

土 木 研 究 所 資 料

設計照査システムの提案（その3）

（活荷重合成プレートガーダー橋を例として）

昭和57年11月

建設省土木研究所
企画部システム課

土木研究所資料第1887号

設計照査システムの提案（その3）

（活荷重合成プレートガーダー橋を例として）

昭和57年11月

土木研究所企画部システム課

課長	池村雅司
建設専門官	海江田光正
技術基準係長	工藤真之助
技官	庵直
〃	樋口洋一
〃	舘敏幸

目 次

I. まえがき	1
II. 設計の流れと照査項目	3
III. 設計成果の照査手段	5
IV. 活荷重合成プレートガーター橋の設計照査システム	7
1. 概 説	7
2. 設計の流れと照査項目	7
3. 設計照査リストと判定上の留意事項	9
3.1 活荷重合成プレートガーター橋の設計照査リスト	9
3.2 活荷重合成プレートガーター橋の設計照査リストの判定における留意事項	18
3.2.1 設計計画および調査について	18
3.2.2 設計条件の設定について	18
3.2.3 設計計算について	19
3.2.4 付属構造物の設計について	63
3.2.5 設計図書について	63
3.3 設計計算の照査例	64
設計図表集	69

I ま え が き

建設事業を円滑に推進するための省力化施策は時代の要請であり、そのため新しい技術の有効利用から土木構造物の設計作業の分野にもコンピュータの導入が図られるようになった。そして、これらはその後の構造物の設計体系を大きく変化させており、改訂が進められている基準類もコンピュータ利用を加味したものが多くなっている。

一方、現場の技術者は、事業量の増大と多様化した社会での事業実施のため多くの問題点をかかえており、構造物設計の時間的余裕も奪われがちで、最近ではそのほとんどをコンサルタント利用という手段にゆだねているのが実情である。

このように、設計方式は益々複雑化する傾向にあるのに対して、現場技術者は設計作業から遠のくという相反する状態においては、コンピュータ利用による設計成果を審査するということは困難であろうし、たとえ審査するにしても多くの時間と苦労を強いられることになる。

したがって、このような問題に対処するためには、新しい設計体系および照査体系の確立を図る必要があり、土木研究所システム課では次のような課題と取り組んでいる。

① 標準設計の成果および自動設計を利用した設計照査システムの開発

② 直接設計システムの開発

すなわち、標準設計および自動設計で目的とする設計方式の統一化に準じた設計成果の場合は、標準設計および自動設計の成果を統計処理等の手段によって図表化あるいは式化しておけば、設計条件と構造諸元との関係を知ることができ、設計条件と構造諸元の間位置するモデルを解した設計々算を行うこともなく構造諸元を設定したり（概略設計として有効である）または設計成果物の照査ができることになる。

図-1.1 は、現状の設計体系とその成果を利用した新しい設計体系の関連図であるが、それぞれのシステムの完成によって機能的に連係でき、また、各種構造物の設計マニュアルの作成も可能となり、構造物設計を総合的に行うことができる。たとえば設計成果の構造諸元を直接照査しようとする場合は、システム⑩の結果を用いればよいし、設計の手順通りに諸数値を照査しようとする場合は、システム⑪～⑭で得られる結果を用いることができる。また、システム⑩の作成によって経済性が判断でき、さらに構造物を総合的に判定できるシステム①の作成が可能となり計画時に多くの情報を入手でき、比較設計システムとして利用できよう。

今回は、活荷重合成プレートガーダー橋について、図-1.1 に示すシステム⑩～⑭の検討を終えたので、その成果を報告し御批判を賜りたい。

(従来の積上げ方式によるシステム)

(成果の利用による設計システム(直接設計)および照査システム)

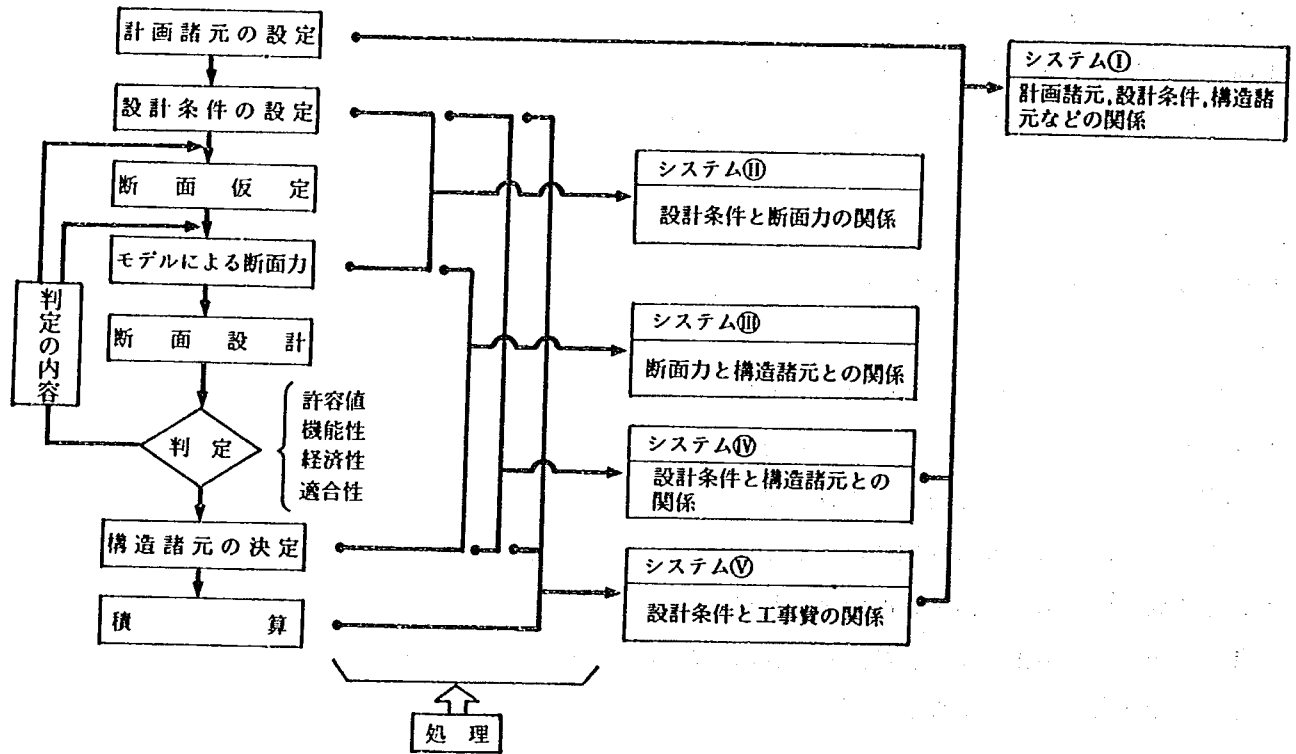


図-1.1 システム関連図

II 設計の流れと照査項目

▶ 発注時期

土木構造物の設計は、一般的には図-2.1 に示す流れに従って行われる。そしてその設計照査は、図-2.1 に示す発注時期によって変化するが、大きく分けると次の段階で行う必要がある。

第1段階 設計条件設定までに関する照査

第2段階 設計々算に関する照査

第3段階 図面作成及び材料計算に関する照査
まず、等1段階で行う照査は、最も重要なものであり、次のような誤りを正すために行う。

- ① 計画に際しての他機関あるいは地元との協議不足
- ② 設計条件の打合せの不備及び取り違い
- ③ 調査地点の誤りまたは調査方法の不適合性

次の第2段階で行う照査は、設計々算モデルの妥当性の検討であり、次のような誤りを正すために行う。

- ① 初期的設定の誤りによる設計々算そのもののむり、むら
- ② 計算理論の誤りあるいはその適用上の誤り
- ③ 各種基準の規定に適合しないもの、あるいはその適用上の誤り
- ④ 設計々算の誤り
- ⑤ 技術的検討不足

すなわち、電子計算を利用した設計の場合、プログラム開発の時点でどのような体制をとっているかが問題であり、委員会等による学識経験者で審査をしている場合は問題はないが、少人数で開発されたプログラムでは、技術的検討不足になりやすいし、開発者の思い込みなども多く手順の誤りも起こる。

また、構造が複雑になると次のようなユーザーによる使用ミスも考えられる。

(1) プログラムの適用範囲を越えて使用した場合のエラー

プログラム開発者は、各々の使用目的に合せて開発することが多いため、プログラムには使用可能範囲がある。例えば、平面骨組解析のためのプログラムの場合、構造モデルの節点数、部材数、荷重の数及び形式などの制限領域が一般的に定められている。それ以上の節点数、部材数または荷重を用いて計算しても正しい演算が期待できなくなる。

したがって、プログラムの使用可能な領域が明確にされているか、またそれを把握して使用したのかチェッ

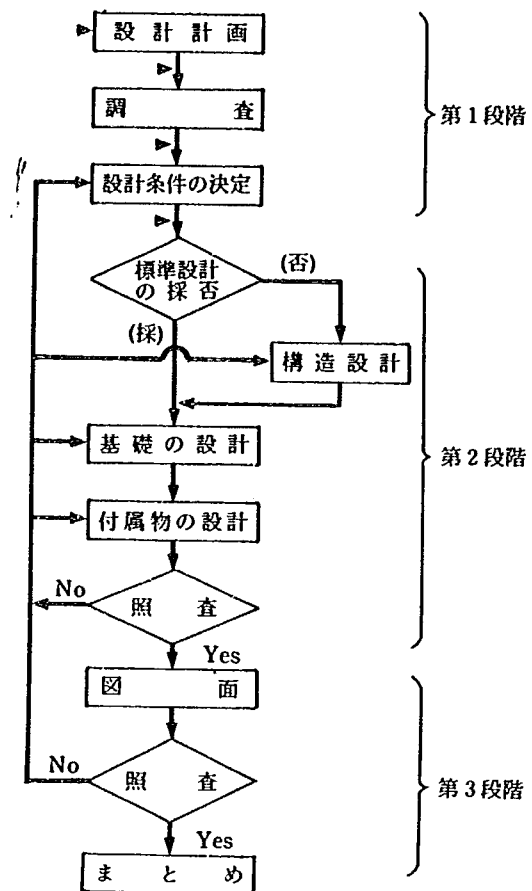


図-2.1 設計の流れ

クする必要がある。

(2) 不適当な構造モデルの設定によるエラー

設計業務の自動化は、対象構造物を先にモデル化して設計々算を行うもので、計算結果が実構造物の力学的特性を十分反映できるモデルでなければならない。例えば、土圧の計算において、クーロンの方法による場合、その計算式に対する制限条件が設けられているし、図-2.2 に示すような背面形状が不規則な形状をしている場合は適用が妥当でない。

またボックスカルバートの解析プログラムでは一般的は正方形に近い形状でモデル化されている場合、それに対して極端に扁平な形状寸法に使用する場合などは、正しい演算結果は得ることができない。

したがって、解析に用いた構造モデルが理論上の仮定に整合させているかの技術的検討の度合をチェックする必要がある。

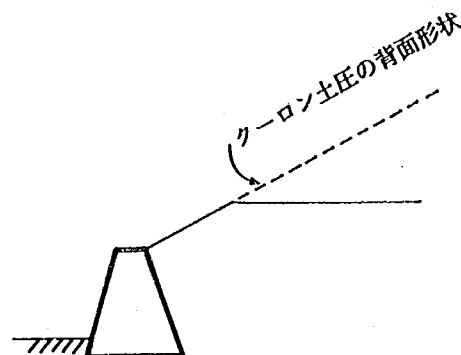


図-2.2 擁壁の背面形状

(3) 入力データの作成エラー

入力データに誤りがあると正確な計算結果が得られない。ユーザーにおいても、このエラーは案外見過しやすいもので、入力データのオーダーチェックは必ず行うよう心掛けるべきである。入力データによるエラーとしては、次のようなものが考えられる。

- ① フォーマットエラー
- ② 単位、位取りのエラー
- ③ 符号のエラー
- ④ 転記によるエラー
- ⑤ パンチエラー
- ⑥ カード枚数の不足によるエラー
- ⑦ シーケンスエラー

したがって、既開発のプログラムを利用した設計成果を照査する場合は、まず、利用するプログラムが他組織において開発された同種のプログラムと整合性があるかどうかチェックしておくことも必要となる。

さらに、付属物の設計に対しては、本体構造部との整合性の照査が特に重要である。

第3段階で行う照査は、仕上げに関する部分の照査であり、次のような誤りを正すために行う。

- ① 計算結果との不整合
- ② 図面の書き違い
- ③ 材料計算の誤り
- ④ 製作、施工上難点のあるもの

すなわち、いかに設計々画、設計計算が充分に行われていてもそれらの結果を表示する部分で誤りがあっては何んにもならない。この段階では、設計々算上表われない構造細目の照査も重要であり、合せて製作、施工性について照査を行う。

III 設計成果の照査手段

土木構造物の設計成果を照査する手段としては、次のような方法が考えられる。

- (1) 既往の設計成果またはそれらをまとめた調査表によって照査する方法
- (2) 類似の標準設計と比較し照査する方法
- (3) 自動設計プログラムの利用による設計成果を処理した照査システムによる方法

(1)および(2)の方法は、従来我々が設計を行った場合において用いていた方法があるが、(3)については次のようなシステムが考えられる。なお、本研究の内容もこれに準じたものである。

- ① 1つの条件と諸元との関係をプロットすることによって、設定範囲内の設計条件に対する構造諸元を推定し得る図表による方法

例えば、図-3.1(a)に示すような支間とけた高の関係、(b)に示す曲げモーメントと鉄筋量の関係などは、一元的に表示し得る。

- ② 複数の条件を示す座標軸の関係から、結果的に1つの諸元が求められる設計ノモグラムによる方法

例えば、図-3.2に示すのは単鉄筋長方形断面の応力度を求めるノモグラムの概略図であるが、鉄筋比、有効高さ、外力の偏心距離などが解れば応力度を算定することができる。

- ③ 自動設計プログラムによって各種の設計条件に対するデータを発生させ、これらを統計処理することによって、設計条件と構造諸元の関係を回帰式によって推定する方法

例えば、活荷重合成プレートガーター橋の活荷重による主げたの曲げモーメント(M)は、格子計算によって求める必要があるが、プログラムによって設計条件(支間、幅員)と曲げモーメントの関係データを発生させ、これら进行处理することにより、曲げモーメントを推定する回帰式を得ることができる。

なお、詳細については後述するが、図-3.3に示すような幅員構成(歩道なし)における中げたの合成後の設計断面力に関する回帰式は次式ようになる。因みに、回帰式の精度は曲げモーメントの平均値 $\bar{\mu}=226.90t\cdot m$ に対し標準偏差 $\sigma=3.33t\cdot m$ とかなり高い結果となっている。

$$M=145.34+6.48L+5.45Wt-14.31N+121.10e-1.84f+1912g+8910h \quad (t\cdot m)$$

ここに

L : 支間長 (m)

Wt : 車道幅員 (m)

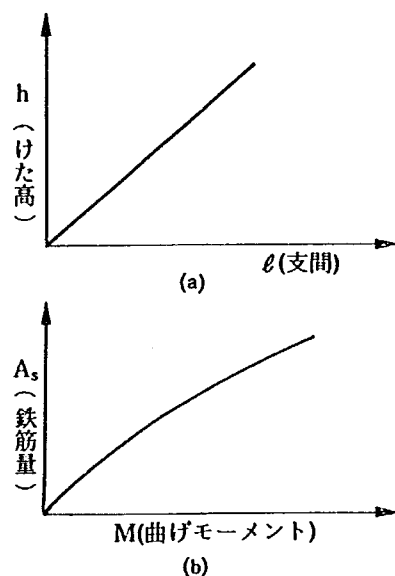


図-3.1

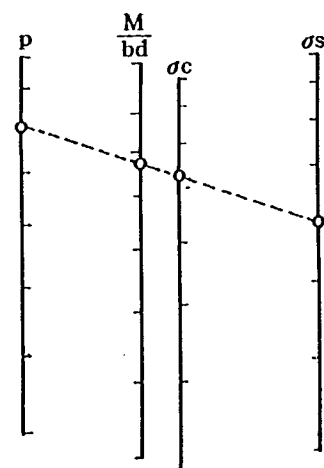


図-3.2

- N : 主げた本数 (本)
 e : 床版厚+ハンチ高 (m) (図-3.3 の $t+h_0$ を示す)
 f : 主げた高 (cm)
 g, h : 主げたの合成断面および横げたの断面二次モーメント (m^4)

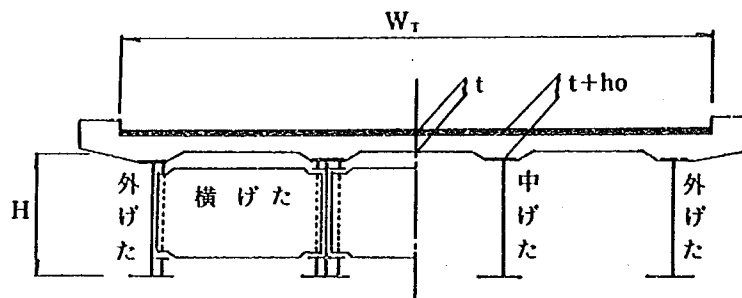


図-3.3 プレートガーダー橋の横断面

IV 活荷重合成プレートガーダー橋の設計照査

1. 概 説

活荷重合成プレートガーダー橋は、鉄筋コンクリート床版を上フランジとし、これに鋼板構造としてのウェブと下フランジを組み合せた橋で、圧縮領域を大きくとれる床板コンクリートと引張りに強い鋼材とを巧みに結合させたきわめて合理的な構造を有している。

したがって、この工法が我が国に導入されて以来中小規模の橋梁として広く架設されており、この点を考慮して建設省では標準設計図集が作成され設計業務の合理化が図られてきた。

しかしながら、現場の状況によっては標準設計の利用ができない設計条件もあり、このような条件下においてはコンサルタント等利用によって別途設計が行われている。

以下の資料は、このような外注による活荷重合成プレートガーダー橋の設計成果に対して初心者でも簡単に照査することのできるポイントと設計資料をまとめたものである。なお、照査のポイントは詳細になりすぎた点はあるが、以下の手順をたどることによって概略設計も行えることを目的としたものであり照査上必要としない項目は、適宜省略しながら手順を追っていただきたい。

2. 設計の流れと照査項目

活荷重合成プレートガーダー橋の設計は、一般的には表-4.1 に示す流れに従って行われる。また、照査すべき項目の概要も関連づけて示してあるが、詳細については、各々の項目でのべる。

表-4.1 設計の流れと照査項目

設計の流れ	照査項目
<pre> graph TD 1[設計計画 ①] --> 2[調査 ②] 2 --> 3[設計条件の決定 ③] 3 --> D1{標準設計の採否} D1 -- 採 --> 4[図面検索] D1 -- 否 --> 5[床版の設計] 5 --> 6[主桁の設計] 6 --> 7[横桁の設計] 7 --> 8[対傾構の設計] 8 --> 9[横構の設計] 9 --> 10[付属物の設計] 10 --> D2{照査 ⑤} D2 --> 11[図面作成] 11 --> D3{照査 ⑥} D3 --> 12[材料積算] 12 --> D4{照査 ⑦} D4 --> 13[まとめ] </pre> 検討事項の内容 * 標準設計採用の場合 床版構造図 主桁構造図 横組構造図 } は作成を要しない	① 設計目的, 線形計画, 関連機関との協議, 比較設計 ② 交通量, 現地踏査, 土質調査, 河川調査, 制約条件, 景観, 施工環境, 公害防止条例, 使用材料調査, 付属物調査 ③ 橋格, 支間, 幅員, 斜角, 橋面工, 添加物, 設計震度, 使用材料, 設計諸常数, 主桁配置, 付属物 ④ 設計条件の整合, 図面番号 ⑤ ◦ 床版 支間, 床版厚, 断面力, 配筋量, 実応力度, 版端補強 ◦ 主桁 桁高, 各部材寸法, 断面力, 実応力度, たわみ量, 部材の連結, 補剛材, すれ止め ◦ 横桁 構造, 各部材寸法, 断面力, 実応力度, 補剛材, 連結 ◦ 対傾構 荷重, 荷重の組合せ, 断面力, 細長比, 実応力度, たわみ量, 連結 (ボルト数又は溶接長), 許容応力度の取り方 ◦ 横構 荷重, 設計断面力, 細長比, 実応力度, 許容応力度, 連結 ◦ 付属物 支承, 伸縮装置, 耐震装置, 高欄 (防護欄), 排水装置, 照明, 添加装置, 架設装置, 本体との整合性 ⑥ 計算結果との整合 形状寸法, 各部詳細の妥当性 配筋量, 加工寸法等の妥当性 記入事項の妥当性 図面の書き方 ⑦ 積算基準との整合 材料区分の仕方

3 設計照査リストと判定上の留意事項

3.1 活荷重合成プレートガーダー橋の設計照査リスト

前述したごとく設計成果には様々な誤りが考えられる。これらの誤りを完全に防ぐには、多くの技術者が目を通す方法、別の設計機関等で照査を行う方法が考えられるが、このような理想的な照査体制は現状では困難である。

したがって、わずかな人員で短時間に効果的な照査を行うには、照査すべき項目を系統だてた照査リストによる方法が有効である。

活荷重合成プレートガーダー橋の設計における照査リストは、一般的な設計条件においては次頁のようなものになるが、これらのリストを設計発注、計画変更、各照査段階における打合せにおいて、双方確認の上作成しておけば誤りを防ぐことができよう。また、これらの記録を保存することによって、将来のメンテナンスにも有効に利用できる。人事交流の激しい現場では、前任者の考え方を把握する上でも貴重な資料となる。

なお、照査リストの判定に当たっては、次項 3.2 に示す留意事項も参考となろう。

活荷重合成プレートガーダー橋設計照査リスト①

工 事 名					
担 当 者			照 査		
設 計 者			年 月 日		
設 計 計 画 及 び 調 査					
番 号	照 査 項 目	判 定	番 号	照 査 項 目	判 定
1	関係官庁及び地元との協議は充分行っているか		2-8	環境調査は充分か	
1-1	河川管理者		2-9	材料調査は充分か	
1-2	道路管理者		2-10	付属構造物調査は充分か	
1-3	関連地域の計画関係者		2-11	気象調査は充分か	
1-4	鉄道管理者		2-12	電力、通信施設調査は充分か	
1-5	付近住民		2-13	水運調査は充分か	
1-6	電力会社				
1-7	ガス会社		3	比較設計は行っているか	
1-8	水道関係者				
1-9	関連する地主		4	施工条件の検討	
1-10	警察署		4-1	架設方法の検討は十分行われているか	
1-11	労働保安監督所		4-2	施工時の交通処理対策は	
1-12	漁業関係者		4-3	資材の運搬条件は良いか	
1-13	公園管理者		4-4	騒音、振動対策は	
1-14	環境関係者				
1-15	水運関係者				
2	調 査				
2-1	交通量調査(大型車混入率)は充分か				
2-2	現地調査は充分か				
2-3	土質調査は充分か				
2-4	河川調査は充分か				
2-5	道路現況調査は充分か				
2-6	関連交通機関調査は充分か				
2-7	家屋調査は充分か				
総 合 判 定					
〔特記事項〕					

活荷重合成プレートガーダー橋設計照査リスト②

工 事 名					
担 当 者			照 査		
設 計 者			年 月 日		
設 計 条 件 の 設 定					
番 号	照 査 項 目	判 定	番 号	照 査 項 目	判 定
1	橋格の設定は適当か		10-10	線膨張係数 α	
2	支間の設定は適当か		11	使用鋼材の設定は適当か	
3	橋員の設定は適当か		12	主桁配置は適当か	
4	斜角の設定は適当か		13	ハンチ量の設定は適当か	
5	大型車計画交通量の設定は適当か		14	骨組み構造は適当か	
6	線形計算は正しく設定されているか		15	主桁の連結位置は適当か	
7	標準設計の利用の採否は		16	付属構造物の選定は適当か	
	(採の場合は8～15については照査不要)		17	添架物の設定は適当か	
8	橋面工				
8-1	横面の横断、縦断勾配は正しく設定されているか				
8-2	設計舗装厚の設定は適当か				
8-3	歩車道境界高等の設定は適当か				
8-4	地覆部の設定は適当か				
8-5	橋面排水の位置の設定は適当か				
9	設計震度の設定は適当か				
10	設計緒定数は正しく設定されているか				
10-1	単位体積重量 γ				
10-2	コンクリートの設計基準強度 σ_{cA}				
10-3	鋼のヤング係数 E_s				
10-4	鋼のせん断弾性係数 G_s				
10-5	鋼のポアソン比 ν				
10-6	コンクリートと鋼のヤング係数比 n				
10-7	床版コンクリートと鋼桁の温度差 t'				
10-8	クリープ係数 ϕ_1, ϕ_2				
10-9	乾燥収縮係数 ϵ_s				
				総 合 判 定	
〔特記事項〕					
支間	L		n		
橋員	W		t'		
斜角	A		ϕ_1		
大型車交通量	D		ϕ_2		
震度	K _s		t_1		
コンクリート厚	h		α		
鋼厚	t ₁				
歩道防落材	t ₂				
鋼材	t ₃				
σ_{cA}					
E_s					
G_s					
γ					

活荷重合成プレートガーダー橋設計照査リスト③-1

工 事 名					
担 当 者				照 査	
設 計 者				年 月 日	
設 計 計 算 一その1					
番号	照 査 項 目	判定	番号	照 査 項 目	判定
1	標準設計の利用の場合、図面検索は正しいか		3-1-12	合成後の主桁断面力は適当か(支間中央)	
2	床板の設計		3-1-13	各断面の使用鋼材と許容応力度の関係は正しいか	
2-1	設計荷重の設定は正しいか		3-1-14	断面力の組み合わせに対する許容応力度の割増しは正しく行われているか	
2-2	床版支間の取り方は正しいか		3-1-15	過大設計となっていないか	
2-3	床版厚は規定値を満足しているか		3-1-16	主桁作用と床版作用の重ね合わせに対して照査されているか	
2-4	各種死荷重による断面力は正しいか		3-1-17	降伏に対する安全度は十分か	
2-5	活荷重による断面力は正しいか		3-1-18	許容たわみに対する照査は十分か	
2-6	鉄筋径、間隔、かぶりは規定値を満足しているか				
2-7	許容応力度の設定は正しいか		3-2	主桁の連結部の設計	
2-8	実応力度は許容値を満足しているか		3-2-1	連結の設計に用いる断面力の考え方は適当か	
2-9	桁端における床板の補強範囲、補強方法は規定を満足しているか		◎	腹板の連結	
2-10	桁端におけるせん断補強の仕方は適当か		3-2-2	全強の75%以上で設計されているか	
3	主桁の設計		3-2-3	ボルト本数決定のためのボルト位置の応力度は正しいか	
3-1	主桁断面の設計		3-2-4	許容ボルト値 (ρ_s) は正しいか	
3-1-1	支間一桁高の関係は適当か		3-2-5	ボルト数、ボルト径は適当か	
3-1-2	桁高一腹板厚の関係は規定値を満足しているか		3-2-6	ボルトの最小、最大、間隔を満足しているか	
3-1-3	垂直補剛材を省略する場合には、上下フランジ純間隔と腹板厚の規定を満足しているか		3-2-7	連結板は所要の断面構成か	
3-1-4	桁高一水平補剛材段数の関係は規定値を満足しているか		◎	上・下フランジの連結	
3-1-5	主桁断面変化数は適当か		3-2-8	連結板は母材断面以上が確保されているか	
3-1-6	フランジ板厚は、自由突出部としての規定を満足しているか		3-2-9	下フランジの母材断面は、ボルトの穴引きに対して補強されているか	
3-1-7	桁高一最大フランジ幅の関係は適当か		3-2-10	全強の75%以上で設計されているか	
3-1-8	仮定鋼重は適当か		3-2-11	ボルト数、ボルト径は適当か	
3-1-9	合成前の主桁断面は二次モーメントは正しいか				
3-1-10	合成断面の有効幅は規定を満足しているか			総 合 判 定	
3-1-11	設計断面力は正しく合成されているか				
〔特記事項〕					

活荷重合成プレートガーダー橋設計照査リスト③-2

工 事 名					
担 当 者			照 査		
設 計 者			年 月 日		
設 計 計 算 ― その 2					
番 号	照 査 項 目	判定	番 号	照 査 項 目	判定
3-2-12	ボルトの最小、最大間隔は規定値を満足しているか		3-4-3	許容せん断力以内か	
3-2-13	ボルト縁端距離は規定を満足しているか		3-4-4	ずれ止めにスタッドを用いている場合、軸径長さは適当か	
3-2-14	連結パターンは不都合はないか				
3-2-15	連結板の設計は正しいか		4	横桁の設計	
			4-1	横桁間隔は適正か	
3-3	主桁の補剛材の設計		4-2	格子剛度は適当か	
◎	荷重集中点の垂直補剛材		4-3	構造は適当か	
3-3-1	有効断面積は規定値を満足しているか		4-4	フランジ幅と板厚の関係は規定値を満足しているか	
3-3-2	有効座屈長は規定値を満足しているか		4-5	設計断面力は適当か	
3-3-3	フランジへの溶接が明記されているか		4-6	引張側フランジの設計では、ボルトの穴引きが考慮されているか	
◎	中間垂直補剛材		4-7	各応力度は許容値以内か	
3-3-4	材質は適当か		4-8	合成応力度は規定を満足しているか	
3-3-5	間隔は規定値を満足しているか		4-9	フランジの設計軸力は正しいか	
3-3-6	剛度は規定値を満足しているか		4-10	連結ボルト数は適当か	
3-3-7	補剛材の幅、板厚は規定値を満足しているか		4-11	連結板の部材寸法は適当か	
3-3-8	取り付け方法は適当か		4-12	腹板のボルト配置は適当か	
◎	水平補剛材		4-13	垂直補剛材の剛度は規定値を満足しているか	
3-3-9	取り付け位置は規定値を満足しているか		4-14	垂直補剛材の幅、板厚は規定値を満足しているか	
3-3-10	材質は適当か		4-15	水平補剛材の段数と腹板厚の関係は規定値を満足しているか	
3-3-11	剛度は規定値を満足しているか		4-16	水平補剛材の剛度は規定値を満足しているか	
3-3-12	補剛材の幅、板厚は規定値を満足しているか		4-17	正、負の曲げモーメントに対して、水平補剛材が配置されているか	
3-4	ずれ止めの設計				
3-4-1	せん断力の最も大きくなる荷重の組み合せに対して設計されているか				
3-4-2	最小、最大間隔の規定値を満足しているか				
				総 合 判 定	
〔特記事項〕					

活荷重合成プレートガーダー橋設計照査リストー③-3

工 事 名					
担 当 者			照 査		
設 計 者			年 月 日		
設 計 計 算 一その3					
番 号	照 査 項 目	判定	番 号	照 査 項 目	判定
5	端対傾構の設計		5-6-5	許容応力度の割増し率は正しいか	
5-1	各部材に対する活荷重の載荷方法は適当か		5-6-6	実応力度は許容値以内か	
5-2	死荷重の載荷範囲は適当か		5-6-7	連結部のボルト数は適当か	
5-3	風荷重, 地震荷重の設定は適当か				
5-4	上弦材		6	中間対傾構の設計	
5-4-1	設計断面力の算定に対する荷重の組み合わせは正しいか		6-1	風荷重は正しく計算されているか	
5-4-2	許容応力度の割増し率は正しいか		6-2	各部材に対する風荷重の分担は正しいか	
5-4-3	実応力度は許容値以内か		6-3	各部材の細長比は規定値を満足しているか	
5-4-4	合成応力度の照査がなされているか		6-4	許容応力度は規定通り計算されているか	
5-4-5	たわみは許容値以内か		6-5	許容応力度の割増し率は正しいか	
5-4-6	連結部のボルト数は適当か		6-6	各部材の実応力度は許容値以内か	
5-5	斜材		6-7	上, 下弦材のボルト数は適当か	
5-5-1	各荷重に対する軸力は正しく計算されているか		6-8	斜材端部の溶接長は適当か	
5-5-2	部材の細長比は規定値を満足しているか		6-9	溶接部のせん断応力度は許容値以内か	
5-5-3	設計断面力の算定に対する荷重の組み合わせは正しいか				
5-5-4	許容応力度は規定通り計算されているか		7	横構の設計	
5-5-5	許容応力度の割増し率は正しいか		7-1	各パネルの影響線と各荷重の載荷方法は適当か	
5-5-6	実応力度は許容値以内か		7-2	設計断面力は, 最も不利な荷重状態を選定しているか	
5-5-7	最大軸力を与える荷重の組み合わせに対して溶接長は満足しているか		7-3	各部材の細長比は規定値を満足しているか	
5-5-8	溶接部のせん断応力度は許容値以内か		7-4	許容応力度は規定通り計算されているか	
5-6	下弦材		7-5	許容応力度の割増し率は正しいか	
5-6-1	各荷重に対する軸力は正しく計算されているか		7-6	実応力度は許容値以内か	
5-6-2	部材の細長比は規定値を満足しているか				
5-6-3	設計断面力の算定に対する荷重の組み合わせは正しいか		総 合 判 定		
5-6-4	許容応力度は規定通り計算されているか				
(特記事項)					

活荷重合成プレートガーダー橋設計照査リスト③-4

工 事 名					
担 当 者			照 査		
設 計 者			年 月 日		
設 計 計 算 一その4					
番 号	照 査 項 目	判定	番 号	照 査 項 目	判定
7-7	連結部のボルト数は適当か				
8	各種ガセットプレートの形状寸法は適当か				
9	仮定鋼重と実鋼重の比は許容される範囲内か				
10	各主桁の反力は正しく計算されているか				
				総 合 判 定	
〔特記事項〕					

活荷重合成プレートガーダー橋設計照査リスト④

工 事 名					
担 当 者			照 査		
設 計 者			年 月 日		
設 計 計 算 ーその3					
番 号	照 査 項 目	判定	番 号	照 査 項 目	判定
1	高欄及び防護欄		5	排水装置	
1-1	美観上適当な構造であるか		5-1	設置位置、設置間隔は適当か	
1-2	現場の環境に合った材質であるか		5-2	材質は適当か	
1-3	車道又は歩道の区別に合った構造であるか		5-3	排水系統が整理されているか	
1-4	維持管理面が考慮されているか		5-4	床版補強は十分か	
2	伸縮装置		6	添加装置	
2-1	耐久性、走行性、維持管理面から選定されているか		6-1	取付け位置は適当か	
2-2	桁の伸縮量に整合したものであるか		6-2	構造は適当か	
2-3	橋梁本体への取り付けに無理がないか				
2-4	防水又は排水を考慮しているか		7	照明装置	
3	支承			取り付け位置は適当か（照度規準）	
3-1	主桁からの反力に整合しているか			構造は適当か	
3-2	耐久性、維持管理上から選定されているか			床版に取り付ける場合本体の補強は十分か	
3-3	耐震性				
3-4	移動量に整合したもののか				
3-5	主桁の形状寸法との整合はとれているか				
4	耐震装置				
4-1	設計荷重は正しく計算されているか				
4-2	構造は適当か				
				総 合 判 定	
(特記事項)					

活荷重合成プレートガータダー橋設計照査リスト⑤

[illegible]

3.2 活荷重合成プレートガーダー橋の設計照査リストの判定における留意事項

設計照査リストの判定において特に留意する事項を前項の項目に従って列記する。

3.2.1 設計々画および調査について

(1) 関係官庁および地元との協議

橋梁計画において最も重要な事項であり、関連地域の採来計画との整合、線形計画、河川条件、対象交通機関、施工環境、景観条件、公害防止条令等の制限などの多くの点について協議を行って行く必要がある。

また、地域住民のコンセンサスを得るためには、それなりの対応を図らなければならない。

なお、これらの協議事項は、将来問題が生じた場合の資料となるので、保管に留意するとともに、後継者への申し送りは必ず実施するよう心掛けるべきである。

(2) 調 査

構造形式、基礎形式、施工法等の検討のためにできるだけ詳細な調査を実施する。

(3) 比較設計

橋種決定に対する比較設計は、必ず実施し、明らかにその橋種が有利と判断される場合でもその決定理由を明確にしておくことが必要である。

(4) 施工環境の検討

調査資料から施工法、施工条件等の検討を行うが、施工のみではなく設計にフィードバックする事項もあるので十分な検討を行わなければならない。

3.2.2 設計条件の設定について

(1) 橋格

道路は、社会環境の変化に対応して変更しやすいが、橋梁は一度架設されるとその耐用年数の間には変更することがむづかしい。また、最近の宅地化の傾向は、急激であり、交通量も急増したり、突然に資材輸送道路となる場合がある。橋格の設定は、事業費に関係する場合が多く、低規格になりやすいが、鋼橋の場合そのたわみやすさから損傷することが考えられ、低規格の場合将来にその心配を残す結果ともなる。したがって、できるだけ1等橋として設定することが望ましい、また、主桁は2等橋としても床版は1等橋の規格にするなどの配慮が必要である。

(2) 支間、斜角

支間や斜角の設定においては、制作精度や施工精度を考えできるだけラウンドナンバーとなるように設定するのが望ましい。

たとえば、斜角においては特別な場合を除いて〇〇°〇〇′〇〇″とする必要性は薄く、度単位で設定できないものかどうか、また、90°、80°、75°等として設定できないものかどうか検討する。また、標準設計の設計条件に整合させるべく橋梁計画の時点で現場条件の標準化を図ることも必要である。

(3) 橋 面 工

橋面の横断こう配、縦断こう配は、直線区間に設計される場合は問題はないが、曲線区間や凹部、凸部に設計する場合複雑に変化する。したがって設計の前に必ず線形計算を行い、基本的な位置決めは行っておくことが必要で、変更設計等のわずらわしい手順の生じないように事前に照査しておく。

車道舗装厚は、舗装要綱に準じて 6cm 以上が原則とされているが、将来の維持管理を考え、幾分厚めに設定しておくことが望ましい。この場合、装作そのの付け方に注意することが必要で、舗装完了時に計画高に整合しなかった例もある。

歩車道境界高さの設定、地覆幅などの設定については、標準設計を参考とすればよい。

(4) 設計定数

設計の基本的数値である設計諸定数は、道示一Ⅰ、Ⅱによる規定の外、その地方特有の定数がある。これらについても設計協議の第一段階で照査しておく

(5) 使用鋼材

使用鋼材は、将来のメンテナンス、施工現場の環境条件、市場性などを十分考慮し設定する必要がある。なお、プレートガード橋では SM 材、SS41 材が一般的である。

(6) 添加物

橋梁添加物としては、水道管、電らん管、ガス管、維持管理用通路などが考えられる。したがって、これらの関連機関との協議を十分に行之、その位置、取付け方を設定する。なお、設計に際しては、これらと本体との関連がどうなっているか照査しておく。

(7) 標準設計の利用

標準設計は、可能な限り現場条件に整合するべく設計条件の設定を行っている。したがって、計画の時点でそれに整合させるべく計画し採用するようにする。なお、標準設計を利用した場合については以下の設計々算に関する照査を行う必要はない。

(8) 主桁配置

主桁配置は、対象とする幅員によって種々変化するが、基本とするべき事項は、① 主桁間隔は 3.0m 以下が望ましい。② 輪荷重の軌跡に整合させる。③ 床版曲げモーメントが径間部と張出し部で釣合うようにすることでありこれらの点を考慮して主桁配置を行う。

一時期の橋梁では経済性のみが重要視され、その結果床版の補修を余儀なくさせられているが、交通荷重の厳しい現状と将来も増加するであろうことを踏まえ、補修の必要としない設計々画に心掛けるべきである。

