁長 L_e 及び許容耐力 P_c の算定	12
2.2 令第46条に定める壁量算定	16
(1) 地震力に対する所要壁長 L_m	16
(2) 風圧力に対する所要壁長 L_m	16
(3) 令第46条に定める所要壁長 L_m に対する有効壁長 L_e の比率	16
2.3 水平力に対する耐力壁の算定	18
(1) 地震力の算定	18
(2) 風圧力の算定	19
(3) 耐力壁の耐力算定	19
3. 各部の設計	20
3.1 軸力	20
(1) 水平力による耐力壁の応力	20
(2) 柱の長期軸力	24
(3) 柱の設計	25
3.2 柱の設計	29
3.3 はり・桁・阴差の設計	31
3.4 たるき・もやの設計	36
3.5 筋違の設計	37
3.6 基礎の設計	39
3.7 その他	41

1. 概要事項

1.1 建物概要等

3階建て木造住宅型の構造設計と耐火設計の検討
(用字仕様、木造設計センター)

用途：~~居住用~~
店付住宅

規模：木造3階建

構造：木造在来軸組構法

軒高：8.4 m

最高の高さ：9.9 m

階高1階：2.6 m、2階：2.8 m、3階：2.6 m

仕上：屋根：彩色石綿板 (屋根材 PBC) 12 (P) 9 張り

外壁：耐火サイディング

床：タタミ敷 (和室)、木質フロア一張 (洋室)

天井：PBC、9、下地クロス貼 (洋室)

内装：PBC 12 下地 木質天井材張 (和室)

内装：PBC 1 下地 クロス貼 (洋室)

内装：PBC 9 下地 シュラック塗 (和室)

1.2 設計方針

・ 構造規準

建築基準法, 用字法令 8代 日本建築学会の

設計規準に準拠する。

・ 参考資料

・ 構造計画

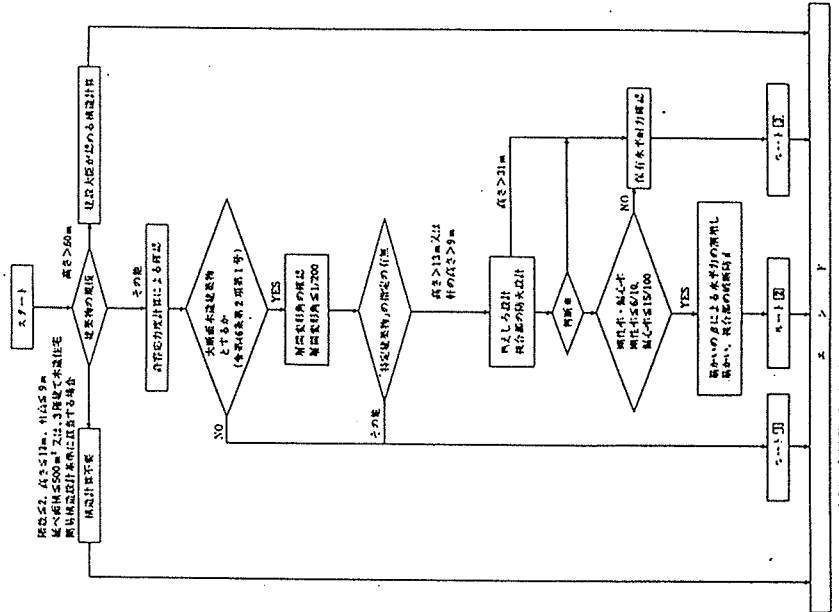
(架橋計画)

軸組構法

(基礎計画)

・ 構造計算のルール

ベース基礎



※ 耐火設計は防火区画を以て行うものとする。
※ 耐火設計は防火区画を以て行うものとする。

1.3 使用材料及び許容応力度

(1) 木材

(4) 地盤の許容応力度

$$s f_c = 3.0 \text{ t/cm}^2$$

$$s f_c = 6.0 \text{ t/cm}^2$$

許容応力度 樹種	長期 (kg/cm ²)			短期 (kg/cm ²)			ヤング係数 ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)
	圧縮 引張り せん断	曲げ せん断	めり こみ	圧縮 引張り せん断	曲げ せん断	めり こみ	
Qべいまつ	75	60	95	8	30	100	
Qひのみ	70	55	90	7	25	90	
Qべいつが	65	50	85	7	20	80	
Qすぎ	60	45	75	6	20	70	

長期応力に対する許容応力度の数値の2倍とする。

(2) 鉄筋及びコンクリート

許容応力度 材料	長期			短期			ヤング係数 ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)
	圧縮 引張り せん断	曲げ 引張り せん断	めり こみ	圧縮 引張り せん断	曲げ 引張り せん断	めり こみ	
SD30	2000	2000	18	3000	3000	18	27
SR24	1600	1600	7.2	2400	2400	10.8	16.2
コンクリート $F_c = 180$	60	6	-	120	6	9.0	-

(3) 金物

Zマーク, Cマーク金物を使用

薪材断面リスト

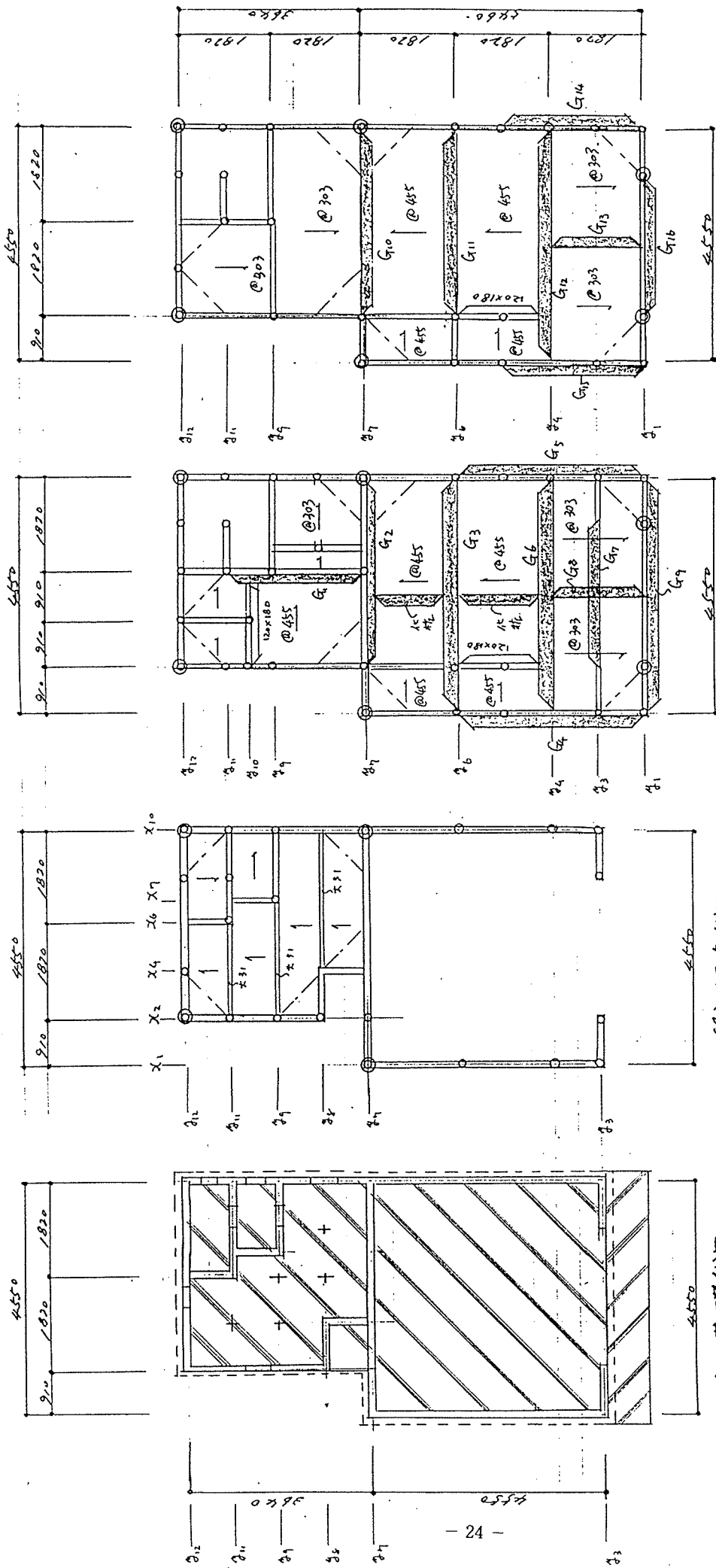
- 土台 杉 丸 松 125 x 135
- 火打土台 " 45 x 90
- 木立 杉松 90 x 90
- 葉 ツカ 90 x 90
- 根太 (1F) 杉松 45 x 60
- 火打土台 " 90 x 90
- 柱 (2階1松) 杉 135 x 135
- 柱 (管) 1F " 135 x 135
- " 2F " 105 x 105
- " 3F " 105 x 105
- " PH " 105 x 105
- 根太 (2F) 杉松 45 x 105
- " (3F) " 45 x 105
- 小屋梁 ツカ 90 x 90
- 梁屋梁 " 90 x 90
- 又三木 " 90 x 90
- 丸木 杉松 45 x 60
- " " 45 x 105 (PH)
- 筋違 杉松

• 棟

	杉松	120 x	210
G1		120 x	210
G2		120 x	360
G3		120 x	400
G4		120 x	270
G5		120 x	270
G6		120 x	400
G7		120 x	280
G8		120 x	180
G9		120 x	300
G10		120 x	240
G11		120 x	240
G12		120 x	300
G13		120 x	180
G14		120 x	270
G15		120 x	270
G16		120 x	240
G17		120 x	240
G18		120 x	240
G19		120 x	180
G20		120 x	180
G21		120 x	180
G22		120 x	270
G23		120 x	180

• 材凡才 杉松 120 x 180

1.5 略構透風



(a) 基礎伏図

(b) 1F床伏図

(c) 2F床伏図

(d) 3F床伏図

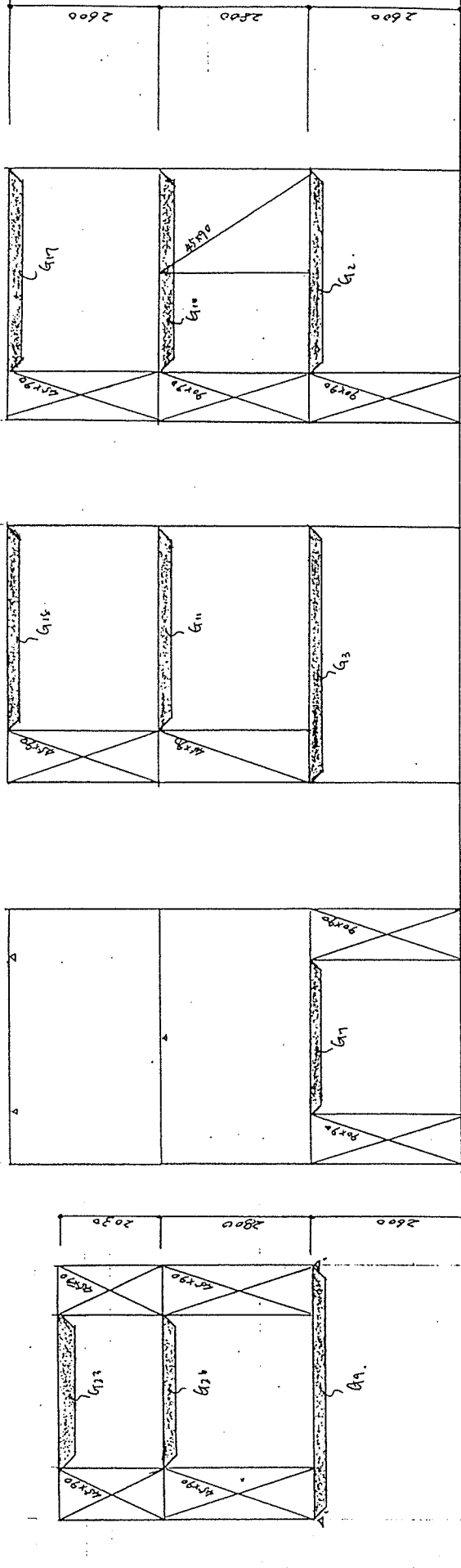
凡例

- 根木方桁
- 木打五五、木打四四
- 柱(柱)
- ◎ 柱(柱)
- +

X1 X2 X3 X4 X5 X6 X7 X10

X1 X2 X3 X4 X5 X6 X10

X1 X2 X3 X4 X5 X6 X7 X10

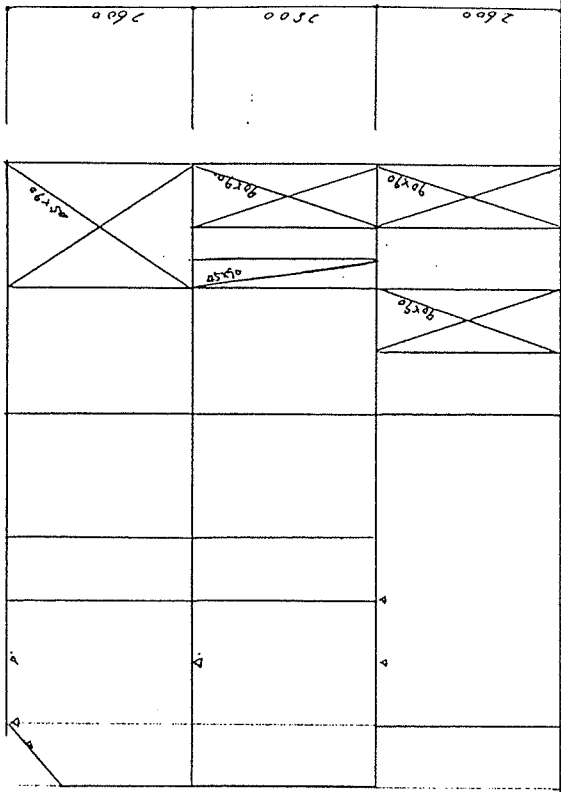


第1通リ車軸組図

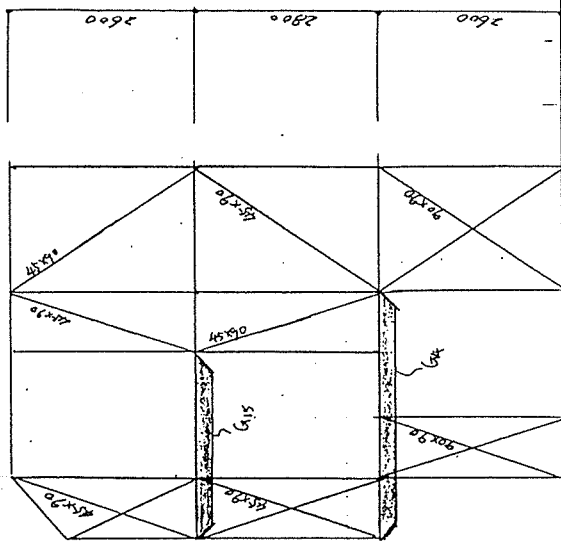
第3通リ車軸組図

第6通リ車軸組図

第7通リ車軸組図



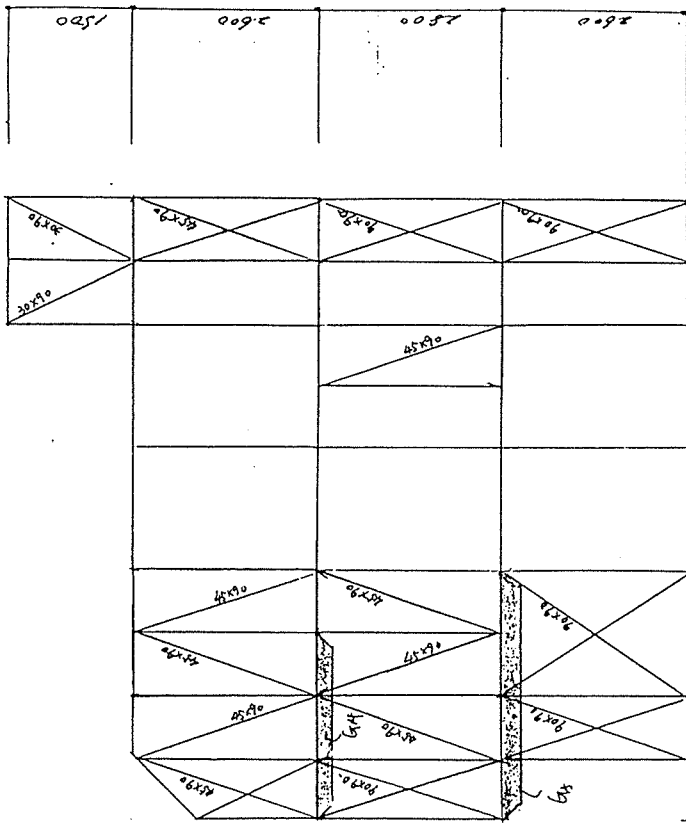
2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12



2, 3, 4, 5, 6, 7

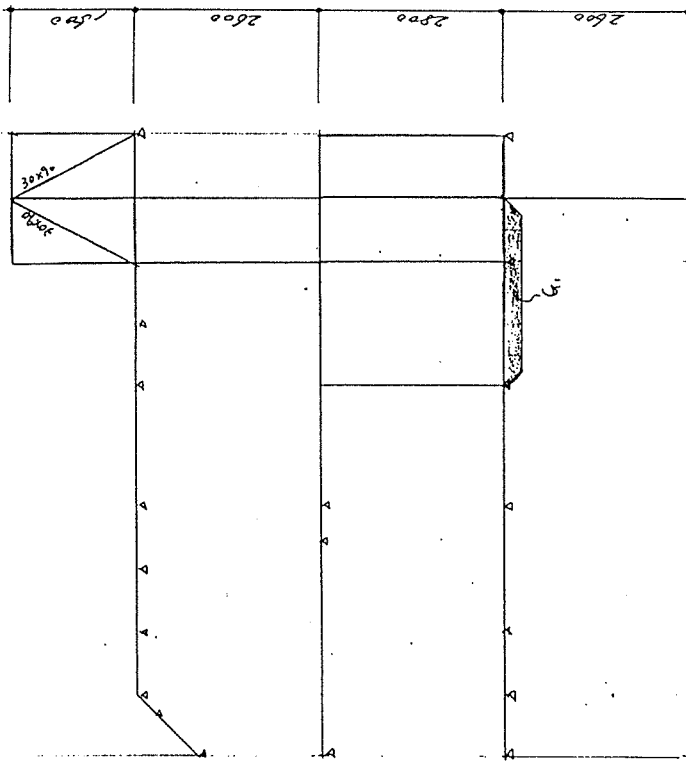
又、通り軸組図

又、通り軸組図



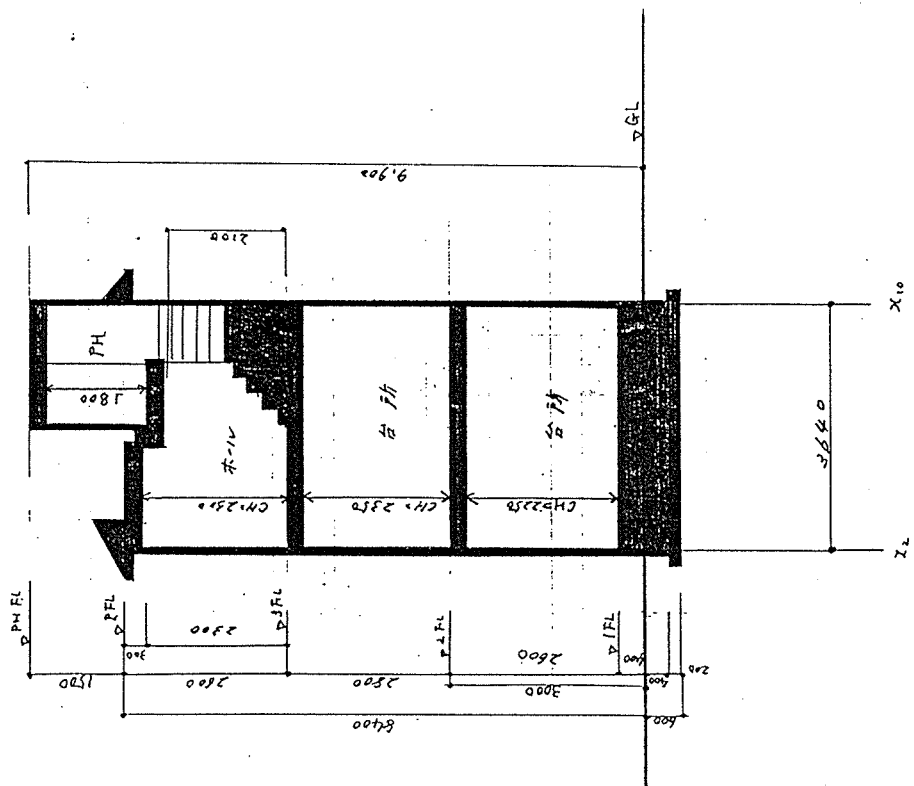
2600
 2800
 1500
 30°
 45°
 600
 21
 22
 23
 24
 25
 26
 27
 28
 29
 30
 31
 32

10 28ノ軸組図



2600
 2800
 1500
 30°
 45°
 600
 21
 22
 23
 24
 25
 26
 27
 28
 29
 30
 31
 32

11 28ノ軸組図



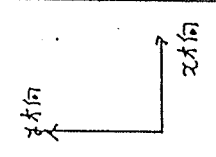
(8) 断面图

(3) 3F

a _i l _i (Σ a _i l _i)		P _i	a _i l _i (Σ a _i l _i)	P _i
			2.28	
			3.64	
			9.1	
			3.64	
			3.64	
			2.28	
			<u>Σ a_i l_i P_i = 5 P_i</u>	
			34.58	69.16

* 耐久强度の仮定

- ① 鉄材 45×90 (20T) 倍率 4.0
- ② 鉄材 45×90 (20T) 倍率 5.0
- ③ 鉄材 90×90 (20T) 倍率 2.0



a _i l _i (Σ a _i l _i)	P _i	a _i l _i (Σ a _i l _i)	P _i
40×91×1	2.64	40×91×1	1.82
20×182×1	3.64	40×182×1	7.28
20×91×3	5.46	40×91×2	7.28
		Σ a _i l _i P _i = 5 P _i	
		5824	29.12

