プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による設計計算例

昭和54年1月

社団法人　プレストレストコンクリート技術協会

第7回 PC技術講習会テキスト

"PC 世界の動向と新道路示方書設計計算例"

正　誤　表

頁・行	正	誤
2・4	死荷重	死活重
29・表4	(上) 0.08　(下) 0.11	μ の空欄
41・表11	(許容値欄)　$1.59\sqrt{F_c}$	$6\sqrt{F_c}$
63・図—1	(断面図・最上寸法)　11350	空欄
66・表5	(合計欄)　$\sigma_c(d+1+i)$	$\sigma_s(d+1+i)$
〃	(主げた欄)　純断面	継断面
67・17	$3\,kg/cm^2 > -15\,kg/cm^2$	$5\,kg/cm^2 > 0$
68・4	$\varepsilon_s = 20\times10^{-5}$	$\varepsilon_s = 20\times10^{5}$
70・16	$=1.4\times50\times0.005=0.35\,cm^2$	$=12\times50\times0.05\doteqdot3.00\,cm^2$
70・22	$=5.07cm^2>0.35\,cm^2$	$=5.07\,cm^2>3.00\,cm^2$
70・下7	$\varepsilon_{cu}(=0.0035)$	$\varepsilon_{cu}(=0.035)$
72・1	合力 C は,	合力 pC_u は,
72・4	$=4.08\times10^4\,x\,kg$	$=4.08\times10^4\,x\,(kg/cm)$
72・5	このCが上縁から……(挿入)	が上縁から……
72・10	図—6 のひずみ……	図—7 のひずみ
72・下1	定着点, ウエブ厚……	定着点ウエブ厚……
73・図—7	(上から2) せん断応力度の最大値 τ_{max}	せん断力の最大値 τ_{max}
75・下12	斜引張応力度	針引張応力度
75・下10	2・5・2 (2)	2・5・3 (2)
76・3	平均せん断応力度が 表—2 に示した許容せん断応力度	平均せん断力が 表—2 に示した許容せん断力
76・4	許容せん断応力度以下	許容せん断力以下
77・3	(応力度が) を削除	応力度が部材断面の……
77・下12	($Y_l=76.6\,cm$,) を削除	$Y_l=76.6\,cm$,
78・下5	表—12 軸方向鉄筋量	(空欄に挿入する)

断　面	①	②	③	④	⑤	⑥
A (cm^2)	2.8	4.6	3.4	2.3	1.0	0.3

頁・行	正	誤
78・5	$Sh'=5.53\times10^4-1.21\times10^4-1.65\times10^4=$	$Sh'=5.53\times10^4+1.21\times10^4+1.65\times10^4=$
80・14	$d=\dfrac{d_s A_s \sigma_{sy}+A_p\sigma_{py}d_p\cos\alpha}{A_s\cdot\sigma_{sy}+A_p\sigma_{py}\cos\alpha}$	$d=\dfrac{A_s\sigma_{sy}+A_p\sigma_{py}d_p\cos\alpha}{A_s\cdot\sigma_{sy}+A_p\sigma_{py}\cos\alpha}$
111・下2	18.3　0.3　4.8　$-10.0<-13.5$　13.9　-4.2	22.4　3.8　8.3　$-10.0<-13.5$　17.4　-0.9
	22.6　37.6　31.9　50.0　28.3　51.4	20.8　36.1　30.4　53.3　26.8　49.9
113・1	活荷重 (max)	活荷重 (mas)

目　　次

(A)　プレストレストコンクリート世界の動向

土木構造物について …… 1

㈱日本構造橋梁研究所　副社長　猪　股　俊　司

(B)　プレストレストコンクリート世界の動向

アンボンドプレストレストコンクリート …… 25

―最近の発達と問題点―

京都大学工学部　教授　六　車　　熙

(C)　新コンクリート道路橋示方書による設計計算例

静定構造物設計計算例 …… 63

建設省土木研究所千葉支所　橋梁研究室長　佐　伯　彰　一

(D)　新コンクリート道路橋示方書による設計計算例

不静定構造物設計計算例 …… 81

首都高速道路公団　工務部設計技術課調査役　泉　　満　明

㈱オリエンタルコンサルタンツ技術第二部長　横　溝　幸　雄

プレストレストコンクリート世界の動向

土木構造物について

この数年来プレストレスト　コンクリートを利用した構造物の種類は非常に多く広範囲にわたっている。巨大な構造物としては北海石油開発に利用されている水深150ｍの場所に設置されたプラットホーム類十数基がある。原子力発電用圧力容器，原子炉格納容器，ＬＮＧ貯蔵タンク，石油備蓄用タンク，等の巨大な構造物も世界的傾向としてはプレストレスト　コンクリートとなりつつある。橋梁では中央径間320ｍの斜張橋もＰＣによって完成されている。勿論上記のような特に大きい構造物でなくともＰＣ利用の分野は広がっている。特に発展途上国にあっては石油換算エネルギーを節約する目的で出来る限りＰＣによって構造物を造ろうとする傾向にあることは衆知の通りである。

ここではいくつかの例によってＰＣ構造物発展の現況の一端を紹介することとする。

1.　ポスト・コンプレスド（Post-Compressed）鋼材によってプレストレスされた橋梁（Alm橋）

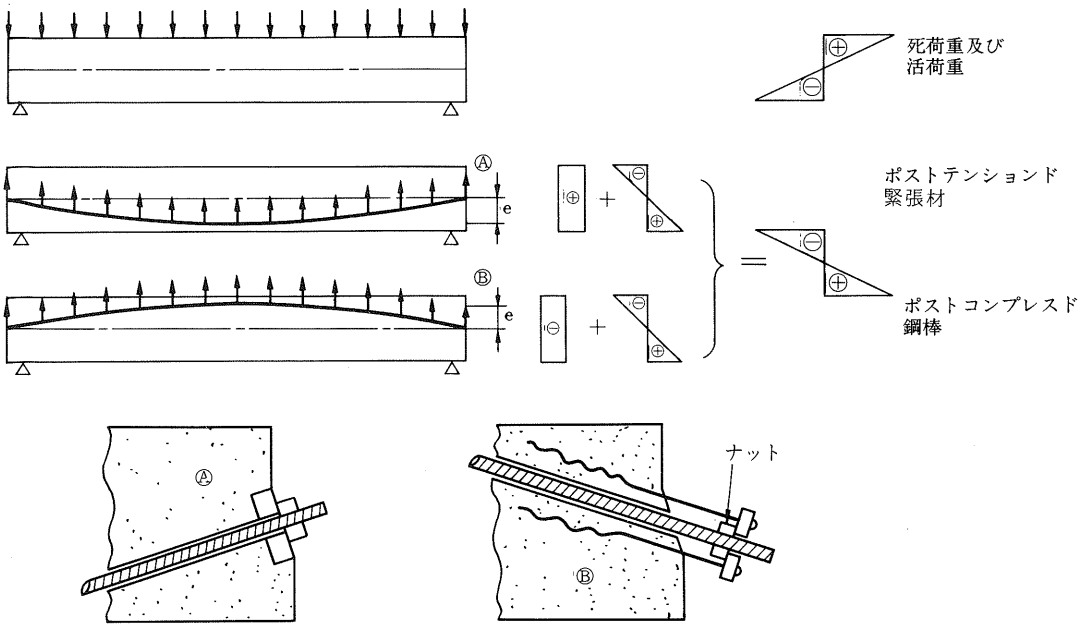
オストリアで1977年に完成された径間76ｍの単純支承道路橋であってスパン76ｍ長の一連の橋としては特別な事はないが，この橋の特徴はそのスレンダーさであって桁高は2.5ｍすなわち，桁高とスパンとの比は1／30.4となっている。これは従来のプレストレッシング工法では達成しえない数値である。この橋でこのように低い桁高が可能となったのは新らしい工法すなわちポスト・コンプレスド鋼材を利用したからである。

このポスト・コンプレスド鋼材はシース内に挿入された円形断面の高強度鋼棒からなっている。コンクリート硬化後従来のプレストレッシング用緊張材の一部を緊張定着したのち，上記鋼棒にジャッキによって圧縮力を作用させコンクリート部材に定着したのちシース内にはグラウト注入を実施する。

従来のポスト・テンション（Post-tension）用緊張材とこの新らしいポスト・コンプレション用鋼材との梁に対する作用の状況は**図－1**に示してある。**図－1**の最上段のものは外的荷重作用およびスパン中央の外的荷重作用による断面曲げ応力度を示す。中段のものは従来のポスト・テンション用緊張材を緊張定着したときの梁に対する作用とこれによる断面応力状態を示す。既知のように緊張材に引張力を作用させるとコンクリート梁に上向きの分布荷重と中心軸圧縮力とが作用する。

下段の梁はポスト・コンプレスド鋼材の作用を示すもので，鋼材に圧縮力を作用させるとコンクリート梁には上向きの分布荷重と共に中心軸引張力が作用することとなる。従ってポスト・コンプレスド鋼材と，ポスト・テンションド鋼材との両者の配置されている場合で，前者に対する圧縮力と後者に対する引張力とを等しくなるようにすると，軸方向のコンクリート梁に作用する力は打消し合って０となる。一方曲げ応力成分は加算される結果となる。

以上の応力状態は**図－1**より明らかである。ポスト・テンション力とポスト・コンプレション力とを適当に選定することで死荷重応力を完全に打消すことが可能となる。コンクリート全断面は活荷重による曲げ応力と付加ポスト・テンション用緊張材とによって生ずる応力とによって利



図－1　ポスト・コンプレスド鋼棒の作用

用されるようになる。

このポスト・コンプレスド鋼材を従来のポスト・テンションド緊張材と組合せ使用することの利点は次のようである。

(1)　死活重を著しく減少させうる。

(2)　桁高を非常に小さくすることが可能である。

(3)　スパンを増大させることができる。

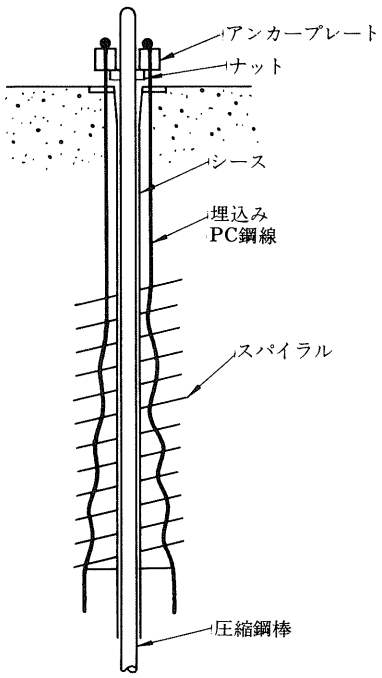
(4)　ポスト・テンションド緊張材のコンクリート　クリープ，乾燥収縮による引張力損失を減少させることができる。ポスト・コンプレスド鋼材はコンクリート　クリープひずみを生ぜしめる軸方向直応力度を減少させることになるからである。

(5)　コンクリートのクリープ，乾燥収縮によってポスト・コンプレスド鋼材の圧縮力は増加することとなる。

以上のようにポスト・コンプレスド鋼材利用には種々な利点が認められるが，各種の細部構造についての問題がある。以下本橋，Alm橋，に用いられたポスト・コンプレスド鋼材の問題点を説明する。

圧縮される鋼材は直径36㎜の110／135品質のもので両端にはネジを造り，ナットと定着板とによって固定される（図－2）。定着板は直径12.2㎜，140／160品質の冷間引抜きPC鋼線にボタン　ヘッドを付けて取り付けられており，PC鋼線の他端は波打ち状に変形させて部材コンクリート中に埋込み定着される。

ポスト・コンプレスド鋼棒の定着には，この鋼棒が周囲のコンクリートを押すことがないようになっている必要があり，こ



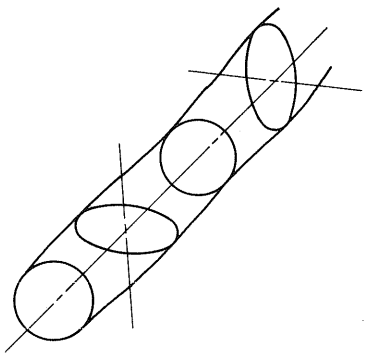
図－2　アンカー部

のため鋼棒の定着具をＰＣ鋼線の定着具の中央に配置した。勿論ジャッキによって鋼棒端に圧縮力を作用させる時の反力は一端が埋込まれている前記ＰＣ鋼線端定着を兼ねた定着板で受けさせられるのである。

ポスト・コンプレスド鋼材について必要な性質はa)摩擦の小さいこと，b)安定であること(坐屈しにくいこと)，c)グラウト注入容易であること，の3点である。細長い鋼棒が太いシース内で圧縮されるとピッチの増大するコルクぬきスクリューのような形状での釣合状態となる。鋼棒とシース壁との摩擦が大きいと，鋼棒はシース内で完全にブロックされることとなる。この大きい摩擦を避けるため鋼棒の横方向変位をできるだけ小さくおさえることができるようにするのが良いであろう。

細い円形シースではグラウト注入の点で困難があるので，これは適当な解法とはならない。

種々検討の結果上記3要求を満足させるシースとして**図－3**に示すような絞り形シースを用いることとした。これは通常のシースを局部的に絞ることで長円形とし，この短軸方向での鋼棒のあそびを最少にする。またこの長円形の相隣れるものの短辺は互に直交するような方向になっている。この絞り間隔は鋼棒座屈長以下としてある。これらの等間隔配置の絞りは狭い間隔になっているので弯曲鋼棒が圧縮力をうけても大きくは撓まず摩擦力を増大させる波打ち形状を形成することはほとんどない。正確な絞りは特別に設計された機械によって実施された。



図－3　絞りシース

本橋の施工に先立ち，40ｍの梁に対し，ポスト・コンプレスド鋼棒を一端で圧縮したが弯曲したものでも摩擦に関しては特別大きくはならないことが明らかとなった。

ポスト・コンプレスド高強度鋼棒はいずれも大きい圧縮力を受けることができる。この鋼棒に圧縮力を作用させる作業中および橋の終局破壊モーメントに近くなった状態で，コンクリートかぶりの破壊がおこってはならないので，ポスト・コンプレスド鋼棒はタイによって内部コンクリートと結合されるようにしてある。この必要なタイは試験によって決定されている。

以上のポスト・コンプレスド鋼棒と，ポスト・テンションドＰＣ鋼より線とを併用してプレストレスの与えられた橋は世界に先がけてオストリーAlm河に架設された。ポスト・コンプレスド鋼棒の利用によって桁高は著しく減少させられ目的は達成された。

Alm橋は全幅10.60ｍ，スパン76.00ｍの道路橋であって断面は一室箱断面であり，桁高はスパン中央で2.50ｍ，アバット位置で2.30ｍとなっている。腹部幅はスパン中央で0.60ｍ，桁端では2.60ｍとしてある。これは著しく大となっているがすべての鋼材を定着するために必要な寸法で決定たれたものである。

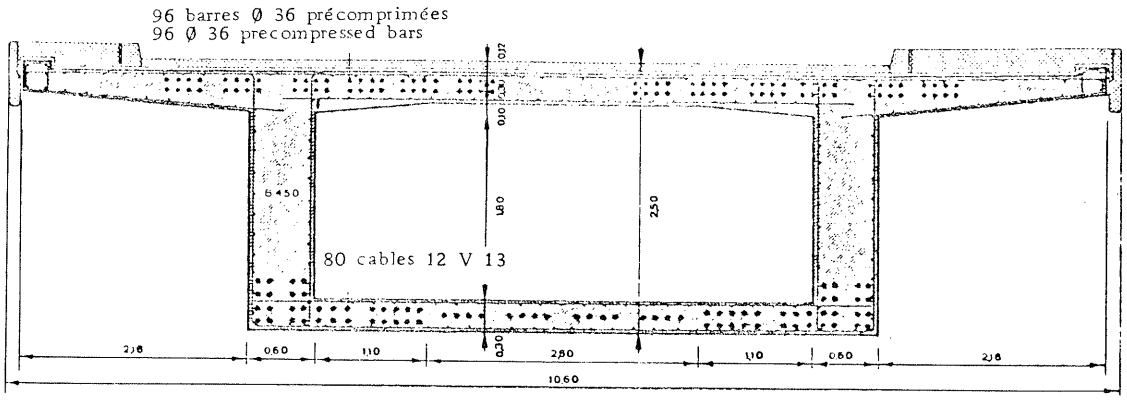
橋断面は**図－4**に示すようであって下側には通常のフレシネー緊張材12Ｔ13（ストランド品質は160/180）を80本配置し，全重量は58.6ｔである。

橋断面の上半分にはポスト・コンプレスド鋼棒（直径36㎜）96本を配置した。この全重量は61.0ｔである。この鋼棒はスパン中央断面ではすべて上フランジ内に配置されている。

橋軸方向にはポスト・コンプレスド鋼棒および通常の緊張材ともにパラボラ状に配置されている。腹部内において上向きの曲げ上げられた緊張材と，下向きに曲げ下げられたポスト・コンプ

レスド鋼棒との交さする部分での混合いを避けるために緊張材と，ポスト・コンプレスド鋼棒とを別々の鉛直面内に配置してある。

使用コンクリート最小圧縮強度は 360 kg／cm² である。



図－4　スパン中央断面

2. Ruck－A－Chucky 橋

Auburn ダム建設にともない American 川は水深約 450 フィート（137 m），幅 1,100 フィート（336 m）となる。また両岸の傾斜角はいずれも40度となる。これを渡るため直線橋とするには取付け部にカットとトンネルが必要となる。勿論曲線橋とするのが望ましいが，従来のような桁橋とすると中間に橋脚を設ける必要があるが，水深 450 フィートの場所では工費の面からもまた耐震性の面からも，橋脚を設けることはほとんど不可能である。

比較設計にあたっては15型式の橋梁について検討が実施された。比較設計にあたっての基本的構造は 1) トラスおよび桁型式，2) アーチ型式，3) 吊橋型式，である。当初の15型式のいずれも満足なものでなかったので更に検討を進め，最後に“hanging arc”型式とすることに決定された。この意味は平面的には弯曲した円弧でかつケーブルによって吊られているからである。すなわち 1) 引張力を受けるケーブル　ステー，　2) 通過荷重を支持すると共にケーブルから作用する圧縮力に抵抗するための曲線桁，の組合せである。ケーブル　ステーはすべての死荷重に対して桁の撓みが 0 となるようにポスト・テンションされる。

ケーブルは桁に作用する圧力線が調整できるよう設計ホーメーションに応じて両岸斜面にアンカーされる。このようにすると曲げも捩りも受けていない理想的状態がえられることとなる。

橋の平面曲線半径決定にあたっては非常に多くの点について検討が実施されこれを 1500 フィート（457 m）と決定した。補剛桁については鋼およびコンクリートの 2 種について設計し，コンクリートの場合は人工軽量コンクリート用骨材を採用することとした。

ケーブル配置にあたって考慮された事項は次のようである。

(1) 各ケーブルはそのケーブル分担荷重区間での桁の死荷重に釣合う必要があり，これにより鉛直面内モーメントを最少にする。これはケーブルと桁とのなす水平角を選ぶことで桁に沿っての水平面内モーメントを最少にでき，ケーブル鋼材量を減少できる。

(2) ケーブル配置は外観上美的なものでなければならない。

(3) ケーブルの耐火性に対する配慮が必要である。
(4) 現場の地形を出来る限りそこなわない。
(5) ケーブルの傾斜角をなるべく同じにして，定着部詳細構造を単純化する。

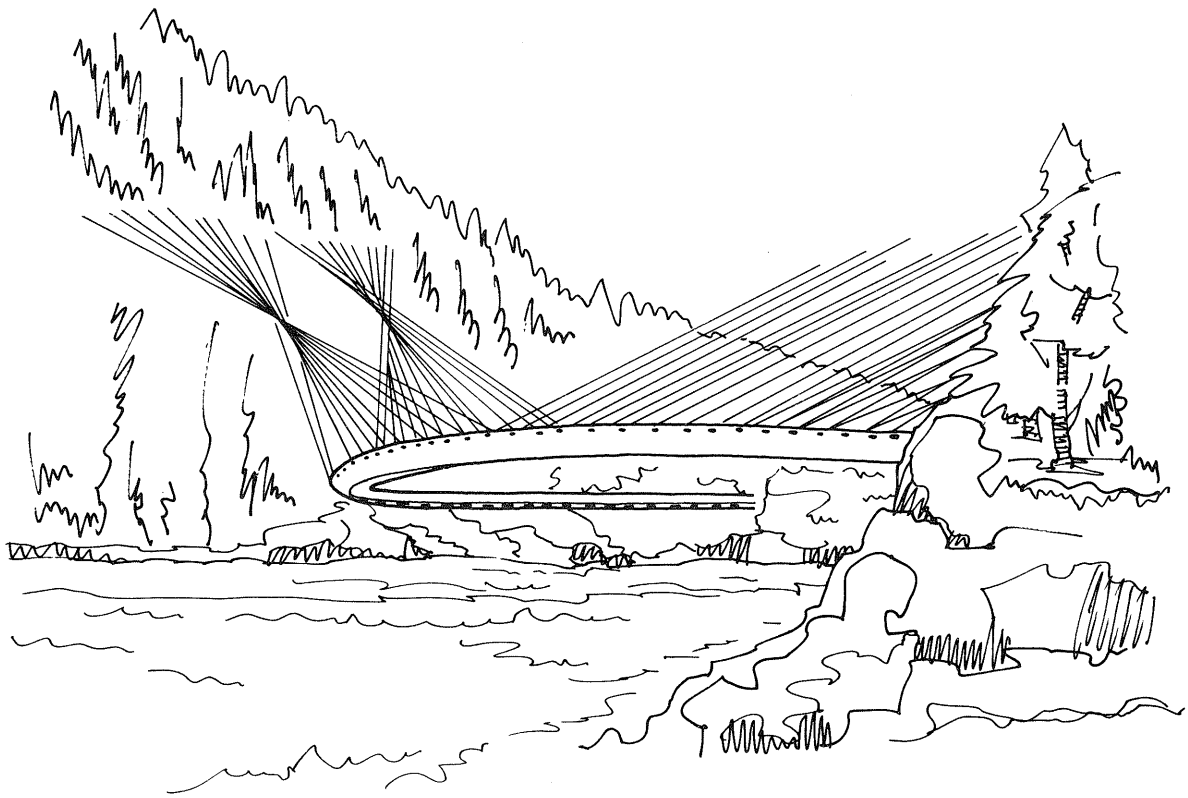
ケーブル断面決定は最初に死荷重の2.7倍および死荷重と活荷重の2.25倍との和に対して終局破壊状態で実施され，その後AASHTO示方書の規定で各種荷重組合せで応力検討を実施した。

活荷重による応力は死荷重応力の約15%にすぎないこと，およびこのスパンの橋梁に設計荷重が満載されることは実際上はないので，活荷重による疲労の問題は一般の場合のように考慮する必要はほとんどない。

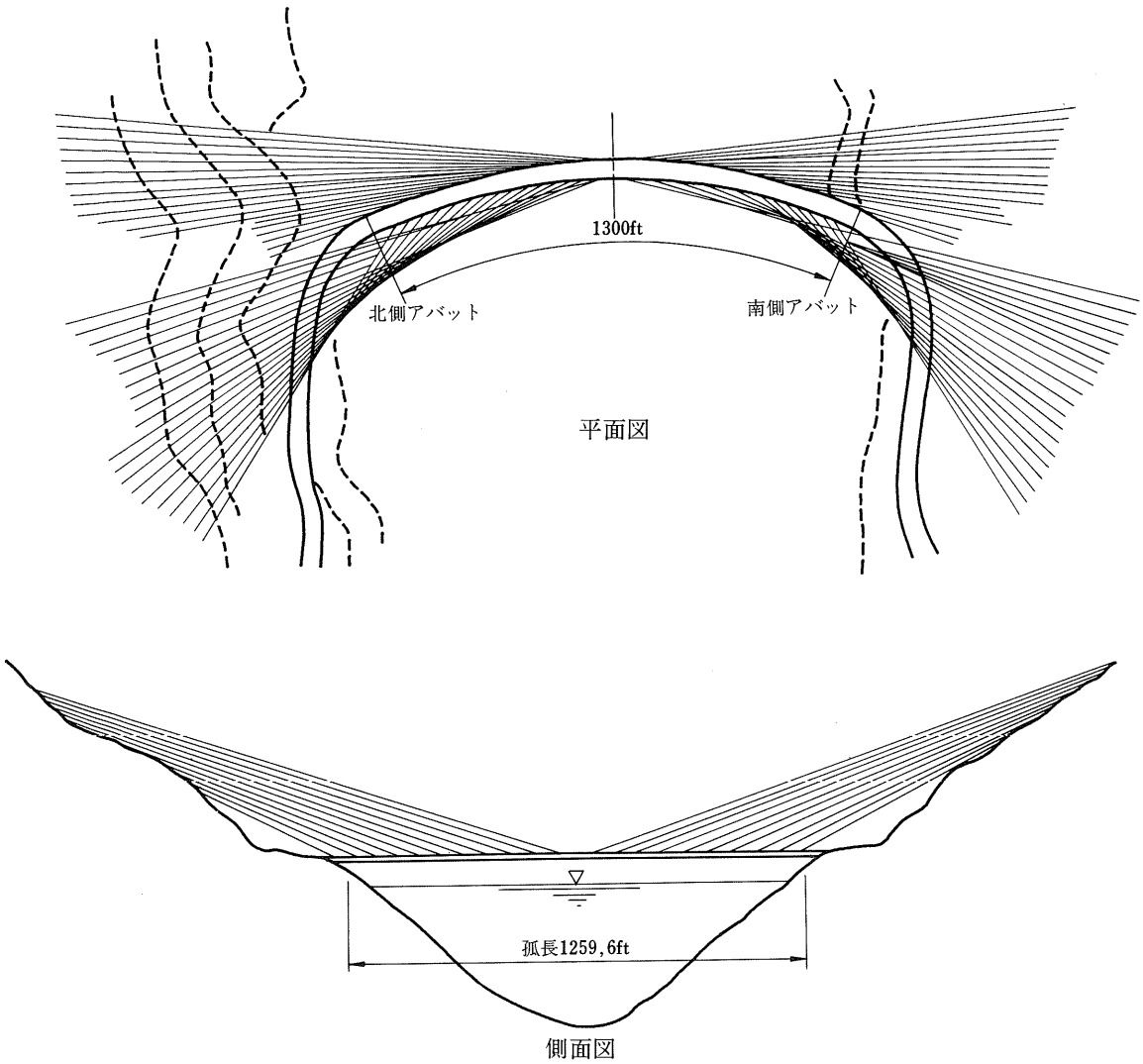
使用ケーブルは1/2インチ7本よりストランドとし，1/4インチ厚さのポリエチレン チューブに挿入し，セメントグラウトを注入することとした。これは防錆と同時に火災に対する安全性についての配慮である。

以上各種細部検討の結果スパン1300フィート(400m)の"hanging arc"橋の設計が完成した(**図－5**，**図－6**)。

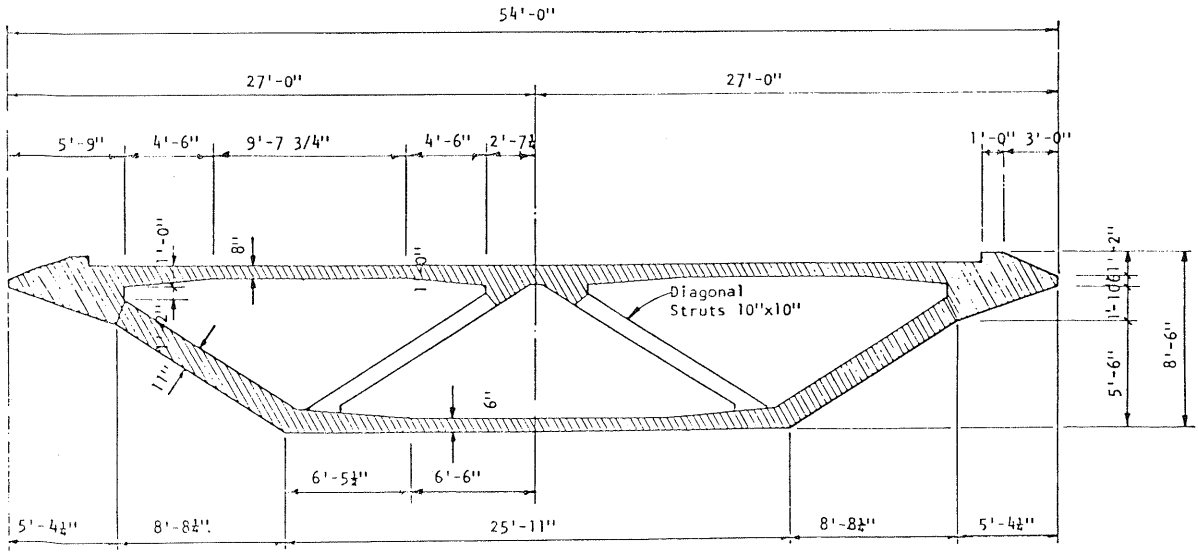
補剛桁に軽量コンクリートを使用する場合の断面は**図－7**のようである。断面は箱断面であるが内部は傾斜ストラットで補強されている。施工中の安定と応力とを考慮して両端はアバットに固定される。スパン中央をヒンジとするか連続とするかについて検討した結果，連続とすることに決定された。その理由は a)温度応力は特別重大問題とはならず，中央部分の閉合を適当な温



図－5　完成想像図



図－6　平面及び側面図



図－7　コンクリート桁断面図

度の時に実施すると，この温度応力は更に低減されうる，b)乾燥収縮，クリープによる応力はこの橋梁では小さい，等によるものである。

ケーブルは30フィート間隔に配置され，桁高は8フィート6インチ(2.6m)であるがコンクリート容積を最少，かつ捩り抵抗が大となるように断面形状は定めてある。上下床版には横方向にもプレストレスが与えられており，橋は2方向にプレストレスの与えられた状態にある。

上部構の施工は，最初アバット付近に施工用プラットホームを設けることから始められる。最初のセグメントのコンクリート打ちが終ると，この区間は1組のケーブルによって吊られる。このケーブルは所定引張力までポストテンションされ，次にプラット　ホームを前進させ次のセグメントの施工を実施する。各ケーブルはポストテンションされたのち，死荷重がバランスされるために必要な鉛直力が与えられると共に，セグメントの所定位置がえられるよう，調節される必要がある。

片持梁の先端位置は，施工中はプラット　ホーム，クレーン，その他施工時荷重作用により，完成後は舗装，高欄，地覆，等重量により，変化する。更に温度，コンクリート　クリープ，乾燥収縮によっても影響されるが，これらは日単位ではそれほど大きくはない。いずれにしてもこれら変形を十分検討しておく必要がある。

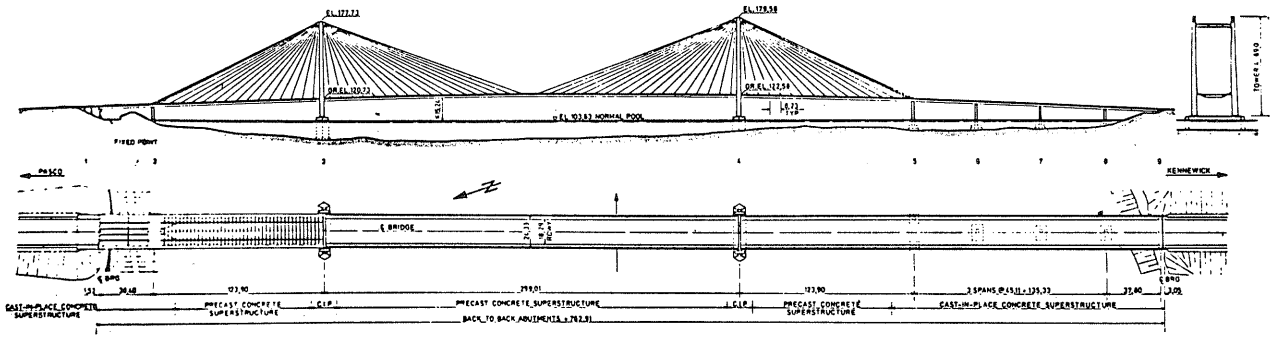
橋が完成したとき，水平面内での曲げモーメントは最少となるようにケーブルは配置されてはいるが，施工中には大きい水平面内モーメントが生ずるものである。スパン中央に向って施工が進むと，アバットとの固定端での水平面内モーメントは次第に増加し，スパンの1/4に達すると最大となる。これに抵抗させるため施工中は水平ケーブルを配置し，この引張力を調節することとしてある。

本橋の特徴は次のようである。

1) 活荷重応力は全荷重応力の約17%，ケーブルに対する引張力比の平均では11%であり，活荷重の影響は両端固定負曲げモーメントに対する以外著しいものではない。
2) 平面的に弯曲しており，桁の鉛直面内剛度の小さいことにより温度応力は比較的小さくし，アバット断面上縁において約21kg/cm²である。
3) コンクリートの乾燥収縮，クリープによる応力はアバット固定端断面で約28kg/cm²である。
4) 地震力は水平方向に全死荷重の15%を作用させてもアバット固定端断面上縁隅角で21kg/cm²の応力しか生じない。1/200縮尺模型を振動台に乗せて振動試験を実施すとと共に動的解析結果から十分安全であることを確めている。
5) 風荷重についてはAASHTOにより静荷重として取扱うと，これによる応力は非常に小さい。橋は捩りおよび水平方向では剛であるが，鉛直方向にはフレキシブルであるため，空気力学的性能は非常に良好であり，断面の曲げおよび捩り振動の空気力学的カップリングはおこらない。風速120mph以上でなければフラッターは生じないと考えられる。現場最高風速は100年期待値で90mphであるので十分安全と考えられる。また模型試験によってもボルテックス振動は認められなかった。

3. Pasco－Kennewick の Columbia 橋

橋長 758 m，桁高はその全長にわたり 2.13 m と一定，中央 547 m 区間が斜張 PC 橋で最大径間 299 m である（**図－8**）。



図－8　一般図

本橋設計概要は次のようである。

1）ケーブル配置をファン形としケーブル量を最少量とし，タワーに作用する曲げモーメントをできるだけ小さくすると共に桁に作用する軸力分布を有利なものとする。

2）ケーブルには 140／160品質の高強度平行ＰＣ鋼線よりなるワイヤーとし，サグの影響を減少させることで構造全体の剛度を増加させる。

3）狭い間隔でケーブルを配置しアンカー構造を単純化すると共に桁の曲げモーメントを減少させ，空気力学的安定性を増加させ，また施工を容易にする。

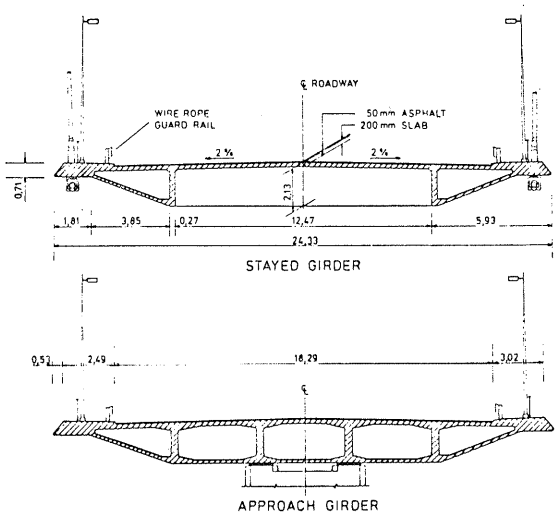
4）橋の全長にわたり連続構造とすることで車の走行性を改善させると共に保守を容易にする。

5）上部構の外側２平面内に斜吊材ケーブルを配置することで，ほとんど捩り剛度のない開断面桁を用いることが可能であると共に，デッキスラブ上面に圧縮応力が作用するようでできる。

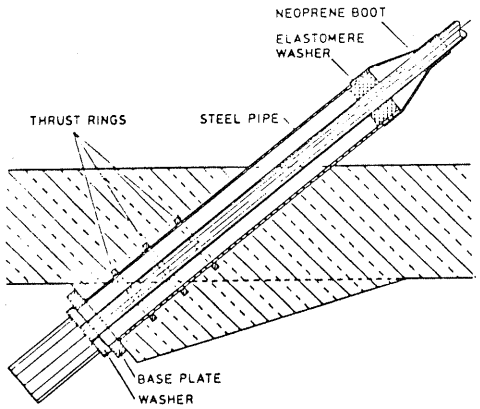
6）タワー位置で桁は支承されておらず桁はケーブルのみで吊られた状態にあり大きい負の曲げモーメント発生は避けられる。

7）桁高は橋の幅員 24.33 m に対する横方向必要強度より定まる高さ 2.13 m としてあるが，軸方向曲げ剛度はバックリングの安全度からのみいえば桁高は 1.4 m でも十分である（**図－9**）。

8）断面（**図－9**）の両側部を閉じた３角形としてあるが，この形状は吊橋についての風どう試験の結果から選定されたものである。しかし，ステーの多い場合にはこれは不要である。



図－9　断面図

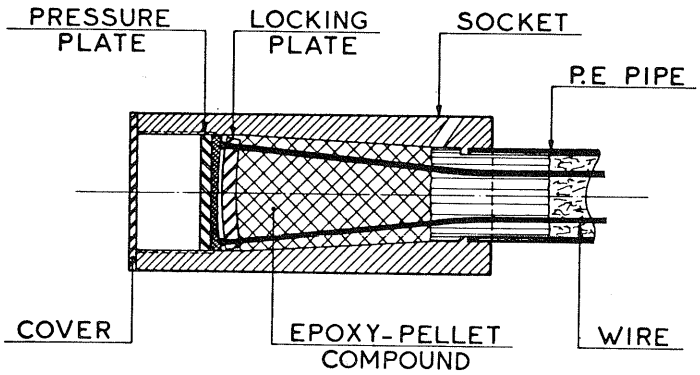


図－10　ケーブルアンカーの桁えの取付け

9) 断面の両端部の3角形部分はステーからのケーブル引張力を橋軸方向にスムースに伝達するのに役立っているので，ケーブルは横桁配置位置とは無関係に配置されうる（**図－10**）。

10) 橋軸方向2.13mごとに横桁を配置することにより上床版スパンは2.13mであり，床版に生ずる局部引張応力を，ケーブル引張力による橋軸方向圧縮応力で打消すことができる。

疲労に対して特に良好な抵抗を示す特別な定着具が開発され，スイスでHiAmアンカーと呼ばれるものである。当初ミュンヘン　オリンピックの吊屋根アンカー用としてレオンハルトによって開発された。直径6㎜のパラレルワイヤーを多数本まとめ，1000～2000tの引張荷重にて破断するようにもできる。アンカー内側にはコニカルな穴が設けられた鋼製ソケットからなっている。ベアリングプレートはソケット内を自由に移動可能なようにしてあり，空間は小さい鋼ボール（直径1～2㎜）とエポキシ樹脂との特殊混合物によりワイヤのまわりがつめられている。エポキシ混合物は鋼線応力変動の際に相互に接触し損傷を生じないよう，またポタン　ヘッドの応力変動値を減少させるためのもので，これによる定着具の疲労強度は増加される。**図－11**にはこのアンカーの概要を示す。



CABLE ANCHOR HEAD DETAIL

図－11　アンカの詳細

ＰＣ鋼線83本よりなるケーブル2本につき200万回の疲労試験をＰＣ鋼線引張強度の0.35と0.45との間で実施した。すなわち引張応力変動幅は$\Delta\sigma=16$kg／㎟に相当するが，ＰＣ鋼線は1本も切断しなかった。疲労試験後静的引張試験を実施し，最大荷重464tすなわちＰＣ鋼材引張強度保証値の1.04倍のとき最初の1本が切断したのみである。

ケーブルはポリエチレンパイプ中に挿入され，あとでグラウトを注入する。

橋の断面力算定にあたり，2次元弾性モデルを考えた。ケーブルのヤング係数はすべて20.4×10^5kg／㎠と仮定してある。その理由は活荷重の死荷重に対する比は非常に小さいので，活荷重作用時のサグの変化は無視可能であるからである。タワーおよび桁の剛度はひびわれなき断面について求めた。使用状態にあって引張応力は生じないからである。

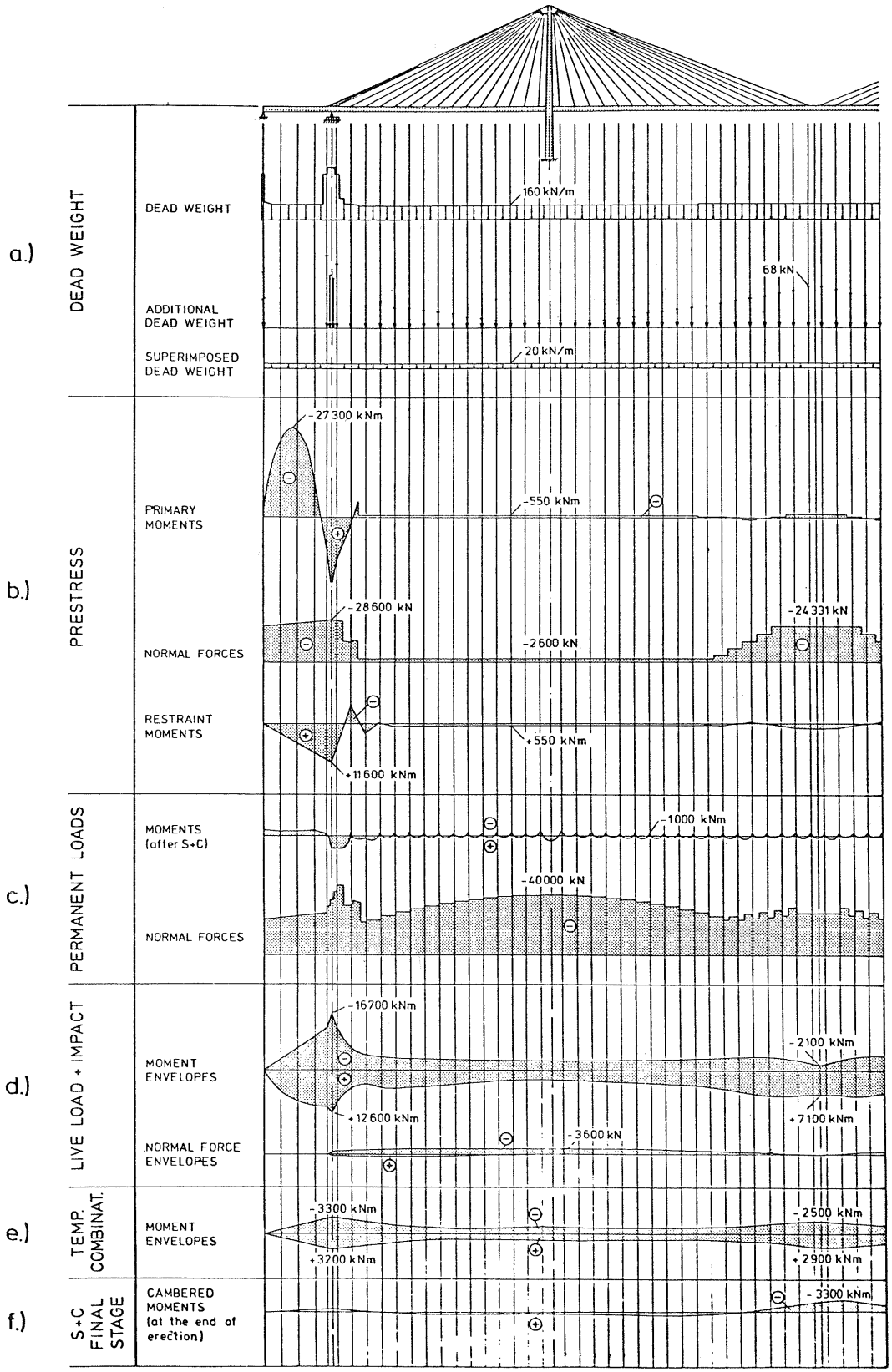
桁およびタワーの断面力は空間フレームモデルで求め，タワー頂における主支承板に作用するケーブル力の影響を求めるには有限要素解析を実施した。

断面力の計算結果は**図－12**に示してある。

永久荷重による断面力のクリープによる変化をなるべく小さくなるように設計する必要がある。ステの数多い構造にあってはプレストレッシングによるモーメント$P\cdot e_P$は拘束モーメントによって打ち消されるので，断面内では直線状配置の緊張材を用いている。

温度の影響については基本的に次の4つの場合について検討した。

1) 一様な温度変化，＋25℃，－31℃



NOTE: FORCES ARE FOR 1/2 BRIDGE ONLY.
SCALES FOR MOMENTS AND NORMAL FORCES ARE CONSTANT.

図－12　断面力

2) ケーブルとコンクリート桁との間の温度差±14℃

3) 桁の上下両縁における温度差±6℃

4) 北側面と南側面との間の温度差±6℃

構造物は地震地帯にあるので，地震による損傷を防止するために特にすべての部材を補強することなく，構造物が或る範囲内で自由にふれうるようにして地震動による大きい力を避けるようにした。このため全構造物を1ケのアバットに固定しておき，大きい地震力作用時には水平荷重によってこの固定部が切断されるようにしてある。

断面算定にあたっては基本的にAASHTOに規定される終局限界状態について，計算は実施された。使用状態についてはひびわれ換算断面の応力，ひびわれの幅および疲労範囲が検算された。

しばしば期待される荷重すなわち活荷重の50%までの範囲では桁には引張応力は生じない。非常にまれにしかおこらない活荷重満載と温度影響との組合せに対してはAASHTOの許容引張応力度内におさまるようにしてある。上床版には引張応力は生じていない。

しばしば作用する満載のもとでは理論上はひびわれ発生はないが，活荷重満載時には0.2㎜のひびわれ幅は許され，温度の影響を組合せるときは0.3㎜まで許される。桁はプレキャスト部材をエポキシ樹脂で接合してあるので，安全側に接合面は無筋であると仮定してひびわれ幅を算定してあるが，常にケーブル傾斜による大きい圧縮力が断面に作用するので，ひびわれ幅制限は満足される。

架設はすべてプレキャスト部材を用いて片持梁架設法によって実施された。プレキャスト部材は幅24.33m，長さ8.23m，重量300tである。各プレキャスト部材にはステ・ケーブルを配置するための2本のパイプが挿入されているが，この傾斜角は部材互に変化している。横桁は2.74mごとに配置されている。

プレキャスト部材はバージによって運搬されクレーンによって吊り上げられるが，18mを吊上げるには約2時間であった。吊り上げられた部材端面にエポキシを塗り，既設部端面とPC鋼棒で結合される。

各プレキャスト部材はタワーの横梁に一時的に定着されたケーブルから吊られている作業台上に置かれ既設部と結合したのち，ステ・ケーブルを取り付けると共に作業台用ケーブルをゆるめる。次に作業台を8.2m前進させて同様な片持梁架設作業を続けるのである。

プレストレスト　コンクリート斜張橋は現在の所道路橋では主径間700m，鉄道橋では500mまで経済的に建設可能であると，本橋の設計者Leonhardtは考えている。

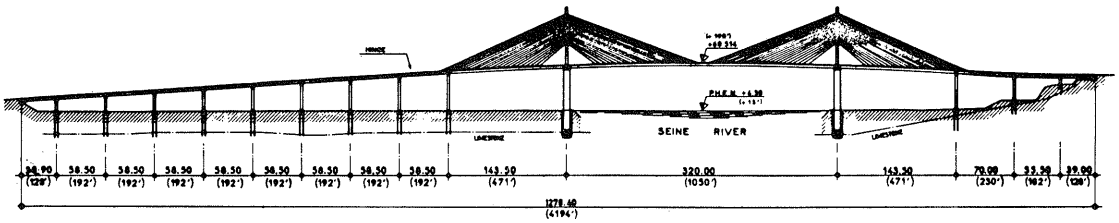
4. Brotonne 橋

セーヌ河を渡る橋で全長1,278m　航路部最大スパン320m　全幅員19.20mの橋梁である。航路部は320mスパンであるがその両側径間は143.5mとなっている（**図－13**）。この区間がPC斜張橋構造である。

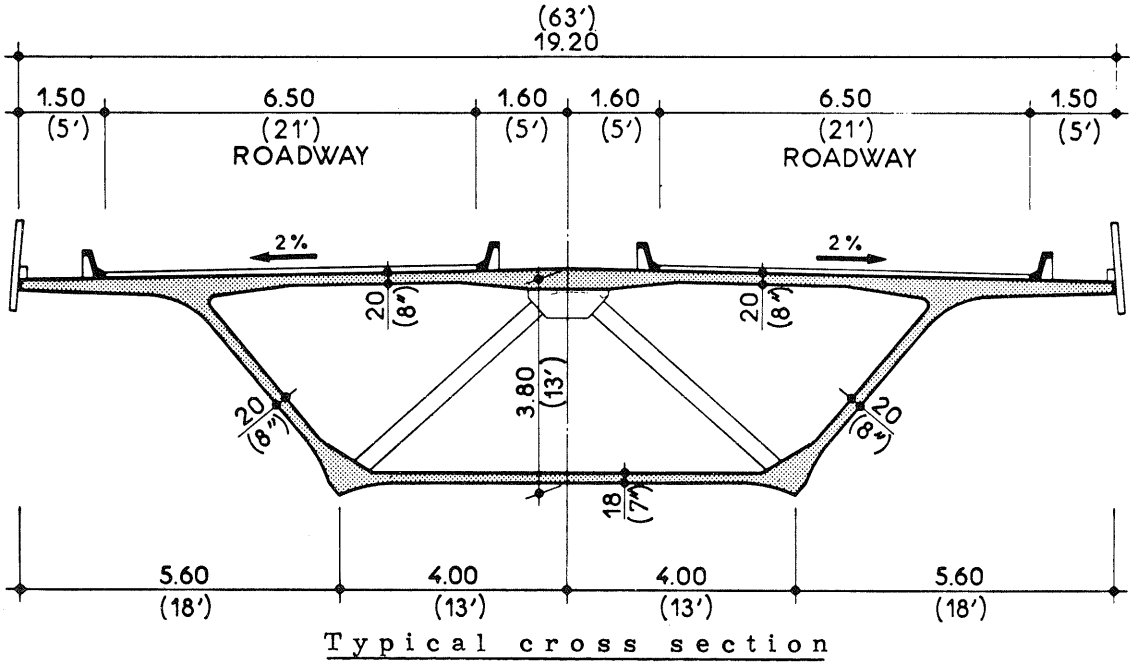
この橋梁の特徴は，

1) 1,280m長の上部構造物に対して目地は1ケ所しか挿入されていない連続構造である。

2) 約20m幅の1室箱断面構造であって傾斜補剛ストラットを用いている（**図－14**）。



図－13　Brotonne 橋



図－14　断面図

3）等間隔配置のステーを橋梁中心面一面内配置とし，ステーはＰＣストランドよりなり，鋼パイプ内に挿入グラウトを実施する。

4）高さ70ｍにも達するコンクリート　タワーの使用である。

橋軸方向構造の桁高をすべて同一としたのは短いアプローチ　スパン（58.5ｍ）に対しても，主斜張橋スパンに対しても同様な施工法を採用することが可能であるためである。構造物をすべて連続としたのは構造物挙動に関しては有利な結果がえられている。３径間対称斜張橋の場合についての検討結果によると，危険断面は側径間側に側径間長の4／10だけ中間橋脚より離れた断面であることが明らかとなった。特に荷重による上部構曲げモーメントのエンベロップについて最大曲げモーメント変化量の生ずる断面は上記の位置にあり，これが断面寸法を決定することとなる。

曲げモーメント変化量を制限するため，側径間スパンと主径間スパンとの比を0.4以下とするのがよいこととなる。この解法によると上部構自体の挙動は改善されるが，アバット位置でアプリフトが生じこれが処理方法が著しく困難となる。

よって本橋では上部側径間と中央径間とのスパン比を0.45とし，アプローチ　スパンと斜張橋

スパンとを連続させることとした。この連続の結果曲げモーメント変化量は減少させられ，アプリフトの問題も減少させられた。またこの結果として施工時片持梁長を減少させることができ，中央径間完成前に側径間の連続は完成させられる。

側径間はいずれも143.5ｍであり，橋の伸縮目地は左岸側径間のモーメント０の点に近く配置されただけである。

上部構の横断方向について考慮されなければならない事項は，

全体的軽量化，

空気力学的安定性良好なること，

ステー定着の容易さ，

等である。ステーは橋軸方向中央平面内にのみ配置されるので，横方向断面形状は十分な捩り剛性の点から箱断面とする必要がある。

３室箱断面を用いステーは中央腹部下端に定着することも可能であった。しかしこの構造では横方向に十分な剛度がなく，吊材からの力を両側腹部に伝えるためにはリブを配置してスラブを補強する必要があった。

これを避けるため鋼構造で一般に使用されている原理に従い傾斜ストラットを配置することとした（**図－14**）。結局断面は一室の箱断面でステー定着位置で交わる補剛ストラットを有するものとなった。外幅は19.2ｍ，全桁高は3.8ｍ，腹部は傾斜しており，腹部幅は0.20～0.40ｍで変化している。下床版幅は８ｍ，厚さはスパン中央で0.18ｍから橋脚位置で0.42ｍと変化させてある。上床版は12φ８緊張材で横方向プレストレスが与えられている。下床版もまたＴ15ストランド緊張材によってストラット配置位置で横方向にプレストレッシングされている。

幅0.20ｍの腹部部分で軸方向圧縮応力35kg／cm²に対してせん断応力度は50kg／cm²の大きい値となるので鉛直方向プレストレス41kg／cm²をφ８mmのＰＣ鋼線で与えることとした。ＰＣ鋼線両側には特別な装置を取付けてプレストレス力の伝入が良好となるようにした。この鉛直プレストレスはプレテンション方式で与えられている。

傾斜ストラットは大きい引張力を受けるので12Ｔ15フレシネー緊張材でプレストレスが与えられた。

ステーのコストは斜張橋コストの約29％にも達するものである。検討すべき３点がある（**図－15**）。

ステー配置形状，

ケーブルの種類，

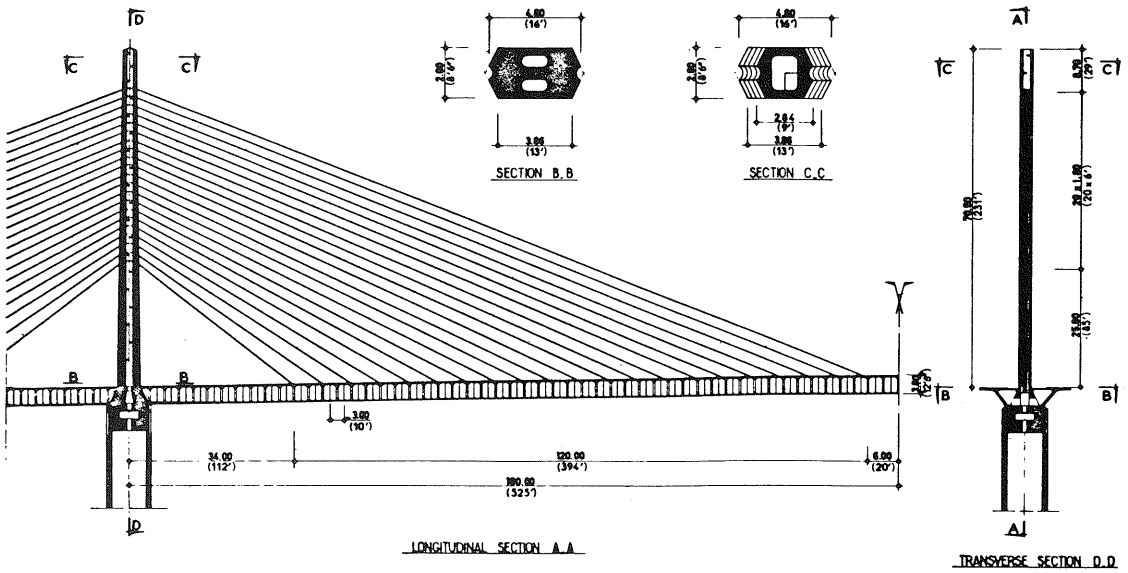
配置位置，

ステーの配置形状として良く知られた物にハープ，フアンまたは放射状，等がある。本橋には後者の配置形状を採用することとした。前者の方法によると，定着位置での傾斜角は一定となり，これら定着部設計が容易となる利点がある。他方フアンまたは放射状形状は主桁に対するステー傾斜角の増加によるステー効率を上げることが可能となり，鋼材量で約15％節減になると考えられる。

ステー配置間隔は構造物挙動に対して大きい影響を有している。

上部構桁えの定着位置を規則的間隔とし，その間隔を狭いものとすると次のような利点がある。

(1) 次のステーに達する迄は片持梁である上部構を順次連続架設が容易である。



図－15　ステーおよびタワーの詳細

(2)　上部構桁およびタワーに伝えるべき力が小さく，タワーとの定着位置における各位置間の曲げを減少できる。

(3)　必要ある場合のステー取換え容易。1本のステーを取除いても構造物中の力の全体的分布に対する影響は小さい。

(4)　ステーの長さが異なるので振動周期もすべて異なり，このステー本数が多いほど空気力学安定性は良好である。

本橋にあってはタワー当り21本のステーを配置するファン形状とした。

ステーは鋼パイプ中に挿入されあとでグラウト注入を実施するＰＣ用緊張材から造られている。ＰＣ鋼より線本数は短いステーおよび長いステーに対して，39～60本に変化している。鋼パイプ外径は165㎜，肉厚は4.5㎜のもので，水密を確保するために継手は入念に溶接されている。表面は2層にペンキ塗りされた。パイプは桁およびタワーとの結合部近くでは活荷重および横方向風荷重による局部的曲げに抵抗させるため補強されている。

グラウト注入によって良好な防錆と共に疲労に対する強度がえられる。更にグラウトはステー剛度を増し，これは上部構桁曲げモーメントを減少させることとなる。この種ステー用鋼材としてプレストレッシング用鋼より線がより経済的であることは明らかである。

空気動力学的解析は設計にあたり十分検討された。しかしながら主片持梁架設中に重要な問題が生じた。1976年末に約風速50㎞／hの風でステーの全系が全く不規則に振動を始めた。この風は橋軸に対して直角な方向に吹き，ステーの撓みは1.5ｍにも達した。ステー定着位置での応力度を制限するための手段をこうずる必要があった。各ステーは桁との結合点に水圧ダンピング装置を取付けることとしたが，その結果は現在までの所満足すべき状態にある。

この施工中に生じた現象の原因についての解析は実施されたが未だ最終的結論には達することができない状態にある。しかしながらおそらくこの事はステーの幾何学的な配置形状によるものと考えられている。或る風の傾斜角に対して風の流れが干渉し合うためであろう。この特別な点について，ＰＣ鋼より線使用は不利であろう。その理由はパイプ表面がなめらかであると共に円

形断面を有しているからである。更に系自体ダンピングが小さく，パイプ，グラウト，鋼より線，の組合せは弾性挙動を有している。振動はグラウト注入によって減少させる事はできない。またタワーの変形がこの振動現象を最初に起こさせたものと考えられている。

