

軽量形鋼構造設計施工 指針・同解説

日本建築学会

624.014

2

N

軽量形鋼構造設計施工

指針・同解説

(1974 制定)

日本建築学会



序

「薄板鋼構造計算・設計施工規準・同解説」が発刊されてからすでに 10 年を経過し、その間規準として広く使用してきた。

1970 年 6 月、鋼構造設計規準が制定され、同規準において在来の鋼構造、薄板鋼構造、钢管構造が規準として一つに集約されたが、軽量形鋼特有の性質に由来する設計施工上の問題点の取扱いについての指針が要望され、ここに「鋼構造設計規準」に付随する指針として、従来の「薄板鋼構造計算・設計施工規準・同解説」を、「軽量形鋼構造設計施工指針・同解説」と改称して刊行することになった。

旧薄板規準を「鋼構造設計規準」に準拠して改正したため、やや指針としての形式を整えるに至らない面もあるが、上記により会員各位の活用を願うとともに、学会あて多数のご意見を寄せられることを期待する次第である。

1974 年 10 月

日本建築学会

薄板鋼構造設計施工指針作成関係委員 (1973年9月)

— (五十音順・敬称略・以下同) —

構造標準委員会

委員長 梅村 魁
全体幹事 末永保美 谷 資信

鋼構造分科会

| | | | | | | | | |
|-------|-------|-------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------|-------------------|-----------------|
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 藤 加 秋 内 菅 鈴 | 本 山 山 野 木 中 田 中 仲 羽 牧 若 | 盛 久 勉 宏 和 敏 尚 威 弘 野 林 | 久 富士雄 德 三 啓 晃 英 中 村 平 望 脇 実 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 之 昭 一 三 二 男 稔 三 | 弘 順 夫 信 治 寿 貫 丹 |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 藤 加 秋 内 菅 鈴 | 本 山 山 野 木 中 田 中 仲 羽 牧 若 | 盛 久 勉 宏 和 敏 尚 威 弘 野 林 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 淳 資 雄 義 | |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 藤 加 秋 内 菅 鈴 | 本 山 山 野 木 中 田 中 仲 羽 牧 若 | 盛 久 勉 宏 和 敏 尚 威 弘 野 林 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 野 谷 本 中 村 後 尾 部 | |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 藤 加 秋 内 菅 鈴 | 本 山 山 野 木 中 田 中 仲 羽 牧 若 | 盛 久 勉 宏 和 敏 尚 威 弘 野 林 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 上 金 坂 田 谷 中 北 橫 渡 | |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 藤 加 秋 内 菅 鈴 | 本 山 山 野 木 中 田 中 仲 羽 牧 若 | 盛 久 勉 宏 和 敏 尚 威 弘 野 林 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 野 谷 本 中 村 後 尾 部 | |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 藤 加 秋 内 菅 鈴 | 本 山 山 野 木 中 田 中 仲 羽 牧 若 | 盛 久 勉 宏 和 敏 尚 威 弘 野 林 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 野 谷 本 中 村 後 尾 部 | |

薄板鋼構造設計施工規準小委員会

| | | | | | | | |
|-------|-------|------------------|-------------------------|-------------------|-----------------------|---------------|---------|
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 石 松 有 福 臨時委員 協力者 | 黑 德 安 知 木 村 下 久 保 木 村 人 | 下 富士雄 久 保 長 衛 久 保 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 羽 倉 弘 人 |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 石 松 有 福 | 黑 德 安 知 木 村 下 久 保 木 村 人 | 下 富士雄 久 保 長 衛 久 保 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 羽 倉 弘 人 |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 石 松 有 福 | 黑 德 安 知 木 村 下 久 保 木 村 人 | 下 富士雄 久 保 長 衛 久 保 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 羽 倉 弘 人 |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 石 松 有 福 | 黑 德 安 知 木 村 下 久 保 木 村 人 | 下 富士雄 久 保 長 衞 久 保 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 羽 倉 弘 人 |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 石 松 有 福 | 黑 德 安 知 木 村 下 久 保 木 村 人 | 下 富士雄 久 保 長 衞 久 保 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 羽 倉 弘 人 |
| 主 委 員 | 查 幹 事 | 石 松 有 福 | 黑 德 安 知 木 村 下 久 保 木 村 人 | 下 富士雄 久 保 長 衞 久 保 | 雄 巍 藏 明 一 之 武 勝 道 力 広 | 雄 一 三 二 男 稔 三 | 羽 倉 弘 人 |

解 説 原 案 担 当

| | | |
|-------------|---------------|--|
| 1 章 | | |
| 1.1~1.3 | 石 黒 徳 衛 | |
| 2 章 | | |
| 2.1~2.2 | 石 黒 徳 衛 | |
| 2.3 | 羽 倉 弘 人 | |
| 2.4~2.6 | 石 黒 徳 衛 | |
| 3 章 | | |
| 3.1~3.7 | 福 知 保 長 | |
| 4 章 | | |
| 4.1~4.3 | 福 知 保 長 | |
| 4.4 | 鈴 木 敏 郎 | |
| 4.5 | 三 宅 弘 展 | |
| 4.6 | 藤 本 盛 久 | |
| 4.7 (1)~(2) | 三 宅 弘 展 | |
| (3) | 藤 本 盛 久 | |
| (4)~(6) | 三 宅 弘 展 | |
| 5 章 | | |
| 5.1~5.6 | 松 羽 下 倉 富士雄 人 | |
| 6 章 | | |
| 6.1~6.6 | 有 安 久 | |
| 7 章 | | |
| 7.1~7.7 | 松 下 富士雄 | |
| 8 章 | | |
| 8.1~8.6 | 松 下 富士雄 | |
| 9 章 | | |
| 9.1~9.3 | 羽 倉 弘 人 | |

軽量形鋼構造設計施工指針・同解説

目 次

| | 本文ページ | 解説ページ |
|-----------------------|-------|-------|
| 1 章 総 則 | | |
| 1. 1 適用範囲 | 1 | 27 |
| 1. 2 一 般 | 1 | 28 |
| 1. 3 構造耐力上主要な部分の板厚 | 1 | 28 |
| 2 章 材料および許容応力度 | | |
| 2. 1 材 料 | 2 | 30 |
| 2. 2 ボルト・リベット | 2 | 31 |
| 2. 3 摩擦接合用高力ボルト | 2 | 31 |
| 2. 4 被覆アーク溶接棒 | 2 | 32 |
| 2. 5 ワイヤおよびシールドガス | 2 | 34 |
| 2. 6 許容応力度 | 2 | 35 |
| 3 章 構造計画 | | |
| 3. 1 総 則 | 3 | 40 |
| 3. 2 荷 重 | 3 | 41 |
| 3. 3 使用部材の選択 | 4 | 41 |
| 3. 4 応力計算上の仮定と部材設計 | 4 | 47 |
| 3. 5 水平荷重に対する計画 | 4 | 48 |
| 3. 6 建方時応力 | 5 | 51 |
| 3. 7 設計変更または改築 | 5 | 52 |
| 4 章 各部構造 | | |
| 4. 1 部材の断面形 | 5 | 53 |
| 4. 2 板要素の幅厚比および有効幅 | 5 | 54 |
| 4. 3 単一圧縮材 | 7 | 60 |
| 4. 4 はり材 | 7 | 65 |
| (1) 許容曲げ応力度 | 7 | 68 |
| (2) ウェブのせん断応力度 | 8 | 76 |
| (3) つづり合わせI形ばり | 8 | 76 |
| (4) ウェブの局部破壊 | 9 | 82 |
| (5) はりのたわみ | 10 | 84 |
| 4. 5 組立圧縮材ならびに柱材 | 10 | 86 |
| 4. 6 合成ばり | 13 | 97 |

| | | |
|-----------------------------|----|-----|
| 4. 7 接合部, その他 | 14 | 107 |
| (1) 接合部の局部変形 | 14 | 108 |
| (2) 工事場接合 | 14 | 110 |
| (3) 丸鋼を用いたチスス材の接合 | 14 | 110 |
| (4) ガセットプレート | 14 | 112 |
| (5) 柱 脚 | 15 | 114 |
| (6) 基 磴 | 15 | 115 |
| 5 章 リベット・ボルトおよび高力ボルト | | |
| 5. 1 穴の寸法 | 15 | 117 |
| 5. 2 最小ピッチ | 15 | 118 |
| 5. 3 最小縁端距離 | 15 | 118 |
| 5. 4 応力方向の縁端距離 | 16 | 118 |
| 5. 5 最大縁端距離 | 16 | 119 |
| 5. 6 高力ボルト接合 | 16 | 120 |
| 6 章 溶 接 | | |
| 6. 1 溶接工作 | 16 | 122 |
| 6. 2 溶接法 | 17 | 165 |
| 6. 3 検 査 | 20 | 184 |
| 6. 4 補正および修正 | 21 | 196 |
| 6. 5 塗 装 | 21 | 197 |
| 6. 6 災害防止 | 22 | 197 |
| 7 章 工作一般 | | |
| 7. 1 工場の資格 | 22 | 203 |
| 7. 2 切 断 | 22 | 203 |
| 7. 3 曲げ加工 | 22 | 204 |
| 7. 4 リベット・ボルトおよび高力ボルト | 22 | 205 |
| 7. 5 溶接組立部材 | 22 | 206 |
| 7. 6 ひずみのきょう正 | 22 | 206 |
| 7. 7 検 査 | 23 | 206 |
| 8 章 建 方 | | |
| 8. 1 建方計画 | 23 | 208 |
| 8. 2 運搬時の養生 | 23 | 209 |
| 8. 3 建 方 | 23 | 210 |
| 8. 4 現場溶接部材の組立て | 23 | 211 |
| 8. 5 仕上材の取付け | 23 | 211 |
| 8. 6 他構造との併用 | 23 | 212 |

9章 防せい

| | | |
|-----------------|----|-----|
| 9. 1 防せい上の基本方針 | 24 | 213 |
| 9. 2 防せい塗装 | 24 | 214 |
| 9. 3 防せい処理の注意事項 | 25 | 226 |

設計例

| | |
|--------|-----|
| 1. 事務所 | 227 |
| 2. 工場 | 249 |

付録

| | |
|--------------------------------------|-----|
| 付 1. JIS G 3350-1973 一般構造用軽量形鋼 | 275 |
| 付 2. JIS G 3466-1966 一般構造用角形鋼管 | 291 |
| 付 3. 断面計算用数表 | 294 |
| 付 4. リベットの許容耐力表 | 305 |
| 付 5. ボルトの許容耐力表 | 306 |
| 付 6. 高力ボルトの長期応力に対する許容耐力表 | 307 |
| 付 7. 軽量鉄骨建築による学校建物の鋼材の厚さに関する 指導基準 | 308 |
| 付 8. 構造用ドライブリベット計算規準 | 309 |
| 付 9. A 5540-1971 建築用ターンバックル | 310 |
| 付10. A 5541-1971 建築用ターンバックル胴 | 311 |
| 付11. A 5542-1971 建築用ターンバックルボルト | 314 |
| 付12. 関連規格 (JIS) 一覧表 | 319 |

輕量形鋼構造設計施工指針

軽量形鋼構造設計施工指針

1章 総 則

1.1 適用範囲

(1) この指針は、主として厚さ4mm未満の軽量形鋼を用いる軽量形鋼構造の設計施工に適用する。

(2) とくに、この指針に規定のないかぎり、構造計算については「鋼構造設計規準」、材料・工作一般・建方・防食などについては、JASS 6「鉄骨工事」、溶接工作については「溶接工作規準」による。

(3) 厚さ4mm以上の軽量形鋼を構造に用いる場合、あるいは軽量形鋼以外の薄板部材を構造に用いる場合も、支障のないかぎり本指針によることができる。

(4) 特別な論拠もしくは証明により本指針の示す構造と同等以上の安全な設計が可能な場合は、この指針によらなくてよい。

1.2 一般

(1) 設計者は使用する部材の長所および短所を考慮し、適切な取扱いによって構造設計しなければならない。厚さ4mm未満の軽量形鋼に対しては、とくに防せい(錆)に注意し、耐久力の保持につとめ、また構造全体の安全性を確保する必要がある。

(2) 設計者はその構造が設計どおりに施工されるために、あらかじめ工事施工者の能力を調査し、それに応じて無理のない設計を行わなければならない。

1.3 構造耐力上主要な部分の板厚

柱・はり・小屋組など構造耐力上主要な部分などに使用する材の厚さは、2.3mm以上とする。

2 章 材料および許容応力度

2.1 材 料

軽量形鋼は、JIS G 3350「一般構造用軽量形鋼」による。

2.2 ボルト・リベット

ボルトおよびリベットは、それぞれ「鋼構造設計規準」4章 材料 および JASS 6「鉄骨工事」2節 材料による。

2.3 摩擦接合用高力ボルト

摩擦接合用高力ボルトは、JIS B 1186「摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット」による。

2.4 被覆アーク溶接棒

アーク溶接に使用する被覆アーク溶接棒（以下、アーク溶接棒）は、被溶接部の厚さ・大きさおよび継手形状に適合する棒径と性能を有するもので、JIS Z 3211 に規定された D 4301（イルミナイト系）、D 4303（ライムチタニヤ系）、D 4311（高セルロース系）、D 4316（低水素系）を標準とする。

2.5 ワイヤおよびシールドガス

ワイヤおよびシールドガスは、「溶接工作規準」VI. ガスシールドアーク半自動溶接による。

2.6 許容応力度

(1) 構造用鋼材・リベット・ボルト・溶接の許容応力度は、「鋼構造設計規準」による。

(2) 高力ボルト

4 mm 未満の形量形鋼に用いる高力ボルトの長期応力に対する軸断面についての許容応力度は、表 2.1 による。

表 2.1 高力ボルトの許容応力度 (t/cm²)

| 高力ボルトの種類 | 引 張 り | せん 断 |
|----------|-------|------|
| F 8 T | 2.5 | 0.6 |
| F 10 T | 3.1 | 0.75 |

高力ボルトは表 2.2 に示す設計ボルト張力を与えて使用し、せん断力は材間の摩擦力で伝えるものとする。

表 2.2 高力ボルトの設計ボルト張力 (t)

| ボルト等級 | 設計ボルト張力 | | | 標準ボルト張力 | | |
|--------|---------|------|------|---------|------|------|
| | M12 | M16 | M20 | M12 | M16 | M20 |
| F 8 T | 4.68 | 8.27 | 13.0 | 5.15 | 9.10 | 14.3 |
| F 10 T | 5.78 | 10.3 | 16.1 | 6.36 | 11.3 | 17.7 |

(3) 抵抗溶接

点溶接によって2枚以上の板を接合する場合には、各溶接点の長期応力に対する許容応力度は表2.3による。

表 2.3

| 外側の板の厚さ (薄いほう) (mm) | 許容せん断力 (kg) | 外側の板の厚さ (薄いほう) (mm) | 許容せん断力 (kg) |
|------------------------|----------------|------------------------|----------------|
| 0.8 | 110 | 2.0 | 470 |
| 1.0 | 150 | 2.3 | 580 |
| 1.2 | 210 | 2.6 | 690 |
| 1.4 | 270 | 2.9 | 800 |
| 1.6 | 340 | 3.2 | 910 |
| 1.8 | 400 | 4.0 | 1 230 |

3章 構造計画

3.1 総則

- (1) 構造物に加わる外力が、合理的に地盤に伝達されるような部材配置を計画する。
- (2) 構造全体を通じ、座屈・ねじれおよび局部変形に注意する。
- (3) 構造物の規模は3.3の方針に従い、構造設計上・施工上無理のない程度のものとする。
- (4) 建物の強度のみならず、剛性にも留意し、振動障害が生じないよう注意する。

3.2 荷重

軽量形鋼構造物にあっては、構造体の自重に比べて積載荷重の占める割合が大きいから、積載荷重の算定はとくに実況に即したものでなければならない。

片側荷重・不均等荷重・集中荷重などについても検討する。

3.3 使用部材の選択

(1) 使用する軽量形鋼の断面は外力の規模・種類に適したものを見、繁雑な加工はできるだけ避ける。

(2) 組立断面とする場合はできるだけ単純な部材構成とし、応力の分布が明快で、かつ施工上無理がないようにする。

(3) 熱間圧延形鋼・鉄筋コンクリート・ブロック・木材などの異種材料と併用する場合は、下記による。

a) 異種材料の骨組が同一建物内に含まれるときは、各種類ごとに建物を分割する形式をとるか、もしくは連結するときは、おのおのの骨組の剛性を考えて有害な応力および変形の発生を防止するよう計画する。

b) 異種材料の部材が同一骨組内で接合されるときは、その接合部における局部変形の有無および応力伝達の形式について検討する。

3.4 応力計算上の仮定と部材設計

継手仕口などは、応力計算時の仮定をできるだけ満足させるようなものとし、仮定が十分満足されない場合は2次応力の影響について検討する。

3.5 水平荷重に対する計画

(1) 水平荷重は、原則として軸組筋かい（またはそれと同等の効力を有する耐力壁）に負担させる。ただし、アーチ・ラーメン・立体構造などで筋かいを設けないときは、それ自体の構造で十分水平力を負担できるような設計とする。

(2) 床および屋根が鉄筋コンクリートスラブ（ずれ止め筋によって、はりに緊結されたもの）のように剛床の仮定が満足されるような材料で施工される場合のほかは、水平力を軸組筋かいに伝えるような水平筋かいを各床面内に配置する。

(3) 軸組筋かい（耐力壁）は建物全体につりあいよく配置し、建物の重心と剛心とが一致するよう計画する。両者の位置がはなはだしく異なるときは、その影響を考慮する。

(4) 軸組筋かい・水平筋かいの断面寸法は、柱・はり部材の板厚に比べて過大とならないようにし、筋かいと柱・はりなどとの接合部において筋かいの全許容力が十分伝わるようにする。

(5) 筋かいに丸鋼を使用する場合は、筋かいの断面は、通常軸組筋かいにあっては $13\sim19\text{ mm}\phi$ 、水平筋かいにあっては $13\sim16\text{ mm}\phi$ とする。

とくに、大きな断面の筋かいを使用する場合は、筋かい接合部の応力・局部変形量について十分検討を行う。

(6) 筋かいのない構造物

筋かいを配置しないような構造物にあっては、その耐力についてはもちろん、剛性の不足による変形が構造物の機能、仕上材・建具に与える影響について十分な検討を行う。

3.6 建方時応力

構造設計にあたっては建方時応力についても検討し、合成ばかりなどの場合のように特別の操作を必要とするときは施工者にその指示を与える。

3.7 設計変更または改築

建物完成後、積載荷重を変更しようとする場合、または改築を行おうとする場合は、その構造が新しい荷重に対して安全であることを確かめる。

4章 各部構造

4.1 部材の断面形

部材の断面形は、つきの各項に従うほか、加工・組立て・建方・溶接・塗装・再塗装、仕上材の取付けなどを考慮して設計する。

(1) 構造耐力上主要な圧縮材・柱材の断面形は対称断面を用いる。やむをえず非対称断面を用いるときは、とくにねじれについて検討し、安全性を確かめなければならない。

(2) 構造耐力上主要なはり材の断面形は、対称断面か、または鉛直方向の主軸が対称軸であるような対称断面を用いる。やむをえず非対称断面を用いるときは、とくにねじれに対して検討し安全性を確かめなくてはならない。

4.2 板要素の幅厚比および有効幅

(1) 骨組を構成する部材で、圧縮力または曲げによって面内圧縮力をうける平板要素、せん断力をうける平板要素は下記の規定による。

a) 単一山形鋼、はさみ板を有する複山形鋼

$$b/t \leq 13 \quad (4.1)$$

b) 柱および圧縮材一般の突出フランジ、はりの圧縮部分より突出している板および山形鋼、はりの圧縮フランジ、T形断面の脚および集中荷重点スチナ

$$b/t \leq 16 \quad (4.2)$$

c) 柱または圧縮材一般のウェブプレート、箱形断面柱のフランジプレート、

カバーブレート、補剛縁付き圧縮フランジ

$$d/t \leq 48 \quad (4.3)$$

補剛縁付き圧縮フランジの場合、補剛スチフナ自身の重心まわりの断面2次モーメントは、次式の I_s (cm⁴) の値以上とする。

$$I_s = 1.9 t^4 \sqrt{\left(\frac{b}{t}\right)^2 - 150} \quad (4.4)$$

d) はりのウェブプレート

$$d/t \leq 71 \quad (4.5)$$

(2) 板要素の幅厚比が(1)の規定値をこえる場合には、規定値をこえる部分を無効とみなして、応力検定を行うことができる。有効部分は、2縁支持板にあってはその半分ずつを支持縁より、1縁支持1縁自由板にあってはその全部を支持縁よりとするものとする。

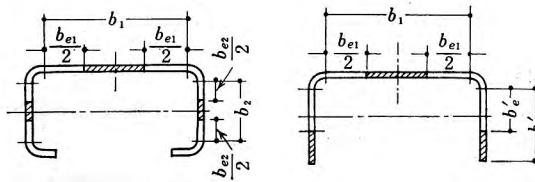


図 4.1

(3) 圧縮をうける軽山形鋼でねじれに対する補強がなされていないときの有効幅 b_e は、(4.6) 式によって定めなければならない。

$$b_e/b = 250(t/b)^2 \quad (4.6)$$

(4) 集中荷重をうけるはりで、スパン長がフランジ突出部の30倍以下のものでは、引張側フランジについてても有効幅 b_e を(4.7)式によって定めなければならない。

$$b_e/b = 0.3 + 0.13 \sqrt{L/b} \leq 1 \quad (4.7)$$

L : 等価スパン長

- a) 単純はりで全長
- b) 片持はりで全長 × 2
- c) 連続はりで反曲点間距離

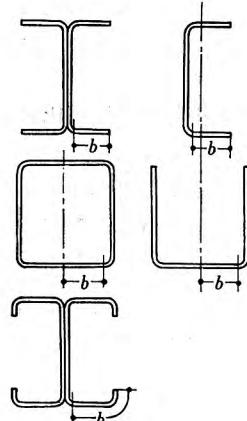


図 4.2

b : フランジ突出部の幅で図4.2のようにとる。

(5) 引張材で、山形鋼・C形鋼をガセットプレートの片側にのみ設ける場合は、偏心の影響を考慮して有効幅を考える。精算によらない場合は、突出脚の半分を無効として計算してよい。

4.3 単一圧縮材

単一材の設計にあたって、ねじり座屈に対して安全な考慮がなされた場合は、「鋼構造設計規準」に準じて設計することができる。

4.4 はり材

(1) 許容曲げ応力度

a) 橫支承のないつづり合わせI形ばかりが強軸まわりに曲げをうける場合の長期応力に対する許容曲げ応力度は、(4.8); (4.9)式のうち大きいほうをとる。ただし、許容引張応力度 1.6 t/cm^2 をこえることはできない。

$$f_b = 1.6 \left\{ 1 - \frac{0.4}{C} \left(\frac{l_b/i}{120} \right)^2 \right\} \quad (4.8)$$

$$f_b = \frac{900}{\left(\frac{l_b h}{kbt} \right)} \quad (4.9)$$

記号

f_b : 許容曲げ応力度 (t/cm^2)

l_b : 支点間距離 (cm)

i : 圧縮フランジとはりせいの $1/6$ とかなるT形断面のウェブ軸まわりの断面2次半径 (cm)

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \quad \text{ただし, } 2.3 \text{ 以下}$$

: M_2 , M_1 はそれぞれ座屈区間端部における小さいほうおよび大きいほうの強軸まわりの曲げモーメント, (M_2/M_1) は単曲率の場合 正, 複曲率の場合 負とする。区間中間のモーメントが M_1 より大きい場合には $C=1$ とする。

h : はりのせい (cm)

b : フランジ幅 (cm)

t : 板厚 (cm)

k : 軽みぞ形鋼 つづり合わせI断面材 1.0

リップみぞ形鋼 つづり合わせI断面材 1.4

b) みぞ形鋼など荷重面内に対称軸を有しない部材を単材として使用する場

合の長期許容曲げ応力度は、(4.9) 式による。ただし、 1.6 t/cm^2 をこえてはならない。

k : 軽みぞ形鋼 1.0

リップみぞ形鋼 1.2

c) 弱軸まわりに曲げをうける場合や、横座屈のおそれのない場合の許容曲げ応力度は、 1.6 t/cm^2 とする。

d) 短期許容応力度は、長期の 50% 増とする。

(2) ウェブのせん断応力度

ウェブのせん断応力度は、(4.10) 式により検定する。

$$\left. \begin{aligned} r &= \frac{Q}{ht} \leq \frac{6.0 \times 10^3}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \\ \text{かつ } \frac{Q}{ht} &\leq f_s \end{aligned} \right\} (\text{t/cm}^2) \quad (4.10)$$

記号

Q : せん断力 (t)

h : ウェブのせい (cm)

t : ウェブの厚さ (cm)

(3) つづり合わせ I 形ばり

a) 2 個のみぞ形または C 形鋼をリベットまたは点溶接によりつづり合わせて、I 形鋼としてはりに使用する場合、リベットまたは点溶接のピッチ p_1 (cm) は、(4.11) 式の値以内とする。

$$p_1 = \frac{2 h_1 R_t}{eq} \quad (\text{cm}) \quad (4.11)$$

かつ $p_1 \leq 4h$

記号

R_t : リベットまたは点溶接 1 個当りの許容引張力 (t)

p_1 : リベットまたは点溶接のスパン方向のピッチ (cm)

h : はりのせい (cm)

h_1 : 上下フランジに最も近いリベットまたは点溶接列間の距離 (cm)

q : スパン方向の荷重密度 (t/cm)

で、集中荷重または反力を荷重分布長さ b_m またはピッチ p_1 で割ったもののうち、いずれか大きいほうをとる。分布荷重の場合は、実際の荷

重密度の3倍をとる。

e : ウェブ軸から各個材のせん断中心までの距離 (cm)

で、単純なみぞ形鋼の場合は(4.12)式、C形鋼の場合は(4.13)式による。

$$\text{みぞ形鋼: } e = \frac{b^2}{2b + \frac{h}{3}} \text{ (cm)} \quad (4.12)$$

$$\text{C形鋼: } e = \left(\frac{bh}{2} \right) \left(\frac{b+2b'}{bh + \frac{1}{6}h^2 + b'(h-2b')} \right) \text{ (cm)} \quad (4.13)$$

記号

b : ウェブからのフランジの出 (cm)

で、フランジ幅が互いに異なる場合には広いほうをとる。

h : 断面のせい (cm)

b' : 折曲げ補剛片のせい (cm)

b) 集中荷重をうける部分にカバープレートを用いて、本項のつづり合わせを行う場合は、フランジのリベットまたは点溶接のピッチ p_2 は(4.14)式による。

$$p_2 = \frac{2hR_s}{eq} \quad (4.14)$$

かつ $p_2 \leq 3h$

記号

p_2 : フランジのリベットまたは点溶接のピッチ (cm)

R_s : リベットまたは点溶接1個当りの許容せん断力 (t)

h : はりの全せい (cm)

c) 1項および2項のつづり合わせ効果は、これを同時に合算して考えることができる。

(4) ウェブの局部破壊

集中荷重(支承点の反力を含む)をうけるはりは、荷重点付近のウェブの局部破壊を避けるために、下の各項により検定する。

a) はりのスパンの中間にある集中荷重および連続ばかりの支承点反力は、(4.15)式で定める b_m より広い範囲にスパン方向に分布させる。

$$b_m = t \left(\frac{P}{3.84 t^2} - 4.60 \right)^2 \text{ (cm)} \quad (4.15)$$

ただし $P > 17.6 t^2$ の場合

記号

b_m : 荷重分布長さ (cm)

P : 集中荷重または支点反力 (t)

t : ウェブの厚さ (cm)

b) 片持ばりの外端にある集中荷重および単純支持ばりの端部反力に対しては、荷重分布長さ b_m は (4.16) 式の値以上とする。

$$b_m = t \left(\frac{P}{1.44 t^2} - 8.0 \right)^2 \text{ (cm)} \quad (4.16)$$

ただし $P > 11.5 t^2$ の場合

(5) はりのたわみ

はり材のたわみは、通常の場合はスパンの 1/300 以下、片持ばりでは 1/250 以下とする。

ただし、もや・胴縁などについては、その仕上材に支障のない範囲でこの限度をこえることができる。

4.5 組立圧縮材ならびに柱材

(1) 組立圧縮材ならびに柱材の断面計算は、「鋼構造設計規準」11 章に準じて行う。

(2) 組立圧縮材の補剛スチフナ

a) 板を補剛する目的でスチフナを取付ける場合、その接合リベットまたは溶接の材軸方向のピッチ p_1 は、(4.17-a), (4.17-b) 式の値以内とする。

$$p_1 = 50 t \quad (4.17-a)$$

$$\text{かつ } p_1 = \frac{b}{2} \quad (4.17-b)$$

記号

p_1 : リベットまたは溶接のピッチ (mm)

t : 補剛される板の厚さ (mm)

b : 補剛された板幅 (mm) で、折曲げの場合はフィレット先端間距離を、リベット接合または溶接の場合は、リベットまたは溶接列間の距離とする。

b) 板のへりにスチフナを取付けて（折曲げを含む）補剛する場合、スチフナ突出部の断面 2 次モーメントは (4.4) 式の値より小さくなければならない。

c) 板の中央にスチフナを取付け、その両側を補剛する場合には、スチフナ

の断面2次モーメントは(4.4)式の値の2倍以上とする。

(3) 組立圧縮材ならびに柱材のつづり合わせ

組立圧縮材ならびに柱材のつづり合わせは、外力によるせん断力と座屈に伴うせん断力を考慮して設計するほか、つぎの各項に従う。

- 弦材と腹材の重心線はなるべく1点に集まらせるようにし、1点に集まらない場合は偏心の影響を考慮して設計する。
- 2個のリップみぞ形鋼または軽みぞ形鋼を溶接によって背中合わせに、または箱形に組立てた圧縮材〔図4.3(a), (b)〕ならびに点溶接、またはリベット、ボルト

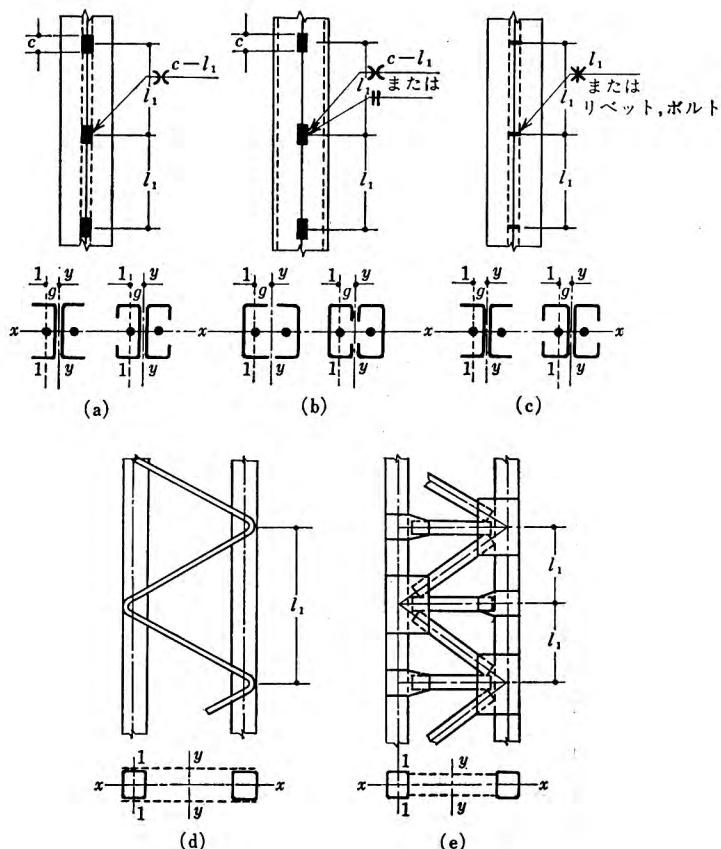


図4.3

ット・ボルトによって背中合わせに組立てた圧縮材〔図 4.3 (c)〕のつづり合せ間隔 l_1 は c) に従うほか、(4.18) 式による。

$$l_1 \leq \frac{50g\left(1 + \frac{i_1^2}{g^2}\right) \cdot R_s}{f_c \cdot A} \quad (4.18)$$

記号

A : 素材の断面積 (cm^2)

g : y 軸から重心までの距離 (cm)

f_c : 許容圧縮応力度 (t/cm^2)

R_s : 溶接継目・点溶接・リベットまたはボルトの許容せん断力 (t)

l_1 : つづり合せ間隔 (cm)

i_1 : 素材の 1-1 軸に対する回転半径 (cm)

c) 組立材の構造細則

- i) 素材細長比 $\lambda_1 (= l_1/i_1)$ は、50 以下とする。
- ii) つづり合せ溶接またはラチスによって分かたれる区間数は、3 以上とする。
- iii) 材端部は、ガセットプレート・帯板などを取付けて剛性を十分確保する。

表 4.1 柱に対するはり反力の偏心

| | |
|--|-------------------------------------|
| | リベットまたはボルト群 の中心と柱中心線との距離 |
| | リベットまたはボルト列 線と柱中心線との距離 |
| | ラーメン計算によって算 定した曲げモーメントを 柱に加える |

iv) (a), (b) の場合は, $c=30\text{ mm}$ 以上とする.

v) ラチス材の細長比は, 160 以下とする.

(4) 偏心荷重をうける柱材

柱に対する鉛直荷重時はり反力の偏心は, 表 4.1 により求め柱材の計算を行う.

4.6 合成ばかり

(1) スラブと鉄骨ばかりの緊結

風圧力または地震力などの水平力を鉄筋コンクリートスラブによって壁面筋か
いに伝達させる構造の場合は, スラブと鉄骨ばかりとを十分に緊結しなければなら
ない.

(2) 合成ばかり

鉄筋コンクリートスラブと鉄骨ばかりとの境界面に, ずれ止めを設けて合成効果
を期待する合成ばかりの設計は, 下記による.

a) 合成効果は積載荷重に対してのみ期待し, 鉄筋コンクリートスラブ重量
は鉄骨ばかりのみで受持つ.

b) 鉄筋コンクリートスラブの厚さは, 9 cm 以上とする.

c) 鉄筋コンクリートスラブの有効幅 B は, 下記のいずれか小さいもの以下
にとる [図 4.4 参照].

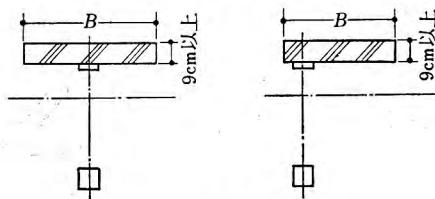


図 4.4

i) スラブが材の両側にあるとき

はりのスパンの 1/10

ii) スラブが材の片側にあるとき

はりのスパンの 1/20

d) 断面設計は, コンクリート断面をヤング係数比にもとづいて, 鉄骨断面
に換算した等価断面について行う.

e) ヤング係数比は, 「鉄筋コンクリート構造計算規準」による.

f) ずれ止めの間隔は, スラブと鉄筋ばかりとの境界面に作用する水平せん断
力にもとづいて算定するほか, スラブ厚さの 3 倍以下にする.

4.7 接合部、その他

(1) 接合部の局部変形

接合部は応力の伝達に十分であるばかりでなく、局部変形の有無について検討し必要に応じて補強する。

(2) 工事場接合

a) 工事場接合は、溶接・高力ボルト・リベットまたはボルトのうち、工事場の状況に最も適した接合によって設計する。

b) 溶接による場合は、なるべく下向きの姿勢で行われるよう設計することが望ましい。

(3) 丸鋼を用いたラチス材の接合

ラチス材に丸鋼を用いたラチスばかりまたはラチス柱のラチス材の接合は、つぎの各項に従う。

a) 図4.5に示した場合

弦材の板厚は3.2 mm以上とし、全周溶接とする。この場合の溶接継目の長さ l は(4.

