

建築構造性能評価委員会

道の駅あわくらんどトイレ新築工事

平成 30 年 4 月 27 日

申込者名 岡山県

設計者名 (株)倉森建築設計事務所

(デザイン：岡山理科大学工学部建築学科 准教授 弥田俊男)

構造設計者名 (有)西建築設計事務所

目 次

§ 1	建物の概要	P. 1
1-1	一般事項	P. 1
1-2	建築物概要	P. 2
1-3	構造設計概要	P. 2
1-4	構造計算ルート	P. 4
1-5	設計クライテリア	P. 5
1-6	応力解析概要	P. 7
1-7	準拠規準	P. 7
1-8	使用構造材料一覧表	P. 8
1-9	材料定数及び材料強度	P. 11
1-10	許容応力度等	P. 13
1-11	建築図・構造図	P. 14
§ 2	荷重算定	P. 26
2-1	固定荷重・積載荷重	P. 26
2-2	地震力	P. 28
2-3	風荷重	P. 29
2-4	積雪荷重	P. 34
§ 3	準備計算	P. 35
3-1	長期荷重時STAN入力データ	P. 38
3-2	短期荷重時地震力の算定	P. 77
§ 4	応力算定	P. 79
4-1	長期荷重時応力	P. 79
4-2	短期荷重時応力	P. 80
§ 5	断面算定	P. 90
5-1	CLTパネルの検討	P. 90
5-2	せん断金物の検討	P. 95
5-3	アンカーボルトの検討	P. 107
5-4	屋根パネルと耐力壁の接続部の検討	P. 109
§ 6	2次部材の検討	P. 111
6-1	母屋の検討	P. 111
6-2	梁の検討	P. 117
6-3	各接合部の検討	P. 127
6-4	屋根パネルの検討	P. 136
6-5	屋根パネルの荷重伝達能力の検討	P. 152
6-6	床版の検討	P. 155

§ 7	ルート3の検討	P. 159
7-1	層間変形角・偏心率・剛性率の検討	P. 159
7-2	各部材の終局耐力	P. 163
7-3	各構面のメカニズム時応力の算定	P. 166
7-4	必要保有水平耐力の算定	P. 171
7-5	保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較	P. 171
7-6	増分解析による保有水平耐力の算定	P. 172
§ 8	その他の設計	P. 184
8-1	梁壁接合部支圧の検討	P. 184
8-2	壁量の検討(参考)	P. 189
8-3	屋根葺き材の検討	P. 190
§ 9	基礎の設計	P. 191
9-1	支持力の算定	P. 191
9-2	ボーリングデータ	P. 192
9-3	設計用軸力	P. 193
9-4	耐圧版の設計	P. 203
§ 10	地盤調査報告書	P. 205
§ 11	電算出力	P. 234
§ 12	性能評価経過報告書	P. 327

1 建築物の概要

1-1 一般事項

委託設計概要

1 委託名称

道の駅あわくらんどトイレ新築工事実施設計委託

2 設計対象建築の概要

トイレ棟 木質CLTパネル工法 地上1階建て

1-2 建築物概要

本建物は、岡山県英田郡西粟倉村に建つ、地上1階の公衆トイレで、軒母屋高さ3.83m、屋根高さ6.285mである。

平面構成は女子トイレ棟(67.23 m²)、中央通路(84.28 m²)、男子トイレ棟(48.71 m²)を、梁間方向(南北(X)方向)約21.6m、桁行き方向(東西(Y)方向)約16.6mの4寸勾配の切妻屋根(屋根面積325.0 m²)で覆う構成である。

建物の構造種別は木質構造である。架構形式は、X方向成分、Y方向成分共に、高さ0.64mの地中梁と連続する鉄筋コンクリート造の耐力壁の上に、高さ1.85m、厚さ0.15mまたは0.21mのスギCLTパネル(S60)をXY方向成分に任意の角度で組み合わせた、CLTパネル工法である。

建物の平面形状、立面形状ともに不整形である。

外部仕上げは、屋根が鋼板葺き、外壁がCLTパネル表し仕上げ又はスギラミナ貼りである。

基礎構造はセメント固化材による地盤改良に直接基礎のべた基礎で、支持層深さGL-1.48m、地盤の支持力は150kN/m²である。

1-3 構造設計概要

1-3-1 構造設計方針

構造計画において留意した点を以下に示す。

1-3-2 上部構造

上部構造は平 28 国交告第 611 号第八に準拠した C L T パネル工法である。以下、上部構造の構造設計方針を示す。

X 方向 Y 方向ともに「大版パネル架構」を採用する。

架構形式は、X 方向 Y 方向共に、高さ 0.64m の地中梁と連続する鉄筋コンクリート造の耐力壁の上に、高さ 1.85m、厚さ 0.15m 又は 0.21m の大版のスギ C L T パネル (S60) を任意の角度で組み合わせ、男女トイレを C L T パネルで囲み、これらの大版 C L T パネルの上端に、屋根の地震力を負担する C L T パネル S60-5-5(150mm) を剛に接合し、かつ、面外方向の横補剛部材を壁の左右の接合端に配置する、2 節の C L T パネルの計画とした。吹き抜けに面する壁は、厚さ 0.21m の 1 節の C L T パネルの計画とした。

また、これらの C L T パネルの面外方向の横補剛と、C L T パネルによる小屋束を支えるスギの集成材梁 (E65-F225) 150×600、150×750 を、女子トイレから男子トイレの方向 (X 方向) に任意の角度で架け渡している。

屋根版は C L T パネル (Mx60-5-5(150mm)) による片持ち版とその釣り合いを担保する連続ばりの計画とした。

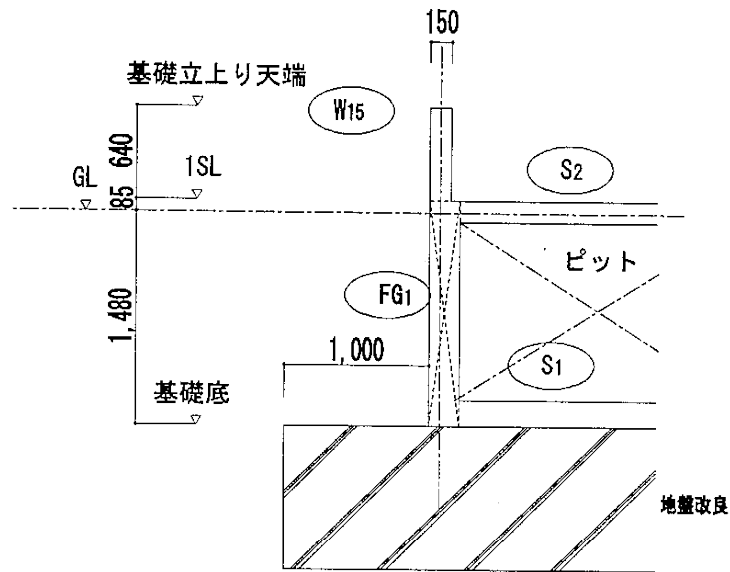
C L T パネルは、大地震時に対しても材料強度を超えることがないよう十分な耐力を有するように計画し、壁パネルに S60-5-5(150mm)、屋根パネルに Mx60-5-5(150mm) を採用した。

接合金物は、壁パネルの上下四隅に引張接合として金物+引きボルトを、壁パネルの上下にせん断接合として鋼板挿入型ドリフトピン接合形式金物を採用した。

平 28 国交告第 611 号第八に照らし合わせ、X 方向 Y 方向ともに構造特性係数 D_s を 0.75 として設計した。

1-3-3 基礎構造

基礎構造はセメント固化材による地盤改良に直接基礎のべた基礎で、支持層深さ GL・1.48m、地盤の支持力は 150kN/m^2 である。基礎形式を下図に示す。



基礎・地盤改良 断面図

1-4 構造計算ルート

採用した構造計算ルートを以下に示す。構造計算ルートは、平 28 国交告第 611 号第八に準拠した CLT パネル工法による保有水平耐力計算とする。また、次項には平 28 国交告第 611 号第八に準拠した CLT パネル工法に対する法適合チェックシートを示す。

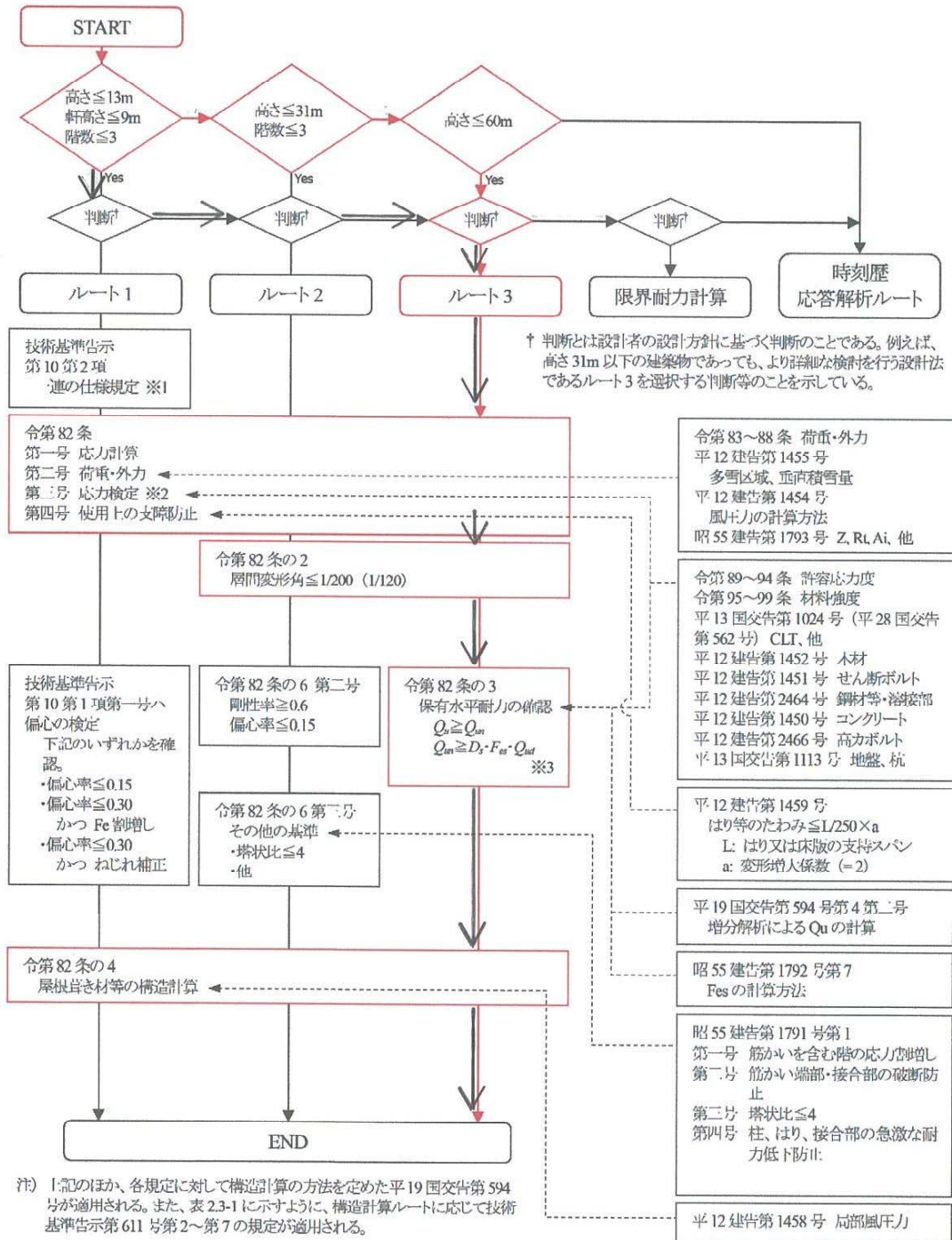


図 2.2.1 CLT パネル工法建築物を含む木造建築物の構造計算ルート

1-5 設計クライテリア

設計クライテリア一覧を以下に示す。

表 2.3.1 設計クライテリア一覧 (建物)

項目	クライテリア
1次設計用地震力に対する層間変形角	1/200rad
偏心率	0.15 以下 ^{※1}
剛性率	0.60 以上 ^{※2}
保有水平耐力 Q_u 時の層間変形角	1/30rad 以内かつ各部分が限界変形に達した時点
保有水平耐力 Q_u / 必要保有水平耐力 Q_{un}	1.00 以上

※1: 偏心率が 0.15 を超える場合は、偏心による割増係数 F_e を適宜考慮する

※2: 剛性率が 0.60 を下回る場合は、剛性率による割増係数 F_s を適宜考慮する

表 2.3.2 設計クライテリア一覧 (部位)

		常時	積雪荷重時		稀地震時	極稀
		長期	中長期^{※3}	中短期 ^{※5}	風圧時 短期	地震時 ^{※2} 終局
集成材 CLT (応力)	軸力(圧縮)	$F_c \times 1.1/3$	$F_c \times 1.1/3$	$F_c \times 1.1/3$	$F_c \times 2/3$	F_c
	軸力(引張)	$F_t \times 1.1/3$	$F_t \times 1.1/3$	$F_t \times 1.1/3$	$F_t \times 2/3$	F_t
	曲げ	$F_b \times 1.1/3$	$F_b \times 1.1/3$	$F_b \times 1.1/3$	$F_b \times 2/3$	F_b
	せん断	$F_s \times 1.1/3$	$F_s \times 1.1/3$	$F_s \times 1.1/3$	$F_s \times 2/3$	F_s
集成材 CLT (剛性)	たわみ(床)	1/300 ^{※1} かつ 20mm ^{※1}	1/300	1/150	-	-
	たわみ(屋根)	1/200 ^{※1}	1/200	1/150	-	-
	振動数(床)	8.0Hz	-	-	-	-
耐力壁	せん断力	-	-	-	$w_{\theta u}$	$\lim \delta$ or $w_{\theta u}$
接合部 (集成材)	引張	$T_j \times 1.1/2$	$T_j \times 1.1/2$	$T_j \times 1.1/2$	T_a	$\lim \delta$
	圧縮	$C_a \times 1.1/2$	$C_a \times 1.1/2$	$C_a \times 1.1/2$	C_a	$\lim \delta$
	曲げ	$M_a \times 1.1/2$	$M_a \times 1.1/2$	$M_a \times 1.1/2$	M_e	$\lim \delta$
	せん断	$Q_a \times 1.1/2$	$Q_a \times 1.1/2$	$Q_a \times 1.1/2$	Q_a	$\lim \delta$
接合部 (CLT)	引張 ^{※3}	$F/1.5$ ✓	$F/1.5$	F	F	$\lim \delta$
	圧縮(めり込み)	$jP_{cy} \times 1.5/3$	$jP_{cy} \times 1.5/3$	$P_{cy} \times 2/3$	$jP_{cy} \times 2/3$	- ^{※6}
	圧縮(支圧)	$jP_{cy} \times 1.1/3$	$jP_{cy} \times 1.1/3$	$P_{cy} \times 1.1/3$	$jP_{cy} \times 2/3$	- ^{※6}
	せん断	$jQ_a \times 1.1/2$	$jQ_a \times 1.1/2$	$Q_a \times 1.1/2$	jQ_a	$\lim \delta$ ^{※7}

※1: クリープによる変形増大係数 2.0 を考慮する

※2: 母材は基準強度以内とし、接合部は限界変形以内であることを確認する

※3: 保証設計により木部での破壊を防止したアンカーボルト (ABR490B) 接合を想定する

※5：「木質構造設計規準・同解説・許容応力度・許容耐力設計法」：日本建築学会」に準ずる。

※6：めり込みや支圧に対する終局変形量は現時点では明確に決められていないので本設計では検討を省略する。

既往のめり込み実験の結果等を参考の上、過大な変形が生じていないことを確認することが望ましい。

※7：ただし、摩擦抵抗を考慮できる壁パネル上下端のせん断接合部(CLT マニュアル 3.1.2 (3) 参照)は終局耐力 jQ_a 以内になるよう設計する。

ここで、 F_c : 圧縮の材料基準強度
 F_t : 引張の材料基準強度
 F_b : 曲げの材料基準強度
 F_s : せん断の材料基準強度
 wQ_a : 耐力壁の短期許容せん断耐力
 jT_a : 接合部の短期許容引張耐力
 jC_a : 接合部の短期許容圧縮耐力
 jP_{Cy} : 接合部の支圧降伏耐力
 jP_{cvy} : 接合部のめり込み降伏耐力
 jM_a : 接合部の短期許容曲げ耐力
 jQ_a : 接合部の短期許容せん断耐力
 F : 鋼材の F 値
 $\lim \delta$: 要素に応じた限界変形 (実験、材料特性等により設定)

表 2.3.3 基礎の設計クライテリア一覧

検討項目	長期荷重時	短期荷重時	極稀地震時
接地圧	長期許容応力度以内	短期許容応力度以内	極限応力度以内
基礎梁	長期許容応力度以内	短期許容応力度以内	終局耐力以内
耐圧版	長期許容応力度以内	短期許容応力度以内	短期許容応力度以内※1
基礎滑動	—	摩擦抵抗力以内	—

※1：耐圧版は安全側に配慮し、極稀地震時に相当する応力に対しても短期許容応力度以内となるように設計する。

1-6 応力解析概要

- ・構造ルートは、ルート3による。
- ・1次設計鉛直荷重時応力は、3次元任意形状解析プログラムSTANにより、立体解析を行う。
- ・短期地震荷重時応力は、ゾーニングによる各耐力壁の負担せん断力から求める。
- ・屋根面荷重は、小屋組内の耐力壁を介して1階耐力壁に伝達する。
- ・ゾーニングは小屋組内の壁に対して行い、10枚の耐力壁をX方向Y方向に振り分け各方向ごとに分割する。また、棟部では剛床がないものとした。
- ・1階耐力壁は十分な壁量を配置しているため、小屋組内の耐力壁の耐力によって各耐力壁の耐力及び建物の耐力が決定されるためゾーニング面積が最大となる部分で代表して検討を行う。

1-7 準拠資料

(1) 基準法関連

- 建築基準法・同施行令
- 構造規定関係告示および通達
- 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所監修）

(2) 日本建築学会関連

< 上部構造 >

- 木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—2006年版（日本建築学会）
- 木質構造基礎理論 2010年版（日本建築学会）
- 木質構造接合部設計マニュアル 2009年版（日本建築学会）
- 木質構造接合部設計事例集 2012年版（日本建築学会）

< 基礎構造 >

- 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010年版（日本建築学会）
- 建築基礎構造設計指針 2001年版（日本建築学会）
- 建築物荷重指針・同解説 2015年版（日本建築学会）
- 各種合成構造設計指針・同解説 2010年版（日本建築学会）
- 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説 2010年版（日本建築学会）

(3) その他

- 2016年公布・施行 CLT関連告示等解説書（日本住宅・木材技術センター）
- 2016年版 CLTを用いた建築物の設計施工マニュアル（日本住宅・木材技術センター）
- 木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2008年版（日本住宅・木材技術センター）
- 木造計画・設計基準 平成23年版（公共建築協会）
- 中層大規模木造構造設計データ集（中層大規模木造設計情報整備委員会）
- 中層・大規模木造建築物への合板利用マニュアル（日本合板工業組合連合会）
- 建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説 2009年（日本鋼構造協会）
- 平成26年度「CLTを用いた木造建築技術の高度化推進事業」報告書

1-8 使用構造材料一覧表

表 3.1.1 コンクリート、鉄筋、鋼材

材料	設計基準強度	使用部位	備考
普通コンクリート	Fc24	基礎梁、基礎スラブ 1階床等	±間255 Fc18
異形鉄筋	SD295A	同上	
鋼材	SS400、SM490C	接合金物等	

表 3.1.2 集成材

材料	規格	樹種	等級	使用部位と断面	備考
構造用集成材	JAS	スギ	E65-F225	梁、母屋、補剛材	

表 3.1.3 CLTパネル

壁パネル (150mm) S60 -5-5	樹種		スギ
	ラミナ	等級	外層：M60A 以上 内層：M60A 以上 (JAS 強度等級 S60-5-5)
		ラミナ厚さ	30mm
		ラミナ幅	120mm±10mm
	構成		1,5 層目：外層用ラミナを使用し、主として長辺方向に繊維平行に配置 2,4 層目：内層用ラミナを使用し、1,3,5層目と直交になる向きに配置 3 層目：内層用ラミナを使用し、1,5 層目と同一方向に配置
	接着材	縦継ぎ (フィンガージョイント)、積層部分	JIS K 6806 に規定する水性高分子-イソシアネート系木材接着剤 1種1号
横はぎ部分		接着無	
屋根パネル (150mm) Mx60A -5-5	樹種		スギ
	ラミナ	等級	外層：M60A 以上 内層：M30A 以上 (JAS 強度等級 Mx60-5-5)
		ラミナ厚さ	30mm
		ラミナ幅	120mm±10mm
	構成		1,5 層目：外層用ラミナを使用し、主として長辺方向に繊維平行に配置 2,4 層目：内層用ラミナを使用し、1,3,5層目と直交になる向きに配置 3 層目：内層用ラミナを使用し、1,5 層目と同一方向に配置
	接着材	縦継ぎ (フィンガージョイント)、積層部分	JIS K 6806 に規定する水性高分子-イソシアネート系木材接着剤 1種1号
横はぎ部分		接着無	

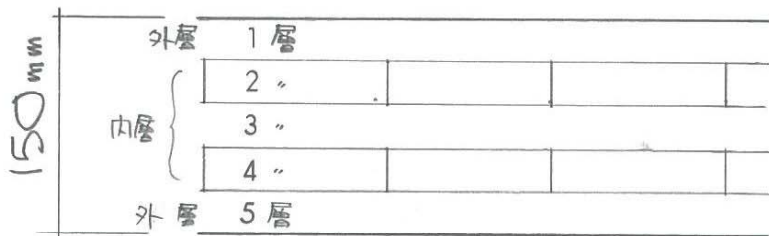


図 3.1.1 壁、床パネルの構成

表 3.1.4 CLTパネル

内 容
<p>せん断金物 壁パネル-梁を2面せん断接合 BPL-9、4-PX8-200 接合部：PL-9、ドリフトピン：2-16φ</p>
<p>構造用転造両ねじアンカーボルト：M20(ABR490) ダブルナット 壁パネル-壁パネルを引きボルト接合 座金：100×120、t=19/60×60、t=9</p>
<p>構造用転造両ねじアンカーボルト：M20(ABR490) ダブルナット 定着長：L=650 基礎立上り-壁パネルを引きボルト接合 座金（壁側）：100×120、t=19/60×60、t=9 定着板（基礎側）：60×60、t=12</p>
<p>せん断金物 耐力壁-耐力壁を2面せん断接合 接合部：PL-9、ドリフトピン：2-16φ</p>
<p>せん断金物 基礎立上り-耐力壁を2面せん断接合 BPL（80×300、t=9、アンカーボルト：2-M16、L=400） 接合部：PL-9、ドリフトピン：2-16φ</p>
<p>壁パネル：t=150（スギCLT：S60 5層5プライ）</p>
<p>壁パネル：t=210（スギCLT：S60 7層7プライ）</p>

1-9 材料定数及び材料強度

表 3.2.1 コンクリート、鉄筋、鋼材の材料定数

材料	ヤング係数(E) (N/mm ²)	せん断弾性係数(G) (N/mm ²)	ポアソン比 (ν)
コンクリート	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{Y}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	0.2
鉄筋	2.05×10^5	—	—
鋼材	2.05×10^5	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	0.3

表 3.2.2 コンクリート、鉄筋、鋼材の材料強度

材 料	F 値	材 料 強 度			
		引 張	圧 縮	曲 げ	せん断
コンクリート	設計基準強度	—	F _c	—	—
鋼 材	建築基準法施行令 第96条の表2の値	F	F	F	$F/\sqrt{3}$

種 類	材料強度 (単位 1平方ミリメートルにつきニュートン)		
	圧 縮	引 張 り	
		せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合
丸 鋼	F	F	F (当該数値が295を超える場合には、295)
異形鉄筋	F	F	F (当該数値が390を超える場合には、390)
鉄線の径が4ミリメートル以上の溶接金網	—	F (ただし、床版に用いる場合に限る。)	F

この表において、Fは、第90条の表1に規定する基準強度を表すものとする。

表 3.2.3 集成材の材料定数及び材料強度

項目	基 準 強 度 (F) (N/mm ²) ※ ¹							ヤング係数 ※ ²			
	規格・樹種	圧縮	引張	曲げ		せん断		めり込み F _{cν}	(N/mm ²)		
				積層 方向	幅 方向	積層 方向	幅 方向		強軸 E _{ox}	弱軸 E _{oy}	せん断 G _o
集成材 スギ 対称下翼等級 構成 E65-F225		16.7	14.6	22.5	15.0	2.7	2.1	(中間)6.0 (材端)4.8 (全面)2.1	6500	6000	E _o × 1/15

表 3.2.4 CLT パネルの材料定数

部位	強度等級 ラミナ構成	面内方向 [単位:N/mm ²]			面外方向 [単位:N/mm ²]			
		E		G	E		G	
		強軸	弱軸	共通	強軸	弱軸	強軸	弱軸
水平構面(屋根)	Mx60	3857	857	500	5536	227	29.7	9.7
鉛直構面(壁)	S60	3428	2571	500	4268	1731	58.4	38.9

表 3.2.5 CLT パネルの材料強度

部位	強度等級 ラミナ構成	面内方向 [単位:N/mm ²]						
		Fc		Ft		Fb		Fs
		強軸	弱軸	強軸	弱軸	強軸	弱軸	$t_{min}=30mm$ m=3
水平構面 (屋根)	Mx60	10.41	3.34	7.71	2.46	10.41	3.34	1.65
鉛直構面 (壁)	S60	9.25	6.94	6.85	5.14	9.25	6.94	2.47

※ラミナ幅方向の数は一部パネルではm=7(幅 840mm 以上)以上となるが、最小幅は 750mm となるため安全側で全パネルm=3として計算する。

部位	強度等級 ラミナ構成	面外方向 [単位:N/mm ²]					めり込み
		Fb		Fs	β		F _{cv}
		強軸	弱軸	共通	強軸	弱軸	
水平構面 (屋根)	Mx60	12.14	0.72	0.90	1.34	3.23	6
鉛直構面 (壁)	S60	9.36	3.79	0.90	1.38	1.80	6

※「3.3 CLT パネルの剛性・強度 3.3.1 CLT パネルの弾性係数・基準強度(等級区分機による等級)」参照

1-10 許容応力度等

(1) コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

種類	長期				短期		
	圧縮	引張 せん断	付着		圧縮	引張 せん断	付着
			上端筋	その他			
Fc24	8.0	0.73	0.76	0.95	長期の2倍	長期の1.5倍	

(2) 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断補強
SD295A	195		195	295		295

(3) 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

種類	長期				短期			
	引張	圧縮	曲げ	せん断	引張	圧縮	曲げ	せん断
400N/mm ² 鋼材	157	157	157	90.5	長期の1.5倍			
490N/mm ² 鋼材	216	216	216	125.0	長期の1.5倍			

許容圧縮応力度と許容曲げ応力度は座屈の要因がある場合は『鋼構造設計規準』に準拠して低減する。

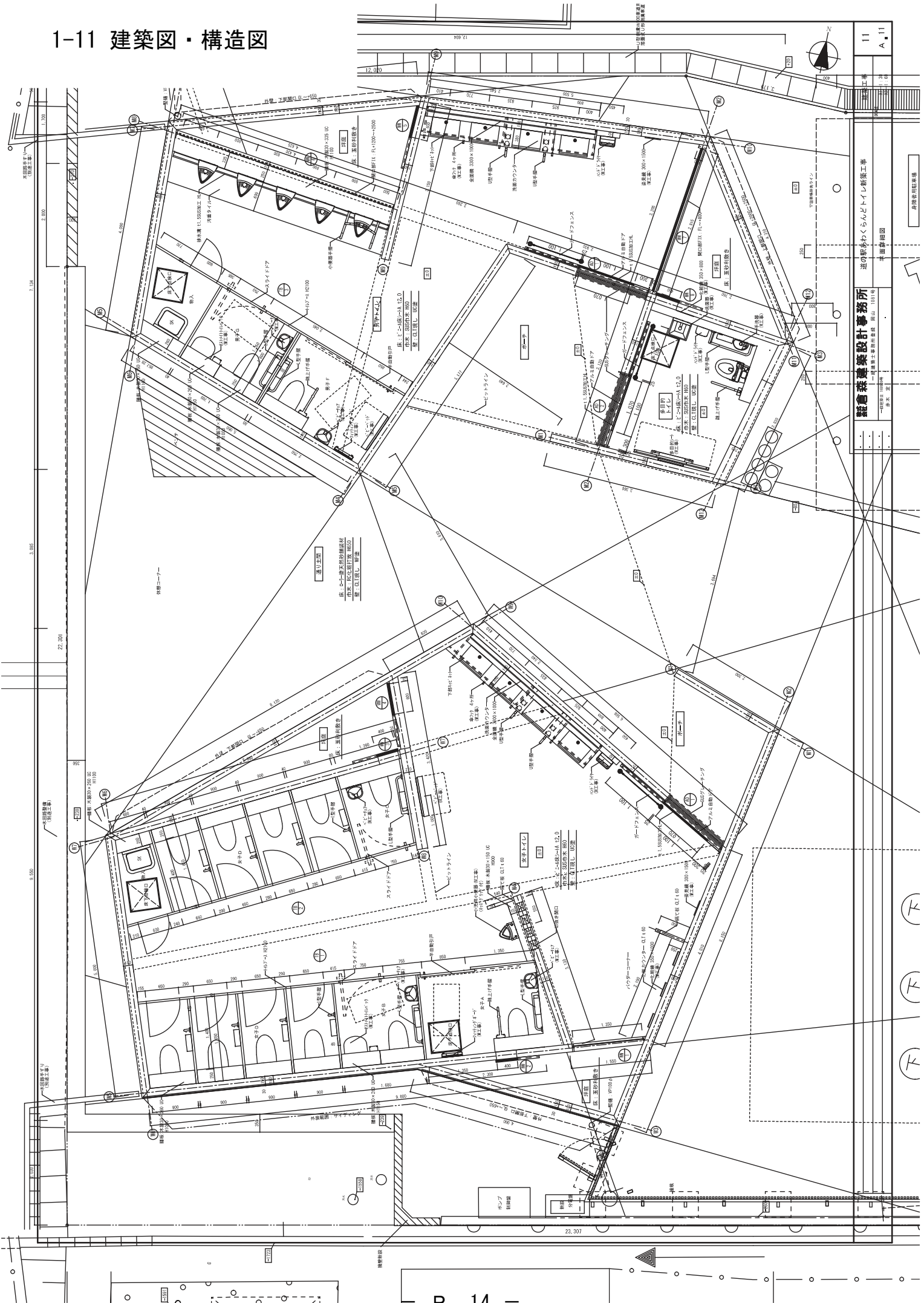
(4) 溶接の許容応力度 (N/mm²) 【t ≤ 40】

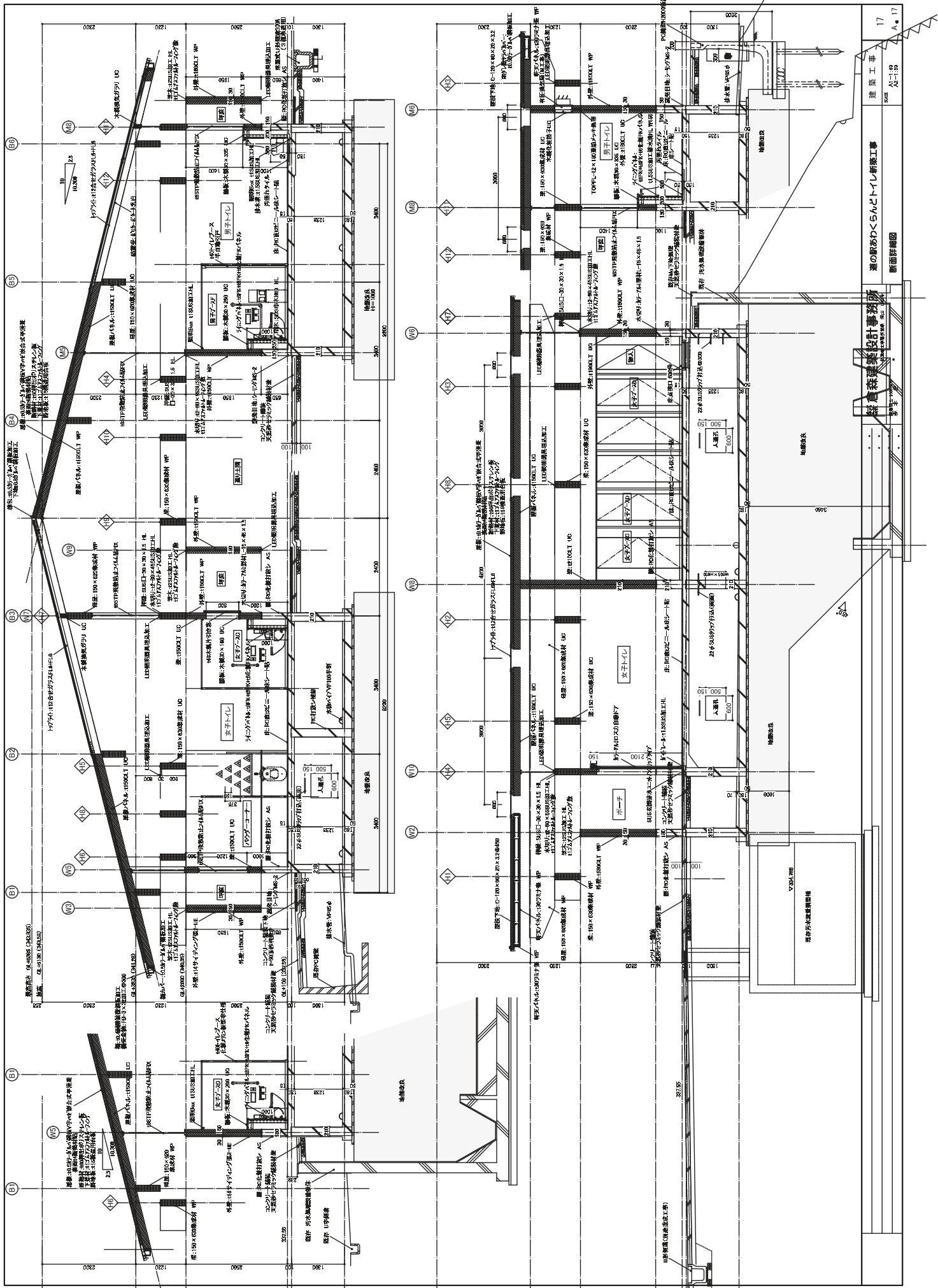
種別	長期				短期	
	完全溶け込み溶接		隅肉溶接			
	引張, 圧縮, 曲げ	せん断	引張, 圧縮, 曲げ	せん断		
SS400, SM400	157		90.5	90.5	90.5	長期の1.5倍

(4) 木材、CLT パネルの許容応力度 (N/mm²)

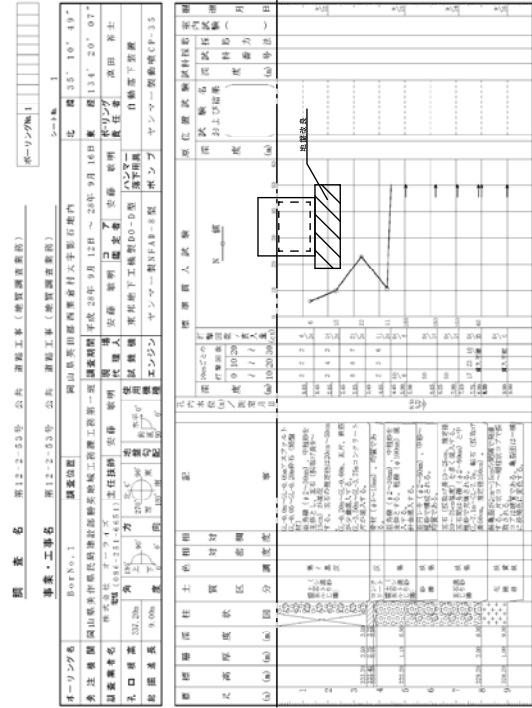
		めり込み以外 (圧縮・引張・曲げ・せん断)	めり込み
長期	常時	$\frac{1.1}{3}F$	$\frac{1.5}{3}F_{cv}$
	積雪	/	
短期	水平	$\frac{2}{3}F$	$\frac{2}{3}F_{cv}$
	積雪	$\frac{2}{3}F \times 0.8 = \frac{1.6}{3}F$	$\frac{2}{3}F_{cv}$

1-11 建築図・構造図

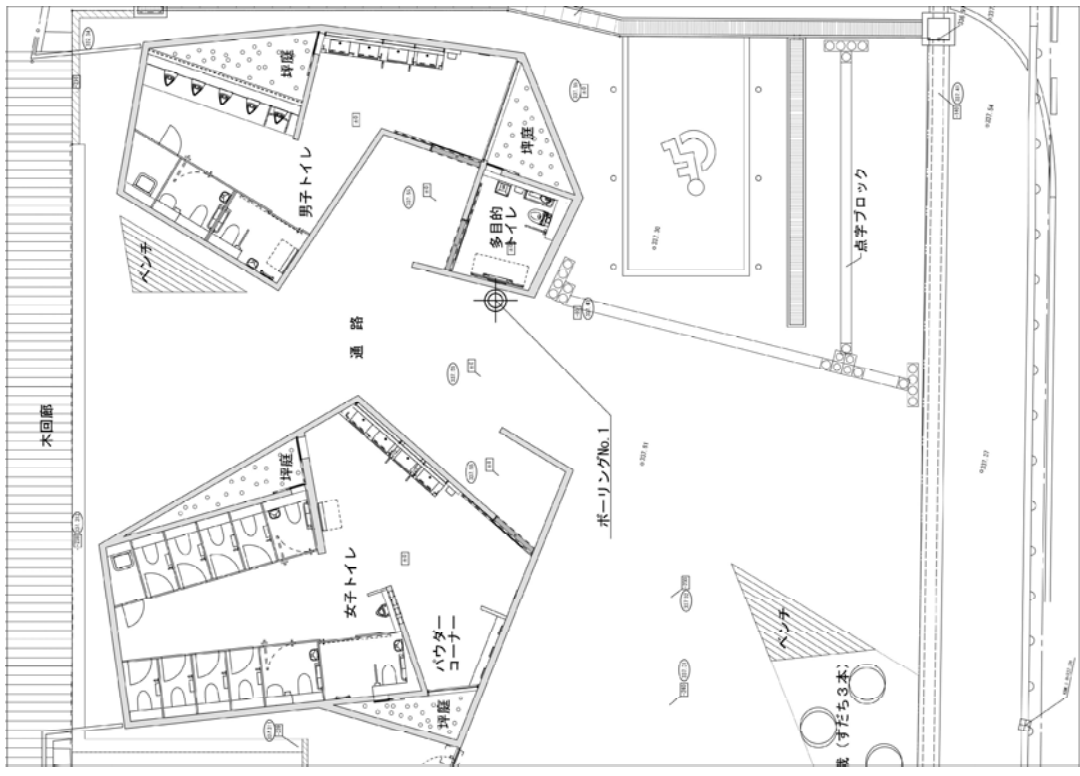




ボーリング柱状図



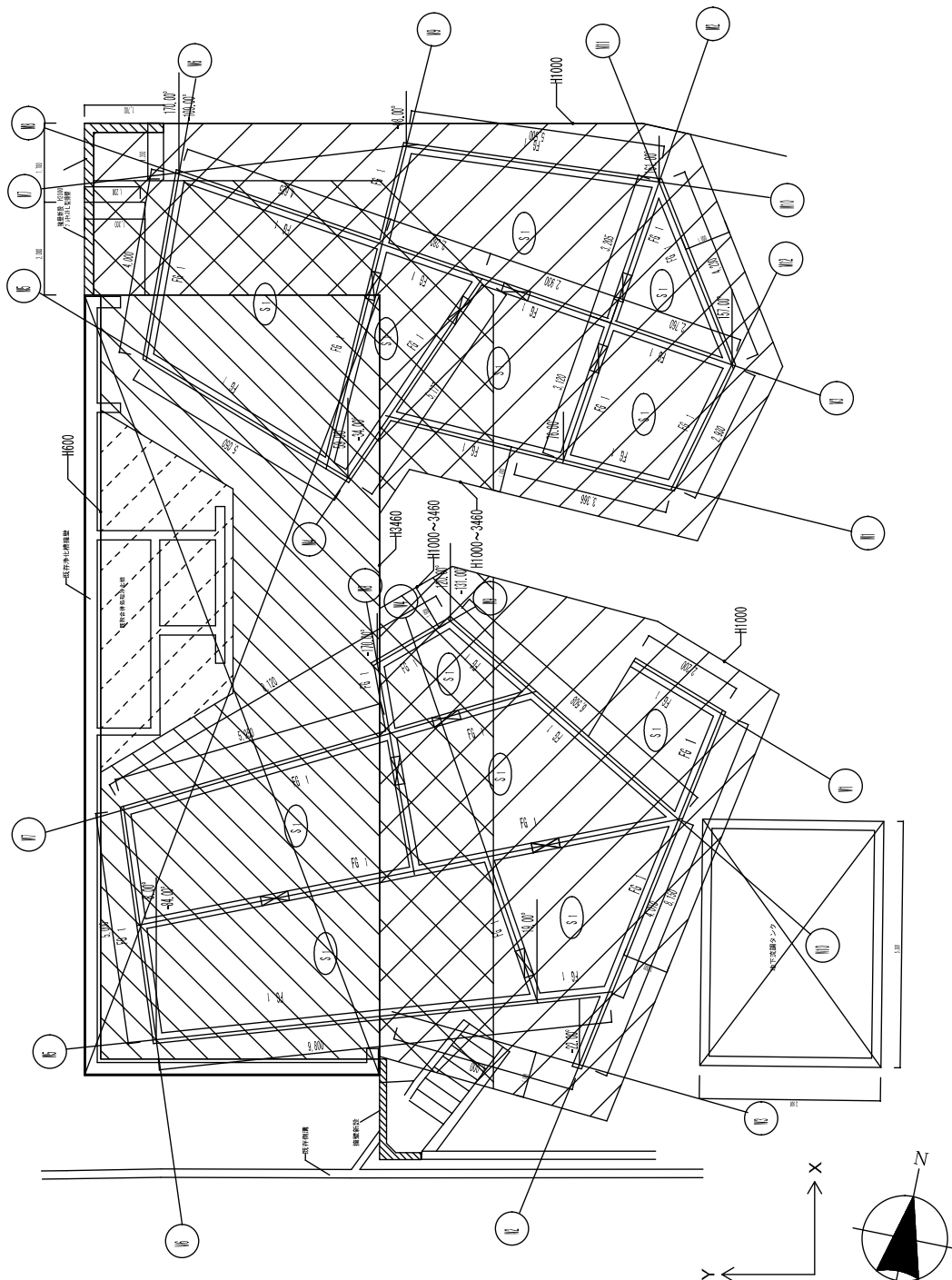
※地盤改良の施工にあたっては、監督員の指示による。







ボーリング位置図

有限会社 西建築設計事務所
 一級建築士事務所 岡山県岡山市東区第155号
 〒700-0801 岡山県岡山市東区第155号 西研ビル
 代表取締役 西研 隆夫

項の種あわくらんとトイレ新築工事
 41
 S 05



※地盤改良の範囲を示す
深さは基礎底からを示す

 H600
 H460
 H1000~3460
 H1000

※基礎底から花崗岩までを地盤改良する。
施行にあたっては、監督員の指示による。

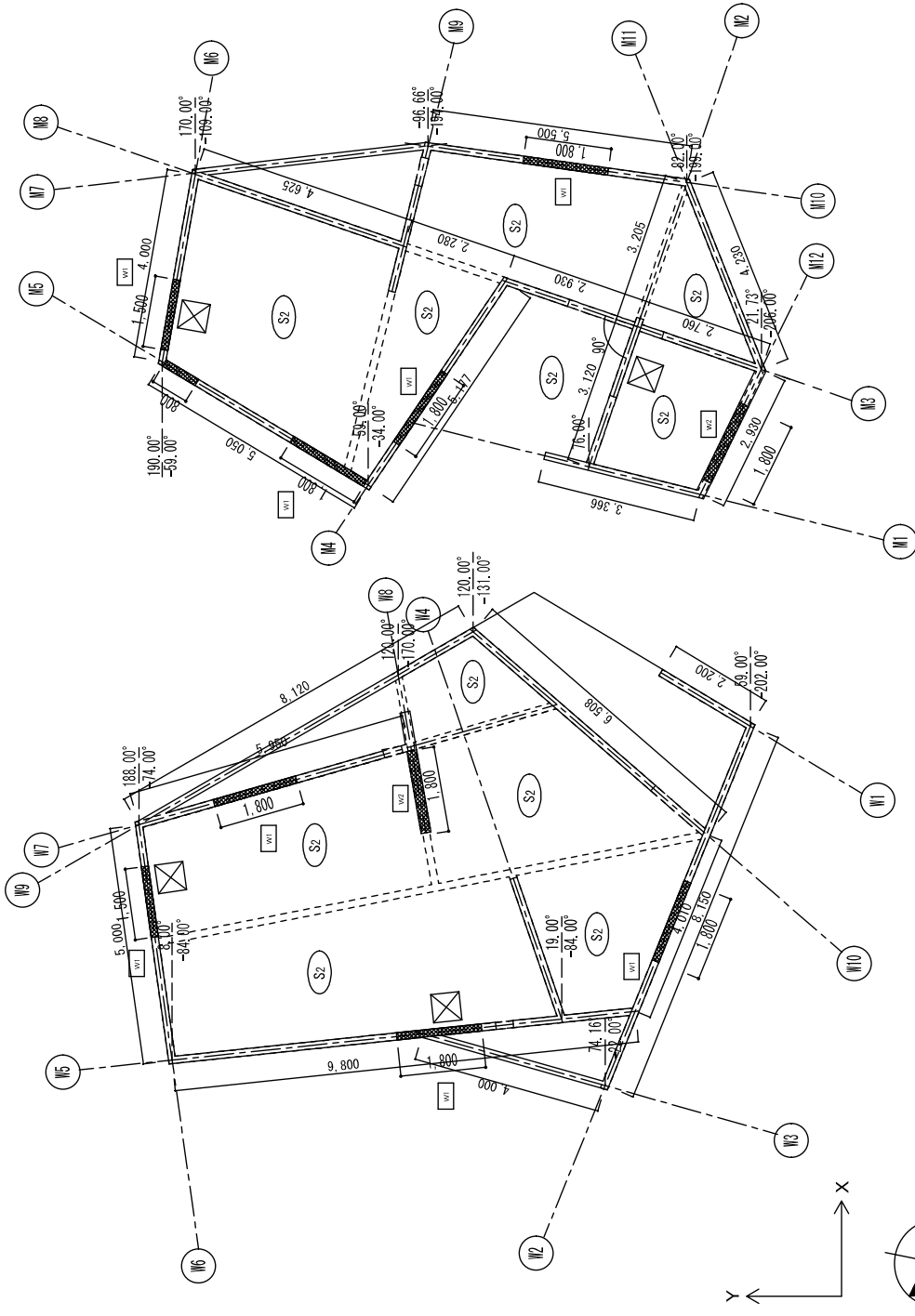
基礎伏図

- ※ 入通孔：600×500を示す。
- ※ コンクリートの設計基礎強度は、 $F_c=24\text{N}/\text{mm}^2$ とする。
- ※ 地盤改良のセメント添加量は、 $100\text{kg}/\text{m}^3$ とする。
- ※ 物中梁に特記する角鋼は、原寸で決定する。
- ※ 土間コンクリートは、 $t=100$ 、溶接金網φ150×150、設計基礎強度 $F_c=24\text{N}/\text{mm}^2$ とする。
- ※ 地盤改良の施工にあたっては、監督員の指示による。

道の駅あわくらんどトイレ新築工事	42	42
基礎伏図	基礎工事	S.06

部材リスト

凡例	内	容
	壁パネル	t=150 (スギQLT : S60 5階5ブライ)
	壁パネル	t=210 (スギQLT : S60 7階7ブライ)



耐力壁位置図 S=1/50

※ 床下点検口 : 600×600を示す。



有限会社 西建築設計事務所
 一般建築士事務所 岡山県岡山市東区 第1155号
 〒700-0833 岡山県岡山市東区 西陣町 西陣ビル
 建築設計一級建築士 藤田 誠二

道の駅あわくらんどトイレ新築工事	43
1階平面図	S-07
図案	建築工事
縮尺	A1=1/50 A2=1/100

部材リスト

凡例	内	容
梁	600×150 (スギ集成材: E-65-F225) 750×150 (スギ集成材: E-65-F225)	
W1	壁パネル: t=150 (スギCLT: S60 5層5フライ)	
W2	壁パネル: t=210 (スギCLT: S60 7層7フライ)	

b1 部材一覧

※ b1 は補剛材 □=150×150 スギ: E-65-F225 とする。

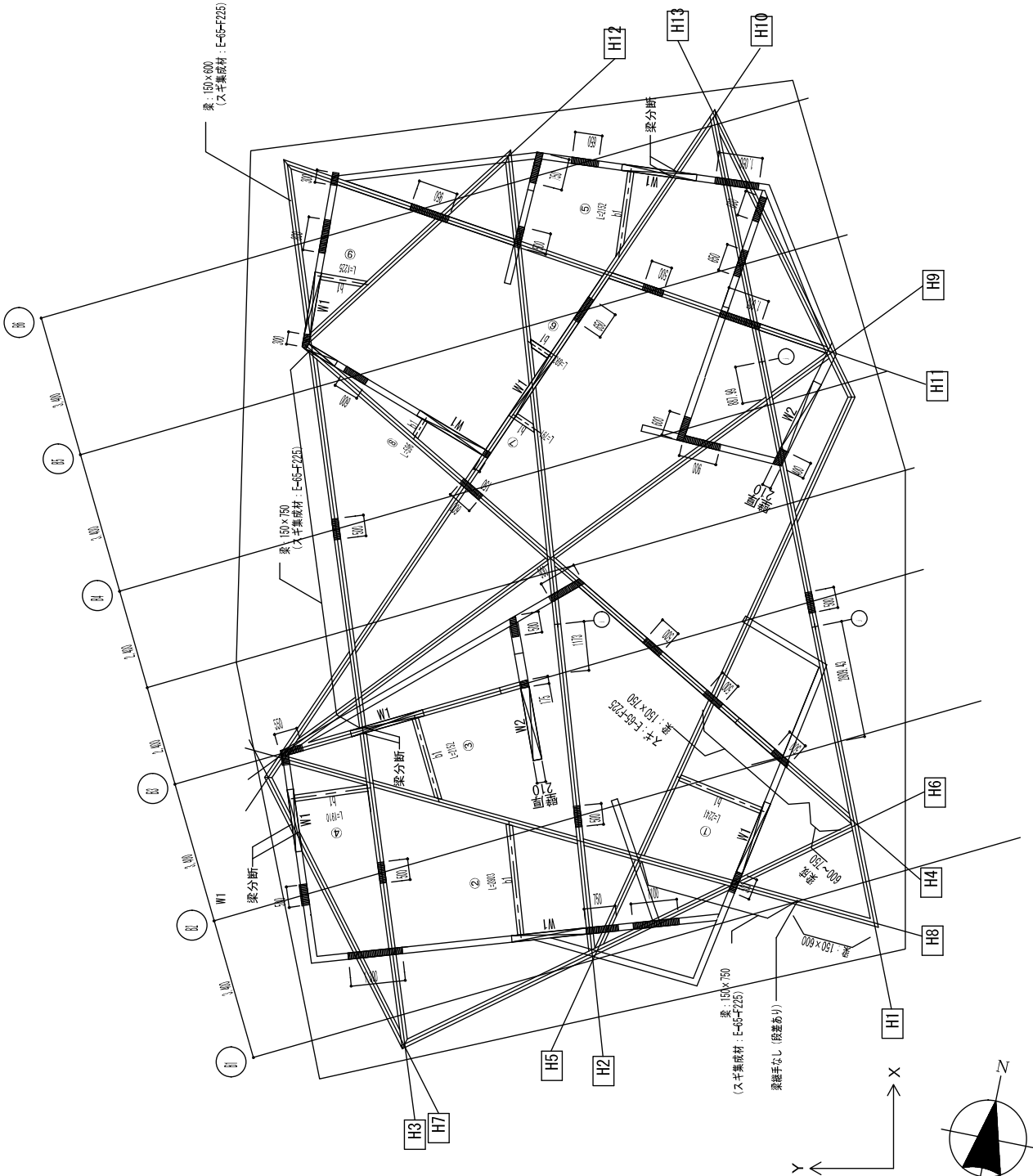
部材番号	部材名
1	2241
2	2803
3	2152
4	1910
5	2152
6	683
7	791
8	596
9	1225

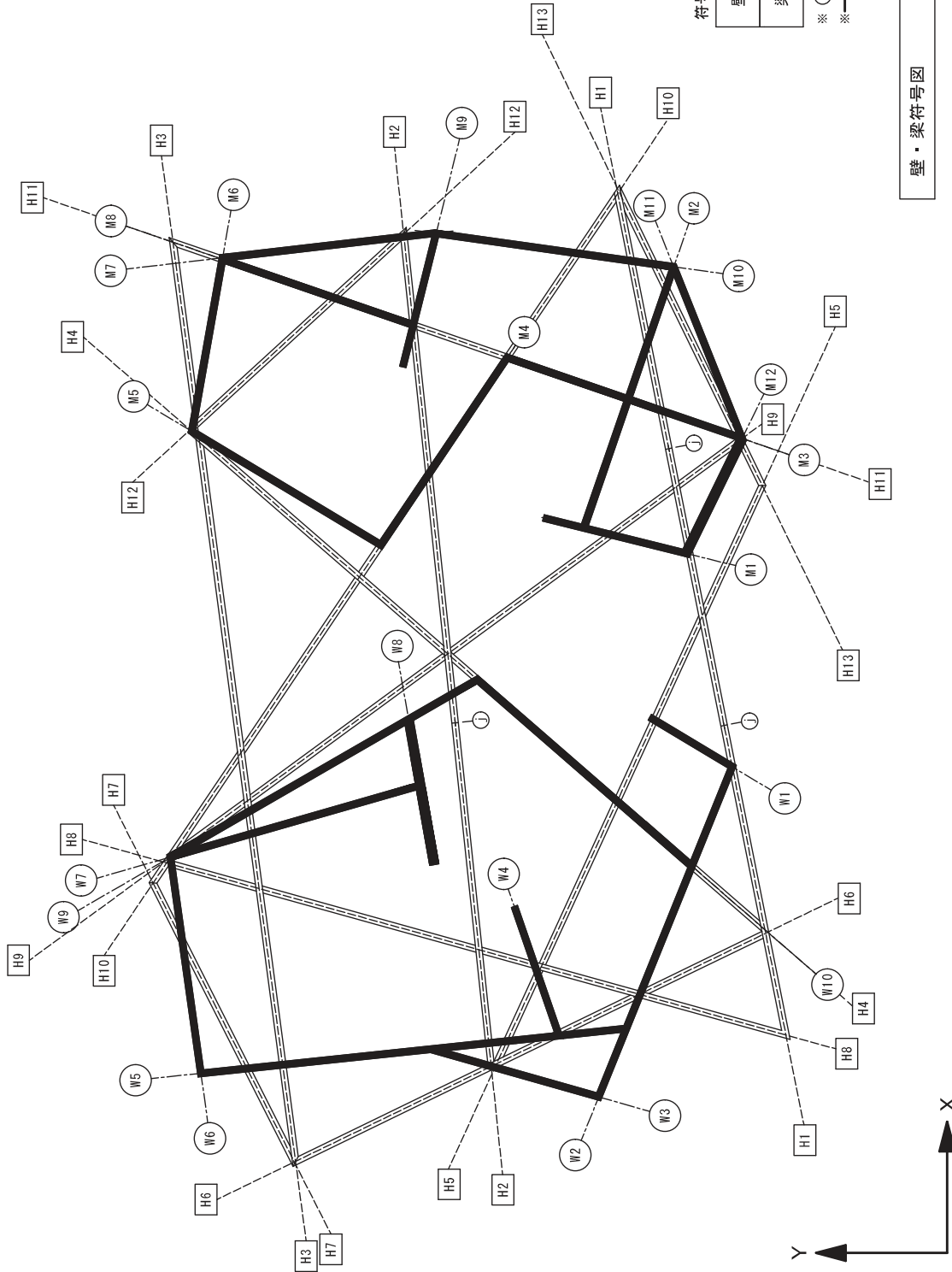
H (梁) 部材一覧 (原寸により決定する。)

通り番号	部材名
H 1	19.644
H 2	19.157
H 3	21.226
H 4	17.173
H 5	14.571
H 6	11.967
H 7	7.159
H 8	14.723
H 9	16.157
H 10	19.090
H 11	13.703
H 12	6.524
H 13	7.481

梁伏図 S=1/50

- ※ 梁: t=150 (スギCLT: IM60A) を示す。
- ※ 特記なき梁部材は、150×600; スギ集成材-E65-F225とする。
- ※ 梁継ぎ手位置を示す。(位置は現寸による)





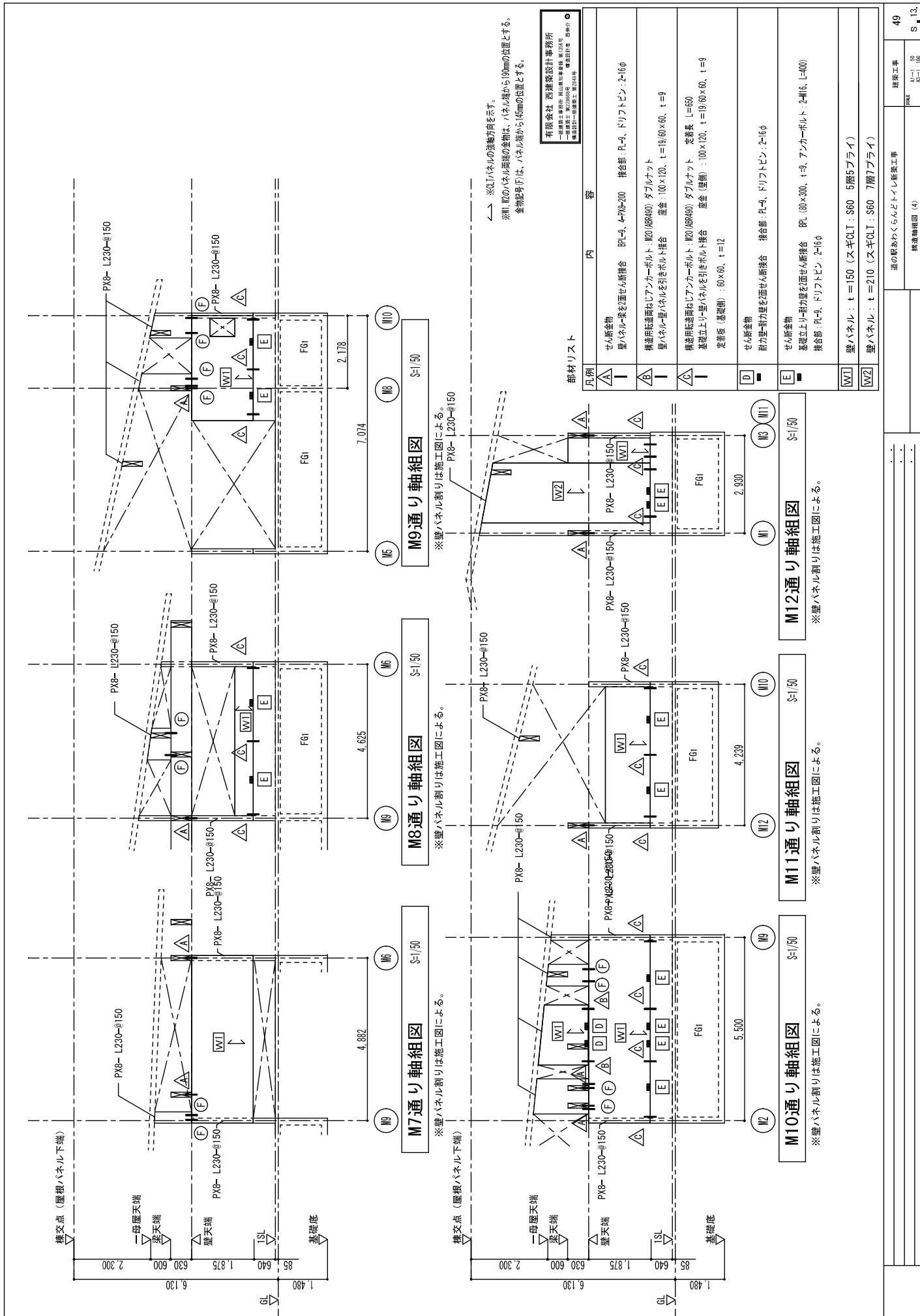
符号リスト

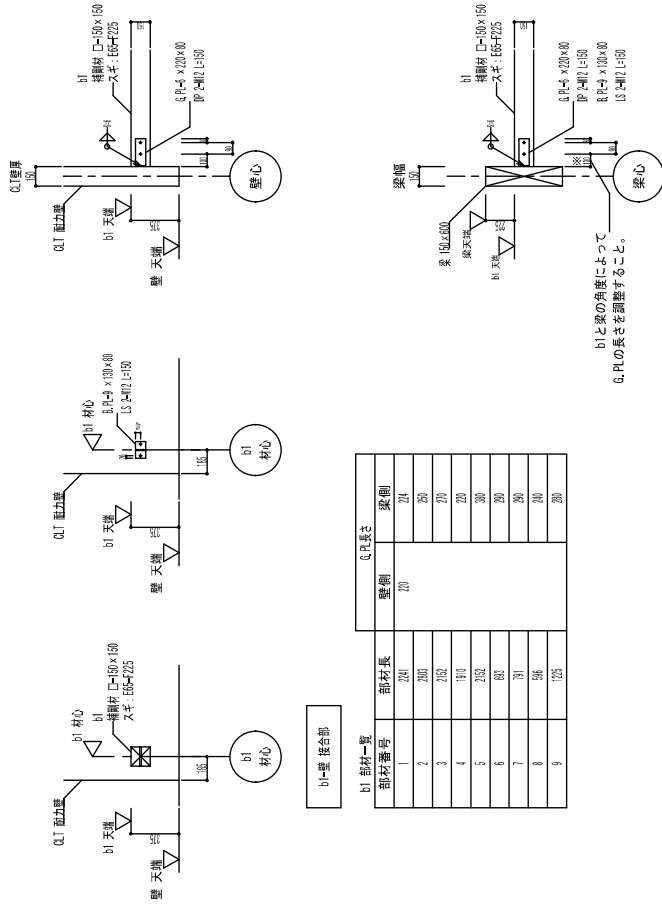
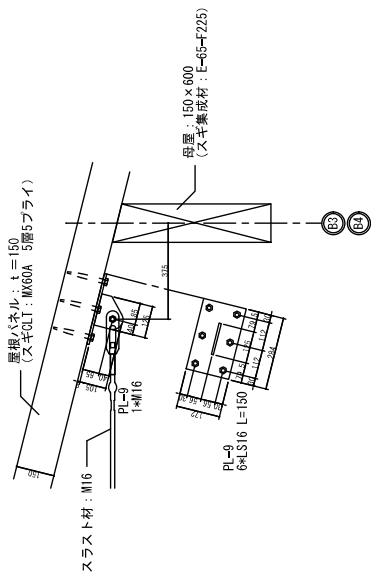
壁符号		
梁符号		

※ ① 梁継ぎ字位置を示す。
 ※ \blacktriangleright X及びYは、構造計算書におけるX方向及びY方向を示す。

壁・梁符号図 S=1/50

44	建設工事	44
S 00	壁・梁符号図	
道の駅あけくらんどイレイザ工庫 壁・梁符号図		





b1=壁 接合部

b1 部材一覧		Q.L.T.長さ	
部材番号	部材長	壁側	梁側
1	240	20	24
2	260		20
3	210		20
4	110		20
5	210		20
6	60		20
7	70		20
8	50		20
9	120		20

b1=梁 接合部

§2 荷重算定

2-1 固定荷重・積載荷重

部材の単位体積あたりの重量

CLT 11°板	2ギ	4.0 kN/m ³
集成材	2ギ	4.0 kN/m ³
コンクリート		24 kN/m ³

設計用部材重量・木質部材

屋根11°板	屋根ふき材一式	200	} 800 N/m ²
	CLT 11°板 t=150	600	

壁11°板 t=150	仕上げ(両面)	$0.03 \times 4 \times 10^3 \times 2$	240	} 840 N/m ²
		$0.15 \times 4 \times 10^3$	600	

t=210	仕上げ(両面)	$0.03 \times 4 \times 10^3 \times 2$	240	} 1.080 N/m ²
		$0.21 \times 4 \times 10^3$	840	

梁

150×600	$0.15 \times 0.6 \times 4 \times 10^3 = 360 \text{ N/m}$
150×750	$0.15 \times 0.6 \times 4 \times 10^3 = 450 \text{ N/m}$

設計用荷重・鉄筋コンクリート部材

立上り・壁梁 増し打ち 30mm 両面 $0.03 \times 24 \times 10^3 \times 2 = 1440$
 1FL+640 壁梁幅 150 $0.15 \times 24 \times 10^3 = 3600$ } 5.040 N/m^2
 $b \times D = 150 \times 640$ ($0.21 \times 24 \times 10^3 = 5.040$) (6.480)
 $5.040 \text{ N/m}^2 \times 0.64 \text{ m} = 3.226 \text{ N/m}$
 (6.480 $\times 0.64 = 4.147^2$)

地中梁
 1階床版 $t=150$
 $b \times D = 210 \times 1565$
 耐圧版 $t=180$

$w = 0.21 \times (1.565 - (0.15 + 0.12)) \times 24 \times 10^3 = 6.224^4 \text{ N/m}$
 1.235

1階床版 (配管上・上部)

直挿え 長尺塩ビ $t=2$
 仕掛け ビニールシート貼り $t=2$ 30 N/m^2
 床版 $t=150$ 3600 N/m^2 } 3630 N/m^2

耐圧盤

$t=180$ $0.18 \times 24 \times 10^3 = 4.320 \text{ N/m}^2$

設計用積載荷重

1階上	床構造用	大ばり・柱基礎用	地震力用
L.L	1.800	1.300	600
屋根	L.L	0	0

屋根1階上に対し積載荷重は評価しない。

設計用床荷重

	床構造用	大ばり・柱基礎用	地震力用
1階上	L.L 1.800	1.300	600
	D.L 3.630	3.630	3.630
	T.L 5.430	4.930	4.230

2-2 地震力

地震層せん断力の算定.

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

地域係数 $Z = 0.9$ 岡山県.

