

新しい PC 技術とその展望

昭和 63 年 2 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

プレキャスト・セグメントを用いたW T断面道路橋と 吊床版歩道橋（チェコスロバキヤの例）	1
---	---

㈸日本構造橋梁研究所 代表取締役会長 猪 股 俊 司
 愛知工業大学 教授

プレストレストコンクリートによる合成床版について	23
--------------------------------	----

日本大学理工学部建築学科 教授 本 岡 順 二 郎
 建設省建築研究所 企画部長 岡 本 伸
 ㈸東京建築研究所 取締役 町 田 重 美

北陸自動車道親不知海岸高架橋（P C 橋）の設計と施工	57
-----------------------------------	----

日本道路公団技術部構造技術課長 毛 戸 秀 幸

支保工によるP C 橋施工上の留意点について	83
------------------------------	----

建設省土木研究所 橋梁研究室長 藤 原 稔

橋梁支承部に設置されている制震構造と代表的P C 橋	111
----------------------------------	-----

首都高速道路公団 神奈川建設局長 小 村 敏
 プレストレストコンクリート技術協会 理事
 首都高速道路公団 工務部工務企画課調査役 原 光 夫

海外のP C 構造物の近況（スライド紹介）	127
-----------------------------	-----

（社）プレストレストコンクリート建設業協会

プレキャスト・セグメントを用いた WT 断面道路橋と 吊床版歩道橋(チェコスロバキヤの例)

㈱日本構造橋梁研究所 代表取締役会長
愛知工業大学 教授

猪 股 俊 司

1. まえがき

プレキャスト・セグメントを用いた橋梁建設例は西欧、および米国に数多くあり、国内にも紹介されている。現在の所国内にあっては、この種技術利用範囲は狭く余り発展しているとはいえない。これは主として設計にあたって適用される各種規準或いは特別な規則、等によるものと思われる。先進国にあっては現場熟練労働者の不足、賃金の昂騰、等の理由から作業の機械化へと移行し、これによって工期短縮も可能となり結果的には経済的となるという理由から、プレキャスト・セグメントを多用する方向に向ったと思われる。

東欧圏での PC 技術発展状況に関しては関連資料入手の困難なこと、言葉の問題のあること、等の理由で国内では余り紹介されていないのが現状である。最近チェコスロバキヤにおける PC 橋工事に関する紹介論文が英文で入手可能となってきており、特に興味をひく多くの技術発展が明らかとなって来た。特にプレキャスト・セグメントを用いたダブル T (2 主桁型式の開断面) 断面橋が数多く建設されていることは注目にあたいするものがある。国内でのプレキャスト・セグメント使用橋梁例の数は非常に少なく、かつ特別な場合に限られている。また一般には橋面積が相当大きい大橋梁の場合を除いて不経済であると考えられている事は先に述べた。しかしチェコスロバキヤの例ではそれほど橋面積の大きくない場合にも用いられている。

チェコスロバキヤの場合はすべてダブル T の開断面型式であってセグメントはすべて中央工場で製産されている。この種断面は日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所が施工した北郷高架橋(毛戸秀幸ほか「PC 連続 2 主桁高架橋の設計施工」PC 技術協会誌 Vol.28, No.4, Jul-Aug. 1986)に採用されているが、国内では可動支保工を用いコンクリート打ちが現場で実施されている。これに対し、チェコスロバキヤの例はすべてプレキャスト・セグメントを用いる片持梁架設によっているが、片持梁モーメントを軽減させるため接地式仮ベントを上部構架設進行と共に移動させる特種な施工法が採用されている。このような施工法が国内でそのまま採用可能とは思われないが、国内では余り例のない事でもあり紹介する価値はあると考えられる。

チェコスロバキヤでは数多くの吊床版歩道橋が建設され、1979 年から既に完成したもの 7 橋、設計中のもの 2 橋と報告されており、経済的であるとの結論に達している。国内では宮崎県南那珂郡北郷町の蜂の巣キャンプ場橋(村上良丸ほか「吊床版歩道橋“蜂の巣キャンプ場橋”の特性(Ⅰ)設計施工」PC 技術協会誌 Vol.27, No.4, Jul-Aug. 1985, 「同(Ⅱ)測定編」同 Vol.27, No.5, Sep-Oct. 1985)の例がその主要なものであるが、それほど一般的とはいえない。このような理由から、この種 PC 橋発展の様子を紹介するのも意義あることと考えられる。

2. DS-T セグメンタル施工

2.1 一般

チェコスロバキヤの資料によると上記プレキャスト・セグメントを用いたダブル T 開断面橋は DS-T セグメンタル橋と呼ばれている。この型式の橋梁はスパン 45m までの一定幅員のものに対して最適とされている。上部構はプレ

キャスト・セグメントで構成され、各セグメントはMATCH-CAST（新セグメントのコンクリート打設時、その前に製造されたセグメント端面を新しくコンクリート打ちをするセグメントに対する型わく代りとするもので、両セグメント接合面は完全に密接するようにすることが可能なコンクリート打ちの方法）された開断面（ダブルT形状で2本の主桁を上床版で結合した形状）のものである。各セグメント接合面には施工時エポキシ樹脂を塗布して接着させる。

施工は橋梁の一端から他端に向けて連続して架設される方法によっている。プレキャスト・セグメントは既に完成した橋面上を移動する特殊片持ポータル・クレーンを用いて運搬され、片持梁先端に架設される。アバット近傍には別のポータル・クレーンを設置して貯蔵されているプレキャスト・セグメントを上記移動クレーンに乗せかえる作業をする。また片持梁架設中は前述のように断面力軽減のための仮ベントを用いる。

DS-Tセグメンタル橋は橋の平面、縦断に曲線が含まれている場合でもエレベーションの変化する場合でも次の範囲内であれば架設可能である。

- 平面最少曲率半径 $R = 250\text{m}$
- 鉛直最少曲率半径 $R = 600\text{m}$
- 最大勾配 6%

上部構桁高は次の2種類となっている。

- 36mスパンまで $h = 1.6\text{m}$
- 45mスパンまで $h = 2.0\text{m}$

上部構基本幅員は地覆部をも含めて14.80, 16.30, 18.00および19.50としてある。ダブルT断面の主桁間隔、主桁寸法は変えず、張出し部片持梁区間長のみを変えて幅員寸法を調節してある。

上部構はスレンダーな柱状ピアー上で支承され、橋梁端は常に橋軸に直としてあるが、中間ピアーの2本の柱はスキューに配置してもよく、両柱の橋軸方向間隔は12mまでとすることが出来る。端プレキャスト・セグメントには一体的にコンクリート打ちされた横桁が配置されており、これには橋軸直角方向にプレストレスが与えられて伸縮装置を取付けられるようにしてある（図-1参照）。

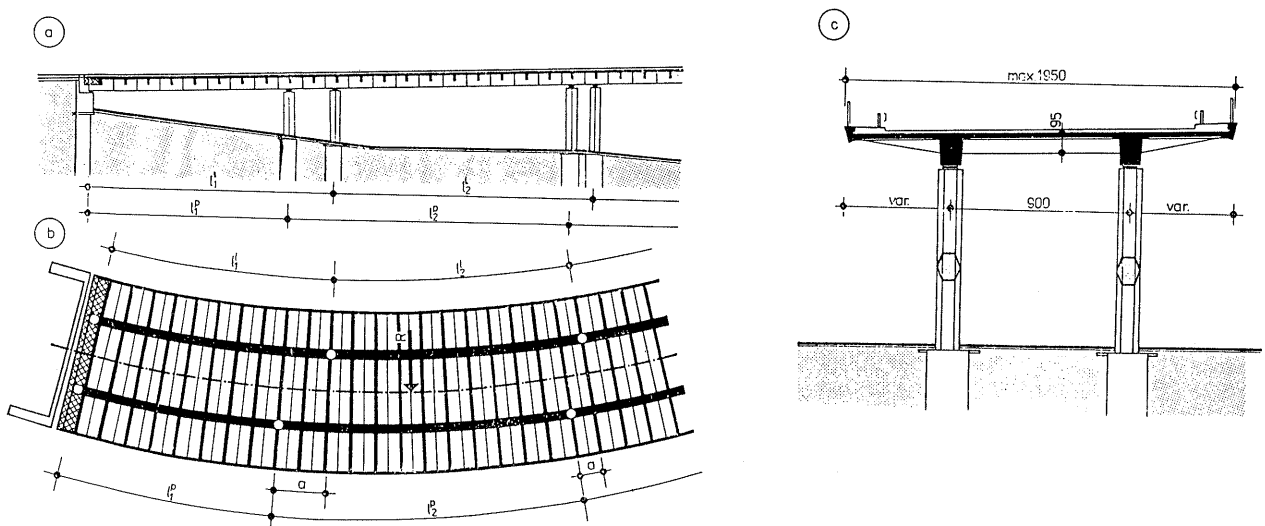


図-1 DS-T橋梁, a:側面, b:平面, c:断面

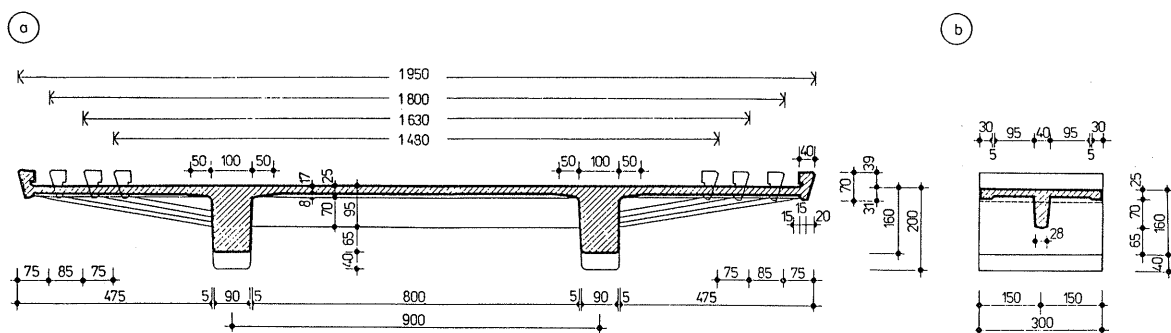


図-2 DS-T橋セグメント，a：横断面，b：縦断面

プレキャスト・セグメントの形状寸法は図-2に示してある。セグメント断面は2本の桁，上床版および両端地覆から構成され一体としてコンクリート打ちされている。プレキャスト・セグメント橋軸方向中央断面には横桁が1本配置されており，これは張出し片持床版部分まで延長されている。横桁高さは2本の主桁間では一定で張出し部分では桁高を変化させてある。上床版厚は17cmであってプレキャスト・セグメント両端面近傍ではハンチを付けて25cmとしてある。上床版厚さ17cmと非常に薄くするための対応策として以上のような細部設計としてあると思われるが，プレキャストするので可能であって現場打ちの場合は型わく構造上このような細工は不可能に近いものであろう。図-3は完成したプレキャスト・セグメント貯蔵状況を示すものである。プレキャスト・セグメント接合面には数多くのせん断キー（主桁断面に造られるもの）および架設時プレキャスト・セグメント位置ぎめを容易にするためのキー（上スラブ接合面に造られるもの）が設けられる。図-4はせん断キーの状態を示すものである。

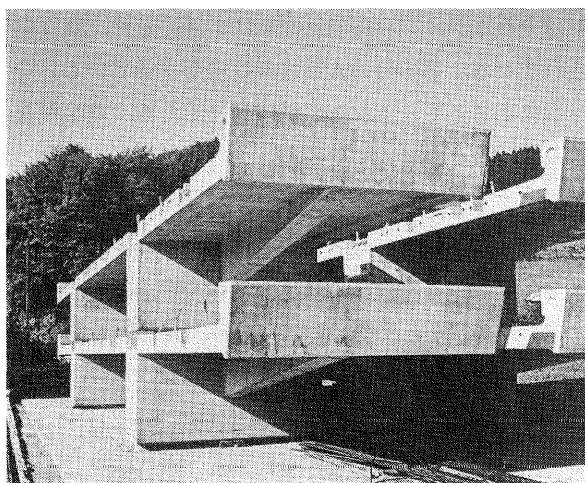


図-3 DS-Tセグメント

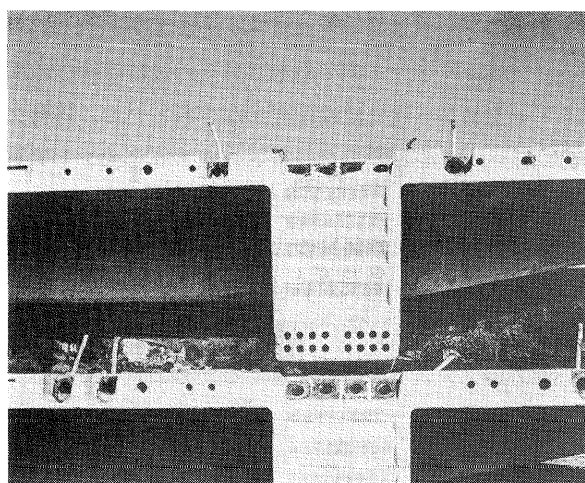


図-4 DS-Tセグメント せん断キーと緊張材A用ダクト

図-5にはプレキャスト・セグメントの外形形状とスパン30mの場合の代表的緊張材配置状況が示してある。プレストレスリングは直径15.5mm 7本よりストランドから構成される緊張材を用いて実施される。緊張材は次の3つの群からなっている。

- 緊張材A 2本の主桁内配置
- 緊張材B 中間支承区間上スラブ内配置
- 緊張材C 上スラブ内に連続配置

緊張材Aは各主桁内に配置されて断面の上方位置に定着され，片持梁完成後直ちに緊張定着可能となっている。中

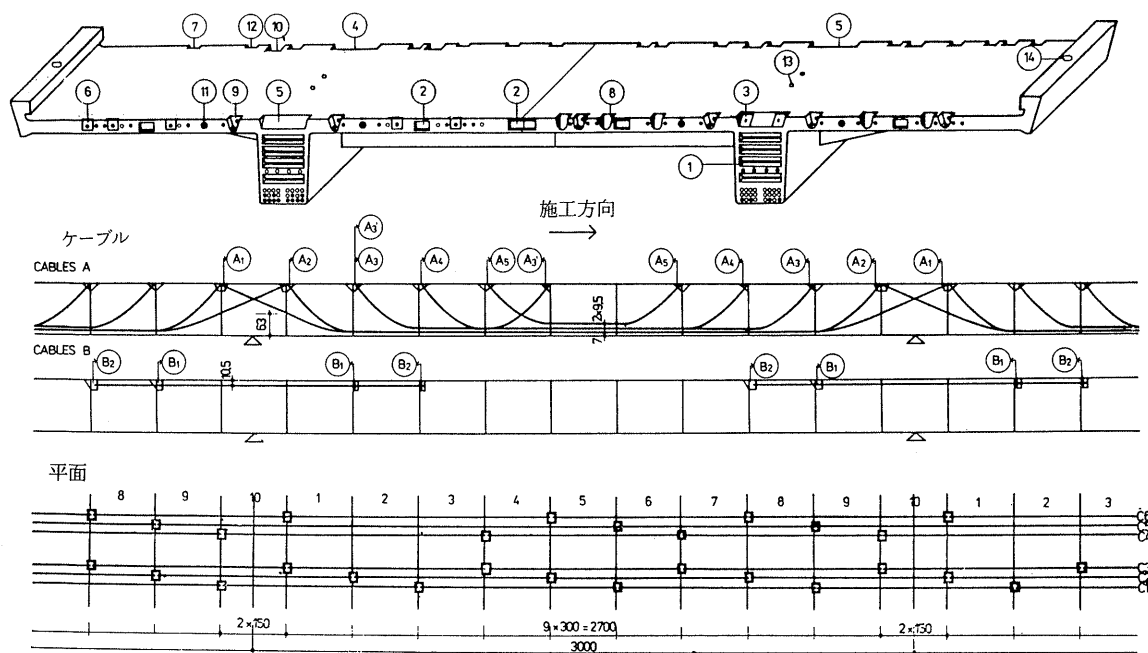


図-5 セグメントと緊張材配置：1—せん断キー，2—架設時位置ぎめ用キー，3—緊張材A緊張端，4—緊張材Aデットアンカー側，5—緊張材A用の切欠き，6—緊張材B緊張端，7—緊張材Bデットアンカー側，8—緊張材B用の切欠き，9—緊張材C定着具，10—緊張材Cカップリング用切欠き，11—仮締めケーブル用ダクト，12—仮締めケーブル定着具切欠き，13—セグメント取扱用吊材アンカーホール，14—ハンドレール取付け用アンカーホール

間支承上のプレキャスト・セグメントに配置されるA緊張材はそのセグメント内では直線状に傾斜させ、隣りのプレキャスト・セグメント内で弯曲させその後は直線状に配置されている。その他のA緊張材は定着されているプレキャスト・セグメント内で弯曲配置がなされている。移動クレーンによる正モーメントに抵抗させるため、緊張材A₃の半分は仮ベントを設けるプレキャスト・セグメントに定着されている。

緊張材Bは中間支承区間の上スラブ内に直線状に配置され、支承区間負モーメントに抵抗するためのものであって、その配置区間長はプレストレスングによる負の2次モーメントを最少とできるように決定されている。

緊張材Cは上スラブ内に配置され、施工中の片持梁モーメントに抵抗し、橋梁完成時にあっては中間径間に対し、中心軸方向プレストレス力を与えるためのものである。

各グループ緊張材の本数は施工時接合面エポキシ樹脂に一樣な圧縮応力が作用させられるように決定されている。

プレキャスト・セグメントコンクリート容積およびその重量は表-1のようである。使用コンクリート圧縮強度は立方体強度で500 kgf/cm²である。

表-1 プレキャスト・セグメントコンクリート容積と重量

セグメント幅 (m)	14.80	16.30	18.00	19.50
h=1.60	容積 (m ³)	19.60	20.69	21.99
	重量 (t)	49.00	51.71	54.97
h=2.00	容積 (m ³)	21.78	22.87	24.17
	重量 (t)	54.46	57.17	60.43

2.2 施工法

DS-T橋上部構は橋梁の一端から他端に向って順次片持梁で架設される。プレキャスト・セグメントは完成区間上を運搬移動される一方向水平移動方式である。図-6は、特殊片持のクレーンによるプレキャスト・セグメント架設状況を示す。施工途中片持梁モーメントを軽減させるため仮ベントを設ける。図-7の2本の柱はこの仮ベントである。施工中片持梁は常に一組の仮ベントのみで支持され、片持梁に作用する断面力を調節可能ならしめている。

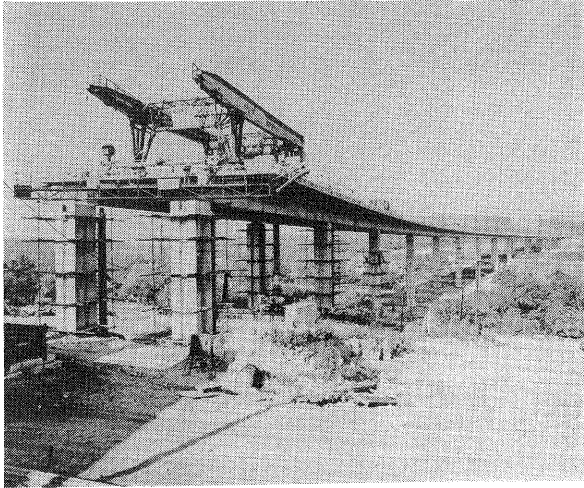


図-6 DS-Tセグメント架設

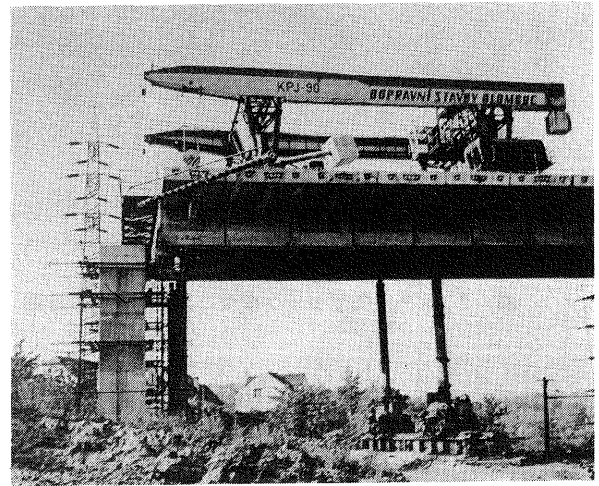


図-7 仮ベントおよび調節用支柱

施工用機械器具類は図-8に示してある。一般スパン部のプレキャスト・セグメントは既に完了した上部構上を運搬されるが、これには移動可能な特殊ポータル・クレーン、KPJ-90を用いる。アバット背後に仮置きされているプレキャスト・セグメントは、アバットのウイング部に設置されたポータル・クレーンによって取扱われる。このクレーンは端径間の最初の3ケのプレキャスト・セグメント架設用にも利用される。このポータル・クレーンはプレキャスト・セグメントを回転させて、KPJ-90クレーン前方まで運搬する。図-9はKPJ-90クレーン前方でプレキャスト・セグメントを回転させている状況を、図-10はプレキャスト・セグメントをKPJ-90に受けさせる状況を、それぞれ示している。図-11はKPJ-90によってプレキャスト・セグメントが既設橋面上を片持梁先端まで運搬されている状況である。