19) 式によって算定するほか、はりせいの1/4以下にする。

$$l \geq \frac{N \cdot \sin \alpha}{a \cdot f_s} \quad (4.19)$$

記号

l : 溶接継目の長さ(cm)

N : ラチス材の設計軸力(t)

a : 溶接継目ののど厚(cm)

f_s : すみ肉溶接継目の許容せん断応力度
(t/cm²)

b) 図4.6に示した場合

溶接継目の直線部分の長さ l は、(4.20)式によって算定する。

$$l \geq \frac{N}{2a \cdot f_s} \quad (4.20)$$

記号 (4.19)式と同じ。

(4) ガセットプレート

ガセットプレートの厚さは、集結部材の板厚以上、かつ、3.2 mm以上とする。ただし、計算または実験によって十分安全であることが確かめられた場合には、

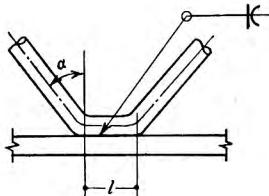


図 4.5

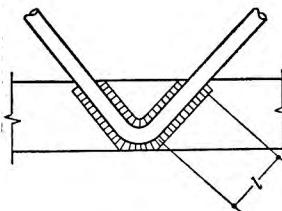


図 4.6

このかぎりでない。

(5) 柱 脚

- a) 柱脚部は、とくに浮き上がり力の有無について検討し、浮き上がり力のある場合はこれに対して安全であるように設計する。
- b) 筋かいは柱心に対して偏心のないように取付ける。偏心して取付いている場合は、偏心によるねじりモーメントについて検討する。

(6) 基 磐

- a) 基礎は地盤の状況に応じて、すべり・転倒・地盤反力などに対して安全であるように設計するほか、構造全体の不同沈下などに対しても十分注意する。
- b) 浮き上がり力のある場合は、基礎自重ならびに基礎底盤上部の土の重量を浮き上がり力の1.5倍以上とする。この際、つなぎばりの耐力を加算してもよい。

5章 リベット・ボルトおよび高力ボルト

5.1 穴の寸法

リベット穴の径は、JIS B 1214による。ボルト穴の径は、ボルトの公称軸径に0.5 mmを加えたものとする。高力ボルト穴は、リベット穴に準ずる。

「鋼構造設計規準」14.10のボルトの場合は、ボルトの公称軸径に0.2 mmを加えたものとする。

5.2 最小ピッチ

リベット・ボルトおよび高力ボルト穴中心間の距離は、径の2.5倍以上とする。

5.3 最小縁端距離

表 5.1 最小縁端距離 (mm)

| 径 (mm) | 縁端の種類 | | 径 (mm) | 縁端の種類 | |
|--------|--------------|-------------------------|--------|--------------|-------------------------|
| | せん断縁・手動ガス切断縁 | 圧延縁・自動ガス切断縁・のこ引き縁・機械仕上縁 | | せん断縁・手動ガス切断縁 | 圧延縁・自動ガス切断縁・のこ引き縁・機械仕上縁 |
| 10 | 18 | 16 | 22 | 38 | 28 |
| 12 | 22 | 18 | 24 | 44 | 32 |
| 16 | 28 | 22 | 28 | 50 | 38 |
| 20 | 34 | 26 | 30 | 54 | 40 |

リベット・ボルトおよび高力ボルト穴中心から縁端までの最小距離は、表 5.1 による。

5.4 応力方向の縁端距離

引張材の接合部においてせん断をうけるリベット・ボルトまたは高力ボルトが応力方向に 3 本以上並ばない場合は、端部リベット・ボルトまたは高力ボルト穴中心から応力方向の接合部材端までの距離は、1 面せん断に対してもリベット・ボルトまたは高力ボルトの軸断面積を接合部材厚で除した値以上、2 面せん断に対してもこの値の 2 倍以上とする。

ただし、5.2 に規定した距離以上、かつ 5.3 に規定した距離以下としなければならない。

5.5 最大縁端距離

リベット・ボルトまたは高力ボルト穴中心から、リベット・ボルトまたは高力ボルトの直接接する材の縁端までの最大距離は、その材厚の 12 倍、かつ 15 cm とする。

5.6 高力ボルト接合

高力ボルト接合は、JASS 6.6 により施工する。ただし、4 mm 未満の軽量形鋼を用いる場合は、摩擦面は脱脂した黒皮面とする。

6 章 溶接

6.1 溶接工作

(1) 溶接工事施工者は、与えられた工事を満足に行うことのできる担当技術者・指導員・溶接工および溶接機器を持たなければならない。

(2) 担当技術者および指導員は、「溶接工作規準」I. アーク手溶接 1.7 による。

(3) 溶接工

a) 軽量形鋼構造の溶接に従事しうるアーク手溶接工は、「溶接工作規準」I. アーク手溶接 7 章に規定された薄板構造の資格 $[(N-1F) + (N-1V)]$

および必要に応じ中板構造の資格 $[(A-2F) + (A-2V) + (A-20)]$ の技術資格以上またはこれと同等以上の資格を保有し、かつ「溶接工作規準」I. アーク手溶接 7 章 7.3 「技量承認試験」に合格したものでなければならない。

b) 軽量形鋼構造の仮付け溶接に従事しうる仮付け溶接工は、日本工業規格

JIS Z 3801「溶接技術検定における試験方法ならびにその判定基準」に示されたいずれかの試験の一つに合格しているもので、かつ「溶接工作規準」I. アーク手溶接7章7.3.2に規定された「仮付け溶接工技量承認試験」に合格したものでなければならない。

ただし、「溶接工作規準」I. アーク手溶接7章表1.5に示された「薄板構造・中板構造・厚板構造・薄肉鋼管構造・中肉鋼管構造・厚肉鋼管構造」の溶接工の試験に合格したものは、上記の試験を省略することができる。

c) 軽量形鋼構造の半自動溶接に従事しうる溶接工は、係員の指示あるいは承認する技量承認試験に合格したものでなければならない。

d) a), b), c) に規定した試験に合格し、資格証明書を保有している溶接工であっても、係員が疑問を生じたとき、または必要と認めた場合は、ただちに前記の試験を行いその技量を確認する。

(4) 溶接機器および溶接設備

軽量形鋼構造の溶接に使用する溶接機器・付属装置および溶接設備は、完全な溶接を行うに必要なすべての機能および構造を具備していなければならない。

6.2 溶接法

(1) 一般

溶接の作業にあたっては、アーク手溶接またはガスシールドアーク半自動溶接で行うことを原則とする。なお、「溶接工作規準」各項に準拠し、とくに構造物の強度の保持、正確な形状の確保およびひずみ変形の防止を図るものとする。

(2) 材料準備

a) 部材の形状

溶接する部材は、正確な形状・寸法を保有し、切断・穴あけ、その他の加工によって起こった変形は、組立ておよび溶接開始前にきょう正する。

b) 部材の清掃

溶接される箇所および溶接部周辺に、水分、スラグ、さび、はがれやすいスケール、油脂、溶接に有害な塗料、その他正しい溶接作業に支障となるもの、あるいは不快になるヒュームを発生する異物は、あらかじめ組立て以前または溶接開始前に完全に除去する。力強くワイヤブラシでこすってもとれないようなミルスケールまたは乾性油の薄い膜あるいは溶接結果に支障のない薄いさび防止の被膜剤は、そのまままでよい。

(3) 部材の集結

a) 正確な集結

部材の集結は適当なジグを用い、部材相互の位置を保つよう正確な集結を行う。

b) 突合せ溶接の間げき

厚さ 3.2 mm 以下の I 形突合せ溶接は、最大板厚の 1/2 以下の間げき（ルート間隔=0～1/2 T）を保持し両面溶接とする。厚さ 3.2 mm をこえ 6 mm 以下の I 形突合せ溶接は、最大板厚の 1/2 以上の間げき（ルート間隔=1/2 T）を保持し、裏はつり両面溶接とするか、最大板厚と等しい間げき（ルート間隔=T）を保ち、裏あて金を用いて片面溶接とする。

板厚 6 mm 以上の突合せ溶接は、適正な開先加工を行い、所定のルート間隔を保持して溶接する。

c) すみ肉溶接およびフレアグループ溶接の関係

すみ肉溶接およびフレアグループ溶接を行う場合は、はだ合せを十分に行い、密着することを原則とする。

d) 変形の対策

部材の集結に際しては、その構造、溶接形式および溶接順序から推定した変形に対する拘束となるべくきん少にとどめ、かつ溶接完了後の構造物の形状を正確にするため本項に規定する溶接法に従うものとする。

e) 仮締めと仮付け溶接

仮締めと仮付け溶接は、部材を正確に保つとともに過度の拘束を与えないよう適当な仮締めまたは仮付け溶接を行う。

仮締めのために用いるジグをやむをえず部材に溶接した場合は、母材に損傷を与えないように溶接完了後除去し、平滑に仕上げておく。また、仮締めのために母材に穴をあけることを行ってはならない。ほかに方法のない場合は、穴の位置・寸法、不要になった際の処置などについて係員の承認を得て実施しなければならない。

仮付け溶接は、本溶接と同等の溶接とし、かつ本溶接の一部になるようにその大きさを等しくとり、長さ 30 mm 以上とする。なお、原則として突合せ溶接の開先面内に仮付け溶接を行ってはならない。仮付け溶接に従事する溶接工は、6 章 6.1 (3) b) に規定された「仮付け溶接工技量承認試験」に合格した有資格者で係員の承認されたものとする。

(4) 組立て方法

部材の組立てに際しては、正しい形にきょう正された部材を定盤のような平らな台上に、あらかじめ準備された組立てジグに設置し、適当な押え金具と締付け

ジグで固定し、6.2(3) e) に示す規定により、仮付け溶接を行う。仮付け溶接の間隔は、300～500 mm につき 1 か所以上とする。仮付け溶接を行わないで、ただちに本溶接を行う場合は、押え金具と締付けジグがゆるまないよう十分注意する。また、組立てに際しては、小組立てを行い本溶接をすませたのちに漸時大組立てを行うようにする。

(5) 溶接作業

a) I 形突合せ溶接および V 形突合せ溶接に使用する溶接棒の心線直径は板厚と等しいか、あるいは 1 段階上の太さのものを使用するが、4 mm よりも太い径の溶接棒を使用してはならない。溶接棒の種別は、D 4301, D 4303, D 4311, D 4316 とする。

ただし、D 4316 を使用する場合は、ルート間隔を 1.0～2.5 mm 程度開いておくことが望ましい。

厚さ 3.2 mm 以下の I 形突合せ溶接は、両面からの溶接の溶込みが十分重なり合うように行い、裏あて金を用いて片面から溶接するものは裏あて金に十分溶け込むように溶接する。

b) T 形すみ肉溶接および重ねすみ肉溶接に使用する被覆アーク溶接棒は、板厚に適合したものを使用し、その種別は D 4301, D 4303, D 4311, D 4316 のいずれかによる。

ただし、重ね溶接の場合、被覆アーク溶接棒心線の中心が重ねられた板の上りかどを通るように、約 75～80° 進行方向に傾斜して、ホイッピング運棒法により行うものとする。すみ肉溶接を行う 2 部材のはだすきは、0.8 mm 以下とする。

c) フレアレ形グループ溶接およびフレア X 形グループ溶接の場合は、板厚に適合した心線直径の被覆アーク溶接棒と適正な溶接電流を用い、みぞの中心部に溶接棒先端を押し込みぎみにアークを短めに保持し、進行方向に約 60～70° 傾斜し、ストレートビードあるいはホイッピング運棒法を行うのがよい。使用被覆アーク溶接棒の種別は、D 4301, D 4303, D 4311, D 4316 とする。

d) フレアレ形グループ溶接は、板厚の薄いほうに適合した溶接棒を用い、適正な溶接電流値よりやや高めの電流に調節し、板厚の大きいほうに被覆アーク溶接棒の先端を向け進行方向に約 60～70° 傾斜して溶接を行う。

使用被覆アーク溶接棒の種別は、D 4301, D 4303, D 4311, D 4316 とする。

e) 丸棒と鋼板とのフレアグループ溶接では、丸棒の直径が 16 mm 以上のものを溶接する場合は、被覆アーク溶接心線直径 3.2 mm 以上のものを使用し、

丸棒の直径が 16 mm 以下のものを溶接する場合は、心線直径 2.6 mm 以上のものを使用する。

溶接を行う場合の溶接棒の傾斜角度は、下向溶接では約 30~60°、立向溶接では約 70~90°、上向溶接では 60~80° 溶接進行方向に対して溶接棒を保持する。

f) 半自動溶接機を用いて行う溶接の場合は、炭酸ガスシールドアーク半自動溶接法によるものとし、使用するワイヤは、ソリッドワイヤ（実体ワイヤ）でもフラックス入りワイヤ（複合ワイヤ）のいずれでもよいが、ワイヤ径は 1.6 mm 以下とし、使用する炭酸ガスは、日本工業規格 JIS K 1106「液化炭酸」3 種を使用するものとする。

ただし、アルゴンガスと CO₂ ガスとを混用してもよい。また溶接装置は、ディップトランスマーカー溶接（短絡移行アーク溶接法・ショートアーク溶接法ともいう）が行えるものとする。

その他の溶接方法を採用する場合は、係員の承認を得るものとする。

g) 本溶接開始前または本溶接中に仮付け溶接にわれが発生した場合は、その部分の本溶接を行う前にわれた仮付け溶接を削除し、本溶接を行う。

6.3 検査

溶接部は、つぎの工程においてそれぞれの検査をする。

- (1) 溶接施工前
 - a) 溶接部付近の表面の清掃
 - b) はだ付き
 - c) 間げきの寸法
 - d) 被覆アーク溶接棒および溶接用ワイヤの選定
 - e) 溶接機および装置の選定
 - f) 電流の調節
 - g) 使用ジグの適否
- (2) 溶接施工中
 - a) 溶接順序
 - b) 被覆アーク溶接棒および溶接用ワイヤの棒径適否
 - c) 電流・電圧・速度の適否
 - d) 運棒法の良否
 - e) アークの長さ
 - f) 溶込み状況

- g) 仮付け溶接の良否
- (3) 溶接終了後
- a) スラグおよびスペッタの除去・清掃
 - b) ビード表面の適否
 - c) アンダカットおよびオーバラップの状態
 - d) ブローホールおよびスラグ巻込みの状況
 - e) 融合不良、われ発生の有無
 - f) クレータの処理の良否
 - g) 溶接寸法の適否
 - h) ひずみ変形の状態
 - i) 溶接部付近の過熱状態

6.4 補正および修正

- (1) 有害な欠陥（融合不良・溶込み不足・スラグ巻込み・ブローホール・オーバラップなど）のある溶接は、適当な方法で削除して再溶接を行う。
- (2) 溶接金属にわれのはいった場合は、われの起こった部分の溶接金属を完全に削除して再溶接を行う。
- (3) 溶接金属から母材にわれのはいった場合、あるいは母材にわれの起こった場合は母材を取り替えなければならない。
- (4) アンダカットの部分は、溶着金属を付加溶接して所定の寸法が得られるよう成形したのち、適正な溶接棒を用いて補正しなければならない。この場合、ショートビードにならないよう長くする。
- (5) 溶接部材に構造耐力上有害な変形が残った場合は、これをきょう正し、必要に応じ補強しなければならない。また、溶接各部材に有害な変形が起こった場合は、これらの部材を集結する前または最終的段階できょう正する。
- (6) 放射線透過試験検査その他の非破壊検査法を行った結果不合格のものは、破棄するか欠陥部を切り取って再溶接を行い、さらに前と同様な検査を行うものとする。

6.5 塗装

- (1) 工場溶接および現場溶接を行う部分と、これに隣接する両側にそれぞれ幅 50 mm 以上の部分には、溶接終了まで塗装を行わないことを原則とする。ただし、溶接に無害な塗料を使用する場合はこの限りでない。
- (2) 溶接完了後、スペッタおよびスラグを完全に除去・清掃のうえ、指定の塗装を行うものとする。

6.6 災害防止

「溶接工作規準」および「労働安全衛生規則」その他に従い、工事担当者は十分な安全方法を講ずるものとする。

7章 工作一般

7.1 工場の資格

工場は、軽量形鋼の加工に必要な機械および担当技術者を有し、係員の承認したものでなければならない。

7.2 切断

(1) 各材の切断面は図面に指定するものを除き軸線に垂直とし、とくに断面形状を損しないようにする。

(2) 切断は、機械切断を原則とする。手動ガス切断を使用する場合には、その切口が美しく、かつ切欠きがあってはならない。

(3) 溶接する部材の切断方法は、溶接によって起こる収縮および仕上げしろなどを考慮した大きさとする。

7.3 曲げ加工

曲げ加工を要する部材は常温または熱間加工とし、その際に発生したひずみはきょう正する。

7.4 リベット・ボルトおよび高力ボルト

(1) 穴あけによるまくれ・ひずみは取り除く。

(2) リベット打ちの際、母材を損しないよう注意する。

(3) 不完全なリベットは、母材を損しないよう適当な方法でこれを取り除き打ち直しをする。

(4) 径 8 mm 以下のリベットは、冷間で打つことができる。

(5) 4 mm 未満の軽量形鋼に高力ボルトを用いる場合の摩擦面は、浮きさび・じんあい・油・塗料など摩擦力を低下させるものを除去するが、堅固な黒皮は除去しなくともよい。

7.5 溶接組立部材

溶接組立部材の穴あけおよび仕上切断は、原則として溶接完了後ひずみをきょう正したうえで行う。

7.6 ひずみのきょう正

溶接熱その他加工中に生じたひずみは、適當な機械的方法または加熱法などにより注意深くきょう正する。この際の加熱温度は約650°C以下とし、とくに局部変形を生じないように注意する。

7.7 檢 査

工場製作が完了した部材は社内検査を行い、社内検査完了後に係員による製品検査をうける。

不良箇所は、すみやかに修正などの必要な処置を行い、再検査をうける。

8 章 建 方

8.1 建方計画

建方計画図を作成して、建方順序を検討するとともに、建方時の集中荷重による局部変形・危険防止について十分な検討を行わなければならない。

8.2 運搬時の養生

運搬時の積み重ね・つり上げなどにより局部変形のおそれある部分については、適當な方法によりあらかじめ防護する必要がある。

8.3 建 方

(1) 部材に生じた曲がり・ねじれは、建方に先だちただちにこれを修正する。

(2) リベット・高力ボルトまたは溶接は、建入れ・ひずみを完全にきょう正したのちに施すものとする。

(3) 建方途中の風圧力その他の荷重に対しては、必要に応じ仮筋かいその他の支持材で補強する。また、やむをえず部材に集中荷重をかける場合には、十分に仮補強を行う。

(4) 丸鋼を用いた筋かいは、各部とも均一で、かつ適正な張力になるようターンバックルなどによって締め付ける。

8.4 現場溶接部材の組立て

現場溶接の部材の組立ては、締付け具により正しい位置に保たれなければならない。

8.5 仕上材の取付け

仕上材の取付けに溶接などを使用する場合は、部材を損傷しないよう注意する。

8.6 他構造との併用

構造体が鉄筋コンクリート構造・プレストレストコンクリート構造などの他の

構造との組合せにより一体となるものにおいては、組立て期間中に予測される各種の荷重に対してその安全性を検討し、必要ある場合は仮補強する。

9章 防せい

9.1 防せい上の基本方針

軽量形鋼構造は鋼材の板厚が薄いため、さびによる構造耐力の低下が著しいので、必ず防せい措置を施し、かつ、防せい上の弱点を作らないよう構造計画をする。

(1) 鋼材は、主として水分・湿気が滞留することにより腐食が生じるので、部材配置に十分注意し、必要に応じて水抜き穴を設けるなど、部材を極力乾燥状態に保つよう考慮しなければならない。

(2) 防せい塗装の塗膜は、老化・打こんなどにより化学的・機械的に劣化するので、構造物を常に健全な状態に保つよう再塗装などの保安を含めた塗装計画をたてる。

9.2 防せい塗装

(1) 部材には、建設地・部位などの腐食環境の優劣、点検、再塗装の可否に応じた塗装計画にもとづき、防せい塗装を施す。

(2) 塗装計画は、つぎの事項について定める。

a) 初期塗装

- i) 素地ごしらえの方法
- ii) 塗料の種類（下塗り・中塗り・上塗り）
- iii) 塗装方法（塗り回数・施工方法・時期）

b) 再塗装

- i) 点検の期間と方法
- ii) ケレンの方法
- iii) 塗料と塗り回数

(3) つぎの部分は、工場塗装を行ってはならないが、工事場建方完了後、その部分が防せい上の弱点とならないよう隣接部分と同等以上の塗装を入念に施す。

- a) コンクリートに埋込まれる部分
- b) 組立てによりはだ合せとなる面
- c) 工事場溶接を施す部分

- d) 高力ボルト摩擦接合部の摩擦面
- e) 密着または回転のため削り仕上げを施した部分

9.3 防せい処理の注意事項

- (1) 雨水のかかりやすい部材であって、ボックス形部材の内部、ガセットプレートばさみのすきなど、再塗装が不可能な箇所は密閉しなければならない。
- (2) コンクリート・モルタルなどのアルカリの影響のある箇所は、耐アルカリ性の塗料を用いなければならない。
- (3) 素地調整後、ただちに塗装できるよう、工程上の考慮を払わなければならない。

輕量形鋼構造設計施工指針
同解說

軽量形鋼構造設計施工指針・同解説

1 章 総 則

1.1 適用範囲

- (1) この指針は、主として厚さ4mm未満の軽量形鋼を用いる軽量形鋼構造の設計施工に適用する。
- (2) とくに、この指針に規定のないかぎり、構造計算については「鋼構造設計規準」、材料・工作一般・建方・防食などについては、JASS 6「鉄骨工事」、溶接工作については「溶接工作規準」による。
- (3) 厚さ4mm以上の軽量形鋼を構造に用いる場合、あるいは軽量形鋼以外の薄板部材を構造に用いる場合も、支障のないかぎり本指針によることができる。
- (4) 特別な論拠もしくは証明により本指針の示す構造と同等以上の安全な設計が可能な場合は、この指針によらなくてよい。

(1) 建築構造用冷間成形軽量形鋼（以下、軽量形鋼という）を構造主材として用いる構造物は、「鋼構造設計規準」によって、その構造計算が行われるが、従来の熱間圧延鋼材による鉄骨構造と部材組立ての形式方法などがいくぶん異なるところがあること、また新しくこういった構造物の設計製作を始める鉄骨加工業者もふえたことのために、ときに危険と思われる構造物もあり、基礎を含む総合工事において考慮すべき点が多い。したがって、設計および施工上ぜひとも注意する必要のある事項をここに指針としてまとめたものである。

(2) この指針は本項に掲げる関連する諸規準とともに使用するものであるが、軽量な構造物としてとくに注意すべき点は重複をいとわず詳細に規定し、他の規準・標準仕様書が設計施工上、あるいは契約図書作成上の標準として制定されているのに比べて、軽量形鋼構造の設計施工上の指針として用いられるよう配慮されている。

(3) 構造上鋼材の材質が一定であるならば、材形は構造的には力学上の問題にすぎない。この場合、厚さはその部材のうける応力に対して、たとえば、幅、リベット穴の大きさ、応力の集中度などのプロポーション上の問題で、相対的なものである。ただ、腐食、溶接による焼け穴、アンダカット、運搬および建方中の局部的変形などは厚さの薄いこと自体が直接問題となる。

したがって、4 mm 未満の軽量形鋼を構造部材として用いる鉄骨構造に関しては、一般に在来の鉄骨構造よりも厳密な規定が要求されるので、厚さ 4 mm 以上の軽量形鋼および軽量形鋼以外の薄板部材についても一般に本指針が適用できることになっている。

1.2 一 般

- (1) 設計者は使用する部材の長所および短所を考慮し、適切な取扱いによって構造設計しなければならない。厚さ 4 mm 未満の軽量形鋼に対しては、とくに防せい（錆）に注意し、耐久力の保持につとめ、また構造全体の安全性を確保する必要がある。
- (2) 設計者はその構造が設計どおりに施工されるために、あらかじめ工事施工者の能力を調査し、それに応じて無理のない設計を行わなければならない。

(1) ここにいう長所および短所とは、広い意味では鉄骨構造の他種構造に対する特徴であり、狭い意味では同じ鉄骨構造でも軽量形鋼のもつ材形的な特徴である。

1.1(3) 解説にも述べたように、厚さの絶対値の小さい点に注意する必要がある。また、構造用形鋼として軽量形鋼は、断面積に比較して大きな断面諸係数を持っていることが特徴であるから、曲げ材や長柱としては有利であるが、反面、ねじれや局部座屈、応力集中に対しては弱い欠点があり、また、長い間の腐食に対して十分に注意して設計しなければならない。

なお、従来木造が用いられたような構造物に多く用いられるが、木造に比べて材形が小さくてすむので、ときには部材強度は十分でも構造全体が不安定構造となるように構成される危険があるので、本項の規定がとくに設けられた。

(2) 軽量形鋼はきわめて小規模で簡単な構造物から、ときに比較的大規模な構造物まで幅広く用いられる。また、開発されてから歴史の浅いこと、鉄骨加工業者も新しいものも多いことなどを考慮して、鉄骨加工業者が予定されるならば、製作上無理の生じないようあらかじめ設計時に加工を考えて設計するように注意する。また、逆に設計が定まれば、それに応じた鉄骨加工業者を選定しなければならない〔7.1 参照〕。

1.3 構造耐力上主要な部分の板厚

柱・はり・小屋組など構造耐力上主要な部分などに使用する材の厚さは、2.3 mm 以上とする。

1.1(3) に述べたように、腐食・溶接・運搬および建方中の変形など材厚の絶対値が直接影響しないかぎり、最小板厚の制限の必要はないわけである。また、十分な亜鉛めっきなどの塗覆装、完全な溶接、しっかりした荷造り、建方時の注意などによって薄板の欠点は除かれるものである。しかし、実際問題として、このような完全な施工の行われることが常に望まれるとはかぎらないので、本指針では柱・はり・小屋組など構造耐力上主要な部分に使用する材厚最小限として 2.3 mm を規定した。また、逆に 2.3 mm 以上の厚さがあっても、従来の鉄骨構造に慣用された材厚に比べると当然薄いので、本指針各項の注意は完全に守られなければならない。

い。

なお、文部省「軽量鉄骨建築による学校建物の鋼材の厚さに関する指導規準」を参照されたい〔3.3 参照〕。

2 章 材料および許容応力度

2.1 材 料

軽量形鋼は、JIS G 3350「一般構造用軽量形鋼」による。

構造用に使われる軽量形鋼は、その強さにおいて通常の鋼構造と同じく SS 41 程度の材質が望まれ、かつ溶接性がよいことも必要な条件である。

軽量形鋼の JIS は昭和 36 年 11 月に初めて制定され、昭和 48 年に改正されている〔付 1. JIS G 3350 一般構造用軽量形鋼〕。

このおもな点を述べれば

- (i) 名 称 軽量形鋼 SSC 41
- (ii) 断面形状 図 2.1.1 に示す 6 種



図 2.1.1

(iii) 製 品 全長にわたり形状が均等で、使用上有害な欠点がないこと。

(iv) 化学成分 P, S の成分規定のほかに良好な溶接性を確保するため C の制限が加わり、表 2.1.1 のとおりである。

表 2.1.1

| 成分 | C | P | S |
|---------|---------|----------|----------|
| 重 量 (%) | 0.25 以下 | 0.060 以下 | 0.060 以下 |

(v) 引張強さ 41~55 kg/mm²

(vi) 降 伏 点 24 kg/mm² 以上

(vii) 伸 び 5 号試験片、標点距離 50 mm で 21% 以上
となっている。

したがって、軽量形鋼の接合に用いられるガセットプレートの類もこれと同程度の強度・降伏点・溶接性をもった鋼板であることが望ましい。

2.2 ポルト・リベット

ポルトおよびリベットは、それぞれ「鋼構造設計規準」4章 材料およびJASS 6「鉄骨工事」2節 材料による。

1) ポルト

鋼構造設計規準およびJASS 6によれば、使用すべきポルトの形状と材質について定められている。

すなわち、形状はJIS B 1180によることになっており、これによって各部の寸法・山数が規定されている。等級は寸法精度と仕上程度により上・中・黒の3段階があり、接合用ポルトには中を用いる。

ねじ部の長さ、首下長さともに締める材厚に関係するので、発注の際注意を要する。もし、ねじ部が締める材の中にあるとせん断をうけたとき耐力が減少する。

アメリカでは、ねじ部のせん断耐力が規定されているが、わが国ではこのような使い方は認められていない。とくに、軽量形鋼の接合では、板厚が薄いので注意が必要である。せん断をうけるポルトの穴径は軸径より0.5 mm以上大きくすることは許されない〔JASS 6, 6.5.1～3参照〕。

なお、主要構造部については、建築物の規模による使用制限（軒高9 m以下、かつ張り間13 m以下）、あるいはポルト穴径と軸径との余裕を0.2 mm以下とする場合（規模による制限はないが、特認を要する）などにポルトの使用が限定されている。

材質については、特別の場合を除きJIS G 3101に定めるSS 41の規格品とする。

2) リベット

鋼構造設計規準およびJASS 6によれば、使用すべきリベットの形状と材質が定められている。

すなわち、形状はJIS B 1214に定める丸リベットとし、材質は特別の場合を除きJIS G 3104「リベット用圧延鋼材」に定める第1種(SV 34)あるいは第2種甲(SV 41A)を用いる。

(付記) ドライブリベット

火薬の力で銃弾形の特殊鋼製リベットを打ち込んで鋼材を接合する「ドライブリベット」については、建築基準法38条による建設大臣の認可が与えられ、使用できることになった。なお、その設計および施工については、日本軽量鉄骨建築協会で制定された「構造用ドライブリベット計算規準」「構造用ドライブリベット施工規準」によることになっている〔付8参照〕。

2.3 摩擦接合用高力ポルト

摩擦接合用高力ポルトは、JIS B 1186「摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット」による。

軽量形鋼などの薄板を高力ボルト接合する場合、理論的には部材の板厚に無関係に耐力がき

まることになっているが、実際には下記のような問題があるので、薄板の板厚・材形に応じた高力ボルトの材質および最大ボルト径に制限が加えられなければならない。

(i) 高張力の材質で、太い径の高力ボルトを用いて集中的に接合した場合の穴周辺の応力集中および局部変形

(ii) すべり後の支圧耐力の急激な低下と変形能力

(iii) 締付け総板厚が小さいことによる短ボルトの締付け管理

以上の問題を考慮して、板厚に応じて使用できる高力ボルトの種類およびボルト径の標準を表2.3.1に示した。

表 2.3.1 板厚に応じたボルトの使用範囲

| 板 厚 (mm) | ボルトの種類 | |
|-------------|--------|-----------|
| | 等 級 | 呼 び |
| 1.6~2.3 | F 8 T | M 12 |
| 2.3~3.2 | F 8 T | M 12~M 16 |
| | F 10 T | |
| 3.2~4.5 | F 8 T | M 12~M 20 |
| | F 10 T | M 12~M 16 |

2.4 被覆アーク溶接棒

アーク溶接に使用する被覆アーク溶接棒（以下、アーク溶接棒）は、被溶接部の厚さ・大きさおよび継手形状に適合する棒径と性能を有するもので、JIS Z 3211に規定されたD 4301（イルミナイト系）、D 4303（ライムチタニヤ系）、D 4311（高セルロース系）、D 4316（低水素系）を標準とする。

アーク溶接に使用する被覆アーク溶接棒はJIS Z 3211「軟鋼用被覆アーク溶接棒」と、JIS Z 3212「高張力鋼用被覆アーク溶接棒」の2種の規格に規定されているが、軽量形鋼用としてはJIS Z 3211に規定されたものを使用する。

被覆アーク溶接棒は軟鋼心線に被覆剤を塗布したもので、心線の成分と被覆剤の成分とが一体となって溶着鋼の性質がきまつてくる。心線規格としてはJIS G 3523「被覆アーク溶接棒心線」が定められている。

JIS Z 3211においては9種類の棒が規定されていて、被覆剤の系統により区別されているが、大別して、規定しない、イルミナイト系、ライムチタニヤ系、高セルロース系、高酸化チタン系、低水素系、高酸化鉄系、鉄粉入系の8系統となる。

この規格品の中から、軽量形鋼構造用として適当なものを表2.4.1に示す。

部材の厚さ・大きさおよび継手形状によりこの中から適当に選んで使用すればよい。

表 2.4.1

| 溶接棒の種類 | 被覆剤の系統 | 溶接姿勢 | 使用電流の種類 |
|--------|----------|-------------|--------------|
| D 4301 | イルミナイト系 | F, V, OH, H | AC または DC |
| D 4303 | ライムチタニヤ系 | F, V, OH, H | AC または DC |
| D 4311 | 高セルロース系 | F, V, OH, H | AC または DC(R) |
| D 4316 | 低水素系 | F, V, OH, H | AC または DC(R) |

表2.4.1で、D 4313(高酸化チタン系)を除いたのは、伸びが少ないので不適当と認めたからである。

表中の棒の種類は記号で D 43×× となっているが、Dは電気の頭文字、43はこれらの溶接棒によって保証される引張強さ 43 kg/mm²、最後の 2 けたは被覆剤による種類と使用可能姿勢を表わすものである。

溶接姿勢の記号はつぎのとおりである。

F : 下向, V : 立向, OH : 上向, H : 横向, H-Fil : 水平すみ肉溶接
各種被覆剤の系統による特性をつぎに述べる。

(i) イルミナイト系 (D 4301)

イルミナイト鉱石を 30 % 以上被覆剤に含んだ形で、全姿勢で使用できる。主原料の関係から日本でとくに発達し、最も多く使用されている。とくに、薄板用として作業性をよしたものが製造されている。

被覆剤の配合の一例を示せば

| | |
|---------|--------|
| イルミナイト | 30~50% |
| 二酸化マンガン | 4~10 |
| デキストリン | 2~5 |
| フェロマンガン | 14~16 |
| 炭酸石灰 | 0~10 |
| シリケート | 20~40 |

けい酸ソーダまたはけい酸カリで固着

(ii) ライムチタニヤ系 (D 4303)

高酸化チタン系の機械的性質を改善するために作られた全姿勢用の棒で、作業性はイルミナイト系よりもさるが、溶着鉄の性質はやや劣っている。

アンダカットができるにくく、表面も美しいので、軽量鉄骨の溶接用に適している。

(iii) 高セルロース系 (D 4311)

全姿勢用の棒で、被覆剤にセルロースを 30 % 以上含み、その被覆剤の配合例を示せば

| | |
|---------|--------|
| セルロース | 30~40% |
| フェロマンガン | 10~20 |
| 酸化チタン | 5~20 |

| | |
|------|-------|
| 炭酸石灰 | 0～3 |
| タルク | 10～20 |
| 炭酸カリ | 0～2 |
| アルミナ | 10～15 |

けい酸ソーダまたはけい酸カリで固着

である。

アークはスプレー形で、スパッタが小さく多い。比較的吸湿性に対して強いので、貯蔵、使用前後の保管が楽である。被覆が薄く、溶着金属の盛り上がり量が多く、発生熱量が少ないので、多量の溶着金属をうる場合とか、現場溶接などには向くのであるが、わが国では普及していないため、一、二の製品を除いてはよい品質が少ない。

(iv) 低水素系 (D 4316)

全姿勢用（直径4mmまで）の棒で、この系だけは被覆剤の主成分ばかりでなく、溶着鉄の水素含有量が少ないという性質で示されている。溶着鉄の性質は各種の棒の中で最もすぐれているが、作業性は最も悪い。しかし、高張力鋼の溶接には必要なものである。この棒の欠点はビードの始端と終端にプローホールのできやすいこと、アンダカットのできやすいこと、スラグがはく離しにくいくことなどであるが、最近の製品は逐次これらの欠点が改善され、また溶接工の教育訓練と運棒法の研究によっても欠点が除去できる。その一例として他の系統と混用した裏波溶接棒と称されている溶接棒がある。

低水素系の棒を用いるときの注意としては、使用前に乾燥して使用することが必要で、乾燥温度は300～350°C、時間は30～60分である。この被覆剤の配合例を示せば、つぎのとおりである。

| | |
|----------|--------|
| 炭酸石灰 | 30～60% |
| フェロシリコン | 3～5 |
| フェロマンガン | 3～5 |
| フェロチタン | 3～5 |
| ふっ化カルシウム | 10～20 |
| ルチル | 0～20 |
| シリケート | 5～20 |

けい酸ソーダまたはけい酸カリで固着

塗装後300°Cくらいで1時間加熱し、水分を取除く。

2.5 ワイヤおよびシールドガス

ワイヤおよびシールドガスは、「溶接工作規準」VI. ガスシールドアーク半自動溶接による。

2.6 許容応力度

(1) 構造用鋼材・リベット・ボルト・溶接の許容応力度は、「鋼構造設計規準」による。

(2) 高力ボルト

4 mm 未満の軽量形鋼に用いる高力ボルトの長期応力に対する軸断面についての許容応力度は、表 2.1 による。

表 2.1 高力ボルトの許容応力度 (t/cm²)

| 高力ボルトの種類 | 引張り | せん断 |
|----------|-----|------|
| F 8 T | 2.5 | 0.6 |
| F 10 T | 3.1 | 0.75 |

高力ボルトは表 2.2 に示す設計ボルト張力を与えて使用し、せん断力は材間の摩擦力で伝えるものとする。

表 2.2 高力ボルトの設計ボルト張力 (t)

| ボルト等級 | 設計ボルト張力 | | | 標準ボルト張力 | | |
|--------|---------|------|------|---------|------|------|
| | M12 | M16 | M20 | M12 | M16 | M20 |
| F 8 T | 4.68 | 8.27 | 13.0 | 5.15 | 9.10 | 14.3 |
| F 10 T | 5.78 | 10.3 | 16.1 | 6.36 | 11.3 | 17.7 |

(3) 抵抗溶接

点溶接によって 2 枚以上の板を接合する場合には、各溶接点の長期応力に対する許容応力度は表 2.3 による。

表 2.3

| 外側の板の厚さ (薄いほう)(mm) | 許容せん断力 (kg) | 外側の板の厚さ (薄いほう)(mm) | 許容せん断力 (kg) |
|-----------------------|----------------|-----------------------|----------------|
| 0.8 | 110 | 2.0 | 470 |
| 1.0 | 150 | 2.3 | 580 |
| 1.2 | 210 | 2.6 | 690 |
| 1.4 | 270 | 2.9 | 800 |
| 1.6 | 340 | 3.2 | 910 |
| 1.8 | 400 | 4.0 | 1 230 |