2.2 令第46条に定める算定

(1) 地風力に対する所要壁長 L_w

階	① 床面積 m^2	単位壁長 m/m^2		所要壁長 L_w m ①×②又は①×③
		② 軽い風根	③ 重い風根	
3	38.09	0.18	0.24	6.86
2	38.09	0.34	0.39	12.95
1	33.95	0.46	0.50	15.62

(注) 所要数値を○印で囲むこと。

(2) 風圧力に対する所要壁長 L_w

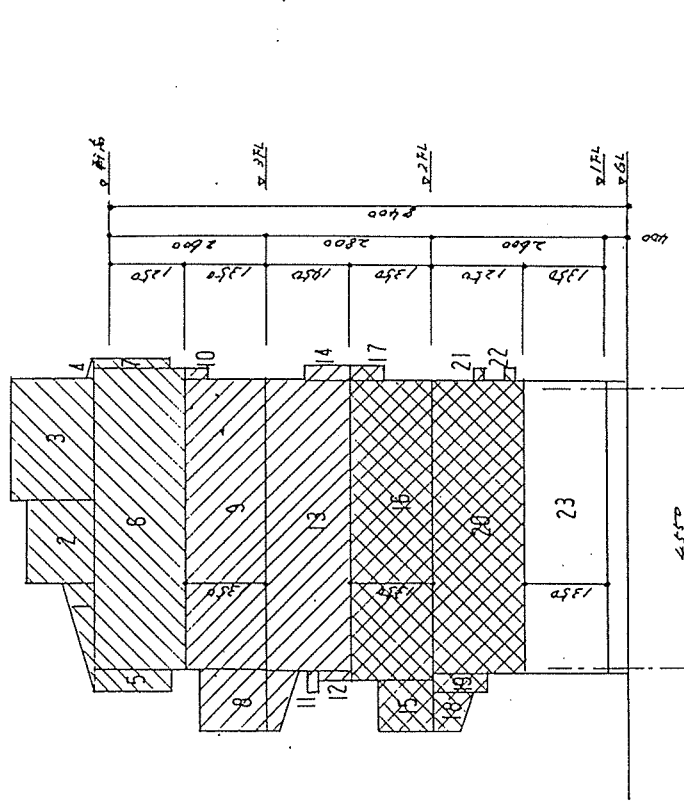
階	はり方向の壁長 (a)	各階の見付面積 A_w m^2	ΣA_w m^2	所要壁長 $\Sigma A_w \times 0.5$ m
3	21.91	21.91	21.91	10.955
2	26.61	26.61	48.52	26.61
1	24.13	24.13	72.65	36.325
階	桁行方向の壁長 (a)	各階の見付面積 A_w m^2	ΣA_w m^2	所要壁長 $\Sigma A_w \times 0.5$ m
3	11.52	11.52	11.52	5.76
2	15.00	15.00	26.52	13.26
1	14.27	14.27	40.79	20.395

(3) 令第46条に定める所要壁長 L_w に対する有効壁長 L_e の比率

階	風圧力に対する L_e/L_w				地震力に対する L_e/L_w			
	はり方向		桁行方向		はり方向		桁行方向	
	L_e/L_w	壁長	L_e/L_w	壁長	L_e/L_w	壁長	L_e/L_w	壁長
3	2.16	34.38	5.06	27.12	5.04	29.12	5.06	29.12
階	2.36	10.955	2.36	5.26	4.43	6.86	4.43	6.86
2	2.36	59.33	2.36	39.12	4.43	57.33	4.43	39.12
階	2.36	24.26	2.36	11.26	4.43	12.95	4.43	12.95
1	1.87	68.1	1.87	61.88	4.36	61.88	4.36	61.88
階	1.87	36.73	1.87	20.395	4.36	15.62	4.36	15.62

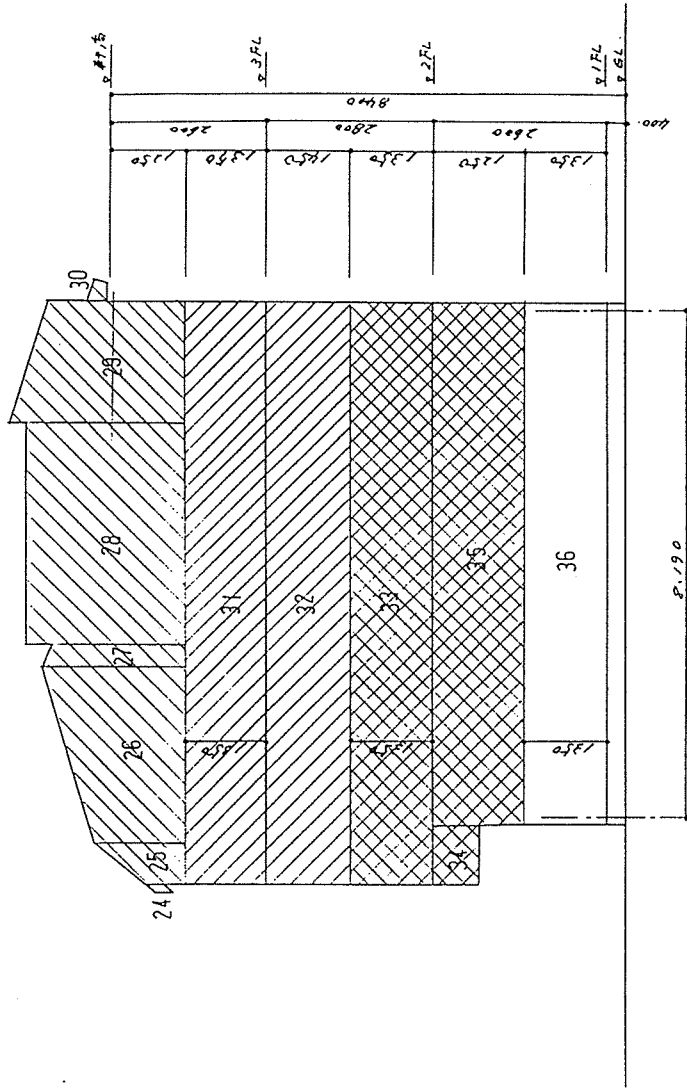
扇付面積表

(a) 研切方向



1.	$1.8 \times 0.5 \times \frac{1}{2} = 0.45$
2.	$1.6 \times 1.1 = 1.54$
3.	$1.3 \times 2.0 = 2.6$
4.	$0.2 \times 0.2 \times \frac{1}{2} = 0.02$
5.	$0.5 \times 1.3 = 0.65$
6.	$4.8 \times 1.35 = 6.90$
7.	$0.2 \times 1.3 = 0.26$
小計	11.52 M ²
8.	$1.0 \times 1.1 = 1.1$
9.	$4.8 \times 1.35 = 6.48$
10.	$0.2 \times 0.5 = 0.1$
11.	$0.2 \times 0.5 = 0.1$
12.	$0.2 \times 0.5 = 0.1$
13.	$4.8 \times 1.45 = 6.96$
14.	$0.2 \times 0.8 = 0.16$
小計	26.61 M ²
15.	$0.8 \times 0.9 = 0.72$
16.	$5.0 \times 1.35 = 6.75$
17.	$0.2 \times 0.6 = 0.12$
18.	$(0.4 + 0.7) \times 0.6 \times \frac{1}{2} = 0.33$
19.	$0.3 \times 0.9 = 0.27$
20.	$4.8 \times 1.25 = 6.0$
21.	$0.2 \times 0.2 = 0.04$
22.	$0.2 \times 0.2 = 0.04$
小計	14.27 M ²
23.	$4.8 \times 1.35 = 6.48$
小計	6.48 M ²

(b) 張切方向



24.	$0.2 \times 0.2 = 0.04$
25.	$(0.6 + 1.5) \times 0.7 \times \frac{1}{2} = 0.74$
26.	$(2.3 + 1.5) \times 2.8 \times \frac{1}{2} = 5.32$
27.	$(2.1 + 2.3) \times 0.5 \times \frac{1}{2} = 1.1$
28.	$3.6 \times 2.6 = 9.36$
29.	$(2.9 + 2.2) \times 2.0 \times \frac{1}{2} = 5.1$
30.	$0.5 \times 0.5 = 0.25$
小計	21.91 M ²
31.	$7.5 \times 1.35 = 12.83$
32.	$9.5 \times 1.45 = 13.78$
小計	26.61 M ²
33.	$9.5 \times 1.35 = 12.83$
34.	$1.0 \times 0.8 = 0.8$
35.	$8.4 \times 1.35 = 10.5$
小計	24.13 M ²
36.	$8.4 \times 1.35 = 11.34$
小計	11.34 M ²

2.3 水平力作用下子耐弯力型。

(1) 地基承载力计算。

管	项目	单位荷载	面积 尺寸表	46	42	500
PH	屋根	0.105	2.0 x 2.0	0.42		
	外壁	0.047	1.52 x 4 x 1.5/2	0.26	0.65	0.65
	外壁 (PH)	0.047	1.52 x 4 x 1.5/2	0.26		
	PH皮	0.112	1.52 x 1.52	0.37		
3H	屋上	0.215	3.64 x 2.73	2.14		
	屋根	0.105	{ 3.64 x 0.4 } x (0.4 + 4.55 + 0.4) + 0.55 x 2.64 + (1.52 x 0.4) x 0.4 + (3.64 + 0.4) + (1.52 x 1.52) + (1.52 + 0.4) x (0.4 + 1.55) + (0.55 x 1.42) }	3.28		
	外壁 (3H)	0.047	3.64 x 3 x 2.6/2	0.67		
		0.047	(0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.22		
	外壁 (3H)	0.067	(1.52 + 3.64 + 4.55 + 2.73 + 0.7) x 2.6/2	1.19	9.19	9.87
2H	内壁 (2H)	0.065	(3.64 + 1.52 + 0.91 + 3.64) x 2.6/2	0.85		
		0.045	(1.52 + 0.91 + 0.91) x 2.6/2	0.21		
	外壁 (2H)	0.067	3.64 x 3 x 2.6/2	0.67		
		0.047	(0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.22		
	外壁 (2H)	0.067	(1.52 + 3.64 + 4.55 + 2.73 + 0.91) x 2.6/2	1.19		
2H	内壁 (2H)	0.065	(3.64 + 1.52 + 0.91 + 3.64) x 2.6/2	0.85		
		0.045	(1.52 + 0.91 + 0.91) x 2.6/2	0.21		
	外壁 (2H)	0.067	3.64 x 3 x 2.6/2	0.67		
		0.047	(0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.22		
	外壁 (2H)	0.067	(1.52 + 3.64 + 4.55 + 2.73 + 0.91) x 2.6/2	1.19		
3H 床 (板)		0.132	(3.64 + 1.52) x 4.55	3.28		
	PH皮	0.132	0.95 x 3.0	0.38		
	3H 床 (洋)	0.112	3.64 x 3.64	1.48		

(单位: M)

外壁 (2H)	0.047	(3.64 + 3.64 + 3.64 + 0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.96
"	0.067	(1.52 + 3.64 + 4.55 + 2.73) x 2.6/2	1.20
内壁 (2H)	0.065	(0.91 + 2.73 + 3.64) x 2.6/2	0.66
"	0.045	(0.91 + 1.52 + 1.52 + 0.91 + 1.385 + 0.91) x 2.6/2	0.49
PH皮 (2H)	0.047	(3.64 + 3.64 + 3.64 + 0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.96
"	0.067	(1.52 + 3.64 + 4.55 + 2.73) x 2.6/2	1.20
内壁 (2H)	0.065	(0.91 + 2.73 + 3.64) x 2.6/2	0.66
"	0.045	(0.91 + 1.52 + 1.52 + 0.91 + 1.385 + 0.91) x 2.6/2	0.49
2H 床 (板)	0.132	4.55 x (3.64 + 3.64)	3.28
" (洋)	0.112	3.64 x 3.64	1.48
" (PH皮)	0.132	0.95 x 3.0	0.38
外壁 (1H)	0.065	(4.55) x 2.6/2	0.38
" (PH)	0.047	(0.91 + 1.52 + 1.52 + 0.91 + 2.64) x 2.6/2	1.28
内壁	0.045	(4.55 + 1.385 + 0.91 + 0.91) x 2.6/2	0.45
PH皮 (1H)	0.065	(4.55) x 2.6/2	0.38
" (PH)	0.047	(0.91 + 1.52 + 1.52 + 0.91 + 2.64) x 2.6/2	1.28
PH皮 (洋)	0.112	3.64 x 3.64	1.48
PH皮 (板)	0.310	4.55 x 4.55	6.62
			10.01
			42.03
			10.56
			32.02

階	N_i (t)	ΣW_i (t)	A_i	C_i	\bar{z}_i	$\bar{z}_i \theta_{ix}$ (t)	ΣP_i (t)	$\bar{z}_i \theta_{ix} / \Sigma P_i$
PH	0.68	0.68	3.215	0.985	0.66	0.66	1.092	0.604
							1.092	0.604
3	9.09	9.07	1.467	0.440	4.343		6.916	0.628
							5.824	0.746
2	11.57	21.46	1.193	0.352	7.554		11.466	0.659
							7.824	0.765
1	10.56	32.02	1.0	0.3	9.606		13.628	0.705
							12.396	0.776

(2) 圧力の算定

階	H	θ (rad)	ΣC	A_{w0} (t)	B_{w0} (t)	$i \theta_{w0}$ (t)	$\Sigma i \theta_{w0}$ (t)	ΣP_i (t)	$\bar{z}_i \theta_{ix} / \Sigma P_i$
PH	9.2	15.2	1.2	3.6	286.24	786.24	786.24	1092	0.72
3	8.3	17.8	1.2	6.44	1375.58	6117.95	6904.22	6916	0.978
	7.1	160	1.2	24.70	4742.40				
2	4.4	126	1.2	26.61	4023.43	4023.43	10927.65	11466	0.953
1	1.7	98	1.2	22.64	2119.11	2119.11	13046.76	13.628	0.957
PH	9.2	18.2	1.2	3.6	286.24	786.24	786.24	1092	0.72

階	8.5	12.8	1.2	2.01	3230.63		4016.86	5224	0.690
					4271.34	2501.25			
3	7.1	160	1.2	14.59					
2	4.4	126	1.2	14.91	2254.37		6271.25	9224	0.802
1	1.7	78	1.2	13.16	1231.96		7503.03	12376	0.606

(3) 耐力型の耐力算定

階	水平	ΣP_i (t)	$\bar{z}_i \theta_{ix}$ (t)	$\bar{z}_i \theta_{ix} / \Sigma P_i$	$\Sigma W \theta_{ix}$ (t)	$\Sigma W \theta_{ix} / \Sigma P_i$	$\Sigma \theta_{ix} / \Sigma P_i$	判定
PH	x	1.092		0.604	0.78124	0.72	0.72	< 1.0 ok
	y	1.092	0.66	0.604	0.78124	0.72	0.72	< 1.0 ok
3	x	6.916		0.628	6.90422	0.998	0.998	< 1.0 ok
	y	5.824	4.343	0.746	4.01606	0.69	0.746	< 1.0 ok
2	x	11.466		0.659	9.2765	0.953	0.953	< 1.0 ok
	y	7.824	7.554	0.965	6.271.25	0.802	0.965	< 1.0 ok
1	x	13.628		0.705	13.046.76	0.957	0.957	< 1.0 ok
	y	12.396	9.606	0.776	7.503.03	0.606	0.776	< 1.0 ok

3. 各部の設計

3.1 軸力

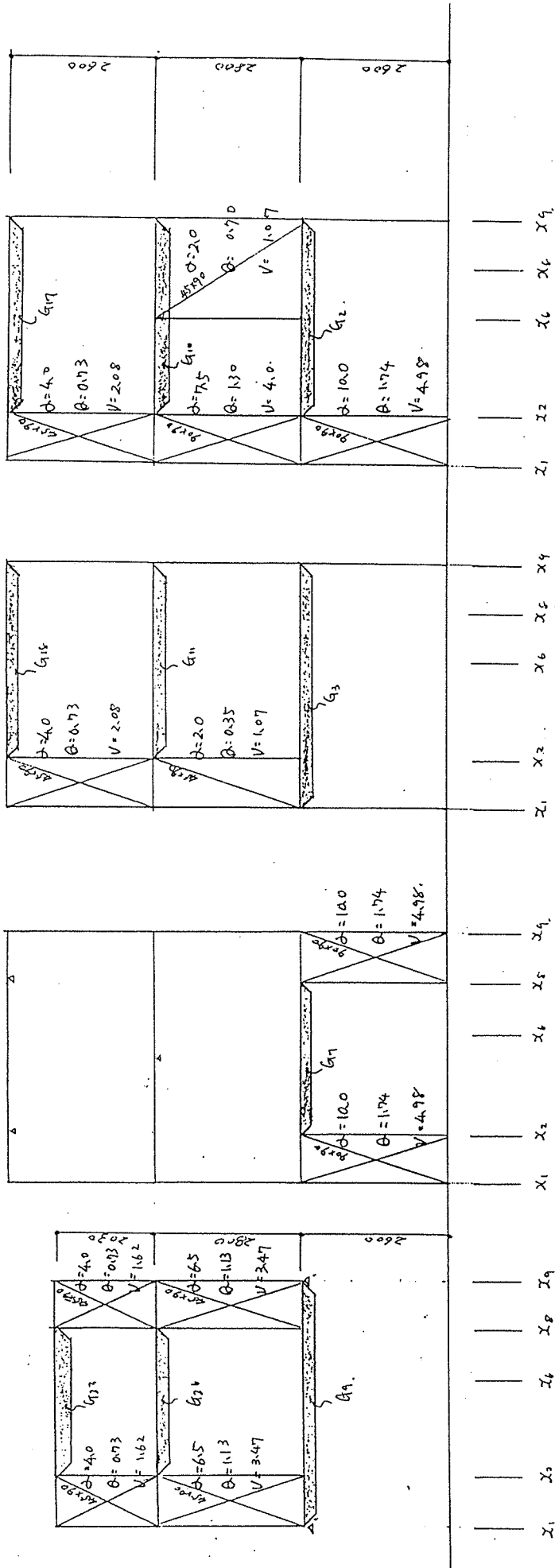
(1) 水平力による耐力型の軸力

0.72

0.728

0.953

0.957

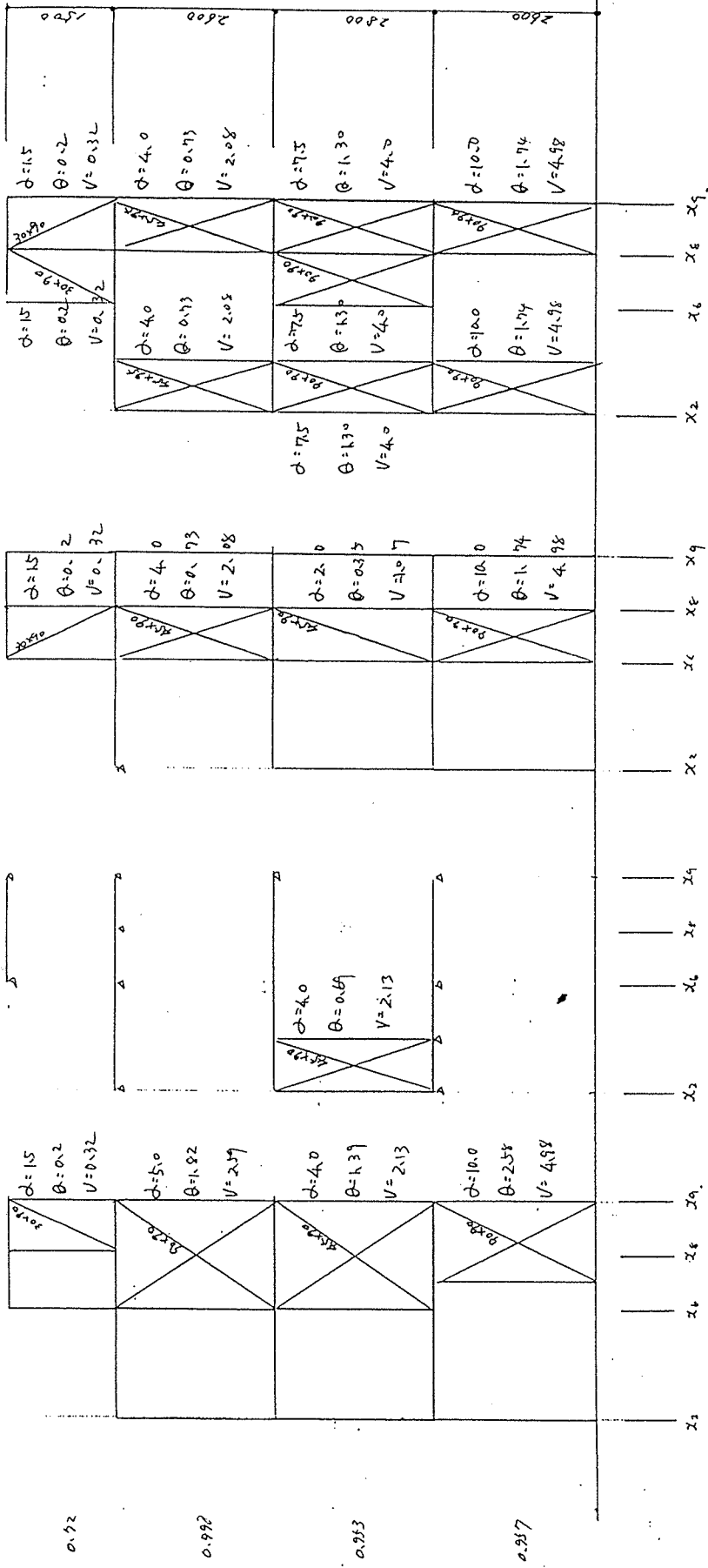


第1通り軸組図

第2通り軸組図

第3通り軸組図

第4通り軸組図



第9 筋の軸組図

第10 筋の軸組図

第11 筋の軸組図

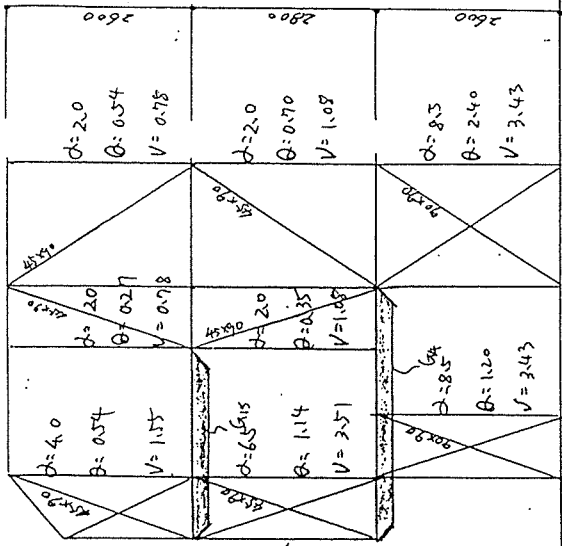
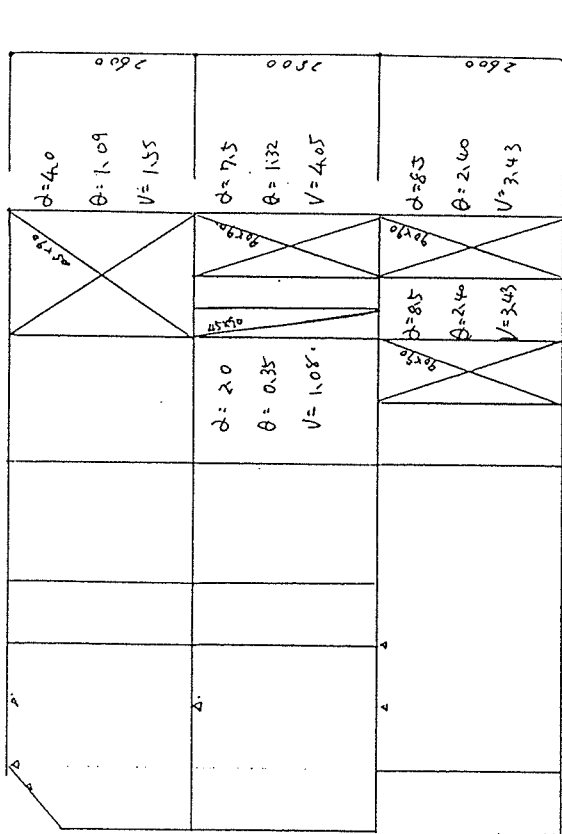
第12 筋の軸組図