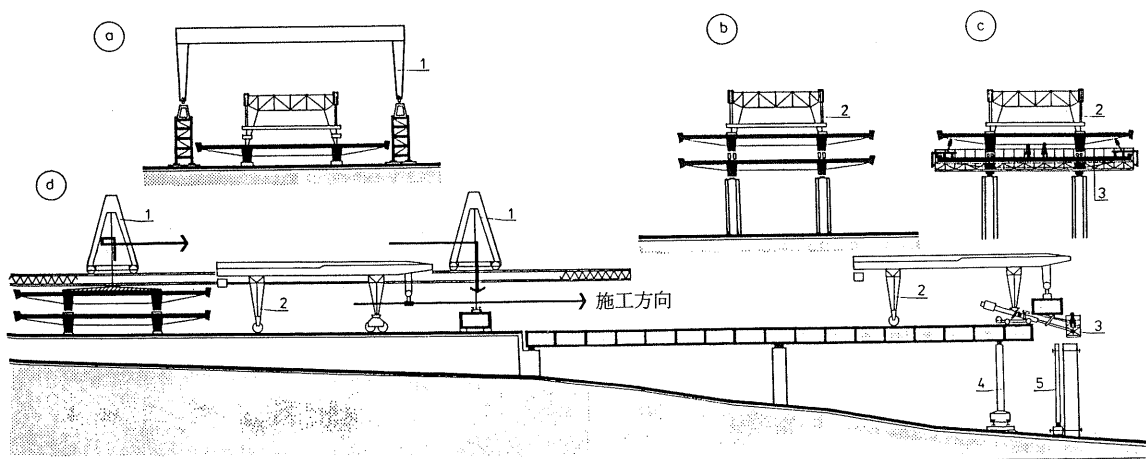


図-8 施工方法：a—セグメント貯蔵横断面図，b—完成区間運搬中のセグメント横断面図，c—架設された片持梁正面図，d—側面図，1—ポータルクレーン，2—KPJ90クレーン，3—作業足場，4—仮ベント，5—調節用支柱

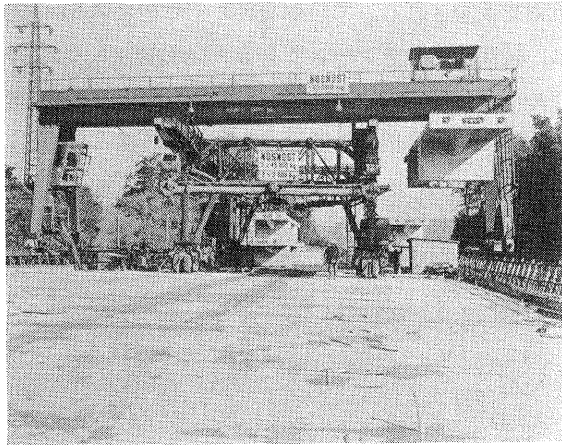


図-9 KPJ-90クレーン前面でのセグメント移動

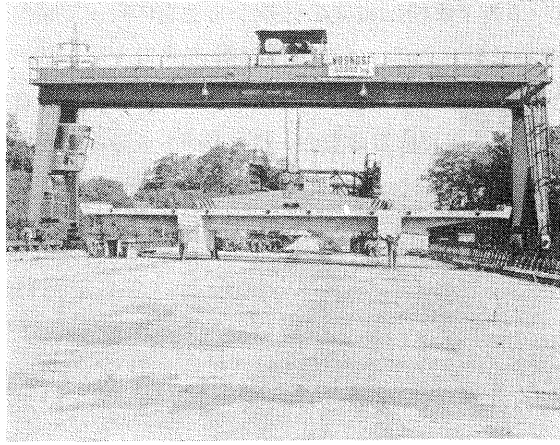


図-10 KPJ-90クレーン前面でのセグメント設置

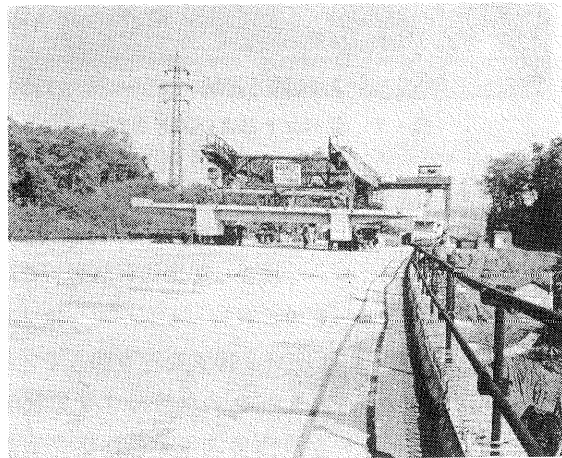


図-11 完成区間上を移動するセグメントを吊った
KPJ-90クレーン

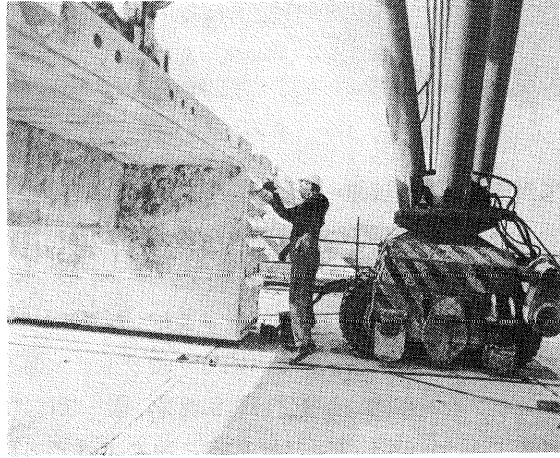


図-12 エポキシ塗布

図-12はプレキャスト・セグメント接合面にエポキシ樹脂を塗布している状況であり、図-13はプレキャスト・セグメントを片持梁先端に取付けている状況を示している。次に4本の仮締めケーブルでプレストレスを与え、KPJ-90クレーンは次のプレキャスト・セグメント運搬のためアバットに向って帰るのである。架設された片持梁に対し緊張材B、Cは緊張定着され、片持梁が仮ベントまたはピサーに支持されてから緊張材Aは緊張定着される。

プレキャスト・セグメント架設方法は興味ある順序によっており、図-14にその詳細が示してある。ここに示すものは端径間および隣れる径間が25および30mの場合についての例である。

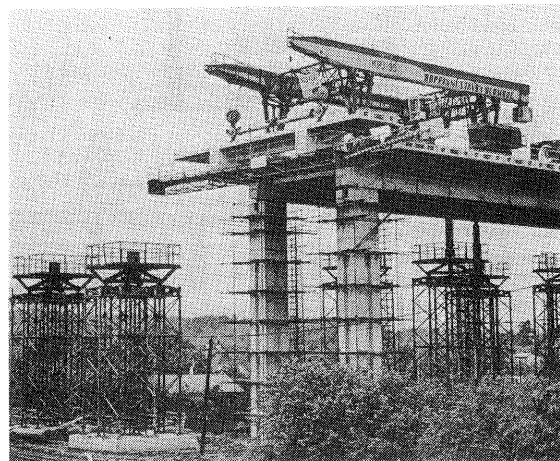


図-13 セグメント架設

(1) 端径間施工順序

- (a) 第1プレキャスト・セグメントはアバットと仮ベントによって支持されるよう配置される。アバットに仮締めされたのち、第2、第3プレキャスト・セグメントを架設し、プレストレスングされる(図-14a)。次に第3プレキャスト・セグメントを仮ベントで支承させ緊張材Aを緊張定着する。
- (b) 更に3ケのプレキャスト・セグメントを片持梁架設する(図-14b)。片持梁は仮ベントで支持され緊張材Aは緊張定着され、第1および第3プレキャスト・セグメントに配置してあった仮ベントは撤去される。
- (c) 端スパンの残り3ケのプレキャスト・セグメントは片持梁として架設される(図-14c)。調節用支柱(図-7のピヤ近傍に配置してあるもの)で片持梁を支持し、緊張材Aを緊張定着する。次に第6プレキャスト・セグメントに配置してあった仮ベントを撤去したのちエレベーション調節を実施し、ピヤ上に支承を配置する(図-14d)。

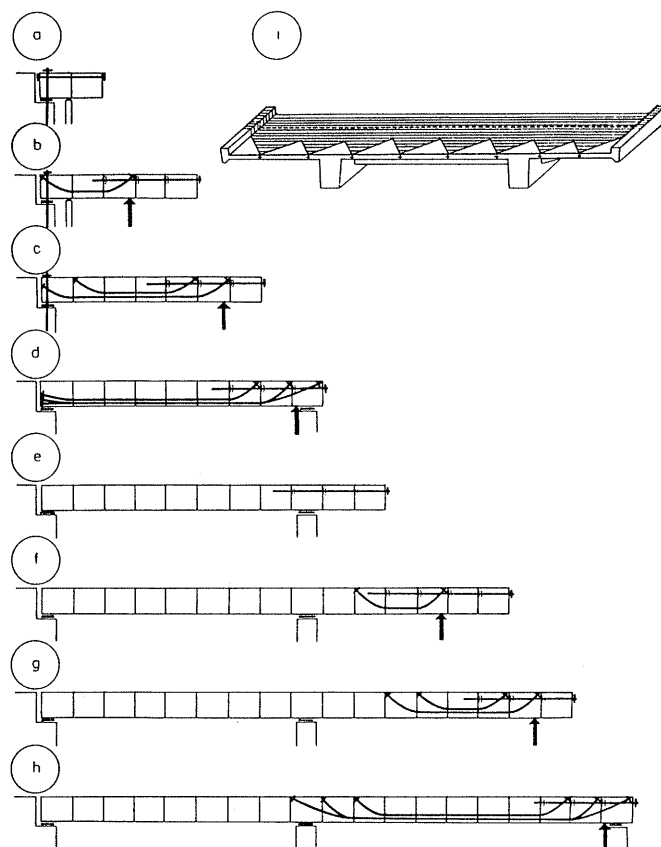


図-14 施工順序

(2) 中間スパン部の施工は次の3段階に分けられる。

- (a) 最初4ケのプレキャスト・セグメントは片持梁として架設される(図-14e)。第4プレキャスト・セグメントを仮ベントで受けたのち緊張材Aの緊張定着を実施する。
- (b) 引きつづき3ケのプレキャスト・セグメントの架設を進める(図-14f)。第7番目のプレキャスト・セグメントを仮ベントで支持し、緊張材Aのプレストレスングを実施して、第4番目のプレキャスト・セグメントの仮ベントを撤去して必要な反力状態とする。
- (c) 最後のプレキャスト・セグメント3ケを片持梁架設する(図-14g)。片持梁は調節用支柱によって支持され、緊張材Aのプレストレスング後、第7番目のプレキャスト・セグメントに配置してあった仮ベントを撤去し、架設時反力を導入、ピヤ上に支承を挿入する(図-14h)。

スパンの異なる場合にも上記と同様な方法で架設作業は実施されるが各段階で組み合わせられるプレキャスト・セグメントの個数および緊張材本数を変えられることは当然である。

各仮ベント反力は支承断面モーメントが最初の4プレキャスト・セグメント架設後発生するモーメント値と常に一致するように決定されている。この値は架設された片持梁を連続桁として解析した場合の反力値よ

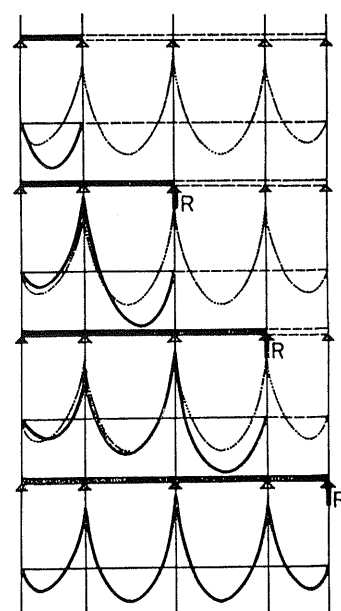


図-15 施工時モーメント図

り小さいので、片持梁たわみをチェックし、上部構と最終支承との間に十分な余裕があるように定める必要がある。施工中、丁度完成した連続桁の反力に相当する反力 R は完成した片持梁先端に導入されるので、構造物は全面支保工上で一度に施工された場合と同じ断面力分布となる(図-15)。反力は自重のみならず、プレストレスの影響をも含めて決定されているので、片側から順次架設されるため途中で構造変化が起こるにもかかわらず、コンクリートクリープによる断面力の再分配は生じないこととなる。

施工時プレキャスト・セグメント自重、移動クレーン、作業足場等の荷重作用、およびプレストレスによる目地応力および仮ベント反力、等を計算するためのパソコン用プログラムが用意されている。これによってあらゆる目地位置変形、応力、等が直ちに算定できるようにしてある。

2.3 プレキャスト・セグメント製作

DS-Tセグメントはすべて機械化された中央工場で作成されている。製造は一日サイクルで実施できるようにするため、あらゆる準備作業は型わくの外で実施される。製造工場とその附属工場には63t容量のポータル・クレーン2基の外32t容量のクレーン数基が設備されている。MATCH-CAST方法には従来フランスなどで実施されていたものとは異なる新設計設備が用いられている(図-16, 17)。

製造されたプレキャスト・セグメント脱型後これを吊上げ移動し、操縦可能な架台上に移動させる。接触目地は常に同一レベルにある。型わく底面は水平であるから、構造物がねじれている場合は、接触セグメント(既に完成したもの)をその軸線のまわりで回転させることで必要なねじれを新らしくコンクリート打ちするセグメントに与えることができる。このため接触セグメントは操縦可能な架台上に取付けるのである。このようにして複雑な線形を有する橋梁の場合でも必要な幾何学的形状寸法を有するセグメントをプレキャストすることが可能となっている。操縦可能な架台調節は、接触セグメントの幾何学的形状寸法測定結果

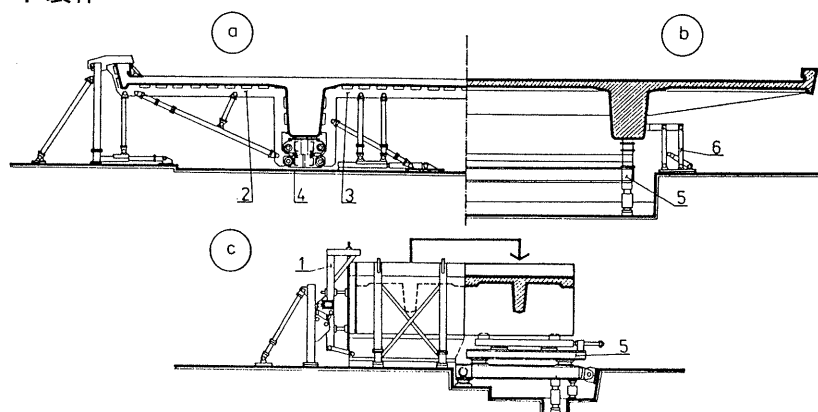


図-16 型わく：a—形わく断面，b—操縦可能な架台上に置かれた既に造られたセグメント(接触セグメント)断面，c—縦断，1—可動先端型わく，2—外せき板，3—内せき板，4—フレーム，5—操縦可能な架台，6—ガイド

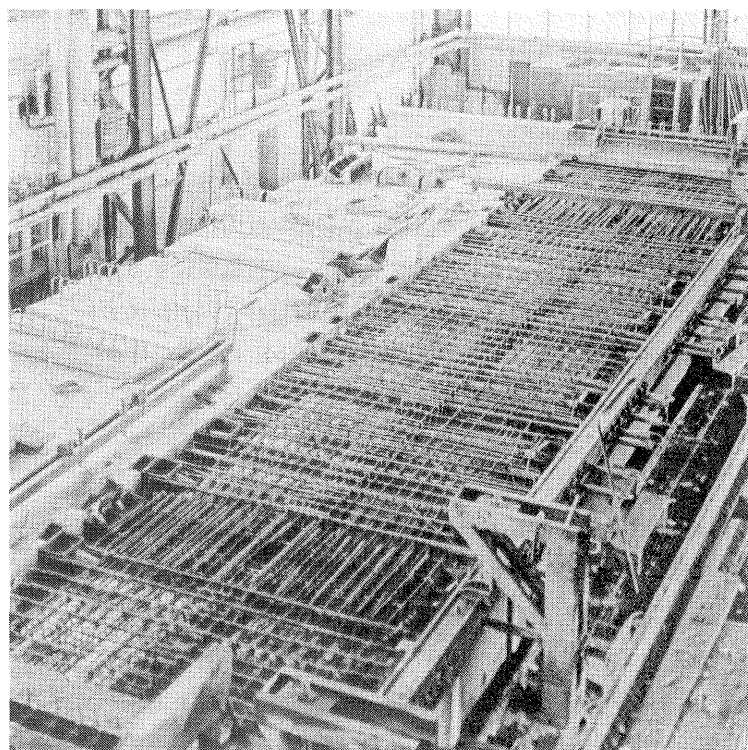


図-17 型わく

を電子計算機にインプットし、新らしくコンクリート打ちされるセグメントの幾何学的形状寸法が設計橋梁線形に合致するようにその調節がなされるものである。この種セグメント製造設備としては最も進歩したものの1つであると考えられる。

基本的に製造作業は次のようである。

- (1) 組立てられた鉄筋かごを型わくに挿入
- (2) 操縦可能な架台上接触セグメントの位置調節
- (3) 可動先端型わく調節
- (4) 製作用れるセグメントの幾何学的形状寸法等各種要素の調節
- (5) ダクト型成用チューブ配置
- (6) セグメントのコンクリート打設
- (7) ダクト型成用チューブの抜きとり
- (8) コンクリート打ち後のセグメント計測
- (9) 脱型
- (10) 接触セグメントの貯蔵場への移動および完成した新セグメントの調節可能な架台への移動

コンクリートはベルト・コンベヤーで送られ、一方の主桁床版下面までコンクリート打ちをし、次に他方の主桁を同様にコンクリート打ちする。次に横桁と上床版とを一体的にコンクリート打ちし、最後に地覆部分が施工される。コンクリートの締め固めは内部振動機および表面振動機とが併用される。養生は蒸気養生である。

セグメント製造にあたって特に注意すべき事項はセグメント寸法の正確な調節とコンクリート打ち後のセグメント寸法計測である。この結果は前述のように電子計算機にインプットされ、次のセグメント製作時操縦可能な架台の微細な調節に利用されるものである。

2.4 実施例

現在までの所（1986年）7橋が本工法によって完成または施工中であってその総延長は3kmに達していると報告されている。構造型式はすべて同一であるので、代表的な橋梁4橋について説明を加える。

- (1) Becva河を渡る橋梁：2橋の例があり1橋は橋梁全幅19.50m、スパン24.70+29.50+36.00+25.20m 4径間連続で桁高1.60mである。他の橋梁は全幅14.80m、スパン39.70+45.00+39.00+27.70m 4径間連続、桁高2.00mのもので、架橋地点はVes-tin-Semetinである（図-18, 19）。平面曲線半径は1,194.5mの緩和曲線内にある。スキューであるが中間ピラーは橋軸に直としてある。架設は橋梁に沿って配置されたトラック・クレーン上を移動するポータル・クレーンによって実施された。図-20は完成された橋梁を下からみた状況であった各プレキャスト・セグメント中央の横桁配置状況お