軽量形鋼構造への高力ボルト接合の適用には、つぎのような問題がある。

- (i) JIS B 1186 に規定されている全種類の適用が可能か。
- (ii) 締付け総厚が薄いので、導入軸力の管理が困難ではないか。
- (iii) 摩擦面の処理が困難ではないか。とくに、処理しない場合のすべり係数はどの程度低下するか。
- (iv) 薄板のため接合部周辺の局部変形が大きいのではないか。

などであるが、本指針では適用範囲を限定して認めることとした。

軽量形鋼構造の部材には軽量形鋼など軽微なものが用いられるので母材そのものの全強応力が小さく、JIS B 1186に規定されている2種、3種の高強度のものとか、M 20をこえる太径のものは、あまり必要ではない。また、普通の高力ボルト摩擦接合ではすべり後の支圧耐力および変形能力により接合部の安全が期待されるが、薄板の場合、すべり後の支圧による安全性は低下する。この傾向は(i)母材の板厚が薄くなればなるほど、(ii)ボルトが高張力化するほど、(iii)ボルト径が大きくなるほど、(iv)すべり係数が大になるほど大きくなる、などの理由から無条件で高力ボルトを使用することは軽量形鋼構造の場合危険であるといえる。軽量形鋼には比較的強固な黒皮が表面に固着している。この黒皮を除去して摩擦面をJASS 6に規定する表面状態に調整するためには、(i)ショットブラスト処理は理想的であるが、コスト、加工工場の程度からみて問題がある。(ii)グラインダーまたは酸火炎処理は母材の断面・形状を損傷するおそれがある。(iii)黒皮の防せり効果を摩擦面においても期待したい。(iv)前述のように、すべり係数はあまり大きくないうが接合部の安全性が高い、などの理由からあまり好ましいとはいえない。したがって、この指針では、摩擦面はJASSの規定にかかわらず黒皮を除去しないで表面を脱脂した状態とした。摩擦面処理の種々の状態のすべり試験の結果¹⁾を表2.6.1(a), (b)および図2.6.1(a), (b), 図2.6.2(a), (b), (c)に示す。また、試験体の形状を図2.6.1(a), (b)に示す。

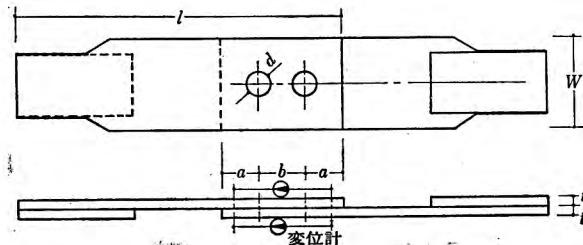
表 2.6.1 (a) 無処理薄鋼板のすべり試験結果（薄鋼板）

| 板厚 <i>t</i> | ボルト径 <i>d</i> | 供試体数 <i>N</i> | ボルト本数 <i>n</i> | * すべり荷重 <i>p_s</i> (t) | * すべり係数 <i>μ</i> | * 最大耐力 <i>p_{max}</i> (t) | * <i>p_{max}/p_s</i> |
|----------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|--|
| 3.2 | M 16 | 3 | 1 | 3.37 | 0.295 | — | — |
| 4.5 | M 16 | 5 | 2 | 6.58 | 0.291 | 21.20 | 3.22 |
| 4.5 | M 20 | 5 | 2 | 9.12 | 0.257 | 22.20 | 2.43 |
| 4.5 | M 20 | 3 | 2 | 5.02 | 0.281 | — | — |
| 6 | M 20 | 3 | 2 | 4.90 | 0.277 | — | — |
| 6 | W 5/8** | 5 | 2 | 6.80 | 0.327 | — | — |

$$\bar{X}=0.291 \quad \sigma=\pm 0.036$$

* 単純平均値

** 旧実験より抜粋



F 10 T-M 16, M 20 高力ボルト

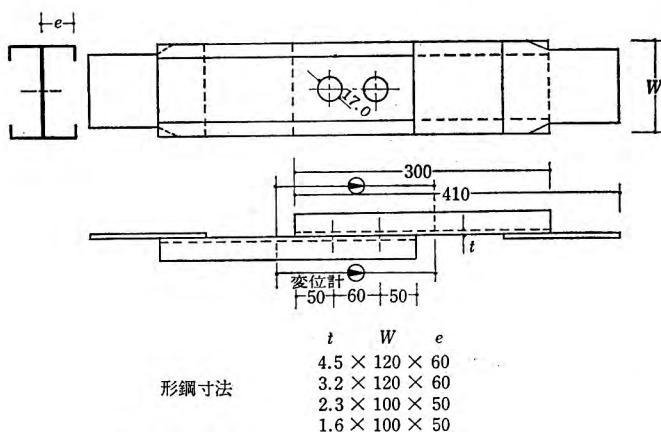
| t | d | l | W | a | b |
|-----|------|-----|-----|-----|-----|
| 4.5 | 17.0 | 450 | 140 | 70 | 60 |
| 3.2 | 17.0 | 350 | 160 | 50 | 50 |
| 4.5 | 21.5 | 350 | 120 | 50 | 60 |
| 4.5 | 21.5 | 450 | 140 | 70 | 60 |
| 6 | 17.0 | 400 | 120 | 70 | 60 |
| 6 | 21.5 | 350 | 80 | 50 | 60 |

図 2.6.1 (a) 試験体の形状 (薄鋼板)

表 2.6.1 (b) 無処理軽量形鋼のすべり試験結果 (軽量形鋼)

| t (mm) | d | N | n | p_s (t) | μ | p_{max} (t) | p_{max}/p_s |
|-------------|------|-----|-----|-----------|-------|---------------|---------------|
| 1.6 | M 16 | 7 | 2 | 5.60 | 0.251 | 5.96 | 1.06 |
| 1.6 | M 16 | 3 | 1 | 3.00 | 0.273 | 3.70 | 1.23 |
| 2.3 | M 16 | 10 | 2 | 6.11 | 0.271 | 10.43 | 1.71 |
| 3.2 | M 16 | 10 | 2 | 6.67 | 0.298 | 13.73 | 2.06 |
| 4.5 | M 16 | 10 | 2 | 7.99 | 0.356 | 19.24 | 2.41 |

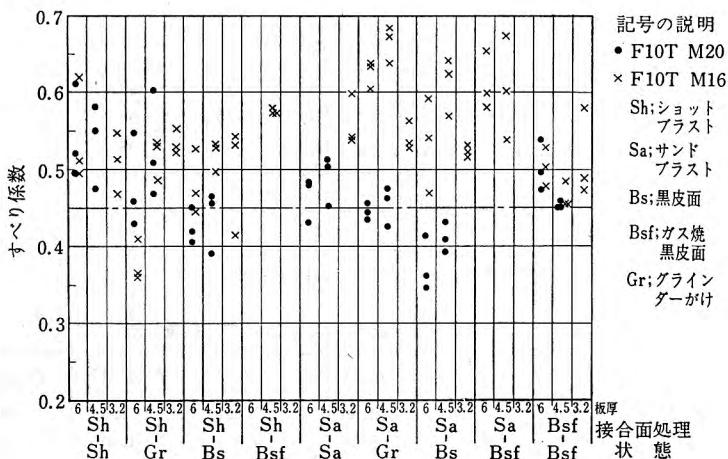
*** 若干表面にさびあり $\bar{X}=0.296$ $\sigma=\pm 0.038$
 総平均 $\bar{X}=0.292$ $\sigma=\pm 0.043$



F10T-M16 高力ボルト

図 2.6.1 (b) 試験体の形状 (軽量形鋼)

- 1) 安田誠宏：薄鋼板及び軽量形鋼の摩擦接合におけるたり係数について；日本建築学会近畿支部研究報告集，1973。



| 表面処理組合せ | M 20 | | | | | M 16 | | | | | | | | | |
|---------|----------------|---------------------|----------------|----------|---------------|-------|----------|------------|-------|----------|------------|-------|----------|------------|-------|
| | 板厚 <i>t</i> | すべり荷重 <i>p_s</i> | すべり係数 μ | <i>t</i> | <i>p_s(t)</i> | μ | <i>t</i> | <i>p_s</i> | μ | <i>t</i> | <i>p_s</i> | μ | <i>t</i> | <i>p_s</i> | μ |
| Sh-Sh | 6 | 9.69 | 0.543 | 4.5 | 10.18 | 0.569 | — | — | — | — | — | — | 3.2 | 5.71 | 0.510 |
| Sh-Gr | 6 | 8.46 | 0.478 | 4.5 | 9.42 | 0.526 | 6 | 8.45 | 0.377 | 4.5 | 11.75 | 0.517 | 3.2 | 6.10 | 0.533 |
| Sh-Bs | 6 | 7.56 | 0.425 | 4.5 | 7.73 | 0.436 | 6 | 10.78 | 0.480 | 4.5 | 12.16 | 0.536 | 3.2 | 6.30 | 0.495 |
| Sh-Bsf | — | — | — | — | — | — | 6 | 12.23 | 0.542 | 4.5 | 13.13 | 0.576 | — | — | — |
| Sa-Sa | 6 | 8.15 | 0.464 | 4.5 | 8.77 | 0.489 | — | — | — | — | — | — | 3.2 | 6.39 | 0.560 |
| Sa-Gr | 6 | 7.80 | 0.445 | 4.5 | 7.98 | 0.454 | 6 | 14.32 | 0.624 | 4.5 | 15.03 | 0.664 | 3.2 | 8.27 | 0.541 |
| Sa-Bs | 6 | 6.61 | 0.373 | 4.5 | 7.37 | 0.411 | 6 | 11.88 | 0.526 | 4.5 | 13.75 | 0.611 | 3.2 | 5.99 | 0.525 |
| Sa-Bsf | — | — | — | — | — | — | 6 | 13.69 | 0.605 | 4.5 | 13.92 | 0.605 | — | — | — |
| Bsf-Bsf | 6 | 8.97 | 0.503 | 4.5 | 8.13 | 0.454 | 6 | 11.50 | 0.504 | 4.5 | 10.53 | 0.462 | 3.2 | 5.87 | 0.515 |

実験値は3体の平均値を示す。

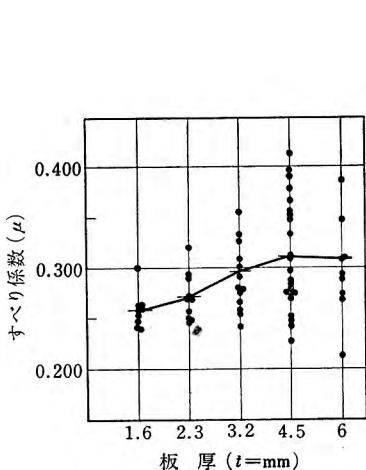
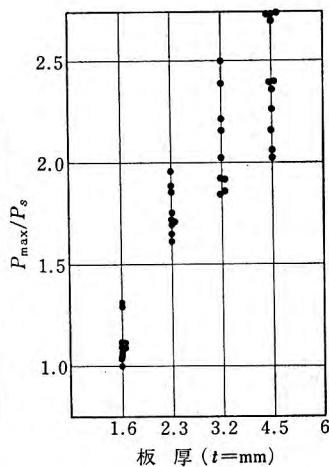
Sh: ショットブラスト Sa: サンドブラスト Gr: グラインダーかけ

Bs: 黒皮面 Bsf: 黒皮面ガス焼(酸火炎)

図 2.6.2 (a) 表面処理の違いによるすべり係数への影響

このような実験結果を考慮して、黒皮付きの摩擦面のすべり係数は安全を見込んで0.225とした。

本文表2.1に示した摩擦接合の許容せん断応力度は、「鋼構造設計規準」に準じてこの値を用いて次式で算出した数値を安全側に整理したものである。

図 2.6.2 (b) 板厚とすべり係数について
(黒皮面)図 2.6.2 (c) $\left(\frac{\text{最大荷重}}{\text{すべり荷重}}\right)$ と板厚

$$f_{so} \text{(高力ボルトの許容せん断応力度)} (\text{t/cm}^2) = \frac{S_f}{A_b}$$

$$S_f \text{(高力ボルトの許容摩擦耐力)} = (\text{t}) \frac{1}{\nu} m \mu B_o$$

ここで, μ : すべり係数 (0.225)

ν : すべりに対する安全率 (1.5)

m : 摩擦面の数 (1.0)

B_o : 設計ボルト張力 (表 2.2 の値)

A_b : ボルト軸断面積

引張接合に対しては、鋼構造においてもまだ設計式が確立されていない段階であり、軽量形鋼構造ではほとんど実験も行われていないので、実用化には時期尚早であるが、今後の研究・開発の目標値としてその許容値を表 2.2 に示した。高力ボルト自体の引張性状は、接合部が適当に設計されれば薄板鋼構造でも、一般的の場合と同じであるから、鋼構造設計規準と同じ数値を与えている。しかし、引張接合は接合部の板厚、補強方法によって耐力・変形性状が著しく異なるので、「高力ボルト設計施工指針」2.2.6 の諸注意に従って慎重に設計し、実験により安全を確認して実施することが望ましい。

3 章 構造計画

3.1 総則

- (1) 構造物に加わる外力が、合理的に地盤に伝達されるような部材配置を計画する。
- (2) 構造全体を通じ、座屈・ねじれおよび局部変形に注意する。
- (3) 構造物の規模は3.3の方針に従い、構造設計上・施工上無理のない程度のものとする。
- (4) 建物の強度のみならず、剛性にも留意し、振動障害が生じないよう注意する。

軽量形鋼構造物にかぎらずすべての構造物は、それに作用する荷重ならびに外力を安全に地盤まで伝達できる構造でなければならない。

構造物を構成する部材には、作用する荷重ならびに外力に応じて、これらに抵抗する応力が発生するが、これらの流れが合理的であり、かつ簡明な形式を選択することが望ましい。

構造物は立体的なものであるが、これらの解析にあたっては、平面的な架構に切断して行うのが通例であるが、ややもすると立体的な力の流れの解析をおろそかにすることがあり、暴風時に構造物全体のねじれが生じて倒壊したり、局部的な応力集中が生じて、ボルト・リベットが飛んだり、ガセットプレートが変形または切断した例もある。また、構造物自体は十分安全な構造であったにもかかわらず、基礎の選択に不備があって、暴風時に生ずる引き抜き力に抵抗できず崩壊した例もあるので、構造計画ならびに設計にあたってはこの点について慎重かつ細心な注意を払うことが望ましい。

なお、軽量形鋼構造物は比較的小規模な建築物に使用されることが多く、簡単に考えられがちであるが、構造形式的にも鋼構造とまったく同様であり、部材の局部座屈・腐食など特別な考慮を払わなければならない点も多いので、さらに慎重な態度で設計することが望まれる。

この趣旨から水平力に対する計画は、これに対する架構・軸組などをつりあいよく配置して構造物全体を通じて一様に安全なものでなければならない。また、これらの軸組などに安全に力を伝達できるように、屋根面・床面に適当な剛性を持たせなければならない。

さらに、軸組の配置が不つりあいで構造物にねじれが発生した場合は、3.5の方針に従ってその安全を確かめなければならないことはもちろんである。

軽量形鋼構造物に多く使われるC形鋼は、アングルに比較して曲げ剛性が大きいので、単一材として用いられる場合があるが、1軸偏心材であるから、偏心によるねじれ・局部座屈などに注意して設計しなければならない。

したがって、できるだけ主要な部材は偏心のない断面とし、さらに一応の設計完了後にも改めて構造全体をこのようない点に着目しながら再検討することが望ましい。

座屈とくに圧縮材の曲げ座屈、曲げねじり座屈、曲げ材の横座屈が生じると、鋼構造の特質

である変形能力の大きさははなはだしく低下し、耐震性能が劣化することとなる。軽量形鋼構造では、一般的な鋼構造に比較して材の細長比が大きくなることが多いから、座屈に対して十分に安全になるような設計が行われるべきである。また、部材の剛性が比較的小さくなることにより、小さな力でも変形が大きくなり固有周期も大きくなつて、使用上、心理上有害な振動障害が生ずることがあるから、部材ならびに全体の剛性を十分に確保するような設計・施工が必要である。

軽量形鋼構造物の規模が、どの程度が適当であるかはいろいろな意見があり定説となるべきものはない。というよりはどんな大きな構造物でも建設可能であるが、単一材を数多く組合わせて断面をつくるなければならない規模のものでは、構造的にもじょうずな設計といえず、不経済であるからこの意味では限界があるといえよう。また、加工メーカーの技術に問題があるので、規模と構造の難易を考慮しながら適当なメーカーを選択するとともに、3.3の方針に従って無理のない構造物を計画することが望ましい。

3.2 荷重

軽量形鋼構造物にあっては、構造体の自重に比べて積載荷重の占める割合が大きいから、積載荷重の算定はとくに実況に即したものでなければならない。

片側荷重・不均等荷重・集中荷重などについても検討する。

建築基準法施行令第85条、積載荷重の項では、建築物の各部の積載荷重は実況に応じて計算した数値とすることを原則としている。しかし、積載荷重の実況をはあくすることは非常にむずかしいので、便宜的に建築物の用途別の数値を表にして掲げていて、普通この表によって設計されているが、鉄筋コンクリート造のように自重と積載荷重の比が3倍から5倍という大きな構造形式では、積載荷重の若干のミスも設計上それほど問題にならないが、鋼構造とくに軽量形鋼構造のように自重に比べて積載荷重の占める割合の大きい構造では、設計にあたって積載荷重の実況を調査せず、安易に適当な仮定を設けて過少な値を採用すると、いかに応力計算・断面計算を精密に行っても構造上致命的な欠陥を生ずることがある。とくに、商店のように売場の客・商品などの不確定要素が多く、大売出しなどの催しもあるのでとくに注意して実況を調査する必要がある。

また、積雪時の片側ならびに不均等荷重とか機械その他が積載される場合の集中荷重などについても、同様の趣旨から構造計算にあたって検討することを忘れてはならない。

3.3 使用部材の選択

(1) 使用する軽量形鋼の断面は外力の規模・種類に適したものを見び、繁雑な加工はできるだけ避ける。

(2) 組立断面とする場合はできるだけ単純な部材構成とし、応力の分布が明快で、かつ施工上無理がないようにする。

(3) 熱間圧延形鋼・鉄筋コンクリート・ブロック・木材などの異種材料と併用する場合は、下記による。

a) 異種材料の骨組が同一建物内に含まれるときは、各種類ごとに建物を分割する形式をとるか、もしくは連結するときは、おののの骨組の剛性を考えて有害な応力および変形の発生を防止するよう計画する。

b) 異種材料の部材が同一骨組内で接合されるときは、その接合部における局部変形の有無および応力伝達の形式について検討する。

(1) 軽量形鋼の断面はその厚さ/幅の値が比較的小さく、しかも開放断面で1軸対称のものが大部分であるから、構造設計にあたって部材の断面をきめる場合は、ただ計算的に満足する断面形を選択するのではなく、薄板特有の性質である、ねじれ・局部変形なども考慮して剛性の面からも十分注意しなければならない。

のことからも、事務所・店舗・住宅など比較的小規模構造に用いる場合に、柱・はりなど主要構造部材は、図3.3.1に示したような2軸対称の組合せ断面または角鋼管が加工の容易さとあわせ望ましい。

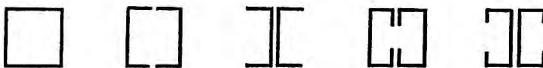


図 3.3.1

また、工場・倉庫・体育館など比較的大規模構造に用いる場合は、通常、方づえ付きトラスまたは山形ラーメンの形式をとるが、4.7(1)および4.7(2)を参考のうえ、良好な施工ができるように設計することが必要である。

とくに、大スパンや荷重過大の場合、簡単な組合せ部材では断面が不足するとき、無理な集成部材を用いることは、軽量鉄骨建築の本質からもはずれ、いたずらに加工費を増すだけ好ましくない。

構造物の規模と鋼材の厚さについては、軽量形鋼構造の設計・施工の実情を考慮して、溶接・防せい上の見地から規定した付8を参考にされたい。

(2) 組立断面とする場合は、理論と実際との適合、加工・施工の容易さ、工費の経済性などから無理な集成方法は避け、単純な部材構成が適当である〔図3.3.2参照〕。

熱間圧延形鋼・鉄筋コンクリート・ブロック・木材などの異種材料と併用する場合は、下記による。

a) 軽量形鋼構造・鉄骨構造・鉄筋コンクリート構造・ブロック構造・木構造は、それぞれ剛性、振動の際の減衰性、基礎の沈下などにおいてそれぞれ固有の性質をもっているので、これら構造が集まって1つの建物となるような場合は、その相互作用について十分検討しなければならない。

そこで、かかる場合は各種別に分割してしまうか、各種構造の特性を十分に發揮さすよう組合わすべきである。たとえば、建物の下層は剛性の大きい鉄筋コンクリート構造・ブロック構

造とし、上層を軽い軽量形鋼構造とするなどである。

また、同一層に他種を組合わす場合は、水平力の分担の割合、両種構造の接する部分における応力の伝達、局部変形、不同沈下に対する対策などを吟味する。

b) 軽量形鋼部材と鉄筋コンクリート・ブロックとの接合は、剛性の相違、軽量形鋼の局部変形を十分考慮して、ピン構造として応力を伝えるよう接合する方法が適当である。

この場合は、軽量形鋼はり・柱・もやなどが、鉄筋コンクリート柱・はりに接合することがほとんどであるから、取付け用ピース（アングル・プレート）を鉄筋コンクリート面に定着し、これに各軽量形鋼部材をボルト・溶接により接合する方法がよい。ここで注意すべきことは、通常の柱脚のアンカーボルトの施工のように、取付けピースの定着位置は施工においてもっとも重要である。

なお、軽量形鋼はりとコンクリートスラブの接合は、4.6(1)を参照されたい。

木造柱に軽量形鋼はりを接合する場合、図3.3.3に示したように単に曲げボルトにて接合することがみられるが、木材のボルト穴は相当の“がた”を伴うので、剛性が要求される構造や変位を重視する接合部には木造どうしのボルト接合の場合と同様使用してはならない。

スパン・せん断力が比較的大きいときは、i) 添え柱または添え木をしてその上にはりを載せる方法〔図3.3.4〕、ii) 胴差しの上にはりを載せる方法〔図3.3.5〕など、また、スパン・せん断力が比較的小さいときは、iii) 柱を多少欠いてそこにはりを入れ、ボルト接合する方法〔図3.3.6〕など接合部における局部変形をなるべく少なくするようにくふうする。

i) 添え木の上にはりを載せる方法

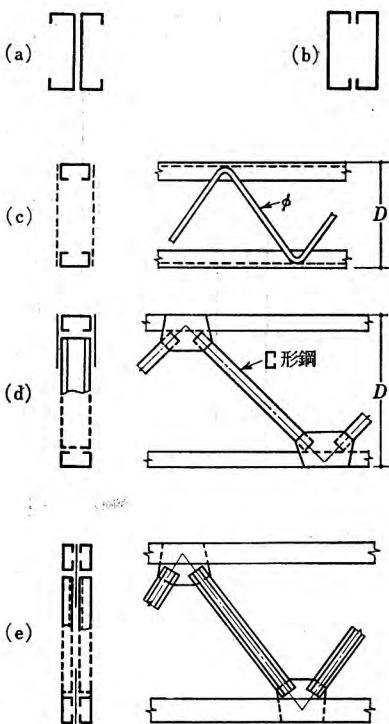


図 3.3.2

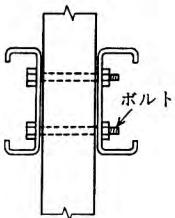


図 3.3.3

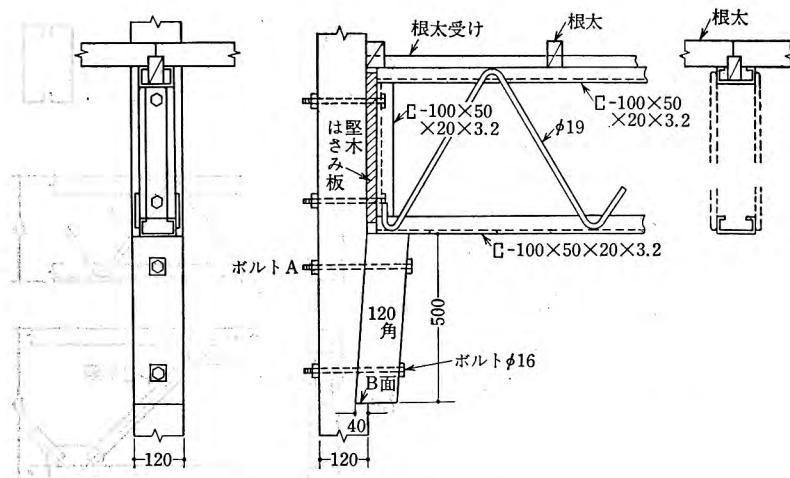


図 3.3.4 (a)

支承部分の検討

自重・積載荷重 300 kg/m^2 , はり間 9.0 m (5 間), はり間隔 1.8 m とする。

$$\text{はり端せん断力 } 0.3 \text{ t/m}^2 \times 1.8 \text{ m} \times \frac{9.0 \text{ m}}{2} = 2.43 \text{ t} \text{ (長期)}$$

B面の圧縮

ボルトは曲げにきかないものとし, すべてのはり端せん断力をこの面の圧縮でうけるものとすれば

$$\sigma_c = \frac{2430 \text{ kg}}{4 \times 12 \text{ cm}^2} = 51 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ (「木構造設計規準」403.1 の針葉樹II類として)}$$

ボルトAの引張力

添え木上部の幅 120 mm , 添え木下部の柱欠き込み 40 mm , それぞれの中央で Q というはり端せん断力および反力をうけると考える。

$$Q \text{ の作用線のへだたり } e = \frac{120}{2} + \frac{40}{2} = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$$

添え木のうける回転モーメント

$$Q \cdot e = 2.43 \text{ t} \times 8 \text{ cm} = 19.4 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

ボルトAの引張力 T と一対になって, 添え木の回転を阻止する水平力は柱に欠き込んだ受圧面B面 [図 3.3.4 (b) に示した] における摩擦力 F であるから

$$T = F = \frac{Q \cdot e}{40 \text{ cm}} = \frac{19.4}{40} = 0.485 \text{ t}$$

ボルトA φ16 長期許容引張力 $1.6 \text{ t} > 0.485 \text{ t}$ 可

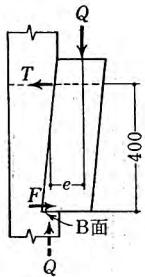


図 3.3.4 (b)

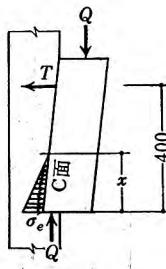


図 3.3.4 (c)

(「木構造設計規準」605.2項より)

また、B面の必要摩擦係数は $F/Q=0.485/2.43=0.20$ で、十分安全である¹⁾.

- 1) B面の摩擦によらないで、C面の圧縮（三角形分布）で T と一対の偶力を考えることもできる。

中立軸のB面からの高さを x cm とすれば

$$\frac{1}{2}12x^2\sigma_0 = T \quad (1)$$

$$T = (40-x)\sigma_0 \cdot A_b \quad (2)$$

ここに σ_0 : 中立軸から 1 cm 離れたところの木材どうしの接触圧力 (t/cm^2)

T : ボルトの引張力 (t)

$$\epsilon : \frac{\text{鋼のヤング率}}{\text{木材のヤング率}} = \frac{21 \times 10^3 t/cm^2}{7 \times 10 t/cm^2} = 30$$

A_b : ボルト断面積 $\phi 16 \quad 2.01 cm^2$

(1), (2) 式より

$$6x^2\sigma_0 = (40-x)\sigma_0 \times 30 \times 2.01$$

$$6x^2 = (40-x) \times 60.3$$

$$x = 15.6 \text{ cm}$$

偶力のつりあいから

$$\frac{1}{2}12x^2\sigma_0 \left(40 - \frac{x}{3}\right) = Q \cdot e$$

$$\frac{1}{2}12 \times 15.6^2 \times \sigma_0 \left(40 - \frac{15.6}{3}\right) = 19.4$$

$$\sigma_0 = 0.00038 t/cm^2 \quad \sigma_0 = 15.6 \sigma_0 = 6 \text{ kg}/cm^2 < 0.125 \times 60 = 7.5 \text{ kg}/cm^2 \quad \text{可}$$

(「木構造設計規準」403.2項 針葉樹、全面圧縮の値を探る)

(2) 式より

$$T = (40-15.6) \times 0.00038 \times 30 \times 2.01 = 0.56 t < 1.6 t (\phi 16 \text{ ボルト 長期許容引張力}) \quad \text{可}$$

ii) 脊差し端にはりを載せる方法

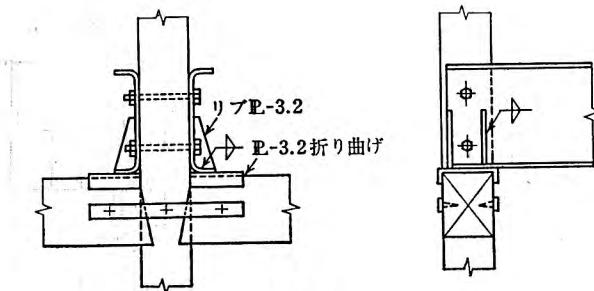


図 3.3.5

iii) 柱の側面を欠き込む方法

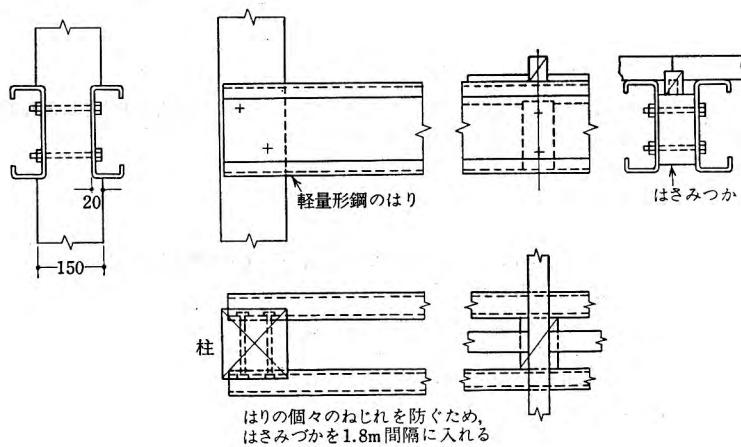


図 3.3.6 (a)

柱欠き込み部の検討

はり端せん断力 長期 1.70 t (ボルトは期待せず、すべて欠き込み部の)
(圧縮で伝えるものとする。)

柱 150 mm 角、欠き込み深さ 20 mm

軽量形鋼の厚さを 4 mm とすれば $r=4 \text{ mm} \times 2=8 \text{ mm}$

有効受圧幅 $20 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 12 \text{ mm}$

有効受圧面積 $1.2 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} = 18 \text{ cm}^2$ 兩側で $18 \text{ cm}^2 \times 2 = 36 \text{ cm}^2$

$$\sigma_c = \frac{1700 \text{ kg}}{18 \text{ cm}^2 \times 2} = 47 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{可}$$

(「木構造設計規準」403.1項 針葉樹II類)

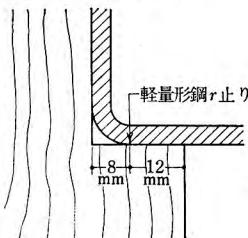


図 3.3.6 (b)

3.4 応力計算上の仮定と部材設計

継手仕口などは、応力計算時の仮定をできるだけ満足させるようなものとし、仮定が十分満足されない場合は2次応力の影響について検討する。

応力計算時、柱とはりの接合をピンと仮定して断面を決定し、図3.4.1に示すような接合部とした場合を考えると、実際には柱には偏心モーメント $M=Q \cdot e$ が作用する。この偏心モーメントの値は通常小さいのであるが、柱のほうも軸力のみを考えて設計されているので小さな断面となって曲げ剛性が小さく、この偏心モーメントによって無視できない曲がりを生じ建具の建入れに支障をきたしたという例がある。

偏心モーメントなどの2次応力は鋼構造物一般について生じがちなものです、軽量形鋼構造に固有な現象ではないが、軽量形鋼構造では小さな断面の部材を使用することが多く、これに対し接合部はリベット打ちとかボルト接合など、施工上の制約からあまり小さくすることができない。したがって、偏心モーメントなどの2次応力が相対的に大きな影響を与えることになるのである。柱脚をピンとして設計した場合でも、図3.4.2のような形を採った場合には柱脚はある程度の固定度をもつことになり、これによって生ずる付加曲げによって柱が局部座屈を起こすことがある。一般的の鋼構造にあってはこのような付加応力があって断面が早く降伏することがあるが、その部分が塑性ヒンジになることによってはじめて当初の仮定に近づくも

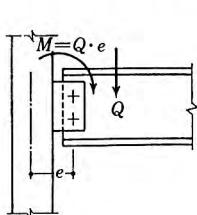


図 3.4.1

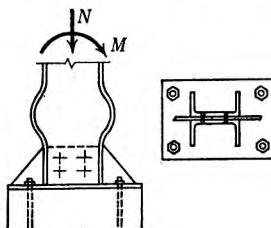


図 3.4.2

のであると考えができるのであるが、軽量形鋼構造でもし上記のような局部座屈が起こったとすると、柱の有効断面は減少し、またねじり変形が誘発されたりして、構造物の破壊に結びつく危険性が強い。これは板厚が薄いため安定問題がからんでくるという軽量形鋼構造のもう1つの特徴である。具体的には4章各部構造の解説を参照されたい。

3.5 水平荷重に対する計画

- (1) 水平荷重は、原則として軸組筋かい（またはそれと同等の効力を有する耐力壁）に負担させる。ただし、アーチ・ラーメン・立体構造などで筋かいを設けないときは、それ自体の構造で十分水平力を負担できるような設計とする。
- (2) 床および屋根が鉄筋コンクリートスラブ（ずれ止め筋によって、はりに緊結されたもの）のように剛床の仮定が満足されるような材料で施工される場合のほかは、水平力を軸組筋かいに伝えるような水平筋かいを各床面内に配置する。
- (3) 軸組筋かい（耐力壁）は建物全体につりあいよく配置し、建物の重心と剛心とが一致するよう計画する。両者の位置がはなはだしく異なるときは、その影響を考慮する。
- (4) 軸組筋かい・水平筋かいの断面寸法は、柱・はり部材の板厚に比べて過大とならないようにし、筋かいと柱・はりなどの接合部において筋かいの全許容力が十分伝わるようにする。
- (5) 筋かいに丸鋼を使用する場合は、筋かいの断面は、通常軸組筋かいにあっては $13 \sim 19 \text{ mm } \phi$ 、水平筋かいにあっては $13 \sim 16 \text{ mm } \phi$ とする。
とくに、大きな断面の筋かいを使用する場合は、筋かい接合部の応力・局部変形量について十分検討を行う。
- (6) 筋かいのない構造物
筋かいを配置しないような構造物にあっては、その耐力についてはもちろん、剛性の不足による変形が構造物の機能、仕上材・建具に与える影響について十分な検討を行う。

(1)～(3) 建物の重心と構造体の剛心とを一致させるべきことは、すべての種類の建物についていえることである。両者の偏心距離が大きいときには、水平力が加わった場合、建物はその剛心のまわりに回転変形（ねじり変形）を起こし、このため過度の応力をうける部分が生ずる。軽量形鋼構造ではその剛性はほとんど筋かいをもつ耐力壁に集中するから、筋かいを建物全体につりあいよく配置し、その剛性の中心が重心に一致するよう計画すべきである。

やむをえず両者の間に偏心が生ずる場合には、もはや建物に生ずる回転変形を阻止することはできないが、この回転変形によって筋かいに生ずる付加応力について検討し、筋かいの破壊に対して安全なようにしておくことが次善の策として必要となる。

i) 軸組筋かいの剛性

筋かいの剛性は図3.5.1のような場合、単位力をかけたときの水平変位を $4H$ の逆数、すなわち単位水平変位を与えるに必要な水平力 P の大きさによって表わすことができる。

いま、図3.5.1において筋かいの断面積を A 、材のヤング係数を E とすると、単位水平力 $P=1$ が加わったときの筋かいの伸び $4l$ は（圧縮側筋かいのききは無視する）

$$\Delta l = \frac{l}{EA} \sec^2 \theta$$

この筋かいの伸びによる骨組の水平変位 ΔH を直角変位図によって求めると

$$\Delta H = \frac{l}{EA} \sec^3 \theta$$

したがって、筋かいの剛性 D は

$$D = \frac{1}{\Delta H} = \frac{EA}{l} \cos^3 \theta \quad (3.5.1)$$

となる。

筋かいにターンバックルなどで初張力が与えられているときは、圧縮側筋かいも効果となり、この初張力が解除されない範囲において筋かいの剛性を上記の D の値の 2 倍と考えてよいが、通常はこれを無視する。

ii) 重心と剛心とが一致しない場合に耐力壁に生ずる付加応力の検討については、武藤清の「鉄筋コンクリート構造耐震計算規準（1954）」¹⁾にその方法が述べられているが、軽量形鋼構造の場合にもこれを適用することができる。ただし、この場合、構造物の剛性は筋かいを有する耐力壁のみによって代表されるものと考えてよい。

