

鋼 橋 技 術 研 究 会

複 合 構 造 研 究 部 会

昭 和 6 3 年 度 研 究 報 告 書

平 成 元 年 3 月

序

(1) 研究目的.

複合構造研究部会においては初年度、鋼構造とコンクリート構造を一つの構造系のなかで一体として作用させる構造について、検討を行った。

その中から複合形式斜張橋をケース・スタディとして選び、特に静的構造解析を実施した。

2年目は、初年度の成果を踏まえて複合形式斜張橋の動特性について、検討を行った。

3年目は、複合形式橋梁の実用化に向けてコンピューター利用によるシミュレーションと鋼・コンクリートの示方書の比較検討をおこなった。

そこで今年度は、更に複合構造形式橋梁の残された問題点解明のための研究を進めることにした。

(2) 研究テーマ

複合構造研究部会の4年間にわたる研究成果のとりまとめとして、

① 荷重と構造解析.

複合斜張橋の設計基準の形式でまとめ、荷重と構造解析についての条文を提案する。

② 構造部材と限界状態.

複合部材の耐荷力を弾塑性有限変位解析を用いて算出し、許容耐力値に対する安全係数を比較・検討する。

③ 複合構造物の継手.

複合形式の桁の継手を設計する際の構造選定に関して、基礎的な提案を行う。

以上のことを、研究することとした。

(3) 研究部会名簿

若下 藤紀 (部会長)	日本大学理工学部	
大垣 賀津雄	川崎重工業(株)	
竹内 裕文	(株)春本鉄工所	
遠藤 港	日本橋梁(株)	
中村 幸	住友重機械工業(株)	
稲垣 光俊	トピー工業(株)	
増井 昭弘	静岡県沼津土木事務所	
福本 和弘	日立造船(株)	
坂口 三代治	三井造船(株)	
林 勝樹	(株)駒井鉄工所	
太田 貞次	(株)宮地鉄工所	
後藤 栄一 (副部会長)	(株)東京鉄骨橋梁製作所	
向山 辰夫	パシフィックコンサルタンツ(株)	
大沢 久男	桜田機械工業(株)	(S. 63. 7 より)
高野 晴夫	首都高速道路公団	
若菜 弘之	日本鋼管(株)	
柏村 友彦	鹿島建設(株)	
西本 哲也	(株)片山鉄工所	(S. 63. 6 より)
野田 行衛 (庶務、会計)	川田建設(株)	
田中 守人	高田機工(株)	
織田 博孝	(株)横河橋梁製作所	
橋本 和夫	石川島播磨重工業(株)	

目 次

1. 序

- (1) 研究目的
- (2) 研究テーマ
- (3) 研究部会委員名簿

2. 研究成果

頁

(1) 第I編. 荷重と構造解析.	I - 3
第1章 総則	I - 3
1. 1 適用の範囲	I - 3
1. 2 適用示方書	I - 3
第2章 材料	I - 3
第3章 荷重	I - 4
3. 1 荷重の種類	I - 4
3. 1. 1 荷重の種類	I - 4
3. 1. 2 死荷重	I - 5
3. 1. 3 活荷重	I - 5
3. 1. 4 衝撃	I - 6
3. 1. 5 乾燥収縮およびクリープの影響	I - 8
3. 1. 6 プレストレス力	I - 9
3. 1. 7 温度変化の影響	I - 11
3. 1. 8 風荷重	I - 13
3. 1. 9 地震	I - 14
3. 1. 10 雪荷重	I - 14
3. 1. 11 架設時荷重	I - 14
3. 1. 12 疲労を考慮する場合の荷重	I - 15
3. 1. 13 その他の荷重	I - 15

目 次

	頁
3. 2 荷重の組合せ	I - 16
3. 2. 1 使用限界状態	I - 16
3. 2. 2 終局限界状態	I - 17
3. 3 荷重係数	I - 18
第4章 構造解析	I - 25
4. 1 構造解析	I - 25
4. 2 地震の影響を考慮する場合の解析	I - 40
4. 3 疲労に対する解析	I - 43
(2) 第II編 構造部材と限界状態	II - 3
第1章 軸方向圧縮力を受ける複合部材の耐荷力	II - 3
1. 1 目的	II - 3
1. 2 仮定	II - 3
1. 3 計算モデル	II - 5
1. 4 計算結果	II - 8
1. 5 安全性の比較	II - 11
1. 6 まとめ	II - 13
第2章 斜張橋主塔（鋼製と鉄筋コンクリート製）の 耐荷力に対する安全性の比較検討	II - 14
2. 1 目的	II - 14
2. 2 平面解析	II - 14
2. 3 主塔終局耐力の算定	II - 32
2. 4 まとめ	II - 45

目次

	頁
第3章 複合斜張橋のクリープ・乾燥収縮の影響	II - 46
3.1 解析の目的	II - 46
3.2 クリープ解析理論	II - 47
3.3 複合斜張橋の計算	II - 52
3.4 まとめ	II - 79
(3) 第III編. 複合構造物の継手.	III - 3
第1章 対象とする構造物	III - 3
第2章 継手構造例	III - 4
第3章 継手に使用される代表的構造要素と機能	III - 8
第4章 設計の考え	III - 10
第5章 解析例	III - 14
5.1 概要	III - 14
5.2 スタッ드의応力伝達特性	III - 15
5.3 前面プレート構造、および後面プレート構造 の応力伝達特性	III - 18
5.3.1 解析モデル	III - 18
5.3.2 圧縮力を伝達する継手	III - 21
5.3.3 引張力を伝達する継手	III - 31
5.4 まとめ	III - 47

3. おわりに

第 I 編 荷重と構造解析

第 I 編 荷重と構造解析

まえがき

複合構造の荷重と構造解析に関する調査・研究の報告は、複合斜張橋の設計基準の形式でまとめることを試みた。つまり、複合斜張橋の荷重と構造解析についての条文を提案し、その解説として調査・研究の成果を述べることとした。目的が基準の作成ではなくて研究成果を基準形式で報告しようということなので、だいた条文が歯抜けしたものとなり、設計基準として形の整ったものとはなっていないことはご容赦願いたい。

基準の体裁としては限界状態設計法形式とし、疲労を含む使用限界状態と終局限界状態について照査するものとした。ただし、荷重と構造解析の範囲のみなので複合斜張橋の限界状態についてどのような照査をするかを十分に明らかに出来ていない。これについては、第 II 編構造部材と限界状態において若干触れている。

荷重の項は主に既存の設計基準および関連する文献を調査し、複合斜張橋に適合するように部分的に引用、加筆、修正して作成した。衝撃および荷重係数に関しては若干の数値解析をして検討を深めている。構造解析の項も同様に既存の設計基準と関連する文献の調査および数値解析をして条文と解説を作成した。なお、構造解析に関しては、本研究部会の昭和 60 年度報告書（静的解析について）および昭和 61 年度報告書（動的解析について）から過去の成果を引用している。

解説の中では多くの参考文献を参照しているが、条文の中で詳しく紹介しているもの、解説の中でも著者名、書名および発行年月を明記したものは、各章の後段の文献リストに入れていない。また、参考文献の内容をそのまま引用したものは、項目番号をその文献における番号のままとしてある。

複合斜張橋設計指針（案）目次

	頁
第1章 総則	I - 3
1.1 適用の範囲	I - 3
1.2 適用示方書	I - 3
第2章 材料	I - 3
第3章 荷重	I - 4
3.1 荷重の種類	I - 4
3.1.1 荷重の種類	I - 4
3.1.2 死荷重	I - 5
3.1.3 活荷重	I - 5
3.1.4 衝撃	I - 6
3.1.5 乾燥収縮およびクリープの影響	I - 8
3.1.6 プレストレス力	I - 9
3.1.7 温度変化の影響	I - 11
3.1.8 風荷重	I - 13
3.1.9 地震	I - 14
3.1.10 雪荷重	I - 14
3.1.11 架設時荷重	I - 14
3.1.12 疲労を考慮する場合の荷重	I - 15
3.1.13 その他の荷重	I - 15
3.2 荷重の組合せ	I - 16
3.2.1 使用限界状態	I - 16
3.2.2 終局限界状態	I - 17
3.3 荷重係数	I - 18
第4章 構造解析	I - 25
4.1 構造解析	I - 25
4.2 地震の影響を考慮する場合の解析	I - 40
4.3 疲労に対する解析	I - 43

第1章 総則

1. 1 適用の範囲

この指針は鋼とコンクリートよりなる複合斜張橋の上部工の設計に適用する。

[解説]

ここでいう複合斜張橋は、主塔または補剛桁が鋼部材とコンクリート部材を結合して造られた複合部材よりなるものをさすが、主塔がコンクリート部材のみで構成され補剛桁が鋼部材であるものも含む。

この委員会では複合構造全般を対象に調査研究活動を進めてきたが、主に複合斜張橋を対象にケーススタディをした。複合斜張橋のスケールに関してはある程度の提案ができる資料を作ることができたが、複合構造全体にわたる広い範囲のスケールでの検討は十分でない。よって、複合斜張橋を対象に指針を作成した。

1. 2 適用示方書

この指針に示していない事項は次の基準による。

道路橋示方書・同解説・I 共通編、同・II 鋼橋編（昭和55年2月）日本道路協会

道路橋示方書・同解説・III コンクリート橋編（昭和53年1月）日本道路協会

道路橋示方書・同解説・V 耐震設計編（昭和55年5月）日本道路協会

コンクリート標準示方書（昭和61年10月）土木学会

鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物（昭和62年11月）土木学会

鋼構造物設計指針 PART B 特定構造物（昭和62年11月）土木学会

なお、道路橋示方書・同解説は、以下道示という。

[解説]

道路橋示方書（以下、道示）は平成元年に改定の予定である。改定後はその改訂版によるものとする。この指針は、現行の道示を複合構造に関して補完したものであるから、改定後の道示とこの指針が矛盾する場合は道示を優先する。

第2章 材料

省略

第3章 荷重

3. 1 荷重の種類

3. 1. 1 荷重の種類

設計にあつたては、次の荷重を考慮するものとする。

主 荷 重 (P)	1、死 荷 重 (D)
	2、活 荷 重 (L)
	3、衝 撃 (I)
	4、プレストレス力 (PS)
	5、コンクリートのクリープの影響 (CR)
	6、コンクリートの乾燥収縮の影響 (CH)
	7、鋼のレラクセーションの影響 (RX)
従 荷 重 (S)	8、風 荷 重 (W)
	9、温度変化の影響 (T)
	10、地震の影響 (EQ)
主荷重に相当する	11、雪 荷 重 (SW)
特 殊 荷 重 (PP)	12、地盤変動の影響 (GD)
	13、支点移動の影響 (SD)
	14、遠 心 荷 重 (CF)
特 殊 荷 重 (PA)	15、制 動 荷 重 (BK)
	16、施 工 時 荷 重 (ER)
	17、衝 突 荷 重 (CO)
	18、そ の 他

[解説]

道示 I 共通編を参考にして、斜張橋の上部工の設計に一般的に用いられている荷重を列挙した。これらの荷重の中から必要に応じて適宜選定して採用するものとする。架橋地点の条件、構造および使用材料の特性からこれ以外の荷重を考慮する必要がある場合は、道示に基づいて荷重の選定を行なうものとする。

3. 1. 2 死荷重

死荷重の算出には表-3. 1. 1に示す単位重量を用いてもよい。ただし、実重量の明らかなものはその値を用いるものとする。

表-3. 1. 1 材料の単位重量

材 料	単位重量	材 料	単位重量
鋼・铸鋼・鍛鋼	7,850	コンクリート	2,350
铸 鉄	7,250	セメントモルタル	2,150
アルミニウム	2,800	木 材	800
鉄筋コンクリート	2,500	歴青材（防水用）	1,100
プレストレスコンクリート	2,500	アスファルト舗装	2,300

【解説】

道示I共通編2. 1. 2によった。

3. 1. 3 活荷重

活荷重は自動車荷重および歩道等の等分布荷重とする。支間200m以下の橋梁は道示I共通編2. 1. 3および2. 1. 4による自動車荷重（T荷重、L荷重、トレーラー荷重）および歩道等の等分布荷重とする。支間200mをこえる橋梁の場合は、架橋路線の計画交通量および支間長等を考慮した詳細な検討を行なって活荷重の大きさを決めるものとする。

【解説】

支間200mをこえる橋梁の場合は詳細な検討をしてその橋梁の活荷重を決めているのが実情であるので、実情に即してこのように定めた。

3. 1. 4 衝撃

活荷重には、衝撃を考慮するものとする。
 衝撃係数の算出は、次式によって良い。

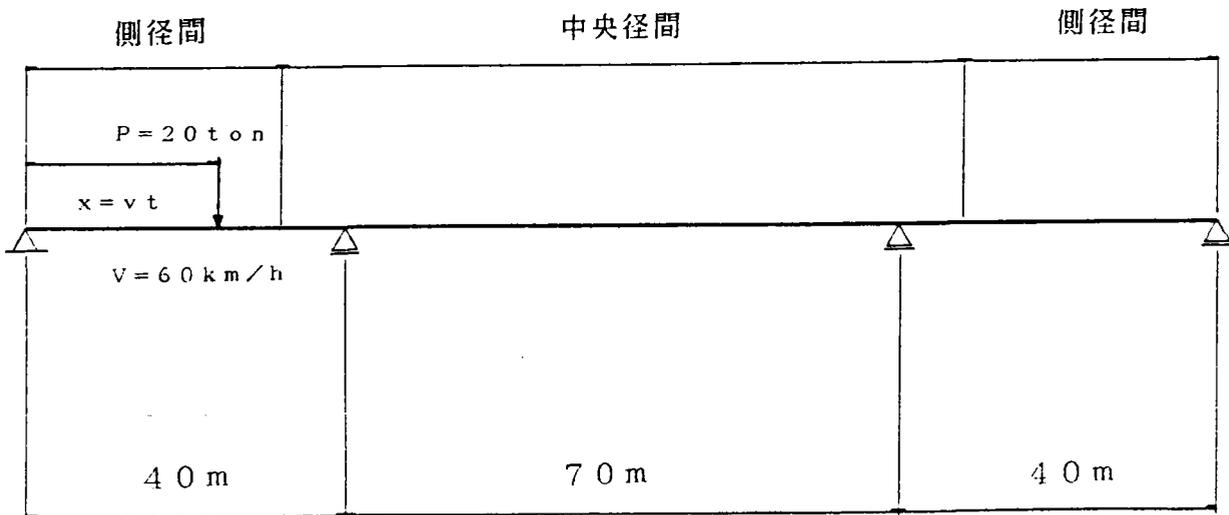
$$i = \frac{20}{50 + L} \quad (\text{T 荷重, L 荷重共}) \dots\dots\dots (3.1.1)$$

L = 連続桁の支間長

【解説】

簡単な複合桁に対する動的応答解析の結果を図-解3.1.1に示す。
 図-解3.1.1の複合桁の場合、その鋼桁部は鋼橋、コンクリート桁部はコンクリート橋に比較的近い応答となっている。しかしながら、全体断面力に占める活荷重の割合は小さいと考えられるので、本条では上記算出式とした。
 支間長については、連続桁と仮定する方法を基本としたが、着目部材の影響線の基線¹⁾長を利用する方法等もあるので、設計にあたっては、十分な検討をすることが望ましい。

解析モデル

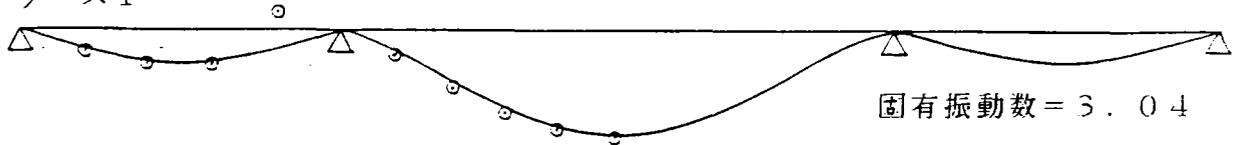


- 解析ケース
- (1) 側径間, 中央径間共 鋼桁
 (m = 3.1 t/m, l = 0.6 m⁴, d = 2.0%)
 - (2) 側径間, 中央径間共 コンクリート桁
 (m = 16.2 t/m, l = 10.8 m⁴, d = 5.0%)
 - (3) 側径間: コンクリート桁
 中央径間: 鋼桁

解析結果

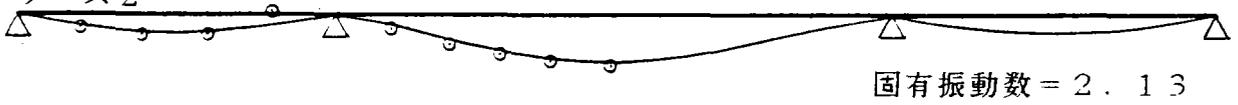
— : 静的たわみ
 ⊙ : 最大動的たわみ

ケース1



1.027
 1.013
 1.034
 1.085
 1.071
 1.043
 1.009
 1.001

ケース2



1.019
 1.009
 1.034
 1.093
 1.082
 1.060
 1.023
 1.016

ケース3



1.013
 1.009
 1.065
 1.086
 1.074
 1.044
 1.006
 1.000

注) 図中の数値は、動的たわみと 静的たわみの比を示す。

図-解3. 1. 1 動的応答解析結果

3.1.5 乾燥収縮およびクリープの影響

コンクリート部材の設計に考慮するコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響については次のとおりとする。

- (1) コンクリートのクリープひずみは式 (3.1.2) により表わすものとする。

$$\epsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \phi \dots\dots\dots (3.1.2)$$

ここに、 ϵ_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

σ_c : 持続荷重による応力度 (kg/cm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (kg/cm²)

ϕ : コンクリートのクリープ係数

- (2) プレストレスの減少量および不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表-3.1.2 の値を標準とする。

表-3.1.2 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材令 (日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強セメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通セメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

- (3) プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表-3.1.3 の値を標準とする。

表-3.1.3 コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスを導入するときのコンクリートの材令 (日)	4~7	28	90	365
乾燥収縮度	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

- (4) (2)項または(3)項によりがたい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材令などを考慮して別途にコンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度を定めるものとする。

- (5) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響により生じる不静定力は、次の規定によるものとする。

1) 構造系に変化がない場合

構造物全体を一度に支保工上で施工し、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がない場合には、コンクリートのクリープの影響は一般に考慮しなくてよい。乾燥収縮の影響による不静定力を算出する場合

には、コンクリートの乾燥収縮度を 15×10^{-5} とする。ただし、軸方向鋼材量が部材のコンクリート断面積の0.5%未満の場合には乾燥収縮度を 20×10^{-5} とする。

2) 構造系に変化がある場合

構造物全体を一度に施工せず、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がある場合には、コンクリートのクリープの影響による不静定力は(2)項あるいは(4)項に規定する値を用いて算出するものとする。なお、この場合に考慮する持続荷重は死荷重、プレストレス力、乾燥収縮の影響とする。また、乾燥収縮の影響による不静定力は(4)項の規定により算出するものとする。

[解説]

複合斜張橋の設計において、コンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響を考慮する場合のコンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度は、道示 I 共通編 2.1.7に従って定めるものとした。

コンクリートと鋼との複合構造物である複合斜張橋においては、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮に伴って、完成後だけでなく架設中においても、構造各部の断面力が変動し、完成系の断面力に累積される。したがって、完成系はもとより、施工中においてもコンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響を考慮する必要がある。

3.1.6 プレストレス力

構造物にプレストレス力を導入する場合には、設計にこれを考慮するものとする。

なお、プレストレストコンクリートに導入するプレストレス力については次のとおりとする。

- (1) プレストレス力はプレストレッシング直後のプレストレス力および有効プレストレス力について考慮しなければならない。また、プレストレス力により不静定力が生じる場合にはこれらも考慮しなければならない。
- (2) プレストレッシング直後のプレストレス力は、PC鋼材引張端に与えた引張力に、次の影響を考慮して算出するものとする。
 - 1) コンクリートの弾性変形
 - 2) PC鋼材とシースの摩擦
 - 3) 定着具におけるセット量
- (3) 有効プレストレス力は、(2)項の規定により算出するプレストレッシング直後のプレストレス力に、次の影響を考慮して算出するものとする。
 - 1) コンクリートのクリープ
なお、この場合に考慮する持続荷重は、プレストレス力および死荷重とするものとする。
 - 2) コンクリートの乾燥収縮
 - 3) PC鋼材のレラクセーション
- (4) 有効プレストレス力による不静定力は、プレストレッシング直後の不静定力にPC鋼材引張力の有効係数を部材全体にわたって平均した値を乗じて算出することができる。

【解説】

複合斜張橋の設計においては、PC斜張橋の場合と同様にケーブルによって導入するプレストレス力、および、プレストレストコンクリート部材に導入するプレストレス力を考慮する必要がある。したがって、道示 I 共通編 2.1.6 に従うものとした。

3.1.7 温度変化の影響

(1) 設計に用いる温度変化の範囲

設計に用いる温度変化の範囲は、次の値を標準とする。

- 1) 鋼構造物における温度の昇降は、架設時の温度を基準として計算する。

温度変化の範囲は -10°C から $+50^{\circ}\text{C}$ まで、とくに気候寒冷地方においては -30° から $+50^{\circ}\text{C}$ までとする。

タイドアーチ、補剛げたを有するアーチ、ラーメン、鋼床版などでは日光直射部分と日陰部分との温度差は15度とする。

合成げたにおける床版コンクリートと鋼げたの温度差は10度を標準とし、温度分布は鋼げたおよび床版のコンクリートにおいてそれぞれ一様とする。

ただし、とくに検討した場合には、温度変化の範囲は実状に応じて定めることができる。

- 2) コンクリート構造物における温度変化の範囲は、地域別の平均気温を考慮して定めるものとする。

一般の場合、温度の昇降はそれぞれ15度としてもよい。断面の最小寸法が70cm以上の場合には、上記の標準を10度としてもよい。

床版とその他の部分の温度差により、生じる断面力を算出する場合の温度差は5度を標準とし温度分布は床版その他の部分においてそれぞれ一様とする。

- (2) 設計に用いる線膨張係数は、次のとおりとする。

- 1) 鋼構造物における鋼の線膨張係数は 12×10^{-6} とする。
- 2) コンクリート構造物における鉄筋およびコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。
- 3) 鋼とコンクリートの合成げたにおける鋼およびコンクリートの線膨張係数は 12×10^{-6} とする。

- (3) 可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲

可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲は表-3.1.4の値を標準とする。

表-3.1.4 可動支承の移動量算定に用いる温度変化

橋 種	温 度 変 化	
	普通 の 地 方	寒 冷 な 地 方
P C 橋 ・ R C 橋	- 5°C ~ +35°C	-15°C ~ +35°C
鋼 橋 (上 路 橋)	-10°C ~ +40°C	-20°C ~ +40°C
鋼橋 (下路橋および鋼床版橋)	-10°C ~ +50°C	-20°C ~ +40°C

(4) 水中または土中にある構造物では温度変化の影響を考慮しなくてもよい。

〔解説〕

道示 I 共通編 2.1.12によるものとした。

なお、設計に用いる温度変化の範囲および温度差は、鋼構造物とコンクリート構造物とで異っている。たとえば、平均気温を20°Cとした場合のコンクリート構造物の気温変化の範囲は下表のようになる。(鋼構造物の場合も併記した)

表-解3.1.1 温度変化の範囲 (一例)

		温度変化の範囲
コンクリート	一般	+ 5°C ~ +35°C
	厚さ70cm以上	-10°C ~ +30°C
鋼		-10°C ~ +50°C

したがって、鋼部材とコンクリート部材との間に温度差が生じることになるので注意する必要がある。

また、可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲も鋼橋とコンクリート橋とで差異がある。

複合斜張橋の設計において、鋼とコンクリート構造物における温度変化の差異が橋梁の安全性にどの程度の影響を与えるかは、現時点では定かではない。したがって、上述の諸点を考慮して、安全側となるよう必要な検討を加えて設計する必要がある。

3.1.8 風荷重

(1) 設計風荷重

静的設計においては、設計風荷重として空気力の抵抗成分のみを考慮し、次式により算定するものとする。

1) 支間が200mをこえる橋梁

$$\text{水平方向に長い構造物} : P_D = \frac{1}{2} \rho V_D^2 \nu_4 C_D A_n \dots\dots\dots (3.1.3)$$

$$\text{鉛直方向に長い構造物} : P_D = \frac{1}{2} \rho V_D^2 \nu_5 C_D A_n \dots\dots\dots (3.1.4)$$

ここに、空気密度 ρ 、抗力係数 C_D 、補正係数 ν_4 、 ν_5 、および、投影面積 A_n は、本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)により定めるものとする。

なお、ここに定められた抗力係数に基づいて得られた設計案は、必要に応じて風洞実験によって検証するものとし、実験より求められた抗力係数を用いてもよい。

2) 支間が200m以下の橋梁

$$\text{活荷重無載荷時} : P_D = \left(\frac{V_D}{55}\right)^2 \cdot P'_D \dots\dots\dots (3.1.5)$$

$$\text{活荷重載荷時} : P_D = P'_D \dots\dots\dots (3.1.6)$$

ここに、 P'_D は道示に規定する風荷重とする。

3) 活荷重に作用する風荷重を考慮する場合は、橋軸直角方向に 150kg/mの風荷重を載荷するものとする。

ただし、基本風速 V_D は、架橋地点における風速観測記録、構造物の寿命、および、風速の再現期間等を考慮して定めるのを原則とする。

(2) 風荷重の載荷方法

風荷重は、橋軸直角方向または橋軸方向に作用する水平荷重として等分布載荷するのを原則とする。ただし、必要な場合には、考えている部材に最も不利な応力が生ずる範囲に全強度の、また、他の範囲に 1/2強度の風荷重を載荷するものとする。風荷重の載荷方法は次のとおりとする。

1) 支間が200mをこえる橋梁

a. 橋軸直角方向風荷重

補剛桁 : 風上側に全荷重を載荷する。

ケーブル : 補剛桁と搭に等分に付加する。

搭 : 風上側、風下側の搭柱の軸線に各荷重を載荷する。

b. 橋軸方向風荷重

搭 : 搭柱と腹材を含む全断面を有効として算定した風荷重を等分布載荷するものとする。

補剛桁、ケーブル : 橋軸方向風荷重を考慮する場合は、適切な載荷方法によるものとする。

2) 支間が200m以下の橋梁

道示 I 共通編 2.1.11に従って載荷するものとする。

3) 活荷重に作用する風荷重

橋面上 1.5m の位置に橋梁全長にわたって等分布載荷するものとする。

(3) 複合斜張橋の耐風設計に際しては、空力弾性的挙動を検討し、その安全性を確認するものとする。

[解説]

本州四国連絡橋耐風設計基準²⁾(1976)を参考にして条文のように定めた。

3.1.9 地震

地震の影響については、道示耐震設計編によるものとする。

[解説]

道示V耐震設計編によるものとした。

複合斜張橋は、中長支間に対して用いられることが多く、フレキシブルな構造であるので、動的解析を行ってその安全性を照査するのが望ましいと考えられる。

3.1.10 雪荷重

雪荷重を考慮する必要がある地方においては、架橋地点の実状に応じて適当な値を定めるものとする。

[解説]

道示I共通編 2.1.14によるものとした。

3.1.11 架設時荷重

橋の施工時には施工方法と施工中の構造とを考慮して、自重、施工機材、風、地震などの影響に対して必要な検討を行わなければならない。

[解説]

道示I共通編 2.1.18によるものとした。

複合斜張橋では、条文中に示した荷重のほかに、施工中に導入するプレストレス力、コンクリートのクリープ・乾燥収縮等の影響に対しても検討を行う必要がある。

3.1.12 疲労を考慮する場合の荷重

疲労を考慮する部材に対しては、その部材の材料、構造特性および実働活荷重等を考慮して、適切な疲労照査用の荷重を定めなければならない。

[解説]

複合斜張橋においては、ケーブル、鋼床版、および、鋼とコンクリートの接合部等に対して疲労を考慮する必要がある場合は、条文のように適切な荷重により、これらの部材の疲労に対する安全性を照査するものとした。

3.1.13 その他の荷重

ケーブルのクリープ・リラクセーション、支点移動の影響、制動荷重および衝突荷重等を、必要に応じて考慮しなければならない。

[解説]

ケーブルの材料・構造および地盤状況等によっては、ケーブルのクリープ・リラクセーション、支点移動の影響を考慮する必要があるので、条文のように定めた。

3.2 荷重の組合せ

3.2.1 使用限界状態

変形、振動、疲労およびコンクリートのひびわれについて使用限界状態の照査をする場合の荷重の組合せは表-3.2.1によるものとする。

表-3.2.1 荷重の組合せ

照 査 項 目		
変 形	活荷重たわみ	活荷重
	変位制限のある場合	主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響
振 動	振動数の照査	死荷重
	風による振動	風荷重
疲 労	疲労限界の照査	活荷重+衝撃
ひびわれ	ひびわれ幅の照査	主荷重

[解説]

道示、コンクリート標準示方書および土木学会関西支部共同研究グループ報告書³⁾を参考にして定めた。

3. 2. 2 終局限界状態

終局限界状態における荷重の組合せは表-3. 2. 2によるものとする。

表-3. 2. 2 荷重の組合せ

- 1) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)
- 2) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)
- 3) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)
- 4) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)
- 5) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)
- 6) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)
- 7) 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)
- 8) 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ) + 温度変化の影響 (T)
- 9) 風荷重 (W)
- 10) 制動荷重 (BK)
- 11) 施工時荷重 (ER)

[解説]

道示、コンクリート標準示方書および土木学会関西支部共同研究グループ報告書³⁾を参考にして定めた。

3.3 荷重係数

組合せ荷重に対する荷重係数は、各限界状態に応じて適切に選定しなければならない。

[解説]

複合斜張橋では、同じ構造部材でも死活荷重比率が大きく異なる部材が存在する。このことから、複合斜張橋においては許容応力度設計法よりも、荷重係数設計法がより合理的な設計手法であると考えられる。

各種の基準や委員会活動等で種々の荷重係数が提案されているものの、複合構造はもちろん、鋼橋やコンクリート橋においても、我国では荷重係数はまだ明確には、規定または運用されていない。今後、鋼橋またはコンクリート橋に対して荷重係数が詳細に規定されたとしても、これらを複合構造物に適用させるには困難が伴う。複合構造の特性を考慮した取り扱いがなされるべきであろう。

ここでは、AASHTO⁴⁾および土木学会関西支部の共同研究グループ⁵⁾によって提案された荷重係数を示し、文献3)に示された荷重係数を用いて複合主桁に対するケーススタディを行う。

・AASHTOの荷重係数⁴⁾

1.2.22 荷重の組合せ

次に示すグループは、構造物に作用する荷重と力の種々な組合せを表わす。構造物またはその基礎は、その現場または型式に適用可能である荷重のすべてのグループの組合せに対して安全に抵抗して釣り合うものとする。使用荷重設計と荷重係数設計に対するグループ載荷の組合せは次式による：

$$\text{Group (N)} = \gamma[\beta_D \cdot D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L \cdot LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE]$$

ここに

N：グループ番号

γ ：荷重係数，表 1.2.22 参照

β ：係数，表 1.2.22 参照

使用設計荷重に対しては、種々なグループの基本応力度に対する割り増しが表 1.2.22 に示されている。各グループに示す荷重や力については 1.2.1～1.2.21 を参照のこと。

荷重係数設計に関して、表 1.2.22 に示す γ や β の係数は、荷重係数概念によって設計している構造部材のみに適用される。基礎（土圧、抗荷重など）を設計する時、実際の荷重を表に示す係数によって増加すべきではない。荷重係数は、構造物の基礎の安定（転倒、滑動などに対する安全係数）に対する照査に適用されない。長径間の構造物を荷重係数設計で設計されている場合、荷重係数設計に対して記されている γ と β の係数は一般的条件を意味しており、もし設計者の判断において予想荷重、設計条件または、建設材料を規定で扱われているものと異にするなら増加すべきである。

D：死荷重

L：活荷重

I：衝撃荷重

E：土圧

B：浮力

LF：活荷重による橋軸方向の力

CF：遠心力

- R : リブショートニング (Rib shortening)
- S : 収縮応力
- W : 構造物にかかる風荷重
- WL : 活荷重にかかる風荷重 100 lbs/ft (1458N/m)
- EQ : 地震力
- T : 温度応力
- SF : 流水圧
- ICE : 氷圧

表 1. 2. 22
Table of Coefficients γ and β

Col. No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Group	γ	β FACTORS												%
		D	L+1	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1.0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
	IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
	X	1.0	1	1	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3		2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3		0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3		1	1		1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3		1	1		1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25		0	0		1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25		1	1		1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII	1.3		0	0		1	1	0	0	0	0	1	
	VIII	1.3		1	1		1	1	0	0	0	0	0	
	IX	1.20	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
X	1.50	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100	

作用荷重設計に対して

基本応力度に対する割り増し率 % (14 列目)

風荷重のみを伝達する部材または継手に対して許容応力度の割り増しは適用されないものとする。

β_E = 鉄筋コンクリートボックスに対して 0.70

他のすべてのカルバートに対して 0.83 (カルバートの荷重規定の 1.2.2 (A) を参照)

β_E = ラーメンの横荷重に対して 1.0 と 0.5 (どちらが支配的か見るために両方の荷重を照査のこと) 1.2.19 参照。

荷重係数設計に対して

荷重が H20 (M18) より小さい場合で、発生頻度の少ない重荷重に対して一車線のみとその超過重が載るとき Group I A 荷重を適用するものとする。

* 活荷重プラス側撃と同じ位に群集荷重設計を支配するとき外側の車道梁に対して 1.25 を用いてよい。しかし断面性能は β 係数 1.67 を用いるだけの車輪活荷重に対して要求されるものを下まわってはならない。1.3.2 (B) の第 2 項に記されている荷重の組合せで床版を設計するときは 1.00 を用いてよい。

- β_E : 水平土圧に対して 1.8 , ラーメンの正のモーメント照査に対して 0.5
 - β_E : 鉛直土圧に対して 1.0
 - β_D : 最小軸荷重と最大モーメントまたは最大偏心率の照査をするとき 0.75
 - β_D : 最大軸荷重と最小モーメントに対して部材照査するとき 1.0
 - β_D : 曲げと引張りを受ける部材に対して 1.0
 - β_E : 剛なカルバートに対して 1.0
 - β_E : フレキシブルなカルバートに対して 1.67
- } 柱の設計

・土木学会関西支部共同研究グループで提案した荷重係数³⁾

3. 4 荷重係数

使用限界状態および終局限界状態に対する照査に際し使用する荷重にかける安全係数は表 3. 4 のとおりとする。ただし、実測から推定した限界荷重を用いる場合にはこれらの荷重係数は必要ない。

表 3. 4 荷重係数

	D1	D2	L	I	Cr	Sh	T	X	Eq	備 考
I			1	1						疲労・他
II			1							活・たわみ
III	1	1	1	1						ひびわれ密度
IV	1	1								振動数
V	1.2	1.7	2.2	2.2	1	1	1			過度の変形
①	1.2	1.7	2.2	2.2						D1+D2+L+I
②	1.2	1.7	2.2	2.2	1.2	1.2				①+Cr+Sh
③	1.2	1.7	2.2	2.2	1.2	1.2	1.2			②+T
④	1.2	1.7	2.2	2.2	1.2	1.2	1.2	1.2		③+X
⑤	1.2	1.7							1	D1+D2+Eq
⑥	1.2							1		架設時

I - V : 使用限界状態

① - ⑥ : 終局限界状態

前死荷重については、単位重量のバラツキは小さく、設計寸法にもとづいて重量を算定しても差し支えない。しかし、後死荷重については舗装やバラストなどは単位重量の変動が大きいと予想されることから、上に示す荷重係数で調整することとした。

これらは、建設省・標準設計（合成桁）支間長25m・幅員9.2m（設計番号1657）を基準にして決定した係数であり、耐用年数50年・超過確率 5%・安全性指標 $\beta=3.2$ を標準としている。

実測した限界荷重、特に、自動車の活荷重についてデータがそろっていると、荷重をシミュレーションにより求め、耐用年数内に通過するであろうと予想される荷重を超過確率 5%として求め設計用の荷重として用いてよいこととした。また、このときの安全性指標は 3.2 を基準とする。この荷重を用いる場合には、荷重係数は 1.0 でよい。

複合主桁に対するケーススタディ

文献3)で 提案された荷重係数を用いた終局限界状態における設計曲げモーメントと、現行の許容応力度設計法における曲げモーメントとを、鋼、コンクリート、複合構造に対して試算し、比較検討を加える。対象としたモデルは図-解3.3.1に示す3径間連続桁である。

タイプ	モデル
I (鋼 桁)	
II (コンクリート桁)	
III-1 (複合桁: Aタイプ)	
III-2 (複合桁: Bタイプ)	

×: 着目点 (この位置の曲げモーメントに着目)

$l = 30\text{ m}, 45\text{ m}, 60\text{ m}$

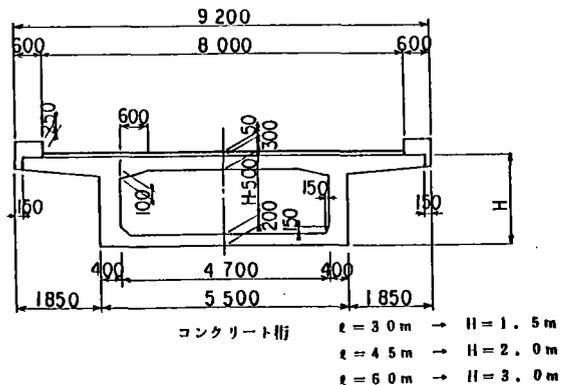
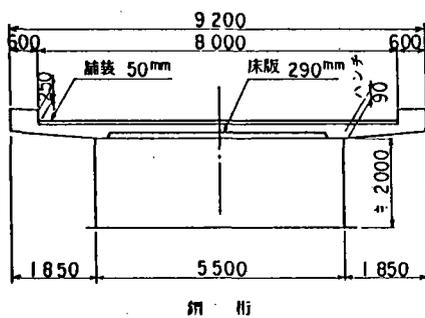


図-解3.3.1 検討対象モデル

計算結果を図-解3.3.2に示し、それらに対する考察を以下に述べる。

(1) ここでは、終局限界状態の荷重係数として 文献3)で 提案された値 ($M_d \rightarrow 1.2$, $M_{l+l} \rightarrow 2.2$) を用いたが、これによって求められた終局限界状態での設計曲げモーメントと 現行の許容応力度法での設計曲げモーメントの比率 α は次の範囲に分布する。

中央断面 → 1.6~1.9
 支点上断面 → 1.4~1.5

中央断面に対しては、現行の基準安全率 1.7 を分布範囲の下限側に含んだ範囲であり、支点上断面は、1.7 より低い範囲に分布する。このことは、ここで求めた終局限界状態の断面力により設計を行えば、前者に対しては現行の手法で設計した断面よりやや大きなものとなり、後者ではかなり経済的な断面となることを示す。

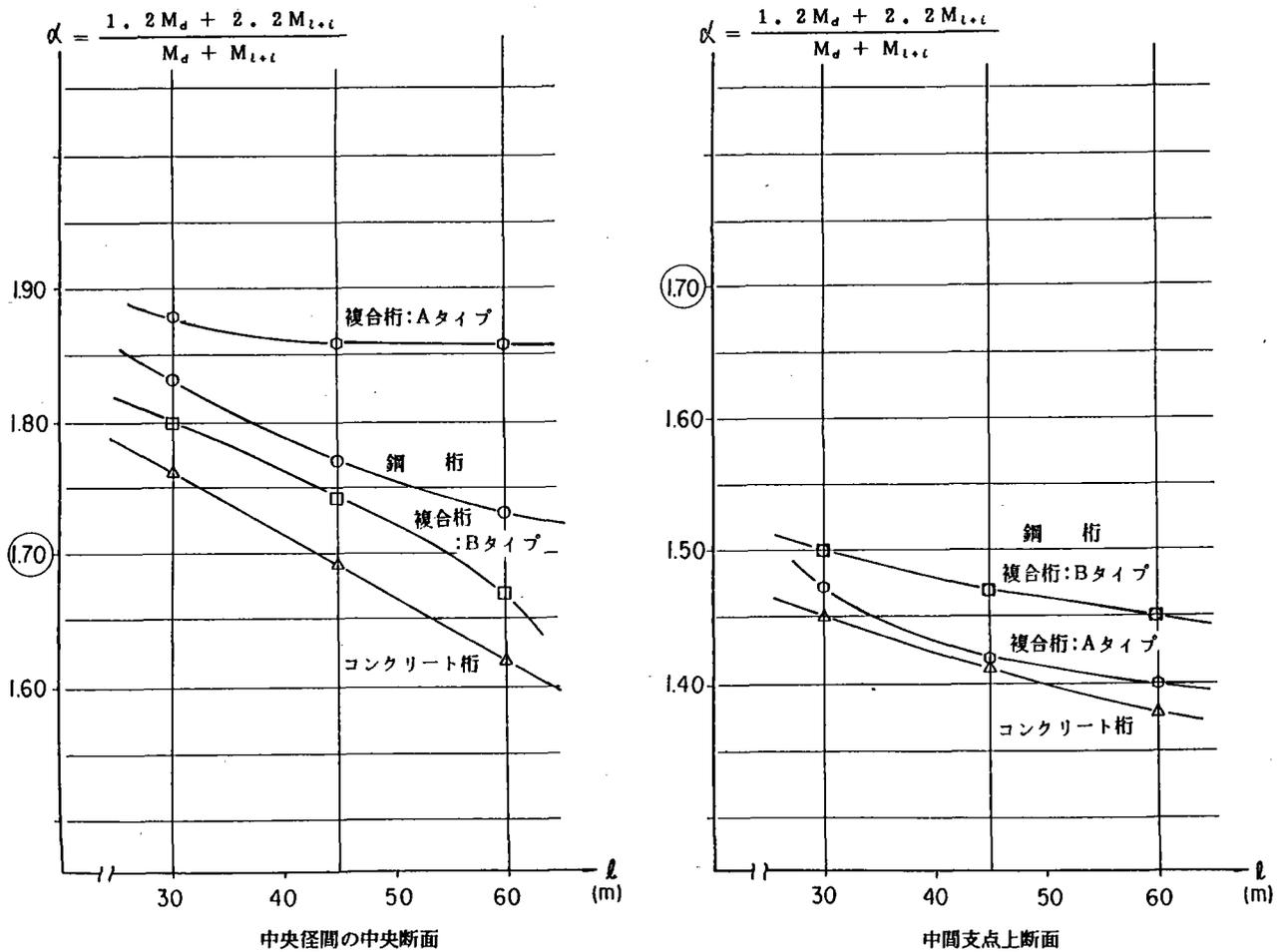


図-解3.3.2 計算結果

(2) スパンが長いほど、および中央断面よりも支点上断面の方が α は小さい。

中央断面はスパンの違い、構造形式の違いにより大きく α が異なるが、支点上断面では、スパン、構造形式が違ってても α はあまり変動しない。

このことは

$$\alpha = \frac{1.2 M_d + 2.2 M_{l+i}}{M_d + M_{l+i}} = 1.2 + 0.5 \left(\frac{M_{l+i}}{M_d + M_{l+i}} \right) \dots \text{(解 3.3.1)}$$

と考えれば、活荷重比率が異なれば、 α が変動すると考えられる。つまり α が大きければ、活荷重比率が大きく活荷重のバラツキによる断面力の変動が大きいことを示している。

(3) 構造形式の違いによる α の大小関係は次のものである。

(中央断面)

複合桁:Aタイプ > 鋼 > 複合桁:Bタイプ > コンクリート

(支点上断面)

鋼 = 複合桁:Bタイプ > 複合桁:Aタイプ > コンクリート

いずれもコンクリートが最も小さく中央断面では複合桁:Aタイプが極端に大きくなっている。前者については着目点にかかわらず死荷重比率が大きいことを示している。後者は側径間のコンクリート自重により中央径間の死荷重比率が極端に小さくなるという複合桁の特性に起因する。

(4) 次の値を考える。

$$\beta = \frac{\alpha \text{ (中央断面)}}{\alpha \text{ (支点上断面)}} \dots \dots \dots \text{(解 3.3.2)}$$

表-解3.3.1 β の値

β	$l=60m$	$l=45m$	$l=30m$
鋼 桁	1.19	1.20	1.22
コンクリート	1.17	1.20	1.21
複合桁:Aタイプ	1.33	1.30	1.28
複合桁:Bタイプ	1.15	1.18	1.20

β は着目点の違いによる α 値の変動を示すものであるが、複合桁:Aタイプ以外はスパンが異なっても β 値そのものはあまり変わらない。

典型的な複合形式である複合桁:Aタイプの β 値が他の構造形式と比べて大きいことから、複合構造では着目点の違いによる断面力の変動が他の構造形式より大きい場合が予測される。

参考文献

- 1) 小松、川谷：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究、土木学会論文報告集 第275号、1987年7月
- 2) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準（1976）・同解説、昭和51年3月
- 3) 谷平他：土木学会関西支部共同研究グループ・限界状態設計法による合成桁の設計法に関する研究報告書、昭和63年5月
- 4) 長大橋技術研究会設計分科会：米道路路示方書（訳）、昭和54年10月

第4章 構造解析

4.1 構造解析

- (1) 構造解析においては、適切な構造モデルを選定するとくに境界条件には注意する。
- (2) 構造解析にあたっては、弾性理論によることを前提とする。ただし、責任技術者が必要と認める場合には非線形構造解析を行うものとする。

[解説]

(1) 複合構造においては、構造物の形状、支持条件、荷重条件、照査する限界状態などに応じて適切な解析モデルを選定する必要がある。例えば、鋼橋技術研究会・複合構造部会昭和61年度報告書によると、動的応答解析結果は支承条件に大きく関与することが述べられている。

(2) 斜張橋のようなケーブル構造物では有限変形理論に基づき非線形解析を行うことが一般的になっているため、線形解析には限定しなかった。

後に線形解析と非線形解析の①複合斜張橋と②鋼斜張橋の比較を行った検討をしめす。比較は死荷重のみで行い、その傾向を探った。結論としては、

① 複合斜張橋における

I) 非線形解析有限変形解析

II) 線形解析

の取扱は、②鋼斜張橋と同じように考えても問題はない、となった。また、最後に他の基準の構造解析に関する条文を示す。

1) 非線形有限変形解析と線形解析の比較

a) はじめに

設計過程において、構造解析を実施する際、弾性理論に基づく線形解析を採用するか、変形後のつり合い状態まで考慮するような非線形有限変形解析を採用するかは、しばしば問題となる。

とくに、ケーブル、塔、主桁等の各々の特性を持った部材で構成する斜張橋は、ケーブル部材のサグの影響等で線形解析のみでは対処できないことがある。

ここでは、①複合斜張橋と②鋼斜張橋の線形解析と、非線形有限解析の差がどの程度生ずるかを具体的なモデルにより、定性的に把握し考察する。本検討では桁のみに着目する。

プログラムは日立造船所有

FR350「平面骨組応力解析（有限変形理論）」

による。上記プログラム非線形有限変形解析では、部材の伸び ΔL に、変位の2次以上の項、および、ケーブルのサグの影響を考慮している。

b) 解析モデル

図一解4.1.1のモデルを用い、プレストレス、活荷重は無視して、死荷重のみ載荷する。

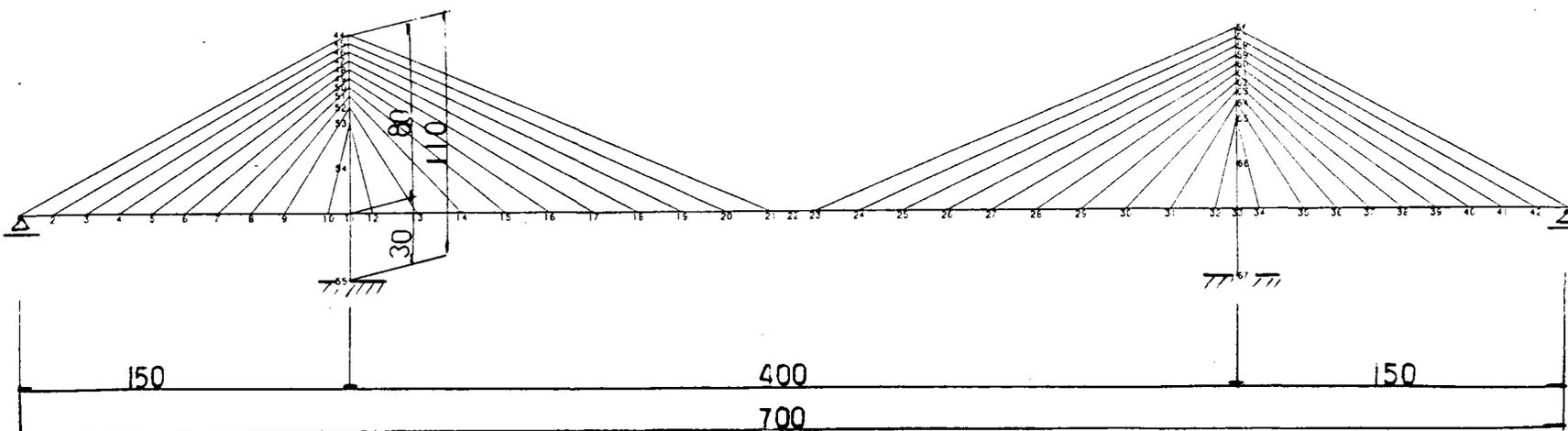
表一解4.1.1 部材断面性能

Type	ヤング係数 (t/m ²)				断面2次モーメント (m ⁴)			断面積 (m ²)			
	(主)	桁 (側)	主塔	ケーブル	(主)	桁 (側)	主塔	(主)	桁 (側)	主塔	ケーブル
複合	2.1×10 ⁷	3.5×10 ⁶	2.1×10 ⁷	2.0×10 ⁷	0.6	14	0.5~4.5	1.0	18	4~10	0.02~0.07
鋼	2.1×10 ⁷	2.1×10 ⁷	2.1×10 ⁷	2.0×10 ⁷	0.4	14	0.5~4.5	0.6	14	4~10	0.02~0.07

表一解4.1.2 死荷重強度

Type	(主)	桁 (側)	主塔	ケーブル	備考
複合	20	44	4~10	0.16~0.55	単位:(t/m)
鋼	20	20	4~10	0.16~0.55	単位:(t/m)

単位: m



図一解4.1.1 解析モデル

c) 結果

以降に

図 - 解 4.1.2 (a) 非線形有限変形解析結果

図 - 解 4.1.3 (b) (非線形有限変形解析結果)
- (線形解析結果)

として

① 複合斜張橋

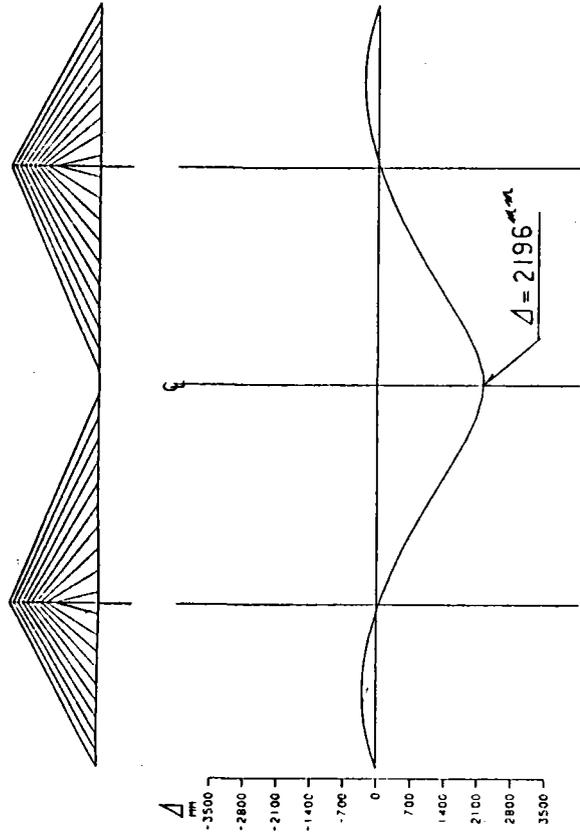
② 鋼斜張橋

を対比してまとめる。

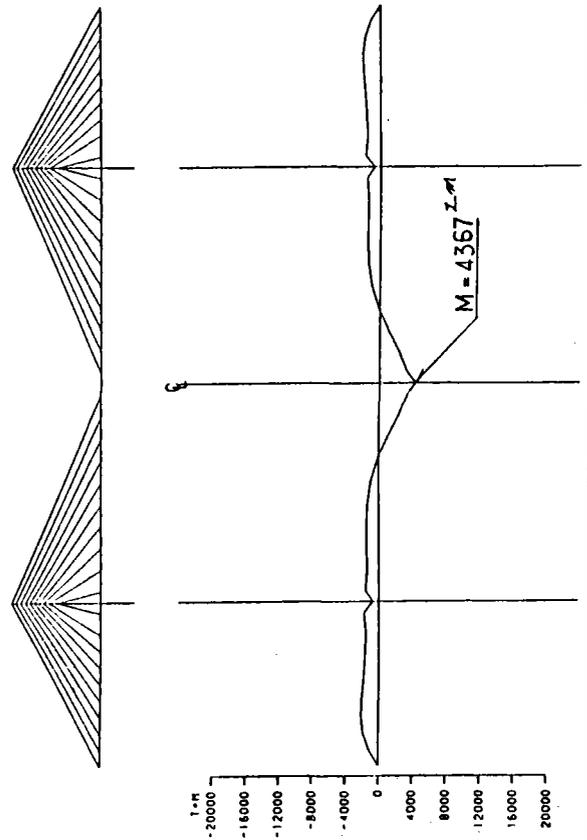
- (b) (非線形有限変形解析結果) - (線形解析結果) とは
各々の格点の断面力、たわみについて、2つの解析結果
の差を算出して比較するものである。