この特殊な問題を別とすれば，ステー配置およびグラウチングは満足すべき状況で施工された。

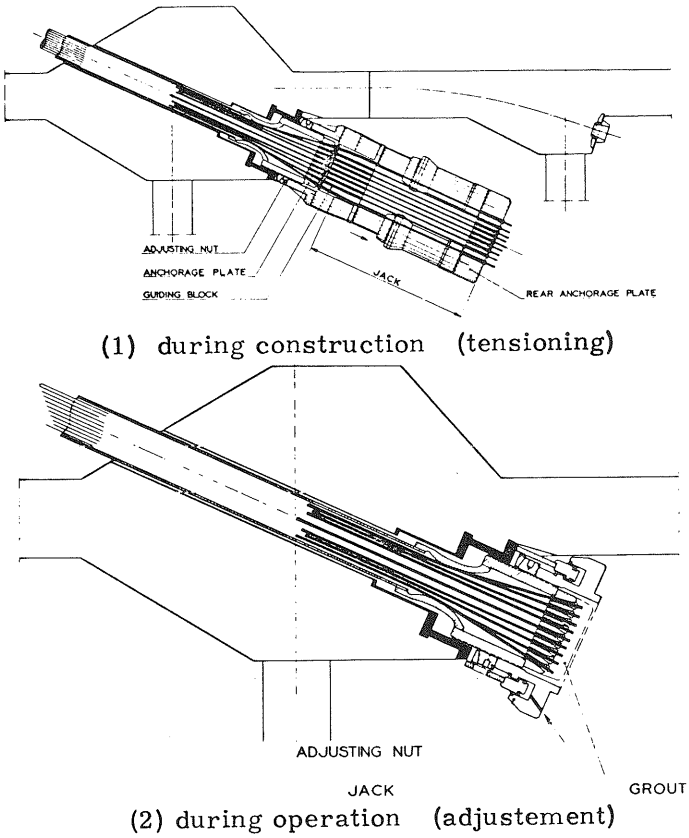
ステーの定着は施工中に最初のテンショニングが，グラウト終了後150㎜の範囲内でステーをゆるめたり，再緊張したりする補足テンショニングが，それぞれ実施された。

最初の緊張作業は12T13フレシネージャッキ4台を用いて実施し，すべての鋼より線が仮どめされている定着板にとりつけた。定着ナットによってステーの引張力が調節できるような特別なジャッキを用いた（図－16）。

70mの高さのタワーは鉄筋コンクリート造であって，その頂は地盤面から120mの高さにある。従って非常に風荷重の影響が大となる。

タワーに対する軸力は永久荷重作用および活荷重作用に対してそれぞれ約9,000tおよび1,000tである。タワー寸法は制限されるためスレンダーなものとなる。検討として，部分模型による風どう試験と共に理論解析との両者が実施された。

鉄筋量は平均して300 kg/m³ であり，固定端附近では500 kg/m³ にも達している。鉄筋は直径56㎜のものが用いられている。



図－16 ステーアンカ部詳細

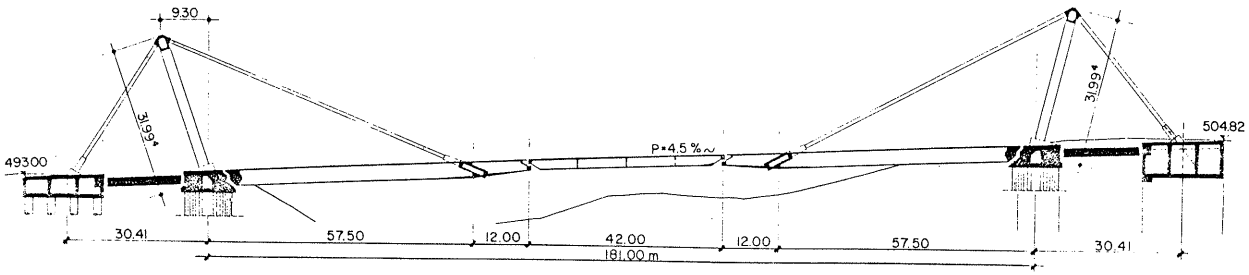
本橋架設はすべて3m長さの片持梁架設法によった。プレテンション方式で鉛直プレストレスの与えられているプレキャストされた最大重量16tの腹部は鋼移動型わく内に配置され，既設片持梁先端に仮締めPC鋼棒によって結合される。その他の部分は鋼移動型わく内で現場打ちコンクリートで施工される。

このプレキャスト腹部と現場打ちコンクリート施工との組合せによって移動型わく重量は35tで十分であった。作業サイクルはセグメント当り3日間であり，週当り上部構は12mの施工速度となった。

5. Basentana 道路の Carpinto 橋

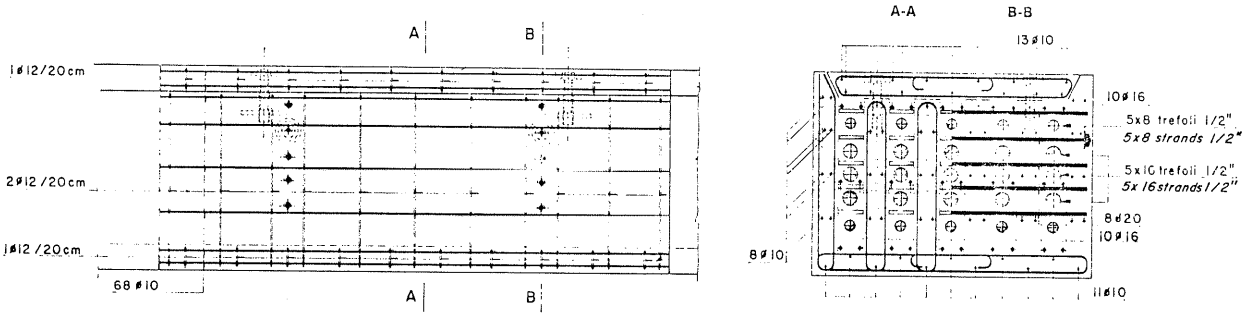
地滑り地帯の区間181.0mを渡るために造られた斜張橋であり，地形上特種な形状の斜張橋となっている。2本の傾斜したタワーが両端に設けられ高さは32.0mである。このタワーから2本のPCの吊材がつられ，1本はカンタ　ウエイトに，他は谷側の主桁端にそれぞれ結ばれている。両側から出た主桁先端には42.0mの吊桁が挿入されている（図－17）。橋の断面は1室箱断

面で全幅は9.50mのものが2連中央分離帯3.75m離して上り線と下り線とが分離されている。



図－17　Carpinto 橋

吊材はプレキャストされたコンクリートU形シェル中に1/2インチPC鋼より線を挿入したPC引張材となっている（**図－18**）。吊PC材は最も不利な載荷状態にあっても引張応力は生じないようプレストレスされた。

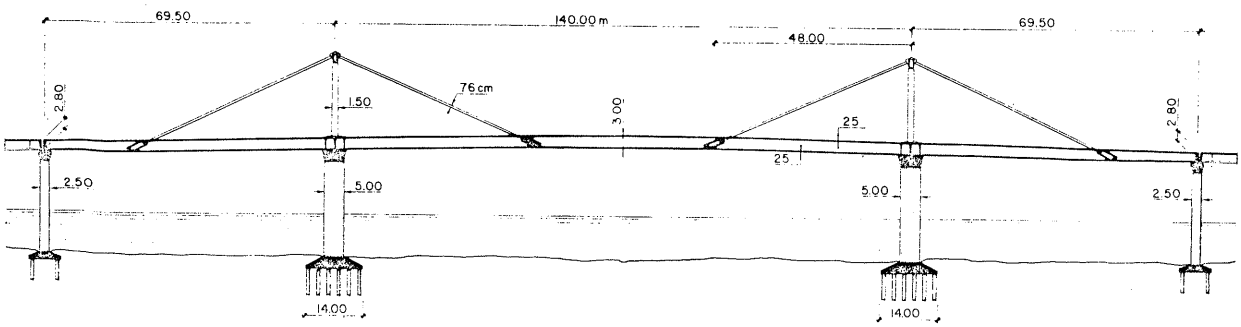


図－18　PC吊材

全構造物はその全長にわたり総足場上で施工された。

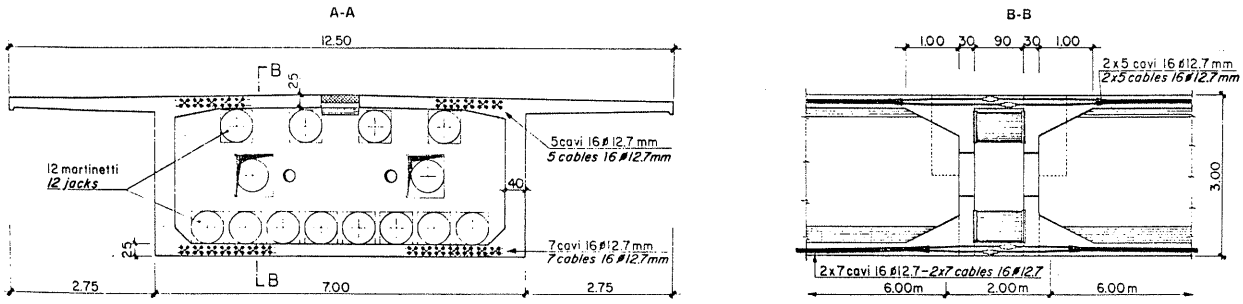
6. Magdalena 橋（コロンビヤ）

総延長1499mの橋梁であるが，流心部の航路幅130m，航路高さ16mを確保することが要求された。また環境条件は非常に悪く耐腐蝕性の高い構造物が必要であったので，流心区間279m長を4本の橋脚と4本の弾性支承すなわち吊材とで支持する桁橋構造とした。すなわち中央区間140.0m，側径間69.50mの3径間連続構造を4本の斜張PC吊材で吊っている（**図－19**）。



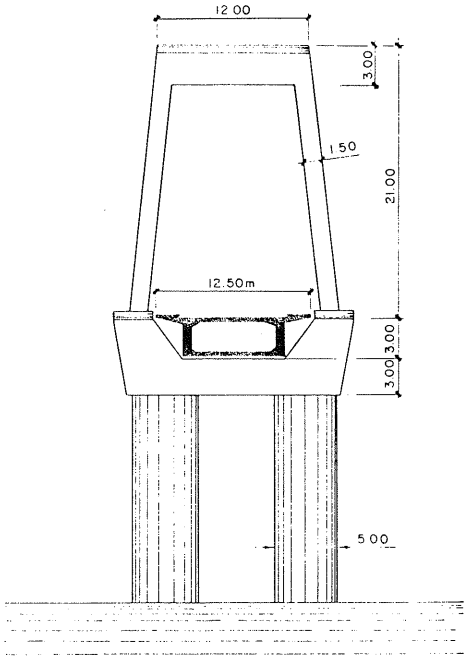
図－19　Mogdalena 橋

橋の全幅は12.50mで断面は一室箱断面である。桁高は一定で3.0mとしてある（**図－20**）。タワー高さは橋面から21.0m（**図－21**）である。



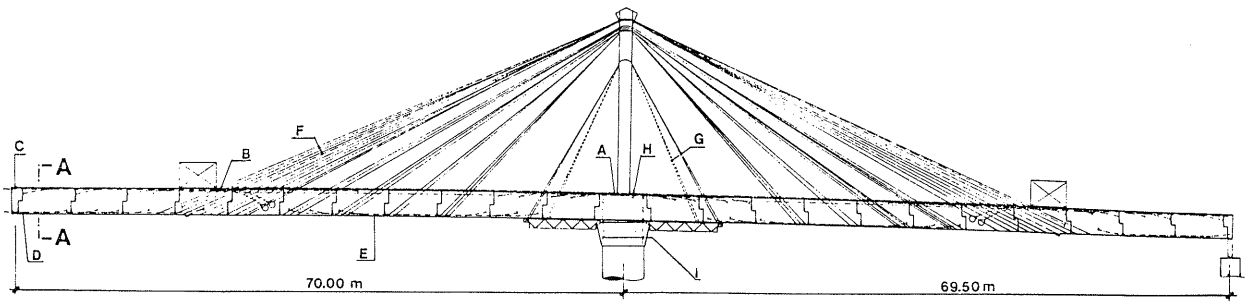
図－20　スパン中央断面

架設は中央橋脚より長さ6.0mのセグメントで片持梁架設法によっている（**図－22**）。**図－22**は片持梁架設中の補助吊材配置状況が示されている。Aは16φ12.7mmの最終ケーブル16本，Bは16φ12.7mmの最終ケーブ25本，Cは同じケーブル10本，D，Eはそれぞれ同じケーブル14および6本をそれぞれ示す。Fは4φ12.7mmの仮吊用ケーブル16本をG，Hはそれぞれ4φ12.7mmの架設用ケーブル2本および40本を示す。Iは橋脚と上部構との結合用ケーブルである。



図－21　タワー

吊材はPC引張材であって**図－23**に示す。図中Aはエポキシ目地，Bはφ30mmの穴，Cはプレキャスト　コンクリート　シエル，Dはプレキャスト　コンクリート　シエルにプレストレスを与えるための16φ12.7mmケーブル2本と，8φ12.7mmケーブル3本とである。Eは16φ12.7mmケーブル15本で最終吊ケーブルとなるものである。Fはプレキャスト　コンクリート　シエルにプレストレスを与えるための16φ12.7mmケーブル2本と，8φ12.7mmケーブル3本とであって，Dと同じである。



図－22　架設時仮吊材配置

7. Fos-sur-Mer LNG貯蔵タンク

Fos-sur-Mer の貯蔵タンクはFos天然ガス ターミナルの容量を70,000 m³から150,000 m³に増加させるために設けられた貯蔵能力80,000 m³のタンクである。

構造は次のようである(**図－24**)。

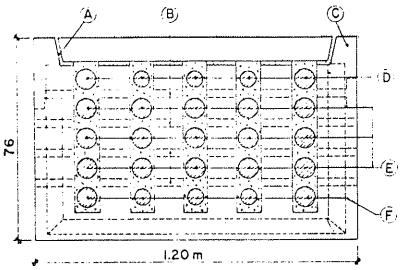
1) 直径54m，高さ40mの9％ニッケル鋼の自立内側タンクが最初に造られる。
2) その外側に内径55.80m，厚さ90cmのプレストレストコンクリート タンクが設けられる。このPCタンクの内側には鋼製ライナーが取付けられている。
3) 外側のPCタンクにはライズ7.50m，曲率半径55.80m，厚さ30cmの鉄筋コンクリート造ドームが設けられる。
4) 底版厚さは80cmの版である。

温度絶縁は次のようになっている。

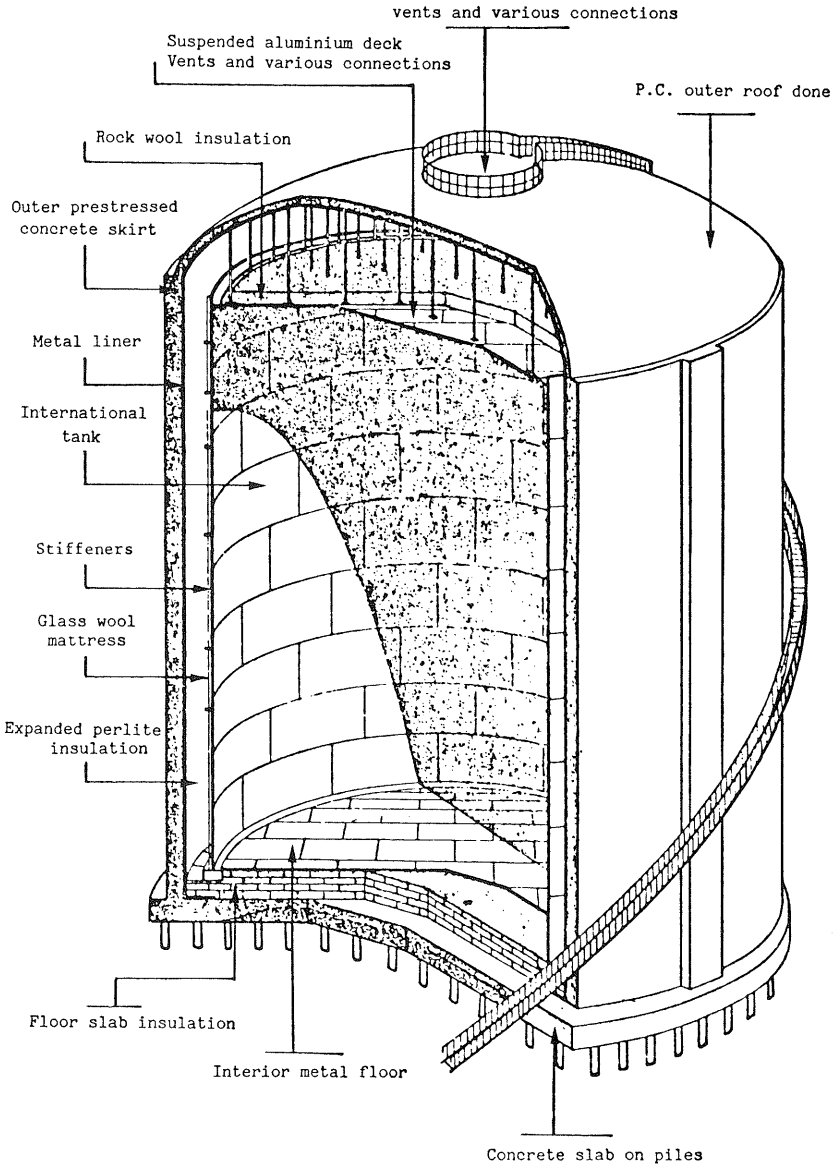
1) 鉛直壁間には膨張パーライトが挿入され，
2) 鋼製底版と基礎コンクリート底版との間にはあわガラスが配置される。

構造物は底版と地表面との間に2mの空間を設け，杭上に乗せられている。直径80cmの中央の杭は底版スラブと1体にコンクリート打ちされ，底版周辺にあっては底版は直径105cmの杭上にネオプレンをかいして乗せられている。

外側PCタンクはガス流出を完全に防止できるものでなければならないので，底版，側壁，ドームは1体構造としてある。側壁厚さは緊張材温



図－23 PC吊材



図－24 Fos-sur-Mer LNG貯蔵タンク

度が－60℃以下となる部分に配置されていてはならないという，施主側の要求より定まったものである。タンクの円周に沿ってのフープ方向緊張材はフレシネー12T13ケーブルが，鉛直方向緊張材はフレシネー12φ8ケーブルが，それぞれ用いられている。更に床版は周辺に沿ってリングガーダーが配置されており，12T13ケーブルでプレストレスが与えられている。

外側PCタンクの役割は次のようである。

1) 外部からの衝撃，火災に対する防護，
2) 内側鋼製タンク事故により貯蔵LNGが流出することが万一生じた場合，液体圧力と低温によって生ずる応力に抵抗する。

設計にあって正常な使用状態で考慮される荷重作用は，LNGのガス化圧力150mbar，LNG入れかえ時の減圧2.5mbar，および環境荷重，地震の影響，等である。

内側タンク事故時には内側タンクと外側PCタンクとの間に流入したLNG液体圧力および170℃以上にも達する壁体に沿っての温度勾配を受ける。

試験時には事故時LNG液体圧の1.25倍までの水圧を受ける。

事故時側壁，底版，両部分の緊張材はコンクリート圧縮区間内にあるようにするに必要なだけの有効プレストレスが与えられてある。また鉄筋引張応力度は鉄筋降伏点応力度以下となるようにしてある。すなわち事故時にPCタンクにはひびわれ発生は許容されているが，与えられている有効プレストレス力の作用で，鉄筋ひずみ増は制限され，またひびわれ深さも制限されるような設計方針を採用しているのである。PCタンクはSecondary Barrier（2次障壁）となるので，上記設計方針は適当であろう。

火災時緊張材温度上昇は計算によると火災発生後5時間で250℃程度に達するに過ぎないことが明らかとなっている。

タンクコンクリート容積は9,556m³，PC鋼材重量は177.9tである。

8, Montoir-en-BretagneのLNG貯蔵タンク

St Nazaire近くに設けられた2個のLNG貯蔵タンクで，それぞれの貯蔵容量は120,000m³で，内径約63m，有効高約40mである。このプロジェクトの特徴はその構造寸法の大きいこと，貯蔵される液体の特別な性質すなわち比重0.48，温度－164℃，によって構造物に生ずるきびしい応力と，要求される安全度の高さである。

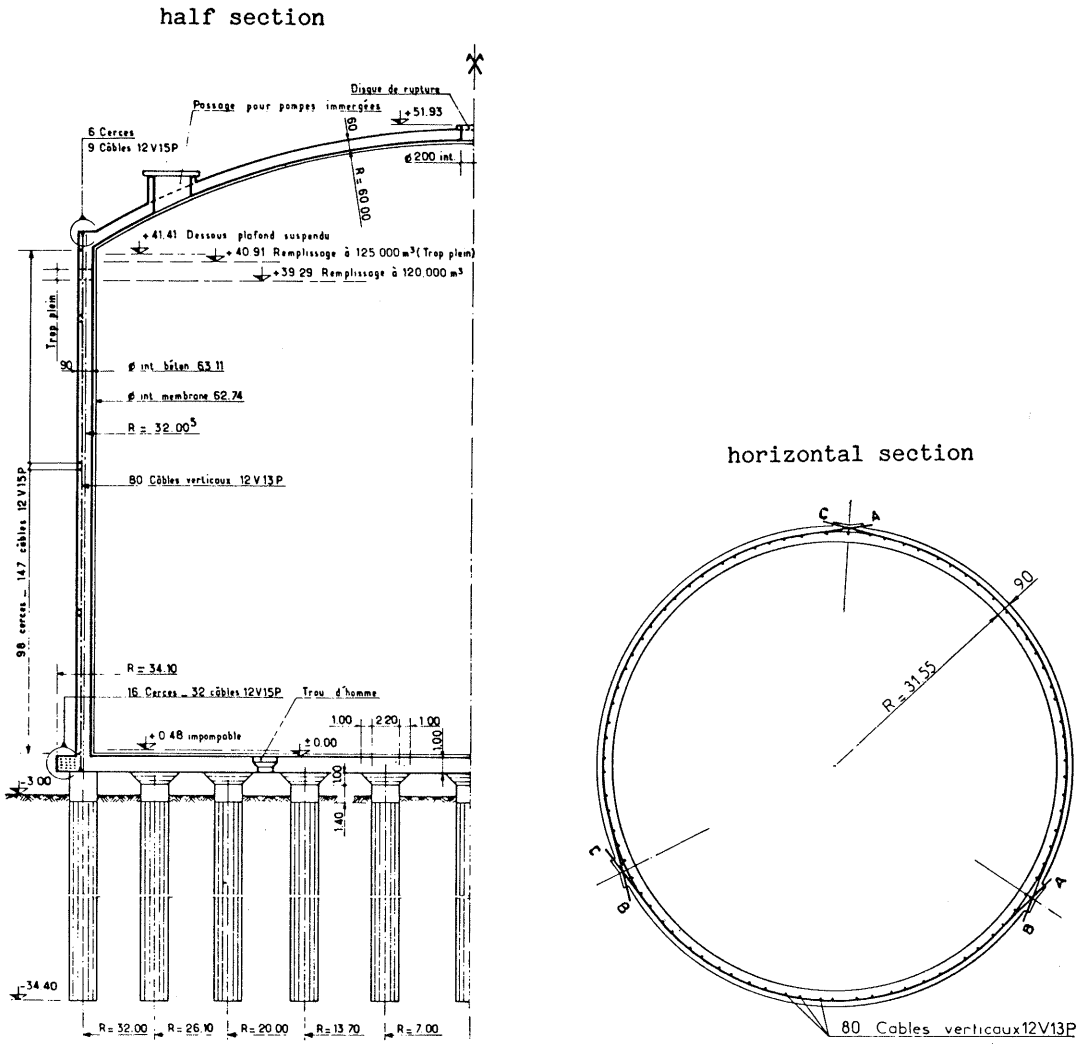
貯蔵されるLNG液体圧は勿論その他のあらゆる応力はPC容器によって直接抵抗される必要があるので，この点PCが2次障壁として使用される場合よりも条件はきびしいものである。

タンク底版は地表面から2mの空間を設けて造られ杭上に乗っている。杭は断面積は2.5m²，長さ35～40mで総数113本である。

タンクは内径63.11m，高さ43.50m，厚さ0.90m，のPCであり，ドームは厚さ0.60mの鉄筋コンクリート造である。底版はリング　ビームを設けここに緊張材を配置してプレストレスが与えてある（**図－25**）。

コンクリートとLNG液体との間の温度絶縁は18cm厚さのあわPVCサンドウイッチパネルを取り付けた合板からなっている。これにより1日当りの蒸発をタンク容積の0.1％以下に制限することが可能である。

屋根の断熱は50cm厚さのガラス　ウールを取付けた合板をアルミ板に乗せ，吊下げられている。



図－25　Montoir-en-Bretogne LNGタンク

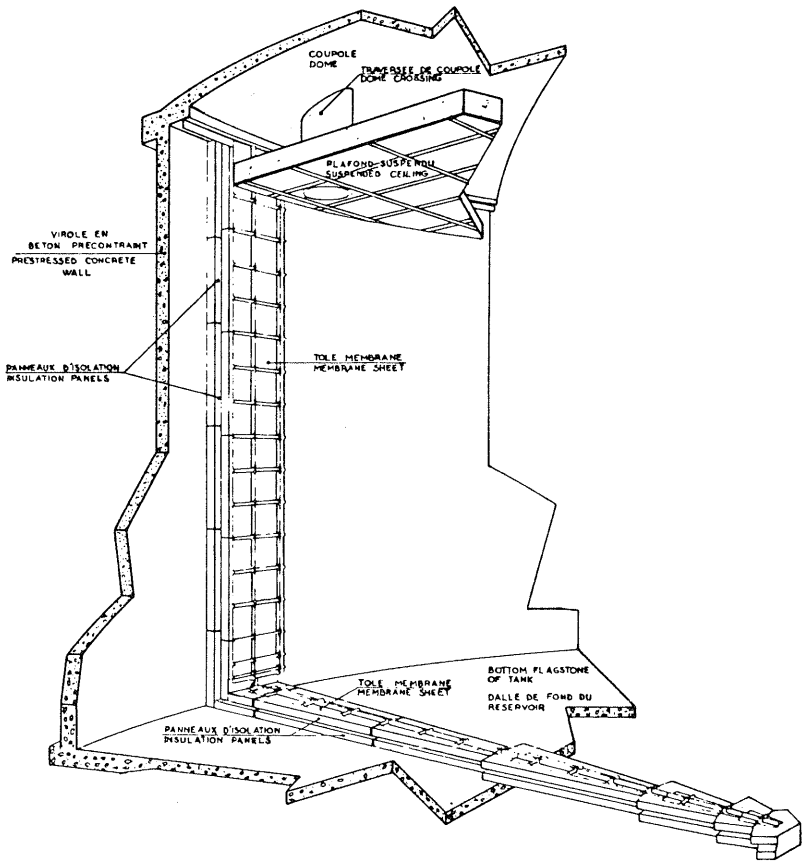
気密性を保持するため底版および側壁には2方向にコルゲートされたステンレス鋼膜（Technigaz膜）をはった。この膜は現場で溶接接合され，ＰＣタンクに結合されている絶縁材料中に埋め込まれたプラグに取りつけられている。この膜は低温時非常に小さい応力状態で温度による変形に追従可能となっている（**図－26**）。

ドームの気密は厚さ6㎜の炭素鋼シートによって確保され，このシートはドームのコンクリート施工時型わく代用となっている。ステンレス鋼アングルが前記Technigaz膜に溶接されてドームの気密性を満足できるようにしてある。

使用状態でＰＣ容器に作用する荷重作用は，自重，順次作用させるプレストレス力，LNG液体注入，ガス化による圧力230 mbar，持続的温度勾配，屋根の活荷重および雪，風荷重，等である。更にＰＣタンクは次の荷重影響に抵抗可能なようにも設計されている。

— 地震，

— 事故冷却，例えば膜の欠陥によって5ｍ×2ｍの区間コンクリートが急激に－164℃に冷却



図－26　断熱装置

された場合，

— St Nazaire 空港が近いので航空機の衝突事故，

容器に対する試験荷重には345ミリバールの高圧，－3.75ミリバールの低圧試験，液体圧の1.25倍相当水圧試験とが実施された。

施主のGaz de France の安全に対する要求はきびしいものであり，側壁厚さは90cmとしたが，これは衝撃に対する安全性を高めるためのものである。また構造物の側壁，底版のいかなる部分においても試験時および使用時共に膜圧縮応力度は低く制限されている。

底版は半円配置の12V15フレシネー　ケーブル32本によってプレストレスが与えられ，タンク側壁は3本のリブを用い12V15フレシネーケーブル156本（円周の2／3区間配置）によりフープ方向に，また鉛直方向には12V13ケーブル80本によって，それぞれプレストレスが与えられた。鉛直方向には側壁上端部において更に直径26mmのＰＣ鋼棒88本が配置された。

9.　２次障壁としてのＰＣシリンダー壁体の Maasvlakte における例

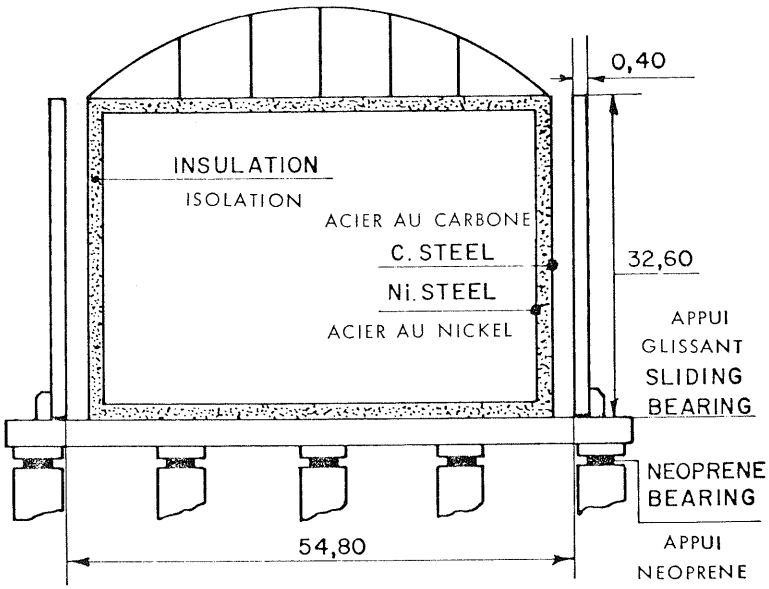
ＬＮＧタンクの２次障壁としてＰＣを用いる例は最近その数が増加している。**図－27** に示すものはオランダ　ロッテルダムに近い Massvlakte に設けられた２基のＬＮＧ貯蔵タンクの２次障壁に用いられたＰＣのシリンダー壁の例である。

ＬＮＧタンク自体は鉛直部９％ニッケル鋼による内側シエルと，炭素鋼の外側シエルとから出

来ており，内外両シエルの中間にはパーライト断熱材がつめられている。

タンク内の底版は内側ニッケル鋼，外側炭素鋼よりなり中間は砂層にはさまれたグラス　ファイバーの断熱材が配置されている。この底版はアスファルト層によって分離されてコンクリート床版上に乗っている。

上記鋼製タンクは2m離して，PCの2次障壁シリンダーによってかこまれており，このPCシリンダーの役目は次の要求を満足できるものでなければならない。



図－27　鋼製LNGタンクの2次障壁PCシリンダー

1）外的衝撃，爆発，等に対する安全規準を満足する，
2）万一鋼製タンク事故時LNG液体を一時的に貯蔵する，
ものである。

コンクリート　シリンダーは内径54.4m，高さ52.6mで壁厚は40cmである。プレストレッシングは水平方向に12T13ケーブルを用い6ケのリブに定着される。鉛直方向は直径36mmのPC鋼棒でプレストレスが与えられた。

貯蔵タンクとPCシリンダーとは80cm厚さの鉄筋コンクリート床版上に乗り，この床版は1.5m直径，45m長の杭110本上に乗せられている。床版と杭頭との間にはネオプレーン支承板が用いられた。

PCシリンダーと床版との結合点は25mmの相対移動が可能であるように設計されている。したがってPCシリンダーはプレストレッシング，コンクリート　クリープ，乾燥収縮，等による自由収縮が可能としてある。この接合部は水密性と共に低温時でも摩擦係数の小さいことおよび対腐蝕性にすぐれていることが要求される。よってニッケル　クローム鋼2板よりなる滑り板支承および同じくニッケル　クローム鋼ライナー　シートによる止水板とから出来ている。

以上の例の他にも数多くの低温液体貯蔵容器がPCで造られるようになっている。普通鋼は低温においては低温脆性の危険性が大きいので一般にはニッケル鋼を使用する必要があるが，これは余りにも高価な材料であるため，これに代る材料の出現が望まれていたのである。このための新材料としてPCは最適であることが各種の試験結果によって証明されるようになった。以下少しくコンクリート，PC鋼材の低温時諸性質について説明を加えることとする。

(1)　低温時コンクリートの性質

a）低温時コンクリート強度はコンクリートの湿度に関係がある。乾燥したコンクリートの圧縮，引張強度ともに温度25℃～－155℃との間で，約10％増大する。コンクリートが湿っているとこの増加は300％にも達する。例えば常温で350kg/cm² の圧縮強度を有する湿ったコ

ンクリートは温度が－155℃では1，170 kg／cm²にも達する。

b) 炉で完全乾燥させたコンクリートのヤング係数は低温時でもほとんど一定であるが，湿った状態では25℃～－155℃の範囲で約50％増加する。ポアソン係数はほとんど一定である。

c) 温度収縮は温度が0℃以下となるとき空隙中の水の凍結量増加のため一定ではない。25℃～－155℃の温度範囲で圧縮強度350 kg／cm²のコンクリートについて，約7×10^{-6}／℃である。

d) 温度伝導は単位セメント量が230～400 kg／m³範囲のコンクリートに対し，著しい変動は認められない。

e) 5～8％の空気を含むコンクリートにあっては25℃～－155℃の間で凍結融解試験を10回繰返してもその強度の低下は非常にわずかである。

(2) 低温時ＰＣ鋼材の性質

a) 温度－195℃までの範囲で引張強度はわずかに増加し，降伏点応力度は15～20％増加する。

b) 常温試験でもノッチに対して引張強度は敏感でないことが明らかであるが，－195℃までの温度範囲でも敏感性に欠けていることが試験結果明らかである。同様に温度変化を－195℃まで19回繰返してもノッチを付けた供試体強度も常温での強度と大きい差はない。

c) 冷間引き抜きによって製造されるＰＣ鋼材はその組織が細長くなっているため，通常の炭素鋼のような冷間脆性を示さない。

以上のようにコンクリート，ＰＣ鋼材ともに低温においてその品質が常温時より低下することがないので，低温液体を貯蔵するための材料として理想的なものであることが判かる。また容器はコンクリート製であるから火災に対する抵抗は鋼製のそれに比較にならないほど大きく，この面でも可燃性の物に対する容器として最適である。

プレストレストコンクリート世界の動向

アンボンドプレストレストコンクリート
—最近の発達と問題点—

1. まえがき

プレストレストコンクリート（以下ＰＣと略記）は，建築構造物にとって，構造物重量の軽減，スパンの長大化，著るしく大きな設計荷重への適用性，組立構造物への合理的使用，良品質コンクリート使用による構造物の質的向上など，多くの利点と多岐にわたる使用の可能性を持つ。諸外国では鉄筋コンクリート（以下ＲＣと略記）構造にかわってＰＣ構造がコンクリート系構造物の主流を占めつつあるが，わが国では，地震国であるために諸外国とくらべて苛酷な条件下におかれていること，軟練りコンクリートの打設に慣れているため，ＰＣ用の高強度（といっても300～500 kg／cm²）コンクリートの打設を避ける傾向が強いこと，ＰＣ鋼材緊張，グラウトなどの施工手間がかかること，技術者の多くがＰＣは力学的に難解という先入観が根強いことなど多くの理由から，建築物へのＰＣの利用がおくれている。広汎な応用面を持つ工法であるだけに残念である。本稿ではグラウト手間を省くことができる利点を持ち，ＰＣ鋼材緊張作業を除けば通常のＲＣ構造物と同様な方法で施工のできるアンボンドＰＣ工法について，最近の発達とその問題点を述べるが，アンボンドＰＣ工法をとくに取り上げた理由は，世界的にもこれに対する関心が高くなっていること，本格的なＰＣ構造にこれを利用する以外に，鉄筋コンクリート部材に多少のプレストレスを導入したいわゆるⅢ種ＰＲＣ構造への利用など，利用範囲が広範であることによる。

2. アンボンドＰＣ工法の発達の歴史

アンボンドＰＣ工法は，あらかじめ表面に防せい材を塗布したＰＣ鋼材をそのままコンクリート中に打設し，コンクリートが所定強度に達したときこれを緊張してプレストレスを導入するポストテンション工法であって，グラウト注入を要しない点を除いて通常のポストテンション工法と全く同じ工法である。1952年に米国において或建築物に用いられたのが最初であるといわれている。[1] その後，米国ネバタ州ラスベガスの学校建築約10校がアンボンドＰＣフラットスラブ構造で建設されたが，建設後間もなくスラブの異常キャンバーまたはたれ下りがおこり，使用に支障をおこして取り壊された。原因は設計モーメントに対して過大または過小プレストレスの設計となっていたためと推定されている。[1] この事故を契機に米国ではフラットスラブ構造に対する適正な設計法の研究が行われ，フラットスラブ構造はもちろん，種々のプレキャスト部材へのアンボンドＰＣの利用が徐々に増加したが，1964年のアラスカ地震において，完成間近の５階建アパート（Four Seasons Apartment House）が倒壊し，プレキャストスラブに用いられていたアンボンドＰＣ鋼材のくさび定着部が破壊してＰＣ鋼材が飛び出すという事故がおこった。当初はアンボンドＰＣ鋼材定着部の破壊が建物倒壊の直接原因であるかのようにいわれ，論議をよんだが，その後の調査により，スラブを支持していたＲＣ耐震コアの倒壊によってスラブ端コンクリートがもぎ取られて定着くさびが飛んだものと推論され，定着部の破壊が建物倒壊の直接原因ではないことが明らかにされた。[2] 以来，米国およびカナダではアンボンドＰＣ工法の建築構造物（主としてフラットスラブ構造）への利用が急増し，今日では建築物に用いられるポストテンションＰＣ鋼材の80～90％がアンボンドＰＣ鋼材であるという。

これに対しヨーロッパ各国では，アンボンドＰＣ部材に曲げが作用する場合，部材全長にわたってＰＣ鋼材の引張応力が増大するので，繰返し曲げによって定着部の疲労破壊が心配され，最近までアンボンドＰＣに対して否定的であった。ＦＩＰ耐震委員会においても同様の理由で耐震構造物にこれを用いることには積極的ではなかったが，1974年 FIP New York 会議において，グラウトを行った部材がアンボンド部材よりも耐震性の点ですぐれているという確たる論拠は必ずしも明確にされていないこと，および，定着部の疲労破壊に対する単なる懸念からこれを否定する根拠は何もないことが指摘され，アンボンドＰＣの耐震構造物への利用の道を開くための耐震安全性に関する諸問題の研究推進が強調され，[3), 4)] ようやくヨーロッパ各国においてもアンボンドＰＣの利用が前向きに考えられるようになった。1978年ＦＩＰ London 大会においても，フラットスラブ構造に関するFIP設計指針作成の基本方針が発表され，アンボンドＰＣ工法の設計指針への盛込みが討議されるに至っている。[5)]

わが国ではアンボンドＰＣの力学的性質に関する研究が早くから開始されはしたが，組織的研究の必要性が望まれたのは数年前からであり，日本建築学会ＰＣ構造設計施工規準においてその取扱いが規定されて以来，スラブや小梁などへの利用が２，３行われて今日に及んでいる。一方，プレキャスト製品への使用例はかなり早期からあり，昭和34年伊勢湾台風による河川および海岸の護岸被災個所の復旧に約 20000 ton のアンボンドＰＣ矢板が，また，昭和32年以来阪急電鉄営業線にアンボンドＰＣ枕木が用いられており，今日でも力学的健全性を保持していることが確認されている。[6), 7)] アンボンドＰＣ工法の普及には極めて貴重な実績といえよう。

3. アンボンドＰＣ鋼材と防せい材

アンボンドＰＣ鋼材には，鋼棒表面に防せい材を塗布した塗布形アンボンドＰＣ鋼棒と，ＰＣストランドにシースを被覆し，シースとＰＣ鋼材間に防せい材を充てんしたシース付アンボンドＰＣストランドとがある。[8)] **図１**はこれらを図示したものである。[8)] 防せい材としては，前者ではグリース，ワックス類，アスファルト，ピッチ類，ポリマー系防せい材などが用いられ，塗布厚さは１㎜程度である。塗布防せい材の保護のために，防水紙，ビニールまたはポリプロピレンテープなどが巻かれている。後者では防せい材としてグリース類または防せい用軽油などが用いられ，厚さ 0.5～１㎜のプラスチックまたはポリプロピレンシースの中に封入されて，シースと防せい材の協同による防せい効果が期待できる。

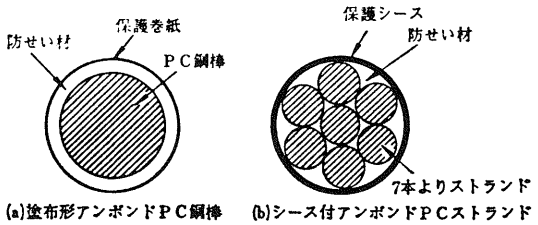


図１　アンボンドＰＣ鋼材断面

防せい材は，(1)ＰＣ鋼材表面を完全に被覆し，かつ，プレストレス導入時にＰＣ鋼材が本体コンクリート（または，被覆シース）との間に摩擦を生ずることなく自由に伸びることができ，ピンホールやひびわれをおこさないような適当な粘性と軟度とを持つこと，(2)湿気を通さず，構造物の耐用期間にわたってＰＣ鋼材の十分な防せい効果を持つこと，(3)温度変化に対してぜい化または液化流失しないこと，プレキャスト製品の場合に蒸気養生などの一次的温度上昇を受けても著るしく変質しないこと，(4)化学的に安定で，コンクリート，ＰＣ鋼材，被覆シース材料などに悪影響を及ぼさず，また，有毒ガス発生の危険性がないことなどが，基本的に要求される。これらの基本的性質を備えているかどうかの判断は，種々の試験によって行われなければならないが，

試験方法および判定規準は今のところ定められていない。

表1は日本建築学会ＰＣ構造分科会において審議中の防せい材料等品質規格(案)から品質試験

表1　防せい材の品質試験方法と判定規準（日本建築学会案）

項　目	試験方法	判　定　規　準	備　考
混和ちょう度	JIS K 2560	試験温度25℃で 250～350	グリース類に適用
針入度	JIS K 2530	試験温度25℃で 75～130	アスファルト類に適用
滴点	JIS K 2561	>100℃	
引火点	JIS K 2274	>200℃	
軟化点	JIS K 2531	>130℃	アスファルト類に適用
流下試験	JIS Z 1802	80℃24時間合格	アスファルト類に適用
フラース破壊点	IP 80/50	−35℃	アスファルト類に適用
低温付着性	JIS Z 0236	−175℃ 1時間合格	
遊離酸	JIS K 2562	<0.2 wt/o	
遊離アルカリ	JIS K 2562	<0.2 wt/o	
酸化安定度	JIS K 2569	98.9℃ 100時間で <2 kg/cm²	
加熱銅板腐食試験	JIS K 2567	100℃24時間試験で著しい変色やさびが起らないこと	
塩水噴霧試験	JIS Z 2371	5% NaCl 溶液を35℃±2℃の温度のもとで噴霧したときの発せい時間が グリース類では >96時間 アスファルト類では >24日	試験片形状および判定方法は JIS Z 0236 による.

項目と判定規準を抜粋したものである。[10] 表中，混和ちよう度および針入度試験は，主として上記の基本的性質(1)の判断に用いるものであって，防せい材の軟度の目安が与えられている。ただし，実際使用にあたっては，温度変化による軟度の変化を考えておかなければならない。**図2**はわが国で用いられている防せい材の軟度に対する温度の影響を調べた一例[12]で，グリース類は温度変化によるちよう度変化は比較的少なく，**表1**の規定値を満足するものであれば実際使用に支障をきたすことはないが，アスファルト類は温度変化にかなり敏感であることがわかる。アスファルト類は実際使用時の温度のもとでの針入度が100程度のものを用いるのが望ましい。針入度が75程度になるとプレストレス導入時の摩擦が大きくなるので，比較的短スパンのプレキャスト製品以外は使用をさけるのがよい。また，針入度が130以上になると一般に流動性が著るしく大きくなり，取扱いの上で問題となる。

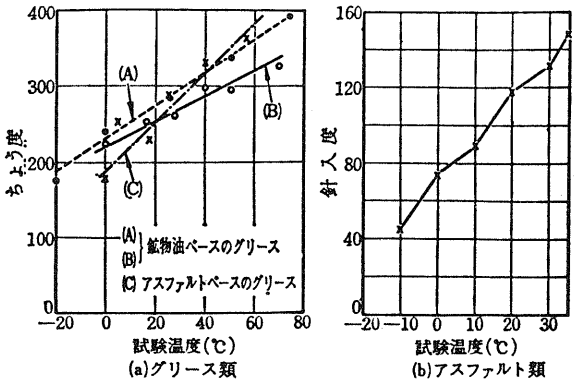


図2　防せい材軟度に対する温度の影響

滴点，軟化点，流下試験は高温時の防せい材の液状化による流出防止のための試験であり，常圧蒸気養生（養生温度70℃程度）であれば，**表1**の規定を満足するものは流出の心配はないようである。フラース破壊点，低温付着性は低温における防せい材のぜい化，ひびわれのおこらないことを保証するもので，わが国では一部の地方を除きこれをとくに問題としなければならない気候条件の所は少ない。

引火点は耐火性の目安となるものであるが，アンボンドＰＣ部材に関する多くの耐火性能試験結果によると，防せい材の引火点が200℃であるにもかかわらず，ＰＣ鋼材温度が耐火性制限値450℃に達しても引火することなく，通常のＰＣ部材と全く同等の耐火性を示すことが確認されている。[10),11)] これは，防せい材がコンクリート中に完全密閉の状態におかれているためと考えられ，防せい材の引火点の低いことから，火災時ＰＣ鋼材最高温度を防せい材引火点温度におさえる必要はない。ただ，このような高温のもとでは防せい材の炭化や変質がおこって防せい効果が阻害されることがある。火害を受けた後の性質，とくに，防せい効果についての研究はほとんど行われていないので，今後の研究課題として指摘しておく。

化学的安定性については，遊離酸，遊離アルカリに対する試験により確認される。また，酸化安定度試験は防せい材の耐久性を判断する目安となるが，現在使用されている防せい材はすべて酸化防止剤が混入されており，これが問題となることはまずない。

防せい力については加熱銅板腐食試験または塩水噴霧試験によって確認される。これらは何れも促進試験であるが，従来の経験からいって長期の防せい効果についてもこれら促進試験法の有効性は或程度認められている。**図3**の昭和34年伊勢湾台風による河川および港湾護岸復旧工事に用いられたアンボンドＰＣ矢板，および，**図4**に示す昭和32年以来阪急電鉄営業線に用いられてきたアンボンドＰＣ枕木のアンボンドＰＣ鋼棒および防せいアスファルト（当時はブロンアスファルトを加熱溶解してＰＣ鋼棒に塗布していた）を最近調査した結果[7),12)]によると，**表2**および**表3**に示すように何れも品質の劣化はほとんど認められず，防せいが完全であったことを裏付け

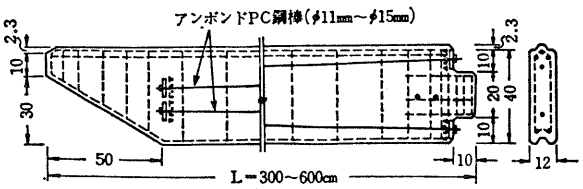


図3　伊勢湾台風災害復旧に用いられたアンボンドＰＣ矢板

表2　アンボンドＰＣ矢板（材令17年）から採取したφ11mmＰＣ鋼棒およびアスファルト防せい材の試験結果

φ11 mm PC 鋼棒引張試験結果

供試体番号	降伏点応力 (kg/mm)	破断強度 (kg/mm²)	伸び (%)
A	127.5	137.0	7.7
B	測定せず	136.0	4.9
C	測定せず	137.0	6.3
JIS 規格値	>110	>125	>5

アスファルト品質試験結果

試験項目	矢板より採取したアスファルト (材令17年)	規格値 (推定)
針入度(25℃)	28	20～30
軟化点	79℃	>80℃
塩水噴霧試験	>30日	>24日

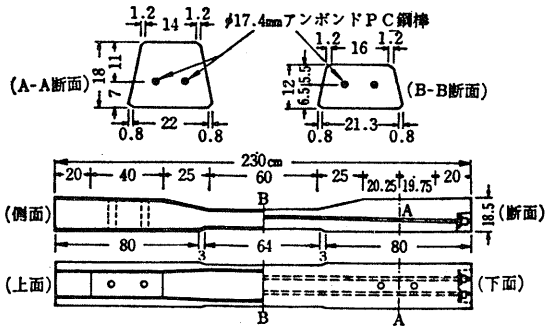


図4　HB－Ⅲ形アンボンドＰＣ枕木概要図

表3　アンボンドＰＣ枕木（材令18年）から採取したＰＣ鋼棒引張試験結果

枕木形式	鋼棒径 (mm)	試験箇所	降伏点応力 (kg/mm²)	破断強度 (kg/mm²)	伸び (%)
HB-III 型	17.3	平行部	91.7	110.2	9
		ねじ部	—	100.3	—
HC-5 型	15.9	平行部	109.5	119.8	11
		ねじ部	—	109.1	—
規格値（製造当初）			>60	>80	>5

ている。これらのプレキャスト部材は何れも18～20年間にわたって実際使用に供されてきたものであり，上記の調査結果から，防せい材の長期にわたる防せい耐久性は極めてすぐれているといえよう。さらに，アンボンドＰＣ鋼材は全面にわたってコンクリート中に埋設されているので，コンクリート自身のもつ防せい力が防せい材のそれに加算されることになり，現在の防せい材を用いる限りアンボンドＰＣ鋼材の発せい破断の心配はまずないものと判断される。米国では約30年のアンボンドＰＣ構造物の使用実績を持つが，ＰＣ鋼材の腐食破断事故はおこっていない[1]。ただ，ＰＣ鋼材定着部は通常後埋めモルタル等で保護するが，後埋モルタルは肌離れまたはひびわれがおこりやすいので，定着部の防せいには十分注意する必要がある[13]。

アンボンドＰＣ鋼材のプレストレス導入時における摩擦係数については，**表１**に示す混和ちよう度または針入度を持つ防せい材を用いる限り，通常のポストテンション工法におけるシースとＰＣ鋼材間の摩擦係数とほぼ同程度と考えられる。**表４**はわが国における種々のアンボンドＰＣ鋼材の摩擦係数実測値を１例として示したもので[8),14),15)]，薄鉄板製シースを用いた通常のポストテンションＰＣ鋼材の摩擦係数 $\lambda = 0.002 \sim 0.005$ 1/m，$\mu = 0.3$ 1/rad. とくらべると，多少のばらつきはあるがほぼ同じかまたはやや小さい値となっている。**表５**は米国[16]および英国[17]でのこれら規定値を参考までにあげたものである。

表４　アンボンドＰＣ鋼材緊張時摩擦係数実測結果

実験者	アンボンドPC鋼材				λ (1/m)	μ (1/rad.)
六車[14]	アンボンドPC鋼棒，全長52m直線配置，アスファルト系防せい材（針入度100～120）塗布厚 1mm。		直径(mm)	φ9.2	0.0026	—
				φ15	0.0013	—
				φ23	0	—
川端[8]	φ12.4mm ストランド，全長11.5m直線配置，防せい材グリース。	シース	ターボリン紙1回巻		0.0030	—
			ターボリン紙2回巻		0.0031～0.0034	—
			塩ビシース（厚さ1.5mm）		0.0060～0.0074	—
	φ12.4mm アンボンドストランド，全長8.1～13.7m 曲線配置，0.75mm厚ポリエチレンシース，防せい材グリース。		曲げ角度(°)	30	(λ=0.0018とする)	0.215～0.467
				60		0.178～0.212
				90		0.159～0.245
大石 赤崎 柴崎[15]	ポリエチレンシース付アンボンドストランド，防せい材グリース。	直線配置の場合（一部波打ち）	直径(mm)	φ12.7	0.0066～0.0073	—
				φ17.8	0.0043	—
				φ19.3	0.0030	—
				φ21.8	0.0031～0.0056	—
		曲線配置 φ21.8mm ストランド	曲げ角度(°)	15	(λ=0.003とする)	
				30		

表５　諸外国におけるアンボンドＰＣ鋼材緊張時摩擦係数規定値

	アンボンド PC 鋼材	摩擦係数の範囲		設計用摩擦係数	
		μ (1/rad.)	λ (1/m)	μ (1/rad.)	λ (1/m)
米　国 PCI	グリース塗布紙巻ストランド	0.05～0.15	0.0016～0.0049	0.07	0.0033
	ポリプロピレンシース付ストランド	0.03～0.05	—	0.05	—
英国 Concrete Society	グリース塗布 PC 鋼材	—	—	0.12	0.0025

4. アンボンドＰＣ部材の曲げひびわれおよび曲げ破壊耐力

アンボンドＰＣ部材の力学的性質は，基本的には付着のある通常のＰＣ部材と変らない。とくに，曲げひびわれ発生以前の弾性範囲においては，両者の差はほとんど認められない。また，曲げひびわれ耐力そのものもほとんど変らず，これの計算には通常のＰＣ部材の場合と同じ計算式を用いる。これに対して曲げ破壊耐力は，アンボンドＰＣ部材の方がやや小さくなる。一例として筆者の行った**図5**に示すアンボンドＰＣはりの静的曲げ破壊試験結果を**表6**に示す。[18] 供試体No. 1およびNo. 2は付着のある標準供試体である。アンボンドＰＣはりの曲げひびわれ耐力は付着のある場合とほぼ同じであるのに対し，曲げ破壊耐力は0.81～0.97倍となっている。

このような曲げ破壊耐力低下の原因は，曲げ破壊時における破壊断面ＰＣ鋼材引張力が付着のある場合よりも小さくなるためである。これを**図6**(a)の直線配置アンボンドＰＣ鋼材を持つ単純ばりに等分布荷重が作用する場合を例にとって説明する。はり中央断面が曲げ破壊にいたるとき，はり各部の曲げモーメント分布は両端部付近の曲げひびわれモーメント以下の弾性域Ａと中央部の曲げひびわれ発生域Ｂとに分けられる。それぞれの作用曲げモーメントの大きさに応じて**同図**(b)に示すような各断面ひずみ分布が得られるが，載荷荷重によるＰＣ鋼材のひずみ変化量 $\varepsilon_{cp}+\varepsilon_{st}'$（記号は**図6**参照）は，付着がないのではり全長にわたってどの断面をとっても同じである。一方，ＰＣ鋼材配置位置でのコンクリートのひずみ変化量 $\varepsilon_{cp}+\varepsilon_{st}$ は，コンクリート圧縮縁ひずみ ε_c および中立軸位置 x が各断面によって異るのではり全長にわたって一様とはならず，これをはり全長にわたって積分したコンクリートの伸び変化量がＰＣ鋼材のはり全長に対する伸び変形増加量に等しいに

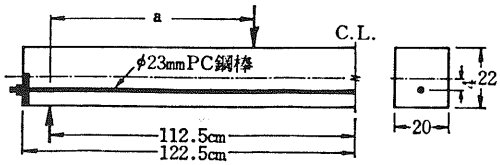


図5　実験に用いたアンボンドＰＣはり供試体

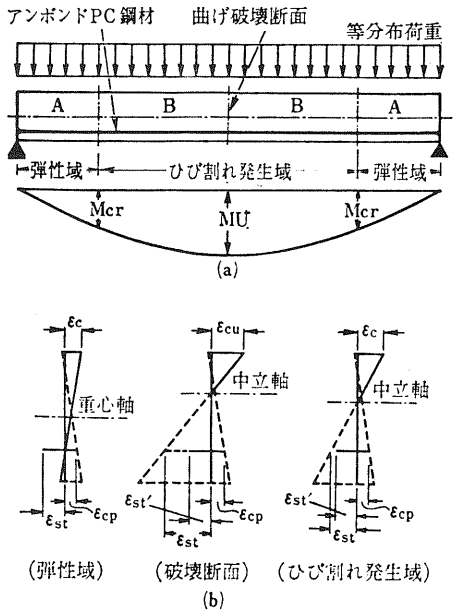


図6　曲げ破壊時アンボンドＰＣ部材各部における断面ひずみ分布

表6　アンボンドＰＣはりの曲げひびわれおよび曲げ破壊実験結果（実験時材令4週）

供試はり	付着の有無	実験時有効プレストレス力 (ton)	せん断スパン a (cm)	曲げひび割れモーメント (t·cm)	曲げひび割れモーメントの比 (%)	曲げ破壊モーメント (t·cm)	曲げ破壊モーメントの比 (%)	コンクリートの性質 (kg/cm²) 圧縮強度	引張強度	ヤング係数
No. 1*	有	22.19	75	228.75	平均値を100とする	378.75	平均値を100とする	238	17.3	220 000
No. 2*	有	18.64	75	221.25		392.81		237	22.6	202 000
No. 3	無	24.11	75	232.50	103.33	312.38	80.97	244	20.6	209 900
No. 4	無	23.91	75	221.25	98.33	318.75	82.62	226	23.6	207 800
No. 5	無	21.50	93.75	226.20	100.53	344.53	89.08	210	23.1	209 000
No. 6	無	23.92	93.75	245.45	109.09	374.53	97.08	245	24.9	225 500
No. 7	無	24.62	112.5	241.90	107.51	371.25	96.23	233	21.1	225 500
No. 8	無	22.66	112.5	219.40	97.51	343.13	88.94	236	19.7	212 000

* グラウトは材令2週で行った.