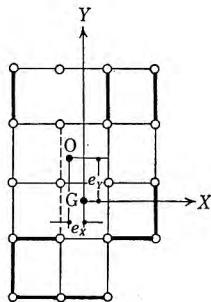


図 3.5.2

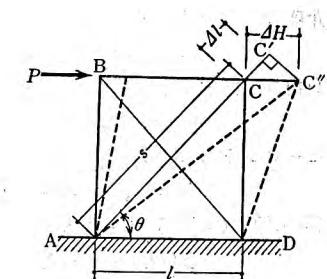


図 3.5.1

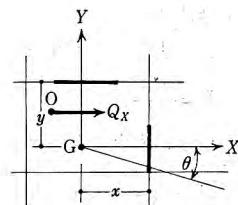


図 3.5.3

図 3.5.2 で O は建物の重心、 G は耐力壁の剛心とする。剛心は重心に対して X , Y 両方向にそれぞれ e_x , e_y の偏心を有する。 X 方向に Q_x が作用する場合を考える。 Q_x によって X 方向の変位 δ_0 と剛心まわりの回転角 θ が生じたとする。距離 y にある耐力壁の X 方向の変位は [図 3.5.3]

$$\delta = \delta_0 + \theta \cdot y$$

したがって、負担せん断力は

$$Q_x = D_x (\delta_0 + \theta \cdot y) \quad (3.5.2)$$

1) 武藤 清：構造設計法，建築学大系 14；彰国社，1968. 3

距離 x にある耐力壁の Y 方向の変位は

$$\delta = -\theta \cdot x$$

負担せん断力 Q_y は

$$Q_y = -D_y \theta \cdot x \quad (3.5.3)$$

モーメントのつりあいは

$$M = Q_X \cdot e_Y = \Sigma(Q_x y - Q_y x)$$

(3.5.2), (3.5.3) 式を代入すると

$$\Sigma(D_x \cdot \delta_0 \cdot y + D_x \cdot \theta \cdot y^2) - \Sigma(-D_y \cdot \theta \cdot x^2) = (\Sigma D_x y^2 + \Sigma D_y x^2) \theta = Q_X \cdot e_Y$$

$$\therefore \delta_0 \cdot \Sigma(D_x y) = 0$$

$$\theta = \frac{Q_X \cdot e_Y}{I_{DP}}, \quad I_{DP} = \Sigma D_x \cdot y^2 + \Sigma D_y \cdot x^2 \quad (3.5.4)$$

(3.5.4) 式と $\delta_0 = Q_X / \Sigma D_x$ とを (3.5.2), (3.5.3) 式に代入すると

$$Q_x = \left(1 + \frac{\Sigma D_x \cdot e_Y}{I_{DP}} \cdot y\right) \frac{D_x}{\Sigma D_x} \cdot Q_X \quad (3.5.5)$$

$$Q_y = -\left(\frac{\Sigma D_x \cdot e_Y}{I_{DP}} \cdot x\right) \frac{D_y}{\Sigma D_x} \cdot Q_X \quad (3.5.6)$$

(3.5.6) 式は無視してよい。

同様の方法で、 Y 方向のせん断力 Q_Y による Y 方向の耐力壁の応力を求める

$$Q_y = \left(1 + \frac{\Sigma D_y \cdot e_X}{I_{DP}} \cdot x\right) \frac{D_y}{\Sigma D_y} \cdot Q_Y \quad (3.5.7)$$

上の操作を要約すると

(i) (3.5.1) 式によって各耐力壁の剛性を求める。

$$D = \frac{EA}{l} \cos^3 \theta$$

(ii) 偏心がない場合の各壁の負担せん断力を求める。

$$Q_x = \frac{D_x}{\Sigma D_x} \cdot Q_X, \quad Q_y = \frac{D_y}{\Sigma D_y} \cdot Q_Y$$

(iii) 各 Q_x, Q_y にそれぞれ補正係数 α_x, α_y をかけて修正負担せん断力を求める。

$$\bar{Q}_x = \alpha_x \cdot Q_x, \quad \bar{Q}_y = \alpha_y \cdot Q_y$$

$$\alpha_x = \left(1 + \frac{\Sigma D_x \cdot e_Y}{I_{DP}} \cdot y\right), \quad \alpha_y = \left(1 + \frac{\Sigma D_y \cdot e_X}{I_{DP}} \cdot x\right)$$

$$I_{DP} = \Sigma D_x \cdot y^2 + \Sigma D_y \cdot x^2$$

(4)～(6) 軸組筋かいの設計にあたっては、筋かいそのものの所要断面確保の必要なことはもちろんあるが、さらに接合部の強度確保、接合部における局部変形防止について十分な検討を加えないと筋かい効果を発揮することができない。

したがって、筋かいそのものの強度を上げるだけではなく、それに見合う接合部の設計が必要である。筋かい丸鋼の断面の上限が定められているのは軽量形鋼構造では、接合部の局部変形などが大きくなりがちであるからである。

本項で筋かい丸鋼の断面の上限をおさえた目的の他の1つは、筋かいの分散配置にある。すなわち、筋かい断面の上限をおさえることによって、筋かい1組のもつ許容力がおさえられるから、1つの建物に一定量の筋かいがいることになり、(3)に示した「筋かいを建物全体につりあいよく配置する」という目的が間接的に達せられることを意図したものである。

筋かいにゆるみがあると建物が水平力をうけた場合、筋かいがききだすまでに相当量の変形が起こってしまうことになり、建物の剛性を確保することができない。

筋かいに丸鋼を使用する場合は、これをターンバックルで緊張させておくのがよい〔図3.5.4〕。

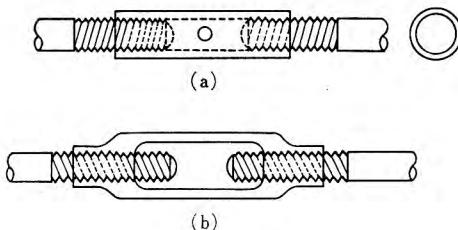


図 3.5.4

ターンバックルについては、最近 JIS A 5540～5542 に規定されたので、接合部の設計とあわせて参考とされたい〔付9～11〕。

筋かいを用いない構造物では、筋かいに代わる、たとえば、ポータルのような骨組、鉄筋コンクリートあるいは補強ブロックその他の壁体を、剛性ならびに強度を確かめたうえ、本項各号に準じて用いることができる。

さらに、このような剛な壁体を欠く場合は、(6)の注意が必要である。

3.6 建方時応力

構造設計にあたっては建方時応力についても検討し、合成ばかりなどの場合のように特別の操作を必要とするときは施工者にその指示を与える。

設計者は建方の方法・順序などについては無関心になりがちであるが、この検討が不十分で、適切な指示を施工者に与えないため事故を起こした例があるので注意を要する。設計のときにできれば施工者と協議して、建方の方法について細部の点まで決定することが望ましい。

本指針の合成ばかりは4.6に示すように、合成効果は積載荷重に対してのみ期待し、鉄筋コンクリートスラブ重量は鉄骨ばかりのみで受持ついわゆる活荷重合成の方法をとったものである。したがって、コンクリートスラブが硬化するまでに、鉄骨ばかりの中間を支持するようなことをすれば、設計条件が大きく変化するので、施工者に注意しておく必要がある。

3.7 設計変更または改築

建物完成後、積載荷重を変更しようとする場合、または改築を行おうとする場合は、その構造が新しい荷重に対して安全であることを確かめる。

法律的な手続きからいようと、建築基準法第6条によって多くの建築物は、これを建築しようとする場合、大規模の修繕、大規模の模様替えをしようとする場合、工事着手前に建築主事の確認をうけなければならない。

また、建築物の用途を変更する場合も第87条によって規定されている。

この際、構造計算によって、その構造が安全であることを確かめることが要求されるものは、構造計算の基本条件の一つである積載荷重が当初から定まっているので、用途変更・増改築の場合には、新しい用途が政令で指定される類似の用途であるか、模様替えが大規模でない場合のほか、新しい荷重に対して構造の安全を確かめることは当然である。

建築物の積載荷重は建築基準法施行令第85条によって、その建築物の実況に応じて計算するのが原則であるが、一般に同条に掲げる室の用途別荷重表が用いられる。

以上の手続きは建築主が行うのであるが、一般に建築技術者が代行するので、肝心の建築主がその建物に許される荷重限界を知らないことが多い。設計者はぜひとも建築主にこういった事項をはっきりさせておくことが必要である。

4章 各部構造

4.1 部材の断面形

部材の断面形は、つぎの各項に従うほか、加工・組立て・建方・溶接・塗装・再塗装、仕上材の取付けなどを考慮して設計する。

(1) 構造耐力上主要な圧縮材・柱材の断面形は対称断面を用いる。やむをえず非対称断面を用いるときは、とくにねじれについて検討し、安全性を確かめなければならない。

(2) 構造耐力上主要なはり材の断面形は、対称断面か、または鉛直方向の主軸が対称軸であるような対称断面を用いる。やむをえず非対称断面を用いるときは、とくにねじれに対して検討し安全性を確かめなくてはならない。

(1) 軽量形鋼部材は断面形が開断面であるうえに、非対称または1軸対称であるものが多い。このような材はねじれに対する剛性が小さいばかりでなく、重心とせん断中心が一致しない。このような材を中心圧縮材として用いると、座屈にねじれが伴うことがある。これを曲げねじり座屈といい、曲げ座屈荷重より低い荷重で生ずることがある。鋼構造設計規準に示される許容圧縮応力度は曲げねじり座屈の考慮がなされていないから、場合によっては危険となることがある。

したがって、主要な圧縮材・柱材の断面形は、対称断面の部材を用いるか、部材を組合わせて対称断面になるようにして用いるべきである。

非対称断面を用いる場合には、ねじれに対して補剛を行うか、4.3の解説を参照して、曲げねじれ座屈を考慮して、検討を行うようとする。

(2) はりを設計する場合、荷重線が重心軸を通るように設計するのが一般的であるが、重心軸とせん断中心軸が一致しないものでは、ねじりモーメントが生じて、材はねじれを伴って変形する。このため、変形が過大となり、耐力も相当に低下する。

このような断面をもつ材の典型的な例はC形鋼であるから、主要なはりにはなるべく用いないようとする。2軸対称断面材または1軸対称材でも対称軸が鉛直になるように、はりとして用いるときは、荷重線はせん断中心を通りねじりが生じない。

もや、胴縁など比較的軽微な構造部材では、1軸対称または非対称の断面を有するものを用いてもよいが、このときも、荷重線がなるべくせん断中心の近傍を通るようにしたり、接合されている材からの力がねじれを防ぐように働くようふうをして設計することが望ましい。

軽量形鋼構造部材は板要素が薄いから、力学的強度のみならず、本項前段に示した加工などの問題が重要である。とくに、接合部およびその近傍の局部変形、防せいなどに関連して設計を誤ると、本来の強度を発揮しえないことがあるから注意しなければならない。

すなわち、部材の断面形は、柱とはりならびにそれらに対する筋かい、けた行方向のつなぎ材、間柱、耐風トラスなどの接合部や、仕上材の取付けなどが、構造計算、構造図面の作成に先だって十分検討されたうえで決定されなければならない。

4.2 板要素の幅厚比および有効幅

(1) 骨組を構成する部材で、圧縮力または曲げによって面内圧縮力をうける平板要素、せん断力をうける平板要素は下記の規定による。

a) 単一山形鋼、はさみ板を有する複山形鋼

$$b/t \leq 13 \quad (4.1)$$

b) 柱および圧縮材一般の突出フランジ、はりの圧縮部分より突出している板および山形鋼、はりの圧縮フランジ、T形断面の脚および集中荷重点スチナ

$$b/t \leq 16 \quad (4.2)$$

c) 柱または圧縮材一般のウェブプレート、箱形断面柱のフランジプレート、カバープレート、補剛縁付き圧縮フランジ

$$d/t \leq 48 \quad (4.3)$$

補剛縁付き圧縮フランジの場合、補剛スチナ自身の重心まわりの断面2次モーメントは、次式の $I_s(\text{cm}^4)$ の値以上とする。

$$I_s = 1.9 t^4 \sqrt{\left(\frac{b}{t}\right)^2 - 150} \quad (4.4)$$

d) はりのウェブプレート

$$d/t \leq 71 \quad (4.5)$$

(2) 板要素の幅厚比が(1)の規定値をこえる場合には、規定値をこえる部分を無効とみなし

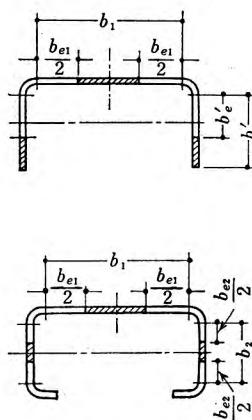


図 4.1

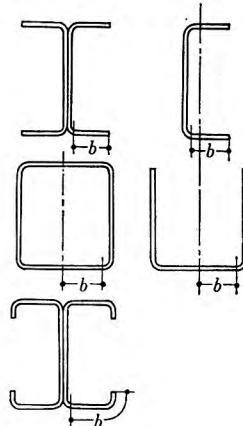


図 4.2

て、応力検定を行うことができる。有効部分は、2 縁支持板にあってはその半分ずつを支持縁より、1 縁支持 1 縁自由板にあってはその全部を支持縁よりとするものとする。

(3) 圧縮をうける軽山形鋼でねじれに対する補強がなされていないときの有効幅 b_e は、(4.6) 式によって定めなければならない。

$$b_e/b = 250(t/b)^2 \quad (4.6)$$

(4) 集中荷重をうけるはりで、スパン長がフランジ突出部の 30 倍以下のものでは、引張側 フランジについても有効幅 b_e を (4.7) 式によって定めなければならない。

$$b_e/b = 0.3 + 0.13\sqrt{L/b} \leq 1 \quad (4.7)$$

L : 等価スパン長

- a) 単純ばかりで全長
- b) 片持ばかりで全長 × 2
- c) 連続ばかりで反曲点間距離

b : フランジ突出部の幅で図 4.2 のようにとる。

(5) 引張材で、山形鋼・C 形鋼をガセットプレートの片側にのみ設ける場合は、偏心の影響を考慮して有効幅を考える。精算によらない場合は、突出脚の半分を無効として計算してよい。

(1) 局部座屈防止のための規定である。この項の規定は鋼構造設計規準 8 章 8.1 にもとづくもので、 $F=2.4 \text{ t/cm}^2$ を入れて数値化したものである。

軽量形鋼構造ではこの規定から有効幅をきめなければならない断面が多いので注意を要する。

(2) この項の規定は、鋼構造設計規準 8.1 の (3) の規定と同じである。

座屈応力度 σ_{cr} は

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot K \left(\frac{t}{p} \right)^2$$

で表わされる。座屈荷重 P_{cr} は σ_{cr} に断面積 bt をかけて

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{t^3}{b}$$

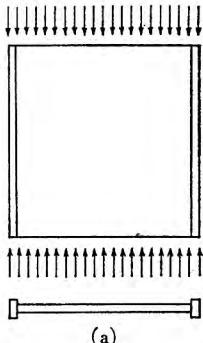
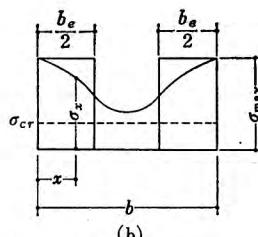


図 4.2.1



となるから、同じ厚さの板では幅が大きいほど座屈の開始点は小さくなることがわかる。しかし、板の座屈は耐力そのものを決定せず、図 4.2.1 のように座屈後の変形の成長により支持縁付近の応力が増大して、荷重が上がりうることが知られている。

T. V. Kármán は、支持縁での応力 σ_2 が降伏点 σ_Y になったときが最大荷重 P_u であると考え、有効幅 b_e を

$$b_e = \frac{P_u}{\sigma_Y \cdot t}$$

と定義して、両縁支持板で

$$b_e = 1.9 t \sqrt{E/\sigma_Y}$$

を導いた¹⁾。この式の示すところは、局部座屈した板の最大耐力は板厚が等しいときは、幅にあまり関係なく、ほぼ一定となることであって、(1) の規定をこえる部分を無効とすることによって、安全に設計ができることとなる。

ただし、あまりに幅厚比が大きいものでは、 P_u に達する前に、板のはらみ出しが過大となり、仕上材や防せい被膜のはく離などの問題がでてくるから注意を要する。

(3) ねじれに対する補強がなされていない山形鋼が圧縮力をうけるとき、ねじれを伴う座屈、いわゆる曲げねじれ座屈が生ずることがある。山形鋼のねじれ座屈応力度 σ_{cr}^W は幅厚比の 2 乗に反比例し (4.2.1) 式のようになる²⁾。

$$\sigma_{cr}^W = G \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (4.2.1)$$

ねじれ座屈では (2) の解説に示したような座屈後の耐力上昇は期待できないから、この規定を設けた。

(4) この規定は、いわゆるせん断ずれによる応力分布の不均一を考慮して設けられている。

板を図 4.2.2 のように引張ると、板は一様には伸びず、図中の破線のようになる。これは板のせん断変形によって、伸びにずれが生ずるためである。図 4.2.3 (a) に示す引張力をうける板の応力分布を応力関数法³⁾によって解析すると、図 4.2.3 (b) のようになる。また、図 4.2.3 (c) では図 4.2.3 (d) のような応力分布になる。

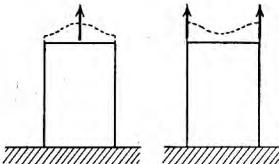


図 4.2.2

この現象を理解するため、図 4.2.4 のようなモデルを考える。いま、簡単のために膜がきわめて薄く、直応力はすべて棒 F, L が負担するものとして解析する。図 4.2.4 の構造物の微小

1) T. V. Kármán : Aero. Engng. Vol. 5, No. 4, 1933

2) 仲 威雄・加藤 勉：單一材の座屈；東大出版会，1959. 4

仲 威雄・加藤 勉・藤本盛久・菅野 誠：座屈論，建築学大系 12；彰国社，1968. 5

3) Timoshenko : Theory of Elasitosity ; McGraw-Hill

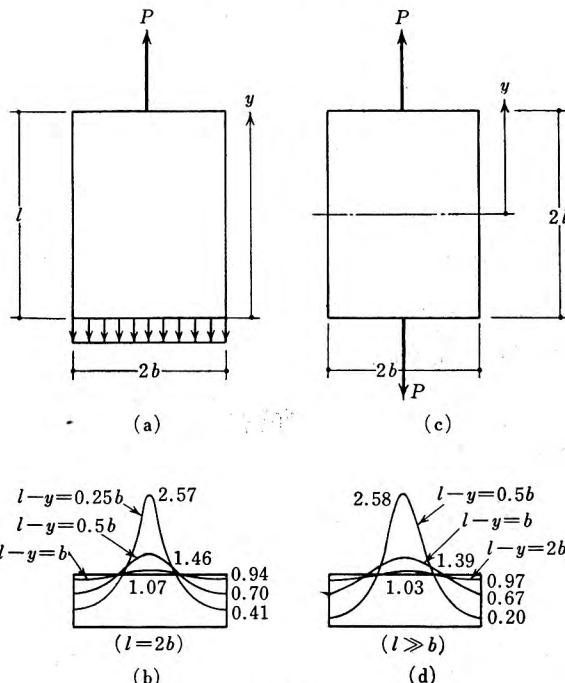


図 4.2.3

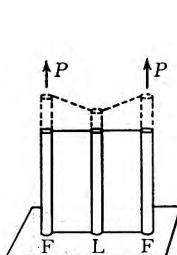


図 4.2.4

部分 dx をとり出して考えると [図 4.2.5 (a)].

この部分のつりあいは

$$A_F \cdot d\sigma_F = \tau t \cdot dx = -A_L \cdot d\sigma_L$$

(A_F , A_L は, それぞれ F, L 材の断面積)

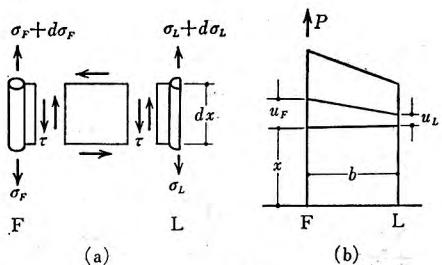


図 4.2.5

$$(4.2.2)$$

x の位置におけるせん断ひずみは〔図 4.2.5 (b) 参照〕.

$$\tau = \frac{u_F - u_L}{b}$$

ゆえに、せん断ひずみの増分 $d\tau$ は

$$du_F = \frac{\sigma_F}{E} dx, \quad du_L = \frac{\sigma_L}{E} dx$$

なる関係を用いれば

$$d\tau = \frac{\sigma_F - \sigma_L}{Eb} dx$$

したがって、せん断応力の増分は

$$d\tau = G d\tau = \frac{G}{Eb} (\sigma_F - \sigma_L) dx \quad (4.2.3)$$

(4.2.3) 式を微分して、 $d\sigma_F, d\sigma_L$ を (4.2.2) 式によって τt で表わせば

$$\frac{d^2\tau}{dx^2} - K^2\tau = 0 \quad (4.2.4)$$

$$K^2 = \frac{Gt}{Eb} \left(\frac{1}{A_F} + \frac{1}{A_L} \right)$$

(4.2.4) 式を解くと

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{PKA_L}{tA_T} \cdot \frac{\sinh Kx}{\cosh KL} \\ \sigma_F &= \frac{P}{A_T} \left(1 + \frac{A_L}{A_F} \cdot \frac{\cosh Kx}{\cosh KL} \right) \\ \sigma_L &= \frac{P}{A_T} \left(1 - \frac{\cosh Kx}{\cosh KL} \right) \\ A_T &= A_F + A_L \end{aligned} \right\} \quad (4.2.5)$$

が得られ、これを図で表わせば図 4.2.6 のようになる。

図 4.2.6

このような取り扱いは中央集中荷重をうけるはりの場合のよ

うに、フランジの応力が連続的に変化する場合にも適用できる。すなわち、図 4.2.7 (a) を考えると、

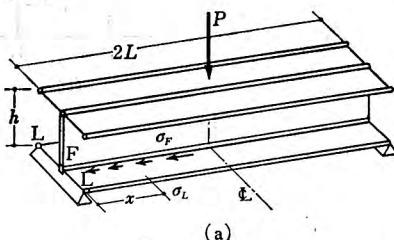
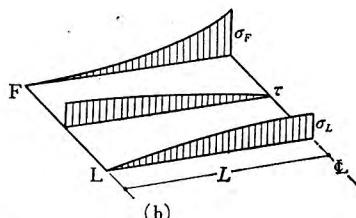


図 4.2.7



フランジの応力の分布は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_F &= \frac{M}{hA_T} \left(1 + \frac{A_L}{A_F \cdot Kx} \cdot \frac{\sinh Kx}{\cosh KL} \right) \\ \sigma_L &= \frac{M}{hA_T} \left(1 - \frac{1}{Kx} \cdot \frac{\sinh Kx}{\cosh KL} \right) \\ q = \tau t &= P \frac{A_L}{hA_T} \left(1 - \frac{\cosh Kx}{\cosh KL} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.6)$$

となり⁴⁾、図に示せば図 4.2.7 (b) のようになる。

いま、一種の有効断面積 A_e を考えて、そこに最大応力 σ_F が均等に働くとすると

$$\sigma_F \cdot A_e = \sigma_F \cdot A_F + \sigma_L \cdot A_L = \frac{M}{h}$$

σ_F に (4.2.6) 式の値を代入すると近似的に

$$\frac{A_e}{A_T} = \left(1 - \alpha \frac{\sqrt{b}}{L} \right) \quad (4.2.7)$$

となり、有効断面積 A_e はスパン ($2L$) が短いほど、またフランジ幅 b が大きいほど減少することがわかる。

図 4.2 に示すような断面では、薄板が全体にわたって直応力を負担するので、その解析はいっそう複雑となり、簡単な実用公式は導きにくい。

本項の (4.7) 式は、アメリカで慣用されている実験式⁵⁾を採ったものであり、(4.2.7) 式と

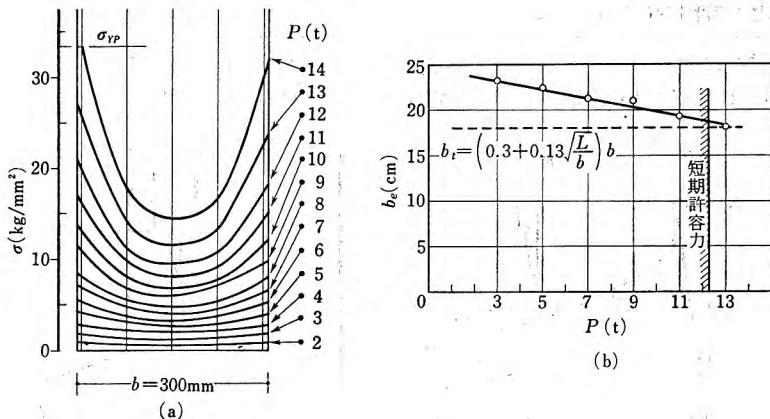


図 4.2.8

4) Paul Kuhn : Stresses in Aircraft and Shell Structures; McGraw-Hill Book Co. 1956

5) G. Winter : Strength of Thin Steel Compression Flanges Transactions; ASCE 112, 1947

は表現は異なるが、スパン L が短いほど、またフランジ幅 b が大きいほど、有効幅 b_e が小さくなるという同内容の性質を示している。

図 4.2.8 は、中央集中荷重をうける箱形断面ばかりの実験結果の一例⁶⁾である。図 4.2.8 (a) はスパン中央の引張側フランジの応力分布を示し、図 4.2.8 (b) はこれによって求めた有効幅を示したものである。

本項 (4.7) 式 (点線) は実験値に対して妥当な値を与えている。

(5) 「鋼構造設計規準」12.3 と同じく端部の接合状態により、材の全断面に引張力が働きえない場合、材の有効断面を適当に低減する規定である。単一 C 形鋼を引張材に使用する場合には、接合部は必ず偏心となる。この場合、軽微なものは曲げを伴う引張材としていちいち計算しないで、突出脚の 1/2 を無視した断面で略算してよい。略算値のほうが多少危険側の値になるが、実際には重心軸と接合中心線とが接近するように変形するので、軽微な場合はこの略算によってさしつかえない [図 4.2.9]。

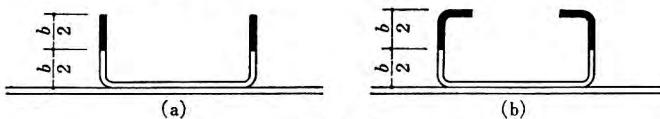


図 4.2.9

4.3 単一圧縮材

単一材の設計にあたって、ねじり座屈に対して安全な考慮がなされた場合は、「鋼構造設計規準」に準じて設計することができる。

圧縮材の設計には、部材を構成している軽量形鋼の局部座屈以外に部材全体としての座屈を考えなければならない。補剛縁をもつ薄い板が圧縮をうけた場合、その最大強度が座屈応力度

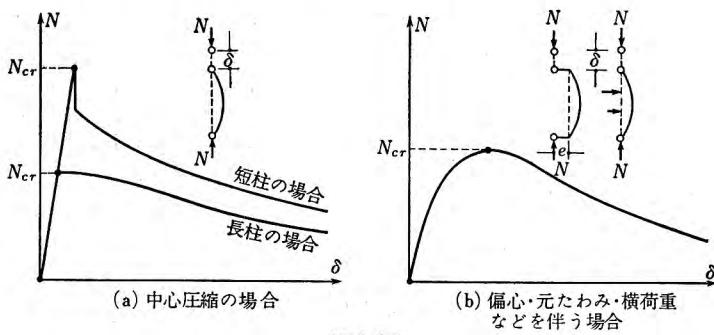


図 4.3.1

6) 仲 威雄・加藤 勉・名取 章：薄鋼板構造に関する研究(7)－集中荷重をうける梁の引張側フランジに起る Shear Lag と有効幅；日本建築学会研究報告 No. 44, 1958.12

をはるかに上まわるということは 4.2 の解説に述べられているとおりであって、この規準全体も、このような局部座屈の性質を基本としてつくられているわけである。しかしながら、部材全体としての座屈の場合は、かなり様子が異なって、座屈強度がすなわち最大強度であり、図 4.3.1(a), (b) に示したように、座屈荷重 N_{cr} で座屈後部材の載荷能力は急激に減少している。しかも、解析のうえでは、一応局部座屈と部材全体としての座屈は区別して取り扱っているのであるが〔図 4.3.2〕、実際の現象としては、とくに部材が薄板で構成されている場合は、これらが互いに影響しあって起こるのであって、理論的にも実験的にも種々の問題を含んでいる。また、とくに 1 主軸または、2 主軸とも非対称軸であるような開いた断面であるとか、ラチス・帯板などによって組立てられた部材などの場合には、せん断中心と重心とが一致していないことと〔表 4.3.1 および図 4.3.3〕、そのねじり剛性の小さいことなどに基にして x 軸、 y 軸まわりの通常の座屈よりも小さい荷重で、いわゆる曲げねじり座屈を生じてしまうので〔図 4.3.2〕、4.1 で述べたようにこのような断面形は極力避けるべきであるが、やむをえない場合の設計に際しては十分注意を要する。

表 4.3.1 せん断中心の位置 (x_0, y_0), C_{BT}

$$C_W = EC_{BT}$$

| | | | $A = F_1 + F_3$ |
|----------|---------------------------------------|---|---|
| x_0 | 0 | e_1 | 0 |
| y_0 | $e = \frac{b}{4} \sqrt{2}$ | e_2 | $e = \frac{b_3 t_3}{2 A} (b_3 + t_1)$ |
| C_{BT} | $\frac{A^3}{144} = \frac{(bt)^3}{18}$ | $\frac{(bt)^3}{36} \cdot (1 + \beta^3)$ | $\frac{(b_1 t_1)^3}{144} + \frac{(ht_3)^3}{36}$ |

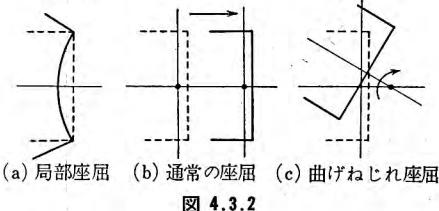
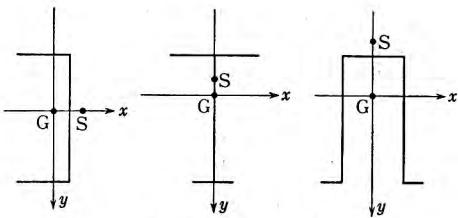
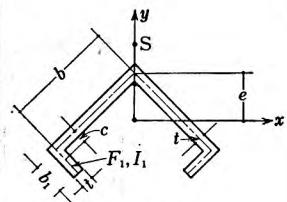
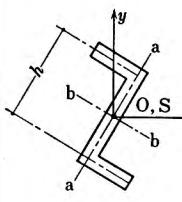
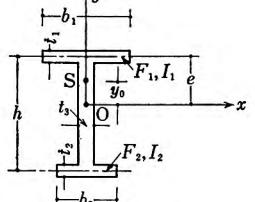
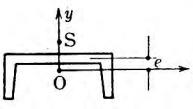
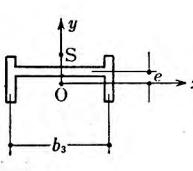
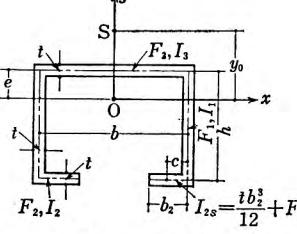


図 4.3.2



G: 重心 S: せん断中心

図 4.3.3

| | | | |
|----------|---|---|--|
| |  |  |  |
| | $I_1 = \frac{t_1 b_1^3}{12} + F_1 c^2$ | | $I_1 = \frac{t_1 b_1^3}{12}, I_2 = \frac{t_2 b_2^3}{12}, I_y = I_1 + I_2$ |
| x_0 | 0 | 0 | 0 |
| y_0 | $\sqrt{2} \left(e + cb^2 \frac{F_1}{I_y} - b \cdot \frac{I_1}{I_y} \right)$ | 0 | $\frac{1}{I_y} [e \cdot I_1 - (h-e) I_2]$ |
| C_{BT} | $(2e^2 - y_0^2) \cdot I_y + 2b(b-2e) \cdot I_1 + 4eb^2 \cdot c \cdot F_1$ | $\frac{h^2}{4} \cdot I_{aa} - \frac{I_{aa}^2}{A}$ | $\frac{I_1 \cdot I_2}{I_1 + I_2} \cdot h^2$ |
| |  |  |  |
| | | | $I_1 = F_1 \left(\frac{b}{2} \right)^2, I_2 = \frac{tb_2^3}{12} + F_2 c^2$ $I_s = \frac{b^8 t}{12}, I_y = 2I_1 + 2I_2 + I_s$ |
| x_0 | 0 | 0 | |
| y_0 | $e \left(1 + \frac{Ab^2}{4I_y} \right)$ | $e \left(1 + \frac{b^2 A}{4I_y} \right) - 2h \cdot \frac{I_{2s}}{I_y}$ | |
| C_{BT} | $\frac{b_2^2}{4} [I_x - A \cdot e(y_0 - 2e)]$ | $\frac{b^2}{4} \left[I_x + e^2 A \left(1 - \frac{b^2 A}{4I_y} \right) \right] + 2h^2 \cdot I_{2s}$ $+ 2bch^2 \cdot F_2 + b^2 heA \cdot \frac{I_{2s}}{I_y} - 4h^2 \frac{I_{2s}^2}{I_y}$ | |

いま、ねじり座屈荷重を P_W とすれば

$$P_W = \frac{1}{\rho^2} \left(C_T + C_W \frac{\pi^2}{l^2} \right)$$

となり、曲げねじり座屈荷重 P_{cr} は

$$P_{cr} = \frac{P_W + P_X - \sqrt{(P_W - P_X)^2 + 4\left(\frac{x}{\rho}\right)^2 P_W P_X}}{2\left\{1 - \left(\frac{x}{\rho}\right)^2\right\}}$$

となる¹⁾。

ここに ρ : せん断中心まわりの極2次半径

x : せん断中心～重心間距離

l : 材長

P_X : X 軸まわりの曲げ座屈荷重

C_T : せん断ねじり剛性 = $G(\sum bt^3/3)$

C_W : 曲げねじり剛性 [せん断中心の位置, C_W については表4.3.1参照のこと]

この式により弾性座屈荷重を求めて, $\sigma_{cr} > \sigma_p$ (比例限度) では、曲げ座屈における弾性座屈曲線と Johnson 曲線と同じ率の低下があると仮定して、種々の断面の座屈曲線を描くと図4.3.5 のようになる。図を見てわかるとおり、一般に材長の短いほど、曲げねじり座屈が弱軸まわりの曲げ座屈に優先し、断面形によってはその低下がはなはだしいことがわかる。山形鋼では、座屈長 l_k が

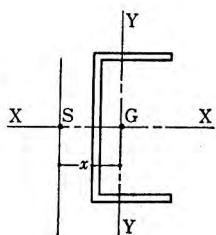
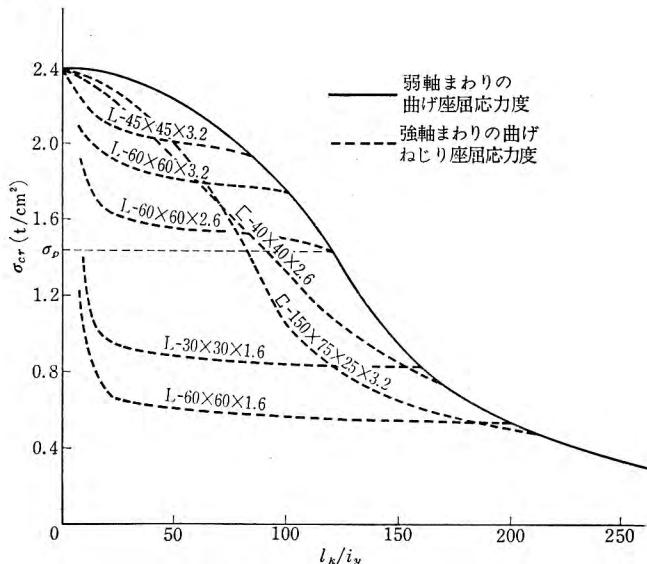


図 4.3.4

1) 詳しくは、建築学大系第12巻座屈論を参照のこと。

$$l_k < \frac{\pi b}{8} \sqrt{E \left\{ 9 \left(\frac{b}{t} \right)^2 - 16 \right\} / 3 G} = \frac{\pi b}{8} \sqrt{7.8 \left(\frac{b}{t} \right)^2 - 13.87}$$

で、曲げねじり座屈が優先する。 b は山形鋼の幅である。

なお、局部座屈、全体的な座屈はともに荷重の偏心や元たわみの存在によって著しく耐力が低下する。したがって、とくに組立材で Havemayer Truss 式にウェブを鉄筋で溶接したような場合は溶接部の収縮によって、かなりの元たわみやねじれが生ずるから、設計に際してはもちろん、加工時にもとくに注意しなければならない。