圖 - 解 4.1.2 (a) 非線形有限變形解析結果

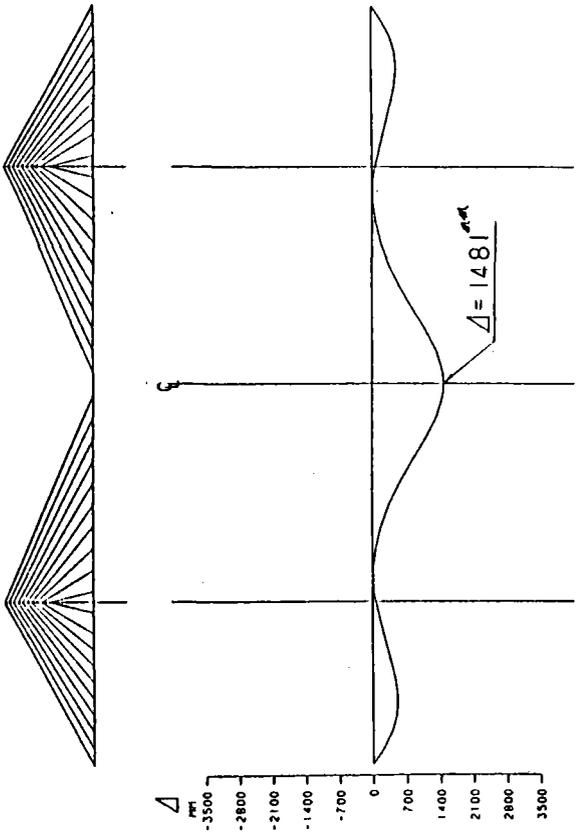
② 鋼 • DEFLECTION •



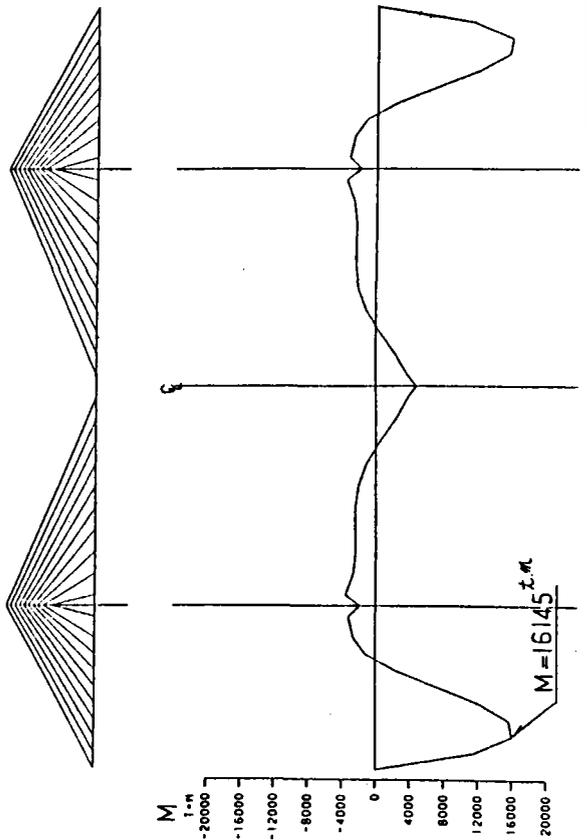
② 鋼 • BENDING •



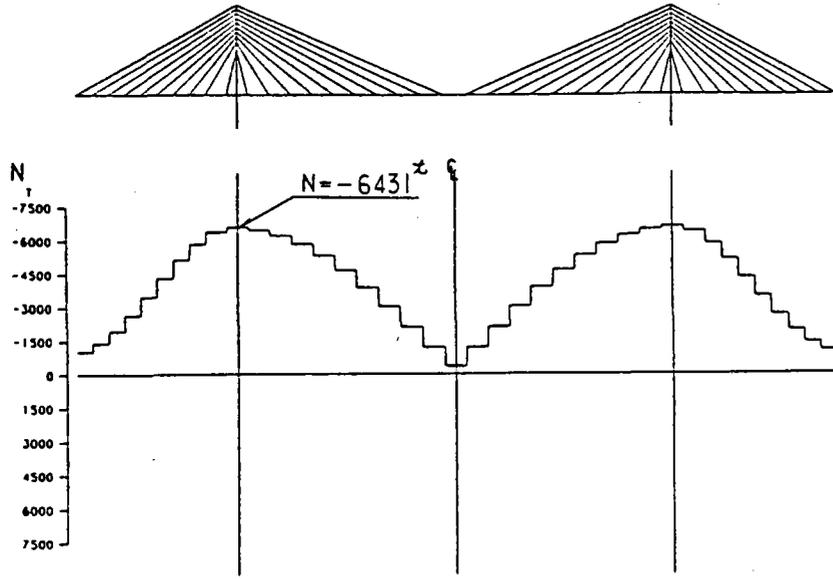
① 複合 • DEFLECTION •



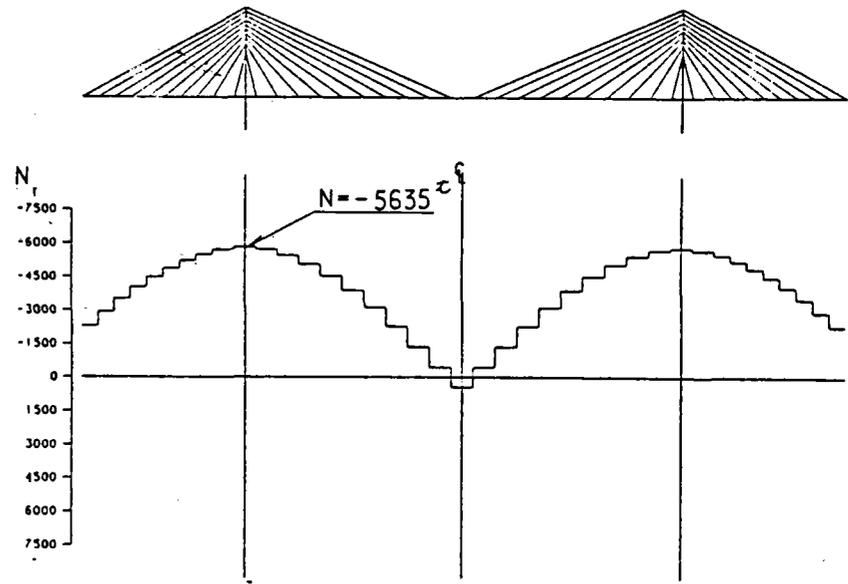
① 複合 • BENDING •



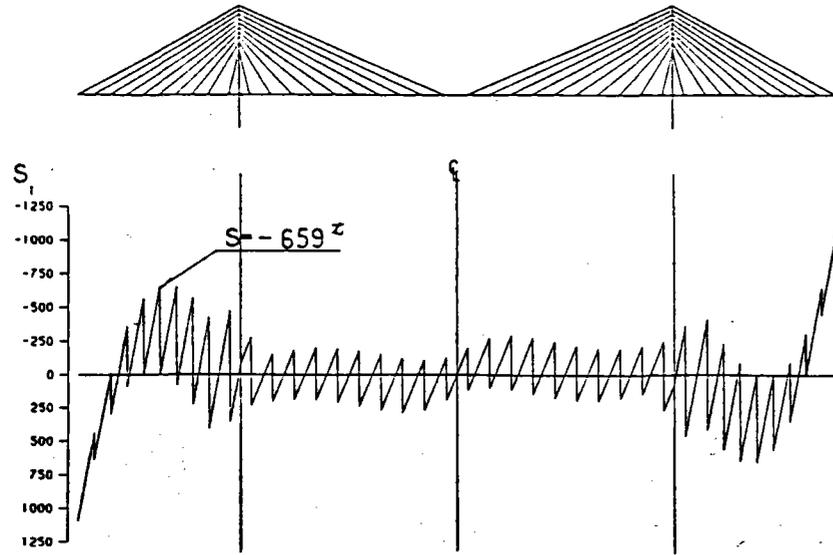
① 複合 • AXIAL FORCE •



② 鋼 • AXIAL FORCE •



① 複合 • SHEAR •



② 鋼 • SHEAR •

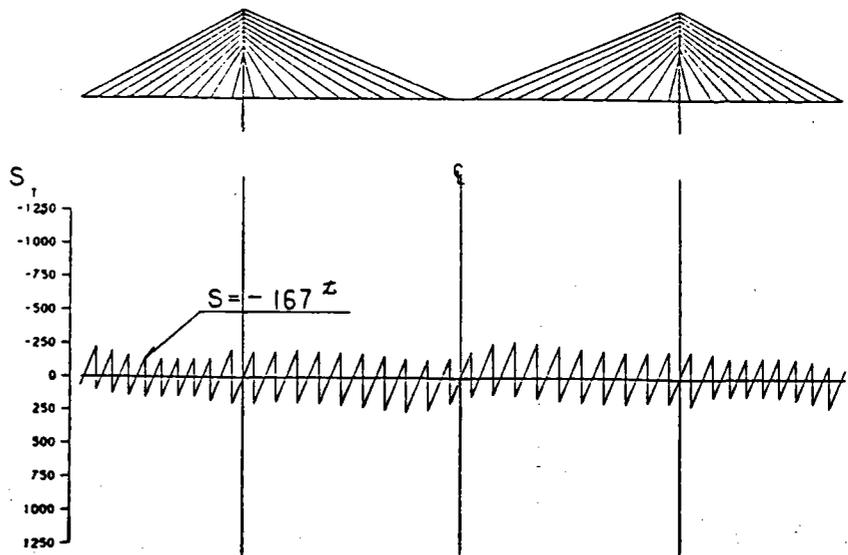
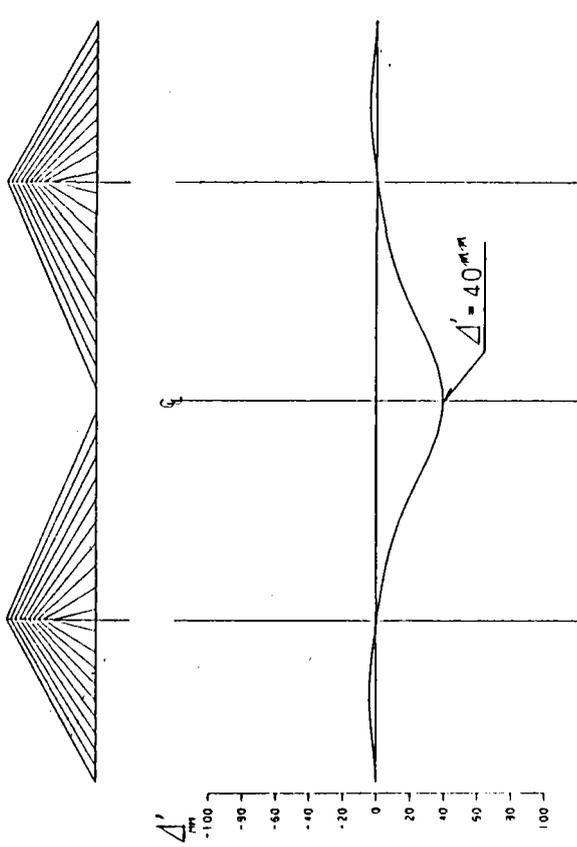
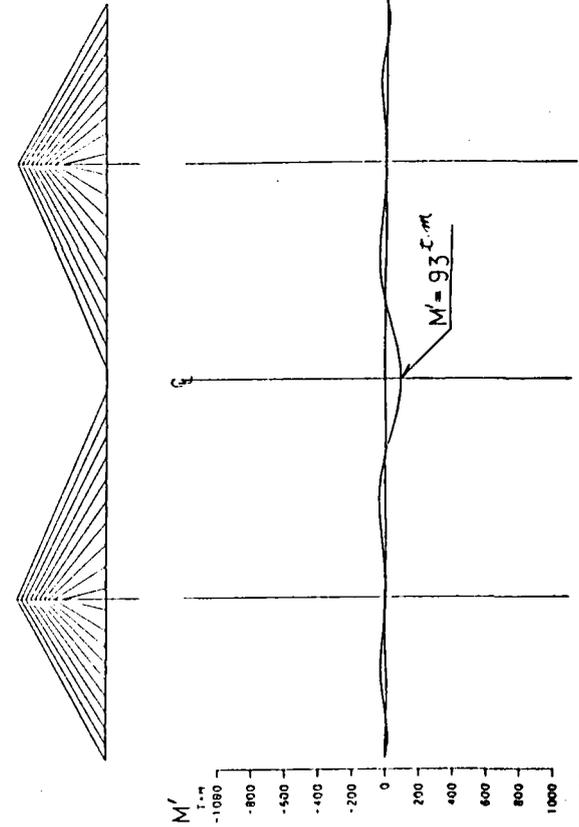


圖 - 解 4.1.3 (b) (非線形有限變形解析結果) - (線形解析結果)

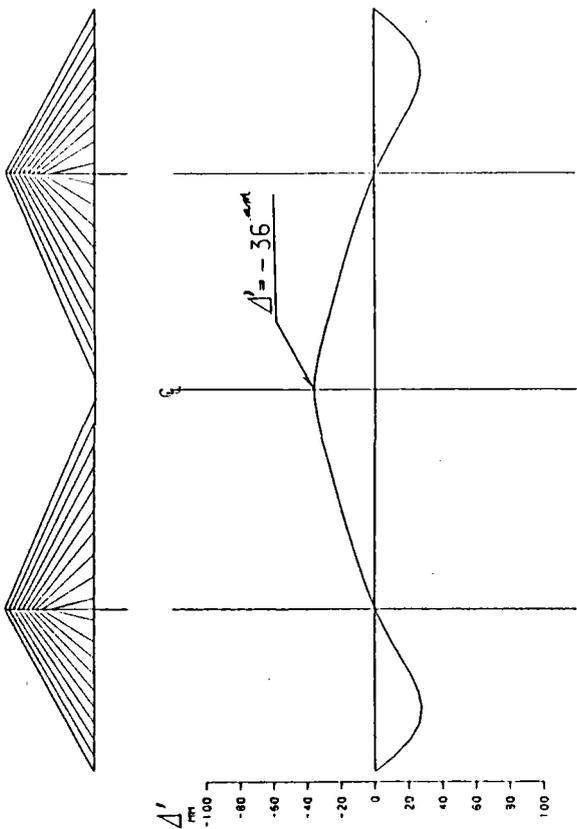
② 鋼 • DEFLECTION •



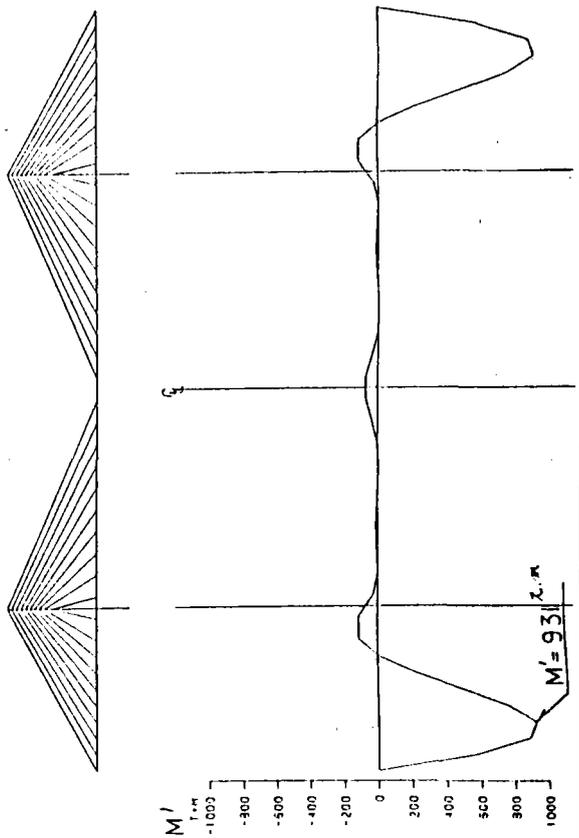
② 鋼 • BENDING •



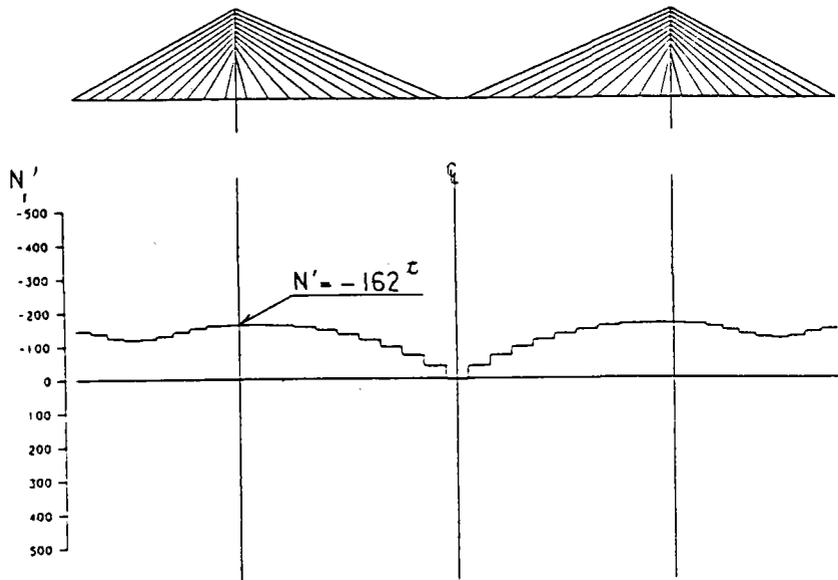
① 複合 • DEFLECTION •



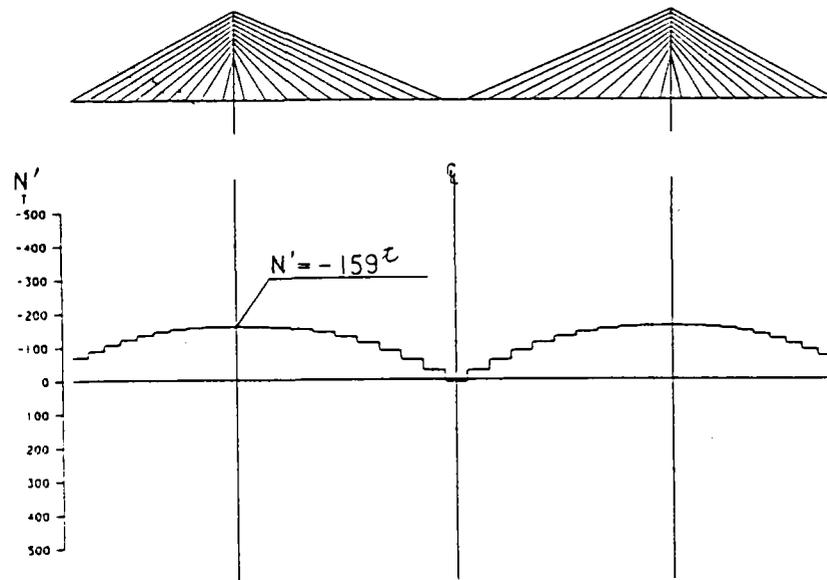
① 複合 • BENDING •



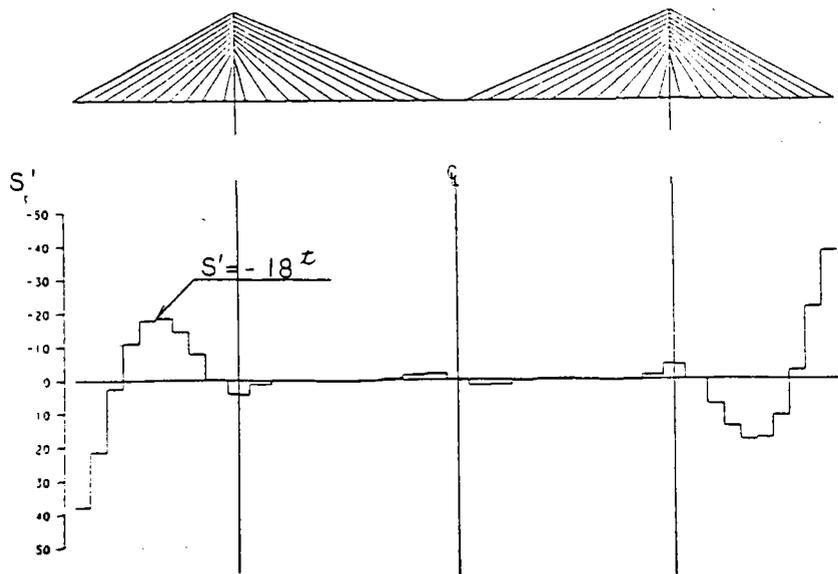
① 複合 • AXIAL FORCE •



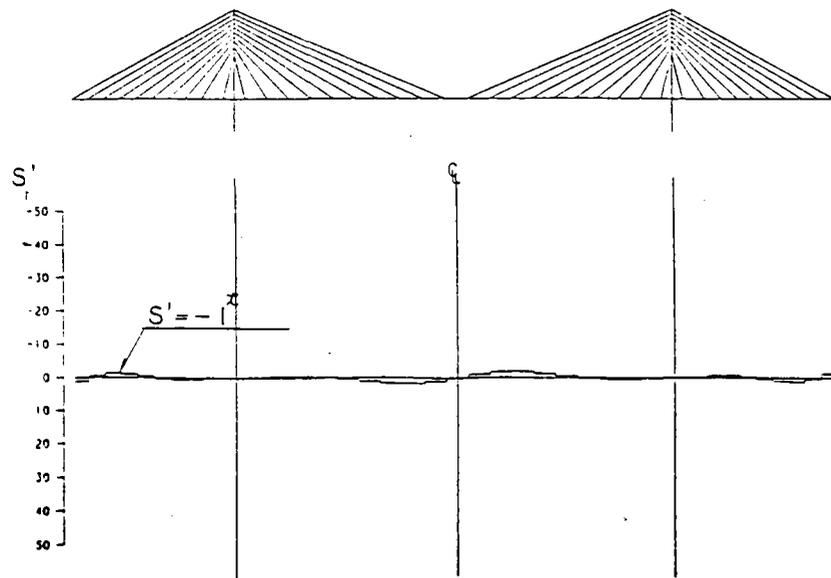
② 鋼 • AXIAL FORCE •



① 複合 • SHEAR •



② 鋼 • SHEAR •



d) 考察

代表的な点について

① 非線形有限変形解析結果

② (非線形有限変形解析結果) - (線形解析結果)

の比を表-解4.1.3, 表-解4.1.4にまとめる。

表-解4.1.3 ① 複合斜張橋

項目	a	b	a/b x100
たわみ (mm)	1481	36	2
曲げモーメント(t.m)	16145	931	6
軸力 (t)	-6431	-162	3
せん断力 (t)	-659	-18	3

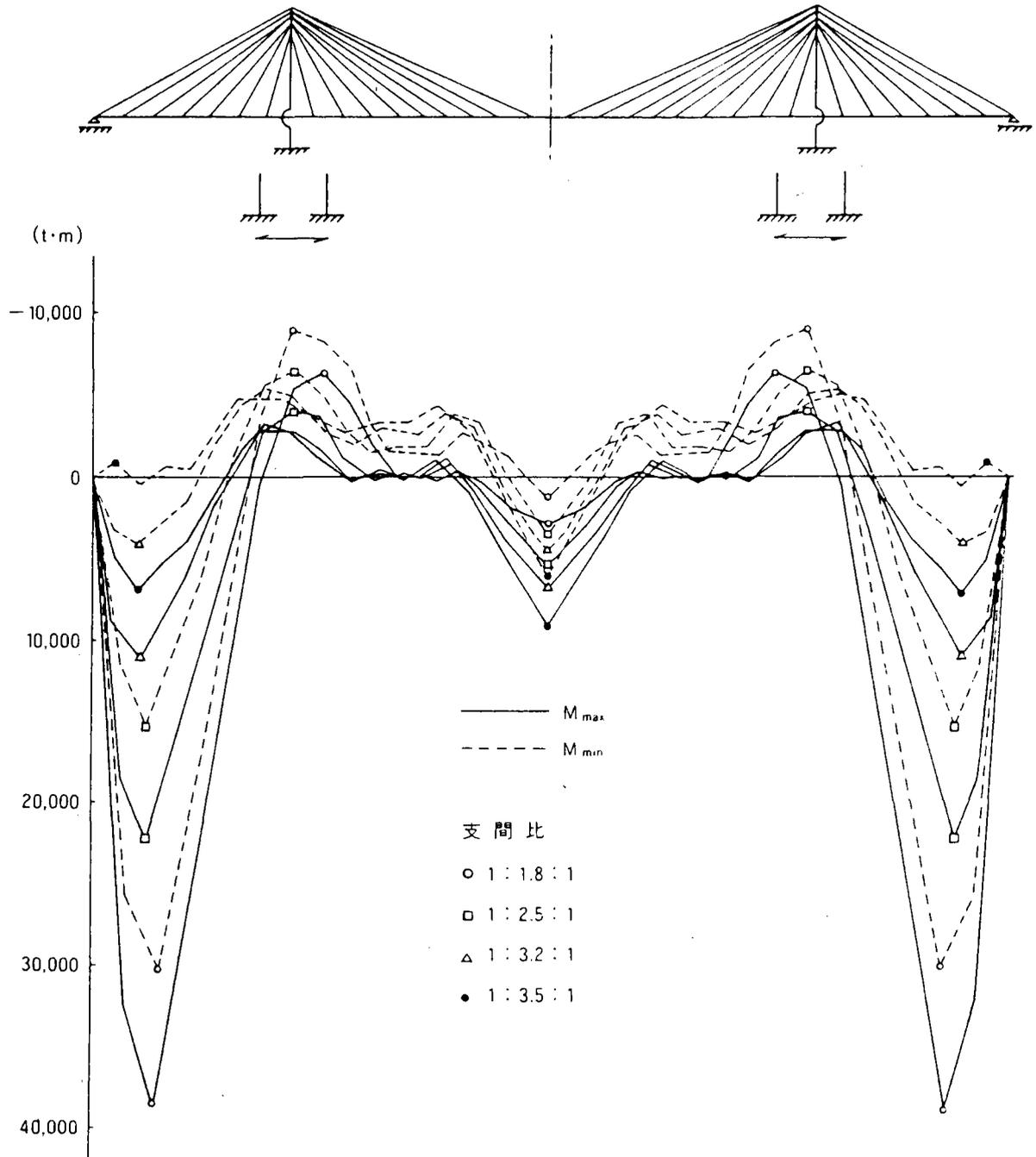
表-解4.1.4 ② 鋼斜張橋

項目	a	b	a/b x100
たわみ (mm)	2196	40	2
曲げモーメント(t.m)	4367	93	2
軸力 (t)	-5635	-159	3
せん断力 (t)	-167	-1	1

複合斜張橋の桁曲げモーメントの偏差が6%となっている。

しかし、複合斜張橋の桁の曲げモーメントに着目した場合の適正支間比は昭和60年度報告によると、1:3.2:1(図-解4.1.4参照)で解析モデル支間比1:2.7:1と異なる。そのため桁曲げモーメントが側径間部に偏る方向にあり偏差が生じたと考えられる。

図 - 解 4 . 1 . 4 支間比の変化による主桁曲げモーメント



とくに、解析モデルでは、塔部の曲げモーメントがプレストレス導入前ではあるが16,000^{kg-cm}と桁はずれの数値となっている。

以上のことを考え合わせると、線形解析、および非線形有限変形解析による差は、①複合斜張橋と②鋼斜張橋において特別にはないと考えられる。

2) 他の基準における構造解析

① B S 5 4 0 0¹⁾

8.2. 解析法

8.2.1. 終局限界状態

終局限界状態に対して適当な設計荷重状態の規定の中で、最も不利な条件のもとでの荷重効果は、釣合い条件を満足する方法によって計算するものとし、全ての荷重効果は作用荷重と釣合うように示されるものとする。弾性解析は崩壊の安全側の解析として認められる。それはまた、使用性の基準を犯すことがほとんどない解となるであろう。塑性解析または降状線解析は、構造形式に適したときに採用してよい。

塑性解析または曲げモーメントやせん断力の再配分を認めるような方法は次のような時にのみ使ってよい。

- (a) 構造形式および材料は適切な極限状態の下で十分な変形耐力を有しており、また、繰返し荷重によるシェイクダウンによって、強度の低下をもたらすことのないこと。
- (b) 曲げによる塑性化の進展が、せん断抵抗、ねじり抵抗あるいは軸方向強度における不確定な低下の原因とならないこと。
- (c) 支点や支持構造物は弾性理論により計算した反力に耐え得ること。
- (d) たわみによる形状変化が荷重効果に影響しないこと。または、影響する場合にはこれが十分考慮されていること。条件(a)と(b)は、B S 5 4 0 0の設計編に示されている該当する方法の各々に合致していると想定してよい。終局限界状態の解析において、構造物の剛性は、横断面の公称寸法およびB S 5 4 0 0に規定された弾性係数に基づいてもよい。あるいはせん断遅れ、板の面以外への変形、コンクリートのひび割れ、ずれ止めの滑り等の影響を考慮して剛性を修正してもよい。いずれの方法が選択されようとも、矛盾のないようにするものとする。せん断遅れを考慮する場合は、梁と協力して働くコンクリート床版または、鋼床板の幅はB S 5 4 0 0の該当する節に従って決定すればよい。

有効支間長は8.5.に定義したように仮定するものとする。

8.2.2. 使用限界状態

使用限界状態に対して適当な規定設計荷重による荷重効果は弾性解析によって計算するものとする。もし、幾何寸法の変化が荷重効果に重大な影響を及ぼさないならば 8.2.1. に仮定された断面性能に基づいた線形解析を用いてよい。

ひび割れとかクリープ、第3, 4, 5編に示された構造物のその他の予想可能変形による剛性の低下に対しては、適当な余裕を有する場合には、非線形解析を用いてもよい。また、幾何寸法の変化が荷重効果に重大な変化をもたらすときは、非線形解析を使うものとする。使用する方法は釣合い条件(8.2.1参照)形の適合条件を満足することとする。反力や応力の分布に影響するような、架設方法に対しては、構造物の静定および不静定の両形式に対し余裕をもたせるものとする。

有効支間は8.5.の定義に従うものとする。

橋梁の部分についてのみ解析する際には、その部分の境界部分あるいは、支点の剛度を正確に表現するように理想化されているか、または、それらの解析における誤差がその解に重大な影響をほとんど及ぼさないと考えられるよう領域から十分離しておくものとする。境界部分は解析から得られた境界反力を伝達するように設計することとする。

② A A S H T O²⁾

1.7.55 設計理論

モーメント、せん断力および他の力は、1.7.59(A)(3)を除いて構造物の弾性挙を仮定することにより決定される。

計算された最大強度が、1.2.22に規定されたそれぞれの荷重係数を乗じた設計荷重によって生じる影響（曲げモーメント、せん断力など）と少なくとも等しくなるように部材は1.7.59～1.7.71に規定された方法により決定する。

使用荷重による挙動は、1.7.72～1.7.74によって照査しなければならない。

1.7.56 仮定

- (1) 曲げ部材のひずみは、中立軸からの距離に比例すと仮定する。
- (2) 使用されている鋼種の降伏強度 F_y 以下での鋼の応力度は、ひずみに 29000000psi (199948MPa) を乗じたものである。降伏強度 F_y を越えた場合応力度は、ひずみに無関係に降伏強度 F_y に等しいと考える。ずれ止めが負の曲げモーメント領域において合成作用を保証するとした場合、この仮定はコンクリート床版の橋軸方向鉄筋に対しても適用できる。
- (3) 合成梁のコンクリート床版における圧縮応力度は、最大強度においてひずみに無関係で、 $0.85f_c$ に等しいと仮定する。
- (4) コンクリートの引張強度は、たわみ計算においては無視する。

③ カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準³⁾

3.4.1 限界状態に対する解析

すべての限界状態の解析に、線形弾性理論を用いるものとする。本規準の他章において特に許されない限り、非線形解析法の使用には承認を必要とする。

④ 鋼構造物設計指針

4.1 構造解析

- (1) 構造解析においては、構造に応じた適切な境界条件および構造モデルを選定するものとする。
- (2) 構造解析にあたっては、微小変位のはり理論あるいは板殻理論を用いて線形解析を行うこいを前提とする。ただし、責任技術者が必要と認める場合には非線形構造解析を行うものとする。
- (3) 電算機を使用して構造解析を行う場合には、計算に用いるプログラムの適合性について十分配慮するものとする。

⑤ コンクリート標準示方書

5.2 断面力の算定

5.2.1 終局限界状態を検討するための断面力の算定

- (1) 断面破壊の終局限界状態を検討するための断面力の算定には、線形解析を用いてよい。
- (2) 線形解析以外の方法を用いる場合は、その解析方法の妥当性を確かめなければならない。
- (3) 連続はり、連続スラブ、ラーメン等の支点あるいは節点上の曲げモーメントは、線形解析の値の最大15%の範囲内で再分配を行ってもよい。その場合、すべての断面の曲げモーメントは再分配する前の値の70%以上とする。また、すべての断面における鉄筋比を釣合鉄筋比の50%以下としなければならない。
- (4) 通常の温度変化、乾燥収縮、クリープ等の強度変形による断面力は無視することができる。その場合、すべての断面における鉄筋比を釣合鉄筋比の50%以下としなければならない。

4.2 地震の影響を考慮する場合の解析

地震の影響については、道示 V 耐震設計編によるものとする。

複合構造斜張橋の耐震設計は責任技術者にゆだねられるが基本的には動的応答解析を行うものとする。

[解説]

複合構造斜張橋は実績が少なく、しかも減衰定数の異なる部材で構成されるということより、基本的には動的応答解析を行うことを原則とした。

後に、鋼橋技術研究会・複合構造部会 昭和61年度研究報告書における全体考察を示す。

鋼橋技術研究会・複合構造部会 昭和61年度研究報告書
における全体考察

(1) 主塔材料の差異による影響

(a) 主桁変位

主塔をコンクリートとすることにより、系全体の橋軸方向の剛性が高まることおよび鋼に比べ高い減衰効果を有することにより、最大応答水平変位は小さくなる。しかし鉛直変位は主塔を鋼にした場合の方が小さい傾向にある。

(b) 主塔曲げモーメントおよび反力

主塔がコンクリートの場合、鋼に比べ曲げモーメントは大きくなる。しかし、主桁の水平変位を主塔位置で拘束したケース（Case-3）では他のケースに比べてその差は顕著でない。このケースの場合、主塔の材料如何よりも主桁の重量に依存する傾向にあり、これは水平反力についてもあてはまる。

(2) 主桁材料の差異による影響

主塔がコンクリートの場合、水平変位および主桁と主塔との交差部の曲げモーメントについては、主桁が鋼であってもコンクリートであっても差は見られない。ただし、左支点で水平固定したケースの水平反力および主塔交差部で固定したケースにおける主塔基部の水平反力と曲げモーメントについては主桁重量に大きく依存する傾向がある。

(3) その他

- (a) 典型的な複合斜張橋である主塔：コンクリート、主桁側径間：コンクリート主径間：鋼とした Type-2.6 は静的解析における最適支間比に近い Type-6(1:3.2:1)のほうが主桁重量が小さく、このため主塔曲げモーメント、水平反力を小さくでき耐震設計上からも複合形式の特徴を活かすことができる。
- (b) フローティングタイプは、主塔位置で水平拘束する場合に比べ主塔基部の曲げモーメント、水平反力が小さくなり耐震上有利といえるが、一方主桁の水平変位が他の2ケースに比較してかなり大きく、伸縮装置等設計上の検討工夫が必要となる。
- (c) 今回の検討テーマの一つであった支間比の異なる主桁複合形式の2タイプ(Type-2.6)で大差のない結果が得られたこと、また主桁が鋼か複合形式かによっても動的な影響が少ないことから、実施設計段階での個々の対処(伸縮装置等)により静的解析での結果をもとに支間割、各部構造物の仕様区分等を決定しても実用上大きな問題はないと考えられる。

4. 3 疲労に対する解析

繰り返し荷重による応力範囲の大きな部材は、疲労荷重による解析を行なって疲労強度を満足する詳細構造を選ばなければならない。この場合の断面力の算定は線形解析によることを原則とする。

[解説]

道路斜張橋で変動荷重による応力範囲が大きくなるのは、輪荷重に対する鋼床版および自動車荷重または風荷重に対するケーブルなどである。斜張橋の補剛桁は全荷重の中で活荷重の占める割合が大きいのので、必要に応じて疲労に対して照査する必要がある。特に複合斜張橋の補剛桁の鋼とコンクリートの継手部は発生応力を正確につかむことが難しく、また、応力集中を起こす構造となり易いので注意する必要がある。

以下、複合斜張橋の各項目ごとに疲労に関する考察を行なう。

(1) 床版について

鋼およびコンクリートの道路橋においては一般的に疲労に対する照査を行なわない。しかし、活荷重が直接載荷される床版については疲労の影響を考慮して、両者とも鉄筋および鋼材の許容応力度の制限や荷重の割増しをしており、数値的にも整合性のとれたものとなっている。また、プレストレストコンクリートの場合はフルプレストレスとしている。よって、複合斜張橋の床版の疲労に対する照査は、鋼およびコンクリートのそれぞれの基準に準拠して行なうことで問題はないと考えられる。

(2) 継手部について

複合斜張橋の継手部において疲労が問題となるものにスタッドがあげられる。設計荷重時において継手部がフルプレストレスに近い状態である場合には、変動荷重によってスタッドに生じる繰返し応力は小さいので、疲労に対する照査は省略しても問題ないと考えられる。ただし、パーシャルプレストレスまたは変動荷重の占める割合が大きい場合などは疲労の照査をする必要があり、鋼とコンクリートとの合成鉄道橋のスタッドの許容耐荷力の式（国鉄建造物設計標準解説、鋼鉄道橋・鋼とコンクリートの合成鉄道橋、土木学会、昭和58年5月）を用いるのもひとつの方法である。

(3) ケーブルについて

斜張橋のケーブルと吊橋のケーブルを比較すると、活荷重によるケーブル応力の変動は斜張橋の方が大きくなるが、2次応力についてはケーブル径が小さいことと、一般にサドルやケーブルバンドを用いないことから斜張橋の方が小さくなる。

また、鋼斜張橋とPC斜張橋を比較すると、桁自重が大きいPC斜張橋の方がケーブル張力にしめる死荷重の割合が大きいことから、活荷重の変動応力が小さく、サグが小さくなるので2次応力も小さくなる傾向となる。

「上部構造設計基準・同解説（本州四国連絡橋公団、昭和55年6月）」においては、ケーブルの許容応力度をこれまでの実績と次にあげる点を考慮して 64 kg/mm^2 としている。

①引張強さに対して少なくとも2.5の安全率を有する。

②降伏点に対して約2.0の安全率を有する。

③2次応力を含めたケーブルの最大応力は引張強さに対して約2.0の安全率を有する。

また、「PC斜張橋上部工設計指針（案）、（PC斜張橋に関する調査研究報告書（財）海洋架橋調査会、昭和56年3月）」においても、ケーブルの許容応力度について詳細に記述されており、ここでもケーブルの許容値を引張強度の $1/2.5$ としている。

ところで、道示Ⅱ鋼橋編では、ケーブルの安全率を3.0としているので、主な鋼斜張橋とPC斜張橋の設計強度を比較して表-解4.3.1に示す。PC斜張橋についてはばらつきが大きいため国外のものも含めて資料を多くした。これによると、主な鋼斜張橋のケーブルの安全率は2.5であり、国内で施工されたPC斜張橋の半数以上は同様に安全率を2.5としている。なお、PC斜張橋でのばらつきが大きいのは、プレストレス用鋼材の関連で国外から購入するケーブルが多く、その国の規準に従っていることが原因と考えられる。

ケーブルの許容応力度を小さくすることは、ケーブルの径および重量を大きくし、サグを増加させ見かけのヤング係数を低下させることに結びつく。よって、ケーブル張力変動によるサグ変化が大きくなり、それに伴って定着部の角度変化が大きくなる。また、風または走行車両による振動に対してもケーブルの2次応力が大きくなる結果となる。このように、許容応力度を小さくすることが必ずしも橋梁全体の安全性を高めることにはならない。このことと、諸外国の規準とも照らし合わせて2.5の安全率が採用されているものと思われる。

これらから、複合斜張橋においてもケーブルの安全率に2.5を採用しても問題ないと考えられる。ただし、 $\sigma_{min} / \sigma_{max}$ の値が小さく疲労について照査をする必要のある場合は、表-解4.3.2に示すような既存の規定を参考にして許容値の低減をはかる必要がある。

表-解4. 3. 1 斜張橋のケーブルの設計強度

	橋 梁 名	主 径 間 (m)	許 容 応 力 度 (kg/mm ²)	引 張 強 さ (kg/mm ²)	応 力 振 巾 $\Delta\delta$ (kg/mm ²)
鋼 斜 張 橋	名港中央大橋	590.0	0.4 σ_{Pu}	160	12.0
	生口橋	490.0	0.4 σ_{Pu}	160	9.0
	東神戸大橋	485.0	0.4 σ_{Pu}	160	13.0
	岩黒島橋	420.0	0.4 σ_{Pu}	160	12.0
	名港西大橋	405.0	0.4 σ_{Pu}	160	15.0
	大和川橋	355.0	0.4 σ_{Pu}	160	12.1
	安治川橋	350.0	0.4 σ_{Pu}	160	—
コ ン ク リ ト 斜 張 橋	Barrios de Llna 橋	440.0	0.45 σ_{Pu}	166	—
	Brotonne橋	320.0	0.42 σ_{Pu}	145	—
	Pasco Kennewick 橋	298.7	0.45 σ_{Pu}	—	9.0
	呼子大橋	250.0	0.4 σ_{Pu}	190	11.3
	青森大橋	240.0	0.4 σ_{Pu}	190	13.2
	新猪名川大橋	199.0	—	—	8.0
	東名足柄橋	185.0	—	—	11.0
	東光大橋	140.0	—	—	—
	白屋橋	124.3	0.33 σ_{Pu}	166	4.3
	布施田浦橋	113.4	0.4 σ_{Pu}	175	—
	碓氷橋	110.2	—	—	—
	新綾部大橋	110.0	0.33 σ_{Pu}	120	—
	上妻橋	104.0	—	—	—
	大檜沢一号橋	101.0	0.4 σ_{Pu}	190	—
	松ヶ山橋	96.0	0.42 σ_{Pu}	120	—
	衝原大橋	86.3	0.4 σ_{Pu}	168	—
	小本川橋	85.0	0.6 σ_{Pu}	190	—
	新門司大橋	74.4	0.4 σ_{Pu}	190	—
	Eimeikan Bridge	67.0	0.33 σ_{Pu}	190	—
	やすらぎ橋	63.5	0.33 σ_{Pu}	165	—
一本杉橋	56.5	0.4 σ_{Pu}	190	—	
錦岡第3跨道橋	52.0	0.4 σ_{Pu}	190	—	

表-解4. 3. 2 ケーブルの設計法に関する各国の規準 (平行線ストランド)

分 類		道路標示方書 (1980)	ASCE Recommendation (1977)	本州四国連絡橋 公団基準案 (1978)	DIN 1073 (1974)	大和川橋	アルゼンチン (Zarate/Parana 橋の場合)	ユーゴスラビア (Save 橋の場合, 1979)
引張強さ	ワイヤー (素線)	160 kg/mm ² 以上 (平均 165 kg/mm ² 以上)	—	160 kg/mm ² 以上 180 kg/mm ² 以下	公称引張り強度 (β_N) は 160 kg/mm ² を超えないこと	道路標示方書による	170 kg/mm ² (1977)	170 kg/mm ²
	ストランド	(ワイヤーの引張強度) × 0.95	—	—	—	—	—	—
弾 性 係 数		2.0 × 10 ⁶ kg/cd	1.97 × 10 ⁶ kg/cd ~ 2.00 × 10 ⁶ kg/cd	2.0 × 10 ⁶ kg/cd	2.0 × 10 ⁶ kg/cd	2.0 × 10 ⁶ kg/cd	1.95 × 10 ⁶ kg/cd	2.0 × 10 ⁶ kg/cd
許 容 応 力 度		保証破断力の $\frac{1}{3}$	<ul style="list-style-type: none"> 保証破断力の38%~40% (61~64 kg/mm²) Hi-Am アンカーを用いた場合は, 保証破断力の45% (=74 kg/mm²) 	$\sigma_a = 64 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_H = 0.45 \beta_N$ または $\sigma_H = 0.57 \beta_{a,2}$ $\sigma_{HZ} = 0.50 \beta_N$ または $\sigma_{HZ} = 0.75 \beta_{a,2}$ H=主荷重 ; Zは従荷重 $\beta_{a,2}$; ワイヤーの0.2%伸び限界強度 $\sigma_a = 72 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_a = 64 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_a = 83 \text{ kg/mm}^2$ (常時) $\sigma_a = 93 \text{ kg/mm}^2$ (異常時)	DIN 1073に準拠
安 全 率		3	2.6 ~ 2.5 (≒ 2.2 Hi-Amの場合)	2.5	≒ 2.2	2.5	2.05 (常時), 1.82 (異常時)	2.2
疲労に対する照査		—	—	ワイヤーの場合 $\sigma_{fa} = \frac{30}{1-k}$ ケーブル定着部の場合 $\sigma_{fa} = \frac{15}{1-k}$ ただし許容応力度以下 $k = \frac{\text{最低応力}}{\text{最高応力}}$	$k < 1.18 - \frac{62.09}{\beta_N}$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895 k}$ $k \geq$ " " $\sigma_{fa} = 0.45 \beta_N = 72 \text{ kg/mm}^2$ $k = \frac{\text{最低応力}}{\text{最高応力}}$ $\sigma_a = \text{許容応力度}$	$k < 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895 k}$ $k \geq 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = 64 \text{ kg/mm}^2$	$k < 0.736$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.884 k}$ $k \geq 0.736$ のとき $\sigma_{fa} = \sigma_a$	DIN 1073 に準拠

* 応力変動比における活荷重ケーブル応力度の出し方

$$k = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{\sigma_D + \sigma_L \min}{\sigma_D + \sigma_L \max}$$

σ_D = 死荷重によるケーブル応力度

σ_L = 活荷重によるケーブル応力度

DIN 1073 の場合 { 自動車荷重 — その活荷重ケーブル応力度の50%に低減
列車荷重 — 全列車荷重のケーブル応力度

本 四 基 準 { 自動車荷重 — 考慮せず
列車荷重 — 単線載荷 (KS-18) によるケーブル応力度

(本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書
別冊 3 樫石島, 岩黒島斜張橋に関する検討 昭和54年度3月
表 4.3.2 (a) を転載

参考文献

- 1) (社) 建設コンサルタンツ協会近畿支部: BS5400 1編 総則(1978年)、
BS5400 2編 荷重の示方書(1978年)(長大橋研究委員会訳)、昭和61年8月
- 2) 長大橋技術研究会設計分科会: 米国道路示方書(訳)、昭和54年10月
- 3) 九州橋梁・構造工学研究会、道路橋の限界状態設計法分科会: 道路橋の限界状態設計法に関する
調査研究報告書(I)、カナダ・オンタリオ州道路設計規準、1983年版(共通編・鋼橋編)、
1985年3月

第Ⅱ編 構造部材と限界状態

II. 構造部材と限界状態

まえがき

複合斜張橋は、鋼およびコンクリート部材から成っており、それらの材料特性により、種々の検討項目がある。

鋼においては、変形能が大きいいため、圧縮耐荷力算出時に2次曲げモーメントの影響は無視できず、座屈固有値問題等を考える必要性がある。

一方、コンクリートにおいても、最近マルチ形式の斜張橋が多くなり、コンクリート桁もスレンダー化し、このために、コンクリート部材の、2次変形を考慮した耐荷力、あるいは、コンクリートと鋼との複合部材としての耐荷力の検討が必要となってきた。

また、コンクリートの特有の問題としては、クリープおよび乾燥収縮がある。すなわち、これはコンクリートが塑性的性質をもつために生じるものであり、鋼橋ではほとんど無視されているが、複合斜張橋ではコンクリート部のみならず鋼桁部にも大きな影響を与える。

以上のことから、本編第1章においては、軸方向圧縮力を受ける複合部材の耐荷力を弾塑性有限変位解析を用いて算出し、許容耐力値に対する安全係数を比較・検討した。

そして、第2章においては、RANDE橋（斜張橋）をモデルとした鋼主塔およびコンクリート主塔の平面解析を行ない、塔断面の終局耐力（座屈耐力および断面M-N相関図より求める耐力）に対する安全性を比較・検討した。

さらに、第3章において、実橋に近い複合斜張橋モデルを設定し、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響を調べ、鋼桁およびタワーの断面力、変形量を算出し、設計時の資料としてまとめた。

構造部材と限界状態 目次

	頁
第1章 軸方向圧縮力を受ける複合部材の耐荷力	II-3
1.1 目的	II-3
1.2 仮定	II-3
1.3 計算モデル	II-5
1.4 計算結果	II-8
1.5 安全性の比較	II-11
1.6 まとめ	II-13
第2章 斜張橋主塔（鋼製と鉄筋コンクリート製）の 耐荷力に対する安全性の比較検討	II-14
2.1 目的	II-14
2.2 平面解析	II-14
2.3 主塔終局耐力の算定	II-32
2.4 まとめ	II-45
第3章 複合斜張橋のクリープ・乾燥収縮の影響	II-46
3.1 解析の目的	II-46
3.2 クリープ解析理論	II-47
3.3 複合斜張橋の計算	II-52
3.4 まとめ	II-79

第1章 軸方向圧縮力を受ける複合部材の耐荷力

1. 1 目 的

曲げモーメントと軸方向圧縮力を受ける複合部材の終局耐力は、一般に、鋼、コンクリートそれぞれの部材に対する耐荷力相関曲線によって得られる。

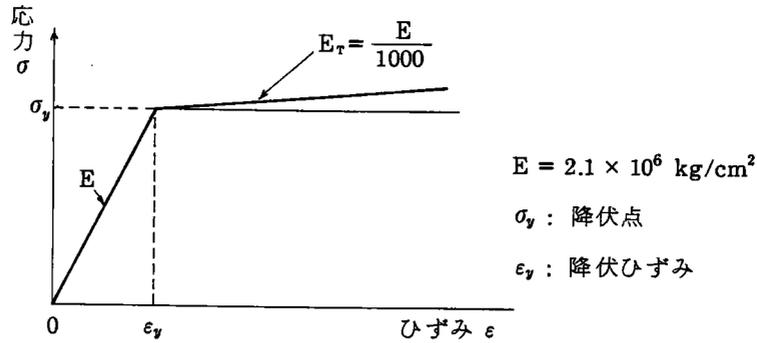
しかしながら、鋼部材には主として幾何学的非線形問題があり、コンクリート部材には材料の非線形問題が存在する。そして、それらが互いに及ぼす影響はあまり明確ではなく、今後、複合構造が多種多様化される中で、その安全性を確認する必要がある。

そこで、まず軸方向圧縮力のみを受ける複合部材の弾塑性有限変位解析を実施した。そして、鋼、コンクリート、複合部材のそれぞれに対する安全率の比較・考察を行ない、一試算結果としてここに報告する。

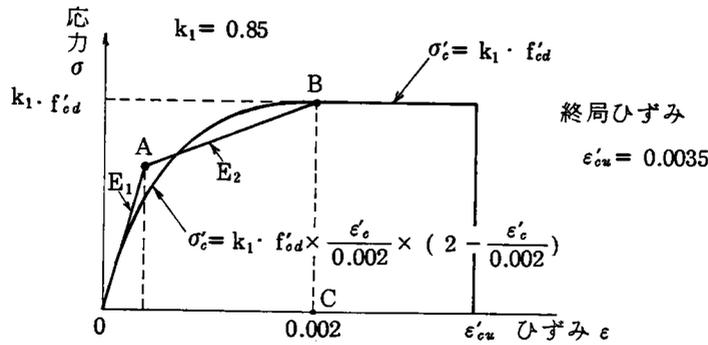
1. 2 仮 定

- i) 柱要素は2軸対称の箱形断面とする。
- ii) 部分的に降伏した断面に対しても、ベルヌーイ・ナビエの仮定が成り立つ。
- iii) 2次曲げによるせん断変形の影響は十分小さく無視できる。
- iv) 作用断面力によって発生したひずみと残留ひずみは重合わせることができる。
- v) 箱形柱要素のサブストリップ内の応力 σ とひずみ ε との関係は図-1.2.1に示すものとする。
- vi) 弾塑性領域に入った箱形柱要素の断面諸定数は要素中央断面における値で近似できる。
- vii) 鋼部材の局部座屈の影響は考慮しない。
- viii) コンクリート部材の圧縮領域における鉄筋は考慮せず、コンクリートとして解析する。
- ix) 複合継手部において曲げと軸力は十分に伝達するものとする。

図-1.2.1, b) は圧縮力を受けるコンクリートの応力ひずみ曲線である。そして、本計算に用いたものは、弾性係数 E_1, E_2 を考えた Tri-Liner 直線であり、 $\triangle OABC$ と ∇OBC の面積が等しくなるように E_2 を定めている。ただし、 E_1 は表-1.2.1 に示す普通コンクリートの値を用いた。¹⁾



a) 鋼



b) コンクリート

図-1.2.1 応力ひずみ曲線

表-1.2.1 コンクリートのヤング係数

$E_c (\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2)$	$f'_{ck} (\text{kgf/cm}^2)$	180	240	300	400	500	600
	普通コンクリート		2.2	2.5	2.8	3.1	3.3
軽量骨材コンクリート*		1.3	1.5	1.6	1.9	-	-

* 骨材の全部を軽量骨材とした場合

[解説]

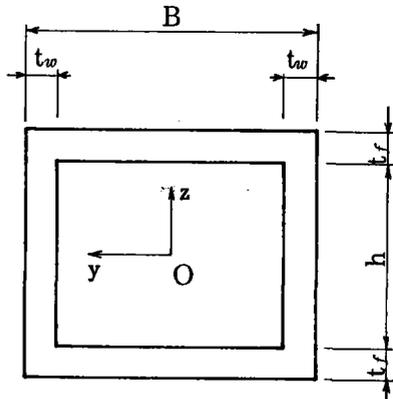
¹⁾: コンクリート標準示方書『昭和61年制定』土木学会；3.2節参照。

道示Ⅲ [コンクリート橋編] (昭和53年1月) に示されている応力-ひずみ曲線とは違っているが、ここではコンクリート標準示方書に準じた。

1. 3 計算モデル

(1) 断面

計算に用いた断面形状は、2軸対称の中空箱桁形断面である。そして、柱の耐荷力曲線として整理するため、鋼断面とコンクリート断面それぞれの圧壊荷重（全塑性軸力） P_y および細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ を一致するように、断面寸法諸元を決定した（図-1.3.1 参照）。



- 鋼材の降伏点 $\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$
- コンクリートの設計基準強度 $f'_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
- コンクリートの圧縮強度 $f'_{cd} = 308 \text{ kg/cm}^2$
 $\rightarrow 0.85 \times 308 = 261.8 \text{ kg/cm}^2$
- 鋼材のヤング係数 $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- コンクリートのヤング係数 $E_c = 3.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

材 料	フランジ幅 B mm	フランジ厚 t_f mm	ウェブ高 h mm	ウェブ厚 t_w mm	断面積 A cm^2	断面2次モーメント I cm^4	断面2次半径 r cm	全塑性軸力 P_y ton
鋼	200	4.5	180	4.5	34.2	1970	7.59	82100
コンクリート	220	44.5	111	53.0	313.5	13000	6.45	82100

図-1.3.1 断面寸法諸元

(2) 細長比パラメーター

道示II [鋼橋編] に示されている細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ は、次式の通りである。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{\ell_e}{r}$$

The diagram shows a horizontal column of length ℓ_e with axial loads P applied at both ends, indicated by arrows pointing towards each other.