すぎない。すなわち，はり全長にわたるＰＣ鋼材配置位置でのコンクリートの伸び変化量をはり全長で除した平均ひずみ変化量がＰＣ鋼材ひずみ変化量 $\varepsilon_{cp}+\varepsilon_{st}'$ となり，したがって，曲げ破壊断面ではＰＣ鋼材引張応力が付着のある場合よりも小さくなって，それだけ曲げ破壊耐力が低下するのである。

筆者は上記のＰＣ鋼材とコンクリートとのはり全長にわたる伸び変形の適合条件を用い，アンボンドＰＣ部材の曲げ破壊モーメント精算式を誘導したが，計算が複雑で実用的ではない。[19] 最近は，曲げ破壊時までにおこるＰＣ鋼材ひずみ変化量 $\varepsilon_{cp}+\varepsilon_{st}'$ または引張応力増大量 $\sigma_s-\sigma_{sp}$（σ_s：曲げ破壊時ＰＣ鋼材引張応力度，σ_{sp}：有効プレストレスによるＰＣ鋼材引張応力度）を実験結果にもとずいて近似値としてあたえ，これを用いて曲げ破壊耐力を略算する方法が提唱されている。前者については破壊断面におけるＰＣ鋼材配置位置でのコンクリートのひずみ変化量 $\varepsilon_{cp}+\varepsilon_{st}$ を用い，

$$\varepsilon_{cp}+\varepsilon_{st}'=\alpha(\varepsilon_{cp}+\varepsilon_{st}) \qquad \cdots\cdots(1)$$

で表わす。α は適合条件係数とよばれるもので，ＲＣまたは付着のあるＰＣ部材断面のプラスチンクヒンヂ回転限界の計算に関連して，付着の劣化にともなう平面保持の不成立を表わす係数として，Baker が最初に提案し，安全側の限界値として $\alpha=0.1$ をあたえている。[20),21)] 宮本らは多くの実験結果から，また，筆者らは精算式による種々の条件に対するアンボンドＰＣはり曲げ破壊耐力計算結果を集約整理して，それぞれ次のような α 値をあたえている。

宮本らの提案値[22)]

エポキシまたはアスファルト塗布

ＰＣ鋼材使用時：　$\alpha=0.4\sim0.6$

シースありグラウトなしＰＣ鋼材：$\alpha=0.2$

筆者らの提案値[23),24)]

$$\alpha=\frac{0.457}{a/b+0.499}+0.0836 \qquad \cdots\cdots(2)$$

a：せん断スパン長さ，　b：曲げスパン長さ

等分布荷重を受けるはりでは a／b ≒ 1

曲げ破壊時ＰＣ鋼材引張力については，多くの研究結果がある。[25)~29)] **図７**はこれらをまとめて示したもので，横軸はＰＣ鋼材鉄筋比 p／コンクリート圧縮強度 F_c，縦軸はＰＣ鋼材引張応力変化量 $\sigma_s-\sigma_{sp}$ をとってある。[25)] p/F_c が大きくなると $\sigma_s-\sigma_{sp}$ は小さくなるが，同じ p/F_c に対しても実験値はかなりばらつく。これは載荷曲げモーメントの分布形やＰＣ鋼材配置位置によるものであることが筆者らの研究で明らかにされている。[23)] このような $\sigma_s-\sigma_{sp}$ のばらつきの下限値を通る実験式が２，３の研究者によってあたえられている。これらを下にまとめて示す。単位は何れも kgf／cm² である。

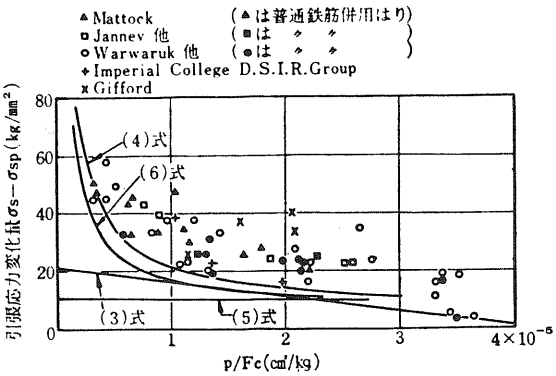


図７　アンボンドＰＣ部材の曲げ破壊時までのＰＣ鋼材応力変化量

Warwaruk らの式[29)]

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + (2110 - 49.4 \times 10^6\, p/F_c) \quad \cdots\cdots(3)$$

Mattock らの式[25)]

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + 1.4\, F_c/100\, p + 700 \quad \cdots\cdots(4)$$

ACI 建築規準 318－63[30)]

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + 1055 \quad \cdots\cdots(5)$$

ACI 建築規準 318－71[31)]

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + F_c/100\, p + 700 \quad \cdots\cdots(6)$$

図7にはこれらの実験式も示してある。

以上のようにひずみ適合条件係数 α またはＰＣ鋼材引張応力増分 $\sigma_s - \sigma_{sp}$ の何れかを用いれば，アンボンドＰＣはりの曲げ破壊耐力は従来と同じ手法で略算ができる。これらの略算値は何れも安全側の値をあたえるものであることを付記する。

5. 曲げひびわれおよびたわみ特性と普通鉄筋の必要性

アンボンドＰＣ部材の曲げひび割れは，付着がないために１箇所に集中して起る傾向があり，付着のある場合と比較してひび割れ間隔およびひび割れ開口幅が広くなる。**図8**はアスファルト塗布ＰＣ鋼棒使用アンボンドＰＣはりと，グラウトを行った通常のポストテンションＰＣはりとの曲げ破壊実験後のひび割れ状況を示したものである。[32)] 明らかにアンボンドＰＣはりのひび割れ間隔が大きいことがわかる。このようなひび割れ幅が大きくなることは，曲げひび割れ発生以後の弾塑性変形が大きくなることを意味している。ちなみに，**図8**に示した供試ばりの中央たわみ曲線を示すと**図9**のようになる。[32)]

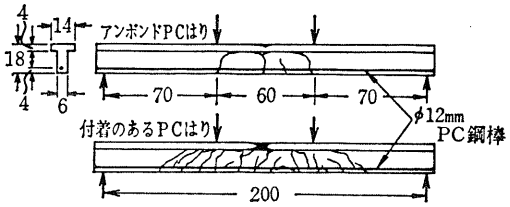


図8　アンボンドおよび付着のあるＰＣはりのひび割れ発生状況比較（小池らの実験）

このような性状はアンボンドＰＣ部材にとって必ずしも欠点とはいえないが，曲げひび割れ間隔またはひび割れ幅は普通鉄筋を引張側に配置することによって容易に制御できることも事実である。また，普通鉄筋の配置は同時に曲げ破壊耐力を付着のある場合の耐力まで増大できる点でも有用である。ACI 建築規準 318－71 または ACI－ASCE アンボンドＰＣ漸定規準では，(自重)+1.2(載荷荷重)のもとでコンクリート断面に引張応力が生ずる場合には，ひび割れ開口幅の制御を目的として次式で与えられる普通鉄筋を引張側に配置することを規定している。[31), 33)]

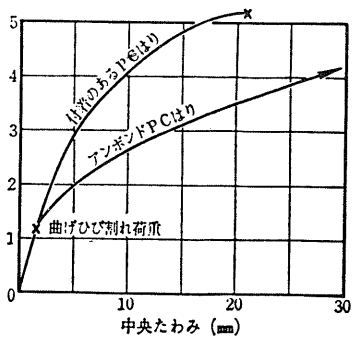


図9　アンボンドおよび付着のあるＰＣはりのたわみ曲線の比較（小池らの実験）

$$A_s = N/0.5\, f_y \quad \cdots\cdots(7)$$

ただし，$A_s \geq 0.004A$（ACI 318-71）

$A_s \geq 0.002A_c$（ACI-ASCE）

A_s：普通鉄筋の必要断面積

N：上記荷重のもとでコンクリート断面に生ずる引張応力の合力

A：上記荷重による引張側コンクリート断面積

A_c：コンクリート全断面積

f_y：普通鉄筋の降伏点応力

日本建築学会ＰＣ設計施工規準には普通鉄筋の配置は規定されていないが，ひび割れ幅の制御の点からは普通鉄筋の挿入が望ましい。ただし，樋口らの実験では付着の有無による曲げひび割れ間隔の差はほとんど認められなかったと報告していることを付記しておく。[34)]

6. アンボンドＰＣ部材の曲げ疲労耐力

建築構造物では地震時に各部材が正負両方の曲げ応力繰返しを受け，アンボンドＰＣ部材ではＰＣ鋼材定着部に部材中央部と同じ大きさの繰返し引張力が作用することとなる。とくに**図10**に示すラーメン最外端柱はり接合部では，はりのアンボンドＰＣ鋼材が柱外面に定着されており，地震時最大曲げモーメントの生ずるはり端断面に近い位置であるので，場合によっては付着のある場合よりも大きい引張力の繰返しを定着部が受けることにもなる。一方，土木構造物では常時使用状態において活荷重の繰返し作用により，ＰＣ鋼材定着部が繰返し引張力を受ける。このような荷重の繰返し作用によって，ＰＣ鋼材定着部が疲労破壊を起すことは許されず，アンボンドＰＣ部材にとって疲労耐力は極めて重要な問題である。なお，ここでは疲労破壊にいたるまでの荷重または応力繰返し数を疲労耐力とよぶことにする。

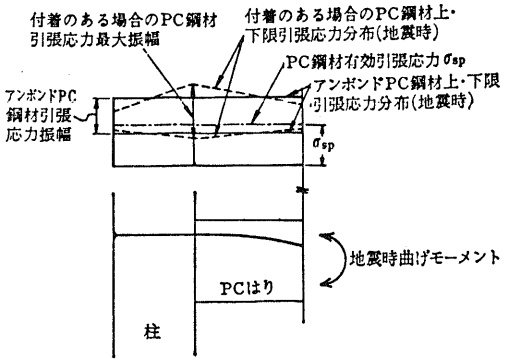


図10　地震時ＰＣ鋼材引張力の変動

表7　はりの繰返し曲げ載荷による12-φ7㎜ ＢＢＲケーブル疲労耐力試験結果（Brondum-Nielsen）

供試はり		PC鋼材引張応力変動 (kg/mm²)	疲労破壊時までの繰返し回数 (×10⁶)
アンボンド	No.1	90～95.5	0.26
	2		0.23
	3		0.09
付着あり	No.4	90～96	2.02
	5		3.18
	6		2.09

T. Brondum-Nielsen は12-φ7㎜ボタンヘッド定着ＢＢＲケーブルを用いたＰＣはりの片振り繰返し載荷実験を行い，**表7**の結果を得ている。[35)] アンボンドＰＣはりはいずれも定着端ボタンヘッド首下でＰＣ鋼材が疲労破断したのに対し，付着のある場合にははり中央部曲げモーメント最大の断面においてＰＣ鋼材が疲労破断しており，疲労耐力はアンボンドＰＣはりが付着のある場合の1／10以下であり，異常な耐力低下を示している。このことから T. Brondum- Nielsen はアンボンドＰＣ部材は疲労耐力の点で危険であると結論した。これに対し H. W. Chung は φ12.3㎜7本よりストランドまたはφ5㎜ ＰＣ鋼線を用いたアンボンドＰＣはり23本につき，下限荷重

が静的曲げ破壊耐力の10％，上限荷重が30～75％の繰返し曲げ疲労試験を行い，上限荷重が67および75％のはり２本を除きいずれも200万回の繰返しに耐えたことを報告している。[36] また，宮本らはφ33㎜アンボンドＰＣ鋼棒（端部ナット定着）を用いたＰＣけた８本の疲労試験を行い，**図11**の疲労曲線を得ている。[37] このうち，700万回以下の疲労耐力を示したものは５本であり，しかもＰＣ鋼棒定着部の疲労破断を示したものは振幅モーメントの最も大きいけた１本であり，他はすべてけた中央曲げスパン内におけるコンクリートの曲げ圧縮疲労破壊またはＰＣ鋼棒の疲労破断によって破壊している。また，筆者はφ17㎜アンボンドＰＣ鋼棒（端部ナット定着）を用いたアンボンドＰＣはり22本およびこれに対応するグラウトＰＣはり22本の曲げ疲労試験を行った。[38] 供試体は**図12**に示すとおりその長さおよび載荷点の相違によって３シリーズに分け，静的曲げ破壊耐力の60～90％の上限荷重，５％の下限荷重で繰返し載荷した。実験結果は同図に示すとおりであり，疲労耐力は付着の有無には関係なく同一条件のもとでは同じ疲労耐力を示すことがわかる。さらに，破壊はアンボンドＰＣはり４本がＰＣ鋼棒ねじ部の疲労破断，付着のあるはり５本がＰＣ鋼棒中央部の疲労破断（ただし，１本だけねじ部破断）により，他はすべてはり中央部コンクリートの曲げ圧縮疲労破壊であった。**図12**にはＰＣ鋼棒またはねじ部の疲労破断により破壊したものに○印を付して示してある。

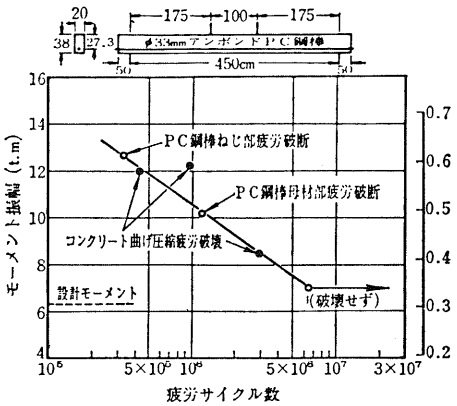


図11　アンボンドＰＣけたの疲労耐力実験結果（宮本らの実験）

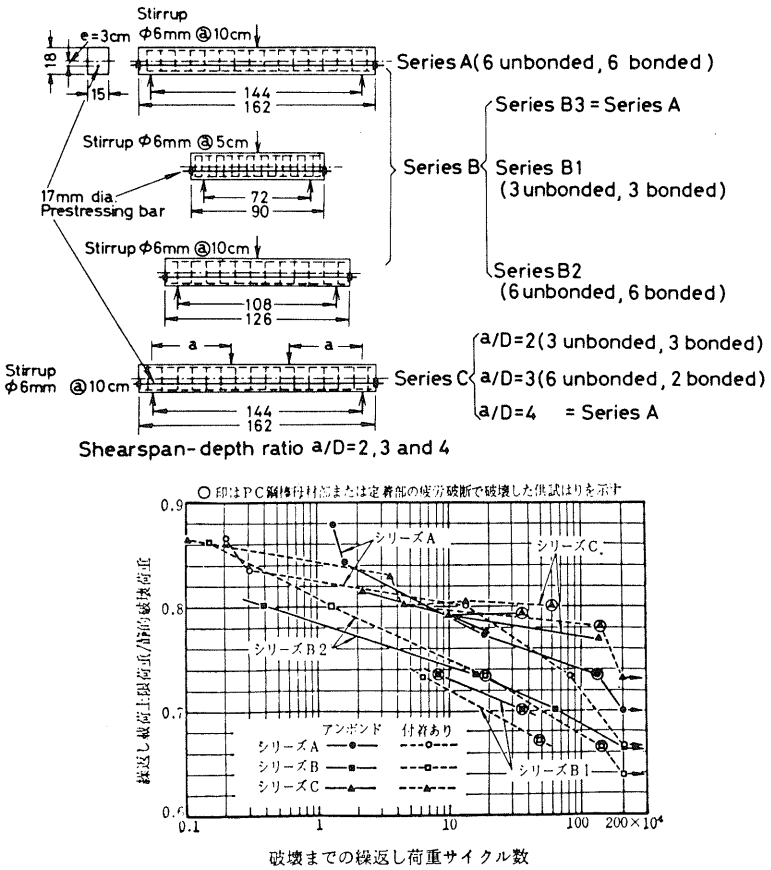


図12　アンボンドおよび付着ありＰＣはりの曲げ疲労耐力実験結果（筆者の実験）

以上の実験結果からみると，T. Brondum-Nielsenがいうように，アンボンドＰＣ部材ではＰＣ鋼材定着部の疲労耐力が著しく小さくなって，付着のある場合と比較して疲労耐力が極度に低下し危険であるとは結論できない。すなわち，基本的にはＰＣ鋼材母材部に比べて定着部そのものの引張疲労耐力が著しく低いものを用いると，アンボンド

ＰＣ部材の疲労耐力は定着部のそれで決まることになる。事実，T. Brondum-Nielsenの実験に用いられたφ７㎜ＰＣ鋼線ボタンヘッド定着部そのものの疲労耐力は母材部に比べて異常に小さく，たとえば，下限引張応力90kg／㎟の場合，100万回の引張繰返し疲労に耐える応力振幅は，母材部24kg／㎟に対しボタンヘッド部はわずか８kg／㎟であった。これに対し筆者の実験に用いたφ17㎜ＰＣ鋼棒母材部およびねじ定着部の引張疲労耐力は，下限引張応力85kg／㎟の場合には**図13**のようになり，100万回の繰返しに耐える応力振幅は母材部で20kg／㎟，ねじ定着部で13.5kg／㎟である。なお，参考のために**図13**には**図12**の実験結果のうちでＰＣ鋼棒またはねじ部破断供試はり９本の疲労破壊までのＰＣ鋼棒応力振幅の平均値をとって，実験値をプロットしてある。ＰＣ鋼棒母材部またはねじ定着部そのものの引張疲労曲線と比べて，ＰＣはりの曲げ疲労試験結果からえがいた疲労曲線はかなり下回っているが，付着の有無またはＰＣ鋼棒母材部とねじ定着部間の差異はほとんど現れていない。なお，付着のあるＰＣはりにおいては，繰返し荷重によって付着の劣化が起ることも，上記の差異がなくなることの理由の一つであり，筆者の実験ではいずれの付着あり供試ばりも１000回以内の繰返し荷重の作用で付着が劣化消失し，わずかに摩擦抵抗が存在するにすぎなくなることが明らかにされている。

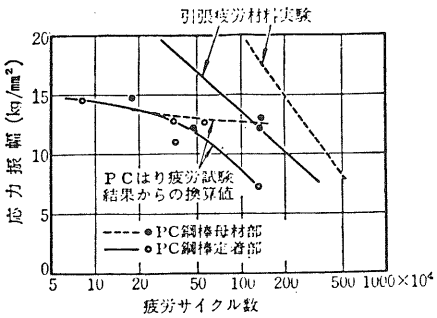


図13　ＰＣ鋼棒母材部および定着部の疲労耐力のＰＣはりによる試験結果と引張疲労材料実験結果との比較（筆者の実験）

いずれにしろＰＣ鋼材母材部に比べて定着部そのものの引張疲労耐力が著しく小さいものは，アンボンドＰＣはりとしての曲げ疲労耐力を極度に小さくする点で問題であり，母材部に比べて引張疲労耐力の劣化の少い定着装置，定着方式を用いることが大切である。もちろん，定着部の疲労耐力がＰＣ鋼材母材部のそれと同等であることは望み得べくもない。したがって，劣化の度合がどの程度までであればアンボンドＰＣ部材の曲げ疲労耐力に対して無影響になるかを知ることは重要であり，今後の研究課題の一つである。

7.　アンボンドＰＣフラットスラブ構造

アンボンドＰＣ工法は，上述のように現場での配筋が容易，プレストレス導入後のグラウト注入が不要といった施工上の経済性，ＰＣ鋼材に対する防せいの高い信頼性といった特徴があるが，とくに施工上の特徴を生かした利用法として，ＰＣフラットスラブ構造があげられる。すなわち，スラブは一般の柱，はりと比較すると厚さの薄い面構造部材であるから，これにプレストレスを導入するには，比較的細径のＰＣ鋼材を多数本配置する必要がある。そのため，グラウト作業は現場での非常な重荷となり，現場打スラブへのＰＣの適用は通常のポストテンション工法では極めて困難であった。アンボンド工法が米国やカナダで現場打フラットスラブ構造に適用されて著るしい進歩をとげたのは上記の理由による。アメリカでは1971年ACI建築規準にアンボンドＰＣフラットスラブ構造の設計規準が示され[31]，次いで1974年にはこれを一部改訂補足する目的で，ACI－ASCE 423委員会ＰＣフラットプレートに関する暫定指針が発表されている。[33] また，ヨーロッパ各国におけるアンボンドＰＣ工法に対する懸念の解消とともに，イギリスではポストテンションＰＣフラットスラブに関するコンクリート協会指針が1974年に発表され，アンボンドＰＣ工法の利用を認めている。[17] さらに，1975年にはＦＩＰ施工委員会にＰＣフラットスラブ構造国際指

針作成を目的とするWorking Groupが組織され，アンボンドＰＣフラットスラブの模型実験等を行って設計方法の検討を行っている。[5),39)] 以下にこれらの設計指針を参考にしてアンボンドＰＣフラットスラブ構造の設計方法を概説する。

(a) 荷重釣合法によるＰＣ鋼材の配置

アンボンドＰＣフラットスラブの設計は，設計曲げモーメントの一部をプレストレスモーメントによって打ち消すという，いわゆるＰＣ本来の基本理念にもとずく荷重釣合法によって行われ，基本設計は極めて簡単に行なうことができる。いま**図14**(a)の単純ばりに等分布荷重wが作用するときを例にとって説明すると，任意断面における設計曲げモーメントをM_x，導入有効プレストレス力をP（部材全長にわたり一様とする），偏心距離をe_xとするとき，

$$M_x = P e_x \qquad \cdots\cdots(8)$$

となるようにe_xをえらぶことにある。したがって，**図14**の場合は設計曲げモーメント分布が中央で$M_0 = w\ell^2/8$（ℓ：スパン長），端部で0の2次放物線形となるから，中央断面における偏心距離e_0を

$$M_0 = w\ell^2/8 = P e_0 \qquad \cdots\cdots(9)$$

となるように選び，かつ，端部で偏心距離が0となる2次放物線形に選べばよいことになる。その結果，合成応力の大きさは**図14**(b)に示すように一様分布となり，かつ，その大きさは断面に導入される平均プレストレス

$$\sigma_g = P/A_c \qquad \cdots\cdots(10)$$

A_c：コンクリート断面積

と等しくなる。通常の設計では，σ_gの大きさを適当に規定することによって，必要なプレストレス力Pが(10)式から計算され，(9)式から中央断面偏心距離e_0が計算される。

このような設計の考え方は連続ばりや不静定ラーメンなどに適用すると，設計プロセスが極めて簡便となる。**図15**はこれを等分布荷重を受ける2スパン連続ばりに適用したものである。**同図**(a)は各スパンを単純ばりと仮定して上記の理論を適用してＰＣ鋼材を配置したものである。この場合，単純ばりであればプレストレス導入により各はりが中央支点左右においてそれぞれ自由な回転変位をおこすが，実際には連続ばりであるから単純ばりとしたときにおこる自由回転変位を0にするような不静定モーメントが同時に生じ，しかも，その大きさは等分布荷重による中央支点モーメントのそれと同じで作用方向反対となる(証明省略)。その結果，プレストレス導入による各はりのプレストレスモーメント分布は，等分布荷重によるそれと大きさ同じで方向反

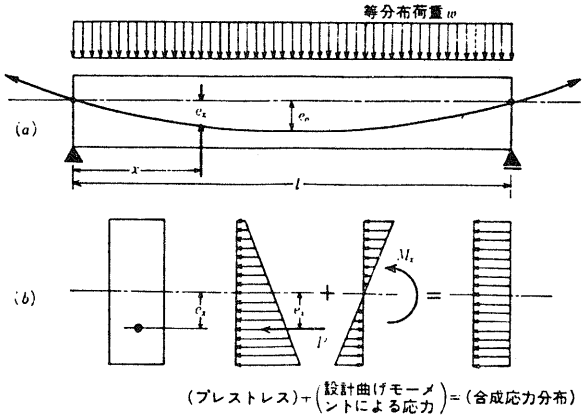


図14　荷重釣合法の概念

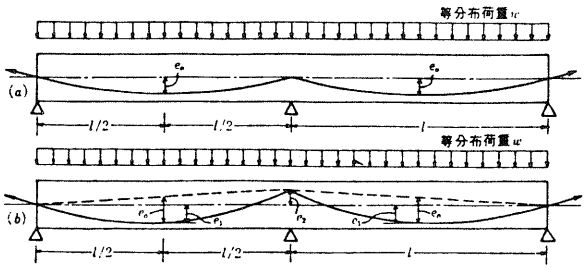


図15　2スパン連続ばりのＰＣ鋼材配置

対の分布となり，荷重釣合設計の条件をすべての断面において満足する。**同図**(b)は設計曲げモーメント分布と類似した分布形に偏心距離をえらんだもので，各はりの中央断面偏心の大きさをe_1，支点上のそれをe_2とし，それぞれ断面重心軸から下または上にはかるときを正として，

$$e_1 + e_2/2 = wl^2/8P \qquad \cdots\cdots (11)$$

となるようにe_1およびe_2を任意に選ぶ場合を図示したもので，合成応力分布は**同図**(a)の場合と同じく荷重釣合設計の条件を満足する。(11)式においてe_1およびe_2をそれぞれ設計荷重による連続ばりとしての各はりの中央断面および中央支点における曲げモーメントと釣合うように選ぶこともできる。すなわち，

$$e_1 = \frac{wl^2}{16P}, \qquad e_2 = \frac{wl^2}{8P} \qquad \cdots\cdots (12)$$

このように偏心距離を選べば，プレストレス導入による中央支点上の不静定モーメントは全く生じない。このようなＰＣ鋼材の配置をコンコーダントケーブル配置（Concordant cable profile）とよんでいる。**図16**は不静定架構における任意の部材の荷重釣合設計の条件を満たすためのＰＣ鋼材配置を一般的に示したもので，どのようにＰＣ鋼材を配置するにしても，要はその配置曲線形は単純ばりとしたときの曲げモーメント分布曲線形と全く相似にとり，かつ，たとえば等分布荷重の場合を例にとると単純ばりとしたときの中央設計モーメントに対する必要偏心距離e_0（(9)式から計算される）を満足するように，中央断面および支点における偏心距離を次式に従って適宜きめればよいことになる。

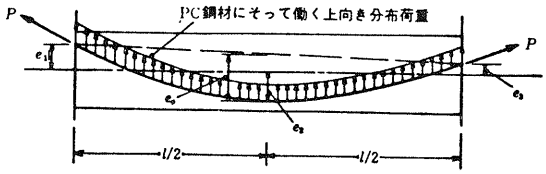


図16　ＰＣ鋼材配置の一般的方法

$$e_0 = e_2 + (e_1 + e_3)/2 \qquad \cdots\cdots (13)$$

e_1, e_3 ：部材両端断面における偏心距離（重心軸より上側に正）

e_2 ：中央断面偏心距離（重心軸より下側に正）

すなわち，以上の説明からも明らかなように，ＰＣ鋼材を設計曲げモーメント分布曲線形と相似にすることは，**図16**に示すようにプレストレス導入にともなってＰＣ鋼材曲線形にそって生ずる上向きの分布荷重を部材に作用させることと全く同じであり，この上向き分布荷重が設計荷重の一部または全部を打消すことになる。荷重釣合法は設計荷重のすべてを打消すようにしたものである。

荷重釣合法のIdeaはT. Y. Linが最初に提唱した設計法[40]で，許容応力度にもとづく長期応力に対する弾性設計法，曲げ破壊耐力にもとずく短期応力に対する終局耐力設計法など，従来慣用のＰＣの設計法とは考え方を異にする第３の設計法とよばれている。とくに，この方法はスラブのように長期たわみが問題となるような構造部材にとっては極めて有効であり，フラットスラブの設計におけるＰＣ鋼材の配置形の決定には専らこの方法が用いられている。

なお，２方向スラブの場合にはＰＣ鋼材は２方向に配置されるが，この場合には次式が成立つように単純支持ばりとしたときのＰＣ鋼材中央偏心距離e_{x0}, e_{y0}を選べばよい。[40]

$$\frac{8P_x\, e_{x0}}{l_x^2} + \frac{8P_y\, e_{y0}}{l_y^2} = w \qquad \cdots\cdots (14)$$

l_x, l_y ：長方形スラブの短辺および長辺の長さ

P_x, P_y ：スラブの短辺および長辺方向に導入されるプレストレス力（各方向とも単位幅あたり）

e_{x0}, e_{y0}：スラブの短辺または長辺方向のＰＣ鋼材の必要最大偏心距離（各方向とも(13)式にしたがってスパン中央および両端断面の偏心距離に適宜分割する）

w　　：スラブに作用する等分布荷重（単位面積あたり）

なお，(14)式において P_x または P_y のどちらか一方を０としても原理的には長期設計荷重を安全に負担できる。したがって，２方向スラブであっても一方向のプレストレス導入でもよいことになるが，設計されたスラブは長期応力の超過に対して安全でなければならず，また，終局耐力についても必要な安全率を持たなければならない。この意味から設計荷重が x，y 両方向に均等に近い負担率で分担される２方向スラブでは，２方向にプレストレスを導入するのが望ましい。

(b)　設計荷重

荷重釣合法によるスラブの設計を行う場合，設計荷重は固定荷重 *D. L.* と積載荷重 *L. L.* とを加算したいわゆる長期荷重が対象となるが，わが国では積載荷重として床スラブ設計用，柱および大ばり設計用，地震時水平力算定用の各々に対し，異った値を仮定している。ところが荷重釣合法では設計荷重 *D. L.*＋ *L. L.* 作用時に部材たわみが０（すなわち，断面応力分布はプレストレスによる一様圧縮応力分布）となるように設計されるので，とくに積載荷重 *L. L.* の過大または過小な評価は好ましくない。理想的には常時作用する大きさの積載荷重 *L. L.* を採用するのが良く，この意味からわが国における床スラブ計算用積載荷重仮定値は荷重釣合法による設計にとってやや過大であろう。倉庫などの特殊な場合を除いては，たとえば柱，大ばり設計用積載荷重仮定値を用いるのも一方法である。英国ではスラブ自重にその他荷重の 1／10 を加算した荷重釣合設計を行っている。[17] 設計されたスラブは固定荷重と床スラブ設計用積載荷重とを加算した全長期設計荷重に対してひびわれや大たわみを生ずることは許されず，断面としての終局耐力を十分持つことが必要である。わが国では前者に対してはフルプレストレスの設計，後者に対しては曲げ破壊安全度検査用荷重組合せによる応力を終局耐力が上回ることにより検査される。したがって，荷重釣合法による設計は，単にこれだけで終了するのではなく，上記の通常のＰＣ部材に要求されている設計条件を満足していることを，同時に検査しなければならない。**表８**はこれらを設計荷重とともにまとめて示したものである。

表８　ＰＣ部材の３つの設計法比較

設計荷重*	設　計　法	設　計　条　件
$D.L.+k_1L.L.$	荷重釣合法による設計	たわみ０（断面応力分布一様）
$D.L.+L.L.$	フルプレストレッシングの設計***	断面各部応力が許容値以下の弾性設計
$2(D.L.+L.L.)$** または $1.2D.L.+2.4L.L.$	終局耐力設計	断面曲げ終局耐力が左記荷重組合せによる応力を上回ることを条件とする，いわゆる破壊安全度の検査

* *D.L.*：固定荷重，*L.L.*：床スラブ設計用積載荷重，k_1：積載荷重低減率（$k_1L.L.$ の値が柱・大ばり設計用 *L.L.* に等しいとしてもよい）

** 地震力による応力を床スラブが受ける場合には $D.L.+L.L.\pm k_2E.L.$（ただし，*E.L.*：地震荷重，k_2 は地震荷重に対する荷重係数）を用いる．

*** アメリカでは断面の一部に引張応力が生ずることを許すパーシャルプレストレッシングの設計が許されている．

(c)　架構応力の計算

荷重釣合法による設計の対象になるのは長期荷重であるから，長期荷重に対するフラットスラブ構造の弾性応力計算法をまず述べる。日本建築学会ＲＣ構造計算規準では，フラットスラブを互いに直交する２つのはり群に分け，それぞれの方向において柱とともにラーメン構造をつくるものとして取扱う。[41] **図 17** (a)は柱間隔が x 方向 l_x, y 方向 l_y の多スパンフラットスラブの１部を示したものであるが，直交するはり群はそれぞれ次のように仮定する。

x 方向　スパン l_x，はり幅 l_y，はり高さ t

y 方向　スパン l_y，はり幅 l_x，はり高さ t　　t：スラブ厚さ

このような仮想はりのことをスラブばり（Slab beam）とよんでいる。この2方向の置換ラーメンは，全設計荷重をそれぞれの方向において別々に負担するものとして応力計算を行うが，2方向のラーメンだという理由で荷重の2方向配分は許されていない。また，架構応力は必要に応じ積載荷重の部分的載荷についても考慮し，ラーメン応力の最大値を求める必要がある。次に，得られたスラブばりの材端負曲げモーメントM_1および中央正曲げモーメントM_2は，スラブはり幅方向にそれぞれ柱列帯（Column strip）および柱間帯（Middle strip）に分けて**図17**(b)のように配分する。ただし，支持縁に平行な外側柱列帯の単位幅の曲げモーメントは一般柱列帯の値の1/2，これに接する柱間帯の単位幅の曲げモーメントは一般柱間帯の値の3/4に低減してもよい。

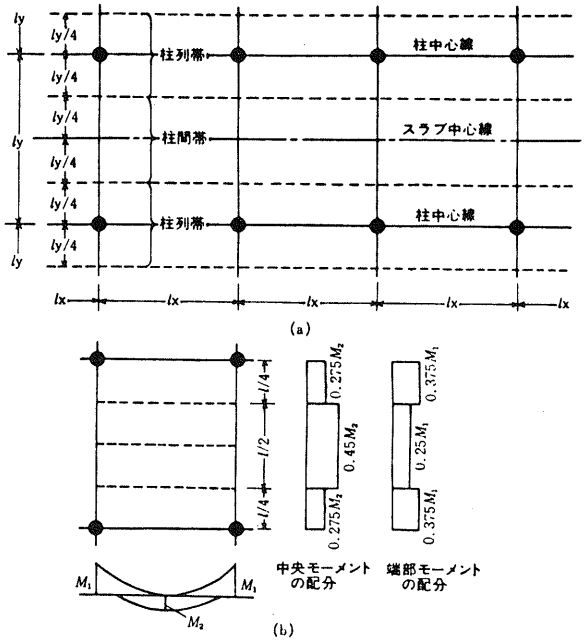


図17　フラットスラブの柱列帯および柱間帯へのモーメント配分（日本建築学会RC構造計算規準による）

ACI 318-71建築規準およびACI-ASCE423 PCフラットスラブ暫定指針では，わが国における上記の応力計算法のほかに，等価フレーム法（Equivalent frame method of analysis）が示されている。[31),33)] この方法は現在アメリカで広く慣用されているものであり，応力解析は求めようとする階のスラブとこれを支える等価剛度K_{ce}を持った柱とより構成される仮想の1層ラーメンについて行われる。柱の等価剛度K_{ce}は**図18**(a)に示すように，対象としている階のスラブの上下にある柱の曲げ剛度$K_{c上}$および$K_{c下}$と，柱とスラブばりの接合部からこのラーメンと直角方向に剛接する仮想桁ばりのねじり剛度K_tとから，次式によって算定される。

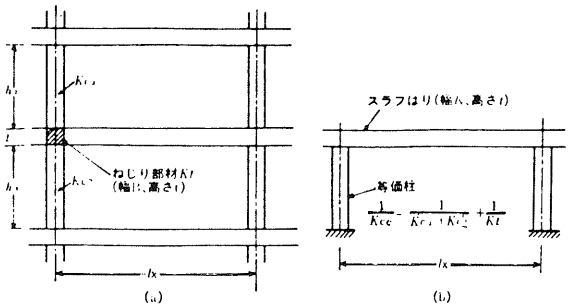


図18　ACI 318-71建築規準による仮想ラーメン

$$\frac{1}{K_{ce}}=\frac{1}{K_{c上}+K_{c下}}+\frac{1}{K_t} \qquad \cdots\cdots(15)$$

上下の柱の曲げ剛度は

$$K_{c上}=E_c\,I_{c上}/h_{上}\,,\quad K_{c下}=E_c\,I_{c下}/h_{下} \qquad \cdots\cdots(16)$$

E_c　：コンクリートのヤング係数

$I_{c上}$，$I_{c下}$：上または下の柱断面の断面2次モーメント

$h_{上}$，$h_{下}$　：上または下の柱の高さ（クリアスパンをとる）

から計算できる。また，柱スラブばり接合部に直角に剛接する仮想桁ばりとしては，**図18**(a)の斜線で示す柱，ブラケットまたはキャピタルのスパン方向幅と同じ幅を持つスラブ部分とし，断面

寸法をB，厚さをtとするとき，

$$K_t = \frac{9E_c}{l_y\left(1-\frac{c_y}{l_y}\right)^2}\left(1-0.63\frac{t}{B}\right)\frac{Bt^3}{3} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(17)$$

c_y：柱，ブラケットまたはキャピタルの桁行方向幅

から計算される。ただし，(17)式は$B \geq t$の場合に適用し，$B \leq t$のときはBとtとを入れかえる。桁行方向に支持ばりがあるときには，その断面も仮想桁ばりに含める。この場合，断面形状がT形となるのが一般であるが，断面をウェブおよびフランジ部分に分割し，それぞれの長方形断面に対して(17)式から計算したK_tの和を，仮想桁ばりのねじり剛度としてよい。

以上のようにして計算された等価剛度K_{ce}を持つ柱とスラブばりとで構成される仮想の一層ラーメンについて架構応力が計算される。**図18**(b)にはこの仮想ラーメンが示してある。この場合，(b)にはこの仮想ラーメンが示してある。この場合，柱脚は完全固定とする。また，スラブはりの剛性は，柱中心から柱，ブラケットまたはキャピタルの面までの間はスラブはり断面の2次モーメント$l_b = l_y t^3/12$を$(1-c_y/l_y)^2$で割った断面2次モーメントを持つ変断面はりとして取扱う。さらに，柱については，柱－スラブはり接合部，ブラケットまたはキャピタル部分を完全剛として取扱う。なお，計算されたスラブはり端設計負曲げモーメントM_1および中央設計正曲げモーメントM_2は，**表9**に示す割合でそれぞれ柱間帯および柱列帯に配分される。

以上に述べた架構応力の2つの設計方法による結果は，極めてよく一致する。**表10**はスパン$l_x = l_y = 6$m，x，y両方向それぞれ3スパンの3階建フラットスラブ構造の上記2つの方法による応力解析結果を中間階スラブについて示した一例である。階高は各階とも3.6m，スラ

表9　設計モーメントの柱列帯への配分比(%)(ACI規定)

l_y/l_x		0.5	1.0	1.5
(a) スラブはり端設計負曲げモーメントM_1の柱列帯への配分比				
$(\alpha_x l_y/l_x)=0$		75	75	75
$(\alpha_x l_y/l_x)\geq 1$		90	75	45
(b) 同上最外端に対し適用する配分比				
$(\alpha_x l_y/l_x)=0$	$\beta_{yt}=0$	100	100	100
	$\beta_{yt}\geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_x l_y/l_x)\geq 1$	$\beta_{yt}=0$	100	100	100
	$\beta_{yt}\geq 2.5$	90	75	45
(c) スラブはり中央設計正曲げモーメントM_2の柱列帯への配分比				
$(\alpha_x l_y/l_x)=0$		60	60	60
$(\alpha_x l_y/l_x)\geq 1$		90	75	45

- α_x：x方向（曲げモーメントを計算したラーメン方向）のスラブから突出しているはり断面曲げ剛性$E_{cb}I_b$とスラブの曲げ剛性$E_{cs}I_s$との比（$=E_{cb}I_b/E_{cs}I_s$，突出はり形のないときは$\alpha=0$となる）
- β_{yt}：y方向のスラブ支持縁にある縁ばりのねじり剛性のx方向スラブばりのスラブ部分の曲げ剛性$E_{cs}I_s$との比で次式から計算する．

$$\beta_{yt} = \frac{E_{cb}}{2E_{cs}I_s}\left(1-0.63\frac{a}{b}\right)\frac{a^3b}{3}$$

E_{cb}：縁ばりコンクリートのヤング係数
a　：縁ばり断面の短辺の長さ
b　：縁ばり断面の長辺の長さ

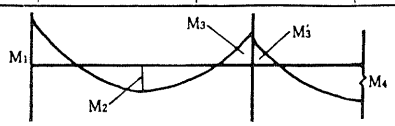
- 上表の中間の値は直線補間による．

表10　3層3スパンフラットスラブ構造の日本建築学会RC規準およびACI規準による設計曲げモーメントの比較例

(柱 40×40 cm，スパン 6 m，階高 3.6 m，スラブ厚 20 cm，$D.L.=700$ kg/m²，$L.L.=500$ kg/m²)

設計規準	柱等価剛度 (cm³)	スラブばり剛度 (cm³)	設計モーメント* (t·m)	最外端スパン			中央スパン	
				M_1	M_2	M_3	M_3'	M_4
日本建築学会 RC構造計算規準	5.9×10^2	6.7×10^2	ラーメン架構	15.8	12.7	23.6	21.7	10.7
			柱列帯	11.9	7.0	17.7	16.3	5.9
			柱間帯	3.9	5.7	5.9	5.4	4.8
ACI 318-71 建築規準	9.5×10^2	28.5×10^2	ラーメン架構	9.3	15.4	25.6	23.6	9.4
			柱列帯	9.3	9.3	19.2	17.7	5.6
			柱間帯	0	6.1	6.4	5.9	3.8

* 設計モーメントの記号は右図参照



ブ厚20㎝，柱断面40×40㎝，設計荷重は$D.L.=700$ kg/m²，$L.L.=500$ kg/m²，柱頭キャピタルおよび柱中心線上の支持ばりは設けないものとしてある。したがって，最初にのべた日本建築学会RC構造計算規準の方法を用いれば，実用上は十分であると思われる。

なお，地震時架構応力の解析にも，上述の柱およびスラブばりよりなるラーメン架構をそのまま用いてよい。ただし，日本建築学会の方法をとる場合には，スラブばりの幅を長期応力に対する計算に採用した値の3/4倍とする。

(d) PC鋼材の配置と引張補強筋の挿入

PC鋼材の配置曲線形は(c)でのべた設計曲げモーメントの大きさにはかかわりなく(14)式からe_{x0}，e_{y0}をそれぞれ選定し，次いで(c)でのべた設計曲げモーメントの柱列帯，柱間帯への分割前の仮想ラーメンの曲げモーメント分布形にもとずいてスラブばり中央および材端断面での偏心距離を(13)式を準用してきめる。この場合のプレストレス力P_xおよびP_yの大きさは，コンクリート断面に対する平均有効プレストレスで14～18 kg/cm²が推奨されている。[33] 平均有効プレストレスが10 kg/cm²以下はプレストレスが過小であるので用いるのはさけた方がよい。また，最大値は35 kg/cm²におさえられている。

PC鋼材の配置量は一スパンフラットスラブの場合には一方向に必要な全PC鋼材の55～60%を，多スパン連続スラブの場合には65～75%を柱列帯に，残りを柱間帯に均等配置する。[42] 配置間隔の最大値は柱列帯ではスラブ厚さの4倍以下，柱間帯では6倍以下におさえる。[43] このような規定は，柱列帯に集中してPC鋼材を配置する方が分散配置するよりも終局耐力が増加するので有効であるという。フラットスラブ構造に関する実験的研究結果にもとづいて決められたものである。[44] なお，アンボンドPC鋼材は複数を束ねて配筋してもよいが，束ね配筋の場合も上記のPC鋼材最大間隔の規定は適用される。

次に普通鉄筋の挿入であるが，原則としていわゆる鉄筋コンクリート床スラブにおける鉄筋は配置の必要はない。テキサス大学におけるフラットスラブ構造の実験によると，負曲げモーメントを受ける柱頭付近にのみ普通鉄筋を配置すれば十分である。[33),44] その量は一方向に対して柱列帯コンクリート断面積の0.15%でよいという。ただし，鉄筋の最小中心間隔は30㎝以下，かつ，必要最小本数は4本，配置長さは全鉄筋延長長さがスパン長さの1/3以上とする。もちろん，このような普通鉄筋は全長期設計曲げモーメントが作用したときのコンクリート断面に生ずる引張応力の大きさによっても必要の有無がきまる。**表11**はACI-ASCE 423フラットスラブ構造暫定規準によるコンクリートの許容応力度をまとめて示したものであるが，[33] 材端負モーメントを受ける断面では，柱列帯であっても柱間帯であっても設計荷重作用時にコンクリート断面に引張応力が生じなければ引張補強筋を必要としないが，引張応力が生ずる場合には(7)式により引張鉄筋を配置しなければならない。

なお，柱列帯または中間帯のスパン中央断面においては，設計正曲げモーメントとの合成コンクリート引張応力の大きさに応じて引張補強筋を必要とする。その場合の普通鉄筋挿入量も(7)式によるが，最小鉄筋比としては，

表11 コンクリートの許容応力度（ACI-ASCE暫定指針による）

	設計断面	引張補強鉄筋の有無	許容値
許容圧縮応力度 (kg/cm²)	材端負モーメントを受ける断面	—	$0.3F_c$
	中央正モーメントを受ける断面	—	$0.45F_c$
許容引張応力度 (kg/cm²)	材端負モーメントを受ける断面	なし	0
		ACI-ASCE 暫定指針による配筋	$6\sqrt{F_c}$
	中央正モーメントを受ける断面	なし	$0.53\sqrt{F_c}$
		ACI 規定による配筋	$1.59\sqrt{F_c}$

* F_c：コンクリート設計規準強度

$$A_s = 0.004A \quad \cdots\cdots (18)$$

A：設計荷重作用時断面引張側コンクリート断面積

とする。

(e) せん断に対する検討

せん断力に対する検討は，スラブばりとしての断面に生ずる斜ひびわれ耐力および柱周におけるパンチングシヤー（Punching shear）の2つに分けて行われる。前者については通常のＰＣはりと同様に行えばよいので，ここではその説明を省略する。後者についてはスラブの柱頭つけ根から**図19**に示すようにコーン状にひびわれが発生し，スラブが抜けおちる破壊に対する検討であって，検討する対象の断面としては柱周（キャピタルの付いている場合はキャピタル周面）から$d/2$（dはスラブの有効高さ）だけはなれた断面である。ACI-ASCE 423ＰＣフラットスラブ暫定指針では，1本の柱の負担するスラブの長期設計荷重による軸力をNとするとき，上記断面に生ずる平均せん断応力τ_pを次式によって検討することとしている。[33]

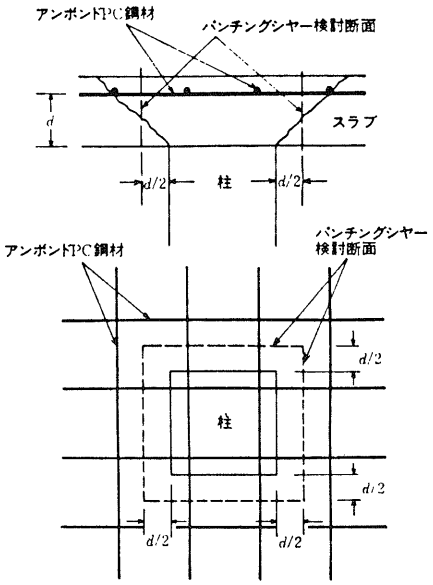


図19 パンチングシヤー検討断面

$$\tau_p = \frac{N}{0.85\, b_0\, d} \leq 0.928\sqrt{F_c} + 0.3\,\sigma_g + \frac{P_v}{b_0\, d} \ (\mathrm{kg/cm^2}) \quad \cdots\cdots (19)$$

σ_g ：断面の平均有効プレストレス（x, y 両方向で異るときにはその平均値）

P_v ：柱周断面における有効プレストレス力の垂直上向成分の和

b_0 ：柱周から$d/2$だけはなれた断面の幅の和

ACI 318-71 建築規準では

$$\tau_p \leq 1.06\sqrt{F_c} \ (\mathrm{kg/cm^2}) \quad \cdots\cdots (20)$$

と規定しているが，多くの実験によると斜ひびわれ発生時の平均せん断応力τ_pは一般に有効プレストレスの大きいほど大きくなる。**図20**は2，3の実験結果を集めてこれを示したもので，[44), 45)] (19)式が妥当な設計条件式をあたえているといえよう。

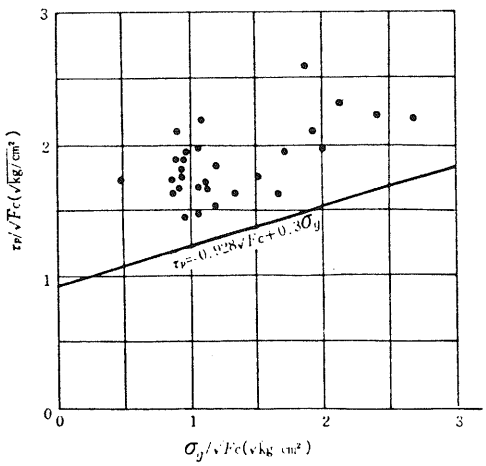


図20 柱周パンチングシヤーによるせん断ひびわれ発生時平均せん断応力度τ_pと平均プレストレスσ_gの関係

(f) 曲げ破壊安全率の検討

すでに(b)でのべたように設計されたフラットスラブは破壊安全度検討用荷重組合せ応力に対し，断面の曲げ破壊耐力がこれを上回ることが要求される。断面の曲げ破壊耐力は通常のはり断面と同様の方法で計算される。日本建築学会ＰＣ設計施工規準では，ＰＣ鋼材は付着があるものとして平面保持を仮定して計算した曲げ破壊耐力の0.85倍としてよいと規定している。ACI 318-71建築規準では(6)式のアンボンドＰＣ部材の曲げ破壊時ＰＣ鋼材引張応力仮定値を用いて計算するこ

ととし[31]，破壊安全率検討用荷重組合せに対するフラットスラブラーメン架構応力は弾性解析によっている。実際には曲げひびわれ発生以後は部材は弾塑性挙動を示し，架構応力の再配分がおこる。ACI 318-71 建築規準ではＰＣ鋼材量に応じてスラブばりの両端負曲げモーメントの低減を認めているが，これは必ずしも実際の架構の挙動に近い値を与えるものではない。この点については今後の研究にまたなければならない。[39]

参考までに日本建築学会およびACI規準の破壊安全度検査用荷重組合せを示すと次のようになる。

日本建築学会ＰＣ設計施工規準

$$\left.\begin{array}{ll} \text{長期応力に対し} & 2(D.L.+L.L.) \\ & 1.2\ D.L.+2.4\ L.L. \\ \text{地震時に対し} & D.L.+L.L.\pm 1.5\ E.L. \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (21)$$

ACI 318-71 建築規準

$$\left.\begin{array}{ll} \text{長期応力に対し} & 1.4\ D.L.+1.7\ L.L. \\ \text{地震時に対し} & 1.05\ D.L.+1.275\ L.L.+1.4025\ E.L. \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (22)$$

(g) その他構造細則

フラットスラブ構造ではスパンに比較してスラブ厚さをあまり小さくすると，ＰＣ鋼材の曲線配置が困難になるばかりでなく，たわみも大きくなって振動障害をおこすことが考えられる。もちろん，同じスパンのスラブであれば，原理的にはＲＣスラブよりもスラブ厚さを薄くすることができる。日本建築学会ＰＣ設計施工規準解説には，ＲＣスラブの場合の0.8倍を推奨している。ACI-ASCE 423アンボンドPCフラットスラブ構造暫定規準では設計荷重の大きさ，たわみの検討結果にもとづいてスラブ厚さ最小値を決めている。これらをまとめて示すと**表12**のようになる。[33] 後者においてもRCスラブの厚さ制限値より小さい値となっていることがわかる。なお，スパン長さは，通常の場合，8～10m程度にとるのが経済的である。

表12 フラットスラブの厚さ制限

(a) 日本建築学会ＰＣ設計施工規準

支持条件	周辺固定	片持	最小厚さ
$\lambda \leq 2$ の2方向板	$\frac{\lambda l_x}{20+30\lambda}$	—	ＲＣ規準では15 cm，ＰＣ規準には明記されていない．
$\lambda \geq 2$ の2方向板または一方向板	$\frac{l_x}{40}$	$\frac{l_x}{12.5}$	

(注) $\lambda = l_x/l_y$，l_x：短辺有効スパン，l_y：長辺有効スパン
軽量コンクリートでは上記の値の 1.1 倍とする．

(b) ACI-ASCE 423 ＰＣフラットスラブ暫定指針

荷重状況	スラブ厚さ
通常の場合	$l_x/40 \sim l_x/45$
屋根スラブなど比較的設計荷重の小さいスラブ	$l_x/45 \sim l_x/48$
たわみを問題にしない場合	$l_x/48 \sim l_x/52$

次に，コンクリートの設計規準強度であるが，わが国ではＰＣ構造には圧縮強度300kg/cm²以上のコンクリートを用いることが規定されている。スラブにとってこの最小強度はやや大きすぎる。すでに述べたように導入されるプレストレスの大きさは，コンクリート断面に対する平均応力で最大35kg/cm²程度であるから，コンクリート強度としてはその6倍，すなわち，210kg/cm²以上あれば原則として十分であろう。この意味からアメリカおよびカナダでは圧縮強度250kg/cm²のコンクリートがフラットスラブ構造には慣用されている。[1] イギリスでは同じく250kg/cm²が最小要求強度である。[17] したがって，わが国でも現行ＰＣ設計施工規準の規定には拘束されず，たとえば，240kg/cm²のコンクリートをＰＣフラットスラブに限り使用することを許されるのが妥当であろう。

多スパン連続スラブでは，プレストレスは単一スパン毎に導入するのではなく，複数スパンにわたって連続して導入される。この場合，プレストレスの導入にともなうスラブの軸方向縮みを

柱，壁などの支持部材が拘束し，あまり多スパンを一度に導入するとプレストレスによるスラブコンクリート断面の軸方向圧縮応力の損失が大きくなるばかりでなく，導入にともなう不静定曲げモーメントも大きくなるので好ましくない。これらは何れも柱，壁などの支持部材の曲げおよびせん断剛性とスラブの軸方向および曲げ剛性の相対的関係によるが，通常は3スパン(約30m)程度を単位としてプレストレスを導入し，これに続くスパンのコンクリート打ち継ぎ，プレストレス導入を行って多スパンとする。さらに連続スパンの場合にはコンクリートの乾燥収縮，クリープ，温度変化などにより長期にわたっておこる伸縮が大きくなり，ひびわれやたわみ増加の原因となる。とくに，室内冷暖房を完備した建物については床スラブコンクリートの乾燥収縮が異常に大きくなるようである。J. W. Parkinはいくつかの実物PC連続スラブ構造の長期間にわたる乾燥収縮を実測し，2年間で少なくとも6×10^{-4}の，冷暖房を行う建物の場合には10×10^{-4}の収縮ひずみを仮定する必要があることを示している。[46] このような収縮ひずみによってPC鋼材引張応力の損失は12～20kg/mm²になる。FIPポストテンションフラットスラブ設計施工指針作成委員会で審議中の指針によると，このような大きい軸方向収縮によるひびわれ等の故障の発生をさけるために，45～60m毎にエクスパンションジョイントをとることを推奨している。[39]

なお，耐火性についてはPC鋼材のかぶりおよびスラブ厚さが関係する。多くの実験によるとアンボンド部材は付着のある一般の部材と同等の耐火性を持つ。[10),11] **表13**はPCスラブにおけるPC鋼材のかぶり厚さ最小値を耐火時間に対して示したもので，同時に所要の耐火時間を得るためのスラブ厚さ最小値もあげてある。[2] 実際のPCフラットスラブ構造物が火災にあった例は極めて少なく，筆者の知るところではただ1例しかない。[47] この建物はリフトスラブ工法により建設された2階建学校建築物で，柱格間は8.4m×9.75m，スラブ厚24cm，4-φ6mmないし14-φ6mmアンボンドケーブルを間隔60cmで2方向配筋されたものである。火災温度は銅線の溶融状態から1,000℃以上と判断されており，床スラブはこの温度に十分耐え，建物は崩壊には至っていない。

表13　PC鋼材最小かぶり厚さおよびスラブ最小厚さ規定値

(ACI-ASCE 423 暫定規準による)

項目	スラブの材端支持条件	骨材の種別	耐火時間 (hrs)				
			1	1.5	2	3	4
かぶり厚さ(単位cm)	連続または材端固定	炭酸塩質骨材	1.9	1.9	1.9	2.5	3.2
		シリカ質骨材	1.9	1.9	1.9	2.5	3.2
		軽量骨材	1.9	1.9	1.9	1.9	2.5
	単純支持	炭酸塩質骨材	1.9	2.7	3.5	4.8	—
		シリカ質骨材	1.9	3.2	3.8	5.4	—
		軽量骨材	1.9	2.5	3.2	4.1	—
スラブ厚さ(単位cm)	すべての支持条件	炭酸塩質骨材	8.3	10.5	11.8	14.6	16.8
		シリカ質骨材	8.9	10.8	12.7	15.9	17.8
		軽量骨材	6.7	8.3	9.5	11.8	13.3

(h)　アンボンドPCフラットスラブの曲げ破壊時の性質

アンボンドPCフラットスラブ構造の設計は，(a)で述べた荷重釣合法によっているが，スラブが曲げ破壊に至るまでの力学的挙動には，一般のPC部材にはみられない特徴がある。ここではFIPアンボンドPCフラットスラブ構造設計施工指針作成委員会が実施中のアンボンドPCフラットスラブの静的曲げ破壊実験の結果を用いてこれを説明する。[39] 実験は**図21**に示す厚さ18cm，スパン3.6×3.6mの周辺単純支持正方形スラブおよびスパン3.4m，幅40cm，厚さ18cmのスラブの一部を切り取った帯状スラブ(Slab strip)の2種類で，12.4mm 7本よりアンボンドストランドを同図に示すように材端偏心0cm，中央偏心8cmの2次放物線形配置してある。PC鋼材鉄筋比は何れも0.13%，コンクリートに導入されている有効平均プレストレスは正方形スラブで14.8kg/cm²,

帯状スラブで15.8kg/cm²である。載荷は等分布荷重にできるだけ近い条件とするため，正方形スラブで16点載荷，帯状スラブで4点載荷としている。**図22**(a)は周辺単純支持正方形スラブの中央

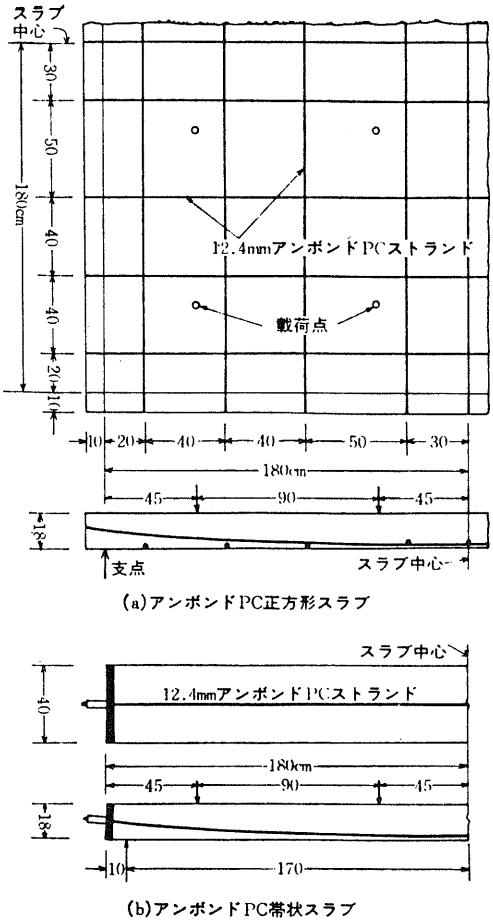


図21　静曲げ載荷試験に用いたアンボンドＰＣスラブ供試体

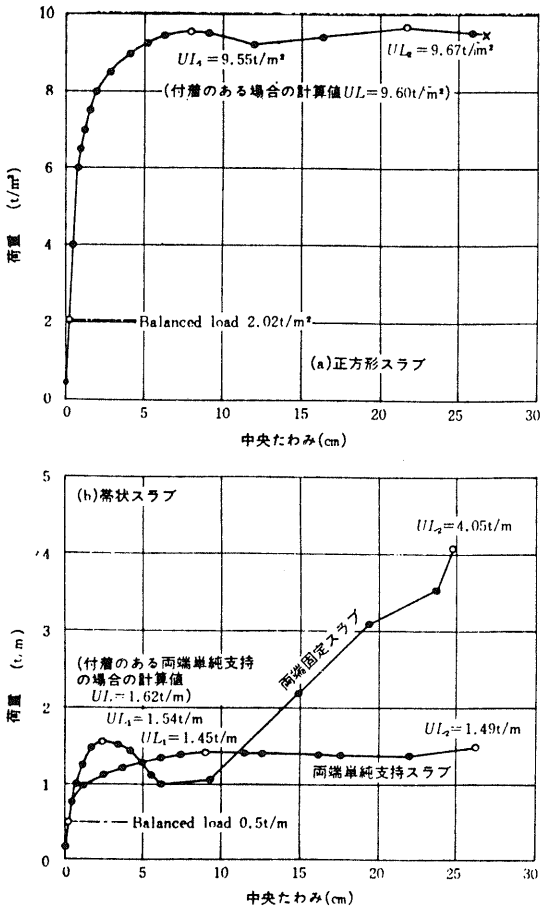


図22　中央たわみ実測結果

たわみ実測結果であって，曲げ降伏耐力に達した後の塑性変形が極めて大きく，じん性に富む構造であることがわかる。とくに，最初のピーク荷重UL_1＝9.55t/m²に達した後やや荷重が減少するが，その後再び荷重が増加し，塑性変形が進行して第2のピーク荷重UL_2＝9.67t/m²に達して崩壊に至っている。この場合，UL_1が圧縮側コンクリートの圧壊に起因するいわゆる曲げ破壊耐力であり，以後の塑性変形の進行にともなってアンボンドＰＣ鋼材のサスペンション作用によって第2のピーク荷重を示すものと解釈される。このような現象は周辺支持条件が固定に近いほど顕著に表われる。**図22**(b)は帯状スラブ供試体の中央たわみ曲線であるが，両端単純支持スラブにくらべて両端固定スラブでは，UL_1は両者にそれほど差はないが，UL_2については前者で1.49t/mであるのに対し後者は4.05t/mで前者の2.72倍の最大耐荷能力を示している。もちろん，スラブ設計上は最初のピーク荷重UL_1が曲げ終局耐力であって，曲げ破壊に対する安全度の検査にはこれを用いなければならない。[4),7)] 両端の固定度が大きくなるほどUL_1からUL_2に至る間の荷重増分は大きくなるが，何れにしてもこの間の荷重増分はフラットスラブがUL_1に到達していわゆる曲げ破壊の状態に至っても直ちに崩壊するものではないことを示すもので，崩壊に対するスラブの安全性が著るしく大きいことを示す指標となるものである。なお，**図22**には付着があると仮定した場合の曲げ破壊耐力計算値が記入してある。供試体の最初のピーク荷重実測値UL_1と比較

