

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 $\triangle OBC$ 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⁾

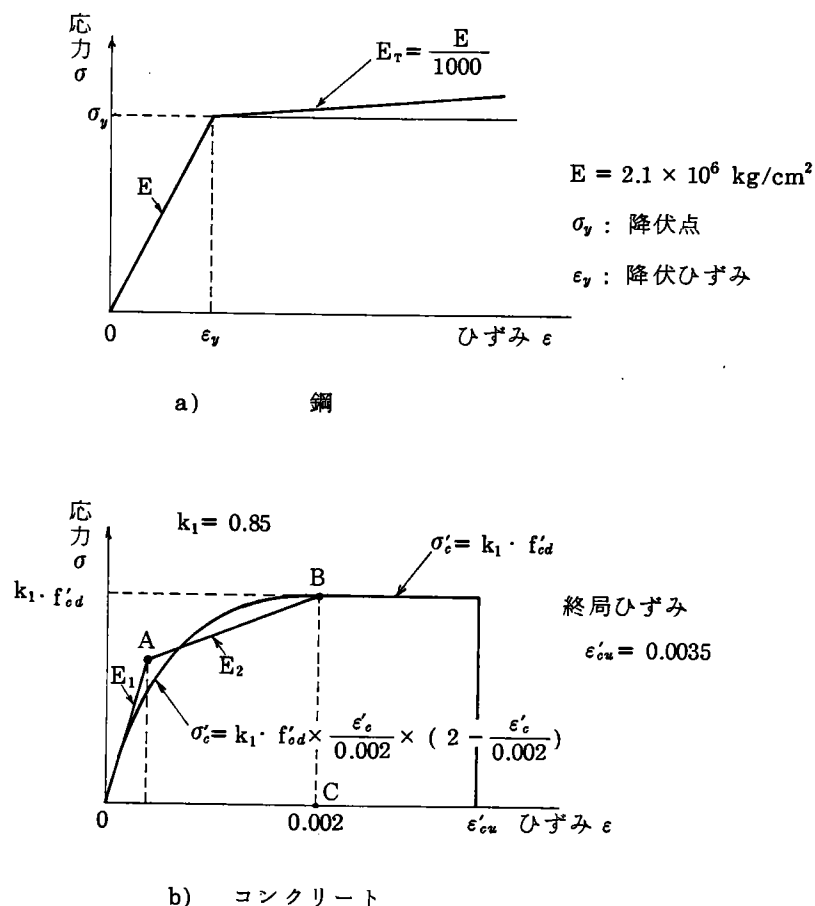


図-1.2.1 応力ひずみ曲線

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	3.5
	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]

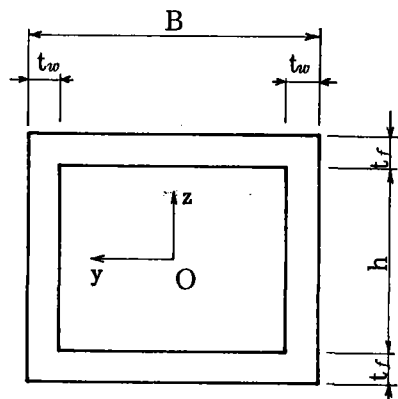
¹⁾: コンクリート標準示方書『昭和61年制定』土木学会；3.2節参照。

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	$E_c = 3.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

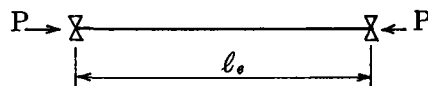
材 料	フランジ幅 B mm	フランジ厚 t_f mm	ウェブ高 h mm	ウェブ厚 t_w mm	断面積 A cm ²	断面2次モーメント I cm ⁴	断面2次半径 r cm	全塑性軸力 P_y ton
鋼	200	4.5	180	4.5	34.2	1970	7.59	82100
コンクリート	220	44.5	111	53.0	313.5	13000	6.45	82100

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。

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



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

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

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

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

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

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

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

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。

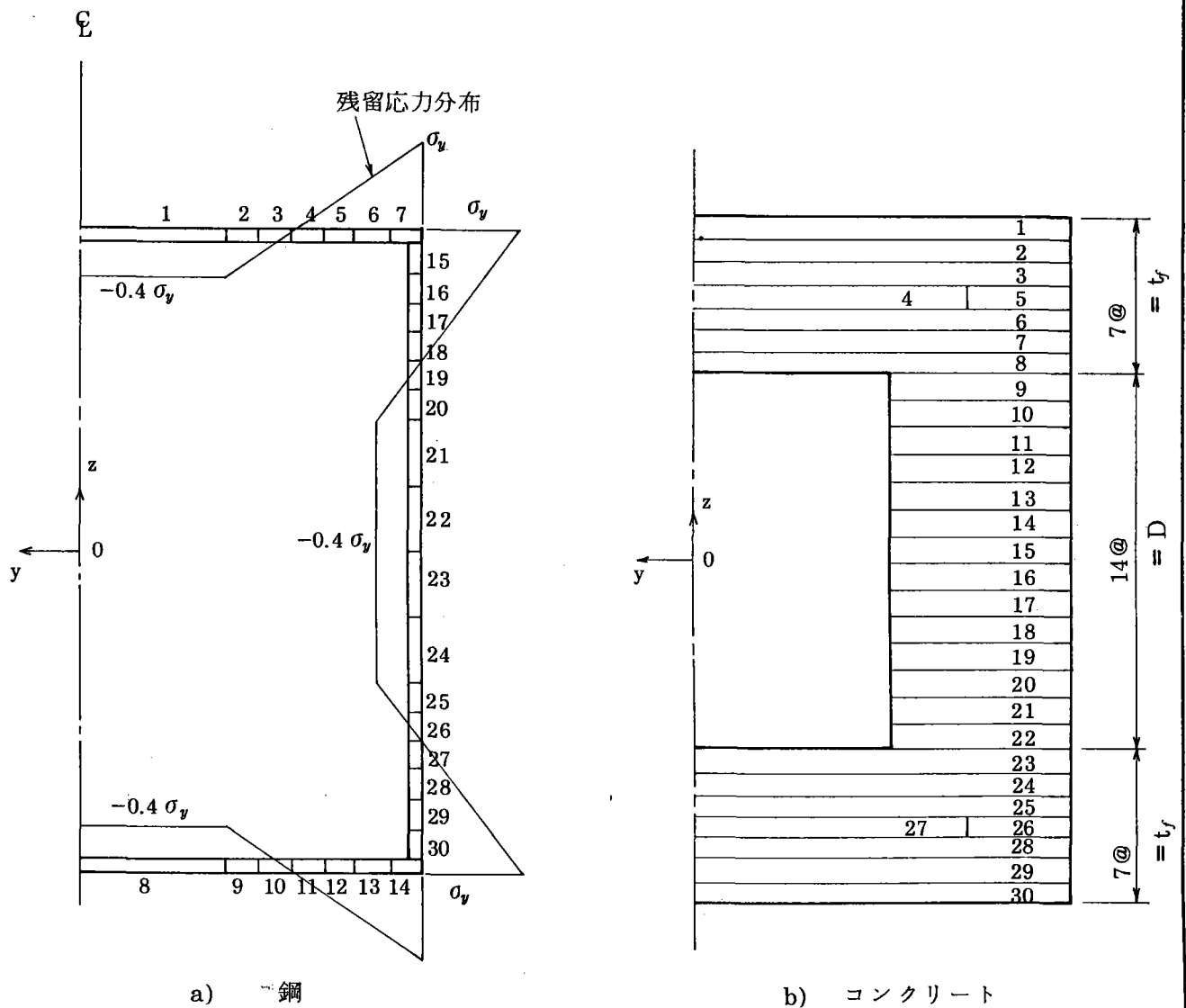


図-1.3.2 断面ストリップ分割方法

1. 4 計 算 結 果

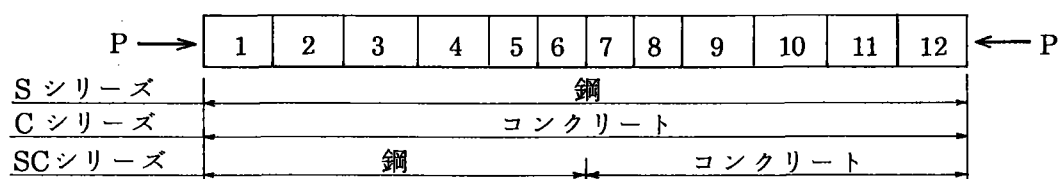
(1) 軸 方 向 圧 縮 耐 力

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



(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。

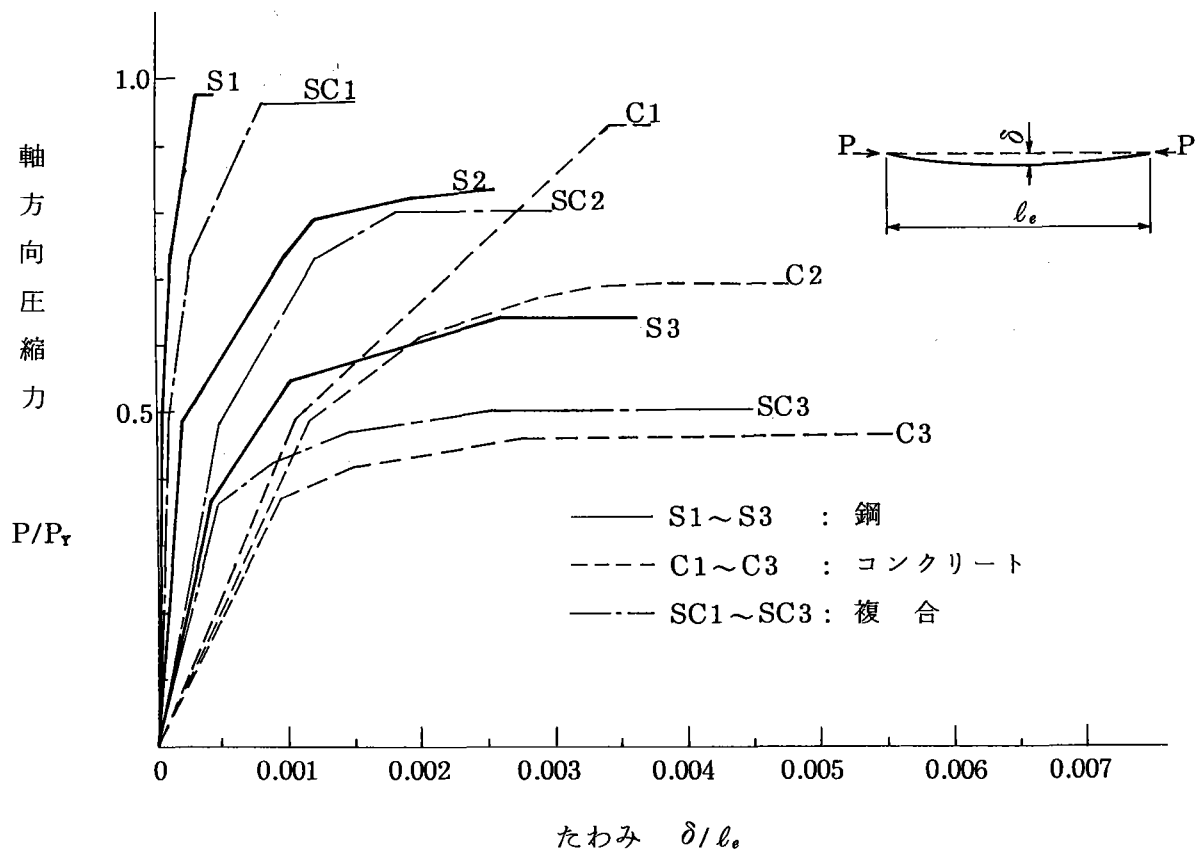


図 - 1.4.2 荷重 - たわみ 曲 線

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。

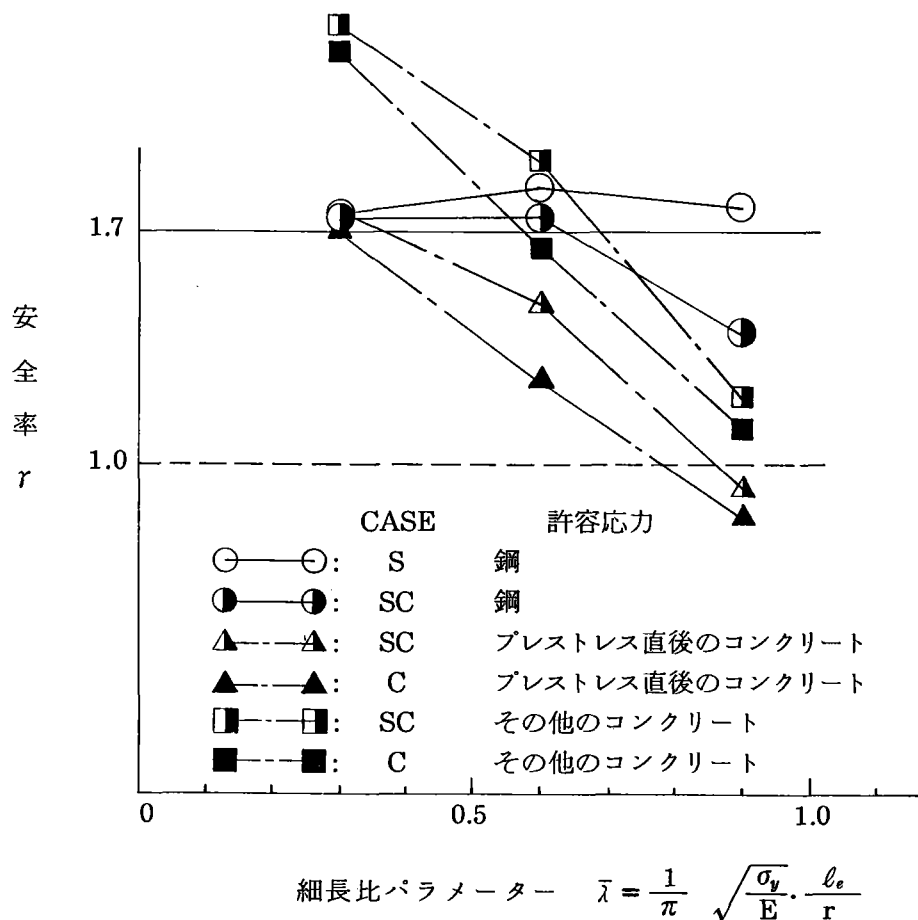


図-1.5.1 細長比と安全率の関係（軸方向圧縮力）

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。

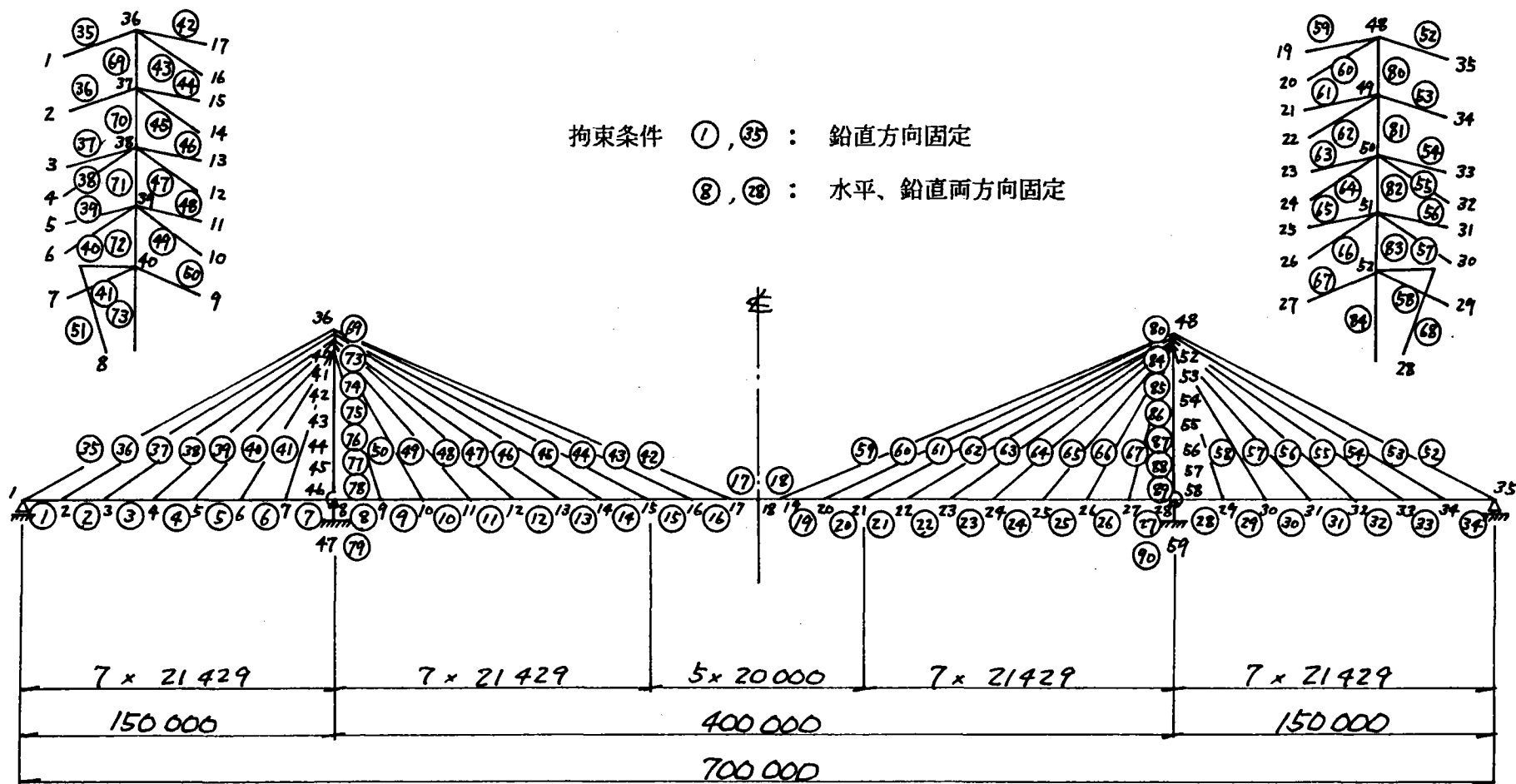


図-2.2.1 骨組形状

(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)