ここに

- σ_y : 鋼材およびコンクリートの降伏点。ただし、コンクリート部材は圧縮強度の0.85倍を降伏点とする。
- E : ヤング係数。ただし、コンクリート部材は表-1.2.1の値を用いる。
- ℓ_e : 有効座屈長
- r : 断面2次半径

(3) 解析 ケ ー ス

解析は図-1.3.1 に示した断面を用いた鋼，コンクリートおよび複合部材について行う。そして、それぞれに対する細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ は、0.3, 0.6 および 0.9となる3種類を考えた。したがって、解析ケースは合計9ケースとなっている。表-1.3.1 に解析ケースをまとめて示す。

表-1.3.1 解析ケース

CASE	材 料	細 長 比 パラメーター $\bar{\lambda}$
S 1	鋼	0.300
S 2		0.600
S 3		0.900
C 1	コンクリート	0.303
C 2		0.607
C 3		0.910
SC 1	複 合	0.302
SC 2		0.603
SC 3		0.905

○ $\ell_s = 211.5 \text{ cm}$ $\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{2400}{2.1 \times 10^6}} \times \frac{211.5}{7.59} = 0.300$

$\bar{\lambda}_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{261.8}{3.1 \times 10^5}} \times \frac{211.5}{6.45} = 0.303$

○ $\ell_s = 423.1 \text{ cm}$ $\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{2400}{2.1 \times 10^6}} \times \frac{423.1}{7.59} = 0.600$

$\bar{\lambda}_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{261.8}{3.1 \times 10^5}} \times \frac{423.1}{6.45} = 0.607$

○ $\ell_s = 634.6 \text{ cm}$ $\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{2400}{2.1 \times 10^6}} \times \frac{634.6}{7.59} = 0.900$

$\bar{\lambda}_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{261.8}{3.1 \times 10^5}} \times \frac{634.6}{6.45} = 0.910$

注) $\bar{\lambda}_s$: 鋼部材の細長比パラメーター, $\bar{\lambda}_c$: コンクリート部材の細長比パラメーター

(4) 断面ストリップ分割方法

鋼断面は、残留応力がインプットできるようなサブストリップに分割している。それに対してコンクリート断面は、フランジ側の鉄筋をまとめて考慮できるようにしている（図-1.3.2 参照）。なお、本解析は圧縮のみを考えるため、鉄筋部分をコンクリートとして計算している。

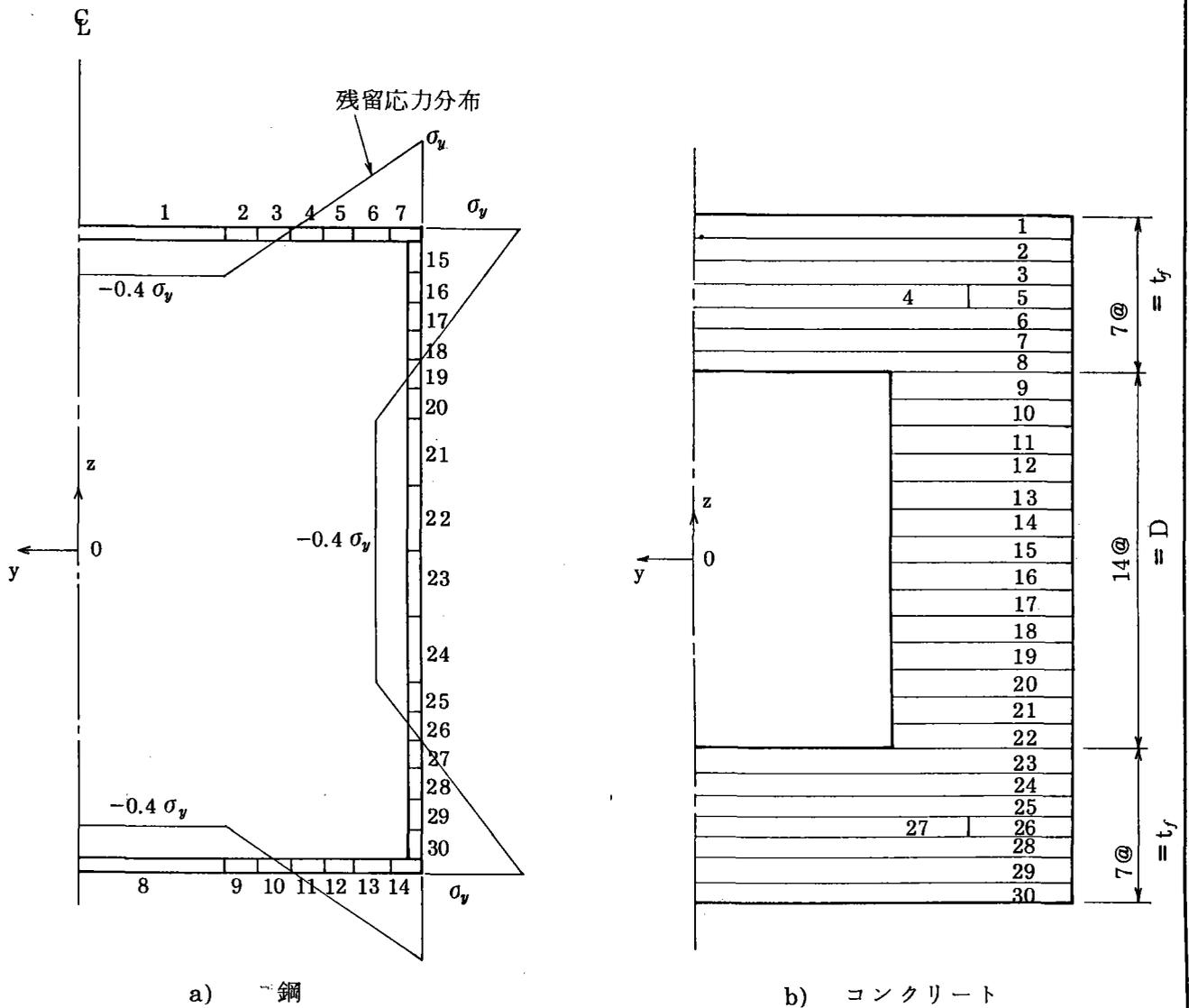


図-1.3.2 断面ストリップ分割方法

1. 4 計算結果

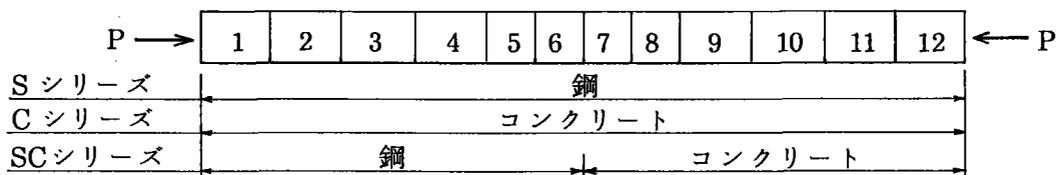
(1) 軸方向圧縮耐力

本解析結果より得られた軸方向圧縮耐力をまとめると、表-1.4.1の通りである。

表-1.4.1 軸方向圧縮耐力

CASE	圧縮耐力 P_u/P_y	崩壊要素	終局状態
S 1	0.976	6, 7	全塑性
S 2	0.839	6, 7	全塑性
S 3	0.640	-	全体座屈
C 1	0.945	6, 7	終局ひずみ
C 2	0.696	6, 7	終局ひずみ
C 3	0.466	-	全体座屈
SC 1	0.975	8	終局ひずみ
SC 2	0.801	8	終局ひずみ
SC 3	0.503	-	全体座屈

注) P_u : 終局圧縮力, P_y : 全塑性軸力



(2) 耐荷力曲線

表-1.4.1 に示した軸方向圧縮耐力を道示II [鋼橋編] に示されている基準耐荷力曲線にプロットすると図-1.4.1 のようになる。同図、縦軸は圧縮力Pを全塑性軸力 P_y で無次元化したもの、また横軸は細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ である。

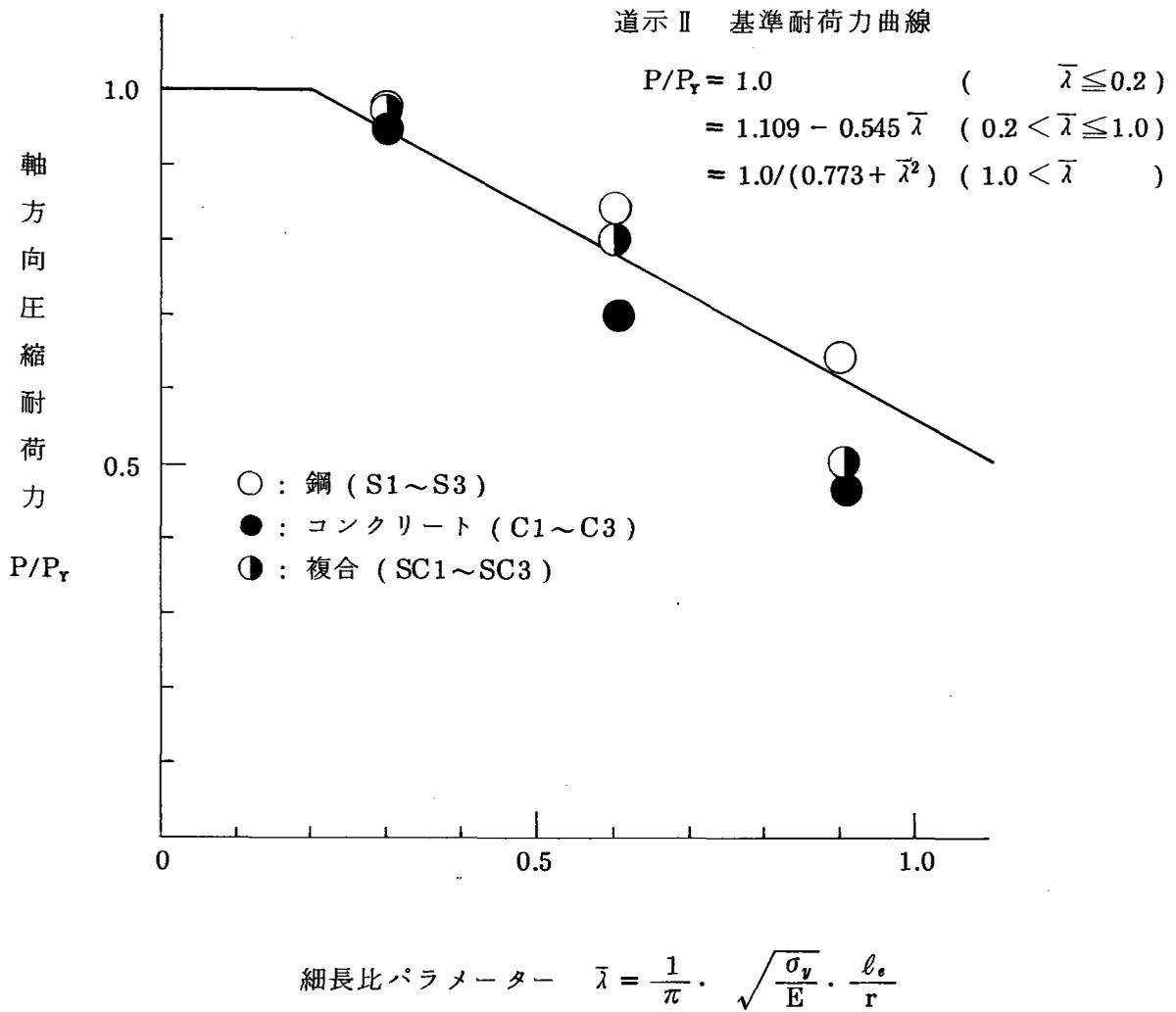


図-1.4.1 複合部材の耐荷力曲線

(3) 荷重 - たわみ 曲線

P - δ 効果および剛性劣化の一指標となる荷重 - たわみ曲線を図 - 1.4.2 に示す。同図、縦軸は無次元化圧縮力、横軸はたわみ δ を座屈長さ l_0 で無次元化している。

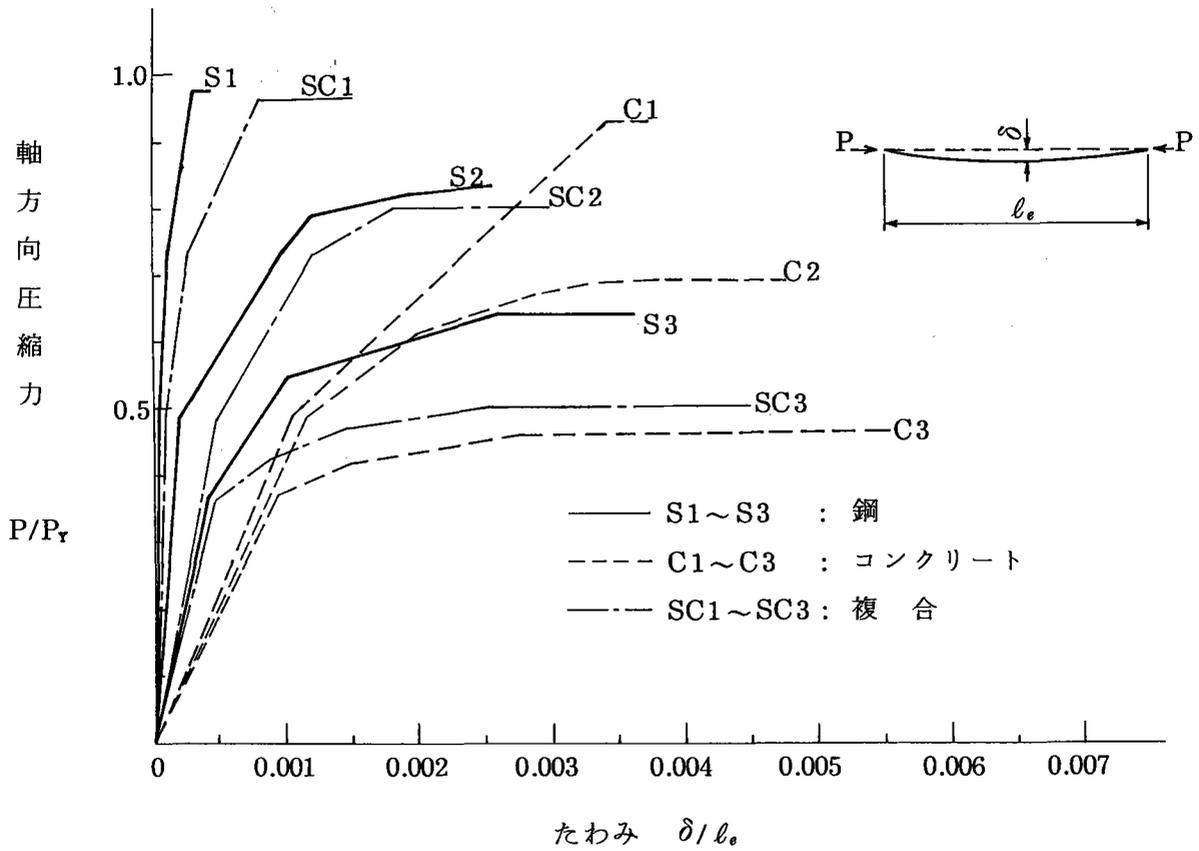


図 - 1.4.2 荷重 - たわみ 曲線

1. 5 安全率の比較

以上の結果から、実安全率を比較すると、表-1.5.1の通りである。同表中、極限応力 σ_u は、終局圧縮力 P_u を断面積 A で除した値である。また、鋼およびコンクリートの許容応力 σ_{ca} は、それぞれ、道示II [鋼橋編] およびIII [コンクリート橋編] より求められる許容軸方向圧縮応力度である。ここで、コンクリート部材の場合、プレストレス直後とその他のコンクリートによって容値を変化させているが、細長比による規定は明確でない。²⁾

表-1.5.1 軸方向圧縮力を受ける複合部材の安全率

CASE	極限応力 σ_u (%)		許容応力 σ_{ca} (%)			安全率 r		
	鋼	コンクリート	鋼	コンクリート		鋼	コンクリート	
				プレストレス直後	その他		プレストレス直後	その他
S 1	2343	-	1334	-	-	1.756	-	-
S 2	2014	-	1100	-	-	1.831	-	-
S 3	1536	-	866	-	-	1.774	-	-
C 1	-	247	-	145	110	-	1.703	2.245
C 2	-	182	-	145	110	-	1.255	1.655
C 3	-	122	-	145	110	-	0.841	1.109
SC 1	2341	255	1334	145	110	1.755	1.759	2.318
SC 2	1923	210	1100	145	110	1.748	1.448	1.909
SC 3	1208	132	866	145	110	1.395	0.910	1.200

[解説]

²⁾: コンクリート標準示方書『昭和55年版』には柱の許容圧縮応力度が細長比の関数として与えられている。しかしながら、同書『昭和61年制定版』では、限界状態設計法の書式であるため許容応力度の規定はない。また、道示III [コンクリート橋編] に示されている許容圧縮応力度は、部材長さに関係なく一定である。

表-1.5.1 に示した安全率 γ を縦軸に、細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ を横軸にとり、細長比と安全率の関係を調べると図-1.5.1 のようになる。同図において、鋼部材は許容応力が細長比の関数として低減しているため、細長比の大小にかかわらず所要安全率 1.7 を確保できていることがわかる。

しかしながら、コンクリート部材の許容応力は、細長比に関係なく一定としたため、スレンダーになるほど安全率は当然低下している。

また、実際のコンクリート構造物は、荷重係数を用いた組み合わせにより断面力を求め設計しているため、所要安全率の値が明確でない。

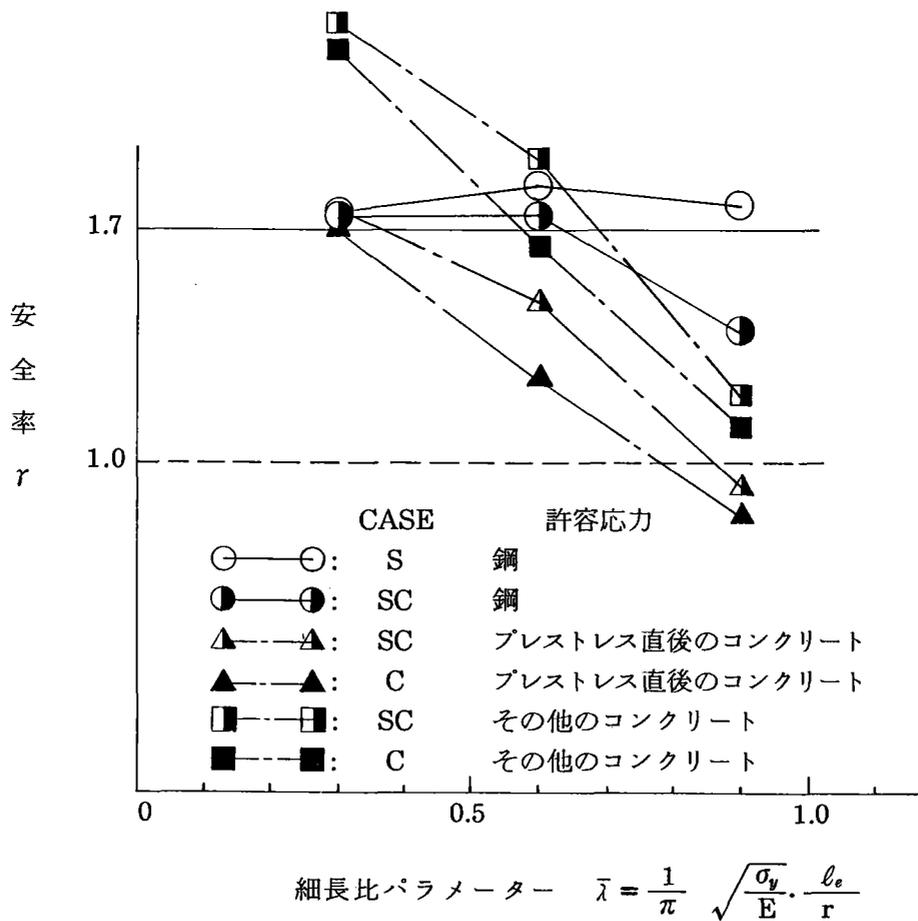


図-1.5.1 細長比と安全率の関係 (軸方向圧縮力)

1. 6 ま と め

- i) 複合部材の軸方向圧縮耐力は、細長比にかかわらず、鋼部材の耐力とコンクリート部材の耐力の間にある（表-1.4.1，図-1.4.1）。
- ii) 複合部材の圧縮耐力は、細長比が小さい範囲で鋼が支配的になるが、スレンダーになるに従いコンクリートが支配的になる（図-1.4.1）。
- iii) たわみは、応力-ひずみ曲線の違いから、鋼よりコンクリートの方が大きい値を示す。そして、複合部材のたわみは、両者の中間的値である（図-1.4.2）。
- iv) コンクリートの許容圧縮力度は、細長比による低減がなされていない。そのため、スレンダーになるに従い安全率が低下する（図-1.5.1）。
- v) 鋼の許容圧縮応力度に対する複合部材の安全率は、細長比 0.6より大きい範囲から 1.7を確保できない（図-1.5.1）。

以上のように、複合構造物は今後スレンダー化していく中で、座屈耐力に対する十分な検討が必要となってくる。そして、本報告では軸方向圧縮力のみについて検討したが、建築分野に用いられるようなスレンダーな複合構造物を設計する際には、曲げと軸力のパラメトリック解析により安全性の検討を行なう必要がある。

第2章 斜張橋主塔（鋼製、鉄筋コンクリート製）耐荷力に対する安全性の比較検討

2.1 解析の目的

斜張橋を設計する場合、主塔を鋼製とするか鉄筋コンクリート製にするかが1つの大きなポイントとなってくる。当研究部会では、RANDE橋を対象とし、主塔を鋼製にした場合および鉄筋コンクリート製にした場合のそれぞれについて、静的特性、動的特性を調べてきた。

ここでは、鋼主塔、鉄筋コンクリート主塔の2つの場合について断面設計を行い、得られた断面が各々の終局耐力に対してどの程度の安全性を有しているかを調べる。なお、解析モデルとしては、RANDE橋の形状、構造諸元を使用した。

2.2 平面解析

RANDE橋構造諸元を用いた骨組を使用して、鋼主塔と鉄筋コンクリート主塔の各々のケースに対して、平面解析を行う。部材剛性、導入プレストレス力等については、本研究部会60年度の報告書に詳述されているためここでは省略し、次ページに骨組形状を示すにとどめる。なお、主塔の設計を目的としているため、荷重ケースとしては、つぎの4つを対象とする。

- (1) 死荷重+プレストレス+活荷重（中央径間載荷）
- (2) 死荷重+プレストレス+活荷重（側径間載荷）
- (3) 死荷重+プレストレス+活荷重（全載荷）
- (4) 死荷重+プレストレス+橋軸方向地震荷重

上記4ケース中、最も厳しい荷重載荷状態に対して、鋼製、鉄筋コンクリート製それぞれの主塔断面設計を行う。

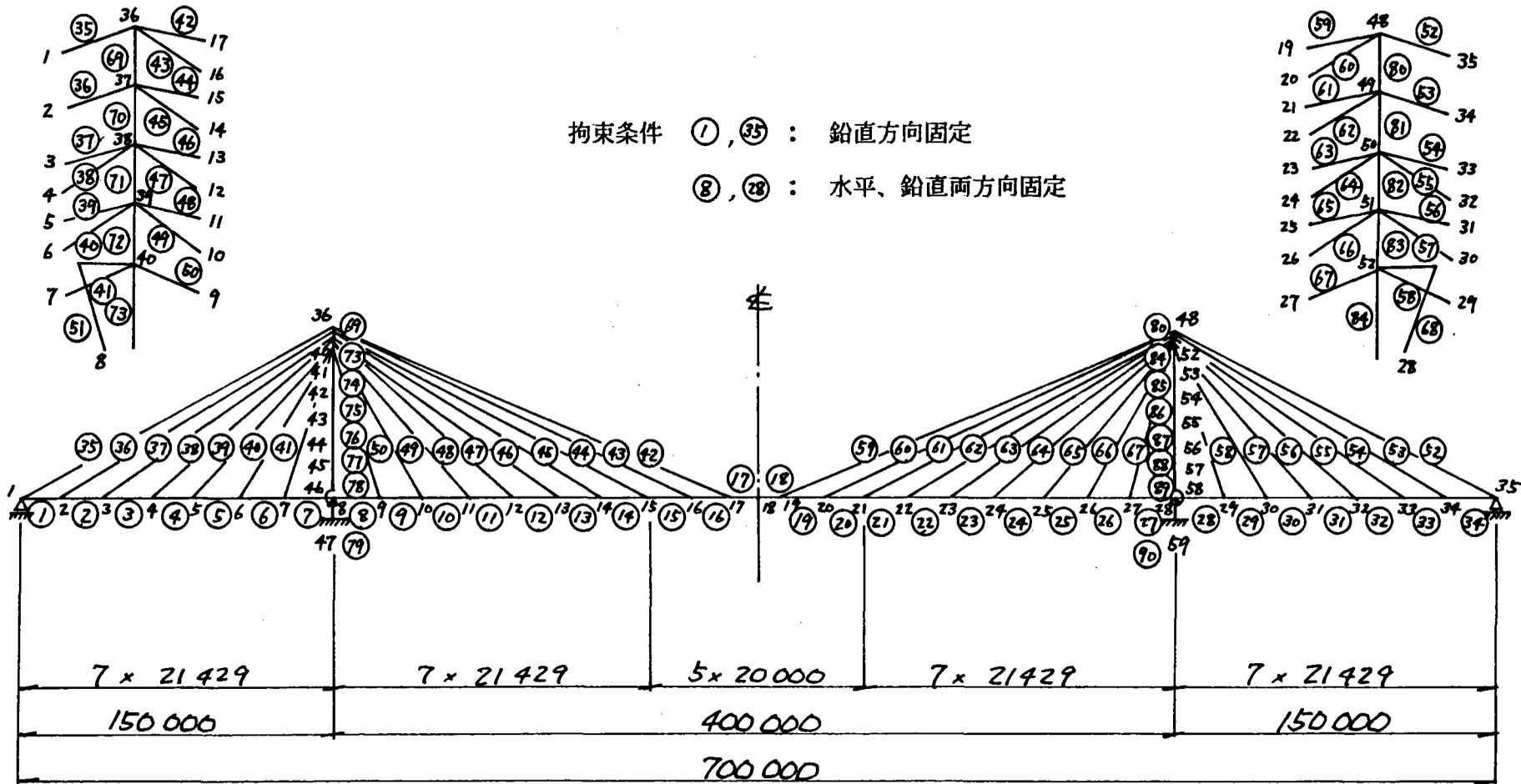


圖-2.2.1 骨組形狀

(1) 解析結果および断面計算 (鋼製主塔の場合)

*** RANDE-BRDIGE - TOWER STEEL - ***

FORCE (METER , TON*METER , TON)

MEMBER	L	M	CASE (1)				CASE (2)				CASE (3)		
			S	N	M	S	N	M	S	N			
48- 49	0.000	0.000	1251.703	-3126.661	0.000	478.642	-2368.583	0.000	914.725	-2954.757			
49- 48	2.000	2503.407	1251.703	-3134.661	957.285	478.642	-2376.583	1829.450	914.725	-2962.757			
49- 50	0.000	2503.407	374.929	-5174.246	957.285	-164.107	-4118.168	1829.450	62.327	-5012.305			
50- 49	2.000	3253.266	374.929	-5182.246	629.072	-164.107	-4126.168	1954.104	62.327	-5020.305			
50- 51	0.000	3253.266	-42.701	-7154.926	629.072	-172.219	-6088.273	1954.104	-143.387	-7159.895			
51- 50	2.000	3167.864	-42.701	-7162.926	284.633	-172.219	-6096.273	1667.330	-143.387	-7167.895			
51- 52	0.000	3167.864	-151.009	-9270.898	284.633	4.786	-8261.723	1667.330	-105.196	-9468.996			
52- 51	2.000	2865.844	-151.009	-9278.898	-294.205	4.786	-8269.723	1456.937	-105.196	-9476.996			
52- 53	0.000	2865.844	-175.614	-10910.555	294.205	28.092	-9911.816	1456.937	-105.353	-11251.816			
53- 52	12.000	758.475	-175.614	-10982.555	631.311	28.092	-9983.816	192.700	-105.353	-11323.816			
53- 54	0.000	758.475	-175.614	-10982.555	631.311	28.092	-9983.816	192.700	-105.353	-11323.816			
54- 53	12.000	-1348.896	-175.614	-11054.555	968.416	28.092	-10055.816	-1071.538	-105.353	-11395.816			
54- 55	0.000	-1348.896	-175.614	-11054.555	968.416	28.092	-10055.816	-1071.538	-105.353	-11395.816			
55- 54	12.000	-3456.266	-175.614	-11126.555	1305.522	28.092	-10127.816	-2335.776	-105.353	-11467.816			
55- 56	0.000	-3456.266	-175.614	-11126.555	1305.522	28.092	-10127.816	-2335.776	-105.353	-11467.816			
56- 55	12.000	-5563.633	-175.614	-11222.555	1642.631	28.092	-10223.816	-3600.010	-105.353	-11563.816			
56- 57	0.000	-5563.633	-175.614	-11222.555	1642.631	28.092	-10223.816	-3600.010	-105.353	-11563.816			
57- 56	12.000	-7671.004	-175.614	-11318.555	1979.733	28.092	-10319.816	-4864.246	-105.353	-11659.816			
57- 58	0.000	-7671.004	-175.614	-11318.555	1979.733	28.092	-10319.816	-4864.246	-105.353	-11659.816			
58- 57	11.900	-9760.812	-175.614	-11413.754	2314.031	28.092	-10415.016	-6117.949	-105.353	-11755.016			
58- 59	0.000	-9760.812	-175.614	-11513.754	2314.031	28.092	-10515.016	-6117.949	-105.353	-11855.016			
59- 58	10.100	-11534.516	-175.614	-11614.754	2597.758	28.092	-10616.016	-7182.020	-105.353	-11956.016			

*** RANDE-BRDIGE TOWER STEEL - ***

FORCE (METER , TON*METER , TON)

MEMBER	L	CASE (4)			
		M	S	N	
48- 49	0.000	0.000	782.230	-2539.052	
49- 48	2.000	1566.060	783.830	-2547.052	
49- 50	0.000	1566.060	118.572	-4274.328	
50- 49	2.000	1804.805	120.172	-4282.328	
50- 51	0.000	1804.805	-95.998	-6075.598	
51- 50	2.000	1614.409	-94.398	-6083.598	
51- 52	0.000	1614.409	-61.580	-8056.301	
52- 51	2.000	1492.850	-59.980	-8064.301	
52- 53	0.000	1492.850	-49.772	-9563.363	
53- 52	12.000	981.989	-35.372	-9635.363	
53- 54	0.000	981.989	-35.372	-9635.363	
54- 53	12.000	643.927	-20.972	-9707.363	
54- 55	0.000	643.927	-20.972	-9707.363	
55- 54	12.000	478.664	-6.572	-9779.363	
55- 56	0.000	478.664	-6.572	-9779.363	
56- 55	12.000	515.001	12.628	-9875.363	
56- 57	0.000	515.001	12.628	-9875.363	
57- 56	12.000	781.739	31.828	-9971.363	
57- 58	0.000	781.739	31.828	-9971.363	
58- 57	11.900	1273.782	50.868	-10066.562	
58- 59	0.000	1273.782	70.868	-10166.562	
59- 58	10.100	2091.561	91.068	-10267.562	

注) ケース(4)については部材断面力として 1 / 1.7 倍した値を使用する。

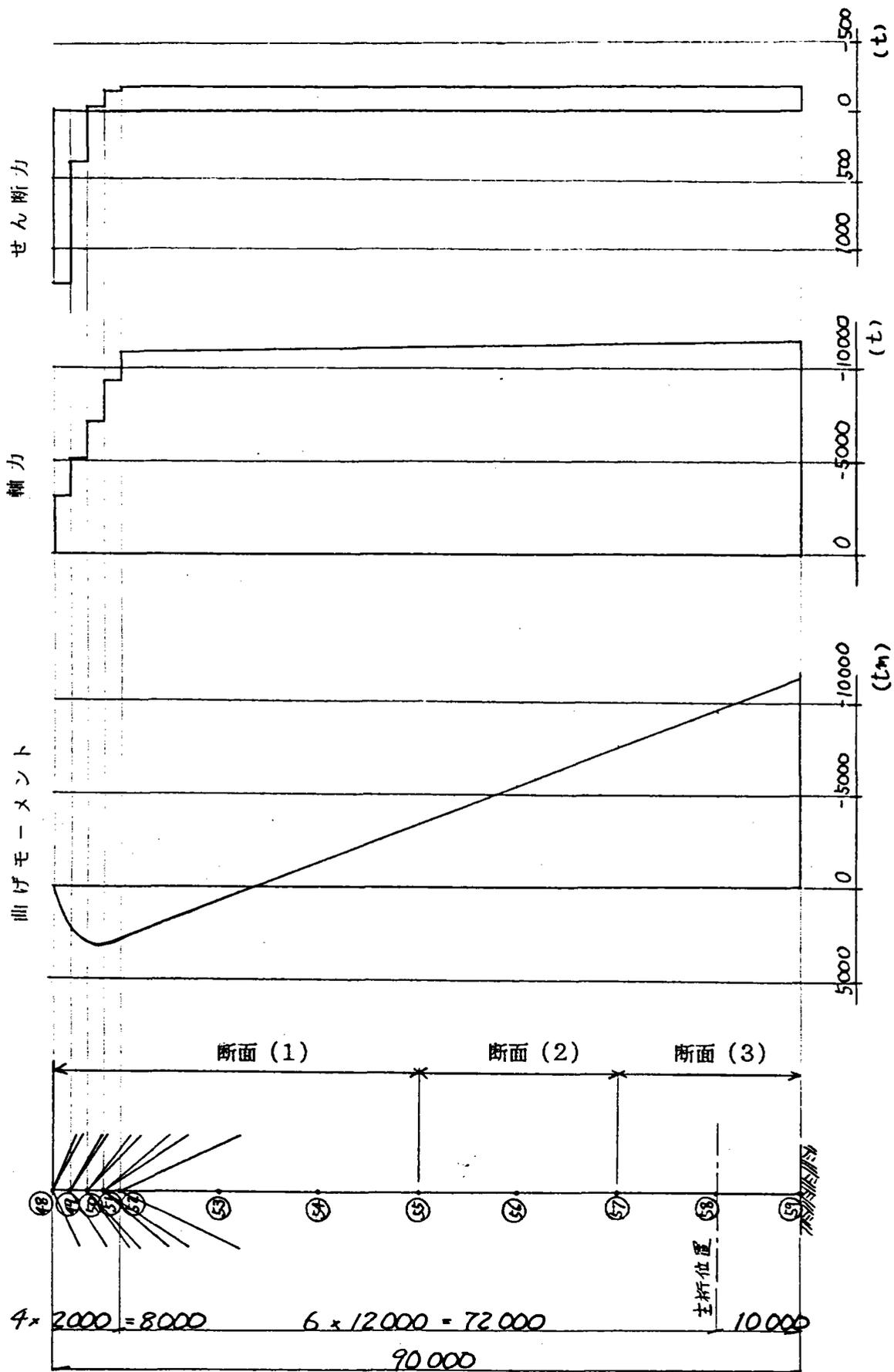
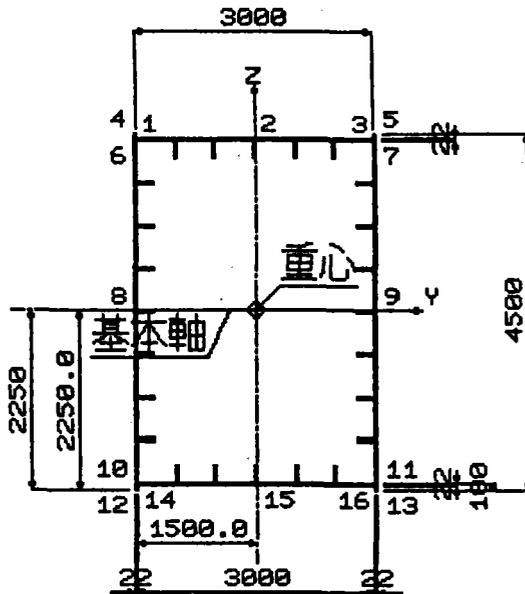


図-2.2.2 断面計算結果 (活荷重中央径間載荷時)

断面 (1)



< Mmax時 >		< Mmin時 >		< Nmax時 >	
My=	1728.00 tm	My=	0.00 tm	My=	0.00 tm
Mz=	0.00 tm	Mz=	0.00 tm	Mz=	0.00 tm
Nx=	-5563.00 t	Nx=	0.00 t	Nx=	0.00 t
Sy=	87.80 t	Sy=	0.00 t	Sy=	0.00 t
Sz=	0.00 t	Sz=	0.00 t	Sz=	0.00 t
Tx=	0.00 tm	Tx=	0.00 tm	Tx=	0.00 tm

材質	断面	A(cm2)
(SM50Y) 1-TOP PL	3000 * 22	660.00
(SM50Y) 10-T.RIB PL	220 * 22	484.00
(SM50Y) 1-L.WEB PL	4500 * 22	990.00
(SM50Y) 1-R.WEB PL	4500 * 22	990.00
(SM50Y) 14-W.RIB PL	230 * 23	740.60
(SM50Y) 1-BOTT PL	3000 * 22	660.00

An = 4524.60 (Ag = 4524.60)

有効座屈長 Ly=6300.00 cm , Lz=6300.00 cm
 断面 2 次半径 Ry=165.40 cm , Rz=125.94 cm
 細長比 Ly/Ry= 38.09<120 , Lz/Rz= 50.02<120

断面 2 次モーメント Iy = 123,776,459 cm4 , Iz = 71,765,789 cm4
 純振り定数 J = 102,218,064 cm4

< Mmax時 >
< 曲げ応力度 (kg/cm²) >

式(3.3.4) --> $\sigma_c / \sigma_{caz} + \sigma_{by} / (\sigma_{bagy} * (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})) + \sigma_{bz} / (\sigma_{bao} * (1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})) \leq 1$

式(3.3.5) --> $\sigma_c + \sigma_{by} / (1 - \sigma_c / \sigma_{eay}) + \sigma_{bz} / (1 - \sigma_c / \sigma_{eaz}) \leq \sigma_{caL}$
 $\sigma_{bagy}=2100$, $\sigma_{bao}=2100$, $\sigma_{eay}= 8271$, $\sigma_{eaz}= 4796$

部材	Pt.	σ_c	σ_{by}	σ_{bz}	σ_{caz}	式(3.3.4)	式(3.3.5)
TOP	1	-1230	-303	0	1535	0.971 < 1	1586 < 2067
	2	-1230	-303	0	1535	0.971 < 1	1586 < 2067
	3	-1230	-303	0	1535	0.971 < 1	1586 < 2067
WEB	4	-1230	-314	0	1560	0.964 < 1	1599 < 2100
	5	-1230	-314	0	1560	0.964 < 1	1599 < 2100
	6*	-1230	-302	0	1485	0.997 < 1	1585 < 1999
	7	-1230	-302	0	1485	0.997 < 1	1585 < 1999
	8	-1230	0	0	1485	0.828 < 1	1230 < 1999
	9	-1230	0	0	1485	0.828 < 1	1230 < 1999
	10	-1230	302	0	1485	0.659 < 1	875 < 1999
	11	-1230	302	0	1485	0.659 < 1	875 < 1999
	12	-1230	314	0	1560	0.613 < 1	861 < 2100
BOTT	13	-1230	314	0	1560	0.613 < 1	861 < 2100
	14	-1230	303	0	1535	0.632 < 1	874 < 2067
	15	-1230	303	0	1535	0.632 < 1	874 < 2067
	16	-1230	303	0	1535	0.632 < 1	874 < 2067

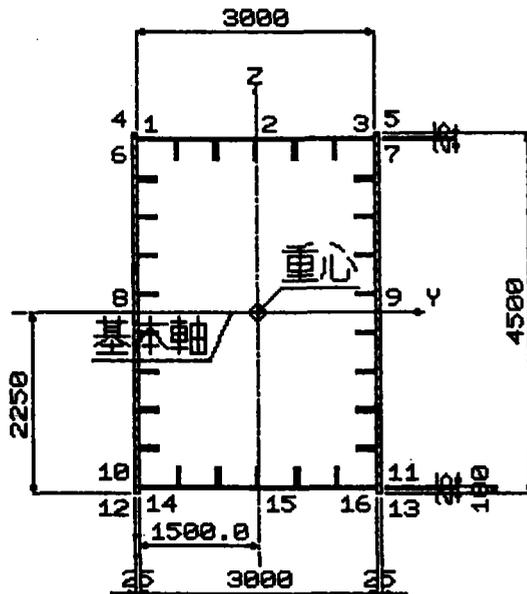
< せん断応力度 (kg/cm²) & 合成応力度 >

部材	Pt.	τ_y	τ_z	τ_x	$\Sigma \tau$	τ_a	合成応力度
TOP	1	31	0	0	31 < 1200	0.534 < 1.2	
	2	2	0	0	2 < 1200	0.533 < 1.2	
	3	31	0	0	31 < 1200	0.534 < 1.2	
WEB	4*	0	0	0	0 < 1200	0.541 < 1.2	
	5	0	0	0	0 < 1200	0.541 < 1.2	
	6	32	0	0	32 < 1200	0.533 < 1.2	
	7	32	0	0	32 < 1200	0.533 < 1.2	
	8*	54	0	0	54 < 1200	0.345 < 1.2	
	9	54	0	0	54 < 1200	0.345 < 1.2	
	10	32	0	0	32 < 1200	0.196 < 1.2	
	11	32	0	0	32 < 1200	0.196 < 1.2	
	12	0	0	0	0 < 1200	0.190 < 1.2	
BOTT	13	0	0	0	0 < 1200	0.190 < 1.2	
	14	31	0	0	31 < 1200	0.196 < 1.2	
	15	2	0	0	2 < 1200	0.195 < 1.2	
	16	31	0	0	31 < 1200	0.196 < 1.2	

《 縦リブの照査 》

部 材	TOP	BOTT	L.WEB	R.WEB
断 面	220 *22	220 *22	230 *23	230 *23
横リブ間隔	2500 mm	2500 mm	2500 mm	2500 mm
係 数 f	1.0000	1.0000	1.0080	1.0080
γL	26.89	26.89	22.41	22.41
δL	0.0733	0.0733	0.0559	0.0559
αo	3.569	3.569	3.664	3.664
α	0.833	0.833	0.581	0.581
t o	2.273	2.273	2.424	2.424
$\gamma L.req$	23.522	23.522	15.432	15.432
I c(cm4)	17831	17831	65899	65899
I L(cm4)	7809	7809	9328	9328
I L.req(cm4)	(6831)	(6831)	(6423)	(6423)
A L(cm2)	48.40	48.40	52.90	52.90
A L.req(cm2)	(11.00)	(11.00)	(11.83)	(11.83)

断面 (2)



< Mmax時 >		< Mmin時 >		< Nmax時 >	
My=	3836.00 tm	My=	0.00 tm	My=	0.00 tm
Mz=	0.00 tm	Mz=	0.00 tm	Mz=	0.00 tm
Nx=	-5659.00 t	Nx=	0.00 t	Nx=	0.00 t
Sy=	87.80 t	Sy=	0.00 t	Sy=	0.00 t
Sz=	0.00 t	Sz=	0.00 t	Sz=	0.00 t
Tx=	0.00 tm	Tx=	0.00 tm	Tx=	0.00 tm

材質	断面	A(cm ²)
(SM50Y)	1-TOP PL 3000 * 25	750.00
(SM50Y)	10-T.RIB PL 250 * 25	625.00
(SM50Y)	1-L.WEB PL 4500 * 25	1125.00
(SM50Y)	1-R.WEB PL 4500 * 25	1125.00
(SM50Y)	16-W.RIB PL 250 * 26	1040.00
(SM50Y)	1-BOTT PL 3000 * 25	750.00

An= 5415.00 (Ag= 5415.00)

有効座屈長 Ly=6300.00 cm , Lz=6300.00 cm
 断面 2 次半径 Ry=164.34 cm , Rz=125.70 cm
 細長比 Ly/Ry= 38.34<120 , Lz/Rz= 50.12<120

断面 2 次モーメント Iy = 146,241,266 cm⁴ , Iz = 85,565,435 cm⁴
 純振り定数 J = 116,459,701 cm⁴

《 M m a x 時 》
 〈 曲げ応力度 (kg/cm²) 〉

式(3.3.4) --> $\sigma c / \sigma caz + \sigma by / \{ \sigma bagy * (1 - \sigma c / \sigma eay) \} + \sigma bz / \{ \sigma bao * (1 - \sigma c / \sigma eaz) \} \leq 1$

式(3.3.5) --> $\sigma c + \sigma by / (1 - \sigma c / \sigma eay) + \sigma bz / (1 - \sigma c / \sigma eaz) \leq \sigma caL$
 $\sigma bagy = 2100$, $\sigma bao = 2100$, $\sigma eay = 8164$, $\sigma eaz = 4777$

部材	Pt.	σc	σby	σbz	σcaz	式(3.3.4)	式(3.3.5)
TOP	1	-1045	-571	0	1558	0.983 < 1	1700 < 2100
	2	-1045	-571	0	1558	0.983 < 1	1700 < 2100
	3	-1045	-571	0	1558	0.983 < 1	1700 < 2100
WEB	4*	-1045	-590	0	1558	0.993 < 1	1722 < 2100
	5	-1045	-590	0	1558	0.993 < 1	1722 < 2100
	6	-1045	-567	0	1558	0.980 < 1	1695 < 2100
	7	-1045	-567	0	1558	0.980 < 1	1695 < 2100
	8	-1045	0	0	1558	0.671 < 1	1045 < 2100
	9	-1045	0	0	1558	0.671 < 1	1045 < 2100
	10	-1045	567	0	1558	0.361 < 1	395 < 2100
	11	-1045	567	0	1558	0.361 < 1	395 < 2100
	12	-1045	590	0	1558	0.349 < 1	368 < 2100
	13	-1045	590	0	1558	0.349 < 1	368 < 2100
BOTT	14	-1045	571	0	1558	0.359 < 1	390 < 2100
	15	-1045	571	0	1558	0.359 < 1	390 < 2100
	16	-1045	571	0	1558	0.359 < 1	390 < 2100

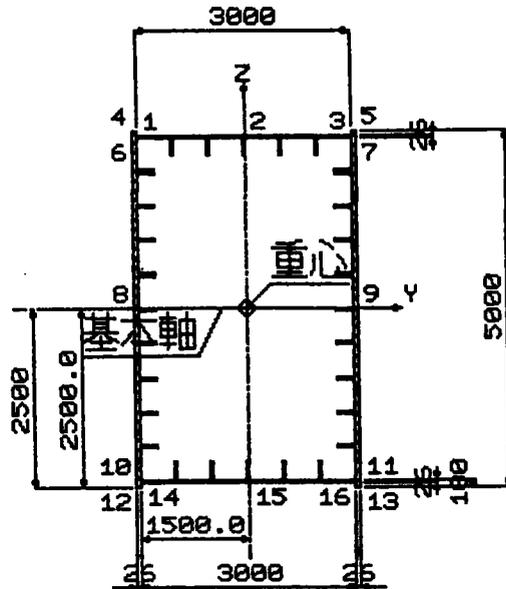
〈 せん断応力度 (kg/cm²) & 合成応力度 〉

部材	Pt.	τy	τz	τx	$\Sigma \tau$	τa	合成応力度
TOP	1	27	0	0	27 < 1200	0.593 < 1.2	
	2	2	0	0	2 < 1200	0.592 < 1.2	
	3	27	0	0	27 < 1200	0.593 < 1.2	
WEB	4*	0	0	0	0 < 1200	0.606 < 1.2	
	5	0	0	0	0 < 1200	0.606 < 1.2	
	6	28	0	0	28 < 1200	0.590 < 1.2	
	7	28	0	0	28 < 1200	0.590 < 1.2	
	8*	48	0	0	48 < 1200	0.249 < 1.2	
	9	48	0	0	48 < 1200	0.249 < 1.2	
	10	28	0	0	28 < 1200	0.052 < 1.2	
	11	28	0	0	28 < 1200	0.052 < 1.2	
	12	0	0	0	0 < 1200	0.047 < 1.2	
	13	0	0	0	0 < 1200	0.047 < 1.2	
BOTT	14	27	0	0	27 < 1200	0.051 < 1.2	
	15	2	0	0	2 < 1200	0.051 < 1.2	
	16	27	0	0	27 < 1200	0.051 < 1.2	

《 縦リブの照査 》

部 材	TOP	BOTT	L.WEB	R.WEB
断 面	250 *25	250 *25	250 *26	250 *26
横リブ間隔	2500 mm	2500 mm	2500 mm	2500 mm
係 数 f	1.0000	1.0000	1.0141	1.0141
γL	30.56	30.56	22.17	22.17
δL	0.0833	0.0833	0.0605	0.0605
αo	3.685	3.685	3.763	3.763
α	0.833	0.833	0.581	0.581
t o	2.273	2.273	2.142	2.142
$\gamma L.req$	20.183	20.183	13.589	13.589
I c(cm4)	22477	22477	95807	95807
I L(cm4)	13021	13021	13542	13542
I L.req(cm4)	(8601)	(8601)	(8300)	(8300)
A L(cm2)	62.50	62.50	65.00	65.00
A L.req(cm2)	(12.50)	(12.50)	(11.94)	(11.94)

断面 (3)



< Mmax時 >		< Mmin時 >		< Nmax時 >	
My=	5767.00 tm	My=	0.00 tm	My=	0.00 tm
Mz=	0.00 tm	Mz=	0.00 tm	Mz=	0.00 tm
Nx=	-5807.00 t	Nx=	0.00 t	Nx=	0.00 t
Sy=	87.80 t	Sy=	0.00 t	Sy=	0.00 t
Sz=	0.00 t	Sz=	0.00 t	Sz=	0.00 t
Tx=	0.00 tm	Tx=	0.00 tm	Tx=	0.00 tm

材質	断面	A (cm ²)
(SM50Y)	1-TOP PL 3000 * 26	780.00
(SM50Y)	10-T.RIB PL 260 * 26	676.00
(SM50Y)	1-L.WEB PL 5000 * 26	1300.00
(SM50Y)	1-R.WEB PL 5000 * 26	1300.00
(SM50Y)	18-W.RIB PL 260 * 27	1263.60
(SM50Y)	1-BOTT PL 3000 * 26	780.00

An = 6099.60 (Ag = 6099.60)

有効座屈長 Ly=6300.00 cm , Lz=6300.00 cm
 断面 2 次半径 Ry=180.75 cm , Rz=127.00 cm
 細長比 Ly/Ry= 34.85 < 120 , Lz/Rz= 49.61 < 120

断面 2 次モーメント Iy = 199,281,016 cm⁴ , Iz = 98,387,905 cm⁴
 純振り定数 J = 141,256,003 cm⁴

< M m a x 時 >
< 曲げ応力度 (kg/cm²) >

式(3.3.4) --> $\sigma c / \sigma caz + \sigma by / (\sigma bagy * (1 - \sigma c / \sigma eay)) + \sigma bz / (\sigma bao * (1 - \sigma c / \sigma eaz)) \leq 1$

式(3.3.5) --> $\sigma c + \sigma by / (1 - \sigma c / \sigma eay) + \sigma bz / (1 - \sigma c / \sigma eaz) \leq \sigma caL$
 $\sigma bagy = 2100$, $\sigma bao = 2100$, $\sigma eay = 9880$, $\sigma eaz = 4876$