振動特性係数 $R_t = 1.0$

地震層せん断力分布係数, $A_i = 1.0$: 1階建より

標準層せん断力係数 $C_0 = 0.2$ (一次設計用の値)
評定能力度

$C_0 = 1.0$ (二次設計用の値)
必要保有水平耐力

よって

一次設計用地震層せん断力 $C_i = 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.2 = 0.18$

二次設計用地震層せん断力 $C_i = 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 0.9$ となる。

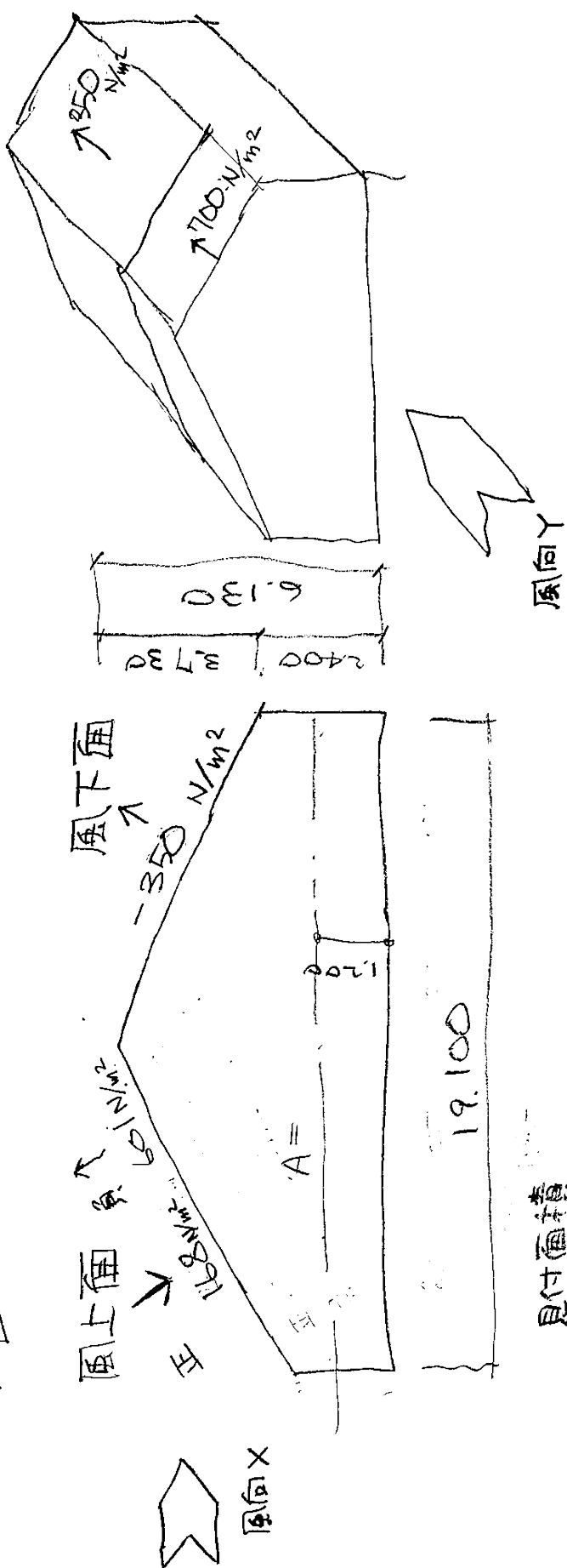
震度算定 (STAN出力)

基本データ			
建物高さ h(m)	6	地盤卓越周期(秒) T_c	
地域係数 Z	0.9	振動特性係数 R_t	
地盤種別 1,2,3 (4: $R_t=1$)	2	固有周期 T	
標準剪断力係数 C_0	0.2		
$T = h(0.02 + 0.01\alpha)$ の α 値	1	柱および梁の大部分が木造または鉄骨造である階の(地階を除く)の高さの合計のhに対する比率、固有周期直接入力負値	

震度グループ*		W(kN)	$\Sigma W(kN)$	α_i	A_i	C_i	$Q_i(kN)$	$P_i(kN)$	k_i
屋根	3	320.724							
梁	2	72.015	165 kN						
壁	1	93.269							

2-3 風荷重

$V_0 = 30 \text{ m/s}$ 粗度区分 3, 屋根勾配 14.036°



見付面積

$$A = \frac{1}{2} \times 19.1 \times 3.73 + 19.1 \times 1.2 = 58.255$$

$$\text{風重量 } P = 58.255 \times 1.224 = 71.3 \text{ kN} < \text{地震力 } 486 \times 0.2 \times 0.9 = 87.48 \text{ kN.}$$

以上より、風荷重 < 地震荷重 とお認め、風荷重の検討は省略する。

設計用・風荷重 $V_0=30\text{ m/s}, H=6.13\text{ m}, \theta=14.036^\circ$

低層建築物風荷重

基準風速 V_0	30	風速倍率	1.00						
粗度区分	2	\Rightarrow	Zb	ZG	α	Gf(10)	Gf(40)		
基準高さH	6.13			5	350	0.15	2.2	2	
幅	19.1						Gpe(5)	Gpe(40)	
奥行き	15.7						2.6	2.1	
屋根勾配	14.036								
Er	0.927	Erc	0.927	α_c	0.15				
Gf	2.200								
速度圧q	1020								

Zb,ZG, α	Zb	ZG	α	Gf(10)	Gf(40)	Gpe(5)	Gpe(40)
粗度区分	Zb	ZG	α	Gf(10)	Gf(40)	Gpe(5)	Gpe(40)
I	5	250	0.10	2.0	1.8	2.2	1.9
II	5	350	0.15	2.2	2.0	2.6	2.1
III	5	450	0.20	2.5	2.1	3.1	2.3
IV	10	550	0.27	3.1	2.3	3.1	2.3

構造骨組用風荷重(告示1454号)

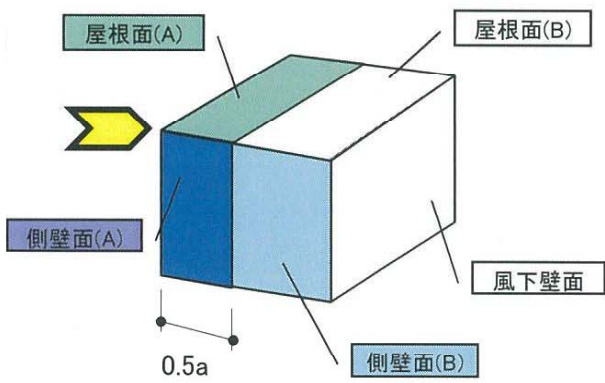
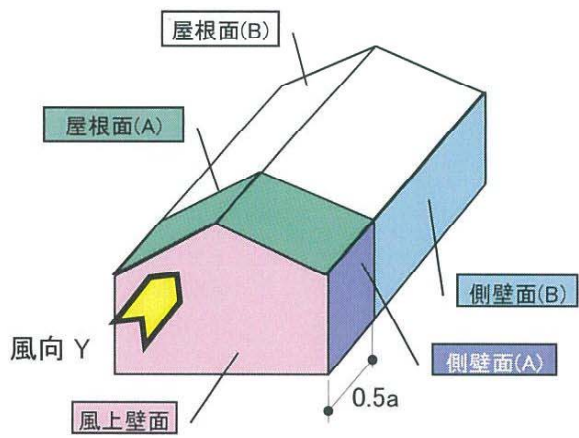
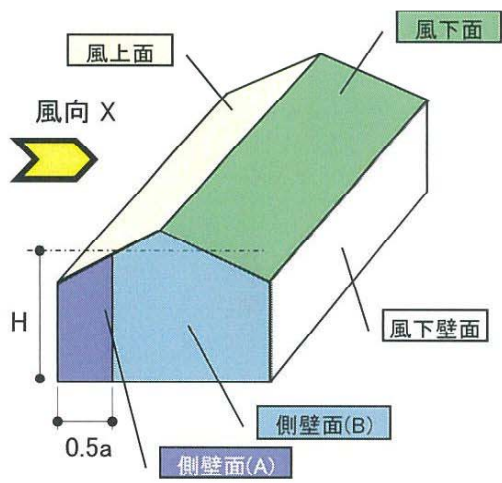
	風上壁面	風下壁面	風力係数	風荷重
高さ(m)	Cpe	Cpe	Cf	(N/m^2)
6.13	0.800	-0.4	1.200	1224
30	1.288	-0.4	1.688	1723
16.6	1.079	-0.4	1.479	1509
13.75	1.019	-0.4	1.419	1448
10.3	0.935	-0.4	1.335	1362
7.3	0.843	-0.4	1.243	1268
3.8	0.753	-0.4	1.153	1176
0	0.753	-0.4	1.153	1176

壁面骨組用風荷重(告示1454号) 床のない大きい壁面を設計するとき使用する

	閉鎖型建築物の風力係数 Cf ($C_{pi}=0$ or -0.2)				閉鎖型建築物風荷重(N/m^2)			
高さ(m)	風上壁面	側壁面(A)	側壁面(B)	風下壁面	風上壁面	側壁面(A)	側壁面(B)	風下壁面
6.13	1.000	-0.7	-0.4	-0.4	1020	-714	-408	-408
30	1.488	-0.7	-0.4	-0.4	1518	-714	-408	-408
16.6	1.279	-0.7	-0.4	-0.4	1305	-714	-408	-408
13.75	1.219	-0.7	-0.4	-0.4	1244	-714	-408	-408
10.3	1.135	-0.7	-0.4	-0.4	1158	-714	-408	-408
7.3	1.043	-0.7	-0.4	-0.4	1064	-714	-408	-408
3.8	0.953	-0.7	-0.4	-0.4	972	-714	-408	-408
0	0.953	-0.7	-0.4	-0.4	972	-714	-408	-408

屋根面構造骨組用風荷重(告示1454号)

陸屋根	風力係数($C_{pi}=0$)				風荷重(N/m^2)		0.5a (m)
(その他屋根の風向Y)	屋根面(A)	屋根面(B)	屋根面(A)	屋根面(B)			6.13
	-1.0	-0.5	-1020	-510			
切妻屋根	風上面		正の荷重		負の荷重		
片流れ屋根	正のCpe	負のCpe	正のCf	負のCf	(N/m^2)	(N/m^2)	
のこぎり屋根	0.04036	-0.85874	0.24036	-0.85874	245	-876	
(風向X)	風下面		荷重(N/m^2)				
	Cpe	Cf					
	-0.5	-0.5	-510				



構造骨組用風荷重領域

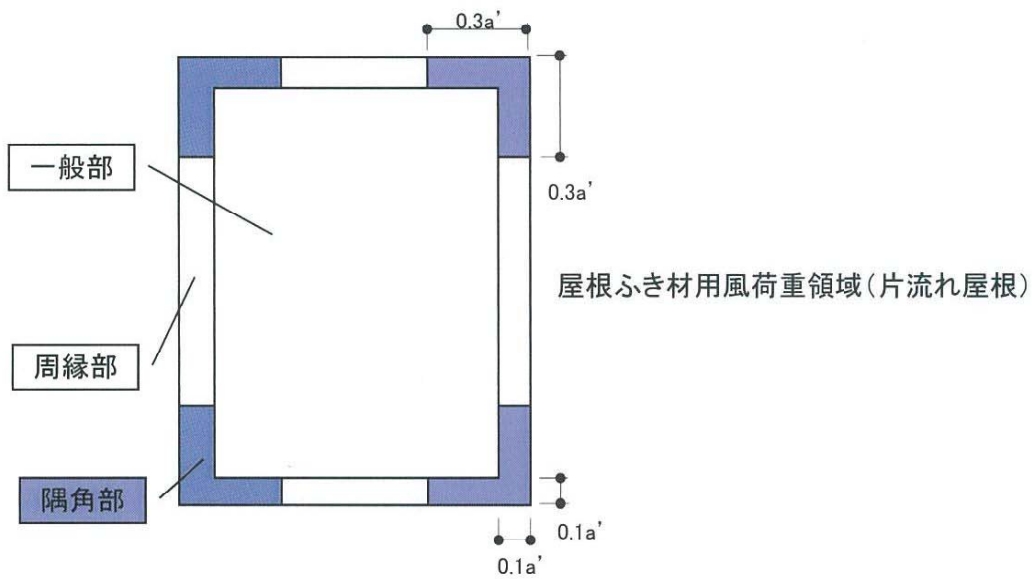
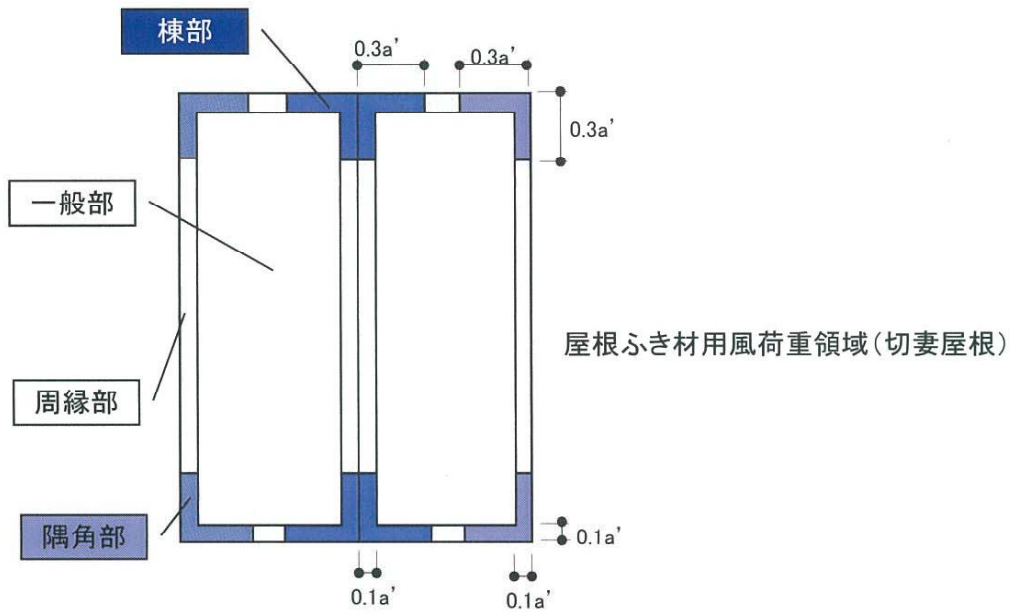
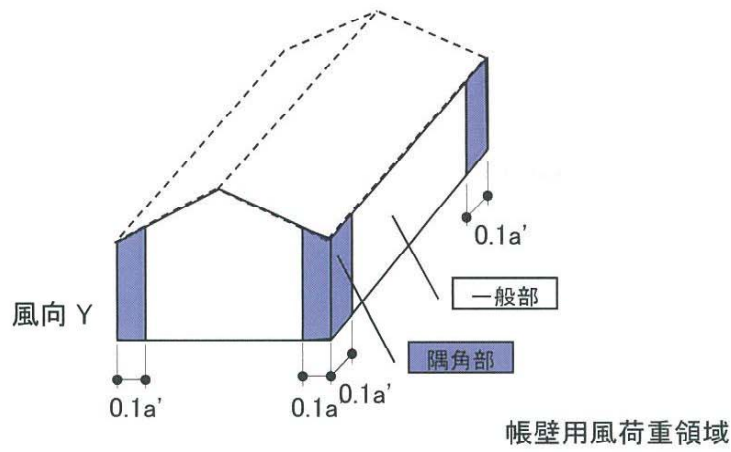
帳壁用風荷重(告示1458号)

速度圧qc		464				0.1a'(m)=		1.226	
帳壁	正のCpe	正のGpe	正のCf	正の風荷重	負のCpe	負のCpe	負の風荷重		
高さ(m)				(N/m ²)	一般部	隅角部	一般部(N/m ²)	隅角部(N/m ²)	
6.13	1.000	2.58	3.084	1430	-1.8	-2.2	-835	-1020	
30	1.610	2.24	4.112	1907	-1.8	-2.2	-835	-1020	
16.6	1.348	2.43	3.782	1754	-1.8	-2.2	-835	-1020	
13.75	1.274	2.48	3.654	1695	-1.8	-2.2	-835	-1020	
10.3	1.168	2.52	3.450	1600	-1.8	-2.2	-835	-1020	
7.3	1.054	2.57	3.205	1487	-1.8	-2.2	-835	-1020	
3.8	0.941	2.60	2.946	1366	-1.8	-2.2	-835	-1020	
0	0.941	2.60	2.946	1366	-1.8	-2.2	-835	-1020	

屋根ふき材用風荷重(告示1458号)

速度圧qc		464				0.1a'(m)=		1.226		
正のCpe	正のGpe	正のCf	正の荷重	負のCf	負の荷重	0.3a'(m)=		3.678		
			(N/m ²)		(N/m ²)					
0.04	2.58	0.60	280	一般部	-2.5	-1159				
				周縁部	-3.2	-1484				
				隅角部	-3.9	-1788				
				棟部	-4.1	-1896				

*注意;軒先の出がある場合は、周辺部の負荷重に直下の壁面の正荷重を足すこと。
 *注意;θが10度以下の切妻屋根面の荷重の領域は片流れ屋根の荷重領域を用いる。



2-4 積雪荷重

積雪荷重

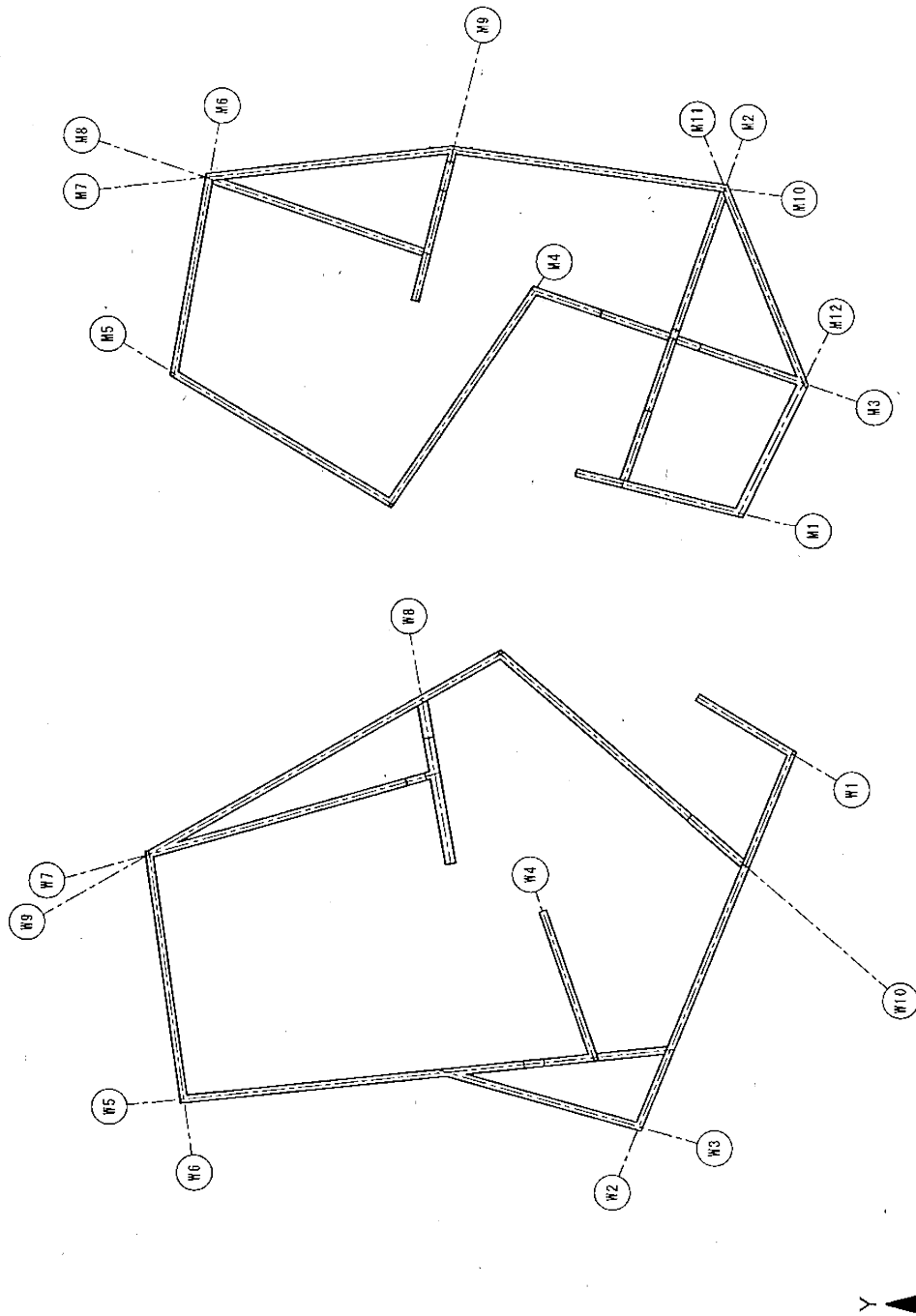
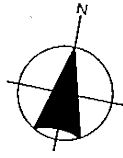
垂直積雪量 標高 337 m

$$\text{西栗倉村 } D = (L - 319) \times 0.0036 + 0.85 \text{ (m)}$$

$$= (337 - 319) \times 0.0036 + 0.85 = 0.915 \text{ m}$$

$$\text{積雪荷重 } w = 0.915 \times \frac{10^2}{\text{cm}} \times 20 \frac{\text{N}}{\text{cm/m}^2} = 1.829 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

3 準備計算



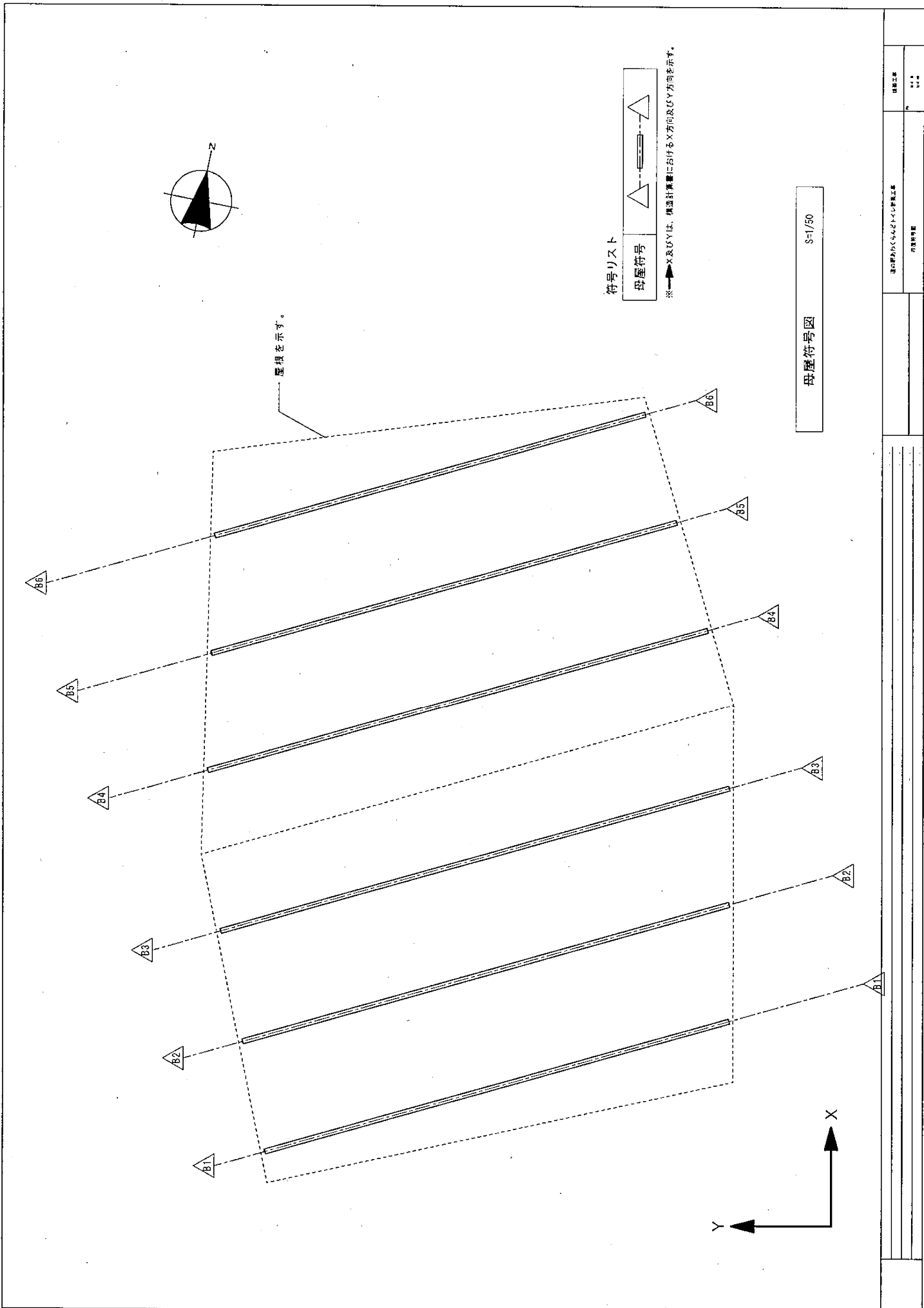
符号リスト



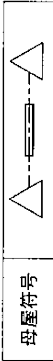
※ X及びYは、準備計算におけるX方向及びY方向を示す。

壁符号図 S=1/50

図面名称	壁符号図
図面番号	S=1/50
設計者	
校核者	
承認者	
作成日	
更新日	
備考	



符号リスト



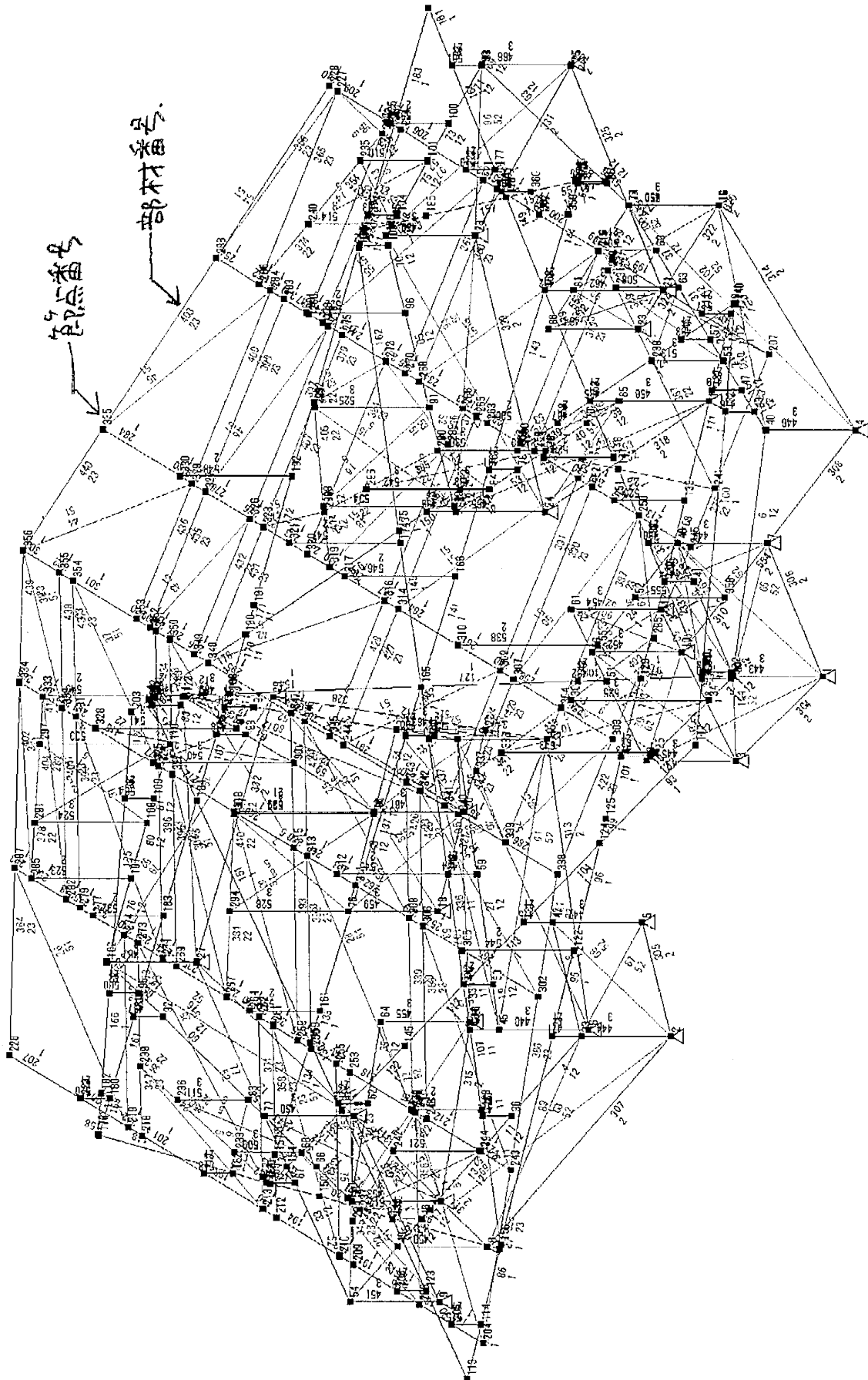
※ X及OYは、構造計算書におけるX方向及びY方向を示す。

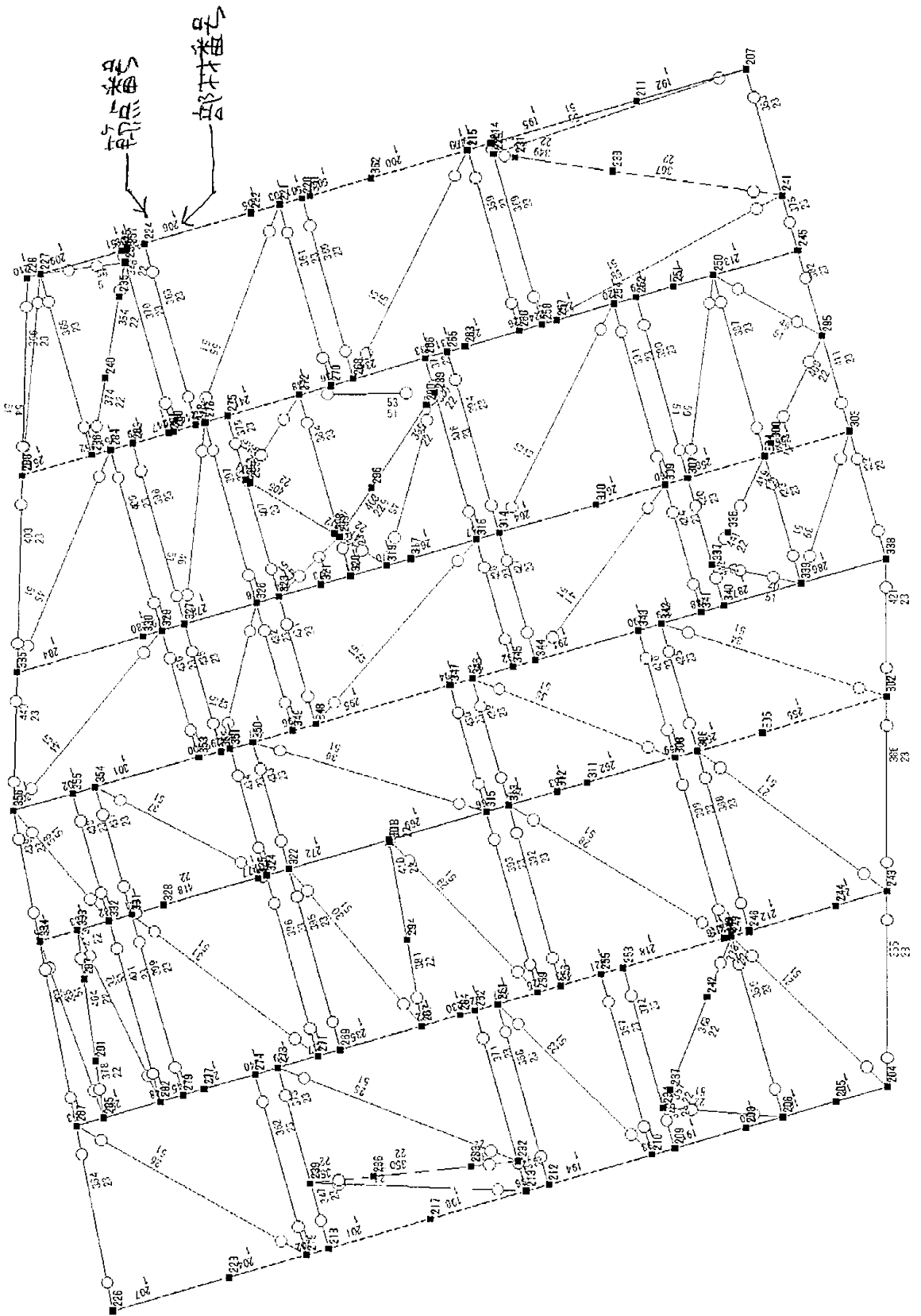
屋根を示す。

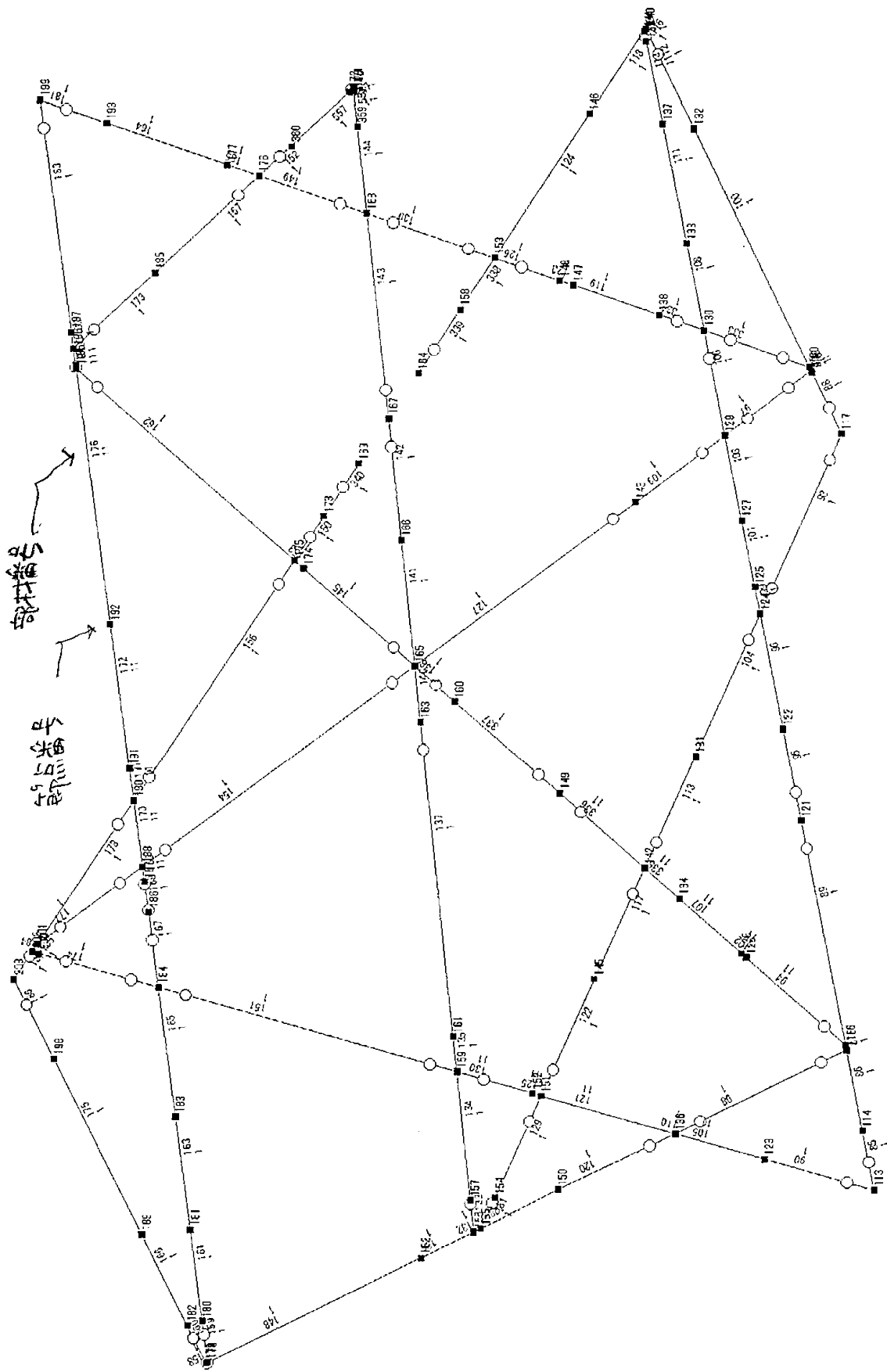
母屋符号図 S=1/50

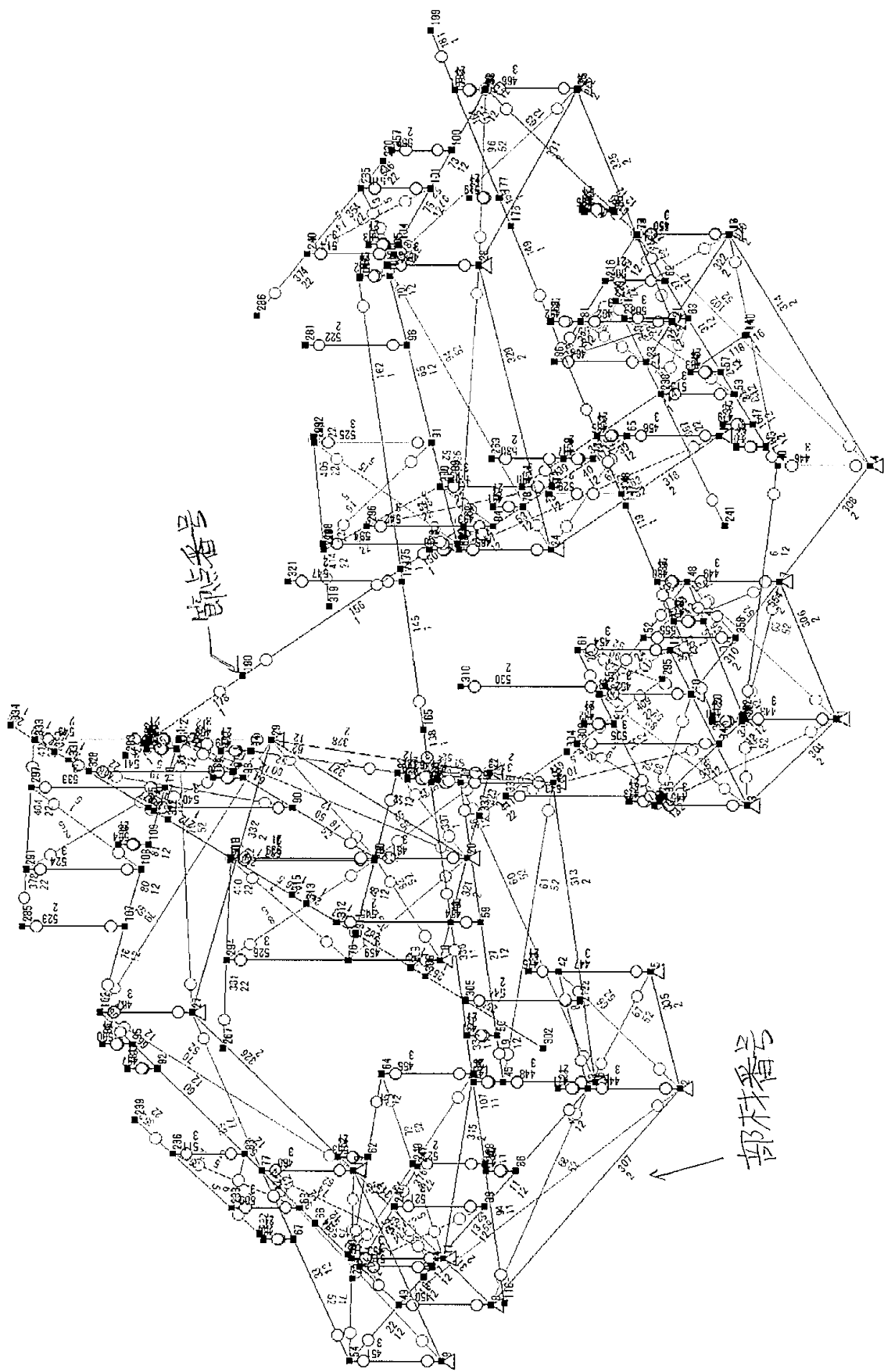
図面名称	母屋符号図
図面番号	
設計者	
校核者	
承認者	
作成日	
図面枚数	
図面総枚数	
図面内容	