以上のほか、圧縮材の材端接合部についても、引張材と同様に、Shear lag に対して十分注意しなければならない。

ねじり座屈に対して安全な断面形の材を用いるか、十分に補剛を施した場合、または 4.2(3) に規定する有効幅を考慮した場合は、鋼構造設計規準にもとづき設計することができる。長期許容応力度 f_c は

$$\lambda \leq 120 \text{ で } f_c = \frac{1.6}{\nu} \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right\}$$

$$\lambda > 120 \text{ で } f_c = \frac{0.277}{\left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \times 1.6$$

である。ただし、細長比の制限値は、元たわみなどの初期不整が軽量形鋼構造物では相対的に大きくなることと、剛性低下が考えられるので、鋼構造設計規準での柱材 200 以下、その他 250 以下の規定よりきびしくする必要がある。したがって、軽量形鋼構造の圧縮材の細長比の制限は主要な柱材 120 以下、支柱 160 以下、2 次部材 200 以下にすることが望ましい。

注意しなければならないのは、幅厚比が 4.2 の規定をこえることが多いので、設計応力度を算定する場合には、有効幅を考慮することである。すなわち

$$\sigma_c = \frac{N}{A_e} \leq f_c$$

記号 N : 設計軸力

A_e : $\Sigma b_e t$

b_e : 4.2 (1)~(3) に規定する有効幅

である。

細長比算定にあたっての回転半径については、全断面についてのものを用いる。

【例題-1】 図 4.3.6 を C-250×80×20×4.5 にて設計

$$A = 18.919 \text{ cm}^2$$

$$d = 250 - 4 \times 4.5 = 232 \text{ mm}$$

$$b_e = 48 \text{ t} = 48 \times 4.5 = 216 \text{ mm} \quad (4.3) \text{ 式より}$$

ゆえに、無効の幅 $232 - 216 = 16 \text{ mm}$

$$\text{ゆえに, } A_e = 18.919 - 1.6 \times 0.45 = 18.219 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 2.718$$

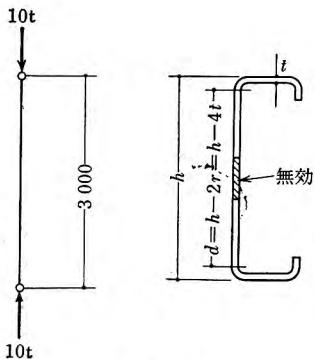


図 4.3.6

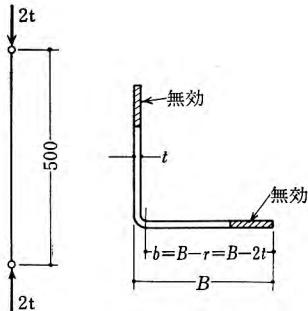


図 4.3.7

$$\lambda = \frac{300}{2.718} = 110 \quad \text{付表より } f_c = 0.773 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{10}{18.219} = 0.55 < 0.773 \text{ t/cm}^2 \quad \text{可}$$

【例題-2】図 4.3.7 を L-50×50×2.3 にて設計

$$A = 2.213$$

$$b = 50 - 2 \times 2.3 = 45.4 \text{ mm}$$

(4.1) 式より

$$b_e = 13t = 13 \times 2.3 = 29.9 \text{ mm}$$

(4.6) 式より

$$b_e = 250 \left(\frac{2.3}{45.4} \right)^2 \times 45.4 = 29.1 \text{ mm}$$

$$\text{ゆえに 無効幅 } 45.4 - 29.1 = 16.3 \text{ mm}$$

$$\text{ゆえに } A_e = 2.213 - 1.63 \times 0.23 \times 2 = 1.463 \text{ cm}^2$$

$$i_v = 0.98$$

$$\lambda = \frac{50}{0.98} = 51 \quad \text{付表より } f_c = 1.37 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{2}{1.463} = 1.367 < 1.37 \text{ t/cm}^2 \quad \text{可}$$

4.4 はり材

(1) 許容曲げ応力度

a) 横支承のないつづり合わせ I 形はりが強軸まわりに曲げをうける場合の長期応力に対する許容曲げ応力度は、(4.8), (4.9) 式のうち大きいほうをとる。ただし、許容引張応力度 1.6 t/cm^2

をこえることはできない。

$$f_b = 1.6 \left\{ 1 - \frac{0.4}{C} \left(\frac{l_b/i}{120} \right)^2 \right\} \quad (4.8)$$

$$f_b = \frac{900}{\left(\frac{l_b h}{kbt} \right)} \quad (4.9)$$

記号

f_b : 許容曲げ応力度 (t/cm^2)

l_b : 支点間距離 (cm)

i : 圧縮フランジとはりせいの $1/6$ とからなる T 形断面のウェブ軸まわりの断面 2 次半径 (cm)

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \quad \text{ただし, } 2.3 \text{ 以下}$$

: M_2, M_1 はそれぞれ座屈区間端部における小さいほうおよび大きいほうの強軸まわりの曲げモーメント, (M_2/M_1) は単曲率の場合 正, 複曲率の場合 負とする。区間中間のモーメントが M_1 より大きい場合には $C=1$ とする。

h : はりのせい (cm)

b : フランジ幅 (cm)

t : 板厚 (cm)

k : 軽みぞ形鋼 つづり合わせ I 断面材 1.0

リップみぞ形鋼 つづり合わせ I 断面材 1.4

b) みぞ形鋼など荷重面内に對称軸を有しない部材を単材として使用する場合の長期許容曲げ応力度は, (4.9) 式による。ただし, $1.6 t/cm^2$ をこえてはならない。

k : 軽みぞ形鋼 1.0

リップみぞ形鋼 1.2

c) 弱軸まわりに曲げをうける場合や、横座屈のおそれのない場合の許容曲げ応力度は, $1.6 t/cm^2$ とする。

d) 短期許容応力度は、長期の 50% 増とする。

(2) ウェブのせん断応力度

ウェブのせん断応力度は, (4.10) 式により検定する。

$$\left. \begin{aligned} r &= \frac{Q}{ht} \leq \frac{6.0 \times 10^3}{\left(\frac{h}{t} \right)^2} \\ \text{かつ } \frac{Q}{ht} &\leq f_s \end{aligned} \right\} \quad (t/cm^2) \quad (4.10)$$

記号

Q : せん断力 (t)

h : ウェブのせい (cm)

t : ウェブの厚さ (cm)

(3) つづり合わせ I 形ばかり

a) 2個のみぞ形またはC形鋼をリベットまたは点溶接によりつづり合わせて、I形鋼としてはりに使用する場合、リベットまたは点溶接のピッチ p_1 (cm) は、(4.11)式の値以内とする。

$$p_1 = \frac{2 h_1 R_t}{eq} \text{ (cm)} \quad (4.11)$$

かつ $p_1 \leq 4h$

記号

R_t : リベットまたは点溶接1個当りの許容引張力 (t)

p_1 : リベットまたは点溶接のスパン方向のピッチ (cm)

h : はりのせい (cm)

h_1 : 上下フランジに最も近いリベットまたは点溶接列間の距離 (cm)

q : スパン方向の荷重密度 (t/cm)

で、集中荷重または反力を荷重分布長さ b_m またはピッチ p_1 で割ったもののうち、いずれか大きいほうをとる。分布荷重の場合には、実際の荷重密度の3倍をとる。

e : ウエブ軸から各個材のせん断中心までの距離 (cm)

で、単純なみぞ形鋼の場合は(4.12)式、C形鋼の場合は(4.13)式による。

$$\text{みぞ形鋼} : e = \frac{b^2}{2b + \frac{h}{3}} \text{ (cm)} \quad (4.12)$$

$$\text{C形鋼} : e = \left(\frac{bh}{2} \right) \left(\frac{b+2b'}{bh + \frac{1}{6}h^2 + b'(h-2b')} \right) \text{ (cm)} \quad (4.13)$$

記号

b : ウエブからのフランジの出 (cm)

で、フランジ幅が互いに異なる場合には広いほうをとる。

h : 断面のせい (cm)

b' : 折曲げ補剛片のせい (cm)

b) 集中荷重をうける部分にカバーブレートを用いて、本項のつづり合わせを行う場合は、フランジのリベットまたは点溶接のピッチ p_2 は(4.14)式による。

$$p_2 = \frac{2hR_s}{eq} \quad (4.14)$$

かつ $p_2 \leq 3h$

記号

p_2 : フランジのリベットまたは点溶接のピッチ (cm)

R_s : リベットまたは点溶接1個当りの許容せん断力 (t)

h : はりの全せい (cm)

c) 1項および2項のつづり合わせ効果は、これを同時に合算して考えることができる。

(4) ウエブの局部破壊

集中荷重(支承点の反力を含む)をうけるはりは、荷重点付近のウエブの局部破壊を避けるために、下の各項により検定する。

a) はりのスパンの中間にある集中荷重および連続ばかりの支承点反力は、(4.15)式で定める

b_m より広い範囲にスパン方向に分布させる。

$$b_m = t \left(\frac{P}{3.84 t^2} - 4.60 \right)^2 \text{ (cm)} \quad (4.15)$$

ただし $P > 17.6 t^2$ の場合

記号

b_m : 荷重分布長さ (cm)

P : 集中荷重または支点反力 (t)

t : ウェブの厚さ (cm)

b) 片持ばかりの外端にある集中荷重および単純支持ばかりの端部反力に対しては、荷重分布長さ b_m は (4.16) 式の値以上とする。

$$b_m = t \left(\frac{P}{1.44 t^2} - 8.0 \right)^2 \text{ (cm)} \quad (4.16)$$

ただし $P > 11.5 t^2$ の場合

(5) はりのたわみ

はり材のたわみは、通常の場合はスパンの 1/300 以下、片持ばかりでは 1/250 以下とする。

ただし、もや・胴縁などについては、その仕上材に支障のない範囲でこの限度をこえることができる。

(1) 許容曲げ応力度

a) i) 許容曲げ応力度に関しては「鋼構造設計規準」に準ずるが、つづり合わせ I 形ばかりについての圧縮フランジとはりせいの 1/6 とからなる T 形断面のウェブ軸まわりの断面 2 次半径は、(4.4.1) 式により算出する [図 4.4.1]。

$$i^2 = I_y / 2 A' \quad (4.4.1)$$

$$I_y = 2 \left[I_0 + \left(\frac{g}{2} \right)^2 A_0 \right]$$

$$A' = A_0 - \frac{2}{3} h t$$

I_0 : 個材の弱軸まわりの断面 2 次モーメント
 A_0 : 個材の断面積

鋼構造設計規準における許容曲げ応力度式は I 形断面または H 形断面を対象として、横座屈応力度式より導き出されたものである。軽量形鋼に適用するため断面のかどの丸みやリップの影響を考慮すれば鋼構造設計規準 5 章 (5.7) 式に対応して

$$\sigma_{cr}(w) = k_1 C \frac{\pi^2 E}{(l_b/i)^2} \quad (4.4.2)$$

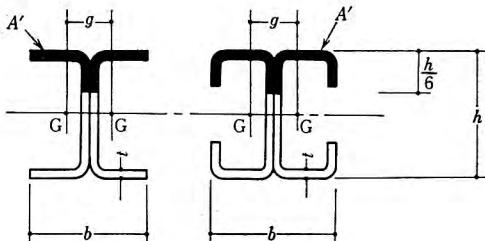


図 4.4.1

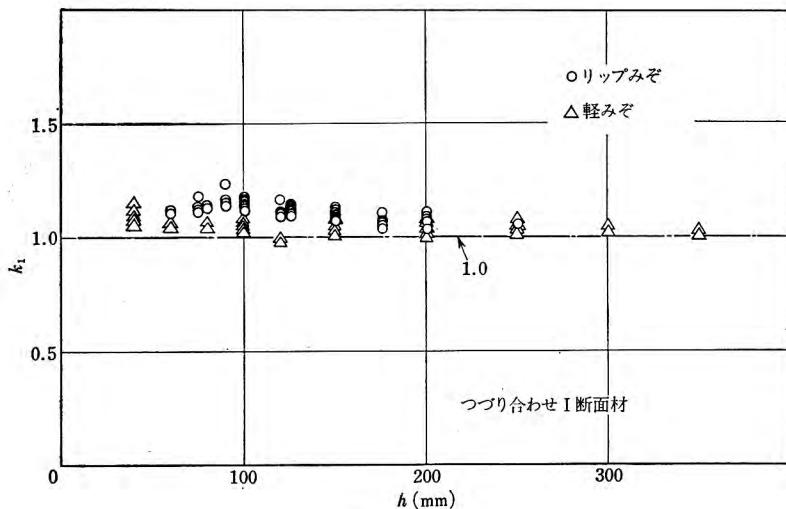


図 4.4.2

$$k_1 = \left(\sqrt{\frac{\Gamma}{I_y h^2 / 4}} \right) \left(\frac{A' h^2 / 2}{I_x} \right)$$

Γ : 曲げねじり定数

I_x : 強軸まわりの断面2次モーメント

k_1 の右辺第1項は曲げねじり定数、第2項は強軸まわりの断面2次モーメントに対するつづり合わせI断面の精算値とH形またはI形断面との修正項である。市販みぞ形鋼について検討すれば、各項は相殺されて k_1 はほぼ1となり、これを省略することができる〔図4.4.2〕。

(4.8) 式はオイラー式 (4.4.2) 式を限界細長比以下 Johnson のパラボラ公式に置換し安全率1.5で除したものである。

ii) 同様に鋼構造設計規準5章 (5.8) 式に対応して

$$\sigma_{cr}(v) = k_2 C \frac{\pi E}{3\sqrt{2(1+\nu)}} \frac{A_f}{l_b h} \quad (4.4.3)$$

$$k_2 = \left(\sqrt{\frac{A}{2A_f}} \right) \left(\frac{A_f h^2 / 2}{I_x} \right) \left(\sqrt{\frac{I_y}{A_f^3 / 6 t^2}} \right)$$

A_f : フランジ断面積

ν : ポアソン比

k_2 の右辺第2項、第3項は強軸まわりおよび弱軸まわりの断面2次モーメントに対する修正項である。普通形鋼では一般にウェブ板厚がフランジ板厚に比較して小さいことからねじり抵抗をフランジのみ有効と考えている。軽量形鋼はウェブ・フランジとも同厚であって、しかもつづり合わせI断面ではウェブが重なっているため、この部分を無視することはできない〔図

4.4.3]. この修正項が第1項である。市販みぞ形鋼に対して簡単のためフランジ断面積を $A_f = bt$ として (4.4.3) 式の修正値 k_2 を算出すれば [図 4.4.4]

$k_2 = 1.0$ 軽みぞ形鋼つづり合わせ I
断面材

1.4 リップみぞ形鋼つづり合わせ I 断面材

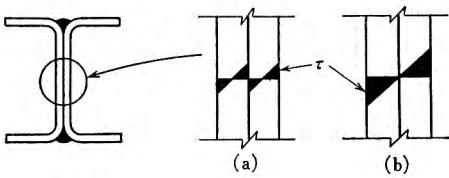


図 4.4.3

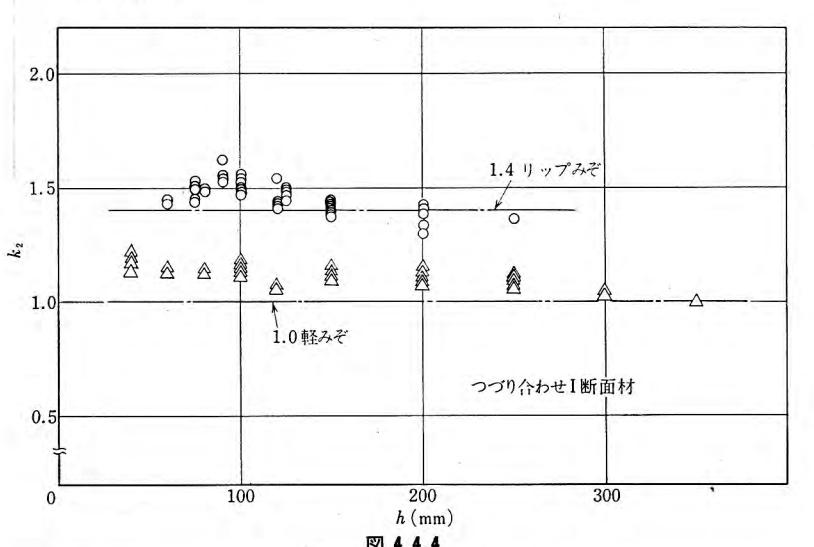


図 4.4.4

ウェブ部分のねじりに伴うせん断応力は、つづり合わせ溶接ピッチによって図 4.4.3 (a) と (b) との中間の分布が考えられる。(a)に対する St. Venant のねじり剛性を 1 とすれば、(b)の状態では 4 倍の剛性を持つ。ここでは、安全側に考えて (a) の状態で修正値を求めた。(4.4.3) 式を安全率 1.5 で除せば、(4.9) 式が得られる。

iii) C は、座屈区間内で応力の変化する場合の修正係数である。 M_2/M_1 の符号のとり方について図示すれば、図 4.4.5 のようになる。

(4.9) 式において C が含まれていないのは、非弾性域におけるヤング係数の低下を無視したためである。

b) i) みぞ形断面など荷重面内に対称軸をもたない断面を単独に曲げ材として用いるときは、(4.9) 式を適用する。ただし、断面の重心とせん断中心が一致しないとか、

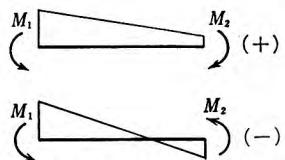


図 4.4.5

主軸と荷重線が一致しないとか、一種の偏心的な要素が存在するから〔図 4.4.6 参照〕、本来的なねじれをうけて横断面屈屈に達する前にはりは横に倒れ、耐力も曲げねじれによる付加応力をうけて減少する。このため、これを k_2 値により考慮させている。

市販みぞ形鋼に対して (4.4.3) 式に従って修正値 k_2 を求めれば圧縮フランジ断面積を $A_f = bt$ として図 4.4.7 が得られる。

$k_2 = 1.8$ 軽みぞ形鋼

2.1 リップみぞ形鋼

荷重の偏心に伴って生ずるねじりモーメント T は、せん断力を Q 、偏心量を s として

$$T = Qs = (EI_{xy''})'s \quad (4.4.4)$$

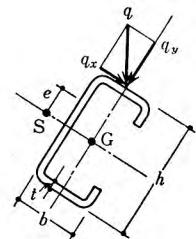


図 4.4.6

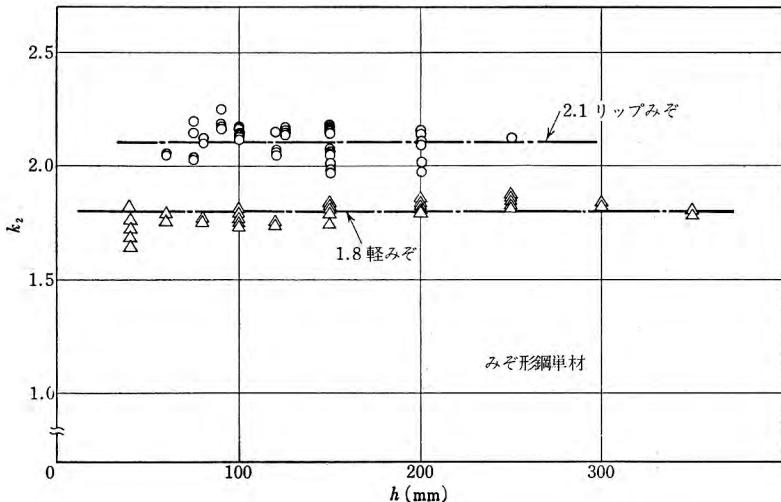


図 4.4.7

はりの倒れ角度 θ は、材が非常に長い場合を除けば次式でよい近似を与える〔ii) 項を参照〕。

$$\theta''' = \frac{T}{EI'} \quad (4.4.5)$$

したがって、(4.4.4)、(4.4.5) 式より

$$\theta = \frac{I_x}{I'} s y \quad (4.4.6)$$

ねじれ変形に伴って断面は軸方向に変形するが、これをそり変形と称し、これを拘束することによって軸力 σ_w が生ずる。単位ねじり変形によるそり量を w で表わせば、次式で求められ

る。

$$\sigma_w = w E \theta'' \quad (4.4.7)$$

単位そり量 w は、みぞ形鋼について示すと図 4.4.8 のとおりである。

応力の検定においては、このそりに伴う軸応力 σ_w と曲げ応力 σ_b との重ね合わせで考えれば、最大圧縮応力点がフランジとウェブとの交点にあることを考慮して (4.4.6), (4.4.7) 式および図 4.4.8 より

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_w = (1+a) \frac{M}{Z_x} \quad (4.4.8)$$

$$a = \left(\frac{\frac{h^2}{4} I_y}{\Gamma} \right) \left(\frac{I_x}{\frac{h^2}{2} A_f} \right) \left(\frac{b^2 A_f}{6 I_y} \right) \left(\frac{2e}{b} \right) \left(\frac{6s}{b} \right)$$

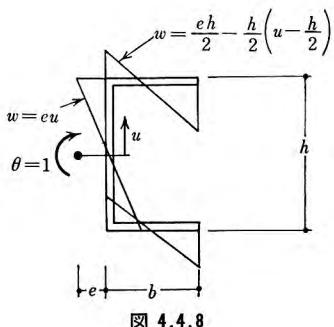


図 4.4.8

偏心量 s を重心、せん断中心間距離にとって市販みぞ形鋼について算出すれば、平均的な値として $a \approx 1.5$ が得られる。ところが、(4.4.8) 式による検定は断面の 1 か所が降伏応力に到達する場合であって、耐力的にはほぼこの 1.5 倍まで期待できる。また偏心量の評価をかなり厳しくとっていることを考慮して、そりに伴う軸応力の影響を半分にとれば、 $a=0.75$

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_w = 1.75 \frac{M}{Z_x}$$

したがって、みぞ形鋼単材に対する修正係数は

$$k = \frac{k_2}{1.75} = \begin{cases} 1.0 & \text{軽みぞ形鋼} \\ 1.2 & \text{リップみぞ形鋼} \end{cases}$$

軽みぞ形鋼とリップみぞ形鋼の修正値が非常に近く、一見リップの効果が小さいよう解釈されるが、これはリップにより偏心量として評価されるウェブ、せん断中心間距離が増大するためである。

荷重心とせん断中心が一致するようにくふうされている場合は、 k 値を低減する必要はないから k_2 の値をそのまま用いることができる。

ii) 偏心せん断曲げをうけるはり材は、曲げたわみ量のほか、倒れ角度についても検討しておく必要がある。これは微分方程式

$$EI\theta'' - GJ\theta''' - m_T = 0 \quad (4.4.9)$$

を追跡することによって明らかにされるが、いま、これを一、二の例題について調べてみると

【例題-1】 等分布荷重をうけるみぞ形ばかり、両端固定

座標原点を材中央にとると材端条件 $x = \pm L/2$ で $\theta = \theta' = 0$ を用いて

$$\theta = \frac{m_T}{GJ} \left[\frac{L}{2\alpha} \left(\frac{\cosh \alpha x - \cosh \alpha L/2}{\sinh \alpha L/2} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{L^2}{4} - x^2 \right) \right]$$

材中央で θ は最大となり

$$\theta_{\max} = \frac{m_T}{GJ} \left[\frac{L}{2\alpha} \left(\frac{1 - \cosh \alpha L/2}{\sinh \alpha L/2} \right) + \frac{L^2}{8} \right] \quad (4.4.10)$$

$$m_T = qs$$

$$\alpha = \sqrt{GJ/EG}$$

ここに

G :せん断弾性係数

J :St. Venant のねじり定数

L :材長

q :荷重密度

【例題-2】等分布荷重をうけるみぞ形鋼ばり、両端単純支持（断面の回転は拘束）

原点は材中央、材端条件 $x = \pm L/2$ で $\theta = \theta'' = 0$ を用いて

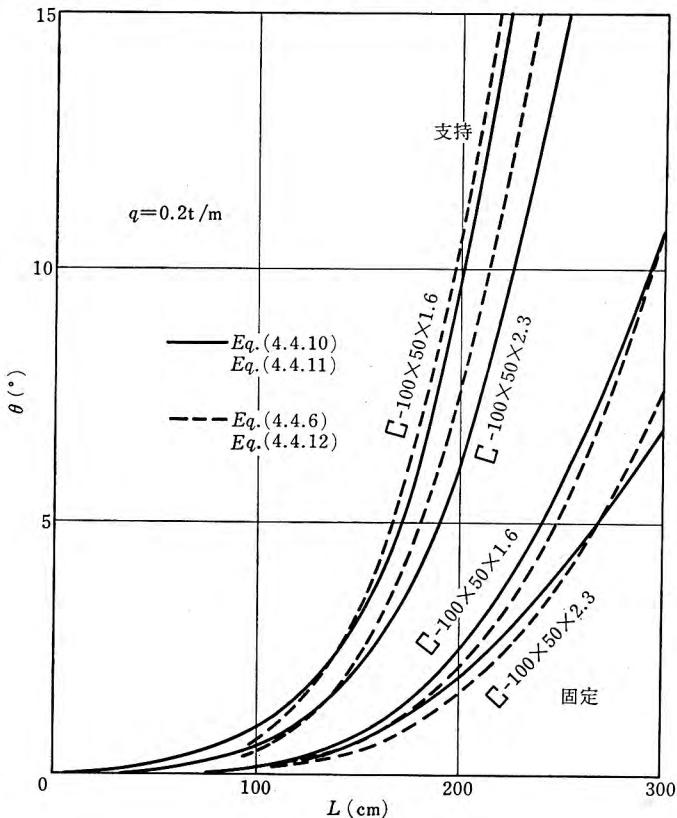


図 4.4.9

$$\theta = \frac{m_T}{GJ} \left[\frac{1}{\alpha^2} \left(\frac{\cosh \alpha x - \cosh \alpha L/2}{\cosh \alpha L/2} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{L^2}{4} - x^2 \right) \right]$$

材中央で θ は最大となり

$$\theta_{\max} = \frac{m_T}{GJ} \left[\frac{1}{\alpha^2} \left(\frac{1 - \cosh \alpha L/2}{\cosh \alpha L/2} \right) + \frac{L^2}{8} \right] \quad (4.4.11)$$

図 4.4.9 は、C-100×50×2.3, C-100×50×1.6 について、偏心量 s をウェブ軸からせん断中心までの距離とした場合の荷重密度 $q=0.2 \text{ t/m}$ における材中央の倒れ角度 θ と材長 L との関係を求めたものである。図中、固定は両端固定、支持は単純支持の条件を示す。図に見るように、材長がある限界をこすと倒れ角は急激に増大するから、もや・胴縁などに使用する場合には過度の倒れを起こさないようにしなければならない。なお、Z形鋼は、図 4.4.10 (a) のように、せん断中心と重心とが一致しているため、(b) 図のようにもやにした場合は、みぞ形鋼に比較して倒れについてはかなり有利である。

倒れ角度の略算式 (4.4.6) 式は過大評価するが、 $\alpha L < 2$ 程度においてはよい近似を与える。みぞ形鋼に対して

$$T \approx h^2 I_y / 5 \quad (4.4.12)$$

を用いて求めた値を図 4.4.9 中破線で示し、精算値 (4.4.10), (4.4.11) 式と比較した。

みぞ形鋼のもやの場合、この倒れを防ぐ対策としては図 4.4.11 (a) のように、相隣るもやの上下フランジをタイバーでつなぐ方法があるが、あるいは (b) のようにもやを交互に反対の向きに配置するときは、倒れの方向が一定しているから図のように外側向きのものどうしのフランジをタイバーでつないでもよい。タイバーの間隔はもや間隔、形鋼のねじり強さに関係するのであるから、倒れ角度を算出してきめるのが望ましいが、実験データなどから考えて 50~100 cm の間隔でつないでければ十分であり、なお設計に際しては (4.4.13) 式が参考となろう。

$$R_t = \frac{p \cdot e \cdot q}{h} \quad (4.4.13)$$

ここに、 R_t はタイバーの張力、 p はタイバーのピッチである。荷重密度 q は実際の荷重密

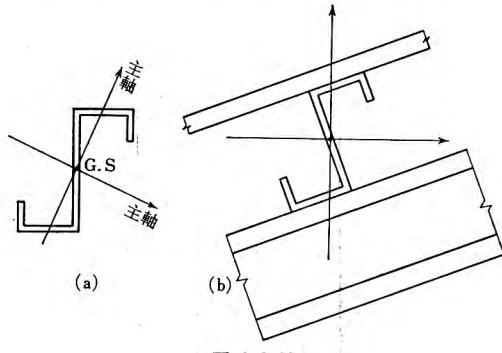


図 4.4.10

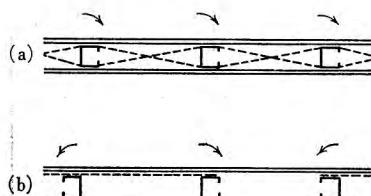


図 4.4.11

度の3倍をとる。

c) i) 荷重面内に對称軸を有し、弱軸まわりに曲げをうける材〔図4.4.12〕では、横座屈のおそれはないから、材長にかかわらず許容応力度として 1.6 t/cm^2 をとってよい。

なお、荷重面という表現は、主軸方向に分解した荷重成分の面として理解されたい。たとえば、図4.4.13のように曲げモーメントの作用面と断面主軸とが一致しない場合には、主軸方向の成分 M_x, M_y をとって考える。

荷重面とは、 M_x に対してはY-Y軸、 M_y に対してはX-X軸である。

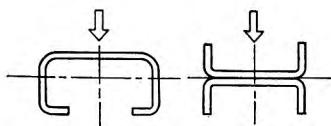


図4.4.12

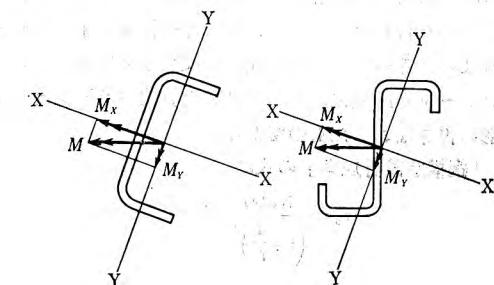


図4.4.13

このような場合には、両方向の曲げ効果を考慮して断面検定を行う。すなわち

$$\frac{\sigma_{bx}X}{f_{bx}X} + \frac{\sigma_{by}Y}{f_{by}Y} \leq 1$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{Z_X}$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{Z_Y}$$

f_{bx}, f_{by} は、(1)に規定する許容曲げ応力度のうち該当するものとすれば、安全側である。たとえば、図4.4.13の場合には

$$\frac{\sigma_X}{\frac{900}{\left\{ \frac{l_b h}{kbt} \right\}}} + \frac{\sigma_Y}{f_t} \leq 1$$

となり、山形断面の場合

$$\frac{\sigma_X + \sigma_Y}{f_t} \leq 1$$

となる。

ii) もや・胴縁のように、通常、軽微な構造体として用いられる場合には、床・壁などの拘束力が相対的に大きいから、全許容力 1.6 t/cm^2 をとってもよいであろう。しかし、この種の非対称断面材に横支承なしに直接荷重の作用するような場合には、前述の偏心要素を考慮して応力を検定すべきである。

Z形断面の弱軸まわりの曲げおよび山形断面の強軸まわりの曲げの場合も本項の範囲に

属するが、JIS に定める熱間圧延 Z 形鋼・山形鋼、冷間成形 Z 形鋼・山形鋼の範囲では横座屈のおそれはないので、許容曲げ応力度として $1.6 \text{ t}/\text{cm}^2$ をとってよい。

(2) ウエブのせん断応力度

軽量形鋼構造ではウエブがせん断座屈を生じても、スチフナによる補剛などの適当な方法を講じておけばなんらさしつかえないが、そのような設計が常に有利であるとはいえない。ことにみぞ形材または C 形材を背中合わせにして I 形材の形にして用いるときには、ウエブを適当につづり合わせることによって有効板厚を十分厚くすることができるので、本項ではスチフナのないときのウエブの座屈の限度を与えてある。(4.10) 式は、「鋼構造設計規準」付。ウェブプレートの座屈検定とスチフナの算定(5)式そのものであって、さらに計算しやすいような形に書きなおしたものである。

「鋼構造設計規準」の式は

$$\tau_0 = \frac{3300}{\left(\frac{C_2}{t}\right)^2} f_s$$

であるが、この中の C_2 は、この場合スチフナがないから

$$C_2 = \sqrt{F/5.34} \approx 0.67$$

$f_s = 0.925 \text{ t}/\text{cm}^2$ とおいて端数を切捨てると、(4.10) 式が得られる。

(3) つづり合わせ I 形ばかり

a) つづり合わせ I 形ばかりの各個材は、対称面に垂直に荷重をかける形になる。そして、その荷重の作用線は図 4.4.14 のように、ほぼウエブ軸と考えられるから、各個材のつづり合わせリベットまたは溶接がなければ、せん断中心[注]に対して e だけの偏心となるから、各個材は互いに外側へ回転を起こして離れようとする。リベット(溶接)ピッチ p の間を考えると、このねじりモーメント M_t の大きさは、各個材について

$$M_t = \frac{1}{2} p q e$$

リベットまたは点溶接 1 個当りの許容耐力を R_t とし、列間距離を h_1 とすると、その抵抗モーメント M_r は

$$M_r = R_t \cdot h_1$$

両者を等置すれば

$$\frac{1}{2} p q e = R_t \cdot h_1 \quad \therefore \quad p = \frac{2 R_t \cdot h_1}{e q}$$

をうる。

この算式は、ピッチ間の荷重は C 形鋼またはみぞ形鋼自身のねじり剛性によって、リベット(溶接)に伝えるという仮定にたっている。

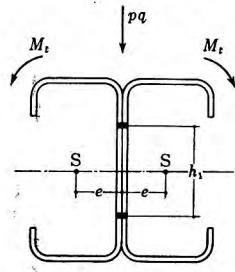


図 4.4.14

したがって、リベット（溶接）ピッチが過大の場合は、ピッチ区間内でねじられるようなことが起こる。これを避けるために

$$p_i < 4h$$

の制限規定を設けた。

b) この場合も同様の考え方で導かれている。

$$p_i \leq 3h$$

としたのは、集中荷重のかかる部分の局部変形を考慮したためである。

c) この場合の制限規定は、実情に応じて、集中荷重のあるときは $3h$ を、集中荷重のない場合には $4h$ を用いるものとする。

[注] せん断中心について

いま、1つのはりを考える。はりの横断面の図心を連ねた主軸を z 軸にとり、横断面の主軸を x , y 軸にとるものとする。いま、荷重が断面の図心を通って、 y 軸に働くものとすると、これによって生ずる横断面のせん断応力 τ_{zx} , τ_{zy} が図心のまわりに呈するねじりモーメント

$$T = \iint_A (\tau_{zy}x - \tau_{zx}y) dxdy \quad (4.4.14)$$

は 0 でなければならない。この条件は、 ϕ , χ なる応力関数を用いると

$$\begin{aligned} G\theta_A \left\{ \left(x \frac{\partial \phi}{\partial y} - y \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + (x^2 + y^2) \right\} dxdy + \frac{P}{2(1+\nu)I_x} \iint_A \left\{ \left(y \frac{\partial x}{\partial x} - x \frac{\partial y}{\partial y} \right) \right. \\ \left. - \left(1 - \frac{1}{2}\nu \right) x^3 + \left(2 + \frac{1}{2}\nu \right) xy^2 \right\} dxdy = 0 \end{aligned} \quad (4.4.15)$$

のようく表わされる¹⁾。

ここに

G : 剛性率

θ : Saint Venant のねじり率

I_x : x 軸のまわりの断面 2 次モーメント

である。はりの断面が y 軸に関して非対称な場合には、(4.4.15) 式の第 2 項は一般に 0 にはならないから、したがって

$$\theta \neq 0$$

となり、はりは横荷重 P によって曲げを生ずるとともに、一般にはねじれをも伴うことになる。

はりが曲げのみを生じて、ねじれを伴わないためには、荷重の作用線を断面の図心でない別の適当な点を通る位置に選ばなければならぬ。

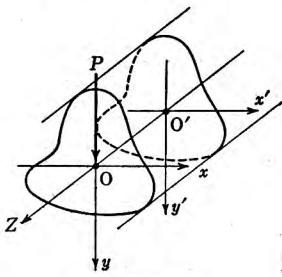


図 4.4.15

1) 鶴戸口英善：弹性学 II，応用力学講座 8-A；共立出版，1957.12

いま、このような点の図心からの水平距離を S_x とすると

$$P \cdot S_x = T = \iint_A (\tau_{zy}x - \tau_{zx}y) dxdy \quad (4.4.16)$$

になるようすれば、図心まわりのねじりモーメントは打消されて 0 になり、図心まわりのねじり率 θ も 0 になる。

荷重 P が x 軸に平行に働く場合も上と同様に考えることができるから、これら両作用線の交点を S とすれば、荷重がどのような向きにかかっても、この S 点を通るかぎり断面のねじれは伴わない。そこで、この点をせん断中心と呼ぶ。

せん断中心は、断面の形状・寸法によって定まる点である。とくに、断面が対称軸を有する場合には、荷重がその軸に沿って作用するときは、断面に生ずるせん断応力はこの軸に関して対称形の分布をするから、その合力の作用線は対称軸に一致し、したがって図心部のねじれは起らない。したがって、せん断中心はこの対称軸上にある。