(9) 本体の骨組み

主桁配置と同様、横桁、対傾構、主桁の連結位置等については、道示一Ⅱの規定や力の伝達および添加物の取当けなどを考慮し設定しなければならない。

3.2.3 設計々算について

(1) 標準設計の利用

標準設計を利用する場合は、図面検索表によって正しく図面が検索されているか照査しておかなければならない。なお、伸縮装置、支承、高欄(防護柵)、排水装置等の付属物は別途設計が必要であり、その際には本体部との関連について検討されているか照査する。

(2) 床版の設計

活荷重合成プレートガード橋の床版の設計は

① 道示一Ⅱ……6.1 の規定

② “道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について”

昭和 53 年 4 月 13 日 建設省都街発第 18 号，同道企発第 18 号

＜参考＞ 上記通達の抜粋

床版厚さを定めぬ方法には，種々の方法が考えられるが，ここでは大型車両の交通量，補修作業の難易，支持構造物の特徴等を考慮して厚さを定める方法を示す。

これらの他の要素についても必要があれば考慮するのがよい。

床版厚さはつぎの式により求めるのが望ましい。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

ここに， d ：床版厚さ（cm）（小数第 1 位を四捨五入する。ただし， d_0 を下まわらないこと。）

d_0 ：道路橋示方書に規定される床版の最小全厚（cm）（小数第 2 位を四捨五入し，小数第 1 位まで求める。）

k_1 ：表一解 3.1 に示す係数

k_2 ：床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数で $k_2 = 0.9\sqrt{M/M_0} \geq 1.00$ として与えられる。本システムで対象とするプレートガーダー橋は $k_2 = 1.0$ でよい。

表一解 3.1 係 数 k_1

1 方向当りの大型車両の 計画交通量 （台/日）	補 修 作 業 の 難 易 注 1)	係 数 k_1	
		非合成桁	合 成 桁
500 未満	容 易	1.00	1.05
	困 難	1.05	1.10
500 以上 1,000 未満	容 易		
	困 難	1.10	1.15
1,000 以上 2,000 未満	容 易		
	困 難	1.15	1.20
2,000 以上	容 易		
	困 難	1.20	1.25

注) 迂回路がないなど床版の補修作業時の交通処理の難易

に準じて設計を行う。

a) 設計荷重

床版の設計荷重としては活荷重では T 荷重と群集荷重，死荷重としては，床版自重，舗装，歩道間詰，高欄推力，衝突荷重，風荷重，照明等設置による荷重などが考えられ，これらの設定に誤りがないか検討する。

b) 支間のとり方……道示—II 6.1.3 による

〈参考〉 6.1.3 床版の支間

- (1) 単純版および連続版それぞれのT荷重および死荷重に対する支間は、主鉄筋の方向に測った支持げたの中心間隔とする。ただし、単純版において、主鉄筋の方向に測った純支間に支間中央の床版の厚さを加えた長さが上記の支間より小さい場合は、これを支間とすることができる。

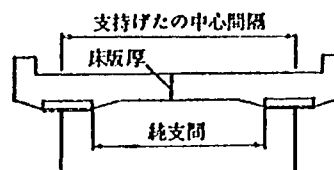
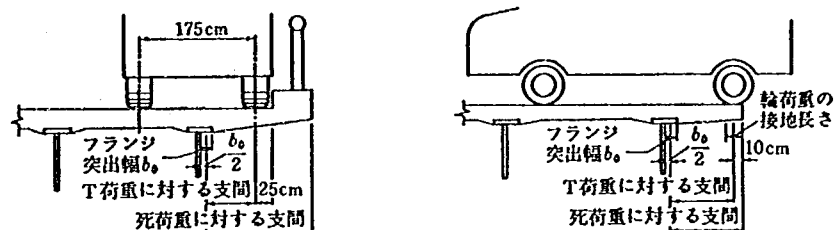


図-6.1.1 単純版の支間

- (2) 片持版のT荷重および死荷重に対する支間は、支点となるけたのフランジの突出幅の1/2の点から主鉄筋の方向にそれぞれ図-6.1.2に示すように測った値とする。



(a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合

(b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合

図-6.1.2 片持版の支間

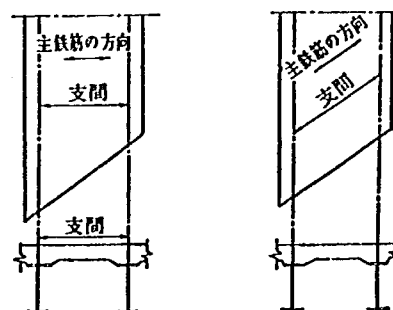


図-解 6.1.1 斜橋の床版の支間

c) 床版厚

床版の必要最小厚としては、道示—II 6.1.5 に規定されているが、これに上記通達に示される交通量(大型車輛)による割増し係数を乗じて設定する必要がある。

表—4.2 および表—4.3 は、これらの基準に準じた場合の床版支間—床版厚の関係を示すもので、これによって照査を行えばよい。

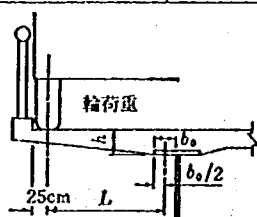
〈参考〉

6.1.5 床版の最小全厚

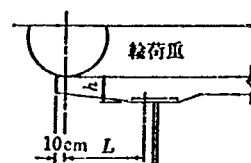
(1) 車道部分の床版の最小全厚は、表-6.1.3に規定する値とする。ただし、車道部分の床版の全厚は、いかなる場合も16cmを下回ってはならない。なお、片持版における最小全厚は、図-6.1.3に示す床版厚に対する値とする。

表-6.1.3 車道部分の床版の最小全厚 (cm)

版 の 区 分		床 版 の 支 間 の 方 向		
		車両進行方向に直角		車両進行方向に平行
1 等 橋	単 純 版	4L+11		6.5L+13
	連 続 版	3L+11		5L+13
	片 持 版	0<L≤0.25	28L+16	24L+13
		L>0.25	8L+21	
2 等 橋		1等橋の値から3cm減じた値		



(a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合



(b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合

図-6.1.3 片持版の最小全厚 h

ここに、

L : 6.1.3に示すT荷重に対する床版の支間(m)

(2) 歩道部の床版の最小全厚は14cmとする。

表-4.2 1等橋床版厚 (連続版の場合)

スパン (m)	最 小 全 厚 (cm)	割 り 増 し 係 数					
		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
2.0	17.0	17	18	19	20	20	21
2.1	17.3	18	18	19	20	21	22
2.2	17.6	18	18	19	20	21	22
2.3	17.9	18	19	20	21	21	22
2.4	18.2	19	19	20	21	22	23
2.5	18.5	19	19	20	21	22	23
2.6	18.8	19	20	21	22	23	24
2.7	19.1	20	20	21	22	23	24
2.8	19.4	20	20	21	22	23	24
2.9	19.7	20	21	22	23	24	25
3.0	20.0	20	21	22	23	24	25
3.1	20.3	21	21	22	23	24	25
3.2	20.6	21	22	23	24	25	26

表-4.3 2等橋床版厚 (連続版の場合)

スパン (m)	最 小 全 厚 (cm)	割 り 増 し 係 数					
		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
2.0	16.0	16	17	18	18	19	20
2.1	16.0	16	17	18	18	19	20
2.2	16.0	16	17	18	18	19	20
2.3	16.0	16	17	18	18	19	20
2.4	16.0	16	17	18	18	19	20
2.5	16.0	16	17	18	18	19	20
2.6	16.0	16	17	18	18	19	20
2.7	16.1	17	17	18	19	19	20
2.8	16.4	17	17	18	19	20	21
2.9	16.7	17	18	18	19	20	21
3.0	17.0	17	18	19	20	20	21
3.1	17.3	18	18	19	20	21	22
3.2	17.6	18	18	19	20	21	22

d) 設計断面力（設計図表参照）

床版の設計曲げモーメントは a) 項によって設定した荷重についてそれぞれ求め合計することによって得られる。道示Ⅱ 6.1.4 には、連続ばりとしての支間中央、支点上、片持ばりに対する計算式が示されているが活荷重によるもの、床版自重によるもの、舗装によるもの、床版ハンチによるものについて後述の設計図表一1～5 にグラフ化したものを示してある。

e) 床版の配筋

道示Ⅱ-6.1.6 による。

鉄筋径については、D16, D19, 間隔としては 125, 150mm が一般的に用いられる。なお、床版端部の補強のため D22 も用いられる。

〈参考〉 6.1.6 鉄筋の種類および配筋

- (1) 鉄筋には異形鉄筋を用いるものとし、その直径は13, 16, 19mmを原則とする。
- (2) 鉄筋のかぶり厚は3 cm以上とする。
- (3) 鉄筋の中心間隔は10cm以上でかつ30cm以下とする。ただし、引張主鉄筋の中心間隔は床版の全厚をこえてはならない。
- (4) 断面内の圧縮側には、引張側の鉄筋量の少なくとも 1/2 の鉄筋を配置するのを原則とする。
- (5) 連続版で主鉄筋を曲げる場合は、図-6.1.4に示すように支点から $L/6$ の断面で曲げるものとする。ただし、床版の支間の中央部の引張鉄筋量の80%以上および支点上の引張鉄筋量の50%以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置しなければならない。ここに、 L は支持げたの中心間隔とする。

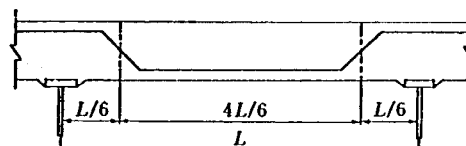


図-6.1.4 連続版の主鉄筋を曲げる位置

- (6) 床版の配筋鉄筋は床版の支間方向にその量を変化させて配置してよい。この場合、6.1.4 による設計曲げモーメントについて算出した配筋鉄筋量に表-6.1.4の係数を乗じた鉄筋量を配置すればよい。

表-6.1.4 床版の配筋鉄筋量を算出する係数

床版の支間が車両進行方向に直角な場合		床版の支間が車両進行方向に平行な場合	
連続版および単純版	歩道のない片持版	連続版および単純版	片持版

L : (m)

f) 許容応力度の設定

床版コンクリートの設計基準強度……道示Ⅱ 9.2.1

床版コンクリートの許容応力度……道示Ⅱ 9.3.1

$$(\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3.5, 100 \text{ kg/cm}^2 \text{以下})$$

鉄筋の許容応力度……道示Ⅱ 2.2.4

なお、鉄筋の応力度は前記通達によると $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ 程度におさえることが望ましいとされている。

〈参考〉 9.2.1 版のコンクリートの設計基準強度

版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は 270 kg/cm^2 以上としなければならない。ただし、版にプレストレスを与える場合は 300 kg/cm^2 以上としなければならない。

〈参考〉 9.3.1 許容応力度

合成げたにおけるコンクリートおよび鋼材の許容応力度は次の規定によるものとする

(1) 版のコンクリートの許容圧縮応力度は表-9.3.1に示す値とする。

表-9.3.1 コンクリートの許容圧縮応力度

荷 重 の 組 合 せ			許容応力度 (kg/cm ²)
1	主荷重	1) 床版としての作用	$\sigma_{ck}/3.5$, かつ, 100以下
		2) 主げたの断面の一部としての作用	
		3) 1) と2) を同時に考慮した場合	1.1)項の40%増し
2	主荷重+版のコンクリートと鋼げたとの温度差		1.1)項の15%増し
3	プレストレッシング直後		1.1)項の25%増し

(2) 引張応力を受ける版においてコンクリートの断面を有効とする設計を行う場合、版のコンクリートの許容引張応力度は表-9.3.2に示す値とする。

表-9.3.2 コンクリートの許容引張応力度

荷 重 の 組 合 せ		許容応力度 (kg/cm ²)	
1	主 荷 重	版の上, 下縁	$\sigma_{ck}/15$, かつ, 25以下
		版厚中心	$\sigma_{ck}/25$, かつ, 15以下
2	活荷重, 衝撃を除く主荷重		0
3	主荷重+版のコンクリートと鋼げたとの温度差		1.の15%増し
4	施工時荷重		$\sigma_{ck}/40$, かつ, 10以下

(3) 鉄筋の許容応力度は、6.1.7の規定によるものとする。ただし、9.2.5の規定により、主げた断面の一部としての作用と床版としての作用とを同時に考慮する場合は、許容応力度を20%増ししてよい。

(4) 鋼げたの許容応力度の割増し係数は、2.1の規定にかかわらず表-9.3.3に示す値とする。

表-9.3.3 鋼げたの許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ			割 増 し 係 数 (%)	
			正の曲げモーメントを受ける部分	負の曲げモーメントを受ける部分
1	クリープの影響と乾燥収縮の影響を除く主荷重		0	0
2	主 荷 重	圧縮縁	15	0
		引張縁	0	0
3	主荷重+床版と鋼げたの温度差	圧縮縁	30	15
		引張縁	15	15
4	施工時荷重	圧縮縁	25	25
		引張縁	25	25

〈参考〉 2.2.4 鋼管および棒鋼の許容応力度

- (1) 鋼管構造に用いる鋼材の許容応力度は2.2.3によるものとする。
 (2) 鉄筋コンクリート用棒鋼の許容応力度は表-2.2.13に示す値とする。
 ただし、鉄筋コンクリート床版に用いる棒鋼の許容応力度は6.1.7によるものとする。

表-2.2.13 鉄筋コンクリート用棒鋼の許容応力度 (kg/cm²)

棒鋼の種類 応力の種類	SR 24 SD 24	SD 30
引 張 応 力 圧 縮 応 力	1,400	1,800

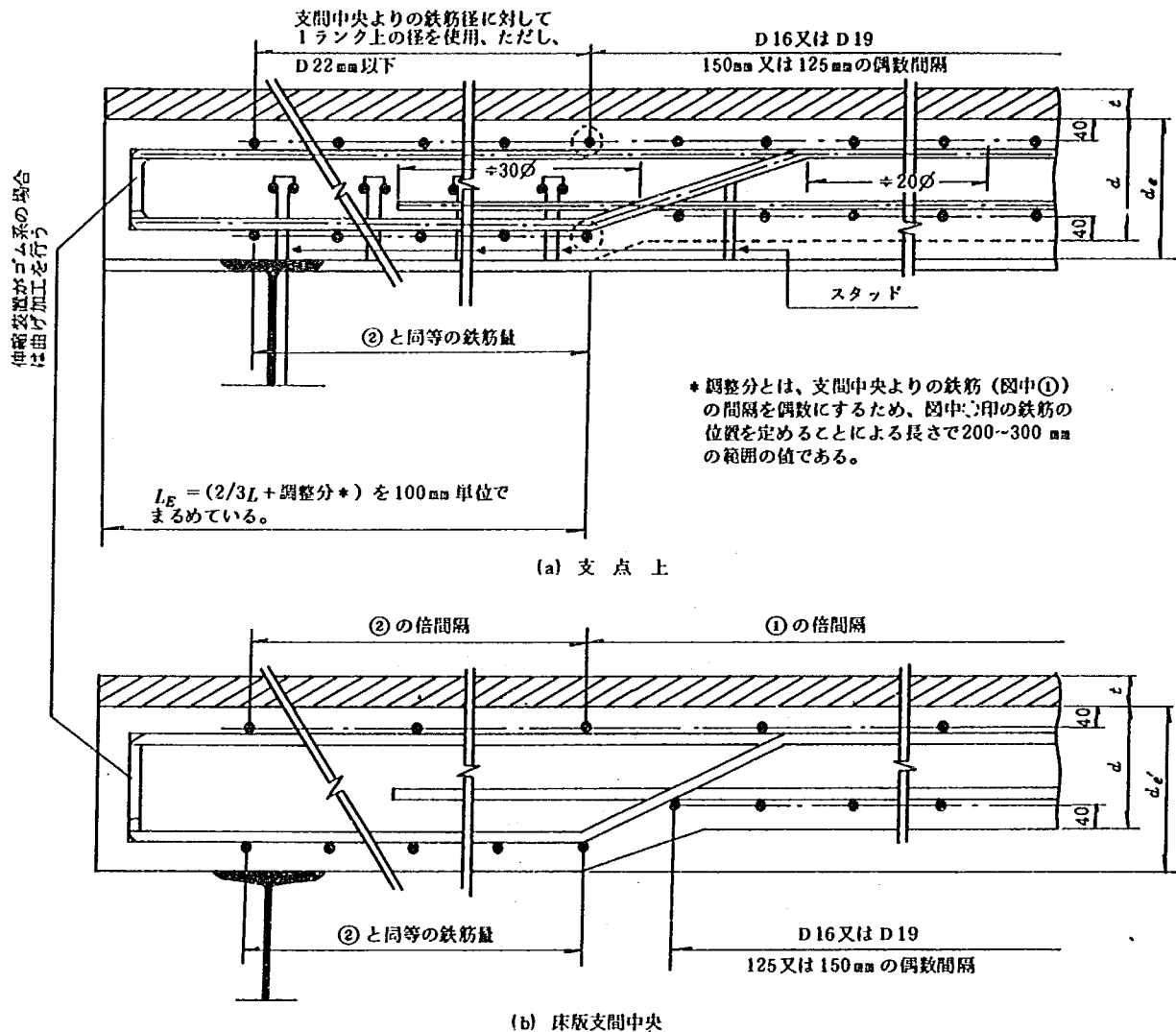
g) 実応力度の照査

e)項に示した鉄筋径および間隔を配置した場合の設計曲げモーメントと実応力度の関係は、設計図表-6~9にグラフ化しており、これらを用いて照査を行うことができる。

h) 床版端部の補強

床版端部は、道路部と橋梁部の接点であり、伸縮装置等が設けられることから不陸が生じやすくこのため衝撃力も増加し他の床版部に比べて破損しやすい部分である。したがって、十分な補強を行う必要がある。

この場合の補強方法としては図-4.1に示す方法が統一された考え方である。



図一4.1 床版端部の補強

また、合成げたの支点付近の床版には、活荷重や死荷重による応力のほか、温度および乾燥収縮による応力などが集中的に作用するので、床版厚の1/2付近にせん断補強度鉄筋を配置し、せん断力が円滑に伝達されるようにする必要がある。

なお、道示一Ⅱ 6.1.11の規定によって補強する場合の鉄筋の許容応力度としては $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ とする。

けた端部の床版補強……道示一Ⅱ 6.1.11

〈参考〉 6.1.11 けた端部の床版

- (1) けた端部の車道部分の床版は、端床げた、端ブラケットなどで支持するのが望ましい。この場合、端床げた、端ブラケットなどは単独で輪荷重に抵抗できるものでなければならない。
- (2) けた端部の中間支間の床版を端床げたなどで支持しない場合は、けた端部から床版支間の1/2の間の床版については、T荷重(衝撃を含む)による設計曲げモーメントとして、6.1.4の表-6.1.1に規定する値の2倍を

用いるものとする。なお、一般には、けた端部以外の中間支間の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。

- (3) けた端部の片持部の床版を端ブラケットなどで支持しない場合は、けた端部から死荷重に対する床版支間長の間の床版については、T荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとして、6.1.4の表-6.1.1に規定する値の2倍を用いるものとする。なお、一般には、けた端部以外の片持部の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。

せん断力に対する補強……道示—II 9.4.2

〈参考〉 9.4.2 せん断力が集中する部分の構造

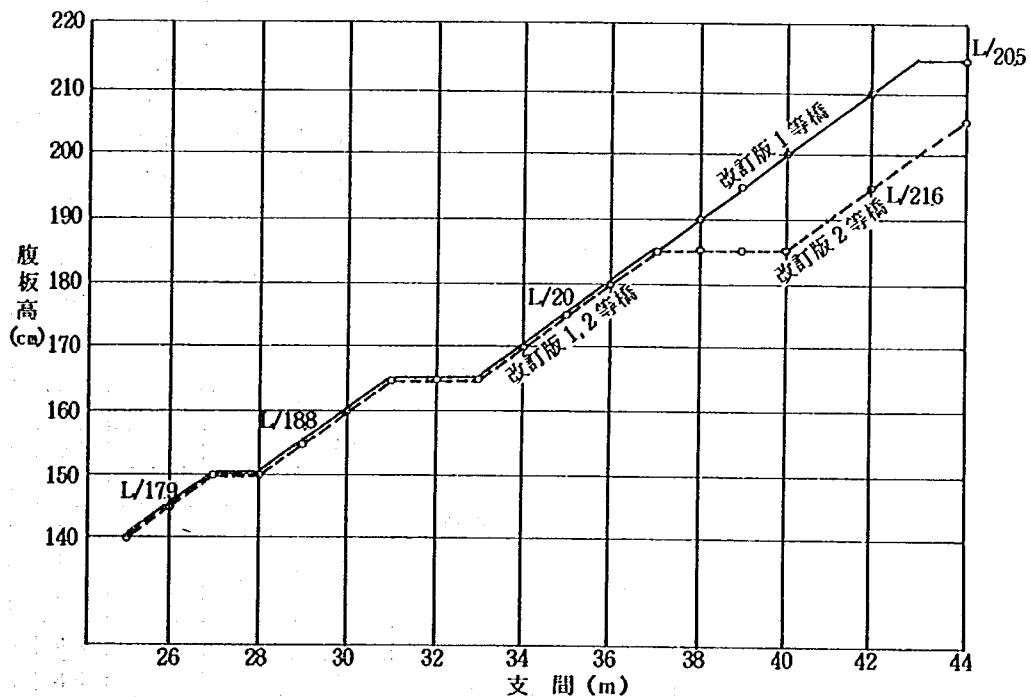
- (1) せん断力が集中する部分では、版に生じるせん断力と主引張応力に対する補強鉄筋を配置しなければならない。
 (2) 補強鉄筋の直径は16mm以上とし、版の中立面付近に15cm以下の間隔で配置するのがよい。
 (3) 補強鉄筋を配置する範囲は主げた方向、主げた直角方向ともに主げた間隔の1/2以上とする。

(3) 主桁の設計

主桁の設計は、桁高を任意に設定できる場合と、桁高制限を受ける場合とで構造的に異なってくる。本照査システムは桁高を標準設計と整合させた場合に適用の妥当性があり、桁高が不整合の場合は部分的に適用できない事項があるので注意が必要である。

a) 支間と腹板高（桁高）

標準設計の支間と腹板高の関係は、図—4.2のとおりである。



図—4.2 支間—腹板高（SM50Y 材）

b) 桁高一腹板厚一水平補剛材

桁高一腹板厚一水平補剛材の関係は道示一Ⅱ 8.4 の規定を満足していなければならないが、これを表化すると表一4.4 に示すようになる。なお、材質は、SM 50 Y を対象とした。

表一4.4 腹板高一腹板厚一水平補剛材 (SM50Y材)

(単位:mm)											
水平補剛材の 腹板高		水平補剛材の 段数	水平補剛材 なし	一段	二段	水平補剛材の 腹板高		水平補剛材の 段数	水平補剛材 なし	一段	二段
1300		11	9	9	1850		13	9	9	9	9
1350					1900					10	
1400					1950						
1450					2000						
1500		12			2050			11			
1550					2100						
1600					2150						
1650		13			2200					12	
1700					2250						
1750					2300						
1800					2350						

c) 主桁断面の変化数

設計曲げモーメントの減少に伴って主桁断面を変化させる場合その考え方に2通りがある。

- ① フランジ幅をそろえて板厚を変化させる方法
- ② 板厚をそろえてフランジ幅を変化させる方法

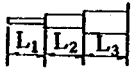
①は橋梁を下側から見る機会の多い市街地の橋梁に用いられ美観を配慮した考え方であるが、フランジの突出幅と板厚の制限を受ける場合があること、製作にやや難点があることから②の方法によることが多い標準設計ではこの点から②を原則としているが、この方法によると支間中央断面と次の断面とで極端にフランジ幅が変化することも生じる。したがって、このような場合は①の方法で調整することも必要となる。また、主桁の連結位置も主桁断面変化位置に影響することがあるので、この点にも留意して設定する

表一4.5 は標準設計に対する断面変化位置を示すもので参考とすればよい

d) フランジ幅の最大値

フランジ幅の最大値については示方書上の規定はないが、経済性および断面構成の釣合いを考えると、桁高：フランジ幅=3：1 が最大と考えられている。

表一4.5 フランジの断面変化 (単位m)

支 間	2 断面変化 		3 断面変化 		
	L ₁	L ₂	L ₁	L ₂	L ₃
25	4.2	8.3			
26	4.3	8.7			
27	4.5	9.0			
28	4.7	9.3			
29	4.8	9.7			
30			3.3	3.9	7.8
31			3.4	4.0	8.1
32			3.5	4.2	8.3
33			3.6	4.3	8.6
34			3.7	4.4	8.9
35			3.8	4.6	9.1
36			3.9	4.7	9.4
37			4.0	4.8	9.7
38			4.1	5.0	9.9
39			4.2	5.1	10.2
40			4.4	5.2	10.4
42			4.5	5.5	11.0
44			4.8	5.7	11.5

e) フランジの板厚

道示一Ⅱ 3.2.2 又は 8.3.1…… $b/16$ 以上 (b : 自由突出幅)

〈参考〉 3.2.2 圧縮応力を受ける自由突出板

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。

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

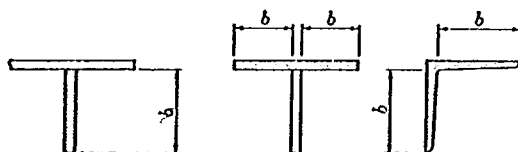


図-3.2.3 自由突出幅

- (2) 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-3.2.3に示す値とする。

表-3.2.3 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

鋼 種	局部座屈に対する許容応力度 (kg/cm^2)	
S S 41	1,400	$\frac{b}{13.1} \leq t$
SM 41	$240,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.1}$
SMA 41		
SM 50	1,900	$\frac{b}{11.2} \leq t$
	$240,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
SM 50 Y	2,100	$\frac{b}{10.7} \leq t$
SM 53	$240,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.7}$
SMA 50		
SM 58	2,600	$\frac{b}{9.6} \leq t$
SMA 58	$240,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.6}$

〈参考〉 8.3.1 引張フランジ自由突出部の板厚

引張フランジ自由突出部の板厚は、鋼種にかかわらず自由突出幅の $1/16$ 以上とする。

f) 仮定鋼重の設定

橋を構成する部材寸法が決定されていない時点では、鋼重を仮定して設計を進めなければならない。この仮定値 (t/m^2) の設定は、その後の設計々算に影響するので慎重に設定しなければならない。

図-4.3 は、標準設計等における支間と鋼重の関係を調べたもので照査の参考となろう。

なお、設計々算における最終的な仮定鋼重と設計図から得られる実鋼重の差についても照査しなければならない。

らないが、その差が大きい場合（仮定鋼重/実鋼重が+0～+5%以内が一般的な許容範囲とされている）は設計のやり直しを行う

g) 主桁剛度

主桁剛度の計算は、設計成果を照査する上で重要なポイントである。この計算に誤りがあると以下の格子計算に大きく影響し、正しい荷重分配が期待できなくなる。

合成前の鋼げたの剛度 (I_s) は次のような簡単な計算式で求まるので手計算で必ず照査しておく。

$$I_s = I_o - A_s \cdot e^2$$

$$\text{ただし, } e = Q_s / A_s$$

$$A_s = B_u \cdot T_u + H_w \cdot T_w + B_t \cdot T_t$$

$$Q_s = B_t \cdot T_t \cdot Y_t - B_u \cdot T_u \cdot Y_u$$

$$I_o = B_u \cdot T_u \cdot Y_u^2 + B_t \cdot T_t \cdot Y_t^2 + \frac{1}{12} T_w \cdot H_w^3$$

なお、標準設計は1支間当り10～18本の主桁が用意されているが、これらの主桁剛度 (I_s) をプロットしたものを設計図表—10～16にまとめてあり桁高が整合しているとすれば、そのオーダーチェックに利用できよう。

h) 主桁の断面力

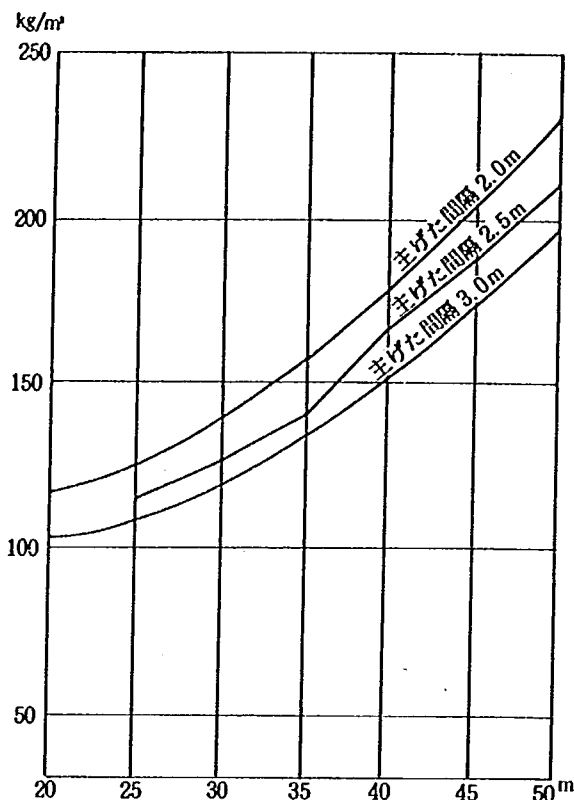
主桁の断面力は、合成前および合成後について検討を行う。

合成前は、仮定した主桁断面にその自重、その他の鋼重、床版コンクリート重量、床版打設時の型わく重量が作用するとして計算するが、簡単な方法としては1-0法があり、断面力のオーダーチェックに利用できる。

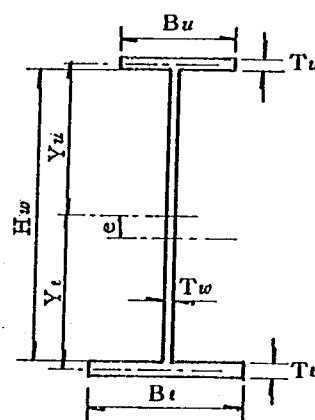
合成後は、鋼桁に床版コンクリートが合成された合成断面に対して、死荷重としての舗装、歩道部、地覆、高欄等の橋面工による荷重および活荷重ならびに床版コンクリートと鋼桁の温度差、床版コンクリートのクリープ、床版コンクリートの乾燥収縮などの影響が作用し、負の荷重として型わく重量が作用するとして計算するが、現在そのほとんどを電子計算機を利用した格子計算としている。

このように電子計算を利用した成果を照査する場合の方法として

- ① 発注者も格子計算プログラムを用意する。
- ② 異なる機関で開発されたプログラムに入力した成果をを同時に付してもらう（入力ミスなど受注者側



図—4.3 仮定鋼重の範囲



図—4.4 主桁断面

② 異なる機関で開発されたプログラムに入力した成果をを同時に付してもらう（入力ミスなど受注者側で照査できる）

③ 既往の成果を利用する。

などが考えられる、①の方法は電算利用が益々盛んとなる傾向を考えると発注者の今後の姿勢であり、これらを踏まえて土木研究所では各種のプログラム開発を行っている（いずれかの組織等で集中的にプログラムを開発し、すべての設計がそれによって行われている場合は、このような問題はないが、現在のプログラム開発の現状を考えると、このような体系をとらざるを得ない）

②の方法は、現在のプログラム利用の系態から望ましい方法で、各企業のプログラムの内容はさておき、入力ミスなど人間が往々にして犯しやすいことを事前に照査することもでき、このような成果を添付してあればそれを比較するだけで設計断面力に関する照査は完了したといえる。

③の方法には2通りが考えられる。1つは既往の設計成果（標準設計も含む）のデータバンク化を図り、類似の設計条件のものを検索し、それを用いて照査をする方法で、照査だけでなく、設計計画やメンテナンスの情報検索にも利用できるものでこのようなシステム開発が早急に望まれる。もう1つは標準設計に利用した設計成果を解析し、図表化や回帰式化を図り、任意の条件でも照査できる方法である。

前者は、類似の設計条件であるから詳細な照査には不向きで、あくまでオーダーチェック程度にしか有効に利用できない。後者は比較設計にも利用できるが、その成果が標準設計と類似していないと精度的に問題となる欠点も有する。

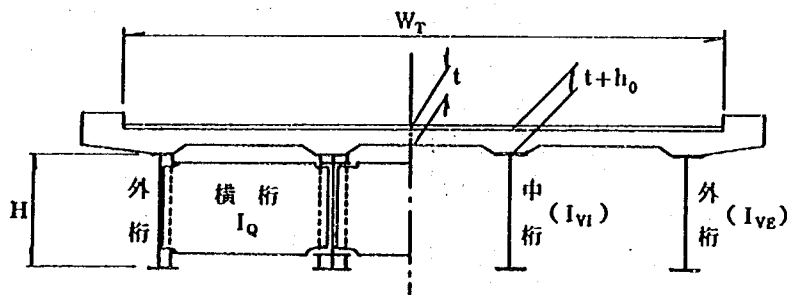
以下に、標準設計の成果を利用した合成後の設計断面力に関する回帰式を示すが、桁高および橋面工は標準設計〔(3)-a〕に示した〕と整合している必要があることをおことわりしておく。

(i) 車道のみの場合の合成後の断面力の回帰式

$$M_V = a + b \cdot L + c \cdot W_T + d \cdot N + e(t + h_0) + f \cdot H + g \cdot I_V + h \cdot I_Q$$

表-4.6 回帰係数一覧表

		切 片	支 間 長	車道幅員	主桁本数	床版厚 + 高 ハンチ高	桁 高	主桁断面 二次 モーメント	横桁断面 二次 モーメント	曲 モーメント の平均値	げ つ の 平 均 値	残差の標準 偏 差 値
		a	b	c	d	e	f	g	h	$\bar{\mu}$	σ	
外 桁	死荷重 M _{VDE}	173.115	2.295	0.740	- 6.442	18.81	-1.696	644.9	15250	56.25		2.830
	活荷重 M _{VLE}	-270.658	5.507	10.20	-23.72	-215.50	2.796	2398	-40890	271.60		4.50
内 桁	死荷重 M _{VDI}	-193.23	1.190	-7.387	2.049	129.2	1.725	762.4	-21420	64.05		3.494
	活荷重 M _{VLI}	145.336	6.484	5.451	-14.31	121.10	-1.838	1912	8910	226.90		3.335



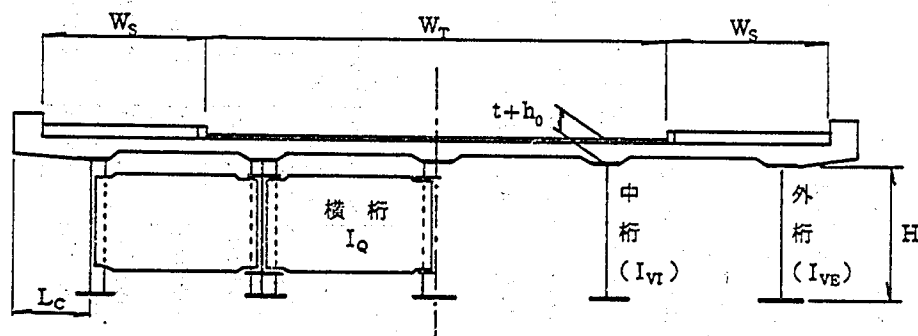
- 注) ① I_V: 合成断面の断面二次モーメント
 ② 各要素の単位に注意
 ③ 適用支間 22m ≤ L ≤ 44m

(ii) 両側歩道の場合の合成後断面力の回帰式

$$M_v = a + b \cdot L + C \cdot W_T + d \cdot W_S + e \cdot L_c + f \cdot N + g \cdot H + h(t_0 + h_0) + i \cdot I_v + j \cdot I_0$$

表-4.7 回帰係数一覧表

			切 片	支 間 長 L (m)	車道幅員 (側帯を含む) W _T (m)	歩道幅員 (片 側) W _S (m)	床 版 張 出 し 長 L _c (m)	主 桁 本 数 N	桁 高 H (cm)	床 版 厚 + ハ ン チ 高 t+h ₀ (m)	主 桁 断 面 次 モ ー メ ン ト I _v (m ⁴)	横 桁 断 面 次 モ ー メ ン ト I ₀ (m ⁴)	曲 率 の 平 均 値 (t・m)	残 差 の 標 準 偏 差 値 (t・m)
			a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	$\bar{\mu}$	σ
外 桁	死荷重 M _{vDE}	24 ≤ L < 34	1.501	1.753	3.657	23.39	-4.486	-4.697	-0.120	-150.3	1352.0	-8004	74.88	2.220
		34 ≤ L ≤ 40	48.869	0.763	8.476	39.23	-7.791	-17.58	-0.199	-178.6	395.6	4013	104.2	2.434
		40 < L ≤ 44	58.039	-5.214	10.930	50.55	15.92	-29.02	-0.862	13.83	-404.5	53750	143.0	3.201
	活荷重 M _{vLE}	24 ≤ L ≤ 44	-407.534	1.650	3.019	-18.90	32.12	-9.302	4.519	-231.7	2292.0	-49890	225.3	5.995
内 桁	死荷重 M _{vDI}	24 ≤ L < 34	232.846	2.852	-2.085	8.126	-14.09	-10.49	-1.758	-139.5	295.7	30600	48.24	2.871
		34 ≤ L ≤ 40	36.494	4.879	-5.437	12.92	-10.44	-11.81	-0.123	-150.1	674.3	-1929	93.49	3.187
		40 < L ≤ 44	-290.59	9.952	-9.403	10.27	-2.147	-1.673	1.665	-158.5	1160.0	-42040	120.8	3.376
	活荷重 M _{vLI}	24 ≤ L ≤ 44	220.164	7.430	11.530	22.61	-26.41	-28.50	-2.083	7.456	1269.0	14240	233.6	3.450



- 注) ① I_v: 合成断面の断面二次モーメント
 ② 各要素の単位に注意
 ③ 適用支間 24m ≤ L ≤ 44m

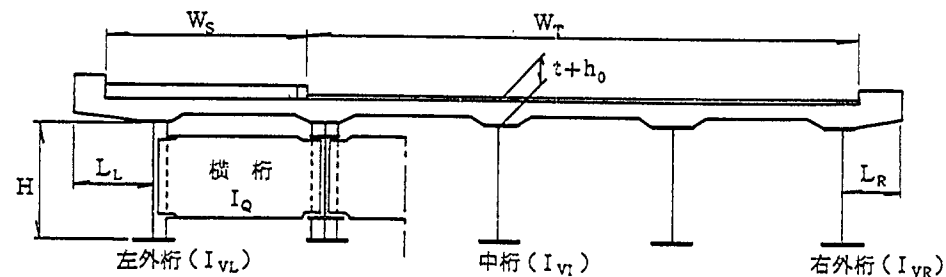
iii) 片側歩道の場合の合成後断面の回帰式

$$M_v = a + b \cdot L + c \cdot W_T + d \cdot W_S + e \cdot N + f \cdot H + g(t + h_0) + h \cdot L_L + i \cdot L_R + j \cdot I_v + k \cdot I_Q$$