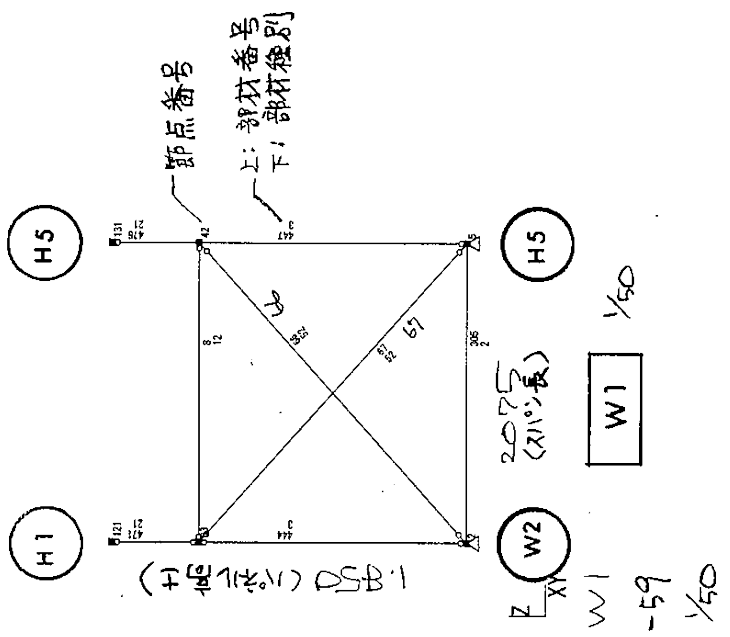
3-1 長期荷重時STAN入力データ



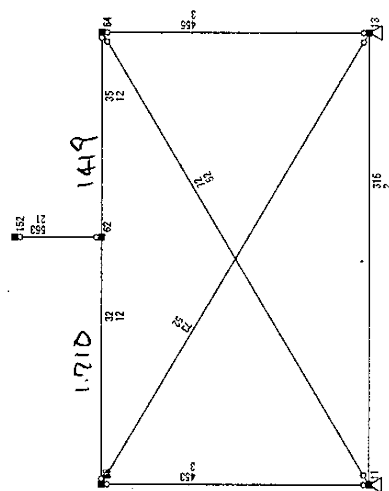








H8



W5

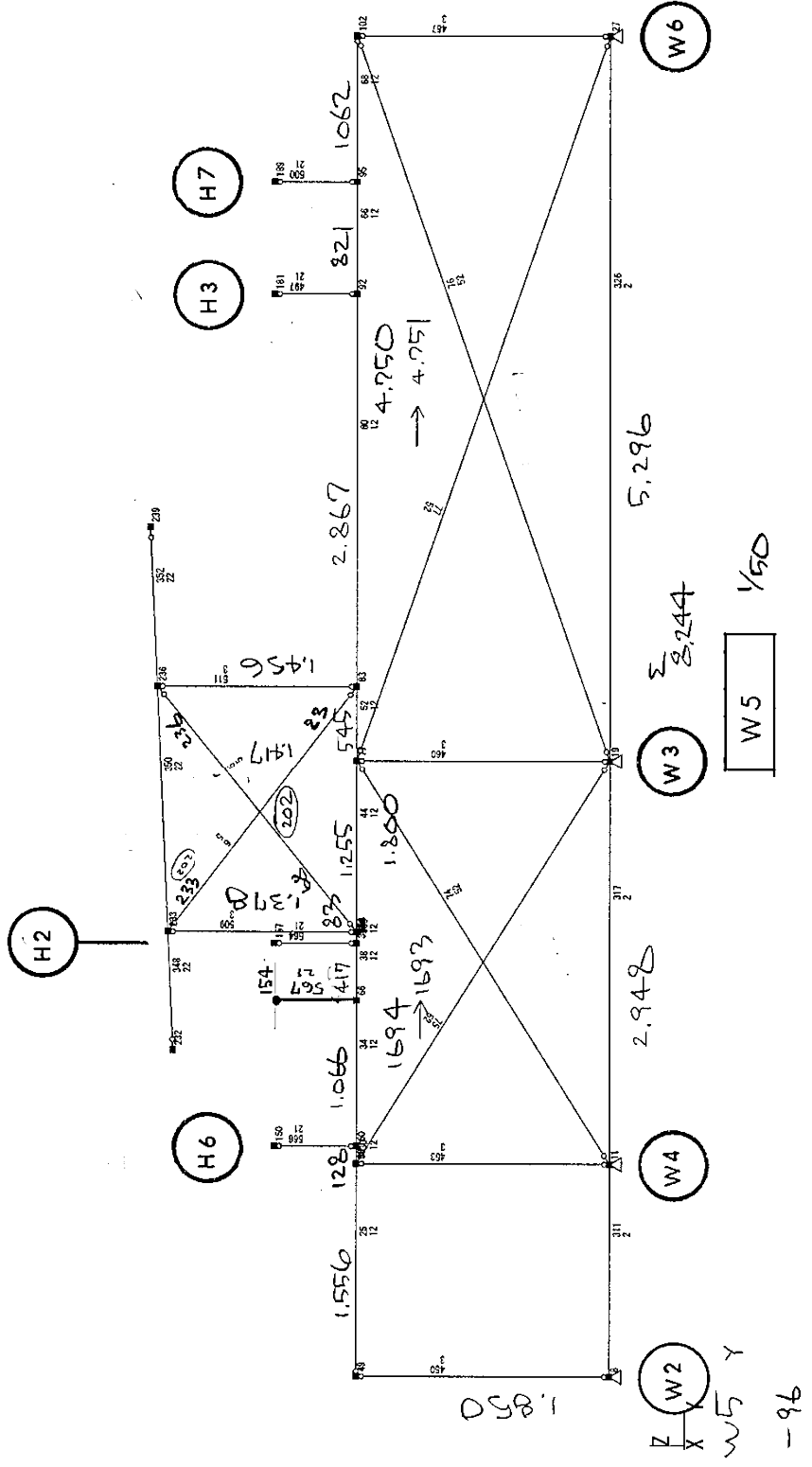
W4

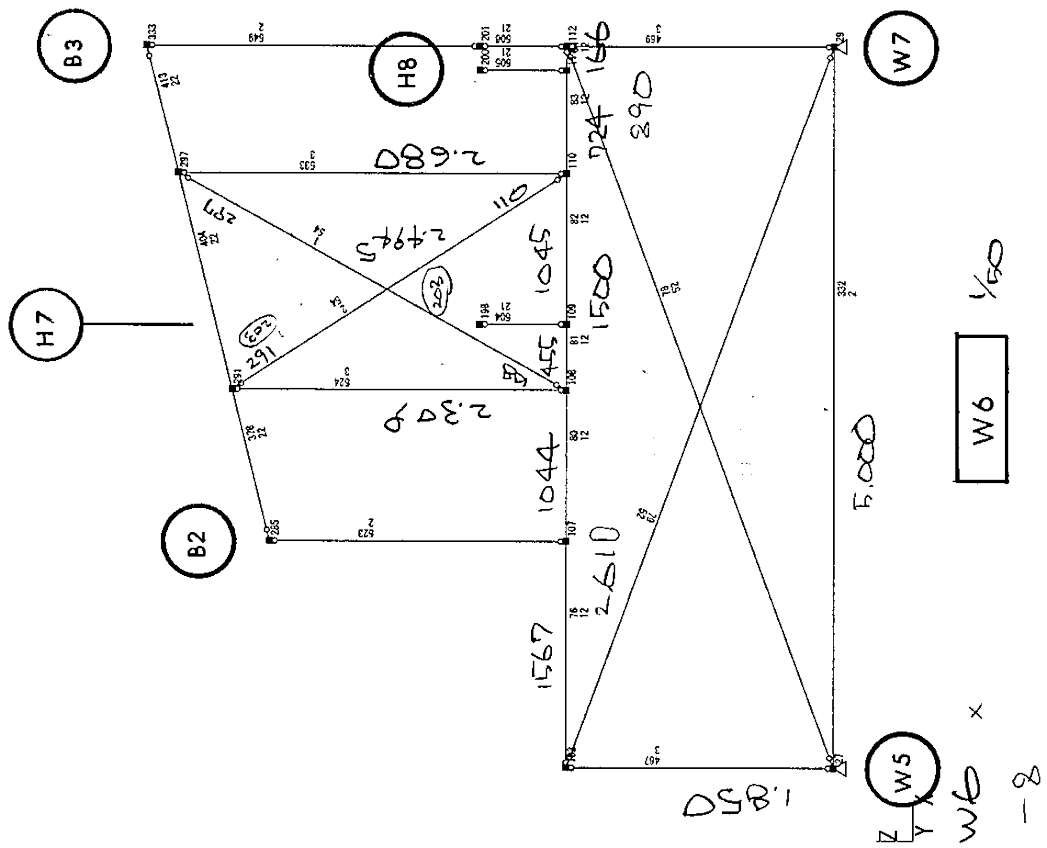
-19

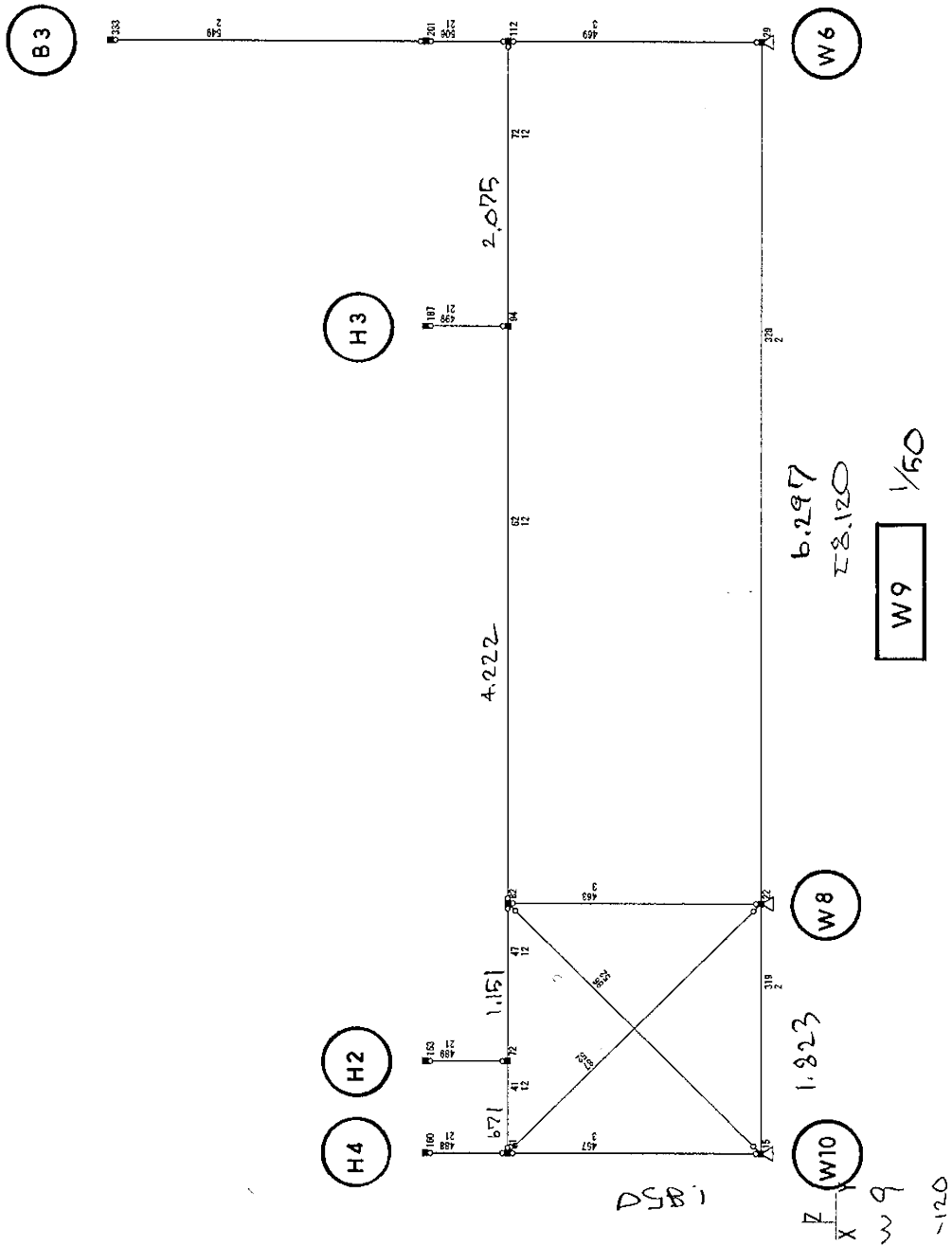
30 30 1/50

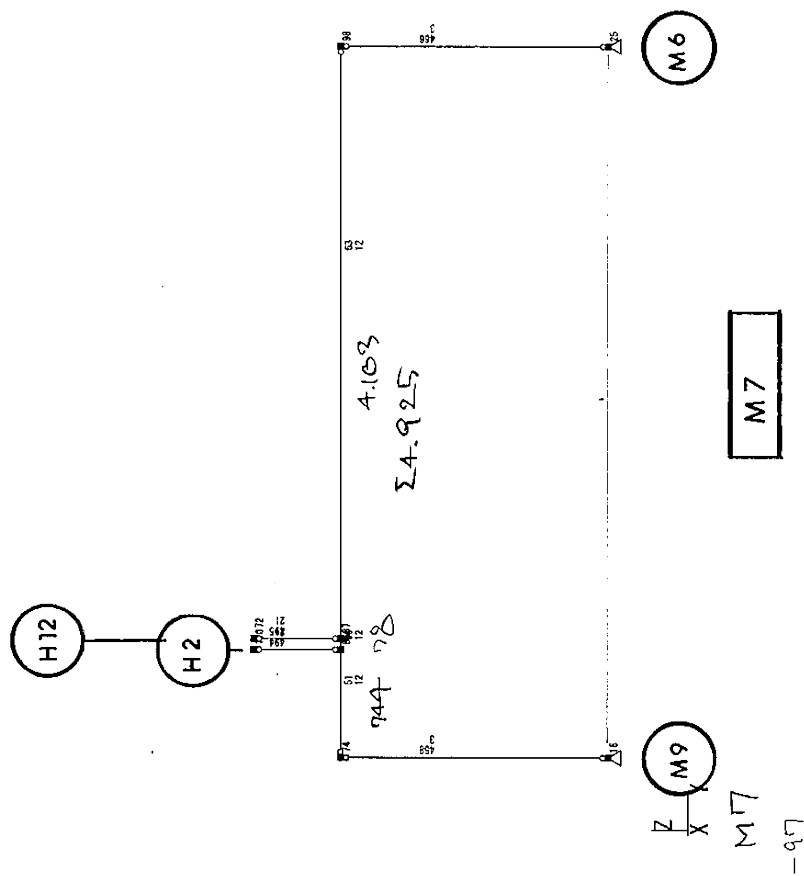
W4

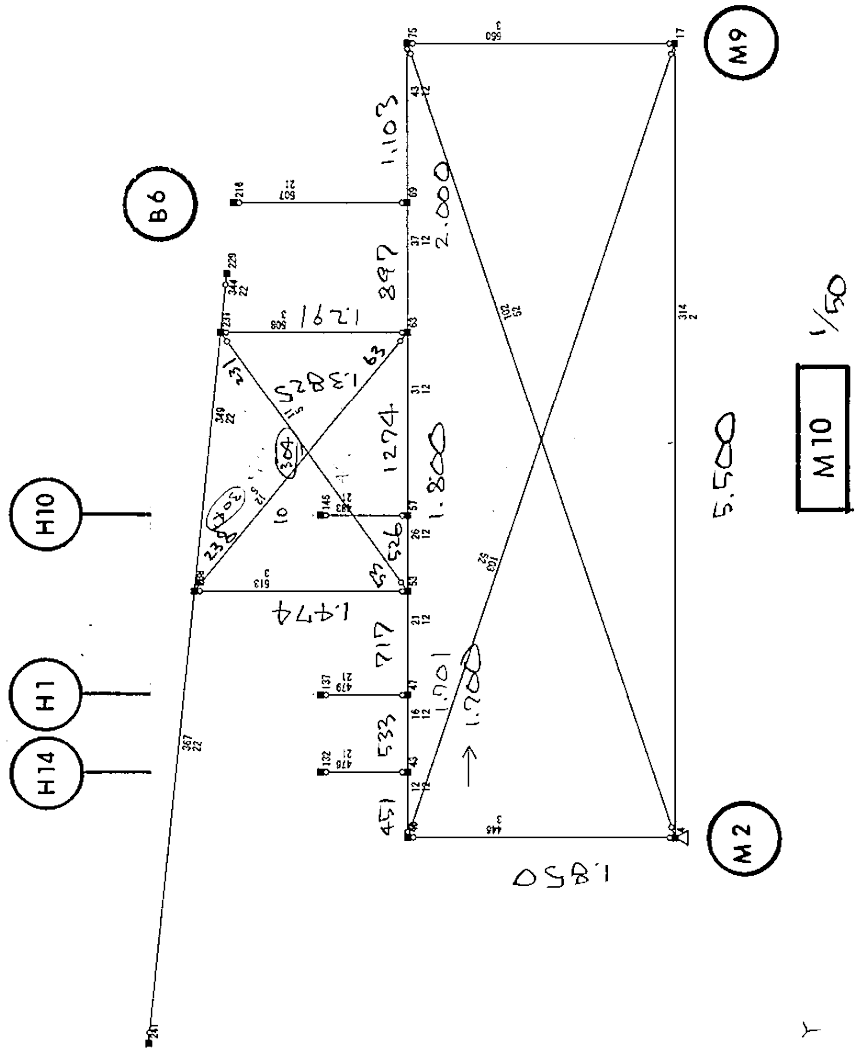
1/50



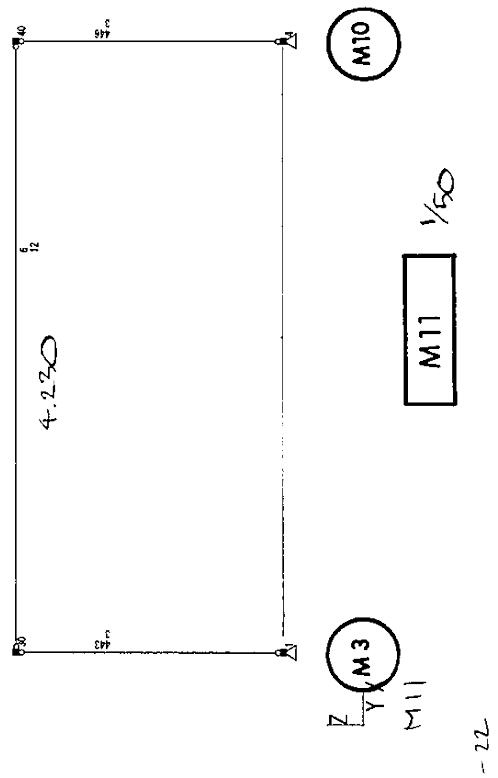


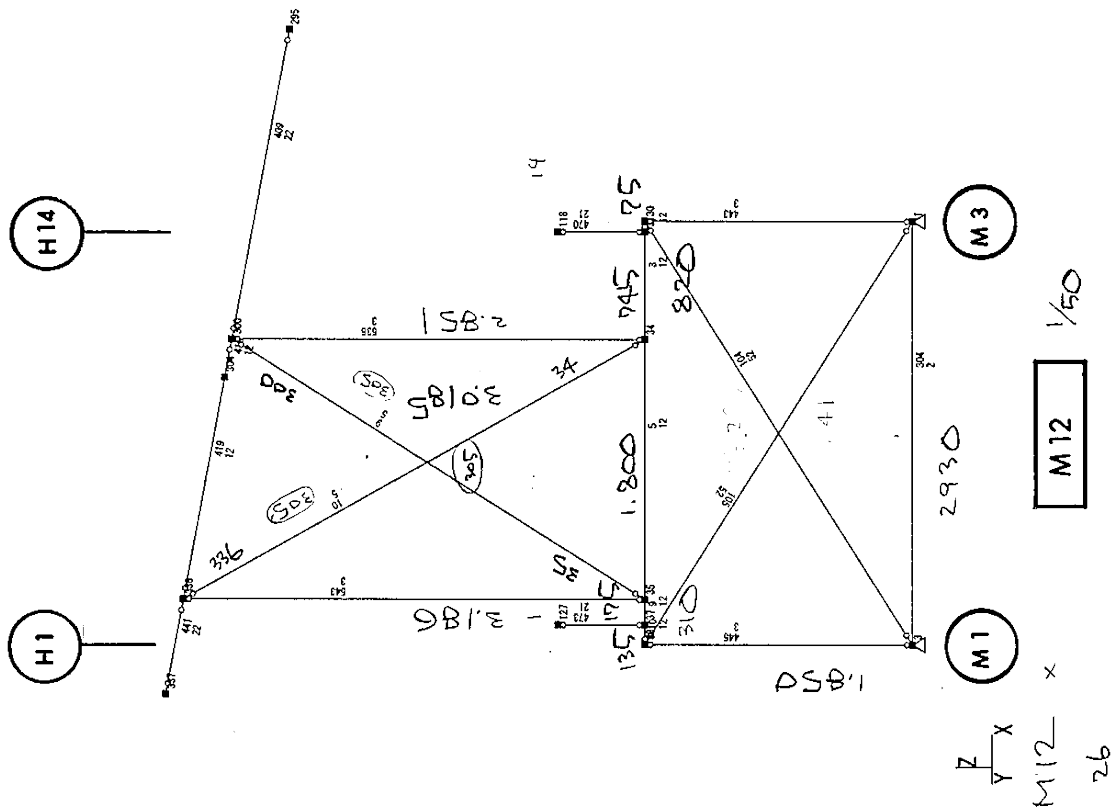


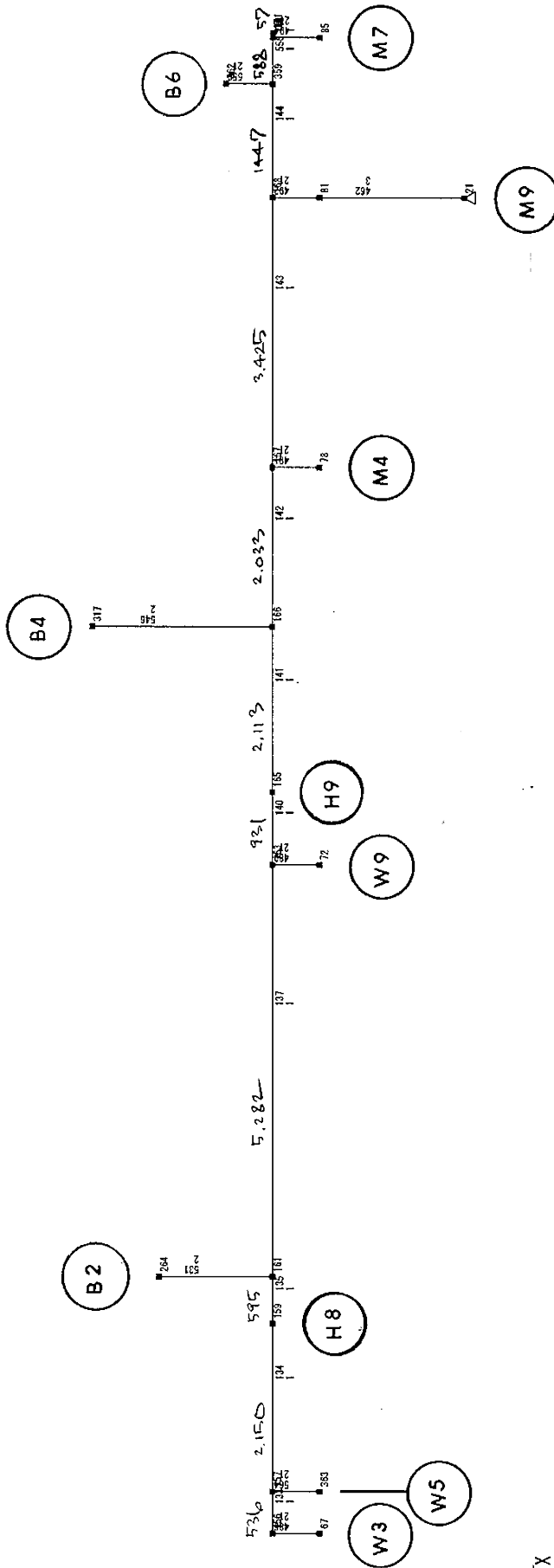




Z
X Y
M10 Y
-82

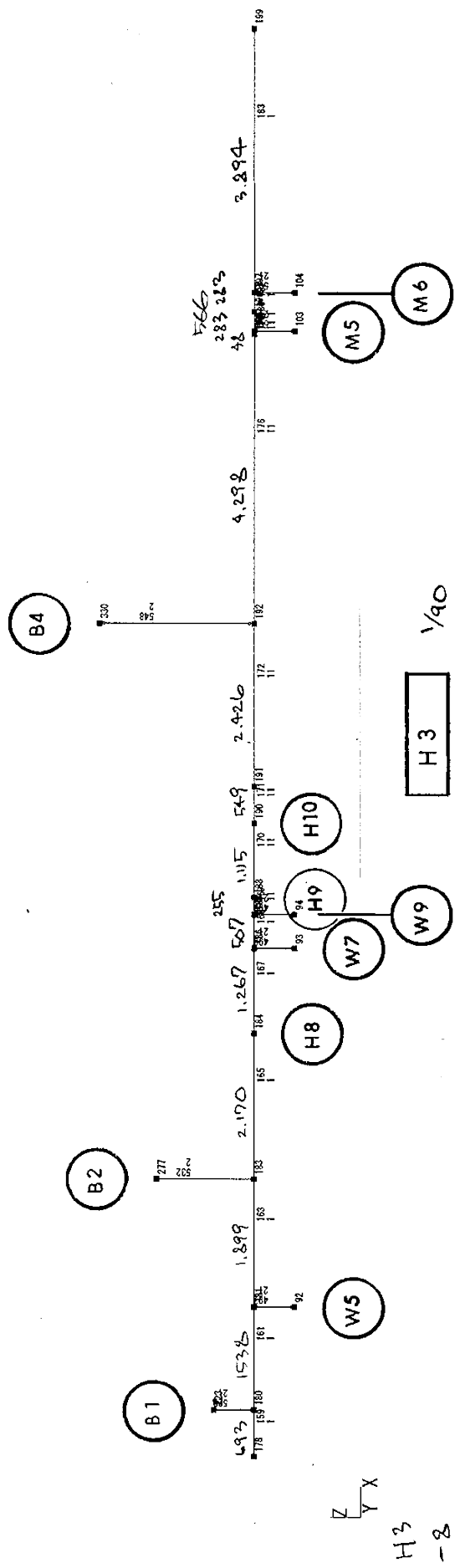




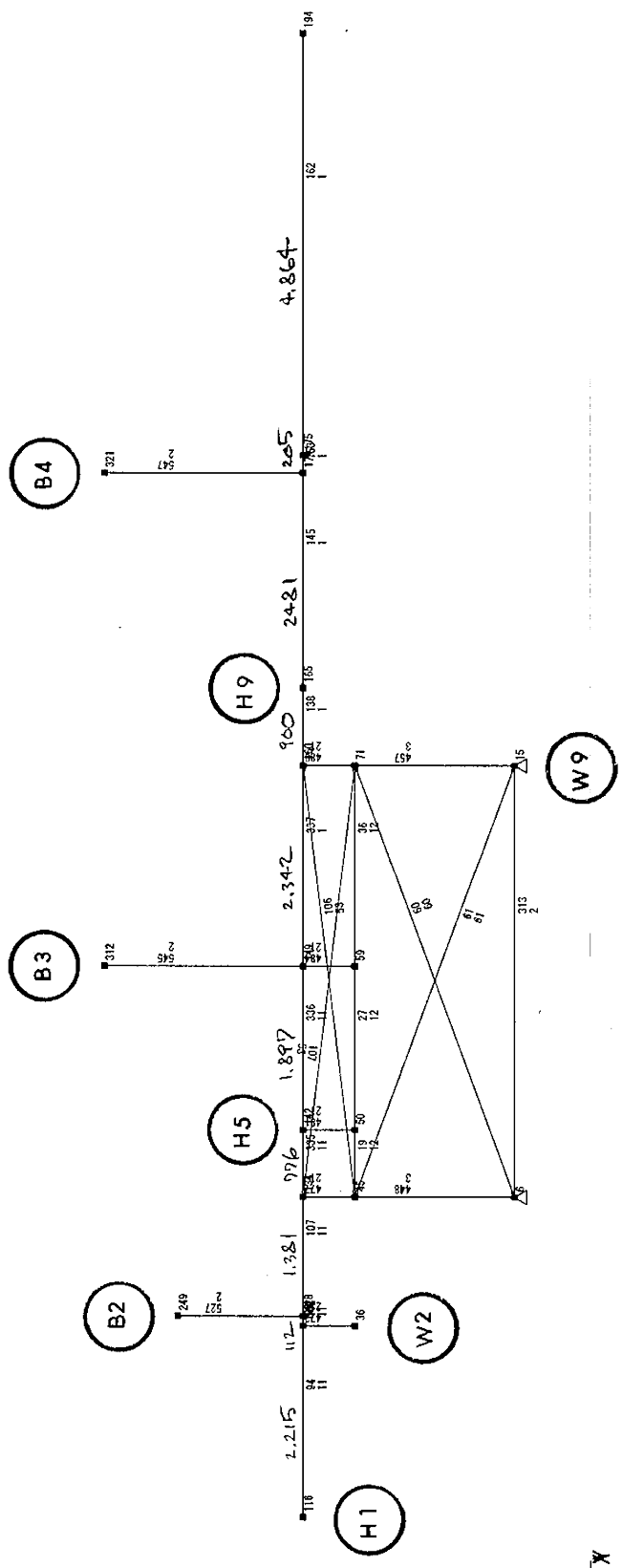


H2 1/80

Z
Y X
H2
-6
1/80

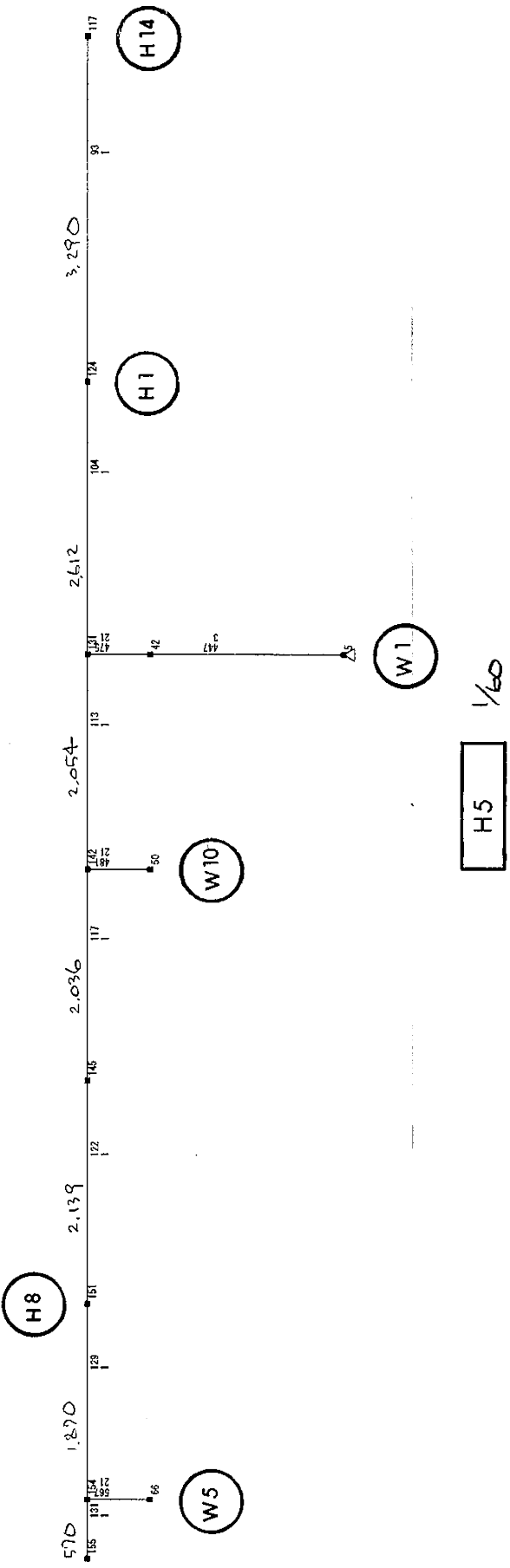


H3
-2
1/90

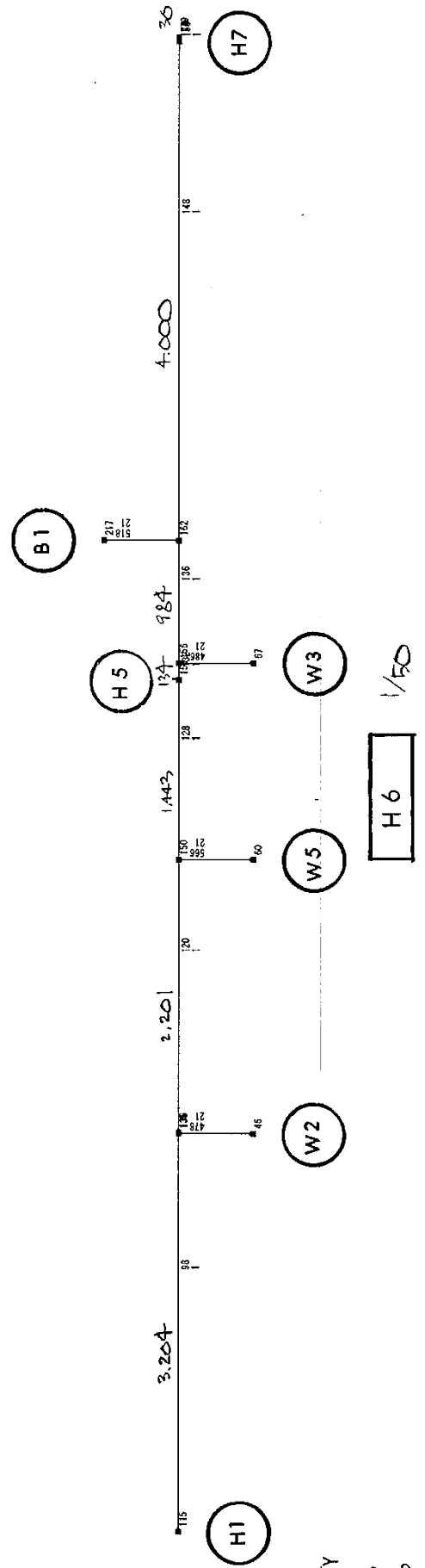


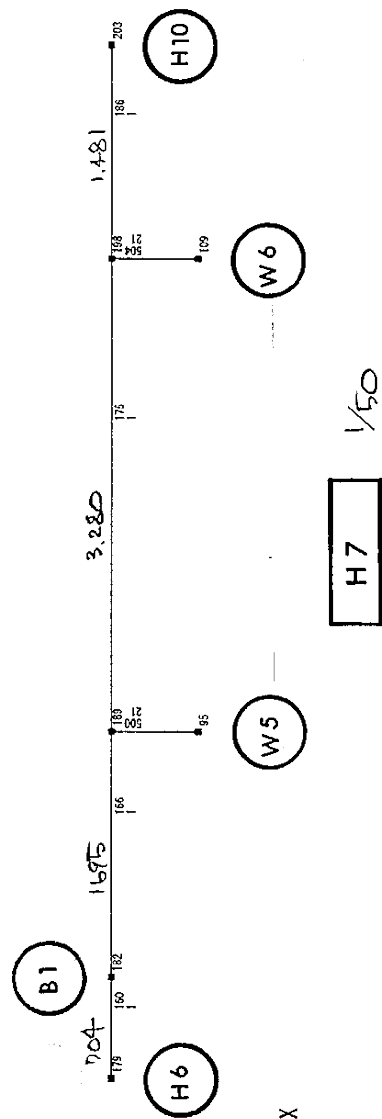
H4 1/80

-49 1/80

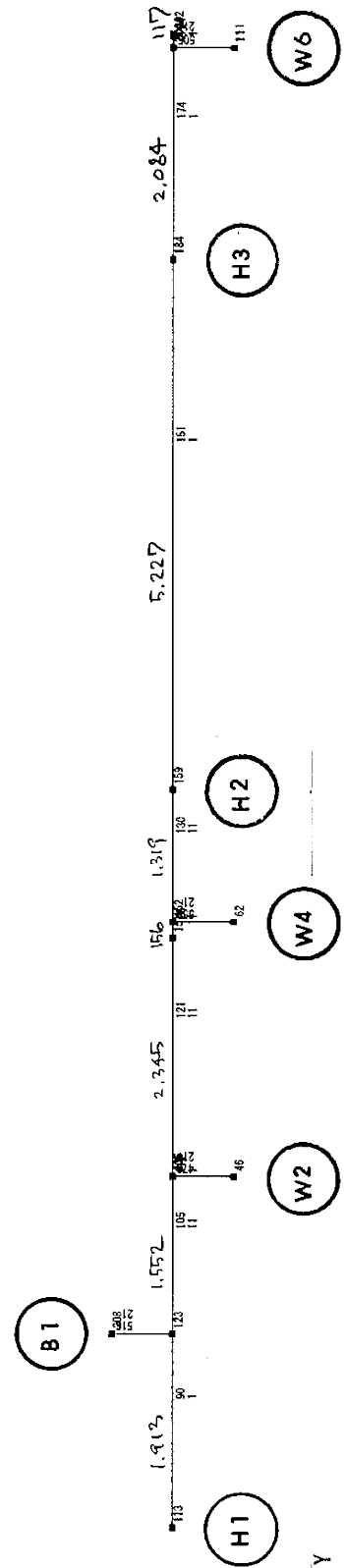


Z
Y X
H5 25 1/60
H5 1/60



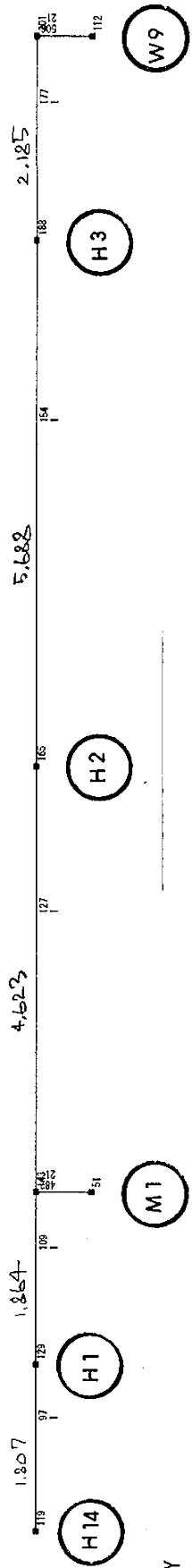


H7 $\frac{1}{50}$
 W5 $\frac{1}{50}$
 W6 $\frac{1}{50}$
 H10 $\frac{1}{50}$
 B1 $\frac{1}{50}$
 H6 $\frac{1}{50}$



H8 1/70

Z
X Y
H8
-74
1/70



2.125

5.682

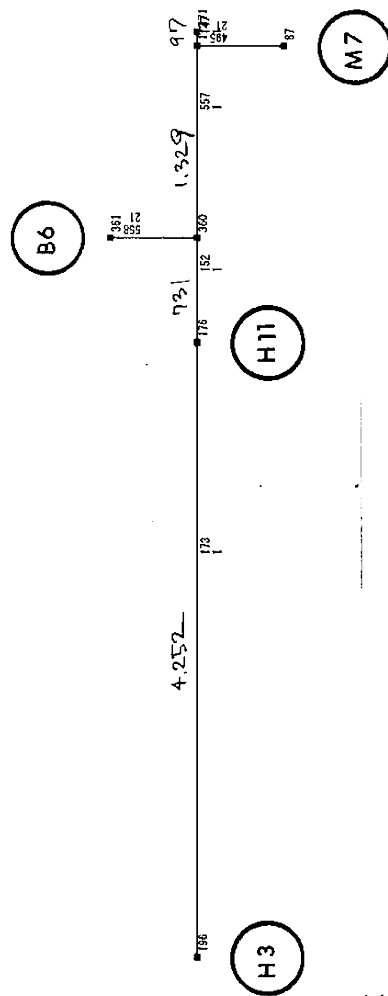
4.623

1.864

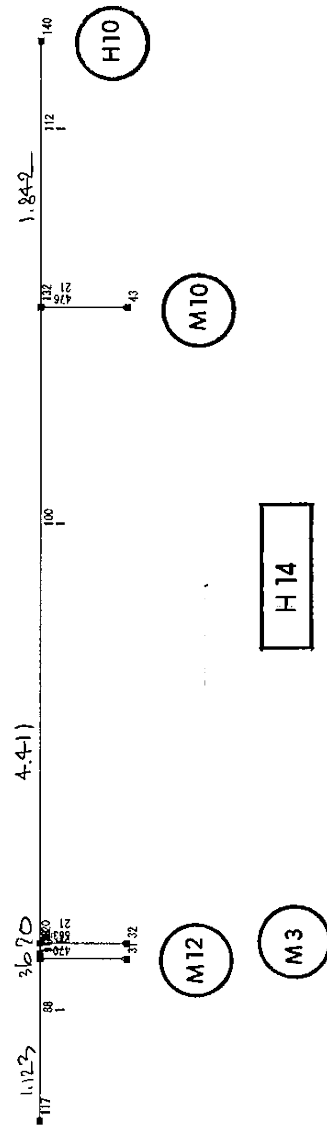
1.807

Z
X—Y
H9
-126
1/90

H9 1/90



Z
Y X
H12-
48
1/50



Z
YX
H14
-26
1/50

3-2 短期荷重（地震力）の算定

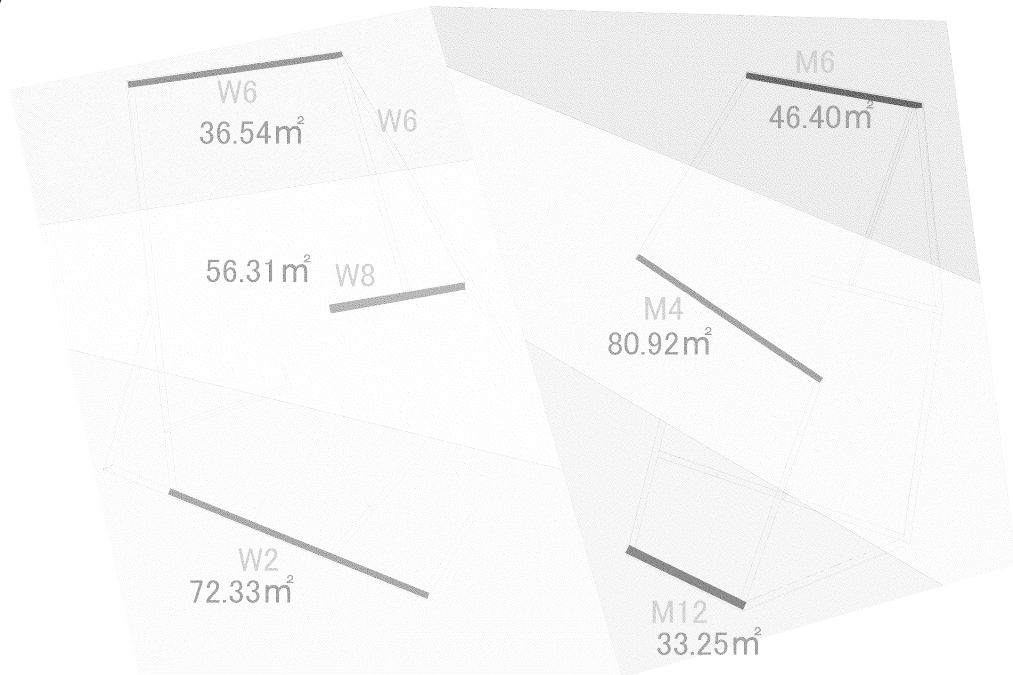
短期水平力（地震力）の検討はゾーニングによるものとする。

10枚の耐力壁（CLT壁）をX方向とY方向の壁に分類し、各壁の支配面積を算出する。

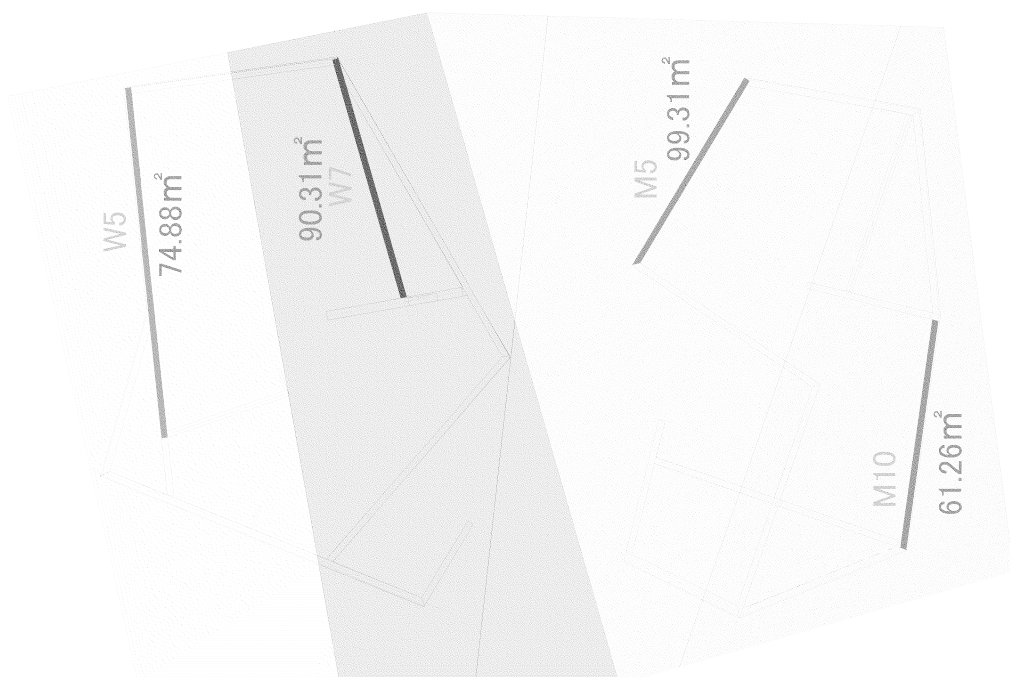
支配面積の算出は、CADにより計算する。

各壁の支配面積は、以下の通りとする。

X方向（→）

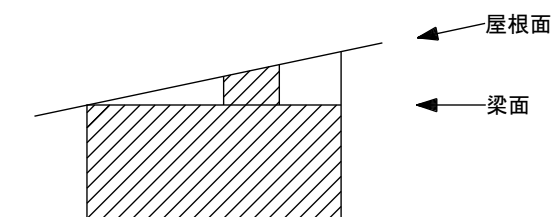


Y方向（↑）



屋根面の全重量 WR=321KN

梁面の全重量 W2=165KN



各耐震壁(CLTパネル)の負担地震力

全重量(KN)	321	57.8	165	29.7
---------	-----	------	-----	------

	壁符号	負担面積 (㎡)	負担率 (%)	屋根面		梁面	
				負担重量 (KN)	地震力 (KN)	負担重量 (KN)	地震力 (KN)
X方向	W6	36.54	11.2	36.0	6.5	18.5	3.3
	W8	56.31	17.3	55.5	10.0	28.5	5.1
	W2	72.33	22.2	71.3	12.8	36.6	6.6
	M6	46.4	14.2	45.7	8.2	23.5	4.2
	M4	80.92	24.8	79.7	14.4	41.0	7.4
	M12	33.25	10.2	32.8	5.9	16.8	3.0
	合計	325.75	100.0	321.0	57.8	165.0	29.7

全重量(KN)	321	57.8	165	29.7
---------	-----	------	-----	------

	壁符号	負担面積 (㎡)	負担率 (%)	屋根面		梁面	
				負担重量 (KN)	地震力 (KN)	負担重量 (KN)	地震力 (KN)
Y方向	W5	74.88	23.0	73.8	13.3	37.9	6.8
	W7	90.31	27.7	89.0	16.0	45.7	8.2
	M5	99.31	30.5	97.9	17.6	50.3	9.1
	M10	61.26	18.8	60.4	10.9	31.0	5.6
	合計	325.76	100.0	321.0	57.8	165.0	29.7

§ 4 応力算定

4-1 長期荷重時応力

パネルの鉛直荷重時軸力

各パネルの軸力は、建物全重量（パネル高さ方向中央より上部）から単位長さ当たりの軸力を求め、各パネルの負担軸力を求める。

符号	壁長	負担軸力 (k N)
W 2	6, 475	63. 95
W 6	5, 000	49. 38
W 8	1, 800	17. 78
M 4	5, 177	51. 13
M 6	4, 212	41. 60
M 1 2	1, 800	17. 78
W 5	8, 244	81. 42
W 7	5, 950	58. 76
M 5	5, 050	49. 88
M 1 0	5, 500	54. 32
合計	49, 208	486. 00

※建築全重量

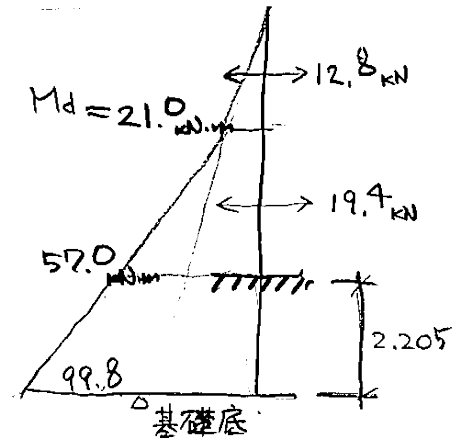
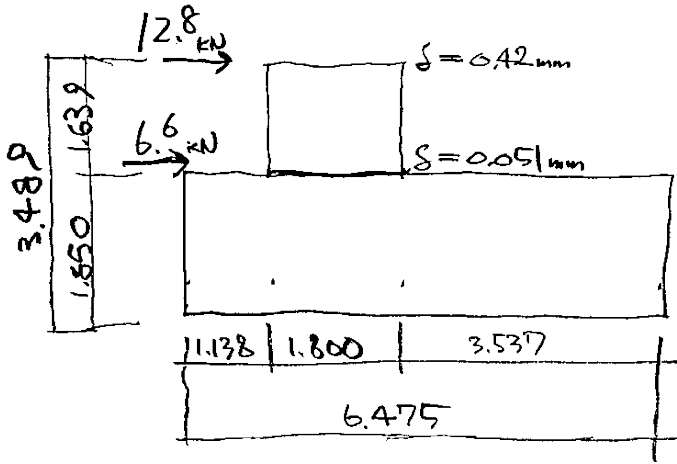
$$\Sigma W = 321 + 165 = 486.0 \text{ k N}$$

母屋と梁は2次部材として、§ 6の2次部材で検討する。

4-2 短期地震時応力

x方向

W2 通し

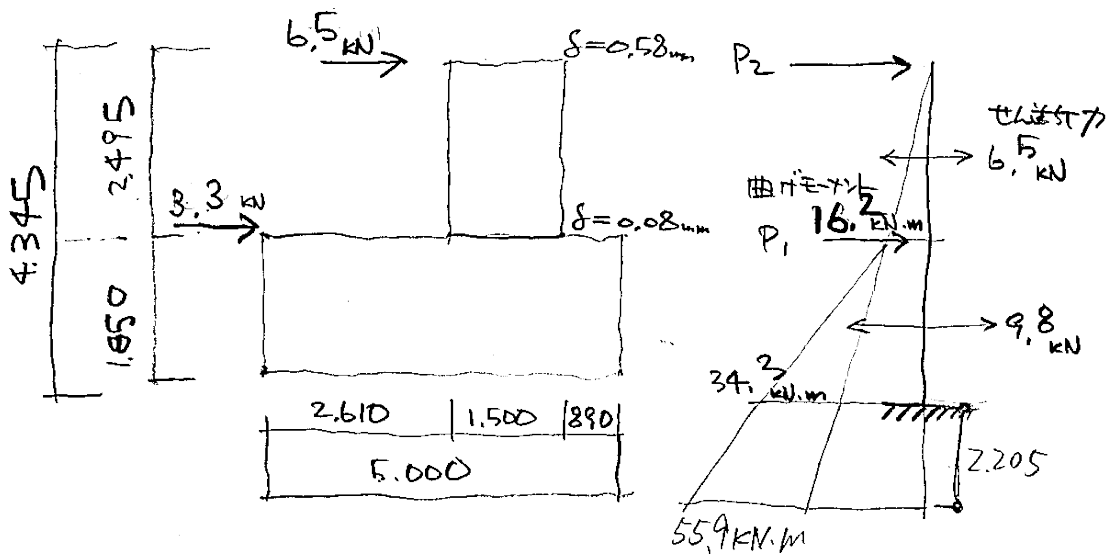


$$M = 12.8 \times 3.489 + 6.6 \times 1.85 = 57.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{変形軸力 } N = \pm \frac{99.8 \text{ kN}\cdot\text{m}}{6.475 \text{ m}} = \pm 15.4 \text{ kN}$$

x方向

W6 通し.

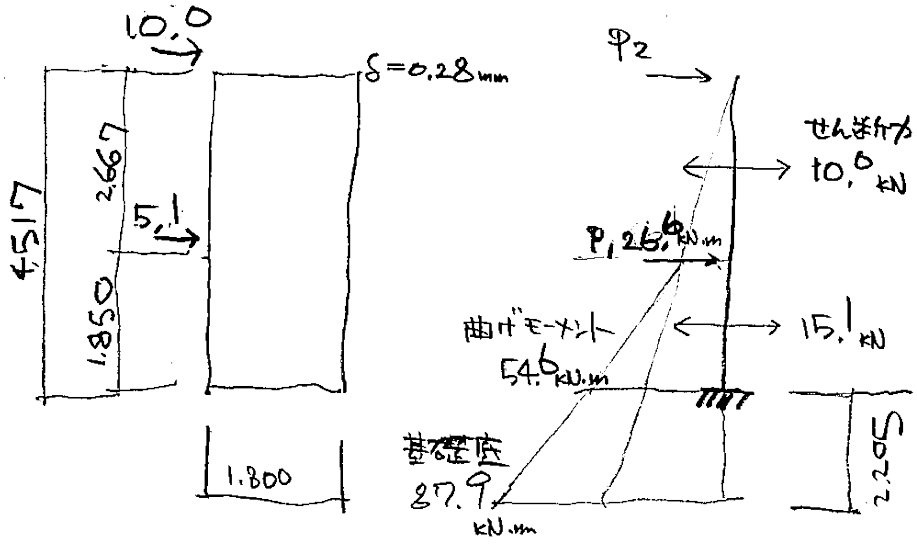


$$M = (6.5 \times 4.345 + 3.3 \times 1.85) = 34.3 \text{ kN.m.}$$

平均軸力 $N = \pm \frac{55.9 \text{ kN.m}}{5.0 \text{ m}} = \pm 11.2 \text{ kN}$

X方向

W名通)

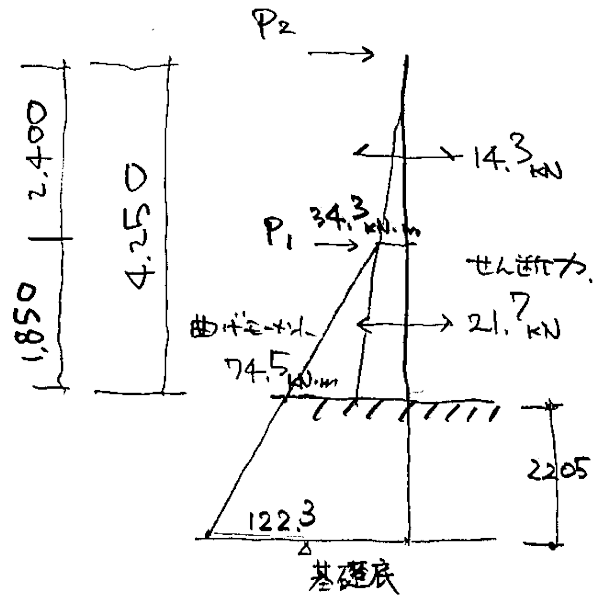
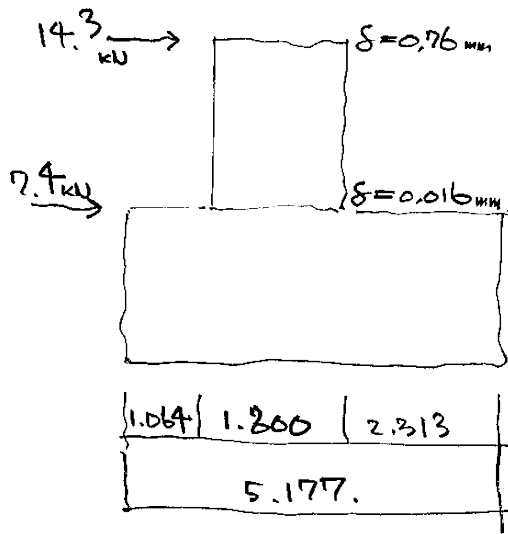


$$M = (10.0 \times 4.517 + 5.1 \times 1.85) = 54.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{変動軸力 } N = \pm \frac{87.9 \text{ kN}\cdot\text{m}}{1.800 \text{ m}} = \pm 48.8 \text{ kN}$$

X方向

M4通し

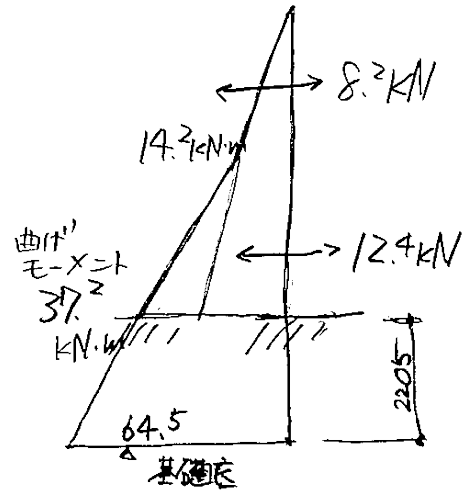
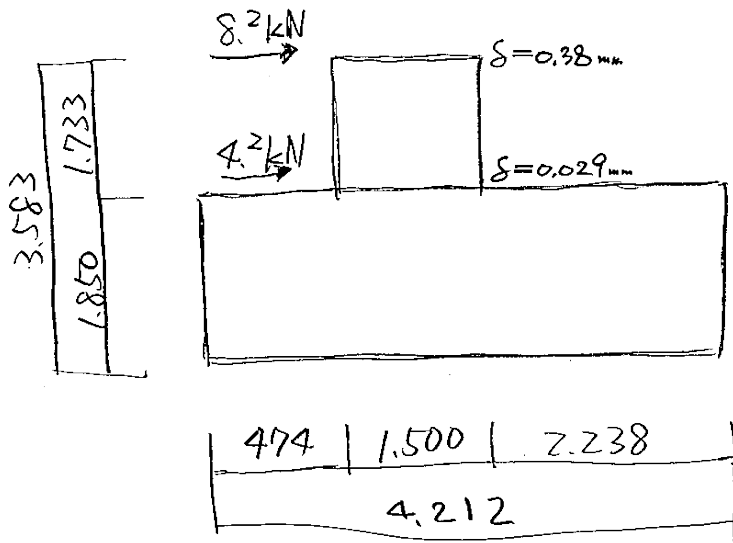


$$M = (14.3 \times 4.25 + 7.4 \times 1.85) = 74.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{変動軸力 } N = \pm \frac{122.3 \text{ kN}\cdot\text{m}}{5.177 \text{ m}} = \pm 23.6 \text{ kN}$$

X方向

M6 通り

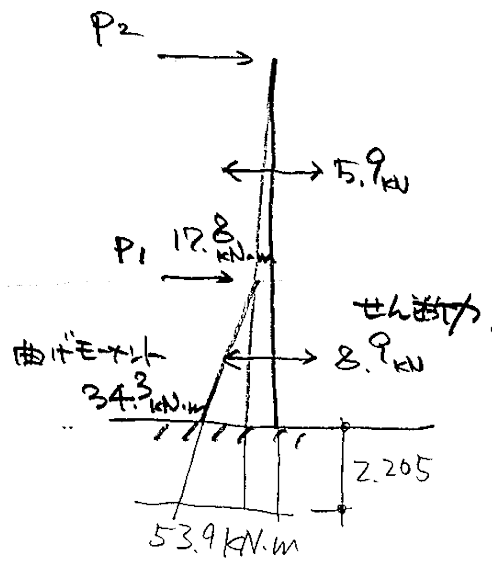
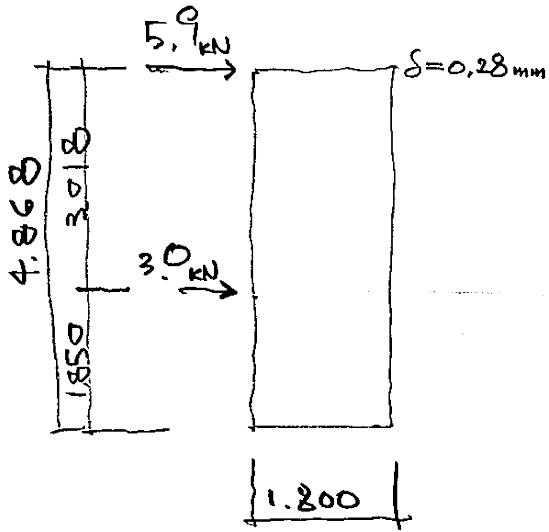


$$M = 8.2 \times 3.583 + 4.2 \times 1.85 = 37.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{変力軸力 } N = \pm \frac{64.5 \text{ kN}\cdot\text{m}}{4.212 \text{ m}} = \pm 15.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

X方向

M12 (通)

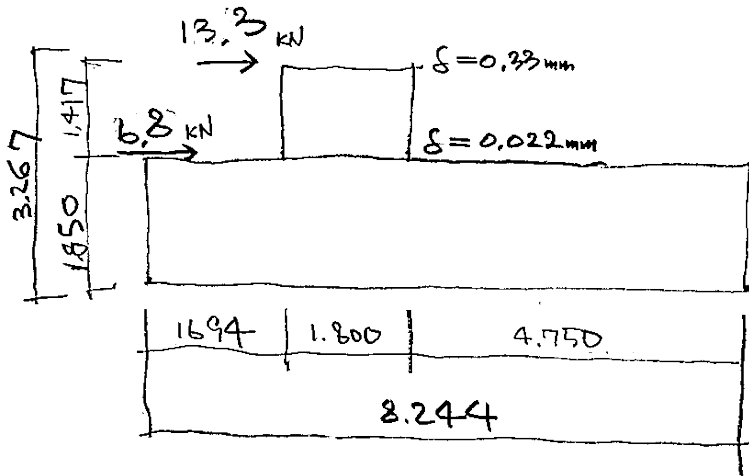


$$M = 5.9 \times 4.868 + 3.0 \times 1.85 = 34.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

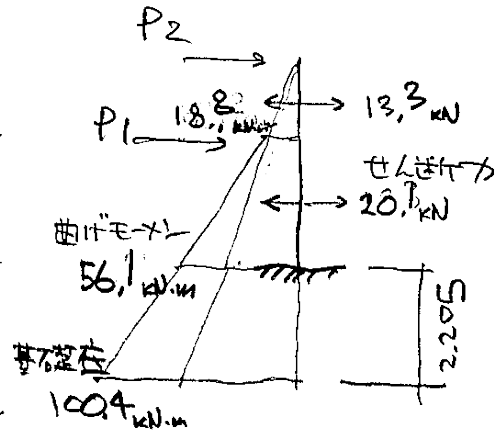
$$\text{対称力せん断力 } N = \pm \frac{53.9 \text{ kN}\cdot\text{m}}{1.8 \text{ m}} = 29.9 \text{ kN}$$

Y 方向

W5 通り



$$M = (13.3 \times 3.267 + 6.8 \times 1.85)$$

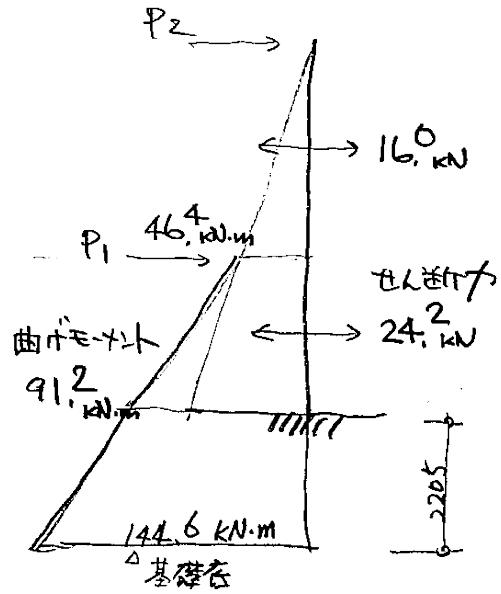
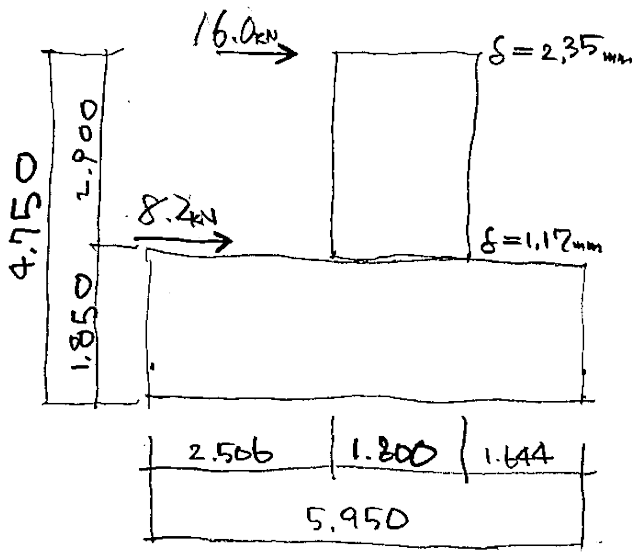


$$= 56.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

変動軸力 $N = \pm \frac{100.4}{8.244} = \pm 12.2 \text{ kN}$

Y 方向

W7 通り



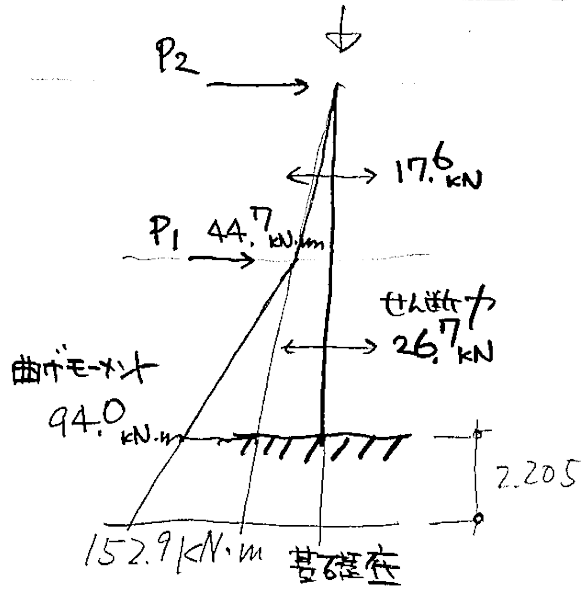
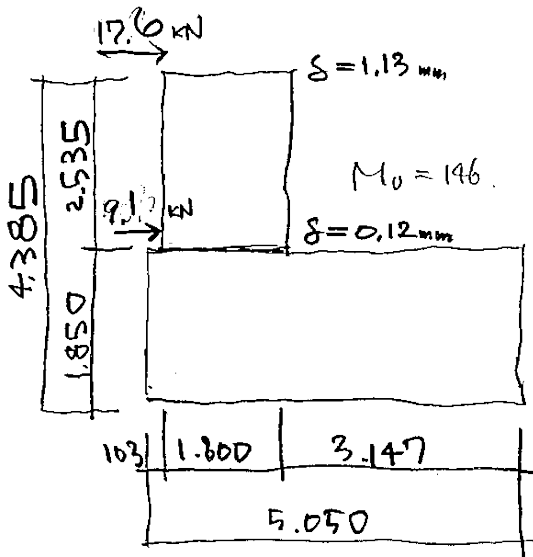
$$M = 16.0 \times 4.75 + 8.2 \times 1.85 = 91.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{変動軸力 } N = \pm \frac{144.6 \text{ kN} \cdot \text{m}}{5.950 \text{ m}} = \pm 24.3 \text{ kN}$$

Y方向

M5 通)

1次設計用 曲げモーメント・せん断力応力図

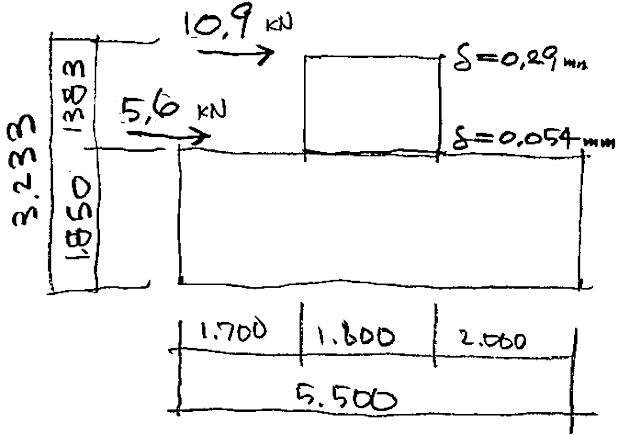


$$M = (17.6 \times 4.385 + 9.1 \times 1.85) = 94.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{変動軸力 } N = \pm \frac{152.9 \text{ kN}\cdot\text{m}}{5.05 \text{ m}} = \pm 30.3 \text{ kN}$$

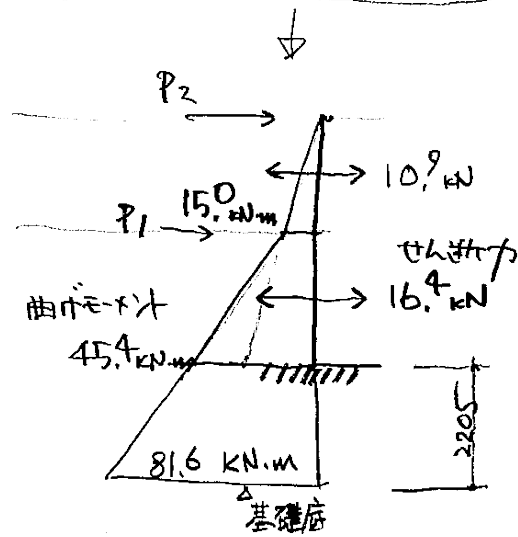
Y 方向

M10 通り



$$M = (10.9 \times 3.233 + 5.6 \times 1.85)$$

1次設計用 曲率・せん断応力図



$$= 45.4 \text{ kN.m.}$$

$$\text{変動軸力 } N = \pm \frac{81.6}{5.5} = \pm 14.8 \text{ kN}$$

§5 断面算定

5-1 CLTパネル(壁)の許容耐力

幅方向の曲げ P.186

$$F_b = \sigma_{b-0ml} \cdot \frac{A_A}{A_0} \times 0.60$$

幅方向の曲げ
基準強度

5層 5751 S60

強軸 9.72 N/mm²

弱軸 6.42 N/mm²

長期

3.56 N/mm²

短期

6.48

2.38 N/mm²

4.32

$$b \times D = 150 \times 1800$$

長期 $LM_d = \frac{1}{8} \times 150 \times 1800^2 \times 3.56 = 288.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$

短期 $EM_d = \quad \quad \quad \times 6.48 = 524.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$b \times D = 150 \times 1500$$

長期 $LM_d = 200.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$

短期 $EM_d = 364.50$

$$b \times D = 210 \times 1800$$

7層 7751 S60

強軸 9.25 N/mm²

弱軸 6.94

長期 $LM_d = \frac{1}{8} \times 210 \times 1800^2 \times 3.39 = 384.426 \text{ kN}\cdot\text{m}$

短期 $EM_d = \quad \quad \quad \times 6.16 = 698.544 \text{ kN}\cdot\text{m}$

幅方向のせん断 P.190

$$F_s = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

幅方向のせん断の基準強度

$$150 \times 1800$$

長期 $LQ_d = \frac{2}{3} \times 150 \times 1800 \times \frac{11}{3} \times 2.7 = 172.2 \text{ kN}$

短期 $EQ_d = \quad \quad \quad \times \frac{2}{3} \times 2.7 = 324.0 \text{ kN}$

$$150 \times 1500$$

長期 $LQ_d = 148.5 \text{ kN}$

短期 $EQ_d = 270 \text{ kN}$

$$210 \times 1800$$

長期 $LQ_d = \frac{2}{3} \times 210 \times 1800 \times \frac{11}{3} \times 2.7 = 249.48 \text{ kN}$

短期 $EQ_d = \quad \quad \quad \times \frac{2}{3} \times 2.7 = 453.6 \text{ kN}$

C L T板の長期許容応力度

$$\lambda = l \sqrt{\frac{A}{I}} = \frac{l}{i} = \frac{l}{\left(\frac{D}{\sqrt{12}}\right)}$$

$$D = 150 \text{ の場合 } i = \frac{D}{\sqrt{12}} = \frac{150}{\sqrt{12}} = 43.301 \quad \lambda = \frac{l}{43.301}$$

$$D = 210 \text{ の場合 } i = \frac{D}{\sqrt{12}} = \frac{210}{\sqrt{12}} = 60.621 \quad \lambda = \frac{l}{60.621}$$

有効細長比

部材記号		W 2	W 6	W 8	M 4	M 6
高さ	mm	1,639	2,495	4,517	2,400	1,733
l = 高さ × 2	mm	3,278	4,990	9,034	4,800	3,466
D	mm	150	150	210	150	150
λ		75.7	115.2	149.0	110.9	80.0

30 < λ ≤ 100 の場合 $\frac{1.1}{3} (1.3 - 0.01\lambda) F_c$ ①

$F_c = 9.72 \text{ N/mm}^2$ (S60-5-5)

100 < λ の場合 $\frac{1.1}{3} \cdot \frac{3000}{\lambda^2} F_c$ ②

長期許容圧縮応力度

適用する式		①	②	②	②	①
fct	N/mm ²	1.94	0.81	0.48	0.87	1.78

C L Tパネルの断面積

	mm	150	150	210	150	150
幅	mm	1,800	1,500	1,800	1,800	1,500
長さ	mm	270,000	225,000	378,000	270,000	225,000
A	mm ²					

検定比

fct × A	kN	522.52	181.27	182.04	234.73	400.95
N	kN	63.95	49.38	17.78	51.13	41.60
検定比		0.12	0.27	0.10	0.22	0.10

有効細長比

部材記号		M 1 2	W 5	W 7	M 5	M 1 0
高さ	mm	4,868	1,417	2,900	2,535	1,383
l = 高さ × 2	mm	9,736	2,834	5,800	5,070	2,766
D	mm	210	150	150	150	150
λ		160.6	65.4	133.9	117.1	63.9

長期許容圧縮応力度

適用する式		②	①	②	②	①
fct	N/mm ²	0.41	2.30	0.60	0.78	2.36

C L Tパネルの断面積

	mm	210	150	150	150	150
幅	mm	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800
長さ	mm	378,000	270,000	270,000	270,000	270,000
A	mm ²					

検定比

fct × A	kN	156.70	621.63	161.01	210.53	636.07
N	kN	17.78	81.42	58.76	49.88	54.32
検定比		0.11	0.13	0.36	0.24	0.09

C L T板の短期許容応力度

C L Tパネルの断面積、断面係数

部材記号		W 2	W 6	W 8	M 4	M 6
幅	mm	150	150	210	150	150
長さ	mm	1,800	1,500	1,800	1,800	1,500
A	mm ²	270,000	225,000	378,000	270,000	225,000
Z	mm ³	81,000,000	56,250,000	113,400,000	81,000,000	56,250,000

曲げモーメント

M	N・mm	21,000,000	16,200,000	26,600,000	34,300,000	14,200,000
$\frac{M}{Z \cdot fb}$		0.040	0.044	0.036	0.065	0.039

※fb=6.48N/mm²(S60-5-5)

軸力

N	N	63,950	49,380	17,780	51,130	41,600
l_{fct}	N/mm ²	1.94	0.81	0.48	0.87	1.78
s_{fct}	N/mm ²	3.52	1.46	0.88	1.58	3.24
$\frac{N}{A \cdot fct}$		0.067	0.150	0.054	0.120	0.057

※ $s_{fct}=2/1.1 \cdot l_{fct}$

検定比

曲げモーメント	0.040	0.044	0.036	0.065	0.039
軸力	0.067	0.150	0.054	0.120	0.057
検定比	0.11	0.19	0.09	0.19	0.10

C L Tパネルの断面積、断面係数

部材記号		M 1 2	W 5	W 7	M 5	M 1 0
幅	mm	210	150	150	150	150
長さ	mm	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800
A	mm ²	378,000	270,000	270,000	270,000	270,000
Z	mm ³	113,400,000	81,000,000	81,000,000	81,000,000	81,000,000

曲げモーメント

M	N・mm	17,800,000	18,800,000	46,400,000	44,700,000	15,000,000
$\frac{M}{Z \cdot fb}$		0.024	0.036	0.088	0.085	0.029

軸力

N	N	17,780	81,420	58,760	49,880	54,320
l_{fct}	N/mm ²	0.41	2.30	0.60	0.78	2.36
s_{fct}	N/mm ²	0.75	4.19	1.08	1.42	4.28
$\frac{N}{A \cdot fct}$		0.062	0.072	0.201	0.130	0.047

検定比

曲げモーメント	0.024	0.036	0.088	0.085	0.029
軸力	0.062	0.072	0.201	0.130	0.047
検定比	0.09	0.11	0.29	0.22	0.08

下段パネルについては、接合部の検討で安全性が確認できたため省略する。

接合部の許容曲げモーメント

部材記号 (上層の壁)		W2, W5, W7 M4, M5, M10	W8 M12	W6 M6
b	mm	150	210	150
D	mm	1,800	1,800	1,500
$f_c = 9.72 \times 2 / 3$	N/mm ²	6.48	6.48	6.48
t	mm	150	210	150
k _t	N/mm	4,000	4,000	4,000
k _c	N/mm	2,340	2,340	2,340
N	kN	0	0	0
d _c	mm	185	185	185
d = D - d _c	mm	1,615	1,615	1,315

$$\text{圧縮中立軸} \quad \frac{f_c \cdot t}{2} x_n^2 + \left(\frac{k_t \cdot f_c \cdot t}{K_c} - N \right) x_n - \frac{k_t \cdot d \cdot f_c \cdot t}{K_c} = 0$$

$\frac{f_c \cdot t}{2}$		486	680	486
$\frac{k_t \cdot f_c \cdot t}{K_c} - N$		1,661.538	2,326.154	1,661.538
$\frac{k_t \cdot d \cdot f_c \cdot t}{K_c}$		-2,683,384.615	-3,756,738.462	-2,184,923.077
X _n	mm	72.616	72.616	65.363
$\theta_c = \frac{f_c \cdot t}{k_c \cdot x_n}$		0.00572	0.00801	0.00636

$$M_c = \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n) + \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$$

$\left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n)$	N·mm	25,232,168	35,333,858	17,961,782
$\left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$	N·mm	30,906,429	43,279,807	23,150,744
M _c	kN·m	56.1	78.6	41.1

$$\text{引張り中立軸} \quad \frac{k_c}{2} \cdot x_n^2 + \left(k_t + \frac{N \cdot k_t}{T_a} \right) x_n - \left(1 + \frac{N}{T_a} \right) k_t \cdot d = 0$$

T _a	kN	79.6	79.6	79.6
$\frac{k_c}{2}$		1,170	1,170	1,170
$k_t + \frac{N \cdot k_t}{T_a}$		4,000	4,000	4,000
$-\left(1 + \frac{N}{T_a} \right) k_t \cdot d$		-6,460,000	-6,460,000	-5,260,000
X _n	mm	72.616	72.616	65.363
$\theta_c = \frac{T_a}{k_t \cdot (d - x_n)}$		0.0129	0.0129	0.0159

$$M_t = \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n) + \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$$

$\left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n)$	N·mm	56,904,715	56,904,715	44,904,456
$\left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$	N·mm	69,701,562	69,701,562	57,876,861
M _t	kN·m	126.6	126.6	102.8

M_{je} = min (M_c, M_t)

M _c	kN·m	56.1	78.6	41.1
M _t	kN·m	126.6	126.6	102.8
短期許容曲げモーメント M _{je}	kN·m	56.1	78.6	41.1

検定比 W7で決定する。 W8で決定する。 W6で決定する。

M _D	kN·m	46.4	54.6	16.2
M _A	kN·m	56.1	78.6	41.1
検定比		0.83	0.69	0.39

部材記号 (下層の壁)		W2	W6	M4
b	mm	150	150	150
D	mm	6,475	5,000	5,177

$f_c = 9.72 \times 2/3$	N/mm ²	6.48	6.48	6.48
t	mm	150	150	150
k _t	N/mm	4,000	4,000	4,000
k _c	N/mm	2,340	2,340	2,340
N	kN	63.95	49.38	51.13
d _c	mm	185	185	185
d = D - d _c	mm	6,290	4,815	4,992

$$\text{圧縮中立軸} \quad \frac{f_c \cdot t}{2} x_n^2 + \left(\frac{k_t \cdot f_c \cdot t}{K_c} - N \right) x_n - \frac{k_t \cdot d \cdot f_c \cdot t}{K_c} = 0$$

$\frac{f_c \cdot t}{2}$		486	486	486
$\frac{k_t \cdot f_c \cdot t}{K_c} - N$		-62,288.462	-47,718.462	-49,468.462
$-\frac{k_t \cdot d \cdot f_c \cdot t}{K_c}$		-10,451,076.923	-8,000,307.692	-8,294,400.000
X _n	mm	224.117	186.467	191.096
$\theta_c = \frac{f_c \cdot t}{K_c \cdot x_n}$		0.00185	0.00223	0.00217

$$M_c = \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n) + \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$$

$\left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n)$	N·mm	137,019,198	95,578,281	100,158,284
$\left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$	N·mm	343,857,216	221,156,986	234,086,301
M _c	kN·m	480.9	316.7	334.2

$$\text{引張り中立軸} \quad \frac{k_c}{2} \cdot x_n^2 + \left(k_t + \frac{N \cdot k_t}{T_a} \right) x_n - \left(1 + \frac{N}{T_a} \right) k_t \cdot d = 0$$

T _a	kN	79.6	79.6	79.6
$\frac{k_c}{2}$		1,170	1,170	1,170
$k_t + \frac{N \cdot k_t}{T_a}$		7,214	6,481	6,569
$-\left(1 + \frac{N}{T_a} \right) k_t \cdot d$		-45,373,342	-31,207,975	-32,794,179
X _n	mm	193.869	160.574	164.635
$\theta_c = \frac{T_a}{k_t \cdot (d - x_n)}$		0.0033	0.0043	0.0041

$$M_t = \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n) + \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$$

$\left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n)$	N·mm	245,631,406	185,329,934	190,282,177
$\left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$	N·mm	460,436,537	317,355,194	329,424,442
M _t	kN·m	706.1	502.7	519.7

M_{je} = min (M_c, M_t)

M _c	kN·m	480.9	316.7	334.2
M _t	kN·m	706.1	502.7	519.7
短期許容曲げモーメントM _{je}	kN·m	480.9	316.7	334.2

検定比

M _D	kN·m	57.0	34.3	74.5
M _A	kN·m	480.9	316.7	334.2
検定比		0.12	0.11	0.22

部材記号 (下層の壁)		M6	W5	W7
b	mm	150	150	150
D	mm	4,212	8,244	5,950
$f_c = 9.72 \times 2 / 3$	N/mm ²	6.48	6.48	6.48
t	mm	150	150	150
k _t	N/mm	4,000	4,000	4,000
k _c	N/mm	2,340	2,340	2,340
N	kN	41.60	81.42	58.76
d _c	mm	185	185	185
d = D - d _c	mm	4,027	8,059	5,765

圧縮中立軸 $\frac{f_c \cdot t}{2} x_n^2 + \left(\frac{k_t \cdot f_c \cdot t}{K_c} - N \right) x_n - \frac{k_t \cdot d \cdot f_c \cdot t}{K_c} = 0$

$\frac{f_c \cdot t}{2}$		486	486	486
$\frac{k_t \cdot f_c \cdot t}{K_c} - N$		-39,938.462	-79,758.462	-57,098.462
$-\frac{k_t \cdot d \cdot f_c \cdot t}{K_c}$		-6,691,015.385	-13,390,338.462	-9,578,769.231
X _n	mm	165.410	267.219	210.928
$\theta_c = \frac{f_c \cdot t}{K_c \cdot x_n}$		0.00251	0.00155	0.00197
$M_c = \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n) + \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$				
$\left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n)$	N·mm	74,477,868	190,192,699	122,107,384
$\left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$	N·mm	164,785,816	522,242,954	297,865,666
M _c	kN·m	239.3	712.4	420.0

引張り中立軸 $\frac{k_c}{2} \cdot x_n^2 + \left(k_t + \frac{N \cdot k_t}{T_a} \right) x_n - \left(1 + \frac{N}{T_a} \right) k_t \cdot d = 0$

T _a	kN	79.6	79.6	79.6
$\frac{k_c}{2}$		1,170	1,170	1,170
$k_t + \frac{N \cdot k_t}{T_a}$		6,090	8,091	6,953
$-\left(1 + \frac{N}{T_a} \right) k_t \cdot d$		-24,526,251	-65,209,054	-40,082,683
X _n	mm	142.205	232.648	182.144
$\theta_c = \frac{T_a}{k_t \cdot (d - x_n)}$		0.0051	0.0025	0.0036
$M_t = \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n) + \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$				
$\left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n)$	N·mm	152,238,900	308,123,478	224,296,823
$\left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$	N·mm	248,403,315	640,300,822	407,239,760
M _t	kN·m	400.6	948.4	631.5

M_{j e} = min (M_c, M_t)

M _c	kN·m	239.3	712.4	420.0
M _t	kN·m	400.6	948.4	631.5
短期許容曲げモーメント M _{j e}	kN·m	239.3	712.4	420.0

検定比

M _D	kN·m	37.2	56.1	91.2
M _A	kN·m	239.3	712.4	420.0
検定比		0.16	0.08	0.22

部材記号 (下層の壁)		M5	M10
b	mm	150	150
D	mm	5,050	5,500
$f_c = 9.72 \times 2 / 3$	N/mm ²	6.48	6.48
t	mm	150	150
k_t	N/mm	4,000	4,000
k_c	N/mm	2,340	2,340
N	kN	49.88	54.32
d _c	mm	185	185
$d = D - d_c$	mm	4,865	5,315

$$\text{圧縮中立軸} \quad \frac{f_c \cdot t}{2} x_n^2 + \left(\frac{k_t \cdot f_c \cdot t}{K_c} - N \right) x_n - \frac{k_t \cdot d \cdot f_c \cdot t}{K_c} = 0$$

$\frac{f_c \cdot t}{2}$		486	486
$\frac{k_t \cdot f_c \cdot t}{K_c} - N$		-48,218.462	-52,658.462
$-\frac{k_t \cdot d \cdot f_c \cdot t}{K_c}$		-8,083,384.615	-8,831,076.923
X_n	mm	187.786	199.454
$\theta_c = \frac{f_c \cdot t}{K_c \cdot x_n}$		0.00221	0.00208

$$M_c = \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n) + \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$$

$\left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n)$	N·mm	96,750,978	109,169,844
$\left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$	N·mm	224,524,627	259,799,780
M _c	kN·m	321.3	369.0

$$\text{引張り中立軸} \quad \frac{k_c}{2} \cdot x_n^2 + \left(k_t + \frac{N \cdot k_t}{T_a} \right) x_n - \left(1 + \frac{N}{T_a} \right) k_t \cdot d = 0$$

T _a	kN	79.6	79.6
$\frac{k_c}{2}$		1,170	1,170
$k_t + \frac{N \cdot k_t}{T_a}$		6,507	6,730
$-\left(1 + \frac{N}{T_a} \right) k_t \cdot d$		-31,654,281	-35,768,080
X_n	mm	161.727	171.993
$\theta_c = \frac{T_a}{k_t \cdot (d - x_n)}$		0.0042	0.0039

$$M_t = \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n) + \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$$

$\left(\frac{D}{2} - d_c \right) \cdot k_t \cdot \theta \cdot (d - x_n)$	N·mm	184,895,068	205,792,282
$\left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) \cdot \frac{k_c \cdot \theta \cdot x_n^2}{2}$	N·mm	317,606,186	363,458,628
M _t	kN·m	502.5	569.3

M_{j e} = min (M_c, M_t)

M _c	kN·m	321.3	369.0
M _t	kN·m	502.5	569.3
短期許容曲げモーメントM _{j e}	kN·m	321.3	369.0

検定比

M _D	kN·m	94.0	45.4
M _A	kN·m	321.3	369.0
検定比		0.29	0.12

クロス・ラミネイティド・ティンバーを用いた 鋼板挿入型ドリフトピン接合部の引張加力下の耐力指標の検討

EVALUATION OF TENSILE PERFORMANCE OF DRIFT PINNED JOINT WITH STEEL PLATE ON CROSS LAMINATED TIMBER

中島 昌一*, 北守 顕久**, 小松 幸平***
Shoichi NAKASHIMA, Akihisa KITAMORI and Kohei KOMATSU

Tensile Performance of Cross Laminated Timber joints composed with a single drift pin and steel plate were studied. Different end and edge distances and diameters of the drift pin were set as parameters. Characteristic values were obtained by tensile tests. The yield load was estimated by modified EYT. The characteristic features of CLT drift pin joint observed in the test were as follows; (a) Cross layers work to prevent the split failure along the grain from the drift pin. (b) There is linear relationship between maximum load multiplied by distance at maximum load and end distance multiplied by edge distance.

Keywords : Cross laminated timber (CLT), Drift pinned joint, EYT, End distance, Edge distance

クロスラミネイティドティンバー, ドリフトピン接合, ヨーロッパ型降伏理論, 端距離, 縁距離

1. はじめに

クロス・ラミネイティド・ティンバー (Cross Laminated Timber; CLT) は板材を交互に直交させながら接着積層した面材料であり、壁・床材等の構造要素への利用を目的として開発された材料である。

欧州においては既往の建築例があり、壁や床一匹を構成するような大型のパネルを製造し、大量のスクリーで壁と床を接合することで、短い工期で組み上がることが特徴である。しかし、我が国の道路や敷地の広さの制限、工場の規模の違いや地震力等の外力の存在を考慮すると、我が国において導入するためには、パネルの小規模化や、接合性能の向上などの工夫が必要となると考えられる。

現在の鋼材を用いた木質構造接合部にはボルト、ドリフトピン、ラグスクリーボルト、グルーインロッド、引きボルトなど鋼材を用いた様々な接合法が提案されている。中でもドリフトピンやボルトによるゴボ式接合は径や本数によって接合部の性能を制御し易く、高剛性の接合部を構成することが可能な場合が多い。

CLT におけるドリフトピン接合部の耐力性能の予測については、材料性状の完全剛塑性仮定に基づき、CLT を構成する層毎の強度比および、各層の幅比によって場合分けを行うヨーロッパ型降伏理論 (EYT) を発展させた降伏荷重の導出法¹⁾が報告されている。

製材や集成材におけるボルトやドリフトピンによる単位接合部のせん断性能については既に多くの評価法が提案されている。川元ら²⁾は縁距離と端距離の最大荷重への影響について実験的な報告を行っている。平井、澤田ら³⁾は差分法や有限要素法を用い、非線形な挙動の予測を報告している。蒲地ら⁴⁾は多項式による理論解の近似解により十分な精度で二次剛性に至るまでの性能予測が可能と報告を行っている。木質構造設計規準・同解説 (以下、木規準)⁵⁾では降伏荷重についてはヨーロッパ型降伏理論を用いて求めることができ、はり係数については弾性床上の梁理論により計算を行っている。

本研究では CLT を用いたドリフトピン接合部の荷重-変形特性の定量化を目標とするが、本稿では交互積層された木材が引張耐力に与える影響を評価することを目的とし、接合部の縁・端距離を実験条件とした引張性能に関する実験を行い、荷重-はり関係の特徴を表すと考えられるはり係数、比例限度荷重、降伏荷重および最大荷重について特徴を報告すると共に、破壊性状の分類および引張耐力の指標となる特性値と縁・端距離の関係について検討を行った。

2. 接合部引張実験

図 1 に実験概要を、図 2 及び表 1 に設定した実験条件を示す。試

本研究の一部は2012年度建築学会大会学術講演会¹⁾および World Conference of Timber Engineering 2012²⁾において発表をしたものである。

* 京都大学大学院農学研究科森林科学専攻

大学院生・修士(農学)

** 京都大学生存圏研究所 助教・博士(農学)

*** 京都大学生存圏研究所 教授・農博

Graduate Student, Dept. of Forestry, Faculty of Agriculture, Kyoto University, M. Agr.

Assistant Prof., Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto University, Dr. Agr.
Prof., Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto University, Dr. Agr.