して計算値がやや上回る程度であり，スラブのように比較的ＰＣ鋼材量の少ないものでは付着のある場合とくらべてアンボンドＰＣ部材の曲げ破壊耐力の低下は極めて少ないことを示している。

図23 は各供試体の曲げひびわれ幅最大値を中央たわみに対してプロットしたもので，周辺または端部支持条件が同じであれば，帯状スラブすなわち一方向スラブよりも正方形スラブすなわち２方向スラブの方が，また，端部の支持条件が単純支持よりも固定の方が，それぞれひびわれ幅が小さくなることがわかる。

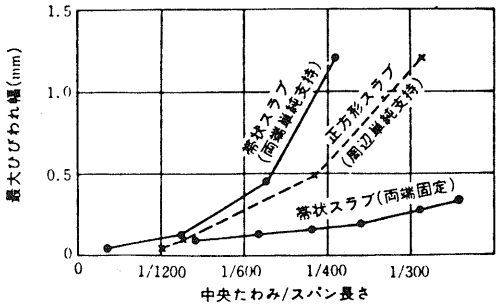


図23　各スラブの最大ひびわれ幅実測結果

なお，正方形スラブは対角線方向に曲げ降伏線が発生して破壊に至っており，このことからK.W.Johansenの降伏線理論（Yield line theory）が曲げ破壊耐力計算に適用できることを裏付けている。

(i)　アンボンドＰＣフラットスラブ構造の耐震性

フラットスラブ構造そのものはすでに(c)でのべたように，スラブばりおよびこれを支持する柱とよりなるラーメン構造とみなすことができるが，耐震性の面では柱のじん性に依存するところが多い。したがって，実際設計上は純ラーメン構造で地震時水平力をすべて負担させることは，一般には困難と考えられ，耐震壁，耐震ブレース等を配置するのが得策である。アメリカでは事務所建築，住宅，ガレージ建築など高層建築物にアンボンドＰＣフラットスラブ構造が極めて多く用いられているが，何れも耐震壁，耐震ブレース等を配置して地震時水平力の一部を負担させている。1971年２月９日におこったサンフェルナンド地震（マグニチュード6.6）ではRC造のOlive View Hospitalが大被害を受けたが，震央付近に数多く建てられているアンボンドＰＣフラットスラブ構造の建物では，耐震壁または耐震ブレースを持っていたためほとんど無被害であったことが報告されている。[48] 調査の対象となった建物は震央から30km以内にあった80棟で，階数は１～13階である。このうち８棟の耐震壁に斜ひびわれが発生したが，何れも簡単な補修で再使用している。震央に最も近い建物はわずか数キロの距離にあったが，無被害であった。ちなみに調査建物に設置してあった地震計の記録によると，震央から40kmの地点の建物で0.25gの地動加速度を記録している。これらの地震経験からいってもフラットスラブ構造には耐震壁，耐震ブレース等を設けることが大切であろう。

8.　Ⅲ種アンボンドＰＲＣ構造

(a)　Ⅲ種ＰＲＣとは

世界プレストレストコンクリート会議（Federation Internationale de la precontrainte，略称ＦＩＰ）とヨーロッパコンクリート委員会（Comite Européen du Béton，略称CEB）は，コンクリート構造物の設計および施工に関する共同委員会を1962年に設け，ＲＣからＰＣに至るいわゆるコンクリート系構造物を広く包含した「コンクリート構造物設計施工国際指針（Recommandations internationales pour le calcul l'exécution des ouvrages en béton）」を1970年に発表した。[49] この指針は1964年にCEBが発表したＲＣ構造物終局耐力設計指針の改訂版であって，ＲＣおよびＰＣ構造物の区別なく同じ考え方にもとづいた設計方法を提案している。設計の基本は常時使用状態を対象とする使用限界状態設計と，地震時などの非常時状態を対象とする終局限界状態設計とにわかれ，前者はわが国でいう許容応力度による弾性設計，後者は構造物の終局強度にもとづくい

わゆる終局耐力設計にあたるものである。ＲＣ部材は長期応力のもとでもコンクリートの引張の働く部分の抵抗は無視し，ひびわれの発生を予期した複合構造体であるのに対し，ＰＣ部材は本来プレストレスの導入によって長期応力のもとではひびわれの発生は許容せず，コンクリートの全断面が圧縮に対しても引張に対しても有効に働くようにしたものであるが，この両者はひびわれ発生以後の終局耐力に至る間の弾塑性範囲では本質的には同様の力学的挙動を示すものの，コンクリート系構造部材としては長期応力のもとでのコンクリートのひびわれ発生を前者は許容し，後者は許容しないという点で，両極端の構造であるといえる。前記のＦＩＰ-CEB国際指針では，この両者の中間を埋めるものとして，長期応力のもとでコンクリート断面の一部に許容値以下の引張応力が発生することを許す場合，および，ひびわれの発生は許すが軽度のプレストレスの導入によって曲げひびわれ開口幅をきびしく制限する場合の２つの中間的構造形式を設け，ＰＣからＲＣまでの一貫した分類を行っている。これらはプレストレスの導入の有無およびその程度と，曲げひびわれ幅の制限の程度によって次の４種に分類される。

Ⅰ種：最も不利な長期応力作用時にコンクリート断面には引張応力度の発生を許さない設計（ＰＣでフルプレストレスの設計）

Ⅱ種：最も不利な長期応力作用時にコンクリート断面に許容値以内の引張応力度の発生を許す設計（ＰＣでパーシャルプレストレスの設計，断面の引張側に用心鉄筋として普通鉄筋を配置することあり）

Ⅲ種：最も不利な長期応力作用時にコンクリート断面引張側に曲げひびわれの発生を許すが，軽度のプレストレスの導入と引張側普通鉄筋とによって，きびしいひびわれ開口幅制限を満足する設計（ＲＣに軽度のプレストレスを導入したプレストレス鉄筋コンクリート）

Ⅳ種：最も不利な長期応力作用時にコンクリート断面引張側に曲げひびわれの発生を許すが，引張側普通鉄筋によってひびわれ開口幅制限値を満足する設計（いわゆるＲＣ）

ここで述べるⅢ種プレストレストコンクリート構造（Class III Prestressed Reinforced Concrete，略号Ⅲ種ＰＲＣ）とは，上記分類のⅢ種構造にあたるもので，いわゆるＲＣ断面に軽度のプレストレスを導入することによって，長期応力のもとでの曲げひびわれ幅およびたわみをできるだけ小さくおさえようとするものであり，Ⅰ種またはⅡ種構造のように本格的なＰＣ構造ではない。その力学的性質はＰＣというよりもむしろＲＣと同等であるとみなすことができるものであり，さらには，地震時高応力のもとでのＲＣに特有な復元力特性の紡錘形への移行を，ＰＣ鋼材の弾性バネ作用によって防止できる可能性を持ち，今後のＲＣ構造物の新しいあり方として考える価値は極めて大きい。このようなⅢ種ＰＲＣ構造のプレストレス導入にアンボンド工法を適用すれば，現場でのＰＣ鋼材の配置作業はＲＣと同様に行うことができ，かつ，プレストレス導入作業を除いてはグラウト作業などの手間もなく，本格的なＰＣと比較して施工面での繁雑さもさけられる。この意味でアンボンド工法の最も身近な応用構造としてその普及が大いに期待できるものと考える。本章ではこのようなⅢ種アンボンドＰＲＣ（Class III Unbonded Prestressed Reinforced Concrete）の長期応力のもとでの設計法の概要を述べ，プレストレス導入の効果とは如何なるものかを中心に論ずることにする。なお，わが国やアメリカではⅡ種構造に含まれる引張側に普通鉄筋を持つパーシャルプレストレスの設計によるＰＣのことをＰＲＣと呼んでいるが，ここではこれとは全く意味が異るものであることをことわっておく。

(b)　Ⅲ種ＰＲＣ断面算定上の仮定

断面にプレストレスを導入して最も効果あるのは曲げ材である。Ⅲ種ＰＲＣにおいてもそれは同

じであり，ここでは曲げ材に限定して述べることにする。**図24**は長方形ＲＣ断面にプレストレス力Pを偏心距離eで導入したものを例にとり，これに種々の大きさの曲げモーメント（ただし，弾性範囲）を作用させたときの，断面の応力分布を示したものである。**同図**(a)はプレストレス力Pによる断面応力分布**同図**(b)は曲げモーメントの作用によってコンクリート断面下縁応力が丁度０となったときの分布，**同図**(c)はコンクリート断面下縁に引張応力が生ずるが，その大きさは許容値以内である場合，**同図**(d)は引張側に曲げひびわれが発生し，引張側コンクリートの一部が無効になった状態を示したものである。前項でのべたＦＩＰ-CEB国際指針の分類を敢て適用すると，(b)はⅠ種，(c)はⅡ種，(d)はⅢ種（プレストレス力０の場合はⅣ種）にあたる。ここで取扱うⅢ種ＰＲＣは，長期設計曲げモーメント作用時に**同図**(d)の応力分布になることを前提とするもので，[50)~52)] いわば従来のＲＣ断面の弾性応力分布と全く同様となる。したがって，断面算定上の仮定もＲＣ曲げ材断面の場合と全く同じでよい。以下これをまとめて示す。

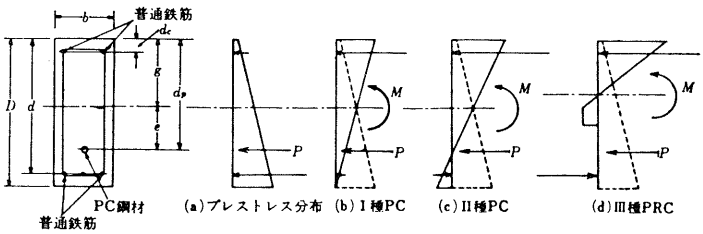


図24　PRC断面の作用曲げモーメントの大きさと断面応力分布（弾性範囲）

(1)　平面保持（ただし，アンボンドＰＣ鋼材は除く）

(2)　圧縮側コンクリート応力分布は完全弾性

(3)　引張側コンクリートの抵抗は無視

なお，ＰＣ鋼材引張応力度は設計曲げモーメントによって増大するが，Ⅲ種ＰＲＣ断面に導入されるプレストレスの大きさはコンクリート断面平均有効プレストレスで10～20kg/cm²程度（最大30kg/cm²程度）であり，この程度のプレストレス導入に必要なＰＣ鋼材鉄筋比は比較的わずかであること，また，アンボンドＰＣ鋼材の場合にはすでに4.で述べたように，曲げモーメントの作用によるＰＣ鋼材引張応力度増加量は一般に平面保持の仮定にもとづく増加量より少なくなること，引張応力度の増加量はプレストレス導入のためのＰＣ鋼材引張応力度にくらべて極めて小さいことなどの理由から，断面算定上は曲げモーメントによるＰＣ鋼材引張応力度の変化を無視しても計算結果にはほとんど影響しない。したがって，ここでは上記３つの仮定に加えて，曲げモーメントの作用によるＰＣ鋼材引張応力の変化は無視できるものと仮定する。

参考として**図24**に示した幅b，断面全高さD，有効高さdのＲＣ断面に平均有効プレストレスσ_g＝10～30kg/cm²を導入するための必要ＰＣ鋼材鉄筋比p_pを計算した結果を**表14**に示す。なお，鉄筋比はＲＣ断面の場合と同様な取扱いをするために，引張普通鉄筋に対する有効高さdを用いて，

$$p_p = A_p / bd \qquad \cdots\cdots (23)$$

A_p：ＰＣ鋼材全断面積

と定義し，かつ，コンクリートの断面積A_cは，普通鉄筋の存在を無視し，$d = 0.9D$として

$$A_c = bD = bd/0.9 \qquad \cdots\cdots (24)$$

から略算することにした。また，断面重心軸は$D/2$の位置にあるものと仮定し，ＰＣ鋼材有効引張応力度

表14　プレストレス導入に必要なＰＣ鋼材鉄筋比

ＰＣ鋼材有効引張応力度 σ_{sp}(kg/cm²)	コンクリート断面平均有効プレストレス σ_{cp}(kg/cm²)	ＰＣ鋼材鉄筋比 p_p(%)
10000	10	0.111
	15	0.167
	20	0.222
8000	10	0.139
	15	0.208
	20	0.278

（コンクリートのクリープ，乾燥収縮，ＰＣ鋼材レラクセーションによる引張応力度の減退量を初引張応力度より引いた値）を σ_{sp} として，計算式は次のようになる。

$$A_p\ \sigma_{sp} = A_c\ \sigma_g = bd\,\sigma_g / 0.9$$

$$\therefore\quad p_p = \sigma_g / 0.9\ \sigma_{sp} \qquad \cdots\cdots (25)$$

表中のＰＣ鋼材有効引張応力度 $\sigma_{sp} = 10000$ kg／cm² は７本よりストランド，$\sigma_{sp} = 8000$ kg／cm² は４種ＰＣ鋼棒の有効引張応力度にそれぞれあたるものである。

(c) 曲げ材断面弾性応力分布と曲げモーメントの関係

以上にのべた仮定にしたがい，Ⅲ種ＰＲＣ断面の設計曲げモーメント作用時断面ひずみおよび応力分布を図示すれば**図25**のようになり，偏心プレストレス力 P が同時に作用する点を除いては従来のＲＣ断面のそれと何らかわることはない。したがって，断面の弾性設計式も全く同様の方法で求めることができる。ここでは長方形断面について断面応力分布と曲げモーメントの関係を求める計算式を導いてみる。これらはＴ形断面で中立軸がフランジ内にある場合にも適用できる。

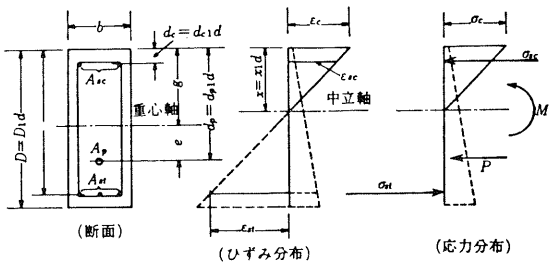


図25　Ⅲ種ＰＲＣ曲げ材断面のひずみおよび応力分布

図25において，

$x = x_1 d$ ：中立軸位置

σ_c ：コンクリート圧縮縁応力度

σ_{sc} ：圧縮側普通鉄筋圧縮応力度

σ_{st} ：引張側普通鉄筋引張応力度

$d_c = d_{c1} d$ ：断面圧縮縁より圧縮側普通鉄筋断面図心までの距離

$d_p = d_{p1} d = g + e$ ：断面圧縮縁よりプレストレス力 P の作用点までの距離

g ：断面圧縮縁からのＲＣ等価断面（コンクリート＋普通鉄筋）重心軸までの距離

e ：ＲＣ等価断面重心軸からはかった偏心距離（図で下側にはかるときを正とする）

A_{sc} ：圧縮側普通鉄筋断面積

A_{st} ：引張側普通鉄筋断面積

$D = D_1 d$ ：断面全高さ

d ：断面圧縮縁から引張側普通鉄筋断面図心までの距離で，以下単に有効高さとする。

さらに，

$$\left.\begin{array}{ll} \text{引張鉄筋比} & p_0 = A_{st} / bd \\ \text{圧縮鉄筋比} & \gamma = A_{sc} / A_{st} \end{array}\right\} \qquad \cdots\cdots (26)$$

$$\text{ヤング係数比} \quad n_0 = E_{s0} / E_c \qquad \cdots\cdots (27)$$

E_{s0} ：普通鉄筋のヤング係数

E_c ：コンクリートのヤング係数

とするとき，

コンクリートの圧縮合力　$C_c = bd_{x1}\ \sigma_c / 2$

圧縮側普通鉄筋の圧縮合力

$$C_s = A_{sc}\,\sigma_{sc}\frac{x-d_c}{x} = n_0\,\gamma\,p_0\,bd\,\sigma_c\frac{x_1-d_{c1}}{x_1}$$

引張側普通鉄筋の引張合力

$$T = A_{st}\,\sigma_{st}\frac{d-x}{x} = n_0\,p_0\,bd\,\sigma_c\frac{1-x_1}{x_1} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (28)$$

ＲＣ断面等価断面積

$$A_s = bD+(1+\gamma)\,n_0\,p_0\,bd$$

$$= bd\,[D_1+(1+\gamma)\,n_0\,p_0\,] = k\,bd \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (29)$$

$$k = D_1+(1+\gamma)\,n_0\,p_0 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (30)$$

コンクリート断面平均有効プレストレス

$$\sigma_g = P/A = P/k\,bd \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (31)$$

したがって，軸方向応力の釣合式 $C_c+C_s-T=P$ に上記の各値を代入すれば，

$$\frac{bd}{2}x_1\,\sigma_c+n_0\,\gamma\,p_0\,bd\,\sigma_c\frac{x_1-d_{c1}}{x_1}-n_0\,p_0\,bd\,\sigma_c\frac{1-x_1}{x_1}=P$$

これを整理すると

$$x_1^2+2n_0\,p_0\,(1+\gamma)\,x_1-2n_0\,p_0\,(1+\gamma\,d_{c1})=2k\,x_1\,\sigma_g/\sigma_c \qquad \cdots\cdots\cdots (32)$$

(32)式から中立軸比 x_1 は次のようになる。

$$x_1=-\left[n_0\,p_0(1+\gamma)-k\frac{\sigma_g}{\sigma_c}\right]+\sqrt{\left[n_0\,p_0(1+\gamma)-k\frac{\sigma_g}{\sigma_c}\right]^2+2n_0\,p_0(1+\gamma\,d_{c1})}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (33)$$

また，断面の抵抗モーメントは，中立軸に関する曲げモーメントの釣合式 $C_c\cdot 2x/3+C_s(x-d_c)+T(d-x)=M-P(d_p-x)$ に上記各値を代入して

$$\frac{bd^2}{3}x_1^2\,\sigma_c+n_0\,\gamma\,p_0\,bd^2\,\sigma_c\frac{(x_1-d_{c1})^2}{x_1}+n_0\,p_0\,bd^2\,\sigma_c\frac{(1-x_1)^2}{x_1}=M-P(d_p-x)$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (34)$$

M：設計曲げモーメント

これを整理すると

$$\frac{M}{bd^2\,\sigma_c}-k\frac{\sigma_g}{\sigma_c}(d_{p1}-x_1)=\frac{1}{x_1}\left[\frac{x_1^3}{3}+n_0\,\gamma\,p_0\,(x_1-d_{c1})^2+n_0\,p_0\,(1-x_1)^2\right]=\frac{I_{x1}}{x_1}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (35)$$

$$I_{x1}=\frac{I_x}{bd^3}=\left[\frac{bd^3}{3}+n_0\,\gamma\,p_0\,bd\,(x-d_{c1})^2+n_0\,p_0\,bd\,(d-x)^2\right]/bd^3$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (36)$$

I_x ：中立軸に関するＲＣ断面の有効断面等価２次モーメント

すなわち，(33)および(36)式において平均プレストレス σ_g をあたえれば，両式を連立方程式として解くことにより，あたえられた設計曲げモーメント M に対し中立軸比 x_1 およびコンクリート圧縮縁応力度 σ_c を知ることができ，そのときの鉄筋応力度は，

$$\sigma_{sc}=n_0\,\sigma_c\frac{x_1-d_{c1}}{x_1}\,,\qquad \sigma_{st}=n_0\,\sigma_c\frac{1-x_1}{x_1} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (37)$$

から計算できる。また，(33)および(35)式において，$\sigma_g=0$（すなわち，プレストレス力 $P=0$）とおけ

ば，ＲＣ長方形複筋はり断面の x_1 および $M-\sigma_c$ 関係をあたえる式となる。とくに(35)式左辺に $bd^2\sigma_c$ を乗じた値を $\overline{M}$ とすると

$$\overline{M}=M-P(d_p-x) \qquad \cdots\cdots(38)$$

となり偏心プレストレスの導入により設計曲げモーメントはみかけ上 $P(d_p-x)$ だけ減少することとなる。このことは，コンクリート断面にプレストレスを導入する意義が設計曲げモーメント M と作用方向反対のモーメントをあたえ，設計曲げモーメントを緩和することにあるという，ＰＣ本来の目的を如実に示している。なお，(32)式において σ_c のかわりに(37)第２式で表わされる引張側普通鉄筋引張応力度 σ_{st} を用いてこれを書き改めると，

$$\frac{bd}{2}\cdot\frac{x_1^2}{1-x_1}\cdot\frac{\sigma_{st}}{n_0}+\gamma p_0\, bd\,\sigma_{st}\frac{x_1-d_{c1}}{1-x_1}-p_0\, bd\,\sigma_{st}=P \qquad \cdots\cdots(39)$$

$$x_1^2+2n_0p_0(1+\gamma)x_1-2n_0p_0(1+\gamma d_{c1})=2kn_0(1-x_1)\,\sigma_g/\sigma_{st} \qquad \cdots\cdots(40)$$

$$x_1=-\left[n_0p_0(1+\gamma)+kn_0\frac{\sigma_g}{\sigma_{st}}\right]+\sqrt{\left[n_0p_0(1+\gamma)+kn_0\frac{\sigma_g}{\sigma_{st}}\right]^2+2\left[n_0p_0(1+\gamma d_{c1})+kn_0\frac{\sigma_g}{\sigma_{st}}\right]} \qquad \cdots\cdots(41)$$

を得る。また，(35)式を書き改めると

$$\frac{M}{bd^2\sigma_{st}}-k\frac{\sigma_g}{\sigma_{st}}(d_{p1}-x_1)=\frac{I_{x1}}{n_0(1-x_1)} \qquad \cdots\cdots(42)$$

となる。

(d)　Ⅲ種ＰＲＣ断面弾性設計式（長方形断面）

前項の断面応力と作用曲げモーメントの関係計算式を用いれば，断面弾性設計式をＲＣ断面の場合と同様に記述することができる。いま，

f_c ：コンクリートの許容圧縮応力度

f_s ：普通鉄筋の許容引張応力度

M_1 ：引張側普通鉄筋の引張応力度 σ_{st} が f_s に達するまでに作用させうる曲げモーメント

M_2 ：コンクリート圧縮縁応力度 σ_c が f_c に達するまでに作用させうる曲げモーメント

とすれば，M_1 の計算式は(42)式より

$$\frac{M_1}{bd^2f_s}=\frac{I_{x1}}{n_0(1-x_1)}+\frac{k\,a_s(d_{p1}-x_1)}{n_0} \qquad \cdots\cdots(43)$$

ただし，中立軸比は(41)式より

$$x_1=-[n_0p_0(1+\gamma)+ka_s]+\sqrt{[n_0p_0(1+\gamma)+ka_s]^2+2[n_0p_0(1+\gamma d_{c1})+ka_s]} \qquad \cdots\cdots(44)$$

ここに，

$$a_s=n_0\,\sigma_g/f_s \qquad \cdots\cdots(45)$$

また，M_2 の計算式は(35)式から

$$\frac{M_2}{bd^2f_c}=\frac{I_{x1}}{x_1}+k\,a_c(d_{p1}-x_1) \qquad \cdots\cdots(46)$$

ただし，中立軸比は(33)式から

$$x_1=-[n_0 p_0(1+\gamma)-k\alpha_c]+\sqrt{[n_0 p_0(1+\gamma)-kd_c]^2+2n_0 p_0(1+\gamma d_{c1})} \quad \cdots\cdots(47)$$

ここに，

$$\alpha_c=\sigma_g/f_c \quad \cdots\cdots(48)$$

すなわち，鉄筋比 p_0，γ，許容応力度 f_c，f_s，平均有効プレストレス σ_g（通常は σ_g のかわりに α_c または α_s）があたえられているとすると，その断面に作用させうる許容曲げモーメントは上記 M_1 および M_2 のどちらか小さい方の値となる。よって，通常のＲＣ断面の設計図表と同様に γ および α_c または α_s をパラメーターとして引張鉄筋比 p_0 とこれに対する許容曲げモーメント（すなわち，設計曲げモーメント）M との関係を表わす設計図表を上記各式から画くことができる。設計図表の掲載は紙数の関係で割愛する。

なお，曲げモーメント作用時にコンクリートの圧縮縁応力度および引張側普通鉄筋応力度が同時にそれぞれの許容応力度に達するような引張鉄筋比を p_{0b} とするとき，これをⅢ種PRC断面においても釣合鉄筋比という。すなわち，(37)第２式において $\sigma_c=f_c$，$\sigma_{st}=f_s$ とおけばよいから，このときの中立軸比は

$$x_1=\frac{n_0 f_c}{f_s+n_0 f_c} \quad \cdots\cdots(49)$$

となる。一方，σ_c 値如何にかかわらず(32)式（(33)式でもよい）は成立たなければならないから，(32)式に(49)式および(30)式を代入し，かつ，$\sigma_c=f_c$，$p_0=p_{0b}$ とおくと，

$$\left(\frac{n_0 f_c}{f_s+n_0 f_c}\right)^2+2n_0 p_{0b}(1+\gamma)\frac{n_0 f_c}{f_s+n_0 f_c}-2n_0 p_{0b}(1+\gamma d_{c1})$$
$$=2[D_1+(1+\gamma)n_0 p_{0b}]\alpha_c\frac{n_0 f_c}{f_s+n_0 f_c} \quad \cdots\cdots(50)$$

したがって，釣合鉄筋比は次のようになる。

$$p_{0b}=\frac{f_c}{2}\cdot\frac{n_0 f_c-2D_1\alpha_c(f_s+n_0 f_c)}{(f_s+n_0 f_c)[1+\gamma d_{c1})(f_s+n_0 f_c)-(1+\gamma)(1+\alpha_c)n_0 f_c]} \quad \cdots\cdots(51)$$

(e) コンクリートの設計基準強度とプレストレスの大きさ

通常のＰＣではポストテンション部材のときのコンクリートの設計基準強度は 300 kg/cm² 以上と規定されているが，Ⅲ種ＰＲＣでは上述のようにＲＣに準ずるものであり，かつ，導入されるプレストレスの大きさはせいぜい 30 kg/cm² 以下であることを勘案すると，上記の制限値を適用することは妥当ではない。プレストレス導入目的が曲げひびわれの制限および長期たわみの制限にあることから，通常は平均有効プレストレスで $\sigma_g=10\sim20$ kg/cm² 程度の軽度のプレストレス導入で十分この目的を達することができる。したがって，コンクリート設計基準強度 F_c としては長期圧縮許容応力度 $f_c=F_c/3$ が平均プレストレス σ_g のせいぜい４倍程度，すなわち，σ_g の12倍程度の強度があれば十分である。上記 σ_g に対してこれを計算すれば，$F_c=120\sim240$ kg/cm² となるが，あまり強度の低いコンクリートはクリープ，乾燥収縮が一般に大きくなって導入プレストレスの減退が大きくなるので妥当でない。せめて $F_c=210$ kg/cm² 以上であれば十分と考えられる。したがって，$F_c\geq210$ kg/cm² の通常のＲＣ構造物を対象とし，これに軽度のプレストレスを導入したものが

Ⅲ種PRCと考えてよい。

(f) 算例によるプレストレス導入効果の検討

RC断面に軽度のプレストレスを導入することの効果を算例によって調べるにあたり，**図26**に示す2つの場合を考えておかなければならない。

すなわち，**同図**(a)はRC断面の引張鉄筋量A_{st}はかえないで，これにプレストレスσ_gをあたえるのに必要なPC鋼材（断面積をA_{sp}とする）を加える場合で，Ⅲ種PRC断面としての引張側鉄筋断面積はPC鋼材断面積も加えて$A_{st}+A_{sp}$となる。これに対し**同図**(b)はRCおよびⅢ種PRCともに引張側鉄筋全断面積は変えず，RC断面引張鉄筋の一部をプレストレス導入に用いるPC鋼材におきかえたものである。すなわち，比較の厳密性からは後者の場合が適当であり，かつ，実際設計上もRC断面の引張鉄筋の一部をPC鋼材におきかえるという簡単な操作ですむので便利である。なお，算例を行うにあたって，引張側全鉄筋の鉄筋比p_tを

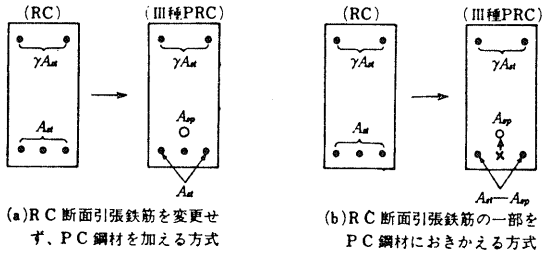


図26 RCをⅢ種PRCとする2つの方法

$$p_t = p_0 + p_p = (A_{st} + A_{sp}) / bd \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (52)$$

とする。この場合，PC鋼材鉄筋比p_pは，PC鋼材有効引張応力度をσ_{sp}とするとき，

$$A_{sp}\,\sigma_{sp} = A\sigma_g = k\,bd\,\sigma_g$$

$$\therefore\ p_p = A_{sp} / bd = k\,\sigma_g / \sigma_{sp} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (53)$$

から計算する。また，複筋はり断面の場合の圧縮鉄筋比γは，RCおよびⅢ種PRCを問わず引張側全鉄筋断面積に対する比で表わすことにする。すなわち，一般式は，

$$\gamma = \frac{A_{sc}}{A_{st} + A_{sp}} = \frac{p_c}{p_0 + p_p} = \frac{p_c}{p_t} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (54)$$

であって，RC断面では$A_{sp}=0$（すなわち，$p_p=0$）とおく。したがって，Ⅲ種PRC断面の計算には(54)式のγのかわりに

$$\gamma' = \frac{A_{sc}}{A_{st}} = \frac{p_c}{p_0} = \gamma\frac{p_t}{p_0} = \gamma\frac{p_0 + p_p}{p_0} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (55)$$

を用いることになる。したがって，(30)式の係数kにおいても，γのかわりに(55)式のγ'を代入して

$$k = D_1 + (1+\gamma')\,n_0\,p_0 = D_1 + n_0\,p_0 + \gamma\,n_0\,p_t$$

$$= D_1 + (1+\gamma)\,n_0\,p_t - n_0\,p_p$$

したがって，(53)式にこれを代入してPC鋼材鉄筋比p_pを求めると，

$$p_p = [\,D_1 + (1+\gamma)\,n_0\,p_t - n_0\,p_p\,]\,\sigma_g / \sigma_{sp}$$

$$\therefore\quad p_p = \frac{D_1 + (1+\gamma)\,n_0\,p_t}{1 + n_0\,\sigma_g / \sigma_{sp}} \cdot \frac{\sigma_g}{\sigma_{sp}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (56)$$

を得る。すなわち，(56)式は引張側全鉄筋比p_tがあたえられているとき，平均有効プレストレスσ_gを断面に導入するのに必要なPC鋼材鉄筋比，すなわち，RC断面の引張鉄筋比p_tのうちでプレストレス導入のためにおきかえるPC鋼材鉄筋比をあたえる計算式である。したがって，引張鉄筋比p_t，圧縮鉄筋比γのRC断面で，(56)式のp_pに相当する引張普通鉄筋をPC鋼材におきかえ，

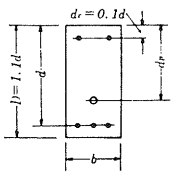
平均有効プレストレス σ_g を導入したⅢ種PRC断面の設計式は(d)でのべたすべての式に対し $p_0 = p_t - p_p$ とし，かつ，γ のかわりに(55)式の γ' を用いればよいことになる。以下にのべる算例は以上のことを考慮して行ったものである。

算例は単筋長方形断面（$\gamma=0$）および $\gamma=0.5$ の複筋長方形断面について行った。計算に用いた数値は**表15**に示すとおりである。計算結果は**図27**および**図28**に示すとおりである。これらの算例から明らかな事項をまとめると次のようになる。

(1) 引張側普通鉄筋応力度 σ_{st} は $\sigma_g=10$kg/cm² といったわずかなプレストレス導入によって大幅に小さくなる。このことは次項に述べるように同じ作用モーメントに対するひびわれ幅を著るしく減ずることを意味する。

(2) 何れの場合もRC断面の釣合鉄筋比以下の引張全鉄筋比の場合には，Ⅲ種PRCの許容曲げモーメントはRCのそれよりもかなり上廻る。これは釣合鉄筋比がⅢ種PRCの方が小さくなるためである。このことはまた，通常の設計では釣合鉄筋比以下となるRCのT形断面にⅢ種PRCを適用すると極めて有利であることを示すものである。ちなみに(51)式から上記算例の断面の釣合鉄筋比を計算すると次のようになる。ただし，Ⅲ種PRCについては(51)式の p_{0b} に(53)式から計算した p_p を加えたものを示してある。

表15 算例に用いたRCおよびⅢ種PRCの断面および諸定数



コンクリートの許容圧縮応力度	$f_c=80$kg/cm²
普通鉄筋の許容引張応力度	$f_s=2000$kg/cm²
PC鋼材の有効引張応力度	$\sigma_{sp}=8000$kg/cm²
断面平均有効プレストレス	$\sigma_g=10$kg/cm²
ヤング係数比	$n_0=15$
PC鋼材有効高さ比	$d_{p1}=0.74\sim1.0$*
圧縮鉄筋比（(5.32)式による）	$\gamma=0,\ 0.5$

* $d_{p1}=0.74$ は長方形均質断面の核半径 $D/6$ にPC鋼材偏心距離をとったときの値である。

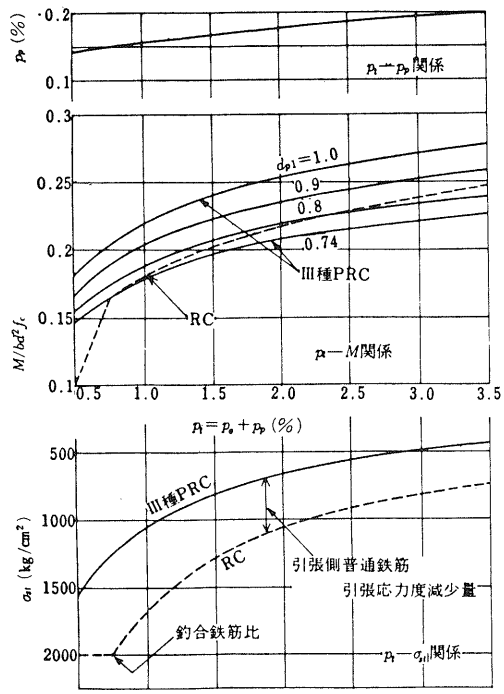


図27 Ⅲ種PRCとRCの引張側全鉄筋比 P_t に対する断面抵抗モーメント M，引張側普通鉄筋引張応力度 σ_{st} の関係の比較（単筋長方形断面，$\gamma=0$）

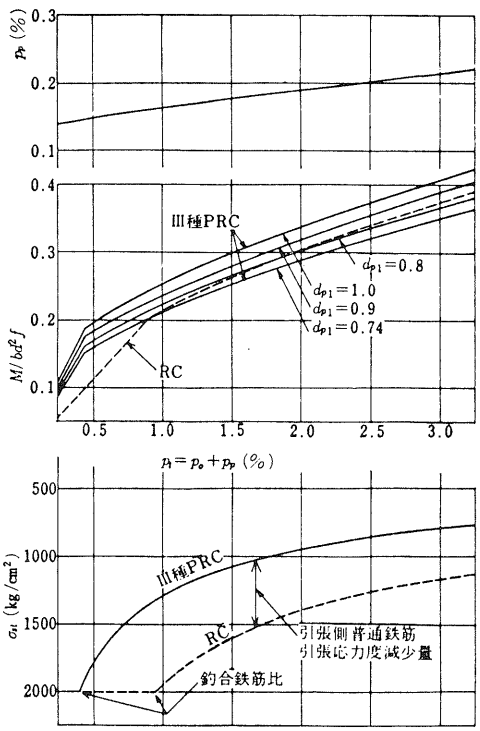


図28 Ⅲ種PRCとRCの引張側全鉄筋比 P_t に対する断面抵抗モーメント M，引張側普通鉄筋引張応力度 σ_{st} の関係の比較（複筋長方形はり断面，$\gamma=0.5$）

	単鉄はり	複筋はり（$r=0.5$）
Ⅲ種PRC	0.337％	0.420％
RC	0.750％	0.962％

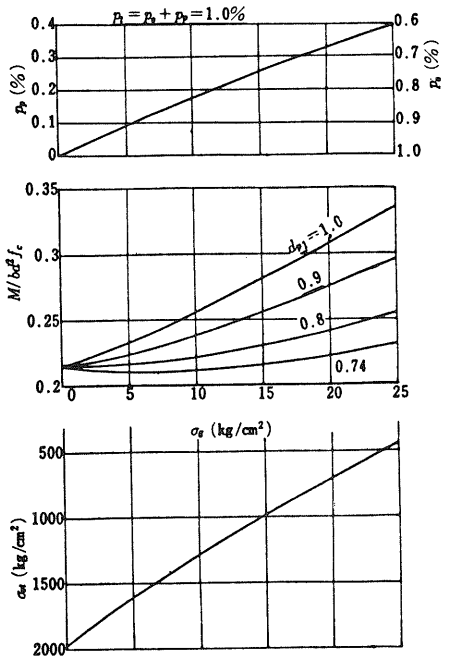
(3) RC断面の釣合鉄筋比以上の引張全鉄筋比の場合には，単筋ばりおよび複筋ばりを問わずPC鋼材偏心距離が長方形断面としての核半径，すなわち，$d_{p_1}=0.74$のときはRCの許容曲げモーメントを下廻るが，$d_{p_1}\geq 0.8$ではⅢ種PRCがRCを上廻る。RC断面にプレストレスを導入する一つのよりどころとして自重または自重の1部による設計曲げモーメントを打ち消すようにプレストレスを導入するといういわゆる荷重釣合法[40]の考え方にもとづけば，PC鋼材の偏心距離は可能な限り大きくとることができるから，Ⅲ種PRCにおいてもたとえば引張側普通鉄筋配置位置に普通鉄筋の1部にかえてプレストレス導入用PC鋼材を配置（すなわち，$d_{p_1}=1$）すれば，許容曲げモーメントの点でも極めて有利となる。このことは，あたえられた設計曲げモーメントに対し，RCによる設計よりもⅢ種PRCの方が断面を小さくできることを示唆するものである。

(4) **図27**および**図28**には(53)式から計算した必要PC鋼材鉄筋比p_pもあわせて図示してある。引張全鉄筋比p_tに対してp_pの値は極めてわずかですむことがわかる。

以上の算例は断面の平均有効プレストレスが$\sigma_g=10$kg/cm²という比較的小さい場合である。平均有効プレストレスの大きさがかわると断面の許容曲げモーメントその他が如何に変化するかをみるために，$p_t=1$％，$r=1.0$の複筋長方形はりを例にとり算例を行った。断面の平均有効プレストレスは$\sigma_g=10\sim25$ kg/cm²とし，その他の計算に必要な諸数値は**表15**に示す値とした。計算結果は**図29**に示すとおりである。同じ引張側全鉄筋比$p_t=p_0=1$％のRC断面とくらべて，σ_gの増大によって許容曲げモーメントの大幅な増大，および，引張側普通鉄筋引張応力度の著るしい減少を示し，プレストレス導入の効果が如実に現われている。

(g) Ⅲ種PRCの曲げひびわれ開口幅

RC曲げ材のひびわれ開口幅については多くの研究が発表されており，引張鉄筋量，鉄筋間隔，鉄筋とコンクリートの付着特性，かぶり厚さ，コンクリート強度，引張鉄筋の存在応力，繰返し荷重の作用など，多くの因子によって左右される。[53] Ⅲ種PRC曲げ材においても全く同様である。とくに，Ⅲ種PRCは英国のP.W.AbelesがⅡ種PCを延長したいわゆる改良RC構造としてその可能性を早くから示唆したものであり，[50),51)] そのためひびわれ幅についても英国において多くの研究がなされている。E.W.Bennettらは断面15.2×30.4 cm，全長6.4 mの長方形はり20本を用い，平均有効プレストレス$\sigma_g=0\sim75$ kg/cm²にかえたRCからPCに至る広範なはりの曲げ試験，[54] および，フランヂ幅15.2 cm，全高さ30.5 cm，フランヂ平均厚さ8.75 cm，ウエブ幅5.0 cmのI型断面はり18本，上側フランヂ幅を30.5 cmにかえたT型断面はり6本，および，



($p_t'=1\%$, $\gamma=0.5$, $f_c=80$kg/cm², $f_s=2000$kg/cm², $\sigma_{sp}=8000$ kg/cm², $n_0=15$, $D_1=1.1$, $d_{c1}=0.1$, 長方形断面)

図29 平均有効プレストレスσ_gの許容曲げモーメントMおよび引張側普通鉄筋引張応力度におよぼす影響

I型断面の高さを25.5 cmに減じ，これに幅61 cm，厚さ5 cmのコンクリートスラブを合成した合成T型断面はり3本（何れも全長6.4 m，$\sigma_g = 0 \sim 75$ kg/cm²の範囲）を用いた曲げ試験[55]を行い，断面引張縁における曲げひびわれ開口幅最大値 w_{max} に関する次の実験式を得ている。

$$w_{max} = 0.02 + 6.5\,\varepsilon_s\,d_t \quad (\text{mm}) \qquad \cdots\cdots (57)$$

ε_s ：引張側普通鉄筋の引張ひずみ

d_t ：引張側普通鉄筋のかぶり厚さ （mm）

なお，この実験式は引張側普通鉄筋として異形鉄筋を用いる場合に適用され，V.S. Parameswaranらの研究によっても実験値とよく一致することが認められている。[56] **図30**は**図27**および**図28**に示した算例の引張側普通鉄筋引張応力度 σ_{st} を用い，平面保持が成立するものとして，(57)式を

$$w_{max} = 0.02 + 6.5\,d_t\,\sigma_{st}/E_s \ (\text{mm}) \qquad \cdots\cdots (58)$$

と書きなおして計算したひびわれ開口幅最大値 w_{max} と引張側全鉄筋比 p_t との関係を示したもので，RC断面にくらべて引張鉄筋応力度 σ_{st} が小さくなるⅢ種PRC断面では，ひびわれ開口幅が大幅に減ることがわかる。

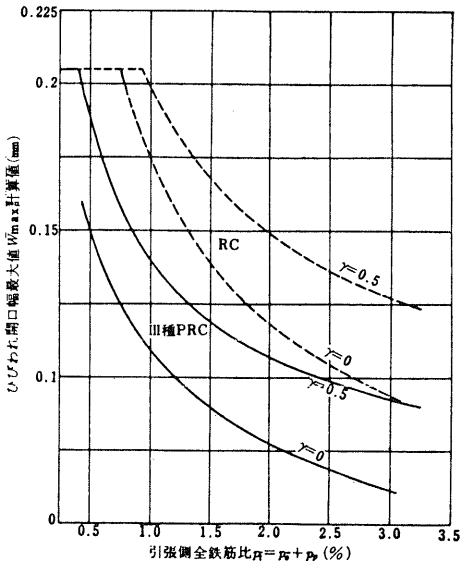


図30 Ⅲ種PRCおよびRC曲げ材の許容曲げモーメント作用時のひびわれ開口幅計算例（図27および図28による。(58)式使用，ただし，$E_s = 2{,}100{,}000$ kg/cm²）

FIP-CEBコンクリート構造物設計施工国際指針では，Ⅲ種PRCの曲げひびわれ開口幅の最大値は次式から計算することになっている。[49]

(a) 荷重の繰返し作用が全くないか，または，わずかな回数の荷重繰返ししか受けない場合

$$w_{max} = (\sigma_{st} - 400) \times 10^{-4} \ (\text{mm}) \qquad \cdots\cdots (59)$$

(b) 最大計算応力で100回以上の繰返しを受ける場合

$$w_{max} = \sigma_{st} \times 10^{-4} \ (\text{mm}) \qquad \cdots\cdots (60)$$

ただし，σ_{st} の単位はkg/cm²である。ひびわれ開口幅の制限としてはFIP-CEB国際指針では表面仕上げなどの普通鉄筋やPC鋼材の発せいに有利な防護のある場合や建物内部などの一般の場合には0.2 mm，その他の場合は0.1 mmがきめられている。アンボンドPC鋼材を用いる場合はPC鋼材が防せい材によって完全被覆されているので，ひびわれ発生によるPC鋼材の露出は皆無と考えられるので，ひびわれ開口幅の制限は

$$w_{max} \leq 0.2 \ \text{mm} \qquad \cdots\cdots (61)$$

でよいと判断される。ちなみに(59)および(60)式から上記ひびわれ開口幅制限値を満足する引張側鉄筋引張応力度 σ_{st} を計算すると**表16**のようになる。すなわち，FIP-CEB国際指針では大筋としてⅢ種PRC曲げ材断面の普通鉄筋引張応力度の制限値として $\sigma_{st} = 2000 \sim 2400$ kg/cm²を考えているといってよい。しかし，(57)式からも明らかなように，ひびわれ開口幅は

表16 $w_{max} = 0.2$ mmの場合の引張側普通鉄筋引張応力度 σ_{st} 計算値

FIP-CEB 国際指針	E. W. Bennett らの実験式 (5.36) 式*	
	d_t=20mm	σ_{st}=2908kg/cm²
(a)の場合，(5.37)式 σ_{st}=2400kg/cm²	25	2326
	30	1938
	35	1662
(b)の場合，(5.38)式 σ_{st}=2000kg/cm²	40	1454
	45	1292
	50	1163

* E_s=2,100,000kg/cm²と仮定

引張鉄筋かぶり厚さ d_t に直接関係するものであるから，FIP-CEB国際指針のようにかぶり厚さ d_t と無関係にこれをきめることは必ずしも妥当ではない。**表16** には(57)式に(61)のひびわれ開口幅制限値を適用した場合の普通鉄筋引張応力度もあわせて示してあるが，これによるとFIP-CEB国際指針式(59)および(60)はかぶり厚さが $d_t = 3$ cm程度の場合に相当するものといえよう。

(h) 今後の問題

ここではアンボンドPC工法を適用して最も効果があると判断されるものの1つであるⅢ種PRC構造の利点を，長期応力に対する設計法の基本とともに説明した。RC構造とくらべてひびわれ幅の制御の点ではⅢ種PRC構造は著るしくすぐれていることがわかる。多くの実験によってもこのことは明らかにされているところであり，新しいRC構造のあり方として一考の価値は極めて高い。

なお，Ⅲ種PRC構造を本格的に実用化するには，コンクリートのクリープ，収縮，PC鋼材のレラクセーションによる導入プレストレスの減退量がどの程度になるか，曲げ破壊時の部材のじん性はRCと比較してどの程度になるか，プレストレス導入によって設計応力作用時のたわみは一般に小さくなることは明白であるが，その大きさはどの程度であるか，また，たわみに関連してどの程度までのスパンの構造に使用するのが適切であるかといった，今後の検討にまたなければならない問題もいくつかある。しかし，現行のRC構造における種々の原因による予期せざるひびわれや部材の大たわみの防止の目的で，$\sigma_g = 10 \sim 20$ kg/cm² 程度のプレストレスを導入することは極めて効果的であり，この意味からは現在すぐにでも実際設計に用いることは可能であろう。

なお，Ⅲ種PRC構造の規準が作成され実用化されているのは，英国およびフランスである。[57] ドイツおよびアメリカでは規準化されていないが，最近はこれらの国以外でもⅢ種PRCの研究が盛んであり，[58] その普及も近いことを付記しておく。

9. 結　言

アンボンドPCはフラットスラブ構造やⅢ種PRC構造ばかりでなく，他にも多くの利用法が考えられる。たとえば，施工後にはグラウト注入が困難な地下構造物などへのプレストレス導入，アウトケーブルによる既設部材の耐荷能力の増大，合成桁における圧着合成への利用，部材の縦締めによるせん断耐力の増大，ガス爆発による大型パネル組立構造物の漸進破壊防止など，枚挙にいとまがない。このような広い利用が可能であるのは，グラウト施工を必要としない点に負うところが多い。わが国でPCの建築構造物への利用がはかばかしくない理由の1つに，グラウト施工に手間がかかることがあげられるが，この意味でアンボンドPC工法の出現は，建築構造物へのPCの利用を容易にすることであろう。

(参考文献)

1) T.Y.Lin, Unbonded vs. Bonded Tendons for Building Construction, with Particular Reference to Flat Slabs, Proc. of the FIP Symposium on Prestressed Concrete in Building, Sydney, Sept. 1976.

2) W.E.Kinze, J.A.Sharounis & J.E.Amthein, Behaviour of Prestressed Concrete Structures during the Alaskan Earthquake, J. of PCI, Vol.10 No.2,pp.80~91, April 1965.

3) Report of FIP Commission on Seismic Structures, Proc. of the 7th Congress of the FIP, pp.63～74, New York, 1974.

4) FIP Recommendations for the design of aseismic prestressed concrete structures, Nov. 1977.

5) P.Matt, FIP design recommendations for flat slabs in post-tensioned concrete using unbonded and bonded tendons, Proc. of the 8th FIP Congress, Part 3, pp.15～23, May 1978.

6) 豊田コンクリート㈱, 伊勢湾台風災害復旧に使用されたＰＣ鋼棒を用いたＰＳコンクリート矢板について, 昭 35. 9

7) 六車, 18年間の使用に耐えたアンボンドＰＣまくら木について, ＰＣ技協第17回研究発表会講演概要, pp. 5～6, 昭 52. 11

8) 川端, アンボンド工法用ＰＣ鋼材について, プレストレストコンクリート, Vol. 17, No. 2, pp. 42～47, 昭 50. 4

9) 日本建築学会ＰＳ第３小委員会資料No. 43, アンボンド工法用ＰＣ鋼材防せい材料等品質規定（案）および解説, 昭 52

10) A.H.Gustaferro, Fire Resistance of Post-Tensioned Structures, PCI, Feb. 1973.

11) A.H.Gustaferro & L.D.Martin, PCI Fire Committee Report on Design for Fire Resistance of Prestressed Concrete, PCI, Aug., 1974.

12) 六車, アンボンドプレストレストコンクリート, 材料, 第26巻第287号, pp. 717～729, 昭 52. 8

13) PCI Committee on Post-Tensioning, Tentative Specification for Post-tensioning Materials, J. of PCI, Vol.16 No.1, pp.14～20, Jan.-Feb. 1971.

14) 六車, Unbonded ＰＣ部材の利用に関する研究, 日本建築学会近畿支部昭和43年度研究報告集, 構造・材料・施工, pp. 77～80, 昭 43. 5

15) 大石, 赤崎, 柴崎, アンボンドＰＣストランドの摩擦係数について, ＰＣ技協第17回研究発表会講演概要, pp. 5～6, 昭 52. 11

16) PCI Post-tensioning Manual, PCI, 1972.

17) Recommendations of the Concrete Society on the Design of Post-tensioned Concrete Flat Slabs in Buildings, The Concrete Society, 1974.

18) 坂, 六車, 中島, 付着のないＰＣ梁の曲げ破壊耐力(II), 日本建築学会論文報告集, 第60号, pp. 645～648, 昭 33. 10

19) 坂, 六車, 付着のないＰＣ梁の曲げ破壊耐力(III), 日本建築学会論文報告集, 第60号, pp. 641～644, 昭 33. 10

20) A.L.L.Baker, A Plastic Theory of Design for Ordinary Reinforced and Prestressed Concrete, Including Moment Redistribution in Continuous Members, Mag. of Conc. Res., Vol.1 No.2 pp.57～66, June 1949.

21) A.L.L.Baker, Recent Research in Reinforced Concrete and Its Application to Design, J. of Inst. of Civil Engrs., Vol.35 No.4, pp.262～329, Feb. 1951.

22) 宮本，岩崎，アンボンドＰＣ部材の静的曲げ強度，鉄道技研報告，№836，1973．1

23) 六車，内藤，新谷，松本，アンボンドＰＣはりの曲げ破壊耐力に関する検討，日本建築学会近畿支部研究報告集（構造系），pp. 69～72，昭53．5

24) 六車，渡辺，内藤，新谷，松本，アンボンドＰＣ部材の曲げ破壊耐力略算法について，ＰＣ技協第18回研究発表会講演概要，pp. 5～6，昭53．11

25) A. H. Mattock, J.Yamazaki & B.T.Kattula, Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, With and Without Bond, J. of ACI, Vol.65 No.2, pp.116~125, Feb. 1971.

26) J.R.Janney, E.Hognestad & D.McHenry, Ultimate Flexural Strength of Prestressed and Conventionary Reinforced Concrete Beams, J. of ACI, Vol.52 No.6, pp.601～620, Feb. 1956.

27) A.L.L.Baker, Discussion of "Tests on Concrete Beams Reinforced With 12 Gauge Wires of an Ultimate Strength of 120 tons/in^2", Mag. of Conc. Res., Vol.3 No.9, pp.121～127, March, 1952.

28) F.W.Gifford, Tests on End Anckored, Unbonded Prestressed Beams Having Parabolic Steel Eccentricity, subjected to Uniformly Distributed Loading, Mag. of Concrete. Res., Vol.5 No.13, pp.27～36, Aug. 1953.

29) J.Warwaruk, M.A.Sozen & C.P.Siess, Strength and Behavior in Flexure of Prestressed Concrete Beams, Univ. of Illinois Bulletin No.454, Aug. 1962.

30) ACI Committee 318 (1963), Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI, 1963.

31) ACI Committee 318 (1971), Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI, 1971.

32) 小池，黒川，アンボンドＰＣ桁に関する研究（第２報），木更津工専紀要，第８号，pp. 43～51，1975

33) ACI-ASCE Committee 423, Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates, J. of ACI, Vol.71 No.2, pp.61～71, Feb. 1974.

34) 樋口，宮本，鳥居，アンボンドＰＣ桁の曲げ破壊実験，プレストレストコンクリート，第14巻第４号，pp. 40～49，昭47．8

35) T.Brondum - Nielsen, Effect of grouting on the fatigue strength of post-tensioned concrete beams, Final Report of the IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp.77～82, 1973.

36) H.W.Chung, Unbonded Tendons in Post-tensioned Concrete Beams under Repeated Loading, J. of ACI, Vol.70 No.12, pp.814～816, Dec. 1973.

37) 宮本，岩崎，西郷，田母神，アンボンドＰＣげたの疲労試験，鉄道技研報告，№844，1973．3

38) H.Muguruma, Study on Low-Cycle Fatigue Strength of Post-tensioned Unbonded Prestressed Concrete Beams, プレストレストコンクリート，第８回ＦＩＰ大会特別号，pp. 41～48，昭53．5

39) P.Matt & W.Thorpe, Alternative Design Procedures for Post-tensioned Flat Slabs in Buildings, Proc. of the FIP Symposium on Prestressed Concrete in Building, Sydney, Sept. 1976.

40) T.Y.Lin, Load-Balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures, J. of ACI, Vol. 60 No.6, pp.719～742, June 1963.

41) 日本建築学会，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，昭 50

42) T.Y.Lin, A.C.Scordelis & R.Itaya, Behaviour of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions, J. of ACI, Vol.56 No.6, pp.441～469, Dec. 1959.

43) ACI - ASCE Committee 427, Tentative Recommendations for Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons, J. of ACI, Vol.66 No.2, pp.81～86, Feb. 1969.

44) L.L.Gerber & N.H.Burns, Ultimate Strength Tests of Post-tensioned Flat Plates, J. of PCI Vol.16 No.6, pp.40～58, Nov.-Dec. 1971.

45) J.B.Grow & M.D.Vanderbilt, Shear Strength of Prestressed Lightweight Aggregate Concrete Flat Plates, J. of PCI, Vol.12 No.4, pp.18～28, Aug. 1967.

46) J.W.Parkin, Shortening and Jointing in Post-tensioned Floor Systems, Proc. of the FIP Symposium on Prestressed Concrete in Building, Sydney, Sept., 1976.

47) G.E.Troxell, Prestressed Lift Slabs Withstand Fire, Civil Engineering, Vol.35 No.9, pp.64～66, Sept. 1965.

48) A Post-Earthquake Survay of Structures Post-tensioned With the Atlas Unbonded Strand System, Atlas Prestressing Corp., 1971.

49) FIP-CEB Recommendations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton, 1970.

50) P.W.Abeles, Introduction to Prestressed Concrete, Vol.2, Concrete Publications Ltd, 1964.

51) P.W.Abeles, Design of Partially Prestressed Concrete Beams, J. of ACI, Vol.64 No.10, pp.669～676, Oct. 1967.

52) T.Brondum-Nielsen, Partial Prestressing, Proc. of the FIP Symposium on Prestressed Concrete in Short to Medium Span Bridges, Sydney, Aug. 1976.

53) ACI Committee 224, Control of Cracking in Concrete Structures, J. of ACI, Vol.69 No.12, pp.717～752, Dec. 1972.

54) E.W.Bennett & C.S.Chandrasekhar, Calculation of the Width of Cracks in Class 3 Prestressed Beams, Proc. of the Institution of Civil Engineers, Vol.49, pp.333～346, 1971.

55) E.W.Bennett & N.Veerasubramanian, Behavior of Non-rectangular Beams With Limited Prestress After Flexural Cracking, J. of ACI, Vol.69 No.9, pp.533～540, Sept. 1972.

56) V.S.Parameswaran, G.Annamalai & G.S.Ramaswamy, Theoretical and Experimental Investigations on the Flexural Behaviour of Class 3 Beams, Paper presented at the 7th FIP Congress, New York, May 1974.

57) P.W. Ables, Partial prestressing and its suitability for limit state design, The Structural Engineer, Vol.49 No.2, pp.67～86, Feb. 1971.