0.72

0.746

0.963

0.776



轴颈辅助视图

轴颈辅助视图

(2) 柱の初期軸力。

(4) 柱の単位面積当りの負担荷重。
(2.6. 基礎の設計 (1). 建築物標準 J1)

• 3F. 柱

$$\Sigma N_3 = 10.87 \text{ t.}$$

$$\therefore \frac{N_3}{A} = \frac{10.87 \text{ t}}{38.09 \text{ m}^2} = 0.29 \text{ t/m}^2.$$

茶面柱

• 2F. 柱

$$\Sigma N_2 = 25.33 \text{ t.}$$

$$\therefore \frac{N_2}{A} = \frac{25.33 \text{ t}}{38.09 \text{ m}^2} = 0.67 \text{ t/m}^2.$$

茶面柱

• 1F. 柱

$$\Sigma N_1 = 38.76 \text{ t.}$$

$$\therefore \frac{N_1}{A} = \frac{38.76 \text{ t}}{33.95 \text{ m}^2} = 1.14 \text{ t/m}^2$$

茶西柱

(4) 柱の軸力。

• 3F. (2₂ ~ 2₇ 柱)

$$P_3 = (1.82 \times 1.82) \times 0.29 \text{ t/m}^2 = 0.96 \text{ t.}$$

• 2F (2₁ ~ 2₅ 柱)

$$P_2 = \{ (0.455 + 1.82) \times 1.82 \} \times 0.67 \text{ t/m}^2 = 2.77 \text{ t.}$$

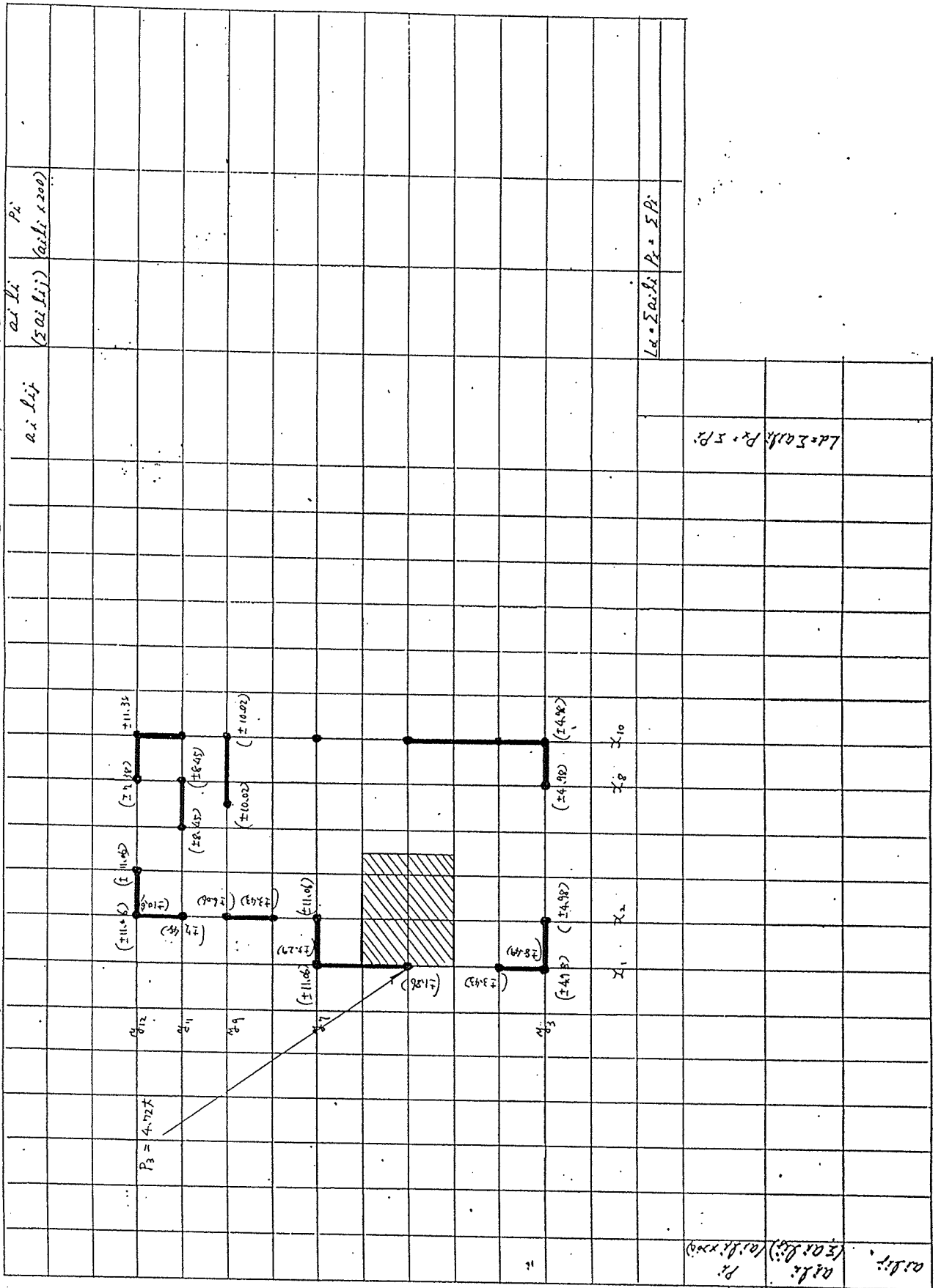
• 1F (2₁ ~ 2₅ 柱)

$$P_1 = \{ (0.455 + 1.82) \times 1.82 \} \times 1.14 \text{ t/m}^2 = 4.72 \text{ t.}$$

(3) 柱轴力一览

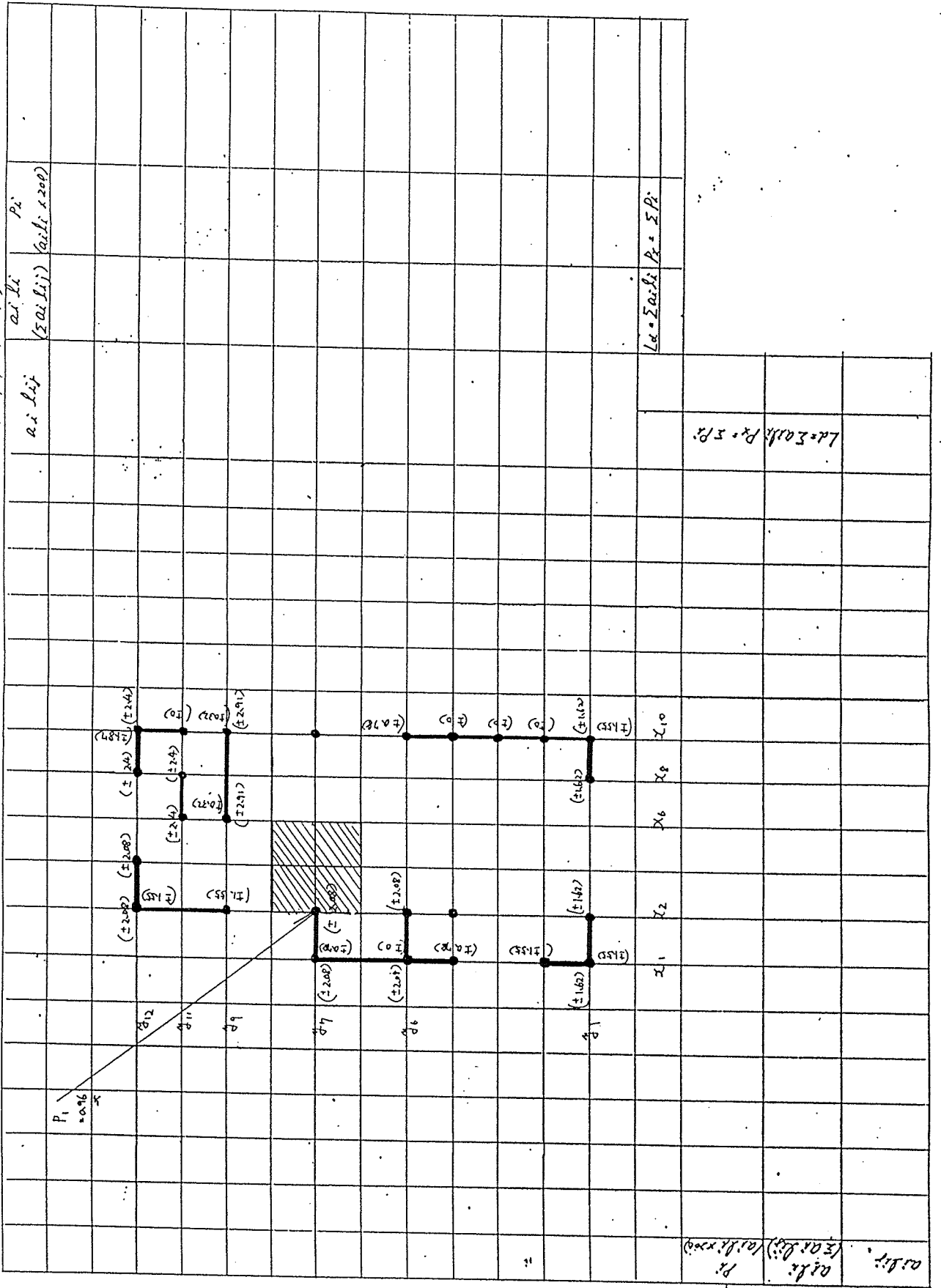
(1) 1F

※ () 数は口 水子の轴力を示す。



(3) 3F

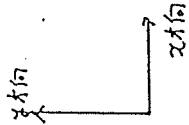
※ () 数値は水平時軸力を示す。



(4) PH.

本 () 数据中, 水平轴方向的力表示为 F_x

a_i	b_i	$a_i b_i$	a_i^2	b_i^2
		$(\sum a_i b_i)$	$(\sum a_i^2)$	$(\sum b_i^2)$
1	1	1	1	1
1	2	2	1	4
1	3	3	1	9
2	1	2	4	1
2	2	4	4	4
2	3	6	4	9
3	1	3	9	1
3	2	6	9	4
3	3	9	9	9
Σ	Σ	Σ	Σ	Σ
15	15	45	45	45
		$L_x = \sum a_i b_i$	$L_y = \sum a_i^2$	$L_z = \sum b_i^2$



3.2 柱の設計

• 2F (20 ~ 25 柱)

長期軸力 $L_P = 2.77 \text{ t}$

水平軸力 $P = 0$

短期軸力 $S_P = 2.77 \text{ t}$

∴ 長期 T 設計

USE 105 x 105 柱

$$\left(A = 110.25 \text{ cm}^2, I = 1013 \text{ cm}^4, z = 192.94 \text{ cm}^3 \right)$$

$$\left(i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 9.19, d_k = 270 \text{ cm} \right)$$

$$\lambda = \frac{d_k}{i} = \frac{270}{9.19} = 29.4 < 30 \text{ (OK)} \quad f_k = f_c$$

$$\therefore \frac{L_P}{f_c \cdot A} = \frac{2.770 \text{ kg}}{60 \times 110.25} = 0.42 < 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

• 1F (20 ~ 212 柱)

長期軸力 $L_P = 1.52 \times 0.645 \times 1.14 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 0.95 \text{ t}$

水平軸力 $P = 11.06 \text{ t}$

短期軸力 $S_P = 12.01 \text{ t}$

∴ 短期 T 設計

USE 135 x 135 柱

$$\left(A = 182.25 \text{ cm}^2, I = 2768 \text{ cm}^4, z = 440 \text{ cm}^3 \right)$$

$$\left(i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 3.9, d_k = 235 \right)$$

$$\lambda = 60.3 > 30 \text{ (OK)} \quad f_k = f_c (1.3 - 0.01 \lambda) = 41.82$$

$$\therefore \frac{S_P}{f_c \cdot A} = \frac{12.010}{41.82 \times 182.25} = 0.179 < 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

• 1F (21 ~ 26 号)

長期耐力 $L_P = 4.72 \lambda$

水平短期耐力 $P = 1.86 \lambda$

短期耐力 $S_P = 6.58 \lambda$

∴ 長期 2 段階

USE 135 x 135 木

($A = 182.25 \text{ cm}^2$, $I = 2768 \text{ cm}^4$, $Z = 401 \text{ cm}^3$

$\lambda = 2.7$ $A_k = 235$

$\lambda = 60.3 \rightarrow f_k = 41.82$

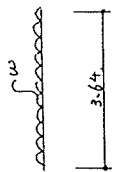
$$\therefore \frac{L_P}{f_k A} = \frac{4.72 \lambda}{41.82 \times 182.25} = 0.62 < 1.0$$

∴ OK

3.3 12) 物、同差の並列FT

(4) G11.

$$w = 0.202 \times 1.82 = 0.37 \text{ 寸}$$



$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.61 \text{ 寸} \cdot \text{cm}$$

$$Q = \frac{1}{2} w l = 0.34 \text{ 寸}$$

USE 120 x 240 寸板

$$\left(\begin{array}{l} A = 288 \text{ cm}^2, \quad Z = 1152 \text{ cm}^3, \quad I = 13824 \text{ cm}^4 \\ E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

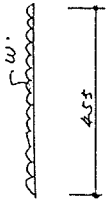
$$\bullet \sigma = \frac{M}{Z} = \frac{6100}{1152} = 5.295 < \sigma_{fb} = 95 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \tau = 1.5 \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 340}{288} = 1.77 < \tau_{fs} = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \delta = \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 370 \times 10^{-2} \times (384)^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 13824} = 0.87 \text{ cm} < \frac{384}{300} = 1.21 \text{ cm} \text{ 寸} > 2.0 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$$

(4) G12.

$$w = 0.202 \times 1.82 = 0.37 \text{ 寸}$$



$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.96 \text{ 寸} \cdot \text{cm}$$

$$Q = \frac{1}{2} w l = 0.84 \text{ 寸}$$

USE 120 x 300 寸板

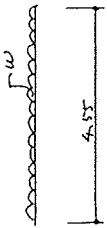
$$\left(\begin{array}{l} A = 360 \text{ cm}^2, \quad Z = 1800 \text{ cm}^3, \quad I = 27000 \text{ cm}^4 \\ E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

$$\bullet \sigma = \frac{M}{Z} = \frac{9600}{1800} = 5.33 < \sigma_{fb} = 95 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \tau = 1.5 \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 840}{360} = 3.5 < \tau_{fs} = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \delta = \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 370 \times 10^{-2} \times (455)^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 27000} = 1.09 \text{ cm} < \frac{455}{300} = 1.52 \text{ cm} \text{ 寸} > 2.0 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$$

• G22.



$$w = 0.135 \times 1.5 = 0.20 \text{ t/m.}$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.52 \text{ t.m.}$$

$$Q = \frac{1}{2} w l = 0.46 \text{ t.}$$

USE 120 x 270 * 14.

$$\left(\begin{array}{l} A = 324 \text{ cm}^2, \quad Z = 1458 \text{ cm}^3, \quad I = 19683 \text{ cm}^4 \\ E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

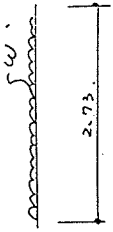
$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{52000}{1458} = 35.7 < \sigma_{fb} = 95 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

$$\tau = 1.5 \times \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 460}{324} = 2.13 < \tau_{fs} = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

$$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 200 \times 10^{-2} \times (4.55)^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 19683}$$

$$= 0.8 / \text{cm} < \frac{455}{300} = 1.52 \text{ cm} \text{ and } 2.0 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

• G7.



$$w = 0.202 \times 0.91 = 0.18 \text{ t/m.}$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.17 \text{ t.m.}$$

$$Q = \frac{1}{2} w l = 0.25 \text{ t.}$$

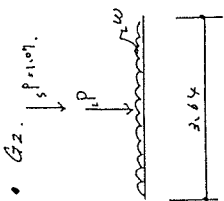
USE 120 x 240 * 12.

$$\left(\begin{array}{l} A = 288 \text{ cm}^2, \quad Z = 1152 \text{ cm}^3, \quad I = 13824 \text{ cm}^4 \\ E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

G_7 on M. & on σ & on τ < G_{17} on M. & on σ & on τ

\therefore ok.

• 42.



$$w = 0.202 \times 1.82 = 0.37 \text{ t/m.}$$

$$LP = (0.31 + 0.45) \times 1.52 \times 0.67 = 1.66 \text{ t.}$$

(柱头力)

$$SP = 1.07 \text{ t.}$$

(柱底力)

∴ 弯矩 2.7327

$$WM = \frac{1}{2} wL^2 = 0.61$$

$$MP = \frac{1}{4} LP \cdot L = 1.51$$

2.12 t.m.

$$w0 = \frac{1}{2} wL = 0.67$$

$$LP0 = \frac{1}{2} LP = 0.83$$

1.5 t

USE 120 x 360 木柱.

$$\left(\begin{array}{l} A = 432 \text{ cm}^2, \quad Z = 2592 \text{ cm}^3, \quad I = 46656 \text{ cm}^4 \\ E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right)$$

$$\bullet \quad \sigma = \frac{M}{Z} = \frac{21200}{2592} = 8.18 < \sigma_{fb} = 95 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \quad \tau = 1.5 \times \frac{V}{A} = 1.5 \times \frac{150}{432} = 5.21 < \tau_{fs} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

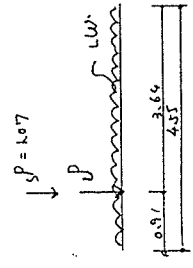
$$\bullet \quad \delta = \frac{5wL^4}{384EI} + \frac{LP \cdot L^3}{48EI}$$

$$= \frac{5 \times 370 \times 10^{-2} \times (364)^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 46656} + \frac{150 \times (364)^3}{48 \times 70 \times 10^3 \times 46656}$$

$$= 0.26 + 0.46$$

$$= 0.72 \text{ cm} < \frac{364}{300} = 1.21 \text{ cm} \quad \therefore 2.0 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$$

• 43.



$$w = 0.202 \times 1.82 = 0.37 \text{ t/m.}$$

$$LP = (0.31 + 0.45) \times 1.52 \times 0.67 = 1.66 \text{ t.}$$

(柱头力)

$$SP = 1.07 \text{ t}$$

(柱底力)

∴ 弯矩 2.7327

$$WM = \frac{1}{2} wL^2 = 0.96$$

$$MP = \frac{0.91 \times 364}{4.55} + LP = 1.21$$

2.17 t.m.

$$w0 = \frac{1}{2} wL = 0.96$$

$$LP0 = \frac{1.64}{4.55} LP = 1.33$$

2.17 t.