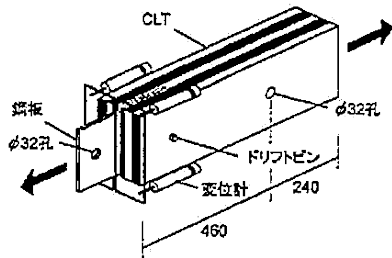


図1 CLT 鋼板挿入ドリフトピン接合引張実験

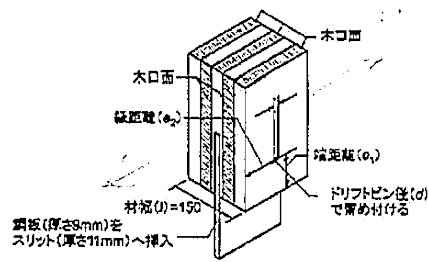


図2 試験体概要

表1 試験体の仕様

試験体名	接合径 d (mm)	縁距離 e_2 (mm)	端距離 e_1 (mm)
d12_7d_7d	12	7d	7d
d12_7d_4d		4d	4d
d12_4d_4d		4d	3d
d12_4d_3d		3d	7d
d12_3d_7d		3d	4d
d12_3d_4d	16	7d	7d
d16_7d_7d		7d	4d
d16_7d_4d		4d	4d
d16_4d_4d		4d	3d
d16_3d_4d		3d	7d
d16_3d_7d		3d	4d
d16_3d_4d		7d	7d
d16Y_7d_7d		7d	4d
d16Y_7d_4d		7d	4d
d16Y_7d_3d		7d	3d

*Y: 焼入れ鋼、それ以外: 普通鋼 (SS400)
試験体名は $d_e_2_e_1$ の順番で表記

試験体には5層のスギCLT (ラミナ厚さ30mm、幅120mm、L60、平均含水率=16.0%、平均気乾比重 $\gamma_0=0.41$ 、幅はぎ・縦つぎなし、接着材: 水性高分子イソシアネート系接着剤) を用いた。なお、幅はぎなしとは、接着剤をラミナ側面に塗布せずに製造する条件である。

試験体 (長さ700mm) の中央層に幅11mmのスリットを設け、幅200mm、厚さ9mmの鋼板を挿入後、径12mmおよび16mm、長さ170mmのドリフトピンをハンマーで挿入した。木材の先孔はドリフトピンと同径とし、鋼板の先孔には1mmのクリアランスを設けた。

CLTは5層すべてがL60である同一等級構成とした。ドリフトピンの径 (d)、端距離 (e_1)・縁距離 (e_2)、曲げ強度 (F) を実験条件とした試験体をそれぞれ4体~6体ずつ準備して実験を行った。

ドリフトピンの径は、12mmおよび16mmの2種類を使い、交互に接着された層による割裂破壊の抑止効果ならびに最大荷重の違いを調べるため、径 (d) の3倍から7倍の範囲で表1のような端距離 (e_1)・縁距離 (e_2) の組み合わせを設定した。ヨーロッパ型降伏理論による計算値と比較を行うため、 $d=16$ mmの試験体についてはドリフトピンの降伏点が 308N/mm^2 と 634N/mm^2 の異なる2種類のドリフトピンを用いた (Appendix)。

荷重は引張方向のみとし、各条件1体目を単調荷重、2体目以降を1体目の降伏変位 d_y を基準とした $1/2d_y$ から $16d_y$ までの片側1回繰返し荷重とした。繰返し後も耐力が残存している場合は、試験体が破壊するまで単調荷重を行った。引張荷重と木材に対する鋼板の相対変位をロードセルと試験体4隅に設置した変位計を用いて測

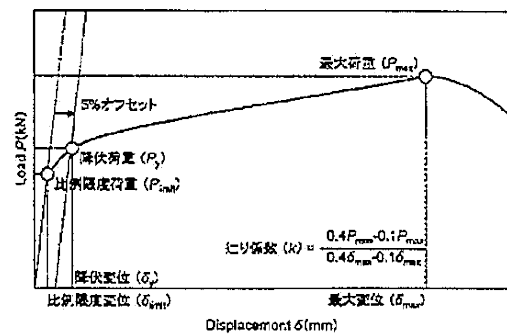


図3 特性値の評価法

定した。

実験で得られた荷重 (P) -変形 (δ) 関係より、曲線の最初の急激な立ち上がりを通り係数 (k) とし、最大荷重 (P_{max}) の10%および40%の曲線上の点を結んだ直線により定義した。

剛性の傾きが変化し始める点を比例限度荷重 (P_{lim})、その後剛性がおおよそ安定し始める点を降伏荷重 (P_y) とし、それぞれ目視、および通り係数をドリフトピンの径の5%の分量だけ移動させた直線と荷重-変形曲線の交点 (いわゆる5%オフセット¹⁰⁾ による降伏荷重) により定義した。図5に諸特性値の評価法を示す。

3. 降伏理論

CLTを用いた2面せん断力を受けるドリフトピン接合部の降伏荷重 (P_y) には Uibel らにより、推定式¹¹⁾が提案されている。Uibel らは鋼板を対称軸とした片側3層CLTについてEYTを改良した降伏荷重の計算式を提案している。

ここでは、現在我が国で導入が進められようとしている5層CLT (本試験体も同形状) について、中央に鋼板が挿入された場合のEYTによる降伏荷重の計算式を誘導した。以下に誘導過程を示す。

図4に示すような6種類の降伏モードを仮定し、それぞれのモードについて力の釣合いから降伏荷重を求めた。対称性より力の釣合いは鋼板を中心軸とした片側半分で成立する。鋼板およびスリットの厚さは無視することとする。各モードは以下の状態を要す。

Model: ドリフトピンに塑性ヒンジが生じず、平行移動するドリ

フトピンにより木材にめり込み降伏が生じた状態。

Mode2 : ドリフトピン中央に塑性ヒンジが生じ、回転変形するドリフトピンにより木材にめり込み降伏が生じた状態。

Mode3 : ドリフトピン中央および材内に塑性ヒンジが生じ、塑性ヒンジ間のみ木材にめり込み降伏が生じた状態。

なお、Mode2および3については、それぞれドリフトピンの回転の中心および塑性ヒンジの位置により場合分けを行う。各モードにおけるドリフトピン上の方の釣合いは次式で表される。

Mode1

$$\left\{ \begin{aligned} 0 &= \frac{P_y}{2} - f_1 \cdot t_1 \cdot d - f_2 \cdot t_2 \cdot d - f_3 \cdot t_3 \cdot d \end{aligned} \right. \quad (1)$$

Mode2.1

$$\left\{ \begin{aligned} 0 &= \frac{P_y}{2} + f_1 \cdot t_1 \cdot d + f_2 \cdot (t_2 - x) \cdot d - f_2 \cdot x \cdot d - f_3 \cdot t_3 \cdot d \\ 0 &= M_y + f_1 \cdot t_1 \cdot d \cdot \left(\frac{t_1}{2} + t_2 + t_3 \right) + f_2 \cdot (t_2 - x) \cdot d \cdot \left(\frac{t_2}{2} + \frac{x}{2} + t_3 \right) \\ &- f_3 \cdot \frac{t_3^2}{2} \cdot d \end{aligned} \right. \quad (2)$$

Mode2.2

$$\left\{ \begin{aligned} 0 &= \frac{P_y}{2} + f_1 \cdot (t_1 - x) \cdot d - f_1 \cdot x \cdot d - f_2 \cdot t_2 \cdot d - f_3 \cdot t_3 \cdot d \\ 0 &= M_y + f_1 \cdot (t_1 - x) \cdot d \cdot \left(\frac{t_1}{2} + \frac{x}{2} + t_2 + t_3 \right) - f_1 \cdot x \cdot d \cdot \left(\frac{x}{2} + t_2 + t_3 \right) \\ &- f_2 \cdot t_2 \cdot d \cdot \left(\frac{t_2}{2} + t_3 \right) - f_3 \cdot \frac{t_3^2}{2} \cdot d \end{aligned} \right. \quad (3)$$

Mode3.1

$$\left\{ \begin{aligned} 0 &= \frac{P_y}{2} - f_3 \cdot x \cdot d \\ 0 &= 2M_y - f_3 \cdot \frac{x^2}{2} \cdot d \end{aligned} \right. \quad (4)$$

Mode3.2

$$\left\{ \begin{aligned} 0 &= \frac{P_y}{2} - f_2 \cdot x \cdot d - f_3 \cdot t_3 \cdot d \\ 0 &= 2M_y - f_2 \cdot x \cdot d \cdot \left(\frac{x}{2} + t_3 \right) - f_3 \cdot \frac{t_3^2}{2} \cdot d \end{aligned} \right. \quad (5)$$

Mode3.3

$$\left\{ \begin{aligned} 0 &= \frac{P_y}{2} - f_1 \cdot x \cdot d - f_2 \cdot t_2 \cdot d - f_3 \cdot t_3 \cdot d \\ 0 &= 2M_y - f_1 \cdot x \cdot d \cdot \left(\frac{x}{2} + t_2 + t_3 \right) - f_2 \cdot t_2 \cdot d \cdot \left(\frac{t_2}{2} + t_3 \right) - f_3 \cdot \frac{t_3^2}{2} \cdot d \end{aligned} \right. \quad (6)$$

ただし、式(2),(3),(5),(6)には式(7a)が、式(4)には式(7b)が条件として与えられる。

$$0 < x < t_1, \quad 0 < x < \frac{t_1}{2} \quad (7a, 7b)$$

ここで、今回の試験条件である CLT の各層の厚さが全て等しく方向が互いに直交であり、加力方向が最外層繊維に平行であるという条件を仮定する。直交層は平行層の 1/2 の強度^{*)}とし、以下に示す、

層の厚さと強度比の条件式(8)を用いた。それぞれの連立方程式を解くと、降伏荷重 (p_y) は次の式(9),(10)のように誘導される。

$$\left\{ \begin{aligned} t_1 = t_2 = 2t_3 = t = \frac{l}{5} \\ f_1 = 2f_2 = f_3 = F_c \end{aligned} \right. \quad (8)$$

$$p_y = C \cdot F_c \cdot d \cdot l \quad (9)$$

ここで C は接合形式係数であり、次式で表される。

$$C = \begin{cases} \frac{4}{5} & \text{Mode1} \\ \sqrt{\frac{58}{25} + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} - \frac{5}{5} & \text{Mode2.2} \\ \frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3} \gamma} & \text{Mode3.1} \\ \sqrt{-\frac{1}{100} + \frac{4}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} + \frac{1}{10} & \text{Mode3.2} \\ \sqrt{\frac{4}{25} + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} - \frac{1}{5} & \text{Mode3.3} \end{cases} \quad (10)$$

ただし、ドリフトピンの径 d (mm)、材幅 l (mm)、ドリフトピンの曲げ強度 F (N/mm²)、第一層 (最外層) の厚さ t_1 (mm)、第二層の厚さ t_2 (mm)、第三層 (中央層) の厚さの半分 t_3 (mm)、第一層の支圧強度 f_1 (N/mm²)、第二層の支圧強度 f_2 (N/mm²)、第三層の支圧強度 f_3 (N/mm²)、主材の基準支圧強度 F_c (N/mm²)、ドリフトピンの曲げ降伏モーメント (全塑性) $M_y = F \cdot d^3 / 6$ (Nmm)、ドリフトピンと主材の強度比 $\gamma = F / F_c$ であり、 x (mm) はドリフトピンの回転の中心や塑性ヒンジの位置情報を表すために用いた変数である (図4参照)。なお、条件式が(8)の場合、式(7)の範囲では、式(2)の力の釣合いが成立しないため、Mode2.1 は存在しない。

各層の厚さや方向が異なる場合は式(8)のかわりに任意の条件式を与え、連立方程式を解くことで、CLT を用いた鋼板挿入型ドリフトピン接合の接合形式係数 (C) が誘導される。

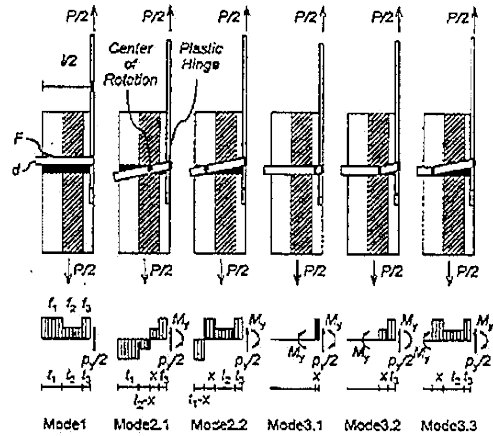


図4 降伏モード

4. 実験結果と各特性値の比較

図5に荷重(P)-変位(δ)関係を示す。繰り返し載荷を行った試験体については包絡線を示した。

今回の実験では、いずれの試験体でも変位が2mm~3mmで降伏を示し、その後緩やかに一定の割合で荷重の上昇を示した。最大荷重(P_{max})を迎えた後、最大荷重の半分程度まで荷重が低下するものが多く、中には低下の勾配が緩やかなものも見られた。これは接合部のある層に破壊が生じ、荷重が下り勾配になった後も、別な層がドリフトピンを保持しているためであると考えられ、CLTを用いた接合の特徴といえる。なお、ドリフトピンと鋼板の間に1mmのクリアランスがあるが、試験体を置かせ、両端ピン支持とした上で水平方向に載荷をしたため、初期あそびは、試験体を据え付けた時点で除去されている。

4. 1. 入り係数・比例限度荷重

図6-9に各条件の諸特性値を示す。入り係数(K)に最も影響を与えた実験条件はドリフトピンの径(d)であった。これは、木材が面圧を受ける面積が径(d)に比例し、ドリフトピンの断面二次モーメントが径の4乗(d^4)に比例するためである。縁距離(e_2)および端距離(e_1)については、若干の正の関係が見られた。これは、いわゆる弾性床深さの影響によるものと考えられる。他の条件に比べ、入り係数は同条件内でのばらつきが最も大きかった。

比例限度荷重(P_{lim})はドリフトピンの径および曲げ強度によって違いが見られた。同径同強度内で端距離(e_1)および縁距離(e_2)の影響はわずかながらみられたが、径が12mmの場合は、その差は非常に小さいものとなった。

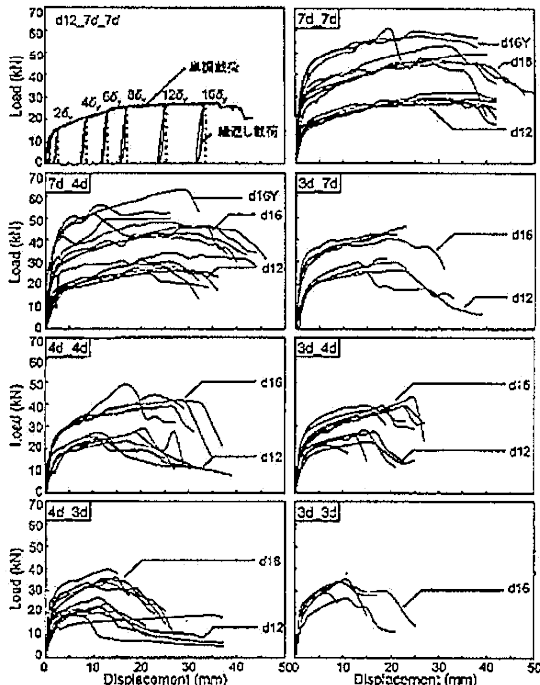


図5 繰り返し載荷例と各実験条件時の荷重変位関係の包絡線

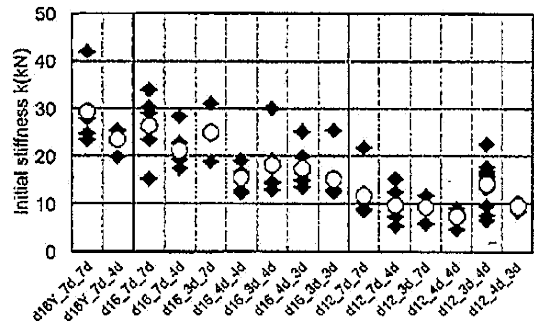


図6 各実験条件における入り係数の各実験値(◆)と平均値(○)

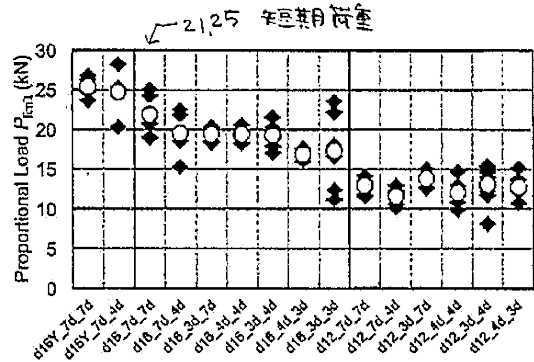


図7 各実験条件における比例限度荷重の各実験値(◆)と平均値(○)

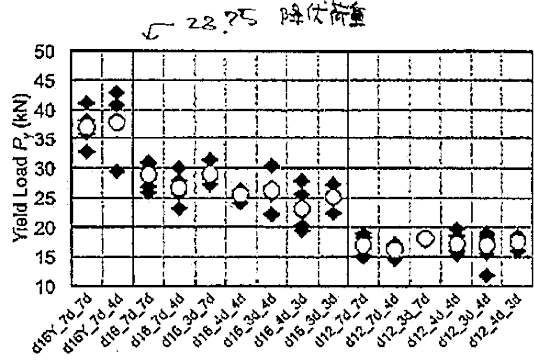


図8 各実験条件における降伏荷重の各実験値(◆)と平均値(○)

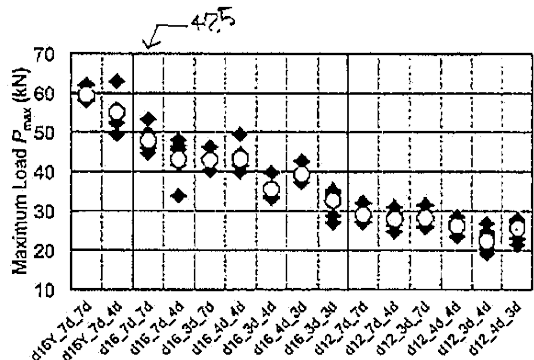
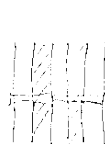


図9 各実験条件における最大荷重の各実験値(◆)と平均値(○)



接合式C

	$\frac{P}{d^2}$	P_y
載荷方向	93	23.8
軸方向	58	14.8

4. 2. 降伏荷重

ここでは3章で誘導した EYT、および既往の EYT³⁾により求められる降伏荷重について、計算値と実験値との比較検討を行った。

CLT の場合の解法として次の 2 通りの方法を比較した。1つは先に誘導した式を用いて層ごとの面圧強度を用いてドリフトピンの回転の中心位置により場合分けをして求める方法（以下、詳細 EYT）であり、もう 1つは CLT 全体の面圧強度が層数の割合に応じた平均面圧強度 ($F_{CLT}=0.4F_{p0}+0.6F_0$) であると仮定し、現行の規準式³⁾により求める方法（以下、簡易 EYT）である。簡易 EYT は、理論的な背景は薄弱であるが、各層の厚みが異なる場合の CLT について、おおよその値を求める簡易的な方法としてここに導入を試みた。今後平均化の際の重み付け係数等の改良が必要と考えられる。繊維平行・直交方向の面圧強度には、木規準に準拠し、材料の比重の 5% 下限値 ($r=0.39$) より求めた基準強度 $F_0=82(1-0.01d)r (=22.74N/mm^2)$ 、 $F_{p0}=0.5F_0$ ³⁾ をそれぞれ用いた。

図 10 に実験値と点線でそれぞれの EYT による計算値を示した。実験結果の各条件での荷重変形関係の平均曲線を求めた。降伏荷重の 5% 下限値および上限値を图中に示し、それぞれ値の平均値に対する比を平均曲線に乗じた曲線を下限・上限曲線として点線で示した。

EYT による推定値は、簡易 EYT が詳細 EYT よりやや大きくなる傾向を示した。5% オフセット法により求めた降伏荷重と EYT による推定値を比較すると、詳細 EYT が実験値の 5% 下限値に近い値を示した。

詳細 EYT は実験値と良く適合した値を推定するが、式が煩雑であるため実務上は簡易 EYT が使用しやすい。ただし簡易 EYT による推定は危険側となりうるため、状況に応じた使い分けが必要である。

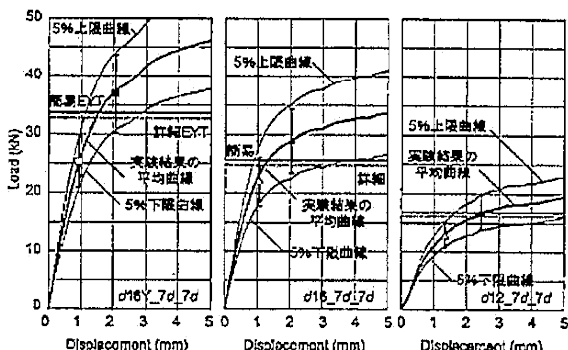


図 10 微小変形領域での簡易・詳細 EYT³⁾による降伏荷重推定値と実験結果の平均値および 5% 下限値の比較

比例限度荷重 P_{lim} (□◇△) と降伏荷重 P_y (■◆▲)

4. 3. 破壊の性状

端距離 (e_1) および縁距離 (e_2) の大きな実験条件では、いずれの径 (d) の場合も大変形に至るまで部材での目立った破壊が生じなかった。端距離 (e_1) および縁距離 (e_2) の小さな実験条件では平行層で挟まれている直交層全体の端抜けにより終局的な破壊が生じた。

集成材を用いた鋼板挿入型ドリフトピン接合では、木規準に示されるように破壊性状が、繊維平行方向へのせん断破壊、または割裂破壊によって決定される³⁾。しかし CLT を用いた鋼板挿入ドリフト

ピン接合ではいずれの破壊も生じず、既往の木規準では定義されない以下に示すような破壊性状が観察された。

実験で観察された主な破壊の性状を図 11 に示す。グループ分けを行うと、スリットからの割裂破壊 (A)、中央層のみのせん断端抜け破壊 (B)、直交層の横引張破壊、接着面のせん断破壊と接着面の引張破壊の進展 (C1)、直交層の横引張破壊と接着面のせん断破壊およびそれに伴う層全体の端抜け破壊 (C2) の 4 種である。各実験条件におけるそれぞれの破壊が出現した割合を図 12 に示す。

A の破壊は、端距離 (e_1)・縁距離 (e_2) が $7d \cdot 7d$ の条件のものにのみ見られた。鉄板と CLT の相対変位が 40mm 前後となった時点で、スリットが開く方向への変位が生じはじめ、スリットの根元から小さなひび割れが見られた。ある時点で急速に割裂が生じると共に、荷重が 1 割程度まで低下した。

このスリットが開く方向へ方を与えるものとして、曲がったドリフトピンによる分力が考えられる。図 4 の Mode2 におけるモーメント M_y は、降伏が始まった後もひずみ硬化や断面の全塑性化が終了するまで抵抗モーメントを増大させる。その間、ドリフトピンは材にめり込みながら、ドリフトピンの回転の中心は徐々に外側に移動すると考えられる。ドリフトピンが十分に長ければ、引張加力方向への荷重は低下を示さないまま、徐々にスリットが開く方向への分力が増大する。その分力がある荷重に達した時点で、応力集中が生じるスリット根元付近において、木材が横引張強度に達し、スリットからの割裂破壊が生じたと考えられる。集成材や製材等ではこの破壊が生じるより先に、せん断や割裂が発生するため、これまであまり問題とされてこなかった破壊性状であると考えられる。

B の破壊は $7d, 7d$ 以外の多くの条件で見られた。破壊後、若干の剛性低下は見られたが、荷重の低下は見られなかった。

C の破壊は円孔を起点とする直交層の横引張破壊が生じた後、内部側の直交層と平行層の境界において接着面のせん断破壊が生じたものと考えられる (図 13(b))。その後、部材を押し抜ける破壊へと進展したものが C1、外部側の直交層と平行層の境界におけるせん断破壊が生じ、直交層の全体端抜けへと進展したものが C2 である。

すべての試験体は A か C のいずれかの破壊を示した。 $e_1=7d$ 、 $e_2=3d$ の条件では C2 のみで破壊するものも見られたが、それ以外では B+C2 の破壊性状が主であった。

集成材や製材と比較して、円孔を起点とする割裂破壊およびピン上のせん断端抜け破壊が接合部の終局を決定する破壊とならなかった。つまり端距離・縁距離が小さい場合にも、脆性的な破壊を生じにくいという特徴が見られた。

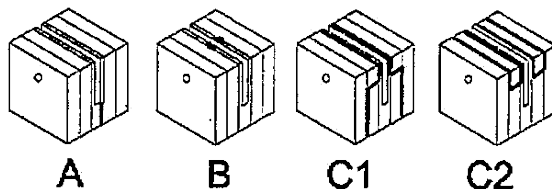


図 11 破壊の性状：太線が破断面

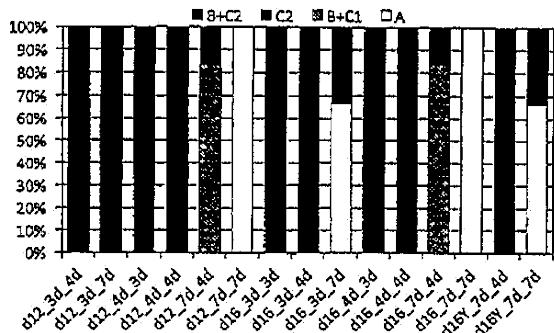
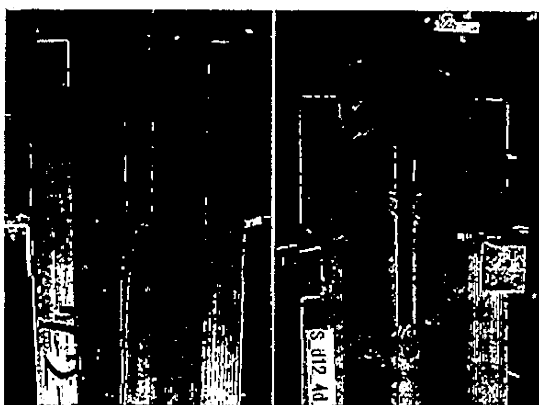


図 12 破断モードの出現頻度



(a) スリットからの破断 (b) 層全体の端抜け破断

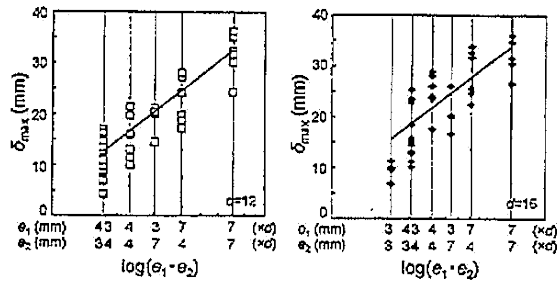
図 13 破断の様子

4. 4. 最大荷重に関する指標の検討

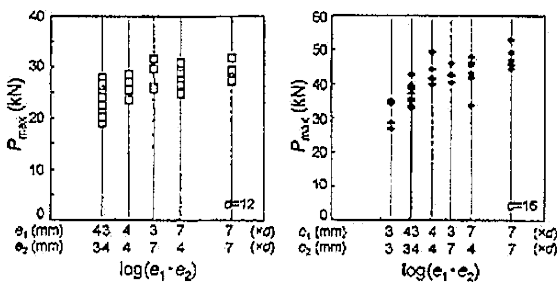
4. 3. 節で示された、破断性状による終局荷重と各実験条件の関係を調べるため、(a)最大荷重 (P_{max})、(b)最大変位 (δ_{max})、(c)最大荷重 (P_{max}) × 最大変位 (δ_{max})、および(d)塑性率 (μ) を接合部の引張断力を示す指標とし、以下にそれぞれの比較を行った。それぞれの指標を縦軸とし、縁距離 (e_2) と端距離 (e_1) を乗じ、円孔付近での応力集中を考慮し、その対数をとった値を横軸と定めた (図 14~図 17)。

(a)最大変位 (δ_{max}) と $\log(e_1e_2)$ はそれぞれの径において、ほぼ線形の関係にあった (図 14)。(b)最大荷重 (P_{max}) と $\log(e_1e_2)$ には明確な線形性は見られなかった (図 15)。(c)最大荷重 (P_{max}) に最大変位 (δ_{max}) を乗じた値と $\log(e_1e_2)$ の間には径によらず線形の関係が見られた (図 16)。この指標は、ドリフトピンの径によらない統一的な評価を行える指標となりうると考えられる。(d)最大変位 (δ_{max}) を降伏変位 (δ_y) で除したものを塑性率 (μ) と定めると、塑性率 (μ) と $\log(e_1e_2)$ の間にも同様にそれぞれの径において、線形の関係が見られた (図 17)。上記(a),(c)の指標と比較するとややばらつきが大きい、降伏変位に対する相対的な指標であるため、設計における取扱いはいやいやとされる。

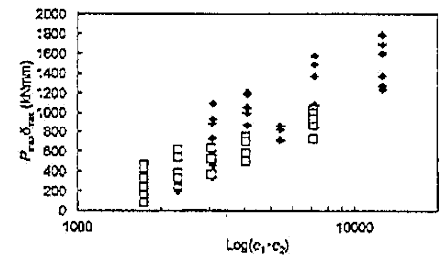
CLTを用いたドリフトピン接合では、4. 3. 節で述べたように、終局がせん断や割裂による局所的な破断とならず、直交層全体の端



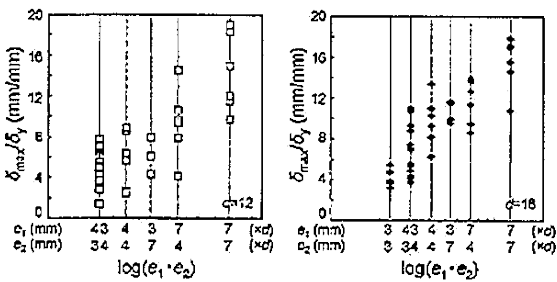
◆ : d16, □ : d12
図 14 $\delta_{max}-\log(e_1e_2)$ の関係



◆ : d16, □ : d12
図 15 $P_{max}-\log(e_1e_2)$ の関係



◆ : d16, □ : d12
図 16 $P_{max}\delta_{max}-\log(e_1e_2)$ の関係



◆ : d16, □ : d12
図 17 $\delta_{max}/\delta_y-\log(e_1e_2)$ の関係

抜け破断となった。これは、直交接着層層による効果による一つの利点といえる。

また、図 16 に示した(c)の指標では、径の違い、破壊性状の違いによらず破壊挙動が統一的に扱える可能性を示唆している。4. 3. 節 A の破壊では、引張加力によるスリットを開く方向への分力により破壊が生じたと仮定したが、C の破壊でも同じようにこの分力により破壊が生じている可能性がある。

5. まとめ

CLT を用いた鋼板挿入ドリフトピン接合部の引張実験を行うことにより、以下の知見を得た。

- 1) 平行層と直交層が相互に拘束を行い、ドリフトピンの位置からの割裂の進展を抑制する。
- 2) 縁距離 (e_2) および端距離 (e_1) が比例限度荷重 (P_{lim})、降伏荷重 (P_y) に与える影響は小さい。
- 3) 降伏荷重 (P_y) の計算には 2 通りの EYT を用いたが、詳細 EYT による推定が実験値の下限值と比較的良く一致した。簡易 EYT による方法ではやや危険側となり、それぞれの特徴を生かした運用が求められる。
- 4) 最大荷重に関する指標として、最大変位 (δ_{max}) と最大荷重 (P_{max}) × 最大変位 (δ_{max}) に着目し、それらと縁距離 (e_2) に端距離 (e_1) を乗じた値の対数との間に、線形性が認められた。

謝辞

本実験を行うにあたり銘建工業株式会社より材料の提供をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

Appendix: ドリフトピンの 3 点曲げ試験

2 種類のドリフトピンの曲げ強度を調べるため、ドリフトピンの 3 点曲げ試験を行った。図 18 に曲げ試験装置を示す。径が 15.91-16.02mm、11.95-12.01mm のドリフトピンについて、材料強度を実験条件とし、2 種類のドリフトピン（普通鋼、高強度鋼）について、それぞれ 3 体ずつ試験を行った。ドリフトピンと同径の載荷用鋼棒を介した鉛直下向きの単調載荷とし、荷重およびドリフトピンの中央たわみを計測した。支点はピン・ローラー支持とした。

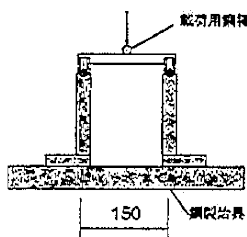


図 18 3 点曲げ試験装置

試験結果より降伏荷重を定義し、鋼材の降伏点を求めた。荷重-変位関係に明確な上下降伏点が現れた普通鋼については、下降伏点を降伏荷重とし、上に凸の滑らかな曲線となった高強度鋼については、初期勾配直線とその 1/6 の傾きを持ち、荷重-変位関係に接する直線との交点を降伏点と定義した¹⁴⁾。実験により得られた値を表 2 に示す。

表 2 鋼材の降伏点

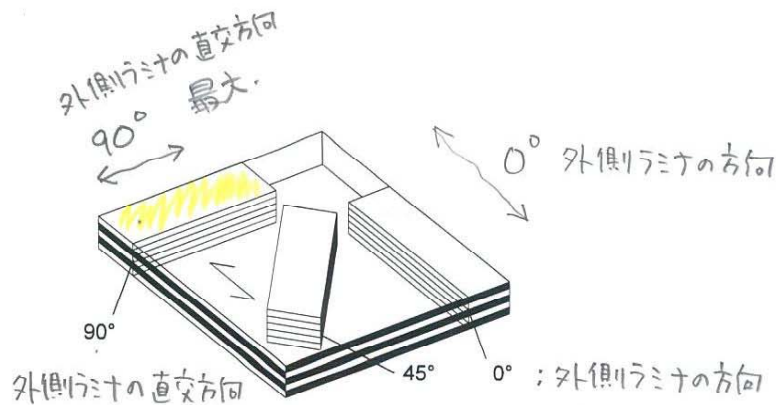
	鋼材の降伏点	
	σ_y	変位係数 CV
普通鋼	309	1.41%
高強度鋼	684	3.92%

表 2 より、普通鋼、高強度鋼の材料強度 (F) をそれぞれ、309、684 (N/mm^2) と定めた。

参考文献

- 1) 中島昌一, 北守顕久, 小松幸平: CLT 鋼板挿入ドリフトピン接合の引張性能. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.585-586, 2012.9
- 2) Shoichi NAKASHIMA, Akihisa KITAMORI, Takuro MORI, Kohei KOMATSU: EVALUATION OF TENSILE PERFORMANCE OF DRIFT PIN JOINT OF CROSS LAMINATED TIMBER WITH STEEL INSERTED PLATE, Proceedings of WCTE2012, pp.417-424, 2012.7
- 3) T Uibel, H J Blaz: LOAD CARRYING CAPACITY OF JOINTS WITH DOWEL TYPE FASTENERS IN SOLID WOOD PANELS, CIB-W18 /39-7-5, 2006.8
- 4) 川元紀雄, 小松幸平, 金谷義行: ドリフトピン接合部の繊維に直交する方向のせん断耐力 (第 1 報) 縁距離, 端距離が最大荷重に及ぼす影響. 木材学会誌 Vol.58 No.1, pp.37-45, 1992.1
- 5) 平井卓郎: 鋼板ウェブを持つ木材接合部の荷重-すべり性能: 北海道大学農学部 演習林研究報告, pp.215-248, 1990.2
- 6) Kei Sawata, Motoi Yasumura: Estimation of yield and ultimate strengths of bolted timber joints by nonlinear analysis and yield theory, Journal of Wood Science Vol.49 No.5, pp.383-391, 2003.10
- 7) 橋池 健, 稲山正弘, 安藤直人: 鋼板挿入ドリフトピン接合部における荷重-すべり特性の評価法, 日本建築学会構造系論文集 Vol.73 No.627, pp.795-802, 2008.5
- 8) 日本建築学会: 木質構造設計規程・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—, pp.222-234, 2006.12
- 9) 財団法人 日本住宅・木材技術センター: 木造軸組工法住宅の許容応力変設計, pp.579-587, 2006.12
- 10) American Society for Testing and Materials: Standard Test Method for Evaluating Strength of products, ASTM D-5674, pp.1-5, 1997
- 11) 安村 正, 澤田 圭: 木質構造ボルト接合部のせん断耐力評価 (その 2) ボルトの上げおよび引張試験と接合部設計式の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.323-324, 2000.9

(2012年9月10日原稿受理, 2013年2月7日採用決定)



(b) Grain angle (θ)

Legends: $\theta=0, 45, 90$ ($^{\circ}$)

Fig.3.19 Tensile test parameters

Notes: Appropriate combinations of the parameters were chosen to compare each parameter as Table.3.5.

Table.3.5 Tensile test parameters

Specimen name	Diameter of fastener d (mm)	End distance e_2 (mm)	Edge distance e_1 (mm)	
d12_7d_7d	12	$7d$	$7d$	
d12_7d_4d			$4d$	
d12_4d_4d		$4d$	$4d$	
d12_4d_3d			$3d$	
d12_3d_7d		$3d$	$7d$	
d12_3d_4d			$4d$	
d16_7d_7d	16	$7d$	$7d$	
d16_7d_4d			$4d$	
d16_4d_4d		$4d$	$4d$	
d16_4d_3d			$3d$	
d16_3d_7d		$3d$	$7d$	
d16_3d_4d			$4d$	
d16_3d_3d			$3d$	
d16Y_7d_7d*		$7d$	$7d$	$7d$
d16Y_7d_4d*				$4d$

3.3.2 実験の方法

荷重は引張方向のみとし、各条件1体目を単調荷重、2体日以降を1体目の降伏変位 δ_y を基準とした $1/2\delta_y$ から $16\delta_y$ までの片側1回繰返し荷重⁴⁰⁾とした。繰返し後も耐力が残存している場合は、試験体が破壊するまで単調荷重を行った。引張荷重と木材に対する鋼板の相対変位をロードセルと試験体4隅に設置した変位計を用いて測定した。

3.3.3.7 実験結果と解析結果の比較

Fig.3.35に推定値と実測値のドリフトピンの変形の比較を示す。推定値は解析の梁要素の重心を結んだ線分（中央変位 $\delta=40\text{mm}$ 時）、実測値は、実験後の試験体をドリフトピン位置で切断した断面である。水平方向の溝がドリフトピンの初期位置、山型の溝が実験終了後の位置である。推定の精度は比較的良好い。

Fig.3.36に、推定値と実測値の荷重変位関係の比較を示す。実測値は、最外層の繊維角度(θ)をパラメータとしたときの荷重変位関係の包絡線の平均曲線である。この図を見ると、推定値、実測値ともに $\theta=90^\circ$ のときにもっとも高い性能をしめしていることがわかる。つまり、厚さ150mmの5層CLTと径16mmのドリフトピンを用いた場合は、最外層と中央層に平行層がある場合($\theta=0^\circ$)よりも、中間層に平行層がある場合($\theta=90^\circ$)の方が、全体幅に対する平行層の割合が小さいにも関わらず、変形が生じにくくなることがわかった。つまり、繊維方向が、荷重方向に対して平行な層の割合のみならず、その位置が接合部の構造性能を決定する重要な因子となる。このことは、このドリフトピン接合のみならず、接合具の曲げ降伏を伴うダボ型接合について、共通することと考えられる。

Fig.3.30およびFig.3.31に推定値と実測値の初期剛性(k)および降伏荷重(P_y)の比較を示す。初期剛性(k)および降伏荷重(P_y)は 90° で大きく、 45° 付近で最も小さい値を示した。また、実測値のばらつきと比べ、繊維角度(θ)による k および P_y の値の差は小さい。このことから、CLTにおける鋼板挿入二面せん断接合では、繊維角度依存性を無視した構造性能評価が可能である可能性が示唆された。

以上のように、ばね要素の特性値、境界条件等を変更することによって、任意の層構成のCLT曲げ降伏型接合に関する変形挙動と荷重変位関係の予測の可能性が示唆された。

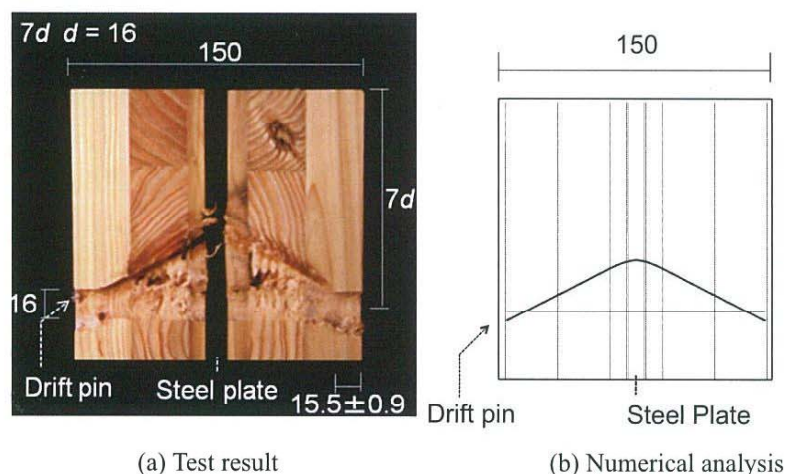
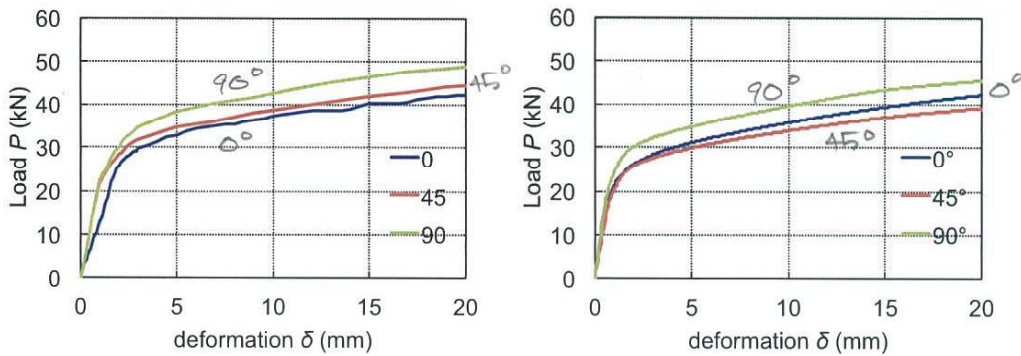


Fig.3.35 Example of the deformation of the drift pin after the test

Notes: $e_1=e_2=7d$ mm, $F=309\text{N/mm}^2$, $d=16\text{mm}$, $\theta=0^\circ$.



(a) Mean envelope curves of the test results (b) Numerical analysis

Fig.3.36 Example of the Load deformation (P - δ) curves.

Legend: (0° , blue, dark): $\theta=0^\circ$, (45° , red, gray): $\theta=45^\circ$, (90° , light green, light): $\theta=90^\circ$,

Notes: $e_1=e_2=7d$ mm, $F=309\text{N/mm}^2$, $d=16\text{mm}$.

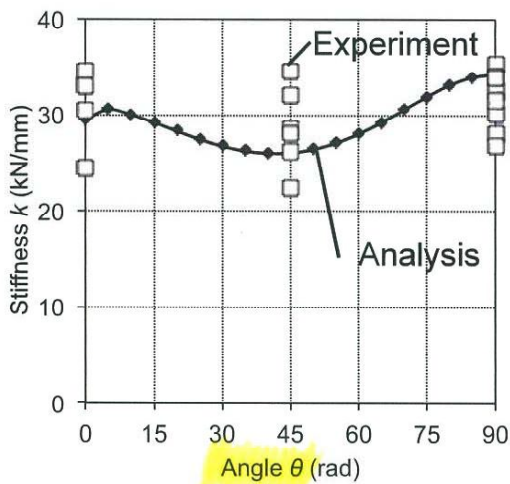


Fig.3.37 Initial stiffness (k)

□: Test results, ◆: Numerical analysis.

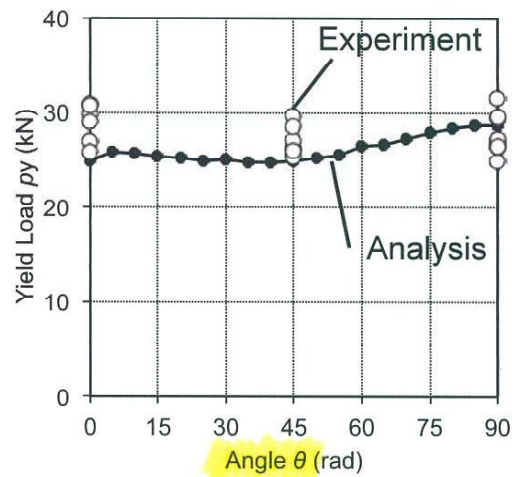


Fig.3.38 Yield load.

○: Test results, ◆: Numerical analysis.

3.4 まとめ

CLTを用いた鋼板挿入ドリフトピン接合部の引張実験を行うことにより、以下の知見を得た。

1. 平行層と直交層が相互に拘束を行い、ドリフトピンの位置からの割裂の進展を抑制する。
2. 縁距離 (e_2) および端距離 (e) が比例限度荷重 (P_{limit}) , 降伏荷重 (P_y) に与える影響は小さい。
3. 降伏荷重 (P_y) の計算には2通りのEYTを用いたが、CLTのために新たに導かれたEYTによる推定が実測値の下限値と比較的良好一致した。現行EYTに平均面圧強度 (σ_{CLT})

よる方法ではやや危険側となるため、それぞれの特徴を生かした運用が求められることがわかった。

4. 最大荷重に関する指標として、最大変位 (δ_{\max}) と最大荷重 (P_{\max}) ×最大変位 (δ_{\max}) に着目し、それらと縁距離 (e_2) に端距離 (e_1) を乗じた値の対数との間に、線形性が認められた。
5. RBSMモデルを用いた解析を行い、CLT鋼板挿入ドリフトピン接合について、非線形挙動を概ね予測できた。
6. CLTにおける鋼板挿入二面せん断接合では、繊維角度依存性を無視した構造性能評価が可能である可能性が示唆された。

5-3 アンカーボルトの検討

アンカーボルトの基礎に対するコンクリートの検討
 $t=150$

$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s \cdot c \cdot d$: アンカーボルト1本あたりの許容引張力.
 アンカーボルトの降伏を保證する設計.

$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_c \cdot A_c$: コンクリートにより定まる場合のアンカーボルト
 1本あたりの許容引張力

$s \cdot \sigma_{pa} = \alpha_{yu} \cdot s \cdot \sigma_y$

$\alpha_{yu} = 1.25$

アンカーボルト ABR490, M20

$P_{a1} = 1.0 \times 1.25 \times s \cdot \sigma_y \times s \cdot c \cdot d$

材料強度のはらつきを考慮して規格
 降伏点強度.

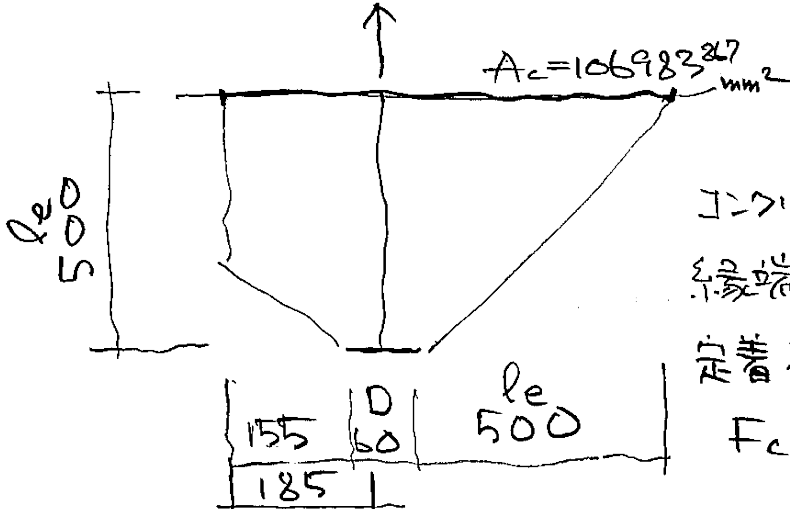
$= 1.0 \times 1.25 \times 325 \times 245 = 99.531$ KN

増倍係数 N/mm^2 ねじ部
 規格 降伏点強度 有効断面積

$P_{a2} = \frac{2}{3} \times 0.31 \sqrt{24} \times 106983.867 = 108.3$ KN

コンクリートの有効水平投影面積

$P_{a1} < P_{a2}$ より、アンカーボルトの降伏を保證する
 設計であることが確認された



コンクリートの厚さ 150mm.

縁端距離 185mm

定着板 60φ

$f_c = 24 N/mm^2$.

引きボルト接合

構造用アンカーボルトセットABRを用い、2ボルトを先行降伏させる。

CLT: 5層5階 S60A

最大耐力 $P_{max} = \min(P_{pull}, P_{shear1}, P_{shear2})$: CLT接合部の最大耐力。

$$P_{pull} = l_n \cdot n_{11} \cdot t \cdot F_{UT} \\ = 130 \times 3 \times 30 \times 12.0 = 140.4 \text{ kN}$$

$$P_{shear1} = (2F_{g0} + (n_{11} + n_{1L} - 3) \cdot F_{gi}) \cdot l_s \cdot l_w \\ = (2 \times 1.37 + (3 + 2 - 3) \times 1.15) \times 400 \times 100 = 201.6 \text{ kN}$$

$$P_{shear2} = (2F_{g0} + (n_{11} + n_{1L} - 3) \cdot F_{gi}) \cdot l_s \cdot l_n \\ = (2 \times 1.37 + (3 + 2 - 3) \times 1.15) \times 400 \times 130 = 262.08 \text{ kN}$$

$$P_{max} = \min(140.4, 201.6, 262.08) = 140.4 \text{ kN} : \text{CLT接合部の最大耐力}$$

アンカーボルトの判定用系終局耐力

ABR490, 1-M20

$$P_{ub} = 1.1 \cdot F_{ub} \cdot A_b = 1.1 \times 490 \times 260 = 140.1 \text{ kN}$$

アンカーボルトの判定用系終局耐力

$$\therefore P_{ub} = 140.1 \text{ kN} < P_{max} : \text{O.K.} \\ (\text{告示 } 135.0)$$

以上より、 $P_{max} < P_{ub}$ となるアンカーボルトとして、ABR490・M20を採用する。

5-4 屋根パネルと耐力壁の接合部の検討

降伏せん断面力 (ラグ2712-) の算定

曲げ降伏型接合部の降伏せん断面力 (接合形式E) 木質構造設計規準・同解説より
P.

$$\frac{l}{d} = \frac{12 \times 8}{12} = \frac{96}{12} = 8 \quad l \geq 96 \text{ mm}$$

ガルブ J3 樹種 すぎ

ラグ2712- (0-42712-)
M12, L ≥ 96 mm

接合形式E・繊維垂直方向 $\frac{P_g}{d^2} = 55 \text{ N/mm}^2$ $P_{g\perp} = 55 \times 12^2 = 7,920 \text{ N/本}$ ^{P.380}

接合形式E・繊維直角方向 $\frac{P_g}{d^2} = 38 \text{ N/mm}^2$ $P_{g\perp} = 38 \times 12^2 = 5,472 \text{ N/本}$ ^{P.383}

必要本数、x方向 M12 最大値2層と屋根版

$$n = \frac{47.6 \times 10^3 \text{ N} \times \frac{1}{\cos 42^\circ}}{5,472 \text{ N/本}} = \frac{64,052}{5,472} = 11.7 \text{ (本)} \rightarrow 12 \text{ - M12, L=125}$$

$$\frac{125-9}{12} = 9.67 > 8 \quad \therefore \text{O.K.}$$

ラグ2712- 7-M12 $Q_y = 7 \times 5,472 = 38,304 \text{ kN}$ $Q_{ue} = 38,304 \text{ kN}$

ドリフトピン 2-16φ $Q_y = 2 \times 28 \text{ kN} = 56 \text{ kN}$ 半管型鉄板「702-ラミネイト・テラコ-」を用いた
鋼板挿入型ドリフトピン接合部の引張力以下の
耐力指標の検討

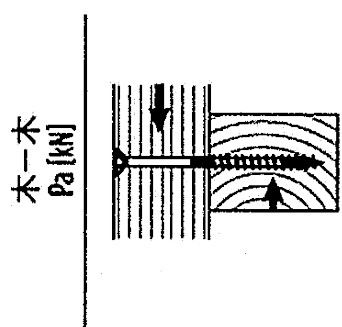
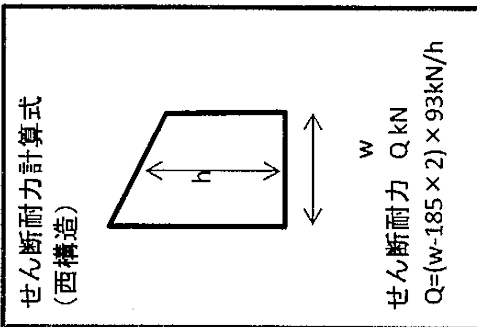
よって ラグ2712- により面力が決定。 $Q_{joe} = 38.3 \text{ kN}$

検定比 $n = \frac{64.1}{38.3 \times 2} = 0.837 < 1.0 \quad \therefore \text{O.K.}$

d1b-7d-7d
降伏荷重 28 kN

短期面内せん断力を負担するCLT束壁(W1)上部

通り	w	h	Q	HBS12240※					施工本数≥ 必要本数	ピッチ/径
				耐力kN/本	必要本数	ピッチ	施工本数	施工ピッチ		
W2	1800	1661	92,2	4.09	20	85.7	23	75	OK	6.3
W5	1810	1448	116,2	4.09	23	75.4	23	75	OK	6.3
W6	1500	2521	51,1	4.09	11	125.0	11	125	OK	10.4
W7	1800	2950	42,3	4.09	12	138.5	13	125	OK	10.4
W8	1800	4557	36,0	4.09	8	200.0	13	125	OK	10.4
M4	1800	2445	65,8	4.09	14	120.0	17	100	OK	8.3
M5-1	1800	2581		4.09	13	128.6	13	125	OK	10.4
M5-2	800	1918		4.09	6	114.3	7	100	OK	8.3
M6	1500	1615		4.09	16	88.2	19	75	OK	6.3
M10	1800	1431		4.09	23	75.0	23	75	OK	6.3
M12	1800	4874		4.09	7	225.0	13	125	OK	10.4



§6 2次部材の検討

6-1 母屋の断面算定(部材耐力の算定)

部材断面 150×600

集材の等級 E65-F225 対称異等級構造集材

樹種 すき

基準材料強度			基準許容応力度			基準弾性係数
F_c	F_t	F_b	f_c	f_t	f_b	E_b
16.7	14.6	22.5 (12.0)	5.6	4.9	7.5 (5.0)	6.5 (6.0)

↳ 内は y-y 軸に対する値

せん断力に対する特性値

基準材料強度	基準許容応力度	基準弾性係数
F_s	f_s	G_0
2.7 (2.1)	0.9 (0.7)	E_b の $\frac{1}{15}$ とする。

許容応力度

長期許容曲げ応力度 $Lf_b = 7.5 \times 1.1 = 8.25 \text{ N/mm}^2$

積雪短期許容曲げ応力度 $Sf_b = 7.5 \times 2.0 \times 0.8 = 12.0 \text{ N/mm}^2$

許容曲げモーメント $b \times D = 150 \times 600$

長期 $LM_d = \frac{1}{8} \times 150 \times 600^2 \times 8.25 = 74.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$LM_d = 74.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

積雪短期 $MSM_d = \frac{1}{8} \times 150 \times 600^2 \times 12.0 = 108.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$MSM_d = 108.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

許容せん断力 $b \times D = 150 \times 600$

部材 長期 $LQ_d = \frac{2}{3} \times 150 \times 600 \times 0.9 \times 1.1 = 59.4 \text{ kN}$

$LQ_d = 59.4 \text{ kN}$

積雪短期 $SQ_d = \frac{2}{3} \times 150 \times 600 \times 0.9 \times 2 \times 0.8 = 86.4 \text{ kN}$

$MSQ_d = 86.4 \text{ kN}$

継手部分・継手はツルカ木(腰掛けあり)継ぎとある。150×540(2階)

150×600 のとき

雄木のせん断耐力 $LQ_d = 40.111 \times \frac{2}{3} \times 0.9 \times 1.1 = 26.5 \text{ kN}$

$MSQ_d = 40.111 \times \frac{2}{3} \times 0.9 \times 2 \times 0.8 = 38.5 \text{ kN}$

$jLQ_d = 29.8 \text{ kN}$

雌木のせん断耐力 $LQ_d = 57.695 \times \frac{2}{3} \times 0.9 \times 1.1 = 38.1 \text{ kN}$

$MSQ_d = 57.695 \times \frac{2}{3} \times 0.9 \times 2 \times 0.8 = 55.4 \text{ kN}$

$jMSQ_d = 43.4 \text{ kN}$

許容せん断耐力

梁の寸法効果係数

梁径 600 のとき

$$K_2 = \left(\frac{300}{600} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.926$$

曲げ許容応力度に寸法効果係数を評価
(曲げ許容モーメントに ")

梁径 750 のとき

$$K_2 = \left(\frac{300}{750} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.903$$

梁の寸法効果係数を評価した母屋の許容曲げモーメント

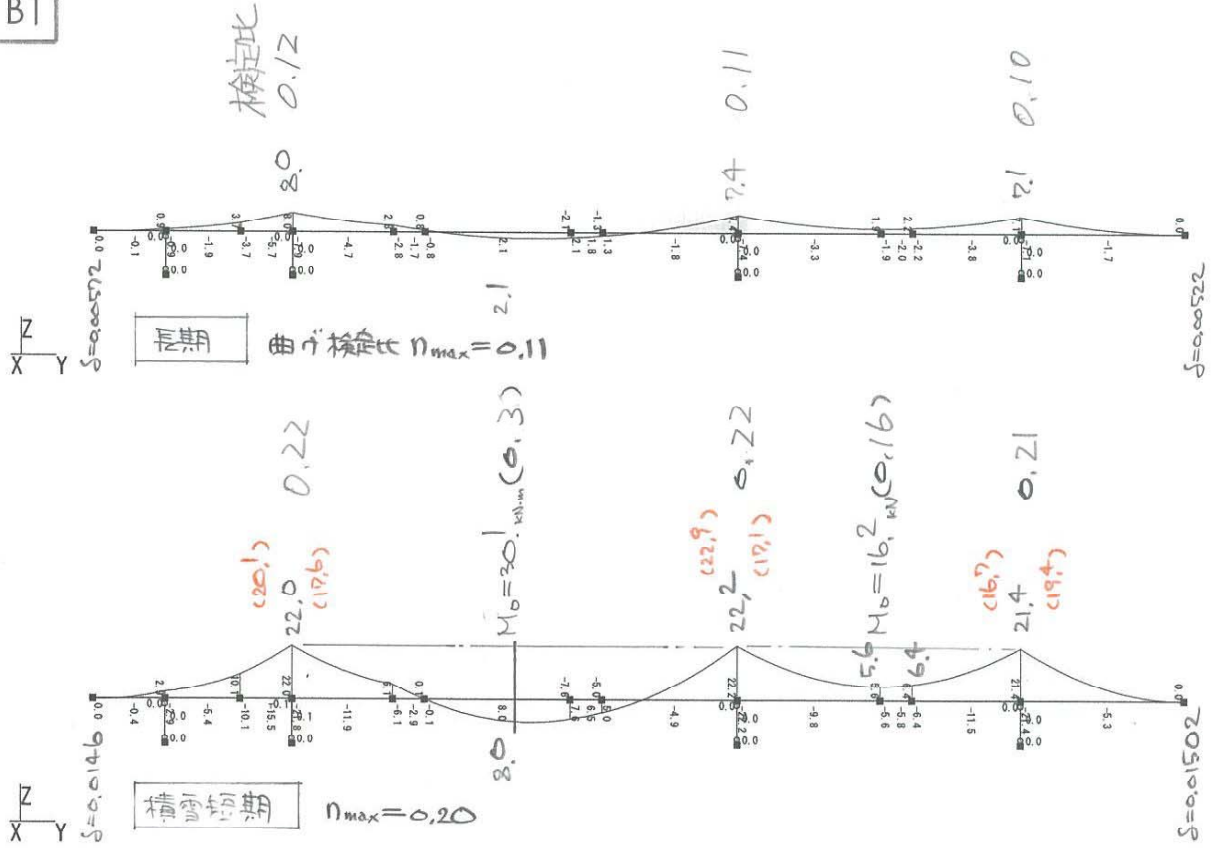
長期

$$LM_d = 74.25_{\text{KN}\cdot\text{m}} \times 0.926 = 68.8_{\text{KN}\cdot\text{m}}$$

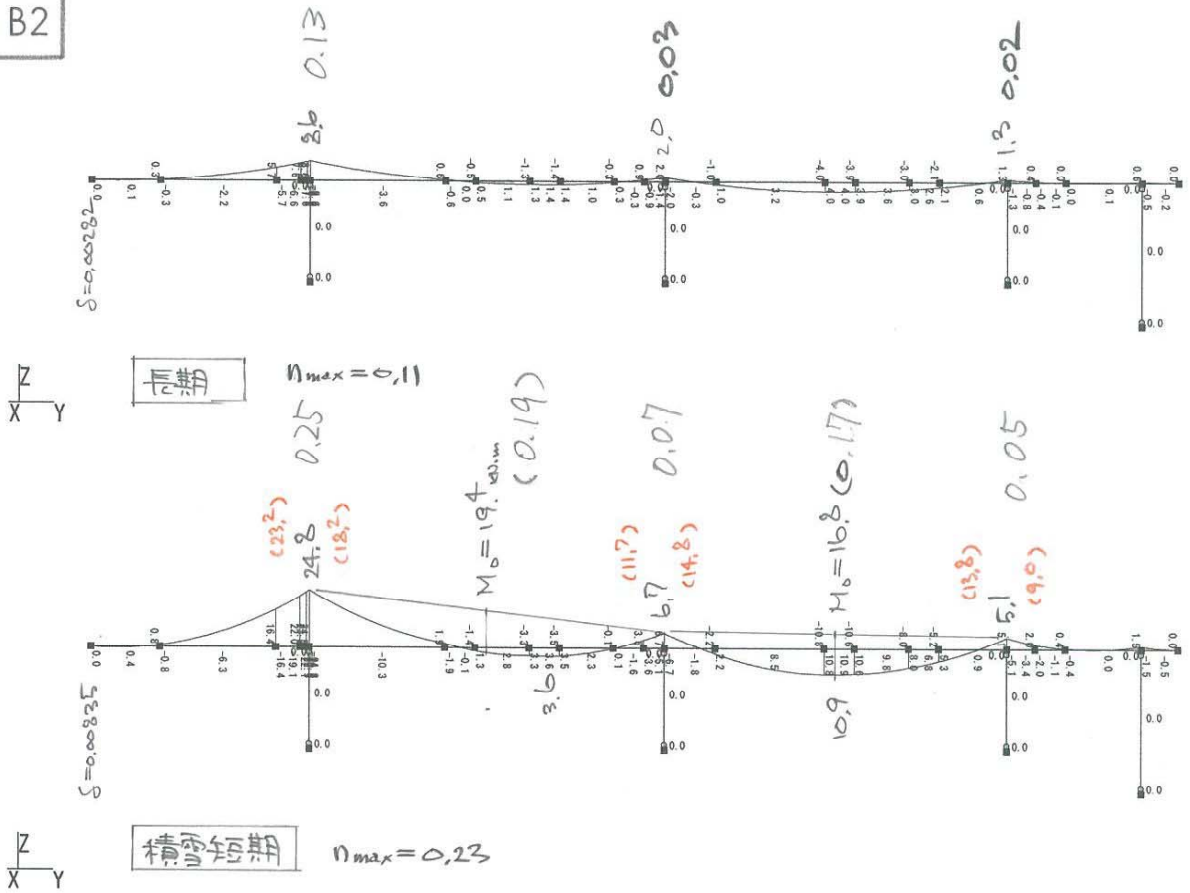
積雪長期

$$H_s M_d = 108.0_{\text{KN}\cdot\text{m}} \times 0.926 = 100.0_{\text{KN}\cdot\text{m}}$$

B1

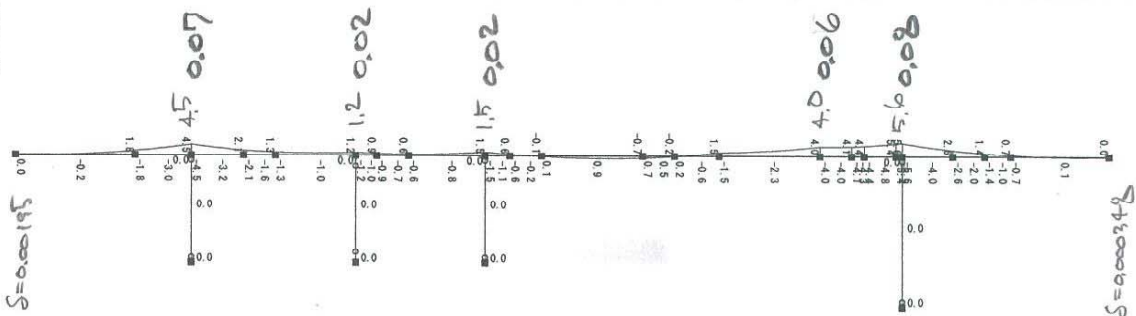


B2



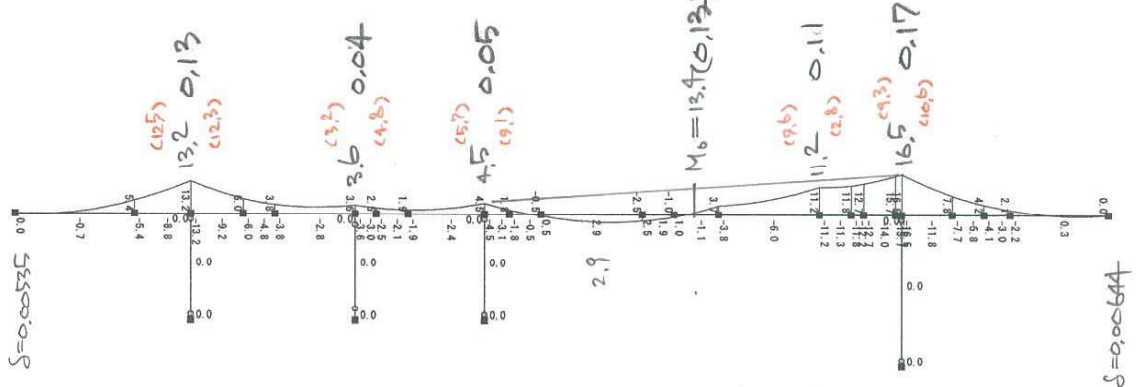
B5

X Y Z



長期

$n_{max} = 0.08$



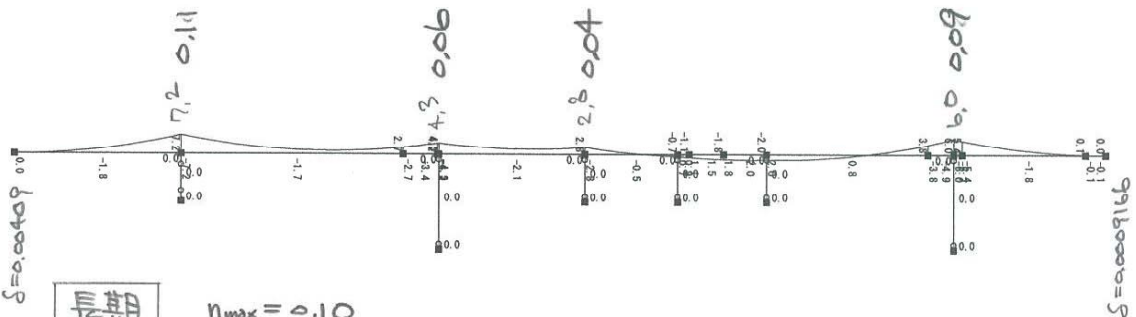
積雪短期

$n_{max} = 0.15$

X Y Z

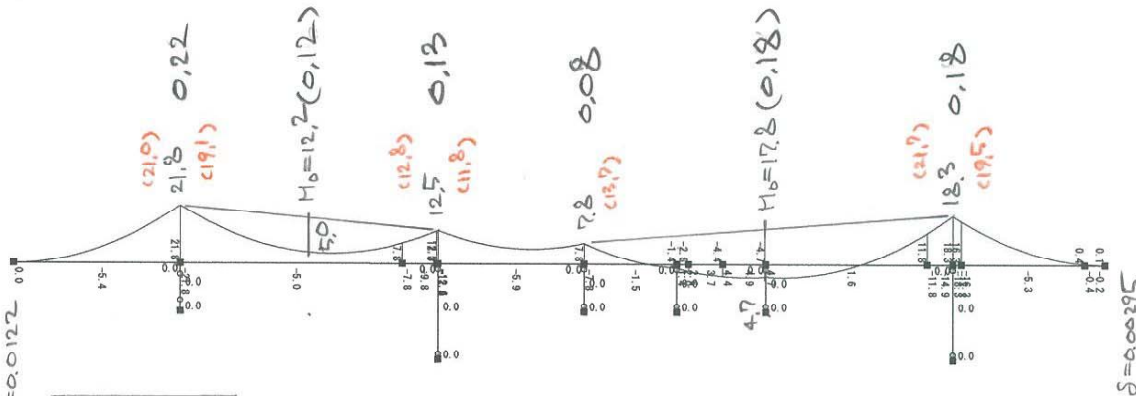
B6

X Y Z



長期

$n_{max} = 0.10$



積雪短期

$n_{max} = 0.29$

X Y Z

母屋の断面検定の考察

母屋の曲げ応力度に対する応力度比の最大値は、

長期荷重に対して、 0.23 (B4通り)