表-4.8 回帰係数一覧表

			切 片 支 間 長												車道幅員		歩道幅員		主桁本数		桁 高		床版厚+高		左 床 版		右 床 版		主桁断面		横桁断面		曲率モーメントの平均値		残差の標準偏差値	
			L (m)		W _T (m)		W _S (m)		N		H (cm)		t+h ₀ (m)		L _L (m)		L _R (m)		I _V (m ⁴)		I _Q (m ⁴)		(t・m)		(t・m)											
			a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	μ	σ																					
左 外 桁	死荷重 M _{VDL}	24≦L<34	105.53	3.94	4.218	24.09	-11.90	-1.469	-130.3	12.18	-7.913	616.8	16680	81.44	2.705																					
		34≦L≦40	53.507	-7.616	5.862	37.78	-21.80	1.60	-181.8	15.47	-13.98	406.4	6182	122.70	2.581																					
		40<L≦44	-74.558	-3.711	3.135	43.47	-19.94	0.792	-259.7	25.80	-12.30	646.7	22720	168.70	2.295																					
	活荷重 M _{VLL}	24≦L≦44	-495.773	0.275	-0.216	-27.98	3.877	4.875	-34.51	28.54	12.38	2838	-58070	219.80	6.607																					
中 桁	死荷重 M _{VDI}	24≦L<34	212.71	1.836	3.194	5.572	-14.78	-0.798	-449.4	-0.609	-8.22	949.8	12000	53.96	3.180																					
		34≦L≦40	168.772	-3.891	3.889	9.019	-19.28	1.363	-627.3	-0.185	-8.904	1103	-4931	95.47	3.399																					
		40<L≦44	143.526	9.614	1.913	10.12	-12.44	-0.308	-734.4	7.439	-18.21	1407	-30780	117.20	3.814																					
	活荷重 M _{VLI}	24≦L≦44	185.081	7.67	9.114	7.398	-23.15	-2.40	199.9	-27.12	13.57	1259	16990	220.60	5.494																					
右 外 桁	死荷重 M _{VDR}	24≦L<34	70.99	1.419	4.624	1.208	-7.975	-0.541	-90.54	-6.82	5.35	332.7	3376	32.65	1.127																					
		34≦L≦40	109.112	-1.754	7.223	1.237	-17.00	0.101	-111.3	-14.53	7.615	43.51	5036	44.04	1.544																					
		40<L≦44	21.465	-7.306	3.915	-2.722	-12.43	1.412	-253.0	-10.53	6.239	483.3	13550	66.36	2.644																					
	活荷重 M _{VLR}	24≦L≦44	-404.086	3.49	1.139	3.91	-9.681	3.46	-0.638	4.911	55.01	2434	-42160	273.30	4.909																					

④ 主桁4本の場合？



- 注) ① I_v : 合成断面の断面二次モーメント
 ② 歩道のある方の主桁を左としているので右側に歩道のある場合は、表中の左、右を逆に考える。
 ③ 床版張出し長 L_L , L_R についても②と同様の考え方をする。

〈参考〉 8.3.4 フランジの有効幅

i) 合成断面の有効幅

道示—II 8.3.4 および 9.2.4

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅は、式(8.3.1)および式(8.3.2)により算出するものとし、その適用方法は表-8.3.1によるものとする。

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b & \left(\frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ &= \{ 1.1 - 2 \left(\frac{b}{l} \right) \} b & \left(0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15 l & \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots (8.3.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b & \left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ &= \{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \} b & \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15 l & \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots (8.3.2)$$

ここに、 λ ：フランジの片側有効幅(cm) (図-8.3.3)

b ：腹板の間隔の1/2または片持部のフランジの突出幅(cm) (図-8.3.3)

l ：等価支間長(cm) (表-8.3.1)

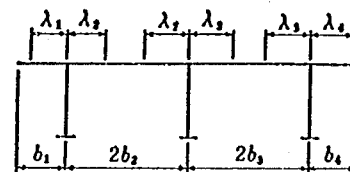


図-8.3.3 フランジの有効幅

表-8.3.1 フランジの片側有効幅

	区間	片側有効幅			摘 要
	(箇所)	記号	適用式	等価支間長 l	
単純 げた	①	λL	(8.3.1)	L	
連続 げた	①	λL_1	(8.3.1)	$0.8 L_1$	
	⑤	λL_1		$0.6 L_1$	
	③	λS_1	(8.3.2)	$0.2 (L_1 + L_2)$	
	⑦	λS_2		$0.2 (L_2 + L_3)$	
	②④ ⑥⑧	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。			
ゲル バー げた	①	λL_1	(8.3.1)	L_1	
	④	λL_1		$0.8 L_1$	
	②	λS_1	(8.3.2)	$2 L_2$	
	③	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。			

〈参考〉 9.2.4 版の有効幅

版の有効幅は8.3.4の規定によるものとする。ただし、 λ および b は図-9.2.1に示すとおりとし、この場合の水平に対するハンチの傾斜は45°として取り扱うものとする。

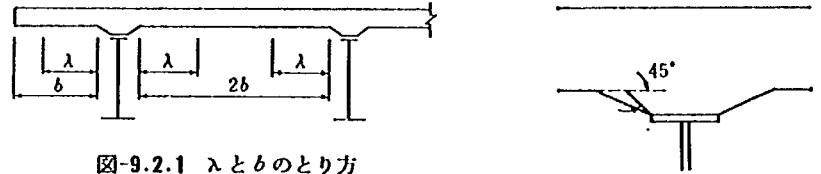


図-9.2.1 λ と b のとり方

〈参考〉 2.2.1 構造用鋼材の許容応力度

j) 使用鋼材と許容応力度
道示一II 2.2.1

主桁の材質を途中で変化させる場合には注意しなければならない。

- (1) 構造用鋼材の許容軸方向引張応力度 および許容曲げ引張応力度は表-2.2.1に示す値とする。

表-2.2.1 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度 (kg/cm²)

鋼 種	SS 41, SM 41, SMA 41	SM 50	SM 50Y, SM 53, SMA 50	SM 58, SMA 58
軸方向引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600

- (2) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式(2.2.1)により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

σ_{cag} : 表-2.2.2に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

σ_{cal} : 3.2.1, 3.2.2 および 3.2.3に規定する局部座屈に対する許容応力度 (kg/cm²)

σ_{cao} : 表-2.2.2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 (kg/cm²)

表-2.2.2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

鋼種	SS41, SM41, SMA41	SM50	SM50Y, SM53, SMA50	SM58, SMA58
軸方向圧縮応力度	$\frac{l}{r} \leq 20$: 1,400	$\frac{l}{r} \leq 15$: 1,900	$\frac{l}{r} \leq 14$: 2,100	$\frac{l}{r} \leq 18$: 2,600
	$20 < \frac{l}{r} \leq 93$: 1,400 $-8.4\left(\frac{l}{r}-20\right)$	$15 < \frac{l}{r} \leq 80$: 1,900 $-13\left(\frac{l}{r}-15\right)$	$14 < \frac{l}{r} \leq 76$: 2,100 $-15\left(\frac{l}{r}-14\right)$	$18 < \frac{l}{r} \leq 67$: 2,600 $-22\left(\frac{l}{r}-18\right)$
	$93 < \frac{l}{r}$: $\frac{12,000,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$	$80 < \frac{l}{r}$: $\frac{12,000,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$	$76 < \frac{l}{r}$: $\frac{12,000,000}{4,500 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$	$67 < \frac{l}{r}$: $\frac{12,000,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$
	備考	l : 部材の有効座屈長(cm) r : 部材の総断面の断面二次半径(cm)		

(3) 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は次の規定によるものとする。

1) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、表-2.2.3に示す値とする。

表-2.2.3 許容曲げ圧縮応力度 (kg/cm²)

鋼種 断面の種類		SS41, SM41, SMA41	SM50	SM50Y, SM53, SMA50	SM58, SMA58
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		1,400	1,900	2,100	2,600
箱形断面, π形断面, バイブ断面の場合					
上記以外の場合	$\frac{A_w}{A_f} \leq 2$	$\frac{l}{b} \leq 4.5 :$ 1,400	$\frac{l}{b} \leq 4.0 :$ 1,900	$\frac{l}{b} \leq 3.5 :$ 2,100	$\frac{l}{b} \leq 5.0 :$ 2,600
		$4.5 < \frac{l}{b} \leq 30 :$ 1,400 $-24\left(\frac{l}{b}-4.5\right)$	$4.0 < \frac{l}{b} \leq 30 :$ 1,900 $-38\left(\frac{l}{b}-4.0\right)$	$3.5 < \frac{l}{b} \leq 27 :$ 2,100 $-44\left(\frac{l}{b}-3.5\right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25 :$ 2,600 $-66\left(\frac{l}{b}-5.0\right)$
	$\frac{A_w}{A_f} > 2$	$\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K} :$ 1,400	$\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K} :$ 1,900	$\frac{l}{b} \leq \frac{7}{K} :$ 2,100	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K} :$ 2,600
		$\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 30 :$ 1,400 $-12\left(K\frac{l}{b}-9\right)$	$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30 :$ 1,900 $-19\left(K\frac{l}{b}-8\right)$	$\frac{7}{K} < \frac{l}{b} \leq 27 :$ 2,100 $-22\left(K\frac{l}{b}-7\right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25 :$ 2,600 $-33\left(K\frac{l}{b}-10\right)$

A_w : 腹板の総断面積(cm²)

A_f : 圧縮フランジの総断面積(cm²)

l : 圧縮フランジの固定点間距離(cm)

b : 圧縮フランジ幅(cm)

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_f}}$$



I形断面

U形断面

π形断面

箱形断面

ここに, σ_c : 圧縮縁応力度 σ_t : 引張縁応力度

図-2.2.1 断面の分類

2) 3.2.1, 3.2.2 および 3.2.3 に規定する局部座屈に対する許容応力度が表-2.2.3に示す値より小さい場合は、1) 項の規定にかかわらず 3.2.1, 3.2.2 および 3.2.3 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。

3) 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-2.2.3に示す値に (M/M_{θ}) を乗じて許容応力度を割増してよい。ただし、表-2.2.3の上限値もしくは 3.2.1, 3.2.2 および 3.2.3 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 (kg・cm)

M_{θ} : 等価換算曲げモーメント (kg・cm)。式(2.2.2)および式(2.2.3)のうち大きい方とする。

$$M_{11}=0.6M_1+0.4M_2, \dots\dots\dots(2.2.2)$$

$$M_{11}=0.4M_1, \dots\dots\dots(2.2.3)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント(kg・cm)。 $M_1 \geq M_2$ 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。

(4) 構造用鋼材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-2.2.4に示す値とする。

表-2.2.4 許容せん断応力度および許容支圧応力度 (kg/cm²)

鋼種		SS41, SM41, SMA41	SM50	SM50Y, SM53, SMA50	SM58, SMA58
せん断応力度		800	1,100	1,200	1,500
支 圧 応 力 度	ヘルツ公式 で算出する 場合	6,000	7,000	—	—
	鋼板と鋼板 との間の支 圧応力度	2,100	2,800	3,100	3,900

k) 設計断面力の合成と設計応力度の割増し

一般的な合成桁では、合成前における死荷重による断面力、合成後における死荷重、活荷重および床版コンクリートのクリープ、乾燥収縮による断面力と温度差による断面力が作用するとして行うが、これらが次の組み合わせに対して設計されているか照査する。

- ① 合成前(死荷重)+合成後(死荷重+活荷重)
- ② ①+クリープ+乾燥収縮
- ③ ①+②+温度差

また、合成後の床版のコンクリートに対して、主桁作用と床版作用の重ね合せの照査がなされているか照査する。

なお、これらの組み合わせに対しては、許容応力度の割増しを考慮することができる。

道示一Ⅱ 9.2.5 主桁床版作用の重ね合せ

〈参考〉 9.2.5 主げた作用と床版作用との重ね合せ

- (1) 版は次の二つの作用に対して、それぞれ安全であることを照査しなければならない。
 - 1) 床版としての作用
 - 2) 主げたの断面の一部としての作用
- (2) 版は(1)に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対して安全であることを照査しなければならない。この場合、それぞれの作用に対して版が最も不利になる載荷状態について応力を算出し、その合計に対して照査してよい。ただし、主げた作用によって正の曲げモーメントを受ける部分の橋軸方向鉄筋の応力については、二つの作用の重ね合せを考慮しなくてもよい。

道示一Ⅱ 9.3.1 許容応力度と割増し率（前出）

	（上フランジ）	（下フランジ）
④ 合成前（死荷重）＋合成後（死荷重のみ）：……	25%	25%
⑤ 上記②の状態 ……	15%	0%
⑥ 上記③の状態 ……	30%	15%
⑦ 主桁作用と床版作用の重ね合せ …… $\sigma_{ck}/3.5$ の 40%増し		
ℓ) 降伏に対する安全度の照査		

降伏に対する安全度は、活荷重（衝撃を含む）の 2 倍と死荷重の 1.3 倍ならびにコンクリートのクリープ、乾燥収縮、温度差による応力の最も不利な組み合わせに対して降伏応力度以下であることを照査しなければならない。この場合、合成前のモーメントは全て死荷重であることから、応力度を 1.3 倍すればよいが、合成後は死荷重および活荷重による応力度であることから、それぞれのモーメントの比率で応力度を分け、死荷重に対して 1.3 倍、活荷重に対して 2.0 倍すればよい。

鋼桁および床版コンクリートの降伏応力度は、道示一Ⅱ 9.3.2 に示されている。

〈参考〉 9.3.2 降伏に対する安全度の照査

合成げたは(1)項に規定する荷重の組合せに対して、(2)項を満足しなければならない。

(1) 荷重として、次に示す荷重の最も不利な組合せを用いるものとする。

- 1) 活荷重および衝撃の 2 倍
- 2) 死荷重の 1.3 倍
- 3) プレストレス
- 4) コンクリートのクリープの影響
- 5) コンクリートの乾燥収縮の影響
- 6) 温度変化の影響

(2) 1) 鋼げたの縁応力度および橋軸方向鉄筋の引張応力度はそれぞれ表-9.3.4に示す値以下としなければならない。

表-9.3.4 降伏に対する安全度の照査に用いる鋼材の降伏点

(kg/cm²)

SS 41		SM 50Y			
SM 41	SM 50	SM 53	SM 58	SD 24	SD 30
SMA 41		SMA 50	SMA 58		
2,400	3,200	3,600	4,600	2,400	3,000

2) 版のコンクリートの圧縮縁応力度は、設計基準強度 σ_{ck} の3/5以下としなければならない。

m) たわみに対する照査

道示一Ⅱ 1.4

〈参考〉 1.4 たわみの許容値

- (1) 活荷重（衝撃を含まない）による鋼橋の主げた、床げたおよび縦げたのたわみは表-1.4.1に示す値以下としなければならない。ただし、ラーメン構造については13章の規定によるものとする。
- (2) たわみは部材の総断面を用いて算出するものとする。

表-1.4.1 たわみの許容値(m)

けたの形式		単純げたおよび連続げた	ゲルバーげたの片持部	
橋の形式				
プレート ガーダー 形式	鉄筋コンクリート床版をもつプレートガーダー	$L \leq 10$	$L/2,000$	$L/1,200$
		$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000/L}$	$\frac{L}{12,000/L}$
		$40 < L$	$L/500$	$L/300$
	その他の床版をもつプレートガーダー		$L/500$	$L/300$
吊橋形式		$L/350$		
斜張橋形式		$L/400$		
その他の形式		$L/600$	$L/400$	

L : 支間長(m)

n) 連結部の設計

(i) 連結位置

連結位置は、部材の運搬、対傾構間隔などを考慮して決定しなければならない

標準設計では、表-4.9のようにすべての支間2箇所で連結する方法としているが、これらを参考として決定すればよい。

(ii) 設計に用いる断面力

連結部の設計に用いる断面力のうち、曲げモーメントについては連結部位置よりやや中央寄り（標準設計ではフランジの連結パターンを考慮し0.6m支間中央寄りとしている）の値を用いるのが一般的である。

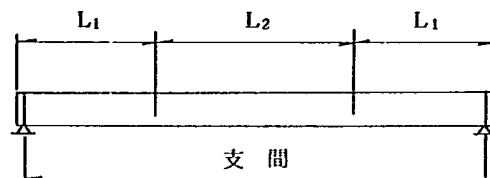
せん断力については連結位置に対する値でよい。

(iii) 腹板の連結

腹板の連結に対する設計方法は、新示方書によって改訂されリベットによる場合とボルトによる場合とで区別されている。

最近の実績では、ボルトによる連結が一般的となっており、本照査システムでもボルトについて記述するものとした。

表-4.9 連結長



支間	連結長 (mm)		
	L_1	L_2	L_3
25	7,180	11,240	7,180
26	7,380	11,840	7,380
27	7,730	12,140	7,730
28	7,930	12,740	7,930
29	9,200	11,200	9,200
30	9,600	11,400	9,600
31	9,900	11,800	9,900
32	10,200	12,200	10,200
33	10,600	12,400	10,600
34	10,900	12,800	10,900
35	11,160	13,280	11,160
36	11,550	13,500	11,550
37	12,430	12,740	12,430
38	12,780	13,040	12,780
39	13,130	13,340	13,130
40	13,480	13,640	13,480
42	13,360	15,880	13,360
44	13,910	16,780	13,910

ボルトによって連結する場合の設計は、図-4.5 に示すようにボルト位置の応力度を用いボルト本数を決定する。その計算方法は次のとおりである。

$$P = b \cdot t \cdot \sigma_t$$

$$P_t = b_t \cdot t \cdot \sigma_{tx}$$

曲げに対して、 $\rho_1 = P/n$

せん断に対して、 $\rho_2 = S/nm$

$$\therefore \rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} \leq \rho_a$$

また、主桁の応力度が部材全強の 75% 以下の時は、その応力度まで引き上げて設計を行わなければならない (図-4.6)。

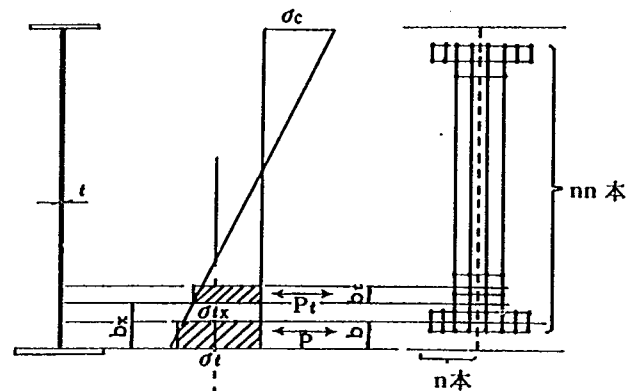


図-4.5 腹板の連結

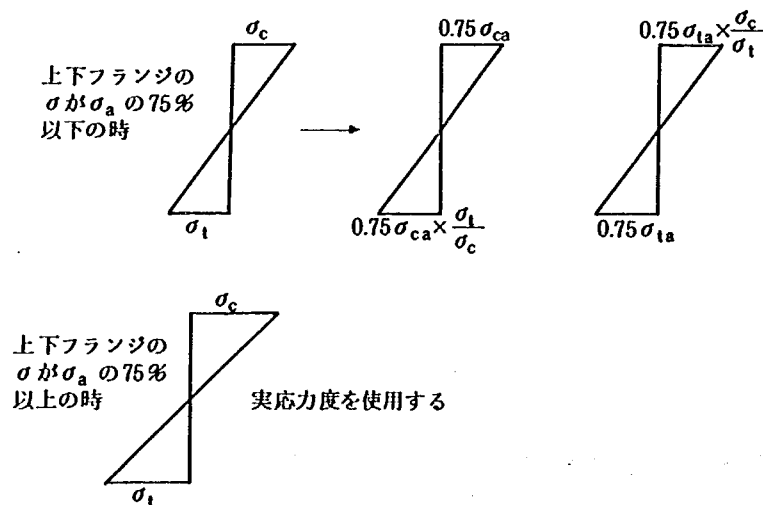


図-4.6 腹板の連結に用いる主げたの応力状態

道示-II 2.2.3……摩擦接合用高力ボルト許容値

〈参考〉 2.2.3 溶接部および接合用鋼材の許容応力度

(1) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は 表-2.2.6 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、強度の低い鋼材に対する値をとるものとする。

表-2.2.6 溶接部の許容応力度 (kg/cm²)

溶接の種類		鋼 種	SS 41	SM 50	SM 50Y	SM 58
			SM 41		SM 53	SMA 58
溶接の種類		応力の種類	SMA 41		SMA 50	
工場溶接	全断面溶込み グループ溶接	圧縮応力度	1,400	1,900	2,100	2,600
		引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600
	すみ肉溶接 部分溶込み グループ溶接	せん断応力度	800	1,100	1,200	1,600
現場溶接		それぞれの場合について上記の90%を原則とする。				

(2) 高力ボルトの許容力および許容応力度

1) 摩擦接合用高力ボルトの許容力は表-2.2.7に示す値とする。

表-2.2.7 摩擦接合用高力ボルトの許容力
(1ボルト1摩擦面あたり) (kg)

ボルトの等級 ねじの呼び	F 8 T	F10T
M 20	3,100	3,900
M 22	3,900	4,800
M 24	4,600	5,600

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-2.2.8および表-2.2.9に示す値とする。

表-2.2.8 支圧接合用高力ボルトの許容せん断応力度
(kg/cm²)

ボルトの等級	
B 8 T	B10T
1,500	1,900

表-2.2.9 支圧接合用高力ボルトの許容支圧応力度 (kg/cm²)

SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50 Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
2,400	3,200	3,600	4,600

(3) リベットの許容応力度

リベッ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-2.2.10および表-2.2.11に示す値とする。

表-2.2.10 リベットの許容せん断応力度 (kg/cm²)

リベット材 種類	SV34	SV41
工場リベット	1,100	1,500
現場リベット	1,000	1,300

表-2.2.11 リベットの許容支圧応力度 (kg/cm²)

接合する鋼材 の鋼種 リベット材	SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50・SM 50Y SM 53・SMA 50	SM 58 SMA 58
	SV 34・SV 41	SV 41	
工場リベット	2,400	3,200	
現場リベット	2,100	2,800	

(4) アンカーボルト、ピンおよび仕上げボルトの許容応力度

アンカーボルト、ピンおよび仕上げボルトの許容応力度はそれぞれ表-2.2.12に示す値とする。

表-2.2.12 アンカーボルトなどの許容応力度 (kg/cm²)

応力の種類	鋼種 部材の種類	SS 41	SS 50 S 30C	S35C
せん断 応力度	アンカーボルト	600	700	800
	ピン	1,000	1,200	1,400
	仕上げボルト	900	1,050	1,200

曲 応 力 度	ピ ン	1,900	2,300	2,600
支 座	仕 上 げ ボ ル ト	2,100	2,500	2,800
応 力 度	ピン(回転を伴わない場合)	2,100	2,500	2,800
	ピン(回転を伴う場合)	1,050	1,250	1,400

ボルトの配置については、道示に規定される最大間隔、最小間隔を満足するとともに、施工の際のボルト締め作業が容易に行えるように配置しなければならない。

道示—II 4.3.7～4.3.12 ボルトの配置

〈参考〉 4.3.7 純断面積の計算

- (1) 引張材の純断面積は材片の純幅と板厚との積とする。この場合、材片の純幅はその総幅からボルト孔により失われる幅を除いたものとする。
- (2) 部材の純断面積を算定する場合のボルト孔の径は、ボルトの呼びに3mmを加えたものとする。
- (3) 千鳥にボルト締めされた材片の純幅は、総幅から考えている断面の最初のボルト孔についてその全幅を控除し、以下順次に式(4.3.6)の w を各ボルト孔について控除したものとする。

$$w = d - \frac{p^2}{4g} \quad (\text{mm}) \quad \dots\dots\dots(4.3.6)$$

ここに、

d : ボルト孔の直径 (ボルトの呼び+3mm) (mm)

p : ボルトのピッチ (mm)

g : 応力直角方向のボルト線間距離 (mm)

- (4) T形、H形などの組合せ断面の純断面積は、各材片ごとに上記の方法により求めた純断面積の総和とし、圧延形材の場合もこれに準じるものとする。ただし、山形鋼、みぞ形鋼では、図-4.3.3に示すように展開した形で純断面積の算出を行うものとする。

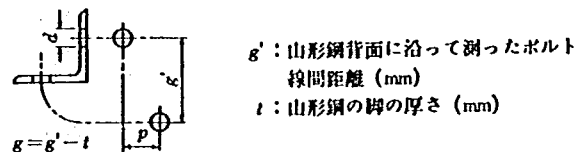


図-4.3.3 山形鋼の展開方法

〈参考〉 4.3.8 ボルトの最小中心間隔

ボルトの最小中心間隔は表-4.3.2に示す値を原則とする。ただし、やむを得ない場合は、ボルト径の3倍まで小さくすることができる。

表-4.3.2 ボルトの最小中心間隔(mm)

ボルトの呼び	最小中心間隔
M24	85
M22	75
M20	65

〈参考〉 4.3.9 ボルトの最大中心間隔

- (1) ボルトの最大中心間隔は表-4.3.3に示す値のうち小さい方の値とする。

表-4.3.3 ボルトの最大中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最 大 中 心 間 隔		
	p		g
M24	170	$12t$	$24t$
M22	150	千鳥の場合は $15t - \frac{3}{8} \cdot g$ ただし、 $12t$ 以下	ただし、300以下
M20	130		

ここに、

t : 外側の板または形鋼の厚さ (mm)

p : ボルトの応力方向の間隔 (mm)

g : ボルトの応力直角方向の間隔 (mm)

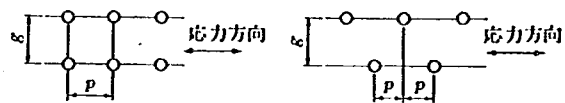


図-4.3.4 ボルトの配置と間隔のとり方

- (2) 引張部材のつじ合せボルトの応力方向の最大中心間隔は、(1)の規定にかかわらず $24t$ とする。ただし、300mmをこえてはならない。

〈参考〉 4.3.10 縁端距離

- (1) ボルト孔の中心から板の縁までの最小距離は表-4.3.4に示す値とする。

表-4.3.4 ボルト孔の中心から板の縁までの最小距離 (mm)

ボルトの呼び	最 小 縁 端 距 離	
	せん断ガス切断縁	圧延縁, 仕上げ縁 自動ガス切断縁
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

- (2) ボルト孔の中心から材片の重なる部分の縁端までの最大距離は、外側の板厚の8倍とする。ただし、150mmをこえてはならない。

- (3) 支圧接合においては、応力方向のボルト本数が2本以下の場合、応力方向の最小縁端距離は表-4.3.4によるほか式(4.3.7)を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} \text{1面せん断の場合} \quad e \geq \alpha \cdot \frac{A}{t} \\ \text{2面せん断の場合} \quad e \geq \alpha \cdot \frac{2A}{t} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

ここに、

e : 応力方向に測った最小縁端距離 (cm)

α : ボルトと母材との許容せん断応力度の比

A : ねじ部外径を基に算出したボルトの公称断面積 (cm²)

t : 1面せん断の場合は薄い方の板厚 (cm)

2面せん断の場合は母材の板厚または連結板の板厚の合計のいずれか薄い方の値 (cm)

〈参考〉 4.3.11 ボルトの最少本数

継手では、1群として2本以上の高力ボルトを使用しなければならない。

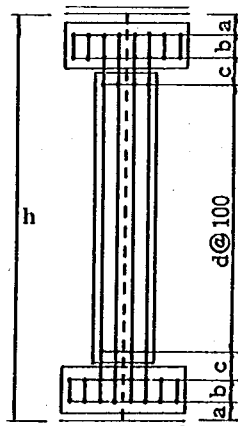
〈参考〉 4.3.12 勾配座金および曲面座金

- (1) ボルト頭またはナット面と部材面とが $1/20$ 以上傾斜している場合は、勾配フィラーを用いるか勾配座金を用いて、ボルトに偏心応力が生じないようにしなければならない。
- (2) 継手部が曲面でその曲率半径が小さい場合は、曲面座金を用いなければならない。

また、腹板連結に用いるモーメントプレートおよびシャーププレートについても所要断面積やボルトからの縁端距離などについて照査する。

標準設計における腹板連結のためのボルト配置および施工上のボルト締め最小間隔を図—4.7 および表—4.10 に示したので参考とすればよい。

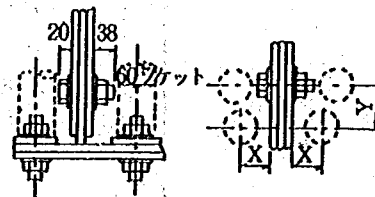
h	a	b	c	d
1300		120		7
1350		95		8
1400		120		8
1450		95		9
1500		120		9
1550		95		10
1600		120		10
1650		95		11
1700		120		11
1750		95		12
1800		120		12
1850	95	95	85	13
1900		120		13
1950		95		14
2000		120		14
2050		95		15
2100		120		15
2150		95		16
2200		120		16
2250		95		17
2300		120		17
2350		95		18



表—4.10 ボルト締めに必要な最小間隔

		単位：mm																
頭側	X	51	50	49	48	47	46	45	44	43	42	41	40	38	36	34	32	30
	Y	$\frac{b}{20}$	28	31	33	35	37	39	40	41	42	43	44	45	47	48	49	50
ナット側	X	69	68	67	66	65	64	63	61	59	57	55	52	49	46	42	38	33
	Y	$\frac{b}{11}$	19	22	24	26	28	29	32	34	36	37	41	44	46	48	50	51

注) 高力ボルト M22, ソケットの径60の場合を示す。



図—4.7 腹板の連結パターン

(iv) フランジの連結

フランジの連結で照査するポイントは、母材断面に対する連結板の断面積である。上フランジの連結は、圧縮材として設計するので問題はないが、下フランジは引張材であることから、ボルトの穴引き分だけ、母材断面を増加させなければならない場合があり、これを基準として連結板を設計しなければならない。

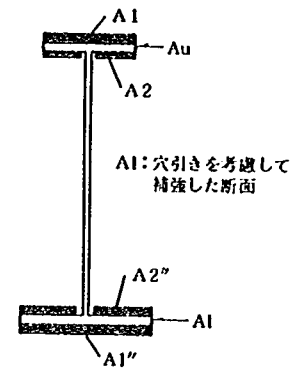
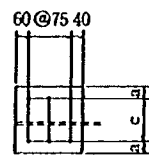
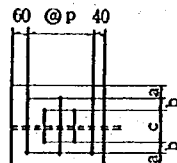


図-4.8 連結部の部材構成

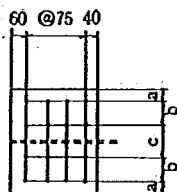
フラン 幅	タイ プ	a	b	c	p
200		40		120	
210		40		130	
220		45		130	
230	A	45		140	75
240		50		140	
250		50		150	
260		55		150	
270			30		70
280			35		70
290			40		65
300			45		60
310	B	40	50	130	60
320			55		55
330			60		45
340			65		40
350			70		40
360			75		
370			80		
380			85		
390	C	40	90	130	75
400			95		
410			100		
420			105		
430			55		55
440			57.5		50
450			60		45
460			62.5		45
470	D	40	65	130	
480			67.5		
490			70		40
500			72.5		
510			75		
520			77.5		
530			80		
540			82.5		
550	E	40	85	130	75
560			87.5		
570			90		
580			92.5		
590			95		
600			97.5		



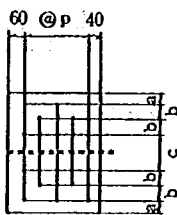
タイプA



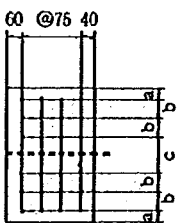
タイプB



タイプC



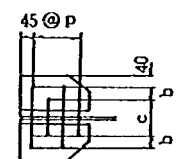
タイプD



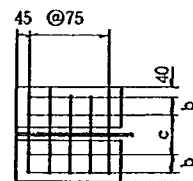
タイプE

図-4.9 上フランジの連結パターン

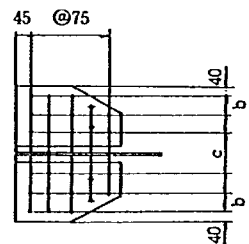
フラン 幅	タイ プ	a	b	c	p
330		80	60		45
340	A	85	65		40
350		85	70		40
360			75		
370			80		
380			85		
390			90		
400			95		
410			100		
420			105	130	
430	B		110		75
440			115		
450			120		
460			125		
470			130		
480			135		
490			140		
500			145		
510			75		
520			77.5		
530			80		
540			82.5		
550			85		
560			87.5		
570			90		
580	C		92.5	130	75
590			95		
600			97.5		
610			100		
620			102.5		
630			105		
640			107.5		
650			110		
660				130	
670			75		140
680					150
690					130
700			80		140
710					150
720					130
730	D		85		140
740					150
750					130
760			90		140
770					150
780					130
790			95		140



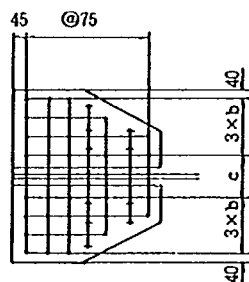
タイプA



タイプB



タイプC



タイプD

図-4.10 下フランジの連結パターン

いま、図—4.8 のように部材を構成するとすれば

$$A_u < A_s = A_1 + 2A_2 \quad A_u/2 < A_1, \quad A_u/2 < 2A_2$$

$$A_l < A_s' = A_1' + 2A_2' \quad A_l/2 < A_1', \quad A_l/2 < 2A_2'$$

の関係を満足しなければならない。

また、連結ボルト本数を求めるための設計応力度は、実応力度あるいは全強の 75% の応力度の大きい方を用いなければならない。

ボルトの配置は、道示—II 2.2.3 および道示—II 4.3(前出)の規定に従うが、標準設計では図—4.9～図—4.10 のように配値パターンを用いており、これらも参考とすればよい、なお、表—4.10 で示した施工上のボルト締め間隔についても満足するものでなければならない。

o) 荷重集中点の垂直補剛材

主桁の支点および対傾構の取付け部のような荷重集中点には必ず垂直補剛材を設けなければならない。また、その設計は全反力を受ける柱として行う。

道示—II 8.7.1 有効断面積，有効座屈長

〈参考〉 8.7.1 荷重集中点の補剛材

- (1) プレートガーダーの主げたの支点、および床げた、縦げた、対傾構などの取付け部のような荷重集中点には垂直補剛材を設けなければならない。
- (2) 荷重集中点の垂直補剛材は、次の規定により軸方向圧縮力を受ける柱として設計しなければならない。
 - 1) 柱としての有効断面積は、補剛材断面および腹板のうち補剛材取付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。ただし、全有効断面積は補剛材の断面積の 1.7 倍をこえてはならない。
 - 2) 許容応力度の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし、有効座屈長はけた高の1/2とする。

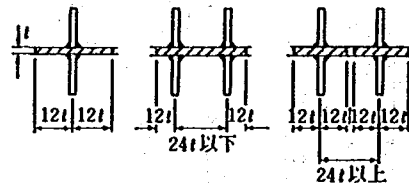


図-8.7.1 荷重集中点の腹板の有効幅

道示—II, 8.7.2 取付け方

〈参考〉 8.7.2 設計細目

- (1) 補剛材と腹板との連結は、補剛材が全集中荷重を受けるものとして設計しなければならない。
- (2) 支点上の補剛材は両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばすのを原則とする。支点上の補剛材は力の伝達を受けるフランジに溶接しなければならない。支点以外の荷重集中点に設ける補剛材では力の伝達を受けるフランジに溶接するのを原則とする。

P) 中間垂直補剛材

中間垂直補剛材は、主桁のせん断座屈に対して補強を行うため設けられるものであり、その配置間隔、必要剛度、鋼種、板幅と板厚の関係、取付け方等の規定を満足するものでなければならない。

なお、垂直補剛材の間隔は設計図表—17～33、必要剛度については設計図表—34～35 によって照査することができる。

道示—II 8.5.1 配置間隔

〈参考〉 8.5.1 垂直補剛材の配置およびその間隔

(1) 上下両フランジの純間隔が表-8.5.1の値をこえる場合は、腹板には垂直補剛材を設けなければならない。

計算せん断応力度が許容せん断応力度に比べて小さい場合は、表-8.5.1の値を $\sqrt{\text{許容せん断応力度} / \text{計算せん断応力度}}$ 倍することができる。ただし、1.2倍をこえてはならない。

表-8.5.1 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値

鋼 種	SS 41	SM 50	SM50Y	SM 58
	SM 41 SMA 41		SM53 SMA 50	SMA 58
上下両フランジ純間隔	70 t	60 t	57 t	50 t

ここに、

t : 腹板の板厚

(2) 垂直補剛材の間隔は、次式の関係満足するようにしなければならない。ただし、 $a/b \leq 1.5$ とする。

1) 水平補剛材を用いない場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,650}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{810 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 1\right) \quad \dots\dots\dots(8.5.1)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,650}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{610 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 1\right) \quad \dots\dots\dots(8.5.2)$$

2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,270 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.80\right) \quad \dots\dots\dots(8.5.3)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{950 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.80\right) \quad \dots\dots\dots(8.5.4)$$

3) 水平補剛材を2段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{31,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,970 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.64\right) \quad \dots\dots\dots(8.5.5)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{31,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,480 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.64\right)$$

ここに、

a : 垂直補剛材間隔(cm)

b : 腹板の板幅(cm)

t : 腹板の厚さ(cm)

σ : 腹板の縁圧縮応力度(kg/cm²)

τ : 腹板のせん断応力度(kg/cm²)

道示—II 8.5.2 剛度，鋼種（SS41 でよい）

板幅 $b \geq h/30 + 50\text{mm}$

板厚 $t \geq b/13$

〈参考〉 8.5.2 垂直補剛材の剛度，鋼種および板厚

(1) 3.2.4(4)項により算出した垂直補剛材 1 個の断面二次モーメント I_y は式(8.5.7)を満足しなければならない。

$$I_y \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{r, req} \dots\dots\dots (8.5.7)$$

ここに，

t : 腹板の板厚(cm)

b : 腹板の板幅(cm)

$\gamma_{r, req}$: 垂直補剛材の必要剛比， $\gamma_{r, req} = 8.0 \left(\frac{b}{a} \right)^2$

a : 垂直補剛材の間隔

(2) 垂直補剛材の幅は，腹板高の1/30に50mmを加えた値以上としなければならない。

(3) 垂直補剛材は，腹板の鋼種にかかわらず S S 41 級の鋼種を用いてよい。

(4) 垂直補剛材の板厚は，その幅の1/13以上としなければならない。

道示—II 8.5.3 取付け方

〈参考〉 8.5.3 垂直補剛材の取付け方

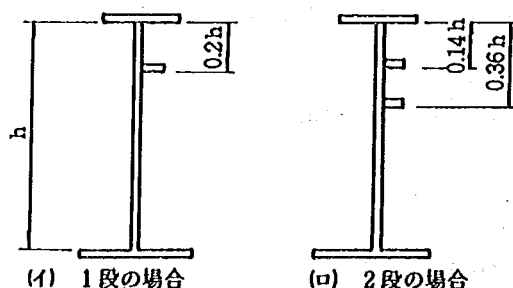
(1) 垂直補剛材を腹板の片側のみに設ける場合は，垂直補剛材と圧縮フランジとは溶接しなければならない。

(2) 垂直補剛材を腹板の両側に設ける場合は，垂直補剛材と圧縮フランジとは溶接するか，またはすき間のないように密着させなければならない。

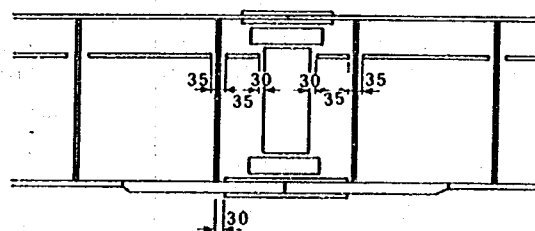
9) 水平補剛材

水平補剛材は，主桁腹板の上縁付近の面内座屈を防止するために設けられるもので，桁高，腹板厚，垂直補剛材の間隔などによって寸法が変化する。設計上は桁高に対する取付け位置，必要剛度，鋼種，板厚などについて規定を満足するものでなければならない。

なお，水平補剛材の必要剛度については，設計図表—36 で照査することができる。



図—4.11 水平補剛材の取付け位置



図—4.12 補剛材の取付け寸法
(同じ側に設ける場合)

また、水平補剛材と垂直補剛材は、腹板の同じ側に設ける必要はないが外桁においては美観上から同じ側（中桁側）とする場合が多くその場合の取り付け方は図-4.12が参考となろう。腹板の現場連結部では水平補剛材は省略してよい。