せん断中心とは以上のような意味をもつ点であるが、薄肉の開き断面のように、断面自身のねじり剛性の小さいものに対してはとくに重要な意味をもってくる。そして、この場合、断面の薄肉であるための特性を利用して多少の近似を行えば、比較的精度よくせん断中心の位置を求めることができる。

すなわち、断面での肉厚の中央を通る線を中央線と名づけ、その中央線に沿って測った座標を u とする。肉厚を t 、せん断応力 τ_u は中央線方向のせん断応力度とし、肉厚の方向の変化はこれを無視することにする。すると、開き断面では中央線の一端を $u=0$ とすると、ここでは $\tau_u=0$ であるから、 x, y 方向のせん断力 Q_x, Q_y に対し、 I_x, I_y をそれぞれ x, y 軸に関する断面 2 次モーメントとすると

$$\tau_u \cdot t = \frac{Q_x}{I_y} \int_0^u tx_u du + \frac{Q_y}{I_x} \int_0^u y_u du \quad (4.4.17)$$

となる。

この x_u, y_u は中央線上 u である点の x, y 座標を示す。

いま、図 4.4.16 に示すような C 形断面・みぞ形断面についてせん断応力分布を求めてみる。これらの断面は、ともに x 軸について対称であるから、せん断中心を求める目的のためには Q_y だけを考えればよいから、(4.4.17) 式で $Q_x=0$ とおく。また、全断面にわたって $t=\text{const}$ であるから

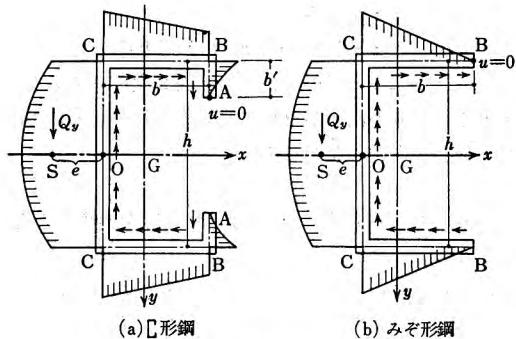


図 4.4.16

$$\tau_u = \frac{Q_y}{I_x} \int_0^u y_u du \quad (4.4.18)$$

とすることができる。

また、せん断応力のウェブの中央線上の点Oのまわりのモーメントを求めれば(4.4.16)式と同様の考え方でO点からせん断中心までの距離を求めることができる。

つぎの2例では、図4.4.16に示すように、折曲げ部の曲率を無視して略算して規準式を導いてある。

付録に示した値は、精算値である。

(i) C形断面の場合

せん断応力分布：

$$A B \text{ 間} : \tau_{u1} = \frac{Q_y}{I_x} \int_0^u \left(\frac{h}{2} - b' + u \right) du = \frac{Q_y}{I_x} \left\{ \left(\frac{h}{2} - b' \right) u + \frac{1}{2} u^2 \right\}$$

$$\tau_B = \frac{Q_y}{2 I_x} b' (h - b')$$

$$B C \text{ 間} : \tau_{u2} = \frac{Q_y}{I_x} \int_0^u \frac{h}{2} du + \tau_B = \frac{Q_y}{2 I_x} \{ h(u+b') - b'^2 \}$$

$$\tau_C = \frac{Q_y}{2 I_x} \{ h(b+b') - b'^2 \}$$

$$C O \text{ 間} : \tau_{u3} = \frac{Q_y}{I_x} \int_0^u \left(\frac{h}{2} - u \right) du + \tau_C = \frac{Q_y}{2 I_x} \{ h(b+b') - b'^2 + hu - u^2 \}$$

$$\tau_C = \frac{Q_y}{2 I_x} \left\{ h(b+b') - b'^2 + \frac{1}{4} h^2 \right\}$$

O点まわりのモーメントは

$$\begin{aligned} M &= 2 \int_A^B \tau_{u1} t b du + 2 \int_B^C \tau_{u2} t \frac{h}{2} du \\ &= \frac{Q_y}{I_x} t \left\{ bb'^2 \left(\frac{1}{2} h - \frac{2}{3} b' \right) + \frac{1}{4} h^2 b^2 + \frac{1}{2} h^2 b b' - \frac{1}{2} h b b'^2 \right\} \\ &= \frac{Q_y}{I_x} b t \left(\frac{1}{4} h^2 b + \frac{1}{2} h^2 b' - \frac{2}{3} b'^3 \right) \end{aligned}$$

せん断中心SとO点の距離をeとし

$$M = Q_y \cdot e$$

とおくと

$$e = \frac{bt}{2 I_x} \left\{ \frac{h^2}{2} (b+2b') - \frac{4}{3} b'^3 \right\}$$

をうる。ここに

$$I_x = t \left(\frac{1}{12} h^3 + \frac{1}{2} h^2 b + \frac{1}{2} h^2 b' - hb'^2 + \frac{2}{3} b'^3 \right)$$

であるから

$$e = \frac{b}{6} \left\{ \frac{h^2}{2} (b + 2b') - \frac{4}{3} b'^3 \right\}$$

分母・分子とも最終項は他に比べて小さいので省略すると

$$e = \left(\frac{bh}{2} \right) \left\{ \frac{b + 2b'}{hb + \frac{1}{6} h^2 + b'(h - 2b')} \right\} \quad (4.4.19)$$

をうる。

(ii) みぞ形断面の場合

せん断応力分布

$$\text{B C 間: } \tau_{u1} = \frac{Q_y}{2 I_x} h u$$

$$\tau_c = \frac{Q_y}{2 I_x} h b$$

$$\text{C O 間: } \tau_{u2} = \frac{Q_y}{I_x} \int_0^u \left(\frac{h}{2} - u \right) du + \tau_c$$

$$= \frac{Q_y}{2 I_x} (hb + hu - u^2)$$

$$\tau_c = \frac{Q_y}{2 I_x} h \left(b + \frac{1}{4} h \right)$$

O点まわりのモーメント

$$M = \frac{Q_y}{I_x} t \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \int_0^b u du = \frac{Q_y}{4 I_x} t \cdot h^2 b^2$$

前と同様に $M = Q_y \cdot e$ とおくと

$$I_x = \left(\frac{1}{12} h^3 + \frac{1}{2} h^2 b \right) \cdot t$$

であるから

$$e = \frac{b^2}{\frac{1}{3} h + 2b} \quad (4.4.20)$$

をうる。

【はりの設計例】

図 4.4.17 のような荷重条件のはりを C 形鋼を背中合わせに DC 形に接合した断面を用いて設計する。両端単純支持、横倒れ防止、荷重は長期荷重とする。

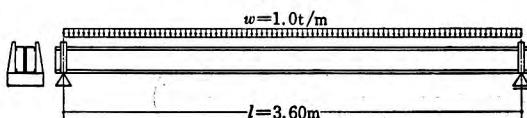


図 4.4.17

(i) 最大曲げモーメント $M_b = \frac{1}{8}wl^2 = 1.62 \text{ t}\cdot\text{m} = 162 \text{ t}\cdot\text{cm}$

最大せん断力 $Q = 1.80 \text{ t}$

(ii) 断面仮定 2C-200×75×25×3.2

(iii) a) 圧縮フランジの有効幅 4.2 項により

$$b_e = 50 \times 0.32 = 16.0 \text{ cm} > 7.5 \text{ cm} \quad \text{全断面有効}$$

b) 引張側フランジの有効幅

支点で集中荷重をうけるから、引張側フランジの有効幅の検定を要する。

$$4.2 \text{ の (3)} \text{ により フランジ突出部の長さ } 7.5 + 2.0 = 9.5 \text{ cm}$$

$$9.5 \times 30 = 285.0 \text{ cm} < 360 \text{ cm} \quad \text{全断面有効}$$

(iv) 全断面有効であるから付録から

$$Z_x = 73.6 \times 2 = 147.2 \text{ cm}^3$$

$$l_b = 360 \text{ cm}$$

$$A' = 12.13 - \frac{2}{3} \times 20 \times 0.32 = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2[92.3 + 2.33^2 \times 12.13] = 316.3 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{316.3/2 \times 7.86} = 4.49 \text{ cm}$$

(4.8) 式から

$$f_b = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(360/4.49)^2}{120^2} \right\} \times 1.6 = 1.31 \text{ t/cm}^2$$

(4.9) 式から

$$f_b = \frac{900}{\left(\frac{360 \times 20}{1.4 \times 15 \times 0.32} \right)} = 0.84 \text{ t/cm}^2$$

ゆえに、 $f_b = 1.31 \text{ t/cm}^2$

$$\sigma_b = \frac{162}{147.2} = 1.10 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{1.10}{1.31} = 0.84 < 1.0$$

(v) ウエブのせん断力 (4.10) 式により

$$\frac{Q}{2ht} = \frac{1.80}{2 \times 20 \times 0.32} = 0.14 \text{ t/cm}^2 < 0.92 \text{ t/cm}^2 \quad \text{可}$$

また

$$\frac{6.0 \times 10^3}{\left(\frac{h}{t} \right)^2} = \frac{6.0 \times 10^3}{\left(\frac{20}{0.32} \right)^2} = 1.54 \text{ t/cm}^2 > 0.14 \text{ t/cm}^2 \quad \text{可}$$

(vi) 接合法

せん断中心の位置

付録から S_x および C_y を求めると

$$e = S_x - C_y = 3.37 \text{ cm}$$

接合ボルト 8 mm ϕ 1 本の許容引張力は $R_t = 0.60 \text{ t}$

$h_1 = 15 \text{ cm}$ とすると, $q = 0.01 \text{ t/cm}$ であるから 3 倍をとって

$$P \leq \frac{2 \times 15 \times 0.6}{3.37 \times 0.01 \times 3} = 178 \text{ cm}$$

または

$$P \leq 4h = 80 \text{ cm}$$

そこで, 実際設計ではスパンを 5 分して 72.0 cm とする.

なお, 参考のために (4.4.19) 式によって e を求めると下記のようになる.

$$\begin{aligned} e &= \left(\frac{bh}{2} \right) \left\{ \frac{b+2b'}{hb + \frac{1}{6}h^2 + b'(h-2b')} \right\} \\ &= 75 \times \left\{ \frac{7.5+4.0}{1.5 \times 10^2 + 0.67 \times 10^2 + 0.32 \times 10^2} \right\} = 3.46 \text{ cm} \end{aligned}$$

(4) ウエブの局部破壊

普通の形鋼でも集中荷重点では, ウエブの局部破壊の危険はないことはない. しかし, 図 4.4.18 (a) に示すように, ぐう角部のフィレットが厚くなっているために, フィレット先端ではかなり力が分散されるので, このようなことはそれほど心配するには及ばなかった. とくにその心配のあるときには, フランジに密着するスチフナを設けることにしていたのである. しかし, 薄板の形材は一般に折曲げてあって, 図 4.4.18(b) のように, フィレットのところも同厚であるので, 集中荷重点ではウエブの局部破壊を起こしやすい. また, フランジも薄くぐう角部の曲率も大きいために, フランジに密着するスチフナを設けることは容易でない.

そこで, 本項では, 軽量形鋼をそのままはりとして用いた場合の集中荷重点下の所要荷重分布長さを規定した.

算式はアメリカで G. Winter が R. H. J. Pian とともに, 実験によって定めた式¹⁾に数値を代入したものである.

【例題】

図 4.4.19 のような構造物の 2 階床ばかりに $w = 2.0 \text{ t/m}$ (長期) の荷重が作用するときの支点を設計せよ.

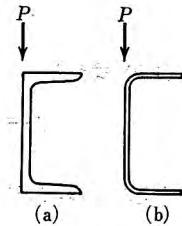


図 4.4.18

1) G. Winter · R. H. J. Pian : Crushing Strength of Thin Steel Webs; C. U. E. S. Bull, No. 35, Part I, 1946

(はりの断面検討)

支点の負曲げモーメントは

$$M=1.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

はり断面として

$$2C-200 \times 75 \times 25 \times 3.2$$

$l_b=300 \text{ cm}$ とすれば、フランジとウェブの
1/6 とからなる T 形断面のウェブ軸まわり断面
2 次半径 $t=4.49 \text{ cm}$ であるから

(4.8) 式から

$$f_b = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(300/4.49)^2}{120^2} \right\} \times 1.6 = 1.40 \text{ t/cm}^2$$

(4.9) 式から

$$f_b = \frac{900}{\left(\frac{300 \times 20}{1.4 \times 15 \times 0.32} \right)} = 1.01 \text{ t/cm}^2$$

よって, $f_b=1.40 \text{ t/cm}^2$

$$\sigma_b = \frac{150}{2 \times 73.6} = 1.02 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{1.02}{1.40} = 0.73 < 1.0$$

$$Q=3.0 \text{ t}$$

$$\frac{Q}{ht} = 0.234 < \frac{6.0 \times 10^3}{\left(\frac{h}{t} \right)^2} = 1.54 \text{ t/cm}^2$$

ゆえに、ウェブの座屈に対しても安全

(支点)

支点反力 $P=2 \times 3.0=6.0 \text{ t}$

C形鋼1つのウェブに加わる反力

$$P' = \frac{1}{2} P = 3.0 \text{ t}$$

$$P'=3.0 \text{ t} > 17.6 t^2 = 17.6 \times 0.32^2 = 1.81 \text{ t}$$

ゆえに、検討を要する。

荷重の所要分布長さは

$$b_m = t \left(\frac{P'}{3.84 t^2} - 4.6 \right)^2 = 0.32 \left(\frac{3.0}{3.84 \times 0.32^2} - 4.6 \right)^2 = 2.94 \text{ cm}$$

となる。

支点設計の一例を示せば、図 4.4.20 のようになる。

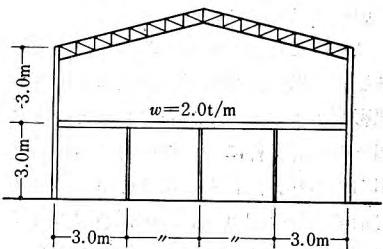


図 4.4.19

(5) はりのたわみ

はりのたわみが過大となると、仕上材あるいは構造部材相互の関連においても悪影響が生ずる。これらは原則としては個々の設計条件について検討すべきことがあり、たわみの尺度を単一の尺度で示すことは困難であるが、通常のはりではスパンの 1/300 以下におさえておけばよいとされている。

これとは別に図 4.4.21 に示すデッキプレートなどを用いるときには、その幅厚比が大きいので、局部座屈、したがって有効幅がたわみ量に影響を与える。4.2 の解説でも述べたように有効幅は存在応力度に関係し、許容応力度にもとづく 4.2 によって求めた有効幅を用いてたわみを計算するときは、過大値をうることがある。そこで、有効幅が大きく問題となるような材のたわみを求めるときは、存在応力と有効幅との関係を与える式¹⁾（両縁補剛の場合）

$$b_e = 1.9 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left\{ 1 - 0.475 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right\} \quad (4.4.21)$$

(G. Winter の実験式で A. I. S. C. で使用している)

を用いて有効幅を求めたほうが合理的である。表 4.4.1 は、(4.4.21) 式によって $b/t = 30 \sim 180$ の範囲で、 b_e/b ならびに b_e/t の値を求めたものである。

軸力に平行な一方の縁のみで補剛された平板部分の有効幅 b'_e は、(4.4.21) 式の b_e に対して $b'_e = 0.3 b_e$ をとればよい。

また、本項に示したたわみ量の制限に際しては、床・屋根・天井材料などの破損に対する考慮のほか、人間の走行や、物品の搬送に伴う衝撃による床組の振動障害の有無についても、とくに注意を払うべきである。

そして、振動障害の有無は振幅と振動数ならびに減衰性の大小などが関係するのであるが、多分に心理的要素に支配されるため、障害の限界を確定することは、なかなかできない。しかしながら、設計上の一応の目安としては

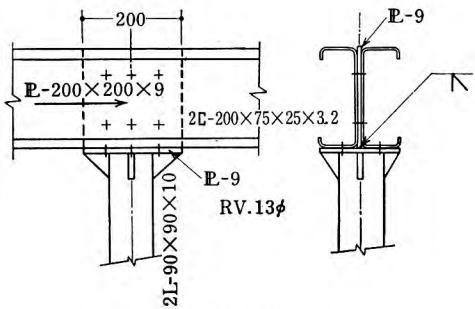


図 4.4.20

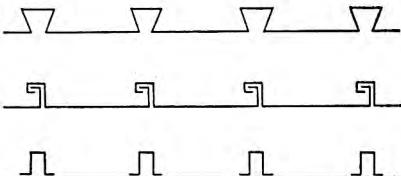


図 4.4.21

1) G. Winter : Strength of Thin Steel Compression Flanges; Transactions ASCE 112, 1947. p. 527.

表 4.4.1(a) $\frac{b_e}{b} \times 100$

| $\sigma(t/cm^2)$ b/t | 0.6 | 0.8 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.4 |
|---------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 30 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 99 |
| 40 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 98 | 97 | 95 | 93 | 91 |
| 50 | 100 | 100 | 98 | 96 | 93 | 90 | 88 | 85 | 83 | 81 |
| 60 | 100 | 97 | 93 | 89 | 85 | 82 | 78 | 76 | 74 | 72 |
| 70 | 96 | 91 | 86 | 82 | 78 | 74 | 71 | 69 | 66 | 64 |
| 80 | 91 | 85 | 79 | 75 | 71 | 68 | 65 | 62 | 60 | 58 |
| 90 | 86 | 79 | 73 | 69 | 65 | 62 | 59 | 57 | 55 | 53 |
| 100 | 81 | 74 | 68 | 64 | 60 | 57 | 55 | 52 | 50 | 48 |
| 120 | 72 | 65 | 60 | 55 | 52 | 49 | 46 | 45 | 43 | 41 |
| 140 | 64 | 57 | 53 | 49 | 46 | 43 | 41 | 39 | 37 | 36 |
| 160 | 58 | 52 | 47 | 44 | 41 | 39 | 36 | 35 | 33 | 32 |
| 180 | 53 | 47 | 42 | 39 | 37 | 35 | 33 | 31 | 30 | 29 |
| 200 | 49 | 43 | 39 | 36 | 33 | 32 | 30 | 29 | 28 | 26 |

表 4.4.1(b) $\frac{b_e}{t}$

| $\sigma(t/cm^2)$ b/t | 0.6 | 0.8 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.4 |
|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 30 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 29.8 |
| 40 | 40.0 | 40.0 | 40.0 | 40.0 | 39.8 | 39.2 | 38.8 | 38.0 | 37.2 | 36.3 |
| 50 | 50.0 | 50.0 | 49.1 | 48.0 | 46.5 | 45.0 | 44.0 | 42.5 | 41.5 | 40.3 |
| 60 | 59.8 | 58.0 | 55.5 | 53.3 | 51.1 | 49.0 | 46.8 | 45.8 | 44.2 | 43.0 |
| 70 | 67.3 | 63.5 | 60.0 | 57.0 | 54.3 | 52.0 | 50.0 | 48.0 | 46.3 | 44.8 |
| 80 | 73.0 | 67.9 | 63.4 | 59.7 | 56.7 | 54.1 | 51.7 | 49.7 | 47.8 | 46.3 |
| 90 | 77.5 | 71.2 | 65.9 | 62.1 | 58.7 | 55.8 | 53.3 | 51.0 | 49.0 | 47.4 |
| 100 | 80.8 | 73.7 | 68.0 | 63.7 | 60.3 | 57.2 | 54.5 | 52.1 | 50.0 | 48.2 |
| 120 | 86.1 | 77.6 | 71.4 | 66.3 | 62.5 | 59.0 | 55.2 | 53.6 | 51.5 | 49.5 |
| 140 | 90.0 | 80.3 | 73.5 | 68.3 | 64.1 | 60.3 | 57.7 | 54.9 | 52.5 | 50.5 |
| 160 | 92.8 | 82.8 | 75.2 | 70.0 | 65.1 | 61.5 | 58.0 | 55.7 | 53.2 | 51.2 |
| 180 | 95.0 | 84.5 | 76.3 | 70.9 | 66.0 | 63.0 | 59.2 | 56.5 | 53.8 | 51.8 |
| 200 | 97.0 | 85.6 | 77.6 | 71.6 | 66.8 | 63.2 | 59.8 | 57.0 | 54.3 | 52.2 |

木造床仕上げの場合 $n=15$ 以上コンクリート床仕上げの場合 $n=20$ 以上

になるように、はりの曲げ剛性などを決定すればよいであろう。なお、単純支持はりの固有振動数は(4.4.22)式によって略算することができる。

$$n = 1.6 \sqrt{\frac{EIg}{wl^4}} \quad (4.4.22)$$

記号

 n : 每秒振動数 E : はり材料のヤング係数 (2.1×10^3 t/cm²) I : はりの断面2次モーメント (cm⁴) g : 重力の加速度 (9.8×10^2 cm/sec²) w : はりの単位長さの重量(床重量を含む) (t/cm) l : はりのスパン (cm)

4.5 組立圧縮材ならびに柱材

(1) 組立圧縮材ならびに柱材の断面計算は、「鋼構造設計規準」11章に準じて行う。

(2) 組立圧縮材の補剛スチフナ

a) 板を補剛する目的でスチフナを取付ける場合、その接合 リベットまたは溶接の材軸方向のピッチ p_1 は、(4.17-a), (4.17-b) 式の値以内とする。

$$p_1 = 50t \quad (4.17-a)$$

かつ

$$p_1 = \frac{b}{2} \quad (4.17-b)$$

記号

 p_1 : リベットまたは溶接のピッチ (mm) t : 補剛される板の厚さ (mm)

b: 補剛された板幅 (mm) で、折曲げの場合はフィレット先端間距離を、リベット接合または溶接の場合は、リベットまたは溶接列間の距離をとる。

b) 板のへりにスチフナを取付けて(折曲げを含む)補剛する場合、スチフナ突出部の断面2次モーメントは(4.4)式の値より小さくはならない。

c) 板の中央にスチフナを取付け、その両側を補剛する場合には、スチフナの断面2次モーメントは(4.4)式の値の2倍以上とする。

(3) 組立圧縮材ならびに柱材のつづり合わせ

組立圧縮材ならびに柱材のつづり合わせは、外力によるせん断力と座屈に伴うせん断力を考慮して設計するほか、つきの各項に従う。

a) 弦材と腹材の重心線はなるべく1点に集まらせるようにし、1点に集まらない場合は偏心の影響を考慮して設計する。

b) 2個のリップみぞ形鋼または軽みぞ形鋼を溶接によって背中合わせに、または箱形に組立てた圧縮材[図4.3(a), (b)]ならびに点溶接、またはリベット・ボルトによって背中合わせに組立てた圧縮材[図4.3(c)]のつづり合わせ間隔 l_1 は c) に従うほか、(4.18)式による。

$$l_1 \leq \frac{50g\left(1 + \frac{i_1^2}{g^2}\right) \cdot R_s}{f_c \cdot A} \quad (4.18)$$

記号

 A : 素材の断面積 (cm²)

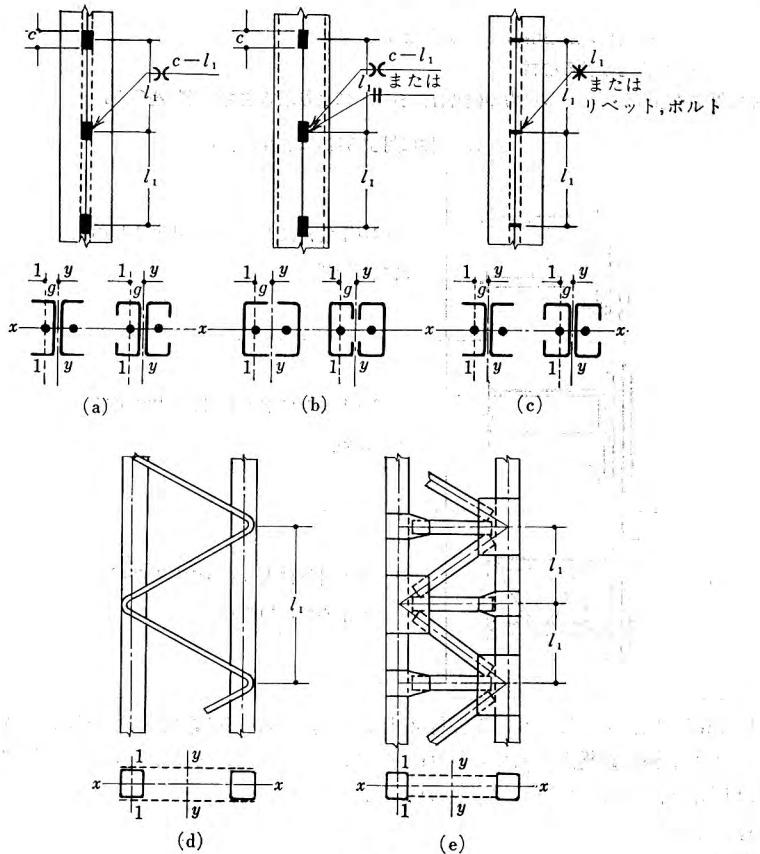


図 4.3

g : y 軸から重心までの距離 (cm)

f_c : 許容圧縮応力度 (t/cm^2)

R_s : 溶接継目・点溶接・リベットまたはボルトの許容せん断力 (t)

l_1 : つづり合わせ間隔 (cm)

i_1 : 素材の 1-1 軸に対する回転半径 (cm)

c) 組立材の構造細則

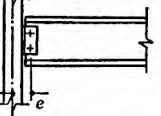
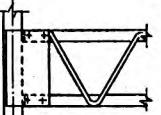
- 素材細長比 $\lambda_1 (=l_1/i_1)$ は、50 以下とする。
- つづり合わせ溶接またはラチスによって分かたれる区間数は、3 以上とする。
- 材端部は、ガセットプレート・帯板などを取付けて剛性を十分確保する。
- (a), (b) の場合は、 $c=30$ mm 以上とする。

v) ラチス材の細長比は、160以下とする。

(4) 偏心荷重をうける柱材

柱に対する鉛直荷重時はり反力の偏心は、表4.1により求め柱材の計算を行う。

表4.1 柱に対するはり反力の偏心

| | |
|---|-----------------------------|
|  | リベットまたはボルト列線と柱中心線との距離 |
|  | ラーメン計算によって算定した曲げモーメントを柱に加える |

(1) 曲げと圧縮を同時にうける柱材の断面計算については鋼構造設計規準11章に詳細に記述しており、薄板鋼構造の場合もそれに準じて行えればよい。なお、 f_c 、 f_b の算出については、4.3圧縮材、4.4はりの項を参照されたい。

【柱材 計算例】

設計応力

長期 $N=10\text{t}$

短期 $N=12\text{t}$, $M_x=38\text{t}\cdot\text{cm}$, $Q_x=0.32\text{t}$

使用断面

2C-150×65×20×2.3

なお

$l_{kx}=600\text{cm}$, $l_{ky}=200\text{cm}$

とする。

断面検定

この部材の断面性能は、つぎのとおりである。

$A_g=12.63\text{cm}^2$, $Z_x=66.1\text{cm}^3$, $i_1=2.42\text{cm}$

$i_x=5.94\text{cm}$, $i_y=3.22\text{cm}$, $i=3.92\text{cm}$

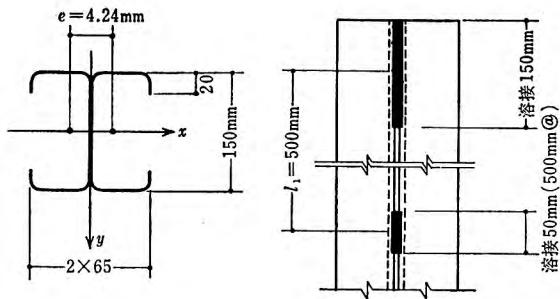


図 4.5.1

$$\lambda_x = \frac{600}{5.94} = 101$$

$$\lambda_1 = \frac{50}{2.42} = 20.6 < 50, \quad \lambda_y = \frac{200}{3.22} = 62.2$$

$$\lambda_{ye} = \sqrt{62.2^2 + 20.6^2} = 66 < \lambda_x \quad \therefore f_c = 1.24 \text{ t/cm}^2$$

$$\lambda_b = \frac{200}{3.92} = 51 \quad f_b = 1.45 \text{ t/cm}^2$$

また

$$f_b = \frac{900}{\frac{200 \times 15.0}{1.4 \times 2 \times 6.5 \times 0.23}} = 1.26 \quad \therefore f_b = 1.45 \text{ t/cm}^2$$

長期応力の場合

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{10}{12.63 \times 1.24} = 0.64 < 1 \quad \text{可}$$

短期応力の場合

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{12}{12.63 \times 1.24 \times 1.5} + \frac{38}{66.1 \times 1.45 \times 1.5} = 0.51 + 0.26 \\ = 0.77 < 1 \quad \text{可}$$

$$\tau = \frac{Q}{t \cdot h} = \frac{0.32}{15.0 \times 2 \times 0.23} \\ = 0.05 < 0.924 \times 1.5 \text{ t/cm}^2 \text{ 可}$$

(2) 組立圧縮材の補剛スチフナ

- a) 薄板は局部座屈が生じたのちも補剛部に応力が集まって、この部分の最大の応力度が降伏点に達するまでは破壊しない。しかしながら、図 4.5.2 (b), (c) のように補剛材

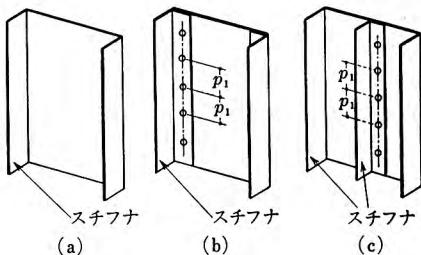


図 4.5.2

が板にリベットまたは点溶接で接合点してあるときは、この接合点のピッチがあらいと、この間で板が座屈することがある〔図 4.5.3〕。このときには接合点間の板の座屈応力度で強度がきまってしまうから、十分な耐力を期待できなくなる。したがって、このような板の座屈 (Inter-rivet Buckling) を防止するには、リベットまたは溶接のピッチ p_1 をある限度以下におさえなければならない。

W. L. Howland の研究¹⁾によると、この限度は、 σ_{YP} を比例限度 (kg/mm^2) とすれば

$$\frac{p_1}{t} = 1.814 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{YP}}} \quad (4.5.1)$$

で表わされる。いま、近似的に $\sigma_{YP} = f_c(\text{短}) = 24 \text{ kg/mm}^2$ にとると、上式は

$$p_1 = 1.814 \cdot t \sqrt{875} = 53.7 \cdot t (\text{mm}) \quad (4.5.2)$$

となるので、やや安全側にして (4.17-a) 式の形にした。

さて、板幅 b が板厚 t に比べて比較的狭いときは、(4.17-a) 式によるピッチ p_1 は、板幅に比べてかなりあらくなり、板の元たわみなどによって板の座屈を起こしやすくなってくる。これを防ぐため、さらに (4.17-b) 式の制限が加えられている〔 b のとり方については図 4.5.6 参照〕。これにより p_1 は、 $b/t \geq 100$ のときは (4.17-a) 式、 $b/t \leq 100$ のときは (4.17-b) 式による制限によってきまることになる。たとえば $t = 2.0 \text{ mm}$ の板では、図 4.5.4 によってわかるように $b \leq 200 \text{ mm}$ のものは、すべて (4.17-b) 式によって p_1 の最大値が決定される。

b) 図 4.5.2 に示したような、スチフナの効果は、スチフナ自身が荷重を受持つことはもちろんあるが、本質的にはスチフナが板の変形を防止して、少なくともその近くには座屈波の発生を防ぎ、板の圧縮耐力を増加させることにある。したがって、板が座屈をしようとするのに抵抗するためには、スチフナ自体が

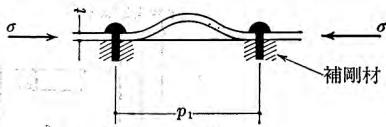


図 4.5.3

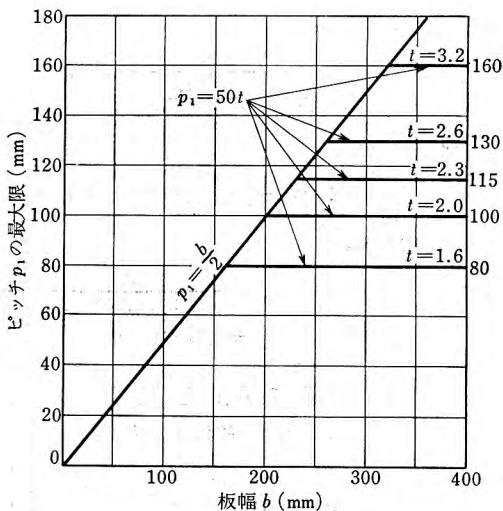


図 4.5.4

1) 林 毅ほか：弹性安定要覧；コロナ社，1951，p. 381。

W. L. Howland : Effect of Rivet Spacing on Stiffened Thin Sheet under Compression; Jou. Aero. Sci. Vol. 3. 1935~1936.

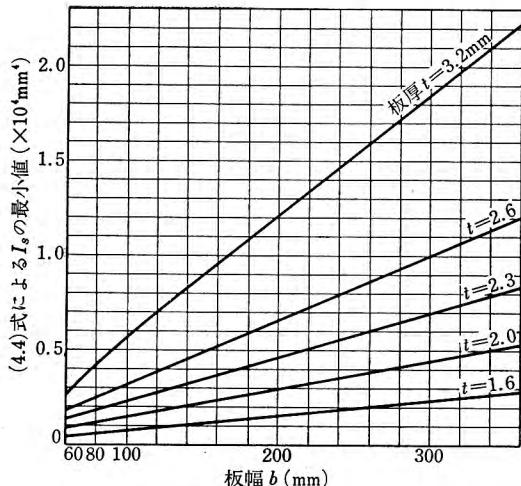


図 4.5.5

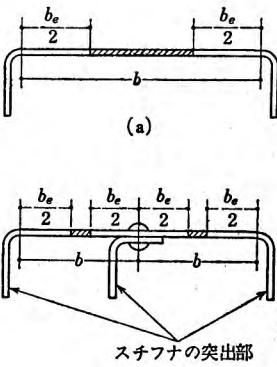


図 4.5.6

十分な剛性をもたなければならぬ。必要な剛性は補剛される板の厚さと幅に関係し、(4.4)式から求められる〔図 4.5.5〕。

本式は AISI に採用されている式¹⁾である (I_s の説明中、スチフナの突出部のとり方は図 4.5.6 による)。

c) この場合の中間スチフナは、両側の板から応力をうけるので、へりのスチフナに対する I_s の値より、少なくとも 2 倍は剛にする必要がある。このときの (4.4) 式中の b のとり方は、図 4.5.6 に示すように中間スチフナで区分された板のいずれか一方の側の値（左右で異なるときは大なるほう）をとればよい。本項の規定に適合する中間スチフナによって補剛された板の中央部は、図 4.5.6 (b) のように 4.2 による有効幅とみなして取り扱うことができる。

【計算例】

圧縮材として、リップみぞ形鋼（寸法 200×75、厚さ 3.2 mm）を図 4.5.6 (b) のように中間スチフナで補剛した場合、このスチフナの剛性を本項(3)により検討する。

(4.4) 式による I_s の最小値を計算すれば（または図 4.5.5 より）

$$I_s = 1.9 \times 3.2^4 \sqrt{\left(\frac{100 - 3.2 \times 2}{3.2}\right)^2 - 150} = 5290 \text{ mm}^4$$

スチフナとして軽山形鋼 40×40、厚さ 3.2 mm を使用すれば、この材の板面に平行な重心軸まわりの断面 2 次モーメント I_s' は、JIS の付表より

$$I_s' = 37200 \text{ mm}^4 > 2 I_s$$

よって、この材は、本項(3)の規定に合格する。

1) AISI : Light Gage Steel Design Manual; 1949

また、中間スチフナに打つりベット締めの最大間隔は、本項(2)により

$$(4.17-a) \text{式 } p_i = 50 \times 3.2 = 160 \text{ mm}$$

$$(4.17-b) \text{式 } p_i = \frac{94.8}{2} = 47.4 \text{ mm}$$

これよりリベット間隔は $9\phi - 45 \text{ mm}$ マとする。

以上により、この組立圧縮材は全断面が有効で、かつ一体に働くものとして取り扱うことができる。

(3) 組立圧縮材ならびに柱材のつづり合わせ

構造耐力上主要な圧縮材・柱材の断面形は、4.1 部材の断面形に規定してあるように、対称形の断面であることが必要であるから、とくに軽量形鋼が用いられる場合には、必ず2個以上の軽量形鋼を組立てて対称断面にしなくてはならない。この際、これらの個々の材が一体となって外力に抵抗するためには、溶接・リベット・ボルトなどによってそれぞれの材が相互につづり合わされる必要があり、図4.3は、この場合の原則を示したものである。つづり合わせが図4.3に従って行われた場合には、部材の断面検定は、「鋼構造設計規準」11章にもとづいて行えればよい。

a) ラチスによって組立てられた場合、またはトラス状に組立てられた場合に、それを構成する各材の重心線が各節点において1点に集まらない場合には、その偏心による2次的な応力や変形を検討する必要がある。この検討は、圧縮材や柱材の場合だけでなく、はりの場合でもまったく同様に行わなければならないのであるが、とくに圧縮材の場合には、2次的に付加された曲げモーメントによって断面の局部座屈を生じやすく、そのため柱の有効断面は減少し、またねじり変形が誘発されたりして、構造物の破壊に結びつく危険性が多いため注意しなければならない。