積雪短期荷重に対して 0.45 (B4通り)

であり、全ての部材が許容応力度以下であることを確認した。

6-2 梁の断面算定(部材耐力の算定)

部材断面 150×600, 150×750

集材材の等級 E65-F225 対称異等級構架集材材

樹種 すぎ

基準材料強度			基準許容応力度			基準弾性係数	
F_c	F_t	F_b	f_c	f_t	f_b	E_b	
16.7	14.6	22.5 (18.0)	5.6	4.9	7.5 (5.0)	6.5 (6.0)	
# せん断に対する特性値			c) 内は y-y 軸に対する値				
基準材料強度			基準許容応力度			基準弾性係数	
F_s			f_s			G_0	
2.7 (2.1)			0.9 (0.7)			E_0 の $\frac{1}{15}$ とする。	

設計用許容応力度

$$L f_b = 7.5 \times 1.1 = 8.25 \text{ N/mm}^2 \quad : \text{長期}$$

$$H_s f_b = 7.5 \times 2.0 \times 0.8 = 12.0 \quad : \text{積雪短期}$$

許容曲げモーメント

幅 狭

$$b \times D = 150 \times 600$$

$$L M_d = Z \cdot L f_b = \frac{1}{8} \times 150 \times 600^2 \times 8.25 = 74.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$L M_d = 74.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_s M_d = Z \cdot H_s f_b = \quad \times 12.0 = 108.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_s M_d = 108.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

幅 狭

$$b \times D = 150 \times 750$$

$$L M_d = \frac{1}{8} \times 150 \times 750^2 \times 8.25 = 116.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$L M_d = 116.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_s M_d = \quad \times 12.0 = 168.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_s M_d = 168.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

許容せん断力

$$b \times D = 150 \times 600$$

$$L Q_d = \frac{2}{3} \times 150 \times 600 \times 0.9 \times 1.1 = 59.4 \text{ kN}$$

$$L Q_d = 59.4 \text{ kN}$$

$$H_s Q_d = \quad \times 2.0 \times 0.8 = 26.4 \text{ kN}$$

$$H_s Q_d = 26.4 \text{ kN}$$

$$b \times D = 150 \times 750$$

$$L Q_d = \frac{2}{3} \times 150 \times 750 \times 0.9 \times 1.1 = 74.25 \text{ kN}$$

$$L Q_d = 74.3 \text{ kN}$$

$$H_s Q_d = \quad \times 2.0 \times 0.8 = 108.0 \text{ kN}$$

$$H_s Q_d = 108 \text{ kN}$$

寸法効果係数

$$K_z = \left(\frac{h_0}{h} \right)^{\kappa}$$

K_z : 寸法効果係数.

h : 使用する構造用材料のせい

h_0 : 標準 (試験体) のせい 300

κ : 実験定数 $\frac{1}{9}$

梁せい 600 のとき $K_z = \left(\frac{300}{600} \right)^{\frac{1}{9}} = 0.926$

梁せい 750 のとき $K_z = \left(\frac{300}{750} \right)^{\frac{1}{9}} = 0.903$ 0.883

寸法効果係数を評価した梁の許容曲げモーメント

150 × 600

長期 $LM_d = 68.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

積雪短期 $MSM_d = 100.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

150 × 750

長期 $LM_d = 104.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$

積雪短期 $MSM_d = 152.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

梁の断面検定の考察

梁の曲げ応力に対する応力度比の最大値は

長期荷重に対して、^{幅 深}150×600 ㎜ 0.36 (H1通り)

150×750 ㎜ 0.41 (H3通り)

積雪短期荷重に対して

150×600 ㎜ 0.73 (H1通り)

150×750 ㎜ 0.79 (H3通り)

であり、全ての部材が許容応力度以下であることを確認した。

H8梁 転差部 切り欠き部 せん断力の検討

引張側側に切り欠きのある場合

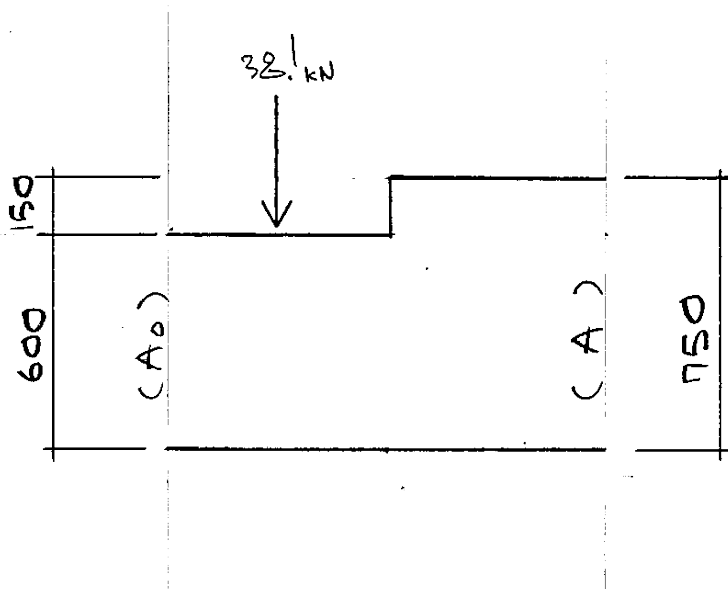
$$A_e = \frac{A_0^2}{A} = \frac{(150 \times 600)^2}{150 \times 750} = 72,000 \text{ mm}^2$$

種別 F65-E225 すき集成材 $f_s = 0.9 \text{ N/mm}^2$ せん断力に対する
 設計用せん断力 $H_8 Q_d = 38.1 \text{ kN}$ 積雪短期 基準許容応力度

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{38.1 \times 10^3 \text{ N}}{72,000 \text{ mm}^2} = 0.794 \text{ N/mm}^2 < 0.9 \times 1.6 = 1.44 \text{ N/mm}^2$$

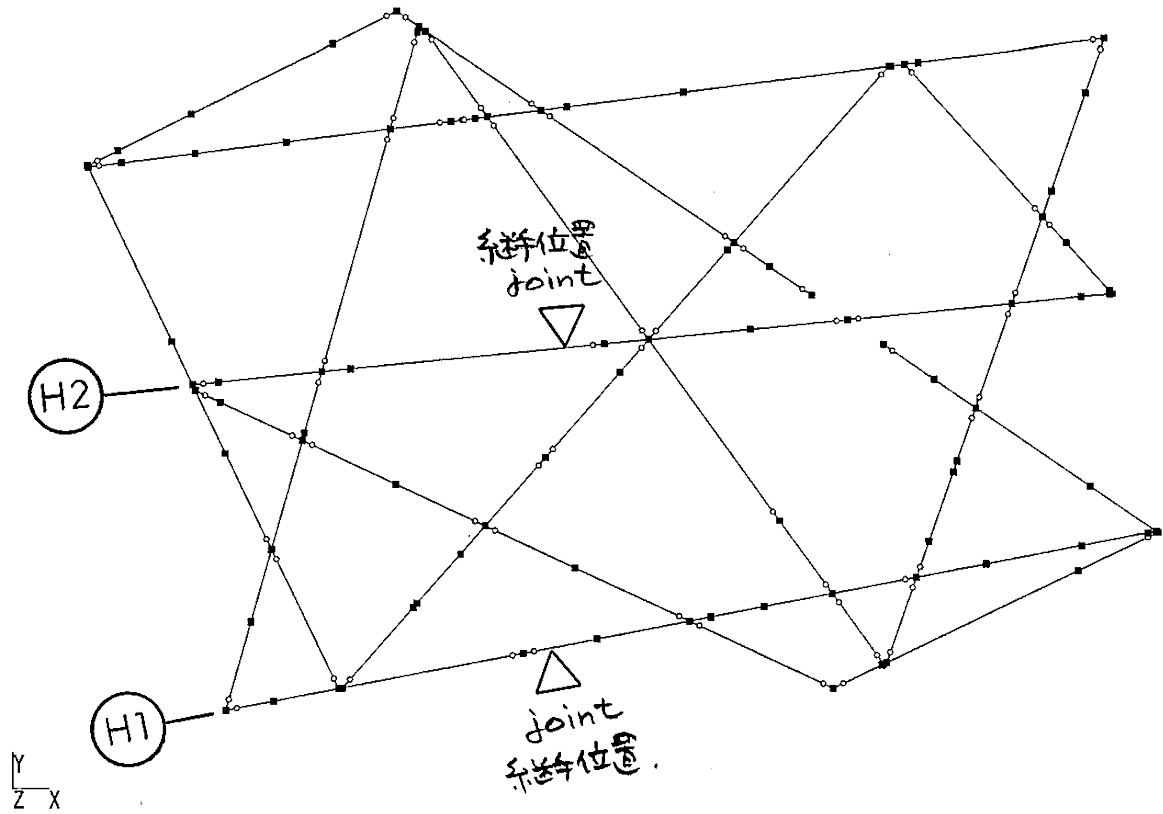
積雪短期・許容応力度

検定比 $n = \frac{0.794}{1.44} = 0.551 < 1.0 \therefore \text{OK}$



6-3 各接合部の検討

深 150×600 H1, H2通) 継手位置案内図

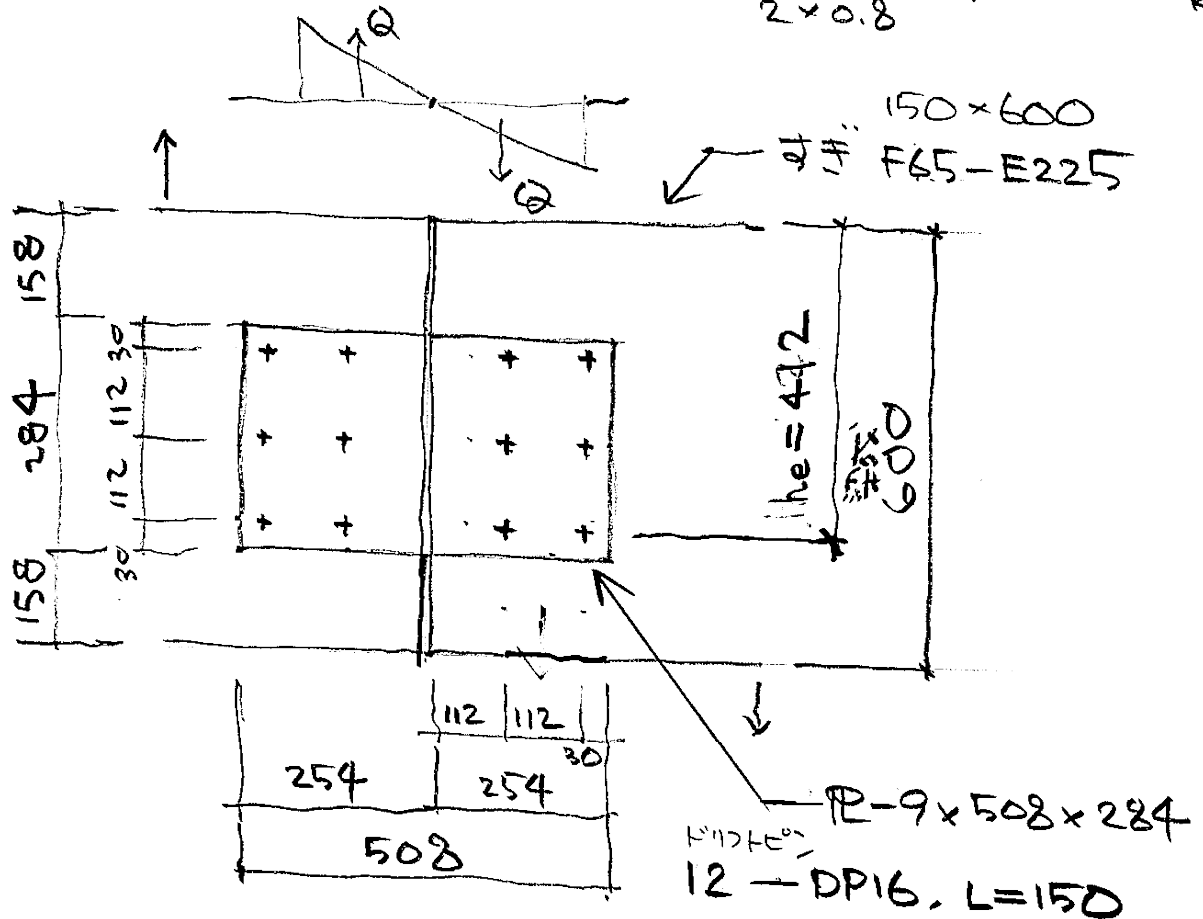


150x600, H1, H2 系 鋼骨 梁

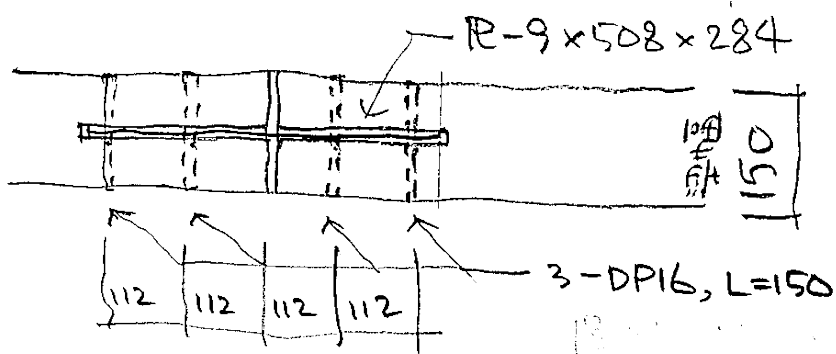
$M_s Q_d = 39.4 \text{ kN}$ 積雪短期

$L Q_d = 27.1 \text{ kN}$ 長期

$\frac{39.4}{2 \times 0.8} \times 1.1 = 27.088 \text{ kN}$

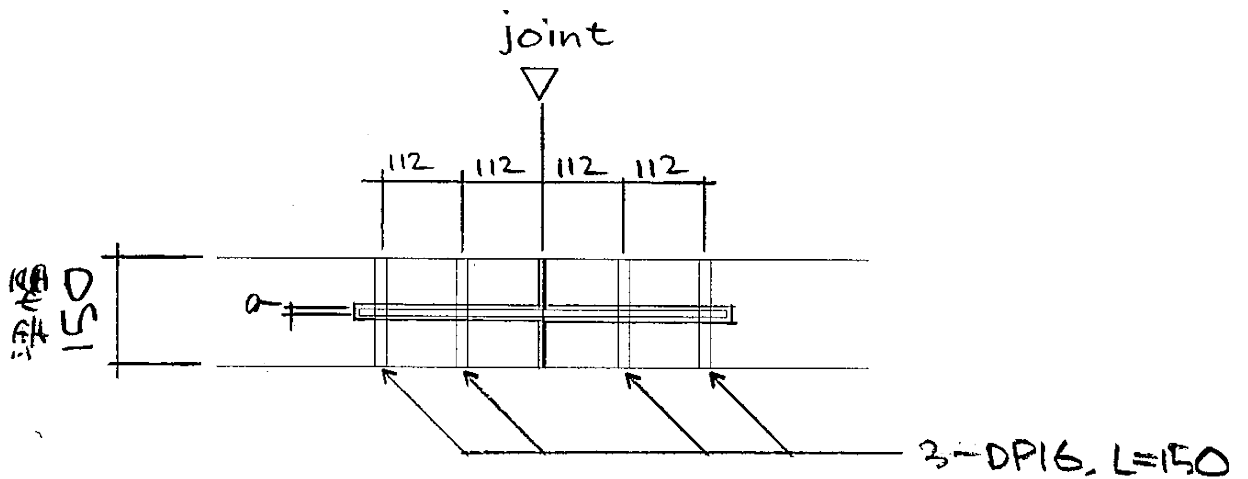
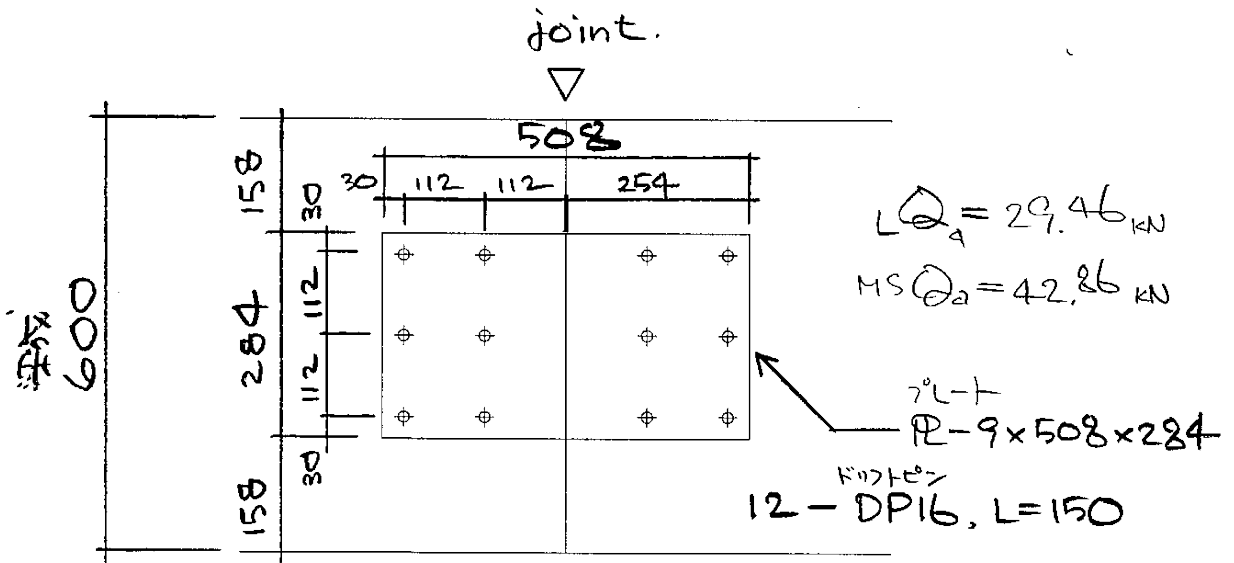


$L Q_d = 29.46 > 27.1 \text{ kN}$



梁・母屋 150×600, 継手詳細図

S15 の梁と母屋継手の仕様と下図とする。



母屋・梁の継手 許容せん断耐力の算定.

接合形式 (iii)2面せん断鋼板挿入型	Q_1 0	Q_2 1		
荷重角度	繊維直角方向 角度 θ 90.0°			
使用環境	Ⅲ: 通常状態			
接合具	ドリフトピン			
	径 d	長さ l	1列の本数 n	
	16	150	2	
	鋼板厚 (mm) 9			
木部	樹種 すぎ			
	強度等級	E65-F225		
	断面 (mm)	150 × 600		
座掘り等欠損 (mm)				
単位接合部降伏モード モードⅢ				
接合部全体 接合種別 JB				
接合部全体 $j \cdot K_r$ 0.9				
許容耐力 (kN)		P_a	P_a	
		単位接合部		接合部全体
長期 ($j \cdot K_t=1.1$)	5.45	29.46		
中長期 ($j \cdot K_t=1.43$)	7.09	38.30		
中短期 ($j \cdot K_t=1.6$)	7.93	42.86		
短期 ($j \cdot K_t=2.0$)	9.92	53.58		
		列数 (m)	he	$\sum r_i$
		3	412	
				$\sum s_i$

508

30 112 112 112 112 30

600

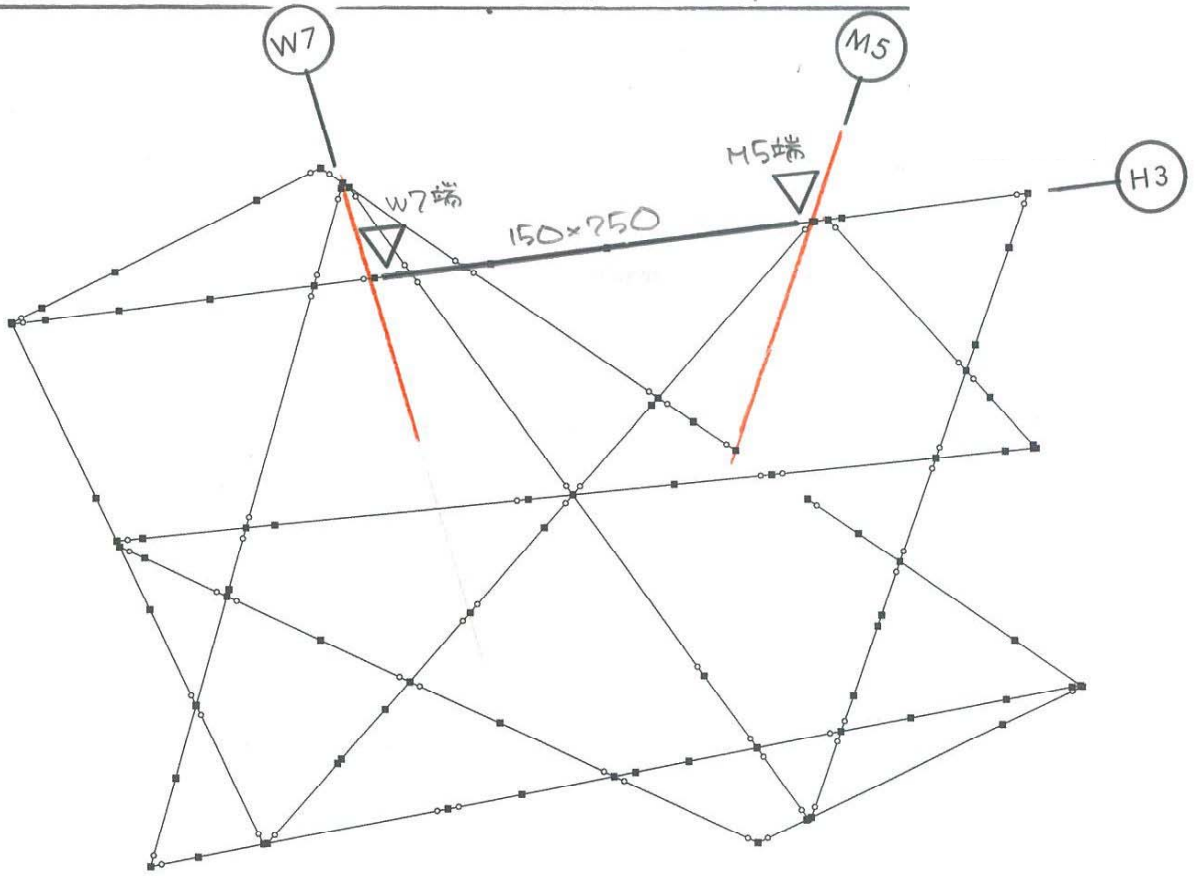
158 284 30 112 112 30

PL-9 × 508 × 284
12-DP16, L=150

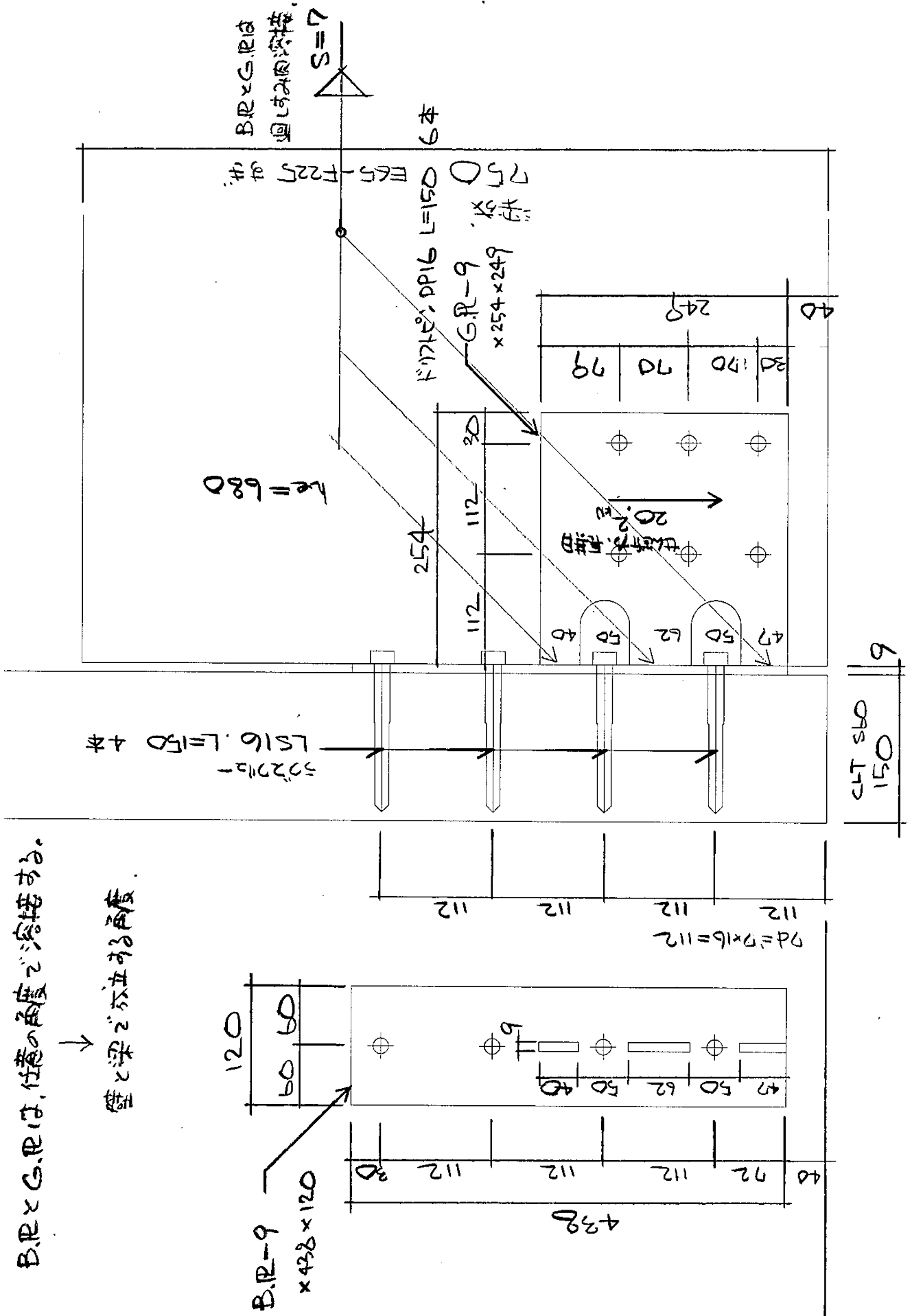
単位接合部の許容耐力計算	P_a	(1) 単位接合部の設計用許容せん断耐力			
	$p_a = \frac{1}{3} j K_d \cdot j K_m \cdot r_u \cdot p_y$		$p_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l$		$j K_m = 1.0$
	降伏モード	式	C	接合種別	r_u ボルト ドリフトピン
	モードⅠ	1	1	JC	1.0 1.0
	モードⅢ	$\sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1$	0.69	JB	1.1 1.0
モードⅣ	$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3} \gamma}$	0.93	JA	1.2 1.0	

接合部全体の許容耐力計算	P_a	(2) 設計用許容せん断耐力			
$P_a = \frac{1}{3} j K_r \cdot j K_d \cdot j K_m \cdot P_{u0}$					
i 全体接合部の終局せん断耐力		$P_{ui} = \sum_{i=1}^m (j K_n \cdot n_i \cdot r_u \cdot p_y) = 89.30 \text{ kN}$		$j K_n = 1.00$	
ii 木材の繊維と直角方向の応力を受ける場合の割裂破壊に対する計算		$\perp P_{uw} = \min(\perp P_{uw1}, \perp P_{uw2}) = 103.08 \text{ kN}$		(0° < θ ≤ 90°)	
		$\left(\begin{array}{l} P_{uw1} = 2 \cdot C_r \cdot l \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - h_e/h}} \times n = 161.29 \text{ kN} \\ P_{uw2} = \frac{2}{3} \cdot \xi \cdot h_e \cdot l \cdot F_s = 103.08 \text{ kN} \end{array} \right)$		$C_r = 8.00$ 繊維方向間隔 ≥ 7d $n = 2$	
		$\xi = \frac{ Q_1 - Q_2 }{\max(Q_1 , Q_2)} = 1$		$F_s = 2.70$	
iii 繊維に平行方向の力を受ける場合の集合型せん断破壊に対する計算		$\parallel P_{uw} = \max(A_{et} \cdot F_t, A_{es} \cdot F_s) = \text{---} \text{ kN}$		$F_t = 12.00$	
		$\left(\begin{array}{l} A_{et} \cdot F_t = l \cdot \sum r_i \times F_t = \text{---} \text{ kN} \\ A_{es} \cdot F_s = l \cdot \sum s_i \times F_s = \text{---} \text{ kN} \end{array} \right)$		ii, iiiを計算する場合のlは10dを上限とする。	
iv 木材の繊維と傾斜する方向の応力を受ける場合の計算		$\theta P_{uw} = \min(\perp P_{uw} / \sin \theta, \parallel P_{uw} / \cos \theta) = 103.1 \text{ kN}$			
v 全体接合部の基準終局せん断耐力		$P_{u0} = \min(P_{ui}, P_{uw}, \theta P_{uw}) = 89.30 \text{ kN}$			
		木部によらない			

第 150×250 H3端, W7端, M5端平面图



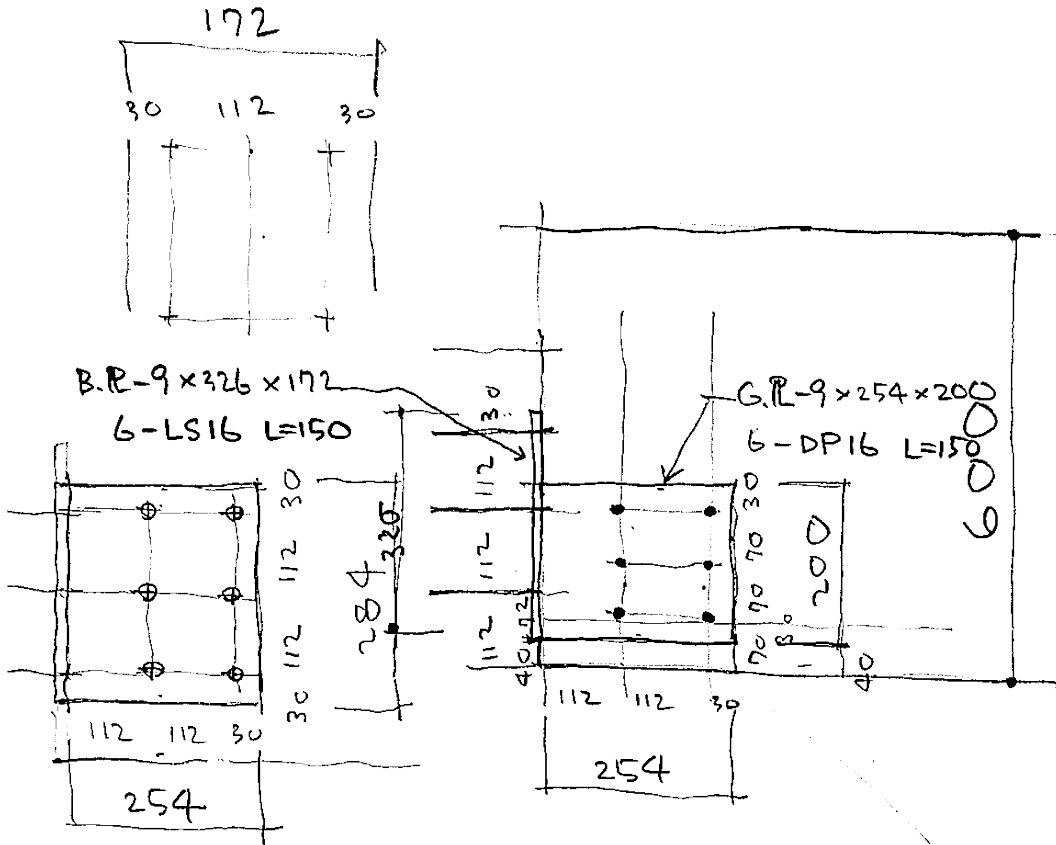
Y
Z X



B.RとG.Rは、任意の角度で溶接する。
 ↓
 壁と梁で成り立つ角度。

設計用せん断力 $HSD = 29.4 \text{ kN}$ 積雪短期 $2 \times 0.8 = 1.6$

$$L\theta = 29.4 \times \frac{1.1}{2 \times 0.8} = 20.213 \text{ kN} \quad \text{長期換算L\theta値}$$

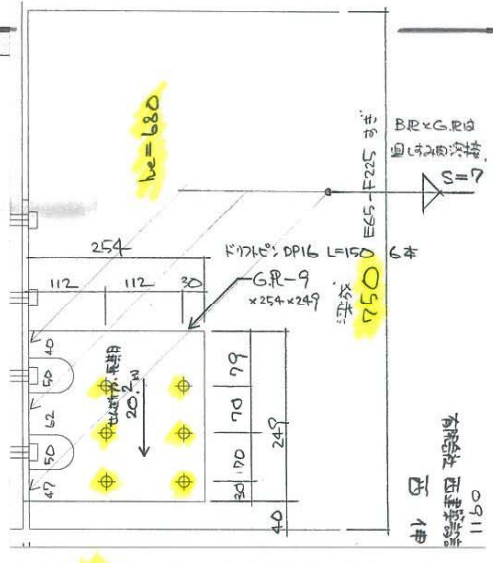


接合形式	(V)1面せん断鋼板添え板型		Q ₁	Q ₂
荷重角度	繊維方向 角度θ 0.0°			
使用環境	Ⅲ：通常状態			
接合具	ラグスクリュー			
	径 d	長さ l	1列の本数 n	
	16	150	5	
	鋼板厚 (mm)			9
木部	樹種	すぎ		
	強度等級	E65-F225		
	断面 (mm)	1000 × 150		
	座掘り等欠損 (mm)			
単位接合部降伏モード	モードⅣ			
接合部全体	接合種別	JA		
	iK_r	1		
許容耐力 (kN)	P_a	P_a		
	(単位接合部)接合部[全体]			
長期 ($iK_d=1.1$)	5.69	25.61		
中長期 ($iK_d=1.43$)	7.40	33.29		
中短期 ($iK_d=1.6$)	8.27	37.25		
短期 ($iK_d=2.0$)	10.34	46.57		
	列数 (m)	1	he	0
			$\sum r_i$	0
			$\sum s_i$	0

繊維方向
1面せん断鋼板添え板
5-16φ, L=150, ラグスクリュー
間隔@ 7d = 112

単位接合部の許容耐力計算	<p>(1) 単位接合部の設計用許容せん断耐力</p> $P_a = \frac{1}{3} j K_d \cdot j K_m \cdot r_u \cdot P_y \quad P_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l$ <p style="text-align: right;">$jK_m = 1.0$</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">降伏モード</th> <th rowspan="2">式</th> <th rowspan="2">C</th> <th rowspan="2">接合種別</th> <th colspan="2">r_u</th> </tr> <tr> <th>ボルト</th> <th>ラグスクリュー</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>モードⅠ</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>JC</td> <td>1.0</td> <td rowspan="3">1.1</td> </tr> <tr> <td>モードⅢ</td> <td>$\sqrt{2 + \frac{2}{3} \left(\frac{d}{r}\right)^2} - 1$</td> <td>0.45</td> <td>JB</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>モードⅣ</td> <td>$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma}$</td> <td>0.32</td> <td>JA</td> <td>1.2</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <tr> <td>θFe</td> <td>19.40</td> <td>荷重角度θ</td> </tr> <tr> <td>gFe</td> <td>19.40</td> <td>繊維方向</td> </tr> <tr> <td>\perpFe</td> <td>9.7</td> <td>繊維直角</td> </tr> <tr> <td>F</td> <td>235</td> <td>接合具</td> </tr> </table> <p>$\gamma = F/Fe = 12.11$ $l = 141.0$</p>	降伏モード	式	C	接合種別	r_u		ボルト	ラグスクリュー	モードⅠ	1	1	JC	1.0	1.1	モードⅢ	$\sqrt{2 + \frac{2}{3} \left(\frac{d}{r}\right)^2} - 1$	0.45	JB	1.1	モードⅣ	$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma}$	0.32	JA	1.2	θ Fe	19.40	荷重角度θ	g Fe	19.40	繊維方向	\perp Fe	9.7	繊維直角	F	235	接合具
	降伏モード					式	C	接合種別	r_u																												
ボルト		ラグスクリュー																																			
モードⅠ	1	1	JC	1.0	1.1																																
モードⅢ	$\sqrt{2 + \frac{2}{3} \left(\frac{d}{r}\right)^2} - 1$	0.45	JB	1.1																																	
モードⅣ	$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma}$	0.32	JA	1.2																																	
θ Fe	19.40	荷重角度θ																																			
g Fe	19.40	繊維方向																																			
\perp Fe	9.7	繊維直角																																			
F	235	接合具																																			
接合部全体の許容耐力計算	<p>(2) 設計用許容せん断耐力</p> $P_a = \frac{1}{3} j K_r \cdot j K_d \cdot j K_m \cdot P_{u0}$ <p>i 全体接合部の終局せん断耐力</p> $P_{ui} = \sum_{i=1}^m (j K_n \cdot n_i \cdot r_u \cdot P_y) = 69.86 \text{ kN} \quad [iK_n = 0.90]$ <p>ii 木材の繊維と直角または傾斜する方向の応力を受ける場合の割裂破壊に対する計算</p> $\perp P_{uw} = \min(\perp P_{uw1}, \perp P_{uw2}) = - \text{ kN} \quad (0^\circ < \theta \leq 90^\circ)$ $\left(\begin{array}{l} P_{uw1} = 2 \cdot C_r \cdot \ell \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} \times n = 0.00 \text{ kN} \\ P_{uw2} = \frac{2}{3} \cdot \xi \cdot h_e \cdot \ell \cdot F_s = - \text{ kN} \end{array} \right)$ $\xi = \frac{ Q_1 - Q_2 }{\max(Q_1 , Q_2)} = -$ <p>iii 繊維に平行方向の力を受ける場合の集合型せん断破壊に対する計算</p> $\parallel P_{uw} = \max(A_{et} \cdot F_t, A_{es} \cdot F_s) = - \text{ kN}$ $\left(\begin{array}{l} A_{et} \cdot F_t = l \cdot \sum r_i \times F_t = - \text{ kN} \\ A_{es} \cdot F_s = l \cdot \sum s_i \times F_s = - \text{ kN} \end{array} \right)$ <p>iv 木材の繊維と傾斜する方向の応力を受ける場合の計算</p> $\theta P_{uw} = \min(\perp P_{uw} / \sin \theta, \parallel P_{uw} / \cos \theta) = - \text{ kN}$ <p>v 全体接合部の基準終局せん断耐力</p> $P_{u0} = \min(P_{ui}, P_{uw}, \theta P_{uw}) = 69.86 \text{ kN} \quad \boxed{\text{木破によらない}}$																																				

接合形式	(iii)2面せん断鋼板挿入型		Q ₁	0	Q ₂
荷重角度	繊維直角方向 角度θ 90.0°				
使用環境	Ⅲ：通常状態				
接合具	ドリフトピン				
	径 d	長さ l	1列の本数 n		
	16	150	2		
	鋼板厚 (mm)		9		
木部	樹種	すぎ			
	強度等級	E65-F225			
	断面 (mm)	150 × 750			
	座掘り等欠損 (mm)				
単位接合部降伏モード	モードⅢ				
接合部全体	接合種別	JB			
	i K _r	0.9			
許容耐力 (kN)	P _a	P _a			
	(単位接合部)		(接合部全体)		
	長期 (K _d =1.1)	5.45	29.46		
	中長期 (K _d =1.43)	7.09	38.30		
中短期 (K _d =1.6)	7.93	42.86			
短期 (K _d =2.0)	9.92	53.58			
	列数 (m)	3	he	680	Σr _i



単位接合部の許容耐力計算	(1) 単位接合部の設計用許容せん断耐力												
	$P_a = \frac{1}{3} K_d \cdot j K_m \cdot r_u \cdot p_y$ $p_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l$ $j K_m = 1.0$	<table border="1"> <tr> <td>σFe</td> <td>9.70</td> <td>荷重角度θ</td> </tr> <tr> <td>fFe</td> <td>19.40</td> <td>繊維方向</td> </tr> <tr> <td>⊥Fe</td> <td>9.70</td> <td>繊維直角</td> </tr> <tr> <td>F</td> <td>235</td> <td>接合具</td> </tr> </table> $\gamma = F/F_e = 24.23$ $l = 139$	σFe	9.70	荷重角度θ	fFe	19.40	繊維方向	⊥Fe	9.70	繊維直角	F	235
σFe	9.70	荷重角度θ											
fFe	19.40	繊維方向											
⊥Fe	9.70	繊維直角											
F	235	接合具											
接合部全体の許容耐力計算	(2) 設計用許容せん断耐力												
	$P_a = \frac{1}{3} K_r \cdot j K_d \cdot j K_m \cdot P_{u0}$	<table border="1"> <tr> <td>i K_n</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>主材 C_r</td> <td>8.00</td> </tr> <tr> <td>繊維方向間隔≧7d</td> <td>n</td> </tr> <tr> <td></td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>主材 F_s</td> <td>2.70</td> </tr> <tr> <td>主材 F_t</td> <td>12.00</td> </tr> </table>	i K _n	1.00	主材 C _r	8.00	繊維方向間隔≧7d	n		2	主材 F _s	2.70	主材 F _t
i K _n	1.00												
主材 C _r	8.00												
繊維方向間隔≧7d	n												
	2												
主材 F _s	2.70												
主材 F _t	12.00												
	i 全体接合部の終局せん断耐力												
	$P_{ui} = \sum_{i=1}^m (j K_n \cdot n_i \cdot r_u \cdot p_y) = 89.30 \text{ kN}$												
	ii 木材の繊維と直角方向の応力を受ける場合の割裂破壊に対する計算												
	$\perp P_{uw} = \min(\perp P_{uw1}, \perp P_{uw2}) = 170.13 \text{ kN} \quad (0^\circ < \theta \leq 90^\circ)$												
	$\left(\begin{array}{l} P_{uw1} = 2 \cdot C_r \cdot l \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} \times n = 379.66 \text{ kN} \\ P_{uw2} = \frac{2}{3} \cdot \xi \cdot h_e \cdot l \cdot F_s = 170.13 \text{ kN} \end{array} \right)$												
	$\xi = \frac{ Q_1 - Q_2 }{\max(Q_1 , Q_2)} = 1$												
	iii 繊維に平行方向の力を受ける場合の集成型せん断破壊に対する計算												
	$\parallel P_{uw} = \max(A_{et} \cdot F_t, A_{es} \cdot F_s) = \text{--- kN}$												
	$\left(\begin{array}{l} A_{et} \cdot F_t = l \cdot \sum r_i \times F_t = \text{--- kN} \\ A_{es} \cdot F_s = l \cdot \sum s_i \times F_s = \text{--- kN} \end{array} \right)$												
	iv 木材の繊維と傾斜する方向の応力を受ける場合の計算												
	$\theta P_{uw} = \min(\perp P_{uw} / \sin \theta, \parallel P_{uw} / \cos \theta) = 170.1 \text{ kN}$												
	v 全体接合部の基準終局せん断耐力												
	$P_{u0} = \min(P_{ui}, P_{uw}, \theta P_{uw}) = 89.30 \text{ kN}$												
	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">木破によらない</div>												

6-4 屋根パネルの断面算定(部材耐力の算定)

部材断面 厚 150

CLTの層構成 5層5プライ・異等級構成 MX60A

ラミ種類 MSR 機械 M60A, M30A

樹種 すぎ

- 積層方向・強軸に応力(σ, M)が作用する場合の基準強度

基準強度	長期	積雪短期
F_b	$L f_b$	$1.5 f_b$
10.37 N/mm^2	$10.37 \times \frac{1.1}{3} = 3.80 \text{ N/mm}^2$	$10.37 \times \frac{2.0 \times 0.8}{3} = 5.53 \text{ N/mm}^2$

- 積層方向・強軸に応力(M)が作用する場合の曲げヤング係数

$$E_o \times \frac{I_A}{I_o} = 4.72 \text{ N/mm}^2$$

- 積層方向・強軸に応力(σ)が作用する場合の面外せん断弾性係数

$$G_{eff} = 27.9 \text{ N/mm}^2$$

許容曲げモーメント

長期 $LMa = \frac{1}{8} \times 1000 \times 150^2 \times 3.8 = 14.25 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$$LMa = 14.25 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

積雪短期 $1.5Ma = \quad \times 5.53 = 20.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$$1.5Ma = 20.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

鋼材による曲げ応力と曲げ変形係数の概算。

直交集成板の積層方向の曲げ基準強度の算定 ラミナ強度 CLT基準強度 設計積層容にわたる

	幅			厚さ			EI	Zi	EAZ ²	$(\sum EI+EAZ^2)/E0$	I0	IA/I0	$\sigma_{b,omi}$	$\sigma_{b,omi} \times IA/I0 \times 0.4875$	長期	短期	積雪短期	
	1,000	30	6	6	60	13,500												648,000
MX60 強軸	1,000	30	6	6	60	13,500	648,000	221,625	281,250	0.788	27.0	10.37	N/mm ²	3.80	N/mm ²	6.91	N/mm ²	5.53
	1,000	30	0	0	30	0	0											
	1,000	30	3	0	6,750	0	0											
	1,000	30	0	0	0	0	0											
	1,000	30	6	6	13,500	648,000												

直交集成板の積層方向の曲げ弾性係数の算定。

	幅			厚さ			EI	Zi	EAZ ²	$(\sum EI+EAZ^2)/E0$	I0	IA/I0	E0 × IA/I0
	1,000	30	6	6	60 <th>13,500</th> <th>648,000</th>	13,500							
MX60 強軸	1,000	30	6	6	60	13,500	648,000	221,625	281,250	0.788	4.728	kN/mm ²	
	1,000	30	0	0	30	0	0						
	1,000	30	3	0	6,750	0	0						
	1,000	30	0	0	0	0	0						
	1,000	30	6	6	13,500	648,000							

STAN/3D ***
3次元骨組構造解析プログラム
(C) 1985-2017 株式会社 構造計画研究所
Version 12.0.0

2017/07/13 14:11:35
情報：非拘束自由度を拘束します (線形解析ケース、節点番号1：回転X)。

剛性無視
考慮する
自動計算する
出力しない
出力しない
出力しない
入力順
計算
解析ケース毎

節点数 4
材料特性数 1
骨組材数 2
トラス材数 0
壁面要素数 0
板要素数 0
節点自由度数 18
剛性マトリクスサイズ (MB) 0.000

解析ケース 1: 1
境界条件 1: 境界条件1
支点浮き上り 無効
強制変位 無効
温度荷重 無効
部材自重 無効
荷重組み合わせ 1.000000 x (荷重001 : 1)

部材自重 無効
荷重組み合わせ 1.000000 x (荷重001 : 1)
荷重組み合わせ 1.000000 x (荷重002 : 2)

材料特性データ
弾性係数 せん断弾性係数 温度膨張係数
単位重量

01 4720000.00 27000.00 0.0000030 0.4000 3.92300000
02 6864665.00 457643.99 0.0000030 0.4000 3.92300000

節点データ
X-座標 Y-座標 Z-座標 温度
節点番号 1 0.000 0.000 0.000 0.000
2 1.700 0.000 0.425 0.000
3 3.400 0.000 0.850 0.000
4 5.800 0.000 1.450 0.000

境界条件・既知変位・弾性支持データ
境界条件1: 境界条件1

境界条件・既知変位
節点 D D D D D
既知変位

節点番号 1 111000 0.000 0.000 0.000
3 111000 0.000 0.000 0.000

断面性能データ
断面形状 P1 P2 P3 P4
断面面積 P1 P2 P3 P4

1 1 1.000 0.150 0.000 0.000 0.000 1.000
2 2 1.000 0.150 0.000 0.000 0.000 1.000

骨組材データ
部材番号 1 2 3 4
材料番号 1 1 1 1

断面記号 1 2 3 4
重量 (kN) 3.51805E+00 3 0

分割された骨組材の一本部材としての集計 (鉛直材)
断面記号 長さ (m) x 部材数 (連結骨組材番号)

1 5.979 x 1 (1, 2, 3)

分割された骨組材の一本部材としての集計 (水平・斜め材)
断面記号 長さ (m) x 部材数 (連結骨組材番号)

1 5.979 x 1 (1, 2, 3)

全部材の重量、体積、表面積合計
断面記号 表面積 (m2) 体積 (m3) 重量 (kN)

1 1.37506E+01 8.96775E-01 3.51805E+00 3 0

分割された骨組材の一本部材としての集計 (鉛直材)
断面記号 長さ (m) x 部材数 (連結骨組材番号)

1 5.979 x 1 (1, 2, 3)

分割された骨組材の一本部材としての集計 (水平・斜め材)
断面記号 長さ (m) x 部材数 (連結骨組材番号)

1 5.979 x 1 (1, 2, 3)

全部材の重量、体積、表面積合計
断面記号 表面積 (m2) 体積 (m3) 重量 (kN)

1 1.37506E+01 8.96775E-01 3.51805E+00 3 0

分割された骨組材の一本部材としての集計 (鉛直材)
断面記号 長さ (m) x 部材数 (連結骨組材番号)

1 5.979 x 1 (1, 2, 3)

分割された骨組材の一本部材としての集計 (水平・斜め材)
断面記号 長さ (m) x 部材数 (連結骨組材番号)

1 5.979 x 1 (1, 2, 3)

全部材の重量、体積、表面積合計
断面記号 表面積 (m2) 体積 (m3) 重量 (kN)

1 1.37506E+01 8.96775E-01 3.51805E+00 3 0

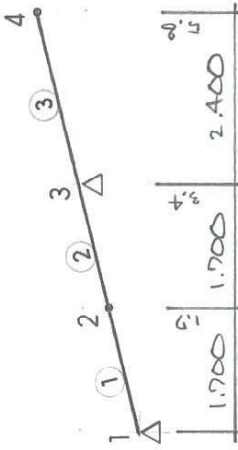


Table with columns for member ID, material, cross-section, and weight. Includes member 1 with weight 3.51805 kN.

*** 設計用単位荷重

荷重 長期荷重用 地震力算定用
記号 (kN/m²) (kN/m²)

1	0.800	0.800
2	1.830	1.830

*** 荷重定義データ
(荷重定義 1 : 1)

強制変位
温度荷重
部材自重

*** 部材荷重データ (直接入力)
(荷重定義 1 : 1) (長尺)

部材番号	長	方	荷重	倍率	P1	P2	P3	P4	P5	P6
番号	長さ	方向	タイプ	単位荷重						
1	0	9	0	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0	9	0	0.8000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0	9	0	0.8000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0	9	0	0.8000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

*** 荷重定義データ
(荷重定義 2 : 2)

強制変位
温度荷重
部材自重

*** 部材荷重データ (直接入力)
(荷重定義 2 : 2) (長尺)

部材番号	長	方	荷重	倍率	P1	P2	P3	P4	P5	P6
番号	長さ	方向	タイプ	単位荷重						
1	0	9	0	1.8300	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0	9	0	1.8300	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0	9	0	1.8300	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0	9	0	1.8300	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

*** 節点変位
(解析ケース 1 : 1) (長尺)

節点番号	DIS.-71 (m)	DIS.-72 (m)	DIS.-73 (m)	ROT.-71 (r)	ROT.-72 (r)	ROT.-73 (r)
1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0002044	0.0000000
2	0.000031	0.000000	-0.000124	0.0000000	-0.0000605	0.0000000
3	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0012421	0.0000000
4	0.001579	0.000000	-0.006319	0.0000000	0.0027174	0.0000000

* 最大変位節点番号
4

*** 骨組部材の部材番号
(解析ケース 1 : 1)

部材番号	節点番号	軸力 AXIAL (kN)	せん断力 SHEAR-y (kN)	せん断力 SHEAR-z (kN)	MOMENT-x (kNm)	MOMENT-y (kNm)	MOMENT-z (kNm)
1	1	0.34	0.00	0.68	0.00	0.00	0.00
1	J	0.00	0.00	0.68	0.00	0.00	0.00
	中央	-	-	-	0.00	0.30	0.00

部材番号	節点番号	軸力 AXIAL (kN)	せん断力 SHEAR-y (kN)	せん断力 SHEAR-z (kN)	MOMENT-x (kNm)	MOMENT-y (kNm)	MOMENT-z (kNm)
2	1	0.00	0.00	-0.68	0.00	0.00	0.00
1	J	0.34	0.00	2.04	0.00	2.37	0.00
	中央	-	-	-	0.00	-0.89	0.00
3	1	0.48	0.00	1.92	0.00	-2.37	0.00
1	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	中央	-	-	-	0.00	-0.59	0.00

* 最大部材端部部材番号

部材番号	節点番号	軸力 AXIAL (kN)	せん断力 SHEAR-y (kN)	せん断力 SHEAR-z (kN)	MOMENT-x (kNm)	MOMENT-y (kNm)	MOMENT-z (kNm)
1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	J	0.34	0.00	2.04	0.00	2.37	0.00
	中央	-	-	-	0.00	-0.89	0.00
3	1	0.48	0.00	1.92	0.00	-2.37	0.00
1	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	中央	-	-	-	0.00	-0.59	0.00

*** 支点反力
(解析ケース 1 : 1)

節点番号	FORCE-71 (kN)	逆進方向 FORCE-72 (kN)	逆進方向 FORCE-73 (kN)	MOMENT-71 (kNm)	MOMENT-72 (kNm)	MOMENT-73 (kNm)
1	0.164	0.000	0.744	0.000	0.000	-
3	-0.164	0.000	4.038	0.000	0.000	-

* 支点反力の合計

節点番号	FORCE-X (kN)	逆進方向 FORCE-Y (kN)	逆進方向 FORCE-Z (kN)	MOMENT-X (kNm)	MOMENT-Y (kNm)	MOMENT-Z (kNm)
1	0.00	0.00	4.78	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	-13.87	0.00

基準軸回りモーメント

*** 節点変位
(解析ケース 2 : 2) (長尺)

節点番号	DIS.-71 (m)	DIS.-72 (m)	DIS.-73 (m)	ROT.-71 (r)	ROT.-72 (r)	ROT.-73 (r)
1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0004676	0.0000000
2	0.000070	0.000000	-0.000285	0.0000000	-0.0001383	0.0000000
3	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0028414	0.0000000
4	0.003612	0.000000	-0.014456	0.0000000	0.0062160	0.0000000

* 最大変位節点番号

4

*** 骨組部材の部材番号
(解析ケース 2 : 2)

部材番号	節点番号	軸力 AXIAL (kN)	せん断力 SHEAR-y (kN)	せん断力 SHEAR-z (kN)	MOMENT-x (kNm)	MOMENT-y (kNm)	MOMENT-z (kNm)
1	1	0.78	0.00	1.56	0.00	0.00	0.00
1	J	0.00	0.00	1.55	0.00	-0.01	0.00
	中央	-	-	-	0.00	0.69	0.00
2	1	0.00	0.00	-1.55	0.00	0.01	0.00
1	J	0.00	0.00	4.66	0.00	5.43	0.00
	中央	-	-	-	0.00	-2.03	0.00
3	1	1.10	0.00	4.39	0.00	-5.43	0.00
1	J	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	中央	-	-	-	0.00	-1.36	0.00

* 最大部材端部部材番号

部材番号	節点番号	軸力 AXIAL (kN)	せん断力 SHEAR-y (kN)	せん断力 SHEAR-z (kN)	MOMENT-x (kNm)	MOMENT-y (kNm)	MOMENT-z (kNm)
1	1	0.34	0.00	0.68	0.00	0.00	0.00
1	J	0.00	0.00	0.68	0.00	0.00	0.00
	中央	-	-	-	0.00	0.30	0.00

*** 支点反力 (解析ケース 2 : 2)

節点番号	並進方向 FORCE-η1 (kN)	並進方向 FORCE-η2 (kN)	並進方向 FORCE-η3 (kN)	MOMENT-η1 (kN*m)	MOMENT-η2 (kN*m)	MOMENT-η3 (kN*m)	回転方向 MOMENT-η1 (kN*m)	回転方向 MOMENT-η2 (kN*m)	回転方向 MOMENT-η3 (kN*m)	並進 FORCE-Y (kN)	並進 FORCE-X (kN)	回転方向 MOMENT-Y (kN*m)	回転方向 MOMENT-X (kN*m)	回転方向 MOMENT-Z (kN*m)
1	0.376	0.000	1.703	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-0.376	0.000	9.238	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	-45.60

10.941

* 支点反力の合計

並進方向 FORCE-X (kN)	並進方向 FORCE-Y (kN)	並進方向 FORCE-Z (kN)	MOMENT-X (kN*m)	MOMENT-Y (kN*m)	MOMENT-Z (kN*m)
0.00	0.00	10.94	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	-31.73	0.00

*** 節点変位 (解析ケース 3 : 3)

最大変位節点番号 5, 979 x 1.830 = 10.942 kN

節点番号	並進方向 DIS.-η1 (m)	並進方向 DIS.-η2 (m)	並進方向 DIS.-η3 (m)	ROT.-η1 (r)	ROT.-η2 (r)	ROT.-η3 (r)
1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.0006720	0.0000000
2	0.000101	0.000000	-0.000409	0.0000000	-0.0001988	0.0000000
3	0.000000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0040835	0.0000000
4	0.005191	0.000000	-0.020775	0.0000000	0.0089334	0.0000000

* 最大変位節点番号

たわみ (m) $\sum \frac{2L}{(mm) \cdot 91 \cdot 2} = 27.094$
 $\sum \frac{2L}{(mm) \cdot 91 \cdot 2} = 14.456 = 6.37 \times 2 + 1.456 = 27.094$

*** 骨組部材の部材端力 (解析ケース 3 : 3)

部材番号	節点番号	軸力 AXIAL (kN)	せん断力 SHEAR-Y (kN)	せん断力 SHEAR-Z (kN)	MOMENT-X (kN*m)	MOMENT-Y (kN*m)	MOMENT-Z (kN*m)
1	I	1.12	0.00	2.24	0.00	0.00	0.00
	J	0.00	0.00	2.23	0.00	-0.01	0.00
	中央	-	-	-	0.00	0.99	0.00
2	I	0.00	0.00	-2.23	0.00	0.01	0.00
	J	1.12	0.00	6.70	0.00	7.81	0.00
	中央	-	-	-	0.00	-2.92	0.00
3	I	1.58	0.00	6.31	0.00	-7.81	0.00
	J	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00
	中央	-	-	-	0.00	-1.95	0.00

* 最大部材端力部材番号

部材番号	節点番号	軸力 AXIAL (kN)	せん断力 SHEAR-Y (kN)	せん断力 SHEAR-Z (kN)	MOMENT-X (kN*m)	MOMENT-Y (kN*m)	MOMENT-Z (kN*m)
1	J	3	1	3	1	3	1
	中央	2	1	2	1	2	1

*** 支点反力 (解析ケース 3 : 3)

節点番号	並進方向 FORCE-η1 (kN)	並進方向 FORCE-η2 (kN)	並進方向 FORCE-η3 (kN)	MOMENT-η1 (kN*m)	MOMENT-η2 (kN*m)	MOMENT-η3 (kN*m)
1	0.540	0.000	2.447	-	-	-
3	-0.540	0.000	13.276	-	-	-

積算モーメント

$M_d = 7.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$f_b = 5.53 \text{ N/mm}^2 \rightarrow M_d = \frac{1}{2} \times 1000 \times 150^2 \times 5.53 = 20,738 \text{ kN}\cdot\text{m}$

検定比 $\eta = \frac{7.81}{20,738} = 0.377 < 1.0 \therefore \text{o.k.}$

*** 骨組部材の応力度
(解析ケース 1 : 1)

部材 番号	断面 記号	節点 番号	軸応力度		曲げ応力度	
			σ_{AX} (kN/m ²)	σ_{My} (kN/m ²)	σ_{Mz} (kN/m ²)	
1 1	I J 中央	1	2.267	0.000	0.000	
		2	0.000	1.099	0.000	
		中央		79.988	0.000	
2 1	I J 中央	2	0.000	1.099	0.000	
		3	-2.267	633.309	0.000	長期間 < 3.800
		中央		236.666	0.000	$\frac{kN}{m^2}$
3 1	I J 中央	3	3.200	633.309	0.000	$n=0.167$
		4	0.000	0.000	0.000	
		中央		158.327	0.000	$\therefore O.K$

* 最大応力度部材番号

I	3	3	1
J	2	2	1
中央	2	2	1

*** 骨組部材の応力度
(解析ケース 2 : 2)

部材 番号	断面 記号	節点 番号	軸応力度		曲げ応力度	
			σ_{AX} (kN/m ²)	σ_{My} (kN/m ²)	σ_{Mz} (kN/m ²)	
1 1	I J 中央	1	5.185	0.000	0.000	
		2	0.000	2.515	0.000	
		中央		182.973	0.000	
2 1	I J 中央	2	0.000	2.515	0.000	
		3	-5.185	1448.694	0.000	
		中央		541.374	0.000	
3 1	I J 中央	3	7.320	1448.694	0.000	
		4	0.000	0.000	0.000	
		中央		362.174	0.000	

* 最大応力度部材番号

I	3	3	1
J	2	2	1
中央	2	2	1

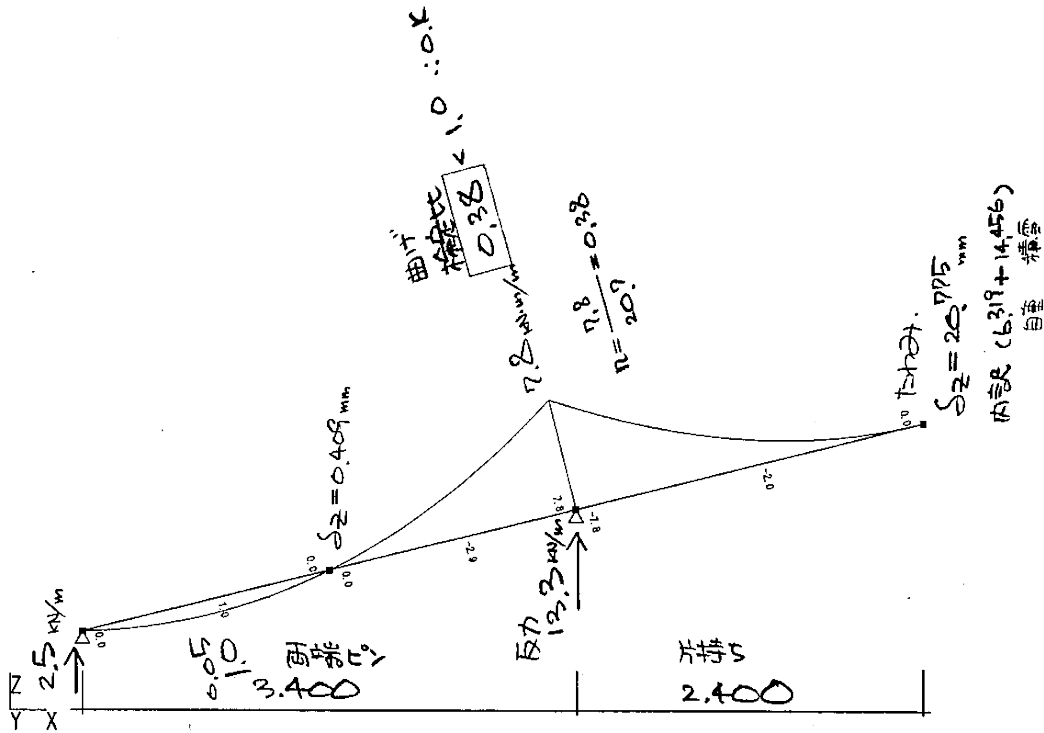
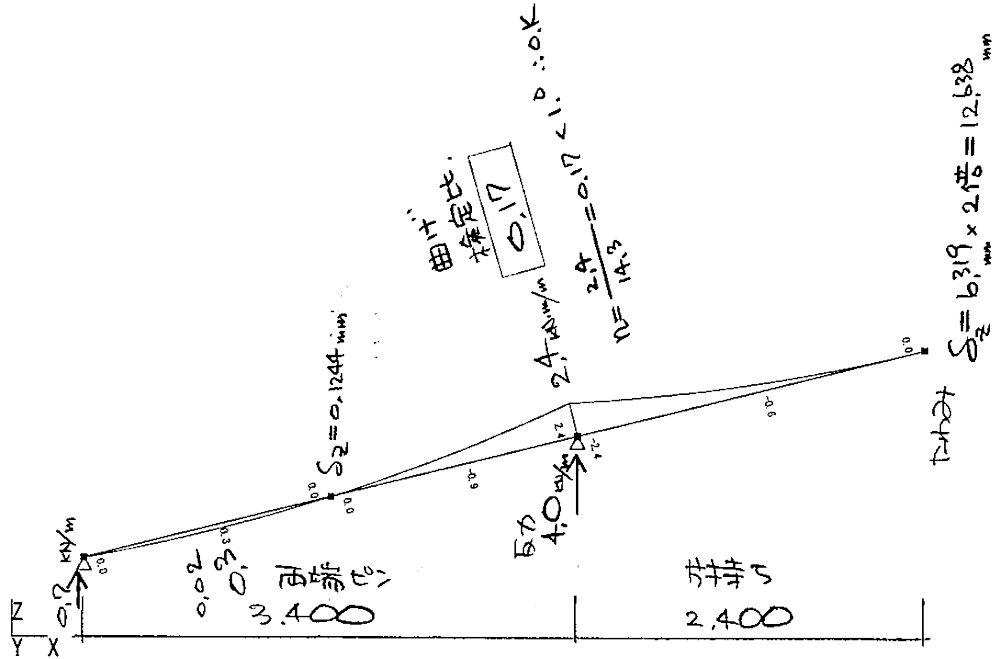
*** 骨組部材の応力度
(解析ケース 3 : 3)

部材 番号	断面 記号	節点 番号	軸応力度		曲げ応力度	
			σ_{AX} (kN/m ²)	σ_{My} (kN/m ²)	σ_{Mz} (kN/m ²)	
1 1	I J 中央	1	7.452	0.000	0.000	
		2	0.000	3.615	0.000	
		中央		262.961	0.000	
2 1	I J 中央	2	0.000	3.615	0.000	積雪短期
		3	-7.452	2082.003	0.000	< 5.530
		中央		778.040	0.000	$\frac{kN}{m^2}$
3 1	I J 中央	3	10.520	2082.003	0.000	$n=0.376$
		4	0.000	0.000	0.000	
		中央		520.501	0.000	$\therefore O.K$

* 最大応力度部材番号

I	3	3	1
J	2	2	1
中央	2	2	1

屋根パネルの応力・検定比図



屋根パネルの断面検定の考察

屋根パネルの曲げ応力度比は、

長期荷重時 0.17

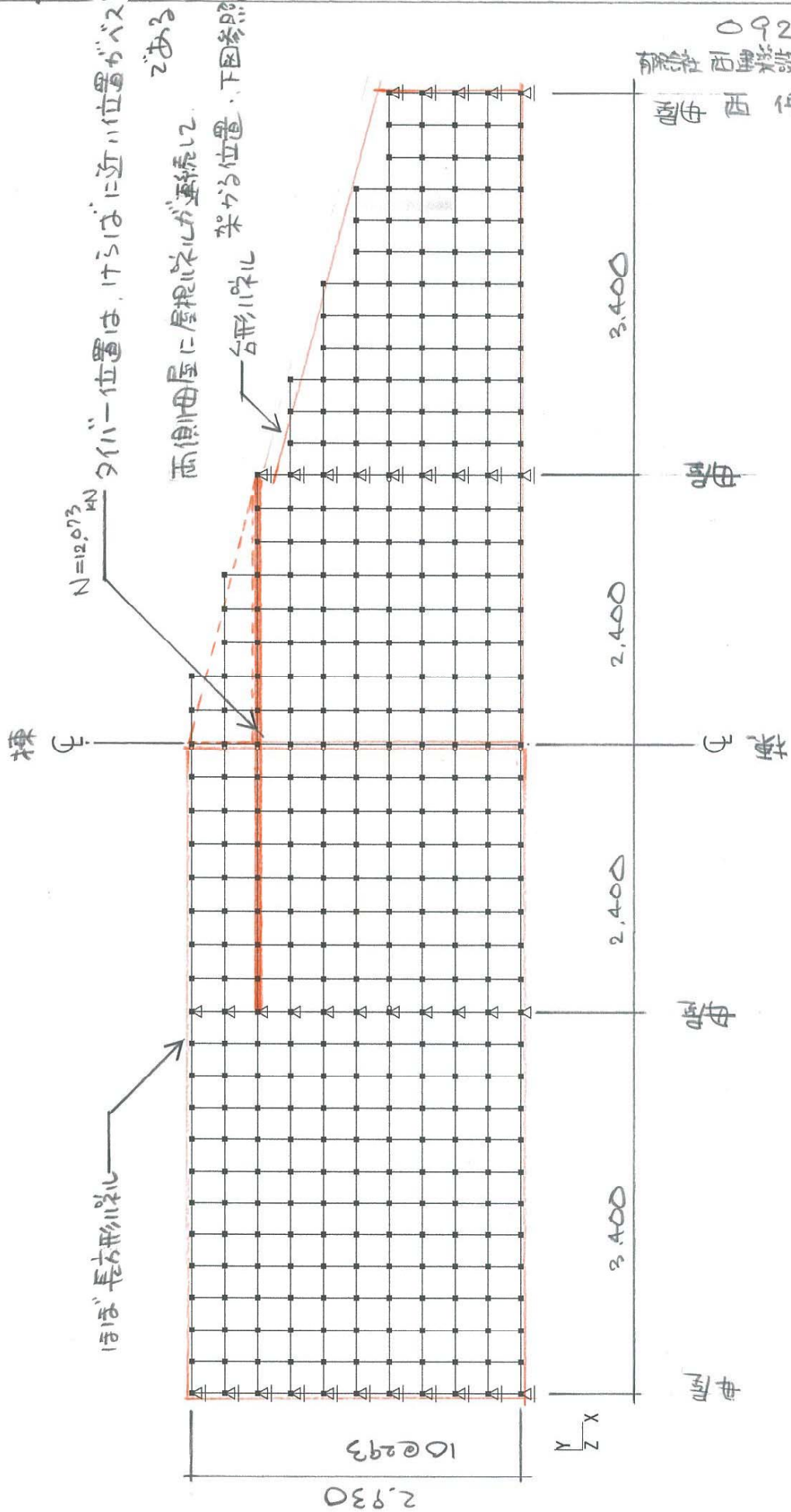
積雪短期荷重時 0.38 であり、

許容曲げ応力度以下であることを確認した。

屋根パネルの水平スラストに対する処置として、棟に直交する水平スラスト負担部材を設けて、水平スラスト力が、CLT 耐力壁に影響しない方策とした。

水平スラストにより生じる水平変位をあらかじめ作用させる（プレスト）施工方法とする。
($\delta_x = 3.0 \text{ mm}$.)

