# 鋼構造計算規準・同解説

附

# 構造計算例

昭和30年改訂版

日本建築学会

624.014.2
Nl,1
1-3

# 鋼構造計算規準・同解説

附

## 構造計算例

社団法人

日本建築学会

図書館
J 701137 5
S.55 11.10
日本建築学会

# 序

本学会が最初に鋼構造に関する計算規準を作成したのは昭和 16 年で，「鉄骨構造計算規準（案）」として「建築雑誌」の同年 12 月号に発表された。その後戦時中に鋼種と許容応力度の変更がありそれに伴つて部分的に条文の異つた改訂規準案が作成されたが，当時の諸事情から雑誌等に発表されることもなくその儘になつていた。終戦後これ等を基として本会構造標準委員会の協力により新しく「鋼構造計算規準」が作成され，昭和 22 年 11 月他の木，鋼筋コンクリート構造と共に「各種構造計算規準」として一括発表された。これは日本建築規格建築 3001「建築物の構造計算」に密接に連繋しているもので，荷重・許容応力度等について全くその規格に拠つたものである。

昭和 16 年度の規準案発表の時，東京で本会主催の解説の講習会を開催したが非常に盛況であつた。又，終戦後現規準についても，他の木・鋼筋コンクリートと共に規格と規準の解説の講習会が国内各地で催され極めて盛会であつたことは会員諸君の記憶に新な所であろう。然し乍ら鋼構造についてのまとまつた書物としての計算規準解説は未だ発表されていない。従つてこの書はその最初のものである。

鋼構造としては建築鋼トラス構造，鋼ラーメン構造等を含むのは勿論，電力鉄塔，無線鉄塔立体トラス，鋼煙突，水槽，油槽，ガスタンク等をも取扱う範囲内に置いている。残念なことにこの解説書は，現規準本文にその様な部分が取入れられなかつたことゝ，それに触れる丈の時間的余裕がなかつた為全然除外してある。然しそれ等についても特殊な応力解析の部分以外には全体としてこの解説の内容がそのまゝ利用出来ることは勿論である。規準本文については分科会が絶えず検討を続けているから近い将来上記についても補遺を行うことが出来，又それに対する解説も作成されるものと信じている。

この解説は規準作成後改組された構造標準委員会鋼構造分科会の委員が当つたが解説の性質上全委員の意見が完全に一致しているとは必ずしも言い切れない。重点の撰択，記述の精粗，そして例題の取捨の標準の相違等が一律ではない。しかし前後２ケ年余殆ど毎週開催された分科会によつて各委員の熱心な検討と意向とを経て作成されたという事実をこゝに記録して置きたい。又今後に於ても本書を利用される諸氏によつて種々の注意を受け更に一層完全なものにしたい希望を併せ記し忌憚なき御意見を委員会宛寄せられることを乞う次第である。

1950.10.13

日　本　建　築　学　会

## 改訂版について

本書が発行されてこゝに5版を重ねるに至つた。鋼構造に関する適当な書物が他に得難いのと本書の持つ内容の故に構造技術者にとつて必要不可欠の書物として迎えられて来たことは本学会として喜びと同時に責任の重大を強く感じているところである。

発刊以来読者諸君から親しく寄せて来られた種々の批判及びあやまりに対する注意はその都度担当委員会，分科会に廻附して回答を発して来た。今回第5版を発行するに当つて，之等の貴重な読者の注意を出来るだけ内容訂正の形でとり入れることにしたがもとより建築基準法及び施行令の公布に伴つて，直接鋼構造計算規準そのものに大きな影響があり，又諸種の構造技術の進歩につれ解説の内容にも変革を要すべきところはある。更に又，項目に於ても増補すべきところがある。併し乍ら現在の諸般の事情を総合して之等は暫く後日に延期することになつた。関係各法規日本工業規格各種構造基準等の現に公布され又やがて発動されるものについては常に注意され適宜に処理されることを望みたい。

読者諸賢は本書に関し尚数々の不満を抱かれることゝ思うが今後も尚忌憚なき意見の寄せられることを望み，且つ寛恕を乞う次第である。

昭和 28 年 1 月

日　本　建　築　学　会

## 再び改訂版について

建築基準法（1950），同施行令（1950），各種の日本工業規格（JIS）日本建築学会の作製した溶接規準・同解説（1952），建築工事標準仕様書・同解説（1953）等が最近になつて相ついで発表されるに伴つて，この鋼構造計算規準及び解説も細部をこ息に修正することでは間に合わなくなつて来た。どうしてもどこかに相互の矛盾が残つてしまうのである。その大きな原因は新しく発表されるもの程，最新の理論や経験が盛られるのに反して，本質的には昭和 16 年（1941）の発表以来余り変えていないこの計算規準では追いつけないところがあるからである。今回，昭和 25 年の解説初版以来の紙型が完全に損耗したのを機に再改訂版が新に計画されるに至つた。考え及ぶ範囲での矛盾を出来るだけなくすことを主眼とし，一方，出版期日の切迫もあつて，この再改訂に当つてはこゝで新しい理論や提案を持ち出すことは差控え，従来の本文を出来るだけ存続させたが修正することの必要を認められたところは最少限に変更してある。解説についても大体同様の考えであるが，既に周知となつたり，あるいは言及することが不用であると見なすことの出来るところは省いてある。計算例についても出来るだけ再検討を加えた。

鋼構造計算規準の全面的な改訂については既に鋼構造分科会が数年前より手をつけているが，これにはまだ相当の時日を要すると思われるので，この改訂版はその期間迄の橋渡しの役をつとめるものである。読者諸賢より出来るだけ多くの注意を受けることによつて新規準の改訂の資料とすると共に，一層使いよい解説書となることを希望して止まない。

昭和 30 年 3 月

日　本　建　築　学　会

## 鉄骨構造計算規準原案作成当時の関係委員（昭和16年12月）

—(五十音・略敬称・以下同)—

**標準仕様書調査委員会**　委員長　松井清足

鉄骨工事に関する小委員会

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 主査 | 武藤清 | 幹事 | 竹山謙三郎 | |
| 委員 | 池部宗薫 | 小野薫 | 河野輝夫 | 谷口忠 |
| | 浜田稔 | 二見秀雄 | (故)井坂富士雄 | |
| 臨時委員 | 青江喜一 | 石黒徳衛 | 今井光雄 | 小場晴夫 |
| | 鎌田隆男 | 加藤六美 | 菅野誠 | 小林清周 |
| | 佐野清助 | 斎藤謙次 | 鈴木隆蔵 | 高橋豊太郎 |
| | 鶴田明 | 仲威雄 | 久田俊彦 | 平賀謙一 |
| | 堀堅三 | 松下清夫 | 元田稔 | |

## 鋼構造計算規準・同解説初版作成当時の関係委員（昭和25年10月）

**構造標準委員会**　委員長　二見秀雄　　幹事　竹山謙三郎

鋼構造分科会委員

| | | |
|---|---|---|
| 青江喜一 | 石黒徳衛(幹事) | 大築志夫 |
| 菅野誠(幹事) | 小林啓美 | 高田周三 |
| 鶴田明 | 仲威雄(主査) | 浜田大蔵 |
| 蛭田捨太郎 | 藤本盛久 | 二見秀雄 |
| 武藤清 | 望月力男 | |

## 鋼構造計算規準同解説　改訂及び再改訂時の関係委員（昭和29年11月）

**構造標準委員会**　委員長　二見秀雄　　副委員長　武藤清

幹事　竹山謙三郎

鋼構造分科会委員

| | | |
|---|---|---|
| 阿部一孝 | 青江喜一 | 石黒徳衛(副主査) |
| 上野誠 | 大築志夫 | 加藤勉 |
| 菅野誠(主査) | 田口武一 | 高田周三 |
| 鶴田明 | 仲威雄 | 浜田大蔵 |
| 樋口幸雄 | 蛭田捨太郎 | 二見秀雄 |
| 藤本盛久(幹事) | 松下富士雄 | 武藤清 |
| 望月力男 | 若林実 | |

# 鋼構造計算規準・同解説
# 構造計算例・付録
# 目　　次

序

## 鋼構造計算規準・同解説

本文頁　解説頁

1章　総　　則
　1条　適用範囲……1……35
　2条　表示方法……1……35
2章　材料及び許容応力度
　3条　品　　質……1……35
　4条　形状及び寸法……1……37
　5条　材料の定数……2……37
　6条　許容応力度……2……38
3章　荷重並びに応力の算定
　7条　荷重一般……2……40
　8条　特殊の荷重……2……40
　9条　応力算定の基本仮定……3……41
　10条　応力の算定……3……42
4章　部材並びに接合部の算定
　1節　総　　則
　11条　設計応力……4……44
　12条　断面の割増……4……45
　2節　接　　合
　13条　リベットの許容力……4……45
　14条　リベット接合に対する注意……5……47
　15条　ボルト接合……5……48
　16条　ピン接合……6……49
　17条　すべり支承又はローラー支承……7……52
　3節　引張材
　18条　引張材の断面計算……7……53
　19条　引張材に対する注意……8……56

20条　アイバー及びループバー……8……57
4節　圧縮材
21条　総　則……9……58
22条　圧縮材の有効断面積……9……58
23条　単一圧縮材……9……59
24条　組立圧縮材……10……68
25条　トラスの圧縮部材……12……76
26条　ラーメンの柱材……12……77
27条　変断面材……12……79
28条　支点の補剛……13……81
29条　圧縮材に対する注意……14……83
5節　ウェブプレートの座屈
30条　総　則……14……85
31条　長方形ウェブプレート……14……86
6節　はり材
32条　形鋼ばり……16……97
33条　プレートガーダー……17……104
34条　トラスばり並びにラチスばり……19……112
35条　彎曲部に対する注意……19……112
36条　はりの継手……19……119
7節　柱　材
37条　形鋼柱……19……120
38条　板　柱……20……128
39条　ラチス柱……20……130
40条　柱の継手……20……134
41条　柱　脚……20……137
8節　仕　口
42条　総　則……21……143
43条　小ばりと大ばりとの仕口……22……148
44条　大ばりと柱との仕口……22……150
9節　小屋組
45条　もや……22……152
46条　トラス部材……23……154
10節　筋かい並びに軸組
47条　筋かい……23……160

48条　軸　　組……23…… 160
5章　起重機を支持する構造部
49条　総　　則……23…… 161
50条　鉛直荷重……23…… 161
51条　水平荷重……24…… 163
52条　繰返し応力……24…… 165
53条　レール受ばりのフランジ接合部の算定……24…… 165
6章　溶接構造
1節　総　　則
54条　適用範囲……25…… 166
2節　材　　料
55条　構造材料……25…… 167
56条　アーク溶接棒……25…… 168
3節　設計並びに計算
57条　溶接継目の形式……26…… 169
58条　許容応力度……26…… 169
59条　リベット又はボルトとの併用継手……26…… 175
60条　引張力・圧縮力又はせん断力を受ける溶接継目……26…… 177
61条　せん断力と曲げモーメントを受けるすみ肉継目……28…… 181
62条　プレートばりウェブの突合せ溶接……28…… 184
63条　プレートばりフランジ並びにフランジプレート……29…… 187
64条　フランジの継手……29…… 189
65条　応力を伝達する継目の寸法……29…… 190
66条　すみ肉穴溶接の幅並びに明き……29…… 191
付表1　リベットの許容耐力表……30
付表2　ボルトの許容耐力表……31
付表3　リベットのピッチ・ゲージその他……32

## 構　造　計　算　例

**構造計算例1　機械整備工場計算例**
§1. 一般事項
§1.1　建物概要…… 193
§1.2　仮定荷重…… 193
§2. もや設計
§2.1　もや設計応力…… 193

§2.2 断面設計…… 194
§3. トラス設計
§3.1 固定荷重によるトラス部材応力の算定…… 194
§3.2 積雪荷重による部材応力…… 194
§3.3 ホイストクレーン 〃 …… 195
§3.4 風荷重 〃 …… 197
§3.5 応力の組合せ…… 199
§3.6 トラス部材断面の算定…… 199
§4. 柱設計
§4.1 柱に起る応力…… 207
§4.2 柱断面の算定…… 208
§5. 各部設計
§5.1 妻側風受トラスの設計…… 212
§5.2 側面筋かいの設計…… 214
§5.3 妻側間柱の 〃 …… 214
§6. 基礎設計
§6.1 基礎に於ける応力…… 215
§6.2 基礎の設計…… 215
§6.3 間柱下基礎…… 216
付図1～3……巻末折込

## 構造計算例 2　走行クレーンをもつ工場

§1. 一般事項
§1.1 建物概要…… 218
§1.2 荷　重…… 218
§1.3 もやの計算…… 218
§2. 小屋組の計算
§2.1 荷　重…… 219
§2.2 応力計算…… 221
§2.3 トラスの設計…… 223
§3. 各部設計
§3.1 柱上部…… 228
§3.2 サブビーム…… 230
§3.3 サブビーム受けばり…… 232
§3.4 間　柱…… 233

§4. クレーン部分
§4.1 クレーン荷重…… 234
§4.2 クレーンばり…… 236
§5. 柱 下 部
§5.1 柱下部に加わる荷重…… 240
§5.2 設計応力…… 241
§5.3 柱の断面算定…… 243
§6. 柱脚部及び基礎
§6.1 柱脚部に働く荷重…… 245
§6.2 柱脚部の設計…… 246
§6.3 基礎設計…… 247
§7. 筋 か い
§7.1 けた方向筋かい…… 248
付図1～3……巻末折込

## 構造計算例 3　二階に広間をもつ倉庫

§1. 一 般 事 項
§1.1 建物概要…… 251
§1.2 荷　重…… 251
§2. もや・サブビーム・つなぎばり
§2.1 も　や…… 252
§2.2 サブビーム…… 252
§2.3 つなぎばり…… 253
§3. 二階ラーメン
§3.1 荷　重…… 254
§3.2 基本計算…… 255
§3.3 ラーメン反力…… 257
§3.4 ラーメン応力…… 258
§3.5 部材応力…… 264
§3.6 断面検定…… 267
§3.7 側面筋かい…… 270
§3.8 柱脚部…… 271
§3.9 小屋水平筋かい…… 272
§3.10 妻　壁…… 273
§4. 一階ラーメン

§4.1 荷　　重…… 275
§4.2 小 ば り…… 276
§4.3 ラーメン剛比…… 277
§4.4 横ラーメン応力…… 278
§4.5 縦ラーメン応力…… 281
§4.6 断面検定…… 283
§4.7 柱　脚…… 287
付図1～4……巻末折込

## 構造計算例 4　全溶接構造発電所

§1. 一般事項
§1.1 構造の概要…… 290
§1.2 単位荷重…… 290
§2. 中間ラーメンの応力計算
§2.1 荷　　重…… 290
§2.2 ラーメン応力計算…… 294
§2.3 荷重別による応力…… 297
§2.4 設計応力…… 298
§3. 主ラーメンの設計
§3.1 はり、柱の断面設計…… 302
§3.2 接合部の設計…… 305
§3.3 柱脚の設計…… 309
§4. 小ばり，むねばりその他
§4.1 小 ば り…… 311
§4.2 むねばり…… 312
§4.3 壁 ば り…… 312
§4.4 クレーンばり…… 314
付図……巻末折込

## 附　　錄

付 1 建築基準法・同施行令（抜粋）…… 317
付 2 JIS 製図通則（抜粋）…… 319
付 3 JIS 数学記号（抜粋）…… 326
付 4 JIS 溶接記号…… 330
付 5 各種クレーン形式図及びチェーンブロック

a．各種クレーン形式図…… 333
b．チェーンブロック…… 334
付6　ホイスト標準表
a．普通形ホイスト標準表 Ⅰ …… 335
b．普通形ホイスト標準表 Ⅱ …… 336
c．ローヘッド形ホイスト標準表 Ⅰ …… 338
d．ローヘッド形ホイスト標準表 Ⅱ …… 339
c．ホイスト用Ⅰビーム及びトロリー線…… 339
付7　JIS 天井クレーン
a．天井クレーン…… 340
b．クレーン軌条取付法…… 347
付8　圧縮材計算図表…… 348
付9　山形鋼もや計算図表…… 352
a．等辺山形鋼
b．不等辺山形鋼
付10　仕口リベットの計算図表
a．接合山形鋼引張リベット…… 355
b．一列せん断リベット…… 356
c．二列せん断リベット…… 357
d．多列せん断リベット…… 358
e．千鳥打多列せん断リベット…… 359
付11　一般構造用圧延鋼材…… 360
付12　リベット用圧延鋼材…… 365
付13　溶接構造用圧延鋼材…… 366
付14　平鋼規格抜粋…… 370
付15　鋼板，縞鋼板，床用鋼板の定着並びに重量（抜粋）…… 371
付16　標準形鋼
a．等辺山形鋼…… 372
b．不等辺山形鋼…… 374
c．工形鋼，溝形鋼…… 376
付17　リベット規格…… 378
付18　六角ナット…… 382
付19　六角ボルト…… 384
付20　軟鋼用被覆電弧熔接棒 JISG3524…… 387

# 「解説」原案担当委員

| | |
|---|---|
| 1章　1条～2章　6条 | 仲　國　雄 |
| 3章　7条～3章　10条 | 上　野　誠 |
| 4章1節11条～4章2節17条 | 鶴　田　明 |
| 〃　3節18条～〃　3節20条 | 松下富士雄 |
| 〃　4節21条～〃　4節23条 | 菅　野　誠 |
| 〃　〃　24条 | 若　林　実 |
| 〃　〃　25条～〃　〃　27条 | 菅野誠，樋口幸雄 |
| 〃　〃　28条～〃　〃　29条 | 若　林　実 |
| 〃　5節30条～〃　6節33条 | 大　築　志　夫 |
| 〃　6節34条～〃　〃　36条 | 阿　部　一　孝 |
| 〃　7節37条～〃　7節38条 | 藤　本　盛　久 |
| 〃　〃　39条 | 青江喜一，若林　実 |
| 〃　〃　40条～〃　〃　41条 | 青　江　喜　一 |
| 〃　8節42条～〃　8節44条 | 田　口　武　一 |
| 〃　9節45条～〃　10節48条 | 藤　本　盛　久 |
| 5章　49条～5章　53条 | 石　黒　徳　衛 |
| 6章1節54条～6章　66条 | 仲　國　雄 |

| | |
|---|---|
| 構造計算例1 | 蛭田捨太郎 |
| 同　2 | 浜　田　大　蔵 |
| 同　3 | 望　月　力　男 |
| 同　4 | 高　田　周　三 |

| | |
|---|---|
| 付　録（編集） | 藤　本　盛　久 |

# 鋼構造計算規準

# 鋼構造計算規準

## 1章　総　則

### 1条　適用範囲

この規準は日本建築規格 3001 建築物の構造計算に基づいて定めたもので一般鋼構造建築物の構造計算に適用する。但し特別の調査に基づいて設計される建築物についてはこの規準を適用しなくてよい。

### 2条　表示方法

表示方法は日本工業規格 JIS Z 8302 製図通則，JIS Z 8201 数学記号並びに JIS Z 3021 溶接記号に定めたものによる。

## 2章　材料及び許容応力度

### 3条　品　質

構造材料の品質は，特別の場合を除きそれぞれ1表の規定に定めたものに適合するものとする。

1表　構造材料と規格品質規定

| 構造材料 | 品質規定 | 備考 |
|---|---|---|
| 構造用鋼材 | JIS G 3101,SS 41<br>JIS G 3101,SS 50<br>JIS G 3106,SM 41,SM 41 W | 引張強さの上限は超過してもさしつかえない。 |
| リベット用鋼材 | JIS G 3104, SV 41 | |
| 被覆アーク熔接棒 | JIS G 3524, D 43級, D 46級 | |
| 炭素鋼鋳鋼品 | JIS G 5101 | |
| 炭素鋼鍛鋼品 | JIS G 3201 | |
| 鋳鉄品 | JIS G 5501 | |

### 4条　形状及び寸法

構造用鋼材の形状及び寸法はそれぞれ2表の規定に定めるものによる。

2表　構造用鋼材と規格形状規定

| 構造用鋼材 | 規格番号 |
|---|---|
| 棒鋼 | JIS G 3191 |
| 平鋼 | JIS G 3191 |
| 形鋼 | JIS G 3191, 3192 |
| （上記各種鋼の定尺） | JIS G 3191, 3192 |
| 鋼板 | JIS G 3193 |
| リベット | JIS B 1206, 1207, 1208, 1209 |

| | |
|---|---|
| ボルト | JIS B 1152, 1154 |
| ナット | JIS B 1156, 1158 |
| 鋼索 | JIS G 3525 |
| 炭素鋼軌条 | JES 金属 3602 |

**5条** 材料の定数

構造用鋼材の定数は通常の場合3表による。

3表　構造用鋼材の定数

| 材料 | ヤング係数 t/cm² | せん断弾性係数 t/cm² | ポアソン比 | 線膨張係数 |
|---|---|---|---|---|
| 鋼，鋳鋼 | 2100 | 810 | 0.3 | 0.000012 |
| 鋳鉄 | 1000 | 380 | — | — |

**6条** 許容応力度

1. 3条に規定してある構造材料の許容応力度は，通常の場合4表による。

4表　構造材料の許容応力度 t/cm²

| 材料 | 長期応力に対する値 | | | | | | 短期応力に対する値 | | | | | | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 圧縮 | 引張 | 曲げ | せん断 | 側圧 | 接触 | 圧縮 | 引張 | 曲げ | せん断 | 側圧 | 接触 | |
| 一般構造用鋼材 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 0.8 | 3.0 | 4.6 | 長期応力に対する値の1.5倍 | | | | | | リベットの許容力はリベット穴の径について算出するボルトの許容引張力は軸断面について算出する |
| リベット鋼 | — | 1.6 | — | 1.2 | — | — | | | | | | | |
| ボルト 黒 | — | 0.8 | — | — | — | — | | | | | | | |
| ボルト 中 | — | 1.0 | — | 1.2 | — | — | | | | | | | |
| 鋳鋼 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 0.8 | 3.0 | 4.6 | | | | | | | |
| 鋳鉄 | 1.0 | — | — | — | — | 2.8 | | | | | | | |

2. 相当大きい垂直応力度とせん断応力度とを同時に受ける場合は，その合成効果を考慮しなければならない。主応力度式による時はこれを前記構造材料の許容応力度の 10% 増以下とする。

3. 高温度に長時間保持される構造部分に対しては鋼材の温度クリープを考えて許容応力度を低減しなければならない。

## 3章　荷重並びに応力の算定

**7条** 荷重一般

構造計算に採用する荷重は，日本建築規格建築3001(建築物の構造計算)による。

**8条** 特殊の荷重

鋼構造物は前条による荷重の外，特殊の荷重として必要に応じ，下記の各項を考

慮しなければならない。

1. 天井クレーンその他運搬装置による荷重。
2. 動力連動装置を支承する構造物では，この重量の外，ベルトの引張力。なおシャフトの回転に伴う振動に対しても適当な考慮を要する。
3. 構造物の種類又は形状によつて温度変化のため特に大きい応力を受ける構造物は，その応力。

**9条　応力算定の基本仮定**

1. 弾　　性

鋼構造物はこれを弾性体として取扱う。但し特に支障のない場合には，塑性変形をも考慮する事ができる。

2. 材の接合部

材の接合部は，次のように仮定する事ができる。

1. トラスの節点は，特別の場合を除いて，これをピン接合とみなし，二次応力の影響を無視する。
2. 十分な添板を用いて接合したはり材・柱材の継手はこれを連続（剛接合）とみなす。
3. 通しガセットプレートを用いた柱材とはり材との仕口は，これを剛接合とみなす。
4. 接合山形鋼の類で，間接に接合した柱材・はり材の仕口は，半剛接合とみなし，接合部の変形を考慮するのがよい。
5. 柱脚は，これを強剛な基礎に十分なアンカーボルトで緊結した場合，もしくは強力な鉄筋コンクリートで包んだ場合の外は固定端とみなす事ができない。

3. 断面二次モーメントの算定

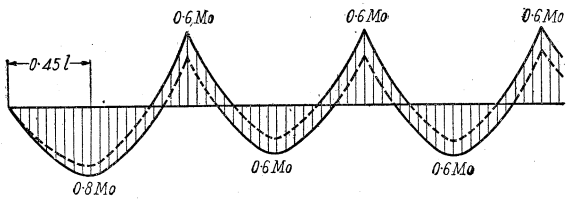
材の剛比計算に用いる断面二次モーメントの算定に当つては，リベット穴による材の断面減少を無視する事ができる。

**10条　応力の算定**

1. 構造物各部の応力は前条の仮定に基づいてできるだけ正確に求めなければならない。
2. 特別の場合には次の略算によることができる。

1. 部材に等大且つ等間隔の集中荷重が作用し，その加力点が4個以上の場合にはこれを等分布荷重に換算してその応力を求める。
2. 等スパンの連続ばりであつて各スパンの荷重が均一な場合には，下記の設

計用曲げモーメントを使用する。(1図参照)




1図

中間支点及び中央曲げモーメント　　$0.6M_0$　　t·cm
終端スパンの中央曲げモーメント　　$0.8M_0$　　t·cm
記号　$M_0$＝単純ばりとしての最大曲げモーメント　　t·cm
但し荷重が等分布でない場合は終端スパンの中央正曲げモーメントは適当に補正する必要がある。

## 4章　部材並びに接合部の算定

### 1節　総　　則

**11条**　設計応力

構造物各部の設計応力は通常の場合建築基準法施行令第 82 条第2号に定める応力の組合せのうち最も不利なものを採る。

建築物の用途によつては前項の他特殊の荷重による応力をも考えなければならない。なお同一の断面内において応力の大きさがひん繁に変る場合には 52 条に従つて応力を増大しなければならない。

**12条**　断面の割増

構造物の各部は強度計算上の誤差，施工の不備，さび・腐食・すりへり等を考えて必要に応じこれを増強する。

### 2節　接　　合

**13条**　リベットの許容力

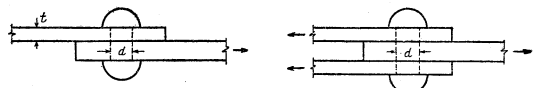
1.　リベットの許容力はリベット穴の径についてこれを算定する。この場合のリベット穴の径は日本規格による。

2.　リベットの許容力は下式による許容せん断力 $R_s$ 又はリベット穴壁の許容側圧縮力 $R_l$ の中小さい方の値とする。(付表1参照)(2図参照)

$$\left.\begin{aligned} R_s &= \frac{\pi d^2}{4}\cdot f_s \quad \text{1面せん断の場合} \\ R_s &= \frac{\pi d^2}{2}\cdot f_s \quad \text{2面せん断の場合} \\ R_t &= d\cdot t\cdot f_t \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(1)$$

記号 $R_s$＝リベットの許容せん断力　t
$R_t$＝リベットの許容側圧縮力　t
$f_s$＝リベットの許容せん断応力度　t/cm²
$f_t$＝リベットの許容側圧縮応力度　t/cm²
$d$＝リベット穴の径　cm
$t$＝接合される両材片の板厚（又は板厚の和）の小さい方の値　cm

3. 純粋な引張を受けるリベットの許容力は下式による。（付表1参照）但し通常の引張リベットの場合は，偏心を考慮してリベットの許容引張応力度を低減する。



1面せん断　　2面せん断

2 図

$$R_t = \frac{\pi d^2}{4}\cdot f_t \cdots\cdots(2)$$

記号 $R_t$＝リベットの許容引張力　t
$f_t$＝リベットの許容引張応力度　t/cm²

平リベット又はさらリベットはやむを得ない場合の外は，引張材として使用する事はできない。

**14条**　リベット接合に対する注意

1. 材端において応力の方向に並ぶ継手リベット1列のリベット数は，はなはだしく多過ぎないようにする必要がある。やむを得ない場合は全リベットに対する応力の不均等分布を考慮してリベットの許容耐力を低減する。
2. リベットで締付ける板の総厚はリベット穴径の5倍以下とする。やむを得ず5倍を超過する場合には，適当にリベット耐力を低減する。
3. 前項の外，リベット接合に関しては付表3によるのを標準とする。

**15条**　ボルト接合

1. 構造主体の継手特に振動又は衝撃を受ける継手には，一般にボルトを使用することはできない。但しやむを得ない場合は，中ボルトを使用することができ

る。

上記中ボルトのナットはち緩しないことが必要であり，必要に応じて二重ナットとする。なおボルト穴はボルト径より 0.5 mm 以上大きくすることはできない。

2. せん断を受けるボルトの許容力は下式による許容せん断力又はボルト穴壁の許容側圧縮力の中，小さい方の値による。(付表 2 参照) (3 図参照)

$$\left.\begin{aligned} R_s &= \frac{\pi d^2}{4}\cdot f_s \quad \text{1面せん断の場合} \\ R_s &= \frac{\pi d^2}{2}\cdot f_s \quad \text{2面せん断の場合} \\ R_l &= d\cdot t\cdot f_l \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

記号 $R_s$ = ボルトの許容せん断力 t

$R_l$ = ボルトの許容側圧縮力 t

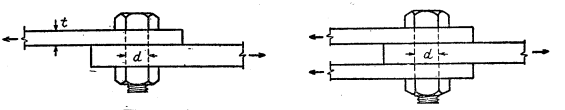
$f_s$ = ボルトの許容せん断応力度 t/cm²

$f_l$ = ボルトの許容側圧縮応力度 t/cm²

$d$ = ボルト軸の直径 cm

$t$ = 接合される両材片の板厚（または板厚の和）の小さい方の値 cm

3. 引張を受けるボルトの許容力は下式による。(付表 2 参照) 但し偏心がある場合は，これを考慮して適当に低減する。




1 面せん断　　2 面せん断

3 図

$$R_t = \frac{\pi d^2}{4}\cdot f_t \cdots\cdots (4)$$

記号 $R_t$ = ボルトの許容引張力 t

$f_t$ = ボルトの許容引張応力度 t/cm²

$d$ = ボルト軸の直径 cm

## 16 条　ピン接合

1. せん断及び曲げを受けるピン軸の断面を算定する場合は，特に短いはりとしての応力分布を考慮しなければならない。
2. 引張を受けるピン接合の板部は，特に軽微なものを除き，ピン穴内縁に集中する応力に対して十分安全なように，その断面を定める。
3. 圧縮を受けるピン接合の板部に生ずる応力度は，下式により算出する。この

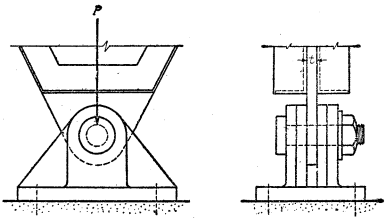
応力度は板の許容圧縮応力度を超過してはならない。(4図参照)

$$\sigma=\frac{2P}{td} \quad t/cm^2 \quad \cdots\cdots(5)$$

記号 $d$＝ピンの直径　cm

$t$＝ピンの板部の厚さ　cm

4. ピンで部材を連結する場合には，その連結部において部材が移動しないように装置を施し，ピンの両端は座金の有る普通ナットを備え，割ピン等によつてナットがち緩しないようにする。ピンの穴の大きさはピン軸に十分適合することが必要である。




4 図

**17条** すべり支承又はローラー支承

すべり支承 (5.a図) 又はローラー支承 (5.b図) の断面は下式により算定する。

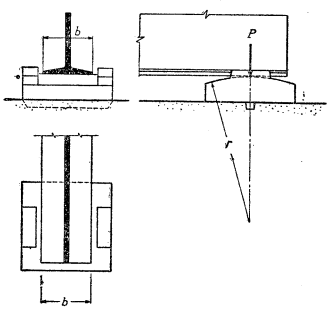
$$0.42\sqrt{\frac{PE}{br}}\leqq f_0 \quad t/cm^2 \quad \cdots\cdots(6)$$

記号 $E$＝支承材のヤング係数　$t/cm^2$

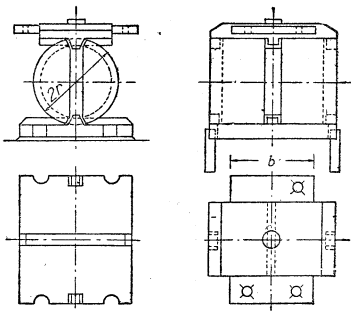
$b$＝支承の幅　cm

$r$＝曲率半径 (円の半径)　cm

$f_0$＝許容接触応力度　$t/cm^2$




5.a 図



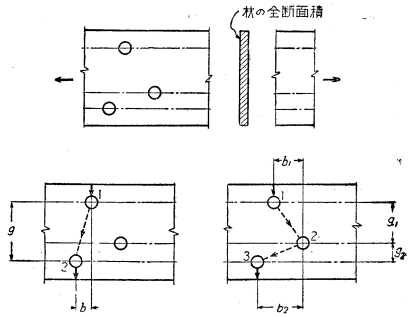

5.b 図

## 3節 引　張　材

**18条** 引張材の断面計算

1. 引張材の有効断面積は，リベット穴を縫つて想定される各種の破壊線につい

て，下記の方法により算出した材の等価断面積の中，その最小なものをとる。材の等価断面積とは，軸に直角な材の断面積から，リベット穴による断面欠損面積を破壊線に沿い，順次差引いてこれを求める。この場合リベット穴欠損面積は，破壊線に沿う第1リベットについては正味欠損面積 $a_0$（リベット穴径×材厚）第2リベット以下については各々これに先立つリベットに対する関係位置に応じ下の等価欠損面積 $a$ をとる。（6図参照）



6 図

$b \leqq 0.5g$ のとき　　$a = a_0$

$b > 0.5g$ 〃　　$a = \left(1.5 - \frac{b}{g}\right) a_0$

記号 $b$＝リベットの間隔　　cm

$g$＝リベット列の間隔（ゲージ）cm

なお $b > 1.5g$ の場合にはこのリベット穴を縫う破壊線は，想定する必要がない。

2. 引張材の断面は下式により算定する。

$$\frac{N}{A_n} \leqq f_t \qquad \text{t/cm}^2 \quad \cdots\cdots (7)$$

記号 $N$＝引張力　　t

$A_n$＝有効断面積　　cm²

$f_t$＝許容引張応力度　　t/cm²

**19条** 引張材に対する注意

1. 引張材に打つ連続リベットのピッチは直径の 12 倍以下，且つ集結材片中の最薄材厚の 30 倍以下とする。
2. 引張材の材端接合部においては，その重心軸とリベット列中心線となるべく一致させ，偏心のあるときはその影響を考慮して設計する。
3. 端部接合状態により，材の全体面に引張力が働き得ない場合は，材の有効断面積を適当に低減する。

**20条** アイバー及びループバー

アイバー又はループバーは軽微な引張材に限つて使用することができる。その端部計算については 16 条による。

## 4節 圧 縮 材

### 21条 総 則

本節においては圧縮力を受ける材について規定する。曲げモーメントを受ける場合は，本章7節の規定により算定する。

### 22条 圧縮材の有効断面積

1. 圧縮材の有効断面積はその全断面積をとり，リベット穴の控除を要しない。
2. 材厚が小で局部座屈を生ずる恐れがあるときは，材の有効断面積は適当にこれを低減する。

### 23条 単一圧縮材

5表 座 屈 係 数 $\omega$

| $\lambda$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | $\lambda$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0～20 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0～20 |
| 30 | 1.00 | 1.04 | 1.04 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.06 | 1.06 | 1.06 | 30 |
| 40 | 1.07 | 1.07 | 1.08 | 1.08 | 1.08 | 1.09 | 1.09 | 1.10 | 1.10 | 1.11 | 40 |
| 50 | 1.11 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.13 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.16 | 1.16 | 50 |
| 60 | 1.17 | 1.17 | 1.18 | 1.19 | 1.20 | 1.20 | 1.21 | 1.22 | 1.23 | 1.24 | 60 |
| 70 | 1.24 | 1.25 | 1.26 | 1.27 | 1.28 | 1.29 | 1.30 | 1.31 | 1.32 | 1.33 | 70 |
| 80 | 1.34 | 1.36 | 1.37 | 1.38 | 1.39 | 1.41 | 1.42 | 1.43 | 1.45 | 1.46 | 80 |
| 90 | 1.48 | 1.50 | 1.51 | 1.53 | 1.55 | 1.56 | 1.58 | 1.60 | 1.62 | 1.64 | 90 |
| 100 | 1.67 | 1.70 | 1.73 | 1.77 | 1.80 | 1.84 | 1.87 | 1.91 | 1.94 | 1.98 | 100 |
| 110 | 2.02 | 2.05 | 2.09 | 2.13 | 2.17 | 2.20 | 2.24 | 2.28 | 2.32 | 2.36 | 110 |
| 120 | 2.40 | 2.44 | 2.48 | 2.52 | 2.56 | 2.60 | 2.65 | 2.69 | 2.73 | 2.77 | 120 |
| 130 | 2.82 | 2.86 | 2.90 | 2.95 | 2.99 | 3.04 | 3.08 | 3.13 | 3.17 | 3.22 | 130 |
| 140 | 3.27 | 3.31 | 3.36 | 3.41 | 3.46 | 3.50 | 3.55 | 3.60 | 3.65 | 3.70 | 140 |
| 150 | 3.75 | 3.80 | 3.85 | 3.90 | 3.95 | 4.00 | 4.06 | 4.11 | 4.16 | 4.21 | 150 |
| 160 | 4.27 | 4.32 | 4.37 | 4.43 | 4.48 | 4.54 | 4.59 | 4.65 | 4.70 | 4.76 | 160 |
| 170 | 4.82 | 4.87 | 4.93 | 4.99 | 5.05 | 5.10 | 5.16 | 5.22 | 5.28 | 5.34 | 170 |
| 180 | 5.40 | 5.46 | 5.52 | 5.58 | 5.64 | 5.70 | 5.77 | 5.83 | 5.89 | 5.95 | 180 |
| 190 | 6.02 | 6.08 | 6.14 | 6.21 | 6.27 | 6.34 | 6.40 | 6.47 | 6.53 | 6.60 | 190 |
| 200 | 6.67 | 6.73 | 6.80 | 6.87 | 6.94 | 7.00 | 7.07 | 7.14 | 7.21 | 7.28 | 200 |
| 210 | 7.35 | 7.42 | 7.47 | 7.56 | 7.63 | 7.70 | 7.78 | 7.85 | 7.92 | 7.99 | 210 |
| 220 | 8.07 | 8.14 | 8.21 | 8.29 | 8.36 | 8.44 | 8.51 | 8.59 | 8.66 | 8.74 | 220 |
| 230 | 8.82 | 8.89 | 8.97 | 9.03 | 9.13 | 9.20 | 9.28 | 9.36 | 9.44 | 9.52 | 230 |
| 240 | 9.60 | 9.68 | 9.79 | 9.84 | 9.92 | 10.00 | 10.09 | 10.17 | 10.25 | 10.33 | 240 |
| 250 | 10.42 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 250 |

1. 単一圧縮材の断面は下式により算定する。

$$\frac{\omega N}{A} \leqq f_t \qquad t/cm^2 \quad \cdots\cdots (8)$$

記号 $N$＝圧縮力　　$t$

$A$＝断面積　　$cm^2$

$\omega = \frac{f_c}{f_k}$ 座屈係数（5表参照）

$f_c$＝許容圧縮応力度　　$t/cm^2$

$f_k$＝許容座屈応力度　　$t/cm^2$

材の有効細長比 $\lambda$ に応じて下式から算出する。

$\lambda \leqq 30$　　$f_k = f_c$

$30 < \lambda \leqq 100$　　$f_k = f_c\left\{1-0.4\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2\right\}$

$\lambda > 100$　　$f_k = 0.6\, f_c \Big/ \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$

2. 細長比 $\lambda$ は下式により算定し，その値を250以下とする。

$$\lambda = \frac{l_k}{i} \quad \cdots\cdots (9)$$

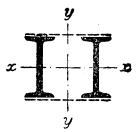
記号 $l_k$＝座屈長さ　　cm

$i$＝座屈軸についての断面二次半径　cm

3. 材の座屈長さ $l_k$ は6表による。

6表　座屈長さ $l_k$

| 材端の支持状態 | 両端ピン | 両端固定 | 一端ピン他端固定 | 一端自由他端固定 | 一般の場合 |
|---|---|---|---|---|---|
| |  |  |  |  | $l_k = \pi\sqrt{\frac{EI}{N_k}}$ (cm)<br>記号<br>$E$＝ヤング係数 ($t/cm^2$)<br>$I$＝座屈軸に関する断面二次モーメント ($cm^4$)<br>$N_k$＝弾性座屈荷重 ($t$) |
| $l_k$ | $l$ | $0.5l$ | $0.7l$ | $2l$ | |




7図

## 24条　組立圧縮材

1. 組立圧縮材の充腹軸（7図 $x-x$ 軸）についての座屈に対する算定は，単一材の規定による。
2. 組立圧縮材の充腹でない軸（7図 $y-y$ 軸）についての座屈に対しては，次の略算により算定することができる。

材形その他，7表によつて構造された時は，次の有効細長比 $\lambda_{ye}$ を用い単一材に準じて算定する。

$$\lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2} \quad \cdots\cdots(10)$$

但し $\lambda_1 \geqq 20$ の時は

$$\lambda_{ye}=\lambda_y$$

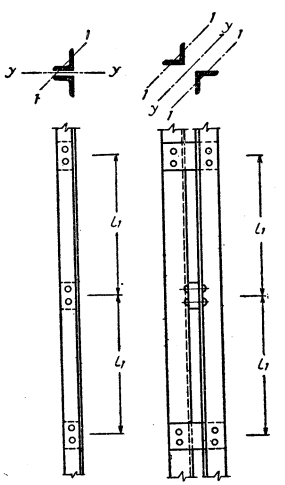
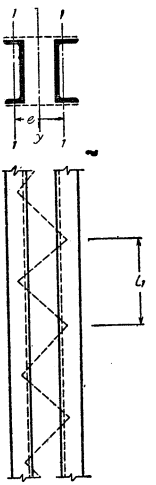
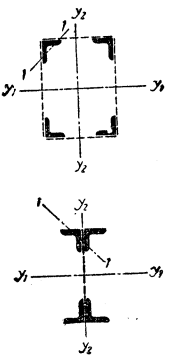
とみなすことができる。

記号 $\lambda_y$＝素材が一体として作用するものとみなした時の $y-y$ 軸について の細長比

$\lambda_1$＝素材がその重心軸（7表 1—1 軸）について，単独に座屈する場合を考慮した時の素材の細長比，

但し座屈長さは区間長 $l_1$ をとる。

7表　組立圧縮材の構造細則

| 材形 | はさみ板を有する組立材 | 2個の工形鋼又は溝形鋼より成る組立材 | 2方向共充腹でない軸をもつ組立材 |
|---|---|---|---|
| |  |  |  |

構造細則

1. はさみ板帯板又は「ラチス」で分けられた区間数は 3 以上
2. 個材細長比 $\lambda_1$ は 50 以下
3. 材端部は十分剛な「ガセット」板または帯板に取付けこの部分におけるリベットの「ピッチ」はリベット径の 4 倍以下
4. ┘┌形断面でははさみ板は交互に直角に配置する

3. 組立材のつずり材（帯板及びラチス）は，材の圧縮力に8表の係数を乗じた値のせん断力が，材軸に直角に作用するものとみなして設計する。

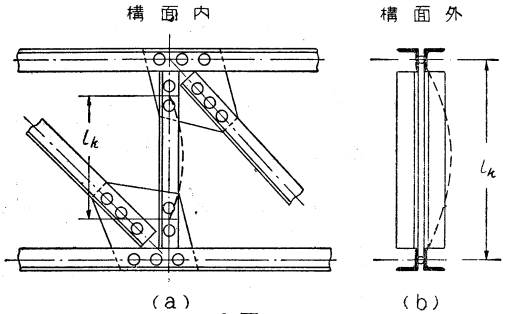
8表　圧縮力に乗ずる係数

| $\lambda_{ye}$ の 範 囲 | $\lambda_{ye} \leqq 100$ | $\lambda_{ye} > 100$ |
|---|---|---|
| 圧縮力に乗ずる係数（単位%） | $0.03\lambda_{ye}$ 且つ1以上 | $0.08\lambda_{ye}-5$ |

**25条**　トラスの圧縮部材

トラスの圧縮部材の座屈長は，精算によらない時には下記によつて定めてよい。

1. 構面内座屈に対しては，節点間距離をもつて座屈長さとする。但し材端支持状態が特に剛である場合は両端接合リベット群の重心間距離をもつて座屈長さとする。(8.a 図参照)
2. 構面外座屈に対しては，トラスのウェブ材はその節点間距離（8.b図参照），トラスの弦材は横方向に補剛された支点間距離をもつてその座屈長さとする。(28条参照)

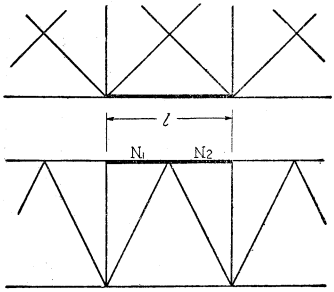


8図

3. 材の両半分が異なつた大きさの圧縮力を受ける時は，大きい方の圧縮力を基準として下式の座屈長さを用いる。(9図参照)

$$l_k = l\left(0.75+0.25\frac{N_2}{N_1}\right) \cdots\cdots (11)$$

記号 $N_1$＝大きい方の圧縮力の大きさ t
$N_2$＝小さい方の圧縮力の大きさ t
上式は $N_2$ が $|N_2|<|N_1|$ である引張力の場合にも，これを適用することができる。この場合 $N_1$ は負の符号を用いる。



9図

**26条**　ラーメンの柱材

ラーメンが適当な間隔で，剛な壁骨組を持つラーメンと剛強な床組をもつて連絡された時は，節点が水平に移動しないものとみなしてその座屈長さを算定することができる。

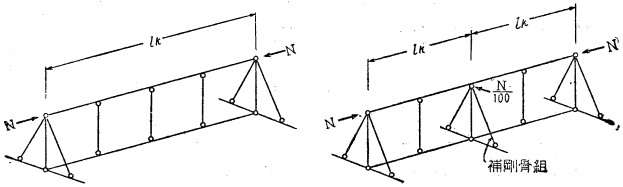
**27条**　変断面材

断面の変化する圧縮材に対しては，これと同一の弾性座屈荷重を持ち，且つその最大の断面を断面とする両端ピンの単一材に換算し，23条の規定を準用して算定する。

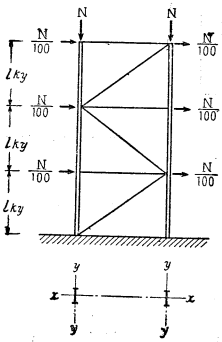
なお断面積の変化が甚しい場合には，その小さい断面において圧縮応力度の増大があるから適用に当つては特に注意を要する。

**28条**　支点の補剛

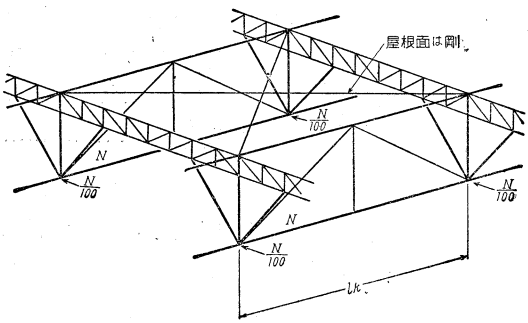
1. 圧縮部材の支点は移動しないように十分に補剛される必要がある。
2. 前項の補剛の目的に配置される骨組は，精算によらない場合には，圧縮力の




10a図




10b図




10c図

1/100 以上の集中横力を加えてその支持物の耐力を計算し安全なものとしなければならない。(10図参照)

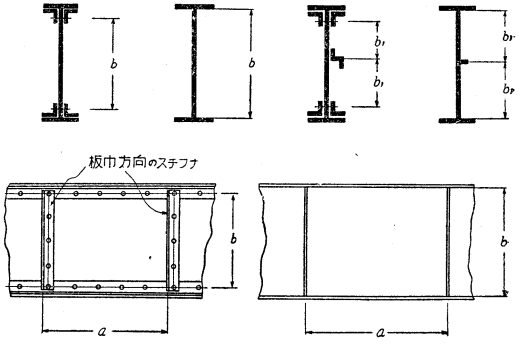
**29 条**　圧縮材に対する注意

1. 圧縮材に打つ連続リベットのピッチはリベット径の 8 倍以下，且つ集結材片中の最薄材厚の 15 倍以下とする。
2. 圧縮材の材端接合部については，19 条 2 項及び 3 項の規定を準用する。

## 5節　ウェブプレートの座屈

**30 条**　総　　則

1. 柱・はり等のウェブプレートに対してはその応力度を許容応力度以下とするほか，座屈に対しても安全ならしめる。
2. フランジ及びスチフナーで区切られたウェブプレートはこれを周辺単純支持板とみなす。その外周はリベット継ぎフランジに於ては側リベット中心線，溶接フランジにおいてはフランジとウェブプレートとの接着線，スチフナーにおいては突出部の中心線をもつて定める。(11図参照)



11 図

3. 板のせん断応力度は均等分布とみなす。

**31 条**　長方形ウェブプレート

1. 長方形ウェブプレートの座屈に対する検定は下式による。但しはり材のウェブプレートではこの板厚 $t$ が板幅 $b$ の 1/80 以上の場合，柱材のウェブプレートではその板厚 $t$ が板幅 $b$ の 1/30 以上の場合はこの検定を要しない。

$$\left(\frac{\sigma}{f_1}\right)^2+\left(\frac{\tau}{f_2}\right)^2\leqq 1 \quad \cdots\cdots (12)$$

記号　$\sigma$＝長方形板に生ずる最大圧縮応力度　t/cm²

$f_1$＝許容圧縮板座屈応力度 t/cm² で下式から求める。

$$f_1=\frac{800\,f_c}{\mu\left(\frac{b}{t}\right)^2}k_1$$

但し上式で $f_1>\frac{2}{3}\cdot\frac{f_c}{\mu}$ の場合は $f_1$ の値として次の $f_1'$ を用いる。なお

その最大値は許容圧縮応力度以下とする。

$$f_1' = \frac{1.8 f_c}{\frac{f_c}{f_1} + 1.2\mu}$$

$$\mu = 1.5 - \frac{\alpha}{4}$$

$\alpha = 1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ ＝圧縮応力度分布係数（12図参照）

$f_c$＝許容圧縮応力度 t/cm²

$k_1$＝垂直応力に対する板座屈係数で下式から求める。

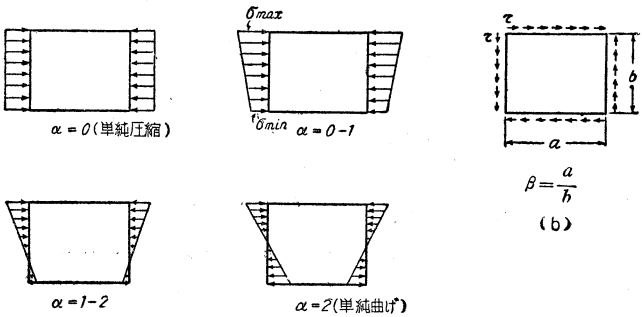
$\beta \geqq 1 - \frac{\alpha}{6}$ のとき

$$k_1 = \alpha^3 + 3\alpha^2 + 4$$

$\beta < 1 - \frac{\alpha}{6}$ のとき

$$k_1 = \frac{1}{4}\left(\frac{\beta}{1-\frac{\alpha}{6}} + \frac{1-\frac{\alpha}{6}}{\beta}\right)^2 (\alpha^3 + 3\alpha^2 + 4)$$

$\beta = \frac{a}{b} = \frac{\text{板長さ}}{\text{板幅}}$ ＝辺長比




12 図

$\tau$＝長方形板に生ずるせん断応力度　t/cm²

$f_2$＝許容せん断座屈応力度 t/cm² で下式から求める。

但しその最大値は許容せん断応力度以下とする。

$$f_2=\frac{800\,f_c}{\left(\frac{b}{t}\right)^2}k_2$$

$k_2$＝せん断応力に対する板座屈係数で下式から求める。

$\beta\geqq 1$ のとき

$$k_2=5.4+\frac{4}{\beta^2}$$

$\beta<1$ のとき

$$k_2=\frac{5.4}{\beta^2}+4$$

2. 板幅方向の中間スチフナーの断面二次モーメントは両側配置の場合はウェブプレートの中心線について，片側配置の場合はウェブプレートとの接着線について算出する。特に検定しない場合は下の $I_0$ 以上とする。

$$I_0=\frac{at^3}{11}\left(\frac{9}{\beta^3}-5\right)\cdots\cdots(13)$$

## 6節 はり材

### 32条 形鋼ばり

1. はり材の断面諸係数は引張側リベット穴を控除した断面について求める。但しこれに対応する圧縮側リベット穴を控除して算定してよい。

2. 形鋼ばりの断面は下式により算定する。

$$\left.\begin{aligned}\frac{M}{Z_t}&\leqq f_b\\ \frac{M}{Z_c}&\leqq f_b\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(14)$$

記号 $f_b$＝許容曲げ応力度 t/cm²
$Z_t$＝引張側断面係数 cm³
$Z_c$＝圧縮側断面係数 cm³
$M$＝曲げモーメント t•cm

3. 前項において横座屈の恐れがあるときは，その影響を考慮する。特に上下対称のはりであつて，$l/b\leqq 25$ の場合にはこの検定を要しない。

記号 $l$ ＝圧縮側フランジの横方向支点間の距離 cm
$b$ ＝フランジの幅 cm

4. ウェブは下式によりせん断応力度の検定をしなければならない。(13図参照)

$$\frac{QS}{It_1}\leqq f_s \quad \text{t/cm}^2\cdots\cdots(15)$$

記号 $t_1$＝ウェブの厚さ　cm

$S$＝中立軸についての断面上半部又は下半部の断面一次モーメント　$cm^3$

$I$＝中立軸についての全断面の断面二次モーメント　$cm^4$

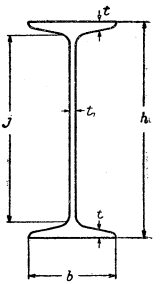
$Q$＝せん断力　t

$f_s$＝許容せん断応力度　$t/cm^2$

全せいが $h$ であるI形鋼又はみぞ形鋼の場合には

$$\frac{Q}{jt_1} \leqq f_s \qquad t/cm^2 \cdots\cdots\cdots(16)$$

により $j=0.85h$ と仮定する事ができる。



13 図

5. 補剛材についての算定は 31 条及び 33 条6項による。

**33 条　プレートガーダー**

1, プレートガーダーの断面は前条の各項により算定する。但し通常の場合ウェブプレートのせん断応力度は下式により検定してよい。

$$\frac{Q}{jt_1} \leqq f_s \qquad t/cm^2 \cdots\cdots\cdots(17)$$

記号 $t_1$＝ウェブプレートの厚さ　cm

$j=0.85h$　cm

2. フランジ側リベット並びにフランジ頭リベットは下記に従い算定する。

1. 接合リベット間隔 $p$ は下式による。

$$p \leqq \frac{Rl}{QS} \qquad cm \cdots\cdots\cdots(18)$$

記号 $R$＝リベットの許容力　t

$S$＝フランジ側リベット間隔 $p_1$ に対しては，片側フランジの中立軸についての断面一次モーメント　$cm^3$

フランジ頭リベット間隔 $p_2$ に対しては，片側フランジプレートの中立軸についての断面一次モーメント　$cm^3$

$Q$＝はりの該部分せん断力　t

上記の精算式によらない場合は，下式により略算してよい。(14図参照)

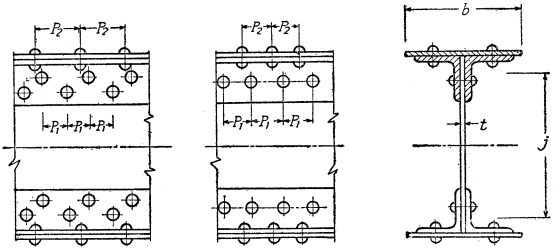
$$\left.\begin{aligned} p_1 &\leqq \frac{R}{Q}j \qquad cm \\ p_2 &\leqq p_1\frac{A_1}{A_2} \qquad cm \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots(19)$$

記号 $j=0.85h$ cm

$A_1$＝フランジ全断面積 $cm^2$

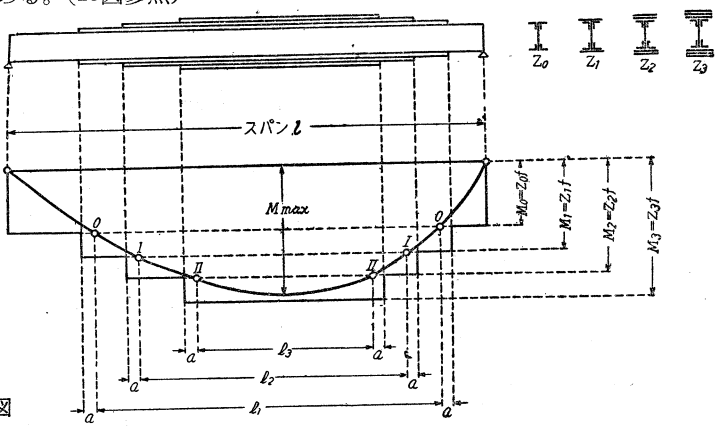
$A_2$＝カバープレート全断面積 $cm^2$

2. 上記の算定の外接合リベット間隔はリベット径の約3ないし8倍とする。




14 図

3. カバープレートの長さは，計算上必要な位置から余長 $a$ を持たせ，余長部のリベット数は同位置においてその板の負担すべき応力を伝えることができるように定める。(15図参照)




15 図

4. フランジプレートの数は通常3枚まで，最高4枚までとする。

5. 上記各項の算定の外，プレートの局部寸法は下記の限度による。

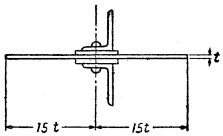
1) ウェブの厚さは 6 mm 以上。

2) 圧縮側フランジプレートの外端と外列フランジ頭リベット中心線との距離 $u$ は最も薄いフランジプレートの厚さの8倍且つ 15 cm 以下，上記限界を超過する場合は，フランジプレートの局部座屈に対し適当な補強をすること。(16図参照)




16 図

6. 集中荷重点及び支承点には補剛材を設ける。荷重がフランジに直接作用する場合には，その補剛材の両端はフランジに密着せさることが必要である。補剛材はこの材に，その接合リベット線を中心として両側へ15tずつの幅のウェブ部分を加えた断面を有効断面として，はりせいの0.7倍の長さを座屈長とする全荷重を受ける圧縮材とみなして算定する。(17図参照)



17 図

**34条　トラスばり並びにラチスばり**

トラスばり並びにラチスばりの算定はトラスに準じて行い，各部材断面は本章3節及び4節の規定により定める。

**35条　わん曲部に対する注意**

1. 材をわん曲させる時はその構造に特別な注意をしなければならない。
2. わん曲させるため材を切り欠いた時は，継手部分に準じ適当な補強をする。

**36条　はりの継手**

1. 継手材の断面及び接合リベットは，被接合部の存在応力を伝えるのに十分なものにする。精算によらない場合は被接合部の全許容力をもつて存在応力とみなすことができる。
2. 継手を設ける位置は大きな応力の生ずる箇所を避け，2枚以上のフランジプレートの継手はなるべく乱とする。
3. 継手添板及び継手リベットの算定は仕口に準じて行う。

## 7節　柱　　材

**37条　形　鋼　柱**

1. 柱材の断面諸係数は，その断面内に引張応力を生じない場合には全断面につき，また引張応力を生ずる場合には引張側リベット穴を控除した断面につきこれを算出する。引張側リベットを控除するときは，これに対応する圧縮側リベットをも控除して算定してよい。
2. 圧縮力と曲げモーメントとを同時に受ける柱材の断面は下式により算出する

$$\left.\begin{aligned} \frac{\omega N}{A}+\frac{M}{Z_c} &\leqq f_c \\ -\frac{N}{A}+\frac{M}{Z_t} &\leqq f_t \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(20)$$

記号 $f_t$＝許容引張応力度　　t/cm²

その他の記号は23条及び32条参照，但し $\omega$ は曲げモーメントの作用して

いる面にかかわらずその柱材についての最大値をとる。

曲げモーメントが二方向の断面主軸について存在するときは，上記各式の第2項は各方向における曲げモーメントの影響を合成したものについて考慮する。

3. せん断力に対する算定は 32 条4項による。

**38 条 板　　柱**

1. 板柱は前条の各項に準じて算定する。
2. フランジ側リベット及びフランジプレート接合リベットの算定並にフランジプレートの余長については 33 条2項及び3項の規定を準用する。
3. 板柱のウェブプレートの算定は5節による。
4. 補剛材については 31 条2項並に 33 条5項の規定による。
5. 前各項による算定の外，板柱の各局部の寸法は 33 条5項の限度に従う。

**39 条 ラチス柱**

1. ラチス柱は 37 条の各項に準じて算定する。なおこの場合の座屈係数は 24 条2項の有効細長比を用いてこれを求める。
2. フランジ個材の細長比 $\lambda_1$ (24 条2項参照) は全材の細長比より小さくすることが必要である。
3. せん断力には座屈に伴うせん断力 (24 条3項参照) をも考慮せねばならない。
4. 前各項の外，ラチス柱は 25 条に従う。

**40 条 柱の継手**

1. 継手材の断面並びに接合リベットは，被接合部の存在応力を伝えるのは十分であるように設計する。精算によらない場合は，被接合部の全許容力をもつて存在応力とみなす。
2. 断面に引張応力を生ずる恐れのない柱であつて，接合部端面を，削り仕上等により密着させることのできる構造とした場合は，圧縮力並びに曲げモーメントのおのおの 1/4 は，接触面により直接伝達するものとみなしてよい。
3. 継手を設ける位置は大きな応力の生ずる箇所を避ける。

**41 条 柱　　脚**

1. 柱脚は柱の応力を基礎に安全に伝えることができるように算定する。
2. 底板の底面積は，底板面を断面とし，引張側アンカーボルトを鉄筋とすると鉄筋コンクリート柱とみなしてこれを算定することができる。
3. 底板の厚さは底板補剛材で区画された各長方形板が，これに加わる反力に対して安全であるようにこれを定める。

4. ウィングプレート部分は反力によつて生ずるせん断力並びに曲げモーメントに対して安全であるように仕口に準じて算定する。

5. 底板下面のせん断力は，柱脚被覆その他の適当な方法により，これを礎盤に伝達させる。

6. 大きな引張力を受けるアンカーボルトには座金を用い，二重ナットあるいはその他の方法によりこれを固定し，且つその埋込先端にはアンカーばりまたはアンカー板を取付けて礎盤からの引抜きに耐えさせることが必要である。

## 8節　仕　　口

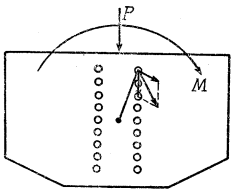
### 42条　総　　則

1. 部材の仕口は材端の直応力，せん断力及び曲けモーメントを同時に伝えることができるように設計する。

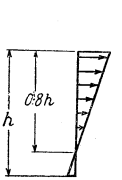
2. 直応力又はせん断応力を伝えるべき仕口リベットの応力は，均等に分布するものと仮定することができる。(14条1項参照)

3. 曲げモーメントを伝える仕口リベットの応力は，回転中心からの距離に比例するものとみなして算定する。
但しせん断リベットにおいてはリベツト群の重心位置を (18.a図)，引張リベットにおいては最大引張を受けるリベットからリベット列長の 0.8 倍の位置を (18.b 図) 仕口の回転中心と仮定することとができる。

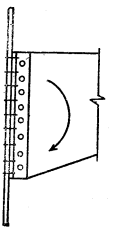
4. 上記の2項及び3項の応力を同時に生ずるような仕口リベットにおいては，これ等の組合せを考慮することが必要である。(18.a図参照)




18.a 図

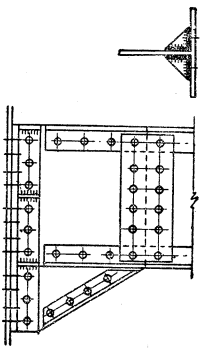



18.b 図



5. 仕口山形鋼の引張リベットについては，偏心による影響を考慮してこれを算定する。但し補強用リブを付けたときはこれを考えなくてもよい。(19図参照)

6. 剛なトップアングルを設ける場合には，この部分のリベットは仕口山形鋼のリベットと一体に作用するものとみなすことができる。

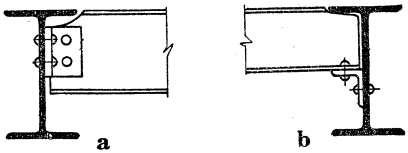


19 図

7. ガセットプレートは仕口のリベット列位置において，曲げモーメントせん断力等に対して安全であるように設計する。

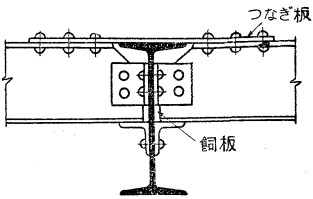
**43 条**　小ばりと大ばりとの仕口

1. 小ばりを単純ばりとして設計した場合は，仕口山形鋼の類を用いて，小ばり端のせん断力を大ばりに伝えることができるようにする。(20図参照) 取付リベットの算定には偏心による影響を考慮する必要がある。



20 図

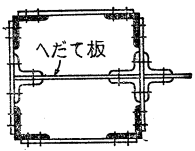
2. 小ばりを連続ばりとして設計した場合は，つなぎ板を用いて小ばり上端フランジを連結させ，小ばりフランジと大ばりウェブとの間げきには飼板の類をそう入して密着するようにして，両側小ばりフランジ応力を直接伝達させるようにする。(21図参照)



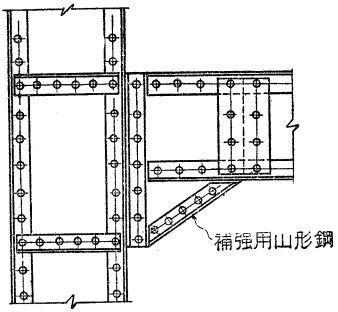
21 図

**44 条**　大ばりと柱との仕口

1. 大ばりと柱との仕口は，はり端の曲げモーメント並びにせん断力を同時に柱に伝えることができるように設計する。
2. 箱形の柱の類でプレート面に大ばりを取付ける場合には，柱のウェブの曲りを考慮して隔て板を用いる等の方法により，この部分を補強することが必要である。(22図参照)
3. ガセットプレートの圧縮縁には，補強用山形鋼を設ける。(23図参照)



22 図

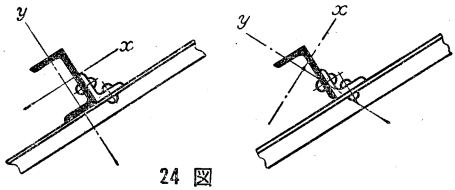


23 図

## 9節　小　屋　組

**45 条**　も　　や

もやは，二つの主軸方向の曲げ応力度に基づいて最大応力度を求め，これが許容応力度以下になるように算定する。(24図参照)




24 図

**46 条　トラス部材**

1. 引張並びに圧縮を受けるトラス部材の算定は，それぞれ本章3節並びに4節による。
2. 合掌等で中間荷重を受ける場合は，曲げモーメント，軸方向力とを同時に考慮し，37 条に準じてその断面を算定する。
3. 部材の重心線はなるべく一点に集まらせるように，一点に集らない場合は偏心による影響を考慮せねばならない。
4. 部材の取付リベットは，材端の全応力を伝えることができるように算定する。但し通し材の中間節点における接合リベットは，材端応力の差をガセットプレートに伝えることができるように設計する。
5. ガセットプレートはこれに接続した各部材端の応力を伝えるのに十分であるように算定する。

### 10節　筋かい並びに軸組

**47 条　筋　か　い**

側壁面・合掌面その他小屋組各部には，適当に筋かいを設けて各方向からの風圧，地震力に耐えさせ，又座屈に対する補強の用にも供する。

**48 条　軸　　組**

胴縁・敷げた・風受ばり・間柱等は，風圧力その他壁面に受けるべき外力に対して安全であるように算定する。

## 5章　クレーンを支持する構造部

**49 条　総　　則**

本章にはクレーンを支持する構造部の設計計算法を規定する。

本章において特に記載していない部分については，他の各章の規定による。

**50 条　鉛直荷重**

鉛直荷重としては，クレーンの最大車輪圧の 20% 増を移動荷重として考慮する。

但し走行速度が 1 m/sec 以下の場合には前記 20% とあるのを 10% に減らしてよい。

上記の最大車輪圧とは最大荷重をつつている走行ホイスト（電動式走行クレーンのグラブをも含む）が最も不利な位置にある場合に生ずる車輪圧をいう。

**51 条** 水平荷重

水平荷重としては，風圧力・地震力等の外，特にクレーンの走行方向に作用する制動力，走行方向に直角に作用する水平力・斜め方向引張力を考慮する。

1. 走行方向の制動力

走行方向の制動力としては，制動を受ける各車輪の最大車輪圧の 15% をとり軌道上端に作用するものとみなす。

2. 走行方向に直角に作用する水平力

クレーンの両側受ばりは両方とも同時に走行方向に対して直角に，クレーン車輪圧の 10% 水平力を受けるものとして算定する。

この場合走行ホイスト並びにつり荷は最も不利な状態にあるものとする。

走行ホイストの走行による制動力は特別に考慮する必要はない。

3. 斜め方向引張力

クレーンがつり荷の斜め方向引張を行う場合には，これにより構造部に生ずる応力をも考慮する必要がある。

4. 地 震 力

クレーンに加わる地震力はレール上端に作用するものとする。この場合クレーンの重量としては，つり荷の重量を無視することができる。

**52 条** 繰返し応力

車輪圧の位置により応力の大きさがひん繁に変動する断面に対しては，繰返し応力による疲れの効果を考慮してその断面の最大応力に下式に示す疲れ係数 $r$ を乗じて設計応力とする。

$$r=1+0.3\frac{N_2}{N_1} \quad \cdots\cdots(21)$$

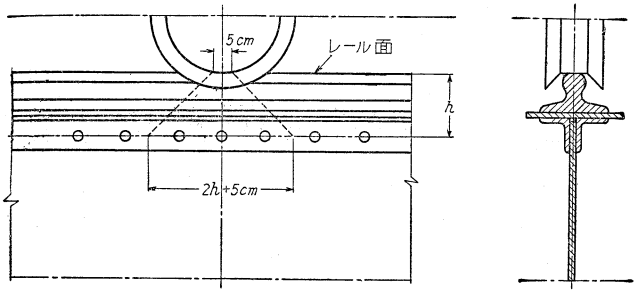
記号 $N_1$＝大きい方の応力の絶対値　　t/cm²

$N_2$＝小さい方の応力の絶対値　　t/cm²

なお $N_1$ と $N_2$ が同符号の場合には $r=1$ とする。

**53 条** レール受ばりのフランジ接合部の算定

1. 車輪圧はレール上面 5 cm 幅の部分から，左右に度の角 45 度でレール受ばりに伝達するものと仮定することができる。(25図参照)




25 図

2. レール受ばりフランジの側リベットははりとしての水平せん断力とともに，上記の車輪圧による鉛直せん断力を受けるものとして下式により算定することができる。

$$\tau=\sqrt{\tau_1^2+\tau_2^2} \quad t/cm^2 \cdots\cdots (22)$$

記号 $\tau_1$＝水平せん断力　$t/cm^2$

$\tau_2$＝鉛直せん断力　$t/cm^2$

# 6章 溶接構造

## 1節 総　　則

**54条 適用範囲**

本章は主として手動式アーク溶接方法によつて接合される部分の設計並びに計算について規定する。その他の溶接方法による場合は試験の上本章の規定に準ずることができる。本章において特に記載していない事項については外の各章の規定による。

## 2節 材　　料

**55条 構造材料**

溶接される構造材料は，2章3条の規定に合格するものであつて，使用する溶接方法に適する品質のものであることが必要である。但し鋳鉄を溶接構造に用いてはならない。

材の厚さは特に試験された場合を除いて 6 mm 乃至 35 mm とする。

**56条 アーク溶接棒**

アーク溶接棒は接合される構造材に適する品質のものであつて，且つ JIS G 3524 の規定に合格したものであることが必要である。

## 3節 設計並びに計算

**57条** 溶接継目の形式

応力を伝達すべき溶接継目の形式は，特別の場合を除いて次の2種とする。

突合せ継目

すみ肉継目

但し接合しようとする母材の間の角度が 60° 以下または 110° 以上である場合におけるすみ肉継目には，応力を負担させてはならない。

**58条** 許容応力度

1. 溶接継目ののど断面に対する許容応力度は9表による。

9表 溶接継目の許容応力度 t/cm²

| 作業の方法 | 継目の形式 | 長期応力に対する許容応力度 圧縮 | 引張 | 曲げ | せん断 | 短期応力に対する許容応力度 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) 回転ジグポジショナー等常に下向きで作業できるような設備をして作業する場合 | 突合せ | 1.4 | 1.4 | 1,4 | 0.7 | 長期応力に対する圧縮，引張，曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の 1.5 倍とする |
| | すみ肉 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | |
| (2) (1)以外の場合 | 突合せ | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 0.6 | |
| | すみ肉 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | |

2. 溶接に伴つて大きな収縮応力を発生する恐れのある継手形式並びに溶接順序は避けるものとする。やむを得ずこれを使用する場合には，許容応力度を低減する。

3. 繰返し応力を受ける溶接構造部に対しては 52 条の設計応力度を使用し，更に溶接形式並びに応力の種類によつて構造材料及び継目の許容応力度を適当に低減する。

**59条** リベット又はボルトとの併用継手

同一接合部においてリベット又はボルトを併用する場合には，その一方を無視する。但しせん断リベットと側面すみ肉溶接とを併用する場合には，その許容力は両者の和の 90% としてよい。

**60条** 引張力・圧縮力又はせん断力を受ける溶接継目

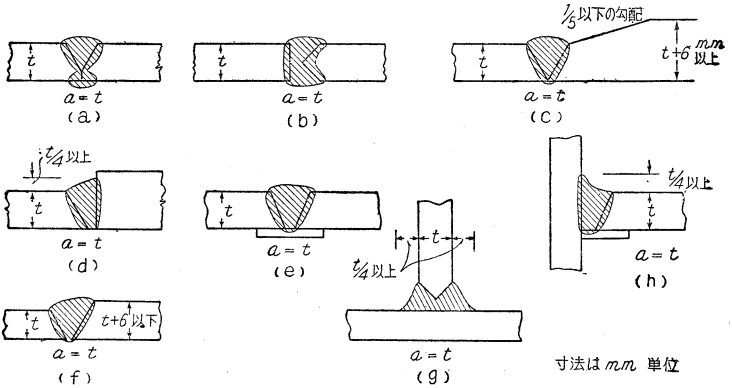
引張力・圧縮力又はせん断力を受ける溶接継目におけるそれぞれの応力度 $\rho$ は，下式により算出し 58 条に示す当該許容応力度以下になるようにする。

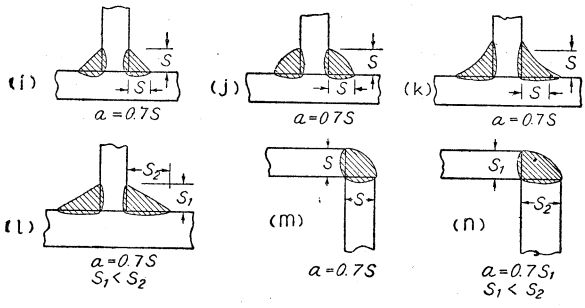
$$\rho=\frac{P}{\Sigma(al)} \qquad \mathrm{t/cm^2} \cdots\cdots (23)$$

記号 $P$＝溶接接合部を通じて伝達される力　t

$l$＝溶接継目の有効長　cm

（溶接継目全長から少くとも継目ののど厚を減じたもの。但しすみ肉穴溶接の場合にはのど厚中心線の全長とし，すみ肉溶接ではすみ肉の大いさの4倍以上で，且つ 4 cm 以上とする。65条参照）




26 図

$a$＝溶接継目ののど厚（26図記載）　　cm

（通常の場合，突合せ溶接では 6 cm 以上，すみ肉溶接では 0.4 cm 以上，65条参照）

**61 条**　せん断力と曲げモーメントを受けるすみ肉継目

剪断力と曲げモーメントを受けるすみ肉継目に対しては，下式に示す $\rho$ の値を58条に規定するすみ肉継目の許容応力度よりも小さくすることが必要である。

$$\rho=\sqrt{\rho_1^2+\rho_2^2} \quad \text{t/cm}^2 \quad \cdots\cdots(24)$$

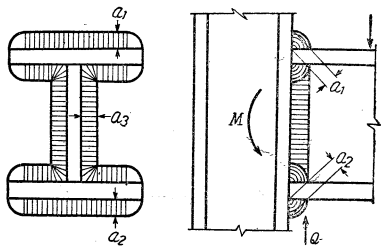
記号　$\rho_1=\dfrac{M}{Z}$　　t/cm²

$\rho_2=\dfrac{Q}{\Sigma(al)}$　　t/cm²

$Z$＝全のど断面係数　　cm³

柱のフランジ面にのど断面を転写したもの。

$\Sigma(al)$＝せん断力を負担するのど断面積　　cm²




27 図

（27図のような場合に於てはウェブ部分の継目だけを考慮する）

**62 条**　プレートばりのウェブの突合せ溶接

1. ウェブプレートの突合せ継目が材軸に対して直角な場合(28図参照)は，曲げモーメント $M$ に対する応力度 $\rho_{1t}$, $\rho_{1c}$, せん断力 $Q$ に対する応力度 $\rho_2$ を下式により算出しそれぞれ 58 条に規定するそれぞれの許容応力度より小さくする。

$$\left.\begin{aligned}\rho_{1t}&=\frac{My_t}{I} \quad \text{t/cm}^2\\ \rho_{1c}&=\frac{My_c}{I} \quad \text{t/cm}^2\\ \rho_2&=\frac{Q}{aj} \quad \text{t/cm}^2\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(25)$$

記号　$M$＝接合断面における曲げモーメント　　t·cm

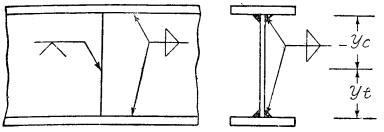
$Q$＝接合部断面におけるせん断力　　t

$I$＝全断面二次モーメント　　cm⁴

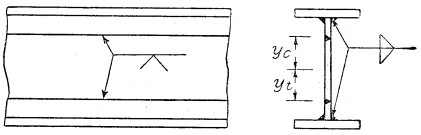
$y_t, y_c$＝中立軸から引張又は圧縮側端部までの距離　　cm

$a$＝突合せ溶接継目ののど厚　　cm

$j$＝突合せ溶接継目の有効長　　cm




28 図




29 図

2. ウェブプレートの突合せ溶接継目が材軸に対して平行な場合（29図参照）も前項に準じて算定する。

**63 条**　プレートばりフランジ並びにフランジプレート

1. 圧側フランジの出はフランジ厚の 15 倍以下とする。
2. 両側のすみ肉溶接によつてフランジに取付けるフランジプレートの幅は，厚さの 30 倍以下とする。30 倍を超過する場合にはみぞ溶接を併用することが必要である。
3. フランジプレートの余長は存在応力を伝えるのに十分なものであり且つフランジプレート幅の 1/2 より大きくする。

**64 条**　フランジの継手

1. フランジの継手に添板を用いる場合には，側面すみ肉溶接を用い，溶接継目は存在応力を伝えるのに十分であるように設計する。
2. フランジの継手に突合せ溶接を用い，その強さが存在応力を伝えるのに不十分な場合には添板を併用することができる。

**65 条**　応力を伝達する継目の寸法

1. 突合せ溶接においては，継目ののど厚を接合する材の厚以下としてはならない。
2. すみ肉溶接においては，のど厚を 4 mm 以上とし，継目の有接長は 40 mm 以上とする。
3. 側面すみ肉溶接継目の全長がのど厚の 40 倍以上のときは，応力不均等分布を考慮して許容応力度を適当に低減する。
4. 断続溶接を用いて材片を溶接する場合には，その明きは下記の値以上とする

| | |
|---|---|
| 引張材を集成する場合 | 最小板厚の 30 倍 |
| その他の場合 | 最小板厚の 10 倍 |

**66 条**　すみ肉穴溶接の幅並びに明き

応力を伝達するすみ肉穴溶接においては，穴の直径またはみぞの最小径はのど厚の 3 倍以上且つ板厚の 1.5 倍以上とする。

並列するすみ肉穴溶接においては，その明きを板厚の 1.5 倍以上とする。

## 付表 1. リベットの許容耐力表

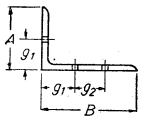
| 荷重 | リベット径 (mm) | リベット穴径 (mm) | リベット穴面積 ($cm^2$) | 許容せん断力 (t) | | 許容側圧縮力 (t) 板厚 (mm) | | | | | | | | | | | | | | | 許容引張力 (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 単せん | 複せん | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | |
| 長期荷重 | 10 | 11 | 0.95 | 1.14 | 2.28 | 1.32 | 1.65 | 1.98 | 2.31 | | | | | | | | | | | | 1.53 |
| | 13 | 14 | 1.54 | 1.85 | 3.69 | 1.68 | 2.10 | 2.52 | 2.94 | 3.36 | 3.78 | | | | | | | | | | 2.46 |
| | 16 | 17 | 2.27 | 2.72 | 5.45 | 2.04 | 2.55 | 3.06 | 3.57 | 4.08 | 4.59 | 5.10 | 5.61 | | | | | | | | 3.63 |
| | 19 | 20.5 | 3.30 | 3.96 | 7.92 | 2.46 | 3.08 | 3.69 | 4.31 | 4.92 | 5.54 | 6.15 | 6.77 | 7.38 | 8.00 | | | | | | 5.28 |
| | 22 | 23.5 | 4.34 | 5.20 | 10.4 | 2.82 | 3.53 | 4.23 | 4.94 | 5.64 | 6.35 | 7.05 | 7.76 | 8.46 | 9.17 | 9.87 | 10.6 | | | | 6.94 |
| | 25 | 26.5 | 5.52 | 6.62 | 13.2 | 3.18 | 3.98 | 4.77 | 5.57 | 5.36 | 7.16 | 7.95 | 8.75 | 9.54 | 10.3 | 11.1 | 11.9 | 12.7 | 13.5 | | 8.83 |
| | 28 | 29.5 | 6.83 | 8.20 | 16.4 | 3.54 | 4.43 | 5.31 | 6.20 | 7.08 | 7.97 | 8.85 | 9.74 | 10.6 | 11.5 | 12.4 | 13.3 | 14.2 | 15.0 | 15.9 | 16.8 | 10.9 |
| 短期荷重 | 10 | 11 | 0.95 | 1.71 | 3.42 | 1.98 | 2.48 | 2.97 | 3.47 | | | | | | | | | | | | 2.28 |
| | 13 | 14 | 1.54 | 2.27 | 5.54 | 2.52 | 3.15 | 3.78 | 4.41 | 5.04 | 5.67 | | | | | | | | | | 3.70 |
| | 16 | 17 | 2.27 | 4.09 | 8.17 | 3.06 | 3.83 | 4.59 | 5.36 | 6.12 | 6.89 | 7.65 | 8.42 | | | | | | | | 5.45 |
| | 19 | 20.5 | 3.30 | 5.94 | 11.9 | 3.69 | 4.61 | 5.54 | 6.46 | 7.38 | 8.30 | 9.23 | 10.1 | 11.1 | 12.0 | | | | | | 7.92 |
| | 22 | 23.5 | 4.34 | 7.81 | 15.6 | 4.23 | 5.29 | 6.35 | 7.40 | 8.46 | 9.52 | 10.6 | 11.6 | 12.7 | 13.7 | 14.8 | 15.9 | | | | 10.4 |
| | 25 | 26.5 | 5.52 | 9.94 | 19.9 | 4.77 | 5.96 | 7.16 | 8.35 | 9.54 | 10.7 | 11.9 | 13.1 | 14.3 | 15.5 | 16.7 | 17.9 | 19.1 | 20.3 | | 13.2 |
| | 28 | 29.5 | 6.83 | 12.3 | 24.6 | 5.31 | 6.64 | 7.97 | 9.29 | 10.6 | 11.9 | 13.3 | 14.6 | 15.9 | 17.3 | 18.6 | 19.9 | 21.2 | 22.6 | 23.9 | 25.2 | 16.4 |

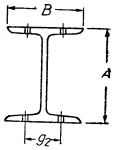
## 付表2 ボルトの許容耐力表

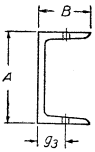
| 荷重 | 呼称(吋) | 軸外径(mm) | 軸断面積($cm^2$) | 中ボルト 許容せん断力(t) 単せん | 複せん | 中ボルト 許容側圧縮力(t) 板厚(mm) 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 黒ボルト 許容引張力(t) | 許容引張力(t) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 長期荷重 | 3/8 | 9.53 | 0.713 | 0.86 | 1.71 | 1.14 | 1.43 | 1.72 | | | | | | | | | | | | | | .713 | 0.57 |
| | 1/2 | 12.7 | 1.27 | 1.52 | 3.05 | 1.52 | 1.91 | 2.29 | 2.67 | 3.05 | 3.43 | | | | | | | | | | | 1.27 | 1.02 |
| | 5/8 | 15.9 | 1.99 | 2.39 | 4.78 | 1.91 | 2.39 | 2.86 | 3.34 | 3.82 | 4.29 | 4.77 | 5.25 | | | | | | | | | 1.99 | 1.59 |
| | 3/4 | 19.1 | 2.87 | 3.44 | 6.89 | 2.29 | 2.87 | 3.44 | 4.01 | 4.58 | 5.16 | 5.73 | 6.30 | 6.88 | 7.45 | | | | | | | 2.87 | 2.30 |
| | 7/9 | 22.2 | 3.87 | 4.64 | 9.29 | 2.66 | 3.33 | 4.00 | 4.66 | 5.33 | 5.99 | 6.66 | 7.33 | 7.99 | 8.66 | 9.32 | | | | | | 3.87 | 3.10 |
| | 1 | 25.4 | 5.07 | 6.08 | 12.2 | 3.05 | 3.81 | 4.57 | 5.33 | 6.10 | 6.86 | 7.62 | 8.38 | 9.14 | 9.91 | 10.7 | 11.4 | 12.2 | 13.0 | | | 5.07 | 4.06 |
| | 1 1/8 | 28.6 | 6.42 | 7.70 | 15.4 | 3.43 | 4.29 | 5.15 | 6.01 | 6.86 | 7.72 | 8.53 | 9.44 | 10.3 | 11.2 | 12.0 | 12.9 | 13.7 | 14.6 | 15.4 | 16.3 | 6.42 | 5.14 |
| 短期荷重 | 3/8 | 9.53 | 0.713 | 1.28 | 2.57 | 1.72 | 2.14 | 2.57 | 3.00 | | | | | | | | | | | | | 1.07 | 0.856 |
| | 1/2 | 12.7 | 1.27 | 2.28 | 4.57 | 2.29 | 2.86 | 3.43 | 4.00 | 4.57 | 5.14 | | | | | | | | | | | 1.91 | 1.52 |
| | 5/8 | 15.9 | 1.99 | 3.58 | 7.16 | 2.86 | 3.58 | 4.29 | 5.01 | 5.72 | 6.44 | 7.16 | 7.87 | | | | | | | | | 2.99 | 2.39 |
| | 3/4 | 19.1 | 2.87 | 5.17 | 10.3 | 3.44 | 4.30 | 5.16 | 6.02 | 6.88 | 7.74 | 8.60 | 9.45 | 10.3 | 11.2 | | | | | | | 4.31 | 3.44 |
| | 7/8 | 22.2 | 3.87 | 6.97 | 13.9 | 4.00 | 5.00 | 5.99 | 6.99 | 7.99 | 8.99 | 9.99 | 11.0 | 12.0 | 13.0 | 14.0 | | | | | | 5.81 | 4.64 |
| | 1 | 25.4 | 5.07 | 9.13 | 18.3 | 4.57 | 5.72 | 6.36 | 8.00 | 9.14 | 10.3 | 11.4 | 12.6 | 13.7 | 14.9 | 16.0 | 17.1 | 18.3 | 19.4 | | | 7.61 | 6.08 |
| | 1 1/8 | 28.6 | 6.42 | 11.6 | 23.1 | 5.15 | 6.44 | 7.72 | 9.01 | 10.3 | 11.6 | 12.9 | 14.2 | 15.4 | 16.7 | 18.0 | 19.3 | 20.6 | 21.9 | 23.2 | | 9.63 | 7.70 |

## 付表 3 リベットのピッチ・ゲージその他

### a. 形鋼のゲージ



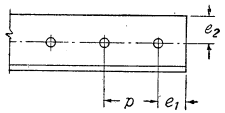



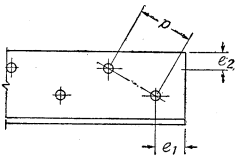




| AあるいはB | $g_1$ | $g_2$ | 最大リベット径 | B | $g_2$ | 最大リベット径 | B | $g_3$ | 最大リベット径 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 25 | 15 | | 6 | 75* | 38 | 13 | 40 | 24 | 10 |
| 30 | 17 | | 8 | 100* | 52 | 16 | 50* | 30 | 16 |
| 35 | 20 | | 8 | 125 | 64 | 19 | 65 | 35 | 19 |
| 40 | 22 | | 10 | 150 | 80 | 22 | 70 | 40 | 19 |
| 45 | 25 | | 13 | 175 | 94 | 25 | 75 | 40 | 22 |
| 50* | 30 | | 16 | 190 | 100 | 25 | 80 | 45 | 22 |
| 60 | 35 | | 16 | | | | 90 | 50 | 25 |
| 65 | 35 | | 19 | | | | 100 | 55 | 25 |
| 70 | 40 | | 19 | | | | | | |
| 75 | 40 | | 22 | | | | | | |
| 80 | 45 | | 22 | | | | | | |
| 90 | 50 | | 25 | | | | | | |
| 100 | 55 | | 25 | | | | | | |
| 125 | 50 | 35 | 25 | | | | | | |
| 130 | 50 | 40 | 25 | | | | | | |
| 150 | 55 | 55 | 25 | | | | | | |
| 175 | 60 | 70 | 25 | | | | | | |
| 200 | 60 | 90 | 25 | | | | | | |

*印の欄のg及び最大リベット径の値は強度上支障がないとき，b表の$e_2$の値にかかわらず用いることができる。

### b. リベットピッチ及びへり明き

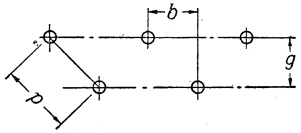



| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| リベット径d | | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 | 28 |
| リベット穴径 | | 11 | 14 | 17 | 20.5 | 23.5 | 26.5 | 29.5 |
| 最小へり明き | へり明き $e_2$ | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| | 端明き $e_1$ | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 60 |
| リベットピッチp | 最小（3d） | 30 | 39 | 48 | 57 | 66 | 75 | 84 |
| | 標準 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |

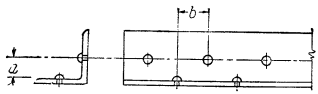
リベットの最大ピッチは圧縮材では29条，引張材では19条によること。
最小ピッチはやむを得ないときは 2.5d とすることができる。

c.　千鳥打リベットのゲージと最小リベットピッチ




| g (mm) | b (mm) | | |
|---|---|---|---|
| | φ16 | φ19 | φ22 |
| | p=48 | p=54 | p=66 |
| 35 | 33 | 45 | 56 |
| 40 | 27 | 41 | 53 |
| 45 | 17 | 35 | 48 |
| 50 | | 27 | 43 |
| 55 | | 15 | 37 |
| 60 | | | 26 |
| 65 | | | 12 |

d.　形鋼に対する千鳥打リベットの配置




| a (mm) | b (mm) | | | a (mm) | b (mm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | φ16 | φ19 | φ22 | | φ16 | φ19 | φ22 |
| 21 | 25 | 30 | 36 | 32 | 8 | 19 | 26 |
| 22 | 25 | 30 | 35 | 33 | | 17 | 25 |
| 23 | 24 | 29 | 35 | 34 | | 15 | 24 |
| 24 | 23 | 28 | 34 | 35 | | 12 | 22 |
| 25 | 22 | 27 | 33 | 36 | | 9 | 21 |
| 26 | 20 | 26 | 32 | 37 | | | 19 |
| 27 | 19 | 25 | 32 | 38 | | | 17 |
| 28 | 17 | 24 | 31 | 39 | | | 14 |
| 29 | 16 | 23 | 30 | 40 | | | 11 |
| 30 | 14 | 22 | 29 | 41 | | | 6 |
| 31 | 11 | 20 | 28 | 42 | | | |

# 鋼構造計算規準・同解説

# 鋼構造計算規準解説

## 1章 総　　則

### 1条 適用範囲

この規準は日本建築規格 3001 建築物の構造計算に基づいて定めたもので一般鋼構造建築物の構造計算に適用する。但し特別の調査に基づいて設計される建築物についてはこの規準を適用しなくてよい。

日本建築規格 3001 は建築物の構造計算の基本となる事項を定めたもので，その内容は包括的である。しかしその主要点であるところの荷重と許容応力度に対しては現在，建築基準法（以下法と呼ぶ）及び同施行令（以下令と呼ぶ）が昭和 25 年に公布されて，細かい部分に迄条文として制定されているので，この計算規準も法令によることになつた。法第 37 条建築材料の品質，令第3条第5節鉄骨造，第8節構造計算，第9節構造計算の特例等が直接関連のある事項である。

この規準はごく普通のありふれた一般鋼構造計算の根本的な点を示したもので，できるだけ通常の理論と施工の実際とを融合するようにつとめている。JASS 6（昭和 28 年），鉄骨工事建築工事標準仕様書，同解説，溶接規準，同解説（昭和 27 年）等を本規準と同時に参照されることを望みたい。

そこで特殊の材料又は構造方法による鋼構造の計算については本規準の精神を活用することになるが，法第 38 条[1] はこのようなときに働いて来る。たとえば材料としては高抗張力鋼材，薄鋼板圧延又はプレス形物，鋼以外の金属材料，構造法としてはプレストレスとかポストストレスを与える構造，構造物としての終局耐力迄考えに入れたいわゆる極限設計法等を使用することが現時においても経済的に考慮されるであろう。

### 2条 表示方法

表示方法は日本工業規格 JIS Z 8302 製図通則，JIS Z 8201 数学記号 並びにJIS Z 3021 溶接記号に定めたものによる。[2]

JIS は原則として，三年毎に改変されていくので本条の規定にかゝわらず常に最新の JIS によることをすゝめる。

## 2章 材料及び許容応力度

### 3条 品　　質

構造材料の品質は，特別の場合を除きそれぞれ1表の規定に定めたものに適合するものとする。

---

1) 法第 38 条，付 1. 参照　　2) 付 2, 3, 4. 参照

1表 構造材料と規格品質規定

| 構造材料 | 品質規定 | 備考 |
|---|---|---|
| 構造用鋼材 | JIS G 3101, SS 41<br>JIS G 3101, SS 50<br>SIS G 3106, SM 41, SM 41 W | 引張強さの上限は超過しても差しつかえない |
| リベット用鋼材 | JIS G 3104, SV 41 | |
| 被覆アーク溶接棒 | JIS G 3524, D 43 級 D 46 級 | |
| 炭素鋼鋳鋼品 | JIS G 5101 | |
| 炭素鋼鍛鋼品 | JIS G 3201 | |
| 鋳鉄品 | JIS G 5501 | |

材料は法第 37 条，令第64条，第67条等により鋼と鋳鉄等が使用できる。これ等は日本規格に適合するものを原則とする。構造用鋼材に対する規格は JIS G 3101 と JIS G 3106 とがある(巻末附録を参照せよ)。通常の鋼構造には JIS G 3101 の SS 41 で十分である。しかし，溶接を利用する部分や，厚板を使用するときは JIS G 3106 SM 41 が適しており軽移温度の低い，切欠感度の低い，従つて通常の使用温度範囲内ではもろい破壊を生じないことを要求する場合には，SM 41 W を用いるのがよい。JIS G 3101 SS 50 は降伏点と引張強さが SS 41 より約 25% 高い鋼材である。この種の鋼材は許容応力度について優遇措置が確定されると，鋼材使用量の節約の点で今後需要が増大するはずである。鋼材は製鋼方法によりリムド鋼，セミキルド鋼，キルド鋼の三種に分れる。リムド鋼は鋼材の表面と内部とで品質が一様でなく，表面は極めて精練された不純物の少い良質層であるが，内部は不純物が多い。また，鋼塊の位置により気孔や不純物が偏析している。セミキルド鋼は全体として一様な品質となつているもので，表面も内部も同じ性質となつているものである。キルド鋼は脱酸剤を用いて製鋼した鋼塊の偏析部分をきりすて全体として均質としたものである。一般に形鋼はセミキルド鋼によるものが多く，棒鋼はリムド鋼によるものが多い。鋼板は普通にはリムド鋼であるが，19 mm 以上の厚鋼板にはセミキルド鋼または厚 25 mm 以上ではキルド鋼が用いられることがある。低温ぜい性を避ける時，良好な溶接性を求める時などである。

構造用鋼材の引張強さ，降伏点は JIS G 3101 (1952) による。従つて鋼板類では圧延方向（又は板の長手方向）及びそれに直角方向（又は幅の方向）について，棒鋼，形鋼類では圧延方向について採取した試験片により試験の上定める。溶接構造では厚さ方向に応力の加わることもしばしば生ずるからこのような部分に用いる材料については実験の上その性質を知り設計を進めまたは対策を講じなければならない[1]。

リベット用鋼材は JIS G 3104 SV 41 を用いることにしてある。従来 SV 34 を建築では用いていたが，構造用鋼材の規格と合せて SV 41 となつた。

被覆アーク溶接棒は JIS G 3524 において D 43 級が 10 種，この中2種は下向き専用，

1) 仲威雄，構造用圧延材の機械的性質の異方性，学会研究報告，第27号， 昭29.5月.

D 46 級1種下向き専用で，他は全向き用である。用法に誤りがなければこれ等は総て実用になる。(巻末付録 20 JIS G 3524 参照)

炭素鋼鋳鋼品は JIS G 5101，1種 (SC 41) または2種 (SC 45) に適合し，溶接性のよいものを選ぶのがよい。

炭素鋼鍛鋼品は JIS G 3201，2種 (SF 40) または3種 (SF 45) に適合し，材料に割れや欠陥のないものを用いる。

鋳鉄品は JIS G 5501 で耐食性が鋼よりよいので用いられる。しかし抗張力が小で，もろいから圧縮応力か接触応力の働くとき以外には用いることができない。令第 64 条。

## 4 条　形状及び寸法

構造用鋼材の形状及び寸法はそれぞれ2表の規定に定めたものによる。

2表　構造用鋼材と規格形状規定

| 構造用鋼材 | 規格番号 |
|---|---|
| 棒鋼 | JIS G 3191 |
| 平鋼 | JIS G 3191 |
| 形鋼 | JIS G 3191，3192 |
| (上記各種鋼種の定尺) | JIS G 3191，3192 |
| 鋼板 | JIS G 3193 |
| リベット | JIS B 1206，1207，1208，1209 |
| ボルト | JIS B 1152，1154 |
| ナット | JIS B 1156，1158 |
| 鋼索 | JIS G 3525 |
| 炭素鋼軌条 | JIS E 1101 |

鋼板は厚さの余り薄いものでは腐食に対して不安があり，余り厚いものでは機的械性質特に降伏点の低下する傾向があること，溶接作業に技術を要することでいづれも建築構造用としては多少の難点がある。6 mm 以上 35 mm 以下を使用範囲としている。リベット接合構造では板厚は 20 mm を超えるものは少い。

## 5 条　材料の定数

構造用鋼材の定数は通常の場合3表による。

3表　構造用鋼材の定数

| 材料 | ヤング係数 | せん断弾性係数 | ポアソン比 | 線膨張係数 |
|---|---|---|---|---|
| 鋼，鋳鋼 | 2100 | 810 | 0.3 | 0.000012 |
| 鋳鉄 | 1000 | 380 | — | — |

通常ヤング係数 $E$，せん断弾性係数 $G$，ポアソン比 $\nu$，線膨張係数 $\alpha$ で略記する。

## 6条　許容応力度

1.　3条に規定してある構造材料の許容応力度は，通常の場合4表による。

4表　構造材料の許容応力度　t/cm²

| 材料 | 長期応力に対する値 | | | | | | 短期応力に対する値 | | | | | | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 圧縮 | 引張 | 曲げ | せん断 | 側圧 | 接触 | 圧縮 | 引張 | 曲げ | せん断 | 側圧 | 接触 | |
| 一般構造用鋼材 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 0.8 | 3.0 | 4.6 | 長期応力に対する値の1.5倍 | | | | | | リベットの許容力はリベット穴の径について算出するボルトの許容引張力は軸断面について算出する |
| リベット鋼 | — | 1.6 | — | 1.2 | — | — | | | | | | | |
| ボルト 黒 | — | 0.8 | — | — | — | — | | | | | | | |
| ボルト 中 | — | 1.0 | — | 1.2 | — | — | | | | | | | |
| 鋳鋼 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 0.8 | 3.0 | 4.6 | | | | | | | |
| 鋳鉄 | 1.0 | — | — | — | — | 2.8 | | | | | | | |

2.　相当大きい垂直応力度とせん断応力度とを同時に受ける場合は，その合成効果を考慮しなければならない。主応力度式による時はこれを前記構造材料の許容応力度の10%増以下とする。

3.　高温度に長時間保持される構造部分に対しては鋼材の温度クリープを考えて許容応力度を低減しなければならない。

1.　4表の値は令第90条に示すものと同じである。鋼構造計算では通常応力度の単位をt/cm²で表すことにしている。こゝに一般構造用鋼材とは2表に示す棒鋼，平鋼，形鋼，鋼板のことで一般の鋼構造に用いるものをいう。品質としては3条1表の構造用鋼材である。圧縮とは鋼材を圧しつけるときで，長柱の圧縮のばあいとはちがう。長柱の座屈許容応力度については23条に示してある。引張許容応力度と圧縮許容応力度とは一致している。これは単純引張と単純圧縮との鋼材の降伏点が等しいことに基因している。曲げに対する許容応力度とは最外縁応力度に対する許容値である。引張および圧縮縁応力度共にそれぞれ引張および圧縮許容応力度に等しい。

せん断許容応力度は引張許容応力度の1/2になつている。これは最大せん断応力破壊説に基づいてこの値が定められた。以上の許容応力度はいずれも単純な引張降伏点に関係づけることができる。

側圧はリベット又はボルトが鋼材のリベット穴又はボルト穴の側壁面に圧縮作用をおよぼすときの許容応力度を示している。接触は17条に示すような支承においてきわめて局部的な圧縮力の作用するときの許容応力度をあらわしている。いずれも実験によつて単純な引張降伏点より高い応力に耐えることが知られ，それより許容応力度が定められている。従つて，この許容応力を用いることのできる場合は限られていることを特に注意したい。

短期応力の値は長期応力度の1.5倍であつて鋼材の引張降伏点に近い値である。特に20 mmをこえる厚板では統計的に降伏点が低下する傾向があり短期許容応力度より下廻ることがあ

この場合ベルトの引張側とゆるみ側とでは張力が異なるから合力の方向は必ずしもベルト車中心線上にあるものではない。

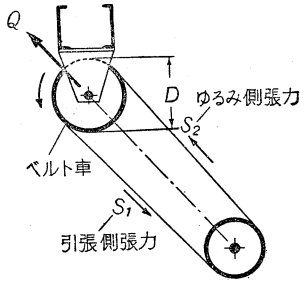
自重としてはベルトの重量を加えて

軽工業機械……$g=100\sim150$ kg/m

重工業機械（但し伝達力の大なるもの）

$g=200\sim300$ kg/m

ベルトの引張力に基因する荷重はたとえば 8・1 図中の $Q$ である。これに対し次の概算式が示されている。




8・1 図

$$Q=(4.3\sim7.2)\frac{N}{nD}\ \text{ton} \quad \cdots\cdots(8.2.1)$$

$D$……ベルト車の直径 m

$N$……動　　力（馬力）

$n$……一分間の回転数

2. 温度変化の激しいために応力の生ずるような建物はその応力も計算にのせねばならない。この種のものとしてはその用途別で言うとたとえば電気炉工場，平炉工場，鋳造工場のような工場建築物やまた，たとえば建物が非常に長大で日射に基づく温度応力を無視できないような場合に適用される。但し通常この応力を考慮しなくとも差しつかえない場合が多い。

## 9 条　応力算定の基本仮定

1. 弾　　性

$$\sigma_g\geqq\sqrt{\sigma_1^2+\sigma_2^2-\sigma_1\sigma_2} \quad \cdots\cdots(c)$$

溶接継目やリベット，ボルトのような寸法が小さくすべり変形が拘束を受けて，破断を対象として破壊を考えるのが適当な部分に対しては，主ひずみ説（Mariotte-Poncelet の仮説）を用いると実験に合うと言う研究が最近再び行われている。これを用いれば

平面変形状態　$\sigma_g\geqq\sigma_1-\nu(\sigma_2+\sigma_3)$ ……(d)

平面応力状態　$\sigma_g\geqq\sigma_1-\nu\sigma_2$ ……(e)

または

$$\sigma_g\geqq(1-\nu)\frac{\sigma_x}{2}+\frac{(1+\nu)}{2}\sqrt{\sigma_x^2+4\tau_{xy}^2} \quad \cdots\cdots(f)$$

鋳鉄のようなもろい材料で破壊は垂直応力によるものと考えられるからこのばあいは主応力度で検定すればよい

$$\sigma_1=\frac{1}{2}(\sigma_x+\sigma_y)+\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x-\sigma_y)^2+4\tau_{xy}^2} \quad \cdots\cdots(g)$$

$$\sigma_2=\frac{1}{2}(\sigma_x+\sigma_y)-\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x-\sigma_y)^2+4\tau_{xy}^2} \quad \cdots\cdots(h)$$

通常 $\sigma_y$ を無視すると

## 6条　許容応力度

1.　3条に規定してある構造材料の許容応力度は，通常の場合4表による。

4表　構造材料の許容応力度　t/cm²

| 材料 | 長期応力に対する値 | | | | | | 短期応力に対する値 | | | | | | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 圧縮 | 引張 | 曲げ | せん断 | 側圧 | 接触 | 圧縮 | 引張 | 曲げ | せん断 | 側圧 | 接触 | |
| 一般構造用鋼材 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 0.8 | 3.0 | 4.6 | 長期応力に対する値の1.5倍 | | | | | | リベットの許容力はリベット穴の径について算出するボルトの許容引張力は軸断面について算出する |
| リベット鋼 | — | 1.6 | — | 1.2 | — | — | | | | | | | |
| ボルト 黒 | — | 0.8 | — | — | — | — | | | | | | | |
| ボルト 中 | — | 1.0 | — | 1.2 | — | — | | | | | | | |
| 鋳鋼 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 0.8 | 3.0 | 4.6 | | | | | | | |
| 鋳鉄 | 1.0 | — | — | — | — | 2.8 | | | | | | | |

2.　相当大きい垂直応力度とせん断応力度とを同時に受ける場合は，その合成効果を考慮しなければならない。主応力度式による時はこれを前記構造材料の許容応力度の10%増以下とする。

3.　高温度に長時間保持される構造部分に対しては鋼材の温度クリープを考えて許容応力度を低減しなければならない。

1.　4表の値は令第90条に示すものと同じである。鋼構造計算では通常応力度の単位をt/cm²で表すことにしている。こゝに一般構造用鋼材とは2表に示す棒鋼，平鋼，形鋼，鋼板のことで一般の鋼構造に用いるものをいう。品質としては3条1表の構造用鋼材である。圧縮

# 3章　荷重並びに応力の算定

## 7条　荷重一般

構造計算に採用する荷重は，日本建築規格3001（建築物の構造計算）による。

## 8条　特殊の荷重

鋼構造物は前条による荷重の外，特殊の荷重として必要に応じ，下記の各項を考慮しなければならない。

1.　天井クレーン其他運搬装置による荷重。

2.　動力連動装置を支承する構造物では，この重量の外，ベルトの引張力。
なおシャフトの回転に伴う振動に対しても適当な考慮を要する。

3.　構造物の種類又は形状によつて温度変化のため特に大きい応力を受ける構造物は，その応力。

1.　天井クレーン其他運搬装置による荷重については5章クレーンを支持する構造部中に規定してある事項を用いて荷重の大いさ及び方向を算定する。

2.　動力連動装置を支承する構造物では装置の重量の外に特に革ベルトによつて動力を伝達する場合はベルトが引張力をもつているからその引張力も荷重として取り上げねばならない。

この場合ベルトの引張側とゆるみ側とでは張力が異なるから合力の方向は必ずしもベルト車中心線上にあるものではない。

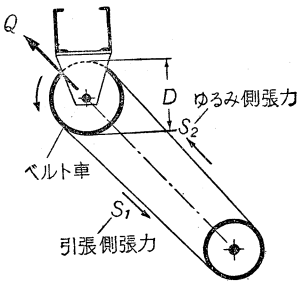
自重としてはベルトの重量を加えて

軽工業機械……$g=100\sim150$ kg/m

重工業機械（但し伝達力の大なるもの）

$g=200\sim300$ kg/m

ベルトの引張力に基因する荷重はたとえば 8・1 図中の $Q$ である。これに対し次の概算式が示されている。




8・1 図

$$Q=(4.3\sim7.2)\frac{N}{nD}\ \text{ton}\quad\cdots\cdots(8.2.1)$$

$D$……ベルト車の直径 m

$N$……動　　力（馬力）

$n$……一分間の回転数

2. 温度変化の激しいために応力の生ずるような建物はその応力も計算にのせねばならない。この種のものとしてはその用途別で言うとたとえば電気炉工場，平炉工場，鋳造工場のような工場建築物やまた，たとえば建物が非常に長大で日射に基づく温度応力を無視できないような場合に適用される。但し通常この応力を考慮しなくとも差しつかえない場合が多い。

## 9 条　応力算定の基本仮定

1. 弾　　性

鋼構造物はこれを弾性体として取扱う。但し特に支障のない場合には，塑性変形をも考慮する事ができる。

2. 材の接合部

材の接合部は，次のように仮定する事ができる。

1. トラスの節点は，特別の場合を除いて，これをピン接合と見なし，二次応力の影響を無視する。
2. 十分な添板を用いて接合したはり材・柱材の継手はこれを連続（剛接合）とみなす。
3. 通しガセットプレートを用いた柱材とはり材との仕口は，これを剛接合とみなす。
4. 接合山形鋼の類で，間接に接合した柱材・はり材の仕口は，半剛接合とみなし，接合部の変形を考慮するのがよい。
5. 柱脚は，これを強剛な基礎に十分なアンカーボルトで緊結した場合，もしくは強力な鉄筋コンクリートで包んだ場合の外は固定端とみなす事ができない。

3. 断面二次モーメントの算定

材の剛比計算に用いる断面二次モーメントの算定に当つては，リベット穴による材の断面減少を無視する事ができる。

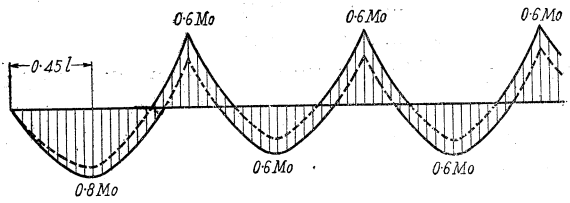
1. 構造物は弾性体として取扱うのを原則とするが，特に支障のない場合には塑性変形を考

慮して設計することができる。この場合には材応力は材料の降伏値に到達することがあるものとする。塑性変形を生ずるような部分ではその応力状態で大なる変形があるから変形を微小に止める必要のあるときはこのような取扱いをすることはできない。

2. 独立基礎に乗る柱脚は通常之を固定と見なすよりも半固定と考える方が妥当である。

## 10 条　応力の算定

1. 構造物各部の応力は前条の仮定に基づいてできるだけ正確に求めなければならない。
2. 特別の場合には次の略算によることができる。
   1. 部材に等大且つ等間隔の集中荷重が作用し，その加力点が 4 個以上の場合にはこれを等分布荷重に換算してその応力を求める。
   2. 等スパンの連続ばりであつて各スパンの荷重が均一な場合には，下記の設計用曲げモーメントを使用する。(1 図参照)




1 図

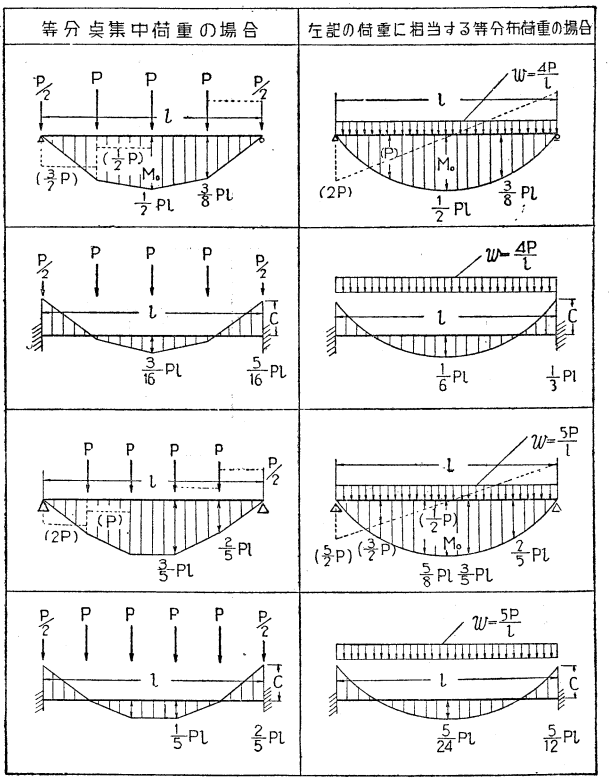
| | | |
|---|---|---|
| 中間支点及び中央曲げモーメント | $0.6M_0$ | t·cm |
| 終端スパンの中央曲げモーメント | $0.8M_0$ | t·cm |
| 記号　$M_0$＝単純ばりとしての最大曲げモーメント | | t·cm |

但し荷重が等分布でない場合は終端スパンの中央正曲げモーメントは適当に補正する必要がある。

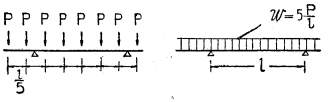
等分点荷重に相当する等分布荷重

大さ等しい等分点荷重を等分布荷重に換算したときの曲げモーメントを実際の曲げモーメントに比較すると，単純支持のものでは換算値の方がいずれも大きな値を与え従つて安全側の計算になる。両端固定のものは (i) 4 等分点荷重では固定端モーメントは換算値の方が約 7 % 大，中央曲げモーメントは 11% 小となる。しかし (ii) 5 等分点荷重では両端及び中央共 4 % の誤差となる。そこで荷重が 5 等分点以上に作用する場合に対して近似的にこれを等分布荷重とみなし得ると定めている。但しせん断力に対しては別に注意を要することは言うまでもない，すなわち等分布荷重ではせん断力はスパンの中央で零であるが，集中荷重の場合はせん断力が存在する。(図中点線及び (　) 内の数字はせん断力を表している。)

なお，荷重の大さ並びに間隔が等しければ 5 等分点以上のとき 10·2 図のように左右いずれへずれていても等分布とみなすことができる。

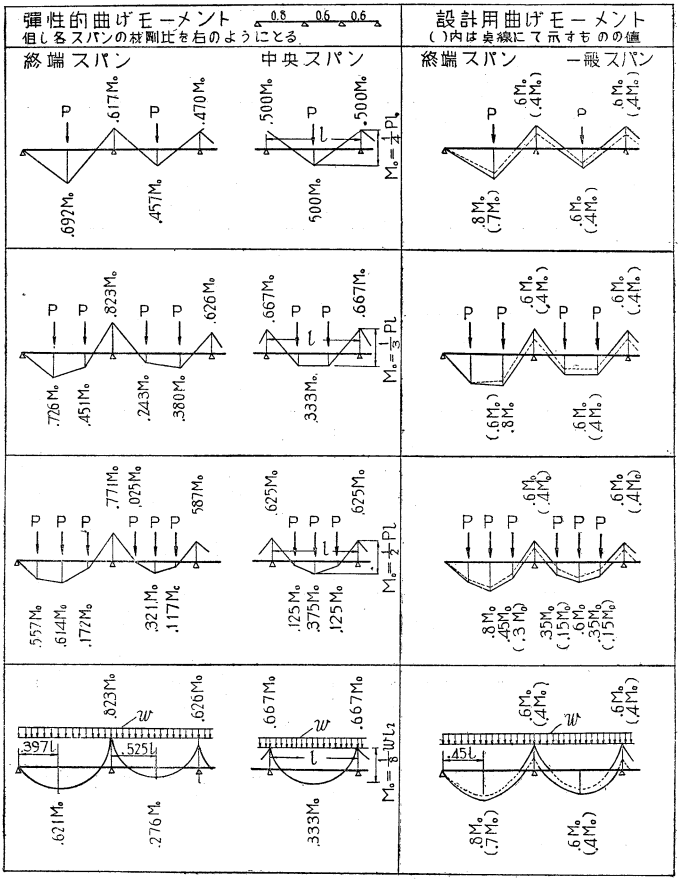



10・1 図




10・2 図

等スパン連続ばりが一様な対称荷重を受けるとき支点に於ける塑性変形を許容すると材端の固定度が減じて本条2項に示す設計用曲げモーメントをうる。10・3 図で明かなように中間支点及び中央曲げモーメントは実際より 20% 程大きな値を示し，また終端スパンの正曲げモーメントは一般に安全側であるが，等分点荷重の場合には余裕がなく，2集中荷重が外端に偏するに従い，やゝ危険側となる。この場合については更に検討を要する。




10・3 図　等張間連続ばりの設計用曲げモーメント

# 4 章　部材並びに接合部の算定

## 1 節　総　　則

### 11 条　設 計 応 力

構造物各部の設計応力は通常の場合建築基準法施行令第 82 条第 2 号に定める応力の組合せのうち，最も不利なものを採る。

建築物の用途によつては前項の他特殊の荷重による応力をも考えなければならない。な

お同一の断面内において応力の大いさがひん繁に変る場合には 52 条に従つて応力を増大しなければならない。

設計応力については建築基準法施行令第 82 条構造計算の原則第2号に 11.1 表のように定められている。

11.1 表　応力の組合せ

| 荷重の状態 | | 一般の地方 | 雪　国 | 備　考 |
|---|---|---|---|---|
| 長　期 | 常　時 | $G+P$ | $G+P+S$ | *建築物の転倒，柱の引抜等を検討する場合は積載荷重は適当に減少した値をとる。 |
| 短　期 | 積雪時 | $G+P+S$ | $G+P+S$ | |
| | 暴風時* | $G+P+W$ | $G+P+S+W$ | |
| | 地震時 | $G+P+K$ | $G+P+S+K$ | |

記号　$G$＝固定荷重による応力
$P$＝積載荷重による応力
$S$＝積雪荷重による応力
$W$＝風圧力による応力　但し雪国に於て $S$ と同時に考える場合はせん風による値をとる。
$K$＝地震力による応力

同施行令第8節中の令第 86 条（積雪荷重）令第 80 条（風圧力），令第 88 条（地震力）等の各条において，多雪地区，風圧力の軽減，地震力に対する軟弱地盤等の指定は，いずれも建設大臣が定めることになつており，これについて昭和 27 年7月に建設省告示第 1074 号が公布されている。

なお以上の諸法令で定められていないものについては，JES 建築 3001 を参考にして定めればよい。もし法令と規格の両方に定められてあつて，くい違いのある場合は法令が優先するものと考えなければならない。

### 12 条　断面の割増

構造物の各部は強度計算上の誤差，施工の不備，さび・腐食・すりへり等を考えて必要に応じこれを増強する。

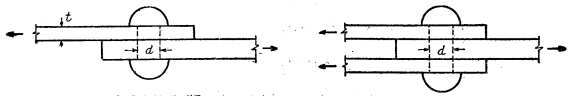
## 2節　接　　合

### 13 条　リベットの許容力

1. リベットの許容力はリベット穴の径についてこれを算定する。この場合のリベット穴の径は日本工業規格による。
2. リベットの許容力は下式による許容せん断力 $R_s$ 又はリベット穴壁の許容側圧縮力 $R_t$ の中小さい方の値とする。（付表 1 参照）（2図参照）

$$R_s=\frac{\pi d^2}{4}\cdot f_s \quad \text{1面せん断の場合}$$
$$R_s=\frac{\pi d^2}{2}\cdot f_s \quad \text{2面せん断の場合} \qquad \cdots\cdots (1)$$
$$R_l=d\cdot t\cdot f_l$$

記号　$R_s$＝リベットの許容せん断力　t
$R_l$＝リベットの許容側圧縮力　t
$f_s$＝リベットの許容せん断応力度　t/cm²
$f_l$＝リベットの許容側圧縮応力度　t/cm²
$d$＝リベット穴の径　cm
$t$＝接合される両材片の板厚（又は板厚の和）の小さい方の値　cm



1面せん断　　2面せん断

2図

3. 純粋な引張を受けるリベットの許容力は下式による。(付表1参照)但し通常の引張リベットの場合は，偏心を考慮してリベットの許容引張応力度を低減する。

$$R_t=\frac{\pi d^2}{4}\cdot f_t \qquad \cdots\cdots (2)$$

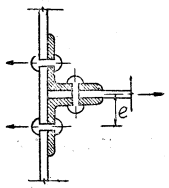
記号　$R_t$＝リベットの許容引張力　t
$f_t$＝リベットの許容引張応力度　t/cm²

平リベットまたは皿リベットはやむを得ない場合の外は，引張材として使用することはできない。

3. 引張リベットはやむを得ない場合の外は使用しない方がよい。これは，通常の細部構造によれば純粋の引張力だけを受けるリベットはほとんどないからである。

純粋の引張力だけを受ける場合については Wilson の実験[1] がある。これによると大部分の引張リベットはリベット軸から切断し，その強さはリベット材の引張強度と同等であることが示されている。

リベットが偏心的に引張られるときはリベットの耐力は著しく減少する。$f_t'$ を偏心リベットの許容引張力とすれば，



13・1 図

1) W.M. Wilson and W.A. Oliver : Tension Tests of Rivets. Univ. of Ill. Bulletin No. 43. June 24. 1930

$f_t' = f_t(1-0.2\sqrt{e})$　　t/cm²

$f_t$ ＝リベットの許容引張応力度　　〃

$e$ ＝偏心　　cm

但しこの式は Young の実験式[1]に基づいたものである。L-75×75 の場合，$e$>4 cm となるから $f_t'$ は $f_t$ の半分程度になる。

やむを得ず引張リベットを用いる場合は，リベットに曲げ応力が働かないように，山形鋼にリブをつける等の補強をして，曲がることのないようにする必要がある。その実例として，ドり端におけるリブつきのトップ・アングルがある。この場合リブが適当に配置され，且つ偏心距離が比較的少い場合はリベットは比較的完全に引張リベットとして働くが，偏心距離が増大するに従つて曲げの影響が多くなつて，実験[2]によればリベットの強さは引張強度の約 80% 程度まで減少することが明らかにされている。

リベットに引張応力 $\sigma_x$ とせん断応力 $\tau$ とを同時に受ける場合は，各応力がそれぞれの許容応力度より小さいことを確かめる他に合成効果を考慮しなければならない。合成効果による鋼材の破壊（又は破損）に対しては，6条2に示されているように主応力度式によつて合成応力度を求め，これがリベットの引張許応応力度の 10% 増より小さいことを検証するのも一つの方法として提示されているが，解説にも述べられているようにせん断弾性ひずみエネルギー説または主ひずみ説による方が実状に即すると考えられる。（6条の2解説参照）。

なおこの場合，リベットに曲げモーメントの生じないように適当な処置を講じておかなければならない。

## 14条　リベット接合に対する注意

1. 材端に於て応力の方向に並ぶ継手リベット1列のリベット数は，はなはだしく多過ぎないようにする必要がある。やむを得ない場合は全リベットに対する応力の不均等分布を考慮してリベットの許容耐力を低減する。
2. リベットで締付ける板の総厚は，リベット穴径の5倍以下とする。やむを得ず5倍を超過する場合には，適当にリベット耐力を低減する。
3. 前項の外，リベット接合に関しては付表3によるのを標準とする。

1. 材端において応力の方向に並ぶ1列リベットは，弾性範囲内ではリベットの受ける応力は不均等である。実験[3]によれば，両端部のリベットの応力は大で中央部に近づくに従つて小となり，リベット数が増すに従つてその差が著しくなつている。直径 19 mm$\phi$ のリベットで6本並んでいる場合の例を挙げると，端部のリベット応力は中央部のリベットの応力の2倍以

1) C.R. Young : Tensile Working Stress for Rivets Investigated, Eng. N.R., 1928, No. 5

2) 内藤多仲，外：鉄骨構造接合部の実験的研究，日本建築学会研究報告第 29 号（昭和 29 年 10 月）

3) A. Hertwig und H. Petermann : Über die Verteilung einer Kraft auf die einzelen Niete einer Nietreihe. (Bautech. 7 Jah. Heft 54. 13 Dez. 1929)

上に達している。実際の場合には端部のリベットが降伏点に達すると，逐次中央部のリベットに降伏が進んで応力は均分するものと考えて平均強度で設計するのであるが，せん断ひずみは比較的小さいから1列打のリベット数が多くなると応力の不均等分布が回復されない中に端部のリベットの応力は最大値に達する恐れがある。このような現象を考慮して1列リベットのリベット数はあまり多くならないように適当な方法を講じなければならない。

また特に繰返荷重を受ける場合は不均等分布による端部の応力集中の影響が非常に大きく現われるゆえ注意を要する。

## 15条　ボルト接合

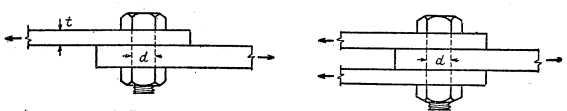
1. 構造主体の継手特に振動又は衝撃を受ける継手には，一般にボルトを使用することはできない。但しやむを得ない場合は，中ボルトを使用することができる。
上記中ボルトのナットはち緩しないことが必要であり，必要に応じて二重ナットとする。なおボルト穴はボルト径より 0.5 mm 以上大きくすることはできない。

2. せん断を受けるボルトの許容力は下式による許容せん断力又はボルト穴壁の許容側圧縮力の中，小さい方の値による。(付表2参照)（3図参照）

$$\left.\begin{aligned} R_s &= \frac{\pi d^2}{4}\cdot f_s \qquad \text{1面せん断の場合} \\ R_s &= \frac{\pi d^2}{2}\cdot f_s \qquad \text{2面せん断の場合} \\ R_l &= d\cdot t\cdot f_l \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (3)$$

$R_s$＝ボルトの許容せん断力　t
$R_l$＝ボルトの許容側圧縮力　t
$f_s$＝ボルトの許容せん断応力度　t/cm²
$f_l$＝ボルトの許容側圧縮応力度　t/cm²
$d$＝ボルト軸の直径　cm
$t$＝接合される両材片の板厚（又は板厚の和）の小さい方の値　cm

3. 引張を受けるボルトの許容力は下式による。
(付表2参照) 但し偏心がある場合は，これを考慮して適当に低減する。



1面せん断　　2面せん断

3図

$$R_t = \frac{\pi d^2}{4}\cdot f_t \cdots\cdots (4)$$

記号　$R_t$＝ボルトの許容引張力　　t
　　$f_t$＝ボルトの許容引張応力度　　t/cm²
　　$d$＝ボルト軸の直径　　cm

ボルト接合については，令第 67 条1によつてその使用範囲が限定されている。

やむを得ずボルトを比較的重要な接合部に使用する場合は，正確に仕上げられたボルトを用い，ボルト穴のゆるみもできるだけ少くすることが望ましいが，本規準では一応ボルトは中ボルト，穴のゆるみは 0.5 mm 以下と定めてある。ボルトは仕上程度で上，中，黒とあり，ねじの精度で 1. 2. 3. 4 の4級に分れておりこれ等の中で中3級程度でよいと思う。しかし穴のゆるみは最大 0.3 mm 程度にとどめるべきであろう。（ボルトの品質は JIS B 1154 参照）。

なお前記条文にもあるように，ボルトの場合はナットがゆるまないように注意しなければならない。それには二重ナットあるいはスプリングワッシャー等を用いる方法もあり，またナットを溶接してもよい。この溶接はボルトのねじをつぶしてナットのもどりをとめればよいのであるから，アークまたはガス溶接の何れでもよい。コンクリートに埋め込まれる場合はゆるむ心配はないので，以上のような処置をとる必要はない。

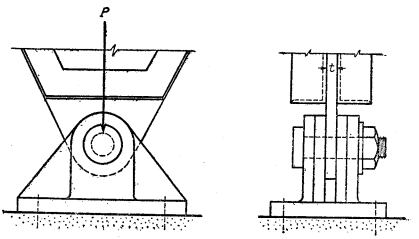
## 16 条　ピ ン 接 合

1. せん断及び曲げを受けるピン軸の断面を算定する場合は，特に短いはりとしての応力分布を考慮しなければならない。
2. 引張を受けるピン接合の板部は，特に軽微なものを除き，ピン穴内縁に集中する応力に対して十分安全なように，その断面を定める。
3. 圧縮を受けるピン接合の板部に生ずる応力度は，下式により算出する。この応力度は，板の許容圧縮応力度を超過してはならない。（4図参照）

$$\sigma=\frac{2P}{td} \qquad \text{t/cm}^2 \cdots\cdots (5)$$

記号　$d$＝ピンの直径　　cm
　　$t$＝ピンの板部の厚さ　　cm

4. ピンで部材を連結する場合には，その連結部において部材が移動しないように装置を施し，ピンの両端は座金の有る普通ナットを備え，割ピン等によつてナットがち緩しないようにする。ピンの穴の大きさはピン軸に十分適合することが必要である。

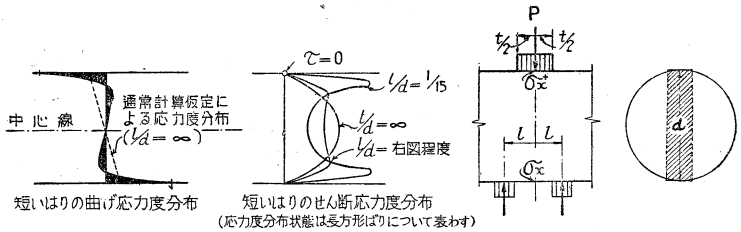


4 図

1. ピン軸のようにその直径に比較して荷重の支点間隔の狭いいわゆる短いはりでは，軸内に生ずる曲げ応力度またはせん断応力度の分布は，支点間隔の広い通常の細長い曲げ材の応力分布とは 16・1図の様にその様相を異にするから，厳密にはこの点を考慮しなければならない。勿論同様なことがリベットまたはボルトに対しても得られるが，ピン接合が構造中の致命的部

分をなすから特にこの場合その注意を加えたのである。

まず最大曲げ応力度 $\sigma_x^+$ はピンの圧縮側の縁維に現われるが，これは板の加圧によつて生

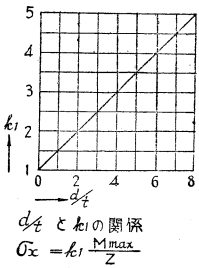



16・1 図

ずるピン軸に直角方向の圧縮応力度と合成され，せん断破壊説によれば，一般に安全となつて検算を要しないこととなる。引張側縁維の曲げ応力度 $\sigma_x^-$ は $\sigma_x^+$ に比してはるかに小さいが，通常 Navier の式から求めた値 $M_{max}/Z$ に比しては大きく，今これを

$$\sigma_x^- = k_1 \frac{M_{max}}{Z} \quad \cdots\cdots (1)$$

で表わすと $k_1$ は $d/t$ に応じ 16・2 図から定めれば大体安全と見ることができよう。上式で求めた $\sigma_x^-$ はピン材の許容引張応力度より小なるを要する。




16・2 図

次に最大せん断応力度の値は支点間隔がごく短い場合 ($d/l>8$) は支点間隔が十分に長い場合のそれに比較して増大するが，通常建築物で用いられる程度のピン形状の場合最大せん断応力度の値はむしろ幾分減少する傾向がある。すなわちピン軸内に生ずる最大せん断応力度は一般に十分支点間隔の長い円形軸内に生ずる値

$$\tau_{max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\frac{P}{2}}{A} = \frac{8}{3} \cdot \frac{P}{\pi d^2} \quad \cdots\cdots (2)$$

を採つて置けば安全であろう。$\tau_{max}$ はピン材の許容せん断応力度より小なるを要する。

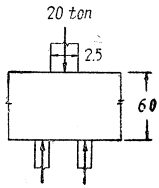
例　題

$$\frac{d}{t} = \frac{6}{2.5} = 2.4$$

∴　16.2 図より $k_1 = 2.2$

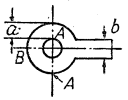
(1) 式より　$\sigma_x^- = 2.2 \times \dfrac{\frac{1}{4} \times 20 \times 2.5}{\pi \times \frac{6^3}{32}} = 1.3 < 1.6\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

(2) 式より　$\tau_{max} = \dfrac{8}{3} \times \dfrac{20}{\pi 6^2} = 0.47 < 0.8\ \mathrm{t/cm^2}$ 可




16・3 図

2. 引張を受けるピン接合の中アイバーのように比較的軽微なものではピン(板部)の寸法は経験上，大約下のような比例のものが用いられ，またこれで一応不都合はないとされている。



16・4 図

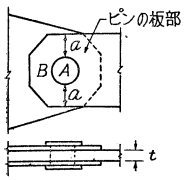
$$a/b=0.7\sim0.75 \quad (\text{板厚は一定として})$$

しかしこの場合 $A,B$ 部特に $A$ 部にはかなりの応力が集中するので理論的に解析して見ると上に記載した比例の場合には軸部の平均応力度の大約 2.5～2.8 倍の応力度が生じていることが解る。実際には応力の集中する局部 $A$ が降伏することによつてさして不都合なく処理されわけであるが，もしピンが重要な構造のものであれば $A$ に集中する応力 $\sigma_A$ は少くとも材の弾性限度を超過しないような設計とすることが望ましい。

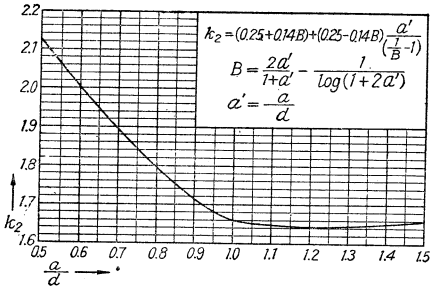
下にピン接合の板部が 16.5 図のような組立構造の場合 Müller Breslau の曲りばりの理論を用いて算出した $\sigma_A$ の値を示しておく。

$$\sigma_A=\frac{P}{at}\times k_2$$

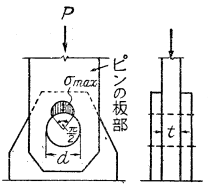
ここに $k_2$ は 16・6 図より求められる。



16・5 図



16・6 図



16・7 図

3. ピンの板部が 16.7 図のように圧縮に働く場合の算式を求めた。この場合ピン軸と板部の間のすきを考慮し両者が図のように $\pi/2$ ずつ接触ししかも，圧縮応力度の分布が cosine 曲線 $\sigma=\sigma_{max}\cos 2\Phi$ を示すものと仮定すると，

$$P=t\int_{-\frac{\pi}{4}}^{\frac{\pi}{4}}\sigma\frac{d}{2}\cos\Phi\, d\Phi=0.943\frac{d}{2}t\,\sigma_{max}\fallingdotseq\frac{d}{2}t\sigma_{max}$$

これより規準の公式が導かれる。

土木関係[1]では，$\sigma=\sigma_{max}\cos\Phi$ と仮定して

$$\sigma_{max}=\frac{1.6P}{t.d.}$$

を用い，$d\geqq 7.\text{cm}$ と定めている。しかし本規準においては $\sigma_{max}\leqq 1.6\,\text{t/cm}^2$ を採用するのに

1) 土木学会：土木工学ハンドブック，P.801.1954 年版

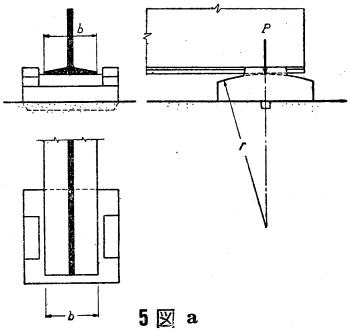
対し，土木では $\sigma_{max} \leqq 1.3\ t/cm^2$（鋼道路橋）となつているので，ほとんど同様の結果となる。

## 17 条　すべり支承又はローラー支承

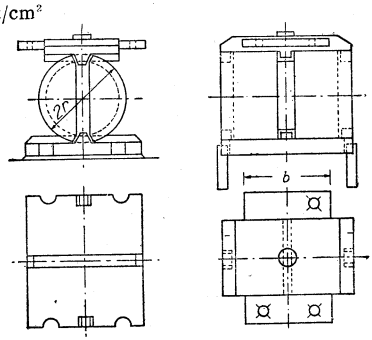
すべり支承（5.a 図）又はローラー支承（5.b 図）の断面は下式により算定する。

$$0.42\sqrt{\frac{PE}{br}} \leqq f_0 \qquad t/cm^2 \cdots\cdots (6)$$

記号　$E$＝支承材のヤング係数　$t/cm^2$
$b$＝支承の幅　cm
$r$＝曲率半径（円の半径）　cm
$f_0$＝許容接触応力度　$t/cm^2$




5 図 a




5 図 b

ローラー等に起る曲面接触の問題を扱つた各種の解法の中最もまとまつたものは，Hertz の解法[1] である。これによれば半径 $r_1, r_2$ の球が $P$ なる圧縮力にて押え付けられたとき，弾性限度内ではその最大接触応力度は

$$\sigma_{max} = 0.388\sqrt[3]{PE^2\left(\frac{r_1+r_2}{r_1 r_2}\right)^2}$$

これを長さ $b$ の円筒面が接触する場合に拡張すると

$$\sigma_{max} = 0.418\sqrt{\frac{PE(r_1+r_2)}{br_1r_2}}$$

更にローラーのように一方が平面の場合に対しては $r_2 = \infty$ とおくことによつて規準の公式が導かれる。

例　題

5.a 図のような鋳鋼製すべり支承を設計する。

今 $b = 10$ cm，$E = 2{,}100\ t/cm^2$，$r = 25$ cm，$P = 10$ ton とすれば

$$\sigma = 0.42\sqrt{\frac{10\times 2{,}100}{10\times 25}}$$

1)　Bleich : Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, 556 Springer, Berlin, 1924,　土木学会：土木工学ハンドブック，P.800.1954 年版。

$=3.85<4.6\ \mathrm{t/cm^2}$　可

また支承板の底面積及び厚さはそれぞれ基礎の圧縮及び支承板の曲げモーメントから算出すればよい。なおこのような設計ではけり支承点には摩擦係数を0.2とすると

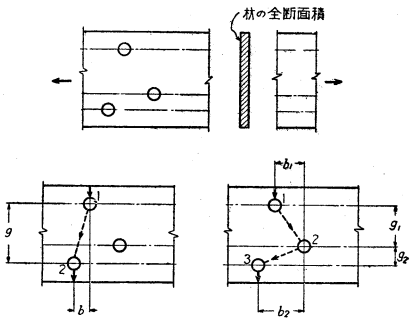
$10\times0.2=2\ \mathrm{ton}$

の摩擦力が生じうるからこの点注意を要する。

## 3節 引　張　材

### 18条 引張材の断面計算

1. 引張材の有効断面積は，リベット穴を縫つて想定される各種の破壊線について，下記の方法により算出した材の等価断面積の中，その最小なものをとる。材の等価断面積とは，軸に直角な材の断面積から，リベット穴による断面欠損面積を破壊線に沿い，順次差引いてこれを求める。この場合リベット穴欠損面積は，破壊線に沿う第1リベットについては正味欠損面積 $a_0$（リベット穴径×材厚）第2リベット以下については各々これに先立つリベット穴に対する関係位置に応じ，下の等価欠損面積 $a$ をとる。（6図参照）