この場合の検定は、主として偏心によって生じた2次的な曲げモーメントに対して行えればよい。

まず、図4.5.7(a)のように腹材がピンで弦材に接合されていると考えられる場合には、弦材の付加曲げモーメント M_e は

$$M_e = \frac{a}{2} \cdot \frac{e}{a-e} \cdot Q \quad (4.5.3)$$

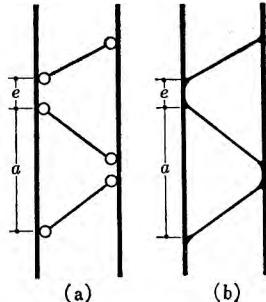


図 4.5.7

で求められる（ただし、Qは設計せん断力）。図4.5.7(b)の場合の一般的な取り扱いはかなりめんどうであるが

$$M_e = \frac{Q}{2} \cdot e \quad (4.5.4)$$

のモーメントが弦材および腹材に付加されるものとして略算すればよい¹⁾。

1) これらの詳細な取り扱いや、座屈に及ぼす影響については、たとえば建築学大系、12巻、座屈論、彰国社 参照。

b) i) 図 4.5.8 に示したような、一般的な断面の S 面におけるつづり合わせを考えてみよう。

この断面が設計せん断力 Q をうけるとき、材軸方向の単位長さ当たりに作用するせん断応力度 T は

$$T = \frac{Q \cdot G}{I} \quad (4.5.5)$$

記号

I : 部材の断面 2 次モーメント

G : つづり合わされる個材が重心軸 (y 軸) に対してもつ断面の 1 次モーメント

間隔 l_1 に配置された溶接継目、点溶接、リベットまたはボルトなどの許容せん断力を R_s とすれば、したがって次式が成立しなければならない。

$$\frac{Q \cdot G \cdot l_1}{I} \leq R_s$$

G はつづり合わされる個材の断面積を A とすれば図 4.5.8 を参照して

$$G = A \cdot g$$

であるから、けっきょく、つづり合わせの間隔 l_1 は

$$l_1 \leq \frac{R_s \cdot I}{Q \cdot A \cdot g} \quad (4.5.6)$$

を満足しなければならない。

本項の図 4.3 (a), (b), (c) に示したような圧縮材の場合は、個材がその重心軸 1-1 軸に対して有する断面 2 次モーメントを I_g とすれば

$$I = (I_g + A \cdot g^2) \times 2$$

また、圧縮材であるから、 Q は座屈に伴うせん断力のみとなり、「鋼構造設計規準」11.6 によって

$$Q = \frac{1}{50} N$$

ここで

$$N = 2 \cdot A \cdot f_c \text{ とおけば、安全側であるから}$$

$$Q = \frac{2}{50} \cdot A \cdot f_c$$

ゆえに、(4.5.6) 式より

$$l_1 \leq \frac{50 g \left(1 + \frac{i_1^2}{g^2} \right) R_s}{f_c A} \quad (4.5.7)$$

ただし、 i_1 は

$$i_1 = \sqrt{\frac{I_g}{A}}$$

で個材の 1-1 軸に対する回転半径である。

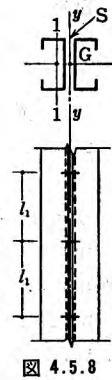


図 4.5.8

本項(4.18)式は、このようにして得られたものである。したがって、同じように組まれた部材であっても柱材として使用し、座屈に伴うせん断力のほかに直接外力からせん断力をうける場合には、つづり合わせ間隔 l_1 は(4.5.6)式によって検定しなければならない。

ii) 溶接によるときの R_s は図4.5.9(a)に示した場合は溶接継目の効力のど厚 a は鋼構造設計規準16.12に規定してあるように

$$a=0.7s$$

であるから

$$R_s=0.7 \cdot t \cdot c \cdot f_s \quad (4.5.8)$$

記号

s : サイズ

c : 図4.3参照

f_s : 溶接継目の許容せん断応力度

図4.5.9(b)の場合

$$R_s=t \cdot c \cdot f_s \quad (4.5.9)$$

で与えられる。

iii) 本項のつづり合わせに、図4.5.10のようなかい板が用いられるとき(4.5.8)式によって検討すればよい。

ただし、この部分に添え板・胴縁受けなど取付く場合には、かい板は図示の点線の寸法でもよい。

(4) 軽量形鋼構造では、屋根面・床面を剛にして、側面につりあいよく配置された筋かいによって、地震力・風圧力などの水平力を処理する場合が多い。このような構造では、通常、はりは単純ばかり、柱は中心圧縮材として設計している。しかしながら、はり・柱の接合部は、通常、図4.5.11(a)に示したように、はりの反力 Q が柱の中心線に対して偏心モーメント

$$Q \cdot e \quad (4.5.10)$$

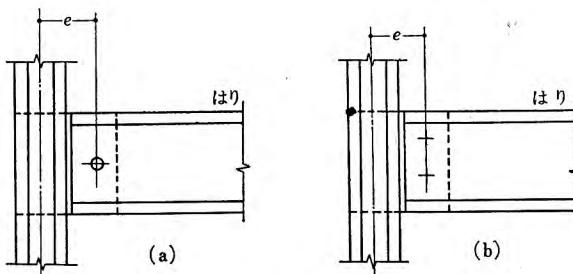


図 4.5.11

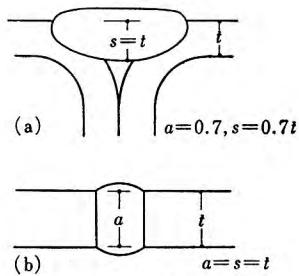


図 4.5.9

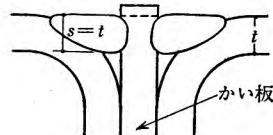


図 4.5.10

をもっている。この場合、一般には、柱の断面が小さいために、変形が大きくなったり、強度上の安全率が著しく低下するようなことも考えられる¹⁾。また、通常このような場合の接合部は図4.5.11(b)のようになるが、この場合の偏心モーメントも近似的に(4.5.10)式で与えられると考えてよい。

したがって、このような柱の設計に際しては、本項に規定したように、この偏心による曲げモーメントを考慮に入れて断面を算定しなければならないのであるが、一般にスパンが2m程度のはりの場合では、とくに荷重の大きい場合を除いて、偏心の影響はほとんどないようである。

スパンが大きく、はりも組立てばりになったような場合にも、当然柱に及ぼすこの曲げモーメントの影響は考慮されなければならない。たとえば、筋かいで水平力を処理した場合に、よく図4.5.12に示したような取付け方をした2階ばかりがある。これは、通常、計算では単純支持ばかりで設計されるため、仮定のうえでは柱は軸力のみをうけることになり、柱断面が比較的小さくなっている。しかしながら、柱とはりの接合部は剛に近いため、(b)図のようにわずかではあるが、柱には曲げモーメントを生ずる。この曲げモーメントの値は非常に小さい値ではあるが、柱の断面が小さいため、断面の応力度としてはすぐに許容値をこえてしまうことになる。ただ、Limit Design的にいえば、柱頭はいわゆる塑性ヒンジになって、最初の仮定に近づくため強さのうえではさしつかえないと思われるが、上にも述べたように、圧縮材としての安全率の低下のおそれもあり、とくに(c)図に示したように変形の点で支障を生じやすい。したがって、このような場合には、ラーメン計算によって算定した曲げモーメントを柱に

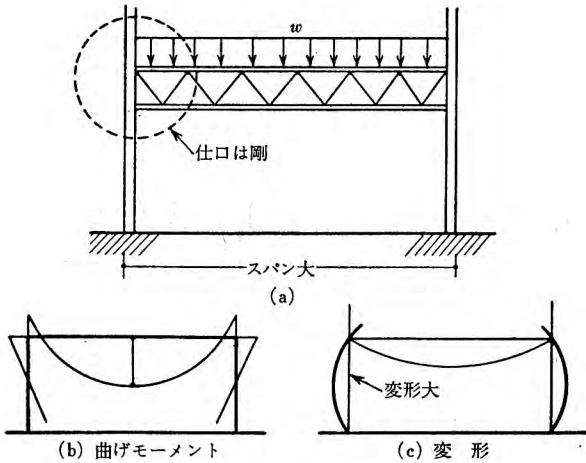


図 4.5.12

1) 二見秀雄・藤本盛久・杉山圭二：2C形鋼柱の座屈実験；日本建築学会論文報告集 No. 60, 1958.10

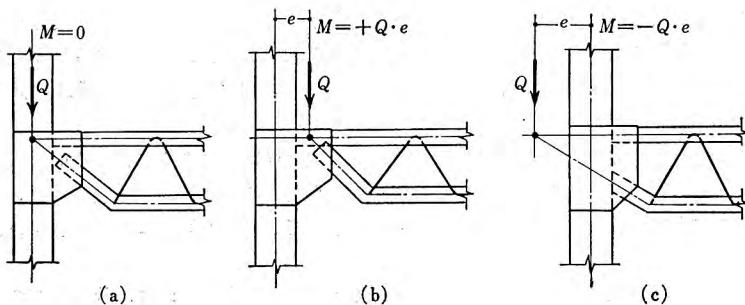


図 4.5.13

加えて設計しなければならないと規定した。なお、このようにした場合でも水平力に対する算定は、水平力はラーメンに負担させずに、すべて筋かいにもたせるものとして行えばよい¹⁾。

以上のような比較的大きなスパンの大きな2階ばかりの場合で、それが単純ばかりで設計されたとき、その力学上の仮定ができるだけ満足させるために、図4.5.13に示したような接合部に設計する場合がある。このような場合の柱に加わる曲げモーメントについて考察してみる。この場合、まず、はりをトラスと同様に扱おうという考え方がある。この場合は、柱には図4.5.13に示したような曲げが柱に加わることになる。いずれの場合も、はりの反力はガセットプレートを介して柱に伝達されているのであるから、(c)のような場合でも(b)と方向が反対の曲げが生ずるとは考えられないし、また(a)のように弦材の中心線の交点が柱中心線に一致していたとしても、やはり曲げは0になるとは考えられない。このように考えてくると、問題は、この接合点で各材の中心線が一致するとかしないとかいうことではなく、構造全体で考慮しなければならないことがわかる。この意味から図4.5.14(a)をみると、はりは当然組立てられた1

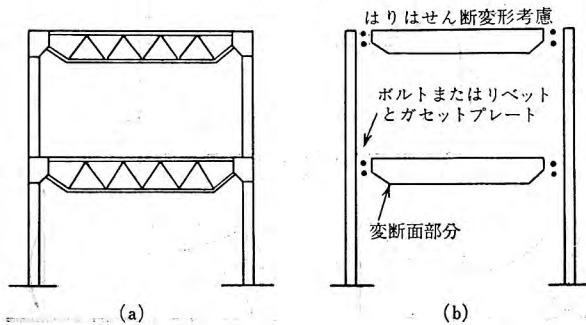


図 4.5.14

1) Takeo Naka・Tsutomu Kato : Lateral Load Tests on a Two Storied Building of Steel Construction; Proc. of the Symposium on Safety of Structures. 1956

本の部材として考えられるべきであって、構造全体としてラーメンを構成していることになる。そこで、(a) 図のラーメンを力学的なラーメンにおきかえてみると (b) 図のようになるわけである。したがって、このラーメンを解いて柱の曲げモーメントを求めなければならないのである。これはかなり煩雑で実際設計にとってはまったく不可能なことである。したがって、本項では思いきった簡便さをねらって、柱に対するはりの反力の偏心は図 4.5.13 に示したいずれの場合に対してもリベットまたはボルト群の中心と柱中心線との距離をとればよいと規定したのである。なお、このような関係は、図 4.5.11 に示したような場合でもまったく同様であるが、以上とまったく同じ理由で曲げは (4.5.10) 式によって求めればよいことにしたわけである。

なお、接合部が溶接によって接合された場合も本項に準じて、偏心モーメントを考慮しなくてはならない。

4.6 合成ばり

(1) スラブと鉄骨ばりの緊結

風圧力または地震力などの水平力を鉄筋コンクリートスラブによって壁面筋かいに伝達させる構造の場合は、スラブと鉄骨ばりとを十分に緊結しなければならない。

(2) 合成ばり

鉄筋コンクリートスラブと鉄骨ばりとの境界面に、ずれ止めを設けて合成効果を期待する合成ばりの設計は、下記による。

a) 合成効果は積載荷重に対してのみ期待し、鉄筋コンクリートスラブ重量は鉄骨ばりのみで受持つ。

b) 鉄筋コンクリートスラブの厚さは、9 cm 以上とする。

c) 鉄筋コンクリートスラブの有効幅 B は、下記のいずれか小さいもの以下にとる [図 4.4 参照]。

i) スラブが材の両側にあるとき

はりのスパンの 1/10

ii) スラブが材の片側にあるとき はりのスパンの 1/20

d) 断面設計は、コンクリート断面をヤング係数比にもとづいて、鉄骨断面に換算した等価断面について行う。

e) ヤング係数比は、「鉄筋コンクリート構造計算規準」による。

f) ずれ止めの間隔は、スラブと鉄骨ばりとの境界面に作用する水平せん断力にもとづいて算定するほか、スラブ厚さの 3 倍以下にする。

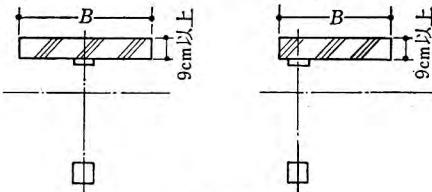


図 4.4

(1) スラブと鉄骨ばりの緊結

スラブと鉄骨ばりとの緊結の方法は、スラブの配筋の妨げにならないものをくふうする必要があるが、(2) 合成ばりの解説に述べてあるようなずれ止めの形式が有効であろう。この場

合の間隔は、(2)f)の規定と同様にスラブ厚さの3倍以下にすることが望ましい。

(2) 合成ばかり

鉄骨ばかりの上部フランジと鉄筋コンクリートスラブとを適当な方法で緊結すれば、鉄筋コンクリートスラブの一部は、はりの圧縮側フランジの一部として働き、一種の合成ばかりと考えることができる。曲げモーメントをうける合成ばかり内の応力度分布は、図4.6.1に示したように鉄筋コンクリートスラブと鉄骨ばかりとの合成効果の結果、断面の重心が上がって来る。したがって、鉄骨ばかりの断面としては、相互の緊結方法さえうまくできれば、上部フランジは小さな断面でよいことになる。

このような意味から合成ばかりの対象となるのは、断面を自由に組立てられる溶接ばかりであると考えてよい。図4.6.2のような場合でも実験によると十分合成効果が認められるが¹⁾、かなりな量のずれ止めを設けなければならぬため、一般に合成効果による経済性はあまり期待できないようである。

a) i) 鉄骨ばかりと鉄筋コンクリートスラブとの合成効果は、通常

① スラブのコンクリートが所要の強度に達するまで、鉄骨ばかりをサポートなどで支持し、はりにたわみを生じないようにして、固定荷重・積載荷重ともに合成効果を期待する場合。この場合、合成ばかり内の応力度分布は図4.6.3のようになる。

② 鉄骨ばかりをサポートなどで支持しないでコンクリートを打った場合は、鉄筋コンクリートスラブの重量は鉄骨ばかりで受持ち、合成効果は積載荷重に対してのみ期待できる。この場合の応力度分布は図4.6.4のようになる。

③ ①、②の中間で固定荷重の一部と、積載荷重に対して期待する場合。

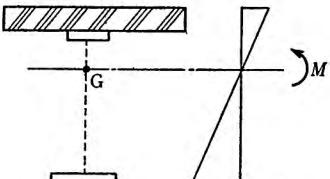


図 4.6.1

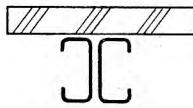


図 4.6.2

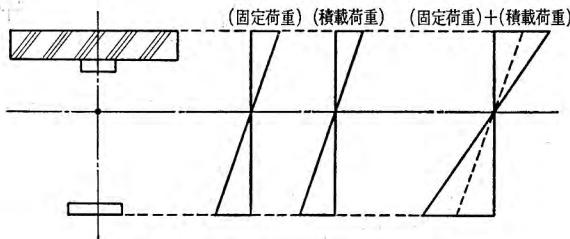


図 4.6.3

1) 仲 威雄・藤本盛久・杉山圭二：軽量形鋼はりとコンクリートスラブの合成効果に関する実験；日本建築学会論文報告集 No. 66, 1960.10.

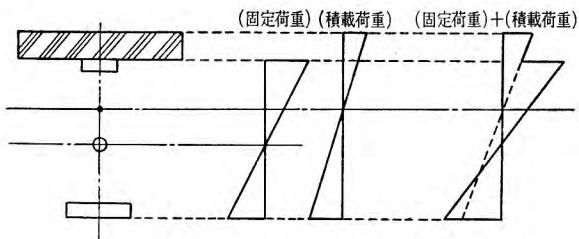


図 4.6.4

①は上述のように、スラブのコンクリートを打ち込んだときに、コンクリートの重量が鉄骨ばかりにまったく作用しないようにした場合である。したがって、コンクリートの型わくのサポートは型わくがはずされるまで強さが十分であるばかりでなく、沈下に対しても保証されなければならないため、実現はなかなかむずかしく、とくに軽量形鋼構造で一般に考えられる現場の状況ではサポートの沈下などのため、けっこうくは③に近くなってしまうものと思われる。したがって、工費のうえからいっても合成効果を期待して設計する場合は、②が最も適当である。そして、このような場合の合成効果は、実際の状況からみて明らかに床仕上材料の重量、天井の重量などに対しても、積載荷重と同様に期待できるのであるが、計算の簡略化と多少の安全性をみて本項に規定したように、固定荷重はすべて鉄骨ばかりに負担させるものと考えて設計することとした。

ii) 屋根構造に対して合成ばかりを採用する場合は、前項とまったく同じ理由によって、合成効果は積載荷重ならびに長期・短期の積雪荷重に対してのみ期待し、固定荷重は鉄骨ばかりにのみ負担せざるとして、本項の規定を準用して設計すればよい。

b) 合成ばかりの鉄筋コンクリートスラブは、鉄骨ばかりと一体となって働くものであるから、とくに注意して設計しなくてはならない。「鉄筋コンクリート構造計算規準」ではスラブの最小厚さを 8 cm と規定しているが、合成ばかりの場合には 9 cm とした。なお、鉄筋軽量コンクリートの場合は 12 cm 程度以上が望ましいことになる。

合成ばかりとして考えた鉄筋コンクリートスラブは、ずれ止めによって鉄骨ばかりに固定されているので、ずれ止めにより相当大きな応力を生じており、鉄骨ばかり付近のコンクリートにひび割れが発生しやすい。このような点を考慮して、通常のスラブよりも厚さを大に規定した。

なお、この際の鉄筋コンクリートスラブの配筋設計は、通常の場合、鉄骨ばかりの剛性を考慮して、図 4.6.5 に示したように中央部は 4 辺単純支持のスラブとして求められた曲げモーメント M_0 に対して、端部は 4 辺固定としての端モーメント M_e に対して、それぞれ「鉄筋コンクリート構造計算規準」によって行えばよい。

c) 圧縮材の一部として働く鉄筋コンクリートスラブの有効幅 B は、たとえば道路橋示方

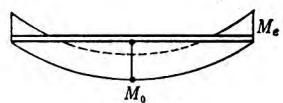


図 4.6.5

書¹⁾によれば、はりのスパンを l 、間隔を $2b$ としたとき、 $b/l \geq 0.3$ に対しては、スラブがはりの両側にある場合には $B=0.3l$ 、スラブがはりの片側にある場合には $B=0.15l$ をとればよいことになっている。

軽量形鋼構造で考えられる合成はりは、橋りょうの大規模な合成げたと異なり、スラブの剛性に比べて鉄骨はりの剛性が比較的小さく、また溶接などによって組立てたラチスはりの場合にはせん断変形の影響などもあって、鉄筋コンクリートスラブはかなり広い範囲で有効であると考えられる。しかしながら、あまり有効幅を大にすると、スラブへの負担が過大になり、また多数のずれ止めを必要とするし、その配置が困難になるなどのため、ここでは上記の値の $1/3$ をとることにした。

d) i) 合成はりの断面設計は本項にもとづいて行えばよい。なお、この際のヤング係数比は e) に規定したように、「鉄筋コンクリート構造計算規準」によればよい。

① 積載荷重により合成はりに生じている応力度

積載荷重により合成はりの断面に生じている曲げモーメントを M_t とする。この曲げモーメントによって断面内に生じている応力度の分布は図 4.6.6 のようになる。

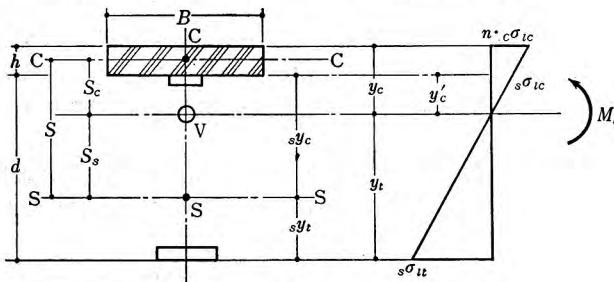


図 4.6.6

まず、合成げたの図心 V は、鉄骨はりの図心 S と V との距離を S_s 、コンクリート断面の重心 C との距離を S_c とすれば

$$\left. \begin{aligned} S_c &= S \cdot \frac{A_s}{A_s + \frac{A_c}{n}} \\ S_s &= S \cdot \frac{\frac{A_c}{n}}{A_s + \frac{A_c}{n}} \end{aligned} \right\} \quad (4.6.1)$$

より決定できる。

記号

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説；1973. 2

S : 鉄骨ばりの図心 S とコンクリート断面の図心 C との距離

n : ヤング係数比 [e] による]

A_s : 鉄骨ばりの全断面積

A_c : コンクリート断面積 = $B \cdot h$

ゆえに

$$\left. \begin{array}{l} y_c = S_c + \frac{h}{2} \\ y_c' = S_c - \frac{h}{2} \\ y_t = S_s + s y_t \end{array} \right\} \quad (4.6.2)$$

記号

h : スラブの厚さ

$s y_t$: 鉄骨ばりの図心 S から下弦材の外縁までの距離

また、合成ばりの図心 V を通る軸に対する断面2次モーメント I_v は

$$I_v = I_s + A_s \cdot S_s^2 + \frac{1}{n} (I_c + A_c \cdot S_c^2) \quad (4.6.3)$$

記号

I_s : 鉄骨ばりの図心 S を通る軸に対する鉄骨ばり断面2次モーメント

I_c : コンクリートの図心 C を通る軸に対するコンクリート断面の断面2次モーメント
 $= B h^3 / 12$

以上により曲げモーメント M_I によって断面に生じている応力度は、(4.6.4)式によって求めることができる。

$$\left. \begin{array}{l} c\sigma_{lc} = \frac{1}{n} \cdot \frac{M_I}{I_v} \cdot y_c \\ s\sigma_{lc} = \frac{M_I}{I_v} \cdot y_c' \\ s\sigma_{lt} = \frac{M_I}{I_v} \cdot y_t \end{array} \right\} \quad (4.6.4)$$

記号

$c\sigma_{lc}$: コンクリート上縁に生じている圧縮応力度

$s\sigma_{lc}$: 鉄骨ばり上弦材外縁に生じている応力度

$s\sigma_{lt}$: 鉄骨ばり下弦材外縁に生じている引張応力
 度

② 固定荷重により鉄骨ばりに生じている応力度

固定荷重により合成ばりの断面に生じている曲げモーメントを M_d とする。この曲げモーメントによって鉄骨ばりの断面内に生じている応力度は図 4.6.7を参照し

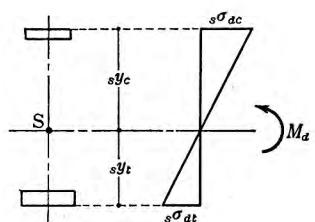


図 4.6.7

て

$$\left. \begin{aligned} s\sigma_{dc} &= \frac{M_d}{I_s} \cdot s y_c \\ s\sigma_{dt} &= \frac{M_d}{I_s} \cdot s y_t \end{aligned} \right\} \quad (4.6.5)$$

より求めることができる。

記号

$s\sigma_{dc}$: 上弦材外縁に生じている圧縮応力度

$s\sigma_{dt}$: 下弦材外縁に生じている引張応力度

③ 断面の検定

合成ばりの断面は、①、②の計算から(4.6.6)式によって検定する。

$$\left. \begin{aligned} c\sigma_c &= c\sigma_{lc} = \frac{M_l}{I_v} \cdot y_c \leq c f_c \\ s\sigma_c &= s\sigma_{lc} + s\sigma_{dc} = \frac{M_l}{I_v} \cdot y_c' + \frac{M_d}{I_s} \cdot s y_c \leq s f_t \\ s\sigma_t &= s\sigma_{lt} + s\sigma_{dt} = \frac{M_l}{I_v} \cdot y_t + \frac{M_d}{I_s} \cdot s y_t \leq s f_t \end{aligned} \right\} \quad (4.6.6)$$

記号

$c\sigma_c$: 積載荷重ならびに固定荷重によりコンクリート断面の最外縁に生じている圧縮応力度

$s\sigma_c$: 同じく、鉄骨断面上弦材の外縁に生じている圧縮応力度

$s\sigma_t$: 同じく、鉄骨断面下弦材の外縁に生じている引張応力度

$c f_c$: コンクリートの長期許容圧縮度。「鉄筋コンクリート構造計算規準」による。

$s f_t$: 鋼材の長期許容引張応力度。「鋼構造設計規準」による。

ii) 鉄骨ばりにリベットまたはボルトによる継手が設けられる場合は、断面の引張側でこれらによる断面欠損を考慮しなければならない。したがって、前項の I_s , A_s の計算は、「鋼構造設計規準」の規定に従って、この断面欠損による中立軸の移動なども考慮して行う必要があるわけである。鉄骨ばりの圧縮をうける上弦材に軽量形鋼が使用されたような場合などで、局部座屈にもとづく有効でない部分が存在する場合もまったく同様である。

iii) (4.6.6)式の $c f_c$ はコンクリートの長期許容圧縮応力度であり、この値は「鉄筋コンクリート構造計算規準」によって、コンクリートの4週圧縮強度を F_c とすれば

$$c f_c = \frac{1}{3} F_c \quad (4.6.7)$$

である。

合成ばりに用いられる鉄筋コンクリートスラブの上縁は合成ばりとしての圧縮応力度のほか、これと直角方向に、床をささえるためのスラブとしての引張応力度を同時にうけている。

このような応力状態でのコンクリートの圧縮強度は相当に減少することが確かめられてい

るが、日本道路協会「道路橋示方書」(昭和48年)で、許容圧縮応力度を

$$\frac{1}{3.5} F_c \text{ かつ } 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ 以下} \quad (4.6.8)$$

にとっているのは、この点を考慮したためである。本条ではスラブの有効幅 B に相当に小さな値を採用していることから考えて、 $c f_c$ としては (4.6.7) 式で与えられる通常の場合とまったく同じ値をとっているが、断面設計に際しては若干の余裕をみておくことが望ましいわけである。

iv) 合成ばかりの断面内に生ずる応力度としては、上記の曲げモーメントによるものほかに

- ① スラブのコンクリートのクリープによるもの。
- ② スラブのコンクリートの乾燥収縮によるもの。
- ③ スラブと鉄骨ばかりとに温度差がある場合に生ずるもの。

などがある。

いずれも合成ばかりの場合にはある程度の影響があるものと考えられるが、計算がきわめてめんどうなので、通常の場合は無視してもよい。

v) ラーメンのはり端部、連続ばかりの支点付近などのように、合成ばかりのコンクリート側が引張りになるような負の曲げモーメントに対しては、鉄骨ばかりのみで断面検定をしなくてはいけない。また、鉄骨ばかりに継手のある場合は、その部分の存在応力が十分伝達されるよう設計するのが原則であるが、十分安全をみて全強によって設計するのが望ましい。

vi) 鉄骨ばかりがラチスなどによって組立てられた場合のラチス材の検定は、全荷重によってその部分に作用しているせん断力を負担するものとして行えばよい。

e) 前項の計算に用いるヤング係数比は、スラブが通常のコンクリートの場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準」に規定した値をとればよい。

f) i) スラブと鉄骨ばかりとの境界面の単位長さに作用する水平せん断力 T は、

$$T = \frac{Q \cdot G_c}{I_v \cdot n} \quad (4.6.9)$$

記号

Q : 固定荷重の $1/2$ と積載荷重とにより断面に作用しているせん断力 [(4) v) 参照]

n : ヤング係数比 [e) による]

I_v : 合成ばかりの図心を通る軸に対する断面2次モーメント [(4.6.3) 式参照]

G_c : コンクリートスラブが合成ばかりの図心を通る軸に対して有する1次モーメント = $A_c \cdot S_c$ [記号は d) 参照]

によって求めることができる。

したがって、ずれ止めの間隔を p とすれば、1個のずれ止めに作用するせん断力は

$$Q_s = p \cdot T \quad (4.6.10)$$

記号

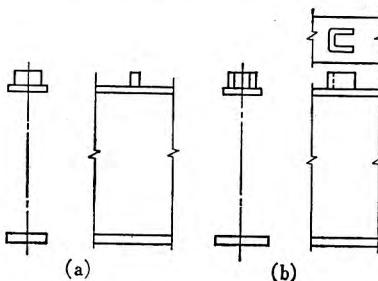


図 4.6.8

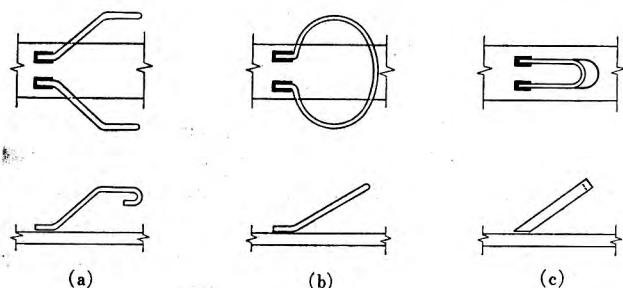


図 4.6.9

Q_s : 1 個のずれ止めに作用するせん断力

であり、このせん断力に対してずれ止めが安全であるように設計すればよいことになる。

ii) ずれ止めの種類には図 4.6.8 に示したジベル、図 4.6.9 に示したような合成鉄筋、ジベルと合成鉄筋を併用した図 4.6.10 に示したようなものが代表的なものである。このほか、図 4.6.11(a) のようなスパイラル鉄筋を用いたもの、(b) のようにボルト状のスタッドを上フランジに溶接したものなどがある。軽量形鋼構造の場合は、断面の諸寸法・規模などから考えて、図 4.6.12(a), (c) の斜め合成鉄筋、(b) 図の輪形筋が最も適している。

1 対の斜め合成鉄筋の許容せん断力は (4.6.11) 式で計算する。

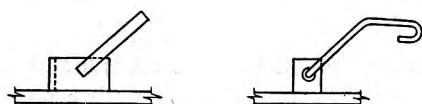


図 4.6.10

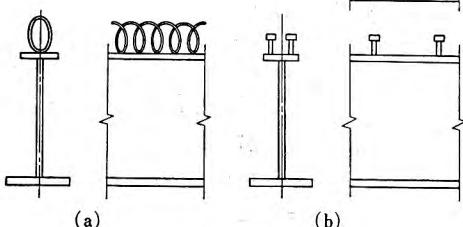


図 4.6.11

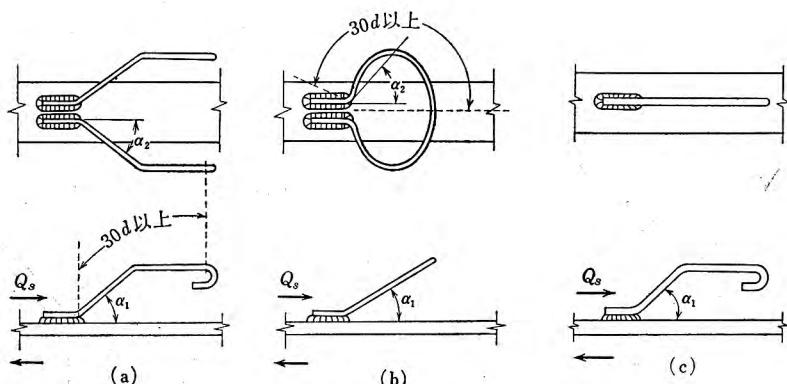


図 4.6.12

$$Q_{sa} = 2 s f_t \cdot a_s \cdot \cos \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2 \quad (4.6.11)$$

記号

 Q_{sa} : 1対の斜め合成鉄筋の許容せん断力 a_s : 鉄筋の断面積 α_1, α_2 : 図 4.6.12 参照 $s f_t$: 鉄筋の許容引張応力度

図 4.6.12(c) のように 1 本の鉄筋の場合は

$$Q_{sa} = s f_t \cdot a_s \cdot \cos \alpha_1 \quad (4.6.12)$$

図 4.6.12(b) の輪形筋の場合は、近似的に α_2 を図示のようにとることによって (4.6.11) 式を準用することができる。

なお、斜め合成鉄筋・輪形筋とも、コンクリートとの付着を確保するため、図 4.6.12 に示したように使用鉄筋径の 30 倍以上の長さとしなければならない。

iii) 以上により、ずれ止めの設計は

$$Q_{sa} \geq Q_s \quad (4.6.13)$$

記号

Q_s : (4.6.10) 式より求められるずれ止めに作用しているせん断力
が満足されればよい。また、(4.6.10) 式よりずれ止めの間隔 p は

$$p \leq \frac{Q_{sa}}{T} \quad (4.6.14)$$

で与えられる。

iv) ずれ止めの効果は、強度の大きなずれ止めを数少なく配置するよりも、強度の低いものを細かい間隔で配置したほうが大である。このような意味で、本項ではずれ止めの最大間隔をスラブ厚さの 3 倍以下にするように規定している。

v) ずれ止めは荷重によって生じている直接せん断力のほかに、コンクリートの収縮および鉄骨ばりとコンクリートとの温度差などによる応力をうけもたなければならないし、また、水平力に対しては床面の剛性も十分確保しなければならないので、安全をみて設計しなければならない。f) i) (4.6.9) 式でスラブと鉄骨ばりとの境界面に作用する水平せん断力を求めたが、このときの算定に用いるせん断力として、固定荷重の半分と積載荷重とによって断面に生じているせん断力 Q を用いたのはこのためである。すなわち、本項の合成ばりは積載荷重のみに対して合成効果を期待しているのであるから、ずれ止めの算定に用いるせん断力 Q としては積載荷重によって生じている値をとればよいわけであるが、安全をみて上記のように規定した。

vi) ずれ止めの鉄筋と上弦材の溶接部は相当に複雑な応力状態であるが、図 4.6.13 に示したように、このずれ止めに作用する水平せん断力 Q_s に対して溶接の直接部分 l が抵抗するものとして算定すればよい。ただし、設計に際しては実際の応力状態に対応するため、図示のように完全なまわし溶接にしなければならない。

vii) 鉄筋コンクリートスラブによって床面の水平剛性を確保し、軸組筋かいによって水平力を処理した構造で、スパン方向が、比較的スパンの大きなはりの場合のずれ止めの配置例を図 4.6.14 に示した。この場合のずれ止めの間隔 p は (b) 図に示したような単純ばりとしてのせん断力にもとづいて決定すればよい。