CASE (1)					CASE (2)					CASE (3)				
MEMBER		L	M	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)

		CASE (4)			
MEMBER		L	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。

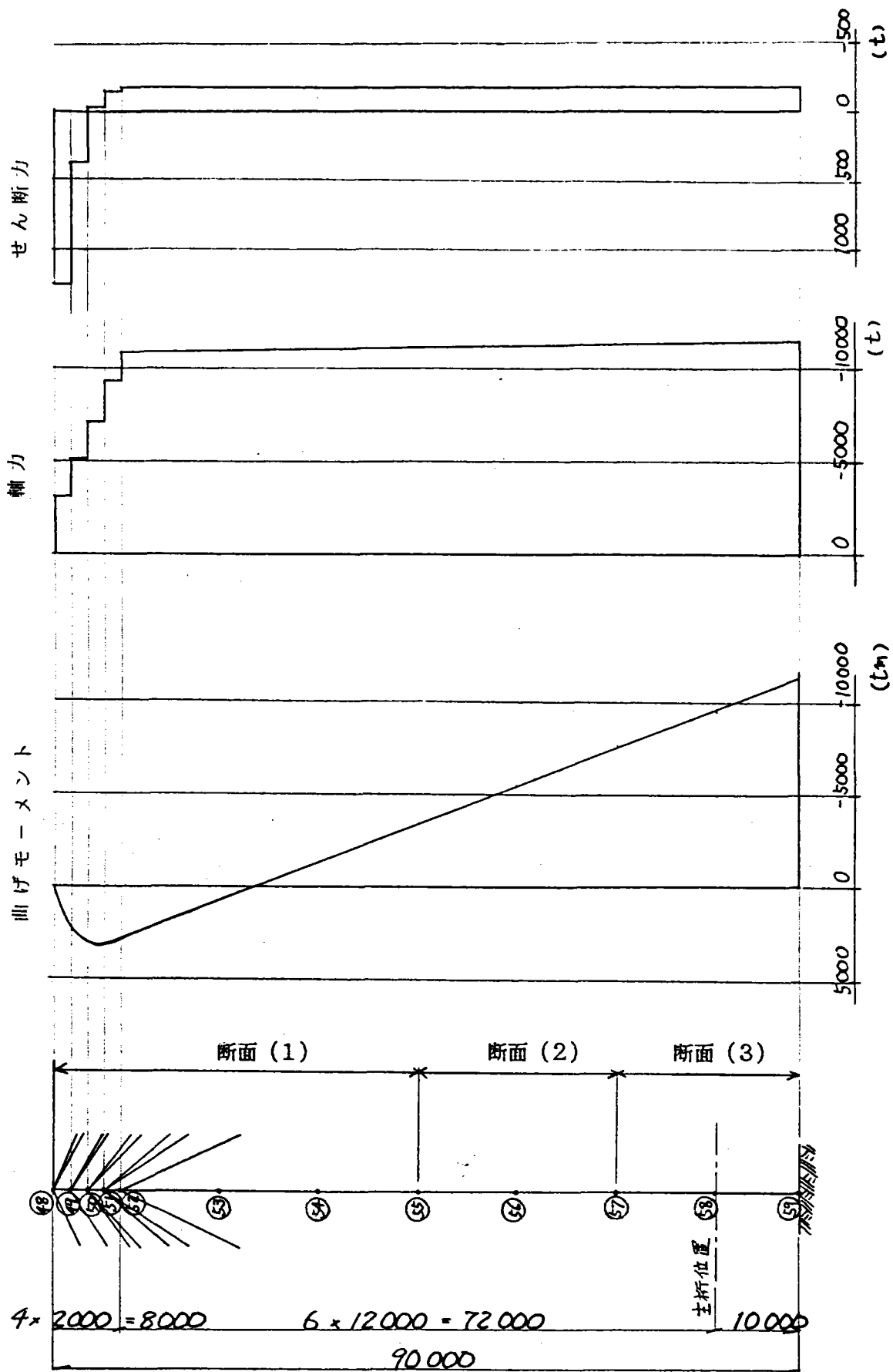
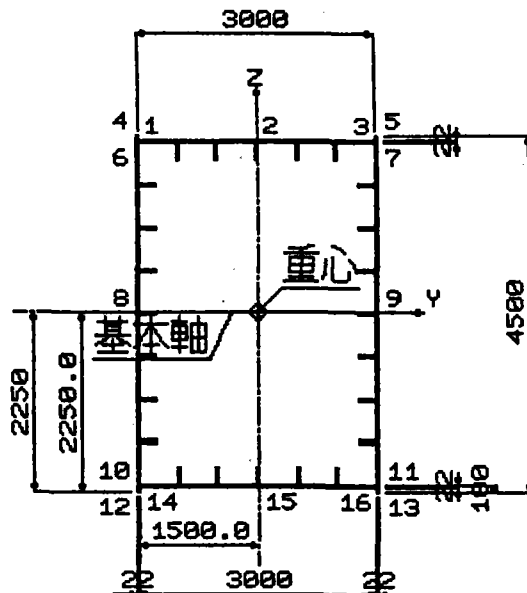


図-2.2.2 断面計算結果 (活荷重中央径間載荷時)

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(cm ²)
(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

$$A_n = 4524.60 \text{ (Ag= 4524.60)}$$

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 cm ⁴	, Iz = 71,765,789 cm ⁴
純捩り定数	J = 102,218,064 cm ⁴	

《 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) --> $\sigma c + \sigma by / (1 - \sigma c / \sigma eay) + \sigma bz / (1 - \sigma c / \sigma eaz) \leq \sigma caL$
 $\sigma bagy = 2100$, $\sigma bao = 2100$, $\sigma eay = 8271$, $\sigma eaz = 4796$

部材	Pt.	σc	σby	σbz	σcaz	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
	13	-1230	314	0	1560	0.613 < 1	861 < 2100
BOTT	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

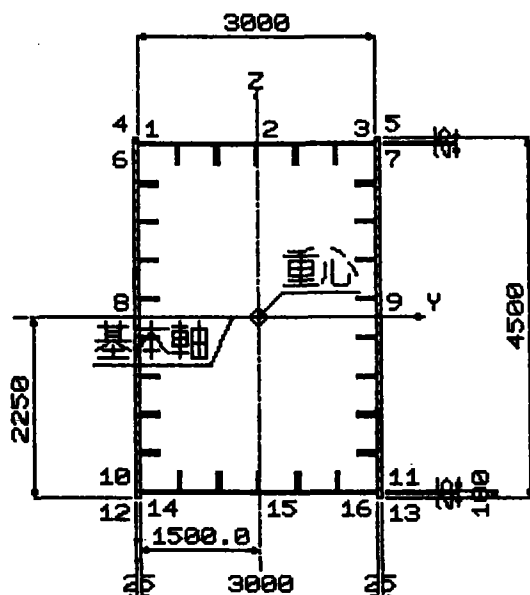
〈 せん断応力度 (kg/cm²) & 合成応力度 〉

部材	Pt.	τy	τz	τx	$\Sigma \tau$	τa	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	
	13	0	0	0	0 < 1200	0.190 < 1.2	
BOTT	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
γL_{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

$$A_n = 5415.00 \quad (A_g = 5415.00)$$

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 cm ⁴ , Iz = 85,565,435 cm ⁴	
純振り定数	J = 116,459,701 cm ⁴	

《 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
BOTT	12	-1045	590	0	1558	0.349 < 1	368 < 2100
	13	-1045	590	0	1558	0.349 < 1	368 < 2100
	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

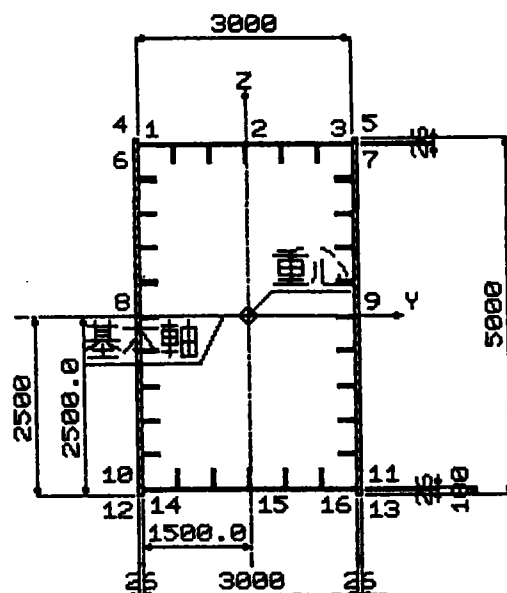
< せん断応力度 (kg/cm²) & 合成応力度 >

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	
BOTT	12	0	0	0	0 < 1200	0.047 < 1.2	
	13	0	0	0	0 < 1200	0.047 < 1.2	
	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
γL_{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

$$A_n = 6099.60 \quad (A_g = 6099.60)$$

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	ly = 199,281,016 cm ⁴	, Iz = 98,387,905 cm ⁴
純振り定数	J = 141,256,003 cm ⁴	

《 M m a x 時 》
 〈 曲げ応力度 (kg/cm²) 〉

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

$$\text{式(3.3.5)} \rightarrow \sigma_c + \sigma_{by} / (1 - \sigma_c / \sigma_{eay}) + \sigma_{bz} / (1 - \sigma_c / \sigma_{eaz}) \leq \sigma_{caL}$$

$\sigma_{bagy}=2100$, $\sigma_{bao}=2100$, $\sigma_{eay}=9880$, $\sigma_{eaz}=4876$

部材	Pt.	σ_c	σ_{by}	σ_{bz}	σ_{caz}	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
BOTT	12	-952	723	0	1566	0.227 < 1	152 < 2100
	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.	τ_y	τ_z	τ_x	$\Sigma \tau$	τ_a	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	
BOTT	12	0	0	0	0 < 1200	0.012 < 1.2	
	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
γL_{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)

		CASE (1)				CASE (2)				CASE (3)			
MEMBER		L	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。

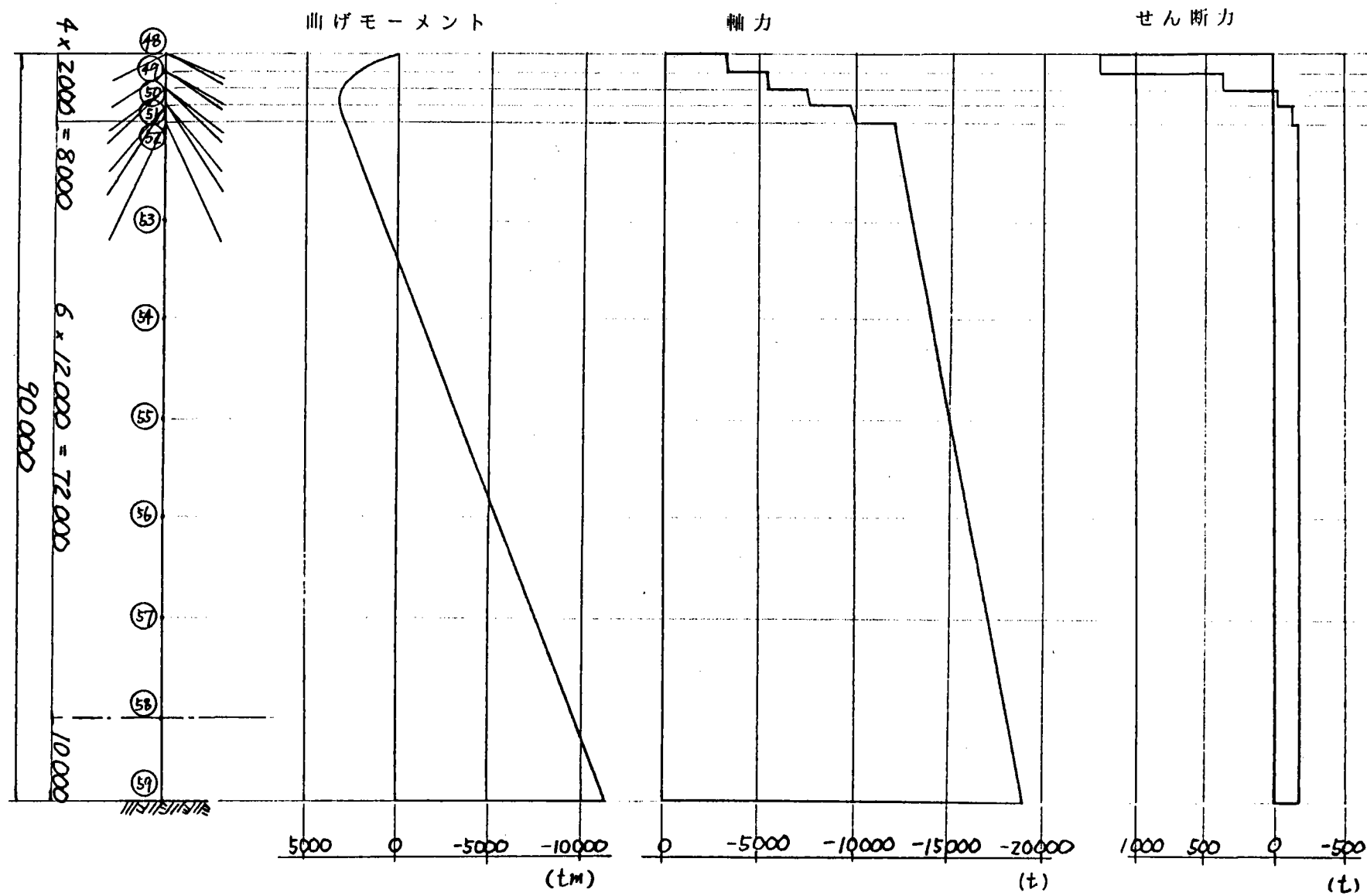
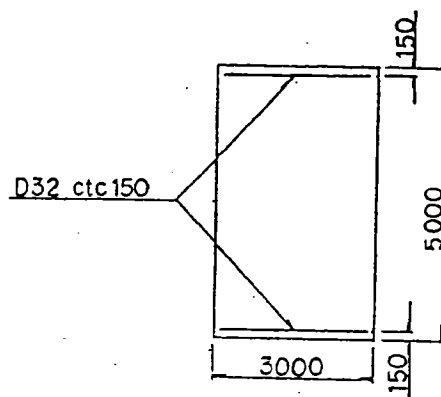


図-2.2.3 断面計算結果 (活荷重中央径間載荷時)

応力度計算結果

*** 鉄筋コンクリート応力度 ***

			地震時	活荷重時	
検討 CASE			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 用	有断	コンクリート (m**2)	10.989	15.000	
	効用	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	上 側 (kg/cm**2)	155	100	
	ンク	下 側 (kg/cm**2)	0	23	
	鉄	上 側 (kg/cm**2)	2237	1463	
	筋	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

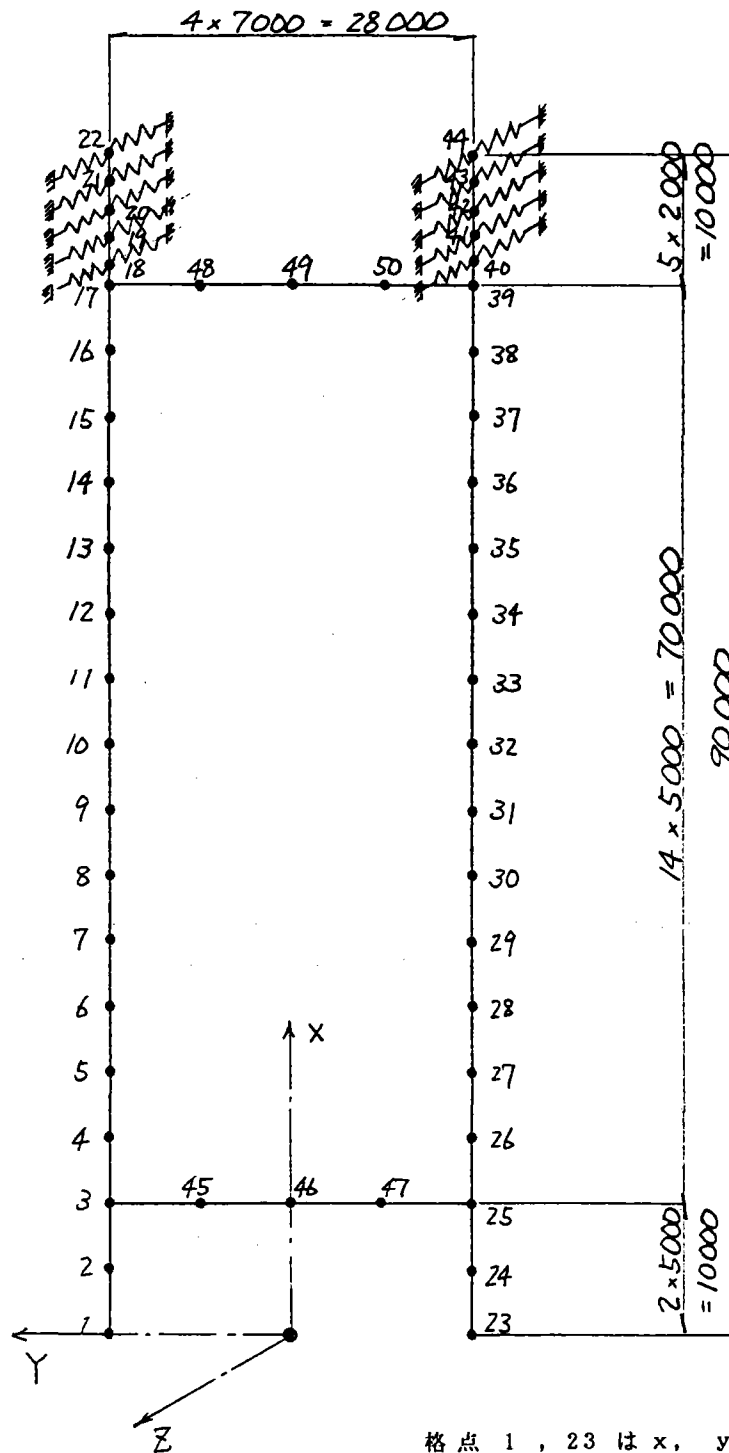
FEM座屈解析および軸力と曲げを受ける部材の終局耐力計算を行い、鋼主塔に対する耐荷力を算定する。