6図

$b\leqq0.5\,g$ のとき　　$a=a_0$

$b>0.5\,g$　〃　　$a=\left(1.5-\dfrac{b}{g}\right)a_0$

記号　$b$＝リベットの間隔　　cm

$g$＝リベット列の間隔（ゲージ）　　cm

なお　$b>1.5\,g$　の場合にはこのリベット穴を縫う破壊線は，想定する必要がない。

2. 引張材の断面は下式により算定する。

$$\frac{N}{A_n}\leqq f_t \qquad \mathrm{t/cm^2}\cdots\cdots(7)$$

記号　$N$＝引張力　　t

$A_n$＝有効断面積　　$\mathrm{cm^2}$

$f_t$＝許容引張応力度　　$\mathrm{t/cm^2}$

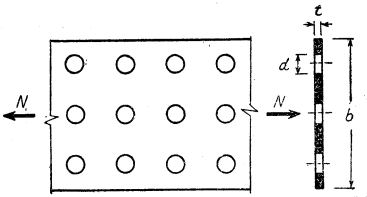
1.1 リベット接合引張材の有効断面積 $A_n$ はリベット穴が 18·1 図のように碁盤目状に配置されている場合には明らかに次式で表わされる。

$$A_n=A_g-ndt=(b-nd)t$$

符号　$A_g=bt$＝全断面積　　$cm^2$

$n$＝応力方向に直角な断面中にあるリベット穴の数

しかしリベット穴が千鳥形あるいは不規則に配置されている場合には斜め破壊の可能性があり，そのリベット穴をいかに控除するかが問題となる。これについて Cochrane[1] Steinmann[2] 等の研究があるが[3] 鋼材のせん断すべり破壊をもととして理論式を誘導すると 18・2 図の記号を用いて次式が得られる。



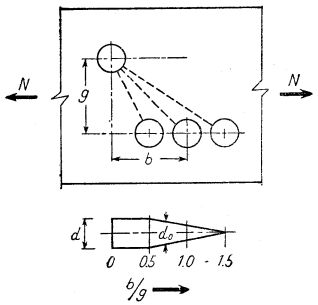
18・1 図

$g \geqq b$ の場合　$d=\dfrac{g}{\sqrt{b^2+g^2}}d_0$

$g<b$ の場合　$d=\dfrac{d_0\sqrt{b^2+g^2-(b-g)^2}}{2b}$

且つ零以上

上式は実用上複雑であるので，これを直線式に修正して本規準の略算式を得たのである。



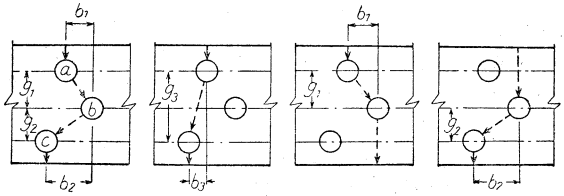
18・2 図

1.2 2リベットが不規則に配置してある場合はまず第1のリベット穴を控除し，第2のリベット穴として控除すべき等価リベット穴径 $d$ をその関係位置の状況に応じて次表のように定める。(18・2 図参照)

| 範　　囲 | 第2のリベット穴径として差引くべき等価リベット穴径 $d_0$ | 備　　考 |
|---|---|---|
| $b \leqq 0.5g$ のとき | $d=d_0$ | 全リベット穴を控除する |
| $0.5g \leqq b \leqq 1.5g$ のとき | $d=(1.5-\dfrac{b}{g})d_0$ | 直線補間 |
| $1.5g \leqq b$ のとき | $d=0$ | リベット穴控除を要しない |

1.3 多数のリベット穴が千鳥形又は不規則に配置してあるときは，いろいろな破壊線を想定して上の方法によつて正味断面積を求めその最小のものを有効断面積とする。(18・3 図)

1) Victor H. Cochrane : Eng. N.R., 1949. 4. 23
T.A. Smith, V.H. Cochrane : Eng. N.R., 1915.5.6
V.H. Cochrane : Eng. N.R., 1922. 11.16
2) D.B. Steinmann : Eng. N.R., 1917. 6.14
3) C.H. Chapin : Bulletin American Railway Engineering Association Vol. 36, No. 374, 1935. 2



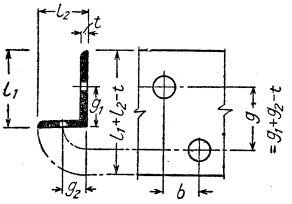

18·3 図

1.4 山形鋼の類では脚を展開してこの規定を適用する。この場合，脚の展開の仕方は通常 18. 4 図のように脚の内側を中心として開き，従つてリベット列中心線間距離 $g$ は同図の記号を用いて

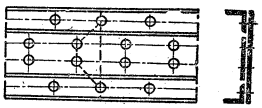
$$g=g_1+g_2-t$$

と採るのが普通である。

組立材の場合は各素材の有効断面積の総和をもつてその有効断面積とする。(18·5 図)




18·4 図



18·5 図

1.5 欠損面積算出の場合の穴径は JAS. 6 鉄骨工事 6. 4. 1 の規定による。この際注意を要するのはポンチ明けの場合で，ポンチの機構上から穴は円錐状に明き穴径は上下の平均でリベットの公称径 +2～2.5 mm 程度大きく明く。又打抜きの際に周辺の組織が荒されるのでポンチ明けの場合には欠損リベット穴径をリベットの公称径 +3 mm 程度にする事が望ましい。

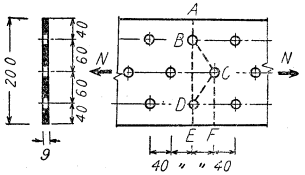
例題 18·1 リベット穴径が 2.05 cm のとき 18·6 図の有効断面積

(i) 破壊線 $ABDE$

第1リベット $B$ (全断面控除) $d=2.05$ cm

リベット穴 $D$ $(b=0)$ $d=d_0=2.05$ cm

$\Sigma d=4.10$ cm




18·6 図

(ii) 破壊線 $ABCF$

第1リベット $B$ $d_0=2.05$ cm

リベット穴 $C$ $(b=4$ cm, $g=6$ cm$)$ $d=(1.5-\frac{b}{g})d_0=1.71$ cm

$\Sigma d=3.76$ cm

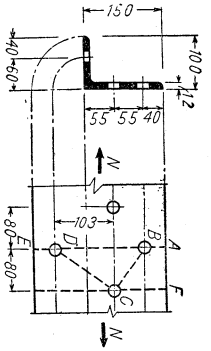
(iii)破壊線 *ABCDE*

第1リベット *B*　　$d=2.05$ cm

リベット穴 *C*($b=4$ cm, $g=6$ cm)　$d=1.71$ cm

リベット穴 *D*($b=4$ cm, $g=6$ cm)　$d=1.71$ cm

$\Sigma d=5.47$ cm




18·7 図

ゆえに *ABCDE* が最弱断面となり有効断面積は

$A_n=(20.0\text{ cm}-5.47\text{ cm})\times 0.9\text{ cm}=13.08\text{ cm}^2$

例題 18·2　リベット穴径各 2.05 cm のとき

18.7 図の有効断面積

脚を展開して前記の例題と同様に計算すると

破壊線 *ABDE* に対して控除すべきリベット穴の和は　4.10 cm

破壊線 *ABCDE* に対して　〃　3.62 cm

破壊線 *ABCG* に対して　〃　2.14 cm

破壊線 *FCDE* に対して　〃　3.53 cm

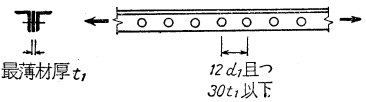
従つて *ABDE* が最弱断面であつてその有効断面積 $A_n$ は

$A_n=28.56\text{ cm}^2-4.10\text{ cm}\times 1.2\text{ cm}=23.64\text{ cm}^2$

## 19 条　引張材に対する注意

1. 引張材に打つ連続リベットのピッチは直径の 12 倍以下，且つ集結材片中の最薄材厚の 30 倍以下とする。
2. 引張材の材端接合部においては，その重心軸とリベット中心線とをなるべく一致させ，偏心のあるときはその影響を考慮して設計する。
3. 端部接合状態により，材の全断面に引張力が働き得ない場合は，材の有効断面積を適当に低減する。

1.1 引張材に打つ連続リベットはその集結各材片が一体として働かねばならないことから，従来の慣習によつて，そのピッチを，リベット直径の12倍以下且つ集結片中の最薄材厚の30倍以下と定めた。(19·1 図)




19·1 図

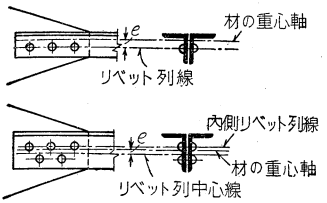
2.1 端部接合はなるべく部材重心軸とリベット列中心線とを一致せしめる必要がある。やむを得ず偏心を生ずる場合は偏心による曲げモーメントを考慮して計算する。曲げモーメントを伴う場合の計算は次式による。

$$\sigma=\frac{N}{A_n}\left(1+\frac{e_x}{k_x}+\frac{e_y}{k_y}\right)\leqq f_t$$

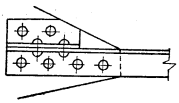
記号　$e_x=\dfrac{M_x}{N}$, $e_y=\dfrac{M_y}{N}$　　偏心距離 cm

$$k_x=\frac{Z_{xn}}{A_n}\div\frac{Z_x}{A},\quad k_y=\frac{Z_{yn}}{A_n}\div\frac{Z_y}{A}$$ 核距 cm

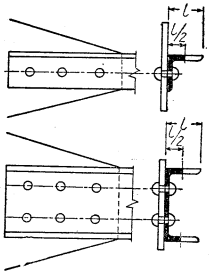
山形鋼では端部のリベット線と材軸線とは一致しないのが普通で部材には必ず偏心力が生ずるが，2山形鋼をガセット板の両側に背中合せに用いた程度では（19・2 図）この影響は，さ程大きくないから考慮しなくともよい[1]。通常作業のしやいように単列のときはそのリベット列線を，複列の時は内側リベット列線をトラス線に合せる[2]。この場合に材端部に添えアングルを用いて補強するのもよい方法である。（19・3 図）




19・2 図



19・3 図




19・4 図

3.1 簡単な引張材（ラチス等）に単一山形鋼やみぞ形鋼をガセット板の片側にのみ用いる場合がある。この時は他の部材との接合が必らず偏心となるが，これを曲げを伴う引張材として一々計算するのは煩雑であるので，突出脚の 1/2 を無視した断面で略算してよい。（19・4 図）

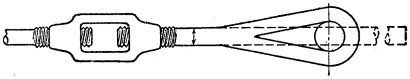
## 20 条 アイバー及びループバー

アイバー又はループバーは軽微な引張材に限つて使用することができる。その端部計算については 16 条による。

引張材に「アイバー」（20.1a 図）「ループバー」（20.1b 図）を用いるとき，端部ピン接合は16条の規定によつて計算する。材を途中で継ぐときは「ターンバックル」の類を用いる。これらは他の材との取付が困難であり，又ゆるみを生じやすいので軽微な引張材に限り使用しうることとした。



（a）アイバー



（b）ループバー

20・1 図

1) 棚橋 諒：鉄骨構造学，p.128，また 46 条の解説参照。
2) 同上及び Stahlbau Kalender. 1939. Heft 5, p.239

# 4節　圧　縮　材

## 21条　総　則

本節においては圧縮力を受ける材について規定する。曲げモーメントを受ける場合は，本章7節の規定により算定する。

この節では単純圧縮を受ける材の計算法だけを規定しているが，通常は曲げモーメントを同時に受けるので，本章7節の柱材の規定に従つて算定しなければならない。しかしその場合も，圧縮力に対しての算定はこの節に規定していることが基本となるので，それらの点から注意すべきことをも本節に規定した。

ねじり抵抗が小さい材ではねじり座屈を検討する必要がある[1]。

## 22条　圧縮材の有効断面積

1. 圧縮材の有効断面積はその全断面積をとり，リベット穴の控除を要しない。
2. 材厚が小で局部座屈を生ずる恐れがある時は，材の有効断面積は適当にこれを低減する。

1.1 圧縮材は座屈現象を考慮して許容座屈応力度を低減するが，有効断面積としては全断面積をとり，リベット穴の控除を要しないこととした。

2.1 圧縮材の計算は次条以下に述べるように，材の細長比の増すに従つて許容座屈応力度の値が減少することになるので，断面の形状としては回転半径が大きいほど経済的になるわけである。しかしそれらの連絡が不十分であつては不可であり，材の厚さをむやみに薄くすれば薄肉部で局部座屈を生ずるおそれがあるので，それに対する考慮が必要となる。

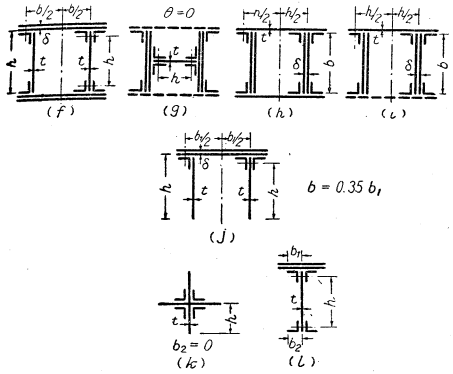
2.2 DIN 4114[2] では薄肉部の局部座屈を避けるため，自由部分のせい $h$ の高さと板厚さ $t$ との関係を 22.1 表のように定めている。

22.1 表　圧縮材の薄肉部の有効断面制限

| 材　形 | $\lambda$ の範囲 | $h/t$ の限度 |
|---|---|---|
| (a) (b) (c) (d) | $\lambda \leqq 75$ | $h/t \leqq 45$ |
| | $\lambda > 75$ | $h/t \leqq 0.6\lambda$ |
| (e) | $\lambda \leqq 75$ | $h/t \leqq 52.5 - 7.5\theta^2$ |
| | $\lambda > 75$ | $h/t \leqq (0.7 - 0.1\theta^2)\lambda$ |

1) ねじり座屈については最近研究が進んできているが，たとえば DIN 4114 Stabilitätsfälle (Knickung Kippung Beulung) Berechnungsgrundlagen 参照

2) DIN 4114 Stabilitätsfälle (Knickung. Kippung, Beulung) Berechnungsgrundlagen Blatt 1. Vorschriften 9




| | |
|---|---|
| $\lambda \leqq 75$ | $h/t \leqq 60-15\theta^2$ |
| $\lambda > 75$ | $h/t \leqq (0.8-0.2\theta^2)\lambda$ |
| $\lambda \leqq 75$ | $h/t \leqq 25.5-\left[10.5-15\left(\frac{b}{a}\right)^2\right]\theta^2$ |
| $\lambda > 75$ | $h/t \leqq \left\{0.34-\left[0.14-0.2\left(\frac{b}{a}\right)^2\right]\theta^2\right\}\lambda$ |
| $\lambda \leqq 75$ | $h/t \leqq 15+30\sqrt{\frac{b_2}{b_1}}$ |
| $\lambda > 75$ | $h/t \leqq \left(0.2-0.4\sqrt{\frac{b_2}{b_1}}\right)\lambda$ |

この表の記号は次の通りである。

$t$ ＝薄肉部の厚さ　　cm

$h$ ＝自由部分の高さ　　cm

$\lambda$ ＝圧縮材の算定に使用するこの材の細長比

$\theta = \dfrac{b \cdot t}{h \cdot \delta}$ ＝近似的に断面接合の弾性補剛度を表わす数，すなわち厚板との曲げ補剛接合と，当該薄肉部との関係を表わす数

$b \cdot t > h \cdot \delta$ であるか，あるいは補剛する板がない場合（たとえば 22.1 表 $g$ 図）は $\theta=1$ とする。

$\delta$ ＝補剛板の厚さ　　cm

$b$ ＝22.1 表の材形に図示する仮想幅　　cm

溶接した材の場合には 22.1 表の $h, b$ 及び $b_1$ は溶接中心までではかる。

上記範囲内のものは全断面を有効断面と考えてよいが，これをこえる範囲のものは，特に局部座屈の検討をしないかぎり，この部分を無視して計算するか，中間スチフナーを設けて局部座屈を生じないようにする。

## 23 条　単一圧縮材

1. 単一圧縮材の断面は下式により算定する。

$$\frac{\omega N}{A} \geqq f_c \qquad t/\mathrm{cm}^2 \cdots\cdots (8)$$

記号　$N$＝圧縮力　　$t$

$A$＝断面積　　$\mathrm{cm}^2$

$\omega = \dfrac{f_c}{f_k}$ ＝座屈係数（5 表参照）

$f_c$＝許容圧縮応力度　　$t/\mathrm{cm}^2$

$f_k$＝許容座屈応力度　　$t/\mathrm{cm}^2$

材の有効細長比 $\lambda$ に応じて下式から算定する。

$\lambda \leqq 30$ $\quad f_k = f_c$

$30 < \lambda \leqq 100$ $\quad f_k = f_c\left\{1-0.4\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2\right\}$

$\lambda > 100$ $\quad f_k = 0.6 f_c \Big/ \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$

5表 座 屈 係 数 $\omega$

| $\lambda$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | $\lambda$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0～20 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0～20 |
| 30 | 1.00 | 1.04 | 1.04 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.05 | 1.06 | 1.06 | 1.06 | 30 |
| 40 | 1.07 | 1.07 | 1.08 | 1.08 | 1.08 | 1.09 | 1.09 | 1.10 | 1.10 | 1.11 | 40 |
| 50 | 1.11 | 1.12 | 1.12 | 1.13 | 1.13 | 1.14 | 1.14 | 1.15 | 1.16 | 1.16 | 50 |
| 60 | 1.17 | 1.17 | 1.18 | 1.19 | 1.20 | 1.20 | 1.21 | 1.22 | 1.23 | 1.24 | 60 |
| 70 | 1.24 | 1.25 | 1.26 | 1.27 | 1.28 | 1.29 | 1.30 | 1.31 | 1.32 | 1.33 | 70 |
| 80 | 1.34 | 1.36 | 1.37 | 1.38 | 1.39 | 1.41 | 1.42 | 1.43 | 1.45 | 1.46 | 80 |
| 90 | 1.48 | 1.50 | 1.51 | 1.53 | 1.55 | 1.56 | 1.58 | 1.60 | 1.62 | 1.64 | 90 |
| 100 | 1.67 | 1.70 | 1.73 | 1.77 | 1.80 | 1.84 | 1.87 | 1.91 | 1.94 | 1.98 | 100 |
| 110 | 2.02 | 2.05 | 2.09 | 2.13 | 2.17 | 2.20 | 2.24 | 2.28 | 2.32 | 2.36 | 110 |
| 120 | 2.40 | 2.44 | 2.48 | 2.52 | 2.56 | 2.60 | 2.65 | 2.69 | 2.73 | 2.77 | 120 |
| 130 | 2.82 | 2.86 | 2.90 | 2.95 | 2.99 | 3.04 | 3.08 | 3.13 | 3.17 | 3.22 | 130 |
| 140 | 3.27 | 3.31 | 3.36 | 3.41 | 3.46 | 3.50 | 3.55 | 3.60 | 3.65 | 3.70 | 140 |
| 150 | 3.75 | 3.80 | 3.85 | 3.90 | 3.95 | 4.00 | 4.06 | 4.11 | 4.16 | 4.21 | 150 |
| 160 | 4.27 | 4.32 | 4.37 | 4.43 | 4.48 | 4.54 | 4.59 | 4.65 | 4.70 | 4.76 | 160 |
| 170 | 4.82 | 4.87 | 4.93 | 4.99 | 5.05 | 5.10 | 5.16 | 5.22 | 5.28 | 5.34 | 170 |
| 180 | 5.40 | 5.46 | 5.52 | 5.58 | 5.64 | 5.70 | 5.77 | 5.83 | 5.89 | 5.95 | 180 |
| 190 | 6.02 | 6.08 | 6.14 | 6.21 | 6.27 | 6.34 | 6.40 | 6.47 | 6.53 | 6.60 | 190 |
| 200 | 6.67 | 6.73 | 6.80 | 6.87 | 6.94 | 7.00 | 7.07 | 7.14 | 7.21 | 7.28 | 200 |
| 210 | 7.35 | 7.42 | 7.49 | 7.56 | 7.63 | 7.70 | 7.78 | 7.85 | 7.92 | 7.99 | 210 |
| 220 | 8.07 | 8.14 | 8.21 | 8.29 | 8.36 | 8.44 | 8.51 | 8.59 | 8.66 | 8.74 | 220 |
| 230 | 8.82 | 8.89 | 8.97 | 9.05 | 9.13 | 9.20 | 9.28 | 9.36 | 9.44 | 9.52 | 230 |
| 240 | 9.60 | 9.68 | 9.76 | 9.84 | 9.92 | 10.00 | 10.09 | 10.17 | 10.25 | 10.33 | 240 |
| 250 | 10.42 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 250 |

2. 細長比 $\lambda$ は下式により算定し，その値を 250 以下とする。

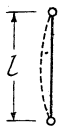
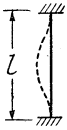
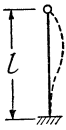
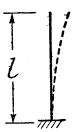
$$\lambda = \frac{l_k}{i} \quad \cdots\cdots (9)$$

記号 $l_k$＝座屈長さ cm

$i$＝座屈軸についての断面二次半径 cm

3. 材の座屈長さ $l_k$ は6表による。

6表 座 屈 長 さ $l_k$

| 材端の支持状態 | 両端ピン | 両端固定 | 一端ピン他端固定 | 一端自由他端固定 | 一般の場合 |
|---|---|---|---|---|---|
| |  |  |  |  | $l_k=\pi\sqrt{\frac{EI}{N_k}}$ (cm)<br>記号<br>$E$＝ヤング係数(t/cm²)<br>$I$＝座屈軸に関する断面二次モーメント (cm⁴)<br>$N_k$＝弾性座屈荷重 (t) |
| $l_k$ | $l$ | $0.5l$ | $0.7l$ | $2l$ | |

1.1 材の断面積に比して材長が相当に長い圧縮材ではいわゆる座屈の現象をおこし，両端ピンの場合では次の座屈荷重

$$P_k=\frac{\pi^2}{l^2}EI$$

で座屈する。従つて座屈応力度 $\sigma_{ki}$ は

$$\sigma_{ki}=\frac{\pi^2E}{\lambda^2}$$

となる。これに反し，材長のきわめて短い材では降伏応力度 $\sigma_c$ が限界値となる。この中間値，すなわち比例限度をこえた範囲では上式中の $E$ が低下して $E_x$ となり

$$\sigma_{ki}=\frac{\pi^2E_x}{\lambda^2}$$

で与えられることになる。

これに対し Tetmajer の直線式 Johnson の放物線式等の種々の実験式が提案されている。今 Johnson の放物線式をとれば

$$\sigma_{ki}=a-b\lambda^2 \qquad \text{t/cm}^2$$

$a=2.7$, $b=8.8\times10^{-5}$ として計算すれば 23·1 図に示すような座屈応力度 $\sigma_{ki}$ 曲線が得られる。

こゝに得た値はいわば理想的な座屈応力度であつて，実際の圧縮材では次の三つの理由

(1) 圧縮荷重を作用させるときの避け得ない偏心

(2) 材の元わん曲

(3) 材料の非均質性

によつて実際座屈応力度に低減して短期荷重に対する許容座屈応力度 $f_k$ が得られるのである。この $f_k$ は，かつて弾性範囲も塑性範囲も区別せずに，市街地建築物法の当初に定められていた

直線式を改めて，

$\lambda=0\sim100$ の範囲では $\lambda=0$ の場合に $f_k=f_c$ を頂点とする放物線式

$\lambda=100\sim250$ の範囲では $\lambda=100$ で上記の放物線式に接続する双曲線式

としたのである[1)]。

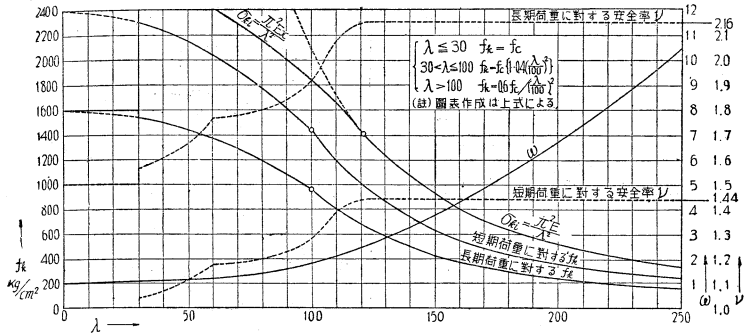
日本建築規格 3001，29 条に定められた値のこれらの関係は 23.1 表および 23・1 図のようである。

23.1 表 $\lambda$ と $\nu, f_k$ の関係

| $\lambda$ | $\sigma_{ki}$ | 長期荷重に対し | | 短期荷重に対し | | $\omega$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\nu$ | $f_k$ | $\nu$ | $f_k$ | |
| <30 | 2.400 | 1.50 | 1.600 | 1.00 | 2.400 | 1.00 |
| 30 | 2.400 | 1.55 | 1.542 | 1.04 | 2.314 | 1.04 |
| 40 | 2.400 | 1.60 | 1.498 | 1.07 | 2.246 | 1.07 |
| 50 | 2.400 | 1.67 | 1.440 | 1.11 | 2.160 | 1.11 |
| 60 | 2.383 | 1.74 | 1.370 | 1.16 | 2.054 | 1.17 |
| 70 | 2.269 | 1.76 | 1.286 | 1.17 | 1.930 | 1.24 |
| 80 | 2.137 | 1.79 | 1.190 | 1.19 | 1.786 | 1.34 |
| 90 | 1.987 | 1.83 | 1.082 | 1.22 | 1.622 | 1.48 |
| 100 | 1.820 | 1.89 | 0.960 | 1.26 | 1.440 | 1.67 |
| 110 | 1.635 | 2.06 | 0.793 | 1.37 | 1.190 | 2.02 |
| 120 | 1.433 | 2.16 | 0.665 | 1.44 | 0.997 | 2.40 |
| 130 | 1.226 | 2.16 | 0.568 | 1.44 | 0.852 | 2.84 |
| 140 | 1.057 | 2.16 | 0.490 | 1.44 | 0.735 | 3.27 |
| 150 | 0.921 | 2.16 | 0.426 | 1.44 | 0.640 | 3.75 |
| 160 | 0.810 | 2.16 | 0.375 | 1.44 | 0.563 | 4.27 |
| 170 | 0.717 | 2.16 | 0.332 | 1.44 | 0.498 | 4.82 |
| 180 | 0.640 | 2.16 | 0.296 | 1.44 | 0.444 | 5.40 |
| 190 | 0.574 | 2.16 | 0.266 | 1.44 | 0.398 | 6.02 |
| 200 | 0.518 | 2.16 | 0.240 | 1.44 | 0.360 | 6.67 |
| 210 | 0.470 | 2.16 | 0.218 | 1.44 | 0.327 | 7.35 |
| 220 | 0.428 | 2.16 | 0.198 | 1.44 | 0.297 | 8.07 |
| 230 | 0.392 | 2.16 | 0.181 | 1.44 | 0.272 | 8.82 |
| 240 | 0.360 | 2.16 | 0.166 | 1.44 | 0.250 | 9.60 |
| 250 | 0.332 | 2.16 | 0.154 | 1.44 | 0.230 | 10.42 |

**1.2** 実際計算の場合には逆に圧縮力に座屈係数 $\omega$ を乗じて計算すると便利である。特にこの方法は曲げ応力度との合成効果を考慮する時に都合がよい（37条参照）ので，この計算規準で

1) 日本建築学会，日本建築規格建築 3001 建築物の構造計算解説




**23・1 図**　単一圧縮材座屈係数 $\omega$，許容応力度 $f_k$ 計算図表

は$\omega$法によることとした。許容座屈応力度 $f_k$ は $\lambda$ が同じときは $f_c$ に比例するから短期荷重に対しても長期荷重に対しても $\omega$ の値は同じとなる。この $\omega$ の値が規準の5表に示してある。

**1.3** 高層ラーメンの柱材などでは細長比は 30 以下のものが大部分であるが $\lambda=30$ のとき $\omega=1$ とするとその誤差は 3.6 %に過ぎない。実際計算上の便宜のため $\lambda$ が 30 以下の時は $\omega=1$ すなわち座屈の考慮を要しないこととした。

**1.4** 細長比が大となるに従つて許容座屈応力度は小さくなるが，計算上はどんな細長比の大きな材を使用しても差つかえない理であるけれども，$\lambda$ があまり大きくなると建方または運搬等に際して故障を生じやすいのでその最大限を 250 までとした[1]。なお，実際はブレースなどの二次的な部材を除き，主要な圧縮材はなるべく 150 以下程度に収めたい。

**1.5** $\omega$を用いて計算する順序は次のようである。

i)　座屈長さ $l_k$ を求める。(本条の3項其他)

ii)　断面を仮定してその断面の座屈軸についての断面二次半径 $i$ を求める。

iii)　$\lambda=\dfrac{l_k}{i}$ により細長比 $\lambda$ を求める。

iv)　5表から細長比 $\lambda$ に応ずる座屈係数 $\omega$ を求める。

v)　規準8式から下式の応力度 $\sigma$ が $f_c$ 以下であることを確かめる。

$$\sigma=\frac{\omega N}{A}\leqq f_c$$

**3.1** 圧縮材が座屈をおこす荷重は

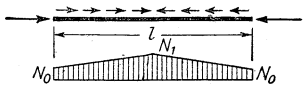
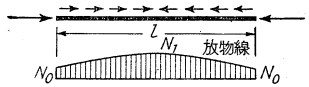
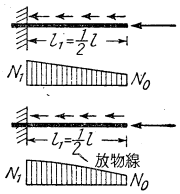
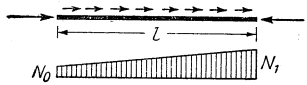
(i)　材端支持の条件

(ii)　圧縮力変化の状況

(iii)　断面変化の形状

1)　DINE 4114, DIN 1050 による

23.2 表　圧縮力が変化する材の座屈長さ係数表

| 変荷重の状態 | 座屈長さ係数 |
|---|---|
|  | 1. 両端ピン支持のとき<br>$r=\sqrt{\dfrac{1+2.18\,N_0/N_1}{3.18}}$……(a)<br>2. 両端固定のとき<br>$r=\sqrt{\dfrac{1+0.93\,N_0/N_1}{7.72}}$……(b) |
|  | 3. 両端ピン支持のとき<br>$r=\sqrt{\dfrac{1+1.9\,N_0/N_1}{2.09}}$……(c)<br>4. 両端固定のとき<br>$r=\sqrt{\dfrac{1+0.35\,N_0/N_1}{5.40}}$……(d) |
|  | 5. 上記(a)式による。この場合 $N_0$ は自由端に，$N_1$ は固定端にはたらくものとし，$l$ の値としては材長の2倍をとる。<br>6. 上記(c)式による。この場合 $N_0$ は自由端に，$N_1$ は固定端にはたらくものとし，$l$ の値としては材長の2倍をとる。 |
|  | 7. 両端ピン支持のとき<br>$r=\sqrt{\dfrac{1+0.88\,N_0/N_1}{1.88}}$……(e)<br>8. 両端固定のとき<br>$r=\sqrt{\dfrac{1+0.93\,N_0/N_1}{7.72}}$……(f)<br>9. $N_1$ の側がピン支持，$N_0$ の側が固定のとき<br>$r=\sqrt{\dfrac{1+0.51\,N_0/N_1}{3.09}}$……(g)<br>10. $N_1$ の側が固定，$N_0$ の側がピン支持のとき<br>$r=\sqrt{\dfrac{1+1.65\,N_0/N_1}{5.42}}$……(h) |

備考　これらの式は $N_0/N_1 \leqq 1$ の場合に適用される。またこれらの式は $N_0$ が $0.2\,N_1$ の値を超えない引張力のとき，上の各式の正の符号を負と置きかえて使用することができる。

等によつて異なるのであるが，これ等の状態に応じ，ある仮想の材長を考え，その両端をピンとする単純圧縮材として取扱うこととする。この仮想の材長 $l_k$ を座屈長さと呼ぶことと

する。すなわち材長 $l$ の圧縮材が弾性安定条件より座屈荷重 $N_k$ が得られたとすると

$$N_k=\frac{\pi^2EI}{l_k^2}=\frac{\pi^2EI}{(\gamma l)^2}$$

と置き $l_k$ を座屈長さ，$\gamma$ を座屈長さ係数と呼ぶのである。

**3.2** 材端支持の条件が簡単な場合の座屈長さが規準の6表に例示してある。

弾性安定条件より座屈荷重を求めるには

(i)　材の微分方程式から求める方法

(ii)　エネルギー法による方法（Ritz の近似解）

(iii)　連立方程式の系数行列式を零と置いて解く方法

(iv)　級数の収束性を解析的にあるいは図上で求める方法

等があるが，これらの詳細についてはそれぞれの専門書に譲る[1]。

**3.3** 圧縮力が変化する場合も，座屈長さ $l_k=\gamma l$ を用いて計算することができる。この場合の座屈長さ係数 $\gamma$ の値は荷重変化の状態に応じて 23.2 表による[2]。なお，この表を用いる場合は，材に加えられた力は，材が座屈するときその方向をかえないものとし，この座屈長さをもつ，同じ断面の材に，圧縮力 $N_1$ が作用する単一圧縮材として計算する。

計算法の解説

圧縮材の断面計算は，通常1.5に述べたいわゆる試策法によるのであるが，次の直接法（$\eta$ 法）によつてもよい[3]。その計算の順序は次のようである。

(i)　与えられた条件から次式によつて $\eta$ を計算する。

$$\eta=k\left(\frac{l_k}{100}\right)^2\frac{f_c}{N}$$

(ii)　$\lambda$–$\omega$–$\eta$ 表（23.6 表）から上の $\eta$ に対応する $\omega$ を求める。

(iii)　次式から所要断面の断面積の概算値 $A_r$ を求める。

$$A_r=\omega\frac{N}{f_c}$$

(iv)　断面の吟味を行う。

$$\sigma=\frac{\omega N}{A}\leqq f_c$$

記号　$k=\dfrac{A}{i^2}=\dfrac{A^2}{I}$ ＝形状指数

---

1) このような解はたとえば座屈理論，コロ[illegible]社。鋼橋の理論と計算，コロナ社。鉄骨構造，コロナ社。長柱研究委員会「弾性安定要覧」コロナ社。

2) DIN 4114 Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) Berechnungsgrundlagen Blatt 2. Richtlinien Ri 7.7

3) Vorschlag und Erläuterungen zur Neufassung des Normblattentwurfes DINE 4114 usw. 及び菅野　誠：新計算規準（日本建築規格 3001）による鋼構造及び木構造圧縮材の概算法について，第2回日本建築学会学術講演会講演梗概集，昭 23.3.

$l_k$＝座屈長さ　cm

$N$＝圧縮力　$t$

$f_c$＝許容圧縮応力度　t/cm²（長期 1.6 t/cm², 短期 2.4 t/cm²）

通常の圧延鋼材の断面は必らずしも相似形でないから形状指数 $k$ は一定でなく従つてこの方法によるときは必ず断面の吟味を行うことを忘れてはならない。

鋼構造に普通に使用される単一圧縮材の断面の形状指数を 23.3 表～23.5 表に示した。

例題　$N$＝32 t（長期），$l_k$＝3.00 m のみぞ形鋼の設計

（i）　23.3 表からみぞ形鋼の場合は $k$＝6.0 であるから

$$\eta = k\left(\frac{l_k}{100}\right)^2 \frac{f_c}{N} = 6.0\times 3^2 \times \frac{1.6}{32} = 2.70$$

（ii）　23.6 表から $\eta$＝2.70 に対応する $\omega$ を求めると $\lambda$＝113 の付近で $\omega$＝2.13（略算であるから補間の必要はない）

（iii）　$A_r = \omega\dfrac{N}{f_c} = 2.13\times\dfrac{32}{1.6} = 42.6\ \text{cm}^2$

（iv）　断面の検定

| 材　　形 | $A$ cm² | $i$ cm | $\lambda = l_k/i$ | $\omega$ | $\sigma = \dfrac{\omega N}{A}$ t/cm² | 判　　定 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| [－200×80×10.5 | 43.66 | 2.33 | 129 | 2.77 | 2.03 | ＞1.6　不可 |
| [－250×90×9 | 44.07 | 2.64 | 114 | 2.17 | 1.57 | ＜1.6　可 |

23.3 表

| 断面形 | $k$ |
|---|---|
| | 8.0 (5.4～11.6) |
| | 0.6 (0.3～1.2) |
| | 6.0 (4.5～11.0) |
| | 0.6 (0.3～0.9) |
| | 3.5 (3.4～8.0) |
| | 6.9 (4.5～11.0) |
| | 7.0 (6.1～7.3) |
| | 3.8 (2.7～6.7) |
| | 4.4 (2.0～6.4) |

23.4 表

| 断面形 | $b/B$ | $k$ |
|---|---|---|
| 中空方形断面 | 0 | 12.00 |
| | 0.10 | 11.76 |
| | 0.20 | 11.08 |
| | 0.30 | 10.02 |
| | 0.35 | 9.38 |
| | 0.40 | 8.69 |
| | 0.45 | 7.96 |
| | 0.50 | 7.20 |
| | 0.55 | 6.43 |
| | 0.60 | 5.65 |
| | 0.65 | 4.87 |
| | 0.70 | 4.11 |
| | 0.75 | 3.36 |
| | 0.80 | 2.63 |
| | 0.85 | 1.93 |
| | 0.90 | 1.26 |
| | 0.95 | 0.61 |
| | 10.00 | 0.00 |

23.5 表

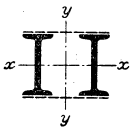
| 断面形 | $d/D$ | $k$ |
|---|---|---|
| 中空円形断面 | 0 | 12.57 |
| | 0.10 | 12.32 |
| | 0.20 | 11.60 |
| | 0.30 | 10.49 |
| | 0.35 | 9.82 |
| | 0.40 | 9.10 |
| | 0.45 | 8.33 |
| | 0.50 | 7.54 |
| | 0.55 | 6.73 |
| | 0.60 | 5.91 |
| | 0.65 | 5.10 |
| | 0.70 | 4.30 |
| | 0.75 | 3.52 |
| | 0.80 | 2.76 |
| | 0.85 | 2.02 |
| | 0.90 | 1.32 |
| | 0.95 | 0.64 |
| | 10.00 | 0.00 |

23.6 表　$\lambda$–$\omega$–$\eta$ 表

$$\eta=\omega\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2=k\left(\frac{l_k}{100}\right)^2\frac{f_c}{N}$$

| $\lambda$ | | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | $\lambda$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0～20 | $\omega$ | **1.00** | **1.00** | **1.00** | **1.00** | **1.00** | **1.00** | **1.00** | **1.00** | **1.00** | **1.00** | 0～20 |
| 30 | $\omega$ | **1.00** | **1.04** | **1.04** | **1.05** | **1.05** | **1.05** | **1.05** | **1.06** | **1.06** | **1.06** | 30 |
| | $\eta$ | 0.090 | 0.100 | 0.106 | 0.114 | 0.121 | 0.129 | 0.136 | 0.145 | 0.153 | 0.161 | |
| 40 | $\omega$ | **1.07** | **1.07** | **1.08** | **1.08** | **1.08** | **1.09** | **1.09** | **1.10** | **1.10** | **1.11** | 40 |
| | $\eta$ | 0.171 | 0.180 | 0.191 | 0.200 | 0.209 | 0.221 | 0.231 | 0.243 | 0.253 | 0.267 | |
| 50 | $\omega$ | **1.11** | **1.12** | **1·12** | **1.13** | **1.13** | **1.14** | **1.14** | **1.15** | **1.16** | **1.16** | 50 |
| | $\eta$ | 0·278 | 0·291 | 0.303 | 0.317 | 0.330 | 0.345 | 0.358 | 0.374 | 0.390 | 0.404 | |
| 60 | $\omega$ | **1.17** | **1.17** | **1.18** | **1.19** | **1.20** | **1.20** | **1.21** | **1.22** | **1.23** | **1.24** | 60 |
| | $\eta$ | 0.421 | 0.435 | 0.454 | 0.472 | 0.492 | 0.507 | 0.527 | 0.548 | 0.569 | 0.590 | |
| 70 | $\omega$ | **1.24** | **1.25** | **1.26** | **1.27** | **1.28** | **1.29** | **1.30** | **1.31** | **1.32** | **1.33** | 70 |
| | $\eta$ | 0.608 | 0.630 | 0.653 | 0.677 | 0.701 | 0.726 | 0.751 | 0.777 | 0.803 | 0.830 | |
| 80 | $\omega$ | **1.34** | **1.36** | **1.37** | **1.38** | **1.39** | **1.41** | **1.42** | **1.43** | **1.45** | **1.46** | 80 |
| | $\eta$ | 0.858 | 0.892 | 0.921 | 0.951 | 0.981 | 1.02 | 1.05 | 1.08 | 1.12 | 1.16 | |
| 90 | $\omega$ | **1.48** | **1.50** | **1.51** | **1.53** | **1.55** | **1.56** | **1.58** | **1.60** | **1.62** | **1.64** | 90 |
| | $\eta$ | 1.20 | 1.24 | 1.28 | 1.32 | 1.37 | 1.41 | 1.46 | 1.51 | 1.56 | 1.61 | |
| 100 | $\omega$ | **1.67** | **1.70** | **1.73** | **1.77** | **1.80** | **1.84** | **1.87** | **1.91** | **1.94** | **1.96** | 100 |
| | $\eta$ | 1.67 | 1.73 | 1.80 | 1.88 | 1.95 | 2.03 | 2.10 | 2.19 | 2.26 | 2.35 | |
| 110 | $\omega$ | **2.02** | **2.05** | **2.09** | **2.13** | **2.17** | **2.20** | **2.24** | **2.28** | **2.32** | **2.36** | 110 |
| | $\eta$ | 2.44 | 2.53 | 2.62 | 2.72 | 2.82 | 2.91 | 3.01 | 3.12 | 3.23 | 3.34 | |
| 120 | $\omega$ | **2.40** | **2.44** | **2.48** | **2.52** | **2.56** | **2.60** | **2.65** | **2.69** | **2.73** | **2.77** | 120 |
| | $\eta$ | 3.46 | 3.57 | 3.69 | 3.81 | 3.94 | 4.06 | 4.21 | 4.34 | 4.47 | 4.61 | |
| 130 | $\omega$ | **2.82** | **2.86** | **2.90** | **2.95** | **2.99** | **3.04** | **3.08** | **3.13** | **3.17** | **3.22** | 130 |
| | $\eta$ | 4.77 | 4.91 | 5.05 | 5.22 | 5.37 | 5.54 | 5.70 | 5.87 | 6.04 | 6.22 | |
| 140 | $\omega$ | **3.27** | **3.31** | **3.36** | **3.41** | **3.46** | **3.50** | **3.55** | **3.60** | **3.65** | **3.70** | 140 |
| | $\eta$ | 6.41 | 6.58 | 6.78 | 6.97 | 7.17 | 7.36 | 7.57 | 7.78 | 7.99 | 8.21 | |
| 150 | $\omega$ | **3.75** | **3.80** | **3.85** | **3.90** | **3.95** | **4.00** | **4.06** | **4.11** | **4.16** | **4.21** | 150 |
| | $\eta$ | 8.44 | 8.66 | 8.90 | 9.13 | 9.37 | 9.61 | 9.88 | 10.1 | 10.4 | 10.6 | |
| 160 | $\omega$ | **4.27** | **4.32** | **4.37** | **4.43** | **4.48** | **4.54** | **4.59** | **4.65** | **4.70** | **4.76** | 160 |
| | $\eta$ | 10.9 | 11.2 | 11.5 | 11.8 | 12.0 | 12.4 | 12.6 | 13.0 | 13.3 | 13.6 | |
| 170 | $\omega$ | **4.82** | **4.87** | **4.93** | **4.99** | **5.05** | **5.10** | **5.16** | **5.22** | **5.28** | **5.34** | 170 |
| | $\eta$ | 13.9 | 14.2 | 14.6 | 14.9 | 15.3 | 15.6 | 16.0 | 16.4 | 16.7 | 17.1 | |
| 180 | $\omega$ | **5.40** | **5.46** | **5.52** | **5.58** | **5.64** | **5.70** | **5.77** | **5.83** | **5.89** | **5.95** | 180 |
| | $\eta$ | 17.5 | 17.9 | 18.3 | 18.7 | 19.1 | 19.5 | 20.0 | 20.4 | 20.8 | 21.3 | |
| 190 | $\omega$ | **6.02** | **6.08** | **6.14** | **6.21** | **6.27** | **6.34** | **6.40** | **6.47** | **6.53** | **4.60** | 190 |
| | $\eta$ | 21.7 | 22.2 | 22·6 | 23.1 | 23.6 | 24.1 | 24.6 | 25.1 | 25.6 | 26.1 | |
| 200 | $\omega$ | **6.67** | **6.73** | **6.80** | **6.87** | **6.94** | **7.00** | **7.07** | **7.14** | **7.21** | **7.28** | 200 |
| | $\eta$ | 26.7 | 27.2 | 27.7 | 28.3 | 28.9 | 29.4 | 30.0 | 30.6 | 31.2 | 31.8 | |
| 210 | $\omega$ | **7.35** | **7.42** | **7.49** | **7.56** | **7.63** | **7.70** | **7.78** | **7.85** | **7.92** | **7.99** | 210 |
| | $\eta$ | 32.4 | 33.0 | 33.6 | 34.3 | 34.9 | 35.6 | 36.3 | 37.0 | 37.6 | 38.3 | |
| 220 | $\omega$ | **8.07** | **8.14** | **8.21** | **8.29** | **8.36** | **8.44** | **8.51** | **8.59** | **8.66** | **8.74** | 220 |
| | $\eta$ | 39.1 | 39.8 | 40.5 | 41.2 | 41.9 | 42.7 | 43.5 | 44.2 | 45.0 | 45.8 | |
| 230 | $\omega$ | **8.82** | **8.89** | **8.97** | **9.05** | **9.13** | **9.20** | **9.28** | **9.36** | **9.44** | **9.52** | 230 |
| | $\eta$ | 46.7 | 47.4 | 48.3 | 49.1 | 50.0 | 50.8 | 51.7 | 52.6 | 53.5 | 54.4 | |
| 240 | $\omega$ | **9.60** | **9.68** | **9.76** | **9.84** | **9.92** | **10.00** | **10.09** | **10.17** | **10.25** | **10.33** | 240 |
| | $\eta$ | 55.3 | 56.2 | 57.2 | 58.1 | 59.1 | 60.0 | 61.1 | 62.0 | 63.0 | 64.0 | |
| 250 | $\omega$ | **10.42** | | | | | | | | | | 250 |
| | $\eta$ | 65.1 | | | | | | | | | | |

## 24 条　組立圧縮材




1. 組立圧縮材の充腹軸（7 図 $x$—$x$ 軸）についての座屈に対する算定は，単一材の規定による。

2. 組立圧縮材の充腹でない軸（7 図 $y$—$y$ 軸）についての座屈に対しては，次の略算により算定することができる。材形その他，7 表によつて構造された時は，次の有効細長比 $\lambda_{ye}$ を用い単一材に準じて算定する。

$$\lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2} \quad \cdots\cdots(10)$$

但し　$\lambda_1 \leqq 20$ の時は

$$\lambda_{ye}=\lambda_y$$

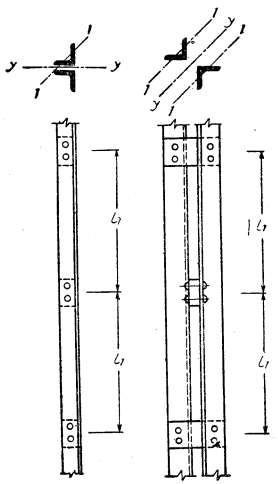
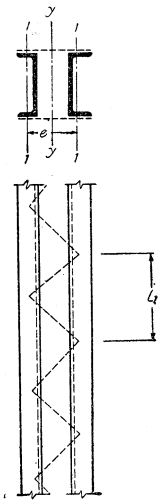
とみなすことができる。

記号　$\lambda_y$＝素材が一体として作用するものとみなした時の $y$—$y$ 軸についての細長比，

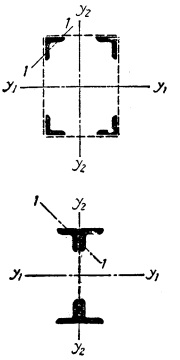
$\lambda_1$＝素材がその重心軸（7 表 1—1 軸）について，単独に座屈する場合を考慮した時の素材の細長比，

但し座屈長さは区間長 $l_1$ をとる。

7 表　組立圧縮材の構造細則

| はさみ板を有する組立材 | 2 個の I 形鋼又はみぞ形鋼より成る組立材 |
|---|---|
|  |  |

2方向共充腹でない軸をもつ組立材




構造細則

1. はさみ板帯板又は「ラチス」で分けられた．区間数は3以上
2. 個材細長比 $\lambda_1$ は 50 以下
3. 材端部は十分剛な「ガセット」板または帯板に取付けこの部分におけるリベットの「ピッチ」はリベット径の4倍以下
4. ┘┌形断面でははさみ板は交互に直角に配置する

3. 組立材のつずり材（帯板及びラチス）は，材の圧縮力に8表の係数を乗じた値のせん断力が，材軸に直角に作用するものとみなして設計する。

8表　圧縮力に乗ずる係数

| $\lambda_{ye}$ の 範 囲 | $\lambda_{ye} \leqq 100$ | $\lambda_{ye} > 100$ |
|---|---|---|
| 圧縮力に乗ずる係数（単位%） | $0.03\lambda_{ye}$ 且つ1以上 | $0.08\lambda_{ye}-5$ |

1.1 組立圧縮材の充腹軸（規準7図 $x$—$x$ 軸）についての座屈計算は単一圧縮材と全く同様に計算してよい。この場合の形状指数は 24.1 表のようである。

2.1 充腹でない軸（$y$—$y$）に関する座屈については古くは Emperger[1] の実験その他があり，全断面が完全に一体となつて働くものとして単一材と同様に計算した場合より相当程度減少する場合があることが明らかにされている。

これに対して種々な理論式や近似式が提案されているが，この規準では DIN 4114 に準じ有効細長比 $\lambda_{ye}$ を用いた略算式によることとした。この略算式は Engesser[4] によつてはや

1) Emperger : Beton und Eisen 1908, p. 71
2) 例えば
鋼橋の理論と計算，鉄骨構造，コロナ社
Bleich : Buckling Strength of Metal Structures, 1952
3) 独逸規格（案）構造用鋼座屈規定（DINE 4114）建築雑誌，昭 15.11；独逸規格(案)構造用鋼座屈規定（DINE 4114）一部改正案，建築雑誌，昭 18.3；DIN 4114, Stahlbau Handbuch, 1952
4) Engesser : Über die Knickfestigkeit von Rahmenstäben,Zentralblatt der Bauverwaltung, 1909.

くに導かれたものであり，式が簡単である上に近似度もよく古くから用いられている。なお，特に軽微な構造に応用する場合を除きこの略算式を用いるときは規準7表の構造細則によるほか，次の注意に従うがよい。

（a）　はさみ板の接合リベットは2個以上とする。

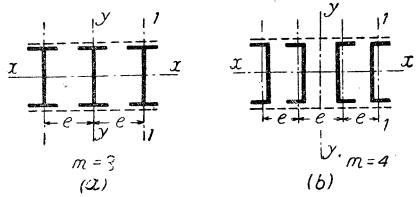
（b）　重心間隔は充腹断面のせい $h$ 以下とする。

（c）　格子柱ではその両端及び総座屈長の $1/3$ 以下の間隔に帯板を配する。

2.2 個材数が2をこえる場合，たとえば24・1図のような場合には規準(10)式の一般式，すなわち次式を用いて計算してよい。

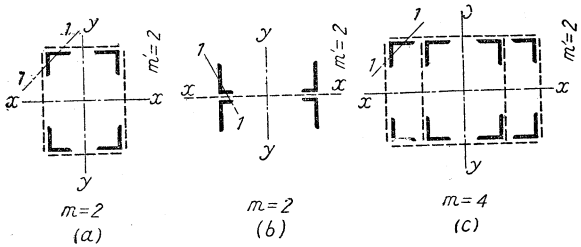
$$\lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\frac{m}{2}\lambda_1^2}$$

符号　$m$＝個材数　.




24・1 図

2.3 2方向とも充腹軸を有しない，24・2 図のような場合には




24・2 図

DIN 4114 によれば，$x$—$x$ 軸又は $y$—$y$ 軸に直角な方向の座屈に対して，その軸と平行な方向のつなぎ材で連結してある個材を一組の個材とみなして前述の計算法を応用してよいとしている。

(a) 図及び (b) 図では $x$,$y$ 両方向に対し $m=2$，(c) 図では $x$ 方向の座屈に対して $m=4$，$y$ 方向の座屈に対して $m'=2$ として

24.1 表

| 断面形 | $k$ |
|---|---|
| | 1.2 (0.7～2.4) |
| | 1.1 (0.7～1.7) |
| | 4.1 (2.8～6.7) |
| | 2.8 (1.8～4.3) |
| | 3.1 (1.7～5.0) |
| | 7.5 (3.8～12.4) |
| | 3.8 (2.1～6.1) |
| | 2.1 (1.3～3.2) |
| | 0.9 (0.7～1.2) |
| 1cm | 2.0 (1.4～2.6) |
| 1cm | 3.2 (1.8～5.1) |
| 1cm | 1.3 (0.7～2.0) |
| 1cm | 4.0 (2.8～5.2) |
| 1cm | 5.5 (3.5～10.0) |

$$\lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\frac{m}{2}\lambda_1^2}$$

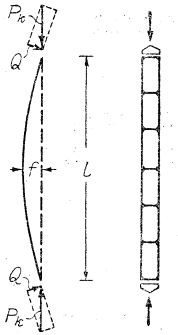
により計算することができる。

3.1 上記の計算によつて組立圧縮材の許容耐力が計算できるが，この計算では組立材のつずり材（帯板およびラチス）の強度に関してはふれていない。組立圧縮材がその耐力を発揮するまでつずり材および接合部が健全であるようにするため本項の計算が必要となる。

荷重が座屈荷重に達して材が座屈をはじめ，24·3 図のように曲つた状態を考える。座屈荷重 $P_k$ の材軸に直角な成分 $Q$ がせん断力となつて材に働くから，これに耐えるようにつずり材を設計する。材のたわみ曲線の形をたとえば正弦曲線と仮定すれば，せん断力は材端で最大となり

$$Q_{\max}=P_k\frac{\pi}{l}f$$

であるから $Q_{\max}/P_k$ はたわみ量 $f$ に比例する。材がわん曲をはじめて断面の圧縮縁に降伏が起る状態のたわみ量 $f$ を求めて上式に入れれば必要な $Q_{\max}/P_k$ の値が求められる。このような考えから種々の略算値が提案されているが[1]，本規準の略算法は DIN 1050 の場合に準じて誘導したものである。




24·3 図

24.2 表

| $\lambda_{ye}$ | $\kappa$% | 比例部分 | | $\lambda_{ye}$ | $\kappa$% | 比例部分 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 100 | 3.00 | | |
| 0～33 | 1.00 | | | 110 | 3.80 | | |
| | | | | 120 | 4.60 | | |
| 34 | 1.02 | | | 130 | 5.40 | $\Delta\lambda_{ye}$ | $\Delta\kappa$ |
| 35 | 1.05 | | | 140 | 6.20 | | |
| 36 | 1.08 | $\Delta\lambda_{ye}$ | $\Delta\kappa$ | 150 | 7.00 | 1 | 0.08 |
| 37 | 1.11 | | | 160 | 7.80 | 2 | 0.16 |
| 38 | 1.14 | 1 | 0.03 | 170 | 8.60 | 3 | 0.24 |
| 39 | 1.17 | 2 | 0.06 | 180 | 9.40 | 4 | 0.32 |
| 40 | 1.20 | 3 | 0.09 | 190 | 10.20 | 5 | 0.40 |
| 50 | 1.50 | 4 | 0.12 | 200 | 11.00 | 6 | 0.48 |
| 60 | 1.80 | 5 | 0.15 | 210 | 11.80 | 7 | 0.56 |
| 70 | 2.10 | 6 | 0.18 | 220 | 12.60 | 8 | 0.64 |
| 80 | 2.40 | 7 | 0.21 | 230 | 13.40 | 9 | 0.72 |
| 90 | 2.70 | 8 | 0.24 | 240 | 14.20 | | |
| 100 | 3.00 | 9 | 0.27 | 250 | 15.00 | | |

3.2 有効細長比 $\lambda_{ye}$ に応じて規準の9表から圧縮力に乗ずる係数 $\kappa$ の計算表を示せば 24.2 表のようである。

3.3 組立圧縮材計算の順序

1) p. 69　注 2), 3)

（1） 充腹軸（$x-x$ 軸）に関する計算を単一材と同様にして行い断面を求める。

$$\sigma_x=\frac{\omega_x N}{A}\leqq f_c$$

（2） 区間長 $l_1$ を仮定して

$$i_y{}^2=\left(\frac{e}{2}\right)^2+i_2{}^2 \qquad \text{（重心間隔三角形）}$$

$$\lambda_{ye}{}^2=\lambda_y{}^2+\lambda_1{}^2 \qquad \text{(Engesser 三角形)}$$

から次式を検定する。

$$\sigma_y=\frac{\omega_{ye} N}{A}\leqq f_c$$

(2)′ $\lambda_x\geqq\lambda_{ye}$ のときは，充腹でない軸（$y$—$y$ 軸）についての座屈の検定を要しないことになるので，この条件から

$$\lambda_1\leqq l\sqrt{\lambda_x{}^2-\lambda_y{}^2}$$

又は

$$\frac{e}{2}\geqq\sqrt{\frac{l_k y^2}{\lambda_x{}^2-\lambda_1{}^2}-i_1{}^2}$$

のときは (2) の計算を省略してよい。

（3） つづり材とその接合部を座屈に伴うせん断力に対して安全なように設計する。

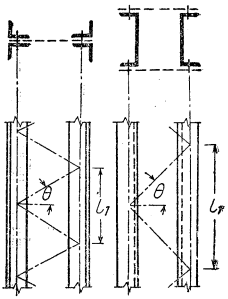
（i） ラチス組立圧縮材

ラチスの傾斜角を $\theta$ とすれば，ラチスは座屈に伴うせん断力 $Q_k$ のために

$$N=\pm\frac{Q_k}{n\cos\theta}$$

符号　$n$＝ラチスの重複の数，(24.4 図では (a) $n=1$，(b) 図では $n=2$)

の圧縮力又は引張力を受ける。これに対し圧縮材又は引張材として計算する。



24・4 図

（ii） 格子組立圧縮材

座屈に伴うせん断力 $Q_k$ によつて材の各部に生ずる応力を 24・5 図のように考えると

帯板の受けるせん断力は

$$Q_b=\frac{l_1}{e}\cdot\frac{Q_k}{n}$$

帯板端の曲げモーメントは

$$M_b=Q_b\frac{e}{2}=\frac{l_1 Q_k}{2n}$$

フランジに生ずる曲げモーメントは

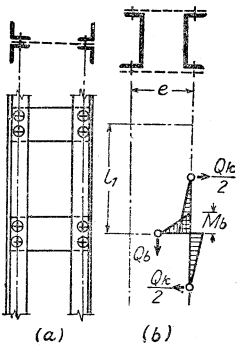
$$M_f=\frac{M_b}{2}\times n=\frac{l_1 Q_k}{4}$$

符号

$n$＝帯板重複の数（24•5 図 (a) では 1，(b) 図では 2）

$l_1$＝区間長

$e$＝個材の中心線間の距離




24•5 図

例　題 1.　$l_{kx}=l_{ky}=5.40$ m，$N=98$ t（長期）の格子組立圧縮材の計算（24•6 図）

(i)　$x$—$x$ 軸に関する算定

$2[_s-250\times90\times9$　使用

$i_x=9.74$ cm，$\lambda_x=56$，$\omega_x=1.14$，$A=88.2$ cm²，

$$\sigma_x=\frac{\omega_x N}{A}=\frac{1.14\times98}{88.2}=1.27<1.6\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

(ii)　$y$—$y$ 軸に関する算定

$$l_1=60\ \mathrm{cm},\ i_1=2.64,\ \lambda_1=\frac{60}{2.64}=22.7<50$$

$$\lambda_y=\frac{l_{ky}}{\sqrt{\left(\frac{e}{2}\right)^2+i_1^2}}=\frac{540}{\sqrt{(10.0+2.42)^2+2.64^2}}=42.6$$

$$\lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}=\sqrt{42.6^2+22.7^2}=48.3$$

$$\omega_y=1.10,\ \sigma_y=\frac{\omega_y N}{A}=\frac{1.10\times98}{88.2}=1.22<1.6\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

(iii)　帯板の計算

$\lambda_{ye}=48.3$ に対して 24.2 表より $\kappa=1.44\%$ であるから，座屈に伴うせん断力は

$$Q_k=98\times1.44\%=1.4\ \mathrm{t}$$

帯板のリベット線間隔は 30 cm であるから 24•5 図において

$$Q_b=\frac{l_1}{e}\frac{Q_k}{n}=\frac{60}{30}\cdot\frac{1.4}{2}=1.4\ \mathrm{t}$$

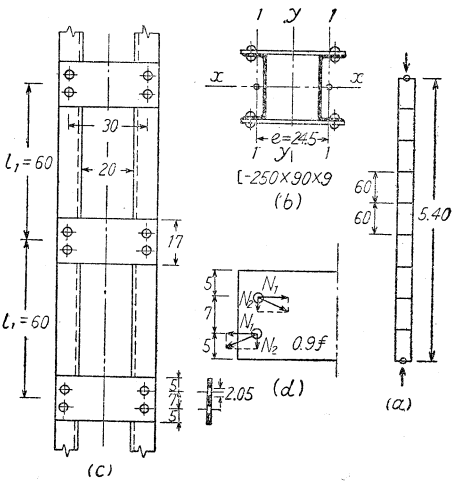
$$M_b=\frac{l_1 Q_k}{2n}=\frac{60\times1.4}{2\times2}$$

$$=21.0\ \mathrm{t\cdot cm}$$

24.6 図 (d) の帯板を用いると

$$I=(409-50)\times0.9=323\ \mathrm{cm^4}$$

$$Z=\frac{323}{8.5}=38.0\ \mathrm{cm^3}$$




24•6 図

$$\sigma=\frac{M_b}{Z}=\frac{21.0}{38.0}=0.55\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\tau=1.5\frac{Q_b}{A_n}=1.5\frac{1.4}{(17-2.05\times2)\times0.9}=0.18\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}=\sqrt{0.55^2+3\times0.18^2}=0.632<1.6\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

(iv)　接合リベット

$$\bar{N}_1=\frac{21.0}{7}=3.0\mathrm{t},\qquad \bar{N}_2=\frac{1.4}{2}=0.7\ \mathrm{t}$$

$$N=\sqrt{\bar{N}_1^2+\bar{N}_2^2}=\sqrt{3.0^2+0.7^2}=3.1\ \mathrm{t}\quad リベット\ 19\phi\ にて可$$

(単せん 3.96　附表1参照)

例　題 2.　$N=48$ t (長期), $l_{ky}=4.50$ m, $l_{kz}=13.50$ m のラチス組立材 (24・7 図) の設計

図の断面を $4L-90\times75\times9$ と仮定すれば

(i)　$y$—$y$ 軸

$$l_1=25.4\ \mathrm{cm},\ i_1=1.56\ \mathrm{cm}$$

$$\lambda_1=\frac{25.4}{1.56}=16.3<50$$

$$\lambda_y=\frac{l_{ky}}{\sqrt{\left(\frac{e_y}{2}\right)^2+i_y^2}}$$

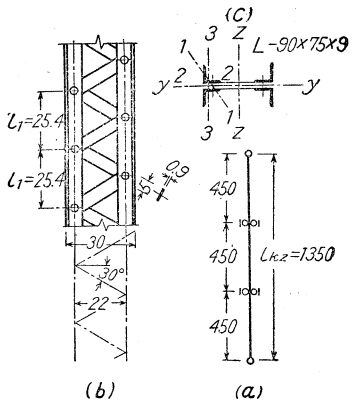
$$=\frac{450}{\sqrt{(0.45+2.75)^2+2.78^2}}=105$$

$$\lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}=\sqrt{105^2+16.3^2}=106$$

従つて

$$\omega_y=1.87$$

$$\sigma_y=\frac{\omega_y N}{A}=\frac{1.87\times48}{4\times14.0}=1.60\quad 可$$




24・7 図

(ii)　$z$—$z$ 軸

$$\lambda_z=\frac{l_{kz}}{\sqrt{\left(\frac{e_z}{2}\right)^2+i_z^2}}=\frac{1350}{\sqrt{12.99^2+2.20^2}}=102.4$$

$$\lambda_{ze}=\sqrt{\lambda_z^2+\lambda_1^2}=\sqrt{102.4^2+16.3^2}=103.5\rightarrow104$$

従つて

$$\omega_z=1.80$$

$$\sigma_z=\frac{\omega_z N}{A}=\frac{1.80\times48}{4\times14.0}=1.54<1.6\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

(iii)　ラチスの設計

$\lambda_{ze}=104$,　24.2 表より　$\kappa=3.32\%$

$$Q_k=\kappa N=3.32\%\times 48=1.594\ \mathrm{t}$$

$$D=\pm\frac{Q_k}{\cos 30^\circ}=\pm\frac{1.594}{0.866}=\pm 1.84\ \mathrm{t}$$

引張材

$$A_n=(5-2.05)\times 0.9=2.65\ \mathrm{cm}$$

$$\sigma=\frac{D}{A_n}=\frac{1.84}{2.65}=0.69<1.6\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

圧縮材

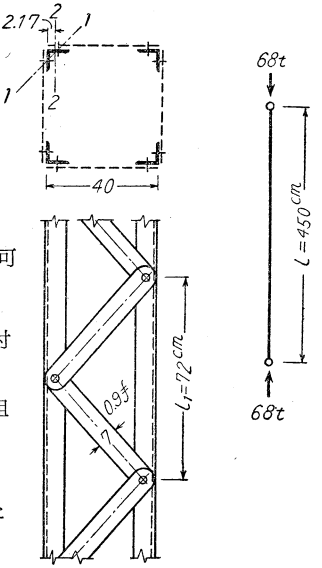
$$i=\frac{h}{\sqrt{12}}=\frac{0.9}{\sqrt{12}}=0.260\ \mathrm{cm}$$

$$\lambda=\frac{25.4}{0.260}=98,\quad \omega=1.62$$

$$\sigma=\frac{\omega D}{A}=\frac{1.62\times 1.84}{0.9\times 5}=0.662<1.6\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

接合リベット

$D=\pm 1.84$ t に対し　1−19φ　にて十分（付表1参照）




24·8 図

**例**　題 3.　長期荷重 68 t，$l_{kx}=l_{ky}=450$ cm のラチス組立材の設計（24·8 図）

（i）　$x$—$x$ 軸，$y$—$y$ 軸についての検定

$4L_s-75\times 75\times 9$ の図のような断面を仮定とすると

$$A=4\times 12.69=50.76\ \mathrm{cm^2}$$

$l_1=72$ cm，$i_1=1.45$ cm，$i_2=2.25$ cm

$$\lambda_1=\frac{72}{1.45}=49.6<50$$

$$i_y=\sqrt{\left(\frac{e}{2}\right)^2+i_2^2}=\sqrt{(20-2.17)^2+2.25^2}=17.97\ \mathrm{cm}$$

$$\lambda_y=l_{ky}/i_y=\frac{450}{17.97}=25.1$$

$$\lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}=\sqrt{25.1^2+49.6^2}=55.6\rightarrow 56$$

$$\omega_{ye}=1.14$$

$$\sigma=\frac{\omega N}{A}=\frac{1.14\times 68}{50.76}=1.53\ \mathrm{t/cm^2}<1.6\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

（ii）　ラチスの計算

$\lambda_{ye}=56$ に対して座屈に伴うせん断力は 24.2 表より　$\kappa=1.68\%$

$$Q_k=\kappa N=1.68\%\times 68=1.14\ \mathrm{t}$$

$$D=\frac{\pm 1.14}{2\cos\theta}=\pm\frac{1.14}{2\cos 45^\circ}=\pm 0.805\ \mathrm{t}$$

接合リベットは 1−16φ にて充分

引張材

$$\sigma=\frac{0.805}{0.9(7-1.7)}=0.17\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

圧縮材

$$i=\frac{0.9}{\sqrt{12}}=0.260\ \mathrm{cm}$$

$$\lambda=\frac{36\times\sqrt{2}}{0.260}=196,\quad \omega=6.40$$

$$\sigma=\frac{6.40\times0.805}{7\times0.9}=0.82\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

## 25 条　トラスの圧縮部材

トラスの圧縮部材の座屈長さは，精算によらない時には下記によつて定めてよい。

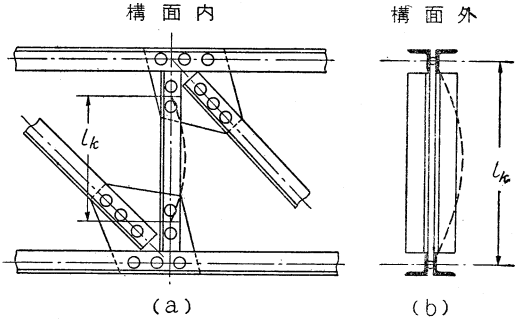
1. 構面内座屈に対しては，節点間距離をもって座屈長さとする。但し材端支持状態が特に剛である場合は両端接合リベット群の重心間距離をもって座屈長さとする。(8,a 図参照)
2. 構面外座屈に対しては，トラスのウェブ材はその節点間距離 (8,b 図参照) トラスの弦材は横方向に補剛された支点間距離をもってその座屈長さとする。(28 条参照)
3. 材の両半分が異つた大きさの圧縮力を受ける時は，大きい方の圧縮力を基準として下式の座屈長さを用いる。(9 図参照)

$$l_k=l\left(0.75+0.25\frac{N_2}{N_1}\right)\cdots\cdots\cdots(11)$$

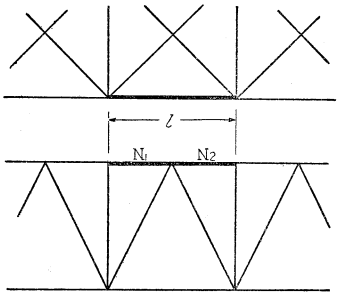
記号　$N_1$＝大きい方の圧縮力の大きさ $t$

$N_2$＝小さい方の圧縮力の大きさ $t$

上式は $N_2$ が $|N_2|<|N_1|$ である引張力の場合にも，これを適用することができる。この場合 $N_1$ は負の符号を用いる。



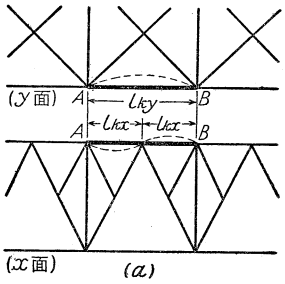

8 図




9 図

1. トラスの圧縮部材の座屈計算は構面外への座屈と構面内への座屈との2つについて考える必要がある。1項と2項に通常の場合の構面内外への座屈長さのとり方を規定した。

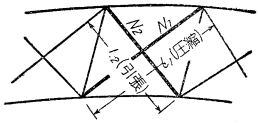
2. 25・1図のようなトラスの圧縮弦材のABの座屈を考える場合構面内（$x$面内）には$l_x$，構面外（$y$面内）には$l_y$を座屈長さとしてとることになる。$l_y$の座屈長さを考えるとき更に左右の圧縮力が異なつている場合には3項によつて大きい方の圧縮力$N_1$を受け次の座屈長さをもつ両端ピンの単純圧縮材と考えて計算してよい。




25・1 図

$$l_{ky}=l_y\left(0.75+0.25\frac{N_2}{N_1}\right)$$

3. トラスのウェブ材ではしばしば引張材と交さする圧縮材として計算すべき場合がある。（25・2 図）。この場合の略算式としては次式がある[1]。



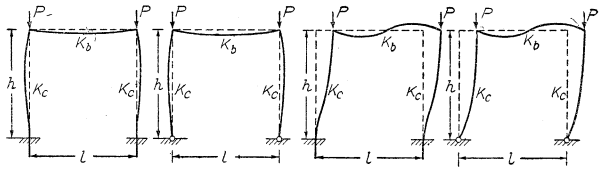

25・2 図

$$l_k=\gamma\, l_1=l_1\sqrt{1-0.75\frac{N_2 l_1}{N_1 l_2}},\ \text{かつ}\ \geqq 0.5\, l_1$$

## 26 条　ラーメンの柱材

ラーメンが適当な間隔で，剛な壁骨組を持つラーメンと剛強な床組をもつて連絡された時は節点が水平に移動しないものとみなしてその座屈長さを算定することができる。

1. 剛な壁骨組と，剛な床組で連絡してあるようなラーメンでは，柱の材長より小さい座屈長さで座屈するが，節点にガセットプレートの類があつて十分に補剛されている場合でも，節点が水平に移動するときなどは，相当大きな座屈長さとなるから注意を要する。すなわち壁体を有しないラーメンの柱材は，はしご柱の個材のように各層にわたつて非常に大きな座屈長さとなる。高層ラーメンの柱で，その各階が十分剛な床と，剛な壁骨組によつて，水平に移動しないように支持されているときは床高をもつて座屈長さとみなしてよい[2]。




26・1 図　門型ラーメンの座屈長さ

1) F. Bleich : Theorie und Berechnung der eisernen Brücken
2) 独逸規格（案）構造用座屈規定（DINE 4114）建築雑誌，昭 15.11

2. 単層門形ラーメン（26・1 図）の柱材の座屈長さを

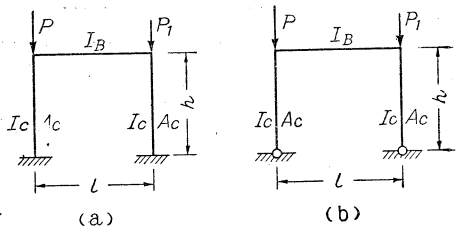
$$l_k = r\,h$$

とすれば $r$ の値は柱と梁の剛比 $k=\dfrac{K_b}{K_c}=\dfrac{I_B h}{I_C l}$ によつて 26.1 表に示すようになる。

26.1 表　門形ラーメンの座屈長さ
$l_k=rh$ としたときの $r$ の値

| $k=\dfrac{K_b}{K_c}$ | | 0 | 0.5 | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 4.0 | ∞ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 節点が変位しないとき | 柱脚固定 | 0.699 | 0.655 | 0.626 | 0.605 | 0.590 | 0.578 | 0.569 | 0.561 | 0.500 |
| | 柱脚ピン | 1.000 | 0.923 | 0.875 | 0.844 | 0.821 | 0.804 | 0.792 | 0.782 | 0.699 |
| 節点が変位するとき | 柱脚固定 | 2.000 | 1.280 | 1.157 | 1.108 | 1.082 | 1.066 | 1.055 | 1.041 | 1.000 |
| | 柱脚ピン | ∞ | 2.635 | 2.328 | 2.220 | 2.166 | 2.133 | 2.111 | 2.083 | 2.000 |

3. 単層門形ラーメンが，その面内に座屈する場合，節点の水平方向の移動がとめられてないとき，ラーメンの柱材の座屈長さを $l_k=r\cdot h$ とすれば，$r$ の値に対して，次の略算式がある[1]。



26・2 図

柱脚固定のとき（26・2 (a) 図）

$$r=\sqrt{\frac{(1+m)}{2}(1+0.35\,C_1-0.017\,C_1^2)}$$

柱脚ピンのとき（26.2 (b) 図）

$$r=\sqrt{(1+m)(2+0.7\,C_1-0.01\,C_1^2)}$$

記号　$m=\dfrac{P_1}{P}=\dfrac{\text{両方の荷重のうち小さい方の荷重}}{\text{両方の荷重のうち大きい方の荷重}}$

$$C_1=k'+\frac{24\,I_C}{l^2 A_C}$$

$$k'=\frac{K_C}{K_b}=\frac{I_C l}{I_b h}=\text{柱のはりに対する剛比}$$

$I_C$＝柱の断面二次モーメント　　cm⁴

$A_C$＝柱の全断面積　　cm²

$l$ ＝ラーメン軸線のスパン　　cm

$h$＝ラーメン軸線の層高　　cm

但し適用範囲は，　$k'\leqq 10,\ \dfrac{I_C}{l^2 A_C}\leqq 0.05$

1) DIN 4114 Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) Berechnungsgrundlagen Blatt 1, Vorschriften 14

4. 一般的なラーメンの座屈の性状についての理論は今後の研究にまたなければならないが，この問題についての参考文献の一部を脚注に掲げる[1]。

## 27条 変断面材

断面の変化する圧縮材に対しては，これと同一の弾性座屈荷重を持ち，且つその最大の断面を断面とする両端ピンの単一材に換算し，23条の規定を準用して算定する。

なお断面積の変化が甚しい場合には，その小さい断面において圧縮応力度の増大があるから適用に当つては特に注意を要する。

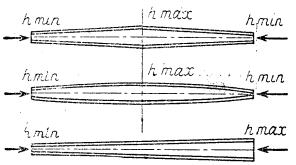
1. 両端ピンの材が座屈変形をおこしたときの曲げモーメント図からわかるように，このとき中央部の断面を増せば材の安定度は著しく増大する。このような資材の経済的使用の見地からと，断面を補強した場合の支圧力の検定などに対して変断面材の座屈を考える必要がある。この場合にも座屈長さの概念を適用して

$$N_k=\frac{\pi^2 EI_{\max}}{l_k^2}=\frac{\pi^2 EI_{\max}}{(\gamma l)^2}$$

から座屈長さ $l_k=\gamma l$ を求め両端ピンの等断面圧縮材に換算して算定するのを原則とした。しかし断面積の変化が甚だしいときは，その小さい断面で局部座屈を生ずるおそれがあるから機械的に座屈長さを求めて断面を決定することは危険であり，注意しなければならない。

2. 工形の断面で，せいが変化する材のように，断面二次モーメントがせいの2乗に比例するような圧縮材が，27.1 表に図示するような材形の変化をするときは，最大断面を基準とし

27.1 表　変断面材の座屈長さ係数 $\gamma$ および等価断面二次モーメント係数 $\mu$ の表

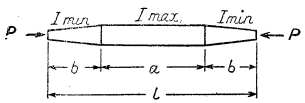
| 材　形 | 座屈長さ係数 $\gamma$ | 等価断面二次モーメント係数 $\mu$ |
|---|---|---|
|  | $\gamma=1.88-0.88\sqrt{\frac{h_{\min}}{h_{\max}}}$ | $\mu=0.34+0.66\sqrt{\frac{I_{\min}}{I_{\max}}}$ |
| | $\gamma=1.33-0.33\sqrt{\frac{h_{\min}}{h_{\max}}}$ | $\mu=0.61+0.39\sqrt{\frac{I_{\min}}{I_{\max}}}$ |
| | $\gamma=3.20-2.20\sqrt[3]{\frac{h_{\min}}{h_{\max}}}$ | $\mu=0.20+0.80\sqrt[3]{\left(\frac{I_{\min}}{I_{\max}}\right)^2}$ |
| 適用範囲 | 上記の場合は $h_{\min}\geqq 0.2\,h_{\max}$ の場合に限る。 | 上記の場合は $I_{\min}\geqq 0.04\,I_{\max}$ の場合に限る。 |

1) Chwalla, Jokisch: Über das Ebene Knickproblem des Stockwerkrahmens Stahlbau, Vol. 14. 1941 4. 11, p. 33, 1941. 5. 16, p. 47; George Winter, P.T.Hsu Benjamin Koo, M.H. Loh: Buckling of Trusses and Rigid Frame, Cornell University, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 36, 1948. 4; DIN 4114 Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) Berechnungs grundlagen, 長柱研究委員会：弾性安定要覧，コロナ社。

て，同表に示す座屈長さ係数 $\gamma$ を乗じて座屈長さ $l_k=\gamma l$ を求めるか，あるいは等価断面二次モーメント係数 $\mu$ を用いて，$I_k=\mu I_{max}$ の断面二次モーメントをもつ同じ長さの単一圧縮材として計算することができる。

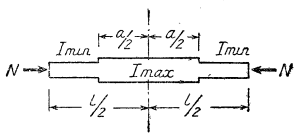
3. 両端で断面が直線的に漸次減少する材の座屈長さ $l_k$ を $l_k=\gamma l$ としたときの $\gamma$ の値は 27.2 表のようである。この場合基準断面は最大断面をとる。

27.2 表　端部で断面の減少する材の座屈長さ係数 $\gamma$ の表[1)]

| 材形 | $I_{min}/I_{max}$ | $a/l$ 0 | 0.2 | 0.4 | 0.5 | 0.8 | 1.0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | 0.1 | 1.352 | 1.216 | 1.105 | 1.033 | 1.004 | 1.000 |
| | 0.2 | 1.245 | 1.148 | 1.071 | 1.023 | 1.003 | 1.000 |
| | 0.4 | 1.139 | 1.083 | 1.039 | 1.012 | 1.002 | 1.000 |
| | 0.6 | 1.077 | 1.045 | 1.020 | 1.007 | 1.001 | 1.000 |
| | 0.8 | 1.033 | 1.019 | 1.004 | 1.003 | 1.001 | 1.000 |



4. 両端ピンで二種の断面をもつ対称な材（27・1 図）の場合を 27.3 表に示した。





27・1 図

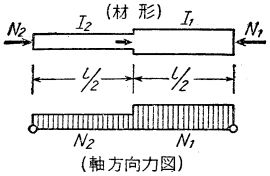
27.3 表　対称二断面材の座屈長さ係数 $\gamma$ の表

| $I_{min}/I_{max}$ | $a/l$ 0.2 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.0 |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.50 | 1.274 | 1.146 | 1.051 | 1.007 | 1.000 |
| 0.60 | 1.189 | 1.098 | 1.034 | 1.005 | 1.000 |
| 0.70 | 1.125 | 1.063 | 1.021 | 1.003 | 1.000 |
| 0.80 | 1.074 | 1.037 | 1.012 | 1.002 | 1.000 |
| 0.90 | 1.032 | 1.016 | 1.005 | 1.001 | 1.000 |
| 1.00 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |

その他変断面材の座屈についても既に数多くの研究がある[2)]。断面が変化する外，荷重も同時に変化する場合がある。次にその一例を示して他は専門書にゆずることとする。材の両半分が異なる圧縮力を受け，両半分の断面二次モーメントが異る場合（27・2図）大きい方の断面と大きい方の圧縮力を基準としたときの座屈長さ係数を示せば 27.4 表のようになる。

1) 端部断面の減少率が材せいの2乗に比例する場合を示してある。すなわち定断面のフランジのせいが直線的に変化する場合などに適用されるもので通常の鉄骨圧縮材の場合に用いられる。3乗，4乗等に比例する場合については他の参考書例えば長柱研究委員会弾性安定要覧，コロナ社参照

2) 二種の断面をもつ対称材，非対称材については Tülk : Bedenklich Trugschlüsse in Bemessung Gespreizter Druckstäbe, Bauing., 1929, p. 601 がある，なお通常の変断面材については座屈理論，コロナ社，E. Chwalla : Erlauterungen zur Begründung des Normblattentwurfes 等に詳述してある。その他多くの文献がある。



(軸方向力図)

27·2 図

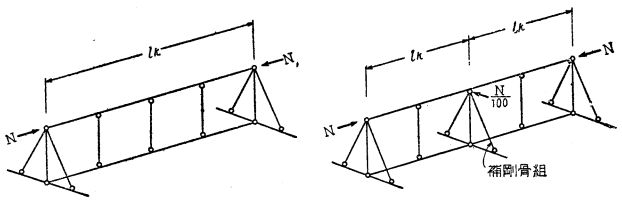
27.4 表 荷重と断面の変化する二断面材の座屈長さ係数 $\gamma$ の表

| $I_1/I_2$ | $N_1/N_2$ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 1.75 | 2.00 | ∞ |
| 1.00 | 1.00 | 0.95 | 0.91 | 0.89 | 0.87 | 0.73 |
| 1.25 | 1.06 | 1.01 | 0.97 | 0.94 | 0.92 | 0.75 |
| 1.50 | 1.12 | 1.06 | 1.02 | 0.99 | 0.96 | 0.77 |
| 1.75 | 1.18 | 1.11 | 1.07 | 1.04 | 1.01 | 0.81 |
| 2.00 | 1.24 | 1.16 | 1.12 | 1.08 | 1.05 | 0.83 |

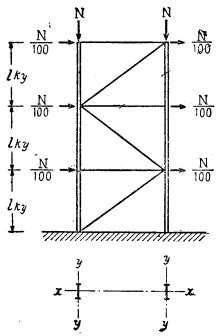
## 28 条 支点の補剛

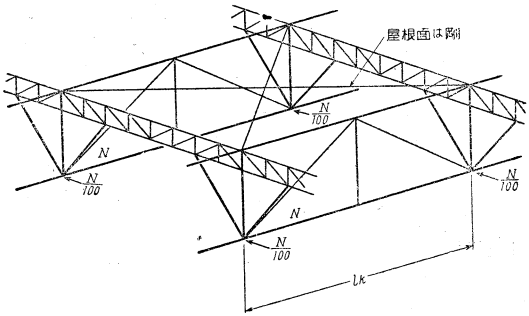
1. 圧縮部材の支点は移動しないように十分に補剛される必要がある。
2. 前項の補剛の目的に配置される骨組は，精算によらない場合には，圧縮力の $^1/_{100}$ 以上の集中横力を加えてその支持物の耐力を計算し安全なものとしなければならない。(10図参照)

a




b

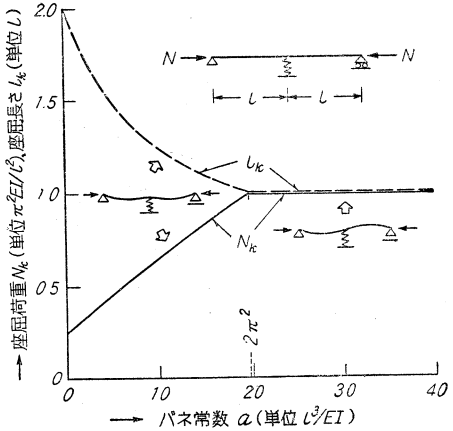





10 図

1.1 圧縮材の支点間距離は座屈長さの算出のもとになるものであつて，この支点が材軸をはずれて移動すると座屈長さに大きな影響を与えるから実際構造でもこの移動を防ぐように節点に剛性をもたして置かなければならない。この補剛の程度を吟味するには精密な座屈理論解にまたなければならない[1]。

たとえば 10a 図の補剛骨組を設ける場合で，両端の支点が完全に剛な場合を考えると，28・1図のようにおきかえられる。図に示されたばねは中間の補剛骨組をあらわし，$a$ をこの弾性支点のばね常数すなわち支点が単位の変位をしたときの反力とすれば，安定理論によつて解かれた結果は同図のようになる。ばね常数 $a=0$ すなわち中間支点がない場合には座屈荷重に座屈長さ $2l$ なる材の Euler 荷重に等しく，ばね常数が増すに従つて座屈荷重は増大し，座屈長さは短くなるが，$a=a_0=2\pi^2EI/l^3$ からは弾性支点が変位しないような逆対称座屈を起し座屈長さは $l$ となる。従つて座屈長さを $l$ として材を設計するためには支点には少くとも $a_0$ の剛性が必要である。




28・1 図

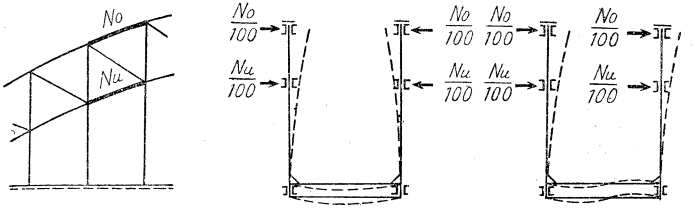
2.1 前述のように支点は剛性に対して検討すべきものであるが，精解は相当複雑であるから精算を行わない場合は強度検定で代用してよいことにした。すなわち圧縮力の1％を支点に加えて安全を確めるのであるが，場合によつては剛性が不足して危険側の誤差を生ずることがあるから，支点には十分剛性を確保するようにつとめるべきである。

2.2 補剛を検定するために加えた横力は補剛部だけでなく柱，基礎等にまで，すなわちこれ

1) DINE 4114 Ⅲ (b) 項，同項について E. Chwalla, W. Gehler の解説

を支持する構造部全体に伝達されるものとして，各部分がこれに安全なように吟味しなければならぬ。

2.3 弾性支持点が2個以上ある場合にはそれぞれの支持点にそれぞれの大きい方の圧縮力の1%を内方又は外方に加えてその不利な組合せに対して安全なようにする。(28・2 図)




28・2 図

例 題 1. 28・3 図の場合 (24 条例題参照)

(i) ブレース設計用応力

AB 材では

$$0.075\,N=0.075\times 48=3.6\,t$$

その他省略

(ii) 部材の吟味

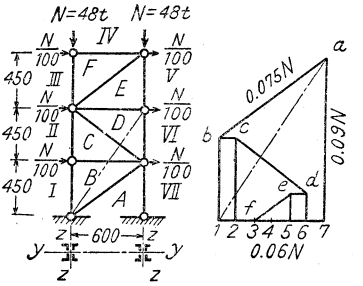
$$\Delta N=0.09\,N=0.09\times 48=4.32\,t$$

$$\sigma_z=\frac{\omega_z(N+\Delta N)}{A}=\frac{1.67(48+4.32)}{4\times 14.0}$$

$$=1.56<1.6\,t/cm^2 \quad 可$$

(iii) 柱脚及び基礎設計用荷重

$$N+\Delta N=48+4.32=52.32\,t$$




28・3 図

## 29 条　圧縮材に対する注意

1. 圧縮材に打つ連続リベットのピッチはリベット径の8倍以下，且つ集結材片中の最薄材厚の 15 倍以下とする。

2. 圧縮材の材端接合部については，19条2項及び3項の規定を準用する。

1. 組立圧縮材に打つ連続リベットは組立各部が局部座屈を生ずることなく一体となつて作用するようピッチの最大限をリベット径の8倍且つ最薄材厚の 15 倍と定めた。

2.1 圧縮材の重心軸と材端接合部のリベット列中心線とが一致しない時は偏心によつて材に曲げモーメントを生ずる。一般にはこの曲げモーメントを考慮して，曲げを伴う圧縮材として7節柱材の規定によつて算定すべきである。この場合の圧縮応力度 $\sigma_c$ は次式で表される。

$$\sigma_c=\frac{N}{A}\left(\omega+\frac{e_x}{k_x}+\frac{e_y}{k_y}\right)$$

記号　$N$=圧縮力　kg

$A$=断面積　$cm^2$

$e_x, e_y$＝偏心距離　cm

$$k_x=\frac{I_x}{A\cdot a},\quad k_y=\frac{I_y}{A\cdot b}$$

$\omega$＝座屈係数

$a, b$＝応力を求める点から $x, y$ 軸までの距離　cm

計算例　不等辺山形鋼 $L-90\times60\times9$ が 9 mm 板の片側に取付く場合（29・1 図）偏心に次の二様の別がある。

（a）　設計上材の重心軸がトラス線と一致する場合

（b）　接合リベット中心線がトラス線と一致する場合

この各の場合を計算してみると，

（a）　偏心距離

$e_{x1}=3.16$ cm，$e_{y1}=1.36$ cm

$D_1$ 点の応力を求めると

$$\frac{I_x}{a}=\frac{115\ \text{cm}^4}{2.15\ \text{cm}}=53.5\text{cm}^3$$

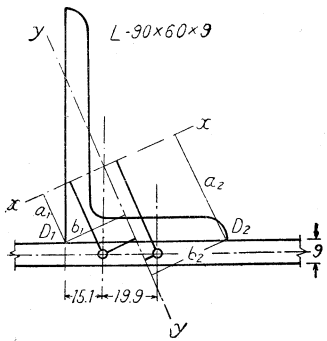
$$\frac{I_y}{b}=\frac{20.7\ \text{cm}^4}{2.57\ \text{cm}}=8.05\ \text{cm}^3$$

$$k_x=\frac{53.5}{12.69}=4.22$$

$$k_y=\frac{8.05}{12.69}=0.634$$

$$\sigma_c=\frac{N}{A}\left(\omega+\frac{3.16}{4.22}+\frac{1.36}{0.634}\right)$$

$$=\frac{N}{A}(\omega+2.89)$$




29・1 図

$D_2$ 点の応力も同様にして求められるが上式の方が大きい。

（b）　$e_{x2}=3.94$ cm，$e_{y2}=0.48$ cm

この場合は最大圧縮応力度は $D_2$ に生じ

$$\sigma_c=\frac{N}{A}(\omega+2.82)$$

2.2 しかし上の操作はかなり煩雑であるので，組子材や単一山形鋼から成る軽微なつなぎ材等の場合は節点間距離をもつて座屈長さとし断面の最小回転半径によつて，細長比を求めて中心圧縮材として差しつかえない[1]。これはガセットプレートとの接合がある程度有利に働いて座屈荷重を高めようとする作用があり，組子材などは材長が短いのにこの補強作用が大きいことによるのである[2]。

1)　DINE 4114 案：昭 15.11，建築雑誌，p. 866

2)　E. Chwalla : Erläuterungen zur Begründung des Normblattentwurfes. p. 23

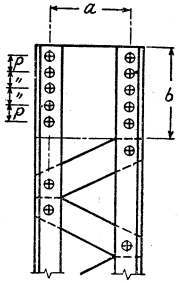
2.3 圧縮材の端部は各材片が均等に応力を分担するよう構造する必要があり，このため端部につずり板を設けその部分のつずり板の幅 $b$ とつずりリベットのピッチ $p$ を通常次のように定められている。(29・2 図)

$$b \geqq a$$

$$p \leqq 4d$$

記号　$a$＝フランジリベット列中心線間距離　cm

$d$＝リベット径　cm



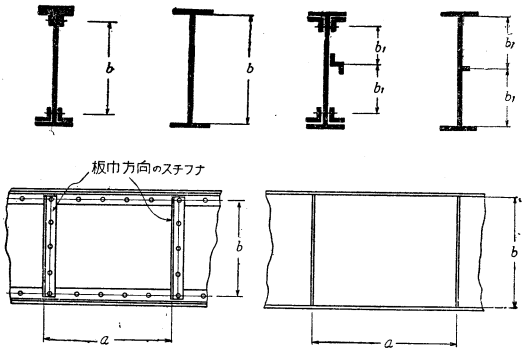

29・2 図

## 5節　ウェブプレートの座屈

### 30条　総　　則

1. 柱・はり等のウェブプレートに対してはその応力度を許容応力度以下とするほか，座屈に対しても安全ならしめる。

2. フランジ及びスチフナーで区切られたウェブプレートはこれを周辺単純支持板と見なす。その外周はリベット継ぎフランジにおいては側リベット中心線，溶接フランジにおいてはフランジとウェブプレートとの接着線，スチフナーにおいては突出部の中心線をもつて定める。(11 図参照)




11 図

3. 板のせん断応力度は均等分布とみなす。

1. 一般に圧縮材のウェブに厚板を用いる事は必しも不経済ではないが，曲げを受けるラーメンの柱，剛性を必要とした幅の広い柱の類，特に充腹ばりにおいては，ウェブプレートの破壊は降伏破壊から塑性座屈，弾性座屈の順にかわることは一般圧縮材と同一であり，実際設計で取扱われるウェブプレートの座屈は断面効率上塑性範囲が対象となる場合が多い。

(従来の規定では塑性範囲でのヤング係数の補正を考えずに単純に $f_c$ 以下であればよいとしたのであるが，短期荷重に対して降伏応力度まで，その許容値を引上げる事になると危険な部分が生ずる事になる。本節の規定はこの部分の許容圧縮応力度をヤング係数の補正値に応じて合理的に低減して柱の座屈と同様な概念で統一して定めたところに従来の規定を修正した意味

がある）

2. ウェブプレートが座屈する際生ずる波形（変形）は，板周辺条件，荷重の種類等により多様であるが，この波形を拘束する事により，ウェブプレートの座屈強度を或る程度迄高め得る事は明かで，ウェブプレートの座屈強度が不足の場合通常板幅又は板長方向のスチフナーが使用される。（規準 11 図参照）

ウェブプレートの検定では，まずスチフナーがウェブとの接着部に於ける板変形を完全に止めうる剛性を持つものとし，ウェブプレートは，スチフナー又はフランジで区切られた範囲内で座屈すると考えるのが普通である。従つてウェブの検定は，このくぎられた各パネルに対し区画内の最大応力度を用いて行う事となる。

ウェブプレートの周辺が単純支持と固定ではその座屈値に相当の差があるが，一般の柱又ははりのウェブプレートでは周辺が単純支持に近い事は実験或は理論上いえる事である。本節はかかる周辺単純支持矩形ウェブプレートの座屈に関する規定であつて，これ以外の板の算式は掲げていない。

## 31 条　長方形ウェブプレート

1. 長方形ウェブプレートの座屈に対する検定は下式による。但し，はり材のウェブプレートでは板厚 $t$ が板幅 $b$ の $1/80$ 以上の場合，柱材のウェブプレートではその板厚 $t$ が板幅 $b$ の $1/30$ 以上の場合はこの検定を要しない。

$$\left(\frac{\sigma}{f_1}\right)^2+\left(\frac{\tau}{f_2}\right)^2\leqq 1 \quad \cdots\cdots (13)$$

記号　$\sigma$＝長方形板に生ずる最大圧縮応力度　t/cm²

$f_1$＝許容圧縮板座屈応力度 t/cm² で下式から求める。

$$f_1=\frac{800f_c}{\mu\left(\frac{b}{t}\right)^2}k_1$$

但し上式で $f_1>\frac{2}{3}\cdot\frac{f_c}{\mu}$ の場合は $f_1$ の値として次の $f_1'$ を用いる。

なおその最大値は許容圧縮応力度以下とする。

$$f_1'=\frac{1.8f_c}{\frac{f_c}{f_1}+1.2\mu}$$

$$\mu=1.5-\frac{\alpha}{4}$$

$$\alpha=1-\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}=\text{圧縮応力度分布係数（12図参照）}$$

$f_c$＝許容圧縮応力度　t/cm²

$k_1$＝垂直応力に対する板座屈係数で下式から求める。

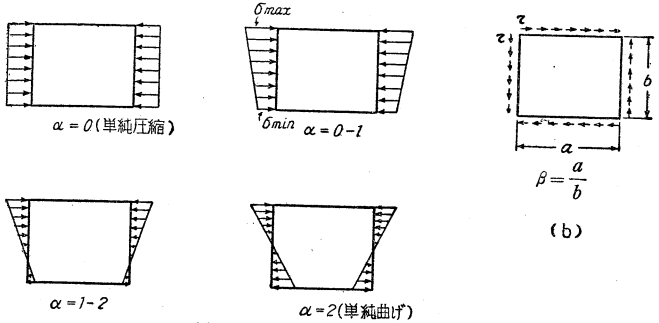
$\beta\geqq 1-\frac{\alpha}{6}$ のとき

$$k_1=\alpha^3+3\alpha^2+4$$

$\beta<1-\frac{\alpha}{6}$のとき

$$k_1=\frac{1}{4}\left(\frac{\beta}{1-\frac{\alpha}{6}}+\frac{1-\frac{\alpha}{6}}{\beta}\right)^2(\alpha^3+3\alpha^2+4)$$

$$\beta=\frac{a}{b}=\frac{\text{板長さ}}{\text{板幅}}=\text{辺長比}$$




12 図

$\tau$＝長方形板に生ずるせん断応力度　t/cm²

$f_2$＝許容せん断板座屈応力度　t/cm² で下式から求める。

但しその最大値は許容せん断応力度以下とする。

$$f_2=\frac{800f_c}{\left(\frac{b}{t}\right)^2}k_2$$

$k_2$＝せん断応力に対する板座屈係数で下式から求める。

$\beta\geqq1$ のとき

$$k_2=5.4+\frac{4}{\beta^2}$$

$\beta<1$ のとき

$$k_2=\frac{5.4}{\beta^2}+4$$

2. 板幅方向の中間スチフナーの断面二次モーメントは両側配置の場合はウェブプレートの中心線について，片側配置の場合はウェブプレートとの接着線について算出する。特に検定しない場合は下の $I_0$ 以上とする。

$$I_0=\frac{at^3}{11}\left(\frac{9}{\beta^3}-5\right)\quad\cdots\cdots(13)$$

（1） 検定を要せぬ板厚

周辺単純支持長方形ウェブプレートの応力度が，本規準に定めた短期許容応力度 $f_c=2.4\,t/cm^2$, $f_s=1.2\,t/cm^2$ に達するまで座屈を起さぬ最大板幅厚比は理論上

一様圧縮をうける板　　$\frac{b}{t}\fallingdotseq 45$

単純曲げ　〃　　〃　$\fallingdotseq 100$

純せん断　〃　　〃　$\fallingdotseq 90$

となる。これに適当な安全率をみこみ便宜上

はりのウェブプレート　　$\frac{b}{t}\leqq 80$

柱　〃　　〃　$\leqq 30$

では，座屈を考える必要がなく以下の検定は要しないものとする。

（2） 板の座屈基本式

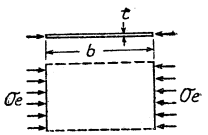
圧縮又はせん断を受ける板の座屈応力度は通常次の一般式で表わしている。

$$\sigma_{cr}=(\tau_{cr}=)\,k\frac{\pi^2E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdots\cdots (31.1)$$

上式の右辺に含まれる

$$\frac{\pi^2E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

は両端を支持した幅無限大長さ $b$ の板を支持端で，一様圧縮した時の板座屈応力度でオイラー応力度ともいい一般に $\sigma_e$ で表わされるものである。板の座屈では便宜上，この座屈応力度を基準にとり，一般の板の座屈応力度はこれを $k$ 倍したもので表わす，従つて $k$ は板の形状，支持状態，荷重の種類等により決定される係数で板座屈係数という。



31・1 図

(31.1) 式で $E$ はヤング係数 $\nu$ はポアソン比であり，応力が比例限度をこえると，これらの値は変化する，今 $\nu$ を一定とし，塑性，弾性範囲を含めた座屈一般式を $E$ の補正係数 $z$ を用いて表わせば次式となる。

$$\sigma_{cr}=(\tau_{cr}=)\,k\frac{\pi^2E_z}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdots\cdots (31.2)$$

上式で $z$ は $E$ の補正係数ゆえ弾性範囲では1，塑性範囲では次第に1より小となり材の降伏点で零となる事は当然である。しかしウエブプレートの応力分布は，板の最大応力度が比例限度をこすと非常に複雑となり，断面の各部分でこの補正率が異なり (31.2) 式が一般的に成立するような $z$ を求める事は厳密には不可能である。

こゝで Leon. S. Moisseiff[1] の実験値と適当な仮定に基づき誘導した一般ウェブプレートに対する $z$ の提案値を参考とし，次の直線近似式を用いる事とする。

1) S. Moisseiff, F. Lienhard : Theory of Elastic Stability Applied to Structural Design. Proc. A.S.C.E., 1940.1, p. 31

$\sigma_{cr} \leqq 1.6\,\mathrm{t/cm^2}$　$z=1$

$\sigma_{cr} > 1.6\,\mathrm{t/cm^2}$　$z=1.8-0.5\,\sigma_{cr}(\mathrm{t/cm^2})$

せん断力に対しては $\tau \leqq 1.2\,\mathrm{t/cm^2}$ では，実験上 $z=1$ であり $E$ の補正は考えない。

一般式 (31.2) にこの関係を適用すれば $\sigma_{cr} > 1.6\,\mathrm{t/cm^2}$ において

$$\sigma_{cr}=k\frac{\pi^2 E(1.8-0.5\,\sigma_{cr})}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

すなわち

$$\sigma_{cr}=\frac{1.8\,k\,\pi^2 E\left(\frac{t}{b}\right)^2}{12(1-\nu^2)+0.5\,k\,\pi^2 E\left(\frac{t}{b}\right)^2} \cdots\cdots (31.3)$$

となる。これが本節の塑性範囲座屈基本式である。

（3）　座屈に対する安全率

座屈に対する安全率は短期において単純曲げ及びせん断に対し 1，一様圧縮に対し 1.5，単純曲げと一様圧縮の中間応力状態では $\mu\left(=1.5-\frac{\alpha}{4}\right)$ で直線変化せしめ，長期は一様に，短期の場合の 1.5 倍をとする。このように，柱とはりで安全率を変化せしめる理由は，柱ではウェブプレートは圧縮材の主要部分であつて，ウェブプレートの座屈は柱の破壊を意味する事が多い。はりでは断面の半分が引張材でこれは圧縮フランジの座屈に安定効果を与え，且つウェブプレートの座屈により生ずるフランジの過応力は比較的少く，ウェブプレートの座屈後はスチフナーと共にトラスとして荷重を支持し通常はりウェブプレートの座屈は直ちにはりの破壊には至らぬと考えられている[1]。

（4）　許容板座屈応力度

圧縮又は曲げを受けるウェブプレートの許容座屈応力度を $f_1\,\mathrm{t/cm^2}$（弾性範囲）$f'_1\,\mathrm{t/cm^2}$（塑性範囲）とし上述の安全率を適用すれば

$$f_1\ (\text{又は } f'_1)=\frac{\sigma_{cr}}{\mu}\cdots\cdots\text{短期}$$

$$=\frac{\sigma_{cr}}{1.5\,\mu}\cdots\cdots\text{長期}$$

となり (31.1) (31.3) 式より

短期
$$\begin{cases} f_1=\dfrac{k\,\pi^2 E}{12\,(1-\nu^2)\,\mu}\cdot\left(\dfrac{t}{b}\right)^2 \\ f'_1=\dfrac{1}{\mu}\cdot\dfrac{1.8\,\mathrm{k}\,\pi^2 E\left(\frac{t}{b}\right)^2}{12(1-\nu^2)+0.5\,\mathrm{k}\,\pi^2 E\left(\frac{t}{b}\right)^2} \end{cases}$$

1)　特に弾性座屈の場合は，座屈を生ぜしめる荷重が取去られた後は座屈波も消失するから，ひん度の小さい短期荷重に対してはこれを許容する考え方もある。有名な Wagner Beam はこれである。H. Wagner, Z.F.M. Bd 20, Nr 8～12, (1929)

長期　上値の$\frac{1}{1.5}$倍

となる。鋼では，$E=2100\ \mathrm{t/cm^2}$　$\nu=0.3$ と置けるから上式は

$$\text{短期}\begin{cases} f_1=\dfrac{1900\,k}{\mu}\cdot\left(\dfrac{t}{b}\right)^2\fallingdotseq\dfrac{800\times2.4\,k}{\mu\left(\dfrac{b}{t}\right)^2}=\dfrac{800f_c}{\mu\left(\dfrac{b}{t}\right)^2}k\ (\mathrm{t/cm^2}) \\ f'_1=\dfrac{1.8}{\dfrac{12(1-\nu^2)\mu}{k\pi^2E\left(\dfrac{t}{b}\right)^2}+0.5\,\mu}\fallingdotseq\dfrac{1.8}{\dfrac{1}{f_1}+0.5\,\mu}=\dfrac{1.8f_c}{\dfrac{f_c}{f_1}+1.2\,\mu}\ (\mathrm{t/cm^2}) \end{cases}$$

$$\text{長期}\begin{cases} f_1=\dfrac{1900}{1.5\,\mu}\left(\dfrac{t}{b}\right)^2\fallingdotseq\dfrac{800\times1.6}{\mu\left(\dfrac{b}{t}\right)^2}k=\dfrac{800f_c}{\mu\left(\dfrac{b}{t}\right)^2}k\ (\mathrm{t/cm^2}) \\ f'_1=\dfrac{1.8}{\dfrac{1.5\times12(1-\nu^2)\mu}{k\pi^2E\left(\dfrac{t}{b}\right)^2}+0.5\times1.5\,\mu} \\ \fallingdotseq\dfrac{1.8}{\dfrac{1}{f_1}+0.75\,\mu}=\dfrac{1.8f_c}{\dfrac{f_c}{f_1}+1.2\,\mu}\ (\mathrm{t/cm^2}) \end{cases}$$

すなわち長期短期を含め $f_1$，$f'_1$ は次式で表わす事が出来る。

$$\left.\begin{aligned} f_1&=\frac{800f_c}{\mu\left(\dfrac{b}{t}\right)^2}k\ (\mathrm{t/cm^2}) \\ f'_1&=\frac{1.8f_c}{\dfrac{f_c}{f_1}+1.2\,\mu}\ (\mathrm{t/cm^2}) \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (31.4)$$

弾性座屈の上限は上式で $f_1=f'_1$ と置く事により求められる。

$$f_1=\frac{2}{3}\cdot\frac{f_c}{\mu}$$

従つて $f_1$ を計算し $f_1>\dfrac{2}{3}\cdot\dfrac{f_c}{\mu}$ となつた場合は塑性座屈となり，この $f_1$ の値を $f'_1$ の式に代入すれば $f'_1$ が許容座屈応力度となる。

せん断を受けるウェブプレートの許容座屈応力度を $f_2\ \mathrm{t/cm^2}$ とし，安全率を適用すれば

$$f_2=\tau_{cr}\cdots\cdots\text{短　期}$$

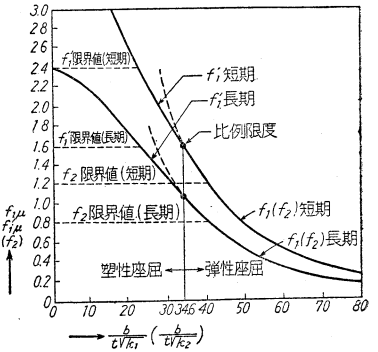
$$=\frac{\tau_{cr}}{1.5}\cdots\cdots\text{長　期}$$

となり (31.1) 式より長期短期を含め

$$f_2=\frac{800f_c}{\left(\dfrac{b}{t}\right)^2}k\ (\mathrm{t/cm^2})\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ (31.5)$$

となる。

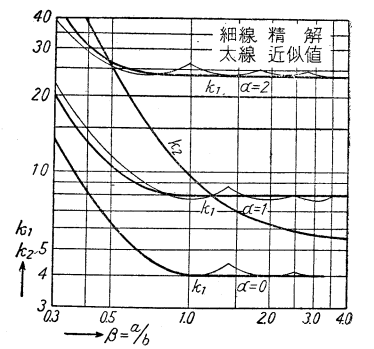
(31.4) (31.5) 式を図示すると 31・2 図のようになり上述の関係はあきらかに了解しうると思う。



31・2 図

(5)　板座屈係数

板座屈係数 $k$ は応力の種類と分布状態，板形状及び周辺支持条件等で異る係数である事は先に説明したが，本規準では，圧縮，曲げに対するものを $k_1$，せん断に対するものを $k_2$ として区別した。周辺単純支持長方形ウェブプレートでは，$k_1, k_2$ は応力分布係数と板辺長比との函数で表わす事が出来る。この関係は 31・3 図のようになり，$k_1$ は $\beta$ が約 $\left(1-\frac{\alpha}{6}\right)$ より大となると最低値の等しい同様の波形として繰返し，$\left(1-\frac{\alpha}{6}\right)$ より小となると次第に増大し，$\beta=0$ で無限大となる，規準は



31・3 図

$$\beta \geqq 1-\frac{\alpha}{6} \text{ に於ては}$$

$$k_1=\alpha^3+3\alpha^2+4$$

$$\beta < 1-\frac{\alpha}{6} \text{ に於ては}$$

$$k_1=\frac{1}{4}\left(\frac{\beta}{1-\frac{\alpha}{6}}+\frac{1-\frac{\alpha}{6}}{\beta}\right)^2 \times(\alpha^3+3\alpha^2+4)$$

で近似せしめた。

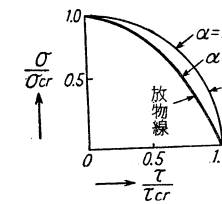
$k_2$ は $\beta$ が大となると次第に小となり最小値は 5.4 となる。

近似式

$$k_2=5.4+\frac{4}{\beta^2} \quad \beta \geqq 1$$

$$=\frac{5.4}{\beta^2}+4 \quad \beta<1$$

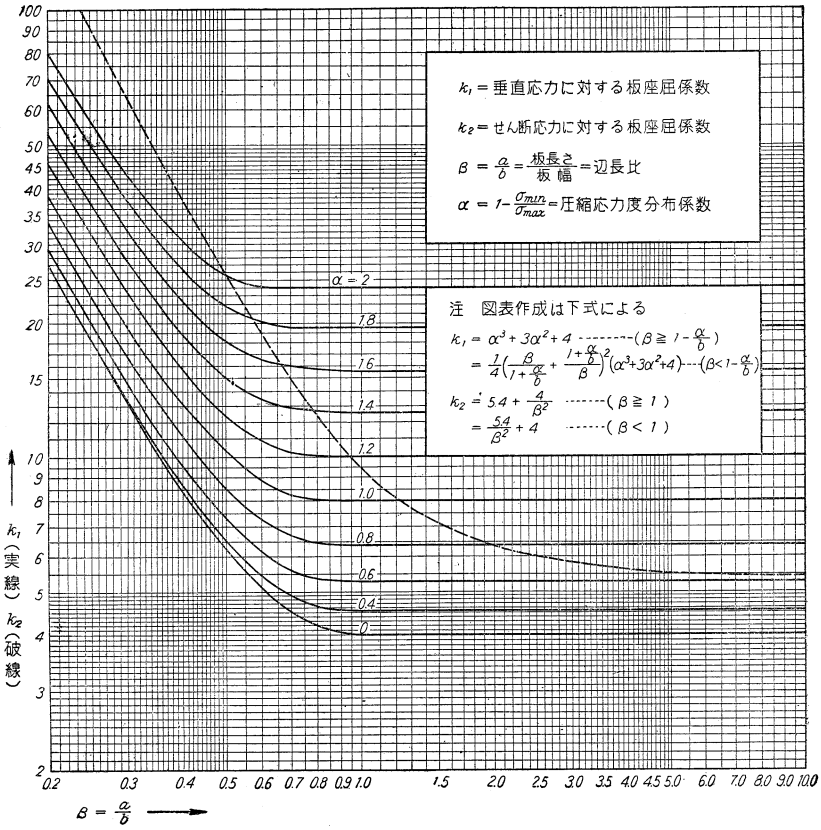
は精解に近い値を与える。



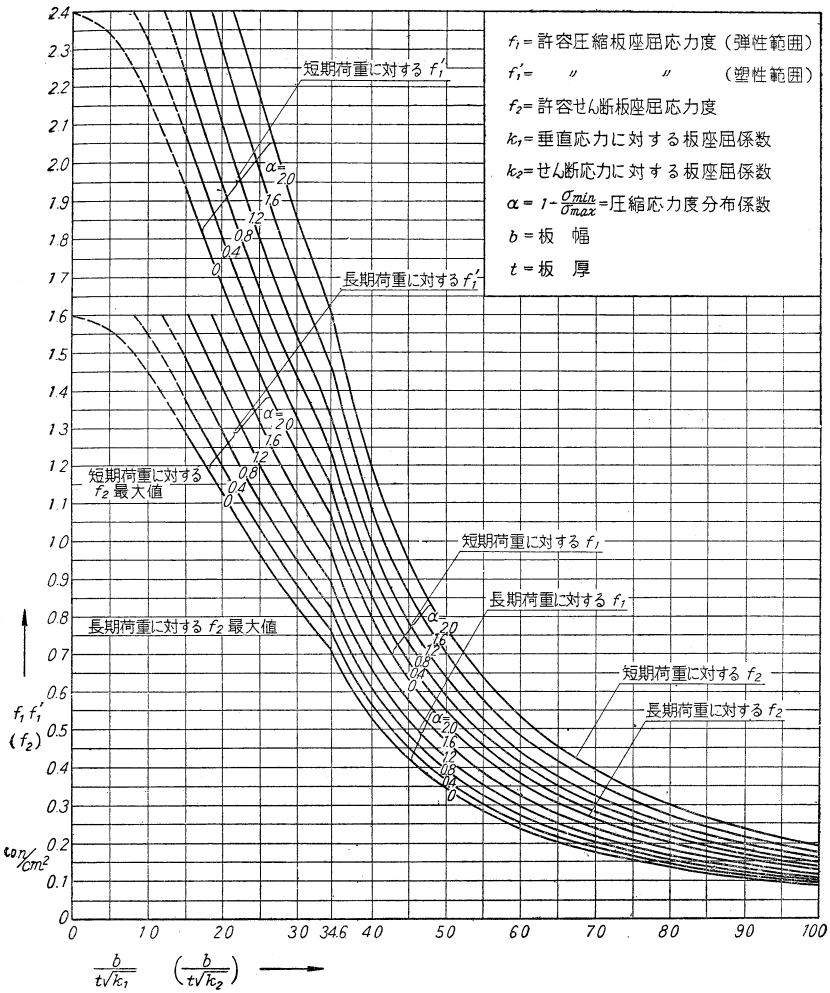
31・4 図

(6)　組合せ応力を受けるウェブプレート

ウェブ設計上，圧縮応力度 $\sigma$，せん断応力度 $\tau$ が共存する場合が普通で直応力又は曲げのみを受ける板では $\sigma=\sigma_{cr}$，せん断力のみを受ける板では $\tau=\tau_{cr}$ の強度があるゆえこれらが共存する場合 $\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}$，$\frac{\tau}{\tau_{cr}}$ は零と 1 との間の数となる。一般にこの関係は実験及び理論的研究の結果




**31・5 図**　板座屈係数 $k_1, k_2$ 計算図表




**31·6 図**　許容板座屈応力計算図表

等分布圧縮力とせん断力の作用するウェブプレートでは

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2\leqq 1$$

曲げとせん断力の作用するウェブプレートでは

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2\leqq 1$$

圧縮，曲げ，せん断の組合せに対しては，この中間値で近似できる事が確かめられている。規準には曲げ及びせん断を組合せた場合に安全率を含めた式

$$\left(\frac{\sigma}{f_1}\right)^2+\left(\frac{\tau}{f_2}\right)^2\leqq 1 \qquad \text{規準 (12) 式}$$

を示している。

2. 中間スチフナー

板幅方向スチフナーの所要断面は Timoshenko[1] からの資料（スチフナーを持つウェブプレートのせん断座屈理論式）より近似的に

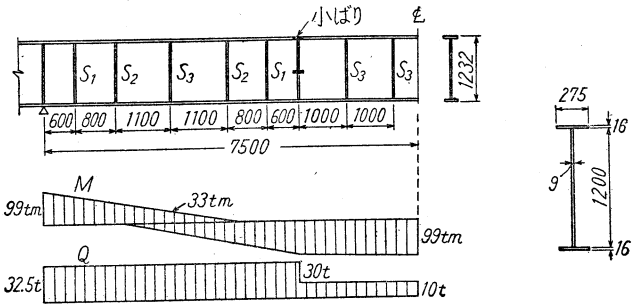
$$I_0=\frac{at^3}{11}\left(\frac{9}{\beta^3}-5\right) \qquad \text{規準 (13) 式}$$

となる。上式は $\beta>1$ で過小の値を与える場合がある。従つて $\beta>1$ でスチフナー必要の時精算によらぬ場合は $\beta=1$ の時の上式の値を使用するのが安全である。

はりの支点あるいは集中荷重を受ける所のスチフナーは 33 条プレートガーダー 6 の規定による。

計 算 例

図のような設計用曲げモーメントせん断応力（長期）を受ける溶接連続プレートガーダーを設計せよ。




31・7 図

断　面

ウェブ　$PL$ 1200×9

フランジ　$PL$ 275×16　　ウェブ　$A=108\,\mathrm{cm}^2$

1) 座屈理論，コロナ社

$$I=\frac{0.9\times120^3}{12}+2\left(\frac{27.5\times1.6^3}{12}+27.5\times1.6\times60.8^2\right)$$

$$=4.53\times10^5\ \mathrm{cm}^4$$

フランジ最大応力度

$$\sigma=\frac{9.9\times10^3\times61.6}{4.53\times10^5}=1.34<1.6\ \mathrm{t/cm^2}$$

スチフナーを図のように配置する。

ウェブ

支点部

$$M=99\ \mathrm{tm}\qquad Q=32.5\ \mathrm{t}$$

$$\sigma=\frac{9.9\times10^3\times60}{4.53\times10^5}=1.31\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\tau=\frac{Q}{A}=\frac{32.5}{108}=0.30\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\beta=\frac{a}{b}=\frac{60}{120}=0.5$$

計算図表より

$$k_1=26\qquad k_2=26$$

従つて

$$\frac{b}{t\sqrt{k_1}}=\frac{133}{\sqrt{26}}=26.1$$

$$\frac{b}{t\sqrt{k_2}}=26.1$$

計算図表より

$$f'_1=1.42\ \mathrm{t/cm^2},\qquad f_2=0.80\ \mathrm{t/cm^2}=f_s$$

$$\left(\frac{\sigma}{f'_1}\right)^2+\left(\frac{\tau}{f_2}\right)^2=\left(\frac{1.31}{1.42}\right)^2+\left(\frac{0.30}{0.80}\right)^2=0.992<1.0$$

中央部

$$M=99\ \mathrm{tm}\qquad Q=10\ \mathrm{t}$$

$$\sigma=\frac{9.9\times10^3\times60}{4.53\times10^5}=1.31\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\tau=\frac{10}{108}=0.0925\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\beta=\frac{100}{120}=0.833$$

計算図表より

$$k_1=24.0\qquad k_2=11.8$$

従つて

$$\frac{b}{t\sqrt{k_1}}=27.1,\quad \frac{b}{t\sqrt{k_2}}=38.7$$

計算図表より

$$f'_1=1.37\ \mathrm{t/cm^2},\quad f_2=0.86\ \mathrm{t/cm^2}>f_s$$

$$\left(\frac{\sigma}{f'_1}\right)^2+\left(\frac{\tau}{f_s}\right)^2=\left(\frac{1.31}{1.37}\right)^2+\left(\frac{0.0925}{0.80}\right)^2=0.93<1$$

反曲部

$$M=33\ \mathrm{tm}\qquad Q=32\ \mathrm{t}$$

$$\sigma=\frac{3.3\times10^3\times60}{4.53\times10^5}=0.44\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\tau=\frac{32}{108}=0.30\ \mathrm{t/cm^2}$$

スチフナーが無い時の最低座屈係数は

$$k_1=24\qquad k_2=5.4$$

$$\frac{b}{t\sqrt{k_1}}=27.1\qquad \frac{b}{t\sqrt{k_2}}=57.2$$

計算図表より

$$f'_1=1.35\ \mathrm{t/cm^2}\qquad f_2=0.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\left(\frac{\sigma}{f'_1}\right)^2+\left(\frac{\tau}{f_2}\right)^2=\left(\frac{0.44}{1.35}\right)^2+\left(\frac{0.30}{0.4}\right)^2=0.67<1$$

以上よりウェブプレートは座屈に対し安全

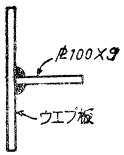
スチフナー所要 $I_0$

$$I_0=\frac{at^3}{11}\left(\frac{9}{\beta^3}-5\right)$$

$$I_{s1}=\frac{60\times0.9^3}{11}\left(\frac{9}{0.5^3}-5\right)=266\ \mathrm{cm^4}$$

$$I_{s2}=\frac{80\times0.9^3}{11}\left(\frac{9}{0.665^3}-5\right)=136\ \mathrm{cm^4}$$

$$I_{s3}=\frac{100\times0.9^3}{11}\left(\frac{9}{0.85^3}-5\right)=64\ \mathrm{cm^4}$$




片側スチフナー $PL\ 100\times9$ ($I_s=300\ \mathrm{cm^4}$) を一様に使用する。 31・8 図

## 6 節 はり材

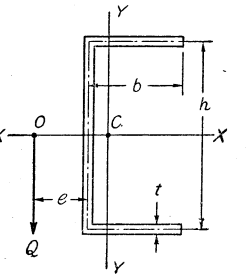
本節に於ては一般にはり材が曲げモーメント及びせん断力を受ける場合を扱い，軸方向力はこれを考慮しないのであるが，ラーメンばりのある場合のような大きな軸方向力が存在する時には，柱材の諸条項に従つて計算せねばならない。スパンに比してはりせいが非常に大きい短ばりは，本節による諸条項のほか特別の注意を要する。

又曲げモーメント及びせん断力は小なる主軸面内にのみ加わるものとして取扱つているので

あるが，他の主軸面内にも働く場合には，当然これによる応力を合成せねばならぬ。

同様に一般規定として，はりせい一様なる場合及び材軸直線なる場合を取扱つているが，しからざる時には，35条並びに同条解説の注意が必要である。

非対称な断面形を有するはりでは，断面の重心を通り断面の主軸の方向と一致した荷重がかかつても，ねじれる事がある。はりが一つの対称面をもつていても，その対称面に直角に荷重がはたらく場合は同様のことがおこる。たとえば31・9図のような断面で$C$を断面の重心とする時，$Y$—$Y$ 軸に平行な荷重$Q$がかかつた時，この断面は一般にねじられる。しかし荷重が一定点0を通る位置にかかた時にのみ，このはりはねじれないで曲げ変形をする。この様な定点0は断面に固有のもので，これをせん断中心という。せん断中心の概略の位置は，L形，T形では辺の中心線の交点，[形ではウェブの更に外側の $e=b^2h^2t/4I_{xx}$ の点になる[1]。




31・9 図

従つて荷重面に対し非対称な断面ではねじれに対しての考慮を要するが本節では取扱わぬ事にした[2]。

はり材のたわみはこれを規準化しなかつたのであるが，通常の場合，スパンの $1/300$ を，片持ばりにては $1/250$ を，限度としている。しかし特に重要なはり等では，更にたわみを小さい限度におさえねばならぬ。[3]

## 32条　形鋼ばり

1. はり材の断面諸係数は引張側リベット穴を控除した断面について求める。
   但しこれに対応する圧縮側リベット穴を控除して算定してよい。
2. 形鋼ばりの断面は下式により算定する。

$$\left.\begin{aligned}\frac{M}{Z_t}&\leqq f_b\\ \frac{M}{Z_c}&\leqq f_b\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(14)$$

記号　$f_b$＝許容曲げ応力度　t/cm²
　　$Z_t$＝引張側断面係数　cm³
　　$Z_c$＝圧縮側断面係数　cm³
　　$M$＝曲げモーメント　t・cm

1) 倉西正嗣：弾性学，pp. 190～196.，日本機械学会。
2) Bach-Baumann : Elastizität u. Festigkeit. 9 Aufl., 1924, p. 267
鉄骨構造，コロナ社，p. 83
3) DIN 1050 によれば，特別の場合には $1/500$ を，基礎及び支台をなす場合，その持放し長さの $1/1000$ を限度としてゐる。(建築雑誌 昭 12.10, p. 1226 参照)
なおクレーン走行ばり等にては $1/500$～$1/1000$ をとりたい。

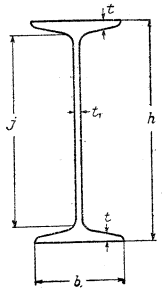
3. 前項に於て横座屈の恐れがあるときは，その影響を考慮する。
特に上下対称のはりであつて，$l/b \leqq 25$ の場合にはこの検定を要しない。

記号　$l$＝圧縮側フランジの横方向支点間の距離　cm
$b$＝フランジの幅　cm

4. ウェブは下式によりせん断応力度の検定をしなければならない。(13 図参照)

$$\frac{QS}{It_1} \leqq f_s \qquad \text{t/cm}^2 \cdots\cdots (15)$$

記号　$t_1$＝ウェブの厚さ　cm
$S$＝中立軸についての断面上半部又は下半部の断面一次モーメント　$\text{cm}^3$
$I$＝中立軸についての全断面の断面二次モーメント　$\text{cm}^4$
$Q$＝せん断力　$t$
$f_s$＝許容せん断応力度　$\text{t/cm}^2$



13 図

全せいが $h$ である $I$ 形鋼又はみぞ形鋼の場合には

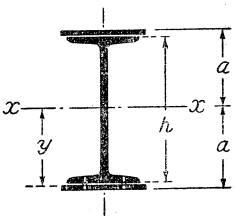
$$\frac{Q}{jt_1} \leqq f_s \qquad \text{t/cm}^2 \cdots\cdots (16)$$

により $j=0.85\,h$ と仮定する事が出来る。

5. 補剛材についての算定は 31 条及び 33 条 6 項による。

1. 形鋼ばりとは形鋼をそのまゝはりとして用いたもので，主として工形鋼を使用し，時にカバープレートを取付ける。はりせいはたわみの制限を考慮すればスパンの $1/30$ ないし $1/15$ 程度となるので，一般にその使用できるスパンに制限がある。

2. 断面の決定に当つては第 2 項に掲げた通常用いられる公式により応力度を算出してそれが許容応力度以下になるように定めればよい。一般に曲げモーメントとせん断力に対して，各別に計算し，各々その許容応力度以下とするが，せん断応力度が特に大きい時には，垂直応力度との合成効果を考慮する 2 章 6 条 2 の注意が必要である。この際引張側に位置するリベット穴を控除して断面諸係数（断面二次モーメント，断面係数）を求める必要がある。但し中立軸の移動は無視してよい[1]。



32・1 図

$I$＝リベット穴を控除せざる断面二次モーメント（断面算定表に依り求める）　$\text{cm}^4$
$I_0$＝リベット穴を控除した断面二次モーメント　$\text{cm}^4$
$A$＝全断面積　$\text{cm}^2$

1) 106 頁参照，但し，リベット穴以外の特殊の穴に対しては中立軸の移動を考えなければならない。

$A_0$＝正味断面積　　cm²
$A_R$＝控除すべきリベットの面積　　cm²
$x$—$x$＝重心軸（リベット穴は考えない）
$y$＝リベット穴の重心より$x$—$x$までの距離　cm
$Z_t$＝引張側断面係数　　cm³
$Z_c$＝圧縮側断面係数　　cm³

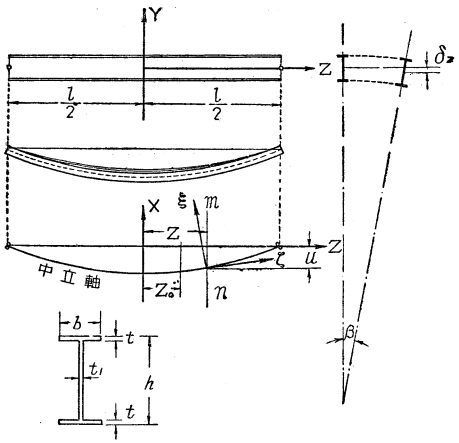
$$A_0=A-A_R$$

$$I_0=I-A_R\cdot y^2$$

$$Z_t=Z_c=\frac{2I_0}{h}$$

この際圧縮側のリベット穴をも控除して差つかえない。この場合には適当なる断面算定表を用いれば迅速に計算する事ができる。

3. フランジ幅に比してスパンの長いはりが曲げを受ける場合圧縮側フランジが横座屈して 32•2 図のようにげ面から外へ曲り出す事がある。




32•2 図

この様な横座屈のおそれがある時は，第3項に従つて，その安全性を検討せねばならぬ。この計算方法は圧縮材の場合と全く同様の考え方によつて得られる[1]。すなわち横座屈に対する安定条件式から，横座屈を起さしめるに要する最小の荷重及びこれによる曲げモーメント（以下横座屈荷重及び横座屈曲げモーメントと称す）を算出し，次のように計算する。

$M_{cr}$＝横座屈曲げモーメント　　t•cm
$Z$＝断面係数　　cm³
$\sigma_{cr}$＝横座屈応力度　　t/cm²
$f_k$＝許容横座屈応力度　　t/cm²
$\nu$＝横座屈に対する安全率

とすれば

$$\frac{M_{cr}}{Z}=\sigma_{cr}$$

$$f_k=\frac{\sigma_{cr}}{\nu}$$

1) 座屈理論，コロナ社，p. 162

圧縮材の $\omega$ 法にならい，横座屈係数を $\kappa$ とし

$$\kappa=\frac{f_c}{f_b}$$

とおけば

$$\frac{M}{Z}\leqq f_b=\frac{f_c}{\kappa}\ \text{なる事が必要であるから}$$

$$\frac{\kappa M}{Z}\leqq f_c\quad\text{となる。}$$

さて $f_b$ は上記のように求めるのであるが，その算出は一般に甚だ複雑である。

一例として上下対称な工形断面を有する両端単純支持のはりで，その両端が 32・2 図X方向の回転に対し固定されている時の横座屈応力度 $\sigma_{cr}$ を求める式を誘導しよう[1]。

32・2 図において $xz,yz$ 両面内の主曲げこわさを $B_1,B_2$，ねじりこわさを $C$，片方のフランジの $xz$ 面内の曲げこわさを $D$ とする。

$$D\fallingdotseq\frac{1}{2}B_1$$

$$a^2=\frac{Dh^2}{2C}$$

$$B_1\fallingdotseq\frac{b^3t}{6}E$$

$$C=G\left(\frac{2}{3}bt^3+\frac{1}{3}ht_1^3\right)\fallingdotseq\frac{2}{3}bt^3G=\frac{2}{3\times2.6}bt^3E$$

$$Z\fallingdotseq bth$$

(i)　単純曲げ

$$M_{cr}=\frac{\pi}{l}\sqrt{B_1C}\sqrt{1+\pi^2\frac{a^2}{l^2}}$$

$$\sigma_{cr}=\frac{M_{cr}}{Z}=0.65E\left(\frac{b}{l}\right)\sqrt{\left(\frac{t}{h}\right)^2+1.6\left(\frac{b}{l}\right)^2}$$

(ii)　中央集中荷重 $P$

はり中央点のねじれ角を $\beta_0$ とすれば，エネルギー法による安定条件式は

$$\pm\frac{Ph\beta_0^2}{4}+P\int_0^{\frac{l}{2}}\beta\frac{d^2u}{dz^2}\left(\frac{l}{2}-z\right)dz$$

$$=B_1\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{d^2u}{dz^2}\right)^2dz+C\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{d\beta}{dz}\right)^2dz+\frac{Dh^2}{2}\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{d^2\beta}{dz^2}\right)^2dz$$

左辺第1項は荷重作用点の位置による影響を表し，

複号は上を荷重が上フランジにかゝつた場合，

　　下を荷重が下フランジにかゝつた場合

1)　ティモシエンコ：座屈理論，コロナ社，p. 162

とする。

$$\beta=a_1\cos\frac{\pi z}{l}\quad\text{と仮定して上式を解けば}$$

$$P_{cr}=\frac{17.2\sqrt{B_1C}}{l^2}\left(\sqrt{1+12.9\frac{a^2}{l^2}}\mp1.74\frac{a}{l}\right)$$

この係数を帯片における精算値と比較して次のように補正する。

$$P_{cr}=\frac{16.93\sqrt{B_1C}}{l^2}\left(\sqrt{1+12.9\frac{a^2}{l^2}}\mp1.74\frac{a}{l}\right)$$

$$\therefore\quad M_{cr}=\frac{16.93\sqrt{B_1C}}{4l}\left(\sqrt{1+12.9\frac{a^2}{l^2}}\mp1.74\frac{a}{l}\right)$$

$$\sigma_{cr}=\frac{M_{cr}}{Z}=0.88E\left(\frac{b}{l}\right)\left\{\sqrt{\left(\frac{t}{h}\right)^2+2.1\left(\frac{b}{l}\right)^2}\mp0.70\left(\frac{b}{l}\right)\right\}$$

(iii)　等分布荷重 $q$

$$\pm\int_0^{\frac{l}{2}}\frac{qh\beta^2}{2}dz+2\int_0^{\frac{l}{2}}q\delta_z dz$$

$$=B_1\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{d^2u}{dz^2}\right)^2dz+C\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{d\beta}{dz}\right)^2dz+\frac{Dh^2}{2}\int_0^{\frac{l}{2}}\left(\frac{d^2\beta}{dz^2}\right)^2dz$$

但し　$\delta_z=\int_0^{\frac{l}{2}}\frac{d^2u}{dz^2}\left(\frac{l}{2}-z\right)\beta\,dz-\int_0^z\frac{d^2u}{dz_0^2}(z-z_0)\beta dz_0$

$$\beta=a_1\cos\frac{\pi z}{l}$$

$$(ql)_{cr}=\frac{28.3\sqrt{B_1C}}{l^2}\left(\sqrt{1+11.9\frac{a^2}{l^2}}\mp1.44\frac{a}{l}\right)$$

$$M_{cr}=\frac{28.3\sqrt{B_1C}}{8l}\left(\sqrt{1+11.9\frac{a^2}{l^2}}\mp1.44\frac{a}{l}\right)$$

$$\sigma_{cr}=\frac{M_{cr}}{z}=0.73E\left(\frac{b}{l}\right)\left\{\sqrt{\left(\frac{t}{h}\right)^2+1.9\left(\frac{b}{l}\right)^2}\mp0.58\left(\frac{b}{l}\right)\right\}$$

複号は前項に同じ

比例限度以上の応力を受ける場合には上式の $E$ の代りに等価ヤング係数 $E_r$ を用いる[1]。

たとえば近似的に $\sigma_{cr}\geqq1.6$ t/cm² の時

$$E_r=(1.8-0.5\sigma_{cr})E\qquad\text{t/cm}^2\ \text{とする。}$$

以上の $\sigma_{cr}$ より $\kappa$ を算出し，図表化しておけば，前述のとおり圧縮材と全く同様に計算する事ができる。32・3 図に単純曲げを受ける場合を掲げる。

この際座屈安全率 $\nu$ のとり方であるが

$\sigma_{cr}\leqq1.6$　t/cm² に対し

1)　座屈理論，コロナ社，p. 185　脚注に注意のこと。なお 31 条解説参照

$\nu=1.5$（短期荷重），$\nu=2.25$（長期荷重）

$1.6<\sigma_{cr}\leqq 2.4$ t/cm² に対し

$1.5>\nu\geqq 1.2$　（短期）
$2.25>\nu\geqq 1.8$　（長期）
} （直線補間）とする，

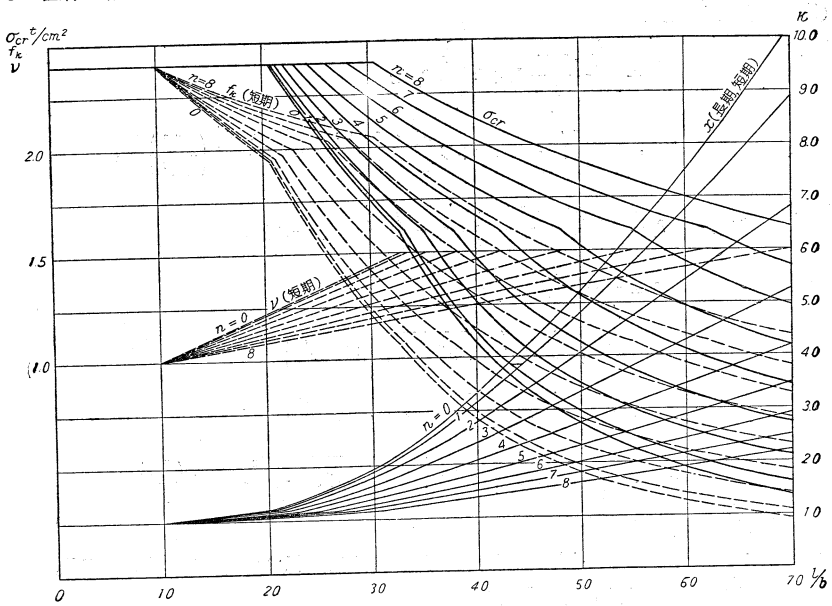
32・3 図においては直線補間を $l/b$ に就いて行いこの非弾性範囲の $\nu-l/b$ 直線を延長すると大約　$l/b=10$ で　　$\nu=1$（短期），1.5（長期）となるので

簡単のため

$$\frac{b}{l}=10\cdots\cdots\cdots\cdots\ \nu=\begin{cases}1 & (\text{短期})\\ 1.5 & (\text{長期})\end{cases}$$

$$\sigma_{cr}=1.6\ \text{t/cm}^2\cdots\nu=\begin{cases}1.5 & (\text{短期})\\ 2.25 & (\text{長期})\end{cases}$$

として直線で結んだ。




**32・3 図**　横座屈係数図表（単純曲げ　$n=\dfrac{t}{b}\times 100$）

$\dfrac{l}{b}\leqq 25$ の範囲に対しては横座屈の検定を要さない事としたのは一般に両端単純支持のはりで横座屈を考えるような場合が少なく，圧縮側フランジ横方向支点間について考える場合が多い事，この時は又上式中単純曲げに近い考え方で良い事，工形鋼では $\dfrac{t}{h}=\dfrac{4}{100}\sim\dfrac{8}{100}$ である事等の理由によつたものであるが，組立ばりの場合等 $\dfrac{t}{h}$ が小さい時は危険側となり注意を要する。

従つて，組立ばりの場合は横座屈の検定を要さない範囲として

$$\frac{l}{b}\leqq 20 \qquad \text{(単純曲げ)}$$

$$\frac{l}{b}\leqq 15 \qquad \text{(上フランジ荷重)}$$

程度とする。

上記横座屈応力度式は両端単純支持として導いたものであるが，圧縮側フランジ横方向支点間距離 $l$ を上式のスパン $l$ と考えて計算する事により一般の場合に略算値として適用する事ができる。この際支点の補剛については28条によつて一応の目安を立てることが出来よう。但しこの場合の圧縮力としては $j$ をフランジ重心線間距離とすれば $\frac{M}{j}$ を用いて差つかえない。

材端支持条件，荷重条件の更に複雑な場合はまだ適当な計算式が無い[1]。

なお $\frac{l}{b}$ の限度は，圧縮側フランジを単に長柱と考えれば

$$\lambda\leqq 250$$

$$\frac{l}{b}\leqq 72.5\fallingdotseq 70$$

$$\lambda\leqq 150$$

$$\frac{l}{b}\leqq 43.5\fallingdotseq 40$$

となるので，一般に 70 以下，主要材については 40 以下とする。

4. ウェブの最大せん断応力度の算出は

$$\tau=\frac{QS}{It_1}$$

により求める事ができるが，この $S$ 及び $I$ はリベット穴控除しない断面に就て求めてさしつかえない[2]。

なお $\frac{I}{S}=j$ と置いて日本規格工形鋼について計算すれば $j=0.88\,h$ となるが，便宜上本規準においては $j=0.85$ と仮定している。

計算例

圧縮側フランジ横方向支点間距離 6 m で，長期荷重による曲げモーメント 5 tm せん断力 3 t を受ける工形鋼ばりの計算。

$I-300\times150\times8$ を用いれば

$$\frac{b}{l}=\frac{15}{600}=\frac{1}{40}$$

$$\frac{t}{h}=\frac{1.3}{30}=\frac{4.34}{100}$$

1) 両端固定の場合については
座屈理論，コロナ社。p. 184
中村作太郎：深いはりの座屈荷重に就て，土木学会誌第29巻第12号

2) 高等建築学，鉄骨構造，p. 70

$$f_k=\frac{0.65\times 2,100}{2.25}\times\frac{1}{40}\sqrt{\left(\frac{4.34}{100}\right)^2+1.6\left(\frac{1}{40}\right)^2}\quad\text{(単純曲げ)}$$

$$=0.815\ \text{t/cm}^2<1.6\ \text{t/cm}^2$$

$$z=633\ \text{cm}^3$$

$$\sigma=\frac{500}{633}=0.79\ \text{t/cm}^2<0.815\ \text{t/cm}^2$$

$$j=0.85\times 30=25.5\ \text{cm}$$

$$t_1=0.8\ \text{cm}$$

$$\tau=\frac{3}{25.5\times 0.8}=0.147\ \text{t/cm}^2<0.8\ \text{t/cm}^2$$

又は 32・3 図より

$$\frac{l}{b}=40$$

$$n=4.34$$

$$\kappa=2.0$$

$$\sigma=\frac{2.0\times 500}{633}=1.58\ \text{t/cm}^2<1.6\ \text{t/cm}^2$$

## 33 条 プレートガーダー

1. プレートガーダーの断面は前条の各項により算定する。但し通常の場合ウェブプレートのせん断応力度は下式により検定してよい。

$$\frac{Q}{jt_1}\leqq f_s \qquad \text{t/cm}^2 \cdots\cdots (17)$$

記号 $t_1$＝ウェブプレートの厚さ cm

$j=0.85h$ cm

2. フランジ側リベット並びにフランジ頭リベットは下記に従い算定する。

(1) 接合リベット間隔 $p$ は下式による。

$$p\leqq\frac{RI}{QS} \qquad \text{cm} \cdots\cdots (18)$$

記号 $R$＝リベットの許容力 t

$S$＝フランジ側リベット間隔 $p_1$ に対しては，片側フランジの中立軸についての断面一次モーメント $\text{cm}^3$

フランジ頭リベット間隔 $p_2$ に対しては，片側カバープレートの中立軸についての断面一次モーメント $\text{cm}^3$

$Q$＝はりの該部分せん断力 t

上記の精算式によらない場合は，下式により略算してよい。(14 図参照)

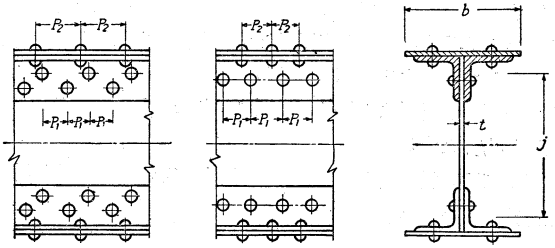
$$\left.\begin{aligned} p_1&\leqq\frac{R}{Q}j \qquad \text{cm}\\ p_2&\leqq p_1\frac{A_1}{A_2} \qquad \text{cm}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots (19)$$

記号　$j=0.85h$　　cm

$A_1$＝フランジ全断面積　　$cm^2$

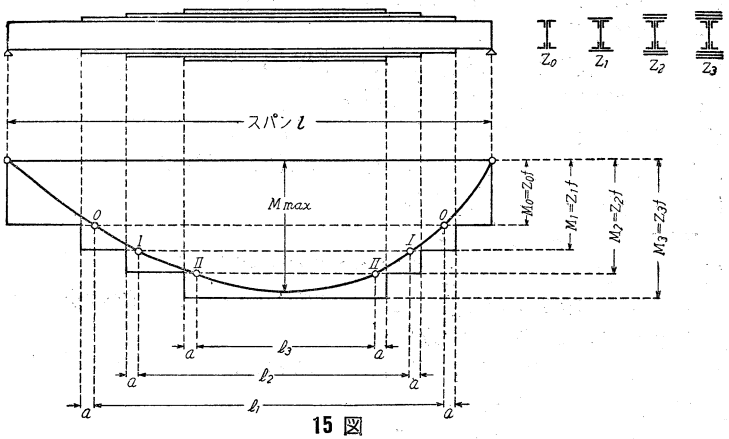
$A_2$＝カバープレート全断面積　　$cm^2$

(2)　上記の算定の外接合リベット間隔はリベット径の約3ないし8倍とする。




14 図

3.　カバープレートの長さは，計算上必要な位置から余長 $a$ を持たせ，余長部のリベット数は同位置においてその板の負担すべき応力を伝えることができる様に定める。(15 図参照)



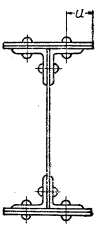

15 図

4.　カバープレートの数は通常3枚まで，最高4枚までとする。

5.　上記各項の算定の外，プレートガーダーの局部寸法は下記の限度による。

1)　ウェブの厚さは 6 mm 以上。

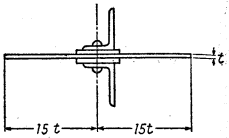
2)　圧縮側カバープレートの外端と外列フランジ頭リベット中心線との距離 $u$ は最も薄いカバープレートの厚さの8倍且つ 15 cm 以下，上記限界を超過する場合は，カバープレートの局部




16 図

座屈に対し適当な補強をすること。(16 図参照)

6. 集中荷重点及び支承点には補剛材を設ける。荷重がフランジに直接作用する場合には，その補剛材の両端はフランジに密着させることが必要である。補剛材は該材に，その接合リベット線を中心として両側へ 15t ずつの幅のウェブ部分を加えた断面を有効断面とし，はりせいの 0.7 倍の長さを座屈長とする全荷重を受ける圧縮材とみなして算定する。(7 図参照)



17 図

1. プレートガーダーの断面は 32 条の各項によりこれを算定する事ができる。はりは通常スパンの $1/10$ ないし $1/15$ とする。

断面の算定に当つては，従来色々の略算法が行われているが何れも不十分な点があるので本規準に於ては略算式は用いない事とした。適当な断面計算表を用いれば迅速に計算する事が出来る。

この際引張側に存在するリベット穴はこれを控除して断面諸係数を求める事にした。

実験の結果[1]によると，

(i) リベット穴のために中立軸はほとんど移動しない。

(ii) リベット穴を控除し，中立軸の偏心を考慮した場合，圧縮側の応力度は実測値と大体一致するが，引張側は安全過ぎる。

(iii) この際中立軸の偏心を考慮しない場合でも，計算値は実測値よりも安全側にあり，引張側の応力度が実測値と大体一致する。

(iv) リベット穴控除せざる全断面を用いれば，一般に引張，圧縮両側共危険側となる。

以上の事がみられるようであるが，まだ規準化するに至らない。

次にリベット穴控除につき述べる。

フランジのリベット穴控除

計算せんとする断面に沿う引張側フランジリベットを控除して断面諸係数を算出すればよいのであるが，リベットピッチの細い時には考慮断面に沿わぬ隣接リベットをも控除して考えた方が安全である。(18 条に準じる)

なおフランジに生ずる最大応力度は，該部のリベット配置にも影響せられるのでこの点なお将来の研究にまつ処が多い。

ウェブプレートのリベット穴控除

形鋼ばり，及びせいの低いプレートガーダー(ウェブの板厚が側リベット中心線間距離の $1/80$ 以上なる時) 以外は一般に補剛材を必要とするので，その取付リベットのため及び継手添板取付リベット等のために，ウェブプレートは弱められている。

従つて断面決定の際には，ウェブプレートのリベット穴も控除せねばならぬが，断面二次モーメントに関して，ウェブの影響は一般に小さいから必ずしも精密な計算を要しない。

1) S.B. Lilly, S.T. Carpenter : Effective Moment of Ineria of a Rivetted Plate Girder, Proc. A.S.C.E. Oct., 1939. 10.