USE 120 x 600 木柱.

$$\left(\begin{array}{l} A = 450 \text{ cm}^2, \quad Z = 3200 \text{ cm}^3, \quad I = 64000 \text{ cm}^4 \\ E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right)$$

$$\bullet \quad \sigma = \frac{M}{Z} = \frac{21700}{3200} = 6.78 < \sigma_{fb} = 95 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \quad \tau = 1.5 \times \frac{V}{A} = 1.5 \times \frac{2170}{450} = 6.78 < \tau_{fs} = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \quad \delta = \frac{5wL^4}{384EI} + \frac{LP \cdot L^3}{48EI}$$

$$= \frac{5 \times 370 \times 10^{-2} \times (655)^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 64000} + \frac{2170 \times 364 \sqrt{(455)^2 - (364)^2}}{48 \times 70 \times 10^3 \times 64000}$$

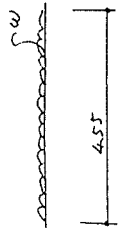
$$= 0.46 + 0.68 = 1.14 < \frac{455}{300} = 1.52 \text{ cm} \quad \therefore 2.0 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK}$$

• G6.

$$w = 0.202 \times (0.91 + 0.455) = 0.25 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.93 \text{ t.m}$$

$$Q = \frac{1}{2} w l = 0.64 \text{ t}$$



45E 120x400 * #6

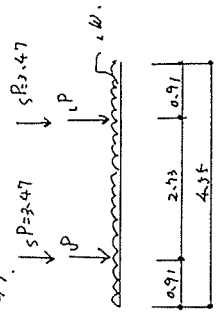
$$\left(\begin{aligned} A &= 480 \text{ cm}^2 & Z &= 3200 \text{ cm}^3 & I &= 64000 \text{ cm}^4 \\ E &= 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right)$$

$$\bullet \sigma = \frac{M}{Z} = \frac{7300}{3200} = 22.8 < \sigma_{fs} = 95 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

$$\bullet J = 15 \times \frac{Q}{A} = \frac{15 \times 640}{480} = 2.0 < \tau_{fs} = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

$$\bullet \delta = \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 250 \times 10^{-2} \times (455)^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 64000} = 0.35 \text{ cm} < \frac{455}{300} = 1.52 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

• G9.



$$w = 0.202 \times 0.455 = 0.09 \text{ t/m}$$

$$\sigma_P = 0.09 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < (0.455 \times 1.85) = 0.84 \text{ t}$$

$$SP = 3.47 \text{ t}$$

• 定期 7-7547

$$w M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.23$$

$$SP M = \frac{0.91 \times 3.64}{4.55} \times SP = 2.53$$

2.76 t.m

$$w \theta = \frac{1}{2} w l = 0.20$$

$$SP \theta = 3.47$$

3.67 t

45E 120x300 * #6

$$\left(\begin{aligned} A &= 360 \text{ cm}^2 & I &= 27000 \text{ cm}^4 & Z &= 1800 \text{ cm}^3 \\ E &= 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right)$$

$$\bullet \sigma = \frac{M}{Z} = \frac{27600}{1800} = 153.33 < \sigma_{fs} = 95 \times 2 = 190 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

$$\bullet \tau = 15 \times \frac{Q}{A} = \frac{15 \times 3670}{360} = 151.3 < \tau_{fs} = 8 \times 2 = 16 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

$$\bullet \delta = \frac{5 w l^4}{384 E I} + \frac{SP \times 364 \times \sqrt{(455)^2 - (364)^2}}{943 E I \times 455}$$

$$= \frac{5 \times 90 \times 10^{-2} \times (455)^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 27000} + \frac{3670 \times 364 \times \sqrt{(455)^2 - (364)^2}}{943 \times 70 \times 10^3 \times 27000 \times 455}$$

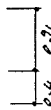
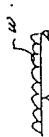
$$= 0.27 + 0.21 = 0.48 < \frac{455}{300} = 1.52 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

• ok

3.4 在5本、6本、7本の設計。

(a) 在3本。

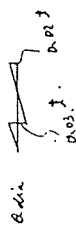
$$w = 0.085 \times 0.855 = 0.0737 \text{ t/m}$$



$$M = 0.005 \text{ t} \cdot \text{m}$$



$$Q = 0.03 \text{ t}$$



USE 45x60 木柱。

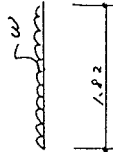
$$(A = 27 \text{ cm}^2, Z = 27 \text{ cm}^3)$$

$$\bullet \quad Q = \frac{M}{Z} = \frac{500 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{27 \text{ cm}^3} = 18.52 \text{ kg/cm}^2 < 9.5 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \quad Z = 1.5 \times \frac{Q}{A} = 1.5 \times \frac{30}{27} = 1.67 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{OK}$$

(b) 在4本。

$$w = 0.085 \times \frac{(0.91 + 0.855)}{2} = 0.088 \text{ t/m}$$



$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.024 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = \frac{1}{2} w l = 0.052 \text{ t}$$

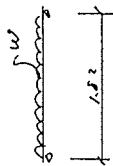
USE 90x90 木柱

$$(A = 81 \text{ cm}^2, Z = 121.5 \text{ cm}^3)$$

$$\bullet \quad Q = \frac{M}{Z} = \frac{2400}{121.5} = 19.75 \text{ kg/cm}^2 < 8.5 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \quad Z = 1.5 \times \frac{Q}{A} = 1.5 \times \frac{52}{81} = 0.96 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{OK}$$

(c) 根太 (2, 3F)



$$w_0 = 0.202 \times 0.855 = 0.172 \text{ t/m}$$

$$w_1 = 0.182 \times 0.303 = 0.055 \text{ t/m}$$

$\therefore w_0 \sim 0.172 \text{ t/m}$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.058 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = \frac{1}{2} w l = 0.084 \text{ t}$$

USE 45x105 木柱

$$\left(\begin{aligned} A &= 47.25 \text{ cm}^2, Z = 82.69 \text{ cm}^3, I = 434 \text{ cm}^4 \\ E &= 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right)$$

$$\bullet \quad Q = \frac{M}{Z} = \frac{3800}{82.69} = 45.95 < 9.5 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{OK}$$

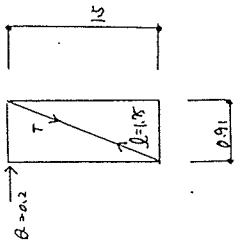
$$\bullet \quad Z = 1.5 \times \frac{Q}{A} = 1.5 \times \frac{84}{47.25} = 2.67 < 8 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{OK}$$

$$\bullet \quad S = \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 92 \times 10^{-2} \times (1.82)^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 434} = 0.43 \text{ cm}$$

$$< \frac{1.82}{300} = 0.61 \text{ cm} < 2.0 \text{ cm} \therefore \text{OK}$$

3.5 筋道の設計

(A) PH (X方向)



$Q = 0.2 \text{ t}$

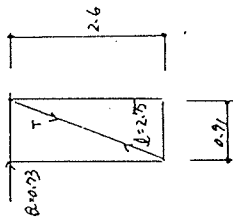
$T = 0.2 \times \frac{1.75}{0.91} = 0.38$

USE 30x90 本板.

$A = 27 \text{ cm}^2$

$Q = \frac{T}{A} = \frac{380}{27} = 14.1 < 60 \times 2 = 120 \text{ kg/cm}^2$
 $\therefore \text{ok.}$

(B) PH (X方向)



$Q = 0.73 \text{ t}$

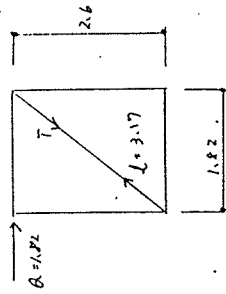
$T = 0.73 \times \frac{2.95}{0.91} = 2.2$

USE 45x90 本板.

$A = 40.5 \text{ cm}^2$

$Q = \frac{T}{A} = \frac{2200}{40.5} = 54.3 < 60 \times 2 = 120 \text{ kg/cm}^2$
 $\therefore \text{ok.}$

(C) PH (X方向)



$Q = 1.82 \text{ t}$

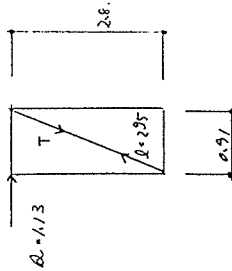
$T = 1.82 \times \frac{3.17}{1.82} = 3.17$

USE 90x90 本板.

$A = 81 \text{ cm}^2$

$Q = \frac{T}{A} = \frac{3170}{81} = 39.1 < 60 \times 2 = 120 \text{ kg/cm}^2$
 $\therefore \text{ok.}$

(d) PH (X方向)



$Q = 1.13 \text{ t}$

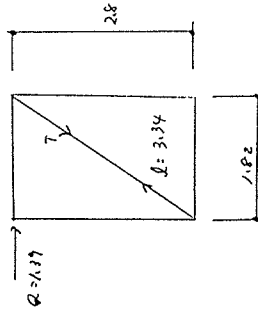
$T = 1.13 \times \frac{3.95}{0.91} = 4.86$

USE 85x90 本板.

$A = 40.5 \text{ cm}^2$

$Q = \frac{T}{A} = \frac{4860}{40.5} = 83.00 < 60 \times 2 = 120 \text{ kg/cm}^2$
 $\therefore \text{ok.}$

(e) PH (X方向)



$Q = 1.39 \text{ t}$

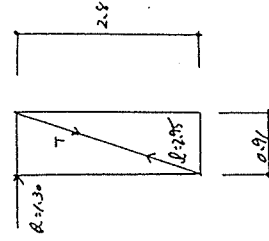
$T = 1.39 \times \frac{3.34}{1.82} = 2.55$

USE 45x90 本板.

$A = 40.5 \text{ cm}^2$

$Q = \frac{T}{A} = \frac{2550}{40.5} = 62.96 < 60 \times 2 = 120 \text{ kg/cm}^2$
 $\therefore \text{ok.}$

(f) PH (X方向)



$Q = 1.30 \text{ t}$

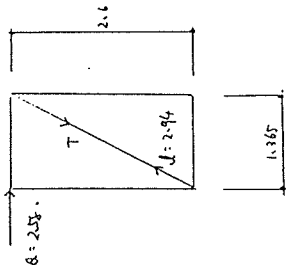
$T = 1.30 \times \frac{2.95}{0.91} = 4.21$

USE 90x90 本板.

$A = 81 \text{ cm}^2$

$Q = \frac{T}{A} = \frac{4210}{81} = 51.95 < 60 \times 2 = 120 \text{ kg/cm}^2$
 $\therefore \text{ok.}$

(8) 1F (木材)



$$Q = 2.58 \times 2.6$$

$$T = \frac{2.58 \times 2.94}{1.365} = 5.56$$

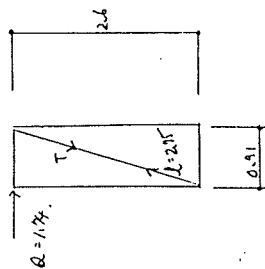
USE 90 x 90 木材

$$A = 81 \text{ cm}^2$$

$$Q = \frac{T}{A} = \frac{5.56}{81} = 0.0686 < 0.07 < 120 \text{ kg/cm}^2$$

∴ OK

(9) 1F (木材)



$$Q = 1.74 \times 2.6$$

$$T = \frac{1.74 \times 2.95}{0.91} = 5.26$$

USE 90 x 90 木材

$$A = 81 \text{ cm}^2$$

$$Q = \frac{T}{A} = \frac{5.26}{81} = 0.0649 < 0.07 < 120 \text{ kg/cm}^2$$

∴ OK

3.6 基礎の設計

(1) 土物重量

(単位: t)

層	項目	単位切取	面積 (㎡)	容重 (t/㎡)	土量 (t)	土量 (t)
3F	屋根	0.135	2.0 x 2.0	0.54		1.08
	外壁	0.049	1.52 x 4 x 1.5/2	0.26	0.80	1.80
	外壁 (内)	0.047	1.52 x 4 x 1.5/2	0.26		
	内壁	0.182	1.52 x 1.52	0.61		
	屋上	0.385	3.64 x 2.73	1.84		
2F	屋根	0.135	$(3.64 + 1.04) \times (1.04 + 1.35 + 1.04) + 1.04 \times 1.35 \times 2.6/2 + (3.64 + 1.04) \times (1.52 + 1.52) + (1.52 + 1.52) \times (1.04 + 1.35) + (1.52 + 1.52) \times 1.42 \times 2$	4.22		
	外壁 (外)	0.047	3.64 x 3 x 2.6/2	0.67		
	外壁 (内)	0.047	(0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.22		
	外壁 (内)	0.067	(1.52 + 2.64 + 4.55 + 2.73 + 1.04) x 2.6/2	1.17		
	内壁 (内)	0.065	(3.64 + 1.52 + 0.91 + 3.64) x 2.6/2	0.55		
1F	外壁 (内)	0.045	(1.52 + 0.91 + 0.91) x 2.6/2	0.21	10.07	10.57
	外壁 (外)	0.047	3.64 x 3 x 2.6/2	0.67		
	外壁 (内)	0.047	(0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.22		
	外壁 (内)	0.067	(1.52 + 3.64 + 4.55 + 2.73 + 0.91) x 2.6/2	1.19		
	内壁 (内)	0.065	(3.64 + 1.52 + 0.91 + 3.64) x 2.6/2	0.85		
3F床(外)	3F床(外)	0.202	(3.64 + 1.52) x 4.55	5.02		
	1.42 x 2.0	0.202	4.55 x 2.0	0.58		
	3F床(内)	0.182	3.64 x 3.64	2.41		

外壁(2F)	0.047	(3.64 + 2.64 + 3.64 + 0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.91		
"	0.067	(1.52 + 2.64 + 4.55 + 2.73) x 2.6/2	1.20		
内壁(2F)	0.065	(0.91 + 2.73 + 3.64) x 2.6/2	0.66		
"	0.045	(0.91 + 1.52 + 1.52 + 0.91 + 1.365 + 0.91) x 2.6/2	0.89	14.66	25.33
1F	外壁(2F)	0.047	(3.64 + 2.64 + 2.64 + 0.91 + 2.73) x 2.6/2	0.91	
	"	0.067	(1.52 + 2.64 + 4.55 + 2.73) x 2.6/2	1.20	
	内壁(2F)	0.065	(0.91 + 2.73 + 3.64) x 2.6/2	0.66	
	"	0.045	(0.91 + 1.52 + 1.52 + 0.91 + 1.365 + 0.91) x 2.6/2	0.89	
	2F床(外)	0.202	4.55 x (3.64 + 1.52)	5.02	
	" (内)	0.182	3.64 x 3.64	2.41	
	" (1.42 x 2.0)	0.202	4.55 x 2.0	0.58	
	外壁(1F)	0.065	(4.55) x 2.6/2	0.38	
	" (内)	0.047	(0.91 + 1.52 + 1.52 + 0.91 + 2.64) x 2.6/2	1.23	
	内壁	0.045	(4.55 + 1.365 + 0.91 + 0.91) x 2.6/2	0.45	13.43
2F	外壁(1F)	0.065	(4.55) x 2.6/2	0.38	
	" (内)	0.047	(0.91 + 1.52 + 1.52 + 0.91 + 2.64) x 2.6/2	1.23	
	内壁	0.045	(4.55 + 1.365 + 0.91 + 0.91) x 2.6/2	0.45	
	1F床(外)	0.182	3.64 x 3.64	2.41	
	1F床(内)	0.430	4.55 x 4.55	8.90	13.42

3.7 その他。(土台の断面形状)

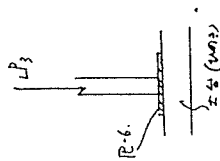
• $\Sigma_1 \sim \Sigma_5$ 柱部

長期軸力 $\Sigma P_3 = 4.72 \text{ t}$

水平座軸力 $P = 1.86 \text{ t}$

短期軸力 $\Sigma P = 6.58 \text{ t}$

長期 $\times 2 >$ 短期 \therefore 長期で設計



(土台 13.5×13.5 寸)

柱 13.5×13.5 寸, R-6-120x250, 柱と土台の間に 72-121K

$$Q = \frac{\Sigma P_3}{A} = \frac{4.720}{13.5 \times 25} = 14.0 \text{ kg/cm}^2 < \frac{25 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{OK}$$

• $\Sigma_{10} \sim \Sigma_{12}$ 柱部

長期軸力 $\Sigma P_3 = 0.655 \times 0.655 \times 1.14 = 0.24 \text{ t}$

水平座軸力 $P = 11.36 \text{ t}$

短期軸力 $\Sigma P = 11.62 \text{ t}$

\therefore 短期で設計

(土台 13.5×13.5 寸)

柱 13.5×13.5 寸, R-6-155x250

$$Q = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{11.620}{13.5 \times 25} = 34.4 \text{ kg/cm}^2 < 25 \times 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

$\therefore \text{OK}$

〇〇〇八ウ又新築工等

棟
計
算
書

1-3 使用材料および許容応力

(1) 木材

土台 : 12.0 × 12.0
 柱 : ベッコウが 1階 12.0 × 12.0
 " " 2階 "
 " " 3階 "
 はり : ベッコウ (2.0 × 21.0
 " × 27.0
 " × 30.0
 " × 36.0
 もり : ベッコウ 8.5 × 8.5
 " " 10.5 × 10.5
 " " 15.0 × 10.5
 たる木

1-1 建物概要

用途 住宅
 規模 小屋敷3階
 構造 木造
 軒高 8.098 m
 最高高さ 8.770 m
 階高 1階 2.958 m
 2階 2.800 m
 3階 1.813 m
 仕上 屋根 コロニアル
 外壁 ラスモルタル
 建設地 立川市
 地盤 ローム地 3.0⁺/m²
 地業 布基礎

1-2 設計方針

床組は国研床組として計算する。

許容応力	長期 (kg/cm ²)			短期 (kg/cm ²)			ヤング係数 (×10 ¹⁰ kg/cm ²)
	圧縮	引張り	せん断	圧縮	引張り	せん断	
べいまつ	75	60	95	8	30	めりこみ	100
ひのき	70	55	90	7	25	めりこみ	90
べいつが	85	50	85	7	20	めりこみ	80
す	60	45	75	6	20	めりこみ	70

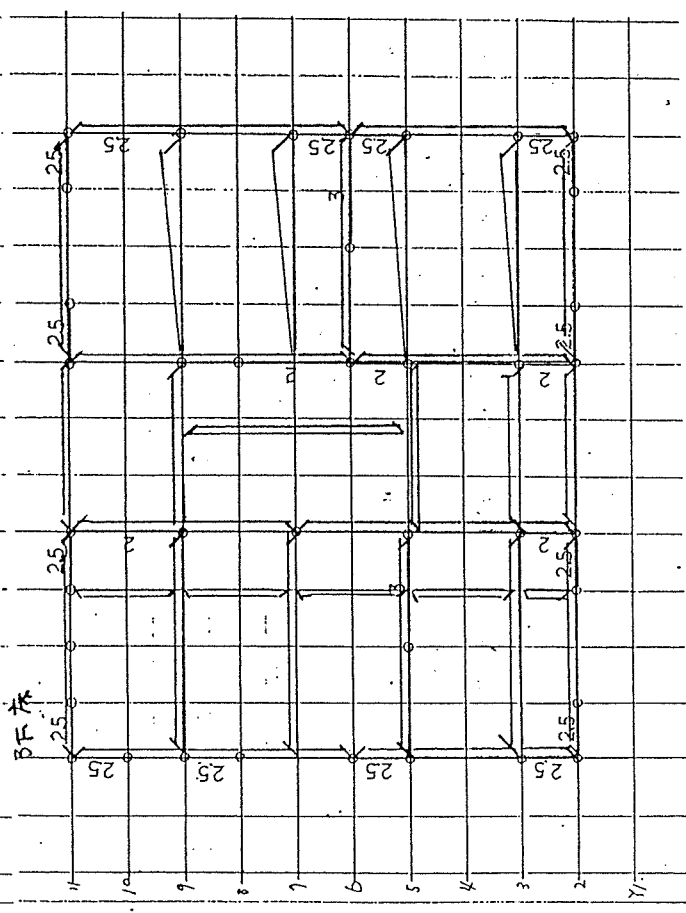
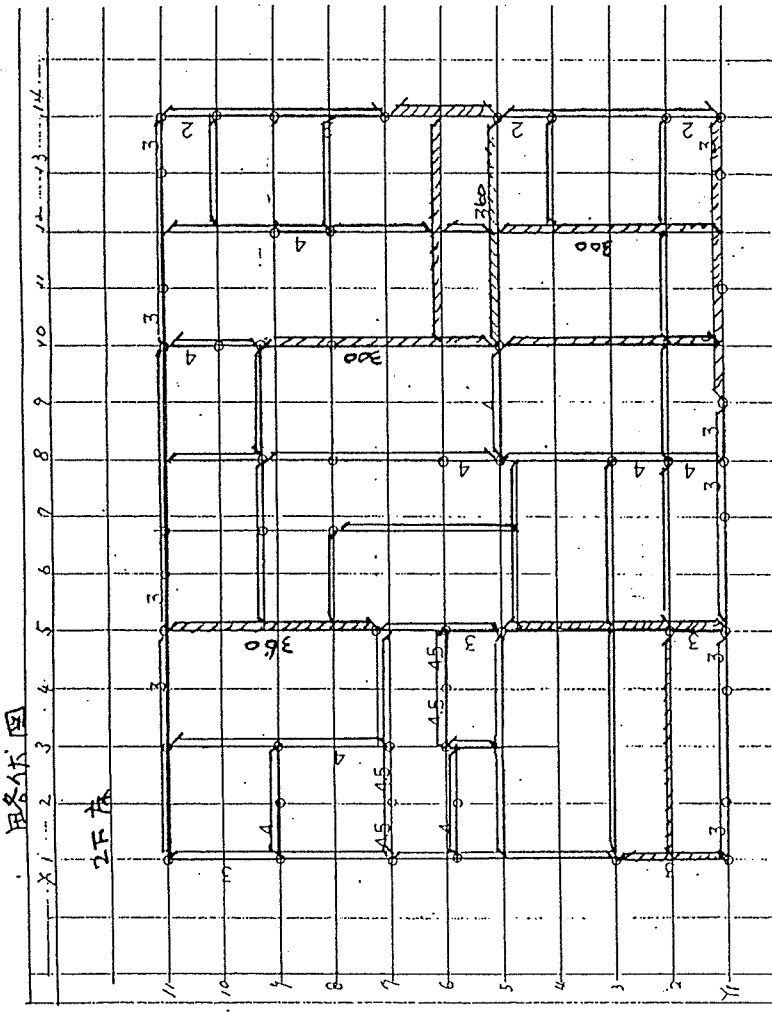
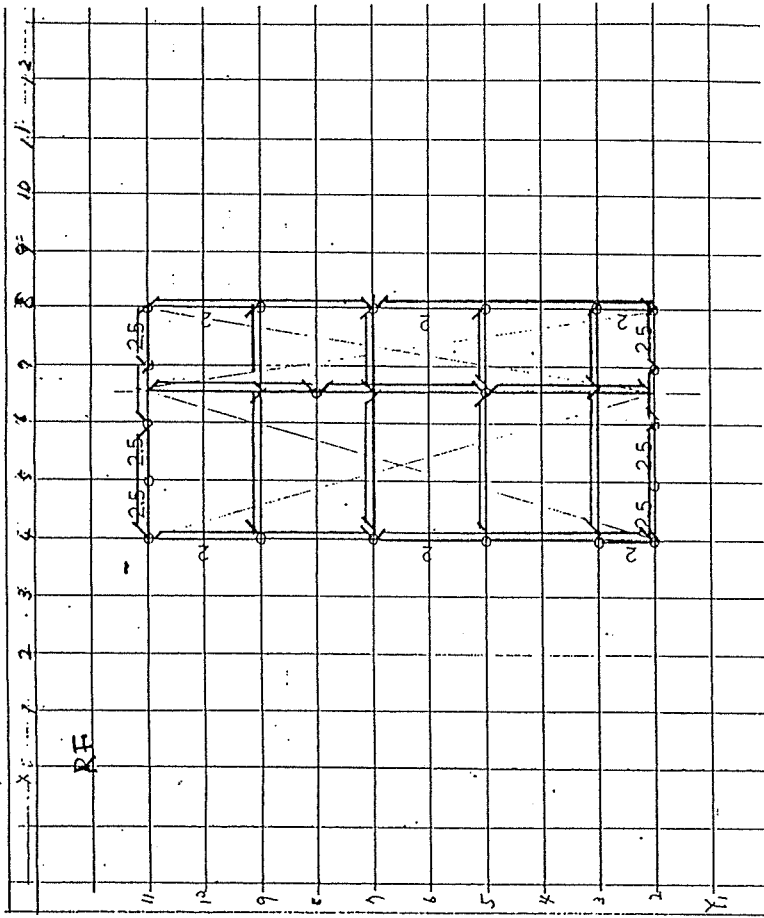
長期応力に対する許容応力値の數値の2倍とする。