道示-Ⅱ 8.6.1 取り付け位置

〈参考〉 8.6.1 水平補剛材の位置

水平補剛材の取り付け位置は、それを1段用いる場合は $0.20b$ 付近、2段用いる場合は $0.14b$ と $0.36b$ 付近とするのを原則とする。

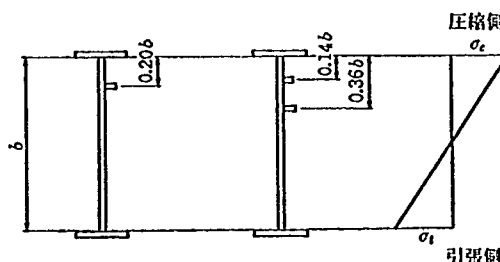


図-8.6.1 水平補剛材の位置

道示-Ⅱ 8.6.2 剛度、鋼種（腹板と同材質）、板厚

〈参考〉 8.6.2 水平補剛材の剛度、鋼種および板厚

- (1) 3.2.4(4)項により算出した水平補剛材1個の断面二次モーメント I_h は、式(8.6.1)を満足しなければならない。

$$I_h \geq \frac{bt^3}{11} \cdot \gamma_{h,req} \quad \dots\dots\dots (8.6.1)$$

ここに、

t : 腹板の板厚(cm)

b : 腹板の板幅(cm)

$\gamma_{h,req}$: 水平補剛材の必要剛比, $\gamma_{h,req} = 30 \left(\frac{a}{b} \right)$

a : 垂直補剛材の間隔

- (2) 水平補剛材にはその取り付け位置に生じる腹板の最大応力が生じるものとして、その鋼種および板厚を決定しなければならない。

r) ずれ止め

合成桁では、床版と鋼桁の接触面に生ずるせん断力と床版の浮上りに対してずれ止めを設けなければならない。

ずれ止めは種々のものが考えられるが、せん断力に対しては十分な耐荷力を有するもの、版の浮上り防止に対しては十分な効果を有するものを選定する必要がある。最近一般的に用いられるものとしてはスタットジベルである。

ずれ止めの設計に考慮しなければならない荷重は、合成後死荷重、活荷重、乾燥収縮の影響およびコンクリートと鋼桁の温度差であるが、これらの荷重の組み合わせにおいて最もせん断力の大きくなる場合について設計が行われているか照査する。

なお、ずれ止めの設計は、道示-Ⅱ 9.5 によるが、主な規定は次のとおりでこれらについて満足している

か照査する。

また、スタッドジベルとする場合、図-4.13 に示すように2通りの溶植が考えられるが、製作しやすさの点を考慮し(ロ)が一般的となっている。

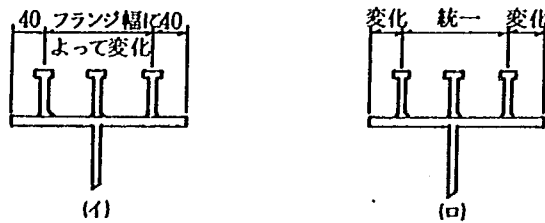
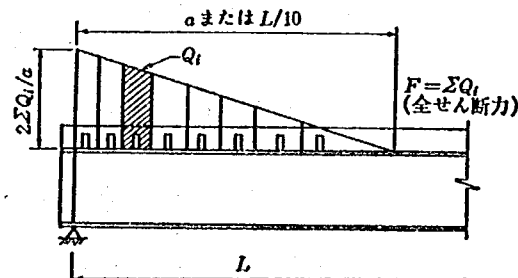


図-4.13 スタッドジベルの溶植

道示-II 9.5.3 乾燥収縮および温度差により生ずるせん断力

〈参考〉 9.5.3 版のコンクリートの乾燥収縮および版のコンクリートと鋼げたとの温度差により生じるせん断力

- (1) 版のコンクリートの乾燥収縮および版のコンクリートと鋼げたとの温度差により生じるせん断力は、床版の自由端部において、主げたの間隔（主げたの間隔が $L/10$ より大きいときは $L/10$ をとる）の範囲に設けるずれ止めで負担させなければならない。
- (2) ずれ止めの設計にあたっては、図-9.5.1に示すように、せん断力の全部が、支点上で最大となる三角形に分布するものとしてよい。



ここに、 a : 主げたの間隔
 L : 単純げたの場合 L : 支間
 連続げたの場合 L : 支間の合計

図-9.5.1 せん断力の分布

道示-II 9.5.4~5 ずれ止めの最大間隔、最少間隔

〈参考〉 9.5.4 ずれ止めの最大間隔

ずれ止めの最大間隔は、版のコンクリートの厚さの3倍とし、60cmをこえないものとする。

〈参考〉 9.5.5 ずれ止めの最小間隔

(1) スタッドの場合

橋軸方向の最小中心間隔は $5d$ または10cmとし、橋軸直角方向の最小中心間隔は $d+3.0$ cmとする。ここに、 d はスタッドの軸径である。また、スタッドの幹とフランジ縁との最小純間隔は2.5cmとする。

(2) ブロックあるいはみぞ形と輪形筋との併用の場合

橋軸方向の最小中心間隔は次のとおりとする。

$w \geq h$ の場合 : $3.5w$

$w < h$ の場合 : $3.5h$

ここに, w : ブロックあるいはみぞ形の幅の1/2(cm)

h : ブロックあるいはみぞ形の高さ(cm)

道示—II 9.5.6 許容せん断力

〈参考〉 9.5.6 許容せん断力

ずれ止めの許容せん断力は式(9.5.1)または式(9.5.2)で算出するものとし, 版のコンクリートと鋼げたのフランジ間との付着力は無視するものとする。

(1) スタッドの場合

$$Q_s = 30d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \quad \dots\dots\dots (9.5.1)$$

$$Q_s = 5.5dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

(2) ブロックあるいはみぞ形と輪形筋との併用の場合

$$Q_s = \sigma_1 A_1 + \mu \sigma_{sa} A_2 \quad \dots\dots\dots (9.5.2)$$

ここに,

Q_s : ずれ止めの許容せん断力 (kg/本)

A_1 : ずれ止めの前面積 (cm²)

A_2 : ずれ止めと協働する輪形筋の断面積 (cm²)

H : スタッドの全高で, 15cm程度を標準とする (cm)

d : スタッドの軸径 (cm)

μ : $\theta = 45^\circ$ のとき 0.7, $\theta = 90^\circ$ のとき 0 (図-9.5.2参照)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)

σ_1 : 版のコンクリートの許容支圧応力度 (kg/cm²)

$$\sigma_1 = (0.25 + 0.05 \frac{A}{A_1}) \sigma_{ck} \leq 0.5 \sigma_{ck}$$

σ_{ck} : 設計基準強度 (kg/cm²)

$A = b_0 h_0$

b_0 : ハンチの最小幅 (cm)

h_0 : 鋼げたの上フランジ上面より版の上面までの距離 (cm)

ただし, 輪形筋の鋼種は S R24 とし, 輪形の直径は鉄筋の直径の15倍以上, かぶりは鉄筋径の2倍以上とする。

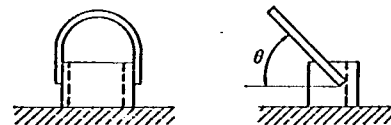


図-9.5.2

道示—II 9.5.8 降伏に対する安全度

〈参考〉 9.5.8 ずれ止めの降伏に対する安全度の照査

(1) スタッドの場合

スタッドに対しては一般に降伏に対する安全度の照査を行わなくてよい。

(2) ブロックあるいはみぞ形と輪形筋との併用の場合

活荷重 (衝撃をふくむ) の2倍と, 合成される死荷重の1.3倍および

他の荷重との不利な組合せに対して降伏に対する安全度を照査するものとする。この場合、ずれ止めに作用するせん断力は式 (9.5.3) で計算される値をこえてはならない。

$$Q_s = \frac{3}{5} \sigma_{s1} A_1 + \mu \sigma_{s2} A_2 \dots\dots\dots (9.5.3)$$

ここに、

Q_s : 安全度を照査する場合のずれ止めの許容せん断力 (kg/本)

σ_{s1} : 鉄筋の基準降伏点 (kg/cm²)

A_1 : ずれ止めの前面積 (cm²)

A_2 : ずれ止めと協働する輪形筋の断面積 (cm²)

μ : $\theta = 45^\circ$ のとき 0.7, $\theta = 90^\circ$ のとき 0 をとる

また、ブロックあるいはみぞ形と輪形筋、ずれ止めと主げたのフランジとのすみ肉溶接部の許容応力度は、2.2.3 に規定する値を70%割増ししてよい。

(4) 横桁の設計

床版が3本以上の桁で支持され、かつ、桁の支間が10mを超える場合は、剛な荷重分配横桁を設けなければならない。また、荷重分配横桁の間隔は、20m以下でなければならない (道示Ⅱ 8.8.1)

〈参考〉 8.8.1 対 傾 構

- (1) プレートガーダー橋の支点では、各主げた間に端対傾構を設けなければならない。
- (2) I形断面および π 形断面 プレートガーダー橋では、6m以内で、かつ、フランジ幅の30倍をこえない間隔で中間対傾構を設けなければならない。箱形断面プレートガーダー橋でもこれに準じるのがよい。
- (3) 床版が3本以上のけたで支持され、かつ、けたの支間が10mをこえる場合は、それらのけたの間に剛な荷重分配横けたを設けなければならない。荷重分配横けたの間隔は20mをこえてはならない。
- (4) 荷重分配作用をさせる対傾構は主要部材として設計しなければならない。
- (5) 下路プレートガーダー橋では、床げた取付け部はニーブレース板などにより床げたと主げたの垂直補剛材を結合し、横方向の変形に対して補剛しなければならない。この場合ニーブレース板、補剛材など各部の構造は、支間中最大の圧縮フランジ軸力の1%の横力に対して安全であるよう設計しなければならない。この軸力は圧縮フランジ面内で各床げた取付け点にフランジに直角に作用させるものとする。耐力を期待しない場合でも、ニーブレース板の自由辺の長さは板厚の60倍をこえてはならない。

この場合の圧縮フランジの許容曲げ応力度の計算に用いる固定点間距離は、ニーブレースの中心間隔を用いるものとする。

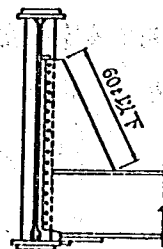


図-8.8.1 ニーブレースの自由辺

このような事項を考慮して設けられる横桁の照査項目は次の点である。

a) 格子剛度

各主桁の相対たわみによる床版への悪影響を除くためには、剛性の大きい荷重分配横桁を設ける必要がある。近年、床版損傷による補修の例が散見されるが、これらは単に交通荷重の増加によるものだけではなく、設計時における経済性のみの重要視がもたらした結果も含まれており、床版厚、主桁剛性ととも荷重分配横桁に対する配慮が必要で、橋梁の耐用年数の間は大きな補修を必要としない設計が望まれる。

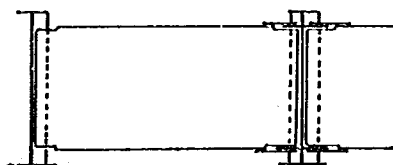
格子剛度に対する所要量の定量的なものは示されていないが、支間 30 m で Z はほぼ 10 程度以上が必要とされている。

標準設計に対する支間と Z の関係は、設計図表—37 にまとめているので参考とすればよい、なお、格子剛度は次式で与えられる。

$$Z = \left(\frac{l}{2a} \right)^3 \cdot \left(\frac{I_q}{I} \right) \quad l: \text{支間} \quad a: \text{主桁間隔} \quad I, I_q: \text{主桁, 横桁の断面二次モーメント}$$

b) 構造

横桁の構造は、各組織の設計要領によって異なるが、基本的には横方向の断面力が良好に伝達できる構造であればよい。標準設計では図—4.14 に示すような構造としている。



図—4.14 横げたの構造（標準設計）

c) フランジ幅と板厚

道示—II 8.3.1…… $t \geq b/16$ b :自由突出幅

〈参考〉 8.3.1 引張フランジ自由突出部の板厚

引張フランジ自由突出部の板厚は、鋼種にかかわらず自由突出幅の1/16以上とする。

d) 設計断面力

横桁の設計曲げモーメントは、正の曲げモーメントと負の曲げモーメントに分かれてる。したがって、部材設計においてそれらが正しく用いられているか照査する。

なお、標準設計における横桁設計用曲げモーメントのデータを統計的に処理したものが表—4.11 であり、横桁設計曲げモーメントとしては支間（すなわち横桁本数）、幅員構成によって変化するが、着目主桁の 10～20%程度である。表—4.11 を用いてオーダ値の照査はできるがこの場合は標準設計と同じ横桁構造である必要がある。

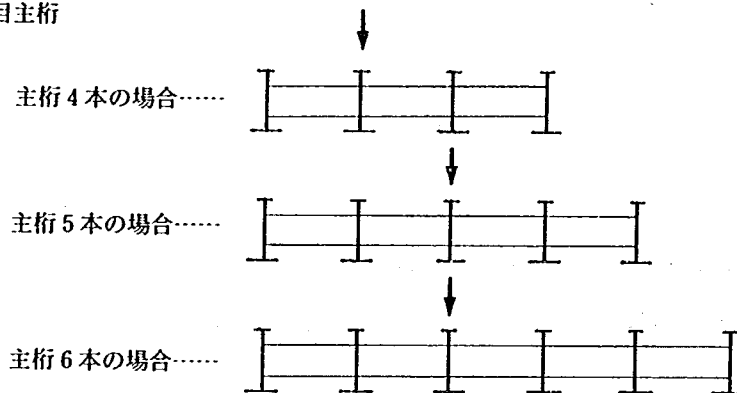
表-4.11

支間 幅員構成区分	25m ≤ L ≤ 40m		40m < L ≤ 44m	
	$\frac{M_o}{M_v}$ の平均値	標準偏差	$\frac{M_o}{M_v}$ の平均値	標準偏差
両側歩道	0.1849	0.0425	0.1090	0.0290
片側歩道	0.1725	0.0381	0.0964	0.0215
歩道なし	0.1416	0.0218	0.0762	0.0105

(注) 1) M_o : 横桁の設計曲げモーメント

M_v : 着目主桁の合成後の曲げモーメント

2) 着目主桁



e) 応 力 度

応力度の検討において注意する点は、正、負の曲げモーメントのうち大きい方を用いているか照査しなければならない。また、引張側のフランジにおいては、ボルト孔による穴引きを考慮しなければならない。

すなわち、圧縮側、引張側の応力度は次の関係を満足していなければならない。

$$\sigma_c = \frac{M}{I} y \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_t = \frac{M}{I} y \cdot \frac{B_f}{B_f'} \leq \sigma_{ta} \quad B_f: \text{フランジ幅} \quad B_f': \text{穴引きを考慮したフランジ幅}$$

さらに、横桁には、曲げモーメントとせん断力が同時に作用することから合成応力度の条件式も満足していなければならない。

$$\left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2$$

f) フランジの連結

フランジの連結は、曲げモーメント/腹板高によって求められる軸力で設計を行うが、この軸力に対してボルト数及び連結板が正しく設計されているか照査する。

g) 腹板の連結

腹板の連結は、腹板に作用するせん断力で設計する。

なお、横桁に作用するせん断力は、比較的にかさいのでボルト数はこれによって決まる場合は少なく、ボルトの最大間隔で決まることが多い。

h) 補 剛 材

横桁における垂直補剛材、水平補剛材の設計は、主桁と同様であり、次の事項について照査すればよい。

○垂直補剛材の所要剛度……道示一Ⅱ 8.5.2 (前出)

設計図表一34～35で照査できる

○垂直補剛材の幅、板厚……道示一Ⅱ 8.5.2 (前出)

$$b \geq h/30 + 50\text{mm} \quad t \geq b/13$$

○水平補剛材の段数と腹板厚の関係

道示一Ⅱ 3.4 材質に留意する

○水平補剛材の所要剛度……道示一Ⅱ 8.6.2 (前出)

設計図表一36で照査できる。

○水平補剛材の取り付け位置……道示一Ⅱ 8.6.1 (前出)

横桁は正、負の曲げモーメントが作用するので、上、下に対称に取り付ける必要がある。

(5) 端対傾構の設計

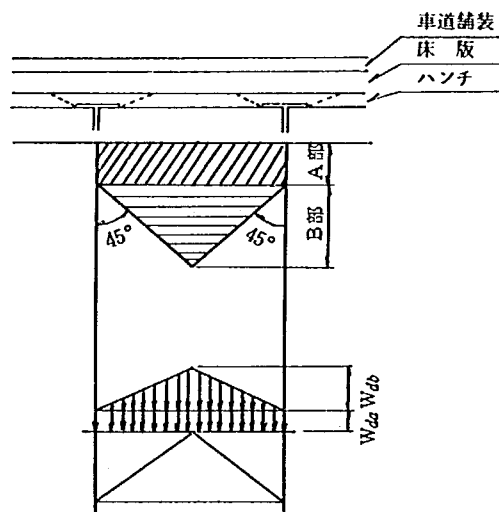
端対傾構は、床版端部の補強、風荷重、地震荷重などの横荷重の反力を円滑に支承に伝達させることおよび地震時に各主桁支承部に作用する水平力を均等化する機能を目的として設けられるものである、したがってそれぞれの状態に対する作用荷重の最も不利な組み合わせで設計を行わなければならない。

a) 死荷重の負載範囲

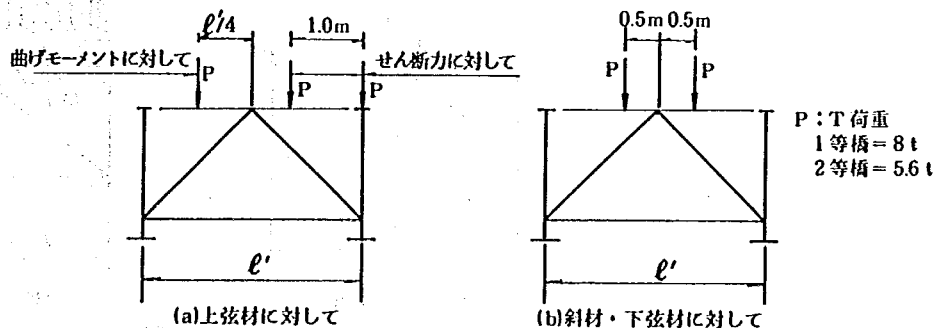
端対傾構は、床版を直接支持する構造であることから、床版コンクリート（ハンチを含む）と舗装による死荷重が作用する。これら死荷重の負載範囲は、図一4.15に示すように支承線から床版端部までの等分布荷重（A部）と支承線から支間中央方向の三角形部分（B部）の合成された荷重とする。

b) 活荷重の載荷

端対傾構は、床版を直接支持していることから、それを構成する部材（上弦材、下弦材、斜材）に最も不利となるように輪荷重（T荷重による）を載荷しなければならない、その載荷方法は図一4.16のとおりとする。



図一4.15 端対傾構に作用する死荷重



図一4.16 活荷重の載荷

c) 水平荷重

風荷重および地震荷重による水平荷重は図-4.17のように载荷するが、その分担は風荷重については2組の端対傾構(2主桁の場合は、1組)で負担し、地震荷重についてはすべての端対傾構で等分に負担するものとする。なお、端対傾構の設計に用いる風荷重は、活荷重載荷時を考慮しなければならない。

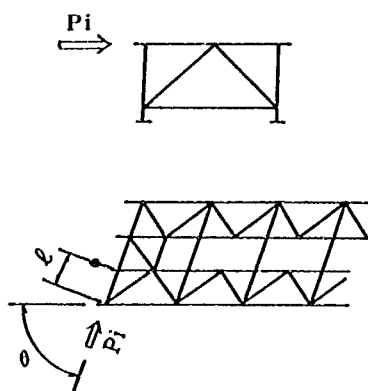


図-4.17 水平荷重

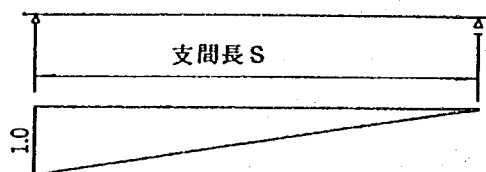


図-4.18 影響面積

したがって、斜角の影響を考慮すると風荷重(P_w)、地震荷重(P_e)による水平力は次式のようにになる。

$$P_w = \frac{1}{2 \sin \theta} w \cdot A$$

$$P_e = \frac{1}{(n-1) \sin \theta} Eq \cdot A$$

ここに θ : 斜角

w : 風荷重強度 (kg/m)

$$= 150 (1.5hw + h') + 150$$

n : 主桁数

Eq : 地震荷重強度 (kg/m)

A : 影響線面積 = $S/2$ (図-4.18)

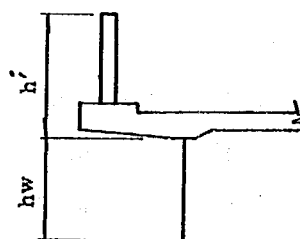


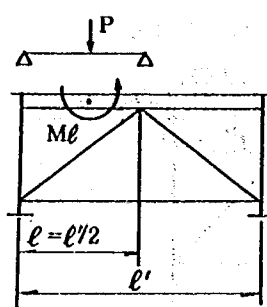
図-4.19

d) 上弦材の設計

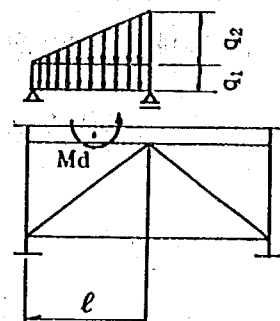
端対傾構の上弦材は、一般に溝型鋼が用いられるが、この部材は死荷重、活荷重、風荷重の組み合わせで決定される。

応力度の検討は、図-4.20に示す荷重状態に対する曲げ応力度、およびその応力度と風荷重による軸力による応力度の合成応力度について照査する。

合成時の許容応力度の割増しは1.25である。



(a) 活荷重



(b) 死荷重

図-4.20

また、活荷重によるたわみについても許容値を満足しているか照査する。

$$\delta_t \leq \delta_a = \ell / 2000$$

連結用ボルト本数は、図-4.21 に示す状態で設計する。

なお、上弦材の設計に用いる風荷重による軸力は $P_w/2$ でよい。

e) 斜材・下弦材の設計

これらの部材は、活荷重 (図-4.22)、死荷重

(図-4.23) 風荷重および地震荷重 (図-4.24) による軸力で断面と連結の設計を行う。また、山形鋼や C.T 鋼が用いられ圧縮材として設計するので部材の細長比 (主要部材として $\ell/r < 120$ ……道示-Ⅱ 3.1.7) についても照査する。

実応力度の検討は、次の組み合わせで照査する。

- ① 常時…… (死荷重+活荷重) の軸力に対して
- ② 常時+風荷重(*)の軸力に対して…… (許容応力度の割増し $\alpha=1.25$)
- ③ 地震荷重(*)の軸力に対して…… (許容応力度の割増し $\alpha=1.70$)

なお、許容応力度は ℓ/r の値に応じて変化していることに注意するとともに偏心圧縮の影響 (道示-Ⅱ 3.5) などについても照査が必要である。

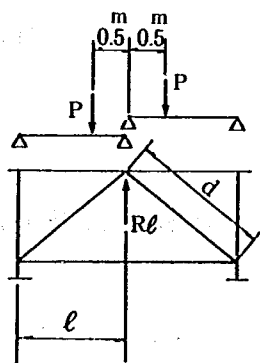


図-4.22 活荷重

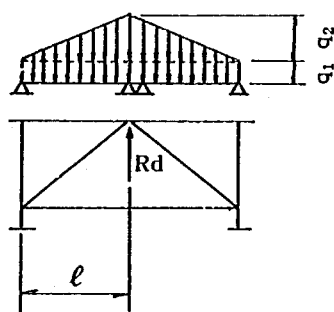


図-4.23 死荷重

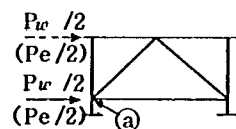


図-4.24 水平荷重

これらの部材の連結は、上弦材および下弦材に取付けたガセットプレートへの溶接であり、所要溶接長および許容せん断応力度を満足しているか照査する。

(*) 斜材の設計に用いる水平荷重

図-4.24 ①部に作用する荷重値 ($p_w/2$ または $p_e/2$) の半分とする軸力は次式で求まる。

$$\text{風荷重} \cdots \cdots N_w = \frac{p_w \cdot d}{4l} \quad (d, \ell \text{ は図-22 参照})$$

$$\text{地震荷重} \cdots \cdots N_e = \frac{p_e \cdot d}{4\ell} \quad (d, \ell \text{ は図-22 参照})$$

下弦材の設計に用いる水平荷重

図-4.24 ②部に作用する荷重値 ($p_w/2$ または $p_e/2$) を用いる。

道示—II 3.1.7

〈参考〉 3.1.7 部材の細長比

部材の細長比は表-3.1.1に示す値以下としなければならない。ただし、アイバー、棒鋼、ワイヤロープなどはこの限りでない。

表-3.1.1 部材の細長比

部 材		細 長 比 (l/r)
圧 縮 部 材	主 要 部 材	120
	二 次 部 材	150
引 張 部 材	主 要 部 材	200
	二 次 部 材	240

ここに、

l : 引張部材の場合骨組長、圧縮部材の場合有効座屈長 (cm)

r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)

なお、主要部材とは主構造と床組をいい、二次部材とは主要部材以外の二次的な機能をもつ部材をいう。横構や対傾構は、主要部材としての機能をもたせないで設計する場合は二次部材としてよい。

道示—II 3.5

〈参考〉 3.5 山形およびT形断面を有する圧縮部材

- (1) 図-3.5.1のようにフランジがガセットに連結された山形およびT形断面圧縮部材は式 (3.5.1) により設計してもよい。

$$\frac{P}{A_g} \leq \sigma_{ca} \left(0.5 + \frac{l/r_x}{1,000} \right) \dots\dots\dots (3.5.1)$$

ここに、

P : 軸方向圧縮力 (kg)

A_g : 部材の総断面積 (cm²)

σ_{ca} : l/r_x を用いて 2.2.1 の規定により算出した許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

l : 有効座屈長 (cm)

r_x : 断面の重心を通り、ガセット面に平行な軸 (図-3.5.1 の x 軸) のまわりの断面二次半径 (cm)

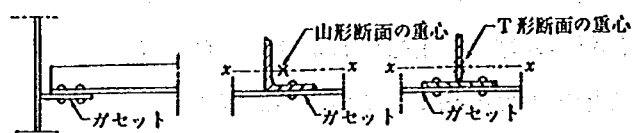


図-3.5.1 山形およびT形断面を有する圧縮部材

- (2) (1)項によらない場合は、その部材断面の図心を通るガセットプレート面に平行な軸のまわりの偏心による曲げモーメントおよび軸方向圧縮力を受ける部材として 3.3 の規定により設計するものとする。ただし、 σ_{ca} には許容軸方向圧縮応力度の上限値を用いる。この場合、偏心圧縮力はガセットプレート面内に作用するものとし、断面二次半径としては曲げ変形が生じる軸に関するものを用いるものとする。

道示—II 4.2.6 軸力またはせん断力を受ける溶接継手の応力度

〈参考〉 4.2.6 軸方向力またはせん断力を受ける溶接継手の応力度

継手に軸方向力またはせん断力が作用する場合の溶接部に生じる応力度は、式 (4.2.2) または式 (4.2.3) により算出するものとする。ただし、すみ肉溶接および部分溶込み溶接に生ずる応力度は、作用する力の種類にかかわらず式 (4.2.3) によって算出するものとする。

$$\sigma = \frac{P}{\sum a l} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

$$\tau = \frac{P}{\sum a l} \dots\dots\dots (4.2.3)$$

ここに、

σ : 溶接部に生じる垂直応力度 (kg/cm²)

τ : 溶接部に生じるせん断応力度 (kg/cm²)

P : 継手に作用する力 (kg)

a : 溶接の有効厚 (cm)

l : 溶接の有効長 (cm)

(6) 中間対傾構の設計

中間対傾構は、水平荷重に抵抗するとともに主桁の位置を確保する目的で設けられるものである。したがって、設計荷重としては風荷重である。

a) 風 荷 重

中間対傾構の設計に用いられる風荷重は、活荷重無載荷状態を考えなければならない。この場合の風荷重強度は次のとおりである。

$$w' = 300 (1.5 h_w + h') \dots\dots\dots (\text{kg/m})$$

(記号は、図—4.19 参照)

また、風荷重は図—4.25 のように載荷し、斜角の影響も考慮するが、これらは上弦材と下弦材で半分ずつ負担するものとする。

斜材の場合は、さらに 1/2 の荷重を負担するが、 d/ℓ を考えた分力に直して軸力を求める。

$$P_w' = \frac{1}{2 \sin \theta} w' \cdot s \quad (\text{記号は、図—4.25 参照})$$

b) 断面設計

中間対傾構を構成する部材は、まず圧縮材としての細長比 ($\ell/r < 150 \dots\dots 2$ 次部材、道示—II 3.1.7 (前出)) を満足していなければならない。

軸力に対する実応力度は、前述の端対傾構の項と同様の項目について照査する。

なお、この場合の許容応力度の割増しは $\alpha = 1.2$ とする。

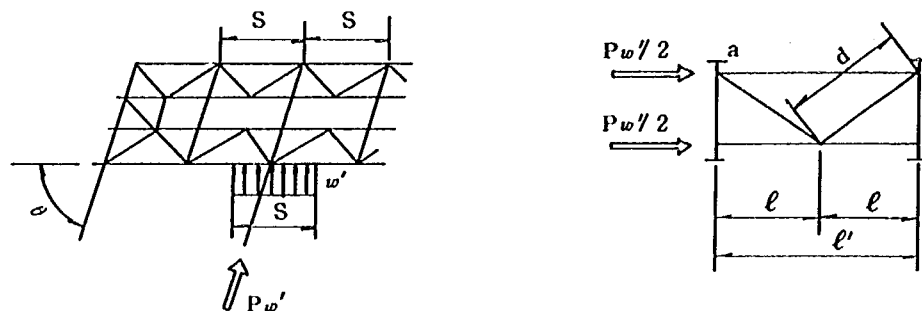


図-4.25 風 荷 重

(7) 横構の設計

横構は、風荷重または地震荷重による水平力を支承に円滑に伝達することを目的として設けられるもので、合成桁のように床版と桁が結合されている場合は、下横構のみでよい。また、支間が25m以下で前述のような対傾構を設ける場合は、下横構も省略することができる。ただし、曲線橋においては、下横構は省略できない（道示—II 8.8.2）。

また、多主桁の橋梁では、左右2組の横構を設ければよく、横構の形状としては、図-4.26 が一般的である。

〈参考〉

8.8.2 横 構

- (1) I形断面プレートガーダー橋には、横荷重を支承に円滑に伝達するように上横構、下横構を設けるのを原則とする。
 - (2) 上路プレートガーダー橋で鋼床版あるいは鉄筋コンクリート床版とけたが結合されていて、けたの横倒れなどに耐えられる場合は、上横構を省略することができる。
 - (3) 支間が25m以下で強固な対傾構がある場合は、下横構を省略することができる。
- ただし、曲線橋では下横構は省略してはならない。

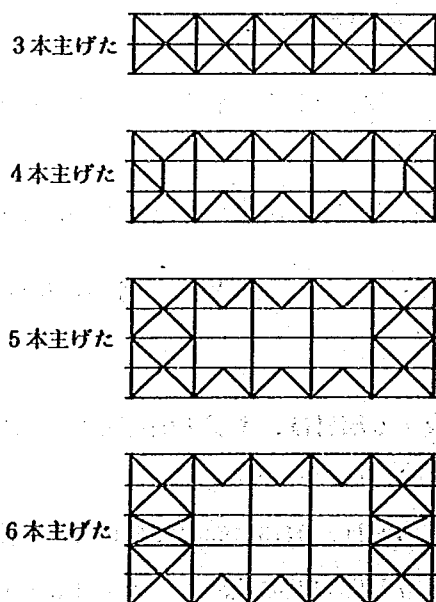


図-4.26 横構の形状

a) 設計荷重

横構の設計に用いられる荷重は、風荷重（活荷重無載荷状態（前述の w' に対するもの）と地震荷重であり、そのいずれか大きい方で設計を行うが、各パネルごとに求めなければならない。

各パネルごとの荷重は、図-4.27 に示すような影響線面積にそれぞれの荷重強度を乗じて求められるが、風荷重はその部材に最も不利なように（すなわち、影響の(+)部分のみ）载荷し、地震荷重は支間全域に等分布に载荷する。このようにして求められる荷重値は、床版と横構とで半分ずつ負担するものと考え、さらに2組(3主桁以上の場合)の横構がその半分ずつ負担するものとする。

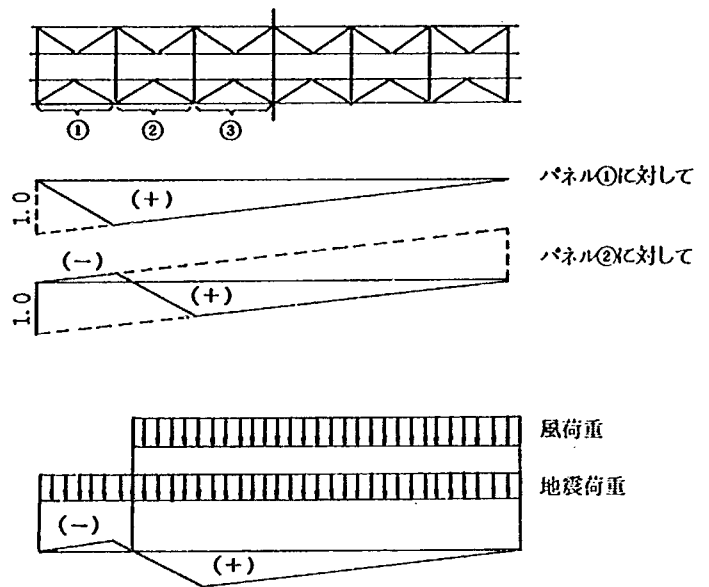


図-4.27 影響線面積

すなわち、横構部材の設計に用いる荷重強度は、風荷重 $w'/4$ 、地震荷重 $E_q/4$ でよい。

b) 各部材の断面力

それぞれのパネルにおける各部材の断面力は、部材の方向成分によって計算する。すなわち、図-4.28 に示す部材⑧、⑨の各荷重による軸力は次式のとおりである。

(i) 風荷重

$$N_{wL} = \frac{w' \cdot A_1}{4} \sin \theta_1$$

$$N_{wR} = \frac{w' \cdot A_1}{4} \sin \theta_2$$

(ii) 地震荷重

$$N_{eL} = \frac{E_q \cdot A_2}{4} \sin \theta_1, \quad N_{eR} = \frac{E_q \cdot A_2}{4} \sin \theta_2$$

ここに、 A_1 ：あるパネルの風荷重に対する影響線面積

A_2 ：あるパネルの地震荷重に対する影響線面積

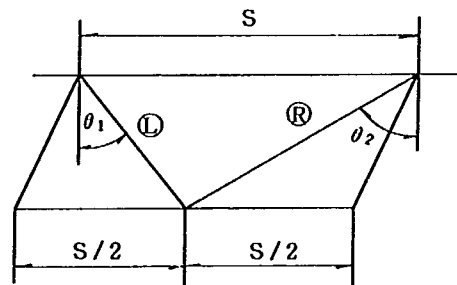


図-4.28 部材の軸力

なお、このようにしてパネルごとの断面力が計算できるが、一般には端パネルとその隣りのパネル程度である。

c) 部材設計

以上で求まる大きい方の断面力で部材設計を行うが、この場合も部材の細長比 ($\ell/r < 150$ ……圧縮材の二次部材) について照査した後、応力度の照査を行う。

許容応力度の割増し率としては、風荷重の場合 $\alpha = 1.2$ 、地震荷重の場合 $\alpha = 1.7$ とする。

d) 連結の設計

軸力の最大値を用いて所要ボルト本数を計算する。

(8) ガセットプレート

ガセットプレートは、対傾構、および横構と主桁を組立てる場合に必要なもので連結ボルトの配置、製作および架設のしやすさを考慮して形状寸法を定めなければならない。図-4.29～4.31 は標準設計におけるガセットプレートの基本寸法であり、照査の参考とすればよい。

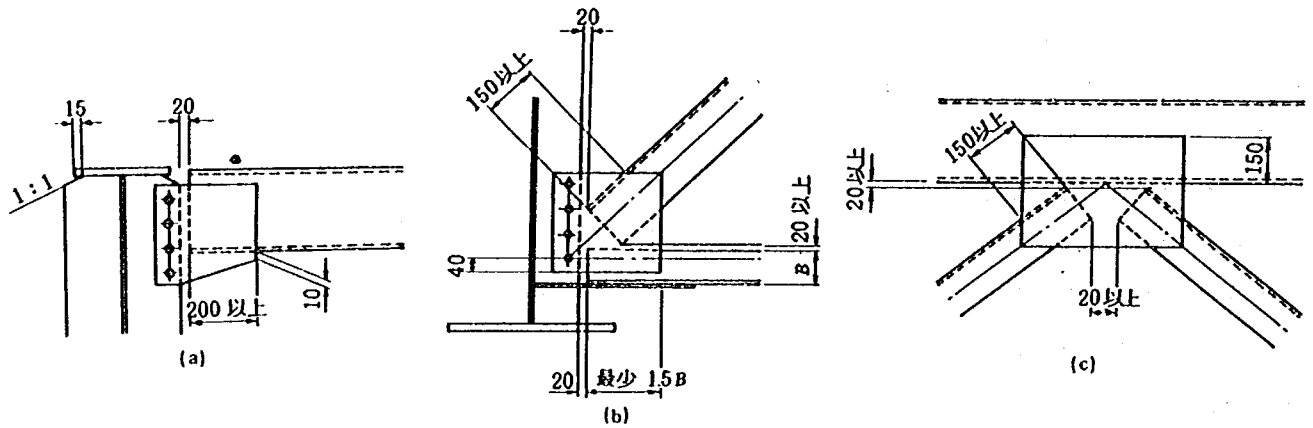


図-4.29 端対傾構のガセットプレート

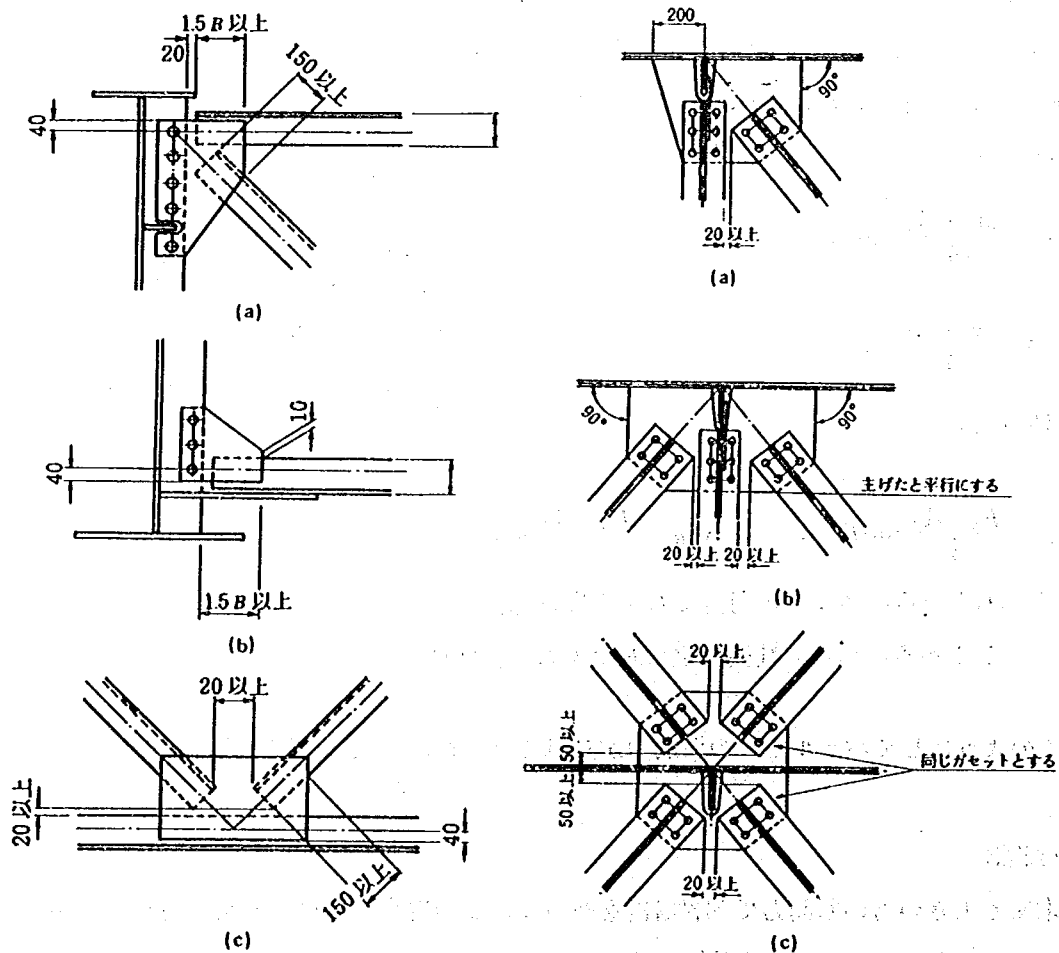


図-4.30 中間対傾構のガセットプレート

図-4.31 横構のガセットプレート

3.2.4 付属構造物の設計について

プレートガーター橋の付属構造物としては、

- ① 高欄または防護柵、② 支承、③ 伸縮装置、④ 耐震装置、
- ⑤ 排水装置、⑥ 照明装置、⑦ 添架装置又は添加物、⑧ 維持管理施設

等が考えられるが、これらは各組織の基準によって考え方が異なること、工場製品であること、施工現場の環境条件で変化することなどから本システムで詳細に述べることはできない。しかし、基本的なことは安全性、耐久性、経済性に富み、維持管理がしやすいものを設計することが必要で、これらと本体の関連についても照査しておくことが重要である。