通常精算のかわりにはじめからウェブの板厚を減じた等価断面を用いる方法が行われている。

ウェブの引張り側にあるリベット穴のみを控除し，そのピッチをリベット径の3.7倍（標準ピッチ）として計算すると，上記の等価ウェブ断面は，実際のウェブと等しいせいを有し，その厚さを15%減らした穴のないものに等しくなる。この計算はリベット穴控除によるはり全断面についての重心軸移動量の影響を無視したものであるが，一般にこの誤差は微小である。

次にはり全断面につきウェブの板厚を15%減じた場合（$I_0$）と，ウェブの板厚を減じない場合（$I$）との断面二次モーメントをくらべてみる。

フランジのみの断面二次モーメントを $I_F$，板厚を減じないウェブの断面二次モーメントを $I_W$ とし，$I=nI_W$ とすれば

$$I=I_F+I_W$$
$$I_0=I_F+0.85\,I_W$$
$$\frac{I-I_0}{I}=\frac{0.15}{n}$$

すなわち，ウェブの板厚の15%の減少を無視する時の断面二次モーメントの誤差を $e$%とすれば

$$e=\frac{15}{n}$$

となる。$n=I/I_W$ は通常4程度以上になるので[1]，$n=4$ とおけば $e=3.75$% である。

この事をはじめから考えに入れて，$I$ 及び $Z$，又は許容応力度を適当に減らして計算すれば，ウェブのリベット穴控除を省略して計算する事ができる[2]。

たとえば $n=4$ の時最大応力度を 1.54 t/cm² （長期）とおさえる。

以上により精算によらない時はリベット穴控除をしたウェブ断面の代りにその厚さを15%減じた等価断面を用い，又は許容応力度を適当に逓減すれば全ウェブ断面をそのまゝ用いて計算してよい。

せん断応力度の算定に当つては

$\frac{I}{S}=j$ とおき $j$ をはり丈の85%にとる事を許容する。これによると通常用いる程度の断面では十分安全側の誤差を生ずる。

なお $S,I$ の計算にはリベット穴控除をしない。ウェブの板厚は $t_1$ をそのまゝ用いてよい事

1) 両側のフランジ面積とウェブ面積と等しいとおき，フランジ重心間距離をウェブ丈と等しいとすれば $n=4$ となる。

2) $n$ に対する $e$ 及び許容応力度 $f$ を計算すれば下表のようになる。

| $n$ | $e$(%) | $100-e$ | 長期荷重 $f$(t/cm²) | 短期荷重 $f$(t/cm²) |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 7.50 | 92.5 | 1.48 | 2.22 |
| 3 | 5.00 | 95.0 | 1.52 | 2.28 |
| 4 | 3.75 | 96.3 | 1.54 | 2.31 |
| 5 | 3.00 | 97.0 | 1.55 | 2.33 |
| 6 | 2.50 | 97.5 | 1.56 | 2.34 |

とする。

2. フランジ側リベットならびに頭リベットを略算により算定する場合に注意を要するのは，頭リベット間隔 $p_1 \leqq p_2 \frac{A_1}{A_2}$ であるが，本式は $A_1$, $A_2$ に対する $S$ をそれぞれ $S_1$, $S_2$ とおく時，$S_1/S_2 = A_1/A_2$ と仮定してみちびいたもので，$p_2$ に対する $R$ を $p_1$ のそれと等しいとしたものである。従つて，これは同径のリベットを用いるものとして，側リベットが1列打ちの時（2面せん断）頭リベットはウェブを中心として左右に1列ずつ2列打ち（1面せん断）となる。ゆえに側リベットが並列の2列打ちの時は，頭リベットを4列打ちとしなければならない。

又側リベットが側圧できまる時には上式は一般に安全である。

3. カバープレートは計算上必要な端部，すなわち 15 図 0, Ⅰ, Ⅱ 点の前にすでに数本のリベットでとじておく必要があるので，理論的に必要なカバープレートの長さより各側へそれぞれ余長 $a$ を付加しなければならない。しばしばこの余長 $a$ を板の全強を伝えるに必要なだけのリベット数を打つ様に定められるが，板の全強が実際働くのは次の計算点の直前であるからこの必要はない。従つて本規準では計算している点で実際にその板が負担すべき応力（存在応力）を伝えるに必要な数のリベットを打てばよいことにしてある。すなわちⅠ点の余長を考える時，このカバープレートの断面積を $A$，リベットの耐力を $R$，余長部のリベット数を $n$ とすれば

$$n = \frac{M_1 A}{Z_2 R}$$

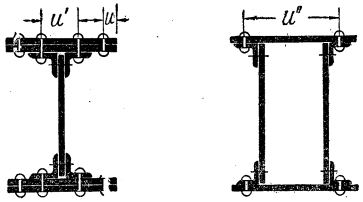
でリベットの所要数が決定される。

通常2列から3列で十分である。

5.

a. ウェブプレートの厚さは，施工，運搬中の損傷，貯蔵中の錆の影響等を考えて，ある限度以上とする必要がある。本規準では軽微な構造を除き 6 mm 以上と定めた。

b. 圧縮側フランジが全体として支圧限度に達する前にカバープレートの突出部分が局部的に座屈を起して波形に曲る事がある。これを避けるために本規準では圧縮側のカバープレートの外端と外列フランジ頭リベット中心線との最大距離を規定した。これは，圧縮を受ける一辺単純支持一辺自由の板として，計算すると 12 倍まで許せるのであるが，支持状態の不確定な事を考えて，従来の慣例にならつて8倍におさえた。この限界を超過する場合には，たとえば 33・1 図 a のようにフランジ山形鋼の外側に更に1列とぢリベットを打つ等の方法により補剛せねばならぬ。




a　　b

33・1 図

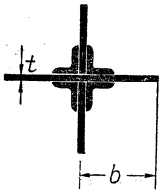
なお 33・1 a 図 $u'$ は両辺単純支持の圧縮板とすると，最薄カバープレート厚の 36 倍を限度とせねばならぬ。又 33・1 b 図の如き場合圧縮側カバープレートは圧縮板の理論により（5節）算定せねばならぬ。但し，厚いウエブプレートに剛に結合せられている時，カバープレー

トの左右の縁条件は，単純支持と固定との中間にある。単純支持とすれば $u''$ はフランジ板厚の 36 倍，固定とすれば 48 倍以下という条件をうる[1]。

上記の数字は，板の座屈応力度が降伏点と等しくなる場合を限度におさえて得たものである。

6. 集中荷重点及び支承点補剛材は，その点の荷重が，そのまゝ加わる長柱として計算するのであるが，その上下はフランジに取付くので，両端ピンと固定との間にあると考えられる。従つて，座屈長さは，はりせいの 0.7 倍にとる事を許容した。

なお此の際該補剛材にウエブプレートがどの程度に協力するかという問題がある。33・2 図の如き圧縮材の局部座屈応力度が全材としての座屈応力度に等しくなる限界条件から[2]



33・2 図

$$\lambda \leqq 75,\quad \frac{b}{t}=15, \cdots\cdots (1)$$

$$\lambda > 75,\quad \frac{b}{t}=0.2\lambda \cdots\cdots (2)$$

本規準に於ては $\frac{b}{t}=15$ をとり，この範囲のウェブプレートが補剛材と協力して働くものと考えた。

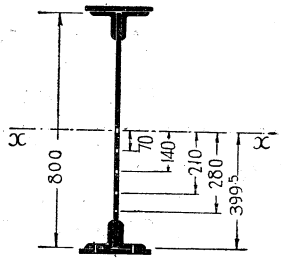
計 算 例

圧縮側フランジ横方向支点間距離＝6.2 m

曲げモーメント　　$M=56$ t.m.

せん断力　　$Q=44$ t　（短期荷重）

なるプレートガーダーの計算。



33・3 図

（1） 断面諸係数の算出

断面を 33・3 図のように仮定する。

カバープレート……$PL-200\times9$

フランジ山形鋼……$4\,L_s-90\times90\times10$

ウェブプレート……$PL-790\times9$

リベット……$19\phi$

（記号は 32 条解説による）

（a） 精　算

$I=1.92\times10^5$　　cm$^4$

$A=175$　　cm$^2$

$A_R=2.05\times0.9\times5+2.05\times1.9\times2=17$　　〃

$A_0=175-17=158$　　〃

$I_0=1.92\times10^5-\{2.05\times0.9(7^2+14^2+21^2+28^2)$

$+2.05\times1.9\times2\times39.95^2\}=1.76\times10^5$　　cm$^4$

1) 座屈理論，コロナ社，p. 275

2) 22 条の解説 22・1 図参照

$$Z_t=\frac{1.76\times10^5}{39.95}=4.4\times10^3 \quad \text{cm}^3$$

（b）　ウェブの板厚を 15% 減じた略算

$$I=1.92\times10^5-\frac{0.9\times0.15\times79^3}{12}=1.86\times10^5 \quad \text{cm}^4$$

$$A=175-0.9\times0.15\times79=164 \quad \text{cm}^2$$

$$A_R=2.05\times1.9\times2=7.8 \quad \text{cm}^2$$

$$A_0=164-7.8=156 \quad \text{cm}^2$$

$$I_0=1.86\times10^5-7.8\times39.95^2=1.736\times10^5 \quad \text{cm}^4$$

$$Z_t=Z_c=\frac{1.736\times10^5}{39.95}=4.35\times10^3 \quad \text{cm}^3$$

（c）　ウェブ板厚を 15% 減じ，圧縮側フランジのリベット穴も控除した略算

$$I_0=1.86\times10^5-4\times2.05\times1.9\times39.95^2=1.61\times10^5 \quad \text{cm}^4$$

$$Z_t=Z_c=\frac{1.61\times10^5}{40.9}=3.94\times10^3 \quad \text{cm}^3$$

（2）　横座屈に対する検定

$$\frac{l}{b}=\frac{620}{20}=31$$

$$\frac{t}{h}=\frac{n}{100}=\frac{1.9}{81.8}=\frac{2.3}{100}$$

$\kappa=1.85$　（単純曲げ）

（3）　軸方向応力度 $\sigma$ の算定

（a）　精　算

$$\sigma_t=\frac{5,600}{4.4\times10^3}=1.27 \quad \text{t/cm}^2$$

$$\sigma_c=\frac{1.85\times5.600}{4.4\times10^3}=2.36 \quad 〃$$

（b）　ウェブの板厚を 15% 減じた略算

$$\sigma_t=\frac{5,600}{4.35\times10^3}=1.29 \quad \text{cm}^2$$

$$\sigma_c=\frac{1.85\times5,600}{4.35\times10^3}=2.38 \quad 〃$$

（c）　ウェブの板厚 15% 減，圧縮側フランジリベット穴も控除した略算

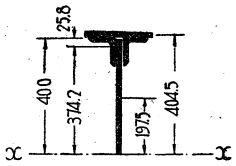
$$\sigma_t=\frac{5,600}{3.94\times10^2}=1.42 \quad \text{t/cm}^2$$

$$\sigma_c=\frac{1.85\times5,600}{3.94\times10^3}=2.63>2.40 \quad 〃$$

（4）　せん断応力度の算定

(a)　精　算

$$S=20\times0.9\times40.45+2\times17\times37.42$$
$$+39.5\times0.9\times19.75=2.7\times10^3 \quad \text{cm}^3$$
$$I=1.91\times10^5 \quad \text{cm}^4$$
$$\tau=\frac{44\times2.7\times10^3}{1.91\times10^5\times0.9}=0.69 \quad \text{t/cm}^2$$




33·4 図

(b)　33 条 1 による略算

$$j=0.85\times81.8=69.5 \quad \text{cm}$$
$$\tau=\frac{44}{69.5\times0.9}=0.70 \quad \text{t/cm}^2$$

(5)　ウェブプレートの座屈に対する検定（5節）

ウェブの板厚　$t=0.9$ cm

板　　幅　$b=80-10=70$ cm

$$\frac{t}{b}=\frac{0.9}{70}=\frac{1}{78}>\frac{1}{80}$$

検定を要しない。

(6)　フランジの側リベット及び頭リベット間隔 $p$ の算定

(a)　精　算

$p_1$に対し　$S=20\times0.9\times40.45+2\times17\times37.42=2.0\times10^3$ cm³

$p_2$　〃　$S=20\times0.9\times40.45=728$ 〃

$p_1$に対し　$R=8.3$ t

$p_2$　〃　$R=5.94\times2=11.88$ t

$$\therefore\ p_1\leqq\frac{8.3\times1.91\times10^5}{44\times2.0\times10^3}=18.1 \quad \text{cm}$$

$$p_2\leqq\frac{11.88\times1.91\times10^5}{44\times7.28\times10^2}=71 \quad 〃$$

但し 33 条2により

$$5.7<p_1,p_2<15.2 \quad \text{cm}$$

(b)　略　算

$$j=69.5 \quad \text{cm}$$
$$p_1\leqq\frac{8.3\times69.5}{44}=13.1 \quad \text{cm}$$
$$p_2\leqq13.1\times\frac{2\times17+20\times0.9}{20\times0.9}=37.9 \quad \text{cm}$$

但し 33 条2により

$$5.7<p_1,p_2<15.2 \quad \text{cm}$$

## 34 条　トラスばり並びにラチスばり

トラスばり並びにラチスばりの算定はトラスに準じて行い，各部材断面は本章3節及び4節の規定により定める。

## 35 条　わん曲部に対する注意

1. 材をわん曲させる時はその構造に特別な注意をしなければならない。
2. わん曲させるため材を切り欠いた時は，継手部分に準じ適当な補強をする。

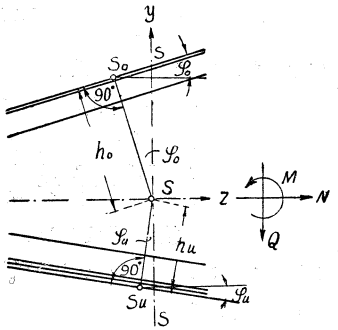
1. 本条の注意は，下記二項について適用する事にする。

(i)　ハンチの部分のように，はりせいが変化する場合（変高ばり）

(ii)　ラーメンのぐう角部のようにはり材が著しくわん曲する場合

(i)　変高ばり[1]

下記に扱う変高ばりは，材軸直線にして，はりせいが直線的に変化する場合に限るものとする。35・1図のような変高ばりを考え，断面 $s$—$s$ を材軸に直角にとり，同断面の右側において，$Z$ の方向に軸方向力 $N$，$y$ 方向に剪断力 $Q$ 及び重心 $S$ に関す曲げモーメント $M$ が存在し，図示のような正方向をもつものとする。




35・1 図

その時，

へりの最大主応力度

$$\left.\begin{aligned}\sigma_0&=\left(\frac{N}{A}-\frac{M}{Z_0}\right)\frac{1}{\cos^2\varphi_0}\\ \sigma_u&=\left(\frac{N}{A}+\frac{M}{Z_u}\right)\frac{1}{\cos^2\varphi_u}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(1)$$

最大せん断応力度

$$\tau=\frac{QS}{It_1}-0.30\frac{M}{It_1}(A_0\tan\varphi_0+A_u\tan\varphi_u)\quad\cdots\cdots(2)$$

にて断面 $s$—$s$ の最大応力度が求められる。

記号　$\sigma_0$＝重心 $S$ に関する上繊維の最大主応力度

$\sigma_u$＝　〃　　下繊維の　〃

$A$＝断面 $s$—$s$ の正味断面積

$Z_0, Z_u$＝　〃　　重心 $S$ 軸に関する断面係数

$I$＝　〃　　断面二次モーメント

$S$＝　〃　　重心 $S$ 軸に関する片側の断面一次モーメント

1)　鉄骨構造，コロナ社，p. 86

$A_0, A_u$＝断面 $s$—$s$ の重心$S$軸に関し上下の正味断面積

$t_1$＝ウェブの厚さ

こゝに $\varphi_0, \varphi_u$ の符号は$Z$の正方向に向つてフランジが$Z$軸から離れる時に正をとる。また $A_0 \tan\varphi_0 = A_u \tan\varphi_u$ である。一般に上記断面諸係数は，略算的には，断面 $s$—$s$ に等しいせいを有し，同じフランジをもつ等高ばりと同じ値を用いても差しつかえない。

精算しようとする時には，35・1 図において $s_0 s s_u$ なる断面を考え，

上下の正味断面積を　$A_0', A_u'$

$S$軸に関する片側の断面二次モーメントを　$I_0', I_u'$

片側の断面一次モーメントを　$S_0', S_u'$　とおけば

$$\begin{cases} A = \dfrac{A_0'}{\cos\varphi_0} + \dfrac{A_u'}{\cos\varphi_u} \\ I = \dfrac{I_0'}{\cos^3\varphi_0} + \dfrac{I_u'}{\cos^3\varphi_u} \\ Z_0 = \left(\dfrac{I_0'}{\cos^3\varphi_0} + \dfrac{I_u'}{\cos^3\varphi_u}\right)\dfrac{\cos\varphi_0}{h_0} \\ Z_u = \left(\dfrac{I_0'}{\cos^3\varphi_0} + \dfrac{I_u'}{\cos^3\varphi_u}\right)\dfrac{\cos\varphi_u}{h_u} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_0 = \dfrac{A_0'}{\cos\varphi_0} \\ A_u = \dfrac{A_u'}{\cos\varphi_u} \\ S = \dfrac{S_0'}{\cos^2\varphi_0} = \dfrac{S_u'}{\cos^2\varphi_u} \end{cases}$$

となるゆえ，これらの値を (1)，(2) 式に代入して断面の最大応力度を求める事ができる。

なお上下対称な断面を有する場合には，(1)，(2) 式はそれぞれ下記のような簡単な式となる。

$$\left.\begin{aligned} \sigma_0 &= \frac{N}{A'\cos\varphi} - \frac{M}{Z'} \\ \sigma_u &= \frac{N}{A'\cos\varphi} + \frac{M}{Z'} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (1')$$

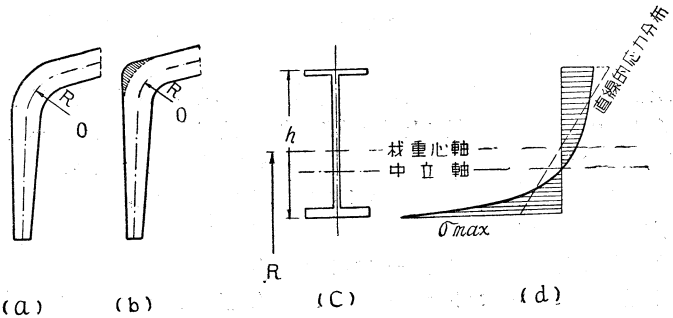
$$\tau = \cos\varphi\left(\frac{QS_0'}{I't_1} - 0.30\frac{MA'}{I't_1}\sin\varphi\right) \quad \cdots\cdots (2')$$

こゝに $A', Z', S_0', I'$ は $s_0 s s_u$ を展開した仮想断面に関する諸係数である。但し $N$ 及び $Q$ は材軸及びそれに直角な方向の力である事に注意を要する。

(ii)　わん曲ばり[1]

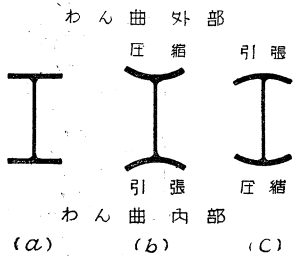
ラーメンのぐう角部におけるように，はり材が著しくわん曲してゐる場合には，この部分

1)　鉄骨構造，コロナ社，p. 691




35・2 図

の応力分布は一般のまっすぐなはりと異なつて，はなはだ複雑となる。一般に 35・2 c,d 図のように中立軸がわん曲中心へ向つて移動し，軸方向応力度の分布は双曲線的形状をとる。従つて内部わん曲フランジに大きな軸方向応力を生じ，更に又わん曲中心点を中心とし，放射状に圧縮力または引張力が働く。この放射状の力を偏差力という事とすれば，この力のためにフランジは 35・3 b,c 図のような変形を受ける。




35・3 図

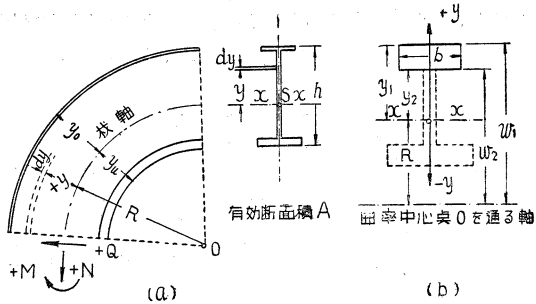
設計応力はこの二種の応力，すなわち軸方向最大応力度 $\sigma$ と偏差力によりフランジ突出脚の受ける曲げ応力度 $\sigma_b$ との合成効果を考慮しなくてはならない。著しく突出したすみ（35・2b 図に影線を施した部分）はこれを最初から無いものとして計算してよい。

ブライヒによれば次のように計算する事ができる。

（i） 軸方向応力度

35・4 図のように記号を定める時

軸方向応力度は次式のようになる。




35・4 図

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{RA} - \frac{My}{I'} \cdot \frac{R}{R+y} \quad \cdots\cdots (1)^{1)}$$

1)　本式の誘導に関しては，高等建築学，材の力学，p. 126
大野　諫：土木学会誌，昭 18.4.，昭 18.10

ここに　$$I'=R\int_{y_u}^{y_0}\frac{y^2}{R+y}\,dA \quad \cdots\cdots (2)$$

35・4b図のような断面のとき

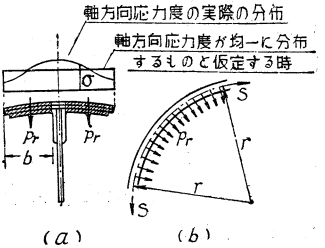
$$I'=R^3\Sigma b\log_e\frac{w_1}{w_2}-AR^2 \quad \cdots\cdots (3)$$

$I$を断面二次モーメントとすれば，$R>2h$ なるとき

$I'=I$　　としてよい。

最大軸方向応力度 $\sigma_0,\sigma_u$ は (1) 式の $y$ にそれぞれ $y_0,-y_u$ を代入すればよい。$M$, $N$ は図示のように働く時を正とする。

なお $R>2.5h$ なる時は，普通のまっすぐなはりの計算（32条,第2項）を用いて $\sigma$ を算出してよい。




35・5 図

(ii)　偏差力に依る曲げ応力度

$S$ を片側の突出脚（35・5a図にて影線を施した部分）を流れる全軸方向力，$r$ をフランジ中心線の曲率半径とし，フランジの単位長さに対する偏差力を $p_r$ とすれば，

$$p_r=\frac{S}{r} \quad \cdots\cdots (4)$$

$$\sigma_b=\frac{p_r\frac{b}{2}}{Z} \quad \cdots\cdots (5)$$

ここに $Z$ はフランジ突出脚付け根の単位長さに対する断面係数である。

$\sigma$ は，突出脚が偏差力のために横曲りするので，35・5a図のようにフランジ内で不平等分布をする[1]。しかしこれを (1) 式にて得られた値で等分布すると仮定しても，35・3c図のような場合には安全側の誤差である[2]。(但し，この際 (1) 式の $y$ をフランジ厚さの中央迄の距離にとつて差しつかえない)。

従つて，片側の突出脚の面積を $A_b$ とすれば

$$S=\sigma\cdot A_b$$

より $S$ が求められる。

(iii)　最大応力度の計算

以上の $\sigma_0$（又は $\sigma_u$）及 $\sigma_{b0}$（又は $\sigma_{bu}$）を用いて最大応力度は下式[3]より求められる。

---

1)　鉄骨構造，コロナ社，p. 697

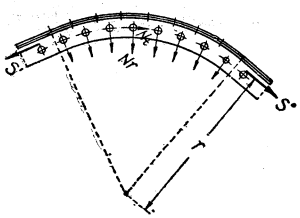
2)　誤差は安全側 30% にも達するから不経済となる。従つて精算する事が望ましいのであるが，後記のように補剛材，リブ等を充分に用いて，$\sigma_b$ を減少させ，かつ $\sigma$ を等分布に近づける事ができる。一般に，フランジの横曲りは好ましくないので，この方法による方がよいと思われる。

3)　6条2解説参照

$$_0\sigma_{max}=\sqrt{\sigma_0^2+\sigma_{b0}^2+\sigma_0\sigma_{b0}}$$

$$_u\sigma_{max}=\sqrt{\sigma_u^2+\sigma_{bu}^2+\sigma_u\sigma_{bu}}$$

この応力度を許容応力度以下とせねばならぬ。但し $\sigma_{b0}$, $\sigma_{bu}$ は $_{b0}$, $\sigma_u$ とそれぞれ同符号にとる。




35・6 図

(iv)　フランジ側リベットの計算

全フランジの受ける軸方向力を $S'$ とし，曲率半径を $r$，側リベットピッチを $p$ とすれば，35・6 図のように偏差力のために，曲率中心に向つて

$$N_r=\frac{S'}{r}p$$

なる力を受ける。ゆえに1本のリベットの受けるせん断力は

$$N=\sqrt{N_r^2+N_t^2} \quad \cdots\cdots(6)$$

で表わされる。

$N_t$ ははりの受けるせん断力 $Q$ から計算される。

(v)　ウェブプレートの最大応力度 $\sigma_w$ の計算

ウェブプレート厚さを $t_1$ とすれば，偏差力のために

$$\sigma_r=\frac{S'}{rt_1} \quad \cdots\cdots(7)$$

を受けるので，側リベット中心線に於ける (1) 式による $\sigma$ を $\sigma_t$ とすれば

$$\sigma_w=\sqrt{\sigma_t^2+\sigma_r^2-\sigma_t\sigma_r} \quad \cdots\cdots(8)$$

により $\sigma_w$ が計算される。但し，引張応力度を正とし圧縮応力度を負とする。

(vi)　フランジ頭リベットの計算

フランジ頭リベットは，突出脚の曲げによるせん断応力 $N'_r$ をも考慮して計算せねばならぬ。突出脚付け根の点の偏差力による曲げモーメントを $M$ とし，リベットピッチを $p$ とすれば，

$$N'_r=\frac{S}{I}Mp \quad \cdots\cdots(9)$$

となる。こゝに突出脚付根におけるフランジ厚さを $t$ とすれば，$I=\frac{t^3}{12}$，となる。$S$ は接合すべきフランジプレート，もしくは山形鋼の脚の該突出脚断面の重心軸に対する断面一次モーメントである。但し幅は単位長さをとる。

従つて　　$N=\sqrt{(N'_r)^2+(N_t)^2}$

により1本のリベットの受けるせん断力が表わされる。

突出脚が三辺固定の板として計算される時は，$N'_r$ はそのせん断力により計算すべきである。

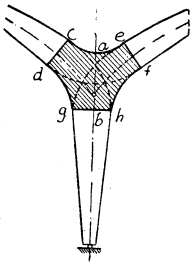
(vii)　多スパンラーメンの中間節点

35・7 図のような多スパンラーメンの中間節点の適当な仮定を用いた計算法は下記のよう

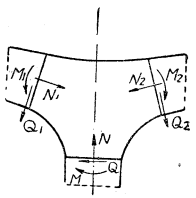
になる。

35・8 図のような荷重を，35・9 (a),(b) 図のような対称，逆対称の二つに分解し，その各々について計算して合成すればよいものと考える。

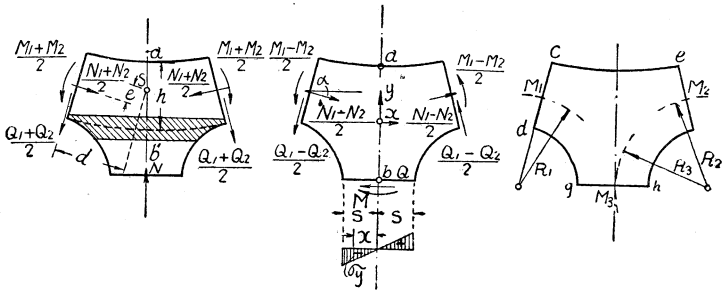
まず (a) 図により断面 a—b′ におけるモーメントを算出し，これによつて仮想のはりせい $h$ を使つて，a 点のフランジ応力及び影線を施した b′ 部分の補強を定める。




35・7 図




35・8 図




35・9 図

計算は下記によればよい。

$$\bar{M}=\frac{M_1+M_2}{2}+\frac{Q_1+Q_2}{2}d+\frac{N_1+N_2}{2}e$$

$$\bar{N}=\frac{N_1+N_2}{2}$$

$$\sigma=\frac{\bar{N}}{A}\pm\frac{\bar{M}}{Z} \quad \cdots\cdots (10)$$

こゝに $A,Z$ は断面 a—b′ の面積及び断面係数である。

次に (b) 図によれば，a 点のフランジ軸方向応力度は 0 であり，a—b 断面は中立面のようになるので，軸方向応力は 0，せん断応力は最大となる。

断面 $g$—$h$ につき

$I$＝断面二次モーメント

$S$＝重心に関する片側断面の一次モーメント

断面 a—b につき

$A$＝断面積

$Q_s$＝せん断力

$\tau$＝せん断応力度

とすれば，下記のように計算される。

$$\sigma_y=\frac{M}{I}x$$

$$Q_s=\int_0^s \sigma_y df-\frac{Q_1-Q_2}{2}\cos\alpha-\frac{N_1-N_2}{2}\sin\alpha$$

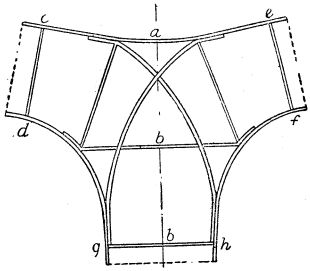
$$=\frac{MS}{I}-\frac{Q_1-Q_2}{2}\cos\alpha-\frac{N_1-N_2}{2}\sin\alpha$$

$$\tau=\frac{3}{2}\frac{Q_s}{A} \quad \cdots\cdots(11)$$

(10)，(11) 式により，中間節点の断面応力度が計算される。

わん曲した内側フランジの計算は，わん曲の始りの断面 c—d 又は e—f の最大モーメントを用い，曲率半径 $R$ のわん曲ばりとして計算する。また，g—h 断面につき，$M_3$ に対する検算を要する。

35・10 図のように溶接を用いれば，cdfe はりを対称荷重により，cdgh はり及び，efhg はりを逆対称荷重により計算し，ウェブの補強を要しない。




**35・10 図**

以上によつてわん曲ばりの計算ができるのであるが，わん曲がはなはだしい時には，ウェブを十分補剛する事，補剛材，リブ等を十分に用いる事，力の伝わる径路を適当に考察して，補強方法を定める事等の注意が望ましい。

極端なわん曲，すなわち折れ曲りのはなはだしい場合等は，その点に補剛材を用いトラスのつかのような働きをさせて，荷重を伝達させなければならぬような事がある。

なお偏差力による曲げ応力度の影響は非常に大きいので，リブを細かい間隔に溶接して，フランジの曲げを防ぐ事が必要である。

この際リブの間隔を $l$，突出脚の長さ $b$，$l=nb$ とし，三辺固定一辺自由なる板として $\sigma_b$ の代りに曲げ応力度 $\sigma_b'$ を用いて計算すればよい[1]。

第 (ii) 項で扱つた片持ばりとしての曲げ応力度を $\sigma_b$ とすれば，荷重を等分布として，換算応力度 $\sigma_{max}$ の計算に用いる $\sigma_b'$ は応力度の方向を考慮して大体次のようになる。

$n=1$　のとき　$\sigma_b'=0.15\sigma_b$

$n=2$　〃　$\sigma_b'=0.5\sigma_b$

$n=3$　〃　$\sigma_b'=0.64\sigma_b$

1)　坂　静雄：建築学会論文集，第1号　昭 11.3. p. 100
　　同　　：平面と曲面の構造

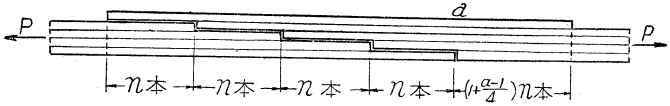
すなわちリブ間隔は突出脚長の2倍程度の間隔に配置する必要がある。

### 36条　はりの継手

1. 継手材の断面及び接合リベットは，被接合部の存在応力を伝えるのに十分なものにする。精算によらない場合は被接合部の全許容力をもつて存在応力とみなすことができる
2. 継手を設ける位置は大きな応力の生ずる箇所を避け，2枚以上のフランジプレートの継手はなるべく乱とする。
3. 継手添え板及び継手リベットの算定は仕口に準じて行う。

1. はりの継手は被接合部の存在応力を伝えるに十分な強さを持てば良いのであるが構造体としての連続性を考慮せねばならない事がしばしば生ずるので一般には，被接合部の全許容力によつて設計する方が安全である。

2. フランジプレートの継手は，普通 36・1 図のように階段状に乱とする。厚さ $\delta$ の同じ厚さの板 $a$ 枚を重ねて突合せ継ぎにする得合，添え板は厚さ $\delta$ の板1枚を用いればよい。その場合各階段の継目は1枚の板に作用する力を伝達するに必要なリベット数 $n$ を各段に打てるだけの長さをずらしておく，$a$ をもつて示した板末端に対しては普通 $n\left(1+\frac{a-1}{4}\right)$ 本のリベットを打つだけ長くしておく。




36・1 図

3. ウェブの継手断面は，本条第1項により計算される。継手リベットの計算は仕口に準じて行えばよいが，その際ウェブの負担する曲げモーメント $M_W$ は，同断面の最大曲げモーメントを $M$，断面二次モーメントを $I$，ウェブのみの断面二次モーメントを $I_W$ とすれば

$$M_W = M\frac{I_W}{I}$$

により算出される。

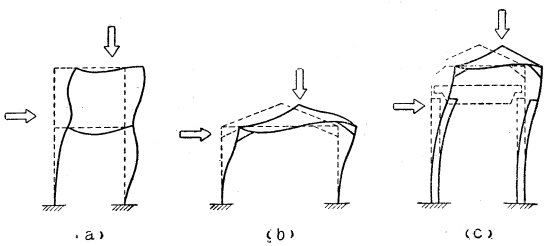
フランジの継手リベットは，引張又は圧縮を受ける材の継手リベットと全く同様に考えてさしつかえない。

## 7節　柱　　材

中心圧縮荷重を受ける柱は本章4節にのべた圧縮材の諸規定により取扱うことができるが，本節においては，圧縮力とともに，曲げモーメントを同時に受けるラーメンの柱のような部材（37・1a,b,c 図）に対する取扱いを示してある。

37・1 図 a に示したような多層のラーメンの柱においては通常風圧力，地震力等によつて各方向の曲げモーメントを生ずるから，その断面形としては，単に断面積が大きいのみならず，

各方向の断面係数の大きなH形，□形，＋形等が使用される。また一般に 37・1 図 b,c のような工場，倉庫等の骨組のように，けた行方向のつなぎ材が比較的自由にとることのできるものではI形断面が有利である。(なお10節参照)




37・1 図

本節においてはまずもつとも簡単な断面形として，形鋼柱の算定法をあげ，次いで組立柱への応用として板柱，ラチス柱の二種について規定をあげたが，その他の断面形についてもこれらの諸規定を準用することによつて算定できる。なお，柱を鉄筋コンクリートによつてつつむいわゆる鉄骨鉄筋コンクリートの柱の算定に当つては多くの場合座屈計算を省略することができる。

## 37 条　形　鋼　柱

1. 柱材の断面諸係数は，その断面内に引張応力を生じない場合には全断面につき，また引張応力を生ずる場合には引張側リベットを控除した断面につきこれを算出する。引張側リベットを控除するときは，これに対応する圧縮側リベットをも控除して算定してよい。

2. 圧縮力と曲げモーメントとを同時に受ける柱材の断面は下式により算出する。

$$\left.\begin{aligned} \frac{\omega N}{A}+\frac{M}{Z_c} &\leqq f_c \\ -\frac{N}{A}+\frac{M}{Z_t} &\leqq f_t \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(20)$$

記号　$f_t$＝許容引張応力度　　t/cm²

その他の記号は 23 条及び 32 条参照，但し $\omega$ は曲げモーメントの作用している面にかゝわらずその柱材についての最大値をとる。

曲げモーメントが二方向の断面主軸について存在するときは，上記各式の第2項は各方向における曲げモーメントの影響を合成したものについて考慮する。

3. せん断力に対する算定は 32 条4項による。

本条の各規定は形鋼柱に対するものであるが，一般に他の形式の柱に対しても適用されるので，まず本条中の (20) 式についてその成立過程をのべ，式の適用に誤りなきを期したい。

構造物の重要な構成部材である柱の各断面は，一般に中心圧縮荷重 $N$ と曲げモーメント $M$ とが同時に作用する。このような応力をうける柱断面に対する検定において，考慮されなければならない重要な事柄は

(1)　構造物全体としての安定との関係。

(2)　その部材のたわみと軸方向力とによつて付加される曲げモーメント並びにせん断力の

問題。

（3）　ねじりを伴ういわゆる横座屈の問題。

（4）　ウェブ，フランジ等の薄板としての座屈。すなわち局部座屈の問題。

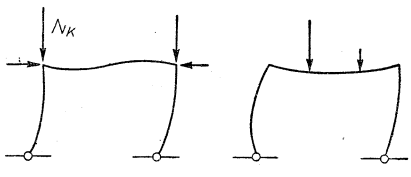
等である。鉄骨構造のように，細長くまた厚さの薄い材料によつて構成される構造物では，座屈の問題はあくまでも厳密に考慮されなければならないのであつて，これは，座屈という現象が，一般に部材の応力度がその材料のいわゆる強さ（鋼ならば降伏点応力度）に達する前に生じてしまうからなのであるが，現在のようにますます高強度の鋼が用いられるようになると材はますます細長く，また板の厚さも薄くなるため，この傾向は一層強くなつてくる。従つて，柱断面の検定は，単に圧縮力のみをうける圧縮材や，曲げモーメントとせん断力のみをうけるはり材等に比して問題が非常に複雑になり，現在，各国それぞれ独自の形式の検定式をあげているというのが実状である。

本規準においては，ドイツの鋼構造座屈規格案 DINE 4114 (1939) に使用された形式を採用している。すなわち，従来の慣用法に 23 条に示したω法を取入れたものであつて，曲げ圧縮側では中心荷重$N$によつて生ずる平均圧縮応力度$\frac{N}{A}$を座屈の影響を考慮してω倍し，これに曲げによつて起る最大圧縮応力度$\frac{M}{Z_c}$を加えたものが許容圧縮応力度$f_c$をこえなければよいとした。また曲げ引張側では曲げによつて起る最大引張応力度$\frac{M}{Z_t}$より$\frac{N}{A}$を差引いたものが許容引張応力度$f_t$をこえなければよいとした。従つて本検定式は$\frac{N\omega}{A}$という仮想の応力度に$\frac{M}{Z}$を機械的に加えてしまつている点，並びに安全率に対する解釈等理論的には不備であるが，実用的にみて簡便なため採用されたものである。

上記四つの問題を，規準の各項と対照しながら簡単に考察する。

（1）　構造物全体としての安定

規準（20）式は，37・1図に示したようなラーメンの柱材に対しても，座屈についての取扱いは，37・2 図（a）のような取扱いによつて座屈長$l_k$を求めて計算すればよいことになつているが[1]，実際問題としては各部材の軸方向力は，37・2 図（b）のように，ラーメンに曲げを生ぜしめている荷重によつて生じているのであつて，（a）図のような軸方向荷重が単独にラーメンに作用することはほとんどない。従つてラーメンの座屈に対する問題は，正確にはラーメンに作用している荷重と関連させて，考えなければいけないことがわかる。今，問題を安定限界という面のみから考えると，門形ラーメンでは 37・2 図（a）のような取扱いによつても大体さしつかえないことが指摘されて




37・2 図

1)　26 条解説参照。

いるが[1]，最近の研究によれば，門形ラーメンでも，大きな水平力の作用する場合，はりの剛性が柱に比して小さい場合，並びに山形ラーメンのような場合等には著しく危険側の誤差を生ずることが明らかにされている[2]。もちろん (20) 式には安全率も考慮されてあり，かつ実際にはけた行つなぎ材，屋根材等の影響があるため，構造物全体が直ちに危険になるとは思われないが，いずれにしても，上記のような場合には，全体の安全率が著しく低下するおそれがあるから特に注意を要する。

(2)　付加曲げモーメント，付加せん断力

まず，37・3図に示したような軸力と横力とを同時に受ける単純ばりで考えてみる。$x$ 点の曲げモーメント $M_x$ は，横力のみによるこの点の曲げモーメントを $M_x'$ とすると（これは通常の理論による $x$ 点の曲げモーメントである）

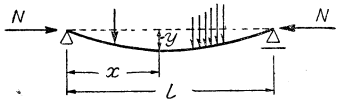
$$M_x = M_x' + N \cdot y$$

すなわち，厳密には，$x$ 点には通常の理論による曲げモーメントの他に $N.y$ という曲げモーメントが付加されることになる。

また $x$ 点のせん断力を $Q_x$ とすると

$$Q_x = \frac{dM_x}{dx} = \frac{dM_x'}{dx} + N \cdot \frac{dy}{dx} = Q_x' + N\frac{dy}{dx}$$

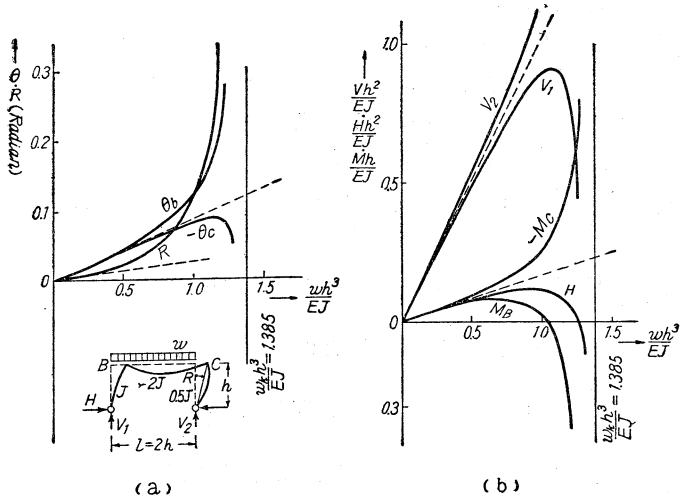
$Q_x'$ は通常の理論によるせん断力である。すなわちせん断力に対してもまつたく同じであつて，$N\frac{dy}{dx}$ というせん断力が付加されることになる。従つて，曲げモーメントと軸方向力とが同時に作用する柱のような部材に対しては，断面内の応力度を問題にする以上，当然この付加曲げモーメント並びに付加せん断力が考慮されなければならない。



37・3 図

37・4 図は，剛比が非対称の門形ラーメンに対する，このような付加曲げモーメント並びに付加せん断力を考慮した計算結果で[3]図中点線が通常の理論によつた値である。なお，$w_k h^3/E \cdot J = 1.385$ は通常の理論で求めた軸方向力を 37・1 図 (a) のように作用させて求めた座屈荷重である。ここで特に注意すべきは，$wh^3/EJ$ の値が $w_k h^3/EJ$ の値に近づくと，付加曲げモーメント並びに付加せん断力[4]の影響が非常に大きくなり，荷重の小さな変動で応力，変形が著しく変化しやすくなると云うこと，また更に，応力，変形が通常の理論に比して大きくなるものもあるが小さくなるものもあるということである。このようなことは一般のラーメンに対しても全く同様であつて，この影響をどのように柱の検定に対して取入れるかは，今後の問題で

1)　E. Chwalla : Die Stabilität lotrecht belasteter Rechtechrahmen. Der Bauingenieur 1938 Heft. 516.
2)　藤本盛久：剛節骨組の弾性安定について，日本建築学会論文集，第 48 号，昭 29. 3
3)　藤本盛久：前出論文。
4)　図中水平反力 $H$ が柱端部におけるせん断力をあらわしている。

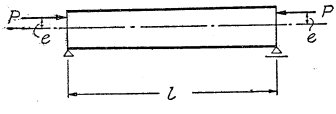



37·4 図

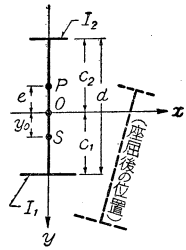
あるが[1]，設計に際しては一応の注意をはらう必要がある。

（3） ねじりを伴ういわゆる横座屈の問題

はりの横座屈の場合は，32条の解説にあるように，一応設計式に取入れられているのであるが，柱の場合は，一般に軸方向力と曲げとを受けているため，問題が非常に複雑でありまだ明らかにされていない点が多い。従つて，ここには，この問題の一例として37·5図 (a) に示したような一方向の偏心荷重 $P$ をうける単純支持で，上下非対称の断面をもつたI形鋼の解をあげてをく[2]。しかして，この場合の横座屈荷重を $P_{cr}$，$y$ 軸に関する通常の座屈荷重を $P_{yE}\left(=\dfrac{\pi^2 EI_y}{l^2}\right)$ とすれば，$P_{cr}$ を決定する条件式は次のようになる。




37·5 図




$$(P_{yE}-P_{cr})\left[E\Gamma\frac{\pi^2}{l^2}+C-P_{cr}\frac{I_p}{A}\left(1+e\cdot\frac{AZ}{I_pI_x}\right)\right]=P_{cr}{}^2(y_0+e)^2 \quad \cdots(1)$$

1) アメリカの土木学会（A.S.C.E.）のアルミニウム合金による構造物の示方書には，この影響を考慮した設計式が採用されている。軽金属協会；軽金属資料 No. 96 または Proceedings. A.S.C.E., May, 1952. Vol. 78. Sep. No. 132 参照。

2) Bleich : Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill Book Co., 1952. p. 158. 以下。この問題は先づ F. Bleich によつて研究された。ブライヒ：鉄骨構造，p. 1017 以下，(1933)

記号は，37・5 図を参照して，

$s$：せん断中心（6節はり材参照）

$y_0=\dfrac{c_2I_2-c_1I_1}{I_1+I_2}$：$I_1,I_2$ はフランジの $y$ 軸に関する断面二次モーメント，上下対称断面のときは $y_0=0$ となり，断面の重心とせん断中心 $S$ は一致する。

$E\cdot\Gamma=\dfrac{E\cdot d^2I_1\cdot I_2}{I_1+I_2}$：$E\cdot\Gamma$ は曲げねじり剛性（Biegungsverdrehungswiderstand），$E$ はヤング係数

$I_p=\int_A[x^2+(y-y_0)^2]dA$：$S$ 点に関する極二次モーメント

$Z=2y_0I_x-\int_A y(x^2+y^2)dA$：断面によつて定まる定数

$C=G\cdot\Sigma\dfrac{1}{3}h\cdot t^3$：ねじり剛性（6節はり材参照）

$P_{yE}=\dfrac{\pi^2EI_y}{l^2}$：$y$ 軸に関する通常の座屈荷重（Euler 荷重）

この式から得られる重要な結論として，

$$e=-y_0 \quad\cdots\cdots(2)$$

すなわち，せん断中心 $S$ に荷重 $P$ がかかつたときにのみ

$$P_{yE}=P_{cr} \quad\cdots\cdots(3)$$

であつて，一般に偏心の存在する場合は常に

$$P_{yE}>P_{cr} \quad\cdots\cdots(4)$$

なることがわかる。従つて (20) 式によつて検定した時に，$N$ に比して $M$ の影響が大きく，かつ $\omega$ が $y$ 軸に関する座屈によつてきまるような時には，(このときの $\omega$ は $P_{yE}$ を基準にして求められている) 十分注意しなければならない。すなわち，一般に I 形断面では，$i_{kx}\gg i_{ky}$ であるから，実際の設計に際して，柱の安全性を，$x,y$ 両軸の座屈並びに横座屈に関して均一にするためには，けた行つなぎ材の配置に十分注意して $l_{kx}\gg l_{ky}$ ならしめ，できるだけ

$$\lambda_x>\lambda_y$$

$$\therefore\quad \omega_x>\omega_y$$

になるようにしなければならない（なお，10 節参照）。もしも，けた行つなぎ材が自由にとれないような場合は，なるべく I 形断面は避けて，$y$ 軸に関する剛性も大きな断面形を採用すべきである。なお，曲げモーメントが二方向の断面主軸について存在する柱に対しては，一層このような傾向が助長されるから，断面形の決定，けた行つなぎ材の配置等には十分気をつけなければいけない。更に，ラチス柱のように，ねじりに対する剛性が非常に小さい場合に，このような横座屈の影響は相当大きくなるから注意を要する。

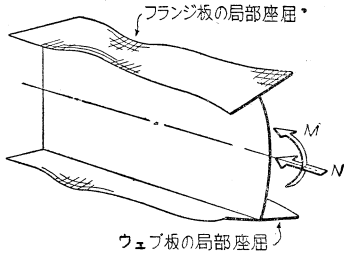
また，柱が横座屈を起すと断面にはねぢりモーメントが作用するから，とくにラチス柱や板柱のような組立柱の場合は，この座屈後のねじりモーメントに対して断面並びに接合部が安全

であるように設計されねばならないが，この検定については，まだ明らかにされていない点が多いため，今後の研究にまたねばならない。

柱の横座屈の問題は，以上のようにきわめて重要であるにもかかわらず，(20) 式ではまつたく考慮されていないのであるが，通常は胴縁等の存在並びに柱端部の支持条件等によつて横座屈に対する柱の強さはある程度増加しているためそれほど心配する必要はないものと思われる。従つて，胴縁等の仕口には十分注意して，これらがこのような意味の構造材としてもある程度有効に作用するよう配慮されなければならない。

(4)　局部座屈

圧縮をうけるフランジの突出部がその板厚に比して大きかつたり，また，ウェブの板厚さがその諸寸法に比して薄かつたりすると，37・6 図に示すような局部的な座屈を起すわけである。これに対しては，現在 (a) 理論的にある程度厳密に検定する[1]。(b) 局部座屈をする部分は断面として有効でないとするる有効断面の考え[2]，(c) 寸法を制限する[3] という大体，三通りの考えがある。




**37・6 図**

本規準では，ウェブに対しては (a) の考えをとり，従つて 4 章 5 節によつて検定すればよい。フランジの部分については，別に規定はないので，33 条プレートガーダー 5 項の解説及び 22 条の解説に示した $h/t$ の限度を考慮すればよい。なお，22 条の解説に示した限度は，局部座屈に対する限界応力度を $\sigma_c$ とすると

$$\sigma_E \leqq \sigma_c \quad (\sigma_E \text{ は Euler の座屈応力度}, \ \pi^2 E_x/\lambda^2)$$

に適当な安全率を考慮して誘導されていることに注意されたい。参考までにアメリカ鋼構造学会 (A.I.S.C.) の規定をあげると，「軸方向力または曲げによる圧縮力をうける材の突出部の厚さに対する幅の割合は下記を超過してはならない」として，はり，柱の断面のフランジに対しては 16 をとつている。

以上のように (1)～(4) の問題を，正しく設計式に反映させるためには，今後の研究にまたねばならない点が非常に多い。

次に，本検定式の実際の運用について補足説明する。

(i)　引張応力度の検算，並びに $Z_c, Z_t$

(20) 式中の応力記号はいずれも絶対値をもつて扱うものとする。一般に対称断面形または

1)　DIN.4114. (1952)
2)　前出 A.S.C.E. アルミニウム合金にする構造物に対する示方書。
3)　アメリカ鋼構造学会 (A.I.S.C) の規定 (1949)

それに近い断面形では$\frac{M}{Z_c}\div\frac{M}{Z_t}$であるから $f_c=f_t$ を考慮すれば断面応力度の検定は (20) の上式のみで定まる。断面が非対称形であつて，その主軸が曲げ引張縁より曲げ圧縮縁に近い場合には，その断面内に生ずる引張応力度が圧縮応力度より大きくなることがあるから，(20) の下式の検定を要することになる。なお，引張側リベット穴を控除した場合の $Z_c, Z_t$ については 32 条形鋼ばり，33 条プレートガーダーの解説を参照されたい。

(ii)　座屈係数 $\omega$ のとり方

軸方向力と曲げモーメントが同時に加わる材の座屈は，曲げモーメントの作用している面とは無関係な方向に起ることもありうるので，(前記 (3) 項参照)，このような場合を考えて $\omega$ としては二方向の主軸に関する値の中大きな方をとらねばならない。しかして前記 (3) 項に説明したように，曲げ応力度が相当大きい場合 $\left(\text{大体}\frac{\omega N}{A}<\frac{M}{Z_c}^{1)}\right)$ には，$\omega_x\gg\omega_y$ ($x,y$ 軸は 37・5 図参照) になるよう設計することが望ましいのであるが，やむをえず $\omega_x<\omega_y$ になる場合には，一応室全をみて，はりの横座屈係数 $k$ を準用して (32 条)

$$\frac{\omega N}{A}+\frac{\kappa M}{Z_c}\leqq f_c$$

を検定する必要がある。

(iii)　座屈長及び細長比に関する注意

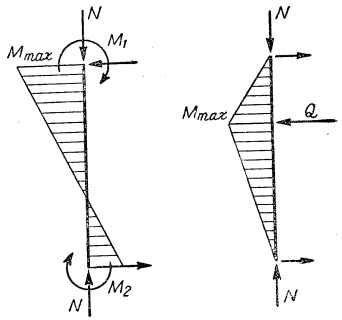
ラーメンを構成する柱材の座屈長は 26 条及び前記 (1) 項を参照の上決定すればよい。なお柱は骨組を構成する材の中でもきわめて重要であるからその設計にあたつては単に強度上安全なだけでなく変形が生じにくいようにつとめて強剛にすることが望ましい。この意味から，前記 (2) 項からもわかるように，細長比が大になると付加曲げモーメント，付加変形が増大する傾向にあるから，柱の細長比はなるべく 150 以下におさえたい。

(iv)　曲げモーメント $M$ の取扱い

一般に，柱では 37・7 図に示すように，曲げモーメントが分布するが，この場合は式中の $M$ としては材軸上に起る最大値 $M_{max}$ をとればよい。なお，前記 (2) 項参照。

(v)　曲げモーメントが二方向に存在するとき

曲げモーメントが $x, y$ 方向に関して存在するときは (20) 式中の $M$ を 2 成分 $M_x, M_y$ に分解した上，これらによつて生ずる断面応力を合成すればよ




37・7 図

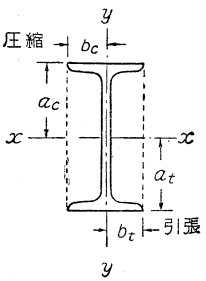
1)　(20) 式は Rôs の実験にもとづいて DINE 4114 案に採用されたのであるが，同案では Rôs の実験範囲が $\frac{M}{Z_c}:\frac{\omega N}{A}=0.58\sim1.46$ であるので $\frac{\omega N}{A}\geqq\frac{M}{Z_c}$ の場合に限り適用できるとしている。(鉄骨構造，コロナ社，p. 143)

い[1]。従つて（20）式は次のように変化する。

$$\frac{\omega N}{A}+\left(\frac{M_x}{I_x}a_c+\frac{M_y}{I_y}b_c\right)\leqq f_c$$

$$-\frac{N}{A}+\left(\frac{M_x}{I_x}a_t+\frac{M_y}{I_y}b_t\right)\leqq f_t$$

こゝに $I_x, I_y$ は主軸 $x, y$ に関する断面二次モーメント，$a_c, b_c$ は曲げにより最大圧縮応力度を生ずるような点の $x, y$ 軸よりの距離，$a_t, b_t$ は同じく最大引張応力度を生ずるような点の $x, y$ 軸よりの距離を表わす（37・8 図）。なお，本式の適用に際しても，既述の各項に十分注意しなければならない。

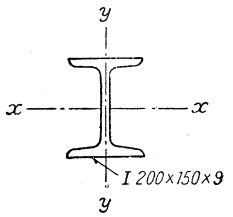


37・8 図

例　題

（1）　長期荷重として圧縮力 $N=40$ t，曲げモーメント $M_x=1.5$ t・m，$M_y=0.4$ t・m を受ける座屈長 $l_{kx}=6$ m，$l_{ky}=2$ m の柱を設計する。（37・9 図）

I 形鋼 200×150×9 を使用するものとする。



37・9 図

断面の定数

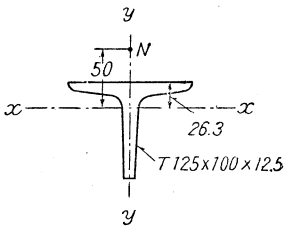
$$A=64.2\ \mathrm{cm}^2,\quad Z_x=449\ \mathrm{cm}^3, Z_y=103\ \mathrm{cm}^3$$

$$\left.\begin{aligned} i_x&=8.37\ \mathrm{cm},\quad \lambda_x=\frac{600}{8.37}=72\\ i_y&=3.47\ \mathrm{cm},\quad \lambda_y=\frac{200}{3.47}=58\end{aligned}\right\}\quad \begin{aligned}\omega_x&=1.26\\ \omega_y&=1.16\end{aligned}\quad(\omega_x>\omega_y)$$

$$\therefore\quad \sigma_c=\frac{40}{64.2}\times1.26+\frac{150}{449}+\frac{40}{103}=0.78+0.33+0.39=1.50<1.6\ \mathrm{t/cm}^2\quad 可$$

なお，断面は対称形であるから引張側応力の検定を省略する。

（2）　T 形鋼 125×100×12.5 からなる座屈長 3 m の柱の対称軸上フランジ側に偏心 5 cm を以て長期荷重 11 t が加わるときの安全性を検討する。（37・10 図）



37・10 図

断面の定数

$$A=26.65\ \mathrm{cm}^2,\quad I_x=223\ \mathrm{cm}^4$$

$$\begin{cases} Z_c=\dfrac{223}{2.63}=84.8\ \mathrm{cm}^3\\ Z_t=\dfrac{223}{7.37}=30.3\ \mathrm{cm}^3\end{cases}$$

1)　材の中央に横荷重がある場合及び 2 方向の断面主軸に関して偏心がある場合の規定はいずれも Rôs の実験に基いて DINE 4114 案に採用せられたものである。なお同案には材の両端に偏心 $a_1, a_2$ を以つて荷重 $N$ が作用するときの曲げモーメント $M$ の取り方について Chwalla の研究（Stahlbau 1937, S 57）に基く別の規定がある。

$$\left.\begin{aligned} i_x &= 2.90\ \text{cm} \\ i_y &= 2.72\ \text{cm} \end{aligned}\right\} \quad \lambda_{\max}=\frac{300}{2.72}=110 \qquad \therefore\ \omega=2.02$$

曲げ圧縮側

$$\sigma_c=\frac{2.02\times 11}{26.65}+\frac{11\times 5}{84.8}=0.83+0.65=1.48<1.6\ \text{t/cm}^2 \quad \text{可}$$

曲げ引張側

$$\sigma_t=-\frac{11}{26.65}+\frac{11\times 5}{30.3}=-0.41+1.82=1.41<1.6\ \text{t/cm}^2 \quad \text{可}$$

## 38 条　板　　柱

1. 板柱は前条の各項に準じて算定する。
2. フランジ側リベット及びフランジプレート接合リベットの算定並にフランジプレートの余長については 33 条 2 項及び 3 項の規定を準用する。
3. 板柱のウェブプレートの算定は 5 節による。
4. 補剛材については 31 条 2 項並に 33 条 6 項の規定による。
5. 前各項による算定の外，板柱の各局部の寸法は 33 条 5 項の限度に従う。

1. 板柱の算定は，前条の各項に準じて行えばよいが，断面形，$l_{kx}$，$l_{ky}$ 等の決定には前条解説にのべた諸項に対しても十分注意し，特に，I 形断面の場合で曲げ応力度が相当大きい場合には，できるだけ $\omega_x>\omega_y$ になるようにするのが望ましい。(前条解説 4 項)

2. 板柱に打つ連続リベットの算定は，本項に示したようにプレートガーダーに準じて行えばよいが，この間隔については更に圧縮材の項も参照して

(i)　リベット径の 3～8 倍 (33 条 2)

(ii)　集結材片中の最薄板厚の 15 倍以下 (29 条 1)

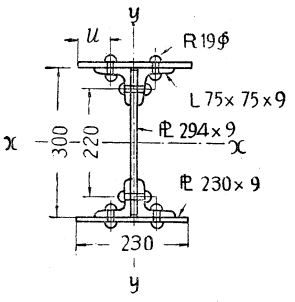
の限度をまもらなければいけない。また材端の接合リベットについては，各材片がはりからの荷重に対して均等に応力を負担できるよう設計上の考慮が必要である。(29条 2 及び 8 節参照)

3. 板柱のウェブプレートは板厚が板幅 (フランジ側リベット中心線間距離) の $1/30$ 以上あれば座屈に対する検定を要しないが (31 条 1)，そうでないときは 5 節によつて検定し，必要ならば補剛材を用いて補強しなければならない (本項 4)。なお，板厚は最小 6 mm を限度とし (33条 5)，はり等が取付くようなウェブは，特にその部分の補剛に注意しなければならない (44条参照)。

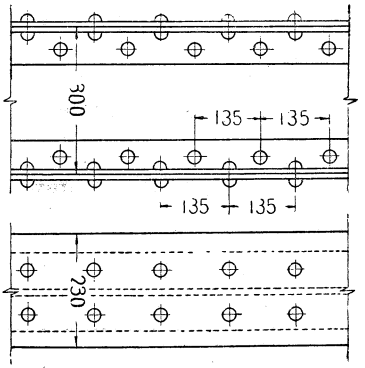
4. 圧縮を受けるフランジの突出部の局部座屈については，なお，前条解説 (4) 項を参照されたい。

例　題

長期荷重 $N=55$ t，最大曲げモーメント $M_x=4$ t·m，せん断力 $Q=2$ t，短期荷重 $N=32$ t，$M_x=15$ t·m，$Q=7.5$ t を受ける板柱を設計する。ただし柱の座屈長は $l_{kx}=12$ m，$l_{ky}=4$ m である。




38·1 図




38·2 図

(i)　断面の検定；断面を 38·1 図のように仮定する。フランジプレートの突出部分は，

$$u=\frac{23-0.9}{2}-4=7.05<0.9\times 8=7.2\,\text{cm},\qquad <15\,\text{cm}.\quad \text{可}$$

断面の定数ならびに $\omega$ は，全断面及びリベット穴控除（圧縮側も同時にさしひいた）断面について次のようになる。

| | | $A$ cm$^2$ | $I$ cm$^4$ | $i$ cm | $\lambda$ | $\omega$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 全断面 | $x$ 軸 | 134.5 | 20460 | 12.3 | 1200/12.3=97.6 | 1.62 |
| | $y$ 軸 | | 2420 | 4.25 | 400/4.25=94.1 | |
| リベット穴控除断面 | $x$ 軸 | 92.8 | 14000 | 12.3 | 1200/12.3=97.6 | 1.62 |
| | $y$ 軸 | | 2150 | 4.8 | 400/ 4.8=83.3 | |

長期荷重：

全断面を使用できるものとすると，(20) 式より

$$\sigma_c=\frac{55\times 1.62}{134.5}+\frac{400}{20460/15.9}=0.41\times 1.62+0.31=0.97<1.60\quad \text{可}$$

($N/A>M/Z$ であるから全断面を使用できる)

ウェブプレートのせん断力については，33 条 (17) 式より

$$\tau=\frac{Q}{jt_1}=\frac{2}{0.85\times 31.8\times 0.9}=0.08<0.80\quad \text{可}$$

短期荷重：

リベット穴控除断面を使用し

$$\sigma_c=\frac{32\times 1.62}{92.8}+\frac{1500}{14000/15.9}=0.34\times 1.62+1.70=2.25<2.4\quad \text{可}$$

($N/A<M/Z$ であるからリベット穴控除断面を使用しなければならない)

$$\tau=\frac{7.5}{0.85\times31.8\times0.9}=0.31<1.20 \quad 可$$

また

$$\frac{b}{t}=\frac{22}{0.9}=24.4<30 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(31\text{ 条. }1)$$

$$<0.6\lambda=0.6\times97.6=59\cdots\cdots(22.1\text{ 表，，圧縮材として})$$

従つてウェブプレートは座屈に対する検定を要しない。

(ii)　接合リベットの算定

19 mm リベット使用，$G_1=646\text{ cm}^3$，$G_2=320\text{ cm}^3$ より

| | | 22 条 (18) 式 | 29 条 1 | 33 条 2 |
|---|---|---|---|---|
| $p_1$ | 長期 | $\frac{5.54\times20460}{2\times646}=87.6\text{ cm}$ | $\leqq15\times0.9=13.5\text{ cm}$ | $\leqq1.9\times8=15.2\text{ cm}$ かつ $\geqq1.9\times3=5.7\text{ cm}$ |
| | 短期 | $\frac{8.30\times20460}{7.5\times646}=35.4\text{ cm}$ | | |
| $p_2$ | 長期 | $\frac{3.96\times2\times20460}{2\times320}=253\text{ cm}$ | $\leqq15\times0.9=13.5\text{ cm}$ | 同　　上 |
| | 短期 | $\frac{5.94\times2\times20460}{7.5\times320}=101\text{ cm}$ | | |

従つて 38•2 図のように $p_1$, $p_2$ とも 13.5 cm とする。

## 39 条　ラ チ ス 柱

1. ラチス柱は 37 条の各項に準じて算定する。なおこの場合の座屈係数は 24 条 2 項の有効細長比を用いてこれを求める。
2. フランジ個材の細長比 $\lambda_1$ (24 条 2 項参照) は全材の細長比より小さくすることが必要である。
3. せん断力には座屈に伴うせん断力 (24 条 3 項参照) をも考慮せねばならない。
4. 前各項の外，ラチス柱は 25 条に従う。

1. 本項はラチス柱に対し，両側フランジを結ぶラチスの剛性によつて充腹柱と同様な扱い方ができることを示したものである。この場合柱の剛性はラチスの配置によつて異なるので，断面算定に当つては 24 条 2 項に示す組立圧縮材としての有効細長比に基く座屈係数を使用するものとする。柱の断面せいが大きくなるとラチスの剛性が減じ，充腹柱に準じた取扱いが不合理となるので，このような場合は単にトラスとして扱えばよい。ラチス柱とトラス柱との限界は必ずしも明確ではないが，ラチス材に山形鋼を使用しなければならない程度のものは一応トラスとしても吟味する必要があろう。

2. ラチス柱がラチス構面内で座屈する前にフランジ個材が局部的に座屈を起さぬよう，ラチスの配置に当つて考慮すべきことを示したものである。すなわちフランジ個材の細長比を $\lambda_1$, 柱全材の最大細長比を $\lambda$ とすれば，$\lambda_1\leqq\lambda$, かつ24条 8 表により $\lambda_1\leqq50(\omega_1\leqq1.11)$ となるようにラチスの配置を定めるものとする。なお A.I.S.C. 仕様書では $\lambda_1\leqq\frac{3}{4}\lambda$, 鋼橋の設計示方書

では $\lambda_1 \leqq \frac{2}{3}\lambda$ の規定があるが，本規準では一応 $\lambda_1 \leqq \lambda$ に止めることにした。

以上は主として圧縮力を受ける柱材について述べたものであり，曲げモーメントの大きい場合には，本項の規定だけでは必ずしも個材の安全は保障されない。たとえばラチス構面内に作用する中心圧縮力 $N$，曲げモーメント $M$ による圧縮側フランジの平均応力度をそれぞれ $\sigma_n, \sigma_m$ とすれば，フランジ断面の設計用応力式は本条1項より

$$\sigma = \sigma_n \omega + \sigma_m \quad \cdots\cdots (39.1)$$

一方フランジ個材の設計用応力式は

$$\sigma_1 = (\sigma_n + \sigma_m)\omega_1 \quad \cdots\cdots (39.2)$$

となる。ここに $\omega$ は組立圧縮材としての全材の最大座屈係数，$\omega_1$ はフランジ個材の座屈係数で，$\omega_1 < \omega$ である。従つて $\frac{\sigma_m}{\sigma_n} > \frac{\omega - \omega_1}{\omega_1 - 1}$ のときは $\sigma_1 > \sigma$ となり，フランジ個材の応力を (39.2) 式によつて検定する必要があることがわかる。

ラチスの配置に当つては本項の外，次の諸点を注意する (39・1 図参照)。

$= -0.338 + 0.572 = 0.23$

(2) ラチス板の検定。$Q$ によりラチスに生ずる軸方向力 $N_l$ は (座屈に伴うせん断力を省略して)

$$N_l = \frac{3}{\cos 39°10'} = \frac{3}{0.775} = 3.87\ \mathrm{t}$$

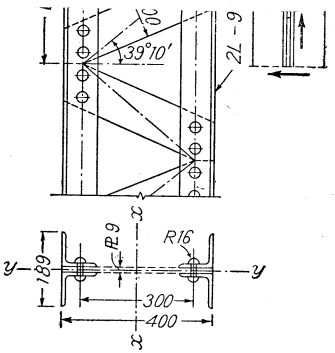
ラチス板の細長比 $\lambda_l$ は

$$\lambda_l = \frac{39}{0.9/\sqrt{12}} = \frac{39}{0.26} = 150 \rightarrow \omega = 3.75$$

これよりラチスの応力を検定すれば (引張応力度 $\sigma_t$ の計算では断面はリベット穴を控除して)

$$\left.\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{3.87 \times 3.75}{10 \times 0.9} = 1.60 \\ \sigma_t &= \frac{3.87}{\quad} \end{aligned}\right\} < 1.60\ \mathrm{t/cm^2} \quad 可$$

39・1 図




39・4 図

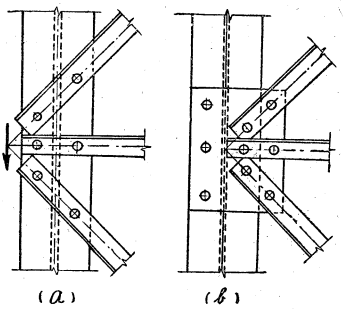
(1) ラチスの傾斜角 $\theta$ がある程度大きくなると柱としての強さが急激に減ずるので，$\theta$ は適当に選ぶ必要がある。通常単ラチスで $\theta \fallingdotseq 30°$，複ラチスで $\theta \fallingdotseq 45°$ に採るものとする。

(2) フランジのリベット列線間距離 $b$ が 40 cm 以上の場合はラチス板をなるべく複ラチスとする。$b$ が 60 cm を越えるような場合にはラチス材に山形鋼を用いてトラス状とする方がよい。A.I.S.C. 仕様書でも $b \geqq 15''$ ($\fallingdotseq 38$ cm) のときは複ラチスとするか，あるいはラチス山形鋼を用うべきことを規定している。

(3) ラチスの中心線はなるべくフランジ節点に会せしめる。39・2 図の例では (b) の方が望ましい。もし節点が1点に会しない場合には，それによつて生ずる付加的な応力に対してフランジ応力を検討する必要がある。たとえばラチスの接合を 39・3 図のようにピンとみなせば，フランジに生ずる付加的な曲げモーメントは $M = \frac{\varepsilon(1-\varepsilon)}{2(1-2\varepsilon)} l_1 Q$ となる。

(4) ラチス柱の端部には材端補剛部を設ける。これについては 24 条 7 表構造細則 3 を準用する。

3. ラチス柱のせん断力としては外力によるせん断力の外，24 条 3 に示す座屈に伴うせん断力をも加算する。たとえばラチス構面方向のせん断力を $Q$，同じ方向の座屈に伴うせん断力を $Q_k$ とすれば，ラチスは軸方向力




39・2 図　　39・3 図

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | | $7.5\times 646$ | | $\leqq 1.9\times 3=5.7$ cm |
| $p_2$ | 長期 | $\dfrac{3.96\times 2\times 20460}{2\times 320}=253$ cm | $\leqq 15\times 0.9=13.5$ cm | 同　上 |
| | 短期 | $\dfrac{5.94\times 2\times 20460}{7.5\times 320}=101$ cm | | |

従つて 38・2 図のように $p_1, p_2$ とも 13.5 cm とする。

## 39 条　ラ チ ス 柱

1. ラチス柱は 37 条の各項に準じて算定する。なおこの場合の座屈係数は 24 条 2 項の有効細長比を用いてこれを求める。
2. フランジ個材の細長比 $\lambda_1$ (24 条 2 項参照) は全材の細長比より小さくすることが必要である。
3. せん断力には座屈に伴うせん断力 (24 条 3 項参照) をも考慮せねばならない。
4. 前各項の外，ラチス柱は 25 条に従う。

ラチス材の座屈長さは，通常単ラチスではラチス節点間距離 $a$ をとる。複ラチスで中央交点をリベット締めとした場合は，A.I.S.C. 仕様書に準じて $0.7a$ を採ることができる。

例題　長期荷重として中心圧縮力 $N=15$ t，曲げモーメント $M=4$ tm，せん断力 $Q=3$ t を受ける 39・4 図のごときラチス柱の応力を検定する。但し柱全材の座屈長さは $l_x=l_y=4$ m とする。

(1) 主材の検定。フランジ個材の細長比 $\lambda_1$ は

$$\lambda_1=\frac{l_1}{i_1}=\frac{50}{1.77}=28.2<50$$

全リベット穴を控除した断面の諸係数は

$$A=4(12.22-1.19)=4\times 11.03=44.1\ \text{cm}^2$$

| 関係軸 | I cm⁴ | Z cm³ | λ | $\lambda_e \rightarrow \omega$ |
|---|---|---|---|---|
| $x$ | $4(93+11.03\times17.54^2)$ $=13970$ | $\frac{13970}{20}=699$ | $400\Big/\sqrt{\frac{13970}{44.1}}=23$ | |
| $y$ | $4(93+11.03\times2.19^2)$ $=744$ | | $400\Big/\sqrt{\frac{744}{44.1}}=98>\lambda_1$ | $\sqrt{98^2+28^2}$ $=102\rightarrow1.73$ |

ゆえに全材の座屈は $y$ 軸に関して起るものとして(20)式を検定すれば

$$\left.\begin{aligned}\sigma_c&=\frac{15\times1.73}{44.1}+\frac{400}{699}\\&=0.589+0.572=1.16\\\sigma_t&=-\frac{15}{44.1}+\frac{400}{699}\\&=-0.338+0.572=0.23\end{aligned}\right\}<1.60\text{t/cm}^2\quad\text{可}$$

(2) ラチス板の検定。$Q$ によりラチスに生ずる軸方向力 $N_l$ は（座屈に伴うせん断力を省略して）

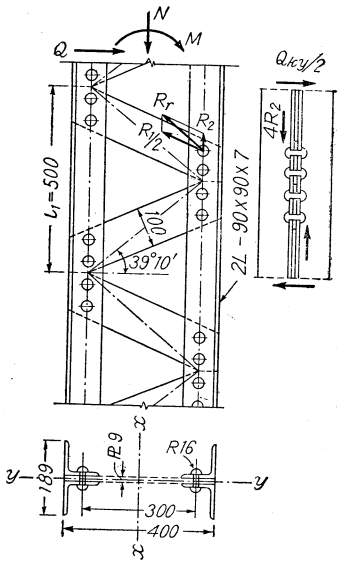
$$N_l=\frac{3}{\cos 39°10'}=\frac{3}{0.775}=3.87\text{ t}$$

ラチス板の細長比 $\lambda_l$ は

$$\lambda_l=\frac{39}{0.9/\sqrt{12}}=\frac{39}{0.26}=150\rightarrow\omega=3.75$$

これよりラチスの応力を検定すれば（引張応力度 $\sigma_t$ の計算では断面はリベット穴を控除して）

$$\left.\begin{aligned}\sigma_c&=\frac{3.87\times3.75}{10\times0.9}=1.60\\\sigma_t&=\frac{3.87}{(10-3.4)\times0.9}=0.65\end{aligned}\right\}<1.60\text{ t/cm}^2\quad\text{可}$$




39·4 図

(3) 接合リベットの検定。$N_l$ によりリベットに生ずる応力 $R_1$ は

$$R_1=\frac{3.87}{2}=1.94<4.59\text{ t}\ (\text{側圧})\quad\text{可}$$

次に柱材の $x$—$x$ 方向の座屈に伴うせん断力 $Q_{ky}$ を求めれば

$$Q_{ky}=\frac{0.03}{100}\times102\times15=0.46\text{ t}$$

$n$ を $l_1$ 区間内のリベット数，$d$ をラチスをはさむ両隣フランジの重心線間の距離とすれば，$Q_{ky}$ によりリベットに生ずるせん断力 $R_2$ は

$$R_2=\frac{Q_{ky}l_1}{2nd}=\frac{0.46\times50}{2\times4\times(2.46\times2+0.9)}=0.49\text{ t}$$

$R_1/2$ と $R_2$ とのベクトル和 $R_r$ を求めれば，

$$R_r=\sqrt{(R_1/2)^2+(R_2)^2+2(R_1/2)R_2\sin 39°10'}=1.34<1.72\,\mathrm{t}\ (\text{単せん})\quad 可$$

## 40条　柱の継手

1. 継手材の断面並びに接合リベットは，被接合部の存在応力を伝えるのに十分であるように設計する。精算によらない場合は被接合部の全許容力をもつて存在応力とみなす。
2. 断面に引張応力を生ずる恐れのない柱であつて，接合部端面を削り仕上等により密着させることのできる構造とした場合は，圧縮力並びに曲げモーメントのおのおの $1/4$ は接触面により直接伝達するものとみなしてよい。
3. 継手を設ける位置は大きな応力の生ずる箇所を避ける。

1. 柱の継手は被接合部に起る各種の存在応力を安全に伝えるように算定すればよいが，不静定構造物では応力計算上の条件によつて応力の分布に多少の相異が生じがちであるから，その精度いかんによつては存在応力にある程度余裕を見込んでおく必要がある。特に継手位置を応力の最も小さい箇所にとつた場合には，存在応力をそのまゝ設計用応力にとることは，この部分がぜい弱になり過ぎる恐れがあるので，注意を要する。

剛節構造における柱継手の設計用応力としては，材断面の全許容力をとる場合が多いが，著しく不経済にならぬ限り，材の連続性を保つ意味からもこの方が望ましい。この場合継ぐべき柱の断面が上下で異なるときは，断面小なる方の柱の全許容力をとる。

2. 長期荷重，短期荷重のいずれに対しても引張応力を生ずる恐れのない断面であつて，被接合部端面を削り仕上等によつて密着せしめたときは，理論上全圧縮応力は直接接触面を通じて伝わり，継手材は単に移動を防ぐに安全であればよいが，一方端面を密着させることは施工上なかなか完全を期し難いから，継手の計算に当つてはその応力伝達の度合をかなり逓減しておく必要がある。

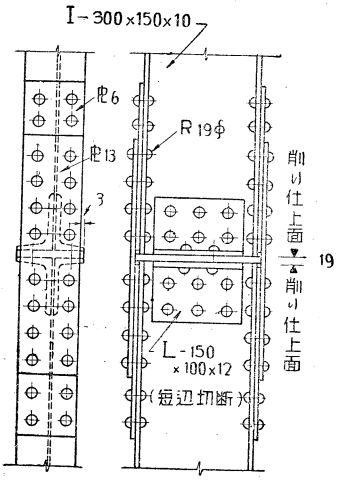
DIN 1050 では，中心荷重のみを受ける連続柱を材端より材長の $1/4$ 以内で接合するときは，柱荷重の $1/2$ を継手算定用となしうるとし，また A.I.S.C. 仕様書では，圧縮部材（多層建築の柱を除く）が全削り仕上で接合される場合，継手材およびそのリベットまたは溶接は算出応力の $1/2$ で設計しうると規定している。本規準では適用範囲を一般の柱に拡張するとともに，工事施工の現状を勘案して，算出応力の $3/4$ を設計用応力にとりうることとした。但し断面内に引張応力を生じないことが前提条件であるから，曲げ応力の大きい柱ではこの点特に注意を要する。

なお本項の適用に当つては削り仕上面における密着の精度が問題であるから，加工時はもちろん，組立後の検査についても十分の注意を払うべきである。

40・1図は削り仕上を用いた継手の一例であるが，このように削り仕上面の間には厚い支持板をはさむのが有効である。この方法は継ぐべき柱の断面が上下で異なる場合に用いて便利なことが多い。

3. 継手位置は原則として応力の小さい箇所を選ぶべきであるが，現場で継ぐ場合には施工

上の難易をも考えなければならない。現場で継ぐ位置は通常床上 0.8～1.0 m に設けることが多い。継手の配置についてもあらかじめ工夫し，多層建築に見られるように同一層で一せいに継ぐような場合には，特にこの部分が弱点とならぬように丈夫に設計しておくことが望ましい。



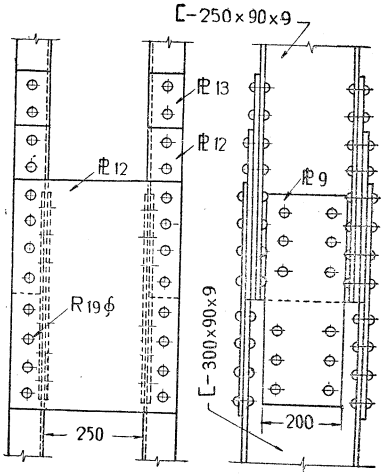

40・1 図

以上は本条の説明であるが，柱の継手についてなお注意すべき点をあげれば，次のとおりである。

(1) 突付継手は現場で施工するには簡便であるが，できうれば乱継手とし，主材とフランジプレート，あるいはフランジとウェブの継手等は相互にずらすようにする。同様に2枚以上のフランジプレートの継手はなるべく乱とする（36 条2）。

(2)　継手板はフランジ部分，ウェブ部分ともなるべく両面打とし，かつその面積分布をできる限り柱断面に一致せしめる。曲げモーメントを伝える突付継手では，継手位置の断面について，継手材の断面積のみでなく断面係数をも検討するものとする。

(3) 接合すべき柱断面のせいが上下でわずかに異なるときは，継手板とフランジとの間にはさみ板を用いる。はさみ板の重ねは3枚以下とし，長さは順次にリベット1本以上延長し(40・2図)，かつリベット数もはさみ板1枚へだつごとに割増をする（割増の程度は鋼橋の例では板1枚へだつごとに 30% 増にとつている)。




40・2 図

(4) 接合すべき柱の断面せい又は断面形が著しく異なるときは仕口に準じて設計するが，この場合上下柱の重心軸線はできる限り一致せしめ，やむを得ず異ならしめるときはそのために起る偏心の影響をも考慮する。

(5) ウェブの継手部分が曲げ応力を分担する場合には，ウェブの継手板に打つ接合リベットはその合成応力を検定する必要がある。今ウェブ継手板のリベットの配置を 40・3 図のように縦横等間隔に仮定すれば，ウェブが負担する中心軸方向力 $N_w$，曲げモーメント $M_w$，せん断力 $Q$ によつてリベットに生ずる最大合成応力 $R_{max}$ は次式で表わされる（42 条参照，ただ

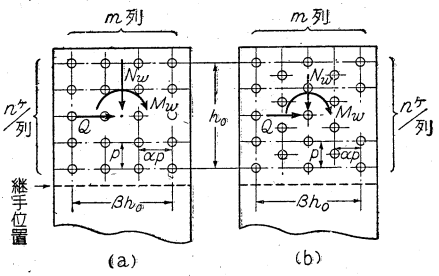
し $n>1$ とする)。

$$R_{\max}=\frac{1}{s}\sqrt{\left(N_w+\frac{\beta k}{p}M_w\right)^2+\left(Q+\frac{k}{p}M_w\right)^2} \quad \cdots\cdots(40.1)$$

記号　　$s$＝継目の上半又は下半の全リベット数

$$k\begin{cases}(40.3\,\mathrm{a}\,図)=\dfrac{6(n-1)}{(n^2-1)+\alpha^2(m^2-1)} & \cdots\cdots(40.2)\\[2ex] (40.3\,\mathrm{b}\,図)=\dfrac{s}{s+1}\cdot\dfrac{6(n-1)}{n(n-1)+\alpha^2(m^2-1)} & \cdots\cdots(40.3)\end{cases}$$

例題　40・4 図のような断面を持つプレート柱の継手を設計する。但し継手部における存在応力は長期荷重で中心圧縮力 $N=30$ t，ウェブ方向のせん断力 $Q=5$ t，曲げモーメント $M=7.5$ tm とする。




40・3 図

(1) 継手板の断面算定。

継手板は柱断面の全許容力で設計するものとすれば

片側フランジ部分の断面積

$$A_f=\frac{19.0}{2}\times 2=19.0\ \mathrm{cm}^2$$

片側フランジ継手板の断面積

$$A_f'=1.2\times 20.9=25.08\ \mathrm{cm}^2>A_f \quad 可$$

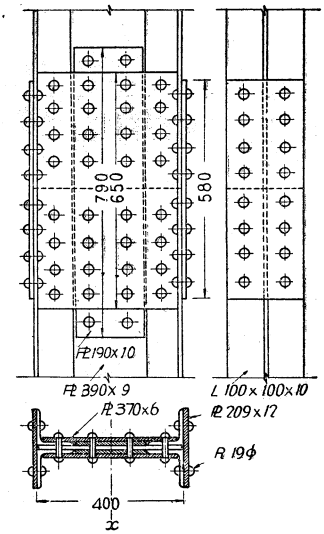
ウェブプレートの断面積

$$A_w=\frac{19.0}{2}\times 4+39\times 0.9=73.1\ \mathrm{cm}^2$$

ウェブ継手板の断面積

$$A_w'=19.0\times 1.0\times 2+37.0\times 0.6\times 2$$
$$=82.4\mathrm{cm}^2>A_w \quad 可$$

せん断力に対してはウェブ継手板の総厚が中央部においては柱のウェブ厚より大ゆえ可




40・4 図

曲げモーメントに対しては柱の断面係数

$$Z_x=\frac{1}{20}\left\{\frac{0.9\times 39^3}{12}+4\times(175+19\times 17.17^2)\right\}$$
$$=1377\ \mathrm{cm}^3$$

継手板全体の断面係数

$$Z_x'=\frac{2}{20.6}\left(\frac{0.6\times 37^3}{12}+\frac{1.0\times 19^3}{12}+20.9\times 1.2\times 20.6^2\right)=1400\ \mathrm{cm}^3>Z_x \quad 可$$

(2) 継手リベット数の算定。19 mm リベット使用とし，各部の断面積を $A$ cm²，許容圧縮

応力度を $f$ t/cm², リベット1本の耐力を $Rt$ （単せん）とすれば，所要リベット数 $n$ は

$$n=\frac{fA}{R}=\frac{1.60}{3.96}A=0.404\,A$$

従つて片側フランジ継手板の $n$ は

$$n_1=0.404\times19.0=7.7\ \rightarrow\ 8\text{本}$$

ウエブ継手板の $n$ は

$$n_2=0.404\times73.1=29.5\ \text{本}$$

図のように配置すれば，両端列は 2×6 mm 側圧，中央列は 9 mm 側圧できまるゆえ，これらを単せんに換算すれば

$$n_2'=8\times\frac{7.38}{3.96}+10\times\frac{5.54}{3.96}=28.9\fallingdotseq n_2\quad\text{可}$$

(3) ウェブ継手板接合リベットの応力検定。継手部に存在する中心圧縮力 $N$，曲げモーメント $M$ のうち，ウェブが負担する部分を $N_w$, $M_w$ とすれば

$$N_w=\frac{A_w}{A_f+A_w}N=\frac{73.1}{19.0+73.1}\times30=24.8\,\text{t}$$

$$M_w=\frac{I_w}{I_f+I_w}M=\frac{13150}{14400+13150}\times7.5=358\,\text{tcm}$$

$N_w$, $M_w$, $Q$ によつて外側のウェブ継手板の接合リベットに生ずる最大応力 $R_{\max}$ は (40.2) 式の

$$\alpha=\frac{29/3}{7}=\frac{9.7}{7}=1.38$$

$$k=\frac{6(4-1)}{(4^2-1)+1.38^2(4^2-1)}=0.356$$

を用いて (40.1) 式より求めれば，$\beta=1.38$ より

$$R_{\max}=\frac{1}{16}\sqrt{\left(24.8+\frac{1.38\times0.356}{7}\times358\right)^2+\left(5+\frac{0.356}{7}\times358\right)^2}$$

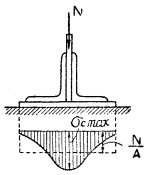
$$=3.44\,\text{t}<2\times3.69\,\text{t}(6\,\text{mm 側圧})\quad\text{可}$$

## 41条 柱　　脚

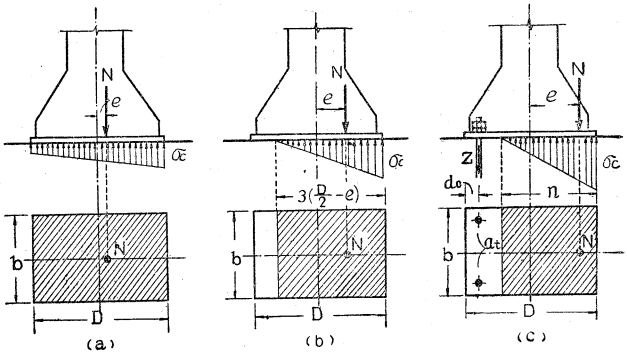
1. 柱脚は柱の応力を基礎に安全に伝えることができるように算定する。
2. 底板の底面積は，底板面を断面とし，引張側アンカーボルトを鉄筋とする鉄筋コンクリート柱とみなしてこれを算定することができる。
3. 底板の厚さは底板補剛材で区画された各長方形板が，これに加わる反力に対して安全であるようにこれを定める。
4. ウィングプレート部分は反力によつて生ずるせん断力並びに曲げモーメントに対して安全であるように仕口に準じて算定する。
5. 底板下面のせん断力は，柱脚被覆その他の適当な方法により，これを礎盤に伝達させる。

6. 大きな引張力を受けるアンカーボルトには座金を用い，二重ナットあるいはその他の方法によりこれを固定し，且つその埋込先端にはアンカーばりまたはアンカー板を取付けて礎盤からの引抜きに耐えさせることが必要である。

2. 底板がウィングプレート，接合アングル等によつて十分に補剛されているときは，その底面に加わる圧力分布は底面に直線状に分布すると仮定することができる。この仮定は比較的堅い礎盤の場合には実際とかなり相異するとみられるが（たとえば中心圧縮を受ける簡単な柱脚では 41・1 図），礎盤コンクリートの局部的圧縮に対しては設計用許容応力度が相当低くとられていることと，柱脚部のねばり強さによつて応力分布が自動的に調節されると考えられることから，通常この仮定が採用されている[1]。従つて礎盤コンクリートに生ずる圧縮応力度およびアンカーボルトに生ずる引張応力は，本項のように鉄筋コンクリートの理論をそのまゝ利用して算定することができる。通常底板の大きさ及びアンカーボルトの径，配置を定めてその応力度を検定する。



41・1 図



41・2 図

長方形底板の主軸の一方に偏心荷重$N$が加わる場合（41・2 図），偏心$e$によつてコンクリートに生ずる最大圧縮応力度 $\sigma_c$ は次のようになる。

(1)　$e \leqq \dfrac{D}{6}$ ならば全底面が圧縮されて　$\sigma_c = \dfrac{N}{bD}\left(1+\dfrac{6e}{D}\right)$ ……(41.1)

(2)　$e > \dfrac{D}{6}$ ならば底面の一部のみが圧縮されて　$\sigma_c = \dfrac{2N}{3b\left(\dfrac{D}{2}-e\right)}$ ……(41.2)

(3)　$e > \dfrac{D}{6}+\dfrac{d_0}{3}$ ならばアンカーボルトに引張力が起りうるから，(2) によらず本項のように底板面をコンクリート断面，引張側アンカーボルトを鉄筋とする長方形柱として算定することができる。この場合圧縮側アンカーボルトは圧縮に対して有効でないので無視することにする。

いま中立軸の位置 $n$ を（$a_t$ は引張側アンカーボルト群の断面積）

1)　ブライヒ：鉄骨構造（コロナ社版），p. 560.

$$n^3+3\left(e-\frac{D}{2}\right)n^2-\frac{90\,a_t}{b}\left(e+\frac{D}{2}-d_0\right)(D-d_0-n)=0$$

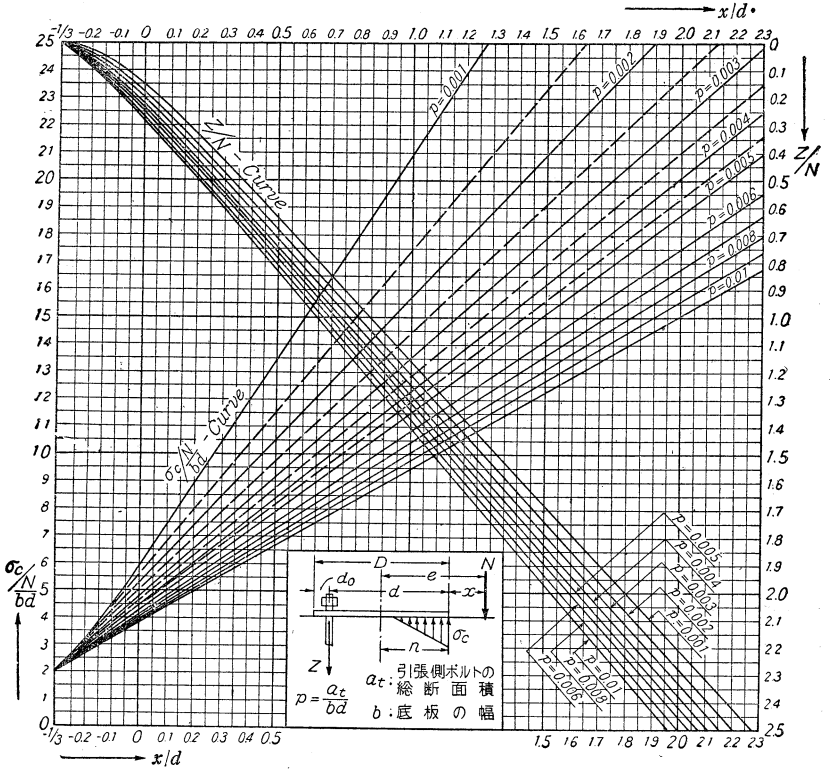
から求めれば

$$\sigma_c=\frac{2N\left(e+\frac{D}{2}-d_0\right)}{bn\left(D-d_0-\frac{n}{3}\right)} \quad \cdots\cdots(41.3)$$

引張側アンカーボルト群に生ずる引張力は

$$Z=\frac{N\left(e-\frac{D}{2}+\frac{n}{3}\right)}{D-d_0-\frac{n}{3}} \quad \cdots\cdots(41.4)$$

となる。この $\sigma_c$, $Z$ は $n$ を計算しないでも 41・3 図から直接求め

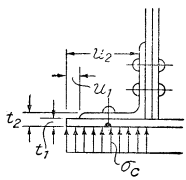



41・3 図

ることでがきる。(同図は $x/d$ が小さい範囲では読み方によつて誤差がやゝ増大する恐れがあるから注意のこと)。

なお柱脚が基礎に固定するものとして取扱うときは，引張応力を負担すると否とにかかわらず十分なアンカーボルトをもつて緊結すべきである。

3. 底板の厚さを検定するには本項のように補剛材によつて区画された部分が前項で算出した礎盤の反力に安全であるかいなかをみればよい。その支持条件は補剛材の程度によつて異なるが，ウィングプレート，接合山形鋼等で補剛されているときは通常ウェブプレート，ウィングプレート等の面で固定されたものとして取扱つてよい。底板の使用板厚は通常加工に容易なよう 25 mm までとし，またリベット打の際の曲りを防ぐためにはなるべく 12 mm 以上の板を使用する。底板の縁の許容持ち出し長さ $u_1$ (41・4 図) は，底板の厚さ $t_1$ と，底板下面に作用する反力 $\sigma_c$ とによつて下式から算出される ($f$ は底板の許容曲げ応力度)。



41・4 図

$$u_1 \leqq t_1\sqrt{\frac{f}{3\sigma_c}} \quad \cdots\cdots(41.5)$$

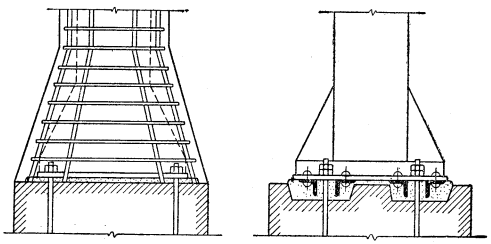
もし同図において突出の長さ $u_2$ に対して板厚を2枚一体として $t_2$ にとるときは，山形鋼の脚と底板の接触面に大きなせん断力が起るので，両者を接合するリベットによつてこれに耐えさせる。このせん断力の単位幅当りの大きさ $Q_0$ は下式より求まる。

$$Q_0 = \frac{6\,t_1(t_2-t_1)}{t_2^{\,3}}M \quad \cdots\cdots(41.6)$$

記号　$M$：$\sigma_c$ によつて底板支持端に生ずる曲げモーメント (単位幅につき)

底板に打つ接合リベットの配置しうる数には制限があるから，$Q_0$ が大きいときはリベットの耐力を無視し，各個材が別々に抵抗するものとして考えなければならない。一般に底板と補剛材との間，あるいは底板を2枚重ねとするときは両者の間に大きなせん断力が起り，接合リベットの耐力では不十分となる場合が多いから，注意を要する。

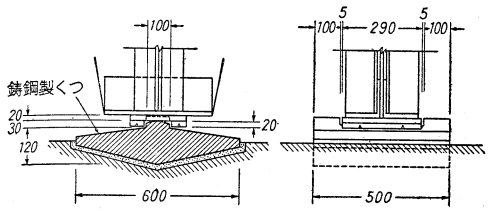
5. 柱脚に作用するせん断力は底板下面の摩擦で礎盤に伝わるものであり，通常アンカーボルトは直接せん断抵抗にはあずからないものと考えられる。これはアンカーボルト用の穴は施工の容易なようにボルトの径より 5mm 程度大きくとるのが普通である (JASS 6 の 6.4.5 参照) から，アンカーボルトにせん断力を持たせるには特に工法を工夫する必要があるからである。それゆえ垂直荷重に比べて比較的大きなせん断力を受ける柱では，柱脚を鉄筋コンクリートで包むか，あるいは歯形の類を設けてせん断力に耐えさせるのが有効である (41・5 図)。



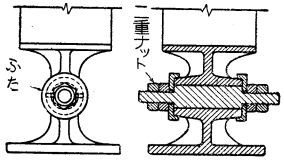
41・5 図

底板面とコンクリートとの静摩擦係数については明確な資料はないが，大体軟石と鋼との間の静摩擦係数 0.49～0.42[1]が準用できるとみられるので，0.4 に採ればまず安全であろう。

柱脚がピンの場合には特に水平力に対して工夫を要する。水平力の軽微なものは底板を用いて単に礎盤の上にのせてよいが，水平力の大きなものは歯形用形鋼，鋳鋼製くつ（41・6 図）[2]等を用いて水平力を完全に礎盤に伝達させるように設計しなければならない。但し地震，衝撃等の際に柱脚部が離脱しないよう注意する必要がある。41・7 図はピン部にふたをかぶせ，二重ナットで締めた例である[3]。



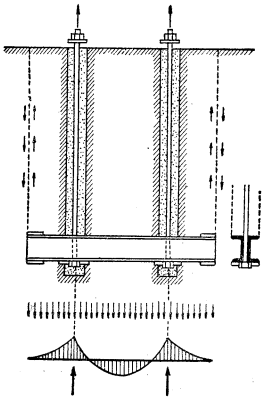

41・6 図




41・7 図

6. 曲げによる引張力を負担するアンカーボルトは本条2項に示す応力に対して安全でなければならないが，その他の場合でも柱脚を固定状態に保つためには十分なアンカーボルトをもつて礎盤に緊結することが必要である。アンカーボルトは基盤コンクリートの中に十分深く埋込み，その先端にはアンカー用のはり又は板を取付けて引抜きに耐えしめる。

アンカーばりを付ける場合にははりの上面に生ずるコンクリートの圧縮応力度，はりの上部にあるコンクリートの側面に生ずるせん断応力度，はりに生ずる曲げ応力度，せん断応力度等を検定しなければならない（41・8 図）。



41・8 図

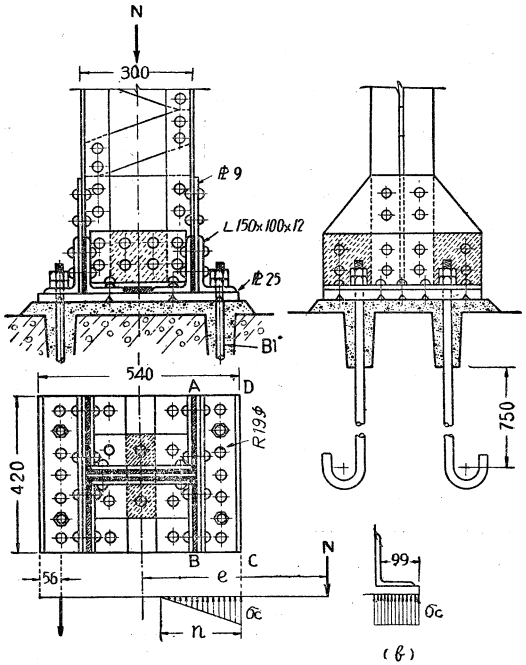
アンカーボルトが 1″ 以下のときは鉄筋にならつて埋込先端にフックを付しておいてもよい。この時の引張抵抗は主としてコンクリートの付着応力に依存するので，ボルト径を d，許容付着応力度（長期）を 7 kg/cm² とすれば有効な埋込長は黒ボルトで 28.6 d（短期の場合は 21.4 d）でよいことになるが，てん充モルタルのまわりや建方時にボルトに加わる衝撃等を考えてできる限り礎盤の底面近くまで下げる方が安全である。

柱が暴風時その他の際に浮上る恐れのある場合には，礎盤の重量およびアンカーボルトの耐

1) Stahl im Hochbau, Hütte 等
2) ブライヒ：鉄骨構造（コロナ社版）p. 682.
3) 学術振興会編：建築物耐震構造要項，p. 120.

力はその上揚力に対して十分大きいことが必要である。たとえば DIN 1050 では上揚力の 1.3 倍以上，鋼鉄道橋設計示方書では同じく 1.5 倍以上としているが，設計荷重の取り方とにらみ合せて十分安全にしておくことが望ましい。

例題　41・9 図のごとき短期荷重 $N=10\,\mathrm{t}$，$M=5\,\mathrm{tm}$，$Q=2.5\,\mathrm{t}$ を受ける柱脚を設計する。但し礎盤コンクリートの許容圧縮応力度は $70\,\mathrm{kg/cm^2}$ とする。




41・9 図

(1) 礎盤コンクリートおよびアンカーボルトに生ずる応力の検定。底板の形状及びアンカーボルトの配置を図のように仮定すれば（記号は 41.3 図参照）

$$e=\frac{500}{10}=50\,\mathrm{cm},\quad d=48.4\,\mathrm{cm},\quad x=50-\frac{54}{2}=23\,\mathrm{cm}\ \text{より}$$

$$\frac{x}{d}=\frac{23}{48.4}=0.475,\quad p=\frac{2\times5.07}{42\times48.4}=0.005$$

従つて 41.3 図より

$$\sigma_c=7.8\frac{N}{bd}=7.8\times\frac{10}{42\times48.4}=0.038<0.070\,\mathrm{t/cm^2}\quad \text{可}$$

$$Z=0.73\,N=0.73\times10=7.3\,\mathrm{t}<6.08\,\mathrm{t}\times2\quad \text{可}$$

(2) 底板に生ずる応力の検定。持出縁につき底板とウィングプレート取付山形鋼の脚とを一体として考えれば，(41.5) 式より

$$t\sqrt{\frac{f}{3\sigma_c}}=3.7\sqrt{\frac{2400}{3\times38}}=16.9\geqq9.9\,\mathrm{cm}\quad 可$$

底板とウィングプレート取付山形鋼の脚との間に生ずるせん断力は (41.6) 式より

$$bQ_0=42\times\frac{6\times2.5\times1.2}{3.7^3}\times\frac{0.038\times9.9^2}{2}=28.0<5\times5.94\mathrm{t}\ (19\,\mathrm{mm}\ 単せん)\quad 可$$

(3) ウィングプレート取付リベットの算定。片側フランジ山形鋼に生ずる軸方向力 $P$ によりウィングプレート取付リベットに生ずる応力 $R$ は

$$R=\frac{P}{n}=\left(\frac{10}{2}+\frac{500}{30}\right)\frac{1}{8}=2.71<8.30\,\mathrm{t}\quad (9\,\mathrm{mm}\ 側圧)\quad 可$$

ウィングプレート取付山形鋼にも同数を打つものとする。なおウィングプレートの底辺における断面積は片側フランジ部の断面積より大きいものとする。

(4) 底板底面の摩擦力の検定。摩擦係数を 0.4 とすれば許容摩擦力 $F$ は

$$F=10\times0.4=4.0\,\mathrm{t}>Q(=2.5\,\mathrm{t})\quad 可$$

なお柱から底板に伝わるせん断力 $Q$ は，ウェブ部の取付山形鋼におけるリベットに負担させるものとすれば，このリベットに生ずる応力 $R$ は

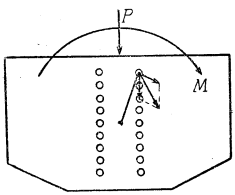
$$R=\frac{Q}{n}=\frac{2.5}{6}=0.42<5.94\,\mathrm{t}\ (19\phi\ 単せん)\quad 可$$

## 8節 仕　　口

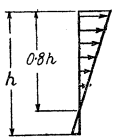
### 42条 総　　則

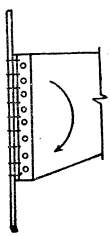
1. 部材の仕口は材端の直応力，せん断力及び曲げモーメントを同時に伝えることができるように設計する。
2. 直応力またはせん断応力を伝えるべき仕口リベットの応力は，均等に分布するものと仮定することができる。(14条1項参照)
3. 曲げモーメントを伝える仕口リベットの応力は，回転中心からの距離に比例するものとみなして算定する。

   但しせん断リベットにおいてはリベット群の重心位置を (18. a 図) 引張リベットにおいては最大引張を受けるリベットからリベット列長の 0.8 倍の位置を (18. b 図) 仕口の回転中心と仮定することができる。



18・a 図





18・b 図

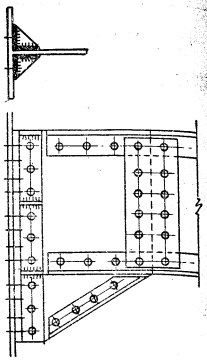
4. 上記の2項及び3

項の応力を同時に生ずるような仕口リベットにおいては，これらの組合せを考慮することが必要である。(18. a 図参照)

5. 仕口山形鋼の引張リベットについては，偏心による影響を考慮してこれを算定する。但し補強用リブを付けた時はこれを考えなくてもよい。(19 図参照)

6. 剛なトップアングルを設ける場合には，この部分のリベットは仕口山形鋼のリベットと一体に作用するものとみなす事ができる。

7. ガセットプレートは仕口のリベット列位置において，曲げモーメントせん断力等に対して安全であるように設計する。



19 図

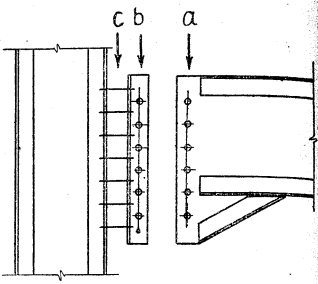
1. 仕口の設計には部材と部材との間の応力の伝達を考え，また付加応力が生ずる場合が多いゆえに仕口各部において，十分強度を有するように設計されなければならない。付加応力はできうる限り生じないような部材配置，仕口の形状を定める必要があるが，避けられぬ場合は付加応力に対して十分に考慮する。

例1　ラーメン構造の仕口 (42・1 図参照)

a. はりのガセットプレートはリベット列位置で安全か。

b. ガセットプレートと仕口山形鋼との接合リベットは安全か。

c. 仕口山形鋼と柱のフランジ山形鋼との接合リベットは安全か。

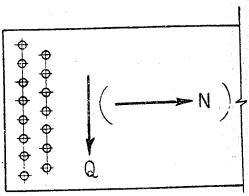



42・1 図

例2　小屋組仕口

a. トラス部材とガセットプレートとの接合リベットは安全か。

b. ガセットプレートは各部にて十分トラス部材に生ずる応力を伝えうるか。




42・2 図

2.1 直応力及びせん断力を受けるリベット群の応力については 14 条1項に準ずる。この場合，仕口リベットの応力は下の公式によって求める。(42・2 図参照)

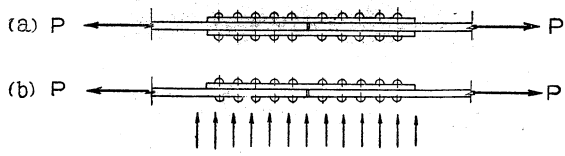
$$R=\frac{Q}{n} \qquad 又は \qquad R=\frac{N}{n}$$

ここに　$R$=リベットの応力　$n$=リベット数　$Q$；$N$=仕口に存在する応力

直応力またはせん断力のみを受けるリベットはその応力の分布が各リベットにおいて均等に分布されない。しかし，一部に大なる応力が集中すると変形が大となり，次第に他のリベットには分応力が分布されるゆえに上のように均等に分布されると考えられる状態に近づく。

2.2 材の突合せ接手は偏心による曲げモーメントの生ずる事を防ぐためになるべく対称になるように添板を設計する。(42・3 図 a 参照) 片面添板の場合でも生じた曲げモーメントを隣接

する部分の側方よりささえられる場合にはこれを許して危険がない。たとえばプレートガーダーのフランジプレートの場合等がこれに当る。(42・3 図b参照)




42・3 図

添板の計算は 46 条5による。

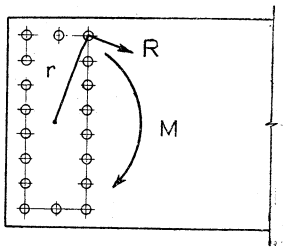
しかし，添板は対称にできぬ場合が往々にある。その場合は偏心を考慮し添板の面積に比例した応力を伝え得るようにリベットを設計する。

3. 曲げモーメントを受けるリベット群の応力分布の仮定

3.1 リベット群に曲げモーメントが伝わる時（せん断リベットの時はねじりモーメントとして作用する）は各リベットは回転中心からの距離に比例しその方向は径方向に対し直角に作用すると仮定する。回転中心はリベットの重心位置とする。(42・4 図参照)

以上のような仮定をすれば，下のような式により，リベットの応力が計算できる。

$$R=\frac{M}{Z}$$




42・4 図

ここに　$R$：　リベットの応力

$M$：　リベット群に作用する応力

$Z$：　このリベットに対する断面係数

で，一般には次のようになる。

$$Z_0=ZA$$

$$Z_0=\frac{I_p}{r}$$

ここに　$A$：　端リベットの断面積

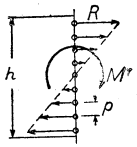
$I_p$：　極二次モーメント

$r$：　回軽中心より端リベットまでの距離

3.1a. 1列リベット

同一リベットが1列に配置された時の断面係数は下式で与えられる。(42・5 図参照)

$$Z=\frac{n(n+1)}{6}p$$




42・5 図

$n$：　リベットの本数

$p$：　リベットのピッチ

リベット数の多い時（3以上）にはリベット列せい $h$ として

$$h=(n+0.5)p$$

または安全すぎるが，簡単にするために，下のようにする。

$$h=np$$

これより，略算公式として下の式が得られる。(付 10.b 参照)

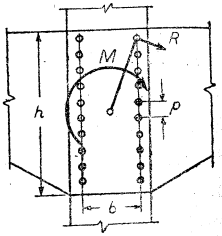
$$Z=\frac{h^2}{6p}$$

3.1b.　2列リベット

等距離に2列に配置されたリベットでは次の公式を用いる。(42・6 図参照)

$$Z=\frac{I_p}{r}\qquad I_p=\frac{(n-1)n(n+1)}{6}p^2+\frac{n}{2}b^2$$

$$r=\frac{1}{2}\sqrt{(n-1)^2p^2+b^2}$$




42・6 図

$I_p$：　極二次モーメント

$n$：　1列のリベット

$p$：　リベットのピッチ

$b$：　リベット列間隔

リベット数が多い場合には (10 個以上) 1列リベットと同様に

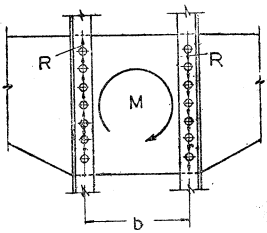
$$h=(n+0.5)p$$

但し，$b$ が $h$ に比して，割合に大となり $b>h/3$ となると危険であるので $h=np$ とし下の式をうる。(付 10.c 参照)

$$Z=\frac{h(3b^2+h^2)}{3\sqrt{b^2+h^2}}\cdot\frac{1}{p}$$

3.1c.　特例の2列リベット

通しガセットプレートが柱の山形鋼等に接する場合で山形鋼が細い時は (42・7 図参照) その剛性が足りないために山形鋼の軸方向の応力のみが生ずる。従つてかゝる場合には下式を用いなくてはならない。




42・7 図

$$Z=nb$$

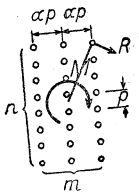
$n$：　1列のリベット

$b$：　リベット列間隔

3.1d.　多列リベット

多列リベットの場合は下の式による。(付 10.d 参照) (42・8図参照)

$$Z=\frac{n(n-1)(n+1)m+m(m-1)(m+1)n\alpha^2}{6\sqrt{(n-1)^2+\alpha^2(m-1)^2}}p$$




42・8 図

$n$：　縦の1列のリベット数

$m$：　リベット列数

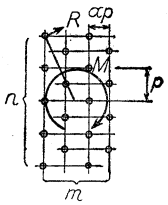
$p$：　縦のリベットのピッチ

$\alpha$：　縦のリベットのピッチとリベット列間隔の比

3.1e.　多列リベット（千鳥打の場合）

千鳥打の多列リベットの場合は下の式による。（付 10e 参照）（42・9 図参照）

$$Z=\frac{F[n(n-1)+(m-1)(m+1)\alpha^2]}{12\sqrt{(n-1)^2+(m-1)^2\alpha^2}}p$$



42・9 図

奇数列の場合は

$$F=2mn-m+3$$

偶数列の場合は

$$F=2mn-m$$

こゝに　$n$：　縦の1列のリベット数

$m$：　リベット列数

$p$：　縦のリベットのピッチ

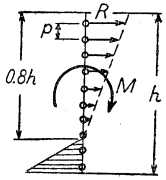
$\alpha$：　縦のリベットのピッチとリベット列間隔の比

3.2 引張リベット

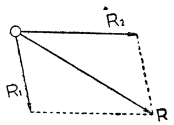
仕口山形鋼の引張リベットの場合には圧縮側において山形鋼の圧縮を考慮に入れる事ができるために図のように，リベット列長さの 0.8 倍の位置を回転中心と仮定して下式によつて応力を算定することができる。（付 10a 参照）（42・10 図参照）

$$R=\frac{M}{Z}$$

$$Z=\frac{8h^2}{30p}$$



42・10 図



42・11 図

4.　リベットの組合せ応力に関する注意

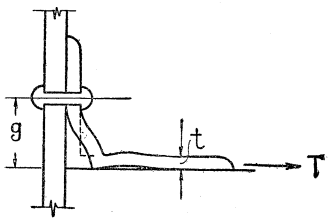
4.1 仕口リベットに組合せ応力の作用する場合はそのために生ずるリベットの応力について十分安全である必要がある。リベットにおける応力の合成は，ベクトルとして取扱い，力の三角形によつて，合力Rを算定する。（42・11 図参照）

4.2 引張リベットにてせん断力を受ける場合は6条2，13条3によつて計算する。

5.　仕口山形鋼引張リベットの偏心に関する注意

仕口山形鋼の剛性が足りない時は引張または曲げによつて 42・12 図のように変形をする。そのためリベットには引張の外曲げの作用を受ける。ゆえにその影響を考慮しなければならない。

但し，仕口山形鋼が十分剛であるかまたは補強用リブを用いてある場合は（19図のように）かかる変形を生じないから，その場合には偏心によるモーメントを考慮しないでよい。

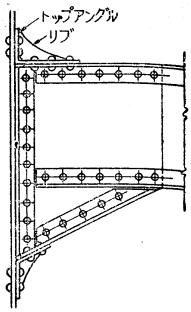


42・12 図

剛性の少い仕口山形鋼[1]に補強用リブを用いてリベットが曲げの作用を受けないと仮定する場合には強剛なリブを数多く配置する必要がある。

6. 剛なトップアングルを用いる場合の注意

42・13 図のように十分剛なトップアングルを用いる場合は，仕口山形鋼のせん断リベットの算定にトップアングルのリベットの耐力を加算して考えてもよい。



42・13 図

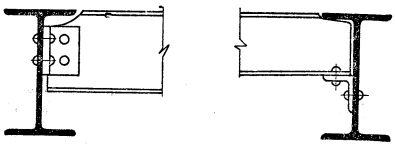
7. ガセットプレートの注意

42・1 図のリベット列位置において，ガセットプレートは曲げモーメントせん断力などに対して，安全であるかを調べる必要がある。すなわち，ガセットプレートでは引張圧縮側ともに，フランジが切れているために，はりのウェブのような応力とは大分異なつた状態にある。また引張側においてはリベット穴の影響もあるから，リベット列位置においては，その断面は著しく減じているゆえに引張側リベット穴を除いた有効断面について，曲げ材としての算定を行い安全であるか否かを調べなくてはならない。

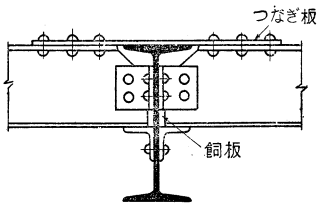
その計算法は，33 条に準じて行う。

## 43 条　小ばりと大ばりとの仕口

1. 小ばりを単純ばりとして設計した場合は，仕口山形鋼の類を用いて，小ばり端のせん断力を大ばりに伝えることができるようにする。(20 図参照) 取付リベットの算定には偏心による影響を考慮する必要がある。


a　　20 図　　b

2. 小ばりを連続ばりとして設計した場合は，つなぎ板を用いて小ばり上端フランジを連結させ，小ばりフランジと大ばりウェブとの間げきには飼板の類をそう入して密着するようにして，両側小ばりフランジ応力を直接伝達させるようにする。(21 図参照)



21 図

1. 小ばりを単純ばりとして設計した時の注意

1.1 小ばりのフランジ上端と大ばりのフランジ上端とが同じ高さとなる時には，なるべく

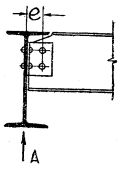
---

1) リベットの偏心によつて仕口山形鋼に生ずるモーメントは下式によつて算定できる。(42・12 図)

$$M=T\times\frac{g-t}{2}=\frac{1}{2}T(g-t)$$

偏心 $e$ を少くするために小ばりフランジに欠込を設ける。この場合欠込部の断面を検討する必要がある。

軽微なる小ばりにおいては，欠込まなくてもさしつかえないが，仕口リベットにおいて安全であるように検討する。(43・1 図参照)



43・1 図

1.2 仕口リベットの計算には，はりのせん断力及びリベットの偏心によるモーメント $M=Ae$ について計算する。ここに $A$ は大ばりに生ずる反力，$e$ は 43・1 図に示す偏心距離である。

20 図 b のような場合は，仕口山形鋼は回転を生じ，そのために大ばりとの接合リベットはせん断の外にリベットにモーメントを生ずるから，注意を要する。

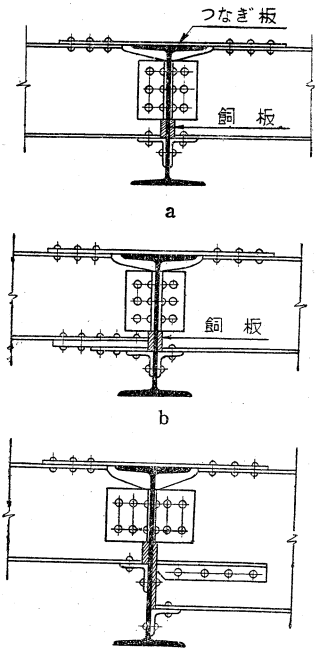
2. 小ばりを連続ばりとして設計した時の注意

2.1 連続ばりとして設計した場合は，小ばり材相互に，十分剛に結合される必要があるから，つなぎ板によつて小ばり上端フランジを連結する。

その場合つなぎ板断面は少くとも小ばりフランジの正味断面の大きさをもつ必要がある。

2.2 小ばりに存在する応力は一度大ばりに伝わり，更に次の小ばりに伝わるのであるから，大ばりとの仕口リベットは小ばり端の応力を完全に伝える事ができるように設計する。(42 条 7 項参照)

2.3 また小ばり相互が剛につながれるためには，小ばり下側フランジと大ばりウェブプレートとの間には，飼板を入れて密着させ，両側フランジの圧縮力を直接伝えるようにし，飼板はボルト，リベット，溶接等によつて，脱落を防ぐようにする。また左右の小ばりのせいの異なる時は 43・2 図のようにして飼板が有効に作用するようにする。b 図の場合はせいの差が 4 cm 以下の時，c 図の場合はそれ以上の時有効である。



43・2 図

例　題

単純ばりとして設計した小ばりと大ばりとの仕口

大ばりに生ずる反力 9 ton (長期)

小ばり部材　$I$-250.125.10

大ばりウェブ厚　10 mm

の小ばりと大ばりの仕口を設計する。

接合山形鋼　2$L$-75.75.6

使用リベット　16 mm$\phi$

1. 小ばり断面欠取の検討

材端部であるからせん断力のみ検定する。

$$\frac{Q}{jt}=\frac{9}{25\times0.85\times1}=0.423\ \mathrm{t/cm^2}<0.8\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

2. 小ばりと山形鋼の接合リベット

16 mm $\phi$ 3本　$p=7$ cm とすれば

せん断力により　$R_1=\dfrac{9}{3}=3$ ton

偏心による曲げモーメントは

偏心　$e=g+\dfrac{t}{2}=4.5$ cm

$\therefore$　$M=9\times4.5=40.5$ tcm.

