

## 第4章 架設設計

### 4.1 架設設計一般

本体構造物および仮設構造物の架設の設計にあたっては、本体構造物の特性、現地架設条件を考慮して、荷重の設定、解析、安全性照査を行わなければならない。

設計方法は許容応力度法を前提とするが、別途合理的な設計方法によってもよいものとする。

**【解説】** 鋼構造物の架設は、架設中の各段階において十分な安全性が確保されていることが必要である。

本体構造物は、完成系として設計されているのが一般的である。しかし、構造物によっては、架設中の段階では外力の作用状態が著しく異なり、場合によっては部材に作用する力の方向が逆転することもある。このような本体鋼構造物の架設を行うにあたっては、架設の各段階ごとに本体構造物の照査を行い、その安全を確認する必要がある。

送出し、横取り、こう上・こう下など架設時に構造物全体を動かす場合もあり、その際に仮支点に大きな変位が発生すると構造物の安定性を損なう要因となる。したがって、仮設備等の設計に際しては、応力度のみならず、変位の照査も要求される。

架設途中の構造物は仮支点で支持されるなど、境界条件が完成系と比較すると複雑である。一方、架設に作用する主たる荷重が死荷重となるため確実に設計荷重が作用する場合が多い。このため、架設設計に際しては、各支点到作用する不均等荷重などを含め架設状況を適切に考慮したうえで、荷重を安全側に設定する必要がある。

本指針では許容応力度法を前提として、荷重、安全率・許容応力度を示す。しかし、有限要素法などによる設計や限界状態設計法など構造や検討目的によっては、他の設計方法がより適切な場合もあるため、部材・構造物の安全性が確認できる他の合理的な設計手法によってもよいものとした。

### 4.2 荷 重

#### 4.2.1 荷重の種類

架設計算にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

1. 基本鉛直荷重 ( $P_0$ )
2. 風荷重 ( $W$ )
3. 地震の影響 ( $EQ$ )
4. 雪荷重 ( $SW$ )
5. 温度変化の影響 ( $T$ )
6. 照査水平荷重 ( $H_0$ )
7. 衝撃荷重 ( $I$ )

8. 摩擦力 (F)
9. 不均等荷重 (U)
10. 予想される特殊な荷重 (S)

【解説】 構造物を架設する際に、通常考えなければならない荷重を列挙した。これらは必ずしも全部考慮する必要はなく、架設する構造物の種類や架設工法、時期、期間等の諸条件を検討することにより適宜選定する。また、土圧、波圧、浮力、衝突荷重等、その他の特殊な荷重が作用すると予想される場合は、必要に応じてそれらを考慮しなければならない。

#### 4.2.2 荷重の組合せ

架設設計は次の組合せのうち、最も不利な組合せについて行うことを原則とする

1.  $P_o+SW+H_o+T+F+U+S$
2.  $P_o+SW+H_o+T+I+F+U+S$
3.  $P_o+W+F+U+S$
4.  $P_o+EQ+F+U+S$

【解説】 ここでは、架設時において考慮すべき荷重の組合せを示した。

雪荷重 (SW) については、従来基本鉛直荷重に含まれ、風、地震との組合せを規定していた。しかし、今回の改訂では、時期的な要因から最大風荷重と最大雪荷重が同時に作用する可能性は一般的に低いため、組合せ3では雪荷重を考慮しなくてもよいものとした。また、組合せ4についても、組合せ1で照査水平荷重 ( $H_o$ ) と雪荷重を考慮していること、地震荷重と最大雪荷重が同時に作用する頻度もきわめてまれであり、通常は考慮しなくてよいものとした。

温度変化による影響 (T) は、平成2年の道路橋示方書の改訂、鋼道路橋施工便覧<sup>1)</sup>との整合性を考慮して、組合せ3と4では考慮しなくてもよいものとした。

なお、荷重の各組合せに対する安全率、許容応力度の割増しを4.3.3で規定している。

#### 4.2.3 基本鉛直荷重 ( $P_o$ )

基本鉛直荷重は、本体構造物、仮設構造物および架設機材等の重量とし、各架設段階ごとに算定することを原則とする。

【解説】 構造物に常時作用すると考えられる鉛直方向の荷重として、基本鉛直荷重を規定した。基本鉛直荷重は架設設計の基本となるもので、各架設段階ごとに十分な精度で算定しなければならない。

#### 4.2.4 風荷重 (W)

風荷重は架設する構造物の形状、架設の条件等を考慮して定めるものとする。

風荷重は水平荷重とし、考えている部材に最も不利な応力が生じるように載荷するのを原則とする。

また、架設する構造物や部材が風により振動するおそれのある場合は、必要な対策を講じなければならない。

【解 説】 風荷重は、本指針が対象とする構造物が広範囲にわたり、一律に規定するのが困難なため、架設時設計風速による風圧力と構造物の有効投影面積を基本にして算出することを原則とした。

物体に作用する平均風圧力  $p$  ( $\text{N}/\text{m}^2$ ) は、空気密度  $\rho$  (一般に  $1.23 \text{ kg}/\text{m}^3$ )、風速  $V$ 、および抗力係数  $C_D$  を用いて次式により表される。

$$p = \frac{1}{2} \rho C_D V^2 \quad \dots\dots\dots (4.2.1)$$

一方、構造物に作用する風荷重は、水平に吹く風による抗力を基本とし、これに風速変動の影響を考慮して定められている<sup>2),3)</sup>。単位面積あたりに作用する風荷重は式(4.2.1)と同様に、設計基準風速  $V_D$  ( $\text{m}/\text{s}$ )、空気密度  $\rho$ 、抗力係数  $C_D$ 、およびガスト応答係数  $G$  を用いて式(4.2.2)より求められる。

$$p_d = \frac{1}{2} \rho C_D V_D^2 G \quad \dots\dots\dots (4.2.2)$$

ここで、ガスト応答係数  $G$  は風速変動の影響を補正するものである。

風の特性は架設地点によって異なり、また抗力係数の値も断面形状によって異なるため、実際に作用する風荷重は構造物によって異なるものと考えられる。しかし、支間長の短い中小橋梁では設計に及ぼす風荷重の影響は一般に小さく、詳細な規定に従って風荷重を算出することは必ずしも得策と考えられないため、標準的な風荷重の値を設定し、これを設計に用いることと道路橋示方書・同解説では規定している。

架設時の設計風速は、架設地域の過去における強風記録統計をもとにして、架設期間と所要の安全性(非超過確率)から再現期間およびこれに対応する再現期待値としての基本風速を求め、それに、架設現場の地形、高度等の環境補正、架設する季節による補正、架設する構造物の規模による補正等を施して定めるのが望ましい。架設時の設計風速や風荷重の決め方については、従来、特に定められた方法はなかったが、過去に建設された大規模な橋梁では架設期間を考慮して完成構造物の設計風荷重の半分を目安にしている例が多い。

設計基準風速については、道路橋示方書・同解説での解説「風は風速が時間的にも空間的にも変動しているが、これを平均的な風速と、そのまわりの変動的な風速とに分けて考える。このうち、設計で考える平均的な風速を設計基準風速と呼ぶ。変動的な風速の影響については、付属資料 A1 に述べるガスト応答係数で考慮している。風速は地理的位置、周辺の地形条件、地表条件および架橋位置の高度によって異なる。すなわち、上空における風速は地表条件によらず一定と考えられるが、地表に近づくにつれ、地形および地表粗度の影響により風速は減少する。上空での風速が同じ場合、地表近くの同一高度では海面のように表面がなめらかな方が、大都市のように高層建築物が密集している場所に比べ、平均風速は高い。設計基準風速は、一般にこれらの影響を考慮して設定されるが、ここでは一部の強風地域を除く日本全国の高度 10 m において、50 年間でその風速を越えない確率が 0.6 以上となるように 40 m/s を設計基準風速とした。」を考慮し、また架設ステップで対応すべき状況が異なることを勘案して、1 年間でその風速を越えない確率が 0.9 以上となるように設定することも考えられる。この場合は「設計風荷重の半分」を架設時風荷重とする考え方に相当する。

なお、具体的な算定方法と計算例は、付属資料 A1 に示したので参照されたい。

また、抗力係数は、特殊な構造物の場合は風洞実験を行って求めるのが望ましいが、一般には、デザインデータブック<sup>4)</sup>、機械工学便覧<sup>5)</sup>、流体力学ハンドブック<sup>6)</sup>や表 4.2.1 および表 4.2.2 を参考にして定めてよい。

風荷重は、原則として架設する構造物の風上側軸線に直角水平方向に作用する等分布荷重とし、考えている部材に最も不利な応力が生じるように載荷することとした。ただし、風向き方向に部材が重なっている場合でも、風下部材に相当な風圧が予想されるときには、風下側にも風荷重を載荷するものとする。

表 4.2.1 基本的な断面形の抗力係数 (明石海峡大橋耐風設計要領・同解説<sup>2)</sup>)

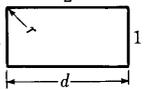
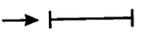
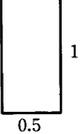
| 断面形状   | 抗力係数 | 断面形状   | 抗力係数      |
|--|------|--|-----------|
|  円形断面<br>風向 →         | 1.2  |  矩形 [( ) は $r > d/12$ のとき]<br>風向 → | 1.5 (1.1) |
|  平板またはそれに近い形状<br>風向 → | 2.2  |  正方形 [( ) は $r > d/12$ のとき]<br>風向 → | 2.1 (1.5) |
|  平板またはそれに近い形状<br>風向 → | 1.8  |  長方形<br>風向 →                        | 2.7       |
|  正方形 (対角線方向)<br>風向 →  | 1.5  |  長方形 [( ) は $r > d/29$ のとき]<br>風向 → | 2.3 (2.1) |

表 4.2.2 桁の抗力係数 (本州四国連絡橋公団, 耐風設計基準・同解説<sup>3)</sup>)

| 構造部分 |       | 抗力係数 | 備考  |
|------|-------|------|---|
| 橋梁構造 | トラス構造 | 単橋床  | 角型部材よりなる2面トラス補剛吊構造部で、<br>$0.2 \leq \phi \leq 0.45$ の範囲に適用 |
|      |       | 複橋床  |   |
|      | 充腹構造  |      | $2.1 - 0.1(B/D)$  |
|      |       | 1.3  | $B/D > 8$ の場合   |

ここに、 $\phi$ : 充実率,  $B$ : 桁幅,  $D$ : 桁高

可撓性に富む構造物部材のように、架設中、風により振動が生じるおそれのあるものについては、十分な対策を講じておく必要がある。

この具体策としては、

- (1) 構造物、部材の断面形状を工夫し空力的に制振する方法
- (2) 耐風索を張るなどして補強し機械的に振動を押さえる方法
- (3) 減衰器を配置し減衰を増し制振を図る方法

などがあるが、一般には架設時の対策としては、簡便には応急対応もできる(2)の方法、架設時のみの振動に対応するために(3)の方法が用いられることがある(詳細には、構造物の耐風工学、東京電機大学出版会)。

架設中の対策を考慮した事例としては、以下のような例がある。

(1) 張出し架設の桁

送出しで架設する場合に、完成系とは異なる構造系をとり、断面形状としても、構造系としても振動しやすくなりやすい。このため、制振索による制振や減衰器による渦励振に対する対応がなされた例がある。直立状態のある架設工法では、吊橋、斜張橋のタワーに準じる検討が必要である。

(2) 単一、あるいは並列配置のケーブル

ケーブルはきわめて揺れやすい構造要素である。ポリエチレンなどなめらかな被覆のケーブルほど振動が発生しやすいようである。完成時には角折れ緩衝装置など減衰を増す方向に働く仕組みが仕込まれることがあるが、架設時では未設置の例が多く振動事例はきわめて多い。また、並列配置の場合はある特定の間隔と

直径の比以外の場合では振動発生を見込む必要がある。

### (3) 吊橋, 斜張橋のタワー

タワーは架設計画によっては比較的長い期間, 単独直立状態であることがある。また, 直立状態であるため, あらゆる風向の振動に対応しなければならない。最近では, 架設工事用ネットを制振対策に利用したり, アクティブあるいはパッシブタイプの減衰装置を設置し制振した例がある。

このほか, 構造物の形状や架設の条件によっては, 斜風や吹き上げ, 吹き下ろしの風により危険な状態が生じる場合もあるので注意を要する。

なお, 平穏な日を選び短時間内に作業を終了することができる場合には, 特に風荷重を考慮する必要はない。

#### 4.2.5 地震の影響 (EQ)

地震の影響は, 基本鉛直荷重に架設時設計震度を乗じた地震荷重として取り扱い, 架設系の水平方向に載荷し, それによる応力・断面力・変形などを照査する。なお, 架設時設計震度は架設地点の地震活動度, 地盤条件, 系の固有周期を考慮して決めるものとする。

地震による動的応答が安全性に著しく大きな影響を有する場合や, 架設系が複雑な動的応答特性を有する場合には, 適切な地震動のもとに, その動的応答を評価することが望まれる。

**【解 説】** 架設時における地震の影響は, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成 8 年版) や鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 (平成 11 年版) に規定されていないが, 設計方法はそれにならない, 原則として, 基本鉛直荷重に震度を乗じて求め, 検討の対象とする架設系の重心位置に水平方向のみに作用するものとする。ただし, 水平面内での作用方向は一律には決めがたいので, 考えている部材に最も不利な応力が生じるように, 載荷しなければならない。

動的解析による照査が必要な場合を同定することは難しい。たとえば, 張出しが非常に長い桁や高い塔状構造物などで架設系が完成系に比べ著しく可撓性に富み, 架設系が完成系に比して高い耐震性能が確保できない場合などがそれに相当しよう。

架設時の照査に用いる水平震度や入力地震動は, 架設地点の地震危険度, 地盤特性, 架設の工法, 架設の段階での構造物の応答特性, 架設期間, 架設される構造物の重要度等を考慮して, 適切に設定する。

架設時の耐震性能照査は, 損傷が残らない弾性範囲を限界状態として行うのが原則である。なお, 平成 8 年に改定された道路橋示方書や平成 11 年度に改定された鉄道橋設計標準においては, 鋼構造物においても, 供用期間中に発生する確率は低い非常に強い地震動, いわゆる L2 地震動に対する非弾性応答照査が新たに要求されるようになった。しかし, 架設時は, その期間が一般に短く, L2 クラスの地震動に対する耐震性能照査は要求されないと考えてよい。ただし, 架設時においても, その損傷が第三者に及ぶことが大いに懸念される場合などは, 非弾性応答までを含めた入念な検討が必要な場合もあり得る。