なお、この際の等分布荷重 w としては、f) i), v) により、固定荷重の半分と、積載荷重

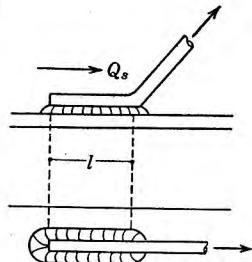


図 4.6.13

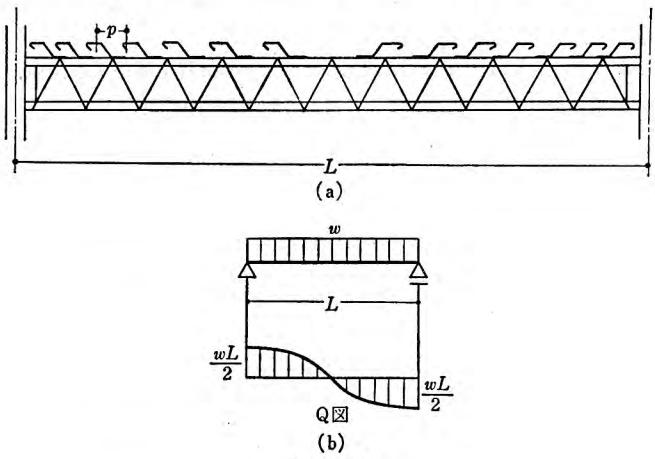


図 4.6.14

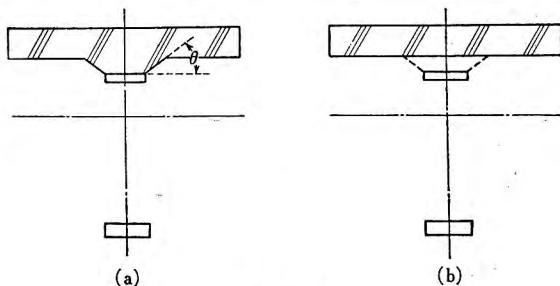


図 4.6.15

とによって算定された値を使用しなければならない。

viii) 図4.6.15(a)に示したようなスラブのハンチは、ずれ止め付近の局部応力を漸次分布させるために、施工時型わくなどが多少めんどうであるが、規模の大きい場合には設けることが望ましい。この際、ハンチの傾斜 θ は

$$\tan \theta \leq \frac{1}{3} \quad (4.6.15)$$

になるようとする。断面の検定は本項に従って行えればよいが、(b)図に示したように、ハンチの部分を無視した略算によってもよい。

4.7 接合部、その他

(1) 接合部の局部変形

接合部は応力の伝達に十分であるばかりでなく、局部変形の有無について検討し必要に応じて補強する。

(2) 工事場接合

a) 工事場接合は、溶接・高力ボルト・リベットまたはボルトのうち、工事場の状況に最も適した接合によって設計する。

b) 溶接による場合は、なるべく下向きの姿勢で行われるよう設計することが望ましい。

(3) 丸鋼を用いたラチス材の接合

ラチス材に丸鋼を用いたラチスばりまたはラチス柱のラチス材の接合は、つきの各項に従う。

a) 図4.5に示した場合

弦材の板厚は3.2 mm以上とし、全周溶接とする。この場合の溶接継目の長さ l は(4.19)式によって算定するほか、はりせいの1/4以下にする。

$$l \geq \frac{N \cdot \sin \alpha}{a \cdot f_s} \quad (4.19)$$

記号

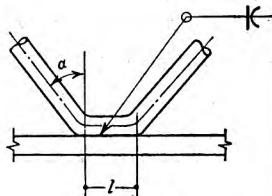


図 4.5

l : 溶接継目の長さ (cm)

N : ラチス材の設計軸力 (t)

a : 溶接継目ののど厚 (cm)

f_s : すみ肉溶接継目の許容せん断応力度 (t/cm²)

b) 図 4.6 に示した場合

溶接継目の直線部分の長さ l は、(4.20) 式によって算定する。

$$l \geq \frac{N}{2a \cdot f_s} \quad (4.20)$$

記号

(4.19) 式と同じ。

(4) ガセットプレート

ガセットプレートの厚さは、集結部材の板厚以上、かつ、3.2 mm 以上とする。ただし、計算または実験によって十分安全であることが確かめられた場合には、このかぎりでない。

(5) 柱 脚

a) 柱脚部は、とくに浮き上がり力の有無について検討し、浮き上がり力のある場合はこれに対する安全であるように設計する。

b) 筋かいは柱心に対して偏心のないように取付ける。偏心して取付いている場合は、偏心によるねじりモーメントについて検討する。

(6) 基 础

a) 基礎は地盤の状況に応じて、すべり・転倒・地盤反力などに対して安全であるように設計するほか、構造全体の不同沈下などに対しても十分注意する。

b) 浮き上がり力のある場合は、基礎自重ならびに基礎底盤上部の土の重量を浮き上がり力の 1.5 倍以上とする。この際、つなぎばりの耐力を加算してもよい。

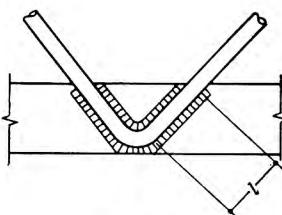


図 4.6

(1) 接合部の局部変形

完成した軽量形鋼構造の建物の構造的な良否は、接合部設計の良否によるといつてもいいすぎないほど、それは重要である。その理由としては、接合部設計の良否が、その建物の加工・組立て・建方・溶接、仕上材の取付けなどに直接関係してくるからであるが、力学的には本項に規定してあるように、部材やガセットプレートなどの板が薄肉であるため意外に局部的な変形を生じやすく、建物全体の強度低下・剛性低下の原因となるばかりでなく、仕上材に対してもいろいろな損傷を与える場合が多いからである。したがって、軽量形鋼構造の接合部はラーメンの接合部のような剛な接合部を構成することはかなり困難なので、構造計画的には接合部はピン接合と考え、屋根面・床面を剛にしておき、壁面筋かいに水平力をもたせる方針、すなわち全体をトラス構造と考える方針を原則としており、接合部を剛接合にする必要のある場合には、接合部付近は厚さ 4 mm 以上の板で補剛し、通しがセットプレートを設けて一般的の「鋼構造設計規準」に適合する構造としなければならない。

なお、図 4.7.1 (a), (b) に示したように、組立部材によってラーメンを構成する場合、(c)

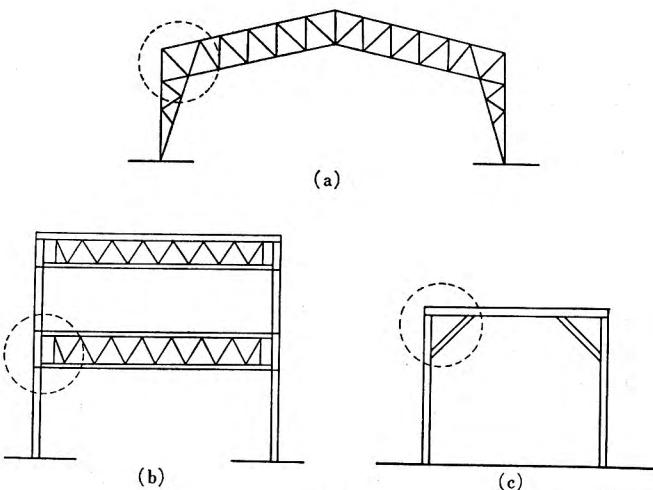


図 4.7.1

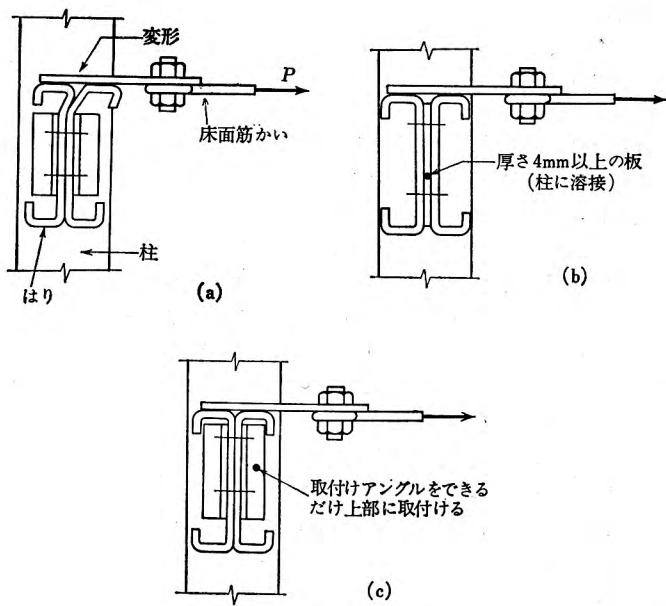


図 4.7.2

図のように方づえによる場合などもまったく同様であって、接合部の局部変形には十分注意しなくてはならない。

水平力を床面および壁面の筋かいで処理する構造の場合、とくに筋かいと柱・はりとの接合には慎重な配慮を必要とする。それについては本指針3.5水平荷重に対する計画の各項に、詳細な規定があるから十分参照されたいが、構造設計に際して的一般的な傾向として、壁面筋かいの端部の接合については十分検討して設計するが、床面や屋根面などの水平筋かいに対しては、とかく安易にながれやすいようである。たとえば、図4.7.2(a)のように、従来の鉄骨構造の場合とまったく同様に床面筋かいを取り付けたとすると、図に示したような局部的な変形を生じやすくなるが、これを防ぐためには(b), (c) 図に示したような有効な補剛が必要である。

なお、現場接合については本指針4.7(2)、接合部の強度計算については「鋼構造設計規準」14章の各項を参考されたい。

(2) 工事場接合

4.7(1) 接合部の局部変形の解説にも述べているように完成した薄板鋼構造の良否は接合部設計の良否によってきまるといつてもよいほどそれは重要である。建物の規模が大きくなると、工作、形鋼の定尺、工事場への運搬などを考慮して、工事場で接合する工事場接合の部分が何か所かでてくるが、工事場接合は、工場で加工される接合に比べて種々制約が多いため、設計に際しては本項に規定した各項に従って慎重に設計しなければならない。

a) 工事場接合に用いられる接合としては、溶接・高力ボルト・リベット・ボルトなどがあるが、とくに溶接またはリベットは、建物規模とそれに関連した工費および現場の状況などによっては使用できない場合がある。したがって、使用しうる接合を確認したうえで設計しなければならない。

溶接で設計した場合、リベットで設計した場合、ボルトで設計した場合、それぞれ接合形式が異なってくるので、設計完了後の接合の変更による設計変更はかなりめんどうである。とくに、溶接で設計した接合部をリベットまたはボルトに変更する場合には、部材や板が薄肉であるため、リベット・ボルトの耐力が主として側圧によってきまり、1本当たりの耐力が意外に小さいので、相当数のリベット・ボルトを配置しなければならなくなったり、また箱形断面の場合には、リベット・ボルトを締めるためには、特別のくふうをするか、または全面的に断面形の変更をしなければならないなどのことがあるので注意しなければならない。

b) 現場における溶接は、足場上または細い鉄骨の上などで行うことが多いので、工場溶接に比べてやや信頼にかける点がある。したがって、通常の場合でも熟練を要する立向・上向の姿勢での溶接は、できるだけ避けることが望ましいわけである。このような意味から、本項では現場接合が溶接によって行われる場合には、この点を設計の段階から考慮することによって現場における溶接施工を容易にし、十分信頼性のある接合部をうるために、溶接がすべて下向の姿勢で行われるように設計することが望ましいと規定した。

(3) 丸鋼を用いたラチス材の接合

ラチス材には、丸鋼が用いられる場合が多い。弦材に丸鋼を接合する方法には、本項で示し

た2つの方法が考えられるが、この場合の溶接継目はいずれもフレアK形であり、この溶接について本指針6章に詳細な規定があるので、あわせて十分参照されたい。

a) この部分の溶接は、図4.5に示したようにまわし溶接を原則としているが、この継目の応力状態は図4.7.3(b)に示したようにきわめて複雑であり、さらに(a)図に示したような各部材の重心線が1点に会しないための2次的な曲げモーメントも付加されるので、正確な解析はきわめて困難である。

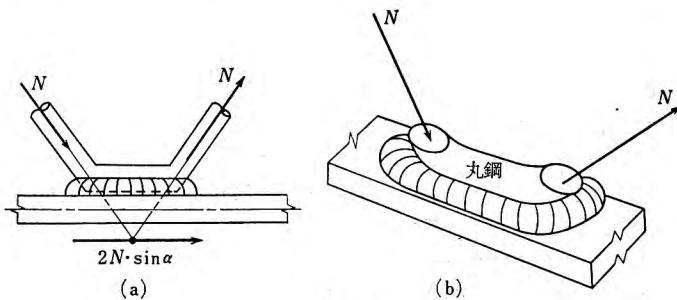


図 4.7.3

本項では、左右のラチス材の応力 N の合力 $2N \cdot \sin \alpha$ を溶接継目の直線部分のみで受持つとして計算し、付加される複雑な応力状態に対しては、計算外のまわし部分で一応もたせるものと考えている。したがって、応力状態の複雑さを避ける意味で溶接の直線部分の長さはできるだけ短いのが望ましいわけであるが、このためには、溶接継目のど厚 a を大きくする必要がある。しかしながら、鋼構造設計規準16.5に規定されるように、溶接の設計寸法であるサイズ S としては、応力検定用の目的に対しては原則としてすべて集結材片中の薄いほうの板厚 t をとることになっているから

$$a = 0.7 \times t \quad (4.7.1)$$

となり、溶接の直線部分を短くするためには、けっきょく、板厚 t をできるだけ大きくとらなければならないことになる。このような意味から、本項では板厚 t を3.2 mm以上と規定しているが、 t を大きくすることは、前記の偏心による付加曲げモーメントに対しても、また局部的な変形を避ける意味からも望ましいことである。

なお、ラチスと弦材が本項で規定したように接合される場合に、材軸が偏心することにより生ずる2次的な曲げモーメントについては、4.5に組立圧縮材・柱材の場合は、この影響を考慮して設計するよう規定されているが、これは解説中にもあるように、薄板鋼構造の場合は、この付加された曲げモーメントによって局部座屈を生じやすく、また、ねじり変形が誘発されたりして、構造全体の破壊に結びつくおそれがあるからであって、したがって、とくに検定された場合は別として、規模の大きな建物の耐力上主要な圧縮材や柱材には、このような接合は用いないほうが賢明である。

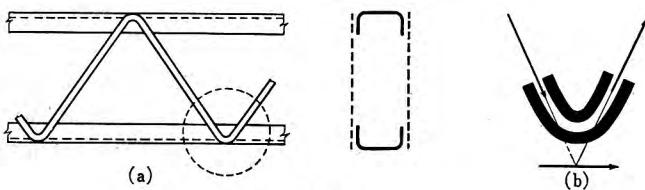


図 4.7.4

b) この接合は、図 4.7.4 のように弦材の両側に丸鋼のラチスを取付ける場合に用いられるものであって、材の重心線が一致しないことによる 2 次的な付加曲げモーメントのほかに、溶接継目は (b) 図に示したような応力をうけるので、正確な解析はかなり複雑である。

したがって、計算を簡略化し、かつ安全さをねらって、個々のラチス材がそれぞれ、その直線部分に溶接された溶接継目によって弦材に接合されているという考え方で (4.20) 式を誘導してある。実際設計に際しては、丸鋼と弦材が接触している部分の全長にわたって溶接することが、安全さのうえから必要であることはいうまでもない。また、弦材の幅がせまい場合には、上記の必要な直線部分の長さ l が確保できない場合があるが、軽微な構造の場合には、図 4.7.5 に示したような設計とし、(4.19) 式に従って検定してもよい。

(4) ガセットプレート

a) 一般に、鉄骨構造においては、ガセットプレートの厚さは 6 mm 以上が使用されている。軽量形鋼構造の場合には同程度の規模のものでも薄いものが使用されがちであるが、従来、ガセットプレートに対しては強度検定が行われない傾向にあるので、十分な検討なしに不用意に厚さの薄いガセットプレートが使用されるという危険を考慮して、ガセットプレートの厚さは集結部材の板厚以上、かつ 3.2 mm 以上と規定した。ただし書きには計算または実験によって十分安全であることが確かめられた場合は、このかぎりでないとしているが、規模の小さい場合は別として規模の大きな場合には前段の板厚を採用すべきである。

ガセットプレートの検定は、「鋼構造設計規準」14.14 トラス部材の接合部に従って、一般につぎのような方法によるとよい。

すなわち、部材応力は、たとえば図 4.7.6 に示したようなボルトまたはリベット接合の場合で考えると、図のような部材方向の両側 30° の方向で、くさび形に広がった区域に伝達されるものとし、(4.7.2) 式で検定する。

$$\frac{N}{bt} \leq f_t \quad (4.7.2)$$

記号

N : 部材応力

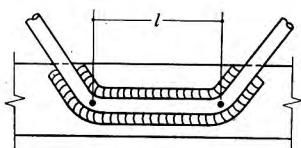


図 4.7.5

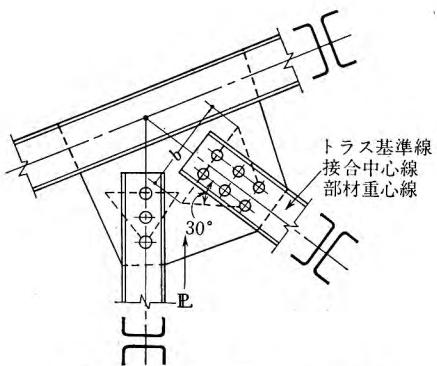


図 4.7.6 リベット接合・ボルト接合

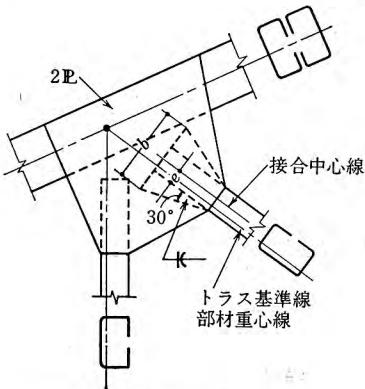


図 4.7.7 溶接

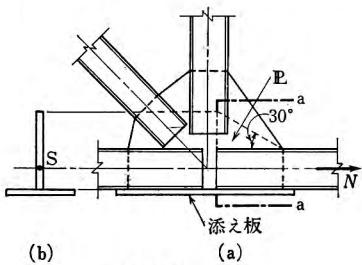


図 4.7.8

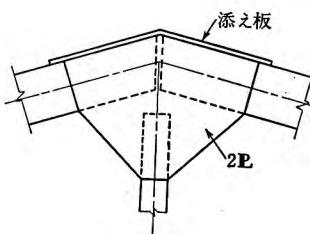


図 4.7.9

b: 図 4.7.6 に示したような最終ボルトまたはリベットを通る作用幅

t: ガセットプレート厚さ

また、溶接によって組立てた図 4.7.7 のような場合には、(4.7.3) 式によればよい。

$$\frac{N}{2bt} + \frac{M}{2Z} \leq f_t \quad (4.7.3)$$

記号

M: 図 4.7.7 に示したような溶接の接合中心線と部材重心線との偏心によって生じて
いる曲げモーメント。 $M = N \cdot e$

Z: 断面係数。 $Z = tb^2/6$

なお、図 4.7.8、4.7.9 に示した弦材のように、くさび形に広がっ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は、ガセットプレートは継手に関係させないで弦材が完全に添え継ぎされるのが原則であるが、図に示したように弦材の水平部分のみを添え継ぎし前項に準じて検定してもよい。たとえば、図 4.7.8 の場合では、(b) 図に示した T 形断面の S 点に荷重 *N* が加わるものとして、検定すればよい。

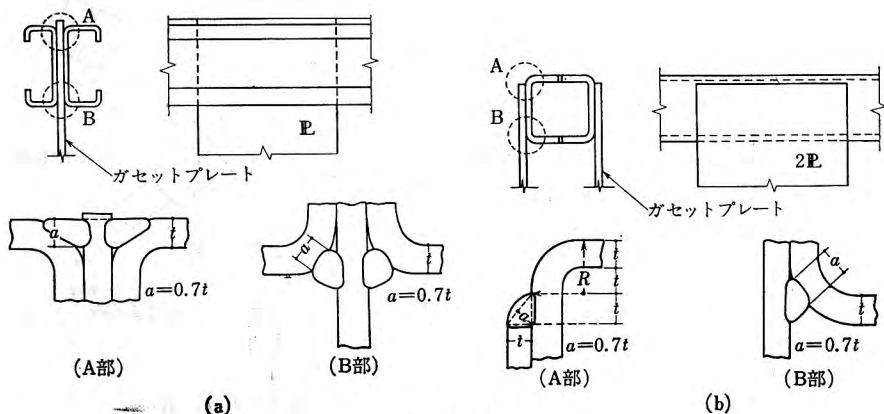


図 4.7.10

b) 溶接によって形鋼にガセットプレートを取付ける場合の詳細およびのど厚 a は図4.7.10による。ただし、(a)図A部の部分で、形鋼フランジに添え板・もやころび止めなどが取付く場合には、ガセットプレートは図4.7.11でもよい。

(5) 柱 脚

a) 軸組筋かいによって水平力を処理する構造の場合には、筋かいの取付いている柱で浮き上がり力を生ずる場合がある。このような場合は、柱脚に取付けられているベースプレートとアンカーボルトに対してとくに注意しなければならない。

ベースプレートはアンカーボルトにより大きな曲げをうけるから、比較的厚い板を使用し、必要に応じてリブを取付けるなど、局部変形の防止に万

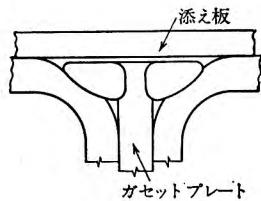


図 4.7.11

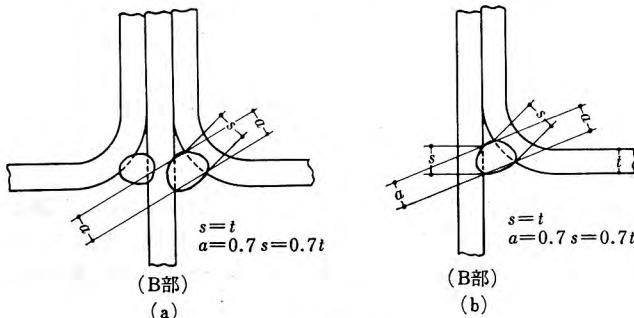


図 4.7.12

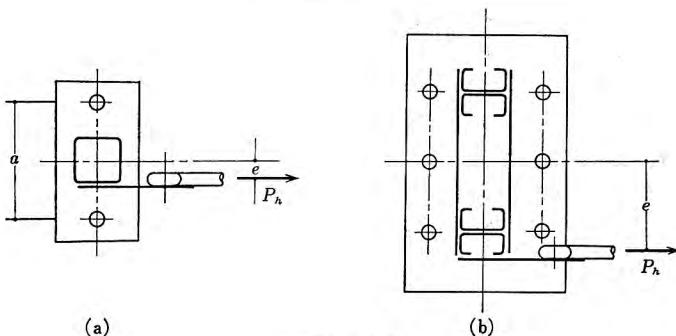


図 4.7.13

全を期さなくてはならない。

引張りをうけるアンカーボルトは筋かいと同様に、軸断面について算定する。

b) 筋かいが柱に対して、偏心して取付けられているときには、この影響を考慮しなければならない。ベースプレートと基礎上面のねじれに対しては、水平反力の処理とまったく同様に、原則としてアンカーボルトのせん断によって抵抗させないで、ベースプレート下面の摩擦抵抗などによって抵抗しなくてはならない。これは、ベースプレートのアンカーボルトの取付け穴が通常かなりボルト径よりも大きいことを考慮しているからである。しかしながら、図 4.7.13(a) のように比較的軽微な構造の場合は、アンカーボルトのせん断力で抵抗させてもよい。この際、ねじれに対するアンカーボルトの検定は、図 4.7.13 のような場合には(4.7.4)式によればよい。

$$\frac{P_h \cdot e}{a} + \frac{P_h}{2} \leq R_s \quad (4.7.4)$$

記号

P_h : 筋かいの引張力の水平分力

R_s : アンカーボルトの許容せん断力

図 4.7.13 (b) のような規模の大きな場合には、柱の変形が構造全体に及ぼす影響が大きいため、ベースプレート下面にずれ止めのアングルなどを取付けるなど、ねじれに対して有効な手段を講じなければならない。

(6) 基礎

a) 建物が計画され、構造設計されるときには、まず建物が支持される地盤について慎重な調査を必要とする。この調査にもとづいて、本項に規定した諸事項が日本建築学会「建築基礎構造設計規準」に従って検討されるわけである。この地盤調査を直接現場で行わず、近くで行った調査の結果から類推したりすると、地盤は急激に変化する場合があるので、このような場合には、現場がはじまってから基礎の設計変更を必要とし、工事費の追加なども行われなければならない、非常にめんどうである。地盤調査は現場で直接行うことが望ましい。

b) 柱脚で浮き上がり力がある場合には、本項で規定したように (4.7.5) 式が満足されなければならない。

$$1.5 F_0 \leq W_0 \quad (4.7.5)$$

記号

F_0 : 浮き上がり力

W_0 : 基礎自重と基礎底盤上部の土の重量

浮き上がり力が大きくて (4.7.5) 式が満足されない場合には、つなぎばりの耐力を加算して処理することができる。この際、つなぎばりは単純ばかりとして [図 4.7.14 参照]

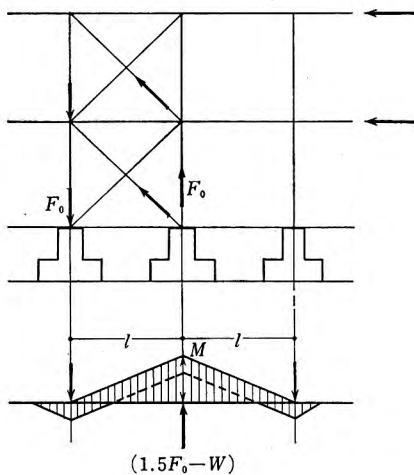


図 4.7.14

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{1}{2}(1.5 F_0 - W) \cdot l \\ Q &= \frac{1}{2}(1.5 F_0 - W) \end{aligned} \right\} \quad (4.7.6)$$

で与えられる短期の曲げモーメント M 、短期のせん断力 Q に対して「鉄筋コンクリート構造計算規準」に従って断面設計をすればよい。

ただし

F_0 : 浮き上がり力

W : 基礎自重と基礎底盤上部の土の重量およびつなぎばり重量

なお、布基礎の場合で浮き上がり力の大きな場合も同様に扱えばよい。

5 章 リベット・ボルトおよび高力ボルト

5.1 穴の寸法

リベット穴の径は、JIS B 1214 による。ボルト穴の径は、ボルトの公称軸径に 0.5 mm を加えたものとする。高力ボルト穴は、リベット穴に準ずる。

「鋼構造設計規準」14.10 のボルトの場合、ボルトの公称軸径に 0.2 mm を加えたものとする。

1) リベットおよび高力ボルト穴に関して「鋼構造設計規準」15.1 では JIS B 1214 により表 5.1.1 の値を規定している。

表 5.1.1

| | | | | |
|----------|----|----|----|------|
| 軸 径 (mm) | 10 | 12 | 16 | 20 |
| 穴 径 (mm) | 11 | 13 | 17 | 21.5 |

高力ボルト穴に関しては、クリアランスが大きい場合におけるすべり後の耐力の低下、すべり時の衝撃エネルギーの増大などについて不明な点が多く、また、すべり後の変形が大きくなるという問題もあるので、クリアランスはなるべく小さいほうが望ましい。しかし、クリアランスをあまり小さくすると、部材加工の精度からみて穴のかん（嵌）合が困難になるので、ここではこれらの不都合ができるだけ吸収される範囲での小さい穴径として表 5.1.1 の値、すなわちリベット穴径を準用している。

2) 接合部にボルトを使用すると、あまり大きくない作用力で接合部にすべりが生じ、構造物に変形を生じさせたり仕口部の剛性が著しく低下したりする。したがって、便利な接合法ではあるが機能上問題があるのでボルトを使用できる建築物は比較的軽微なものに限定している（建築基準法施行令第 67 条、(1) 軒高 9 m 以下、かつスパン 13 m 以下〔延べ面積が 3 000 m² をこえるものは除く〕）で有効なすべり止めをする場合）。

ボルト穴径に関しては、変形・剛性低下を抑えるためにもできるだけ小さくすることが望ましいが、本指針では建築基準法施行令に示すとおり、クリアランスは 0.5 mm 以上大きくしてはならないこととしている。

「鋼構造設計規準」では、穴のクリアランスを +0.2 mm 以下にした場合には建物の規模制限をはずしているが、法規上は施行令 67 条に抵触するので建設大臣の特認を受けなければならない。実際上、クリアランス +0.2 mm で施工することは加工上さらに余分な工程を必要とし、費用もかかるので、特殊な場合を除き他の接合法のほうが有利であろう。

ボルト接合は振動とか繰返し荷重によりゆるんだりするので、振動・衝撃・繰返し荷重をう

ける接合部にはボルトは使用できない。

また、せん断ボルトの支圧許容力は軸径を基本にしているので、ねじ部が接合板の中にはいらないようにしなければならない。薄板の場合は接合板厚の合計が薄くなるのでねじ部がはいりやすくなるが、必ず座金を使用してねじ部からはずれるようにする。

5.2 最小ピッチ

リベット・ボルトおよび高力ボルト穴中心間の距離は、径の2.5倍以上とする。

リベットなどの穴中心間の距離（最小ピッチ p ）は公称軸径の2.5倍としている。この数値は5.4項で与えられる $p = e_1 + \frac{1}{2}d = 2.2d$ に安全側の考慮がはらわれたことと、軸径の2.5倍あれば高力ボルトなどの締付け力の分布やその他応力の伝達も円滑となりうことから採用されている。一般的の設計では締付け器具の寸法なども考え、各サイズに適した値が標準ピッチとして示されている。

これらの値を表5.2.1に示す。なお、特殊な締付け器具を使用したり、あるいは締付けにくい部分などの場合、さらに大きい値を必要とすることもあるので注意を要する。

表 5.2.1 (mm)

| 軸 径 d | 10 | 12 | 16 | 20 | |
|---------|-----|----|----|----|----|
| ピッチ | 標準 | 40 | 50 | 60 | 70 |
| | 最 小 | 25 | 30 | 40 | 50 |

5.3 最小縁端距離

リベット・ボルトおよび高力ボルト穴中心から縁端までの最小距離は、表5.1による。

表 5.1 最 小 縁 端 距 離 (mm)

| 径 (mm) | 縁 端 の 種 類 | | 径 (mm) | 縁 端 の 種 類 | |
|--------|--------------|-------------------------|--------|--------------|-------------------------|
| | せん断縁・手動ガス切断縁 | 圧延縁・自動ガス切断縁・のこ引き縁・機械仕上縁 | | せん断縁・手動ガス切断縁 | 圧延縁・自動ガス切断縁・のこ引き縁・機械仕上縁 |
| 10 | 18 | 16 | 22 | 38 | 28 |
| 12 | 22 | 18 | 24 | 44 | 32 |
| 16 | 28 | 22 | 28 | 50 | 38 |
| 20 | 34 | 26 | 30 | 54 | 40 |

5.4 応力方向の縁端距離

引張材の接合部においてせん断をうけるリベット・ボルトまたは高力ボルトが応力方向に3本以上並ばない場合は、端部リベット・ボルトまたは高力ボルト穴中心から応力方向の接合部材端までの距離は、1面せん断に対してはリベット・ボルトまたは高力ボルトの軸断面積を接合部材厚で除した値以上、2面せん断に対してはこの値の2倍以上とする。

ただし、5.2に規定した距離以上、かつ5.3に規定した距離以下としなければならない。

1) 材厚が小さい引張材の接合部において、せん断応力の方向に並ぶリベットなどの数が少ない場合は端部リベットなどの穴中心から応力方向の接合部材端までの距離をリベットなどの公称軸径の2.5倍以上となるように規定している。これは、リベットなどの許容せん断力範囲内における端部での母材破断を防止するための規定で、つぎの理由から定まる数値である。

せん断をうける接合部の許容力は、リベットなどの許容せん断力 R_s と、穴壁の許容側圧縮力 R_t のうち小さいほうの値で決定されるが、軽量形鋼構造では一般に後者できる場合がきわめて多い。この場合、側圧縮力 $R_t (=f_t \cdot d \cdot t)$ の耐力を完全に発揮させるためには、下記に示す板各部の許容力が R_t を下まわらないよう各寸法について一定の条件を守る必要がある。

(i) AE, BF 断面の許容せん断力 $R_1 = 2 f_s e_1 t$

(ii) HG 面の許容引張力 $R_2 = f_t \left(e_1 - \frac{1}{2} d \right) t$

(iii) CA, BD 断面の許容引張力 $R_3 = f_t (b - d) t$

これらの式に $f_s = 0.9$, $f_t = 1.6$, $f_l = 3.0$ (t/cm^2) の値を代入すれば、 $R_1 \geq R_t$, $R_2 \geq \frac{1}{2} R_t$ の条件より縁端距離 e_1 について

$$e_1 \geq \frac{1}{2} \frac{f_t}{f_s} d \approx 1.7 d$$

をうる。以上、応力的な検討と同時に大きい支圧変形の防止の意図も含み、上記値を $2.5d$ とする。

また $R_3 \geq R_t$ の条件からは $b \geq 2.9d$ をうるが、通常の軽量形鋼ではこの条件を満足しているので、これに対する規定は省略している。ただし、帯状のものを使用する場合については、板幅 b についての注意が必要である。

なお、高力ボルト摩擦接合の場合は、上記の計算が直接あてはまらないが、摩擦面でのすべり発生後の耐力を急激に低下させないように部材の支圧にも期待するので、リベットおよびボルトの場合と同じ $2.5d$ とする。

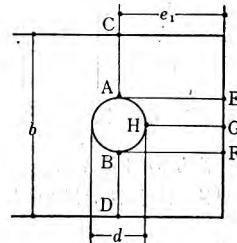


図 5.4.1

5.5 最大縁端距離

リベット・ボルトまたは高力ボルト穴中心から、リベット・ボルトまたは高力ボルトの直接接する材の縁端までの最大距離は、その材厚の12倍、かつ15cmとする。

縁端距離があまり大きすぎると、この部分の板がそつたりして不体裁となったり、さびたりするので最大距離を制限した。軽量形鋼では表 5.5.1 のように最大縁端距離のほうが 5.3 の最小縁端距離の規定より小さくなることがある。

このような径のリベット・ボルト・高力ボルトは、ある程度以下の板厚の鋼材にはふさわしくないと解釈して使用しないことにした。しかし表中・印のものは使用上さしつかえない場合には最小縁端距離を確保することを条件として使用してよいことにした。

表 5.5.1

| | 板 厚(mm) | | 1.6 | 2.0 | 2.3 | 2.6 | 3.2 | 4.0 |
|--|---------|------------|------|------|------|------|------|------|
| 縁端の種類 | 径(mm) | 最大縁端距離(mm) | 19.2 | 24.0 | 27.6 | 31.2 | 38.4 | 48.0 |
| | | 最小縁端距離(mm) | | | | | | |
| せん断縫 ・手動ガス 切削縫 | 10 | 18 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 12 | 22 | ● | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 16 | 28 | — | — | ● | ○ | ○ | ○ |
| | 20 | 34 | — | — | — | — | ○ | ○ |
| 圧延縫 ・自動ガス 切削縫 ・のこ引縫 ・機械仕上縫 | 10 | 16 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 12 | 18 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 16 | 22 | — | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 20 | 26 | — | — | ○ | ○ | ○ | ○ |

5.6 高力ボルト接合

高力ボルト接合は、JASS 6.6 により施工する。ただし、4 mm 未満の軽量形鋼を用いる場合は、摩擦面は脱脂した黒皮面とする。

1) 4 mm 未満の軽量形鋼を高力ボルト接合する場合の摩擦面は、2.6 の (2) 高力ボルトの項の解説で述べている理由により、表面に固着している比較的強固な黒皮は、これを除去しないで脱脂した状態を標準とした。

ただし、4 mm 以上の軽量形鋼については、薄板としての配慮の必要がなくなるので、JASS 6 に規定された正規の摩擦面にする必要がある。この場合は、当然のことながら許容応力度は「鋼構造設計規準」の値をとることができる。

2) 軽量形鋼は板厚が薄いので、摩擦面の黒皮を除去し板厚を低下させることに問題がある。また、形状も複雑でショットブロストのかけにくい箇所もある。軽量形鋼の加工工場は小規模なところが多くプラスチック設備などもないなどの理由を勘案して摩擦面は黒皮のままでした。ただし、浮いた黒皮とか浮きさびなどは除去しなければならないことは当然である。

摩擦面は本指針 2 章に示したように脱脂した黒皮面とし、すべり係数を 0.225 と定める。この値は、高力ボルト接合設計施工指針に規定する赤さび表面におけるすべり係数 0.45 の 1/2 であり、当然摩擦面の許容せん断力も上記指針の 1/2 となる。表 5.6.1 にすべり係数 0.225 に対する高力ボルトの許容耐力を示す。

表 5.6.1

| 高力ボルトの種類 | ボルト呼び径 | ボルト軸径 (mm) | ボルト穴径 (mm) | ボルト軸断面積 (cm ²) | 設計ボルト張力 (t) | 許容せん断力 (t) | | 許容引張力 (t) |
|----------|--------|---------------|---------------|-------------------------------|----------------|---------------|------|--------------|
| | | | | | | 1面摩擦 | 2面摩擦 | |
| F 8 T | M 12 | 12 | 13 | 1.13 | 4.58 | 0.67 | 1.34 | 2.82 |
| | M 16 | 16 | 17 | 2.01 | 8.52 | 1.20 | 2.41 | 7.85 |
| | M 20 | 20 | 20.5 | 3.14 | 13.3 | 1.88 | 3.77 | 9.50 |
| F 10 T | M 12 | 12 | 13 | 1.13 | 5.69 | 0.85 | 1.70 | 3.50 |
| | M 16 | 16 | 17 | 2.01 | 10.6 | 1.51 | 3.02 | 9.73 |

3) 軽量形鋼構造では高力ボルトの支圧接合を行ってはならない。母材厚が小さい場合の高力ボルト摩擦接合では、すべり発生後の母材の支圧抵抗が小さい。このため、すべり後の支圧抵抗と残存する摩擦力の両者に耐力を期待する高力ボルト支圧接合は好ましくない。なお、高力ボルトを中ボルトとして使用する場合には、このかぎりでない。

4) 軽量形鋼構造で高力ボルトと他の接合法を併用する場合は、「鋼構造設計規準」4章の各項による。