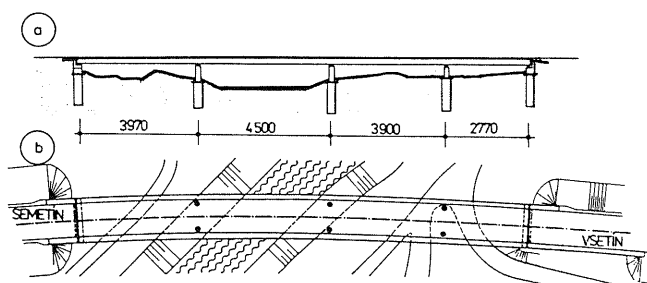


図-18 Becva河をVsetin-Semetinで渡る橋、
a-側面、b-平面

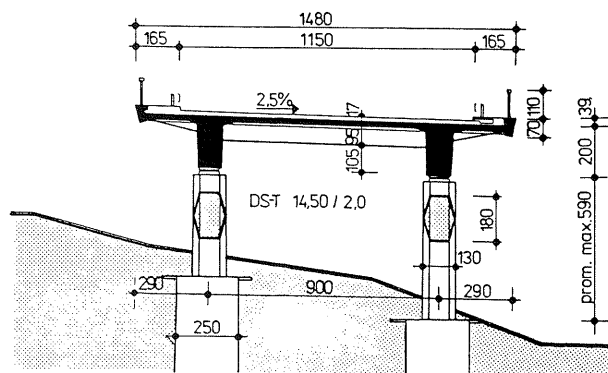


図-19 Becva河橋梁断面図

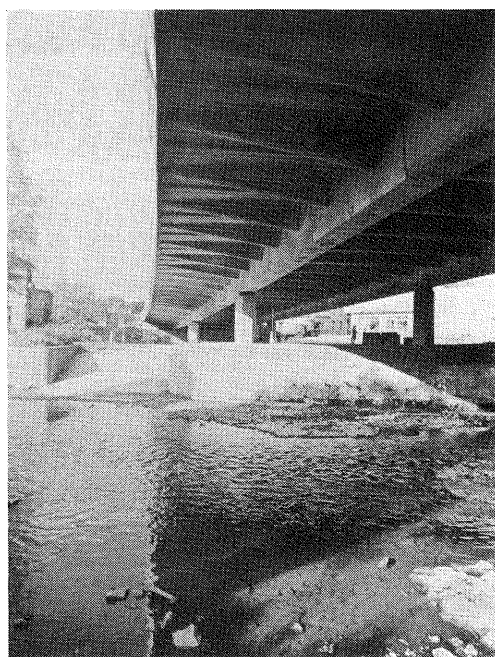


図-20 完成した橋梁

よび目地部床版厚を増加させた部分が小梁のように見える状況が判かる。

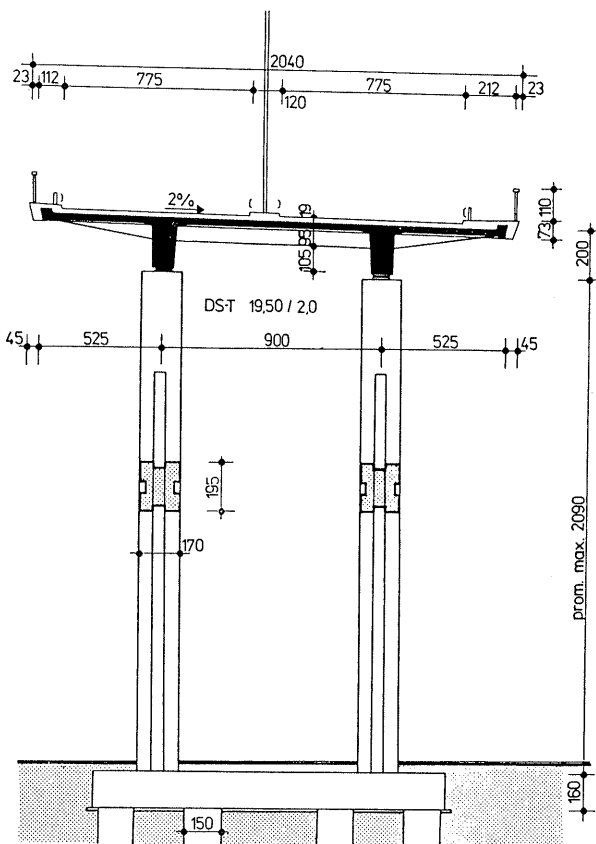


図-22 プラハ Rokytka 河を渡る橋梁断面

(2) プラハ Rokytka 河を渡る橋梁：プラハの394.10

m の高架橋であって12径間の連続橋である。鉄道、

Rokytka 河および市道をオーバーしている(図-21)。平面曲線半径は $R=700\text{m}$ である。ピヤの最も高いものは20.9

m ある。車道幅員は上下両線とも2車線7.75mで更に歩道1.12mおよび2.12mがそれぞれ両側に設けられている

(図-22)。従って橋の幅員は当初の標準とは異なっているので、全幅19.50mの標準断面(図-2)の両側地覆部を拡大して対処し、かつ橋軸直角方向にもプレストレスを与えた。施工には片持ポータル・クレーン KPJ-90 が用いられている。1985年秋に使用開始されている。図-23は施工中の状況である。

図-24は上記と同じ規模の橋梁であって全長424mの高架橋の例である。14径間からなり、道路幅は15.50m(片側7.75m)と歩道 $2 \times 1.745\text{m}$ となっており標準断面の19.50mがそのまま用いられている。平面曲線半径は $R=1,100$ から1,500mに変化し、鉛直曲線半径は3,100mである。

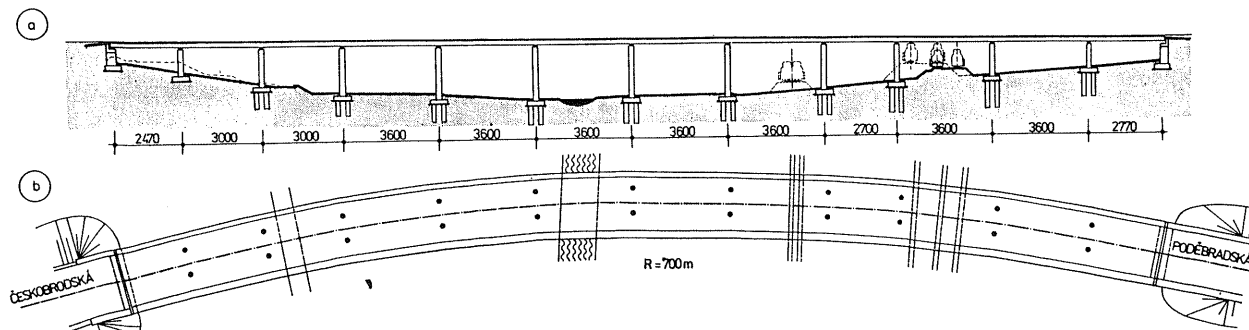
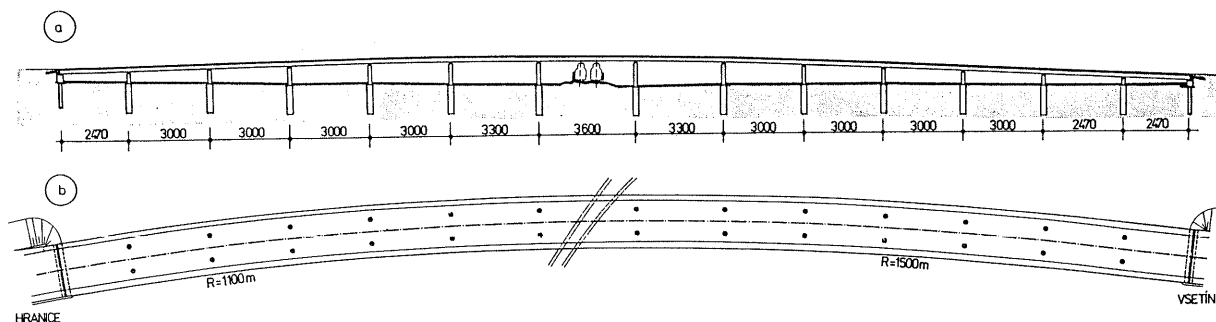


図-21 プラハ Rokytka 河を渡る橋梁：a 一側面，b 一平面

以上の各橋梁の特徴はコンクリートおよび鋼材使用量の少ないこと、現場作業量の軽減、現場施工速度の速いこと、外観のよいこと、等である。以上の理由で、現在設計されている橋梁もDS-Tセグメ



Technical drawing of a railway track layout, showing two sections, (a) and (b).

Section (a) shows a straight track layout. The track spacing is 3000m. The track centerline is marked with a 2250m dimension. The track edges are marked with a 2400m dimension. The track spacing is 3000m.

Section (b) shows a curved track layout. The track spacing is 3000m. The track centerline is marked with a 2250m dimension. The track edges are marked with a 2400m dimension. The track spacing is 3000m. The curve radius is $R = 1100\text{m}$. The track centerline is marked with a 2250m dimension. The track edges are marked with a 2400m dimension. The track spacing is 3000m.

- 11 -

ントル橋として設計が実施されているのである。上記Prostejov 高架完成と共にプレキャスト・セグメント製造装置を改善し、よりスパンの大きい橋梁に対応するため、現在の標準桁高より大きい桁高のプレキャスト・セグメントも製造可能となるようにする予定である。プレキャスト・セグメント架設にはステーケーブルを用いる新らしい架設法が準備され仮ベントを用いないようにすると報告されている。

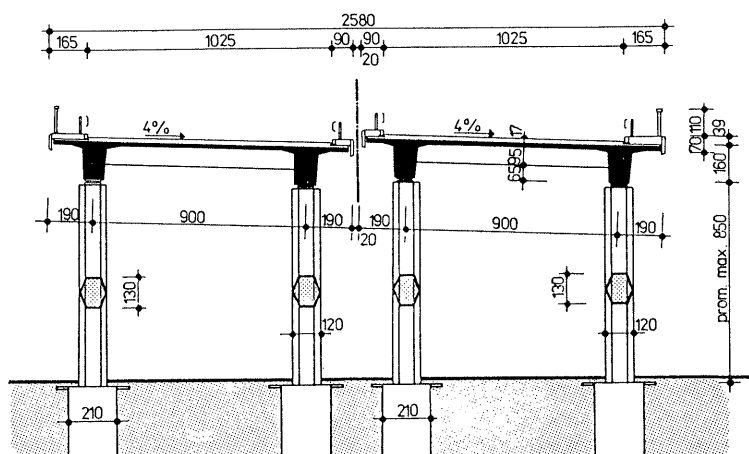


図-26 Prostejov 高架橋断面

2.5 設計

DS-Tセグメンタル構造物の設計はセグメント寸法及びこの構造物適用範囲を決定するための詳細な解析が実施されている。解析にあたっては、

- (1) 有限要素法による3次元構造物としての解
- (2) 格子構造法によるフレーム解の2種類である。

有限要素解にあつては電子計算機の能力を考慮に入れ図-27の構造について計算がなされている。

一構造物の全体曲げによる変形および応力は比較的粗なメッシュで実際の境界条件を考慮して求める。

一局部曲げによる床版応力状態は床版の個々の部分（主桁間スラブ、片持スラブ）については非常に密なメッシュで境界で変形のゼロ・パラメーターで計算される。

一橋軸方向についての合成応力は両者を加算して求められる。橋軸直角方向床版応力状態は変形のゼロ・パラメーターでの値と、全体曲げ解析で求められる変形作用による値とを加算して求められる。

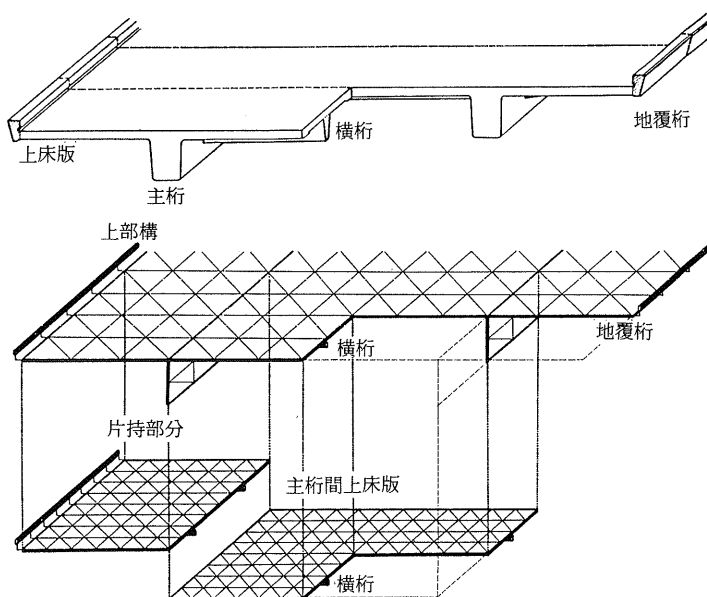


図-27 DS-T 構造物の有限要素解

格子構造解にあつては主桁、横桁を床版スラブと協同作用する棒に置換えるが、接合点での軸線の偏心を考慮する。図-28にこのモデルを示す。解析結果は接点変形 $\bar{u} [u, v, \omega, \varphi_x, \varphi_y, \varphi_z]$, 反力 $R [R_x, R_y, R_z]$, 断面力 $S [N, T_y, T_z, M_x, M_y, M_z]$ が求められる。桁に対す

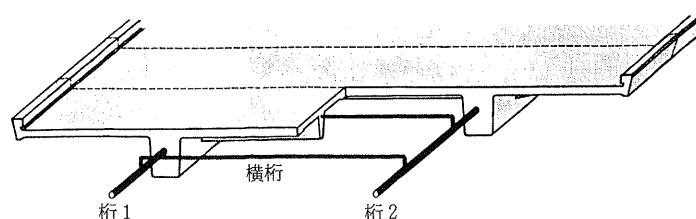


図-28 DS-T 構造格子構造解

る断面力 S ，横桁断面力 $\bar{S}$ (図-29) は次の順で求められる。

- (1) 横桁 1-2 に支点単位変位 $u_1 = u_2 = 1$ を作用させ、各状態での断面力 S_{u1} ， S_{u2} を求める。
- (2) 横桁の使用荷重作用時の解析を実施し、断面力 $\bar{S}_0$ ，反力 $\bar{R}_0$ を求める。
- (3) 上記反力を格子構造物に符号を逆にして作用させ格子構造接点での変形 u および断面力を求める。
- (4) 横桁 1-2 の断面力を次式で求める。

$$\bar{S} = \bar{S}_0 + \bar{S}_d$$

ここに、 $\bar{S}_d$ は(3)で求められた支点変位 u_1 ， u_2 による横桁断面力である。 $\bar{S}_d$ は次の関係式で求まる。

$$\bar{S}_d = \bar{S}_{u1} \cdot u_1 + \bar{S}_{u2} \cdot u_2$$

以上のような方法によるプログラムを用いて、(1)横桁高さの影響、(2)中間支承のスキュー配置影響、(3)水平曲率半径の影響、等について詳細な検討を実施した上で、この種構造物の適用範囲を決めている。更に片持梁架設時片持ポータル・クレーンの集中荷重が片持梁先端に作用した場合、各緊張材のプレストレスによる影響、等を有限要素法によって解析している。特に各緊張材によるプレストレス分布状態に関する計算結果は実に詳細であって興味あるものである。図-30に直線配置緊張材による σ_x 応力分布状況のみをそれらの1例として示してある。

本型式は道路橋として誠に大胆な設計であると考えられるが、その設計計算は実に詳細であって、この方面でのチェコスロバキヤの技術水準の

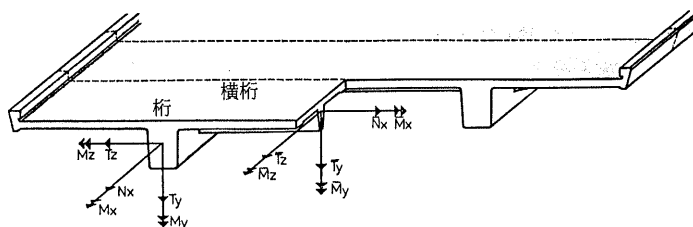


図-29 軸方向主桁と横桁とに作用する断面力

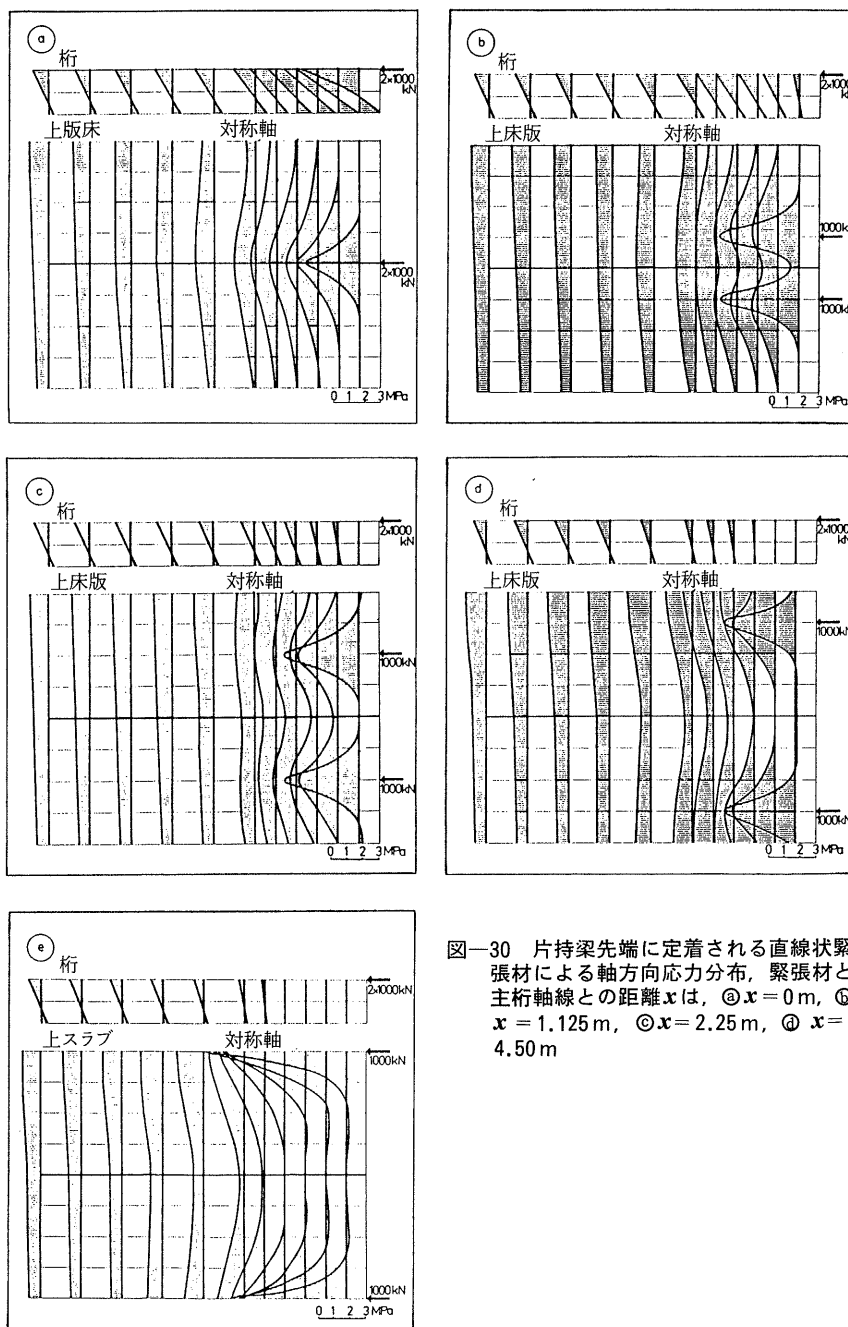


図-30 片持梁先端に定着される直線状緊張材による軸方向応力分布、緊張材と主桁軸線との距離 x は、③ $x = 0$ m，④ $x = 1.125$ m，⑤ $x = 2.25$ m，⑥ $x = 4.50$ m

高さをうかがわせるものがある。

3. 吊床版歩道橋

3.1 一般

1979年に最初の吊床版歩道橋が完成されてからこの種橋梁構造物が広く利用されるようになり、現在（1986年）までは9橋が完成または施工中である。表-2にこれらの橋の寸法が示してある。1径間のみでなく、2または3径間の歩道橋も造られ、最大径間144m、最大全長405mに達している。

表-2 DS-Tプレキャスト吊床版歩道橋

建設地	径間数	最大スパン ℓ_m (m)	最大スパンの サグ f (m)	橋 長 (m)	完成年度
Brno-Bystrc	1	63.00	1.20	69.00	1979
Brno-Komin	1	78.00	1.35	84.00	1985
Kromeriz	1	63.00	1.20	75.60	1983
Radonice	1	63.00	1.20	74.00	1984
Prerou	2	67.50	1.43	102.00	1983
Zatec	2	75.50	1.60	124.00	設計
Prague-Troja	3	96.00	1.69	261.20	1984
Nymburk	3	102.00	1.98	231.20	1985
Velke Brezno	4	144.00	2.90	405.20	設計

吊床版歩道橋の利点は次のようである。

- (1) 架設が容易でかつ工期が短い。
- (2) 外観が良い。
- (3) 経済的である。
- (4) 地域住民に好評である。

以上の理由により大きい水平力を地盤に伝達するための付加的工費は問題とならない。

吊床版橋工費はスパン、サグ量、橋長、特に地形および地質に関係がある。吊床版橋は多径間の場合特に有利となる。同一スパン、サグに対して多径間での水平力は単径間のそれと同じであり、基礎工費も同一となる。従って単位床面積当りの工費は多径間ほど少なくなる。比較のためプラハのVltava川を渡る歩道橋について片持梁架設橋と吊床版橋との比較を実施した。

吊床版橋は85.5 + 96.0 + 67.5 mの3径間、全長249 mである。中央径間部が河川を渡っている。最大水平力は、2,700 tであって、杭と壁体とによって抵抗される。比較用片持梁橋は4径間連続で25.5 + 59.0 + 96.0 + 66.5 m、全長は249 mである。断面はI断面で橋高は1.2 ~ 4.0 mの間で変化している。端径間は支保工上で施工し、渡川部は片持梁架設である。表-3、表-4に材料及び工費の比較が与えてある。図-31には本吊床版橋外観が示してある。

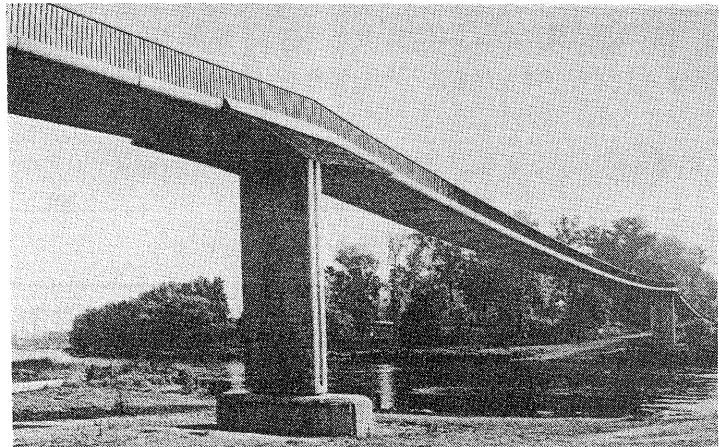
表－３ Prague－Troja 歩道橋の材料比較

	材 料	吊床版橋	片持梁施工橋
上 部 構	コンクリート (m ³)	260	650
	P C 鋼 材 (t)	68.0	54.0
	鉄 筋 (t)	41.0	59.0
下 部 構	コンクリート (m ³)	390	205
	鉄 筋 (t)	26.5	32.0
基 礎 工	地 中 壁 (m ²)	780	320
	杭 (本)	36	—