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

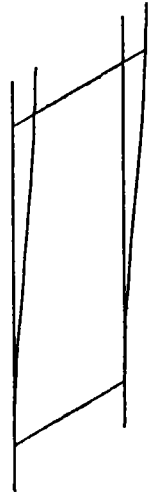
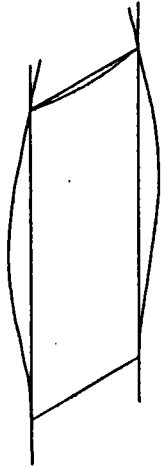
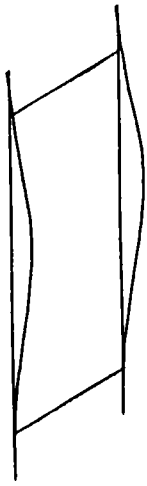
次数	第 1 次	第 2 次	第 3 次
固有値	2.672	8.487	9.637
座 屈 モ ー ド 図	 (主塔面内)	 (主塔面内)	 (主塔面外)

図-2.3.2 座屈解析結果

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)。

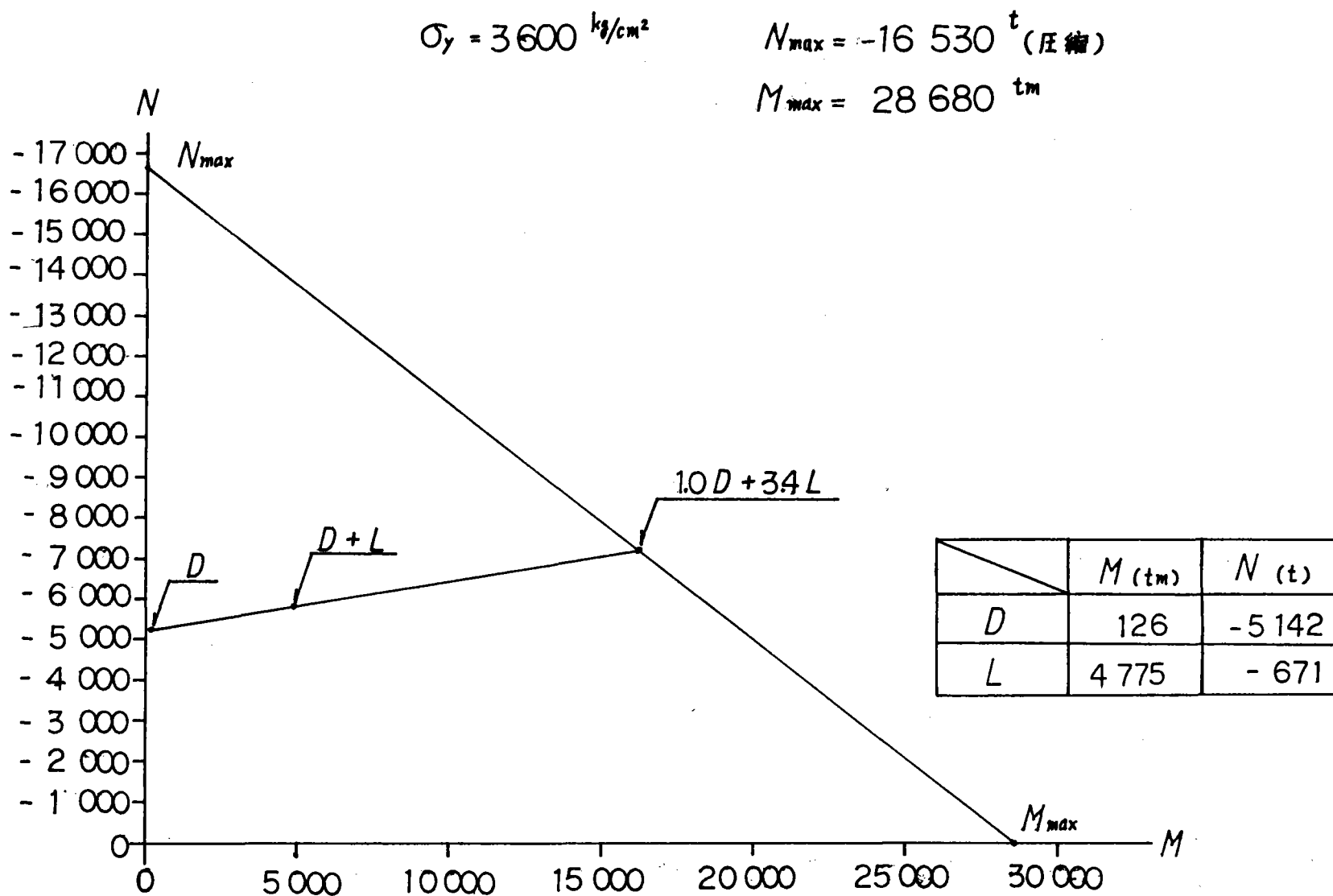


圖-2.3.3 M-N相關圖 (活荷重中央徑間載荷時)

(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)

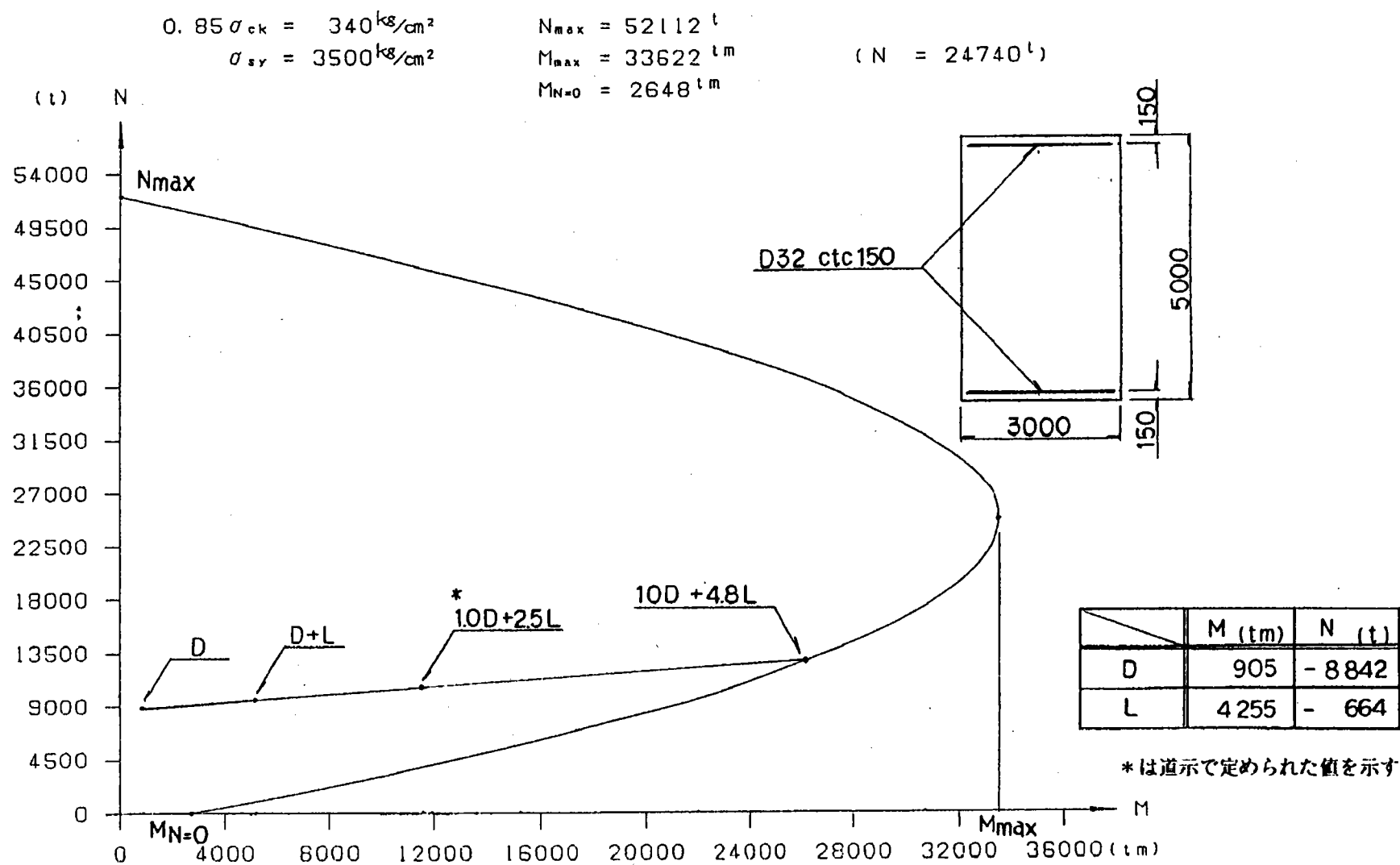


図-2.3.4 M-N相関図 (活荷重中央径間載荷時)

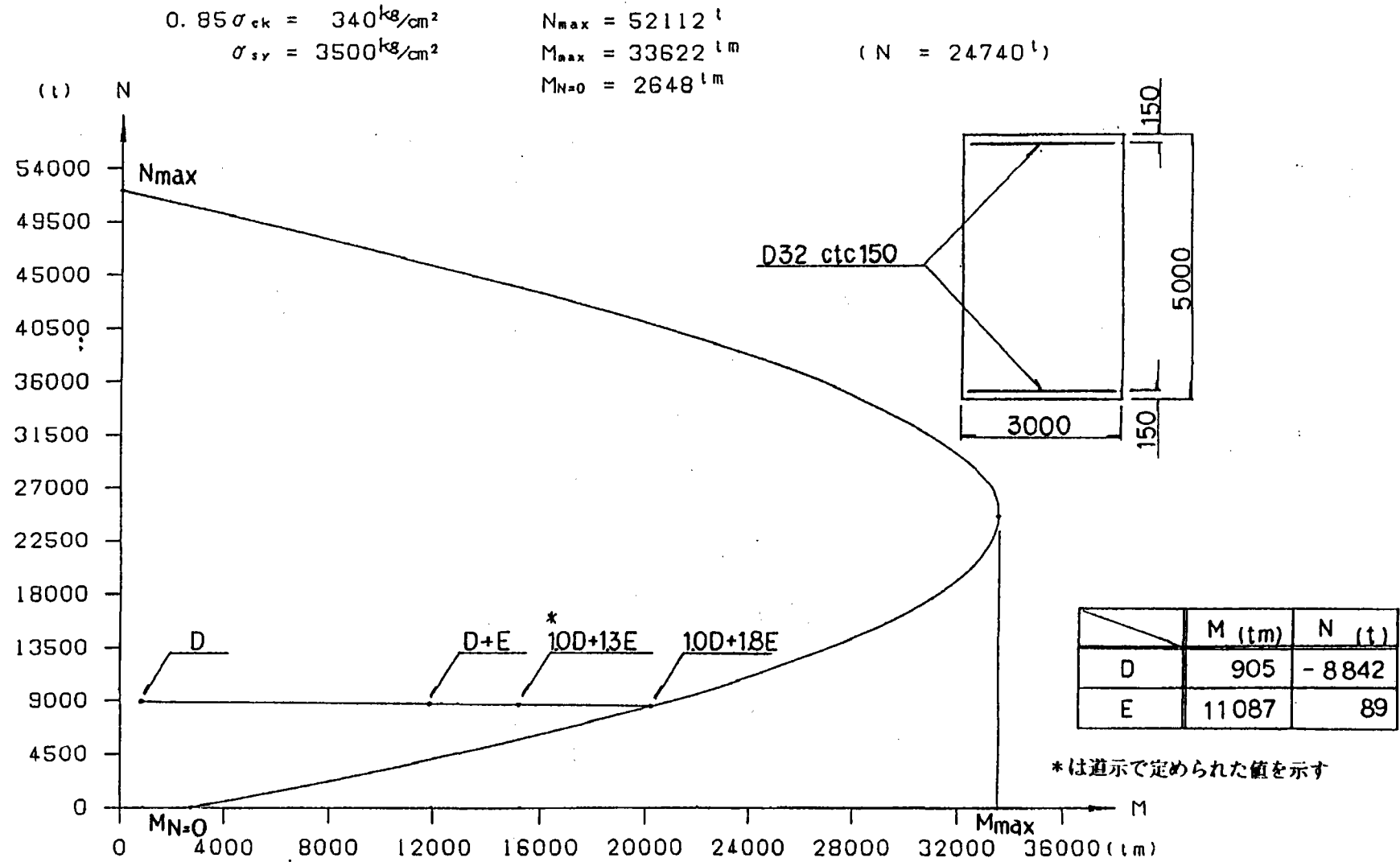


図-2.3.5 M-N相関図(地震時)

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。

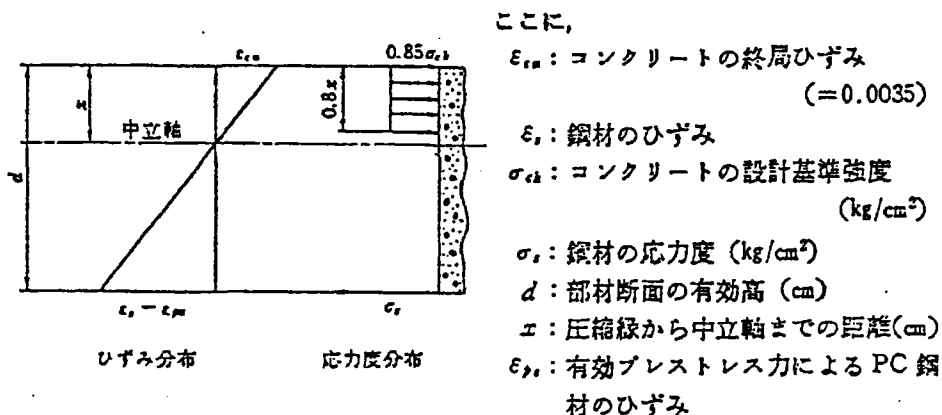


図-2.4.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみおよび応力度の分布

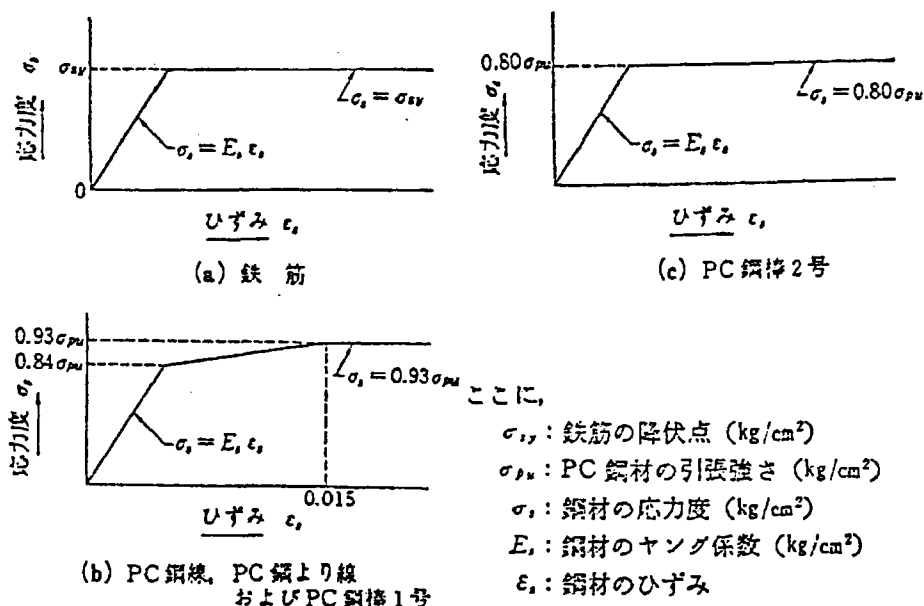


図-2.4.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の鋼材の応力度—ひずみ曲線

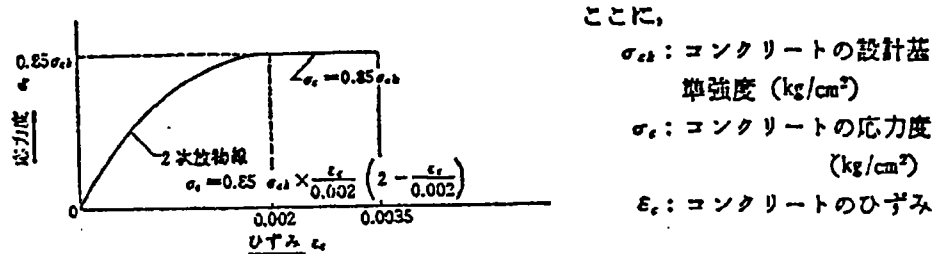


図-2.4.4 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の
コンクリートの応力度—ひずみ曲線

- (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。

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

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

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)

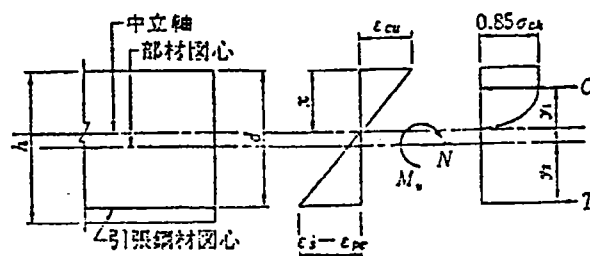
N : 軸方向力 (kg)

$x, \epsilon_{cu}, d, \epsilon_s, \epsilon_{ps}$: 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)。

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

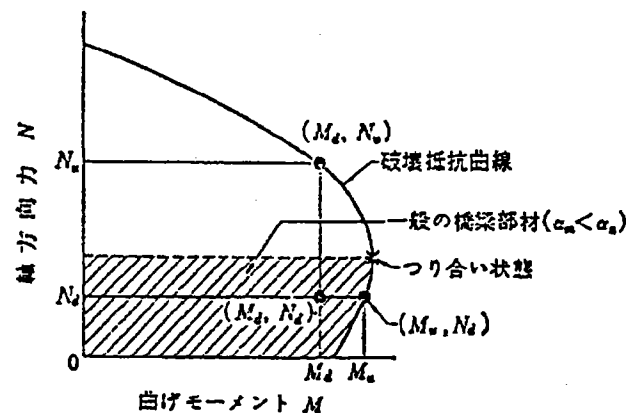
ここに、 y_1, y_2 : 断面図心より C および T までの距離 (cm)