なお, 鉛直地震動の影響も一般には小さく, 通常的设计では考慮しなくてよい。

#### 4.2.6 雪荷重 (SW)

工事期間中に積雪が予想される場合には, 雪荷重を考慮するものとする。雪荷重は, 架設地点の環境や工事の諸条件に応じて考慮するものとする。

**【解 説】** 従来は, 架設期間中に積雪が想定される場合は, 基本鉛直荷重に雪荷重を考慮するものとしてい

た。今回の改訂では雪荷重を別途荷重項として区分するとともに、工事の諸条件に応じて、以下のように荷重を考慮してよいものとした。

(1) 降雪期間に架設作業を行う場合

降雪期間に、除雪を前提に架設作業を行うときは、除雪が可能な範囲で、積雪深を想定して荷重を設定してよい。

(2) 架設期間に冬期休止期間を設ける場合

積雪期の工事を休止するときは、工事地点あるいは近隣地区の積雪深を参考に雪荷重を設定する。

雪の密度は、地域や季節などにより異なるが、大体の目安として下記の値を参考としてよい。

|                    |                            |
|--------------------|----------------------------|
| 降りたての雪             | 1500 N/m <sup>3</sup>      |
| やや落ち着いた雪           | 3000~3500 N/m <sup>3</sup> |
| 圧縮された雪または大量に水を含んだ雪 | 5000~7000 N/m <sup>3</sup> |

#### 4.2.7 温度変化の影響 (T)

温度変化の影響は、構造物の部材に生じる変形もしくは応力として考慮するものとする。

温度変化の範囲は、架設する構造物の形状や架設条件を検討したうえで実状に応じて定めるものとする。

**【解 説】** 架設設計に際して考慮すべき温度変化の範囲は、架設する構造物の形状、架設時の気象条件、および工法等の架設条件により異なり、また、必ずしも一律に規定する必要もないので、これらの条件を検討したうえで、実状に応じて適宜定めることとした。

高次の不静定構造物の閉合を含むような特殊な架設では、昼夜の温度差は 30°C、日光直射部分と日陰部分の温度差は 15°C として検討している場合が多い。

#### 4.2.8 照査水平荷重 (Ho)

照査水平荷重は、基本鉛直荷重に水平荷重係数を乗じたものとし、集中荷重として構造物の重心に水平方向に作用するものとする。

**【解 説】** 水平荷重は、鉛直荷重に比べて不確定な要素が多い。このため、特に水平荷重が予想されない架設条件のもとでも、安全を図る意味で、必要最小水平荷重として照査水平荷重を考慮するものとした。

通常の架設では、水平荷重係数を 0.05 としてよい。ただし、特殊な構造形式、架設工法等に関しては適宜定める必要がある。

#### 4.2.9 衝撃荷重 (I)

衝撃荷重は、基本鉛直荷重に衝撃係数を乗じたものとし、鉛直方向については基本鉛直荷重に加えて検討するものとする。

**【解 説】** クレーンで部材を吊り込む場合、部材の巻上げ・巻下げ・制動に伴い、部材に衝撃荷重が加わる。吊金具については衝撃荷重と不均衡を考慮した設計方法を 4.4.2 と 4.5.5 に示した。吊天びん等の設計では、クレーン構造規格等を参考に衝撃荷重を見込むとよい。

施工時に作業車両・重機が構造物上を走行する場合は、道路橋示方書に示す値を上限として、走行速度などを勘案して衝撃係数を考慮するが多い。

運搬台車による桁の移動・停止などは一般に移動速度が遅く、不均等荷重を考慮する場合は鉛直荷重に別途衝撃荷重を考慮する必要はない。しかし、運搬部材の固縛のように、移動・停止に伴う慣性力が設計荷重に占める割合が大きい場合は、衝撃荷重を見込む必要がある。

#### 4.2.10 摩擦力 (F)

摩擦力は、摩擦面に垂直方向に作用する荷重に摩擦係数を乗じて算出する。

摩擦係数は、摩擦面の形状等を調査し、検討の対象とする構造物に不利になるように値を設定するものとする。また、引出し・横引きなどの控え索等の設計にあたっては摩擦力を期待してはならない。

**【解説】** 摩擦係数は、摩擦面の形状、材質、粗度、潤滑材の有無、気象の状態等の諸要素により大きく異なるため、施工前に実験を行って確認することが望ましい。代表的な材料の摩擦係数を参考までに表 4.2.3 に、潤滑剤を使用した場合の摩擦係数を表 4.2.4 に示す。

表 4.2.3 摩擦係数

| 摩擦片    | 摩擦面      | 摩擦係数         |
|--------|----------|--------------|
| 鋼      | 鋼        | 0.2~0.5      |
| テフロン   | テフロン (鋼) | 0.02~0.08    |
| 石      | 金属       | 0.3~0.4      |
| 石      | 石        | 0.6~0.7      |
| 軟鋼のころ  | 鋼板       | 0.02~0.04    |
| 焼入鋼ローラ | 軸受鋼      | 0.0005~0.001 |

出典：鋼道路橋施工便覧<sup>1)</sup>

表 4.2.4 潤滑剤を使用した場合の摩擦係数 (鋼の場合)

| 潤滑剤                | 摩擦係数      |
|--------------------|-----------|
| 2 硫化モリブデン          | 0.10~0.15 |
| テフロンパウダー           | 0.06~0.10 |
| テフロンパウダー+2 硫化モリブデン | 0.05~0.08 |

出典：メーカーカタログ

摩擦力には不確定要素が多いため、検討する構造物に対して不利となるように設定しなければならない。たとえば、

- (1) 桁の牽引力の計算では、最大静止摩擦力を考慮する。
- (2) 送出し、横取り作業の逸走防止索では、摩擦力を期待しない。
- (3) 重力式アンカーのように摩擦力で滑動に抵抗させるときは、最小の摩擦係数を用いる。

#### 4.2.11 不均等荷重 (U)

構造物や架設機材を 3 点以上で多点支持する場合は、各支持点の相対変位の影響を不均等荷重として考慮するものとする。

不均等荷重は、各支持点の相対変位がないと仮定して算出した支持反力に適切な係数を乗じて求めることを原則とする。

**【解説】** 構造物や架設機材を多点支持する場合や、その状態でこう上・こう下作業を行う場合には、各支持点に相対変位が生じ予想以上の反力が特定の支持点に生じることがあるため、この規定を設けた。ただし、大きな沈下はその都度修正する必要がある。

不均等荷重の大きさは、基礎形式、支持条件、作業条件等により大きく異なるため、その算出にあたって



- ・部材に変形や損傷がないこと。
  - ・設計上の配慮が本体構造物と同様の精度で行われていること。
  - ・溶接部、高力ボルトの施工管理が本体構造物と同程度であること。
- (2) 鉄筋コンクリートの安全率は、鉄筋の引張強度については 1.3、コンクリートの圧縮強度に対して 2.4 とした。これは、道路橋示方書下部構造編に規定する常時所要安全率（コンクリート曲げ圧縮応力：3.0、鉄筋 (SD295) の引張応力：1.64）に対し、鋼材と同様に 25%の割増しを見込んだものである。
- 支圧に対しては、曲げと同様と考えることができるが、載荷状況を考慮して道路橋示方書に示される上限の 2.0 とした。
- (3) 直接基礎の安全率は、道路橋示方書下部構造編で常時 3.0 の安全率を考慮していることから、ここでもコンクリートと同様に 2.4 とした。また、杭基礎については、仮橋の杭橋脚などの実績に基づいて定めた。
- グラウンドアンカーについては、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説<sup>7)</sup> (JGS4101-2000) の永久アンカーの常時安全率 2.5 に準拠した。永久アンカーの安全率に設定した理由は、ケーブルエレクション工法ではグラウンドアンカーが、桁落下などの重大災害防止上重要な要素であることを考慮した。
- また、コンクリートアンカーでは前面受働土圧が期待できないなどの地形条件下では、地盤や地層が不確実でもグラウンドアンカーの使用が避けられない場合がある。このような場合、3 以上の安全率を確保することが望ましい。なお引抜き照査は、プレストレスを含めた作用力で照査することを原則とする。
- (4) 構造物およびアンカーブロック等の安定に関しては、安全率を転倒・浮き上がりについては 1.2、滑動に対しては 1.5 とした。転倒・浮き上がりに関しては、4.3.3 に示す許容応力度の割増しは適用しないものとする。
- (5) ケーブルエレクション設備および桁の引出し等に使用するワイヤロープの安全率は、これまでの実績に基づいて定めた。斜吊り索の多段計算の安全率は、管理システムを構築して張力を十分な精度で管理できる場合は、別途合理的な安全率を設定してもよい。

表 4.3.1 法規で定められた各種ワイヤロープの安全率

| 用途           |        | 安全率     | 準拠法規等             |                    |
|--------------|--------|---------|-------------------|--------------------|
| 杭打ち、杭抜き機の巻上索 |        | 6       | 労働安全衛生規則 第 175 条  |                    |
| 荷物運搬台車の巻上索   |        | 6       | 労働安全衛生規則 第 216 条  |                    |
| 玉掛け用ワイヤロープ   |        | 6       | クレーン等安全規則 第 213 条 |                    |
| クレーン等        | 巻上索    | 移動式クレーン | 4.5               | 移動式クレーン構造規格 第 41 条 |
|              |        | デリック    | 6                 | デリック構造規格 第 38 条    |
|              |        | エレベーター  | 10                | エレベーター構造規格 第 40 条  |
|              |        | 簡易リフト   | 6                 | 簡易リフト構造規格 第 17 条   |
|              |        | 建設用リフト  | 6                 | 建設用リフト構造規格 第 36 条  |
|              | 起伏     | 移動式クレーン | 4.5               | 移動式クレーン構造規格 第 41 条 |
|              |        | デリック    | 6                 | デリック構造規格 第 38 条    |
|              | ジブの支持索 | 移動式クレーン | 3.75              | 移動式クレーン構造規格 第 41 条 |
|              |        | デリック    | 6                 | デリック構造規格 第 38 条    |
|              | ジブの伸縮索 | 移動式クレーン | 3.55              | 移動式クレーン構造規格 第 41 条 |
|              | 控え索    | デリック    | 4                 | デリック構造規格 第 38 条    |
|              |        | エレベーター  | 4                 | エレベーター構造規格 第 37 条  |
| 建設用リフト       |        | 4       | 建設用リフト構造規格 第 36 条 |                    |

表 4.3.2 クレーンの各種ワイヤロープ安全率 (クレーン構造規格<sup>8)</sup> 第54条抜粋)

| 等級         | A    | B   | C   | D   | E   | F   |
|------------|------|-----|-----|-----|-----|-----|
| 巻上ロープ      |      |     |     |     |     |     |
| 横行ロープ      | 3.55 | 4.0 | 4.5 | 5.0 | 5.0 | 5.0 |
| 起伏ロープ      |      |     |     |     |     |     |
| 控え索, ジブ支持索 | 3.0  | 3.5 | 4.0 | 4.0 | 4.0 | 4.0 |
| ケーブルクレーン主索 | 2.7  | 2.7 | 2.7 | 2.7 | 2.7 | 2.7 |

表 4.3.3 吊上げ装置等の等級 (クレーン構造規格<sup>8)</sup> 別表第3抜粋)

|                                      |             | 吊上げ装置等の使用時間 (時間) |                   |                    |                    |                     |
|--------------------------------------|-------------|------------------|-------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
|                                      |             | 800 未満           | 800 以上<br>1600 未満 | 1600 以上<br>3200 未満 | 3200 以上<br>6300 未満 | 6300 以上<br>12500 未満 |
| 常態として定格<br>荷重に対する吊<br>荷の荷重の比率<br>(%) | 50 未満       | A                | A                 | A                  | B                  | C                   |
|                                      | 50 以上 63 未満 | A                | A                 | B                  | C                  | D                   |
|                                      | 63 以上 80 未満 | A                | B                 | C                  | D                  | E                   |
|                                      | 80 以上       | B                | C                 | D                  | E                  | F                   |

ワイヤロープおよび定着部の強度のどちらか小さい値を用いて安全性を照査する。

(6) その他法規で別途定められているワイヤロープの安全率は、その法規に従うものとして本文より削除した。所要安全率の一覧を表 4.3.1~表 4.3.3 に示すが、使用にあたっては最新の法規を確認する必要がある。

ケーブルクレーン、トラベラクレーン、門形クレーンなどは表 4.3.2~表 4.3.3 のクレーン構造規格が適用される。

#### 4.3.2 許容応力度

許容応力度法により本体構造物や架設機材の架設設計を行う場合には、適切な許容応力度を用いるものとする。

なお、架設時の鋼構造物の部材応力度は、材料の降伏点ならびに座屈応力度を超えないものとする。

【解説】 架設時の許容応力度の参考値として、道路橋示方書に示されている許容応力度を25%割増した値を次に示す。一般的に弾性理論に基づく柱、梁、補剛された板等からなる剛性の高い構造物の架設に対する値を示したものである。許容応力度法以外の方法で設計を行う場合は、設計の基準値を別途定める必要がある。

##### (1) 架設時荷重に対する構造用鋼材の許容応力度

1) 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度は、表 4.3.4 に示す値とする。

表 4.3.4 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| 鋼種            | SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490 | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W | SM570<br>SMA570W |
|---------------|---------------------------|-------|----------------------------|------------------|
| 鋼材の板厚 (mm)    |                           |       |                            |                  |
| 40 以下         | 175                       | 230   | 265                        | 320              |
| 40 をこえ 75 以下  | 155                       | 220   | 245                        | 305              |
| 75 をこえ 100 以下 |                           |       | 240                        | 300              |

2) 許容軸方向圧縮応力度は、式 (4.3.1) により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{cao}} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

ここに、 $\sigma_{ca}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cag}$  : 表 4.3.5 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cal}$  : 5), 6) に規定する局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cao}$  : 表 4.3.5 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm<sup>2</sup>)