台形CLT屋根パネルに対する252部材の位置

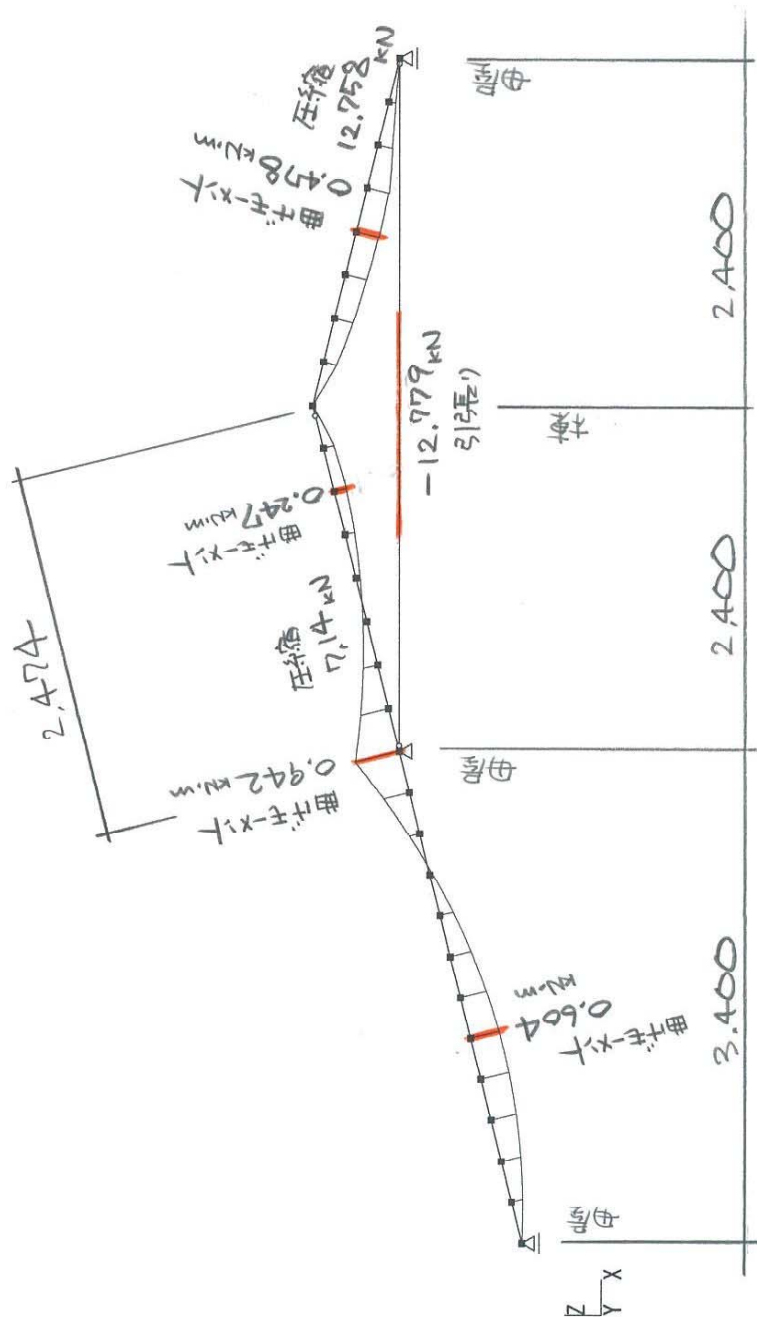


0926
 有限会社西野建設事務所
 西野 伸介

台形CLT屋根パネル設計用応力.

6922_鏡面.非対称.台形
屋根パネル

CLT設計断面 $b \times D = 293 \times 150$



台形CLT屋根ハネルの断面算定
基準強度

MX60-5-5 圧縮 8.10 N/mm²

面外曲げ 10.37 N/mm²

座屈長さ $l_k = 2.474 \text{ m}$

断面 $b \times D = 293 \times 150$ 断面2次半径 $i = \frac{150}{\sqrt{12}} = 43.301 \text{ mm}$

細長比 $\lambda = \frac{2 \times 2474}{43.301} = 114.27$

$100 < \lambda$ $\eta = \frac{3000}{\lambda^2} = 0.23$

積雪短期許容圧縮(座屈)応力度 $\eta s f_k = 0.23 \times 8.10 \times 2 \times 0.8 = 2.978 \text{ N/mm}^2$

積雪短期許容曲げ応力度 $\eta s f_b = 10.37 \times 2 \times 0.8 = 16.592 \text{ N/mm}^2$

○ 設計応力 軸力 $N = 12.758 \text{ kN}$ (圧縮)

曲げ $M = 0.478 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\frac{M}{S_b} + \frac{N}{A} = \frac{0.478 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}}{\frac{1}{6} \times 293 \times 150^2 \text{ mm}^3} + \frac{12.758 \times 10^3 \text{ N}}{293 \times 150 \text{ mm}^2} = 0.026 + 0.097 = 0.124 < 1.0$$

∴ O.K

○ 設計応力 軸力 $N = 7.14 \text{ kN}$

曲げ $M = 0.942 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\frac{M}{S_b} + \frac{N}{A} = \frac{0.942 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 293 \times 150^2} + \frac{7.14 \times 10^3}{293 \times 150} = 0.392 + 0.055 = 0.446 < 1.0$$

∴ O.K

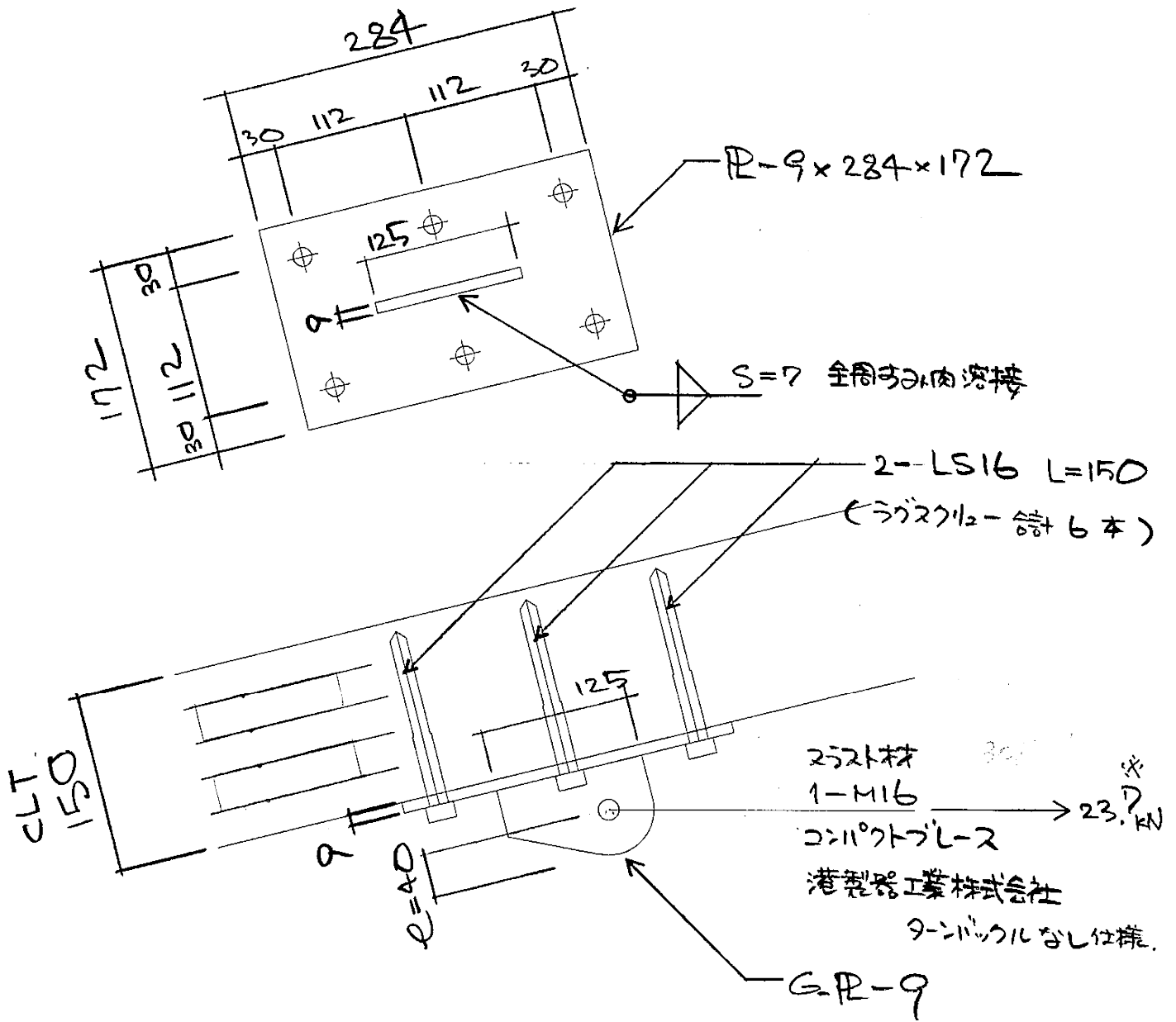
引張り材 JIS 7L-2 1-M16 の断面算定

JIS 7L-2 M16 短期許容耐力 $N_d = 38.3 \text{ kN}$

設計応力 $T = 12.779 \text{ kN}$ 引張り $< N_d = 38.3 \text{ kN}$

$$\eta = \frac{12.779 \text{ kN}}{38.3 \text{ kN}} = 0.334 < 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

2x2材: 接合部詳細 S. 1/5



$$* N = 5.7 \text{ KN} \times \frac{16.64}{4} = 23.7 \text{ KN}$$

短期積雪荷重時の
単位幅1.0m当りの水平
スラスト材の引張り力

$$\text{検定比 } \eta = \frac{23.7}{47.19} = 0.50$$

十分安全な検定比となり、集成材耐力による検討は、有効なものとする。

JISボルトス接合部の耐力算定

接合形式	(v)1面せん断鋼板添え板型		
荷重角度	繊維方向 角度θ 0.0°		
使用環境	Ⅲ：通常状態		
接合具	ラグスクリー		
	径 d	長さ l	1列の本数 n
	16	150	3
	鋼板厚 (mm) 9		
木部	樹種	すぎ	
	強度等級	E65-F225	
	断面 (mm)	1000 × 150	
	座掘り等欠損 (mm)		
単位接合部降伏モード	モードⅣ		
接合部全体	接合種別	JA	
	K_r	1	
許容耐力 (kN)	P_a	P_a	
		(単位接合部)	(接合部全体)
	長期 ($K_d=1.1$)	5.69	32.44
	中長期 ($K_d=1.43$)	7.40	42.18
	中短期 ($K_d=1.6$)	8.27	47.19
短期 ($K_d=2.0$)	10.34	58.99	

単位接合部の許容耐力計算	<p>(1) 単位接合部の設計用許容せん断耐力</p> $P_a = \frac{1}{3} K_d \cdot K_j \cdot K_m \cdot r_u \cdot P_y \quad P_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l$ <p style="text-align: right;">$K_m = 1.0$</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">降伏モード</th> <th rowspan="2">式</th> <th rowspan="2">C</th> <th rowspan="2">接合種別</th> <th colspan="2">r_u</th> </tr> <tr> <th>ボルト</th> <th>ラグスクリー</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>モードⅠ</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>JC</td> <td>1.0</td> <td rowspan="4">1.1</td> </tr> <tr> <td>モードⅢ</td> <td>$\sqrt{2 + \frac{2}{3} \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1$</td> <td>0.45</td> <td>JB</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>モードⅣ</td> <td>$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma}$</td> <td>0.32</td> <td>JA</td> <td>1.2</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <tr> <td>θFe</td> <td>19.40</td> <td>荷重角度θ</td> </tr> <tr> <td>\parallelFe</td> <td>19.40</td> <td>繊維方向</td> </tr> <tr> <td>\perpFe</td> <td>9.7</td> <td>繊維直角</td> </tr> <tr> <td>F</td> <td>235</td> <td>接合具</td> </tr> </table> <p style="text-align: right;">$\gamma = F/Fe = 12.11$ $l = 141.0$</p>	降伏モード	式	C	接合種別	r_u		ボルト	ラグスクリー	モードⅠ	1	1	JC	1.0	1.1	モードⅢ	$\sqrt{2 + \frac{2}{3} \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1$	0.45	JB	1.1	モードⅣ	$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma}$	0.32	JA	1.2	θ Fe	19.40	荷重角度θ	\parallel Fe	19.40	繊維方向	\perp Fe	9.7	繊維直角	F	235	接合具
	降伏モード					式	C	接合種別	r_u																												
ボルト		ラグスクリー																																			
モードⅠ	1	1	JC	1.0	1.1																																
モードⅢ	$\sqrt{2 + \frac{2}{3} \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1$	0.45	JB	1.1																																	
モードⅣ	$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma}$	0.32	JA	1.2																																	
θ Fe	19.40	荷重角度θ																																			
\parallel Fe	19.40	繊維方向																																			
\perp Fe	9.7	繊維直角																																			
F	235	接合具																																			
接合部全体の許容耐力計算	<p>(2) 設計用許容せん断耐力</p> $P_a = \frac{1}{3} K_r \cdot K_j \cdot K_d \cdot K_m \cdot P_{u0}$ <p>i 全体接合部の終局せん断耐力</p> $P_{ui} = \sum_{i=1}^m (K_n \cdot n_i \cdot r_u \cdot P_y) = 88.49 \text{ kN} \quad [K_n = 0.95]$ <p>ii 木材の繊維と直角または傾斜する方向の応力を受ける場合の割裂破壊に対する計算</p> $\perp P_{uw} = \min(\perp P_{uw1}, \perp P_{uw2}) = - \text{ kN} \quad (0^\circ < \theta \leq 90^\circ)$ $\left(\begin{array}{l} P_{uw1} = 2 \cdot C_r \cdot l \cdot \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} \times n = 0.00 \text{ kN} \\ P_{uw2} = \frac{2}{3} \cdot \xi \cdot h_e \cdot l \cdot F_s = - \text{ kN} \end{array} \right)$ $\xi = \frac{ Q_1 - Q_2 }{\max(Q_1 , Q_2)} = -$ <p>iii 繊維に平行方向の力を受ける場合の集約型せん断破壊に対する計算</p> $\parallel P_{uw} = \max(A_{et} \cdot F_t, A_{es} \cdot F_s) = - \text{ kN}$ $\left(\begin{array}{l} A_{et} \cdot F_t = l \cdot \sum R_i \times F_t = - \text{ kN} \\ A_{es} \cdot F_s = l \cdot \sum S_i \times F_s = - \text{ kN} \end{array} \right)$ <p>iv 木材の繊維と傾斜する方向の応力を受ける場合の計算</p> $\theta P_{uw} = \min(\perp P_{uw} / \sin \theta, \parallel P_{uw} / \cos \theta) = - \text{ kN}$ <p>v 全体接合部の基準終局せん断耐力</p> $P_{u0} = \min(P_{ui}, P_{uw}, \theta P_{uw}) = 88.49 \text{ kN} \quad \boxed{\text{木破によらない}}$																																				

5φ27112-の引抜き耐力算定

$$P_w = \frac{1}{3} \times 17.7 \times p^{0.8} \times d \times l' \times 1.1 \times 1.0$$

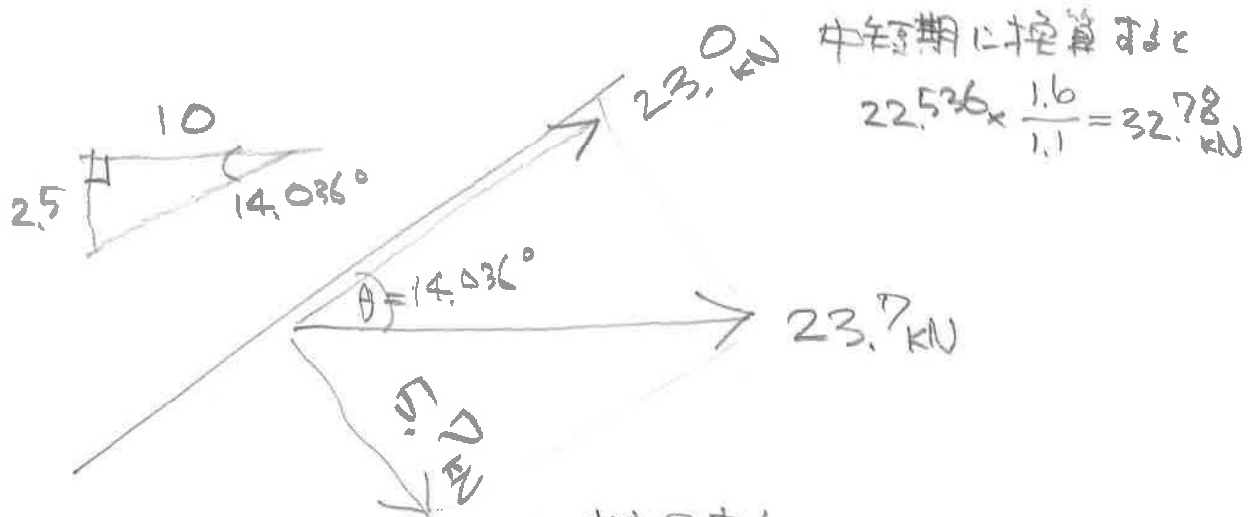
p : 0.32 木材の気乾比重

d : 16mm 5φ27112-の胴部直径

$$l': \frac{3}{5} \times 150_{\text{mm}} = 90_{\text{mm}}$$

$$P_w = \frac{1}{3} \times 17.7 \times 0.32^{0.8} \times 16 \times 90 \times 1.1 \times 1.0 = 3.756_{\text{KN/本・長期}}$$

$$6-16\phi \text{ あり } \Sigma T_2 = 6 \times 3.756 = 22.536_{\text{KN}} \text{ 長期}$$



中短期の	設計用応力
許容せん断	せん断 23.0 kN
許容引抜き	引抜き 5.7 kN
	47.2 kN
	32.8 kN

$$\left(\frac{23.0}{47.2}\right)^2 + \left(\frac{5.7}{32.8}\right)^2 = 0.237 + 0.03 = 0.268 < 1.0$$

以上より、せん断と引抜き力に対し、5φ27112-接合が安全であると確認された。

水平スラスト負担部材. 配置図

水平スラスト負担部材
 棟の長さ 16.64m の間に, JISタ-ンピ-ル 4-M16 を下図のように配置する。



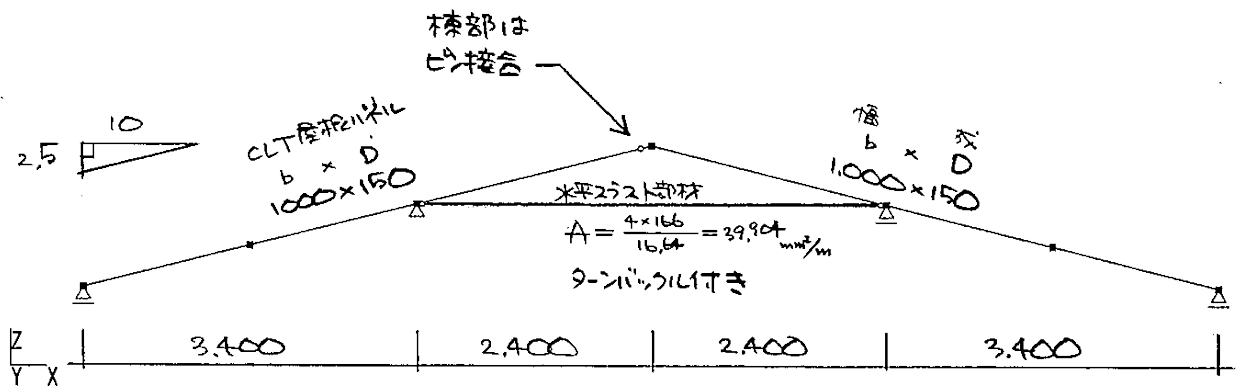
水平スラスト部材配置図



屋根パネルにおける水平スラストの検討

単位幅 1.0m での水平スラスト材の断面積を評価する。

$$\text{断面積 } A = \frac{4 \times 166 \text{ mm}^2}{16.64 \text{ m}} = 39.904 \text{ mm}^2/\text{m}$$



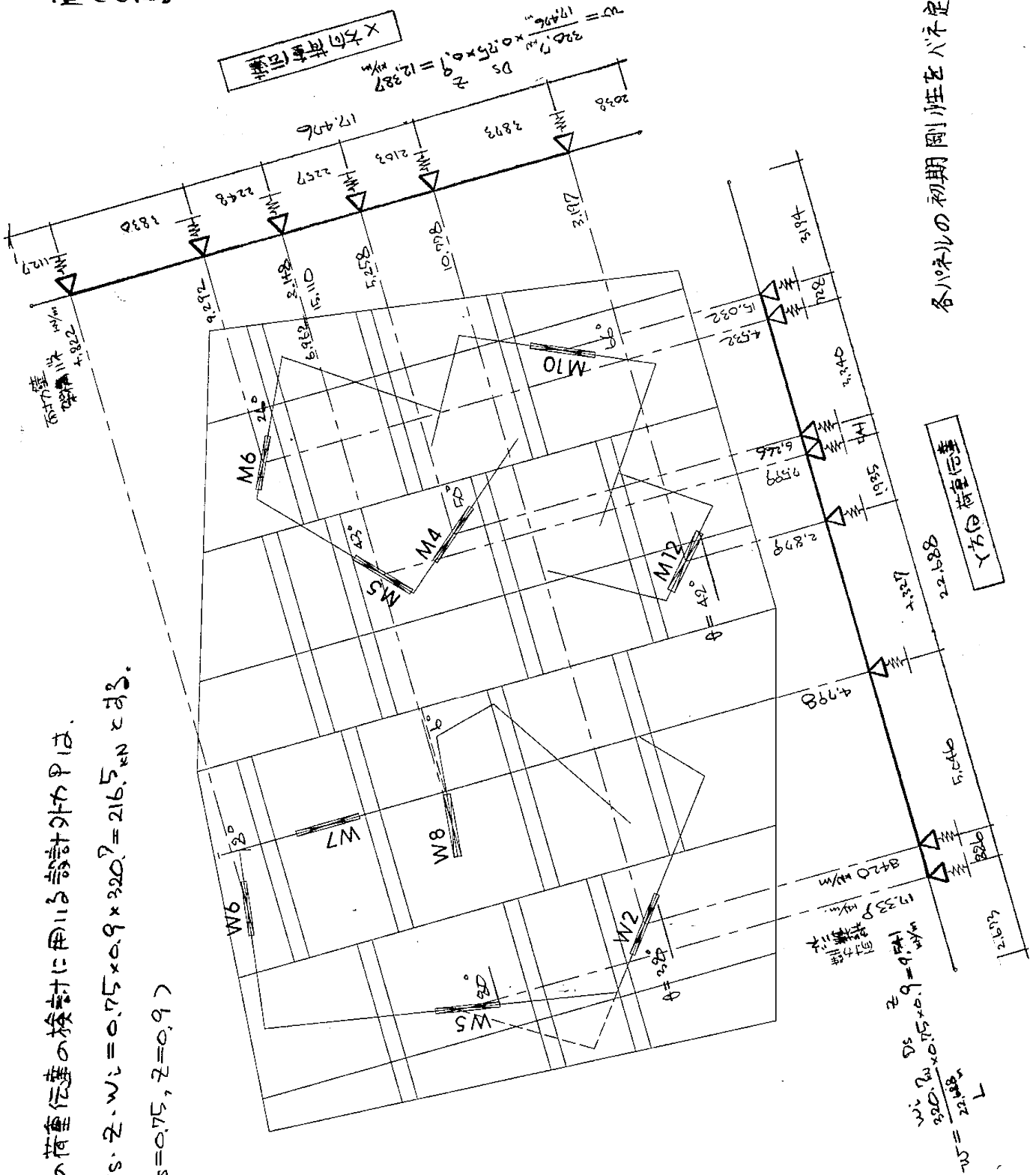
6-5 屋根面パネルの荷重伝達能力の検討

- 面力壁架構のバネ定数は、増分解析結果の初期白配を角度補正した値とした。

屋根パネルの荷重伝達の検討に用いる設計外力 P は、

$$P = D_s \cdot z \cdot w_i = 0.75 \times 0.9 \times 320.7 = 216.5 \text{ kN とする。}$$

$$(D_s = 0.75, z = 0.9)$$



屋根パネル 面内せん断力に対する接合部の検討

X方向荷重伝達 最大面内せん断力 $Q_{xmax} = 25.7 \text{ kN}$

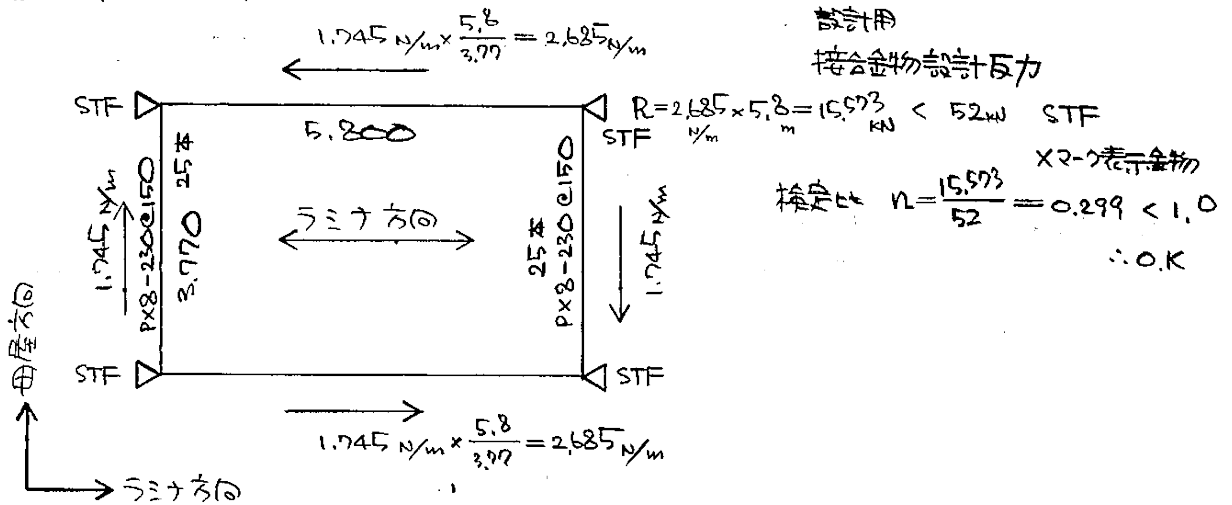
単位長あたりのせん断力 $\bar{Q}_{xmax} = \frac{25.7 \text{ kN}}{22.168 \text{ m}} = 1.134 \text{ N/m}$

Y方向荷重伝達 最大面内せん断力 $Q_{ymax} = 30.5 \text{ kN}$

単位長あたりのせん断力 $\bar{Q}_{ymax} = \frac{30.5 \text{ kN}}{17.476 \text{ m}} = 1.745 \text{ N/m}$

よって設計用面内せん断力 $\bar{Q}_d = 1.745 \text{ N/m}$

屋根パネル接合部の検討



短期基準耐力

PX8-230 CLT-集材材 1面せん断力 $P_d = 3.67 \text{ kN/本}$

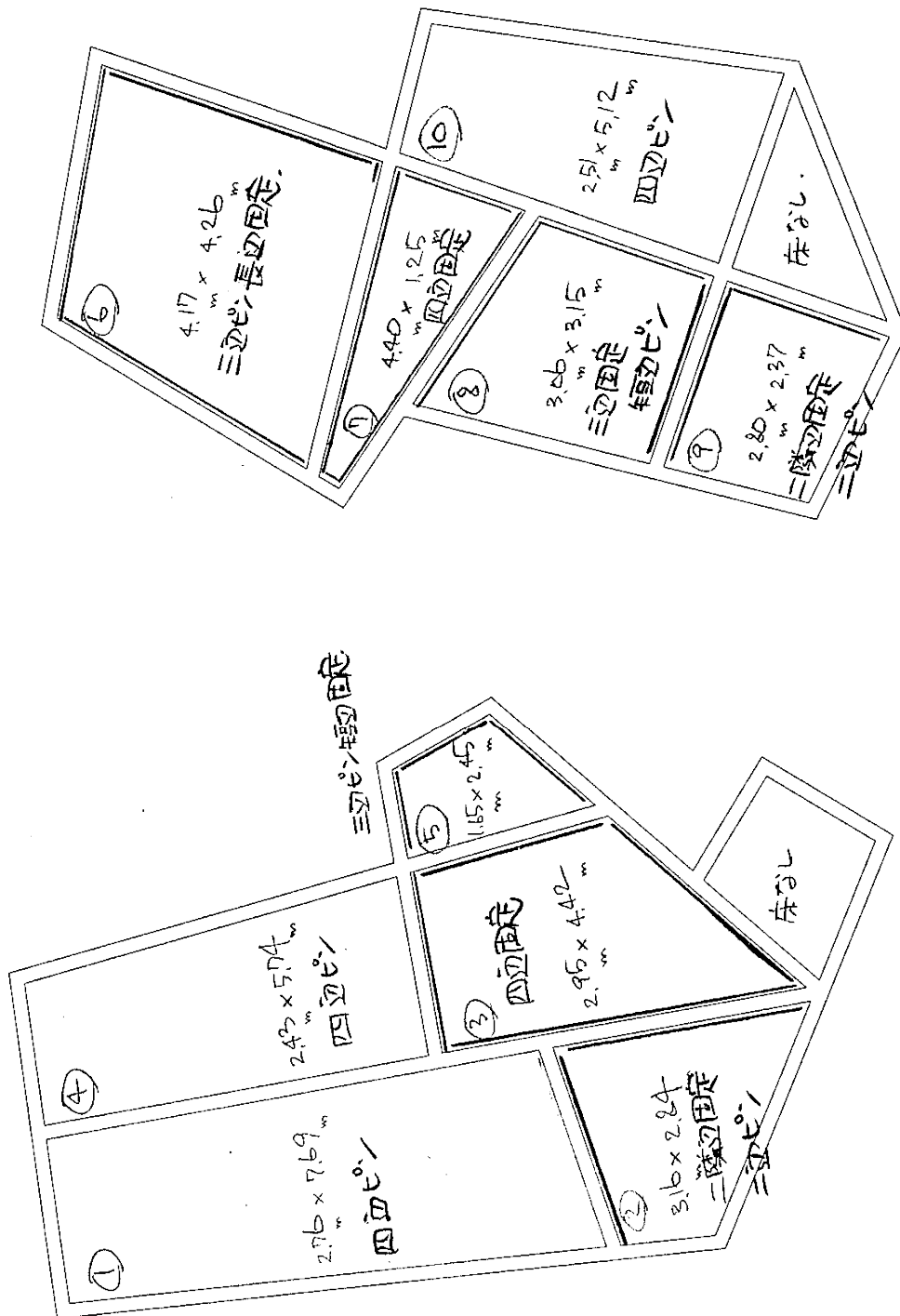
@150の耐力

1mあたり $\bar{Q}_d = \frac{1.000}{150} \times 3.67 = 24.476 \text{ kN/m} > 1.745 \text{ kN/m}$

検定比 $\eta = \frac{1.745}{24.476} = 0.071 < 1.0$ ∴ O.K

6-6 床版の設計(支持条件評価)

床版設計用荷重 5.43 kN/m^2
 床版厚さ $t = 150 \text{ mm}$, 配筋 $D13 @ 200 \text{ mm}$ 四方, ガリル.



スラブの設計

①

$l_x = 2.76\text{m}$, $l_y = 7.69\text{m}$, $t = 150\text{mm}$, $dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$ 支持条件：四辺ピン，使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16				
	短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M kN·m		4.7		1.0
at mm ²		252		61
Q kN	7.8		8.2	
上端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比		0.40		0.10
$t/l_x = 1/18$, $\tau_{\max} = 0.09\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：9.9mm (1/278)				

②

$l_x = 2.84\text{m}$, $l_y = 3.16\text{m}$, $t = 150\text{mm}$, $dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$ 支持条件：二隣辺固定二辺ピン，使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16				
	短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M kN·m	3.5	1.3	3.2	1.1
at mm ²	186	68	190	62
Q kN	8.5		8.2	
上端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比	0.29	0.11	0.30	0.10
$t/l_x = 1/19$, $\tau_{\max} = 0.09\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：2.4mm (1/1181)				

③

$l_x = 2.95\text{m}$, $l_y = 4.42\text{m}$, $t = 150\text{mm}$, $dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$, $w_p = 1.8\text{kN/m}^2$ 支持条件：四辺固定（精算），使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16				
	短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M kN·m	3.6	1.6	2.7	0.5
at mm ²	191	85	157	30
Q kN	8.2		7.4	
上端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比	0.30	0.13	0.25	0.05
必要スラブ厚：77mm, $t/l_x = 1/20$, $\tau_{\max} = 0.09\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：2.3mm (1/1263)				

④

$l_x = 2.43\text{m}$, $l_y = 5.74\text{m}$, $t = 150\text{mm}$, $dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$ 支持条件：四辺ピン，使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16				
	短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M kN·m		3.4		0.8
at mm ²		181		47
Q kN	6.9		7.3	
上端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比		0.29		0.07
$t/l_x = 1/16$, $\tau_{\max} = 0.08\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：5.6mm (1/435)				

⑤

$l_x = 1.65\text{m}, l_y = 2.45\text{m}, t = 150\text{mm}, dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$ 支持条件：三辺ピン短辺固定，使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16				
	短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M kN·m		0.5	1.7	0.9
at mm ²		25	97	51
Q kN	4.6		5.4	
上端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比		0.04	0.15	0.08
$t/l_x = 1/11, \tau_{\max} = 0.06\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：0.7mm (1/2456)				

⑥

$l_x = 4.17\text{m}, l_y = 4.26\text{m}, t = 150\text{mm}, dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$ 支持条件：三辺ピン長辺固定，使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16				
	短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M kN·m	8.2	3.1		2.2
at mm ²	434	164		130
Q kN	13.6		7.2	
上端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比	0.68	0.26		0.20
$t/l_x = 1/28, \tau_{\max} = 0.14\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：12.6mm (1/331)				

⑦

$l_x = 1.25\text{m}, l_y = 4.40\text{m}, t = 150\text{mm}, dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2, w_p = 1.8\text{kN/m}^2$ 支持条件：四辺固定（精算），使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16				
	短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M kN·m	0.7	0.4	0.5	0.1
at mm ²	37	19	28	5
Q kN	3.5		3.1	
上端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比	0.06	0.03	0.04	0.01
必要スラブ厚：32mm， $t/l_x = 1/8, \tau_{\max} = 0.04\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：0.0mm (1/28760)				

⑧

$l_x = 3.06\text{m}, l_y = 3.15\text{m}, t = 150\text{mm}, dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$ 支持条件：三辺固定短辺ピン，使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16				
	短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M kN·m	3.2	1.2	2.8	0.9
at mm ²	173	65	165	50
Q kN	8.0		7.7	
上端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋	D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比	0.27	0.10	0.26	0.08
$t/l_x = 1/20, \tau_{\max} = 0.09\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：2.1mm (1/1468)				

⑨

$l_x = 2.37\text{m}, l_y = 2.80\text{m}, t = 150\text{mm}, dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$ 支持条件：隣辺固定二辺ピン，使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16					
		短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M	kN·m	2.6	1.0	2.3	0.7
at	mm ²	139	52	136	41
Q	kN	7.3		6.9	
上端筋		D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋		D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比		0.22	0.08	0.21	0.07
$t/l_x = 1/16, \tau_{\max} = 0.08\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：1.3mm (1/1852)					

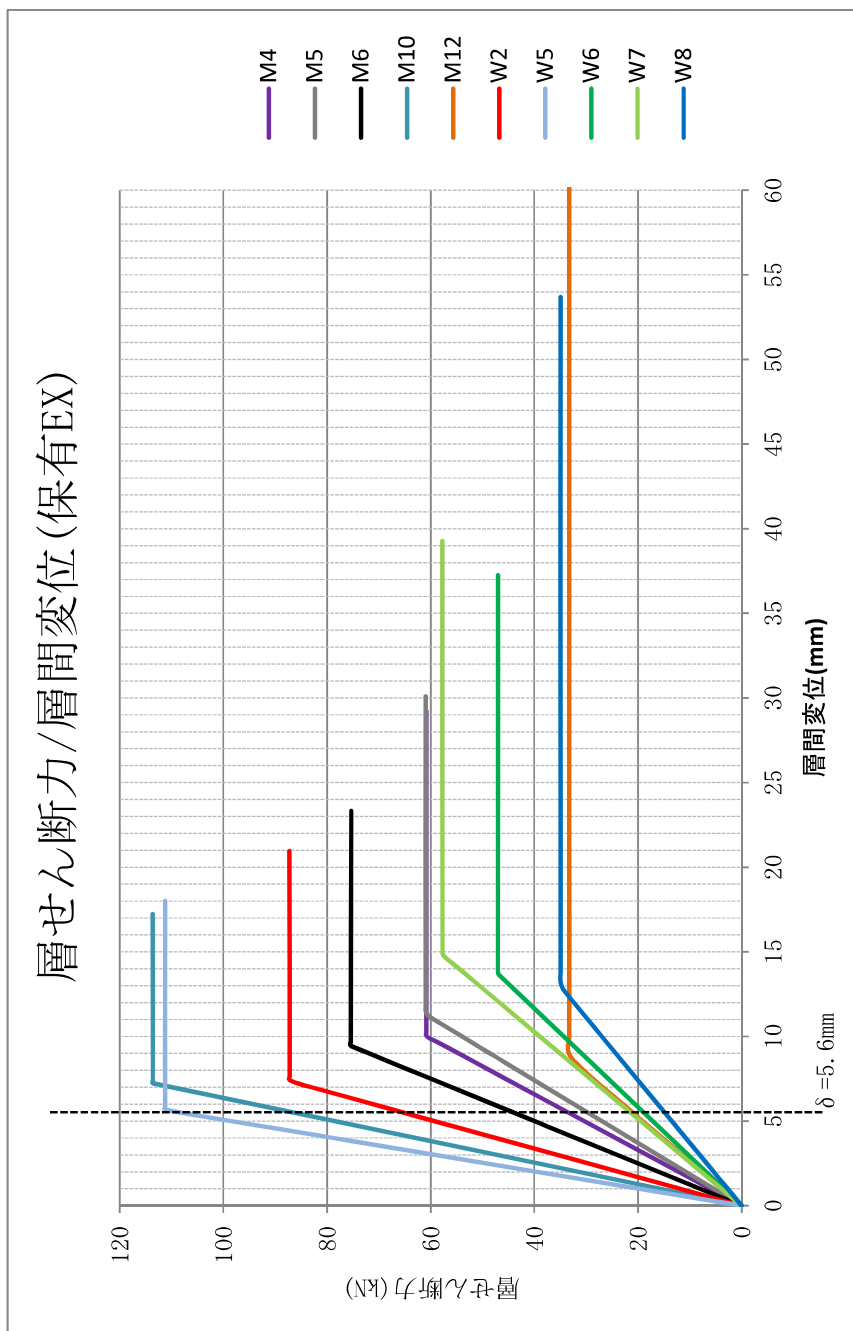
⑩

$l_x = 2.51\text{m}, l_y = 5.12\text{m}, t = 150\text{mm}, dt = 40\text{mm}$ $w = 5.43\text{kN/m}^2$ 支持条件：四辺ピン，使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16					
		短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M	kN·m		3.3		0.9
at	mm ²		178		50
Q	kN	7.1		7.5	
上端筋		D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
下端筋		D13@200	D13@200	D13@200	D13@200
検定比			0.28		0.08
$t/l_x = 1/17, \tau_{\max} = 0.09\text{N/mm}^2 < 0.70$ 最大変位量：5.8mm (1/431)					

§7 ルート3の検討

7-1 層間変形角・偏心率・剛性率の検討

■層間変形角の検討



■ 偏心率の検討

X方向

壁番号	降伏点 変位(mm)	降伏点 せん断力	剛性 Kx (kN/mm)	原点からの距離 Xi(mm)	剛性×Xi	Kx・(Xi-Lx) 2
男子トイレ						
M4	10.3	41.9	4.1	12846	52410	99177006
M5	11.2	16.2	1.4	11762	17043	21438090
M6	9.5	72.7	7.7	14815	113974	366207699
M10	7.2	2.8	0.4	17948	6941	38925184
M12	10.5	18.6	1.8	12104	21482	31135197
女子トイレ						
W2	7.4	74.8	10.1	2036	20497	348021233
W5	5.7	1.2	0.2	288	61	12291552
W6	14.0	46.1	3.3	2449	8047	98191760
W7	9.7	2.9	0.3	4773	1421	2940440
W8	9.4	31.0	3.3	4765	15698	32700451
Σ=			33		257573	1051028614

Y方向

壁番号	降伏点 変位(mm)	降伏点 せん断力	剛性 Ky (kN/mm)	原点からの距離 Yi(mm)	剛性×Yi	Ky・(Yi-Ly) 2
男子トイレ						
M4	7.8	19.1	2.4	8179	20028	2613257
M5	12.0	44.8	3.7	10124	37796	33110136
M6	7.1	2.3	0.3	13430	4351	12792307
M10	6.6	110.2	16.7	5144	85889	66918127
M12	5.3	4.4	0.8	1760	1461	24082486
女子トイレ						
W2	6.5	12.2	1.9	2891	5426	33980928
W5	6.6	109.8	16.6	7781	129448	6709271
W6	10.7	0.9	0.1	13869	1167	3801820
W7	8.4	35.1	4.2	11652	48689	84843777
W8	4.4	1.0	0.2	8210	1866	257319
Σ=			47		336120	269109427

全体

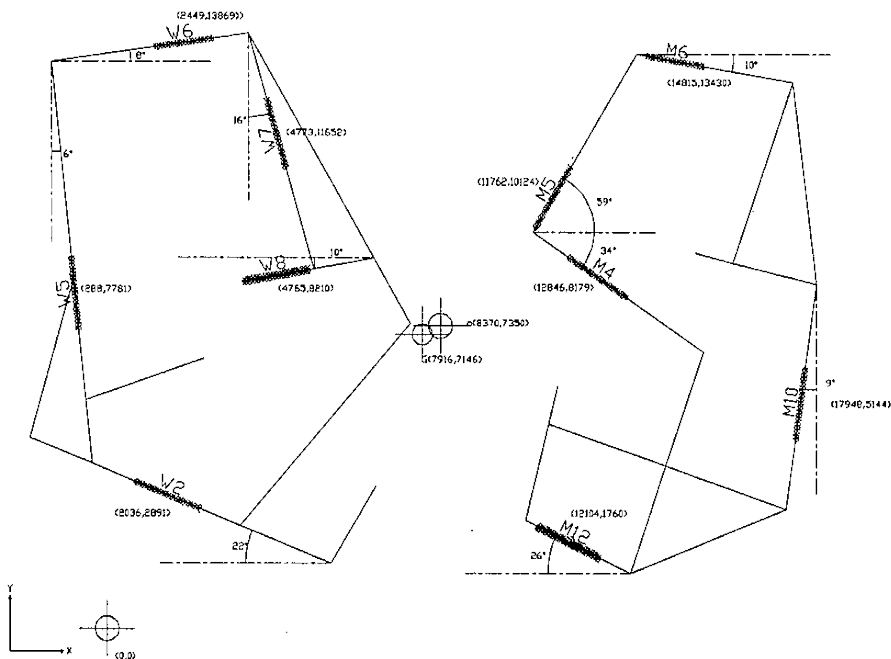
	X	Y	(mm)
重心位置 Gi	8370	7350	(mm)
剛心位置 Li	7916	7146	(mm)
ねじり剛性 Kt	1320138040		
弾性半径 re	6369	5298	
偏心距離 ei	454	204	
偏心率	0.07	0.04	

男女棟別偏心率(参考)

男子棟 X	男子棟 Y	女子棟 X	女子棟 Y
13830	7630	2680	7720
13771	6222	2665	8112
696399489		623738552	
6728	5383	6030	5207
59	1408	15	392
0.01	0.26	0.00	0.08

※男子棟Y方向が偏心率最大0.26であるが、壁間は剛床であり、木造の偏心率の上限0.3以下であるため、ここでは参考値として記載している。

原点からの距離・重心剛心位置図



偏心率の算定(45度方向)

X45度方向

壁番号	降伏点 変位(mm)	降伏点 せん断力	剛性 K_x (kN/mm)	原点からの距離 X_i (mm)	剛性 $\times X_i$	$K_x \cdot (X_i - L_x)^2$
男子トイレ						
M4	10.3	2.2	0.2	14866	3185	1392227
M5	11.2	57.4	5.1	15475	79451	51214131
M6	9.5	24.7	2.6	19972	52202	153177480
M10	7.2	74.0	10.2	16328	166888	164465059
M12	10.5	2.4	0.2	9803	2245	1446973
女子トイレ						
W2	7.4	13.3	1.8	3483	6235	139682978
W5	5.7	44.0	7.7	5705	44194	338629218
W6	14.0	30.0	2.1	11538	24671	1296437
W7	9.7	18.3	1.9	11614	21821	927628
W8	9.4	21.5	2.3	9174	20961	22565329
			$\Sigma =$	34	421853	874797462

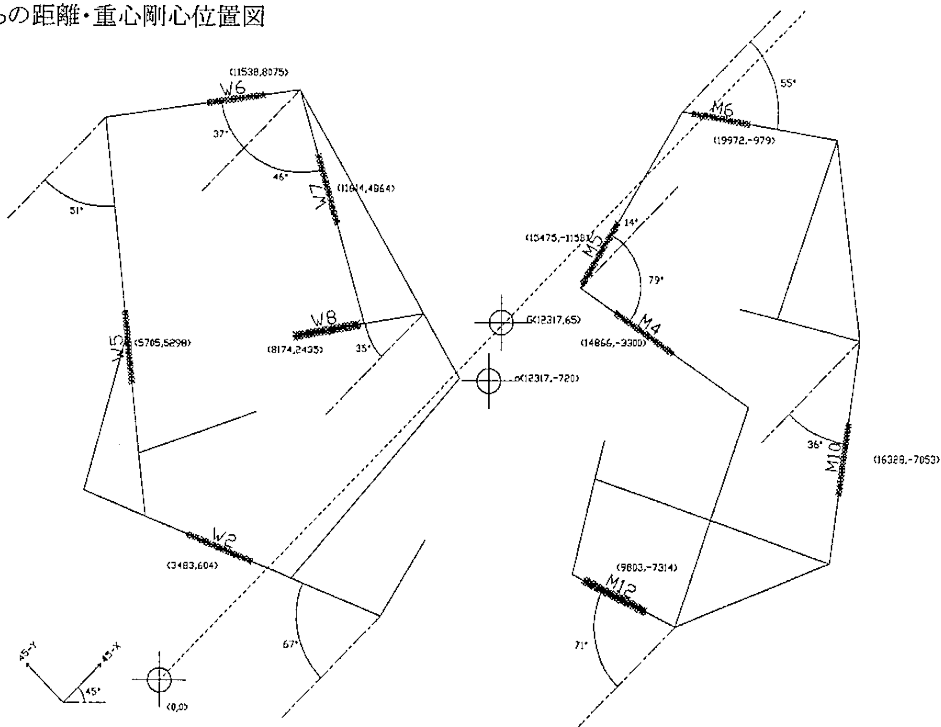
Y45度方向

壁番号	降伏点 変位(mm)	降伏点 せん断力	剛性 K_y (kN/mm)	原点からの距離 Y_i (mm)	剛性 $\times Y_i$	$K_y \cdot (Y_i - L_y)^2$
男子トイレ						
M4	10.3	58.8	5.7	-3300	-18839	64643267
M5	11.2	3.6	0.3	-1158	-372	480810
M6	9.5	50.3	5.3	-979	-5184	5771483
M10	7.2	39.0	5.4	-9053	-49037	450335418
M12	10.5	20.6	2.0	-7314	-14349	106826474
女子トイレ						
W2	7.4	73.7	10.0	604	6016	2892889
W5	5.7	67.0	11.8	5298	62275	321879280
W6	14.0	17.0	1.2	8075	9805	77907709
W7	9.7	19.7	2.0	4864	9878	46772097
W8	9.4	10.5	1.1	2435	2720	6273929
			$\Sigma =$	45	2913	1083783356

全体

重心位置 G_i	X	Y	(mm)
剛心位置 L_i	11120	-720	(mm)
ねじり剛性 K_t	12317	65	
弾性半径 r_e	1958580817		
偏心距離 e_i	7562.00	6613.49	
偏心率	1196.65	785.05	
	0.16	0.12	

原点からの距離・重心剛心位置図



■剛性率の検討

本建物は、1層建物なので対象外である。

7-2 各部材の終局耐力

終局状態に達する時の接合部の曲げモーメント M_u の算定。

$$C = 0.85^2 \cdot F_c \cdot t \cdot \chi_n$$

$$= 0.85^2 \times 8.1 \times 150 \times \chi_n = 0.85^2 \times 8.1 \times 150 \times 105.942 = 93.0 \text{ kN}$$

$$F_c = 8.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\chi_n = \frac{N + T_y}{0.85^2 F_c \cdot t} = \frac{0 + 93.0 \times 10^3}{0.85^2 \times 8.1 \times 150} = 105.942$$

M20 ABR490 $T_y = 93.0 \text{ kN}$

$$N = C - T_y = 0 \quad \therefore C = T_y \quad d_c = 185 \left(120 + \frac{130}{2}\right), \quad D = 1.200$$

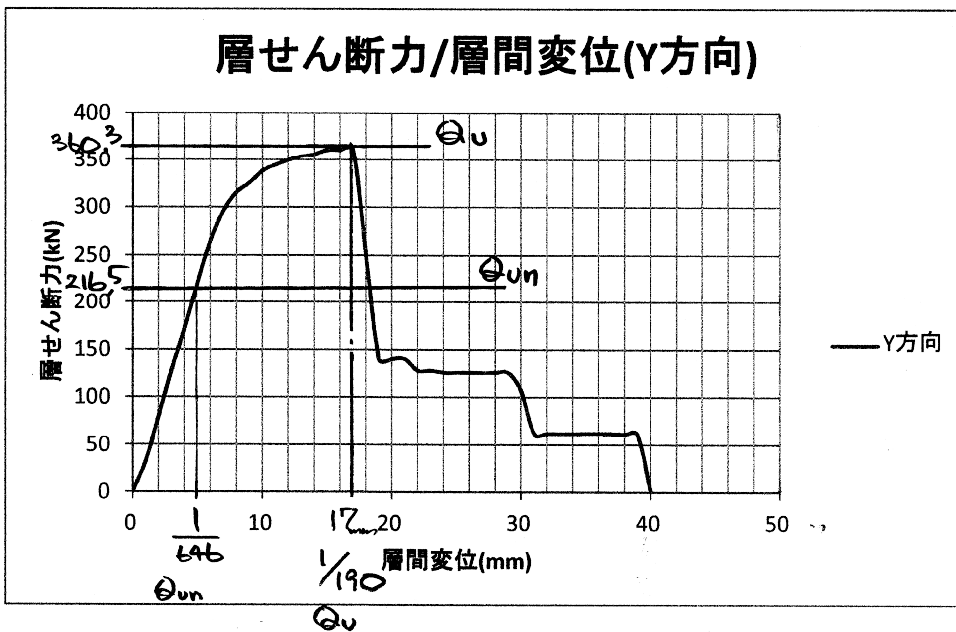
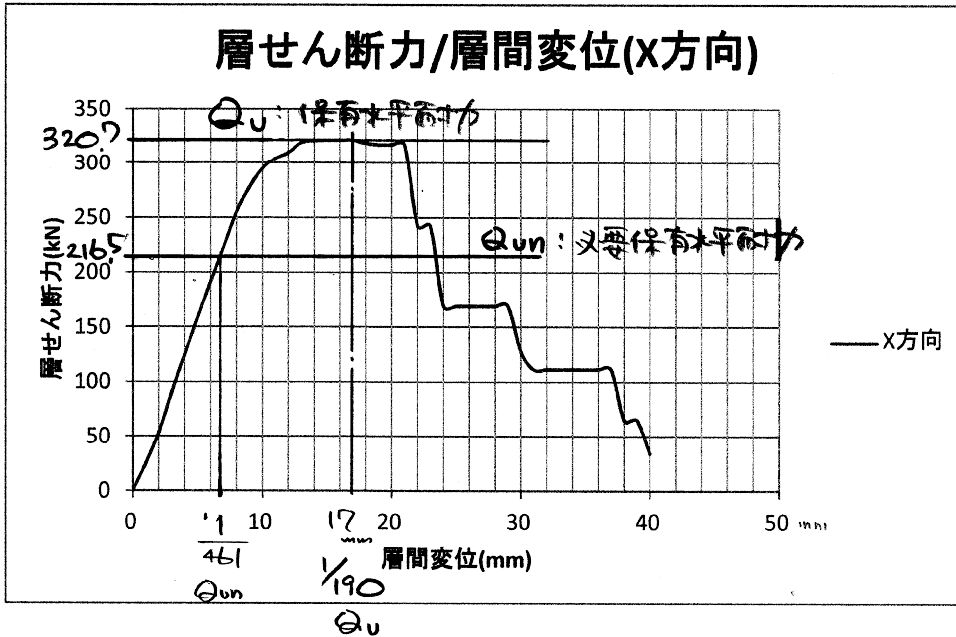
$$\textcircled{1} M_u = \left(\frac{1800}{2} - \frac{0.85 \times 105.9}{2}\right) \times 93.0 \times 10^3 + \frac{1800 - 2 \times 185}{2} \times 93.0 \times 10^3$$

$$= 79.5 + 66.5 = 146.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \underline{b \times D = 150 \times 1800} \quad \boxed{M_u = 146 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$\textcircled{2} M_u = \left(\frac{1500}{2} - \frac{0.85 \times 105.9}{2}\right) \times 93.0 \times 10^3 + \frac{1500 - 2 \times 185}{2} \times 93.0 \times 10^3$$

$$= 65.6 + 52.5 = 118.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \underline{b \times D = 150 \times 1500} \quad \boxed{M_u = 118.1 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

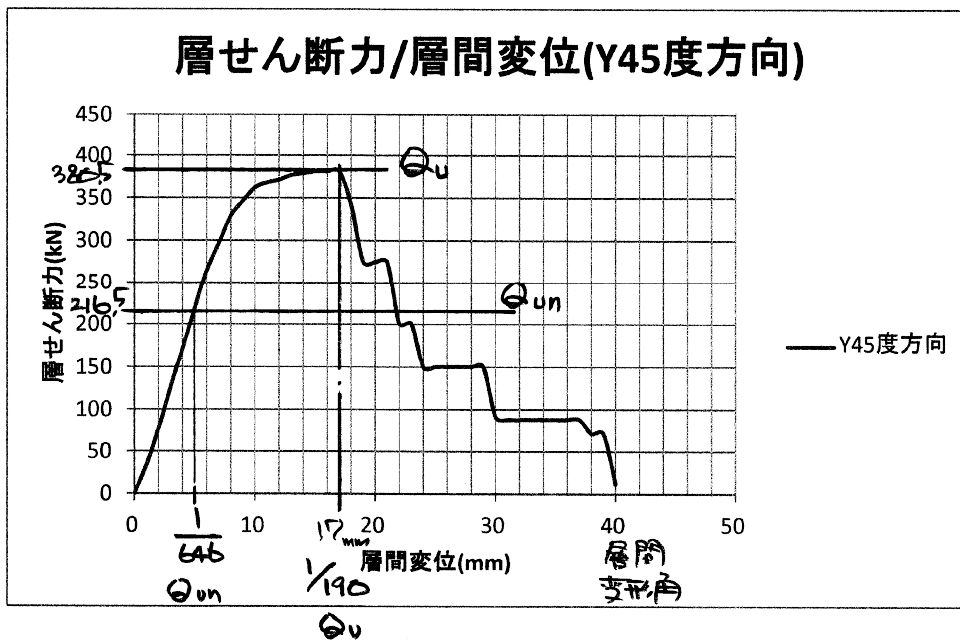
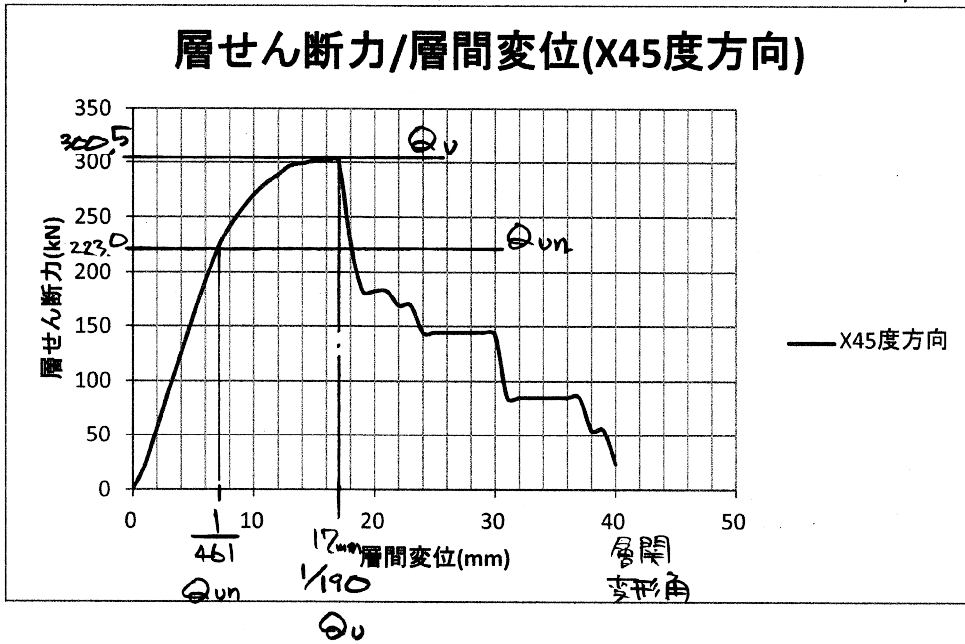
■ 増分解析による荷重変形関係と Q_u 、 Q_{un} X・Y方向



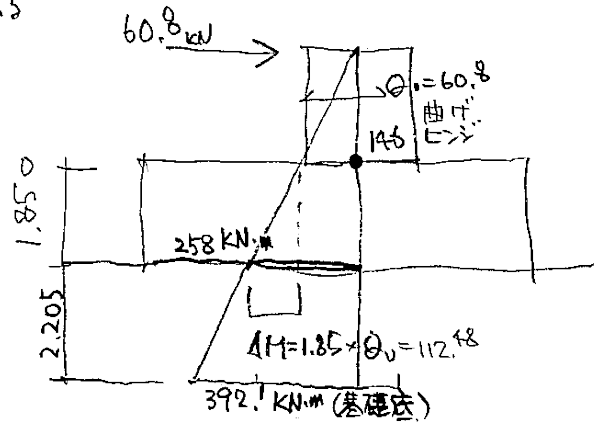
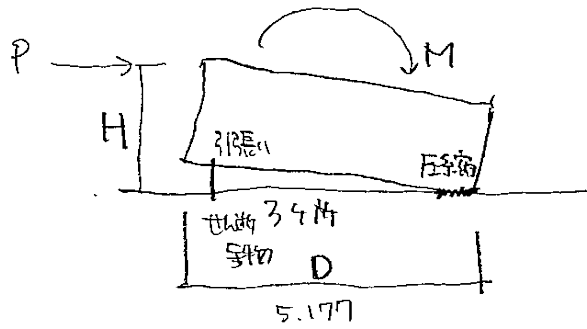
Q_u の決定方法の説明

1. Q_u は、^{各耐力壁の}アンカーボルトの伸び率 10%、^{アンカーボルトの伸び (xカ=2Δ)} $S_u = 20_{mm}$ の時点^(xカ=2Δ)で決定される。
2. 層間変位 17_{mm} の時点で耐力壁 M10 が最初に $xカ=2Δ$ に達するため、^(1/190)その時点での耐力壁のせん断力の総和を保有水平耐力 Q_u と定める。

増分解析による荷重変形関係と $Q_u \cdot Q_{un}$ 45°X方向, 45°Y方向



M4 1層の曲げ耐力とせん断耐力を求めよ



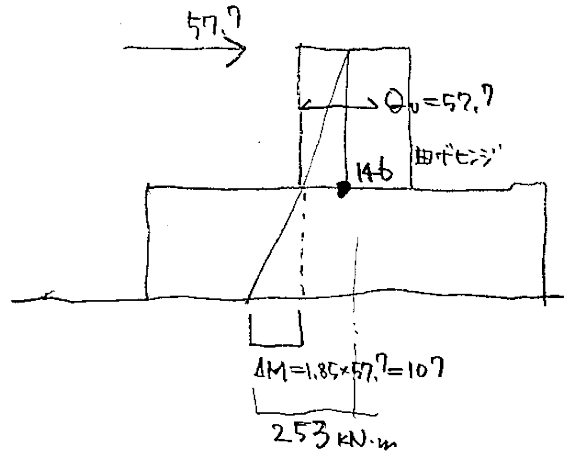
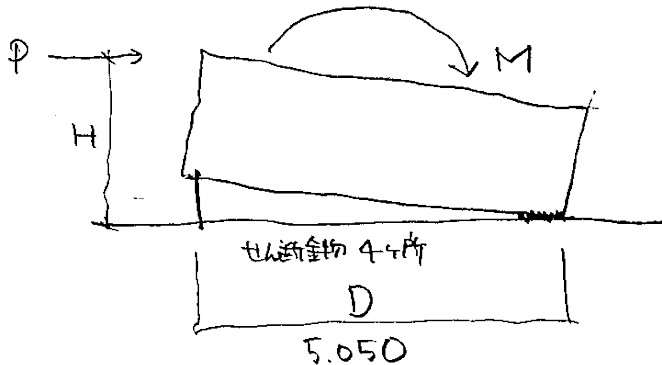
$$M_u = \left(\frac{5.177}{2} - \frac{0.85 \times 88}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{5.177 - 2 \times 185}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 461 \text{ kN}\cdot\text{m} > 258 \text{ kN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