(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。



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

ここに、 M_d ：終局荷重作用時の曲げモーメント
(kg・cm)

N_d ：終局荷重作用時の軸方向力 (kg)

M_u ： 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_u ： 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

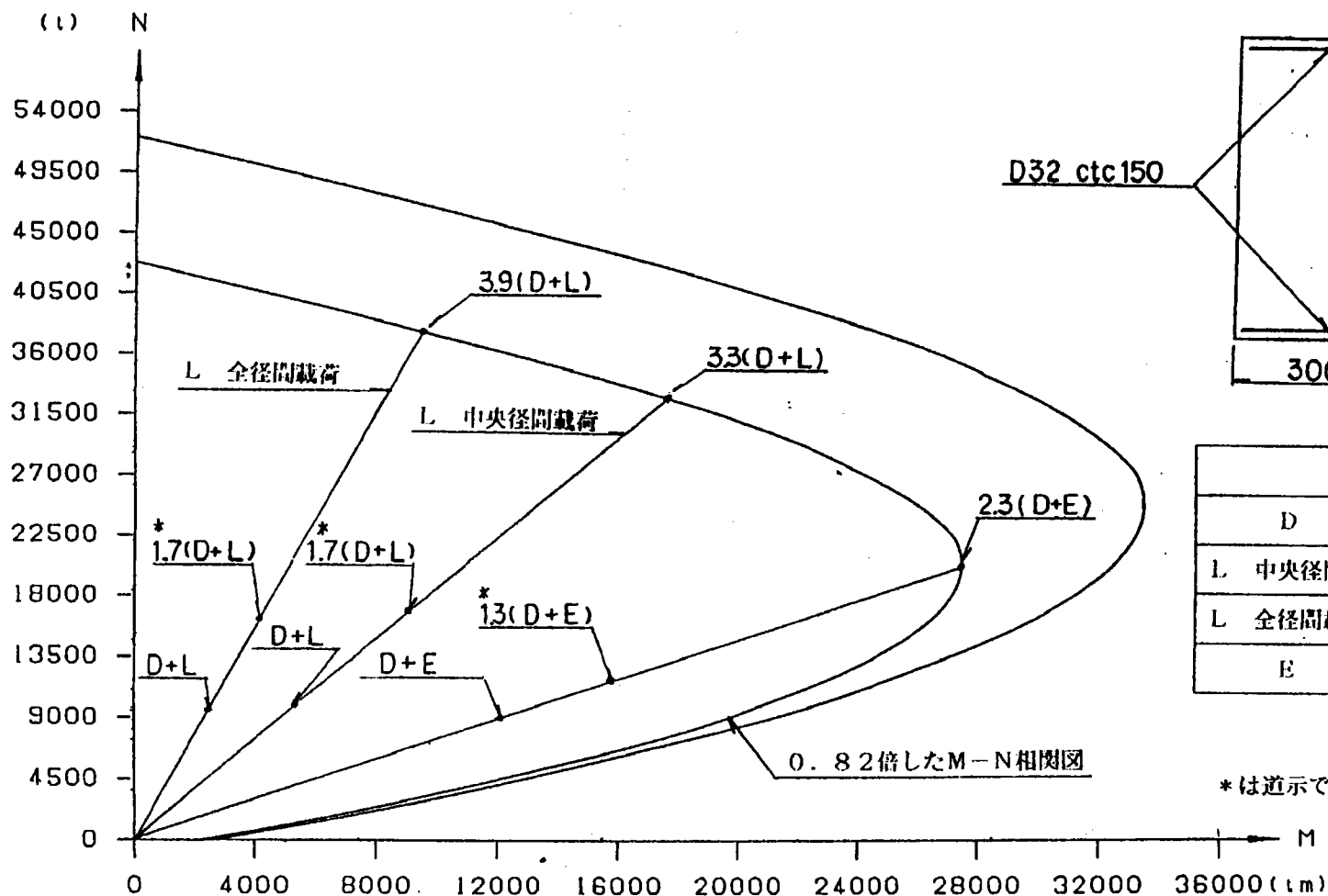
活荷重（中央径間載荷）に対して	3.3	（道示では1.7）
活荷重（全径間載荷）に対して	3.9	（道示では1.7）
地震	2.3	（道示では1.3）

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ので、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。

$$0.85\sigma_{ek} = 340 \text{ kg/cm}^2$$

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



*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。

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

(1) Dischinger の基本式

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

$\varepsilon_b(t)$: 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

$\varepsilon_s(t)$: " 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 >

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

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
($\sigma_{b0} + \sigma_{b0}^* + \sum_{i=1}^{k-1} \Delta \sigma_{k+s}^{(i)}$) / 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 >

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

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

< 2 回目以降積分 >

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

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

(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、

$$\begin{aligned} \varepsilon_{k+s}(t) = & \frac{\sigma_{k+s}(t)}{E_b} (1 + \varphi_v) + \frac{\sigma_{b0}}{E_{b0}} (\varphi_v + \varphi_f(t)) \\ & + \int_0^t \frac{\sigma_{k+s}(\tau)}{E_b} \frac{d\varphi_f(\tau)}{d\tau} d\tau + \varepsilon_s(t) \end{aligned} \quad (9)$$

さらに、(5) 式は、

$$\varepsilon_{k+s}(t) = \frac{\sigma_{k+s}(t)}{E_b} \left(1 + \varphi_v + \frac{\varphi_f(t)}{2}\right) + \frac{\sigma_{b0}}{E_b} (\varphi_v + \varphi_f(t)) + \varepsilon_s(t) \quad (10)$$

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 >

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

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

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

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

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

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)

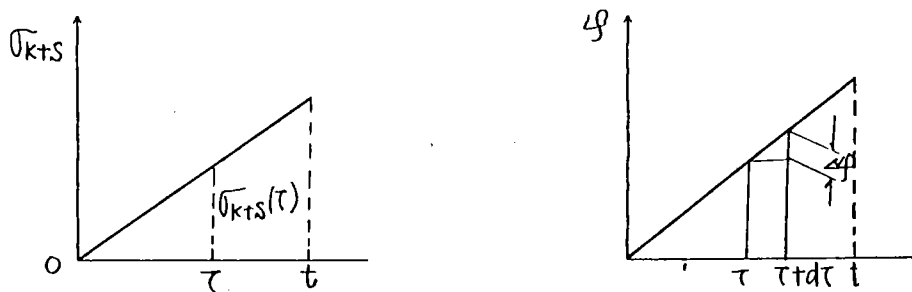


図 2-3 $0 \sim t$ 時刻内の応力、クリープ進行仮定

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

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

となるから、

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

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

(3) 式に (4) を代入して、

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

(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、

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

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、

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

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

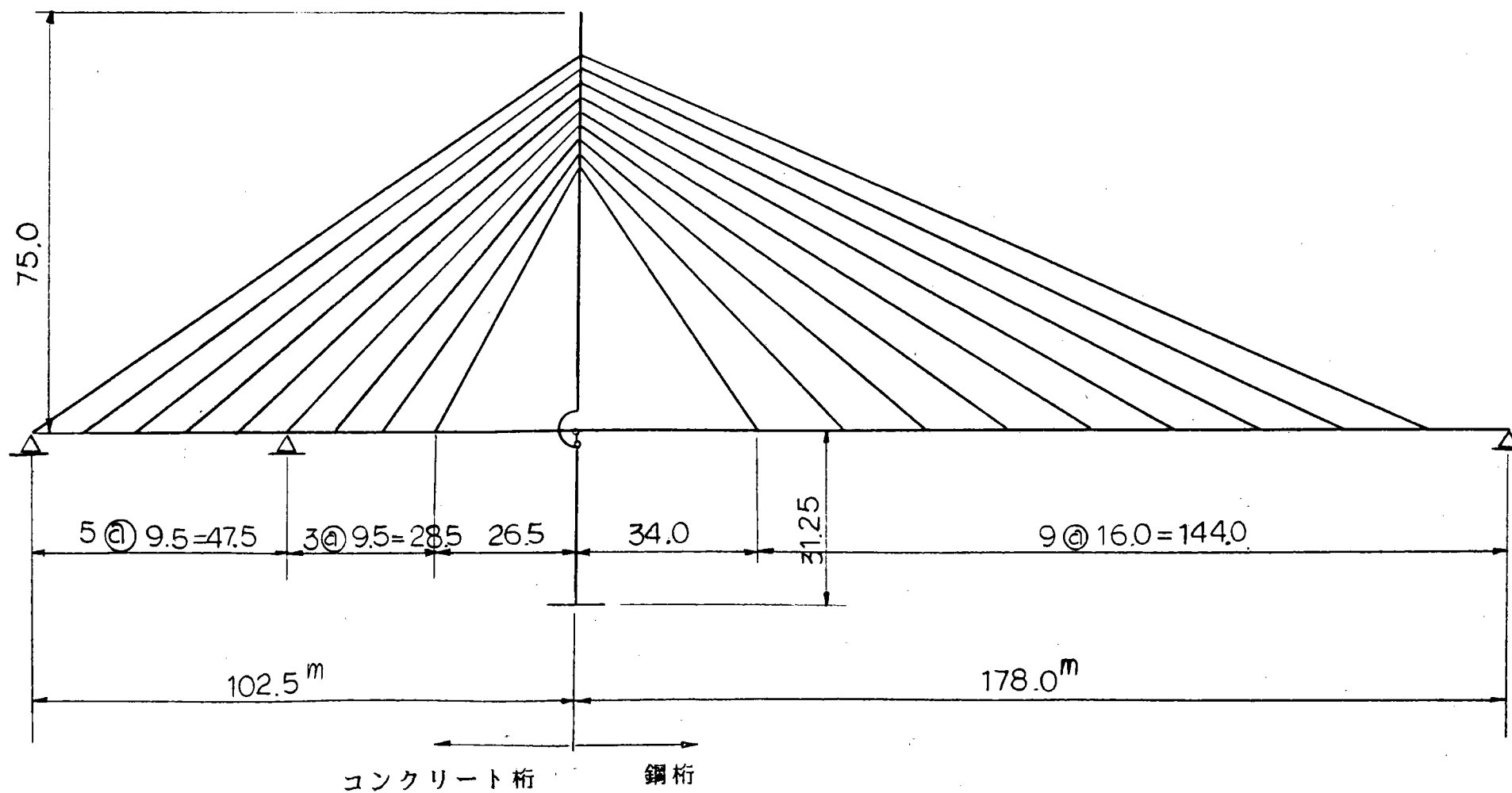
3. 3 複合斜張橋の計算

解析条件

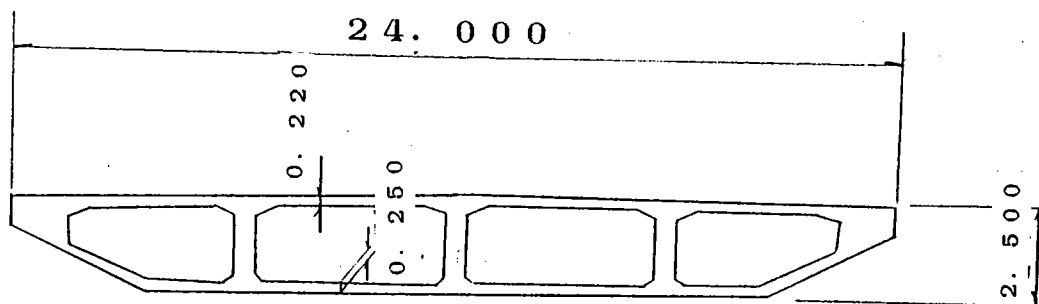
- 1) 解析モデルは、側径間側をコンクリート桁とし、中央径間を鋼床版箱桁とする。
- 2) 断面定数は、既設の実橋を参考とする。
- 3) 側径間のコンクリートは、一度に同時施工するものとし、材令差はないものとする。
- 4) クリープ解析は、Dischinger, Rüschの理論を用いる。
- 5) 斜材プレストレス力（調整力）は、ケーブルNo.10～18（中央径間）で鋼桁自重をすべて受けもつように決め、側径間のケーブルによりタワーの曲げモーメントを打ち消すような張力とする。
- 6) コンクリート桁と鋼桁の死荷重は、一様に49 t/m と7 t/m（7:1）とする。
- 7) 全クリープ係数
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。

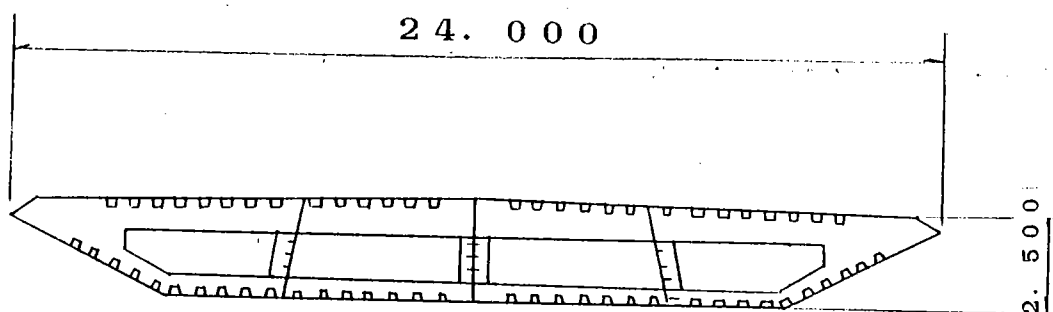
(1) 解析モデル



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($1/\text{m}^2$)
鋼 桁	0.8203	0.8388	2.1×10^7
コンクリート桁	18.0100	16.8567	3.5×10^6

※ 平均値を示す

(2) タワー

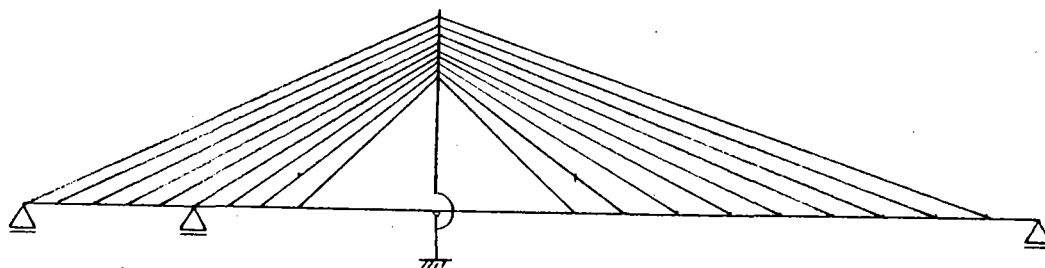
	断面積(m^2)	断面二次モーメント(m^4)	弾性係数($1/\text{m}^2$)
鋼 桁	1.448	3.4907	2.1×10^7
コンクリート桁	10.136	24.4349	3.0×10^6

※ 平均値を示す

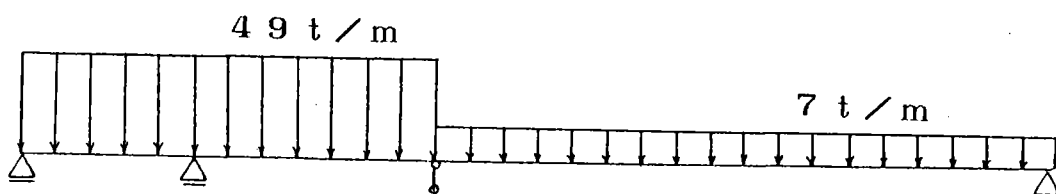
(3) 斜材ケーブル

	断面積(m^2)	弾性係数($1/\text{m}^2$)
①～④	0.0135	2.0×10^7
⑤～⑧	0.0172	"
⑨	0.0186	"
⑩～⑬	0.0172	"
⑭～⑯	0.0153	"
⑳	0.0116	"