表 4.3.5 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| 鋼種<br>板厚 (mm)    | SS400<br>SM400<br>SMA400W  | SM490   | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W  | SM570<br>SMA570W  |
|------------------|--|---|---|---|
| 40 以下            | $175 : \frac{l}{r} \leq 18$<br>$175 - 1.03 \left( \frac{l}{r} - 18 \right) :$<br>$18 < \frac{l}{r} \leq 92$<br>$\frac{1\,500\,000}{6\,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$92 < \frac{l}{r}$ | $230 : \frac{l}{r} \leq 16$<br>$230 - 1.5 \left( \frac{l}{r} - 16 \right) :$<br>$16 < \frac{l}{r} \leq 79$<br>$\frac{1\,500\,000}{5\,000 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$79 < \frac{l}{r}$ | $265 : \frac{l}{r} \leq 15$<br>$265 - 1.9 \left( \frac{l}{r} - 15 \right) :$<br>$15 < \frac{l}{r} \leq 75$<br>$\frac{1\,500\,000}{4\,400 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$75 < \frac{l}{r}$ | $320 : \frac{l}{r} \leq 18$<br>$320 - 2.6 \left( \frac{l}{r} - 18 \right) :$<br>$18 < \frac{l}{r} \leq 67$<br>$\frac{1\,500\,000}{3\,500 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$67 < \frac{l}{r}$ |
| 40 をこえ<br>75 以下  | $155 : \frac{l}{r} \leq 19$<br>$155 - 0.85 \left( \frac{l}{r} - 19 \right) :$<br>$19 < \frac{l}{r} \leq 96$<br>$\frac{1\,500\,000}{7\,300 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$96 < \frac{l}{r}$ | $220 : \frac{l}{r} \leq 16$<br>$220 - 1.4 \left( \frac{l}{r} - 16 \right) :$<br>$16 < \frac{l}{r} \leq 82$<br>$\frac{1\,500\,000}{5\,300 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$82 < \frac{l}{r}$ | $245 : \frac{l}{r} \leq 15$<br>$245 - 1.6 \left( \frac{l}{r} - 15 \right) :$<br>$15 < \frac{l}{r} \leq 77$<br>$\frac{1\,500\,000}{4\,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$77 < \frac{l}{r}$ | $305 : \frac{l}{r} \leq 17$<br>$305 - 2.5 \left( \frac{l}{r} - 17 \right) :$<br>$17 < \frac{l}{r} \leq 69$<br>$\frac{1\,500\,000}{3\,600 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$69 < \frac{l}{r}$ |
| 75 をこえ<br>100 以下 |  |   | $240 : \frac{l}{r} \leq 16$<br>$240 - 1.6 \left( \frac{l}{r} - 16 \right) :$<br>$16 < \frac{l}{r} \leq 78$<br>$\frac{1\,500\,000}{4\,800 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$78 < \frac{l}{r}$ | $300 : \frac{l}{r} \leq 17$<br>$300 - 2.4 \left( \frac{l}{r} - 17 \right) :$<br>$17 < \frac{l}{r} \leq 69$<br>$\frac{1\,500\,000}{3\,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} :$<br>$69 < \frac{l}{r}$ |
| 備考               | $l$ : 部材の有効座屈長 (mm), $r$ : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)  |   |   |   |

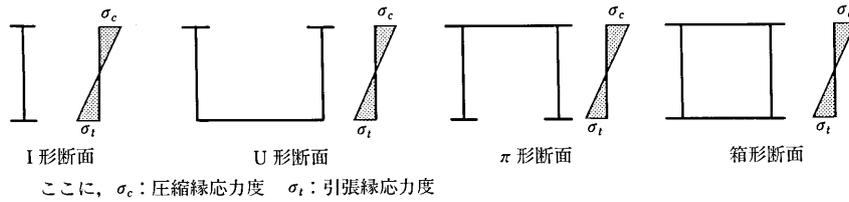


図 4.3.1 断面の種類

表 4.3.6 (a) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (圧縮フランジがコンクリート床版などで直接固定されている場合および箱形断面, π形断面の場合)

| 鋼種            | SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490 | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W | SM570<br>SMA570W |
|---------------|---------------------------|-------|----------------------------|------------------|
| 鋼材の板厚 (mm)    |                           |       |                            |                  |
| 40 以下         | 175                       | 230   | 265                        | 320              |
| 40 をこえ 75 以下  | 155                       | 220   | 245                        | 305              |
| 75 をこえ 100 以下 |                           |       | 240                        | 300              |

3) 許容曲げ圧縮応力度は次の規定によるものとする。

- (a) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、圧縮フランジの固定状態および図 4.3.1 に示す断面の種類によって、表 4.3.6(a) および表 4.3.6(b) に示す値とする。
- (b) 5), 6) に規定する局部座屈に対する許容応力度が表 4.3.6 に示す値より小さい場合は、(a) 項の規定にかかわらず 5), 6) に規定する局部座屈に対する許容応力度を許容曲げ圧縮応力度とする。
- (c) 応力度を照査する断面を含む圧縮フランジの固定点間の部材において、部材両端の曲げモーメントが異なり、その間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合は、表 4.3.6 に示す値に ( $M/M_{eq}$ ) を乗じて許容応力度を割増してよい。ただし、表 4.3.6 の上限値もしくは 5), 6) に規定する局部座屈に対する許容応力度をこえてはならない。ここに、

$M$  : 応力度を照査する断面の曲げモーメント

$M_{eq}$  : 等価換算曲げモーメント。式 (4.3.2) および式 (4.3.3) のうち大きい方とする。

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$M_{eq} = 0.4M_1 \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$M_1, M_2$  : それぞれ部材両端の曲げモーメント。  $M_1 \geq M_2$  とし、符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる曲げモーメントを正とする。

表 4.3.6 (b) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (表 4.3.6 (a) に規定する以外の場合)

| 鋼種                       |  | SS400<br>SM400<br>SMA400W  | SM490   | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W  | SM570<br>SMA570W   |
|--------------------------|--|--|---|---|--|
| $\frac{A_w}{A_c} \leq 2$ | 40<br>以下   | $175 : \frac{l}{b} \leq 4.5$<br>$175 - 3.0 \left( \frac{l}{b} - 4.5 \right) :$<br>$4.5 < \frac{l}{b} \leq 30$                    | $230 : \frac{l}{b} \leq 4.0$<br>$230 - 4.8 \left( \frac{l}{b} - 4.0 \right) :$<br>$4.0 < \frac{l}{b} < 30$                    | $265 : \frac{l}{b} \leq 3.5$<br>$265 - 5.8 \left( \frac{l}{b} - 3.5 \right) :$<br>$3.5 < \frac{l}{b} \leq 27$                 | $320 : \frac{l}{b} \leq 5.0$<br>$320 - 8.3 \left( \frac{l}{b} - 5.0 \right) :$<br>$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$                    |
|                          | 40<br>を<br>こ<br>え<br>75<br>以下  | $155 : \frac{l}{b} \leq 5.0$<br>$155 - 2.8 \left( \frac{l}{b} - 5.0 \right) :$<br>$5.0 < \frac{l}{b} \leq 30$                    | $220 : \frac{l}{b} \leq 4.0$<br>$220 - 4.5 \left( \frac{l}{b} - 4.0 \right) :$<br>$4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$                 | $245 : \frac{l}{b} \leq 4.0 :$<br>$245 - 5.3 \left( \frac{l}{b} - 4.0 \right) :$<br>$4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$               | $305 : \frac{l}{b} \leq 4.5$<br>$305 - 7.8 \left( \frac{l}{b} - 4.5 \right) :$<br>$4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$                    |
|                          | 75<br>を<br>こ<br>え<br>100<br>以下   |  |   | $240 : \frac{l}{b} \leq 4.0$<br>$240 - 5.0 \left( \frac{l}{b} - 4.0 \right) :$<br>$4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$                 | $300 : \frac{l}{b} \leq 4.5$<br>$300 - 7.5 \left( \frac{l}{b} - 4.5 \right) :$<br>$4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$                    |
|                          | 40<br>以下   | $175 : \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$<br>$175 - 1.5 \left( K \frac{l}{b} - 9 \right) :$<br>$\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$    | $230 : \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$<br>$230 - 2.4 \left( K \frac{l}{b} - 8 \right) :$<br>$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$ | $265 : \frac{l}{b} \leq \frac{7}{K}$<br>$265 - 2.9 \left( K \frac{l}{b} - 7 \right) :$<br>$\frac{7}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$ | $320 : \frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$<br>$320 - 4.1 \left( K \frac{l}{b} - 10 \right) :$<br>$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$ |
|                          | 40<br>を<br>こ<br>え<br>75<br>以下  | $155 : \frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$<br>$155 - 1.4 \left( K \frac{l}{b} - 10 \right) :$<br>$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$ | $220 : \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$<br>$220 - 2.3 \left( K \frac{l}{b} - 8 \right) :$<br>$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$ | $245 : \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$<br>$245 - 2.6 \left( K \frac{l}{b} - 8 \right) :$<br>$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$ | $305 : \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$<br>$305 - 3.9 \left( K \frac{l}{b} - 9 \right) :$<br>$\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$    |
|                          | 75<br>を<br>こ<br>え<br>100<br>以下   |  |   | $240 : \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$<br>$240 - 2.5 \left( K \frac{l}{b} - 8 \right) :$<br>$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$ | $300 : \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$<br>$300 - 3.8 \left( K \frac{l}{b} - 9 \right) :$<br>$\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$    |
| 備考                       | $A_w$ : 腹板の総断面積 (mm <sup>2</sup> ), $A_c$ : 圧縮フランジの総断面積 (mm <sup>2</sup> ), $l$ : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm),<br>$b$ : 圧縮フランジ幅 (mm), $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$ |  |   |   |  |

表 4.3.7 許容せん断応力度および許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| 応力の種類                 | 鋼材の板厚 (mm)             | 鋼 種                       |       |                            |                  |     |
|-----------------------|------------------------|---------------------------|-------|----------------------------|------------------|-----|
|                       |                        | SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490 | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W | SM570<br>SMA570W |     |
| せん断応力度                | 40 以下                  | 100                       | 130   | 150                        | 180              |     |
|                       | 40 をこえ 75 以下           | 95                        | 125   | 145                        | 175              |     |
|                       | 75 をこえ 100 以下          |                           |       | 140                        | 170              |     |
| 支<br>圧<br>応<br>力<br>度 | 鋼板と鋼板<br>との間の支<br>圧応力度 | 40 以下                     | 265   | 350                        | 395              | 475 |
|                       |                        | 40 をこえ 75 以下              | 240   | 325                        | 370              | 455 |
|                       |                        | 75 をこえ 100 以下             |       |                            | 355              | 445 |
|                       | ヘルツ公式<br>で算出する<br>場合   | 40 以下                     | 750   | 875                        | —                | —   |
|                       |                        | 40 をこえ 75 以下              |       |                            |                  |     |
|                       |                        | 75 をこえ 100 以下             |       |                            |                  |     |

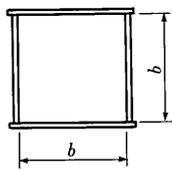


図 4.3.2 板の固定縁間距離

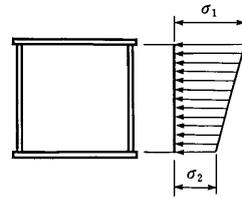
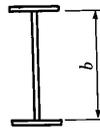


図 4.3.3 板の縁応力度

4) 許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ表 4.3.7 に示す値とする。

5) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚および局部座屈に対する許容応力に対する許容応力度は、次の規定によるものとする。ただし、プレートガーダーの腹板には適用しないものとする。

(a) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚は、式 (4.3.4) を満足すればよい。

$$t \geq \frac{b}{80f} \quad \text{かつ} \quad t \geq \frac{b}{220} \quad \dots\dots\dots (4.3.4)$$

ここに、 $t$  : 板厚 (mm)

$b$  : 板の固定縁間距離 (mm) (図 4.3.2 参照)

$f$  : 応力勾配による係数  $f = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$

$\phi$  : 応力勾配  $\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

$\sigma_1, \sigma_2$  : それぞれ板の両縁での縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、ただし、 $\sigma_1 \geq \sigma_2$  とし、圧縮応力を正とする (図 4.3.3 参照)。

(b) 圧縮応力を受ける両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度は、表 4.3.8 に示す値とする。

6) 圧縮応力を受ける自由突出板の板厚および局部座屈に対する許容応力度は、次の規定によるものとする。

(a) 圧縮応力を受ける自由突出板の板厚  $t$  は、自由突出幅  $b$  (図 4.3.4) の 1/16 以上としなければならない。

(b) 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度は、表 4.3.9 に示す値とする。

(2) 架設時荷重に対する溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は、表 4.3.10 に示す値とする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の

表 4.3.8 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

| 鋼 種                        | 鋼材の板厚 (mm)    | 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )            |  |
|----------------------------|---------------|---|--|
| SS400<br>SM400<br>SMA400W  | 40 以下         | 175<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{38.7f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{38.7f}$ |
|                            | 40 をこえ 100 以下 | 155<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{41.0f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{41.0f}$ |
| SM490                      | 40 以下         | 230<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{33.7f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{33.7f}$ |
|                            | 40 をこえ 100 以下 | 220<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{34.6f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{34.6f}$ |
| SM490Y<br>SM520<br>SMA490W | 40 以下         | 265<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{31.6f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{31.6f}$ |
|                            | 40 をこえ 75 以下  | 245<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{32.8f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{32.8f}$ |
|                            | 75 をこえ 100 以下 | 240<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{33.3f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{33.3f}$ |
| SM570<br>SMA570W           | 40 以下         | 320<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{28.7f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{28.7f}$ |
|                            | 40 をこえ 75 以下  | 305<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{29.3f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{29.3f}$ |
|                            | 75 をこえ 100 以下 | 300<br>$260\,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ | $:\frac{b}{29.6f} \leq t$<br>$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{29.6f}$ |

表 4.3.9 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

| 鋼種                         | 鋼材の板厚 (mm)    | 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )           |   |
|----------------------------|---------------|--|---|
| SS400<br>SM400<br>SMA400W  | 40 以下         | 175<br>$29\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$  | $\frac{b}{12.8} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.8}$ |
|                            | 40 をこえ 100 以下 | 155<br>$29\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$  | $\frac{b}{13.6} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.6}$ |
| SM490                      | 40 以下         | 230<br>$29\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$  | $\frac{b}{11.2} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$ |
|                            | 40 をこえ 100 以下 | 220<br>$29\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$  | $\frac{b}{11.5} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.5}$ |
| SM490Y<br>SM520<br>SMA490W | 40 以下         | 265<br>$290\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ | $\frac{b}{10.5} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$ |
|                            | 40 をこえ 75 以下  | 245<br>$290\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ | $\frac{b}{10.9} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.9}$ |
|                            | 75 をこえ 100 以下 | 240<br>$290\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ | $\frac{b}{11.0} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.0}$ |
| SM570<br>SMA570W           | 40 以下         | 320<br>$290\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ | $\frac{b}{9.5} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.5}$   |
|                            | 40 をこえ 75 以下  | 305<br>$290\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ | $\frac{b}{9.7} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.7}$   |
|                            | 75 をこえ 100 以下 | 300<br>$290\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$ | $\frac{b}{9.8} \leq t$<br>$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.8}$   |