表－４ Prague－Troja 歩道橋工費

	吊床版橋	片持梁施工橋
上部構	2.236	6.605
下部構	0.920	0.995
基礎工	4.661	1.020
合計	7.817	8.620

(100万 crown)

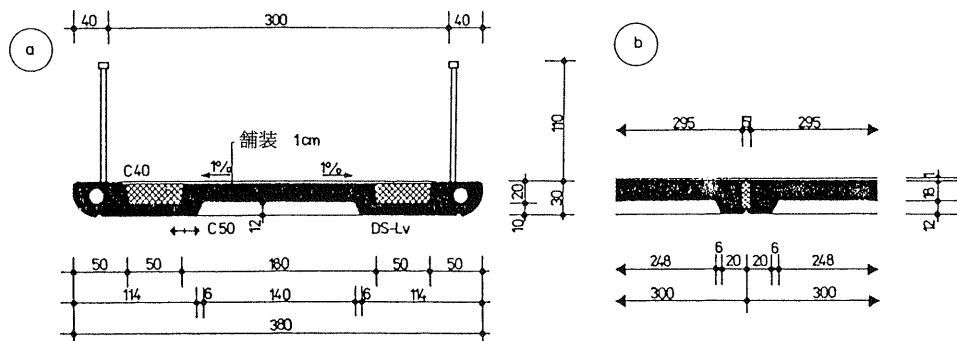


図－31 Prague－Troja 歩道橋

以上の表からも明らかなように基礎工費は非常に高くなっているが、全体工費は現場打ち片持梁施工橋より低いものとなっており経済的であることが明らかである。

3.2 設計

すべての歩道橋上部構は図－32に示す断面のプレキャスト・セグメントから構成されている。DS-LとDS-Lvとの2種類あって、重量6.32tのDS-Lセグメントに対し、DS-Lvセグメントはボイドを設けることで重量が5.16tとなっている。ソリッドのセグメントはアバットおよびピヤー近傍に用いられ、軽いセグメントはその他の区間において用いられる。すべてのセグメントコンクリート圧縮強度は500kgf/cm²（立方体強度）であって、厚さ30cm，幅380cm，長さ300cmである。電力および通信ケーブル配置のため，両側に直径12cmの穴が設けられている。設計群集荷重は400kg/m²である。



図－32 歩道橋上部構，a－横断，b－縦断

セグメント架設時セグメントは支持用ケーブルAとプレストレス用ケーブルBとによって吊られる。両ケーブルともに直径15.5mmストランド6本より構成されている。ケーブル本数はスパンおよびサグに関係する。支持用ケーブルはセグメントの溝の中に配置されスパンに応じて配置方法が異なっている。小スパンの場合は、ケーブルAを1段に、大スパンでは2段に配置する。ケーブルは最少コンクリートかぶり高が5.5cmとなるように配置されている。ケーブルBはセグメントに設けられたダクト中に、目地部、アンカーブロックおよびサドル区間では鋼パイプ中に、それぞれ挿入されている。

歩道橋のアバット部セグメントはアバットにネオプレン支承を配置して支持させる。これにより温度変化ある場合の上部構の上下移動に追従できるようにしてある。上部構はプレストレスによってアンカーブロックに定着される。当初の歩道橋にあってはアンカーブロックは基礎版と鉄筋で結合したが、その後の設計はアンカーブロック自体が基礎スラブと一体となるようにしてある(図-33)。

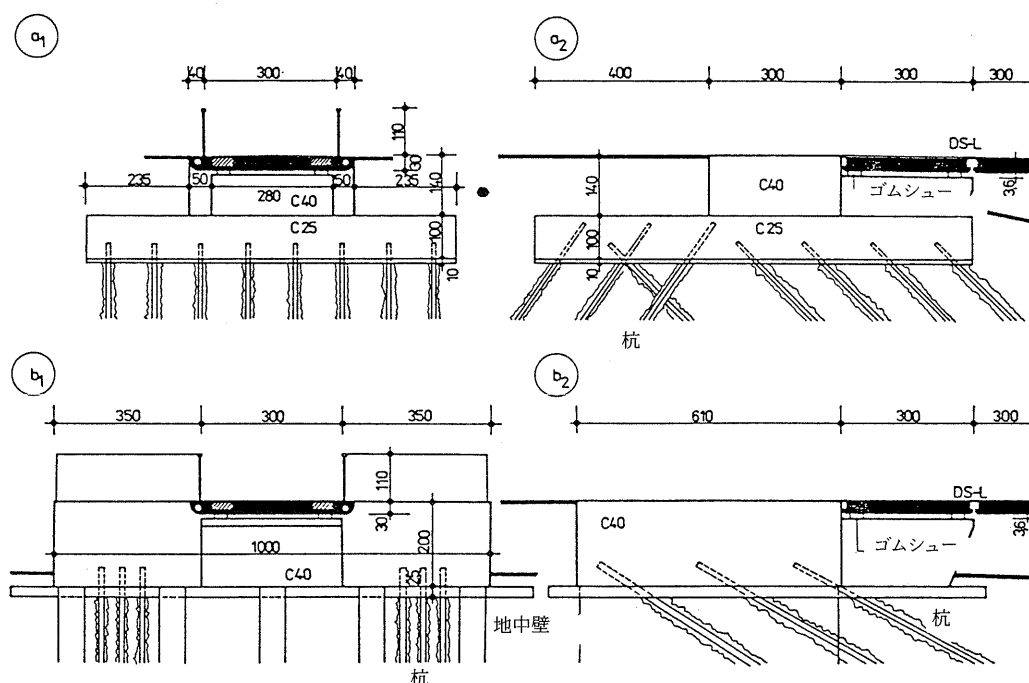


図-33 アバット, a-Preuo歩道橋, b-Prague-Troja歩道橋 1-横断, 2-縦断

大きい水平力(1,200~3,000t)を端アバットから基礎に伝達する必要がある。このためには、

- (a) 曲げ剛度の大きい現場打ち杭
- (b) 圧縮および引張杭の組合せ構造物
- (c) 地中壁と多数の杭との組合せ
- (d) アースまたはロック・アンカー

等が用いられる。最適のものは現場地質状態から決定される。

多径間歩道橋のピヤーは図-34に示してある。図-35はその外観を示す。設計は施工法に関係がある。従来の例によると、吊床版はテーパのついたテーブルを有するペンドラム・ピヤーによって支持されるようにしてあるが、ここに述べる歩道橋はすべてコンクリート・サドルを使用している。サドルはすべてのセグメント架設後ピヤー両端セグメントから吊られた型わくを用いてコンクリート打ちされている。この部分のコンクリート圧縮強度は400kgf/cm²である。コンクリート・ヒンジによってピヤーとフーチングとは結合されている。

ケーブルAの配置方法によって細部設計は異なるが設計基本は同じである。ケーブルAが一段配置の場合は、プレキャスト・ピヤーにアンカーされたフランジ板に結合された鋼製横桁に溶接した鋼サドル上にケーブルは配置される。ケーブルAがセグメント中で2段となる場合、現場打ちピヤーにボルト止めされた鋼突起に支持される直径200mmの2本のパイプ・サドルによってケーブルは支持されている。

セグメント架設、目地、セグメントの溝およびサドルコンクリート施工時、ケーブルAの張力は次第に増加する。従って伸びを生じサドル部で摩擦が作用する。従ってピヤーにはモーメントが作用する。ピヤーの下端にヒージが設けられているので、その安定性が確保されるようにする必要がある。従って施工時ピヤーは鋼ストラットを用いて補強しておく必要がある。歩道面の舗装は防水工をも兼ねて1cm厚のエポキシ・コンクリートで施工されている。

3.3 施工

プレキャスト・セグメントは一日サイクルで製造される。コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響を減少させるため、セグメントは上部構施工6～12ヶ月前に製造される。図-36に2径間歩道橋の施工順序が示されている。2径間以上の場合にも同様な方法で施工

される。基礎、アンカー・ブロック、中間ピヤーが完成したのち、上部構架設は次の5段階で実施される。

- (a) 最初端セグメントをアバット上のゴム支承上に配置する。これらセグメントの溝中にケーブルAの位置を定める鋼材が配置されている。同時にピヤーの安定性確保のために鋼ストラットをピヤーに取付ける(図-36 a)。
- (b) ケーブルAをウインチによって引きわたす。ストランドはコイルから直接引き出されるが、ブレーキを挿入し

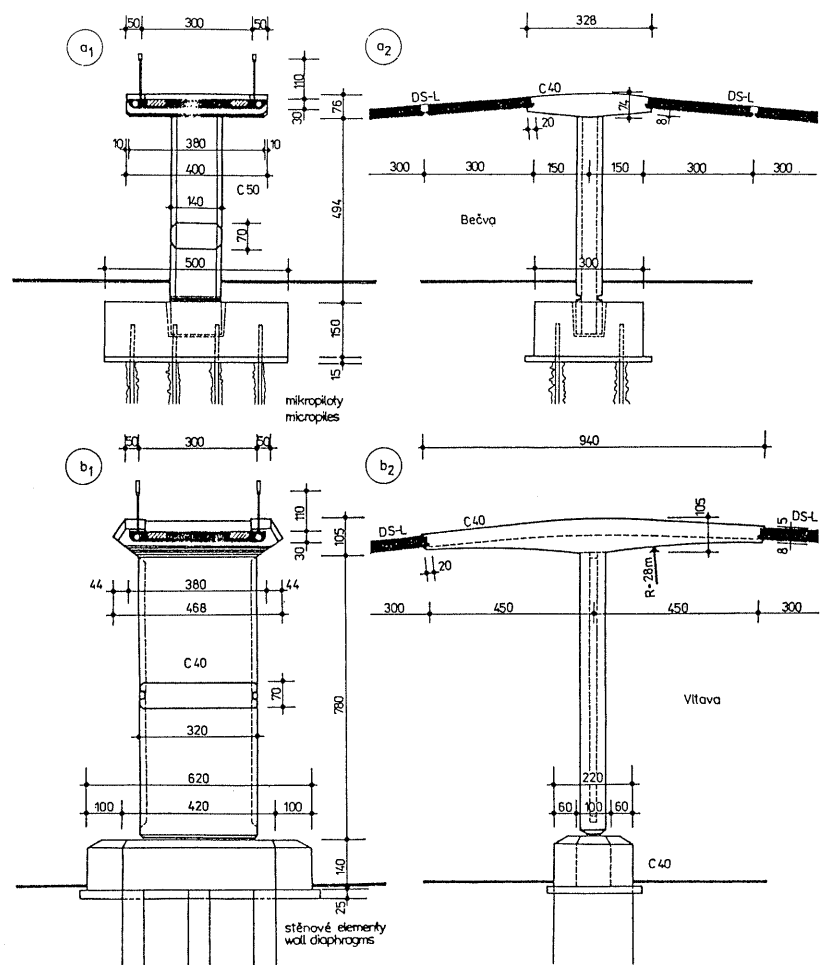


図-34 歩道橋ピヤー、a-Prerov歩道橋、b-Prague-Troja歩道橋
1—横断、2—縦断

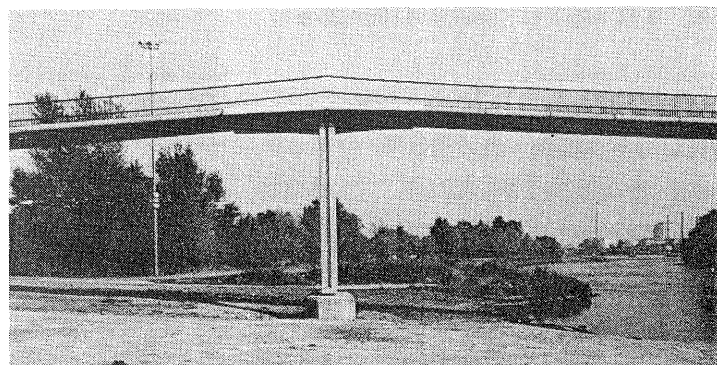


図-35 ピヤー外観

てケーブル中のすべてのストランド長が同一となるようにする。各ケーブルは補助引張りロープによって引きわたされる(図-36 b)。引きわたしたならば各ケーブルは所定引張応力まで緊張定着される。ケーブルAが一段配置の場合はすべてを緊張定着するが、二段配置の場合は下段のケーブルA₁のみを引きわたし緊張定着を実施する。

- (c) セグメントは1径間ごとにクレーンを用いて架設される。セグメントはケーブルAの下方に置き、これを吊上げてケーブルAがセグメントの溝の底に接するようにする。次にハンガーをネジ止めてセグメントをケーブルAに支持させながら所定の位置までウインチで移動させる。目地断面には鋼パイプを挿入してダクトを造る。以上の作業はすべてのセグメント架設まで繰返される(図-36 c1 および c2 および図-37)。
- (d) すべてのセグメントを架設したのち、ケーブルAが二段配置の場合は上段のA₂を挿入し緊張定着する。以上で構造物の設計形状がられる。次にサドルの型わくを取付け、ケーブルBを挿入する。目地、セグメントの溝、サドル部分、等をすべてコンクリート打ちする。コンクリート圧縮強度が必要値に達したらケーブルBを緊張定着する(図-36 d)。
- (e) ケーブルにグラウト注入を実施したのち、高欄、舗装を施工して完成する(図-36 e)。

3.4 構造解析

歩道橋は1)施工状態、2)使用状態、の2つに分けて構造解析を実施する。架設完了時の構造物形状および応力状態が使用時に構造物に発生する応力状態に大きく関係のあることに注意する必要がある。

(a) 架設時(図-38 a)

プレキャスト・セグメントはケーブルAに吊られている。このケーブルAに作用するものは、

- ケーブル自重
- セグメント自重
- 目地、セグメントの溝、サドル、等あと埋めコンクリート重量
- 温度変化

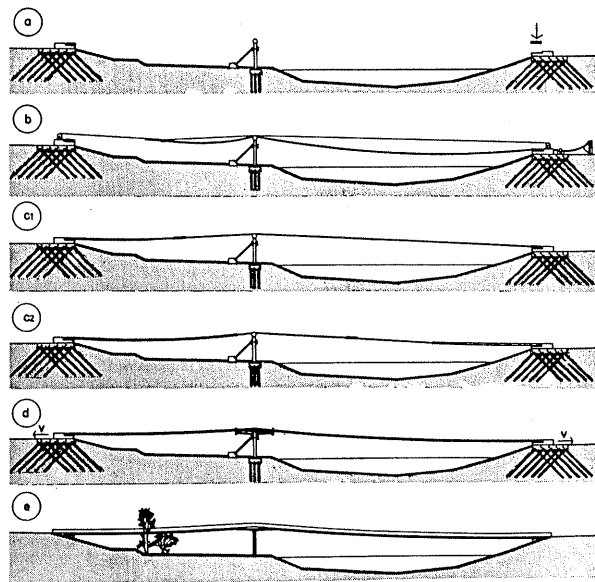


図-36 吊床版歩道橋架設順序

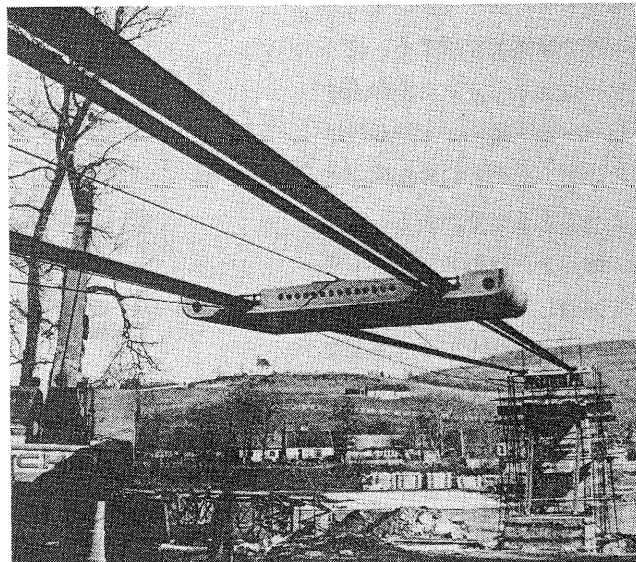


図-37 1セグメントケーブルAからの吊り状況

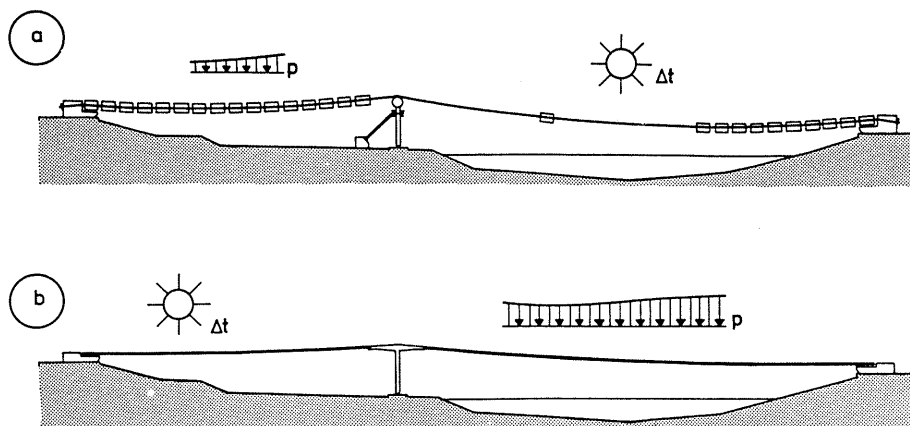


図-38 歩道橋載荷状態 (a)架設時, (b)使用状態

ケーブルは完全にフレキシブルな部材と考える。ケーブルは鋼サドルで支持されるので、荷重変化に応じて滑動可能である。サドルでの摩擦力はケーブル引張力の10%にまで達することもある。ケーブルの挙動はアンカーブロックの変形、アバットの変形、等の影響を受けるので、施工時解析にはこれらをも考慮する必要がある。計算にあたっては架設完了時構造物の型状が最終必要型状となるようにすることが必要であって、誤差は1cm以内にあるようにする。

(b) 使用状態(図-38b)

目地、セグメントの溝、サドル、等のあと埋めコンクリート施工後構造物はその他のあらゆる荷重を受ける必要がある。すなわちプレストレス、舗装、高欄重量、活荷重、上部構変形、支承変形、温度変化、クリープ、乾燥収縮の影響、等である。薄いコンクリート板は軸力、せん断力および曲げモーメントを受ける。

構造物は非常にスレンダーであるから、局部的曲げとせん断応力とは集中荷重作用位置と、支承近傍とのみ発生する。従って構造物は次の2段階で解析してよい。

- (1) 支承にヒンジで結合されている完全フレキシブルなケーブルとしての解析、コンクリート・サドルの長さ方向にはその1/3点にそれぞれヒンジがあると仮定する。これによって水平力及び支点変形が求められる。
- (2) せん断力および曲げモーメントは(1)の計算結果を用い斜張橋の解法と同様に実施される。

3.5 各種試験結果

(1) Prerov 歩道橋載荷試験

本橋載荷試験には軸重9.6tに達する重量11.6, 20.8および24.1tの車輛を載荷し、全体的挙動および局部的曲げ、等の測定がなされた。図-39に2種類の載荷状態での計算たわみと測定たわみとの比較が示してある。両者の一致は十分である。

(2) Prague-Troja 歩道橋載荷試験

重量3.1~9.3tのトラック38台を用い、全長にわたっての載荷、1径間のみの載荷、等が実施された。全面載荷時スパン中央たわみ測定値と計算値とが表-5に与えてある。

(3) 動的試験結果

吊床版歩道橋は、曲げ剛度の小さいこと、ダンピングの小さいことおよび振動数の小さいこと、等により動的荷重に対して非常に敏感である。従ってその動的挙動を計算で求めると同時に現場測定を実施する事が大切である。歩道橋動的解析にあたってはケーブルがペンドラム・ピヤーの頂に結合されているモデルに置換えている。1スパンの場合は剛な支点を有するケーブルと考える。強制振動を求めるにあたって、歩道橋を通過するハーモニック力はスパン中央に作用するハーモニック力に置換え、その振動数は歩行者によって起こされる最も普通の値として $f = 2 \text{ Hz}$ を用いる。

Brno-Bystec, Brno-Komin, Prerov および Prarou および Prague-Troja の各歩道橋について動的荷重試験を実施した。図-40はPrague-Troja歩道橋に関する計算モードと測定モードとの比較を示してある。更にダンピングについても測定を実施した。結果は第2径間スパン中央動的たわみについて対数減衰係数は0.008~0.012であった。

動的試験結果から次のように結論することが可能である。

1. 吊床版歩道橋は歩行者による振動によって過大応力を生ずることはない。
2. 歩行者によって発生させられる振動の速度は不愉快な感を歩行者に与える 24 mm/sec 以下となるようにするのがよい。

4. むすび

第6回FIP国際会議が1970年チェコスロバキヤのプラハで開催された。会議中Nusle谷を渡る全長485mの5径間(68.25+3×115.00+68.25m)PC橋施工現場の見