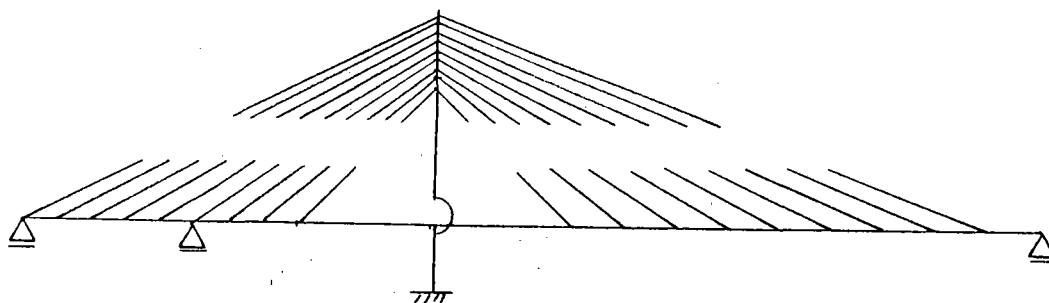
(3) 解析ステップ



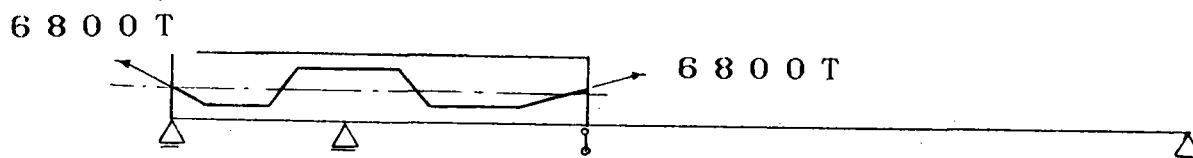
1) STEP 1, 死荷重



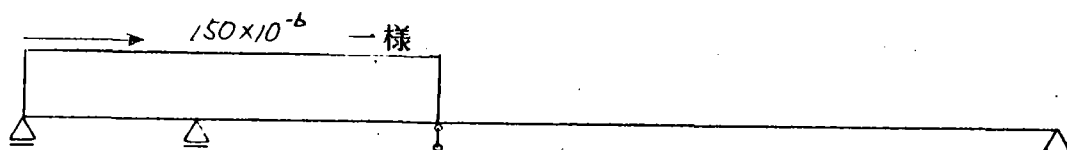
2) STEP 2, 斜材調整力



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 クリーブ

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

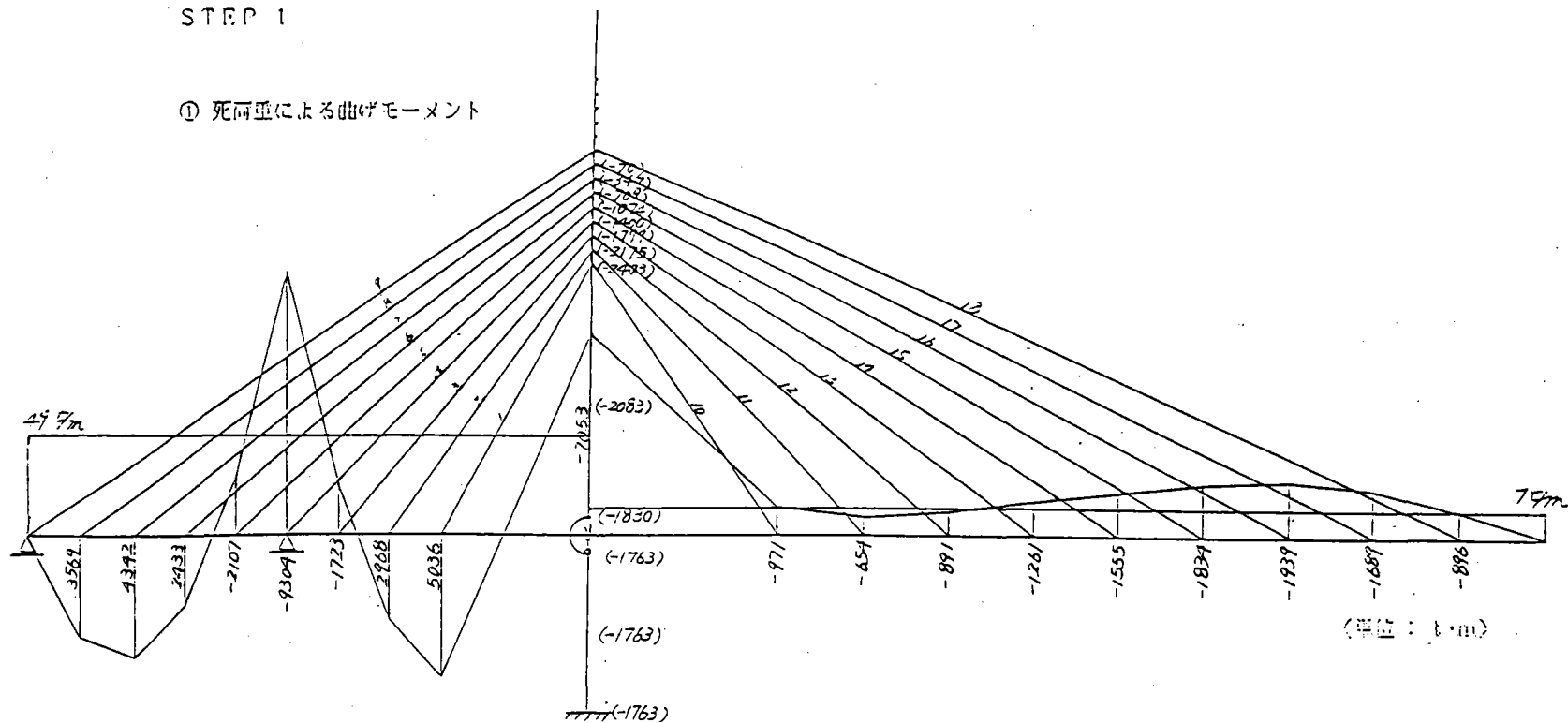
9) Case-2 , タワーのクリープ+乾燥収縮

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



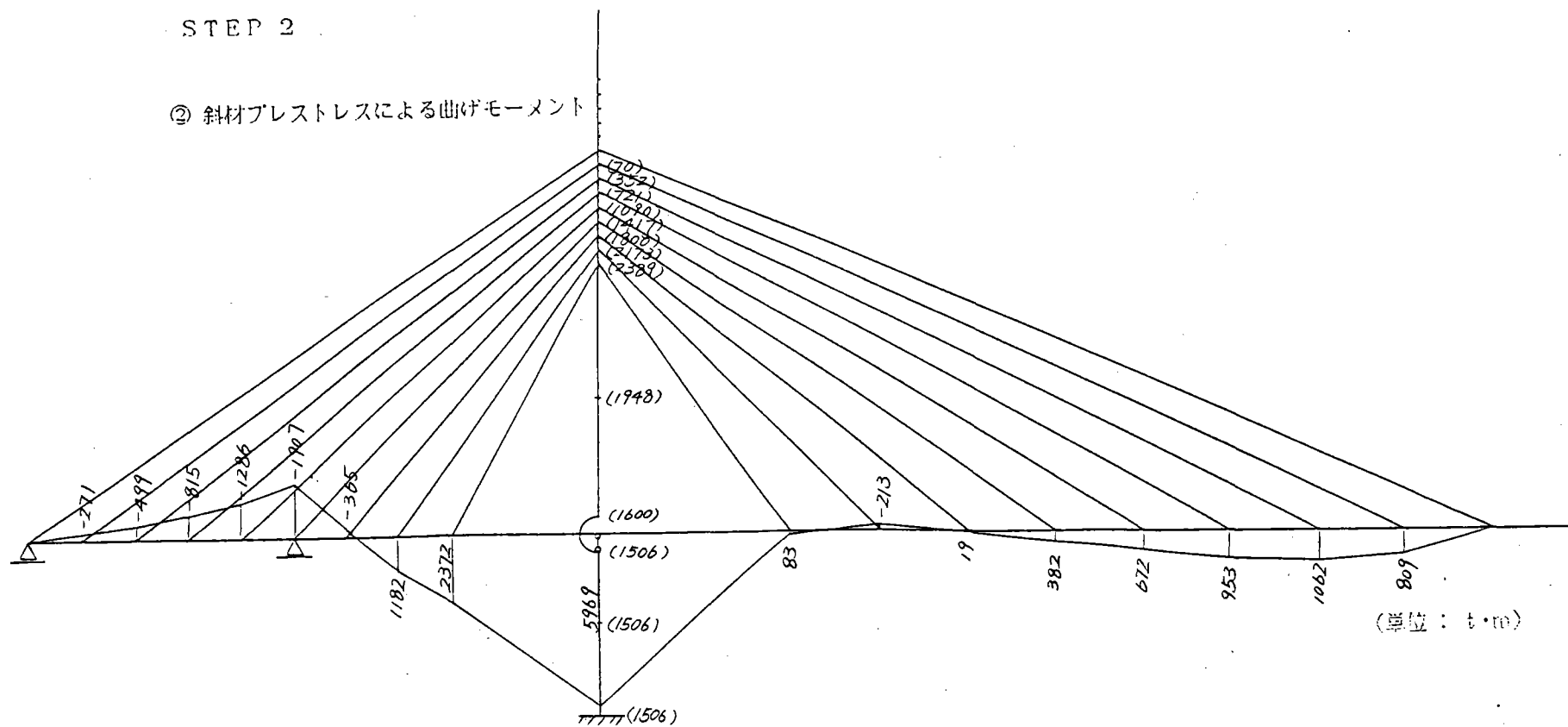
No.	張力	No.	張力
1	238.3	10	19.5
2	233.5	11	109.5
3	213.2	12	166.6
4	204.6	13	209.5
5	279.1	14	223.3
6	299.3	15	263.9
7	306.0	16	309.7
8	298.6	17	353.7
9	307.0	18	308.0

ケーブル張力 (単位: t)

C a s e - 1

STEP 2

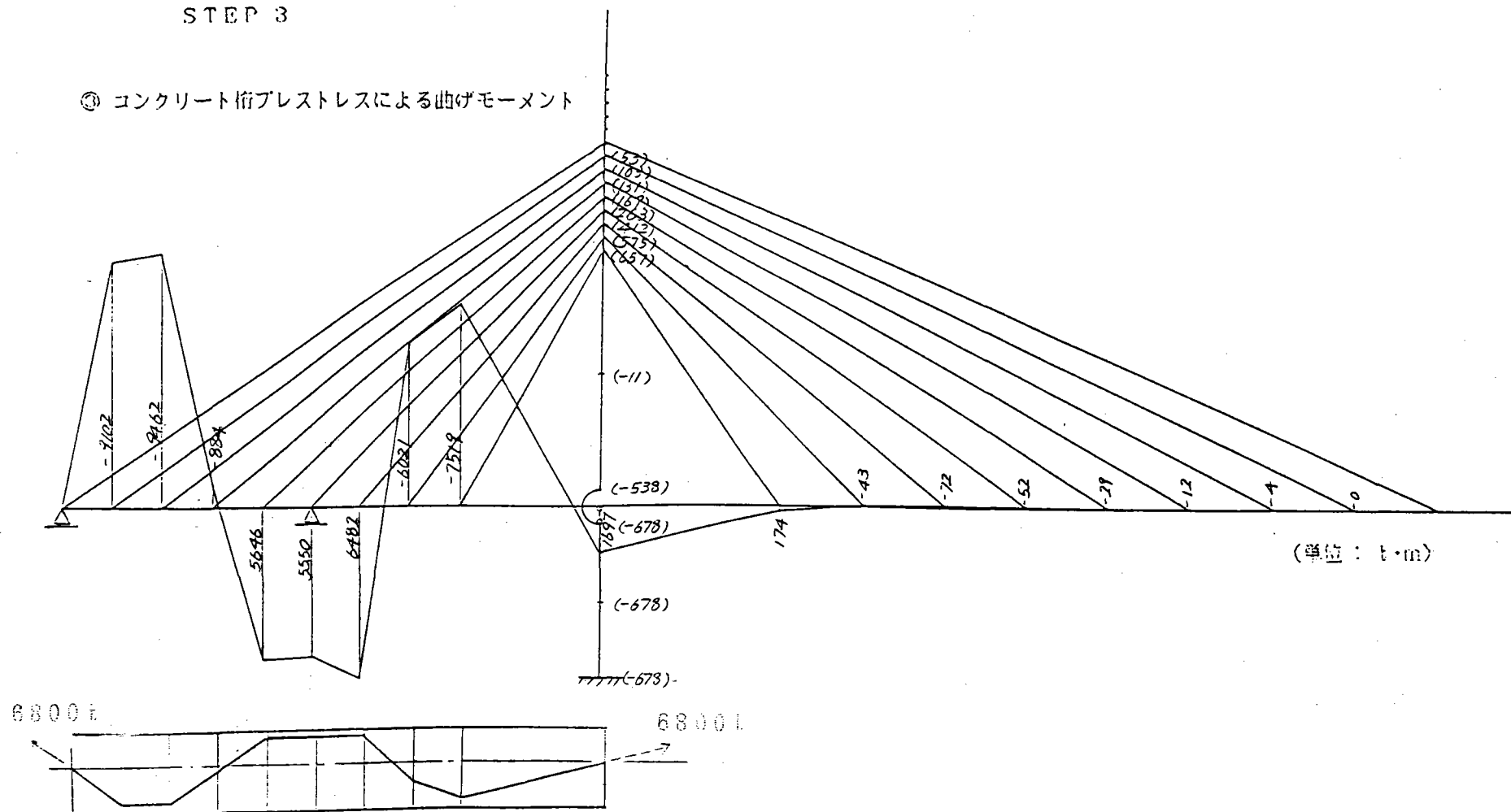
② 斜材プレストレスによる曲げモーメント



Case - 1

STEP 3

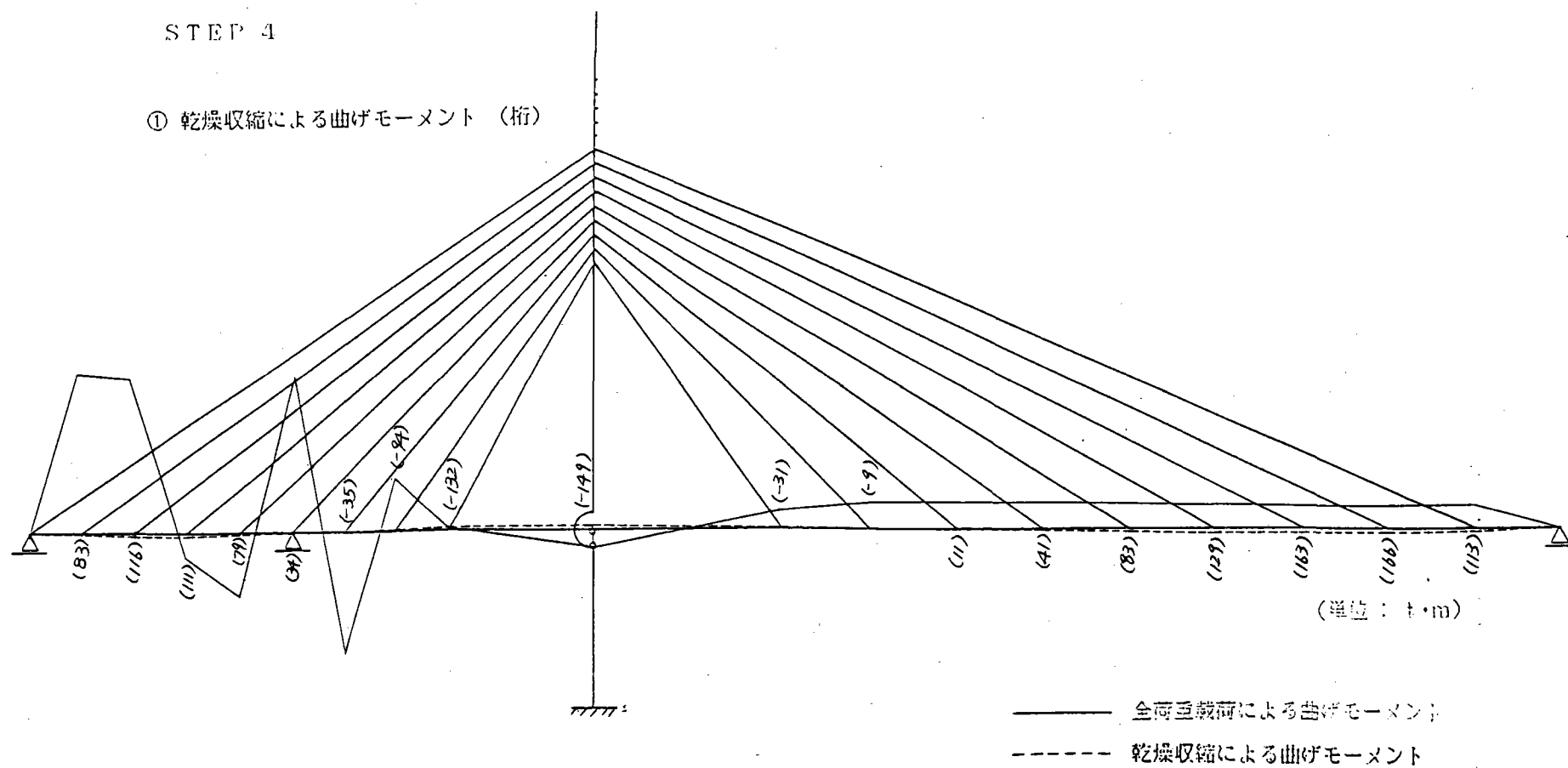
③ コンクリート桁プレストレスによる曲げモーメント



Case-1

STEP 4

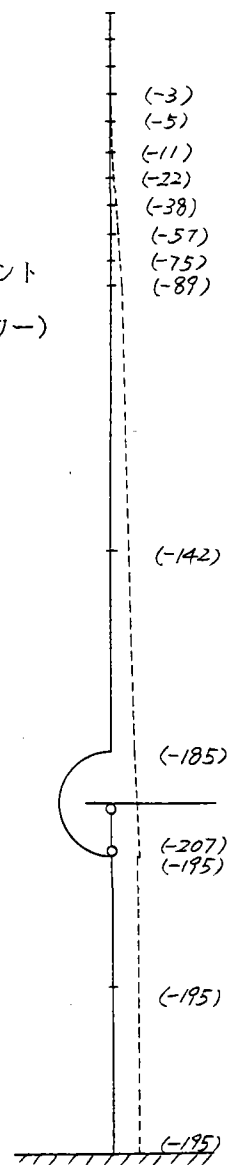
① 乾燥収縮による曲げモーメント (桁)



Case-1

STEP 4

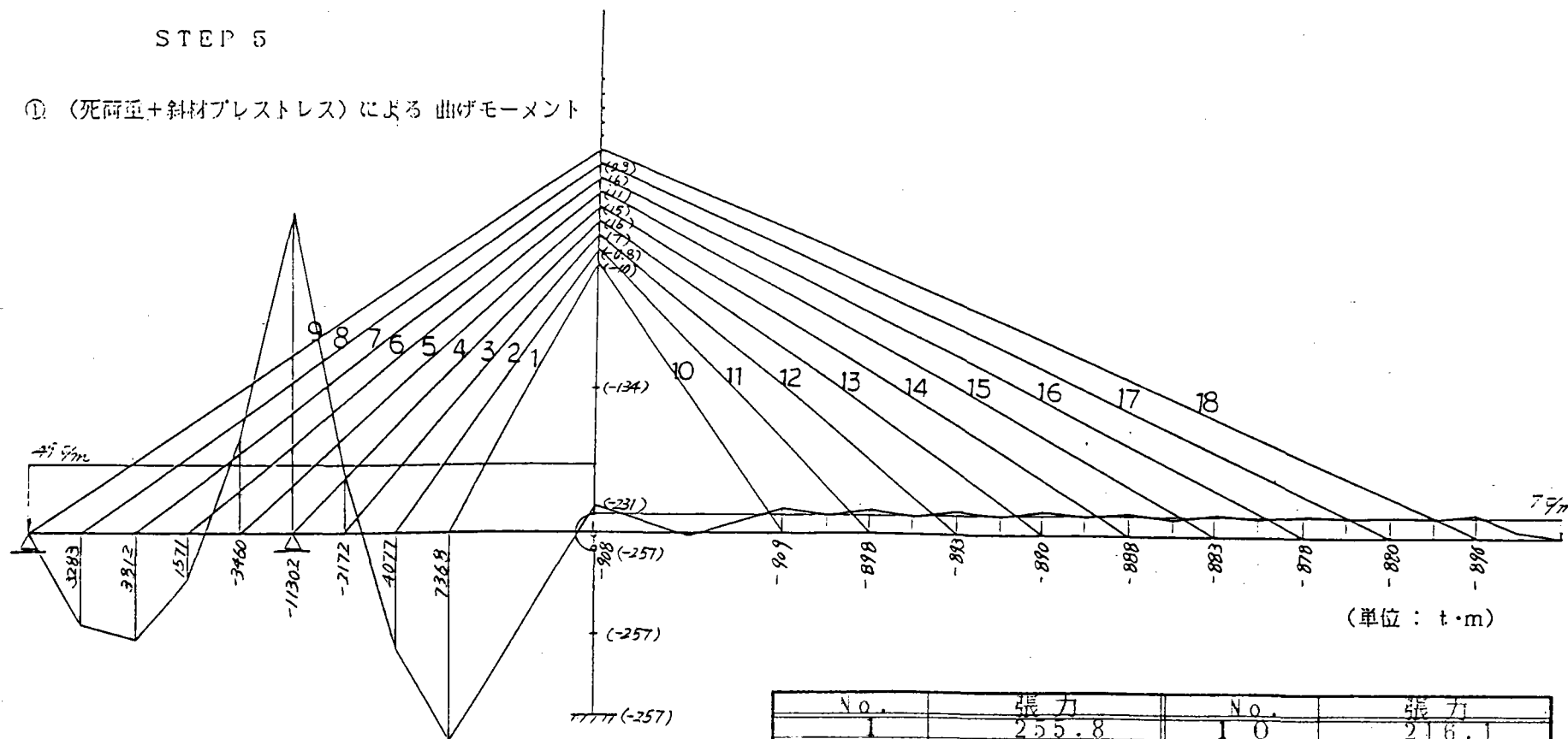
② 乾燥収縮による曲げモーメント
(タワー)