部材	Pt.	σc	σby	σbz	σcaz	式(3.3.4)	式(3.3.5)
TOP	1	-952	-702	0	1566	0.978 < 1	1729 < 2100
	2	-952	-702	0	1566	0.978 < 1	1729 < 2100
	3	-952	-702	0	1566	0.978 < 1	1729 < 2100
WEB	4*	-952	-723	0	1566	0.989 < 1	1752 < 2100
	5	-952	-723	0	1566	0.989 < 1	1752 < 2100
	6	-952	-698	0	1566	0.976 < 1	1724 < 2100
	7	-952	-698	0	1566	0.976 < 1	1724 < 2100
	8	-952	0	0	1566	0.608 < 1	952 < 2100
	9	-952	0	0	1566	0.608 < 1	952 < 2100
	10	-952	698	0	1566	0.240 < 1	180 < 2100
	11	-952	698	0	1566	0.240 < 1	180 < 2100
	12	-952	723	0	1566	0.227 < 1	152 < 2100
BOTT	13	-952	723	0	1566	0.227 < 1	152 < 2100
	14	-952	702	0	1566	0.238 < 1	175 < 2100
	15	-952	702	0	1566	0.238 < 1	175 < 2100
	16	-952	702	0	1566	0.238 < 1	175 < 2100

< せん断応力度 (kg/cm²) & 合成応力度 >

部材	Pt.	τy	τz	τx	$\Sigma \tau$	τa	合成応力度
TOP	1	22	0	0	22 < 1200	0.621 < 1.2	
	2	1	0	0	1 < 1200	0.620 < 1.2	
	3	22	0	0	22 < 1200	0.621 < 1.2	
WEB	4*	0	0	0	0 < 1200	0.636 < 1.2	
	5	0	0	0	0 < 1200	0.636 < 1.2	
	6	23	0	0	23 < 1200	0.618 < 1.2	
	7	23	0	0	23 < 1200	0.618 < 1.2	
	8*	42	0	0	42 < 1200	0.207 < 1.2	
	9	42	0	0	42 < 1200	0.207 < 1.2	
	10	23	0	0	23 < 1200	0.015 < 1.2	
	11	23	0	0	23 < 1200	0.015 < 1.2	
	12	0	0	0	0 < 1200	0.012 < 1.2	
BOTT	13	0	0	0	0 < 1200	0.012 < 1.2	
	14	22	0	0	22 < 1200	0.015 < 1.2	
	15	1	0	0	1 < 1200	0.014 < 1.2	
	16	22	0	0	22 < 1200	0.015 < 1.2	

《 縦リブの照査 》

部 材	TOP	BOTT	L.WEB	R.WEB
断 面	260 *26	260 *26	260 *27	260 *27
横リブ間隔	2500 mm	2500 mm	2500 mm	2500 mm
係 数 f	1.0000	1.0000	1.0157	1.0157
γL	31.78	31.78	20.63	20.63
δL	0.0867	0.0867	0.0563	0.0563
αo	3.721	3.721	3.794	3.794
α	0.833	0.833	0.521	0.521
t o	2.273	2.273	2.148	2.148
$\gamma L.req$	18.879	18.879	11.411	11.411
I c(cm4)	23663	23663	156218	156218
I L(cm4)	15233	15233	15818	15818
I L.req(cm4)	(9049)	(9049)	(8752)	(8752)
A L(cm2)	67.60	67.60	70.20	70.20
A L.req(cm2)	(13.00)	(13.00)	(12.48)	(12.48)

(2) 解析結果および断面計算 (鉄筋コンクリート製主塔の場合)

*** RANDE-BRDIGE - TOWER CONCRETE - ***

FORCE (METER , TON*METER , TON)

MEMBER	L	CASE (1)				CASE (2)				CASE (3)		
		M	S	N	M	S	N	M	S	N		
48- 49	0.000	0.000	1252.506	-3271.570	0.000	511.657	-2528.921	0.000	924.221	-3104.741		
49- 48	2.000	2505.013	1252.506	-3421.570	1023.314	511.657	-2678.921	1848.442	924.221	-3254.741		
49- 50	0.000	2505.013	385.298	-5464.184	1023.314	-115.932	-4428.035	1848.442	83.742	-5308.500		
50- 49	2.000	3275.609	385.298	-5614.184	791.449	-115.932	-4578.035	2015.926	83.742	-5458.500		
50- 51	0.000	3275.609	-29.725	-7593.578	791.449	-120.815	-6547.582	2015.926	-118.853	-7604.969		
51- 50	2.000	3216.159	-29.725	-7743.578	549.820	-120.815	-6697.582	1778.220	-118.853	-7754.969		
51- 52	0.000	3216.159	-137.672	-9860.480	549.820	55.821	-8870.902	1778.220	-80.443	-10064.730		
52- 51	2.000	2940.814	-137.672	-10010.480	661.461	55.821	-9020.902	1617.334	-80.443	-10214.730		
52- 53	0.000	2940.814	-161.714	-12155.566	661.461	79.558	-11176.488	1617.334	-80.024	-12502.906		
53- 52	12.000	1000.245	-161.714	-13055.566	1616.157	79.558	-12076.488	657.051	-80.024	-13402.906		
53- 54	0.000	1000.245	-161.714	-13055.566	1616.157	79.558	-12076.488	657.051	-80.024	-13402.906		
54- 53	12.000	-940.328	-161.714	-13955.566	2570.850	79.558	-12976.488	-303.237	-80.024	-14302.906		
54- 55	0.000	-940.328	-161.714	-13955.566	2570.850	79.558	-12976.488	-303.237	-80.024	-14302.906		
55- 54	12.000	-2880.891	-161.714	-14855.566	3525.550	79.558	-13876.488	-1263.512	-80.024	-15202.906		
55- 56	0.000	-2880.891	-161.714	-14855.566	3525.550	79.558	-13876.488	-1263.512	-80.024	-15202.906		
56- 55	12.000	-4821.461	-161.714	-15755.566	4480.246	79.558	-14776.488	-2223.797	-80.024	-16102.906		
56- 57	0.000	-4821.461	-161.714	-15755.566	4480.246	79.558	-14776.488	-2223.797	-80.024	-16102.906		
57- 56	12.000	-6762.035	-161.714	-16655.566	5434.937	79.558	-15676.488	-3184.084	-80.024	-17002.906		
57- 58	0.000	-6762.035	-161.714	-16655.566	5434.937	79.558	-15676.488	-3184.084	-80.024	-17002.906		
58- 57	11.900	-8686.434	-161.714	-17548.066	6381.680	79.558	-16568.988	-4136.367	-80.024	-17895.406		
58- 59	0.000	-8686.434	-161.714	-18253.066	6381.680	79.558	-17273.988	-4136.367	-80.024	-18600.406		
59- 58	10.100	-10319.746	-161.714	-19010.566	7185.215	79.558	-18031.488	-4944.605	-80.024	-19357.906		

*** RANDE-BRDIGE - TOWER CONCRETE - ***

FORCE (METER , TON*METER , TON)

CASE (4)

MEMBER	L	M	S	N
48- 49	0.000	0.000	351.986	-2564.756
49- 48	2.000	733.971	381.986	-2714.756
49- 50	0.000	733.971	-353.484	-4409.402
50- 49	2.000	57.002	-323.484	-4559.402
50- 51	0.000	57.002	-533.044	-6346.555
51- 50	2.000	-979.086	-503.044	-6496.555
51- 52	0.000	-979.086	-460.364	-8485.973
52- 51	2.000	-1869.814	-430.364	-8635.973
52- 53	0.000	-1869.814	-317.079	-10650.238
53- 52	12.000	-4594.762	-137.079	-11550.238
53- 54	0.000	-4594.762	-137.079	-11550.238
54- 53	12.000	-5159.711	42.921	-12450.238
54- 55	0.000	-5159.711	42.921	-12450.238
55- 54	12.000	-3564.656	222.921	-13350.238
55- 56	0.000	-3564.656	222.921	-13350.238
56- 55	12.000	190.393	402.921	-14250.238
56- 57	0.000	190.393	402.921	-14250.238
57- 56	12.000	6105.437	582.921	-15150.238
57- 58	0.000	6105.437	582.921	-15150.238
58- 57	11.900	14104.273	761.421	-16042.738
58- 59	0.000	14104.273	902.421	-16747.738
59- 58	10.100	23983.801	1053.921	-17505.238

注) ケース(4)については部材断面力として 1 / 1.7 倍した値を使用する。

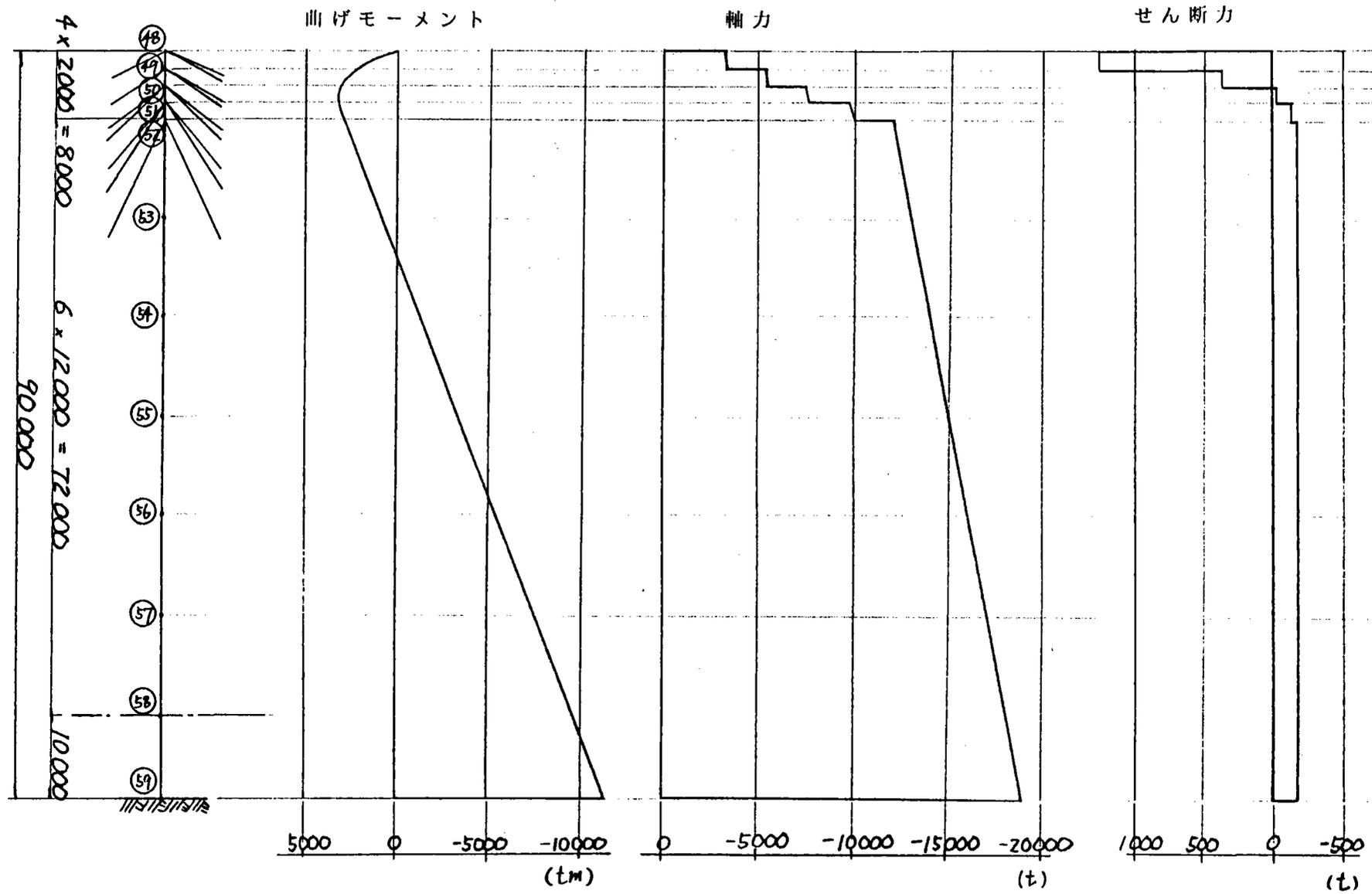
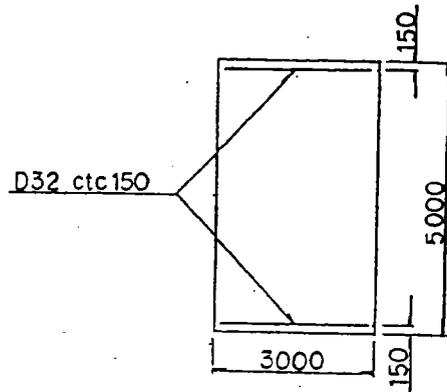


図-2.2.3 断面計算結果 (活荷重中央径間載荷時)

応力度計算結果

*** 鉄筋コンクリート応力度 ***

検討 CASE		地震時		活荷重時	
		1 矩 形	2 矩 形	1 矩 形	2 矩 形
断 面 力	曲げモーメント (tm)	11992.00	5160.000		
	軸 力 (t)	8753.00	9506.00		
	軸力作用位置 (m)	2.500	2.500		
	せん断力 (t)	0.00	0.00		
断面 形	部 材 高 (m)	5.000	5.000		
	部 材 幅 (m)	3.000	3.000		
配筋 位置	横 方 向				
	1 段 目 (m)	0.150	0.150		
	2 段 目 (m)	4.850	4.850		
配筋 量	横 方 向				
	1 段 目 (cm**2)	158.840	158.840		
	2 段 目 (cm**2)	158.840	158.840		
断 面 効 績	有断 面				
	コンクリート (m**2)	10.989	15.000		
	鉄 筋 (m**2)	317.68	317.68		
諸 値	図 心 軸 (m)	1.862	2.500		
	中 立 軸 (m)	3.661	6.520		
応 力 度	コリ ンク ト				
	上 側 (kg/cm**2)	155	100		
	下 側 (kg/cm**2)	0	23		
	鉄 筋				
上 側 (kg/cm**2)	2237	1463			
下 側 (kg/cm**2)	-757	384			
せ ん 断 (kg/cm**2)	0.0	0.0			
許容応力度		$\sigma_{ca}(19/2)$	225	150	
		$\sigma_{sa}(19/2)$	3000	1800	



$$\begin{cases} \sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{sy} = 3500 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

2.3 主塔終局耐力の算定

2.2で断面決定された鋼製ならびに鉄筋コンクリート製の主塔の各々に対して、終局耐力計算を行う。

終局耐力の算定は、鋼主塔の場合には、FEM座屈解析および軸力と曲げを受ける部材の終局耐力計算により行い、鉄筋コンクリート主塔の場合には、 $M-N$ 相関図（断面が終局耐力に達したときの、曲げモーメントと軸力の関係）に依るが、鋼主塔における座屈解析に対応するものとして、長柱の場合の耐力低減係数を使用した検討を併せて行うこととする。

(1) 鋼主塔の耐荷力計算

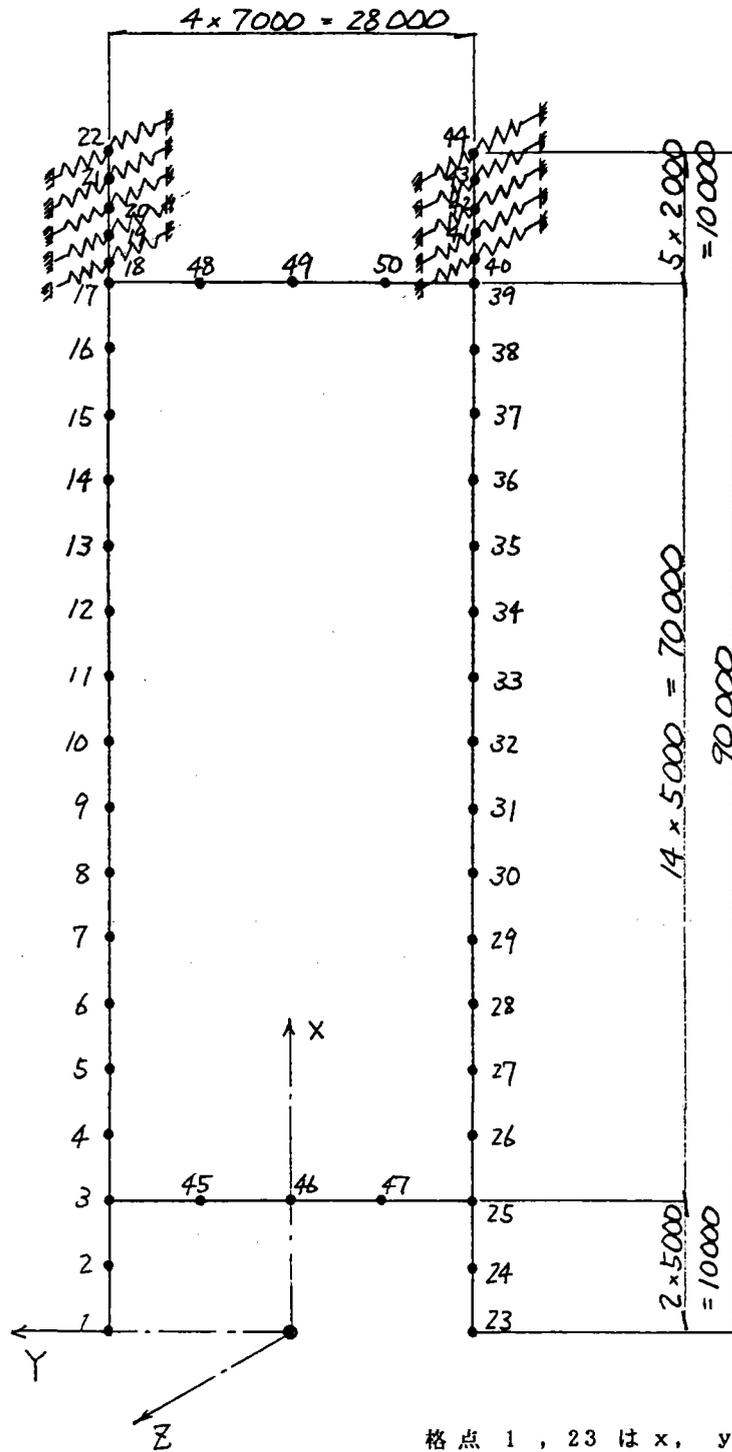
FEM座屈解析および軸力と曲げを受ける部材の終局耐力計算を行い、鋼主塔に対する耐荷力を算定する。

1) FEM座屈解析

主塔を取出して、3次元FEM解析により座屈耐力を計算する。

解析は、次ページに示す節点50の3次元骨組モデルを対象として行い、境界条件として主塔基部で変位並びに回転を拘束するほか、ケーブル定着格点において主塔面外方向にバネ固定する。バネ定数としては、ケーブルの伸び剛性を用いて換算したものを使用する。

初期荷重状態として、2.2で求めた活荷重中央径間載荷時にケーブルから導入される水平力および鉛直力を作用させ、座屈時固有値を計算することにより、活荷重に対する安全率を求めた。



格点 1, 23 は x, y, z 方向変位および x, y, z 軸まわりの回転の全てを拘束する。

図-2.3.1 解析モデル

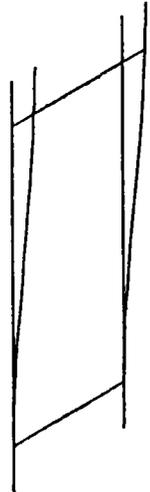
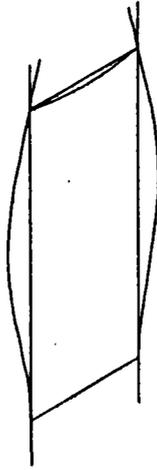
次数	第 1 次	第 2 次	第 3 次
固有值	2.672	8.487	9.637
座 屈 毛 — 下 图	 <p>(主塔面内)</p>	 <p>(主塔面内)</p>	 <p>(主塔面外)</p>

图-2.3.2 座屈解析结果

2) 曲げ破壊終局耐力の検討

鋼構造物設計指針「7. 2. 3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の終局限界状態の照査」により、鋼主塔の耐荷力に対する安全率を求める。安全率の算出については、後述の鉄筋コンクリート主塔の耐荷力計算の項に対応させるため、

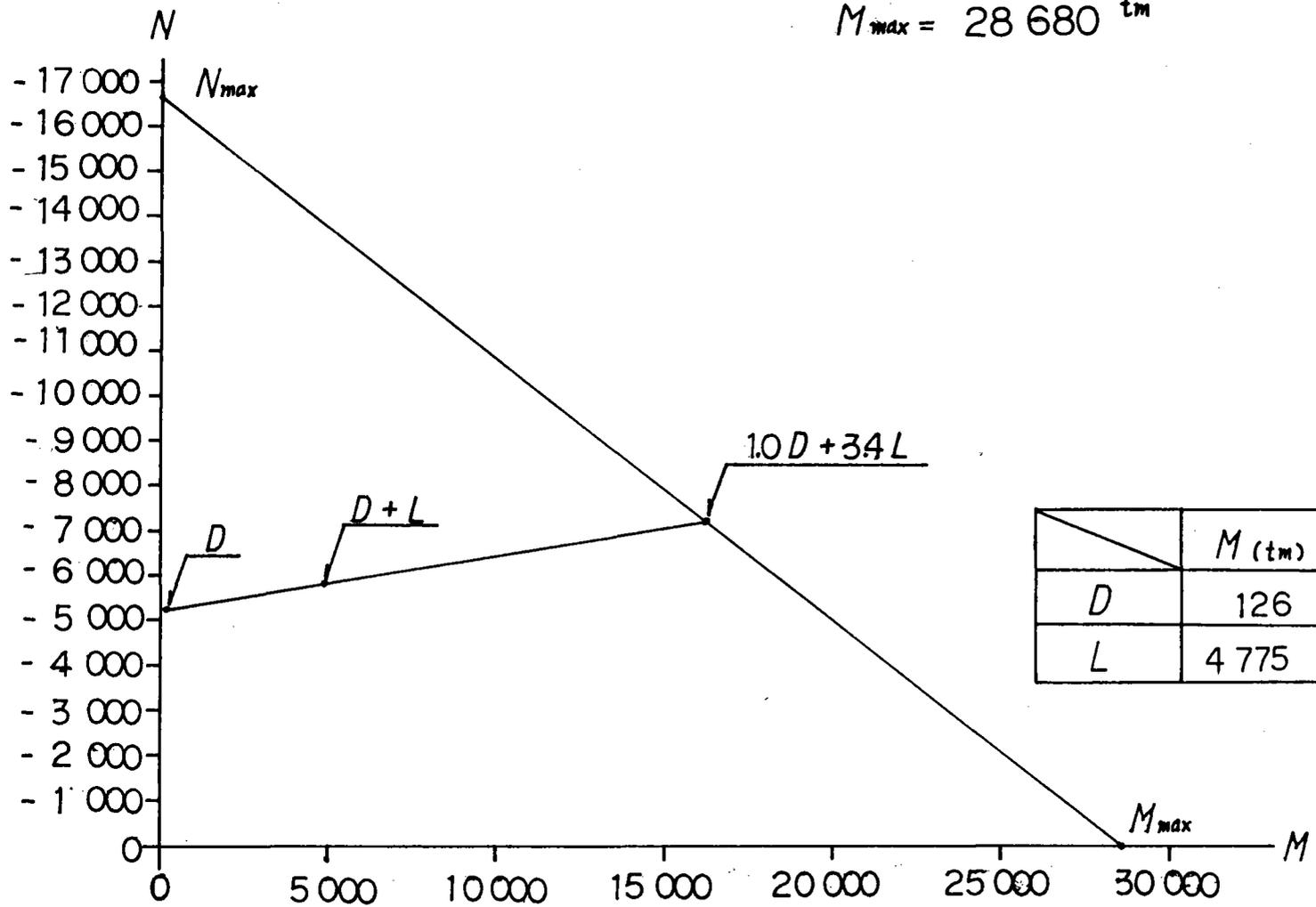
$$1. 0D + \alpha L \quad (\alpha : \text{安全率})$$

で計算する。検討は、応力的に最も厳しい主塔下端において行い、安全率として3. 4が得られた(次ページ)。

$\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$

$N_{max} = -16530 \text{ t (壓縮)}$

$M_{max} = 28680 \text{ tm}$



	M (tm)	N (t)
D	126	-5142
L	4775	-671

圖-2.3.3 M-N相關圖 (活荷重中央徑間載荷時)

(2) 鉄筋コンクリート主塔の耐荷力計算

主塔下端断面に対し、M-N相関図によってコンクリート主塔の耐荷力の検討を行う。

1) 曲げ破壊耐力に対する検討

平面解析より求められた断面力とM-N相関図を用いて安全率を求める。次ページ以降のM-N相関図によると

活荷重に対して	4.8	(道示では2.5)
地震に対して	1.8	(道示では1.3)

を確保している。なお、一般にコンクリート構造物では、軸力が増加すると曲げ破壊耐力も増加するので、本検討では $1.0D + \alpha L$ 、 $1.0D + \alpha E$ の荷重組合せに対して安全率を算出している。

M-N相関図の算出方法についての概要については後述する。

(計算例は「コンクリート構造の限界状態設計法 岡村 甫 参照)

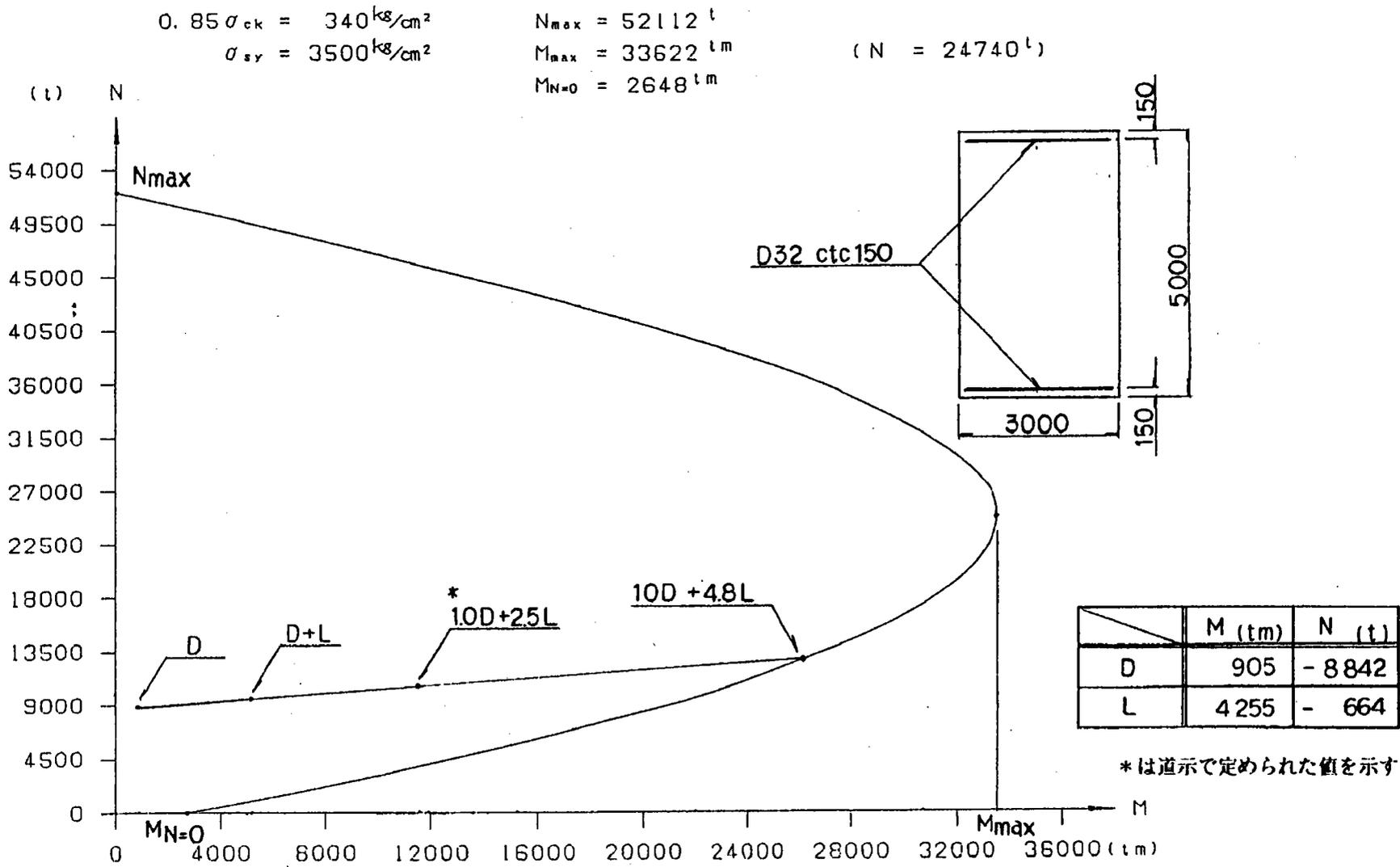


図-2.3.4 M-N相関図 (活荷重中央径間載荷時)

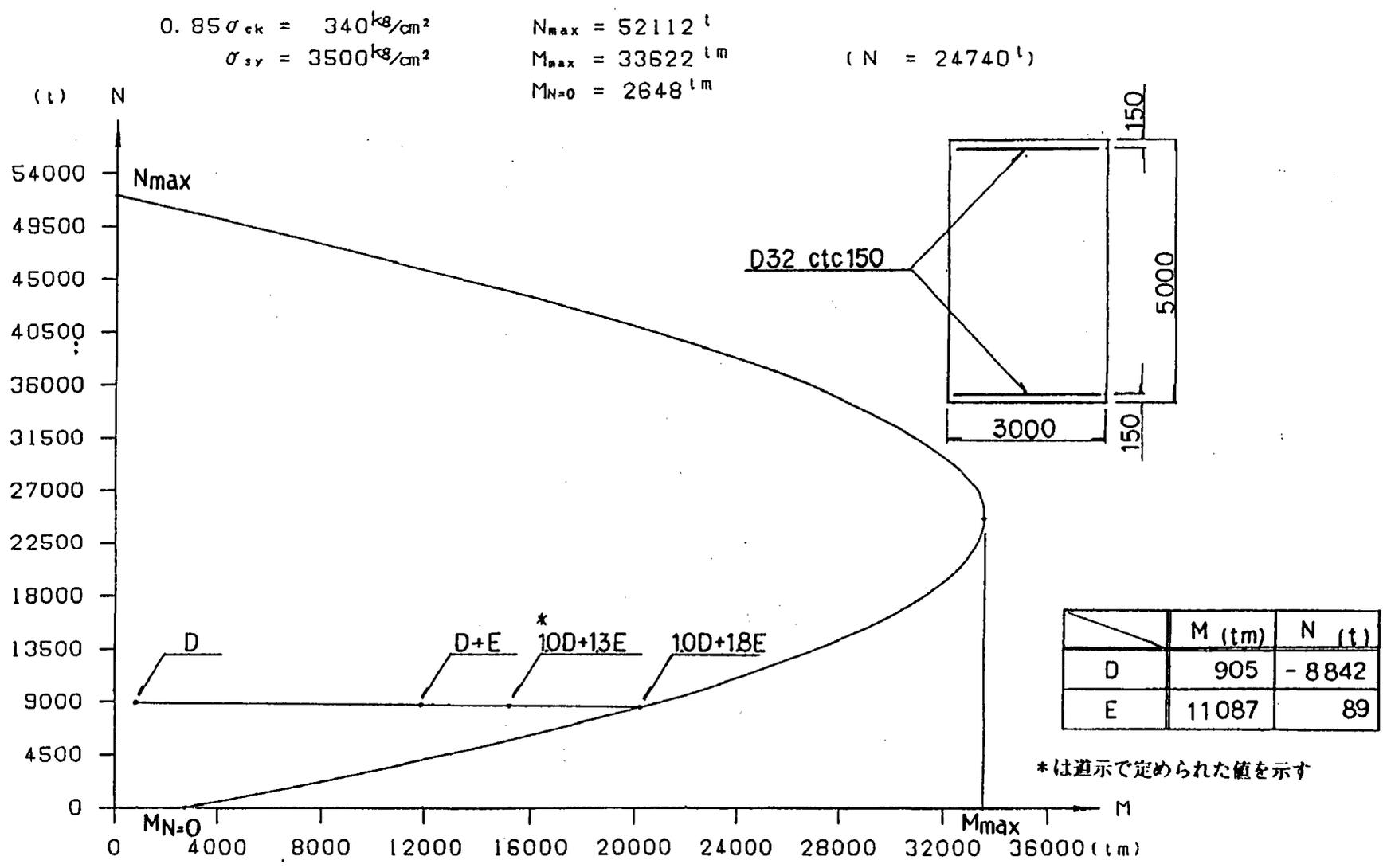
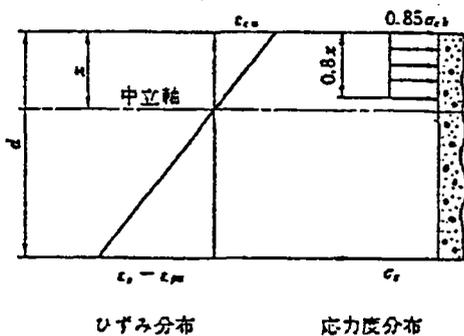


図-2.3.5 M-N相関図(地震時)

部材断面の破壊抵抗曲げモーメント

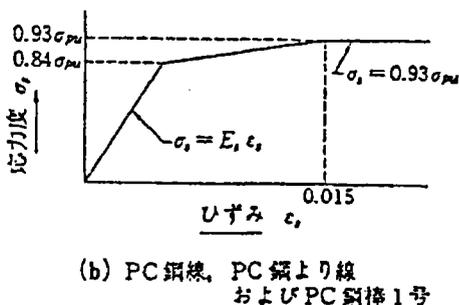
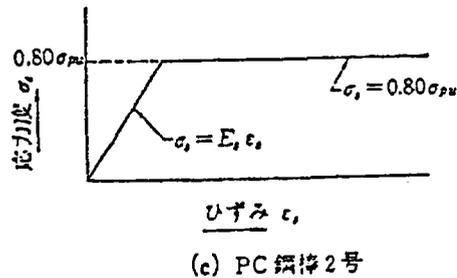
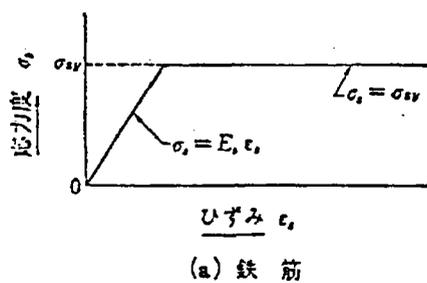
- (1) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、次の規定により算出するものとする。
- 1) 維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
 - 2) コンクリートの引張強度は無視する。
 - 3) コンクリートの圧縮応力度の分布は、図-2.4.2のとおりとする。ただし、断面形状が特殊な場合は、図-2.4.4の応力度—ひずみ曲線によりコンクリートの圧縮応力度を算出するものとする。
 - 4) 鋼材の応力度—ひずみ曲線は、図-2.4.3のとおりとする。



ここに、

- ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)
- ϵ_s : 鋼材のひずみ
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)
- σ_s : 鋼材の応力度 (kg/cm²)
- d : 部材断面の有効高 (cm)
- x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (cm)
- ϵ_{ps} : 有効プレストレス力によるPC鋼材のひずみ

図-2.4.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみおよび応力度の分布



ここに、

- σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm²)
- σ_{pu} : PC鋼材の引張強さ (kg/cm²)
- σ_s : 鋼材の応力度 (kg/cm²)
- E_s : 鋼材のヤング係数 (kg/cm²)
- ϵ_s : 鋼材のひずみ

図-2.4.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の鋼材の応力度—ひずみ曲線

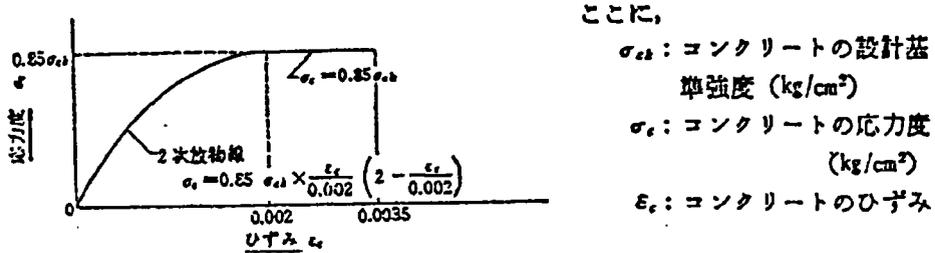


図-2.4.4 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の
コンクリートの応力度-ひずみ曲線

- (2) 部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の破壊抵抗曲げモーメントは、終局荷重作用時の軸方向力が作用する場合について(1)項の規定により算出するのを原則とする。
- (3) プレストレストコンクリート部材において、PC鋼材とコンクリートの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントは、(1)項または(2)項の規定により算出する値の70%とする。

(1) 破壊抵抗曲げモーメントを算出するためには、断面内のひずみ分布を求めこれからコンクリートの応力度の分布および鋼材図心の応力度を求める必要がある。このために、1)にひずみ分布、2)および3)にコンクリートの応力度分布、および4)に鋼材の応力度-ひずみ曲線をそれぞれ規定した。

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの算出にあたっては一般に次の2つの条件式を用いることができる。

$$N = C - T \dots\dots\dots (解 2.4.1)$$

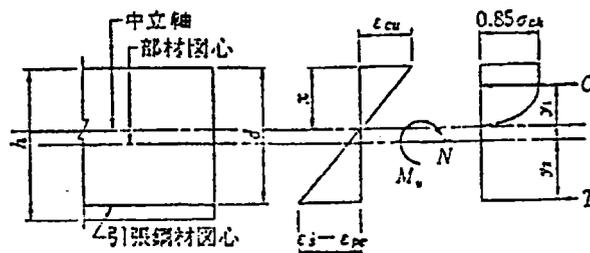
$$\frac{x}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - x}{\epsilon_s - \epsilon_{ps}} \dots\dots\dots (解 2.4.2)$$

ここに、 T : 鋼材引張力の合力 (kg)
 C : コンクリートの圧縮応力度の合力 (kg)
 N : 軸方向力 (kg)
 $x, \epsilon_{cu}, d, \epsilon_s, \epsilon_{ps}$: 図-2.4.2参照

式(解 2.4.1)は力のつり合条件、式(解 2.4.2)はひずみの適合条件を示すものであり、これらを用いて曲げモーメントのつり合条件を満足する式(解 2.4.3)により破壊抵抗曲げモーメントを算出する(図-解2.4.2参照)。

$$M_u = C \cdot y_1 + T \cdot y_2 \dots\dots\dots (解 2.4.3)$$

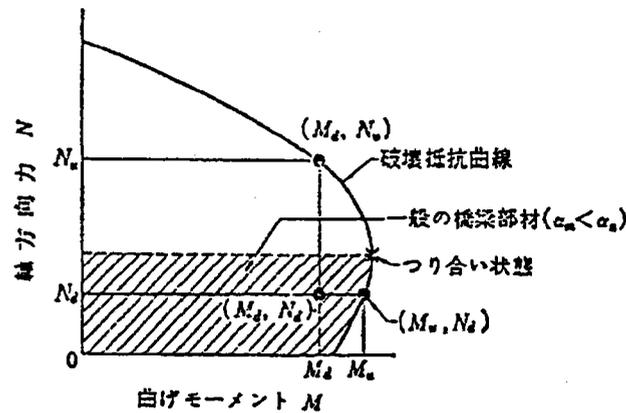
ここに、 y_1, y_2 : 断面図心より C および T までの距離 (cm)



(a) 部材寸法 (b) ひずみ分布 (c) 応力度の分布

図-解 2.4.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の
ひずみの分布および応力度の分布

(2) 軸方向力が作用する部材の破壊抵抗曲げモーメントの値は軸方向力の値により異なり、両者の関係は、図-解2.4.5に示す相関曲線によって表わされる。この図より、軸方向力がつり合い状態の軸方向力をこえると破壊抵抗曲げモーメントの値が減少していくことがわかる。一般の部材では、軸方向力に対する破壊安全度が曲げモーメントに対する破壊安全度よりも大きな値となるため曲げモーメントに対してのみ照査すれば十分である。このため条文では原則として終局荷重作用時の軸方向力が作用する場合について破壊抵抗曲げモーメントを算出するのを原則とした。なお、プレストレス力は部材が破壊する状態では消滅または解放される場合が多いため、一般には軸方向力として考慮しなくてもよい。



$$\left. \begin{aligned} \text{曲げモーメントに対する破壊安全率} \quad \alpha_m &= \frac{M_u}{M_d} \\ \text{軸方向力に対する破壊安全率} \quad \alpha_n &= \frac{N_u}{N_d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 2.4.17)}$$

ここに、 M_u : 終局荷重作用時の曲げモーメント (kg・cm)
 N_u : 終局荷重作用時の軸方向力 (kg)
 M_d : N_d が作用している時の破壊抵抗曲げモーメント (kg・cm)
 N_d : M_d が作用している時の破壊抵抗軸方向力 (kg)

図-解 2.4.5 曲げモーメントと軸方向力の相関曲線

終局荷重作用時の荷重の組合せは、次のとおりとする。

- (a) $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
- (b) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
- (c) $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$
- (d) $1.3 \times (\text{死荷重} + \text{地震の影響})$
- (e) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 1.3 \times (\text{地震の影響})$

2) 近似式による長柱の耐荷力に対する検討

「コンクリート標準示方書・解説49条 長柱（土木学会、昭和55年）」に準じて、長柱の耐荷力に対する検討を行う。

・長柱の場合の耐力低減係数の算出

$$\begin{aligned}\alpha &= 1.45 - 0.03 (h_e/d) \\ &= 1.45 - 0.03 (0.7 * 90 / 3) \\ &= 0.82\end{aligned}$$

ここで h_e : 柱の有効高さ
 d : 柱の最小寸法

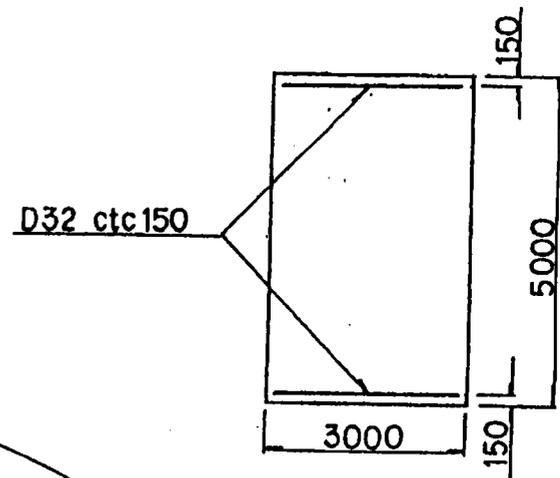
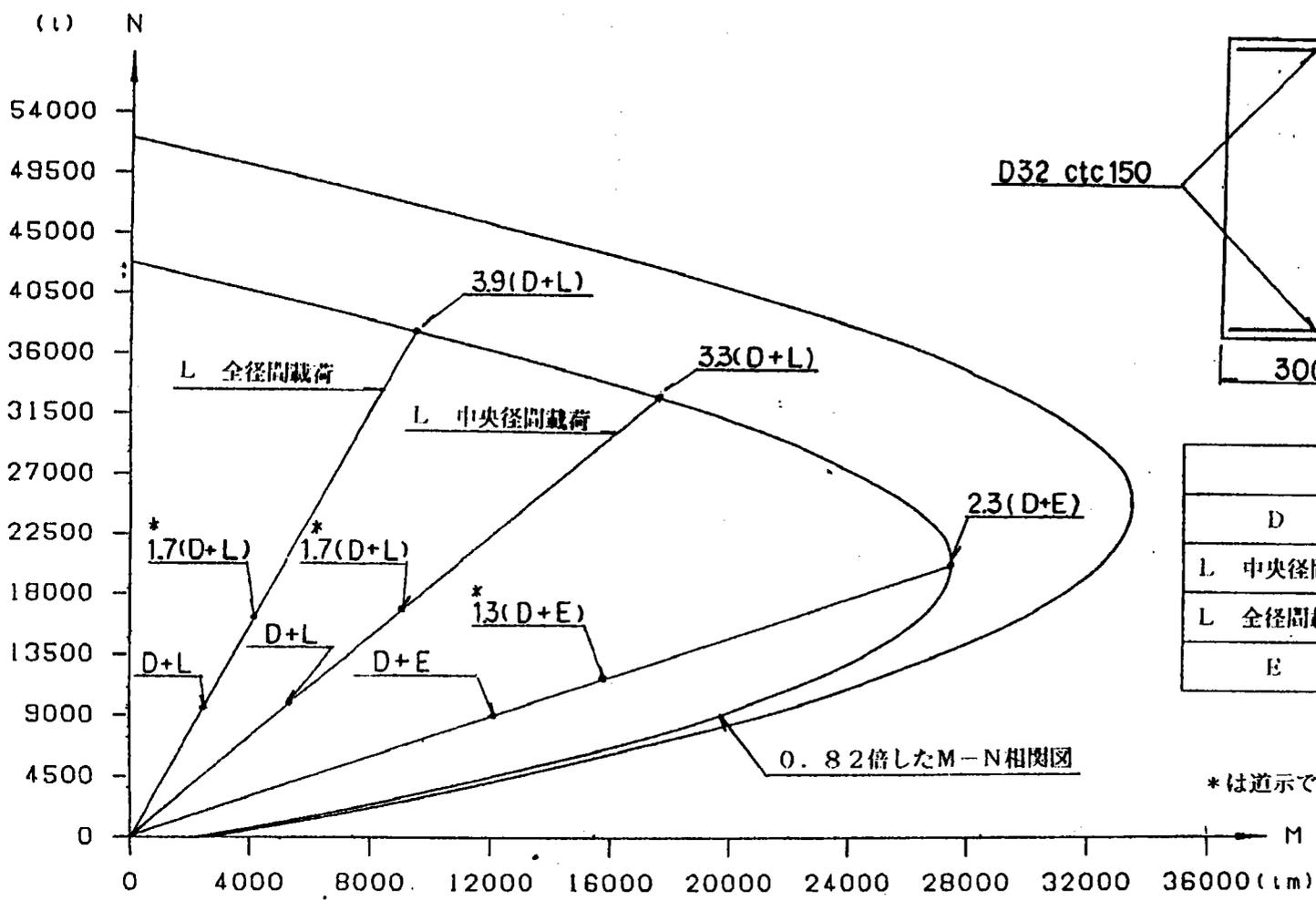
上記の耐力低減係数を軸力、曲げモーメントの両方に乗じたM-N相関図を用いて、安全率を求める。次ページの図によると

活荷重（中央径間載荷）	に対して	3.3	（道示では1.7）
活荷重（全径間載荷）	に対して	3.9	（道示では1.7）
地震	に対して	2.3	（道示では1.3）

を確保している。なお、本検討においては圧縮力に着目しているので、 $\alpha (D+L)$ 、 $\alpha (D+E)$ の荷重組合せに対して安全率 α を算出している。

なお、「コンクリート標準示方書（昭和61年制定）」においては、荷重係数が明確でないため、道示と比較する意味で、今回の検討では道示の材料定数を用いた。

$0.85\sigma_{ck} = 340 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{xy} = 3500 \text{ kg/cm}^2$



	M (tm)	N (t)
D	905	-8842
L 中央径間載荷	4255	-664
L 全径間載荷	1568	-837
E	11087	89

*は道示で定められた値を示す。

図-2.3.6 M-N相関図 (近似式による長柱に対する値)

2.4 まとめ

本検討は、主塔を鋼製とした場合と鉄筋コンクリート製とした場合のそれぞれについて、主塔の耐荷力を調べたものである。その際、終局耐力に至る要因としては、座屈と曲げ圧縮破壊の2つが考えられる。ここでは、RANDE橋を対象に平面解析した結果得られた断面力ならびに断面構成に対し、上記2つの要因による終局耐力計算を行い、鋼製主塔と鉄筋コンクリート製主塔との耐荷力を比較した。ただし、鉄筋コンクリート製主塔における座屈耐力に相当するものとして、長柱の場合の耐力低減係数を用いたM-N相関図による耐荷力を使用した。

	終局耐力に対する安全率	
	鋼主塔	鉄筋コンクリート主塔
座 屈	2.7 (ケース1)	3.3 (ケース1) 2.3 (ケース2)
曲 げ 圧縮破壊	3.4 (ケース1)	4.8 (ケース1) 1.8 (ケース2)

- ケース1 : 活荷重中央径間載荷時
- ケース2 : 地震時

上表における安全率 α は、座屈耐力が α (死荷重+活荷重) を意味しているのに対し、曲げ破壊耐力では 死荷重+ α (活荷重) となるため、数値を直接比較することはできないが、斜張橋のように死荷重が卓越する橋梁においては、鋼主塔、鉄筋コンクリート主塔とも曲げ圧縮破壊による終局耐力が厳しいことが見てとれる。また、鉄筋コンクリート主塔の場合には、地震時に終局耐力に対する安全率が小さくなり、注意が必要である。

第3章 複合斜張橋のクリープ、乾燥収縮の影響

3. 1 解析の目的

複合斜張橋の形式では、側径間にコンクリート桁が、中央径間に鋼桁が用いられ、コンクリートがカウンターウェイトとしての役割を担うものである。

側径間コンクリート桁は、スパンが大きくなるとPC構造を採用し、桁内にプレストレス力が導入される。

また、タワーは圧縮部材であることから、コンクリート製が一般的であるが、鋼製の場合もある。

このような複合部材からなる構造物においては、それぞれの材料の特性が構造物全体に与える影響を把握し、設計に反映させなければならない。

ここでは、実橋に近いモデルを設定し、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮が複合斜張橋に与える影響を調べ、鋼桁及びタワーの断面力、変形量を計算する。

3. 2 クリープ解析理論

理論一般

クリープ解析の考え方は、回復クリープを考慮するか否かにより大きく2種類に分けられる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{回復クリープを考慮しない} \text{ ————— } \text{Dischinger の式} \\ \text{回復クリープを考慮する} \text{ ————— } \left\{ \begin{array}{l} \text{Risch の式} \\ \text{Trost の式} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

(1) Dischinger の基本式

$$\epsilon_b(t) = \frac{\sigma_b(t)}{E_b} + \int_0^t \frac{\sigma_b(\tau)}{E_b} \frac{d\varphi(\tau)}{d\tau} d\tau + \epsilon_s(t) \text{ ————— (1)}$$

- $\epsilon_b(t)$: 時刻 t におけるコンクリートひずみ
- $\sigma_b(\tau)$: " " コンクリート応力
- $\varphi(t)$: " " クリープ係数
- $\epsilon_s(t)$: " " 乾燥収縮度
- E_b : コンクリートの弾性係数

(1) 式の右辺第1項は弾性ひずみ、第2項はクリープひずみ、第3項は乾燥収縮ひずみである。コンクリートの弾性係数 E_b は、時間に無関係な一定値と仮定している。

(1) 式を $0 \sim t$ 時刻までに発生するひずみ式に量をかえるために、 $\tau = 0$ における載荷によって生じたひずみ、応力を ϵ_{b0} 、 σ_{b0} とし、 $\tau = t$ までに生じたひずみ、

< 2回目以降積分 >

$$\Delta \varepsilon_{kts}^{(k)} = \frac{\Delta \sigma_{kts}^{(k)}}{E_b} \left(1 + \phi_v + \frac{\Delta \phi_f}{2} \right) + \frac{(\sigma_{b0} + \sigma_{b0}^* + \sum_{i=1}^{k-1} \Delta \sigma_{kts}^{(i)})}{E_b} \cdot \Delta \phi_f + \Delta \varepsilon_s \quad (12)$$

遅れ弾性ひずみは、その時載荷された外力により生じたひずみ σ_{b0}^*/E_b のみに
よって生じ、フローひずみはその時点でコンクリートに持続して作用しているひずみ
($\sigma_{b0} + \sigma_{b0}^* + \sum_{i=1}^{k-1} \Delta \sigma_{kts}^{(i)}$) / E_b に関係している。

また、同様にして仮想弾性係数 E_ϕ , 仮想クリープ係数 $\Delta \phi$ をそれぞれ (13), (15)
のように定義すると、

< 1回目積分 >

$$\left. \begin{aligned} E_\phi &= \frac{E_b}{1 + \phi_v} \\ \Delta \phi &= \frac{\phi_v}{1 + \phi_v} \end{aligned} \right\} \text{-----} (13)$$

$$\Delta \varepsilon_{kts}^{(1)} = \frac{\Delta \sigma_{kts}^{(1)}}{E_\phi} + \frac{\sigma_{b0}^*}{E_\phi} \cdot \Delta \phi \quad (14)$$

< 2回目以降積分 >

$$\left. \begin{aligned} E_\phi &= \frac{E_b}{1 + \phi_v + \frac{\Delta \phi_s}{2}} \\ \Delta \phi &= \frac{\Delta \phi_f}{1 + \phi_v + \frac{\Delta \phi_f}{2}} \end{aligned} \right\} \text{-----} (15)$$

$$\Delta \varepsilon_{kts}^{(k)} = \frac{\Delta \sigma_{kts}^{(k)}}{E_\phi} + \frac{(\sigma_{b0} + \sigma_{b0}^* + \sum_{i=1}^{k-1} \Delta \sigma_{kts}^{(i)})}{E_\phi} \cdot \Delta \phi + \Delta \varepsilon_s \quad (16)$$