付 10b より　$R_2=2.8$ ton

$\therefore$　$\sqrt{R_1^2+R_2^2}=\sqrt{3^2+2.8^2}=4.09\,\text{t}<5.10\,\text{t}$　可

3. 仕口山形鋼引張リベット

図のように 16 mm $\phi$ を用いれば

せん断力により　$R_1=\dfrac{9}{6}=1.5$ t

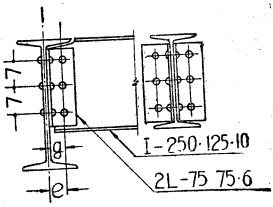
曲げモーメントにより

$$R_2=\frac{M\times30\,p}{2\times8\,h^2}=\frac{40.5\times30\times7}{2\times8\times14^2}=2.71\text{ ton}$$

$\therefore$　$\tau=\dfrac{1.5}{2.27}=0.66$ t/cm$^2$

$$\sigma_x=\frac{2.71}{2.27}=1.19\text{ t/cm}^2$$

$\therefore$　$\sigma=\sqrt{1.19^2+3\times0.66^2}=1.65\fallingdotseq1.60$ t/cm$^2$　可

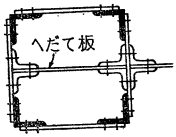



43·3 図

よつて 43·3 図のようになる。

## 44 条　大ばりと柱との仕口

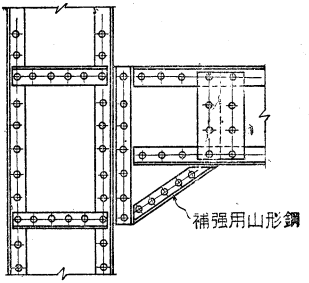
1, 大ばりと柱との仕口は，はり端の曲げモーメント並びにせん断力を同時に柱に伝えることができるように設計する。




22 図

2. 箱形の柱の類でプレート面に大ばりを取付ける場合には，柱のウェブの曲りを考慮して隔て板を用いる等の方法により，この部分を補強することが必要である。(22 図参照)

3. ガセットプレートの圧縮縁には，補強用山形鋼を設ける。(23 図参照)




23 図

3. ガセットプレートの圧縮側は座屈に対して危険であるから，補強用山形鋼を用いて補強する必要がある。この場合の詳細な計算は 35 条によつて計算することができる。

例題2　大ばりと柱の仕口

材端モーメント 10 tm　せん断力 8 ton（短期）を受ける仕口を設計せよ

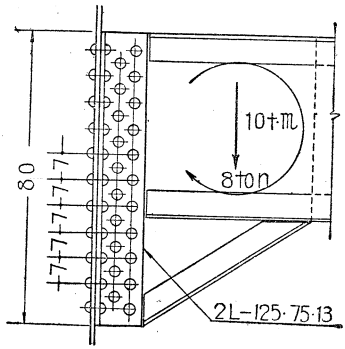
ガセットプレート厚　10 mm

リベット　19 mm $\phi$

ゆえに　複せん耐力　　9.23 t

引張耐力　　7.92 t

リベット穴面積　3.30 cm²




44·1 図

1.　ガセットプレート

柱との接合部にて，せいを 80 cm とすれば

$$Z=\frac{80^2\times 1}{6}\times 0.75=800\ \mathrm{cm^3}$$

(0.75 はリベット穴を除く有効断面をうるための係数)

$$\therefore\quad \sigma_x=\frac{1000}{800}=1.25\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$A=80\times 1\times\frac{7.00-2.05}{7.00}=56.6\ \mathrm{cm^2}$$

$$\tau=\frac{8}{56.6}=0.141\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\sigma=\sqrt{1.25^2+3\times 0.141^2}=1.26<2.4\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

2.　仕口山形鋼とガセットプレートとの接合リベット

せん断力より：リベット数はピッチ 7 cm の2列千鳥とすれば

$$\frac{80}{7}\fallingdotseq 11\quad 11+10=21\ 本$$

$$\frac{8}{21}=0.381\ \mathrm{t}$$

曲げモーメントより：付 10 e を用いて $R_1=3.60$ t

$$\therefore\quad R=\sqrt{3.6^2+0.381^2}=3.62\ \mathrm{t}<9.23\ \mathrm{t}\quad 可$$

3.　仕口山形鋼と柱の接合引張リベット

ピッチ 7 cm とすれば $h=80$ cm なるゆえに，付 10 a を用いて

曲げにより　$R_1=2.1$ t……引張

せん断力により

$$R_3=\frac{8}{11\times 2}=0.36\ \mathrm{t}$$

$$\sigma_x=\frac{2.1}{3.30}=0.64\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\tau=\frac{0.36}{3.30}=0.109\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\sigma=\sqrt{0.64^2+3\times0.109^2}=0.67<2.4\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

4. 仕口山形鋼

2L-125・75・13 を用いれば，引張リベットによる山形鋼の脚に生ずるモーメントは，最大部で

$$M=\frac{T}{2}(g-t)=\frac{2.1}{2}(4-1.3)=2.84\ \mathrm{t\cdot cm}$$

リベット間の部分での曲げについて調べれば

$$7-2.05=4.95\ \mathrm{cm}$$

$$\therefore\quad Z=\frac{4.95\times1.3^2}{6}=1.39\ \mathrm{cm^3}$$

$$\frac{2.84}{1.39}=2.04<2.4\ \mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

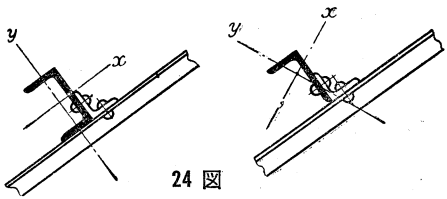
ゆえに，リブにて補強の要はない。

よって 44・1 図のように仕口を設計できる。

## 9節 小　屋　組

### 45条 もや

もやは，二つの主軸方向の曲げ応力度に基づいて，最大応力度を求め，これが許容応力度以下になるように算定する。(24 図参照)

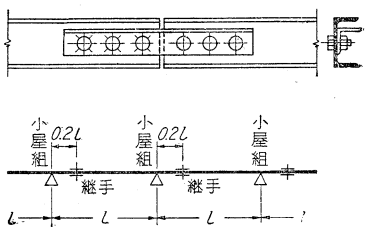



24 図

1. もやは一般に鉛直荷重，風圧，その他方向のちがう荷重が作用するから，これらの力を合成して主軸方向の成分を求め，これについて最大応力度をもとめて設計すればよい (32条参照)。

山形鋼もやの場合は，付9の計算図表を用いると便利である。

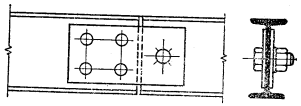
2. 連続ばりとして設計する場合は，その接合部を十分剛として曲げモーメント，並びにせん断力を伝えることができるように設計しなければならない。なお小屋組の間隔を $l$ とすれば，継手の位置は，曲げモーメントの影響をできるだけ避けるため，$0.2l$ の位置に配置するとよい。(45・1 図参照)




45・1 図

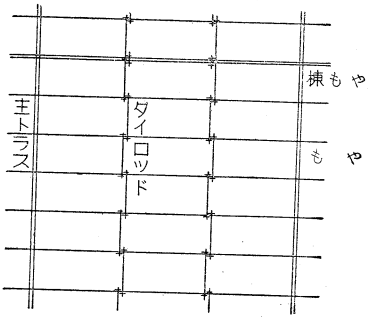
また，ゲルバーばりとして設計する場合は，45・2図のようにボルトを使用してピン接合とする。

継手リベットの算定は8節42条によつて行えばよい。



45・2 図

3．タイロッド（45.3図）を使用した場合は屋根面内の応力は連続ばりとして計算してよい。なお，通常タイロッドは 16～19 mm$\phi$ の丸鋼を使用し，小屋間隔の三等分点に配置してその両端はナットでしめつけてをく。




45・3 図

4．もやの設計に際しては，単に強度だけでなく，一応たわみに対しても注意しなければならない。とくに波形スレートをもやに直接ふいたような場合には，もやの剛性が小さいと，暴風時，積雪時等にたわみが大きくなってスレートが破損する恐れがあるから，このような場合には，たわみを一応 $^1/_{150}$～$^1/_{200}$ 程度におさえることが望ましい。

例　題

もや間隔 83 cm（屋根面），もやスパン 6 m，屋根こう配 5 寸，鉛直荷重 80 kg/m$^2$（水平面）の長期荷重を受けるもやを設計せよ。

もや水平間隔は 74 cm

垂直面内モーメント

$$M=\frac{80\times0.74\times6^2}{8}=267\ \text{kg}\cdot\text{m}=26.7\ \text{t}\cdot\text{cm}$$

$$M_x=\frac{26.7}{1.12}=23.8\ \text{t}\cdot\text{cm}$$

$$M_y=\frac{26.7\times0.5}{1.12}=11.9\ \text{t}\cdot\text{cm}$$

a．山形鋼を用いれば

長期を短期に換算 $\begin{cases}M_x'=23.8\times1.5=35.7\ \text{t}\cdot\text{cm}\\ M_y'=11.9\times1.5=17.9\ \text{t}\cdot\text{cm}\end{cases}$

∴図表より

等辺ならば　$L-90\times90\times13$

不等辺ならば　$L-125\times75\times10$

b．I形鋼を用いれば

$I-100\times75\times5$，$Z_x=56.5\ \text{cm}^3$，$Z_y=12.9\ \text{cm}^3$

$$\therefore\quad \sigma=\frac{23.8}{56.5}+\frac{11.9}{12.9}=0.42+0.93=1.35<1.6\text{t/cm}^2\quad \text{可}$$

∴　$I-150\times75\times5$

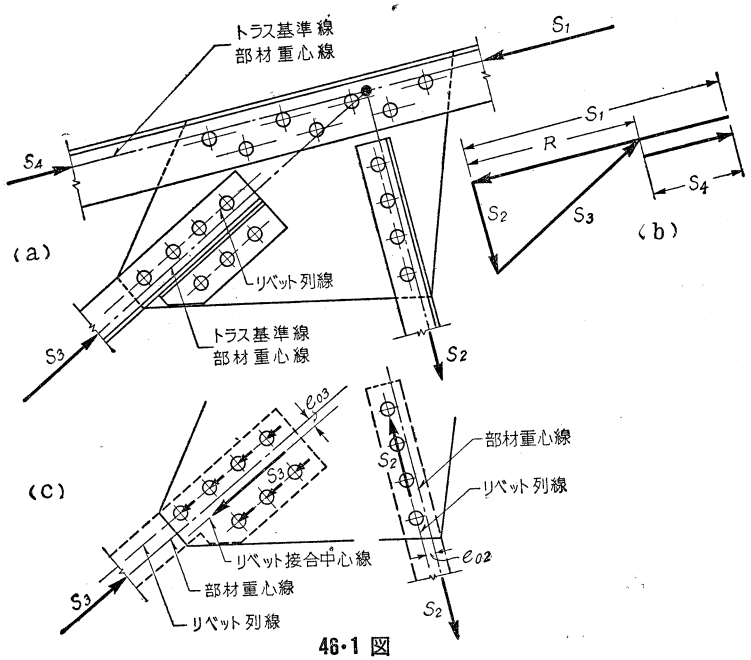
## 46条　トラス部材

1. 引張並びに圧縮を受けるトラス部材の算定は，それぞれ本章3節並びに4節による。
2. 合掌等で中間荷重を受ける場合には，曲げモーメント，軸方向力とを同時に考慮し，37条に準じてその断面を算定する。
3. 部材の重心線はなるべく一点に集まらせるようにし，一点に集まらない場合は偏心による影響を考慮せねばならない。
4. 部材の取付リベットは，材端の全応力を伝えることができるように算定する。但し通し材の中間節点における接合リベットは，材端応力の差をガセットプレートに伝えることができるように設計する。
5. ガセットプレートはこれに接続した各部材端の応力を伝えるのに十分であるように算定する。

3.1 設計上の原則としては，トラス基準線と各部材の重心線とを一致させ，部材の重心線はなるべく一点にあつまらせるようにしなければならないのであるが，部材として二山形鋼を用いた程度のトラスではリベット列線とトラス基準線とを一致させるのが普通である。

この問題を部材断面の検定という面から考えてみよう。

（i）　トラス基準線と部材重心線とを一致させた場合（46・1 図参照）




46・1 図

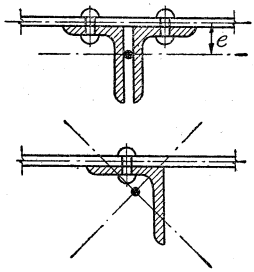
部材として山形鋼を用いた場合は，部材重心線とリベット列線とは一致しないのが普通であるから，トラス基準線と部材重心線とが一致していたとしても材端の接合部では，偏心によるモーメントを生ずる。(46.1 図c，$S_2 \cdot e_{02}$，$S_3 \cdot e_{03}$ etc.)。従つて部材断面の検定にはこのモーメントも考慮しなければならない。しかしながら，46·1 図の各部材のように，二山形鋼をガセットプレートの両側に背中あわせに用いた場合で接合リベットが二本以上打つてあるときには，これによる影響はほとんどなく，

引張材　　$N/An \leqq f_t$

圧縮材　　$N\omega/A \leqq f_c$

で検定してもさしつかえないことが確かめられている[1]。

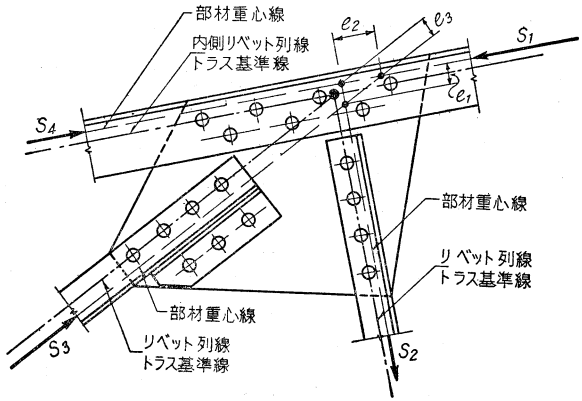
なお，46·2図のような接合の場合は，このモーメントによる影響は無視しえなくなるから，必ず考慮に入れて断面を検定しなくてはならない（19条2，29条2参照）。また，接合リベットが一本の場合もやはりこの影響を考慮する必要があるが，この場合は更に接合部全体に対しても悪影響を及ぼすから，軽微なものをのぞいてはできるだけ避けるべきである。




46·2 図

（ii）　トラス基準線とリベット列線とを一致させた場合（46·3 図）。

材端接合部における偏心の影響は（i）の場合と全く同様であつて，通常考慮しなくてもよい。しかしながら，この場合は，重心線が一点に会しないため，節点における力のつりあい条件のうち $\Sigma X=0$，$\Sigma Y=0$ が満足されているのみで（示力図は閉じている），$\Sigma M=0$ は満足されていない（連力図をえがくと閉じていない）。従つて，この節点には，




46·3 図

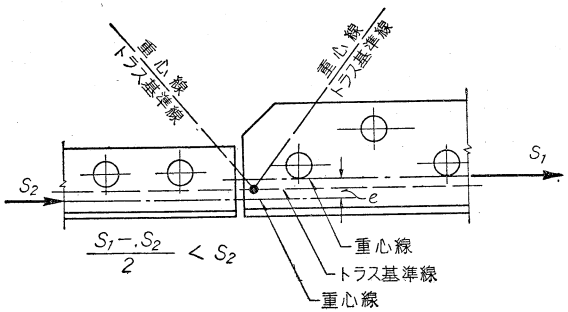
1)　ブライヒ，鉄骨構造。

$$M=-(S_1-S_4)\cdot e_1=-S_2\cdot e_2=-S_3\cdot e_3$$

のモーメントが存在し，このモーメントは一応各部材の剛度 $K=J/l$ に比例して，それぞれの部材に分配されると考えてよい。すなわち，各部材断面の検定は，この曲げモーメントを考慮し，37条に準じて行わなくてはならないが，通常，この付加された曲げモーメントはそれほど大きくないので考慮しなくてもよいようである。しかしながら荷重の大きな重要なトラスに対しては必ず考慮すべきである。

なお，本規準においては，構造用鋼に対する引張，圧縮，曲げの許容応力度が長期 1.6 t/cm²，短期 2.4 t/cm² で，かなり高い値であるため，このような付加された曲げモーメントに対しても一応注意する必要がある。

3・2 トラスの上弦材のように重心線をあわすことが困難な場合又は補強用添板等により重心線に狂いができる場合には，前項に準じて一応節点に付加されるモーメントを考慮しなければならない。これによる各部材の曲げモーメントがあまり大きくなるときには，もしさしつかえなければ飼板（フイラー）を入れて重心線を合すとか，また，たとえば46・4図（トラス基準線と重心線とを一致させた場合）のようにトラス基準線を二材の重心線の中央に合せてモーメントが




46・4 図

$$M=(S_1-S_2)\cdot\frac{e}{2}$$

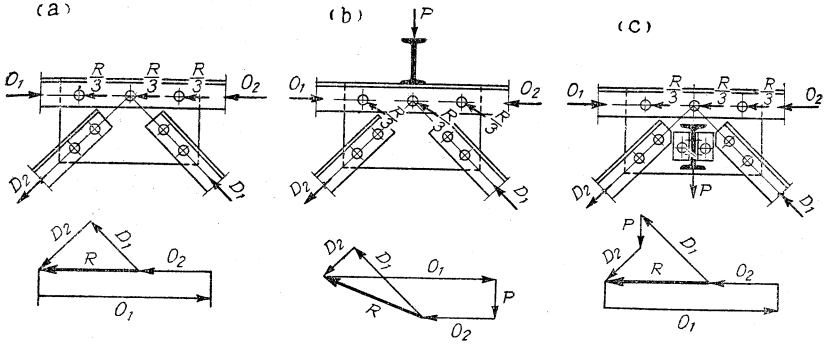
になるようにするとかして[1]，なるべく影響が小さくなるようにしなければならない。

4.1 材端接合部において，接合リベットに生ずる応力は，単に（材応力）/（リベット本数）だけでなく，重心線とリベット列線との偏心によるモーメント（46・1 図の $S_2\cdot e_{02}, S_3\cdot e_{03}$, etc.），トラス基準線にリベット列線を合せた場合には更に各部材の重心線が一致しないことによるモーメント（46・3 図の $M=-(S_1-S_4)\cdot e_1=-S_2\cdot e_2=-S_3\cdot e_3$ によって部材に分配されたモーメント）等による応力も加えなければならない。この場合の計算は 42 条によればよい。しかしながら，通常の場合はこれらのモーメントによるリベットの付加応力は小さいので考慮する必要はないようである。

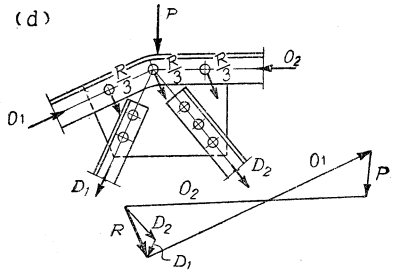
なお，接合リベットは応力が小さくても必ず2本以上打たねばならない。これは1本だけで心配だという意味のほかに，前項で述べたように，接合部並びに部材に生ずる付加応力をでき

1) $S_1, S_2$ の方向が 46・4 図とちがう場合には，基準線の合せ方をかえなければならないことに注意。

るだけさけるためである。

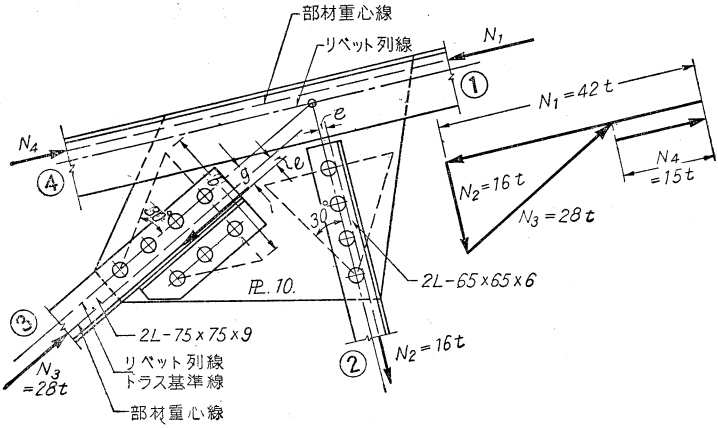



4.2 通し材の中間接合部においては，46·5図に示したような応力$R$をガセットプレートにつたえるだけのリベットを打つ必要がある。この場合，種々の荷重の組合せによる一番大きな$R$によることはいうまでもない。なお，46·5図(b)のような場合は，この節点に加わる外力$P$が小さいならばリベット本数を，通し材の材応力の差（$S_1-S_2$）で決定してもさしつかえないが，外力 $P$ が大きなときには，危険側の誤差を生ずるから注意を要する。




46·5 図

5.1 ガセットプレートの検定は，一般に次のような方法によると良い。




46·6 図

すなわち，部材応力は 46•6 図に示したような部材方向の両側 30° の方向でくさび形に広がつた区域に伝達されるものとし，ガセットプレートは次の式によつて検定する。

$$\sigma=\frac{N}{bt}+\frac{M}{Z}\leqq f_t$$

$N$：部材応力，$b$：46•6 図に示したような最終リベットを通る作用幅，$t$：ガセットプレート厚さ，$Z$：断面係数 $tb^2/6$，$M$：46•1 (c) 図に示したようなリベット列線又はリベット接合中心線と部材重心線との偏心によつて生じている曲げモーメント（$S_3\cdot e_{03}$，$S_2e_{02}$，etc.）なお，3.1 項に述べたように，部材重心線が一致していない場合には，このために生ずるモーメントによつて部材に付加される曲げモーメントも加えなければならないが，一般には，この影響は省略してもさしつかえない。

例　題

46•6 図に示した節点について検定する。但し

部材応力は図示のとおり　（長期）

ガセットプレート厚　　10 mm

リベット　　16 mm φ……耐力は側圧できまり 5.1 t/本

リベットピッチ　　6 cm

(i)　部材 2

リベット本数　$\dfrac{16}{5.1}\fallingdotseq 4$ 本

従って

$$b=\frac{3\times 6}{\sqrt{3}}\times 2\fallingdotseq 21\text{ cm},\quad e=3.5-1.8=1.7\text{ cm}$$

$$A=1.0\times 21=21\text{ cm}^2,\quad Z=\frac{1\times 21^2}{6}=73.5\text{ cm}^3$$

$$M=1.7\times 16=27.2\text{ t•cm}$$

∴　ガセットプレートの応力度は　$\sigma=\dfrac{16}{21}+\dfrac{27.2}{73.5}=0.76+0.36=1.12\text{ t/cm}^2<1.6$　可

(ii)　部材 3

リベット本数　$\dfrac{28}{5.1}\fallingdotseq 6$……クリップアングルを用いて 7 本使用

従つて

$$b=\frac{3\times 6}{\sqrt{3}}+\frac{2\times 6}{\sqrt{3}}+8.0\fallingdotseq 25\text{ cm},\quad g=\frac{3}{7}\times 8.0\fallingdotseq 3.4\text{ cm}$$

$$e=g-(4.0-2.2)=3.4-1.8=1.6\text{ cm}$$

$$A=1.0\times 25=25\text{ cm}^2,\quad Z=\frac{1.0\times 25^2}{6}=104\text{ cm}^3$$

$$M=28\times 1.6\fallingdotseq 45.0\text{ t•cm}$$

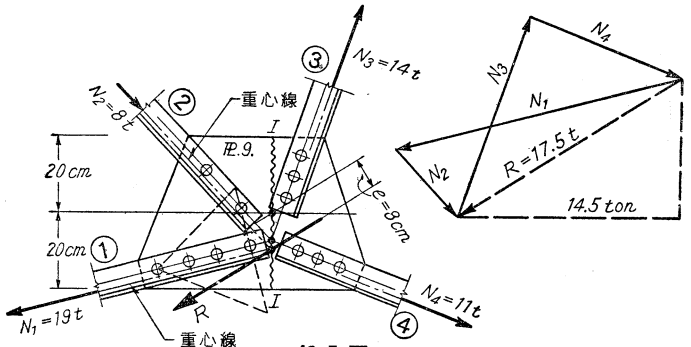
∴ ガセットプレートの応力度は　$\sigma=\frac{28}{25}+\frac{45.0}{104}=1.12+0.43=1.55\,\mathrm{t/cm^2}<1.6$　可

(iii) 部材　4, 1

リベット本数　$\frac{42-15}{5.1}\fallingdotseq 6$ 本……安全をみて7本（46・3 図）

通し材であるからガセットプレートに対する検定は必要ない。

5.2 くさび形にひろがつた区域がガセットプレートより外に出てしまうような場合（46・7図）には，前項の計算が適用できないから，ガセットプレートのもつとも危険と考えられる断面について，前項と同様な式によつて検定しなければならない。




46・7 図

例　題

46・7 図に示した節点のガセットプレートについて検定する。但し部材応力は図示のとおりである。（長期）

ガセットプレート厚　9 mm

リベット　16 mm φ

このような場合は前項のような計算ができないので，最も危険と考えられる I－I 断面について検定すればよい。

I－I 断面に加わる曲げモーメント：$M=R\cdot e=17.5\times 8.0=140\,\mathrm{t\cdot cm}$

〃　〃　〃　軸方向力　：$R$ の I－I 断面に直角方向の分力……14.5 t

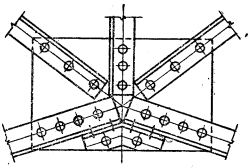
I－I 断面の断面積　：　$A=0.9\times 40=36\,\mathrm{cm^2}$

〃　〃　断面係数：　$Z=\frac{0.9\times 40^2}{6}=240\,\mathrm{cm^3}$

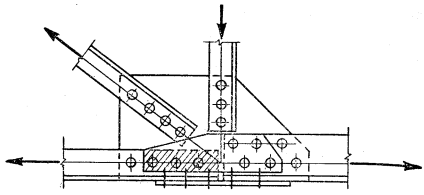
∴ ガセットプレートの I－I 断面に生ずる応力度は

$$\sigma=\frac{14.5}{36}+\frac{140}{240}=0.40+0.58=0.98<1.6\,\mathrm{t/cm^2}\quad 可$$

5.3 ガセットプレートの部分に弦材の継手があるときには，ガセットプレートは継手に関係させてはいけない。すなわち，弦材は完全に添え継ぎされなければならない。なお，弦材の水



46・8 図



46・9 図

平部分のみが添え継ぎされたときは，前項（5.2項）に準じて検定すればよい。（46・8図，46・9図参照）

## 10 節　筋かい並びに軸組

筋かい並びに軸組の配置の適否は，建物全体の経済性に非常に重要な影響を及ぼすから，計画の当初に，慎重な検討を必要とする。特に小屋組の間隔並びに圧縮材の座屈長は，もやの断面，小合掌（サブビーム），間柱の要不要，並びにけた行つなぎ材，筋かいの配置等と関連して建物の経済性のみならず安全性に対しても大きな影響があるから，これ等の決定には十分注意しなければならない。

また，一般にトラス，柱等に対する計算はかなり慎重に行われているのに対して，けた行方向の外力に抵抗する妻面の風受ばり並びに間柱，けた行のつなぎ材，筋かい等の計算は案外なおざりにされている場合が多いようであるが，鉄骨構造物は，細長い部材がリベット又は溶接によつて組立てられ全体が立体的なかごのようになつて，外力に抵抗しているものであることを忘れてはならない。

### 47 条　筋　か　い

側壁面，合掌面その他小屋組各部には，適当に筋かいを設けて各方向からの風圧，地震力に耐えさせ，又座屈に対する補強の用にも供する。

### 48 条　軸　　組

胴縁，敷げた，風受ばり，間柱等は，風圧力その他壁面に受けるべき外力に対して安全であるように算定する。

47 条，48 条の解説：

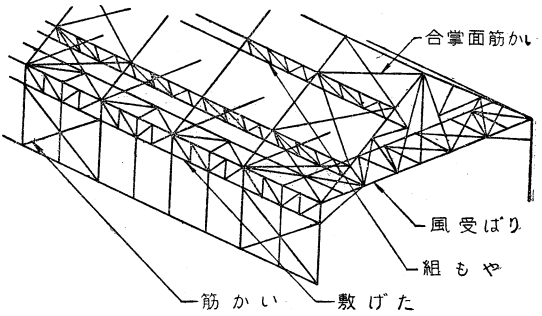
1. 筋かい並びに軸組を形成する部材は，その相互の位置によつて，応力の伝達順序を考慮して設計する。

2.1 通常，妻面は大なる風圧力をうけるから 47・1 図のように，大きな風受ばりを配置するとか，構造計算例3のように間柱並びに風受ばりを配置して，側面に作用する風圧力等の水平力がもや，胴縁，小屋組，柱等を経て基礎に伝達されるのと同様に，安全に処理されなければならない。

2.2 妻面に作用した風圧力の大部分は，風受ばり，組もや，合掌面内の筋かい等に伝達され

て側面の筋かいに作用する。側面の筋かいはこの応力を安全に基礎に伝えうるように配置されなければならない。

3.1 筋かいはX形に入れ両方向よりの外力に対して安全であるようにする。部材の算定は引張材のみ有効であるとして計算してよい。




47・1 図

3・2 側面の筋かいの応力の処理には特に注意し，この応力によつて基礎に浮上り，転倒等を生じないように注意する。

4. 組もや，胴差し，敷げた等のけた行のつなぎ材は，筋かいと共に小屋組の節点を補剛し座屈長をできるだけ短かくするように配置するのが望ましい。なお，胴差しによつて柱のけた行方向の座屈長を短かくしたような場合には，筋かいは必ず構造計算例2のように配置しなければならない，補剛に対する安全性は 28 条により検計する。

5. なお，筋かい，軸組の各部材は本章各条により設計すればよい。

## 5章　クレーンを支持する構造部

### 49条　総　　則

本章にはクレーンを支持する構造部の設計計算法を規定する。

本章において特に記載してない部分については，他の各章の規定による。

クレーンの代表的な種類を付5各種クレーン形式図に示す。

クレーンを支持する構造部とは図からも明かなようにクレーンと共に移動しない部分を指すものであつて建築物またはその一部で直接にクレーンよりの応力を伝達する部分を指している。従つて時によつてはクレーン主要部分とみなせる場合もあり，クレーンとその支持構造部とを明確に区別することは困難である。なお本章の規定は主として JIS B 8801（付7）に定められるような通常の天井移動クレーンを対象にして規定してあるから，他の種類のクレーンの場合には規定の趣旨に従つて設計計算することが必要である。

### 50条　鉛直荷重

鉛直荷重としては，クレーンの最大車輪圧の 20% 増を移動荷重として考慮する。但し走行速度 1 m/sec 以下の場合には前記 20% とあるのを 10% に減らしてよい。

上記の最大車輪圧とは最大荷重をつつている走行ホイスト（電動式走行クレーンのクラブをも含む）が最も不利な位置にある場合に生ずる車輪圧をいう。

クレーンの鉛直荷重としては，自重とつり荷（または積荷）の重量とを同時に考えねばならぬ。荷の移動のために車輪における反力は変動するからその最大のものすなわち最大車輪圧を

設計用応力の基本にとらねばならぬ。

50.1表はつり荷に対するクレーンの自重を示すものである。スパンの大きくなるほど自重もまた大きくなる。

50・1 表

| つり荷 t | スパン m | 重量 t | つり荷 t | スパン m | 重量 t |
|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 8 | 7.21 | 30 補 5 | 12 | 27.10 |
| | 10 | 8.11 | | 14 | 29.40 |
| | 12 | 9.02 | | 16 | 31.20 |
| | 14 | 9.92 | | 18 | 34.01 |
| | 16 | 10.87 | | 20 | 36.25 |
| | 18 | 11.82 | | 22 | 38.60 |
| | 20 | 12.77 | | 24 | 40.80 |
| | 22 | 13.75 | 40 補 10 | 12 | 38.40 |
| | 24 | 14.78 | | 14 | 41.08 |
| 5 | 8 | 8.74 | | 16 | 43.77 |
| | 10 | 9.65 | | 18 | 46.45 |
| | 12 | 10.56 | | 20 | 48.87 |
| | 14 | 11.50 | | 22 | 51.28 |
| | 16 | 12.57 | | 24 | 53.70 |
| | 18 | 13.64 | 50 補 10 | 12 | 46.80 |
| | 20 | 14.72 | | 14 | 50.24 |
| | 22 | 15.79 | | 16 | 53.67 |
| | 24 | 16.87 | | 18 | 57.11 |
| 10 | 8 | 11.60 | | 20 | 60.52 |
| | 10 | 12.80 | | 22 | 64.31 |
| | 12 | 14.00 | | 24 | 68.10 |
| | 14 | 15.24 | 60 補 10 | 12 | 54.21 |
| | 16 | 16.49 | | 14 | 58.84 |
| | 18 | 17.65 | | 16 | 63.49 |
| | 20 | 19.20 | | 18 | 68.00 |
| | 22 | 21.00 | | 20 | 71.66 |
| | 24 | 22.75 | | 22 | 75.35 |
| 15 補 3 | 10 | 16.84 | 80 補 20 | 12 | 70.27 |
| | 12 | 18.35 | | 14 | 24.50 |
| | 14 | 19.86 | | 16 | 78.73 |
| | 16 | 21.38 | | 18 | 82.97 |
| | 18 | 22.90 | | 20 | 88.04 |
| | 20 | 24.43 | | 22 | 93.12 |
| | 22 | 25.98 | | 24 | 98.20 |
| | 24 | 27.50 | 100 補 20 | 12 | 86.01 |
| 25 補 5 | 12 | 25.29 | | 14 | 91.00 |
| | 14 | 27.29 | | 16 | 96.00 |
| | 16 | 29.29 | | 18 | 101.00 |
| | 18 | 31.40 | | 20 | 107.73 |
| | 20 | 33.46 | | 22 | 114.45 |
| | 22 | 35.50 | | 24 | 121.22 |
| | 24 | 37.57 | | | |

つり荷容量の小さい時は巻上用モーターは1箇であるがつり荷容量が大きくなると最大つり荷用と小つり荷用との二個のモーターをもっている。この表では 15t 以上のものにこの種の小型モーターが付置してある。

通常の天井移動クレーンの走行車輪は左右 2～4 個ずつ計 4～8 個であって，各車輪の受ける応力は多少異なっている。しかし支持構造部の設計にその差を考える必要はほとんどない。車輪間隔（軸距）最大車輪圧（最大車輪荷重）の標準は JIS およびその参考に記載せられるようなものであるが，実施設計に当っては，クレーンメーカーの標準表またはメーカーの設計によるのが良い。

クレーンの走行のためにこれらの車輪圧は多少の衝撃的作用をする。走行速度の大きいほどその影響は大きい。通常程度のクレーンの走行速度は 60 m/分以上で大なるものは 90 m/分以上になっている。この場合衝撃の割増として最大車輪圧の 20% をとることになっている。

つり荷が大きくなると，走行速度は小さくしてある。これは 100 ton クレーン以上のものでは，60m/分以下で，更に大なるクレーンでは 40 m/分程度になっている。この場合には衝撃作用も小さいから，割増を 10% に低減してよい。

## 51条　水平荷重

水平荷重としては，風圧力・地震力等の外，特にクレーンの走行方向に作用する制動力，走行方向に直角に作用する水平力・斜め方向引張力を考慮する。

1.　走行方向の制動力

走行方向の制動力としては，制動を受ける各車輪の最大車輪圧の 15% をとり軌道上端に作用するものとみなす。

2.　走行方向に直角に作用する水平力

クレーンの両側受ばりは両方とも同時に走行方向に対して直角に，クレーン車輪圧の10%の水平力を受けるものとして算定する。

この場合走行ホイスト並びにつり荷は最も不利な状態にあるものとする。

走行ホイストの走行による制動力は特別に考慮する必要はない。

3.　斜め方向引張力

クレーンがつり荷の斜め方向引張を行う場合には，これにより構造部に生ずる応力をも考慮する必要がある。

4.　地　震　力

クレーンに加わる地震力はレール上端に作用するものとする。この場合クレーンの重量としては，つり荷の重量を無視することができる。

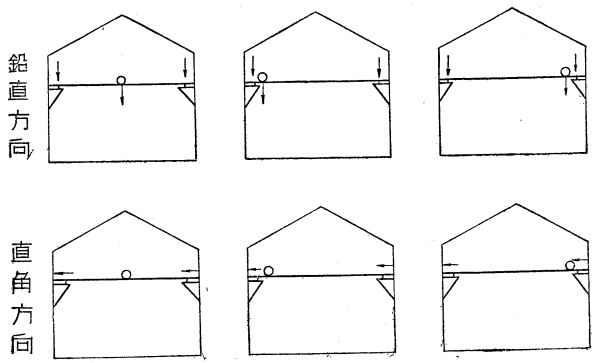
水平荷重として考慮しなければならぬものは風圧力，地震力，クレーンの走行方向の制動力，走行方向に直角の水平力及び斜め方向引張力である。

1.　走行方向の制動力

この方向の制動力は制動を受ける各車輪の最大車輪圧の 15% をとり，これが軌道の上端に作用するものとする。制動を受ける車輪は左右に1個ずつあるのが普通である。

2. 走行方向に直角に作用する水平力

軌道と車輪との相対的誤差のために車輪がだ行するから，走行方向に直角に水平力が作用する。この他に走行ホイストが制動を受けると，その制動力が働く，これらを考慮して，クレーン車輪圧の 10% を走行方向に直角に，水平力として考える。このばあい作用点は 51・1 図の




51・1 図

ようにつり荷の位置で異なる大いさの水平力を同時に受けることを注意する。但し上屋のない場合にはそれらの作用力を同時に考える必要がない。なおこの場合は左右の全車輪にこの水平力が働くものである。

3. 斜め方向引張力

クレーンがつり荷を，斜め方向に引張ることがある。これは可及的に避けなければならぬが，このようなばあいの生ずる恐れがある時は，そのための応力をあらかじめ計算に取り入れねばならない。

4. 地 震 力

クレーンに加わる地震力は軌道上端に作用するものとする。このばあいつり荷の重量がないものとして，自重による車輪圧に震度を乗じてその大いさを求めてよい。この場合の許容応力度は短期に対するものを用いる。

5. 荷重の組合せ

以上各項により計算に用いるクレーン荷重はつり荷が最も不利な位置にある時を対象とし，鉛直衝撃力及び走行方向に直角な水平力が同時に作用するものとする。また風圧力または地震力と組合わせる場合を除き，すべて，長期の許容応力度をもととして計算する。

しかし，数台のクレーンが集中する場合には，実際に起り得る状態を考えて設計するのが良い。風圧力または地震力と組合わせる場合も同様であつて，この場合にはクレーンの台数の外，組立用クレーンのように使用ひん度の低いものもあるので，使用ひん度によつても荷重の軽減が考えられる。たゞし構造物があまり細くなると振れが大きくなつてクレーンの運転に支障を

きたすから，変形が大きくならないように注意せねばならない。

## 52条　繰返し応力

車輪圧の位置により応力の大きさがひん繁に変動する断面に対しては，繰返し応力による疲れの効果を考慮してその断面の最大応力に下式に示す疲れ係数$r$を乗じて設計応力とする。

$$r=1+0.3\frac{N_2}{N_1} \quad \cdots\cdots(21)$$

記号　$N_1$＝大きい方の応力の絶対値　t/cm²

$N_2$＝小さい方の応力の絶対値　t/cm²

なお $N_1$ と $N_2$ が同符号の場合には $r=1$ とする。

通常リベット構造では疲れ係数として（21）式を用いる。

（i）　応力の符号の変る時

$$r=1+0.3\frac{N_2}{N_1}$$

$N_1$ 及び $N_2$ はそれぞれ応力の絶対値の大なる方と小なる方の値，従つて応力の絶対値の等しい時すなわち純両振応力の場合

$$r=1.3$$

となる，注意すべきことはこの式で疲れ効果を考えて応力を割増し，断面決定のために長期の許容応力度 $f=1.6$ t/cm² で計算する時，純両振にあつては丁度疲れ限度になつていることである。しかし通常の繰返しの程度では，そのために特別な措置をとる必要はない。

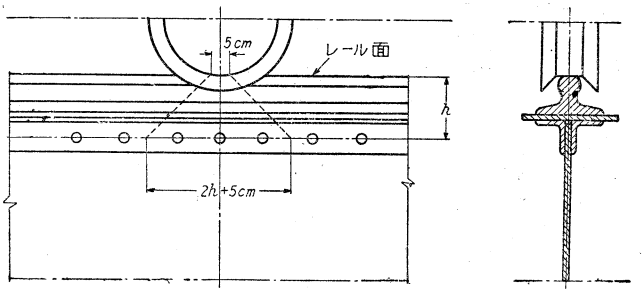
（ii）　応力の符号の変らない時

$$r=1$$

たゞし溶接構造ではこの場合でも$\frac{N_2}{N_1}$によって疲れ効果を考えねばならぬ。それについては次章で解説する。

## 53条　レール受ばりのフランジ接合部の算定

1.　車輪圧はレール上面 5 cm 幅の部分から，左右に 45 度の角度でレール受ばりに伝達するものと仮定することができる。（25 図参照）




25 図

2. レール受ばりフランジの側リベットははりとしての水平せん断力とともに，上記の車輪圧による鉛直せん断力を受けるものとして下式により算定することができる。

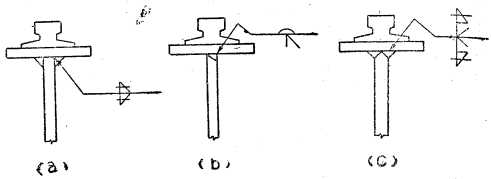
$$\tau = 1\sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \quad t/cm^2 \cdots\cdots (22)$$

記号　$\tau_1$＝水平せん断力　$t/cm^2$

$\tau_2$＝鉛直せん断力　$t/cm^2$

レール受ばりフランジの側リベットの計算にははりとしての水平せん断力と車輪圧による鉛直せん断力とを合成して考えこれを許容せん断力以下にする。

溶接構造とする場合も同様の考え方で計算し，すみ肉溶接(53・1 a 図)とするならば，のど断面につき(22)式と同様なのど断面せん断力の合成を行う。しかしこれでは溶接部の負担が大きいのでむしろ b または c 図のように突合せまたは突合せすみ肉溶接とした方が良い。




53・1 図

# 6章 溶接構造

## 1節 総　則

### 54条 適用範囲

本章は主として手動式アーク溶接方法によつて接合される部分の設計並びに計算について規定する。その他の溶接方法による場合は試験の上本章の規定に準ずることができる。本章において特に記載していない事項については外の各章の規定による。

アーク溶接は手動式と自動式とに大別される。建築鋼構造では被覆アーク溶接棒を用いて手動式にすることが多いので本規準ではこの様な溶接方法によって接合される部分の設計並びに計算について規定してある。その他のアーク溶接方法としては各種の自動式アーク溶接方法，イナートガスアーク溶接方法がある。これらも鋼構造の耐力部分に用いることができるが，試験をした上で本章の規定に準ずればよい，アーク溶接方法以外の溶接方法でも鋼構造に用いられるものがあるが十分な試験の上採用することができる。溶接規準2条にはアーク溶接方法またはフラッシュ突合せ溶接方法だけに限っているがこれは現状の溶接技術の程度から判断されたものである。

本章は溶接構造という表題であるけれども，この条文だけでは溶接構造の設計と計算とを完遂することができない。そのためには前各章の規定，溶接規準，鉄骨工事仕様書5節溶接工作等を参照せねばならない。

## 2節 材　料

## 55条 構造材料

溶接される構造材料は，2章3条の規定に合格するものであつて，使用する溶接方法に適する品質のものであることが必要である。但し鋳鉄を溶接構造に用いてはならない。材の厚さは特に試験された場合を除いて6mm乃至35mmとする。

溶接しても差支えない鋼材が規定してある。2章3条には構造用鋼材，リベット鋼，鋳鋼，鍛鋼，鋳鋼の5種が指定されているが，これらの中で鋳鉄のみは溶接構造から除かれているゆえ注意する必要がある。

普通の場合SS 41の規格に合格する構造用鋼材は溶接が容易に行われるものであるがSS 41でも強さが上限（50 kg/mm²）を越す材料はその強さが如何なる原因によって持ち来たされたか調べる必要がある。もしその成分のために強さが昇つている場合であるならば炭素量が多い鋼材のときは溶接の結果がもろくなり，けい素が多いものであればき裂を生じ易くなり，又P.S.Cu等が多くても結果が悪く，ガス成分の存在も注意すべきである。

これ等の点を総合してみるとCは0.25%以下，Siは0.3%以下位に押えておいた方が溶接には適当のようである。Mnは多少多くてもさしつかえない。Cuは0.3%位が限度とみてよいと思われる。55.1表は米国サンフランシスコBay Shore Freeway高架橋の全溶接構造に用いられた鋼板の成分規格である。厚さ1/2″以内は通常のリムド鋼を許容しているが，1/2″を越える板厚のものにはセミキルド鋼，1″を越える板厚のものには珪素を用いたキルド鋼を使うことを示している。この鋼板の機械的性質を55.2表に示す，表中新規格に対応して，米国で一般に用いられている従来の建築，橋りょう用鋼材ASTM-A7の性質を記してをく。

55.1表　サンフランシスコ高架橋用鋼材成分

| 厚　さ | C % | Mn % | Si % | P % | S % |
|---|---|---|---|---|---|
| 1/2″以内 | 0.26 最大 | | | 0.04 以下 | 0.05 以下 |
| 1/2″を越え 1″以内 | 0.25 最大 | 0.50–0.90 | — | 0.04 以下 | 0.05 以下 |
| 1″を越え 2″以内 | 0.26 最大 | 0.50–0.90 | 0.15–0.30 | 0.04 以下 | 0.05 以下 |
| 2″を越え 4″以内 | 0.27 最大 | 0.50–0.90 | 0.15–0.30 | 0.04 以下 | 0.05 以下 |

55・2表　鋼板の機械的性質

| | 降伏点 psi | 引張強度 psi | 伸% ゲージ 8″ | 伸% ゲージ 2″ |
|---|---|---|---|---|
| 新規格 A 7 | 32,000<br>33,000 | 58,000–75,000<br>60,000–72,000 | 21<br>21 | 24<br>24 |

備考　3/4より2 1/2″以内の鋼板の伸び率は8″ゲージで呼称寸法厚さ3/4″より1/32″増加することに0.25%を減じてよく，最小19%まで許容する。

SS 41，SM 41，SM 41 W 等については JIS 規格として P,S を除き以上のすべての成分にわたっての規定はない，しかし 55.3 表でも明らかなように製鉄会社の目標としている社内規格では 55.1 表の値を大体満足しているものである。

55・3 表　SS 41，SM 41，SM 41 W 鋼板

（八幡製鉄所製品カタログ 1954 より）

| | | C % | Mn % | Si % | P % | S % |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SS 41 | R | 0.15–0.23 | 0.40–0.60 | 0.10 以下 | 0.060以下 | 0.060以下 |
| | SK | 0.13–0.23 | 0.40–0.90 | 0.15–0.30 | 0.060以下 | 0.060以下 |
| | K | 0.12–0.21 | 0.50–0.90 | 0.10 以下 | 0.060以下 | 0.060以下 |
| SM 41 | SK | 0.13–0.23 | 0.50–0.90 | 0.10 以下 | 0.040以下 | 0.050以下 |
| SM 41 W | K | 0.12–0.21 | 0.50–0.90 | 0.15–0.30 | 0.040以下 | 0.050以下 |

備考　R…リムド鋼，SK…セミキルド鋼，K…キルド鋼

SS 50 は今後溶接と併用して大いに利用される鋼種である。しかし現在の段階では許容応力度が定まっていないのと溶接に十分適当しているか否かの点についての試験方法が不明確であるため，本章の範囲ではこれについて述べることを差控えておく。この場合においては C は 0.20% 以下であることが望ましい。ドイツの St. 52 の化学成分は溶接性を考慮して次の成分規定になっている[1]。

C≦0.20%，Mn≦1.00%，Si≦0.60%，P≦0.06%，S≦0.06%，

附加成分　Cr≦0.40%　　Mn≦0.40%　Cu ナシ　Mo ナシ

以上を要するに強度が 50 kg/mm² を越える鋼材は溶接するときに十分注意を払わねばならぬ事がわかる。

強度が高くなっているものに機械加工や熱処理が加えられたものがある。形鋼には普通このような場合はまれであるが棒鋼の場合にかかる処理が可能である。このような鋼材は溶接すると焼鈍されるため強度が部分的に低下するので，そのままでは構造物としての均一性が失われる。そのため何らかの処理を講じない限り溶接は施すべきではない。

材料の厚さについて規定では 6～35 mm がよいことになっている。もちろん 6 mm 以下でも溶接が不可能というのではないが溶接継目の寸法が小となり応力計算用の断面を正確に求めにくくなるので規定から除いたものである。厚板の方は溶接の施工上多層溶接となり特に優秀な溶接工と溶接棒が要求されること並びに材料としてみても鋼材の圧延効果が少いため機械的性質が低下している場合が多いので一応 35 mm という制限を置いたのである。

## 56 条　アーク溶接棒

アーク溶接棒は接合される構造材に適する品質のものであつて，且つ JIS G 3524 の規定に合格したものであることが必要である。

1)　Stahlbau Handbuch 1952, p. 228

溶接規準第7条，鉄骨工事仕様書 JASS 6,6.2.6 を参照されたい。JIS G 3524 (1953) には D35 級1種，D43 級 10 種，D46 級1種が規定されている。鋼構造のアーク溶接に適するものは D43 級と D46 級である。これらの中で D4320，D4330，D4600 は下向用であるから，この作業のばあいにだけ用いることができる。一般的にはその他の全向き用がよい，高抗張力鋼材の溶接には D4315，D4316 が適している。

アーク溶接棒は銘柄によってき裂を起しやすいものもあるから適当な試験をしてき裂を生じにくいような棒を使用しなければならない。

## 3節　設計並びに計算

### 57条　溶接継目の形式

応力を伝達すべき溶接継目の形式は，特別の場合を除いて次の2種とする。

突合せ継目

すみ肉継目

但し接合しようとする母材の間の角度が 60° 以下又は 110° 以上である場合におけるすみ肉継目には応力を負担させてはならない。

溶接規準第3条（溶接継目），第4条（突合せ溶接），第5条（すみ肉溶接），鉄骨工事仕様書 JASS 6，6.5.8 を参照されたい。

アーク溶接で継目をつくるときには，突合せ，すみ肉せん溶接（みぞ溶接）等があり，従来の鋼構造規測では応力を伝達する継目としてせん溶接を認めていた。今回，溶接の用語の関係でせん溶接を省いたが，実質的には従来と変りがなく，従来形のせん溶接は穴又はみぞの全底面を溶着するものを言い，平板をつづり合せるときなどに用いるものとする。

### 58条　許容応用度

1. 溶接継目ののど断面に対する許容応力度は9表による。

9表　溶接継目の許容応力度 t/cm²

| 作業の方法 | 継目の形式 | 長期応力に対する許容応力度 圧縮 | 引張 | 曲げ | せん断 | 短期応力に対する許容応力度 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) 回転ジグ，ポジショナー等常に下向きで作業できるような設備をして作業する場合 | 突合せ | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 0.7 | 長期応力に対する圧縮，引張，曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の1.5倍とする |
| | すみ肉 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | |
| (2) (1)以外の場合 | 突合せ | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 0.6 | |
| | すみ肉 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | |

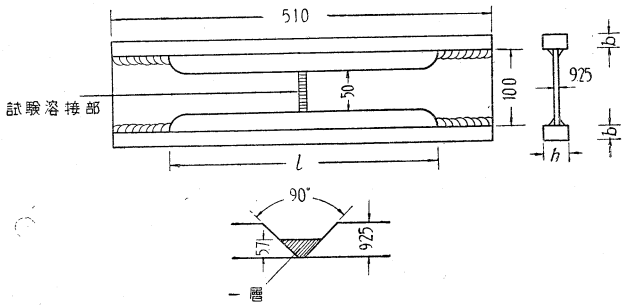
2. 溶接に伴つて大きな収縮応力を発生する恐れのある継手形式並びに溶接順序は避けるものとする。やむを得ずこれを使用する場合には，許容応力度を低減する。

3. 繰返応力を受ける溶接構造部に対しては 52 条の設計応力を使用し，更に溶接形式並

び に応力の種類によつて構造材料及び継目の許容応力度を適当に低減する。

1. 溶接部の許容応力度は継目ののど断面について表している。（各種継目の のど断面についての説明は 60 条参照）又その大さは作業の方法によって二通りになっている，これは令第 29 条によったもので，従来の計算規準では作業の形式の (1) を工場溶接，(2) を現場溶接として表していた。その内容はほとんど同一のものであると解釈してよい。

2. 溶接は熱を加えるため鋼材に膨張収縮が生ずる。すなわち操作中に材が膨張しそのままの状態で接合が行われるのであるから冷却に際して収縮にともない多少の応力が発生することはやむを得ないところである。継手の材端が別段強く拘束されていない溶接部では概して最後に冷却する部分に収縮引張応力が発生するがその大いさがきわめて大きい場合には溶接部にき裂を発生するに至るから，クレータの部分などは特に注意してき裂を埋めて置くことが大切である。又更に継手の材端が拘束されているため収縮に伴う変形が自由に行われぬ様な場合には拘束による収縮応力は相当大きくなるもので溶接設計上特に注意を要するものである。この様な場合には相当優秀な溶接棒を用いても溶接部にき裂を発生することがある。突合せ継手の多層溶接を行う時は，その第一層，第二層の初層にき裂を生ずる事がある。この場合溶接棒の溶着金属試験ではその欠点を見付けることが困難であるから実際に近い拘束量をもつ継手模型による溶接実験を行つて溶接棒を選択すれば実用上信頼の置けるものが得られるであろう。実験用拘束継手としては拘束量が明らかに計算出来るＩ形拘束継手がよいと考えられる[1]。




58・1 図

図に示すものは単に一例に過ぎないが，$b,h$ を増大し $l$ を小とすれば拘束量を大きくすることができる。この場合 $l$ を余り小にしてもそれ程拘束量は増大しない。それは溶接熱が拘束材に伝導して拘束材も膨張するからである。

突合せ溶接で，裏側から溶接できる様な場合にはき裂の存在しがちな初層部を削除して裏溶接を行えばまず完全とみなしてもよい。それゆえ，原則として溶接規準第 4 条 4 では一面から溶接した後，裏はつりをして裏面の溶接を行うと規定している。しかしかような方法が施せな

1) 仲威雄：拘束材を有する衝合溶接の強度，建築学会論文集第 17 号，1940，p. 256
仲威雄：溶接の収縮と龜裂，小峰工業図書，1950，p. 163

い場合には，裏あて金を付けて裏あて金まで溶け込むように溶接することに溶接規準では定めている。このいずれかの二つの手段によるときは 10 表の突合せ継目の許容応力度を用いることが出来る。

しかし上の二つのどちらにもよることができないときは次のようにする。引張応力が起らない溶接継目での開先角度を広くとる等ルート部分における溶け込みが良好に行われる方法を構じ，その上，存在応力度が，9表の規定による許容応力度の数値の 75% をこえないものについては裏はつり裏溶接をほどこしたりあるいは，裏あて金をつけるような方法によらなくてもよい。溶接基準第4条の解説を参照されたい。

3. 繰返し応力を受ける溶接構造については第一に荷重の割増を行い，第二に継目又は構造材の許容応力度を低減することの二段構えで設計する。

(i) 設計応力の割増，52 条の規定と同じ疲労係数 $r$ を用いる。

(設計用割増応力)$=r\times$(断面の最大応力)

$$r=1+0.3\left|\frac{N_2}{N_1}\right|$$

$N_1$=絶対値の大なる方の限界応力

$N_2$=絶対値の小なる方の限界応力

$N_1$ と $N_2$ とが同符号のときは $r=1$ とする。

$N_1$ と $N_2$ とが異符号のときは $1\leqq r\leqq 1.3$，この場合に設計応力は $rN_1$，$rN_2$ としてそれぞれについて設計する。

(ii) 許容応力度の低減，溶接部は継目形式，仕上状態等で繰返し応力に対する抵抗がいちじるしく異なる。荷重の疲労効果を (1) で述べた $r$ によつて行うとき，継目又は構造材の許容応力度を9表に示す静的応力によるものより低減する。その値は 58.1 表のようにする。一般に繰返しを受ける溶接では応力集中の生ずるような形を避け，突合せ溶接では必ず裏はつりと裏溶接を行い，微細なき裂の存在があってはならない。裏はつりの行えぬときは許容応力度は更に低下する。すみ肉溶接では，不等脚すみ肉を用いる方が応力の伝達の流れがなめらかとなるので，等脚すみ肉より繰返し応力には適していると言われている。継目の補強盛はできるだけ小さ目にする方がよい。

58.1 表 1.2.3 段は溶接継手より離れた鋼材部分に適用する許容応力度である。この場合はリベット構造の許容応力度と同一である。1段は応力の上限から引張側にあるとき，2段は応力の上限が圧縮側にあるとき3段はせん断応力の向きが変るときである。

4.5.6 段は突合せ継手をもつ構造材に適用するもので，継目をも包含している。上限応力が引張のときが4段，圧縮のときが5段である。繰返を受ける突合せ継目は内側から作業可能のときは必ず裏はつりをしてから裏溶接を行うのが望ましい。1.2.3.4.5 段では許容応力度は静応力 ($v=1$) のばあい即ち4表および9表 (2) の値と変りがない，繰返の疲労効果は荷重に対する割増係数 $r$ で織り込まれている。突合せ継手で片側からしか溶接作業が行えぬばあいには裏あて金を必ず用いることになるが許容応力度が 6.7 段に示すように著しく低下する。

58・1 表　繰返荷重に対する許容応用度　t/cm²

| 段番号 | 構造部分と継目種類 | 応力の種類 | | $v=\frac{N_2}{N_1}$ ($N_1$と$N_2$が同符合の時は$v>0$, $N_1$と$N_2$が異符合の時は$v<0$) 純両振 $v=+1$ | $v=0$ | 片振 $0<v<1$ | $v\to 1$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 継手のない構造材及びフランジプレート | 引張 | | 1.6 | 1.6 | | 1.6 |
| 2 | | 圧縮 | | 1.6 | 1.6 | | 1.6 |
| 3 | | せん断 | | 0.8 | 0.8 | | 0.8 |
| 4 | 突合せ継手のある構造材で裏はつり | 出来るもの | 引張 | 1.2 | 1.2 | | 1.2 |
| 5 | | | 圧縮 | 1.2 | 1.2 | | 1.2 |
| 6 | | 出来ないもの | 引張 | 0.64 | 0.8 | $v>0.3$ 1.2 | 1.2 |
| 7 | | | 圧縮 | 0.64 | 1.0 | $v>0.1$ 1.2 | 1.2 |
| *8 | ウェブとフランジの接合を突合せ溶接又は連続すみ肉溶接せる時 | 主応力度式 $\rho=\frac{\rho_1}{2}+\frac{1}{2}\sqrt{\rho_1^2+4\rho_2^2}$ によつて検するとき | | 1.6 | 1.6 | | 1.6 |
| 9 | ウェブとフランジの移行部にある溶接継目とウエブプレート | $\rho_2=\frac{\tau_{max}QS}{It}$ | | 0.8 | 0.8 | | 0.8 |
| 10 | ウエブ継手の突合せ継目 | 主応力(8段と同式) | | 1.6 | 1.6 | | 1.6 |
| 11 | | せん断力 $\frac{\tau_{max}Q}{t\cdot h}$ | | 0.7 | 0.7 | | 0.7 |
| 12 | 曲げを伝える梁の仕口部のすみ肉溶接 | 合成応力 $\rho=\sqrt{\rho_1^2+\rho_2^2}$ | | 0.7 | 0.7 | | 0.7 |
| 13 | | せん断力 $\rho_2=\frac{Q}{\Sigma(al)}$ | | 0.7 | 0.7 | | 0.7 |
| 14 | 前面すみ肉継目附近の構造部又は側面すみ肉継目終始端部附近の鋼板(すみ肉自身は19段による) | すみ肉端部の仕上をせぬもの | 引張 | 0.8 | 1.0 | $v>0.3$ 0.6 | 1.6 |
| 15 | | | 圧縮 | 0.8 | 1.0 | $v>0.3$ 1.6 | 1.6 |
| 16 | | 仕上特に良好 | 引張 | 1.2 | 1.3 | $v>0.1$ 1.6 | 1.6 |
| 17 | | | 圧縮 | 1.2 | 1.6 | | 1.6 |
| 18 | 軌条方向梁の断続溶接せるフランジ及びフランジプレート | 14段より17段迄を適用 | | | | | |
| 19 | すみ肉溶接 | 主応力度式によらない時のすみ肉溶接の各種の応力並びに継目長さ方向の引張及び圧縮 | | 0.7 | 0.7 | | 0.7 |
| 20 | ウェブの突合せ溶接は全長が有効長であること，上下限応力差 1 t/cm² 以上となる部分の突合せ溶接は仕上がしてあること | | | | | | |

* これを 10% 増してはいけない。

6段は上限応力が引張のばあいである。片振でも $v=N_2/N_1$ が 0.3 以下になると，許容応力度を静応力のときより低下し，$v=0$ 即ち純片振のときは 0.8 t/cm² となる。$0.3>v>0$ の許容応力度は直線補間をする，$v$ が両振の範囲即ち 0 と -1 の間にあるときは 0.8 t/cm² より 0.64 t/cm² の間に変化しこの区間を直接補間する。7段は上限応力が圧縮のときで片振圧縮の範囲でも $v$ が 0.1 以下では許容応力度が静応力のときより低下している。

例題1　周期的繰返し荷重のため，引張力 15 t，圧縮力 10 t を受けるつき合せ溶接材の設計応力及び許容応力度を求める。

$N_1=15$t，$N_2=10$ t，従って $r=1+0.3\times\dfrac{10}{15}=1.2$

ゆえに　設計用割増引張力　$15\times1.2=18$ t

設計用割増圧縮力　$10\times1.2=12$ t

(a) つき合せ溶接で裏溶接を行うものとすれば

$$v=\frac{N_2}{N_1}=-\frac{10}{15}=-0.667$$

溶接部の割引許容応力度は 58.1 表 4.5 段より引張も圧縮も 1.2 t/cm²

(此の場合静的荷重の時に比べて許容応力度の逓減はない)

(b) つき合せ溶接で裏溶接を行わない時引張側に対して

$v=-1$……0.64 t/cm²（純両振）　(58.2 表6段)

$v=0$……0.8 t/cm²（純片振）　(58.2 表6段)

の中間を直線補間することになる故，割引引張許容応力度は $V=-0.667$ であるから

$$0.8-(0.8-0.64)\times0.667=0.69\ \text{t/cm}^2$$

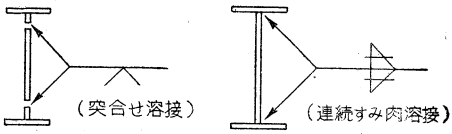
同様に割引圧縮許容応力度は

$v=-1$……0.6 t/cm²（純両振）　(58.1 表7段)

$v=0$……1.0 t/cm²（純片振）　(58.1 表7段)

$$1.0-(1.0-0.64)\times0.667=0.67\ \text{t/cm}^2$$

8段はウェブとフランジの接合を 58.2 図 (a) 突合せ溶接したばあいと (b) すみ肉溶接したばあいとに適用するものである。ここの溶接構造部には直応力 $\rho_1$ とせん断力 $\rho_2$ とを同時に受ける。これ等の力の合成効果を検するには主応力度式によっている。繰返応力のばあいには継目だけの検定を行うのでなく接合部一帯を検定するのである。許容応力度の値は9表に示す通常の継目に対するものより大きくとつてあることを注意する。




58·2 図

例題2　ウェブとフランジの接合を 58.2 図 (a) に示す突合せ溶接で行うとき継目に生ずる純片振（$v=0$）の引張繰返応力 1.2 t/cm² せん断繰返応力 0.6 t/cm²（9表参照）のとき安全であるか，8段の主応力度式において $\rho_1=1.2$ t/cm² $\rho_2=0.6$ t/cm² と置けば

$$\rho=\frac{1.2}{2}+\frac{1}{2}\sqrt{(1.2)^2+4(0.6)^2}=1.45<1.6$$

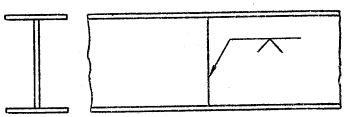
よつて安全である。

58・2 図 (b) の様なすみ肉溶接の許容繰返応力度を 9 表の値にとれば $\rho_1=\rho_2=0.7$ t/cm であるから 58.2 表 8 段の主応力度式は十分満足する。従つて 9 表によるときは検定は不要となる。

しかし，純両振 ($v=-1$) のときには荷重割増係数は $r=1.3$ となるから，荷重割増をしないときは応力の合成値を $\rho/1.3=1.6/1.3=1.23$ t/cm$^2$ におさめねばならない。すみ肉溶接では $\rho_1=\rho_2=0.7$ t/cm$^2$ とすれば安全側である。然るに突き合せ溶接で $\rho_1=1.2$ t/cm$^2$, $\rho_2=0.6$ t/cm$^2$ とすれば危険側となる。この例で知られるように，荷重割増係数 $r$ を用いて応力の割増を行はずに実効繰返許容応力度を 58.2 表の繰返許容応力度の $1/r$ として求めると 58・5 図となる。

9 段は 58・2 図の溶接部の繰返せん断応力に対する許容値である。$_{max}Q$ とはせん断応力の上限を示す。これにより断面内の最大せん断応力度をもとめ，荷重割増係数 $r$ 倍をしたものを 9 段の許容応力度以下にするのである。

10,11 段はのウェブの突合せ継目 (58・3図) に繰返応力が生ずるときの許容応力度である。10段によって主応力度を検定するには 8 段と同じ式による。11段はせん断応力に対する検定を継目に生ずる平均せん断応力度によつていることを示す。$_{max}Q$ は繰返しせん断力の上限値，$t$ はウェブ厚で継目ののど厚に等しく，$h$ はウェブの全せいで，継目の有効長さである。



58・3 図

12.13 段は繰返し曲げ応力を伝える 27 図のようなはりの仕口部のすみ肉溶接の許容応力度を与えている。12 段の合成応力式は $\rho_1$ は曲げ応力によるすみ肉の最外縁の応力度であり，$\rho_2$ ははりのウェブにあるすみ肉に生ずる支持せん断力の平均値である。61 条の (24) 式と同じである。

13 段には上に記した平均せん断応力度を与える式を示し 61 条にあるものと同じである。

例題 3　柱とはりのすみ肉溶接仕口を通じて繰返し曲げ応力が働くときの割増設計応力及び割引許容応力度を求める。

正曲げモーメント最大値　16 t.m　負せん断応力　4 t

負曲げモーメント最大値　20 t.m　正せん断応力　5 t

$$M_1=-20\text{ t.m},\quad M_2=+16\text{ t.m},\quad v=\frac{-16}{20}=-0.8$$

$$r=1+0.3\times\frac{16}{20}=1+0.24=1.24$$

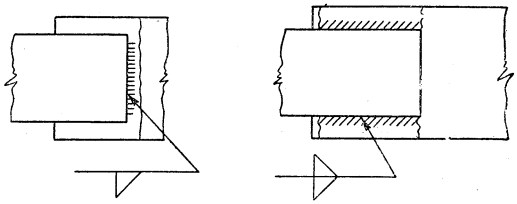
割増設計用曲げモーメント　$M=20\times1.24=24.8$ t.m

割引許容応力度（曲げ応力を伝える仕口部）は 58.2 表 12 及び 13 段

合成応力($\rho=\sqrt{\rho_1^2+\rho_2^2}$)に対して……0.7 t/cm²

せん断応力($\rho_2$)に対して……0.7 t/cm²

14.15.16.17 段は前面すみ肉継目付近の構造部又は側面すみ肉継目終始端部付近の鋼板に適用する。58•4 図 (a) は前面前面すみ肉溶接のある継手で繰返応力により破断する位置を示してある。(b) は側面すみ肉溶接継手の破断位置である。応力分布上母材の集中応力の生ずるところに破断が生ずるものである。14.15 段は前面又は側面すみ肉継目の端部を仕上加工をせぬばあいで，応力集中が生じ易いときに適用する。16.17 段は応力の流れをよくするように良好な仕上をしたばあいである，これ等は静応力では鋼板の許容応力度に等しいが片振繰返応力でも許容応力度を低減することが要求される。




58•4 図

18 段はクレーン受ばりで軌条方向に断続溶接を施したフランジ及びフランジプレートに適用するものである。

19 段は各種の応力を受けるすみ肉継目に適用するもので主応力度式によらぬばあい，その応力方向は長さ方向の引張，圧縮も含むものとしている。

58.1 表の許容応力度を疲労係数 $r$ で割ると実効許容応力度となり，58•5 図のようにかめの子型となる。座標の縦軸は実効許容応力度の値を示すもので横軸の上は上限が引張応力度であるとき，横軸の下は上限が圧縮応力度であるときに適用する。座標軸に原点で 45° に交叉する直線は下限応力度を示すもので，縦軸の右半は片振繰返応力のとき左半は両振繰返応力のときに適用する。

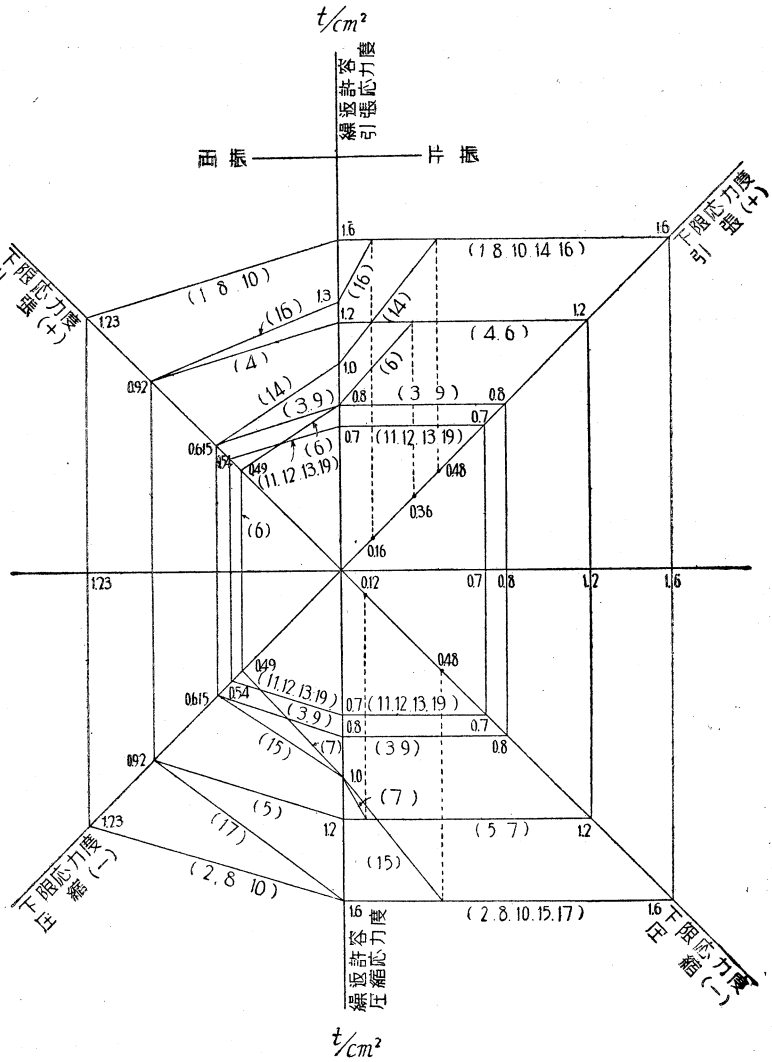
ここに念のために注意してをくが繰返応力に対する許容応力度は長期，短期の差別がないことである。

## 59 条　リベツト又はボルトとの併用継手

同一接合部においてリベット又はボルトを併用する場合には，その一方を無視する。但しせん断リベットと側面すみ肉溶接とを併用する場合には，その許容力は両者の和の 90% としてよい。

同一の接合部に溶接と同時にリベット又はボルトを併用する場合は，溶接施工による緩みを考慮して，その一方の耐力を無視する。従つて溶接のみによる耐力がリベット又はボルトのみの耐力と考えねばならない。但しせん断リベットと側面すみ肉溶接とを併用するばあいには，静荷重に対する継手の耐力を両者の耐力の和の 90% までとつてもよい[1]。但し通常は 70% 程

1) 内藤，鶴田：リベットと溶接とを併用した接手の強さに関する研究，日本学術振興会第4小委員会報告




**58·5 図**

註，括弧内の数字は 58.1 表の段番号を示す。

度におさえて置く方が安全である[1]。繰返荷重に対しても，併用によつて耐力の増加を図ることはできるが，その程度は施工の仕方，寸法で異なるから実験的に求める方がよい。この場合リベット穴を通すき裂の起ることが多いから注意を要する。

溶接規準6条には溶接とリベット又はボルトの併用について述べ，同規準解説 P.19 にその理由を詳述してある。ただし更にこの種の研究を進めると引張リベットと溶接との併用でも十分許容力の範囲では累加作用が認められる場合が実験上証明される。その理由は溶接継目の延性が最近になつて急に増大したことが大きな原因と考えられる。従ってゆるみを生じぬように工夫したリベットやボルトと溶接との併用は利用し得ることもある。建築物の用途変更の為に既存リベット接合部を溶接で補強するとか，旧設建物に増築工事を行うときリベットと溶接を混用する場合とかがこの例である。注意すべきことは同一寸法の溶接でも加力線との位置的条件でリベットとの協力作用が異なるので，あらかじめ実験により確めてをくのがよい。

鉄骨鉄筋コンクリート構造の鉄骨仕口部でしばしば行われている溶接リブをもつトップアングルのようなのは引張リベットが主体となつていて，リブの溶接とは併用しているのではない。ただし，溶接リブについては十分耐力のある溶接部でないと剛なトップアングルとならないから十分注意しなければならない。溶接継目が切断したり，溶接のある板にき裂が生ずると，リブは無効で，ベンドプレートはたやすく延びてしまうから引張リベットの役を果すことができなくなる。

## 60 条　引張力・圧縮力又はせん断力を受ける溶接継目

引張力・圧縮力又はせん断力を受ける溶接継目におけるそれぞれの応力度 $\rho$ は，下式により算出し 58 条に示す当該許容応力度以下になるようにする。

$$\rho=\frac{P}{\Sigma(al)} \quad \mathrm{t/cm^2} \cdots\cdots(23)$$

記号　$P$ ＝溶接接合部を通じて伝達される力　t

$l$ ＝溶接継目の有効長　cm

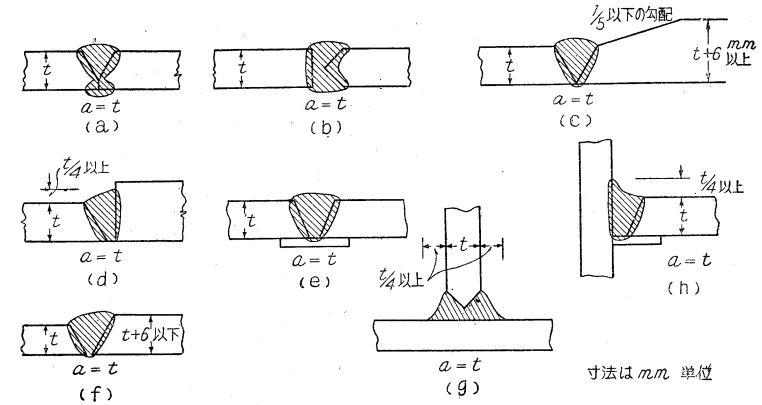
（溶接継目全長から少くとも継目ののど厚を減じたもの。但しすみ肉穴溶接の場合にはのど厚中心線の全長としすみ肉溶接ではすみ肉の大いさの4倍以上で且つ 4 cm 以上とする。65 条参照）

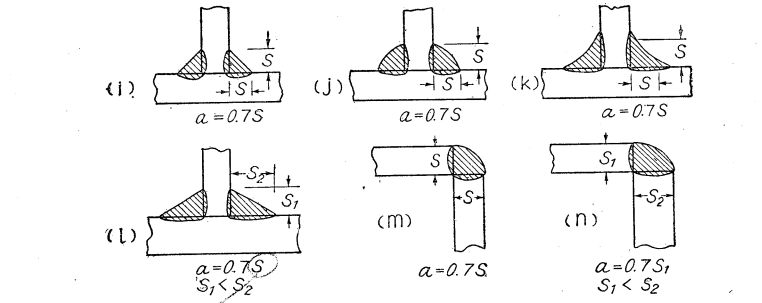
$a$ ＝溶接継目の喉厚（26図記載）　cm

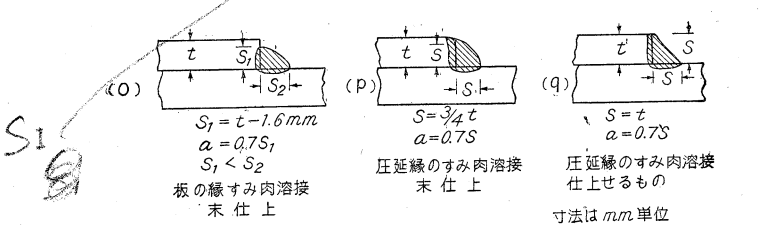
（通常の場合　突合せ溶接では　0.6 cm 以上

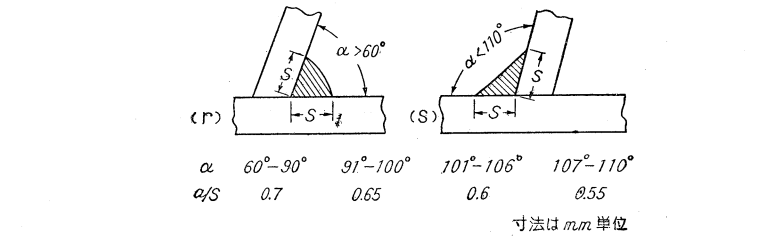
すみ肉溶接では　0.4 cm 以上　65 条参照）

1) Otto Graf : Versuche über das Verhalten von genieten und geschweissten Stossen in Trägern I 30 aus St 37 bei oftmals wiederholter Belastung, Stahlbau. 1937. Heft 2, P. 9


1/5以下の勾配
t+6 mm以上
t/4以上
t+6以下
a=t
(a)
(b)
(c)
(d)
(e)
(f)
(g)
(h)
寸法は mm 単位


(i)
(j)
(k)
(l)
(m)
(n)
a=0.7S
a=0.7S1
S1<S2


(o)
(p)
(q)
S1=t−1.6mm
a=0.7S1
S1<S2
板の縁すみ肉溶接
末仕上
S=3/4 t
a=0.7S
圧延縁のすみ肉溶接
末仕上
S=t
a=0.7S
圧延縁のすみ肉溶接
仕上せるもの
寸法は mm 単位


(r)
(s)
α>60°
α<110°
α 60°−90° 91°−100° 101°−106° 107°−110°
a/S 0.7 0.65 0.6 0.55
寸法は mm 単位

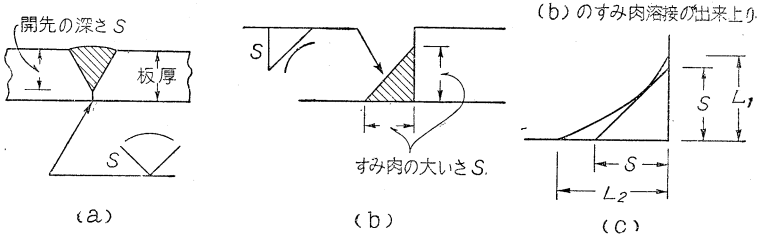
26 図

引張力，圧縮力又はせん断力を直接伝達する突合せ溶接やすみ肉溶接継目におけるそれぞれの応力度は（23）式で算出するのど断面内の平均応力度である。

$P$は引張力，圧縮力又はせん断力をあらわしている。$a$は27図（a,b,c）に示すのど厚で，$l$は有効長さである。$a$および$l$については溶接規準同解説3条（溶接継目），3条（突合せ溶接），5条（すみ肉溶接）を参照されたい。のど断面は$\Sigma(a \cdot l)$であらわされる。

溶接継目の有効長さは継目の全長より少くとも継目ののど厚を減じたものをとる。板の突合せ継手のように全幅にわたって有効長さをとる必要のあるときは継目の全長を板幅以上に大きくする等の方法によって，その目的を達することができる。突合せ溶接では断続溶接というものはない。すみ肉溶接では連続溶接のばあいも，断続溶接のばあいもある。断続のばあいには継目の全長より控除する箇所が多いので，有効長さは減少する程度が多くなる。すみ肉穴溶接は連続溶接で行いのど厚が設計寸法より減少することがないからのど厚中心線の全長をとることができる。

継目ののど厚は突合溶接のばあい（26図 a～f）とすみ肉溶接（26図 g～s）のばあいについて示してある。一般に溶接設計図面ではのど厚を示すことは必要でなく，溶接記号（付録4）に寸法を記入するときは60・1図のように開先の深さか，すみ肉の大いさを示せば十分である，すみ肉の大いさについては溶接規準5条による。




**60・1 図**

のど厚は応力計算上に用いるものであって，設計図面の寸法との関係は26図により了解されたい。26図において（a）はV形突合せ溶接，裏はつり，裏溶接せるもの，（b）K形突合せ溶接，（c）左右の板厚の差が6mm以上あるとき，（d）材厚が異るときで厚い材に勾配をつけないとき，（e）裏あて金をつけたもの，（f）左右の板厚の差が6mm以下であるとき，（g）K形突合せによるT継手，（h）裏あて金をつけたV形突合せによるT継手を示している。

（i）表面を平に仕上た等脚すみ肉溶接で脚とすみ肉の大いさSとが等しい場合，（j）表面がふくらんである等脚すみ肉，（k）表面がへこんでいるすみ肉溶接で脚とすみ肉の大いさSとはちがっているもの，（l）は不等脚のすみ肉溶接，以上のものはT継手に用いられる。（m）と（n）はかど継手である。（o）は板の重ね継手，（p），（q）は圧延縁における重ねすみ肉溶接を示している。

（r）と（s）はすみ肉溶接の開先角$\alpha$と$a/S$との関係を示している。

例題1　溶接継目の有効長はその実長より通常始端及び終端の部分を差引いたものを用いる。実測によらぬときは実長よりそれぞれ継目ののど厚だけ控除すればよい。特に注意して始端終端の断面減少を避ける溶接を施したばあいは実長を有効長としてもよい。

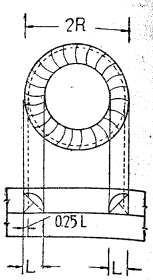
みぞ溶接ではそれが一周回するときは原則としてその有効長をのど厚の中心線の全長とすることが出来る。

円孔のばあいは有効長

$$l=2\pi(R-0.25L)$$

ここに $R$ は円孔の半径

$L$ は脚長（すみ肉の大さ $S$ に等しいばあい）




60・2 図

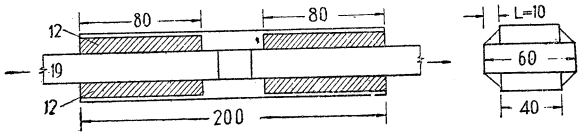
例題2

厚さ 12 mm，幅 100 mm なる引張突合せ継手材の長期荷重に対する許容応力を求める。$a=1.2$　$l=10$　全幅に沿うて溶接するものとし，十分注意して溶接の実長が有効であるようにする。

| | |
|---|---|
| のど断面積 | $A=a.l=12\ \mathrm{cm}^2$ |
| 10 表 (1) の許容応力度 | $1.4\ \mathrm{t/cm}^2$ |
| 故に　　許容力 | $1.4\times12.2=16.8\ \mathrm{t}$ |
| 10 表 (2) の許容応力度 | $1.2\times1.2=14.4\ \mathrm{t}$ |

一般に突合せ溶接では断面の全巾に沿つて連続溶接するもので，断続溶接はしない。

例題3




60・3 図

二重添板を有する引張継手の側面すみ肉溶接（10 表 (2)）長期引張力 15 t，短期引張力22 t における継目の応力度を求める。

| | |
|---|---|
| すみ肉溶接ののど厚 | $a=1.0\times0.7=0.7\ \mathrm{cm}$ |
| 継目の有効長 | $l=8\ \mathrm{cm}$ |
| のど断面 | $A=\Sigma\, al=4\times0.7\times8=22.4\ \mathrm{cm}^2$ |
| 継目の平均せん断応力度 | |
| 短期に対し | $\rho=\dfrac{22}{22.4}=0.99\ \mathrm{t/cm}^2<1.05\ \mathrm{t/cm}^2$ |
| 長期に対し | $\rho=\dfrac{15}{22.4}=0.67\mathrm{t/cm}^2<0.7\ \mathrm{t/cm}^2$ |

本例で明かなようにすみ肉溶接ではその寸法をのど厚 a で表す代りに脚長 $L$（$L=S$ のばあい）で表すことが多い。

次表に長さ 10 cm に対する許容応力を示す。

60•1 表　すみ肉溶接 10 cm の許容応力 t

| 脚長(1) | のど厚 | 工場溶接(2) | | 現場溶接(3) | |
|---|---|---|---|---|---|
| $L$ mm | $a$ mm | 長期 t | 短期 t | 長期 t | 短期 t |
| 6 | 4.2 | 3.36 | 5.04 | 2.94 | 4.31 |
| 7 | 4.9 | 3.92 | 5.88 | 3.43 | 5.16 |
| 8 | 5.6 | 4.48 | 6.72 | 3.92 | 5.88 |
| 9 | 6.3 | 5.02 | 7.51 | 4.41 | 6.62 |
| 10 | 7.0 | 5.60 | 8.40 | 4.90 | 7.35 |
| 11 | 7.7 | 6.18 | 9.28 | 5.39 | 8.10 |
| 12 | 8.4 | 6.72 | 10.10 | 5.88 | 8.82 |
| 14 | 9.8 | 7.84 | 11.75 | 6.86 | 10.30 |
| 16 | 11.2 | 8.95 | 13.40 | 7.84 | 11.75 |
| 19 | 12.3 | 10.60 | 15.90 | 9.31 | 14.00 |
| 22 | 15.4 | 12.30 | 18.40 | 10.80 | 16.20 |
| 25 | 17.5 | 14.00 | 21.00 | 12.20 | 18.30 |

註　(1)　脚長 $L$ が　すみ肉の大いさ $S$ に等しいばあい。
(2) 工場溶接とは　9表 (1) の許容応力度を用いるばあい。
(3) 現場溶接とは　9表 (2) の許容応力度を用いるばあい。

二材の厚さが異るときのすみ肉溶接の大いさについては溶接規準条により次の式の範囲になければならぬ。

$$S<t_1$$

$S$ が 10 mm 未端のときには

$$S>1.3\sqrt{t_2}$$

ここに

$S$……すみ肉の大いさ　mm
$t_1$……薄い方の材の厚さ　mm
$t_2$……厚い方の材の厚さ　mm

## 61 条　せん断力と曲げモーメントを受けるすみ肉継目

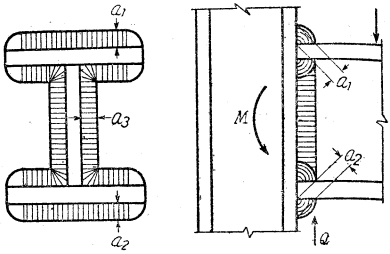
せん断力と曲げモーメントを受けるすみ肉継目に対しては，下式に示す $\rho$ の値を 58 条に規定するすみ肉継目の許容応力度よりも小さくすることが必要である。

$$\rho=\sqrt{\rho_1^2+\rho_2^2} \quad \text{t/cm}^2 \quad \cdots\cdots (24)$$

記号　$\rho_1=\dfrac{M}{Z}$　t/cm

$\rho_2=\dfrac{Q}{\Sigma(al)}$　t/cm²

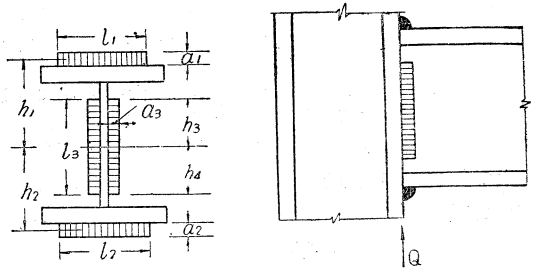
$Z$＝全のど断面係数 cm³
柱のフランジ面にのど断面を転写したもので求める。
$\Sigma(al)$＝せん断力を負担するのど断面積 cm²
(27 図のような場合に於てはウェブ部分の継目だけを考慮する)




27 図

せん断と曲げモーメントを受けるすみ肉継目は，柱とはり又は大ばりと小ばりの仕口の部分に起る。特に溶接構造では一般に仕口は剛に出来るから，その合成応力の効果を考慮せねばならない。これに対して規準 60 条の (24) 式は略算式であるが，世界各国で実験的又は経験的に承認され使用されているものである。曲げモーメント $M$ による応力度 $\rho_1$ とせん断力 $Q$ による応力度 $\rho_2$ とは同一部分に発生する応力ではない。然し許容応力度はすみ肉溶接の場合，応力の種類によらず一定としているからこれを一括して(24)式のような略算式を用いることが出来る。

例題 1　実際ののど厚 $a_1$. $a_2$. $a_3$ によって構成される仮想的な応力断面を考え，これについて断面係数 $Z$ を求める。この断面の中立軸がはりの中立軸と出来るだけ一致するようにする。中立軸から $a_1$ なる溶接の中心迄の距離を $h_1$. $a_2$ に対して $h_2$ とする。ウエブの溶接 $a_3$ に対しては上端迄を $h_3$ 下端迄を $h_4$ とする。$h_1$. $h_2$ に比べて $a_1$. $a_2$ はそれぞれ小さいから




61·1 図

$$h_1.a_1.l_1-h_2.a_2.l_2+a_3(h_3^2-h_4^2)=0$$

$h_3 \fallingdotseq h_4$ とすれば

$$h_1 : h_2 = a_2 l_2 : a_1 l_1$$

$h_1+h_2$ ははりぜいにほぼ等しいから中立軸の位置ははりぜいを $a_2l_2 : a_1l_1$ の比に上端から分ければよい。中立軸をはりぜいの中央にあるようにするためには $a_2l_2=a_1l_1$ であることが必要となる。

断面二次モーメント

$$I=a_1.l_1.h_1^2+a_2.l_2.h_2^2+\frac{a_3}{6}l_3^3$$

断面係数

$$Z=\frac{I}{h_1}$$　　(引張縁応力に対し)

あるいは

$$Z=\frac{I}{h_2}$$　　（圧縮縁応力に対し）

はりせいが低く継目ののど厚が比較的大きい場合は上のような略算式では誤差が出るから $I$ 及び $Z$ を求めるには普通の方法を用いればよい。

縁応力度 $\rho_1$ を求める場合には $Z$ の小さい方を用いる。

$$\rho_1=\frac{M}{Z}$$

又せん断力はウェブにある継目に一ように分布するとして，本例の場合は

$$\rho_2=\frac{Q}{2a_3l_3}$$

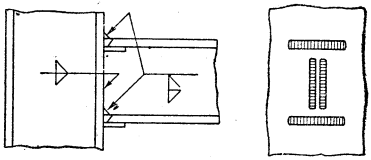
合成応力は

$$\rho=\sqrt{\rho_1^2+\rho_2^2}<f_w$$

ここに $f_w$ はすみ肉溶接に対する短期又は長期の許容応力度（9表 (1)，(2)）

例題2　突合せ溶接継目を用いた柱梁接合部

はりのフランジの応力を柱のフランジに伝えるのにすみ肉溶接によらないで突合せ溶接による方が，許容力の関係で大きくとることが出来る。61・2 図はこのようなばあいの溶接継目の例である。はりのフランジは柱とV形溶接されている。なお，柱のフランジの厚さ方向の耐力を補強するために，V形溶接にすみ肉溶接がついている。はりのウェブは柱とすみ肉溶接されている。このような接合部の許容耐力を求めるのには次のようにすればよい。



61・2 図

曲げ応力度の検定

$$\rho_1=\frac{M}{Z}$$

$Z$ は断面係数で，61・2 図の溶接継目について求める，このばあいは突合せ溶接はのど断面そのままであるが，すみ肉溶接に換算した有効長さにする。ウエブのすみ肉溶接は，そのままである。

$\rho_2$ については前述のように下式で算出し

$$\rho_2=\frac{Q}{\Sigma(al)}$$

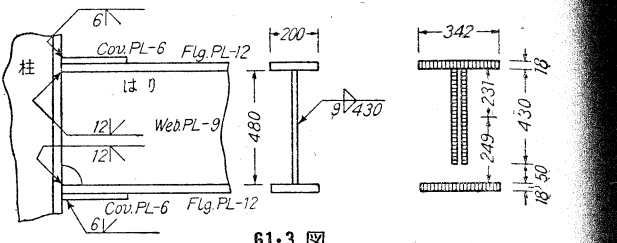
(24) 式こより

$$\rho=\sqrt{\rho_1^2+\rho_2^2}\quad\vee f_w$$

で検定すればよい，

例題3　現場溶接の行われる柱，はり接合部において，はりのフランジ（12 mm）にカバープレート（6 mm）を附し，いずれも柱に突合せ溶接する。はりのウェブ（9 mm）は柱にす

み肉溶接する。はりのウェブせいは 480 mm，はりのフランジ巾 200 mm，この接合部に $M=1818$ t·cm，$Q=18$ t のかかるときの検定をする。(61·3 図参照)




61·3 図

突合せ継目

| | |
|---|---|
| のど厚 | 12 mm＋6 mm＝18 mm |
| 有効長さ | 200 mm |
| すみ肉換算長 | $200\times\dfrac{1.2}{0.7}=342$ mm |

すみ肉継目

| | |
|---|---|
| のど厚 | 9 mm×0.7＝6.3 mm |
| 有効長さ | 430 mm |

断面二次モーメント

$$I=34.2\times1.8(24^2+25.8^2)+\frac{34.2}{12}\times1.8^2\times2$$

$$+\frac{0.63}{12}\times43^3\times2+0.63\times43\times2\times1.6^2=85567\ \text{cm}^4$$

断面係数の算定

$$Z_t=\frac{85567}{23.1+1.8}=3340\ \text{cm}^3$$

$$Z_c=\frac{85567}{24.9+1.8}=3210\ \text{cm}^3$$

$$\rho_{1t}=\frac{M}{Z_t}=\frac{1818}{3340}=0.543\ \text{t/cm}^2$$

$$\rho_{1c}=\frac{M}{Z_c}=\frac{1818}{3210}=0.564\ \text{t/cm}^2$$

$$\rho_2=\frac{18}{2\times0.63\times43}=0.328\ \text{t/cm}^2$$

(23) 式より

$$\rho_t=\sqrt{\rho_{1t}^2+\rho_2^2}=\sqrt{(0.543)^2+(0.328)^2}=\sqrt{0.405}=0.64\ \text{t/cm}^2<0.7\ \text{t/cm}^2$$

$$\rho_c=\sqrt{\rho_{1c}^2+\rho_2^2}=\sqrt{(0.564)^2+(0.328)^2}=\sqrt{0.43}=0.66\ \text{t/cm}^2<0.7\ \text{t/cm}^2$$

## 62 条　プレートばりのウェブの突合せ溶接

1. ウェブプレートの突合せ継目が材軸に対して直角な場合（28図参照）は，曲げモーメント $M$ に対する応力度 $\rho_{1t}$，$\rho_{1c}$，せん断力 $Q$ に対する応力度 $\rho_2$ を下式により算出しそれぞれ 58 条に規定するそれぞれの許容応力度より小さくする。

$$\left.\begin{aligned}\rho_{1t}&=\frac{My_t}{I} \quad \text{t/cm}^2\\ \rho_{1c}&=\frac{My_c}{I} \quad \text{t/cm}^2\\ \rho_2&=\frac{Q}{aj} \quad \text{t/cm}^2\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(25)$$

記号　$M$＝接合断面における曲げモーメント　t·cm

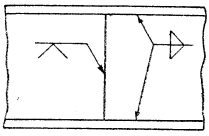
$Q$＝接合部断面におけるせん断力　t

$I$＝全断面二次モーメント　cm⁴

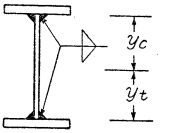
$y_t$, $y_c$＝中立軸から引張又は圧縮側端部までの距離　cm

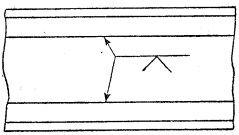
$a$＝突合せ溶接継目ののど厚　cm

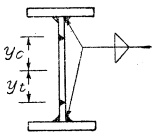
$j$＝突合せ溶接継目の有効長　cm



28 図






29 図

2. ウェブプレートの突合せ溶接継目が材軸に対して平行な場合（29図参照）も前項に準じて算定する。

プレートばりのウェブが突合せ溶接されるときは（25）式に従って検定をする。

1. 継目がウエブ幅の全体に亙っていて両縁端迄の距離を$y_t$, $y_c$とすると（28図参照）曲げモーメント$M$に対しては

$$\rho_{1t}=\frac{My_t}{I}, \quad \rho_{1c}=\frac{My_c}{I}$$

で求めこれを突合せ溶接の引張又は圧縮許容応力度以下にせねばならぬ。せん断応力に対しては平均せん断応力

$$\rho_2=\frac{Q}{aj}$$

を求めこれを突合せ溶接のせん断許容応力度以下にする。この場合$j$は継目の有効長であるがウエブ丈に等しくとる方がよい。

せん断力が極めて大きいとき，はりの断面がI形でないときには平均せん断応力度によらないで精算式を用いる。$y$なる高さのせん断応力度は

$$\rho_2=\frac{QS}{Ia}$$

ここに$S$は$y$より上の部分の中立軸に対する断面一次モーメントである。

曲げ応力度 $\rho_1$ とせん断応力度 $\rho_2$ との合成効果を検討する必要のあるばあいにはせん断ひずみエネルギー式による（6条解説参照）

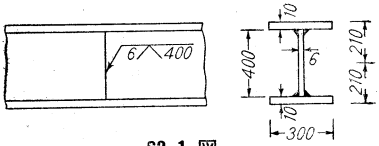
$$\rho=\sqrt{\rho_1^2+3\rho_2^2}$$

この式で $\rho$ を突合せ溶接の引張又は圧縮許容応力度以下とする。

例題1

はりせい 420 mm，フランジ厚 10 mm，フランジ巾 300 mm，ウエブ厚 6 mm

断面二次モーメント $I=28420\ \mathrm{cm}^4$ である溶接ばり（62・1 図）のウエブの突合せ溶接部に正曲げモーメント $M=15\ \mathrm{ton\cdot m}$，$Q=14\ \mathrm{ton}$ のかかるばあい応力を検討する。




62・1 図

$$\rho_1=\frac{1500\times 20}{28420}=1.06\ \mathrm{t/cm^2}<1.2\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\rho_2=\frac{14}{0.6\times 40}=0.58\ \mathrm{t/cm^2}<0.6\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\rho=\sqrt{\rho_1^2+3\rho_2^2}=\sqrt{1.06^2+3\times 0.58^2}\fallingdotseq 1.2\ \mathrm{t/cm^2}$$

2. ウェブの全せいが相当大きな場合あるいわフランジをT形鋼又はこれと似た形につぐり，これとウェブプレートとを突合せ溶接する時（29図）は継目ははりの軸線に平行になる。このような場合の応力計算も前と同様に行う，曲げモーメント及びせん断力が大きいときは，合成応力を吟味する。その方法としては前と同一のせん断ひずみエネルギー式による。通常のばあい，この種の溶接は工場内で行われるから許容応力度としては9表（1）の値による。

例題2　$I-200\times 100\times 7$ を二分してはりせいを 400 mm となるようにウェブに 6 mm 板を突合せ溶接する。（62・2 図）

I形鋼について

$I_x=2180\ \mathrm{cm}^4$，$A=33.06\ \mathrm{cm}^2$

溶接ばりの全断面二次モーメント

$$I=2180+33.06\times 17.5^2+\frac{0.6\times 20^3}{12}=12705\ \mathrm{cm}^4$$

溶接より上部にあるフランジ部分のはりの中立軸に対する断面一次モーメント

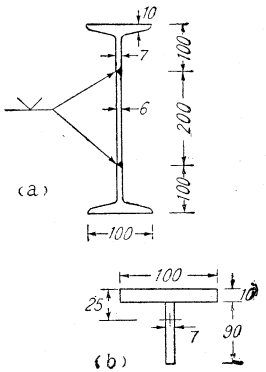
$$S=\frac{0.7}{2}(19^2-10^2)+\frac{10}{2}(20^2-19^2)=286\ \mathrm{cm}^3$$

ただし，半分にしたI形鋼については（b）のようにみなした。

はりにかかる曲げモーメント　10 t・m

せん断力　10 t　とすれば

$$\rho_1=\frac{1000\times 10}{12705}=0.79\ \mathrm{t/cm^2}<1.4\ \mathrm{t/cm^2}$$




62・2 図

$$\rho_2=\frac{10\times286}{12705\times0.6}=0.38\ \mathrm{t/cm^2}<0.7\ \mathrm{t/cm^2}$$

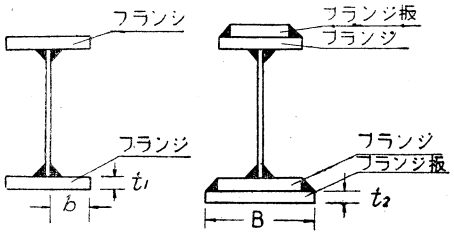
$$\rho=\sqrt{\rho_1^2+3\rho_2^2}=\sqrt{0.79^2+3\times0.38^2}=1.02<1.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

## 63条　プレートばりフランジ並びにフランジプレート

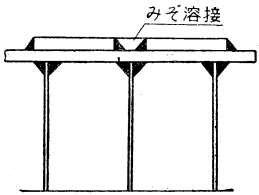
1. 圧縮側フランジの出はフランジ厚の 15 倍以下とする。
2. 両側のすみ肉溶接によつてフランジに取付けるフランジプレートの幅は，厚さの 30 倍以下とする。30 倍を超過する場合にはみぞ溶接を併用することが必要である。

フランジプレートの余長は存在応力を伝えるのに十分なものであり且つフランジ板幅の$^1/_2$より大きくする。

プレートばりフランジ並びにフランジプレートとは次の図の部分をいう。




63・1 図




63・2 図

1. 圧縮側フランジの出 $b$ は厚さ $t_1$ の 15 倍以下とする。

$$b<15\,t_1$$

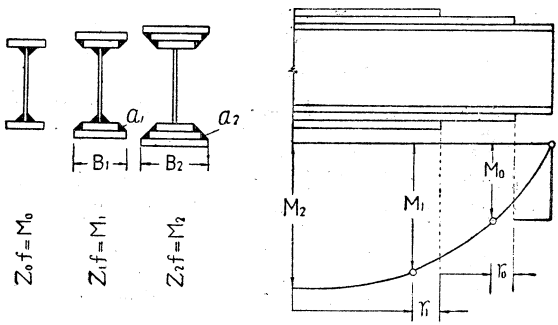
2. 曲げモーメントの増大のためにフランジにフランジプレートをすみ肉溶接する時は圧縮フランジプレートの幅$B$は厚さ $t_2$ の 30 倍以下とする。

$$B<30\,t_2$$

30 倍を超過する時はせん溶接でフランジとフランジプレートとを途中で接合しておく。そして部分的には厚さの 30 倍以下に押える。

3. フランジプレートの余長については 23 条3の規定と同じ取扱いによる。

$r_0$, $r_1$ は余長である。その長さは次の様に求める。曲げモーメント $M_0$ の点に於ては実際は曲げモーメント $M_1$ に相当する断面がある。その断面係数を $Z_1$




63・3 図

$$Z_1=\frac{M_1}{f}$$

$f$ はフランジプレートの許容応力度である。$M_0$ の断面では存在応力度

$$\sigma_1=\frac{M_0}{Z_1}$$

フランジプレートの断面種を $A_1$ とすると，フランジプレート断面にある存在応力は大約 $A_1\sigma_1$ に等しい。余長部のすみ溶接ののど厚を $a_1$ とし余長の長さを $r_0$ とすれば

$$2a_1r_0f_w>A_1\sigma_1$$

$$r_0>\frac{A_1\sigma_1}{2a_1f_w}$$

但し　　$r_0>\frac{B_1}{2}$

とする。

$M_1$ 断面に於いては曲げモーメント $M_2$ に相当する断面がある。

$$Z_2=\frac{M_2}{f}$$

従ってこの断面の存在応力度は

$$\sigma_2=\frac{M_1}{Z_2}$$

余長の長さ

$$r_1>\frac{A_2\sigma_2}{2a_2f_w}\quad\text{且つ}\quad r_1>\frac{B_2}{2}$$

4. フランジとフランジプレートとを接合するには連続すみ肉溶接によることも出来るし，断続すみ肉溶接によることも出来る。

(1) 連続溶接を用いる時は継目はその部分のせん断力に耐えるものであればよい。63・4 図に於いて中立軸に対するフランジプレートの断面一次モーメントを $S$ とし，全断面二次モーメントを $I$ としのど厚を $a$ とすれば

$$a\geqq\frac{QS}{2f_wI}$$

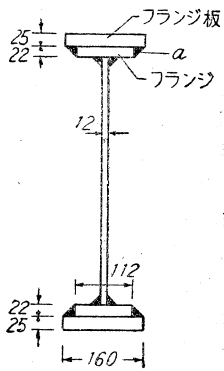
ここに $Q$ は断面のせん断力，$f_w$ はすみ肉溶接の許容応力度である。

例題1　63・4 図の断面で $Q=100$ t なる時のフランジとフランジプレートの連続すみ溶接ののど厚 $a$ を定める。

$$I=672893\ \text{cm}^4,\quad S=2538\ \text{cm}^3$$

$$a=\frac{100\times2538}{2\times0.8\times678893}=0.235\ \text{cm}=2.35\ \text{mm}$$

しかるに，溶接規準5条2により



63・4 図

$S>1.3\sqrt{t_2}$　　$t_2=25$ mm

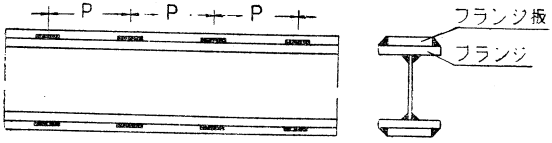
であるから

$S>6.5$ mm

これより　$a=0.7S>4.6$ mm

故に連続溶接にする時は $a=5$ mm にしてをけば十分である。

(2) フランジとフランジプレートとを断続すみ肉溶接する時は次によって各個溶接継目の長さとのど厚及び中心間距離とを定める。




63・5 図

並列継続溶接とし各個継目の有効長 $l$，のど厚 $a$，許容応力度 $f_w$ とすれば継目の許容力

$W=2f_w al$

$S$ =フランジプレートの中立軸に対する断面一次モーメント

$I$ =断面二次モーメント

$Q$ =はりのせん断力

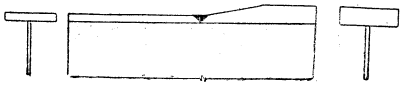
$$p \leqq \frac{WI}{QS}$$

例題2　63・4 図で連続溶接とせず長さ 20 cm，のど厚 5 mm の断続溶接として溶接中心距離を求める。

$W=2\times0.8\times0.5\times20=16$ t

$$p=\frac{16\times678893}{100\times2538}=42.5 \text{ cm}$$

5. はりのフランジ断面が不足する部分に対しフランジプレートをすみ肉溶接する代りに，断面の大なるフランジをつき合せ溶接することがある。このような場合には断面変化が急激になるのを避けねばならない。その傾斜面は $1/5$ よりゆるくする。



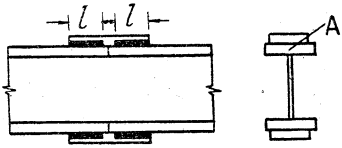
63・6 図

## 64条　フランジの継手

1. フランジの継手に添板を用いる場合には，側面すみ肉溶接を用い，溶接継目は存在応力を伝えるに十分であるように設計する。
2. フランジの継手に突合せ溶接を用い，その強さが存在応力を伝えるのに不十分な場合には添板を併用することができる。

フランジの継手は普通添板を用いているが，突合せ溶接を用いることもある。

1. 添板を用いる時には側面すみ肉溶接を用い，溶接部は存在応力を伝えるようにする。この場合存在応力とはフランジの継手部に於ける存在応力である。64・1 図で継手の位置での曲げモーメントを $M$ としはりの断面係数を $Z$ とすれば，フランジの存在応力度は



64・1 図

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

である。フランジの厚さははりせいに比べて相当に小さいとみなすときは，フランジの存在応力は略算的に

$$P = \sigma A$$

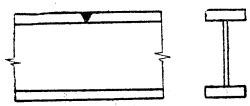
ここに $A$ はフランジの断面積である。

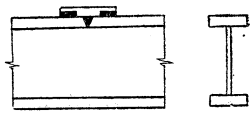
添板は側面すみ肉溶接を通して $P$ なる応力を伝達せねばならない。のど厚を $a$，有効長 $l$，すみ肉の許容応力度 $f_w$ とすれば

$$P < 2alf_w$$

ゆえに　$l = \dfrac{P}{2af_w}$

2. フランジの継手に突合せ溶接を用いる時は，その強さが存在応力を伝えるに十分な場合はそれでよい。但しこの場合突合せ溶接ののど厚はフランジの板厚に等しく，長さはフランジの板巾に等しくなければならない。突合せ溶接の強さが存在応力を伝えるのに不十分なときは，その差だけを添板を通して伝達するようにする。存在応力を一々計算せずに全許容力でこれを代用するときは，多くの場合後者の例となる。


64・2 図


64・3 図

## 65 条　応力を伝達する継目の寸法

1. 突合せ溶接においては，継目ののど厚を接合する材の厚以下としてはならない。
2. すみ肉溶接においては，のど厚を 4 mm 以上とし，継目の有効長は 40 mm 以上とする。
3. 側面すみ肉溶接継目の全長がのど厚の 40 倍以上のときは，応力と不均等分布を考慮して許容応力度を適当に低減する。
4. 断続溶接を用いて材片を溶接する場合には，その明きは下記の値以下とする。

| | |
|---|---|
| 引張材を集成する場合 | 最小板厚の 30 倍 |
| その他の場合 | 最小板厚の 10 倍 |

1. これについては 60 条で説明した。

2. すみ肉溶接は脚長を通常 6 mm 以上とする。従ってのど厚は 4 mm 以上となる。継目の有効長は 40 mm 以上とする。継目の寸法がこれ等より小さいときは実験の上その耐力を適当に定めねばならない。

3. 側面すみ肉溶接は全長がのど厚の 40 倍以上になると，理論上継目の長さ方向の応力が著しく不均等になり，端部の応力集中箇所より破壊が生ずる恐れがあるからそれ以上にならないようにする，40 倍を越えるときは許容応力度を低減すべきである。

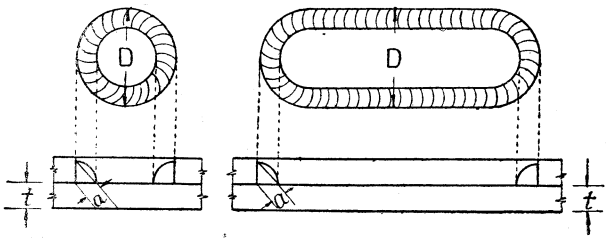
4. 断続溶接により材片を集成するときその明きは加力線の偏心とか座屈現象を考えて
　引張材の集成では最小板厚の　30 倍以下
　その他の場合は最小板厚の　　30 倍以下
にする。

## 66 条　すみ肉穴溶接の幅並びに明き

応力を伝達するすみ肉穴溶接においては，穴の直径又はみぞの最小径はのど厚の 3 倍以上且つ板厚の 1.5 倍以上とする。

並列するすみ肉穴溶接においては，その明きを板厚の 1.5 倍以上とする。

すみ肉穴溶接及び溝溶接では穴又はみぞの直径又は最小径ののど厚の 3 倍以上且つ板厚の 1.5 倍以上とする。




66・1 図

$D > 3a$,　$D > 1.5t$

穴溶接を並列するときはその明きを板厚の 1.5 倍以上とする。

# 構　造　計　算　例

# 構造計算例 1. 機械整備工場

## §1. 一般事項

### §1.1 建物概要

本建物は機械整備工場で鋼構造平家建とする。建物概略は例1付図1に示す。
屋根は石綿スレートぶきとし，壁体は波形鉄板張りとする。屋根こう配は4寸5分とする。
地盤は良好にして，地耐力20 t/m² (長期) を安全に支持するものと仮定する。

### §1.2 仮定荷重

i) G: 固定荷重 (水平面につき kg/m²)

石綿スレートぶき (251/.911)……30
も　や……10
トラス自重 10+0.8×18.2……25
トラスつなぎ材……15
クレーンレール……5
} 85

ii) S: 積雪荷重 (水平面につき kg/m²)

最高積雪……30 cm

30×2=60

iii) W: 風荷重 (鉛直面につき kg/m²)

0～8 m……$q=120$

*8～15 m ……$q=210$

(*計算の便宜上 0～8.4 m まで $q=120$ とした)

風力係数は 3.3 図に示すとおり

iv) ホイストクレーン

自重とも 1t と仮定する。

## §2. もや設計

### §2.1 もや設計応力

鉄材節約のために，木もやを使用する場合が多いので，こゝには木もやの例をあげる。木もやの場合は，一般に単純ばりとして，設計することが多い，且つ屋根ぶき材料によつては，あまりたわみが多いと困る事がある。本例は石綿スレートぶきであるゆえ，たわみを 2 cm 以内におさめた。

終端スパンが最大であるゆえ，こゝで設計する。

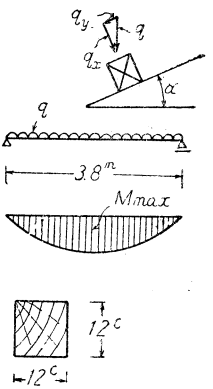
スペース 85 cm とする。

G: $q=30+10=40$
S: $q=60$
W: $q=-120\times.5=-60$
　　$q=-210\times.5=-105$

長期 $q=40$ kg/m²

短期 $q=40+40+60=100$ kg/m²

ゆえに短期で決まる




2·1 図

$q_x = .1 \times 0.912 \times 0.85 = 0.0773$　　$W_x = .0773 \times 3.8 = .294$ t

$q_y = .1 \times .85 \times .41 = 0.035$　　$W_y = .035 \times 3.8 = .132$ t

$$\left.\begin{aligned} M_x &= \frac{1}{8} \times .294 \times 3.8 = .14 \text{ t.m} \\ M_y &= \frac{1}{8} \times .132 \times 3.8 = 0.0625 \end{aligned}\right\} \quad \Sigma M = .2025 \text{ t.m}$$

## §2.2 断面設計

12 cm × 12 cm すぎ材とすれば

$$Z = \frac{12^3}{6} = 288 \quad \sigma = 20.250/288 = 70.5 < 140 \text{ kg/m}^2 \quad \therefore \text{可}$$

$$I = 12^4/12 = 1{,}730$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_x l^3}{EI} = \frac{5 \times 294 \times 380^3}{384 \times 70.000 \times 1730} = \frac{8.1 \times 10^{10}}{4.65 \times 10^{10}} = 1.74 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \quad \therefore \text{可}$$

スパン 3.6 m の所は更に安全である。

木材を節約する時は

終端スパンのみ　すぎ—4 寸× 4 寸

その他は　　すぎ—3.5 寸× 3.5 寸でさしつかえない。

この時スパン 3.6 m の所で

10.6 cm × 10.6 cm とすれば $I = \frac{10.6^4}{12} = 1{,}170$

$W_x = 0.773 \times 3.6 = .28 \text{ t} \rightarrow 280 \text{ kg}$

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{280 \times 360^3}{70{,}000 \times 1.170} = \frac{6.55 \times 10^{10}}{3.15 \times 10^{10}} = 2.08 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

すなわち，たわみが 2 cm を少しく超過するが，大体さしつかえない。

# §3. トラス設計

## §3.1 固定荷重によるトラス部材応力の算定

トラス端部曲げモーメントを $\frac{Wl}{80}$ と仮定する。

3.1 図に示す。

## §3.2 積雪荷重によるトラス部材応力

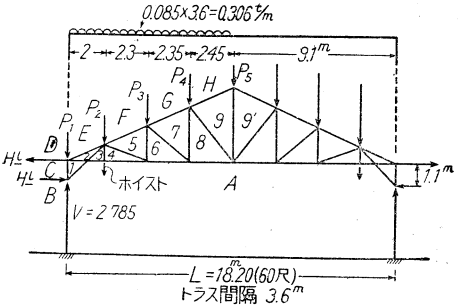
3.1 図に示す。

積雪荷重による応力は，鉛直荷重の場合の応力の $\frac{60}{85}$ 倍である。

---

1) 蛭田捨太郎，変断面の部材を有する架構の解法（其の三鉛直荷重を受けるトランバースベントの解法に就いて）日本建築学会研究報告第 6 号，昭和25年 5 月

(イ)




鉛直荷重

$P_1=.306\times1=.306$　$P_2=.306\times2.15=.66$

$P_3=.306\times2.325=.71$　$P_4=.306\times2.4=.734$

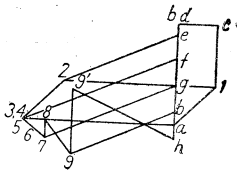
$P_5=.306\times2.45=.75$

$\Sigma W=2\times9.1\times.306=5.57\,t$　$V=2.785\,t$

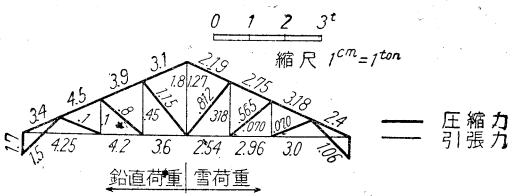
トラス端部の曲げモーメントを $Wl/80$ と仮定すれば $M=5.57\times18.2/80=1.265$

∴ この偶力による水平反力 $H^L=1.265/1.1=1.15\,t$

(ロ)




(ハ)




**3·1 図** 鉛直荷重による部材応力
積雪　〃

## §3.3 ホイストクレーンによるトラス部材応力

Capacity が小さいゆえ，単純トラスとして応力を算定する。3·2 図に示す。

ホイスト荷重

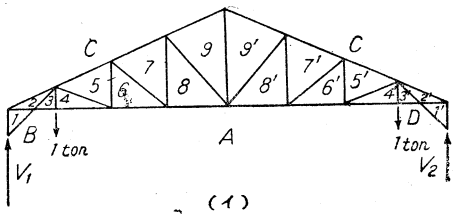
（イ） 片側にのみある時

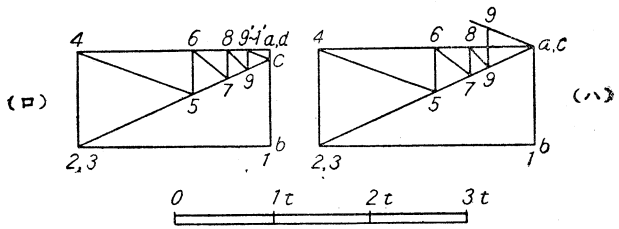
$V_1=1\times16.2/18.2=.89\,t$　　$V_2=1-.89=.11\,t$

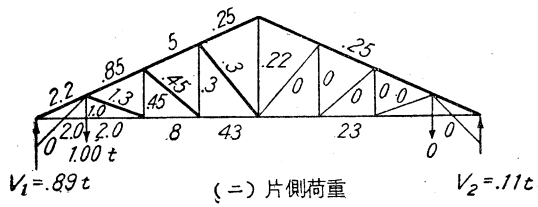
荷重小なるゆえ単純トラスとして

（ロ） 両側同時にある時

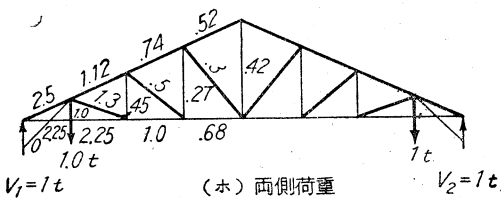
$W=2\,t$　$V_1=V_2=1\,t$




対称



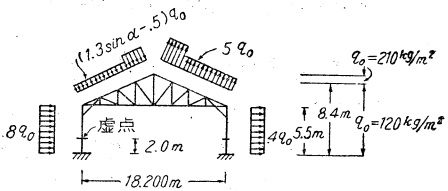

**3·2 図**　ホイストクレーンによる部材応力

## §3.4 風荷重によるトラス部材応力

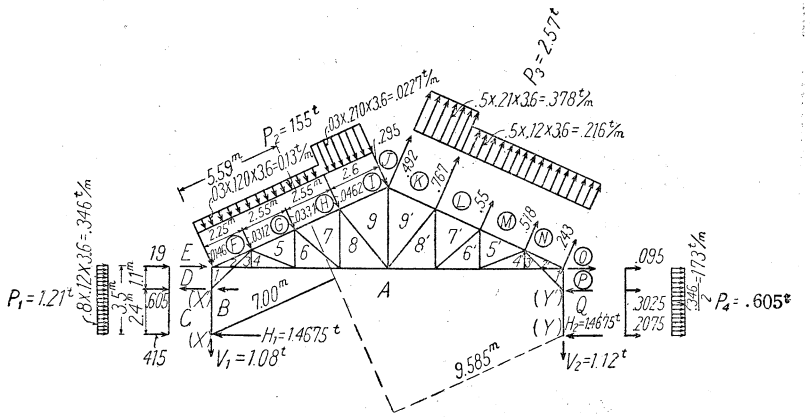
i) 風力係数及び速度圧は3・3図に示す計算の便宜上 0～8.4 m まで $q_0=210\ \mathrm{kg/m^2}$ と仮定する。

ii) トラス図式解法の準備

(a) 反曲点位置の仮定：台風のような大なる外力を受ける時は，基礎には若干の回転[1]を伴うことが予想されるゆえ，$y=h/3=5.5\times\frac{1}{3}=1.84\ \mathrm{m}\rightarrow 2\ \mathrm{m}$ と仮定する。




3・3 図　風力係数及び速度圧




3・4 図　トラス図式解法のためのつりあい条件

(b) トラスのつりあい

トラスの図式解法を行うためには，トラスの力のつりあいを考えればよい。まず虚点位置より上のつりあいを考えれば3・4図において，鉛直反力を求める必要がある。$X$ 及び $Y$ 点における $\Sigma M=0$ より

$$V_1=\frac{1}{18.2}[(1.21+.605)\times 1.75-.155\times 9.585+257\times 7]=\frac{19.685}{18.2}=1.08\ \mathrm{t}$$

$$V_2=\frac{1}{18.2}[2.57\times 9.585-1.815\times 1.75-155.\times 7]=\frac{20.345}{18.2}=1.12\ \mathrm{t}$$

水平反力 $H_1$ 及び $H_2$ は相等しいと仮定する。

---

1) 内藤多仲，松井源吾「基礎が廻転する場合のラーメンの応力に就いて」日本建築学会冬季研究会発表，昭和23年12月

$$H_1=H_2=\frac{1}{2}[P_1+P_4+(P_2+P_3)\sin\alpha]=\frac{1}{2}[1.21+.605+(.115+2.87)\times.41]$$

$$=\frac{1}{2}\times2.935=1.4675\,\mathrm{t}$$

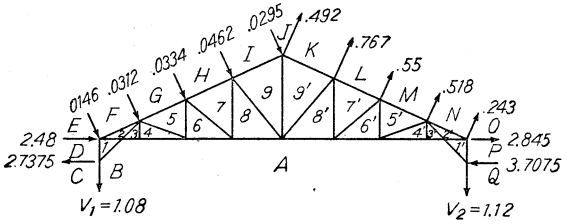
ここに $P_1$＝風上側側壁全風圧＝1.21 t

$P_2$＝　〃　屋根　〃　＝ .155 t

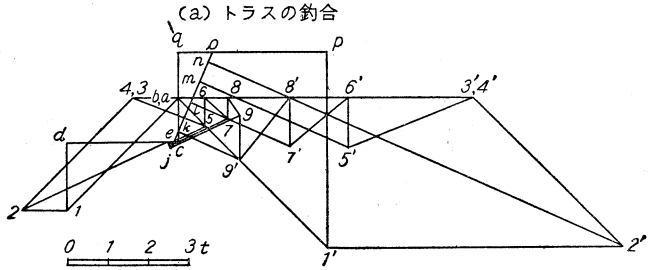
$P_3$＝風下側屋根　〃　＝2.57 t

$P_4$＝　〃　側壁　〃　＝ .605 t

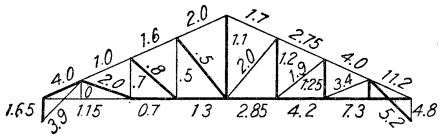
次にこの $V_1$, $V_2$ 及び $H_1$, $H_2$ を上部ニーブレスより上に作用せしめればよい。
更に $H_1$ 及び $H_2$ による $X'$ 及び $Y'$ 点に作用する偶力を考えなければならない。
これを $M_x'$ 及び $M_y'$ とすれば




(a) トラスの釣合




(b) ストレス・ダイアグラム




(C) 風圧による応力　　圧縮力　引張力

**3・5 図**　トラス図式解法

$M_x' = 2.4\,(1.4675 - .415) = 2.52$ t. m

$M_y' = 2.4\,(1.4675 - .2075) = 3.03$ t. m

∴ これによる水平反力を $H_x'$ $H_y'$ とすれば

$H_x' = 2.52/1.1 = 2.29$ t　$H_y' = 3.03/1.1 = 2.75$ t

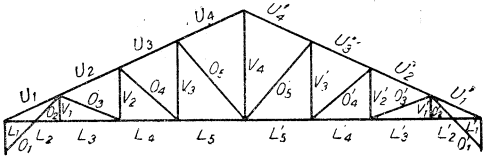
ゆえに　$\overrightarrow{ED} = 2.29 + .19 = 2.48$ t　$\overleftarrow{DC} = 1.4675 + 2.29 - .415 - .605 = 2.7375$ t

$\overrightarrow{OP} = 2.75 + .095 = 2.845$ t　$\overleftarrow{PQ} = 1.4675 + 2.75 - .2075 - .3025 = 3.7075$ t

以上の力をトラスに作用せしめればトラスはつりあいを保つゆえ図式解法ができる。これを3・5図に示す。

## §3.5 応力の組合せ

前項によつて求めた応力を表示すれば3.1表に示すようになる。ここにトラスの符号は3・6図による。

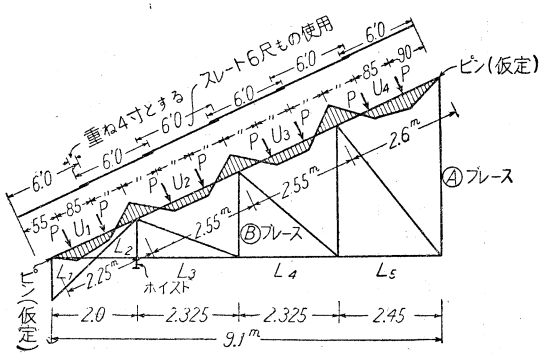



3・6 図

3.1 表においてホイストクレーンによる応力は長期荷重とする。

## §3.6 トラス部材断面の算定

### 1. 合 掌 設 計




3・7 図　合掌に起る曲げモーメント

3·1表　トラス応

| | 部材 | 長さ (cm) | 鉛直荷重 $G$ | ホイスト荷重 片側$P_1$ | ホイスト荷重 両側$P_2$ | 積雪荷重 $S$ | 風圧荷重 $W$ 風上 | 風圧荷重 $W$ 風下 | 長 $G$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 合掌 | $U_1$ | 220 | -3.40 | -2.20 | -2.50 | -2.40 | -4 | 11.2 | -3.40 |
| | $U_1'$ | 〃 | 〃 | -0.25 | 〃 | 〃 | 11.2 | -4 | 〃 |
| | $U_2$ | 250 | -4.50 | -0.85 | -1.12 | -3.18 | 1 | 4 | -4.50 |
| | $U_2'$ | 〃 | 〃 | -0.25 | 〃 | 〃 | 4 | 1 | 〃 |
| | $U_3$ | 255 | -3.90 | -0.50 | -0.74 | -2.75 | 1.6 | 2.75 | -3.90 |
| | $U_3'$ | 〃 | 〃 | -0.25 | 〃 | 〃 | 2.75 | 1.6 | 〃 |
| | $U_4$ | 260 | -3.10 | -0.25 | -0.52 | -2.19 | 2.0 | 1.7 | -3.10 |
| | $U_4'$ | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 1.7 | 2.0 | 〃 |
| 陸ばり | $L_1$ | 120 | 4.25 | 2.00 | 2.25 | 3.0 | 1.15 | -7.3 | 4.25 |
| | $L_1'$ | 〃 | 〃 | 0.23 | 〃 | 〃 | -7.3 | 1.15 | 〃 |
| | $L_2$ | 90 | 〃 | 2.00 | 2.25 | 〃 | 1.15 | -7.3 | 4.25 |
| | $L_2'$ | 〃 | 〃 | 0.23 | 〃 | 〃 | -7.3 | 1.15 | 〃 |
| | $L_3$ | 230 | 〃 | 2.00 | 2.35 | 〃 | 1.15 | -7.3 | 4.25 |
| | $L_3'$ | 〃 | 〃 | 0.23 | 〃 | 〃 | -7.3 | 1.15 | 〃 |
| | $L_4$ | 235 | 4.20 | 0.80 | 1.00 | 2.96 | - .7 | -4.25 | 4.20 |
| | $L_4'$ | 〃 | 〃 | 0.23 | 〃 | 〃 | -4.20 | - .7 | 〃 |
| | $L_5$ | 245 | 3.60 | 0.43 | 0.68 | 2.54 | -1.3 | -2.85 | 3.60 |
| | $L_5'$ | 〃 | 〃 | 0.23 | 〃 | 〃 | -2.85 | -1.3 | 〃 |
| 斜材 | $O_1$ | 160 | -1.50 | 0 | 0 | -1.06 | 3.9 | -5.2 | -1.50 |
| | $O_1'$ | 〃 | 〃 | 0 | 0 | 〃 | -5.2 | 3.9 | 〃 |
| | $O_2$ | 120 | 〃 | 0 | 0 | 〃 | 3.9 | -5.2 | -1.50 |
| | $O_2'$ | 〃 | 〃 | 0 | 0 | 〃 | -5.2 | 3.9 | 〃 |
| | $O_3$ | 250 | -0.10 | -1.30 | -1.30 | -0.070 | - .2 | 3.4 | -0.10 |
| | $O_3'$ | 〃 | 〃 | 0 | 〃 | 〃 | 3.4 | -2.0 | 〃 |
| | $O_4$ | 300 | -0.80 | -0.45 | -0.50 | -0.565 | - .8 | 1.9 | -0.80 |
| | $O_4'$ | 〃 | 〃 | 0 | 〃 | 〃 | 1.9 | - .8 | 〃 |
| | $O_5$ | 380 | -1.15 | -0.30 | -0.30 | -0.812 | - .5 | 2.0 | -1.15 |
| | $O_5'$ | 〃 | 〃 | 0 | 〃 | 〃 | 2.0 | - .5 | 〃 |
| 垂直材 | $V_1$ | 90 | 0 | 1.00 | 1.00 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | $V_1'$ | 〃 | 〃 | 0 | 〃 | 〃 | 0 | 0 | 〃 |
| | $V_2$ | 190 | 0.10 | 0.45 | 0.45 | 0.070 | .7 | -1.25 | 0.10 |
| | $V_2'$ | 〃 | 〃 | 0 | 〃 | 〃 | -1.25 | .7 | 〃 |
| | $V_3$ | 290 | 0.45 | 0.30 | 0.27 | 0.318 | .5 | -1.2 | 0.45 |
| | $V_3'$ | 〃 | 〃 | 0 | 〃 | 〃 | -1.2 | .5 | 〃 |
| | $V_4$ | 400 | 1.80 | 0.22 | 0.42 | 1.27 | -1.1 | -1.1 | 1.80 |

力の組合せ

| 期荷重 | | 短期荷重 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $G+P_1$ | $G+P_2$ | $G+S$ | $G+P_1+S$ | $G+P_2+S$ | $G+W$ | 風上 $G+P_1+W$ | 風下 $G+P_1+W$ | $G+P_2+W$ |
| -5.60 | -5.90 | -5.80 | -8.00 | -8.30 | -7.4 | -9.6 | 5.6 | - 9.9 |
| -3.65 | 〃 | 〃 | -6.05 | 〃 | 7.8 | 7.55 | -7.65 | 5.3 |
| -5.35 | -5.62 | -7.68 | -8.53 | -8.80 | -3.5 | -4.35 | -1.35 | -4.62 |
| -4.75 | 〃 | 〃 | -7.93 | 〃 | - .5 | -.75 | -3.75 | -1.62 |
| -4.40 | -4.64 | -6.65 | -7.15 | -7.39 | -2.3 | -2.8 | -1.65 | -3.04 |
| -4.15 | 〃 | 〃 | -6.90 | 〃 | -1.15 | -1.4 | -2.55 | -1.89 |
| -3.35 | -3.62 | -5.29 | -5.54 | -5.81 | -1.1 | -1.35 | -1.65 | -1.62 |
| 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | -1.4 | -1.65 | -1.35 | -1.92 |
| 6.25 | 6.50 | 7.25 | 9.25 | 9.50 | 5.4 | 7.4 | -1.05 | 7.65 |
| 4.48 | 〃 | 〃 | 7.48 | 〃 | -3.05 | -2.82 | 5.63 | -.8 |
| 6.25 | 6.50 | 7.25 | 9.25 | 9.50 | 5.4 | 7.4 | -1.05 | 7.65 |
| 4.48 | 〃 | 〃 | 7.48 | 〃 | -3.05 | -2.82 | 5.63 | -.8 |
| 6.25 | 6.50 | 7.25 | 9.25 | 9.50 | 5.4 | 7.4 | -1.05 | 7.65 |
| 4.48 | 〃 | 〃 | 7.48 | 〃 | -3.05 | -2.82 | 5.63 | -.8 |
| 5.00 | 5.20 | 7.16 | 7.96 | 8.16 | 3.5 | 4.3 | .75 | 4.5 |
| 4.43 | 〃 | 〃 | 7.39 | 〃 | 0 | .23 | 3.73 | 1.0 |
| 4.03 | 4.28 | 6.14 | 6.57 | 6.82 | 2.3 | 2.73 | 1.18 | 2.98 |
| 3.83 | 〃 | 〃 | 6.37 | 〃 | .75 | .98 | 2.53 | 1.43 |
| -1.50 | -1.50 | -2.56 | -2.56 | -2.56 | 2.4 | 2.4 | -6.7 | 2.4 |
| 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | -6.7 | -6.7 | 2.4 | -6.7 |
| -1.50 | -1.50 | -2.56 | -2.56 | -2.56 | 2.4 | 2.4 | -6.7 | 2.4 |
| 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | -6.7 | -6.7 | 2.4 | -6.7 |
| -1.40 | -1.45 | -0.17 | -1.47 | -1.47 | 2.1 | -3.4 | 2.0 | -3.4 |
| -0.10 | 〃 | 〃 | -0.17 | 〃 | 3.3 | 3.3 | -2.1 | 2.0 |
| -1.25 | -1.30 | -1.365 | -1.815 | -1.865 | -1.6 | -2.05 | .65 | -2.1 |
| -0.80 | 〃 | 〃 | -1.365 | 〃 | 1.1 | 1.1 | -1.6 | .6 |
| -1.45 | -1.45 | -1.962 | -2.262 | -2.262 | -1.65 | -1.95 | .55 | -1.95 |
| -1.15 | 〃 | 〃 | -1.962 | 〃 | .85 | .85 | -1.65 | .55 |
| 1.00 | 1.00 | 0 | 1.00 | 1.00 | 0 | 1.0 | 1.0 | .0 |
| 0 | 〃 | 〃 | 0 | 〃 | 0 | 0 | 0 | 1.0 |
| 0.55 | 0.55 | 0.17 | 0.62 | 0.62 | .8 | 1.25 | -.7 | 1.25 |
| 0.10 | 〃 | 〃 | 0.17 | 〃 | -1.15 | -1.15 | .8 | -.7 |
| 0.75 | 0.72 | 0.768 | 1.068 | 1.038 | .95 | 1.25 | -.45 | 1.22 |
| 0.45 | 〃 | 〃 | 0.768 | 〃 | -.75 | - .75 | .95 | -.48 |
| 2.02 | 2.22 | 3.07 | 3.29 | 3.49 | .7 | .92 | .92 | 1.12 |

（i） 合掌に起る曲げ応力

3・7 図に示すように，節点間にもやが2本ずつ乗ることになる。かかる場合，合掌に起る設計曲げモーメントは，次のいずれによるも大差ない。

（イ）鋼構造規準3章 10 条2により略算を用いて設計用曲げモーメントを求める。

（ロ）正確に解くには連続ばりとして解き曲げモーメントを求める。

（イ） 略算によるとき

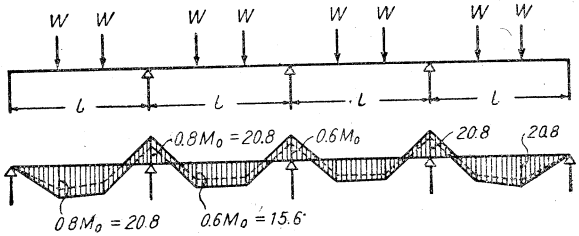
長期荷重 $G$：石綿スレート……30
もや及び合掌自重……20
} 50 kg/m²

短期荷重……$S+G=60+50=110$ kg/m²

$W=.11\times.773\times3.6=.305$ t　$l=255$ cm

$$M_0=\frac{Wl}{3}=\frac{.305\times255}{3}=26\text{ t.cm}\quad 0.8\,Mo=.8\times26=20.8\text{ t.cm}$$

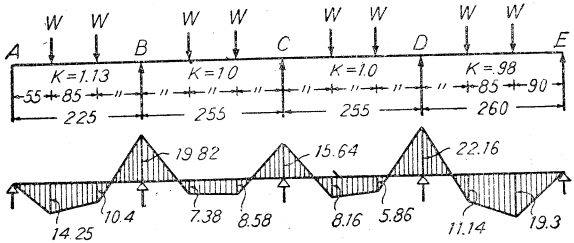
$$0.6\,Mo=.6\times26=15.6\text{ t.cm}$$




**3・8 図**　合掌に起る曲げモーメント（略算値）

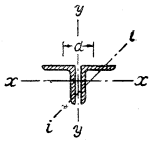
（ロ） 精算によるとき

固定モーメント法により図に示すようになる。




**3・9 図**　合掌に起る曲げモーメント（精算値）

（ii） 断 面 設 計




3·10図　合掌断面図
$2L^s-75\times75\times9$

$l_{kx}=2.25$ m（節点間隔）
$l_{ky}=4.8$ m（トラスつなぎ材間隔）
$l_1=0.64$ m（$U_2$ は中間にはさみ板を3か所そう入）
（$U_1$ は中間に　〃　2か所　〃　）
仮定断面
$2L^s-75\times75\times9$　$A=12.69\times2=25.38$ cm²
$z_x=12.1\times2=24.2$ cm³

(イ) x-x 軸（面内座屈）$i_x=2.25$ cm　$\lambda_x=\dfrac{225}{2.25}=100$　$\omega=1.67$

$i_1=1.45$ cm

長期；$\sigma=\dfrac{\omega N}{A}+\dfrac{M}{z}=\dfrac{1.67\times5{,}900}{25.38}+\dfrac{9{,}000}{24.2}=\dfrac{389.7}{371.9}>761.6<1600$ kg/cm²

短期；$\sigma=\dfrac{\omega N}{A}+\dfrac{M}{z}=\dfrac{1.67\times9{,}900}{25.38}+\dfrac{19{,}820}{24.2}=\dfrac{651.0}{819.0}>1470<2400$ kg/cm²

(ロ) y-y 軸（面外座屈）

$$\lambda_y=\frac{l_{ky}}{\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2+i_y{}^2}}=\frac{480}{\sqrt{2.62^2+2.25^2}}=\frac{480}{3.45}=139$$

$$\lambda_1=\frac{l_1}{i_1}=\frac{64}{1.45}=44.1<50$$

$\lambda_{y_1}=\sqrt{139^2+44.1^2}=145.5$　$\omega=3{,}525$

長期　$\sigma=\dfrac{3{,}525\times5{,}900}{25.38}+\dfrac{9{,}000}{24.2}=\dfrac{820.0}{371.9}>1191.9<1600$ kg/cm²　可

短期　$\sigma=\dfrac{3{,}525\times9{,}900}{25.38}+\dfrac{19{,}820}{24.2}=\dfrac{1325}{819.0}>2144<2400$ kg/cm²　可

$U_1$　長期 $\begin{cases}N=-5.9\text{ t}\\ M=19.82\times\dfrac{50}{110}=9\text{ t.cm}\end{cases}$　短期 $\begin{cases}N=-9.9\text{ t}\\ M=19.87\text{ t.cm}\end{cases}$

$U_2$　長期 $\begin{cases}N=-5.62\text{ t}\\ M=9\text{ t.cm}\end{cases}$　短期 $\begin{cases}N=-8.8\text{ t}\\ M=19.82\text{ t.cm}\end{cases}$

座屈長さ　$l_{kx}=2.55$ m　$l_{ky}=4.8$ m　$l_1=.64$m

ゆえに $U_1$ 同様にて十分安全である。

$U_3$　長期 $\begin{cases}N=-4.64\text{ t}\\ M=22.16\times\dfrac{50}{110}=10.1\text{ t.cm}\end{cases}$　短期 $\begin{cases}N=-7.39\text{ t}\\ M=22.16\text{ t.cm}\end{cases}$

座屈長さ　$l_{kx}=2.55$ m　$l_{ky}=5.15$ m　$l_1=.64$ m

$U_1$ 同様とすれば

x-x 軸　長期　$\sigma=\dfrac{1.67\times4.64}{25.38}+\dfrac{10,100}{24.2}=\dfrac{305}{417}$

$722<1600\ \mathrm{kg/cm^2}$

短期　$\sigma=\dfrac{1.67\times7,390}{25.38}+\dfrac{22,160}{24.2}=\dfrac{486}{913}$

$1399<2400\ \mathrm{kg/cm^2}$

y-y 軸　$\lambda_y=\dfrac{l_{ky}}{\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2+i_y^2}}=\dfrac{515}{\sqrt{2.62^2+2.25^2}}=\dfrac{153}{5.45}=149$

$\lambda_1=44.1<50$

$\lambda_{y_1}=\sqrt{149^2+44.1^2}=156$

$w=4.06$

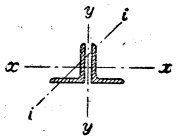
長期；$\sigma=\dfrac{4.06\times4,640}{25.38}+\dfrac{10,100}{24.2}=\dfrac{741}{417}>1,158<1600\ \mathrm{kg/cm^2}$

短期；$\sigma=\dfrac{4.06\times7,390}{25.38}+\dfrac{22,160}{24.2}=\dfrac{1180}{913}>2093<2400\ \mathrm{kg/cm^2}$

$U_4$　長期 $\begin{cases}N=-3.62\ \mathrm{t}\\M=10.1\ \mathrm{t.cm}\end{cases}$　短期 $\begin{cases}N=-5.81\ \mathrm{t}\\M=22.16\ \mathrm{t.cm}\end{cases}$

座屈長さ　$l_{kx}=2.6\ \mathrm{m}$　$l_{ky}=5.15\ \mathrm{m}$　$l_1=.64\ \mathrm{m}$

ゆえに $U_3$ 同様にて十分である。




**3·11 図**　陸ばり断面

## Ⅱ. 陸ばり設計

use $2L_s-65\times65\times6$　$A=7.53\times2=15.06$　$i_x=1.97$　　$2L_s-65\times65\times6$

$A_e=15.06-2\times1.7\times.6=13.02$　$i_y=3$　$i_1=1.27$

| | $L_1$ | $L_2$ | $L_3$ | $L_4$ | $L_5$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 長　期　$N$ | 6.5 | 6.5 | 6.5 | 5.2 | 4.23 |
| 短　期　$N$ | 9.4<br>-3.05 | 9.5<br>-3.05 | 9.5<br>-3.05 | 8.16 | 6.82 |
| $l_{kx}$(m) | 1.2 | 09 | 2.3 | | |
| $l_{ky}(l_1)$ | 1.2(.6) | .9(.45) | 2.3(.58) | | |
| $\lambda_{xi}$ | 61 | 45.7 | 117 | | |
| $\lambda_y$ | 40 | 30 | 77 | | |
| $\lambda_1$ | 47.5 | 35.6 | 45.8 | | |
| $\lambda_{yi}$ | 62 | 46.5 | 89 | | |
| $\omega$ | 1.18 | 1.095 | 1.46 | | |
| 短$\sigma_c$(kg/cm²) | 240 | 222 | 296 | | |
| 長$\sigma_t$(　〃　) | 498 | 498 | 498 | 400 | 328 |
| 短$\sigma_t$(　〃　) | 730 | 730 | 730 | 625 | 525 |

## Ⅲ. 斜材設計

$O_1$ 材　$l_k=1.6\ \mathrm{m}$ 長期　$N=-1.5\ \mathrm{t}$

$O_2$ 材　$l_k=1.3\ \mathrm{m}$ 短期　$N=-6.7\ \mathrm{t}$

$2L_s-50\times50\times6$　$A=5.64\times2=11.28\,cm^2$

$i_x=1.5$　$i_1=.96$　$i_y=2.42$

$\lambda_x=160/1.5=107$　$\omega=1.91$

短期 $\sigma=1.91\times6,700/11.28=1,130<2,400\,kg/cm^2$ ∴ 可

$l_1=160/3=53.5$　$\lambda_1=53.5/.96=55.5>50$　大体　可

$O_3$ 材　$l_k=2.5\,m$　長期 $N=-1.4\,t$　短期 $N=-3.4\,t$

$2L_s-50\times50\times4$ を使用すれば

$A=3.89\times2=7.78\,cm^2$　$i_x=1.53$　$i_1=.93$

$\lambda_{xi}=250/1.53=164$

$\omega=4.48$

$\sigma=4.48\times3,400/7.78=1,960<2,400\,kg/cm^2$ ∴ 可

y-y 軸（面座屈）

$l_1=250/5=50$［はさみ板4か所］

$\lambda_1=50/.98=51.2$ ∴ 大体 可

$O_4$ 材　$l_k=3.0\,m$　長期 $N=-1.3\,t$

短期 $N=-2.1\,t$

$l_1=300/6=50$［はさみ板5か所］

仮定断面 $2L_s-50\times50\times4$　$A=3.89\times2=7.73$

$i_x=1.53$　$i_1=.98$

$\lambda_x=300/1.53=196$　$\omega=6.4$

短期 $\sigma=6.4\times2,100/7.78=1,730<2,400\,kg/cm^2$

y-y 軸 $\lambda=50/.98=51.2$ ∴ 大体 可

$O_5$ 材　長期 $N=-1.45\,t$

短期 $N=-2.26\,t$　$l_k=3.8\,m$　$l_1=380/6=63.3\,cm$

仮定断面 $2L_s-65\times65\times6$

$A=7.52\times2=15.06$　$i_x=1.97$　$i_1=1.27$

$\lambda_x=380/1.87=193$　$\omega=6.21$

短期 $\sigma=6.21\times2,260/15.06=930<2,400\,kg/cm^2$

## Ⅳ. 垂 直 材

$V_1$ 材　長期 $N=1\,t$

短期 $N=1\,t$

$2L_s-50\times50\times4$ を使用すれば

$A_e=2(3.89-1.7\times.6)=5.74\,cm^2$

$\sigma=1,000/5.74=175<1,600\,kg/cm^2$

$V_2$ 材　長期 $N=.55\,t$

短期 $N=-1.15\,t$　$l_k=2\,m$

$2L_s=50\times4$　$A=7.78\,cm^2$　$i_x=1.53$　$i_1=.98$

$\lambda=200/1.53=131$　$\omega=2.86$

$\sigma=2.86\times1,150/7.78=422<2,400\,kg/cm^2$

y-y 軸　$l_1=200/4=50\,cm$

$\lambda_1=50/.98=51$ 大体 可

$V_3$ 材　長期 $N=.75\,t$ ／ 短期 $N=-.75\,t$ ｝$l_k=3.0\,m$

$2L_s-50\times50\times4$　$A=3.89\times2=7.78$　$i_x=1.53$　$i_1=.98$

$\lambda_x=300/1.53=196$　$\omega=6.4$

$\sigma=6.4\times750/7.78=620<2,400\,kg/cm^2$

y-y 軸　$l_1=300/6=50$

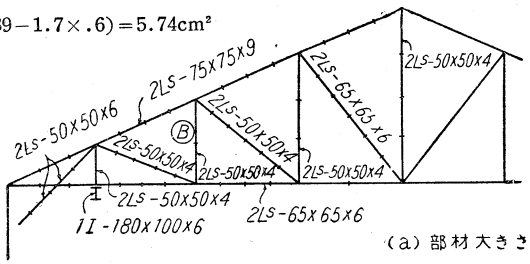
$\lambda_1=50/.98=51$ ∴ 可

$V_4$ 材　長期 $N=2.22\,t$

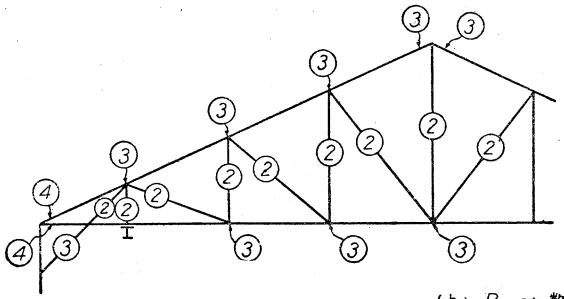
短期 $N=3.49\,t$

$2L_s-50\times50\times4$

$Ae=2(3.89-1.7\times.6)=5.74cm^2$




(a) 部材大きさ



(b) Rivet 数

注　リベット径 ------16 φ

Gusset 厚 － 9 厚

**3·12 図**　部材スイッチ

長 $\sigma=2,220/5.74=385<1,600$ kg/cm²

短 $\sigma=3,400/5.74=590<2,400$ kg/cm² ∴ 可

## §4. 柱 設 計

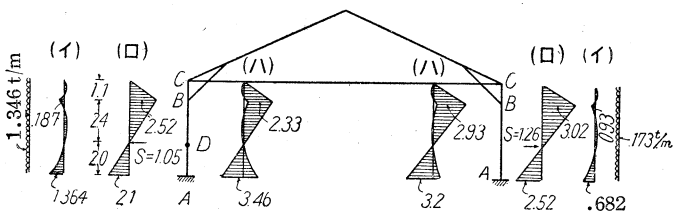
### §4.1 柱に起る応力

[A] トラス方向曲げモーメント

(i) 固定荷重による曲げモーメント

図において B点 $M=1.265$ t.m　A点　$M=633$ t.m (195 頁参照)