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



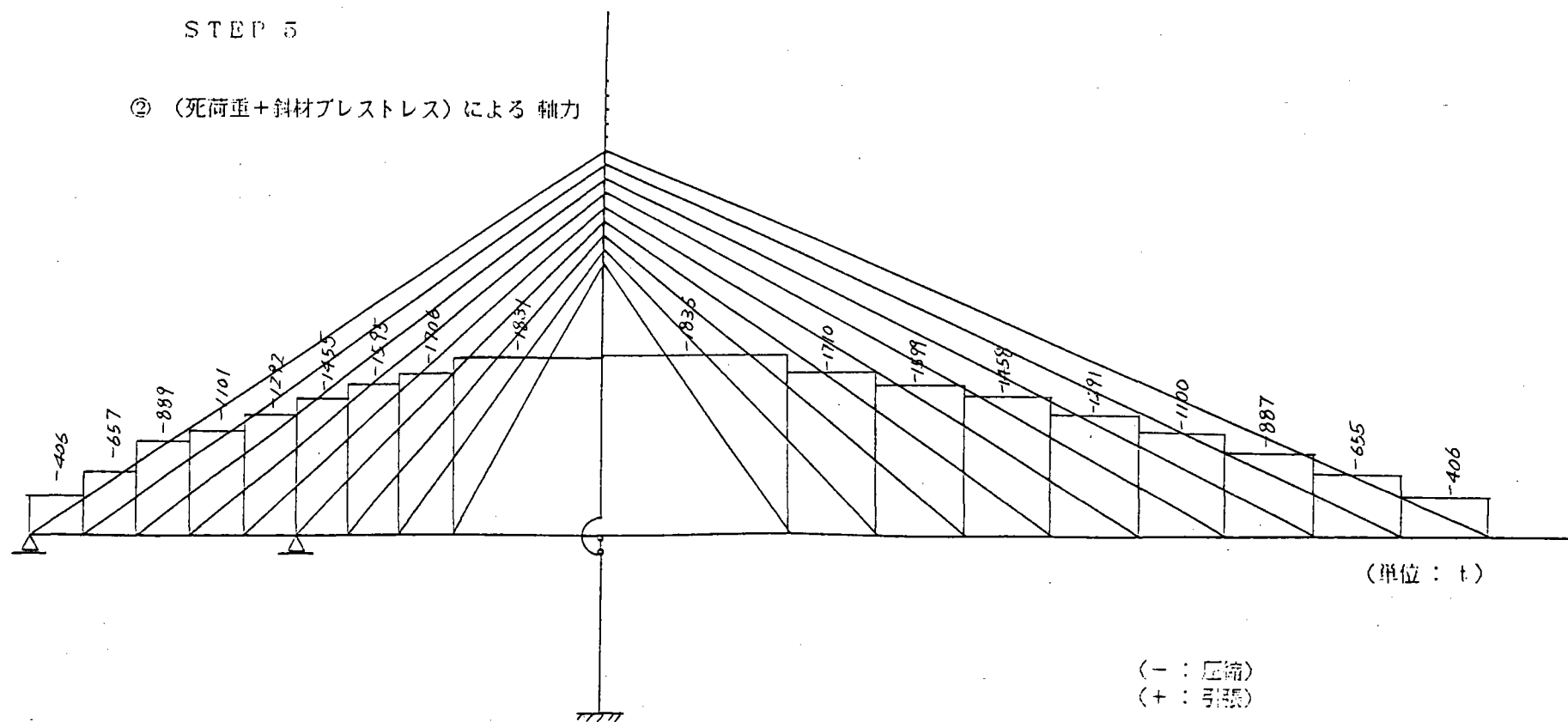
No.	張力	No.	張力
1	255.8	10	216.1
2	189.8	11	157.9
3	214.7	12	179.6
4	230.7	13	201.0
5	254.9	14	221.7
6	272.9	15	240.5
7	290.2	16	257.4
8	306.4	17	273.2
9	486.1	18	439.5

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



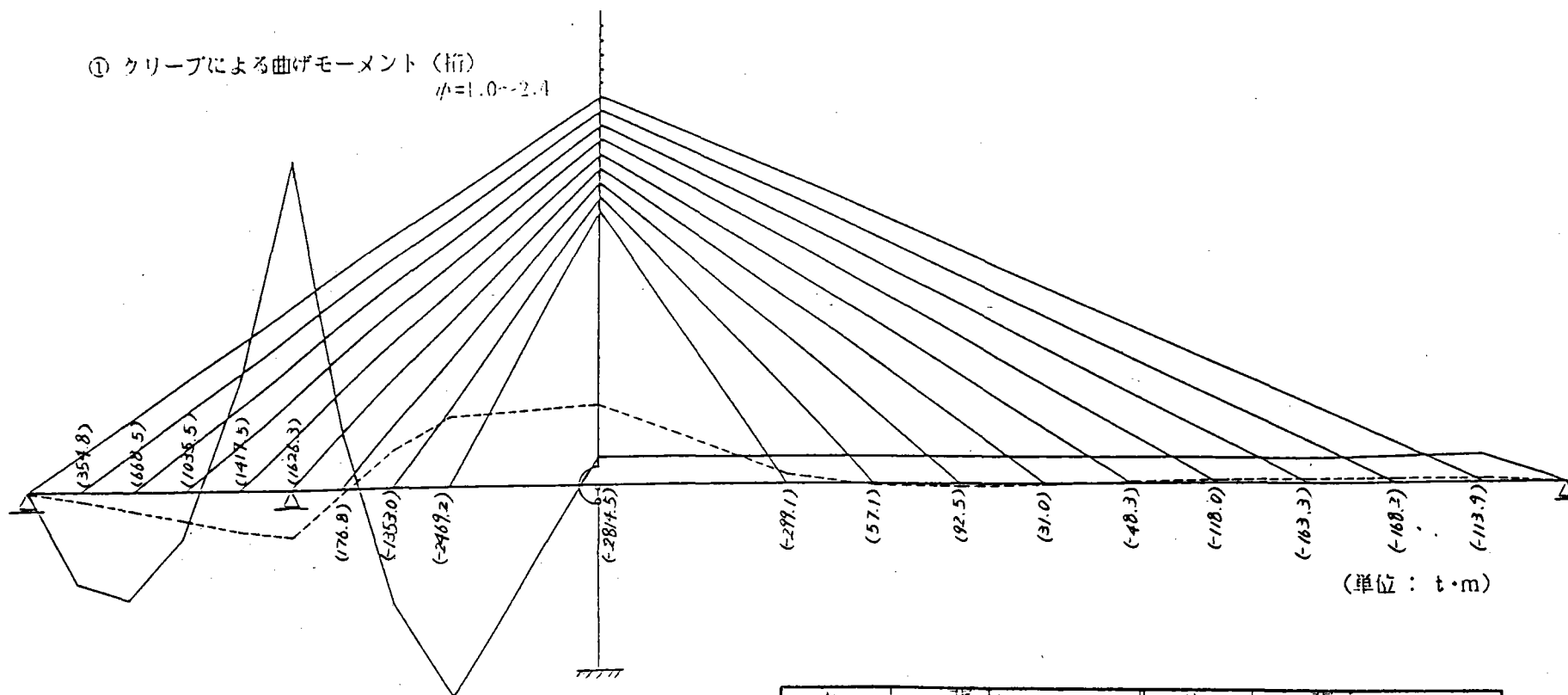
Case-1

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 (kg)

$\phi=1.0 \sim 2.4$



(単位: t・m)

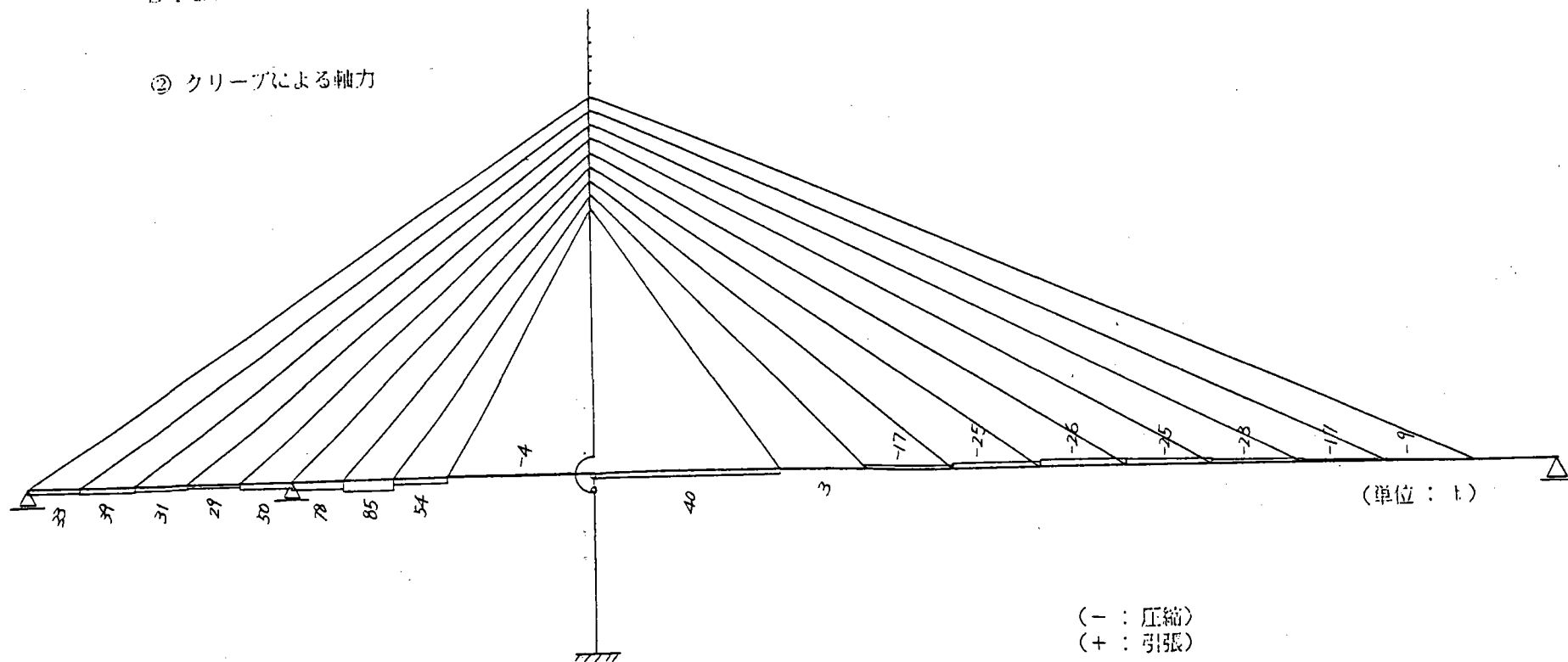
No.	張力	No.	張力
1	375.4 (119.1)	10	152.5 (-63.6)
2	243.3 (53.9)	11	129.5 (-28.4)
3	203.5 (-11.2)	12	169.9 (-9.7)
4	190.4 (-40.3)	13	199.0 (-2.0)
5	227.5 (-27.4)	14	222.9 (-1.2)
6	275.4 (-2.5)	15	243.3 (-3.3)
7	299.0 (-9.4)	16	263.2 (-5.0)
8	298.3 (-7.5)	17	282.3 (-9.1)
9	446.9 (-39.2)	18	449.2 (-9.7)

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

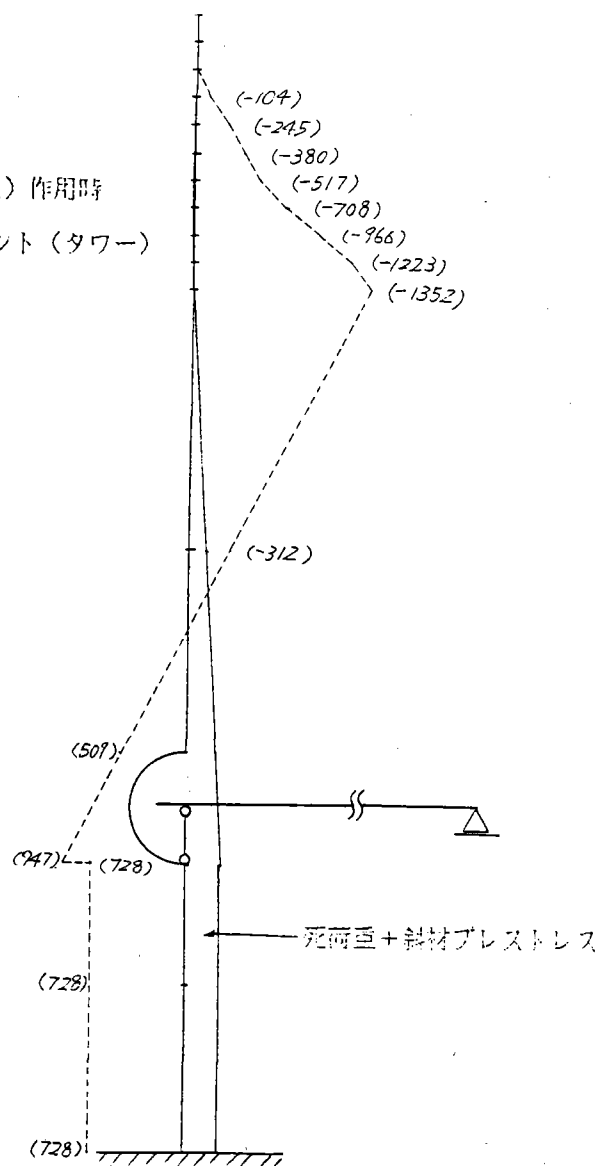
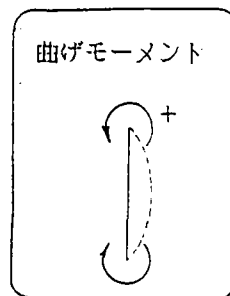


Case - 1

STEP 6

(死荷重+斜材プレストレス) 作用時

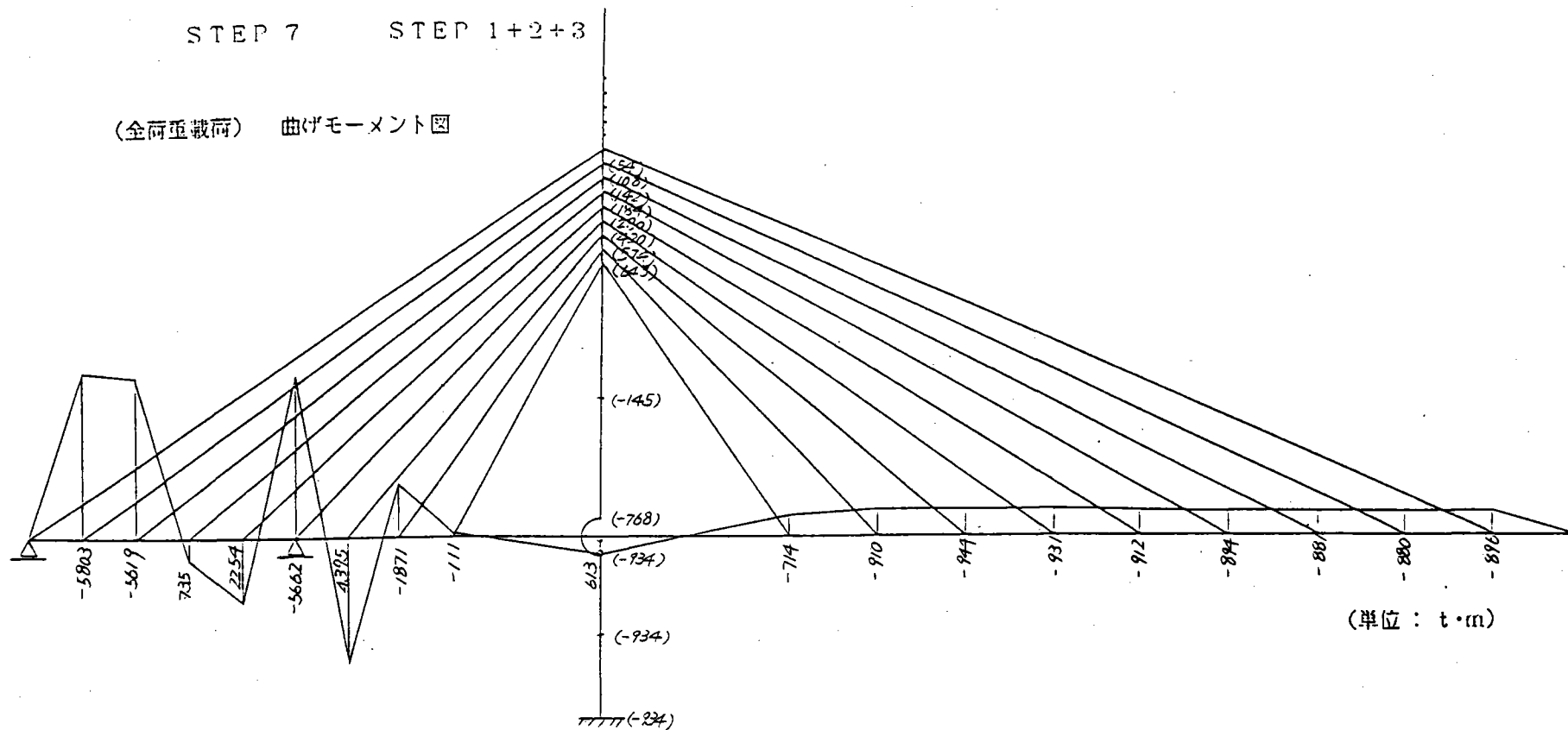
③ クリープによる曲げモーメント (タワー)