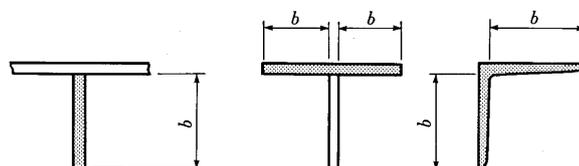


図 4.3.4 自由突出幅

表 4.3.10 溶接部の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| 鋼種                        |        | SM400<br>SMA400W |               | SM490 |               | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W |              |               | SMA570W<br>SM570 |              |               |
|---------------------------|--------|------------------|---------------|-------|---------------|----------------------------|--------------|---------------|------------------|--------------|---------------|
|                           |        | 40 以下            | 40 をこえ 100 以下 | 40 以下 | 40 をこえ 100 以下 | 40 以下                      | 40 をこえ 75 以下 | 75 をこえ 100 以下 | 40 以下            | 40 をこえ 75 以下 | 75 をこえ 100 以下 |
| 全断面溶込み<br>グループ溶接          | 圧縮応力度  | 175              | 155           | 230   | 220           | 265                        | 245          | 240           | 320              | 305          | 300           |
|                           | 引張応力度  | 175              | 155           | 230   | 220           | 265                        | 245          | 240           | 320              | 305          | 300           |
|                           | せん断応力度 | 100              | 95            | 130   | 125           | 150                        | 145          | 140           | 180              | 175          | 170           |
| すみ肉溶接,<br>部分溶込み<br>グループ溶接 | せん断応力度 | 100              | 95            | 130   | 125           | 150                        | 145          | 140           | 180              | 175          | 170           |

表 4.3.11 摩擦接合用高力ボルトの許容力  
(1 ボルト 1 摩擦面当たり) (kN)

| ねじの呼び | ボルトの等級 |      |      |
|-------|--------|------|------|
|       | F8T    | F10T | S10T |
| M20   | 39     | 49   | 49   |
| M22   | 49     | 60   | 60   |
| M24   | 56     | 70   | 70   |

表 4.3.12 支圧接合用高力ボルトの許容せん断  
応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| ボルトの等級   | B8T | B10T |
|----------|-----|------|
| 許容せん断応力度 | 190 | 240  |

表 4.3.13 支圧接合用高力ボルトの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| 鋼材の板厚 (mm)    | 母材および連結板の鋼種               |       |                            |                  |
|---------------|---------------------------|-------|----------------------------|------------------|
|               | SS400<br>SM400<br>SMA400W | SM490 | SM490Y<br>SM520<br>SMA490W | SM570<br>SMA570W |
| 40 以下         | 295                       | 395   | 445                        | 560              |
| 40 をこえ 75 以下  | 270                       | 370   | 420                        | 540              |
| 75 をこえ 100 以下 |                           |       | 405                        | 525              |

低い鋼材に対する値をとるものとする。

仮設構造物で現場溶接を行い、本体構造物と同等の非破壊検査を行わない場合の許容応力度は、表 4.3.10 に示す値の 90%とする。

(3) 架設時荷重に対する高力ボルトの許容力

- 1) 摩擦接合用高力ボルトおよび摩擦接合用トルシア形高力ボルトの許容力は表 4.3.11 に示す値とする。
- 2) 支圧接合用高力ボルトの許容せん断応力度および許容支圧応力度はそれぞれ表 4.3.12 および表 4.3.13 に示す値とする。

(4) 架設時荷重に対するアンカーボルト・ピン・仕上げボルトの許容応力度

- 1) アンカーボルトおよびピンの許容応力度は、表 4.3.14 に示す値とする。
- 2) 仕上げボルトの許容応力度は表 4.3.15 に示す値とする。

表 4.3.14 アンカーボルト、ピンの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| 応力の種類  | 部材の種類          | 鋼種    |       |       |
|--------|----------------|-------|-------|-------|
|        |                | SS400 | S35CN | S45CN |
| せん断応力度 | アンカーボルト        | 75    | 100   | 100   |
|        | ピン             | 125   | 175   | 190   |
| 曲げ応力度  | ピン             | 240   | 325   | 360   |
| 支圧応力度  | ピン (回転を伴わない場合) | 260   | 350   | 390   |
|        | ピン (回転を伴う場合)   | 130   | 175   | 195   |

表 4.3.15 仕上げボルトの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| 応力の種類  | JIS B 1051 による強度区分 |     |      |
|--------|--------------------|-----|------|
|        | 4.6                | 8.8 | 10.9 |
| 引張応力度  | 175                | 450 | 590  |
| せん断応力度 | 115                | 250 | 340  |
| 支圧応力度  | 265                | 675 | 875  |

### 4.3.3 荷重の組合せと許容応力度の割増し

架設時の構造物の安全性照査は、4.2.2に規定する各荷重の組合せに対して行うものとし、この場合の許容応力度の割増しは、以下に示す値を標準とする。

表 4.3.16 許容応力度の割増し係数の標準

| 荷重の組合せ                 | 割増し係数 |
|------------------------|-------|
| (1) Po+SW+Ho+T+F+U+S   | 1.0   |
| (2) Po+SW+Ho+T+I+F+U+S | 1.1   |
| (3) Po+W+F+U+S         | 1.1   |
| (4) Po+EQ+F+U+S        | 1.3   |

【解説】 架設中の構造物の安全性照査は、同時に作用する可能性の強い荷重の組合せのうち、構造物および各部材に不利な影響を与える組合せについて行わなければならない。

荷重の組合せの中には、まれにしか作用しない荷重、頻度の異なる荷重も含まれており、4.2.2に示す荷重の組合せについて、

- (1) 荷重の大きさが明確で、確実に作用するもの
- (2) 荷重の大きさの推定は比較的容易であるが、設計で想定する最大荷重が作用する頻度はそれほど大きくないもの。
- (3) 荷重の大きさの推定が難しく、設計で推定する最大荷重が作用する頻度がきわめて小さいもの、

の3種類に分類し、許容応力度の割増しの標準を示した。

許容応力度の割増しの標準をそれぞれ1.0, 1.1, 1.3としたが、この数値は鋼材の降伏点に対する安全率で表せば、それぞれ1.35, 1.25, 1.05となる。平成2年版の道路橋示方書鋼橋編では、地震時の許容応力度の割増しが1.5に改正されたが、仮設備の構築が困難な場合もあるため、従来の許容応力度の割増しを引き継ぐものとした。

## 4.4 本体構造物の照査

### 4.4.1 架設時安全性照査

架設時に本体構造物に生じる応力は、完成系に生じる応力と異なるので、架設時についても本体構造物の安全を確認しなければならない。この場合、架設時にのみ作用する応力については、4.3.2「許容応力度」を用いて照査してよい。

架設時の応力が完成後も作用し続ける場合には、本体構造物の完成後の応力は架設応力を加えたものとし、架設時の許容応力の割増しを行わない本体構造物の設計許容応力度に対して照査しなければならない。

**【解 説】** 架設時本体構造物に生じる応力は、本体構造物の構造、架設工法や架設順序等により、架設時にのみ作用し、完成後には作用しないものと、架設時に作用し始め完成後も作用し続けるものとに分けられる。架設時にのみ作用する応力に対しては4.3.2「許容応力度」で照査し、必要に応じて架設工法の一部を変更したり、本体構造物を補強したりする必要がある。架設時の応力が完成後も作用し続ける場合には、本体構造物の完成後の応力は本体構造物の設計基準に従って、照査しなければならない。

本体構造物の架設応力は設計時点で照査し、必要に応じて架設工法の変更や、補強を行うのが望ましい。しかし、設計完了後に架設計画を変更せざるを得ない場合等もあるので、このような場合には架設計画時に本体構造物の照査を行うものとする。

### 4.4.2 吊金具取付け部

吊金具の取付け部の検討にあたっては、引張荷重に対して、吊金具と本体構造物との継手部および本体構造物内部の応力度について照査をしなければならない。

**【解 説】** 吊金具取付け部の検討で最も問題となるのは、吊金具直下の上フランジ、ウェブ間のすみ肉溶接部であるので、吊金具と本体構造物との継手部と同様の注意を払う必要がある。

以下に照査の方法を示す。

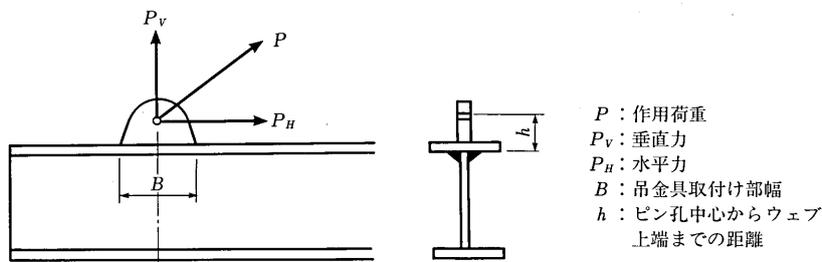


図 4.4.1 吊金具と荷重の作用位置

曲げモーメントとせん断力を同時に受ける溶接部においては、応力度の照査を次式により行う。

$$\left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (4.4.1a)$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{ただし、全断面溶け込みの場合}) \quad \dots\dots\dots (4.4.1b)$$

$$\sigma = \frac{P_V}{\sum a \cdot B} \pm \frac{P_H \cdot h}{I} \cdot \frac{B}{2}, \quad \tau = \frac{P_H}{\sum a \cdot B} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに、 $\sigma$  : 曲げ縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_b$  : 曲げによる溶接部のせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$  : 許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_a$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 吊金具取付け幅 (mm)

$a$  : のど厚 (mm)

$I$  : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

なお、 $\sigma$  および  $\tau$  は、それぞれ  $\sigma_a$  および  $\tau_a$  を超えてはならない。

すみ肉溶接部の応力度を照査する場合、4.3.2において許容引張応力度  $\sigma_a$  が定められていないが、のど厚方向に引張および圧縮応力が作用する場合は、許容せん断応力  $\tau_a$  と同じ値を用いるものとする。

一般に吊点部は、引張力を受ける荷重集中点であるため適切な補強を行い力を分散する必要がある。たとえば図4.4.2のように吊金具直下に補剛材がないと、フランジおよびフランジとウェブのすみ肉溶接部に過大な応力が発生するとともに、フランジに変形が残留するおそれがある。このような場合は、後述するように補剛材を配置しなければならない。

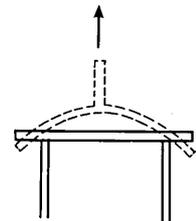


図 4.4.2

また、吊金具取付け部は応力が集中しやすいので特に重要な大型の吊金具では次のような配慮が必要である。

- 1) 応力集中を避けるため、なめらかな形状とするのが望ましい (図 4.4.3)。

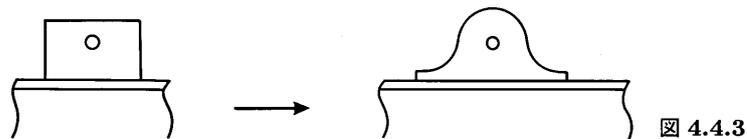


図 4.4.3

- 2) 補強の方法は力の方向や大きさによって異なるが、補強の例を示せば図4.4.4、図4.4.5のようなものが考えられる。

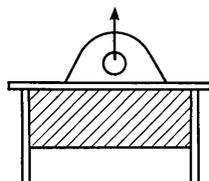


図 4.4.4 横リブの追加

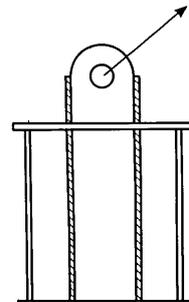


図 4.4.5 フランジの追加

また、吊金具の形状や力の方向によって局所的な曲げモーメントや応力集中を生じるので注意が必要である。補強によって、1) 取付け時や撤去時の割れ、余盛過大による応力集中、疲労強度の低下。2) 部材の性状(断面積、曲げ、ねじり剛度)が設計時の性状と著しく異なる。等の問題が発生するおそれがあるため注意を要する。

**4.4.3 仮支点部**

ベント、ステージングの受点およびジャッキアップ点などの仮支点部については、本体構造物に座屈および局部変形が生じないように照査しなければならない。

**【解説】** ベントやステージングの受点、架設桁などの降下作業に用いる仮受台（サンドル）やジャッキアップ点での事故は重大な人身事故に直結してしまうことを考慮し、絶対に座屈や局部変形が生じないように細心の注意を払うこと。

- ・仮支点部とジャッキアップ点では、支持点を必ず桁の補剛材上に設定し、なるべく偏心が生じないように留意すること（図 4.4.6 参照）。
- ・ジャッキ受台（サンドル、H 形鋼）には補剛材を必ず設け、積み上げる際には必ず井桁状に組むこと。さらに、仮支点部については、少なくとも次の 2 つの応力度の計算を行う必要がある。

- 1) 部材の仮支点断面（断面 A）の曲げ応力度およびせん断応力度
- 2) 圧縮力を受ける柱としての腹板の応力度

(a) 補剛材が腹板の両側にある場合（図 4.4.7）

- ・腹板の有効幅は  $l \leq 24t_w$  とし、補剛材の有効幅  $B$  は受点の幅を超えないものとして照査しなければならない。
- ・全有効断面積は補剛材の断面積の 1.7 倍を超えてはならない。
- ・柱としての有効座屈長は桁高さ  $H$  の 1/2 とする。

(b) 補剛材が腹板の片側にある場合（図 4.4.8）

- ・腹板の有効幅は  $l \leq 24t_w$  とし、補剛材の有効幅  $B$  は受点の幅を超えないものとして照査しな

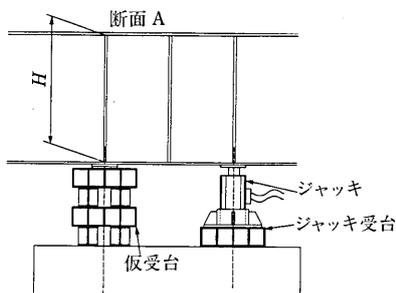


図 4.4.6 仮支点部およびジャッキ受台

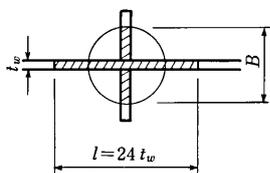
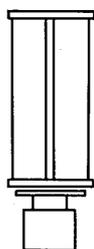


図 4.4.7 両側に垂直補剛材がある場合

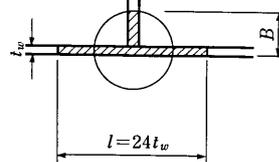
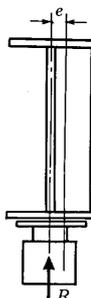