*た=ズガ成立する。

$$Q_{mv} = \frac{461}{1.85} = 249 \text{ kN} > 3 \times 57.5 = 172.5 \text{ kN} \quad (\text{基礎迄 } 393 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

M4の1層 せん断部材 $Q_u = 172.5 \text{ kN} > 60.8 \therefore \text{O.K}$ $\Delta N = \frac{393}{5.177} = 75.9 \text{ kN}$
*た=ズガ成立する。

M5. 1層の曲げ耐力とせん断耐力を求めよ。



$$M_u = \left(\frac{5.050}{2} - \frac{0.85 \times 88}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{5.050 - 2 \times 185}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 449 \text{ kN}\cdot\text{m} > 253 \text{ kN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

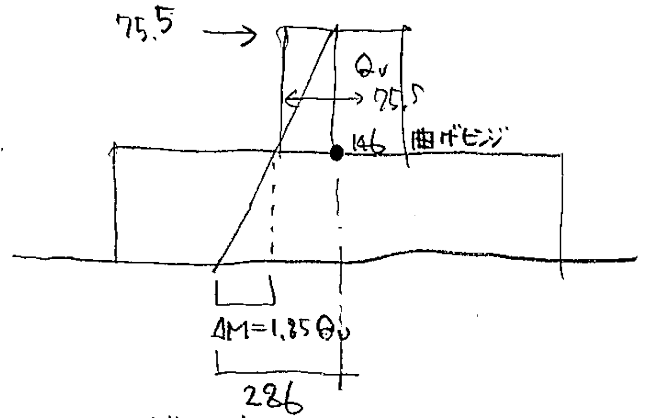
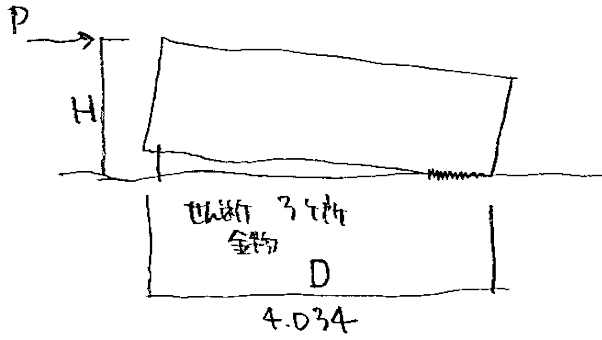
*た=ズガ成立する。

$$Q_{mv} = \frac{449}{1.85} = 243 \text{ kN} > 4 \times 57.5 = 230 \text{ kN} \quad (\text{基礎迄 } 380 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

M5の1層 せん断部材 $Q_u = 230 \text{ kN} > 57.7 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$
*た=ズガ成立する。

$$\Delta N = \frac{380}{5.05} = 75.2 \text{ kN}$$

M6 1層の曲げ耐力とせん断耐力を定める



(基礎歪 452 kN.m)

$$M_u = \left(\frac{4.034}{2} - \frac{0.85 \times 88}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{4.034 - 2 \times 185}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 355 \text{ kN.m} > 286 \text{ kN.m} \therefore \text{OK}$$

X+にスレが成立する。

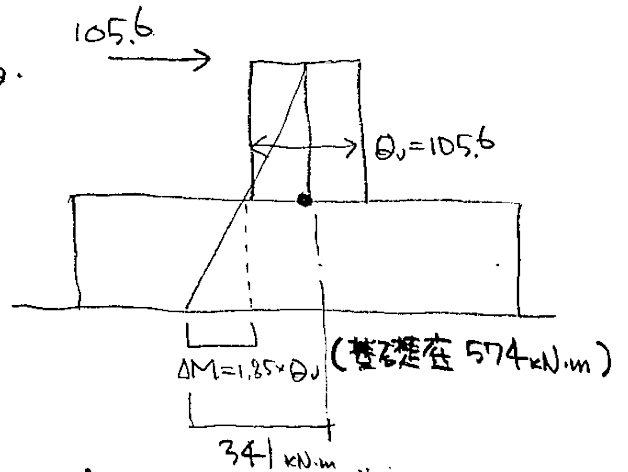
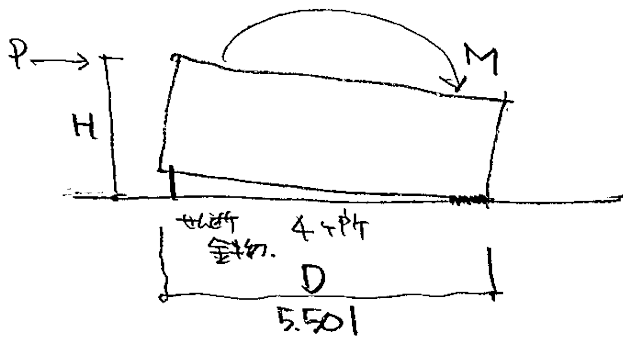
$$Q_{mu} = \frac{355}{1.85} = 192 > 3 \times 57.5 = 172.5 \text{ kN}$$

$$\Delta N = \frac{452 \text{ kN.m}}{4.034 \text{ m}} = 112.0 \text{ kN}$$

M6の1層 せん断部材 $Q_v = 172.5 > 75.5 \text{ kN} \therefore \text{OK}$

X+にスレが成立する。

M10 1層の曲げ耐力とせん断耐力を定める。



(基礎歪 574 kN.m)

$$M_u = \left(\frac{5.501}{2} + \frac{0.85 \times 88}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{5.501 - 2 \times 185}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 491 \text{ kN.m} > 341 \text{ kN.m}$$

X+にスレ時の1層柱脚曲げ

X+にスレが成立する。

$$Q_{mu} = \frac{491}{1.85} = 265 \text{ kN} > 4 \times 57.5 = 230 \text{ kN}$$

X+にスレ時の1層柱脚せん断力

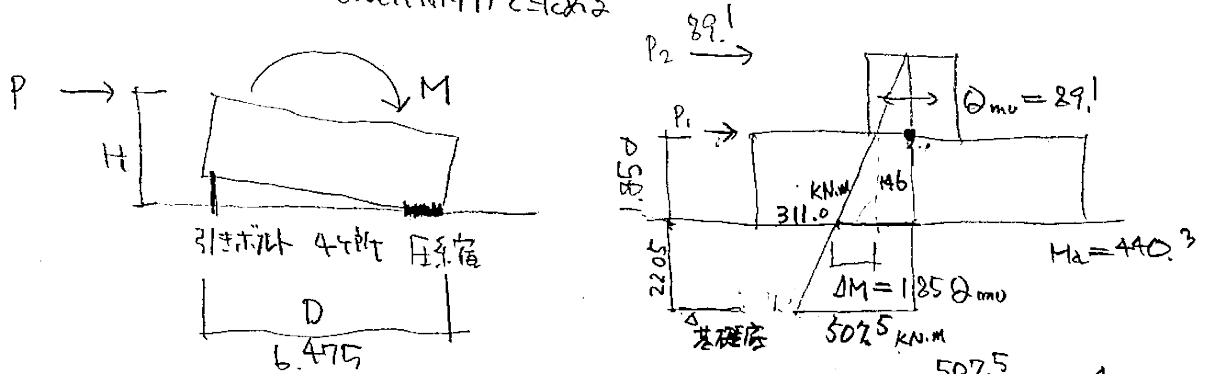
M10の1層 せん断部材 $Q_v = 230 \text{ kN} > 105.6 \text{ kN}$

X+にスレが成立する。

$$\Delta N = \frac{574 \text{ kN.m}}{5.501 \text{ m}} = 104.3 \text{ kN}$$

7-3 各構面のメカニズム時応力の算定

W2 1層の曲げ耐力とせん断耐力を求めよ



引きボルト 1-M20

終局曲げ耐力 M_u

$$\Delta N = \frac{507.5}{6.475} = 78.4 \text{ kN}$$

せん断金物 2以上

終局せん断耐力

$$Q_{mv} = \frac{M_u}{H}$$

せん断金物 1コあたり 57.5 kN

$$Q_{sv} = 57.5 \times n$$

$$Q_u = \min(Q_{mv}, Q_{sv})$$

W2 1層

$$C = 0.85^2 \cdot F_c \cdot t \cdot \chi_n$$

$F_c = 9.72 \text{ N/mm}^2$ S60-5-5 圧縮強度

$$= 0.85^2 \times 9.72 \times 150 \times \chi_n$$

$$\chi_n = \frac{N + T_v}{0.85^2 \cdot F_c \cdot t} = \frac{0 + 93 \times 10^3}{0.85^2 \times 9.72 \times 150} = 88.285 \text{ mm}$$

$$M_u = \left(\frac{6.475}{2} - \frac{0.85 \times 88}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \frac{6.475 - 2 \times 185}{2} \times 93 \times 10^3 = 581.492 \text{ kN.m.} > 311 \therefore \text{O.K.}$$

$$Q_{mv} = \frac{581.492}{1.850} = 314.3 \text{ kN.} > 4 \times 57.5 = 230 \text{ kN.} > 89.1 \therefore \text{O.K.}$$

W2の1層 せん断部材 $Q_u = 230 \text{ kN.}$ (終局せん断耐力)

S60-5-5 $F_c = 9.72$ の場合の接合部の終局曲げモーメント, $N = 0$ とする。

$$\chi_n = \frac{0 + 93 \times 10^3}{0.85^2 \times 9.72 \times 150} = 88.285 \text{ mm}$$

$$\chi_n = \frac{0 + 93 \times 10^3}{0.85^2 \times 9.72 \times 210} = 63.061$$

$D = 1800$
 $t = 210$

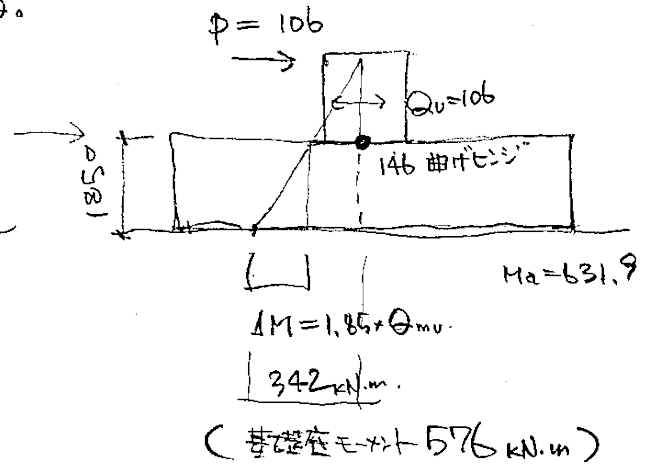
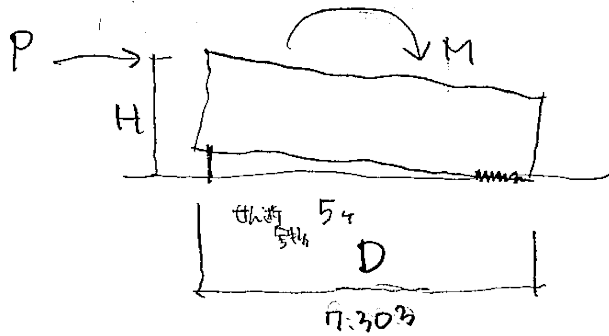
$$M_u = \left(\frac{1.800}{2} - \frac{0.85 \times 88.285}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \frac{1.800 - 2 \times 185}{2} \times 93 \times 10^3 = 146.7 \text{ kN.m.} (147.7 \text{ kN.m.})$$

W2の2層柱脚が先行して曲げ降伏する。カ=ズムとなる。

よって、1層柱脚には、2層柱脚の曲げ降伏カ=ズム時の応力に釣り合う

応力となる。このとき、1層が許容応力度以下であることを確認する必要がある。

w5
1層の曲げ耐力とせん断耐力を求めよ。



w5 1層

$$M_u = \left(\frac{7.303}{2} - \frac{0.85 \times 88}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{7.303 - 2 \times 185}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 658 \text{ kN.m} > 342 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

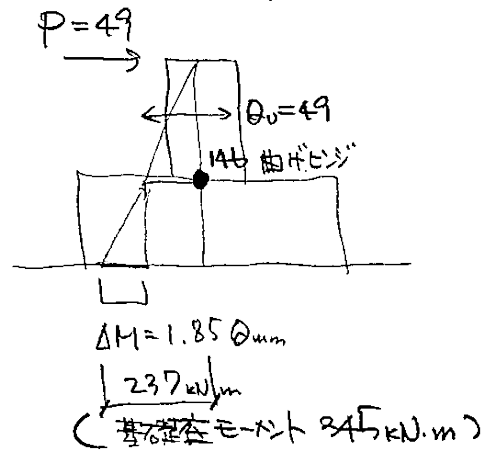
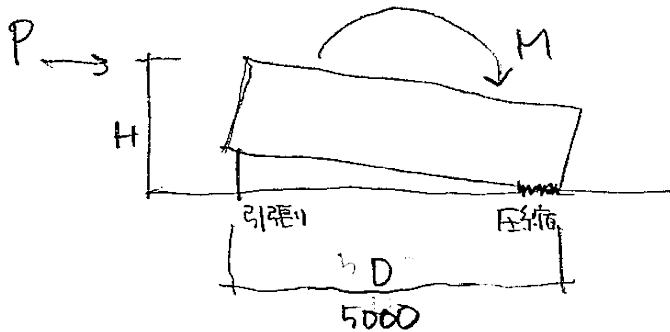
xはズレが成立する。

$$Q_{mv} = \frac{658}{1.85} = 356 > 5 \times 57.5 = 287.5 \text{ kN}$$

w5の1層 せん断部材 $Q_v = 287.5 \text{ kN} > 106 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$ $n = 0.369 < 1.0$

$$\Delta N = \frac{576 \text{ kN.m}}{17.303 \text{ m}} = 33.3 \text{ kN}$$

w6 1層の曲げ耐力とせん断耐力を求めよ。



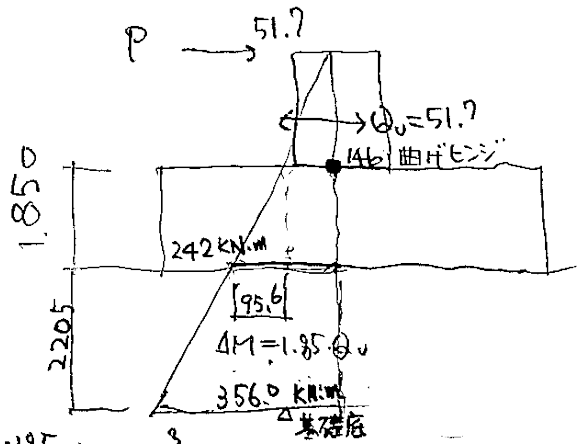
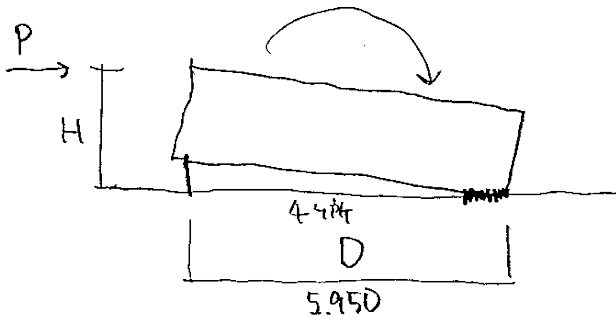
$$M_u = \left(\frac{5000}{2} - \frac{0.85 \times 88}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{5000 - 2 \times 185}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 444 \text{ kN.m} > 237 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

$$Q_{mv} = \frac{444}{1.85} = 240 \text{ kN} > 3 \times 57.5 = 172.5 \text{ kN} > 49$$

w6の1層 せん断部材 $Q_v = 172.5 \text{ kN} > 49 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$ $n = 0.284 < 1.0 \therefore \text{O.K}$

$$\Delta N = \frac{345 \text{ kN.m}}{5.0 \text{ m}} = 69.0 \text{ kN}$$

W7 1層の曲げ耐力とせん断耐力を求めよ



$$M_u = \left(\frac{5.950}{2} - \frac{0.85 \times 2.8}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{5.950 - 2 \times 1.85}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 533 \text{ kN}\cdot\text{m} > 242 \text{ kN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

$$Q_{mu} = \frac{533}{1.85} = 296 \text{ kN} > 4 \times 57.5 = 230 \text{ kN}$$

W7 の 1 層、せん断部材 $Q_u = 230 \text{ kN} > 51.7 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$$\Delta N = \frac{356}{5.95} = 59.8 \text{ kN}$$

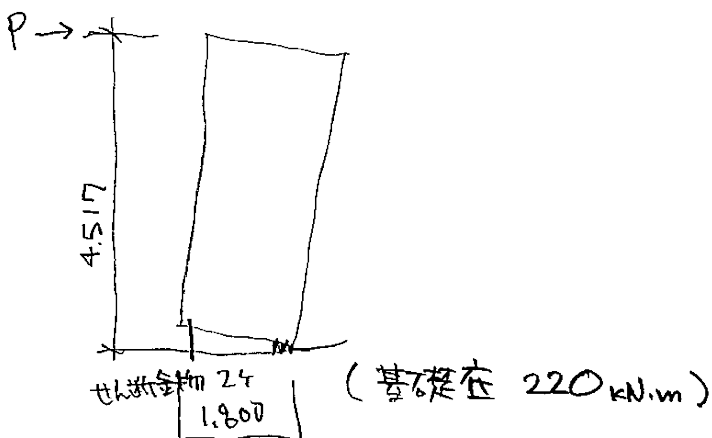
W8 曲げ耐力とせん断耐力を求めよ。

$$\lambda_n = \frac{N + T_y}{0.85^2 \cdot F_c \cdot t} = \frac{0 + 93 \times 10^3}{0.85^2 \times 9.17^2 \times 210} = 63.061 \text{ mm}$$

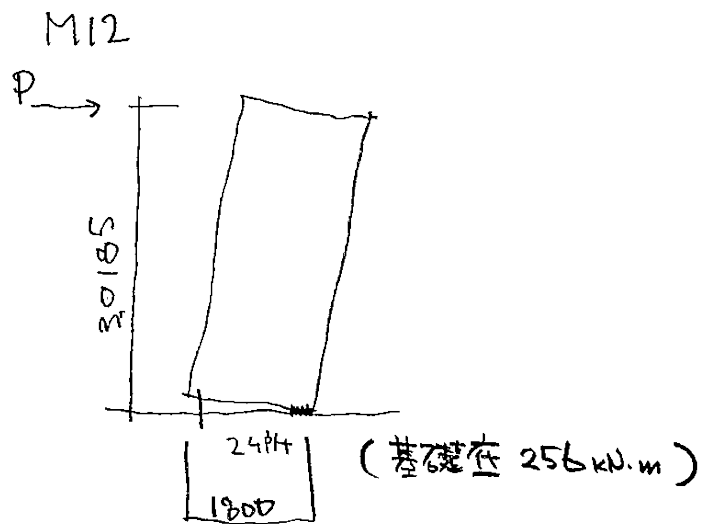
$$M_u = \left(\frac{1800}{2} - \frac{0.85 \times 63}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{1800 - 2 \times 185}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 147.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{mu} = \frac{147.7 \text{ kN}\cdot\text{m}}{4.517 \text{ m}} = 32.7 \text{ kN} < 2 \times 57.5 = 115 \therefore \text{O.K}$$

W8 は 曲げ部材 $Q_u = 32.7 \text{ kN}$



$$\Delta N = \frac{220}{1.8} = 122.2 \text{ kN}$$



$$M_u = \left(\frac{1800}{2} - \frac{0.35 \times 63}{2} \right) \times 93 \times 10^3 + \left(\frac{1800 - 2 \times 185}{2} \right) \times 93 \times 10^3 = 147.7 \text{ kN.m}$$

$$Q_{mu} = \frac{147.7}{3.0185} = 49.0 \text{ kN} < 2 \times 57.5 = 115 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

M12は曲げ部材 片持柱形式の柱として設計する。

$$\Delta N = \frac{256 \text{ kN.m}}{1.8 \text{ m}} = 142.2 \text{ kN}$$

$$2 \times 57.5 = 115.0 \text{ kN}$$

女子トイレ Wの保有水平耐力

	W2	W5	W6	W7	W8
壁長さ	Lw 1.8	1.8	1.5	1.8	1.8
終局曲げ耐力	Mu 146.0	146.0	118.1	146.0	146.0
壁高さ	Hw 1.639	1.417	2.495	2.900	4.517
終局曲げせん断耐力	Qmu 89.1	106.0	47.3	51.7	33.2
せん断耐力	Qsu 115.0	115.0	115.0	115.0	115.0
終局せん断耐力	Qu 89.1	103.0	47.3	50.3	32.3
壁の平面角度 θ	-22	-84	8	-74	10
X方向の保有水平耐力	Qux 76.6	1.1	46.4	3.8	31.3
Y方向の保有水平耐力	Quy 12.5	101.9	0.9	46.5	1.0
					ΣQ_{ux} 159.2
					ΣQ_{uy} 162.8

男子トイレ Wの保有水平耐力

	M4	M5	M6	M10	M12
壁長さ	Lw 1.8	1.8	1.5	1.8	1.8
終局曲げ耐力	Mu 146.0	146.0	118.1	146.0	146.0
壁高さ	Hw 2399.5	2534.5	1564.5	1382.5	3018.5
終局曲げせん断耐力	Qmu 60.8	57.7	75.5	105.6	48.4
終局せん断耐力	Qsu 115.0	115.0	115.0	115.0	115.0
保有せん断耐力	Qu 60.8	57.7	75.5	105.6	48.4
壁の平面角度 θ	-34	59	-10	82	26
X方向の保有水平耐力	Qux 41.8	15.3	73.2	2.0	39.1
Y方向の保有水平耐力	Quy 19.0	42.4	2.3	103.6	9.3
					ΣQ_{ux} 171.4
					ΣQ_{uy} 176.6

建物全体の保有水平耐力

X方向の保有水平耐力 $\Sigma \Sigma Q_{ux}$	330.6
Y方向の保有水平耐力 $\Sigma \Sigma Q_{uy}$	339.4

$$321 \times 0.75 \times 0.9 = 217$$

$$297 \times 0.75 \times 0.9 = 265$$

$$486 \times 0.75 \times 0.9 = 328$$

7-4 必要保有水平耐力の算定

必要保有水平耐力

屋根重量 W_i 構造特性係数 D_s 地域係数 Z

$$321 \times 0.75 \times 0.9 = 217$$

7-5 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

建物全体の保有水平耐力		必要保有水平耐力
X方向 ΣQ_{ux}	= 330.6	217
Y方向 ΣQ_{uy}	= 339.4	

7-6 増分解析による保有水平耐力の算定

本建物で耐力壁とするM4～W8の10枚の壁を単体でモデル化し、増分解析を行って保有水平耐力を求めることとする。角度を持った壁のため、各壁の保有水平耐力を $\sin \theta^2$ 、 $\cos \theta^2$ で補正し、X、Y方向と45度方向のX、Y方向の全4方向で保有水平耐力が必要保有水平耐力($C_0=1.0$)を満足しているか検討する。

パネル・接合部のモデル化については以下のように設定する。

増分解析の終了点は、引張バネ（ボルト）の伸びの制限値によって決定しており、パネル-パネル間のボルトの伸び $\delta=20\text{mm}$ （基礎-パネル間は $\delta=40\text{mm}$ ）で打ち止めとしている。

接合部のモデル化

- ・CLTの接合部にはボルト部分に引張バネ、圧縮バネ、せん断接合部分にせん断バネを配置する。
- ・接合部の非線形特性は次ページで算出した値を用いる。
- ・モデル化の簡便化のため、各バネは壁パネルの隅角部に配置しているため、弾性剛性を補正する必要がある。
- ・補正係数は、2016年版 CLTを用いた建築物の設計施工マニュアル（P70）に従って補正係数Rを算出し、弾性剛性に R^2 を乗じる。 $R=0.83d/D$

壁端から接合部の距離（d）：185mm

パネル幅D 補正係数

1800幅	R= 0.76
1500幅	R= 0.73

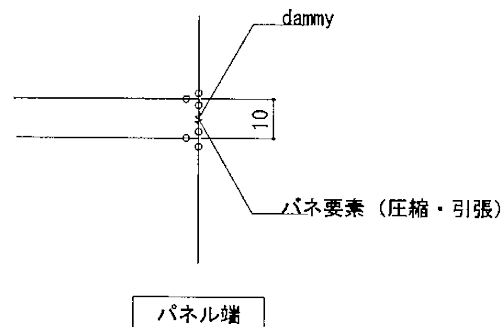
修正前バネリスト

記号	種類	剛性(kN/mm)
C-T	引張バネ（基礎-パネル間）	34.3
C-C	圧縮バネ（基礎-パネル間）	942
B-T	引張バネ（パネル-パネル間）	34.3
B-C	圧縮バネ（パネル-パネル間）	150.9
W-S-F	せん断バネ（基礎-パネル間）	1.00E+11
W-W-F	せん断バネ（パネル-パネル間）	1.00E+11

※せん断バネ部分は、面外・要素X軸回転を剛バネとして、立体解析時の架構安定化を図る。

修正後バネリスト

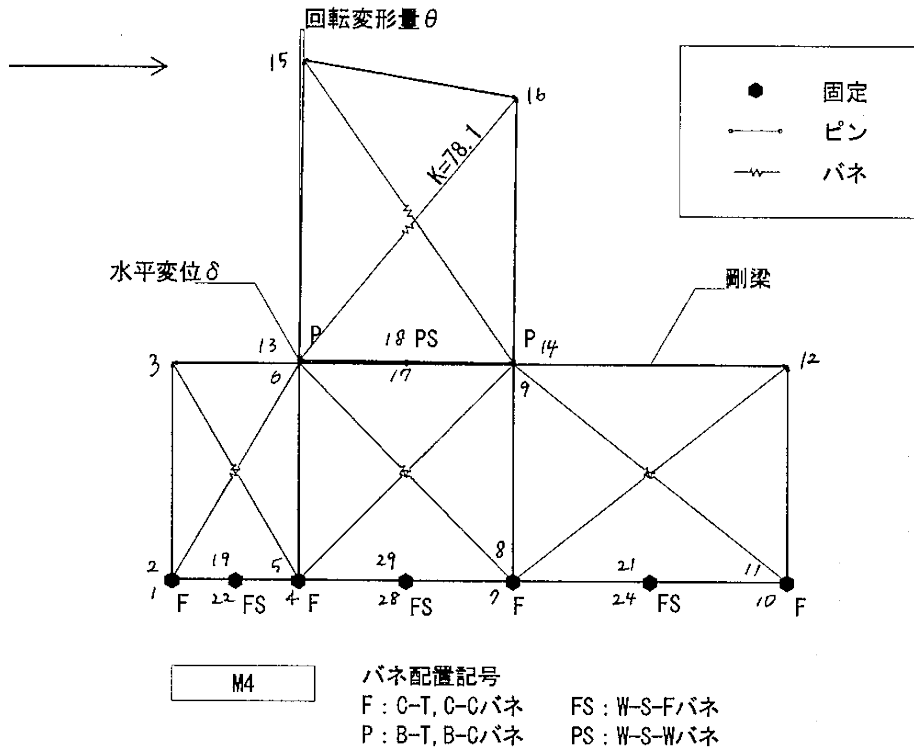
バネ 記号	修正後剛性(kN/mm)	
	1800幅	1500幅
C-T	19.8	18.3
C-C	544.1	502.0
B-T	19.8	18.3
B-C	87.2	80.4



※接合部のバネ配置をするにあたり、10mmの節点間距離を設け、ダミー材を配置したうえでバネを入力している。

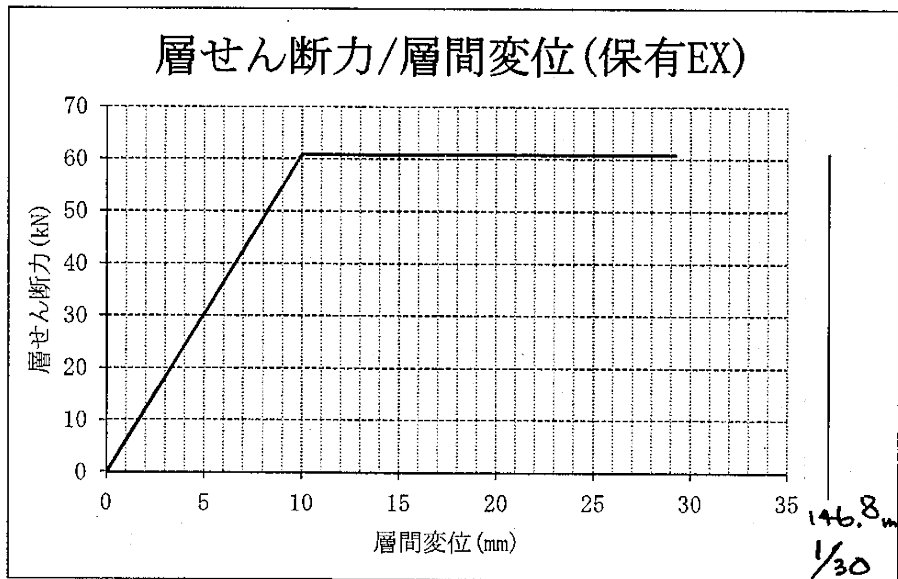
増分解析結果

M4



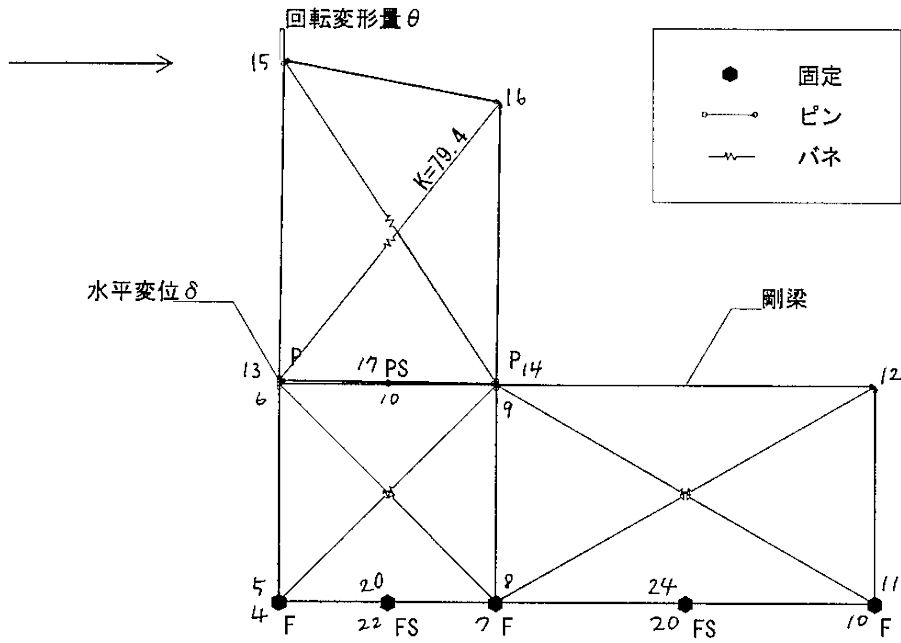
塑性変形の限界値 $\sigma_{dz}=20\text{mm}$
 降伏状態 引張バネ(ボルト)の引張降伏
 水平変位 $\delta = 1\text{ mm}$
 回転変形量 $\theta = 4.E-04\text{ rad}$

最大保有水平耐力 61 kN



M4壁の層せん断力-層間変位グラフ

M5



M5

バネ配置記号

F : C-T, C-Cバネ

FS : W-S-Fバネ

P : B-T, B-Cバネ

PS : W-S-Wバネ

塑性変形の限界値

$\sigma_{dz}=20\text{mm}$

降伏状態

引張バネ(ボルト)の引張降伏

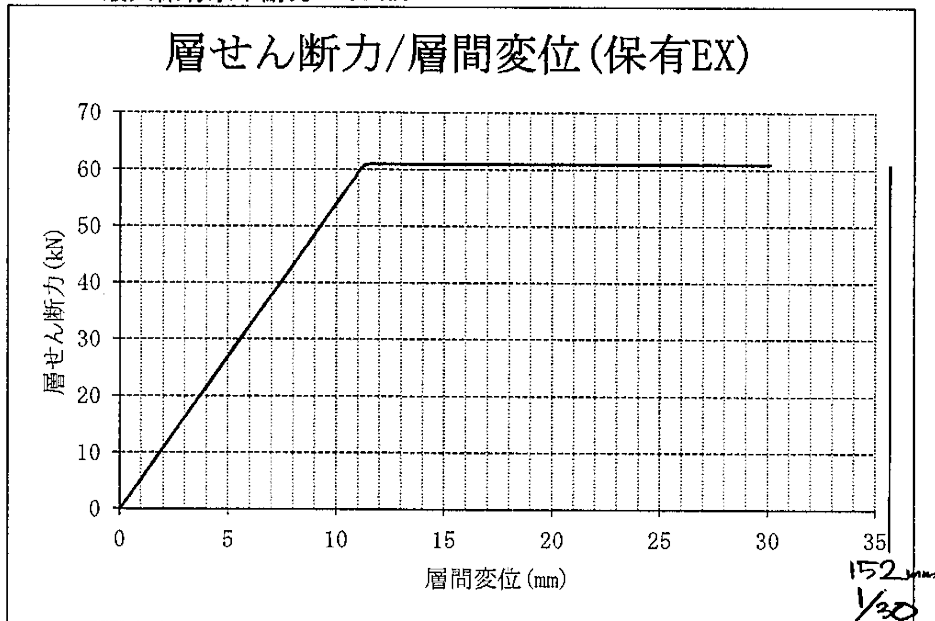
水平変位

$\delta = 1.5\text{mm}$

回転変形量

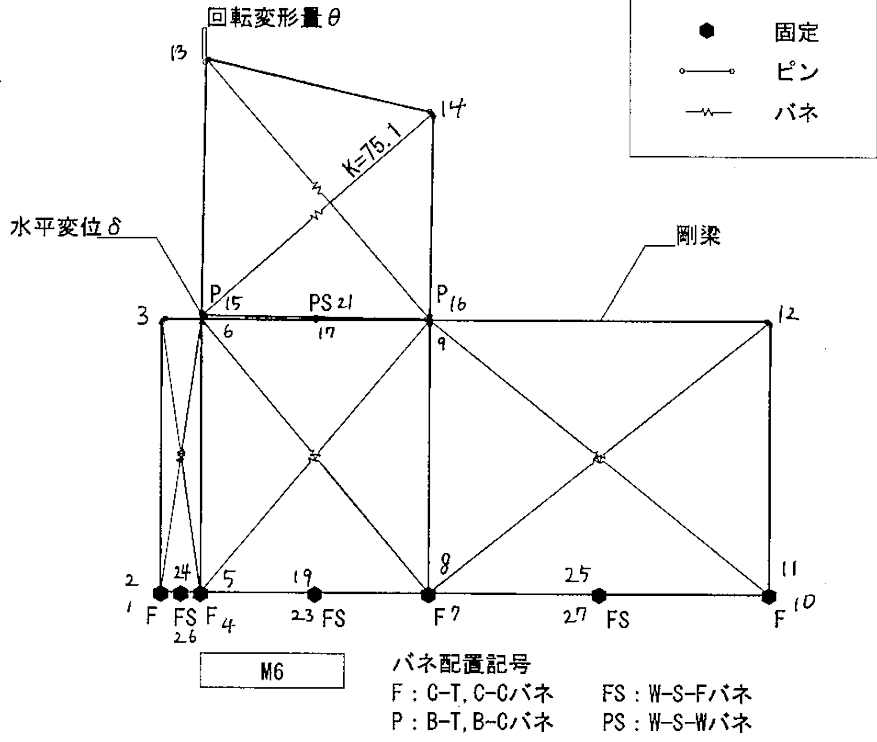
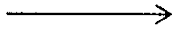
$\theta = 6.E-04\text{rad}$

最大保有水平耐力 61 kN



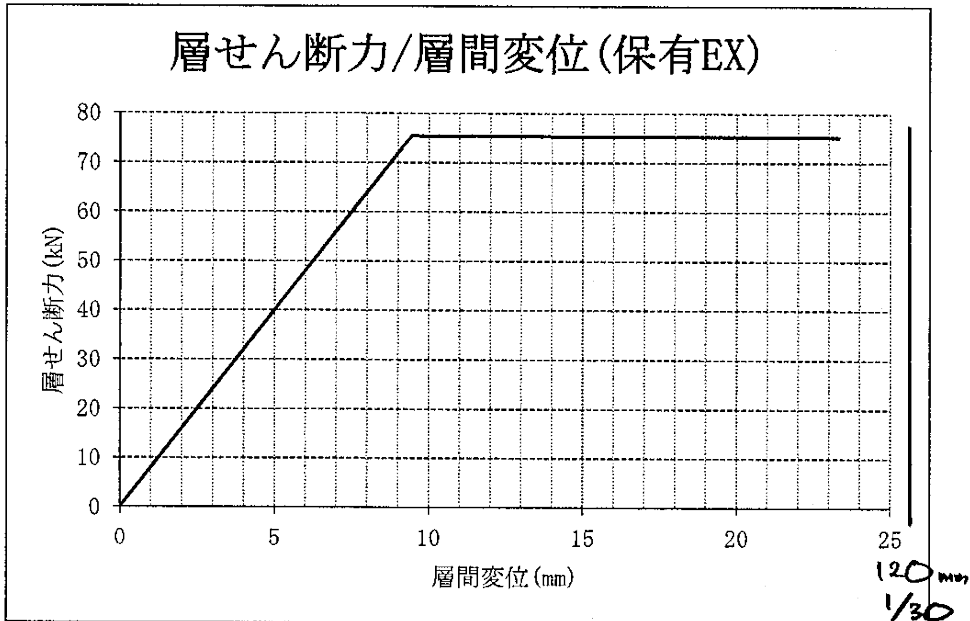
M5壁の層せん断力-層間変位グラフ

M6



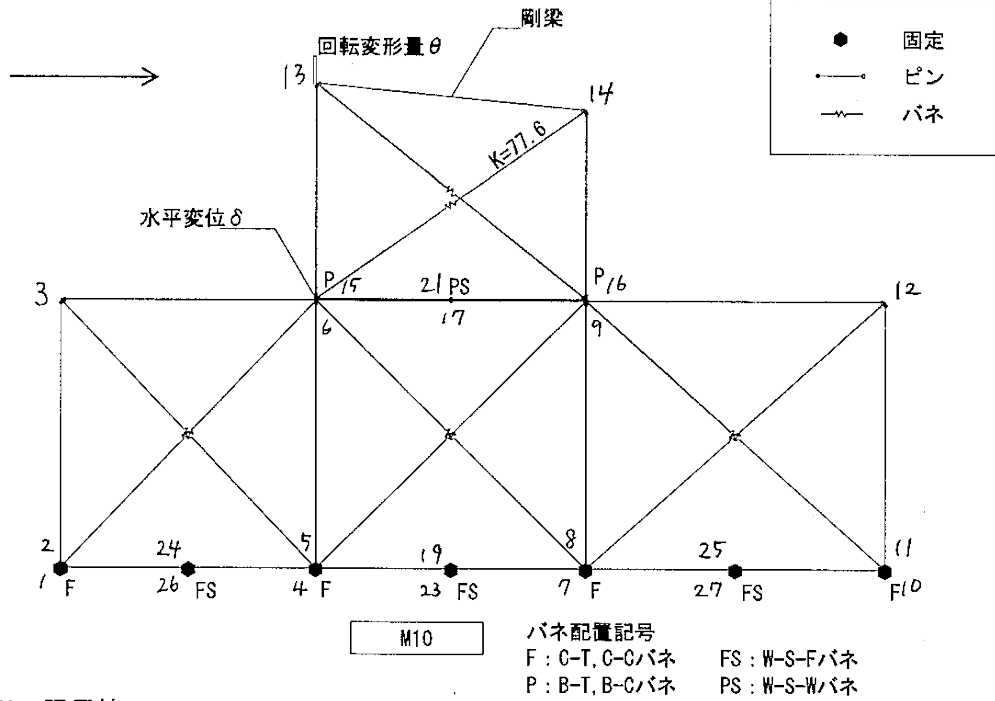
塑性変形の限界値 $\sigma_{dz}=20\text{mm}$
 降伏状態 引張バネ(ボルト)の引張降伏
 水平変位 $\delta = 2.9\text{ mm}$
 回転変形量 $\theta = 2.E-03\text{ rad}$

最大保有水平耐力 75 kN



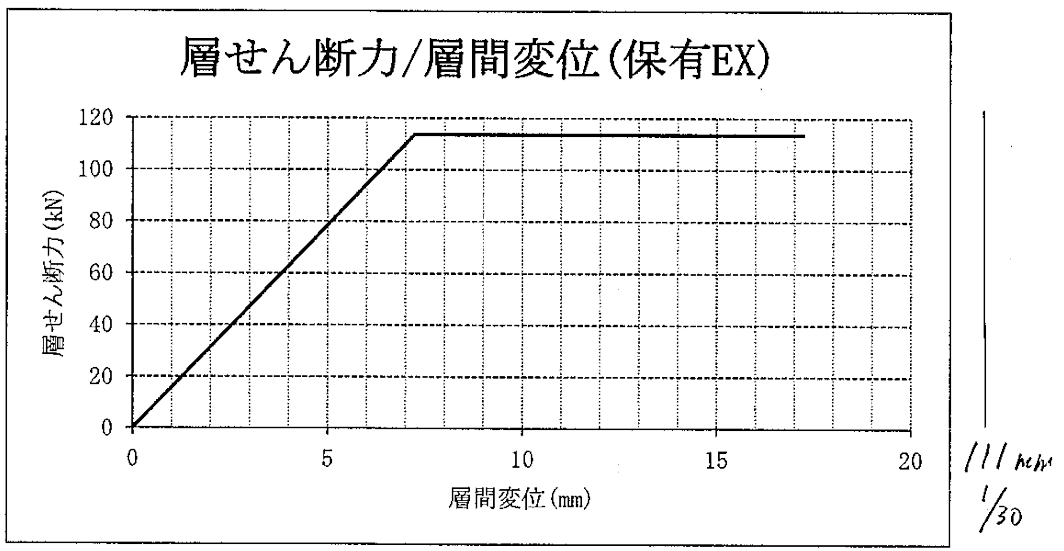
M6壁の層せん断力-層間変位グラフ

M10



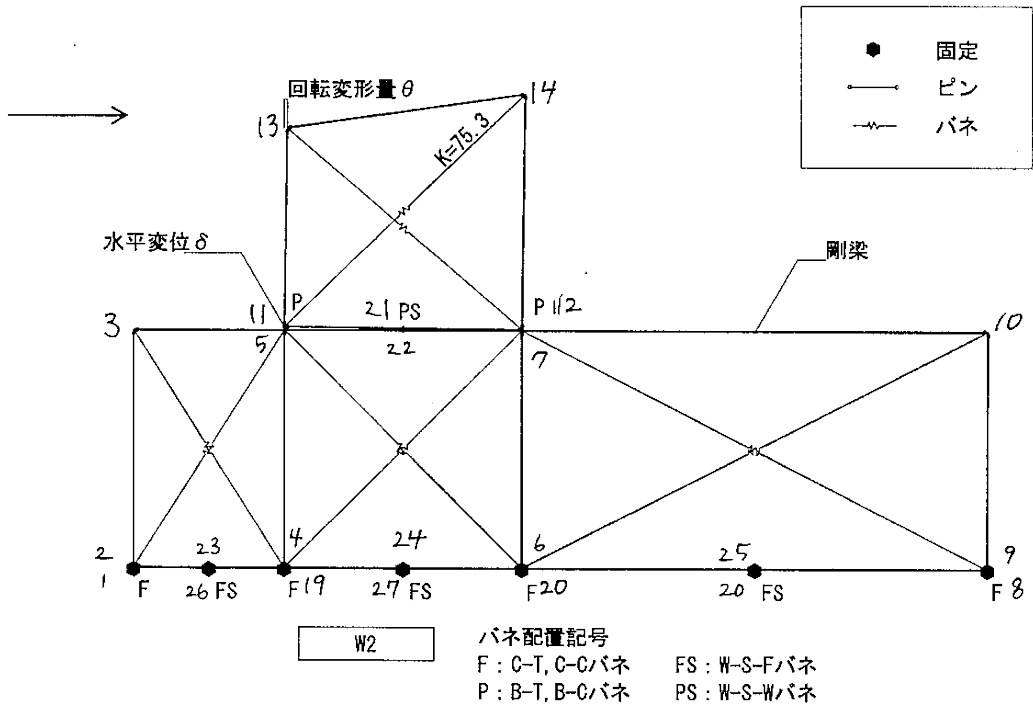
塑性変形の限界値 $\sigma_{dz}=20\text{mm}$
 降伏状態 引張ばね(ボルト)の引張降伏
 水平変位 $\delta = 2.6 \text{ mm}$
 回転変形量 $\theta = 2.E-03 \text{ rad}$

最大保有水平耐力 113 kN



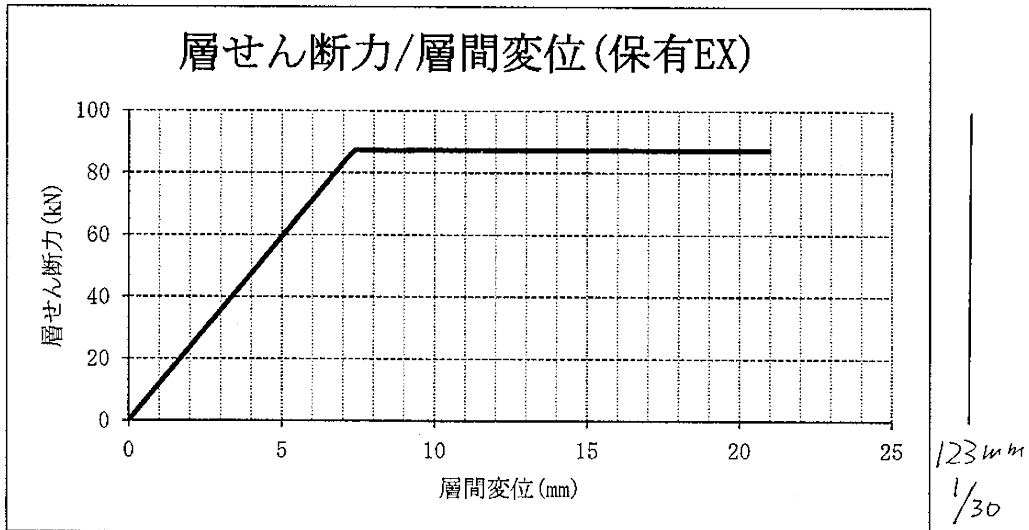
M10壁の層せん断力-層間変位グラフ

W2



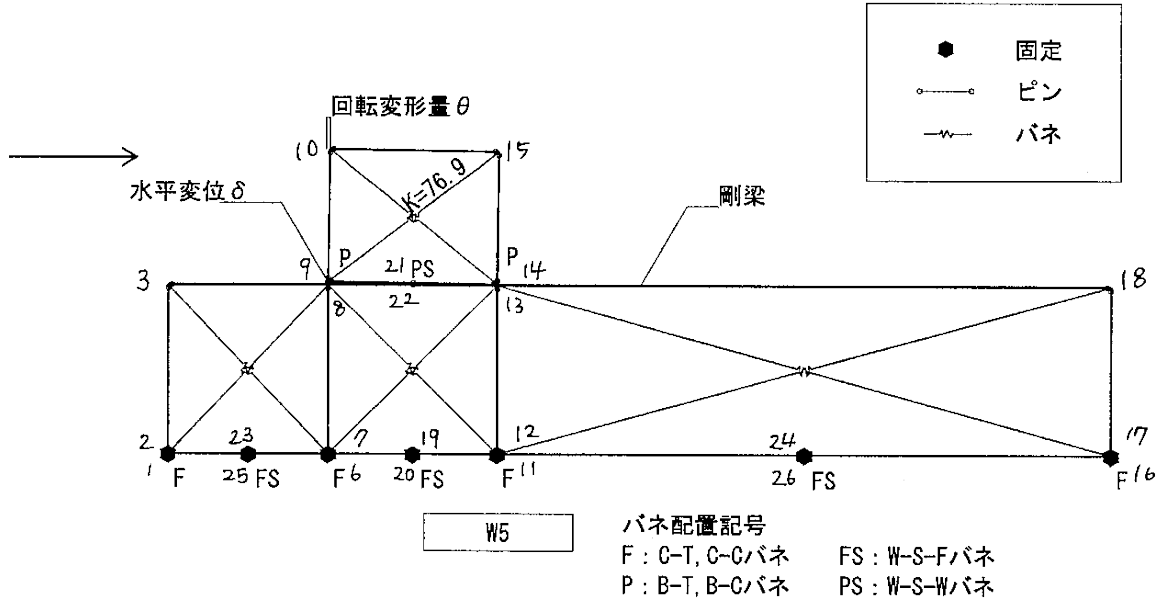
塑性変形の限界値 $\sigma dz = 20\text{mm}$
 降伏状態 引張バネ(ボルト)の引張降伏
 水平変位 $\delta = 1.4\text{ mm}$
 回転変形量 $\theta = 9.E-04\text{ rad}$

最大保有水平耐力 87 kN



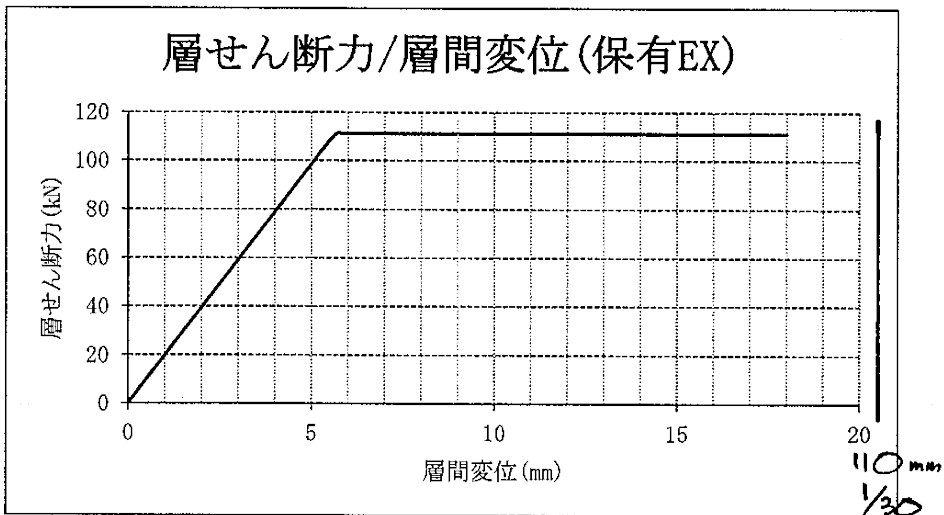
W2壁の層せん断力-層間変位グラフ

W5



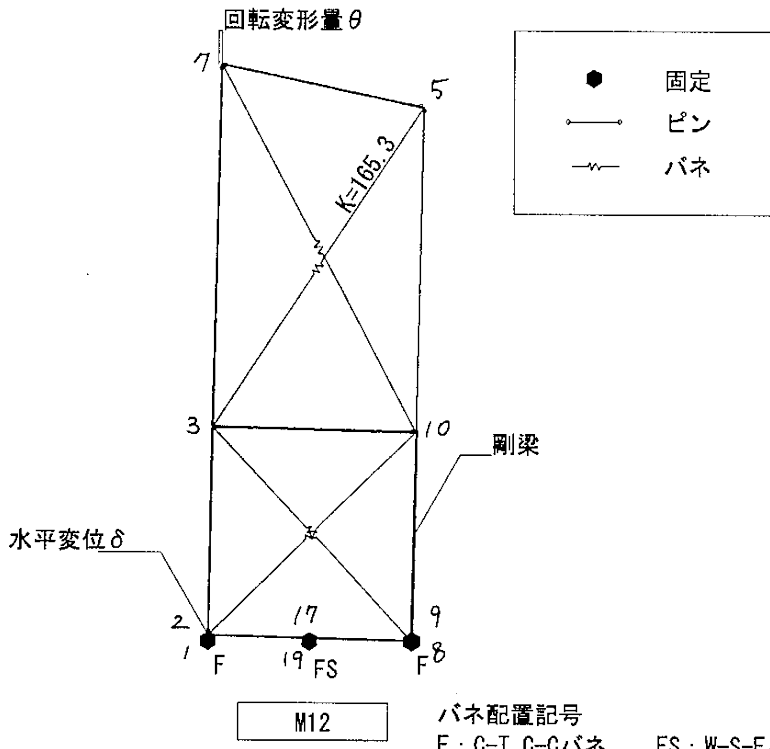
塑性変形の限界値 $\sigma dz=20\text{mm}$
 降伏状態 引張ばね(ボルト)の引張降伏
 水平変位 $\delta = 0.5 \text{ mm}$
 回転変形量 $\theta = 3.E-04 \text{ rad}$

最大保有水平耐力 111 kN



W5壁の層せん断力-層間変位グラフ

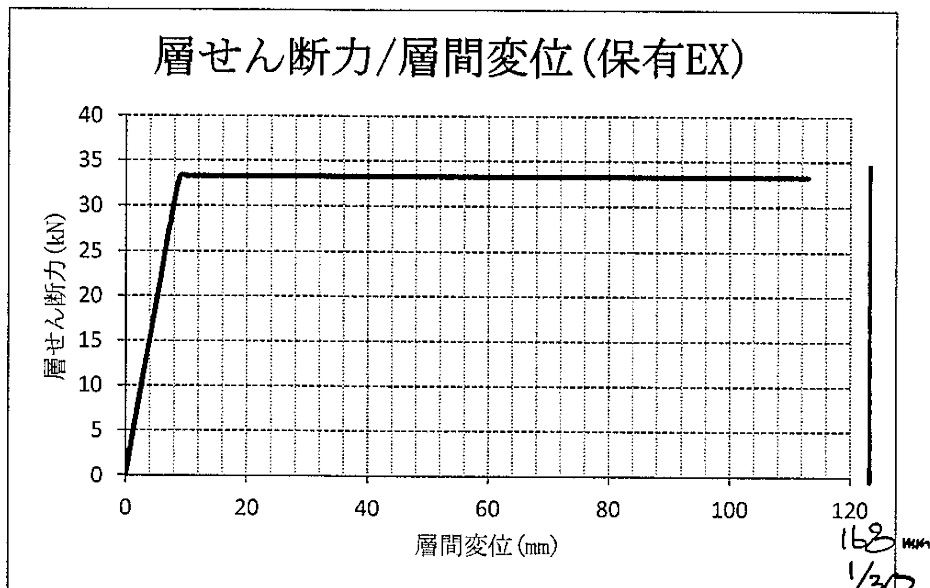
M12



塑性変形の限界値 $\sigma_{dz}=40\text{mm}$
 降伏状態 引張バネ(ボルト)の引張降伏
 水平変位 $\delta = 0.0004 \text{ mm}$
 回転変形量 $\theta = 8.E-08 \text{ rad}$

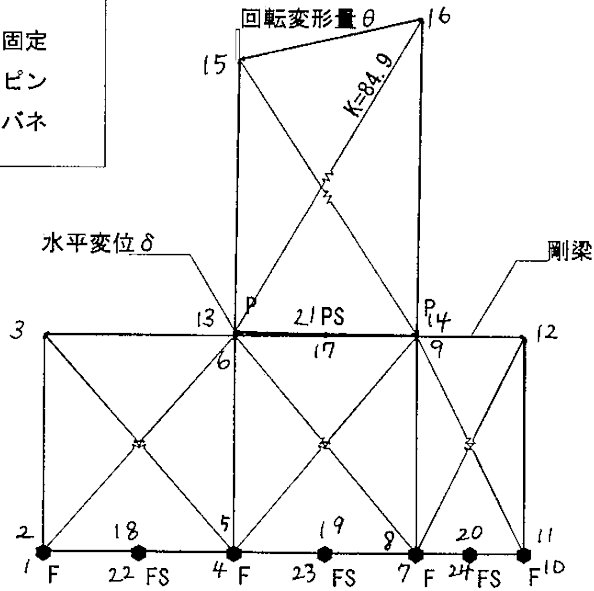
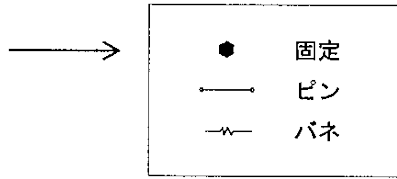
バネ配置記号
 F : C-T, C-C/バネ FS : W-S-F/バネ
 P : B-T, B-C/バネ PS : W-S-W/バネ

最大保有水平耐力 33 kN



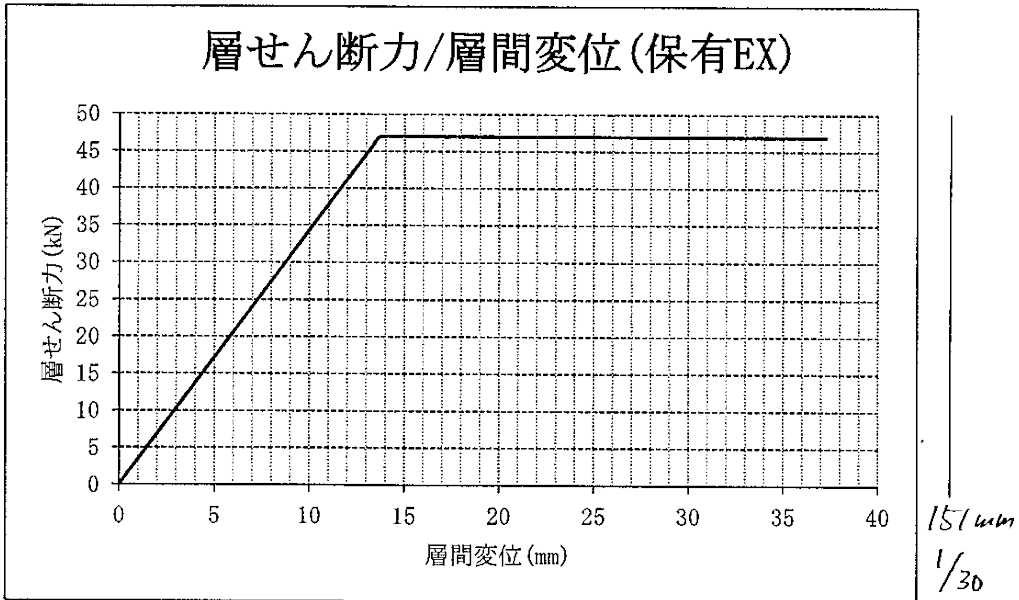
M12壁の層せん断力-層間変位グラフ

W6



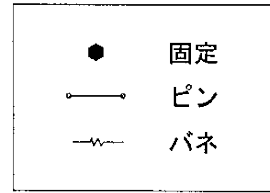
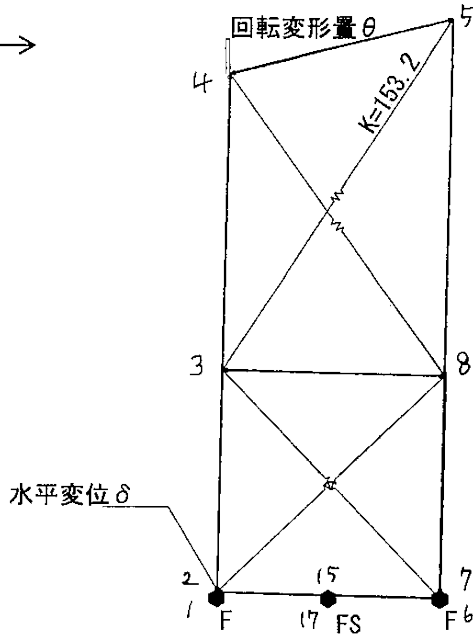
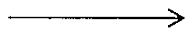
W6 バネ配置記号
 F : C-T, C-Cバネ FS : W-S-Fバネ
 P : B-T, B-Cバネ PS : W-S-Wバネ
 塑性変形の限界値 $\sigma_{dz}=20\text{mm}$
 降伏状態 引張バネ(ボルト)の引張降伏
 水平変位 $\delta = 2.7\text{ mm}$
 回転変形量 $\theta = 1.E-03\text{ rad}$

最大保有水平耐力 47 kN



W6壁の層せん断力-層間変位グラフ

W8



W8

バネ配置記号

F : C-T, C-Cバネ

FS : W-S-Fバネ

P : B-T, B-Cバネ

PS : W-S-Wバネ

塑性変形の限界値

$\sigma dz=20\text{mm}$

降伏状態

引張バネ(ボルト)の引張降伏

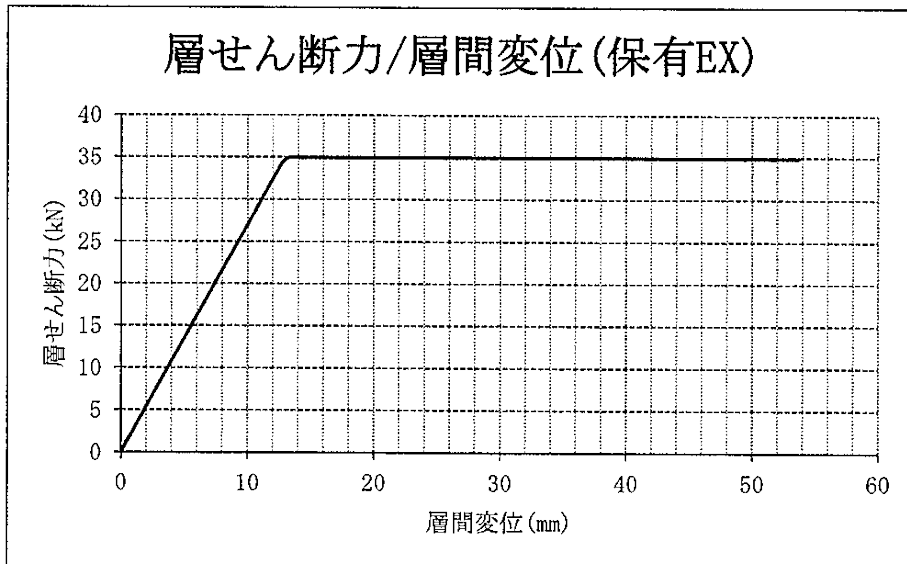
水平変位

$\delta = 0.0001 \text{ mm}$

回転変形量

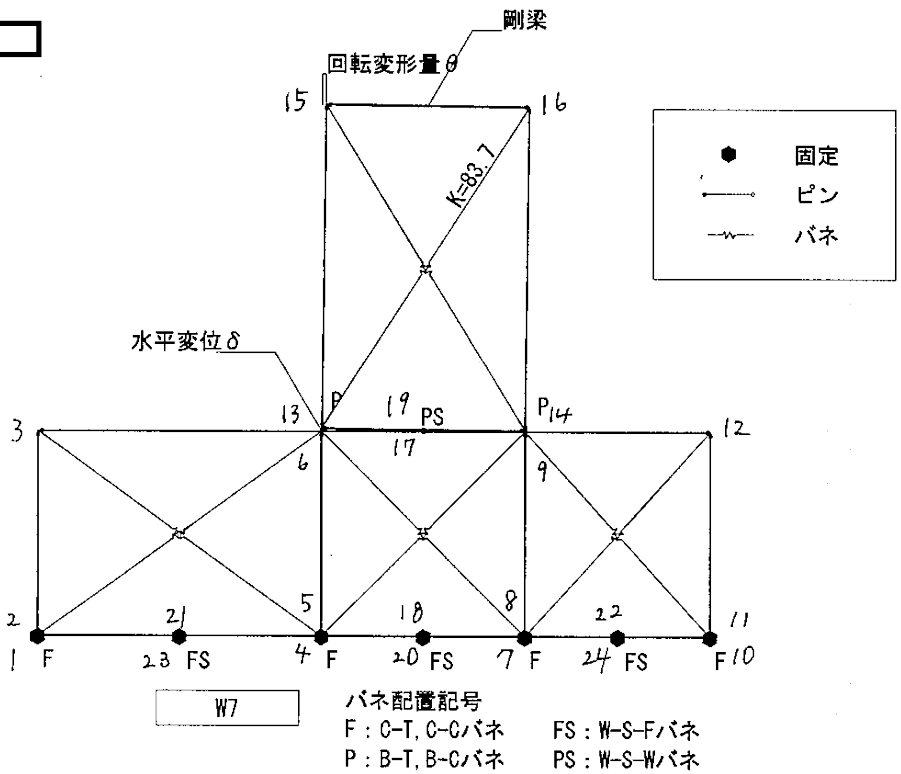
$\theta = 2.E-08 \text{ rad}$

最大保有水平耐力 32 kN



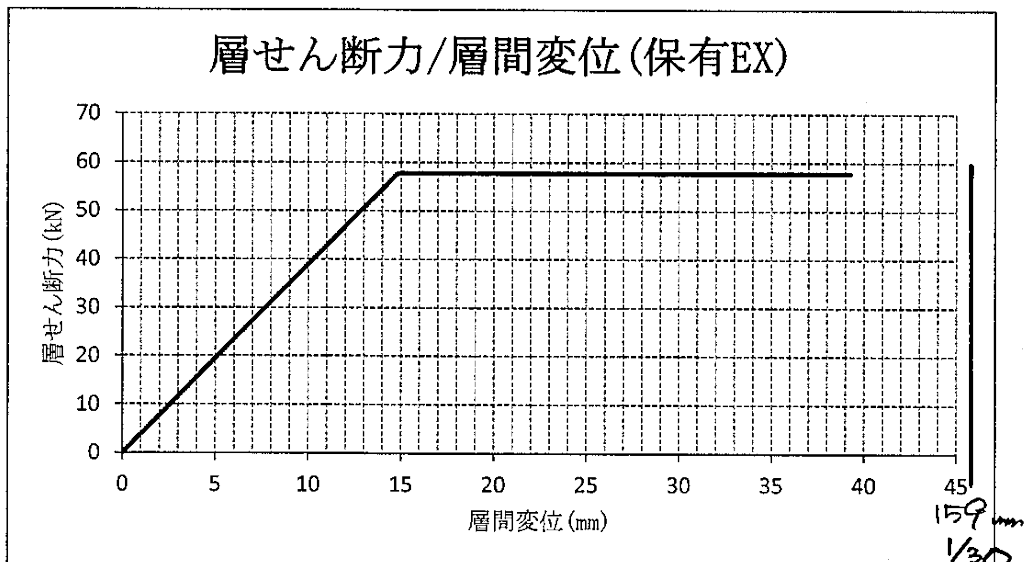
W8壁の層せん断力-層間変位グラフ

W7



塑性変形の限界値 $\sigma dz=20\text{mm}$
 降伏状態 引張バネ(ボルト)の引張降伏
 水平変位 $\delta = 4.2 \text{ mm}$
 回転変形 $\theta = 1.E-03 \text{ rad}$