(2) 鉄筋及びコンクリート

(単位: kg/cm²)

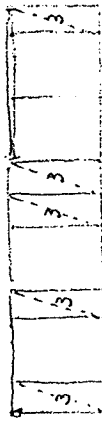
許容応力	長期			短期		
	圧縮	引張り	せん断	圧縮	引張り	せん断
材料	付着材	曲げ材	その他	付着材	曲げ材	その他
SD 30	2000	2000	-	12	18	18
SR 24	1600	1600	-	7.2	10.8	10.8
コンクリート	60	6	6	-	-	-
σ _c = 180						

(3) 金物 Zマーク

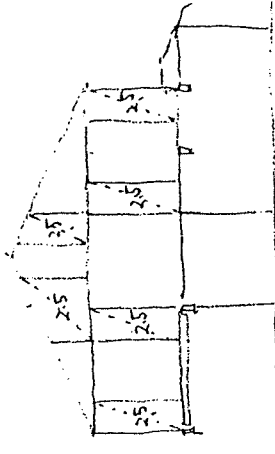


X方向剖面图

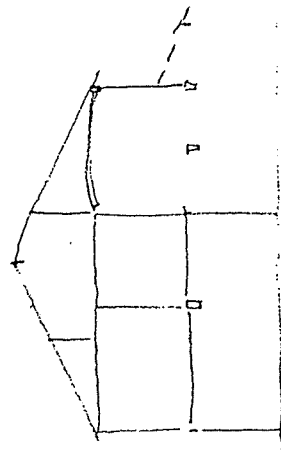
1818
2800
2958



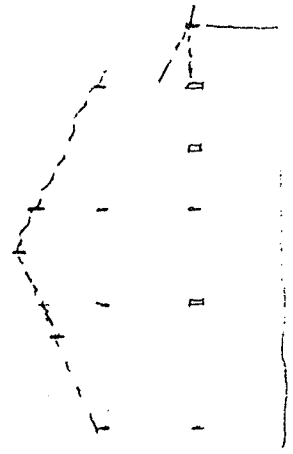
Y1



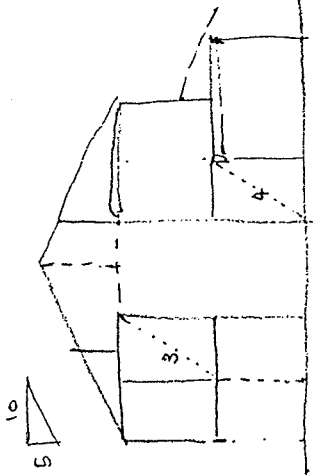
Y2



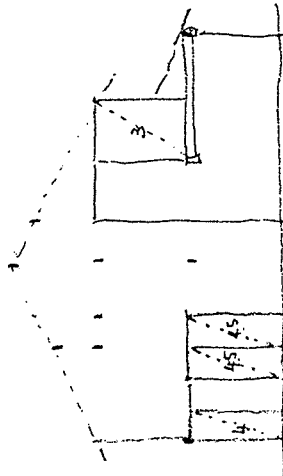
Y3



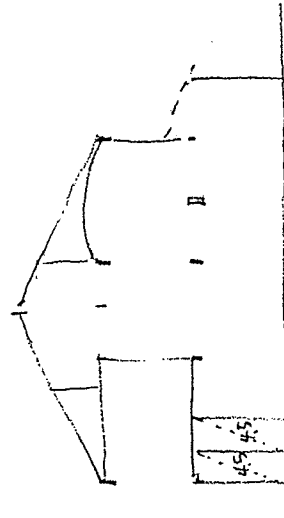
Y4



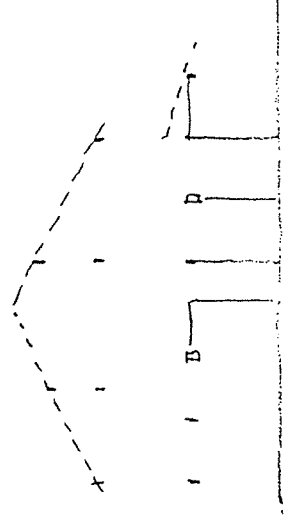
Y5



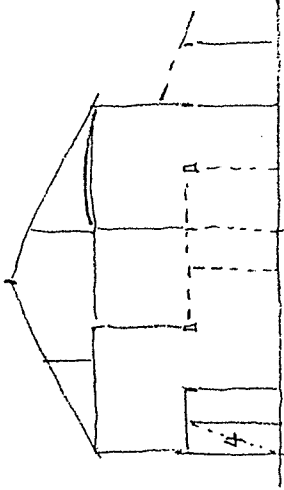
Y6



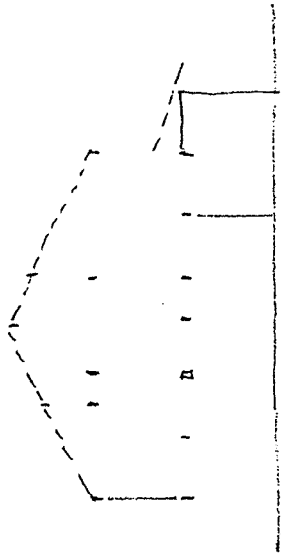
Y7



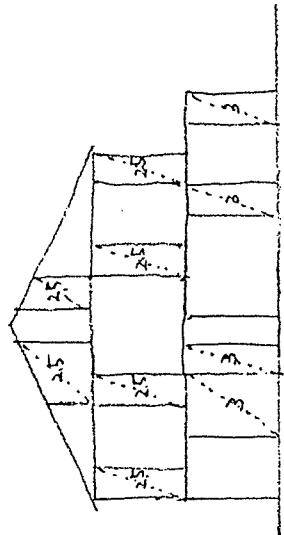
Y8



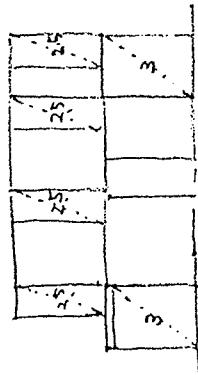
Y9



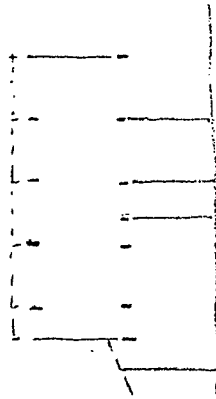
Y10



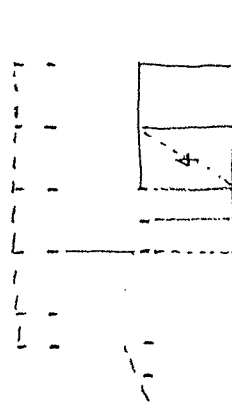
Y11



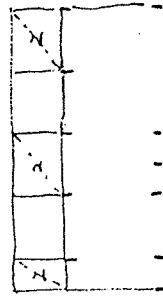
X1



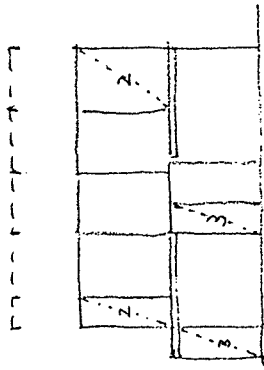
X2



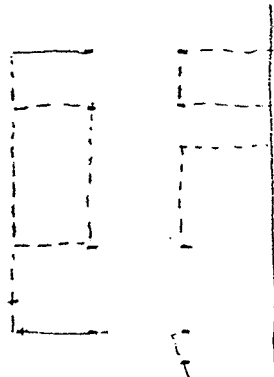
X3



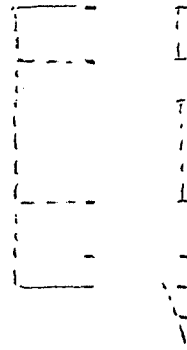
X4



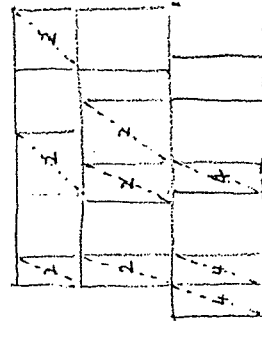
X5



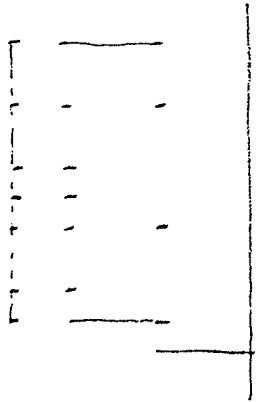
X6



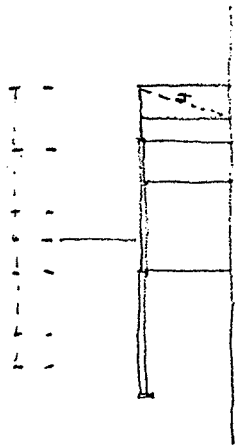
X7



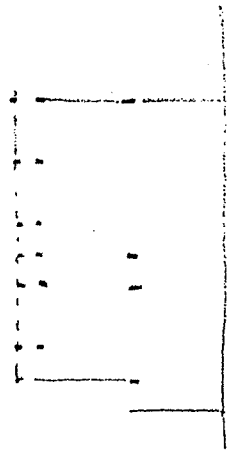
X8



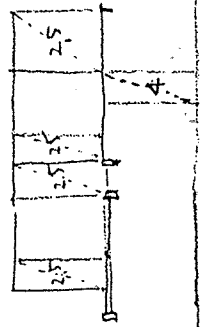
X9



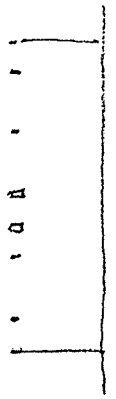
X10



X11



X12



X13



X14

3.2 固定荷重

2-1 固定荷重

屋根	kg/m ²
コロ=70 野地板 25	50
7=50 木、土、瓦、小屋組 20	20
天井	70
軒先	
コロ=70 野地板 25	45
7=50 木、土、瓦、天井 15	15
	60
床	
仕上	20
床組 (大引、梁)	30
天井	15
	65
外壁	
毛土、タタキ、(F、地、土)	60
軸組 (柱、土、合志)	15
内部仕上	15
	90
内壁	
仕上 (両面)	30
軸組	15
	45

2-2 積載荷重

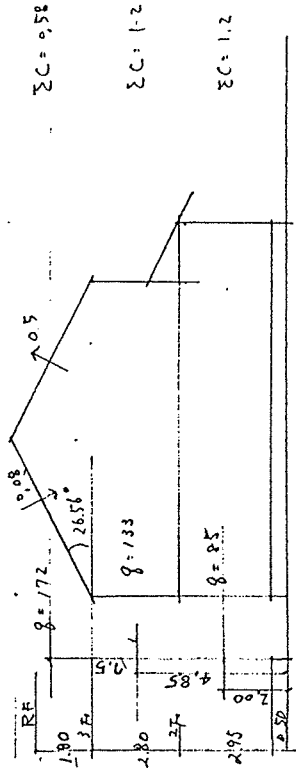
kg/m ²	
床用 (板、大引)	180
梁、柱、花菱用	130
地震力用	60

2-3 積雪荷重

30.0	2.0	=	60 kg/m ² (短期)
------	-----	---	---------------------------

2-4 風圧力

$q = 60 \text{ kg/m}^2$



2-5 地震層々断面係数

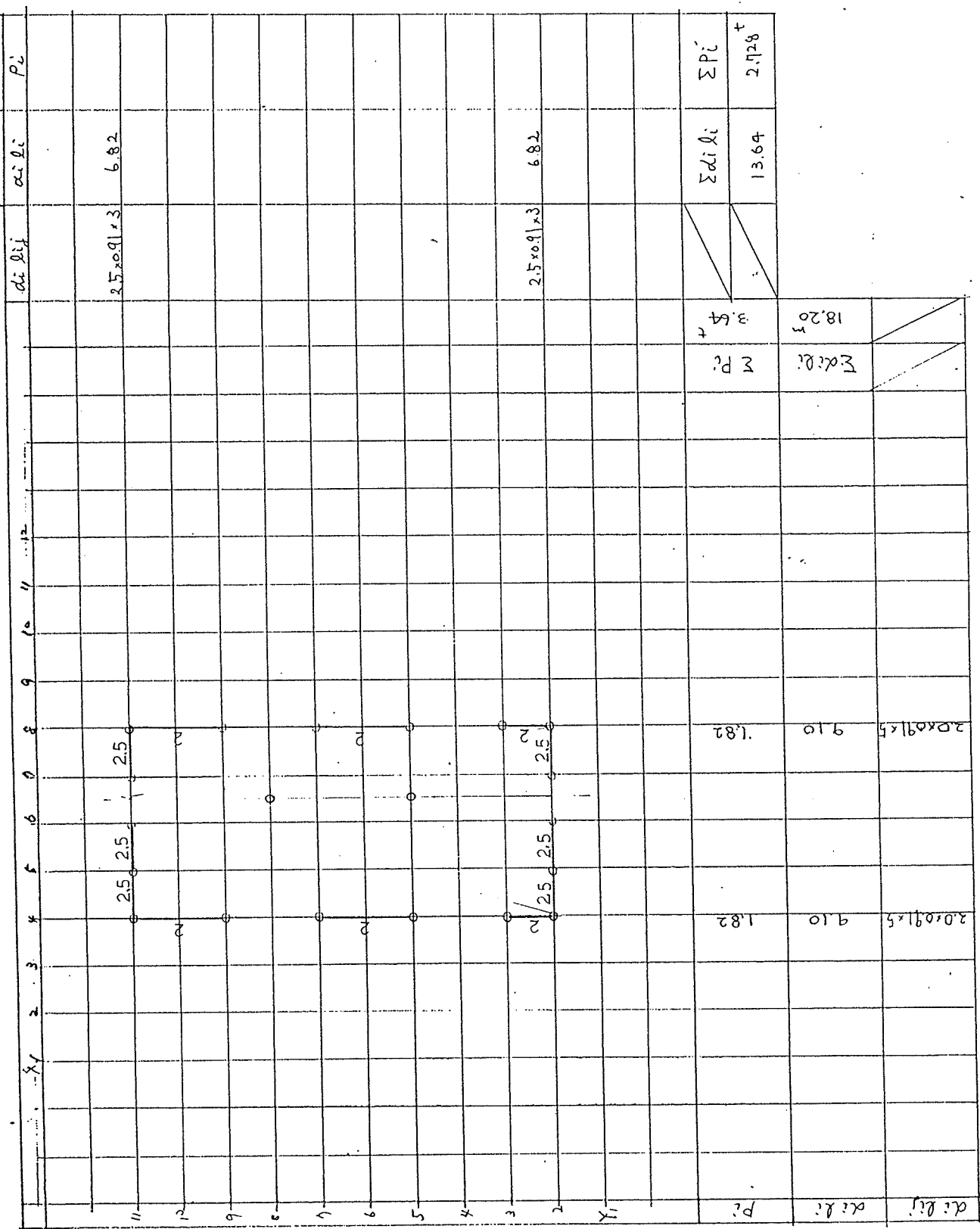
$\alpha = 1.0$ $R_1 = 1.0$ $C_0 = 0.2$

$T = 8.05 \times 0.03 = 0.241$

2階

階	部	材	長さ	個数	重量	合計重量	合計
2	階	柱	2.5 x 0.91 x 4	9.10	1.82	16.38	1.82
			2.0 x 0.91 x 3	5.46	1.092	10.92	1.092
			2.0 x 0.91 x 4	7.28	1.456	14.56	1.456
			2.5 x 0.91 x 5	11.37	2.274	22.74	2.274
			2.5 x 0.91 x 4	9.10	1.82	18.20	1.82
			3.0 x 1.82	5.46	1.092	10.92	1.092
			3.0 x 1.82	5.46	1.092	10.92	1.092
			3.0 x 1.82	5.46	1.092	10.92	1.092
			2.5 x 0.91 x 4	9.10	1.82	18.20	1.82
			2.5 x 0.91 x 4	9.10	1.82	18.20	1.82
			2.5 x 0.91 x 4	9.10	1.82	18.20	1.82
		$\Sigma a_i l_i$	28.12			28.12	ΣP_i
		$\Sigma a_i l_i$	6.642			6.642	ΣP_i
		$\Sigma a_i l_i$	33.21			33.21	ΣP_i
		$\Sigma a_i l_i$	5.824			5.824	ΣP_i

3 Pte

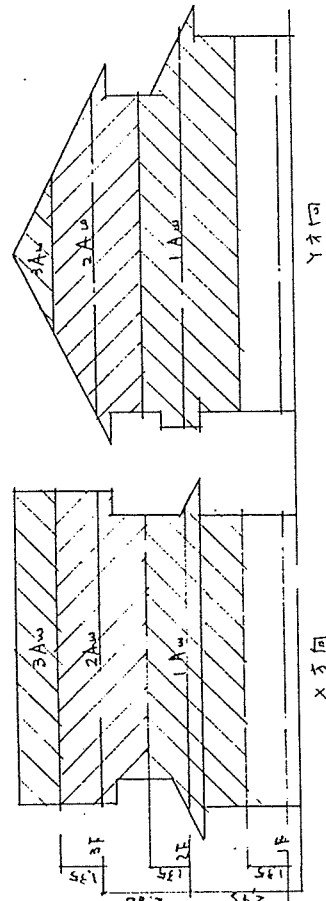


3-2. 46条の規定の壁量の検討

(1) 地震力に對する所要壁量

階	床面積 (m ²)	単位壁長 (m/m ²)	所要壁長 (m)
3	29.81	0.18	5.37
2	81.98	0.34	27.87
1	107.89	0.46	49.63

(2) 風圧力に對する所要壁長



方向	見付面積 A _w	ΣA _w	所要壁長 ΣA _w × 0.5
X 方向	3 (2.87 - 1.35) × 9.90 = 12.15	12.15	6.07
	2 2.8 × 8.3 + 1.80 × 1.8 = 21.98	38.63	19.13
	1 2.95 × 7.3 - 0.9 × 0.9 + 0.15 × 0.9 × 1/2 = 20.83	65.46	32.73
Y 方向	3 4.9 × 1.25 × 1/2 = 3.06	3.06	1.53
	2 (12.1 × 3.02 - 4.9 × 1.35) × 1/2 + 1.0 × 1.0 × 1/2 = 25.50	28.56	14.28
	1 10.3 × 1.35 + 1.8 × 0.9 × 1/2 + 1.5 × 1.2 × 1 + 1.35 × 0.6 × 0.9 × 0.45 × 1/2 = 35.09	63.63	31.83

(3) 46条の規定の所要壁長L₀に對する有効壁長L_dの比

	X 方向		Y 方向		X 方向		Y 方向	
	壁長 L _d /L ₀	所要壁長 L _d /L ₀	壁長 L _d /L ₀	所要壁長 L _d /L ₀	壁長 L _d /L ₀	所要壁長 L _d /L ₀	壁長 L _d /L ₀	所要壁長 L _d /L ₀
3階	L _d 13.64	18.20	13.64	18.20	L _d 13.64	18.20	L _d 13.64	18.20
	L ₀ 5.37	5.37	5.37	5.37	L ₀ 5.37	5.37	L ₀ 5.37	5.37
2階	L _d 29.12	33.21	29.12	33.21	L _d 29.12	33.21	L _d 29.12	33.21
	L ₀ 27.87	27.87	27.87	27.87	L ₀ 27.87	27.87	L ₀ 27.87	27.87
1階	L _d 58.24	50.96	58.24	50.96	L _d 58.24	50.96	L _d 58.24	50.96
	L ₀ 49.63	49.63	49.63	49.63	L ₀ 49.63	49.63	L ₀ 49.63	49.63