Case-1

STEP 7 STEP 1+2+3

(全荷重載荷) 曲げモーメント図



(単位: t·m)

No.	張力	No.	張力
1	170.3	10	248.1
2	152.0	11	172.8
3	228.5	12	184.6
4	262.1	13	201.8
5	284.6	14	221.1
6	277.2	15	239.7
7	278.8	16	256.8
8	303.3	17	272.8
9	511.5	18	439.4

ケーブル張力 (単位: t)

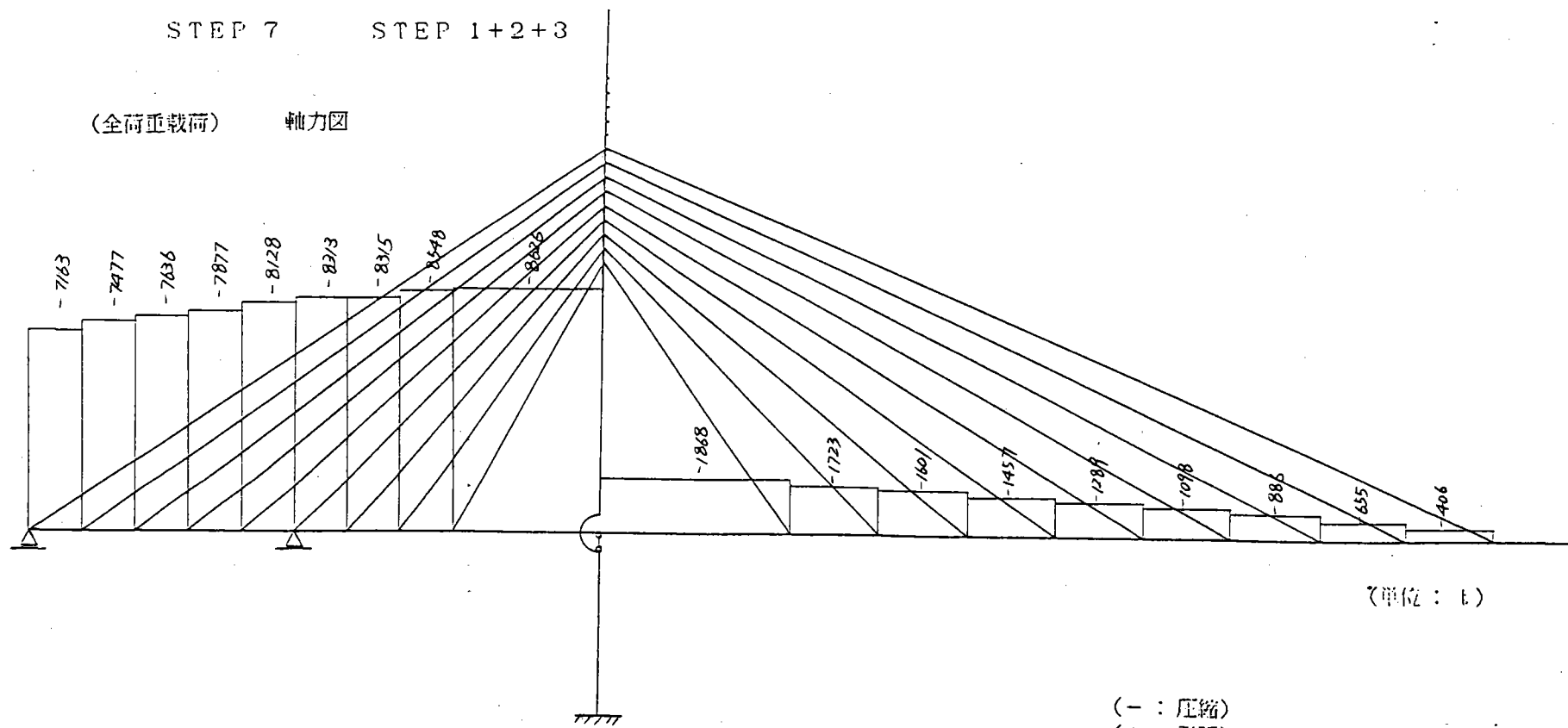
Case-1

STEP 7

STEP 1+2+3

(全荷重載荷)

軸力図



(単位 : t)

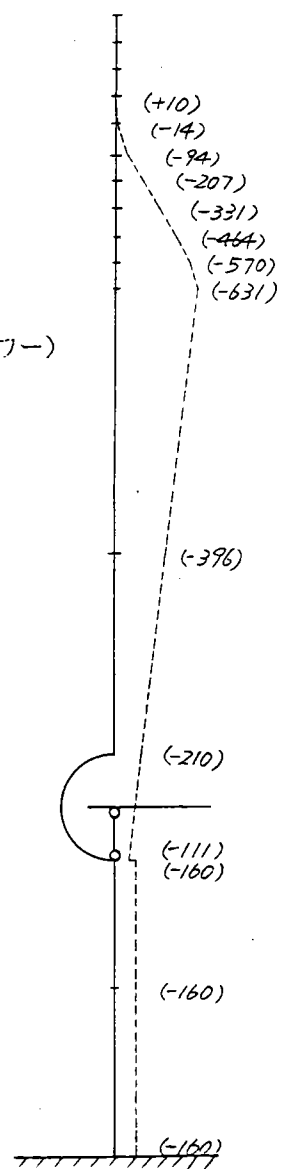
(- : 圧縮)
(+ : 引張)

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)

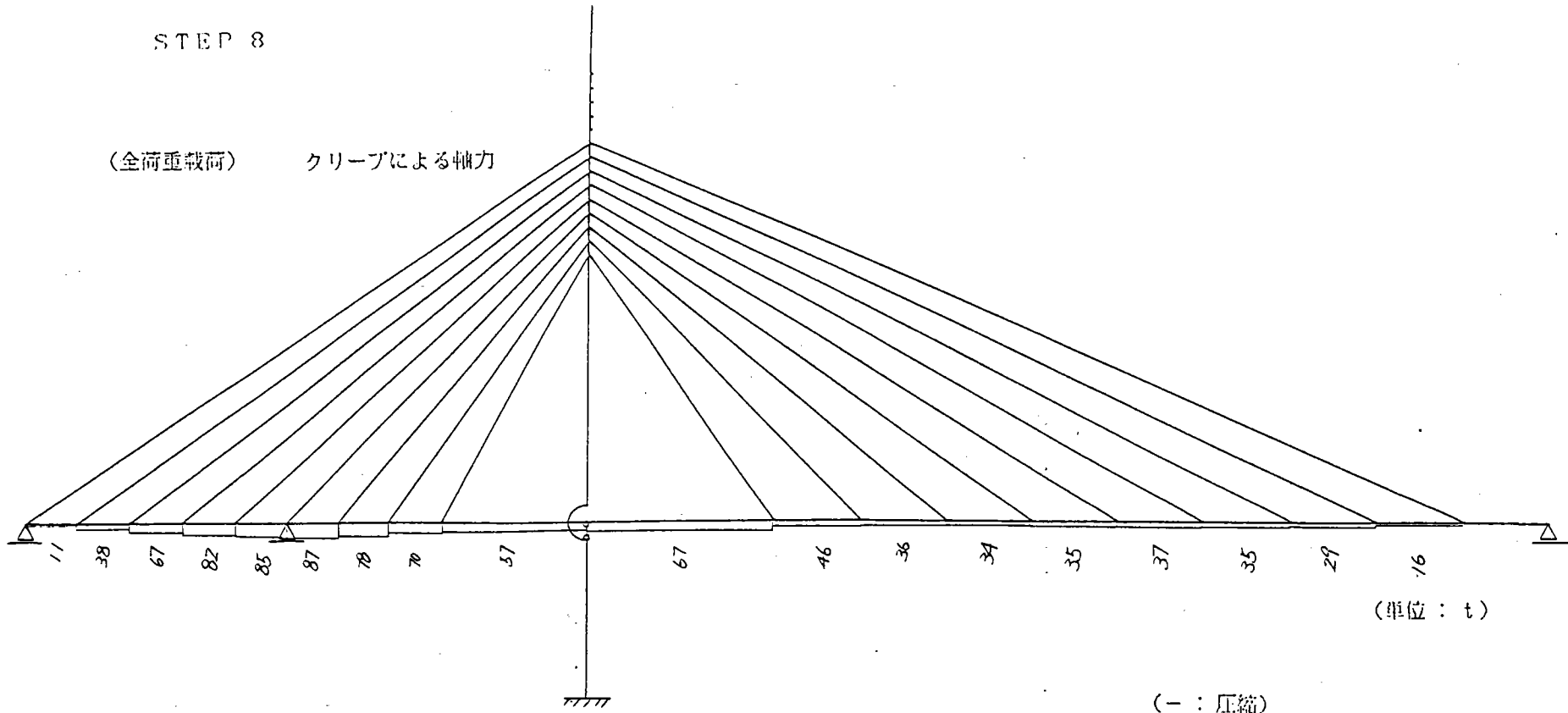


Case-1

STEP 8

(全荷重載荷)

クリープによる軸力

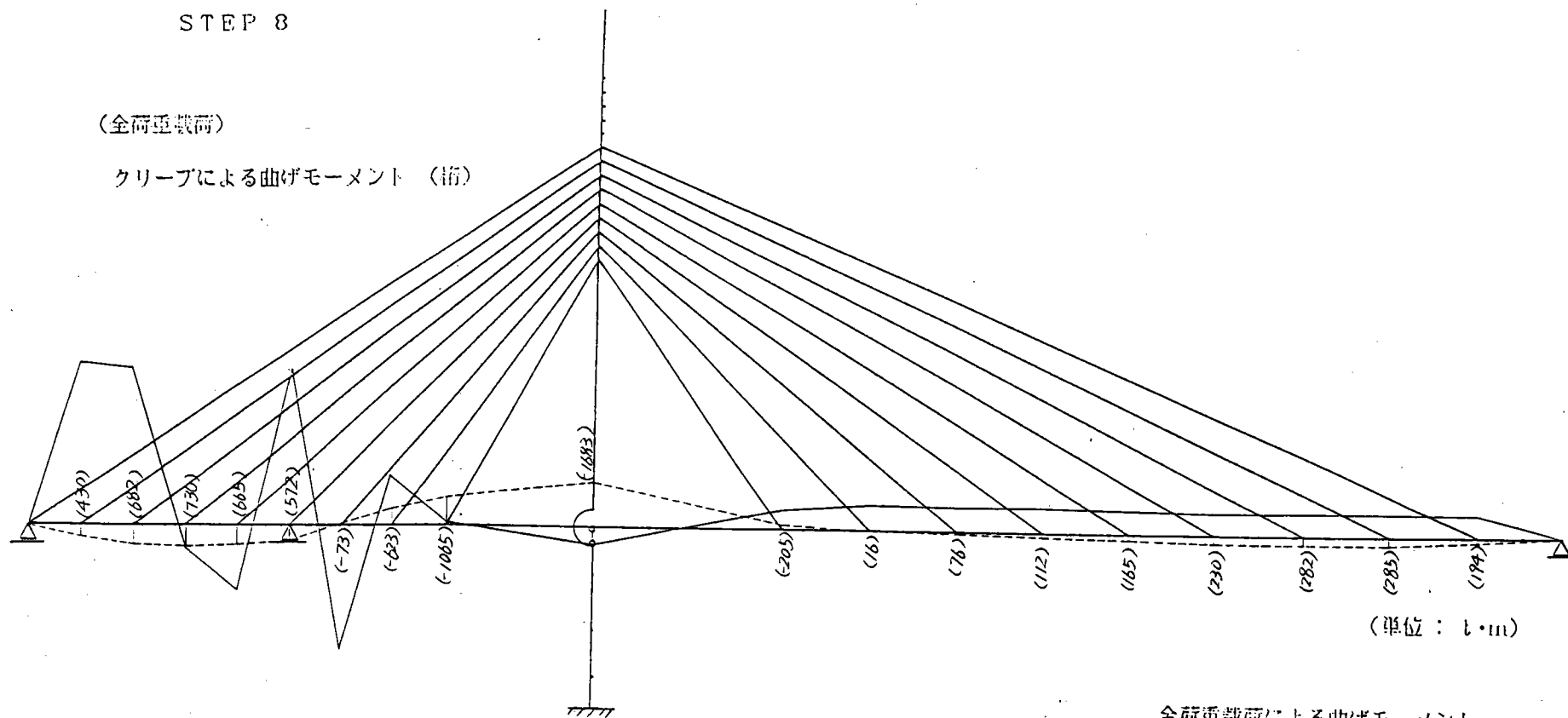


Case-1

STEP 8

(全荷重載荷)

クリープによる曲げモーメント (指)



(単位: $\text{kg} \cdot \text{m}$)

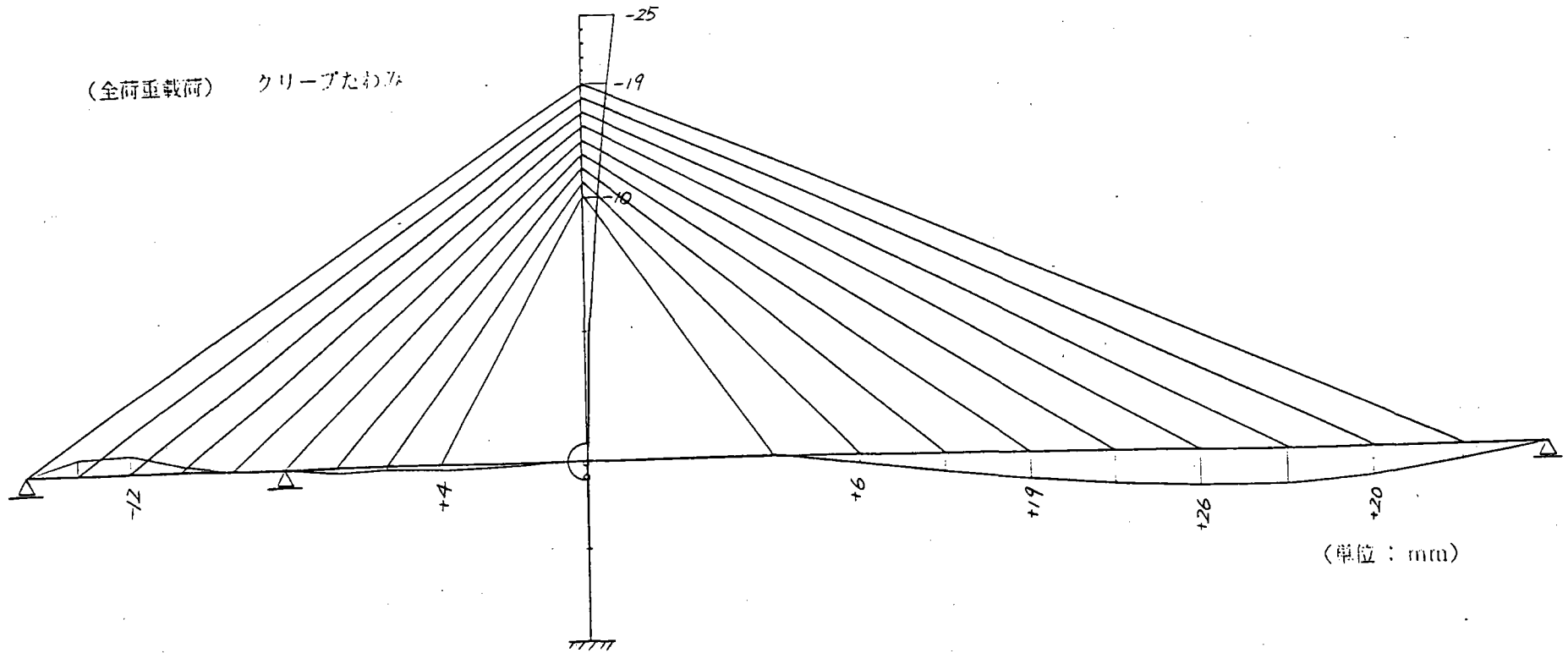
—— 全荷重載荷による曲げモーメント

----- 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

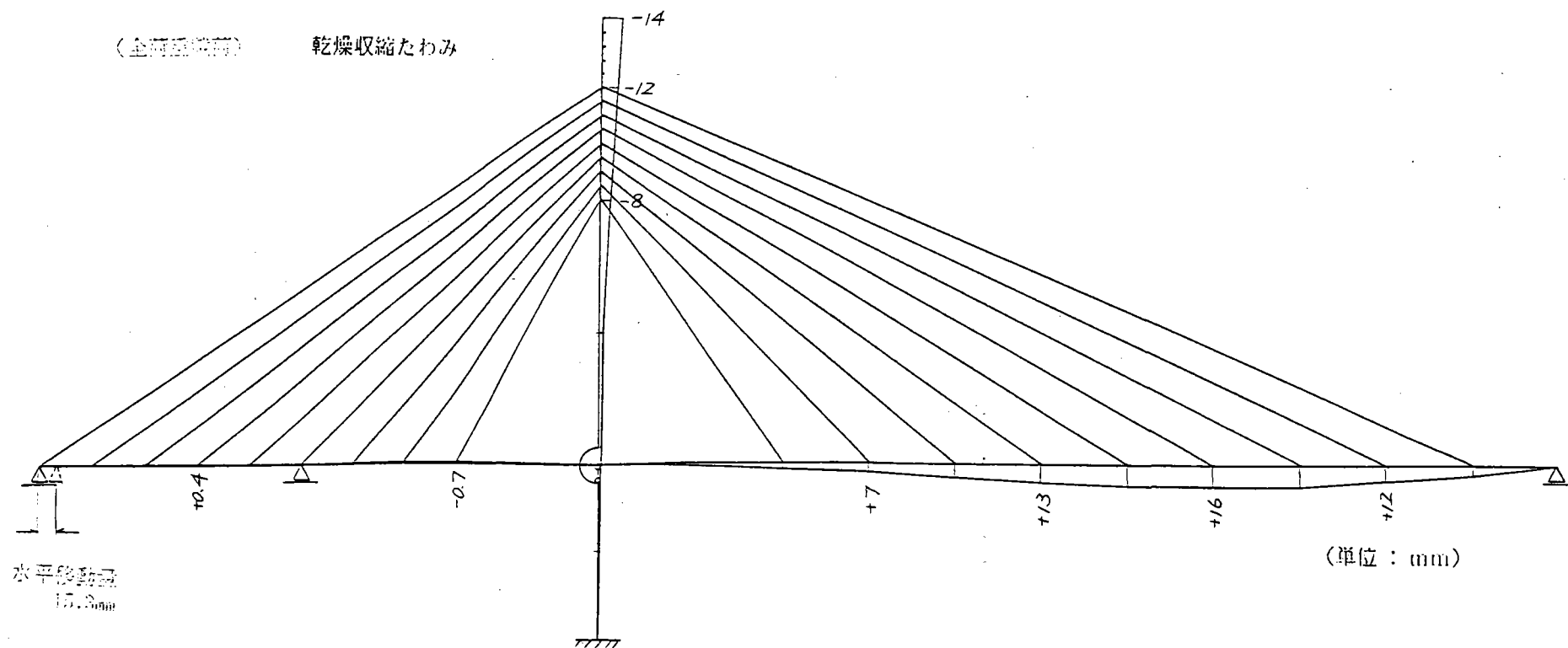


(単位: mm)