最大保有水平耐力 58 kN



W7壁の層せん断力-層間変位グラフ

増分解析による
8.5保有水平耐力の計算 結果

2018.0417

壁番号	層せん断力 (kN)	角度	X方向最大 層せん断力 (kN)	Y方向最大 層せん断力 (kN)	45度方向 角度	45度X方向最大 せん断力 (kN)	45度Y方向最大 せん断力 (kN)
男子トイレ							
M4	61.0	34.0	41.9	19.1	79.0	2.2	58.8
M5	61.0	59.0	16.2	44.8	14	57.4	3.6
M6	75.0	10	72.7	2.3	55	24.7	50.3
M10	113.0	9	2.8	110.2	36	74.0	39.0
M12	33.0	26	26.7	6.3	71	3.5	29.5
女子トイレ						0.0	0.0
W2	87.0	22	74.8	12.2	67	13.3	73.7
W5	111.0	6	1.2	109.8	51	44.0	67.0
W6	47.0	8	46.1	0.9	37	30.0	17.0
W7	58.0	16	4.4	53.6	46	28.0	30.0
W8	35.0	10	33.9	1.1	35	23.5	11.5
合計		$\Sigma =$	320.7	360.3		300.5	380.5

必要保有水平耐力

Σw_i	Z	Ai	Rt	Co	Ci	Ds	Qun
320.7	0.9	1.0	1.0	1.0	0.9	0.75	216.5
							223.0

※45度X方向

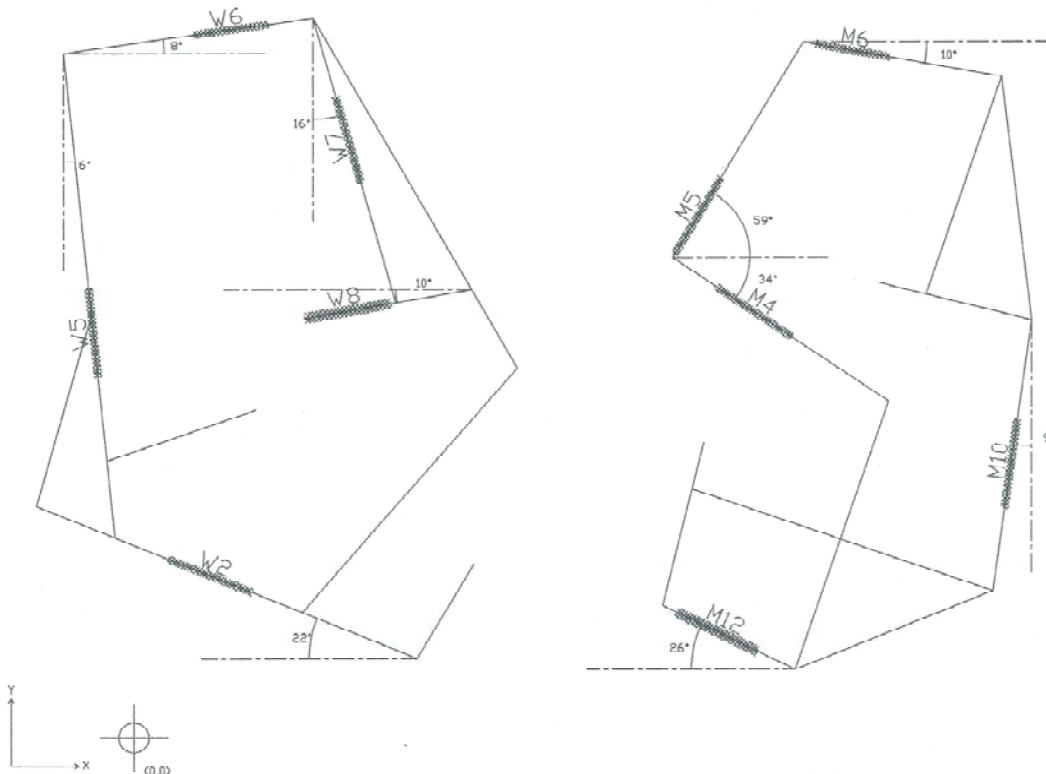
Fes= 1.03

X・Y・45Y方向
45X方向

検定比

X方向	Y方向	45度X方向	45度Y方向
0.67	0.60	0.74	0.57

壁角度図

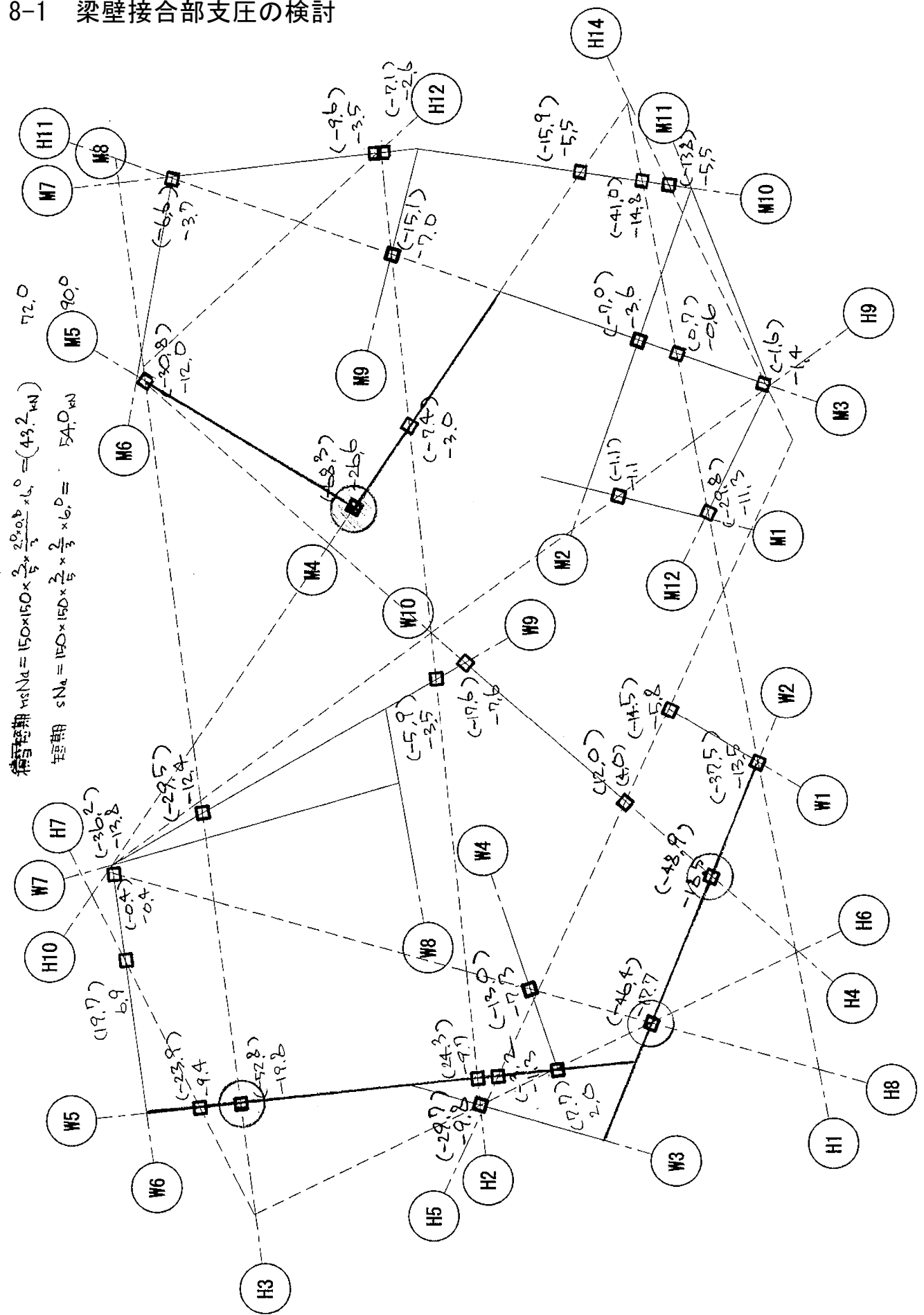


8-1 梁壁接合部支圧の検討

長期 $N_d = 150 \times 150 \times \frac{2}{5} \times \frac{11}{3} \times 1.0 = 297 \text{ kN}$ 100%
 44.5

積雪短期 $w_s N_d = 150 \times 150 \times \frac{2}{5} \times \frac{20 \times 0.6}{3} \times 1.0 = (43.2 \text{ kN})$ 72.0

短期 $s N_d = 150 \times 150 \times \frac{2}{5} \times \frac{2}{3} \times 1.0 = 54.0 \text{ kN}$ 90.0



CLT壁の座屈耐力と梁反力の比較検討

・壁頂部の節点移動を考慮し、座屈長さを壁高さの2倍とする。

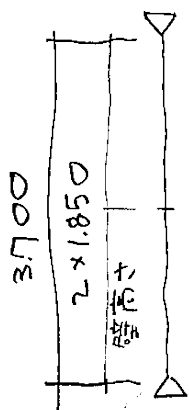
座屈長さ $l_k = 1.850 \times 2 = 3.700 \text{ mm}$

CLT $t=150$ 5層5層以上 S60 強軸圧縮 9.72 N/mm^2 基準強度

$$\lambda = \frac{3.700}{\frac{150}{\sqrt{12}}} = 85.448$$

$30 < \lambda \leq 100$ の場合

$$\begin{aligned} \sigma_{fk} &= \frac{1.1}{3} \times (1.3 - 0.01\lambda) \times F_c \\ &= \frac{1.1}{3} \times (1.3 - 0.01 \times 85.448) \times 9.72 = 1.588 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



壁断面 $t \times l = 150 \times 150$ 長期 $N_d = 35.7 \text{ kN}$ 積雪短期 $N_d = 52.0 \text{ kN}$

許容圧縮力 \bullet 150×200 長期 $N_d = 47.6 \text{ kN}$ 積雪短期 $N_d = 69.3 \text{ kN}$ 採用

設計用圧縮力の最大値

	長期	積雪短期
設計用圧縮力	26.3 kN	68.1 kN
150 x 200 許容圧縮力	47.6	69.3

検証比 $0.55 < 1.0$ $0.98 < 1.0$ $\therefore \text{OK}$
 1.1よりも1.0以下となる。

よって、CLT壁版の上端に作用する梁反力に対し、座屈長さを2Hと評価した

CLT壁版の圧縮(座屈)耐力が上廻ることか (H:壁高さ)

(有効範囲200)
幅

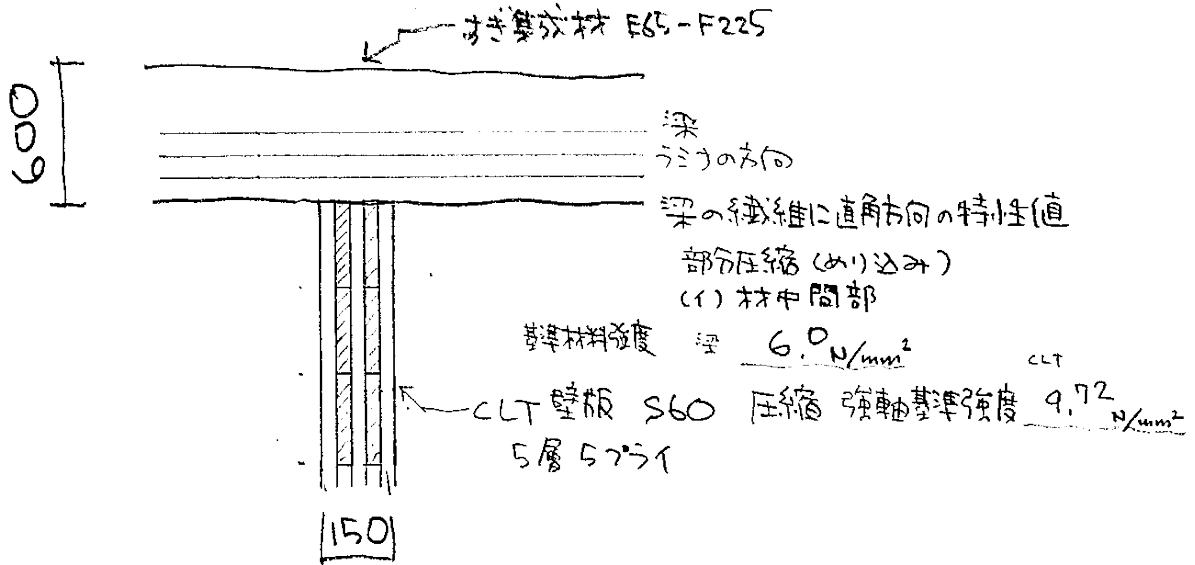
確認された。

あめくろんとトイレ. CLT壁と梁の支圧の検討

CLT壁板とすき集材材 E65-F225 の支圧耐力の評価方法

壁板 CLT S60 5層5ツライ.

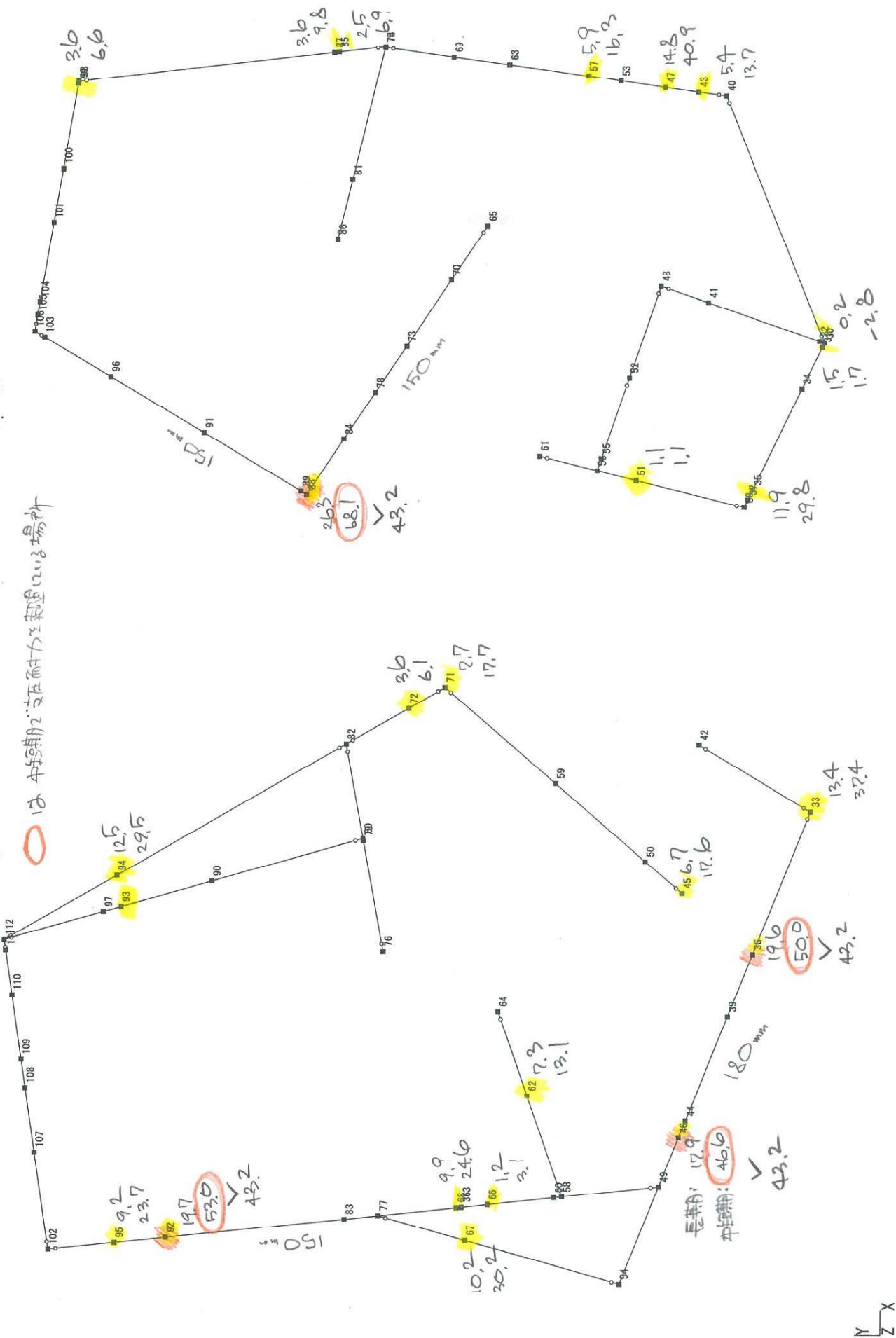
梁 すき集材材 E65-F225



0% 有交力中短期支圧耐力

$$MSN_2 = 150 \times 150 \times 2 \times 1.6 \times 0.6 = 43.2 \text{ KN}$$

○ は 中短期支圧耐力超過の場所



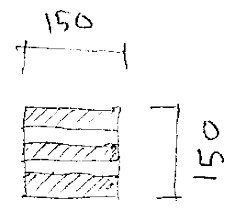
CLTの壁下端面と梁下端面の圧縮耐力の比較による。

基準強度

荷重伝達の検討

S60-5-5 P.193

	強軸	弱軸
圧縮	9.72 N/mm ²	6.48 N/mm ²



$$9.72 \times \frac{1.1}{3} = 3.564 \text{ N/mm}^2$$

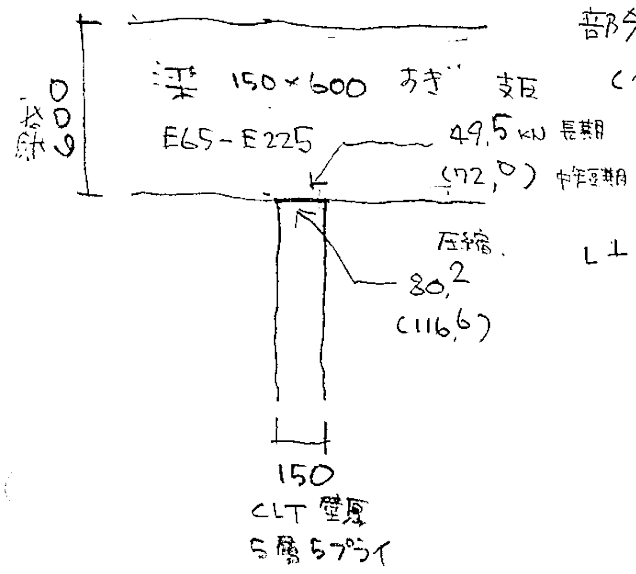
全断面有効とする場合
 $150 \times 150 < 150 \times 150$ 仮定. $L N_d = 9.72 \times \frac{1.1}{3} \times 150 \times 150 = 80.19 \text{ kN}$ 長期

CLTの圧縮長期耐力
 116.64 kN 中短期

梁の下端面の圧縮耐力

基準材料強度 f_{405}

部分圧縮(めり込み)



(1) 材中間部
 6.0 N/mm^2

$$L \perp N_d = 6.0 \times \frac{1.1}{3} \times 150 \times 150 = 49.5 \text{ kN}$$
 長期.

72.0 kN 中短期

(90.0 kN 中短期 $\times 1.25$)

少量のめり込み生じた構造上支障がないと判断した場合

以上より、梁下端面の部分圧縮(めり込み)にお圧縮耐力で決定する。

全断面有効とする場合	許容圧縮耐力は N_d	長期 49.5 kN	中短期 (積雪短期) 72.0 kN
	設計圧縮力は N_d	長期 26.3 kN	中短期 (積雪短期) 68.1 kN
	検定比は η	0.531 < 1.0 o.k	0.946 < 1.0 o.k

である。

8-2 壁脚の検討(参考)

$$Q_a = (3/H)(Q_0 + 1.5n) \text{より } Q_a = (3/H) \times 15 \text{ kN/m}$$

H =壁高さ, 3mを超えると低減される

$$Q_u = \Sigma(Q_d L)$$

L =壁長さ

各方向の水平耐力

壁番号	幅 (mm)	許容水平耐力 (kN/m)	許容耐力 Qu(kN)	角度 (度)	X方向 Qud(kN)	Y方向 Qud(kN)	45度方向 角度(度)	X45度方向 Qud(kN)	Y45度方向 Qud(kN)
男子トイレ									
M4	1800	15.0	27.0	34.0	18.6	8.4	79.0	1.0	26.0
M5	1800		27.0	59.0	7.2	19.8	14	25.4	1.6
M6	1500		22.5	10	21.8	0.7	55	7.4	15.1
M10	1800		27.0	9	0.7	26.3	36	17.7	9.3
M12	1800		15.1	26	12.2	2.9	71	1.6	13.5
女子トイレ									
W2	1800				23.2	3.8	67	4.1	22.9
W5	1800				0.3	26.7	51	10.7	16.3
W6	1500				22.1	0.4	37	14.4	8.1
W7	1800				2.1	24.9	61	6.3	20.7
W8	1800				17.1	0.5	35	11.5	5.6
$\Sigma =$					124.6	114.6		100.1	139.1

地震力

Σw_i	Z	Ai	Rt	Co	Ci	Ds	地震力(Qua)
320.7	0.9	1.0	1.0	0.2	0.18	1.0	57.7

水平耐力の余裕度(耐力/地震力)

X方向	Y方向	45度X方向	45度Y方向
2.16	1.99	1.73	2.41

8-3 屋根葺き材の検討

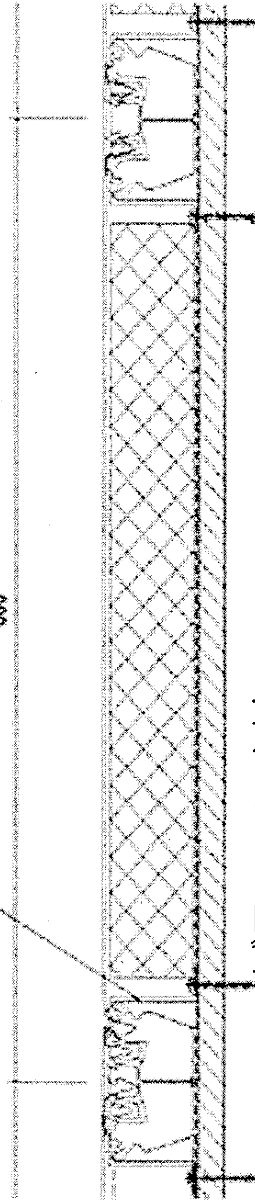
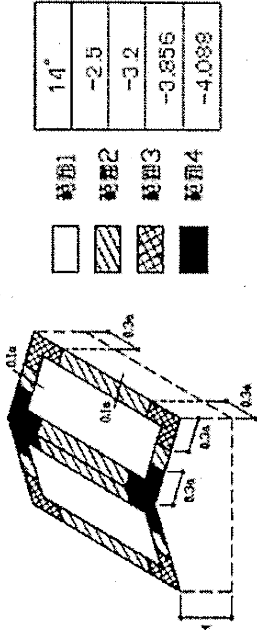
$$W = C_f q$$

$$C_f = \text{ピーク風力係数} = 4.09$$

$$q = \text{速度圧} = 0.260 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 4.09 \times 0.26 = \boxed{1.063 \text{ kN/m}^2}$$

吊子(H60, W140, L70)
 固定ピッチ: 桁行方向@600, 流れ方向@455以下



ビス(φ4×25以上)
 固定ピッチ: 桁行方向@600×2本, 流れ方向@455以下

強度計算

$$\begin{aligned} \text{屋根強度} &= \text{吊子強度 (kN)} / (\text{働き幅 (m)}) \times \text{固定ピッチ (m)} \\ &= 0.836 / (0.600) \times 0.455 \\ &= \boxed{3.062} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (312.2 \text{ kgf/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{固定強度} &= (\text{引抜強度 (kN)} \times \text{本数}) / (\text{働き幅 (m)}) \times \text{固定ピッチ (m)} \\ &= (0.588 \times 2) / (0.600) \times 0.455 \\ &= 4.307 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (439.1 \text{ kgf/m}^2) \end{aligned}$$

検討

屋根の耐風圧強度	=	<input type="text" value="3.062"/>	(kN/m ²)
風荷重 (風圧力)	=	<input type="text" value="1.063"/>	(kN/m ²)

屋根強度が風荷重(風圧力)を上回っているため安全

§ 9 基礎の設計

9-1 支持力算定

当該敷地は、吉野川沿いの「花崗岩」山地が侵食された上に、沖積平地が形成された土地である。

支持層とする花崗岩層は前面道路(東)から吉野川(西)に向かって傾斜しており、一部では表層で露出しており、表層から花崗岩までは、堆積土もしくは盛り土によって構成されてる。

本建物の基礎形式はベタ基礎とし、基礎底から1mの範囲を浅層混合改良による地盤改良を行う。

ただし、既存地下構造物撤去範囲は埋め戻し土を考慮し、基礎下1m~3.46mまでを改良する。(一部土間部分の改良深さは60cm程度とする。)ボーリングは1か所のみで支持層である花崗岩層の詳細な深さは不明であるため、施工時に目視による確認を行いながら決定する。

支持力の算定においては、基礎底から1mの地盤改良で改良底位置での支持力を算定する。(N値=10)地層構成及び地下水位より、液状化は発生しないものとする。

地盤の支持力の計算

基礎底面の形状	正方形
基礎最小幅	B 1.00 (m)
基礎の長さ	L 1.00 (m)
基礎下端の深さ	hf GL- 2.48 (m)
地下水位	hw GL- 5.20 (m)
根入れ深さ	Df 2.48 (m)
土質定数	
基礎下の土重量	$\gamma 1$ 18.00 (kN/m ³)
基礎上の土重量	$\gamma 2$ 18.00 (kN/m ³)
地盤の粘着力	c 0.00 (kN/m ²)
内部摩擦角	ϕ 29.1 (度)
支持力係数	N_c 28.47
	N_r 14.17
	N_q 17.04

〈上層地盤〉
砂層

支持力の算定
荷重の傾斜に対する補正係数

長期	$i_c = i_q = (1 - 0.0/90.0)^2 = 1.000$	$i_r = (1 - 0.0/29.1)^2 = 1.000$
短期(X)	$i_c = i_q = (1 - 11.0/90.0)^2 = 0.770$	$i_r = (1 - 11.0/29.1)^2 = 0.387$
短期(Y)	$i_c = i_q = (1 - 11.0/90.0)^2 = 0.770$	$i_r = (1 - 11.0/29.1)^2 = 0.387$

形状係数 $\alpha = 1.20$ $\beta = 0.30$

地下水位による換算

〈上層地盤〉
 $\gamma 1 = 18.00$ (kN/m³) $\gamma 2 = 18.00$ (kN/m³)

上層の支持力

長期 $qa1 = 1/3(1.000 \times 1.20 \times 0.00 \times 28.47 + 1.000 \times 0.30 \times 18.00 \times 1.00 \times 14.17 + 1.000 \times 18.00 \times 2.48 \times 17.04) = 279.02$ (kN/m²)

短期(X) $qa1 = 2/3(0.770 \times 1.20 \times 0.00 \times 28.47 + 0.387 \times 0.30 \times 18.00 \times 1.00 \times 14.17 + 0.770 \times 18.00 \times 2.48 \times 17.04) = 410.40$ (kN/m²)

短期(Y) $qa1 = 2/3(0.770 \times 1.20 \times 0.00 \times 28.47 + 0.387 \times 0.30 \times 18.00 \times 1.00 \times 14.17 + 0.770 \times 18.00 \times 2.48 \times 17.04) = 410.40$ (kN/m²)

∴ 設計許容地盤支持力(kN/m²)は 長期 150.00、短期(X) 300.00、短期(Y) 300.00とする。

設計許容地盤支持力(基礎底面の支持力)

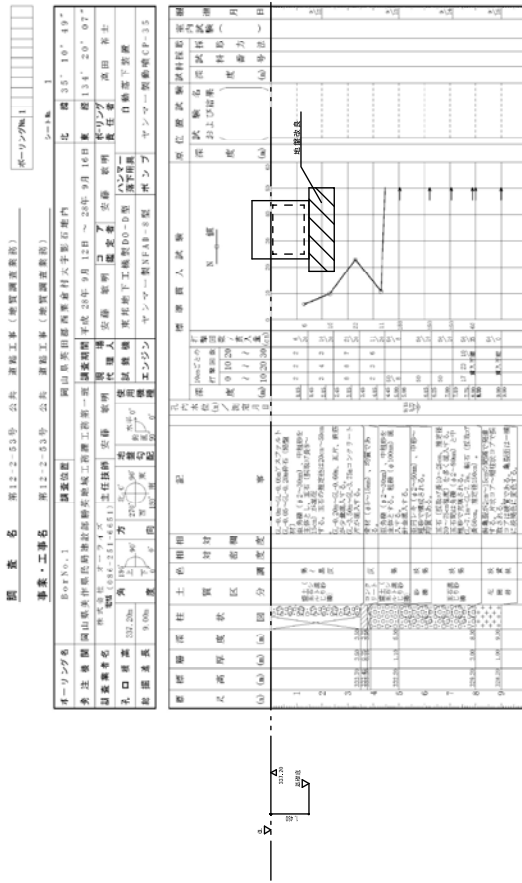
改良土重量

長期 $279.02 - 20 \times 1.0 = 259.02$ kN/m² → 150 kN/m²

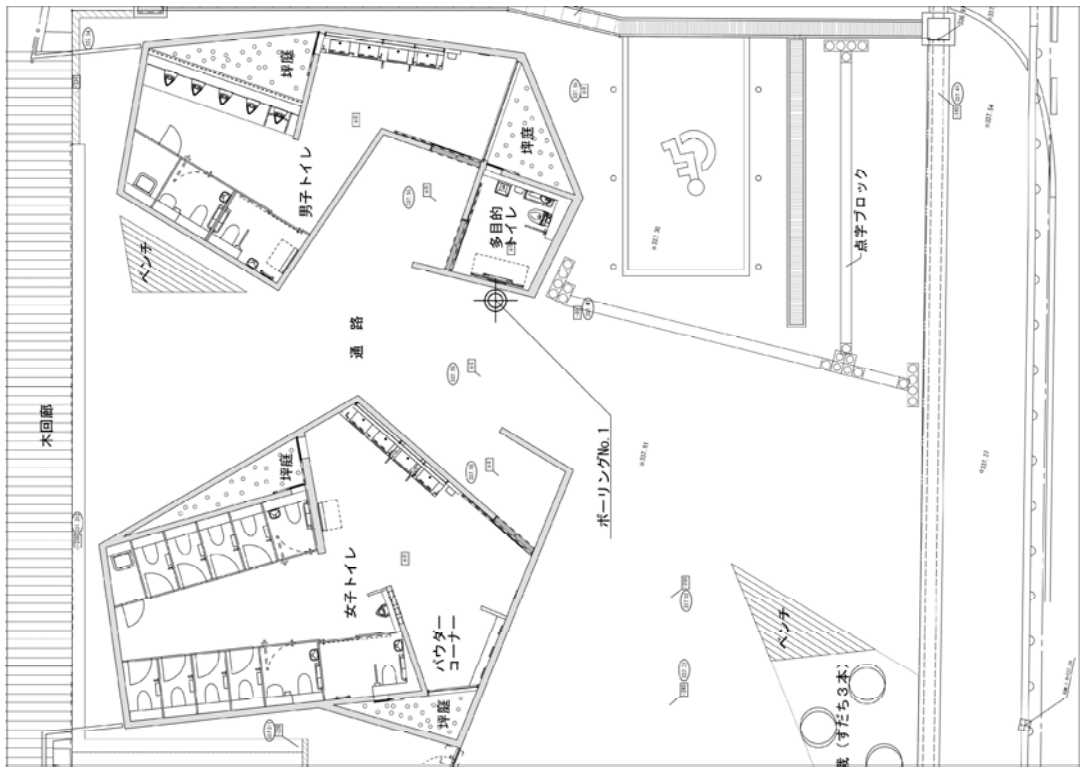
短期 $410.40 - 20 \times 1.0 = 390.40$ kN/m² → 300 kN/m²

9-2 ボーリングデータ

ボーリング柱状図



※地盤改良の施工にあたっては、監督員の指示による。



ボーリング位置図

有限会社 西建築設計事務所
 一級建築士事務所 岡山県岡山市東区第155号
 一級建築士事務所 岡山県岡山市東区第155号
 建築設計士 西建築設計事務所 西野 浩一

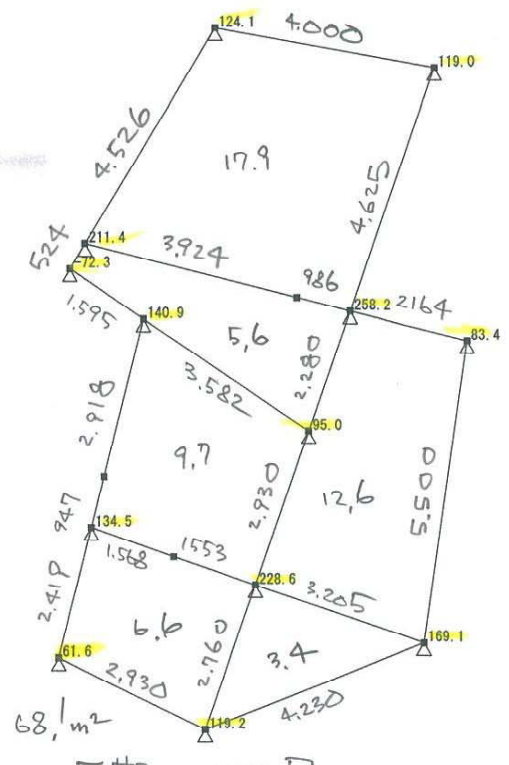
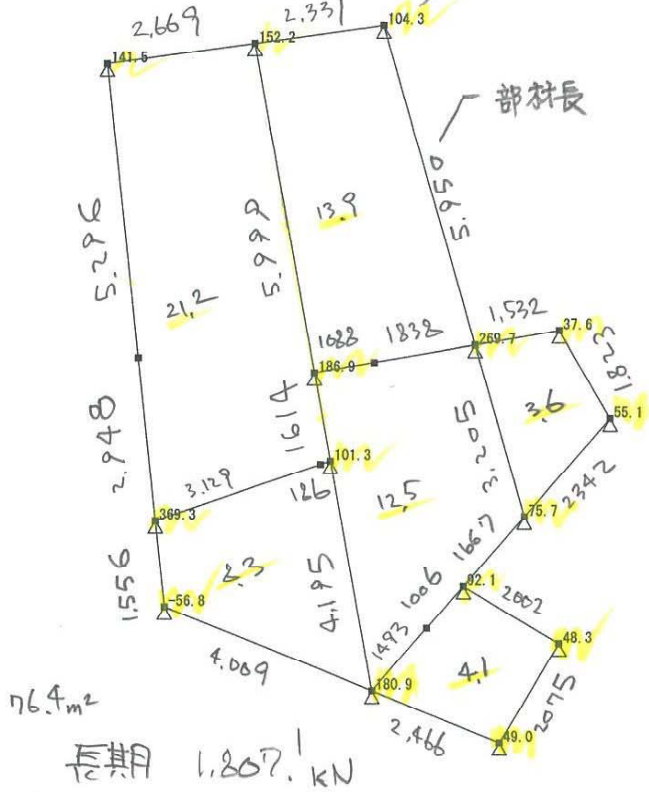
項の難あわくらんどトイレ新築工事
 41
 建築工事
 A-1-1
 S-05

9-3 設計用軸力 (STAN出力より)

$$w = \frac{1807.1}{76.4} = 23.653 \text{ kN/m}^2$$

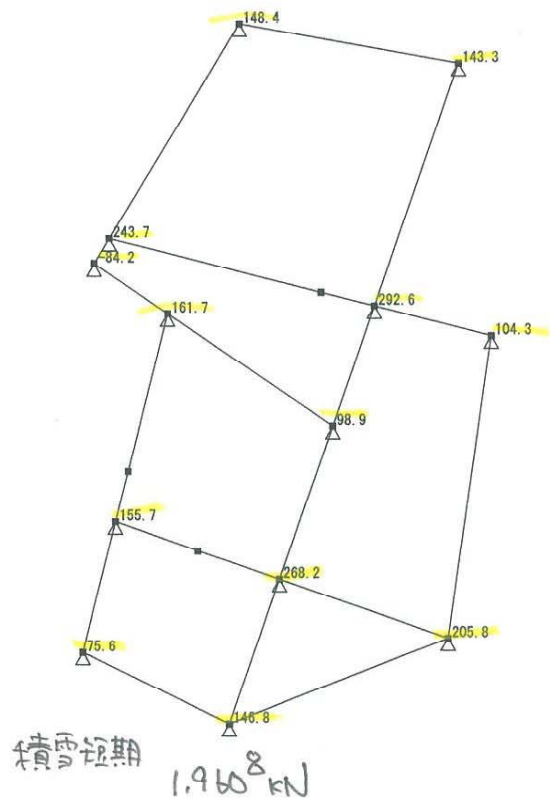
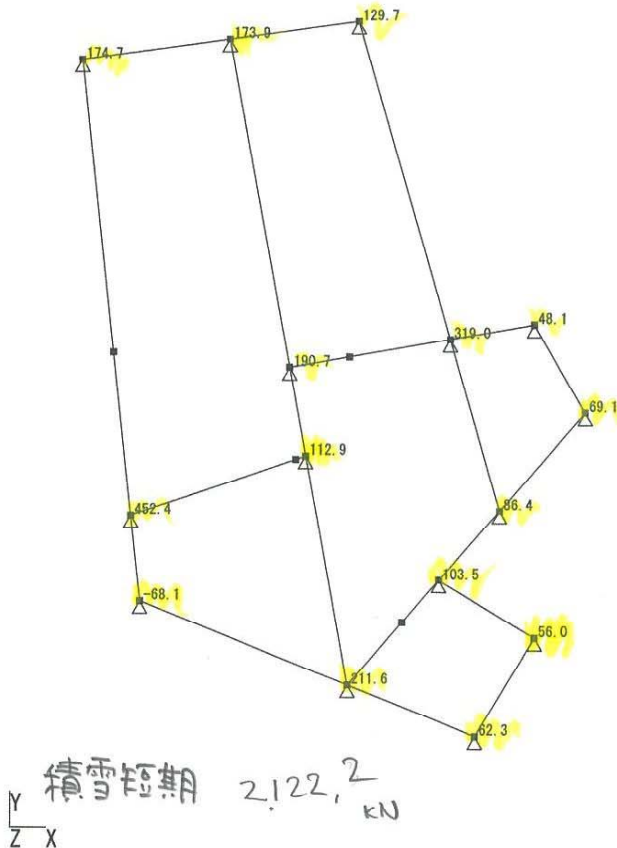
軸力 (基礎重量を含む)

$$w = \frac{1672.7}{62.1} = 26.936 \text{ kN/m}^2$$



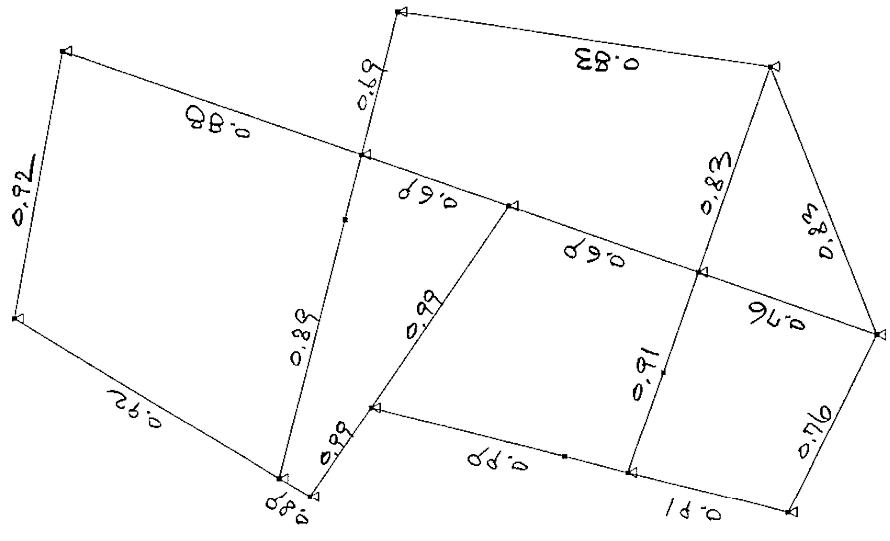
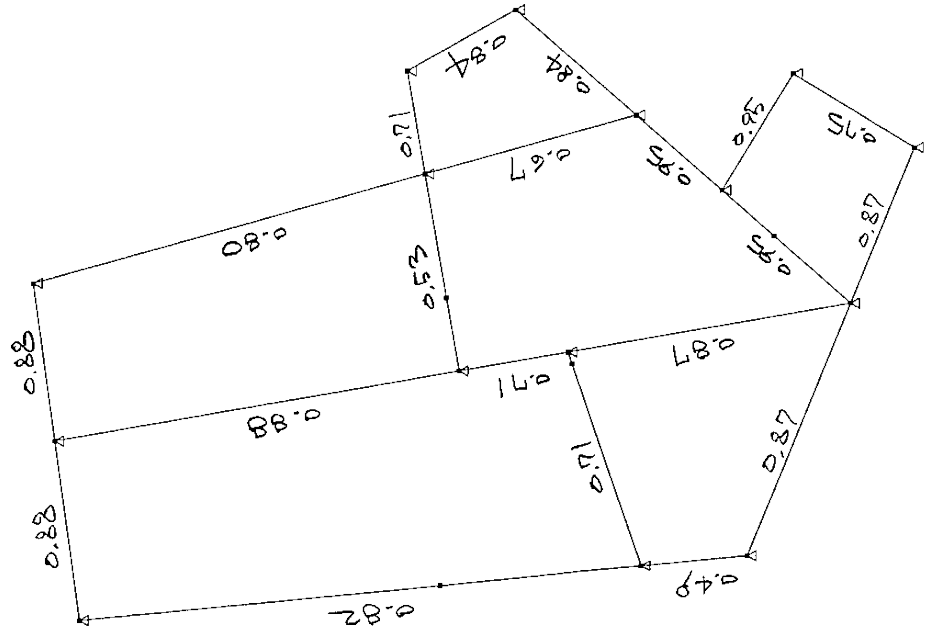
$$A = \frac{1.807.1}{150 - 0.18 \times 24} = \frac{1.807.1}{145.68} = 12.405 \text{ m}^2 < 12.9 \text{ m}^2 \therefore \text{OK}$$

$$A = \frac{1.672.7 \text{ kN}}{145.68} = 11.482 \text{ m}^2 < 12.2 \text{ m}^2 \therefore \text{OK}$$



長期荷重時、基礎底面の接地圧と
長期許容土面圧力の比率、換定比一覽、

全2の不着基礎にかゝり
換定比 = $\frac{\text{土面接地圧 (kN/m}^2\text{)}}{\text{不着基礎の耐土力 (kN/m}^2\text{)}} < 1.0$ であることを確認された。

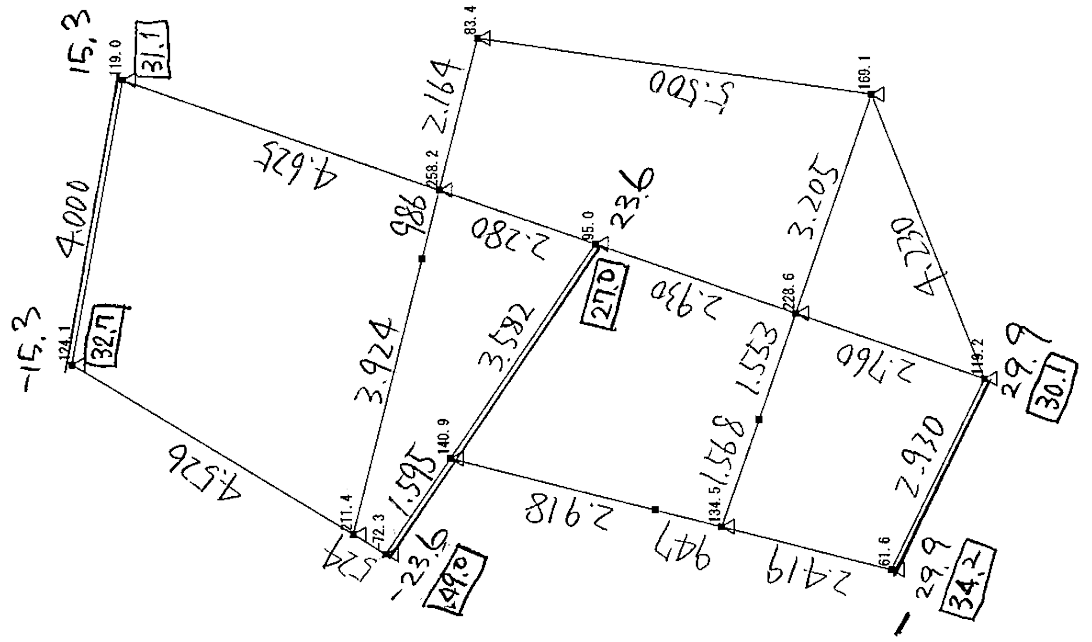
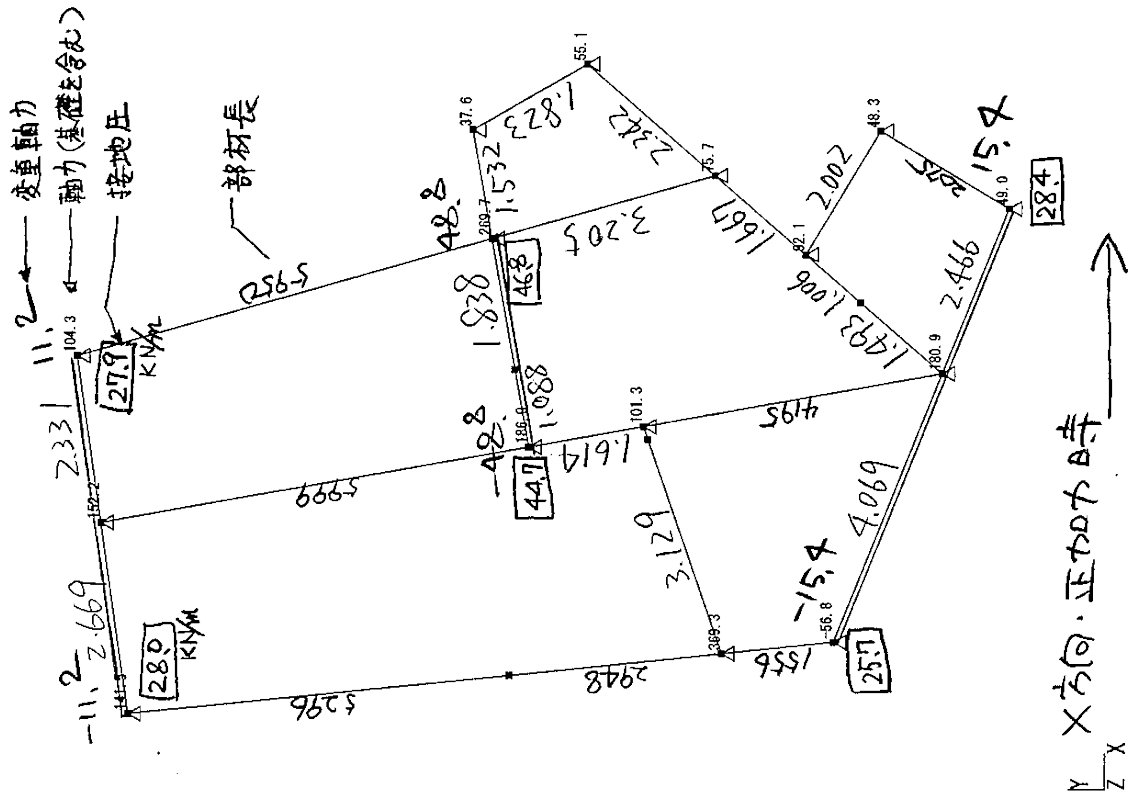


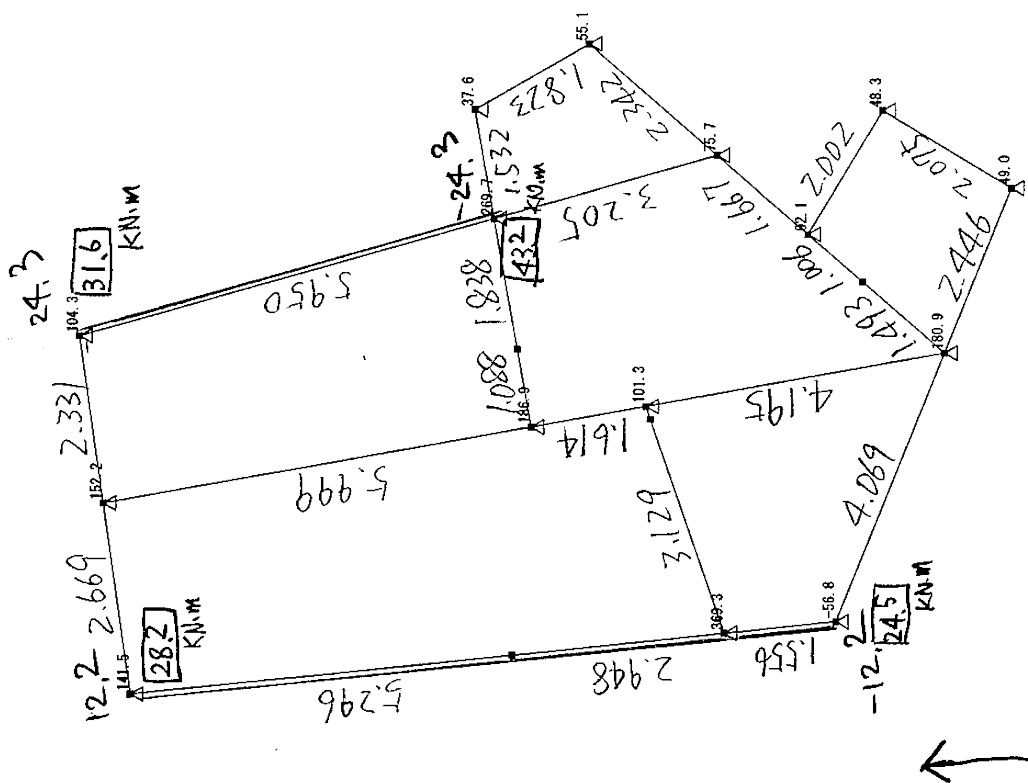
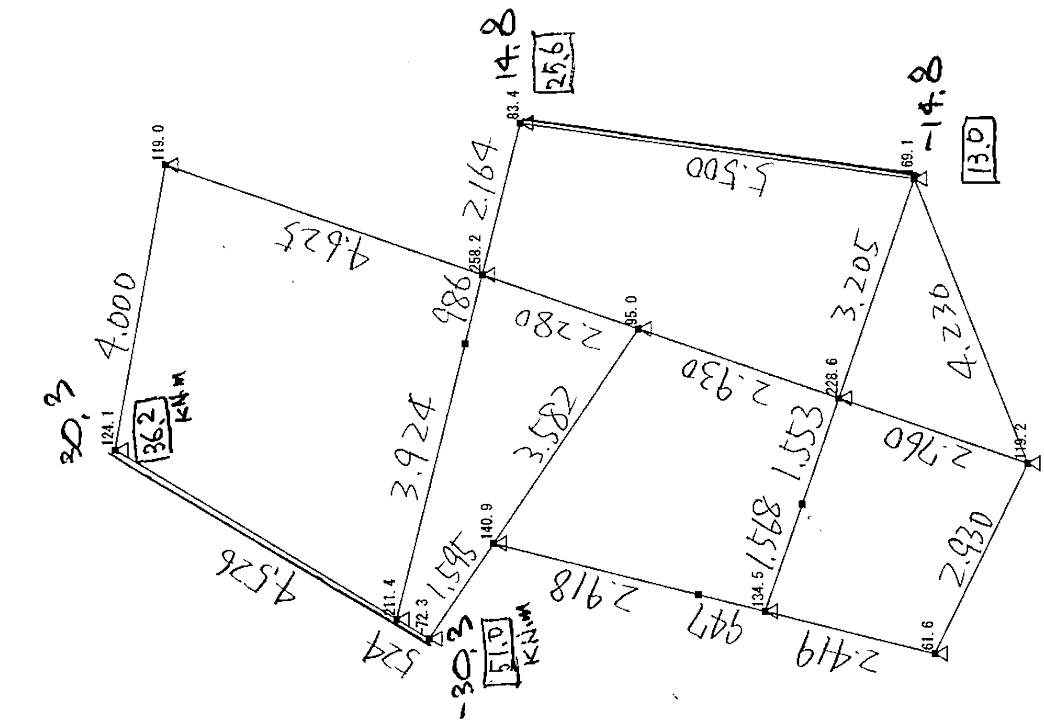
1/2

短期荷重時 接地圧の算定

$$0.21 \times 300 \text{ KN/m}^2 = 63.0 \text{ KN/m} > 51.0 \text{ KN/m (M5)}$$

$$0.50 \times 300 = 150.0 \text{ KN/m} > 44.7 \text{ KN/m (W8)}$$





Z ↑
 X →
 Y 方向正加わる時

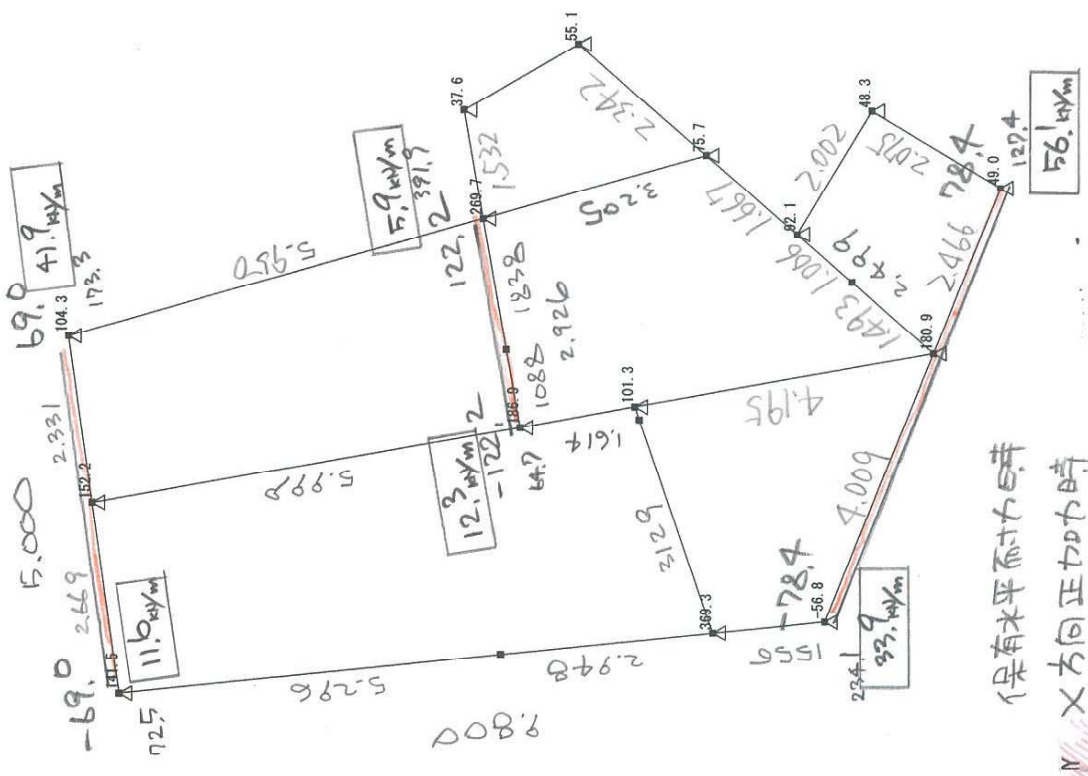
保有水平耐力時 (X方向)・基礎の設計。

正加力時

保有水平耐力時の許容地面力は、地面力 $150 \text{ kN/m}^2 \times 3 = 450 \text{ kN/m}^2$

地中梁の幅 210 mm より $450 \text{ kN/m}^2 \times 0.21 \text{ m} = 94.5 \text{ kN/m}^2$ (規格の3倍)

よって 94.5 kN/m^2 以下で OK とする。

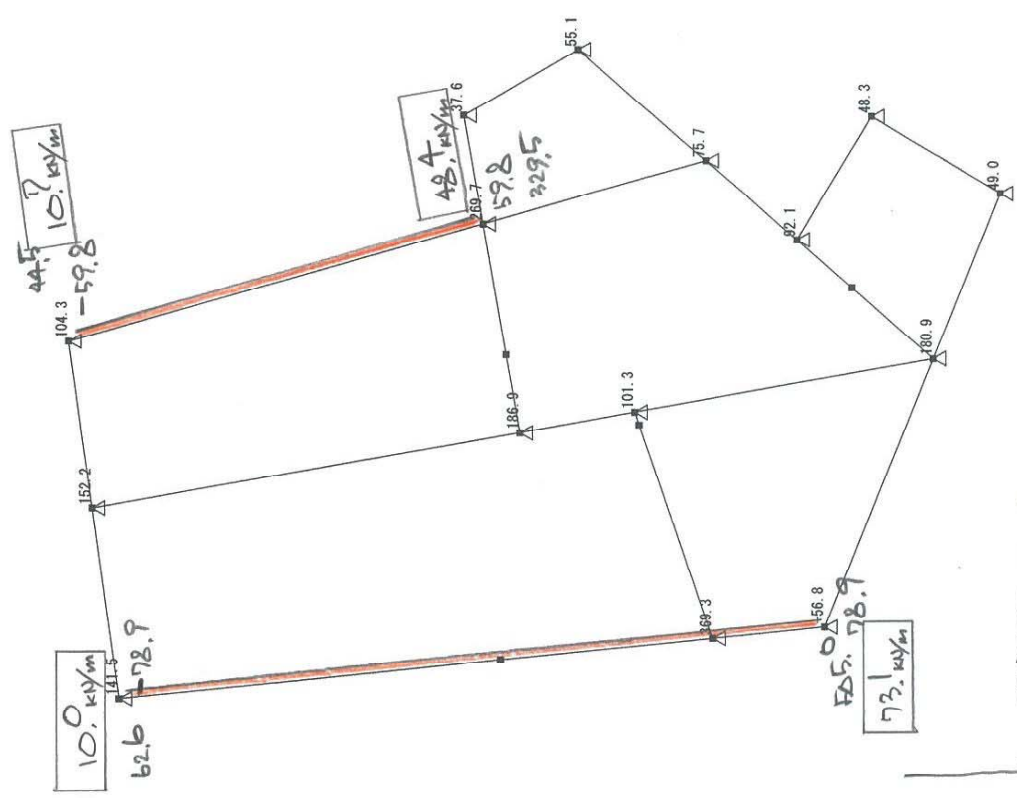
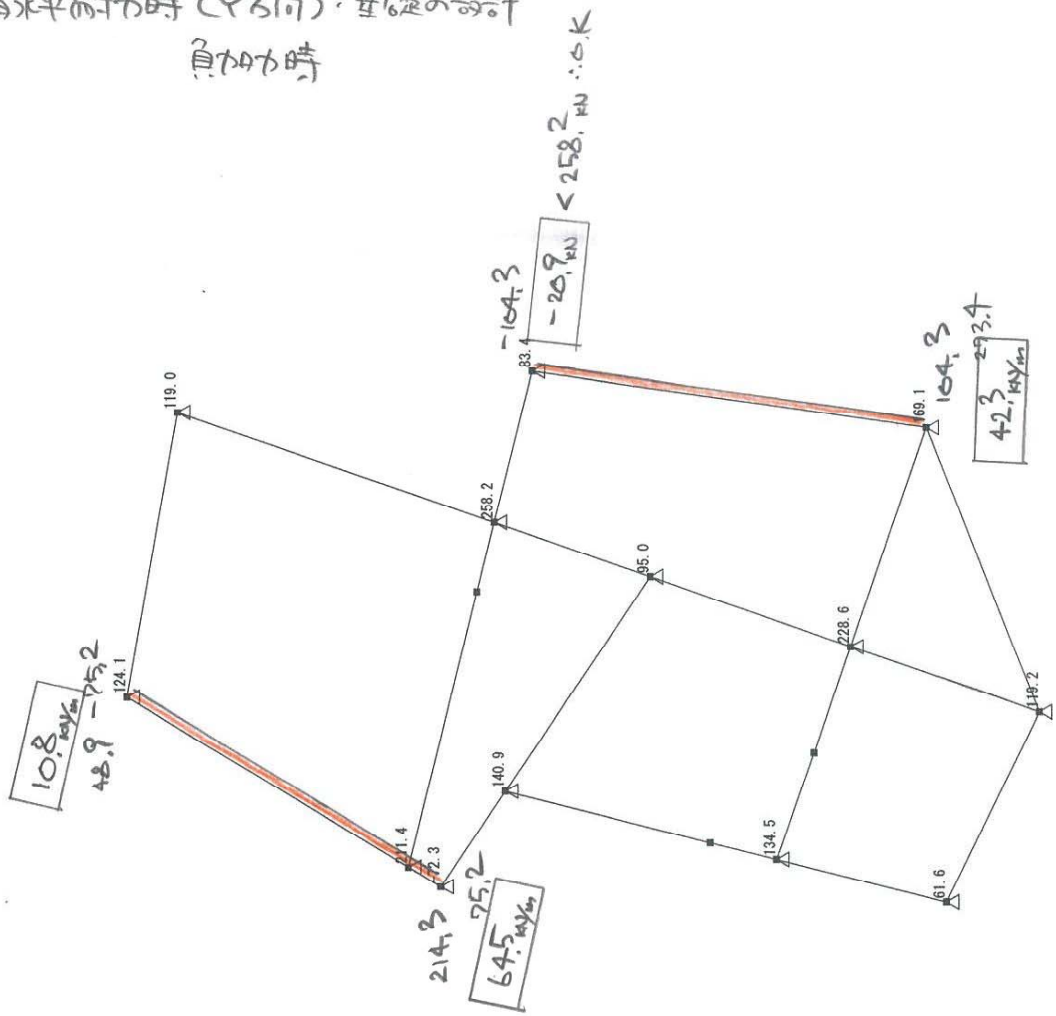


保有水平耐力時

X方向正加力時



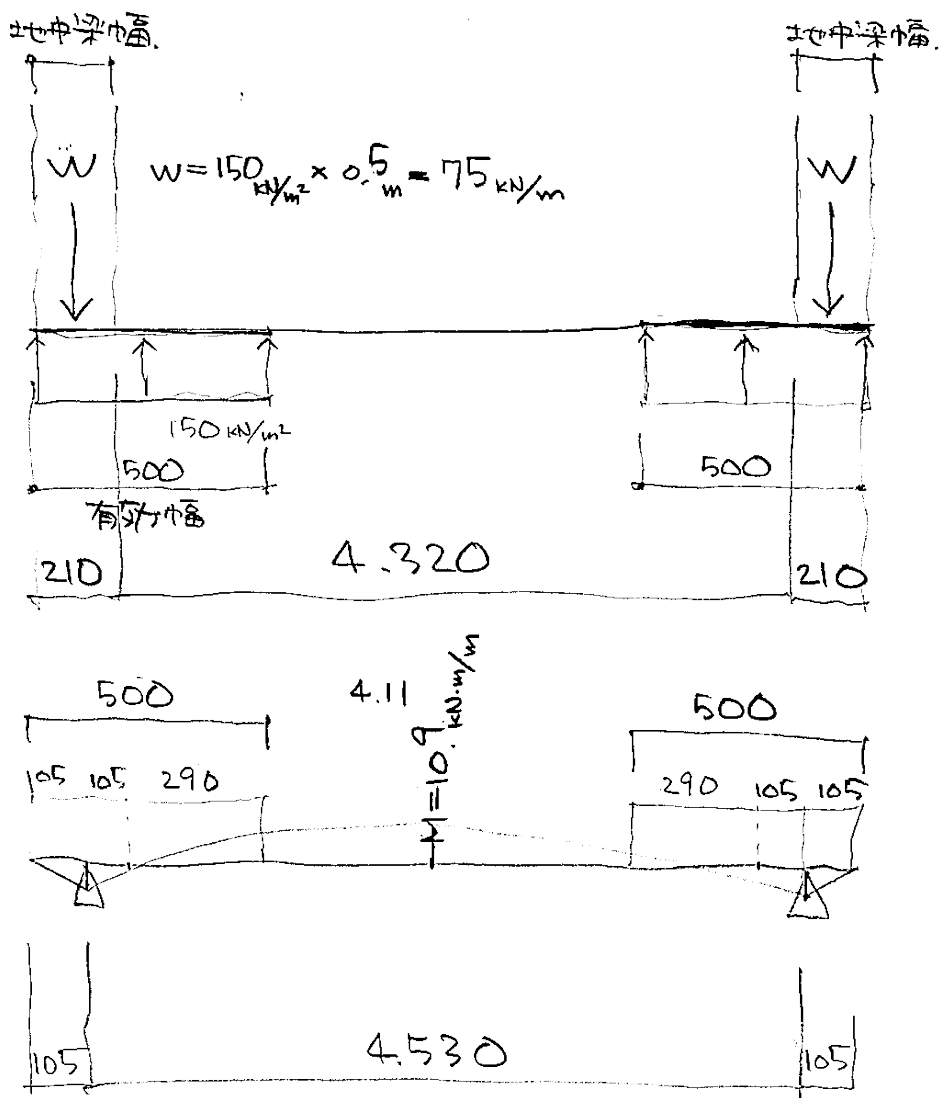
保有水平耐力時 (Y方向)・基礎の設計
負耐力時



保有水平耐力時
Y方向 負耐力時



9-4 耐圧版の設計



耐圧盤の断面算定.

設計応力 $M_d = 10.9 \text{ kNm/m}$

断面 $D = 180 \text{ mm}$

配筋 $D13 @ 200 \text{ 9} \times \text{16}$

$$D = 180, \quad d = 180 - (60 + \frac{13}{2}) = 113.5 \text{ mm}$$

$$A_{te} = \frac{10.9 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm/m}}{196 \text{ N/mm}^2 \times \frac{7}{8} \times 113.5 \text{ mm}} = 559.972 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$D13 \rightarrow 127 \text{ mm}^2/\text{1本}$$

$$n = \frac{559.972 \text{ mm}^2}{127 \text{ mm}^2} = 4.409 \text{ 本} > @ 227 \text{ mm} > @ 200$$

許容モーメント

$$M_d = \frac{1000 \text{ mm}}{@ 200 \text{ mm}} \times 127 \text{ mm}^2 \times 196 \times \frac{7}{8} \times 113.5$$
$$= 12.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{検証比 } n = \frac{M_d}{M_d} = \frac{10.9}{12.36} = 0.88 < 1.0$$

∴ OK