(ii) 風荷重による曲げモーメント 4·1 図のようになる。




直接風圧による曲げモーメント　反力による曲げモーメント　風上柱合成曲げモーメント　　風上柱合成曲げモーメント　反力による曲げモーメント　直接風圧による曲げモーメント

**4·1 図**　柱に起る曲げモーメント

(イ) は直接風圧による曲げモーメント

柱脚を固定，B点支持C点ピンD点反曲点の連続ばりとして曲げモーメントを求む*。

(ロ) は水平反力による曲げモーメント

(B)点 {風上……$M=1.05\times2.4=2.52$ t.m　風下……$M=1.26\times2.4=3.02$ t.m}　(A)点 {風上……$M=1.05\times2=2.1$ t.m　風下……$M=1.26\times2=2.52$ t.m}

(ハ) は合成

(B)点 {風上……$M=3.52-.187=2.33$ t.m　風下……$M=3.02-.093=2.93$ t.m}

---

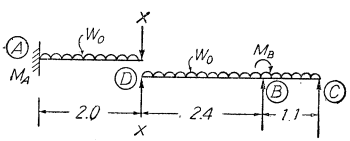
* これを図のように考えて三曲げモーメント式を用いると

$$2(2.4+1.1)M_B+\frac{0.346}{4}(2.4^3+1.1^3)=0$$

これより $M_B=0.187$ t.m

又 $X2.4-\dfrac{0.346\times2.4^2}{2}=-0.187$

これより $X=0.335$ t




**4·2 図**

よつて $M_A=0.335\times2.0+\dfrac{1}{2}\times0.346\times2.0^2=1.364$ t.m

(A)点 {風上……$M=2.1+1.364\fallingdotseq3.46$
{風下……$M=2.52+.682\fallingdotseq3.2$

[B] トラスと直角方向の柱の曲げモーメント

これは全部側面ブレーシングに支持せしめる [229 頁参照]

[C] 柱軸方向力

前項 3.1 より固定荷重によるトラス反力は 2.785 t

積雪 〃　　$2.785\times\frac{60}{85}=1.96$ t

クレーン〃 (イ) {.89 t / .11 t　(ロ) {.11 t / .89 t　(ハ) {1 t / 1 t

風荷重 〃 (イ) {1.68 t / 1.12 t　(ロ) {1.12 t / 1.08 t

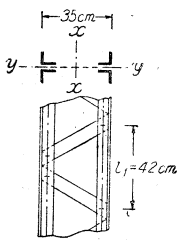
[D] 柱設計応力

| | | 長期荷重 | | | 短期荷重 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $G$ | $P$ (クレーン) | $G+P$ | $S$ | $W$ 風上 | $W$ 風下 | $G+P+S$ | $G+P+W$上 | $G+P+W$下 |
| 荷重 (ton) | | 2.79 | 1 | 3.79 | 1.96 | -1.08 | -1.12 | 5.75 | 2.71 | 2.67 |
| 曲げモーメント (t.m) | 柱頭 | 1.27 | 0 | 1.27 | .9 | 2.33 | 2.93 | 2.17 | 3.6 | 4.2 |
| | 柱脚 | .63 | 0 | .63 | .45 | 3.46 | 3.2 | 1.08 | 4.06 | 3.83 |

## §4.2 柱断面の算定

(A) 柱断面設計

仮定断面　$4L_s-75\times75\times6$




4·3 図　柱断面

$l_{kx}=4.4$ m　$l_{ky}=5.5$ m

$A=8.727\times4\fallingdotseq35$ cm$^2$　$i_1=1.47$ cm

$J_x=35(17.5-2.06)^2+46.1\times4=8.514$ cm$^4$

$Z_x=8,514/17.5=488$ cm$^3$

$i_x\fallingdotseq17.5-2.06\fallingdotseq15.4$ cm

$\lambda_x=440/15.4=28.6$

$\lambda_{xi}=\sqrt{28.6^2+28.5^2}=40$

$$\lambda_y=\frac{l_{ky}}{\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2+iy^2}}=\frac{550}{\sqrt{(.45+2.06)^2=2.3^2}}=\frac{550}{3.38}=163\qquad l_1=42\text{ cm}$$

$\lambda_1=42/1.47=28.5$

$\lambda_{yi}=\sqrt{163^2+28.5^2}=165$　$\omega=4.54$

長期 $\sigma=\dfrac{4.54\times3,790}{35}+\dfrac{127,000}{488}=492+260=752<1,600\ \mathrm{kg/cm^2}$

短期 $\sigma=\dfrac{4.54\times2,930}{35}+\dfrac{420,000}{488}=388+860=1,248<2,400\ \mathrm{kg/cm^2}$ ∴ 可

(B) ラチス設計

長期荷重 曲げモーメントによるせん断力

固定荷重……$_1Q_k=\dfrac{M_{上}+M_{下}}{h}=\dfrac{1.27+.63}{4.4}=455\ \mathrm{kg}$

柱直圧によるせん断力 $\lambda_{yi}=169$ $k=8.52\%$

$_2Q_k=3,790\times8.52\times10^{-2}=322\ \mathrm{kg}$

∴ $Q_k={}_1Q_k+{}_2Q_k=455+322=777\ \mathrm{kg}$

$D=\pm\dfrac{Q_k}{\cos30^\circ}=\pm\dfrac{777}{.866}=900\ \mathrm{kg}$

ラチス PL—65×6 を使用すれば

圧縮材として $i=\dfrac{t}{\sqrt{12}}=\dfrac{.6}{\sqrt{12}}=.173$

$\lambda=32/.173=185$ $\omega=5.7$

$\sigma=5.7\times900/6.5\times.6=1,320<1,600\ \mathrm{kg/cm^2}$ ∴ 可

引張材として $A_e=.6(6.5-1.7)=2.88\ \mathrm{cm^2}$

$\sigma=900/2.88=312<1,600\ \mathrm{kg/cm^2}$ ∴ O.K

接合リベット $D=900\ \mathrm{kg}$ であるゆえ 16φ Rivet にて十分

短期荷重 曲げモーメントによるせん断力

$G+P+W_{下}$……$_1Q_k=\dfrac{4.2+3.83}{4.4}=1.83\ \mathrm{t}$

柱直圧によるせん断力は $\lambda_{y_1}=169$, $k=8.52\%$

$_2Q_k=2,670\times8.52\times10^{-2}=0.227\ \mathrm{t}$

∴ $Q_k=0.227+1.83=2.057\ \mathrm{t}$

$D=\pm2.057/0.866=2.39\ \mathrm{t}$

圧縮材……$\sigma=5.7\times2.39/6.5\times0.6=3.50>2.4\ \mathrm{t/cm^2}$

引張材……$\sigma=2.39/2.88=0.83<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$

∴ 不足するゆえ 6.5×9 PL とすれば

$i=\dfrac{9}{\sqrt{12}}=0.26$ $\lambda=\dfrac{32}{0.26}=123$ $\omega=2.52$

∴ $\sigma=\dfrac{2.52\times2.39}{6.5\times9}=1.03<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$

接合リベット 16φ とすれば十分である。

ニーブレスより上のラチス材の検討*

*柱直圧による影響は小なるゆえ無視した。

$_{max}M=2.93$ tm　　$d=1.10$ m

$Q=2.93/1.1=2.26$ t

$D=\pm 2.26/0.866=2.60$ t

65×9 PL を使用すれば　$i=0.26$ cm,　$\lambda=123$,　$\omega=2.52$

$\therefore\ \sigma=2.52\times 2.60/6.5\times 9=1.12<2.4$ t/cm²

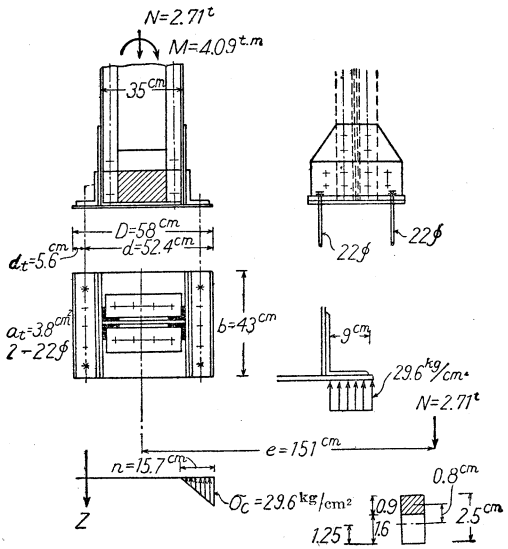
引張材……$A_e=0.9(6.5-1.7)=4.32$ cm²

$\sigma=2.60/4.32=0.602<2.4$ t/cm²

[C] 柱脚設計

柱脚は第 41 条により偏心荷重を受ける鉄筋コンクリート柱として，圧縮側の鉄筋を無視して，中立軸の位置を定め，底板圧縮応力度及び基礎ボルトを定める。

長期荷重 $\begin{cases}N=3.79\text{ t}\\M=.63\text{ t.m}\end{cases}$　　短期荷重 $\begin{cases}N=2.71\text{ t}\\M=4.09\text{ t.m}\end{cases}$




**4·4 図　柱　　脚**

ゆえに短期荷重で定める。

4·4 図に示すように仮定すれば，

$\begin{cases}D=58\text{ cm}\\b=43\text{ cm}\\d=52.4\text{ cm}\\d_t=5.6\text{ cm}\\a_t=7.6\text{ cm}^2(2-22\,\phi)\end{cases}$

$$e=\frac{M}{P}=\frac{4.09}{2.71}=1.51\text{ m}\rightarrow 151\text{ cm}$$

ゆえに $n$ についての三次方程式をうる。

$$n^3+3\left(e-\frac{D}{2}\right)n^2-\frac{90a_t}{b}\left(e+\frac{D}{2}-dt\right)(d-n)=0$$

$$\therefore\quad n^3+3\alpha n^2+23\alpha n-10.2\alpha^2=0$$

但し $\alpha=122$

ここで $n=x-\alpha$ と置けば $x^3+(22.7-3\alpha)\alpha x+\alpha^2(2\alpha-32.47)=0$

$$\therefore\quad x^3-41,900\,x+3,150,000^{1)}=0$$ この式を解いて

$x=137.7$ $\therefore$ $n=15.7$ cm を得。

ゆえに

$$\sigma_c=\frac{2N\left(e+\frac{D}{2}-d_t\right)}{bn(d-n/3)}=\frac{2\times 2,710(151+29-5.6)}{43\times 15.7(52.4-5.2)}=29.6\text{ kg/cm}^{2)}$$

$$Z=\frac{N\left(e-\frac{D}{2}+\frac{n}{3}\right)}{(d-n/3)}=\frac{2,710\times 127.2}{47.2}=7,300\text{ kg}^{2)}$$

$\sigma_s=7,300/7.6=.96$ t/cm$^2<1.2$ t/cm$^2$ $\therefore$ 可

$\therefore$ 基礎ボルトは片側 2−22$\phi$ でよい。

又，圧縮応力 $\sigma_c=29.6$ kg/cm$^2$ を受ける，サイドアングルの底脚は $\sigma_c=29.6$ kg/cm$^2$ 等分布荷重とみなせば

$$M=\frac{1}{2}\times 29.6\times 9^2=1,198.8\text{ kg.cm}$$

$$Z=\frac{1}{6}(1.6+.9)^2=1.04\text{ cm}^3$$

$$\sigma=\frac{1,198.8}{1.04}=1,152\text{ kg/cm}^2$$

底板取付リベット1本に加わるせん断力を $S$，脚の付根の曲げモーメントを $M$，リベット間隔を $p$ とすれば

$$S=\frac{G}{I}Mp\quad\text{なる故}$$

$$I=\frac{2.5^3}{12}=1.3\text{ cm}^4$$

$$G=.9\times .8=.72\text{ cm}^3$$

---

1) この三次式は実数根のみを有するゆえ普通の Cardan 公式を使用できない。

2) 図表（139頁）より求めれば

$$\frac{x}{d}=\frac{122}{52.4}\fallingdotseq 2.33\qquad p=\frac{a_t}{bd}=\frac{7.6}{43\times 52.4}\fallingdotseq 0.0034$$

$$\therefore\begin{cases}\dfrac{\sigma_c}{\frac{N}{bd}}=25 & \therefore\ \sigma_c=\dfrac{2.71\times 25}{43\times 52.4}=30\text{ kg/cm}^2\\ Z/N=2.70 & \therefore\ Z=2.7\times 2.71=7320\text{ kg}\end{cases}$$

$M=1{,}198.8\ \text{kg.cm}$

$p=8.75\ \text{cm}$

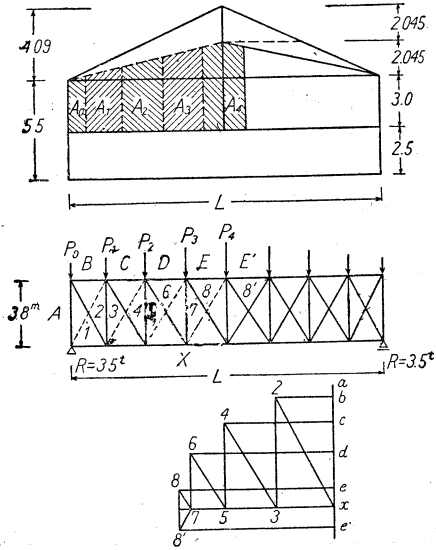
$S=\dfrac{.72}{1.3}\times 1{,}198.8\times 8.75=5{,}790<5{,}940$ [19φ Rivet 単せん短期]

ゆえに 19φ−8.75 cm, 間とする。

## §5. 各部設計

### §5.1 妻側風受トラスの設計

(A) 風荷重によるトラスの応力*

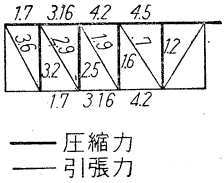



$$\frac{A}{2}=\begin{cases}A_0=1\times 3.1125=3.113\\A_1=2.15\times 3.468=7.45\\A_2=2.3\times 3.97=9.12\\A_3=2.4\times 4.492=10.75\\A_4=1.25\times 4.9025=6.12\end{cases}\Big\}36.5\ \text{cm}^2$$

$$\left.\begin{aligned}P_0&=qA_0=.096\times 3.113=.298\\P_1&=qA_1=\ 〃\quad\times 7.45=.715\\P_2&=qA_2=\ 〃\quad\times 9.42=.875\\P_3&=qA_3=\ 〃\quad\times 10.75=1.03\end{aligned}\right\}\times 2\Big\}7.0\ \text{t}$$

$$P_4=2\,qA_4=\ 〃\times 2\times 6.12=1.17$$




——圧縮力
——引張力

5·1 図　風受トラスの解法

(B) 風受トラス部材算定

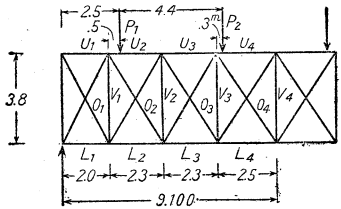
(イ) 上弦材

間柱により起る曲げモーメント

$$P_1=\frac{1}{2}\times 5.5\times 3.4.\times .096=.91\ \text{t}$$

$$P_2=\frac{1}{2}\times 5.5\times 4.4\times .096=1.16\ \text{t}$$

$U_2$ 材曲げモーメント




5·2 図　部材符号

* 実際は間柱による反力を用いて，外力を決定し，トラスを解くべきであるが，このようにしてもあまり差異はない。

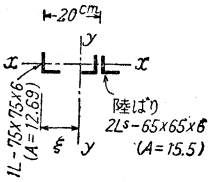
$$M_0=\frac{.91\times.5\times1.8}{2.3}=.356\ \text{t.m}$$

この 2/3 を取れば

$$M=\frac{2}{3}\times.356=.238\ \text{t.m}$$

$U_4$ 材　$$M_0=\frac{1.16\times.3\times2.2}{2.5}=.306\ \text{t.m}$$

$$M=\frac{2}{4}\times.306=.205\ \text{t.m}$$




5・3 図

$U_2$ 材 設 計

5・3 図に示すような断面を仮定すれば

$$\xi=\frac{8.73\times2.06+15.5\times(20-1.8)}{15.5+8.73}=12.3\ \text{cm}$$

$$I_y=8.73(12.3-2.06)^2+15.5(7.7)^2+46.1+2\times29.4=1{,}940\ \text{cm}^4$$

$${}_1Z_y=1{,}940/(7.7+.45+6.5)=133\ \text{cm}^3$$

$${}_2Z_y=1{,}940/12.3=158\ \text{cm}^3$$

$$I_x=46.1+2\times29.4=104.9\ \text{cm}^4 \qquad i_y=\sqrt{\frac{1{,}940}{24.23}}=8.95$$

$$i_x=\sqrt{\frac{104.9}{24.23}}=\sqrt{4.32}=2.08 \qquad \lambda_y=\frac{440}{8.95}=49.2$$

$$\lambda_x=230/2.08=111 \quad \lambda_1=45/1.47=30.7$$

$$\lambda_x=\sqrt{111^2+30.7^2}=114 \quad \omega=2.17$$

$$\sigma\begin{cases}\sigma_1=\dfrac{2.17\times3{,}190}{24.23}+\dfrac{23{,}800}{133}=\dfrac{380}{180}\\ \sigma_2\{\text{陸ばり(固定荷重+クレーン)の分}\}=498\end{cases}\Big\}\ 958<2.400\ \text{kg/cm}^2$$

(ロ)　斜　材

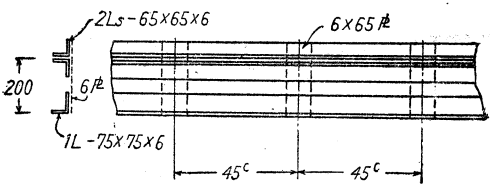
$O_1$ 材　$N=3.6\,\text{t}$

$1L-65\times65\times6$

$$A=\frac{3}{4}(7.53-1.7\times.6)$$

$$=2.6\ \text{cm}^2$$

$$\sigma=3.6/2.6=1.38\ \text{t/cm}^2$$




5・4 図

$O_2$, $O_3$, $O_4$ とも $1L-65\times65\times6$ とする。

(ハ)　垂直材

$V_1$ 材　$N=-3.2\,\text{t}$　$l=3.8\,\text{m}$

ホイストクレーン曲げモーメント　$M_x=\frac{1}{4}\times1\times3.8=.95$

Impact 20%$=.19$　$\Big\}$ 1.14 t.m　$M_y=.228$ t.m

$1I-180\times100\times6$

$A=30.06\ \text{cm}^2$　$Z_x=186$　$Z_y=28.24$

$i_x=7.46$　$i_y=2.17$

$\lambda_y=380/2.17=175 \quad \omega=5.1$

$$\sigma=\frac{5.1\times3,200}{30.06}+\frac{114,000}{186}+\frac{22,800}{28.24}$$

$$=542+610+805=1,957<2,400\ \mathrm{kg/cm}$$

ホイストクレーン　長期 $\sigma=\dfrac{114,000}{186}+\dfrac{22,800}{28.24}=610+805=1,415<1,600\ \mathrm{kg/m^2}$

なお中間スパン　$l=3.6$ m の所では問題なく安全である。∴ 可

$V_2$ 材　$N=-2.5$ t　$l_k=3.8$ m

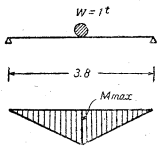
$2L_s-65\times65\times6$　$A=15$　$i=1.97$

$\lambda_x=880/1.97=193 \quad \omega=6.21$

$\sigma=6.21\times2.5/15=1.03\ \mathrm{t/cm^2}<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$

y-y 軸に対して

$i_1=1.27$

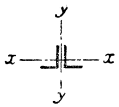



5·5 図

$$l_1=\frac{380}{6}=63.5\ \mathrm{cm}$$

$\lambda_1=63.5/1.27=50$ ∴ 可

($V_3$) ($V_4$) も同様とする。



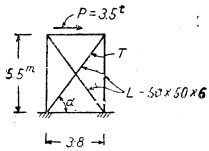

## §5.2 側面筋かいの算定

[イ] 妻側風圧　　受圧面積

風受トラス全風圧$=73\times.8\times.12=7$ t

これを両側面で受けるゆえ　$P=7\times\dfrac{1}{2}=3.5$ t

きわめて小さい横力であるゆえ，筋かいが全部負担するものとすれば



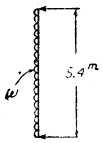

5·6 図

$$\text{筋かいの引張力}=\frac{3.5}{\cos\alpha}=\frac{3.5}{.563}=6.15\ \mathrm{t}$$

$L-50\times50\times6$ を使用すれば

$$A_e=\frac{3}{4}(5.64-1.9\times.6)=3.36\ \mathrm{cm^2}$$

$$\sigma=\frac{6.15}{3.36}=1.83<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$




5·7 図

## §5.3 妻側間柱の設計

$\omega=.8\times.12\times4.4=.422$ t/m

$W=.422\times5.4=2.28$ t

$$M=\frac{1}{8}\times2.28\times5.4=1.53\ \mathrm{t.m}$$

$Z=153,000/2,400=63.8\ \mathrm{cm^2}$

$1[-200\times70\times7$

$Z=162>63.8\ \mathrm{cm^2}$ ∴ 可

# §6. 基礎設計

## §6.1 基礎に起る応力

短期荷重
- 荷重 $P$
  - 柱荷重 $2.71+0.00685\times4\times5.5\times1.5\fallingdotseq3.0$
  - 壁荷重 $0.025\times0.6\times4.93\times3.6=0.265$
  - (腰コンクリート)壁荷重 $0.39\times0.8\times3.6=1.120$
  - つなぎばり $0.5\times0.25\times3.6\times2.4=1.08$
  - 基礎自重 $2\times1.2\times1.2\times2.2=6.35$

(ラチスの重量を含んで1.5倍とす)

(土とコンクリートの平均)

$3.0+5.465=11.815\rightarrow11.85$t

- 曲げモーメント $M$
  - 柱脚曲げ 4.09
  - 全風圧による柱脚部の曲げ $*2.0\times1.15=2.3$

$4.09+2.3=6.39$ t.m

$*$ [ $1.4675+0.346\times2.0=2.0595$ (風上側)
$1.4675+0.346\times2.0/2=1.8135$ (風下側) ] $\rightarrow4.0$ t

片側柱では 2.0 t

## §6.2 基礎の設計

基礎の大きさを6·1図のように仮定する。

(イ) 基礎底面の応力

$$e=\frac{M}{P}=\frac{6.39}{11.85}=.54\text{ m}$$

$$\xi=3\left(\frac{l}{2}-e\right)=3(1-.54)=1.38\text{ m}$$

$$\sigma_c=\frac{2P}{\xi l'}=\frac{2\times11.85}{1.38\times1.2}=14.3\text{ t/m}^2<40\text{ t/m}^2$$

(ロ) 鉄筋の計算*

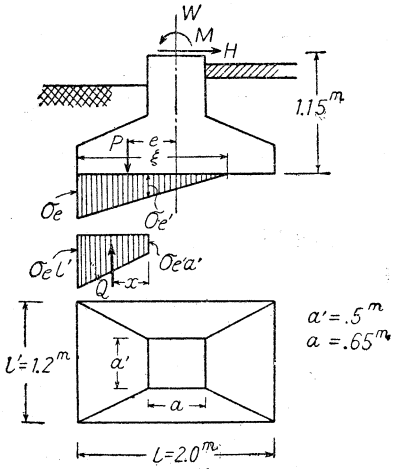
$$\sigma_c'=14.3\times\frac{.675}{1.38}=7.00\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_c l'=14.3\times1.2=17.2\text{ t/m}$$

$$\sigma_c' a'=7.0\times.5=3.5\text{ t/m}$$

$$Q=\frac{1}{2}(\sigma_c l'+\sigma_c' a')\left(\frac{e}{2}-\frac{a}{2}\right)$$

$$=\frac{1}{2}(17.2+3.5)(.675)=7\text{ t}$$




6·1 図

(注) 壁荷重

波形鉄板ぶき 15
胴縁 10
} 25 kg/m²

又開口率は 60% と考える。

(腰コンクリート) 壁荷重

コンクリート t=15 cm 360
仕上 30
} 390 kg/m²

$*$ $M.Q$ の算出は略算とす。

$$x=\frac{.675}{3}\left(\frac{2\times17.2+3.5}{17.2+3.5}\right)=.412\,\mathrm{m}$$

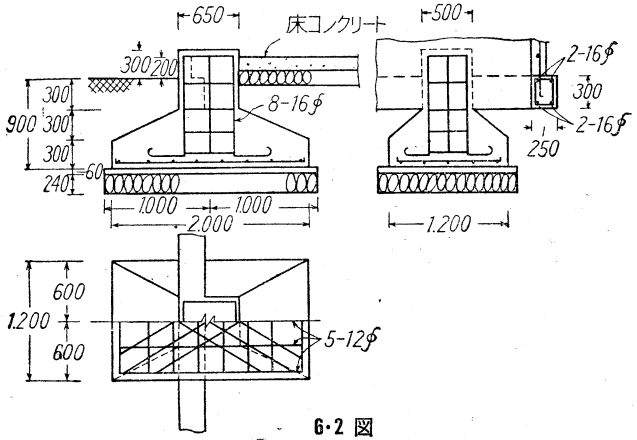
$M=Q_x=7\times.41=2.88\,\mathrm{t.m}$　$d=60-7=53\,\mathrm{cm}$

$a_t=2.88/2.4\times7/8\times.53=2.58\,\mathrm{cm^2}$　3—12φ

配筋すべき　幅$=a'+2D=.5+2\times.5=1.5\,\mathrm{m}>1.2\,\mathrm{m}$

∴　これを6·2図のように配筋する。

$$\Sigma\phi=\frac{7{,}000\times1.14}{14\times53}=10.7\,\mathrm{cm}\quad 3\text{—}12\phi<5\text{—}12\phi$$




6·2 図

## §6.3 間柱下基礎

基礎荷重 $P$

| | | | |
|---|---|---|---|
| 間柱自重 | $0.015\times4.93\fallingdotseq0.075$ | 3.015 | 5.385 t |
| (腰コンクリート)壁荷重 | $0.39\times0.8\times4.3=1.34$ | | |
| つなぎばり荷重 | $0.25\times0.5\times2.4\times4.3=1.28$ | | |
| 壁荷重 | $0.025\times0.6\times4.93\times4.3=0.32$ | | |
| 基礎自重 | $1.2\times0.75\times1.2\times2.2=2.37$ | | |

$$M\begin{cases}-1.14\times1.2=1.37\,\mathrm{t.m}\\-5.385\times.25=-1.34\end{cases}\Big>\fallingdotseq0$$

$$\sigma=\frac{5.385}{1.2\times.75}\fallingdotseq6\,\mathrm{t/m^2}$$

$$A=\frac{.5}{2}(.75+.35)=.275\,\mathrm{m^2}$$

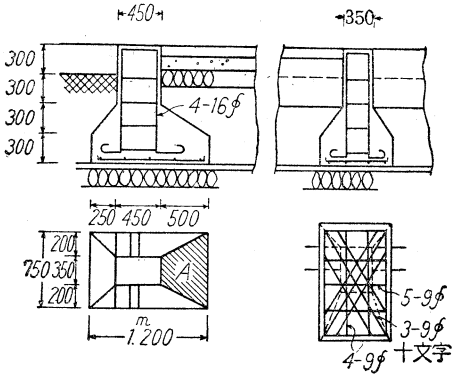
$$Q=.275\times6=1.65\,\mathrm{t}$$

$$x=\frac{.5}{3}\cdot\frac{1.5+.35}{.75+.35}=.28\,\mathrm{m}$$

$M=Q_x=1.65\times.28=.48$ t.m

$a_t=.48/2.4\times.53\times{}^{7}/_{8}=.43$ cm² 1—9 $\phi$

$$\Sigma\psi=\frac{1,650\times1.14}{14\times53}=2.54 \text{ cm}$$ 1—9 $\phi$




6·3 図

# 構造計算例 2. 走行クレーンをもつ工場

## §1. 一 般 事 項

### §1.1 建物概要

i) 構　造　軸部：鋼構造
　　屋根：山形鋼もや，石綿スレート波板直ぶき，一部ガラス屋根 4 寸こう配
　　壁部：石綿スレート波板，鋼製ガラス窓

ii) 平面図，立面図，断面図，伏図は例 2 付図 1 に示す

iii) 場所は東京付近とする。

### §1.2 荷　　重

i) 固定荷重（水平面につき kg/m²）

波形スレート　$25\times\frac{1}{0.93}=26.9$

ガラス屋根　$30\times\frac{1}{0.93}=32.2$

もや　10.0

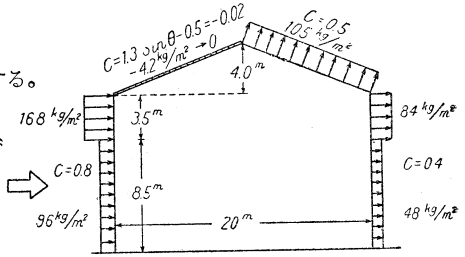
トラス　$10\times0.8\,l=26.0$ { 主トラス 20 / サブビーム 6 }

つなぎばり，筋かい等　15.0

ii) 積雪荷重（水平面につき kg/m²）

場所は東京付近であるので短期荷重とする。

最深積雪量：50 cm　単位重量：深さ 1 cm ごとに 1 kg/m² [1] とすれば積雪荷重は $50\times1=50$ kg/m²




1·1 図　風 圧 力 度 図

iii) 風荷重（台風）

速度圧　$q=120$ kg/m²…($h=0\sim8.5$ m)

$q=210$ kg/m²…($h=8.5\sim16.0$ m)

### §1.3 もやの計算

スパン：3.00 m　間隔：（屋根面）0.83 m　水平面 0.77 m 2 スパン連続ばりとする。

自　重：$w_g$（天窓部分）$=(32.2+10)\times0.77=32.5$ kg/m

雪　　：$w_s=50\times0.77=38.5$ kg/m

風　　：$w_w=105\times0.83=87.2$ kg/m

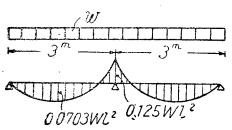
i) 常時荷重

$w_x=w_g\cos\alpha=28.6$ kg/m

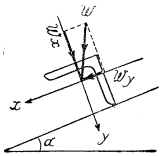
$w_y=w_g\sin\alpha=12.1$ kg/m

---

1) 日本規格建築 3001　解説 45 頁参照




1·2 図




1·3 図

$\alpha \fallingdotseq 21°50'$

$\sin\alpha = 0.37$

$\cos\alpha = 0.93$

ii) 積雪時荷重

$w_x = (w_g + w_s)\cos\alpha = 66.5$ kg/m

$w_y = (w_g + w_s)\sin\alpha = 26.6$ kg/m

iii) 暴風時荷重

$w_x = w_g\cos\alpha - w_w = -58.6$ kg/m

$w_y = w_g\sin\alpha = 12.1$ kg/m

断面は ii) 積雪時（短期荷重）できまる。

$$M_x = \frac{1}{8}w_x l^2 = \frac{1}{8}\times 66.5\times 3^2 = 74.8\ \text{kg.m} = 7.48\ \text{t.cm}$$

$$M_y = \frac{1}{8}w_y l^2 = \frac{1}{8}\times 26.6\times 3^2 = 29.5\ \text{kg.m} = 2.95\ \text{t.cm}$$

∴ 付録計算図表より $L$-65×65×6 で十分である。

## §2. 小屋組計算

### §2.1 荷　重

i) トラス節点にかかる常時荷重

単位の固定荷重 kg/m²

| | |
|---|---|
| 屋根ふき材（波形スレートとガラス屋根の平均） | 29.0 |
| もや | 10.0 |
| 主トラス及びサブビーム | 26.0 |
| つなぎばり，筋かい等 | 15.0 |
| 計 | 80.0 kg/m² |

従つて節点に加わる荷重は

$$w = 80\times\frac{10}{6}\times 3 = 400\ \text{kg}$$

$$P_1 = \frac{3}{2}w + \frac{w}{2} = 800\ \text{kg}$$

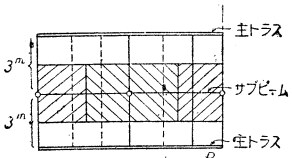
$$P_2 = 3w + w = 1600\ \text{kg}$$

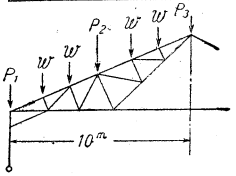
$$P_3 = P_2 = 1600\ \text{kg}$$

ii) 節点に加わる雪荷重

単位の雪荷重＝50 kg/m²

従つて節点に加わる雪荷重はそれぞれ常時荷重の場合の $\frac{50}{80}$ 倍である。なお雪は両側雪のみを考える。




2・1 図　屋根荷重図

iii) 節点に加わる風荷重

風上側屋根面の風圧力はわずかなので無視する。

$w = 105 \times 3 \times 1.80 = 567$ kg

$P_1 = 2w = 1134$ kg

$P_2 = 4w = 2268$ kg

$P_3 = 2w = 1134$ kg

$P_{c1} = 168(3 \times 1.25 + 3 \times 1.75) = 1510$ kg

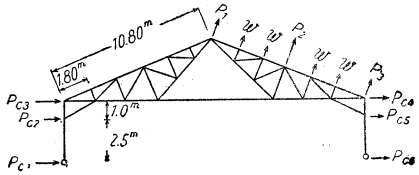
$P_{c2} = 168(3 \times 1.75) = 883$ kg

$P_{c3} = 168(3 \times 0.5 + 3 \times 1.75) = 1134$ kg

$P_{c4} = \frac{1}{2} P_{c3} = 567$ kg

$P_{c5} = \frac{1}{2} P_{c2} = 441$ kg

$P_{c6} = \frac{1}{2} P_{c1} = 755$ kg




2・2 図　風荷重図

iv) 地震荷重

壁面荷重：胴差し……10 kg/m²

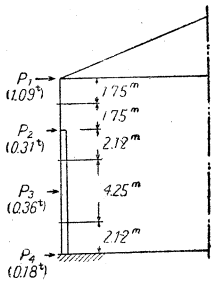
石綿スレート壁材……25 kg/m²
ガラス窓……40 kg/m²
} 平均 30 kg/m²

主柱（上部）……50 kg/m

主柱（下部）……100 kg/m

間柱……20 kg/m

つなぎばり……10 kg/m²




2・3 図　地震荷重図

逆対称荷重ゆえ，左半分だけ考え，右図のように地震荷重が加わるとする。

$P_1 = \overline{P}_1 k \quad P_3 = \overline{P}_3 k$

$P_2 = \overline{P}_2 k \quad P_4 = \overline{P}_4 k$

とすれば

$\overline{P}_1 = (10 + 30 + 10)(6 \times 1.75) + (20 + 50) \times 1.75 + 80 \times 6 \times 10$

$= 525$(壁)$+ 122.5$(柱)$+ 4800$(小屋組)$= 5447.5$ kg

$\overline{P}_2 = 525 + 122.5 + 50(6 \times 2.12) + (100 + 20) \times 2.12 = 647.5 + 637.5 + 255 = 1540$ kg

$\overline{P}_3 = (637.5 + 255) \times 2 = 1785$ kg

$\overline{P_4}=637.5+255=892.5$ kg

従つて震度 $k=0.2$ とすれば

$P_1=5447.5\times0.2=1.09$ t

$P_2=1540\times0.2=0.31$ t

$P_3=1785\times0.2=0.36$ t

$P_4=892.5\times0.2=0.18$ t

## §2.2 応力計算

i) 計算仮定

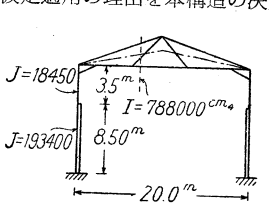
本構造は柱脚を固定とみなすと3次の不静定骨組であるので応力解析は簡単でない。そこでこの設計例においては適当な仮定を含む略算法に従つて応力計算を行つた。すなわち

a) 鉛直荷重時——方づえの存在を無視し，両端単純支持として，小屋組を計算する

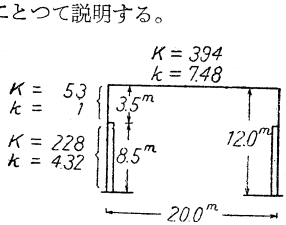
b) 水平荷重時——柱の反曲点は変断面の位置に来ると仮定する

c) クレーン荷重時——一方の柱に加わるクレーン荷重はその柱が片持ばりとして全部負担するものとし，小屋組及び他側の柱は働かないと仮定する

以上の仮定適用の理由を本構造の決定断面を例にとつて説明する。




2·4 図



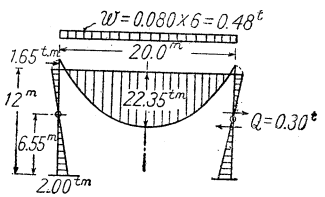

2·5 図

柱の反曲点の位置を求めるために，骨組をくけいラーメンとして計算する。はりは，小屋組スパンの $^1/_3$ の所の断面を有効断面とする均等ばりとみなせば，柱，はりの剛比関係は上図のようになり，柱上部の剛比を1とすれば

$k_{柱上}:k_{柱下}:k_{はり}=1:4.3:7.5$ である。

(a) 鉛直荷重のとき

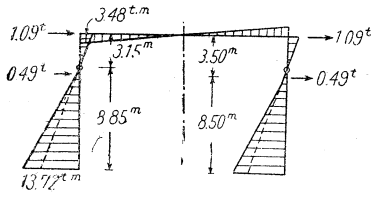
柱脚固定として応力計算すると曲げモーメント図は右図のようになる。図より明らかなように柱の曲げ抵抗はわずかであるから，はりは方づえの存在を無視して両端ピンとみなすことが許される。



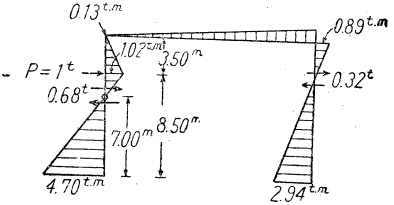

2·6図 鉛直荷重による曲げモーメント図

(b) 風荷重のとき

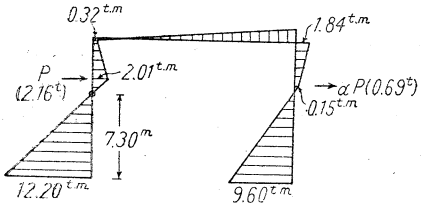
逆対称荷重のときは2·7図のようになる。反曲点の位置は風下側屋根面の鉛直分力及び壁面風力の風上側と風下側の相異を考えても大して移動しない。従つて略算法としては反



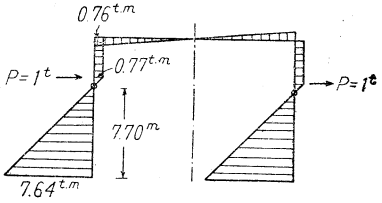

2・8 図　地震力による曲げモーメント図




2・9-1 図　片側クレーン荷重




2・9-2図　両側クレーン荷重

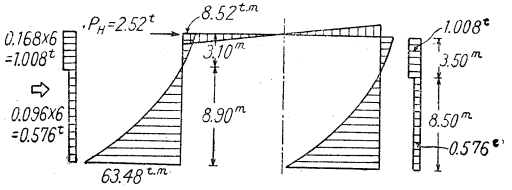



2・9-3図　純両側クレーン荷重

曲点が柱変断面の高さ（8.50 m）にくると仮定してさしつかえない。

（c）　地震力（クレーンによるものは含まない）

曲げモーメント図は 2・8図のようになり柱の反曲点の位置はほゞ変断面の所にくると仮定できる。




2・7 図　逆対称風荷重による曲げモーメント図

（d）　クレーン荷重（直角方向力）

曲げモーメント図は 2・9 図のようになる。

（イ）　片側荷重のときは左側柱の上端はほとんどピン支持となるが，右側柱にも相当な応力が伝わつている。

（ロ）　両側荷重になるとしだいに応力の分担が平均され，反曲点の位置も上にあがる。

（ハ）　純両側荷重になると荷重点以下の部分がほとんど片持ばりとして働きそれより上部はわずかしか働かない。

従つて略算法としては，クレーン荷重は荷重点以下の柱部分に片持ばりとして加わることにし，それより上部には応力が伝わらない仮定する。すなわち柱下部は安全側になるが，柱上部及び小屋組はクレーン荷重に対して危険側となり，そのため断面決定のとき許容応力度を 10% ほど下げる必要がある。

なおクレーン鉛直荷重の偏心モーメントもそのまま柱下部に伝わるものとする。

ii）応力計算

以上の計算仮定に従つて応力算定を行い，まず柱の変断面部分より上部を計算する。

なお，部材名は図のような記号で表わすことにし，応力計算のときの各部材断面は次のように仮定した。

柱 $C_1, C_2$：

$4L_s-90\times75\times9$




上弦材 $U$：

$2L_s-100\times75\times10$

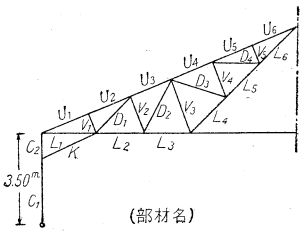
陸ばり $L_1\sim L_3$：$2L_s-75\times75\times6$

斜材　$L_4\sim L_6$：$2L_s-75\times75\times6$

ウェブ材 $V, D$：$2L_s-65\times65\times6$

つなぎ材 $T$：$2L_s-75\times75\times6$

方づえ　$K$：$2L_s-75\times75\times6$



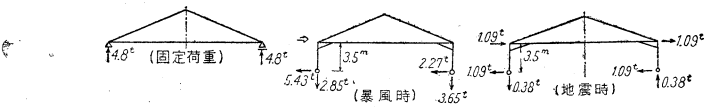

2・10図

a）鉛直荷重のとき

両端単純支持として図解法で応力を求める。（省略）

b）水平荷重のとき

柱変断面の位置をピンと仮定し，それより上部を2ピン式骨組として仮想働法によつて応力を計算する。図解法及び計算過程は省略し，不静定反力のみを図に示す。



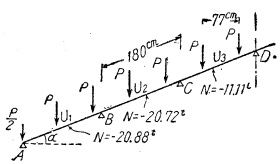

2・11 図

## §2.3 トラスの設計

i）トラス部材設計応力

常時，積雪時，暴風時，地震時のトラス部材応力及び設計応力を2・1表に示す。

表より明らかなように設計応力はすべて短期荷重により決定される。




2・12 図

ii）断面決定

ガセットプレートは $PL\cdot9$ mm，リベットは 16 mm$\phi$ を使用する。

（a）$U_1\sim U_6$（合掌材）

断面は暴風時の $U_1$ 材，あるいは $U_2$ 材で決定される。

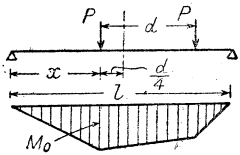
もや荷重による曲げ応力は6スパン連続ばりとして受ける。もや荷重による最大曲げモ

2·1 表　トラス部材設計応力表

| 材名 | 材長 (cm) | 長期荷重による応力 | 短期荷重による応力 (ton) | | | | | 設計応力 (ton) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 積雪時 | 暴風時 | | 地震時 | | | |
| | | 自重 (ton) | 両側雪 | 風上側 | 風下側 | 左側 | 右側 | 引張力 | 圧縮力 |
| $C_1$ | 250 | −4.80 | −7.80 | −1.95 | −1.15 | −4.42 | −5.18 | | −7.80 |
| $C_2$ | 100 | −4.80 | −7.80 | −8.51 | +1.34 | −6.41 | −3.19 | | −8.51 |
| $K$ | 220 | 0 | 0 | +14.34 | −5.51 | +4.30 | −4.30 | +14.34 | −5.51 |
| $U_1$ | 180 | −10.73 | −17.42 | −20.88 | +3.02 | −15.15 | −6.31 | +3.02 | −20.88 |
| $U_2$ | 180 | −10.57 | −17.20 | −20.72 | +3.18 | −14.99 | −6.15 | +3.18 | −20.72 |
| $U_3$ | 180 | −9.93 | −16.22 | −11.11 | −0.16 | −11.60 | −8.24 | | −16.22 |
| $U_4$ | 180 | −9.32 | −15.15 | −7.47 | −0.65 | −10.12 | −8.52 | | −15.15 |
| $U_5$ | 180 | −9.94 | −15.70 | −7.79 | −0.19 | −10.44 | −8.84 | | −15.70 |
| $U_6$ | 180 | −9.48 | −15.40 | −7.63 | −0.03 | −10.28 | −8.68 | | −15.40 |
| $L_1$ | 193 | +10.00 | +16.25 | +8.45 | +1.85 | +10.33 | +9.67 | +16.25 | |
| $L_2$ | 193 | +9.45 | +15.35 | +13.82 | −0.13 | +11.40 | +7.50 | +15.35 | −0.13 |
| $L_3$ | 193 | +8.97 | +14.60 | +10.23 | +1.43 | +9.98 | +7.96 | +14.60 | |
| $L_4$ | 193 | +3.00 | +4.88 | +5.91 | −2.84 | +4.01 | +1.99 | +5.91 | −2.84 |
| $L_5$ | 193 | +3.52 | +5.72 | +6.43 | +3.07 | +4.53 | +2.51 | +6.43 | −3.07 |
| $L_6$ | 193 | +4.00 | +6.50 | +6.91 | −3.39 | +5.09 | +2.99 | +6.91 | −3.39 |
| $V_1$ | 70 | −0.30 | −0.59 | −0.36 | +0.19 | −0.36 | −0.36 | +0.19 | −0.59 |
| $D_1$ | 193 | +0.52 | +0.85 | +10.12 | −3.78 | +3.44 | −2.40 | +10.12 | −3.78 |
| $V_2$ | 143 | −0.56 | −0.91 | −4.06 | +1.64 | −1.63 | +0.51 | +1.64 | −4.06 |
| $D_2$ | 230 | +0.60 | +0.98 | +4.32 | −1.78 | +1.75 | −0.55 | +4.32 | −1.78 |
| $V_3$ | 218 | −2.24 | −3.64 | −4.47 | +2.08 | −2.96 | −1.52 | +2.08 | −4.47 |
| $D_3$ | 230 | +0.60 | +0.98 | +0.60 | −0.30 | +0.60 | +0.60 | +0.98 | −0.30 |
| $V_4$ | 143 | −0.56 | −0.91 | −0.56 | +0.29 | −0.56 | −0.56 | +0.29 | −0.91 |
| $D_4$ | 193 | +0.52 | +0.85 | +0.52 | −0.28 | −0.52 | +0.52 | +0.85 | −0.28 |
| $V_5$ | 70 | −0.36 | −0.59 | −0.36 | +0.19 | −0.36 | −0.36 | +0.19 | −0.59 |
| $T$ | 842 | +5.92 | +9.62 | +4.15 | | +5.92 | | +9.62 | |

ーメント $M$ は，各スパンを単純ばりと考えた時の最大曲げモーメント $M_0$ を算出し，略算により $M=0.8M_0$ として求める。$M_0$ はもやの最も不利な位置を仮定して計算する。

今右図のように間隔 $d$ の一定な2つの荷重 $(P+P)$ が働く場合，左側の $P$ 点に起る曲げモーメントの値は



$M=\dfrac{2P}{l}\left(l-x-\dfrac{1}{2}d\right)x$ であり，その値は $x=\dfrac{l}{2}-\dfrac{d}{4}$ のとき最大である。

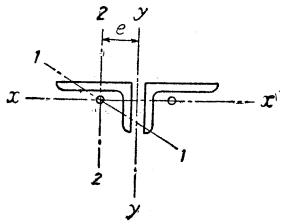
本例では $P=(29+10)\times3\times0.77=90$ kg

もや間隔 $d=77$ cm であるから

$$M_0=\frac{2P}{l}\left(l-x-\frac{1}{2}d\right)x=\frac{2P}{l}\left(\frac{l}{2}-\frac{d}{4}\right)^2=\frac{2\times0.09}{166}(83-19)^2=4.44\ \text{t.cm}$$

従つて $M=0.8\,M_0=3.55$ t.cm

最大応力 $\begin{cases}N=-20.88\ \text{t}\\ M=3.55\ \text{t.cm}\end{cases}$




$2L_s-100\times75\times10$（3区分）を使用。

$2A=16.50\times2=33.0$ cm²

$e=3.18+0.45=3.63$ cm

$Z_x=13.7\times2=27.4$ cm³

（1） 面外座屈

$l_{ky}=180\times3=540$ cm　$i_y=\sqrt{i_2^2+e^2}=\sqrt{3.11^2+3.63^2}=4.78$ cm

$\lambda_y=\dfrac{540}{4.78}=113$

$l_{k1}=\dfrac{180}{3}=60$　$i_1=1.58$ cm　$\lambda_1=\dfrac{60}{1.58}=38<50$

$\therefore\ \lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\lambda_1^2}=\sqrt{113^2+38^2}=120\rightarrow\omega=2.40$

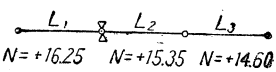
$\sigma=\dfrac{20.88\times2.40}{33.0}+\dfrac{3.55}{27.4}=1.52+0.13=1.65<2.4$ t/cm²　可

（2） 面内座屈

$l_{kx}=1.80$ m　$i_x=2.15$ cm　$\lambda_x=\dfrac{180}{2.15}=84<120=\lambda_{ye}$ ∴ 安全

（b） $L_1\sim L_3$　（積雪時）

最大応力：$N=16.25$ t



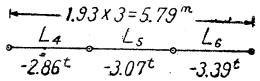

$2L_s-75\times75\times6$ 使用。

$A_e=8.73\times2-1.70\times0.6\times2=17.46-2.04=15.42$ cm²

$\sigma=\dfrac{16.25}{15.42}=1.05$ t/cm²$<2.4$ 可

（c） $L_4\sim L_6$　（風下側）

最大応力：$N=-3.39$ t




$2L_s-75\times75\times6$（3区分）使用。

トラス面外座屈

$l_{ky}=5.80$ m　$i_y=\sqrt{i_2^2+e^2}=\sqrt{2.30^2+2.51^2}=3.46$ cm

$$\lambda_y=\frac{l_{ky}}{i_y}=171$$

$$i_1=1.47\,\text{cm}\quad l_{k1}=\frac{193}{3}=64\,\text{cm}\quad \lambda_1=43.5<50$$

$$\lambda_{ye}=\sqrt{171^2+43.5^2}=177\rightarrow\omega=5.22$$

$$\sigma=\frac{3.39\times5.22}{17.46}=1.01\,\text{t/cm}^2<2.4\ \text{可}$$

(d) $D_1$: $D_4$:

最大応力 $\begin{cases}N=+10.12\,\text{t}\\N=-3.78\,\text{t}\end{cases}$ $\begin{cases}N=+0.85\,\text{t}\\N=-0.28\,\text{t}\end{cases}$

$D_1$: $2L_s-65\times65\times6$ (3区分) 使用。

面内座屈

$l_k=1.93\,\text{m}\quad i_x=1.98\,\text{cm}\quad \lambda_x=98\rightarrow\omega=1.62$

面外座屈

$$l_{ky}=1.93\,\text{m}\quad i_y=\sqrt{1.98^2+(1.81+0.45)^2}=\sqrt{1.98^2+2.26^2}=3.0\,\text{cm}$$

$$\lambda_y=\frac{193}{3.0}=64$$

$$l_{k1}=\frac{1.93}{3}=64\,\text{cm}\quad i_1=1.27\,\text{cm}\quad \lambda_1=\frac{64}{1.27}=51\fallingdotseq50$$

$$\lambda_{ye}=\sqrt{64^2+51^2}=81.8\rightarrow\omega=1.37<1.62$$

$$\sigma=\frac{3.78\times1.62}{15.05}=0.41<2.4\,\text{t/cm}^2\ \text{可}$$

引張

$$A_e=15.06-2.04=13.02\,\text{cm}^2$$

$$\sigma=\frac{10.12}{13.02}=0.80\,\text{t/cm}^2<2.4\ \text{可}$$

$D_4$: $2L_s-50\times50\times4$ (3区分) 使用。

$A=7.78\,\text{cm}^2\quad i_1=0.98\,\text{cm}\quad l_k=1.93\,\text{m}$

$$\lambda=\frac{193}{0.98}=197\rightarrow\omega=6.47$$

$$\sigma=\frac{0.28\times6.47}{7.78}=0.23<2.4\,\text{t/cm}^2\ \text{可}$$

(e) $D_2$: $D_3$:

最大応力 $\begin{cases}N=+4.32\,\text{t}\\N=-1.78\,\text{t}\end{cases}$ $\begin{cases}N=+0.98\,\text{t}\\N=-0.30\,\text{t}\end{cases}$

$D_2$: $2L_s-65\times65\times6$ 使用。

面外座屈 (3区分)

$l_k=230\,\text{cm}\quad i_1=1.27\,\text{cm}\quad \lambda=\dfrac{230}{1.27}=180\rightarrow\omega=5.40$

$\sigma=\dfrac{1.78\times5.40}{15.05}=0.64<2.4\,\text{t/cm}^2$ 可

$D_3$：$2L_s-50\times50\times4$（3区分）使用。

（f）$V_1, V_5$

$2L_s-50\times50\times4$（2区分）使用。

（g）$V_2$：　　$V_3$：　　$V_4$：

$N_{max}=\begin{cases}-4.06\,\text{t}\\+1.64\,\text{t}\end{cases}$　$N_{max}=\begin{cases}-4.47\,\text{t}\\+2.08\,\text{t}\end{cases}$　$N_{max}=\begin{cases}-0.91\,\text{t}\\+0.29\,\text{t}\end{cases}$

$V_3$：$2L_s-65\times65\times6$（4区分）使用。

面内座屈

$l_{ky}=218\,\text{cm}\quad i_y=3.0\,\text{cm}\quad \lambda_y=\dfrac{218}{3.0}=73$

$l_{k1}=\dfrac{218}{4}=55\,\text{cm}\quad i_1=1.27\text{cm}\quad \lambda_1=\dfrac{55}{1.27}=43.3<50$

$\lambda_{ye}=\sqrt{73^2+43.3^2}=84.8\rightarrow\omega=1.41<2.02$

$\sigma=\dfrac{4.47\times2.02}{15.05}=0.60<2.4\,\text{t/cm}^2$

$V_2$：$2L_s-65\times65\times6$（3区分）使用。

$V_4$：$2L_s-50\times50\times4$（3区分）使用。

（h）$K$：$N_{max}=\begin{cases}+14.34\,\text{t}\\-5.51\,\text{t}\end{cases}$

$2L_s-75\times75\times6$（3区分）使用。

$l_{kx}=220\,\text{cm}\quad l_{k1}=\dfrac{220}{3}=73\,\text{cm}\quad i_1=1.47\,\text{cm}$

$\therefore\ \lambda_1=\dfrac{73}{1.47}=50$

面内座屈

$l_{kx}=220\,\text{cm}\quad i_x=2.30\,\text{cm}\quad \lambda=96\rightarrow\omega=1.58$

$\sigma=\dfrac{5.51\times1.58}{17.46}=0.50<2.4\,\text{t/cm}^2$ 可

引　張

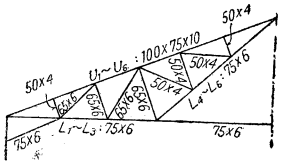
$A_e=15.42\,\text{cm}^2\quad \sigma=\dfrac{14.34}{15.42}=0.93<2.4\,\text{t/cm}^2$ 可

（i）$T$：$N_{max}=+9.62\,\text{t}$

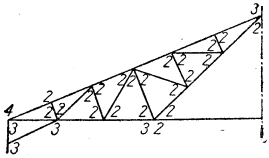
$2L_s-75\times75\times6$（8区分）使用。

$$\sigma=\frac{9.62}{15.42}=0.62<2.4\ \mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

以上の断面決定の結果を 2・13 図に示す。




2・13 図



2・14 図

iii)　接合部所要リベット数

リベット耐力：ガセットプレート 9 mm 厚，16 mm $\phi$ を使用すれば

$2L_s-100\times75\times10$
$2L_s-75\times75\times6$
$2L_s-65\times65\times6$
} に対しては $R=6.89$ t

$2L_s-50\times50\times4$　に対しては $R=6.12$ t

$n=\dfrac{N}{R}$ により端部所要リベット数を求めれば 2・14 図のようになる。

## §3. 各部設計

### §3.1 柱上部

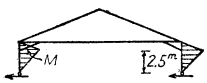
i)　柱上部の軸方向力及び曲げモーメント（方づえの取りつく位置）

（a）常　時

$N=4.80+(0.05\times3+0.05)\times1.75=4.80+0.35$（壁及び柱荷重）

$=5.15$ t

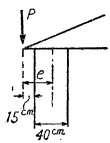
$M=5.15\times(0.15+0.20)=1.8$ t.m（偏心モーメント）




（b）積雪時

$N=5.15+4.8\times\dfrac{5}{8}=8.15$ t

$M=8.15\times(0.15+0.20)=2.85$ t.m




（c）暴風時

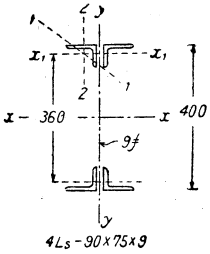
風上側 $\begin{cases}N=8.51+0.35=8.86\ \mathrm{t}\\ M=(5.43-1.51)\times2.5+8.86\times0.35=12.30+3.10=15.40\ \mathrm{t.m}\end{cases}$

風下側 $\begin{cases} N=1.34-0.35=0.99\,\text{t}\ (\text{引張}) \\ M=(2.27-0.75)\times 2.5+0.99\times 0.35=4.15\,\text{t.m} \end{cases}$

（d） 地震時（地震力は左側から働くとする）

左　側 $\begin{cases} N=6.41+0.35=6.76\,\text{t} \\ M=1.09\times 2.5+6.76\times 0.35=5.09\,\text{t.m} \end{cases}$

右　側 $\begin{cases} N=3.19+0.35=3.54\,\text{t} \\ M=1.09\times 2.5-3.54\times 0.35=1.48\,\text{t.m} \end{cases}$




3·1 図

ii) 断面算定

断面は暴風時（風上側）できまる。

設計応力 $\begin{cases} N=-8.86\,\text{t} \\ M=15.40\,\text{t.m} \end{cases}$

$4\,L_s-90\times 75\times 9$（ラチス柱）を使用する。

曲げが軸方向力に比べて大きいから安全側をとつてトラスとして計算する。

（a） 面外座屈

フランジに生ずる最大圧縮力は

$$N_{\max}=\frac{8.86}{2}+\frac{15.40}{0.36}=4.43+42.80=47.23\,\text{t}$$

$i_1=1.56\,\text{cm}\quad l_{k1}=42\,\text{cm}\quad \therefore\ \lambda_1=27<50$

$l_{ky}=3.5-1.0=2.5\,\text{m}$

$$i_y=\sqrt{2.78^2+(2.75+0.45)^2}=4.33\,\text{cm}\quad \therefore\ \lambda=\frac{250}{4.33}=57.7$$

$\therefore\ \lambda_{ye}=\sqrt{57.7^2+27^2}=64\rightarrow\omega=1.20$

$$\sigma=\frac{47.23\times 1.20}{14.04\times 2}=2.02<2.4\,\text{t/cm}^2\ \text{可}$$

（b） 面内座屈

$l_{kx}=3.5\,\text{m}\times 2=7.00\,\text{m}$ と仮定する。

$$i_x=\sqrt{2.20^2+\left(\frac{36}{2}\right)^2}=18.15\,\text{cm}$$

$$\lambda_x=\frac{700}{18.15}=38.6$$

$\lambda_{xe}=\sqrt{38.6^2+27^2}=47.2<64\quad \therefore$ 安全

（c） ラチス材の算定

ラチス計算のための柱せん断力は $C_1$ 部分と $C_2$ 部分で異なる。

$C_1$ 部分のせん断力：

(暴風時) $\begin{cases} Q_{\text{風上}}=5.43-1.51=3.92\,\text{t} & N=-1.95\,\text{t} \\ Q_{\text{風下}}=2.27-0.75=1.52\,\text{t} & N=-1.15\,\text{t} \end{cases}$

（地震時）$Q=1.09\,\mathrm{t}$　　$N=-5.18\,\mathrm{t}$

$C_1$ 部分のラチス断面は暴風時（風上側）できまる。

$\lambda_{xe}=47.2<100$ ∴ $\kappa=0.03\times47.2=1.42\%$

$$D_{\max}=(3.92+1.95\times0.014)\times\frac{1}{\cos 30^\circ}=3.95\times\frac{1}{0.866}=\pm4.56\,\mathrm{t}$$

$PL-100\times90$ を使用する。

（1） 引張の場合：$A_e=(10-1.7\times2)\times0.9=5.94\,\mathrm{cm^2}$

$$\sigma_t=\frac{4.56}{5.94}=0.77<2.4\,\mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

（2） 圧縮の場合：$i=\sqrt{\frac{bt^3}{12}\times\frac{1}{bt}}=\frac{t}{\sqrt{12}}=\frac{0.9}{3.48}=0.26\,\mathrm{cm}$

$l_k=37\,\mathrm{cm}$ ∴ $\lambda=\frac{37}{0.26}=142\rightarrow\omega=3.36$

$$\sigma_c=\frac{4.56\times3.36}{10\times0.9}=1.70<2.4\,\mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

（3） 接合リベット

$D=\pm4.56\,\mathrm{t}$ に対し $RV$-16 mm$\phi$—2本で十分。

$C_2$ 部分のせん断力：

（暴風時）$\begin{cases}Q_{風上}=5.43-1.51-0.88-14.34\times0.93=-10.29\,\mathrm{t}\\ Q_{風下}=2.27-0.75-0.44-5.51\times0.93=-4.05\,\mathrm{t}\end{cases}$

（地震時）$Q=1.09-4.30\times0.89=-2.73\,\mathrm{t}$

$C_2$ 部分はせん断力が大であるから充腹柱とする。

$$\tau=\frac{Q_{\max}}{jt}=\frac{10.29}{40\times0.85\times0.9}=0.34<1.2\,\mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

16 mm$\phi$ リベットを打つとすれば

$$p\leqq\frac{R}{Q}j=\frac{6.89}{10.29}\times40\times0.85=22.8\,\mathrm{cm}\rightarrow7\,\mathrm{cm}$$

## §3.2 サブビーム

i） 設計応力

スパン（水平） 5 m，間隔 3.00m，単純ばりと考える。

自重：$w_g=(29+10)\times3\times1.25+6\times3=164\,\mathrm{kg/m}$

　　└→連続もやの影響

雪　：$w_s=50\times3\times1.25=188\,\mathrm{kg/m}$

風　：$w_w=105\times\frac{1}{0.93}\times3\times1.25=425\,\mathrm{kg/m}$

（積雪時）

$w=w_g+w_s=164+188=352\,\mathrm{kg/m}$

$$M=\frac{1}{8}wl^2=\frac{1}{8}\times0.352\times5^2=1.10\ \text{t.m}$$

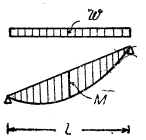
$$Q=0.352\times2.5=0.881\ \text{t}$$

（暴風時）

$$w=w_g+w_w=164-425=-261\ \text{kg/m}$$

$$M=\frac{1}{8}wl^2=-0.817\ \text{t.m}$$

$$Q=0.261\times2.5=0.652\ \text{t}$$




3・2 図

ii) 断面算定

$3L_s-65\times65\times6$ を使用する。

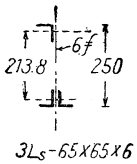
（a） 上弦材 $L-65\times65\times6$

$$N=\frac{110}{21.38}=5.05\ \text{t}$$

面外座屈長をもや間隔とすれば

$l_{ky}=88\ \text{cm}\quad i_y=1.98\ \text{cm}\quad \lambda=42\rightarrow\omega=1.08$

$$\sigma=\frac{5.05\times1.08}{7.53}=0.72<2.4\ \text{t/cm}^2\ \text{可}$$




（b） 下弦材 $2L_s-65\times65\times6$

$$N=\frac{81.7}{21.38}=3.82\ \text{t}$$

$l_{ky}=5.40\ \text{m}\quad i_2=1.98\ \text{cm}\quad i_y=\sqrt{1.98^2+2.26^2}=3.00\ \text{cm}\quad \therefore\ \lambda_y=180$

$$l_{k1}=\frac{21.38}{0.866}=24.6\ \text{cm}\quad i_1=1.27\ \text{cm}\quad \lambda_1=19.4<50$$

$$\therefore\ \lambda_{ye}=\sqrt{180^2+19.4^2}=181\rightarrow\omega=5.46$$

$$\sigma_e=\frac{3.82\times5.46}{15.06}=1.39<2.4\ \text{t/cm}^2\ \text{可}$$

（c） ラチス：$PL-50\times6$ を使用する。

$$D_{\max}=\pm\frac{Q_{\max}}{\cos(22°+30°)}=\pm\frac{0.881}{0.47}=\pm1.88\ \text{t}$$

圧　縮

$$l_k=21\ \text{cm},\ i=\frac{t}{\sqrt{12}}=\frac{0.6}{3.48}=0.17\ \text{cm}$$

$$\lambda=\frac{21}{0.17}=124\rightarrow\omega=2.56$$

$$\sigma_c=\frac{1.88\times2.56}{50\times0.6}=1.60<2.4\ \text{t/cm}^2\ \text{可}$$

引　張

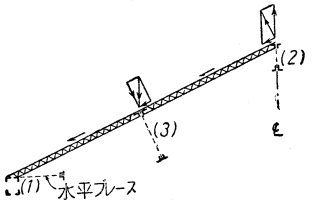
$$A_e=(50-1.7)\times0.6=1.98\ \text{cm}^2$$

$\sigma_t=\dfrac{1.88}{1.98}=0.95<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

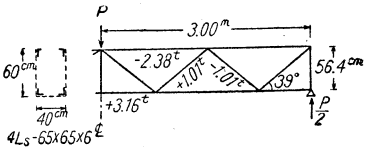
リベットは 16 mmφ 1本（$R=4.09$ t）で十分である。

## §3.3 サブビーム受けばり（つなぎばり）

サブビーム受けばりは壁側，むね部，中間の3種がある。サブビームより受ける荷重の内，片側雪荷重，風荷重のように受けばり面外の分力を生ずるときは，その分力はサブビームにより陸ばり面水平ブレースに伝えることにする。




3·3 図




3·4 図

1) 壁側受けばり

（a） 積雪時　軒の出

$P=(80+50)\,(2.50+0.15)\times3+(0.05\times3+0.02)\times1.50=1.29$ t

上弦材：$N=-2.38$ t

$2L_s-65\times65\times6$ 使用

$l_k=150$ cm　$i_1=1.27$ cm　$\lambda=118\rightarrow\omega=2.32$

$\sigma=\dfrac{2.38\times3.32}{15.06}=0.37<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

下弦材：$N=+3.16$ t

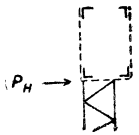
$2L_s-65\times65\times6$ 使用。$A_e=15.06-0.6\times1.7\times4=10.98\ \mathrm{cm^2}$

$\sigma=\dfrac{3.16}{10.98}=0.29<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

斜材：$N=\pm1.01$ t，$L-50\times50\times6$ 使用。

$l_k=98$ cm　$i_1=0.96$ cm　$\lambda_1=102\rightarrow\omega=1.73$

$\sigma=\dfrac{1.01\times1.73}{5.64\times2}=0.16<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可




（b） 暴風時（風上側）

間柱よりうける水平風荷重を考えると

$P_H=168\times\dfrac{3.00}{2}\times3.00=0.76$ t

$N=\dfrac{M}{j}=\dfrac{P_H l}{4}\times\dfrac{1}{3.64}=3.14$ t

ii) むね部受けばり：$4L_s-65\times65\times6$ を使用。

（積雪時）$P=(80+50)\times5.00\times3=1.95\,t$

上弦材 $N=-2.28\,t$

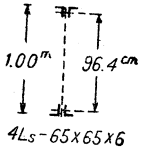
面外座屈

$l_{ky}=3.00\,m$　$i_y=3.0cm$　$\lambda_y=100$

$l_{k1}=\dfrac{150}{3}=50$　$i_1=1.26\,cm$　$\lambda_1=39.3<50$

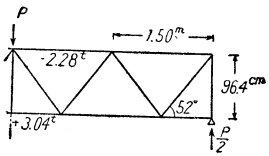
$\therefore\ \lambda_{ye}=\sqrt{100^2+39.3^2}=103\rightarrow\omega=1.77$

$\sigma=\dfrac{2.28\times1.77}{15.05}=0.27<2.4\,t/cm^2$ 可

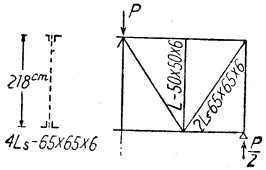



3·5 図

iii) 中間受けばり：$4L_s-65\times65\times6$ 使用，明らかに安全。




3·6 図




3·7 図

## §3.4 間　柱

間柱 $C_a,C_b,C_c$ の内最も不利なのは $C_b$ である。

i) $C_a$：$2L_s-50\times50\times6$ を使用，荷重のかかり方を考えれば安全なことがわかる。

ii) $C_b$：$4L_s-50\times50\times6$ を使用。

（a）暴風時風上側

最大曲げモーメントを略算により求める。

$w=0.096\times3=0.288\,t/m$

$M=\dfrac{wl^2}{8}=\dfrac{0.288\times4.25^2}{8}=0.65\,t.m$

壁荷重 $W=(0.05\times3+0.02)\times4.25=0.72\,t$

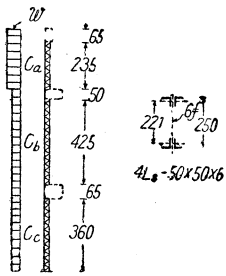
外側フランジ圧縮力は

$N=\dfrac{M}{j}+W=\dfrac{0.65}{0.221}+0.72=2.92+0.72=3.64\,t$

（スチールサッシュ押え寸法）

$l_{ky}=235\,cm$　$i_y=\sqrt{1.50^2+1.74^2}=2.32\,cm$　$\lambda_y=101$

$l_{k1}=25\,cm$　$i_1=0.96$　$\lambda_1=26<50$




3·8 図

$\lambda_{y\theta}=\sqrt{101^2+26^2}=104\rightarrow\omega=1.80$

$$\sigma=\frac{3.64\times1.80}{5.64\times2}=0.58<2.4\ \mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

(b)　暴風時風下側

$w=0.096\times3\times\frac{1}{2}$ t/m ∴ 内側フランジ圧縮力は

$$N=\frac{2.92}{2}=1.46\ \mathrm{t}$$

$l_{ky}=425$ cm　　$i_y=2.32$ cm　　$\lambda_y=183$

$\lambda_{y\theta}=\sqrt{183^2+26^2}=185\rightarrow\omega=5.70$

$$\sigma=\frac{1.46\times5.70}{11.28}=0.74<2.4\ \mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

ラチス板は $PL-50\times6$，リベットは 16 mmφ を使用する。

iii)　$C_c:C_b$ と同一断面とする。

## §4. クレーン部分

### §4.1 クレーン荷重

計算仮定により柱に加わるクレーン荷重はその柱に片持ばりのように作用し，他側の柱は働かないことにしたので，つり荷位置がスパン中央にくる時は他の位置に比べてクレーン支持骨組に対しより安全となり，従つてつり荷が中央にくる場合は考えない。

クレーンは 15 ton 容量，スパン 18.5 m とする。

i)　車輪圧

クレーン1台分全重量（クラブを含む）＝23 ton

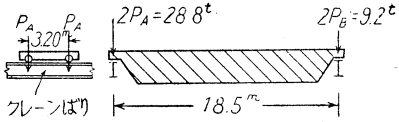
ホイスト重量 4.6 ton
クレーン骨組 23−4.6＝18.4 ton　} 23 ton　} 38 ton
つり荷荷重　15 ton

付録3はり上電動走行クレーン標準表（1～15 ton）より 15 ton クレーン（スパン 20 m）の

最大車輪圧＝14.4 ton

∴ $P_{A\max}=14.4$ ton

$$P_B=\frac{38}{2}-14.4=4.6\ \text{ton}$$




ii)　クレーン支持柱への最大荷重（鉛直）

クレーンばりは単純ばりとする。

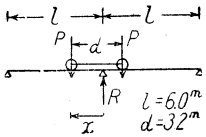
$x\leqq3.2$ m においては

$$R=P\frac{l-x}{l}+P\frac{l-(3.2-x)}{l}=P\left(2-\frac{3.2}{l}\right)=P\left(2-\frac{3.2}{6}\right)\fallingdotseq\frac{3}{2}P\rightarrow R_{\max}$$

クレーンばり重量を 1 ton/6 m とし衝撃係数 $\varphi=1.2$ とすれば

$$R_{max}=\frac{3}{2}P_A\times1.2+1=14.4\times\frac{3.6}{2}+1=26.9\,t$$

$$R_{他側}=\frac{3}{2}P_B\times1.2+1=9.28\,t$$




iii) 直角方向力（水平）：車輪圧の 10% とする。

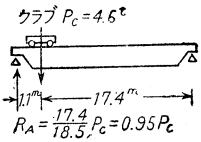
$$H_A=\frac{3}{2}P_A\times0.1=14.4\times0.15=2.16\,t$$

$$H_B=\frac{3}{2}P_B\times0.1=4.6\times0.15=0.69\,t$$

ii) 走行方向力（水平）：車輪圧の 15% とする。
但し制動車輪は左右とも一個ずつとする。

$$H_A'=P_A\times0.15=14.4\times0.15=2.16\,t$$

$$H_B'=P_B\times0.15=4.6\times0.15=0.69\,t$$




v) 地震力

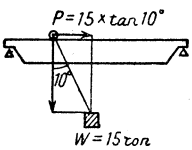
つり荷のないときを考え震度 $k=0.2$ とし，左右両側車輪に分れて作用するものとする。但し，車にガタのある時は片側車輪に全部かかるものとせねばならぬ。

$$R_A=\frac{18.4}{2}+4.6\times0.95=13.57\,t$$

$$R_B=23-13.57=9.43\,t$$

$$H_{EA}=\frac{3}{2}\times\frac{R_A}{2}\times k=\frac{3}{4}\times13.57\times0.2=2.04\,t$$

$$H_{EB}=\frac{3}{2}\times\frac{R_B}{2}\times k=\frac{3}{4}\times9.43\times0.2=1.41\,t$$

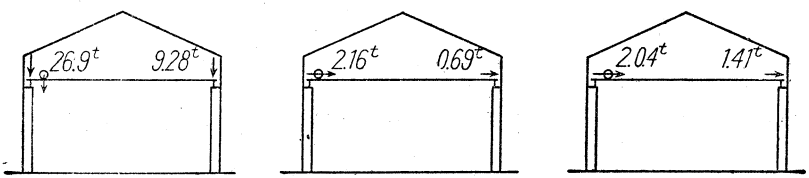



vi) 斜め引上げ力

水平力 $P$ は左右支端に半分ずつ分れるとして，$H=\frac{15\times0.176}{2}\times\frac{1}{2}\times\frac{3}{2}=0.97\,t$

これは直角方向力より小さいから無視する。

以上で求めた各クレーン荷重を図示する。



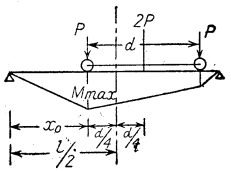

（鉛直荷重）　（直角方向力）　（地震力）

**4·1 図**

## §4.2 クレーンばり

i) 設計応力

(a) 最大曲げモーメント注)




最大曲げモーメントは右図のような走行車輪の位置の時，左車輪下に起る。

$$M_{\max}=\frac{P}{3}x_0^2=\frac{P}{3}\times 2.20^2=1.61\,P(\text{t.m})$$

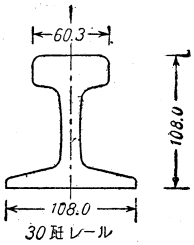
衝撃で 20% 増せば $1.2\,M_{\max}=1.61\times 14.4\times 1.2=27.8$ t.m

∴ 所要断面係数

$$Z=\frac{2780}{1.6}=1740\ \text{cm}^3$$

(b) 最大せん断力（支点反力）

片方の車輪が支点にきた時そこに生ずる。




$$Q_{\max}=P+\frac{l-d}{l}P=\left(2-\frac{d}{l}\right)P=\left(2-\frac{3.2}{6}\right)P$$

$$=\frac{4.4\times 14.4}{3}=21.1\,\text{t}$$

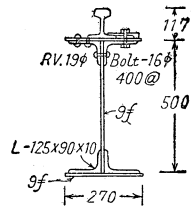
衝撃で 20% 増せば

$1.2\,Q_{\max}=25.35$ t

ii) クレーンレール

30 kg レールを採用する。(レール幅 60 mm) クレーンばりへの取付ボルトは 16 mm$\phi$ とし

間隔 $p=400$ mm（千鳥）とする。




iii) クレーンばり

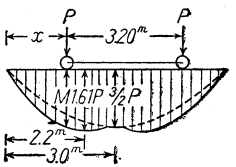
$2\,FL.PL_s-270\times 9$
$4\,L_s-125\times 90\times 10$
Web.$PL-490\times 9$
} 使用

上下フランジの頭リベット及び側リベットを控除すれば有効断面二次モーメント及び断面係数は

$$I_e=83409-2.05\times 1.9\times 2.5^2\times 4-2.05\times 2.9\times 20^2\times 2=83409-9750-4760=68899\ \text{cm}^4$$

---

注) 走行車輪が移動するときの左車輪下の曲げモーメントの値は図のようになる。




$(0\leqq x\leqq 2.8\ \text{m}):\ M=\dfrac{P}{3}(4.4-x)x$

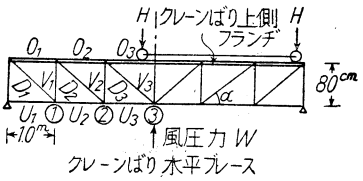
$(2.8\leqq x\leqq 6\text{cm}):\ M=P\dfrac{(6-x)}{6}x$

$$Z_e=\frac{68899}{25.9}=2660\ \mathrm{cm^3}>1740\ \mathrm{cm^3}\ \text{可}$$

iv) 水平ブレースのうける応力

クレーンばり上側フランジを一方の弦材として水平ブレースをつくる。

水平ブレースはクレーン荷重の直角方向力を柱に伝え，又壁面の耐風ばりの役目を兼ねる。




4·2 図

(a) 直角方向力による応力

(1) 上弦材及び下弦材：上弦材及び下弦材の最大応力はクレーンばりの曲げモーメント図より明らかなように，左車輪が②点 ($x=2.0$ m)にきたとき，それぞれ $O_2$ 材及び $U_3$ 材に生ずる。

$$O_2=\frac{M_2}{h},\quad U_3=\frac{M_2}{h}\ \text{但し}\ M_2=②\text{点に起る最大曲げモーメント}$$

又最大車輪圧$=14.4$ t　∴ 直角方向力 $H=14.4\times10\%=1.44$ t とすれば

$$M_2=\frac{Hx}{l}(2l-2x-3.2)=\frac{2H}{6}(12-4-3.2)=2.30\ \mathrm{t.m}$$

$$O_2=\frac{2.30}{0.30}=\pm2.88\ \mathrm{t},\quad U_3=\pm2.88\ \mathrm{t}$$

(2) 斜材及びつか材

最大応力はそれぞれ $D_1$ 材及び $V_1$ 材に生ずる。

$$D_1=\frac{Q_1}{\sin\alpha},\quad V_1=Q_1$$ 但し $Q_1$：第1パネルに生ずる最大せん断力で，左車輪が①点にきたとき生ずる。

$$Q_1=\frac{H}{3}(4.4-x)=\frac{H}{3}(4.4-1)=1.63\ \mathrm{t}$$

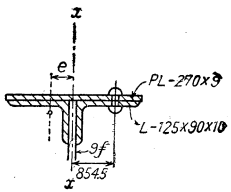
従つて $$D_1=\frac{Q_1}{\sin\alpha}=\frac{1.63}{0.63}=\pm2.59\ \mathrm{t}$$

$$V_1=\pm1.63\ \mathrm{t}$$

(3) 上弦材（クレーンばり上側フランジ）のうける曲げ応力：曲げ応力は上弦材が6スパン連続ばりとしてうける。

最大曲げモーメントは

$$M=0.8\,M_0=0.8\times\frac{Hl_1}{4}=0.8\times\frac{1.44\times1.0}{4}=0.288\ \mathrm{t.m}$$




上弦材は2山形鋼とフランジプレートからなるものとする。引張側フランジ頭リベット1本を控除し中立軸の移動を無視して断面係数を求める。

$$I=2(318+20.5+4.4^2)+\frac{0.9\times27.0^3}{12}-(1.9\times2.05\times8.55^2)$$

$=1430+915-285=2065\ \mathrm{cm}^4$

$\therefore\ Z=\dfrac{2060}{23.5}=87.6\ \mathrm{cm}^3$

$\sigma_b=\dfrac{28.8}{87.6}=0.33\ \mathrm{t/cm}^2$

(b) 風圧力による応力

風上側：

$W=0.68\times3\times\dfrac{3.50}{2}=0.88\ \mathrm{t}$

$O_3=\dfrac{M_2}{h}=\dfrac{Wl}{4}\times\dfrac{1}{h}=\dfrac{0.88\times6}{4\times0.80}=+1.65\ \mathrm{t}\qquad D=\dfrac{W}{\sin\alpha}=\dfrac{0.88}{0.63}=-1.40\ \mathrm{t}$

$U_3=\dfrac{M_2}{h}=\dfrac{Wl}{6}\times\dfrac{1}{h}=\dfrac{0.88\times6}{6\times0.80}=-1.10\ \mathrm{t}\qquad V=W=-0.88\ \mathrm{t}$

風下側：

$O_3=-\dfrac{1.65}{2}=-0.83\ \mathrm{t},\qquad D=\dfrac{1.40}{2}=+0.70\ \mathrm{t}$

$U_3=+\dfrac{1.10}{2}=+0.55\ \mathrm{t}\qquad V=\dfrac{0.88}{2}=+0.44\ \mathrm{t}$

(c) 壁荷重による応力

下弦材は壁ばりをかねているので，その応力を求める。

$P=(0.05\times3+0.02)(1.50+0.50+2.12)=0.17\times4.12=0.70\ \mathrm{t}$

$U_3=\dfrac{M}{h}=\dfrac{Pl}{4}\times\dfrac{1}{h}=\dfrac{0.70\times6}{4}\times\dfrac{1}{0.5}=2.10\ \mathrm{t}$

v) 水平ブレースの断面決定

下弦材，斜材，つか材の断面を決定する。各材の設計応力は

$\bar{U}_3=+2.88-2.10+0.55=+1.33\ \mathrm{t}$（短期）

$=-2.88-2.10=-4.98\ \mathrm{t}$　　（長期）

$\bar{T}_1=+2.59\ \mathrm{t}$（長期）

$=-2.59-1.40=-3.99\ \mathrm{t}$（短期）

$V=+1.63\ \mathrm{t}$（長期）

$=-1.63-0.88=-2.51\ \mathrm{t}$（短期）

全部 $L-65\times65\times6$（*RV*—19 $\phi$）使用とすれば

*U* 材：圧縮材できまる。

$l_k=1.00\ \mathrm{m}\qquad i_1=1.27\ \mathrm{cm}\qquad \lambda=79\rightarrow\omega=1.33$

$\sigma=\dfrac{4.98\times1.33}{7.53}=0.88\ \mathrm{t/cm}^2<1.6$ 可

*D* 材：圧縮材できまる。

$l_k=127\ \mathrm{cm}\qquad i_1=1.27\qquad \lambda=100\rightarrow\omega=1.67$

$$\sigma=\frac{3.99\times1.67}{7.53}=0.89<2.4\ \mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

$V$材：安　全

**vi**）クレーンばりの応力検定

（a）クレーンばりの上側フランジには水平ブレースの弦材としての付加応力が加わる。

クレーンばりフランジ断面積 $A_F=41.0+24.3=65.3\ \mathrm{cm^2}$

直角方向力による付加応力 $\sigma_a=-\dfrac{2.88}{65.3}=-0.04\ \mathrm{t/cm^2}$

付加曲げ応力度 $\sigma_b=-0.33\ \mathrm{t/cm^2}$

$\therefore$ フランジ上端の縁応力度の合計は

$$\sigma=\frac{M}{Z}+\sigma_a+\sigma_b=\frac{2780}{2660}+0.04+0.33=1.45<1.6\ \mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

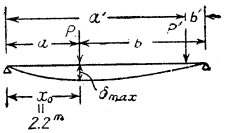
（b）ウェブプレート

$$Q=25.35\ \mathrm{t}\quad\therefore\ \tau=\frac{25.35}{0.85h\times t}=\frac{25.35}{0.85\times51.8\times0.9}=0.64<0.8\ \mathrm{t/cm^2}\ \text{可}$$

又 $\dfrac{t}{b}=\dfrac{0.9}{50-8}=\dfrac{1}{47}>\dfrac{1}{80}$ $\therefore$ 板座屈の検定を要しない。

**vii**）クレーンばりのたわみの検定

最大たわみは車輪圧により最大曲げモーメントが生じた場合の，最大曲げモーメントの位置に起ると仮定する。（右図参照）




$$\delta_{\max}=\frac{P}{3EI}\frac{a^2b^2}{l}+\frac{P'}{6EI}\frac{a'^2b'^2}{l}\left(\frac{2x}{a'}+\frac{x}{b'}-\frac{x^3}{a'^2b'}\right)$$

$$=\frac{P}{3EI}\frac{2.2^2\times3.8^2}{6}+\frac{P'}{6EI}\frac{5.4^2\times0.6^2}{6}\left(\frac{4.4}{5.4}+\frac{2.2}{0.6}-\frac{2.2^3}{5.4^2\times0.6}\right)$$

$$=\frac{P}{EI}\times3.88+\frac{P'}{EI}\times1.13=\frac{P}{EI}\times5.01(\mathrm{m})$$

$P$＝最大車輪圧＝14.4 ton

$E=2.1\times10^3\ \mathrm{t/cm^2}$, $I=83{,}409\ \mathrm{cm^4}$ とすれば

$$\delta_{\max}=\frac{P}{EI}\times5.01=\frac{14.4\times5.01\times10^5}{2.1\times10^3\times8.3409\times10^4}=0.41\ \mathrm{cm}$$

たわみ制限を$\dfrac{1}{500}$とすれば

$$\frac{\delta_{\max}}{l}=\frac{0.41}{600}=\frac{1}{1460}<\frac{1}{500}\ \text{可}$$

**viii**）側リベット及び頭リベット

（a）側リベット：

$RV$—19 mm$\phi$ を使えば $R=5.54$ t（長期）

$$p_1 \leqq \frac{R}{Q} j = \frac{5.54}{25.35} \times 44.0 = 9.6\ \text{cm} \rightarrow 6\ \text{cm}$$

又側リベットは車輪圧による鉛直せん断力もうける。53 条 1 より

$h = 10.8 + 0.9 + 5.0 = 16.7\ \text{cm}$

$2h + 5 = 38.4\ \text{cm}$　$\therefore\ n = \dfrac{38.4}{6} = 6.4$

1 本のリベットに加わる力は　$R_2 = \dfrac{P}{n} = \dfrac{14.4 \times 1.2}{6.4} = 2.70\ \text{t}$

又 1 本の側リベットに加わる水平せん断力は

$$R_1 = \frac{p_1 Q}{j} = \frac{6 \times 25.35}{44} = 3.46\ \text{t}$$

$\therefore\ R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2} = \sqrt{3.46^2 + 2.70^2} = 4.39\ \text{t} < 5.54\ \text{t}$ 可

(b)　頭リベット

$$\left.\begin{aligned} &p_2 \leqq p_1 \frac{A_1}{A_2} = 9.6 \times \frac{65.3}{24.3} = 25.8\ \text{cm} \\ &\text{又}\ 3d \leqq p \leqq 8d = 15.2\ \text{cm} \end{aligned}\right\} \text{より } p_2 = 10\ \text{cm} \text{ とする。}$$

## §5. 柱 下 部

### §5.1 柱下部に加わる荷重

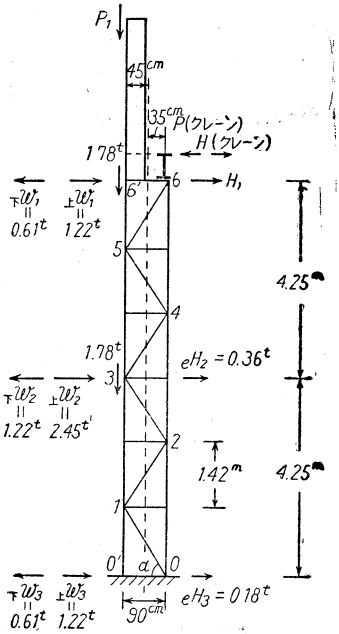
$\boldsymbol{P}_1$ = 2.10 t（自重）↓2.85 t（風上側）↑
3.0 t（雪）　↓3.65 t（風下側）↑　} 0.38 t（地震）↑↓

$\boldsymbol{P}$（クレーン）= 26.90 t（クラブ左）
9.28 t（クラブ右）　} 1 t（クレーン無し）

$\boldsymbol{H}$（クレーン）= 2.16 t（クラブ左）
0.69 t（クラブ右）　} （直角方向力）

2.04 t（クラブ左）
1.41 t（クラブ右）　} （地震力）

$\boldsymbol{H}_1$ = 5.43 t（風上側）→
2.27 t（風下側）←　} 1.40 t（地震力）（⇄）



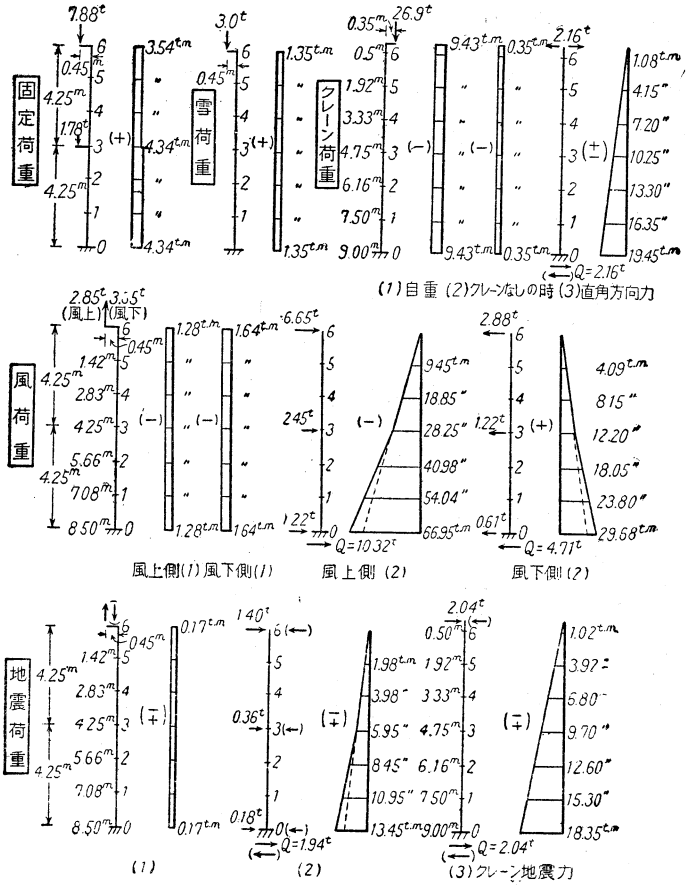

5·1 図

$\cos\alpha = 0.534$

$\sin\alpha = 0.845$

## §5.2 設計応力

i) §5.1 の各種荷重による柱中心線上の曲げモーメント図をえがけば次のようになる。しかし柱下部の剛比は柱上部に比べてはるかに大きいので，略算法により柱下部を片持ばりとしてモーメントを算出した。曲げモーメントの符号は柱の内側が引張側になるときを正とする。




5·2 図

ii) Culmann-Ritter のモーメント

トラス柱の節点0，1，2，3，4，5，6のリッターのモーメントを求めるには i) で求めた各節点の高さの曲げモーメントの値に，付加モーメントとして0，2，4，6点では$+P\times-\frac{d}{2}$を，1，3，5点では$-P\times\frac{d}{2}$を加算すればよい。($d=90$ cm，$P$：圧縮軸方向力) このようにして各荷重による各点のモーメントを求めるがその結果は省略する。

iii) リッターのモーメントの合計（単位 t.m)

各荷重時の各点のモーメントを求めれば次のようになる。但し地震時には直角方向力によるモーメントは含まれない。

5・1 表

| 点 | 長期荷重 | 短期荷重 | | | | | | 最大モーメント | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 暴風時 | | | | | |
| | | | | 風上側 | | 風下側 | | | |
| | | | | クレーン | | クレーン | | | |
| | 常時 | 積雪時 | 地震時 | 有り | 無し | 有り | 無し | 正 | 負 |
| 0 | +30.80<br>−8.10 | +33.50<br>−5.40 | −22.45<br>+45.15 | −38.66<br>−77.56 | −60.68 | +57.15<br>+18.25 | +35.13 | +57.15 | −77.56 |
| 1 | −5.18<br>−37.88 | −5.18<br>−37.88 | −49.20<br>+6.14 | −59.22<br>−91.92 | −54.84 | +18.62<br>−14.08 | +23.00 | +23.0 | −91.92 |
| 2 | +24.65<br>−1.95 | +27.35<br>+0.75 | −11.18<br>+33.88 | −18.89<br>−45.49 | −34.76 | +39.40<br>+12.80 | +23.53 | +39.40 | −45.49 |
| 3 | −11.28<br>−31.78 | −11.28<br>−36.78 | −37.98<br>−5.08 | −39.53<br>−60.03 | −29.05 | −1.02<br>−19.58 | +11.40 | +11.40 | −60.03 |
| 4 | +16.95<br>+2.55 | +19.65<br>+5.25 | −1.97<br>+21.47 | −4.46<br>−18.86 | −14.23 | +21.82<br>+7.42 | +12.05 | +25.43<br>($16.95\times{}^3/_2$) | −18.86 |
| 5 | −17.38<br>−25.68 | −17.38<br>−25.68 | −27.71<br>−15.35 | −26.83<br>−35.13 | −10.25 | −13.29<br>−21.58 | +3.29 | +3.29 | −38.52<br>($25.68\times{}^3/_2$) |
| 6 | +10.83<br>−8.67 | +13.53<br>+11.37 | +8.31<br>+11.19 | +8.18<br>+6.02 | +5.43 | +7.55<br>+5.39 | +3.29 | +16.25<br>($10.83\times{}^3/_2$) | |

iv) 柱の最大フランジ部材力

各点の最大モーメントをフランジ重心間距離 ($d=0.90$ m) でわれば最大フランジ部材力が求まる。

v) ウェブ部材に働く最大力の計算

柱荷重図より柱各部に働く最大せん断力を求め，ウェブ材の応力を算出する。

5・2 表　$N=\dfrac{M}{0.90}$（単位 ton）

| 最大モーメント（t.m） | | | 最大フランジ部材力（ton） | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 点 | 正 | 負 | フランジ部材 | 引張 | 圧縮 |
| 0 | +57.15 | −77.56 | 0′—1 | +86.10 | −63.50 |
| 1 | +23.00 | −91.92 | 0—2 | +25.55 | −102.00 |
| 2 | +39.40 | − 5.49 | 1—3 | +50.50 | −43.75 |
| 3 | +11.40 | −60.03 | 2—4 | +12.65 | −66.60 |
| 4 | +25.43 | −18.86 | 3—5 | +20.45 | −28.25 |
| 5 | + 3.29 | −38.52 | 4—6 | + 3.65 | −42.80 |
| 6 | +16.25 | | 5—6′ | | −18.05 |

$D$：（単位 ton）

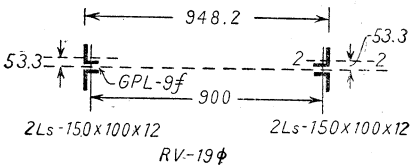
| ウェブ部材 | | | 0—1, 1—2, 2—3 | | | 3—4, 4—5, 5—6 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| せん断力 | 直角方向力 | | ±2.16 | | | ±2.16 | | |
| | 地震力 | | ∓3.44∓0.36＝∓3.80 | | | ∓2.04∓1.40＝∓3.44 | | |
| | 風力 | 風上側 | 6.65+2.45＝+9.10 | | | +6.65 | | |
| | | 風下側 | −2.88−1.22＝−4.10 | | | −2.88 | | |
| 最大せん断力 | $Q_{max}$ | | +11.26（風上側）<br>− 6.26（風下側） | | | +8.81（風上側）<br>−5.04（風下側） | | |
| ウェブ材に働く最大力(t) | $D=\dfrac{Q_{max}}{\cos\alpha}$ | 部材 | 0—1 | 1—2 | 2—3 | 3—4 | 4—5 | 5—6 |
| | | 引張 | +11.65 | +21.04 | +11.65 | +16.47 | +9.41 | +16.47 |
| | $(1.87\,Q_{max})$ | 圧縮 | −21.04 | −11.65 | −21.04 | −9.41 | −16.47 | −9.41 |

## §5.3 柱の断面算定

i)　内側弦材 0—6

$2L_s-150\times100\times12$（$A=28.56\times2=57.12\,cm^2$）を使用する。

最大応力 $\begin{cases}N=+25.55\,t\\N=-102.0\,t\end{cases}$




（a）　面外座屈

$l_{ky}=4.25$ m　　$i_z=4.74$ cm

$i_y=\sqrt{4.74^2+5.33^2}=7.15$ cm　　$\lambda_y=\dfrac{425}{7.15}=59.4$

$l_{k1}=\dfrac{142}{2}=71$ cm　　$i_1=2.15$ cm　　$\lambda_1=33.5<50$

$\lambda_{ye}=\sqrt{59.4^2+33.0^2}=68.0\rightarrow\omega=1.23$

$\therefore\ \sigma=\dfrac{102.0\times1.23}{57.12}=2.19<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

（b） 面内座屈

$l_{kx}=142\ \mathrm{cm}\quad i_x=2.83\ \mathrm{cm}\quad \lambda_x=50.2<\lambda_{ye}$

（c） 引　張

$A_e=57.12-2.05\times1.2\times2=52.20\ \mathrm{cm^2}$

$\sigma=\dfrac{25.55}{52.20}=0.49<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

**ii)** 外側弦材 0′—6′

$2L_s-150\times100\times12$ を使用する。

最大応力 $\begin{cases}N=+86.10\ \mathrm{t}\\N=-63.50\ \mathrm{t}\end{cases}$

（a） 圧縮：安全

（b） 引　張

$A_e=52.20\ \mathrm{cm^2}$

$\sigma=\dfrac{86.10}{52.20}=1.64\ \mathrm{t/cm^2}<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

**iii)** ウェブ材

最大応力 $\begin{cases}N=+21.04\ \mathrm{t}\\N=-21.04\ \mathrm{t}\end{cases}$ 全部 $2L_s-75\times75\times6$（3区分）を使用する。

$A=8.73\times2=17.46\ \mathrm{cm^2}$

（a） 面外座屈

$i_y=\sqrt{2.30^2+2.51^2}=3.41\ \mathrm{cm}$

$l_k=163\ \mathrm{cm}\quad \lambda_y=49.2$

$l_{k1}=\dfrac{168}{3}=56\ \mathrm{cm}\quad i_1=1.47\ \mathrm{cm}\quad \lambda_1=38.1<50$

$\lambda_{ye}=\sqrt{49.2^2+38.1^2}=62.2\rightarrow\omega=1.18$

$\sigma=\dfrac{21.04\times1.18}{17.46}=1.42<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

（b） 引　張

$A_e=17.46-2.05\times0.6\times2=15.00\ \mathrm{cm^2}$

$\sigma=\dfrac{26.04}{15.00}=1.40<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$ 可

**iv)** 端部リベット

RV-19 mm $\phi$,　GPL-9 mm→R＝8.30 t

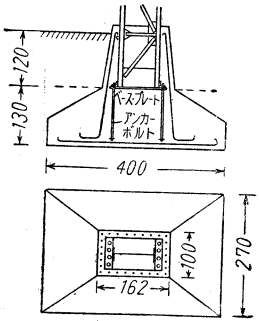
$n=\dfrac{21.04}{8.30}=2.54\quad\therefore$ 3本ずつ打つ

## §6. 柱脚部及び基礎

柱脚部は柱脚固定の条件を満足させるために，基礎鉄筋コンクリートにうめ込み，ベースプレート面を地表面下 120 cm におく。

### §6.1 柱脚部に働く荷重

柱荷重図及び曲げモーメント図より，地表面柱中心に働く，鉛直荷重 $N$, 曲げモーメント $M$, 及びせん断力 $Q$ を求める。




6·1 図

6·1 表　鉛直荷重の表（単位 ton）

| | | |
|---|---|---|
| 常　時 | | (クレーン無し) (7.88+1.78)+1=10.66 t<br>(クレーン有り) (7.88+1.78)+26.9=36.56t |
| 積雪時 | | (クレーン有り) 36.56+3.0=39.56 t |
| 地震時 | | (クレーン有り) 36.56−0.38=36.18 t<br>36.56+0.38=36.94 t |
| 暴風時 | 風上側 | (クレーン無し) 10.66−2.85=7.81<br>(クレーン有り) 36.56−2.85=33.71 t |
| | 風下側 | (クレーン無し) 10.66−3.65=7.01 t<br>(クレーン有り) 36.56−3.65=32.91 t |

6·2 表　地表面柱中心部に働く $M$, $N$, $Q$ の表

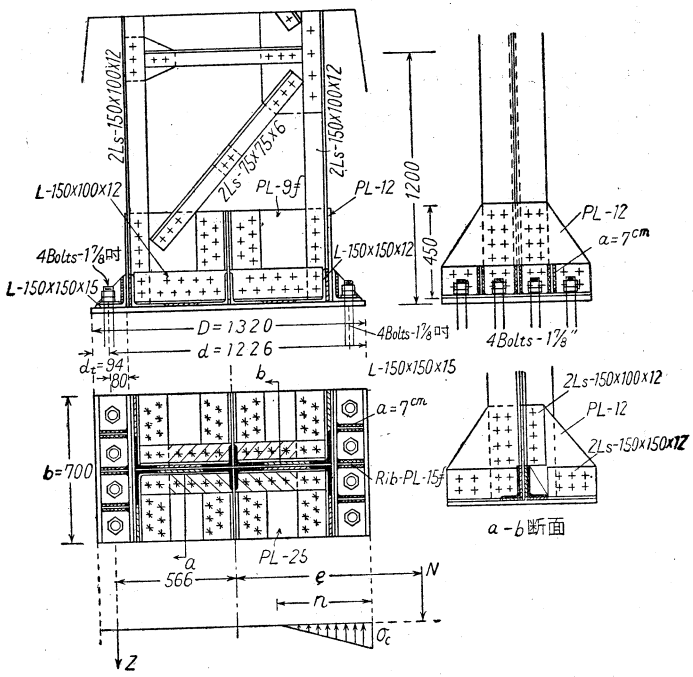
| | | $M$ (t.m) | $P$(ton) | $Q$(ton) |
|---|---|---|---|---|
| 常　時 | | (クレーン無し) 4.34−0.35=4.00 t·m<br>(クレーン有り) 4.34−9.43−19.45=−24.54 t.m<br>4.34−9.43+19.45=+14.36 t.m | 10.66 t<br>36.56 t | 0<br>→2.16 t<br>←2.16 t |
| 積雪時 | | (クレーン有り) −24.54+1.35=−23.19 t.m<br>+14.36+1.35=+15.71 t.m | 39.56 t | →2.16 t<br>←2.16 t |
| 地震時 | | (クレーン有り) 4.34−9.43−18.95−13.45=−36.89 t.m<br>4.34−9.43+(18.35+13.45)=+26.71 t.m | 36.18 t<br>36.94 t | →3.98 t<br>←3.98 t |
| 暴風時 | 風上側 | (クレーン無し) 4.00−66.90=−62.90 t.m<br>(クレーン有り) −24.54−66.90=−91.44 t.m | 7.81 t<br>33.71 t | →10.32 t<br>→12.48 t |
| | 風下側 | (クレーン無し) 4.00+29.68=+33.68 t.m<br>(クレーン有り) 14.36+29.68=+48.58 t.m | 7.01 t<br>32.91 t | ←4.71 t<br>←6.87 t |

上表より柱脚部，引張アンカーボルト，底面コンクリートに対し最も危険なのは暴風時，風

上側（クレーン有り）の場合である。

## §6.2 柱脚部の設計

柱脚部は図に示すごとく，ウィングプレート，接合山形鋼等によつてベースプレートに接合される。




6·2 図

礎盤コンクリート及びアンカーボルトの検定：

ベースプレート面より上方の基礎重量

$W=1.62\times1.00\times1.20\times1.8=3.46\ \mathrm{t}$

暴風時風上側（クレーン有り）の時のベースプレート中心に働く，軸方向力及び曲げモーメントは

$$\begin{cases} N=33.71+3.46=37.19\ \mathrm{t} \\ M=91.44+12.48\times1.20=106.44\ \mathrm{t.m} \end{cases}$$

$$\therefore\ e=\frac{M}{N}=2.87\ \mathrm{m}$$

外側（引側）のアンカーボルトに $1^7/_8$インチ（47.627 mm）4本を使用すれば

$a_t=17.85\times4=71.40\ \mathrm{cm}^2$

中立軸の位置を求めるために次の方程式をとく。

$$n^3+3\left(e-\frac{D}{2}\right)n^2-\frac{90\,a_t}{b}(e+\frac{D}{2}-d_t)(d-n)=0$$

$$n^3+3\,(287-66.0)\,n^2-\frac{90\times71.40}{70}(287+66.0-9.4)(122.6-n)=0$$

$$n^3+663\,n^2+314.50\,n-3850000=0$$

$n=10\,x$ とおけば

$$f(x)=x^3+66.3\,x^2+314.5\,x-3850=0$$

$f(5)=-495,\quad f(6)=+646$

$f(5.4)=-52\rightarrow0\ \therefore\ x\fallingdotseq5.4\rightarrow n\fallingdotseq54\ \mathrm{cm}$

$$\sigma_c=\frac{2N(e+\frac{D}{2}-d_t)}{bn\left(d-\frac{n}{3}\right)}=\frac{2\times37.17\cdot(287+60.0-9.4)}{70\times54(122.6-18)}=65.0\ \mathrm{kg/cm^2}<90\ \mathrm{kg/cm^2}=f_c\ \text{可}$$

$$Z=\frac{N\left(e-\frac{D}{2}+\frac{n}{3}\right)}{\left(d-\frac{n}{3}\right)}=\frac{37.17\cdot(287-66.0+18)}{122.6-18}=85.50\ \mathrm{t}$$

$$\therefore\ \sigma_s=\frac{85.50}{71.40}=1.2\ \mathrm{t/cm^2}=f_{ボルト}\ \text{（短期）可}$$

ボルトの引抜き：

うめ込み長さ $l$ を求める。ボルト径を $d$ とすれば

$$\pi\left(\frac{d}{2}\right)^2f_t=\pi\,dlf_b\ \text{より}$$

$$l=\frac{df_t}{4f_b}=\frac{d}{4}\times\frac{1200}{14}=21.42\,d=21.42\times4.76=102\ \mathrm{cm}\rightarrow115\ \mathrm{cm}\ \text{とする。}$$

ベースプレートは 25 mm 厚を使用し，接合山形鋼（$L$—150×150×15）にはリブを溶接して変形を防ぐ。

ウィングプレート取付リベットは，礎盤反力を全部負担するとすれば

$$Q=\frac{33.71}{2}+\frac{106.44}{0.948}=129.35\ \mathrm{t}$$

$$R=7.81\ \mathrm{t}\quad n=\frac{129.35}{7.81}=16.6\rightarrow24\ \text{本}$$

## §6.3 基礎設計

地耐力度 $f_e=20\ \mathrm{t/m^2}$（長期）とする。

底面積 $A=4.0\times2.7=10.80\mathrm{m^2}$

基礎コンクリート及び土の目方（平均密度 2 ton/m³とする）

$W=10.80\times2.5\times2=54.0\,\mathrm{t}$

i) 常時（クレーン有り）

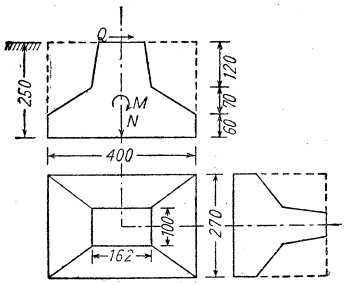
基礎底面に働く荷重

$$\begin{cases}N=36.56+54.0=90.56\,\mathrm{t} & Q=2.16\,\mathrm{t}\\ M=24.54+2.16\times2.5=29.94\,\mathrm{t.m}\end{cases}$$

$$e=\frac{29.94}{90.56}=0.327\,\mathrm{m}$$

$$\frac{e}{l}=\frac{0.327}{4.00}=0.082\rightarrow\alpha=1.50$$

$$\therefore\ \sigma_e=\alpha\frac{N}{A}=1.50\times\frac{90.56}{10.80}=12.6<20\,\mathrm{t/m^2}\ \text{可}$$




6·3 図

ii) 短　期

暴風時風上側（クレーン有り）の場合が最も不利である。

$$\begin{cases}N=33.71+54.0=87.71\,\mathrm{t} & Q=12.48\,\mathrm{t}\\ M=91.44+12.48\times2.5=122.64\,\mathrm{t.m}\end{cases}$$

$$e=\frac{122.64}{87.71}=1.40\,\mathrm{m}$$

$$\frac{e}{l}=\frac{1.40}{4.00}=0.350\rightarrow\alpha=4.4$$

$$\sigma=4.4\times\frac{87.71}{10.80}=35.7<40\,\mathrm{t/cm^2}={}_sf_e\ \text{可}$$

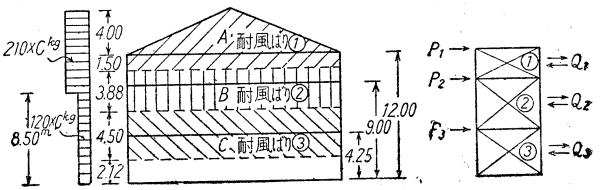
## §7. 筋かい

### §7.1 けた方向筋かい

妻面風圧力，けた方向地震力及びクレーン制動力は壁面筋かいで受ける。

i) 妻面風荷重

風力係数 {風上側 $C=0.9$ / 側風下 $C=0.3$




7·1 図

側壁面 $\begin{cases} A=\dfrac{20.0\times 40}{2}+20\times 15=70\ \mathrm{m^2} \\ B=20\times 2+20\times 1.88=40+37.6=77.3\ \mathrm{m^2} \\ C=45=90\ \mathrm{m^2} \end{cases}$

各筋かい位置に加わる水平荷重（風上側＋風下側）

$$\begin{cases} P_1=210\times(0.9+0.3)\times 79=17.6\ \mathrm{t} \\ P_2=189\times(0.9+0.3)\times 40+120\times(0.9\times 0.3)\times 37.6=15.46\ \mathrm{t} \\ P_3=120\times(0.9+0.3)\times 90=12.96\ \mathrm{t} \end{cases}$$

$$\therefore \begin{cases} Q_1=P_1=17.6\ \mathrm{t} \\ Q_2=P_1+P_2=33.06\ \mathrm{t} \\ Q_3=P_1+P_2+P_3=46.02\ \mathrm{t} \end{cases}$$

従つて片側の各筋かいの受けるせん断力は

$$\left.\begin{aligned} Q_{1w}&=\frac{Q_1}{2}=8.80\ \mathrm{t} \\ Q_{2w}&=\frac{Q_2}{2}=16.53\ \mathrm{t} \\ Q_{3w}&=\frac{Q_3}{2}=23.01\ \mathrm{t} \end{aligned}\right\}\quad \text{(a)}$$

ii) 地震力

a) 側壁面，小屋組荷重による各片側筋かい位置に加わる水平力

$$\left.\begin{aligned} P_1&=1.09\times 11=11.99\mathrm{t} \\ P_2&=0.31\times 11=3.41\ \mathrm{t} \\ P_3&=0.36\times 11=4.03\ \mathrm{t} \end{aligned}\right\}$$

b) 妻壁荷重による地震力

妻壁面単位荷重 $w=(10+30+10+6)=56\ \mathrm{kg/m^2}$

間柱荷重←

$$\left.\begin{aligned} P_1'&=56\times 70\times 0.2=0.78\ \mathrm{t} \\ P_2'&=56\times 77.6\times 0.2=0.87\ \mathrm{t} \\ P_3'&=56\times 90\times 0.2=1.01\ \mathrm{t} \end{aligned}\right\}$$

c) クレーン荷重によるもの（つり荷無し）

$P_2'=2.04\ \mathrm{t}$

∴ 地震力の合計は

$$\left.\begin{aligned} P_1&=11.99+0.78\times 2\times\frac{1}{2}=12.77\ \mathrm{t} \\ P_2&=3.41+0.87\times 2\times\frac{1}{2}+2.04\ \mathrm{t}=6.32\ \mathrm{t} \\ P_3&=4.03+1.01\times 2\times\frac{1}{2}=5.04\ \mathrm{t} \end{aligned}\right\}$$

従つて片側の各筋かいに加わるせん断力は

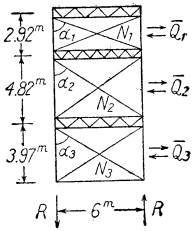
$$\left.\begin{aligned} Q_{1e}&=12.77\ \mathrm{t}\\ Q_{2e}&=12.77+6.32=19.09\ \mathrm{t}\\ Q_{3e}&=19.09+5.04=24.13\ \mathrm{t}\end{aligned}\right\}\ \text{(b)}$$

(a) 式及び (b) 式より，筋かい断面の設計応力は3つ共地震力にりきまることがわかる。

筋かいは片側に3か所ある。従つて1か所の筋かいに対する設計応力は

$$\left.\begin{aligned} \bar{Q}_1&=\frac{12.77}{3}=4.26\ \mathrm{t}\\ \bar{Q}_2&=\frac{19.09}{3}=6.36\ \mathrm{t}\\ \bar{Q}_3&=\frac{24.13}{3}=8.04\ \mathrm{t}\end{aligned}\right\}$$

筋かいは引張材としてのみ働くとすれば




$$N_1=\frac{Q_1}{\sin\alpha_1}=4.26\times\frac{1}{0.93}=4.58\ \mathrm{t}$$

$$N_2=\frac{Q_2}{\sin\alpha_2}=6.36\times\frac{1}{0.815}=7.81\ \mathrm{t}$$

$$N_3=\frac{Q_3}{\sin\alpha_3}=8.04\times\frac{1}{0.855}=9.40\ \mathrm{t}$$

全部 L—75×75×6 を使用する。

$$A_n=8.73-0.6\times 2.05-\frac{7.5}{2}\times 0.6=5.25\ \mathrm{cm}^2$$

$$\sigma=\frac{N_3}{A_n}=\frac{9.40}{5.25}=1.79<2.4\ \mathrm{t/cm}^2\ \text{可}$$

主柱に起る応力

$$N=(4.26\times 2.92+6.36\times 4.82+8.04\times 3.97)\times\frac{1}{6}=\pm 12.5\ \mathrm{t}$$

柱は明らかに安全である。

なお，クレーン制動力 $H=2.16$ t に対しても安全である。

# 構造計算例3　二階に広間をもつ倉庫

## §1. 一般事項

### §1.1 建物概要

i) 構　造

軸　部　鋼構造

屋　根　山形鋼もや，# 28 波形鉄板直ぶき一部ガラス屋根　こう配3寸5分

壁　　# 28 波形鉄板張り，鋼製ガラス窓

二階床　鉄筋コンクリートスラブ 11 cm 厚，フロアリングブロック張り

ii) 平面，立面，断面，伏図は例3付図1一般図に示す。

### §1.2 荷　重

i) 固定荷重（水平面につき kg/m²）

| | | | |
|---|---|---|---|
| 波形鉄板 | 5.3 | サブビーム | 2.5 (10.0〃) |
| ガラス屋根 | 32.0 | つなぎばり | 10.4 (40.0〃) |
| も　や | 7.6(5.91 kg/m) | 主トラス | 10.0 (80.0〃) |

コンクリートスラブ並びに仕上 $2400\times0.11+44=308$

ii) 雪荷重（水平面につき kg/m²）

最高積雪 45 cm とし，長期には雪を考慮しない。

$45\times2=90$

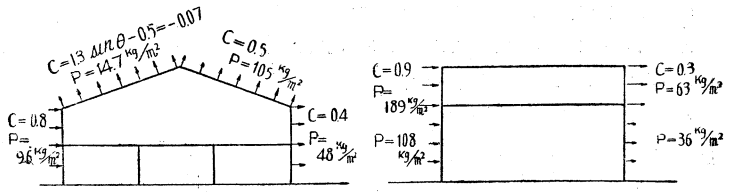
iii) 風荷重（kg/m²）

0～8 m　　$q=120$

8～15 m　　$q=210$

計算の便宜上 0～8.2 m に対し $q=120$ とする

風力係数，風圧は下図のようになる。




側面風圧　　妻面風圧

1·1 図

iv) 積載荷重（kg/m²）

スラブ，小ばりに対し　360

ラーメンに対し　330
地震に対し　260

## §2. もや・サブビーム・つなぎばり

### §2.1 もや

スパン 2.67 m 間隔 0.78m（水平面），三スパン連続ばり最も不利な天窓部分のもやを計算する。

$w_G=(32+7.6)\times0.78=31.0$ kg/m
$w_S=90\times0.78=70.5$ 〃
$w_W=-105\times0.83=-87.2$ 〃

断面は $G+S$（短期）できまる。

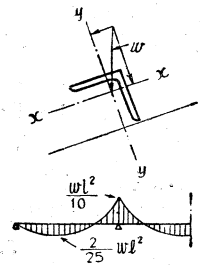
$w=w_G+w_S=101.5\rightarrow102$ kg/m

三スパン連続ばりの最大モーメントは中央支点に起り

$$M_x=\frac{0.102\times2.67^2}{10}\times\frac{1}{1.06}=0.0685\text{ tm}$$

$$M_y=\text{〃}\times\frac{0.35}{1.06}=0.0240\text{ tm}$$

計算図表より $L$—65×65×6 とする。



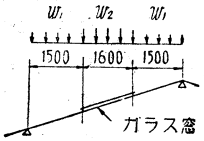

2·1 図

### §2.2 サブビーム

スパン 4.60 m 間隔 2.67 m

$w_{G1}=(5.3+7.6)\times2.67\times1.1+10\times1.06=50$ kg/m
$w_{G2}=(32+7.6)\times2.67\times1.1+10\times1.06=128$ kg/m
$w_S=90\times2.67\times1.1=264$ kg/m
$w_W=-105\times2.67\times1.1=-310$ kg/m

こゝで係数 1.1 は連続もやの影響




2.2 図

断面は $G+S$（短期）できまる。

$w_1=w_{G1}+w_S=314$ kg/m
$w_2=w_{G2}+w_S=392$ kg/m
$Q=0.314\times1.5+0.392\times0.8=0.785$ t
$M=0.785\times2.3-0.314\times1.5\times1.55-0.392\times0.8\times0.4=0.95$ tm

断面 $2L_S-50\times50\times4$ 16 $\phi_r$ 使用

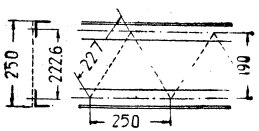
$A=3.89$ cm²　$A_n=3.21$ cm²

弦材応力　$N=\dfrac{95}{22.26}=4.3$ t

上弦材　$l_k=83$ cm（もや間隔）　$i_1=0.98$ cm

$$\lambda=\frac{l_k}{i_1}=85\quad\omega=1.41$$

$$\sigma_c=\frac{4.3\times1.41}{3.89}=1.56<2.4\text{ t/cm}^2$$




2·3 図

下弦材　$\sigma_t=\dfrac{4.3}{3.21}=1.34<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$

ラチス　F.B 50×6

$$N=\pm 0.785\times\frac{227}{190}=0.94\ \mathrm{t}$$

$l_k=22.7\ \mathrm{cm}\quad i=0.173\ \mathrm{cm}$

$$\lambda=\frac{22.7}{0.173}=131\quad \omega=2.86$$

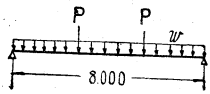
$$\sigma_c=\frac{0.94\times 2.86}{5\times 0.6}=0.9<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

## §2.3　つなぎばり

スパン 8.0 m 間隔 4.6 m

$P=P_G+P_S=2\times 0.785=1.57\ \mathrm{t}$

$w=40\ \mathrm{kg/m}$（自重）



2·4 図

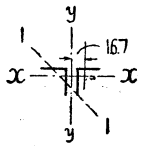
$$M=1.57\times 2.667+\frac{0.04\times 8^2}{8}=4.50\ \mathrm{ton}$$

$Q=1.57+0.04\times 4=1.73\ \mathrm{t}$

断面　$4\,L_S\,50\times 50\times 4$　GPL 6 mm　16 $\phi_r$ 使用

弦材　$A=7.78\ \mathrm{cm^2}\quad A_n=6.42\ \mathrm{cm^2}$

弦材応力　$N=\pm\dfrac{4.50}{0.872}=\pm 5.15\ \mathrm{t}$




上弦材

$x$ 軸　$l_k=133\ \mathrm{cm}$

$i_x=1.53\ \mathrm{cm}$

$\lambda_x=87$

$y$ 軸　$l_1=\dfrac{133}{3}=44.3\ \mathrm{cm}$

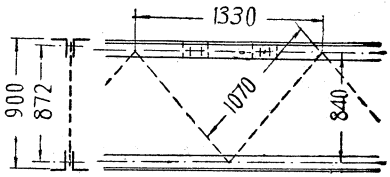
$l_{ky}=267\ \mathrm{cm}$

$i_1=0.98\ \mathrm{cm}$

$i_x=1.53\ \mathrm{cm}$

$$\lambda_1=\frac{44.3}{0.98}=45.2<50$$

$$\lambda_y=\frac{267}{\sqrt{1.67^2+1.53^2}}=118$$



2·5 図

$${}_y\lambda_e=\sqrt{118^2+45.2^2}=128>\lambda_x\quad \omega=2.73$$

$$\sigma_c=\frac{5.15\times 2.73}{7.78}=1.81<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

下弦材　$\sigma_t=\dfrac{5.15}{6.42}=0.80<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$

腹　材　$L-50\times50\times4$　$A=3.89\ \mathrm{cm^2}$　$A_n'=2.21\mathrm{cm}$（リベット穴控除突出フランジ半減）

$N=\pm1.73\times\dfrac{107}{84}=\pm2.20\ \mathrm{t}$

圧縮材　$l_k=107\ \mathrm{cm}$　$i_1=0.98\ \mathrm{cm}$　$\lambda=\dfrac{107}{0.98}=110$

$\omega=2.02$

偏心による曲げモーメントを考慮して略算すれば

$M=eN=(1.37+0.3)\times2.2=3.68\ \mathrm{t/cm}$

$Z_1=6.60\ \mathrm{cm^3}$

$\sigma_{c1}=\dfrac{2.20\times2.02}{3.89}+\dfrac{3.68}{6.60}=1.70<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$



2·6 図

引張材　$\sigma_t=\dfrac{2.20}{2.21}=1.0<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$

## §3. 二階ラーメン

### §3.1 荷　重

**i)** 鉛直荷重（水平面に対しkg/m²）

固定荷重

| | | |
|---|---|---|
| 屋根ぶき材（波形鉄板と硝子屋根の平均） | 11.0 | |
| も　や | 7.6 | |
| サブビーム | 2.5 | 41.5 |
| つなぎばり | 10.4 | |
| 主トラス | 10.0 | |

$w_G=41.5\times8=332\ \mathrm{kg/m}=0.332\ \mathrm{t/m}$

雪荷重

$w_S=90\times8=720\ \mathrm{kg/m}=0.720\ \mathrm{t/m}$

**ii)** 横荷重

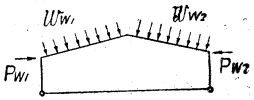
風荷重

$w_{W_1}=-0.0147\times8=-0.118\ \mathrm{t/m}$

$w_{W_2}=-0.105\times8=-0.84\ \mathrm{t/m}$

$P_{W_1}=0.096\times8\times\dfrac{4}{2}=1.54\ \mathrm{t}$

$P_{W_2}=-0.048\times8\times\dfrac{4}{2}=-0.77\ \mathrm{t}$



3·1 図

地　震

横方向ラーメンに対しては風荷重に比し明らかに少いゆえ考慮しない。

## §3.2 基本計算

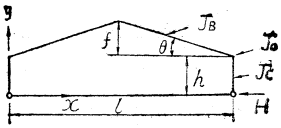
i) 記　号

$x, y$　座標

$\theta$　はり傾斜角

$H$　不静定反力

$I_B$　はり断面二次モーメント




3・2 図

$I_C=\left(\frac{y}{h}\right)^2 I_0$　柱断面二次モーメント

$I_0$　柱頭の断面二次モーメント

$M_1$　$H=-1$ による基本形曲げモーメント

$M_0$　外力による基本形曲げモーメント

ii) 不静定力

$$H=\frac{\int\frac{M_0M_1}{EI}ds}{\int\frac{M_1^2}{EI}ds}=\frac{\int\frac{M_0M_1}{I}ds}{\int\frac{M_1^2}{I}ds}$$

柱の中立軸傾斜の影響は無視する。

iii) $\int\frac{M_1^2}{I}ds$ の計算,

柱　$M_1=y$

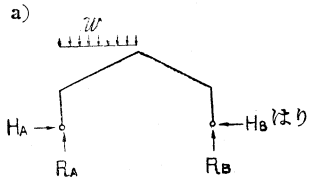
はり　$M_1=h+\frac{2fx}{l}$ ……$x=0\sim l/2$

$=h+\frac{2f(l-x)}{l}$ …… $x=\frac{l}{2}\sim l$

$$\int\frac{M_1^2}{I}ds=2\int_0^h\frac{y^2}{\left(\frac{y}{h}\right)^2 I_0}dy+2\int_0^{l/2}\frac{\left(h+\frac{2fx}{l}\right)^2\sec\theta}{I_B}dx=\frac{2h^3}{I_0}+\frac{l}{I_B}\left(h^2+fh+\frac{1}{3}f^2\right)\sec\theta$$

iv) 不静定力の計算

a)




3・3 図

$R_A=\frac{3wl}{8}$

$R_B=\frac{wl}{8}$

$M_0=\frac{wx}{2}\left(\frac{3}{4}l-x\right)$ …… $x=0\sim\frac{1}{2}$

$=\frac{wl}{8}(l-x)$ …… $x=\frac{l}{2}\sim l$

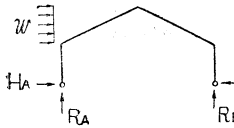
柱　${}_AM_0=0$　${}_BM_0=0$

$$\int\frac{M_1M_0}{I}ds=\frac{1}{I_B}\int_0^{l/2}\frac{wx}{2}\left(\frac{3}{4}l-x\right)\left(h+\frac{2fx}{l}\right)dx$$

$$+\frac{1}{I_B}\int_{l/2}^{l}\frac{wl}{8}(l-x)\left\{h+\frac{2f(l-x)}{l}\right\}\sec\theta\,dx=\frac{wl^3}{192\,I_B}(8h+5f)\sec\theta$$

$$H_A=H_B=\frac{wl^2(8h+5f)}{192\left(2h^2k+h^2+fh+\frac{1}{3}f^2\right)},\quad k=\frac{I_Bh}{I_0l\sec\theta}$$

b)




3・4 図

$$R_A=-\frac{wf}{2l}(2h+f)$$

$$R_B=\frac{wf}{2l}(2h+f)$$

より　$$M_0=\frac{-2f^2w}{l^2}x^2+\frac{(3f-2h)wf}{2l}x$$

$$+wf\cdot h\cdots\cdots x=0\sim\frac{l}{2}$$

$$=\frac{wf(2h+f)(l-x)}{2l}\cdots\cdots x=\frac{l}{2}\sim l$$

柱　${}_AM_0=wfy_B\quad M_0=0$

$$\int\frac{M_1M_0}{I}ds=\frac{1}{I_0}\int_0^h\frac{wfy^2}{\left(\frac{y}{h}\right)^2}dy+\frac{1}{I_B}\int_0^{l/2}\left\{-\frac{2f^2w}{l^2}x^2+\frac{(3f-2h)wt}{2l}x\right.$$

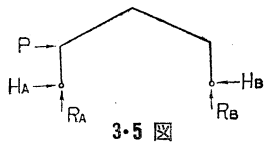
$$\left.+wfh\right\}\left\{h+\frac{2fx}{l}\right)\sec\theta\,dx+\frac{1}{I_B}\int_{l/2}^{l}\frac{wf(2h+f)(l-x)}{2l}\left\{h+\frac{2f(l-x)}{l}\right\}\sec\theta\,dx$$

$$=\frac{wfh^3}{I_0}+\frac{wlf}{48\,I_B}(24h^2+20fh+5f^2)\sec\theta$$

$$H_B=\frac{wf\left\{h^2k+\frac{1}{48}(24h^2+20fh+5f^2)\right\}}{2h^2k+h^2+fh+\frac{1}{3}f^2},\quad k=\frac{I_B\cdot h}{I_0\cdot l\cdot\sec\theta}$$

$$H_A=H_B-w\cdot f$$

c)




3・5 図

$$R_A=-\frac{Ph}{l}$$

$$R_C=\frac{Ph}{l}$$

より　$$M_0=\frac{Ph}{l}(l-x)\cdots\cdots x=0\sim l$$

柱　${}_AM_0=Py\quad {}_BM_0=0$

$$\int\frac{M_1M_0}{I}ds=\int_0^h\frac{Py^2}{\left(\frac{y}{h}\right)^2I_0}dy+\frac{1}{I_B}\int_0^{l/2}\frac{Ph}{l}(l-x)\left(h+\frac{2fx}{l}\right)\sec\theta\,dx$$

$$+\frac{1}{I_B}\int_{l/2}^{l}\frac{Ph}{l}(l-x)\left\{h+\frac{2f(l-x)}{l}\right\}\sec\theta\,dx=\frac{h^3P}{I_0}+\frac{Phl}{4\,I_B}(2h+f)\sec\theta$$

$$H_B=\frac{Ph\left\{hk+\frac{1}{4}(2h+f)\right\}}{2h^2k+h^2+fh+\frac{1}{3}f^2},\quad k=\frac{I_B\cdot h}{I_0\cdot l\sec\theta}$$

$$H_A=H_B-P$$

## §3.3 ラーメン反力

**i)** $K$

はり　　断　面　　$I_B(\mathrm{cm}^4)$

a）$4L_s-75\times75\times6$　　$40300\times2$

b）$4L_s-75\times75\times12$　　$75300\times2$　　平均　115,600

柱　　$I_0(\mathrm{cm}^4)$

$2L_s-75\times75\times12$

$2L_s-75\times75\times9$　　138,000

3·6 図

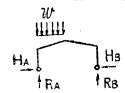
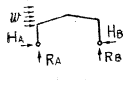
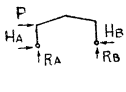
$$k=\frac{I_B\cdot h}{I_0\cdot l\sec\theta}=\frac{115,600\times3.5}{138.000\times27.3\times1.06}=0.101$$

**ii)** 反力表

$l=27.3\,\mathrm{m}$　$h=3.50\,\mathrm{m}$　$f=4.77\,\mathrm{m}$　$k=0.101$

として反力の値を整理すると次表となる。

3·1 表

| 荷重 | $R_A$ | $R_B$ | $H_A$ | $H_B$ |
|---|---|---|---|---|
|  | $+10.23\,w$ | $+3.42\,w$ | $+5.14\,w$ | $+5.14\,w$ |
|  | $-1.028\,w$ | $+1.028\,w$ | $-2.74\,w$ | $+2.03\,w$ |
|  | $-0.128\,P$ | $+0.128\,P$ | $0.705\,P$ | $+0.295\,P$ |

**iii)** 反力計算

a）固定荷重

$w_G=0.332\,\mathrm{t/m}$

$R_A=R_B=10.23+3.42)w_G=4.53\,t$

$H_A=H_B=2\times5.1\,w_G=3.42\,t$

b） 片側雪荷重

$w_s=0.72\,t/m$

$R_A=10.23\,w_s=7.37\,t$

$R_B=3.42\,w_s=2.46\,t$

$H_A=H_B=5.14\,w_s=3.70\,t$

c） 両側雪荷重

$R_A=R_B=9.83\,t$

$H_A=H_B=7.40\,t$

d） 風荷重

$P_{W1}=1.54\,t \quad P_{W2}=-0.77\,t \quad w_{W1}=-0.118\,t/m$

$w_{W2}=-0.84\,t/m$

$R_A=0.128(P_{W2}-P_{W1})+1.028(w_{W2}-w_{W1})+10.23\,w_{W1}+3.42\,w_{W2}=-5.12\,t$

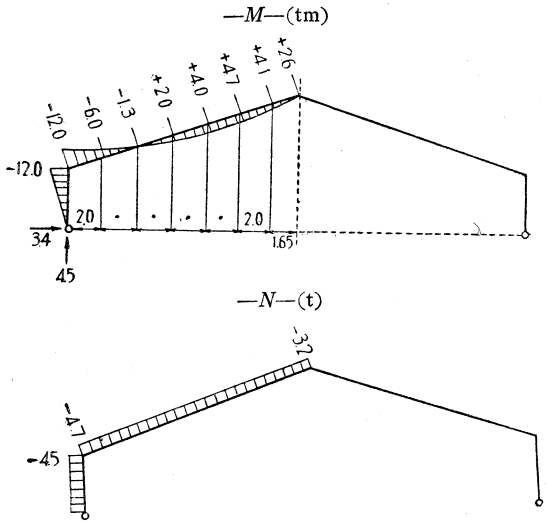
$R_B=0.128(P_{W1}-P_{W2})+1.028(w_{W1}-w_{W2})+3.42\,w_{W1}+10.23\,w_{W2}=-7.97\,t$

$H_A=-0.705\,P_{W1}+0.295\,P_{W2}-2.74\,w_{W1}+2.03\,w_{W2}+5.14\,w_{W1}+5.14\,w_{W2}=-7.62\,t$

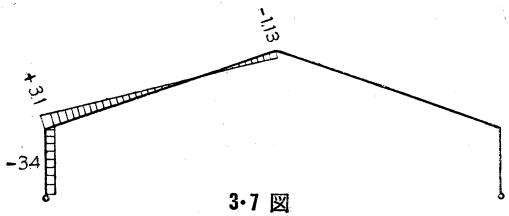
$H_B=0.295\,P_{W1}-0.705\,P_{W2}+2.03\,w_{W1}-2.74\,w_{W2}+5.14\,w_{W1}+5.14\,w_{W2}=-1.87\,t$

## §3.4 ラーメン応力

i) 固定荷重



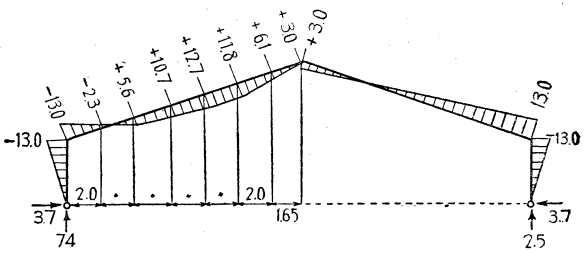
—Q—(t)



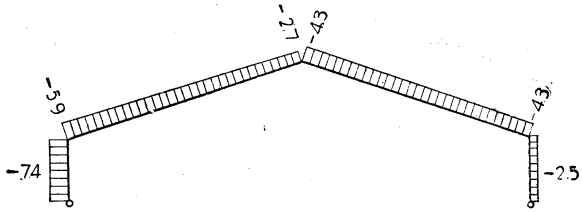

3·7 図

ii) 片側雪荷重

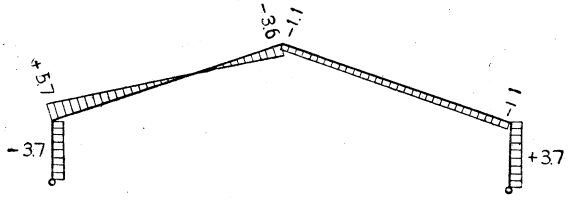
—M—(tm)




—N—(t)




—Q—(t)



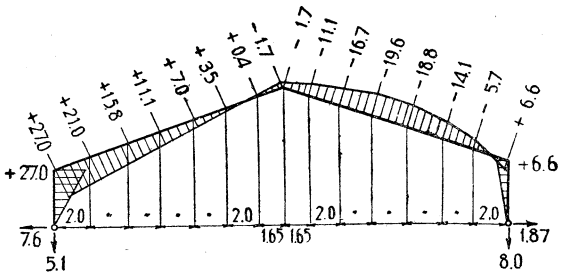

3·8 図

iii) 両側雪荷重

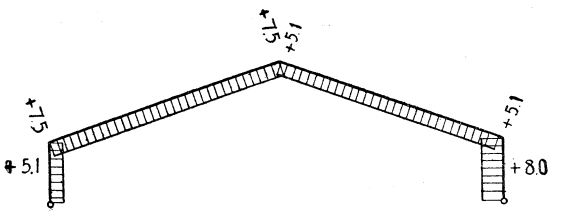
固定荷重の 2.17 倍

iv) 風 荷 重

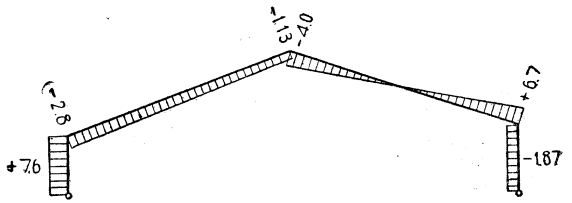
—*M*—(tm)




—*N*—(t)



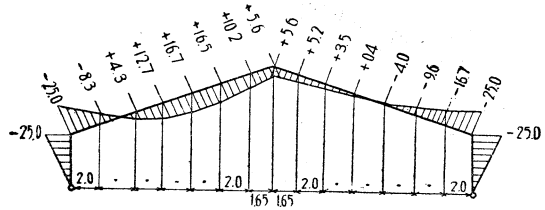

—*Q*—(t)



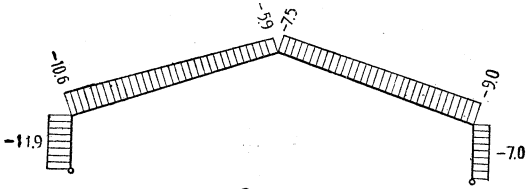

**3·9 図**

v) 固定荷重＋片側雪荷重

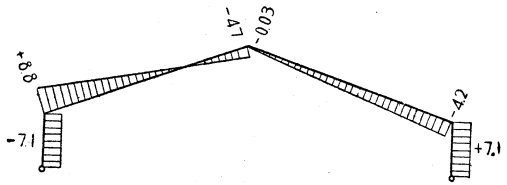
—M—(tm)




—N—(t)