58) R.Walther & N.S.Bhal, Teilweise Vorspannung, Deutscher Ausschu fur Stahlbeton, Ht.223, pp.47～77, Berlin, 1973.

新コンクリート道路橋示方書による設計計算例

静定構造物設計計算例

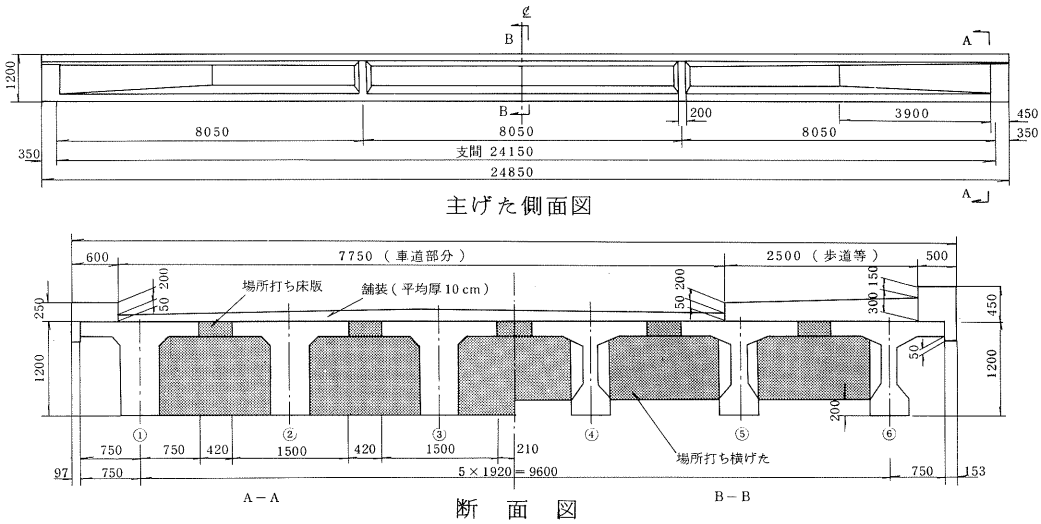
まえがき

従来，コンクリート道路橋の設計・施工は，"鉄筋コンクリート道路橋設計示方書"および"プレストレストコンクリート道路橋示方書"により行なわれていたが，今回，これらの示方書の規定を改訂すると同時に，2つの示方書を1つの示方書にとりまとめた"道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編"が作成された。この新しい示方書は，昭和53年1月25日付，建設省都市局長・道路局長通達"橋・高架の道路等の技術基準について"により，昭和53年4月1日以降に設計されるコンクリート道路橋の設計・施工に適用されている。

以下ポストテンション単純Tげた橋の主げたを例にとり，この示方書に基づいた設計計算について紹介する。

1. 設計計算の対象

設計計算の対象としたのは図－1に示すポストテンション単純Tげた橋の歩道側の外げた⑥で



図－1　構造一般図

ある。この設計計算例では断面力の計算過程の記述を割愛しているが，参考までに主な設計条件を示すと次のとおりである。

(i) 構造形式：ポストテンション単純Tげた橋

(ii) 支　　間：24.15m（けたの長さ：24.85m）

(iii) 幅員構成：10.25m（車道部分：7.75m，歩道等：2.50m）

(iv) 設計活荷重：$T-20$，$L-20$（1等橋）

2. 材料の強度，許容応力度等

使用する材料については共通編の1.11（以下共－1.11と記す）に，また，許容応力度につい

てはコンクリート橋編３章（以下3.と記す）に規定されている。

(a)コンクリート

コンクリートの設計基準強度は共－1.11(2)に規定されており，プレキャスト部分は400kg／cm²（300kg／cm²以上），場所打ち部分は300kg／cm²（300kg／cm²以上）とする。許容応力度は，**表－1**のようになる。

(b)ＰＣ鋼材

ＰＣ鋼材の規格については，共－1.11(1)に規定されており，ここでは主げたのＰＣ鋼材にＰＣ鋼線ＳＷＰＲ１　７㎜を用いる。許容応力度は3.3.2の規定より，**表－2**のようになる。

(c)鉄筋

鉄筋の規格についてもＰＣ鋼材と同様に共－1.11(1)に規定されており，ＳＤ30を用いるものとすれば，主げたとして設計する場合の許容応力度は，主荷重作用時において1800kg／cm²となる。

表－1　コンクリートの許容応力度等

（kg／cm²）

項目			プレキャスト部	場所打ち部	関連規定
設計基準強度			400	300	共－1.11(2)
許容曲げ圧縮応力度	プレストレッシング直後		190	150	3.3.1(1)
	主荷重		140	110	
許容曲げ引張応力度	プレストレッシング直後		15	12	3.3.1(2)
	活荷重および衝撃以外の主荷重		0	0	
	主荷重	床板	0	0	
		その他	15	12	
許容せん断応力度	主荷重		5.5	4.5	3.3.1(3)
許容斜引張応力度	主荷重		10	8	
平均せん断応力度の最大値			53	40	2.5.1(1)

注1）主荷重とあるのは主荷重に相当する特殊荷重を含む。

3. 曲げモーメントが作用する部材としての設計

曲げモーメントが作用する部材としての主げたの設計については2.4に規定されており，照査は，2.4.1に規定されているように設計荷重作用時と終局荷重作用時の２種の荷重作用時に対して行なわなければならない。

ここでは，支間中央の断面での計算例を示す。

表－2　ＰＣ鋼材（SWPR1，7㎜）の許容応力度等

（kg／cm²）

引張強さ σ_{py}		15,500以上	共－1.11(1)
降伏点 σ_{py}		13,500以上	
許容引張応力度	最初に引張力を与える場合	12,150	3.3.2
	プレストレッシング直後	10,850	
	主荷重	9,300	

(1)　設計荷重作用時

(a)　設計曲げモーメント

設計荷重作用時のうち，死荷重，活荷重および衝撃による支間中央の曲げモーメントは**表－3**のとおりである。ここでは，曲げモーメントの算出の詳細は省略したが，*T*げた橋の断面力算出に対しては，7.1に規定がある。

(b)　主げたの断面形状および断面諸定数

支間中央における主げたの断面形状およびＰＣ鋼材の配置は**図－2**のとおりとする。

ポストテンション*T*げた橋の場合は，主げたの断面諸定数は，曲げモーメントが作用するとき

の主げたの状態に対応して，つぎの４つの状態について算出しておく必要がある。

(i) 総断面

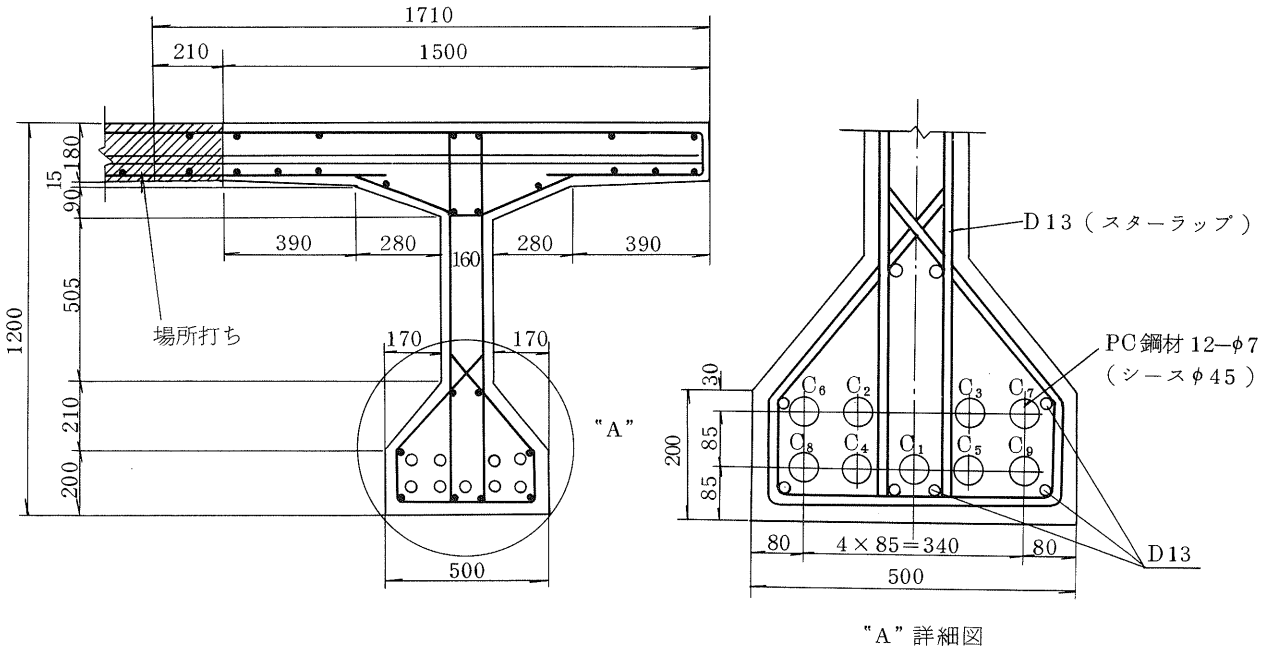
鋼材やダクトを無視し，断面がすべてコンクリートであると考えた場合である。ただし，圧縮フランジは2.4.2に規定する有効幅を考慮する必要がある。

表－3　設計曲げモーメント

荷重の種類		曲げモーメント（t－m）
活荷重，衝撃		82.8
死荷重	主げた	108.1
	場所打ち部分（床版，横げた）	9.3
	地覆，高欄，舗装等	84.7
	計	202.1
合計		284.9

(ii) 純断面

総断面から，応力度の算出にあたって有効とみなしてはならない部分，（たとえば，2.4.2に規定するダクト）を控除した断面で，この例では主げたの自重およびプレストレッシング直後の応力度の照査に用いられる。



図－2　主げた⑥断面図（支間）

(iii) ＰＣ鋼材換算断面

部材に配置したＰＣ鋼材を考慮した断面で，断面諸定数はＰＣ鋼材をコンクリートに換算し，これを前記純断面に加えて求める。換算にあたっては，2.2.1(1)および2.3.1にそれぞれ規定されているコンクリートおよびＰＣ鋼材のヤング係数を用いる。

この例では，場所打ちコンクリートの自重による応力度の計算に用いられる。

(iv) 場所打ちコンクリート換算断面

プレキャストコンクリート部と場所打ちコンクリート部が合成された断面である。この場合，両者の設計基準強度が異なるとヤング係数も異なってくるので，2.2.1(1)に規定されているヤング係数を用いて，場所打ちコンクリートをプレキャストコンクリートに換算しなければならない。この断面諸定数は，両者が合成された後に作用する死荷重（たとえば，地覆，高欄，舗装など），活荷重，衝撃等による応力度の算出に用いられる。

以上に示した4種の断面諸定数を**図－2**に示した断面について求めると**表－4**のようになる。

表－4　断面定数

	断面積 $A_C(cm^2)$	図心軸に関する断面二次モーメント $I\ (cm^4)$	図心軸からの距離 上縁 $Y_U\ (cm)$	図心軸からの距離 PC鋼材の図心 $Y_{PG}\ (cm)$	図心軸からの距離 下縁 $Y_L\ (cm)$	断面係数 上縁 $W_U(cm^3)$	断面係数 PC鋼材の図心 $W_{PG}(cm^3)$	断面係数 下縁 $W_L(cm^3)$
総断面	5,760	9.88×10^6	43.9	—	−76.1	2.25×10^5	—	-1.30×10^5
純断面	5.620	9.28×10^6	42.3	−65.5	−77.7	2.19×10^5	-1.42×10^5	-1.19×10^5
PC鋼材換算断面	5,860	1.03×10^7	45.0	−62.8	−75.0	2.28×10^5	-1.63×10^5	-1.37×10^5
場所打ちコンクリート換算断面	6,180	1.07×10^7	43.1	−64.7	76.9	2.48×10^5	1.65×10^5	-1.39×10^5

なお，断面形状の決定に関連する規定には，7.2.1に主げたのウエブの最小厚やウエブの厚さを変化させる場合の傾斜の規定があり，PC鋼材や鉄筋の配置に対しては4章構造細目に規定されている。

(c) 応力度の照査

表－3に示した曲げモーメントによるコンクリートの応力度を**表－4**の断面係数を用いて求めると表－5のようになる。

表－5　コンクリートの曲げ応力度

項目＼荷重の種類		死荷重 主げた σ_{cd1}	死荷重 場所打ち部分 σ_{cd2}	死荷重 地覆高欄，舗装等 σ_{cd3}	死荷重 計 σ_{cd}	活荷重，衝撃 $\sigma_c(1+i)$	合計 $\sigma_e(d+l+i)$
曲げモーメント（t－m）		108.1	9.3	84.7	202.1	82.8	284.9
適用断面		総断面	PC鋼材換算断面	場所打ちコンクリート換算断面	—	場所打ちコンクリート換算断面	—
曲げ応力度 (kg/cm²)	上縁	49	4	34	88	33	121
	PC鋼材図心軸位置	−76	−6	−51	−133	−50	−183
	下縁	−91	−7	−61	−159	−60	−218

注）　曲げ応力度の－は引張応力度を意味する。

(i) プレストレッシング直後の応力度

いま，プレストレッシング直後のＰＣ鋼線（SWPR1，7㎜）の引張応力度 σpt が，9,100 kg／㎠（＜10,850 kg／㎠，表－２）となるようにプレストレスするものとすると，このときのプレストレス力 pt はつぎのようになる。

$$P_t = \sigma_{pt} \times A_p = 9 \times (12 \times 0.3848\,\text{cm}^2) \times 9{,}100\,\text{kg/cm}^2$$
$$= 3.78 \times 10^5\,\text{kg}$$

したがって，プレストレッシング直後のプレストレス力によるコンクリートの応力度は，**表－4**の純断面に関する断面定数から，つぎのようになる。

上縁の応力度：$\sigma_{cptu} = \dfrac{P_t}{A_c} + \dfrac{P_t Y_{pg}}{W_u}$

$$= \frac{3.78 \times 10^5}{5.62 \times 10^3} - \frac{3.78 \times 10^5 \times 65.4}{2.19 \times 10^5}$$

$$= 67 - 113 = -46\,\text{kg/cm}^2$$

下縁の応力度：$\sigma_{cpte} = \dfrac{P_t}{A_c} + \dfrac{P_t Y_{pg}}{W_\ell}$

$$= \frac{3.78 \times 10^5}{5.62 \times 10^3} + \frac{3.78 \times 10^5 \times 65.4}{1.19 \times 10^5}$$

$$= 67 + 208 = 275\,\text{kg/cm}^2$$

この結果と**表－5**に示す応力度から，プレストレッシング直後のプレストレスと主げた自重によるコンクリートの応力度の合計は次のようになり，**表－2**に示す許容応力度を満足する。

上縁の応力度：$\sigma_{cpu} = 49 - 46 = 5\,\text{kg/cm}^2 > 0$

下縁の応力度：$\sigma_{cp\ell} = 275 - 91 = 184\,\text{kg/cm}^2 < 190\,\text{kg/cm}^2$

なお，以上の計算においては，プレストレッシング直後のＰＣ鋼線の応力度を定めている。この場合には，2.1.4の規定をふまえて，最初に与える引張応力度が**表－2**に示した許容応力度以下となることを照査する必要があるが，ここではその計算を省略する。

(ii) 設計荷重作用時の応力度

ＰＣ鋼材に導入したプレストレス力は，コンクリートのクリープ，乾燥収縮およびＰＣ鋼材のレラクセーションによって，時間とともに減少する（2.1.4(2)）。

設計荷重時の応力度の照査にあたっては，この減少を考慮した有効プレストレスを考慮しなければならない。その計算方法はつぎのとおりである。

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるＰＣ鋼線のプレストレスの減少量 $\Delta\sigma_{pc}$ は，次式で求められる。（式・解 2.1.7）。

$$\Delta\sigma_{pc} = \frac{n\varphi\sigma_{cp} + E_p\varepsilon_s}{1 + n \cdot \dfrac{\sigma_{pct}}{\sigma_{pt}}\left(1 + \dfrac{\varphi}{2}\right)}$$

いま，プレストレッシングをコンクリートの材令4～7日で行なうものとすれば，2.2.2および2.2.3にそれぞれ規定されているように，クリープ係数φおよび乾燥収縮度εsはつぎのようになる。

$$\varphi = 2.6 \quad , \quad \varepsilon s = 20 \times 10^5$$

また，σcpは，持続荷重によって生じるＰＣ鋼材の位置におけるコンクリートの応力度で，持続荷重は死荷重およびプレストレッシング直後のプレストレスを用いる。また，σptおよびσcptは，それぞれプレストレッシング直後のＰＣ鋼材の引張応力度およびプレストレッシング直後のＰＣ鋼材の位置におけるコンクリートのプレストレスである。したがって，

$$\sigma pt = 9{,}100 \text{ kg／cm}^2$$

$$\sigma cpt = \frac{3.78 \times 10^5}{5.62 \times 10^3} + \frac{3.78 \times 10^5 \times 65.5}{1.42 \times 10^5}$$

$$= 67 + 174 = 241 \text{ kg／cm}^2$$

$$\sigma cp = -133 + 241 = 108 \text{ kg／cm}^2$$

となる。また，EpはＰＣ鋼材のヤング係数，nはＰＣ鋼材とコンクリートのヤング係数比である。

したがって，$\Delta \sigma pc$はつぎのようになる。

$$\Delta \sigma pc = \frac{\dfrac{2.0 \times 10^6}{3.5 \times 10^5} \times 2.6 \times 108 + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + \dfrac{2.0 \times 10^6}{3.5 \times 10^5} \cdot \dfrac{241}{9{,}100} \left(1 + \dfrac{2.6}{2}\right)}$$

$$= 1{,}490 \text{ kg／cm}^2$$

つぎに，ＰＣ鋼材のレラクセーションによるプレストレスの減少量$\Delta \sigma pr$は，2.3.2に示されているＰＣ鋼材の見かけのレラクセーション率5％から，つぎのように求められる。

$$\Delta \sigma pr = 0.05 \times \sigma pt$$
$$= 0.05 \times 9{,}100 = 455 \text{ kg／cm}^2$$

以上から，ＰＣ鋼材の有効引張応力度σpeは，

$$\sigma pe = \sigma pt - (\Delta \sigma pe + \Delta \sigma pr)$$
$$= 9{,}100 - (1{,}490 + 455) = 7{,}170 \text{ kg／cm}^2$$

となる。

設計荷重作用時の応力度の照査は，共－1.8.2に規定されている荷重の組合せに対して行なわなければならないが，この計算例のような単純Tげた橋の主げたに対しては，（主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重）を考慮すればよい。この場合，**表－1**に示したように，主荷重のうち，活荷重と衝撃がない場合に対しても別途許容応力度が定められており，これに対する応力

度の照査が必要となる。

まず，プレストレス力による応力度は，前記の有効プレストレスを考慮しなければならない。プレストレッシング直後のＰＣ鋼材の引張応力度と有効引張応力度の比，すなわち，有効係数をηとすると，設計荷重時におけるプレストレッシングによる応力度は，プレストレッシング直後の応力度に有効係数ηを乗じた値となる。

したがって，

$$\eta = \frac{\sigma pe}{\sigma pt} = \frac{7,170}{9,100} = 0.788$$

より，コンクリートの有効プレストレスはつぎのようになる。

上縁の応力度：$\sigma cpteu = \sigma cptu \times \eta$

$= -46 \times 0.788 = -36\ \mathrm{kg/cm^2}$

下縁の応力度：$\sigma cpt\ell = \sigma cpt\ell \times \eta$

$= 275 \times 0.788 = 217\ \mathrm{kg/cm^2}$

以上から，活荷重および衝撃以外の主荷重および主荷重によるコンクリートの応力度はつぎのようになり，**表－1**に示した許容応力度を満足する。

○活荷重および衝撃以外の主荷重

上縁の応力度：$\sigma cdu = 88 - 36 = 52\ \mathrm{kg/cm^2} < 140\ \mathrm{kg/cm^2}$

下縁の応力度：$\sigma cd\ell = -159 + 217 = 58\ \mathrm{kg/cm^2} > 0$

○主荷重

上縁の応力度：$\sigma c(d+\ell+i)u = 121 - 36 = 85\ \mathrm{kg/cm^2} < 140\ \mathrm{kg/cm^2}$

下縁の応力度：$\sigma c(d+\ell+i)\ell = -218 + 217 = -1\ \mathrm{kg/cm^2} > -15\ \mathrm{kg/cm^2}$

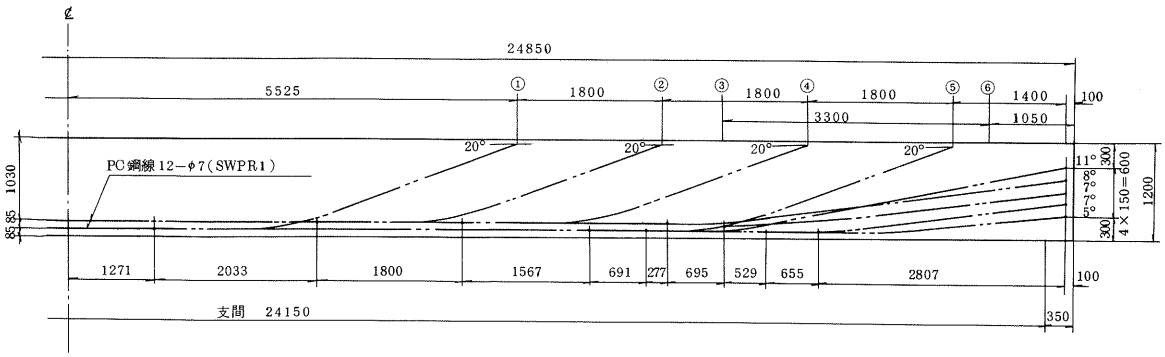
また，主荷重作用時のＰＣ鋼線の応力度は，

$$\sigma pe(d+\ell+i) = \sigma pe + \frac{Ep}{Ec}(\sigma c(d+\ell+i))$$

$$= 7,170 + \frac{2.0 \times 10^6}{3.5 \times 10^5} \times 183 = 8,215\ \mathrm{kg/cm^2} < 9,300\ \mathrm{kg/cm^2}$$

となる。

なお，場所打ちコンクリート部分の応力度の照査は省略する。



図－3　ケーブル配置図

(iii) 引張鉄筋

設計荷重作用時において，コンクリートに引張応力が生じる場合は，2.4.5の規定によって引張鉄筋を配置しなければならない。

引張応力度が作用する部分を図示すると**図－4**のように，下縁より14 mmの範囲となる。このように引張応力度が小さい場合は，引張応力度が作用する部分に引張鉄筋を配置することができない。したがって，このような場合には，4.2.1に規定する鋼材のかぶりを満足する位置に引張鉄筋を配置すればよい。引張鉄筋量はつぎのようになる。

○引張鉄筋をすべて鉄筋とする場合

2.4.5の式（2.4.3）によって引張鉄筋（$SD30$）の断面積を求めると

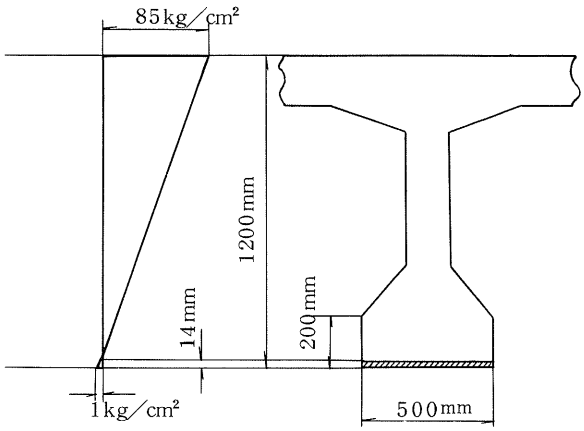
$$A_s = \frac{Tc}{\sigma_{sa}} = \frac{\frac{1}{2}(1.4 \times 50) \times 1}{1{,}800} = 0.02\ \text{cm}^2$$

となる。一方，最小鉄筋量は，

2.4.5(2)の2）の規定より

$A_{s.min} = 12 \times 50 \times 0.05 = 3.00\ \text{cm}^2$

となり，配置すべき鉄筋は3.00 cm²以上となる。



図－4　引張応力が生じるコンクリート部分

図－2に示したように$D13$を4本配置するとすれば

$A_s = 4 \times 1.267\ \text{cm}^2$

$= 5.07\ \text{cm}^2 > 3.00\ \text{cm}^2$

となり，引張鉄筋は図－2で満足する。

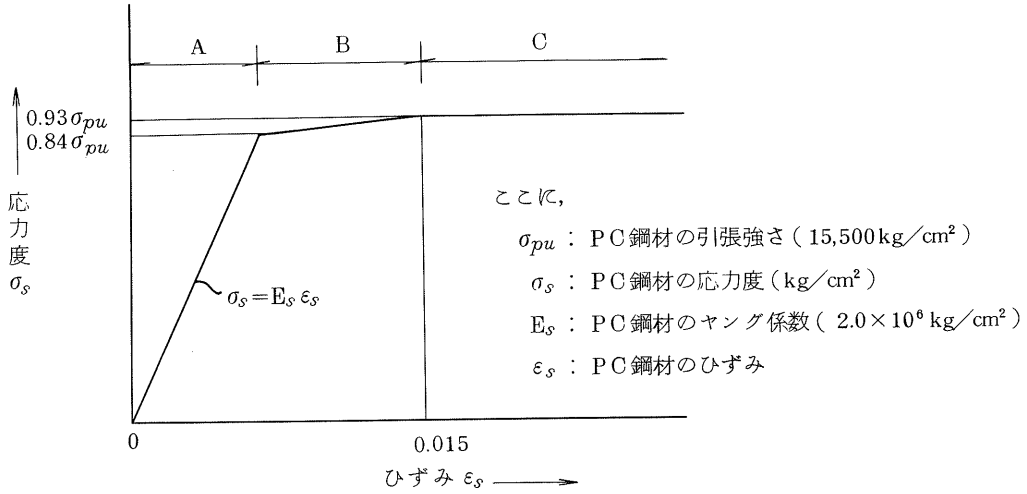
(2) 終局荷重作用時

2.4.1(2)に規定されているように，部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは，2.1.1に規定されている終局荷重作用時の曲げモーメント以上としなければならない。

まず，破壊抵抗曲げモーメントを求めるが，この場合，コンクリートが終局ひずみε_{cu}(＝0.035)に達したときにＰＣ鋼線のひずみε_sが0.015以上となっているかどうか，すなわち，**図－5**のCの領域にあるかどうかで計算式が異なる。計算にあたっては，ＰＣ鋼線のひずみε_sが0.015以上であると仮定して計算し，その計算結果からこの仮定を満足しているかどうかを確かめる方法が便利である。

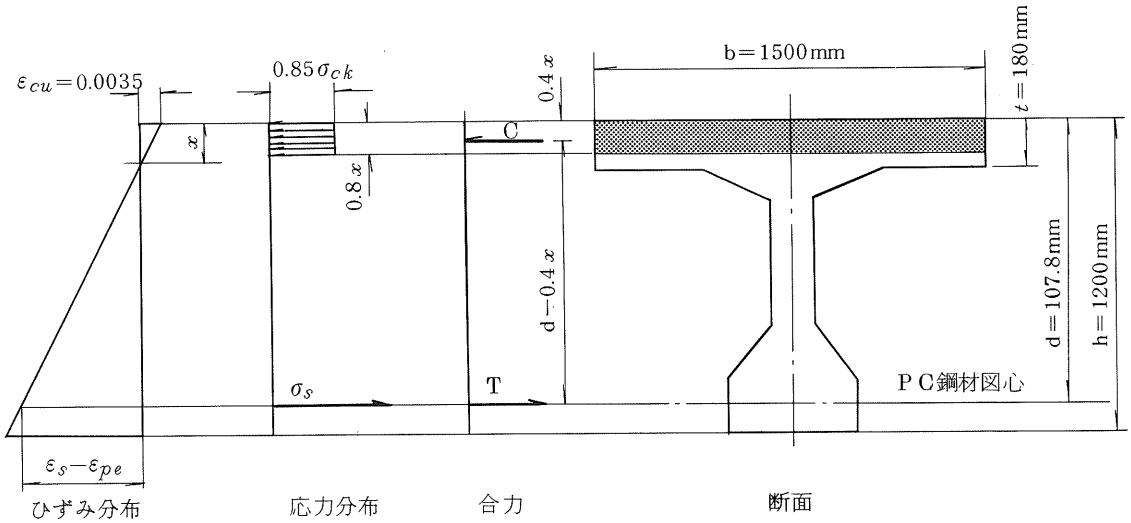
ＰＣ鋼線のひずみε_sが0.015以上であると仮定すると，ＰＣ鋼線に作用している力はつぎのようになる。

$$T = 0.93\sigma_{pu} \cdot A_s$$
$$= 0.93 \times 15{,}500 \times (9 \times 12 \times 0.3848) = 5.99 \times 10^5 \text{kg}$$



図－5　破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のPC鋼線の(SWPR1，φ7mm)の応力度－ひずみ曲線

また，コンクリートの圧縮応力度の分布は，2.4.4に規定されているように**図－6**のとおりで，



ここに，

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

ε_s : PC鋼線のひずみ

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (= 400kg/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_{pe} : 有効プレストレス力によるPC鋼線のひずみ

図－6　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

いま，上縁から0.8xの位置が18cm以下，すなわち，床版内にあると仮定すると，コンクリート

の圧縮応力度の合力 $_{pC_u}$ は，

$$C = (0.8x \times b) \times 0.85\sigma_{ck}$$
$$= (0.8x \times 150) \times 0.85 \times 400$$
$$= 4.08 \times 10^4 x (\mathrm{kg/cm})$$

が上縁から $0.4x$ の位置に作用する。

ここで，$T = C$ という釣合い条件から x を求めると，

$$x = \frac{0.93\sigma_{pu} \cdot A_s}{(0.8x \times b) \times 0.85\sigma_{ck}} = \frac{5.99 \times 10^5}{4.08 \times 10^4} = 14.7\,\mathrm{cm}$$

となる。

この結果から，$0.8x = 11.8\,\mathrm{cm} < 18\,\mathrm{cm}$ で上記の仮定は満足する。

つぎに，ＰＣ鋼線のひずみ ε_s が 0.015 以上となっているかどうかを確かめる。**図－7** のひずみの関係から

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \times \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{pe}$$
$$= \frac{107.8 - 14.7}{14.7} \times 0.0035 + \frac{7{,}170}{2.0 \times 10^6}$$
$$= 0.0222 + 0.0036 = 0.0250 > 0.015$$

となり，前述の仮定を満足する。

以上から，破壊抵抗曲げモーメント M_u は，

$$M_u = T(d - 0.4x)$$
$$= 5.99 \times 10^5 (107.8 - 0.4 \times 14.7)$$
$$= 6.10 \times 10^7\,\mathrm{kg\text{-}cm} = 610^{\mathrm{t\text{-}m}}$$

つぎに，終局荷重作用時の曲げモーメント M_{ud} を **表－3** より求めると，

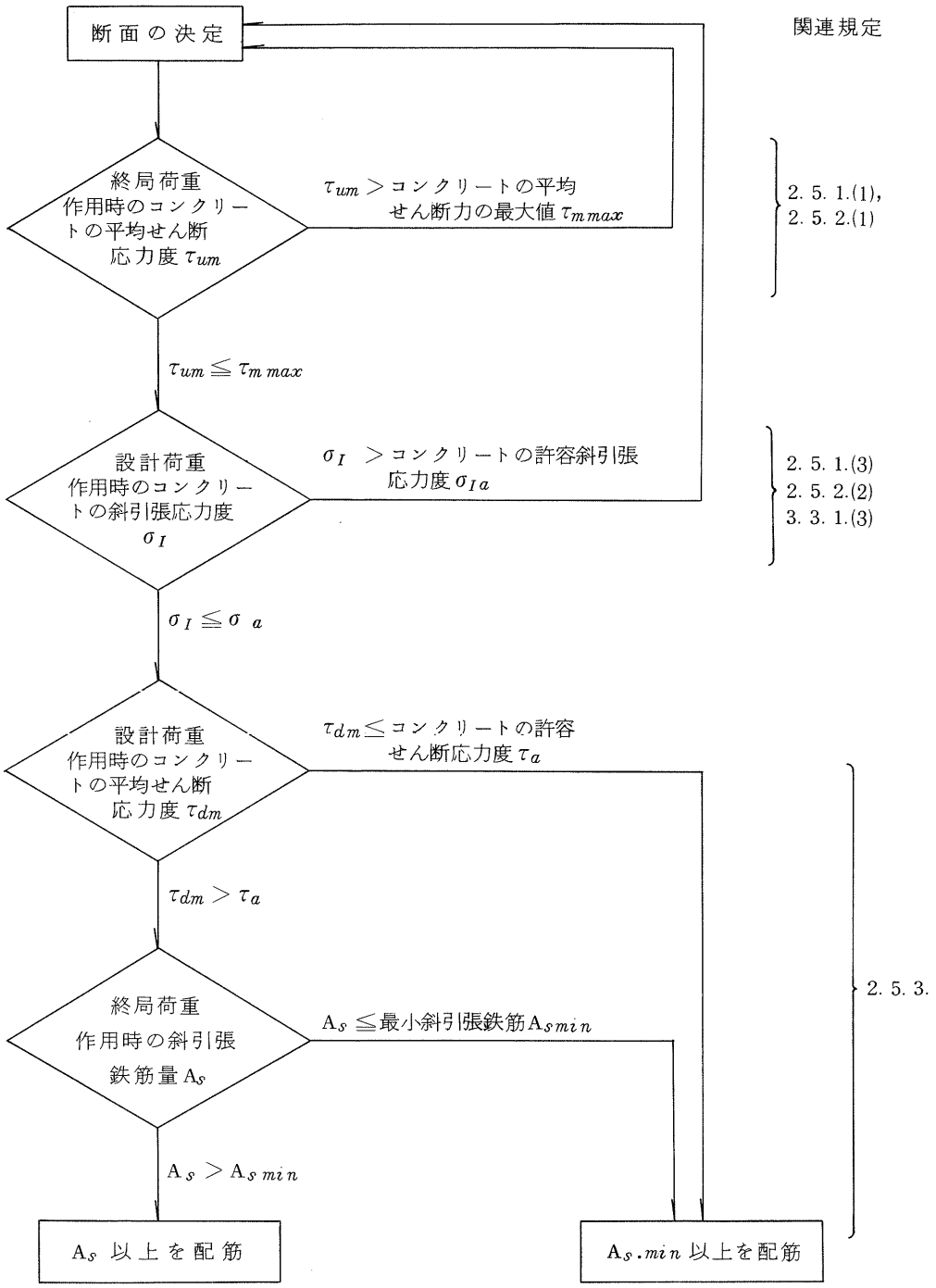
$$M_{ud_1} = 1.3 \times 202 + 2.5 \times 82.8$$
$$= 470^{\mathrm{t\text{-}m}} < 610^{\mathrm{t\text{-}m}}$$
$$M_{ud_2} = 1.7(202 + 82.8)$$
$$= 484 < 610^{\mathrm{t\text{-}m}}$$

となり，終局荷重作用時に対しても安全である。

4. せん断力が作用する部材としての設計

せん断力が作用する部材については 2.5 に規定されており，この計算例にとりあげたＰＣげたの場合の設計手順をフローチャートで示すと**図－7** のようになる。

照査は一般にプレストレス力の鉛直成分が変化するケーブルの曲げ上げ始点および定着点ウエ



図－7　プレストレストコンクリート部材のせん断力に対する設計手順

ブ厚の変化始点の断面ならびに支点付近の断面について行なえばよい。なお，支点付近の断面のとり方は 2. 5. 4 に規定されており，その断面の位置は支点からけた高の 1／2 の長さだけ中央側によったところである。

ここではケーブルの曲げ上げ始点は省略し，他の 6 断面について照査する。

(a)　せん断力 S_h

設計荷重作用時および終局荷重作用時のに各断面に作用するせん断力 S_h を求めると**表－6**

表－6　主げた断面に作用するせん断力 S_h

（t）

荷重の種類＼断面			①	②	③	④	⑤	⑥
設計荷重作用時	活荷重，衝撃		8.8	10.2	10.8	11.5	12.9	13.3
	死荷重	主げた	8.6	11.4	12.5	14.1	16.9	17.8
		場所打ち部分	0.6	0.9	0.9	1.0	1.3	1.3
		地覆，高欄等	7.6	10.0	10.9	12.4	14.9	15.6
		計	16.8	22.3	24.3	27.5	33.1	34.7
	合計		25.6	32.5	35.1	39.0	46.0	48.0
終局荷重作用時			43.8	55.3	59.7	66.3	78.2	81.6

のようになる。なお，終局荷重作用時の値は，1.3×（死荷重）＋2.5（活荷重＋衝撃）と1.7×（死荷重＋活荷重＋衝撃）のうち大きい方の値を示してある。

(b)　ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 S_p

ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 S_p は，2.5.2(2)に示されているように

$$S_p = \Sigma(A_p\ \sigma_{pe} \cdot \sin\alpha)$$

ここに，A_p ：ＰＣ鋼材の断面積

σ_{pe} ：ＰＣ鋼材の有効引張力

α ：ＰＣ鋼材が部材軸方向となす角度

で求められる。

前述したように，A_p および σ_{pe} は，

$$A_p = 12 \times 0.3848 = 4.62\ \text{cm}^2\ (\text{SWPR1},\ 12 \times \phi 7\ \text{mm})$$

$$\sigma_{pe} = 7{,}170\ \text{kg/cm}^2$$

であり，これから各断面の S_p を求めると**表－7**のとおりとなる。

表－7　ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 S_p

（t）

断面	①	②	③	④	⑤	⑥
S_p	11.1	12.1	22.2	25.8	22.2	22.2

(c)　断面諸定数

各断面の諸定数は，前述した総断面について求めると，**表－8**のとおりである。なお，断面の有効高ｄについては後述するが，ここではせん断力に対する軸方向鉄筋を配置するものとして，ｄは断面の圧縮縁から軸方向鉄筋の図心までの距離を用いる。

また，断面一次モーメントは，ここでは断面図心軸を境として，その片側断面の値としている。

表－8　断面諸定数

項目＼断面	①	②	③	④	⑤	⑥
ウエブ厚 b_w（cm）	16.0	16.0	16.0	25.2	40.9	45.6
断面積 A_c（cm²）	5760	5760	5760	6260	7260	7600
有効高 d（cm）	115	115	115	115	115	115
断面一次モーメント Q（cm³）	1.09×10^5	1.09×10^5	1.09×10^5	1.09×10^5	1.09×10^5	1.09×10^5
断面二次モーメント I（cm⁴）	0.988×10^7	0.988×10^7	0.988×10^7	1.01×10^7	1.05×10^7	1.07×10^7

(d)　終局荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度 τ_m の照査

まず，2.5.1(1)の規定にしたがって終局荷重作用時の平均せん断応力度 τ_m を照査する。平均せん断応力度は2.5.2(1)に規定されているつぎの式で求める。

$$\tau_m = \frac{Sh - Sp}{b_w \cdot d}$$

表－6，7，8に示した値から，コンクリートの平均せん断応力度を求めると**表－9**のようになり，2.5.1(1)に規定するコンクリートの平均せん断応力度の最大値53kg／cm²（設計基準強度400kg／cm²）以下となる。

表－9　終局荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度 τ_m

（kg／cm²）

断面	①	②	③	④	⑤	⑥
τ_m	17.8	23.4	20.3	14.0	11.9	11.3

(e)　設計荷重作用時のコンクリートの斜引張応力度 σ_I の照査

設計荷重作用時の斜引張応力度 σ_I の照査については，2.5.1(3)に規定されている。斜引張応力度の算出式は，2.5.3(2)に示されているが，断面での照査すべき位置は，一般に断面の図心，軸方向応力度が0となる位置および部材幅が最も小さい位置と考えてよい。

$$\sigma_I = \frac{1}{2}\left(\sigma_c - \sqrt{\sigma_c{}^2 + 4\tau^2}\right)$$

$$\tau = \frac{(S - Sp)\,Q}{b_w\ I}$$

また，この許容応力度 σ_{Ia} は，3.3.1(3)に規定されており，**表－1**に示したように10kg／cm²である。

ここでは，断面の図心位置の計算結果を**表－10**に示す。なお，軸方向応力度 σ_c の計算方法は，前記3に述べた方法によればよく，ここでは計算結果のみを示す。

(f)　斜引張鉄筋

斜引張鉄筋については，2.5.3に規定されており，まず，2.5.3(2)の式（2.5.4）で鉄筋量

表－10　設計荷重作用時のコンクリートの斜張張応力度 σ_I

（kg／cm²）

応力度＼断面	①	②	③	④	⑤	⑥
τ	9.9	14.1	8.9	5.9	6.8	6.7
σ_c	46.6	40.7	40.7	32.2	23.1	22.1
σ_I	－2	－4	－2	－1	－2	－2

注）－は引張応力度を示す

を算出しなければならないか，あるいは2.5.3(3)の最小鉄筋量でよいかを判定しなければならない。

この判定は，設計荷重作用時のコンクリートの平均せん断力が**表－2**に示した許容せん断力 τ_a（＝5.5 kg／cm²）以下かどうかで行なう。許容せん断力以下の場合は最小鉄筋量以上を配置すればよい。

表－11に設計荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度の計算結果を示す。なお，算出式は(d)に示した $\tau_{dm} = (Sh - Sp)/(b_w \cdot d)$ である。

表－11　設計荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度 τ_{dm}

（kg／cm²）

断　面	①	②	③	④	⑤	⑥
τ_{dm}	7.9	11.1	7.0	4.6	5.1	4.9

表－11の結果から，断面①，②，および③では許容応力度 τ_a をこえており，前述したようにつぎの式で斜引張鉄筋量を求めなければならない。

$$A_W = \frac{1.15Sh'a}{\sigma_s \cdot d(\sin\theta + \cos\theta)}$$

ここでは，断面②を対象として斜引張鉄筋量の計算を示す。

上式の θ は斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度であり，スターラップを用いると $\theta = 90°$ となる。したがって，

$$A_W = \frac{1.15Sh'a}{\sigma_s \cdot d}$$

となる。a は斜引張鉄筋の間隔であり，さらに，Sh' は斜引張鉄筋が負担するせん断力で，つぎのようになる。

$$Sh' = Sh - Sp - Sc$$

$$Sc = k \cdot \tau_a \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \frac{M_o}{M_d}$$

ここに，M_o は有効プレストレス力による応力度が部材断面の引張縁で零となる曲げモーメントであり，M_d は終局荷重作用時の曲げモーメントである。

M_o を求める場合，有効プレストレス力による応力度が部材断面の引張縁の応力度を求めなければならない。この場合，部材断面として**表－2**に示した断面，あるいはＰＣ鋼材を換算せず場所打ちコンクリートのみを換算した断面のどれを用いるかが問題となる。厳密には問題ではあるが，この計算例のような場合は計算を簡単にすることなどから**表－2**に示した場所打ち換算断面を用いてよい。

いま，引張縁から断面の図心までの距離およびＰＣ鋼材の図心軸までの距離をそれぞれ Y_ℓ および Y_{pg} とし，断面積を A_c，断面の図心に関する断面二次モーメントを I とすれば，引張縁（下縁）の有効プレストレス力による応力度は，

$$\sigma_{p\ell} = \frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot Y_{pg}}{I} \cdot Y_\ell$$

となる。

一方，図心軸に作用する曲げモーメント M_o による引張縁の応力度は，

$$\sigma_{MoL} = \frac{M_o}{I} Y_\ell$$

となり，$\sigma_{MoL} = \sigma_{pl}$ とおくことにより，M_o はつぎのようになる。

$$M_o = P_e \left(\frac{I}{A_c\ Y_\ell} + Y_{pg} \right)$$

断面②の断面定数を求めると，

$I = 1.06 \times 10^7\,\mathrm{cm}^4$，$A_c = 6{,}130\,\mathrm{cm}^2$，$Y_\ell = 76.6\,\mathrm{cm}$，
$Y_\ell = 76.6\,\mathrm{cm}$，$Y_{pg} = 60.1\,\mathrm{cm}$

となり，また，有効プレストレス力 P_e は，前述のＰＣ鋼材の有効引張応力度 $\sigma_{pe} = 7{,}170\,\mathrm{kg/cm}^2$ から，

$$P_e = 7 \times (12 \times 0.3848) \times 7{,}170 = 2.32 \times 10^5\,\mathrm{kg}$$

となる。

これより，M_o は，

$$M_o = 2.32 \times 10^5 \left(\frac{1.06 \times 10^7}{6{,}130 \times 76.6} + 60.1 \right)$$
$$= 1.92 \times 10^7\,\mathrm{kg-cm} = 1.92 \times 10^2\,\mathrm{t-m}$$

が得られる。

また，終局荷重作用時の曲げモーメント M_d は，

$$M_d = 1.7 \times (127.7 + 52.3) = 306\,\mathrm{t-m}$$

である。

以上の結果および**表－6**，**7**から，斜引張鉄筋量を求める。

$$k = 1 + \frac{192}{306} = 1.63$$

$$S_c = 1.63 \times 5.5 \times 16 \times 115 = 1.65 \times 10^4 \text{kg}$$
$$S_h' = 5.53 \times 10^4 + 1.21 \times 10^4 + 1.65 \times 10^4 = 2.66 \times 10^4 \text{kg}$$

$$A_W = \frac{1.15 \times 2.66 \times 10^4}{3000 \times 115} a = 0.0887a \ (\text{cm}^2)$$

ここで，スターラップを25cmとすれば，必要鉄筋量A_Wは，

$$A_W = 0.0887 \times 25 = 2.22 \text{cm}^2$$

となる。そこで，$D13$をU型スターラップとして用いれば，その断面積Aは

$$A = 2 \times 1.267 = 2.53 \text{cm}^2 \quad > 2.22 \text{cm}^2$$

となり，必要鉄筋量以上となる。

一方，この鉄筋量は，2.5.3(3)に規定する斜引張鉄筋の最小鉄筋量A_{min}以上でなければならない。A_{min}は，

$$A_{min} = 0.002 b_W \cdot a$$
$$= 0.002 \times 16 \times 25 = 0.8 \text{cm}^2$$

となり，上記の鉄筋量$A = 2.53 \text{cm}^2$は，最小鉄筋量の規定を満足している。

(g) せん断力に対する軸方向鉄筋

この計算例では，(c)で述べたように，**図－2**に示す断面最下段の鉄筋$4 \times D13$をせん断力に対する軸方向鉄筋とし，断面の有効高として圧縮縁からこの鉄筋の図心までの距離を用い，かつ，曲げ部材としての設計において，曲げモーメントの平行移動，すなわちシフト理論による引張鋼材の照査を行なっていない。このような場合には，その断面積が2.5.2の解説にある式・解2.5 2.の鉄筋量以上でなければならない。

すなわち，その必要鉄筋量は，

$$A_{min} = \frac{1}{\sigma_y} \cdot \frac{S_h'}{2}$$

となる。各断面についてA_{min}を求めると**表－12**となり，$4 \times D13$の断面積$4 \times 1.267 = 5.07 \text{cm}^2$は必要鉄筋量を満足する。

以上のせん断力が作用する部材に関連して，2.5.2の解説の"(iv)dについて"鉄筋コンクリート部材を含めて補足する。

(iv)dについて

(a) 鉄筋コンクリート部材

部材に曲げモーメントとせん断力とが作用すると，部材軸方向に配置された引張主鉄筋には，曲げモーメントだけが作用する場合よりも大きな引張応力が生じることが知られている。トラス理論では，引張主鉄筋がトラスの引張弦材となり，せん断力により付加応力が作用することで，この現象を説明することができる。したがって，この付加応力が作用しても，配置されている引張主鉄筋の応力度が，設計荷重作用時ではその許容応力度以下，終局荷重作用時ではその降伏点以下であれば，曲げモーメントに対する設計に用いる断面の有効高，すなわち断面の圧縮縁からこの引張鉄筋の図心までの距離を，せん断力に対する設計に用いる断面の有効高さ d としてよい。

また，上記のようにトラス理論によって，付加応力度を算出するかわりに，作用する曲げモーメントを部材断面の有効高 d だけ平行移動（シフト）させた曲げモーメント（図－解 4.2.5参照）に対して引張主鉄筋を設計する方法がある（シフト理論）。

この示方書では，鉄筋コンクリート部材に対しては，シフト理論を用いることにし，さらに，引張主鉄筋の応力度をシフトした曲げモーメントに対して照査せず，引張主鉄筋の定着長を所要の定着長より部材断面の有効高 d だけ長くすることによって対処している（4.2.4(4)項および(5)項参照）。したがって，鉄筋コンクリート部材においては，せん断力に対する設計における有効高さ d は，曲げモーメントに対する設計で用いている有効高，すなわち部材断面の圧縮縁から引張主鉄筋の図心までの距離としてよい。

(b) プレストレストコンクリート部材

曲げモーメントとせん断力とが作用すると，プレストレストコンクリート部材も鉄筋コンクリート部材と同じような挙動を示すが，プレストレストコンクリート部材では，鉄筋コンクリート部材のように引張主鋼材すなわちＰＣ鋼材の配置を考慮することによって，これに対処するのは一般に困難である。

したがって，プレストレストコンクリート部材においては，次に示す方法のいずれかによってせん断力に対する設計に用いる有効高 d を定める必要がある。

(イ) 鉄筋コンクリート部材で説明したトラス理論で得られるせん断力による付加応力に対して，ＰＣ鋼材とは別に引張鉄筋（せん断力に対する軸方向鉄筋）を配置し，部材断面の圧縮縁からこの引張鉄筋の図心までの距離をせん断力に対する設計に用いる有効高 d とする。

この場合，その鉄筋量 A_s は，

$$A_s \geqq \frac{1}{\sigma_{sy}} \Sigma \left(\frac{Sh'}{2} \cdot \frac{\sin\theta - \cot\theta \cdot \cos\theta}{\sin\theta + \cos\theta} \right)$$

ここに，A_s ：せん断力に対する軸方向鉄筋量（cm²）

σ_{sy} ：せん断力に対する軸方向鉄筋の降伏点（kg／cm²）

Sh' ：間隔 a 角度 θ で配置された斜引張鉄筋が受けもつせん断力（kg）（式（2.5.4）参照）

θ ：斜引張鋼材が部材軸となす角度（式（2.5.4）参照）

を満足しなければならない。

この方法によると，せん断力に対する軸方向鉄筋量が多くなり，配筋が困難となる場合があるので注意する必要がある。

(ロ) 鉄筋コンクリート部材で説明したシフト理論によって終局荷重作用時の曲げモーメントをシフトし，この曲げモーメントに対して2.4.4に規定によって部材の安全を照査し，安全であると確認したうえで，部材断面の圧縮縁からＰＣ鋼材の図心までの距離をせん断力に対する設計に用いる有効高 d として用いる。

なお，この方法によると，ＰＣ鋼材が曲げ上げまたは曲げ下げられている場合に有効高 d が小さくなる。このため，2.5.1の(1)項の規定，すなわち終局荷重作用時のコンクリートの平均せん断応力度がコンクリートの平均せん断応力度の最大値以下という規定を満足しにくい，あるいは2.5.3の(2)項に規定されている斜引張鉄筋の鉄筋量が多くなる場合がある。

(ハ) この方法は上記(イ)と(ロ)の方法を折衷したもので，(イ)で述べたせん断力に対する軸方向鉄筋 A_s を配置するほか，ＰＣ鋼材 A_p をせん断力に対する軸方向鉄筋の１部とみなす方法である。

この場合，せん断力に対する軸方向鉄筋 A_s およびせん断力に対する設計に用いる有効高 d は，それぞれつぎの式によらなければならない。

$$A_s \geqq \frac{d}{d_s} \cdot \frac{1}{\sigma_{sy}} \left\{ \Sigma \left(\frac{Sh'}{2} \cdot \frac{\sin\theta - \cot\theta \cdot \cos\theta}{\sin\theta + \cos\theta} \right) - A_p \cdot \sigma_{py} \frac{d_p}{d} \cos\alpha \right\}$$

$$d = \frac{A_s \sigma_{sy} + A_p \sigma_{py} d_p \cos\alpha}{A_s \cdot \sigma_{sy} + A_p \sigma_{py} \cos\alpha}$$

ここに，A_s ：せん断力に対する軸方向鉄筋量（cm²）

A_p ：せん断力に対する軸方向鉄筋とみなすＰＣ鋼材の断面積（cm²）

d ：せん断力に対する設計に用いる有効高（cm）

d_s ：部材断面の圧縮縁からせん断力に対する軸方向鉄筋の図心までの距離（cm）（図－解2.5.2参照）

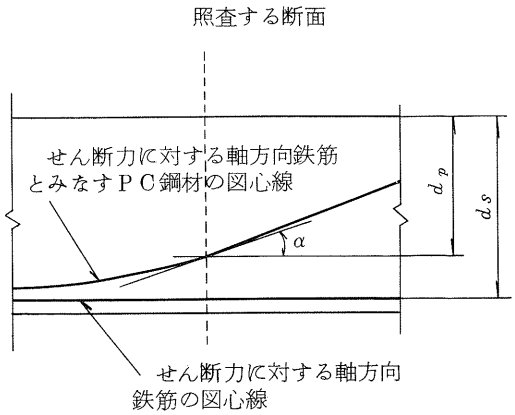
d_p ：部材断面の圧縮縁から軸方向鉄筋とみなすＰＣ鋼材の図心までの距離（cm）（図－解2.5.2参照）

σ_{sy} ，θ ，Sh' ：(イ)参照

σ_{py} ：せん断力に対する軸方向鉄筋とみなすＰＣ鋼材の降伏点（kg／cm²）

α ：せん断力に対する軸方向鉄筋の図心線が部材軸となす角度（図－解2.5.2参照）

なお，ＰＣ鋼材をせん断力に対する軸方向鉄筋とみなすにあたっては，配置されているＰＣ鋼材すべてをそれとみなす必要はなく，ＰＣ鋼材の１部をとって有効高 d が大きくなるようにしてよい。



図－解　2.5.2

あとがき

以上，新しい示方書に基づいたポストテンション単純Ｔげた橋の主げたの設計例を示した。まとめ方が悪く，わかりにくいものになったが御諒解願いたい。

新コンクリート道路橋示方書による設計計算例

不静定構造物設計計算例

はじめに

道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編（以下略称として示方書Ⅲ）は，Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編に続くもので，昭和53年4月より施行されたものである。この示方書は従来，鉄筋コンクリート橋，プレストレストコンクリート橋が別々の示方書で設計が行われて来ていたのを一つにまとめて体系化すること，許容応力度設計法に荷重係数設計法の考え方を加えて将来に備えたこと，前示方書類の技術の進歩に適合しない部分の改訂を主眼として，約5年の歳月を費やして成案を得たものである。この間，土木学会においては「コンクリート標準示方書」が改訂され，「プレストレストコンクリート標準示方書（最終案）」も作成されたので，これらを参考に作業が進められたものである。

示方書Ⅲが既往の示方書と異なる点は，

(1) プレストレストコンクリート（ＰＣと略記）部材と鉄筋コンクリート（ＲＣと略記）部材の設計をまとめて規定した。したがって，応力度の照査に加えて，ＰＣ部材にすでに行われていた破壊に対する安全度の照査をＲＣ部材についても行うことに規定した。

(2) 応力度の照査および破壊に対する安全度の照査の方法についても規定した。

(3) 破壊に対する安全度の照査にあたって荷重係数設計法に準ずる考え方を用いた。

(4) せん断力に対する設計法がRC，PC共に既往のものと変った。

(5) ねじりモーメントに対する設計法を規定した。

(6) 許容応力度の数値，コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の値などが変った。

(7) 最小鋼材量および鋼材の配置に関する構造細目一般について規定した。

(8) コンクリートの配合強度，施工精度など施工に関して規定した。

(9) その他，鉄筋SD35について許容応力度の値を示し，また，特殊部材としてかけ違い部の設計，プレキャストブロック継目部の設計，ディープビームの設計などについて規定した。

が主なものである。

ＰＣ道路橋を設計するには，道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編，Ⅰ共通編，共通編の1部修正の三つの規定を適用して設計を行なう。なお，共通編の1部修正は，共通編の中でＰＣ道路橋の設計に関して必要な規定の追加，修正されたものである。

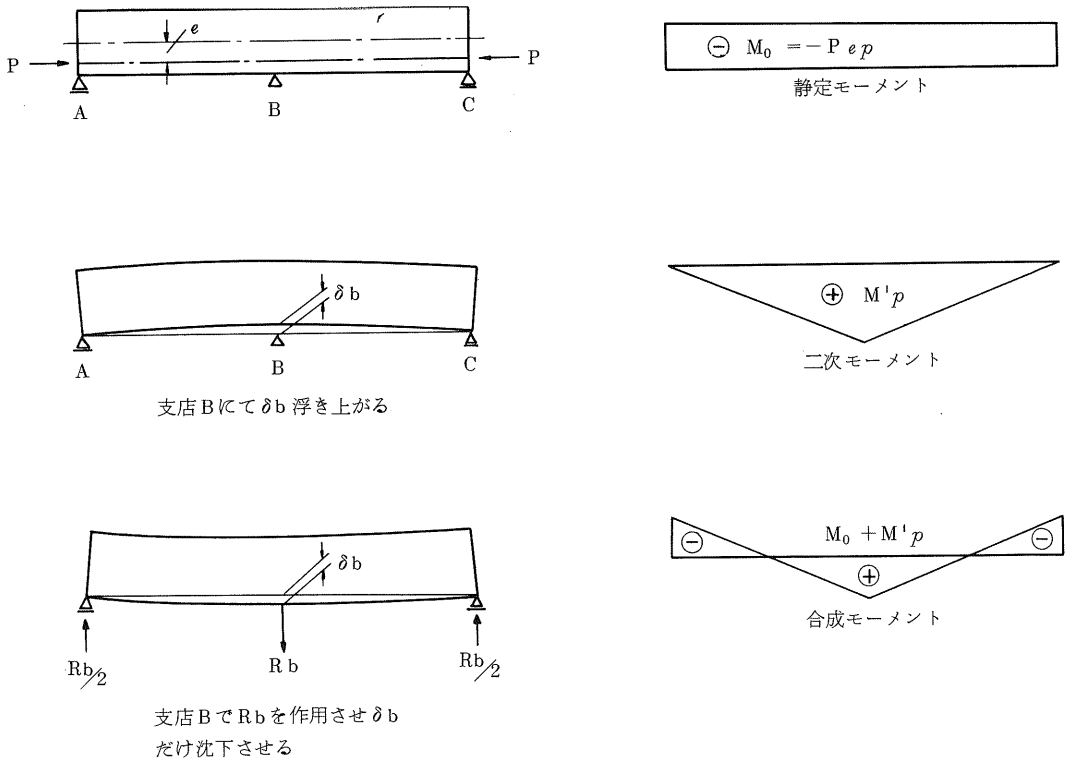
不静定構造物の断面力の算定

土木あるいは建築の分野において，連続げた，ラーメン構造等，不静定構造物にプレストレストコンクリートを用いることは非常に多い。その設計および施工の基本は静定構造のそれと異なることはないが，プレストレス導入にともなう不静定力，コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による構造部材の応力再分配をいかに処理するか，施工手順または施工方法による各部応力の変動をいかに取扱うか，そのためにプレストレス導入のためのＰＣ鋼材の配置形式をどのように選定すべきかといった，不静定構造として特有の考慮すべき点が多くある。以上の様に設計施工