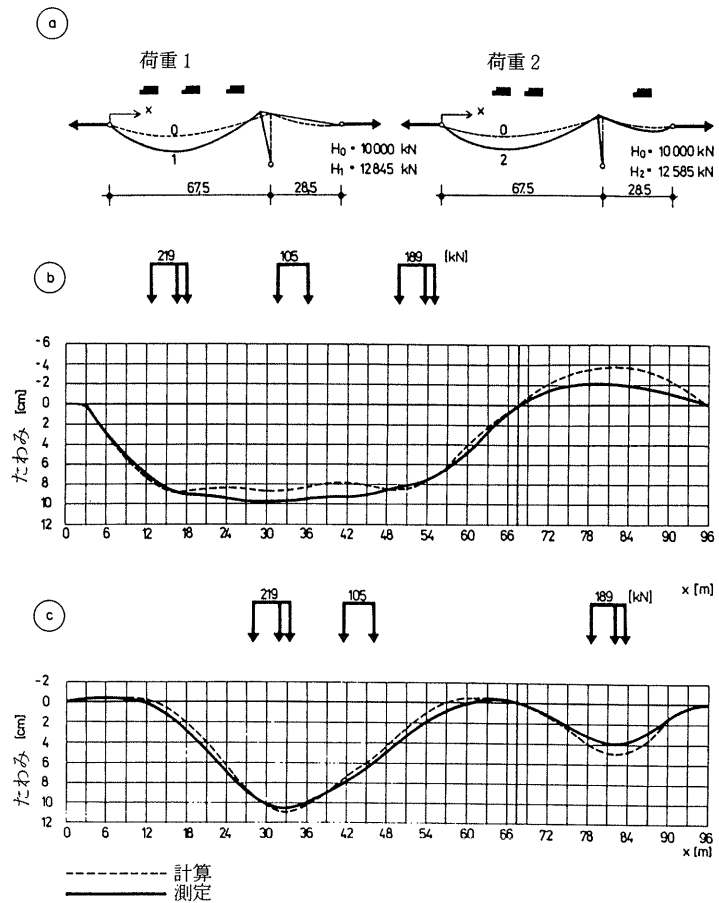


図-39 Prerou歩道橋荷重試験 (a)構造概要、(b)荷重1による変形、(c)荷重2による変形

表-5 スパン中央たわみ (cm)

	スパン 1	スパン 2	スパン 3
計 算 値	5.70	20.00	4.00
測 定 値	5.60	18.60	4.00

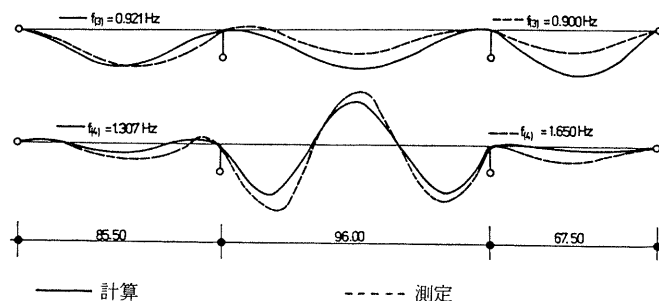


図-40 Prague-Troja歩道橋振動モード計算値と測定値との比較

学があった。ピヤー高さは約33.00mでスパン方向に2枚の壁(V型ピヤー)から構成され主桁に剛結されている。当時として最も注目すべき事は全幅26.70mを一室箱断面としており、箱内に複線地下鉄がおさめられ、路面は片側3車線計6車線で、両側に歩道が設けられていることであった。誠に大胆な設計であって見学に参加した諸外国の技術者に深い感銘を与えたものである。同時にこの橋の設計施工に関して実施された理論解析、模型試験、等をまとめた報告書も見学参加者に配布されたが、実に入念に各種研究が実施され、大胆な設計をするバック・データーを十分用意していることが明らかであり、チェコスロバキヤ技術者の気性が理解される。この技術者気質が現在に引きつがれ本文で紹介したような大胆なP C橋建設が進められていると考えられる。

プレストレストコンクリートによる合成床版について

日本大学理工学部建築学科 教授 本 岡 順 二 郎
建設省建築研究所 企画部長 岡 本 伸
(株)東京建築研究所 取締役 町 田 重 美

まえがき

新技術による建築物の機能の高度化は、技術開発意欲の高まる中で、社会の多様なニーズに対応して、最近は特に目覚ましいものがある。

現在は、新しい建築工法及び構法、建築材料、建築生産技術等が開発、実用化され、普及しつつある。これらの現象は、最近型枠大工、鉄筋工等、現場熟練工の不足が建設工事における、工期の把握、コストの低減をむずかしくしている。こうした建設環境の中で、コンクリート系構造物については、従来から色々な型でプレハブ化を試みてきたが結局、現場作業の多い場所打ち鉄筋コンクリートによる工法が手軽でコスト安と云うことで、一般に普及してきたために建物全体としてのプレハブ化は定着しなかった。

しかしここにきて建設工事が急激に増加してきている中で現場熟練工の激減と技術レベルの低下によって必然的に現場作業を減す方法としてプレハブ化の方向に進まざるを得なくなってきたのが実態であろう。

これらのプレハブ化は、全体と云うよりは、部分的な部材から進展しており、合成床工法もプレキャスト部材を製作しこれを型枠代りにして、現場でコンクリートを打設し、合成して一体化した形で設計できるように開発されたものである。

この合成床工法は、プレキャストPC板を用いることによって、施工中の支保工、型枠の工事を著しく省力化ができ、現場での作業性、工期、トータルコストについても優れた面が多く、今後益々発展してゆくものと見られる。

1. 合成床板の現状と特徴

プレキャストプレストレストコンクリート板を架設し、その上に配筋をして、場所打ちコンクリートを打設すると、コンクリートが硬化した後は両者が構造体として一体に挙動することを期待できる、いわゆる合成床工法は、構法が特殊であることから建築の場合、日本建築センターの評定あるいは評価の対象になっている。

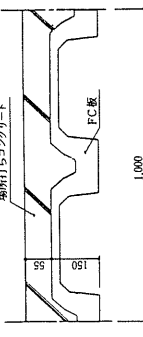
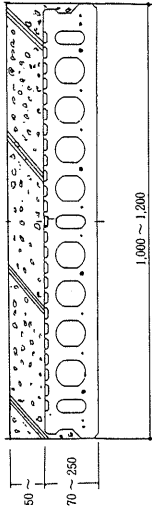
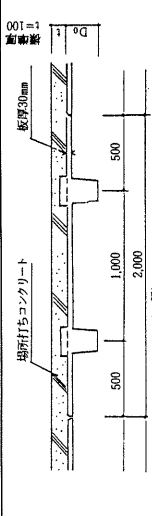
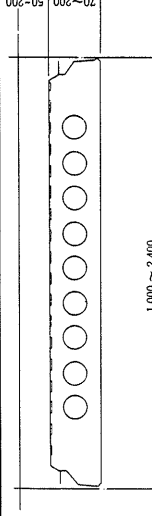
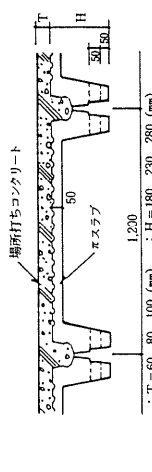
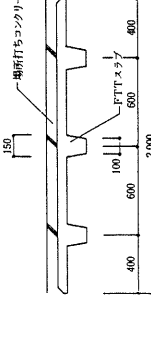
これらの工法には、プレキャスト部分にプレストレスが導入されているものと、導入されていないものがある。

プレストレスを導入されたものは、表一に示すような、FCスラブ、スパンクリート床版、P.CS床版、アサノダイナスパン床版、 π スラブ、ETTスラブがある。

これらの合成床板に使用するプレキャスト板は、平板型、リブ付平板型、チャンネル型、 π 型、穴あき板型等に分類できる。プレキャスト板のコンクリート強度は、プレストレスを導入するために、 400 kg/cm^2 以上のものを使っている。プレストレスの応力レベルは、PCのⅠ種からⅢ種(フルプレストレス、パーシャルプレストレス、プレストレスト鉄筋コンクリート)までの範囲になっている。これらの床板は、はりに対するかかり代が、3cm以上で、たわみ制限は、 $1/250$ 以上になっている。ここに示す合成床板は、すべて建築センターの評定または個別の評価を受けた案件である。

またプレキャスト部分にプレストレスを導入した合成床板の特徴を構造面、施工面、コストの面からまとめてみると、

表-1 プレストレストコンクリート合成床板概要 (評定・評価済)

項目 名称	申請会社	評定番号 設定年月日	合成床板形状	コンクリートの 設計基準強度		許容面内 応力度 及び 伝達方法	適用スパン (L)3.00 kg/cm ² 応力レベル	たわみ 制限 かかり代	配筋量 制限	記事
				P C 板	場所打ち (kg/cm ²)					
1 F C 掘スラブ合 成床工法 (I 型, II 型)	富士ペーエス コンクリート	(I)BCJ-S 698 (II)BCJ-構C116 (I) 55-1-16 (II) 59-6-19		500	180	F/50かつ 4.8kg/cm ² 粗面仕上 +溝	(m) 3~9 PRC (III tb)	1/250以下 かつ 20mm 以下 40 mm	場所打ち とシェ ル部分 を含 めて0.2 %以上	
2 スパンクリ 合床工法	スパンクリ ト製造	BCJ-構C57 BCJ-C 1075 58-3-1 61-4-10		400	180	3.9kg/cm ² 以下 凹シヤ コッター	3~9 PC (I)	1/250 かつ 20mm 以下 40 mm	場所打ち 部分につ いて0.2 %以上	
3 P. C S 合成床 工法	ピーエスコン クリート	BCJ-C 1079 61-5-8		630	210	2.5kg/cm ² 以下 粗面仕上 +リブ	4~9 PRC (III tb)	1/250以下 30 mm	場所打ち 部分とシ ェル部分 を含めて 0.2%以上	
4 アサノ ダイナスパン合 成床工法	明星セメント	BCJ-C 1105 61-12-17		400	180	3.9kg/cm ² 以下 (軽量1種) 3.1kg/cm ² 凹及び凸 のシヤ コッター	3~9 PC (I)	1/250以下 30 mm	場所打ち 部分0.2% 以上、 目地部分 は補強	
5 ポスラブ合成床 工法	オリエンタル コンクリート	BCJ-C 1110 62-1-22		500	210	0.05Fc かつ 3.5kg/cm ² 以下 凹状コッ ター	3~9 PC (II)	1/400以下 40 mm	場所打ち とシェ ル部分 を含 めて0.2 %以上	
6 F T T スラブ合 成床工法	フドウ建研	BCJ-C 1139 62-6-17		450	210	0.05Fc かつ 3.0kg/cm ² 以下 木ゴテ粗面 +V目地	4~8 PC (II)	1/300以下 40 mm	場所打ち 部分とシ ェル部分 を含めて 0.2%以上	

(注) P C (I) : フルプレストレス
P C (II) : パーシャルプレストレス
PRC (III tb) : プレストレス鉄筋コンクリート

○構造面では

- (1) プレストレスが導入されているため、ひび割れに強く、クリープによるたわみが小さい。
- (2) 支保工なしで長スパンの設計が可能。
- (3) 小梁が省略できるため自由度のある平面計画が可能。
- (4) 通常の場合打ちコンクリートスラブに比べ鉄筋量やコンクリート量が少ない。
- (5) スラブの軽量化が可能。

○施工面では

- (1) 型枠材が不用であるため型枠工事が削減され工期の大幅な短縮が可能。
- (2) 支保工がないため、作業空間が確保でき早期に仕上げ工事に着手でき、仕上げ工事の工期短縮が可能。
- (3) 型枠、支保工がないため作業性が良く、場内の整理整頓が容易で安全管理上有効である。

○コスト面

コストについては、場所打ちコンクリート及び他の工法との比較になるが、工法によって適用スパンがちがったり、小梁の有無、工期の評価、作業性の評価等がコストに影響するので、ここではこれらの問題の評価を別にして、プレストレスを導入した合成床板の標準的なコストを提示する。

コスト算定条件は、事務所の床で積載荷重 300 kg/cm^2 、工事面積 $5,000\text{ m}^2$ 程度、スパン $4\text{ m} \sim 9\text{ m}$ 程度、PC板の運搬距離 100 km 以内として合成床板の出来上りコストは、 1 m^2 当り $9,000\text{ 円} \sim 11,000\text{ 円}$ 程度になっている。

またプレキャスト部分にプレストレスを導入されていない合成床板には、オムニア床板、KTトラス床板、PICOS床板がある。これらはいずれも、工場又は現場で鉄筋コンクリート板を製作し、型枠兼用にした床板である。

以下にこれらのプレストレスを導入されていない床板について簡単に紹介する。

(1) オムニア床板

オムニア床板は、図-1に示すように、上弦材・下弦材及び斜材（ラチス筋）により構成される三角形の断面をもつトラスを主筋の一部として使用したプレキャストコンクリート板であり、このオムニア板を鉄骨あるいは鉄筋コンクリートのはりに架け渡し、その上に場所打ちコンクリートを打設して、鉄筋コンクリート合成床板とするものである。

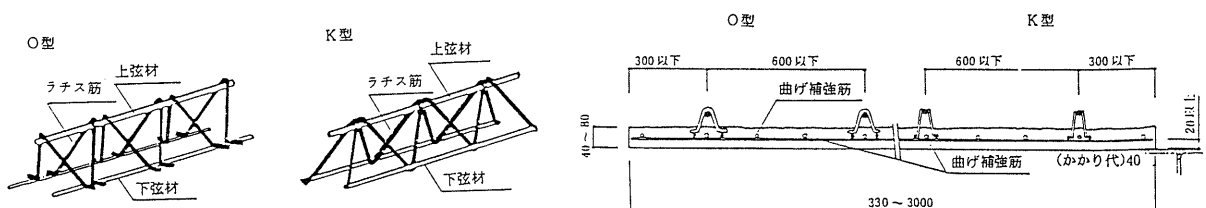


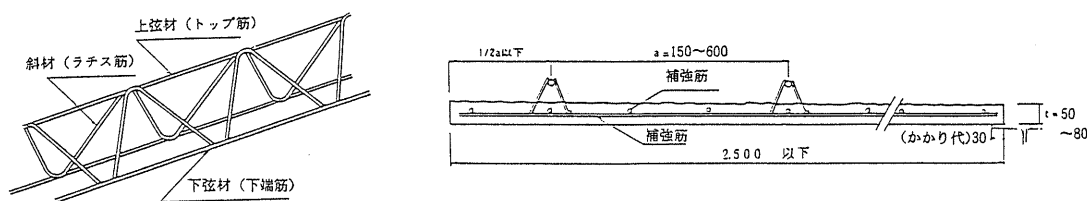
図-1 オムニア床板

オムニア板の厚さは、 $40\text{ mm} \sim 80\text{ mm}$ 、板幅は $0.33\text{ m} \sim 3.0\text{ m}$ 、板長さは 8.5 m までである。床板端部のはりに対するかかり代は 4 cm 以上としている。床板の鉄筋比は、2方向共 0.2% 以上になるように配筋されており、2方向スラブとして通常の鉄筋コンクリート床板の計算に準じて行うことにしている。

(2) KTトラス床板

KTトラス床板は、図-2に示すように、オムニア床板と基本的には同様のものである。

KTトラス板の厚さは $50\text{ mm} \sim 80\text{ mm}$ 、板幅は 2.5 m 以下、板のかかり代は 3 cm 以上としている。KTトラス床板の鉄筋比は、2方向共 0.2% 以上配筋しており、2方向スラブとして、鉄筋コンクリート床板の設計に準じて行うことにしている。

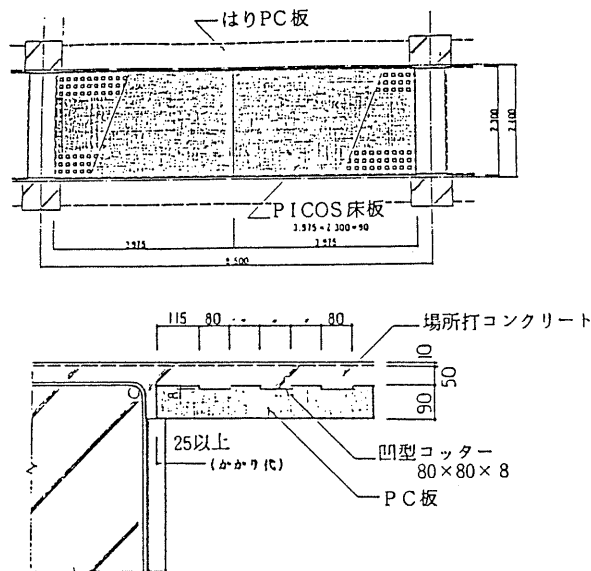


図一2 K Tトラス床板

(3) PICOS 床板

PICOS床板は図一3に示すように、床板の下側部分ピコス(PC板)厚さ75mm~120mmを主に現場内で製作し、このPC板を横架材に架設し、その上に場所打ちコンクリートを打設、一体化する鉄筋コンクリート造の合成床板である。PC板と場所打ち部分との界面には、水平せん断力を伝達する機構として、PC板の周辺の表面に多くのシャーコッター80mm角の(深さ8mmの凹み)が設けられている。

これら合成床板の開発では、プレキャスト部分と場所打ちコンクリートの打継ぎ面のせん断力の伝達が問題になり、打継ぎ面のせん断力伝達機構として、粗面仕上げ、リブ付、目地、凹状、凸状コッター等色々な工夫がなされている。これらは、それぞれ実験によって一



図一3 PICOS床板

体性の確認をしているが、実験結果を見る限りでは、一体性は確保されている。これらの合成床板は、打継ぎ面の処理の問題の他、下記の項目についてそれぞれ施工実験や計算によって検討を加えているのが実状である。

- ① 一方向スラブかまたは二方向スラブ
- ② 面内せん断力の伝達方法
- ③ 有効幅の扱い方
- ④ 鉄筋の定着長さ
- ⑤ 場所打ちコンクリート打設時の施工荷重
- ⑥ 梁への適正かかり代寸法
- ⑦ 床板のたわみ及び床板の振動
- ⑧ 打継ぎ面の目荒しの程度
- ⑨ PC鋼材のかぶり厚さ
- ⑩ PC板と後打ち部分の板厚比の関係
- ⑪ PC板と後打ちコンクリート強度差の影響
- ⑫ PC板とはりとの接合
- ⑬ 通常の鉄筋コンクリート床板との関係

これらの項目はプレキャスト部分にプレストレスを導入されたものも、されないものも含めて今後更に検討を加えて品質の良い合成床板を開発されることを期待したい。

1. FC板スラブ合成床(工法Ⅰ型、Ⅱ型)

1) 工法の概要

FC板はチャンネル型の断面形状を有するプレキャスト板である。リップ部分には4本のPC鋼材が配置されており、所定のプレストレスが導入されている。

本工法は、このFC板を支保工なしで梁間に敷設し、シングル配筋の後、場所打ちコンクリートを打設する工法である。FC板の上面は粗面仕上げされているので、コンクリート硬化後はFC板と完全一体合成され強靱な合成スラブを形成する。

FC板スラブ工法の特長として、構造面では

- ① 長スパンのスラブ施工が可能である。
- ② 重荷重に対して十分な復元力を有する。
- ③ ひびわれに対して強く、クリープたわみが少ない。
- ④ 一方向板で設計できるため、小梁が省略できる。

施工面では、

- ① スラブ型枠、支保工が不用となり、現場作業が減少する。
- ② 支保工存置期間による工期制約がなく、工期が短縮できる。
- ③ FC板敷設後は、FC板が作業足場となり安全管理上有利である。

などが挙げられている。

FC板スラブ工法の概要図を図-1.1に、スラブ標準断面図を図-1.2に示す。

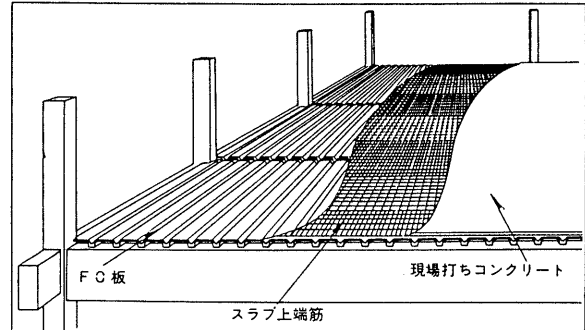


図-1.1 FC板スラブ工法の概要図

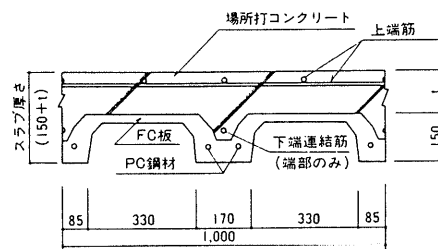


図-1.2 FC板スラブ標準断面図

2) 設計法

FC板スラブ工法には、昭和59年6月に財団法人日本建築センターの一般評定(BCJ-構C116)を取得しており、設計方法はその際の『FC板スラブ設計・施工要領書』に従い行う。以下にその抜粋を示す。

(1) 断面・形状

断面・形状を図-1.2に示す。板厚は25mm~70mm、高さ150mmのチャンネル形をしたプレストレストコンクリート板である。FC板は工場製品ではあるが、個々の建築物の設計条件に従い、PC鋼材の種類及び緊張力を変えるなどしてFC板についても設計を行う。

(2) 使用材料

コンクリート：FC板に用いるコンクリートの設計基準強度は、500 kg/cm²とし、場所打ちコンクリート（軽量コンクリート含む）の設計基準強度は、180 kg/cm²以上とする。