なお、これらの付属構造物の設計については、各種の設計便覧、カタログなどを参考とされたい。

3.2.5 設計図書について

設計図書で照査すべき重要なポイントは、

- ① 設計計算の結果が正しく描画されているか。
- ② 設計計算に乗らない部分が基準に違反していないか。
- ③ 製作、施工を十分考慮したものであるか。
- ④ 積算しやすいものであるか。
- ⑤ 見やすく整理されているか。

などであり、設計計算が正しく行われていてもそれを描画した部分に転記ミスや脱落があってはなんにもならない。

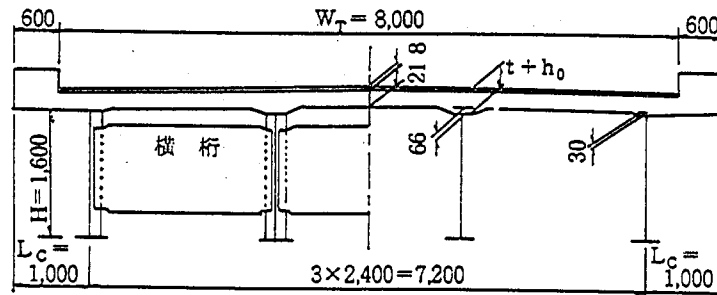
特に鉄筋加工は、設計図の時点では表示できない部分で、加工後において組立てが不能とならないよう部材寸法と各種の鉄筋の位置を把握してから照査を行うとよい。

3.3 設計計算の照査例

活荷重合成プレートガーター橋の設計計算の代表的な部分の照査例を表—4.12～4.14 に示す。

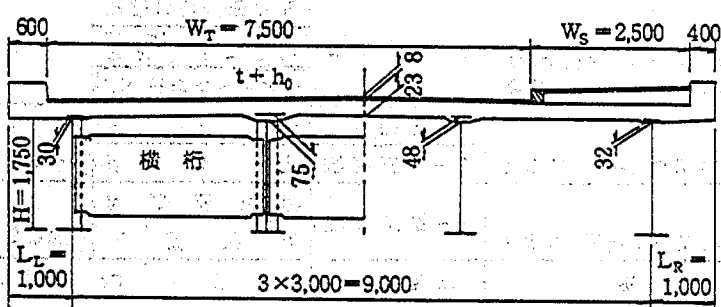
表-4.12 代表的な部分の照査例（車道のみの場合）

照 査 項 目			照 査 資 料	照 査 条 件	照 査 値	設 計 成 果 値	判 定
床	活荷重に対する設計 曲げモーメント	主 筋 方 向	設計図表-1	1等橋、主桁間隔2.4m、連続版	2.29 (t・m)	2.291 (t・m)	OK
		配 力 筋 方 向			1.79 (t・m)	1.792 (t・m)	OK
	死荷重に対する設計 曲げモーメント	床 版 厚	設計図表-2	1等橋、主桁間隔2.4m、端支間	0.31 (t・m)	0.3024 (t・m)	OK
		鋪 装 厚	設計図表-4		0.11 (t・m)	0.106 (t・m)	OK
版	突 応 力 度	設計曲げモーメント	設計図表-6	設計曲げモーメント(死荷重+活荷重) 使用鉄筋径、ピッチ(D16-125)	-	2.69958 (t・m)	-
		コンクリートの 圧縮応力度			49.0 (kg/cm ²)	49.2 (kg/cm ²)	OK
		鉄筋の引張応力度			1,170 (kg/cm ²)	1,165 (kg/cm ²)	OK
主 げ た	合成前の断面二次 モーメント	外 げ た (G1)	設計図表-10	歩道なし、支間30m、主桁間隔2.4m	12.0×10 ⁵ (cm ⁴)	11.73×10 ⁵ (cm ⁴)	OK
		内 げ た (G2)	設計図表-11		12.0×10 ⁵ (cm ⁴)	11.21×10 ⁵ (cm ⁴)	OK
	合成後の設計曲 げモーメント	外 げ た (G1)	P-31 (i) 車道のみ の場合の合成後 の断面力の回 帰式	L=30m, W _T =8m, N=4本 t+h ₀ =0.21+0.03=0.24m, H=160cm, I _v =0.03795726 m ⁴ , I _Q =0.00385379 m ⁴	38.52 (t・m)	39.624 (t・m)	OK
		活 荷 重 (M _{VLE})			210.35 (t・m)	217.706 (t・m)	OK
		内 げ た (G2)		L=30m, W _T =8m, N=4本, t+h ₀ =0.21+0.066=0.276m, H=160cm, I _v =0.03759772 m ⁴ , I _Q =0.00385379 m ⁴	49.35 (t・m)	48.811 (t・m)	OK
		活 荷 重 (M _{VLI})			171.79 (t・m)	175.111 (t・m)	OK
補 剛 材	垂直補剛材	垂直補剛材間隔	設計図表-34	τ _s =330 kg/cm ² , σ _s =1,863 kg/cm ² , b=160 cm	250.0 (cm)	125.0 (cm)	OK
		垂直補剛材剛度	設計図表-40	a/b=125/160=0.781, T=0.9 cm	139.0 (cm ⁴)	139.0 (cm ⁴)	OK
	水平補剛材	水平補剛材剛度	設計図表-41	a/b=125/160=0.781, T=0.9 cm	249.0 (cm ⁴)	249.0 (cm ⁴)	OK
横 げ た	横げた設計曲げモーメント		P-54 表-4.11	$M_Q = 31.143 \text{ t} \cdot \text{m}, M_V = 223.922 \text{ t} \cdot \text{m}$ 表-4.11より $\mu = 0.1416, \sigma = 0.0218$ $\frac{M_Q}{M_V} = \frac{31.143}{223.922} = 0.1391 \quad (95\%) \quad 0.1416 \pm 1.96 \sigma$ $0.09887 \leq \frac{M_Q}{M_V} \leq 0.18432$			OK



- ・橋 格……1等橋
- ・支 間……30m
- ・斜 角……90°

表—4.13 代表的な部分の照査例 (片側歩道の場合)

照 査		項 目		照 査 資 料	照 査 条 件		照 査 値	設 計 成 果 値	判 定		
床	活荷重に対する設計 曲げモーメント	主 筋 方 向	設計図表-1	1等橋, 主桁間隔3m, 連続版			2.75 (t・m)	2.752 (t・m)	OK		
		配 力 筋 方 向					2.18 (t・m)	2.176 (t・m)	OK		
	死荷重に対する設計 曲げモーメント	床 版 厚	設計図表-2	1等橋, 主桁間隔3m, 端支間			0.52 (t・m)	0.5175 (t・m)	OK		
		舗 装 厚	設計図表-4				0.165 (t・m)	0.1656 (t・m)	OK		
版	実 応 力 度	設計曲げモーメント	設計図表-9	設計曲げモーメント (死荷重+活荷重) 使用鉄筋径, ピッチ (D19-150)			-	3.43509 (t・m)	-		
		コンクリートの 圧縮応力度					48.0 (kg/cm ²)	47.9 (kg/cm ²)	OK		
		鉄筋の引張応力度					1,105 (kg/cm ²)	1,105 (kg/cm ²)	OK		
主 げ た	合成前の断面二次 モーメント	外 げ た (G1)	設計図表-12	片側歩道, 支間35m, 主桁間隔3m			21×10 ⁵ (cm ⁴)	20.52×10 ⁵ (cm ⁴)	OK		
		内 げ た (G2)	設計図表-13				21×10 ⁵ (cm ⁴)	20.62×10 ⁵ (cm ⁴)	OK		
	合成後の設計曲 げモーメント	外 げ た (G1) 内 げ た (G2)	死 荷 重 (M _{VDE})	P - 33 (iii) 片側歩道の 場合の合成後 の断面力の回 帰式	L=35m, W _T =7.5m, W _S =2.5m, N=4本, H=175cm t+h ₀ =0.23+0.032=0.262m, L _L =1.0m, L _R =1.0m I _V =0.06181707 m ⁴ , I _Q =0.00504860 m ⁴			128.35 (t・m)	125.619 (t・m)	OK	
			活 荷 重 (M _{VLE})					225.06 (t・m)	232.238 (t・m)	OK	
			死 荷 重 (M _{VDI})					L=35m, W _T =7.5m, W _S =2.5m, N=4本, H=175cm t+h ₀ =0.23+0.048=0.278m, L _L =1.0m, L _R =1.0m I _V =0.06464100 m ⁴ , I _Q =0.00504860 m ⁴	108.63 (t・m)	114.304 (t・m)	OK
			活 荷 重 (M _{VLI})						236.96 (t・m)	238.970 (t・m)	OK
	補 剛 材	垂直補剛材	垂直補剛材間隔	設計図表-35	τ _s =310 kg/cm ² , σ _s =1.811 kg/cm ² , b=175 cm			230.0 (cm)	142.5 (cm)	OK	
			垂直補剛材剛度	設計図表-40	a/b=142.5/175=0.814, T=0.9 cm			140.0 (cm ⁴)	140.0 (cm ⁴)	OK	
	水平補剛材	水平補剛材剛度	設計図表-41	a/b=142.5/175=0.814, T=0.9 cm			293.0 (cm ⁴)	293.0 (cm ⁴)	OK		
横 げ た	横げた設計曲げモーメント		P - 54 表-4.11	$M_Q=43.748 \text{ t} \cdot \text{m}, M_V=341.766 \text{ t} \cdot \text{m}$ 表-4.11より $\mu=0.1725, \sigma=0.0381$ $\frac{M_Q}{M_V} = \frac{43.748}{341.766} = 0.1280$ (95%) $0.1725 \pm 1.96 \sigma$ $0.0978 \leq \frac{M_Q}{M_V} \leq 0.2472$				OK			
 - 橋 格……1等橋 - 支 間……35m - 斜 角……90°											

表—4.14 代表的な部分の照査例 (両側歩道の場合)

照 査 項 目			照 査 資 料	照 査 条 件	照 査 値	設 計 成 果 値	判 定		
床 版	活荷重に対する設計 曲げモーメント	主 筋 方 向	設計図表-1	1等橋, 主桁間隔 2.5 m, 連続版	2.38 (t・m)	2.368 (t・m)	OK		
		配 力 筋 方 向			1.85 (t・m)	1.856 (t・m)	OK		
	死荷重に対する設計 曲げモーメント	床 版 厚	設計図表-2	1等橋, 主桁間隔 2.5 m, 端支間	0.33 (t・m)	0.328 (t・m)	OK		
		舗 装 厚			設計図表-4	0.115 (t・m)	0.115 (t・m)	OK	
版	実 応 力 度	設計曲げモーメント	設計図表-9	設計曲げモーメント (死荷重+活荷重) 使用鉄筋径, ピッチ (D19-150)	—	2.81112 (t・m)	—		
		コンクリートの 圧縮応力度			47.5 (kg/cm ²)	47.5 (kg/cm ²)	OK		
		鉄筋の引張応力度			1,020 (kg/cm ²)	1,021 (kg/cm ²)	OK		
主	合成前の断面二次 モーメント	外 げ た (G1)	設計図表-15	両側歩道, 支間40m, 主桁間隔 2.5 m	29×10 ⁵ (cm ⁴)	29.31×10 ⁵ (cm ⁴)	OK		
		内 げ た (G2)	設計図表-16		29×10 ⁵ (cm ⁴)	29.60×10 ⁵ (cm ⁴)	OK		
げ た	合成後の設計曲 げモーメント	外 げ た (G1)	P-32 (ii) 両側歩道の 場合の合成後 の断面力の回 帰式	L = 40.0 m, W _T = 8.0 m, W _S = 3.0 m, L _C = 1.15 m N = 6本, H = 200 cm, t+h ₀ = 0.21+0.03=0.24 m I _V = 0.08041203 cm ⁴ , I _Q = 0.00751244 cm ⁴	129.74 (t・m)	126.345 (t・m)	OK		
					活 荷 重 (M _{VLE})	264.74 (t・m)	280.167 (t・m)	OK	
		内 げ た (G2)			死 荷 重 (M _{VDI})	L = 40.0 m, W _T = 8.0 m, W _S = 3.0 m, L _C = 1.15 m N = 6本, H = 200 cm, t+h ₀ = 0.21+0.034=0.244 m I _V = 0.08151758 cm ⁴ , I _Q = 0.00751244 cm ⁴	123.30 (t・m)	136.909 (t・m)	OK
					活 荷 重 (M _{VLI})		271.70 (t・m)	262.505 (t・m)	OK
補 剛 材	垂直補剛材	垂直補剛材間隔	設計図表-34	τ _s = 330 kg/cm ² , σ _s = 1,939 kg/cm ² , b = 200 cm	150.0 (cm)	125.0 (cm)	OK		
		垂直補剛材剛度	設計図表-40	a/b = 125/200 = 0.625, T = 1.0 cm	372.0 (cm ⁴)	372.0 (cm ⁴)	OK		
材	水平補剛材	水平補剛材剛度	設計図表-41	a/b = 125/200 = 0.625, T = 1.0 cm	341.0 (cm ⁴)	341.0 (cm ⁴)	OK		
横 げ た	横げた設計曲げモーメント		P-54 表-4.11	$M_Q = 91.615 \text{ t} \cdot \text{m}, M_V = 380.302 \text{ t} \cdot \text{m}$ 表-4.11より $\mu = 0.1849, \sigma = 0.0425$ $\frac{M_Q}{M_V} = \frac{91.615}{380.302} = 0.2409 \quad (95\%) \quad 0.1849 \pm 1.96\sigma$ $0.1016 \leq \frac{M_Q}{M_V} \leq 0.2682$			OK		
400 W_S = 2,500 W_T = 8,000 W_S = 2,500 400 H = 2,000 L_C = 1,150 5 × 2,500 = 12,500 L_C = 1,150 218 71 34 30 横 桁 ◦ 橋 格……1等橋 ◦ 支 間……30 m ◦ 斜 角……90°									

設 計 図 表 集

目 次

設計図表の説明	71
設計図表—1 活荷重による床版の設計曲げモーメント	74
設計図表—2～5 死荷重による設計曲げモーメント	
設計図表—2 床版コンクリート (1等橋)	75
設計図表—3 床版コンクリート (2等橋)	76
設計図表—4 アスファルト舗装	77
設計図表—5 ハンチ部コンクリート	78
設計図表—6～9 設計曲げモーメントと実応力度の関係	
設計図表—6 D16—125	79
設計図表—7 D19—125	80
設計図表—8 D16—150	81
設計図表—9 D19—150	82
設計図表—10～16 主桁の合成前の断面二次モーメント	
設計図表—10 歩道のない場合の外桁	83
設計図表—11 歩道のない場合の中桁 (外桁より1本内側)	84
設計図表—12 片側歩道の場合の外桁 (歩道側)	85
設計図表—13 片側歩道の場合の中桁 (歩道側で外桁より1本内側)	86
設計図表—14 片側歩道の場合の外桁 (歩道のない方)	87
設計図表—15 両側歩道の場合の外桁	88
設計図表—16 両側歩道の場合の中桁 (外桁より1本内側)	89
設計図表—17～33 腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線	
設計図表—17 水平補剛材を用いない場合 ($\tau_s = 600 \text{ kg/cm}^2$)	90
設計図表—18 水平補剛材を用いない場合 ($\tau_s = 550 \text{ kg/cm}^2$)	90
設計図表—19 水平補剛材を用いない場合 ($\tau_s = 500 \text{ kg/cm}^2$)	91
設計図表—20 水平補剛材を用いない場合 ($\tau_s = 450 \text{ kg/cm}^2$)	91
設計図表—21 水平補剛材を用いない場合 ($\tau_s = 425 \text{ kg/cm}^2$)	92
設計図表—22 水平補剛材を用いない場合 ($\tau_s = 400 \text{ kg/cm}^2$)	92
設計図表—23 水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 600 \text{ kg/cm}^2$)	93
設計図表—24 水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 550 \text{ kg/cm}^2$)	93
設計図表—25 水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 500 \text{ kg/cm}^2$)	94
設計図表—26 水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 450 \text{ kg/cm}^2$)	94
設計図表—27 水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 425 \text{ kg/cm}^2$)	95

設計図表—28	水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 400 \text{ kg/cm}^2$)	95
設計図表—29	水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 375 \text{ kg/cm}^2$)	96
設計図表—30	水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 350 \text{ kg/cm}^2$)	96
設計図表—31	水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 325 \text{ kg/cm}^2$)	97
設計図表—32	水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 300 \text{ kg/cm}^2$)	97
設計図表—33	水平補剛材を1段用いる場合 ($\tau_s = 250 \text{ kg/cm}^2$)	98
設計図表—34~35	垂直補剛材の所要剛度(I) — $a/b - b - t$ の関係	
設計資料—34	水平補剛材を用いない場合	99
設計資料—35	水平補剛材を1段用いる場合	100
設計図表—36	水平補剛材の所要剛度(I) — $b - t - a/b$ の関係	101
設計図表—37	格子剛度	102

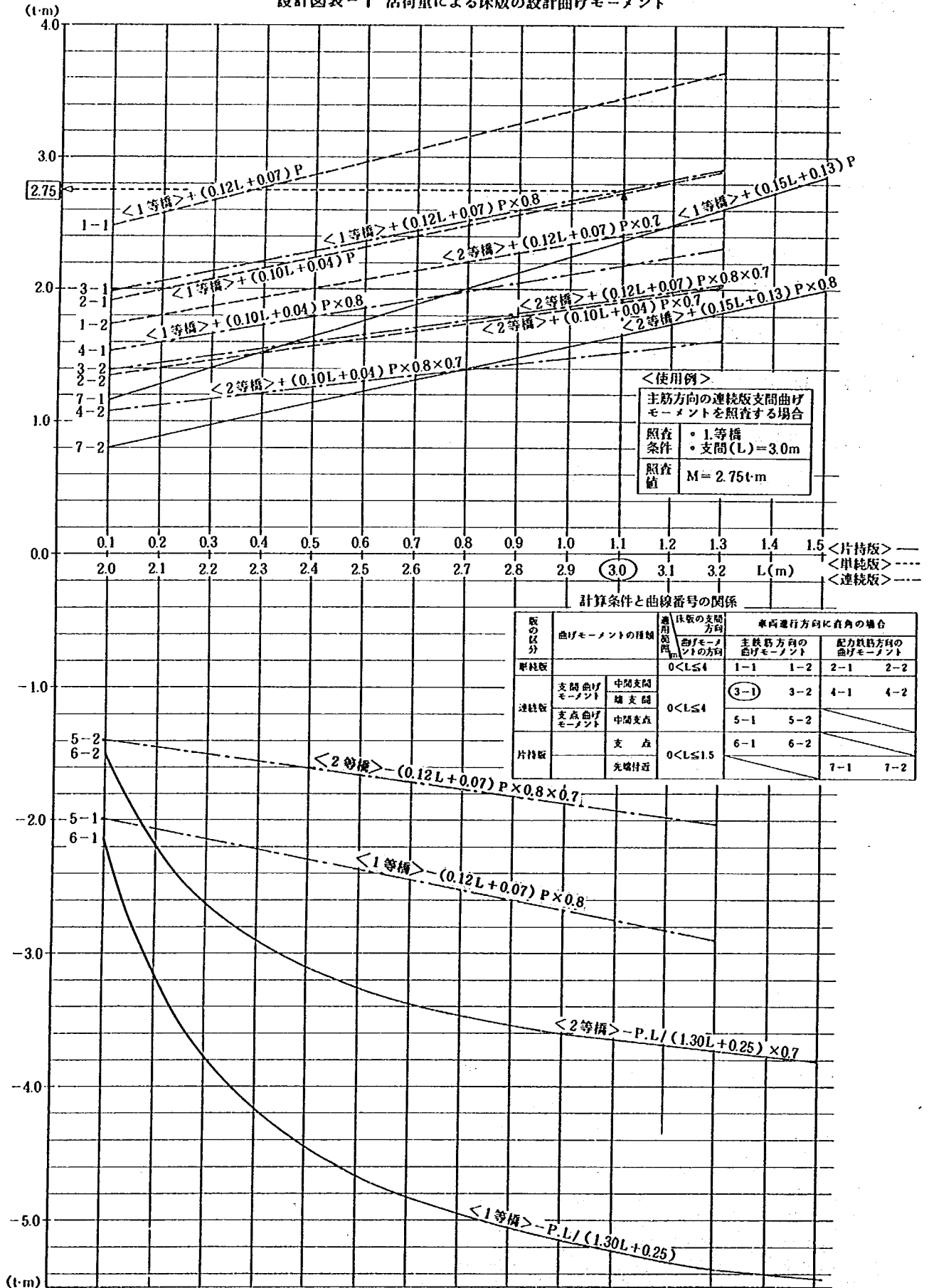
〔設計図表の説明〕

設計図表—1 活荷重による床版の設計曲げモーメント		使 用 例																																								
この設計図表は、道示—II 6.1.4 に規定する“T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1 m）あたりの設計曲げモーメント”をグラフ化したものであり、T 荷重に対する床版の支間（L）によって、床版の設計曲げモーメント（M）を求めるものである。 〈参考〉 T 荷重による床版の単位幅（1 m）あたりの設計曲げモーメント（衝撃を含む） ($\text{kg} \cdot \text{m/m}$) <table><tr><th rowspan="2">版の区分</th><th colspan="2" rowspan="2">曲げモーメントの種類</th><th rowspan="2">適用範囲 (m)</th><th rowspan="2">床版の支間方向 曲げモーメントの方向</th><th colspan="2">車両進行方向に直角の場合</th></tr><tr><th>主鉄筋方向の曲げモーメント</th><th>配力鉄筋方向の曲げモーメント</th></tr><tr><td>単純版</td><td></td><td></td><td>$0 < L \leq 4$</td><td></td><td>$+(0.12L + 0.07)P$</td><td>$+(0.10L + 0.04)P$</td></tr><tr><td rowspan="2">連続版</td><td>支間曲げモーメント</td><td>中間支間端</td><td rowspan="2">$0 < L \leq 4$</td><td></td><td>$+(\text{単純版の } 80\%)$</td><td>$+(\text{単純版の } 80\%)$</td></tr><tr><td>支点曲げモーメント</td><td>中間支点</td><td></td><td>$-(\text{単純版の } 80\%)$</td><td></td></tr><tr><td rowspan="2">片持版</td><td></td><td>支 点</td><td rowspan="2">$0 < L \leq 1.5$</td><td></td><td>$-\frac{p \cdot L}{(1.30L + 0.25)}$</td><td></td></tr><tr><td></td><td>先端付近</td><td></td><td></td><td>$+(0.15L + 0.13)P$</td></tr></table> ここに L : T 荷重に対する床版の支間 (m) P : 自動車 1 後輪荷重 (kg), 1 等橋 : $P = 8000 \text{ kg}$ 2 等橋 : $P = 5600 \text{ kg}$		版の区分	曲げモーメントの種類		適用範囲 (m)	床版の支間方向 曲げモーメントの方向	車両進行方向に直角の場合		主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	単純版			$0 < L \leq 4$		$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$	連続版	支間曲げモーメント	中間支間端	$0 < L \leq 4$		$+(\text{単純版の } 80\%)$	$+(\text{単純版の } 80\%)$	支点曲げモーメント	中間支点		$-(\text{単純版の } 80\%)$		片持版		支 点	$0 < L \leq 1.5$		$-\frac{p \cdot L}{(1.30L + 0.25)}$			先端付近			$+(0.15L + 0.13)P$	設計図表—1 参照
版の区分	曲げモーメントの種類						適用範囲 (m)	床版の支間方向 曲げモーメントの方向	車両進行方向に直角の場合																																	
			主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント																																						
単純版			$0 < L \leq 4$		$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$																																				
連続版	支間曲げモーメント	中間支間端	$0 < L \leq 4$		$+(\text{単純版の } 80\%)$	$+(\text{単純版の } 80\%)$																																				
	支点曲げモーメント	中間支点			$-(\text{単純版の } 80\%)$																																					
片持版		支 点	$0 < L \leq 1.5$		$-\frac{p \cdot L}{(1.30L + 0.25)}$																																					
		先端付近				$+(0.15L + 0.13)P$																																				
設計図表—2～5 死荷重による設計曲げモーメント		使 用 例																																								
この設計図表は、道示—II 6.1.4 に規定する“等分布死荷重による床版の単位幅（1 m）あたりの設計曲げモーメント”（図中の式参照）をグラフ化したものであり、死荷重に対する床版の支間（L）によって、各々の死荷重（床版コンクリート、舗装、ハンチ部コンクリート）による設計曲げモーメント（M）を求めるものである。 なお、ハンチ部のコンクリート厚（T）は、1cm あたりの厚さに換算してある。		設計図表—2 参照																																								
設計図表—6～9 設計曲げモーメントと実応力度の関係		使 用 例																																								
この設計図表は、設計曲げモーメント（M）と実応力度（コンクリートの圧縮応力度（σ_c）、鉄筋の引張応力度（σ_s））の関係（計算式は図中参照）を、鉄筋径と鉄筋間隔ごとにグラフ化したものであり、設計曲げモーメント（死荷重＋活荷重）によって、実応力度を求めるものである。		設計図表—9 参照																																								

設計図表—10～16 主桁の合成前の断面二次モーメント	使 用 例
この設計図表は、標準設計における主桁（合成前）の断面二次モーメントを各種条件別にプロットしたものであり、照査の参考値として用いることができる。	設計図表—12参照
設計図表—17～38 腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線	使 用 例
この設計資料は、道示—II 8.5.1 に示す(8.5.1～8.5.4)式を、垂直補剛材間隔(a)の式に置き換え、グラフ化したものであり、腹板のせん断応力度(τ_s)、腹板の縁圧縮応力度(σ_s)、腹板の板幅(b)、腹板の板厚(t)によって、垂直補剛材間隔の限界値を求めるものである。 〈参考〉 (1) 水平補剛材を用いない場合 $\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,650}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{810 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 1\right) \dots\dots\dots (8.5.1)$ $\Rightarrow a \leq \frac{b}{\sqrt{\frac{1}{610} \left[\frac{\tau}{\sqrt{\left(\frac{100t}{b}\right)^4 - \left(\frac{\sigma}{3,650}\right)^2}} - 810 \right]}} : \left(\frac{a}{b} > 1\right)$ $\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,650}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{610 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 1\right) \dots\dots\dots (8.5.2)$ $\Rightarrow a \leq \frac{b}{\sqrt{\frac{1}{810} \left[\frac{\tau}{\sqrt{\left(\frac{100t}{b}\right)^4 - \left(\frac{\sigma}{3,650}\right)^2}} - 610 \right]}} : \left(\frac{a}{b} \leq 1\right)$ (2) 水平補剛材を1段用いる場合 $\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{1,270 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.80\right) \dots\dots (8.5.3)$ $\Rightarrow a \leq \frac{b}{\sqrt{\frac{1}{610} \left[\frac{\tau}{\sqrt{\left(\frac{100t}{b}\right)^4 - \left(\frac{\sigma}{9,500}\right)^2}} - 1,270 \right]}} : \left(\frac{a}{b} > 0.80\right)$ $\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{950 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.80\right) \dots\dots (8.5.4)$ $\Rightarrow a \leq \frac{b}{\sqrt{\frac{1}{810} \left[\frac{\tau}{\sqrt{\left(\frac{100t}{b}\right)^4 - \left(\frac{\sigma}{9,500}\right)^2}} - 950 \right]}} : \left(\frac{a}{b} \leq 0.80\right)$	設計図表—32参照

設計図表—39～40 垂直補剛材の所要剛度(I) — $a/b - b - t$ の関係	使 用 例
この設計図表は、道示—II 8.5.2 “垂直補剛材の剛度” の式をグラフ化したものであり、腹板の板厚 (t)、腹板の板幅 (b)、垂直補剛材間隔 (a) によって、垂直補剛材の所要剛度を求めるものである。	設計図表—35参照
設計図表—41 水平補剛材の所要剛度(I) — $b - t - a/b$ の関係	使 用 例
この設計図表は、道示—II 8.6.2 “水平補剛材の剛度” の式をグラフ化したものであり、腹板の板厚 (t)、腹板の板幅 (b)、垂直補剛材間隔 (a) によって、水平補剛材の所要剛度を求めるものである。	設計図表—36参照
設計図表—42 格 子 剛 度	使 用 例
この設計図表は、標準設計における格子剛度 (Z) を支間ごとにプロットしたものであり、照表の参考値として用いることができる。	設計図表—37参照

設計図表-1 活荷重による床版の設計曲げモーメント

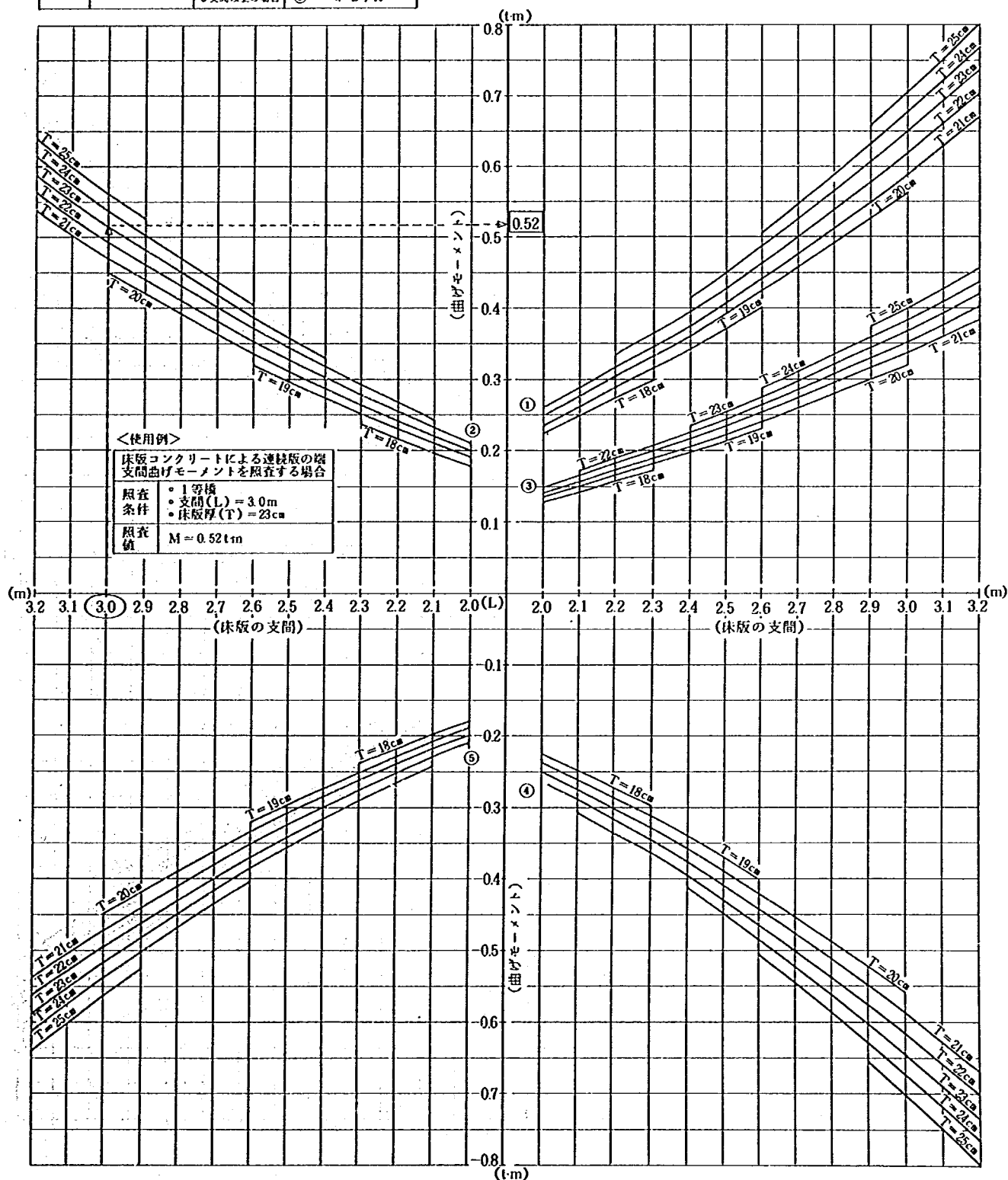


版の区分	曲げモーメントの種類	主筋方向の曲げモーメント
単純版		① $+w \cdot L^2 / 8$
連続版	端点曲げモーメント	端点 ② $+w \cdot L^2 / 10$
		中間支 ③ $+w \cdot L^2 / 4$
	支点曲げモーメント	2支間の場合 ④ $-w \cdot L^2 / 8$
		3支間以上の場合 ⑤ $-w \cdot L^2 / 10$

設計図表-2

床版コンクリートによる設計曲げモーメント (1等橋)

注) T: 床版厚
L: 床版の設計支間長

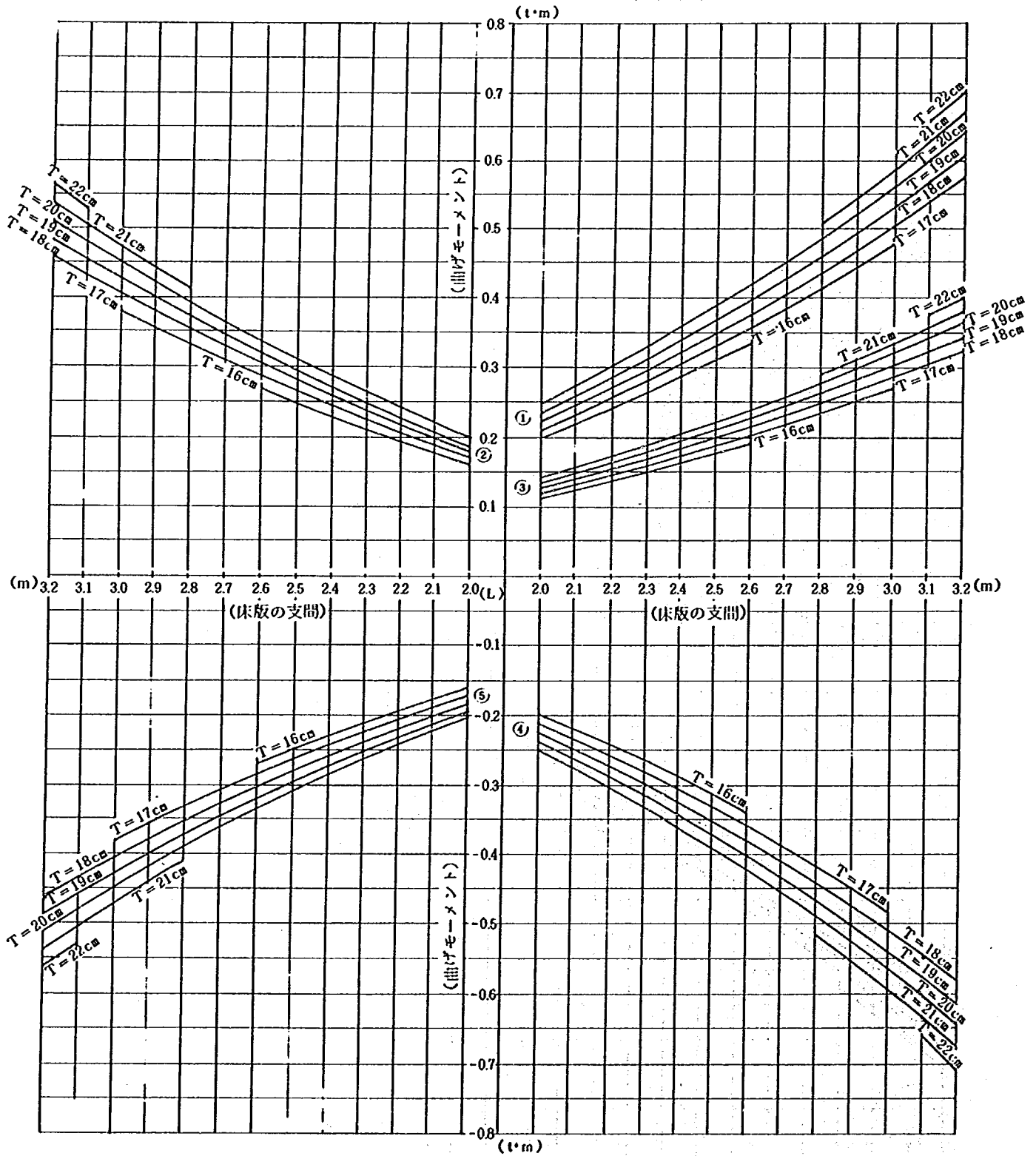


設計図表-3

床版コンクリートによる設計曲げモーメント (2等橋)

版の区分	曲げモーメントの種類	主筋方向の曲げモーメント
単純版		① $+w \cdot L^2 / 8$
連続版	支間曲げモーメント	端 支 間 ② $+w \cdot L^2 / 10$
		中 間 支 間 ③ $+w \cdot L^2 / 14$
	支点曲げモーメント	2 支間の場合 ④ $-w \cdot L^2 / 8$
		3 支間以上の場合 ⑤ $-w \cdot L^2 / 10$