図 4.4.8 片側に垂直補剛材がある場合

ればならない。

- ・全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍を超えてはならない。
- ・この柱は、圧縮力  $R$  と偏心曲げモーメント  $R \cdot e$  を受けるものとして、関連する設計基準に従って照査しなければならない。

1) は受点位置が部材の最大断面位置でなかったり、引張フランジが圧縮力を受けることもあるので、部材の曲げとせん断応力度を照査する目的のものである。2) は受点部の腹板を圧縮力を受ける柱として照査する目的のものである。補剛材は腹板中心線の両側に設けるのが望ましいので、片側補剛材の場合には部材の軸線と荷重の作用線との偏心を考慮することにした。

有効座屈長は腹板に作用する圧縮応力分布を腹板高さに沿って三角形と仮定し、腹板高さの1/2とした。

腹板パネルの座屈照査については、特に規定しなかった。これは、一般に架設時の荷重は鋼重のみで完成後の荷重に比べてかなり小さく、腹板の座屈耐力に余裕があるためである。したがって、前述の仮定が成立しないような構造物の場合、たとえば、

- 1) 架設時の荷重と完成後の荷重が等しい
- 2) 腹板の板厚が薄い
- 3) 桁高が高い

などのような場合には、関連する設計基準に従って照査しなければならない。

#### 4.4.4 送出し架設時の腹板

##### (1) ローラー上の腹板

ローラーを使って構造物を移動させる場合には、ローラー上の腹板の局部圧縮に対する座屈強度について照査しなければならない。

【解説】 ローラー上の腹板の局部圧縮による座屈応力度は次式によって照査してよい (図 4.4.9 参照)。

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi t_w x} \leq \sigma_{al} \quad \dots \dots \dots (4.4.3)$$

ここに、 $\sigma_x$  : ウェブの座屈応力度 (ローラー反力によって腹板に生じる鉛直方向圧縮応力度)

$P$  : ローラー支点の反力

$t_w$  : 腹板の板厚

$x$  :  $x_1 + d$

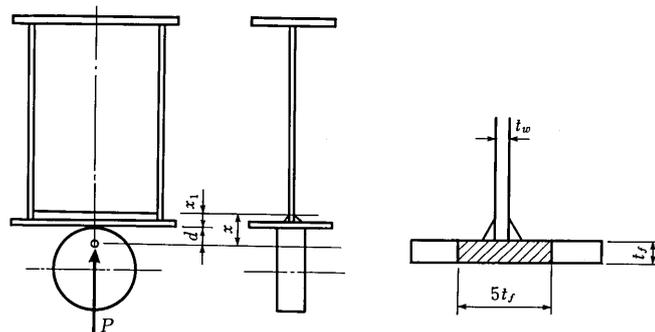


図 4.4.9 ローラー上の腹板の照査

$x_1$  : 下フランジ厚+溶接ビードのサイズ

$$d : 1.65 \left( \frac{I_F}{t_w/2} \right)^{1/3} \quad (\text{溶接桁の場合})$$

$I_F$  : 下フランジの水平軸に関する断面二次モーメント. ただしフランジの有効幅はフランジ厚の5倍以下とする.

式(4.4.3)による場合, ローラー上の腹板の制限応力度  $\sigma_{al}$  は, 表 4.4.1 とする. 制限応力度については, 鋼材の比例限応力度としたが, これは支点反力が計算どおりに作用することが前提であり, 不均等反力が作用する場合には, 支点反力を少なくとも1.2倍するのがよい.

表 4.4.1 ローラー上の腹板の制限応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

| 鋼種            | SS400, SM400 | SM490 | SM490Y, SM520 | SM570 |
|---------------|--------------|-------|---------------|-------|
| $\sigma_{al}$ | 180          | 240   | 270           | 345   |

(2) 送出し装置上の腹板

送出し装置, キャタピラ式送出し装置やエンドレス滑り装置を使って構造物を移動させる場合には, 装置上での鉛直反力のほかに, 作用する曲げモーメント, せん断力などの断面力を考慮して, 腹板座屈に対する安全性を確認しなければならない.

**【解 説】** 架設地点の地形が急峻な谷あいであったり, 河川や道路などでベントの設置が困難な場所では送出し架設工法が採用される場合が多い.

現在は, 1 腹板当たりの容量が 100~300t の送出し装置が一般的に使用されているが, 近年, 橋梁の大型化に伴い 600t の送出し装置, 500t のキャタピラ式送出し装置やエンドレス滑り装置など (以下, 総称して「送出し装置」という) が使用されることも少なくない.

従来の形式の橋梁に対しては, 送出し装置上の腹板の局部圧縮による座屈強度は次式によって照査すること. 局部圧縮応力だけを受ける場合を図 4.4.10 に示す. また, 図 4.4.11 に示す曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合については, 後述する照査式によるものとする.

$$\nu \left( \frac{\sigma_p}{\sigma_{pcr}} \right) \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (4.4.4)$$

ここで,  $\sigma_{pcr} = k_p \sigma_e$

また,  $\nu$  : 架設時の所要安全率. 局部座屈に対しては,  $\nu = 1.35$  とする.

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left( \frac{t_w}{b} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (4.4.5)$$

$$k_p = \left( 0.8 + \frac{2.4}{\alpha^2} \right) \left( \frac{c}{a} + \frac{a}{c} \right) \quad \dots\dots\dots (4.4.6)$$

であり,  $a$  は固定縁端距離,  $b$  は桁高,  $\alpha = a/b$  はウェブの縦横比,  $c$  はウェブ下縁の局所荷重の載荷幅,  $t_w$  はウェブの板厚,  $E$  はヤング率,  $\mu$  はポアソン比である. 局所荷重の載荷幅  $c$  は, 送出し装置の受け幅であり, 受け幅が広い場合は荷重が均等に作用するような工夫がなされなければならない. また, 各ウェブ間の不均等などを考慮して, 圧縮応力度  $\sigma_p$  を以下のとおりに割り増すのがよい.

(不均等荷重による作用力の割増し)

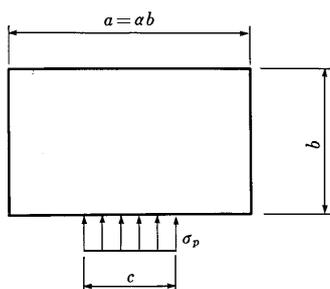


図 4.4.10 局部圧縮力を受けるパネル

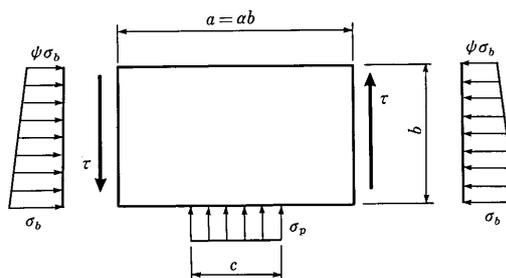


図 4.4.11 局部圧縮力、曲げモーメントおよびせん断力を受けるパネル

|           |    |         |
|-----------|----|---------|
| 単動ジャッキの場合 | 箱桁 | 1.5~2.0 |
|           | I桁 | 1.1~1.5 |
| 連動ジャッキの場合 |    | 1.1~1.2 |

また、もし  $a$  が以下に示す  $a_{cr}$  の値、

$$a_{cr} = \begin{cases} 0.1(b^2/c) + b + c & (b \leq c) \\ 1.5b + 0.6c & (b > c) \end{cases}$$

よりも大きい場合には、 $a = a_{cr}$  とする。すなわち、 $a = \min(a, a_{cr})$  である。

次に、図 4.4.11 に示すような、曲げモーメントおよびせん断力の組合せ座屈応力度の照査式は、

$$\nu \left\{ \left( \frac{\sigma_p}{\sigma_{pcr}} \right) + \left( \frac{\sigma_b}{\sigma_{bcr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right) \right\} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (4.4.7)$$

とする。ここで、 $\sigma_{bcr} = k_b \sigma_e$ 、 $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_e$

( $0 \leq \psi \leq 1$ ) の場合

$$k_b = \begin{cases} \left( \alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \frac{2.1}{\psi + 1.1} & (\alpha < 1) \\ \frac{8.4}{\psi + 1.1} & (\alpha \geq 1) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (4.4.8)$$

( $-1 \leq \psi < 0$ ) の場合

$$k_b = (1 + \psi)k'_b - \psi k''_b + 10\psi(1 + \psi) \quad \dots\dots\dots (4.4.9)$$

ここで、 $k'_b$  は  $\psi = 0$  の場合、 $k''_b$  は  $\psi = -1$  (純曲げ) の場合の座屈係数を意味する<sup>9),10)</sup>。

$$k''_b = \begin{cases} 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2 & (\alpha < 2/3) \\ 23.9 & (\alpha \geq 2/3) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (4.4.10)$$

$$k_\tau = \begin{cases} 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2} & (\alpha < 1) \\ 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2} & (\alpha \geq 1) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (4.4.11)$$

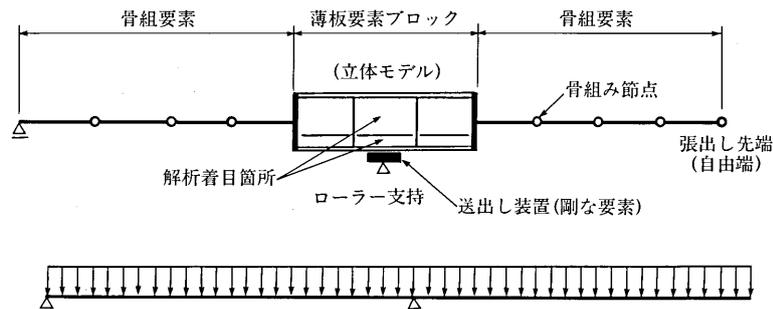


図 4.4.12 解析モデルの例

である。なお、 $\sigma_p, \sigma_b, \tau$  の各応力値は局所荷重の載荷幅の中央にあたる断面での値を用いるものとする。さらに、ウェブが水平補剛材で補剛された場合には、部分パネルの座屈強度照査式となり、参考文献 11), 12) などを参照すること。

また、計算応力度が照査式を満足しない場合の補強方法、対処方法には、次のようなものがある。

- 1) ウェブを水平補剛材、垂直補剛材で補強する。
- 2) ウェブの板厚を厚くする。
- 3) 送出し装置上での受け幅を広くする。

一方、近年では橋梁形式に関しては、少主桁橋や開断面箱桁橋などの新しい形式の橋梁が送出し架設で施工される場合も多くなってきた。

これらの合理化された橋梁では、補剛材間隔が広かったり、斜めウェブ形式が採用されたりする場合もある。この場合は従来の照査式では考慮されていないパラメータ範囲や、ウェブの傾きなどに対応できる照査方法を用いる必要がある。

このような場合には、近年、計算機や解析プログラムが発達したこともあり、個々のケースにおいて弾性有限変位 FEM 解析などを行い、安全性を確認するのがよい。FEM 解析で求められた、各要素のそれぞれの応力度を用いて前述の照査式で照査するなどの方法もある。

斜めウェブに関しては、傾斜角  $66^\circ$  の場合では、鉛直反力と水平成分との合成力が斜めウェブに作用するものとして、従来の照査式で計算した所要座屈安全率と FEM 解析で求められた応力度を用いて計算した所要座屈安全率とは、ほぼ同じ程度である、との報告もある。これによれば、斜め方向に割り増した反力を用いて、従来どおりの計算を行えばよいことになるが、照査にあたっては、個々のケースで慎重に取り扱うべきである。

次に、FEM 解析を行う場合の解析モデルの一例を図 4.4.12 に示す。この例では、腹板座屈の起こる危険性が高い最大張出し時の状態を立体モデルと梁モデルを組み合わせでモデル化している。また、送出し装置については、実際の構造に近い回転機構も考慮している。

#### 4.4.5 I 形断面桁の仮置き、吊上げ

I 形断面桁を仮置き、吊上げをする場合は、横倒れ座屈に対して照査しなければならない。

**【解 説】** 細長い I 形断面桁は、水平曲げ剛度、ねじり剛度が低いために、横倒れ座屈を生じやすいので、吊上げ時は 2 本の桁を対傾構などの部材で地組みして行うのが望ましい。やむをえず 1 本だけで吊り上げる場合には、その支持間隔を表 4.4.2 以内とするのがよい。また、一時的に橋台あるいはベントなどに I 形桁

表 4.4.2

|     |                   |  |
|-----|-------------------|--|
| 中間部 | $l_s/b_u \leq 70$ | ここに、 $b_u$ : 上フランジ最小幅<br>$b_l$ : 下フランジ最小幅<br>$l_s, l_c$ : 図 4.4.13 に示す支持間隔 |
| 片持部 | $l_c/b_l \leq 35$ |  |

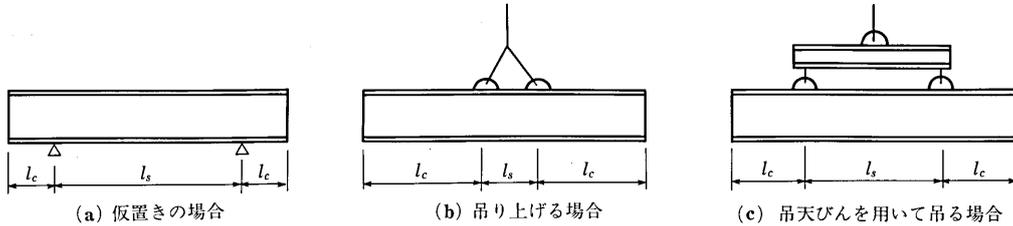


図 4.4.13

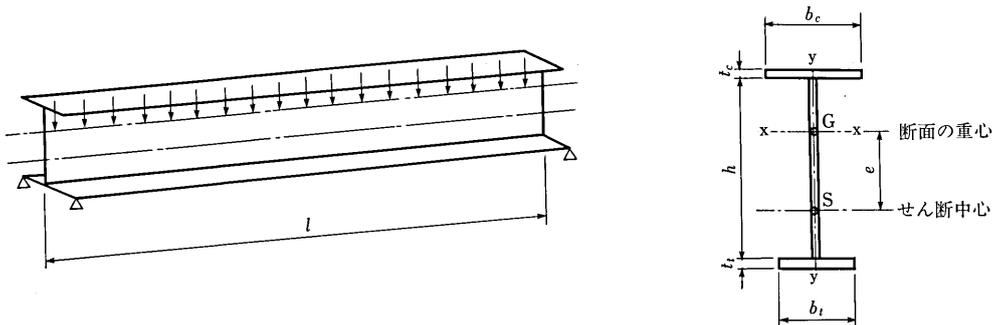


図 4.4.14

を仮置きする場合、風荷重などの横荷重によって転倒するおそれがあるので、対傾構等の部材で接合されるまで転倒防止用フレームで固定するのがよい。

図 4.4.14 に示すように一軸対称な I 形断面部材が両端で単純支持された場合の弾性理論による横倒れ座屈の限界モーメントは、文献 13)~16) から、式 (4.4.12) で示される

$$M_{cr} = \alpha \cdot \frac{\pi}{l} \cdot \left\{ \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot K + E^2 \cdot I_y \cdot C_w \cdot \frac{\pi^2}{l^2} + E^2 \cdot I_y^2 \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot j^2} + E \cdot I_y \cdot \frac{\pi}{l} \cdot j \right\} \quad \dots (4.4.12)$$

$$j = e + \frac{1}{2I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA \doteq \frac{h(I_c - I_t)}{2I_y} \quad \dots (4.4.13)$$