PC鋼材：原則として、異形PC鋼棒(JIS G3109)とする。なお、PC鋼より線(JIS G3536)を用いることもできる。

鉄筋(場所打ちコンクリート部)：JIS G3112、同3117および、同3551のうち鉄線の径が6mm以上のものを用いることができる。

(3) 設計方針

- ① FC板と場所打ちコンクリートは、完全に合成され一体として働くものとする。

- ② FC板スラブは平面保持の仮定が成立するものとする。
- ③ 施工の各段階ごとに合成過程を考慮して設計する。
- ④ スパン中央部は、プレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 構造とし、コンクリートの引張応力度が曲げ引張強度以下になるよう設計する。(ただし必要に応じパーシャルプレストレス、フルプレストレスとして設計することもできる。)
- ⑤ 端部は、鉄筋コンクリート (RC) 構造として設計する。
- ⑥ 打継面におけるせん断応力度は、 $F_{c2}/50$ かつ 4.8 kg/cm^2 (F_{c2} : 場所打ちコンクリートの設計基準強度) 以下となるよう設計する。

図-1.3 に設計フローを示す。

3) 設計例

ここで PS 造倉庫の一般階床に FC 板スラブを適用した例を示す。

設計条件

内のリスパン 6.5 m
 仕上げ・積載荷重 750 kg/m^2
 場所打ちコンクリート厚 10cm ($F_{c2} = 300 \text{ kg/cm}^2$)

基準階平面図を図-1.4 に示し、以下に設計計算の概要を示す。

(1) 応力計算

曲げモーメントの算出は、FC 板自重、場所打ちコンクリート自重および作業荷重については単純支持で、仕上げ・積載荷重については両端固定の一方スラブとして行う。結果を表-1.1 に示す。

(2) コンクリート応力度のチェック

まず、日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」に従いプレストレスを計算し、次に各荷重による曲げ応力度 ($\sigma_c = M/Z$ Z : 断面係数) を加算した値がⅢ種 PRC 部材としての許容応力度以内であることを確認する。表-1.2 にプレストレス、各荷重によるコンクリート応力度およびその合計を示す。

(3) 打継ぎ面のせん断応力度の検討

打継ぎ面に作用するせん断応力度が $F_{c2}/50$ かつ 4.8 kg/cm^2 以下 (本例では $F_{c2}/50 = 300/50 = 6.0 \text{ kg/cm}^2$ なので $\tau_a = 4.8 \text{ kg/cm}^2$ となる。) であることを確認する。

Q_i : 仕上げ・積載荷重によるせん断力

$$Q_i = 1/2 W_i \ell = 2,438 \text{ kg}$$

I_v : 合成版断面の断面 2 次モーメント

$$I_v = 51,578 \text{ cm}^4$$

S_i : 合成版断面の図心軸に関する FC 板の断面 1 次モーメント

$$S_i = 4,200 \text{ cm}^3$$

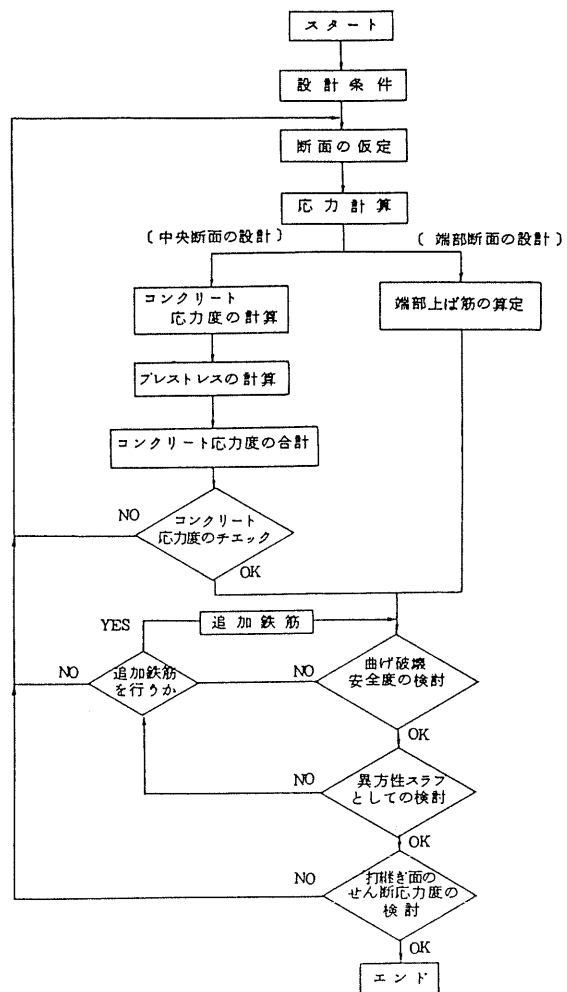


図-1.3 設計フロー

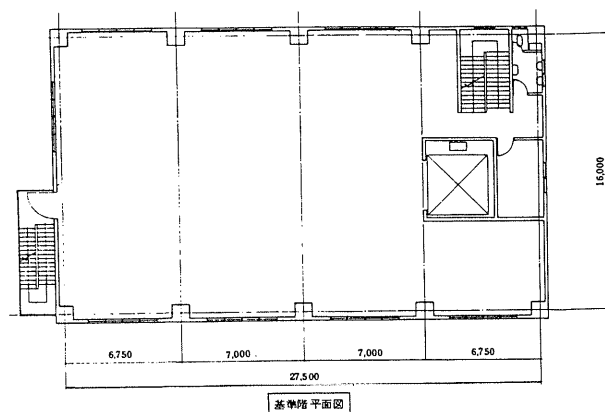


図-1.4 平面図

b_i : 打継ぎ面の幅

$$b_i = 100 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{S Q}{b I} = \frac{4,200 \times 2,438}{100 \times 51,578}$$

$$= 2.0 \text{ kg/cm}^2 < 4.8 \text{ kg/cm}^2$$

4) 施工例

FC板スラブ工法は、事務所、集合住宅の一般建築物から、重荷重、車両走行が想定される倉庫および人工地盤まで幅広く使用されており、また主体構造別に見ても、RC造、SRC造、PC造、S造と各種構造に適用されている。

これらの内、一般的な例として、図-1.5にRC梁および基礎梁に適用する場合のかかり部分の詳細図を示し、下記にその施工順序を示す。

- ① 柱筋の組立て
- ② 柱、梁型枠の組立て
- ③ FC板の敷設
- ④ 梁、スラブ配筋
(スラブ筋は通常シングル配筋)
- ⑤ コンクリート打設
- ⑥ 養生

表-1.1 曲げモーメント

種別	荷重 t/m^2	計算式	曲げモーメント $t \cdot m$
FC板自重	0.140	$M_{d1} = 1/8 \cdot w_d \cdot l'^2$ $= 1/8 \times 0.140 \times 6.54^2$	0.749
場所打ち コンクリート 自重	0.274	$M_{d2} = 1/8 \cdot w_d \cdot l'^2$ $= 1/8 \times 0.274 \times 6.54^2$	1.463
作業荷重	0.150	$M_w = 1/8 \cdot w_w \cdot l'^2$ $= 1/8 \times 0.150 \times 6.54^2$	0.802
仕上げ・ 積載荷重	0.750	$M_{ic} = 1/18 \cdot w_i \cdot l'^2$ $= 1/18 \times 0.750 \times 6.50^2$ $M_{ic} = 1/12 \cdot w_i \cdot l'^2$ $= 1/12 \times 0.750 \times 6.50^2$	1.760 -2.641

表-1.2 コンクリート応力度の合計

項 目	コンクリート応力度 (kg/cm^2)		
	場所打 上鉄	FC板 上鉄	FC板 下鉄
プレストレス			
定着完了時のプレストレス		0.4	207.1
① 有効プレストレス		0.3	165.7
② FC板自重		38.4	-45.7
③ 場所打ちコンクリート自重		75.1	-89.3
④ 作業荷重		41.1	-48.9
⑤ 仕上げ・積載荷重		18.8	-49.5
コンクリート打設時			
場所打ちコンクリート打設時		154.9	-18.2
① + ② + ③ + ④		$< f_{ct} = 210.0$	$> f_{ct} = -50.7$
スラブ自重作用時		113.8	30.7
① + ② + ③		$< f_{ct} = 166.0$	$> f_{ct} = -16.6$
長期設計荷重時		18.8	125.9
① + ② + ③ + ⑤		$< f_{ct} = 100.0$	$< f_{ct} = 166.0$
トータル			$> f_{ct} = -50.7$

5) 実験概要

FC板スラブの力学的性状を調べるため、多年に渡り各種の実験を行っており、以下に主な実験の概要を示す。

〔長期荷重実験〕

試験体は、内り、 $\ell = 5.60\text{m}$ の実物大4体とし、荷重は、コンクリートブロックをスパン全長にわたり均等に荷重する方法とした。

結果を図-1.7に示す。荷重後588日目現在の全たわみ量は、最大のもので約6mmであり、 $\delta/\ell \div 1/900$ と小さく、さらに、ほとんど収束しつつあるので過大なたわみに発展する危険はないものと推定された。

〔打継ぎ面の付着せん断試験〕

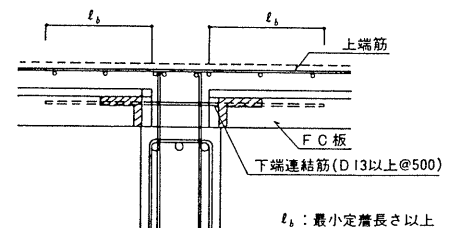
試験体は、FC板の粗面部に場所打ちコンクリート ($\sigma_c = 198 \text{ kg/cm}^2 \sim 425 \text{ kg/cm}^2$ の3種類)を打ち継いだもの45体であり、試験は二面せん断の単調一方向加力とした。

結果を図-1.8に示す。FC板粗面部の付着せん断特性としては、コッター型に比べ変形が少なくP- δ 関係上良好であり、付着せん断耐力の下限值として、 $\tau_{by} = 0.04 F_c$ (F_c : 場所打ちコンクリート強度)程度である事が確認された。

〔その他の実験〕

合成T型梁の曲げ試験については、一体打ちRCT型梁とFC板を用いたT型梁の性能比較を終局時まで行ったが、FC板と場所打ち部との分離等の兆

基礎梁に適用する場合



RC梁に適用する場合

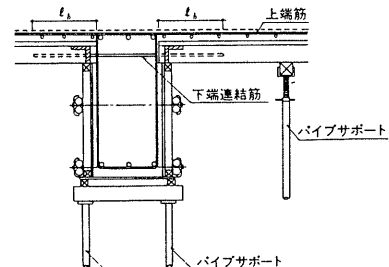


図-1.5 かかり部分詳細図

候は見受けられず、一体打ちに比べ同等以上の性能を有している事が確認された。また、多数回繰返し実験についても、FC板スラブの疲労性状は良好であり、同時に行った RC スラブに比べ、剛性低下、ひびわれ性状共に優っており、使用上良好であるものと推定された。

- FC板スラブに関する実験**
- 短期載荷実験 (I) FC板単体およびFC板スラブを単純支持で載荷実験を行い、両者の耐力、挙動を調査
 - 短期載荷実験 (II) 両端固定状態のFC板スラブで載荷実験を行い、特に端部の力学的性状を調査
 - 長期載荷実験 長期クリープたわみに関する性状を調査
 - 打継ぎ面の付着せん断試験 FC板と場所打ち部との接合部分の付着せん断耐力およびその性状を調査
 - 合成T形梁の曲げ試験 FC板スラブを使用したT形梁 (RC, PC, S梁) の力学的性状を調査
 - 多数回繰返し載荷実験 倉庫で使用するフォークリフトの輪荷重を想定し、多数回繰返し載荷した場合の疲労性状を調査

図-1.6 これまで行った実験およびその概要

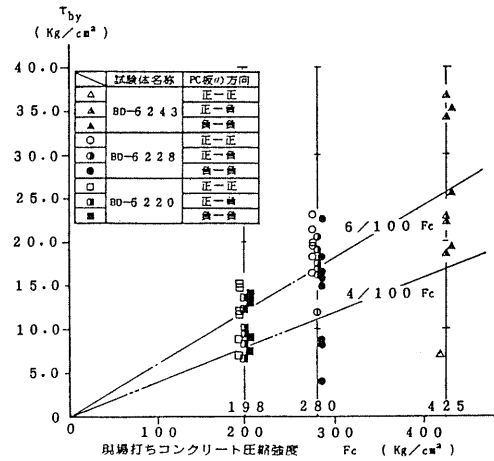


図-1.8 打継ぎ面のせん断試験結果

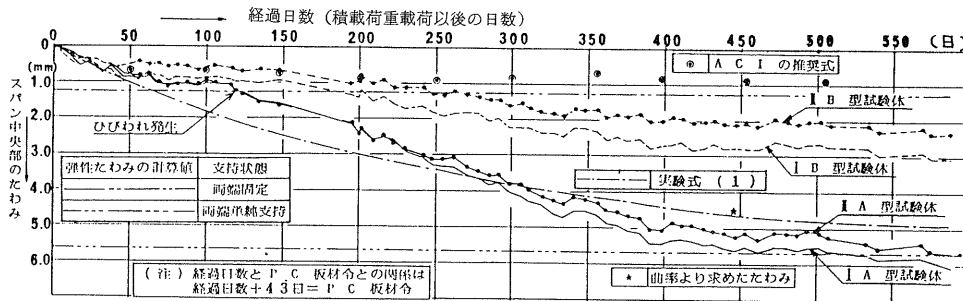


図-1.7 たわみの経日変化

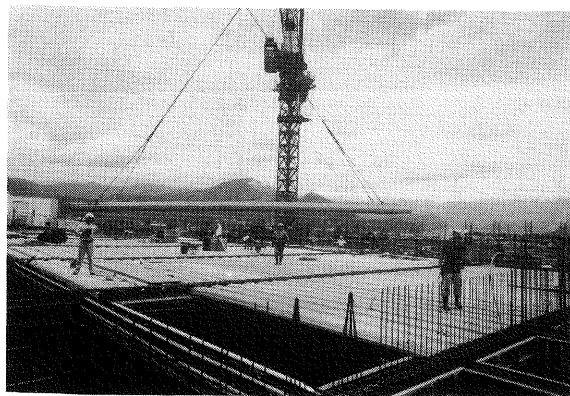


写真-1.1 敷設状況



写真-1.2 ストック状況

2. スパンクリート合成床工法

1) 工法の概様

(1) スパンクリートについて

スパンクリート（図－2.1）は内部に、縦方向に連続した数個の空洞を持ち、PC鋼より線によってプレストレスを与えられたコンクリートの板状製品である。



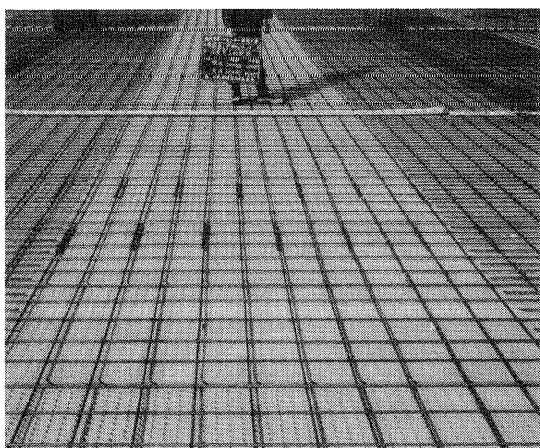
図－2.1 スパンクリート断面図

(2) スパンクリート合成床工法について

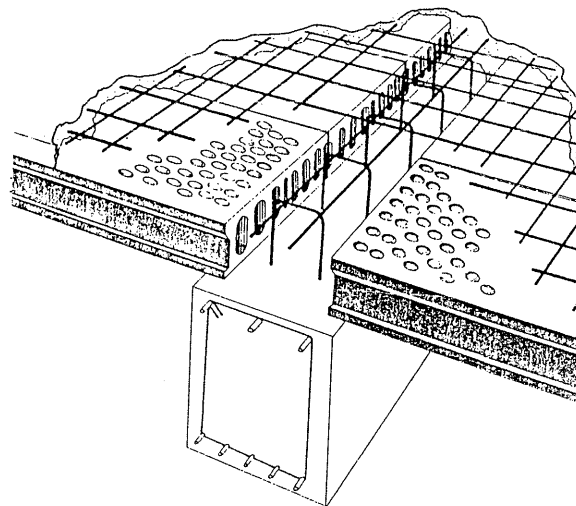
前述のスパンクリートの表面に特殊シャーコッター（写真－2.1）を工場にて成型したものを床型枠として梁に架け渡し、その上面に所要の配筋を行った後、後打ちコンクリートを現場打設し、両者を構造的に一体にして合成床板とするものである。

（図－2.2）その特徴としては

- ① 打継ぎ面の剪断伝達は、設計法を明確にするために付着力に頼らず、シャーコッターを設け、一体性の信頼性を高めた。
- ② 設計荷重に対して、フルプレストレス設計を行っているため、最大荷重に対して十分な安全率を有している。
- ③ プレストレスが導入されているので長期たわみが非常に少ない床スラブとなっている。
- ④ 空洞部を持つプレストレス合成床スラブなので、自重を増大することなく、小梁のない大型スパン床スラブが可能である。
- ⑤ 梁の設計が合成梁として可能（日本建築センター評定 BCJ-C1075 取得済）であり、柱梁などとのスラブ端部の接合部強度が改善されており、耐震性にすぐれている。
- ⑥ スパンクリートのコンクリート及び成型方法の特殊性により、合成床板としての耐久性が非常にすぐれている。（日本建築センター耐久性評定 BCJ-D029 取得済）
- ⑦ 穴あき PC 板は形状が平板であり、上面にあっては良好な作業床として、裏面にあっては直仕上げ天井として適合する。



写真－2.1 打設直後のスパンクリート



図－2.2 スパンクリート合成床工法の概要図

2) 設計法

設計フローを図－2.3に示す。

- (1) 合成床板の断面諸定数は、スパンクリートの断面と、場所打コンクリートの断面とのヤング係数比による等価断面の諸定数を用いる。なお、スパンクリートの設計基準強度は $sF_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ である。
- (2) 施工時荷重（場所打ちコンクリートの打設時）に対する検討は、＜スパンクリートの重量＞＋＜場所打ちコンクリートの重量＞＋＜作業荷重＞に対して、スパンクリートが両端単純支持一方向スラブとして、パーシャルプレストレスで設計を行う。
- (3) 設計荷重に対する検討
 - ① スラブ中央の曲げに対する検討は、合成床板重量をスパンクリートが両端単純支持の一方向スラブとして負担した応力、

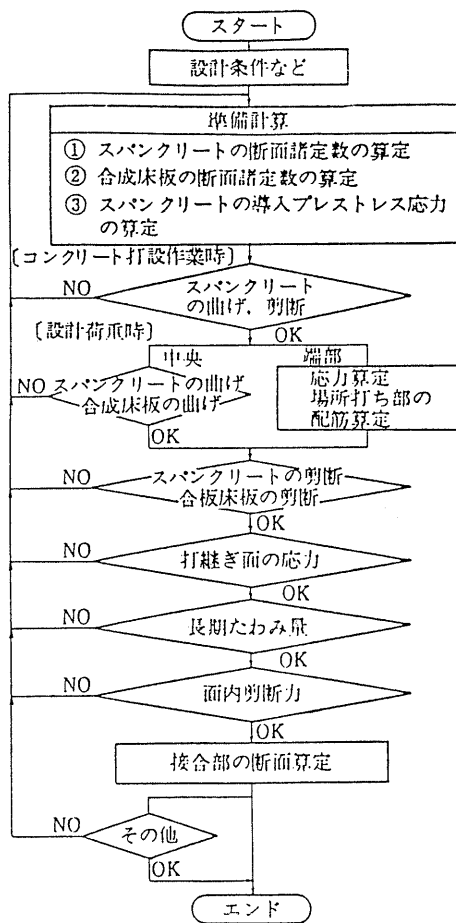


図-2.3 設計フロー

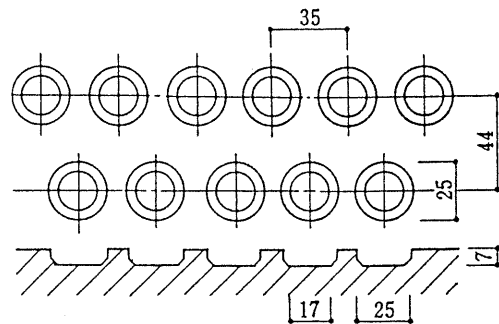


図-2.4 シアーコッター

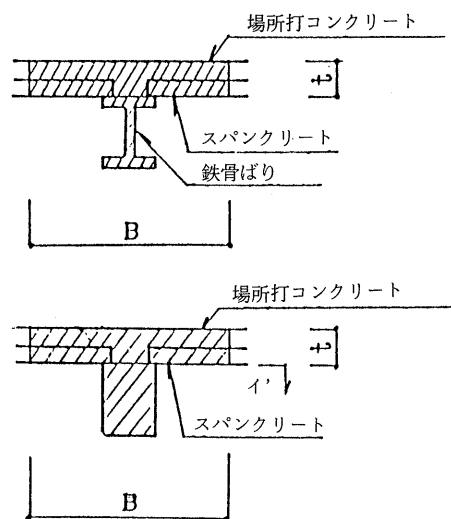


図-2.5

積載荷重、仕上荷重、及び天井重量を合成床板が両端固定一方向スラブとして負担した応力に対してフルプレストレス設計を行う。

- ② 固定端モーメントについては、積載荷重、仕上荷重、及び天井重量によって発生する固定端モーメントを場所打ちコンクリート内の鉄筋で負担する。従って、端部鉄筋の定着は、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に従って十分な定着を行う。