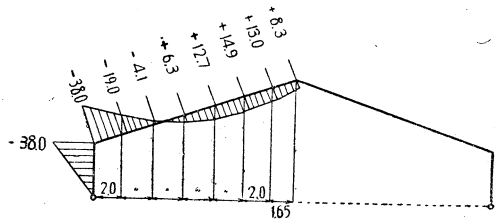

—Q—(t)



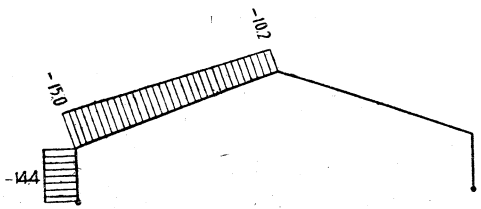

**3・10図**

vi) 固定荷重＋両側雪荷重

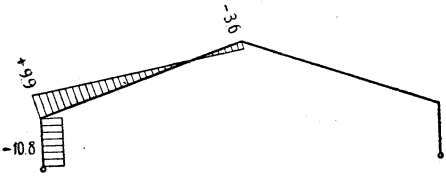
—M—(tm)



—$N$—(t)



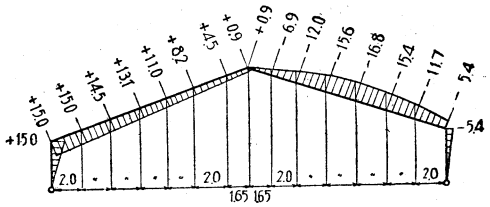

—$Q$—(t)



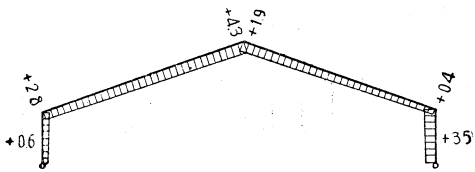

**3・11図**

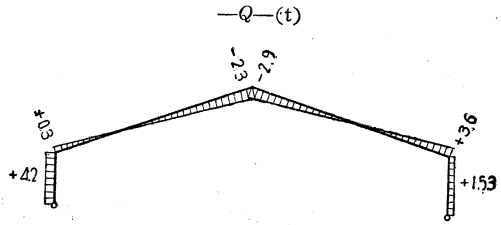
vii) 固定荷重＋風荷重

—$M$—(tm)




—$N$—(t)



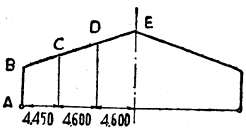



3・12図

上記応力図よりラーメン部材 $AB, BC, CD, DE$ の各最大応力を整理すると次のようになる。

3・2 表

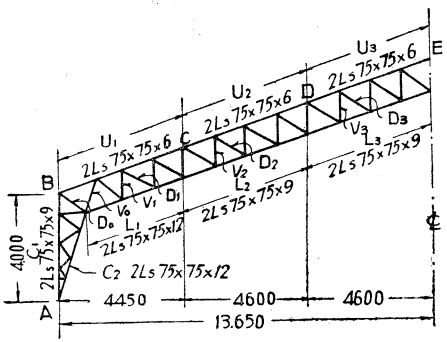
| 荷重組合せ | ラーメン材 | 応力 $M$ | $N$ | $Q$ |
|---|---|---|---|---|
| 固定 | $A$ $B$ | −12.0 | − 4.5 | − 3.4 |
| | $B$ $C$ | −12.0 | − 4.7 | + 3.1 |
| | $C$ $D$ | + 4.4 | − 4.2 | + 1.7 |
| | $D$ $E$ | + 4.7 | − 3.7 | −1.13 |
| 固定＋片側雪 | $A$ $B$ | −25.0 | −11.9 | − 7.1 |
| | $B$ $C$ | −25.0 | −10.6 | + 8.8 |
| | $C$ $D$ | +16.7 | − 9.1 | + 4.3 |
| | $D$ $E$ | +16.7 | − 7.6 | − 4.7 |
| 固定＋両側雪 | $A$ $B$ | −38.0 | −14.4 | −10.8 |
| | $B$ $C$ | −38.0 | −15.0 | + 9.9 |
| | $C$ $D$ | +14.3 | −13.4 | + 5.4 |
| | $D$ $E$ | +14.9 | −11.8 | − 3.6 |
| 固定＋風 | $A$ $B$ | +15.0 | + 0.6 | + 4.2 |
| | | − 5.4 | + 3.5 | + 1.5 |
| | $B$ $C$ | +15.0 | + 3.3 | + 0.3 |
| | | − 5.4 | + 0.9 | + 3.6 |
| | $C$ $D$ | +14.3 | + 3.8 | − 1.5 |
| | | −16.8 | + 1.4 | − 1.5 |
| | $D$ $E$ | + 9.3 | + 4.3 | − 2.3 |
| | | −13.2 | + 1.9 | − 2.9 |



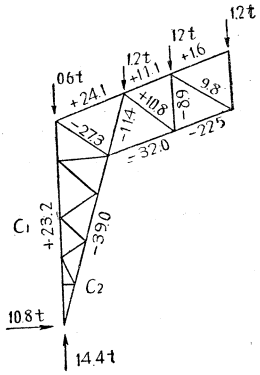

3・13図

## §3.5 部材応力

i) 部材記号並びに断面仮定




3·14図




3·15図

ii) 部材応力

a) ラーメン $AB, BC$ 材

ラーメン応力表より明らかに，固定＋両側雪が最も不利な荷重となる。この部分の部材応力はラーメン応力のみでは不明確ゆえトラス図式解法による。3.4(vi) の反力を使用し応力を求めると次のようになる。

$C_1 = +23.2\,\mathrm{t}$

$C_2 = -39.0\,〃$

$U_1 = +24.1\,〃$

$L_1 = -32.0\,〃$

$V_0 = -11.4\,〃$

$D_0 = -27.3\,〃$

$V_1 = -8.9\,〃$

$D_1 = +10.8\,〃$




3.16図

b) ラーメン $CD$ 材

上弦材 $2L_s-75\times75\times6$　$A=8.73\times2\,\mathrm{cm}^2$

下弦材 $2L_s-75\times75\times9$　$A=12.7\times2\,\mathrm{cm}^2$

上下弦軸応力分担比

上　弦　$\dfrac{8.73}{12.7+8.73}=0.407$

下　弦　$1-0.407=0.593$

固定＋片側雪

$$U_2=-\frac{16.7}{0.958}-9.1\times0.407=-21.1\,\mathrm{t}$$

$$L_2=\frac{16.7}{0.958}-9.1\times0.593=+12.0\,\mathrm{t}$$

$$V_2=-4.3\times1.06=-4.56\,\mathrm{t}$$

$$D_2=4.3\times1.36=+5.85\,\mathrm{t}$$

固定＋両側雪

$$U_2=-\frac{14.3}{0.958}-13.5\times0.407=-20.4\,\mathrm{t}$$

$$L_2=\frac{14.3}{0.958}-13.4\times0.407=+7.0\,\mathrm{t}$$

$$V_2=-5.4\times1.06=-5.73\,\mathrm{t}$$

$$D_2=5.4\times1.36=+7.33\,\mathrm{t}$$

固定＋風

$$U_2=-\frac{14.3}{0.958}+3.8\times0.407=-13.4\,\mathrm{t}$$

$$=\frac{16.8}{0.958}+1.4\times0.407=+18.1\,\mathrm{t}$$

$$L_2=\frac{14.3}{0.958}+3.8\times0.593=+17.3\,\mathrm{t}$$

$$=\frac{-16.8}{0.958}+1.4\times0.953=-16.7\,\mathrm{t}$$

$$V_2=1.5\times1.06=+1.59\,\mathrm{t}$$

$$D_2=-1.5\times1.36=-2.04\,\mathrm{t}$$

c）ラーメン $DE$ 材

断面 $CD$ 材と同一

固定＋片側雪

$$U_3=-\frac{16.7}{0.958}-7.6\times0.407=-20.5\,\mathrm{t}$$

$$L_3=\frac{16.7}{0.958}-7.6\times0.593=+12.9\,\mathrm{t}$$

$$V_3=4.7\times1.06=+4.98\,\mathrm{t}$$

$$D_3=-4.7\times1.36=-6.39\,\mathrm{t}$$

固定＋両側雪

$$U_3=-\frac{14.9}{0.958}-11.8\times0.407=-20.4\,\mathrm{t}$$

$$L_s=\frac{14.9}{0.958}-11.8\times0.593=+8.6\,\mathrm{t}$$

$$V_3=3.6\times1.06=+3.83\,\mathrm{t}$$

$$D_3=-3.6\times1.36=-4.90\,\mathrm{t}$$

固定＋風

$$U_3=-\frac{9.5}{0.958}+4.3\times0.407=-8.2\,\mathrm{t}$$

$$=\frac{13.2}{0.958}+1.9\times0.407=+14.5\,\mathrm{t}$$

$$L_3=\frac{9.5}{0.958}+4.3\times0.593=+12.5\,\mathrm{t}$$

$$=\frac{-13.2}{0.958}+1.9\times0.593=-12.7\,\mathrm{t}$$

$$V_3=2.9\times1.06=+3.08\,\mathrm{t}$$

$$D_3=-2.9\times1.36=-3.95\,\mathrm{t}$$

**d**）上弦材曲げモーメント

固定＋雪

$$M_0=\frac{Pl}{4}=\frac{(32+7.6+90)\times2.67\times0.78\times1.15}{4}=77.8\,\mathrm{kgm}$$

$$=7.78\,\mathrm{tcm}$$

連続ばりとすれば

$$M=\frac{M_0}{2}=3.89\,\mathrm{tcm}\cdots\cdots\cdots\cdots\text{中央}$$

$$=-\frac{M_0}{2}=-3.89\,\mathrm{tcm}\cdots\cdots\cdots\cdots\text{支点}$$

固定＋風

$$M_0=\frac{\{(53+7.6)\times0.96-105\}\times2.67\times0.83\times1.22}{4}=-62.7\,\mathrm{kgm}$$

$$=-6.27\,\mathrm{tcm}$$

$$M=-\frac{M_0}{2}=-3.14\,\mathrm{tcm}\cdots\cdots\cdots\cdots\text{中央}$$

$$=\frac{M_0}{2}=3.14\,\mathrm{tcm}\cdots\cdots\cdots\cdots\text{支点}$$

**e**）部材応力表

| 部材 | 荷重 | | | 設計応力 |
|---|---|---|---|---|
| | 固定＋片雪 | 固定＋両雪 | 固定＋風 | ton |
| $C_1$ | | +23.2 | | +23.2 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $C_2$ | | −39.0 | | −39.0 |
| $U_1$ | | +24.1 | | +24.1 |
| $U_2$ | −21.1 | −20.4 | +18.1<br>−13.4 | +18.1<br>−21.1 |
| $U_3$ | −20.5 | −20.4 | +14.5<br>− 8.2 | +14.5<br>−20.5 |
| $L_1$ | | −32.0 | | −32.0 |
| $L_2$ | +12.0 | + 7.0 | +17.3<br>−16.7 | +17.3<br>−16.7 |
| $L_3$ | +12.9 | + 8.6 | +12.5<br>−12.7 | +12.9<br>−12.7 |
| $V_0$ | | −11.4 | | −11.4 |
| $V_1$ | | − 8.9 | | − 8.9 |
| $V_2$ | − 4.6 | − 5.7 | + 1.6 | + 1.6<br>− 5.7 |
| $V_3$ | + 5.0 | + 3.8 | + 3.1 | + 5.0 |
| $D_0$ | | −27.3 | | −27.3 |
| $D_1$ | | +10.8 | | +10.8 |
| $D_2$ | + 5.9 | + 7.3 | − 2.1 | + 7.3<br>− 2.1 |
| $D_3$ | − 6.4 | − 4.9 | − 4.0 | − 6.4 |

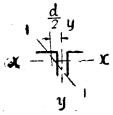
## §3.6 断面検定

ガセット $PL$ 9 mm　リベット 16 $\phi_r$

**i)** $C_1$

$2L_s-75\times75\times9$　$A=25.4\,\mathrm{cm}^2$　$A_n=22.3\,\mathrm{cm}^2$

$$\sigma_t=\frac{23.2}{22.3}=1.04<2.4\ \mathrm{t/cm}^2$$




接合リベット数　$n=\dfrac{23.2}{6.89}=3.4\rightarrow4-16\,\phi_r$

**ii)** $C_2$

$2L_s-75\times75\times12$　$A=33.2\,\mathrm{cm}^2$

面内座屈　$l_{kx}=86\,\mathrm{cm}$　$i_x=2.22\,\mathrm{cm}$

$$\lambda=\frac{86}{2.22}=39$$

面外座屈　$l_{ky}=350\,\mathrm{cm}$　$l_{k1}=43\,\mathrm{cm}$　$i_1=1.44\,\mathrm{cm}$

$$\lambda_1=\frac{43}{1.44}=30<50$$

$$\lambda_y=\frac{l_{ky}}{\sqrt{i_x^2+\left(\frac{d}{2}\right)^2}}=\frac{350}{\sqrt{2.22^2+2.74^2}}=99$$

$$\lambda_{ye}=\sqrt{99^2+30^2}=104>39 \quad \omega=1.80$$

$$\sigma_c=\frac{39\times1.8}{33.2}=2.12<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数 $n=\dfrac{39.0}{6.89}=5.7\rightarrow6-16\,\phi_r$

iii) $U_1$ $U_2$ $U_3$

$2L_s-75\times75\times6$ $A=17.46\ \mathrm{cm^2}$ $A_n=15.4\ \mathrm{cm^2}$

$Z_x=16.94\ \mathrm{cm^3}$

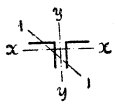
引張，曲げの場合

$$\sigma_t=\frac{24.1}{15.4}+\frac{3.89}{16.9}=1.80<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

圧縮，曲げの場合

面内座屈 $l_{kx}=122\ \mathrm{cm}$ $i_x=2.30\ \mathrm{cm}$

$$\lambda=\frac{122}{2.3}=53$$




面外座屈 もやを支点と考える

$l_{ky}=83\ \mathrm{cm}$ $i_1=1.47\ \mathrm{cm}$

$$\lambda=\frac{83}{1.47}=56.5>53 \quad \omega=1.15$$

$$\sigma_c=\frac{21.1\times1.15}{17.46}+\frac{3.89}{16.9}=1.62<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数 $n=\dfrac{24.1}{6.89}=3.5\rightarrow4\rightarrow16\,\phi_r$

iv) $L_1$

$2L_c-75\times75\times12$ $A=33.2\ \mathrm{cm^2}$

面外座屈 $l_{ky}=380\ \mathrm{cm}$ $l_{k1}=63.4\ \mathrm{cm}$ $i_1=1.44\ \mathrm{cm}$

$$\lambda_1=\frac{63.4}{1.44}=44<50,\quad \lambda_y=\frac{380}{\sqrt{2.22^2+2.74^2}}=107.5$$

$$\lambda_{ye}=\sqrt{107.5^2+44^2}=116 \quad \omega=2.24$$

$$\sigma_c=\frac{32.0\times2.24}{33.2}=2.16<2.4\mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数 $n=\dfrac{32.0}{6.89}=4.7\rightarrow5-16\,\phi_r$

v) $L_2$ $L_3$

$2L_s-75\times75\times9$ $A=25.4\ \mathrm{cm^2}$ $A_n=22.3\ \mathrm{cm^2}$

引張の場合

$$\sigma_t=\frac{17.3}{22.3}=0.775<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

圧縮の場合

面外座屈　$l_{ky}=488\ \mathrm{cm}$　$l_{k1}=61\ \mathrm{cm}$　$i_1=1.45\ \mathrm{cm}$

$$\lambda_1=\frac{61}{1.45}=42,\quad \lambda_y=\frac{488}{\sqrt{2.25^2+2.62^2}}=141$$

$$\lambda_{ke}=\sqrt{141^2+42^2}=147\quad \omega=3.60$$

$$\sigma_c=\frac{16.7\times3.6}{25.4}=2.37<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数　$n=\frac{17.3}{6.89}=2.5\rightarrow4-16\,\phi_r$

vi)　$V_0$

$2L_s+50\times50\times6$　$A=11.28\ \mathrm{cm^2}$　$i_1=0.96\ \mathrm{cm}$

$$l_k=108\ \mathrm{cm}\quad \lambda=\frac{108}{0.96}=113\quad \omega=2.13$$

$$\sigma_c=\frac{11.4\times2.13}{11.28}=2.15<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数　$n=\frac{11.4}{6.89}=1.66\rightarrow2-16\,\phi_r$

vii)　$V_1$ $V_2$

$2L_s-50\times50\times6$　$A=11.28\ \mathrm{cm^2}$　$A'_n=6.24\ \mathrm{cm^2}$（突出フランジ半減，リベット穴控除）

引張の場合

$$\sigma_t=\frac{1.6}{6.24}=0.25<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

圧縮の場合

$l_k=101.5\ \mathrm{cm}$　$i_1=0.92\ \mathrm{cm}$

$$\lambda=\frac{101.5}{0.96}=106,\quad \omega=1.87$$

$$\sigma_c=\frac{8.9\times1.87}{11.28}=1.4<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数　$n=\frac{8.9}{6.89}=1.3\rightarrow2-16\,\phi_r$

viii)　$V_3$

$2L_s-50\times50\times4$　$A=7.78\ \mathrm{cm^2}$　$A'_n=4.42\ \mathrm{cm^2}$（突出フランジ半減，リベット穴控除）

$$\sigma_t=\frac{5.0}{4.42}=1.13<2.4\mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数　$2-16\,\phi_r$

ix)　$D_0$

$2L_s-75\times75\times12$　$A=33.2\,\mathrm{cm}^2$　$l_k=108\,\mathrm{cm}$　$i_1=1.44\,\mathrm{cm}$

$$\lambda=\frac{108}{1.44}=75\quad\omega=1.29$$

$$\sigma_c=\frac{27.3\times1.29}{33.2}=1.06<2.4\,\mathrm{t/cm}^2$$

接合リベット数　$n=\dfrac{27.3}{6.89}=3.96\rightarrow4-16\,\phi_r$

x)　$D_1$　$D_2$

$2L_s-50\times50\times6$　$A=11.28\,\mathrm{cm}^2$　$A_n=6.24\,\mathrm{cm}^2$

引張の場合

$$\sigma_t=\frac{10.8}{6.24}=1.73<2.4\,\mathrm{t/cm}^2$$

圧縮の場合

$l_k=180.5\,\mathrm{cm}$　$i_1=0.96\,\mathrm{cm}$

$\lambda=136$　　$\omega=3.08$

$$\sigma_c=\frac{2.1\times3.08}{11.28}=0.57<2.4\,\mathrm{t/cm}^2$$

接合リベット数　$2-16\,\phi_r$

xi)　$D_3$

$2L_s-50\times50\times4$　$A=7.78\,\mathrm{cm}^2$　$l_k=130.5\,\mathrm{cm}$

$i_1=0.98\,\mathrm{cm}$

$$\lambda=\frac{130.5}{0.98}=133\quad\omega=2.95$$

$$\sigma_c=\frac{6.4\times2.95}{7.78}=2.43\fallingdotseq2.4\,\mathrm{t/cm}^2$$

## §3.7 側面筋かい

i)　荷　　重

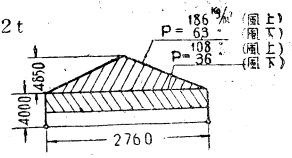
a)　風　　圧

妻面軒高中央より上の風圧

風上　$H_{W_1}=\dfrac{27.6\times4.85}{2}\times0.189+27.6\times2\times0.108=18.6\,\mathrm{t}$

風下　$H_{W_2}=\dfrac{27.6\times4.85}{2}\times0.063+27.6\times2\times0.036=6.2\,\mathrm{t}$

$H=H_{W_1}+H_{W_2}=18.6+6.2=24.8\,\mathrm{t}$



3·17図

b)　地　　震

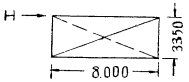
地震による水平力は (4.1 ii b) 参照

$H_E=3.0\times9=27.0\,\mathrm{t}>24.8\,\mathrm{t}$

ii) 筋かい断面

筋かいは両側壁に計6か所，1か所の水平力は

$$H=\frac{27.0}{6}=4.5\,\mathrm{t}$$




3.18図

筋かいは引張りのみ有効とし，その応力は

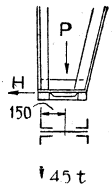
$$N=45\sqrt{\frac{8^2+3.35^2}{8}}=4.9\,\mathrm{t}$$

$L$—75×75×6 使用

$A'_n=5.25\,\mathrm{cm}^2$

$$\sigma_t=\frac{4.9}{5.25}=0.93<2.4\,\mathrm{t/cm}^2$$

接合リベット数 $n=\frac{5.25}{5.54}=0.9\rightarrow 3$—19 $\phi_r$




3.19図

iii) 柱に生ずる軸応力

$$N=4.5\times\frac{3.35}{8}=1.89\,\mathrm{t}$$

3.6 i) より明らかにこの応力増加に対し安全

## §3.8 柱 脚 部

i) 荷　重

固定＋雪荷重が最も不利となる

$P=14.4+2.7=17.1\,\mathrm{t}$（前記柱反力＋側壁，窓その他）

$H=10.8\,\mathrm{t}$

側壁筋かいの柱軸に対する偏心によるねじりモーメントは

$M=4.5\times0.15=0.675\,\mathrm{tm}$

ii) 断面検定

図のように仮定する

a) 支 承 板

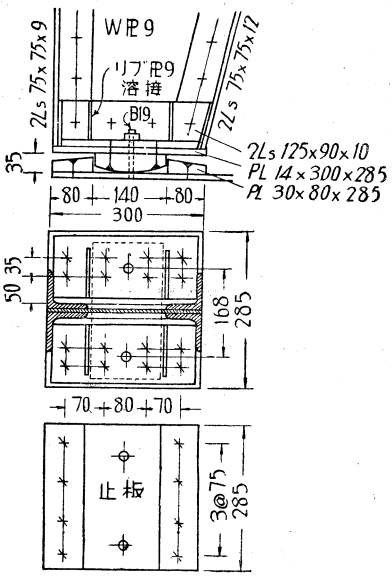
曲率半径 $r=20\,\mathrm{cm}$

有 効 長 $b=24\,\mathrm{cm}$

$$\sigma=0.42\sqrt{\frac{PE}{br}}=0.42\sqrt{\frac{17.1\times2.1\times10^3}{24\times20}}$$

$=2.35<6.9\,\mathrm{t/cm}^2$

b) 止　板




3·20図

$H=10.8$ t によるリベットせん断力は，

$$R_1=\frac{H}{4}=2.7\,\text{t}$$

筋かいよりの柱に対するねじりモーメントは止板の左右端リベットのみで支持すると考えれば，これによるリベットせん断力は，

$$R_2=\frac{0.675}{0.225}=3.0\,\text{t}$$

ゆえにリベット最大せん断力は

$$R=R_1+R_2=5.7>5.94\,\text{t}$$

風荷重の時柱は 3.5 t の引張力を受ける事があるゆえ 19φ ボルト 2 本で柱にアンカーする。

## §3.9 小屋水平筋かい

i) 部材力

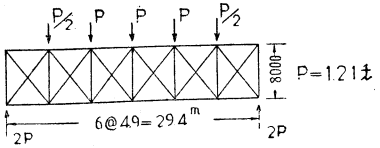
主トラス上弦材の断面算定の座屈長をもや間隔としたゆえ上弦材圧縮応力を $N$ とすれば水平ばりの座屈そ止節点荷重は，

$$P=\frac{N}{100}\frac{450}{78}\quad(78\,\text{cm}=\text{もや水平間隔})$$

トラス上弦材は，中央部最大力 $N=21$ t であるから

$$P=\frac{21}{100}\frac{450}{78}=1.21\,\text{t}$$

小屋全体に筋かいを使用し，これと主トラス上弦及びつなぎばりとで形成するトラス荷重は次のようになる。




3・21図

筋かいの応力

$$D_1=2.42\times\frac{\sqrt{8^2+4.9^2}}{8}=2.84\,\text{t}$$

$$D_2=1.82\times\quad〃\quad=2.14\,\text{t}$$

$$D_3=0.61\times\quad〃\quad=0.72\,\text{t}$$

ii) 断面算定

$D_1$ 材 $^3/_4''$ ボルト使用耐力 3.44 t>2.84 t

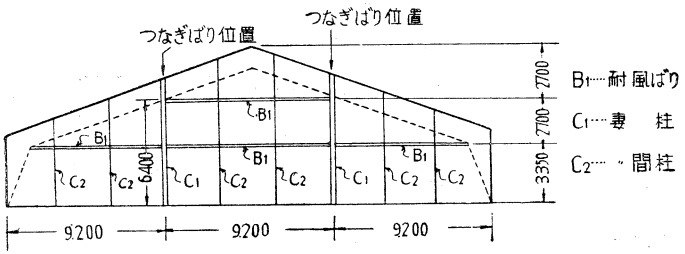
$D_2$, $D_3$ 材 $^5/_8''$ ボルト使用耐力 2.39 t<2.14 t

iii) 風圧に対する検討

十分安全ゆえ略す

## §3.10 妻　壁（付，風圧に対するトラスつなぎばりの検討）

i) 間柱，耐風ばり配置並びに記号




3・22図

$C_2$ は $B_1$ で支持，$B_1$ はラーメン柱，小屋つなぎばり又は $C_1$ で支持す

ii) 荷　重

風上妻面風圧

$P=108\ \mathrm{kg/m^2}$……2階床より 3.35 m 以下

$=189$ 〃 …… 〃 〃 以上

iii) 断面検定

a) 間柱 $C_2$

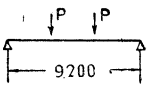
$$l=3.35\ \mathrm{m}\quad w=0.108\times\frac{9.2}{3}=0.331\ \mathrm{t/m}$$

$$M=\frac{wl^2}{8}=\frac{0.331\times3.35^2}{8}=0.464\ \mathrm{tm}$$

$$l=2.70\ \mathrm{m}\quad w=0.189\times\frac{9.2}{3}=0.580\ \mathrm{t/m}$$

$$M=\frac{\omega l^2}{8}=\frac{0.580\times2.70^2}{8}=0.53\ \mathrm{t/m}$$

2.2 よりサブビームと同一断面で安全




3・23図

b) 耐風ばり $B_1$

$l=9.2\ \mathrm{m}$

$$P=\frac{9.2}{3}\left(\frac{3.35}{2}\times0.108+\frac{2.70}{2}\times0.189\right)=1.34\ \mathrm{t}$$

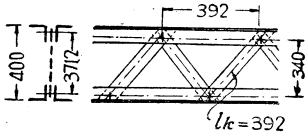
$$M=\frac{1.34\times9.2}{3}=4.11\ \mathrm{tm}$$

$Q=1.34\ \mathrm{t}$

断面 $4L_s$—50×50×6　ラチス $FB$ 50×9　リベット　16$\phi_r$

弦材 $A=11.28\,\mathrm{cm}^2$　$A_n=9.24\,\mathrm{cm}^2$

弦材応力　$N=\pm\dfrac{4.11}{0.3712}=11.1\,\mathrm{t}$




3·24図

引張弦　$\sigma_t=\dfrac{11.1}{9.24}=1.2<2.4\,\mathrm{t/cm}^2$

圧縮弦

$l_{ky}=\dfrac{9.2}{3}=3.07\,\mathrm{m}$　$l_1=39.2\,\mathrm{cm}$　$i_x=1.50\,\mathrm{cm}$

$i_1=0.96\,\mathrm{cm}$

$\lambda_1=\dfrac{39.2}{0.96}=40.8<50$

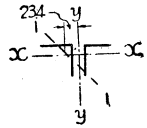
$\lambda_y=\dfrac{307}{\sqrt{2.34^2+1.50^2}}=110$

$\lambda_{ye}=\sqrt{110^2+40.8^2}=117$　$\omega=2.28$

$\sigma_c=\dfrac{11.1\times2.28}{11.28}=2.25<2.4\,\mathrm{t/cm}^2$

ラチス

$N=\pm1.34\times\dfrac{39.2}{34}=\pm1.55\,\mathrm{t}$




$F,B$ 50×9

$A=4.5\,\mathrm{cm}^2$　$A_n=2.97\,\mathrm{cm}^2$

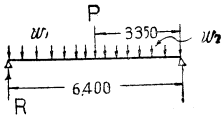
$l_k=39.2\,\mathrm{cm}$　$i_1=0.26\,\mathrm{cm}$

$\lambda=\dfrac{39.2}{0.26}=151$　$\omega=3.80$

$\sigma_t=\dfrac{1.55}{2.97}=0.522<2.4\,\mathrm{t/cm}^2$

$\sigma_c=\dfrac{1.55\times3.8}{4.5}=1.31<2.4\,\mathrm{t/cm}^2$

c）柱 $C_1$




3.25図

$l=6.40\,\mathrm{m}$

$w_1=3.07\times0.189=0.58\,\mathrm{t/m}$

$w_2=3.07\times0.108=0.332\,\mathrm{t/m}$

$P=1.34\times2=2.68\,\mathrm{t}$

$R=\dfrac{2.68\times3.35+0.58\times3.04\times4.87+0.332\times3.35\times1.68}{6.4}=3.04\,\mathrm{t}$

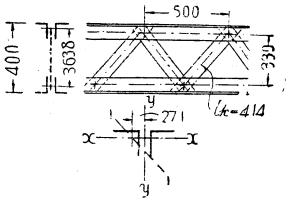
$M=3.04\times3.05-\dfrac{0.58\times3.05^2}{2}=6.58\,\mathrm{tm}$

断面 $4L_s$—65×65×6　ラチス $F,B$ 75×9　リベット 16$\phi_r$

弦材 $A=15.02\,\mathrm{cm}^2$　$A_n=13.02\,\mathrm{cm}^2$

弦材応力 $N=\pm\dfrac{6.58}{0.3638}=\pm 18.1\,\mathrm{t}$

引張弦 $\sigma_t=\dfrac{18.1}{13.02}=1.34<2.4\,\mathrm{t/cm^2}$



3·26図

圧縮弦

$l_{ky}=3.35\,\mathrm{m}\quad l_1=50\,\mathrm{cm}\quad i_x=1.98\,\mathrm{cm}\quad i_1=1.27\,\mathrm{cm}$

$\lambda_1=\dfrac{50}{1.27}=39.4<50$

$\lambda_y=\dfrac{335}{\sqrt{2.71^2+1.98^2}}=100$

$\lambda_{ye}=\sqrt{100^2+39.4^2}=107.3$

$\omega=1.92$

$\sigma_c=\dfrac{18.1\times 1.92}{15.06}=2.31<2.4\,\mathrm{t/cm^2}$

ラチス

$N=\pm 3.04\times\dfrac{41.4}{33}=\pm 3.82\,\mathrm{t}$

$F,B\ 75\times 9$

$A=6.75\,\mathrm{cm^2}\quad A_n=5.22\,\mathrm{cm^2}$

$l_k=41.4\,\mathrm{cm}\quad i_1=0.26\,\mathrm{cm}$

$\lambda=\dfrac{41.4}{0.26}=159\quad\omega=4.21$

$\sigma_t=\dfrac{3.82}{5.22}=0.73<2.4\,\mathrm{t/cm^2}$

$\sigma_c=\dfrac{3.82\times 4.21}{6.75}=2.38<2.4\,\mathrm{t/cm^2}$

**iv**) 風圧に対するトラスつなぎばりの検討

妻面風圧によるつなぎばり下弦材の反力は

$R\fallingdotseq 3.04+2.7\times 4.6\times 0.189=5.39\,\mathrm{t}$

2.3 より，つなぎばり下弦に上弦と同様のはさみ板を使用すれば

$\sigma_c=\dfrac{5.39\times 2.73}{7.78}=1.89<2.4\,\mathrm{t/cm^2}$

## §4. 一階ラーメン

### §4.1 荷　重

**i**) 鉛直荷重

**a**) 固定荷重

一階部分　スラブ　308 kg/m²
　　小ばり　9　〃
　　大ばり　15　〃
} 小ばりに対し 317 kg/m²
　大ばりに対し 332　〃

二階部分　単位ラーメン　27×8＝216 m² 当りの荷重

鋼　材　0.050×216＝10.80 t
屋　根　0.011×216＝2.38〃
窓　　0.04×2.4×7.23×2＝1.39〃
側　壁　2×0.005×(4×8−2.4×7.23)＝0.15〃
} 14.72 t

従つて二階ラーメン柱よりの軸方向力は

$$P_D=\frac{14.72}{2}=7.36\,\mathrm{t}$$

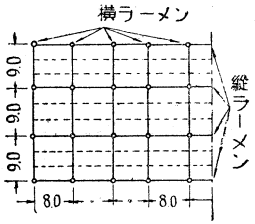
b）積載荷重

スラブ，小ばりに対し　360 kg/m²
ラーメン　330　〃
地　震　210　〃

c）雪荷重

屋根水平面に対し 90 kg/m²
二階ラーメン柱よりの軸方向は

$$P_s=\frac{0.09\times216}{2}=9.7\,\mathrm{t}$$




4·1 図

ii）水平荷重

風荷重に比し地震荷重が明らかに大となる。震度 0.2 とす

a）一階部分水平力

横単位ラーメン当り重量（階高中央より上部）

鋼材　0.08×216＝17.28 t
窓　$\frac{1.39}{2}$　＝0.70〃
側壁　0.10〃
スラブ　0.308×216＝66.50〃
積載荷重　0.210×216＝45.36〃
} 130 t

地震力 $H_1=130\times0.2=26.0\,\mathrm{t}$

b）二階部分水平力

柱頂部に作用するものとする

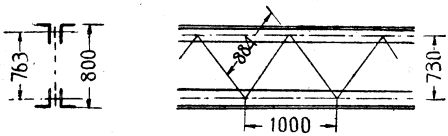
$H_2=14.72\times0.2=3.0\,\mathrm{t}$

## §4.2 小ばり

スパン 8.0 m　間隔 3.0 m

$w=w_D+w_L=(0.317+0.360)\times 3=2.03$ t/m

断面 $4L_s$—65×65×6　ガセット $PL$ 9 mm　リベット 16$\phi_r$ 使用




4·2 図

弦材 $A=15.06$ cm²　$A_n=13.02$ cm²

部分的積載を考慮し，単純ばりとして計算すれば

$$M=\frac{2.03\times 8^2}{8}=16.24\text{ t}$$

弦材応力　$N=\pm\frac{16.24}{0.763}=\pm 21.3$ t

上弦材　コンクリート床に固定されるものとして $x$ 方向の座屈は考えない。

$l_{ky}=100$ cm　$i_y=1.97$ cm

$$\lambda=\frac{100}{1.97}=50.7\quad \omega=1.12$$

$$\sigma_y=\frac{21.3\times 1.12}{15.06}=1.58<1.6\text{ t/cm}^2$$

下弦材

$$\sigma_y=\frac{21.3}{13.02}=1.63\fallingdotseq 16\text{ t/cm}^2$$

ウェブ材

$2L_s$—50×50×6 16$\phi_r$ 使用

$A=11.28$ cm²　$A_n'=6.24$ cm²（リベット穴控除突出フランジ半減）

$$N=\pm 2.03\times 4\times\frac{884}{730}=\pm 9.83\text{ t}$$

$l_k=88.4$ cm　$i_1=0.96$ cm

$$\lambda=\frac{88.4}{0.96}=92\quad \omega=1.51$$

$$\sigma_c=\frac{9.83\times 1.51}{11.28}=1.32<1.6\text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_t=\frac{9.83}{6.24}=1.57<1.6\text{ t/cm}^2$$

## §4.3 ラーメン剛比

柱　$4L_s$—130×130×12

$I_{cx}=84400\ \mathrm{cm}^4$　$I_{cy}=33700\ \mathrm{cm}^4$

$l_c=3.80\ \mathrm{m}$

はり（横ラーメン）

$4L_s$—75×75×12

$I_{B1}=94800\ \mathrm{cm}^4$　$l_{B1}=9.0\ \mathrm{m}$

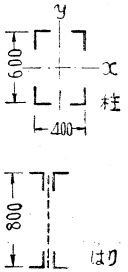
はり（縦ラーメン）

$4L_s$—75×75×6

$I_{B2}=50800\ \mathrm{cm}^4$　$l_{B2}=8.0\ \mathrm{m}$

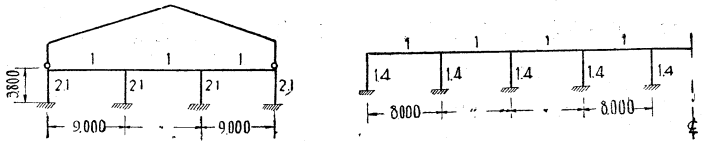
$$k_c=\frac{I_{cx}l_{B1}}{I_{B1}l_c}=\frac{84400\times9}{94800\times3.8}=2.1\ (\text{横ラーメン})$$

$$=\frac{I_{cy}\cdot l_{B2}}{I_{B2}l_c}=\frac{33700\times8}{50300\times3.8}=1.4\ (\text{縦ラーメン})$$




4·3 図

基礎　独立基礎とし柱脚半固定とする。




横ラーメン　　縦ラーメン

4·4 図

## §4.4 横ラーメン応力（中間ラーメン）

i）固定荷重によるラーメン応力

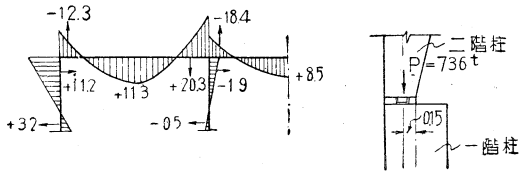
a）荷　重

曲げモーメント計算には便宜上等分布とみなす。

$w_D=0.332\times8=2.66\ \mathrm{t/m}$

又二階柱の偏心により側柱頂部に曲げモーメント $M=7.36\times0.15=1.10\ \mathrm{tm}$ を生ずる。

b）曲げモーメント



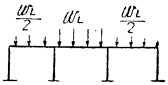

4·5 図

c）せん断力，軸応力

はりせん断力　$Q=2.66\times4.5\times\frac{2}{3}+\frac{20.3-12.3}{9}=8.90$ t

柱せん断力　$Q=\frac{11.2+3.2}{3.8}=3.80$ t 側柱

$=\frac{1.9+0.5}{3.8}=0.63$ t 内柱




柱軸応力　$N=-2.66\times4.5-7.36=-19.3$ t 側柱頂部

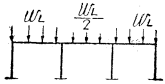
$=-19.3-0.8$　　$=-20.1$ t 側柱下部

$=-2.66\times8$　　$=-23.9$ t 内　柱

ii) 積載荷重によるラーメン応力

a) 荷　重

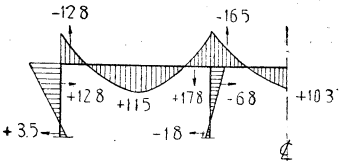
$w_L=0.330\times8=2.64$ t/m




4·6 図

b) 曲げモーメント

荷重の部分的半減を考慮しその最大値を求めれば次のようになる。




4·7 図

c) せん断力，軸応力

はりせん断力　$Q=2.64\times4.5\times\frac{2}{3}+\frac{17.8-12.8}{9}=8.5$ t

柱せん断力　$Q=\frac{12.8+3.5}{3.8}=4.3$ t 側柱

$=\frac{6.8+1.8}{3.8}=2.3$ t 内柱

柱軸応力　$N=-2.64\times4.5=-11.8$ t 側柱

$=-11.8\times2=-23.6$ t 内柱

iii) 地震用積載荷重によるラーメン応力

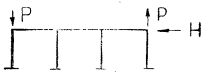
ii) の $\frac{210}{330}=0.635$ 倍

iv) 地震によるラーメン応力

a) 荷　重

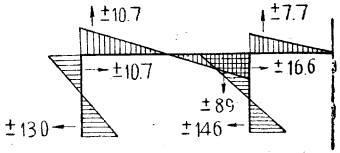
$H=H_1+H_2=26+3=29$ t

$P=\frac{3\times3.5}{27.3}=0.4$ t……二階柱より




4·8 図

b） 曲げモーメント




**4·9 図**

c） せん断力，軸応力

はりせん断力　$Q=\dfrac{10.7+7.7}{9}=2.05\,t$

柱せん断力　$Q=\dfrac{10.7+13.0}{3.8}=6.20\,t$ 側柱

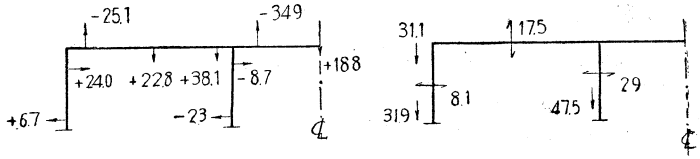
$=\dfrac{16.6+14.6}{3.8}=8.20\,t$ 内柱

柱軸応力　$N=-2.05-0.4=-2.5\,t$

$=\dfrac{2\times7.7}{9}-2.05=-0.4t$ 内柱

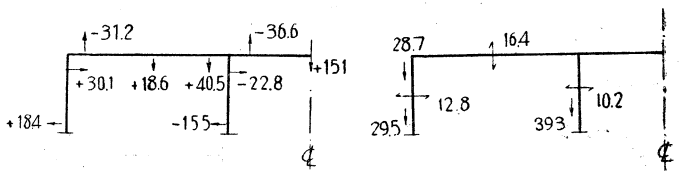
v） 組合せ応力

a） 固定＋積載




**4·10図**

b） 固定＋積載（地震用）地震




（曲げモーメント）　　（せん断力，軸応力）

**4·11図**

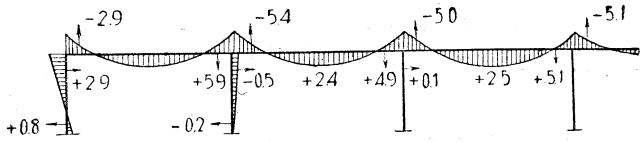
側ラーメン曲げモーメントは近似的に上値の 1/2 とする

## §4.5 縦ラーメン応力（中間ラーメン）

i) 固定荷重によるラーメン応力

a) 荷　　重　$w_D=0.317\times3=0.95\,\mathrm{t/m}$

b) 曲げモーメント




4·12図

c) せん断力，軸応力

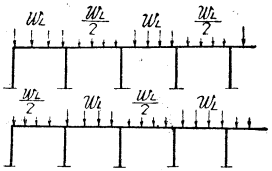
はりせん断力　$Q=0.95\times4=3.8\,\mathrm{t}$

柱せん断力　$Q=\dfrac{2.9+0.8}{3.8}=1.0\,\mathrm{t}$ 側柱

$=\dfrac{0.5+0.2}{8.8}=0.2\,\mathrm{t}$ 内柱

柱軸応力　$N=-12.0$ 側柱

$=-23.9$ 内柱




4·13図

ii) 積載荷重によるラーメン応力

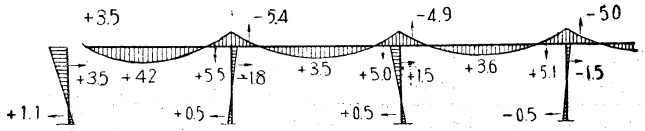
a) 荷　　重

小ばり用荷重をとり

$w_L=0.360\times3=1.08\,\mathrm{t/m}$

b) 曲げモーメント

荷重の部分的半減を考慮しその最大値を求めれば次のようになる。




4·14図

c) せん断力，軸応力

はりせん断力　$Q=1.08\times4=4.3\,\mathrm{t}$

柱せん断力　$Q=\dfrac{3.5+1.1}{3.8}=1.2\,\mathrm{t}$ 側柱

$=\dfrac{1.8+0.5}{3.8}=0.6\,\mathrm{t}$ 内柱

柱直応力　$N=-11.8\,\mathrm{t}$ 側柱

$=-23.6$ t 内柱

iii) 地震用積載荷重によるラーメン応力

モーメント，せん断力 ii) の $\frac{210}{360}=0.584$ 倍

柱軸応力　　ii) の $\frac{210}{330}=0.635$ 倍

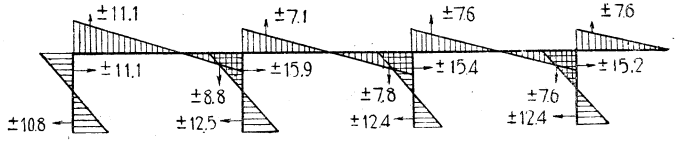
iv) 地震によるラーメン応力

a) 荷　重

$H=$(固定＋積載)×分担面積×震度

$=(0.332+0.210)\times 9\times 72\times 0.2=70.3$ t

b) 曲げモーメント




4·15図

c) せん断力，軸応力

はりせん断力　$Q=\frac{11.1+8.8}{8}=2.5$ t

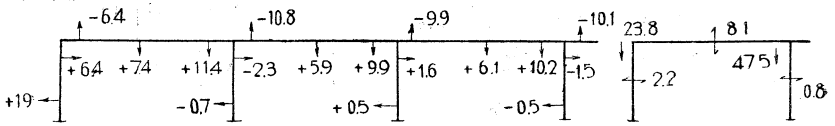
柱せん断力　$Q=\frac{11.1+10.8}{3.8}=5.8$ t 側柱

$=\frac{15.9+12.5}{3.8}=7.5$ t 内柱

柱軸応力　$N=\pm 2.5$ t 側柱

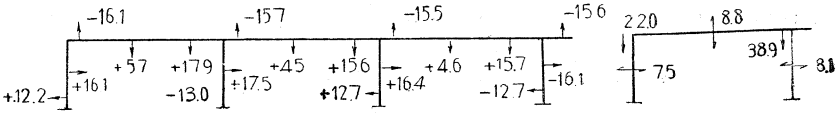
v) 組合せ応力

a) 固定＋積載




4·16図

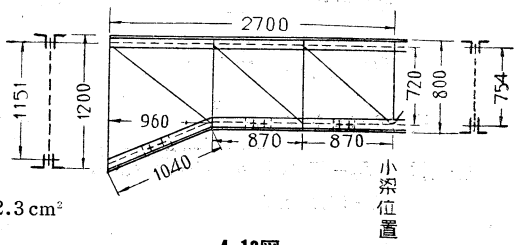
b) 固定＋積載(地震用)＋地震




4·17図

側ラーメン曲げモーメントは近似的に上値の 1/2 とする。

## §4.6 断面検定




4·18図

**i)** 横ラーメンばり

**a)** 断　面

$4L_s-75\times75\times12$ ガセット $PL$ 9 mm $19\phi_r$ 使用

**b)** 弦　材　$A=33.2\,\mathrm{cm}^2$　$A_n=82.3\,\mathrm{cm}^2$

中央部　$N=\pm\dfrac{22.8}{0.754}=\pm30.2\,\mathrm{t}$

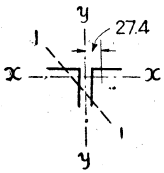
上弦　コンクリート床に支持されるものとして横座屈は考えない。

$l_{kx}=87\,\mathrm{cm}$　$i_x=2.22\,\mathrm{cm}$

$\lambda=\dfrac{87}{2.22}=39$　$w=1.06$

$\sigma_c=\dfrac{30.2\times1.06}{33.2}=0.97<1.6\,\mathrm{t/cm^2}$

下弦　$\sigma_t=\dfrac{30.2}{28.3}=1.07<1.6\,\mathrm{t/cm^2}$




端　部

上弦　$N=\dfrac{38.1}{1.151}=33.1\,\mathrm{t}$

$\sigma_t=\dfrac{33.1}{28.3}=1.17<1.6\,\mathrm{t/cm^2}$

下弦　$N=-33.1\times\dfrac{1.040}{0.960}=-35.8\,\mathrm{t}$

$l_{ky}=270\,\mathrm{cm}$　$l_{k1}=\dfrac{104}{2}=52\,\mathrm{cm}$

$i_1=1.44\,\mathrm{cm}$　$\lambda_1=\dfrac{52}{1.44}=36.2<50$

$\lambda_y=\dfrac{270}{\sqrt{2.22^2+2.74^2}}=76.5$

$\lambda_{ye}=\sqrt{76.5^2+36.2^2}=84.5$

$\omega=1.40$

$\sigma_c=\dfrac{35.8\times1.40}{33.2}=1.51<1.6\,\mathrm{t/cm^2}$

**c)** ウェブ材

斜　材　$2L_s-75\times75\times9$　$19\phi_r$ 使用

$A_n=21.7\,\mathrm{cm}^2$

$$N=17.5\times\frac{\sqrt{72^2+87^2}}{72}=27.4\,\mathrm{t}$$

$$\sigma_t=\frac{27.4}{21.7}=1.26<1.6\,\mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数　$n=\dfrac{27.4}{7.38}=3.7\rightarrow 4-19\,\phi_r$

垂直材　$2\,L_s-65\times65\times6$　$19\,\phi_r$

$A=15.06\,\mathrm{cm^2}$

$N=-17.5\,\mathrm{t}$

$l_k=72\,\mathrm{cm}$　$i_1=1.47\,\mathrm{cm}$

$$\lambda=\frac{72}{1.47}=49\quad\omega=1.11$$

$$\sigma_c=\frac{17.5\times1.11}{15.06}=1.29<1.6\,\mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数　$n=\dfrac{17.5}{7.38}=2.4\rightarrow3-19\,\phi_r$

d）柱との仕口

はり端曲げモーメントは，はりガセットと仕口山形鋼及びはり弦材と仕口板の接合リベットで支持せしめる。

仕口山形鋼とガセットの接合リベット

$16\sim19\,\phi_r$　62 mm ピッチとすれば

端リベット許容値　$R_f=7.38\times\dfrac{93}{120}=5.7\,\mathrm{t}$

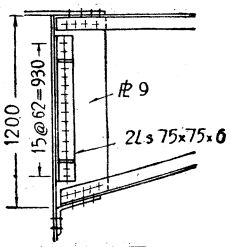
はりせん断力によるリベット値　$R_f=\dfrac{17.5}{16}=1.09\,\mathrm{t}$

はり曲げモーメントに対する許容リベット値

$R=\sqrt{5.7^2-1.09^2}=5.6\,\mathrm{t}$

計算図表より抵抗モーメント

$M_1=24.0\,\mathrm{tm}$



4·19図

弦材と仕口板の接合リベット

$6-19\,\phi_r$

抵抗モーメント

$M_2=3.96\times6\times1.20\times0.8=22.8\,\mathrm{tm}$

合計抵抗モーメント

$M=M_1+M_2=46.8>37.8\,\mathrm{tm}$

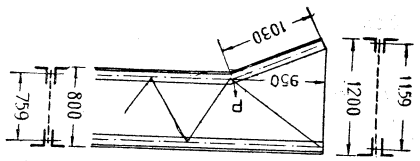
弦材とガセット及び仕口板の接合リベット

下弦材　$5-19\,\phi_r$　複せん
　　$6-19\,\phi_r$　単せん　$\Big\}$ $51.5>35.5\,\mathrm{t}$

上弦材　4−19 $\phi_r$　複せん
　　6−19 $\phi_r$　単せん　} 46.0>32.8 t

ii) 縦ラーメンばり

a) 断　面




4·20図

4 $L_s$−75×75×6　ガセット $PL$ 9 mm　リベット 16 $\phi_r$ 使用

b) 弦　材　$A$=17.46 cm²

端部下弦材　$N=\dfrac{17.9}{1.159}\times\dfrac{1.03}{0.95}=16.8$ t




$P$ 点を横方向支点と考える

$l_{k1}=103$ cm　$i_1=1.47$ cm

$\lambda=\dfrac{103}{1.47}=70$　$\omega=1.24$

$z_y=25.0$ cm³

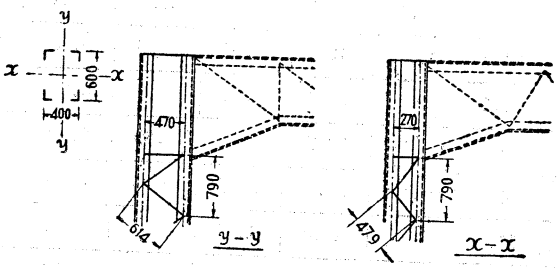
$\sigma_c=\dfrac{16.8\times1.24}{17.46}+\dfrac{16.8}{100}\times\dfrac{103}{25}=1.9<2.4$ t/cm²

c) その他

4.2 より明らかに小ばりと同一断面で十分

iii) 柱

a) 断　面




4·21図

$4\,L_s-130\times130\times12$

$A=29.7\times4=119\ \mathrm{cm}^2$

$J_x=84400\ \mathrm{cm}^4$ $J_{x0}=84400-2.05\times12\times29.4^2\times4=75900\ \mathrm{cm}^4$

$J_y=33700\ \mathrm{cm}^4$ $J_{y0}=33700-2.05\times1.2\times19.4^2\times4=30\,000\ \mathrm{cm}^4$

$Z_x=2530\ \mathrm{cm}^3$

$Z_y=1500\ \mathrm{cm}^3$

b) 弦 材

$l_1=79\ \mathrm{cm}$ $i_1=2.54\ \mathrm{cm}$ $l_k=380\times2=760\ \mathrm{cm}$

$$\lambda_1=\frac{79}{2.54}=31<50$$

$$i_x=\sqrt{\frac{84400}{119}}=26.7\ \mathrm{cm}$$

$$\lambda_x=\frac{760}{26.7}=28.5$$

$$\lambda_{xe}=\sqrt{28.5^2+31^2}=42.0$$

$$i_y=\sqrt{\frac{33700}{119}}=16.8\ \mathrm{cm}$$

$$\lambda_y=\frac{760}{16.8}=45.2$$

$$\lambda_{ye}=\sqrt{45.2^2+31^2}=54.9>42.0$$

$\omega=1.14$

4・1 表

| 柱位置 | 荷重組合 | $M_x$ | $M_y$ | $N$ | $M_x/Z_x$ | $M_y/Z_y$ | $\omega N/A$ | $\sigma_c$ t/cm² | $f_c$t/cm² |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| すみ柱 | 固+積 | 12.0 | 3.2 | 15.6 | 0.48 | 0.22 | 0.15 | 0.85 | 1.6 |
| | 固+積+地 | 15.1 | | 14.4 | 0.60 | | 0.14 | 0.74 | 2.4 |
| | 〃 | | 8.1 | 14.4 | | 0.54 | 0.14 | 0.68 | 2.4 |
| 側 柱 | 固+積 | 24.0 | 1.15 | 31.1 | 0.95 | 0.08 | 0.30 | 1.33 | 1.6 |
| | 固+積+地 | 30.1 | | 28.7 | 1.19 | | 0.28 | 1.47 | 2.4 |
| | 〃 | 〃 | 8.75 | 28.7 | | 0.59 | 0.28 | 0.87 | 2.4 |
| 妻 柱 | 固+積 | 4.2 | 6.4 | 23.8 | 0.17 | 0.43 | 0.23 | 0.83 | 1.6 |
| | 固+地+積 | 11.3 | | 26.0 | 0.45 | | 0.21 | 0.66 | 2.4 |
| | 〃 | | 16.1 | 22.0 | | 1.08 | 0.20 | 1.28 | 2.4 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 内　柱 | 固＋積 | 8.4 | 2.3 | 47.5 | 0.33 | 0.16 | 0.46 | 0.95 | 1.6 |
| | 固＋積＋地 | 22.5 | | 39.3 | 0.89 | | 0.38 | 1.27 | 2.4 |
| | 〃 | | 17.5 | 38.9 | | 1.17 | 0.38 | 1.55 | 2.4 |

c）ラチス

*y—y* 方向

$L$—65×65×6，ガセット $PL$ 6 mm　リベット 19$\phi_r$ 使用

$A=7.53\,\mathrm{cm}^2$　$A_n'=4.35\,\mathrm{cm}^2$

$i_1=1.27\,\mathrm{cm}$　$l_k=61.4\,\mathrm{cm}$

$\lambda=48.3$　$\omega=1.1$　$Q=8.1\,\mathrm{t}$（長期）

$$N=\pm\left(8.1+\frac{31.1}{100}\right)\times\frac{61.4}{47}\times\frac{1}{2}=\pm5.5\,\mathrm{t}$$

$$\sigma_t=\frac{5.5}{4.35}=1.27<1.6\,\mathrm{t/cm^2}$$

$$\sigma_c=\frac{5.5\times1.1}{7.53}=0.80<1.6\,\mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数　$n=\dfrac{5.5}{3.69}=1.4\rightarrow2-19\phi_r$

*x—x* 方向

$PL$ 125×12　19$\phi_r$ 使用

$A=15.0\,\mathrm{cm}^2$　$A_n=10.0\,\mathrm{cm}^2$　$i=0.346\,\mathrm{cm}$

$l_k=47.9\,\mathrm{cm}$　$\lambda=\dfrac{47.9}{0.346}=138$　$\omega=3.17$

$Q=8.1\,\mathrm{t}$（短期）

$$N=\pm\left(8.1+38.9\times\frac{0.03\lambda_{ye}}{100}\right)\times\frac{47.9}{27}\times\frac{1}{2}=\pm7.6\,\mathrm{t}$$

$$\sigma_t=\frac{7.6}{10}=0.76<2.4\,\mathrm{t/cm^2}$$

$$\sigma_c=\frac{76\times3.17}{15.0}=1.60<2.4\,\mathrm{t/cm^2}$$

接合リベット数　$n=\dfrac{7.6}{3.96}=1.92\rightarrow2-19\phi_r$

## §4.7 柱　脚

i）最も不利な応力は地震時に起り，その組合せは

A）$M_x=18.4\,\mathrm{tm}$　$N=-29.5\,\mathrm{t}$　　B）$M_y=12.2\,\mathrm{tm}$　$N=-22.0\,\mathrm{t}$

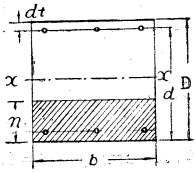
ii）基礎コンクリート及びアンカーボルト応力

A）の場合

$D=82\,\text{cm}\quad d_t=4.5\,\text{cm}$

$d=82-4.5=77.5\,\text{cm}$

$\dfrac{D}{2}=41\,\text{cm}$



4・22図

$b=85\,\text{cm}$

$a_t=3-{}^{7}/_{8}'\phi=11.6\,\text{cm}^2$

$e=\dfrac{18.4}{29.5}=0.622\,\text{m}=62.2\,\text{cm}$

中立軸の位置は

$$n^3+3\left(e-\frac{D}{2}\right)n^2-\frac{90\,a_t}{b}\left(e-\frac{D}{2}+d\right)(d-n)=0$$

$n^3+63.6\,n^2+120\,n-94000=0$

$n\fallingdotseq 26.3\,\text{cm}$

コンクリート応力

$$\sigma_c=\frac{2N\left(e-\dfrac{D}{2}+d\right)}{bn\left(d-\dfrac{n}{3}\right)}=0.038\,\text{t/cm}^2=38\,\text{kg/cm}^2<90$$

ボルト応力

$$Z=\frac{N\left(e-\dfrac{D}{2}+\dfrac{n}{3}\right)}{d-\dfrac{n}{3}}=12.9\,\text{t}$$

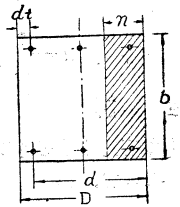
$$\sigma_t=\frac{12.9}{11.6}=1.11<1.2\,\text{t/cm}^2$$

B）の場合

$D=85\,\text{cm}\quad d_t=7.5\,\text{cm}$

$d=85-7.5=77.5\,\text{cm}$

$\dfrac{D}{2}=42.5\,\text{cm}\quad b=82\,\text{cm}$



4・23図

$a_t=2-{}^{7}/_{8}''\phi=7.74\,\text{cm}^2$

$e=\dfrac{12.2}{22.0}=0.553\,\text{m}$

中立軸の位置は A）と同様にして

$n\fallingdotseq 25.2\,\text{cm}$

コンクリート応力

$$\sigma_c=\frac{2N\left(e-\frac{D}{2}+d\right)}{bn\left(d-\frac{n}{3}\right)}=0.0278\ \mathrm{t/cm^2}=27.8\ \mathrm{kg/cm^2}<90$$

ボルト応力

$$Z=\frac{N\left(e-\frac{D}{2}+\frac{n}{3}\right)}{d-\frac{n}{3}}=6.75\ \mathrm{t}$$

$$\sigma_t=\frac{6.75}{7.74}=0.87<1.2\ \mathrm{t/cm^2}$$

iii) 底板の厚

$PL$ 18 mm 使用，基礎反力を 0.038 t/m² の等分布荷重とみなせば山形鋼取付根単位長さ当り

$$M=\frac{0.038\times8.8^2}{2}=1.47\ \mathrm{tcm}$$

$$Z=\frac{(1.8+1.0)^2}{6}=1.30\ \mathrm{cm^3}$$

$$\sigma=\frac{1.47}{1.30}=1.13<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$$

iv) 接合リベットの算定

はかま板接合山形鋼と底板との接合リベット

$$I=\frac{2.8^3}{12}=1.83\ \mathrm{cm^4}$$

$G=0.9\ \mathrm{cm^3}$

リベット間隔 70 mm とすればリベット1本当りせん断力は

$$R=\frac{G\cdot M\cdot p}{I}=\frac{0.9\times1.47\times7.0}{1.83}=5.05<5.94\ \mathrm{t}$$

はかま板取付リベット

$y$ 方向はかま板

$$Q=\frac{N}{2}+\frac{M}{d}=\frac{29.5}{2}+\frac{18.4}{0.6}=45.3\ \mathrm{t}$$

$x$ 方向はかま板

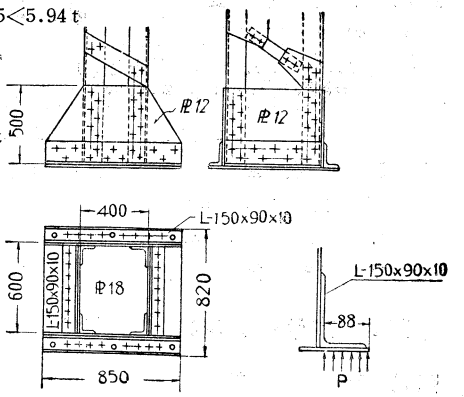
$$Q=\frac{22}{2}+\frac{12.2}{0.3}=51.7\ \mathrm{t}$$

所要リベット数

$$n=\frac{51.7}{5.94}=8.7$$

$x$ 方向　13−19 $\phi_r$

$y$ 方向　9−19 $\phi_r$ にて安全。



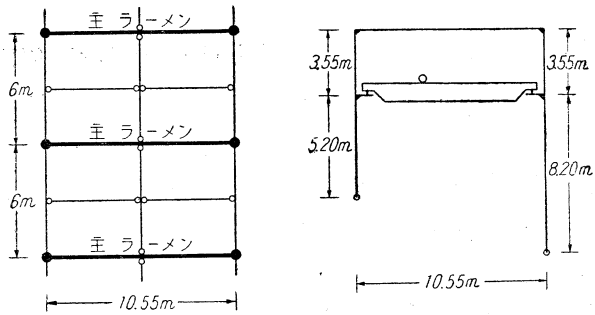

3・24図

# 構造計算例 4. 全溶接構造発電所

## §1. 一 般 事 項

### §1.1 構 造 の 概 要

ラーメン構造とし軸部は鉄骨構造，屋根スラブ，壁は鉄筋コンクリート造とする。基礎は鉄筋コンクリート独立基礎とする。軸部平面及び主ラーメンの寸法は1・1図に示すとおりである。




（a） 平 面 図　　（b） 主ラーメン

1・1 図

ただし，けた行方向の水平力は剛な鉄筋コンクリートの壁で直接地盤に伝達されるものとする。また壁，屋根スラブの設計は鉄筋コンクリート構造の書物にゆずる。

### §1.2 単 位 荷 重

(a) 固 定 荷 重

屋根スラブ：0.6 t/m² (仕上とも)

は　　り：大ばり小ばりともに 20×45 cm の鉄筋コンクリートばりと同等とみなす。2.4 t/m³×0.45×0.2=0.21 t/m

(b) 積 雪 荷 重　最大積雪約 2.5 m (雪国) として 0.7 t/m²

常時荷重：0.5 t/m²

地震力と同時に：0.25 t/m²

(c) 風　荷　重　地形上無視する。

## §2. 主ラーメンの応力計算

### §2.1 荷　　重

屋根はごくわずかのこう配をもつので荷重計算にこれを考慮しスパン 11.2 m とする。

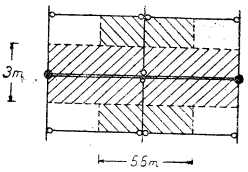
(a) 固定荷重　(記号：A)

(1) 分布荷重

屋根スラブ：0.6 t/m²×3=1.8 t/m

はり自重：0.21

$w=2.01$ t/m




(2) 中央集中荷重（むねばりより伝達される）

屋根スラブ：0.6t/m²×3 m×5.6 m=10.2 t

小ばり，むねばり：0.21 t/m×(5.6 m+6 m)=2.44 t

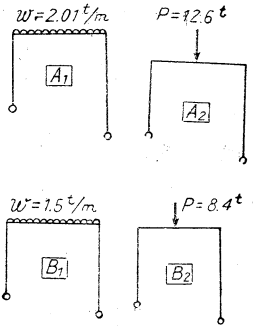
$P=12.6$ t

2·1 図

(b) 積雪荷重　(記号：B)

(1) 分布荷重　$w=0.5$ t/m²×3 m=1.5 t/m

(2) 中央集中荷重　$P=0.5$ t/m²×3 m×5.6 m=8.4 t




(c) クレーン荷重　(記号：C)

つり荷：42 t

自重｛骨組：25 t

　　｛ホイスト：5 t

72 t

移重荷重：42 t+5 t=47 t

(1) 最大車輪圧

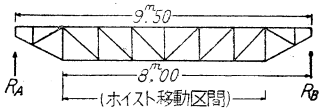
満載時反力

$$R_{A\max}=\frac{25\text{ t}}{2}+\frac{8.00}{9.50}\times 47\text{ t}=12.5\text{ t}+40\text{ t}\fallingdotseq 53\text{ t}$$

$$R_{A\min}=72\text{ t}-53\text{ t}=19\text{ t}$$

最大車輪圧

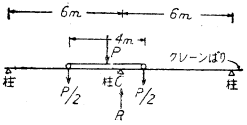
$$\begin{cases}\dfrac{R_A}{2}=26.5\text{ t}\\[2ex]\dfrac{R_B}{2}=9.5\text{ t}\end{cases}$$




2·2 図

(2) クレーン支持柱への最大荷重

クレーン荷重を $P$ とすれば車輪圧は $P/2$ となる。2·3 図のように 4 m の間隔をもつ荷重 $P/2$ がクレーンばり上を走るとき支点 $C$ の反力 $R$ は $C$ の左右 4 m の範囲にそれぞれ左右輪があるとき最大となりその大きさは $R=\frac{2}{3}P$ である。クレーンばり重量を 1 t とし衝撃係数を 1.2 とすると，主柱への影響量は次のようになる。




2·3 図

(i)　最大反力 53 t に対し　$R_{\max}=53\text{t}\times\frac{2}{3}\times 1.2+1\text{ t}=43.4\text{ t}$

(ii)　他側で　$19\,t\times\frac{2}{3}\times1.2+1\,t=16.2\,t$

(iii)　つり荷中央のとき片側に　$72\,t\times\frac{1}{2}\times\frac{2}{3}\times1.2+1\,t=29.8\,t$

(3) 走行方向に直角に作用する水平力 (10%)

(i)　最大反力 53 t に対し　$53\,t\times\frac{2}{3}\times0.1=3.5\,t$

(ii)　他側では　$19\,t\times\frac{2}{3}\times0.1=1.3\,t$

(iii)　つり荷中央のとき片側に　$36\,t\times\frac{2}{3}\times0.1=2.4\,t$

(4) 地震力 (震度 0.2) つり荷を控除すると最大反力は (2•2 図参照)

$$R_A=\frac{25\,t}{2}+5\,t\times\frac{8.00}{9.50}=12.5\,t+4.2t\fallingdotseq16.7\,t$$

$$R_B=30\,t-16.7\,t=13.3\,t$$

地震力は次のようになる

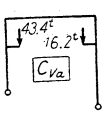
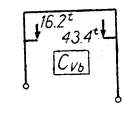
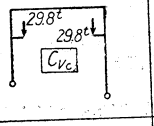
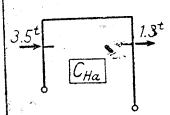
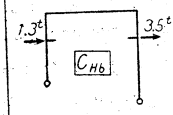
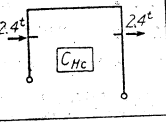
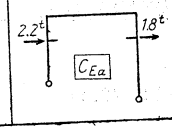
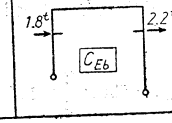
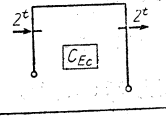
(i)　$R_A=16.7\,t$ に対し　$16.7\,t\times\frac{2}{3}\times0.2=2.2\,t$

(ii)　$R_B=13.3\,t$ に対し　$13.3\,t\times\frac{2}{3}\times0.2=1.8\,t$

(iii)　つり荷中央のとき　$15\,t\times\frac{2}{3}\times0.2=2\,t$

(1), (2), (3), (4) で計算した値を用いて，考慮すべき種々の場合を 2•1 表に表示した。

2•1 表　クレーンによる荷重

| 荷重の種類 | (a) | (b) | (c) | 記号 |
|---|---|---|---|---|
| 鉛直力 |  |  |  | $C_V$ |
| 水平力 |  |  |  | $C_H$ |
| 地震力 |  |  |  | $C_E$ |

(d) 地　震　力　(記号：D)

(1) 屋　根 (2・1 図参照)

スラブ　0.6 t/m²×6 m×11.2m　＝40.3 t

はり　0.21 t/m×{2×11.2 m(大ばり，小ばり)＋3×6 m(むねばり，壁ばり)}＝8.4 t

雪　0.25 t/m²×6 m×11.2 m　＝16.8 t

65.5 t

地震力：65.5 t×0.2＝13.1 t

(2) 壁体　厚さ 15 cm，平均重量として8割をとると

2.4 t/m²×0.15 m×6 m×0.8＝1.73 t/m

地震力はクレーン部分，軒及び柱脚部の3部分に分割されて作用するものとする。(1・1 図参照)

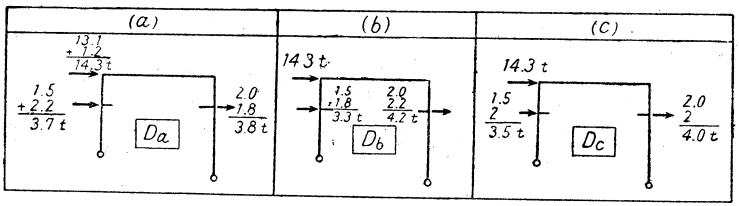
左クレーン位置地震力：$1.73\ \mathrm{t/m}\times\frac{8.75\ \mathrm{m}}{2}\times0.2=1.5\ \mathrm{t}$

右クレーン位置地震力：$1.73\ \mathrm{t/m}\times\frac{11.75\ \mathrm{m}}{2}\times0.2=2.0\ \mathrm{t}$

軒部分地震力：$2\times1.73\ \mathrm{t/m}\times\frac{3.55\ \mathrm{m}}{2}\times0.2=1.2\ \mathrm{t}$

これに前項 C の (4) で計算したクレーンによる地震力を加えるとホイストの位置により次の組合せをうる。

2・2 表　地　震　力




(e) 柱の付加荷重　2・1 図においてハッチしていない部分の重量は小ばり，壁ばりを通つて柱にかゝる。その他壁体の重量が柱に付加される。

(1) 固定荷重

屋根スラブ　$0.6\ \mathrm{t/m^2}\times\frac{11.2\ \mathrm{m}}{4}\times1.5\ \mathrm{m}\times2=5.04\ \mathrm{t}$

壁体{左柱へ　1.73 t/m×8.75 m＝15.14 t
　　{右柱へ　1.73 t/m×11.75 m＝20.33 t

左柱の付加荷重：20.2 t
右柱　〃　：25.4 t

(2) 積雪荷重

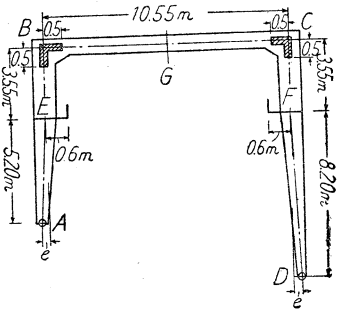
$$0.5\,\mathrm{t/m^2}\times\frac{11.2\,\mathrm{m}}{4}\times1.5\,\mathrm{m}\times2=4.2\,\mathrm{t}$$

## §2.2 ラーメン応力計算

**(a) 剛　度**　主ラーメンは2・4図に示すもので解法は仮想働法による。

材 *AE*, *DF* はせいが直線的に変化する変断面材，材 *EB*, *FC* は一端に剛域*をもつ定断面材，材 *BC* は両端に剛域をもつ定断面材とする。

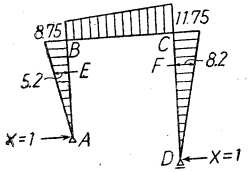
各部の断面二次モーメント *I*，剛度 $K=I/l$ を次のように仮定して解く。




2・4 図

2・3 表

| 位　置 | 断面二次モーメント $I\,\mathrm{cm^4}$ | 剛　度　$K=I/l\,\mathrm{cm^3}$ |
|---|---|---|
| $A\sim E$ | 40,000 ($A$)～170,000 ($E$) | 170,000/520＝320（最大） |
| $E\sim B$ | 170,000 | 170,000/355＝479 |
| $B\sim C$ | 120,000 | 120,000/1,055＝114 |
| $C\sim F$ | 170,000 | 170,000/355＝479 |
| $F\sim D$ | 170,000($F$)～25,000 ($D$) | 170,000/820＝207 （最大） |




2・5 図

**(b) 解　法**

基本構を左図のようにとり $X=1$ を図のようにかけたときの各部の曲げモーメントを $M_1$ とする。

また基本構に外力が加わつたときの曲げモーメントを $M_0$ とすると，柱脚の移動しないときの不静定反力 $H$ は次式で表わされる。

$$H=-\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

ただし　$\delta_{10}=\int_{\text{全ラーメン}}\frac{M_1M_0}{EI}ds$,　$\delta_{11}=\int_{\text{全ラーメン}}\frac{M_1^2}{EI}ds$　　(2・1)

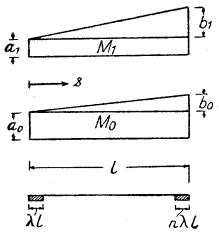
**(c) 公　式**

(1) 定断面材

$M_1$, $M_0$ が 2・6 図に示すように次式で表わされるとき

* 材端の剛域としての取扱いに関しては各務氏の論文（建築雑誌昭和6年10月）をはじめとして東大武藤研究室の一連の研究がある。

$$M_1=a_1+b_1\xi$$
$$M_0=a_0+b_0\xi \quad \text{ただし } \xi=\frac{s}{l}$$




2・6 図

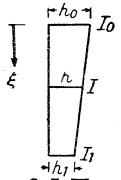
とすると一般に $\delta$ は次式で表わされる。

$$\int_{\lambda l}^{l-n\lambda l}\frac{M_1M_0}{EI}ds=\frac{l}{EI}\int_{\lambda}^{1-n\lambda}(a_1+b_1\xi)(a_0+b_0\xi)$$
$$\times d\xi=\frac{1}{EK}\{a_1a_0\Delta_0+(a_1b_0+a_0b_1)\Delta_1+b_1b_0\Delta_2\}$$

ここに
$$\Delta_0=\int_{\lambda}^{1-n\lambda}d\xi=(1-n\lambda)-\lambda$$
$$\Delta_1=\int_{\lambda}^{1-n\lambda}\xi\,d\xi=\frac{1}{2}[(1-n\lambda)^2-\lambda^2]$$
$$\Delta_2=\int_{\lambda}^{1-n\lambda}\xi^2d\xi=\frac{1}{3}[(1-n\lambda)^3-\lambda^3]$$
$$\Delta_3=\int_{\lambda}^{1-n\lambda}\xi^3d\xi=\frac{1}{4}[(1-n\lambda)^4-\lambda^4]$$

(2・2)

(2) 変断面材




2・7 図

断面二次モーメントの変化を次のようにおく

$$k=\frac{I_0}{I}=\left(\frac{h_0}{h}\right)^2,\quad m=\frac{h_1}{h_0}\text{とすると}$$

$$h=h_0-(h_0-h_1)\xi \qquad \therefore\ \frac{h}{h_0}=1-(1-m)\xi$$

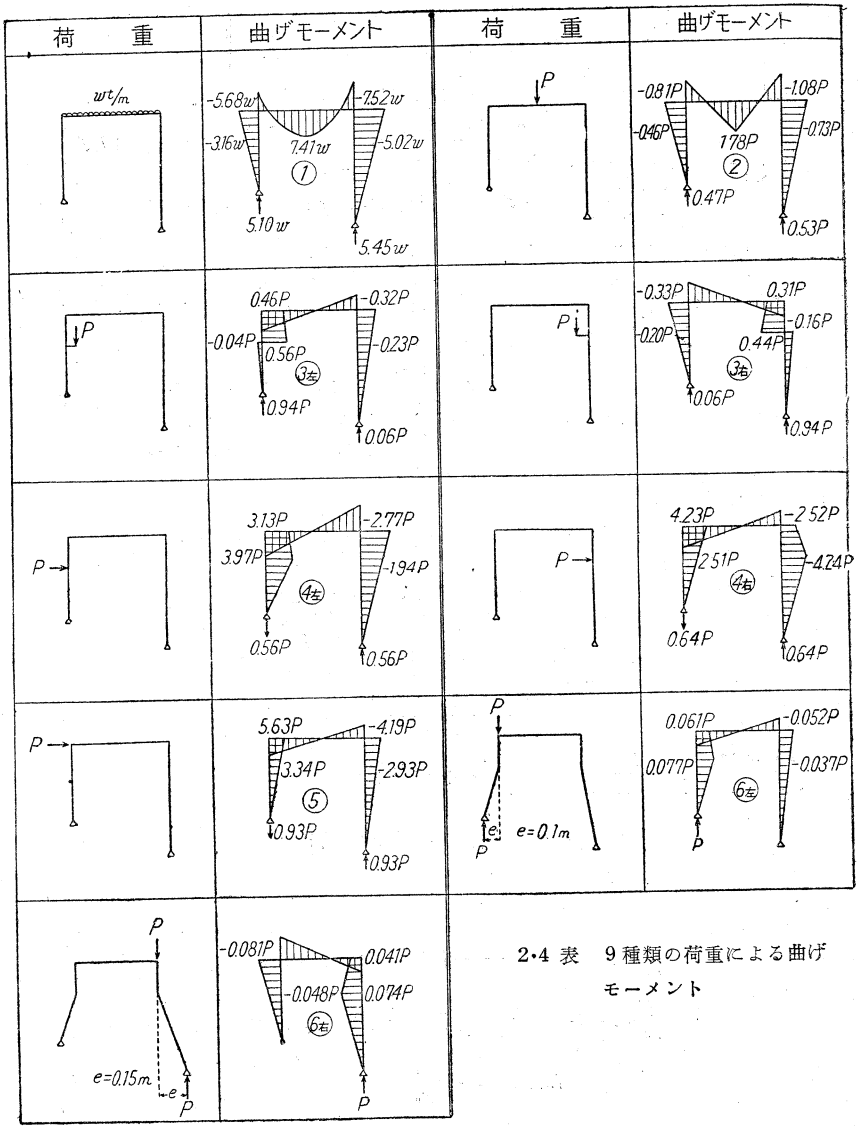
$$\therefore\ k=\left\{\frac{1}{1-(1-m)\xi}\right\}^2 \qquad I=\frac{I_0}{k}$$

$$\int_0^l\frac{M_1M_0}{EI}ds=\frac{l}{EI_0}\int_0^1k(a_1+b_1\xi)(a_0+b_0\xi)\,d\xi$$
$$=\frac{1}{EK_0}\{a_1a_0\Delta_0+(a_1b_0+a_0b_1)\Delta_1+b_1b_0\Delta_2\}$$

ここに
$$\Delta_0=\int_0^1kd\xi=\frac{1}{m}$$
$$\Delta_1=\int_0^1k\,\xi\,d\xi=\frac{1}{m(1-m)^2}\{(1-m)+m\log m\}$$
$$\Delta_2=\int_0^1k\,\xi^2d\xi=\frac{1}{m(1-m)^3}\{(1-m^2)+2m\log m\}$$

ただし $m=\dfrac{h_1}{h_0}$

(2・3)



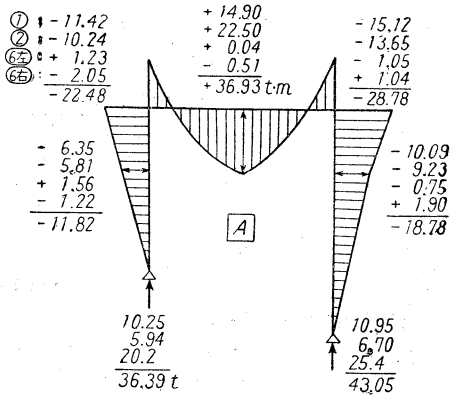

2・4 表 9種類の荷重による曲げモーメント

(d)　曲げモーメント

(2・2) (2・3) 式を用いると $\delta_{10}$, $\delta_{11}$ は容易に計算され，不静定反力 $H$ は (2・1) 式を用いて求まる。これから各部の曲げモーメントを知ることができる。

荷重の種類別曲げモーメントを表わすと 2.4 表のようになる。

本計算例では柱の下部の断面変化に基づく軸線の傾斜による付加曲げモーメントも考慮したため 2・6 表 6 にこの場合に補正すべき曲げモーメントの値を算定した。




2・8 図

## §2.3　荷重別による応力

(a)　固定荷重による $M$—$A$

2・4 表の曲げモーメント①，②，⑥に次の荷重を代入してたし合わせる。

①に $w=2.01$ t/m

②に $P=12.6$ t

(6左) に $P=20.2$ t

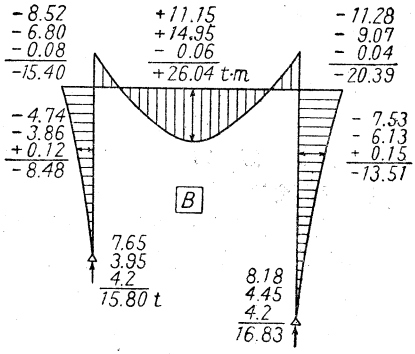
(6右) に $P=25.4$ t

(b)　積雪荷重による $M$—$B$

①に $w=1.5$ t/m

②に $P=8.4$ t

(6左) (6右) に $P=4.2$ t



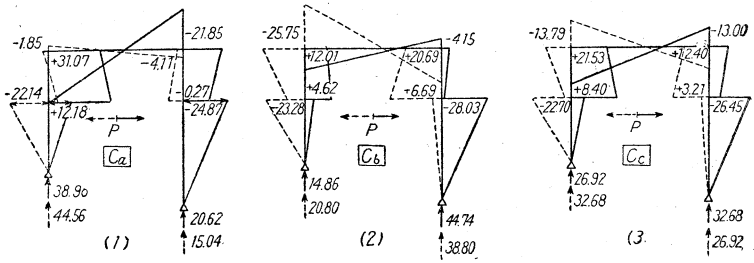

2・9 図

(c)　クレーン荷重による $M$—$C$ (以下図上計算を省略する)

(1)
- ③左に　$P=43.4$ t
- ③右に　$P=16.2$ t
- ④左に　$P=3.5$ t
- ④右に　$P=1.3$ t

(2)
- ③左に　$P=16.2$ t
- ③右に　$P=43.4$ t
- ④左に　$P=1.3$ t
- ④右に　$P=3.5$ t

(3)
- ③左，③右に　$P=29.8$ t
- ④左，④右に　$P=2.4$ t



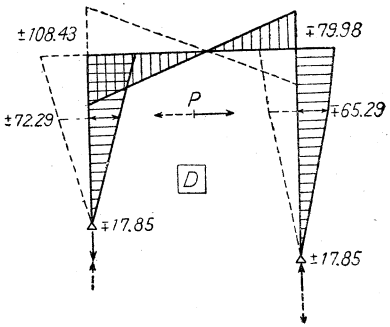

2・10 図

**(d)　地震力による $M$—$D$**

2・2 表に示したクレーン部分に作用する地震力は左右で大きな差がないから平均した等しい値の力が左右柱に加わるものとすると組合わせは1個だけとなる。従つて④左と④右 ⑤に次の値を代入してたし合わせればよい。

④左，④右　$P=3.8$ t

⑤に　$P=14.3$ t




2・11 図

## §2.4 設 計 応 力

**(a)　荷重の組合せ**

(1) 長期では　$A+B+C_a$, $A+B+C_b$, $A+B+C_c$

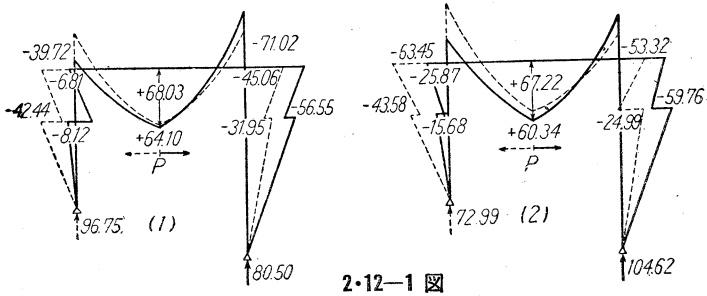
(2) 短期では　積雪荷重は常時の 1/2 となり，またクレーンは内部の機械設定の時だけに使用し，常時は使用しないものとすると

$A+B/2+D$

(注：クレーン荷重を考えるとすると 2・1 表の $C_V$ による応力を加算せねばならない)

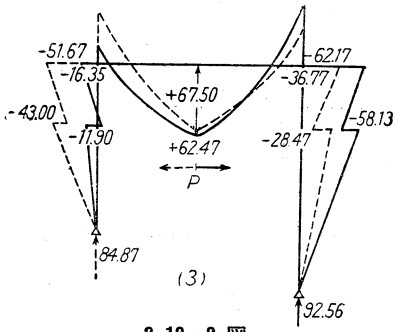
**(b)　長期荷重による応力**

(1)　$A+B+C_a$　　(2)　$A+B+C_b$




2・12—1 図

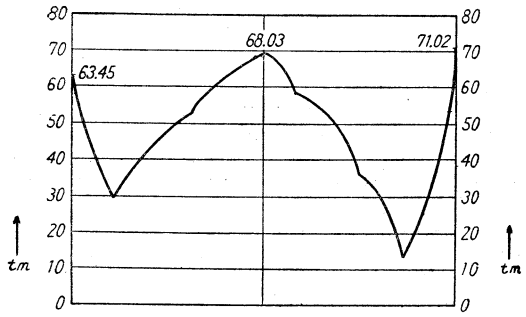
(3)　$A+B+C_c$




2・12—2 図

(4) 長期荷重による最大応力

(i)　はりの最大曲げモーメントを絶対値で 2・13—1 図に示した。




2・13—1 図

(ii)　柱の最大曲げモーメント，軸力を 2・13—2 図に示した。軸力の計算にはクレーンが常時は使用されないという理由から，クレーン荷重を省いた。ゆえに軸力の組合せは $A+B$ となり左柱では $N=52.19$ t，右柱では $N=59.88$ t となる。ただし柱脚の設計には安全をみてクレーン荷重まで考えて $N$ 左$=96.75$ t，$N$ 右$=104.62$ t をとつた。また，柱の有効断面二次モーメント $I_e$ を次式によつて略算することにする。

$$I_e=I_{max}(0.5+0.5\sqrt{I_{min}/I_{max}})$$

従つて左柱では　$I_e=126{,}000$ cm⁴

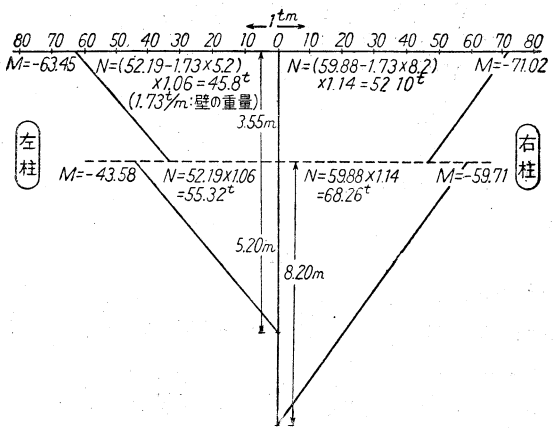
$$i=\sqrt{I_e/A}=\sqrt{126{,}000/250}=22.4\text{ cm}$$

（ただし $A=250$ cm² と仮定した）

$$\lambda=875/22.4=39\rightarrow\omega=1.06^*$$

同様に右柱では　　$\lambda=55\rightarrow\omega=1.14^*$

* 本例では柱の座屈長さを柱の全長と仮定した。

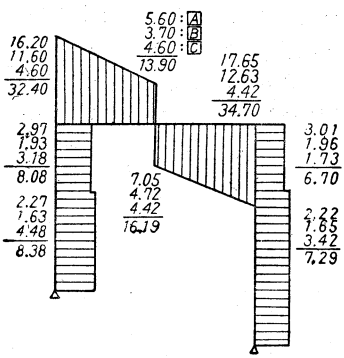



2・13—2 図

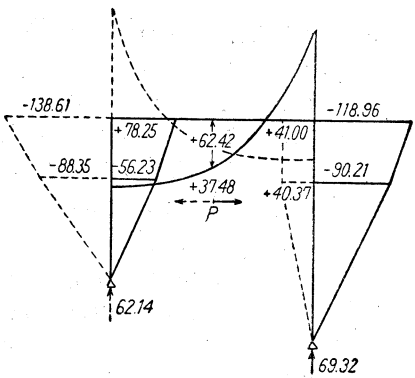
(iii)　最大せん断力は三つの組合せについての最大として求める。2・13—3 図はモーメント図から求めた最大せん断力図である。

(c)　短期荷重による応力

(1) 組合せ　　$A+B/2+D$　　(2・14 図)



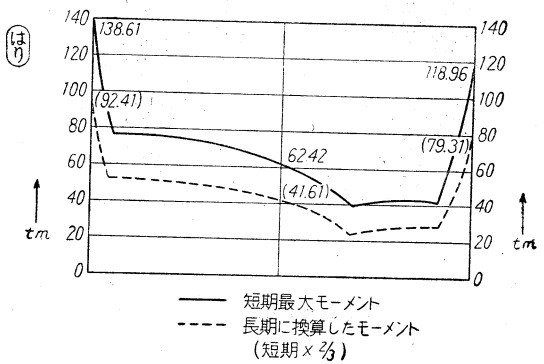

2・13—3 図




2・14 図

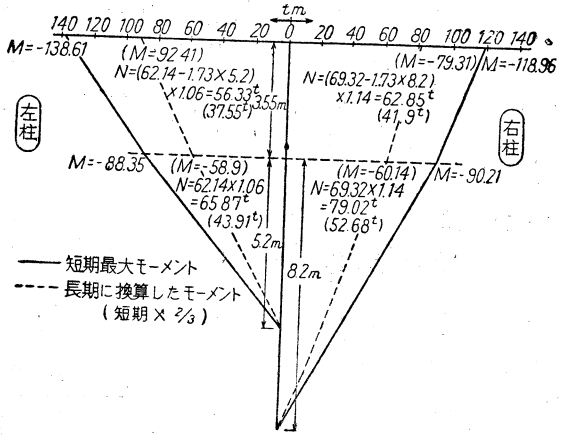
(2) 短期荷重による最大応力

(i) はりの最大曲げモーメント




2・15—1 図

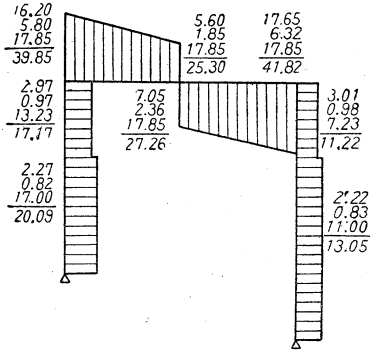
(ii) 柱の最大曲げモーメント，軸力




2・15—2 図

(iii)　最大せん断力

$A+B/2+D$




2·15—3 図

## §3.　主ラーメンの設計

### §3.1　はり，柱の断面設計

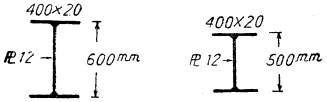
**(a)　はり**

設計応力

(長期または長期換算)　中央部　$M=68.03$ tm

端—中央部　$M\fallingdotseq 55$ tm

(1) 中央部




$$M_{許}=fZ=1.6\times\frac{2\times(40\times2)\times29^2+\frac{1.2\times56^3}{12}}{30}$$

$$=1.6\times\frac{152120}{30}=81.1\text{ tm}>68.03\text{ tm}$$

(2) 端—中央部　　上と同様にして図のように決定する。

**(b)　柱上部（クレーンより上）**

$$f=\frac{N}{A}+\frac{M}{Z}\quad\therefore M=Z\left(f-\frac{N}{A}\right)$$

柱上部の設計応力表

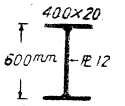
| 位置 | | 長期 | | 短期（長期換算） | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 左柱 | 右柱 | 左柱 | 右柱 |
| クレーン部分 | $M$ | 43.58 tm | 59.71 tm | 58.9 tm | 60.14 tm |
| | $N$ | 55.32 t | 68.26 t | 43.91 t | 52.68 t |

| 軒部分 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | $M$ | 63.45 tm | 71.02 tm | 92.41 t | 79.31 tm |
| | $N$ | 45.8 t | 52.10 t | 37.55 t | 41.9 t |

(1) クレーン部分

$$A\ \mathrm{cm^2}=2\times(40\times2)+1.2\times56=227.2\ \mathrm{cm^2}\quad I=152120\ \mathrm{cm^4}$$

$$Z\ \mathrm{cm^3}=\frac{152120}{30}=5070\ \mathrm{cm^3}$$



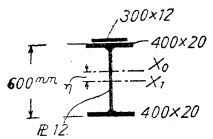

$$左M_{許}=5070\left(1.6-\frac{55.32}{227.2}\right)=5070\times1.36=68.8\ \mathrm{tm}>58.9\ \mathrm{tm}$$

$$右M_{許}=5070\left(1.6-\frac{68.26}{227.2}\right)=5070\times1.30=65.9\ \mathrm{tm}>60.14\ \mathrm{tm}$$

(2) 柱上部

中立軸の移動 $\eta$

フランジプレートがないときの軸を $X_1$ とすると $X_1$ に関する断面一次モーメント $S_1$ は




$$S_1=30\times1.2\times(30+0.6)=1100\ \mathrm{cm^3}$$

$$A=(30\times1.2)+227.2=263.2\ \mathrm{cm^2}$$

$$\eta=\frac{S_1}{A}=\frac{1100}{263.2}=4.18\ \mathrm{cm}$$

フランジプレートをつけたときの中立軸 $X_0$ に関する $I_0$ は

$$I_0=152120+227.2\times4.18^2+(30\times1.2)\times26.42^2=181200\ \mathrm{cm^4}$$

$$\therefore\ Z_c=\frac{181200}{(30+1.2-4.18)}=\frac{181200}{27.02}=6700\ \mathrm{cm^3}\ (圧縮側)$$

$$Z_t=\frac{181200}{(30+4.18)}=\frac{181200}{34.18}=5300\ \mathrm{cm^3}\ (引張側)$$

左柱

$$_CM_{許}=6700\left(1.6-\frac{45.8}{263.2}\right)=6700\times1.43=95.8\ \mathrm{tm}$$

$$_TM_{許}=5300\left(1.6+\frac{45.8}{263.2}\right)=5300\times1.77=93.8\ \mathrm{tm}$$

$>92.41\ \mathrm{tm}$—可

右柱

$$_CM_{許}=6700\left(1.6-\frac{52.1}{263.2}\right)=6700\times1.40=93.8\ \mathrm{tm}$$

$$_TM_{許}=5300\left(1.6+\frac{52.1}{263.2}\right)=5300\times1.80=95.4\ \mathrm{tm}$$

$>79.31\ \mathrm{tm}$—可

**(c) 柱下部（クレーンより下）—変断面部分**

左柱は柱脚より上へ 2.5 m の位置（せい 50 cm）右柱は柱脚より上へ 3.0 m の位置（せい 40 cm）でフランジを 400×20 から 300×16 に縮小する。

この位置での設計応力は次のとおりである。

左柱
- 短期（長期換算）$M\fallingdotseq25\ \mathrm{tm}\ N=43.91\ \mathrm{t}$
- 長期　$M\fallingdotseq22.5\ \mathrm{tm}\ N=55.32\ \mathrm{t}$

右柱 { 短期（長期換算） $M\fallingdotseq 20$ tm　$N=52.68$ t
　　 { 長期　　$M\fallingdotseq 20$ tm　$N=68.26$ t

(1) 左柱の柱脚より 2.5 m の位置

$$A=2\times(30\times1.6)+1.2\times46.8=152.2\ \text{cm}^2$$

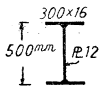



$$Z=\frac{96\times24.2^2+\dfrac{1.2\times46.8^3}{12}}{25}=\frac{65950}{25}=2740\ \text{cm}^3$$

$$M_{許}=2740\left(1.6-\frac{55.32}{152.2}\right)=2740\times1.24=32.4\ \text{tm}>25\ \text{tm}$$

同様にして右柱脚の場合も決定される。

(2) 右柱の柱脚より 3.0 m の位置　　(3) 左柱脚　　(4) 右柱脚










**(d) ウェブプレートのせん断応力及び座屈の検定**

(1) はり　はりのウェブプレートは $\left(\frac{t}{b}\right)>\left(\frac{1}{80}\right)$ なるゆえ座屈検定を要しない。また横方向は剛な屋根スラブにより支持されているから横座屈の検定も行わない。

$$\tau=\frac{Q}{jt}\leq f_s \qquad Q=f_s\cdot jt$$

最小 $Q_{許}$ はせい 50 cm のときで設計用最大せん断力は短期 41.82 t，長期 32.25 t である。

$$\therefore\ Q_{min}=0.8\ \text{t/cm}^2\times50\ \text{cm}\times0.85\times1.2\text{cm}=40.80\ \text{t}\ (\text{長期})$$
$$40.80\ \text{t}\times1.5=61.2\ \text{t}\ (\text{短期})\ >Q_{max}$$

以下検定を要せず（柱についても同様）

(2) 柱　柱のウェブプレートはせい 60 cm 及び 50 cm のものはそれぞれ $b=56$ cm 及び 46 cm，$\frac{t}{b}<\frac{1}{30}$ なるゆえ座屈検定を要す。本書解説 4 章 5 節の計算図表を用いて計算すれば次のようになる。

$b=56$ cm　$t=1.2$ cm（クレーン部分）

長期　$M=59.71\text{tm}\fallingdotseq60$ tm，$N=59.88\ \text{t}\fallingdotseq60$ t，$Q\fallingdotseq8$ t，$\alpha\fallingdotseq1.5$

$$\sigma_{max}=\frac{60\ \text{t}}{227.2\ \text{cm}^2}+\frac{6000\ \text{tcm}\times28\ \text{cm}}{152120\ \text{cm}^4}=1.37\ \text{t/cm}^2$$

$$\tau\fallingdotseq\frac{8\ \text{t}}{60\times0.85\times1.2}=0.13\ \text{t/cm}^2$$　$k_1, k_2$ は最小をとつて

$$k_1=14,\ k_2=5.4$$

$$\frac{b}{t\sqrt{k_1}}=\frac{56}{1.2\times\sqrt{14}}=12.5$$

$$\frac{b}{t\sqrt{k_2}}=\frac{56}{1.2\times\sqrt{5.4}}=20.0$$

ゆえに図表より $f_1'=1.6\,\mathrm{t/cm^2}$, $f_2'=0.8\mathrm{t/cm^2}$

$$\left(\frac{1.37}{1.6}\right)^2+\left(\frac{0.13}{0.8}\right)^2=0.75<1\text{—可}$$

短期の場合及びその他のウェブプレートの検定も同様の方法で容易にできるがここでは省略する。

## §3.2 接合部の設計

溶接継目は材の全許容力を伝えるように設計する。

**(a) むね部分**

(1) フランジの応力は継目板を介してレ形つき突合せ溶接（継目 Ⓐ）により伝達する*。当て板 6 mm を加えてのど厚を増してある。

フランジの全許容力　$40\,\mathrm{cm}\times2\,\mathrm{cm}\times1.6\,\mathrm{t/cm^2}=128\,\mathrm{t}$

所要のど厚　$128\,\mathrm{t}/40\times1.2=2.66\fallingdotseq2.6\,\mathrm{cm}$

(2) 継目板の引張力

$$128\,\mathrm{t}\times\frac{0.7\,\mathrm{m}}{5.3\,\mathrm{m}}\text{（屋根こう配）}\times2=34\,\mathrm{t}$$

断面 450×12 で十分である。

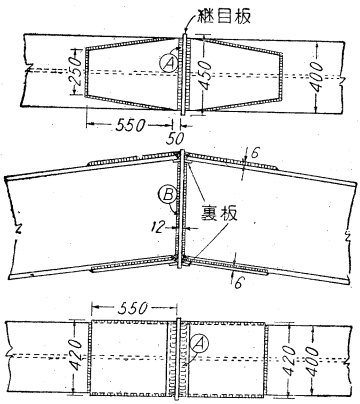
(3) 継　目Ⓑ

ウェブ許容力

$$0.8\,\mathrm{t/cm^2}\times1.2=0.96\,\mathrm{t/cm}$$

すみ肉大いさ 12 mm とすれば耐力は

$$0.7\,\mathrm{t/cm^2}\times1.2\times0.7\times2=1.19\,\mathrm{t/cm}$$




3·1 図

**(b) はり柱接合部（ぐう角部）**

溶接は継目Ⓐ,Ⓑ,Ⓒ(3·2図参照)を現場溶接，他を工場溶接とする。なお，ぐう角部のウェブプレートは 22 mm とする。

(1) ぐう角部の応力算定*

3.2 図に示すぐう角部のうち，ハッチした部分はせいが連続的に変化する変高ばり，ハッチしない部分はせい 820 mm の曲りばりと仮定する。

(i) 軸方向応力

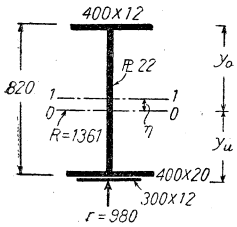
---

* 下フランジの引張応力により継目板の下部はその厚さ方向に引張力をうけるから使用する鋼板を注意して選択すべきである。(6 章 2 節 55 条解説参照)

* 4 章 6 節 35 条の解説参照

$$A=(30\times1.2)+(40\times2)\times2+78\times2.2=368\ \mathrm{cm^2}$$

$$S_1=36\times41.6=1500\ \mathrm{cm^3}$$




$$\eta=\frac{1500}{368}=4.1\ \mathrm{cm}$$

$$\therefore\quad R=136.1\ \mathrm{cm}$$

$$I'=R^3\Sigma\, b\log\frac{w_1}{w_2}-AR^2$$

$$=136.1^3\left\{40\left(\log\frac{181.2}{179.2}+\log\frac{101.2}{99.2}\right)+2.2\log\frac{179.2}{101.2}\right.$$

$$\left.+30\log\frac{99.2}{98}\right\}-368\times136.1^2=406500\ \mathrm{cm^4}$$

設計応力は短期できまり $M=-138.61$ tm $N=-39.85$ t (2・15 図参照)

$$\sigma_0=\frac{N}{A}-\frac{M}{RA}-\frac{MR}{I'}\cdot\frac{y_0}{R+y_0}$$

$$=\frac{-39.85}{368}+\frac{13861}{136.1\times368}+\frac{13861\times136.1}{406500}\cdot\frac{45.1}{181.2}=1.31\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$\sigma_u=\frac{N}{A}-\frac{M}{RA}+\frac{M\cdot R}{I'}\cdot\frac{y_u}{R-y_u}$$

$$=\frac{-39.85}{368}+\frac{13861}{136.1\times368}-\frac{13861\times136.1}{406500}\cdot\frac{38.1}{98}=-1.61\ \mathrm{t/cm^2}$$

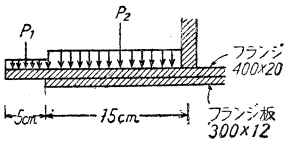
(ii)　偏差力によるフランジの曲げ応力度

(i) で計算した $\sigma_0$, $\sigma_u$ がフランジに一様に分布するものとする。

ぐう角内側では

偏差力 $p=\sigma_u/r=1.61/98=1.64\times10^{-2}\mathrm{t/cm^2/cm}$

はりは図に示すようなフランジをもつ。




$$\therefore\quad P_1=1.64\times10^{-2}\times(2\mathrm{cm}\times5\ \mathrm{cm})=0.164\ \mathrm{t/cm}$$

$$P_2=1.64\times10^{-2}\times\{(2\ \mathrm{cm}+1.2\ \mathrm{cm})\times15\ \mathrm{cm}\}=0.788\ \mathrm{t/cm}$$

フランジとウェブのつけ根の最大曲げモーメントは

$$M_{\max}=0.164\times17.5\ \mathrm{cm}+0.788\times7.5\ \mathrm{cm}=8.77\ \mathrm{tcm/cm}$$

$$Z=\frac{(2\ \mathrm{cm}+1.2\ \mathrm{cm})^2}{6}=1.71\ \mathrm{cm^3/cm}$$

$$\therefore\quad \sigma_{b\max}=\frac{M_{\max}}{Z}=\frac{8.77}{1.71}=5.14\ \mathrm{t/cm^2}$$

フランジの出とリブの間隔を等しくとれば

$$\sigma_b{}'_{\max}=0.15\,\sigma_{b\max}=0.15\times5.14=0.77\ \mathrm{t/cm^2}$$

換算応力度は

$\sigma=\sqrt{1.61^2+0.77^2+1.61\times0.77}=2.10\ \mathrm{t/cm^2}<2.4\ \mathrm{t/cm^2}$

同様にしてぐう角外側も算定できる。

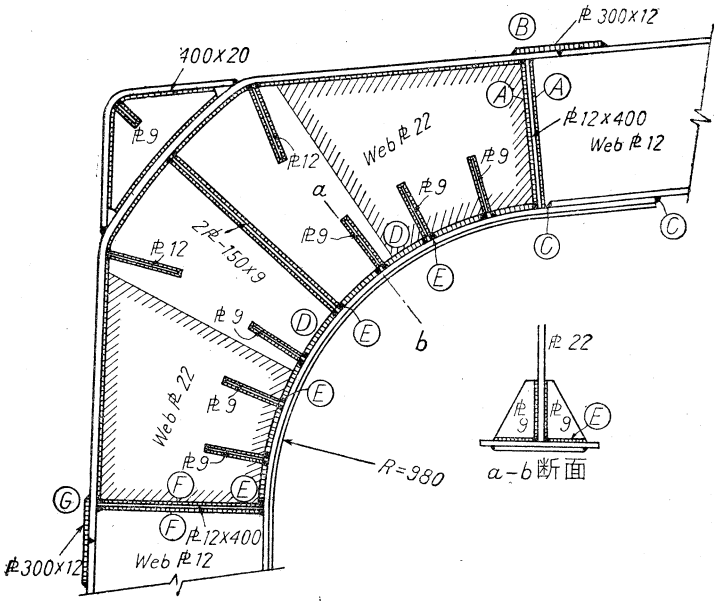
(2) 継　目 Ⓐ

負担するせん断力（ウェブ 12 mm）

$0.8\ \mathrm{t/cm^2}\times1.2\ \mathrm{cm}=0.96\ \mathrm{t/cm}$

すみ肉大きさ 12 mm とすると

$2\times1.2\ \mathrm{cm}\times0.7\ \mathrm{t/cm^2}=1.19\ \mathrm{t/cm}>0.96\ \mathrm{t/cm}$

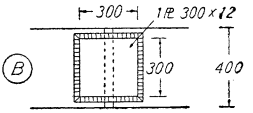



3·2 図

(3) 継　目 Ⓑ

突合せ溶接及びすみ肉溶接を併用する。

伝達すべき力 $(40\times2)\mathrm{cm^2}\times1.6\ \mathrm{t/cm^2}=128\ \mathrm{t}$



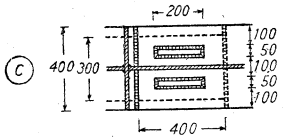

突合せ溶接負担量　$128\ \mathrm{t}\times\dfrac{1.2\ \mathrm{t/cm^2}}{1.6\ \mathrm{t/cm^2}}=96\ \mathrm{t}$

継板負担量　$128\ \mathrm{t}-96\ \mathrm{t}=32\ \mathrm{t}$

すみ肉 12 mm とすると所要長さは　$\dfrac{32\ \mathrm{t}}{0.7\ \mathrm{t/cm^2}\times1.2\ \mathrm{cm}\times0.7}=54\ \mathrm{cm}\rightarrow60\ \mathrm{cm}$（図示）

(4) 継　目 Ⓒ

伝達すべき力 128 t




すみ肉 16 mm とすれば所要長さは

$$\frac{128\ \mathrm{t}}{0.7\ \mathrm{t/cm^2}\times 1.6\mathrm{cm}\times 0.7}=162\ \mathrm{cm}$$

前面すみ肉 40 cm×2=80 cm

162 cm−80 cm=82 cm→みぞすみ肉溶接負担量（図示）

(5) 継　目 Ⓓ：ぐう角内のフランジとウェブの継目

継　目 Ⓔ：　〃　　〃　　リブの継目

Ⓓ, Ⓔ の伝うべきフランジの単位長さあたりの偏差力*（曲率中心方向）

$$p_r=\frac{S}{r}=\frac{1.6\ \mathrm{t/cm^2}\times(30\times 1.2+40\times 2)}{\text{フランジ断面積}\ 98}=1.90\mathrm{t/cm}$$

継目 Ⓓ をすみ肉 16 mm とすると $2\times 0.8\ \mathrm{t/cm^2}\times 1.6\ \mathrm{cm}\times 0.7=1.81\ \mathrm{t/cm}$

リブの間隔 $l=20$ cm なるゆえ継目 Ⓔ の負担すべき偏差力は

$(1.90-1.81)\times 20\ \mathrm{cm}=1.80\ \mathrm{t}$

ゆえに継目 Ⓔ は大いさ 9 mm とすれば十分である。

(6) 継目 Ⓕ　継目 Ⓐ に同じ

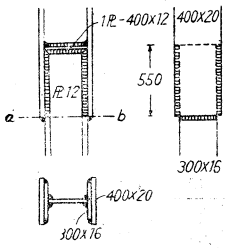
(7) 継目 Ⓖ　継目 Ⓑ に同じ

（但し継目 Ⓕ, Ⓖ は工場溶接するゆえ強度は Ⓐ, Ⓑ より大きくとれる）

他の継目も同様な方法で算定することができる。

**(c)　柱のフランジ断面の変化する部分**（左柱では柱脚より 2.5 m 右柱では柱脚より 3.0 m）全部現場溶接とする。

(1) フランジの継手




伝達すべき力は $1.6\ \mathrm{t/cm^2}\times 30\ \mathrm{cm}\times 1.6\ \mathrm{cm}=76.8\mathrm{t}$

すみ肉 12 mm とすれば所要長さは

$$\frac{76.8\ \mathrm{t}}{0.7\ \mathrm{t/cm^2}\times 1.2\ \mathrm{cm}\times 0.7}=132\mathrm{cm}$$

前面すみ肉：30 cm

側面　〃　：55 cm×2

(2) ウェブプレートの継手

伝達すべきせん断力 $0.8\ \mathrm{t/cm^2}\times 1.2\ \mathrm{cm}=0.96\ \mathrm{t/cm}$

すみ肉 12 mm とすればよい。

**(d)　はりのフランジとウェブプレートの接合**

(1) 中央部　短期できまる。存在せん断力は $\tau'=\dfrac{Q}{h}=\dfrac{27.26\ \mathrm{t}}{60\ \mathrm{cm}}=0.45\ \mathrm{t/cm}$

すみ肉 6 mm とすれば継目強度は $2\times 1.2\ \mathrm{t/cm^2}\times 0.6\mathrm{cm}\times 0.7=1.02\ \mathrm{t/cm}$

---

* 継目Ⓓはこの他に通常のはりの場合と同様，はり軸方向のせん断応力を負担するがこの計算では省略した。

断続溶接の場合の溶接長 $l$ cm，溶接部のピッチ $p$ cm とすると必要な $\frac{l}{p}$ の比は

$$\frac{l}{p}=\frac{0.45\ \mathrm{t/cm}}{1.02\mathrm{t/cm}}=0.45$$

はりせい $h$ が 60 cm から 50 cm まで漸減するのに反しせん断力は増大するからこれらを考慮して連続溶接とする。

(2) 端部　長期できまる。$Q=34.7$ t　$h=70$ cm として $\tau'=\frac{34.7\ \mathrm{t}}{70\ \mathrm{cm}}=0.50$ t/cm

すみ肉 6 mm とすれば継目強度は $2\times0.8\ \mathrm{t/cm^2}\times0.6\ \mathrm{cm}\times0.7=0.68$ t/cm

所要の $\frac{l}{p}=\frac{0.68\ \mathrm{t/cm}}{0.50\ \mathrm{t/cm}}=0.73$→連続

(3) 端中央部

長期できまる。$Q\fallingdotseq30$ t　$h=50$ cm，$\tau'=\frac{30\ \mathrm{t}}{50\ \mathrm{cm}}=0.6\ \mathrm{t/cm}<0.678\ \mathrm{t/cm}$

((2) 参照)

ゆえにすみ肉 6 mm 連続とする。

**(e) 柱のフランジとウェブプレートとの接合**

左柱，短期で設計すれば他の場合は全部ふくまれる。

(1) 左柱上部（短期）$Q=17.17$ t，$h=60$ cm ∴ $\tau'=\frac{17.17\ \mathrm{t}}{60\ \mathrm{cm}}=0.29$ t/cm

すみ肉 6 mm とすれば強度は 1.02 t/cm

所要の $\frac{l}{p}=\frac{0.29\ \mathrm{t/cm}}{1.02\ \mathrm{t/cm}}=0.28$

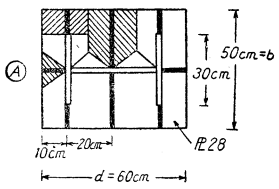
(2) 左柱下部（短期）

$Q=20.09$ t　$h=40$ cm ∴ $\tau'=\frac{20.9\ \mathrm{t}}{40\ \mathrm{cm}}=0.50$ t/cm

すみ肉 6 mm とすれば所要の $\frac{l}{p}=\frac{0.50\ \mathrm{t/cm}}{1.02\ \mathrm{t/cm}}=0.49$

(1)，(2) より柱のフランジとウェブプレートとの継手は

$l=12$ cm，　$p=20$ cm




3·4 図

但し接合部及び柱脚では柱断面のせい $h$ の 1.5 倍程度連続溶接する。

## §3.3 柱脚の設計

**(a) 左柱脚**

$N=96.75$ t，基礎コンクリートの強度 $f_c=45\ \mathrm{kg/cm^2}$

Ⓐ，Ⓑ，Ⓒはリブで柱との接合は工場溶接，ベースプレートとの接合は現場溶接とする。

(1) ベースプレート

所要面積　$A=bd=\dfrac{96750\ \mathrm{kg}}{45\ \mathrm{kg/cm^2}}=2150\ \mathrm{cm^2}$

ゆえに　$b=50\ \mathrm{cm}$　$d=60\ \mathrm{cm}$ とする

基礎反力　$\sigma=\dfrac{96750\ \mathrm{kg}}{50\ \mathrm{cm}\times 60\ \mathrm{cm}}=32.25\ \mathrm{kg/cm^2}$

曲げモーメントは

リブ Ⓐ,Ⓑ 及びフランジにより限られる領域では端固定，長さ 10 cm の片持ばりと考えて

$$M_{\max}=\frac{wl^2}{2}=\frac{32.25\ \mathrm{kg/cm^2}\times 10^2\ \mathrm{cm^2}}{2}=1613\ \mathrm{kgcm/cm}$$

リブ Ⓑ,Ⓒ 及びフランジ，ウェブプレートにより限られる領域では両端固定，長さ 20 cm のはりと考えて

$$M_{\max}=\frac{wl^2}{12}=\frac{32.25\ \mathrm{kg/cm^2}\times 20^2\ \mathrm{cm^2}}{12}=1075\ \mathrm{kgcm/cm}$$

ゆえに設計用曲げモーメントとして $M=1613\ \mathrm{kgcm/cm}$ をとる。

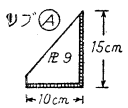
$f=1600\ \mathrm{kg/cm^2}\geq\dfrac{M}{Z}=\dfrac{6M}{t^2}$（$t$：ベースプレートの厚さ）なるゆえ

所要厚さ　$t\geq\sqrt{\dfrac{6M}{1600}}=\sqrt{\dfrac{M}{367}}=\sqrt{\dfrac{1613}{267}}=2.46\ \mathrm{cm}$

ゆえに厚さ 28 mm とする。

(2) リ　ブ

リブ Ⓐ の受持つ力は 3･4 図に示す斜線をつけた三角形の部分にかかる基礎反力である片持ばりであるから最大曲げモーメントは




$$(M_A)_{\max}=\frac{wl^2}{3}=\frac{(32.25\ \mathrm{kg/cm^2}\times 20\ \mathrm{cm})\times 10^2\ \mathrm{cm^2}}{3}=21.5\ \mathrm{tcm}$$

1 PL 9 mm を用いれば $M_{許}=f\cdot Z=1.6\ \mathrm{t/cm^2}\times\dfrac{0.9\ \mathrm{cm}\times 15^2\ \mathrm{cm^2}}{6}$

$=53\ \mathrm{tcm}>21.5\ \mathrm{tcm}$

接合はすみ肉 9 mm を用いると

フランジとの接合(工場溶接)は　$\rho_1=\dfrac{M}{Z}=\dfrac{21.5\ \mathrm{tcm}}{\dfrac{(2\times 0.9\ \mathrm{cm}\times 0.7)\times 15^2\ \mathrm{cm^2}}{6}}=0.45\ \mathrm{t/cm^2}$

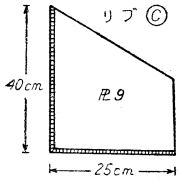
$$Q=\frac{wl}{2}=\frac{(32.25\ \mathrm{kg/cm^2}\times 20\ \mathrm{cm})\times 10\ \mathrm{cm}}{2}=3225\ \mathrm{kg}\ \text{なるゆえ}$$

$$\rho_2=\frac{Q}{\Sigma al}=\frac{3225\ \mathrm{kg}}{2\times 0.9\ \mathrm{cm}\times 0.7\times 15\ \mathrm{cm}}=0.17\ \mathrm{t/cm^2}$$

$\rho=\sqrt{\rho_1^2+\rho_2^2}=\sqrt{0.45^2+0.17^2}=0.47\ \mathrm{t/cm^2}<0.8\ \mathrm{t/cm^2}$（工場溶接）—可

ベースプレートへの溶接は

$2\times0.9\,\text{cm}\times0.7\times0.8\,\text{t/cm}^2=1010\,\text{kg/cm}>w_{max}=32.25\times20=645\,\text{kg/cm}$—可



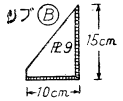

リブ©の受持力は図に示すようなものであるが簡単のため三角形部分を考慮せず等分布荷重 $w=32.25\,\text{kg/cm}^2\times20\,\text{cm}=645\,\text{kg/cm}$ とする。

$$(M_C)_{max}=\frac{wl^2}{2}=\frac{645\,\text{kg/cm}\times25^2\,\text{cm}}{2}=202\,\text{tcm}$$

1 *PL* 9 mm を用いると $M=1.6\,\text{t/cm}^2\times\dfrac{0.9\,\text{cm}\times40^2\,\text{cm}^2}{6}$

$=384\,\text{tcm}>202\,\text{tcm}$

接合は Ⓐ の場合と同様に検定すればすみ肉 9 mm でよいことがわかる。

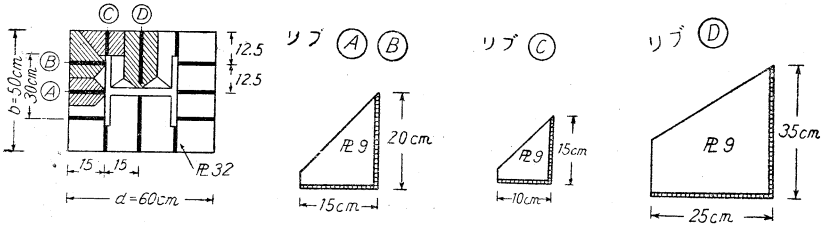



リブ Ⓑ の受持ち力は図に示す等分布荷重で $w=645\,\text{kg/cm}$

$$(M_B)_{max}=\frac{645\,\text{kg/cm}\times10^2}{2}=32.3\,\text{tcm}$$

ベースプレートとの接合はすみ肉 9 mm，フランジとの接合はレ形突合せ溶接とする。

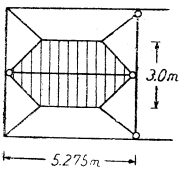
**(b) 右柱脚** 左柱脚の場合と同様にしてベースプレート 32 mm リブは図のようにきまる。




3·5 図

## §4. 小ばり・むねばり・その他

### §4.1 小 ば り




4·1 図

荷重（1.2 参照）

$w=0.6\,\text{t/m}^2$（屋根）$+0.5\,\text{t/m}^2$（積雪）$=1.1\,\text{t/m}^2$

荷重分布は図のとおりであるから床ばり モーメント計算図表*により最大曲げモーメント $M_0$ を計算すると

$l_x=3.0\,\text{m}$　$l_y=5.275\,\text{m}$　$\lambda=\dfrac{l_y}{l_x}=1.76$

$\therefore\ M_0/w=4.6\,\text{m}^3$

従つて　$M_0=4.6\,\text{m}^3\times1.1\,\text{t/m}^2\times2=10.1\,\text{tm}$

ゆえに所要の　$Z=\dfrac{M_0}{f}=\dfrac{1010\,\text{tcm}}{1.6\text{t/cm}^2}=632\,\text{cm}^3$

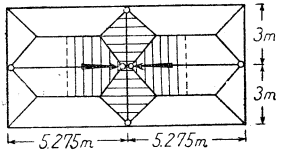
* 学会構造用教材 II p.12

$I-300\times150\times10$（$Z=848.7\ \mathrm{cm}^3$）を用いる。

## §4.2 むねばり

### (a) むねばり

$w=1.1\ \mathrm{t/m^2}$




4·2 図

小ばりの場合と同様にして$\frac{M_0}{w}=11.8\ \mathrm{m^3}$をうる。

$M_0=11.8\ \mathrm{m^3}\times1.1\ \mathrm{t/m^2}\times2=26\ \mathrm{tm}$

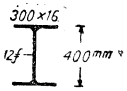
断面を左図のようにとれば

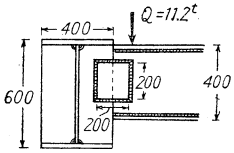
$$M=fZ=\frac{2\times(30\times1.6\times19.2^2)+\frac{0.9\times36.8^3}{12}}{20}$$

$$\times1.6\ \mathrm{t/cm^2}$$

$$=1.6\ \mathrm{t/cm^2}\times1980\ \mathrm{cm^3}$$

$$=31.7\ \mathrm{tm}>26\ \mathrm{tm}$$




4·3 図

### (b) むねばりと主ラーメンのはりとの接合

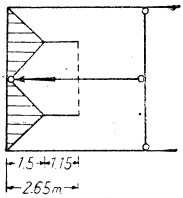
接手の負担するせん断力は

$$Q=\left\{2\times\left(\frac{1}{2}\times1.5\ \mathrm{m}\times1.5\ \mathrm{m}\right)+\frac{5.275\ \mathrm{m}}{2}\times3.0\ \mathrm{m}\right\}$$

$$\times1.1\ \mathrm{t/m^2}=11.2\ \mathrm{t}$$

すみ肉 6 mm とすれば所要溶接長さ（現場溶接）

$$=\frac{11.2\ \mathrm{t}}{0.7\ \mathrm{t/cm^2}\times0.6\ \mathrm{cm}\times0.7\times2}=18.8\ \mathrm{cm}\rightarrow20\ \mathrm{cm}\ \text{（図示）}$$

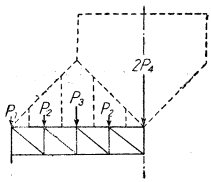



4·4 図

## §4.3 壁ばり

### (a) 壁ばり

(1) 荷重




$w=1.1\ \mathrm{t/m^2}$

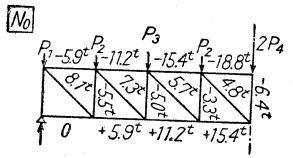
$$P_1=1.1\ \mathrm{t/m^2}\times\frac{(1.5\ \mathrm{m})^2}{2}\times\frac{1}{16}=0.07\ \mathrm{t}$$

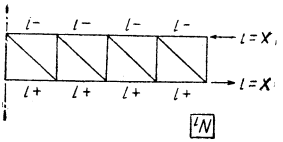
$$P_2=1.1\ \mathrm{t/m^2}\times\frac{(1.5\ \mathrm{m})^2}{2}\times\frac{1}{2}=0.62\ \mathrm{t}$$

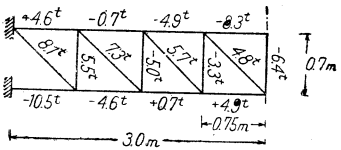
$$P_3=1.1\ \mathrm{t/m^2}\times\frac{(1.5\ \mathrm{m})^2}{2}\times\frac{7}{16}\times2=1.08\ \mathrm{t}$$

$$P_4=1.1\ \mathrm{t/m^2}\times\left[\frac{(1.5\ \mathrm{m})^2}{2}+1.15\ \mathrm{m}\times1.5\ \mathrm{m}\right]+P_1=3.21\ \mathrm{t}$$

(2) 応　力




$$X=-\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}=-\Sigma\frac{N_1N_0}{EA}l/\Sigma\frac{N_1^2}{EA}l$$

$$=\Sigma N_1N_0/\Sigma N_1^2$$

$$=\frac{2(5.9+11.2+15.3)+18.8}{8}=10.5\ \mathrm{t}$$

ゆえに各部材の応力は左図のとおりである。

(3) 部材の断面

弦材　面外座屈のみを考慮すれば他は全部含まれる。

$1L$—$90\times90\times10$, $A=17.00\ \mathrm{cm}^2$　$i=1.74$

$N=-10.5\ \mathrm{t}$　$l_k=300\ \mathrm{cm}\times0.7=210\ \mathrm{cm}$（1端固定他ピンとみなす）

$$\lambda=\frac{210\ \mathrm{cm}}{1.74\ \mathrm{cm}}=121,\quad \omega=2.44$$

$$\therefore\ N_{許}=\frac{1.6\ \mathrm{t/cm^2}}{2.44}\times17\ \mathrm{cm^2}=11.1\ \mathrm{t}>10.5\ \mathrm{t}\text{—可}$$

ウェブ材

つか材　$1L$—$65\times65\times6$　$A=7.52\ \mathrm{cm}^2$　$i=1.27\ \mathrm{cm}$

$$N=-6.4\ \mathrm{t}\quad l_k=70\ \mathrm{cm}\quad \lambda=\frac{70}{1.27}=55\quad \omega=1.14$$

$$\therefore\ N_{許}=\frac{1.6\ \mathrm{t/cm^2}}{1.14}\times7.52\mathrm{cm^2}=10.5\ \mathrm{t}>6.4\ \mathrm{t}\text{—可}$$

斜　材　$1PL$—$75\times9$　$A=6.75\ \mathrm{cm}^2$

$N_{許}=1.6\ \mathrm{t/cm^2}\times6.75\ \mathrm{cm^2}=10.8\ \mathrm{t}>8.1\ \mathrm{t}$—可

(4) 接　合

つか材から弦材に伝わる力$=N_{max}=6.4\ \mathrm{t}$

すみ肉 6 mm を用いると所要長さ$=\dfrac{6.4\ \mathrm{t}}{0.8\ \mathrm{t/cm^2}\times0.6\ \mathrm{cm}\times0.7}=19\ \mathrm{cm}$（工場溶接）

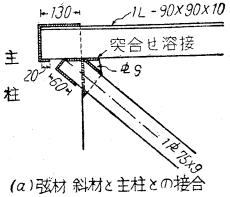
前面 6 cm　側面 12 cm 及び 2 cm

斜材より弦材に伝わる力$=N_{max}=8.1\ \mathrm{t}$

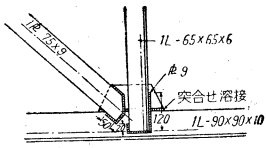
すみ肉 9 mm 所要長さ$=\dfrac{8.1\ \mathrm{t}}{0.8\ \mathrm{t/cm^2}\times0.9\ \mathrm{cm}\times0.7}=16\ \mathrm{cm}$（工場溶接）

前面 7 cm　側面 5 cm ずつ

ガセット $PL$ 9 mm とする




(a) 弦材 斜材と主柱との接合




(b) トラス部材の接合

**4·5 図**

主柱と壁ばりの接合はすみ肉 9 mm を用いる。

$$\frac{10.5\,\mathrm{t}}{0.7\,\mathrm{t/cm^2}\times 0.9\,\mathrm{cm}\times 0.7}=24\mathrm{cm}\ (\text{現場溶接})$$

前面 9 cm　側面 13 cm 及び 2 cm

**(b) 小ばりと壁ばりの接合部**（現場溶接）

$Q=2\times(P_4-P_1)=2\times(3.21\,\mathrm{t}-0.07\,\mathrm{t})=6.28\,\mathrm{t}$

継手板 9 mm を壁ばりのつか材（1 $L$—65×65×6）の背にあてて接合する。

(1) 継手板と小ばりの接合

すみ肉 6 mm 所要長さ $\dfrac{6.28\,\mathrm{t}}{0.7\,\mathrm{t/cm^2}\times 0.6\,\mathrm{cm}\times 0.7}=21.5\,\mathrm{cm}$

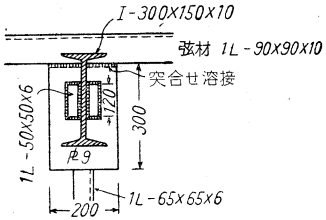
溶接長さ 24 cm として片側 12 cm

(2) 継手板と壁ばりの接合

すみ肉 6 mm 溶接長さ 24 cm として

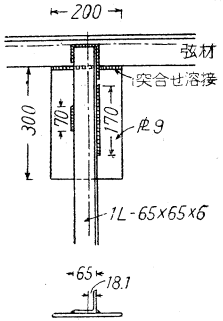
片側 $24\,\mathrm{cm}\times\dfrac{18.1\,\mathrm{mm}}{65\,\mathrm{mm}}=7\,\mathrm{cm}$

他側 24 cm − 7 cm = 17 cm




継手板と小ばりの接合

**4·6 図**



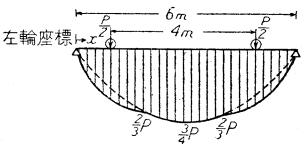

継手板と壁ばりの接合

**4·7 図**

## §4.4 クレーンばり

**(a) 応　力**　衝撃係数 1.2 とする

(1) 曲げモーメント




最大曲げモーメント図

$2\,\mathrm{m}<x<6\,\mathrm{m}$ のとき

$$M=\frac{P}{2}\cdot\frac{6-x}{6}x$$

$x=3\,\mathrm{m}$ で $M_{\max}=\frac{3}{4}P$

$0\,\mathrm{m}<x<2\,\mathrm{m}$ のとき左輪の位置における $M$ は

$$M=\frac{P}{2}\cdot\frac{6-x}{6}x+\frac{P}{2}\cdot\frac{6-4-x}{6}x$$

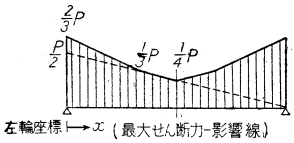
$$=\frac{Px}{2}\cdot\frac{4-x}{3}$$

$\frac{dM}{dx}=0$ より $x=2\,\mathrm{m}$ で $M_{\max}=\frac{2}{3}P$

ゆえに設計用としては $M_{\max}=\frac{3}{4}P$ をとり $P=53\,\mathrm{t}$ (2.1 (c) 参照) 衝撃係数 1.2 をかけると

$$M_{\max}=1.2\times\frac{3}{4}\times53=47.6\,\mathrm{tm}\quad\therefore\text{所要の}\ Z=\frac{4670\,\mathrm{tcm}}{1.6\,\mathrm{t/cm^2}}=2980\,\mathrm{cm^3}$$

(2) せん断力




$0<x<2\,\mathrm{m}$ のとき

$$Q=\frac{4-x}{3}\cdot\frac{P}{2}$$

$2\,\mathrm{m}<x<6\,\mathrm{m}$ のとき

$$Q=\frac{6-x}{6}\cdot\frac{P}{2}$$

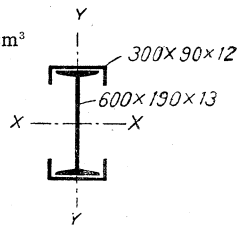
$$\therefore\quad Q_{\max}=1.2\times\frac{2}{3}P=1.2\times\frac{2}{3}\times53=42.4\,\mathrm{t}$$

(3) 水平力による応力．水平力としてクレーン車輪圧の 10% をとると

$P=1.2\times53\,\mathrm{t}\times0.1=6.4\,\mathrm{t}$

$$M_{\max}=6.4\times\frac{3}{4}=4.8\,\mathrm{tm}\quad\therefore\text{所要の}\ Z=\frac{480\,\mathrm{tcm}}{1.6\,\mathrm{t/cm^2}}=300\,\mathrm{cm^3}$$

**(b) クレーンばりの設計**




(1) 断面　1 $I$—$600\times190\times13$ ($A=169.40\,\mathrm{cm^2}$)

2[—$300\times90\times12$ ($A=56.79\,\mathrm{cm^2}\times2$)

$I_X=98200\,\mathrm{cm^4}+2\times[56.79\,\mathrm{cm^2}\times(30\,\mathrm{cm}+1.2\,\mathrm{cm}-2.41\,\mathrm{cm})^2+413\,\mathrm{cm^4}]=193200\,\mathrm{cm^4}$

$Z_X=193200\,\mathrm{cm^4}/(30\,\mathrm{cm}+1.2\,\mathrm{cm})=6200\,\mathrm{cm^3}>2980\,\mathrm{cm^3}$

$I_Y=2540\,\mathrm{cm^4}+2\times8434\,\mathrm{cm^4}=19400\,\mathrm{cm^4}$

$Z_Y=19400\,\mathrm{cm^4}/15\,\mathrm{cm}=1300\,\mathrm{cm^3}>300\,\mathrm{cm^3}$

鉛直力による $M_{max}=47.6$ tm 水平力による $M_{max}=4.8$ tm が同時に作用するときのみぞ形鋼の最大応力は

$$\sigma_{max}=\frac{4760\ \text{tcm}}{6200\ \text{cm}^3}+\frac{480\ \text{tcm}}{1300\ \text{cm}^3}=0.77\ \text{t/cm}^2+0.37\ \text{t/cm}^2=1.14\ \text{t/cm}^2<1.6\ \text{t/cm}^2\text{—可}$$

また $Q_{max}=42.4$ t

$$\tau=\frac{42.4\ \text{t}}{0.85\times 60\ \text{cm}\times 1.3\ \text{cm}}=0.64\ \text{t/cm}^2<0.8\ \text{t/cm}^2\text{—可}$$

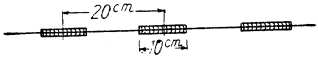
(2) 接 合

$I$ と [ の継目の所要強度 $\text{t/cm}=\dfrac{QG}{I}=\dfrac{42.4\ \text{t}\times 56.79\ \text{cm}^2\times(30\ \text{cm}+1.2\ \text{cm}-2.41\ \text{cm})}{193200\ \text{cm}^4}$

$=0.36$ t/cm

すみ肉 6 mm を用いると $0.8\ \text{t/cm}^2\times 0.6\text{cm}\times 0.7\times 2=0.68\ \text{t/cm}>0.36\ \text{t/cm}$

中央 2 m では $Q$ は半分以下に減るから（最大せん断力図参照）断続とする




両端 2 m では連続とする。

# 付　　録

# 付 1. 建築基準法・同施行令（抜粋）

**（法）第一条** この法律は，建築物の敷地，構造，設備及び用途に関する最低の基準を定めて，国民の生命，健康及び財産の保護を図り，もつて公共の福祉の増進に資することを目的とする。

**（法）第二十条** 建築物は，自重，積載荷重，積雪，風圧，土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して安全な構造でなければならない。

**（法）第三十七条** 建築物の基礎及び主要構造物に使用する鋼材，セメントその他の建築材料の品質は，建設大臣の指定する日本工業規格に適合するものでなければならない。

**（法）第三十八条** この章の規定又はこれは基く命令若しくは条例の規定は，その予想しない特殊の建築材料又は構造方法を用いる建築物については，建設大臣がその建築材料又は構造方法がこれらの規定によるものと同等以上の効力があると認める場合においては，適用しない。

## （令）第三章 構 造 強 度

### 第一節 総 則

**（令）第三十六条** 建築物の構造設計に当つては，その構造の種別に応じて柱，はり，床，壁等を有効に配置して建築物全体が，これに作用する自重，積載荷重，積雪，風圧，土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して，一様に耐力上安全であるようにすべきものとする。

2. 構造耐力上主要な部分である壁は，建築物の用途上支障がない限り，建築物に作用する水平力に耐えるように，つりあいよく配置すべきものとする。
3. 建築物の主要構造部には，使用上の支障となる変形が生じないような剛性をもたすべきものとする。
4. 建築物の基礎は，その地盤の不同沈下又は凍上に対し構造耐力上安全なものとすべきものとする。

### 第五節 鉄 骨 造

（適用の範囲）

**（令）第六十三条** この節の規定は，鉄骨造若しくは鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物又はこれらの構造と組積造その他の構造とを併用する建築物の鉄骨造の構造部分に適用する

（材料）

**（令）第六十四条** 鋳鉄は，圧縮応力又は接触応力以外の応力が存在する部分には，使用してはならない。

（圧縮材の有効細長比）

**（令）第六十五条** 構造耐力上主要な部分である鋼材の圧縮材（圧縮力を負担する部材をいう。以上同様とする。）の有効細長比（断面の最小二次率半径に対するざ屈長さの比

をいう。以下同様とする。）は柱にあつては 200 以下，柱以外のものにあつては 250 以下としなければならない。

（柱の脚部）

**(令) 第六十六条**　構造耐力上主要な部分である柱の脚部は，基礎にアンカーボルトで緊結しなければならない。但し，特別な構造によつて基礎に緊結する場合又は滑節構造である場合においては，この限りでない。

（接合）

**(令) 第六十七条**　構造耐力上主要な部分である鋼材を接合するには，リベット打又は溶接によらなければならない。但し，左の各号の一に該当する場合においては，ボルトを使用して接合することができる。

一　建築物の構造部分に使用する鋼材の重量の合計が 10 トン以下で，且つ，ボルトがゆるまないようにコンクリートで埋め込み，又はナットの部分を溶接し，若しくはナットを二重に使用する場合。

二　リベット打又は溶接作業が著しく困難な部分を接合する場合。

2. 構造耐力上主要な部分である継手又は仕口は，添板リベット打又は溶接によつてその箇所の存在応力を伝えることができる構造としなければならない。この場合において，柱の端面を削り仕上とし，密着する構造とした継手又は仕口で引張り応力が生じないものは，その部分の圧縮力及び曲げモーメントの 4 分の 1（柱の脚部においては 2 分の 1）以内を接触面から伝えている構造とみなすことができる。