ここに、 $\alpha$  : 等分布荷重の換算係数  $\alpha = 1.13$

$e$  : せん断中心と断面の重心の距離

$E$  : 弾性係数

$G$  : せん断弾性係数

$I_x$  :  $x$  軸まわりの断面二次モーメント

$I_y$  :  $y$  軸まわりの断面二次モーメント  $I_y = I_c + I_t$

$I_c$  : 圧縮フランジ  $y$  軸まわりの断面二次モーメント  $I_c = t_c \cdot b_c^3 / 12$

$I_t$  : 引張フランジ  $y$  軸まわりの断面二次モーメント  $I_t = t_t \cdot b_t^3 / 12$

$K$  : 純ねじり定数  $K \doteq \frac{1}{3} \sum b \cdot t^3$

$C_w$  : 曲げねじり定数  $C_w \doteq \frac{I_c \cdot I_t}{I_c + I_t} \cdot h^2$

$l$  : 支間長

単純支持で仮置きされた各種の I 形桁について、上記の式によって横倒れ座屈曲げモーメントを照査した結果、支間長と圧縮フランジ幅の比 ( $l/b$ ) が 70 以下では、座屈の安全率は十分であった。また、片持部分に対しては座屈換算長が約 2 倍になるので、( $l/b$ ) の制限の 1/2 としたものである。

これに対して吊上げの場合は吊点でねじれ角の変形、および吊具の高さ、支持点間隔、吊材の傾斜角などの影響によって異なる<sup>17)</sup>。

両端で吊り上げた場合は、座屈の限界モーメントは式 (4.4.12) よりも低い。しかし、吊上げ方法は図 4.4.13 (b) に示すのが一般的であり、その場合の座屈曲げモーメントは曲げモーメントの分布が、正と負とに反曲するため式 (4.4.12) よりも高くなる。

図 4.4.13 での吊上げ点の間隔は ( $l_c : l_s : l_c = 1 : 2 : 1$ ) のときが横倒れ座屈に対して最も強く、中央部分がこれより長いときは中央点の上フランジで、また、中央部分がこれより短いときは、張出し部の下フランジで座屈を生じやすい。

したがって、特に細長い部材を吊り上げる場合には、図 4.4.13 (c) のように吊天びんなどを用いて、中央部分を広くして吊るのがよい。

曲線桁の場合には自重によってねじりモーメントが生じ、まっすぐな桁よりもさらに横倒れ座屈を生じやすいので、この規定の最大間隔以内であっても十分に注意しなければならない。

#### 4.4.6 架設中にのみ圧縮力を受ける部材の照査

架設中にのみ圧縮力を受ける部材は、架設の各段階における部材力を算出し、圧縮部材として設計しなければならない。

【解 説】 架設時に一時的に圧縮力を受ける部材は、圧縮材として設計されているとは限らないので、注意が必要である。

圧縮材としての設計はそれぞれの基準に従って行うものとする。しかし、これらの規定によらない場合は、適正な方法によりその耐荷力を算定し安定性を確かめなければならない。参考として完成系についての関連規定の項目をあげれば次のようになる。

架設中にのみ圧縮力を受ける部材は、その応力が 4.3 「安全率および許容応力度」に示される許容応力度以内でなければならないが、このことは、軸力部材では軸圧縮力に対して、また、曲げ部材に対しては横倒れ座屈に対して定められた安全率を満足することを示している。

表 4.4.3 各基準・示方書の圧縮規定 (章または節の番号の一覧表)

| 規定の内容            | 道路橋示方書 (鋼橋編平成 8 年版)  | DIN 18800 <sup>18)</sup> |
|------------------|----------------------|--------------------------|
| 部材の細長比の制限        | 3.1.7                | 第 2 部 2.6                |
| 軸力と曲げモーメントを受ける部材 | 3.3                  | 第 1 部 7.4.2              |
| 圧縮力を受ける部材の板厚     | 3.2                  | 第 3 部                    |
| 補剛された板           | 3.2.3                | 第 3 部                    |
| 腹板厚と補剛材          | 3.2.4, 8.4, 8.5, 8.6 | 第 3 部                    |
| 荷重集中点の補剛材        | 8.7                  | 第 3 部                    |
| 組合せ部材            | 3.5*                 | 第 2 部 4                  |

\* 印は最近の示方書には記述されていないので、昭和 47 年度版による。

しかしながら、部材の耐力は、これらの座屈以外にフランジの局部座屈、補剛板の座屈、ウェブの曲げ座屈などの各種の座屈現象あるいは不安定現象のうち最も低い強度によって決まる。これらの座屈強度は、部材の寸法比や補剛材の寸法や配置などに密接な関係があり、示方書あるいは基準では圧縮部材の規定、補剛材の規定等が定められている。したがって、完成時に圧縮力を受ける部材では、設計の段階においてこれらの規定を満足して設計されるので、各種の座屈現象に対する安全性は満足されている。

しかし、架設時のみ圧縮力を受ける部材では、これらの座屈現象に対する配慮がなされなかったり、不十分であったりすることが多く、このために事故に至った例も少なくない。このような意味から架設中のみ圧縮力を受ける部材に対しても示方書（規準）等の圧縮部材の関連規定、補剛材の関連規定に準じて設計するのを原則とした。

**4.4.7 全体・横桁間座屈の防止**

架設中の構造物は、全体座屈および横桁間の座屈に対して十分に安全でなければならない。

開断面箱桁あるいは横構を省略した2主桁構造など、圧縮応力を受ける部分が横方向に拘束されていない細長い構造物では、全体としての横ねじれ座屈に注意しなければならない。横桁間隔を広くしたI形断面桁では、横桁間での主桁の座屈に対しても注意が必要である。

**【解 説】** 架設中の構造物は、横構が取り付けられていない状態や、床版コンクリートが硬化していない状態など、立体的な構造系としては不十分な状態のままで荷重を受けることがある。

また、合成桁などでは床版コンクリートの硬化前にはその効果が期待できないので、開断面構造系のまま荷重を受けることになる。そのため架設中の各段階に対して、各部材の応力度、座屈に対する安全性のほかに、構造物全体が立体的な構造系として安定であることを確かめなければならない。

図4.4.15の(a)、(b)に示すような開断面合成箱桁や、(c)に示すような2本のI形主桁と下横構とで構成されたU形断面合成桁構造では、腹板間隔に比べ支間が長くなると、全体的なねじれ剛度が小さいために、コンクリート打設中に曲げねじれ変形を生じたり、全体的な横ねじれ座屈によって崩壊した例もあり注意が必要である。

全体的な横ねじれ座屈の安全性に及ぼす要因は以下のようなものである。

(1) 支間・腹板間隔の比 ( $l/B_w$ )

横ねじれ座屈に対しては支間と腹板間隔の比の影響が支配的であり、( $l/B_w$ ) が大きいほど安全率が低くなる。鋼鉄道橋設計標準では ( $l/B_w \leq 20.0$ ) の規定があり、この範囲内では全体的な横ねじれ座屈に対して

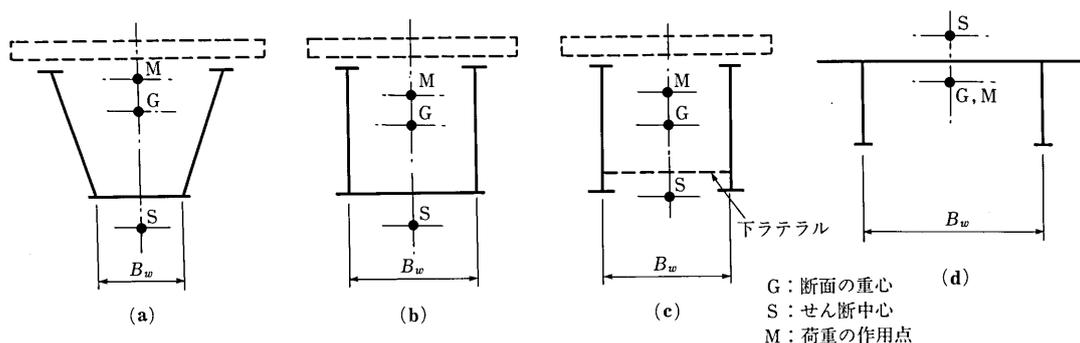


図 4.4.15

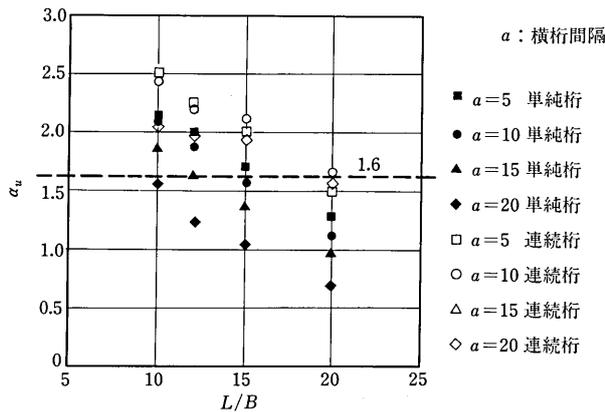


図 4.4.16 単純桁・連続桁の安全率<sup>19)</sup>

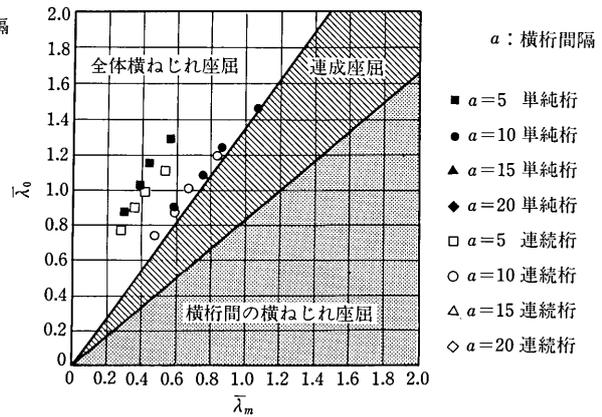


図 4.4.17 横ねじれ座屈の範囲<sup>19)</sup>

安全性が確かめられている。道路橋鋼 2 主桁を対象とした研究<sup>19)</sup>では、単純桁と連続桁に分けて整理し、 $l/B_w$  の目安として 15 程度を提案している。

(2) 荷重の大きさ

活荷重に比べ死荷重の割合の大きい場合には架設時の安全率が低くなるので十分に注意しなければならない。

(3) 断面形状

断面形状は幅に比べて桁高の高いものほど、垂直曲げ剛度に対する水平曲げ剛度、およびねじり剛度が小さいので安全率が低い。また、座屈強度は図 4.4.15 に示すように、せん断中心 (S) の位置に比べ荷重の作用点 (M) が高いほど、低くなるので、一般的には (a) が最も座屈しやすく、(b)(c) の順に座屈に対する安全性が増す。(d) のような  $\pi$  形断面構造物は水平曲げ剛度が大きいので圧縮フランジが水平方向に大きく変化して崩壊する横倒れ座屈の安全性は一般に高いが、桁高の高い断面が特に大きな負の曲げモーメントを受ける場合には注意しなければならない。

(4) 閉断面構造

閉断面構造物や I 形主桁と上、下横構で構成される構造物は、ねじり剛度が高いので、一般に全体座屈に対して安全である。

したがって、細長い開断面構造物の補強対策としては上下横構を設けて、閉断面構造系とすることが非常に有効である。この架設用の横構の断面はトラスの二次部材の最大細長比 ( $l/r \leq 150$ ) から決定することができる。

横桁構造を簡略化するとともに間隔を広くして合理化を図る構造が増えている。その場合には、横桁間での主桁の横ねじれ座屈が全体の座屈よりも先行して生じる場合がある。この関係を整理すると図 4.4.17 に示される。

横桁で連結された 2 主桁橋の全体座屈に関する力学パラメータとして式 (4.4.14), (4.4.15) で表される主桁の全体横ねじれ座屈の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_0$ <sup>20),21)</sup> および横桁間の主桁の横ねじれ座屈に関する細長比パラメータ  $\bar{\lambda}_m$ <sup>22)</sup> が極限強度および座屈特性に関係していることが既往の研究<sup>20),21)</sup> で知られている。

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{1.52}{\sqrt{\kappa}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{L}{B} \sqrt{\frac{6+\rho}{2+\rho}} \dots\dots\dots (4.4.14)$$

$$\bar{\lambda}_m = \sqrt{\frac{M_y}{M_{0cr}}} \dots\dots\dots (4.4.15)$$

ここに、 $\kappa = \gamma_2/8$ ,  $\rho = A_w/A_f$

$\sigma_y$  : 降伏応力度

$E$  : 弾性係数

$L$  : 支間長

$B$  : 主桁間隔

$\gamma_2$  : 等分布荷重を受ける場合の梁の横ねじれ座屈係数<sup>22)</sup>

$A_w$  : 主桁腹板断面積

$A_f$  : 主桁フランジ断面積

$M_y$  : スパン中央での降伏モーメント

$M_{0cr}$  : 弾性座屈モーメント<sup>23)</sup>

## 4.5 仮設構造物の設計

### 4.5.1 仮設構造物の設計

仮設構造物の設計にあたっては、次の各項目について調査、検討し、安全性を確認しなければならない。

- (1) 考慮すべき荷重の調査
- (2) 適用法規、基準の調査
- (3) 部材の腐食、変形などの有無とその度合の調査
- (4) 組立・解体の容易な構造
- (5) 安全設備の設置