(2) Rjisch の基本式

Rjisch らは Dischinger の基本式を基にして回復クリープを考慮している。Dischinger の拡張理論である。クリープひずみをフローひずみと遅れ弾性ひずみとに分離し、遅れ弾性ひずみが通常の弾性ひずみと同様に瞬時に生じるとして解析を行っている。実際には、遅れ弾性ひずみは時間とともに進行するものであるが、フローひずみに比べ進行の度合いは早く、瞬時に生じると仮定しても一般にはそれほど大きな誤差は生じないことを確かめている。

(3) 式をRjisch らの考え方 ($\varphi(t) = \varphi_v + \varphi_f(t)$) により書き直すと、

$$\begin{aligned} \epsilon_{kts}(t) = & \frac{\sigma_{kts}(t)}{E_b} (1 + \varphi_v) + \frac{\sigma_{b0}}{E_{b0}} (\varphi_v + \varphi_f(t)) \\ & + \int_0^t \frac{\sigma_{kts}(\tau)}{E_b} \frac{d\varphi_f(\tau)}{d\tau} d\tau + \epsilon_s(t) \end{aligned} \quad (9)$$

さらに、(5) 式は、

$$\epsilon_{kts}(t) = \frac{\sigma_{kts}(t)}{E_b} \left(1 + \varphi_v + \frac{\varphi_f(t)}{2}\right) + \frac{\sigma_{b0}}{E_b} (\varphi_v + \varphi_f(t)) + \epsilon_s(t) \quad (10)$$

逐次積分の形に書き直す際には、若干の注意が必要である。

つまり、クリープに関する逐次積分を行う前に着目架設段階で載荷される外荷重に対する遅れ弾性の計算をしなければならない。

< 1 回目積分 >

$$\Delta \epsilon_{kts}^{(1)} = \frac{\Delta \sigma_{kts}^{(1)}}{E_b} (1 + \varphi_v) + \frac{\sigma_{b0}^*}{E_b} \cdot \varphi_v \quad (11)$$

応力を $\epsilon_{k+s}(\tau)$, $\sigma_{k+s}(\tau)$ とすると、

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_b(t) &= \epsilon_{b0} + \epsilon_{k+s}(t) \\ \sigma_b(t) &= \sigma_{b0} + \sigma_{k+s}(t) \end{aligned} \right\} \text{----- (2)}$$

(2) 式を (1) 式に代入して、 $\epsilon_{b0} = \sigma_{b0} / E_b$ であることを考慮すると、

$$\epsilon_{k+s}(\tau) = \frac{\sigma_{k+s}(t)}{E_b} + \frac{\sigma_{b0}}{E_b} \varphi(t) + \int_0^t \frac{\sigma_{k+s}(\tau)}{E_b} \frac{d\varphi(\tau)}{d\tau} d\tau + \epsilon_s(t) \text{----- (3)}$$

さらに、応力変化量 $\sigma_{k+s}(t)$ がクリープ係数 $\varphi(t)$ と線形関係にあると仮定すると
(この場合、図 2-3 に示すように、応力変化量、クリープ係数を $0 \sim t$ 時刻内で、直線変化するものと仮定すると)

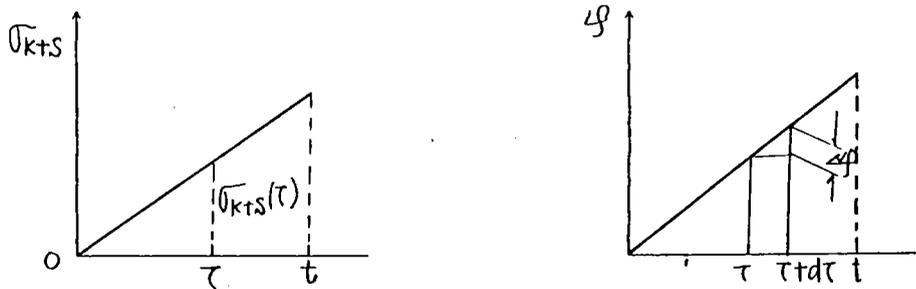


図 2-3 $0 \sim t$ 時刻内の応力、クリープ進行仮定

$$\sigma_{k+s}(\tau) = \frac{1}{t} \cdot \sigma_{k+s}(t) \cdot \tau$$

$$\varphi(\tau) = \frac{1}{t} \cdot \varphi(t) \cdot \tau$$

となるから、

$$\int_0^t \frac{\sigma_{k+s}(\tau)}{E_b} \cdot \frac{d\varphi(\tau)}{d\tau} \cdot d\tau = \int_0^t \frac{\sigma_{k+s}(t)}{E_b \cdot t} \cdot \tau \cdot \frac{\varphi(t)}{t} \cdot d\tau$$

$$= \frac{\overline{\sigma_{k+s}(t)}}{E_b \cdot t^2} \cdot \varphi(t) \int_0^t \tau d\tau = \frac{\overline{\sigma_{k+s}(t)}}{E_b} \cdot \frac{\varphi(t)}{2} \quad (4)$$

(3) 式に (4) を代入して、

$$\varepsilon_{k+s}(t) = \frac{\overline{\sigma_{k+s}(t)}}{E_b} \left(1 + \frac{\varphi(t)}{2}\right) + \frac{\sigma_{b0}}{E_b} \cdot \varphi(t) + \varepsilon_s(t) \quad (5)$$

(5) 式は、図 2, 3 のような仮定のもとに誘導されているため、時刻 t を大きくとると誤差が生じる。そこで、時刻 t を n 等分して、(実際には $\varphi(t)$ を n 等分して)、段階毎に (5) 式を繰り返し用いて、ひずみ応力の値を累加していく方法を取る。

(5) 式を逐次積分の形に書き直すと、

$$\Delta \varepsilon_{k+s}^{(k)} = \frac{\Delta \overline{\sigma_{k+s}}^{(k)}}{E_b} \left(1 + \frac{\Delta \varphi}{2}\right) + \frac{\sigma_{b0} + \sum_{i=1}^{k-1} \Delta \overline{\sigma_{k+s}}^{(i)}}{E_b} \cdot \Delta \varphi + \Delta \varepsilon_s \quad (6)$$

また、仮想弾性係数 E_φ 、仮想クリープ係数 $\Delta \zeta$ を (7) 式のように定義すると、

$$\left. \begin{aligned} E_\varphi &= \frac{E_c}{1 + \frac{\Delta \varphi}{2}} \\ \Delta \zeta &= \frac{\Delta \varphi}{1 + \frac{\Delta \varphi}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$\Delta \varepsilon_{k+s}^{(k)} = \frac{\Delta \overline{\sigma_{k+s}}^{(k)}}{E_\varphi} + \frac{\sigma_{b0} + \sum_{i=1}^{k-1} \Delta \overline{\sigma_{k+s}}^{(i)}}{E_\varphi} \cdot \Delta \zeta + \Delta \varepsilon_s \quad (8)$$

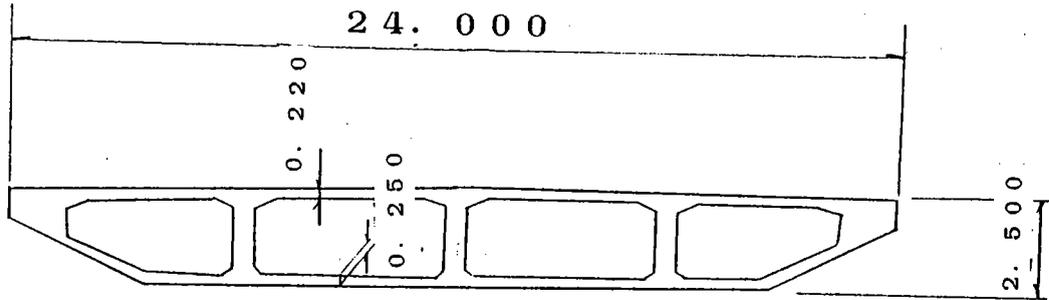
3. 3 複合斜張橋の計算

解析条件

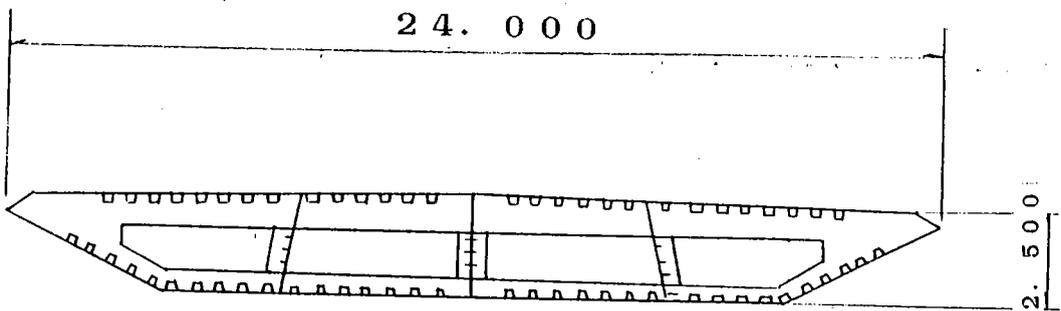
- 1) 解析モデルは、側径間側をコンクリート桁とし、中央径間を鋼床版箱桁とする。
- 2) 断面定数は、既設の実橋を参考とする。
- 3) 側径間のコンクリートは、一度に同時施工するものとし、材令差はないものとする。
- 4) クリープ解析は、Dischinger, Rüs chの理論を用いる。
- 5) 斜材プレストレス力（調整力）は、ケーブルNo.10~18（中央径間）で鋼桁自重をすべて受けもつように決め、側径間のケーブルによりタワーの曲げモーメントを打ち消すような張力とする。
- 6) コンクリート桁と鋼桁の死荷重は、一様に49 t/m と7 t/m（7:1）とする。
- 7) 全クリープ係数
コンクリート桁の材令を6ヶ月とし、斜材を一斉に張り出し架設したものとし、完成後の全クリープは $\varphi = 1.0 \sim 2.4$ まで進行するものとする。
- 8) 解析ケースは次の3つとし、各ケースで用いる条件を示す。
 - ① Case-1・・・側径間部のクリープ、乾燥収縮による影響。
タワーは鋼製とする。
クリープ係数 $\varphi_B = 1.0 \sim 2.4$ （桁）
 - ② Case-2・・・タワー部をコンクリートとし、それによるクリープ、乾燥収縮の影響。
側径間は、非クリープ部材とする。
 $\varphi_T = 1.0 \sim 2.4$ （タワー）
 - ③ Case-3・・・側径間とタワーをコンクリート製とし、クリープ、乾燥収縮の影響。
中央径間のみ鋼製とする。
 $\varphi_B = 1.0 \sim 2.4$
 $\varphi_T = 1.0 \sim 2.4$

乾燥収縮度は 150×10^{-6} とする。

PC桁断面寸法



鋼桁断面寸法



断面定数

(1) 主桁

	断面積(m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)	弾性係数(1/m ²)
鋼 桁	0.8203	0.8388	2.1x10 ⁷
コンクリート桁	18.0100	16.8567	3.5x10 ⁶

※ 平均値を示す

(2) タワー

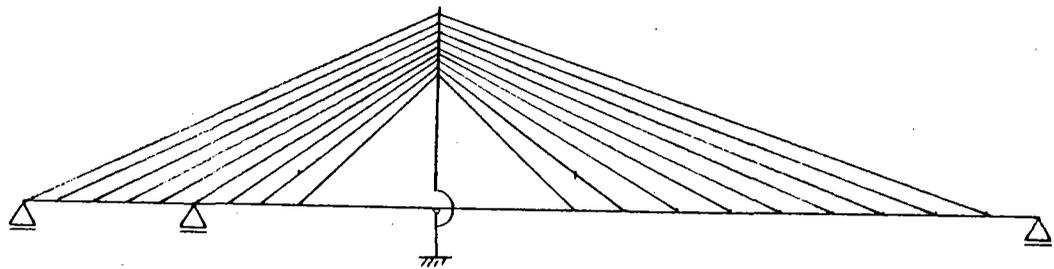
	断面積(m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)	弾性係数(1/m ²)
鋼 桁	1.448	3.4907	2.1x10 ⁷
コンクリート桁	10.136	24.4349	3.0x10 ⁶

※ 平均値を示す

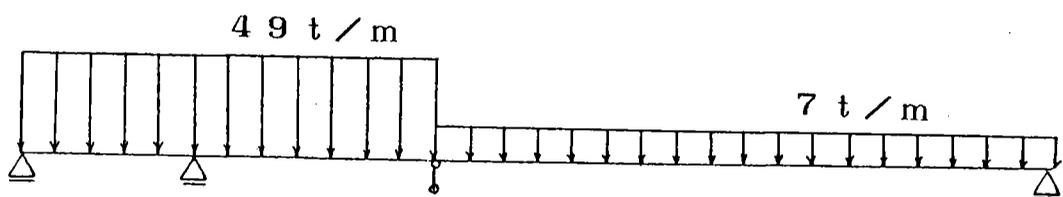
(3) 斜材ケーブル

	断面積(m ²)	弾性係数(1/m ²)
①~④	0.0135	2.0x10 ⁷
⑤~⑧	0.0172	〃
⑨	0.0186	〃
⑩~⑬	0.0172	〃
⑭~⑯	0.0153	〃
⑰	0.0116	〃

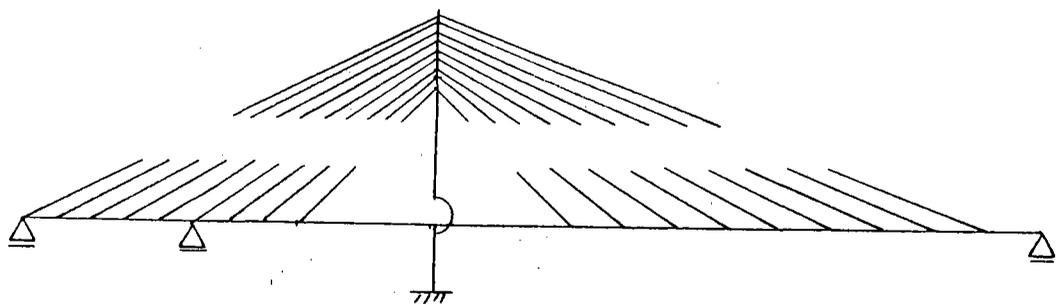
(3) 解析ステップ



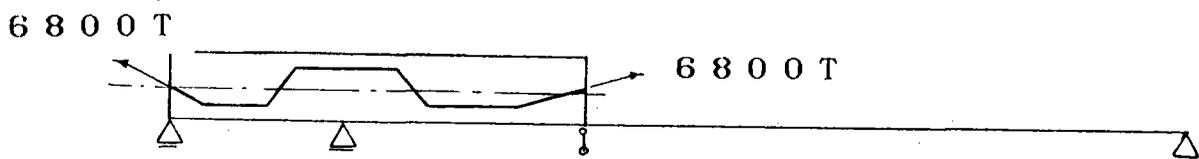
1) STEP 1, 死荷重



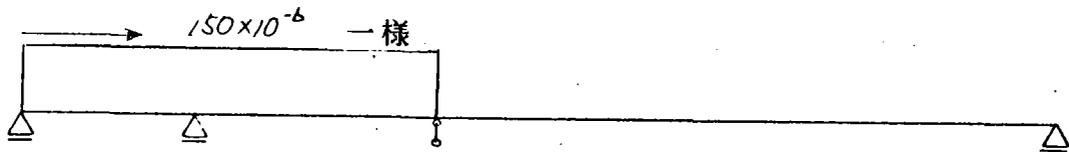
2) STEP 2, 斜材調整力



3) STEP 3, コンクリート桁プレストレス力 (2次力)



4) STEP 4 , 乾燥収縮



5) STEP 5 , 死荷重+斜材プレストレス (STEP 1+2) 弾性

6) STEP 6 , 死荷重+斜材プレストレス クリープ

7) STEP 7 , 死荷重+斜材プレストレス+コンクリート桁プレストレス (2次) 弾性 (STEP 1+2+3)

8) STEP 8 , 死荷重+斜材プレストレス+コンクリート桁プレストレス (2次) 弾性 クリープ

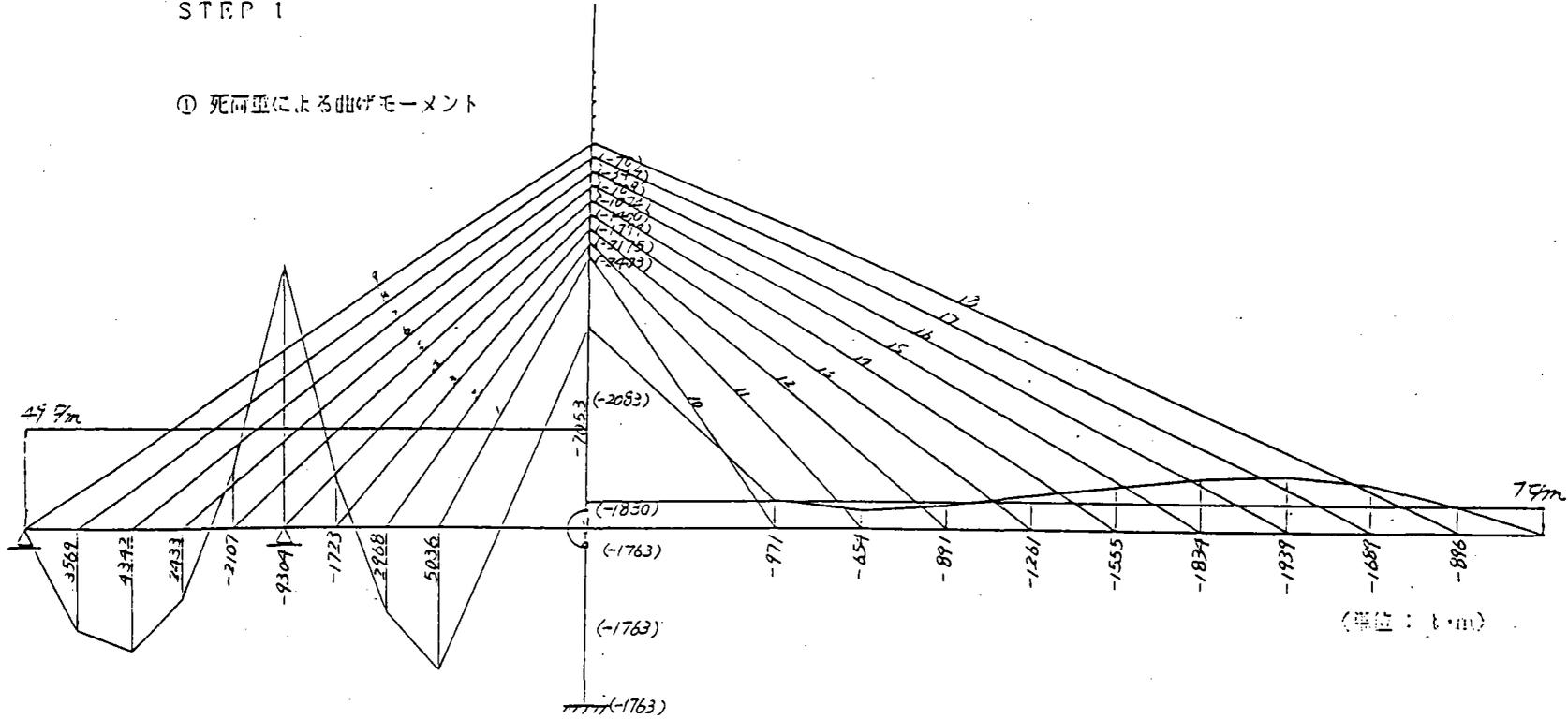
9) Case-2 , タワーのクリープ+乾燥収縮

10) Case-3 , タワーと側径間コンクリートのクリープ+乾燥収縮

Case-1

STEP 1

① 死荷重による曲げモーメント



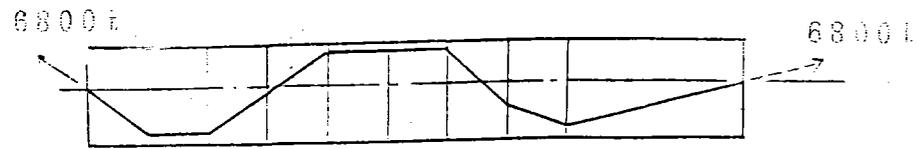
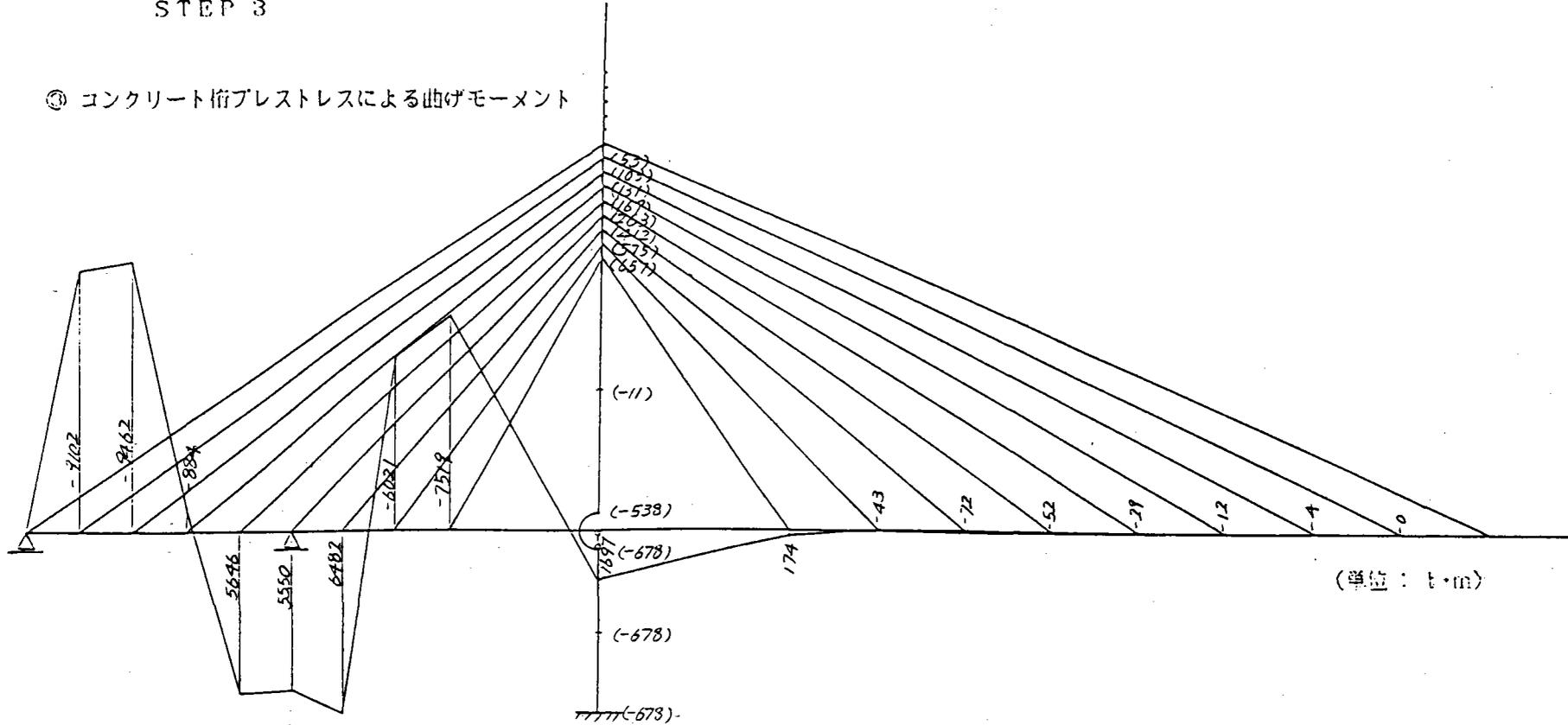
(単位: t·m)

No.	張力	No.	張力
1	238.3	10	109.5
2	233.5	11	109.5
3	213.2	12	166.6
4	204.6	13	209.5
5	279.1	14	223.3
6	299.3	15	263.9
7	306.0	16	309.7
8	298.6	17	353.7
9	307.0	18	308.0

ケーブル張力 (単位: t)

Case-1
STEP 3

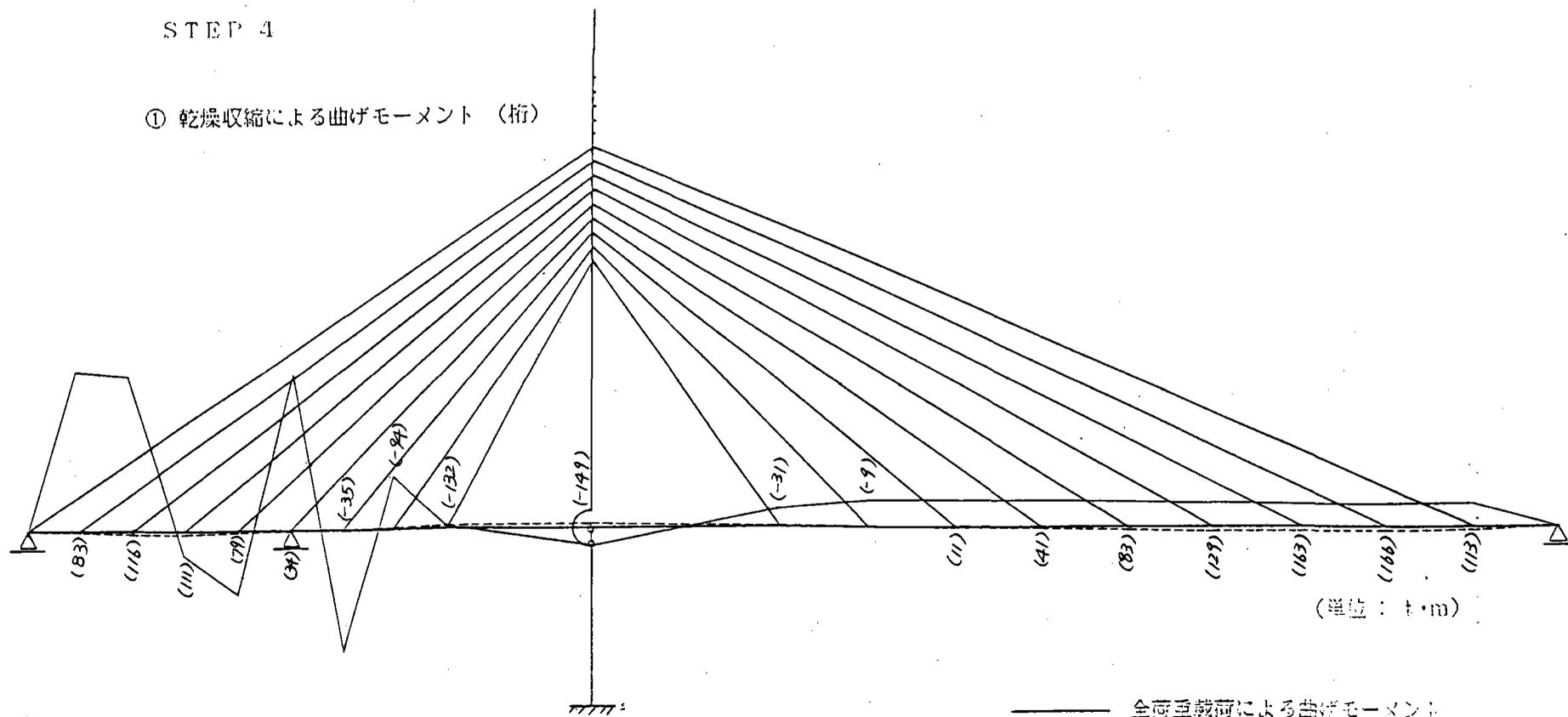
③ コンクリート桁プレストレスによる曲げモーメント



Case-1

STEP 4

① 乾燥収縮による曲げモーメント (桁)



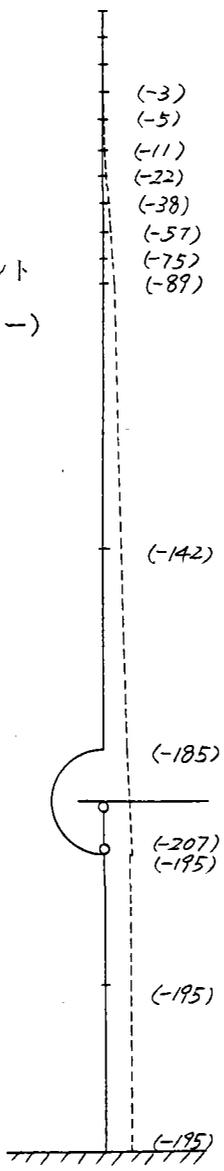
(単位: t・m)

—— 全荷重載荷による曲げモーメント
- - - 乾燥収縮による曲げモーメント

Case-1

STEP 4

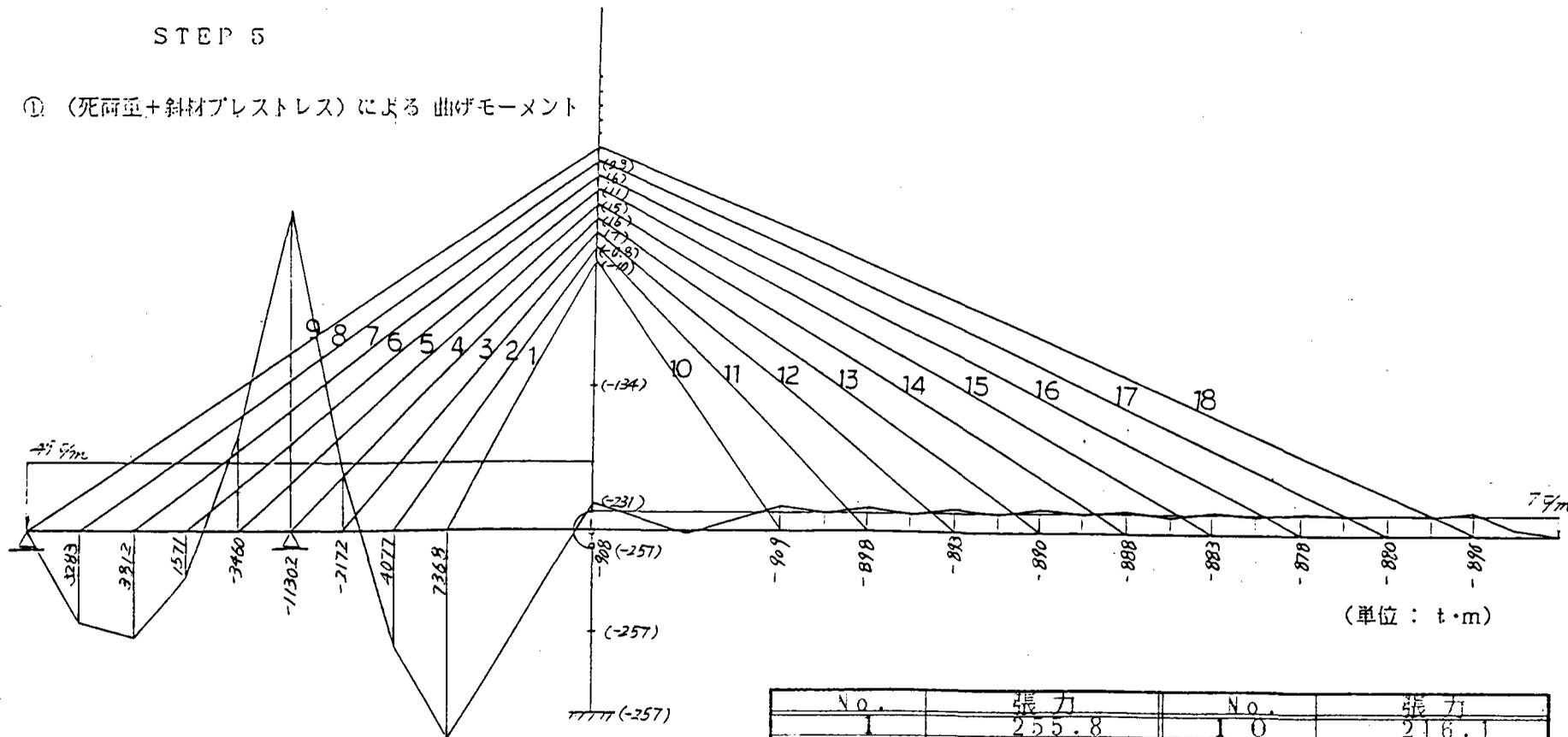
② 乾燥収縮による曲げモーメント
(タワー)



Case-1

STEP 5

① (死荷重+斜材プレストレス) による 曲げモーメント



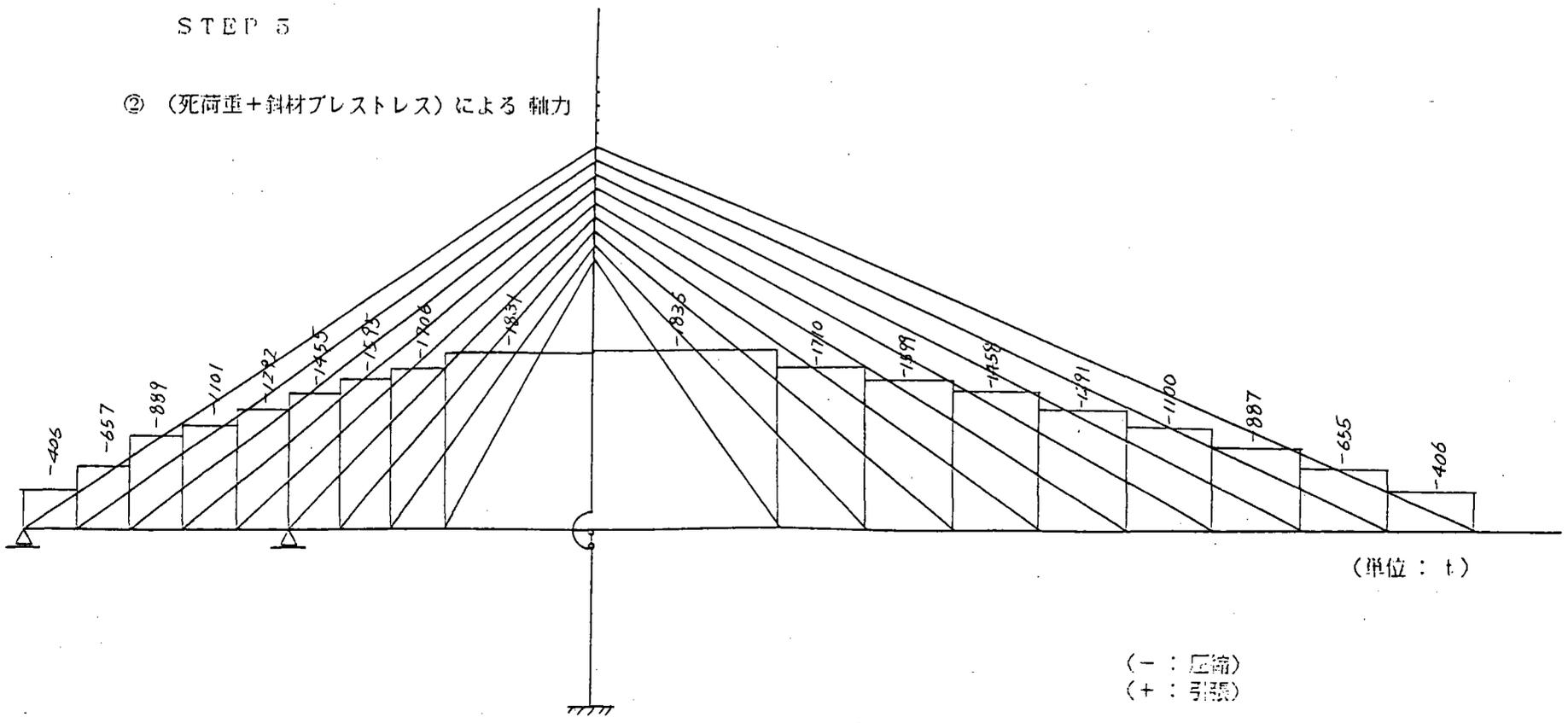
(単位 : t·m)

No.	張力	No.	張力
1	255.8	10	216.1
2	189.8	11	157.9
3	214.7	12	179.6
4	230.7	13	201.0
5	254.9	14	221.7
6	272.9	15	240.5
7	290.2	16	257.4
8	306.4	17	273.2
9	486.1	18	439.5

ケーブル張力 (単位 : t)

Case-1
STEP 5

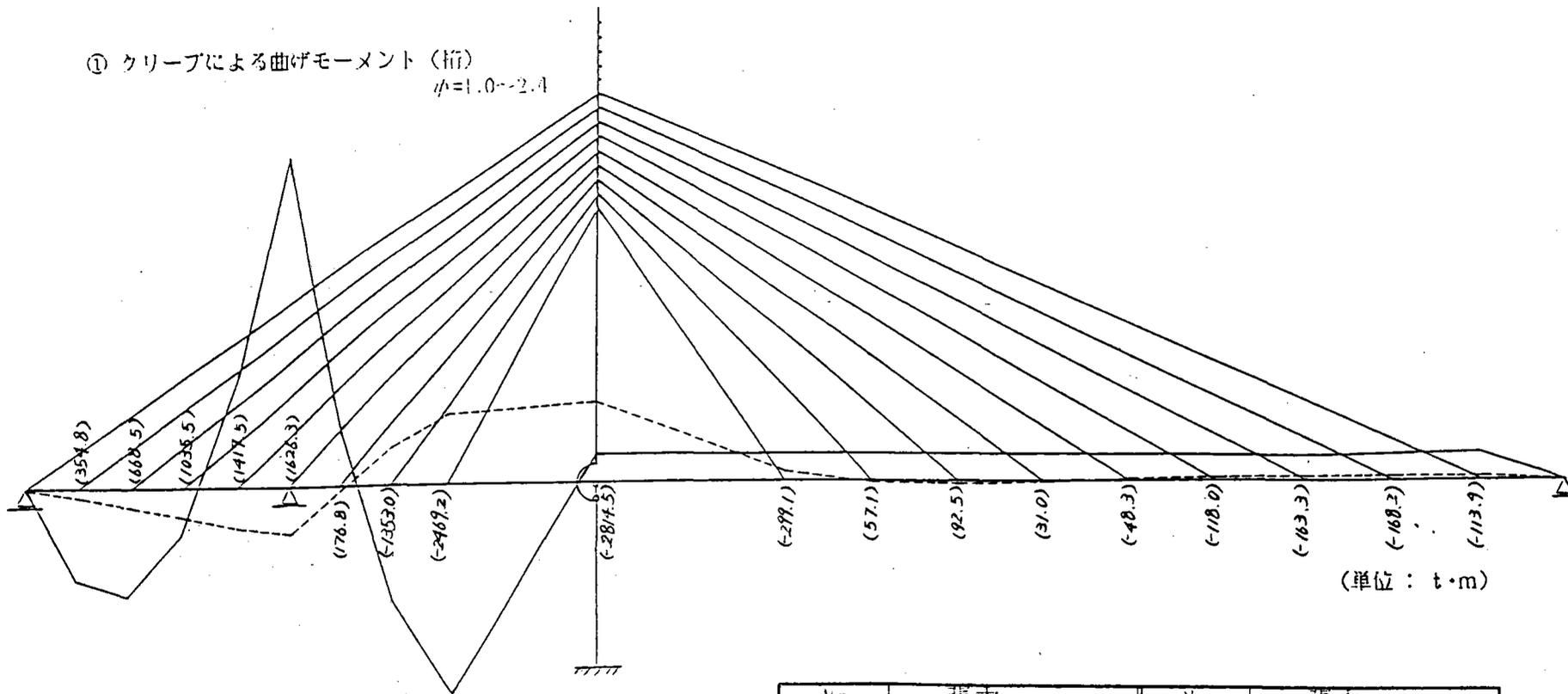
② (死荷重+斜材プレストレス) による軸力



Case-1

STEP 6 (死荷重+斜材プレストレス) 作用時

① クリープによる曲げモーメント (桁)
 $\mu = 1.0 \sim 2.4$



(単位: t·m)

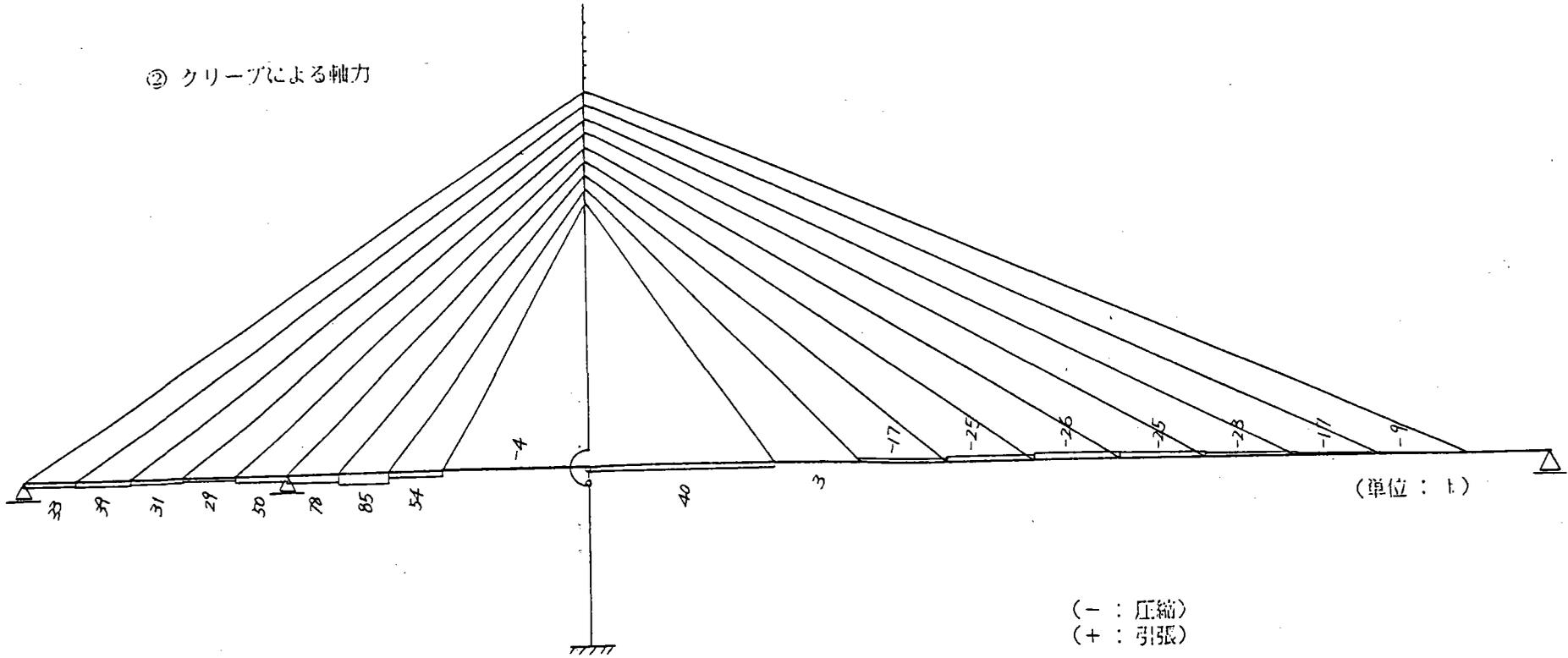
No.	張力	No.	張力
1	375.4 (119.1)	10	152.5 (-63.6)
2	243.3 (53.9)	11	129.5 (-28.1)
3	203.5 (-11.2)	12	169.9 (-9.7)
4	190.4 (-40.3)	13	199.0 (-2.0)
5	227.5 (-27.4)	14	222.9 (-1.2)
6	275.4 (-2.5)	15	243.3 (-3.3)
7	299.0 (-9.4)	16	263.2 (-5.0)
8	298.3 (-7.5)	17	282.3 (-9.1)
9	446.9 (-39.2)	18	449.2 (-9.7)

注: () 内の値はクリープによる張力の増減
 ケーブル張力 (単位: t)

Case-1

STEP 6 (死荷重+斜材プレストレス) 作用時

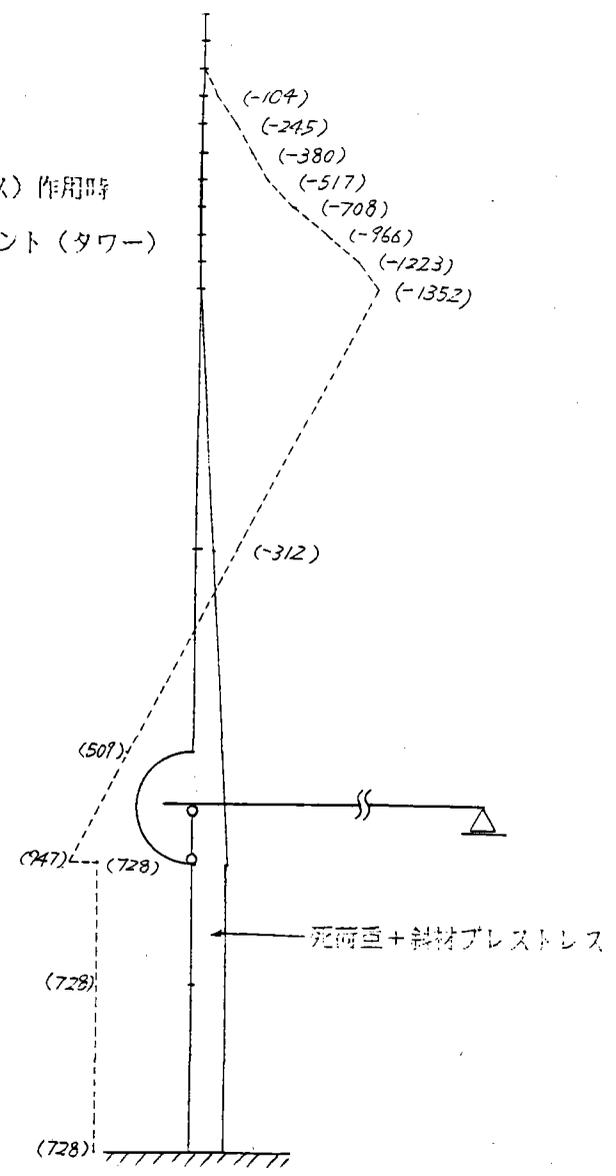
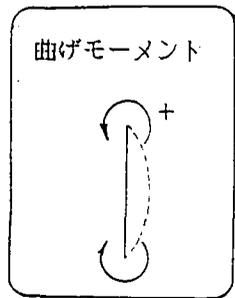
② クリープによる軸力



Case-1
STEP 6

(死荷重+斜材プレストレス)作用時

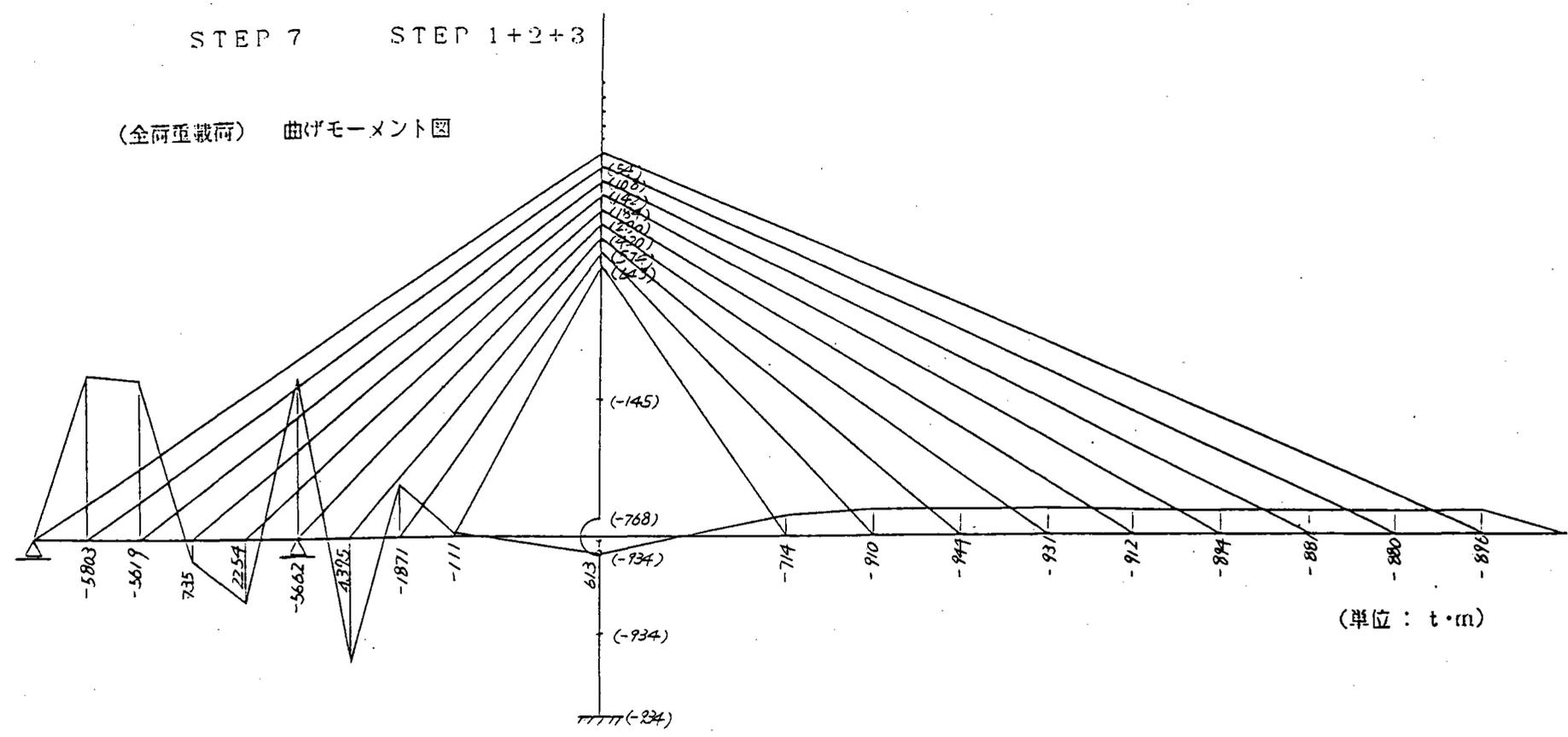
㊦ クリープによる曲げモーメント (タワー)



Case-1

STEP 7 STEP 1+2+3

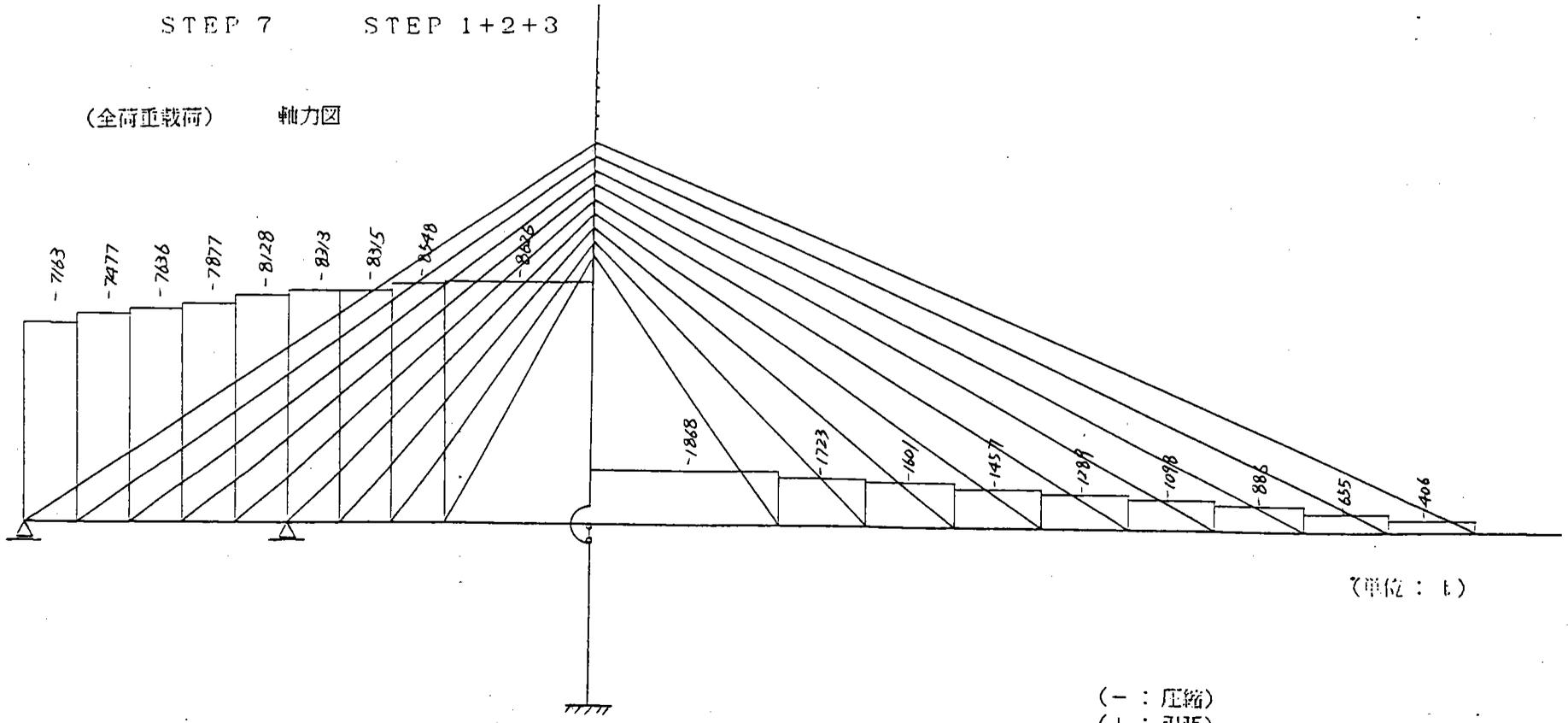
(全荷重載荷) 曲げモーメント図



Case-1

STEP 7 STEP 1+2+3

(全荷重載荷) 軸力図

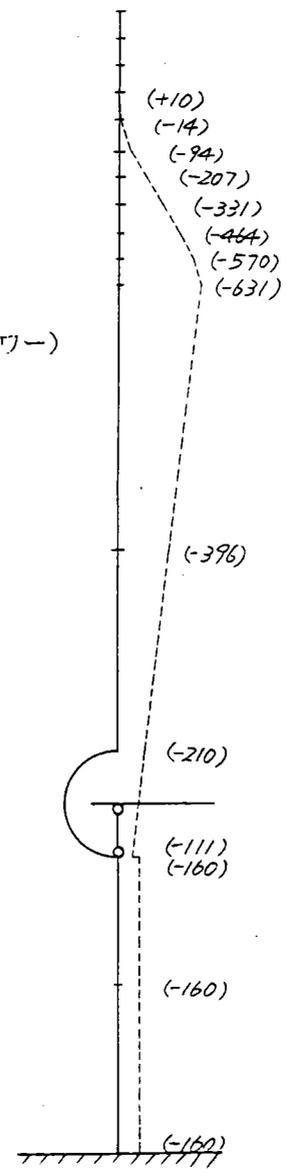


(単位: t)