に際して静定構造の場合とくらべてやゝ複雑となるが，不静定構造物は，構造力学的に一般に有利なところが多い。こゝでは，不静定構造にプレストレスを与えた場合の不静定力（２次モーメント）について平易に解説し，実際の設計例の理解を容易にできるよう，基本的な考え方を述べる。

構造物はプレストレッシングによって弾性変形を生じる。簡単なものとして，ＰＣ鋼材を部材断面の図心をはずして偏心配置した部材は，プレストレスにより軸方向の短縮とわん曲が発生する。この部材が単純支持の静定構造のけたであれば，変形は自由におこることができる。したがって，支承反力もプレストレッシングにより変化が生じない。しかし，不静定構造物では支承部において変形に対する拘束が常に存在する。部材に配置されたＰＣ鋼材によるプレストレスが導入されると，部材が変形し，不静定構造の支点の拘束条件が満足されなくなると，支点部には不静定反力が作用して支点条件が満足されるようになる。したがって，不静定構造に導入されたプレストレス力は，一般にそれ自身の直接的な影響と，誘起された反力による二次的なものと二つの影響を与えるものである。

簡単な例として図－１に示す２径間連続げたに，一定の偏心（e_p）をもったＰＣ鋼材を配置し



図－１　プレストレス導入により発生する不静定力

てプレストレスを与えたとすると，軸方向に変形すると同時にけたはそり上がり中間支点から浮上がってしまう。したがって，連続げたの条件を満足させるためには，中間支点で下向きの反力 R_b を加えなければならない。この反力 R_b は，プレストレッシングによる中間支点の浮上がり量 δ_b と，単純げた AC の中央点（B 点）に荷重（R_b）を作用させたときの下向きのたわみ量 δ_b とが等しいという条件から求めることができる。

この荷重（ R_b ）によって，両端の支点 A，C において上向きの反力 $R_b/2$ が発生し，これによってけたに曲げモーメント M_p' が作用し，これとプレストレッシングによる静定曲げモーメント $M_0 = -P \cdot e_p$ とが累加された状態となる。したがって，この部材の断面においては，圧縮力 P と曲げモーメント

$$M = M_0 + M'_p$$

が作用していることになり，各断面における圧縮力の作用点は，ＰＣ鋼材の配置位置（ $-e_p$ ）より $e' = M'_p / P$ だけ偏位していることになる。

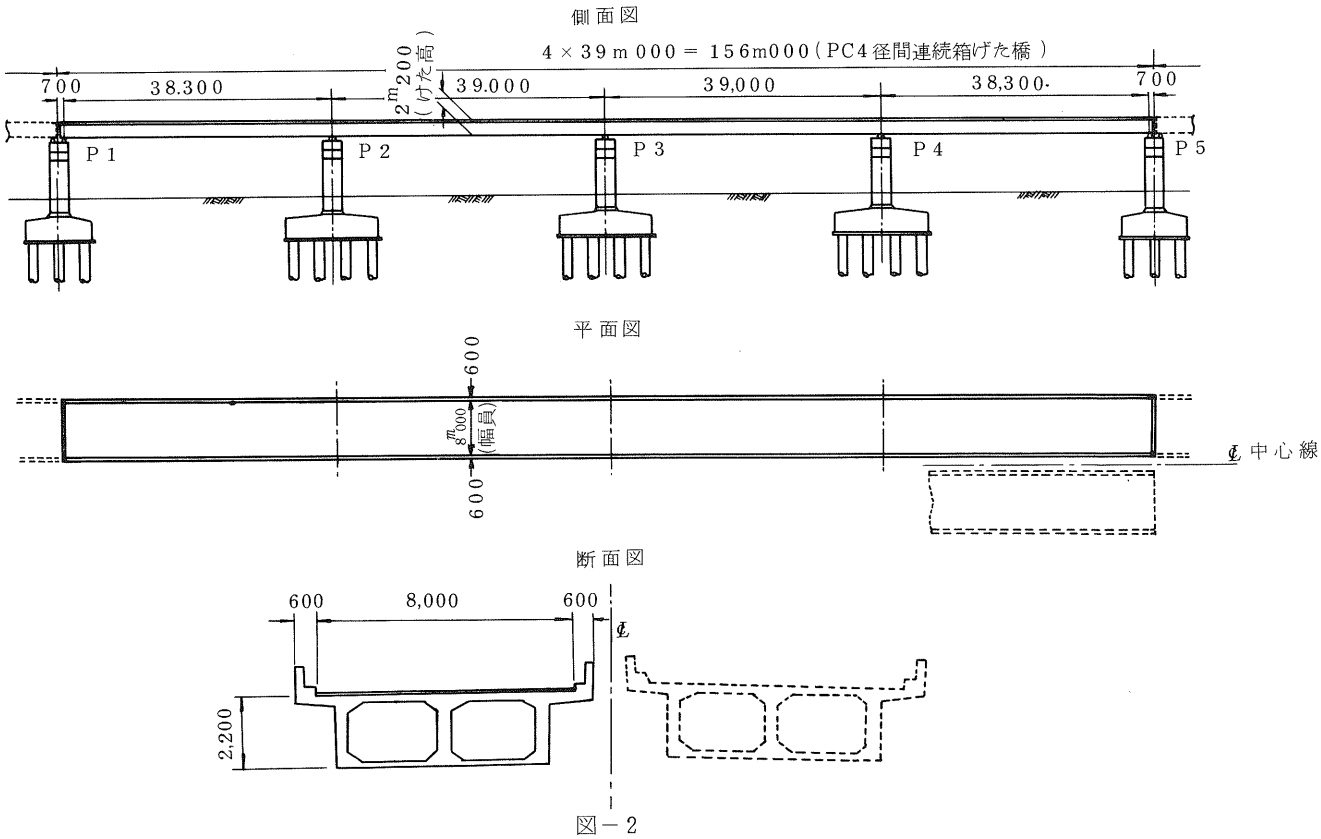
プレストレスの導入による不静定力（二次モーメント）を求めるには各種の方法があるが，連続げたの場合などは，三連モーメントの公式あるいはモーメント分配法を用いることが多く，現在，これは電子計算機にプログラムもされている。

特別の場合として，ＰＣ不静定構造物でプレストレスによる二次モーメントが発生しないケーブル配置を行うことがある。このＰＣ鋼材をコンコーダントケーブルという。多くの場合このケーブルによる構造物の設計は経済的に有利ともいえないので，実際の設計においては，必ずしもコンコーダントケーブルを採用することはなく，一般に，二次モーメントの影響を考慮してＰＣ不静定構造物の設計が行われている。

以下に実例に基づいて説明を加える。すでにのべたような示方書の改訂部分については，実例の関連部分において記述する。

連続げた橋

ＰＣ不静定構造の例として，こゝでは図－２に示すような４径間連続げた道路橋をとり上げる。



図－２

一般に，連続げた構造に使用される断面形は，支間が比較的小さい場合は床版あるいは中空床

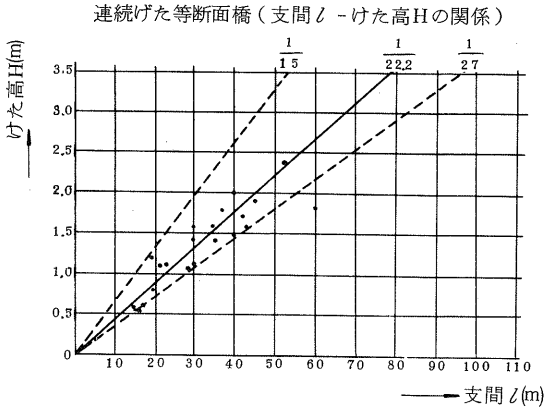
版が採用されるが，支間が大きくなると，箱げたが採用される。T形断面の場合には，支点附近では負の曲げモーメントに対して箱げた断面とすることが多い。

箱形断面は，一般に，大支間の橋梁に適用され，ねじり剛性が他の断面形式に比較して大きいので曲線げた橋にも適している。

箱げた橋の断面形状，構造細目等については，示方書Ⅲ８章に規定されている。けた高については特に規定はないが，既往の実績によると**図－3**のようになっている。

上フランジの厚さは，活荷重を直接載荷する床版として，示方書Ⅲの５章床版の規定によって決められる。ウエブ，下床版厚さは７章Tげた橋および８章箱げた橋の規定で最小厚が決められているが，実際にはＰＣケーブルの配置等で決まる場合が多い。

かく壁は，８章の８．３．２に規定があるが，通常25m 程度以下の間隔で設けられる。



図－3

設計条件

橋長156.0ｍ，幅員8.0m×2（分離）の道路橋をプレストレスコンクリート4径間連続桁橋として設計を行う。主な設計の方針は，

1）４径間連続箱げた橋（38.30m＋39.00m＋39.00m＋38.30m）の径間を有し，全長に亘って支保工を用いて，場所打ちプレストレストコンクリート橋とする。

2）主げた断面形状

ウエブは垂直とし，桁高は一定とした。

最小厚さ，ウエブ　35cm（PC鋼線の配置により決定）

上床版　20cm

下床版　16cm

3）主げたの有効断面は示方書Ⅲに基づいて検討を行ない，全断面有効とした。

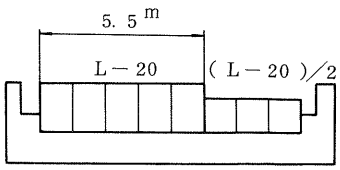
4）床版設計の活荷重はT－20を，主げたの設計に対しては，L－20を用いた。

5）せん断力の検討に対しては，主載荷荷重を全幅員に載荷して計算を行い，偏載荷重によるねじりモーメントの計算は直橋であるので省略した。

6）曲げ応力度の検討に対しては，示方書Ⅲにしたがって，**図－4**のように載荷した。

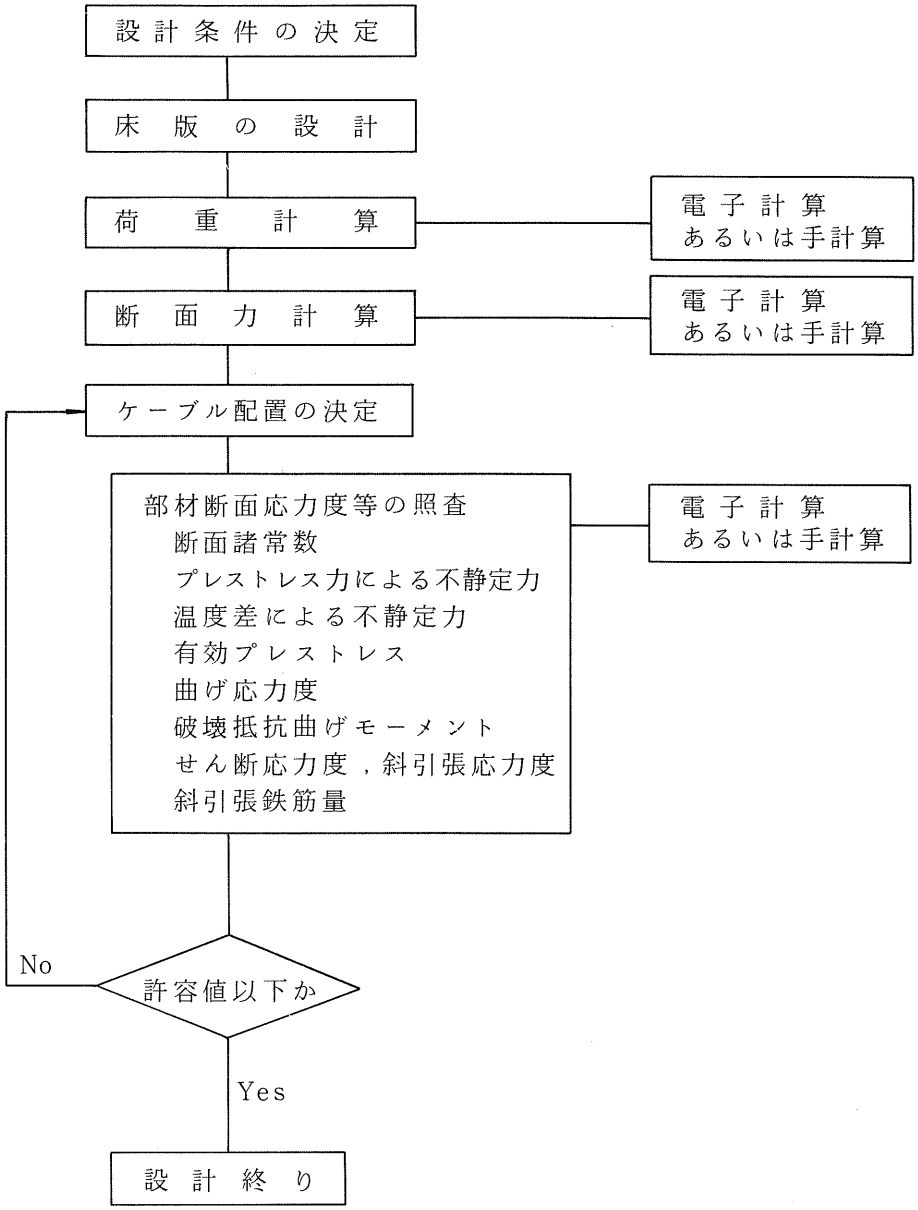
7）全幅と支間の比が0.5以下であるので，箱げたを一つのけたとして計算を行った。

8）主げたは，ＰＣ鋼より線12φ15.2mmのケーブル，横げた，床版はＰＣ鋼線12φ7mmのケーブルを使用した。なお，主げたのケーブルは全長に亘って連続して配置し，けたの途中では定着しないことにした。



図－4　活荷重載荷

9）設計計算の手順は，**図－5**に示すものである。



図－5　設計計算の流れ

10) 設計条件

a) 橋種，一等橋

b) 構造形式，プレストレストコンクリート4径間連続箱げた橋

c) けた長，155.9m

d) 支間，38.3m＋39.0m＋39.0m＋38.3m

e) 幅員，8.0m（全幅 9.2m）

f) 活荷重，$TL20$

g) 衝撃係数　L荷重，$i = \dfrac{10}{25+\ell}$，T荷重，$i = \dfrac{20}{50+\ell}$

h) 示方書　道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編および，共通編，共通編の一部修正）

i） 舗装，アスファルト舗装厚さ８cm

j） 使用状態　パーシャルプレストレス

k) 施工状態　支保工の採用による場所打ちコンクリート

l） 終局荷重作用時の荷重の組合せ（示方書Ⅲ　2.1）

(a)　1.3×（死荷重）＋2.5（活荷重）

(b)　1.0×（死荷重）＋2.5（活荷重）

(c)　1.7×（死荷重＋活荷重）

(d)　1.3×（死荷重＋地震の影響）

(e)　1.0×（死荷重）＋1.3×（地震の影響）

11）使用材料の性質

a)　コンクリート

表－1　コンクリートの材料特性と許容応力度

種別		内容	応力度
設計基準強度		材令28日	350 kg／cm²
許容曲げ圧縮応力度	プレストレッシング直後	箱形断面	160 〃
	主荷重作用時	〃	125 〃
許容曲げ引張応力度		－	－13.5 〃
許容せん断応力度		－	5.0 〃
平均せん断応力度の最大値		－	46.5 〃
許容斜引張応力度		－	－9.0 〃
プレストレス導入時の圧縮強度			300 〃

b)　PC鋼材

表－2　PC鋼材の材料特性と許容応力度

種別	内容	橋軸方向プレストレス φ15.2mm	横方向プレストレス φ7mm
引張強度	－	165 kg／mm²	155 kg／mm²
降伏点応力度	－	140 〃	135 〃
許容引張応力度	主荷重作用時	99 〃	93 〃
	プレストレッシング直後	115.5 〃	108.5 〃
	緊張作業時	126. 〃	121.5 〃
ヤング係数		2×10^6 kg／cm²	2×10^6 kg／cm²
シースの摩擦係数	λ	0.004	0.004
	μ	0.3	0.3
セット量	$\triangle\ell$	11mm	5mm
レラクセーション率	－	5％	5％

c) 鉄　　筋

表－3　鉄筋の許容応力度

種　　別（SD30）	許 容 応 力 度
主荷重作用時の引張鉄筋	1,800kg/cm²
終局荷重作用時の斜引張鉄筋	3,000　〃
床　版　の　鉄　筋	1,400　〃

床版の設計

箱げたの上フランジを構成すると同時に，活荷重が直接載荷する床版は，**図－6**に示すものと仮定する。

片持部の計算

（**図－6**(a)参照）

片持床版のつけ根の最小厚さは，示方書Ⅲの5．2および5．4．1の**表－5．4．1**および**5．4．2**により，

床版最小厚さ t_{min}

$= (8\ell + 21) \times 0.9$ により，$= (8 \times 0.5\text{m} + 21) \times 0.9$

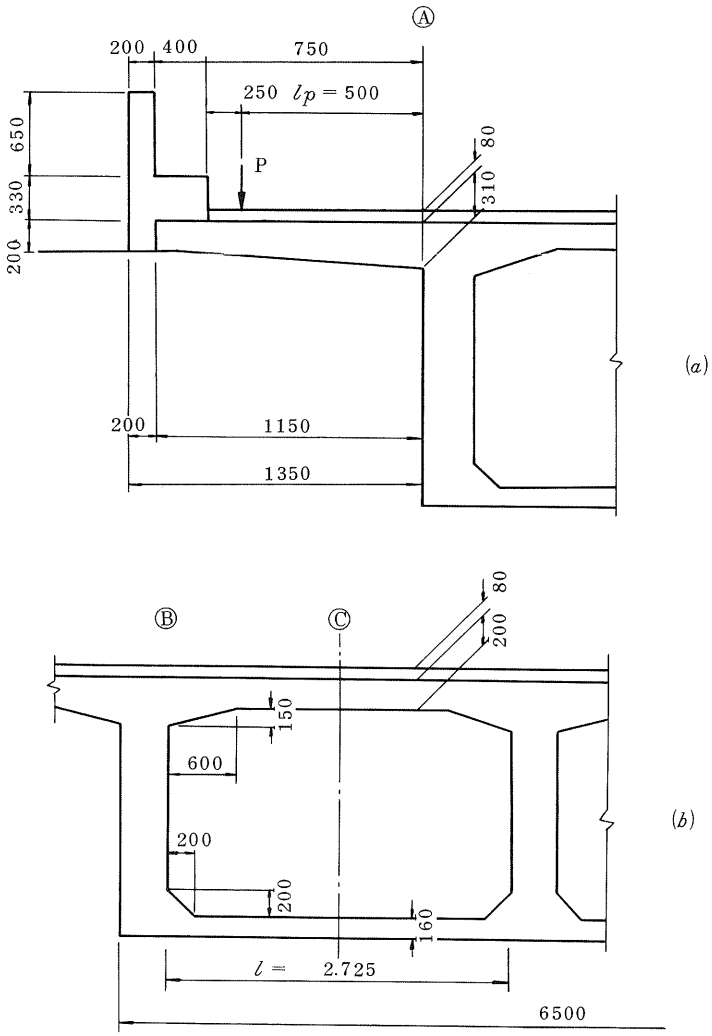
$= 22.5\text{cm}$ となり，床版厚さを31cmとする。

応力度の計算は**図－6**(a)のⒶ断面について行う。Ⓐ断面についての曲げモーメントは**表－4**に示す。なお，活荷重による曲げモーメントは，示方書Ⅲ 5.5.1により，

$$M_\ell = \frac{-P\ell}{1.3\ell + 0.25}$$

$$= \frac{-9.6 \times 0.5}{1.3 \times 0.5 + 0.25}$$

$= 5.333\ t \cdot m/m$ となる。



図－6　床版の形状寸法

表－4　床版の曲げモーメント Ⓐ 断面

		w (t/m)	アーム x (m)	M＝$w \cdot x$ (tm/m)
橋面荷重	高欄	0.590	1.25	0.738
	地覆	0.330	0.95	0.314
	舗装	0.138	0.375	0.052
	防音壁	0.100	1.35	0.135
	付加荷重*	0.095	0.675	0.064
	小計	1.253		1.303
自重		0.733	0.534	0.391
活荷重		———	———	5.333
合計		1.986		7.027

（＊添架物等 0.7 t/m²）

こゝで，$P = 8.0t \times a$　　（$a = 1.2$ は示方書Ⅲ，5.2による割増係数）

$P = 8.0t \times 1.2 = 9.6t$

曲げ応力度は**表－5**に示す。断面の断面係数$W_{Ⓐ}$は16017cm³である。

プレストレスの計算

使用ＰＣ鋼材は，12－ϕ7mm（$SWPRI$）のケーブルとし，配置間隔は45cm，有効プレストレス力P_e＝40 ton／本とする。

1m当りの有効プレストレス力は，

$$\Sigma P_e = \frac{100}{45} \times 40\ ton/本 = 88,89\ ton\ ,$$

表－5　床版の曲げ応力度 Ⓐ 断面

	M (tm)	σ_c (kg/cm²)
自重	0.391	∓ 2.4
橋面荷重	1.303	∓ 8.1
活荷重	5.333	∓ 33.2
合計	7.027	∓ 43.7

有効プレストレス（σ_{pe}）は，

$$\sigma_{pe} = \frac{\Sigma P_e}{A} \pm \frac{\Sigma P_e \times ep}{W}$$

$$= \frac{88,890\ kg}{3100\ cm^2} \pm \frac{88,890 \times 5.5\ cm}{16017\ cm^3} = \begin{cases} 59.2kg/cm^2 & (上縁) \\ -1.9kg/cm^2 & (下縁) \end{cases}$$

こゝで，A＝3100cm²，ep（ＰＣ鋼材の偏心量）＝5.5cmとなる。

したがって，合成応力度は**表－6**のようになる。

なお，プレストレス導入直後のプレストレス力は有効係数η＝0.85とし，

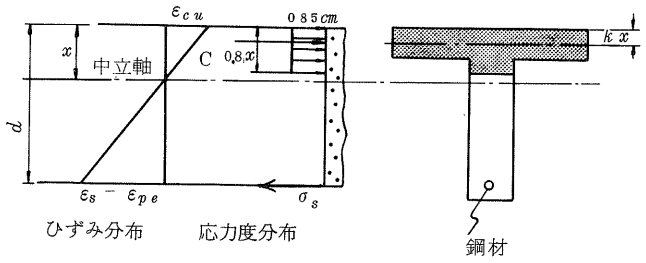
$P = 1.18 \times 40\ ton = 47\ ton$とする。

表－6　床版の合成応力度 Ⓐ 断面

	Ⓐ 断面 上縁	Ⓐ 断面 下縁
有効プレストレス	59.2	－1.9
直後のプレストレス	69.9	－2.2
自重	－2.4	2.4
橋面荷重	－8.1	8.1
活荷重	－33.2	33.2
プレ導入直後	67.5	0.2
設計荷重時	15.5	41.8

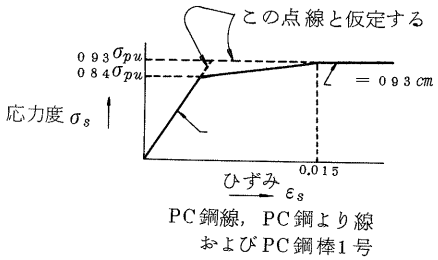
終局荷重作用時の照査（**図－7**）

荷重の組合せは，床版においては，活荷重の影響が大きいので，設計条件10）のℓ），a）1.3×（死荷重）＋2.5（活荷重）のみにつ



(a) 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

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）
：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_{pe}：有効プレストレス力によるPC鋼材のひずみ
kx：着色部の図心位置



ここに，
σ_{pu}：PC鋼材の引張強さ（kg／cm²）
σ_s：鋼材の応力度（kg／cm²）
E：鋼材のヤング係数（kg／cm²）
ε：鋼材のひずみ

(b) 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－7　曲げモーメントに対する破壊安全度の照査

いて行う。

終局モーメント（M_{ud}）は

$$M_{ud} = 1.3M_d + 2.5M_\ell/\alpha$$
$$= 1.3 \times 1{,}986 + 2.5 \times 5{,}333/1.2 = 13.7^{t-m}$$

こゝで，αは終局荷重時に考慮しなくてもよい（示方書Ⅲ 5.2解説）ので$2.5M_\ell/\alpha$としたものである。

となる。

床版の抵抗モーメント（M_u）は，$j = 0.9$と仮定する略算式によると，

$$M_u = A_p \cdot 0.84 \cdot \sigma_{pu} \cdot 0.9d$$

こゝで，A_p；100／45 × 0.3848 cm² × 12本 ＝ 10.26 cm²／m

σ_{pu}；15500 kg／cm²（φ7 mm）

d ＝ 21.0 cm　　j ＝ 0.9

$$M_u = 0.9 \times 10.26 \times 15{,}500 \times 0.84 \times 21 = 25.2^{t-m}$$

となる。

したがって，安全率FSは

$$FS = \frac{M_u}{M_{ud}} = \frac{25.2}{13.7} = 1.84 > 1.0$$

となり，十分に安全である。

片持版の先端付近の橋軸方向曲げモーメントは，示方書Ⅲ，**表 5.5.1** に示された式（活荷重）により

$$M_e = (0.15\ell + 0.13)P$$
$$= (0.15 \times 0.5\text{m} + 0.13) \times 9.6\,t = 1.968^{t-m/m}$$

となる。応力度および鋼材量は，鉄筋コンクリート部材として計算を行なう。なお，このモーメントは，片持版ではあるが，床版の下面に引張応力が作用するものである。したがって，算定された鉄筋は床版の下側に配置しなければならない。計算は省略するが，$b = 100$cm，$d = 20.2$cm とすると，$A_s = 9.93$cm²／m（$D16\,ctc\,20.0$cm）となる。たゞし，$\sigma_{sa} = 1400$kg／cm²とする。

これについても，原則として，終局荷重作用時の検討を行う必要があるが，一般には省略してもよい。

中間部の計算（**図－6** 参照）

図－6(b)に示す Ⓑ および Ⓒ 断面の最小厚さは，示方書Ⅲの**表 5.4.1** により，片持版の場合と同様に

$$\text{最小厚さ } t_{min} = (3\ell + 11) \times 0.9$$
$$= 17.3\text{cm}$$

となり，余裕をみて，厚さを20cmとする。

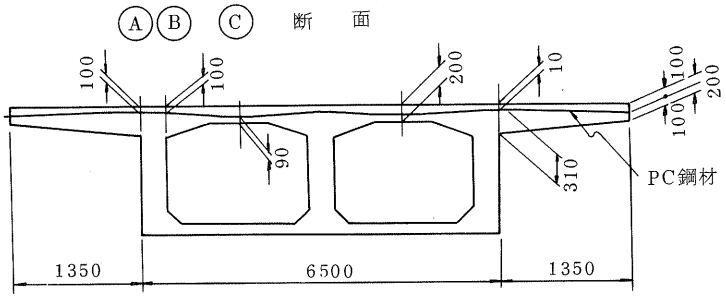
活荷重（T 荷重）による曲げモーメント（示方書Ⅲ 5.5.1）

Ⓑ 断面に対して，$M_\ell = -(0.15\ell + 0.125)P$

Ⓒ 断面に対して，$M_\ell = (0.12\ell + 0.07)P \times 0.8$

を使用して，片持版と同様な手順で計算を行う。計算の詳細は省略する。**図－8** に PC 鋼材（PC ケーブル）の配置の結果を示した。

なお，箱げた断面の死荷重による曲げモーメントは，示方書Ⅲの**表5.5.2** によらず，箱形ラーメンとして算出した値を用いてよい。

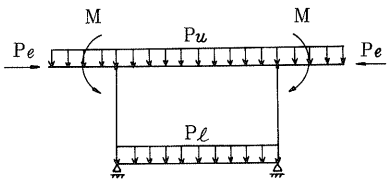


図－8　床版のＰＣケーブルの配置

箱げた断面の下フランジ，ウエブの応力度の照査

下フランジおよびウエブは，**図－9** に示すように箱形ラーメン構造の部材として応力度の照査を行う。

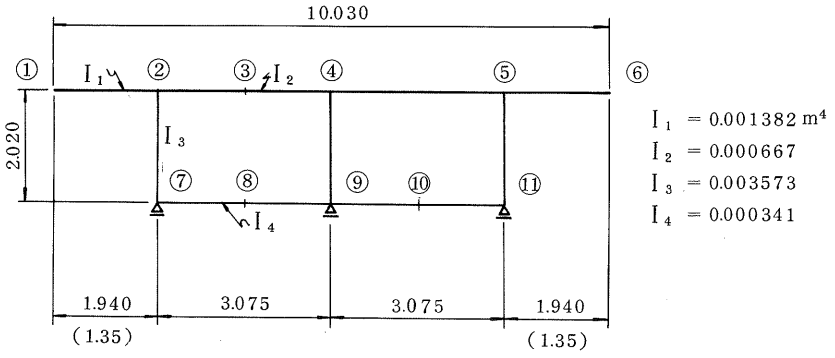
荷重状態としては，**図－9** に示すように，床版の死荷重 P_u（t/m），下フランジの死荷重 P_ℓ（t/m），床版の活荷重による支点上の曲げモーメント M_ℓ（$t\text{-}m/m$），PC 鋼材による圧縮力 P_e（t/m），プレストレッシングによる不静定曲げモーメント M_p（$t\text{-}m/m$）とする。



図－9　荷重状態

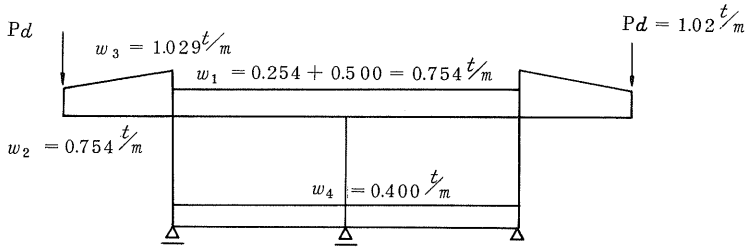
ラーメンの軸線としては，**図－10** に示すものとし，荷重図は**図－11** に示すものであ

る。図－11 に示す荷重により箱形ラーメンとして曲げモーメントを求める。これは通常，手計算よりも電算で計算が進められる。図－12 に計算結果が示されている。応力度の計算の結果，ウエブについては，$D22$ ctc 24cm，下フランジ⑨点，$D16$ ctc 25cm，⑧点においては$D13$ ctc 25cmの鉄筋を配置する。断面応力度の計算結果は，表－7 に示すものとなった。

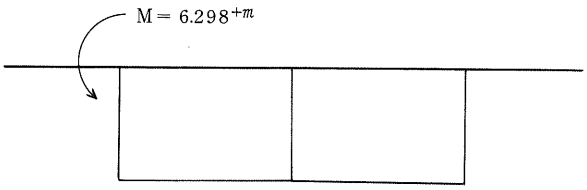


図－10　箱形ラーメンの軸線図

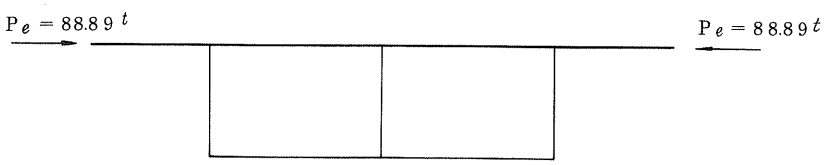
1）死荷重（$Case-1$）



2）活荷重（$Case-2$）

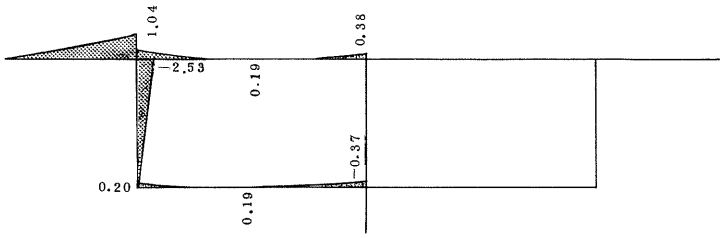


3）プレストレス力（$Case-3$）

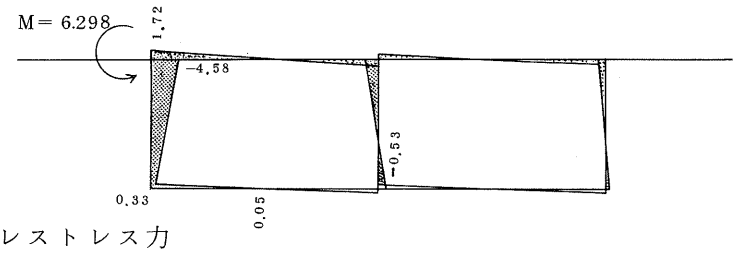


図－11　荷重図

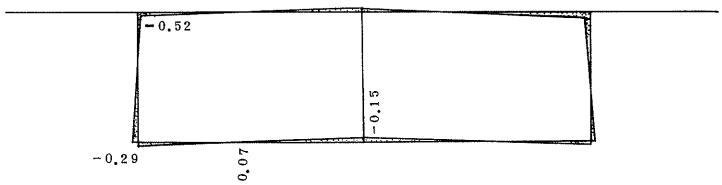
1) 死荷重



2) 活荷重

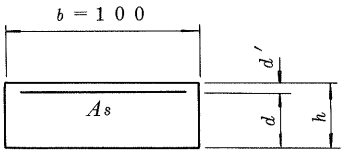


3) プレストレス力



図－12　曲げモーメント図

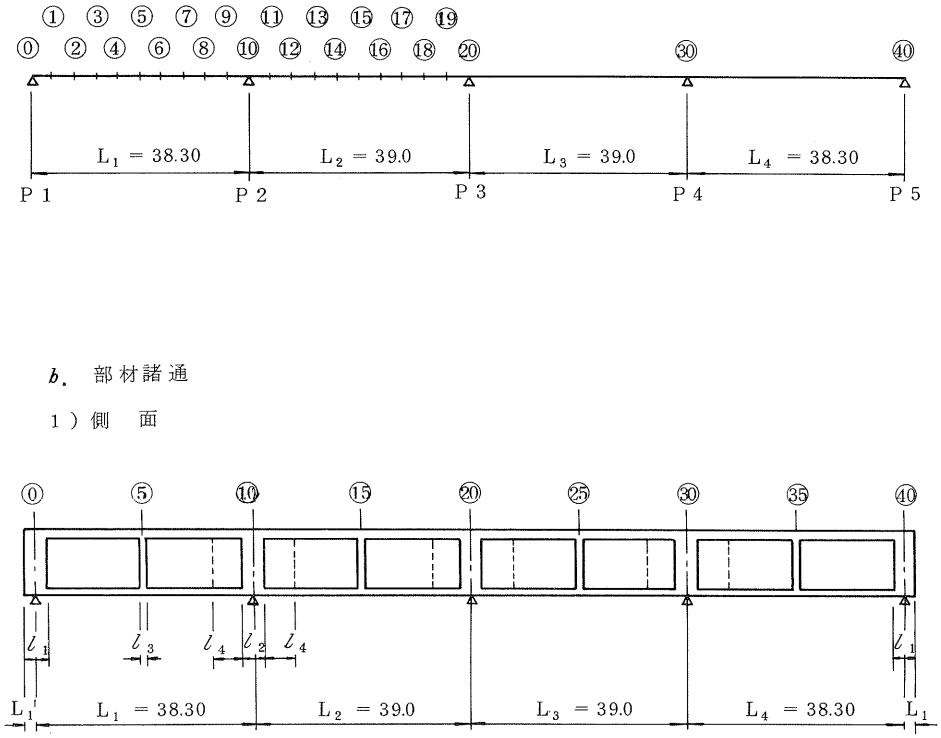
表－7　断面応力度の計算結果



		ウエブ ②	下フランジ 支点 ⑨	下フランジ 支間 ⑧
b	cm	100	100	100
h	〃	35	16	16
d	〃	30	12.2	12.2
As	cm²	D22 ctc 240 = 16.13	D16 ctc 250 = 7.944	D13 ctc 250 = 5.068
M	tm	7.63	1.05	0.31
M/bd²	kg/cm²	8.48	7.05	2.08
p		0.00538	0.00651	0.00415
k		0.329	0.355	0.296
j		0.890	0.882	0.901
1/LC		6.83	6.39	7.49
1/LS		209	174	267
σ_c	kg/cm²	58	45	16
σ_s	〃	1770	1230	560
σ_{ca}	〃	135		
σ_{sa}	〃	1800		

2－3主桁の設計

構造の基本値は，**図－13** に示すものである。電子計算機を用いて **図－13** に示す位置につい



図－13 構造基本図

て各計算を行う。

部材の諸値は

桁　　長	L ＝ 155.90 m
端支点横げた幅	ℓ_1 ＝ 1.25 m
中間支点横げた幅	ℓ_2 ＝ 1.00 m
中間横げた幅	ℓ_3 ＝ 0.30 m
ウエブ拡幅部長さ	ℓ_4 ＝ 4.00 m
端部張出長さ	L_1' ＝ 0.65 m

断面の寸法は，**表－8** に示すものである。

(1) 荷重計算

図－13 に示す構造の基本値より各断面の断面積，断面二次モーメントおよび各荷重強度を電子計算機を用いて，計算する。

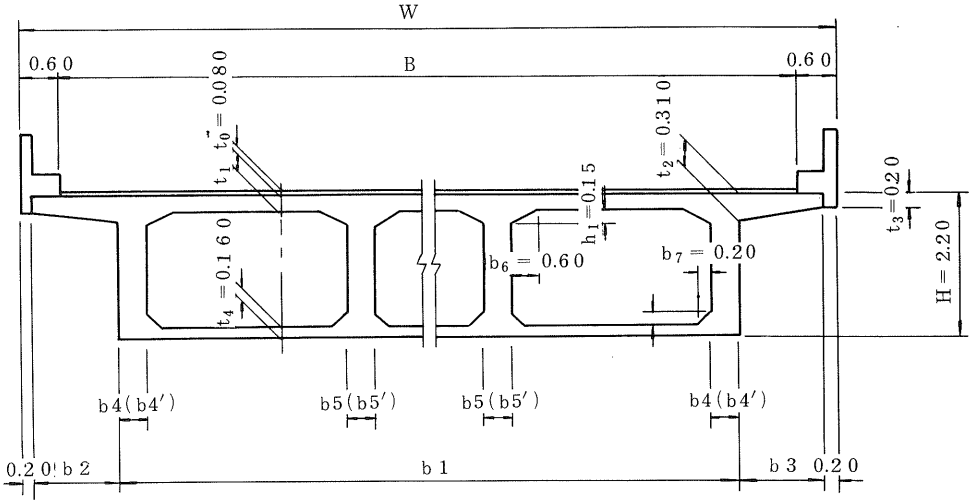
各荷重の計算方法は次による。

主げた自重（ $d_0 W$ ）

1） 分布荷重

標準断面

表－8　断面の寸法



＊$b4'$，$b5'$ は支点拡幅部の値を示す

		⓪ 断面	⑩ 断面	⑳ 断面	㉚ 断面	㊵ 断面
W		9.20	9.20	9.20	9.20	9.20
B		8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
$b1$		6.50	6.50	6.50	6.50	6.50
$b2$		1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
$b3$		1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
$b4$		0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
$b5$		0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
$t1$		0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
支点拡幅断面	$b4'$	0.35	0.65	0.65	0.65	0.35
	$b5'$	0.35	0.65	0.65	0.65	0.35
中間ウエブ本数		1				

$wd_0 = A\ \gamma w = 2.5A_0\ (t/m)$　（A_0；断面積）

隔　　壁

端支点

中間支点

スパン中央

以上を分布荷重に換算する。

橋面荷重（d_1W）

舗　　装　　$wd_1-1 = 0.08 \times 2.3\ t/m^3 = 0.184\ t/m^2$

付加荷重　　wd_1-2（添架物等）　　$0.070\ t/m^3$

$wd_1 = 0.254\ t/m^2$

地　　震	$wd_1-3 = 0.33t/\mathrm{m} \times 2 =$	0.660
高　　欄	$〃 -4 = 0.59t/\mathrm{m} \times 2 =$	1.180
防 音 壁	$〃 -5 = 0.10t/\mathrm{m} \times 2 =$	0.200
	$\Sigma Wd_1 =$	2.040 t/m

活 荷 重

次の2通りの計算を行う。

1) **図－14** Ⓐに示すように，主荷重を満載する。この載荷状態を満載とよぶ。せん断力計算に用いる。

$L-20$

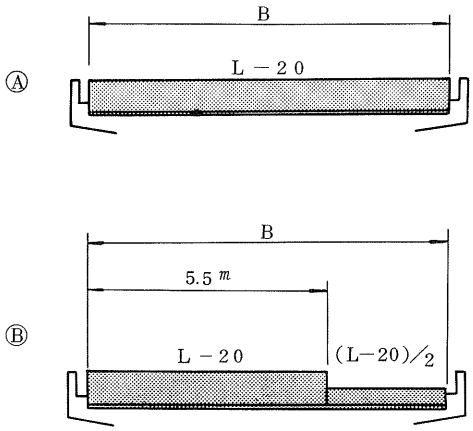
線　荷　重　$P_\ell = 5.0\,t/\mathrm{m}$

等分布荷重　$w_\ell = 0.35\,t/\mathrm{m}^2$

全　荷　重　$P_\ell = 5.0 \times B^t$

$w_\ell = 0.35 \times B^t/\mathrm{m}$

2) **図－14** Ⓑに示すように，幅員の5.5mについては主荷重を，残りの幅員には従荷重を載荷する。これを偏載とする。なお，この載荷状態は曲げモーメントの算定に採用する。



図－14　載荷状態

全　荷　重

$$P_\ell = 0.5 \times 5.5 + \frac{5.0}{2}(B - 5.5)$$

$$W_\ell = 0.35 \times 5.5 + \frac{5.0}{2}(B - 5.5)$$

衝撃係数は，**表－9**に示すものとなる。

断面の諸元および荷重の計算は，以上のデータに基づいて，電子計算機により行う。

(2) 断面力の計算

死荷重および活荷重による断面力

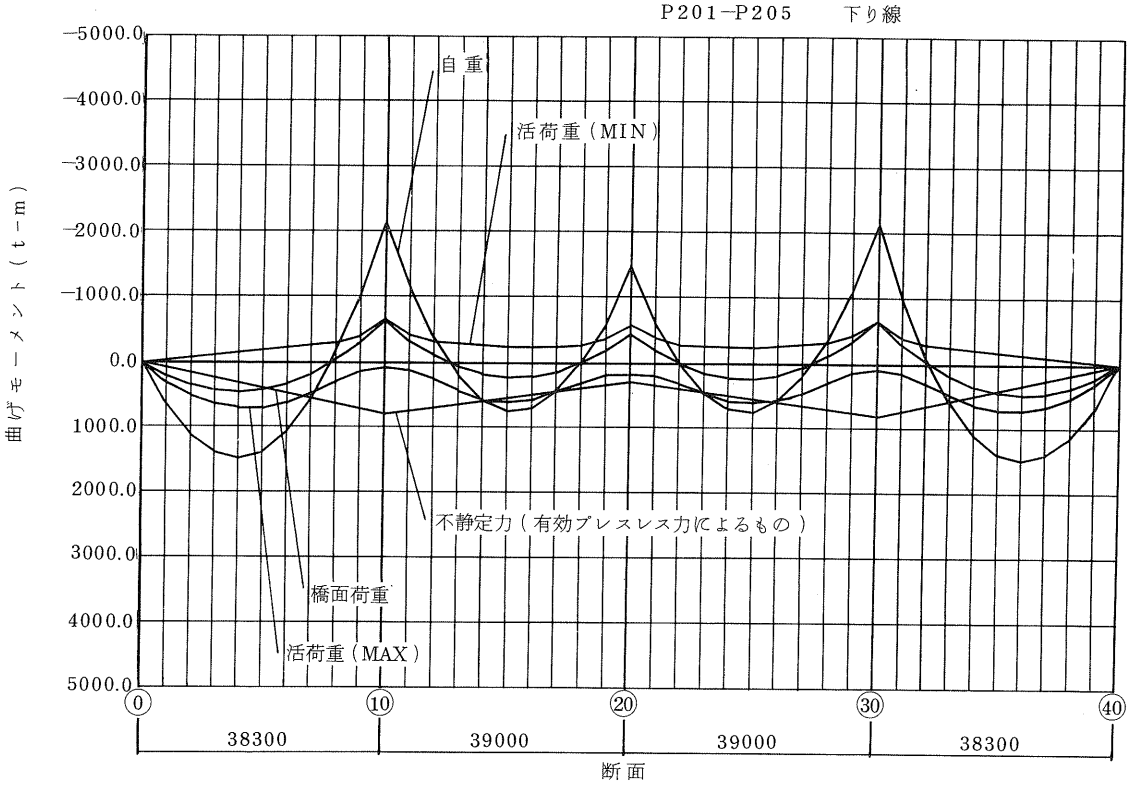
構造の基本値および荷重計算の結果より死荷重ならびに活荷重による断面力を電子計算機により算出する。

計算結果は，**図－15 ～ 18** に示すものとなった。

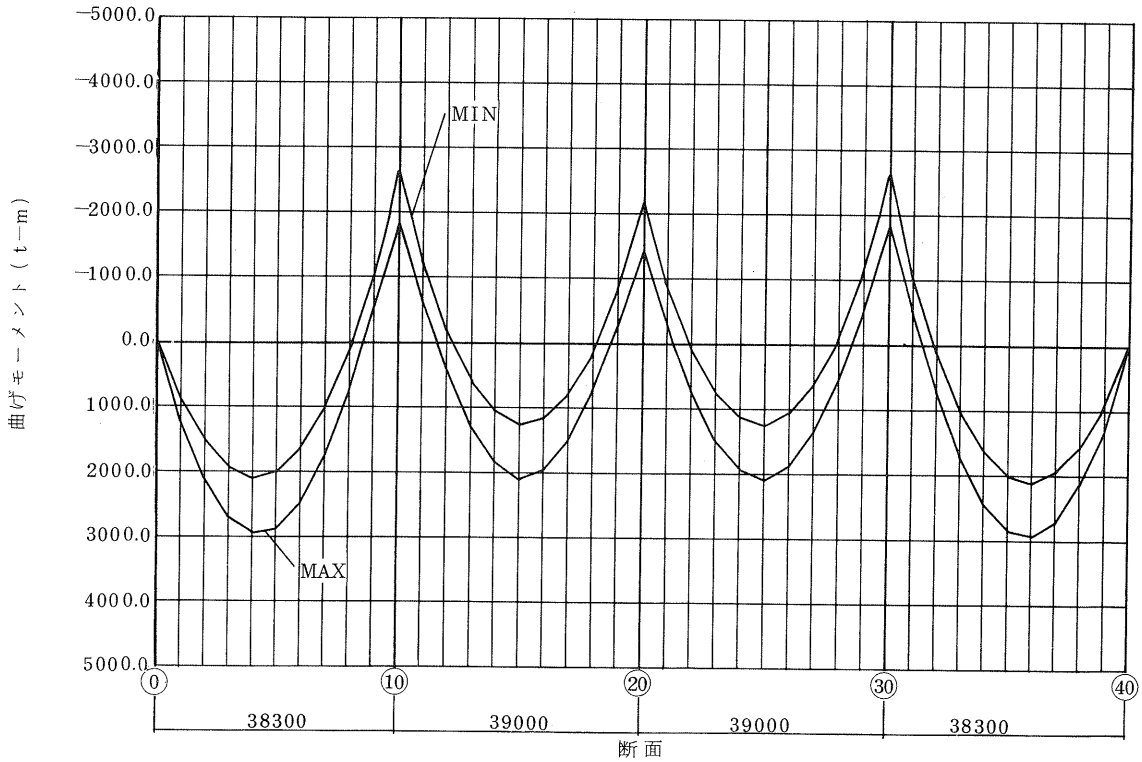
表－9　衝撃係数の計算

$$i = \frac{10}{25 + L}$$

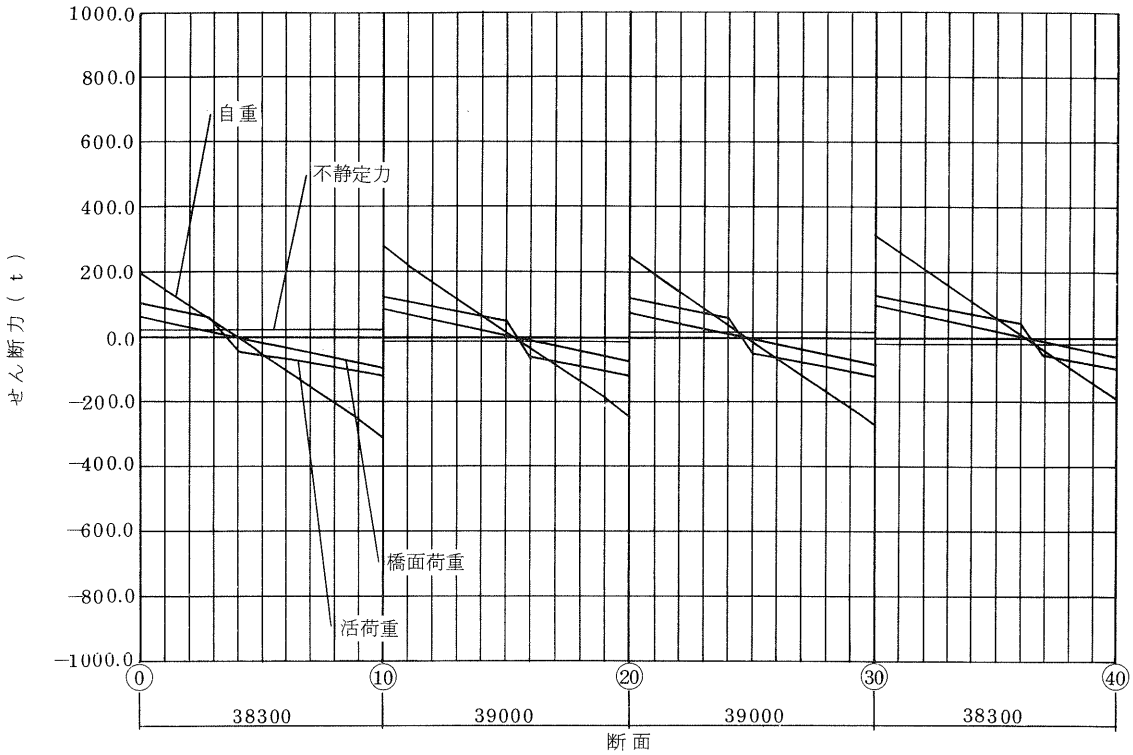
支　　間	算　出　式	係　　数
・第1支間	$i_1 = \dfrac{10}{25 + L_1}$	$= 0.158$
・第2支間	$i_2 = \dfrac{10}{25 + L_2}$	$= 0.156$
・第3支間	$i_3 = \dfrac{10}{25 + L_3}$	$= 0.156$
・第4支間	$i_4 = \dfrac{10}{25 + L_4}$	$= 0.158$
・⑩ 支 点	$i_{10} = \dfrac{10}{25 + (L_1 + L_2)}$	$= 0.157$
・⑳ 支 点	$i_{20} = \dfrac{10}{25 + (L_2 + L_3)}$	$= 0.156$
・㉚ 支 点	$i_{30} = \dfrac{10}{25 + (L_3 + L_4)}$	$= 0.157$



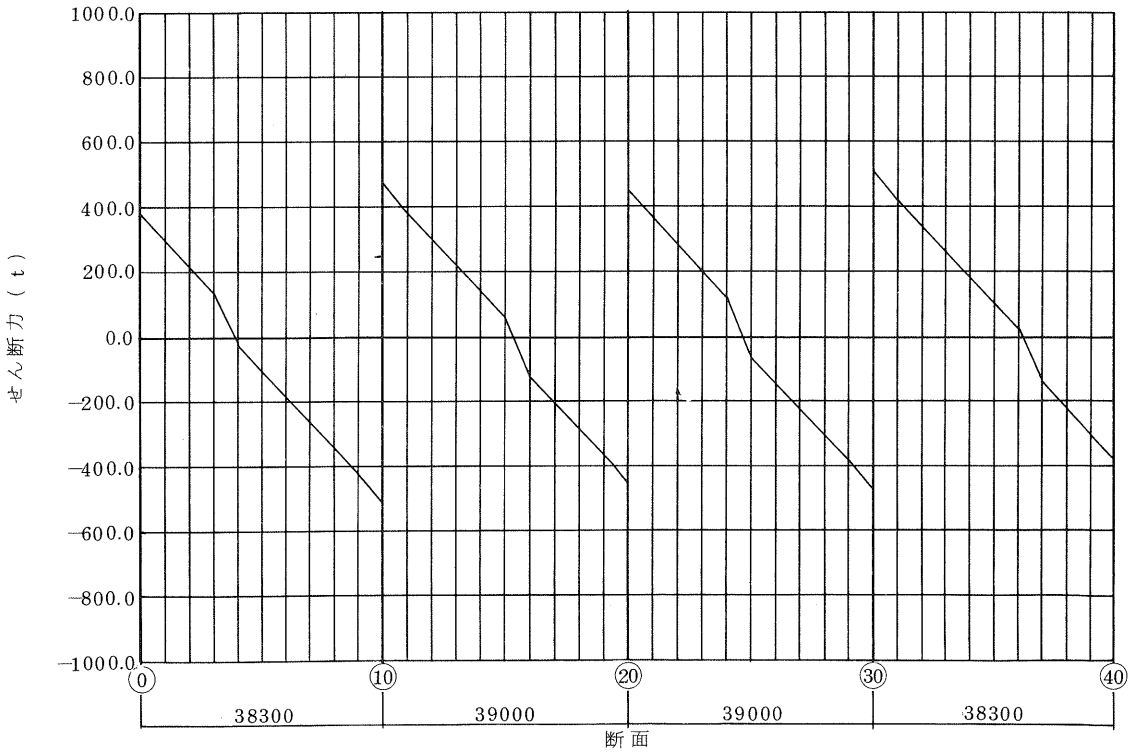
図−15　曲げモーメント



図−16　最大最小曲げモーメント



図－17　せん断力



図－18　最大せん断力

(3) 中間支点の設計曲げモーメント

示方書Ⅲの9章，連続げた橋 9.1 に基づいて計算する。**図－19** により

$$a = 2Y + a'$$

$$= 2 \times 1.229 + 0.7 = 3.158$$

$$q = R / a$$

$$M_2 = \frac{q a^2}{8}$$

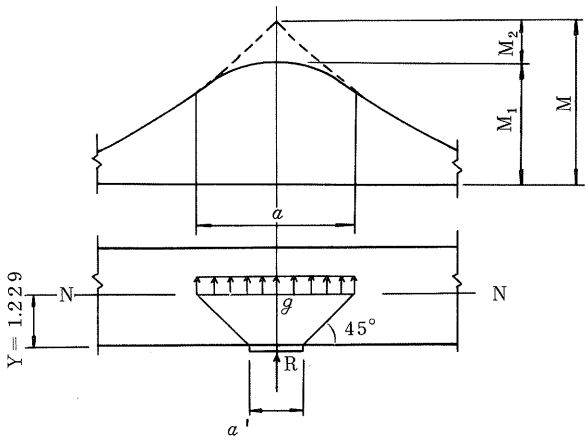
$$M_1 = M - M_2$$

ただし，$M_1 \geqq 0.9M$

M_1 ；設計曲げモーメント

M ；支点曲げモーメント

となる。



図－19 中間支点の設計曲げモーメント

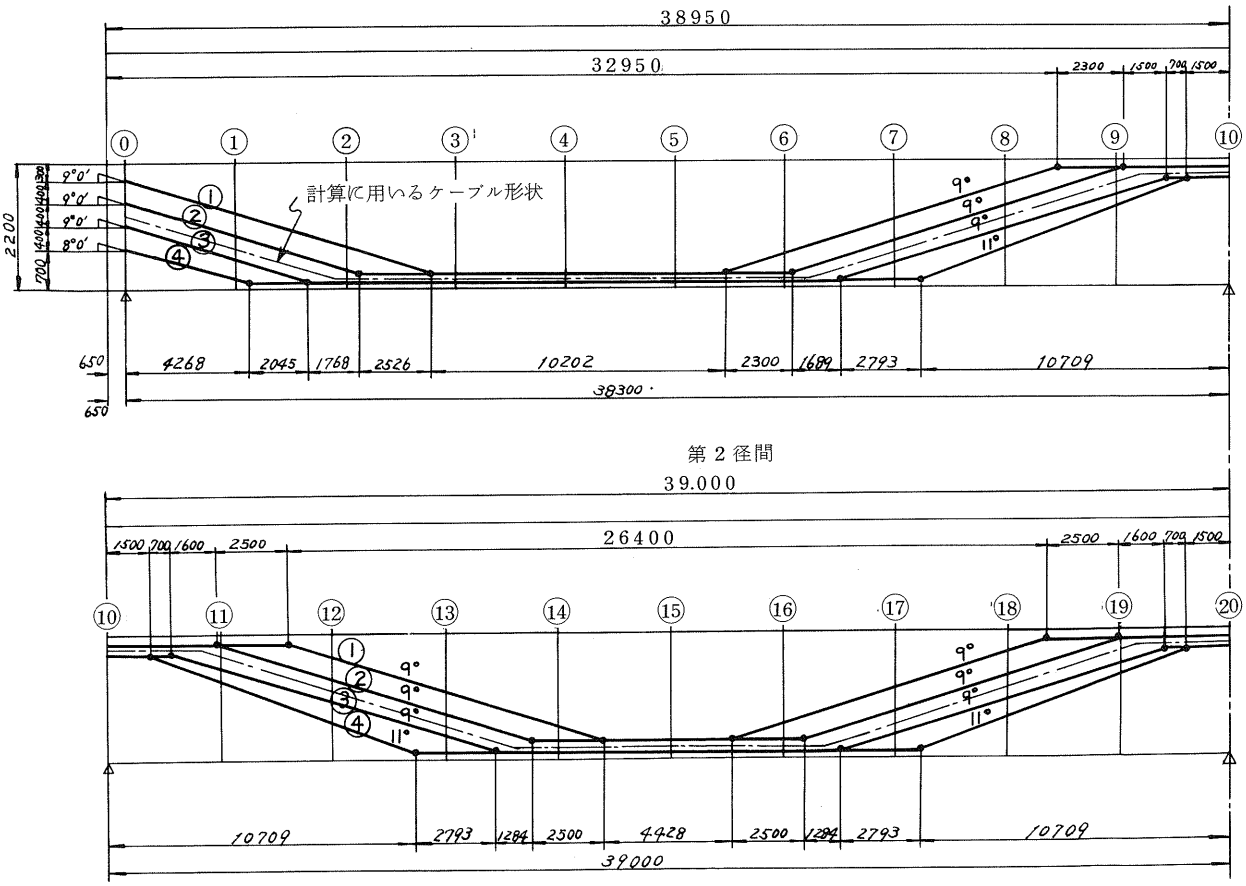
(4) ＰＣケーブルの配置

ＰＣケーブルの配置形状は，**図－20** に示すものとする。

ケーブル配置

(1) ケーブル形状

PCストランド 12T15.2㎜を12本（1ウエブ当り4本）第1径間



図－20 ケーブル配置

(5) 断面諸常数の計算

断面諸常数，プレストレス力による不静定力，温度差による不静定力，曲げ応力度，破壊抵抗曲げモーメントおよび斜引張鉄筋量の計算は，電子計算機により一連のプログラムにより算出する。