注) T: 床版厚
L: 床版の設計支間長

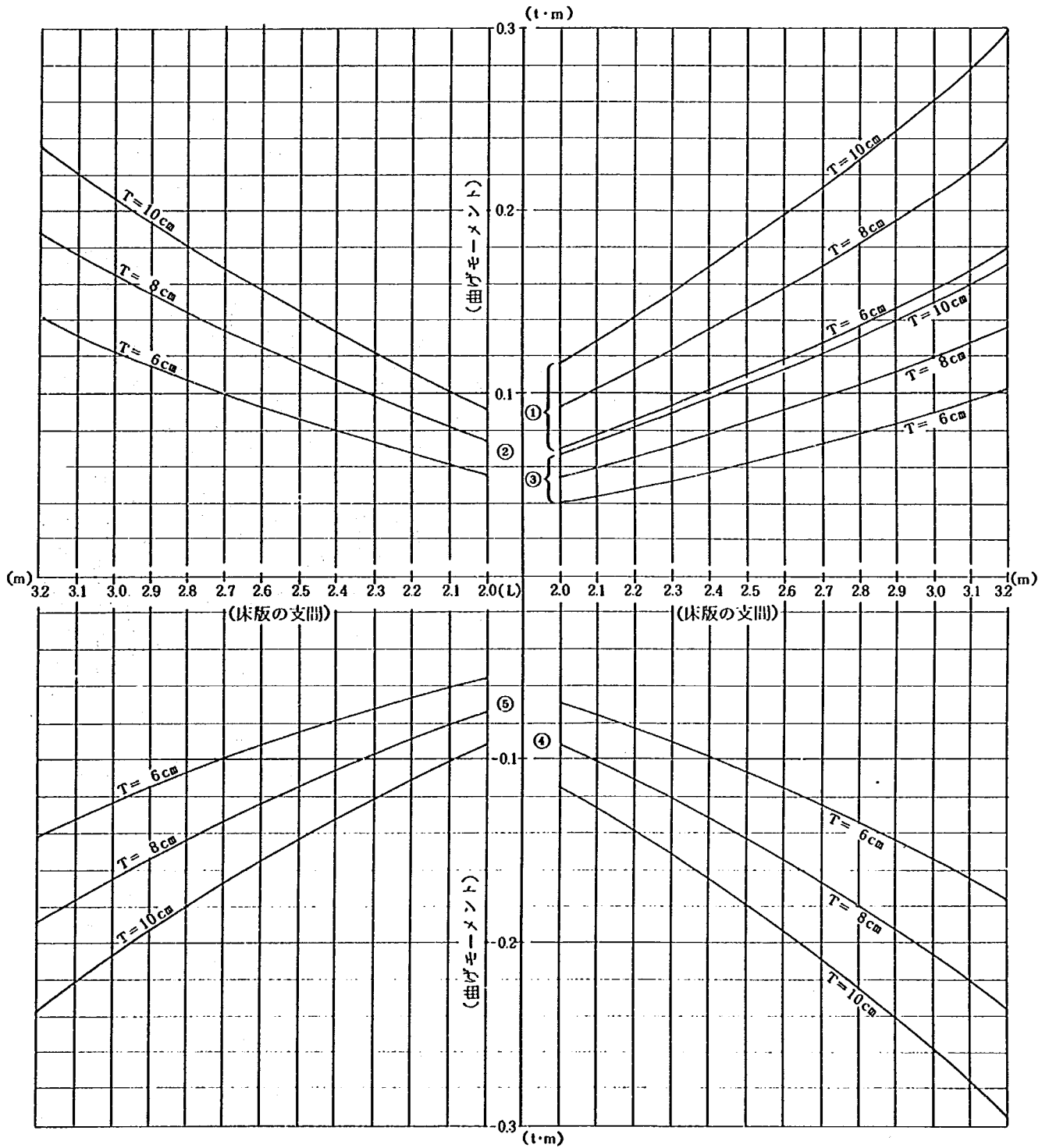


設計図表-4

アスファルト舗装による設計曲げモーメント

版の区分	曲げモーメントの種類		主筋方向の曲げモーメント
単独版			① $+w \cdot L^2 / 8$
連続版	支間曲げモーメント	端 支 間	② $+w \cdot L^2 / 10$
		中 間 支 間	③ $+w \cdot L^2 / 14$
	支点曲げモーメント	2 支間の場合	④ $-w \cdot L^2 / 8$
		3 支間以上の場合	⑤ $-w \cdot L^2 / 10$

注) T: アスファルト舗装厚
L: 床版の設計支間長

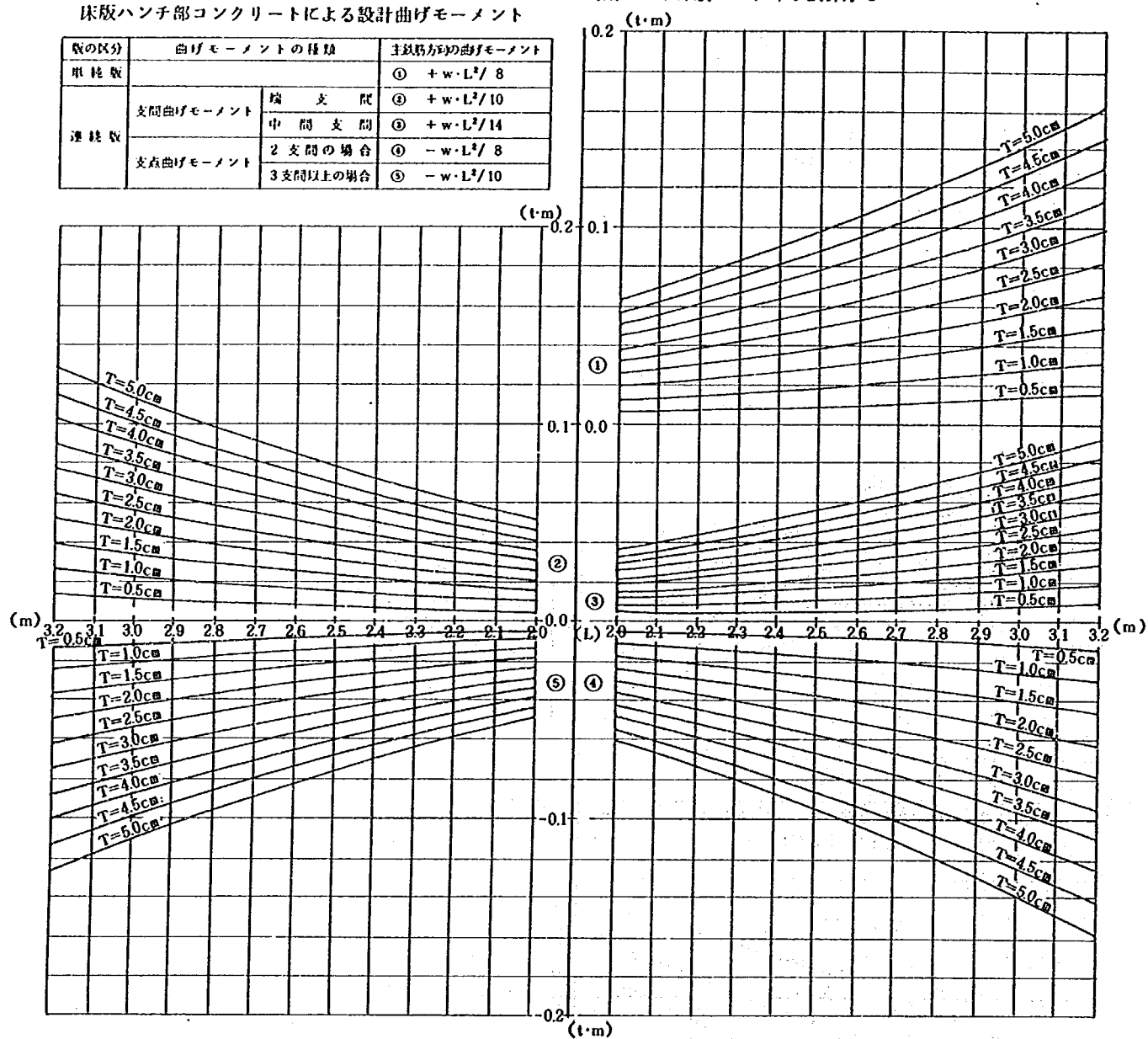


設計図表-5

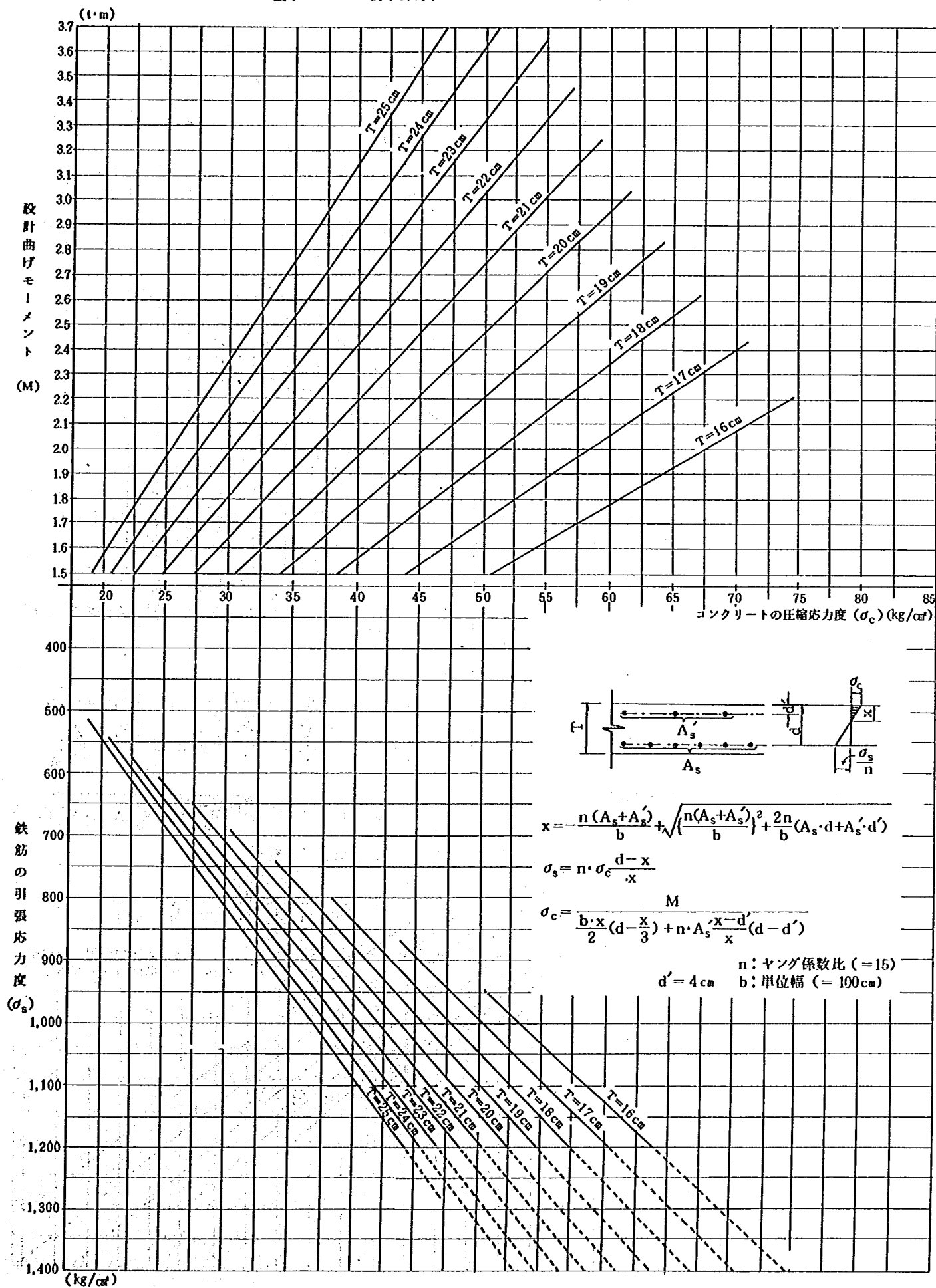
床版ハンチ部コンクリートによる設計曲げモーメント

版の区分	曲げモーメントの種類		主鉄筋方向の曲げモーメント
単純版			① $+w \cdot L^2 / 8$
連続版	支間曲げモーメント	端 支 間	② $+w \cdot L^2 / 10$
		中 間 支 間	③ $+w \cdot L^2 / 14$
	支点曲げモーメント	2 支間の場合	④ $-w \cdot L^2 / 8$
		3 支間以上の場合	⑤ $-w \cdot L^2 / 10$

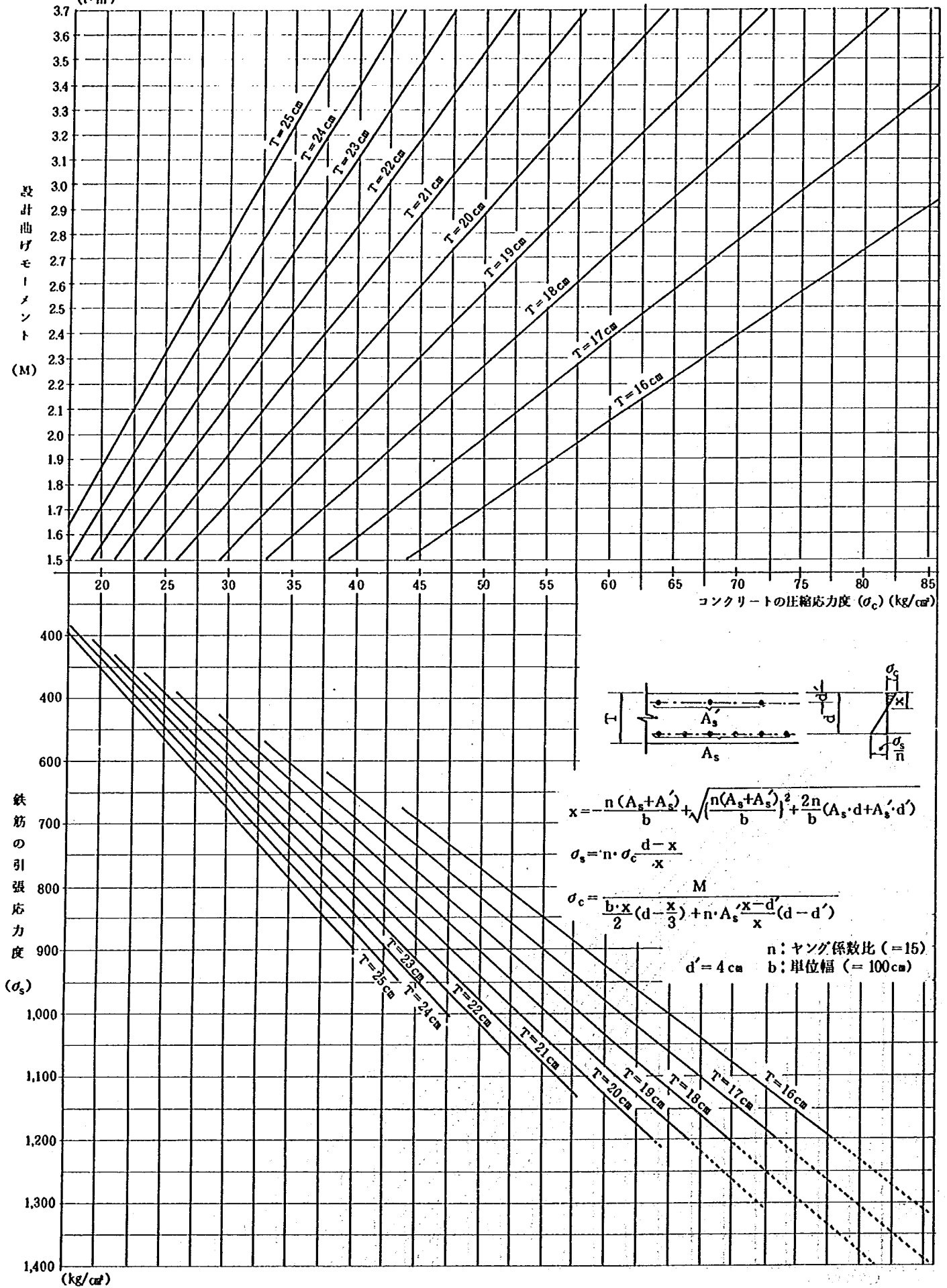
注) T: 床版ハンチ部の換算厚さ



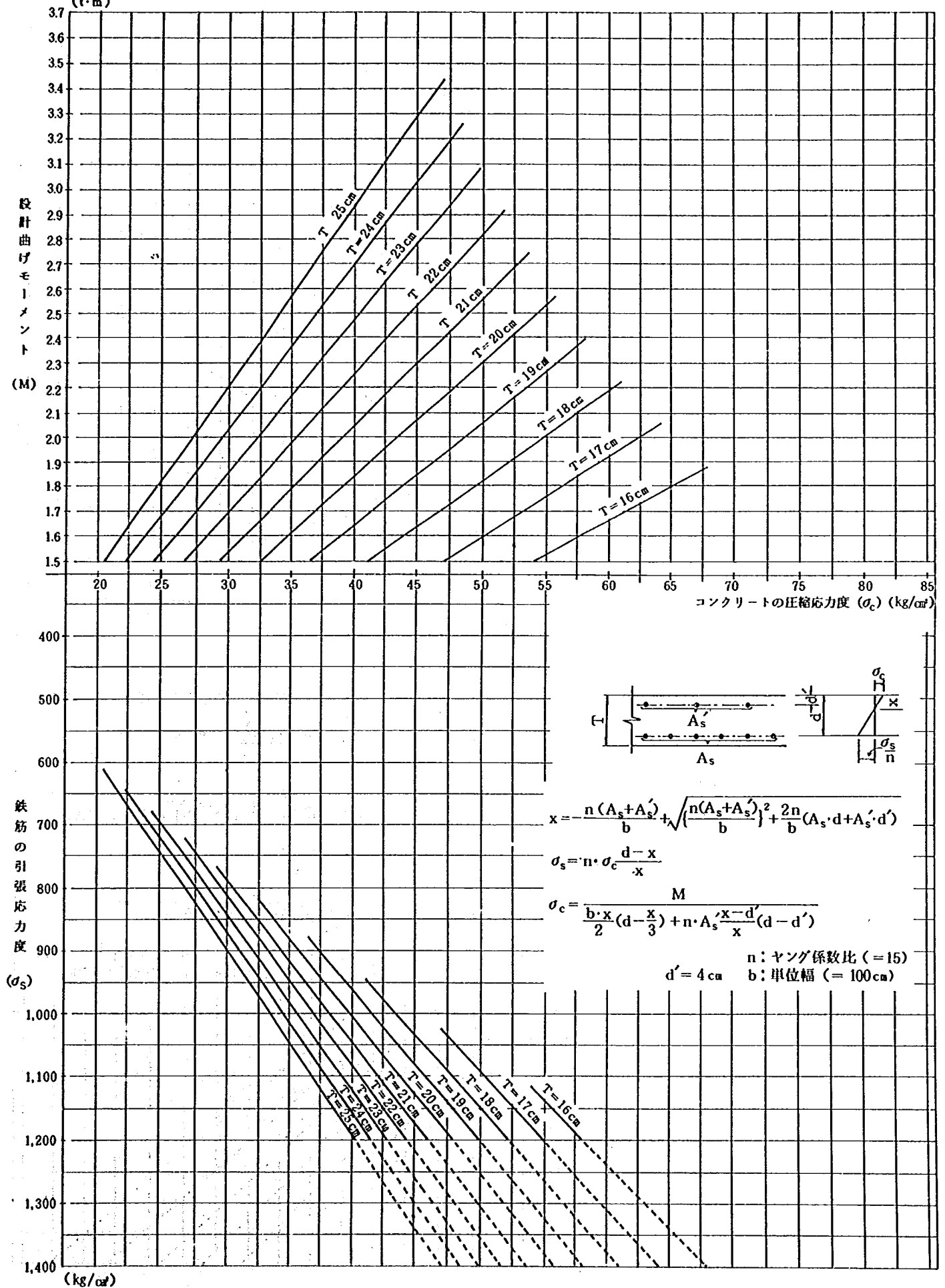
設計図表-6 床版の設計曲げモーメントと実応力度の関係 (D16-125間隔の場合)



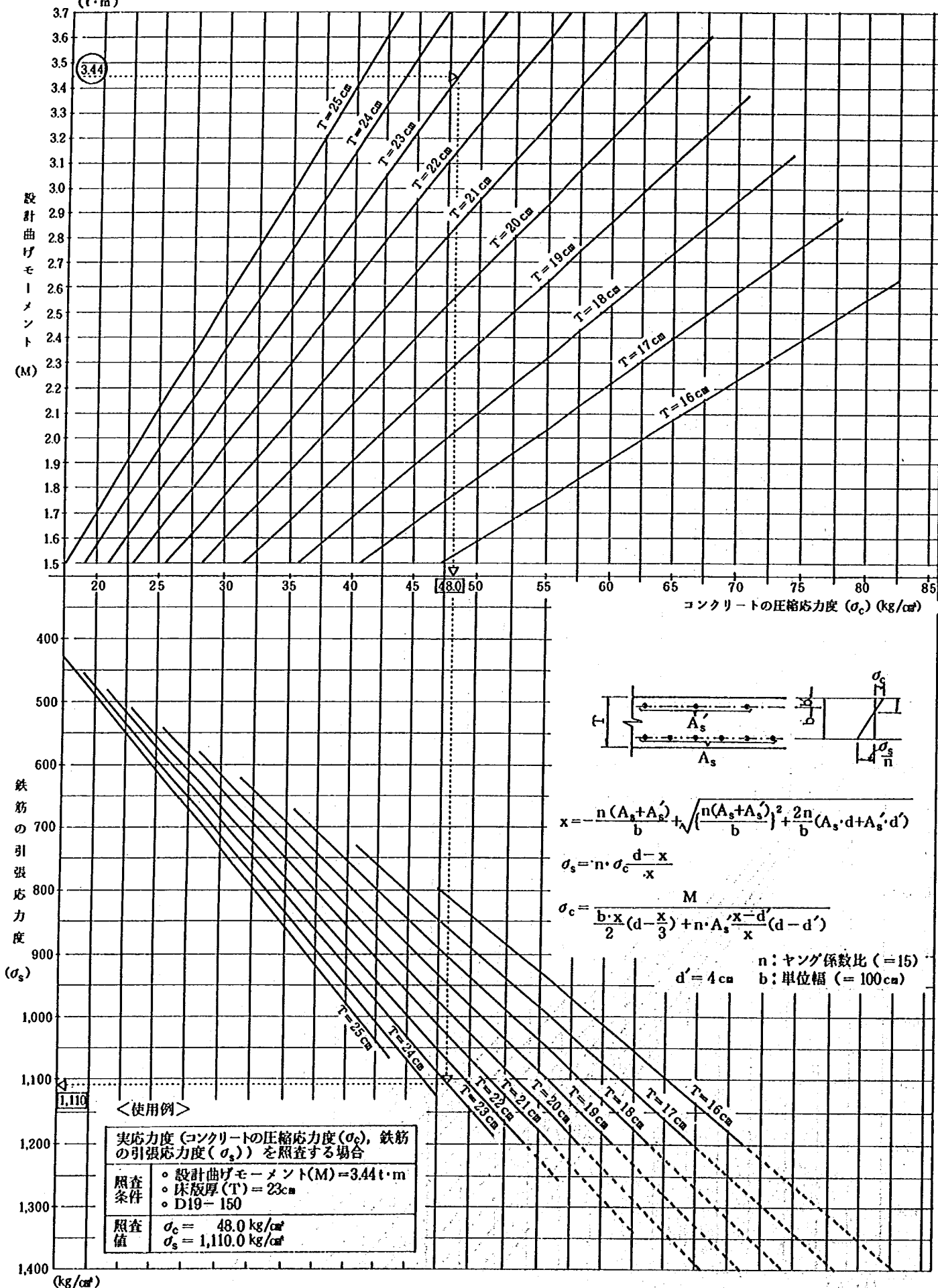
設計図表-7 床版の設計曲げモーメントと実応力度の関係 (D 19-125間隔の場合)

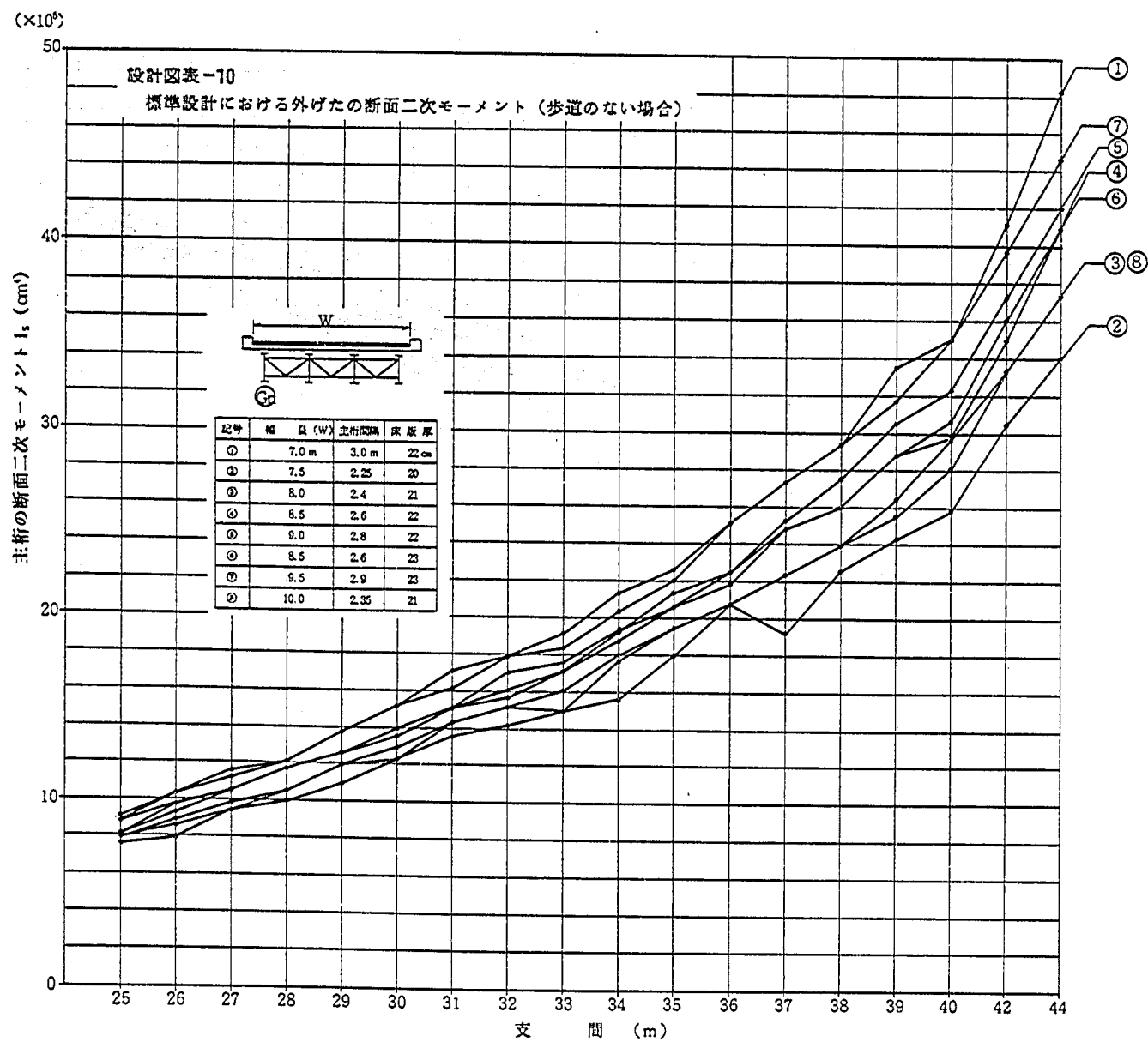


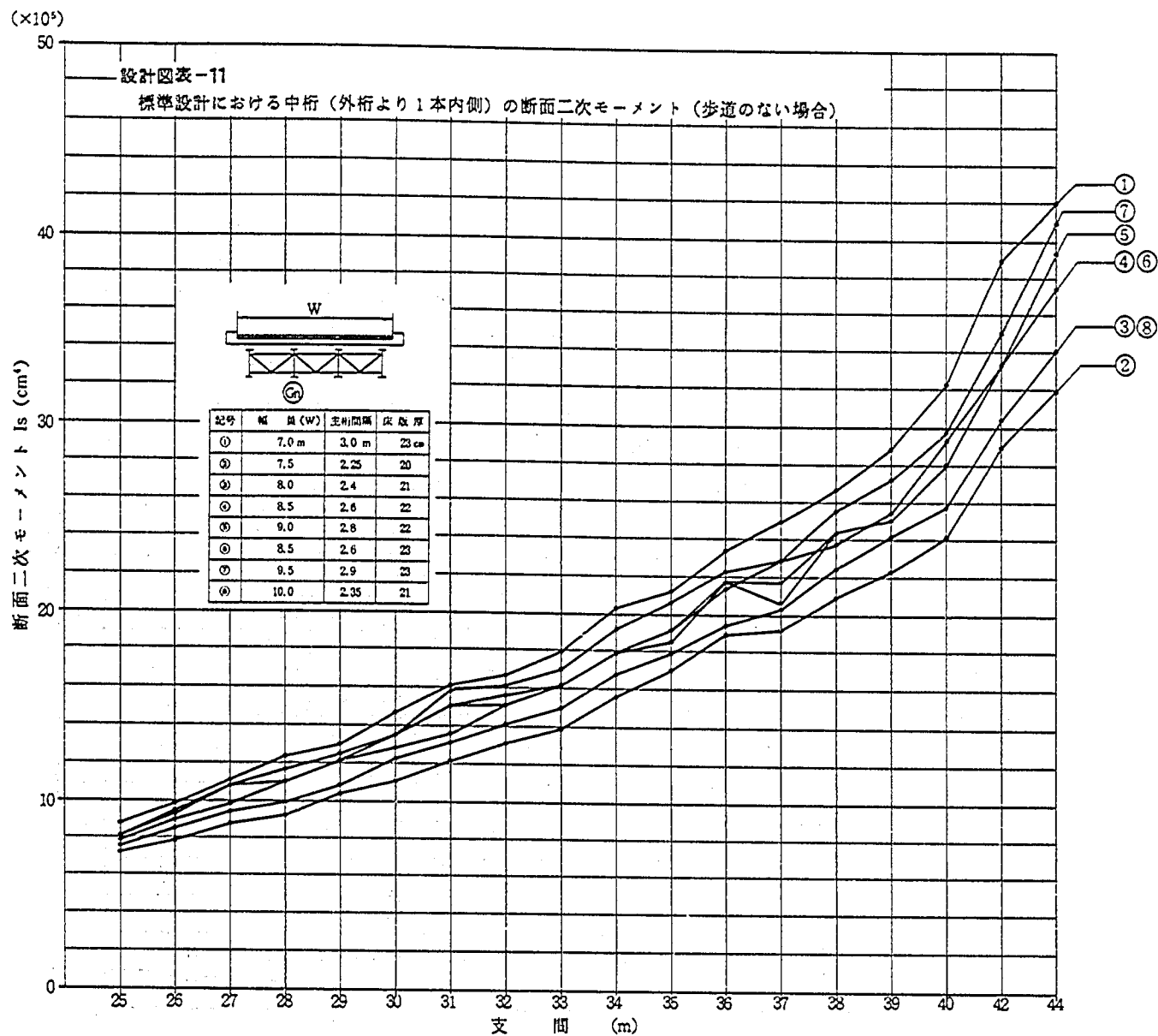
設計図表-8 床版の設計曲げモーメントと実応力度の関係 (D16-150間隔の場合)



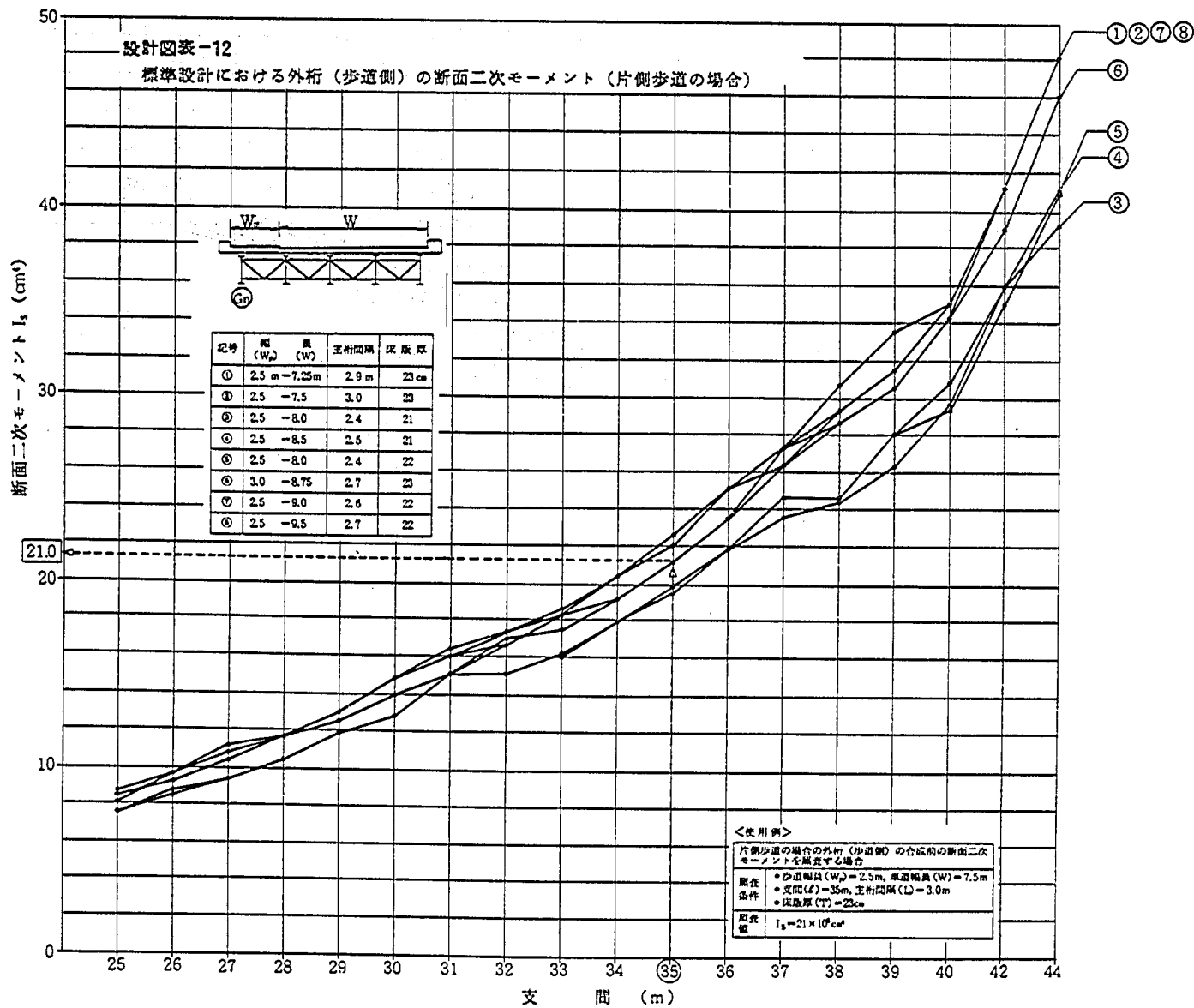
設計図表-9 床版の設計曲げモーメントと実応力度の関係 (D19-150間隔の場合)
(t・m)