(- : 圧縮)
(+ : 引張)

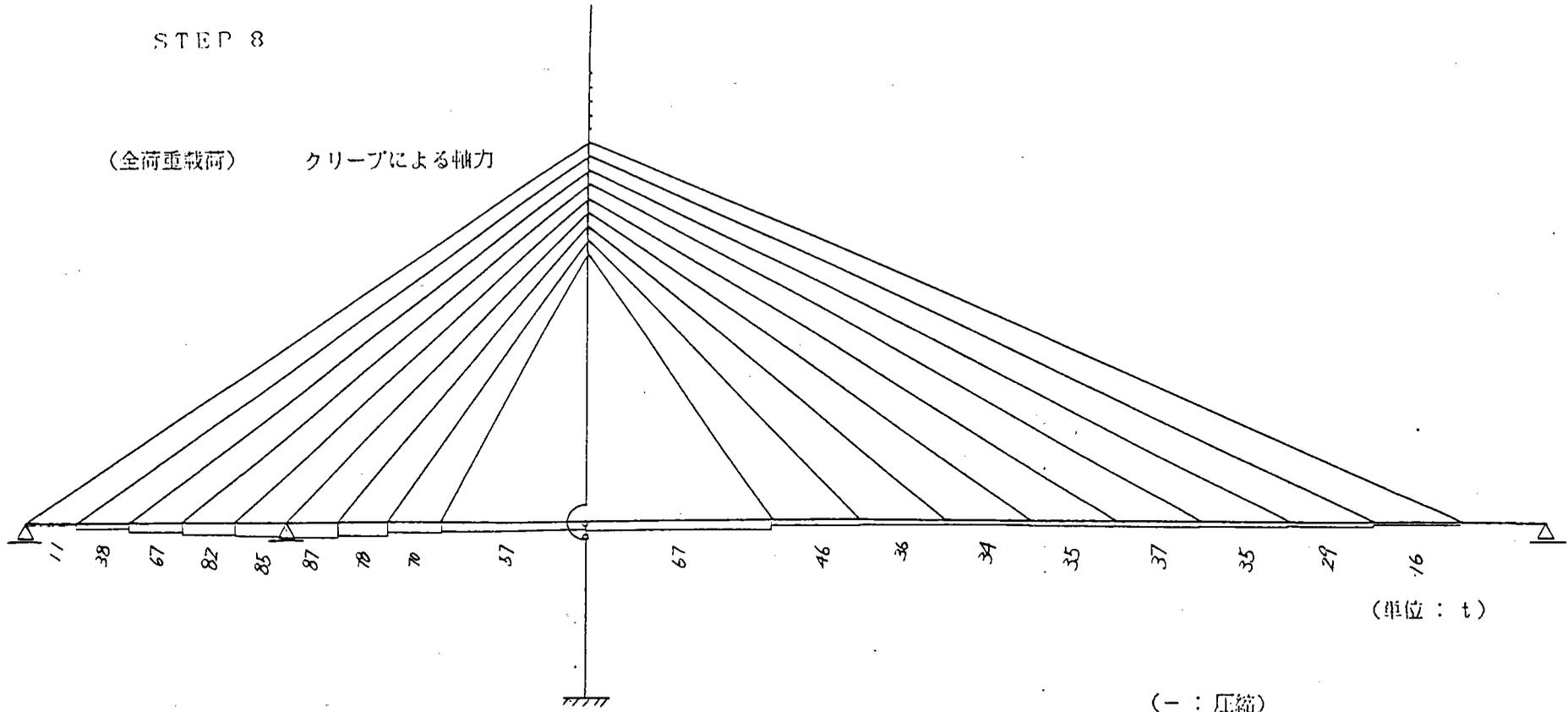
Case-1
STEP 8

(全荷重載荷)
クリープによる曲げモーメント (タワー)



Case-1
STEP 8

(全荷重載荷) クリープによる軸力



(単位: t)

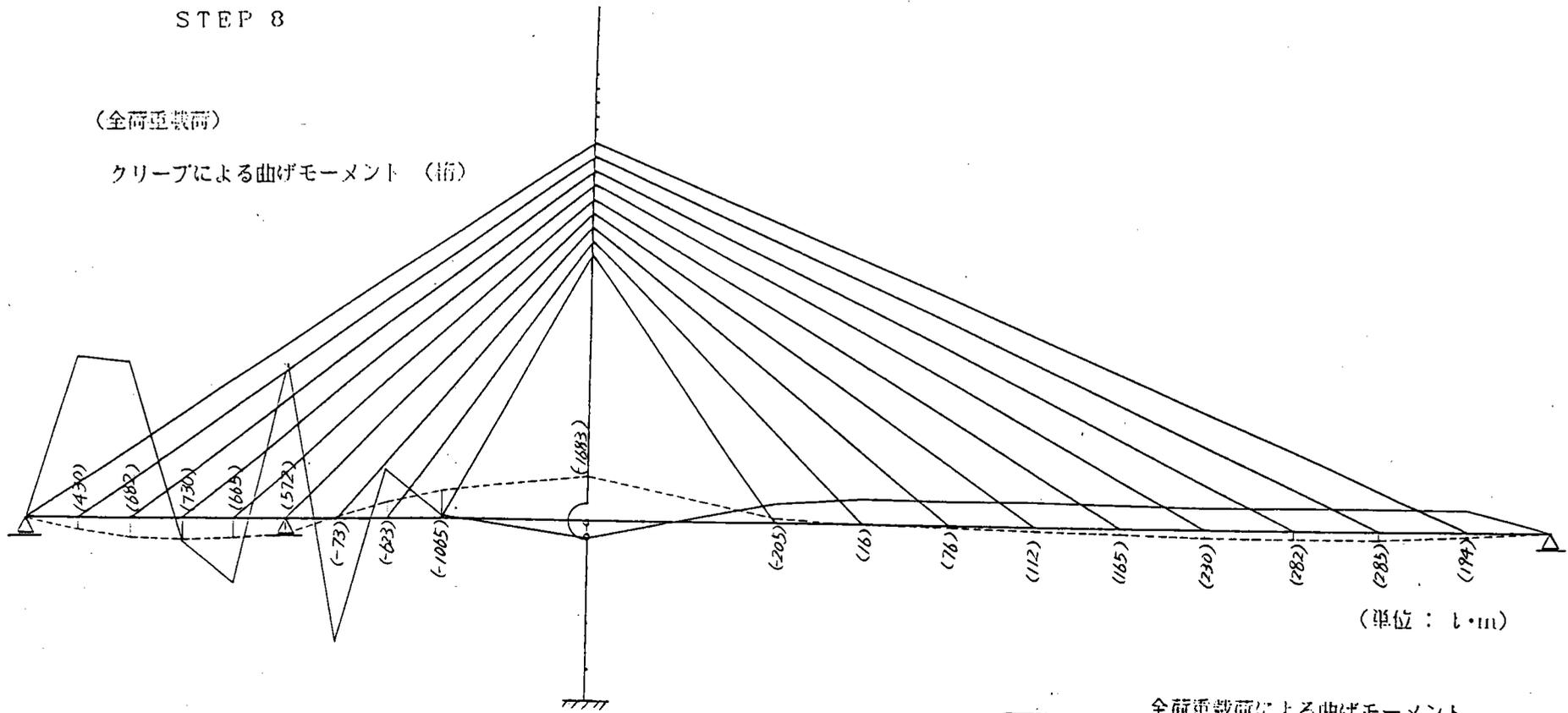
(- : 圧縮)
(+ : 引張)

Case-1

STEP 8

(全荷重載荷)

クリープによる曲げモーメント (桁)

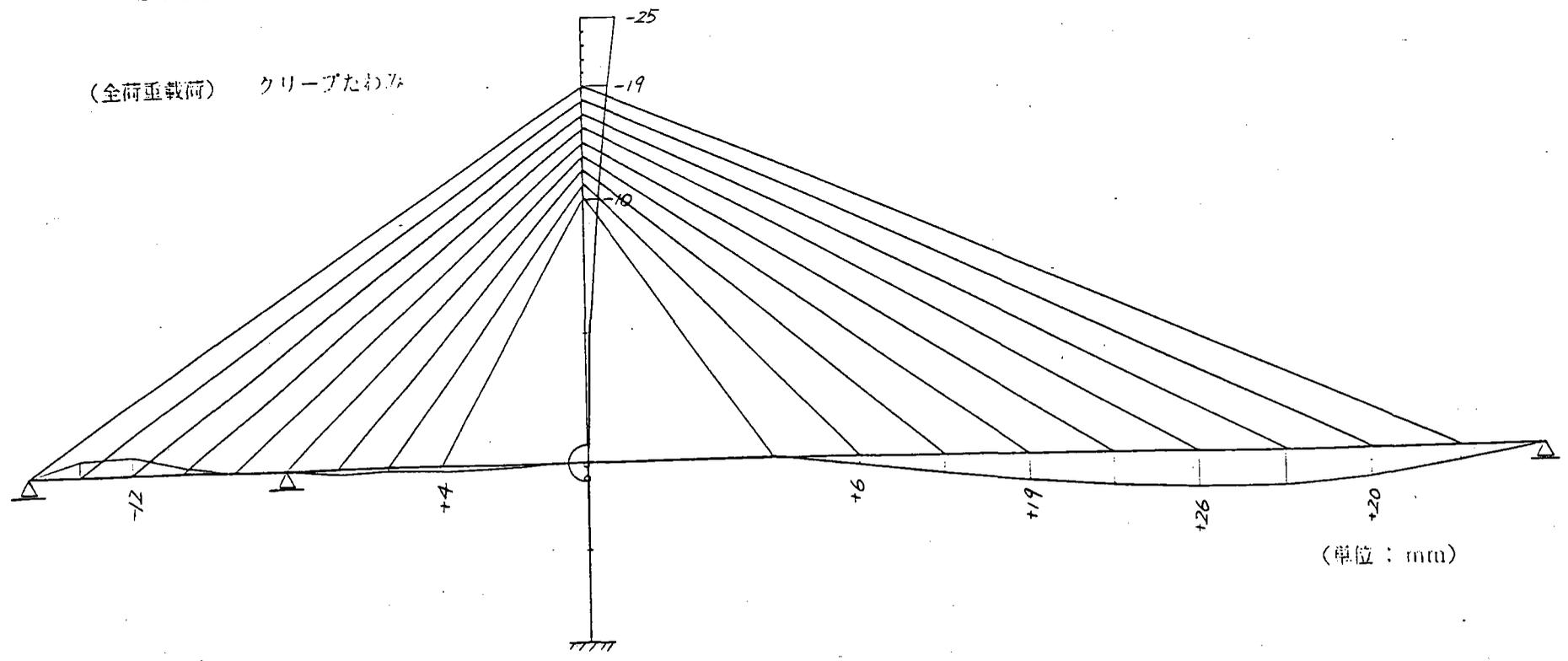


(単位 : kg·m)

—— 全荷重載荷による曲げモーメント
 - - - - クリープによる曲げモーメント

Case-1
STEP 8

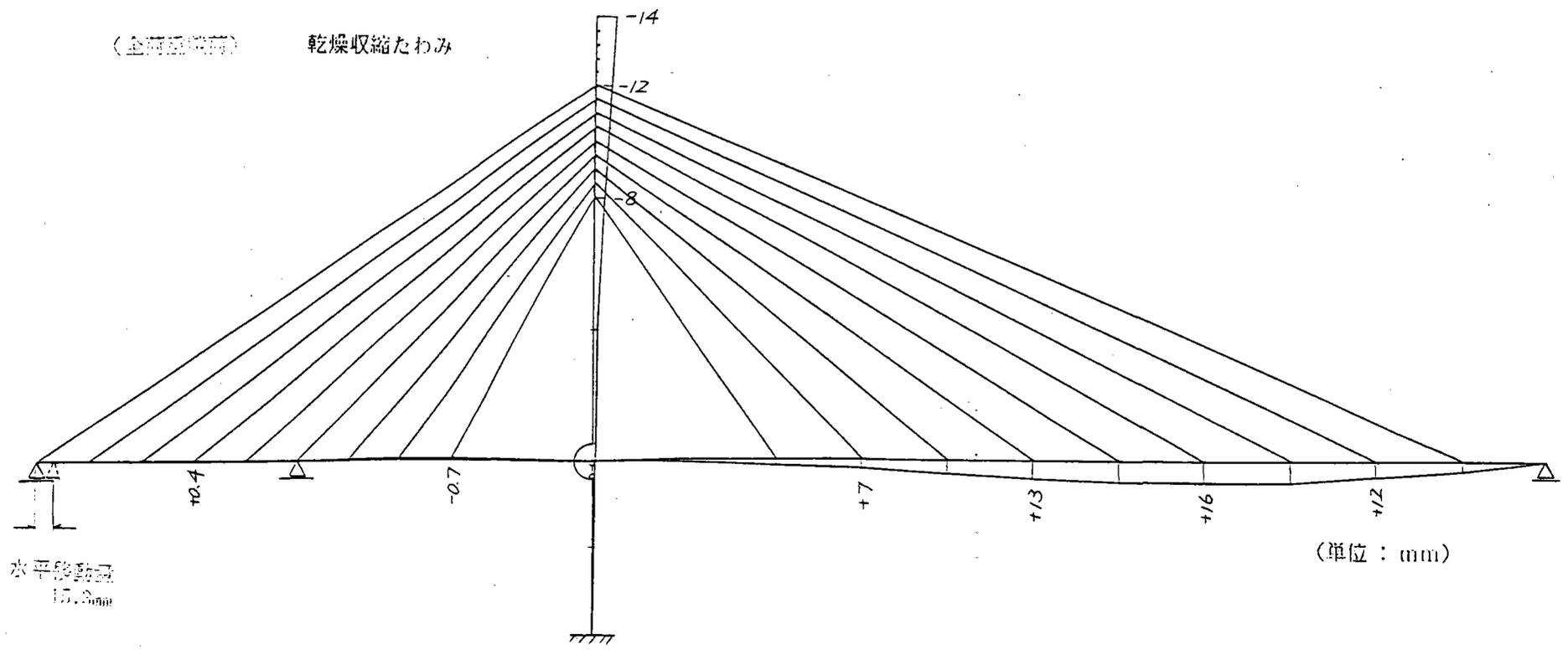
(全荷重載荷) クリープたわみ



(単位：mm)

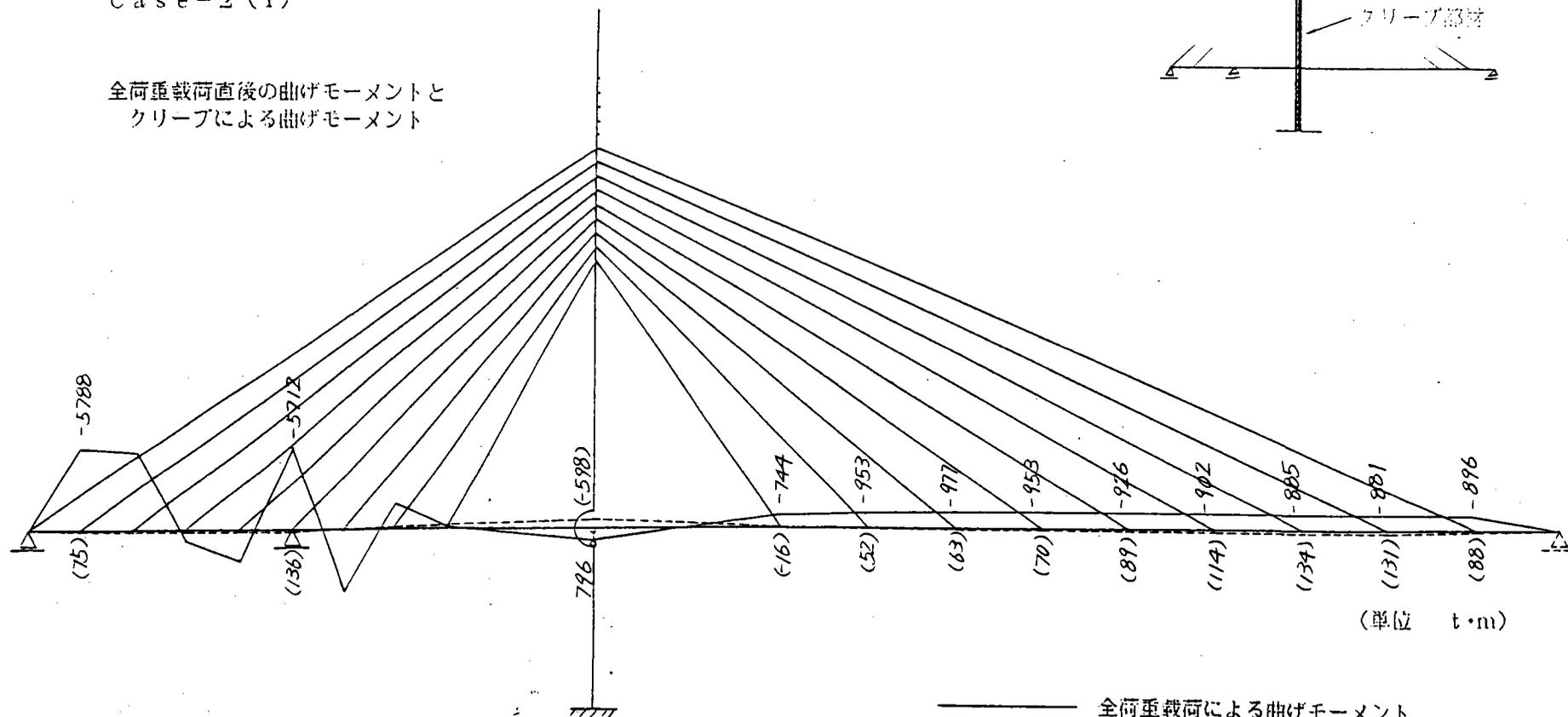
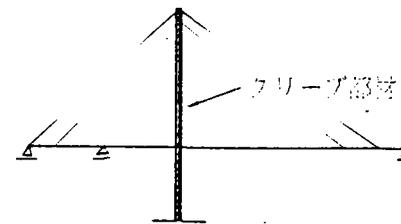
Case-1

(全荷重以前) 乾燥収縮たわみ



Case-2 (1)

全荷重載荷直後の曲げモーメントと
クリープによる曲げモーメント

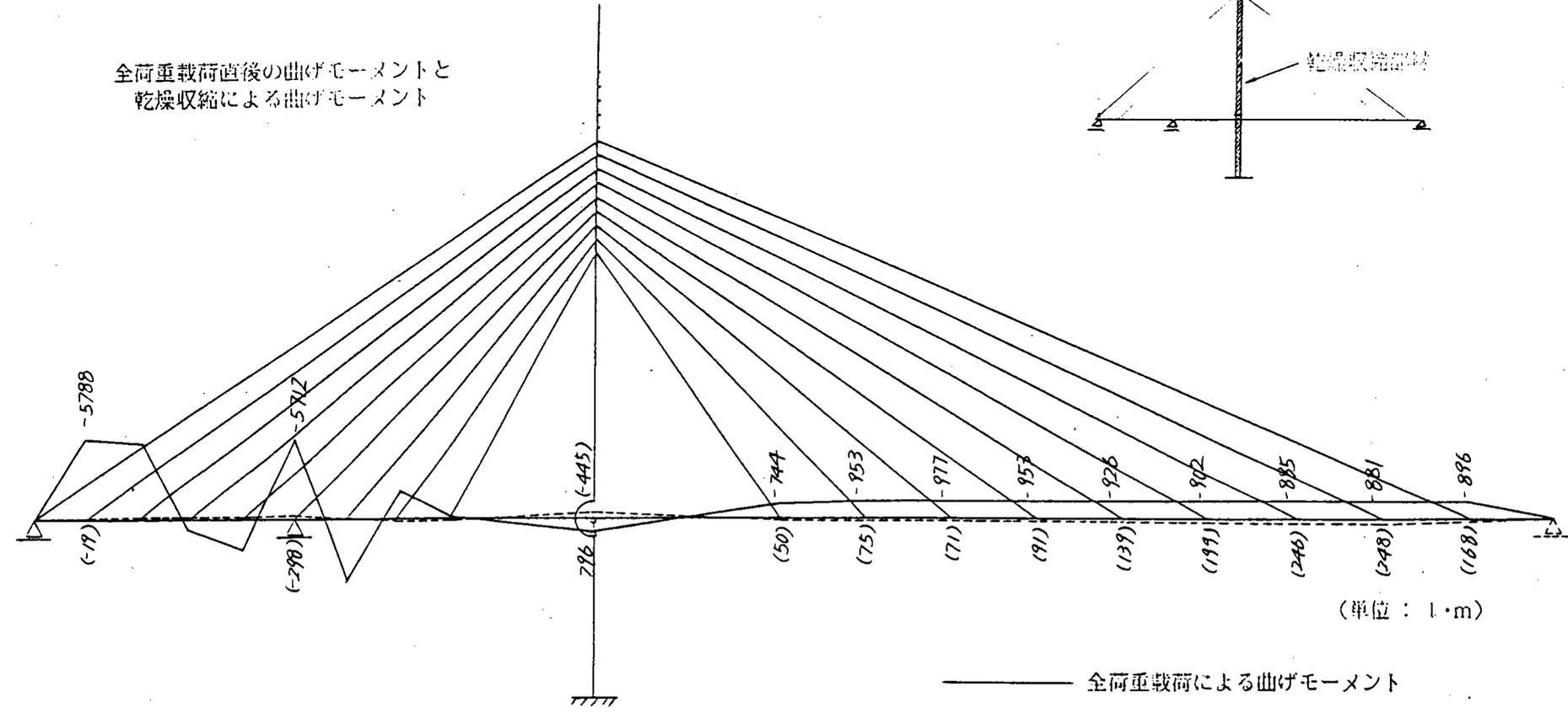
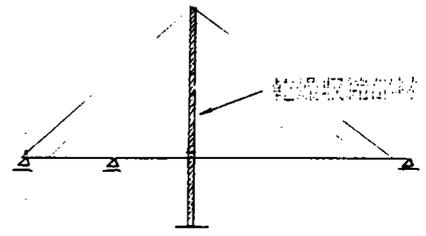


(単位 t·m)

- 全荷重載荷による曲げモーメント
- - - - クリープによる曲げモーメント

Case-2 (2)

全荷重載荷直後の曲げモーメントと
乾燥収縮による曲げモーメント

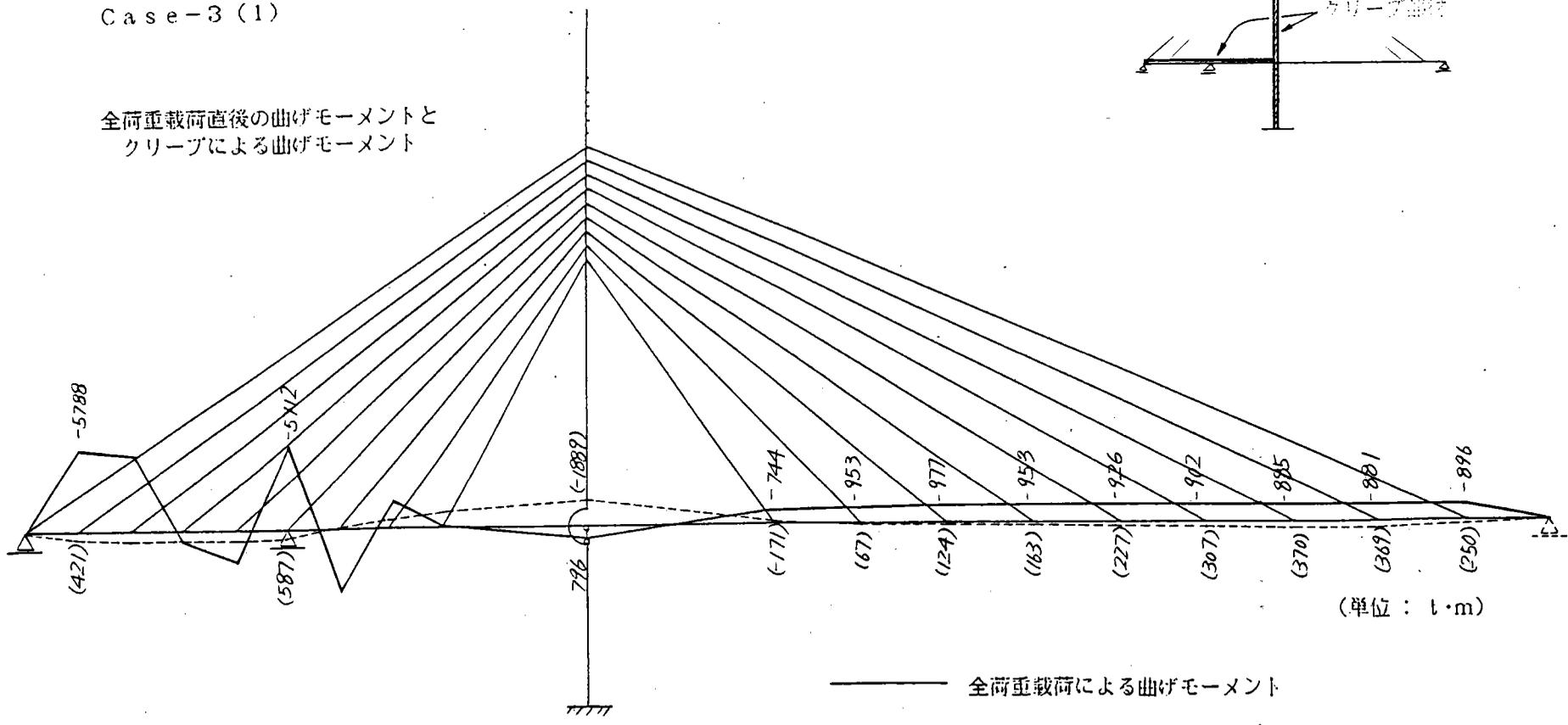
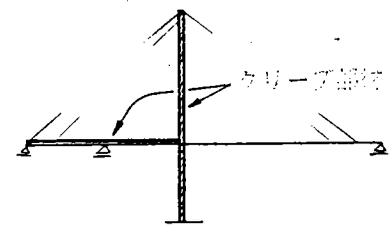


(単位：1・m)

- 全荷重載荷による曲げモーメント
- - - 乾燥収縮による曲げモーメント

Case-3 (1)

全荷重載荷直後の曲げモーメントと
クリープによる曲げモーメント

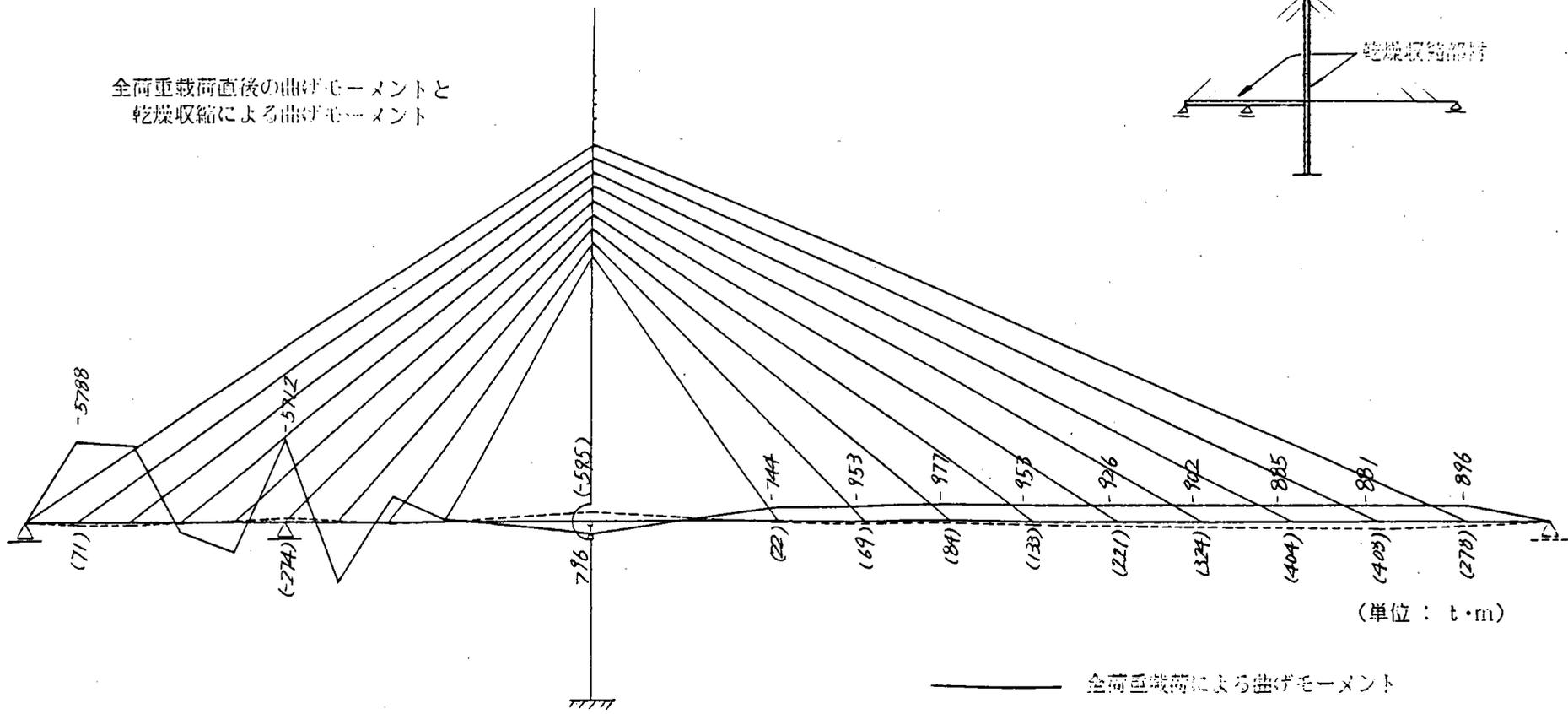


(単位：t·m)

—— 全荷重載荷による曲げモーメント
 - - - - クリープによる曲げモーメント

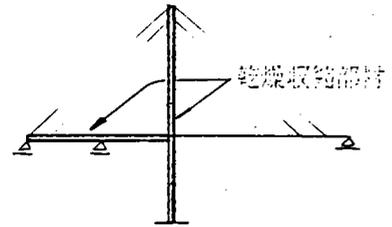
Case-3 (2)

全荷重載荷直後の曲げモーメントと
乾燥収縮による曲げモーメント



(単位 : t・m)

————— 全荷重載荷による曲げモーメント
 - - - - - 乾燥収縮による曲げモーメント



3.4 まとめ

(1) Case - 1 (側径間コンクリート桁の影響)

- ・ 側径間コンクリートと中央径間の重量比を7:1としたが、コンクリート桁内プレストレス力を含めた全死荷重状態で、鋼桁部全体の曲げモーメント分布を $-1,000\text{t}\cdot\text{m}$ 以下にし、タワー基部の曲げモーメントも $-250\text{t}\cdot\text{m}$ とし、さらに接合部においても $613\text{t}\cdot\text{m}$ と比較的小さい値とすることができた。複合斜張橋のバランスをとるためには、側径間コンクリートの重量が有効に作用し、斜材も経済的にすることが可能と考えられる。(STEP 5)
- ・ 側径間コンクリートのクリープにより接合部に生じる曲げモーメントは、 $-1,683\text{t}\cdot\text{m}$ であり、死荷重時の場合の 613t に比べ、絶対値で2.7倍の値となる。
鋼桁部は、クリープの影響により下側にたわみが生じるため、全体に正曲げモーメントが増加し、変化量は、最大 $285\text{t}\cdot\text{m}$ で死荷重モーメントの32%にあたる。(STEP 8)
タワーの場合は、上端から $1/4$ 程度の位置で最大 $631\text{t}\cdot\text{m}$ の曲げモーメントがあらたに発生する。タワー基部では、死荷重時の64% ($-160\text{t}\cdot\text{m}$)の曲げモーメントが生じる。(STEP 8)
- ・ 側径間コンクリートの乾燥収縮による影響は、鋼桁に対しクリープの場合よりも小さいが、タワーの基部では、死荷重時の78% ($-195\text{t}\cdot\text{m}$)にあたる曲げモーメントが生じる。(STEP 6)
- ・ クリープにより桁内には引張軸力が生じるが、その値は、死荷重時の軸力に対し数パーセント以内であった。(STEP 8)

変形について

- ・ クリープたわみは、鋼桁部で最大 $+26\text{mm}$ であり、乾燥収縮では $+16\text{mm}$ たわむ結果となった。したがって、構造完成後では 42mm のたわみが生じることになる。
- ・ タワーの先端では、クリープにより 25mm 、乾燥収縮により 14mm 中央径間側に変形が生じ、合計 39mm となる。
- ・ コンクリート桁の水平移動量は、乾燥収縮により 15.3mm 縮む。また、クリープにより 24.0mm 縮み、合計 39.3mm となる。

(2) Case - 2 (タワーコンクリートの影響)

- ・ タワーコンクリートはクリープにより短縮するため、鋼桁部に正の曲げモーメントを生じさせる。その値は、最大で死荷重モーメントの15%であった。これは、側径間クリープの場合より小さい値である。
- ・ タワーの乾燥収縮においても、同様に鋼桁部に正曲げモーメントを生じさせ、最大で死荷重モーメントの28%であった。
したがって、クリープと乾燥収縮の合計は、鋼桁死荷重モーメントの43%におよぶ結果となった。

(3) Case - 3 (タワーと側径間コンクリートの影響)

- Case-1とCase-2の合計であるが、実際の場合に近い構造形式である。クリープ・乾燥収縮により鋼桁部に生じる曲げモーメントは、死荷重モーメントの88% (絶対値) であった。また、接合部においては、死荷重モーメントが796t.mに対し、-1,889t.mとなり、2.4倍の値となった。

以上の計算結果から、コンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響は、死荷重時断面力に対して無視できないものであることがわかった。特に、鋼-コンクリートの接合部における断面力の変化は大きくなり、軸圧縮が大きいものの設計上注意を要するものと考えられる。

第3編．複合構造物の継手

Ⅲ. 複合構造物の継手

まえがき

鋼-コンクリート複合構造物は、橋梁を始め土木・建築の各分野でその適用が検討されている。複合構造の中には、部材そのものが合成されているものから、鋼部材とコンクリート部材が混合されているものまで、多種多様である。本研究は、この混合構造物の鋼-コンクリート部材の継手の代表的な例として、桁複合斜張橋や桁複合連続桁に見られる桁継手部を対象に選び、複合構造物の継手に関して基礎的検討を行ったものである。

桁複合構造の継手について過去の工事例を調べてみると、いくつかのタイプの構造が実施されている。継手部の構成要素には、主にジベル、支圧板（前面，後面プレート），PC鋼棒及び中詰コンクリート等が使用されているようである。しかしながら、設計面から考えると、個々の構成要素の独立した特性は、ほぼ解明されているものの、これらが組み合わさった場合の設計手法については、未だ明確にはされていないのが現状である。本研究では、設計手法を確立するための基礎資料を作ることを目的として、以下の検討を行ってみた。

第1章～第3章では、既応の代表的な継手について構造と機能を整理してみた。第4章では、設計手順についての検討を行った。継手については、未だ明確な設計手法がないとの立場より、実験やFEM解析等の数値検討の中に組み入れた形の設計フローを提案している。第5章では、各構成要素の力の分担率や挙動を調査する目的から、設定した軸力伝達継手モデルに対して、継手長や伝達力の正負を変えたFEM解析によるパラメータスタディを行った結果をまとめている。またこれらの結果より、継手を設計する際の構造選定に関して基礎的な提案を行ってみた。

目 次

第1章 対象とする構造物	III - 3
第2章 継手構造例	III - 4
第3章 継手に使用される代表的構造要素と機能	III - 8
第4章 設計の考え方	III - 10
第5章 解析例	III - 14
5.1 概 要	III - 14
5.2 スタッドの応力伝達特性	III - 15
5.3 前面プレート構造、及び後面プレート構造の応力伝達特性	III - 18
5.3.1 解析モデル	III - 18
5.3.2 圧縮力を伝達する継手	III - 21
5.3.3 引張力を伝達する継手	III - 31
5.4 まとめ	III - 47

第1章 対象とする構造物

ここで取り扱う複合構造物は、異種の素材で出来た部材を、その特徴を生かすように結合して、構造物の部材又は構造物としたものとする。

本検討は、素材の代表である、鋼とコンクリートの部材の結合を対象とする。

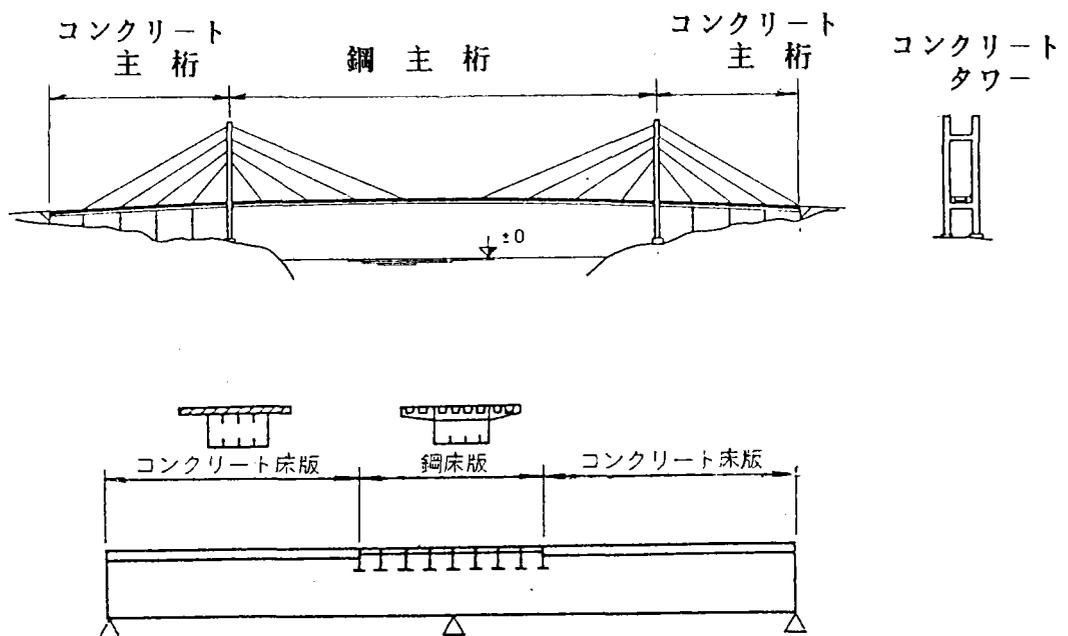
対象と考えられる主な構造物は、

- 1) 複合斜張橋
- 2) 桁橋
- 3) 鋼橋脚とコンクリートフーチング
- 4) 鋼橋脚の柱と梁
- 5) 海洋構造物の部材
- 6) その他

結合部で伝達すべき断面力は、

- 1) 圧縮力
- 2) 引張力
- 3) 曲げモーメント
- 4) せん断力
- 5) 上記の複合力

が考えられるが、本検討は主に軸力伝達に着目する。

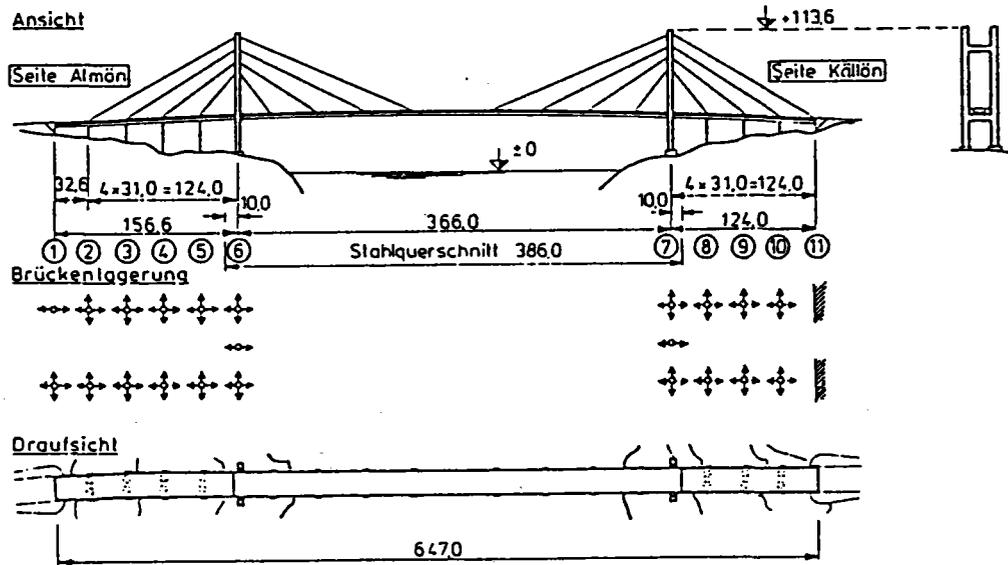


第2章 継手構造例

複合構造の継手は、これまでも実構造の一部として採用されたもの、また実験で研究されたものもある。この章では、本研究部会で作成した報告書（昭和60年度）よりTjörn橋・Flehe橋の継手部について、引用し紹介する。

—— Tjörn 新橋 ——

Tjörn 新橋は、船舶の衝突により落橋した旧橋（支間278mのパイプアーチ橋）を再建するため、1982年10月に建設された鋼・コンクリート複合斜張橋である。



連 結 部

鋼桁とRC桁との連結には、長さ3.0mの鋼製連結桁が用いられている（図-2.1）。

連結桁の側径間側 750mmの範囲は、RC桁の中空箱断面の内、外周辺を囲む鋼板構造で、コンクリート前面にも鋼板が張られている。これらの鋼板にはスタッドジベルが溶植され、コンクリートと合成されている。この合成構造から鋼桁側の約1.5mの範囲では、鋼床版・腹板・底板に作用している偏心軸方向力を伝達するために、強固な縦補剛

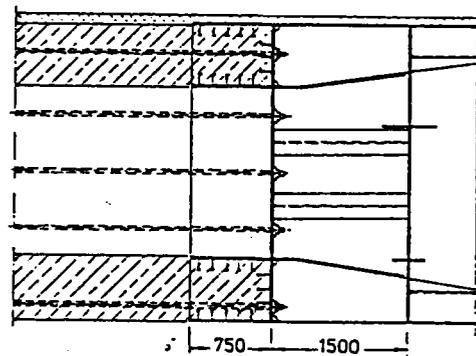
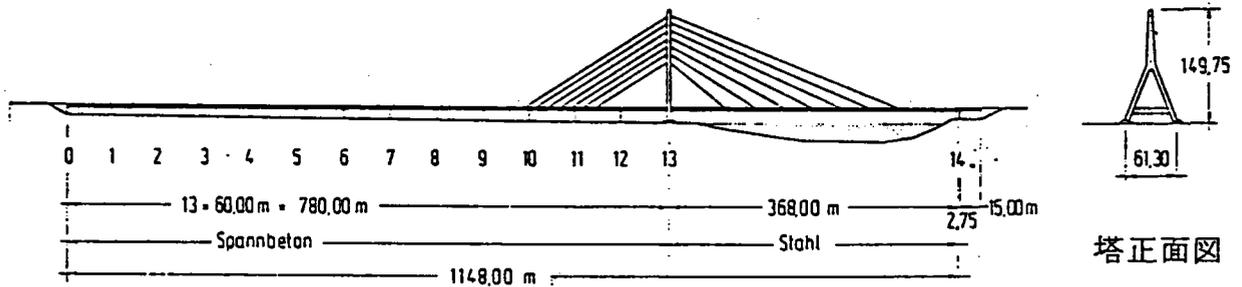


図-2.1 連結部の構造

材が設けられている。また、この連結部のコンクリートには、引張応力の発生を避けるためPC鋼棒によってプレストレスが導入されている。

Düsseldorf-Flehe橋

本橋は、1979年に西ドイツライン州のデュッセルドルフに建設された鋼・コンクリート複合形式の斜張橋である

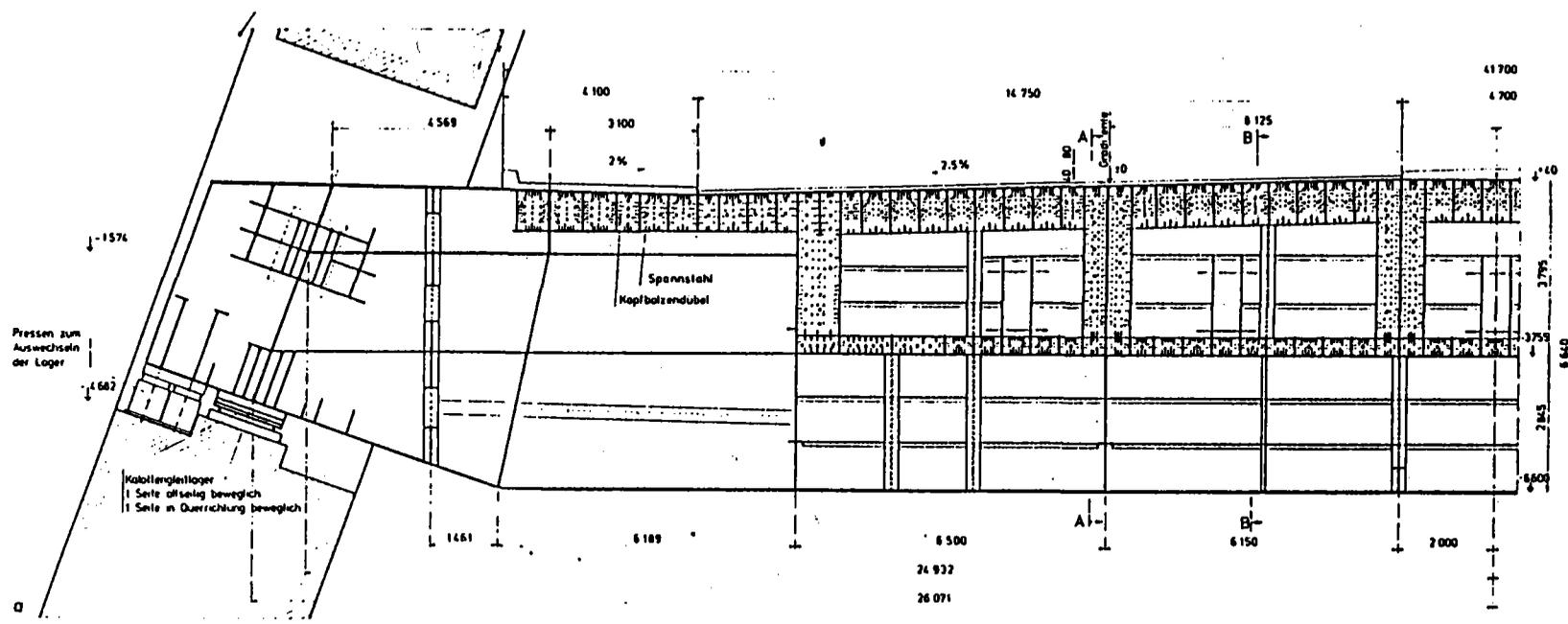


側面図

鋼床版箱桁とPC箱桁との連結部

- 1) 主径間鋼床版箱桁とPC箱桁との連結は、タワーに単純支持された鋼製の横梁で行われている。タワー横梁は、幅 3.4m、高さ 6.6m、支間 52.1m の箱桁構造となっている（図-2.2 参照）
- 2) 断面力の伝達は、接触面に対して直角な力（軸力）と平行な力（せん断力）に分離して計算している。その場合、軸圧縮力はPC桁と鋼梁との接触面の支圧により伝達させるものとし、軸引張力に対しては鋼梁のフランジ面に配置した 14,000 本のスタッドとPC鋼棒により伝達させる構造としている。また、せん断力については、PC桁と鋼梁との接触面に配置した 8,000本のスタッドで伝達させる構造としている。

5
5~14R



Schnitt B - B

Schnitt A - A

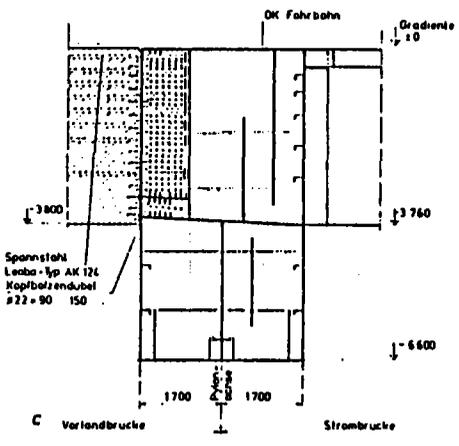
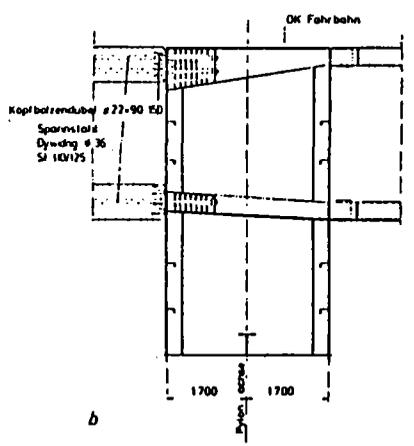


図-2.2 鋼床版箱桁とPC箱桁との連結構造

第3章 継手に使用される代表的構造要素と機能

継手に使用される代表的構造要素として、図-3.1に示すようなものがある。

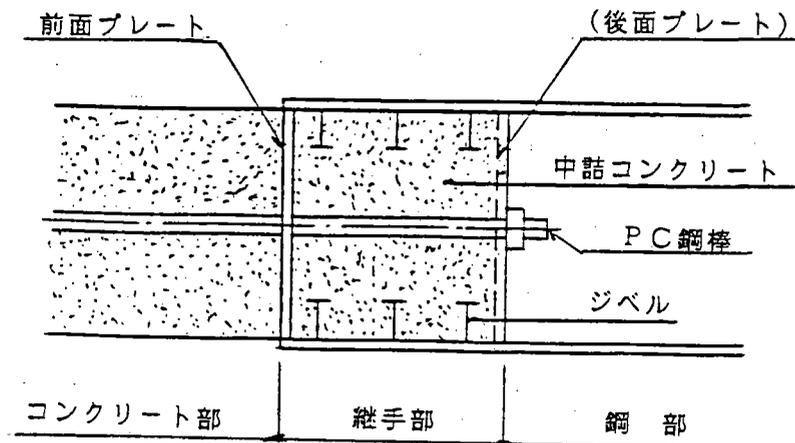


図-3.1

それぞれの要素には次のような機能がある。

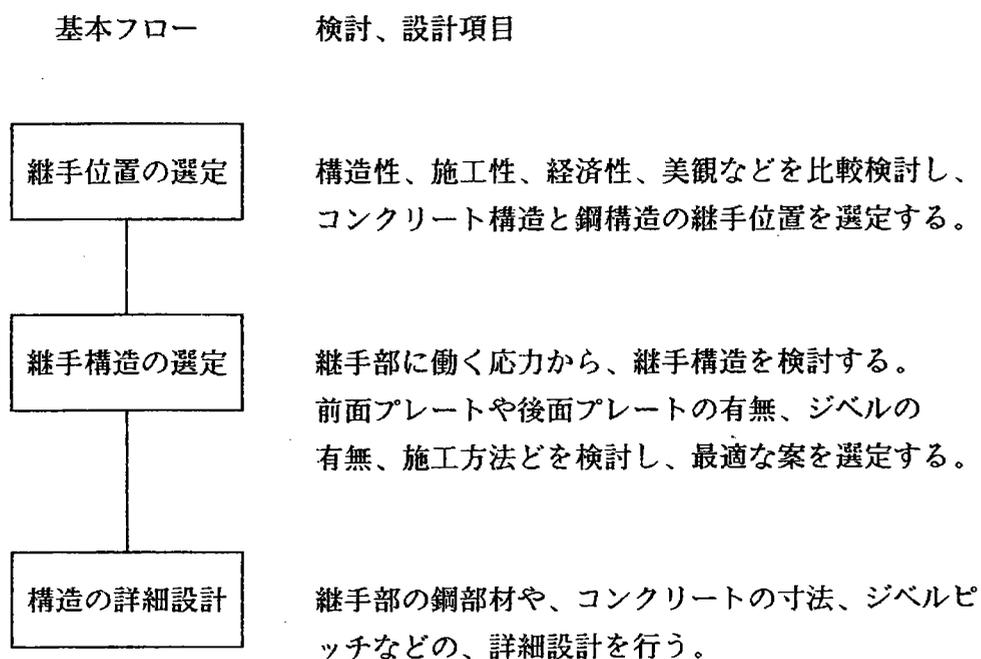
- ジベルせん断により応力伝達をおこなう。
- 前面プレート支圧板として機能することにより応力伝達をおこなう。
- 後面プレート支圧板としての機能と、PC鋼棒の定着板としての機能をもつ。
- 中詰コンクリート前面プレート方式の場合のみ存在し、前面プレートを補剛する機能と、ジベルを介して応力伝達する機能をもつ。
- PC鋼棒プレストレスをおこなうことにより、コンクリート部の引張を圧縮域に改善する機能をもつ。