断面諸常数は次に示すものである。

断面の諸常数

総　　断　　面

*** ﾀﾞﾝﾒﾝ ｼｮｼﾞｮｳｽｳ - 1 ｿｳﾀﾞﾝﾒﾝ ***

ｹｲｶﾝ	ﾀﾞﾝﾒﾝ	ﾀﾞﾝﾒﾝｾｷ (M**2)	ｽﾞﾚﾝｼﾞｮｳ ｶﾗﾉ ｷｮﾘ ｼﾞｮｳ (M)	ｶ ｴﾝ (M)	2ｼﾞﾓｰﾒﾝﾄ (M**4)	ﾀﾞﾝﾒﾝ ｹｲｽｳ ｼﾞｮｳ (M**3)	ｶ ｴﾝ (M**3)	ｶｲﾃﾝ ﾍﾝｹｲ (M**2)	1ｼﾞﾓｰﾒﾝﾄ (M**3)
1									
	1 (0)	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	2	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	3	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	4	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	5	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	6	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	7	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	8	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	9	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	10	5.3651	0.9419	-1.2581	3.6174	3.8404	-2.8754	0.6743	2.0215
	11 (10)	6.7745	0.9790	-1.2210	4.0504	4.1374	-3.3173	0.5979	2.3638
2									
	1 (10)	6.7745	0.9790	-1.2210	4.0504	4.1374	-3.3173	0.5979	2.3638
	2	5.3393	0.9411	-1.2589	3.6093	3.8353	-2.8670	0.6760	2.0151
	3	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	4	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	5	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	6	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	7	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	8	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	9	5.1185	0.9334	-1.2666	3.5397	3.7923	-2.7945	0.6915	1.9602
	10	5.3393	0.9411	-1.2589	3.6093	3.8353	-2.8670	0.6760	2.0151
	11 (20)	6.7745	0.9790	-1.2210	4.0504	4.1374	-3.3173	0.5979	2.3638

純　　断　　面

*** ﾀﾞﾝﾒﾝ ｼｮｼﾞｮｳｽｳ - 2 ｼﾞｭﾝﾀﾞﾝﾒﾝ ***

ｹｲｶﾝ	ﾀﾞﾝﾒﾝ	ﾀﾞﾝﾒﾝｾｷ (M**2)	ｽﾞﾚﾝｼﾞｮｳ ｶﾗﾉ ｷｮﾘ ｼﾞｮｳ (M)	ｶ ｴﾝ (M)	ｷｮﾘ PC ｺｳﾀﾞｲ (M)	ｺﾝﾋﾞﾓｰﾒﾝﾄ (M**4)	ﾀﾞﾝﾒﾝ ｹｲｽｳ ｼﾞｮｳ (M**3)	ｶ ｴﾝ (M**3)	PC ｺｳﾀﾞｲ (M**3)	ｶｲﾃﾝ ﾍﾝｹｲ (M**2)
1										
	1 (0)	5.0655	0.9337	-1.2663	0.0337	3.5394	3.7906	-2.7951	104.9654	0.6987
	2	5.0655	0.9276	-1.2724	-0.5619	3.5229	3.7980	-2.7686	-6.2691	0.6955
	3	5.0655	0.9218	-1.2782	-1.1182	3.4738	3.7686	-2.7177	-3.1066	0.6858
	4	5.0655	0.9218	-1.2782	-1.1182	3.4738	3.7686	-2.7177	-3.1066	0.6858
	5	5.0655	0.9218	-1.2782	-1.1182	3.4738	3.7686	-2.7177	-3.1066	0.6858
	6	5.0655	0.9218	-1.2782	-1.1182	3.4738	3.7686	-2.7177	-3.1066	0.6858
	7	5.0655	0.9218	-1.2782	-1.1182	3.4738	3.7686	-2.7177	-3.1066	0.6858
	8	5.0655	0.9258	-1.2742	-0.7299	3.5115	3.7929	-2.7559	-4.8107	0.6932
	9	5.0655	0.9325	-1.2675	-0.0823	3.5391	3.7952	-2.7922	-42.9994	0.6987
	10	5.3121	0.9476	-1.2524	0.5737	3.5999	3.7989	-2.8744	6.2748	0.6777
	11 (10)	6.7215	0.9849	-1.2151	0.7499	4.0207	4.0825	-3.3088	5.3619	0.5982
2										
	1 (10)	6.7215	0.9849	-1.2151	0.7499	4.0207	4.0825	-3.3088	5.3619	0.5982
	2	5.2863	0.9467	-1.2533	0.5611	3.5926	3.7950	-2.8664	6.4032	0.6796
	3	5.0655	0.9323	-1.2677	-0.1060	3.5388	3.7959	-2.7915	-33.3973	0.6986
	4	5.0655	0.9254	-1.2746	-0.7654	3.5087	3.7914	-2.7529	-4.5840	0.6927
	5	5.0655	0.9222	-1.2778	-1.0778	3.4785	3.7719	-2.7223	-3.2274	0.6867
	6	5.0655	0.9222	-1.2778	-1.0778	3.4785	3.7719	-2.7223	-3.2274	0.6867
	7	5.0655	0.9222	-1.2778	-1.0778	3.4785	3.7719	-2.7223	-3.2274	0.6867
	8	5.0655	0.9254	-1.2746	-0.7654	3.5087	3.7914	-2.7529	-4.5838	0.6927
	9	5.0655	0.9323	-1.2677	-0.1060	3.5388	3.7959	-2.7915	-33.3903	0.6986
	10	5.2863	0.9467	-1.2533	0.5610	3.5926	3.7950	-2.8664	6.4035	0.6796
	11 (20)	6.7215	0.9849	-1.2151	0.7499	4.0207	4.0825	-3.3088	5.3619	0.5982

換　算　断　面

*** ﾀﾞﾝﾒﾝ ｼｮﾘﾖｳｽｳ - 3 ｶﾝｾﾞﾝ ﾀﾞﾝﾒﾝ ***

ｹｲｶﾝ	ﾀﾞﾝﾒﾝ	ﾀﾞﾝﾒﾝｾｷ (M**2)	ｽﾞﾚｼﾝ ｶﾗﾉ ｼﾞｮｳｺﾝ (M)	ｽﾞﾚｼﾝ ｶﾗﾉ ｶﾝ (M)	ﾖﾘ PC ｺｳｾﾞｲ (M)	ｼﾞｮｳｺﾝ ﾓｰﾒﾝﾄ (M**4)	ﾀﾞﾝﾒﾝ ｼﾞｮｳｺﾝ (M**3)	ﾀﾞﾝﾒﾝ ｶﾝ (M**3)	ｹｲｽｳ PC ｺｳｾﾞｲ (M**3)	ｶｲﾃﾝ ﾊﾝｹｲ (M**2)
1										
	1 (0)	5.1884	0.9329	-1.2671	0.0329	3.5397	3.7942	-2.7936	107.5223	0.6822
	2	5.1884	0.9409	-1.2591	-0.5486	3.5609	3.7848	-2.8281	-6.4906	0.6863
	3	5.1884	0.9483	-1.2517	-1.0917	3.6240	3.8217	-2.8952	-3.3195	0.6985
	4	5.1884	0.9483	-1.2517	-1.0917	3.6240	3.8217	-2.8952	-3.3195	0.6985
	5	5.1884	0.9483	-1.2517	-1.0917	3.6240	3.8217	-2.8952	-3.3195	0.6985
	6	5.1884	0.9483	-1.2517	-1.0917	3.6240	3.8217	-2.8952	-3.3195	0.6985
	7	5.1884	0.9483	-1.2517	-1.0917	3.6240	3.8217	-2.8952	-3.3195	0.6985
	8	5.1884	0.9431	-1.2569	-0.7126	3.5756	3.7913	-2.8448	-5.0174	0.6892
	9	5.1884	0.9345	-1.2655	-0.0804	3.5401	3.7884	-2.7973	-44.0549	0.6823
	10	5.4349	0.9346	-1.2654	0.5607	3.6396	3.8941	-2.8764	6.4908	0.6697
	11 (10)	6.8444	0.9714	-1.2286	0.7364	4.0887	4.2091	-3.3279	5.5523	0.5974
2										
	1 (10)	6.8444	0.9714	-1.2286	0.7364	4.0887	4.2091	-3.3279	5.5523	0.5974
	2	5.4092	0.9339	-1.2661	0.5483	3.6306	3.8875	-2.8676	6.6214	0.6712
	3	5.1884	0.9348	-1.2652	-0.1035	3.5404	3.7874	-2.7982	-34.2223	0.6824
	4	5.1884	0.9436	-1.2564	-0.7473	3.5792	3.7932	-2.8487	-4.7895	0.6898
	5	5.1884	0.9477	-1.2523	-1.0523	3.6180	3.8176	-2.8892	-3.4383	0.6973
	6	5.1884	0.9477	-1.2523	-1.0523	3.6180	3.8176	-2.8892	-3.4383	0.6973
	7	5.1884	0.9477	-1.2523	-1.0523	3.6180	3.8176	-2.8892	-3.4383	0.6973
	8	5.1884	0.9436	-1.2564	-0.7473	3.5792	3.7932	-2.8487	-4.7894	0.6898
	9	5.1884	0.9348	-1.2652	-0.1035	3.5404	3.7874	-2.7982	-34.2152	0.6824
	10	5.4092	0.9339	-1.2661	0.5483	3.6306	3.8875	-2.8676	6.6216	0.6712
	11 (20)	6.8444	0.9714	-1.2286	0.7364	4.0887	4.2091	-3.3279	5.5523	0.5974

(6)　プレストレス力による不静定力の計算

プレストレス力による不静定力についての概要はすでに述べた。こゝでは，実際の設計手順を計算に従って示す。

示方書Ⅲの２章2.1.4.に，「プレストレス力により不静定力が生じる場合は，これを考慮しなければならない。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鋼材の有効係数の平均値を乗じた値とすることができる。」と示されている。さらに解説において，近似的に平均有効係数 $\eta = 0.9$ としてよいと述べられている。

この計算例では，η を電子計算機により各断面について求めて計算を進める。

プレストレス力による不静定力の計算は，通常，プレストレスを与えた直後，全設計荷重が作用し，ＰＣ鋼材の応力度がクリープ等により減少した状態の２つのケースについて行っている。しかしながら，施工の方法によっては，各段階で検討の必要が生じるものである。

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，

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

の影響を考慮して算出を行う。

(7)　プレストレッシング直後のＰＣ鋼材応力度

示方書Ⅲ 2.1.4.に従って計算を行う。

1)　摩擦によるＰＣ鋼材応力度の減少

減少量は，

$$P_x = P_i e^{-(\mu\alpha + \lambda x)}$$

こゝに，P_x ；設計断面におけるＰＣ鋼材の引張力（kg）

P_i ；ＰＣ鋼材のジャッキの位置の引張力（kg）

μ ；ＰＣ鋼材の角変化１ラジアン当りの摩擦係数

α ；ＰＣ鋼材の角変化（ラジアン）

$$\alpha = \sum_{i=1}^{n} \alpha i$$

λ ；ＰＣ鋼材の長さ１ｍ当りの摩擦係数

x ；ＰＣ鋼材の引張端から設計断面までの長さ（ｍ）

σx ；Px / Ap　Ap ：ＰＣ鋼材の断面積（cm²）

σx ：ＰＣ鋼材の応力度（kg／cm²）

2）定着具セットによるＰＣ鋼材応力度の減少

ＰＣ鋼材とシースの間に摩擦がある場合には，比較的煩雑な計算になるので，図解法によって求める。

すなわち，ＰＣ鋼材を緊張するときの摩擦抵抗と，ゆるめるときの摩擦抵抗が同じ値であると仮定すると，**図－21** に示すようなＰＣ鋼材引張力の分布となる。ＰＣ鋼材を a 端で緊張した場合，ＰＣ鋼材の引張力は定着直前では $a'\ b'\ c'\ o'$ となり緊張直後の引張端における引張力 Pi は Pt に低下した状態になる。この場合，$a'\ b'\ c$ と $a''\ b''\ c$ は水平軸 $c a_0$ に対して対称となり，$a'\ b'\ c\ b''\ a''$ により囲まれる面積 A_{Ep} を $Ap \cdot Ep$ で除したものが定着具のセット量を表わすものである。

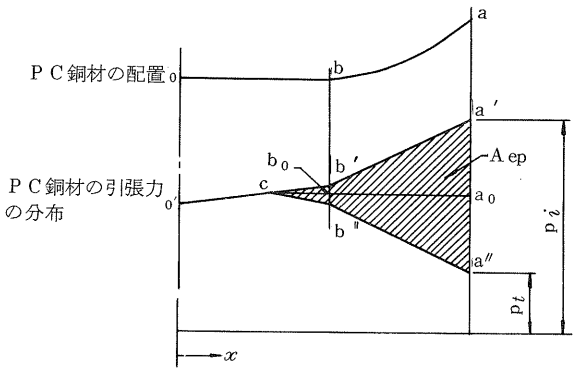
$$\triangle \ell = \frac{A_{Ep}}{Ap Ep}$$

こゝに，$\triangle \ell$ ；ＰＣ鋼材のセット量

Ep ；ＰＣ鋼材のヤング係数

したがって，A_{Ep} が $\triangle \ell \cdot A_p \cdot E_p$ と等しくなる C 点を図上で求め，$c\ b\ a$ 線を定めれば，この線がセットにより生じるＰＣ鋼材のプレストレス減少量を考慮したプレストレス分布となる。

本計算例では，緊張端の応力度とケーブル中央の応力度を直線で結んだものをＰＣ鋼材の応力度と見なしてセットによる応力度の減少量を計算する。



図－21　セットにより生じるＰＣ鋼材プレストレス減少量

コンクリートの弾性変形によるＰＣ鋼材応力度の減少量は次式により算定する。

$$\triangle \sigma p = 1/2\, n\, \sigma_{cpg}$$

こゝに，$\triangle \sigma p$ ；ＰＣ鋼材の引張応力度の減少量（kg／cm²）

σ_{cpg} ；プレストレッシングによるＰＣ鋼材の図心位置でのコンクリートの応力度（kg／cm²）

プレストレス導入時のコンクリート強度は300kg／cm²とすると，$Ec = 0.3 \times 10^6$ kg／cm² と仮定する。

セットによるＰＣ鋼材の応力度の減少量を $\triangle \sigma p'$ とすると，直後のＰＣ鋼材の応力度 σpt は

$$\sigma pt = \sigma x - \triangle \sigma p' - \triangle \sigma p$$

となる。

プレストレッシング直後のプレストレス力の計算

*** ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ﾘｮｸ ﾉ ｹｲｻﾝ ***

1. ﾁｮｳｺﾞ ﾉ PC ｵｳﾘｮｸﾄﾞ　　Ap =12−12T 15.2mm = 199.68cm²

ﾏｻﾂ ｹｲｽｳ　ｶｸﾍﾝｶ 1 ﾗｼﾞｱﾝ ｱﾀﾘ　MU = 0.3　ﾃｲｾﾂｸﾌﾞ ｾﾂﾄ ﾘｮｸ = 11.0 (MM)
ﾏｶﾞﾘ 1 M ｱﾀﾘ　LAMBDA = 0.004　ｺﾝｸﾘｰﾄ ﾉ ﾀﾝｾｲ ｹｲｽｳ = 0.30E 06 (KG/CM**2)

ｹｲｶﾝ	ﾀﾝﾒﾝ	ｲﾝﾁｮｳ ﾀﾝ ｶﾗﾉ ｷｮﾘ (M)	* ｶｸ ﾍﾝｶ (ﾗｼﾞｱﾝ)	* * * * * ｵｳﾘｮｸﾄﾞ ﾏｻﾂ ｿﾝｼﾂﾞ	(KG/CM**2) ｾﾂﾄ ﾘｮｸ ﾆｮﾙ ｿﾝｼﾂ	* * * * * ﾀﾝｾｲ ﾍﾝｹｲ ﾆｮﾙ ｿﾝｼﾂ	* * * * * ﾁｮｳ ｺﾞ
1							
1 (0)		0.0	0.0	12000.0	2295.8	127.7	9576.4
2		3.830	0.0	11817.6	1931.0	154.3	9732.3
3		7.660	0.1527	11116.7	529.3	273.5	10313.9
4		11.490	0.1527	10947.7	191.3	250.3	10506.1
5		15.320	0.1527	10791.3	0.0	241.9	10539.4
6		19.150	0.1527	10617.4	0.0	246.7	10370.7
7		22.980	0.1527	10456.0	0.0	274.7	10181.3
8		26.810	0.3185	9797.3	0.0	189.5	9607.8
9		30.640	0.3185	9648.4	0.0	129.1	9519.3
10		34.470	0.3185	9501.7	0.0	122.5	9379.2
11 (10)		38.300	0.4843	8903.2	0.0	52.8	8850.4
2							
1 (10)		38.300	0.4843	8903.2	0.0	52.8	8850.4
2		42.200	0.6501	8340.0	0.0	94.5	8245.5
3		46.100	0.6501	8210.9	0.0	113.4	8097.6
4		50.000	0.6501	8083.8	0.0	182.1	7901.8
5		53.900	0.8159	7572.5	0.0	209.6	7362.9
6		57.800	0.8159	7455.3	0.0	187.2	7268.1
7		61.700	0.8159	7339.9	0.0	187.9	7152.0
8		65.600	0.9817	6875.6	0.0	133.8	6741.8
9		69.500	0.9817	6769.2	0.0	90.2	6679.0
10		73.400	0.9817	6664.4	0.0	90.7	6573.7
11 (20)		77.300	0.5943	7370.0	0.0	59.8	7310.3

(8) 不静定力の計算

1) 固定端モーメント

a) 側径間（一端ヒンジの場合）は，図－22(a)に示すように，梁ABを両端ヒンジ支承とし，B端にM_Bのモーメントが作用した場合のB端の回転角α_{BA}は

$$\alpha_{BA} = \frac{1}{EI_0}\int \frac{I_0}{I_x} M_B \left(\frac{x}{\ell}\right)^2 dx$$

となる。一方プレストレスのモーメントによるB端の回転角θ_{BA}は（図－22(b)参照），

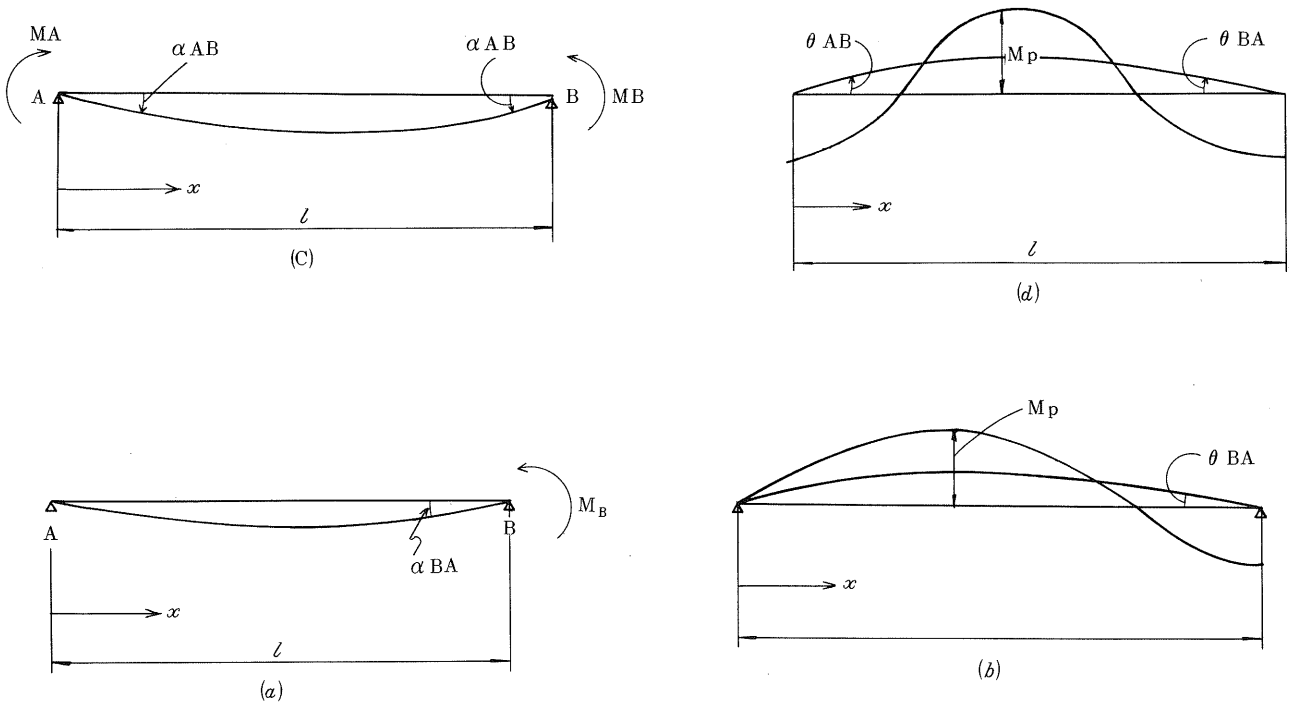
$$\theta_{BA} = \frac{1}{EI_0}\int \frac{I_0}{I_x} M_p \left(\frac{x}{\ell}\right)^2 dx$$

となる。したがって，固定端モーメントM_Bは次式によって求められる。

$$\alpha_{BA} + \theta_{BA} = 0$$

$$\therefore \int \frac{I_0}{I_x} M_B \left(\frac{x}{\ell}\right)^2 dx + \int \frac{I_0}{I_x} M_p \left(\frac{x}{\ell}\right)^2 dx = 0$$

b) 中央径間（両端固定の場合）は，図－22(c)に示すように両端ヒンジとすると，



図－22　不静定力の計算図

$$\alpha_{AB} = \frac{1}{EI_0}\int \frac{I_0}{I_x} M_A \left(\frac{\ell - x}{\ell}\right)^2 dx + \frac{1}{EI_0}\int \frac{I_0}{I_x} M_B \left(\frac{x}{\ell}\right)\left(\frac{e - x}{\ell}\right) dx$$

$$\alpha_{BA} = \frac{1}{EI_0}\int \frac{I_0}{I_x} M_A \left(\frac{x}{\ell}\right)\left(\frac{\ell - x}{\ell}\right) dx + \frac{1}{EI_0}\int \frac{I_0}{I_x} M_B \left(\frac{x}{\ell}\right)^2 dx$$

となる。プレストレスのモーメントによる回転角は（図－22(d)参照），

$$\theta_{AB} = \frac{1}{EI_0}\int \frac{I_0}{I_x} Mp \left(\frac{\ell - x}{\ell}\right)^2 dx$$

$$\theta_{BA} = \frac{1}{EI_0}\int \frac{I_0}{I_x} Mp \left(\frac{x}{\ell}\right)^2 dx$$

したがって，固定端モーメント M_A，M_B は次式によって求められる。

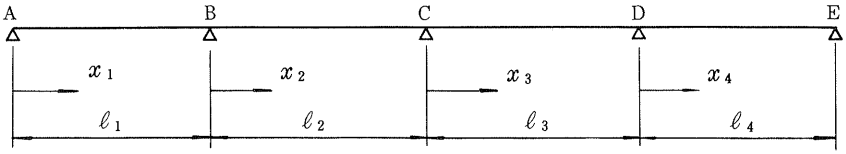
$$\alpha_{AB} + \theta_{AB} = 0$$

$$\alpha_{BA} + \theta_{BA} = 0$$

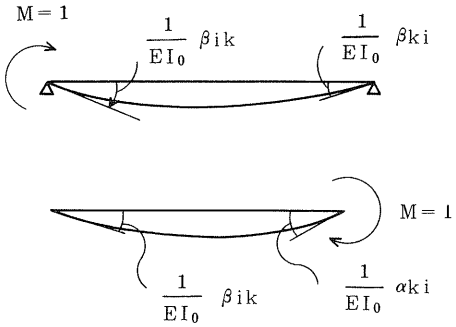
2）部材端モーメントの計算

G. Kani の方法により計算する。図－23(a)にます記号を用いるものとする。

a）部材値の計算



(a)



(b) 固有回転角

図－23　部材端モーメントの計算

i）固有回転角は次式により求められる。

$$\frac{1}{EI_0}\ \alpha ik = \frac{1}{EI_0}\int_0^{\ell}\frac{I}{I_0}\left(\frac{\ell-x}{\ell}\right)^2 dx = \frac{1}{EI_0}\ \frac{1}{2}\ \frac{\ell}{10}\sum\frac{I}{I_0}\left(\frac{\ell-x}{\ell}\right)^2 n$$

$$\frac{1}{EI_0}\ \alpha ki = \frac{1}{EI_0}\int_0^{\ell}\frac{I}{I_0}\left(\frac{x}{\ell}\right)^2 dx = \frac{1}{EI_0}\ \frac{1}{2}\ \frac{\ell}{10}\sum\frac{I}{I_0}\left(\frac{x}{\ell}\right)^2 n$$

$$\frac{1}{EI_0}\ \beta ik = \frac{1}{EI_0}\beta ki = \frac{1}{EI_0}\int_0^{\ell}\frac{I}{I_0}\left(\frac{x}{\ell}\right)\left(\frac{\ell-x}{\ell}\right) dx$$

$$= \frac{1}{EI_0}\ \frac{1}{2}\ \frac{\ell}{10}\sum\frac{I}{I_0}\left(\frac{x}{\ell}\right)\left(\frac{\ell-x}{\ell}\right) n$$

ii）伝　達　率

$$aik = \frac{\alpha ki}{\beta ik}$$

ただし，一方ヒンジ部材については　$aik = aki = 2.0$　となる。

iii）剛　　度

剛度は，**図－23**(a)に示すそれぞれの支間について，

支間 $A \sim B$　$K_{AB} = I_0 / 4\alpha_{BA}$

$$B \sim C \quad K_{BC} = I_0 / 2\beta_{BC} (a_{BC} \cdot a_{CB} - 1)$$
$$C \sim D \quad K_{CD} = I_0 / 2\beta_{CB} (a_{CD} \cdot a_{DC} - 1)$$
$$D \sim E \quad K_{DE} = I_0 / 4\alpha_{DE}$$

となる。

iv) 回転係数

$$\mu_{BA} = -\frac{K_{AB}}{2K_{AB} + a_{BC}K_{BC}}$$

$$\mu_{BC} = -\frac{K_{BC}}{2K_{AB} + a_{BC}K_{BC}}$$

$$\mu_{CB} = -\frac{K_{CB}}{a_{CB}K_{BC} + a_{CD}K_{CD}}$$

$$\mu_{CD} = -\frac{K_{CD}}{a_{CB}K_{BC} + a_{CD}K_{CD}}$$

$$\mu_{DC} = -\frac{K_{CD}}{a_{DC}K_{CD} + 2K_{DE}}$$

$$\mu_{DE} = -\frac{K_{DE}}{a_{DC}K_{CD} + 2K_{DE}}$$

v) 回転成分

以上の式を用いて値を求めG．$Kani$ の方法により回転成分$M'ik$ を求める。

b) 部材端モーメントの算定

部材端モーメントMik は，下式により求める。

$$Mik = \bar{M}ik + aikM'ik + M'ki$$

こゝで，$\bar{M}ik$ ；固定端モーメント

実際の計算は以上の式に関するプログラムを作成し，電子計算によって行った。

(9) 有効プレストレス力の計算

示方書Ⅲの2章2.1.4.により算定する。

1) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるＰＣ鋼材引張応力度の減少量

$$\triangle \sigma p\varphi = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma cp + Ep\varepsilon s}{1 + n \cdot \frac{\sigma cpt}{\sigma pt}\left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

こゝに，$\triangle\sigma p\varphi$ ；コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるＰＣ鋼材応力度の減少量（kg／cm²）

φ ；**表2.2.2**（示方書Ⅲ）に示すコンクリートのクリープ係数

εs ；**表2.2.3**（示方書Ⅲ）に示すコンクリートの乾燥収縮度

n ；ヤング係数比（**表2.2.1**および**2.3.1**）

σcp ；ＰＣ鋼材の位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度（kg／cm²）

σpt ；プレストレッシング直後のＰＣ鋼材の引張応力度（kg／cm²）

σcpt ；ＰＣ鋼材の位置におけるプレストレッシング直後のプレストレス

持続荷重としては，プレストレス力，桁自重，橋面荷重があるが，橋面荷重は作用時期が遅れるので計算には入れない。

2）ＰＣ鋼材のレラクセーションによるＰＣ鋼材の引張応力度の減少量

$$\triangle\sigma pr = \gamma \cdot \sigma pt$$

こゝに，

$\triangle\sigma pr$ ；ＰＣ鋼材のレラクセーションによるＰＣ鋼材引張応力度の減少量

γ ；表 2.3.2（示方書Ⅲ）に示すＰＣ鋼材の見かけのレラクセーション率

σpt ；プレストレッシング直後のＰＣ鋼材の引張応力度（kg／cm²）

γ は，けた上縁で７％，けた下縁で５％とする。

3）有効プレストレス（σpe）は，

$$\sigma pe = \sigma pt - \triangle\sigma p\varphi - \triangle\sigma p\gamma$$

により求める。

有効係数 η は

$$\eta = \sigma pe \ / \ \sigma pt$$

となる。

電子計算機により求めた結果を次に示す。

有効プレストレス力

*** ｺｳｺｳ ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ﾉ ｹｲｻﾝ ***

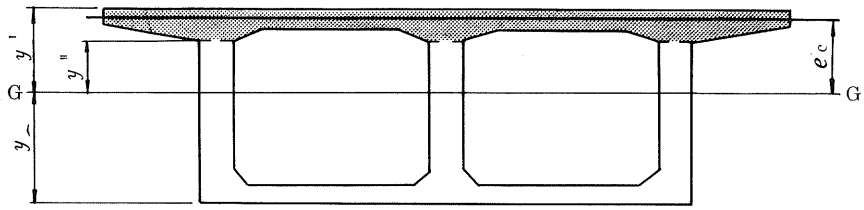
2. ｸﾘｰﾌﾟ ﾈﾝｾﾞﾝ ｶﾝｿｳ ｼｭｳｼｭｸ ﾆﾖﾙ PC ｵｳﾘｮｸﾄﾞ ﾉ ｹﾞﾝｼｮｳ ﾈﾝﾋﾞ ﾚﾗｸ ｾｰｼｮﾝ ﾆﾖﾙ ｹﾞﾝｼｮｳ

ｸﾘｰﾌﾟ ｹｲｽｳ = 2.6
ｶﾝｿｳ ｼｭｳｼｭｸﾄﾞ = 0.20E-03
ｺﾝｸﾘｰﾄ ﾉ ﾀﾝｾｲ ｹｲｽｳ = 0.32E 06 (KG/CM**2)

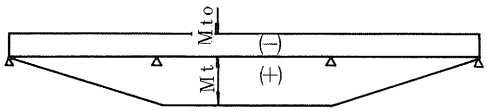
ｹｲｶﾝ	ﾀﾝﾒﾝ	PC ｵｳﾘｮｸﾄﾞ (ﾁｮｸｺﾞ)	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ﾆﾖﾙ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ｲｶﾞｲ ﾉ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ (KG/CM**2)	ｸﾘｰﾌﾟ,ｶﾝｿｳ ﾆﾖﾙ ｹﾞﾝｼｮｳ	ﾚﾗｸｾｰｼｮﾝﾘﾂ	ﾚﾗｸｾｰｼｮﾝ ﾆﾖﾙ ﾀﾝｼｮｳ (KG/CM**2)	ｺｳｺｳ ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ (KG/CM**2)	ｺｳｺｳﾘﾂ 有効係数
1.									
	1 (0)	9576.4	37.8	0.0	951.8	0.050	478.8	8145.8	0.8506
	2	9732.3	55.8	-11.9	1019.9	0.050	486.6	8225.7	0.8452
	3	10313.9	114.8	-41.8	1353.8	0.050	515.7	8444.4	0.8187
	4	10506.1	116.9	-53.7	1219.4	0.050	525.3	8761.4	0.8339
	5	10539.3	117.3	-59.5	1144.0	0.050	527.0	8868.3	0.8415
	6	10370.7	115.4	-59.3	1121.2	0.050	518.5	8730.9	0.8419
	7	10181.3	113.3	-52.1	1191.1	0.050	509.1	8481.1	0.8330
	8	9607.8	67.0	-25.1	973.4	0.050	480.4	8153.9	0.8487
	9	9519.3	37.9	-1.4	931.0	0.050	476.0	8112.3	0.8522
	10	9379.2	52.4	-2.8	1105.6	0.050	469.0	7804.6	0.8321
	11 (10)	8850.4	51.0	-17.9	859.3	0.070	619.5	7371.6	0.8329
2									
	1 (10)	8850.4	51.0	-17.9	859.3	0.070	619.5	7371.6	0.8329
	2	8245.5	45.6	-4.1	986.1	0.050	412.3	6847.2	0.8304
	3	8097.6	32.4	-1.3	850.2	0.050	404.9	6842.5	0.8450
	4	7901.8	57.5	-20.2	903.4	0.050	395.1	6603.2	0.8357
	5	7362.9	78.1	-38.1	904.8	0.050	368.1	6090.0	0.8271
	6	7268.1	77.1	-41.4	844.4	0.050	363.4	6060.3	0.8338
	7	7152.0	75.9	-37.8	877.0	0.050	357.6	5917.4	0.8274
	8	6741.8	49.1	-19.9	785.9	0.050	337.1	5618.8	0.8334
	9	6679.0	26.8	-1.2	765.2	0.050	333.9	5579.9	0.8354
	10	6573.7	36.3	-4.6	841.7	0.050	328.7	5403.3	0.8220
	11 (20)	7310.3	42.1	-19.0	699.3	0.070	511.7	6099.2	0.8343

(10) 温度差による不静定力の計算

示方書共通編の一部修正の 1.8.7 により，図－24(a)に示すように，上床版がその他の部分より平均５℃上昇するものとして計算する。



(a) 断面中の温度分布



(b)
曲げモーメントの分布

図－24　温度差による不静定力

温度差によって床版図心に生ずる軸力（Nt）は，

$$Nt = A_{c1} \cdot t \cdot \varepsilon \cdot E_c$$

で求められる。Nt によって全断面図心に作用する曲げモーメント（Mto）は

$$Mto = -Nt \cdot e_c$$

こゝで，A_{c1} ；床版の断面積

t ；温度差（5℃）

ε ；熱膨張係数（1×10^{-5}）

E_c ；床版のヤング係数

e_c ；全断面図心から床版図心までの距離となる。

断面に発生した曲げモーメント（Mto）によって二次断面力Mt が生じる。二次断面力の算定は$G.\ Kain$ により計算する。

求められたNt，Nto，Mt によって，断面に生じる曲け応力度は次の式によって計算することができる。

床版上縁　$$\sigma_{c1} = \frac{-Nt}{A_c} + \frac{Mto + Mt}{I_c} y' + \frac{Nt}{A_{c1}}$$

床版下縁　$$\sigma_{c2} = \frac{-Nt}{A_c} + \frac{Mto + Mt}{I_c} y'' + \frac{Nt}{A_{c1}}$$

けた上縁　$$\sigma_{c3} = \frac{-Nt}{A_c} + \frac{Mto + Mt}{I_c} y''$$

けた下縁　$\sigma_{c4} = \dfrac{-Nt}{A_c} + \dfrac{Mto + Mt}{I_c}\ y$

こゝに，A ；全断面積

I_c ；全断面の断面二次モーメント

y' ；全断面図心から床版上縁までの距離

y'' ；全断面図心から床版下縁（けた上縁）までの距離

y ；全断面図心からけた下縁までの距離

(11) 曲げモーメントに対する部材断面の応力度の照査

(1) 死荷重による応力度

*** マケ゛ ネウリヨクト゛ ノ ケイサン ***

1. シカシ゛ユウ

** ケタシ゛シ゛ユウ　　シ゛エン　ダ゛ンメン
** キヨウメン カシ゛ユウ　　カンサ゛ン ダ゛ンメン

ケイカン	ダンメン	** モーメント ** ケタ ジ゛シ゛ユウ (TM)	キヨウメン	* ジ゛エン ダンメン ケイスウ * ジ゛ヨウ エン (T**3)	カ エン	* カンサ゛ン ダンメン ケイスウ * ジ゛ヨウ エン (T**3)	カ エン	自重 ケタ ジ゛シ゛ユウ ジ゛ヨウ エン 上縁	カ エン 下縁	橋面荷重 キヨウメン カシ゛ユウ ジ゛ヨウ エン (M**2) 上縁	カ エン 下縁
1											
	1 (C)	0.0	0.0	3.7906	-2.7951	3.7942	-2.8	0.0	0.0	0.0	0.0
	2	649.8	203.7	3.7980	-2.7696	3.7848	-2.8	17.1	-23.5	5.4	-7.2
	3	1111.8	347.6	3.7686	-2.7177	3.8217	-2.9	29.5	-40.9	9.1	-12.0
	4	1386.2	431.8	3.7686	-2.7177	3.8217	-2.9	36.8	-51.0	11.3	-14.9
	5	1472.9	456.3	3.7686	-2.7177	3.8217	-2.9	39.1	-54.2	11.9	-15.8
	6	1371.8	421.0	3.7686	-2.7177	3.8217	-2.9	36.4	-50.5	11.0	-14.5
	7	1055.0	326.0	3.7686	-2.7177	3.8217	-2.9	28.0	-38.8	8.5	-11.3
	8	550.5	171.3	3.7929	-2.7559	3.7913	-2.8	14.5	-20.0	4.5	-6.0
	9	-141.7	-43.2	3.7952	-2.7922	3.7884	-2.8	-3.7	5.1	-1.1	1.5
	10	-1023.9	-317.3	3.7989	-2.8744	3.8941	-2.9	-27.0	35.6	-8.1	11.0
	11 (1D)	-1902.2	-586.2	4.0825	-3.3088	4.2091	-3.3	-46.6	57.5	-13.9	17.6
2											
	1 (1D)	-1902.2	-586.2	4.0825	-3.3088	4.2091	-3.3	-46.6	57.5	-13.9	17.6
	2	-1136.2	-352.3	3.7950	-2.8664	3.8875	-2.9	-29.9	39.6	-9.1	12.3
	3	-373.6	-115.2	3.7959	-2.7915	3.7874	-2.8	-9.8	13.4	-3.0	4.1
	4	192.4	59.9	3.7914	-2.7529	3.7932	-2.8	5.1	-7.0	1.6	-2.1
	5	563.7	173.0	3.7719	-2.7223	3.8176	-2.9	14.9	-20.7	4.5	-6.0
	6	740.4	224.3	3.7719	-2.7223	3.8176	-2.9	19.6	-27.2	5.9	-7.8
	7	693.9	213.6	3.7719	-2.7223	3.8176	-2.9	18.4	-25.5	5.6	-7.4
	8	452.7	140.9	3.7914	-2.7529	3.7932	-2.8	11.9	-16.4	3.7	-4.9
	9	17.0	6.4	3.7959	-2.7915	3.7874	-2.8	0.4	-0.6	0.2	-0.2
	10	-615.5	-190.2	3.7950	-2.8664	3.8875	-2.9	-16.2	21.5	-4.9	6.6
	11 (2D)	-1316.3	-403.7	4.0825	-3.3088	4.2091	-3.3	-32.2	39.8	-9.6	12.1

(2) 活荷重による応力度

*** ﾏｹﾞ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ ﾉ ｹｲｻﾝ ***

2. ｶﾀｶｼﾞｭｳ + ｼｮｳｹﾞｷ (ｶﾝﾀﾞﾝ ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾆｮﾙ)

ｹｲｶﾝ	ﾀﾞﾝﾒﾝ	*** ﾓｰﾒﾝﾄ *** ﾀｲﾀﾞｲ (TM)	ﾀｲｼｮｳ (TM)	** ﾀﾞﾝﾒﾝ ｹｲｽｳ ** ｼﾞｮｳ ｴﾝ (M**3)	ｶ ｴﾝ (M**3)	ﾀｲﾀﾞｲ ﾏｹﾞｵｳﾘｮｸﾄﾞ ｼﾞｮｳ ｴﾝ (KG/CM**2)	ｶ ｴﾝ (KG/CM**2)	ﾀｲｼｮｳ ﾏｹﾞｵｳﾘｮｸﾄﾞ ｼﾞｮｳ ｴﾝ (KG/CM**2)	ｶ ｴﾝ (KG/CM**2)
1									
	1 (0)	0.0	0.0	3.7942	-2.7936	0.0	0.0	0.0	0.0
	2	290.0	-34.8	3.7848	-2.8281	7.7	-10.3	-0.9	1.2
	3	502.5	-69.7	3.8217	-2.8952	13.1	-17.4	-1.8	2.4
	4	638.7	-104.5	3.8217	-2.8952	16.7	-22.1	-2.7	3.6
	5	701.3	-139.3	3.8217	-2.8952	18.4	-24.2	-3.6	4.8
	6	693.6	-174.2	3.8217	-2.8952	18.1	-24.0	-4.6	6.0
	7	620.0	-209.0	3.8217	-2.8952	16.2	-21.4	-5.5	7.2
	8	485.9	-243.8	3.7913	-2.8448	12.8	-17.1	-6.4	8.6
	9	299.0	-279.9	3.7884	-2.7973	7.9	-10.7	-7.4	10.0
	10	146.7	-397.5	3.8941	-2.8764	3.8	-5.1	-10.2	13.8
	11 (10)	91.5	-650.6	4.2091	-3.3279	2.2	-2.7	-15.5	19.5
2									
	1 (10)	91.5	-650.6	4.2091	-3.3279	2.2	-2.7	-15.5	19.5
	2	138.5	-430.7	3.8875	-2.8676	3.6	-4.8	-11.1	15.0
	3	277.6	-317.4	3.7874	-2.7982	7.3	-9.9	-8.4	11.3
	4	445.5	-289.8	3.7932	-2.8487	11.7	-15.6	-7.6	10.2
	5	552.2	-263.8	3.8176	-2.8892	14.5	-19.1	-6.9	9.1
	6	592.3	-237.8	3.8176	-2.8892	15.5	-20.5	-6.2	8.2
	7	564.8	-240.9	3.8176	-2.8892	14.8	-19.5	-6.3	8.3
	8	471.3	-251.4	3.7932	-2.8487	12.4	-16.5	-6.6	8.8
	9	321.5	-267.3	3.7874	-2.7982	8.5	-11.5	-7.1	9.6
	10	205.7	-372.1	3.8875	-2.8676	5.3	-7.2	-9.6	13.0
	11 (20)	189.0	-579.9	4.2091	-3.3279	4.5	-5.7	-13.8	17.4

(3) プレストレスによる直後の応力度および2次応力による応力度

***** KT36 P201-P205 ｸﾀﾞﾘｾﾝ *****

*** ﾏｹﾞ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ ﾉ ｹｲｻﾝ ***

3. ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ﾆｮﾙ ﾁｮｸｺﾞ ﾉ ｵｳﾘｮｸ ｵﾖﾋﾞ ﾁｮｸｺﾞ ﾉ 2ｼﾞｵｳﾘｮｸ (ｼﾞｴﾝ ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾆｮﾙ)

ｹｲｶﾝ	ﾀﾞﾝﾒﾝ	ﾁｮｸｺﾞ ﾓｰﾒﾝﾄ (TM)	ﾁｮｸｺﾞ ｼﾞｸﾘｮｸ (T)	2ｼﾞｵｳﾘｮｸ ﾆｮﾙ ﾓｰﾒﾝﾄ (TM)	ﾒﾝｾｷ (M**2)	ﾀﾞﾝﾒﾝ ｹｲｽｳ ｼﾞｮｳ ｴﾝ (M**3)	ｶ ｴﾝ (M**3)	曲げ応力度 ** ﾏｹﾞ ｵｳﾘｮｸﾄﾞ ** ﾁｮｸｺﾞ ｼﾞｮｳ ｴﾝ (KG/CM**2)	ｶ ｴﾝ (KG/CM**2)	2ｼﾞｵｳﾘｮｸ ｼﾞｮｳ ｴﾝ (KG/CM**2)	ｶ ｴﾝ (KG/CM**2)
1											
	1 (0)	64.5	1912.2	0.0	5.0655	3.7906	-2.7951	39.5	35.4	0.0	0.0
	2	-1092.0	1943.3	94.1	5.0655	3.7980	-2.7686	9.6	77.8	2.5	-3.4
	3	-2302.9	2059.5	188.2	5.0655	3.7686	-2.7177	-20.5	125.4	5.0	-6.9
	4	-2345.8	2097.9	282.4	5.0655	3.7686	-2.7177	-20.8	127.7	7.5	-10.4
	5	-2353.3	2104.5	376.5	5.0655	3.7686	-2.7177	-20.9	129.1	10.0	-13.9
	6	-2315.6	2070.8	470.6	5.0655	3.7686	-2.7177	-20.6	126.1	12.5	-17.3
	7	-2273.3	2033.0	564.7	5.0655	3.7686	-2.7177	-20.2	123.8	15.0	-20.8
	8	-1400.4	1918.5	658.9	5.0655	3.7929	-2.7559	1.0	88.7	17.4	-23.9
	9	-156.4	1900.8	753.0	5.0655	3.7952	-2.7922	33.4	43.1	19.8	-27.0
	10	1074.5	1872.8	847.1	5.3121	3.7999	-2.8744	63.5	-2.1	22.3	-29.5
	11 (10)	1325.2	1767.2	941.2	6.7215	4.0825	-3.3088	58.8	-13.8	23.1	-28.4
2											
	1 (10)	1325.2	1767.2	941.2	6.7215	4.0825	-3.3088	58.8	-13.8	23.1	-28.4
	2	923.8	1646.5	872.3	5.2863	3.7950	-2.8664	55.5	-1.1	23.0	-30.4
	3	-171.3	1616.9	803.3	5.0655	3.7959	-2.7915	27.4	38.1	21.2	-28.8
	4	-1207.7	1577.8	734.3	5.0655	3.7914	-2.7529	-0.7	75.0	19.4	-26.7
	5	-1584.6	1470.2	665.3	5.0655	3.7719	-2.7223	-13.0	87.2	17.6	-24.4
	6	-1564.2	1451.3	596.4	5.0655	3.7719	-2.7223	-12.8	86.1	15.8	-21.9
	7	-1539.2	1428.1	527.4	5.0655	3.7719	-2.7223	-12.6	84.7	14.0	-19.4
	8	-1030.4	1346.2	458.4	5.0655	3.7914	-2.7529	-0.6	64.0	12.1	-16.7
	9	-141.3	1333.7	389.4	5.0655	3.7959	-2.7915	22.6	31.4	10.3	-14.0
	10	736.4	1312.6	320.5	5.2863	3.7950	-2.8664	44.2	-0.9	8.4	-11.2
	11 (20)	1094.6	1459.7	251.5	6.7215	4.0825	-3.3088	48.5	-11.4	6.2	-7.6

(4) 曲げ応力度の集計(I)

*** ﾏｹﾞｵｳﾘｮｸﾄﾞ ﾉ ｼｭｳｹｲ *** ﾀﾝｲ (KG/CM**2)

** NO. 1 ﾀｲｶﾝ **

ﾀﾞﾝﾒﾝ		ｼﾞｼﾞｺｳ	ｷﾖｳﾒﾝｶｼﾞｺｳ	ｶﾀｶｼﾞｺｳ MAX	ｶﾀｶｼﾞｺｳ MIN	ﾆｼﾞｵｳﾘｮｸ ﾁｮｸｺﾞ	ﾆｼﾞｵｳﾘｮｸ ｺｳｺｳ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ﾁｮｸｺﾞ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ｺｳｺｳ	ｵﾝﾄﾞﾀ
(D) 1	ｼﾞｮｳｴﾝ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.5	33.6	1.7
	ｶｴﾝ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	35.4	30.1	3.4
2	ｼﾞｮｳｴﾝ	17.1	5.4	7.7	-0.9	2.5	2.1	9.6	8.1	2.6
	ｶｴﾝ	-23.5	-7.2	-10.3	1.2	-3.4	-2.9	77.8	65.8	2.0
3	ｼﾞｮｳｴﾝ	29.5	9.1	13.1	-1.8	5.0	4.1	-20.5	-16.7	3.6
	ｶｴﾝ	-40.9	-12.0	-17.4	2.4	-6.9	-5.7	125.4	102.7	0.6
4	ｼﾞｮｳｴﾝ	36.8	11.3	16.7	-2.7	7.5	6.2	-20.8	-17.4	4.5
	ｶｴﾝ	-51.0	-14.9	-22.1	3.6	-10.4	-8.7	127.7	106.5	-0.7
5	ｼﾞｮｳｴﾝ	39.1	11.9	18.4	-3.6	10.0	8.4	-20.9	-17.6	5.5
	ｶｴﾝ	-54.2	-15.8	-24.2	4.8	-13.9	-11.7	128.1	107.8	-2.0
6	ｼﾞｮｳｴﾝ	36.4	11.0	18.1	-4.6	12.5	10.5	-20.6	-17.3	6.5
	ｶｴﾝ	-50.5	-14.5	-24.0	6.0	-17.3	-14.6	126.1	106.1	-3.3
7	ｼﾞｮｳｴﾝ	28.0	8.5	16.2	-5.5	15.0	12.5	-20.2	-16.8	7.5
	ｶｴﾝ	-38.8	-11.3	-21.4	7.2	-20.8	-17.3	123.8	103.1	-4.6
8	ｼﾞｮｳｴﾝ	14.5	4.5	12.8	-6.4	17.4	14.7	1.0	0.8	8.6
	ｶｴﾝ	-20.0	-6.0	-17.1	8.6	-23.9	-20.3	88.7	75.3	-6.0
9	ｼﾞｮｳｴﾝ	-3.7	-1.1	7.9	-7.4	19.8	16.9	33.4	28.5	9.6
	ｶｴﾝ	5.1	1.5	-10.7	10.0	-27.0	-23.0	43.1	36.8	-7.4
10	ｼﾞｮｳｴﾝ	-27.0	-8.1	3.8	-10.2	22.3	18.6	63.5	52.9	10.8
	ｶｴﾝ	35.6	11.0	-5.1	13.8	-29.5	-24.5	-2.1	-1.8	-8.4
(10) 11	ｼﾞｮｳｴﾝ	-46.6	-13.9	2.2	-15.5	23.1	19.2	58.8	48.9	12.1
	ｶｴﾝ	57.5	17.6	-2.7	19.5	-28.4	-23.7	-13.8	-11.5	-7.4

曲げ応力度の集計(II)

*** ﾏｹﾞｵｳﾘｮｸﾄﾞ ﾉ ｼｭｳｹｲ *** ﾀﾝｲ (KG/CM**2)

** NO. 2 ﾀｲｶﾝ **

ﾀﾞﾝﾒﾝ		ｼﾞｼﾞｺｳ	ｷﾖｳﾒﾝｶｼﾞｺｳ	ｶﾀｶｼﾞｺｳ MAX	ｶﾀｶｼﾞｺｳ MIN	ﾆｼﾞｵｳﾘｮｸ ﾁｮｸｺﾞ	ﾆｼﾞｵｳﾘｮｸ ｺｳｺｳ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ﾁｮｸｺﾞ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ ｺｳｺｳ	ｵﾝﾄﾞﾀ
(10) 1	ｼﾞｮｳｴﾝ	-46.6	-13.9	2.2	-15.5	23.1	19.2	58.8	48.9	12.1
	ｶｴﾝ	57.5	17.6	-2.7	19.5	-28.4	-23.7	-13.8	-11.5	-7.4
2	ｼﾞｮｳｴﾝ	-29.9	-9.1	3.6	-11.1	23.0	19.1	55.5	46.1	11.4
	ｶｴﾝ	39.6	12.3	-4.8	15.0	-30.4	-25.3	-1.1	-0.9	-9.3
3	ｼﾞｮｳｴﾝ	-9.8	-3.0	7.3	-8.4	21.2	17.9	27.4	23.2	11.0
	ｶｴﾝ	13.4	4.1	-9.9	11.3	-28.8	-24.3	38.1	32.2	-9.2
4	ｼﾞｮｳｴﾝ	5.1	1.6	11.7	-7.6	19.4	16.2	-0.7	-0.6	10.5
	ｶｴﾝ	-7.0	-2.1	-15.6	10.2	-26.7	-22.3	75.0	62.7	-8.6
5	ｼﾞｮｳｴﾝ	14.9	4.5	14.5	-6.9	17.6	14.6	-13.0	-10.7	10.2
	ｶｴﾝ	-20.7	-6.0	-19.1	9.1	-24.4	-20.2	87.2	72.2	-8.1
6	ｼﾞｮｳｴﾝ	19.6	5.9	15.5	-6.2	15.8	13.2	-12.8	-10.7	9.8
	ｶｴﾝ	-27.2	-7.8	-20.5	8.2	-21.9	-18.3	86.1	71.8	-7.7
7	ｼﾞｮｳｴﾝ	18.4	5.6	14.8	-6.3	14.0	11.6	-12.6	-10.4	9.5
	ｶｴﾝ	-25.5	-7.4	-19.5	8.3	-19.4	-16.0	84.7	70.1	-7.3
8	ｼﾞｮｳｴﾝ	11.9	3.7	12.4	-6.6	12.1	10.1	-0.6	-0.5	9.2
	ｶｴﾝ	-16.4	-4.9	-16.5	8.8	-16.7	-13.9	64.0	53.3	-6.9
9	ｼﾞｮｳｴﾝ	0.4	0.2	8.5	-7.1	10.3	8.6	22.6	18.9	9.0
	ｶｴﾝ	-0.6	-0.2	-11.5	9.6	-14.0	-11.7	31.4	26.2	-6.5
10	ｼﾞｮｳｴﾝ	-16.2	-4.9	5.3	-9.6	8.4	6.9	44.2	36.4	8.8
	ｶｴﾝ	21.5	6.6	-7.2	13.0	-11.2	-9.2	-0.9	-0.7	-5.8
(D) 11	ｼﾞｮｳｴﾝ	-32.2	-9.6	4.5	-13.8	6.2	5.1	48.5	40.5	9.1
	ｶｴﾝ	39.8	12.1	-5.7	17.4	-7.6	-6.3	-11.4	-9.5	-3.6

(5) 曲げ応力度の合成(I)

*** ﾏｹﾞｵﾘｮｸﾄﾞ ﾉ ｺﾞｳｾｲ *** ﾀﾝｲ (KG/CM**2)

** NO. 1 ｹｲｶﾝ **

ﾀﾞﾝﾒﾝ		* 1 * ｼﾞｼﾞｸ ﾆｼﾞｵﾘｮｸ(ﾁｮｸｺﾞ) ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ (ﾁｮｸｺﾞ)	* 2 * ｼﾞｼﾞｸ ﾁｮｸﾒﾝｶｿﾞｸ ﾆｼﾞｵﾘｮｸ (ｺｳｺｳ) ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ (ｺｳｺｳ)	* 3 * * 2 * ｶｿｶｼﾞｸ (MAX)	* 4 * * 2 * ｶｿｶｼﾞｸ (MIN)	* 5 * * 3 * ｵﾝﾄﾞﾀ	* 6 * * 4 * ｵﾝﾄﾞﾀ
(0) 1	ｼﾞｮｳｴﾝ	39.5	33.6	33.6	33.6	35.2	35.2
	ｶｴﾝ	35.4	30.1	30.1	30.1	33.5	33.5
2	ｼﾞｮｳｴﾝ	29.2	32.7	40.4	31.8	42.9	34.4
	ｶｴﾝ	50.9	32.2	22.0	33.4	24.0	35.5
3	ｼﾞｮｳｴﾝ	14.0	25.9	39.1	24.1	42.6	27.7
	ｶｴﾝ	77.6	44.1	26.7	46.5	27.3	47.1
4	ｼﾞｮｳｴﾝ	23.4	37.0	53.7	34.2	58.2	38.8
	ｶｴﾝ	66.3	31.9	9.9	35.5	9.2	34.8
5	ｼﾞｮｳｴﾝ	28.2	41.8	60.2	38.2	65.7	43.7
	ｶｴﾝ	60.1	26.2	2.0	31.0	-0.0	29.0
6	ｼﾞｮｳｴﾝ	28.3	40.6	58.8	36.1	65.3	42.6
	ｶｴﾝ	58.3	26.6	2.6	32.6	-0.7	29.2
7	ｼﾞｮｳｴﾝ	22.8	32.2	48.4	26.7	55.9	34.2
	ｶｴﾝ	64.2	35.7	14.3	42.9	9.7	38.3
8	ｼﾞｮｳｴﾝ	32.8	34.6	47.4	28.2	56.0	36.7
	ｶｴﾝ	44.8	29.0	11.9	37.6	5.9	31.6
9	ｼﾞｮｳｴﾝ	49.5	40.5	48.4	33.1	58.0	42.7
	ｶｴﾝ	21.2	20.4	9.7	30.4	2.3	23.0
10	ｼﾞｮｳｴﾝ	58.9	36.3	40.1	26.1	50.9	36.9
	ｶｴﾝ	4.0	20.4	15.3	34.2	6.8	25.8
(10) 11	ｼﾞｮｳｴﾝ	35.2	7.6	9.8	-7.8	21.9	4.2
	ｶｴﾝ	15.3	40.0	37.2	59.5	29.8	52.1

曲げ応力度の合成(II)

*** ﾏｹﾞｵﾘｮｸﾄﾞ ﾉ ｺﾞｳｾｲ *** ﾀﾝｲ (KG/CM**2)

** NO. 2 ｹｲｶﾝ **

ﾀﾞﾝﾒﾝ		* 1 * ｼﾞｼﾞｸ ﾆｼﾞｵﾘｮｸ(ﾁｮｸｺﾞ) ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ (ﾁｮｸｺﾞ)	* 2 * ｼﾞｼﾞｸ ﾁｮｸﾒﾝｶｿﾞｸ ﾆｼﾞｵﾘｮｸ (ｺｳｺｳ) ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ (ｺｳｺｳ)	* 3 * * 2 * ｶｿｶｼﾞｸ (MAX)	* 4 * * 2 * ｶｿｶｼﾞｸ (MIN)	* 5 * * 3 * ｵﾝﾄﾞﾀ	* 6 * * 4 * ｵﾝﾄﾞﾀ
(10) 1	ｼﾞｮｳｴﾝ	35.2	7.6	9.8	-7.8 <-13.5	21.9	4.2
	ｶｴﾝ	15.3	40.0	37.2	59.5	29.8	52.1
2	ｼﾞｮｳｴﾝ	48.5	26.2	29.7	15.1	41.2	26.5
	ｶｴﾝ	8.1	25.8	20.9	40.8	11.6	31.4
3	ｼﾞｮｳｴﾝ	38.7	28.2	35.5	19.8	46.5	30.7
	ｶｴﾝ	22.7	25.3	15.4	36.7	6.2	27.4
4	ｼﾞｮｳｴﾝ	23.7	22.2	34.0	14.6	44.5	25.2
	ｶｴﾝ	41.4	31.3	15.7	41.5	7.0	32.8
5	ｼﾞｮｳｴﾝ	19.6	23.3	37.8	16.4	48.0	26.6
	ｶｴﾝ	42.1	25.2	6.1	34.4	-2.0	26.2
6	ｼﾞｮｳｴﾝ	22.6	28.0	43.5	21.8	53.4	31.6
	ｶｴﾝ	37.0	19.6	-1.9	26.8	-9.6 <-18.5	19.1
7	ｼﾞｮｳｴﾝ	19.8	25.1	39.9	18.8	49.4	28.3
	ｶｴﾝ	39.9	21.2	1.6	29.5	-5.6	22.3
8	ｼﾞｮｳｴﾝ	23.4	25.2	37.7	18.6	46.9	27.8
	ｶｴﾝ	30.9	18.1	1.5	26.9	-5.3	20.0
9	ｼﾞｮｳｴﾝ	33.3	28.1	36.6	21.0	45.5	30.0
	ｶｴﾝ	16.8	13.7	2.2	23.3	-4.3	16.7
10	ｼﾞｮｳｴﾝ	36.5	22.2	27.5	12.6	36.3	21.5
	ｶｴﾝ	9.4	18.2	11.0	31.2	5.2	25.4
(20) 11	ｼﾞｮｳｴﾝ	22.4	3.8	8.3	-10.0 <-13.5	17.4	-0.9
	ｶｴﾝ	20.8	36.1	30.4	53.5	26.8	49.9