（リベット及びボルト）

**(令) 第六十八条**　リベット又はボルトの相互間の中心距離は，その径の 2.5 倍以上としなければならない。

2. リベットは，リベット孔に充分充てんするように打たなければならない。

3. ボルトの孔の径は，ボルトの径より 0.5 ミリメートル以上大きくしてはならない。

（斜材，壁等の配置）

**(令) 第六十九条**　軸組，床組及び小屋ばり組には，構造計算によつて構造耐力上安全であることが確かめられた場合を除き，鉄骨若しくは鉄筋の斜材又は鉄筋コンクリート造の壁，屋根版若しくは床版をつりあいよく配置しなければならない。

（構造部材のさび止め）

**(令) 第七十条**　構造耐力上主要な部分に使用する鉄材は，さび止め塗料を塗布し，又は鉄をさびさせるおそれのないコンクリートに埋め込まなければならない。

# 付 2. 製図通則 (抜粋) JIS Z 8302 (1952)

## 1. 総 則

**1. 1** この規格は一般工業に適応する共通かつ基本的な製図について規定する。

**1. 2** 図面の種類はつぎのとおりとする。

| 分類の方法 | 図面の種類 | 説 明 | 例 図 |
|---|---|---|---|
| 用途による分類 | 計 画 図 | 計画に用いる図 | |
| | 製 作 図 | 製作に用いる図 | |
| | 注 文 図 | 注文書に添える図 | |
| | 承 認 図 | 注文者その他関係方面の承認を得た図 | |
| | 承認用図 | 注文者その他関係方面の承認を求める図 | |
| | 説 明 図 | 説明に用いる図 | |
| 図面の内容による分類 | 組 立 図 | 全部の組立を示す図 | 付図 1 |
| | 部分組立図 | 一部の組立を示す図 | |
| | 部 品 図 | 部品の詳細を示す図 | 付図 2 |
| | 詳 細 図 | 建築・船舶などの詳細を示す図 | |
| | 工 程 図 | 製作工程の途中の状態を示す製作図または説明図 | 付図 3 |
| | 検 査 図 | 検査に関する事項を示す図 | 付図 4 |
| | 接 続 図 | 電気回路の接続を示す図 | 付図 5 |
| | 配 線 図 | 電線の配置を示す製作図 | 付図 6 |
| | 配 管 図 | 管の配置を示す製作図 | 付図 7 |
| | 系 統 図 | 配管などの系統を示す図 | 付図 8 |
| | 基 礎 図 | 基礎を示す図 | 付図 9 |
| | スエツケ図 | ボイラ・機械などのスエツケ関係を示す図 | 付図10 |
| | 配 置 図 | 多くの機械などのスエツケ位置を示す図 | 付図11 |
| | 装 置 図 | 各装置の配置または製造工程などの関係を示す図 | 付図12 |
| | 外 形 図 | 外形のみを示す図 | 付図13 |
| | 概 要 図 | 構造の概要を示す図 | 付図14 |
| | 構造線図 | 機械・建物などの骨組を示す図 | 図 58 |
| | 曲面線図 | 船体・自動車の車体など複雑な曲面を表わす線図 | |

**備 考** この表に示してない種類の図面を必要とするときはそれを用いてさしつかえない。

**1. 3** この規格は主として製作に必要な図について定められたものであるが，その他の図面にもこれを準用する。

## 2. 図面の大キサ

**2. 1** 図面の大キサは図面紙の仕上り寸法で，JISP 0138（紙加工仕上寸法）の A0～A6 による。ただし必要に応じ，長手方向に延長することができる。

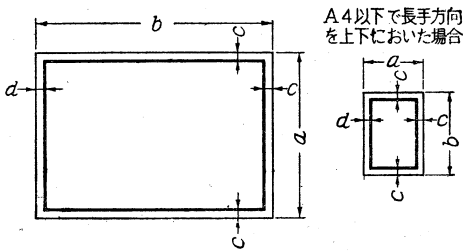
**2. 2** A0～A3 の図面はその長手方向を左右方向に置いた位置を正位とし，A4 以下の図面はこれによらなくてもよい。（図1）

**2. 3** 図面に輪郭を付ける場合には輪郭外の余白を A0～A2 では 10 mm 以上，A3～A6 では 5 mm 以上とする。

輪郭を付けない場合でも，図面の周囲に前項同様の余白をおく。

つづる図面ではつづる側に 25 mm 以上の余白をおく。

図 1




単位 mm

| 大キサの呼ビ方 | | A 0 | A 1 | A 2 | A 3 | A 4 | A 5 | A 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $a \times b$ | | 841×1189 | 594×841 | 420×594 | 297×420 | 210×297 | 148×210 | 105×148 |
| $c$ 最小 | | 10 | 10 | 10 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| $d$ 最小 | つづらない場合 | 10 | 10 | 10 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | つづる場合 | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |

**2. 4** 図面をおりたたむ場合にはそのおりたたんだ大キサは A4 を標準とする。

## 3. 投　影　法

**3. 1** 投影法は第三角法（図2）または第一角法（図3）による。

ただし機械の図面は第三角法によるのを標準とする。

**3 2** 図面には第三角法か第一角法かの区別を記入する。ただし誤解のおそれのない場合にはこれを省略することができる。

**3. 3** 同一図面には第三角法を混用しない。ただしとくに必要な場合には，一局部に限つてこれを混用することができる。この場合にはその局部に投影の方向を記入する。

図 2（第三角法）

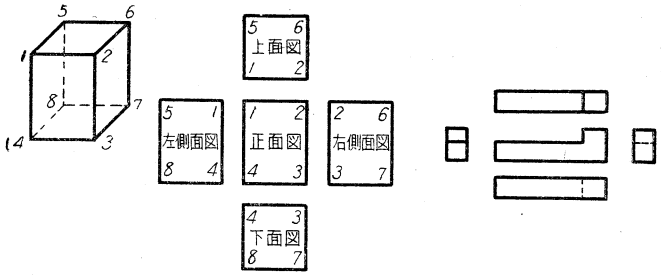
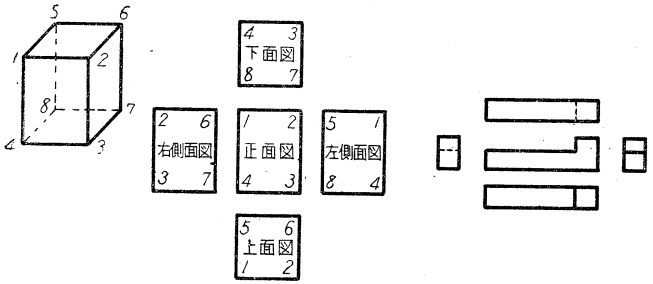



図 3（第一角法）




## 4. 尺　　度

**4. 1** 製図の尺度は現尺・縮尺・倍尺に区別し，つぎの 30 種を普通とする。カツコをつけた尺度はなるべく使わない。

現 尺 $\frac{1}{1}$

縮 尺 $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{2.5}$ $\left(\frac{1}{3}\right)$ $\left(\frac{1}{4}\right)$ $\frac{1}{5}$ $\frac{1}{10}$ $\left(\frac{1}{15}\right)$ $\frac{1}{20}$

$\frac{1}{25}$ $\left(\frac{1}{30}\right)$ $\left(\frac{1}{40}\right)$ $\frac{1}{50}$ $\frac{1}{100}$ $\frac{1}{200}$

$\frac{1}{250}$ $\left(\frac{1}{300}\right)$ $\left(\frac{1}{400}\right)$ $\frac{1}{500}$ $\left(\frac{1}{600}\right)$ $\frac{1}{1000}$ $\left(\frac{1}{1200}\right)$ $\left(\frac{1}{2500}\right)$

倍 尺 $\frac{2}{1}$ $\left(\frac{3}{1}\right)$ $\frac{5}{1}$ $\frac{10}{1}$ $\frac{20}{1}$

$\frac{50}{1}$ $\frac{100}{1}$

**4. 2** 尺度は図面に記入する。

同一図面に異なる尺度を用いるときは図ごとにまたは標題欄の一部にその尺度を記入する。

図の形が寸法に比例しない場合は“比例尺でない”と記入する。ただし見誤るおそれのない場合は記入しないでもよい。

**4. 3** 写真により縮小または拡大した図面ではその尺度によつて物指しの一部を記入するのがよい。

## 5. 線

**5. 1** 線の種類は普通つぎの4種とする。ただし構造線図・配管図・系統図・外形図などでは必要に応じほかの線を用いることができる。

実　線 ——————————

破　線 — — — — — — — —

一点鎖線 ——·——·——·——

二点鎖線 ——··——··——··——

**5. 2** 線の太サはつぎのものを標準とする。

（1） **実　線**

（a） 形状を表わす線　　0.8～0.3 mm

（b） 寸法線・寸法補助線・引出線　　0.2 mm 以下

（2） **破線および二点鎖線**　形状を表わす実線の約 $\frac{1}{2}$ とし少なくとも寸法線よりも太くする。

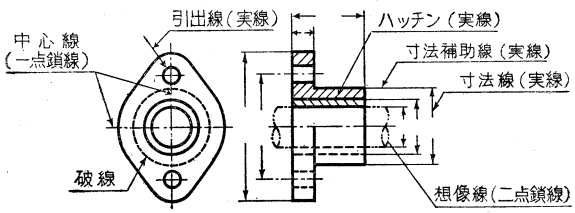
（3） **一点鎖線**

（a） 中心線　ピッチ円線のときは　　0.2 mm 以下

（b） 切断線形状を表わす実線の約 $\frac{1}{2}$ で少なくとも中心線よりも太くする。

**5. 3** 線の用法はつぎのとおりとする。（図4）

**図 4**




（1） 実線は品物の見える部分の形を示す線・破断線などに用い，寸法線・寸法補助線・引出線には細い実線を用いる。

（2） 破線は品物の見えない部分の形を示す線に用いる。

(3) 一点鎖線は中心線・切断線・ピッチ円線などに用いる。中心線には細い実線を用いてもよい。

(4) 二点鎖線は想像線に用いる。

**5. 4** 破断線は外形を表わす線と同一の太サに，定規を用いないで書くのを普通とする。(図5) ただし長い破断線は直線と千鳥形とを組合せた細い線とすることができる。(図6)

図 5

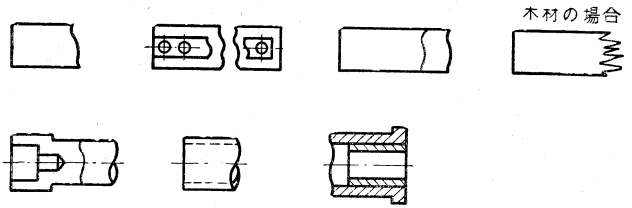
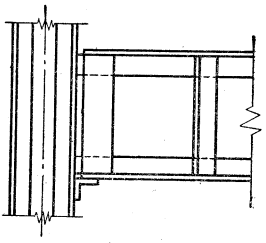



図 6



**5. 5** 切断線は基本中心線でないところで切断する場合に用いる。

## 6. 作 図 一 般

(略)

## 7. 断 面

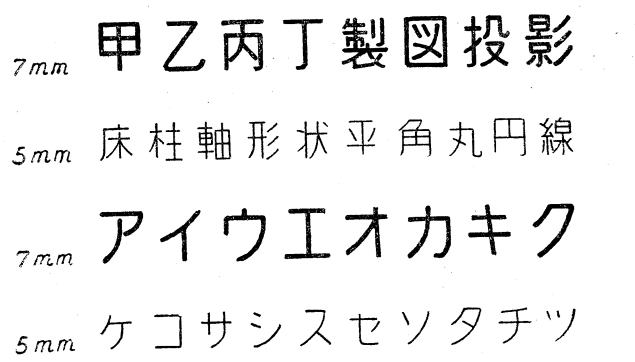
(略)

## 8. 文 字

**8. 1** 文字は明らかに書く。漢字はカイ書，カナは片カナを普通とする。

**8. 2** 漢字および カナ の大キサは高サ 20, 14, 10, 7, 5, 4, 3 および 2 mm の8種とする。(図 30)

図 30




**8. 3** ローマ字およびアラビヤ数字の大キサは高サ 20, 14, 10, 7, 5, 4, 3 および 2 mm の 8 種とし，字体は図 31 に準じて，まぎれやすくないようにする。

図 31




**8. 4** 文章は左横書を普通とし，なるべくワカチ書とする。なお必要がある場合には縦書としてもよいが，数行にわたるような場合は横書にした方がよい。

## 9. 寸　　法

**9. 26** 平鋼の断面寸法は 幅×厚 で表わす。形鋼の形状寸法はその形鋼の図中またはこれに沿って記入し，その全長は断面寸法のつぎに短線をはさんで示す。(図 59)

形鋼の形状寸法の表示は図 60 の例による。

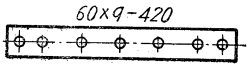



図 59

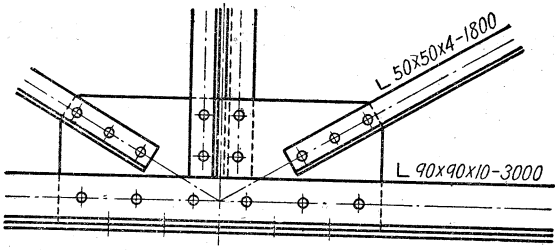
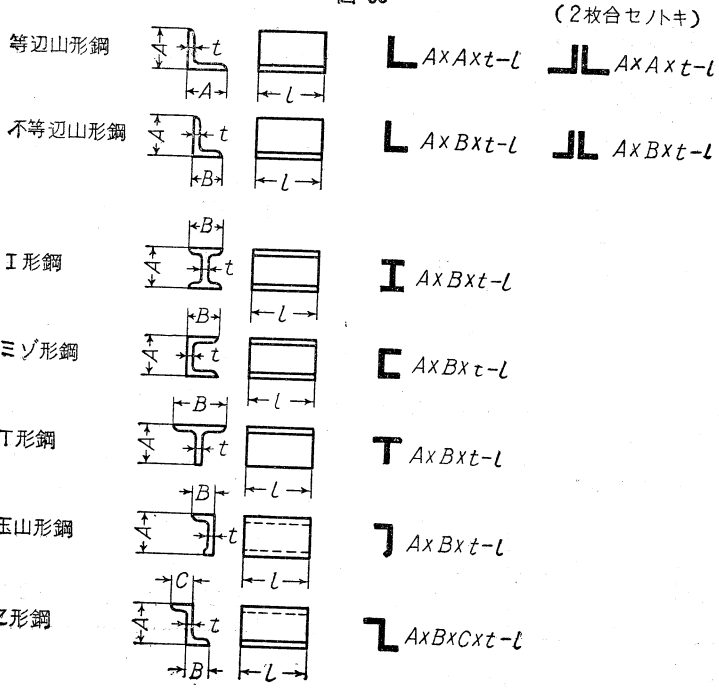



図 60



### 10. 図面の変更

**10. 1** 図面を変更したときは変更箇所に適当な記号を付記し，変更前の形状および数字は適当に保存する。

変更の日付・理由などは明らかにする。

### 11. 部品の番号

(略)

### 12. 標 題 欄

**12. 1** 図面にはその右下すみに標題欄を設け，つぎの事項を記入する。

図面番号・図名・尺度・投影法の区別

製図所名・図面作成年月日および責任者の署名

## 付 3. 数 学 記 号 JIS Z 8201 (1953)

**1. 適用範囲** この規格は日本工業規格において用いる数学記号について規定する。

**2. 記 号** 記号はつぎによる。

**(1) 算術および代数**

| 番号 | 記 号 | 意 義 | 備 考 |
|---|---|---|---|
| 1.1 | $+$ | 加える，正 | |
| 1.2 | $-$ | 引く，負 | 差の～は用いない<br>必要なときは $\lvert a-b \rvert$ とする |
| 1.3 | $\pm$ | 加えるまたは引く<br>正または負 | |
| 1.4 | $\mp$ | 引くまたは加える<br>負または正 | |
| 1.5 | $a \times b$ | $a$ 掛ける $b$ | $ab$ としてもよい |
| 1.6 | $a \div b$, $\frac{a}{b}$, $a/b$ | $a$ 割る $b$ | $\frac{a-b}{c-d}$ は $(a-b)/(c-d)$ としてもよいが $a-b/c-d$ としない |
| 1.7 | $=$ | 等しい | |
| 1.8 | $\neq$ | 等しくない | 活字の都合で≠を用いてもよい |
| 1.9 | $\fallingdotseq$ | ほとんど等しい | |

| 番号 | 記　号 | 意　義 | 備　考 |
|---|---|---|---|
| 1.10 | $>$ | より大きい | |
| 1.11 | $<$ | より小さい | |
| 1.12 | $\not>$ | より大きくない | |
| 1.13 | $\not<$ | より小さくない | |
| 1.14 | $\geqq$ | より大きいか<br>または等しい | |
| 1.15 | $\leqq$ | より小さいか<br>または等しい | |
| 1.16 | $\gtrless$ | より大きいか<br>またはより小さい | |
| 1.17 | $\lesseqgtr$ | より大きいかまたは等しい<br>かまたはより小さい | |
| 1.18 | $\gg$ | より非常に大きい | |
| 1.19 | $\ll$ | より非常に小さい | |
| 1.20 | $\equiv$ | 常に等しい | |
| 1.21 | $\not\equiv$ | 常には等しくない | 活字の都合で$\neq$を用いてもよい |
| 1.22 | $a:b$ | $a$ と $b$ との比 | |
| 1.23 | $a \propto b$ | $a$ は $b$ に比例する | |
| 1.24 | $\infty$ | 無限大 | |
| 1.25 | $a^n$ | $a$ の $n$ 乗 | |
| 1.26 | $\sqrt{a}$ | $a$ の平方根 | $a^{\frac{1}{2}}$ としてもよい |

| 番号 | 記 号 | 意 義 | 備 考 |
|---|---|---|---|
| 1.27 | $\sqrt[n]{a}$ | $a$ の $n$ 乗根 | $a^{\frac{1}{n}}$ としてもよい |
| 1.28 | $n!$ | $n$ の階乗 | $\underline{n}$ は用いない |
| 1.29 | $\|a\|$ | $a$ の絶対値 | |
| 1.30 | ${}_nP_r$ | $n$ 個から $r$ 個をとる順列の個数 | $\begin{bmatrix} n \\ r \end{bmatrix}$ は用いない ${}_nP_r=\frac{n!}{(n-r)!}$ |
| 1.31 | ${}_nC_r\binom{n}{r}$ | $n$ 個から $r$ 個をとる組合せの個数 | ${}_nC_r$, または $\binom{n}{r}=\frac{n!}{(n-r)!r!}$ |
| 1.32 | P(E) | E の起る確率 | |
| 1.33 | $\begin{bmatrix} \ \end{bmatrix}$ | 行 列 | |
| 1.34 | $\begin{vmatrix} \ \end{vmatrix}$ | 行列式 | |
| 1.35 | $\Sigma$ | 総 和 | $\sum_{k=1}^{n} a_k=a_1+a_2+\cdots+a_n$ |
| 1.36 | $\Pi$ | 総乗積 | $\prod_{k=1}^{n} a_k=a_1a_2\cdots a_n$ |
| 1.37 | e | 自然対数の底 | $\varepsilon$ を用いてもよい |
| 1.38 | i, j | $\sqrt{-1}$ （虚数単位） | |
| 1.39 | $\pi$ | 円周率 | |
| 1.40 | ・（中の点） | 小数点 | 0・05 を ・05 と略さない |
| 1.41 | ( ) | 小カッコ | |
| 1.42 | { } | 中カッコ | |
| 1.43 | 〔 〕 | 大カッコ | [ ] でもよい |

| 番号 | 記　号 | 意　義 | 備　考 |
|---|---|---|---|
| 1.44 | $Z^*$, $\overline{Z}$ | $Z$ の共役数（複素数） | |
| 1.45 | $\bar{a}$ | $a$ の平均値 | |
| 1.46 | % | パーセント（百分率） | |

（2）幾　何

| 番号 | 記　号 | 意　義 | 備　考 |
|---|---|---|---|
| 2.1 | $\overline{AB}$ | 線分 $AB$ | |
| 2.2 | $\angle AOB$, $\widehat{AOB}$ | 角 $AOB$ | |
| 2.3 | $\perp$ | 垂　直 | |
| 2.4 | $\angle$R | 直　角 | |
| 2.5 | $\parallel$ | 平　行 | |
| 2.6 | $\overset{=}{\parallel}$ | 平行で長サが等しい | |
| 2.7 | $\triangle ABC$ | 三角形 $ABC$ | |
| 2.8 | $\square ABCD$ | 平行四辺形 $ABCD$ | |
| 2.9 | $\overset{\frown}{AB}$ | 弧 $AB$ | |
| 2.10 | $\equiv$ | 合　同 | |
| 2.11 | $\backsim$ | 相　似 | |
| 2.12 | $\therefore$ | ゆえに | |
| 2.13 | $\because$ | なんとなれば | |

（3） 関　数　　（略）
（4） 微分．積分　　（略）
（5） 空間ベクトルおよび演算子（略）

**3. 記数法**

区切りをつけるときは間をあけて記数し，コンマ（，）はつけない。

例：987 654 321

**4. 循環小数**

循環小数を示すときは，循環する箇所の上に点（・）をつける。

例：$3.\dot{1}2\dot{3}8\dot{2}$

**5. 印刷上の注意**　（略）

## 付4. 溶接記号　JIS Z 3021(1954)

**1.** 適用範囲　この規格はアーク溶接方法，ガス溶接方法および抵抗溶接方法による溶接記号について規定する。

**2.** 溶接記号

**2. 1** 溶接の種類の記号は表1のとおりとする。

表　1

| 溶接方法 | 溶接の種類 | | 記号 | 備考 |
|---|---|---|---|---|
| アークおよびガス溶接 | 突合せ溶接 | I形 |  | |
| | | V形，X形 |  | X形は基線に対称にこの記号を記載する |
| | | U形，H形 |  | H形は基線に対称にこの記号を記載する |
| | | レ形，K形 |  | K形は基線に対称にこの記号を記載する<br>記号のタテの線は左側に書く |
| | | J形両面J形 |  | 両面J形は基線に対称にこの記号を記載する<br>記号のタテの線は左側に書く |
| | スミ肉溶接 | 連続 |  | 記号のタテの線は左側に書く<br>並列溶接の場合は基線に対称にその記号を記載する |
| | | 断続 |  | ただし千鳥溶接の場合はつぎの記号を用いることができる  |
| | セン溶接 | |  | |
| | ビードまたは肉盛 | |  | 肉盛の場合はこの記号を二つならべて記載する |
| 抵抗 | 点溶接 | |  | 基線にまたがつて対称に記載する |
| | 突起溶接 | |  | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 溶接 | 縫合セ溶接 | ⨯⨯⨯ | 基線にまたがつて対称に記載する |
| | 火花またはアプセット突合セ溶接 | ‖ | 基線にまたがつて対称に記載する |

**2. 2** 補助記号は表2のとおりとする。

表　2

| 区分 | | 補助記号 | 備考 |
|---|---|---|---|
| 溶接部の表面状況 | 平 | — | |
| | トツ | ⌒ | 基線の外に向つてトツとする |
| | ヘコミ | ⌣ | 基線の外に向つてヘコミとする |
| 溶接部の仕上方法 | チッピング | C | 仕上方法をとくに区別しないときはFとする |
| | 研削 | G | |
| | 切削 | M | |
| 現場溶接 | | ● | 全周溶接が明らかなときはこれを省略してもよい。 |
| 全周溶接 | | ○ | |
| 全周現場溶接 | | ◉ | |

**3.** 記載方法

**3. 1** 溶接記号は寸法とともに説明線に記載する。

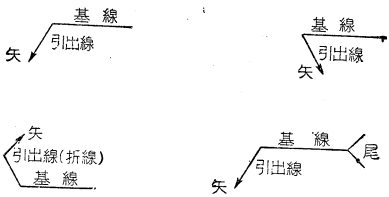
**3. 2** 説明線は真直な基線と，溶接部を指示する引出線とであらわす。

基線は通常水平線とし，必要ある場合は尾をつけることができる。

引出線は基線に対し，なるべく 60 度の直線（折線でもよい）とし，引出される側に矢をつける。

ただしF形，K形，J形および両面J形溶接において，開先をとる面を指示する必要がある場合は，開先をとる材の側に基線を記し，引出線は折線とし，開先をとる面に矢を向ける。

（例）



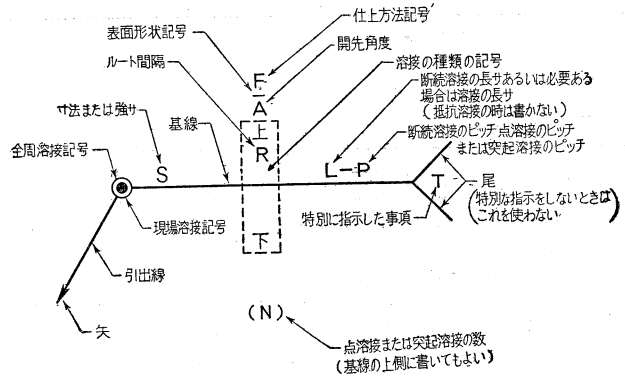

**3. 3** 記号および寸法は，溶接する側が矢のある側または手前側のときは基線の下側に，矢の反対側または向側のときは基線の上側に密着して記載する。

**3. 4** 現場溶接・全周溶接および全周現場溶接の補助記号は基線と引出線との交点に記載する。

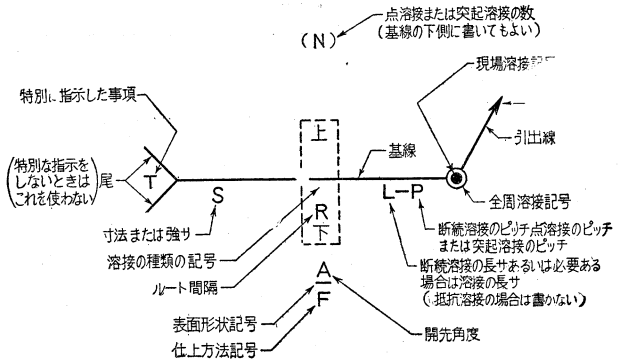
**3. 5** 溶接方法その他とくに指示する必要がある場合は尾の部分にこれを記載する。

**3．6**　溶接記号および寸法を説明線に記載する標準位置は，つぎのとおりとする。

（1）　溶接する側が矢の反対側または向側のとき。




（2）　溶接する側が矢のある側または手前側のとき。

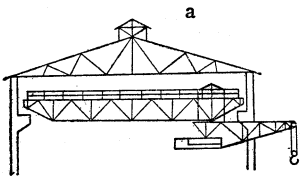



**3．7**　各種の記載例をつぎに示す。

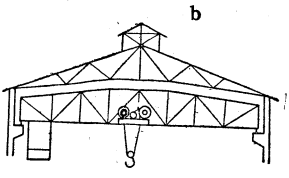
（略）

# 付 5. 各種クレーン形式図及びチェーンブロック

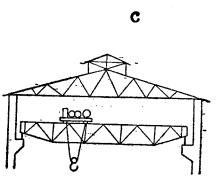
## 付 5a. 各種クレーン形式図



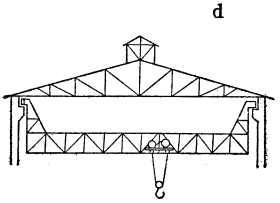

旋回ジブつり下げ形



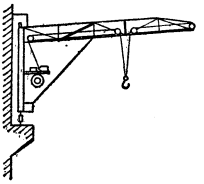

逆げた天井走行クレーン



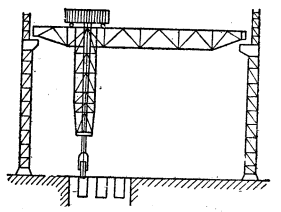

天井走行クレーン



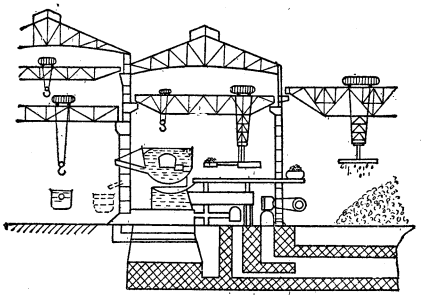

かけづり形天井走行クレーン



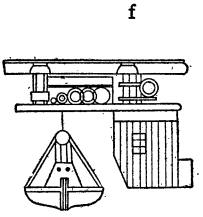
壁クレーン



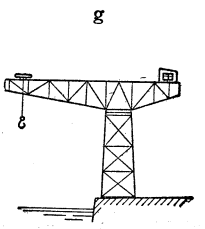

ソーキングピットアンドストリッパークレーン



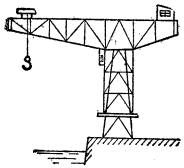
レードルクレーン・装入クレーン・マグネットクレーン



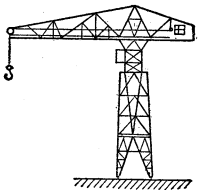

グラブ付テルハー



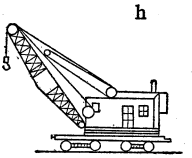

つち形クレーン



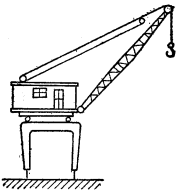
つち形クレーン ベルマウス形



塔形クレーン

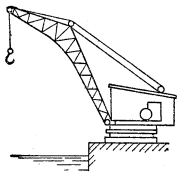



ロコクレーン



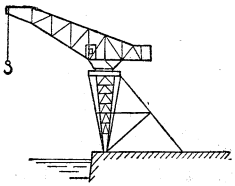
門形クレーン

i



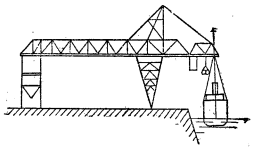
ふ頭用固定クレーン

j



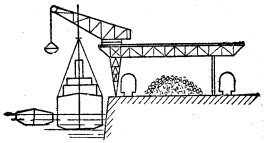
つち形デリック
クレーン

k

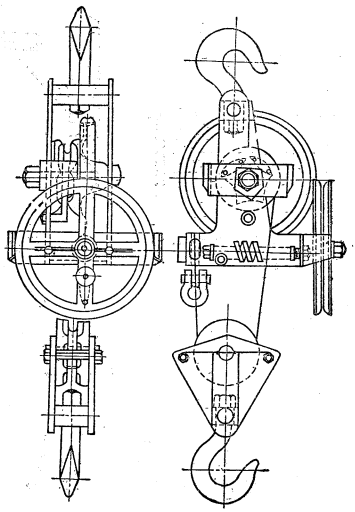


石炭積卸トランスポーター

l



石炭積卸用ジブ形トラン
スポーター



**付5b. チェーンブロック**

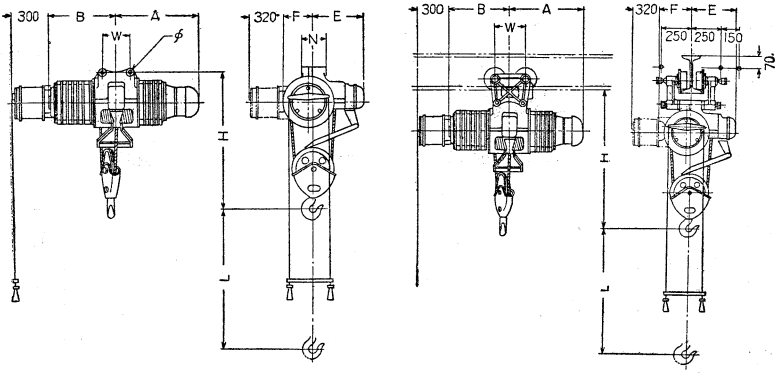
| 巻上能力 t | ウォーム式 | | | 歯車式 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 揚程 m | フック間最短距離 mm | 重量 kg | 揚程 m | フック間最短距離 mm | 重量 kg |
| 0.5 | 2.70 | 510 | 25 | 2.40 | 370 | 35 |
| 1 | 2.70 | 690 | 35 | 2.40 | 420 | 43 |
| 1.5 | 2.70 | 810 | 45 | 2.40 | 470 | 62 |
| 2 | 2.70 | 940 | 58 | 2.70 | 550 | 78 |
| 3 | 2.70 | 1090 | 79 | 3.00 | 760 | 163 |
| 5 | 2.70 | 1220 | 120 | 3.70 | 1000 | 180 |
| 10 | 3.70 | 1600 | 333 | 3.70 | 1130 | 320 |

# 付 6. ホイスト標準表

**付 6a.** 普通形ホイスト標準表 I

| 容量 | 揚程 | 捲揚速度 約 m/min | | 捲揚電動機約 | 走行速度 約 m/min | | 走行電動機約 | 鋼索径 | 概略寸法 mm | | | | | | | | | | | 概略重量 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| kg | m | 50～ | 60～ | H.P | 50～ | 60～ | H.P | mm | L | H | A | B | M | W | φ | N | E | F | kg |
| **懸垂ホイスト** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 500 | 6.1 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | | | | 6 | 6100 | 610 | 455 | 440 | 150 | | 21 | 139 | 295 | 135 | 150 |
| 1000 | 6.1 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | | | | 8 | 6100 | 720 | 500 | 445 | 200 | | 29.5 | 139 | 315 | 165 | 210 |
| 2000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | | | | 12 | 6100 | 970 | 605 | 490 | 200 | | 29.5 | 139 | 365 | 220 | 340 |
| 3000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 5<br>7.5 | | | | 14 | 6100 | 1090 | 660 | 515 | 230 | | 34.5 | 164 | 390 | 250 | 480 |
| 5000 | 6.1 | 4.0<br>5.4 | 4.8<br>6.5 | 7.5<br>10 | | | | 18 | 6100 | 1240 | 845 | 565 | 230 | | 49.5 | 189 | 410 | 280 | 765 |
| 500 | 12 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | | | | 6 | 12000 | 620 | 530 | 515 | 200 | | 29.5 | 139 | 295 | 145 | 165 |
| 1000 | 12 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | | | | 8 | 12000 | 730 | 585 | 530 | 200 | | 29.5 | 139 | 315 | 165 | 230 |
| 2000 | 12 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | | | | 12 | 12000 | 970 | 695 | 580 | 230 | | 34.5 | 139 | 370 | 230 | 360 |
| 3000 | 12 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 5<br>7.5 | | | | 14 | 12000 | 1100 | 750 | 605 | 230 | | 49.5 | 164 | 400 | 260 | 520 |
| 5000 | 11 | 4.0<br>5.4 | 4.8<br>6.5 | 7.5<br>10 | | | | 18 | 12000 | 1240 | 945 | 665 | 270 | | 49.5 | 189 | 420 | 290 | 820 |
| **手押トロリー付ホイスト** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 500 | 6.1 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.2<br>2 | | | | 6 | 6100 | 660 | 455 | 440 | | 170 | | | 295 | 135 | 175 |
| 1000 | 6.1 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | | | | 8 | 6100 | 780 | 500 | 445 | | 195 | | | 315 | 165 | 245 |
| 2000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | | | | 12 | 6100 | 1040 | 605 | 490 | | 205 | | | 365 | 220 | 385 |
| 500 | 12 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | | | | 6 | 12000 | 670 | 530 | 515 | | 195 | | | 295 | 145 | 190 |
| 1000 | 12 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | | | | 8 | 12000 | 790 | 585 | 530 | | 205 | | | 315 | 165 | 265 |
| 2000 | 12 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | | | | 12 | 12000 | 1050 | 695 | 580 | | 235 | | | 370 | 230 | 460 |

電圧はすべて 50～200 V, 60～220 V とす。他は標準外。



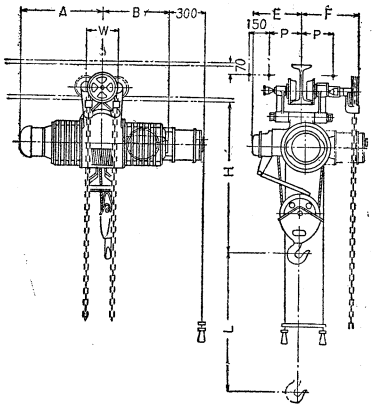

**付6b.** 普通形ホイスト標準表Ⅱ

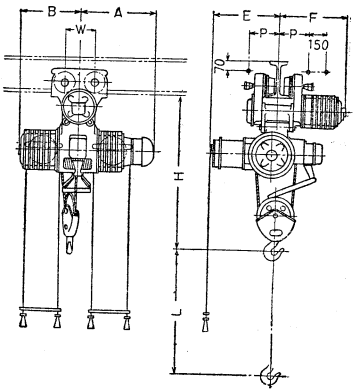
| 容量 | 揚程 | 巻揚電動 約m/min | | 巻揚電動機約 | 走行速度 約m/min | | 走行電動機 | 鋼索径 | 概略寸法 mm | | | | | | | | 概略重量 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| kg | m | 50～ | 60～ | H.P | 50～ | 60～ | 約H.P | mm | L | H | A | B | W | E | F | P | kg |
| | | | | | | | 鎖動トロリー付 | | | | | | | | | | |
| 500 | 6.1 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | | | | 6 | 6100 | 660 | 455 | 440 | 170 | 295 | 340 | 250 | 190 |
| 1000 | 6.1 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | | | | 8 | 6100 | 780 | 500 | 445 | 195 | 315 | 360 | 250 | 260 |
| 2000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | | | | 12 | 6100 | 1040 | 605 | 490 | 205 | 365 | 360 | 250 | 400 |
| 3000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 5<br>7.5 | | | | 14 | 6100 | 1160 | 660 | 515 | 235 | 390 | 450 | 250 | 565 |
| 5000 | 6.1 | 4.0<br>5.4 | 4.8<br>6.5 | 7.5<br>10 | | | | 18 | 6100 | 1330 | 845 | 565 | 280 | 410 | 490 | 300 | 890 |
| 500 | 12 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | | | | 6 | 12000 | 670 | 530 | 515 | 195 | 295 | 350 | 250 | 215 |
| 1000 | 12 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | | | | 8 | 12000 | 790 | 585 | 530 | 205 | 315 | 360 | 250 | 290 |
| 2000 | 12 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | | | | 12 | 12000 | 1050 | 695 | 580 | 235 | 370 | 440 | 250 | 445 |
| 3000 | 12 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.7 | 5<br>7.5 | | | | 14 | 12000 | 1180 | 750 | 605 | 280 | 400 | 480 | 250 | 640 |
| 5000 | 12 | 4.0<br>5.4 | 4.8<br>6.5 | 7.5<br>10 | | | | 18 | 12000 | 1340 | 945 | 665 | 330 | 420 | 490 | 300 | 990 |

## 電 動 ト ロ リ ー 付

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 500 | 6.1 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | 42&21 | 50&25 | 1&0.5 | 6 | 6100 | 810 | 455 | 440 | 180 | 455 | 415 | 250 | 300 |
| 1000 | 6.1 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | 42&21 | 50&25 | 1.5&0.75 | 8 | 6100 | 920 | 500 | 445 | 200 | 485 | 460 | 250 | 385 |
| 2000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | 42&21 | 50&25 | 2.5&1.5 | 12 | 6100 | 1200 | 605 | 490 | 220 | 540 | 495 | 250 | 560 |
| 3000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 5<br>7.5 | 42&21 | 50&25 | 3.5&2 | 14 | 6100 | 1330 | 660 | 515 | 250 | 570 | 535 | 250 | 770 |
| 5000 | 601 | 4.0<br>5.4 | 4.8<br>6.5 | 7.5<br>10 | 42&21 | 50&25 | 5&2.5 | 18 | 6100 | 1500 | 845 | 565 | 300 | 600 | 540 | 300 | 1160 |
| 500 | 12 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | 42&21 | 50&25 | 1&0.5 | 6 | 12000 | 820 | 530 | 515 | 200 | 465 | 460 | 250 | 345 |
| 1000 | 12 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | 42&21 | 50&25 | 1.5&0.75 | 8 | 12000 | 950 | 585 | 530 | 220 | 485 | 495 | 250 | 450 |
| 2000 | 12 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | 42&21 | 50&25 | 2.5&1.5 | 12 | 12000 | 1220 | 695 | 580 | 250 | 550 | 535 | 250 | 650 |
| 3000 | 12 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 5<br>7.5 | 42&21 | 50&25 | 3.5&2 | 14 | 12000 | 1370 | 750 | 605 | 300 | 580 | 540 | 300 | 920 |
| 5000 | 12 | 4.0<br>5.4 | 4.8<br>6.5 | 7.5<br>10 | 42&21 | 50&55 | 5&2.5 | 18 | 12000 | 1520 | 945 | 665 | 350 | 610 | 540 | 300 | 1360 |

電圧はすべて 50～200 V, 60～220 V とす。他は標準外。

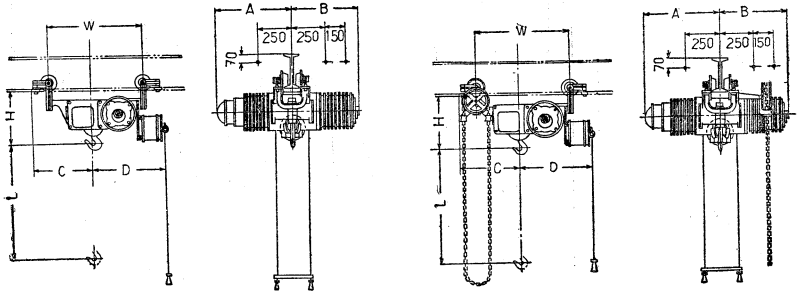


**付6c.**　ローヘッド形ホイスト標準表Ⅰ

| 容量 kg | 揚程 m | 捲揚速度 約m/min 50～ | 捲揚速度 約m/min 61～ | 捲揚電動機 約H.P | 鋼索数と径 mm | 概略寸法 mm L | H | A | B | C | D | W | 概略量量 kg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 手押トロリー付ホイスト | | | | | | | | | | | | | |
| 500 | 6.1 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | 4—4 | 6100 | 350 | 500 | 485 | 450 | 575 | 695 | 185 |
| 1000 | 6.1 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | 4—6 | 6100 | 400 | 550 | 495 | 470 | 625 | 250 | 250 |
| 2000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | 4—8 | 6100 | 500 | 650 | 535 | 525 | 740 | 925 | 395 |
| 鎖動トロリー付ホイスト | | | | | | | | | | | | | |
| 600 | 6.1 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | 4—4 | 6100 | 350 | 500 | 485 | 450 | 575 | 695 | 200 |
| 1000 | 6.1 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | 4—6 | 6100 | 400 | 550 | 495 | 470 | 625 | 760 | 265 |
| 2000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | 4—8 | 6100 | 500 | 650 | 535 | 525 | 740 | 925 | 405 |
| 3000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 5<br>7.5 | 4—10 | 6100 | 600 | 725 | 580 | 610 | 825 | 1100 | 605 |

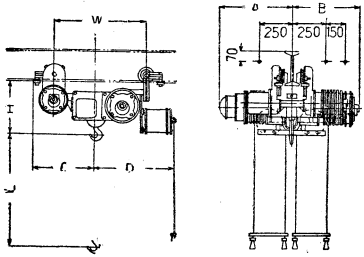
電圧はすべて50～200 V，60～220 V とす。他は標準外。



## 付 6d. ローヘッド形ホイスト標準表 II

| 容量 kg | 揚程 m | 巻揚速度 約m/min 50～ | 巻揚速度 約m/min 60～ | 巻揚電動機 約H.P | 走行速度 約m/min 50～ | 走行速度 約m/min 60～ | 走行電動機 約H.P | 鋼索径 mm | 概略寸法 L | H | A | B | C | D | W | 概略重量 kg |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 電動トロリー付 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 500 | 6.1 | 6.7<br>10 | 8.0<br>12 | 1.5<br>2 | 42&21 | 50&25 | 1 &0.5 | 4—4 | 6100 | 350 | 500 | 485 | 490 | 575 | 695 | 300 |
| 1000 | 6.1 | 5.8<br>8.8 | 7.0<br>10.5 | 2<br>3 | 42&21 | 50&25 | 1.5&0.75 | 4—6 | 6100 | 400 | 550 | 495 | 515 | 625 | 760 | 390 |
| 2000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 3.5<br>5 | 42&21 | 50&25 | 2.5&1.5 | 4—8 | 6100 | 500 | 650 | 535 | 575 | 740 | 925 | 555 |
| 3000 | 6.1 | 4.7<br>7.0 | 5.7<br>8.5 | 5<br>7.5 | 42&21 | 50&25 | 3.5&2 | 4—10 | 6100 | 600 | 752 | 580 | 665 | 825 | 1100 | 720 |

電圧はすべて 50～200 V, 60～220 V とす。他は標準外。




## 付 6e. ホイスト用 I ビーム及びトロリー線

| 容量 kg | 許しうるレールの最大スパンm 使用Iビーム大さ mm 200×100×7 | 250×125×7.5 | 250×125×10 | 300×150×11.5 | 350×150×12 | 400×150×12.5 | 許しうべき最小屈曲半径 m 普通型 | ローヘッド型 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 手押又は鎖動トロリー付 | | | | | | | | |
| 500 | 5.5 | — | — | — | — | — | 1.5 | 1 |
| 1000 | 3.8 | 6.2 | — | — | — | — | 1.5 | 1 |
| 2000 | 2.5 | 4.4 | 5.4 | — | — | — | 2 | 1.5 |
| 3000 | — | — | 4.1 | 6.2 | — | — | 2.5 | 2 |
| 5000 | — | — | — | — | 5.3 | 6.1 | 3 | — |
| 電動トロリー付 | | | | | | | | |
| 500 | 5.1 | 7.8 | — | — | — | — | 2 | 1.5 |
| 1000 | 3.5 | 5.8 | 6.9 | — | — | — | 2 | 1.5 |
| 2000 | 2.5 | 4.0 | 5.0 | — | — | — | 2 | 2 |
| 3000 | — | — | 3.9 | 5.9 | — | — | 3 | 2 |
| 5000 | — | — | — | — | 5.0 | 5.8 | 4 | — |

# 付 7. 天井クレーン

## 付 7a. 天井クレーン　　JIS B 8801 (1953)

**1.** 適用範囲　この規格は一般工場および発電所などに使用するフック付電気天井クレーン（以下クレーンと呼ぶ）について規定する。

**2.** 形　式　クレーンは作業条件により普通形および低速形に区分し，その使用例は表1を標準とする。

表 1

| 形　式 | 使 用 例 |
|---|---|
| 普通形 | 機械工場・組立工場・鋳物工場・材料置場などの一般作業・製鉄工場 |
| 低速形 | 発電所・変電所 |

**3.** クレーンの基本要目はつぎのとおりとする。

（1）　クレーンの主要寸法は表2による。

（2）　走行レールに対する建築限界およびフック寄り，上りの寸法は表3および図1による。

（3）　クレーン限界と建築限界とのスキマおよび主集電架線の位置は図1のとおりとする。ただし，主集電架線は普通側壁架線形を使用する。

**4.** 運転室および制御器の位置ならびにハンドルの回転方向は図 1～4 のとおりとする。

図 1　　単位 mm

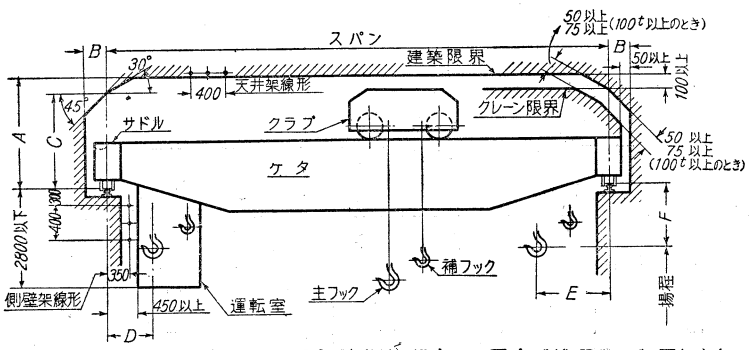



図 2 補巻なしの場合

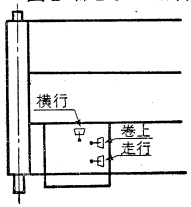



図 3 補巻付の場合

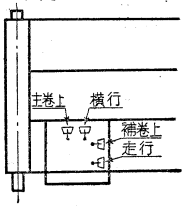



図 4 制御器のハンドル回転方向

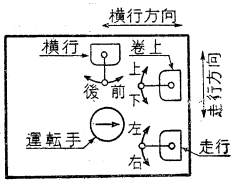


表 2

| 形式 | 巻上荷重 t 主 | 巻上荷重 t 補 | スパン m | 揚程 m | 主巻 速度 m/min | 主巻 電動機 kW | 補巻 速度 m/min | 補巻 電動機 kW | 横行 速度 m/min | 横行 電動機 kW | 走行 速度 m/min | 走行 電動機 kW | 走行レール kgまたはmm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 普通形 | 3 | | 6～14<br>15～24 | 12.5 | 13 | 10 | | | 40 | 2 | 110<br>90 | 7.5 | 15 kg |
| | 5 | | 6～14<br>15～24 | 12.5 | 12 | 15 | | | 40 | 2 | 100<br>90 | 10 | 22 kg |
| | 7.5 | | 8～14<br>15～24 | 12.5 | 10 | 20 | | | 40 | 3 | 100<br>90 | 15 | 22 kg |
| | 10 | | 8～14<br>15～24 | 12.5 | 8 | 20 | | | 40 | 3 | 110<br>90 | 15 | 30 kg |
| | 15 | ナシまたは3 | 3～14<br>15～24 | 10または15 | 8 | 30 | 13 | 10 | 40 | 5 | 110<br>80 | 15 | 30 kg |
| | 20 | ナシまたは5 | 10～16<br>17～26 | 10または15 | 6 | 30 | 12 | 15 | 35 | 5 | 110<br>80 | 20 | 30 kg |
| | 25 | 5 | 10～16<br>17～26 | 10または15 | 6 | 40 | 12 | 15 | 35 | 7.5 | 110<br>80 | 30 | 37 kg |
| | 30 | 5 | 10～16<br>17～26 | 10または15 | 5 | 40 | 12 | 15 | 35 | 7.5 | 110<br>80 | 30 | 37 kg |
| | 40 | 10 | 10～16<br>17～26 | 10または15 | 5 | 50 | 8 | 20 | 35 | 10 | 110<br>80 | 40 | 75 mm<br>または 37 kg |
| | 50 | 10 | 12～18<br>19～26 | 10または15 | 4 | 50 | 8 | 20 | 30 | 10 | 90<br>70 | 40 | 75 mm<br>または 37 kg |
| | 60 | 10 | 12～26 | 10または15 | 3.2 | 50 | 8 | 20 | 25 | 10 | 65 | 40 | 75 mm |
| | 80 | 20 | 12～26 | 10または15 | 2.4 | 50 | 6 | 30 | 25 | 15 | 60 | 50 | 100 mm |
| | 100 | 29 | 12～26 | 10または15 | 2.3 | 50 | 6 | 30 | 25 | 15 | 55 | 60 | 100 mm |
| | 120 | 30 | 12～26 | 10または15 | 1.9 | 60 | 5 | 40 | 20 | 20 | 50 | 60 | 100 mm |
| | 150 | 30 | 12～26 | 10または15 | 1.8 | 75 | 5 | 40 | 18 | 20 | 45 | 75 | 100 mm |
| | 200 | 40 | 12～26 | 10または15 | 1.3 | 75 | 5 | 50 | 18 | 30 | 35 | 75 | 100 mm |
| 低 | 15 | ナシまたは3 | 6～23 | 10または15 | 1.8 | 7.5 | 6.5 | 5 | 10 | 2 | 20 | 5 | 30 kg |
| | 20 | ナシまたは5 | 6～20 | 10または15 | 1.4 | 7.5 | 6 | 7.5 | 10 | 2 | 20 | 5 | 30 kg |
| | 25 | 5 | 7～22 | 10または15 | 1.5 | 10 | 6 | 7.5 | 10 | 2 | 20 | 7.5 | 30 kg |
| | 30 | 5 | 7～22 | 10または15 | 1.8 | 15 | 6 | 7.5 | 10 | 3 | 20 | 10 | 30 kg |

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 速形 | 40 | 10 | 7～22 | 10または15 | 1.4 | 15 | 4 | 10 | 10 | 3 | 20 | 10 | 30 kg |
| | 50 | 10 | 8～22 | 15または20 | 1.5 | 20 | 4 | 10 | 10 | 5 | 20 | 15 | 75 mm または 37 kg |
| | 60 | 10 | 8～22 | 15または20 | 1.2 | 20 | 4 | 10 | 10 | 5 | 20 | 15 | 75 mm または 37 kg |
| | 80 | 20 | 8～22 | 15または20 | 1.3 | 30 | 3 | 15 | 10 | 7.5 | 20 | 20 | 75 mm または 37 kg |
| | 100 | 20 | 10～24 | 15または20 | 1.1 | 30 | 3 | 15 | 10 | 7.5 | 20 | 30 | 75 mm または 37 kg |
| | 120 | 30 | 12～24 | 15または20 | 0.9 | 30 | 2.6 | 20 | 10 | 10 | 20 | 30 | 100 mm |
| | 150 | 30 | 12～24 | 15または20 | 0.9 | 40 | 2.6 | 20 | 10 | 15 | 20 | 40 | 100 mm |
| | 200 | 40 | 12～24 | 15または20 | 0.35 | 50 | 3 | 30 | 10 | 20 | 20 | 50 | 100 mm |

備考 1. スパンは走行レール中心間の水平距離とし，標準スパンはこの表の範囲内において，1 m とびとする。

2. 走行レールは使用する最小のものを示す。

3. 電動機はクレーン用全閉巻線形 3 相誘導電動機とし，定格は 30 分または 60分とする。

4. 電源は 3 相交流 200 V 50～または 220 V60～とする。

**4. 鋼索** 鋼索は JIS G 3525 により，径 14 mm 以上のものは 6 号 37×6 裸Z ヨリ 2 級を，12 mm 以下のものは 3 号 19×6 裸Z ヨリ 2 級（クレーン用）を使用するものとする。

鋼索の安全率 (1) は 6 以上にとるものとする。

注 (1) 安全率はつぎの式による。ただしここでいう巻上荷重は表 2 に示すものとする。

$$\text{安全率} = \frac{\text{鋼索の切断荷重 t} \times \text{鋼索の掛数}}{\text{巻上荷重 t}}$$

**5. 制動機構** 制動は巻上下に対しては，電磁ブレーキによるものとし，精密な作業をするものにおいては，機械的または電気的制動機構を併用するものとする。

走行に対しては足踏ミブレーキをつけることを原則とする。

**9.** クレーンの精度および機能は表 4 に示すとおりとする。

表 4

| | 項目 | | 精度または機能 |
|---|---|---|---|
| 総合寸法 | 起重機径間 | | 指定寸法に対し許容差 ±5 mm |
| | 揚程 | | 指定寸法以上 |
| | フック | 寄り | 指定寸法に対し +100 mm 以内 |
| | | 上り | 指定寸法以内 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | 横行軌条軌間 | | 設計寸法に対し許容差 ±5 mm |
| 部分機能 | 巻上用制限開閉器 | | 無荷重および巻上荷重に対しいずれも安全な規定位置において，確実に作用し，電動および電磁ブレーキの電流をシャ断することを必要とする。 |
| | 電磁ブレーキ | | 巻上荷重の 120% の荷重をつり機械的制動機構を作用させない運転状態で電動状態で電動機の電流をシャ断したとき荷重を安全に停止させることを必要とする。 |
| | 機械的制動機構 | | 1. 宙ツリ機能巻上荷重をつり，電磁ブレーキをゆるめた状態において荷重を確実に保持することを必要とする。<br>2. 加速機能電磁ブレーキをゆるめた状態において，正規荷重の巻下運転中，電動機の電流をシャ断しても荷重は加速しないことを必要とする。<br>3. 温度上昇限度。巻上荷重をつり，10分間連続巻上下したのち，寒暖計を直接油にさし入れて測定し，その温度が周囲の大気温度をこえること 50°C 以下であることを必要とする. |
| | 電気的制動機構 | | 精密作業に必要な温度の降下速度を制限できること。 |
| 総合機能 | 絶縁抵抗 | | 配線と大地間において測定し 0.5 MΩ 以上とす。 |
| | 規定電圧全ノッチにおいて主巻上荷重試験 | 速度 巻上 | 指定巻上速度に対し許容差 +10% −5% |
| | | 速度 巻下 | 指定巻上速度に対し許容差 +25% −5% |
| | | 速度 横行走行 | 指定速度に対し 許容差 +10% −5% |
| | | 電動機電流 | 規定電流以下 |
| | 過荷重試験 | | 巻上荷重の 120% の荷重において各運動を行い，各部に異状がないことを必要とする。 |
| | タワミ | | 主ケタの中央部において主巻上荷重のみに対するタワミはスパンの 1/1200 以下とする。 |

備考 1. 上記精度または機能はすべて完製品に適用する。
2. 走行レールのスパンの許容差は ±10 mm とする。
3. 電動機端子電圧は規定電圧に対し，裕度 ±10% とする。
ただし機上配線の電圧低下は定常状態において 5% 以内とする。

**7. 呼ビ方または名称** 巻上荷重および径間による。ただし補巻付の場合は，その巻上荷重を併記し低速形の場合は名称のつぎに形式を記入するものとする。

例：天井クレーン 20 t×15 m
天井クレーン 20/5 t×15 m
天井クレーン 低速形 20 t×10 m
天井クレーン 低速形 20/5 t×10 m

表 3

| 形式 | 巻上荷重 t 主 | 巻上荷重 t 補 | スパン m | 建築限界 mm 軌上空間 A | 建築限界 mm 側方空間 B | 建築限界 mm 軌上直上高サ C | 主フック寄り・上り mm 運転室側寄り D | 主フック寄り・上り mm 運転室反対側寄り E | 主フック寄り・上り mm 上り F | ※ サドル mm 長サ Q | ※ サドル mm 軸距 R | ※ サドル mm 軸距 S | ※車輪総数 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 普通形 | 3 | | 6～14<br>15～24 | 1500<br>1600 | 240 | 1200<br>1300 | 700 | 700 | 200 | 3100<br>4000 | 2200<br>3100 | — | 4 |
| | 5 | | 6～14<br>15～24 | 1600<br>1700 | 250 | 1300<br>1400 | 800 | 800 | 300 | 3600<br>4100 | 2600<br>3100 | — | 4 |
| | 8.5 | | 8～14<br>15～24 | 1750<br>1850 | 250 | 1450<br>1550 | 900 | 700 | 400 | 3800<br>4200 | 2700<br>3100 | — | 4 |
| | 10 | | 8～14<br>15～24 | 1800<br>2900 | 260 | 1500<br>1600 | 1000 | 1000 | 500 | 4000<br>4300 | 2000<br>3100 | — | 4 |
| | 15 | ナシ<br>または 3 | 8～14<br>15～24 | 2100<br>2200 | 270 | 1700<br>1800 | 1300 | 1400<br>(1100) | 700 | 4800 | 3600 | — | 4 |
| | 20 | ナシ<br>または 5 | 10～16<br>17～26 | 2200<br>2300 | 280 | 1800<br>1900 | 1400 | 1500<br>(1200) | 800 | 5200 | 3900 | — | 4 |
| | 25 | 5 | 10～16<br>17～26 | 2300<br>2400 | 290 | 1900<br>2000 | 1500 | 1600 | 900 | 5500 | 4200 | — | 4 |
| | 30 | 5 | 10～16<br>17～26 | 2400<br>2500 | 300 | 2000<br>2100 | 1600 | 1700 | 1000 | 5700 | 4400 | — | 4 |
| | 40 | 10 | 10～16<br>17～26 | 2600<br>2700 | 320 | 2150<br>2250 | 1800 | 1900 | 1100 | 5800 | 4400 | — | 4 |
| | 50 | 10 | 12～18<br>18～26 | 2800<br>2900 | 340 | 2350<br>2450 | 1900 | 2000 | 1200 | 6000 | 4600 | — | 4 |
| | 60 | 10 | 12～26 | 3000 | 360 | 2600 | 2000 | 2100 | 1300 | 6500 | 4400 | 1100 | 8または6 |
| | 80 | 20 | 12～26 | 0200 | 400 | 2800 | 2200 | 2300 | 1400 | 6900 | 4900 | 1200 | 8または6 |
| | 100 | 20 | 12～26 | 3400 | 430 | 3000 | 2400 | 2500 | 1500 | 7100 | 5200 | 1300 | 8 |
| | 120 | 30 | 12～26 | 3600 | 450 | 3200 | — | — | — | — | — | — | 8 |
| | 150 | 30 | 12～29 | 3800 | 470 | 3400 | — | — | — | — | — | — | 8 |
| | 200 | 40 | 12～26 | 4100 | 500 | 3700 | — | — | — | — | — | — | 8 |
| 低速 | 15 | ナシ<br>または 3 | 6～20 | 2100 | 270 | 1700 | 1100 | 1400<br>(1100) | 700 | 4800 | 3600 | — | 4 |
| | 20 | ナシ<br>または 3 | 6～20 | 2200 | 280 | 1900 | 1200 | 1500<br>(1200) | 800 | 5200 | 3900 | — | 4 |
| | 25 | 5 | 7～22 | 2300 | 290 | 1900 | 1300 | 1600 | 900 | 5500 | 4200 | — | 4 |
| | 30 | 5 | 7～22 | 2400 | 300 | 2000 | 1400 | 1700 | 1000 | 5700 | 4400 | — | 4 |
| | 40 | 10 | 7～22 | 2600 | 320 | 2150 | 1600 | 1900 | 1100 | 5800 | 4400 | — | 4 |
| | 50 | 10 | 8～22 | 2900 | 340 | 2450 | 1700 | 1900 | 1200 | 6300 | 4900 | — | 4 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 形 | 60 | 10 | 8～22 | 3000 | 360 | 2600 | 1900 | 2000 | 1300 | 6800 | 4700 | 1100 | 8 または 6 |
| | 80 | 20 | 8～22 | 3200 | 400 | 2800 | 2100 | 2200 | 1400 | 7300 | 5300 | 1200 | 8 または 6 |
| | 100 | 20 | 10～24 | 8400 | 430 | 3000 | 2300 | 2400 | 1500 | 7500 | 5600 | 1300 | 8 |
| | 120 | 30 | 10～24 | 3600 | 450 | 3200 | — | — | — | — | — | — | 8 |
| | 150 | 30 | 12～24 | 3800 | 470 | 3400 | — | — | — | — | — | — | 8 |
| | 200 | 40 | 12～24 | 4100 | 500 | 3700 | — | — | — | — | — | — | 8 |

**備考** 1. 建築限界およびクレーン限界は，すべてその付帯施設および最大突出物，たとえばリベット頭部などは，その限界内に含めるものとする。

2. フック寄りE欄中のカッコをつけたものは補巻のない場合の寸法とする。

3. 屋外用クレーンの建築限界 A・C およびフック寄り D・E に対しては，巻上荷重 50 t 以下の場合には各 300 mm 60 t 以上の場合には 500 mm を加算するものとする。

4. ※印の欄は参考数値を示す。

**参考** クレーン設計および工場計画の便宜のため参考として示すものであつて規格の一部でない。

1. サドルの寸法および車輪総数は図 1～3 および本文の表3に示す。

単位 mm

図 1

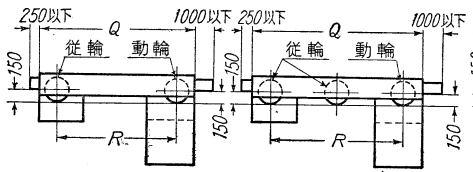
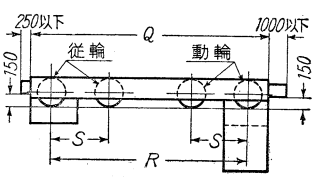



図 2




図 3




2. クレーンによる走行ケタにおよぼす荷重の値はつぎに示す。

(1) 最大車輪荷重 $P$ は表1による。

(2) 走行レールに平行にかつ水平な加重 $P_L$ は図 4 による。
走行制動および加速などに基ずくもので，動輪のみを経て走行レールに作用するものとし $P_L=0.15P$ にとるものとする。

(3) 走行レールに直角にかつ水平な荷重 $P_S$ は図 4 による。
走行車輪のフランジ側圧などに基づくもので，動輪および後輪を経て走行レールに作用するものとし $P_S=0.1P$ にとるものとする。

図 4

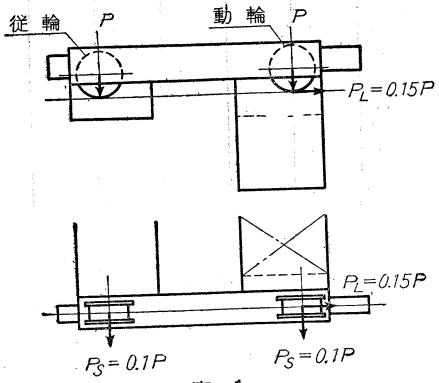
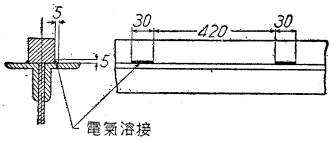



表 1

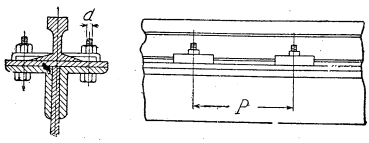
| 形式 | 巻上荷重 t 主 | 巻上荷重 t 補 | 径間 m 6 | 3 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 車輪総数 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 普通形および低速形 | 3 | — | 3.20 | 3.40 | 3.60 | 3.80 | 4.00 | 4.20 | 4.40 | 4.60 | 4.80 | 5.00 | | |
| | 5 | — | 4.95 | 5.20 | 5.45 | 5.70 | 6.00 | 6.25 | 6.50 | 6.75 | 7.05 | 7.30 | | |
| | 7.5 | — | — | 6.70 | 7.00 | 7.30 | 7.65 | 7.95 | 8.25 | 8.55 | 8.90 | 9.20 | | |
| | 10 | — | — | 8.00 | 8.35 | 8.75 | 9.15 | 9.50 | 9.90 | 10.3 | 10.5 | 11.0 | | |
| | 15 | ナシ または 3 | 10.5 | 11.0 | 11.5 | 12.0 | 12.5 | 13.0 | 13.5 | 14.0 | 14.5 | 15.0 | | 4 |
| | 20 | ナシ または 5 | 13.9 | 14.4 | 15.0 | 15.5 | 16.0 | 16.6 | 17.1 | 17.6 | 18.2 | 18.8 | 19.3 | |
| | 25 | 5 | 16.6 | 17.2 | 17.8 | 18.4 | 19.0 | 19.6 | 20.2 | 20.8 | 21.4 | 22.0 | 22.6 | |
| | 30 | 5 | 19.1 | 19.7 | 20.4 | 21.1 | 21.8 | 22.5 | 23.2 | 23.9 | 24.6 | 25.2 | 25.9 | |
| | 40 | 10 | 24.6 | 25.4 | 26.2 | 27.0 | 27.8 | 28.6 | 29.4 | 30.2 | 31.0 | 31.8 | 32.6 | |
| | 50 | 10 | | 30.7 | 31.6 | 32.5 | 33.4 | 34.4 | 35.3 | 36.2 | 37.2 | 38.1 | 39.0 | |
| | 60 | 10 | — | 26.3 | 27.1 | 27.9 | 28.8 | 29.6 | 30.4 | 31.2 | 32.1 | 32.9 | 33.8 | 6 |
| | | | — | 19.7 | 20.3 | 20.9 | 21.6 | 22.2 | 22.8 | 23.4 | 24.1 | 24.7 | 25.3 | 8 |
| | 80 | 20 | — | 32.6 | 33.8 | 35.0 | 36.1 | 37.2 | 38.4 | 39.6 | 40.7 | 41.9 | 43.1 | 6 |
| | | | — | 24.4 | 25.3 | 26.2 | 27.0 | 27.9 | 28.8 | 29.7 | 30.5 | 31.4 | 32.3 | 8 |
| | 200 | 20 | — | — | 31.6 | 32.7 | 33.8 | 34.9 | 36.0 | 37.1 | 38.2 | 39.3 | 40.4 | 8 |

**備考**　この表の数値は衝撃を含まないものとする。

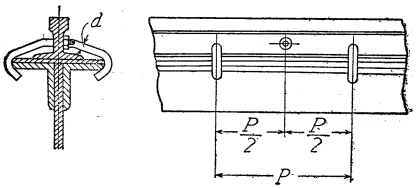
## 付 7b. クレーンレール取付法




（a）角鉄レール取付方法

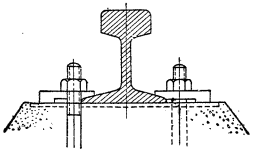



（b）鉄道レール取付方法 1

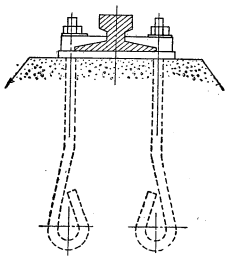



（c）鉄道レール取付方法 2

| レール種別 kg | ボルトの径 d | P |
|---|---|---|
| 22 | 13 | 300 |
| 30 | 16 | 400 |
| 37 | 16 | 400 |
| 50 | 19 | 600 |



（d）屋外レール敷設方法 1



（e）屋外レール敷設方法 2

## 付 8. 圧縮材計算図表

(1) この計算図表は，二個の等辺アングルが，24 条組立圧縮材の構造細則に従つて構造された場合に使用できる。

(2) 図表は短期荷重（$f=2.4\,t/cm^2$）によつているから長期荷重（$f=1.6\,t/cm^2$）の場合は荷重を 1.5 倍して使用する。

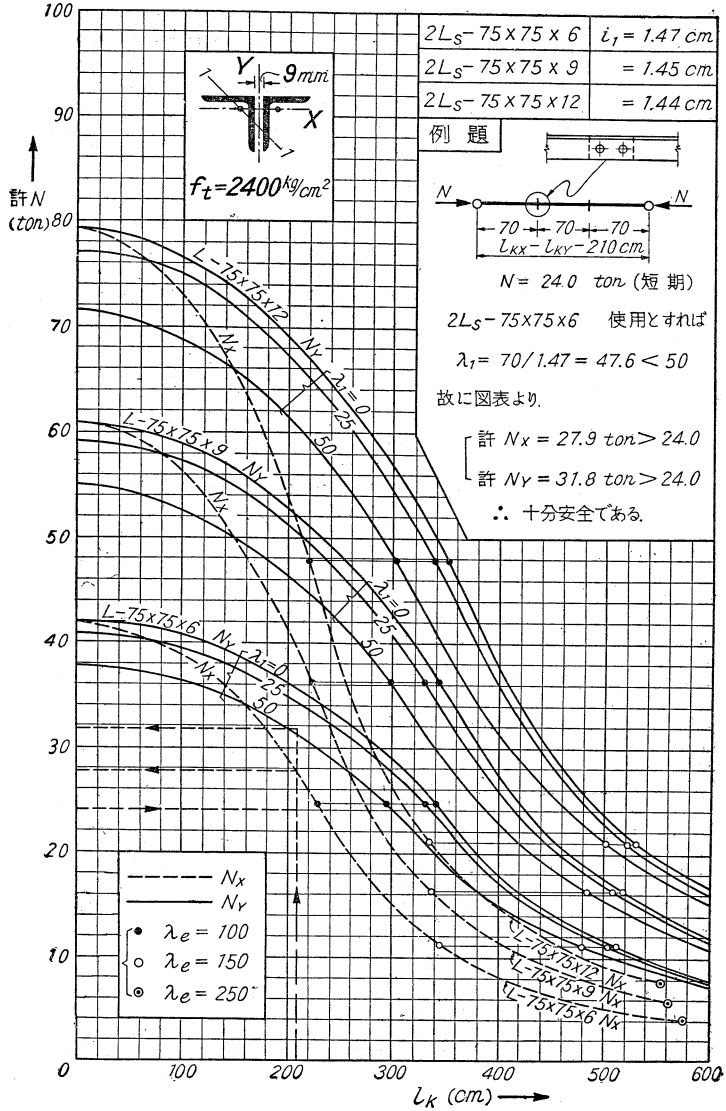
(3) アングルの間隔が 6 mm 又は 12 mm の場合は，横軸の $l_k$ として，与えられた $l_{ky}$ は，下表に示す係数を乗じた値をとつて使用すればよい。

| アングル種別 | $l_{ky}$ に乗ずる係数 | |
|---|---|---|
| | アングルの間隔 6 mm | アングルの間隔 12 mm |
| L-50×50×4,6 | 1.049 | 0.952 |
| L-65×65×6,8,10 | 1.038 | 0.963 |
| L-75×75×6,9,12 | 1.033 | 0.968 |
| L-90×90×7,10,13 | 1.028 | 0.973 |
| L-100×100×10,13 | 1.025 | 0.976 |

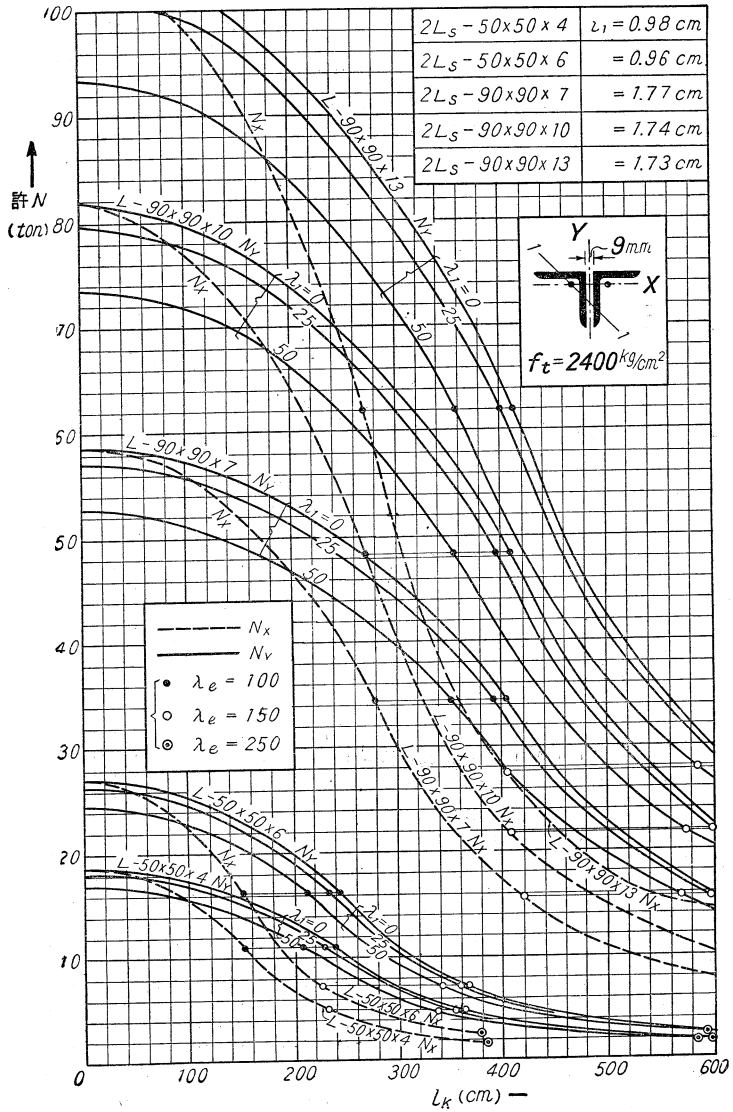
(4) 必要ならば，$\sigma_x$, $\sigma_y$ は

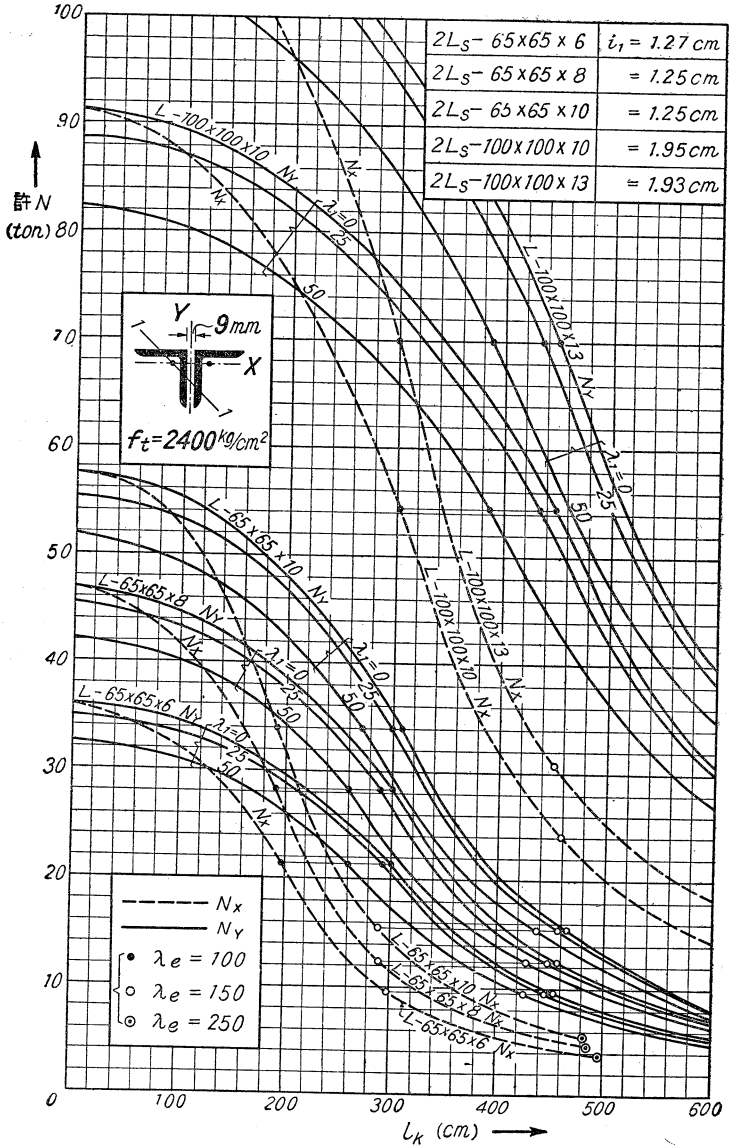
$$\sigma_x=2.4\times\frac{N}{許N_x}(t/cm^2),\quad \sigma_y=2.4\times\frac{N}{許N_y}(t/cm^2)$$

より求めることができる。但し $N$ は部材に与えられた軸方向力である。

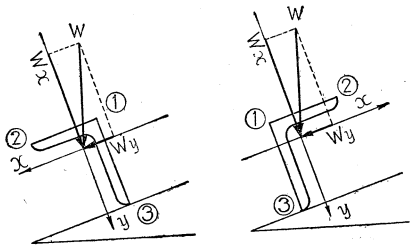


2Ls−75×75×6 | i1 = 1.47 cm
2Ls−75×75×9 | = 1.45 cm
2Ls−75×75×12 | = 1.44 cm
例 題
N
N
70 70 70
lKX − lKY − 210 cm
N = 24.0 ton (短 期)
2Ls−75×75×6 使用とすれば
λ1 = 70/1.47 = 47.6 < 50
故に図表より.
許 Nx = 27.9 ton > 24.0
許 NY = 31.8 ton > 24.0
∴ 十分安全である.
Y
9mm
X
ft=2400kg/cm²
許N (ton)
lk (cm)
L−75×75×12
L−75×75×9
L−75×75×6
Nx
NY
λ1=0
25
50
Nx
NY
λe = 100
λe = 150
λe = 250


2Ls-50x50x4 ri=0.98 cm
2Ls-50x50x6 =0.96 cm
2Ls-90x90x7 =1.77 cm
2Ls-90x90x10 =1.74 cm
2Ls-90x90x13 =1.73 cm
Y
9mm
X
ft=2400kg/cm²
許N (ton)
lk (cm)
Nx
Nv
λe = 100
λe = 150
λe = 250
λi=0
25
50
L-90x90x13 Nv
L-90x90x10 Nx
L-90x90x7 Nx
L-90x90x13 Nx
L-50x50x6 Nv
L-50x50x4 Nv
L-50x50x6 Nx
L-50x50x4 Nx


2Ls- 65x65 x 6 | i1 = 1.27 cm
2Ls- 65x65 x 8 | = 1.25 cm
2Ls- 65x65 x 10 | = 1.25 cm
2Ls-100x100x 10 | = 1.95 cm
2Ls-100x100x 13 | = 1.93 cm
許N (ton)
Lk (cm)
Y
9mm
X
ft=2400kg/cm²
L-100x100x10 Nx
L-100x100x10 Ny
L-100x100x13 Nx
L-100x100x13 Ny
L-65x65x10 Nx
L-65x65x10 Ny
L-65x65x8 Nx
L-65x65x8 Ny
L-65x65x6 Nx
L-65x65x6 Ny
λ1=0
25
50
Nx
Ny
λe = 100
λe = 150
λe = 250

## 付 9. 山形鋼もや計算図表




（1） 荷重による部材曲げモーメントを屋根面（$X$軸）とその直角面（$Y$軸）の二方向に分けて算出する。

（2） $M_X$, $M_Y$ をそれぞれ $X$軸，$Y$ 軸に直角の面内に加わる曲げモーメント（t·cm）とする。但し材がそれぞれ $Y$軸 $X$軸の矢印方向にそり出すように働く時を正とする。

（3） $M_X$, $M_Y$ 同符号の時は図表の $M_X$, $M_Y$ をそれぞれ正の方向にとる。（上左図）

（4） $M_X$, $M_Y$ 異符号の時は図表の $M_X$ を正，$M_Y$ を負の方向にとる。（上右図）

（5） 図表は短期荷重（$f=2.4$ t/cm²）による。長期荷重（$f=1.6$ t/cm²）の場合は荷重（又は曲げモーメント）を 1.5 倍にして本図表を用いる。

計算例

（1） $M_X=-20$ t·cm, $M_Y=-15$ t·cm 等辺使用

$L-100\cdot100\cdot7$（又は $L-75\cdot75\cdot12$）

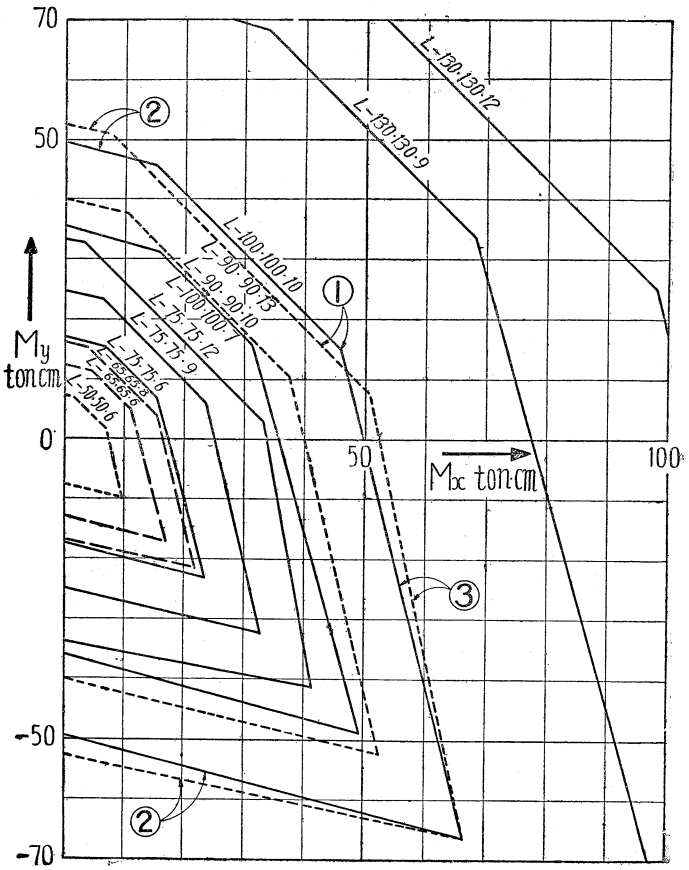
（2） $M_X=+30$ t·cm, $M_Y=+15$ t·cm 不等辺使用

$L-125\cdot75\cdot7$（又は $L-100\cdot75\cdot10$）

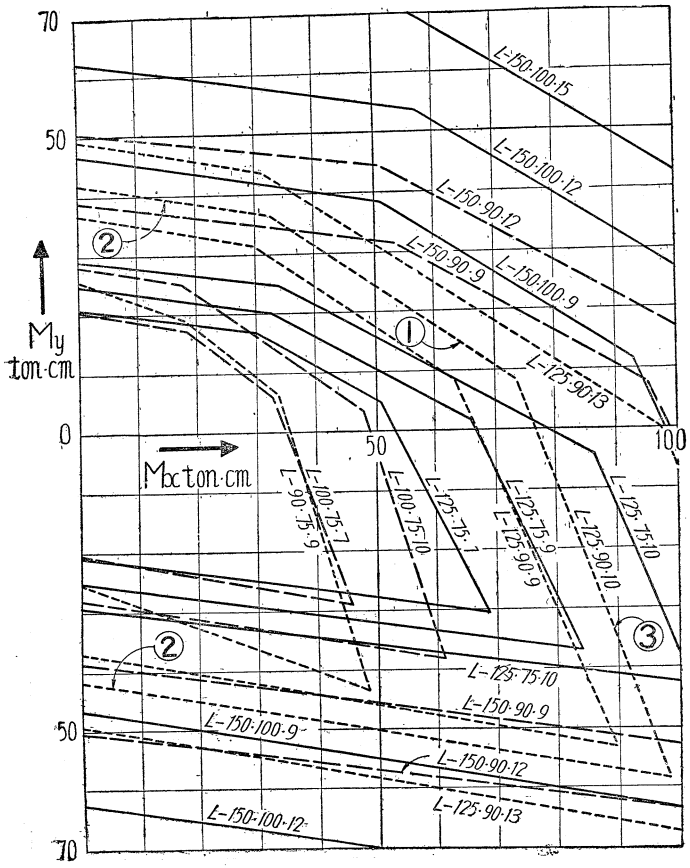
（3） $M_X=-20$ t·cm, $M_Y=+15$ t·cm 等辺使用

$L-75\cdot75\cdot6$（又は $L-65\cdot65\cdot8$）

## a. 等 辺 山 形 鋼

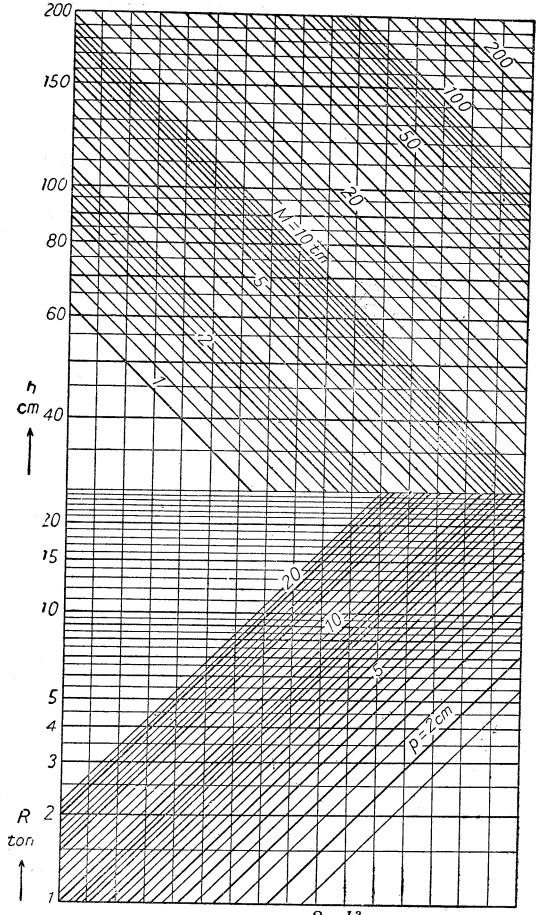

70
50
0
-50
-70
50
100
My ton·cm
Mx ton·cm
①
②
③
L-130·130·12
L-130·130·9
L-100·100·10
L-90·90·13
L-90·90·10
L-100·100·7
L-75·75·12
L-75·75·9
L-75·75·6
L-65·65·9
L-65·65·6
L-50·50·6

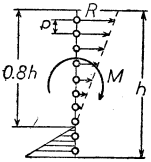
**b. 不等辺山形鋼**


70
50
0
50
70
100
My
ton·cm
Mx ton·cm
①
②
③
L-150·100·15
L-150·100·12
L-150·90·12
L-150·90·9
L-150·100·9
L-125·90·13
L-125·75·10
L-125·90·10
L-125·75·9
L-125·90·9
L-125·75·7
L-100·75·10
L-100·75·9
L-125·75·7
L-125·75·10
L-150·90·9
L-150·100·9
L-150·90·12
L-125·90·13
L-150·100·12

# 付 10. 仕口リベットの計算図表

**a.** 接合山形鋼引張リベット




$$M=\frac{8\sigma h^2}{30}$$ …許容モーメント

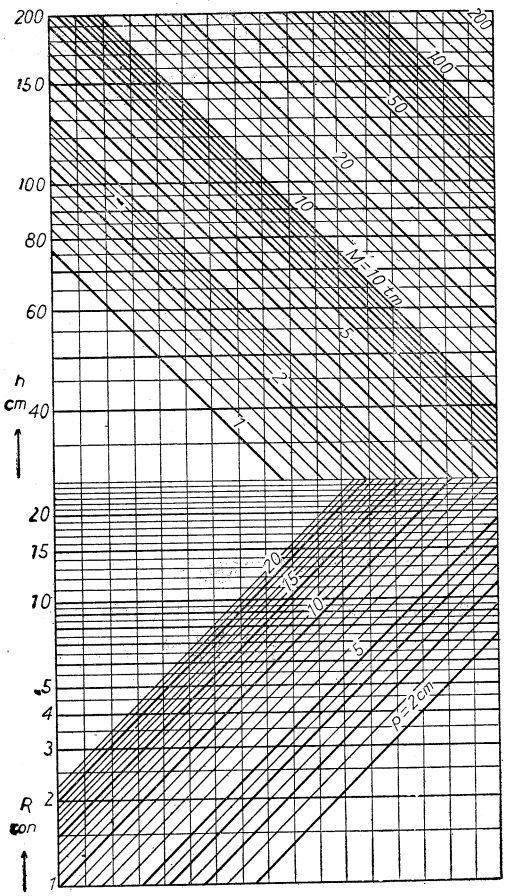
$$\sigma=\frac{R}{p}$$

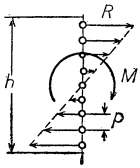
$R$…リベットの許容耐力

$p$…リベットピッチ

$h$…板の高さ

**b.** 一列せん断リベット



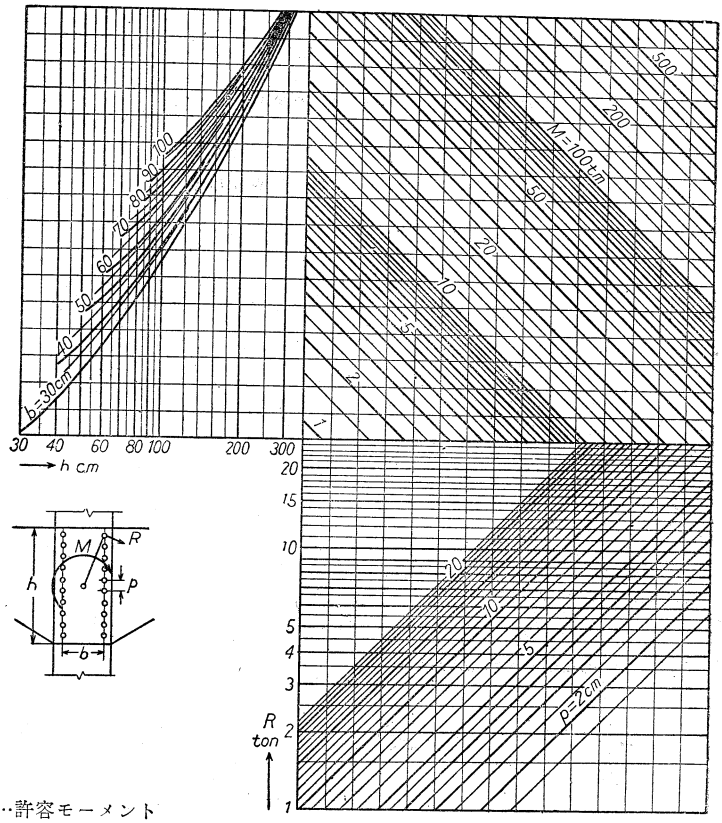

$M=\frac{\sigma h^2}{6}$…許容モーメント

$\sigma=\frac{R}{p}$

$p$…リベットピッチ

$R$…リベットの許容耐力　$h$…板の高さ

**c.** 二列せん断リベット




$M=\sigma W$…許容モーメント

$$\sigma=\frac{R}{p}$$

$$W=\frac{h(3b^2+h^2)}{3\sqrt{b^2+h^2}}$$

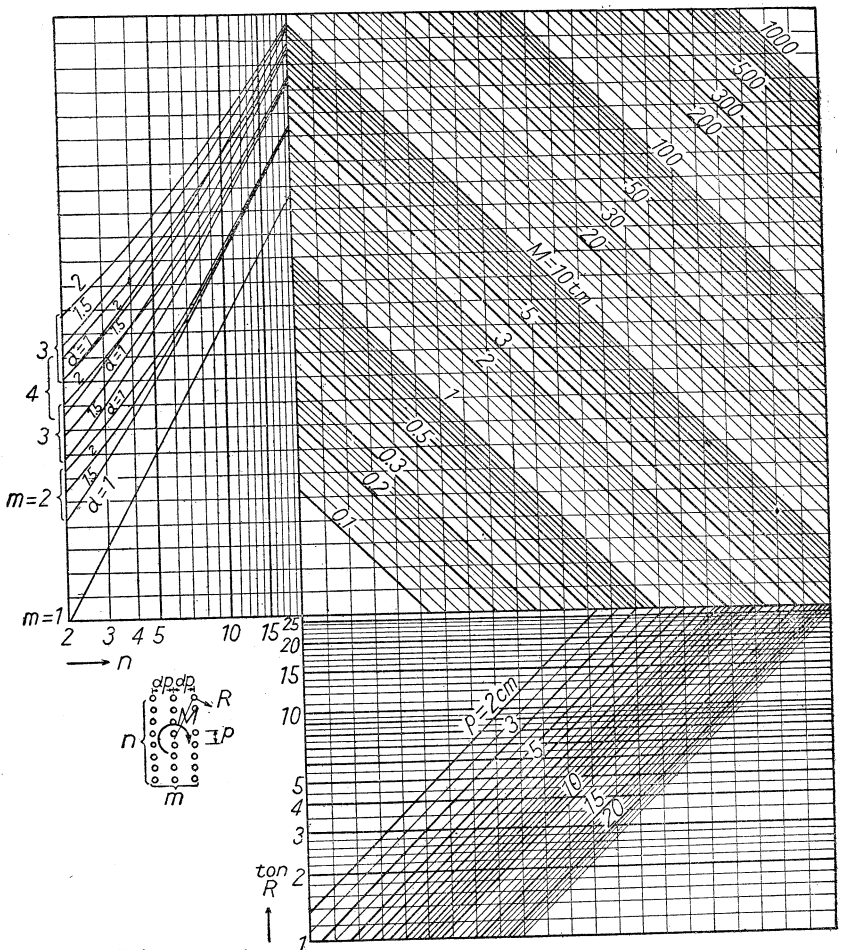
$p$…リベットピッチ

$R$…リベットの許容耐力

$b$…リベット列間隔

$h$…板の高さ

**d.** 多列せん断リベット




$M=BZ_0p$…許容モーメント

$$Z_0=\frac{n(n-1)(n+1)m+nm(m-1)(m+1)\alpha^2}{6\sqrt{(n-1)^2+\alpha^2(m-1)^2}}$$

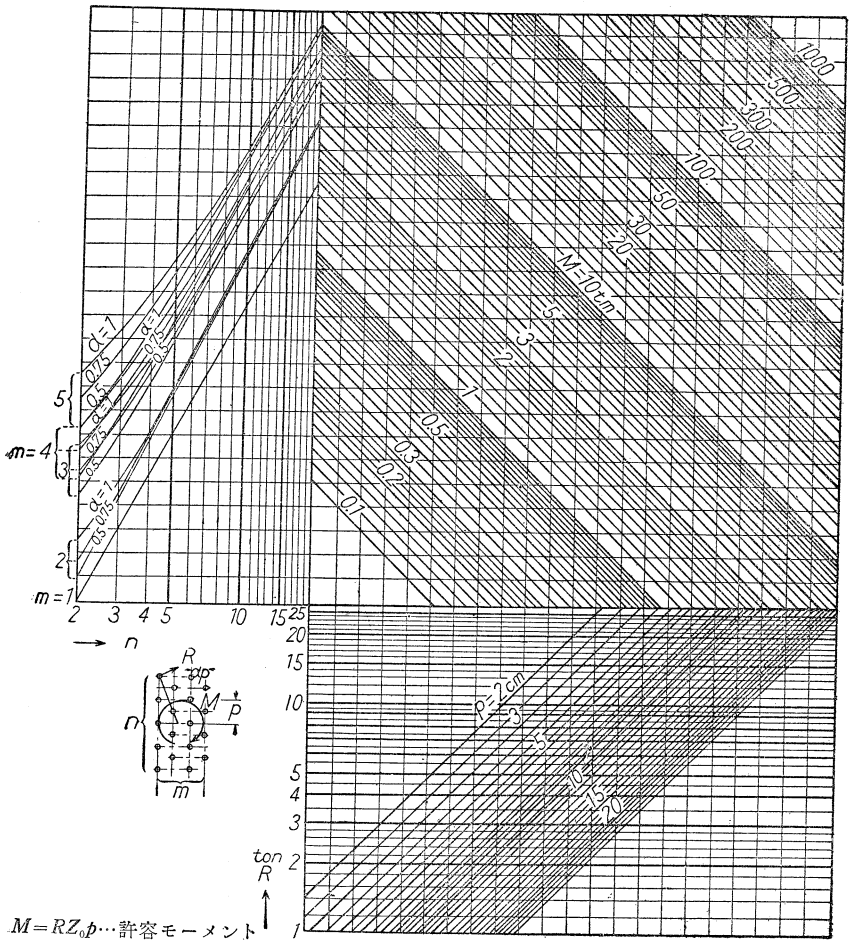
$p$…リベットのピッチ

$R$…リベットの許容耐力

$m,n$…リベット数

$\alpha$…リベット列間隔とピッチの比

**e.** 千鳥打多列せん断リベット




$M=RZ_0p$…許容モーメント

$$Z_0=\frac{F[(n-1)n+(m-1)(m+1)\alpha^2]}{12\sqrt{(n-1)^2+(m-1)^2\alpha^2}}$$

奇数列 $F=2mn-m+3$

偶数列 $F=2mn-m$

$p$…リベットのピッチ

$R$…リベットの許容耐力

$m,n$…リベット数

$\alpha$…リベット列間隔とピッチの比

## 付 11. 一般構造用圧延鋼材 JIS G 3101 (1952)

**1. 適用範囲**　この規格は建築・橋・船舶・鉄道車両その他の一般構造用圧延鋼材（以下鋼材という）について規定する。ただし溶接構造用圧延鋼材・ボイラ用圧延鋼材・リベット用圧延鋼材・チェン用丸鋼・再生棒鋼については別に規定する。

**2. 製造法**

**2. 1**　鋼材は平炉・電気炉または転炉による鋼塊から製造する。

**2. 2**　鋼材は仕上ゲ良好，品質均一で使用上有害な欠点があつてはならない。

**2. 3**　鋼材はとくに指定のないかぎり圧延のままとする。

**3. 寸法の許容差**　鋼材の寸法の許容差は付表1による。鋼材の標準寸法については別に規定する。

**4. 重量の許容差**

**4. 1**　鋼材の重量は 1 $cm^3$ を 7.85 g として算出する。

**4. 2**　鋼材の重量の許容差は付表2による。ただし注文者の指定があつた場合にだけ適用する。

**5. 試験・検査および標示**　つぎの各号によるほか，分析試料の採り方・供試材の採り方・試験検査の一般事項および標示は JIS G 0303（鋼材の試験ならびに検査の通則）による。

ただし，供試材の採り方は通則1類によるが，試験片の数は表1による。

表 1

| 種　類 | 引張試験片の数 | 曲ゲ試験片の数 |
|---|---|---|
| 鋼板<br>平鋼 | 同一溶鋼に属する鋼板および平鋼についてはその厚サの差 5 mm 未満のものを一括して1個，ただし 25 t をこえるときは2個 | 左に同じ |
| 形鋼 | 同一溶鋼に属し，かつ同一種類の形鋼についてはその厚サの差 5 mm 未満のものを一括して1個，ただし 25 t をこえるときは2個 | |
| 棒鋼 | 同一溶鋼に属し，かつ同一種類の棒鋼についてはその径・辺または対辺距離の差 10 mm 未満のものを一括して1個，ただし 25 t をこえるときは2個 | |
| 機関車用主台ワク板 | ロールから出たままの鋼板1枚ごとに1個 | 左に同じ |

（1）**化学分析試験**　付表3の規定に適合しなければならない。

（2）**引張試験**　付表4の規定に適合しなければならない。ただしシマ鋼板（これに類するものを含む）および表2に示す鋼材にはこの試験を行わない。

表 2

| | |
|---|---|
| 鋼　　板 | 厚サ 5 mm 未満のもの |
| 平鋼・形鋼 | 厚サ 6 mm 未満のもの |
| 棒　　鋼 | 径・辺または対辺距離 8 mm 未満のもの |

(3) **曲ゲ試験**　付表4の規定により常温で曲げてもその外側にキレツを生じてはならない。第3種についてはとくに注文者の指定ある場合にかぎり行う。

(4) **検　査**　外観・寸法・重量を検査するとともに化学分析試験・引張試験および曲ゲ試験の成績により合否を決定する。

付 表 1 (3. 寸法の許容差)

| 種類 | | | | 寸法の許容差 | |
|---|---|---|---|---|---|
| 鋼板 | 厚サ | 厚サ 3 mm 以上 6 mm 未満 | 幅 1250 mm 以下 | ± 10% | |
| | | | 幅 1250 mm をこえるもの | ± 12% | |
| | | 厚サ 6 mm 以上 | 幅 1600 mm 以下 | ± 0.7 mm | 厚サ 15 mm をこえるものは厚サ 10 mm またはその端数を増すごとにさらに±0.1 mm を加える |
| | | | 幅 1600 mm をこえるもの | 幅 250 mm またはその端数を増すごとに上記の許容差に ±0.1 mm を加える | |
| | 幅 | 厚サ 3 mm 以上 6 mm 未満 | 幅 850 mm 以下 | + 10 mm − 0 | |
| | | | 幅 850 mm をこえるもの | + 12% − 0 | |
| | | 厚サ 6 mm 以上 | 幅 1250 mm 以下 | + 15 mm − 0 | |
| | | | 幅 1250 mm をこえるもの | + 12% − 0 | |
| | 長サ | 厚サ 3 mm 以上 6 mm 未満 | 幅 4000 mm 以下 | + 20 mm − 0 | |
| | | | 幅 4000 mm をこえるもの | + 0.5% − 0 | |
| | | 厚サ 6 mm 以上 | 幅 5000 mm 以下 | + 25 mm − 0 | |
| | | | 幅 5000 mm をこえるもの | + 0.5% − 0 | |
| 平鋼 | 厚サ | 厚サ 9 mm 未満 | | ± 0.5 mm | |
| | | 厚サ 9 mm 以上 | | ± 6% | |
| | | 幅 50 mm 以下 | | ± 1.0 mm | |
| | | 幅 50 mm をこえるもの | | ± 2% | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | 長サ | 長サ 7000 mm 以下 | ＋ 40 mm<br>－ 0 |
| | | 長サ 7000 mm をこえるもの | 長サ 1000 mm を増すごとに上記の許容差に 5 mm を加える。ただし最大 120 mm にとどめる |
| 形鋼 | 「ウエブ」の高サ | 高サ 140 mm 未満 | ± 2.0 mm |
| | | 高サ 140 mm 以上 270 mm 未満 | ± 1.5% |
| | | 高サ 270 mm 以上 | ± 4.0 mm |
| | 「フランジ」の幅 | 幅 75 mm 以下 | ± 1.5 mm |
| | | 幅 75 mm をこえるもの | ± 2% |
| | 厚サ | 厚サ 6 mm 以下 | ± 0.6 mm |
| | | 厚サ 6 mm をこえ 7.5 mm 以下 | ± 0.7 mm |
| | | 厚サ 7.5 mm をこえ 13 mm 以下 | ± 0.8 mm |
| | | 厚サ 13 mm をこえるもの | ± 6% |
| | 長サ | 長サ 7000 mm 以下 | ＋ 40 mm<br>－ 0 |
| | | 長サ 7000 mm をこえるもの | 長サ 1000 mm を増すごとに上記の許容差に 5 mm を加える。ただし最大 120 mm にとどめる |
| 棒鋼 | 径・辺または対辺距離 | 25 mm 以下 | ± 0.5 mm |
| | | 25 mm をこえるもの | ± 2% |
| | 長サ | 長サ 7000 mm 以下 | ＋ 40 mm<br>－ 0 |
| | | 長サ 7000 mm をこえるもの | 長さ 1000 mm を増すごとに上記の許容差に 5 mm を加える。ただし最大 120 mm にとどめる |

**備考**　シマ鋼板およびこれに類するものには厚サの許容差は適用しない。なお幅および長サの許容差についてはその上限は適用しない。

## 付 表 2 (4. 重量の許容差)

| 種類 | | 重量の許容差 | | 摘要 |
|---|---|---|---|---|
| 鋼板 | 厚サ 3 mm 以上 6 mm 未満 | 1 t 以下の場合 ±10% | ——— | 同一寸法のものを一組として計量する |
| | | 1 t をこえる場合 ±5% | | |
| | 厚サ 6 mm 以上 幅 2500 mm 以下 | 1 枚につき ±9% | 同一寸法のものを10枚以上を一組として計量する場合は左の数値の$^2/_3$ | —— |
| | 厚サ 6 mm 以上幅 2500 mm をこえるもの | 1 枚につき ±12% | | |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 平鋼、および棒鋼形鋼 | 断面積 250 mm² 未満 | 200 kg 未満の場合 ±10% | ——— | | 同一寸法のものを一組として計量する |
| | | 200 kg 以上の場合 ± 7% | | | |
| | 断面積 250 mm² 以上 | 1 t 未満の場合 ±6% | ——— | | |
| | | 1 t 以上の場合 ±5% | | | |

備考 シマ鋼板およびこれに類するものには上表の許容差は適用しない。

付 表 3〔5.(1) 化学分析試験〕

| 種別 | | 記号 | 化学成分 % | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 平炉または電気炉による場合 | | 転炉による場合 | |
| | | | P | S | P | S |
| 一般構造用圧延鋼材 | 第1種 | SS 34 | 0.060 以下 | 0.060 以下 | 0.080 以下 | 0.060 以下 |
| | 第2種 | SS 41 | | | | |
| | 第3種 | SS 50 | | | | |
| | 第4種 | SS 39 | 0.070 以下 | 0.070 以下 | 0.100 以下 | 0.070 以下 |
| | 第5種 | SS 49 | | | | |

付 表 4〔5.(2) 引張試験 (3) 曲ゲ試験〕

| 種別 | | 記号 | 引張試験 | | | | 曲ゲ試験 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 引張強サ kg/mm² | 降伏点 kg/mm² | 試験片 | 伸ビ % | 曲ゲ角度 | 内側半径 |
| 鋼板平鋼形鋼 | 第1種 | SS 34 | 34～41 | — | 1号 | 厚サ 9 mm 以上 25 以上<br>厚サ 9 mm 未満 21 以上 | 180° | 密着 |
| | 第2種 | SS 41 | 41～50 | 23以上 | 1号 | 厚サ 9 mm 以上 20 以上<br>厚サ 9 mm 未満 17 以上 | | 厚サの 1.5 倍 |
| | 第3種 | SS 50 | 50～60 | 28以上 | 1号 | 厚サ 9 mm 以上 18 以上<br>厚サ 9 mm 未満 15 以上 | | 厚サの 2.0 倍 |
| 棒鋼 | 第1種 | SS 34 | 34～41 | — | 2号<br>3号 | 25 以上<br>30 以上 | | 密着 |
| | 第2種 | SS 41 | 41～50 | 23以上 | 2号<br>3号 | 20 以上<br>24 以上 | | 径，辺または対辺距離の 1.5 倍 |
| | 第3種 | SS 50 | 50～60 | 28以上 | 2号<br>3号 | 18 以上<br>21 以上 | | 径，辺または対辺距離の 2.0 倍 |
| | 第4種 | SS 39 | 39～53 | 24以上 | 2号<br>3号 | 20 以上<br>24 以上 | | 径，辺または対辺距離の 1.5 倍 |
| | 第5種 | SS 49 | 49～63 | 30以上 | 2号<br>3号 | 16 以上<br>20 以上 | | 径，辺または対辺距離の 2.0 倍 |

備考 1. 降伏点は JIS B 7771 (引張試験方法) の定メによる。

**2.** 鋼板・平鋼・形鋼および棒鋼を表わすときの記号は表記記号のつぎに P（鋼板）・F（平鋼）・A（形鋼）またはB（棒鋼）をしるす。

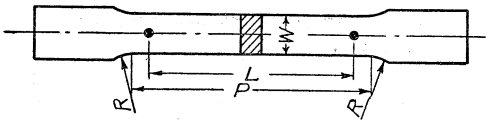
例　一般構造用圧延鋼材鋼板第1種は SS 34 P とする。

**参考**　1号試験片，2号試験片および3号試験片の形状寸法はつぎのとおりである。

（JIS B 7702 (1952) より）。

1号試験片

主として鋼板・平鋼および形鋼の引張試験に用いる。




標点距離　$L$＝200 mm

平行部の長サ　$p$＝約 220 mm

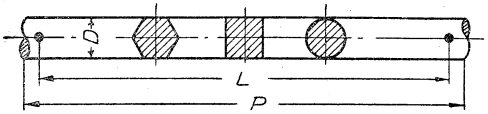
肩部の半径　$R$＝25 mm 以上

単位 mm

| 試験片の厚サ | 幅　$W$ |
|---|---|
| 23 をこえるもの | 40 以下 |
| 9 以上 23 以下 | 50 以下 |
| 9 未満 | 60 以下 |

2号試験片

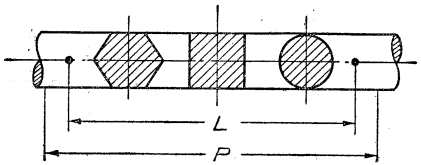
主として棒鋼の引張試験に用いる。




標点距離 $L$ は径（または対辺距離）$D$ の8倍とし，両端を太くするものでは平行部の長サ $P$ は $D$ の約9倍とする。なおこの試験片の平行部は機械仕上ゲによつて作成することができる。

3号試験片

径（または対辺距離）$D$ が 25 mm をこえる棒鋼の引張試験に用いる。



標点距離 $L$ は径（または対辺距離）$D$ の4倍とし両端を太くするものでは平行部の長サ $P$ は $D$ の約 4.5 倍とする。

## 付 12. リベット用圧延鋼材 JIS G 3104 (1948)

**1～2**：製造法（全略）

**3**：寸　法　鋼材の寸法は **JES 金属 0421** による。

**4**：試験・検査および標示　つぎの各号による分析試験の採りかた供試材の採りかた，試験検査の一般事項および標示は **JES 金属 0304** による。ただし供試材の採りかたは1類によるが試験片の数は表による。

| 試験片の数 | 適用 |
|---|---|
| 同一溶鋼に属する径の差 5 mm 未満のものを一括して1個，ただし重量 10 t を越えるときは 10 t またはその端数ごとに1個 | 引張・曲ゲ・縦圧の各試験片に適用する |

**4.1**：試　験

（1）　**化学分析試験**　付表**1**の規定に適合しなければならない。

（2）　**引張試験と曲ゲ試験**　付表**2**の規定に適合しなければならない。

（3）　**縦圧試験**　径の2倍に等しい長サを有する試験片を赤熱したまま原長の 1/3 に至るまで縦の方向に圧縮してもキズを生じてはならない。

**4.2**：検　査（全略）

付 表 **1**

| 化学成分 % | | | |
|---|---|---|---|
| 平炉または電気炉による場合 | | 転炉による場合 | |
| P | S | P | S |
| 0.050 以下 | 0.050 以下 | 0.060 以下 | 0.050 以下 |

付 表 **2**

| 種別 | 記号 | 引張試験 | | | 曲ゲ試験 | | 縦圧試験 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 引張強サ kg/mm² | 試験片 | 伸ビ % | 曲ゲ角度 | 内側半径 | |
| リベット用圧延鋼材 1種 | SV 34 | 34～41 | 2 号 | 27以上 | 180° | 密着 | **4.1**（3）による |
| | | | 3 号 | 34以上 | | | |
| リベット用圧延鋼材 2種 | SV 41 | 41～50 | 2 号 | 25以上 | 190° | 密着 | |
| | | | 3 号 | 30以上 | | | |

## 付 13. 溶接構造用圧延鋼材 JIS G 3106 (1952)

**1：適用範囲**　この規格は船舶・建築・橋・鉄道車両その他の構造用圧延鋼材（以下鋼材という）で，とくに溶接性のすぐれたことを目的とする鋼材について規定する。

**2：製造法**

**2.1**：（全略）

**2.2**：鋼材は仕上ゲ良好，品質均一で使用上有害な欠点があつてはならない。（後略）

**3：寸法の許容差**　鋼材の寸法の許容差は付表1による。鋼材の標準寸法については別に規定する。

**4：重量の許容差**

**4.1**：鋼材の重量は 1 $cm^3$ を 7.85 g として算出する。

**4.2**：鋼材の重量の許容差は付表2による。ただし注文者の指定があつた場合にだけ適用する。

**5：試験・検査および標示**　つぎの各号によるほか，分析試料の採り方，供試材の採り方，試験検査の一般事項および標示は JIS G 0303（鋼材の試験ならびに検査の通則）による。ただし供試材の採り方は通則1類によるが，試験片の数は表1による。

表 1

| 種　類 | 引張試験片の数 | 曲ゲ試験片の数 |
|---|---|---|
| 鋼板<br>平鋼 | 同一溶鋼に属する鋼板および平鋼についてはその厚サの差 4 mm 未満のものを一括して1個。ただし 25 t をこえるときは2個。 | 左に同じ |
| 形鋼 | 同一溶鋼に属しかつ同一種類の形鋼についてはその厚サの差 4 mm 未満のものを一括して1個。ただし 25 t をこえるときは2個。 | |
| 棒鋼 | 同一溶鋼に属しかつ同一種類の棒鋼についてはその厚サの差 4 mm 未満のものを一括して1個。ただし 25 t をこえるときは2個。 | |
| 常温曲線鋼板 | 同一溶鋼に属する鋼板でその厚サの差が 4 mm 未満のものを一括して1個。ただし 25 t をこえるときは2個。 | ロールから出たままの鋼板1枚ごとに1個 |

（1）**化学分析試験**　付表3の規定に適合しなければならない。

（2）**引張試験**　付表4の規定に適合しなければならない。ただし表2に示す鋼材にはこの試験を行わない。

表 2

| | |
|---|---|
| 鋼　板 | 厚サ 5 mm 未満のもの |
| 平鋼・形鋼 | 断面積 650 $mm^2$ 未満のもの |
| 棒　鋼 | 径・または対辺距離 13 mm 未満のもの |

（3） **曲ゲ試験** 付表4の規定により常温で曲げてもその外側にキレツを生じてはならない。

（4） **検　査**（全略）

**付 表 1（3. 寸法の許容差）**

| 種類 | | | | 寸法の許容差 | |
|---|---|---|---|---|---|
| 鋼板 | 厚サ | 厚サ 3 mm 以上 6 mm 未満 | 幅 1250 mm 以下 | ±10% | |
| | | | 幅 1250 mm をこえるもの | ±12% | |
| | | 厚サ 6 mm 未満 | 幅 1600 mm 以下 | ±0.7 mm | 厚サ 15 mm をこえるものは厚サ10 mm またはその端数を増すごとにさらに ±0.1 mm を加える。 |
| | | | 幅 1600 mm をこえるもの | 幅 250 mm またはその端数を増すごとに上記の許容差に ±0.1 mm を加える。 | |
| | 幅 | 厚サ 3 mm 以下 6 mm 未満 | 幅 850 mm 以下 | +10 mm −0 | |
| | | | 幅 850 mm をこえるもの | +12% −0 | |
| | | 厚サ 6 mm 以上 | 幅 1250 mm | +15 mm −0 | |
| | | | 幅 1250 mm をこえるもの | +12% −0 | |
| | 長サ | 厚サ 3 mm 以上 6 mm 未満 | 幅 4000 mm 以下 | +20 mm −0 | |
| | | | 幅 4000 mm をこえるもの | +0.5% −0 | |
| | | 厚サ 6 mm 以上 | 幅 5000 mm 以下 | +25 mm −0 | |
| | | | 幅 5000 mm をこえるもの | +0.5% −0 | |
| 平鋼 | 厚サ | 厚サ 9 mm 未満 | | ±0.5 mm | |
| | | 厚サ 9 mm 以上 | | ±6% | |
| | 幅 | 幅 50 mm 以下 | | ±1.0 mm | |
| | | 幅 50 mm をこえるもの | | ±2% | |
| | 長サ | 長サ 7000 mm 以下 | | +40 mm −0 | |
| | | 長サ 7000 mm をこえるもの | | 長サ 1000 mm を増すごとに上記の許容差に 5 mm を加える。ただし最大 120 mm にとどめる。 | |
| 形 | 「ウエブ」の高サ | 高サ 140 mm 未満 | | ±2.0 mm | |
| | | 高サ 140 mm 以上 270 mm 未満 | | ±1.5% | |
| | | 高サ 270 mm 以上 | | ±4.0 mm | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 鋼 | 「ジ」フランの幅 | 幅 75 mm 以下 | ±1.5 mm |
| | | 幅 75 mm をこえるもの | ±2% |
| | 厚サ | 厚サ 6 mm 以下 | ±0.6 mm |
| | | 厚サ 6 mm をこえ 7.5 mm 以下 | ±0.7 mm |
| | | 厚サ 7.5 mm をこえ 13 mm 以下 | ±0.8 mm |
| | | 厚サ 13 mm をこえるもの | ±6% |
| | 長サ | 長サ 7000 mm 以下 | +40 mm<br>−0 |
| | | 長サ 7000 mm をこえるもの | 長サ 1000 mm を増すごとに上記の許容差に 5 mm を加える。ただし最大 120 mm にとどめる。 |
| 棒鋼 | 径・または対辺距離 | 25 mm 以下 | ±0.5 mm |
| | | 25 mm をこえるもの | ±2% |
| | 長サ | 長サ 7000 mm 以下 | +40 mm<br>−0 |
| | | 長サ 7000 mm をこえるもの | 長サ 1000 mm を増すごとに上記の許容差に 5 mm を加える。ただし最大 120 mm にとどめる。 |

注　この許容差は JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材の許容差と同じである。

## 付 表 2 (4. 重量の許容差)

| 種類 | | 重量の許容差 | | 摘要 |
|---|---|---|---|---|
| 鋼板 | 厚サ 3 mm 以上 6 mm 未満 | 1 t 以下の場合 ±10% | — | 同一寸法のものを一組として計量する |
| | | 1 t をこえる場合 ± 5% | | |
| | 厚サ 6 mm 以上 幅 2500 mm 以下 | 1 枚につき ± 9% | 同一寸法のものを10枚以上を一組として計量する場合は左の数値の 2/3 | — |
| | 厚サ 6 mm 以上幅 2500 mm をこえるもの | 1 枚につき ±12% | | |
| 平鋼および棒鋼・形鋼 | 断面積 250 mm² 未満 | 200 kg 未満の場合 ±10% | — | 同一寸法のものを一組として計量する |
| | | 200 kg 以上の場合 ± 7% | | |
| | 断面積 250 mm² 以上 | 1 t 未満の場合 ± 6% | — | |
| | | 1 t 以上の場合 ± 5% | | |

注　この許容差は JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材の許容差と同じである。

付 表 3 〔5.(1) 化学分析試験〕

| 種類 | 記号 | 化学成分 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Mn/C | P % | S % |
| 鋼板・形鋼<br>平鋼・棒鋼 | SM 41 | —— | 0.040 以下 | 0.050 以下 |
| 鋼板 | SM 41 W | 2.5 以上 | 0.040 以下 | 0.050 以下 |
| 常温曲線鋼板 | SMF 41 | —— | 0.040 以下 | 0.050 以下 |
| | SMF 41 W | 2.5 以上 | 0.040 以下 | 0.050 以下 |

備考 SM 41 W SMF 41 W の厚サ 25.4 mm をこえるものについては表に示すもののほかに他の成分を指定することができる。

付 表 4 〔5.(2) 引張試験 (3) 曲ゲ試験〕

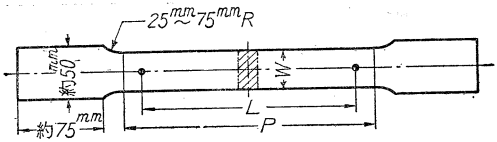
| 種類 | 記号 | 引張試験 | | | | 曲ゲ試験 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 引張強サ kg/mm² | 降伏点 kg/mm² | 伸ビ % | 試験片 | 曲ゲ角度 | 内側半径 |
| 鋼板<br>形鋼<br>平鋼 | SM 41 | 41～50 | 23以上 | 21以上 | 特1号 | 180° | 厚サ 19 mm 以下のもの 厚サ 0.5倍<br>厚サ 19 mm をこえ 32 mm 以下のもの 厚サ 1.0倍 |
| 鋼板 | SM 41 W | | | | | | 厚サ 32 mm をこえるもの 厚サ 1.5倍 |
| 棒鋼 | SM 41 | 41～50 | 23以上 | 21以上 | 特2号 | | 径・辺または対辺距離 19 mm 以下のもの 径・辺または対辺距離の 0.5倍<br>径・辺または対辺距離 19 mm をこえ 32 mm 以下のもの 〃 1.0倍<br>径・辺または対辺距離 32 mm をこえるもの 〃 1.5倍 |
| 常温曲線鋼板 | SMF 41 | 41～47 | 22以上 | 23以上 | 特1号 | | 厚サ 15 mm 以下のもの 密着<br>厚サ 15 mm をこえ 25 mm 以下のもの 厚サの 0.5倍<br>厚サ 25 mm をこえるもの 厚サの 1.0倍 |
| | SMF 41 W | | | | | | |

備考 1. 厚サ，径・辺または対辺距離が 19 mm をこえるものは厚サ，径・辺または対辺距離 1 mm を増すごとに表記の伸ビから 0.3% を減ずることができる。ただし最小値を 20% とする。
また厚サ，8 mm 未満のものは厚サ 1 mm を減ずるごとに表記の伸ビから 2.5% を減ずることができる。ただし最小値を 17% とする。
2. 引張試験における伸ビの測定値は小数点以下1位までとし，2位以下を4捨5入する。
3. 降伏点は JIS B 7771 (引張試験方法) の定メによる。
4. 鋼板 (SM 41 W, SMF 41, SMF 41 W を除く)・平鋼・形鋼および棒鋼を表わすと

きの記号は表記記号のつぎにP(鋼板) F(平鋼) A(形鋼) またはB(棒鋼)をしるす。
例　溶接構造用平鋼は SM 41 F とする。

**参考**　特1号試験片および特2号試験片の形状寸法はつぎのとおりとする。

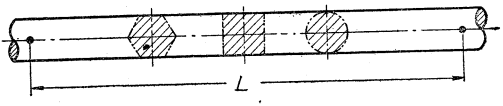
**特1号試験片**




| | | |
|---|---|---|
| $L$ は標点距離で | 200 mm | |
| $P$ は平行部の長サで | 約 230 mm | +1 mm |
| $W$ は試験片の幅で | 40 mm | −8 mm |

ただし試験機の能力により 25 mm まで減ずることができる。

**特2号試験片**

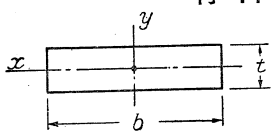



$L$ は標点距離で　200 mm

試験片を機械加工する場合は平行部の長サを 230 mm 以上とする。

径・辺または辺距離が 38 mm 以上の場合は適宜機械仕上をする。ただしその径は 19 mm 未満としてはならない。

## 付 14.　平鋼規格(抜粋)　(JIS G 3191)




定尺は各平鋼について　3.5 m, 4.5 m, 6.5 m

| 寸法 | | 断面積 | 重量 | 慣性モーメント | | 回転半径 | | 断面係数 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 幅 $b$ mm | 厚さ $t$ mm | $A$ cm² | $W$ kg/m | $I_x$ cm⁴ | $I_y$ cm⁴ | $i_x$ cm | $i_y$ cm | $S_x$ cm³ | $S_y$ cm³ |
| 50 | 4 | 2.00 | 1.57 | 0.03 | 4.17 | 0.12 | 1.44 | 0.13 | 1.67 |
| 50 | 6 | 3.00 | 2.36 | 0.09 | 6.25 | 0.17 | 1.44 | 0.30 | 2.50 |
| 50 | 9 | 4.50 | 3.53 | 0.30 | 9.37 | 0.26 | 1.44 | 0.67 | 3.75 |
| 65 | 6 | 3.90 | 3.06 | 0.12 | 13.7 | 0.17 | 1.88 | 0.39 | 4.23 |
| 65 | 9 | 5.85 | 4.59 | 0.39 | 20.6 | 0.26 | 1.88 | 0.88 | 6.34 |
| 65 | 12 | 7.80 | 6.12 | 0.94 | 27.5 | 0.35 | 1.88 | 1.56 | 8.45 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 70 | 6 | 4.20 | 3.30 | 0.13 | 17.1 | 0.17 | 2.02 | 0.42 | 4.90 |
| 70 | 9 | 6.30 | 4.95 | 0.43 | 25.7 | 0.26 | 2.02 | 0.94 | 7.35 |
| 70 | 12 | 8.40 | 6.59 | 1.01 | 34.3 | 0.35 | 2.02 | 1.68 | 9.80 |
| 75 | 6 | 4.50 | 3.53 | 0.14 | 21.1 | 0.17 | 2.17 | 0.45 | 5.60 |
| 75 | 9 | 6.75 | 5.30 | 0.46 | 31.6 | 0.26 | 2.17 | 1.01 | 8.44 |
| 75 | 12 | 9.00 | 7.07 | 1.08 | 42.2 | 0.35 | 2.17 | 1.80 | 11.3 |
| 90 | 9 | 8.10 | 6.36 | 0.55 | 54.7 | 0.26 | 2.60 | 1.22 | 12.2 |
| 90 | 12 | 10.80 | 8.48 | 1.30 | 72.9 | 0.35 | 2.60 | 2.16 | 16.2 |
| 100 | 9 | 9.00 | 7.07 | 0.61 | 75.0 | 0.26 | 2.89 | 1.35 | 15.0 |
| 100 | 12 | 12.00 | 9.42 | 1.44 | 100. | 0.35 | 2.89 | 2.40 | 20.0 |
| 115 | 9 | 10.35 | 8.12 | 0.70 | 114. | 0.26 | 3.32 | 1.55 | 19.8 |
| 115 | 12 | 13.80 | 10.80 | 1.66 | 152. | 0.35 | 3.32 | 2.76 | 26.4 |
| 125 | 9 | 11.25 | 8.83 | 0.76 | 146. | 0.26 | 3.61 | 1.69 | 23.4 |
| 125 | 12 | 15.00 | 11.80 | 1.80 | 195. | 0.35 | 3.61 | 3.00 | 31.2 |

## 付 15. 鋼板，縞鋼板，床用鋼板の定尺並びに重量（抜粋）

**a. 重 量**

| 厚 さ mm | 重量 kg/m² (* 印のものは kg/ft²) | | |
|---|---|---|---|
| | 鋼 板 | 縞 鋼 板 | 床 用 鋼 板 |
| 3.2 | 25.12 | 29.35 | |
| 4.5 | 35.33 | 39.59 | 3.676* |
| 6 | 47.10 | 51.93 | 4.770* |
| 8 | 62.80 | 67.63 | 6.228* |
| 9 | 70.65 | 75.50 | 6.958* |
| 10 | 78.50 | | |
| 12 | 94.20 | 99.09 | |
| 16 | 125.6 | | |
| 19 | 149.2 | | |
| 20 | 157.0 | | |
| 22 | 172.7 | | |
| 25 | 196.3 | | |
| 28 | 219.8 | | |
| 32 | 251.2 | | |

**b. 定 尺**

| | 定 尺 |
|---|---|
| 鋼 板 | 915 mm×1830 mm (3 ft×6 ft), 1220 mm×2440 mm (4 ft×8 ft), 1525 mm×3050 mm (5 ft×10 ft), 1525 mm×6100 mm (5 ft×20 ft) を標準とし，注文に応じて更に大きな寸法のものも可能である。 |
| 縞 鋼 板<br>床 用 鋼 板 | 3 ft×6 ft, 4 ft×8 ft, 5ft×10 ft |

# 付 16. 標　　準　　形

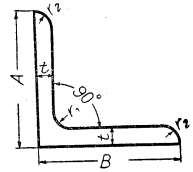
〔注〕 各形鋼の製造状況は「普通鋼鋼材受註寸法表」(社団法人　鋼材倶楽部発行) 昭和

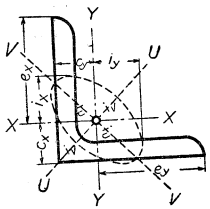
## 付 16. a. 等 辺 山 形 鋼

定尺は通常 8 m, 9 m, 10 m, 11m, 12 m その

日　本　工　業　規　格

等　　辺　　山




| 寸法 mm | | | | 断面積 mm² | 重量 kg/m | 重心の $C_x$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $A \times B$ | $t$ | $r_1$ | $r_2$ | | | |
| 25× 25 | 3 | 4 | 2 | 142.7 | 1.12 | 0.72 |
| 30× 30 | 3 | 4 | 2 | 172.7 | 1.36 | 0.85 |
| 30× 30 | 5 | 4 | 3 | 274.6 | 2.16 | 0.92 |
| 35× 35 | 3 | 4.5 | 2 | 203.6 | 1.60 | 0.97 |
| 35× 35 | 5 | 4.5 | 3 | 325.5 | 2.56 | 1.04 |
| 40× 40 | 3 | 4.5 | 2 | 233.6 | 1.83 | 1.09 |
| 40× 40 | 5 | 4.5 | 3 | 375.5 | 2.95 | 1.17 |
| 45× 45 | 4 | 6.3 | 3 | 349.2 | 2.74 | 1.24 |
| 45× 45 | 6 | 6.5 | 4.5 | 504.4 | 3.96 | 1.32 |
| 45× 45 | 8 | 6.5 | 4.5 | 656.4 | 5.15 | 1.40 |
| 50× 50 | 4 | 6.5 | 3 | 389.2 | 3.06 | 1.37 |
| 50× 50 | 6 | 6.5 | 4.5 | 564.4 | 4.43 | 1.44 |
| 50× 50 | 8 | 6.5 | 4.5 | 736.4 | 5.78 | 1.52 |
| 60× 60 | 5 | 6.5 | 3 | 580.2 | 4.55 | 1.66 |
| 65× 65 | 6 | 8.5 | 4 | 752.7 | 5.91 | 1.81 |
| 65× 65 | 8 | 8.5 | 6 | 976.1 | 7.66 | 1.88 |
| 65× 65 | 10 | 8.5 | 6 | 1200 | 9.42 | 1.96 |
| 70× 70 | 6 | 8.5 | 4 | 812.7 | 6.38 | 1.94 |
| 75× 75 | 6 | 8.5 | 4 | 872.7 | 6.85 | 2.06 |
| 75× 75 | 9 | 8.5 | 6 | 1269 | 9.96 | 2.17 |
| 75× 75 | 12 | 8.5 | 6 | 1656 | 13.0 | 2.29 |
| 80× 80 | 6 | 8.5 | 4 | 932.7 | 7.32 | 2.19 |
| 90× 90 | 7 | 10 | 5 | 1222 | 9.59 | 2.46 |
| 90× 90 | 10 | 10 | 7 | 1700 | 13.3 | 2.58 |
| 90× 90 | 13 | 10 | 7 | 2171 | 17.0 | 2.69 |
| 100×100 | 7 | 10 | 5 | 1362 | 10.7 | 2.71 |
| 100×100 | 10 | 10 | 7 | 1900 | 14.9 | 2.83 |
| 100×100 | 13 | 10 | 7 | 2431 | 19.1 | 2.94 |
| 130×130 | 9 | 12 | 6 | 2274 | 17.9 | 3.53 |
| 130×130 | 12 | 12 | 8.5 | 2976 | 23.4 | 3.64 |
| 130×130 | 15 | 12 | 8.5 | 3675 | 28.8 | 3.76 |
| 150×150 | 11 | 14 | 7 | 3200 | 25.1 | 4.10 |
| 150×150 | 12 | 14 | 7 | 3477 | 27.3 | 4.14 |
| 150×150 | 15 | 14 | 10 | 4274 | 33.6 | 4.24 |
| 150×150 | 19 | 14 | 10 | 5338 | 41.9 | 4.40 |
| 200×200 | 15 | 17 | 12 | 5775 | 45.3 | 5.47 |
| 200×200 | 20 | 17 | 12 | 7600 | 59.7 | 5.67 |
| 200×200 | 25 | 17 | 12 | 9375 | 73.6 | 5.87 |

慣性モーメント　$I=ai^2$

回転半径　$i=\sqrt{I/a}$

断面係数　$Z=I/e$

($a$=断面積)

# 鋼　　規　　格

29 年 10 月 1 日現在によつた。

他注文による。

JIS G 3192 よ　り　抜　粋

形　　鋼

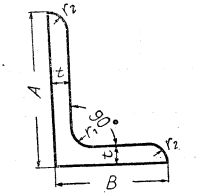
| 位置 cm | 慣性モーメント $cm^4$ | | | | 回転半径 cm | | | | 断面係数 $cm^3$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_y$ | $J_x$ | $J_y$ | 最大 $J_u$ | 最小 $J_v$ | $i_x$ | $i_y$ | 最大 $i_u$ | 最小 $i_v$ | $Z_x$ | $Z_y$ |
| 0.72 | 0.80 | 0.80 | 1.26 | 0.33 | 0.75 | 0.75 | 0.94 | 0.48 | 0.45 | 0.45 |
| 0.85 | 1.42 | 1.42 | 2.26 | 0.59 | 0.91 | 0.91 | 1.14 | 0.58 | 0.66 | 0.66 |
| 0.92 | 2.14 | 2.14 | 3.37 | 0.91 | 0.88 | 0.88 | 1.11 | 0.57 | 1.03 | 1.03 |
| 0.97 | 2.32 | 2.32 | 3.68 | 0.96 | 1.07 | 1.07 | 1.34 | 0.69 | 0.92 | 0.92 |
| 1.04 | 3.53 | 3.53 | 5.58 | 1.47 | 1.04 | 1.04 | 1.31 | 0.67 | 1.44 | 1.44 |
| 1.09 | 3.53 | 3.53 | 5.60 | 1.45 | 1.23 | 1.23 | 1.55 | 0.79 | 1.21 | 1.21 |
| 1.17 | 5.42 | 5.42 | 8.59 | 2.25 | 1.20 | 1.20 | 1.51 | 0.77 | 1.91 | 1.91 |
| 1.24 | 6.50 | 6.50 | 10.3 | 2.69 | 1.36 | 1.36 | 1.72 | 0.88 | 2.00 | 2.00 |
| 1.32 | 9.00 | 9.00 | 14.2 | 3.75 | 1.34 | 1.34 | 1.68 | 0.86 | 2.83 | 2.83 |
| 1.40 | 11.2 | 11.2 | 18.0 | 4.44 | 1.31 | 1.31 | 1.63 | 0.82 | 3.61 | 3.61 |
| 1.37 | 9.06 | 9.06 | 14.4 | 3.74 | 1.53 | 1.53 | 1.92 | 0.98 | 2.49 | 2.49 |
| 1.44 | 12.6 | 12.6 | 20.0 | 5.24 | 1.50 | 1.50 | 1.88 | 0.96 | 3.55 | 3.55 |
| 1.52 | 16.1 | 16.1 | 25.4 | 6.78 | 1.48 | 1.48 | 1.86 | 0.96 | 4.62 | 4.62 |
| 1.66 | 19.6 | 19.6 | 31.2 | 8.06 | 1.84 | 1.84 | 2.32 | 1.18 | 4.52 | 4.52 |
| 1.81 | 29.4 | 29.4 | 46.6 | 12.1 | 1.98 | 1.98 | 2.49 | 1.27 | 6.27 | 6.27 |
| 1.88 | 36.8 | 36.8 | 58.3 | 15.3 | 1.94 | 1.94 | 2.44 | 1.25 | 7.97 | 7.97 |
| 1.96 | 44.4 | 44.4 | 70.2 | 18.7 | 1.92 | 1.92 | 2.42 | 1.25 | 9.79 | 9.79 |
| 1.94 | 37.1 | 37.1 | 58.9 | 15.3 | 2.14 | 2.14 | 2.69 | 1.37 | 7.33 | 7.33 |
| 2.06 | 46.1 | 46.1 | 73.2 | 19.0 | 2.30 | 2.30 | 2.90 | 1.47 | 8.47 | 8.47 |
| 2.17 | 64.4 | 64.4 | 102 | 26.7 | 2.25 | 2.25 | 2.84 | 1.45 | 12.1 | 12.1 |
| 2.29 | 81.9 | 81.9 | 129 | 34.5 | 2.22 | 2.22 | 2.79 | 1.44 | 15.7 | 15.7 |
| 2.19 | 56.4 | 56.4 | 89.6 | 23.2 | 2.46 | 2.46 | 3.10 | 1.58 | 9.70 | 9.70 |
| 2.46 | 93.0 | 93.0 | 148 | 38.3 | 2.76 | 2.76 | 3.48 | 1.77 | 14.2 | 14.2 |
| 2.58 | 125 | 125 | 199 | 51.6 | 2.71 | 2.71 | 3.42 | 1.74 | 19.5 | 19.5 |
| 2.69 | 156 | 156 | 248 | 65.3 | 2.68 | 2.68 | 3.38 | 1.73 | 24.8 | 24.8 |
| 2.71 | 129 | 129 | 205 | 53.1 | 3.08 | 3.08 | 3.88 | 1.97 | 17.7 | 17.7 |
| 2.83 | 175 | 175 | 278 | 71.9 | 3.03 | 3.03 | 3.83 | 1.95 | 24.4 | 24.4 |
| 2.94 | 220 | 220 | 348 | 91.0 | 3.00 | 3.00 | 3.78 | 1.93 | 31.1 | 31.1 |
| 3.53 | 366 | 366 | 583 | 150 | 4.01 | 4.01 | 5.06 | 2.57 | 38.7 | 38.7 |
| 3.64 | 467 | 467 | 743 | 192 | 3.96 | 3.96 | 5.00 | 2.54 | 49.9 | 49.9 |
| 3.76 | 568 | 568 | 902 | 234 | 3.93 | 3.93 | 4.95 | 2.53 | 61.5 | 61.5 |
| 4.10 | 684 | 684 | 1090 | 280 | 4.62 | 4.62 | 5.83 | 2.96 | 62.8 | 62.8 |
| 4.14 | 740 | 740 | 1176 | 304 | 4.61 | 4.61 | 5.82 | 2.96 | 68.2 | 68.2 |
| 4.24 | 888 | 888 | 1410 | 365 | 4.56 | 4.56 | 5.75 | 2.92 | 82.6 | 82.6 |
| 4.40 | 1090 | 1090 | 1730 | 451 | 4.52 | 4.52 | 5.69 | 2.91 | 103 | 103 |
| 5.47 | 2180 | 2180 | 3470 | 891 | 6.14 | 6.14 | 7.75 | 3.98 | 150 | 150 |
| 5.67 | 2820 | 2820 | 4490 | 1160 | 6.09 | 6.09 | 7.68 | 3.90 | 197 | 197 |
| 5.87 | 3420 | 3420 | 5420 | 1410 | 6.04 | 6.04 | 7.61 | 3.88 | 242 | 242 |