- ③ セン断に対する検討

場所打コンクリート部分のせん断については、合成床板が積載荷重、仕上荷重及び天井重量を負担した応力が許容値以下となるよう設計する。

スパンクリート部分のせん断については、合成床重量をスパンクリートが負担した応力と、積載荷重等を合成床板が負担した応力とを合成した応力が許容値以下になるように設計する。

- ④ 打継ぎ面の一体性に対する検討は、スパンクリート上面に設けた円型凹部（図-2.4）がシアークッターとして負担する最大平均せん断応力度が、許容応力度（本工法では、大臣認定で許容値を 3.9kg/cm^2 以下と定めている。）を越えないよう設計する。なお、耐力確認実験では同値の終局値は約 15kg/cm^2 で、約4倍の安全率を有している。
- (4) 長期たわみ量に対する検討は、合成床板としての弾性たわみの計算値（合成床板自重によるたわみ量も含めた）の5倍を長期たわみ量とし、スパンの $1/250$ 以下として設計する。なお、本工法の長期荷重実験では、長期たわみ係数は積載重量に対して、約3.6倍（合成床自重を含めて計算すると約1.6倍）であり、十分な安全率を有している。
- (5) 面内せん断力に対する検討は通常、場所打ち鉄筋コンクリート断面のみで行うが、スパンクリートの断面にも負担させようとする場合には、端部の空洞部および側面に設けた凹部をシアークッターとして評価し、耐力に累加する。

(6) はりの設計

はりをT型はりとして設計する場合のT型はりとしての板部厚(T)は、図-2.5に示すように、スパンクリート厚と場所打ちコンクリート厚を合計した値とする。また、スパンクリート部には空洞部があるが、それぞれの使用コンクリートの強度及びヤング係数の比較結果より、前記の合計値を等価な場所打コンクリートとして設計できる。

3) 設計例

この設計例では、事務所建築の床を合成床とした場合のコンクリート打設時と使用時の床板の強度について検討を行う。

(1) 部材、材料及び規格

・場所打ちコンクリート厚さ 6 cm

コンクリート 普通骨材コンクリート

比重 2.4, $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 2.15 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋 SD 30A

コンクリート 普通骨材コンクリート

比重 = 2.33, $s F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$, $s E_c = 3.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

PC鋼材 SWPR 3

(2) 荷重

① 施工時 (コンクリート打設時)

部材自重 (コンクリートを含む)	318 kg/m ²
施工荷重	150 kg/m ²
計	$\omega_1 = 468 \text{ kg/m}^2$

② 長期設計荷重時

床仕上げ (ビニールアスファルト系タイル)	3 mm	6 kg/m ²
天井		20 kg/m ²
積載荷重		300 kg/m ²
計	ω	$= 326 \text{ kg/m}^2$
合成床自重	ω_0	$= 318 \text{ kg/m}^2$

(3) 検討 設計用スパンとしてはり内法寸法 = 4.7 m をとる。

① 施工時 (コンクリート打設時) の検討 (両端支持)

$$M = \omega \cdot \ell^2 / 8 = 468 \times 4.7^2 / 8 = 1292.3 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad Q = \omega \cdot \ell / 2 = 468 \times 4.7 / 2 = 1099.8 \text{ kg}$$

コンクリート縁応力度

$$\text{上縁} \quad \sigma_1 = \sigma_p + \frac{M}{Z_1} = 3.6 + \frac{129,230}{1,405} = 95.6 \text{ kg/cm}^2 < 180 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_2 = \sigma_p - \frac{M}{Z_2} = 79.8 - \frac{129,230}{1,504} = -6.1 \text{ kg/cm}^2 > -12.6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

コンクリート斜張応力度

$$\sigma = \frac{S_o}{b_o \cdot I} \times Q = \frac{852}{40.7 \times 7.262} \times 1,100.2 = 3.2 \text{ kg/cm}^2 < 12.6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

② 長期設計荷重時の検討 (両端固定)

$$\text{自重分} \quad M_1 = \omega_0 \cdot \ell^2 / 8 = 318 \times 4.7^2 / 8 = 878.1 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad Q_1 = \omega_0 \cdot \ell / 2 = 318 \times 4.7 / 2 = 747.3 \text{ kg}$$

$$\text{固定荷重} \quad M_2 = \omega \cdot \ell^2 / 18 = 326 \times 4.7^2 / 18 = 400.1 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad Q_2 = \omega \cdot \ell / 2 = 326 \times 4.7 / 2 = 766.1 \text{ kg}$$

コンクリート縁応力度

$$\text{上縁} \quad \sigma_1 = \frac{M_2}{Z_1} = \frac{40,100}{4,669} = 8.6 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

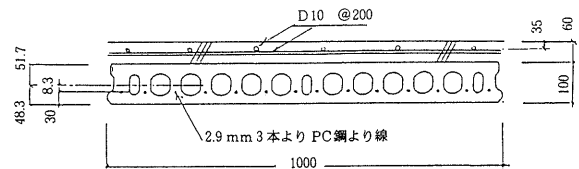


図-2.6

穴あきPC板	合成床 (幅1m当り)
$A_c = 703 \text{ cm}^2$	
$Y_1 = 5.17 \text{ cm}$	$Y_1 = 8.19 \text{ cm}$
$Y_2 = 4.83 \text{ cm}$	$Y_2 = 7.81 \text{ cm}$
$I = 7262 \text{ cm}^4$	$I = 25681 \text{ cm}^4$
$Z_1 = 1405 \text{ cm}^3$	$Z_1 = 4669 \text{ cm}^3$
$Z_2 = 1504 \text{ cm}^3$	$Z_2 = 3287 \text{ cm}^3$
$S_o = 1852 \text{ cm}^3$	$S_1 = 2351 \text{ cm}^3$
	$S_2 = 2091 \text{ cm}^3$
$b_o = 40.7 \text{ cm}$	$b_o = 100 \text{ cm}$
単位重量 = 164 kg/m ²	単位重量 = 2318 kg/m ²

*合成床の断面性能は、場所打コンクリート部分を、ヤング係数比で等価換算した値である。

図-2.7 コンクリート許容応力度

(コンクリート部) 下縁 $\sigma_2 = \sigma_p - \frac{M_1}{Z_2} - \frac{M_2}{cZ_2}$

(穴あきPC板) $\sigma_1 = 79.8 - \frac{878.1}{1,504} - \frac{40,010}{3,287} = 9.2 \text{ kg/cm}^2 > 0 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$

コンクリート斜張応力度

場所打ちコンクリート部分 $\sigma = \frac{cS_1}{cbo \cdot cI} \times Q_2 \times \frac{2,351}{100 \times 25,681} \times 766.1 = 0.7 \text{ kg/cm}^2 < 7.0 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$

穴あきPC板部分 $\sigma = \frac{S_o}{bo \cdot I} \times Q_1 + \frac{cS_1}{cbo \cdot cI} \times Q_2$
 $= \frac{852}{40.7 \times 7,262} \times 747.3 + \frac{2,351}{100 \times 25,681} \times 766.1 = 2.9 \text{ kg/cm}^2 < 9.3 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$

打継部分 $\sigma = \frac{cS_2}{cbo \cdot cI} \times Q_2 = \frac{2,091}{100 \times 25,681} \times 766.1 = 0.6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{ok}$

③ 固定端モーメントに対する検討

$$M_3 = \omega \ell^2 / 12 = 326 \times 4.7^2 / 12 = 600.1 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

D10 @ 200 の鉄筋 (1 m 幅に 5 本) の許容モーメントは

D10 @ 200 の鉄筋 (1 m 幅に 5 本) の許容モーメントは

$$Ma = a_t \cdot f_t \cdot j = (5 \times 0.71) \times 2,000 \times \frac{7}{8} \times (10 + 6 - 3.5) / 100 = 776.6 \text{ kg} \cdot \text{m} > M_3 \rightarrow \text{OK}$$

④ 長期たわみに対する検討

合成床板重量を含む弾性たわみの計算値は $\delta_e = \frac{(\omega + \omega') \ell^4}{384 EI} = \frac{(326 + 318)}{106} \times (4.7 \times 100)^4 = 0.10 \text{ cm}$

従って長期たわみの計算値は $\delta_e = 5 \times \delta_e = 5 \times 0.10 = 0.50 \text{ cm}$

$$\text{たわみ率} = \delta_e / \ell = 0.50 / 470 = 1 / 940 < 1 / 250 \rightarrow \text{OK}$$

4) 施工例

図-2.8, 2.9 に平面図及び断面図を示す。

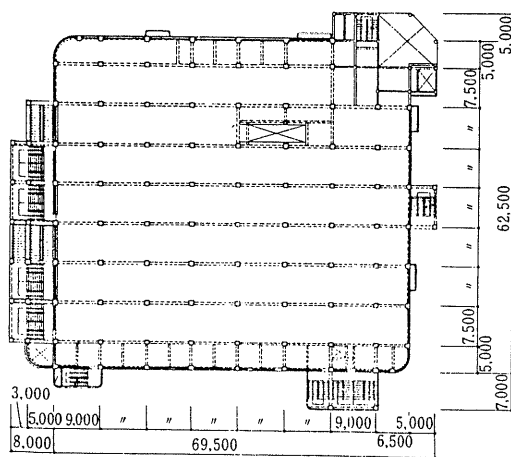


図-2.8 平面図

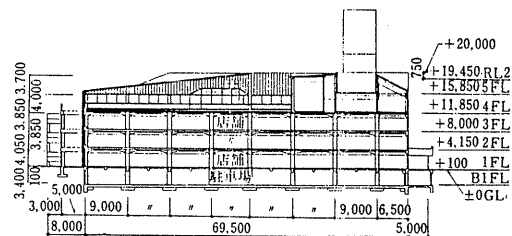


図-2.9 断面図

スパンクリートの架設は大梁の型枠で支持し、大梁の配筋を落とし込んだ後、階下の柱、壁および大梁のコンクリート打設と合成床後打ち部打設を同時に行う工法を採用した。敷込み終了時の型枠との取合い部を、写真-2.2 に示している。

また、スパンクリートの重量が1枚で約1.6 tと床型枠では保持できないこと、また、スパンクリートの仮置き後の位置微調整を容易にするために、梁型枠の内側に鋼製角パイプを支保工で設置し(写真-2.3)、パネル重量を独立して支持した。その結果、スパンクリートの接地衝撃に対して梁型枠の破損、狂いなどの発生もなく、敷込み作業はスムーズに進行し、揚重機を配置することのできない面があったにもかかわらず、50~150 tクローラークレーンを使用して、約100 ピース (750 m²) のスパンクリートを、5人1チームの作業員が1日工程で敷設し、工程管理に大きなメリットを出した。

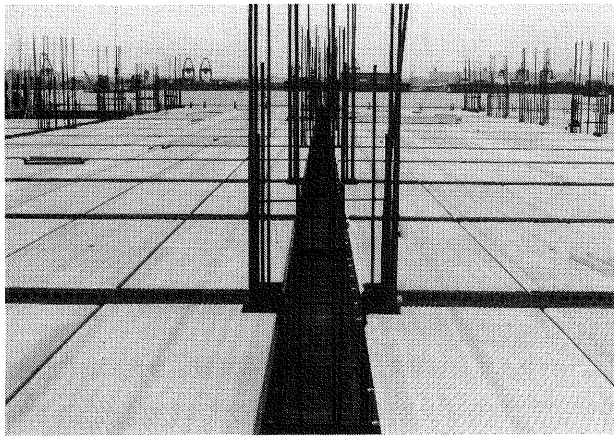


写真-2.2 敷込み終了

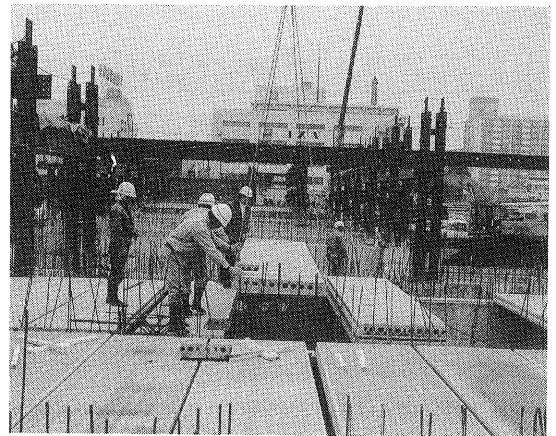


写真-2.3 敷込み作業中

5) 実験内容

〔短期載荷実験〕

スパンクリート合成床の一体性及び構造性能の評価方法を知る資料を得るために、短期載荷実験を行った。図-2.10に試験体一覧を示す。

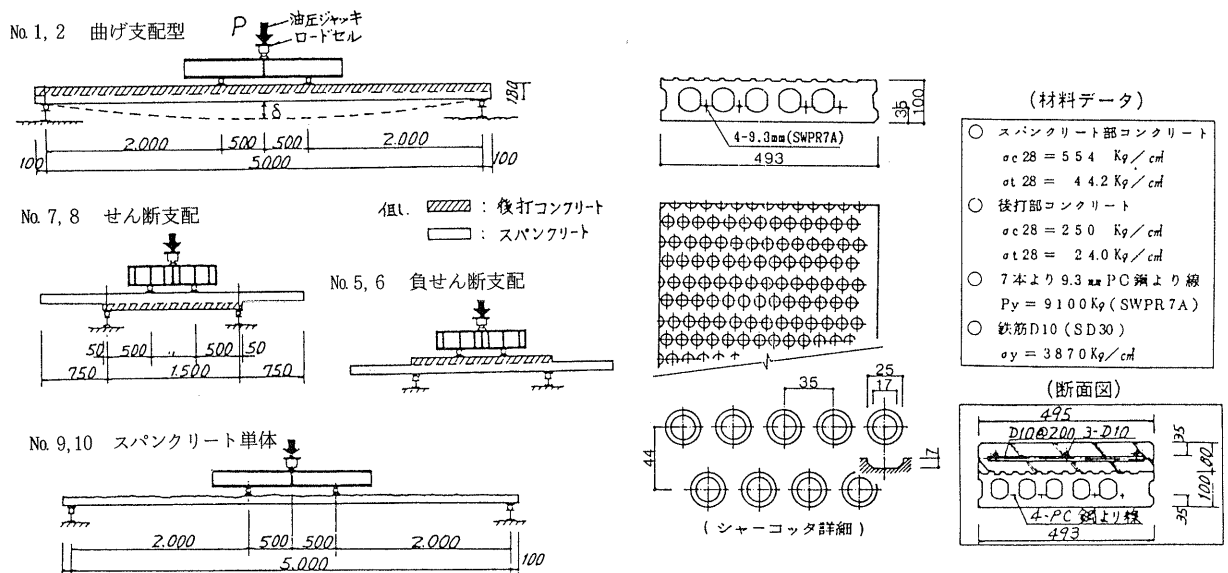


図-2.10 試験体一覧

表-2.1 結果一覧

試験体	理論値 (t)	初め 実験値 (t)	つれ 実験値 (t)	時 打撃面せん断 応力値(Kg/cm ²)	最大 実験値 (t)	荷重 打撃面せん断 応力値(Kg/cm ²)	時 打撃面 すべり	破壊モード
No. 1	1.21	1.98	1.26	4.74	4.93	3.14	無	曲げ圧縮
No. 2	1.21	1.98	1.26	4.74	4.88	3.11	無	曲げ圧縮
No. 5	8.90	133	8.48	191	21.0	3.4	無	曲げ圧縮
No. 6	8.90	11.2	7.14	191	21.9	1.40	無	曲げ圧縮
No. 7	1.98	3.50	2.23	23.5	19.5	1.24	無	せん断
No. 8	1.98	4.20	2.68	23.5	22.1	1.41	無	せん断
No. 9	0.72	0.88	—	1.64	1.70	—	—	曲げ圧縮
No. 10	0.72	0.90	—	1.64	1.65	—	—	曲げ圧縮

打撃面(見掛上の)せん断応力値 $= P \cdot S / 2 \cdot l \cdot b$ (但し、S: 打撃面を軸とした断面1次モーメント) 断面総定数は材料データにより等価断面とした値を採用した。

*この値は曲げ終局耐力を示す。

次に実験結果一覧を表-2.1に、ひび割れを図-2.11に荷重-変位関数を、図-2.12に示す。合成床スラブ各試験体は全て接合面でのせん断ずれ、及びはがれ現象は見られず、断面のひずみ度分布も構造体として一体の挙動を示した。また、スパンクリートのみと合成床との初期剛性、最大耐力の比較からも、スパンクリートと後打ちコンクリートが構造的に完全に一体となって挙動している結果が明らかになっている。

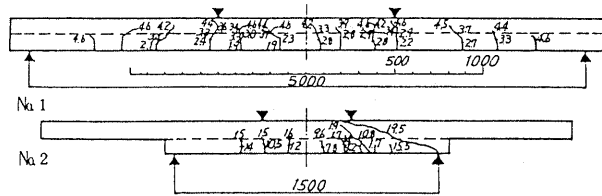


図-2.11 ひび割れ図

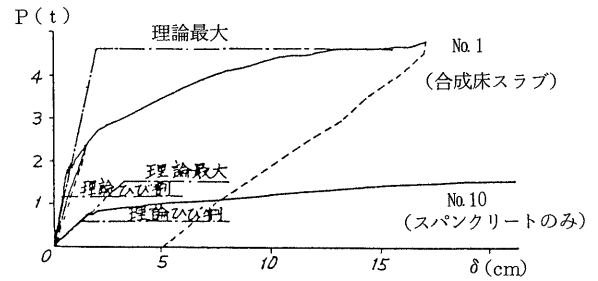


図-2.12 荷重(P)－変位(δ)関係

〔長期荷重実験〕

試験体一覧を表-2.2に、形状を図-2.13に示す。No.1にはスパンクリート単草、No.2,4は合成床板とした。No.1,2はスパン5mの単純支持、No.4は鉄骨とに頭付きスタッド16mmを3本配置し固定度を期待することとし、試験体はその支点より173cm片持状に跳ね出す状態とした。

表-2.2 試験体一覧

試験体	No.1	No.2	中央	No.4	支点
タイプ	PC板単体	合成床板		合成床板	
端部状況	ピン	ピン		固定	
有効スパン (m)	5.00	5.00	中央 4.90	片持部 1.73	
床板自重 ω_{LL} (kg/m)	86	178		178	
載荷荷重 ω_{LL} (kg/m)	140.4※ (※この値は 284kg/m ² に相当する。)				
載荷後のコンクリートの応力度分布 (kg/cm ²)					
.....: PS					
---: DL					
- - - : LL					

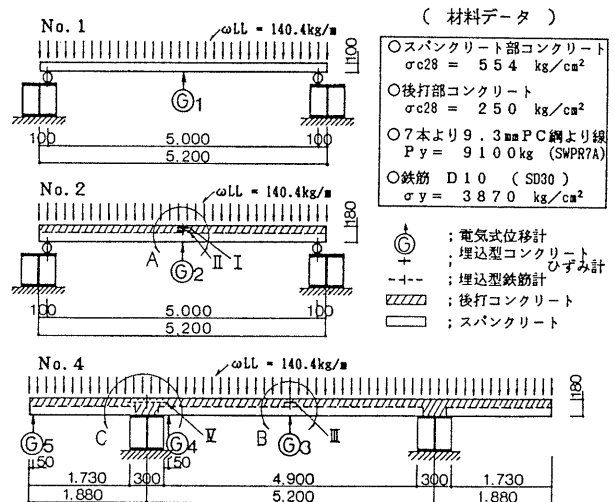


図-2.13 試験体形状

載荷後450日間の長期付加たわみ測定結果を図-2.14に示す。No.1のPC板単体は載荷材令約1年で最大13.3mmに生じ、長期たわみ係数($\phi = \delta_L / \delta_e$)は2.44となった。同様にNo.2の合成床板は、長期付加たわみが4.12mmとなり長期たわみ係数は積載重量に対し約3.6倍(合成床板自重を含めて計算すると約1.6倍)であり十分な安全率を有することが確認された。

〔合成ばり荷重実験〕

合成ばりとの耐力・変形状に対する合成効果・スラブの有効幅評価等の検討をするために実験を行った結果、スパンクリート合成床を用いた場合でも、場所打ち一体スラブによる合成ばりと同等の耐力及び変形性能を有する事が確認され、日本建築センターの評定を得ている。

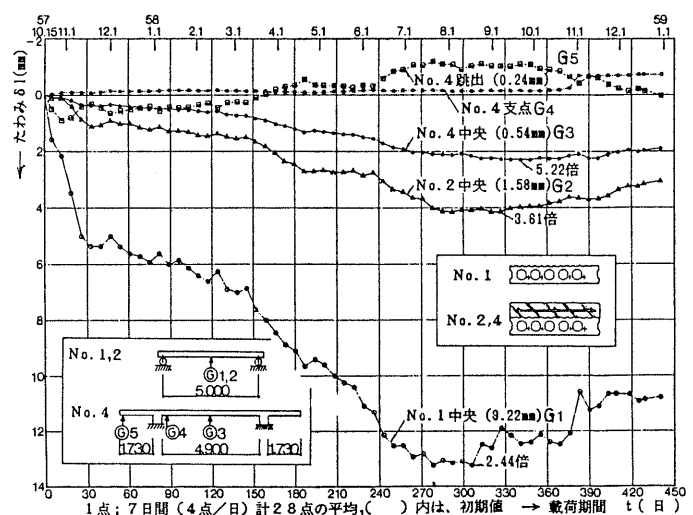


図-2.14 長期付加たわみ(δ)