代表的な継手構造と力の伝達方法を 表-3.1に示す。

第4章 設計の考え方

4.1 設計基本フロー

設計の基本フローを以下に示す。



4.2 継手位置の選定

継手位置は、構造全体の機能から、構造的性、施工性、経済性、美観などを比較検討して選定される。選定作業は個々の構造で、特異なものであるから、ここでは、選定作業の詳細については、ふれないことにする。ただ一般的な、継手位置の選定での、好ましい位置について、以下にコメントする。

継手位置の選定には、以下のような条件を満たす場所が望ましい。

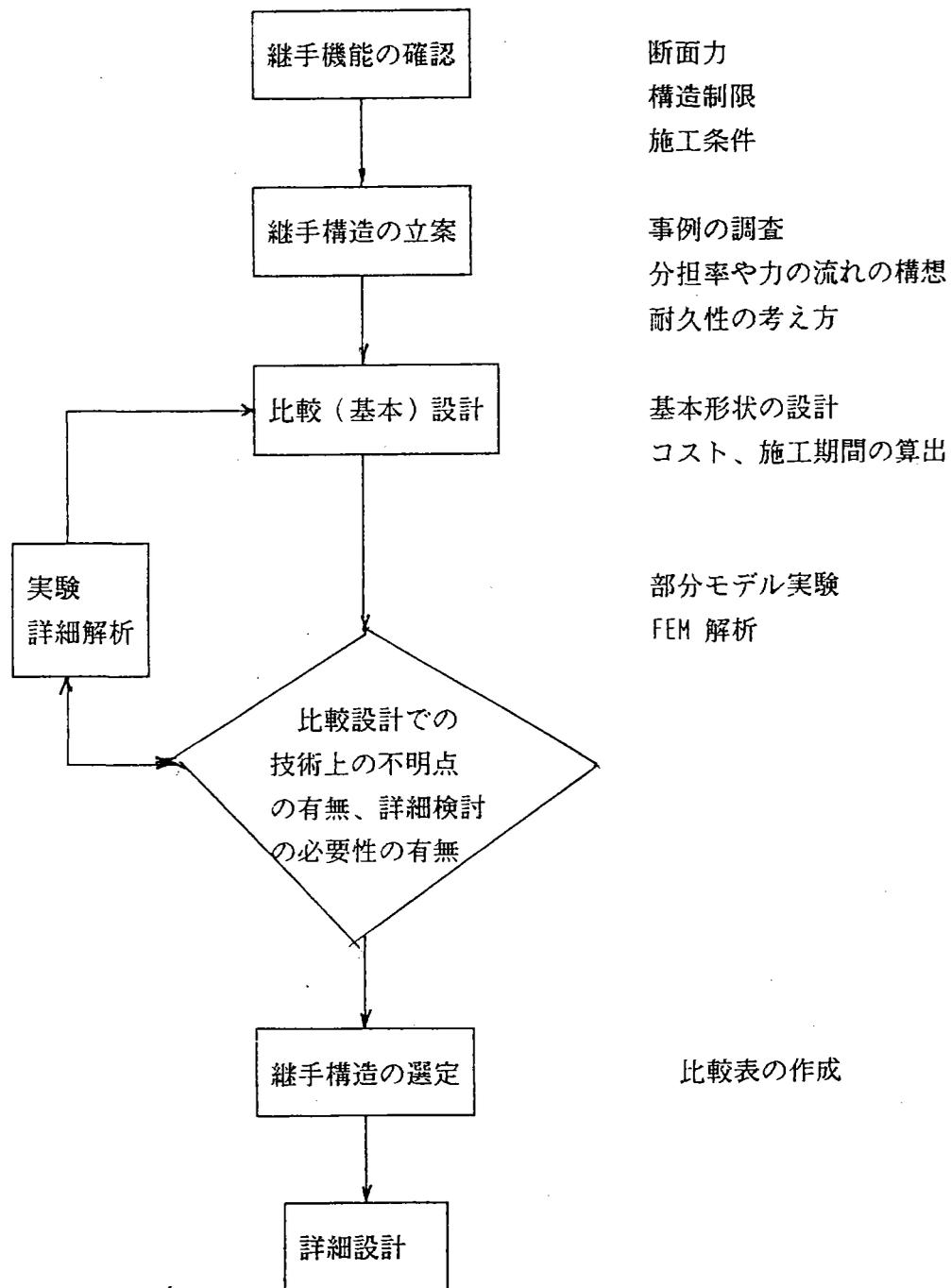
- 複雑な応力が働かないこと。
- 継手部に働く応力や、継手部の影響が把握できること。
- コンクリートの仕上げ面が水平ですむこと。
- 鋼部材の設置が容易であること。
- コンクリート工事と鋼部材の工事が錯綜しないこと。

4.3 継手構造の選定

4.3.1 選定における検討フロー

継手構造選定の検討フロー

検討、設計項目



4.4 継手構造の詳細設計

4.4.1 詳細設計における検討事項

設計条件での検討事項

構造条件

施工条件

基本形状

継手部としての荷重の組合わせ検討

詳細設計解析モデル

詳細設計事項

部材応力照査

図面作成

施工計画作成

特記検討事項

詳細に検討する場合の検討事項として、一般的な検討以外の事項で、考えられるものを、参考として載せた。必ず詳細な検討が必要なものではない。

継手部の剛性

防食対策

耐久性、疲労設計

継手部コンクリートの収縮による、二次応力

施工時の応力

施工方法を考慮した、構造DETAIL

4.4.2 注意事項

応力計算で、考慮することが望ましい事項

前面PLや後面PLと側鋼板との、隅角部近傍などの、コンクリートや鋼板の応力集中
ジベルなどがある側鋼板に働く、面外応力
ジベルの応力分担の仮定と、計算結果との整合
コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響

施工条件で、考慮することが望ましい事項

コンクリート打設方向と充填の確認
コンクリートのレイトランス処理
継手部構造体の位置決め方法

第5章 解析例

5.1 概要

継手構造部の応力伝達特性を調べるために、FEMによる数値検討を行う。対象とした構造は、スタッドを有した継手構造で、内部に前面プレートあるいは後面プレートを持つ継手とする。本検討は、伝達力が軸力（圧縮力あるいは引張力）の場合について、基本的なパラメータスタディを行ったものである。前面プレート及び後面プレート構造を検討する前に、スタッドの定着長に関する検討を行い、これを5.2に述べる。パラメータスタディの結果は5.3にまとめる。

5. 2 スタッドの応力伝達特性について

継手の構造要素の中でスタッドは、広い範囲に分布した伝達特性をもち、終局耐力を向上させるために有効である。

この項ではスタッドをせん断バネと考え、そのバネ定数を変化させると、どのような応力伝達がおこなわれるかを簡単なモデルで試算する。あわせて理想的な応力伝達を示すバネ定数をもつスタッドが設計可能かどうかを検討する。

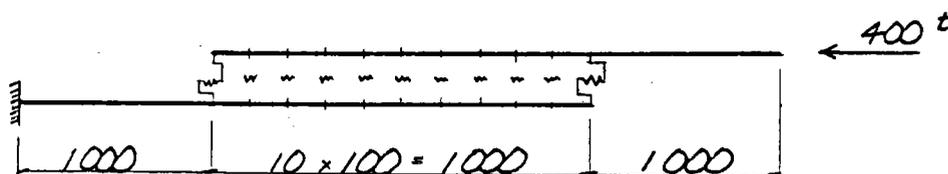


図-5. 2. 1 解析モデル

仮定剛度 (棒部材)

$$A = 0.02 \text{ m}^2 \quad (= 1.0 \text{ m} \times 20 \text{ mm})$$

$$E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

バネ定数

	バネ定数 K (t/m)
ケース 1	3.818×10^2
" 2	" $\times 10^4$
" 3	" $\times 10^6$
" 4	" $\times 10^8$
" 5	" $\times 10^{10}$
" 6	バネ定数を $k=3.818 \times 10^6 \sim 0.0$ に三角形変化させたもの
" 7	" $k=3.818 \times 10^4 \sim 0.0$ "
" 8	ケース3のバネ定数で、下側棒部材を $E=2.1 \times 10^6$ としたもの

解析結果

上側棒部材の軸力の変化を示すと図-5.2.2のようになる。

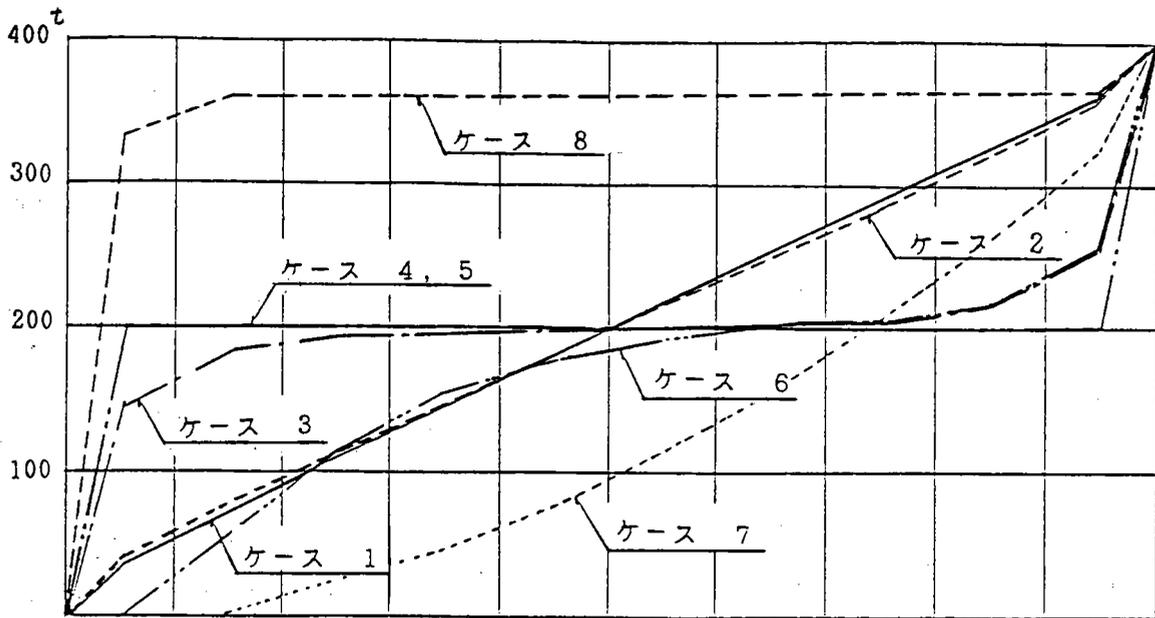


図-5.2.2 上側棒部材の軸力変化図

この結果を模式的に図-5.2.3に表す。

図に示すように、棒の剛性に比べてせん断バネ定数が大きい場合、継手の両端部のジベルに応力が集中してしまう。バネ定数は小さい方がせん断力は均等に作用すると考えられる。

本図のモデルにおいて、ケース2に相当する剛性は、これまでの研究成果^{*}で述べられている1本当りのバネ定数 $K_0 = 1.5 \times 10^5 \text{ t/m}$ を参考にすると、約 $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ の格子状に配置したスタッドジベルに相当する剛性である。

※Studd Shear Connector の試験報告、山本他、土木研究所報告、S.38.1.

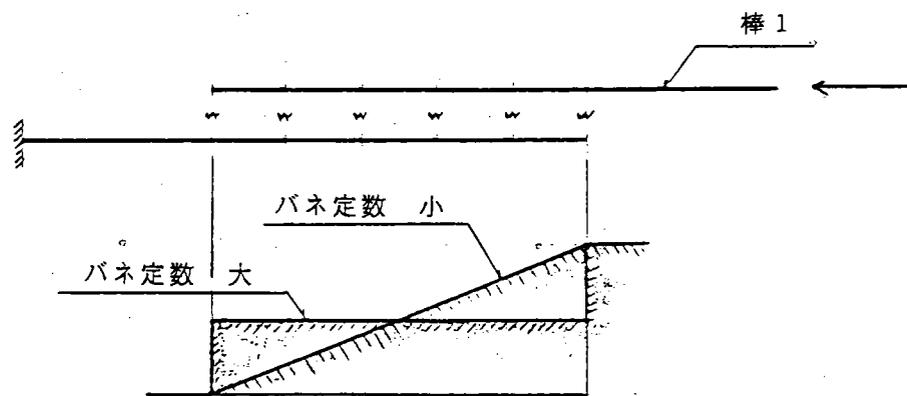


図-5.2.3 棒1の軸力変化図

5.3 前面プレート構造、及び後面プレート構造の応力伝達特性

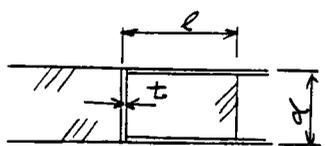
前面プレートあるいは後面プレートを有する継手の基本特性を把握するために、FEM解析を行う。

5.3.1 解析モデル

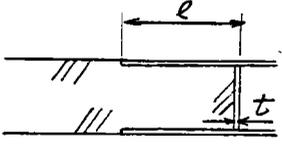
図-5.3.1.1に示すように、複合桁を想定し、そのフランジの一部を取り出し、図-5.3.1.2に示すモデル化を考える。モデルの基本寸法を、実構造規模とし、コンクリートの厚さを 300mm、上下に挟む鋼板の板厚を12mm、前面プレート（後面プレート）の板厚を12mm、使用するスタッドを22φとする。継手の長さは、継手厚さの2倍（600mm）を基本寸法とする。この継手に $N = \pm 200 \text{ ton/m}$ の軸力が作用する場合について、FEM解析を行う。モデルにおける諸定数を表-5.3.1.1、圧縮力200tに対する各部応力度を表-5.3.1.2に示す。

圧縮力が作用する場合、引張力が作用する場合のそれぞれに対して、前面プレート案と後面プレート案を検討することとし、個々の検討ケースに対して、下表に示すパラメータスタディを行う。比較のために、プレートをつけない場合（解析ケースにおける $t = 0$ ）も検討ケースに含めている。

板厚	定着長		
	$l=d$	$l=2d$	$l=3d$
$t=0$		○	
$t=12\text{mm}$	○	○	○
$t=24\text{mm}$		○	



(前面プレート案)



(後面プレート案)

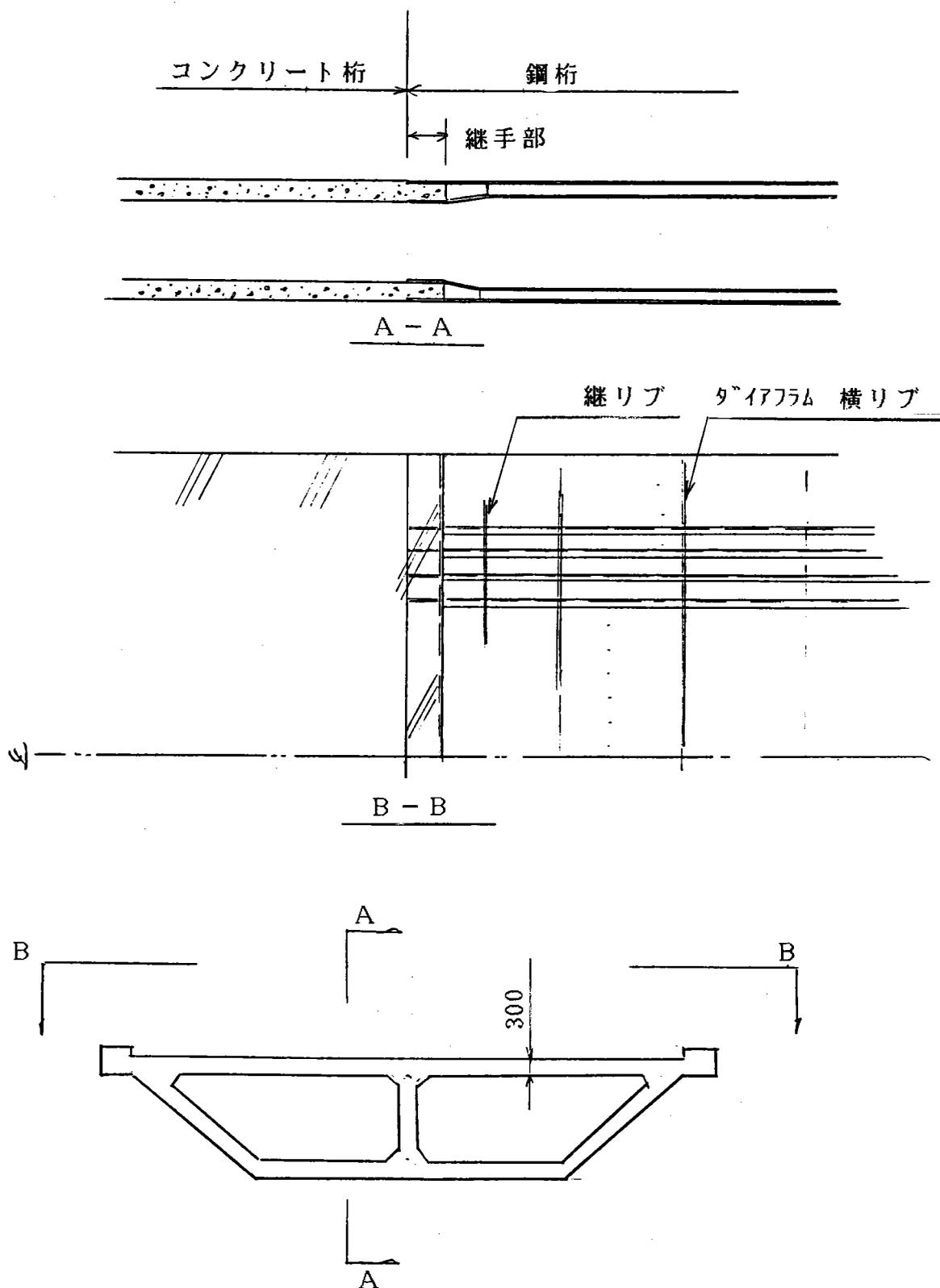


図-5.3.1.1 対象とする複合桁

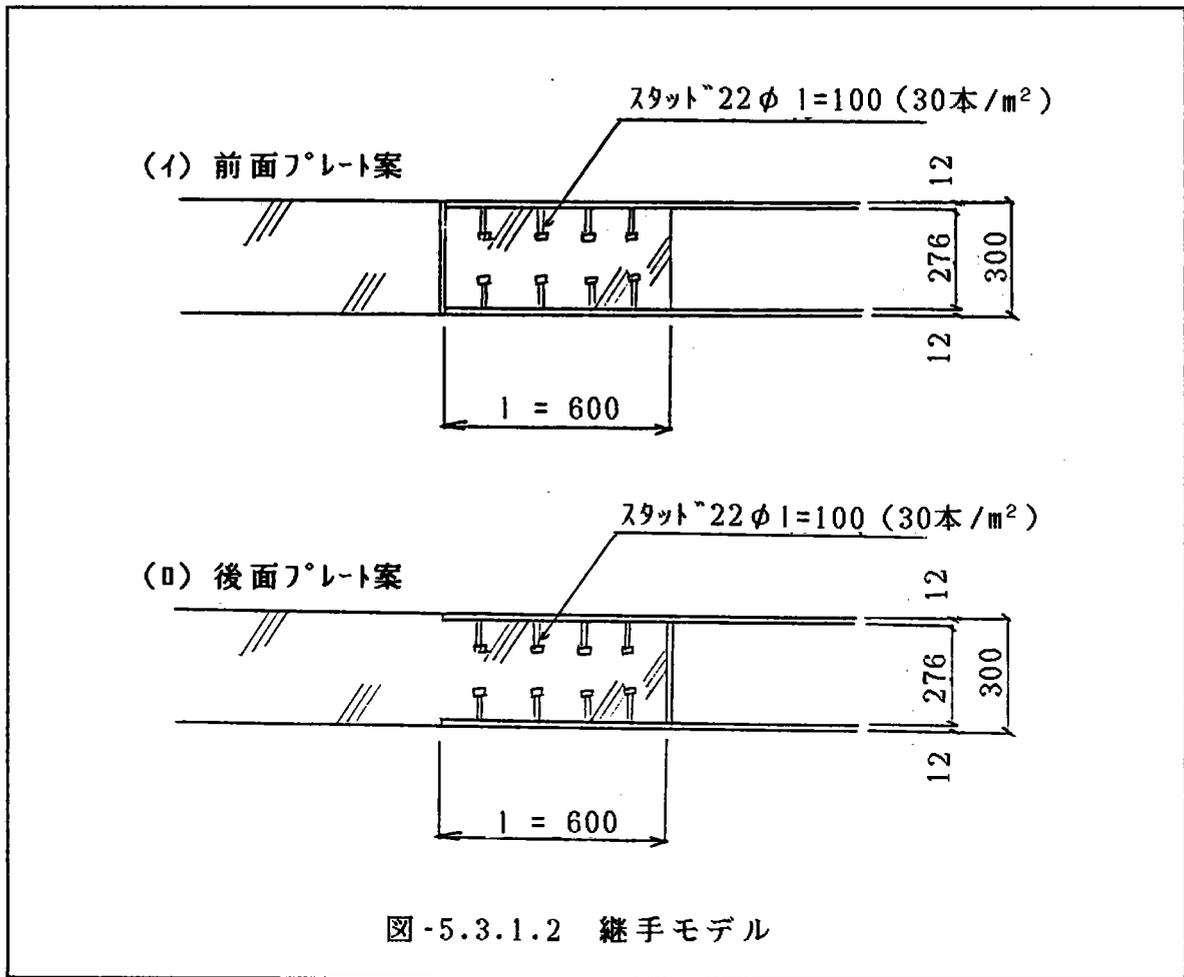


図-5.3.1.2 継手モデル

表-5.3.1.1 モデル諸定数

鋼板	SM50Y, $\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, ($\sigma_{ta} = 2100 \text{ kg/cm}^2$), $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $\nu_s = 0.3$
コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$, ($\sigma_{ca} = 140 \text{ kg/cm}^2$), $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $\nu_c = 0.167$
スタット	22φ、 $l = 120 \text{ mm}$ ($P_a = 2.9 \text{ t/本}$)、 $k^{\ast 1} = 0.20 \times 10^6 \text{ kg/cm/本}$

※1 土木研究所報告「Studd Shear Connector の試験報告、山本他、S.38.1.」に示されているスタッドボルトのズレ常数 $k = 0.15 \times 10^6 \text{ kg/cm/本}$ に対し、若干大きく設定した。

表-5.3.1.2 各部応力度 (圧縮力200t)

鋼板	$\sigma_s = 833 \text{ kg/cm}^2$ (一般部)
コンクリート	$\sigma_c = 67 \text{ kg/cm}^2$ (一般部)
スタット	$P = 2.78 \text{ ton/本}^{\ast 2}$ (継手部)

※2 軸力の50%(=100t)がスタッドより伝達すると仮定した場合の平均せん断力

5.3.2 圧縮を伝達する継手

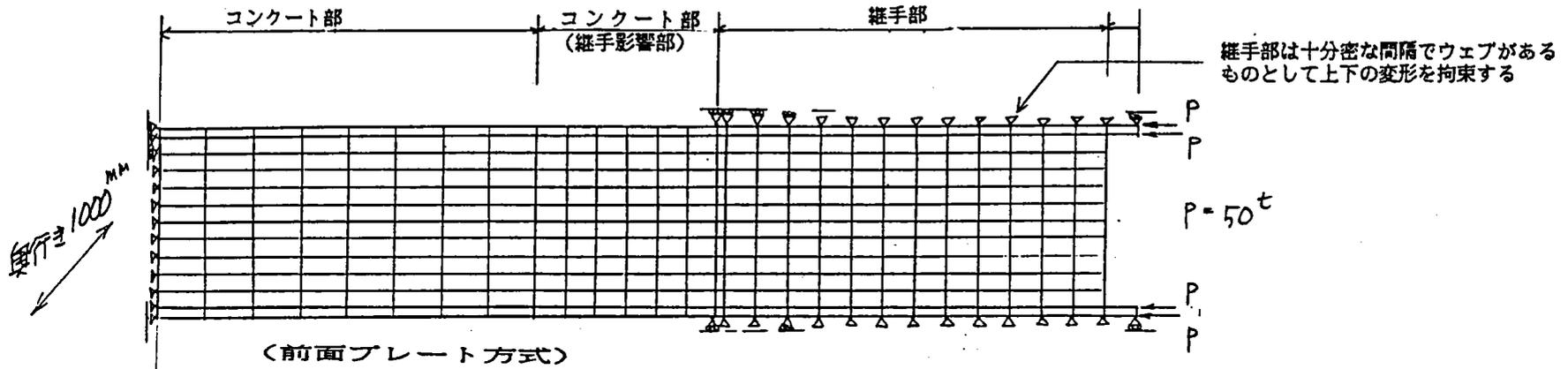
前面プレート方式と後面プレート方式についてコンクリートとSteelのラップ長さおよび前面プレート・後面プレートの板厚を変化させて以下の諸量を比較する。

- ① コンクリートの応力集中の状況（引張域・過圧縮域）
- ② 前面プレート・後面プレートとスタッドの力の伝達の分担率
- ③ スタッドの力の伝達の（スタッドのせん断力の）分布状況

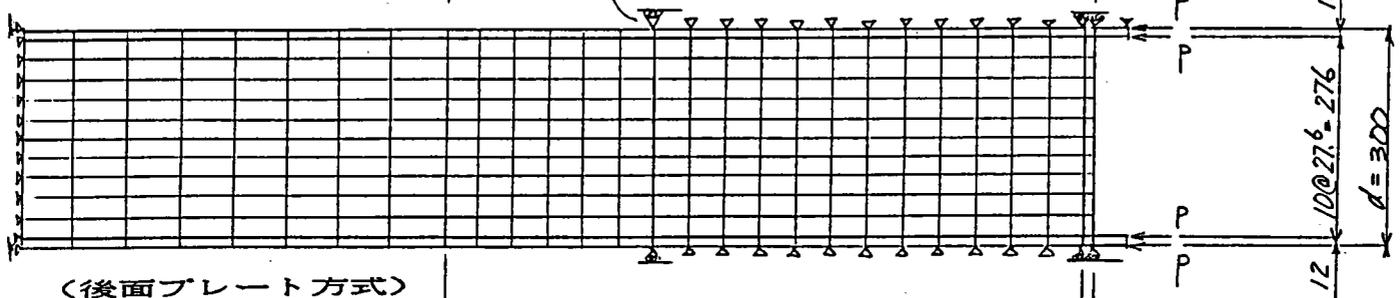
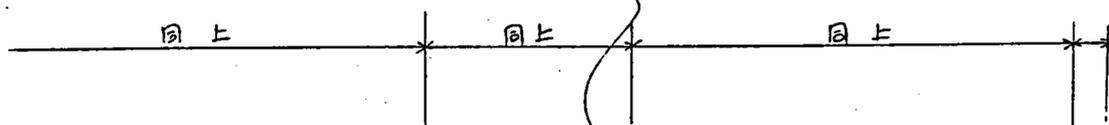
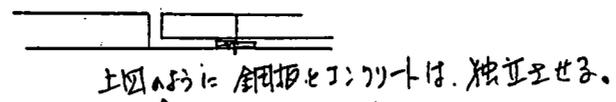
比較するケースを下表に示す。

	前面プレート方式	後面プレート方式
case.1	l=600mm , t=12mm	l=300mm , t=12mm
case.2	l=600mm , t=12mm	l=600mm , t=12mm
case.3	l=900mm , t=12mm	l=900mm , t=12mm
case.4	l=600mm , t= 0mm	l=600mm , t= 0mm
case.5	l=600mm , t=24mm	l=600mm , t=24mm

解析モデルは前面プレートと後面プレートでスタッドのパネ置換の方法が異なるが、要素分割等は全て同じである。解析モデルの要素分割を case.2 について次ページに示す。なお、前面プレート方式のモデルは対称条件を利用して 1/2 モデルを使用している。



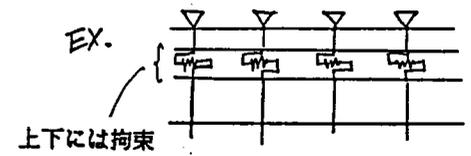
(前面プレート方式)



(後面プレート方式)

$n @ 75 =$ $n @ 50 =$

継手部にはスタッドのバネを考慮する



<コンクリートの応力集中>

前面プレート方式と後面プレート方式について5ケースのコンクリートの応力集中の状況について引張域と $100\text{kg}/\text{cm}^2$ を越える圧縮域（以下高圧縮域と呼ぶ。）を次ページ以下に示す。ただし、応力度はx軸方向応力度を示している。

引張域は前面プレート方式にのみ見られ、後面プレート方式では現われていない。引張域は前面プレート付近の継手内コンクリートの隅角部に発生している。しかしコンクリートとSteelのラップ長さが $3d$ ($=900\text{mm}$) の場合には引張域が減少し、ほとんど消滅している。

高圧縮域は標準部の応力度 $200\text{t}/(100\text{cm} \times 30\text{cm})=66.7\text{kg}/\text{cm}^2$ に対し50%増しの $100\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上となる応力域であり、これを図に示した。

前面プレート方式では前面プレート付近のコンクリート桁側の隅角部に高圧縮域が発生し、コンクリートとSteelのラップ長さが $3d$ ($=900\text{mm}$) の場合には引張域の場合と同じように高圧縮域が減少している。

後面プレート方式では継手内コンクリートの後面プレート付近の隅角部に高圧縮域が発生している。しかし、前面プレート方式ではコンクリートとSteelのラップ長さが $3d$ ($=900\text{mm}$) の場合には顕著に高圧縮域が減少しているが、後面プレート方式ではそれほど大きな効果は表われていない。

板厚を変化させたケースにおいて、プレートをつけない場合（解析ケースにおける $t=0$ ）は、全ての力がスタッドから伝達されることとなり、コンクリートに解析上の応力集中は生じていない。（*¹）

前面プレートの板厚を変化させたケースでは、板厚が $t=24\text{mm}$ の場合の方が $t=12\text{mm}$ の場合よりも応力集中の範囲が幾分小さいようであるが、後面プレートの板厚を変化させたケースでは、板厚の違いによる差違は無い。

*¹（注記：本解析ではスタッド近傍の応力集中についてはモデル化を行っていないため、評価していない。）

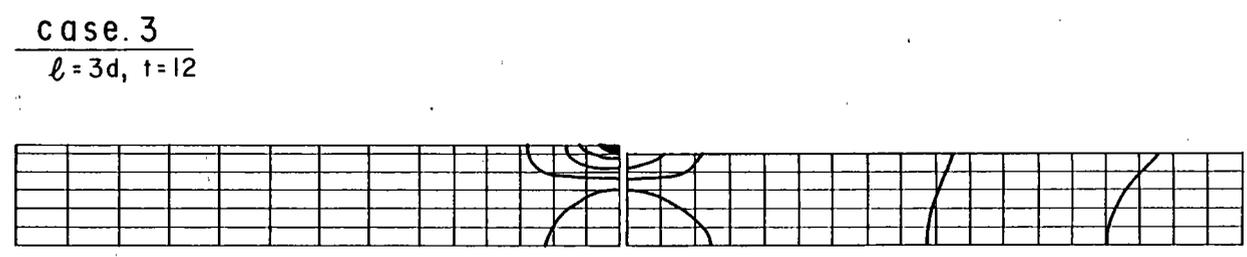
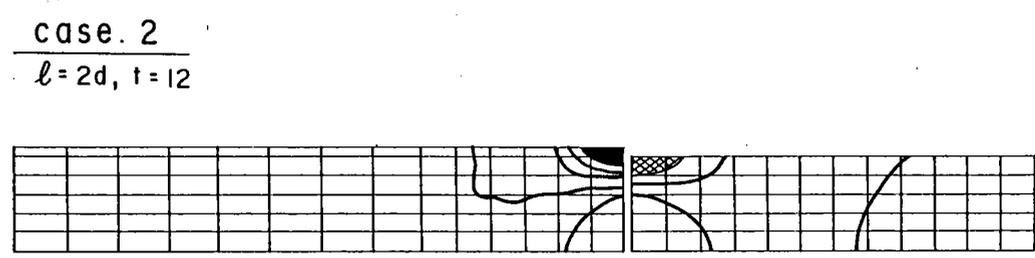
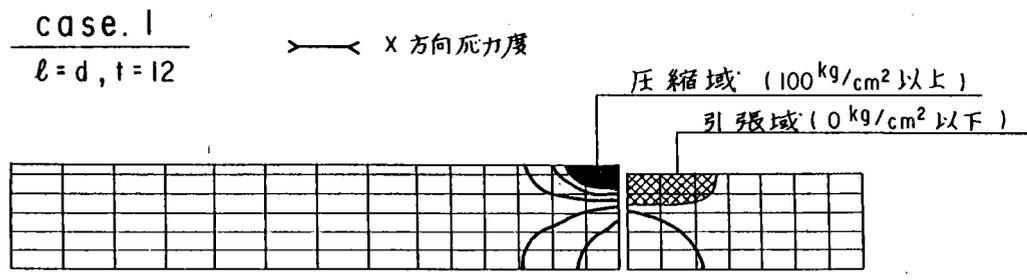
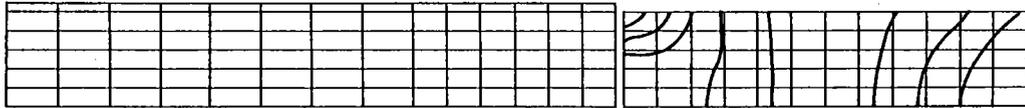


図 5.3.2-1
 コンクリートの応力集中 その1
 (前面プレート方式)

case. 4
 $\ell = 2d, t = 0$



case. 2
 $\ell = 2d, t = 12$



case. 5
 $\ell = 2d, t = 24$



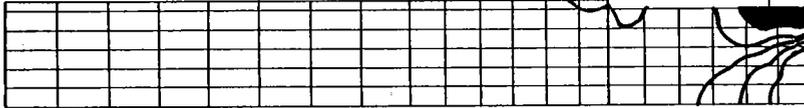
図 5.3.2-1
 コンクリートの応力集中 その2
 (前面プレート方式)

case. 1

$l = d, t = 12$

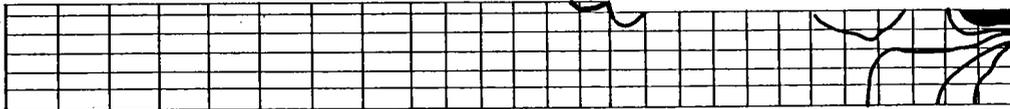
→← x 方向応力度

圧縮域 (100 kg/cm²以上)



case. 2

$l = 2d, t = 12$



case. 3

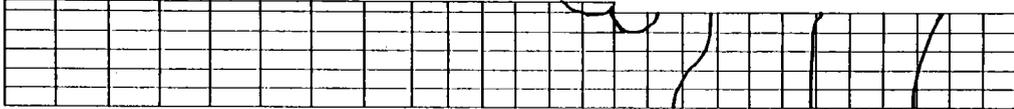
$l = 3d, t = 12$



図 5.3.2-2
コンクリートの応力集中 その1
(後面プレート方式)

case. 4

$$l = 2d, t = 0$$



case. 2

$$l = 2d, t = 12$$



case. 5

$$l = 2d, t = 24$$

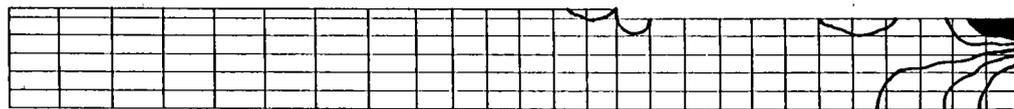


図 5.3.2-2
コンクリートの応力集中 その2
(後面プレート方式)

＜スタッドのせん断力＞

前面プレート方式と後面プレート方式について5ケースのスタッドが力を伝達する分担率について下表に示す。

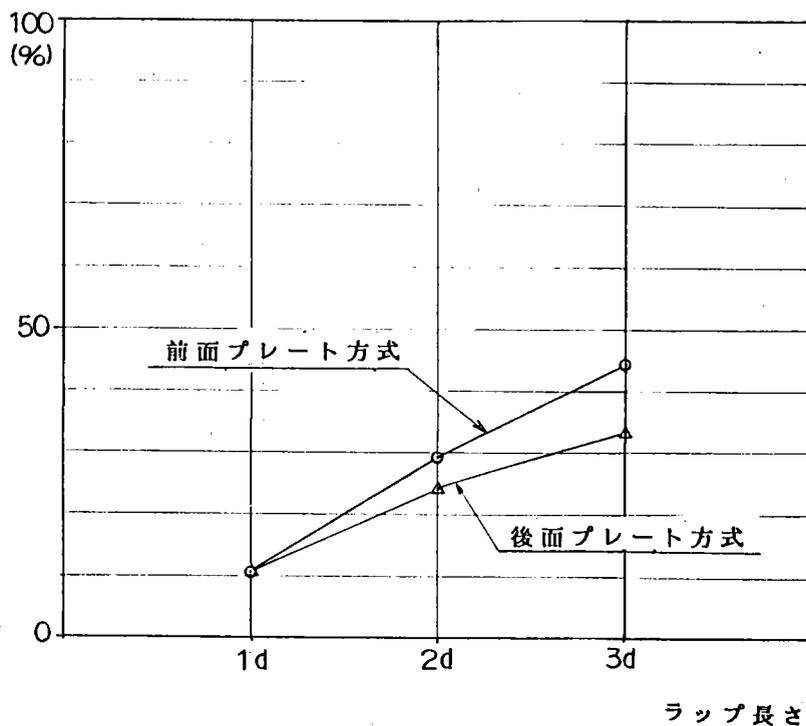
スタッドの力の分担率 (%)

case	前面プレート方式	後面プレート方式
1 d=300mm, t=12mm	11	11
2 d=600mm, t=12mm	29	24
3 d=900mm, t=12mm	44	33
4 d=600mm, t= 0mm	100	100
5 d=600mm, t=24mm	28	21

前面プレート方式と後面プレート方式ともプレートをつけない場合には、全ての力がスタッドから伝達されることとなり、スタッドの分担率は100%となる。これに対し、コンクリートとSteelのラップ長さを1d~3d (=300~900mm)まで変化させた場合には、ラップ長さが長くなるにしたがってスタッドの分担率が前面プレート方式では11~44%、後面プレート方式では11~33%と変化している。

ラップ長さとスタッドの分担率

スタッドの分担率

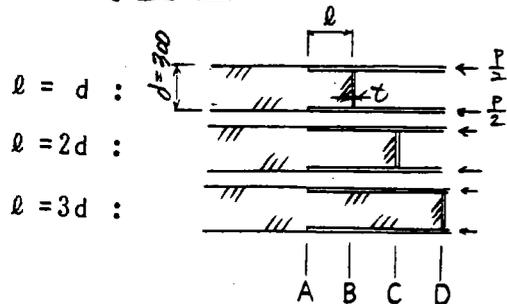


スタッドのせん断力の分布状況を次ページの図に示す。

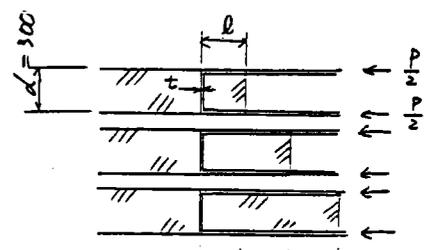
図からも分かるように各ケースのせん断力の分布状態はほぼ三角形分布であり、スタッドを設計する際に平均せん断力を使用する場合には注意が必要であることを示している。

スタッド1本あたりに作用するせん断力は前面プレート方式と後面プレート方式ともプレート付近のスタッドが最大となっており、さらに、コンクリートとSteelのラップ長さを $1d \sim 3d (=300 \sim 900\text{mm})$ まで変化させた場合には、ラップ長さが長くなるにしたがってスタッド1本あたりに作用するせん断力は大きくなっている。

(後面プレート方式)



(前面プレート方式)



—— 前面プレート方式
 - - - 後面プレート方式

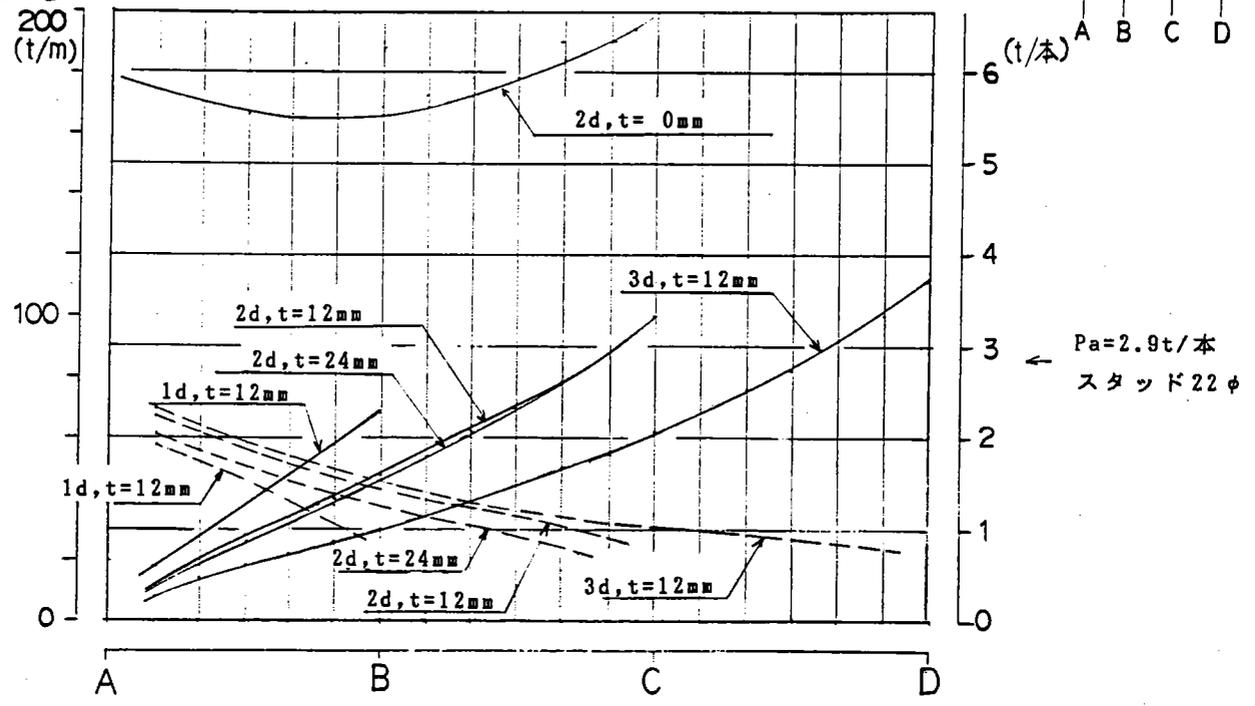
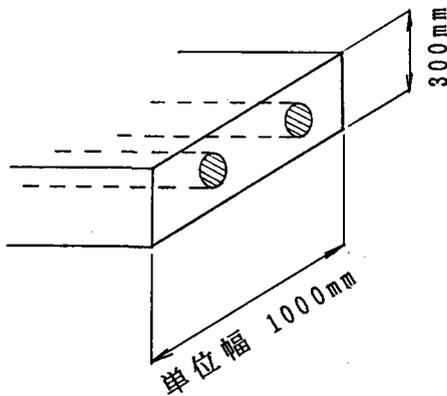


図 5.3.2-3
 スタッドに作用するせん断力
 (軸力 200t に対して)

5. 3. 3 引張を伝達する継手

鋼部材とプレストレスコンクリート部材の間で引張を伝達する場合は、PC鋼棒は不可欠と思われる。そこで、引張を受ける継手の解析モデルでは次のPC鋼棒を想定し、プレストレスを導入した場合（作用引張力がプレストレスより小さい場合）も解析する。

PCケーブル



・ S E E E F 1 6 0 (φ 1 5 . 2 m m x 7 本)

$$A_s = 970.9 \text{ mm}^2$$

$$E = 2.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

・ プレストレス

$$P = 90 \text{ t/本 (180 t/m)}$$

$$\sigma_P = \frac{180 \times 10^3}{30 \times 100} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

比較検討項目は圧縮を受ける継手の場合と同様とし、比較するケースを下表に示す。

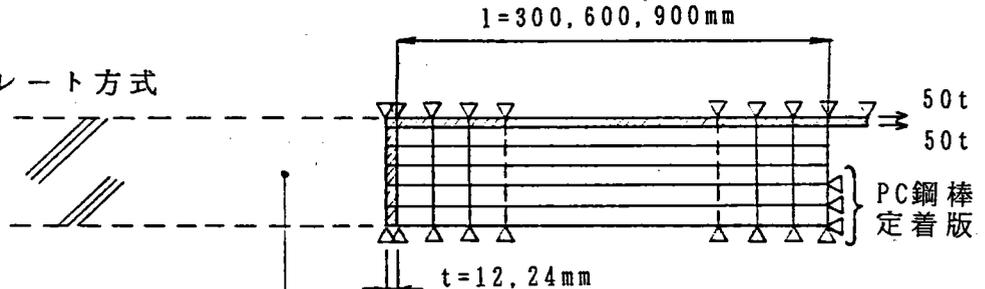
表 5. 3. 3. 1 解析ケース

	前面ﾌﾟﾚｰﾄ方式	後面ﾌﾟﾚｰﾄ方式
Case. 1	l=300mm t=12mm (f-1)	同 左 (b-1)
Case. 2	l=600mm t=12mm (f-2)	同 左 (b-2)
Case. 3	l=900mm t=12mm (f-3)	同 左 (b-3)
Case. 4	l=600mm t= 0mm (f-4)	—————
Case. 5	l=600mm t=24mm (f-5)	同 左 (b-5)
Case. 6	Case. 1にﾌﾟﾚｰｽﾄﾚｽ導入 (f-6)	同 左 (b-6)
Case. 7	Case. 2にﾌﾟﾚｰｽﾄﾚｽ導入 (f-7)	同 左 (b-7)
Case. 8	Case. 3にﾌﾟﾚｰｽﾄﾚｽ導入 (f-8)	同 左 (b-8)

次に各ケースにおける解析モデルを示す。なお、モデルは片側半分のみとし、メッシュの大きさは圧縮の場合と同じである。

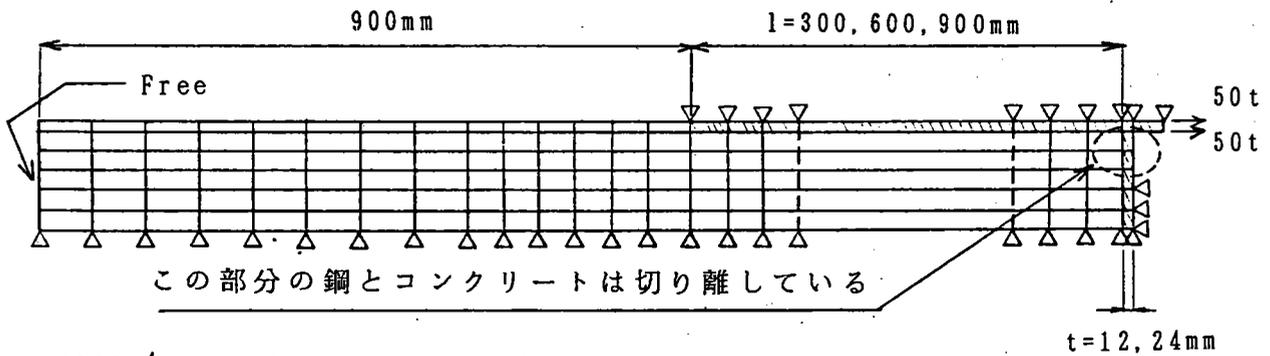
case. 1~3, 5

・ 前面プレート方式

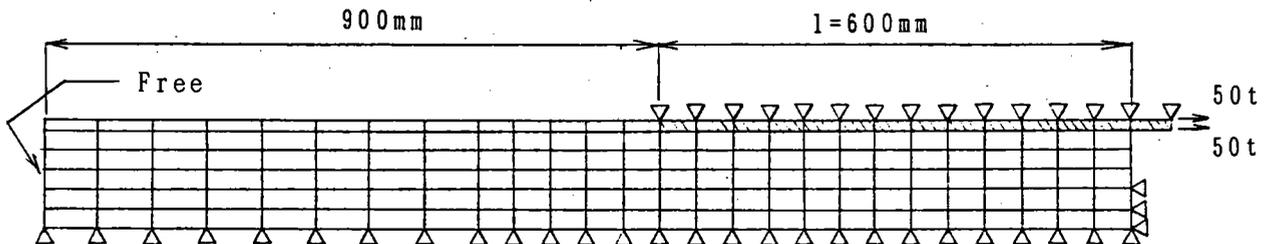


前面プレートでは縁が切れるためこの部分はモデル化しない

・ 後面プレート方式

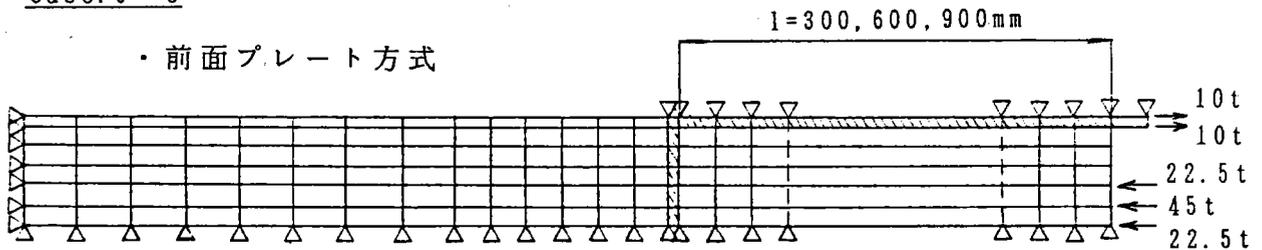


case. 4



case. 6~8

・ 前面プレート方式



・ 後面プレート方式

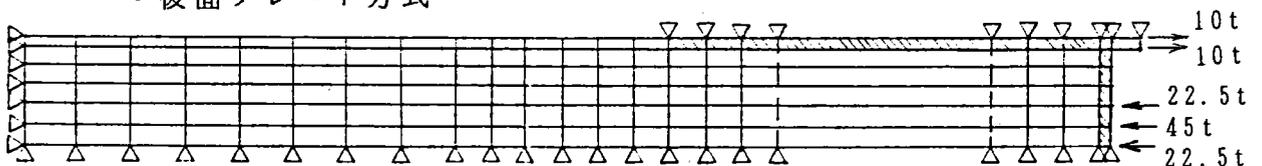


図 5.3.3.1 解析モデル

<コンクリートの応力集中>

圧縮を伝達する継手と同様に引張域と 100 kg/cm^2 を越える高圧縮域を次ページに示す。

前面プレート方式の場合、継手長が長くなると、PC鋼棒定着部付近の応力分布は余り変化しないのに対して、前面プレート隅角部付近の応力集中（応力の等高線間隔により判断できる）は小さくなり、スタッドによる力の伝達の増加を示している。（図 5.3.3.2 ~ 4）

後面プレートの場合、継手部先端から斜めに引張域が拡がっており、この形式ではプレストレスが必要になる事がわかる。後面プレート付近の応力集中は、継手長 $l = 300\text{ mm}$ は他のケースに比べやや大きい、 $l = 600\text{ mm}$ と $l = 900\text{ mm}$ ではほとんど差がなく、後面プレートから直接PC鋼棒定着部に、引張力が伝達される傾向にある。（図 5.3.3.10 ~ 12）

プレートをつけない場合（図 5.3.3.5）の応力分布形は後面プレートの場合に似ている。前面プレートの場合、プレートがコンクリートに補剛された形になるので、板厚差の影響はほとんどない。（図 5.3.3.3及び6）後面プレートの場合、板厚が大きくなるとコンクリートの応力が減少し、板厚が重要な要因となっている事がわかる。（図 5.3.3.11及び13）

プレストレスがある場合はどのケースも引張域が生じていない。前面プレートで $l = 300\text{ mm}$ の場合のみやや応力分布が異なるものの、他は余り差がない。有効なプレストレスがある場合は、前面、後面の差は余りないように思われる。