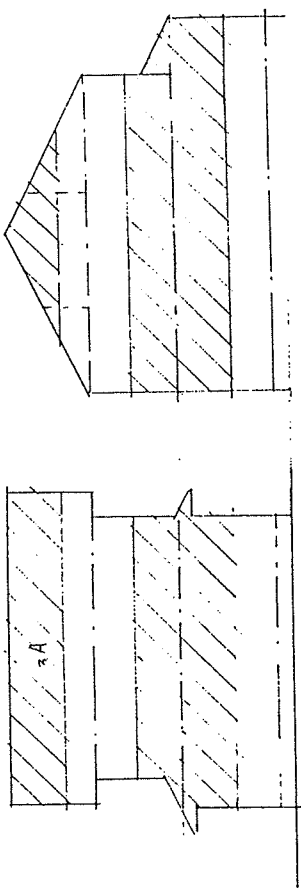
3.3 水圧力は柱軸に抵抗力
 (1) 建築物重量中心 地震力

地震力 $C_0 = 0.2$ $T = 0.24$ $Z = 1.0$ $k_T = 1.0$
 $\frac{2.7}{1+3.7} = 0.28$

符号階	項目	単位重量×長さ・面積	W_0	W_i	ΣW_i
3	床	$0.07 \times (3.64 + 2.73) \times (8.18 + 1.8)$	4.45	6.02	
	天井	$0.09 \times 6.31 \times 1.6 \times 2 = 1.8$ $0.045 \times 0.9 \times 8.1 \times 2 = 0.72$	0.92 0.65		
2	床	$0.07 \times (1.82 + 0.91) \times 2 \times 9.98$ $0.065 \times (0.13) \times 8.2 \times 2.73$	3.80 <4.37> 2.88	<15.9> 13.52	<21.11> 17.54
	天井	$0.09 \times 0.9 \times 8.2 \times 2 = 1.33$ $0.09 \times 1.4 \times (7.9 + 8.2) \times 2 = 4.56$ $0.045 \times 0.91 \times 1.4 \times 1.8 = 1.03$	1.33 4.56 1.03		
1	床	$0.07 \times 8.2 \times 10.0 = 5.84$ $0.09 \times 2.73 \times 9.1 = 2.23$ $0.07 \times (1.81 \times 13.6 + 0.9 \times 8.1) = 1.73$	<15.99> 11.07 1.73	27.50	47.04
	天井	$0.09 \times 1.4 \times (9.9 + 8.2) \times 2 = 5.45$ $0.09 \times (1.8 + 9.1) \times 1.45 \times 2 = 4.56$ $0.045 \times 0.91 \times 1.4 \times 1.8 = 1.03$ $0.045 \times 0.91 \times 1.45 \times 3.4 = 1.43$	5.45 4.56 1.03 1.43		
F	天井		1.45	6.88	60.41
	床		1.43		

階	W_i	ΣW_i	α_i	A_i	C_i	$E Q_i$
3	6.02	6.02	0.129	1.74	0.348	2.10
2	13.52	17.54	0.415	1.32	0.264	5.16
1	27.50	47.04	1.0	1.0	0.2	9.40

(2) 風圧力



X方向 $w_i = w_{ei}$ $\Sigma w_i = w_{ei}$

3F $0.172 \times 0.58 \times 10.0 \times 1.7 = 1.70$

2F $0.172 \times 0.58 \times 10.0 \times 0.9 = 0.90$
 $0.133 \times 1.2 \times 8.2 \times 1.4 = 1.83$

1F $0.133 \times 1.2 \times 8.2 \times 1.4 = 1.83$
 $0.085 \times 1.2 \times 9.1 \times 1.50 = 1.39$
 $0.12 \times 1.5 \times 0.8 = 0.12$

Y方向

3F $0.172 \times 1.2 \times 7.2 \times 1.7 \times \frac{1}{2} = 1.26$

2F $0.172 \times 1.2 \times 8.4 \times 0.9 = 1.56$
 $0.133 \times 1.2 \times 10.2 \times 1.4 = 2.27$

1F $0.133 \times 1.2 \times 10.2 \times 1.4 = 2.27$
 $0.085 \times 0.9 \times 0.9 = 0.06$
 $0.085 \times 1.2 \times 12.0 \times 1.5 = 1.83$

(3) 耐力壁の耐力算定

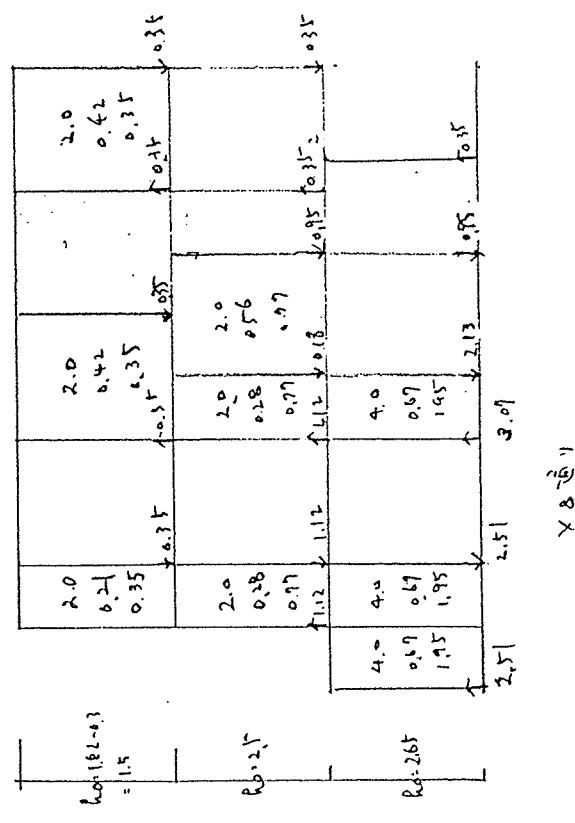
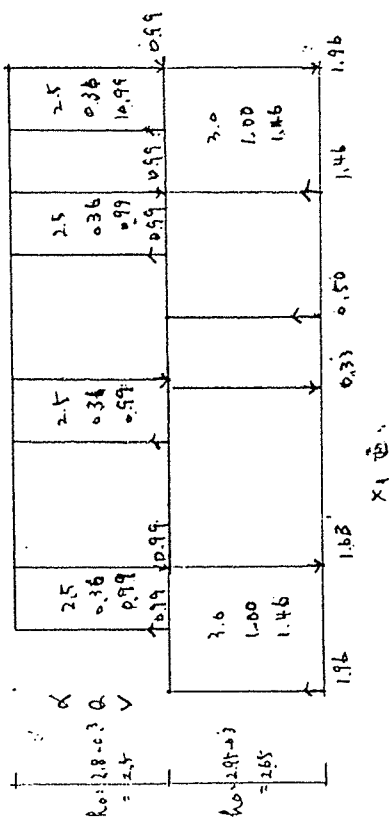
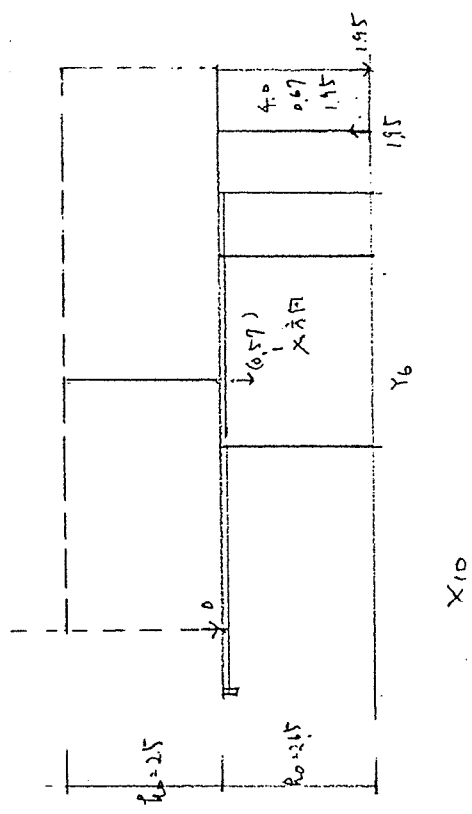
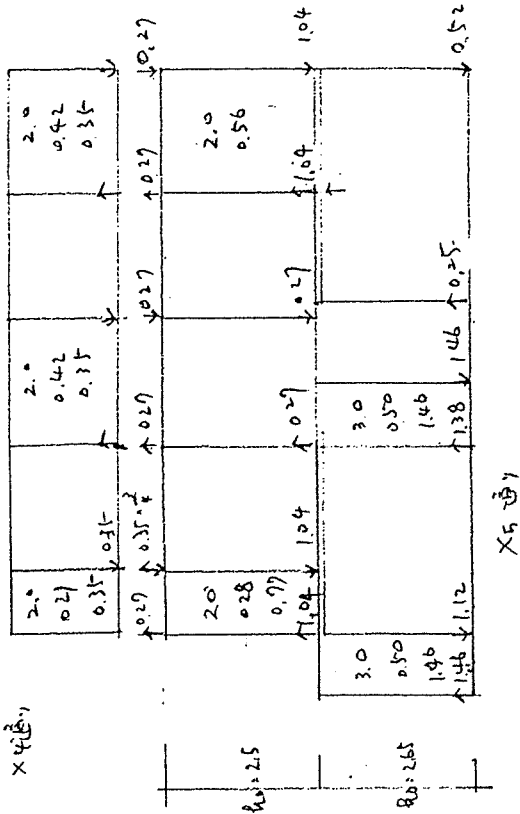
階	方向	ΣP_i (t)	$E \theta_i$ (t)	$E \theta_i / \Sigma P_i$	$W B_i$ (t)	$W B_i / \Sigma P_i$	θ_y / θ_x
3階	X方向	2.728	2.10	0.77	1.70	0.63	0.77
	Y方向	3.64					
2階	X方向	5.424	5.16	0.84	4.43	0.76	0.76
	Y方向	6.642					
1階	X方向	11.648	9.40	0.81	7.77	0.67	0.81
	Y方向	10.192					

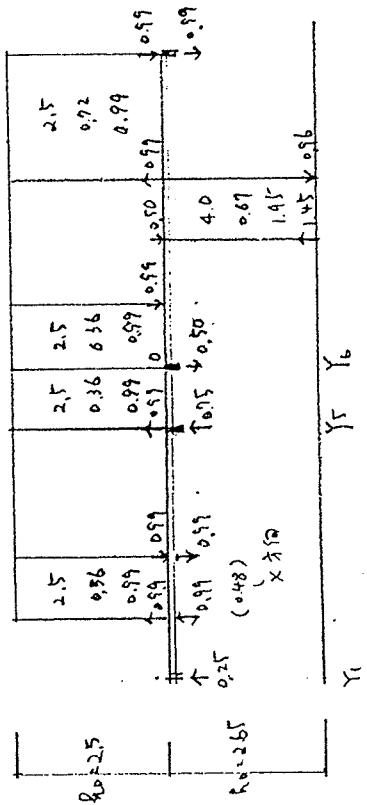
全2.地耐力に上り7法。

§.4. 各部の設計

4-1. 軸力

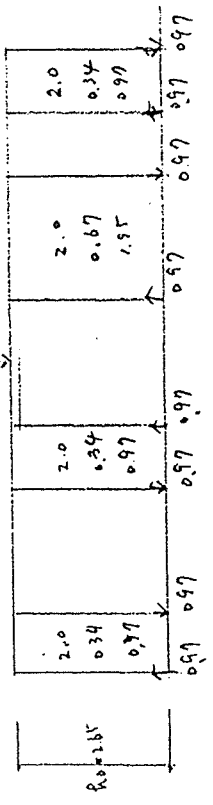
0) 水平力による耐力壁の応力



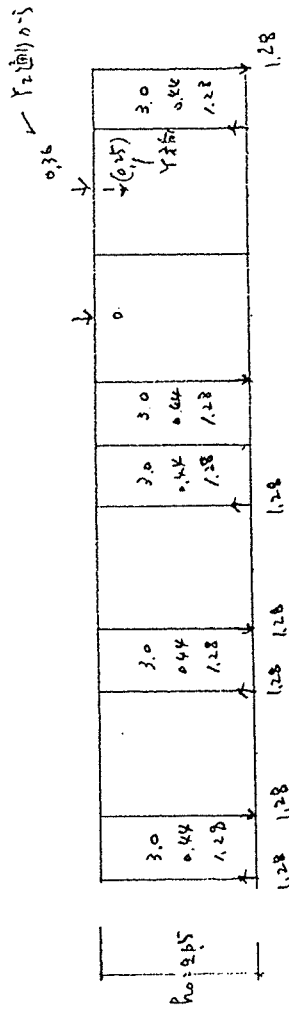


X 12 3/8

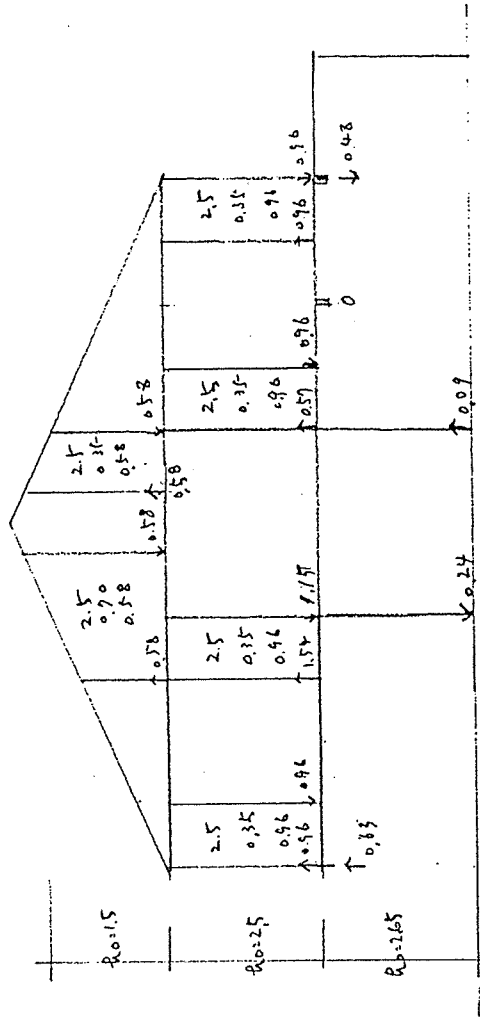
(0.57) - X 3/8



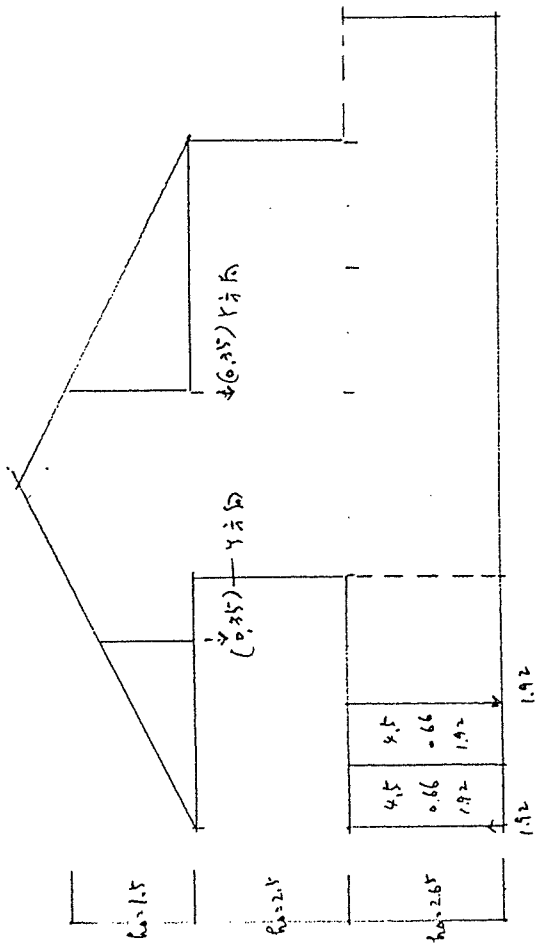
X 14 3/8



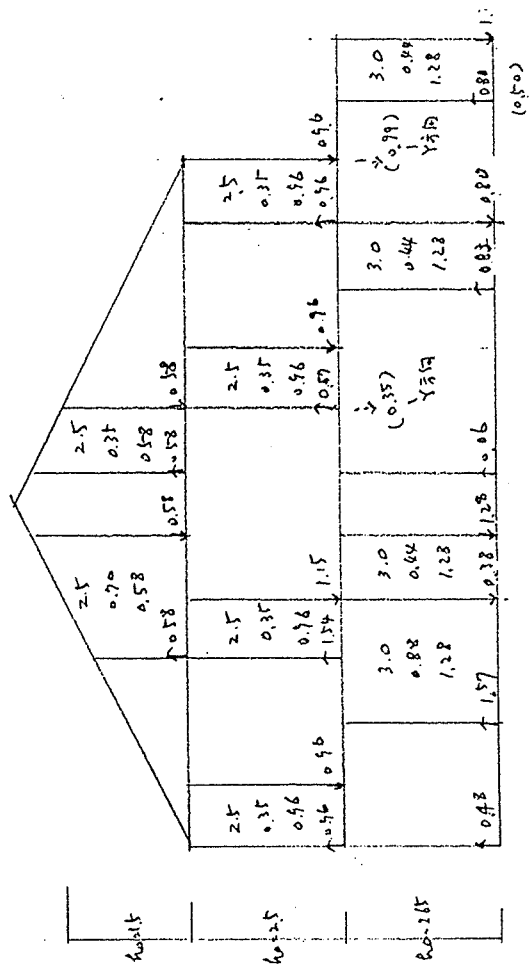
Y 1 3/8



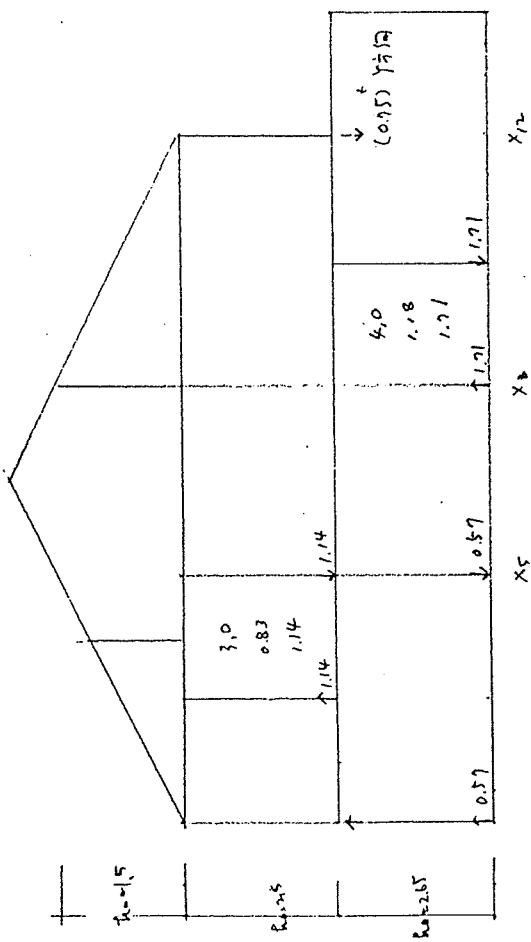
Y 2 3/8



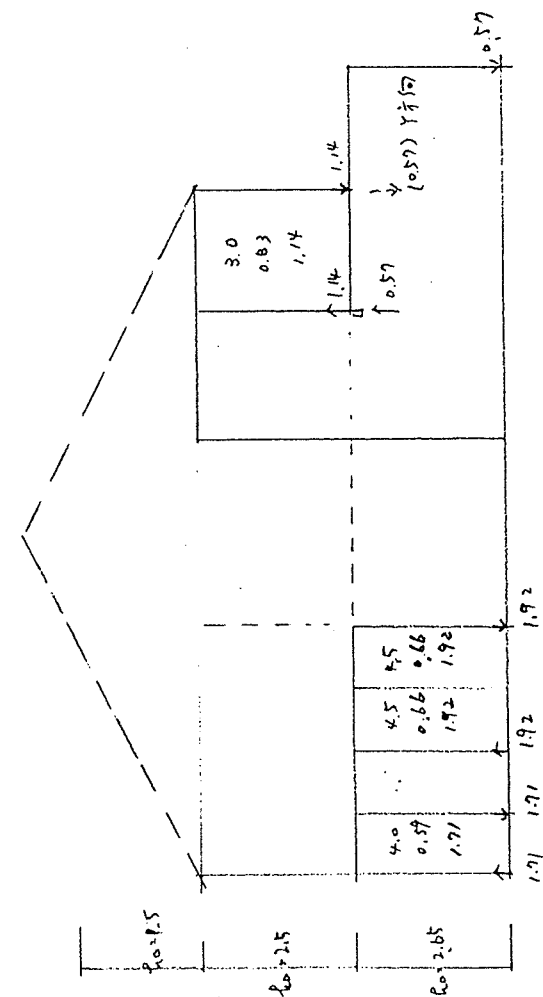
L1



L1



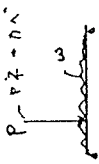
X5



X6

梁の計算

X12 通し



$$P = 0.09 \times 2.7 \times 2.7 + 0.09 \times 2.8 \times 2.74 + 0.51 \times 0.9 \times 2 = 1.43$$

$$W = (0.065 + 0.13) \times 0.91 + 0.09 \times 0.91 = 0.18 + 0.07 = 0.25 \text{ t/m}$$

$$\sum M_o = \frac{1}{8} \times 0.25 \times 3.64^2 + \frac{0.91 \times 2.73}{3.64} \times 1.43 + 0.914 + 0.996 = 1.39 \text{ t-m} \sim 139000 \text{ kg-cm}$$

左支端

$$12.0 \times 300$$

$$Z = 1800 \quad I = 27000$$

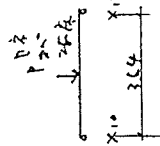
$$\frac{M}{Z} = \frac{139000}{1800} = 77.2 < 95$$

$$F = 0.8E = 70 \times 10^6$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{250 \times 3.64^4 \times 10^6}{70 \times 10^4 \times 270 \times 10^4} + \frac{0.91 \times 1430 \times (3.64^2 - 2 \times 0.91) \times 10^6}{9\sqrt{3} \times 270 \times 7.0 \times 3.64 \times 10^6}$$

$$= 0.30 + 0.53 = 0.83 \quad \frac{1}{438} \quad OK$$

X5 通し



$$P = 0.07 \times 2.7 \times 1.38 + 0.09 \times 1.36 \times 2.8 + 0.25 \times 2.26 + 1.43 \times \frac{1}{4}$$

$$= 0.26 + 0.34 + 0.57 + 0.76 = 1.53$$

$$M_o = \frac{1}{8} \times 1.53 \times 3.64^2 + 1.53 \times 1.53 = 139000 \text{ kg-cm}$$