**【解説】** 仮設構造物は、一時的構造物ではあるが施工条件等により過酷な状態になることもあるので、設計にあたっては慎重な配慮が必要である。考慮すべき荷重は、4.2に基づくものとするが、さらに「労働安全衛生規則」、「クレーン等各構造規格<sup>8)</sup>」などの準拠しなければならない法令もある。したがって、安全性の照査は、それら関連する法令の規定に従って実施しなければならない。

再使用する仮設構造物（たとえばベント、鉄塔など）およびワイヤなどについては、腐食、摩耗、変形等の度合の調査も重要な事項である。

なお、仮設構造物は、架設完了後には撤去が必要となることから、組立だけでなく撤去方法も事前に考慮し、構造に反映しなければならない。また、仮設構造物の組立・架設・解体に際して、安全かつ効率的に作業できるような安全設備を設計に反映しておく必要がある。

### 4.5.2 仮設構造物の基礎

仮設構造物の基礎は、支持、転倒、滑動、浮き上がりに対して安定であるとともに、その変位が上部構造から決まる許容変位量を超えないように、定期的に点検し、調整しなければならない。

仮設構造物の基礎の変位（鉛直、水平、傾き）が上部構造、その他に重大な損傷を与える場合には、本体構造物の基礎と同等の設計を行わなければならない。

**【解説】** 仮設構造物の基礎に対する配慮が不十分なために生じた事故例は比較的多く見受けられる。基礎計算にあたっては、設計条件が変動する可能性が高いので、支持、転倒、滑動、浮き上がりに対して十分安全

でなければならないことはもちろんであるが、本体構造物の沈下等を配慮した仮設構造物（たとえば死活荷重合成桁の中間ベント等）にあつては、許容変位量を超えない設計を行うと同時に、その施工管理にも十分な配慮が必要である。一般に架設設計に必要な地盤、土質等の資料は、下部構造計画等の資料を参考にすることが多いが、その資料が必ずしも仮設構造物の位置と一致しない場合があるので、その重要な度合によっては改めてボーリング等の調査が必要である。

#### 4.5.3 圧縮力を受ける部材

仮設構造物の圧縮力を受ける部材についても 4.4.6, 4.4.7 の本体構造物の圧縮部材に関する規定を準用するものとする。

**【解 説】** 本体構造物の圧縮部材と同様に、仮設構造物においても極端に細長い柱や梁部材、ならびに薄い圧縮板などは用いてはならない。

#### 4.5.4 高力ボルト引張接合継手

仮設構造物あるいは架設機材の高力ボルト引張接合継手として用いられる短縮め形式継手について、使用材料、設計法および構造の基本的考え方を述べる。

##### (1) 使用鋼材および許容応力度

- 1) 引張接合継手に用いるボルト、ナット、座金は JIS B 1186 に規定される第 2 種を標準とする。ただし、セットのトルク係数値は道路橋示方書・II 鋼橋編<sup>24)</sup> 4.3.2 に規定される値を標準とする。
- 2) 設計ボルト軸力は高力ボルト摩擦接合での値を用いるものとする。
- 3) 鋼材の許容応力度は、道路橋示方書・II 鋼橋編 2.2.1 に規定される値とする。

**【解 説】** 高力ボルト引張接合継手には短縮め形式と長縮め形式があるが、仮設構造物や架設機材として用いられる形式は前者であるので、ここでは短縮め形式についてのみ記述する。

短縮め形式継手に使用する高力ボルトは摩擦接合用高力ボルトのセットと同じものを用いる。したがって、設計ボルト軸力、軸力管理のためのトルク係数値は摩擦接合継手の値を準用することとした。

##### (2) 接合部の設計

- 1) 接合部の設計は作用荷重に対して行うのを原則とする。
- 2) ボルト本数は接合部の許容荷重に基づいて決定する。
- 3) 引張力が作用する短縮め形式継手は T 接合（スプリットティー）として、てこ反力による付加軸力を考慮して高力ボルトの設計を行う。
- 4) 接合部の許容荷重およびその計算で必要となるてこ反力係数は「橋梁用高力ボルト引張接合設計指針（案）—1994（日本鋼構造協会）<sup>25)</sup>」の 3.2.2 および 3.2.3 に示される計算式を用いる。
- 5) T フランジ厚は「橋梁用高力ボルト引張接合設計指針（案）—1994（日本鋼構造協会）」の 3.2.4 に示される方法によって決定する。

**【解 説】** 短縮め形式接合には、T 接合とエンドプレート接合がある。エンドプレート接合には、エンドプレート全体が剛体として変形するものと仮定し、引張域にあるすべてのボルトを有効と考える方法と、梁

フランジの両側の最も近いボルト1列のみを有効とし、この部分のエンドプレートをTフランジに置換してT接合と考える方法とがある。前者の方法によると一般にエンドプレートの板厚が厚くなる傾向にある。また、多くの実験によるとエンドプレートの曲げ変形は梁の上下フランジの周辺に集中的に生ずる傾向が見られる。したがって、短縮め形式はT接合として設計するのが、接合部の実挙動に近いものと考えられる。

仮設構造物の場合、接合部の許容荷重の計算において疲労を考慮する必要はないものとする。

### (3) 接合部の構造

- 1) ウェブ面からボルト中心までの距離  $b$  は、ボルトの締付け作業ができる最小寸法とする。また、ボルトの縁あき距離  $a$  は  $b$  と等しくすることを標準とする。
- 2) ボルトの最小中心間隔  $c_{\min}$  は、道路橋示方書・同解説 II 4.3.8 に従うものとする。また、ボルトの最大中心間隔  $c_{\max}$  は、道路橋示方書・同解説 II 4.3.9 に従い、かつ、 $b$  の 3.5 倍以下とする。
- 3) ボルトの端あき距離  $e$  は、ボルトの中心間距離  $c$  の 1/2 を標準とし、かつ、道路橋示方書・同解説 II 4.3.10 に従うものとする。

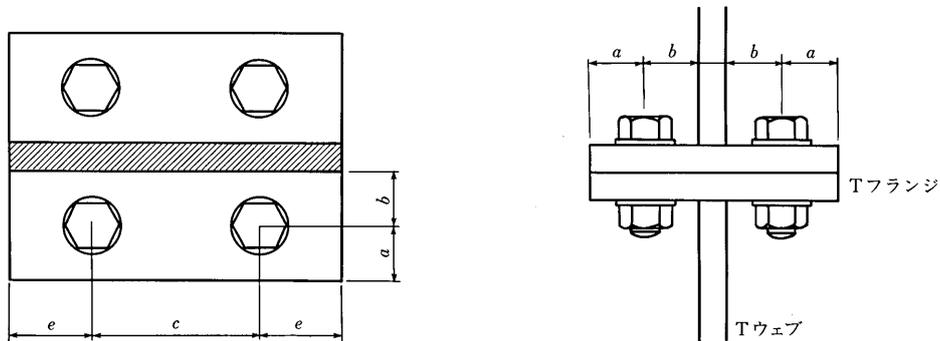


図 4.5.1 短縮め形式接合の構造

- 4) ボルト孔の径は、道路橋示方書・同解説 II 15.3.2 に示される摩擦接合の値に準ずるものとする。また、仮組立時にリーミングが困難な場合は、拡大孔を設けてもよい。
- 5) 継手面は接触面が平坦であるか、少なくとも T ウェブ直下が接触するような形状としなければならない。接触面の処理は道路橋示方書・同解説 II 15.4.5 (1) に準ずるものとする。
- 6) T フランジと T ウェブの溶接は、完全溶込みグループ溶接を原則とし、応力の流れを円滑にするため、6 mm 以上のすみ肉溶接を T ウェブの両側に行うとともに、T ウェブ端面は回し溶接を行うものとする。
- 7) T ウェブと接する被接合部側の板は、T フランジ厚の 1/2 以上の板厚となるように補強するか、十分な補剛を行うものとする。

**【解説】** てこ反力を小さくするには、T ウェブ面からボルト中心までの距離  $b$  をできるだけ小さくするのがよい。標準的締付け機の大きさから  $b$  は 50~60 mm 程度となる。

ボルトの最小中心間隔は締付け作業の施工性に関係し、摩擦接合の場合と同等である。したがって道路橋示方書の規定に準ずることとした。

ボルトの最大中心間隔はボルト間における材片の接触面の密着性を考慮した道路橋示方書の規定に従うものとした。

#### 4.5.5 吊 金 具

吊金具は、本体自重のほかに、2点吊りの場合には本体自重の50%、4点吊りの場合には100%の不均等荷重を考慮しなければならない。ただし、イコライザー等を使用し、力の均衡を考えた場合はこの条項によらなくてもよい。

**【解 説】** 一般に吊上げ作業時には、巻上げワイヤロープの不連続作動、ピン孔の摩擦抵抗のばらつきおよび方向転換等が起因となって衝撃力が作用する。また、吊金具を4カ所設ける場合には、ワイヤロープの伸び等より対角吊りとなり得るので、これらの影響を不均等荷重として、2点吊りの場合には本体自重の50%、4点吊りの場合には100%を考えるものとした。ワイヤ張力を均衡させるため、イコライザー等を使用する場合があるが、その場合、上記の原因が緩和されるのでこの条項によらなくてよいこととした。

吊金具の形状としては、ピン孔周辺の応力集中を考え頭部を円形にするのが望ましい。

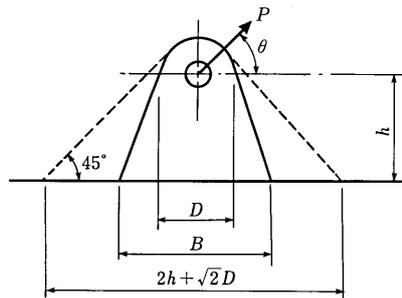


図 4.5.2

また、底部からピン孔中心までの高さは、高すぎると過大な曲げ応力の発生要因となり、低すぎると作業性が悪く本体への応力の乱れ等が考えられ、明確な決め手は見当たらないが、式(4.5.1)を標準とするのがよい。

$$2h + \sqrt{2}D \geq B \geq D, \quad h \geq \frac{1}{2}D \quad \dots\dots\dots (4.5.1)$$

吊金具の板厚は次式による計算値以上とするのがよい。

$$t_1 = \frac{2P(d - d_1)}{K_2 d d_1} \quad \dots\dots\dots (4.5.2)$$

$$t_2 = \frac{P}{2b\tau_a} \quad \dots\dots\dots (4.5.3)$$

$$t_3 = \frac{3P}{2b\sigma_{ta}} \quad \dots\dots\dots (4.5.4)$$

$$t_4 = \frac{P}{B\sigma_{ta}} \left( \sin\theta + \frac{6 \cos\theta \cdot h}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (4.5.5)$$

ここに、 $P$ ：設計荷重 (N)，  $K_2$ ：荷重係数=20.6 (SS400)，=28.0 (SM490)

$b$ ：円頭部縁端幅 (mm)，  $d$ ：ピン孔の径 (mm)

$\tau_a$ ：せん断許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)，  $d_1$ ：ピンの径 (mm)

$B$ ：底部幅 (mm)，  $\sigma_{ta}$ ：軸方向許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$h$ ：ピン孔中心と底部との距離 (mm)，  $\theta$ ：作用力と底部となす角度

吊金具の断面は、一般にピン孔まわりの支圧、ピンのはしめぬけ、応力集中、定着部の曲げに抵抗するものでなければならない。

ピン孔径とピンとの差は10%を標準とし、支圧に対する所要厚は式(4.5.2)を標準とする。この式中の荷重係数  $K_2$  の値は道路橋示方書で規定している値の2倍を標準とする。これは通常の吊金具は永久構造のピン連結と異なり、軸受性能を高めるために支圧応力を低減する必要がなく、また、ヘルツ理論は接触部の応力度を弾性限度内とし、降伏支圧応力の約50%を許容支圧応力としているが、ヘルツ接触面で荷重を増加していくと塑性変形が生じ接触面積が増大するため、ピンのはしめけや応力集中に対する安全率が十分なら、降伏支圧応力度を許容支圧応力として設計してもよい。

ピン強度が大きい場合、はしめけに対する所要厚は式(4.5.3)を標準とする。作用力方向に直角方向断面の引張に対しては、応力集中が問題となる。ピン孔径  $d$ 、最小断面積  $2bt$  に一様に分布すると仮定した。

引張応力  $\sigma_0 = P/2bt$  を基準応力として、応力集中率を  $\alpha = \sigma_m/\sigma_0$  で表せば、発生応力度を降伏点以下にするためには、

$$\alpha \frac{P}{2bt} \leq \sigma_Y \quad \dots\dots\dots (4.5.6)$$

となる。4.3.2の許容応力度を  $\sigma_{ta}$  とすれば、降伏点応力度は、

$$\sigma_Y = 1.7 \times \frac{\sigma_{ta}}{1.25} = 1.36\sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots (4.5.7)$$

となり、応力集中率  $\alpha$  を4.0とすると式(4.5.4)を得る。

吊金具の定着部における部材断面応力の検討をすると、軸方向が  $P_V = P \sin \theta$ 、水平力  $P_H = P \cos \theta$  とした場合、曲げモーメントは、

$$M = P \cos \theta \cdot h \quad \dots\dots\dots (4.5.8)$$

となる。したがって、軸方向応力度  $\sigma_t$  は、

$$\sigma_t = P_V/A = P \sin \theta / Bt \quad \dots\dots\dots (4.5.9)$$

曲げ応力度  $\sigma_b$  は、

$$\sigma_b = \frac{M}{tB^2/6} = \frac{6P \cos \theta \cdot h}{tB^2} \quad \dots\dots\dots (4.5.10)$$

で示されるから合計応力度  $\sigma_t + \sigma_b$  を許容応力度  $\sigma_{ta}$  以下にするための所要厚は式(4.5.5)となる。

吊金具と本体の溶接継手部は、重要なので完全溶込み溶接が望ましく、本体構造物と同様に施工管理が必要である。溶接部の応力度の照査は4.4.2「吊金具取付け部」の照査に準ずるものとする。ただし、完全溶込み溶接の場合は、式中の  $a$  は余盛部を無視して板厚とするのがよい。

**4.5.6 ベント**  
ベントは、鉛直力、水平力に対して設計するのが原則とする。

**【解説】** ベントには、種々組合せ可能な汎用ベント、その工事のために特に設計、製作した特殊ベントがあり、本体構造物の継手を完成させるまでの短期間、部材を支持するのに用いている。

ベントの基礎は、支持地盤の条件により、盤木等による簡単な基礎から杭打ち等を施工する複雑な基礎までがあり、5.2.2「仮設構造物の基礎」に準拠して設計することが必要である。