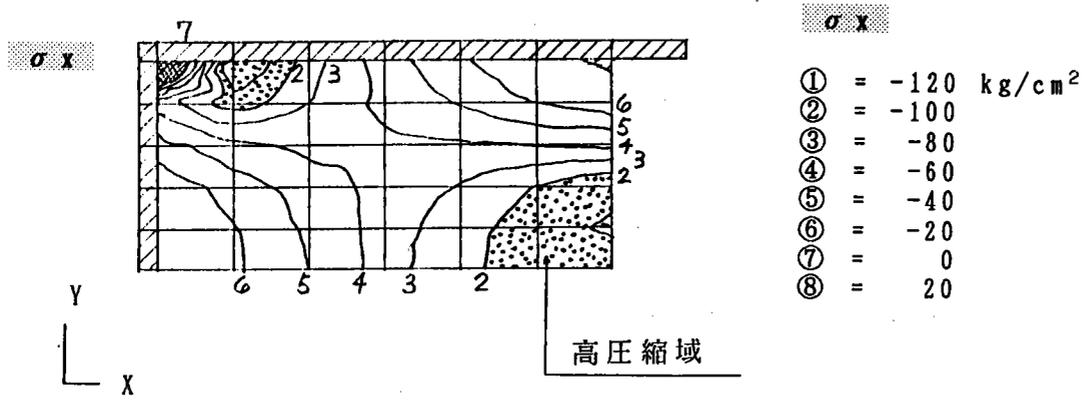


図 5.3.3.2 コンクリート応力分布 (前面ﾌﾞﾚｯﾄ case.1) f - 1

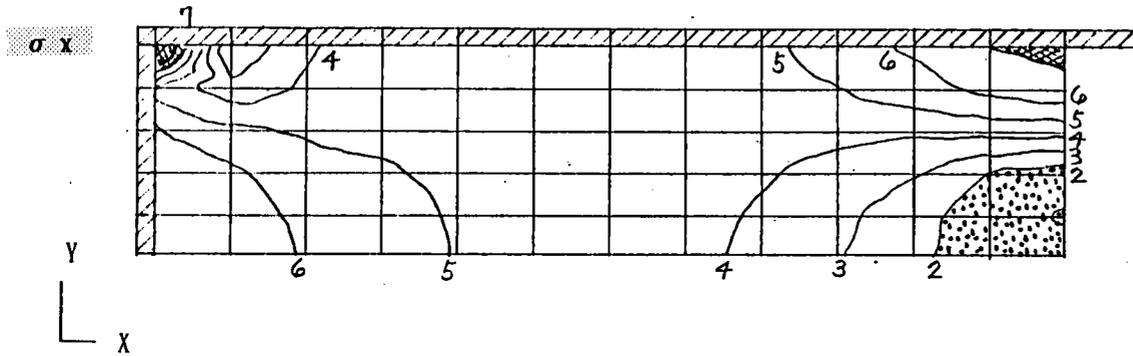


図 5.3.3.3 コンクリート応力分布 (前面ﾌﾞﾚｯﾄ case.2) f - 2

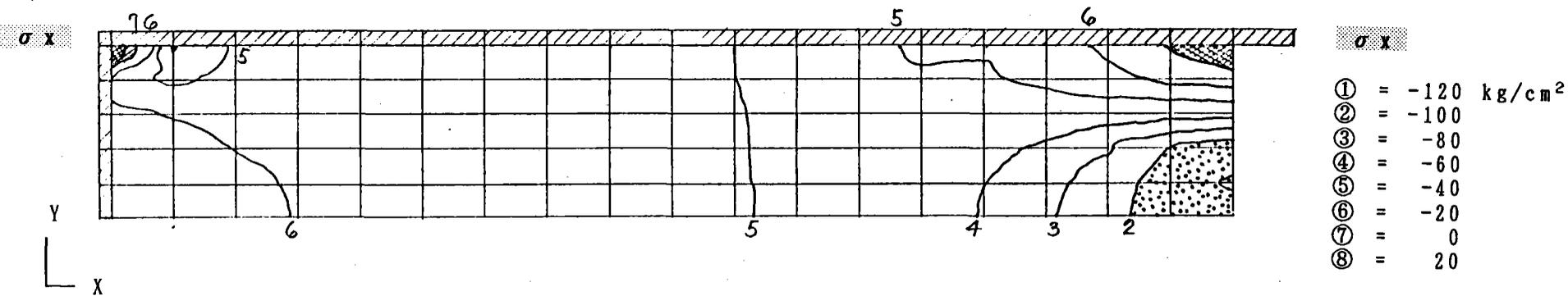


図 5.3.3.4 コンクリート応力分布 (前面プレート case.3) f-3

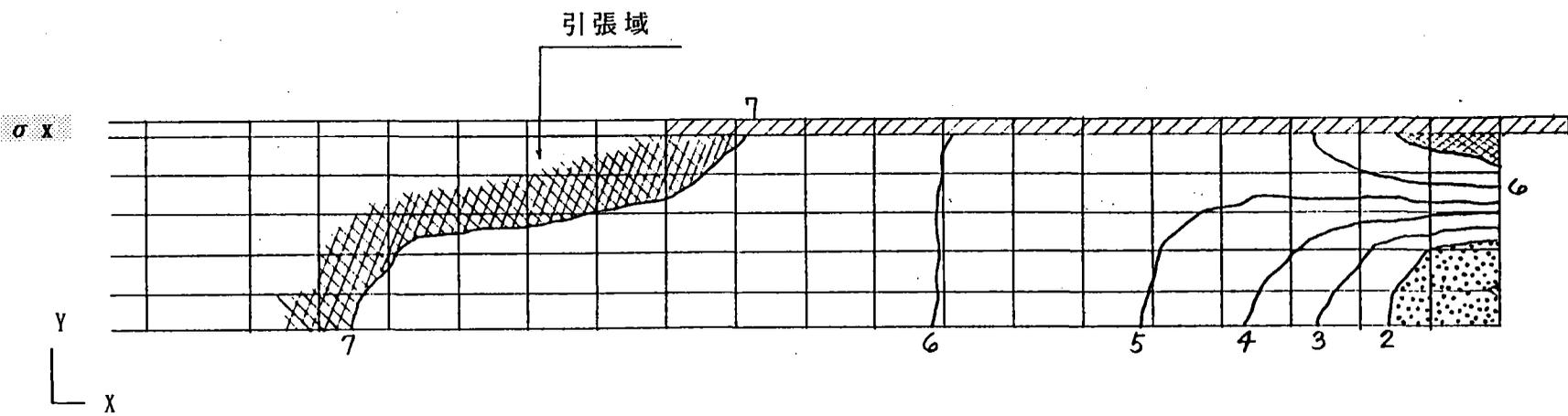


図 5.3.3.5 コンクリート応力分布 (前面プレート case.4) f-4

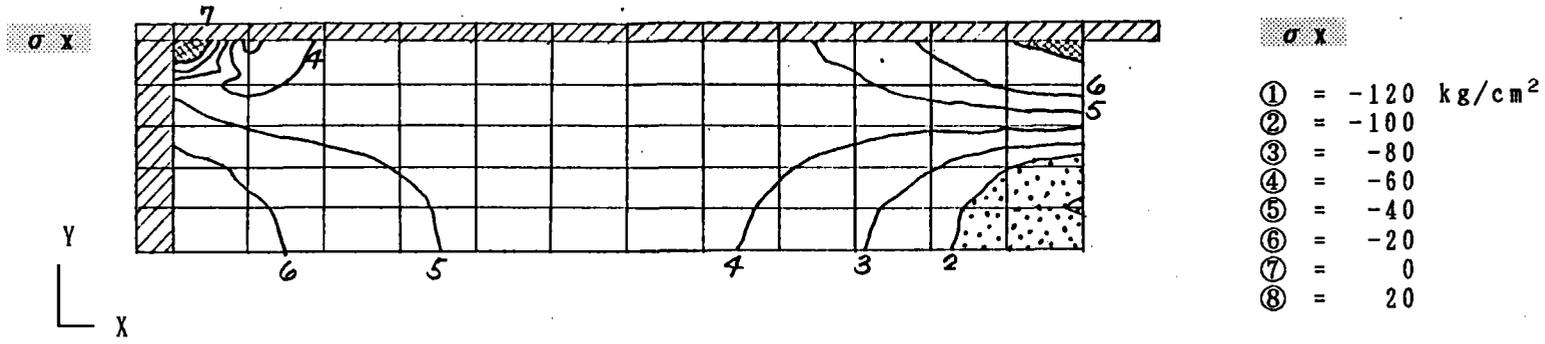


図 5.3.3.6 コンクリート応力分布 (前面ﾌﾞﾚｯﾄ case. 5) f - 5

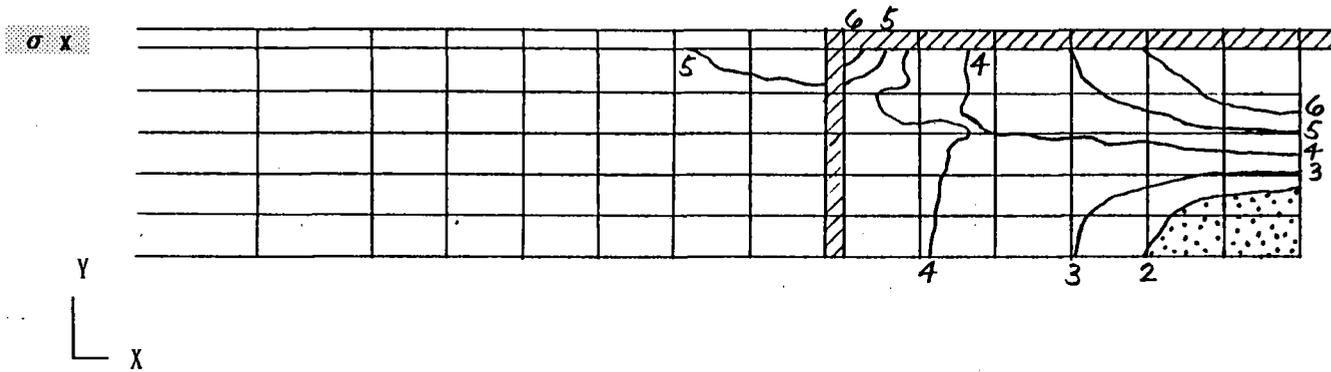
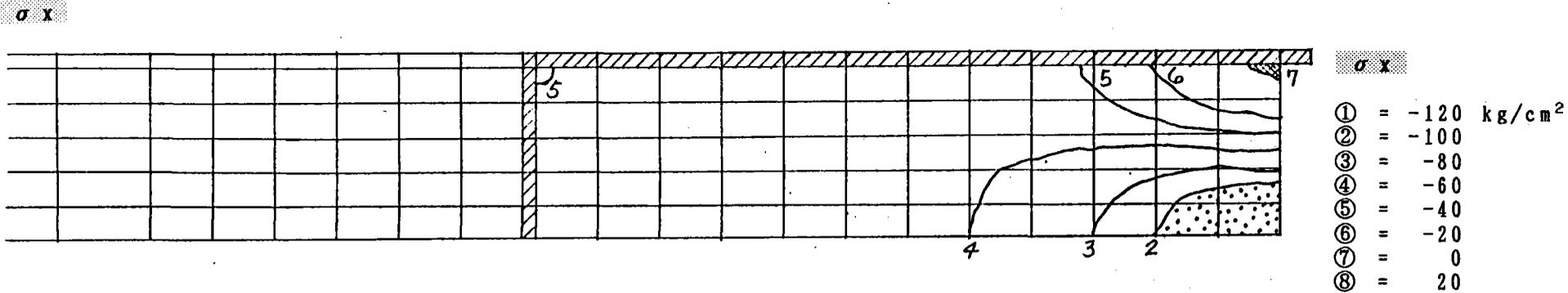
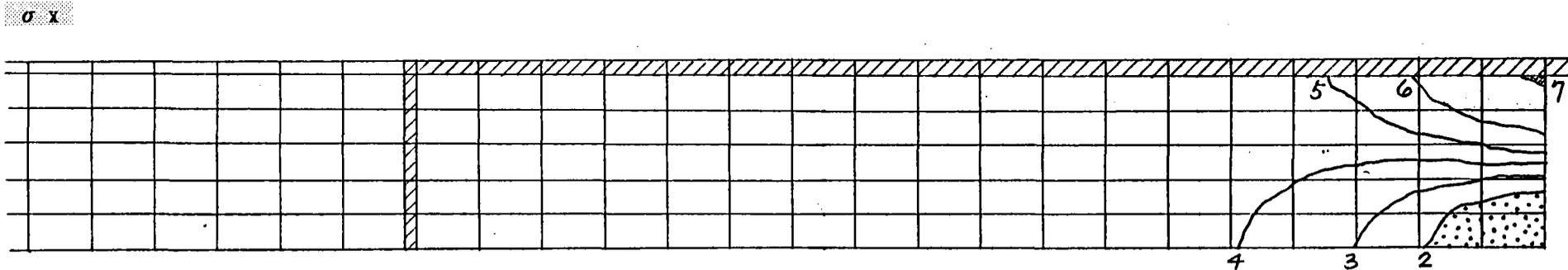


図 5.3.3.7 コンクリート応力分布 (前面ﾌﾞﾚｯﾄ case. 6) f - 6



Y
X

図 5.3.3.8 コンクリート応力分布 (前面7°レ-ト case. 7) f-7



Y
X

図 5.3.3.9 コンクリート応力分布 (前面7°レ-ト case. 8) f-8

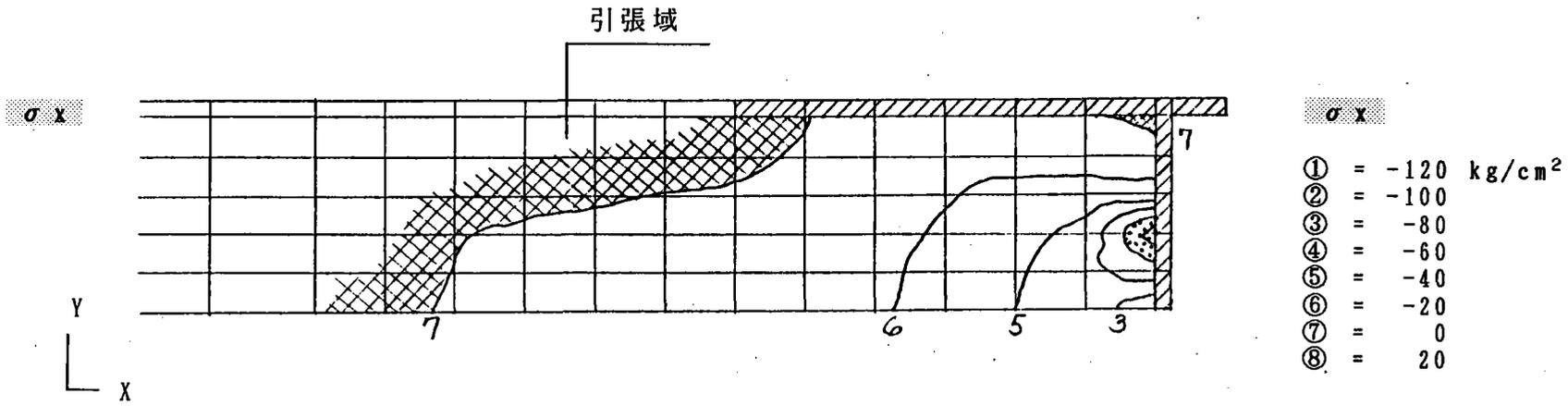


図 5.3.3.10 コンクリート応力分布 (後面プレート case.1) b-1

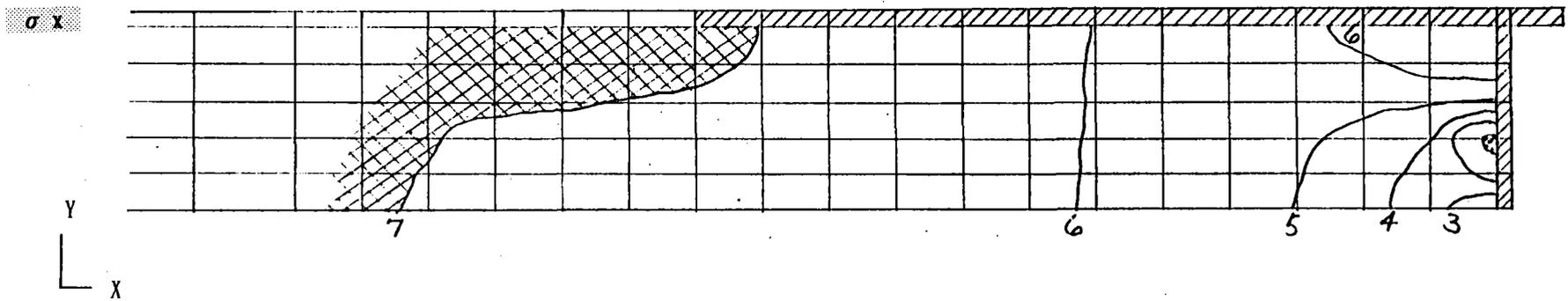
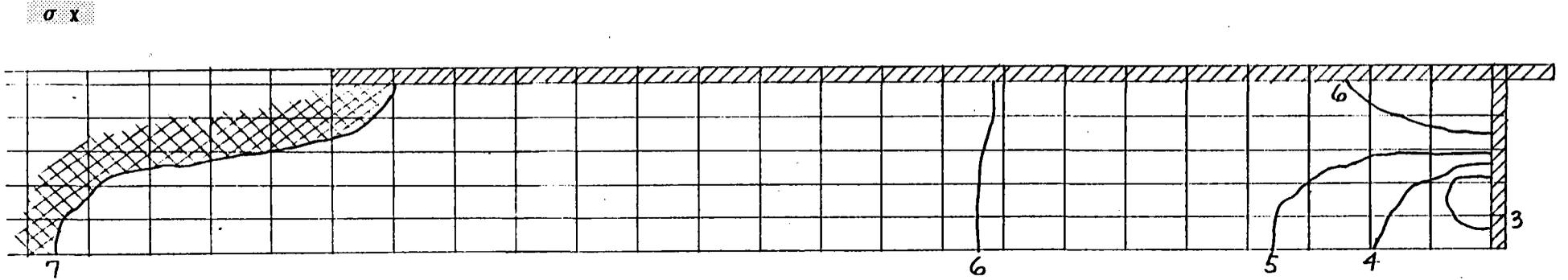


図 5.3.3.11 コンクリート応力分布 (後面プレート case.2) b-2



σ_x

Y
X

図 5.3.3.12 コンクリート応力分布 (後面プレート case.3) b-3

σ_x

- ① = -120 kg/cm²
- ② = -100
- ③ = -80
- ④ = -60
- ⑤ = -40
- ⑥ = -20
- ⑦ = 0
- ⑧ = 20

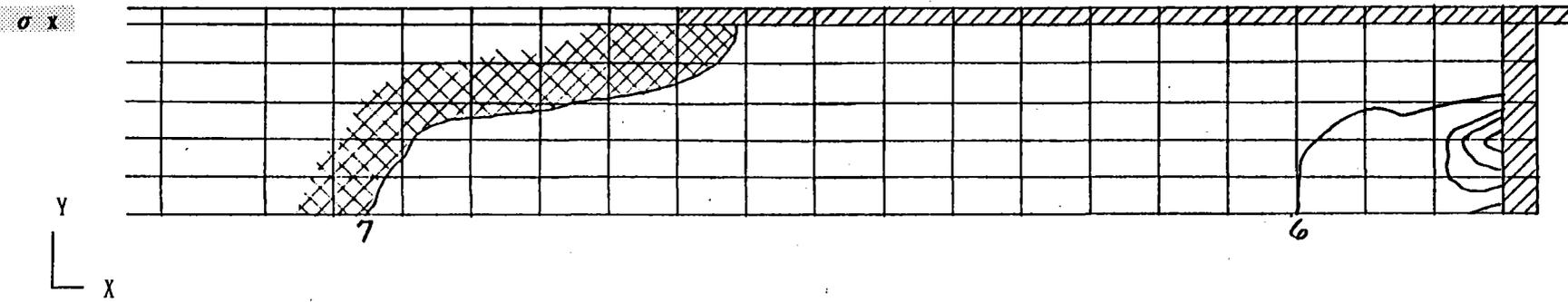


図 5.3.3.13 コンクリート応力分布 (後面レベル case. 5) b - 5

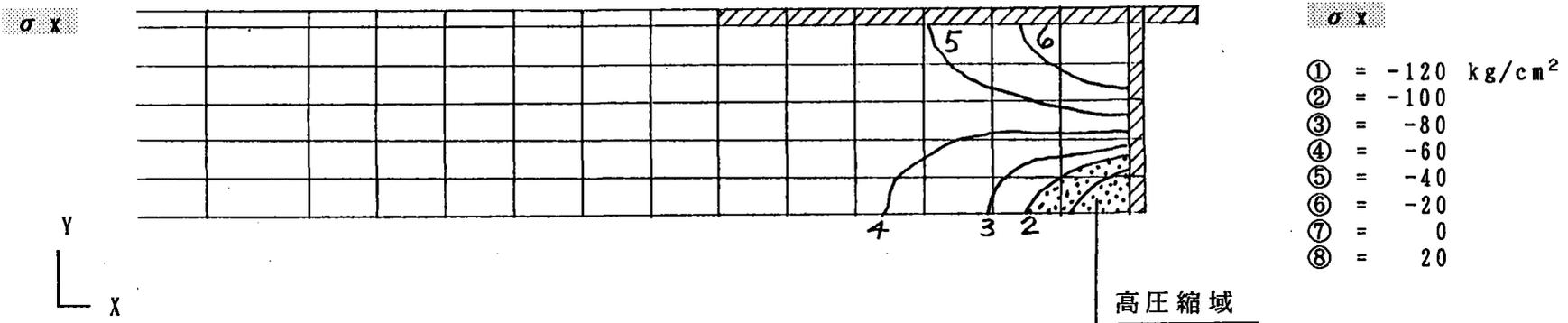
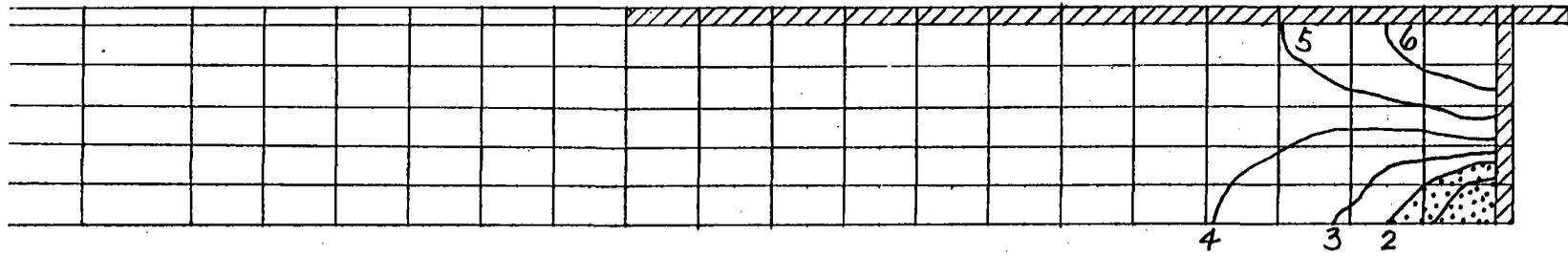


図 5.3.3.14 コンクリート応力分布 (後面レベル case. 6) b - 6

σ_x



Y
└── X

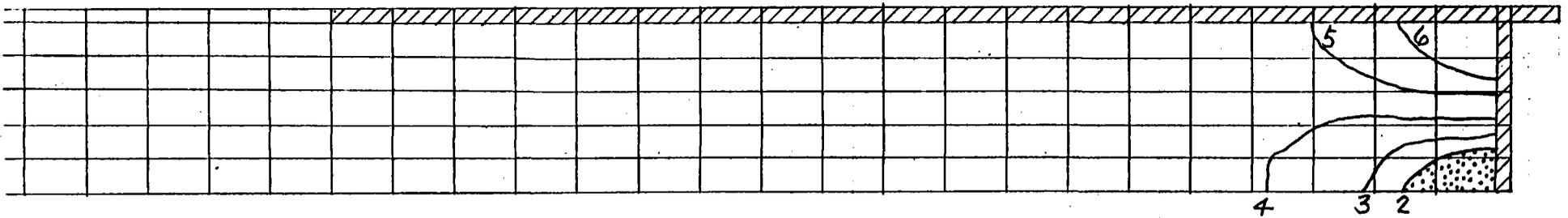
図 5.3.3.15 コンクリート応力分布 (後面7°V-ト case.7)

b - 7

σ_x

- ① = -120 kg/cm²
- ② = -100
- ③ = -80
- ④ = -60
- ⑤ = -40
- ⑥ = -20
- ⑦ = 0
- ⑧ = 20

σ_x



Y
└── X

図 5.3.3.16 コンクリート応力分布 (後面7°V-ト case.8)

b - 8

＜スタッドのせん断力＞

スタッドに作用するせん断力と伝達する力の分担率を表 5.3.3.2にまとめている。継手長の変化による分担率を比較すると図 5.3.3.17～18の様になる。前面プレートの場合、継手長が長くなるとスタッドの分担率が増加するのに対して、後面プレートでは余り変化しない。後面プレートの場合、プレートの剛性によって引張力を伝達する割合が決定され、その後のスタッドの本数には余り関係がないと考えられる。一方プレストレスがある場合は、プレートとコンクリートの間で引張力の伝達が有効になされるので、スタッドの分担率がかなり低下している。

次にスタッドのせん断力を図 5.3.3.19～22に示す。各ケースの分布は圧縮を伝達する継手の場合と同様に三角形分布になっている。ただし、圧縮の場合と異なり、前面、後面プレート共、鋼部材側の端部で最も大きいせん断力が作用している。これは引張を受ける場合、前面、後面にかかわらず、鋼部材側の端部に定着されるPC鋼棒との間で力を伝達しているためと考えられる。

前面プレートと後面プレートを比較すると、前面プレートの場合、継手長が長くなるとスタッドのせん断力の平均値は比較的变化しないのに、最大値は大きくなっていく。しかし後面プレートの場合、逆に平均値も最大値も小さくなる。(図 5.3.3.19)

プレート厚による違いは、コンクリートの応力分布に関しても述べたように、前面プレートの場合にはほとんど変化しないが、後面プレートの場合にはプレート厚の増加に従ってスタッドのせん断力が小さくなる事がわかる。(図 5.3.3.20)

プレストレスが導入されると、継手長の差によって存在した分布の差が小さくなる傾向がある。また、最大せん断力付近の分布曲線勾配がなだらかになっており、継手長が長くなっても最大値は一定になる様に思われる。このためプレストレスがある場合はコンクリートの応力集中にも余り差が生じなかったものと考えられる。後面プレートの場合、継手長が長くなるとプレストレスにより、作用引張力と反対方向のせん断力の生じる領域が現われてくる。(図 5.3.3.21～22)

表 5.3.3.2 スタッドのせん断力

(ton)

位 置		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ケース1	結果	3.485	6.931	7.001	7.150	7.370	7.658	8.015	8.438	8.917	9.426
	1本	4.647	4.621	4.667	4.767	4.913	5.105	5.343	5.625	5.945	6.284
ケース2	結果		1.118	1.765	2.314	2.839	3.377	3.943	4.541	5.164	5.789
	1本		0.745	1.177	1.543	1.893	2.251	2.629	3.027	3.443	3.859
ケース3	結果		0.933	1.555	2.103	2.636	3.185	3.761	4.367	4.998	5.628
	1本		0.622	1.037	1.402	1.757	2.123	2.507	2.911	3.332	3.752
ケース4	結果		1.726	2.704	3.490	4.135	4.652	2.588			
	1本		1.151	1.803	2.327	2.757	3.101	3.451			
ケース5	結果		0.665	1.049	1.376	1.686	2.005	2.339	2.696	3.079	3.489
	1本		0.443	0.699	0.917	1.124	1.337	1.559	1.797	2.053	2.326
ケース6	結果		0.132	0.320	0.553	0.806	1.074	1.352	1.639	1.923	2.177
	1本		0.088	0.213	0.369	0.537	0.716	0.901	1.093	1.282	1.451
ケース7	結果		0.161	0.362	0.596	0.848	1.113	1.389	1.674	1.957	2.209
	1本		0.107	0.241	0.397	0.565	0.742	0.926	1.116	1.305	1.473
位 置		11	12	13	14	15	16	17	18	19	
ケース1	結果	9.907	10.311	5.393							
	1本	6.605	6.874	7.191							
ケース2	結果	6.360	6.834	3.670							
	1本	4.240	4.556	4.893							
ケース3	結果	6.203	6.680	3.593							
	1本	4.135	4.453	4.791							
ケース4	結果										
ケース5	結果	3.933	4.412	4.931	5.489	6.078	6.675	7.224	7.681	4.089	
	1本	2.622	2.941	3.287	3.659	4.052	4.450	4.816	5.121	5.452	
ケース6	結果	2.350	2.424	1.249							
	1本	1.567	1.616	1.665							
ケース7	結果	2.382	2.455	1.264							
	1本	1.588	1.637	1.685							

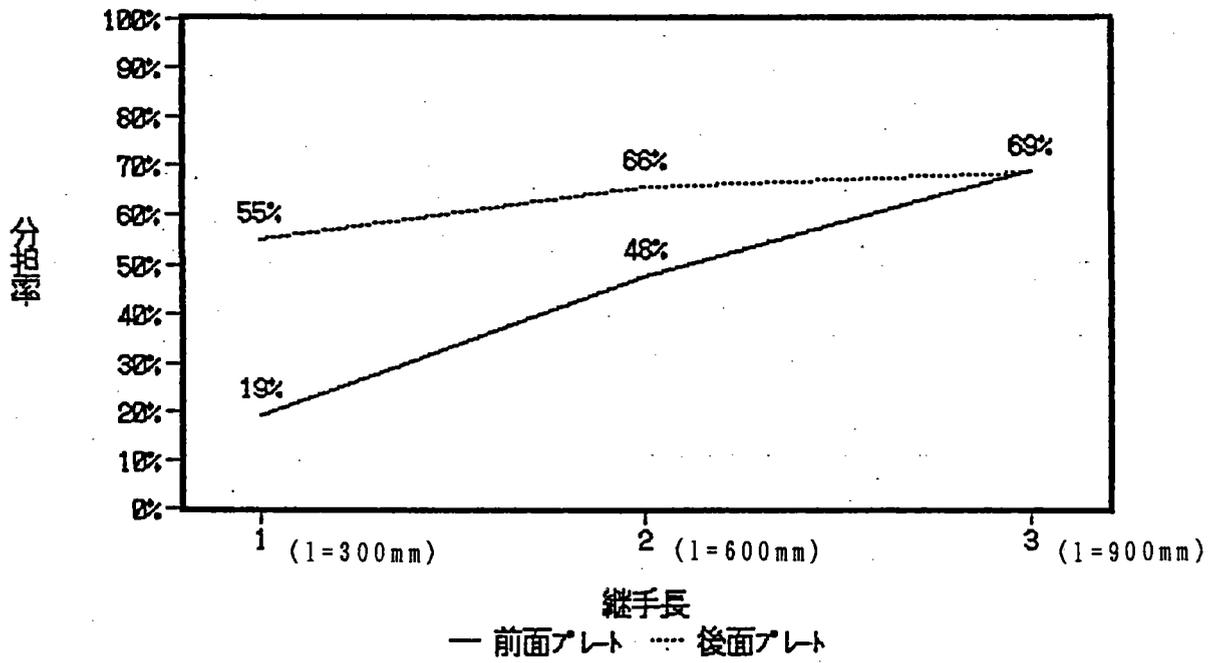


図 5.3.3.17 スタッド分担率の変化 (プレストレスなし)

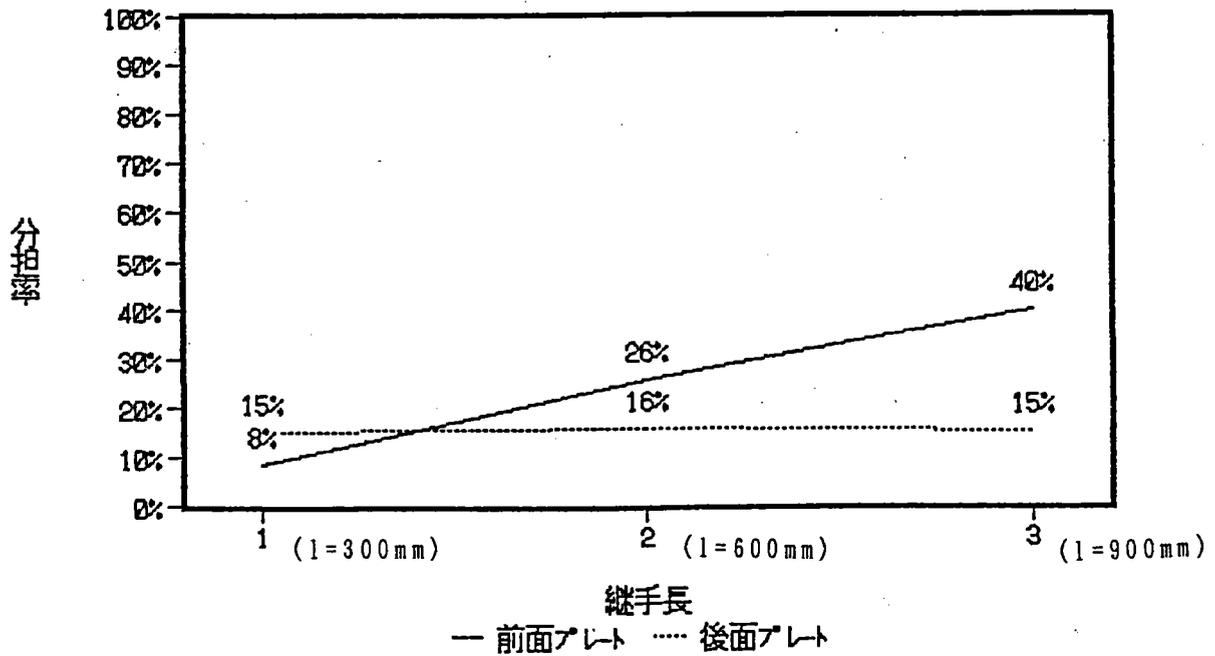


図 5.3.3.18 スタッド分担率の変化 (プレストレスあり)

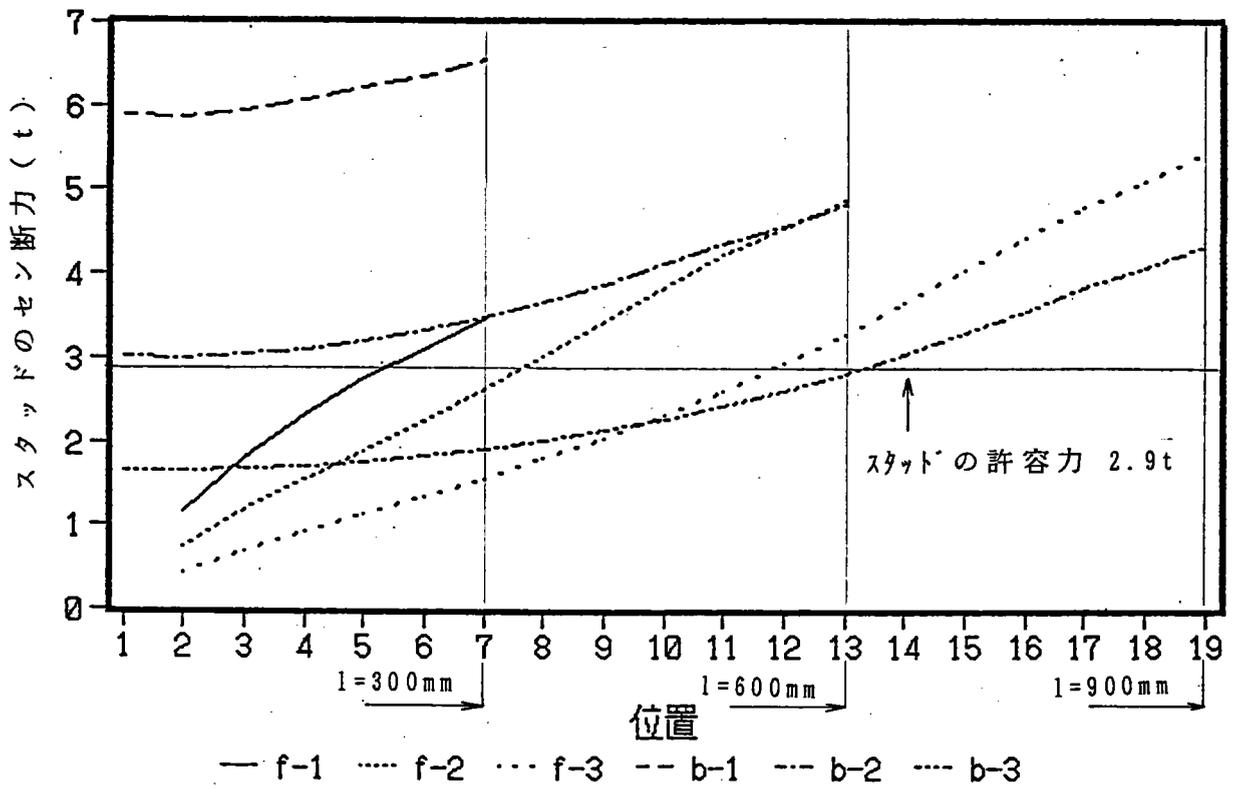


図 5.3.3.19 スタッド力の分布 (前面、後面の比較)

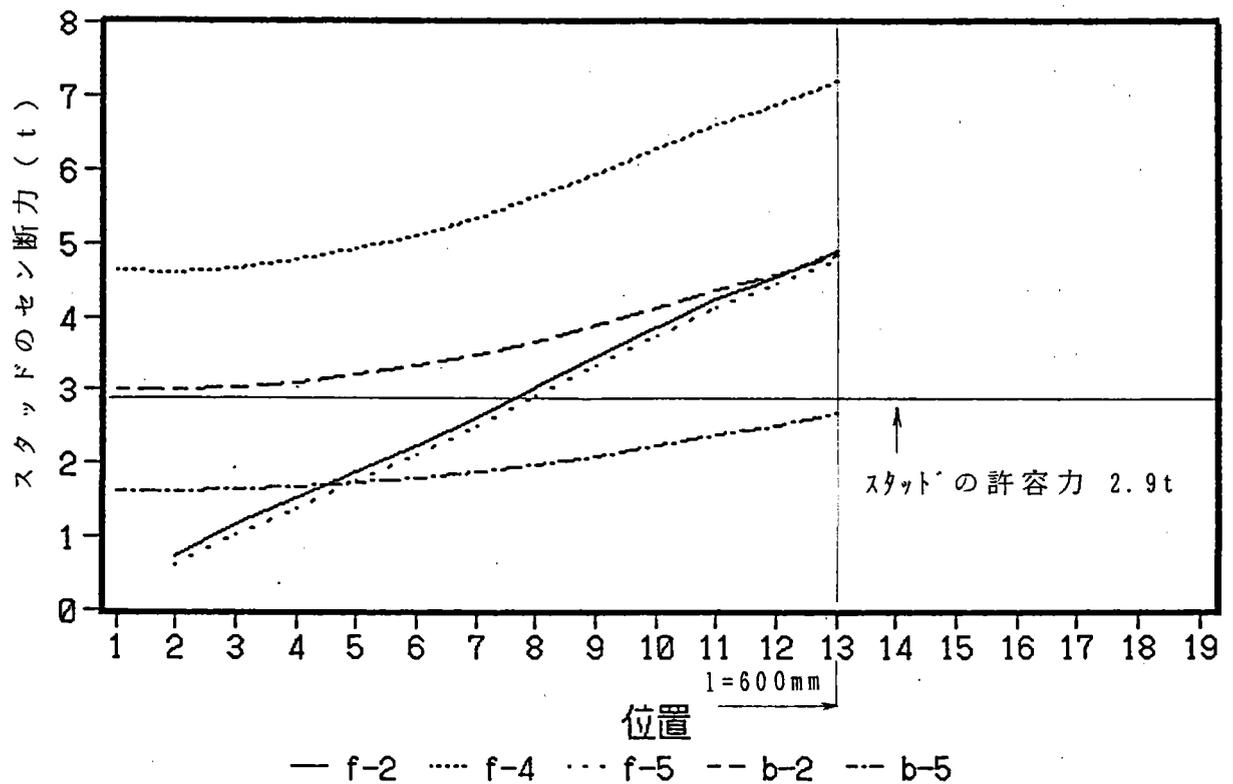


図 5.3.3.20 スタッド力の分布 (プレート厚による比較)

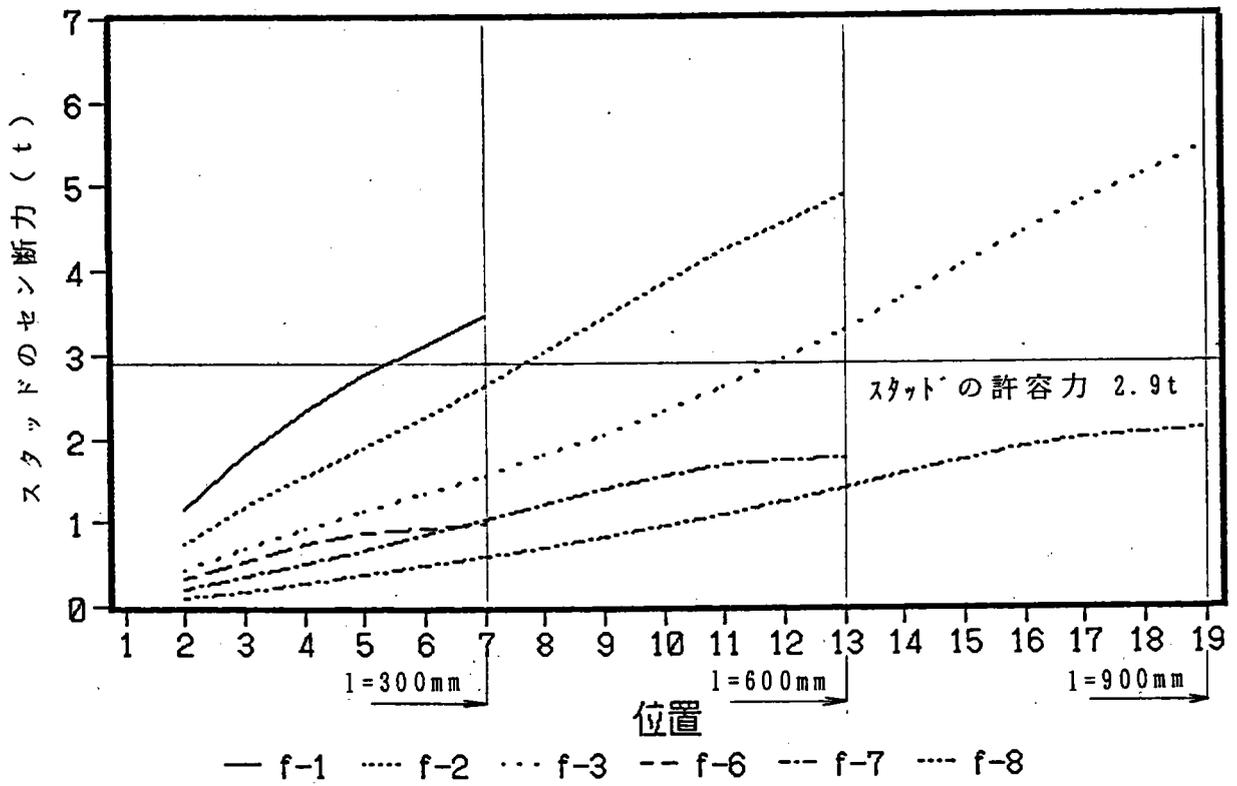


図 5.3.3.21 スタッド力の分布 (前面、フレストレスによる比較)

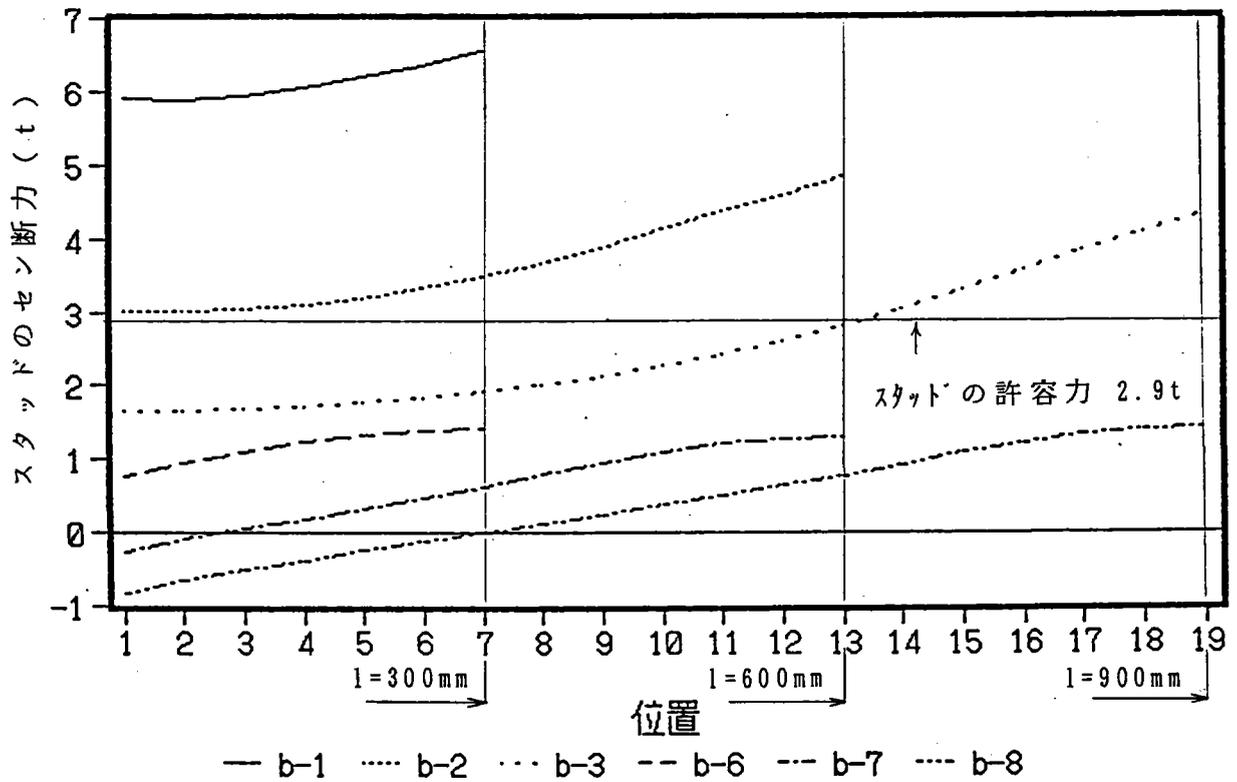


図 5.3.3.22 スタッド力の分布 (後面、フレストレスによる比較)

5.4 解析例のまとめ

5.4.1 継手タイプの特徴

5.1 から5.3 で解析した結果から、今後の継手タイプの選択における参考になるような、継手タイプごとの特徴を以下にまとめる。

表5.4.1 に継手タイプと、分担率やジベルの最大せん断力の比較を示す。この表も利用して、個々の継手タイプの特徴を記述する。

表5.4.1 継手タイプによる、分担率とジベルの最大せん断力の比較

継手タイプ	伝達力の種類	分担率 (%)				プレートの分担率の変化 3d/1d	ジベルの最大せん断力 TON/本		
		ジベル 2d	プレート (前面、後面)				1d	2d	3d
			1d	2d	3d				
ジベルのみ	圧縮	100	0	0	0	—		6.7	
	引張り								
前面プレート	圧縮	29	89	71	56	56/89=0.63	2.3	3.3	3.7
	引張り	48	81	52	31	31/81=0.38	3.5	4.9	5.5
後面プレート	圧縮	24	89	76	67	67/89=0.75	1.9	2.3	2.4
	引張り	66	45	34	31	31/45=0.69	6.6	4.8	4.3

1d、2d、3d : 継手長さ

(1) ジベルのみの継手

ジベルのみの継手構造は、プレートのある継手で見られるような、コンクリートの応力集中が解析モデルの関係であらわれていない。しかし、ジベル一本に働くせん断力は、表5.4.1で示すように、プレートのある継手に比べて大きくなることから、ジベルのつけ根付近では、応力集中が発生しているものと思われる。継手に大きな軸力が働く場合には、ジベルの太さと最少ピッチから限界が出てくるものと思われる。

ジベルに働くせん断力は、継手部の両端で大きく、中央で小さくなる傾向をしめす。どのタイプの継手構造でもいえることだが、ジベルに働くせん断力は、均一ではない。ジベルのバネ定数を考慮した、解析が望まれる。

(2) プレートのある継手

プレートのある継手の本解析例では、プレートの分担率が圧縮で60~90% 引張りで30~80% となっている。このことから、プレートが継手の軸力を伝達するに、かなり有効であることがわかる。

a) 前面プレートがある継手

前面プレートがある継手の圧縮力の伝達については、表5.4.1に示すように、後面プレートのある継手に比べプレートの分担率が少し小さい。引張力の伝達では、後面プレートのある継手に比べプレートの分担率が、かなり大きくなっている。

ジベルのある継手部を長くすると、後面プレートのある継手に比べ、ジベルが分担する割合がかなり大きくなる。このことは、圧縮と引張りで同様な結果となっている。すなわち、前面プレートがある継手は、プレートの分担率を、ジベル継手部の長さで、変化出来る特徴がある。

ジベルのある継手部を長くすると、ジベル一本当りのせん断力が増加する。この傾向は圧縮よりも引張りの方が大きい。

前面プレートと側面プレートとの隅角部では、コンクリートの応力集中が、発生している。本解析モデルの形状では、図5.4.1に示すような、コンクリートの欠落ちが心配される。対策として、コンクリートの接触面を広げる(図5.4.2)、側面プレートを前面プレートの前まで伸ばし、コンクリートの側方を拘束する(図5.4.3)などがある。

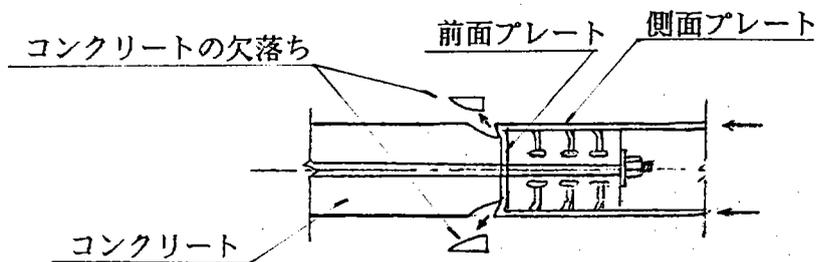


図5.4.1 応力集中によるコンクリートの欠落ち

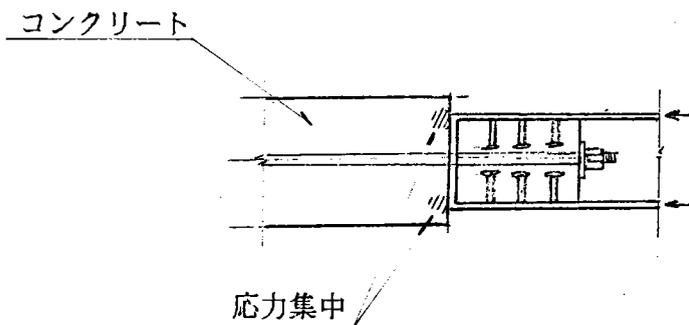


図5.4.2 コンクリートの接触面を広げる案

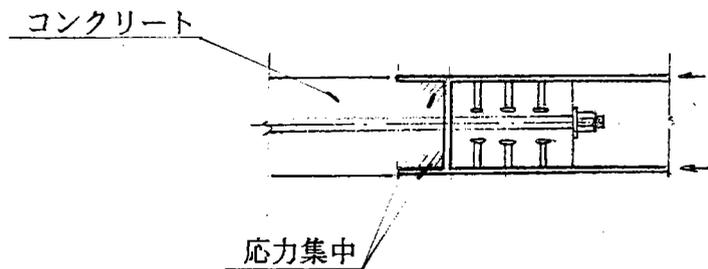


図5.4.3 コンクリートの側方を拘束する案

b) 後面プレートがある継手

後面プレートがある継手の圧縮力の伝達については、表 5.4.1で示すように、前面プレートのある継手に比べ、プレートの分担率がすこし大きくなっている。しかし、引張力の伝達については、前面プレートのある継手に比べ、かなり小さくなっている。

ジベルのある継手部を長くしても、前面プレートに比べ、ジベルが分担する割合の増加はすくない。

ジベルのある継手を長くすると、ジベル1本当りのせん断力が、圧縮では増加し引張りでは減少する。

後面プレートと側面プレートとの隅角部で、コンクリートの応力集中が、圧縮で発生しているが、引張りでは発生していない。圧縮でのコンクリートの応力集中は、側面が拘束してあるため、前面プレートで心配されるコンクリートの欠落ちにつながりにくい。

5.4.2 継手部の要求と適した継手タイプ

以上の検討から、本解析例のうちで継手部の要求と適した継手タイプの組合わせを、表 5.4.2に示した。

表 5.4.2 継手部の要求と適した継手タイプ

継手部の応力 設計の要求		○ : 適した構造 / 対策		
		ジベルのみ	前面プレート	後面プレート
圧縮	伝達力が小さい場合	○	○	○
	伝達力が大きい場合		○	○
引張り	伝達力が小さい場合	○	○	○
	伝達力が大きい場合		○	△
プレートとジベルで力を分散したい場合			ジベルのある継手部を長くする。	同左
ジベルの応力を小さくしたい場合			ジベルのある継手部を短くする。	ジベルのある継手部を圧縮で短く引張りで長くする。

5.4.3 解析例のおわりに

今回の解析は、設定した構造のモデル化で、種々の仮定を設けており、また計算ケースも少ない。得られた検討結果の一般性については、まだ多くの検討を要すると考えられる。今回の解析で使用したモデル化で、今後詳細な検討が必要と考えられる課題として以下の項目がある。

- (1) スタッドジベルのモデル化およびバネ定数の評価
- (2) 継手内コンクリートにおける側方拘束の効果
- (3) コンクリート材料のモデル化
- (4) プレストレスのモデル化

以上、今回の検討は一試算例ではあるが、今後の複合構造の継手の検討に参考となれば幸いである。

おわりに

複合構造研究部会の活動も、丸4年が経過した。担当委員の多くが4年間継続して委員を務めてくれたお陰で、44回の委員会と4回の親睦会を通し、ここに研究成果をまとめることができた。

法人各位の御協力に対し、感謝する次第である。

今後は、この成果をより発展させるべく努力する所存である。関係各位の御支援をお願いする次第である。