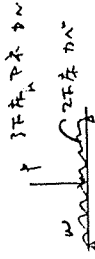
左支端

$$12.0 \times 360 \quad Z = 2592 \quad I = 46656$$

$$\frac{M}{Z} = \frac{139000}{2592} = 53.6 < 95$$

$$\delta = \frac{1}{48} \times \frac{1530 \times 3.64^3 \times 10^6}{70 \times 466,56 \times 10^6} = 0.47 \quad \frac{1}{766} \quad OK$$

X5 通し



$$P = (0.07 \times 1.82 \times 2.73 + 0.05 \times 1.8 \times 1.85) \times \frac{1}{2} + 0.115 \times 1.82 \times 2.26 = 0.39 + 0.80 \times 1.19$$

$$W = 0.05 \times 2.8 + 0.195 \times 1.82 = 0.14 + 0.35 \times 0.5 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{1}{4} \times 1.19 \times 3.64^2 + \frac{1}{8} \times 0.5 \times 3.64^2$$

$$= 1.08 + 0.82 = 1.90 \text{ t-m} \sim 190000$$

$$12.0 \times 360$$

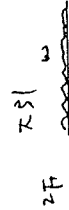
$$\frac{M}{Z} = \frac{190000}{2592} = 73.3 < 95$$

$$\delta = \frac{1}{48} \times \frac{119000 \times 3.64^3 \times 10^6}{70 \times 466,56 \times 10^6} + \frac{5}{384} \times \frac{500 \times (3.64^4 \times 10^6)}{70 \times 466,56 \times 10^6}$$

$$= 0.37 + 0.35 \times 0.74 \times \frac{1}{438}$$

$$Q = \frac{1}{2} \times 1.19 \times 3.64 \times \frac{1}{2} + 0.5 \times 0.61 \times 0.5 = 1.51$$

$$I = \frac{1.5 \times 1510}{12 \times 36} = 5.14 \text{ t/m} < 8.0$$

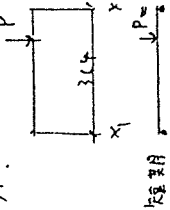


$$W = (0.18 \times 0.05) \times 1.82 + 0.45 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{1}{8} \times 3.64^2 \times 0.45 + 0.74 \times 0.74$$

$$12.0 \times 270 \quad Z = 1452 \quad \frac{M}{Z} = \frac{74000}{1452} = 50.9 < 95$$

$$I = 19683 \quad \delta = 0.75 \times \frac{1}{438}$$

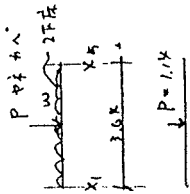


$$P = 0.09 \times 1.82 \times 2.75 + 0.05 \times 1.82 \times 1.85 + 0.44 \times 1.82 = 0.74$$

$$M = \frac{0.91 \times 2.73}{3.64} \times 0.74 = 0.50$$

$$12.0 \times 270 \quad Z = 882 \quad \frac{M}{Z} = \frac{50000}{882} = 56.7 < 95$$

Y5 通



$$P = 0.07 \times 1.82 \times 1.82 \times \frac{1}{2} + 0.045 \times 2.0 \times 1.82 \times \frac{1}{2} + 0.025 \times 2.8 \times 1.82 + 0.11 + 0.08 + 0.23 = 0.82$$

$$w = 0.195 \times 1.36 = 0.27$$

$$\Delta M = \frac{1}{8} \times 0.42 \times 3.64^2 - \frac{1}{8} \times 0.27 \times 3.64^2 = 0.38 + 0.447 = 0.827$$

$$M_S = 1.14 \times \frac{1}{4} \times 3.64 = 1.037 \quad SM = 1.864$$

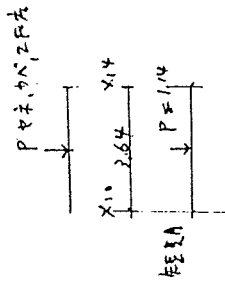
$$Z = 1458 \quad \frac{H}{Z} = \frac{186400}{1458} = 127.8 < 95 \times 2 \quad OK$$

$$I = 19683 \quad E = 100 \times 10^3$$

$$\delta = \frac{1}{48} \times \frac{(420 + 1400) \times 3.64^3 \times 10^6}{19.683 \times 100 \times 10^3} + \frac{5}{384} \times \frac{270 \times 3.64^4 \times 10^4}{19.683 \times 100 \times 10^3}$$

$$= 0.80 + 0.31 = 1.11 \quad \frac{1}{327} \quad OK$$

Y6 通



$$P = 0.07 \times 1.82 \times 2.7 + 0.09 \times 2.8 = 1.36$$

$$+ 0.195 \times 0.9 \times 1.36 + 0.09 \times 0.9 = 1.36$$

$$= 0.34 + 0.34 + 0.23 + 0.09 = 1.0$$

$$SP = 1.0 \times 1.14 = 1.14$$

$$M_0 = \frac{1}{4} \times 2.14 \times 3.64 = 1.987$$

$$I = 1800 \quad I = 27000 \quad E_S = 100 \times 10^3$$

$$\frac{H}{Z} = \frac{194700}{1800} = 108.2 < 150 \times 2 \quad OK$$

$$\delta = \frac{1}{48} \times \frac{27400 \times 3.64^3 \times 10^6}{100 \times 27000 \times 10^3} + \frac{0.80}{457} \quad OK$$

X10 通

$$P = 1.0 \times \frac{1}{2} + 0.045 \times 2.8 \times 1.82 = 0.93$$

$$w = 0.195 \times 1.82 = 0.357$$

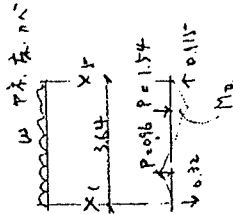
$$PL = 0.93 > P_S = 0.57 \quad \dots \text{误差已减小}$$

$$M = \frac{0.91 \times 1.82}{2 \times 0.9} \times 0.93 + \frac{1}{8} \times 0.35 \times 2.93^2 = 0.442 + 0.327 = 0.769$$

$$\frac{H}{Z} = \frac{76900}{1800} = 42.7 \quad OK$$

$$12.0 \times 300$$

Y2 通



$$w = 0.07 \times 1.82 + 0.09 \times 2.8 = 0.8 + 0.195 \times 1.86 = 0.13 + 0.39 + 0.09 = 0.61$$

$$LM = \frac{1}{8} \times 0.11 \times 3.64^2 = 1.01$$

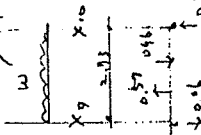
$$M_S = 1.915 = 0.91 + 0.83 < 1.01 \quad \dots \text{误差已减小}$$

$$12.0 \times 300 \quad \frac{H}{Z} = \frac{101000}{1800} = 56.1 < 95.0$$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{610 \times 3.64^4 \times 10^6}{9010 \times 27000 \times 10^3} = 1.37 \quad \frac{1}{493} \quad OK$$

Y11

Y11 3F在2F处, 4F



$$w = 0.07 \times 1.82 + 0.195 \times 0.91 = 2 + 0.09 \times (2.8 + 1.15) = 0.17 + 0.36 + 0.39 = 0.88$$

$$LM = \frac{1}{8} \times 2.93^2 \times 0.88 = 0.82$$

$$SM = 0.45 + 0.91 = 0.41 < 0.82 \quad \dots \text{误差已减小}$$

$$12.0 \times 270 \quad \frac{H}{Z} = \frac{82000}{1458} = 56.2 < 95.0 \quad OK$$

洋上り検討

Y1 X1 取付
 $0.07 \times 2.07 \times 1.35 \times 3.18 = 0.18$
 $0.09 \times 2.6 \times 2.26 \times 3.18 = 0.29$
 $0.09 \times 0.51 \times 1.82 = 0.12$
 $0.09 \times 2.95 \times 2.26 = 0.60$
 $0.195 \times 0.45 \times 1.82 \times \frac{1}{2} = 0.08$

$V_u = 1.96 \times 0.8 - 1.22 = 0.35$... VP金釘
 耐力 0.6
 OK
 耐力 0.35 OK

X8 取付 取付
 $0.07 \times 1.76 \times 3.18 = 0.40$
 $0.09 \times 1.82 \times 3.18 = 0.52$
 $0.195 \times 0.46 \times 1.82 = 0.16$
 $0.09 \times 2.8 \times (3.18 \times 0.46) = 0.92$
 1.92

ZF $V_u = 1.12 \times 0.8 - 1.92 = -1.03$ 浮上り OK

IF 取付
 $0.07 \times 1.35 \times 3.18 = 0.30$
 $0.09 \times 2.95 \times 3.18 = 0.84$
 $1.91 \times \frac{1}{2} = 0.91$
 $0.195 \times 0.46 \times 2.25 \times \frac{1}{2} = 0.10$
 2.15

$V_u = 2.51 \times 0.8 - 2.15 = -0.14$ 浮上り OK

柱の検討 基礎の検討

X5 Y7 柱
 上 $0.07 \times 2.07 \times (1.82 + 0.91) = 0.52$
 ZF 取 $0.195 \times 2.07 \times (0.91 + 0.45) = 0.72$
 ZF 取 $0.195 \times 1.82 \times 2.26 = 0.80$
 耐力 $0.45 \times 2.07 \times (0.8 + 2.0) = 0.59$
 2.63

X5 Y5 柱
 上 $0.07 \times 2.26 \times 2.07 = 0.43$
 ZF 取 $0.195 \times 2.25 \times (0.91 + 0.45) = 0.60$
 ZF 取 $0.195 \times 2.25 \times 2.07 = 1.19$
 耐力 $0.45 \times 2.25 \times 4.8 = 0.48$
 2.70

X10 Y5
 上 $0.07 \times 3.64 \times 2.07 \times \frac{1}{2} = 0.35$
 ZF 取 $0.195 \times 3.64 \times 2.25 = 1.60$
 耐力 $0.09 \times 2.25 \times 3.64 \times \frac{1}{2} = 0.46$
 2.41

本柱の検討

12.0×12.0
 $A = 144, \bar{x} = 34.6$
 $R = 210, X_c = 78$
 $i^2 = 65 \times (1.3 - 0.78) = 33.8$

$\frac{N}{A} = \frac{2700}{144} = 18.75 < 33.8$

ZF $A_c = 144 - 40 \times 9.0 = 118$

$\frac{N}{A_c} = \frac{2700}{118} = 22.9 < 20.0 \times 1.5 = 30.0$ OK
 耐力 OK

基礎

地耐力 $f_c = 3.0 \text{ T/m}^2$

有効地耐力 $f'_c = 3.0 - 2.0 \times 0.36 = 2.28 \text{ T/m}^2$

$$\sum N = 60.4$$

$$\sum L_e = 9.1 \times 4 + 11.8 \times 4 + 4.5 + 4.2 = 92.3 \text{ m}$$

$$R_e = \frac{60.4}{92.3 \times 2.28} = 0.29 \rightarrow 0.45 \text{ m}^2$$

基礎基礎長さ $l' = 2.73 \times \frac{1}{2} + 3.64 \times \frac{1}{2} - 0.45 = 2.73 \text{ m}$

$$R_e = \frac{2.63}{2.73 \times 0.45} = 2.14 < 2.28$$

$$l' = 3.64 \times \frac{1}{2} + 2.73 \times \frac{1}{2} - 0.23 = 2.95 \text{ m}$$

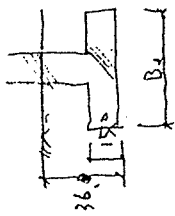
$$R_e = \frac{2.7}{2.95 \times 0.45} = 2.03 < 2.28$$

$$l' = 4.55 \times \frac{1}{2} = 2.27 \text{ m}$$

$$R_e = \frac{2.41}{2.27 \times 0.45} = 2.36 > 2.28$$

∴ B、0.5 } 変更

$$R_e = \frac{2.41}{2.27 \times 0.5} = 2.13 < 2.28$$



配筋

$$M = \frac{1}{2} \times 2.28 \times 0.25^2 = 0.07 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$D = 15.0 \quad d = 7.0$$

$$\alpha t = \frac{0.07}{0.07 \times \frac{7}{2} \times 2.0} = 0.57$$

$$10 - 3 \text{ mm} \leq \alpha t = 2.36$$

$$\theta = 2.28 - 0.25 = 0.57$$

$$\phi = \frac{57.0}{7.0 \times \frac{7}{2} \times 21.0} = 4.4 \text{ OK}$$

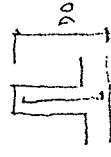
○ 地中梁

最上スパン 2.73 m

$$W = 2.28 \times 0.45 = 1.03 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \times 1.03 \times 2.73^2 = 0.96 \text{ t}\cdot\text{m}$$

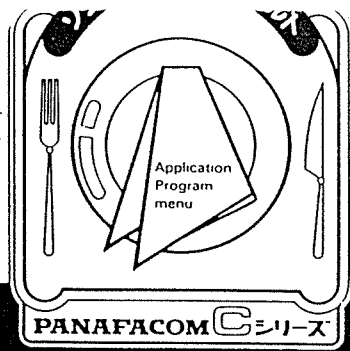
$$D = 70 \quad d = 60$$



$$\alpha t = \frac{0.6}{60 \times \frac{70}{8} \times 2.0} = 0.91$$

$$1 - 0.13 \leq \alpha t = 1.27$$

參考資料



3階建住宅用壁量計算システム

パソコンで初めて木造3階建住宅用構造計算が可能

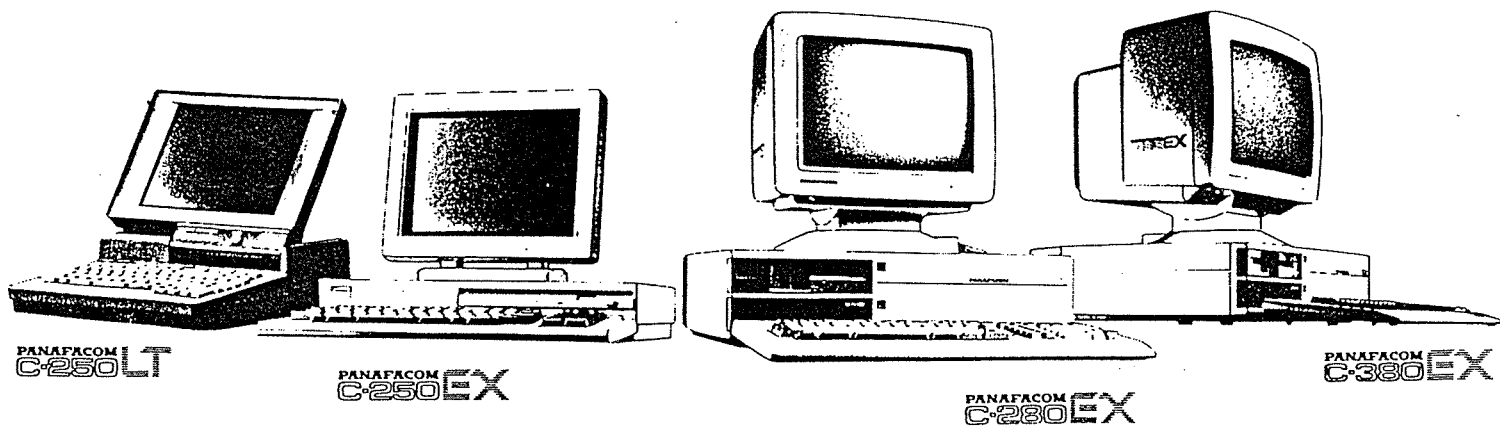
1 概要

昭和62年11月、建築基準法第62条の改正によって、準防火地域に木造3階建が建設できるようになりました。しかし2階建の場合と異なり、建築基準法第20条の規定が適用され、一般のビルと同様に本格的な構造計算のチェックが不可欠になりました。そこで平面プランを作成するにあたり、耐力壁の量を確保することが必要となります。

この「3階建住宅用壁量計算システム」は、住宅設計・積算システム「住宅建築システム2」(ADORAX II)と連携が可能で、「住宅建築システム2」で作成した平面プランから建築構造データとして必要なデータを自動的に拾い出し、構造計算に基づく耐力壁量のチェックを行います。

これにより、構造計算の経験のない設計者でも2階建と同様に、建築基準法構造規定に基づく3階建住宅プランの作成が可能です。

尚、本システムは、株式会社 新井建築工学研究所 代表取締役・一級建築士 新井信吉氏の監修により開発致しました。

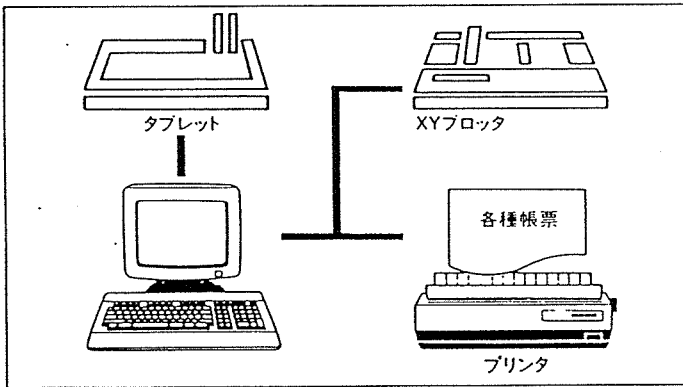


② 特長

- (1) 耐力壁の量を平面プラン作成時に判定
 平面プランから設計壁量を拾い出し、更に建築基準法施行令第83条～第88条に基づく荷重及び外力に対する必要壁量を算出し、耐力壁量を判定。
- (2) 「住宅建築システム2」(ADORAX II)と連携が可能
 「住宅建築システム2」で作成した平面プランから建築構造データとして必要なデータの連携が可能
- (3) あらゆる木造3階建住宅に適用
 正3階建、小屋裏3階建住宅に適用可能
- (4) 多雪区域においても対応可能
 建築基準法施行令第86条に基づく多雪区域においても耐力壁量のチェックが可能
- (5) 誰にでも簡単に操作可能
 画面に表示される必要最小限の、簡易化された設計条件を入力するだけで構造計算の経験のない方でも操作可能

③ 適用機種・構成

適用機種 C-380EX



④ 機能

各種設計条件に対応して任意に設定可能

- (1) 風圧力計算
 ・60√ h 及び90√ h の設定による速度圧計算式での算出が可能
 ・地域における速度圧の低減が可能
- (2) 地震力計算
 ・地盤種と地震地域係数の設定が可能
- (3) 荷重仕様の定義
 ・あらかじめ設定された建設規模、屋根区分、建設区域のマスターデータにより、ユーザー毎に異なる構造体の各部位の単位荷重の定義が可能
- (4) 耐力壁の壁倍率
 ・ユーザー毎に異なる耐力壁の壁倍率の設定が可能
- (5) 耐力壁線図の作成
 ・レイヤ機能により平面プランを基に耐力壁線図が簡単に作成でき、設計壁量の拾い出し可能

出力例

壁量の算定

2) 建築基準法施行令第87・88の外力による壁量計算
 外力(層せん断力)一覧表 (水平荷重の算定より)
 (単位: Kg)

階	風 力		地震力
	風向方向 E k Q w i	桁行方向 E k Q w l	
3	3900	2640	3293
2	8398	6141	7108
1	11865	8845	9850

壁量の算定
 必要壁量 $L_n = \frac{\text{層せん断力}}{200} \times 100 = \frac{\text{層せん断力}}{2}$

階	方向	必要壁量 (cm)	設計壁量 (cm)	判定
3	桁行	1950	< 6779	OK
	縦行	1647	< 5005	OK
			< 7371	OK

正3階建・変異計算例 (単位: Kg)

風圧力に対する必要壁量

桁行方向	桁行風圧計算高	E A = 1 (kg)	単位壁量 (cm/kg)	必要壁量 (cm)
3	26.3	26.3		1315
2	25.8	52.1	50	2626
1	21.9	79.1		3555

桁行方向

桁行風圧計算高	E A = 1 (kg)	単位壁量 (cm/kg)	必要壁量 (cm)
3	11.4	11.4	878
2	28.8	37.4	1078
1	28.9	58.3	2915

地震力に対する必要壁量

桁行方向	桁行地震力	必要壁量 (cm)
3	72.9	1313
2	72.9	2479
1	72.9	3354

【図】 壁線図



株式会社 PFU

東京本社/営業部 〒105 東京都港区西新橋3-25-33(NP御成門ビル) ☎(03)438-0311

名古屋営業所 〒460 名古屋市中区錦1-19-25(東京生命館) ☎(052)202-0871
 大阪営業所 〒530 大阪市北区堂島1-5-17(堂島グランドビル) ☎(06) 344-3648
 広島営業所 〒730 広島市中区基町12-3(朝日生命広島ビル) ☎(082)228-3551
 福岡営業所 〒812 福岡市博多区博多駅前1-5-1(朝日生命福岡ビル) ☎(092)472-7056
 EPOCプラザ 〒163 東京都新宿区西新宿2-4-1(新宿NSビル・OAセンター内) ☎(03) 342-0280

●本製品(ソフトウェアを含む)は、外国為替および外国貿易管理法に定める戦略物資(または関連技術)に該当します。従って、本製品を輸出する場合には、同法に基づく許可が必要とされます。
 ●仕様は改良のため予告なく変更することがありますので予めご了承下さい。

2×4工法住宅3階建構造設計基準及び関連仕様書

1. 建築基準法第20条の2

第6条の1第2項

木造の建築物で3以上の階数を有し、又は述べ面積が500m²を超えるもの
——構造計算によってその構造が安全であることを確かめなければならない

2. 建築基準法施工令

第2款荷重及び外力 第83条～第88条

第83条 荷重及び外力の種類

第84条 固定荷重

第85条 積載荷重

第86条 積雪荷重

第87条 風圧力

第88条 地震力

3. 建設省告示第1920号 昭和62年11月13日

(建築基準法施工令第80条の2第1号に基づく建設省告示)