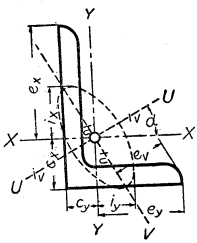
## 付 16. b. 不 等 辺 山 形 鋼

定尺は通常 8 m, 9 m, 10 m, 11 m, 12 m, そ

日　本　工　業　規　格

不　　等　　辺




慣性モーメント

$I = ai^2$

回転半径　$i = \sqrt{I/a}$

断面係数　$Z = I/e$

（$a$＝断面積）

| 寸法 mm | | | | 断面積 | 重量 | 重心の位置 cm | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $A \times B$ | $t$ | $r_1$ | $r_2$ | mm² | kg/m | $C_x$ | $C_y$ |
| *65× 50 | 5 | 6.5 | 3 | 555.2 | 4.36 | 1.99 | 1.25 |
| *65× 50 | 7 | 6.5 | 4.5 | 756.4 | 5.94 | 2.07 | 1.33 |
| *65× 50 | 9 | 6.5 | 4.5 | 954.4 | 7.49 | 2.14 | 1.40 |
| *75× 50 | 6 | 8.5 | 4 | 722.7 | 5.67 | 2.43 | 1.20 |
| *75× 50 | 10 | 8.5 | 6 | 1150 | 9.03 | 2.58 | 1.35 |
| 75× 65 | 6 | 8.5 | 6 | 812 | 6.38 | 2.19 | 1.70 |
| *75× 65 | 9 | 8.5 | 4 | 1179 | 9.26 | 2.30 | 1.81 |
| 90× 75 | 6 | 8.5 | 4 | 962.7 | 7.56 | 2.64 | 1.90 |
| 90× 75 | 9 | 8.5 | 6 | 1404 | 11.0 | 2.75 | 2.01 |
| 90× 75 | 12 | 8.5 | 6 | 1836 | 14.4 | 2.87 | 2.12 |
| 100× 75 | 7 | 10 | 5 | 1187 | 9.32 | 3.06 | 1.84 |
| 100× 75 | 10 | 10 | 7 | 1650 | 13.0 | 3.18 | 1.94 |
| 100× 75 | 13 | 10 | 7 | 2106 | 16.5 | 3.30 | 2.06 |
| 125× 75 | 7 | 10 | 5 | 1362 | 10.7 | 4.10 | 1.64 |
| 125× 75 | 10 | 10 | 7 | 1900 | 14.9 | 4.23 | 1.75 |
| 125× 75 | 13 | 10 | 7 | 2431 | 19.1 | 4.35 | 1.87 |
| 125× 90 | 7 | 10 | 5 | 1467 | 11.5 | 3.84 | 2.11 |
| 125× 90 | 10 | 10 | 7 | 2050 | 16.1 | 3.95 | 2.22 |
| 125× 90 | 13 | 10 | 7 | 2626 | 20.6 | 4.08 | 2.34 |
| 150× 90 | 9 | 12 | 6 | 2094 | 16.4 | 4.96 | 5.07 |
| 150× 90 | 12 | 12 | 8.5 | 2736 | 21.5 | 5.07 | 2.10 |
| 150× 90 | 15 | 12 | 8.5 | 3375 | 26.5 | 5.20 | 2.22 |
| 150×100 | 9 | 12 | 6 | 2184 | 17.1 | 4.77 | 2.32 |
| 150×100 | 12 | 12 | 8.5 | 2856 | 22.4 | 4.88 | 2.41 |
| 150×100 | 15 | 12 | 8.5 | 3525 | 77.7 | 5.01 | 2.53 |

の他注文による。 * 印は通常製造されていない。

JIS G 3192 より 抜 粋

山 形 鋼

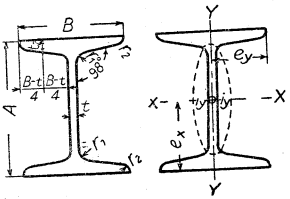
| 慣性モーメント cm⁴ | | | | 回転半径 cm | | | | tan α | 断面係数 cm³ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $J_x$ | $J_y$ | 最大 $J_u$ | 最小 $J_v$ | $i_x$ | $i_y$ | 最大 $i_u$ | 最小 $i_v$ | | $Z_x$ | $Z_y$ |
| 23.2 | 11.9 | 28.8 | 6.33 | 2.04 | 1.47 | 2.28 | 1.07 | 0.577 | 5.14 | 3.19 |
| 30.6 | 15.6 | 37.9 | 8.35 | 2.01 | 1.44 | 2.24 | 1.05 | 0.571 | 6.90 | 4.25 |
| 37.8 | 19.2 | 46.0 | 10.4 | 1.99 | 1.42 | 2.21 | 1.05 | 0.565 | 8.69 | 5.33 |
| 40.4 | 14.4 | 46.4 | 8.33 | 2.36 | 1.41 | 2.53 | 1.07 | 0.434 | 7.97 | 3.78 |
| 61.4 | 21.4 | 70.0 | 12.7 | 2.31 | 1.36 | 2.47 | 1.05 | 0.421 | 12.5 | 5.85 |
| 44.1 | 30.7 | 59.9 | 14.8 | 2.33 | 1.94 | 2.72 | 1.35 | 0.737 | 8.30 | 5.09 |
| 61.5 | 42.5 | 83.3 | 20.6 | 2.28 | 1.90 | 2.66 | 1.32 | 0.732 | 11.8 | 9.06 |
| 76.9 | 48.6 | 101 | 24.2 | 2.83 | 2.25 | 3.25 | 1.58 | 0.681 | 12.1 | 8.68 |
| 109 | 68.1 | 143 | 34.1 | 2.78 | 2.20 | 3.19 | 1.56 | 0.676 | 17.4 | 12.4 |
| 139 | 86.8 | 182 | 44.0 | 2.75 | 2.17 | 3.14 | 1.55 | 0.672 | 22.6 | 16.1 |
| 118 | 57.0 | 144 | 30.7 | 3.15 | 2.19 | 3.49 | 1.61 | 0.548 | 17.0 | 10.1 |
| 159 | 76.1 | 194 | 41.3 | 3.11 | 2.15 | 3.43 | 1.58 | 0.543 | 23.3 | 13.7 |
| 199 | 94.8 | 242 | 52.2 | 3.08 | 2.12 | 3.39 | 1.57 | 0.538 | 29.7 | 17.4 |
| 219 | 60.4 | 243 | 36.4 | 4.01 | 2.11 | 4.23 | 1.63 | 0.362 | 26.1 | 10.3 |
| 298 | 80.9 | 330 | 49.0 | 3.96 | 2.06 | 4.17 | 1.61 | 0.357 | 36.1 | 14.1 |
| 376 | 101 | 414 | 61.9 | 3.93 | 2.04 | 4.13 | 1.60 | 0.352 | 46.1 | 17.9 |
| 233 | 102 | 279 | 56.2 | 3.99 | 2.64 | 4.36 | 1.96 | 0.510 | 26.9 | 14.8 |
| 318 | 138 | 380 | 76.1 | 3.94 | 2.59 | 4.30 | 1.93 | 0.506 | 37.2 | 20.4 |
| 401 | 165 | 479 | 87.2 | 3.91 | 2.51 | 4.27 | 1.82 | 0.499 | 47.5 | 24.8 |
| 484 | 133 | 537 | 80.2 | 4.81 | 2.52 | 5.06 | 1.96 | 0.362 | 48.2 | 19.0 |
| 619 | 168 | 684 | 102 | 4.75 | 2.47 | 5.00 | 1.93 | 0.357 | 62.3 | 24.3 |
| 753 | 202 | 831 | 124 | 4.72 | 2.45 | 4.96 | 1.92 | 0.353 | 76.8 | 29.9 |
| 502 | 179 | 580 | 101 | 4.79 | 2.86 | 5.15 | 2.15 | 0.441 | 49.0 | 23.3 |
| 642 | 229 | 738 | 133 | 4.74 | 2.83 | 5.08 | 2.15 | 0.435 | 63.4 | 36.2 |
| 781 | 276 | 897 | 161 | 4.71 | 2.80 | 5.04 | 2.14 | 0.432 | 78.2 | 37.0 |

## 付 16. c. 工 形 鋼, 溝 形 鋼

定尺は通常 75×40 と 100×50 溝形鋼につの他注文による。

日 本 工 業 規 格

### I 形




慣性モーメント $I=ai^2$

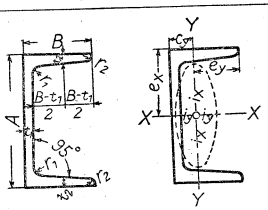
回 転 半 径 $i=\sqrt{I/a}$

断 面 係 数 $Z=I/e$

($a$=断面積)

| 寸法 mm $A \times B$ | $t_1$ | $t_2$ | $r_1$ | $r_2$ | 断面積 mm² |
|---|---|---|---|---|---|
| *100× 75 | 5 | 8 | 7 | 3.5 | 1643 |
| *125× 75 | 5.5 | 9.5 | 9 | 4.5 | 2045 |
| *150×125 | 8.5 | 14 | 13 | 6.5 | 4615 |
| *180×100 | 6 | 10 | 10 | 5 | 3006 |
| 200×100 | 7 | 10 | 10 | 5 | 3306 |
| 200×150 | 9 | 16 | 15 | 7.5 | 6416 |
| 250×125 | 7.5 | 12.5 | 12 | 6 | 4879 |
| 250×125 | 10 | 19 | 21 | 10.5 | 7073 |
| 300×150 | 8 | 13 | 12 | 6 | 6158 |
| 300×150 | 10 | 18.5 | 19 | 9.5 | 8346 |
| 300×150 | 11.5 | 22 | 23 | 11.5 | 9788 |
| 350×150 | 9 | 15 | 13 | 6.5 | 7458 |
| 350×150 | 12 | 24 | 25 | 12.5 | 11110 |
| *400×150 | 10 | 18 | 17 | 8.5 | 9173 |
| *400×150 | 12.5 | 25 | 27 | 13.5 | 12210 |
| 450×175 | 11 | 20 | 19 | 9.5 | 11680 |
| 450×175 | 13 | 26 | 27 | 13.5 | 14610 |
| *500×190 | 11.5 | 23 | 22 | 11 | 14180 |
| 600×190 | 13 | 25 | 25 | 12.5 | 16940 |
| *600×190 | 16 | 35 | 38 | 19 | 22450 |

### 溝 形




慣性モーメント $I=ai^2$

回 転 半 径 $i=\sqrt{I/a}$

断 面 係 数 $Z=I/e$

(=$a$ 断面積)

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 75× 40 | 5 | 7 | 8 | 4 | 881.8 |
| 100× 50 | 5 | 7.5 | 8 | 4 | 1192 |
| 125× 65 | 6 | 8 | 8 | 4 | 1711 |
| 150× 75 | 6.5 | 10 | 10 | 5 | 2371 |
| 150× 75 | 9 | 12.5 | 15 | 7.5 | 3059 |
| 180× 75 | 7 | 10.5 | 11 | 5.5 | 2720 |
| *200× 70 | 7 | 10 | 11 | 5.5 | 2692 |
| 200× 80 | 7.5 | 11 | 12 | 6 | 3133 |
| 200× 90 | 8 | 13.5 | 14 | 7 | 3865 |
| 230× 90 | 8.5 | 13.5 | 15 | 7.5 | 4214 |
| 250× 90 | 9 | 13 | 14 | 7 | 4407 |
| 250× 90 | 11 | 14.5 | 17 | 8.5 | 5117 |
| 300× 90 | 9 | 13 | 14 | 7 | 4857 |
| 300× 90 | 10 | 15.5 | 19 | 9.5 | 5574 |
| 300× 90 | 12 | 18 | 14 | 7 | 5679 |
| 380×100 | 10.5 | 16 | 18 | 9 | 6939 |
| 380×100 | 13 | 20 | 24 | 12 | 8571 |

いては 3.5 m, 4.5 m, 5.5 m, 6.0 m その他すべて 8 m, 9 m, 10 m, 11 m, 12 m。なお，こ

* 印は通常製造されていない。

JIS G 3192 より 抜粋

鋼

| 重量 | 重心の位置 cm | | 慣性モーメント $cm^4$ | | 回転半径 cm | | 断面係数 $cm^3$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| kg/m | $C_x$ | $C_y$ | $J_x$ | $J_y$ | $i_x$ | $i_y$ | $Z_x$ | $Z_y$ |
| 12.9 | 0 | 0 | 283 | 48.3 | 4.15 | 1.72 | 56.5 | 12.9 |
| 16.1 | 0 | 0 | 540 | 59.0 | 5.14 | 1.70 | 86.4 | 15.7 |
| 36.2 | 0 | 0 | 1780 | 359 | 6.21 | 2.92 | 237 | 63.1 |
| 23.6 | 0 | 0 | 1670 | 141 | 7.46 | 2.17 | 186 | 28.2 |
| 26.0 | 0 | 0 | 2180 | 142 | 8.11 | 2.07 | 218 | 28.4 |
| 50.4 | 0 | 0 | 4490 | 771 | 8.37 | 3.47 | 449 | 103 |
| 38.3 | 0 | 0 | 5190 | 345 | 10.3 | 2.66 | 415 | 55.2 |
| 55.5 | 0 | 0 | 7340 | 560 | 10.2 | 2.81 | 587 | 89.6 |
| 48.3 | 0 | 0 | 9500 | 600 | 12.4 | 3.12 | 633 | 80.8 |
| 65.5 | 0 | 0 | 12730 | 886 | 12.4 | 3.26 | 849 | 118 |
| 76.8 | 0 | 0 | 14700 | 1120 | 12.3 | 3.38 | 981 | 149 |
| 58.5 | 0 | 0 | 15200 | 715 | 14.3 | 3.10 | 871 | 95.4 |
| 87.2 | 0 | 0 | 22500 | 1230 | 14.2 | 3.33 | 1280 | 164 |
| 72.0 | 0 | 0 | 24000 | 887 | 16.2 | 3.11 | 1200 | 118 |
| 95.8 | 0 | 0 | 31700 | 1290 | 16.1 | 3.25 | 1580 | 172 |
| 91.7 | 0 | 0 | 39200 | 1550 | 18.3 | 3.64 | 1740 | 177 |
| 115 | 0 | 0 | 48800 | 2100 | 18.3 | 3.79 | 2170 | 240 |
| 111 | 0 | 0 | 59600 | 2300 | 20.5 | 4.03 | 2380 | 242 |
| 133 | 0 | 0 | 98200 | 2540 | 24.1 | 3.87 | 3270 | 267 |
| 176 | 0 | 0 | 130000 | 3700 | 24.0 | 4.06 | 4330 | 390 |

鋼

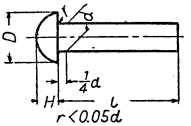
| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.92 | 0 | 1.27 | 75.9 | 12.4 | 2.93 | 1.19 | 20.2 | 4.54 |
| 9.36 | 0 | 1.55 | 189 | 26.9 | 3.98 | 1.50 | 37.8 | 7.82 |
| 13.4 | 0 | 1.94 | 425 | 65.5 | 4.99 | 1.96 | 68.0 | 14.4 |
| 18.6 | 0 | 2.31 | 864 | 122 | 6.04 | 2.27 | 115 | 23.6 |
| 24.0 | 0 | 2.31 | 1050 | 147 | 5.86 | 2.19 | 140 | 28.3 |
| 21.4 | 0 | 2.15 | 1880 | 137 | 7.13 | 2.24 | 154 | 25.5 |
| 21.1 | 0 | 1.85 | 1620 | 113 | 7.77 | 2.04 | 162 | 21.8 |
| 24.6 | 0 | 2.24 | 1950 | 177 | 7.89 | 2.38 | 195 | 30.8 |
| 30.3 | 0 | 2.77 | 2490 | 286 | 8.03 | 2.72 | 249 | 45.9 |
| 33.1 | 0 | 2.58 | 3490 | 303 | 9.10 | 2.68 | 304 | 47.3 |
| 34.6 | 0 | 2.42 | 4180 | 306 | 9.74 | 2.64 | 335 | 46.5 |
| 40.2 | 0 | 2.39 | 4690 | 342 | 9.57 | 2.58 | 375 | 51.7 |
| 38.1 | 0 | 2.23 | 6440 | 325 | 11.5 | 2.59 | 429 | 48.0 |
| 43.8 | 0 | 2.43 | 7400 | 373 | 11.5 | 2.59 | 494 | 56.0 |
| 44.6 | 0 | 2.41 | 8484 | 413 | 11.4 | 2.52 | 562 | 62.7 |
| 54.5 | 0 | 2.41 | 14500 | 557 | 14.5 | 2.83 | 762 | 73.3 |
| 67.3 | 0 | 2.50 | 17600 | 671 | 14.3 | 2.80 | 924 | 89.5 |

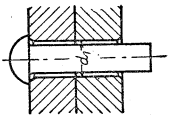
# 付 17. リベット規格

## a. 丸リベット (10～40 mm)

JIS B 1206 (1952)

1. 適用範囲 略
2. 形状・寸法




単位 mm

| 呼び径 $d$ | | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 | 28 | 32 | 36 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $d$ の寸法差 | 上 | +0.5 | +0.5 | +0.5 | +0.8 | +0.8 | +0.8 | +0.8 | +1 | +1 | +1 |
| | 下 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $D$ | | 16 | 21 | 26 | 30 | 35 | 40 | 45 | 51 | 58 | 64 |
| $H$ | | 7 | 9 | 11 | 13.5 | 15.5 | 17.5 | 19.5 | 22.5 | 25 | 28 |
| リベット穴の径 $d_1$(参考) | | 11 | 14 | 17 | 20.5 | 23.5 | 26.5 | 29.5 | 34 | 38 | 42 |
| 10 | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | 38 | | | | |
| 14 | | 14 | | | | | 38 | 38 | | | |
| 16 | | 16 | | | | | 40 | 40 | | | |
| 18 | | 18 | 18 | | | | 42 | 42 | | | |
| 20 | | 20 | 20 | | | | 45 | 45 | 45 | | |
| 22 | | 22 | 22 | 22 | | | 48 | 48 | 48 | | |
| 24 | | 24 | 24 | 24 | | | 50 | 50 | 50 | 50 | |
| 26 | | 26 | 26 | 26 | 26 | | 52 | 52 | 52 | 52 | |
| 28 | | 28 | 28 | 28 | 28 | 28 | 55 | 55 | 55 | 55 | |
| 30 | | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 58 | 58 | 58 | 58 | |
| 32 | | 32 | 32 | 32 | 32 | 32 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 |
| 34 | | 34 | 34 | 34 | 34 | 34 | 62 | 62 | 62 | 62 | 62 |
| 36 | | 36 | 36 | 36 | 36 | 36 | 65 | 65 | 65 | 65 | 65 |
| 38 | | 38 | 38 | 38 | 38 | 38 | 68 | 68 | 68 | 68 | 68 |
| 40 | | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 70 | 70 | 70 | 70 | 70 |
| 42 | | 42 | 42 | 42 | 42 | 42 | 72 | 72 | 72 | 72 | 72 |
| 45 | | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 75 | 75 | 75 | 75 | 75 |
| 48 | | 48 | 48 | 48 | 48 | 48 | 80 | 80 | 80 | 80 | 80 |
| 50 | | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 |
| | | 52 | 52 | 52 | 52 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 |
| | | 55 | 55 | 55 | 55 | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 |
| | | 58 | 58 | 58 | 58 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| | | 60 | 60 | 60 | 60 | 105 | 105 | 105 | 105 | 105 | 105 |
| | | 62 | 62 | 62 | 62 | 62 | 110 | 110 | 111 | 111 | 111 |
| | | 65 | 65 | 65 | 65 | 65 | 115 | 115 | 115 | 115 | 115 |
| | | | 68 | 68 | 68 | 68 | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| | | | 70 | 70 | 70 | 70 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 |
| | | | | 72 | 72 | 72 | 130 | 130 | 130 | 130 | 130 |
| | | | | 75 | 75 | 75 | | 135 | 135 | 135 | 135 |
| | | | | 80 | 80 | 80 | | 140 | 140 | 140 | 140 |
| | | | | | 85 | 85 | | | 145 | 145 | 145 |
| | | | | | 90 | 90 | | | 150 | 150 | 150 |
| | | | | | 95 | 95 | | | 155 | 155 | 155 |
| | | | | | 100 | 100 | | | 160 | 160 | 160 |
| | | | | | | 105 | | | | 165 | 165 |
| | | | | | | 110 | | | | 170 | 170 |
| | | | | | | 115 | | | | 175 | 175 |
| | | | | | | 120 | | | | 180 | 180 |
| | | | | | | | | | | | 185 |
| | | | | | | | | | | | 190 |

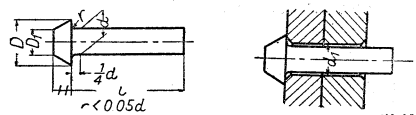
3. 材質　リベットの材質は JES 金属 **3104** リベット用圧延鋼材による。
4. 検査　リベットの検査は別に定める。
5. 呼び方　リベットの呼び方は 名称・$d \times l$ および材種とする。

例　丸リベット・20×60・SV 34

## b. 平リベット (10～40 mm)

JIS B 1208 (1952)

1. 適用範囲 略
2. 形状・寸法




単位 mm

| 呼び径 $d$ | | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 | 28 | 32 | 36 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $d$ の寸法差 | 上 | +1.5 | +0.5 | +0.5 | +0.8 | +0.8 | +0.8 | +0.8 | +1 | +1 | +1 |
| | 下 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $D$ | | 16 | 21 | 26 | 30 | 35 | 40 | 45 | 51 | 58 | 64 |
| $D_1$ | | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 | 28 | 32 | 36 | 40 |
| $H$ | | 7 | 9 | 11 | 13.5 | 15.5 | 17.5 | 19.5 | 22.5 | 25 | 28 |
| リベット穴の径 $d_1$(参考) | | 11 | 14 | 17 | 20.5 | 23.5 | 26.5 | 29.5 | 34 | 38 | 42 |
| 10 | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | 36 | | | | |
| 14 | | 14 | | | | | 38 | 38 | | | |
| 16 | | 16 | | | | | 40 | 40 | | | |
| 18 | | 18 | 18 | | | | 42 | 42 | | | |
| 20 | | 20 | 20 | | | | 45 | 45 | 45 | | |
| 22 | | 22 | 22 | 22 | | | 48 | 48 | 48 | | |
| 24 | | 24 | 24 | 24 | | | 50 | 50 | 50 | 50 | |
| 26 | | 26 | 26 | 26 | 26 | | 52 | 52 | 52 | 52 | |
| 28 | | 28 | 28 | 28 | 28 | 28 | 55 | 55 | 55 | 55 | |
| 30 | | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 58 | 58 | 58 | 58 | |
| 32 | | 32 | 32 | 32 | 32 | 32 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 |
| 34 | | 34 | 34 | 34 | 34 | 34 | 62 | 62 | 62 | 62 | 62 |
| 36 | | 36 | 36 | 36 | 36 | 36 | 65 | 65 | 65 | 65 | 65 |
| 38 | | 38 | 38 | 38 | 38 | 38 | 68 | 68 | 68 | 68 | 68 |
| 40 | | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 70 | 70 | 70 | 70 | 70 |
| 42 | | 42 | 42 | 42 | 42 | 42 | 72 | 72 | 72 | 72 | 72 |
| 45 | | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 75 | 75 | 75 | 75 | 75 |
| 48 | | 48 | 48 | 48 | 48 | 48 | 80 | 80 | 80 | 80 | 80 |
| 50 | | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 |
| | | 52 | 52 | 52 | 52 | 52 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 |
| | | 55 | 55 | 55 | 55 | 55 | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 |
| | | 58 | 58 | 58 | 58 | 58 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| | | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 105 | 105 | 105 | 105 | 105 |
| | | 62 | 62 | 62 | 62 | 62 | 110 | 110 | 110 | 110 | 110 |
| | | 65 | 65 | 65 | 65 | 65 | 115 | 115 | 115 | 115 | 115 |
| | | | | 68 | 68 | 68 | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| | | | | 70 | 70 | 70 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 |
| | | | | 72 | 72 | 72 | 130 | 130 | 130 | 130 | 130 |
| | | | | 75 | 75 | 75 | | 135 | 135 | 135 | 135 |
| | | | | 80 | 80 | 80 | | 140 | 140 | 140 | 140 |
| | | | | | 85 | 85 | | | 145 | 145 | 145 |
| | | | | | 90 | 90 | | | 150 | 150 | 150 |
| | | | | | 95 | 95 | | | 150 | 155 | 155 |
| | | | | | 100 | 100 | | | 160 | 160 | 160 |
| | | | | | | 105 | | | | 165 | 165 |
| | | | | | | 110 | | | | 170 | 170 |
| | | | | | | 115 | | | | 175 | 175 |
| | | | | | | 120 | | | | 180 | 180 |
| | | | | | | | | | | | 185 |
| | | | | | | | | | | | 190 |

3. 材質 リベットの材質は JES 金属 **3104** リベット用圧延鋼材による。
4. 検査 リベットの検査は別に定める。
5. 呼び方 リベットの呼び方は 名称・$d \times l$ および材種とする。

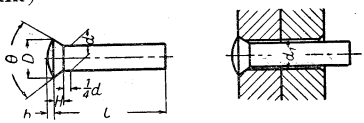
例 平リベット・22×60・SV 34

## c. 丸サラリベット (10～40 mm)

JIS g 1209 (1952)

**1.** 適用範囲 略

**2.** 形状・寸法




単位 mm

| 呼び径 $d$ | | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 | 28 | 32 | 36 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $d$ の寸法差 | 上 | +0.5 | +0.5 | +0.5 | +0.8 | +0.8 | +0.8 | +0.8 | +1 | +1 | +1 |
| | 下 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $D$ | | 15.5 | 21 | 25 | 30 | 35 | 39.5 | 39.5 | 45 | 51 | 57 |
| $H$ | | 3.5 | 5 | 8 | 9.5 | 11 | 12.5 | 14 | 16 | 18 | 20 |
| $h$ | | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 | 4 | 4 | 5 | 5.5 | 6 |
| $\theta$ (約) | | 75° | 75° | 60° | 60° | 60° | 60° | 45° | 45° | 45° | 45° |
| リベット穴の径 $d_1$(参考) | | 11 | 14 | 17 | 20.5 | 23.5 | 26.5 | 29.5 | 34 | 38 | 42 |
| 10 | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | 36 | | | | |
| 14 | | | 14 | | | | 38 | 38 | | | |
| 16 | | | 16 | | | | 40 | 40 | | | |
| 18 | | 18 | 18 | 18 | | | 45 | 45 | 45 | | |
| 20 | | 20 | 20 | 20 | | | 48 | 48 | 48 | | |
| 22 | | 22 | 22 | 22 | 22 | | 50 | 50 | 50 | 50 | |
| 24 | | 24 | 24 | 24 | 24 | | 52 | 52 | 52 | 52 | |
| 26 | | 26 | 26 | 26 | 26 | | 55 | 55 | 55 | 55 | |
| 28 | | 28 | 28 | 28 | 28 | 28 | 58 | 58 | 58 | 58 | |
| 30 | | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 |
| 32 | | 32 | 32 | 32 | 32 | 32 | 62 | 62 | 62 | 62 | 62 |
| 34 | | 34 | 34 | 34 | 34 | 34 | 65 | 65 | 65 | 65 | 65 |
| 36 | | 36 | 36 | 36 | 36 | 36 | 68 | 68 | 68 | 68 | 68 |
| 38 | | 38 | 38 | 38 | 38 | 38 | 70 | 70 | 70 | 70 | 70 |
| 40 | | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 72 | 72 | 72 | 72 | 72 |
| 45 | | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 75 | 75 | 75 | 75 | 75 |
| 48 | | 48 | 48 | 48 | 48 | 48 | 80 | 80 | 80 | 80 | 80 |
| 50 | | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 |
| | | 52 | 52 | 52 | 52 | 52 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 |
| | | 55 | 55 | 55 | 55 | 55 | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 |
| | | 58 | 58 | 58 | 58 | 58 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| | | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | 105 | 105 | 105 | 105 | 105 |
| | | 62 | 62 | 62 | 62 | 62 | 110 | 110 | 110 | 110 | 110 |
| | | 65 | 65 | 65 | 65 | 65 | 115 | 115 | 115 | 115 | 115 |
| | | | 68 | 68 | 68 | 68 | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| | | | 70 | 70 | 70 | 70 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 |
| | | | 72 | 72 | 72 | 72 | 130 | 130 | 130 | 130 | 130 |
| | | | | 75 | 75 | 75 | | 135 | 135 | 135 | 135 |
| | | | | 80 | 80 | 80 | | 140 | 140 | 140 | 140 |
| | | | | | 85 | 85 | | | 145 | 145 | 145 |
| | | | | | 90 | 90 | | | 150 | 150 | 150 |
| | | | | | 95 | 95 | | | 155 | 155 | 155 |
| | | | | | 100 | 100 | | | 160 | 160 | 160 |
| | | | | | | 105 | | | | 165 | 165 |
| | | | | | | 110 | | | | 170 | 170 |
| | | | | | | 115 | | | | 175 | 175 |
| | | | | | | 120 | | | | 180 | 180 |
| | | | | | | | | | | | 185 |
| | | | | | | | | | | | 190 |

**3.** 材質　リベットの材質は JES 金属 **3104** リベット用圧延鋼材による。

**4.** 検査　リベットの検査は別に定める。

**5.** 呼び方　リベットの呼び方は 名称・$d \times l$ および材種とする。

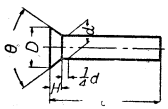
例　丸サラリベット・22×60・SV 34

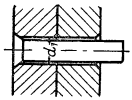
## d. サラリベット (10～40 mm)

JIS B 1207 (1952)

**1.** 適用範囲 略

**2.** 形状・寸法



単位 mm

| 呼び径 $d$ | | 10 | 13 | 16 | 19 | 22 | 25 | 28 | 32 | 36 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $d$ の寸法差 | 上 | +0.5 | +0.5 | +0.5 | +0.8 | +0.8 | +0.8 | +0.8 | +1 | +1 | +1 |
| | 下 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $D$ | | 15.5 | 21 | 25 | 30 | 35 | 39.5 | 39.5 | 45 | 51 | 57 |
| $H$ | | 3.5 | 5 | 8 | 9.5 | 11 | 12.5 | 14 | 16 | 18 | 20 |
| $\theta$ (約) | | 75° | 75° | 65° | 60° | 60° | 60° | 45° | 45° | 45° | 45° |
| リベット穴の径 $d_1$ (参考) | | 11 | 14 | 17 | 20.5 | 23.5 | 26.5 | 29.5 | 34 | 38 | 42 |
| | | 14 | | | | | | | | | |
| | | 16 | | | | | | | | | |
| | | 18 | 18 | | | | 34 | | | | |
| | | 20 | 20 | | | | 36 | | | | |
| | | 22 | 22 | 22 | | | 38 | 38 | | | |
| | | 24 | 24 | 24 | | | 40 | 40 | | | |
| | | 26 | 26 | 26 | 26 | | 42 | 42 | 52 | | |
| | | 28 | 28 | 28 | 28 | | 45 | 45 | 45 | | |
| | | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 48 | 48 | 48 | 48 | |
| | | 32 | 32 | 32 | 32 | 32 | 50 | 50 | 50 | 50 | |
| | | 34 | 34 | 34 | 34 | 34 | 52 | 52 | 52 | 52 | |
| | | 36 | 36 | 36 | 36 | 36 | 55 | 55 | 45 | 45 | 55 |
| | | 38 | 38 | 38 | 38 | 38 | 58 | 58 | 48 | 48 | 58 |
| | | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 60 | 60 | 50 | 50 | 60 |
| | | 42 | 42 | 42 | 42 | 42 | 62 | 62 | 62 | 62 | 62 |
| | | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 | 65 | 65 | 65 | 65 | 65 |
| | | 48 | 48 | 48 | 48 | 48 | 68 | 68 | 68 | 68 | 68 |
| | | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 70 | 70 | 70 | 70 | 70 |
| | | | 52 | 52 | 52 | 52 | 72 | 72 | 72 | 72 | 72 |
| | | | 55 | 55 | 55 | 55 | 75 | 75 | 75 | 75 | 75 |
| | | | 58 | 58 | 58 | 58 | 80 | 80 | 80 | 80 | 80 |
| | | | 60 | 60 | 60 | 60 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 |
| | | | 62 | 62 | 62 | 62 | 90 | 90 | 90 | 90 | 90 |
| | | | 65 | 65 | 65 | 65 | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 |
| | | | | 68 | 68 | 68 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| | | | | 70 | 70 | 70 | 105 | 105 | 105 | 105 | 105 |
| | | | | 72 | 72 | 72 | 110 | 110 | 110 | 130 | 110 |
| | | | | 75 | 75 | 75 | 115 | 115 | 115 | 135 | 115 |
| | | | | 80 | 80 | 80 | 120 | 120 | 120 | 140 | 120 |
| | | | | | 85 | 85 | 125 | 125 | 125 | 145 | 155 |
| | | | | | 90 | 90 | 130 | 130 | 130 | 130 | 130 |
| | | | | | 95 | 95 | | 135 | 135 | 135 | 135 |
| | | | | | 100 | 100 | | 140 | 140 | 140 | 140 |
| | | | | | | 105 | | | 145 | 145 | 145 |
| | | | | | | 110 | | | 150 | 150 | 150 |
| | | | | | | 115 | | | 155 | 155 | 155 |
| | | | | | | 120 | | | 160 | 160 | 160 |
| | | | | | | | | | | 165 | 165 |
| | | | | | | | | | | 170 | 170 |
| | | | | | | | | | | 175 | 175 |
| | | | | | | | | | | 180 | 180 |
| | | | | | | | | | | | 185 |
| | | | | | | | | | | | 190 |

**3.** 材質 リベットの材質は JES 金属 **3104** リベット用圧延鋼材による。

**4.** 検査 リベットの検査は別に定める。

**5.** 呼び方 リベットの呼び方は 名称・$d \times l$ および材種とする。

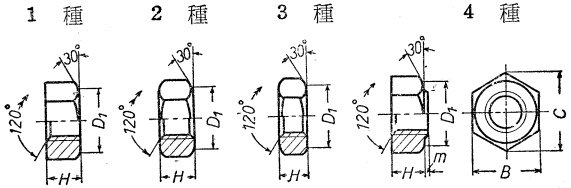
例 サラリベット・$22 \times 60$・SV 34

# 付 18. 六角ナット　JIS B 1153

（ウイットネジ）

**1. 適　用**　この規格は六角ナット（以下ナットと呼ぶ）に適用する。

**2. 形状・寸法**　ナットの形状および寸法はつぎのとおりとする。




**3. 寸法差**　各部の寸法差は JIS B 1122 ボルト・ナット検査に示してある。

**4. 検　査**　ナットの検査は JIS B 1122 ボルト・ナット検査による。

**5. 等　級**　ナットの等級は JIS B 1122 ボルト・ナット検査に示す寸法精度と仕上程度による上・中および黒の3段階と，JIS B 0201（インチ並目ネジの寸法差および公差）のウィット並目ネジの寸法差および公差による2級・3級および4級のネジの精度とにより区別する。

**6. 呼ビ方**　ナットの呼ビ方は名称，種別，等級，ネジの種類を表わす記号(1)，呼ビ径・（指定事項）・材質とする。

例　六角ナット　1種　中3級　W 1（穴面取りなし）SS 41
　　六角ナット　2種　上2級　W 1 S 25 C
　　六角ナット　4種　黒4級　W 1（穴面取り）SS 41

注(1) 臨 JES 第 443 号　刻印によるネジの表示方法の規定による記号をいう。

単位　mm

| 呼ビ径 インチ | オネジの外径 $d$ | 山数 $n$ | $H$ | $H_1$ | m（約） | $B$ | $C$ | $D_1$（約） | $K$（約） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3/8 | 9.53 | 16 | 8 | 6 | 0.6 | 17 | 19.6 | 16.5 | 0.8 |
| (7/16) | 11.11 | 14 | 9 | 6 | 0.7 | 19 | 21.9 | 18 | 0.8 |
| 1/2 | 12.7 | 12 | 10 | 7 | 0.8 | 21 | 24.2 | 20 | 1 |
| 5/8 | 15.88 | 11 | 13 | 10 | 1 | 26 | 30 | 25 | 1 |
| 3/4 | 19.05 | 10 | 16 | 12 | 1.2 | 32 | 37 | 31 | 1.3 |
| 7/8 | 22.23 | 9 | 18 | 13 | 1.5 | 35 | 40.4 | 33 | 1.5 |

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 25.4 | 8 | 20 | 16 | 1.5 | 41 | 47.3 | 39 | 1.5 |
| 1 1/8 | 28.58 | 7 | 22 | 18 | 2 | 46 | 53.1 | 44 | 1.3 |
| 1 1/4 | 31.75 | 7 | 25 | 20 | 2 | 50 | 57.7 | 48 | 1.8 |
| 1 3/8 | 34.93 | 6 | 28 | 21 | 2 | 54 | 62.4 | 52 | 2 |
| 1 1/2 | 38.1 | 6 | 30 | 23 | 2.5 | 58 | 67 | 55 | 2 |
| (1 5/8) | 41.28 | 5 | 32 | 25 | 2.5 | 63 | 72.7 | 60 | 2.3 |
| 1 3/4 | 44.45 | 5 | 35 | 27 | 2.5 | 67 | 77.4 | 64 | 2.3 |
| (1 7/8) | 47.63 | 4 1/2 | 38 | 29 | 3 | 71 | 82 | 68 | 2.5 |
| 2 | 50.8 | 4 1/2 | 40 | 31 | 3 | 77 | 88.9 | 74 | 2.5 |
| 2 1/4 | 57.15 | 4 | 45 | 34 | — | 85 | 98 | 82 | 3 |
| 2 1/2 | 63.5 | 4 | 50 | 38 | — | 95 | 110 | 92 | 3 |
| (2 3/4) | 69.85 | 3 1/2 | 55 | 42 | — | 105 | 121 | 102 | 3.5 |
| 3 | 76.2 | 3 1/2 | 62 | 46 | — | 110 | 127 | 107 | 3.5 |
| (3 1/4) | 82.9 | 3 1/2 | 68 | 50 | — | 120 | 139 | 116 | 4 |
| 3 1/2 | 88.9 | 3 1/2 | 72 | 53 | — | 130 | 150 | 126 | 4 |
| (3 3/4) | 95.25 | 3 | 78 | 60 | — | 135 | 156 | 131 | 4 |
| 4 | 101.6 | 3 | 82 | 61 | — | 145 | 167 | 141 | 4 |
| (4 1/4) | 107.95 | 2 7/8 | 88 | 65 | — | 155 | 179 | 151 | 4.5 |
| 4 1/2 | 114.3 | 2 7/8 | 92 | 69 | — | 165 | 191 | 161 | 4.5 |
| (4 3/4) | 120.65 | 2 3/4 | 98 | 72 | — | 175 | 202 | 171 | 4.5 |
| 5 | 127 | 2 3/4 | 100 | 76 | — | 180 | 208 | 176 | 4.5 |

備　考　1. ネジは JIS B 0206（インチ並目ネジ）のウイット並目ネジによる。

2. 表中の $n$ は 25.4 mm についてのネジの山数を示す。

3. 表中でカッコのある寸法のものはなるべく使用しないものとする。

4. とくに必要とする場合には高サ $H$ は呼ビ径に等しい寸法をとることができる。また高サ $H_1$ は呼ビ径の約 $^2/_5$ の寸法をとることができる。

5. 止メナットには3種を使用するのが普通である。

6. 冷間または加熱打抜ナットは4種を使用することがある。

7. 穴面取りを行うものは一般にネジの精度3級以上で4級のものは省略してさしつかえない。ただしこれ以外の場合は指定による。

8. ネジ部にメッキをする場合には，メッキ後のネジ精度が規格の公差内になければならない。

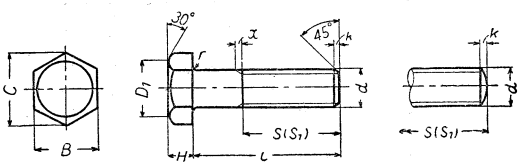
9. 特に指定のない場合はネジの精度3および4級のものに限りジネ山の頂に黒皮が残つてもさしつかえない。

## 付 19. 六 角 ボ ル ト　　JIS B 1154

**1. 適用**　この規格は六角ボルト（以下ボルトと呼ぶ）に適用する。

**2. 形状・寸法**　ボルトの形状および寸法はつぎのとおりとする。

A —　　B —




**3. 寸法差**　各部の寸法差はJIS B 1122 ボルト・ナット検査に示してある。

**4. 検　査**　ボルトの検査はJIS B 1122 ボルト・ナット検査による。

**5. 等　級**　ボルトの等級は JIS B 1122 ボルト・ナット検査に示す寸法精度と仕上程度による上・中および黒の3段階と JIS B 0210（インチ並目ネジの寸法差および公差）のウイット並目ネジの寸法差および公差による2級・3級および4級のネジの精度とにより区別する。

**6. 呼ビ方**　ボルトの呼ビ方は名称・等級・ネジの種類を表わす記号(1)，呼ビ径×$l$（指定事項）・材質とする。

例　六角ボルト　上2級 W 5/8×90（A形）S 25 CD

六角ボルト　中3級 W 1×150（B形 $S_1$）SS 41

注 (1) 臨 JES 第 443 号　刻印によるネジの表示方法の規定による記号をいう。

単位　mm

| 呼ビ径 インチ | 3/8 | (7/16) | 1/2 | 5/8 | 3/4 | 7/8 | 1 | 1 1/8 | 1 1/4 | 1 3/8 | 1 1/2 | (1 5/8) | 1 3/4 | (1 7/8) | 2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $d$ | 9.53 | 11.11 | 12.7 | 15.88 | 19.05 | 22.23 | 25.4 | 28.58 | 31.75 | 34.93 | 38.1 | 41.28 | 44.45 | 47.63 | 50.8 |
| 山数 $n$ | 16 | 14 | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 | 7 | 6 | 6 | 5 | 5 | 4 1/2 | 4 1/2 |
| S | 20 | 22 | 22 | 28 | 32 | 35 | 38 | 42 | 48 | 52 | 58 | 62 | 68 | 72 | 75 |
| $S_1$ | 25 | 28 | 32 | 40 | 48 | 52 | 55 | 62 | 70 | 78 | 85 | 90 | 98 | 105 | 110 |
| k（約） | 1.5 | 1.5 | 2 | 2 | 2.5 | 3 | 3 | 3.5 | 3.5 | 4 | 4 | 4.5 | 4.5 | 5 | 5 |
| r（最大） | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 1 | 1 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2.5 |
| H | 6 | 8 | 9 | 11 | 13 | 15 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 | 32 | 34 | 36 |
| B | 17 | 19 | 21 | 26 | 32 | 35 | 46 | 45 | 50 | 54 | 58 | 63 | 67 | 71 | 77 |
| C | 19.6 | 21.9 | 24.2 | 30 | 37 | 40.4 | 47.3 | 53.1 | 57.7 | 62.4 | 67 | 72.7 | 77.4 | 82 | 88.9 |

| $D_1$ | 165 | 18 | 20 | 25 | 37 | 33 | 39 | 44 | 48 | 52 | 55 | 60 | 64 | 68 | 74 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 14<br>16<br>18 | 16<br>18 | 18 | | | | | | | | | | | | |
| | 20<br>22<br>25 | 20<br>22<br>25 | 20<br>22<br>25 | 25 | | | | | | | | | | | |
| | 28<br>30<br>32 | 28<br>30<br>32 | 28<br>30<br>32 | 28<br>30<br>32 | 30<br>32 | | | | | | | | | | |
| | 35<br>38<br>40 | 35<br>38<br>40 | 35<br>38<br>40 | 35<br>38<br>40 | 35<br>38<br>40 | 40 | | | | | | | | | |
| | 42<br>45<br>48 | 42<br>45<br>48 | 42<br>45<br>48 | 42<br>45<br>48 | 42<br>45<br>48 | 42<br>45<br>48 | | | | | | | | | |
| | 50<br>55<br>60 | 50<br>55<br>60 | 50<br>55<br>60 | 50<br>55<br>60 | 50<br>55<br>60 | 50<br>55<br>60 | 50<br>55<br>60 | 55<br>60 | 60 | | | | | | |
| | 65<br>70<br>75 | 65<br>70<br>75 | 65<br>70<br>75 | 65<br>70<br>75 | 65<br>70<br>75 | 65<br>70<br>75 | 65<br>70<br>75 | 65<br>70<br>75 | 65<br>70<br>75 | 70<br>75 | 75 | | | | |
| | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 80<br>85<br>90 | 85<br>90 | 90 | | |
| | 95<br>100 | 95<br>100 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 | 95<br>100<br>110 |
| | | | 120<br>130 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 | 120<br>130<br>140 |
| | | | | 150 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 | 150<br>160<br>170 |
| | | | | | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 | 180<br>190<br>200 |
| | | | | | | | 210<br>220<br>230 | 210<br>220<br>230 | 210<br>220<br>230 | 210<br>220<br>230 | 210<br>220<br>230 | 210<br>220<br>230 | 210<br>220<br>230 | 210<br>220<br>230 | 210<br>220<br>230 |
| | | | | | | | 240<br>250 | 240<br>250 | 240<br>250 | 240<br>250 | 240<br>250 | 240<br>250 | 240<br>250 | 240<br>250 | 240<br>250 |

備 考 1. ネジは JIS B 0206 (インチ並目ネジ) のウイット並目ネジによる。

2. 表中の $n$ は 25.4 mm についてのネジの山数を示す。

3. 表中でカッコのある寸法のものはなるべく使用しないものとする。

4. $x$ は不完全ネジ部の長サで2山を標準とする。

5. $s(s_1)$ は有効ネジ部の長サの標準であつて，$l \leqq s(s_1)+x$ の場合には首下までネジを加工するものとする。この場合首下から $s(s_1)$ までの距離は $x$ を含める3山を標準とする。ただし $s_1$ は指定された場合のみ用いるものとする。なお表中の $s$ 以外の寸法を必要とする場合は指定するものとする。

6. 転造ネジでは協議によつてネジのない部分の径をほぼ有効径に近いものとすることもできる。

7. ネジ先端についてはA形かB形かを指定するものとする。指定のない場合はいずれでもよい。

8. $l$ は特別な場合に限りこれ以外の寸法をとることができる。

9. ネジ部にメッキをする場合には，メッキ後のネジ精度が規格の公差内になければならない。
10. 特に指定のない場合は，ネジ精度3および4級のものに限り，ネジ山の頂に黒皮が残ってもさしつかえない。
11. 首下には必ず丸味をつけるものとし，表中 $r$ はその最大値を示すものである。

# 付 20. 軟鋼用被覆アーク溶接棒 JIS G 3524 (1953)

## 1. 総 則

**1. 1** この規格は溶接しやすい炭素鋼および低合金鋼の溶接に使用される薄被覆および厚被覆の金属アーク溶接棒（以下溶接棒という）で，心線の直径（以下棒径が 3.2～8 mm のものについて規定する。

**1. 2** 溶接棒の種類は溶着金属の引張強サ，被覆剤の系統，溶接姿勢および電流の種類により表1のように分類する。溶接棒はこの中の1つの種類だけに適合するものとする。ただし5，8および9の規定における深とけ込みの型曲ゲ試験およびスミ肉試験にも合格するならば，種類記号に後置文字Pを付記することができる。

表 1

| 溶接棒の種類 | 被覆剤の系統 | 溶接姿勢 | 使用電流の種類 |
|---|---|---|---|
| D 3500 | 規定しない | F, V, OH, H | 規定しない |
| D 4300 | | F, V, OH, H | |
| D 4301 | イルミナイト系 | F, V, OH, H | AC あるいは DC |
| D 4310 | 高セルロース系 | F, V, OH, H | DC 逆極性 |
| D 4311 | | F, V, OH, H | AC あるいは DC 逆極性 |
| D 4312 | 高酸化チタン系 | F, V, OH, H | DC 正極性あるいは AC |
| D 4313 | | F, V, OH, H | AC あるいは DC 正極性 |
| D 4315 | 低水素系 | F, V, OH, H | DC 逆極性 |
| D 4316 | | F, V, OH, H | AC あるいは DC 逆極性 |
| D 4320 | 高酸化鉄系 | F,H-Fil | 水平すみ肉溶接では DC 正極性あるいは AC，下向溶接では DC あるいは AC |
| D 4330 | | F | DC あるいは AC |
| D 4600 | 規定しない | F,H-Fil | AC あるいは DC |

注(1) 溶接姿勢に用いた記号はつぎのことを意味する。

ここに F：下向

V：立向

OH：上向
H：横向
H-Fil：水平すみ肉

**1. 3** 表1に示す溶接姿勢は棒径 5 mm 以下のものに適用する。ただし D 4315 および D 4316 に対しては棒径 4 mm 以下のものとする。

## 2. 製　造　法

**2. 1** 溶接棒にいかなる方法で製造しても，この規格の要求に一致したものであればさしつかえない。

## 3. 寸法および許容差

**3. 1** 心線の寸法およびその許容差は表2のとおりとする。

表 2

単位 mm

| | 寸　法 | 許容差 |
|---|---|---|
| 直　径 | 3, 2, 4, 5, 6, 6, 4, 7, 8 | ±0.05 |
| 長　サ | 350, 400, 450, 500 | ± 3 |

**3. 2** 各寸法の溶接棒の被覆は心線と片側被覆との和の最大値が最小値の 3% 増しとならない程度に同心的になつていなければならない。この測定は適当な方法で同一断面について行う。

**3. 3** 溶接棒の一端は摑ミシロとして 25±5 mmだけ心線を露出させなければならない。

**3. 4** 各溶接棒の先端はアークの発生を容易にするため，心線を露出させなければならない。ただし 3mm をこえてはならない。

## 4. 心線および被覆

**4. 1** 心線の化学成分は，**JIS G 3523** を標準とする。これ以外の心線を用いる場合はその成分を明示するものとする。

**4. 2** 心線は有害な偏析酸化物その他の欠点がなく表面にサビがあつてはならない。

**4. 3** 被覆は 100 V，50～60サイクルの交流に対し十分な絶縁耐力をもつものでなければならない。

**4. 4** 被覆は溶接作業中有毒ガスの発生することなく，また貯蔵中に容易に化学変化を起し，湿気を吸収してはならない。

**4. 5** 被覆は普通の取りあつかいによつて，ただちにそこなうようなことがなく，均等の厚サで，アワ・キレツ・オウトツ・キズなどの有害な欠陥があつてはならない。

## 5. 試験結果の判定基準

**5. 1** 試験は 7,8,9,10 に規定する溶着金属引張試験・衝撃試験・型曲ゲ試験・スミ内溶接試験および水素試験を表 **3** のように，各種類および各棒径について行う。

表 3

| 溶接棒 種類 | 溶接棒 棒径 mm | 溶接棒 電流および極性 | 引張試験 | 衝撃試験 | 型曲ゲ試験 | スミ肉溶接試験 | 水素試験 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D 3500 | 3・2 | 規定しない | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | — | — | — | — |
| | 6 および 6・4 | | F | — | — | — | — |
| | 7 および 8 | | F | — | — | — | — |
| D 4300 | 3・2 | 規定しない | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | F | V, OH | V, OH | — |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |
| D 4301 | 3・2 | AC および DC | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | F | V, OH | V, OH | — |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |
| D 4310 | 3・2 | DC 逆極性 | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | F | V, OH | V, OH | — |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |
| D 4311 | 3・2 | AC および DC 逆極性 | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | F | V, OH | V, OH | — |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |
| D 4312 | 3・2 | DC 正極性および AC | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | — | V, OH | V, OH | — |
| | 6 および 6・4 | | F | — | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | — | F | — | — |
| D 4313 | 3・2 | AC および DC 正極性 | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | — | V, OH | V, OH | — |
| | 6 および 6・4 | | F | — | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | — | F | — | — |
| D 4315 | 3・2 | DC 逆極性 | — | — | — | — | — |
| | 4 | | F | F | V, OH | V, OH | — |
| | 5 | | F | F | F | H | F |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D 4316 | 3・2 | AC および DC 逆極性 | — | — | — | — | — |
| | 4 | | F | F | V, OH | V, OH | — |
| | 5 | | F | F | F | H | F |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |
| D 4320 | 3・2 | スミ肉溶接では DC 正極性およびAC, 下向溶接では DCおよびAC | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | F | F | H | — |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |
| D 4330 | 3・2 | DC および AC | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | F | F | — | — |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | — | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |
| D 4600 | 3・2 | スミ肉溶接では DC 正極性およびAC, 下向溶接では DCおよびAC | — | — | — | — | — |
| | 4 および 5 | | F | F | F | H | — |
| | 6 および 6・4 | | F | F | F | H | — |
| | 7 および 8 | | F | F | F | — | — |

**5.2** 溶着金属引張試験および衝撃試験は表 4 の値以上でなければならない。

表 4

| 種 類 | 引張強サ kg/mm² | 降伏点 kg/mm² | 伸 び % | シャルピー衝撃値 kg/cm² |
|---|---|---|---|---|
| D 3500 | 35 | — | 5 | — |
| D 4300 | 44 | 37 | 22 | 9 |
| D 4301 | 44 | 37 | 22 | 9 |
| D 4310 | 44 | 37 | 22 | 9 |
| D 4311 | 44 | 37 | 22 | 9 |
| D 4312 | 48 | 39 | 17 | — |
| D 4313 | 48 | 39 | 17 | — |
| D 4315 | 48 | 39 | 22 | 12 |
| D 4316 | 48 | 99 | 22 | 12 |
| D 4320 | 44 | 37 | 25 | 9 |
| D 4330 | 44 | 37 | 25 | 9 |
| D 4600 | 46 | 38 | 26 | 9 |

備考 D 4600 の場合は応力を除去したのちの値を示す。

**5.3** 型曲ゲ試験片は，曲げたのちいかなる方向にも 3.2 mm 以上のキレツや欠陥があつてはならない。ただし試験中試験片の角に起るキレツは考慮に入れない。

**5.4** 深とけ込み溶接棒は 8. に規定した深とけ込みに対する型曲ゲ試験にも合格しなければならない。またその腐食面は完全なとけ込みを示さなければならない。

**5.5** スミ肉溶接試験片はキレツその他有害な影響をおよぼすような表面の欠陥があつてはな

らない。腐食面の検査はつぎによる。

(1) スミ肉溶接は底まで十分なとけ込みを有していなければならない。深とけ込み溶接試験の場合には2箇所の断面が図1に示すとけ込みの深サを有することを必要とする。

図 1 単位 mm

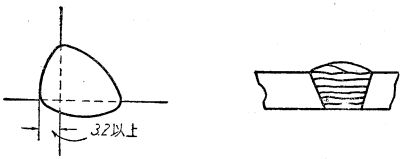
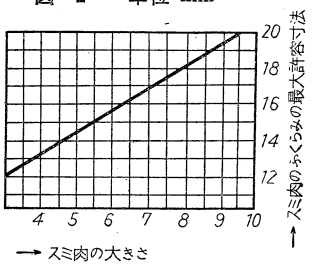



図 2 単位 mm




(2) スミ肉溶接の両脚長の差は 1.6 mm 以内でなければならない。

(3) トツスミ肉溶接のフクラミは図2により求められる値以内でなければならない。

(4) 溶着金属および母材にキレツがあつてはならない。

(5) 有害と認められるブロホール・アンダーカット・オーバーラップ・スラグ巻込があつてはならない。

**5.6** 水素試験において捕集するガスの量は4個の試験片について平均し溶着金属 1 g 当り 0.1 $cm^3$ をこえてはならない。

## 6. 試 験 一 般

**6.1** 溶接棒の試験に使用する試験板は **JIS G 3101**（一般構造用圧延鋼材）第2種(SS 41) または **JIS G 3106**（溶接構造用圧延鋼材）(SM 41 および SM 41 W) のいずれかに適合するものでなければならない。ただし D 4600 に対しては **JIS G 3103**（ボイラ用圧延鋼材）第3種（SB 46）に適合するものを用いるものとする。

**6.2** 棒径 3.2 mm の溶接棒については同種の被覆剤を用いた 4 mm の溶接棒を試験して推定する。

図 3 単位 mm

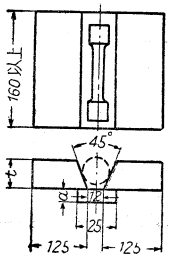



図 4 単位 mm

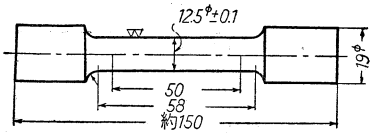
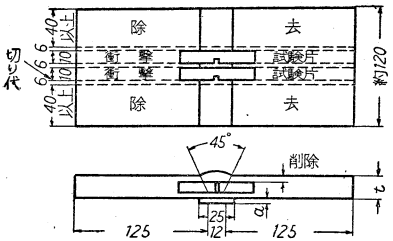


図 5　　単位 mm




**6.3**　水素試験は同種の被覆剤を用いた棒径 5 mm の溶接棒を試験して推定する。

**6.4**　深とけ込み溶接棒に対する深とけ込み試験の場合には同種の被覆剤を用いた棒径 6 mm の溶接棒を試験して推定する。

**6.5**　7 以下のいずれか 1 つの試験が不合格であつた場合は，その試験をもう一度だけ再試験することができる。

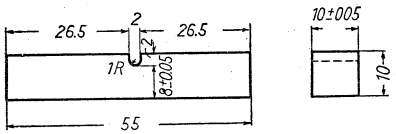
## 7. 溶着金属引張試験および衝撃試験

**7.1**　棒径 4 mm 以上の溶接棒に対する試験片は表 5 に示す試験板から採取して図 4 および図 6 に示すように仕上げる。試験片の採り方は図 3 および図 5 に示す。この試験板は厚サ $1\frac{2}{}$ mm 以上のアスベストで定盤と熱的にシャ断し，開先の仮付を行つたのち溶接を行うまえに試験板を沸騰水で約 5 分間暖める。溶接作業は下向きで行い，室温は 15°C 以上とする。ウィービングは開先の全幅にひとしくし，最終層は 2 回のパスで溶着しなければならない。各層またはパスの厚サは 3.2 mm 以下とする。

表 5　　単位 mm

| 棒　径 | 板厚($t$) | 層のおき方 | うら板の厚サ ($a$) |
|---|---|---|---|
| 4 | 19 |  | 6 |
| 5 | 19 | | 6 |
| 6 | 25 | | 12 |
| 7 | 32 | | 12 |
| 8 | 32 | 各層または各パスの厚サは 3.2以下 | 12 |

図 6 単位 mm




**7.2** 各パスの溶着を終了するごとに試験板をそのままアスベストの上で少なくとも5分間静止大気中で冷却したのち沸騰水中に約5分間つけ，これから取出しただちにつぎの溶着を行う。最後のパスの溶着が終つたならば試験板は最後に5分間沸騰水中に投じなければならない。

**7.3** もし**7.2**に規定された順序を中絶する必要が生じた場合には試験板は沸騰水中に5分間浸したのち室温の静止大気中で冷却する。ふたたび溶着をはじめるときには試験板を沸騰水中で5分間の予熱を行わなければならない。

**7.4** 溶接を終つた試験板から図**4**および図**9**に示すように1個の溶着金属引張試験片と2個の衝撃試験片とを作製する。この場合試験片の切取りは機械切断とする。また D 4600 以外の試験板ならびに試験片については応力除去を行つてはならない。

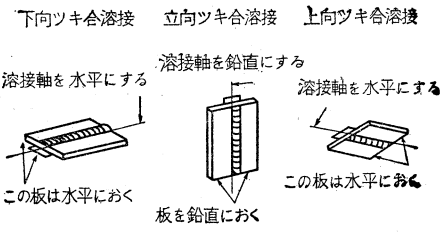
**7.5** D 4600 の溶接を終つた試験板はつぎの要領に従つて応力除去を行う。試験板の温度の上げ方は適当の炉で 625±25°C に達するまで，1時間について 150～170°C の割合で上昇させ，この温度に達したのち板厚 25 mm につき1時間の割合でこの温度に保つ。冷却は加熱と同様の方法で行い，250°C に達した時に炉から取り出す。

**7.6** 衝撃試験片の衝撃時における温度は 15～40°C とする。

## 8. 型曲げ試験

**8.1** 表**1**により電流および極性が一つの種類以上に使用される種類の溶接棒においては，そのおのおのの種類の電流および極性に対して試験を行うものとする。各種棒径に対する電流(直流ならば極性）の種類および溶接姿勢は表**3**に示す。試験片用試験板の位置は図**7**に示す。溶接を終つた試験板の角ヒズミが5度以上とならないように試験板をあらかじめ拘束するか逆ヒズミをとつておかなければならない。

図 7



**8.2**　第1層の溶接は15～40°C の間で始める。層は3層以上とする。試験板ならびに試験片の応力除去を行つてはならない。

**8.3**　棒径 4 mm および 5 mm の溶接棒に対しては表曲ゲおよび裏曲ゲの試験を行う。この場合図 **8** に示す試験板から1個の表曲ゲと1個の裏曲げ試験片を切り取り，図 **9** に示すように作る。

図 8　　単位 mm

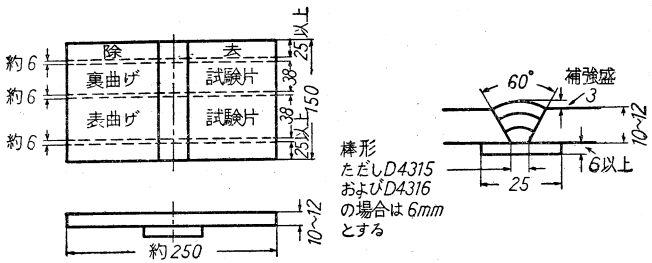
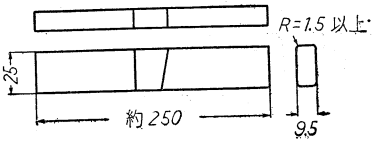



図 9　　単位 mm




**8.4**　棒径 6～8 mm の溶接棒に対しては側曲ゲ試験を行う。この場合図 **10** に示す試験板から2個の側曲ゲ試験片を切り取り図 **11** に示すように作る。

図 10　　単位 mm

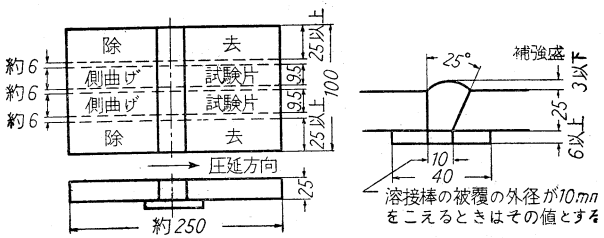


図 11 単位 mm

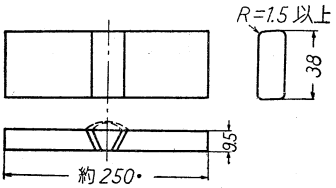
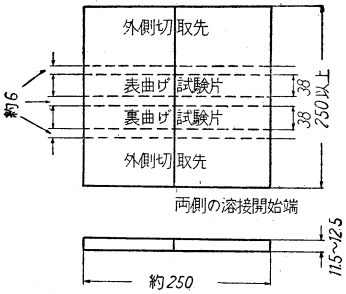



図 12 単位 mm



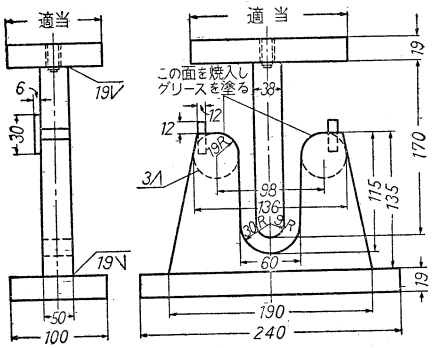

**8.5** 深とけ込み溶接試験の場合には棒径 6mm の棒を用い図 **12** に示すI型突合せ継手の両側溶接を行う。2枚の板はその両端を機械仕上し，仮付したのちすき間は 0.25mm 以下でなければならない。各側の溶接は1本のビードで溶接する。各側溶接開始前の試験板の温度は 15～40°C とし試験板ならびに試験片の応力除去を行つてはならない。溶接を完了後 **9** 図と同様の試験片をつくる。試験片の加工および曲げ試験に対する注意は普通の型曲げ試験と同様である。試験板の2個の外側切取片の内側を研摩し，とけ込みを見るために腐食する。

**8.6** 試験片の切り取りは機械切りとする。ただしガス切断による場合は削りシロを 3mm以上としなければならない。

**8.7** 余盛りおよび裏あて金は母材面まで取除く，表曲げ試験片は裏側を裏曲げ試験片は表側を削りとり板厚 9.5 mmに仕上げる。

**8.8** 表曲げ，裏曲げおよび側曲げ試験は，図 **13** に示す治具を用いてつぎの要領で行う。試験片は溶接部を正確に型の中央になるように置かなければならない。表曲げ試験片は溶接部を下に裏曲げ試験片は溶接部を上に，側曲げ試験片は欠陥の多いと認められる側を下にして型の上に置く。治具の雌型・雄型は試験片が完全にU字形になるよう押しつけ試験片と雄型のわん曲部とのいかなる点におけるすきまも直径 1mmの針金が入らないように押しつけなければならない。その後治具から試験片を取りはずして表面を検査する。

図 13　単位 mm




## 9. スミ肉溶接試験

**9.1** 表 1 により電流および極性が 1 つの種類以上に使用される種類の溶接棒においては，そのおのおのの種類の電流および極性に対して試験を行うものとする。

**9.2** スミ肉溶接試験は図 14 の T 型継手による。試験板の寸法，溶接姿勢およびスミ肉の大キサは表 6 の規定による。試験片の位置は図 15 に示す。深とけ込み溶接試験の場合は棒径 6 mm の棒を用いて溶接を行う。この場合スミ肉の大キサは規定しない。

図 14　単位 mm

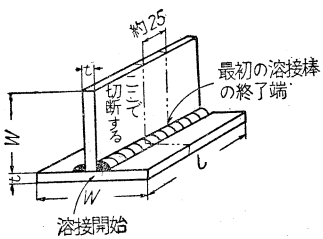



図 15

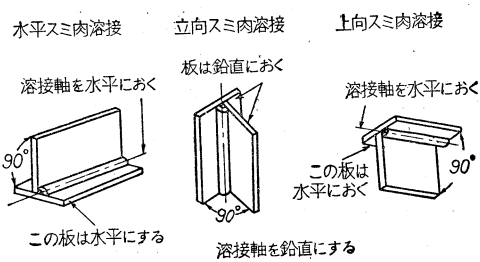


表 6 単位 mm

| 溶接棒の種類 | 棒径 | 母材の寸法 厚サ ($t$) | 母材の寸法 幅 ($W$) | 母材の寸法 長サ ($L$) | 溶接姿勢 | スミ肉の大キサ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 3・2 | — | — | — | — | — |
| | 4 | 6 | 76 | 300 | V,OH | 5 以下 |
| D 4300 | 5 | 9 | 76 | 460 | V,OH | 6・3 以下 |
| D 4301 | 6 | 12 | 76 | 460 | H | 6・5 以上 |
| D 4310 | 6・4 | 12 | 76 | 460 | H | 6・5 以上 |
| D 4311 | 7 | — | — | — | — | — |
| | 8 | — | — | — | — | — |
| | 3・2 | — | — | — | — | — |
| | 4 | 6 | 76 | 300 | V,OH | 6・5 以下 |
| D 4312 | 5 | 9 | 76 | 460 | V,OH | 8 以下 |
| | 6 | 12 | 76 | 460 | H | 8 以上 |
| D 4313 | 6・4 | 12 | 76 | 460 | H | 8 以上 |
| | 7 | — | — | — | — | — |
| | 8 | — | — | — | — | — |
| | 3・2 | — | — | — | — | — |
| | 4 | 6 | 76 | 300 | V,OH | 6・5 以下 |
| D 4315 | 5 | 9 | 76 | 460 | H | 5 以上 |
| | 6 | 12 | 76 | 460 | H | 8 以上 |
| D 4316 | 6・4 | 12 | 76 | 460 | H | 8 以上 |
| | 7 | — | — | — | — | — |
| | 8 | — | — | — | — | — |
| | 3・2 | — | — | — | — | — |
| | 4 | 9 | 76 | 300 | H | 4 以上 |
| D 4320 | 5 | 9 | 76 | 460 | H | 5 以上 |
| | 6 | 12 | 76 | 460 | H | 8 以上 |
| D 4600 | 6・4 | 12 | 76 | 460 | H | 8 以上 |
| | 7 | — | — | — | — | — |
| | 8 | — | — | — | — | — |

**9.3** 横板および縦板は正確なT型継手ができるように仕上げなければならない。

**9.4** 溶接は継手の1方の側に一層で行わなければならない。立向きの場合は上進法による。最初の溶接棒はアークを中継することなくその全長を溶着しなければならない。ただしツカミシロを含めて 50 mm 以下はこのかぎりでない。

継手の溶接を完了するためにさらに溶接棒を使用する場合は上述の要領による。

**9.5** 継手の一方の側の溶接が終つたならば，他の側の溶接を行う前に適当な方法で 15～40°C まで冷却しなければならない。

**9.6** 継手の他の側の溶接は最初の側と同様の要領で行う。

**9.7** 両側の溶接部についてキレツその他の欠陥の有無をしらべる。

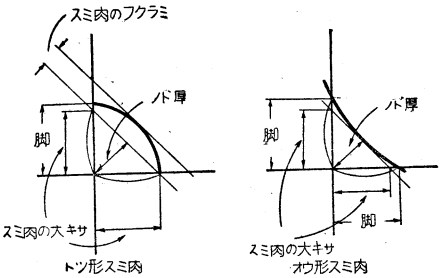
**9.8** 最初に溶接を行つた側の最初の溶接棒によつて生じたつぼの終端からほぼ 25 mm 手前の点で試験材を切断する。深とけ込み溶接試験では溶接開始端からほぼ 25 mm の点でも切断する。もし溶接棒の長サが長くつぼ試験片中に入らない場合はあらかじめ表 6 に示した試験

板の長サ（$L$）を適当に長くしておく。

切断面のいずれか一方（深とけ込み試験の場合は2個）を研摩しかつ腐食して最初に溶接を行つたスミ肉について検査を行う。

**9.9** 9.8で規定した検査面に図 **16** に示すようにケ引し，これによつて直接スミ肉の大キサ，脚長ふくらみの寸法を 0.5 mm の精度で測る。

図 16




## 10. 水 素 試 験

**10.1** この試験には棒径 5 mm の溶接棒4本を使用する。すなわち 12×25×130 mm の試験材4個のおのおのに溶接棒各1本を用い1本のビードを溶着して 4 個の試験片を作る。電流および極性は表 **3** によるが，この場合の電流値およびアーク電圧はそれぞれ 170～200 A，22～28 V とする。試験材は溶着する前に十分清浄し，0.1 g の精度で重量をはかる。

**10.2** 試験材を溶着する直前に溶接棒の先端約 25 mm を別の鋼板上でとかし去り，その後引続いて長サ約 115 mm のビードを溶接棒約 130 mm を使つて作る。

**10.3** 各試験片はそれぞれ溶着完了後 30 秒以内に 20°C の水につけて急冷したのち清浄し，グリセリン置換法による水素捕集器中に挿入する。この操作に要する時間は溶着完了後 120 秒以内とする。

**10.4** 溶着開始後4個の試験片全部を水素捕集器に挿入し終るまでに要する全時間は 30 分以内とする。

**10.5** 試験片は約 45°C のグリセリン中に 48 時間浸しておかなければならない。

**10.6** 試験片はグリセリンから取出したのち水洗し，十分乾燥してそれぞれ 0.1 g の精度で重量をはかり溶着金属の量を求める。

**10.7** 捕集ガスの量は溶着金属 1 g あたりの $cm^3$ で計算する。

## 11. 包 装

**11.1** 溶接棒は輸送あるいは貯蔵による害を防ぐために適当に包装しなければならない。

## 12. 標　　示

**12.1** すべての包装はつぎの事項を一見してわかるように標示しなければならない。

（*a*）種　　類
（*b*）電流および極性
（*c*）製 造 者 名
（*d*）製 造 年 月 日
（*e*）寸法（棒径・長サ）
（*f*）重　　量
（*g*）使 用 心 線

鋼構造計算規準・同解説 付構造計算例

昭和25年12月15日初 版 発 行
昭和28年 1 月20日改訂版発行
昭和29年 7 月25日再訂版発行
**昭和30年 5 月23日三訂版発行**
昭和32年11月15日三訂 5 版発行

**定 価 600円**
**送 料 50円**

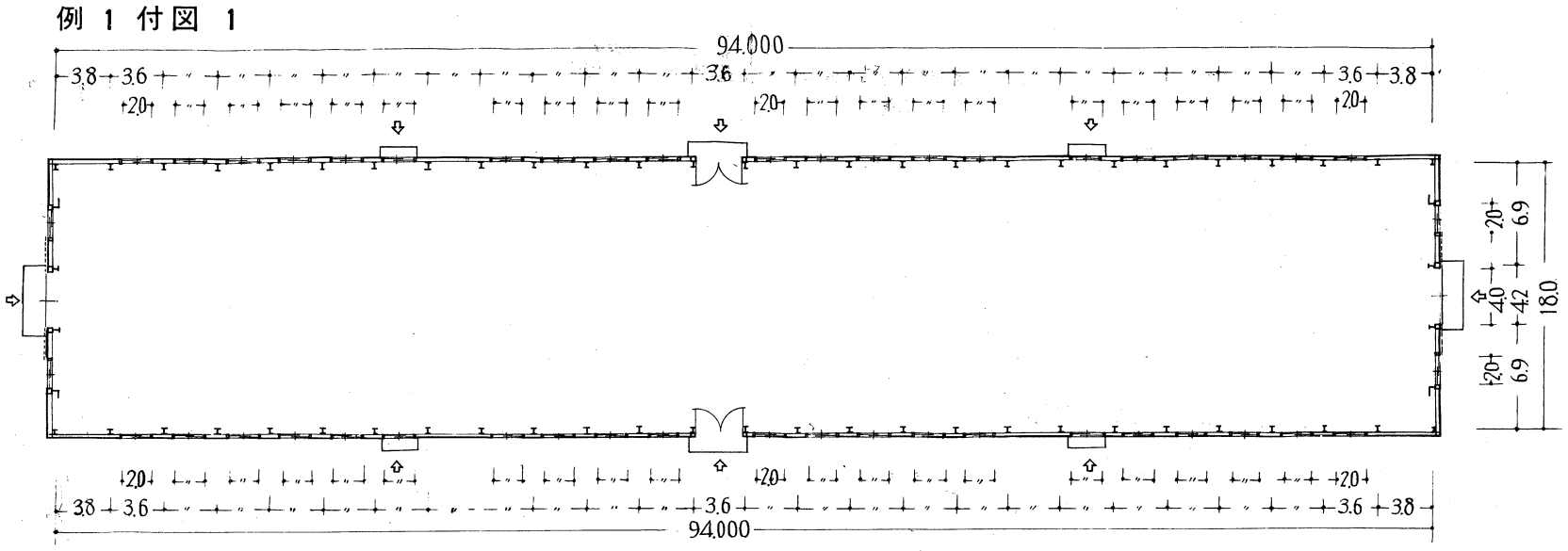
編集人兼
発行人　高杉造酒太郎
東京都中央区銀座西 3—1 日本建築学会内

印刷人　大沼正吉
東京都港区赤坂溜池町 5 株式会社技報堂

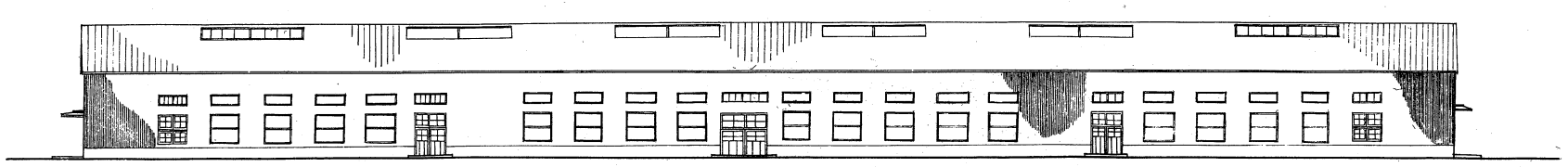
発行所　社団法人 **日本建築学会**
東京都（京橋局区内）銀座西 3—1
電話京橋 (56) 1232・1238・4572
振替口座東京 1 7 1 8 7

# 例 1 付図 1

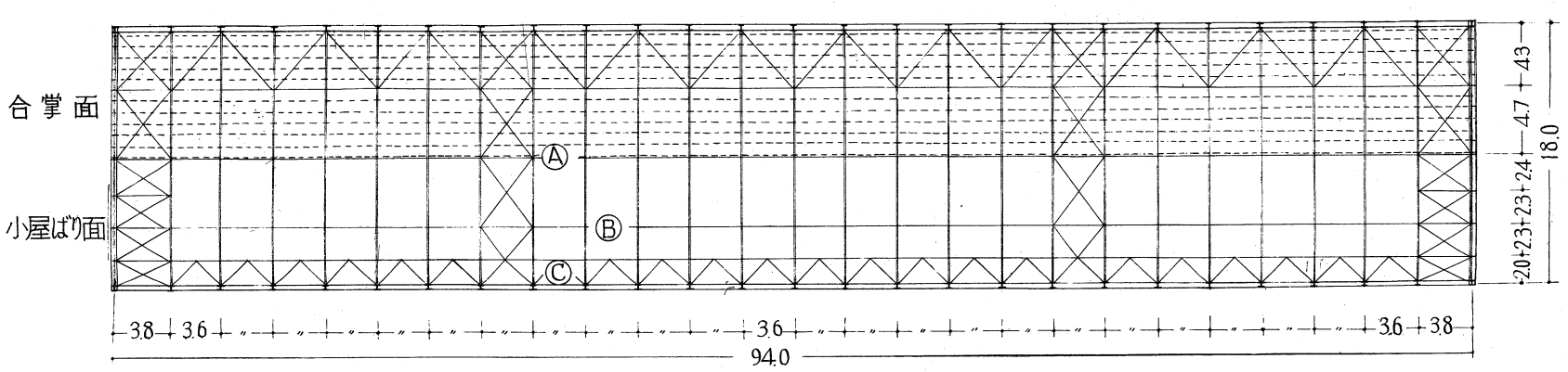
例 1 付図 1

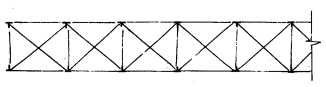



平 面 図



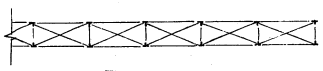
正面立面図



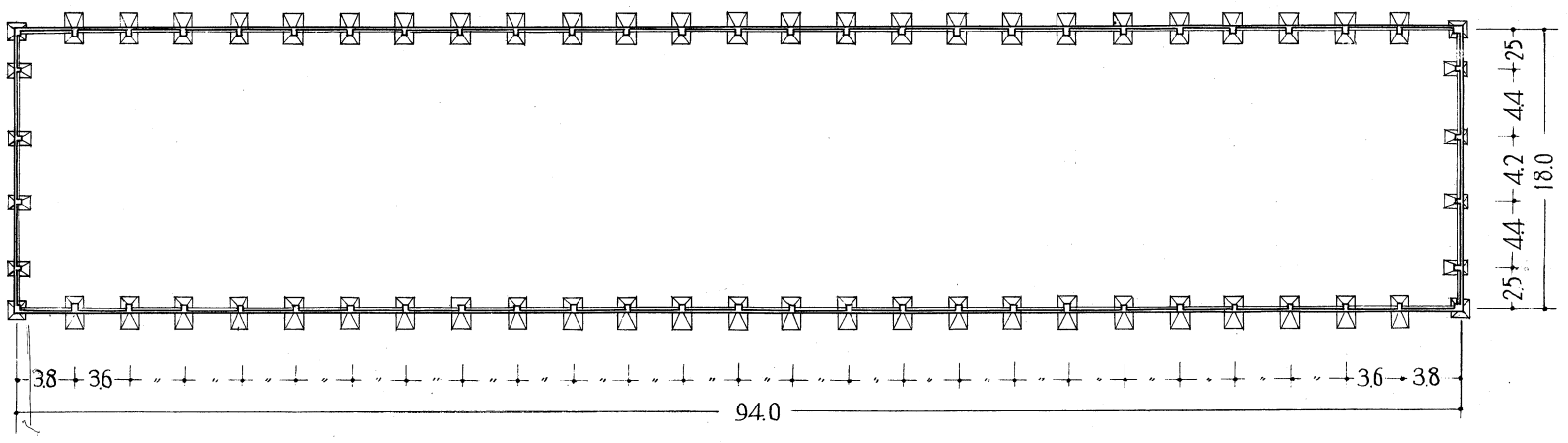



A

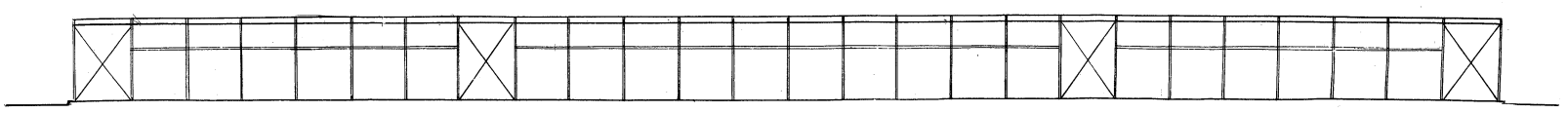
小屋伏せ図



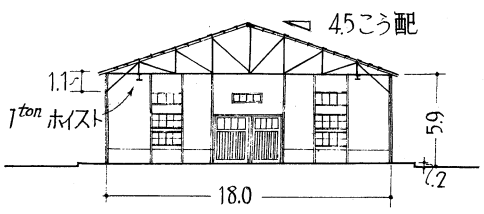
B



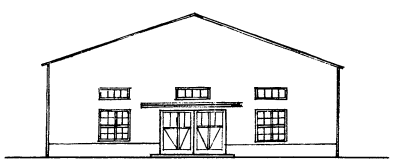

基礎伏せ図



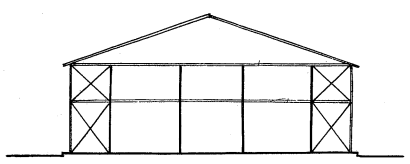
側面軸立図




断 面 図

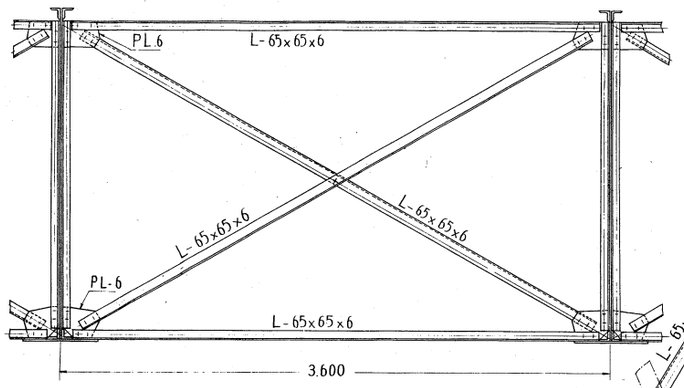


側面立面図



妻軸立面図

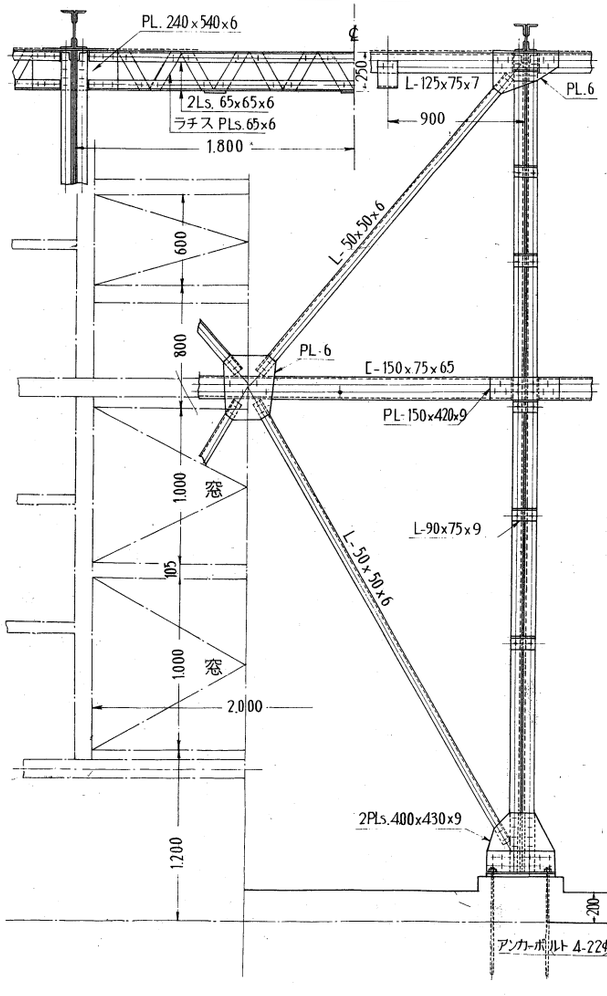
# 例 1 付図 2

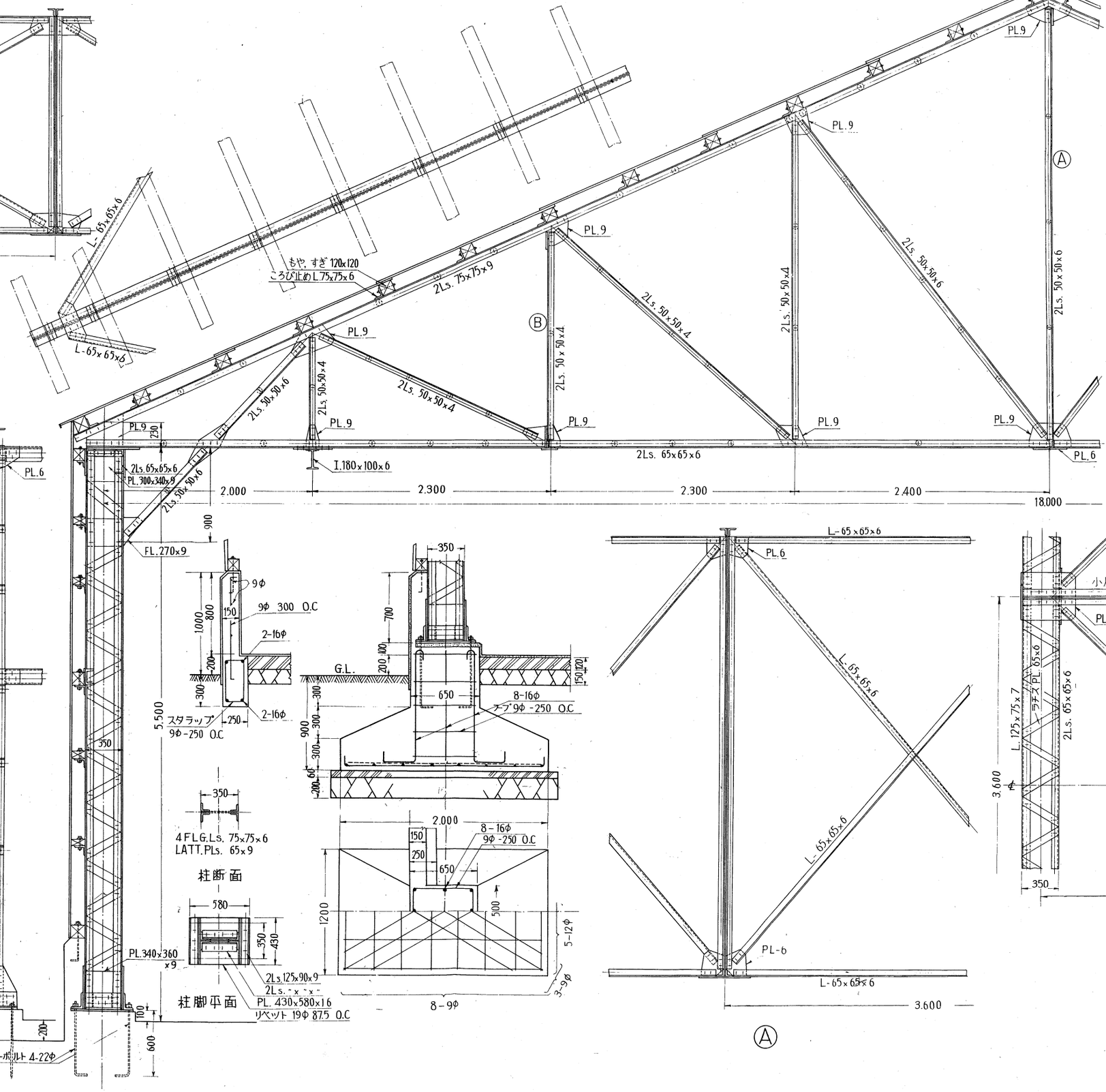



Ⓑ




a. IL. 125×75×7
b. 2Ls. 65×65×6
C. ラチス PLs. 65×6

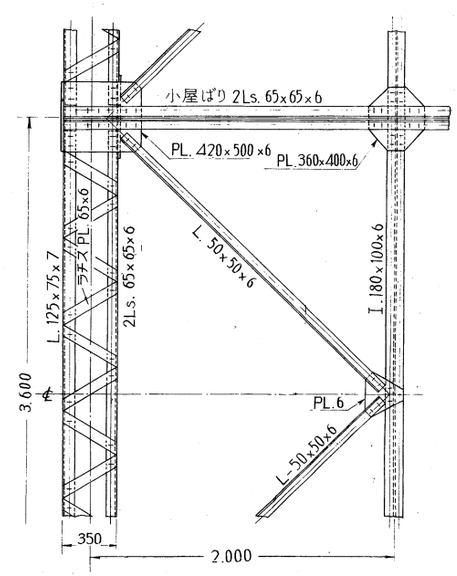






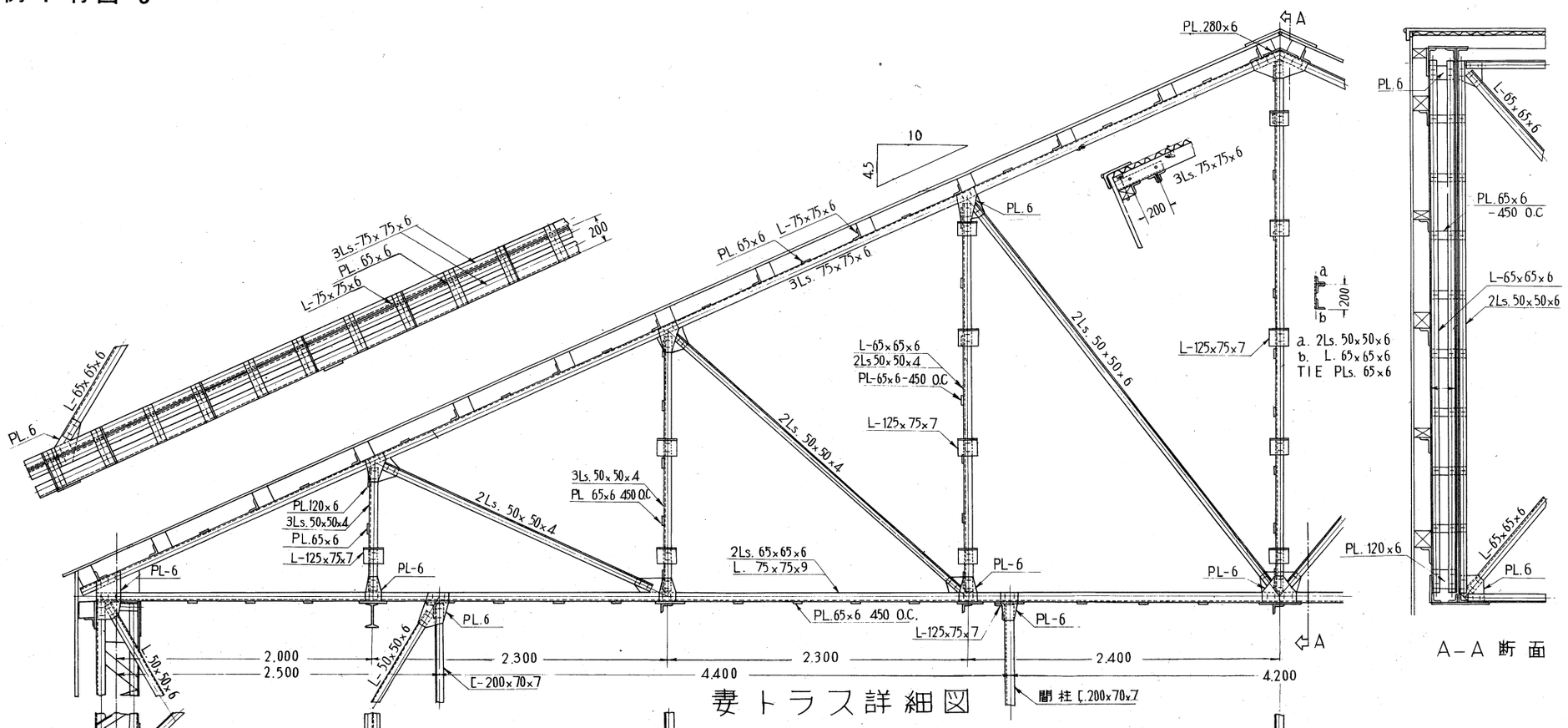
Ⓐ




Ⓒ

# 例 1 付図 3

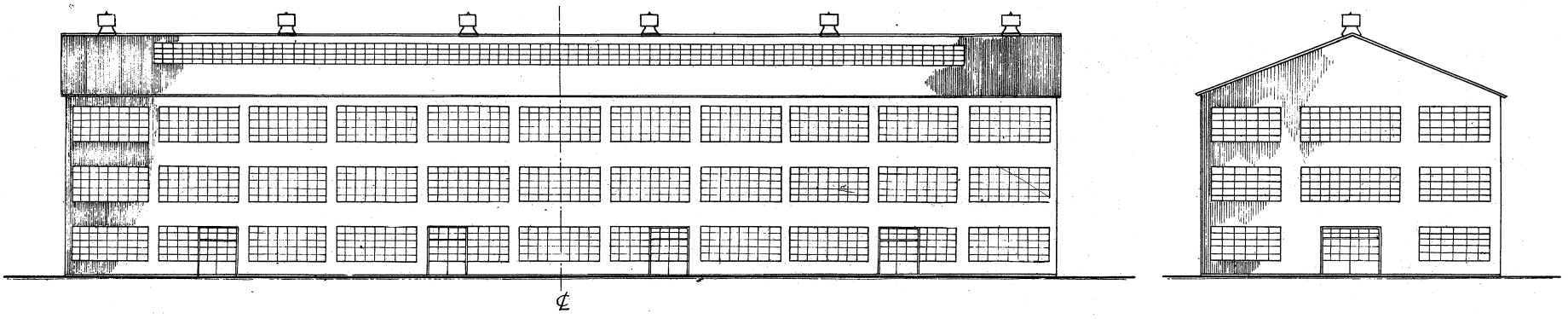
例 1 付図 3



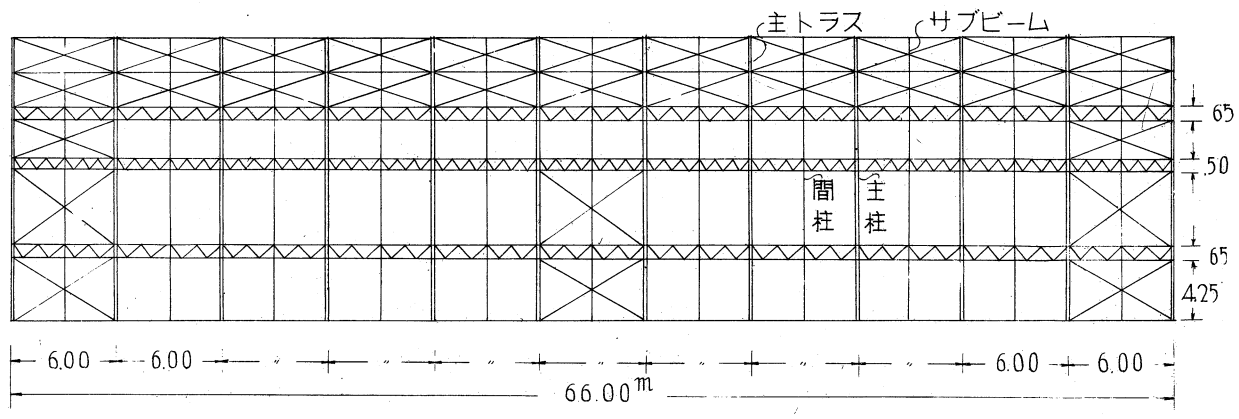

妻水平風受トラス詳細図

# 例 2 付図 1

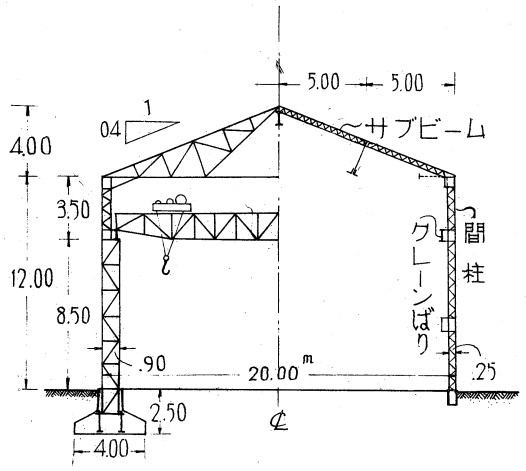
例 2 付図 1



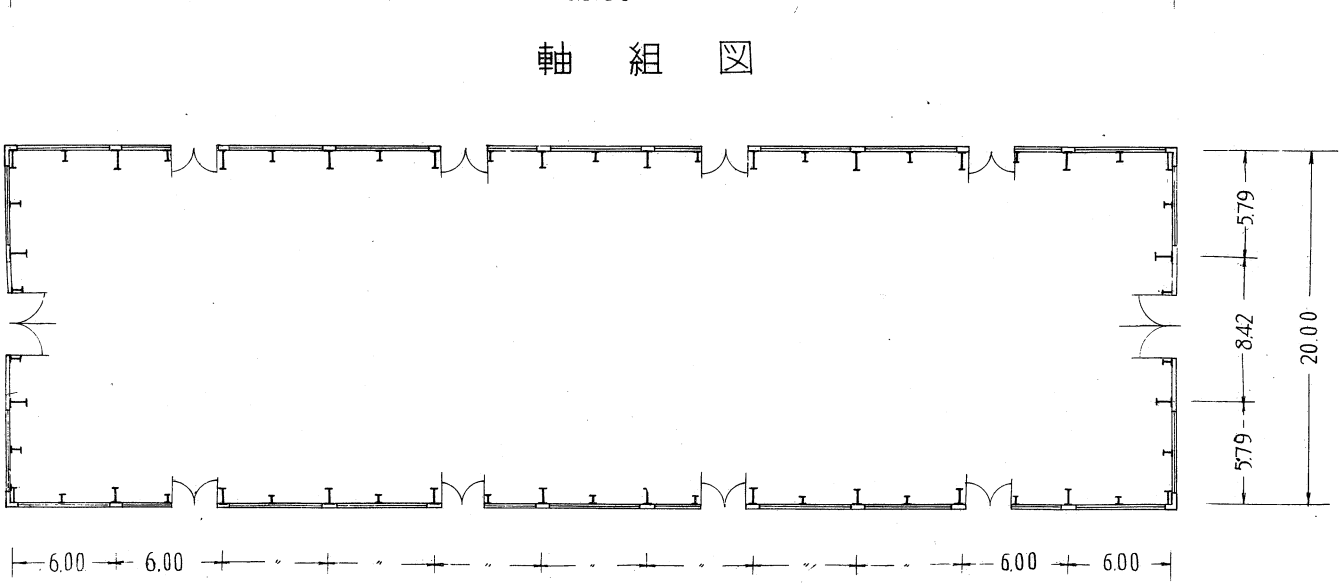
立　面　図



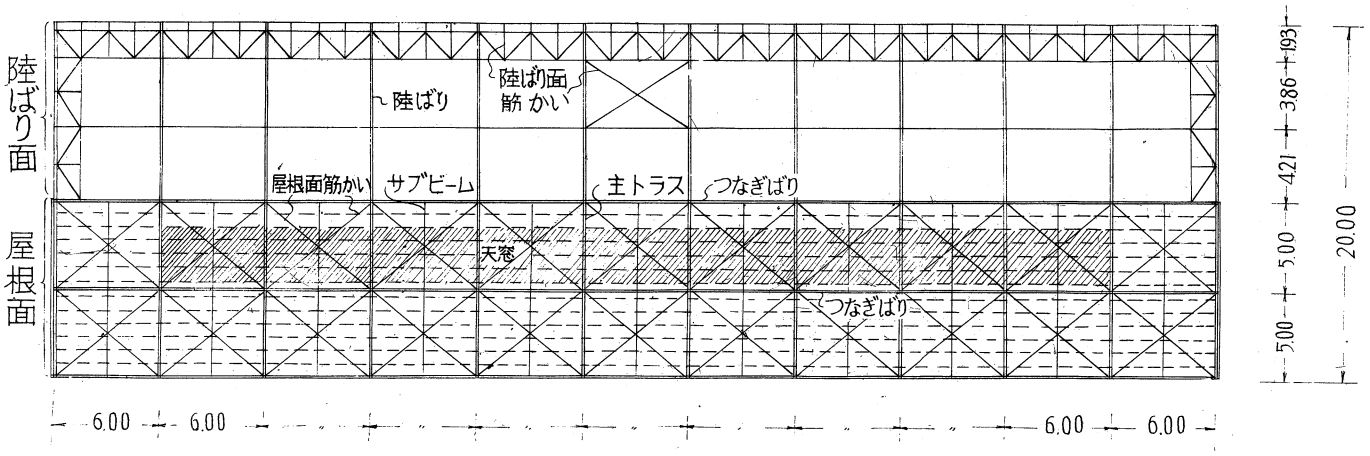

軸　組　図




断　面　図




平　面　図

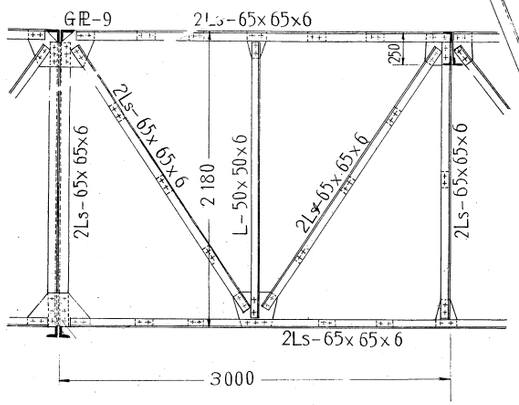


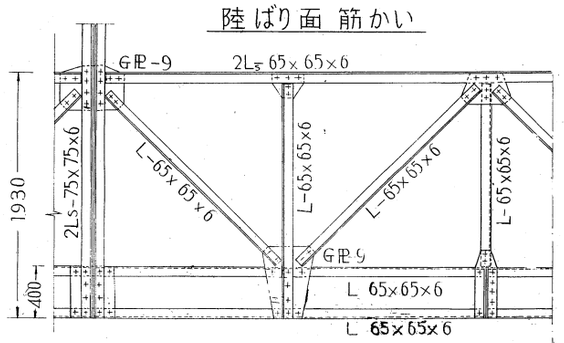

小　屋　伏　せ　図

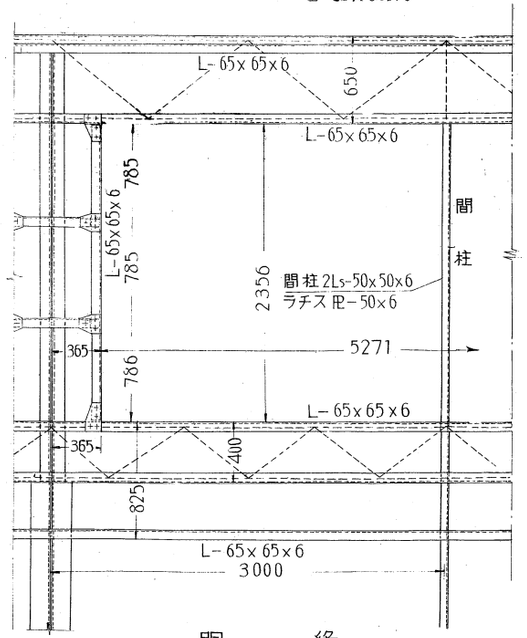
一般図

# 例 2 付図 2

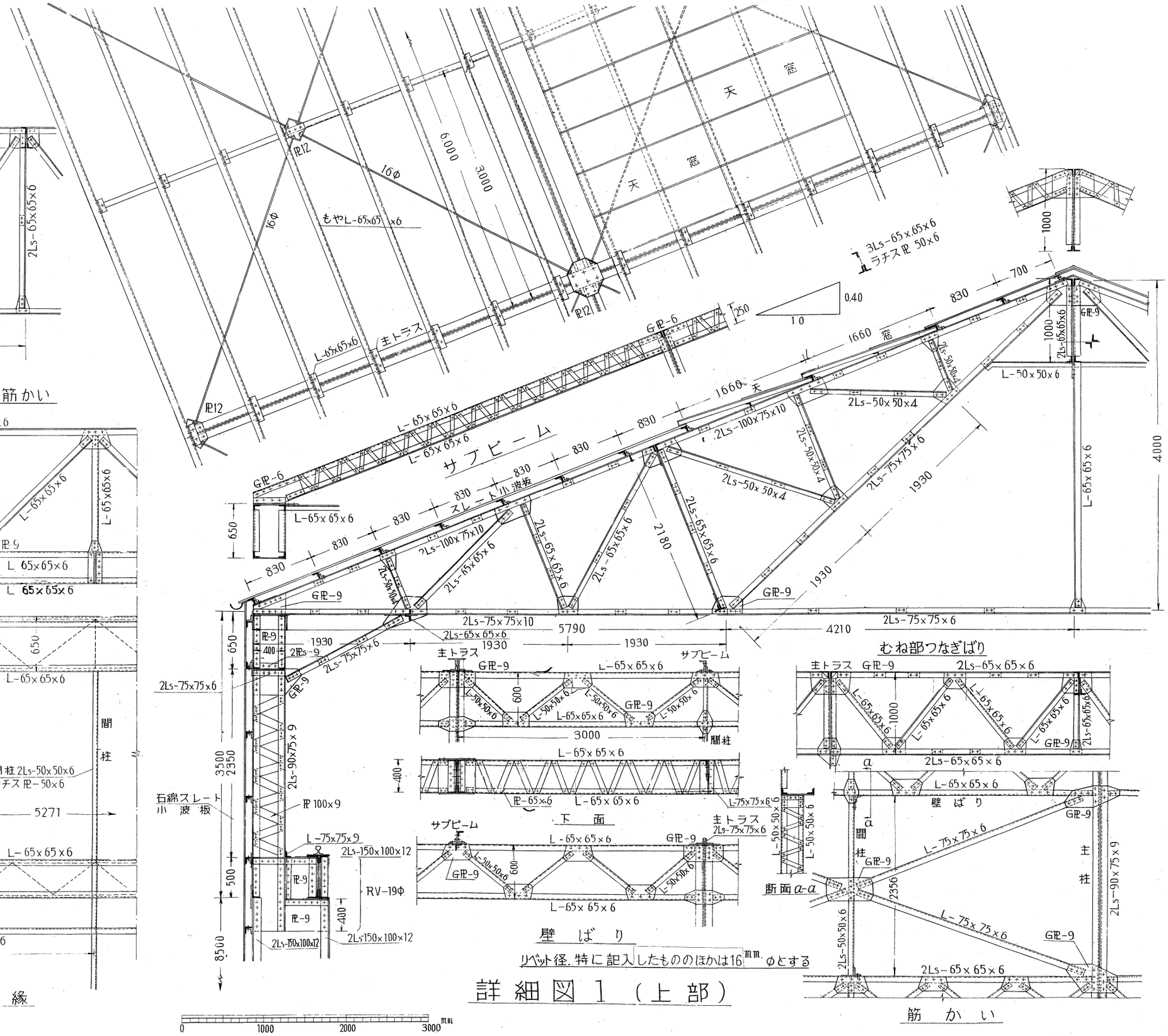
例 2 付図 2




胴 縁



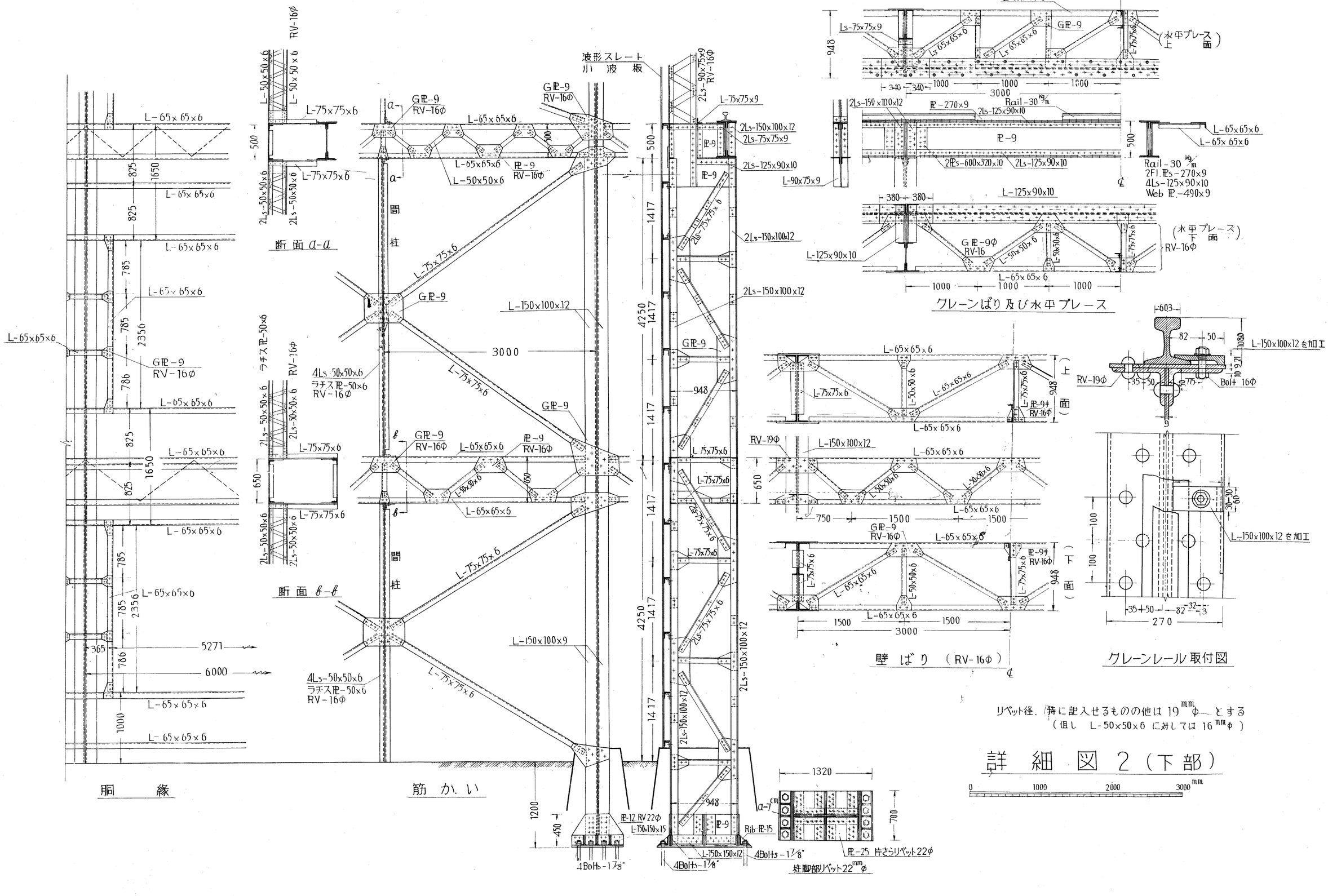

詳 細 図 1 （上 部）

リベット径. 特に記入したもののほかは16mm. φとする

筋 かい

# 例 2 付図 3

例 2 付図 3







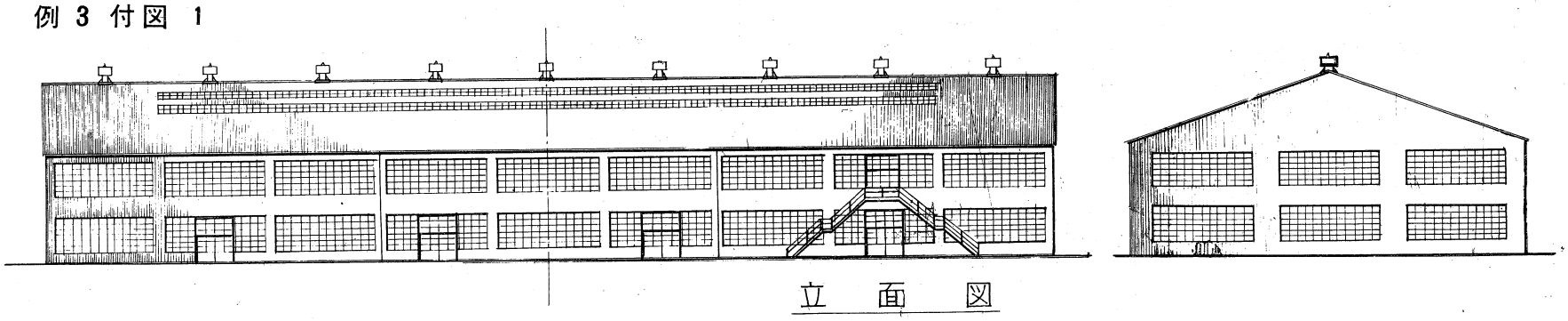
リベット径、特に記入せるものの他は 19mmφ とする
(但し L-50×50×6 に対しては 16mmφ)

# 詳細図 2 (下部)

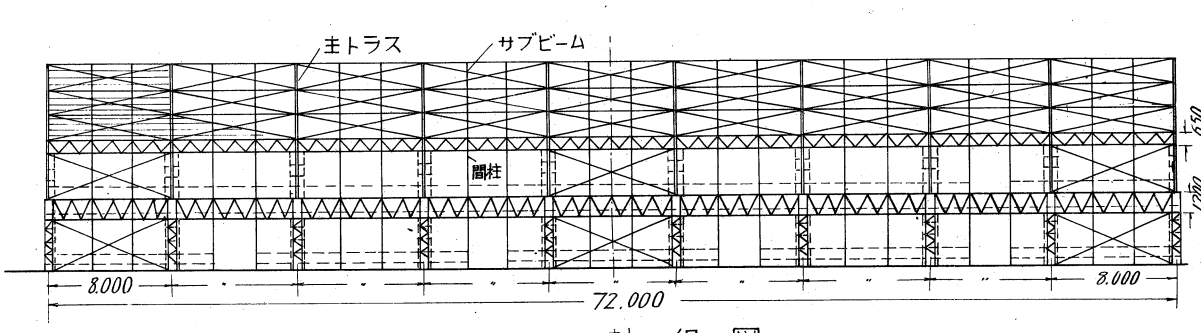
0 1000 2000 3000 mm

# 例 3 付図 1

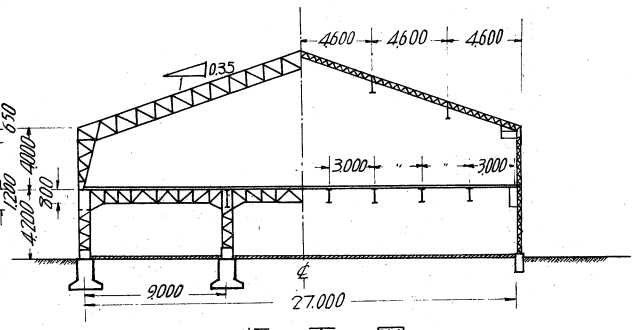
例 3 付図 1



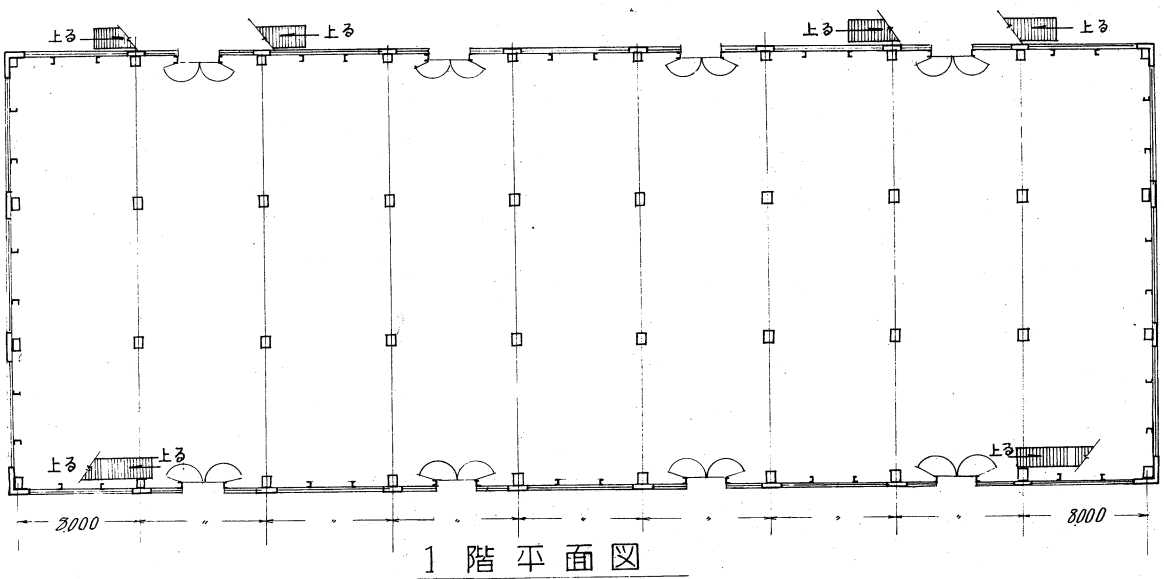
立　面　図



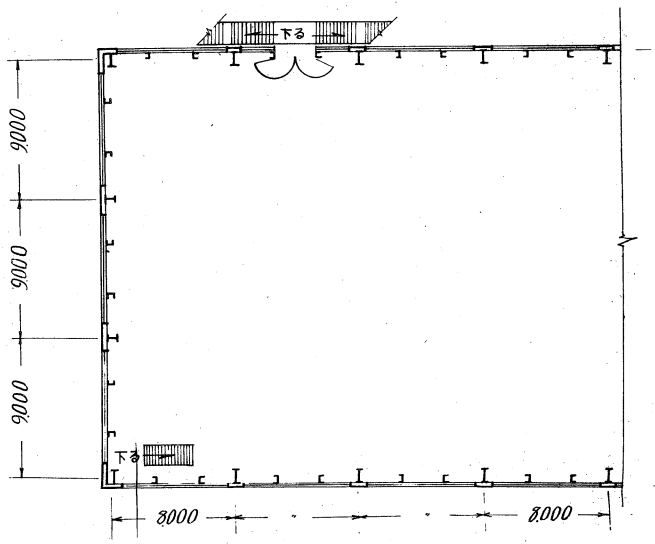

軸　組　図



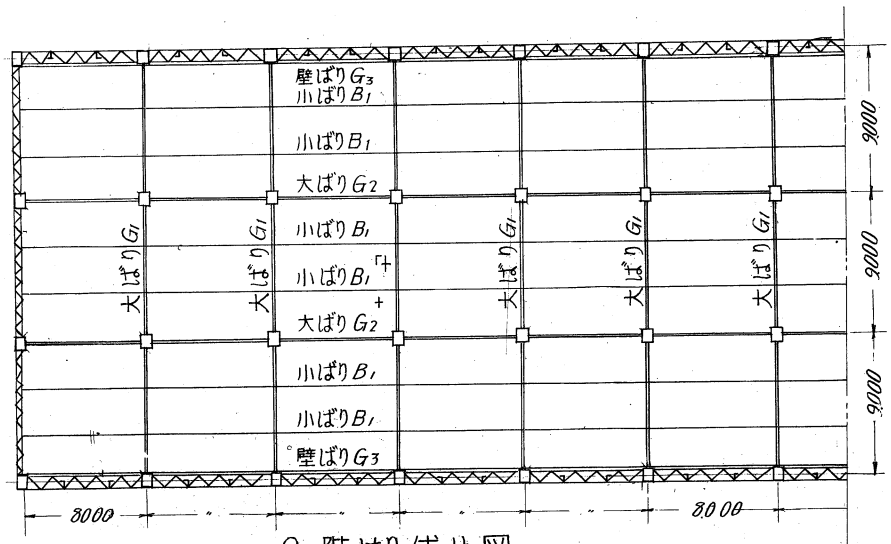

断　面　図



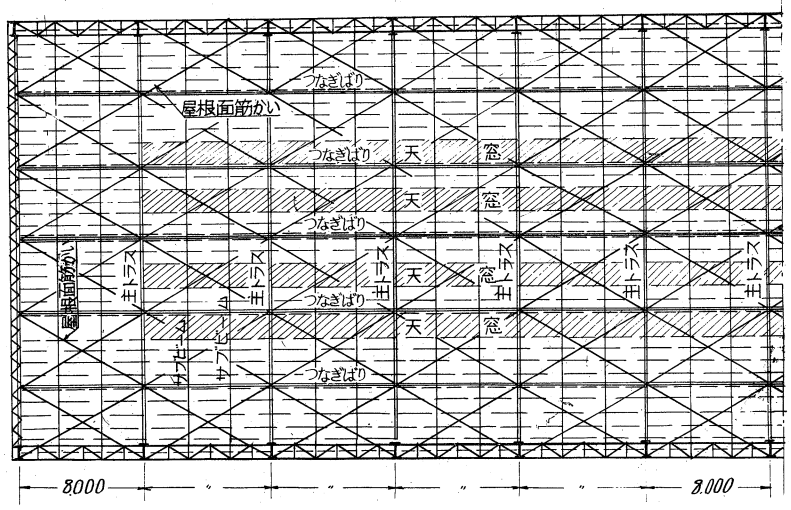

1 階 平 面 図




2 階 平 面 図




2 階はり伏せ図

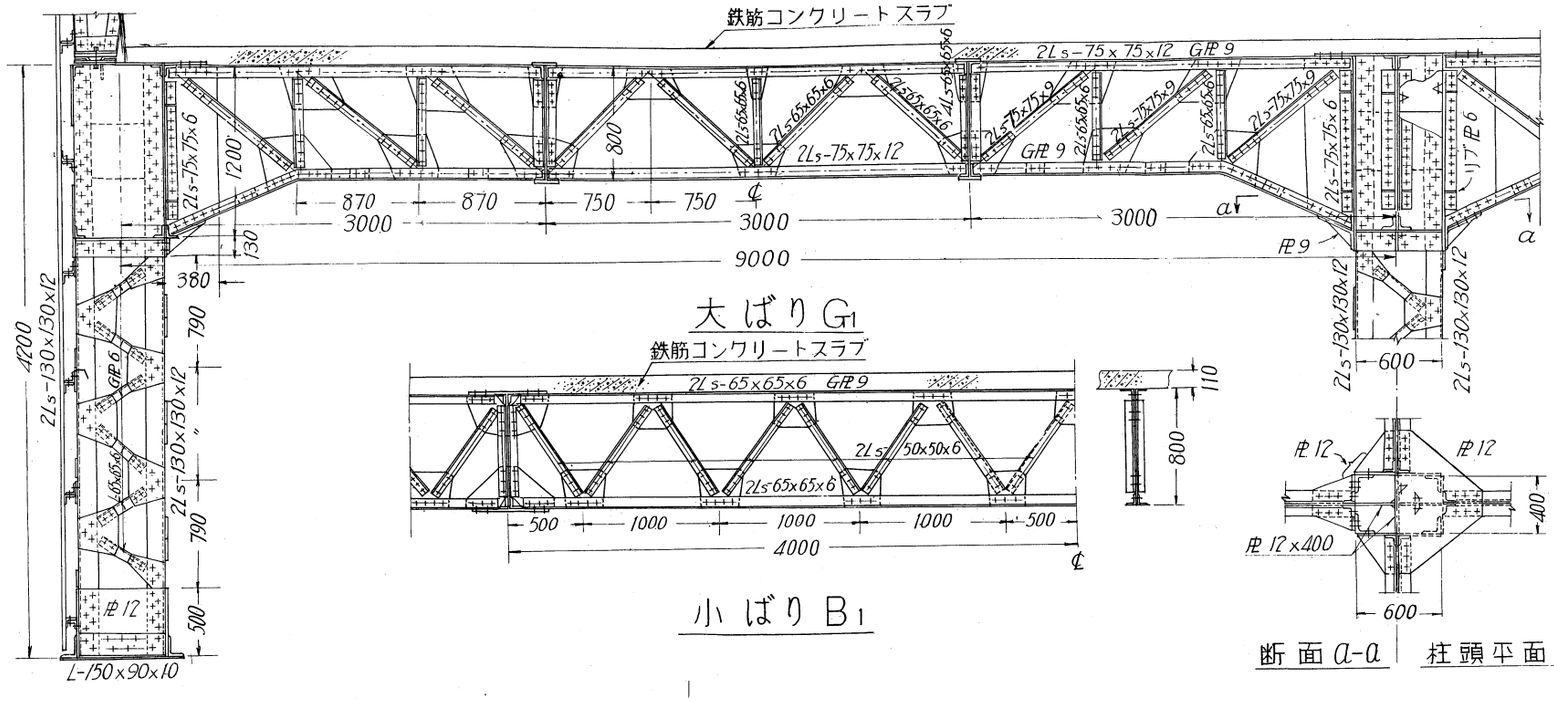



小　屋　伏　せ　図

# 一　般　図

# 例 3 付図 2

例 3 付図 2



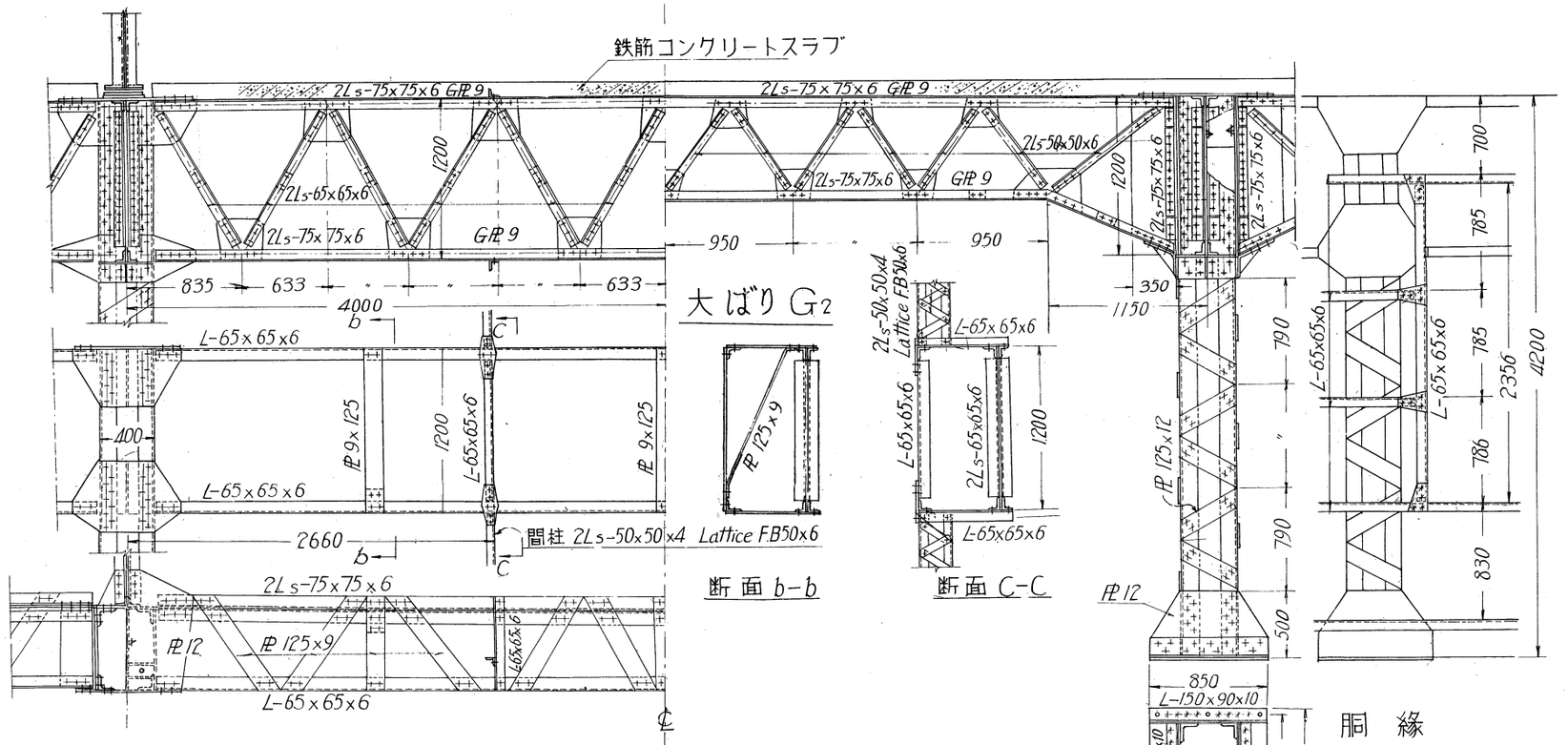

大 ばり G1




小 ばり B1




断 面 a-a　　柱 頭 平 面




大 ばり G2



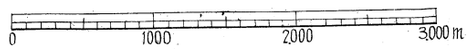

断 面 b-b

断 面 C-C

胴　縁

壁 ばり G3

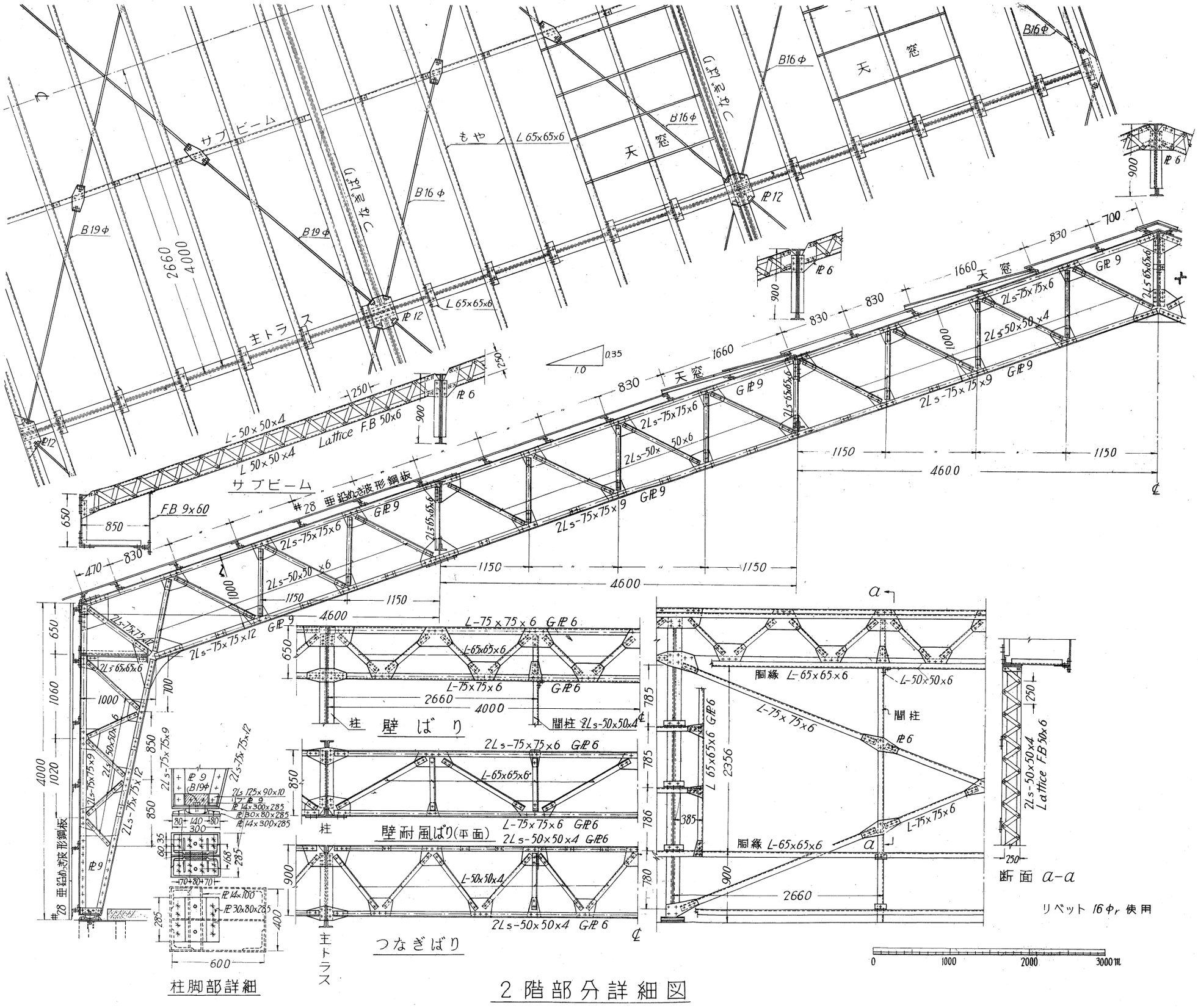
1 階 部 分 詳 細 図




L-65×65×6 以上 19φr 使用
その他 16φr 使用

# 例 3 付図 3

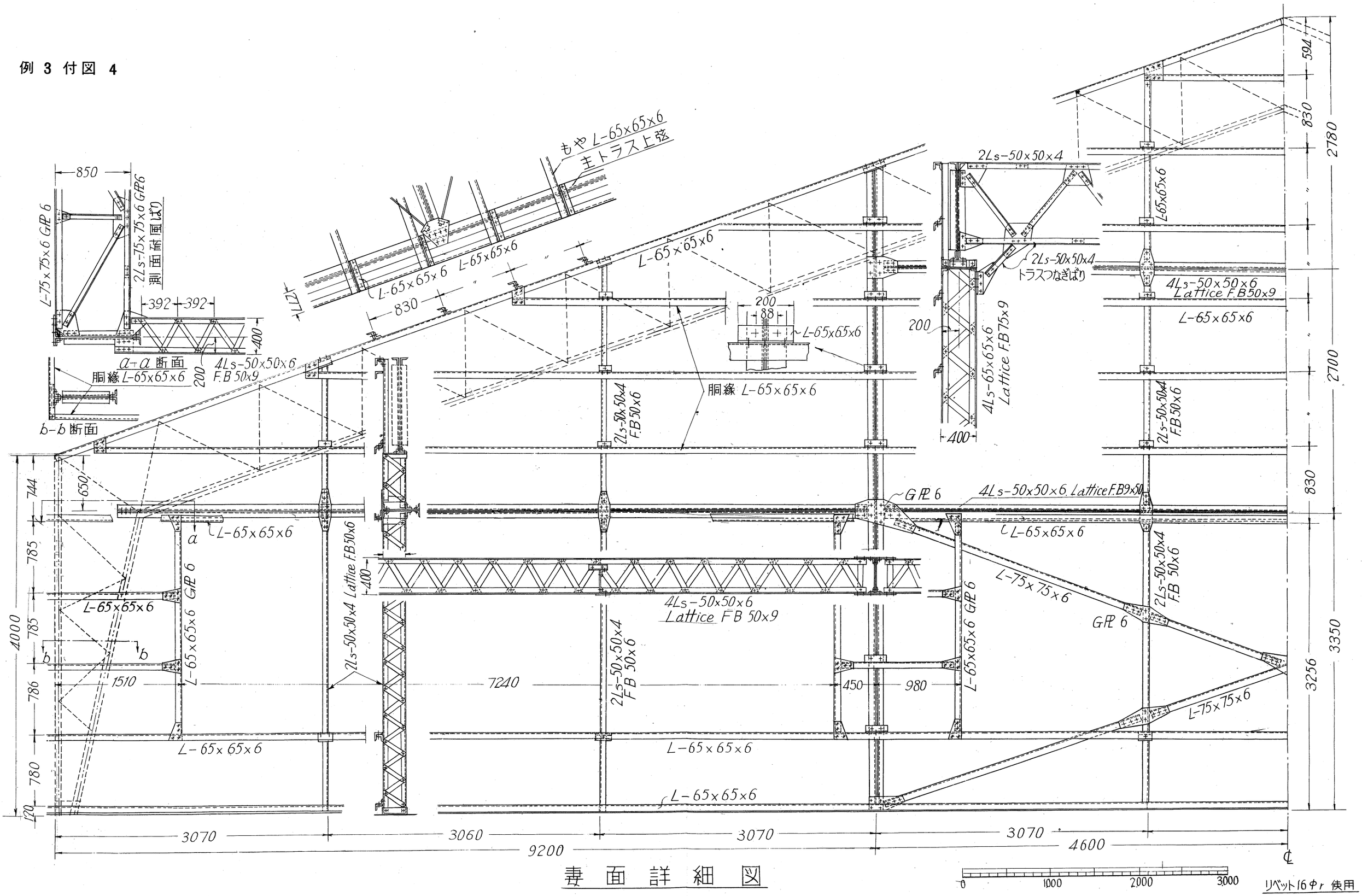
例 3 付図 3




2 階部分詳細図

# 例 3 付図 4

例 3 付図 4

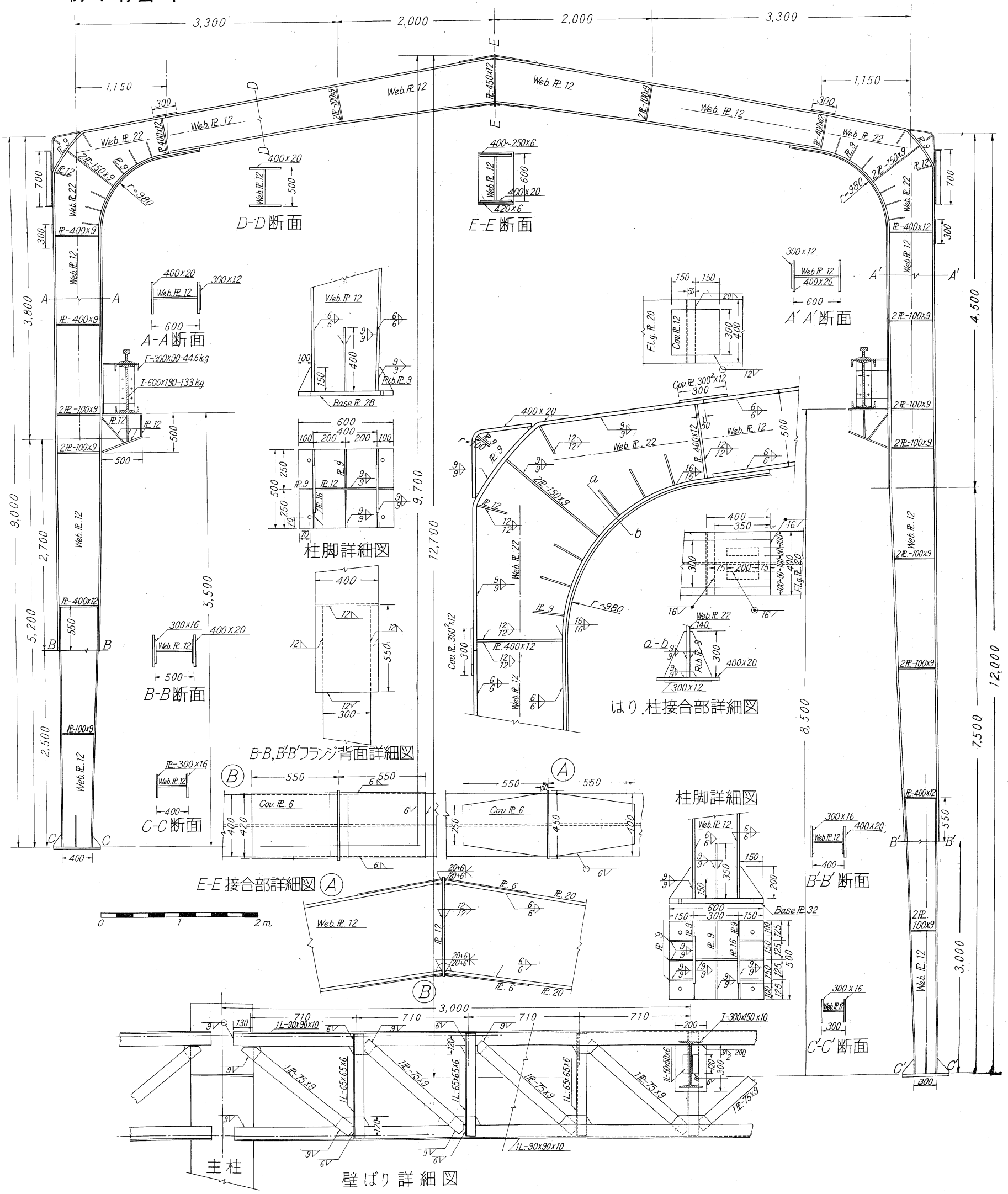



妻面詳細図

リベット 16φr 使用

例 4 付図 1

例 4 付図 1



D-D断面
E-E断面
A-A断面
A'A'断面
柱脚詳細図
B-B断面
B-B,B'B'フランジ背面詳細図
はり,柱接合部詳細図
C-C断面
E-E接合部詳細図
柱脚詳細図
B'-B'断面
C'-C'断面
主柱
壁ばり詳細図