ベントが高くなると、風、地震等の横方向力に抵抗するため控え索等が必要となる。なお、本体構造物が横方向に十分な強度、剛性があり、両端で固定されていると見なされるときは、ベントの水平方向の応力照査を省略してよい。

また、ベントには、偏心荷重が作用しないように計画するのが基本であるが、やむを得ず偏心荷重が作用する場合には、設計時に考慮する必要がある。

#### 4.5.7 鉄 塔

鉄塔の設計計算は、主索、控え索の鉛直分力により生じる軸力および自重と水平荷重により設計する。

**【解 説】** 架設工事に用いる鉄塔は、一般に小さな部材の集合体で構成されることが多く、個々の部材が変形している場合もあり、このような部材を組み立てて、塔を形成していくと塔全体が変形した構造となり、過大な応力が発生する原因となるので、鉄塔の変形、荷重の偏心に十分注意をしなければならない。また、鉄塔は細長比が大きな場合が多く、支点条件が応力状態に大きく影響するため、設計条件に適合する支承を設けなければならない。

鉄塔の設計にあたっては、一般に仮設備の死荷重、本体構造物の重量、運搬する部材の重量、および控え索からくる鉛直荷重と、風、地震および照査水平荷重等による水平荷重との組合せを考慮する。荷重の種類として

- 1) 基本鉛直荷重：エレクションによる鉛直成分+鉄塔自重
- 2) 照査水平荷重：基本鉛直荷重×係数
- 3) 風荷重：架設時の設計風速を設定
- 4) 地震荷重：基本鉛直荷重×水平震度  $K$

を専用鉄塔の場合に一般的に考慮するが、ケーブルクレーンの鉄塔と併用する場合はケーブルクレーン設備として「クレーン構造規格」の適用を受け、荷重、許容応力度の考え方が違ってくるので注意が必要である。

なお、鉄塔のボルト接合においては、架設添接部の応力伝達が部材に比べ弱点とならないように添接面の処理は十分注意し、古いボルトの使用にあたっては打こんやねじのかみ合せ等についても十分の配慮が必要である。

#### 4.5.8 直吊り設備

吊索、主索、後方索等の直吊り設備は、基本鉛直荷重に対して設計する。

**【解 説】** 直吊り工法では、衝撃荷重はワイヤロープの伸びで吸収する。吊索は不均等荷重を考慮して安全率 4.0 を用いているので特に考慮しない。一般に直吊り設備の計算は基本鉛直荷重に対し行い、水平荷重は本体構造物の横剛性で耐えるものとする。

本体構造物がつながるまでは水平荷重に対し抵抗できないため、直吊り工法は架設時期について十分注意しなければならない。やむを得ず台風時期に架設する場合には耐風索等、注意をする必要がある。

直吊り工法においては、使用するワイヤロープのヤング係数、伸びが一定でないため架設時の形状寸法保持については寸法管理を行う必要がある。寸法管理の方法は、吊下げ最終段階での形状・張力を求め、その張力作用下でワイヤ長を決める方法が最良である。しかし、この方法では張力導入設備が大きくなり、不経済となるため、使用するワイヤロープの種類・経歴でヤング係数を仮定し、伸びを考慮しつつ低張力下で測

定する方法が一般的である。

吊荷重が小さい時点でのキャンパー調整，閉合時の閉合作業および閉合後のワイヤ張力消去等のため，吊索および控え索には，それぞれ調整装置を組み込まなければならない。最も危険な状態となる桁閉合時にはケーブル調整量を小さくした方がよく，そのために各ステップごとに形状を把握して調整していくことが重要である。

ワイヤロープの末端がソケットではなく，グリップ止めの場合は，張力増加に伴いワイヤ径が小さくなっていくため，適宜増し締めを行う必要がある。

#### 4.5.9 斜吊り設備

斜吊り索，後方索等の斜吊り設備は，基本鉛直荷重に対して設計する。

**【解説】** 斜吊り工法では，衝撃荷重はワイヤロープの伸びで吸収する。斜吊り工法において，1点吊りの場合の斜吊り索，後方索は，直吊り工法の主索と同様の安全率2.0とする。多点吊りの場合は，不均等荷重等を考慮して斜吊り索，後方索の安全率を4.0とする。水平荷重は通常本体構造でとらせるので，斜吊り設備の計算は基本鉛直荷重に対して行うのを原則とする。

斜吊り工法における架設時の形状，寸法保持については，精度，作業性の面から寸法管理を行うのがよい。寸法管理の方法は，基本的には直吊り工法の場合と同様である。斜吊り索の調整・盛替え，閉合作業および閉合後のワイヤ張力消去のため，斜吊り索および控え索には，それぞれ調整装置を組み込まなければならない。直吊りと同様に各ステップの形状調整が重要であり，閉合時の調整量を小さくするのが望ましい。

ワイヤロープの末端がソケットではなく，グリップ止めの場合は，張力増加に伴いワイヤ径が小さくなっていくため適宜増し締めを行う必要がある。

#### 4.5.10 アンカーフレーム

アンカーフレームは，アンカーブロック全体に力が伝達されるように基部の支圧板を深く埋め込む構造とするのがよい。支圧板の位置が浅い場合には，支圧板前面から後方へと鉄筋を入れて後方コンクリートへ応力を伝達する構造とするのがよい。また，シーブの取付け点ではケーブルからの最大作用力に対して，引張応力度，せん断応力度，支圧応力度を照査しなければならない。

**【解説】** ケーブルとアンカーフレームの方向に施工誤差があると付加的にモーメントが生ずるので，常に余裕のある設計が望ましい。

図4.5.3のように支圧板はアンカーブロックの深部に位置するように設計し，支圧板の反力を全体に分布させるよう配慮しなければならない。構造上アンカーフレームをどうしても浅部に位置させなければならないときは，支圧板の後方に配筋し，支圧板と連結し，上記と同じ配慮が必要である。

シーブの取付け点には，大きな力が集中して作用するので，設計上十分に照査しなければならない。

図4.5.4のような構造のアンカーフレームを設計する場合は，フレーム本体と支圧板との溶接部は，最大作用力に対して設計しなければならない。

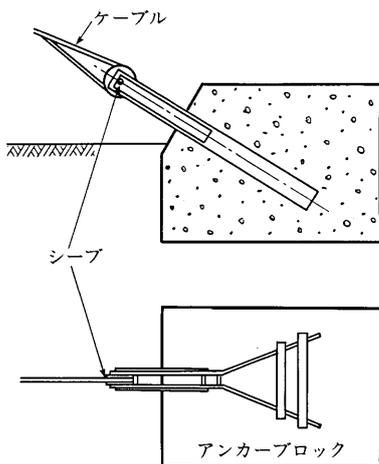


図 4.5.3

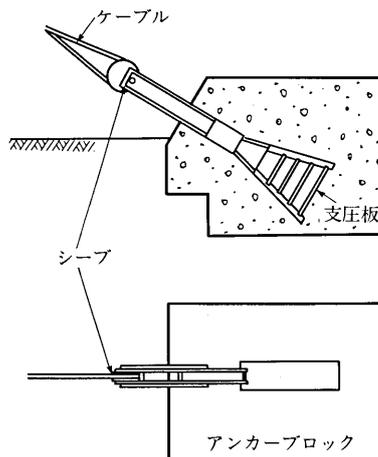


図 4.5.4

#### 4.5.11 アンカーブロック

アンカーブロックの設計は、ケーブルからの作用力を鉛直分力と水平分力とに分ける。

鉛直分力についてはアンカーブロック重量およびブロック上載土重量で抵抗し、水平分力については前面受働土圧または底面摩擦力で抵抗することを原則とする。

なお、地下水位下の部分に対しては、浮力を考慮しなければならない。

【解 説】 アンカーブロックの計画にあたって考慮すべき事項は、

- 1) 工事完了後埋殺し可能か、または撤去が必要か
- 2) 地下水位
- 3) 受働土圧の高さ等

である。これらの事項を考慮して、ケーブルからの作用力に対し、通常アンカーブロックの滑動、浮き上がり、について安定計算を行う。

受働土圧を期待できない場合、重力式アンカーブロックとして検討するのがよい。この場合、転倒に対しても安定を照査するのがよい。コンクリートと地盤の摩擦係数、許容受働土圧等の推定にあたっては十分慎重な配慮が必要である。アンカーブロックの滑動に対する抵抗は、受働土圧を主として考え、底面摩擦力は、地盤の推定誤差範囲で相殺される余裕と考えることが多い。

#### 4.5.12 グラウンドアンカー

グラウンドアンカーの設計は、極限アンカー力に関する安全性だけでなく、構造物、アンカー、地盤を含む構造物全体の安定を検討しなければならない。また、極限アンカー力はアンカー試験によって確認しなければならない。

【解 説】 グラウンドアンカー（単にアンカーと呼ぶことがある）とは、作用する引張力を地盤に伝達するためのシステムで、グラウトの注入によって造成されるアンカー体、引張部、アンカー頭部によって構成される。

グラウンドアンカーはその使用期間に応じて永久アンカーと仮設アンカーに区分される。ここで、仮設ア

ンカーとは、工事中に限って利用する土留め支保工のように、比較的短い期間に使用し、簡易な防食・防錆で差し支えないものをいう。また、仮設アンカーのうちアンカーあるいはその一部を撤去することが可能なものを除去式アンカーという。山留めなどの仮設構造物として第三者所有地内や道路下などにアンカーを設置する場合、除去式アンカーを使用することが多い。除去式アンカーは、十分に強いアンカー機能と、容易で確実に撤去できるという二律背反的な機能の両立が必要であり、除去にあたって周辺への影響が生じないことを確認する必要がある、十分な事前検討が必要である。

平成12年3月、地盤工学会基準「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」(JGS 4101-2000)<sup>7)</sup>が発行された(以下、GA基準と略する)。従来は、仮設アンカーの最大使用期間は、諸外国では1.5~3年、前GA基準では2年とされていたが、H12年のGA基準では特定の期間として規定せず、設計者の判断によることとしている。

グラウンドアンカーを設計する際は、GA基準に則って設計するのが望ましい。GA基準には責任技術者の判断や責任について厳格に規定されている。GA基準を熟読し基準の意図を十分に理解することが大切である。以下ではGA基準のうち、主に仮設アンカーの設計に関する事項を記述する。

(1) 設計においては極限アンカー力に関する安全性と構造物、アンカー、地盤を含む構造物全体の安定を検討する必要があるが、具体的には次の項目について照査する。

アンカー配置、アンカーの長さ、アンカー体、アンカー頭部(定着体と支圧板)、設計アンカー力(極限アンカー力に適切な安全率を考慮した許容アンカー力以下とする。)

除去式アンカーについては、その原理・構造により様々な種類があり種類ごとに設計法が異なる。その特徴を理解したうえで、設置条件を十分考慮し設計する。

(2) 極限アンカー力は、設置地盤の強度のばらつきや地層厚さの変化、施工条件によっても大きな影響を受けるので設計・施工が適切に行われているかの確認をアンカー試験によって調査する。以下にアンカー試験の例を示す。

- 1) 基本調査試験 引抜き試験
- 2) 品質保証試験 試験アンカー
  - 多サイクル確認試験
  - 1サイクル確認試験
  - その他試験(群アンカー試験など)

#### 4.5.13 手延機

手延機は、架設の各段階の鉛直力、水平力に対して設計しなければならない。また、手延機が支点到達する前の状態に対して、安全性を確認しなければならない。

**【解説】** 送出し工法に用いられる手延機は、支持状態が送出しの経過に従って変化するので、各段階について設計しなければならない。

送出し途中で生じる不均等荷重は、送出し中の構造系、手延機および主桁の剛度、送出し設備、軌条設備、送出し方法等により異なる。なお、送出し中の鉛直力および水平力をそれぞれ20、10%割り増した例がある。

手延機が支点到達する直前において、転倒や横移動等の事故の発生が多いので、特に慎重に照査を行うことが必要である。なお転倒の照査における安全率は、1.2以上を確保するものとする。このとき安定計算に不均等荷重を考慮しなくてよい。

## 4 章の参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋施工便覧，丸善，1985.
- 2) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説，1990.
- 3) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準・同解説，1976.
- 4) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック，2001.
- 5) 日本機械学会編：機械工学便覧，A5 流体工学，丸善，1986.
- 6) 日本流体力学会編：流体力学ハンドブック，丸善，1998.
- 7) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（JGS4101-2000），2000.
- 8) 日本クレーン協会：クレーン等各構造規格の解説，2001.
- 9) 渡辺 昇：橋梁工学，朝倉土木工学講座 11，朝倉書店，p.185，1974.
- 10) 中沢・石岡・倉西：連成荷重を受ける矩形板の弾性座屈強度簡易算定式の構築，構造工学論文集，Vol.41A，pp.245-256，1995.
- 11) 土木学会編：鋼構造物の終局強度と設計，鋼構造シリーズ 6，1994.
- 12) 森脇・滝本・三村：局所荷重を受ける桁の耐荷力，土木学会論文集，第 339 号，pp.69-77，1983.
- 13) J. W. Clark and H. N. Hill：Lateral Buckling of Beams and Girders，Trans. ASCE，Vol.127，1962.
- 14) G. Winter：Lateral Stability of Unsymmetrical I-Beams and Trusses in Bending，Trans. ASCE，Vol.108，1943.
- 15) H. N. Hill：Lateral Stability of Unsymmetrical I-Beams，J. Aero. Sci.，Vol.9，No.5，1942.
- 16) 福本昉士：プレートガーダーのフランジの曲げ圧縮応力度，橋梁と基礎，1972.
- 17) 福本昉士，山崎康嗣：吊上げ時の I 形ばりの横倒れ安定について，土木学会論文報告集，No.259，1977.
- 18) DIN 18800
- 19) 堀田 毅，内藤純也，西村宣男：鋼 2 主桁橋梁架設系の横ねじれ座屈強度特性，土木学会論文報告集，No.612/I-46，pp.287-296，1999.
- 20) 西田 進，吉田 博，福本昉士：横桁による並列主桁の横補剛効果，土木学会論文報告集，No.196，pp.23-31，1977.
- 21) D. A. Nethercot and N. S. Trahair：Lateral buckling approximations for elastic beams，Struct. Eng.，Vol.54，No.6，1983.
- 22) 小松定夫，西村宣男，大野正人：横桁で連結された 2 主桁橋の全体横倒れ座屈特性と補剛設計法，土木学会論文報告集，No.329，pp.69-79，1977.
- 23) 土木学会編：座屈設計ガイドライン，鋼構造シリーズ 2，1987.
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，1997.
- 25) 日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針（案），1994.