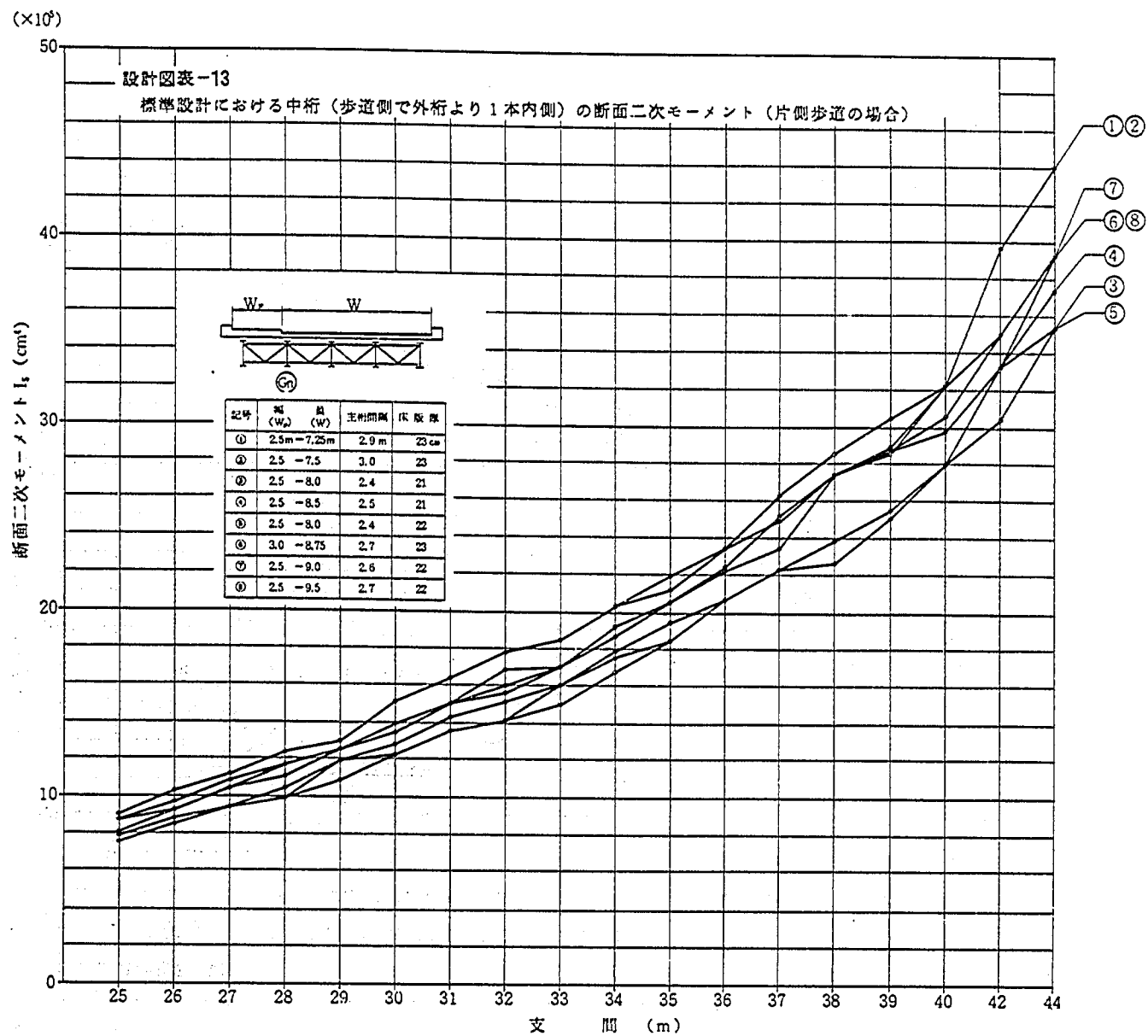


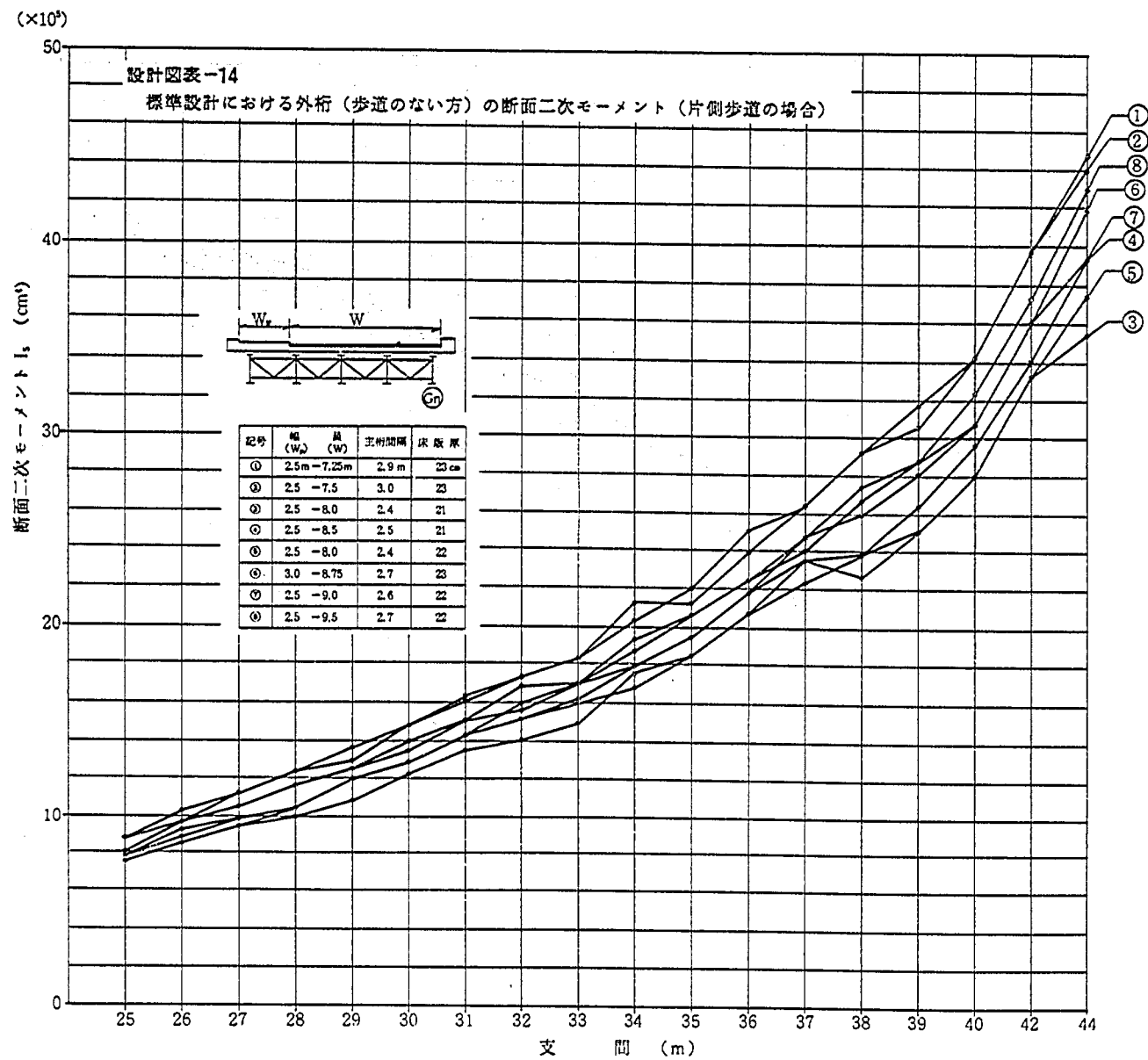


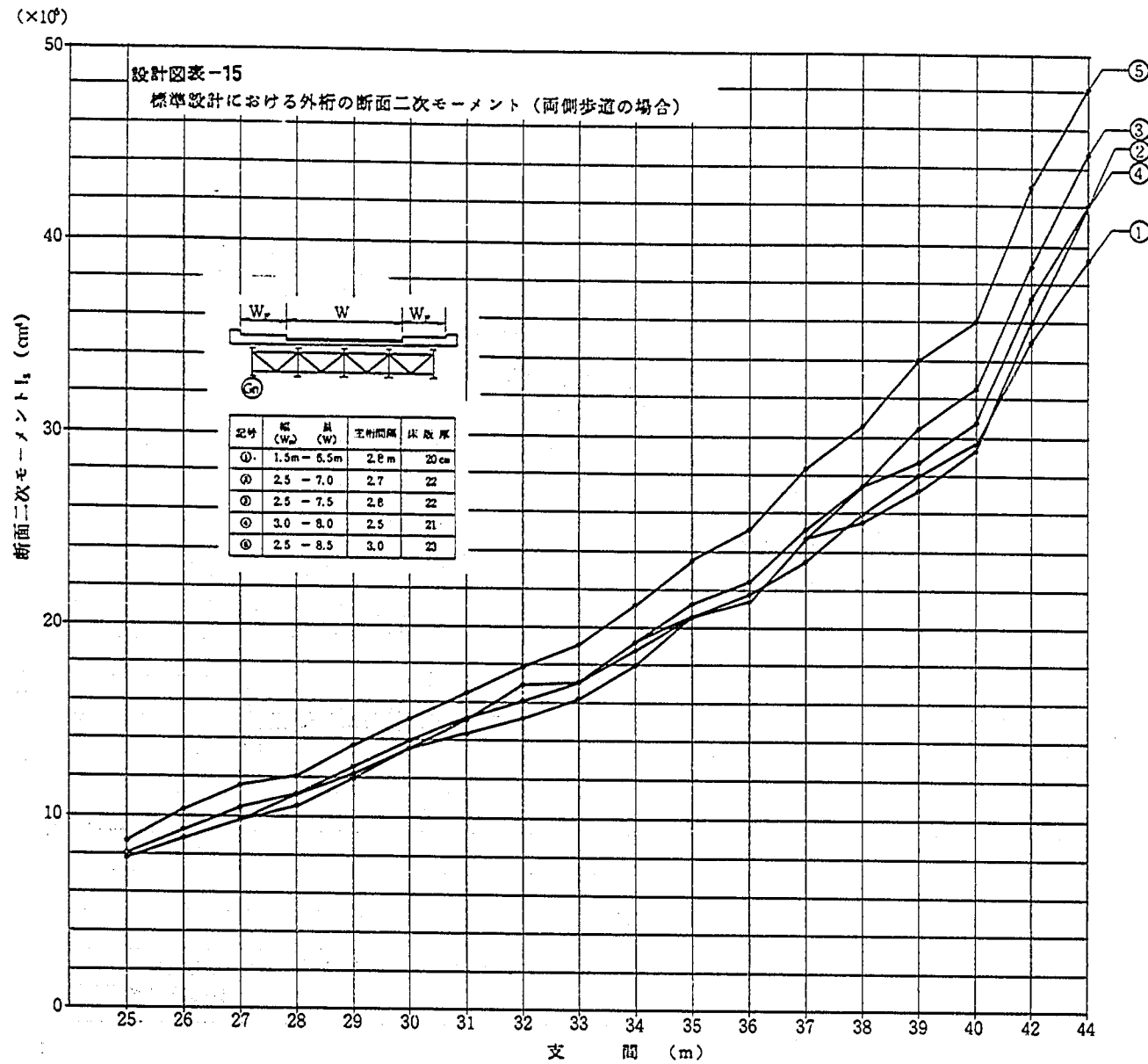


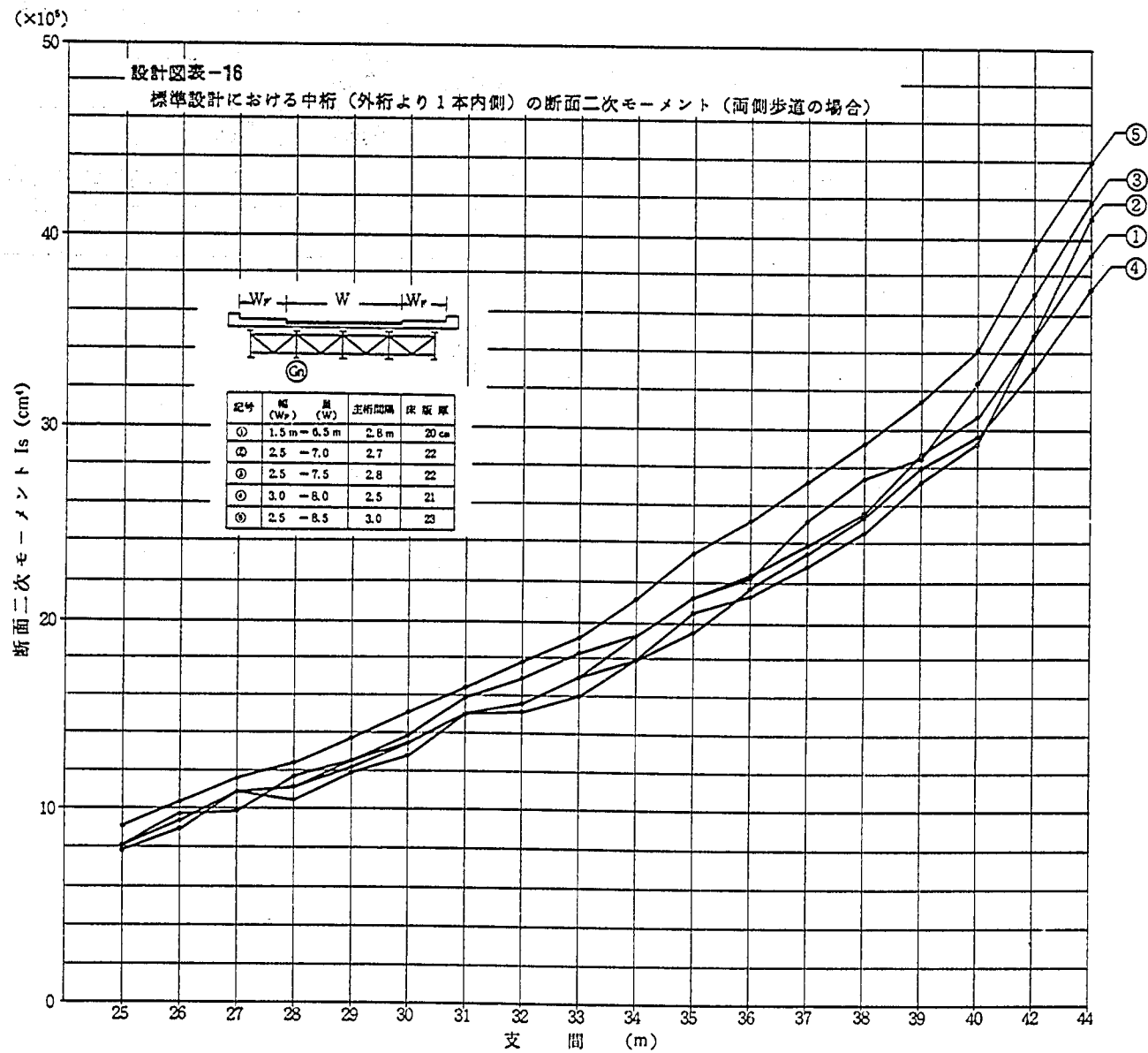
($\times 10^8$):







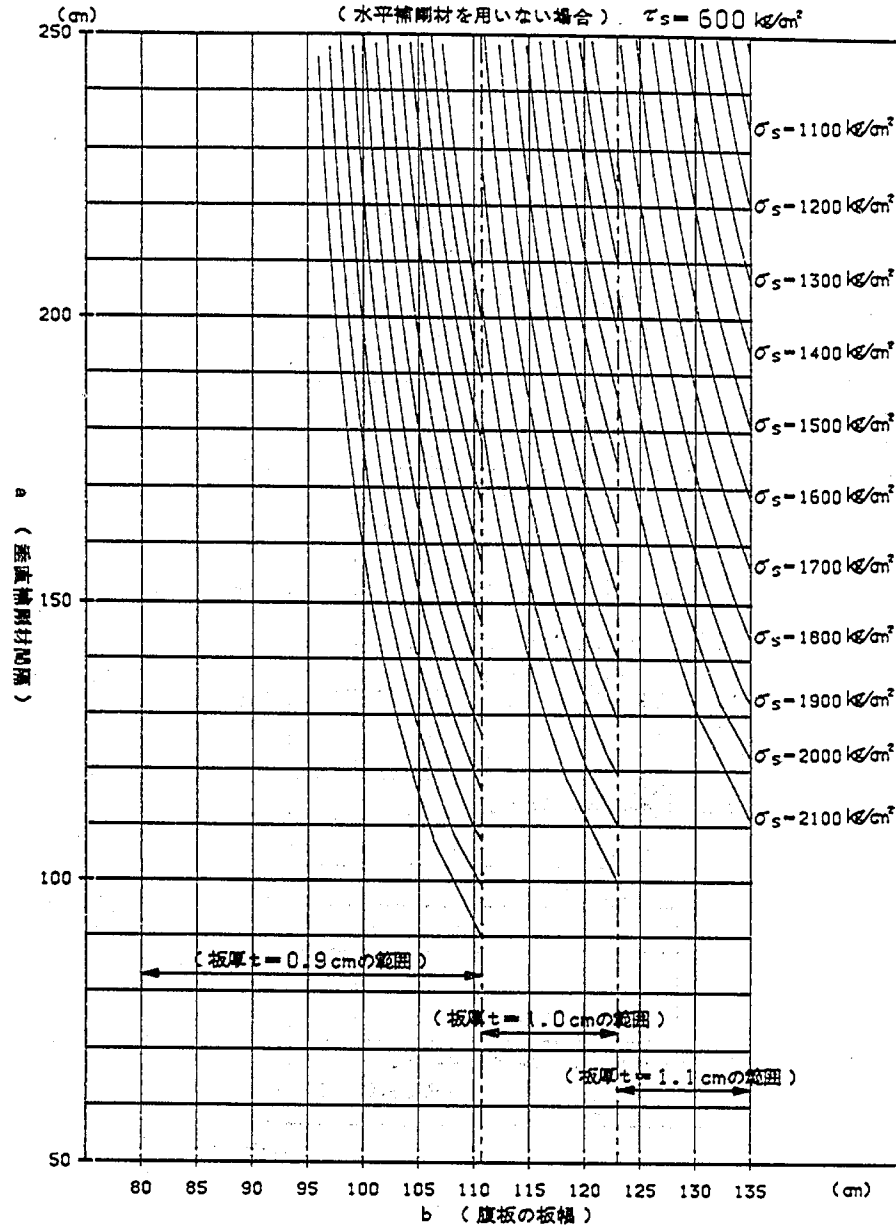




設計図表-17

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

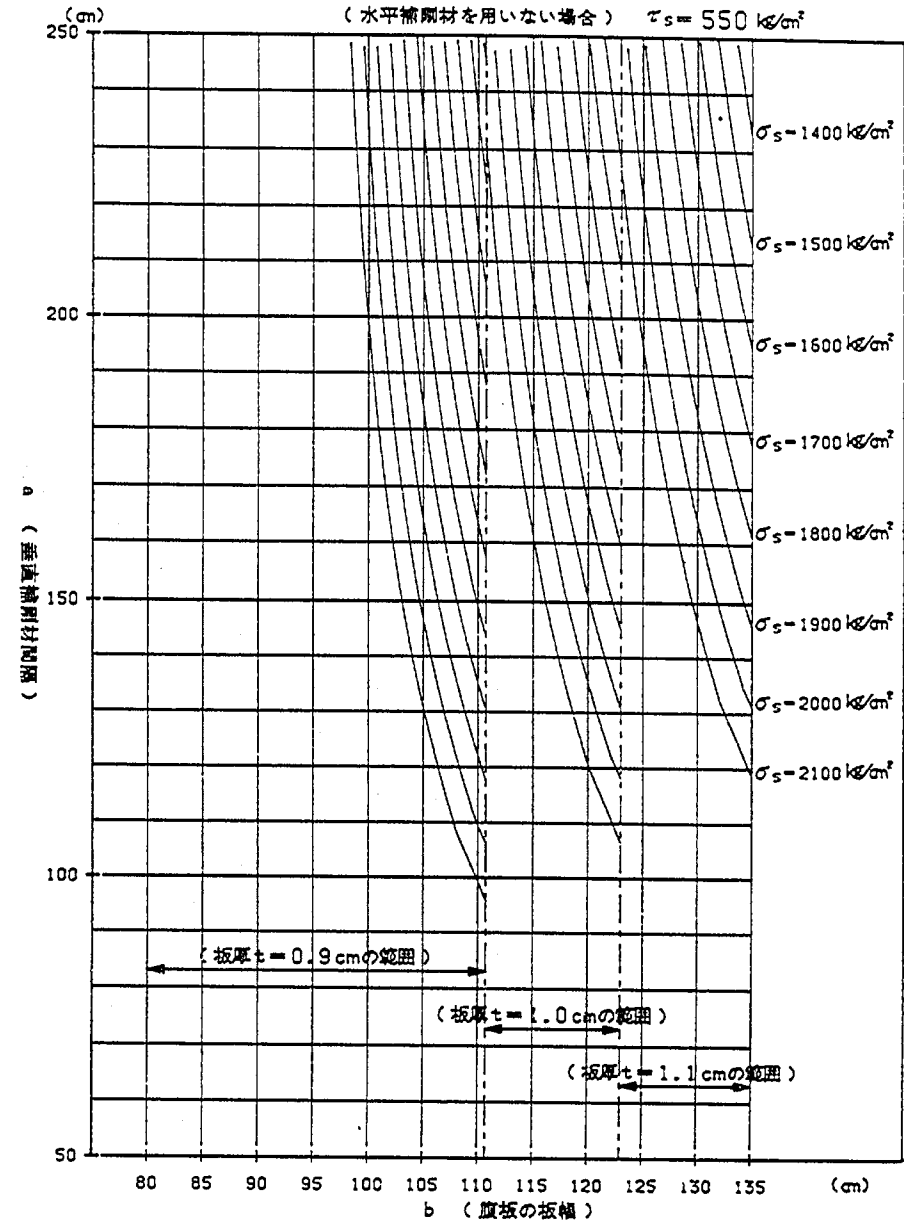
(水平補剛材を用いない場合) $\tau_s = 600 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-18

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

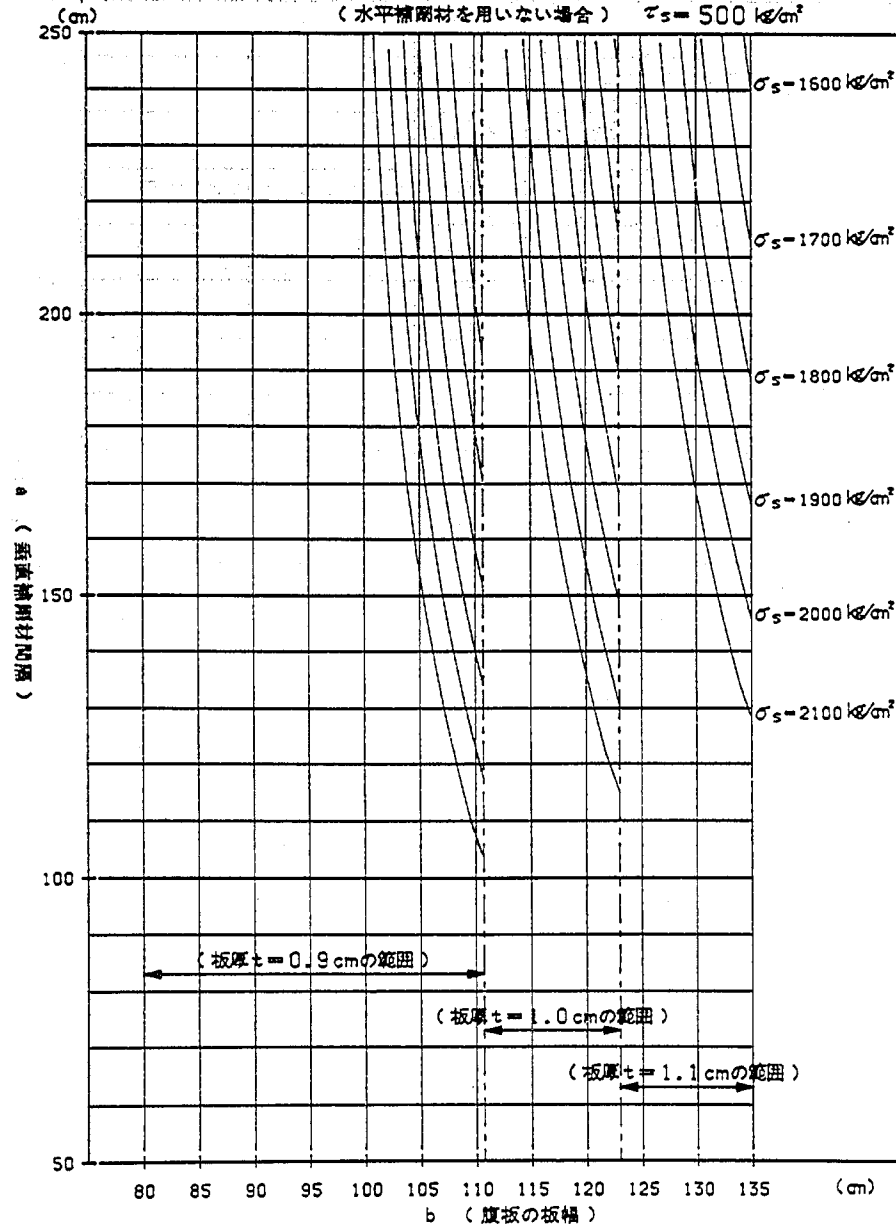
(水平補剛材を用いない場合) $\tau_s = 550 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-19

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

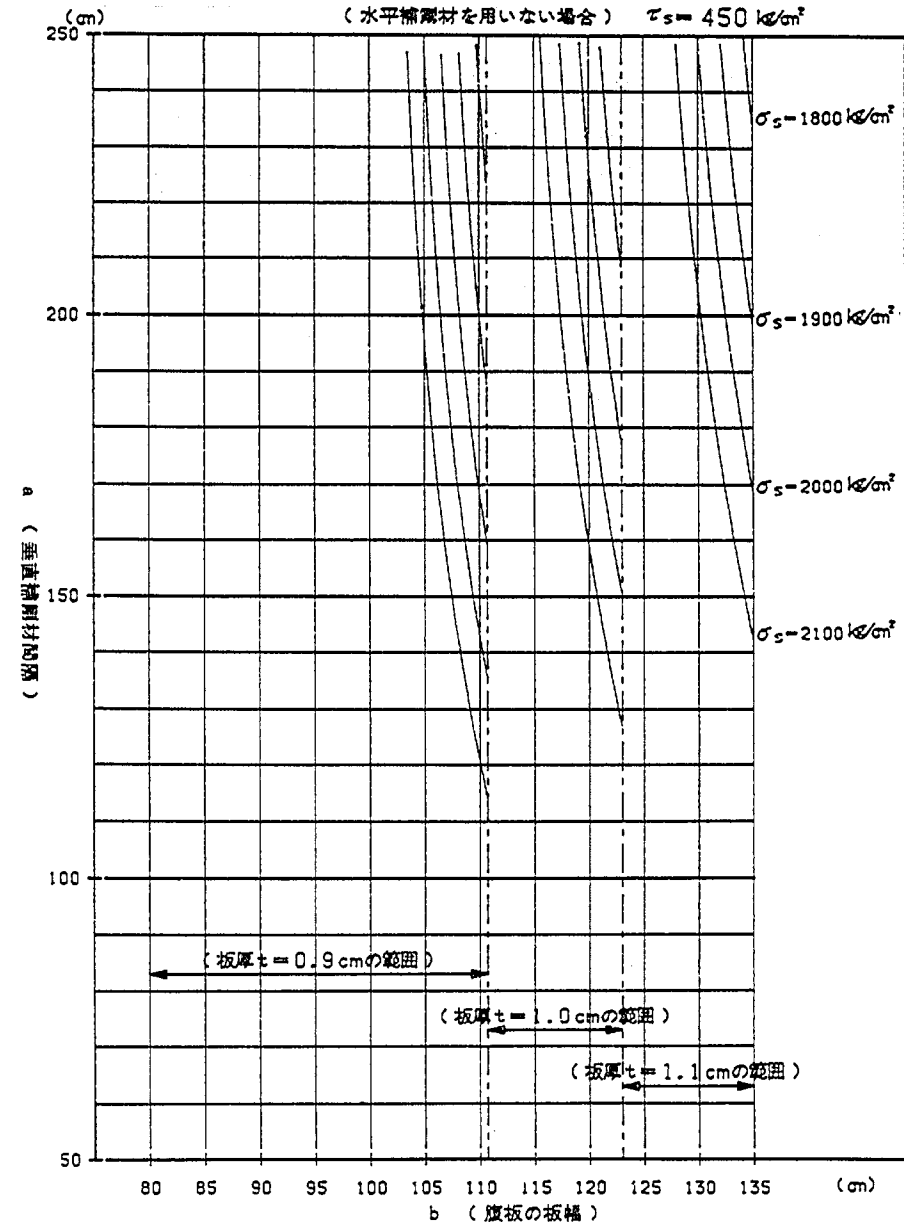
(水平補剛材を用いない場合) $\tau_s = 500 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-20

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

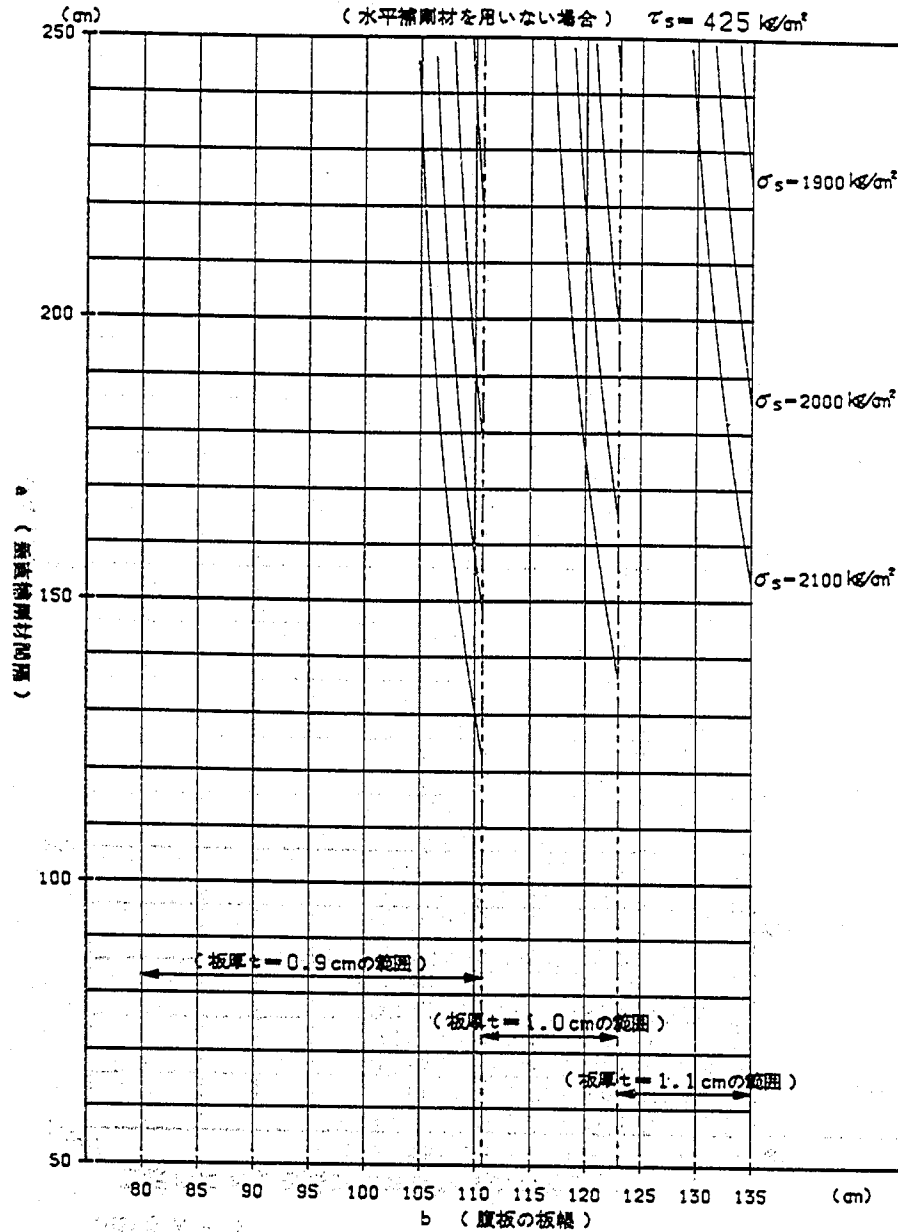
(水平補剛材を用いない場合) $\tau_s = 450 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-21

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

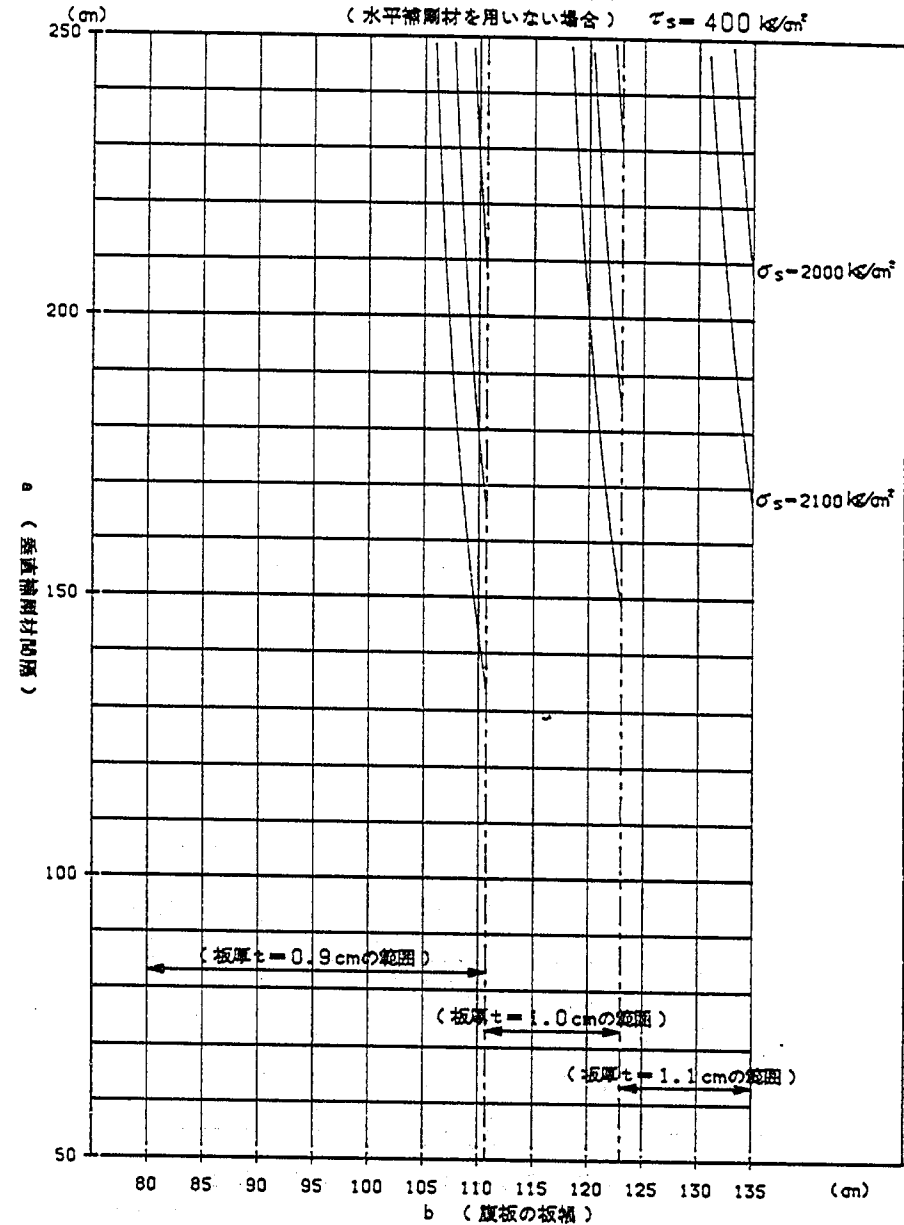
(水平補剛材を用いない場合) $\tau_s = 425 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-22

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

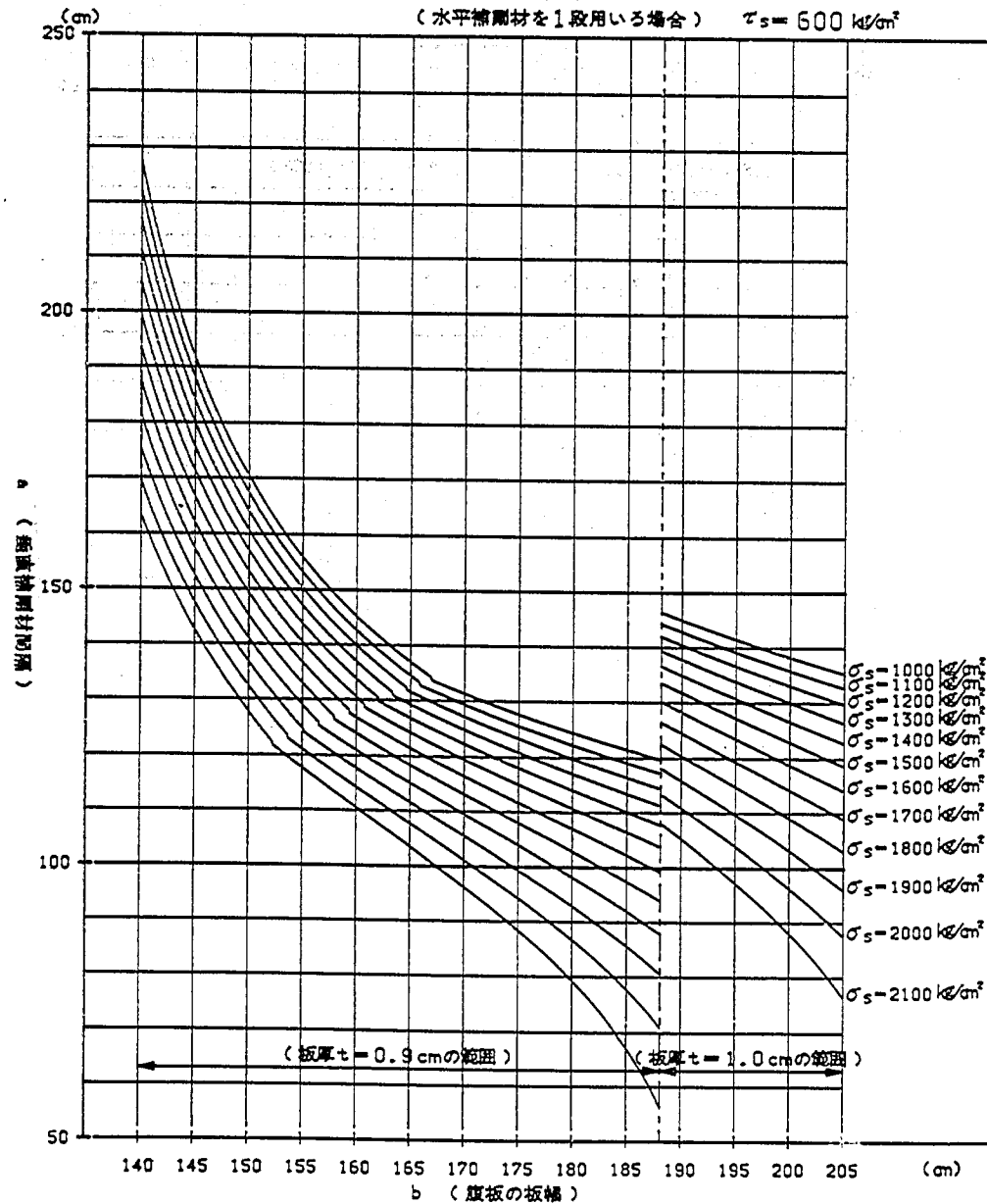
(水平補剛材を用いない場合) $\tau_s = 400 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-23

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

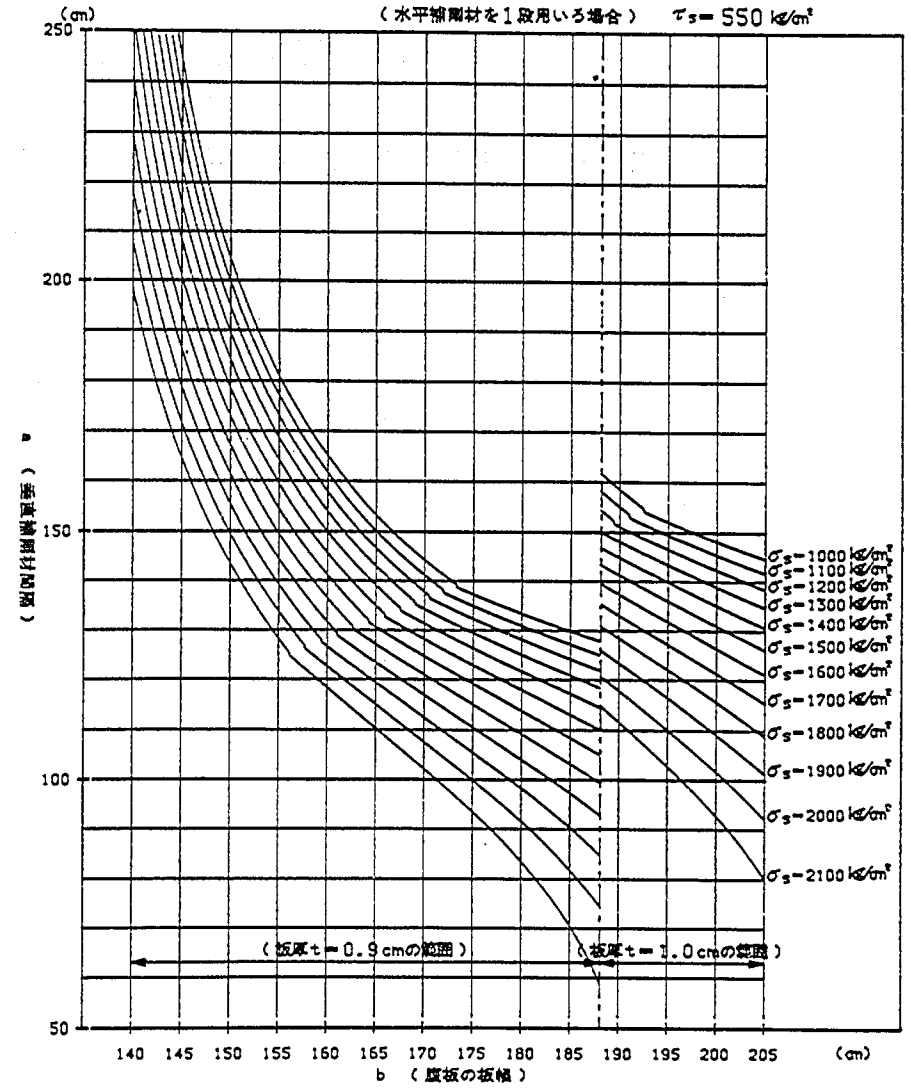
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 600 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-24