すべての曲げ応力度の合成値は，示方書Ⅲの表3.3.1～3.3.3までの値を満足する。

(12) 曲げモーメントに対する部材断面の破壊に対する安全度の照査

安全度の照査

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは，示方書Ⅲ 2.4.4に示されている方針により算定を行う。

破壊抵抗曲げモーメントの計算は，以下の仮定によって行う。

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－7(a)のとおりとする。

4) 鋼材の応力度－ひずみ曲線は，図－7(b)と仮定する。

なお，計算には図－7(b)に示した破線を用いる。したがって，0.0015以下の場合には，実際の耐力は計算値を若干下まわる。それで検討のため鋼材のひずみもアウトプットすることにした。

以上の仮定により破壊抵抗曲げモーメントは次のように計算される。

この計算例では，引張鋼材量が終局つり合い鋼材量以下であるので，

1) 鋼材が降伏しているため，部材断面に生じる引張力の合力Tは次式により表わされる。

$$T = A_s \sigma_{pu} \cdot 0.93$$

こゝに，T ；部材断面に生じる引張力の合力（kg）

A_s ；引張鋼材の全断面積（cm²）

σ_{pu} ；引張鋼材の強度（kg／cm²）

2) またコンクリートの圧縮応力度の合力Cは次式より算出できる。

$$C = 0.85\, \sigma_{ck} \cdot A_c$$

こゝに，C ；コンクリートの圧縮応力度の合力（kg）

σ_{ck} ；コンクリートの設計基準強度（kg／cm²）

A_c ；圧縮応力が分布している部分の面積，図－7(a)の面積（cm²）

3) 力のつり合い条件式$T = C$からA_cを求め，圧縮縁からA_cの図心までの距離をkxとすると，破壊抵抗曲げモーメントは次式によって算出することができる。

$$M_u = A_s \sigma_{pu} (d - kx) \cdot 0.93$$

こゝに，M_u ；破壊抵抗曲げモーメント

σ_{pu} ；引張鋼材の強度

A_s ；引張鋼材の全断面積

d ；部材断面の有効高

kx ；圧縮縁からコンクリートの圧縮応力度の合力Cの作用点までの距離（cm）

4) 鋼材のひずみは次式により求める。

$$\varepsilon_p = \frac{d - x}{x} \times 0.0035 + \varepsilon_{pe}$$

こゝに，ε_p ；鋼材のひずみ

ε_{pe} ；有効プレストレス力によるＰＣ鋼材のひずみの条件により求める。

破壊安全率の計算は，次の６つの載荷状態について行う。

a) 1.3×死荷重＋2.5×（活荷重（max）＋衝撃）

a′) 〃 （活荷重（min）＋衝撃）

b）　1.0×死荷重＋2.5×（活荷重（mas）＋衝撃）

b′）　　〃　　（活荷重（min）＋衝撃）

c）　1.7×（死荷重＋活荷重（max）＋衝撃）

c′）　〃　（死荷重＋活荷重（min）＋衝撃）

電子計算機により計算を行ない，結果を以下に示す。

破壊安全率の計算(1)

*** ﾊｶｲ ﾃｲｺｳ ﾏｹﾞﾓｰﾒﾝﾄ ﾉ ｹｲｻﾝ ***

** NO. 1 ｹｲｶﾝ **

ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾏｹﾞﾓｰﾒﾝﾄ ﾉ ｺﾞｳｾｲ		1 (0)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11 (10)
CASE a	(T)	0.0	1834.5	3153.5	3960.1	4261.2	4064.6	3345.3	2153.1	507.1	-1376.8	-3006.2
CASE a′	(T)	0.0	1022.5	1723.0	2102.1	2159.7	1895.1	1272.8	328.8	-940.1	-2737.3	-4861.4
CASE b	(T)	0.0	1374.8	2368.0	2982.9	3226.1	3105.8	2605.0	1765.2	605.8	-657.2	-1673.4
CASE b′	(T)	0.0	562.8	937.5	1124.9	1124.7	936.3	532.5	-59.0	-841.4	-2017.6	-3528.7
CASE c	(T)	0.0	1943.9	3335.2	4176.4	4471.8	4226.9	3401.7	2053.1	194.0	-2030.6	-4074.7
CASE c′	(T)	0.0	1391.8	2362.5	2912.9	3042.8	2751.6	1992.4	812.6	-790.2	-2955.8	-5336.3
ﾊｶｲ ﾃｲｺｳ ﾏｹﾞﾓｰﾒﾝﾄ												
ｷｮｳﾄﾞ(+)	(T)	2578.4	4384.6	6071.4	6071.4	6071.4	6071.4	6071.4	4894.0	2930.2	0.0	0.0
ﾁｭｳﾘｮｸｼﾞｸ	(CM)	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	0.0	0.0
ｺｳﾀﾞｲ ﾋｽﾞﾐ		0.0221	0.0362	0.0495	0.0497	0.0497	0.0497	0.0495	0.0402	0.0248	0.0	0.0
ｷｮｳﾄﾞ(-)	(T)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1424.9	-3388.7	-5352.6	-5778.2
ﾁｭｳﾘｮｸｼﾞｸ	(CM)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.8	19.8	19.8	19.8
ｺｳﾀﾞｲ ﾋｽﾞﾐ		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0102	0.0215	0.0327	0.0349
ｱﾝｾﾞﾝ ﾘﾂ												
CASE a		0.0	2.390	1.925	1.533	1.425	1.494	1.815	2.273	5.778	3.889	1.922
CASE a′		0.0	4.288	3.524	2.888	2.811	3.204	4.770	14.883	3.605	1.955	1.189
CASE b		0.0	3.189	2.564	2.035	1.882	1.955	2.331	2.772	4.837	8.145	3.453
CASE b′		0.0	7.791	6.476	5.397	5.399	6.484	11.402	24.151	4.027	2.653	1.637
CASE c		0.0	2.256	1.820	1.454	1.358	1.436	1.785	2.384	15.106	2.636	1.418
CASE c′		0.0	3.150	2.570	2.084	1.995	2.206	3.047	6.023	4.289	1.811	1.083

破壊安全率の計算(2)

*** ﾊｶｲ ﾃｲｺｳ ﾏｻﾞﾓｰﾒﾝﾄ ﾉ ｹｲｻﾝ ***

** NO. 2 ｹｲｶﾝ **

ﾀﾞﾝﾒﾝ ﾏｻﾞﾓｰﾒﾝﾄ ﾉ ｺﾞｳｾｲ		1 (10)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11 (20)
CASE a	(T)	-3006.2	-1588.8	58.6	1441.7	2338.2	2734.9	2591.7	1949.9	834.2	-533.2	-1763.5
CASE a′	(T)	-4861.4	-3011.8	-1428.9	-396.5	298.2	659.6	577.5	143.2	-637.8	-1977.7	-3685.7
CASE b	(T)	-1673.4	-789.9	320.4	1306.1	1944.2	2221.1	2105.9	1630.9	820.8	-101.3	-843.8
CASE b′	(T)	-3528.7	-2212.9	-1167.1	-532.1	-95.8	145.9	91.7	-175.8	-651.2	-1545.7	-2766.0
CASE c	(T)	-4374.7	-2295.0	-359.0	1186.3	2191.1	2646.9	2502.9	1810.3	586.3	-1020.0	-2602.7
CASE c′	(T)	-5336.3	-3262.6	-1370.5	-63.7	803.9	1235.7	1133.2	581.7	-414.6	-2002.3	-3909.8
ﾊｶｲ ﾃｲｺｳ ﾏｻﾞﾓｰﾒﾝﾄ												
ﾁｮｳﾄﾞ(+)	(T)	0.0	0.0	3001.9	5001.7	5948.9	5948.9	5948.9	5001.7	3002.0	0.0	0.0
ﾁｭｳﾘｮｸﾋﾞｸ	(CM)	0.0	0.0	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6	0.0	0.0
ｺｳｶﾞｲ ﾋｽﾞﾐ		0.0	0.0	0.0248	0.0403	0.0474	0.0474	0.0473	0.0398	0.0241	0.0	0.0
ﾁｮｳﾄﾞ(-)	(T)	-5778.2	-5316.7	-3317.0	-1317.3	-370.1	0.0	0.0	-1317.2	-3316.9	-5316.6	-5778.2
ﾁｭｳﾘｮｸﾋﾞｸ	(CM)	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	0.0	0.0	19.8	19.8	19.8	19.8
ｺｳｶﾞｲ ﾋｽﾞﾐ		0.0349	0.0320	0.0205	0.0088	0.0031	0.0	0.0	0.0083	0.0198	0.0313	0.0343
ｱﾝｾﾞﾝ ﾘﾂ												
CASE a		1.922	3.346	51.262	3.469	2.544	2.175	2.295	2.565	3.599	9.972	3.277
CASE a′		1.189	1.765	2.321	3.322	19.949	9.019	10.301	34.933	5.200	2.688	1.568
CASE b		3.453	6.730	9.369	3.829	3.060	2.679	2.825	3.067	3.658	52.510	6.848
CASE b′		1.637	2.403	2.842	2.476	3.863	40.774	64.908	7.493	5.093	3.440	2.089
CASE c		1.418	2.317	9.239	4.216	2.715	2.247	2.377	2.763	5.120	5.212	2.220
CASE c′		1.083	1.630	2.420	20.663	7.400	4.914	5.250	8.598	8.000	2.655	1.478

各ケースについての各断面の破壊安全率はすべて1.0以上であり安全である。

(13) 引張鉄筋の計算

示方書Ⅲの2章，2.4.5プレストレストコンクリート部材の引張鉄筋の規定に従って算定する。

引張鉄筋断面積（ A_s ）は

$$A_s = \frac{T_c}{\sigma_{sa}}$$

こゝに，T_c ；コンクリートに生じる引張応力の合力（kg）

σ_{sa} ；引張鉄筋の許容引張応力度

となる。さらに，A_s は引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の0.5％以上でなければならないものである。

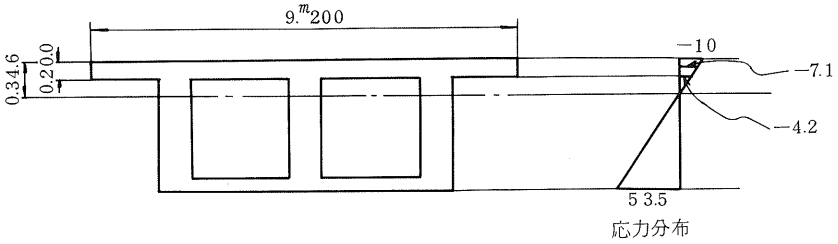
中央支点について検討する。

図－25に示すように，上フランジ幅　b ＝9,200，引張応力度（上縁）σ_{ct} ＝ −10kg／cm²，鉄筋の許容応力度 σ_{sa} ＝1,800kg／cm²，引張応力の発生している深さ x ＝34.6cmとなる。

したがって，

$$T_c = 920 \times 20 \times 7.1 + 3 \times 65 \times 4.8 \times 14.6 \times 0.5 = 137{,}500\,\text{kg}$$

$$As = \frac{137,500}{1,800} = 76.4\ \text{cm}^2$$



図－25　引張応力度の分布

または，$As = 0.005 \times (920 \times 30 + 3 \times 65 \times 14.6) = 106.2\ \text{cm}^2 > 76.4\ \text{cm}^2$となる。
D16をctc15cmで配置すると，

$$As = \frac{920}{15} \times 1.986 = 121.8\ \text{cm}^2 > 106.2\ \text{cm}^2$$

となり，規定を満足することになる。

(14)　せん断力に対する部材断面の応力度の照査

示方書Ⅲの2章2.5.1～4までの規定にしたがって設計計算を進める。

部材断面の応力度の算出

示方書Ⅲ 2.5.2の規定により，

コンクリートの平均せん断応力度（τm）は次式により求める。

$$\tau m = \frac{S - Sp}{bw \cdot d}$$

コンクリートの斜引張応力度（σ_I）は次式により求める。

$$\sigma_I = \frac{1}{2}\left(\sigma_c - \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2}\right)$$

$$\tau = \frac{(S - Sp)Q}{bwI}$$

こゝに，τ　；部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度（kg／cm²）

σ_c　；部材断面に生じるコンクリートの曲げおよび軸圧縮応力度（kg／cm²）

S　；部材断面に作用するせん断力

Sp　；ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力（kg）

$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha$

d　；部材断面の有効高さ（cm），死荷重モーメントが正の場合，けた上縁からＰＣ鋼材図心まで，負のモーメントの場合は，けた下縁からＰＣ鋼材図心

まで，

bw ； 部材断面のウエブ厚（cm）

Q ； せん断応力度を算出する位置より片側部分の，部材断面の図心軸に関する断面一次モーメント（cm^3）

I ； 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント（cm^4）

Ap ； 部材断面におけるＰＣ鋼材の断面積（cm^2）

σpe ； 部材断面におけるＰＣ鋼材の有効引張応力度（kg／cm^2）

α ； ＰＣ鋼材が部材軸方向となす角度

斜引張鉄筋量の計算

斜引張鉄筋量の計算は終局荷重作用時について行い，作用荷重は次の２つの内大きい方とする。

1） 1.3×死荷重＋2.5×（活荷重＋衝撃）

2） 1.7×（死荷重＋活荷重＋衝撃）

スターラップを斜引張鉄筋とした場合に，示方書Ⅲの式（2.5.4）は

$$Aw = \frac{1.15\,S_h \cdot a}{\sigma_s \cdot d(\sin\theta + \cos\theta)}$$

$$S_h = S - S_p - S_c$$

であり，スターラップが部材軸に直角に配置されると，

$$Aw = \frac{1.15\,S_h \cdot a}{\sigma_s \cdot d}$$

となる。

こゝで， Aw ； １ｍ当りの必要スターラップ筋の断面積（cm^2）

S_h ； スターラップが負担するせん断力（kg）

S ； 部材断面に作用するせん断力（kg）

S_c ； コンクリートが負担するせん断力（kg）

$$S_c = k \cdot \tau a \cdot bw \cdot d$$

ただし， $k = 1 + \dfrac{M_o}{M_d} \leqq 2$

τ_a ； コンクリートの許容せん断応力度（kg／cm^2）

M_d ； 部材断面に作用する終局荷重作用時の曲げモーメント（$t-m$）

M_o ； プレストレス力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント（$t-m$）

$$M_d = \left(\frac{P_e}{A} + \frac{P_e\, e_p}{W_c}\right) W_c$$

P_e ； 有効プレストレス力（kg）

A ； 部材断面積（cm^2）

e_p ； ＰＣ鋼材位置から図心までの距離（cm）

W_c ； 部材引張縁の断面係数（cm^3）

σ_s ； スターラップ筋の降伏点

3） 単位m当りの最小斜引張鉄筋量

$$A_w(min) = 0.002 \times b_w \times 100$$

4） 鉄筋間隔

1ウエブにつき2本－$D13$，2－$D16$，2－$D19$を使用した場合の鉄筋間隔を計算する。

$$a = \frac{A_s}{A_{req}} \times 100 \text{（cm）}$$

こゝに， A_s ； 間隔aで配筋されるスターラップの断面積

A_{req} ； A_wと$A_w(min)$の大きい方

以上の計算の結果は次に示す電算のアウトプットに示されている。

電算による結果を利用して，支点より桁高の1／2の点を支点におけるせん断応力度の検討断面とする（示方書Ⅲ 2.5.4）。

作用せん断力は図－26のようになる。計算により比例配分により算定する。

作用せん断力 $S = 861.6\ t$

コンクリートが負担するせん断力

$S_c = 240.0\ t$

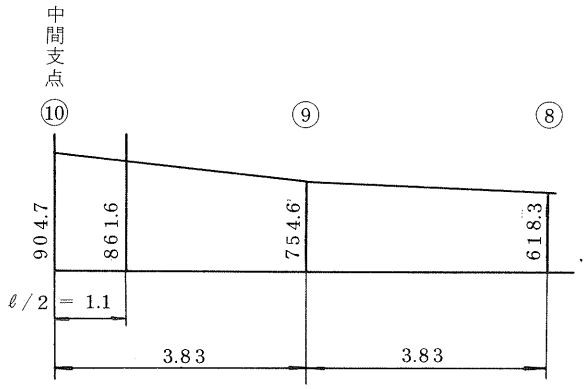
PC鋼材が負担するせん断力

$S_p = 0$

スターラップによって負担しなければならないせん断力（S_h）は，

$$S_h = S - S_p - S_c$$
$$= 846.9 - 240.5$$
$$= 621.6$$

となる。



図－26 せん断力の分布

平均せん断応力度（終局荷重作用時）および必要スターラップの計算

3. ｼｭｳﾅﾖｳ ｶｼﾞｭｳ ﾀﾖｳｼﾞ

ﾀﾞﾝﾒﾝ	** ﾘｮｳ ｶｼﾞｭｳ ** ｾﾝﾀﾞﾝﾘｮｸ	ﾓｰﾒﾝﾄ *	ﾍｲｷﾝ ｾﾝﾀﾞﾝ* ｵｳﾘｮｸﾄﾞ *	..ﾌﾘﾏｼ... ｲﾝﾁｵｳｴﾝ ﾋﾟﾛ ﾓｰﾒﾝﾄ	ﾌﾘﾏｼ ﾀｲｽｳ	***ｾﾝﾀﾞﾝ ﾘｮｸ ﾉ ﾌﾞﾝﾀﾝ *PC ｺｳｻﾞｲ	ｺﾝｸﾘｰﾄ	ﾌﾞﾝﾀﾝ *** ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ*	ﾋﾗｮｳ ﾃｯｷﾝ ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ ｶﾝｶﾀ 2-D13	2-D16	2-D19
	(T)	(M)	(KG/CM**2)	(T)		(T)	(T)	(T)	(CM**2/M) ...	(CM) ...		
⑩ 1	607.1	0.0	26.3	1260.0	2.000	247.4	136.5	223.1	65.80	11.6	18.1	26.1
2	467.3	1943.9	13.9	-1819.8	1.936	249.9	151.4	66.1	21.00	36.2	56.7	81.9
3	334.9	3153.5	15.6	-2806.1	1.890	0.0	202.4	132.5	24.90	30.5	47.9	69.0
4	215.4	3960.1	10.1	-2911.4	1.735	0.0	185.8	29.6	21.00	36.2	56.7	81.9
5	105.5	4261.2	5.1	-2947.0	1.692	0.0	181.2	-71.6	21.00	36.2	56.7	81.9
6	232.8	4064.6	10.9	-2901.3	1.714	0.0	183.5	49.2	21.00	36.2	56.7	81.9
7	351.4	3401.7	16.4	-2818.3	1.828	0.0	195.8	155.6	29.23	26.0	40.8	58.8
8	484.3	2053.1	12.4	-2077.4	2.000	268.7	173.9	41.8	21.00	36.2	56.7	81.9
9	618.3	-790.2	28.2	1066.8	2.000	267.4	124.4	226.5	73.26	10.4	16.3	23.5
10	754.6	-2955.8	23.0	2009.6	1.680	257.2	181.6	315.8	66.29	11.5	18.0	25.9
⑩ 11	904.7	-5336.3	23.6	2002.7	1.375	0.0	263.5	641.2	125.10	6.1	9.5	13.7

3. ｼｭｳﾅﾖｳ ｶｼﾞｭｳ ﾀﾖｳｼﾞ

ﾀﾞﾝﾒﾝ	** ﾘｮｳ ｶｼﾞｭｳ ** ｾﾝﾀﾞﾝﾘｮｸ	ﾓｰﾒﾝﾄ *	ﾍｲｷﾝ ｾﾝﾀﾞﾝ* ｵｳﾘｮｸﾄﾞ *	..ﾌﾘﾏｼ... ｲﾝﾁｵｳｴﾝ ﾋﾟﾛ ﾓｰﾒﾝﾄ	ﾌﾘﾏｼ ﾀｲｽｳ	***ｾﾝﾀﾞﾝ ﾘｮｸ ﾉ ﾌﾞﾝﾀﾝ *PC ｺｳｻﾞｲ	ｺﾝｸﾘｰﾄ	ﾌﾞﾝﾀﾝ *** ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ*	ﾋﾗｮｳ ﾃｯｷﾝ ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ ｶﾝｶﾀ 2-D13	2-D16	2-D19
	(T)	(M)	(KG/CM**2)	(T)		(T)	(T)	(T)	(CM**2/M) ...	(CM) ...		
⑩ 1	827.6	-5336.3	21.6	2002.7	1.375	0.0	263.5	564.1	110.04	6.9	10.8	15.6
2	673.4	-3262.6	21.1	1749.2	1.536	225.7	163.0	284.7	60.14	12.6	19.8	28.6
3	533.6	-1370.5	25.3	867.5	1.633	225.5	99.6	208.5	68.80	11.0	17.3	25.0
4	396.9	1186.3	10.1	-1729.1	2.000	217.6	177.5	1.8	21.00	36.2	56.7	81.9
5	275.3	2338.2	13.1	-1974.6	1.844	0.0	193.7	81.6	21.00	36.2	56.7	81.9
6	158.8	2734.9	7.6	-1965.0	1.718	0.0	180.4	-21.7	21.00	36.2	56.7	81.9
7	209.9	2591.7	10.0	-1918.6	1.740	0.0	182.7	27.2	21.00	36.2	56.7	81.9
8	325.7	1949.9	8.1	-1471.3	1.755	185.2	155.8	-11.3	21.00	36.2	56.7	81.9
9	453.4	586.3	24.7	-726.4	2.000	183.9	109.0	160.5	59.25	12.8	20.1	29.0
10	593.1	-2002.3	19.6	1380.3	1.689	178.1	179.3	235.7	49.81	15.3	23.9	34.5
⑳ 11	746.8	-3909.8	19.5	1657.0	1.424	0.0	272.8	474.0	92.47	8.2	12.9	18.6

必要スターラップ量（１ｍ当り）は，

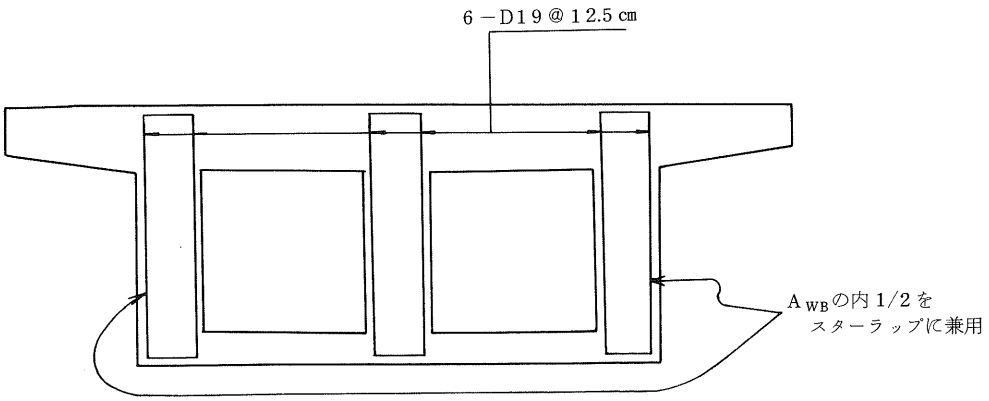
$$Ars = \frac{1.15 S_h \cdot a}{\sigma_e \cdot d} = \frac{1.15 \times 621.6 \times 10^3 \times 100}{3{,}000 \times 196.5} = 121.3\,\text{cm}^2/\text{m}$$

となる。

スターラップを６－$D19$ ctc 12.5㎝で使用する（**図－27** 参照）と，スターラップ１本のｍ当りの鉄筋量は，

$$As = \frac{100}{12.5} \times 2.865 = 22.92\,\text{cm}^2/\text{m}$$

となる。



図－27　ウェブの配筋

箱げたラーメン構造としての端ウエブの必要鉄筋量は

$$Aw_B = 9.21\,cm^2 < 22.92\,cm^2$$

となる。上記の鉄筋量の内1／2をスターラップと兼用すると単位m当りのスターラップ量は

$$A'_s = 22.92 - \frac{9.21}{2} = 18.32\,cm^2/m$$

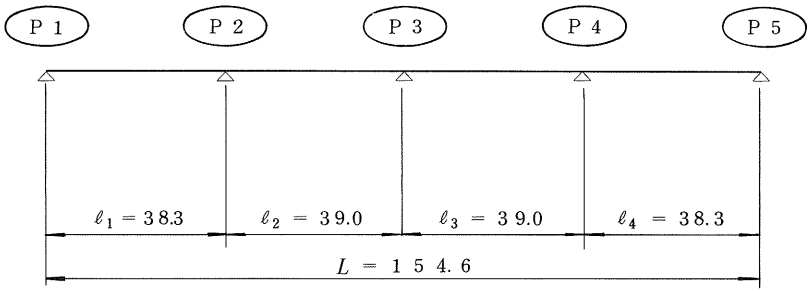
となる。したがって，全スターラップ量（A_s）は

$$A_s = 4 \times 22.92 + 2 \times 18.32 = 128.3\,cm^2/m > 121.3\,cm^2/m$$

となる。

(15) 反力は**表－10**に示す。横桁の設計には中間支点の反力を使用する。

表－10　反力の計算



			P 1		P 2	P 3	P 4	P 5	
死荷重	主桁自重			224.7	613.9	513.7	613.9	224.7	
	橋面死荷重			61.0	179.6	148.4	179.6	61.0	
	小　計				793.5	662.1	793.5		
活荷重	等分布荷重	max		55.5	153.2	144.4	153.2	55.5	
		min		−7.0	−10.3	−26.4	−10.3	−7.0	
	線荷重	max		46.3	46.5	46.3	46.5	46.3	
		min		−3.8	−6.1	−7.7	−6.1	−3.8	
有効プレストレスによる不静定力				20.6	−34.0	26.8	−34.0	20.6	
合計	MAX				959.2	879.6	959.2		
	沓1ケ当り反力				319.7	293.2	319.7		

(16) 横げたの設計

中間支点の横桁の設計例を示す。上部工の反力は**表－11**に示すものとなる。断面力は，**図-28**に示すⒶ点において，

自　　重；97.2 t －m

二次反力 ； －6.3 t －m

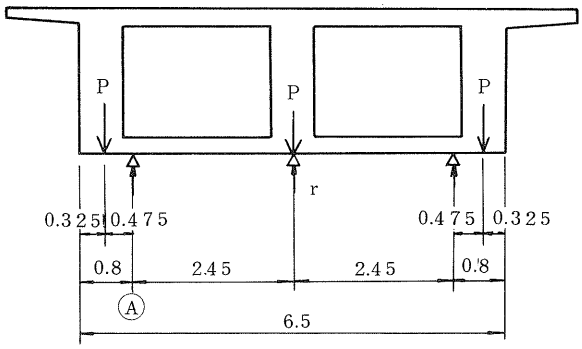
橋面荷重 ； 28.4 t －m

活 荷 重 ； 31.7 t －m

となる。

表－11 上部工反力（中間支点）

	反 力 R
自 重	613.9
縦桁プレストレスによる二次反力（直後）	－40 （－34）
橋 面 荷 重	179.6
活 荷 重	200 t



図－28 横げたの断面力

断面形状は有効幅を考慮して図－29のようになる。

断面積 A ； 5.21 m²

図心より上縁までの距離

y' ； 1.084 m

図心より下縁までの距離

y ； 1.116 m

断面二次モーメント

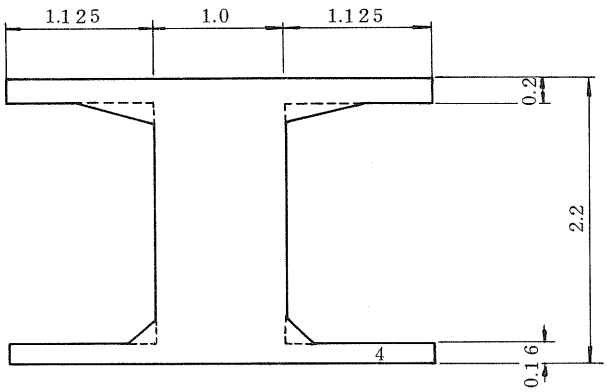
I ； 2.189 m⁴

上縁に関する断面係数

W_o ； 1.60 m³

下縁に関する断面係数

W_u ； 1.52 m³



図－29 横げたの断面形状

曲げ応力度の算定

(1) 施工時

自重による上縁 σ_{do} ＝ －6.1 kg／cm²

下縁 σ_{du} ＝ 6.4 kg／cm²

二次反力による上縁 σ_{po} ＝ 0.4 kg／cm²

下縁 σ_{pu} ＝ －0.4 kg／cm²

床版のプレストレス

ＰＣ鋼材の本数，配置間かくが45cmであるから，上床版のＰＣ鋼材の本数（ n ）は

$$n = \frac{(1.0 + 2 \times 1.125)}{0.45\ \mathrm{m}} = 7.2\ \text{本}$$

プレストレス力は（プレストレス導入直後）

$$7.2\text{本} \times 40.0\ t \times 1.18 = 339.8\ t$$

となる。

プレストレス応力度は

上縁において　$\sigma_{po} = 31.8\ \text{kg/cm}^2$

下縁において　$\sigma_{pu} = -10.5\ \text{kg/cm}^2$

となる。

横げたのプレストレスは，**図－30**に示すようにＰＣ鋼材を配置すると，ＰＣ鋼材として，12φ7㎜を４本用いる。したがって，

プレストレス力（プレストレス導入時）は，

$$\Sigma P = 4 \times 40.0 \times 1.18 = 188.8\ t$$

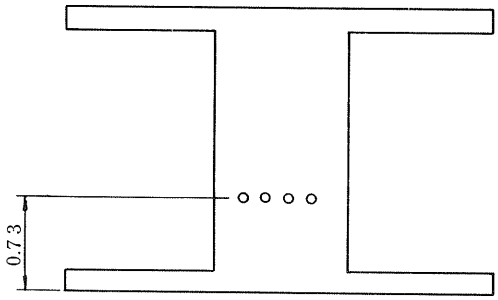
となる。

プレストレスによる応力度は，

上縁において　$\sigma_p = 1.6\ \text{kg/cm}^2$

下縁において　$\sigma_p = 11.2\ \text{kg/cm}^2$

となった。



図－30　横げたのＰＣケーブル配置

合計曲げ応力度は，

けたの上縁で　$\sigma_{co} = -6.1 + 0.4 + 31.8 + 1.6 = 27.7\ \text{kg/cm}^2$

けたの下縁で　$\sigma_{cu} = 6.4 - 0.4 - 10.5 + 11.2 = 6.7\ \text{kg/cm}^2$

となる。

設計荷重作用時における横げたの曲げ応力度

自重による応力度 $\begin{cases} \text{上縁} & \sigma_{do} = -6.1\ \text{kg/cm}^2 \\ \text{下縁} & \sigma_{du} = 6.4\ \text{kg/cm}^2 \end{cases}$

二次反力 $\begin{cases} \text{上縁} & \sigma_{po} = 0.4\ \text{kg/cm}^2 \\ \text{下縁} & \sigma_{pu} = -0.4\ \text{kg/cm}^2 \end{cases}$

橋面荷重 $\begin{cases} \text{上縁} & \sigma_{d_1} = -1.8\ \text{kg/cm}^2 \\ \text{下縁} & \sigma_{d_1} = 1.9\ \text{kg/cm}^2 \end{cases}$

活荷重 $\begin{cases} \text{上縁} & \sigma_{\ell} = -2.0\ \text{kg/cm}^2 \\ \text{下縁} & \sigma_{\ell} = 2.1\ \text{kg/cm}^2 \end{cases}$

床版プレストレスは有効プレストレス力によるもので計算を行う。

$\begin{cases} \text{上縁} & \sigma_{p_2} = 27.0\ \text{kg/cm}^2 \\ \text{下縁} & \sigma_{p_2} = -8.8\ \text{kg/cm}^2 \end{cases}$

横げたのプレストレスによるものも有効プレストレスにより算定する。

上縁　$\sigma_{p_3} = 1.3\ \text{kg/cm}^2$

下縁　$\sigma_{p_3} = 9.5\ \text{kg/cm}^2$

となり，合計の曲げ応力度は

$$\Sigma\sigma_o = -6.1 + 0.4 - 1.8 - 2.0 + 27.0 - 1.3 = 18.8\ \text{kg/cm}^2$$

$$\Sigma\sigma_u = 6.4 - 0.4 + 1.9 + 2.1 - 8.8 + 9.5 = 10.7\ \text{kg/cm}^2$$

となる。

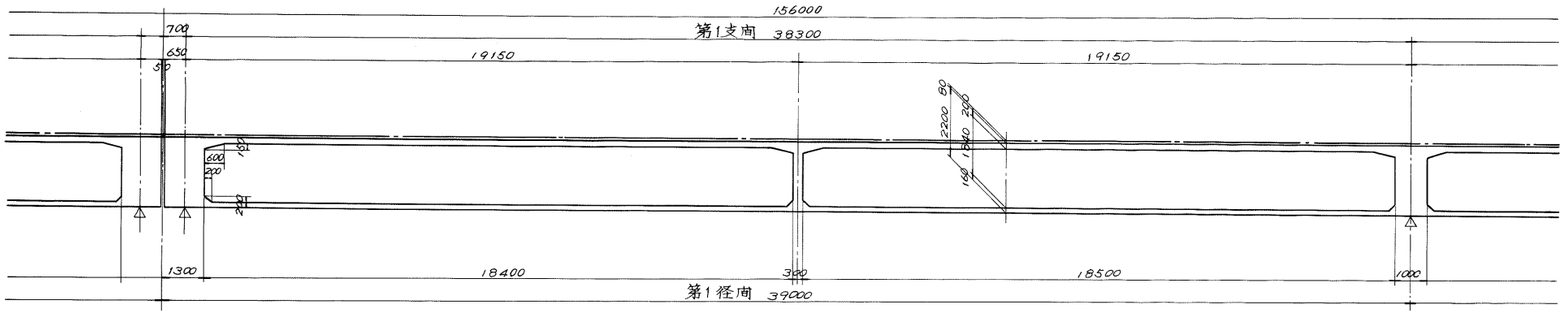
あとがき

不静定構造物として，連続げた橋を取り上げ，新しく制定された道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に従って設計計算例を示した。従来ならば，一つ一つの計算を手計算で行なうのであるが，最近においては，主要な計算は，電子計算機のプログラムが開発されこれによって作業を進めるのが通常である。したがって，設計計算上の誤りは，主としてインプットデータの誤りに起因するものが大部分であり，この事前の検討が重要である。しかしながら，桁高，その他の部材の形状寸法の仮定はあくまでも技術者の経験，既往の実例に基づいて行われ，特に美観の点についての検討は，個人差はあるものの技術者の判断が100％必要とされる。

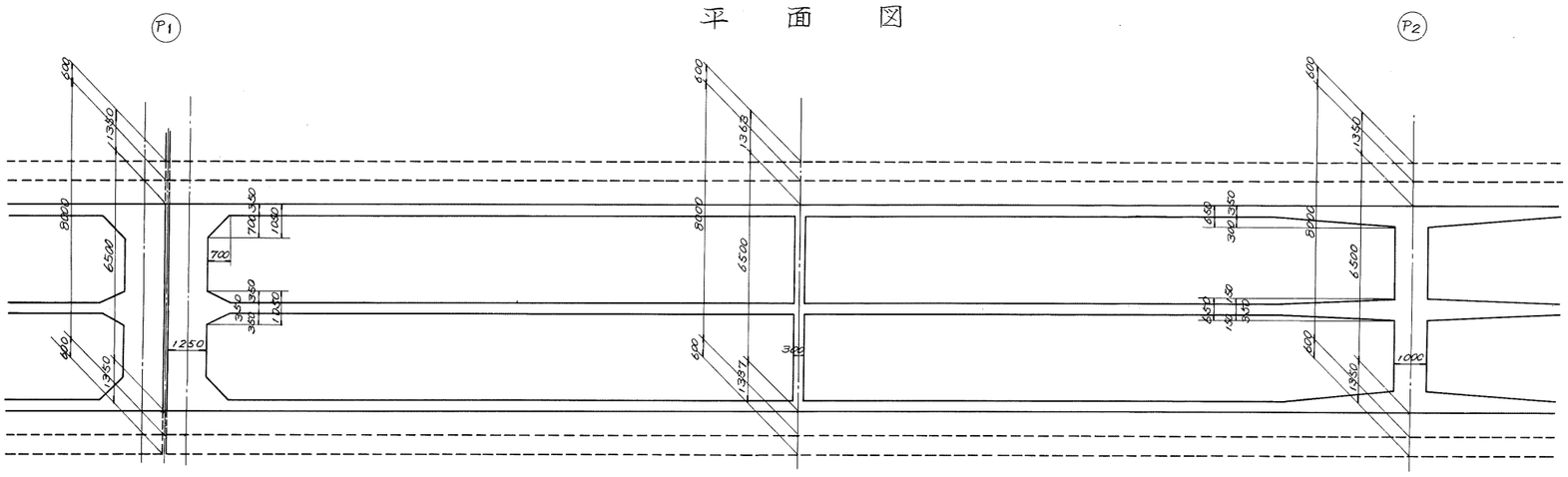
したがって，これらについては技術者のかんが重要な役割りをはたすことになるので，これを育成するために単純な計算に習熟することも重要であるので，この計算例を手計算で行なうことを試みるのも大きな意味のあることを最後に付け加えることにする。

上部構造一般図

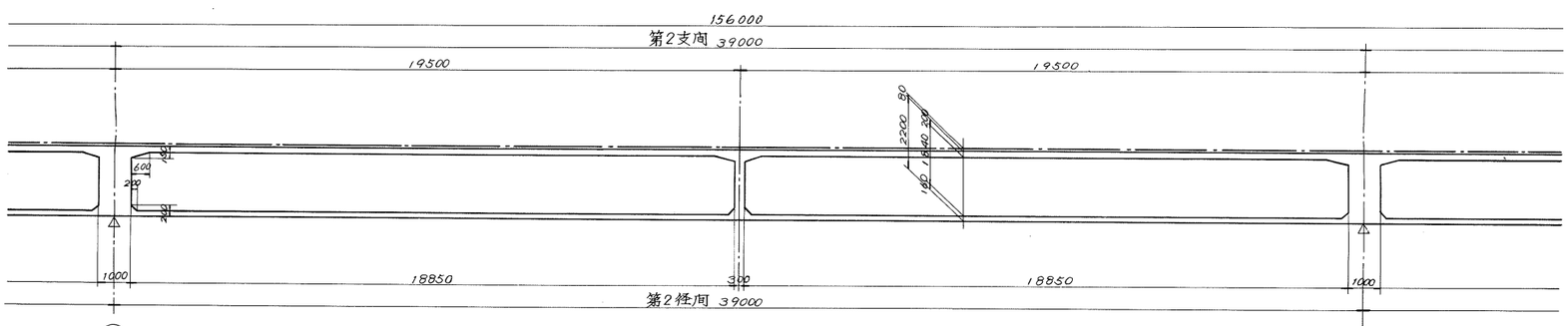
側面図



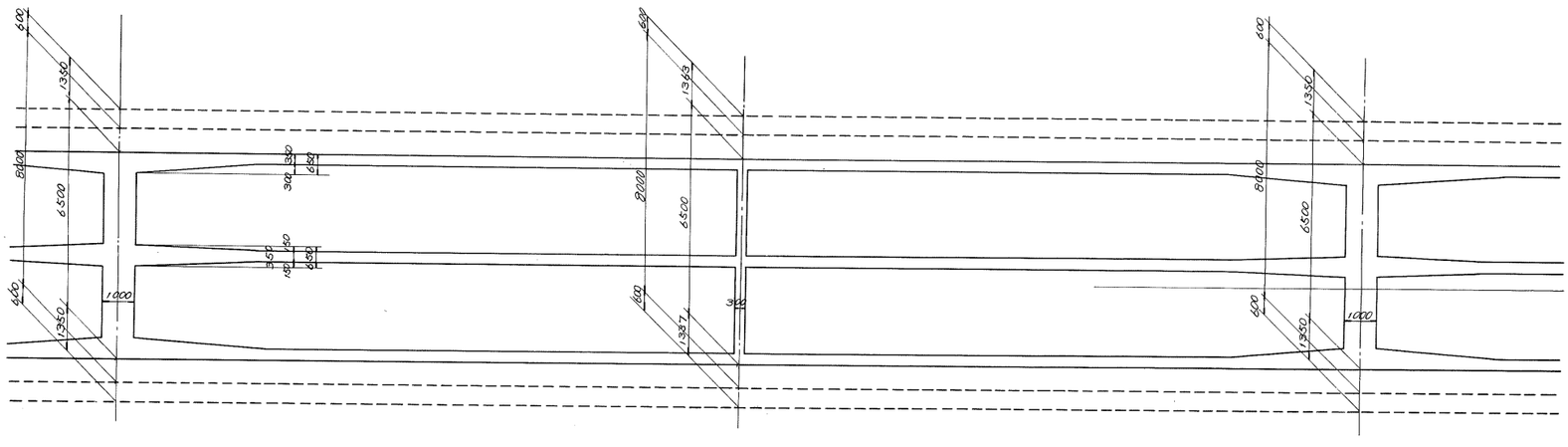
平面図



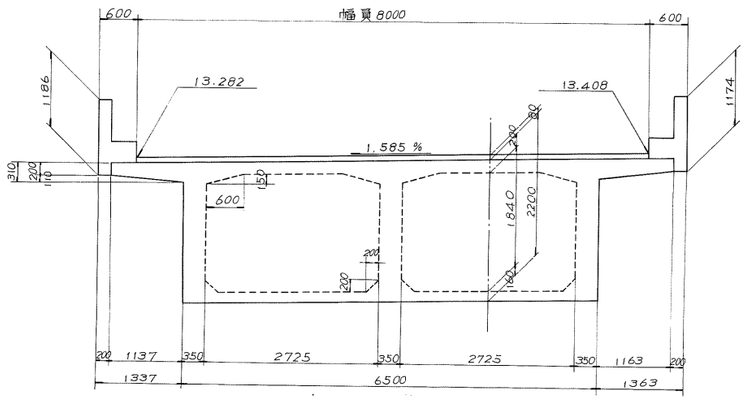
側面図



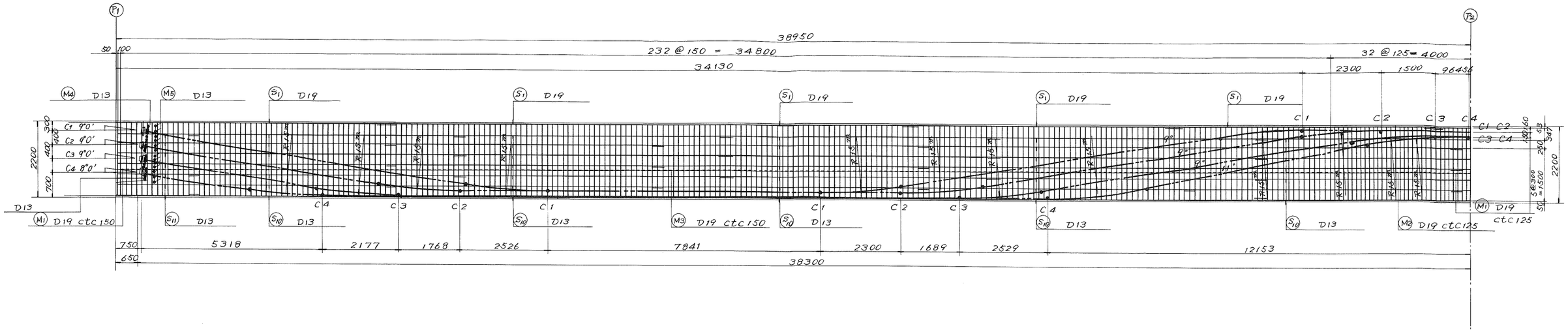
平面図

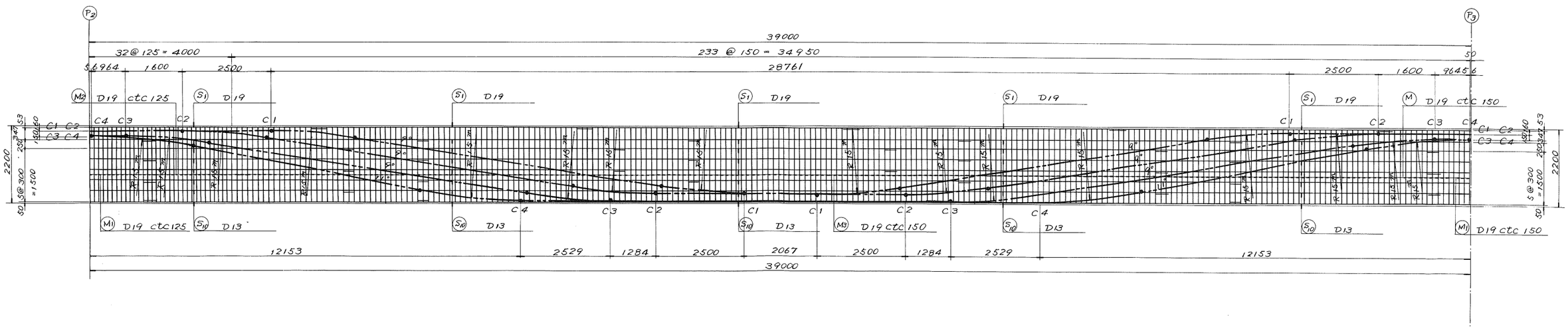


断面図



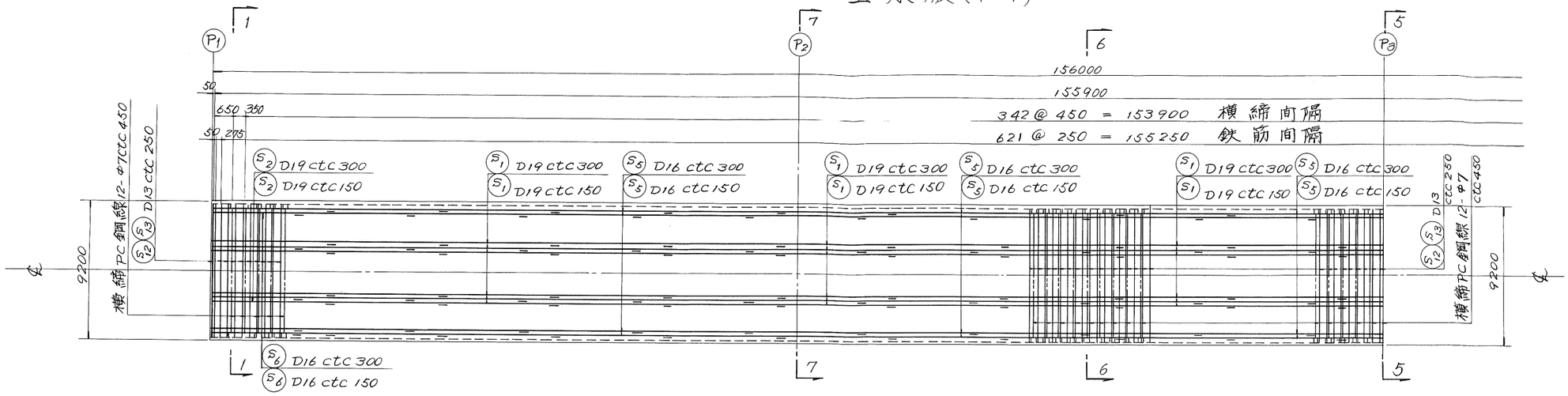
側　面　図


P1
P2
38950
232 @ 150 = 34800
34130
32 @ 125 = 4000
2300
1500
96456
M4 D13
M5 D13
S1 D19
C1 9°0'
C2 9°0'
C3 9°0'
C4 8°0'
2200
D13
M1 D19 ctc 150
S11 D13
S10 D13
M3 D19 ctc 150
M1 D19 ctc125
750
650
5318
2177
1768
2526
7841
2300
1689
2529
12153
38300

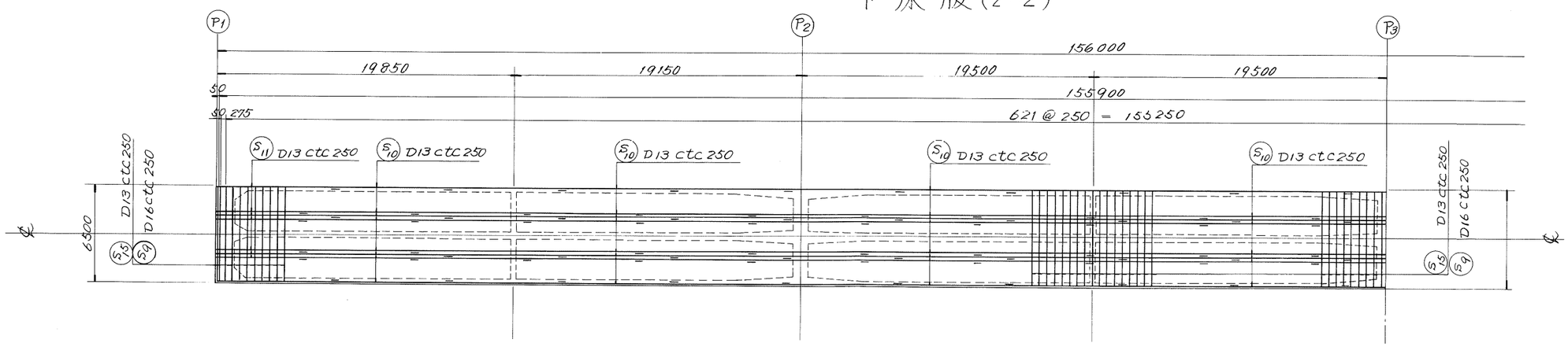

P2
P3
39000
32@ 125 = 4000
233 @ 150 = 34950
50
96456
2500
1600
28761
M2 D19 ctc125
S1 D19
M D19 ctc 150
2200
M1 D19 ctc125
S10 D13
M3 D19 ctc 150
12153
2529
1284
2500
2067
39000

床版配筋図

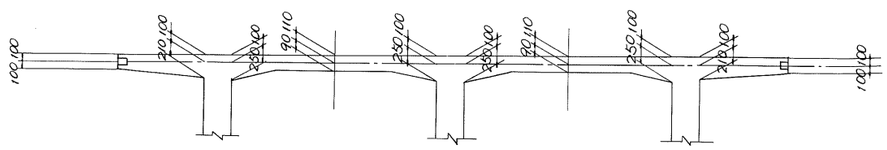
上床版(1-1)



下床版(2-2)

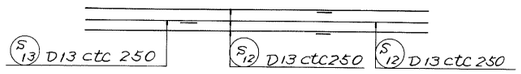


床版PC鋼線配置図

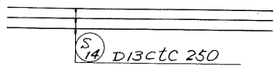


鉄筋組合せ図

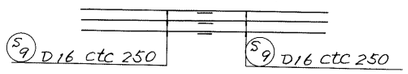
上床版上面



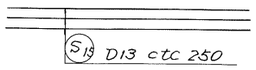
上床版下面



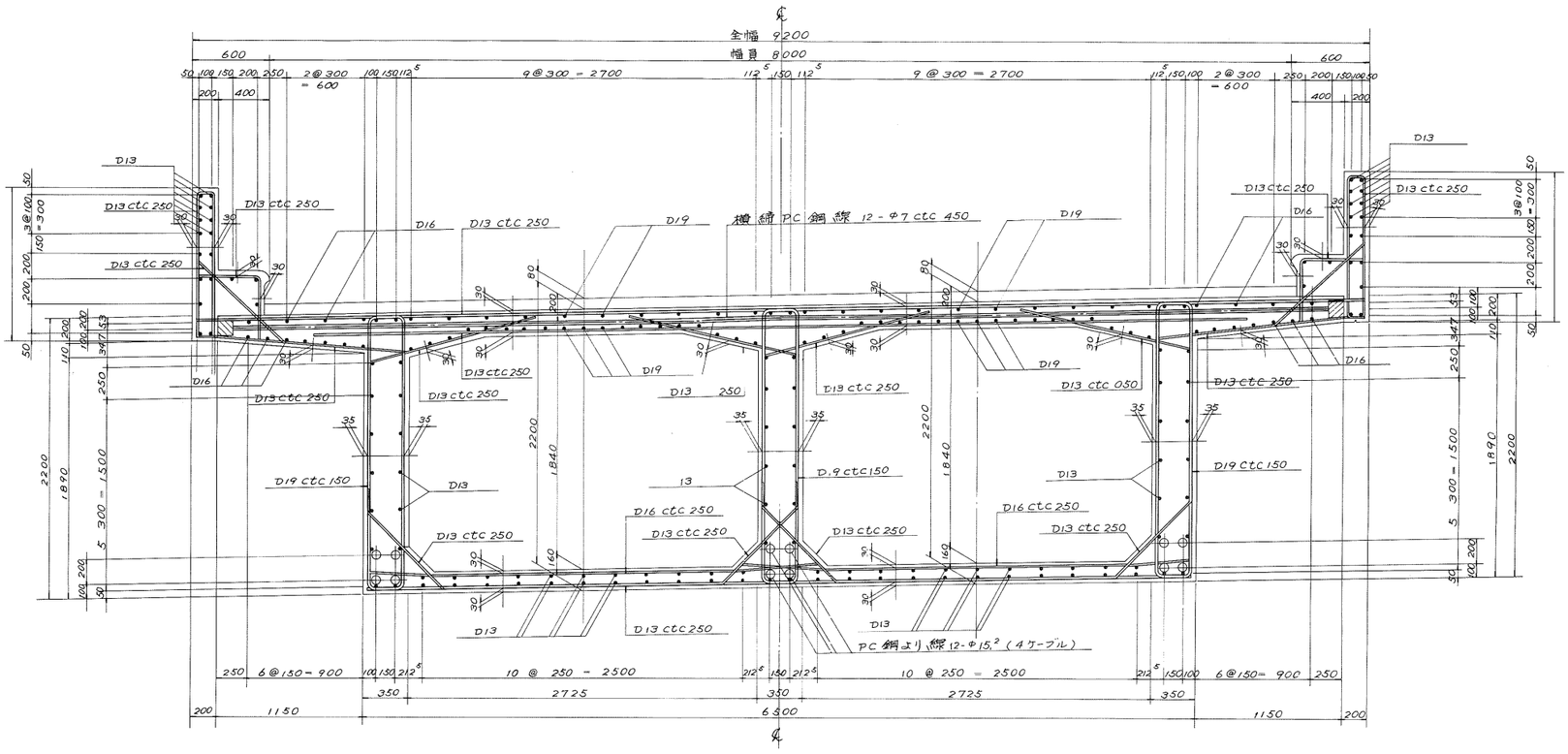
下床版上面



下床版下面

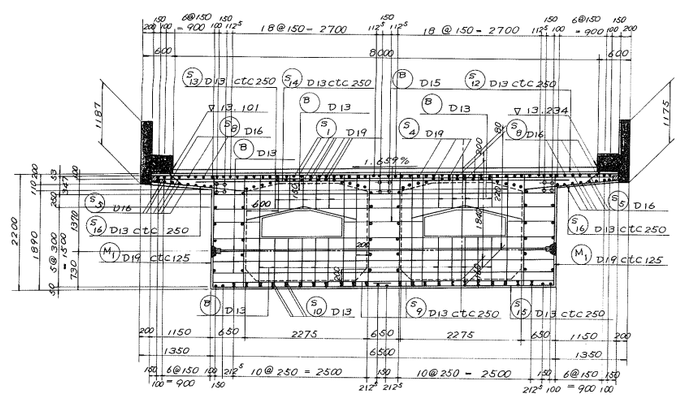


標準横断面図



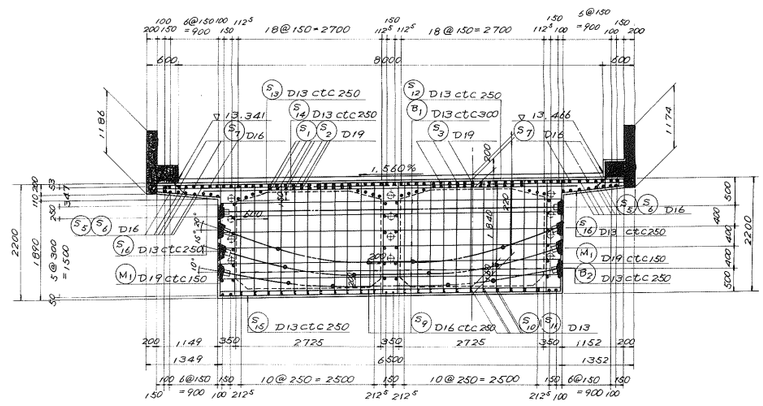
主桁断面図

中間支点上横桁

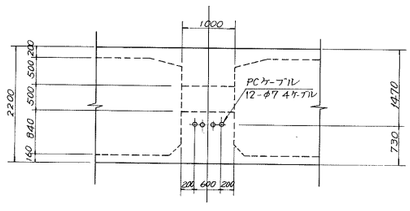


主桁断面図

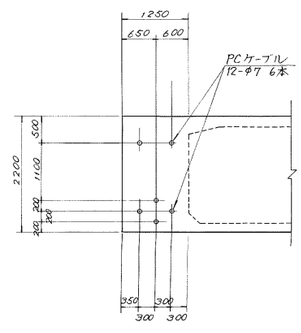
端支点上横桁



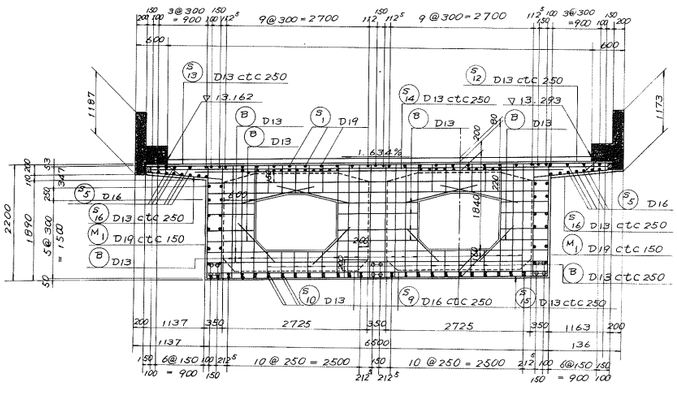
中間支点横桁



端横桁側面図



支間中央横桁



昭和54年1月10日　印　刷
昭和54年1月20日　発　行

プレストレストコンクリート世界の動向と
新道路橋示方書による設計計算例

頒価3,000円
（〒 400円）

発行者　後藤武雄　東京都千代田区麹町1－10－15　紀の国やビル
印刷者　井上一次　東京都千代田区神田駿河台2-1-19
印刷所　株式会社東京プリント　同　上

発行所　社団法人　プレストレストコンクリート技術協会
TEL. 東京(03)261－9151　振替口座　東京7－62774番
〒102
東京都千代田区麹町1－10－15
紀の国やビル