別名－枠組壁工法技術基準

4. 住宅金融公庫、枠組壁工法住宅工事共通仕様書 1988年版

5. 「2×4住宅設計の手引」

監修 建設省住宅局建築指導課・木造住宅振興室

2階建住宅の場合との荷重の比較

風 圧 力

↓ 20%を耐力壁以外の壁に負担

2階建 $40\sqrt{h} \times 0.8 = 32\sqrt{h} = 32\sqrt{4} = 64 \text{ kg/m}^2$ (1.0)

↑ $h < 8$ 平均 4.0m

3階建 $60\sqrt{h} \times 1.0 = 60\sqrt{h} = 60\sqrt{5} = 134 \text{ kg/m}^2$ (2.1)

↑ 平均 5.0m

地 震 力

↓ 1/3を耐力壁以外の壁に負担

2階建 $k \times W \times 2/3$ (1.0)

住宅の自重 (地震用積載荷重を含む)

3階建 $k \times W \times 1.0$ (2.0)

妻小壁重量
内壁重量
バルコニー重量 | を加算

外力 2.0倍 × 3階建 1.5倍 = 3.0倍

耐力壁の水平せん断耐力 $130 \text{ kg/m} \Rightarrow 200 \text{ kg/m}$
(1.0) (1.5)

差し引き 設計条件 2.0倍

構造計算書

目次概要

§ 1. 一般事項

- 1.1 建物概要 木造3階建
- 1.2 使用材の許容応力度 構造用製材・構造用集成材

§ 2. 仮定荷重

§ 3. 鉛直荷重に対する設計

- 3.1 各構造部材の設計 たるき、屋根梁、まぐさ等

§ 4. 水平荷重に対する設計

- 4.1 風圧力の算定
 - 4.2 地震力の算定
 - 4.3 設計壁量の算定
 - 4.4 壁量の算定
 - a. 建築基準法施行令第46条に準じる壁量計算
 - b. 建築基準法施行令第87条及び第88条の外力による壁量計算

4.5 耐力壁の設計

- a. 各耐力壁の水平分担力の算出
- b. 耐力壁の応力算定
- c. 軸力の算定
- d. 耐力壁端部の浮き上がり・圧縮力の算定
- e. 浮き上がりに対する補強金物の設計

4.6 水平構面の設計

- 4.7 各接合部の設計 釘打ち方法

§ 5. 基礎の設計

3階建構造対応 住宅CADセミナー資料

構造計算書

正3階建・壁量計算例

1988年 9月

株式会社PFU

HARD COPY 88.09.07

図面区分:南立面図

レイ-:1 へ-シ:1 コメント:

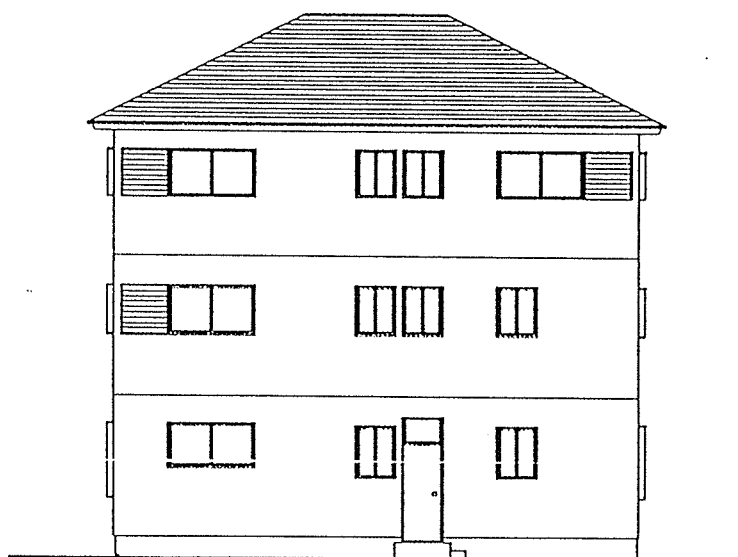


HARD COPY 88.09.07

図面区分:北立面図

レイ-:1 へ-シ:1 コメント:ウインドウ

解除



HARD COPY 88.09.07

図面区分:東立面図

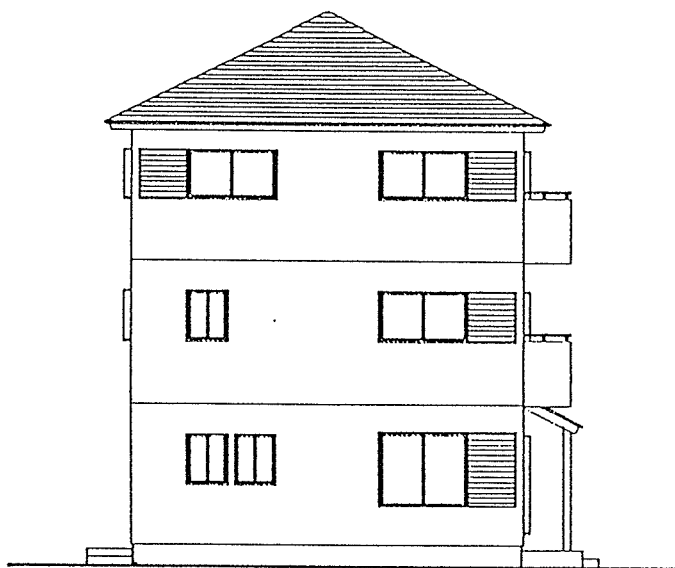
レイア:1 八°-シム:1 コメント:



HARD COPY 88.09.07

図面区分:西立面図

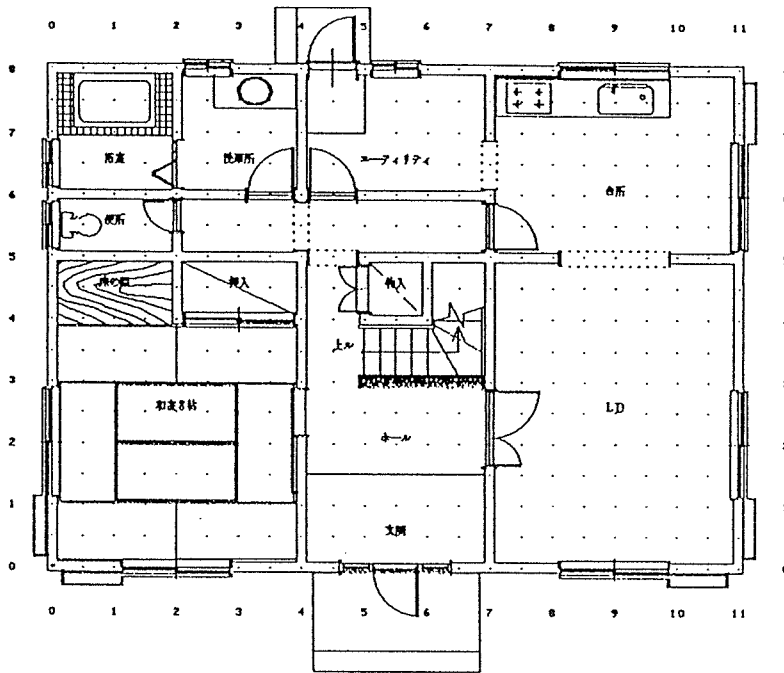
レイア:1 八°-シム:1 コメント:



HARD COPY 88.09.07

図面区分: 1階平面図

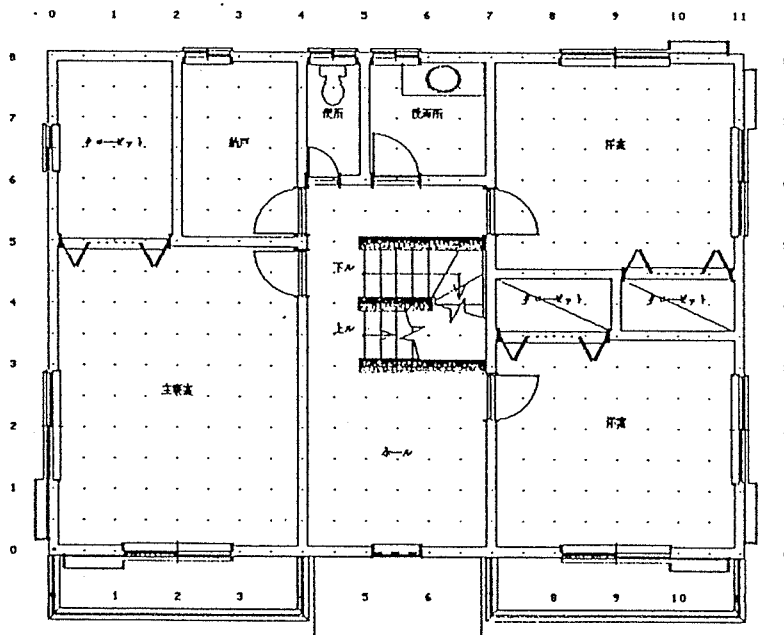
レイア-:1 ページ:1 コメント:



HARD COPY 88.09.07

図面区分: 2階平面図

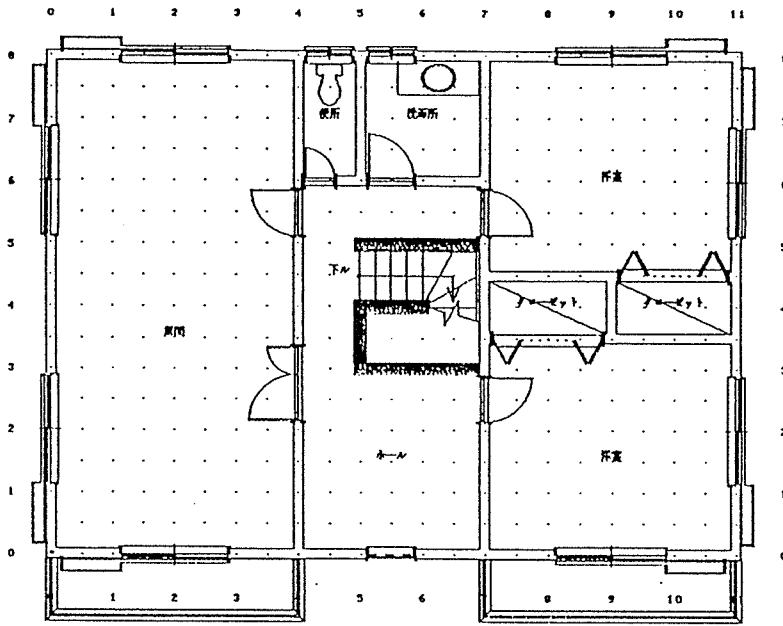
レイア-:1 ページ:1 コメント:



HARD COPY 88.09.07

図面区分: 3階平面図

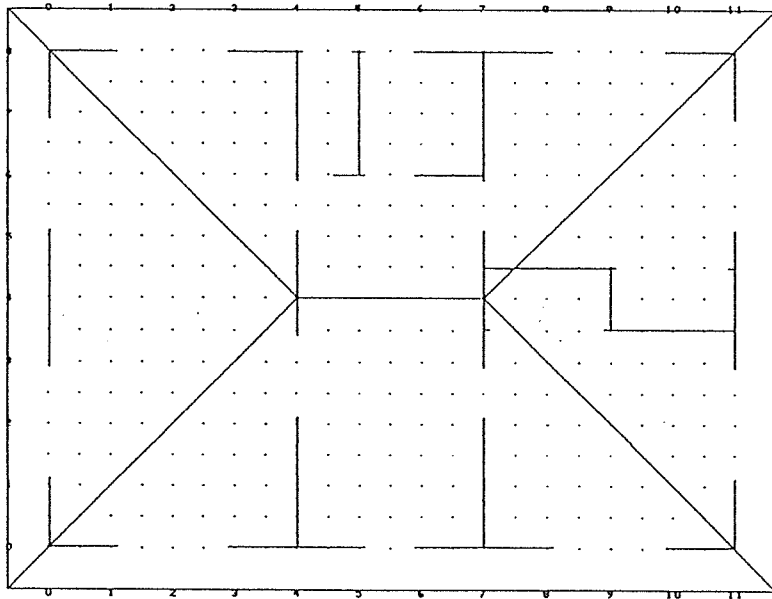
レイヤ:1 へ°シ:1 コメント:



HARD COPY 88.09.07

図面区分: 3階屋根伏図

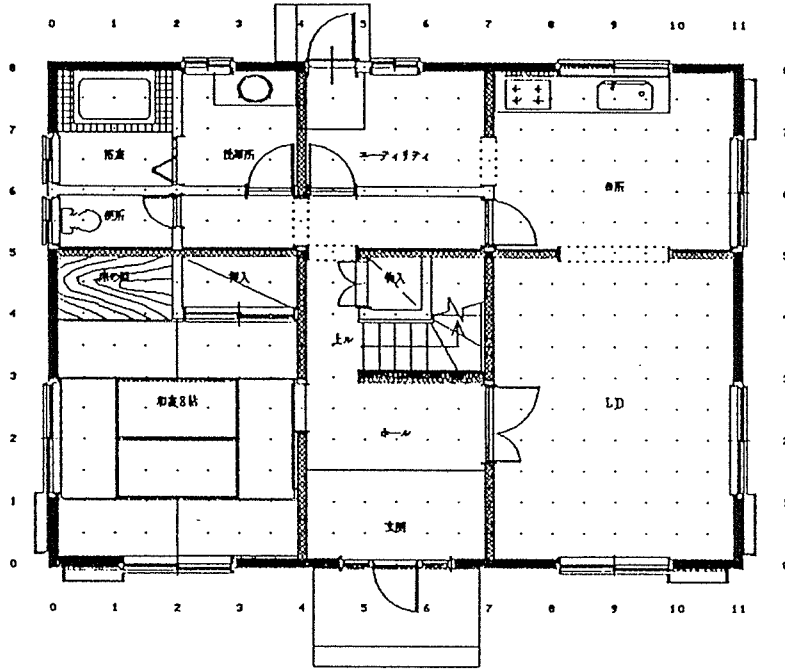
レイヤ:1 へ°シ:1 コメント:



HARD COPY 88.09.07

図面区分: 1階耐力壁線

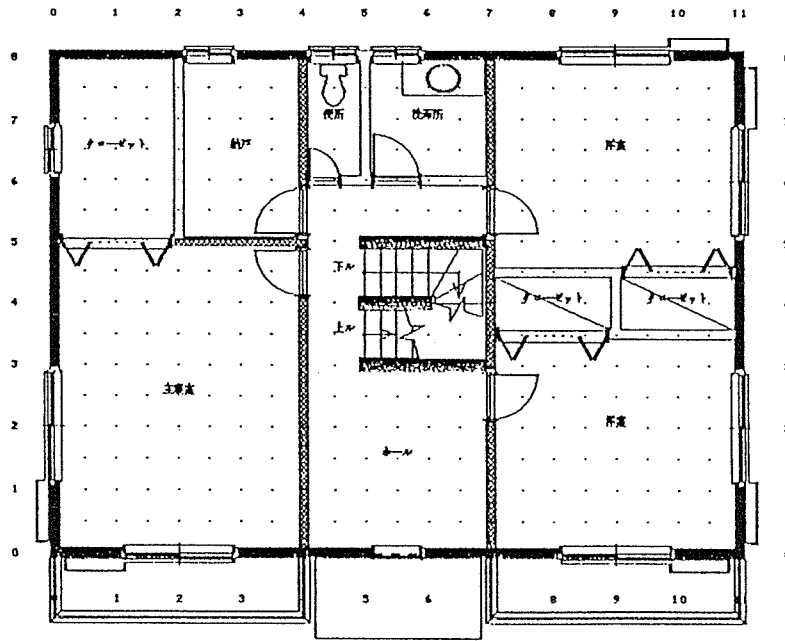
レイヤ-:4 へ°-シ":1 コメント:"

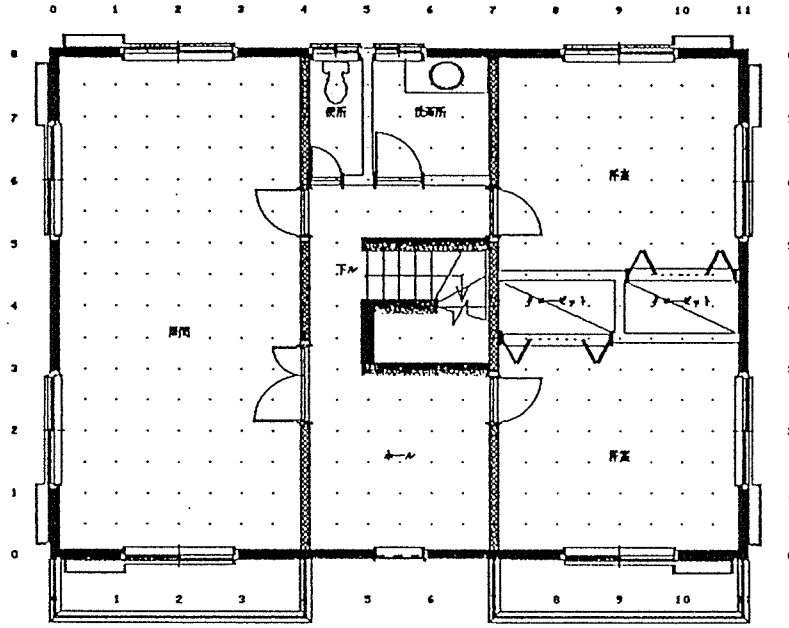


HARD COPY 88.09.07

図面区分: 2階耐力壁線

レイヤ-:4 へ°-シ":1 コメント:"





0.00000000

建 物 概 要

規 模 : 正 3 階 建

最高高さ : 10.2640 m

3 階軒高 : 8.4440 m

2 階軒高 : 5.7440 m

1 階軒高 : 3.0440 m

3 階床高 : 5.9940 m

2 階床高 : 3.2940 m

1 階床高 : 0.5940 m

建 設 区 域 : 一 般 区 域 積雪量 30 cm

屋 根 : 軽 い 屋 根

地 盤 種 : 第 二 種

地震地域係数 : 1.0

速度圧計算式 : $60 \times \sqrt{h}$

速度圧低減係数 : 1.0

水 平 荷 重 の 算 定

1) 風圧力の算定

$$Q_{wi} = \Sigma C \times (60 \times 1.0 \times (h_i) \times 1.0) \times A_{wi} \quad (\text{Kg})$$

方向	階	h _i (m)	速度圧 (Kg/m ²)	風力係数 Σ C	負担見付面積 A _{wi} (m ²)	Q _w (Kg)	Q _{wi} (Kg)	Σ Q _{wi} (Kg)
張 間 方 向	3	9.354	184	0.581	14.1	1508	3900	3900
		7.219	162	1.200	12.3	2392		
	2	7.219	162	1.200	12.3	2392	4498	8398
		4.644	130	1.200	13.5	2106		
	1	4.644	130	1.200	13.5	2106	3467	11865
		1.944	84	1.200	13.5	1361		
桁 行 方 向	3	9.354	184	0.581	8.5	909	2640	2640
		7.219	162	1.200	8.9	1731		
	2	7.219	162	1.200	9.9	1925	3501	6141
		4.644	130	1.200	10.1	1576		
	1	4.644	130	1.200	10.8	1685	2704	8845
		1.944	84	1.200	10.1	1019		

水 平 荷 重 の 算 定

2) 地震力の算定

$$\Sigma Q e i = C i \text{ (層せん断力係数)} \times \Sigma W i \text{ (建物の重量)}$$

< 建物の重量 >

階	名 称	W (Kg)	W _i (Kg)	Σ W _i (Kg)
3	屋 根 大 井 外 壁 内 壁	4468 2114 2712 964	10258	10258
2	床 壁 外 内 壁 バルコニー バルコニー 手摺	8235 5700 2152 789 2114	18990	29248
1	屋 根 外 内 壁 バルコニー バルコニー 手摺	129 8235 6163 2569 789 2114	19999	49247

< 層せん断力 >

階	W _i (Kg)	Σ W _i (Kg)	α _i	A _i	C _i	Q _{e i} (Kg)	Σ Q _{e i} (Kg)
3	10258	10258	0.209	1.603	0.321	3293	3293
2	18990	29248	0.594	1.215	0.243	4615	7108
1	19999	49247	1.000	1.000	0.200	4000	9850

壁 量 の 算 定

1) 建築基準法施行令第46条に準ずる壁量計算

風圧力に対する必要壁量（風圧力の算定より）

< 張間方向 >

階	各階見付面積 A_{wi} (m ²)	ΣA_{wi} (m ²)	単位壁量 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)
3	26.3	26.3	50	1315
2	25.8	52.1		2605
1	27.0	79.1		3955

< 桁行方向 >

階	各階見付面積 A_{wi} (m ²)	ΣA_{wi} (m ²)	単位壁量 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)
3	17.4	17.4	50	870
2	20.0	37.4		1870
1	20.9	58.3		2915

地震力に対する必要壁量

階	床面積 (m ²)	単位壁量 (cm/m ²)	必要壁量 (cm)
3	72.9	18	1313
2	72.9	34	2479
1	72.9	46	3354

壁 量 の 算 定

2) 建築基準法施行令第87・88の外力による壁量計算

外力（層せん断力）一覧表

（水平荷重の算定より）

（単位：Kg）

階	風 圧 力		地震力
	張間方向	桁行方向	
	$\Sigma h Q w i$	$\Sigma k Q w i$	$\Sigma Q e i$
3	3900	2640	3293
2	8398	6141	7108
1	11865	8845	9850

壁量の算定

$$\text{必要壁量 } L_n = \frac{\text{層せん断力}}{200^{**}} \times 100 = \frac{\text{層せん断力 (cm)}}{2}$$

階	方向	必要壁量 (cm) L_n	< 設計壁量 定 L_d
3	張間	1950	< 6779 OK
	桁行	1647	< 5005 OK
2	張間	4199	< 7371 OK
	桁行	3554	< 6006 OK
1	張間	5933	< 6506 OK
	桁行	4925	< 7189 OK

** 壁倍率 $\alpha_i = 1$ の場合の耐力壁 1 m 当りのせん断耐力 (Kg / m)