C a s e - 1

(全荷重時)

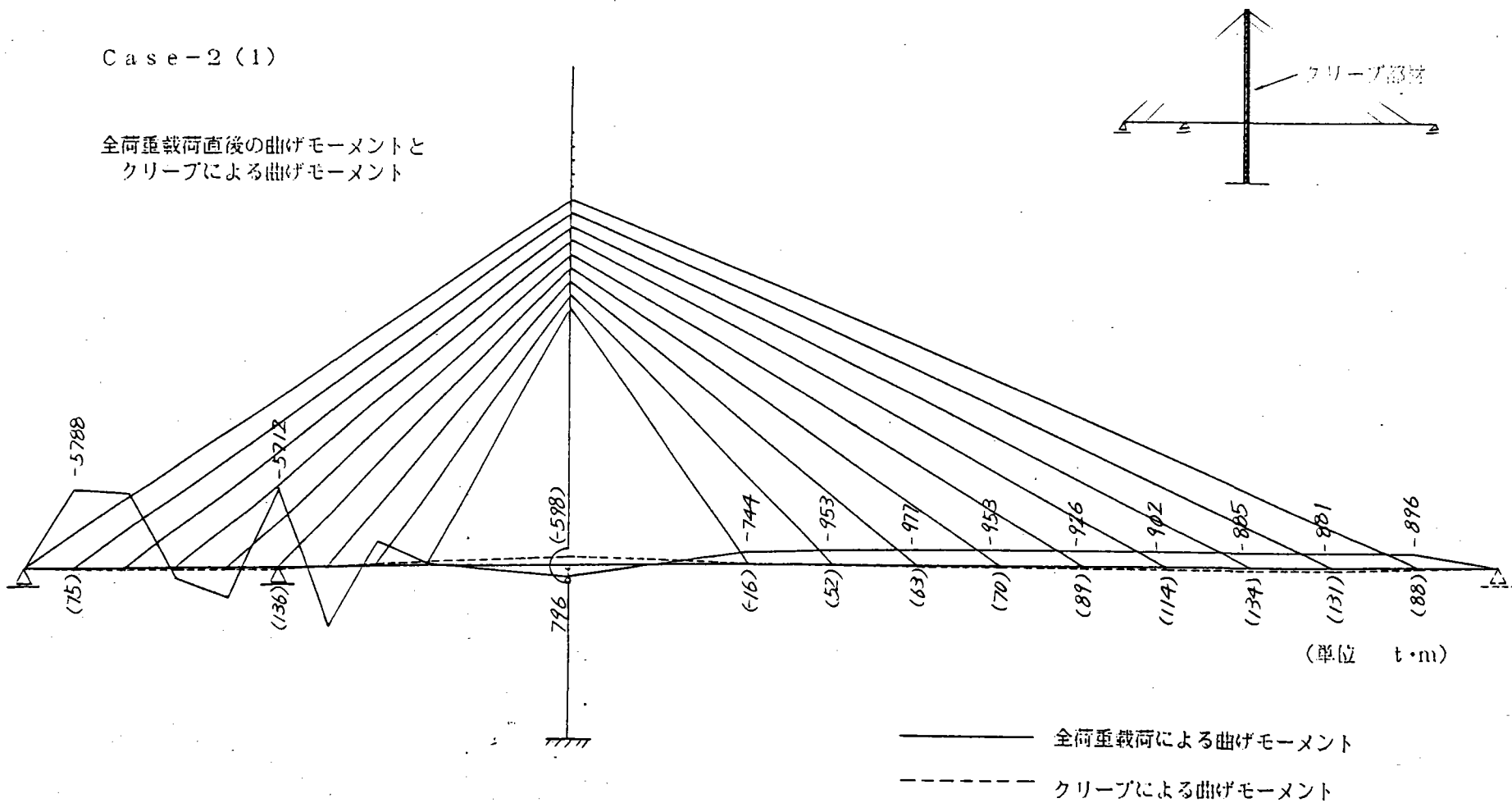
乾燥収縮たわみ



(単位 : mm)

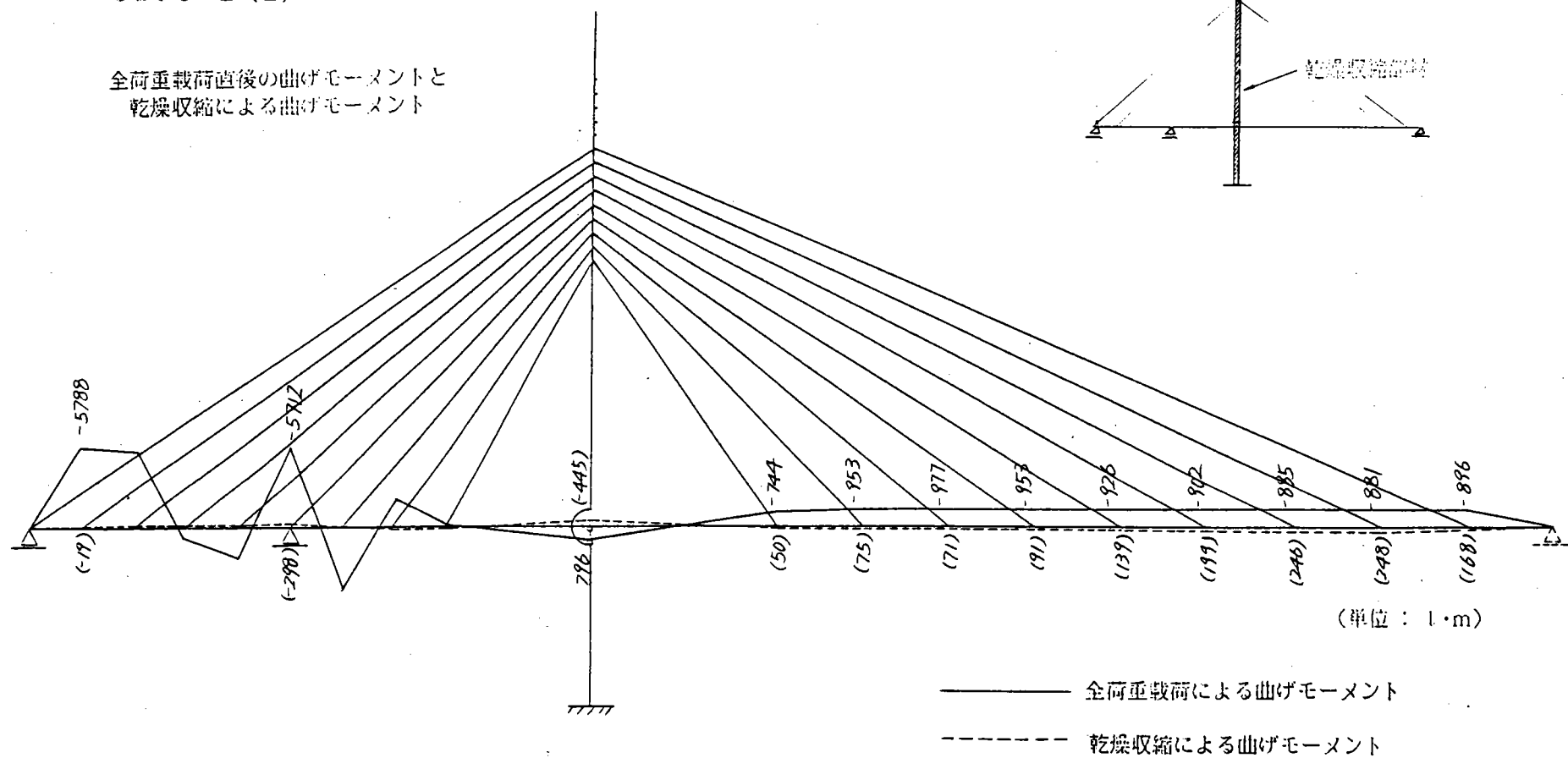
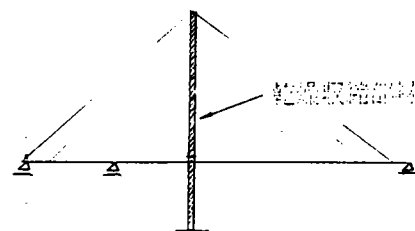
Case-2 (1)

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



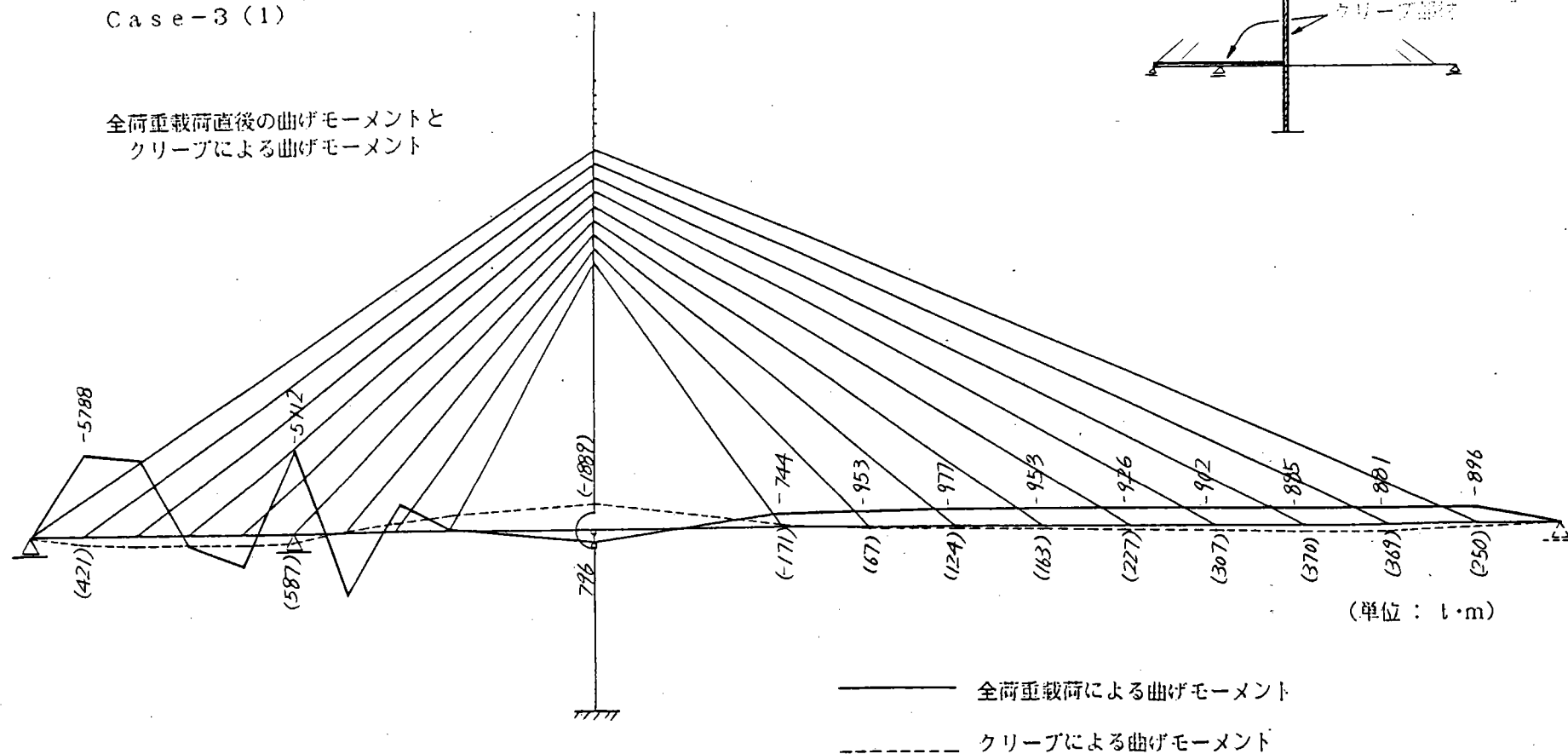
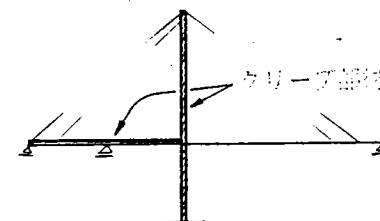
Case-2 (2)

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



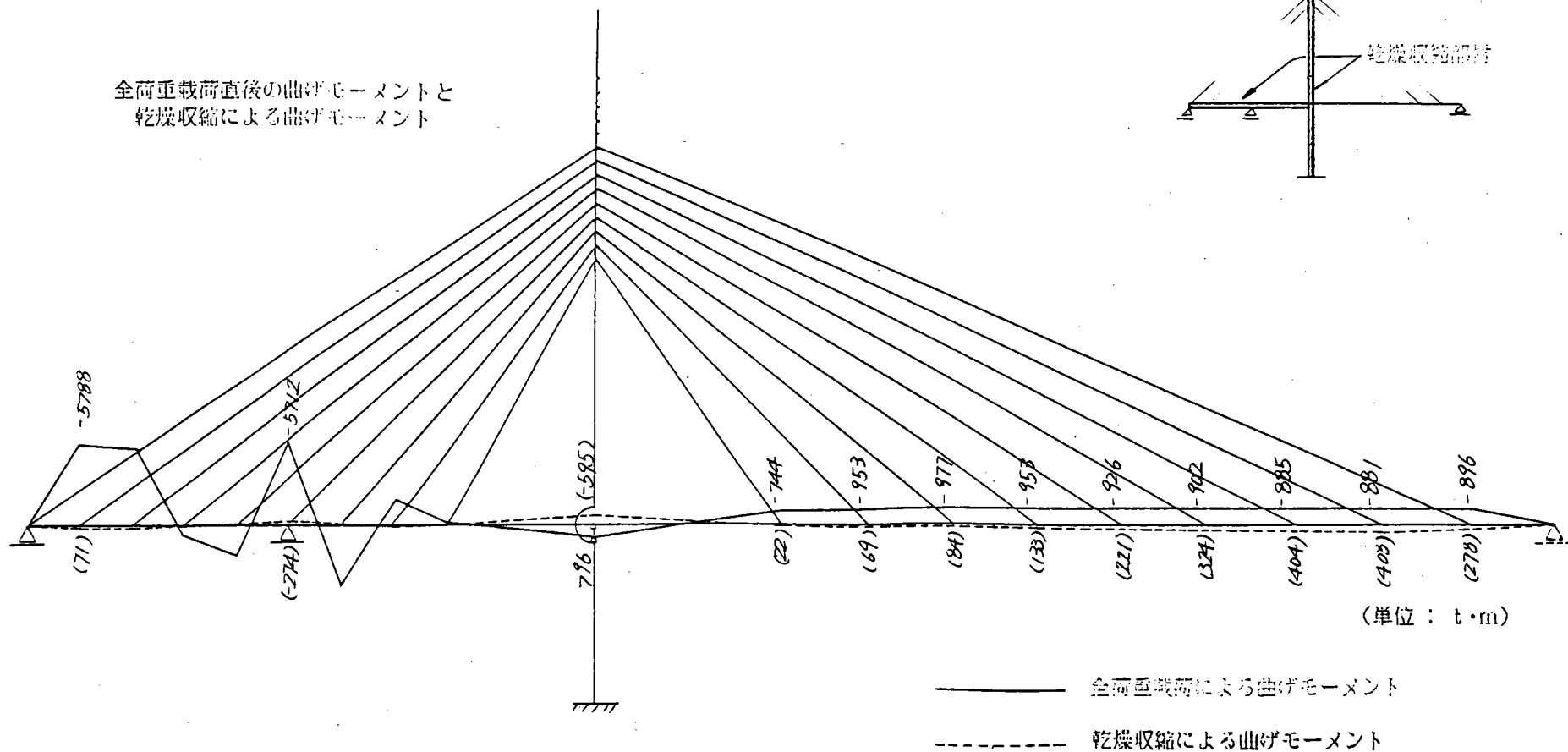
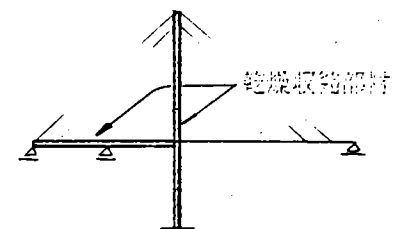
Case-3 (1)

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



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



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。