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

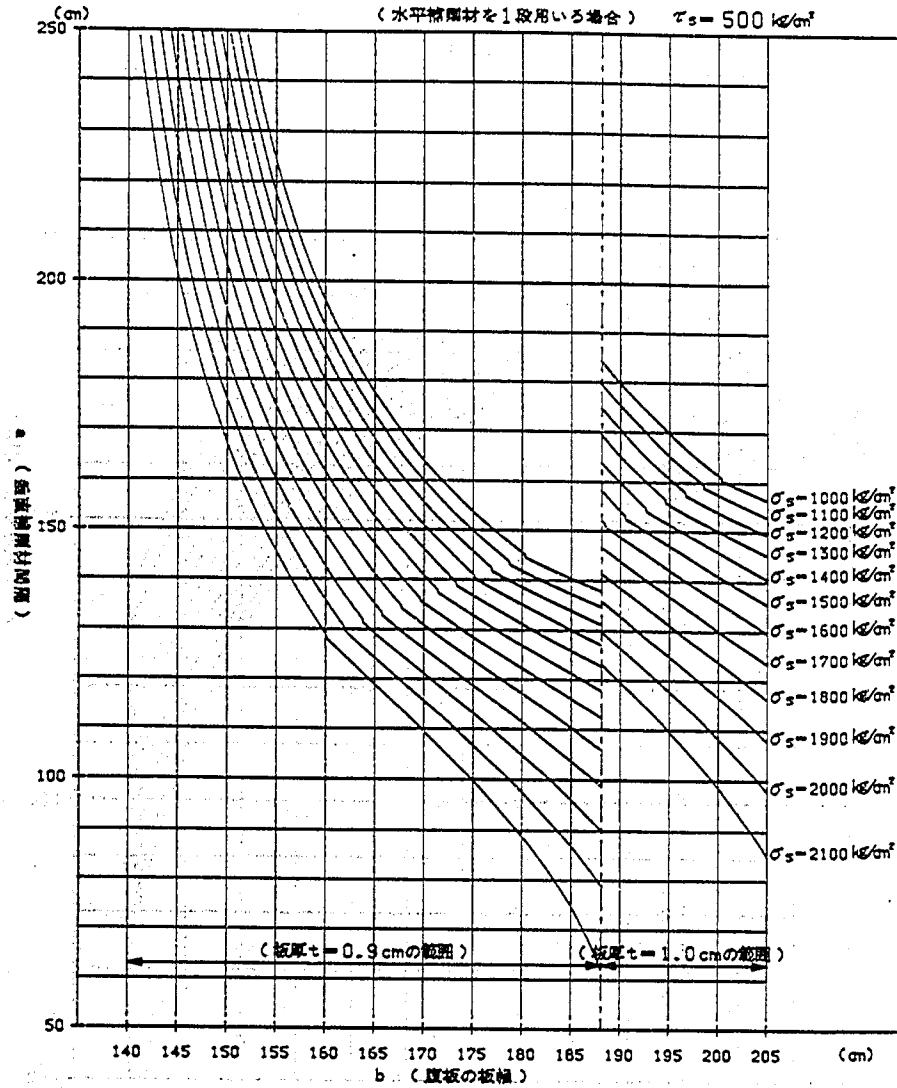
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 550 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-25

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

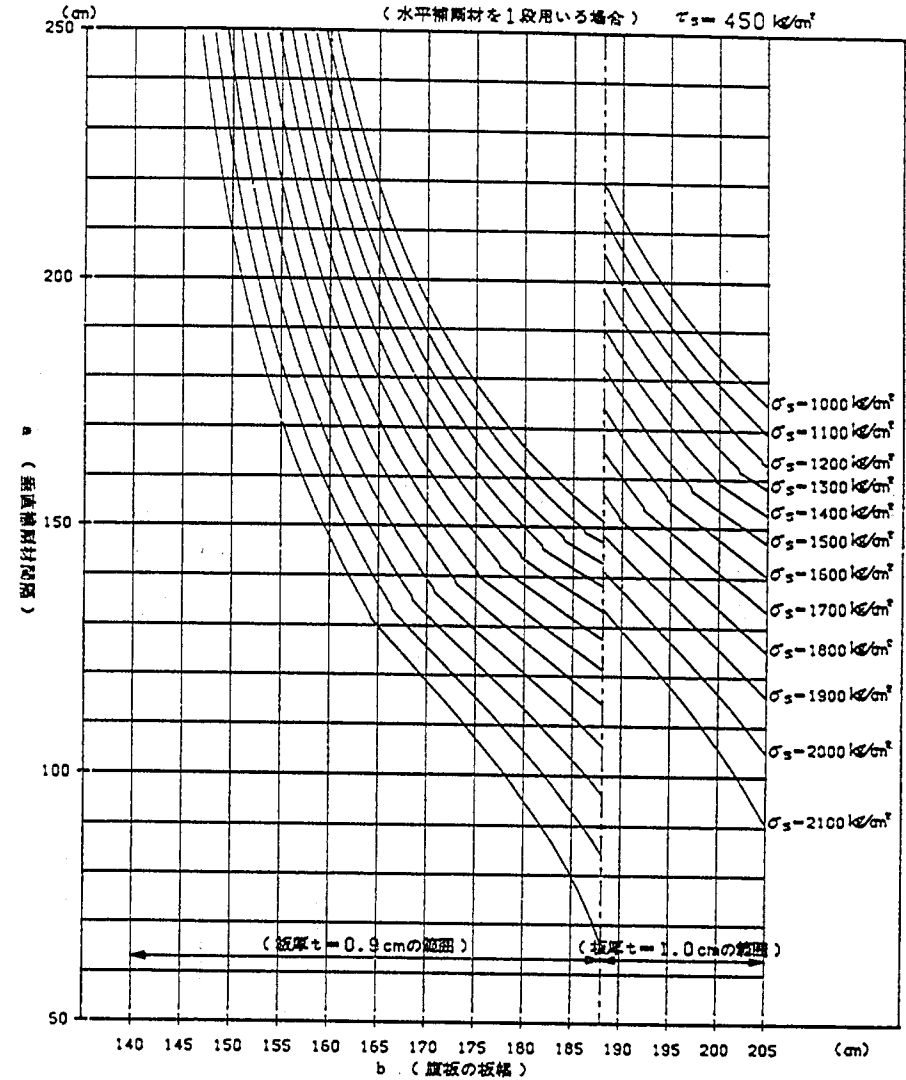
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 500 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-26

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

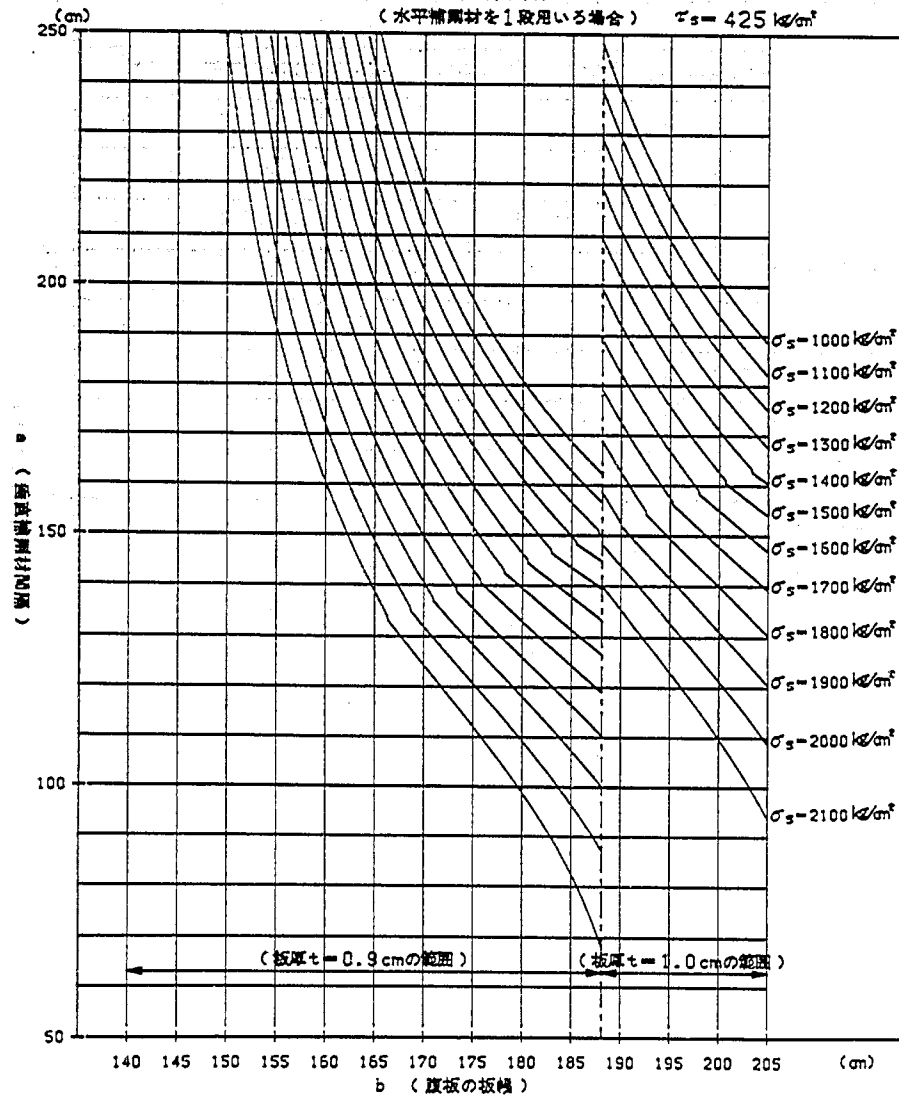
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 450 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-27

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

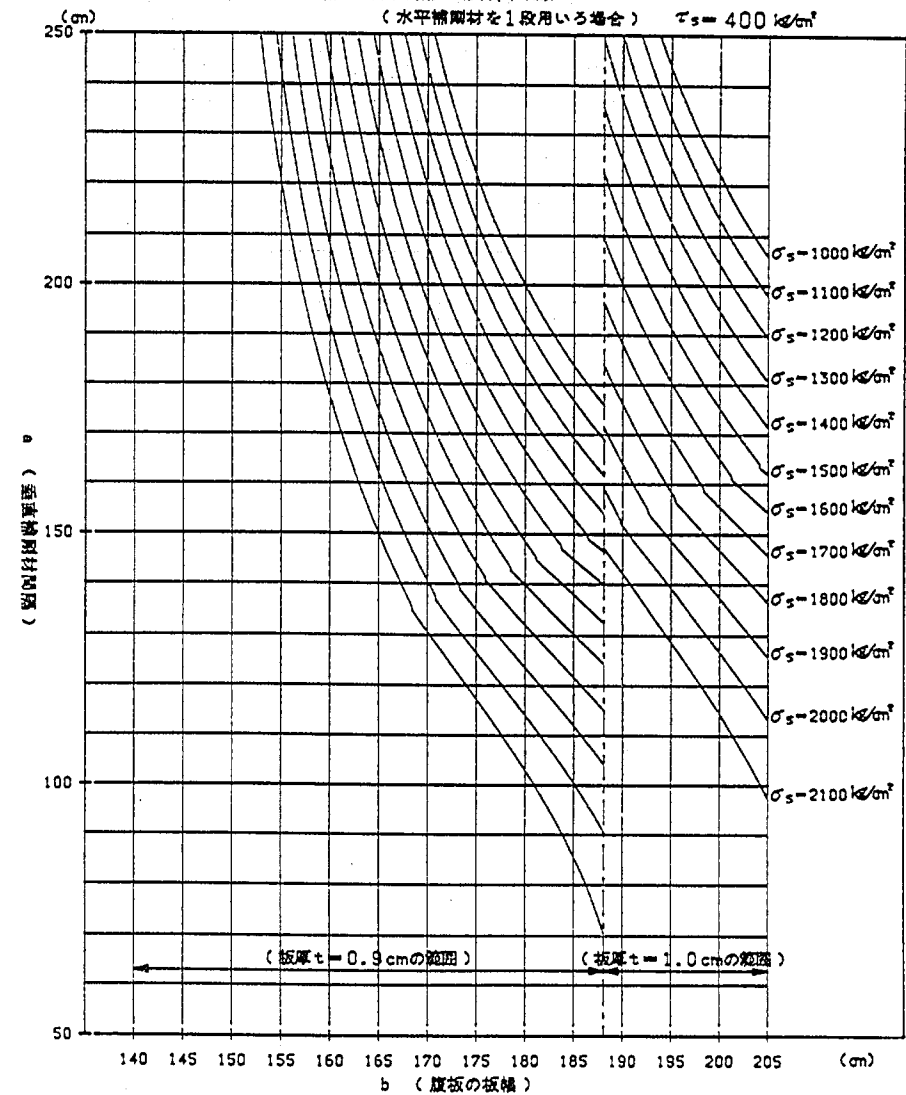
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 425 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-28

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

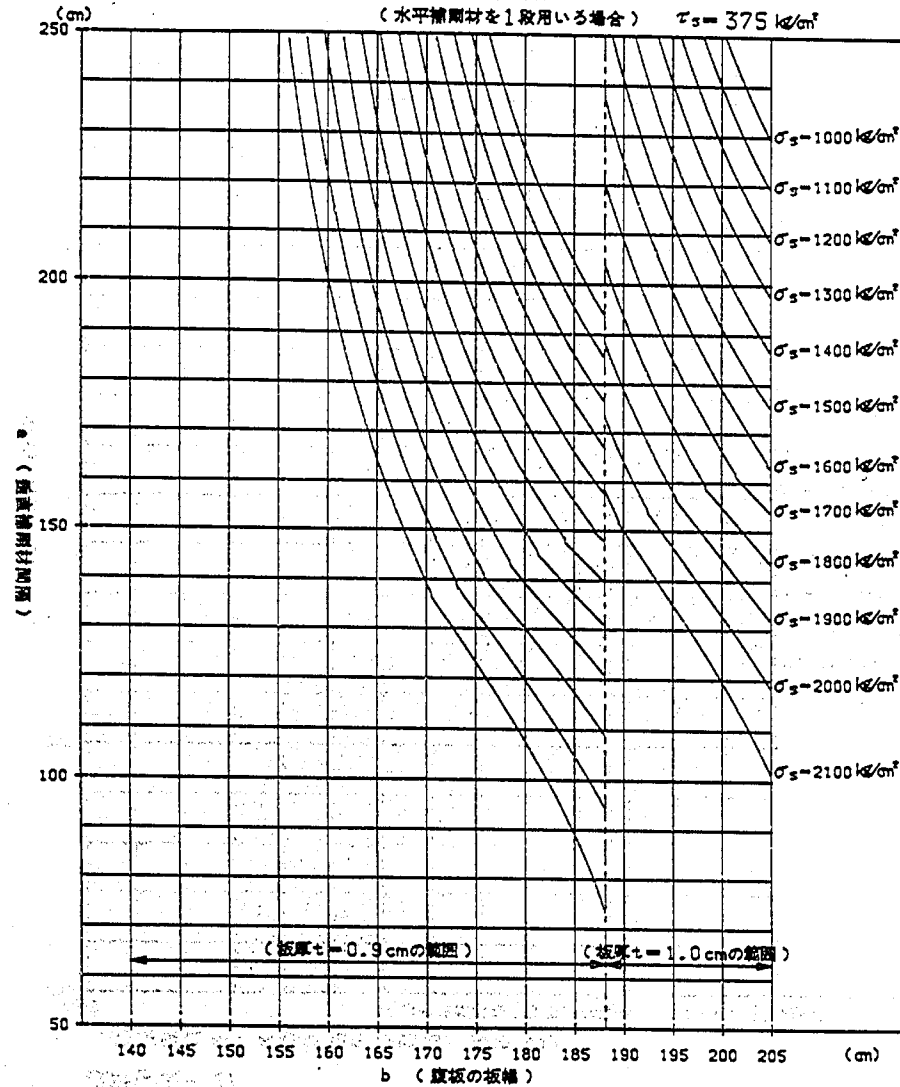
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 400 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-29

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

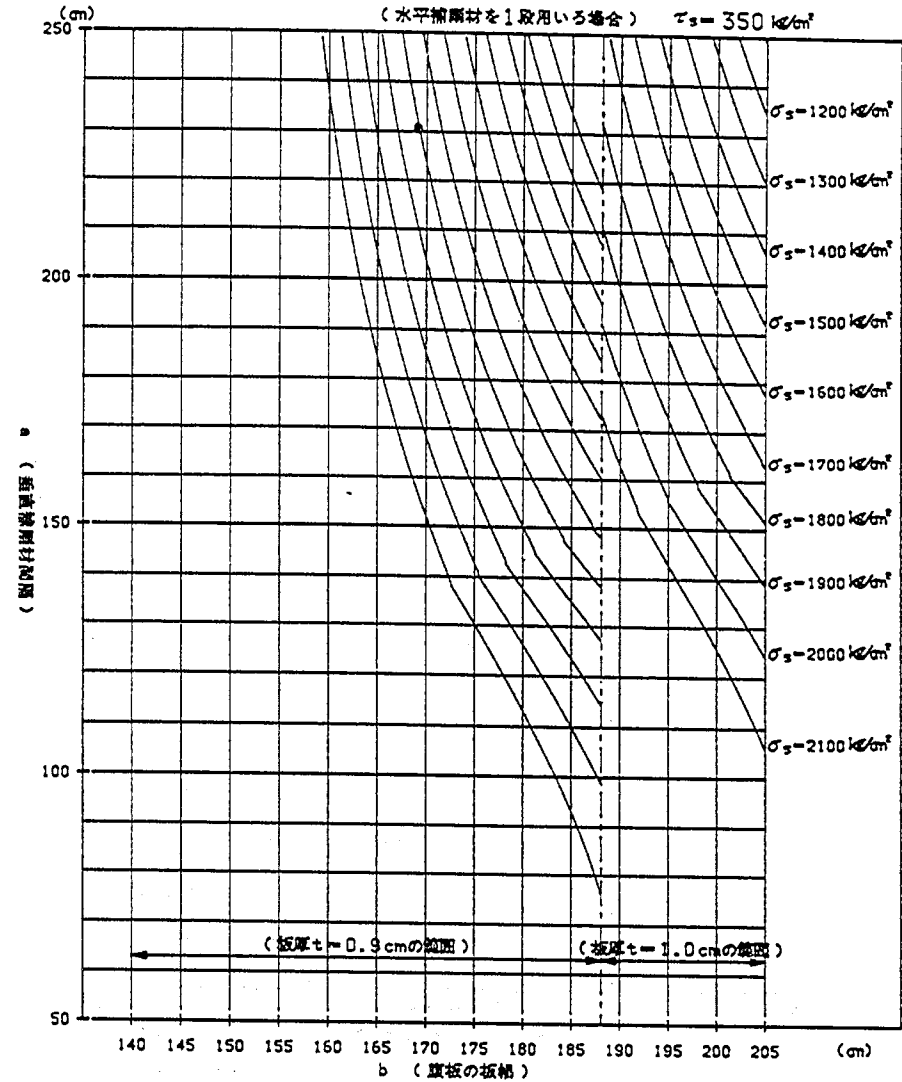
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 375 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-30

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

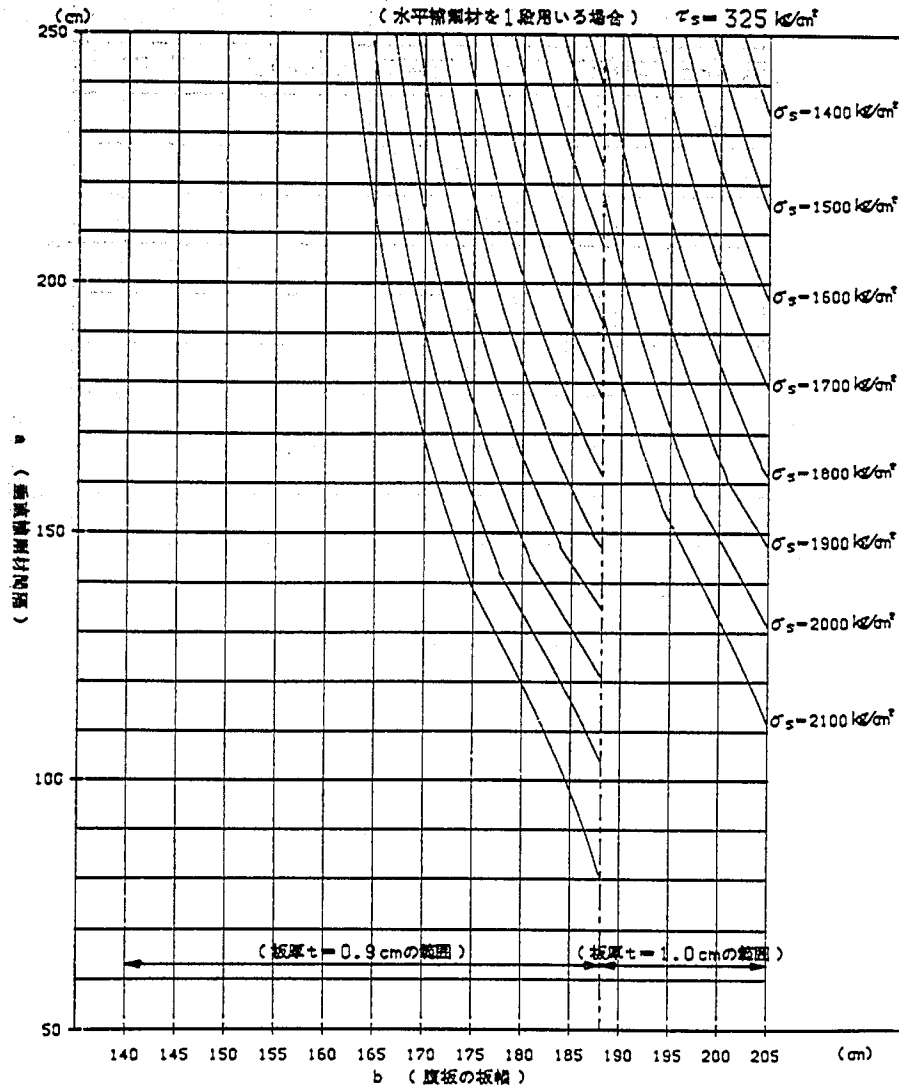
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 350 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-31

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

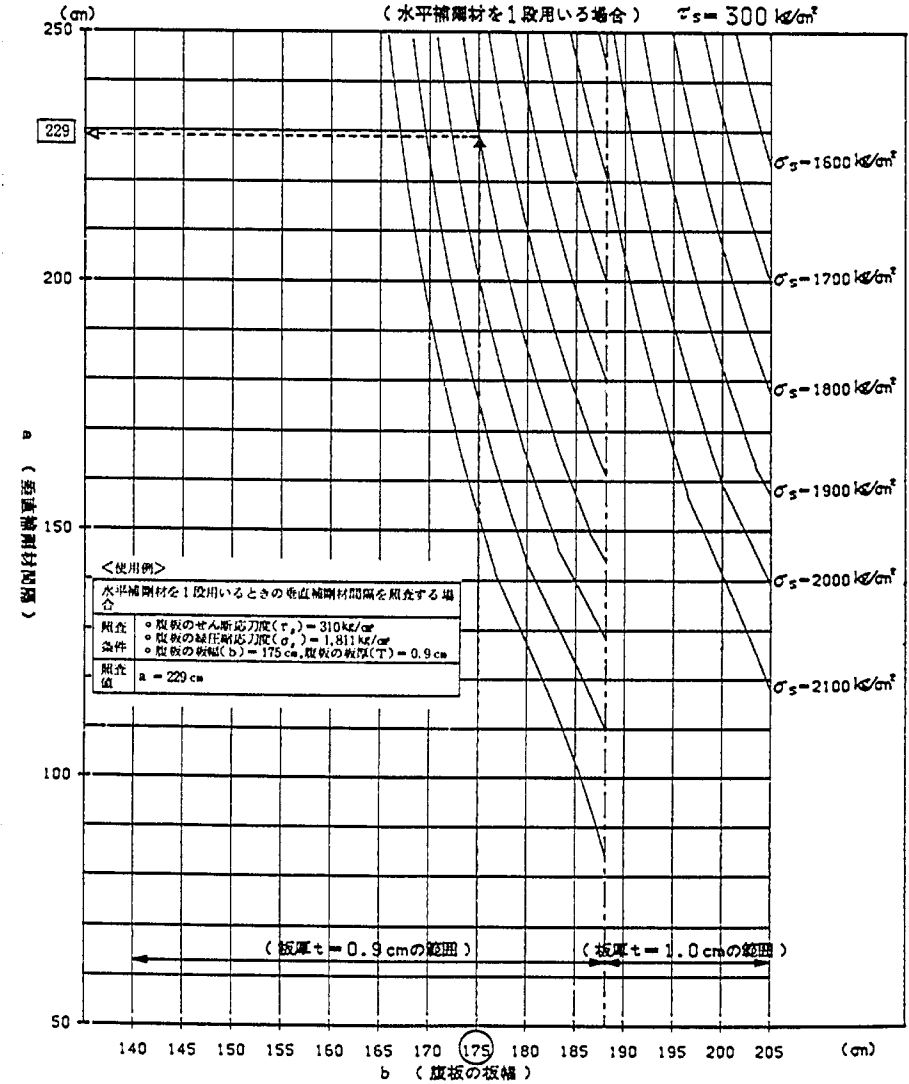
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 325 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-32

腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

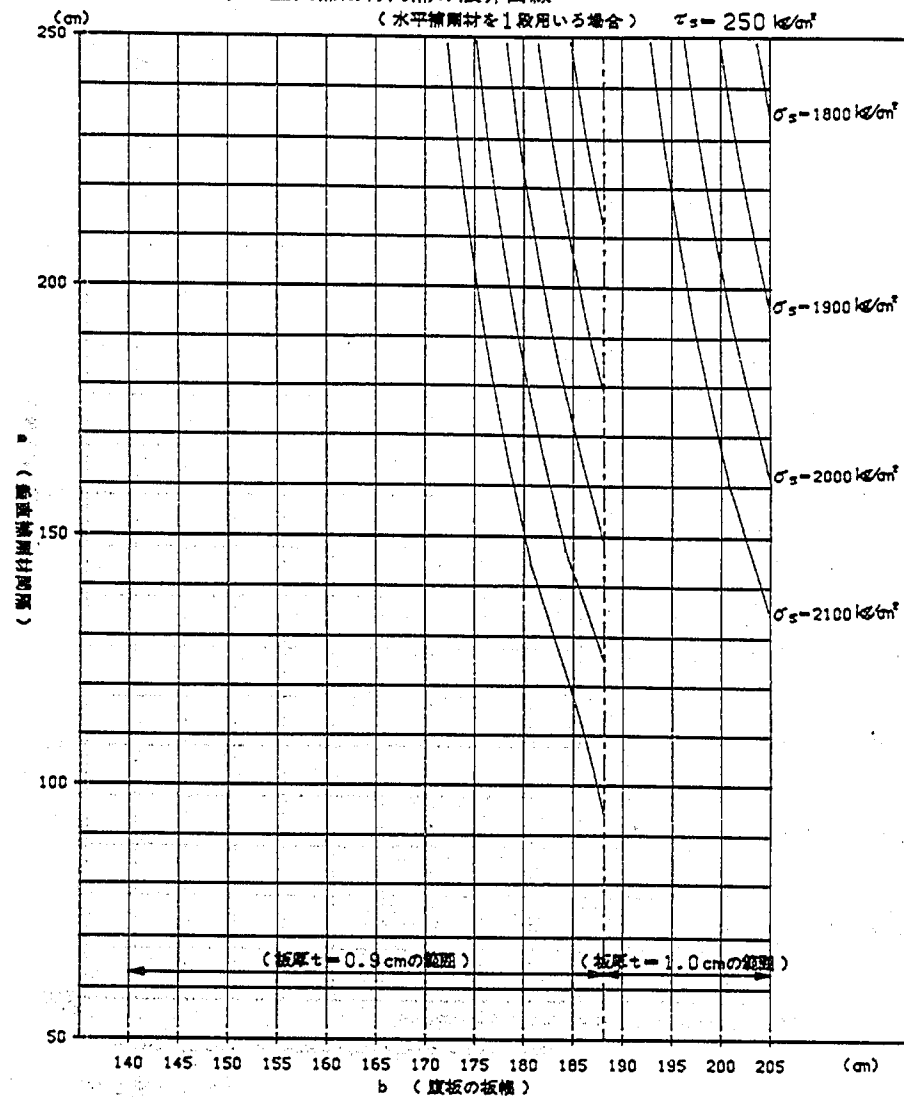
(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 300 \text{ kg/cm}^2$



設計図表-33

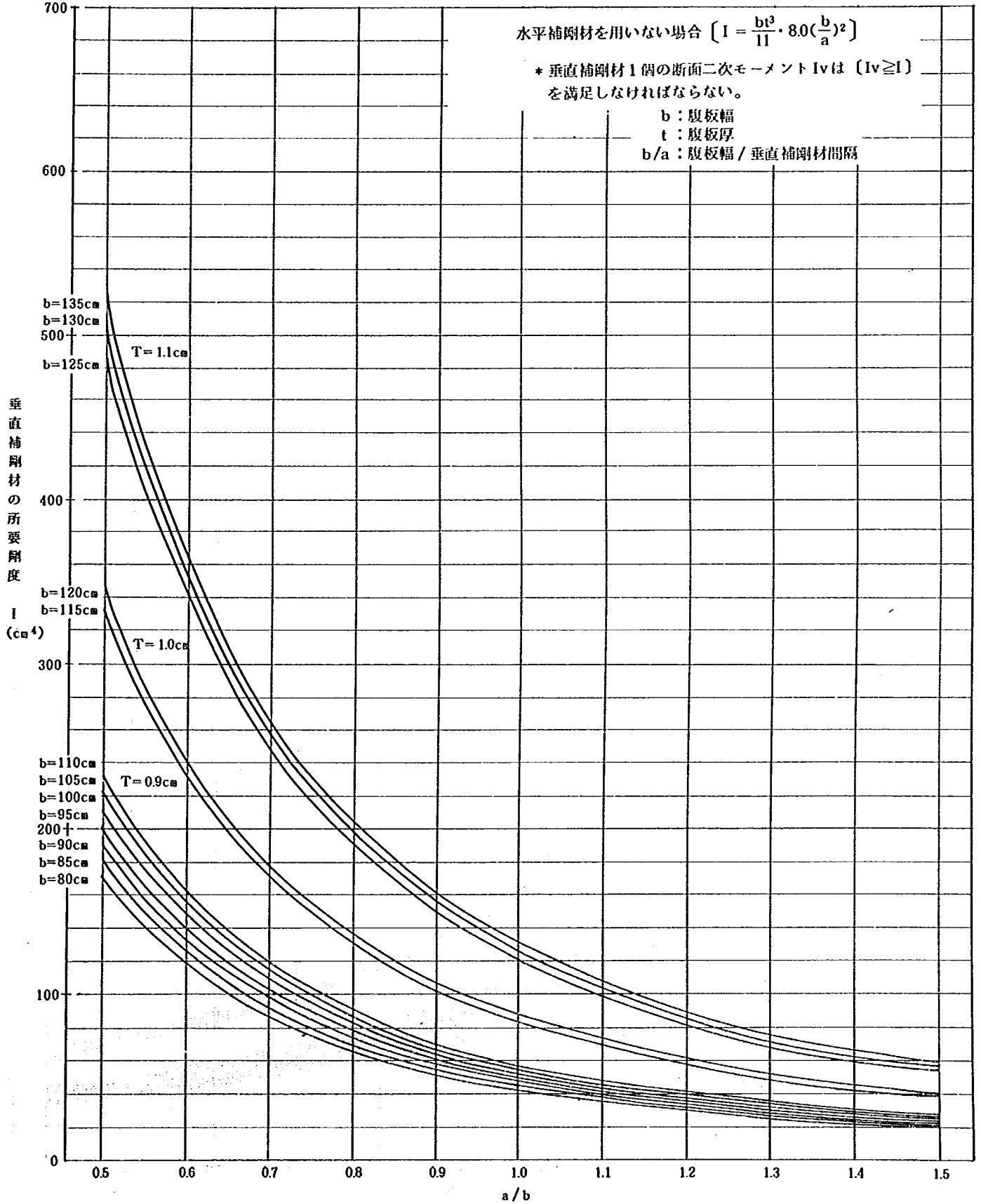
腹板幅に対する垂直補剛材間隔の限界曲線

(水平補剛材を1段用いる場合) $\tau_s = 250 \text{ kg/cm}^2$



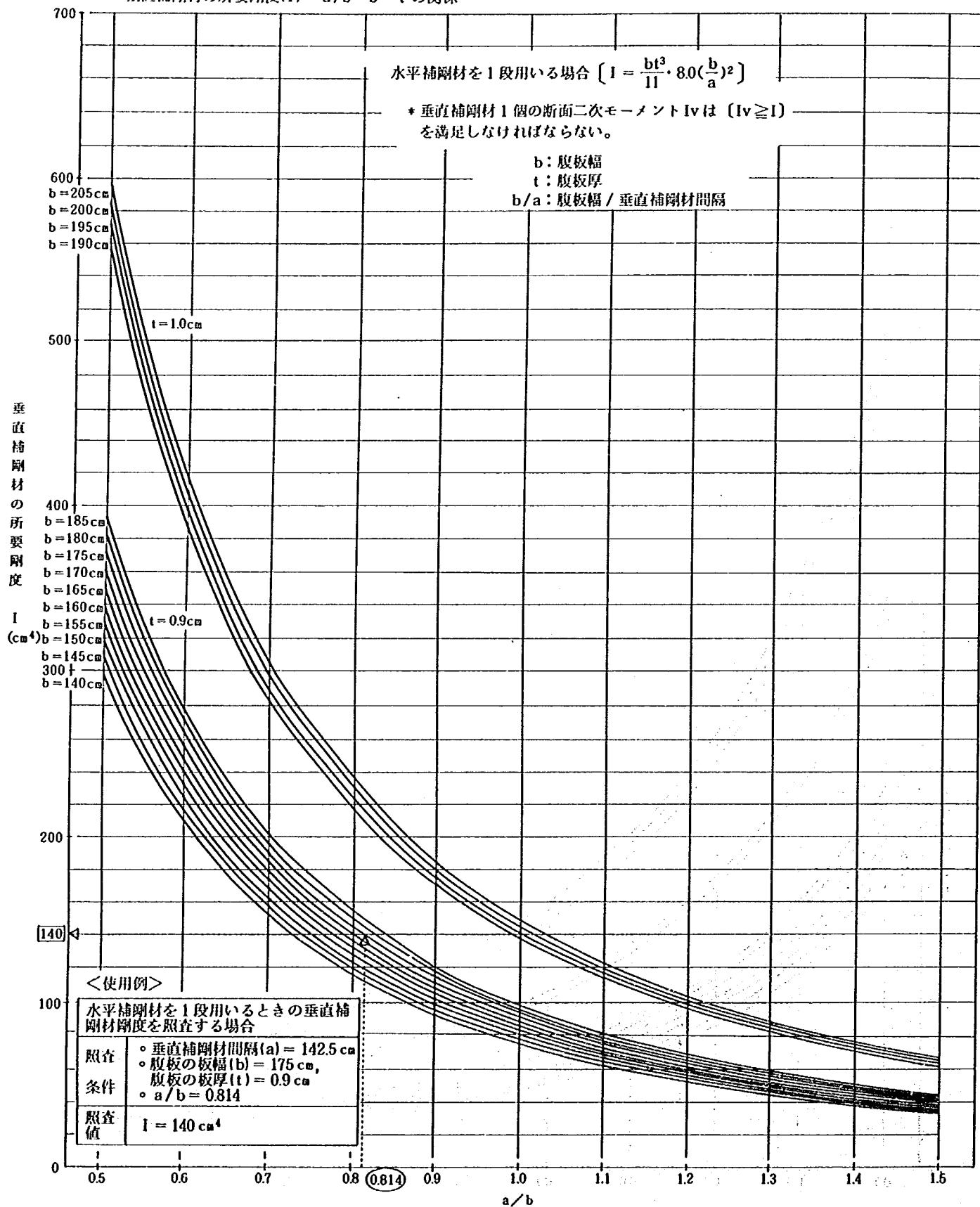
設計図表-34

垂直補剛材の所要剛度(I) - a/b - b - t の関係



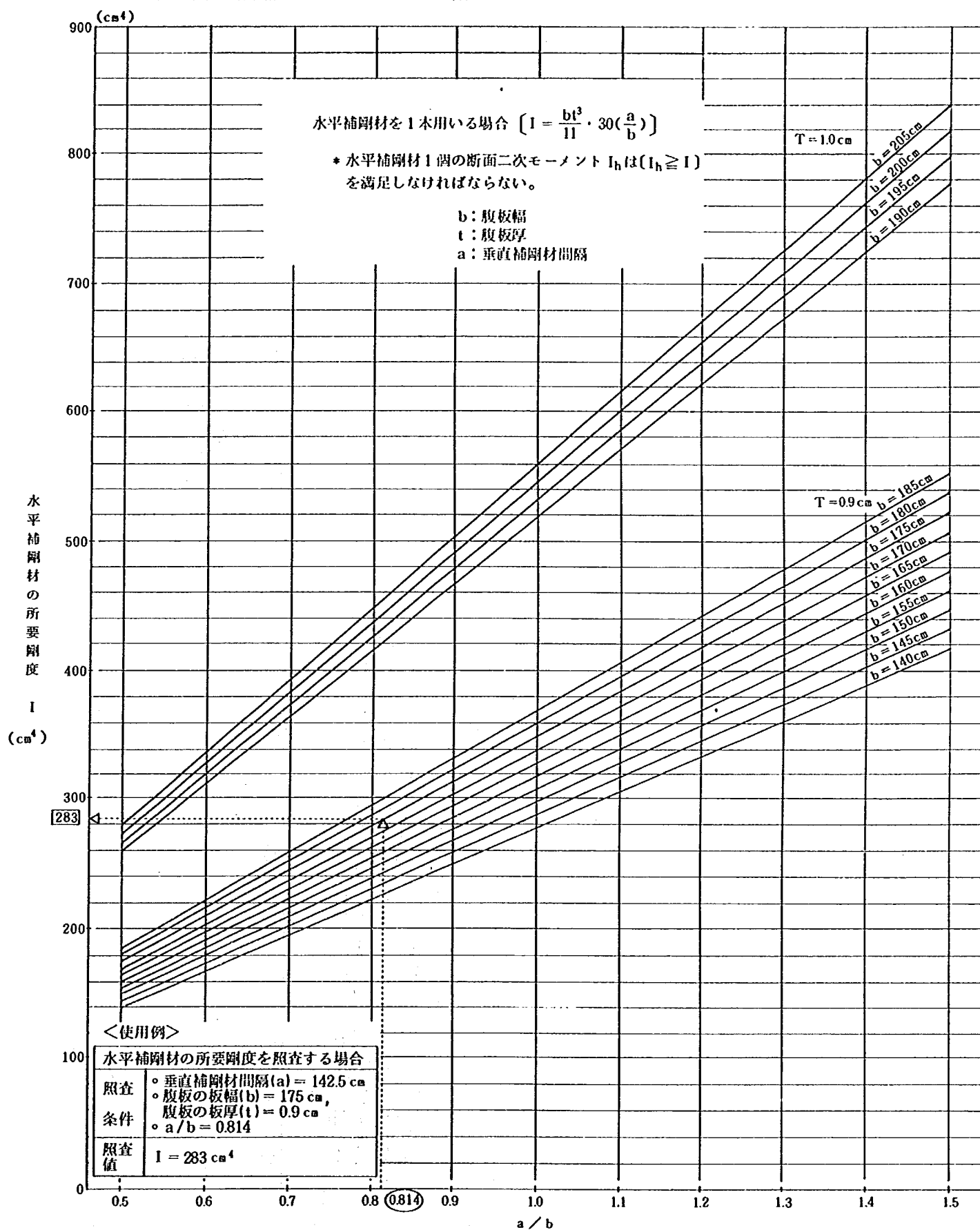
設計図表-35

垂直補剛材の所要剛度(I) - a/b - b - t の関係



設計図表-36

水平補剛材の所要剛度 (I) - b - t - a/b の関係





格子断度を照査する場合	
照査条件	- 支間 (ℓ) = 35 m - 幅員 (W) = 9.5 m, 床版厚 (T) = 23 cm
照査値	$Z = 45.0 \text{ cm}^4$

設計照査システムの提案(その3) 土木研究所資料第 1887 号
(活荷重合成プレートガーダー橋を例として) 昭和 57 年 11 月 (1982)

池村雅司, 海江田光正, 工藤真之助
庵 直, 樋口洋一, 館 敏幸

キーワード プレートガーダー, 設計照査システム
回帰式, ノモグラム

要 旨 本報告書は、活荷重合成プレートガーダー橋の設計成果に対して、初心者でも簡単に照査することのできるポイントと設計資料をまとめたものである。



郵便はがき

40円
はがき
はがき
はがき

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
企画部システム課
御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1887号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印