3. PCS 合成床工法

1) 工法の概要

使用材料と断面・寸法

本工法は現行規定で許される最高強度のコンクリート ($F_c = 630 \text{ kg/cm}^2$) を用いて、極薄肉で幅広のスラブ板 (厚さ 3 cm 、幅 $2 \text{ m} \times$ 長さ $4 \sim 9 \text{ m}$) に PC ストランドを内蔵したステム (脚) をつけた在来のダブルティー型の版を工場でプレハブ化し、現物のスラブ位置に敷設し、上面に配筋、コンクリートを場所打ちして合成床を構成するものである。

PCS 版は、PRC (PC Ⅲ種) 構造としているので、PC 鋼材が少くプレキャスト部が薄く広いので経済的になる床工法をねらっている。

場所打ちコンクリートとの界面ジョイントは、プレキャスト部の粗面とシアーストリップによりせん断力の伝達を確保している。又このシアーストリップは、支承部のスラブ成を小さくし、階高寸法に有利に働いている。PCS 版の概要を図-3.1 に示す。

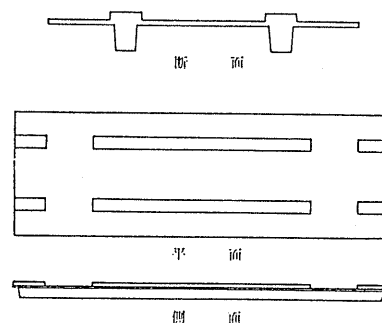


図-3.1 PCS 版の断面・形状

2) 設計法

PCS 合成床版の設計は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計施工指針・同解説等に準拠し、以下の方針に従って行う。

設計フローは図-3.2 に示す。

- (1) PCS 版と場所打ちコンクリートは、合成構造として平面保持の仮定は成立するものとする。
- (2) 設計はⅢ種 PC 構造とし、コンクリートの引張応力度が曲げ引張強度以下とする。 (III_{tb})
- (3) 支持条件は、場所打ちコンクリートが硬化する迄は単純支持とし PCS 版単体で負担させる。設計荷重時は支持梁の固定度を考慮して端部に生じる曲げ応力は RC 構造として合成断面で検討する。

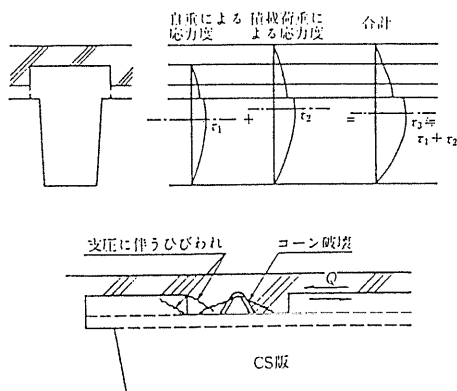


図 3.3 上部リブ切欠き部せん断機構

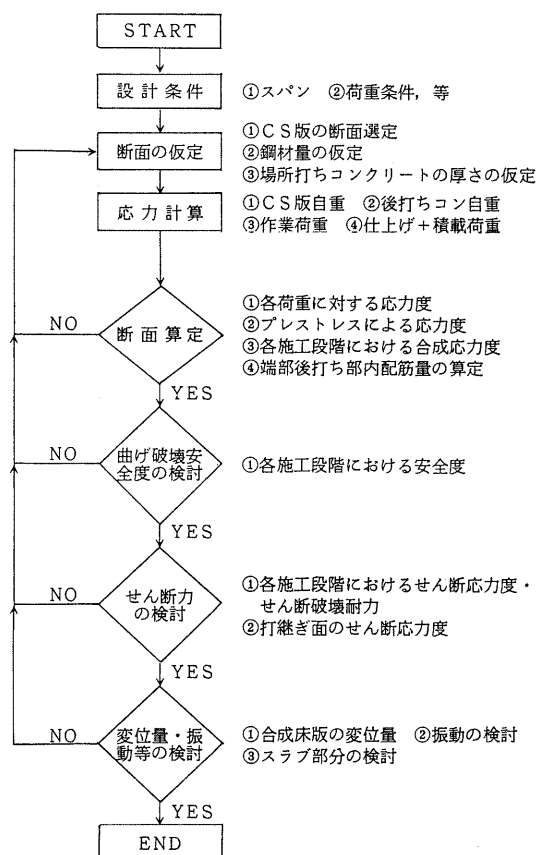


図-3.2

- (4) 床の地震せん断力の伝達は剛床仮定が成立するものとし、場所打ちコンクリートのみで負担するものとする。
- (5) 断面の検討はPCS版のプレストレス導入から合成後の設計荷重作用に至る各段階に対して行う。
- (6) 打断面に於けるせん断力は、打断面の粗面による付着せん断 ($\tau_a = 2.5 \text{ kg/cm}^2$) により伝達させるが、終局時は上部リブ切欠部の凹凸によるせん断機構及び吊フックのジベル効果により伝達させる。図-3.3
- (7) 支承部の検討は、ACI Code(318-83) shear Friction 及び PCI Design Handbook に示される方法によって行う。図-3.4 は支承部の配筋を示す。
- (8) コンクリートの設計基準強度は、PCS版 630 kg/cm^2 、場打ちコンクリート 210 kg/cm^2 以上とする。PCS版コンクリートの許容応力度を表-3.1 に示す。
- (9) 長期にわみ量の検討は、場所打ちコンクリートのクリープ係数を使用するものとし、剛性低下による最大値は版スパンの $1/250$ 以下とする。

表-3.1 PCS版コンクリートの許容応力度

(kg/cm ²)		
設計基準強度 F_c	630	
プレストレス導入時圧縮強度 F_c'	360	
許容圧縮応力度	導入時 f_c'	235
	設計荷重時 f_c	210
許容斜張応力度	導入時 f_t'	16.5
	設計荷重時 f_t	14.7
許容せん断応力度 τ_a	8.6	
許容引張応力度 f_{tb}	73.5	

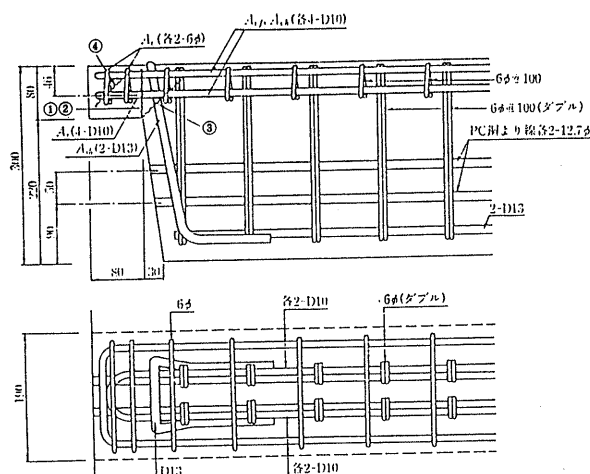


図-3.4 支承部配筋図

3) 設計例

(1) 設計条件

用 途：試験研究所

構造・規模：鉄骨造2階建、2階床にPCS版使用、延床面積 $2,160 \text{ m}^2$ 、PCS版面積 976 m^2

設計条件：設計スパン $L = 8 \text{ m}$ 、仮定荷重 仕上げ 280 kg/m 、積載 300 kg/m^2 、場所打ちコンクリート $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 、

厚さ 10 cm 、PCS版 PCS-25、版成 30 cm

プレストレス：導入時 $12.7 \text{ t} \times 4 = 50.8 \text{ t/m}$

設計時 $0.8 \text{ t} \times 50.8 \text{ t} = 40.6 \text{ t/m}$

PC鋼材 $4-12.7 \phi / \text{m}$ (SWPR7B)

設計図概要：図-3.5、図-3.6、図-3.7

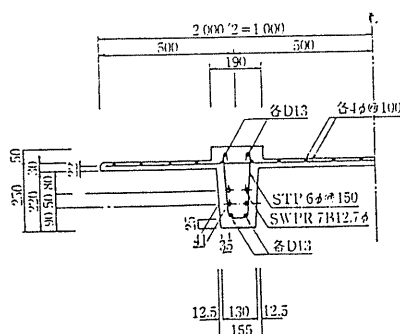


図-3.6 断面形状図

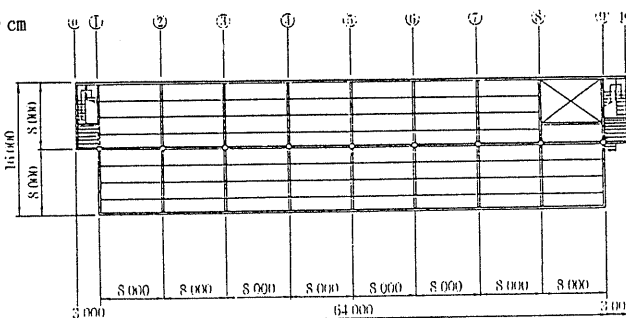


図-3.5 平面図

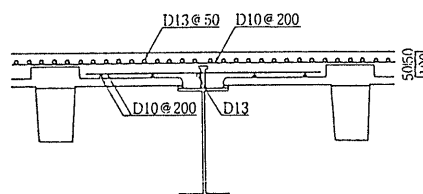


図-3.7 場所打ち部端部配筋図

(2) 支承部の設計

支承部の検討は、ACI CodeのShear Frictionの考えをベースとする。PCI Design Handbookに示される方法 (Design of Connection - Dapped End Connection) を以下に示す。(検討は強度設計法となり、モデルは図-3.4)

必要強度 $U = 1.4 D + 1.7 L$

D：固定荷重による応力 L：積載荷重による応力

検討 1：曲げに対する検討（想定ひびわれ①）

$$\text{設計強度 } \phi M_y = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d$$

ϕ ：強度低減係数 (0.85)

μ ：想定ひびわれ面の摩擦係数 (1.40)

A_c ：想定ひびわれ面の断面積

f ：コンクリートの圧縮強度

λ ：コンクリートの材料係数（普通コンクリート 1.0）

検討 2：純せん断に対する検討（想定ひびわれ②）

$$\text{設計強度 } \phi V = \phi \cdot A_{uf} \cdot f_y \cdot \mu$$

$$\text{ただし } \phi V \leq \phi (0.2 f'_c \cdot A_c), \phi (56.2 A_c)$$

検討 3：入隅部に対する検討（想定ひびわれ③）

$$\text{設計強度 } \phi V_n = \phi (A_{uh} \cdot f_y + 0.53 \lambda f'_c b \cdot d)$$

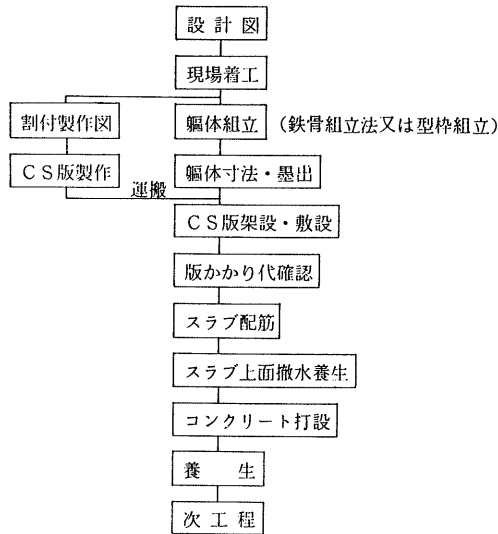
$$\text{ただし } \phi V_n \leq \phi (2 A_u \cdot f_y + 0.53 \lambda f'_c b \cdot d)$$

本設計例は上記の検討結果を全て満足している。

4) 施工要領と施工例

施工手順は、躯体が鉄骨造と PC 造と現場打 RC 造とでは殆んど同様である。躯体の位置方法を正確にしておかないと、版のかかり代の寸法に影響が大きい。配筋後の場所打ちコンクリート前に、プレキャスト部上面を湿潤することが大切である。施工中の写真写真-3.1～写真-3.3に示す。

◎施工手順



◎施工例

建物種別	部 位	適用スパン(m)
事務所ビル	床・地下壁	4.0～6.3, 3.0
学校・教室	床	8.5
受校・体育館	床	5.0
公民館	床	4.0～5.4
マンション	床	3.5～7.3
ホテル	床	6.0
駐車場ビル	床	7.0～8.1
研究所	床	5.0～6.0
工場	床	
倉庫	床	4.3～5.0
独身寮	床・地下壁	6.0, 3.0

5) 実験内容

(1) 曲げ試験

PCS 版単及び合成断面について、曲げ性能を調べ合成構造としての一体性を確認する目的で実施した。

実験結果から、曲げ破壊に至る迄一体構造とみなしてよいことが確認された。実験結果を図-3.8に示す。

(2) 支承部せん断試験

支承部は、設計法・設計例に述べたように PCS 版支承部に配置した鉄筋によりせん断伝達を行っている。この設計手法の妥当性を確認することを目的に実施した。

実験結果と考察から、支承部の耐力は計算値を上廻り、十分なせん断耐力があることが確認された。また打断面のずれは破壊に至る迄全くみられなかった。図-3.9、図-3.10に試験結果及び支承部配筋を示す。

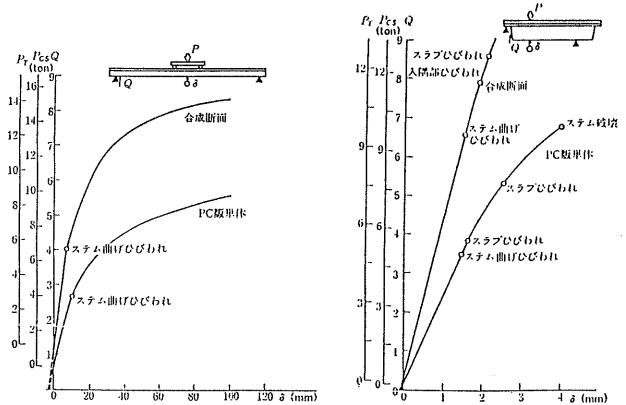


図-3.8 曲げ試験荷重-変位履歴

図-3.9 支承部せん断試験荷重-変位履歴

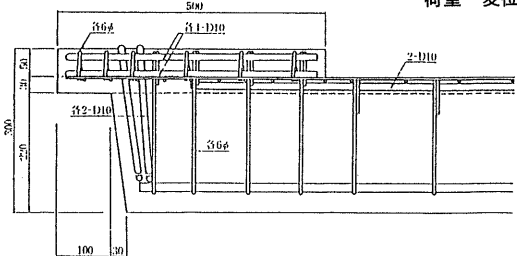


図-3.10 支承部配筋（試験体用）

(3) 打継面付着せん断試験

打継合成面の付着せん断特性を把握する目的で実施した。
試験体は打継面の粗面の程度をパラメーターとし、4種類8
試験体とした。

実験結果と考察から、粗面タイプは合成限界せん断応力度が設計用許容せん断応力 $\tau_a = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ の5倍から7倍に達した。実験方法及び実験結果を図-3.11～図-3.13に示す。

(4) 長期載荷試験

長期載荷試験は、場所打ちコンクリートの乾燥収縮・PCスラブのプレストレスによるクリープ変形等、打継面の付着性状に影響を及ぼす要因に対し、合成構造として一体性が保持出来るかの確認とひびわれ発性に伴う剛性低下とクリープによるたわみの進行状況を把握することを目的として実施し、試験は現在続行中である。

実験の中間結果は、積載荷重によるたわみの約2倍の変形増を示している。この期間は370日である。

実験方法及び結果（中間結果）を図-3.14～図-3.15に示す。

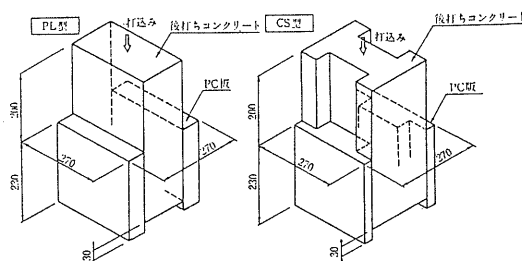


図-3.11 試験体図

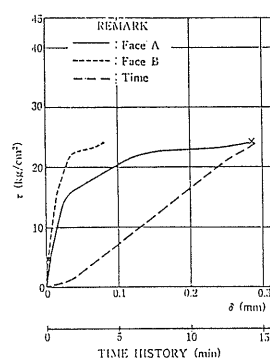
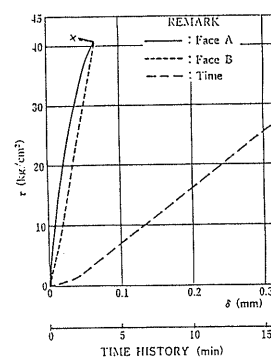
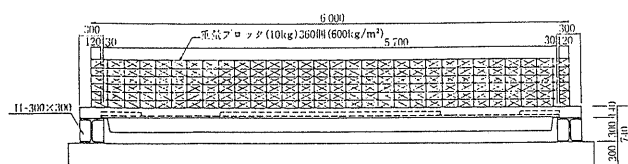


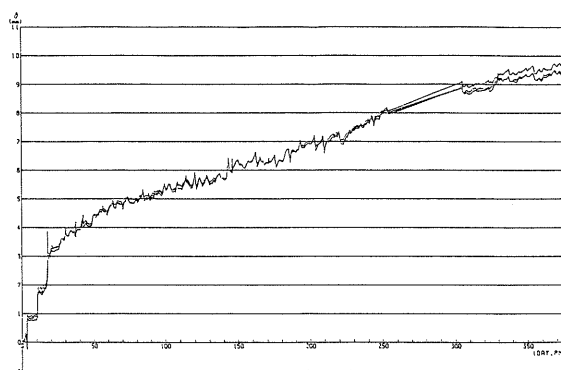
圖-3.12 PL-B試驗結果



圖—3.13 CB—A試驗結果



圖一 3.14 長期載荷試驗結果



図一 3.15 長期載荷たわみ履歴



写真一 3.1 敷設状況

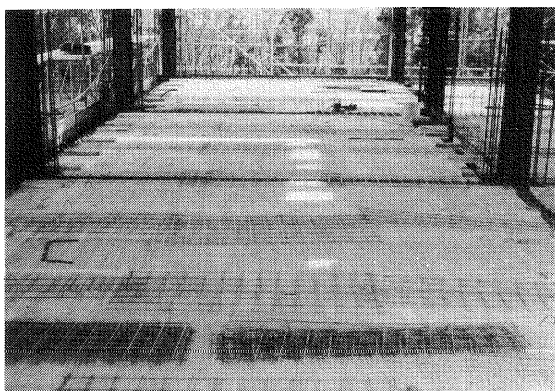
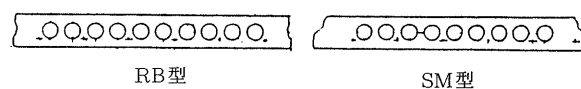


写真-3.2 後打ちコンクリート部の配筋状況

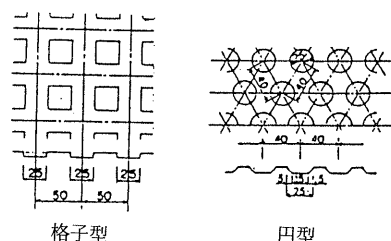
4. アサノダイナスパン合成床工法

1) 工法の概要

アサノダイナスパン合成床工法とは、上面にコッターを設けたアサノダイナスパン（空洞プレストレスコンクリートパネル、以下ダイナスパンと言う）支持部材に架設し、所要の配筋をした場所打ちコンクリートを打設しコッターを介して外力に対し一体として抵抗する合成床版を形成する工法である。ダイナスパンの基本的形状は図－4.1 に示す通りである。コッターの形状は、格子型・円型の2種類あり、図－4.2 に示す。ダイナスパンには、普通コンクリートと第1種軽量コンクリートの2種類がある（設計基準強度は 400 kg/cm^2 以上）。



図－4.1 ダイナスパンの形状

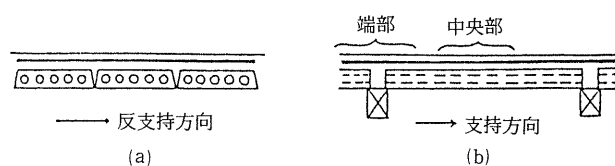


図－4.2 コッターの形状

2) 設計法

(1) 設計方針・設計条件

- ① 合成床の鉛直荷重に対する計算は、日本建築学会「プレストコンクリート設計施工指針」に規定される計算法によって、長期・短期及び施工時における応力に対して安全であることを確める。
- ② 合成床の鉛直荷重に対する計算は、一方向（支持方向）スラブとして行なう。
- ③ 長期応力に対しては、部材断面はフルプレストプレッシングの設計によらなければならない。ただし、非歩行用スラブなど軽微な部材については、パーシャルプレストプレッシングによって設計してもよい。
- ④ 施工時の荷重に対しては、部材自重などの固定荷重のほか、施工の実情に応じた積載荷重に対して検討する。
- ⑤ 部材断面の算定に用いる有効プレストレス力最終値は、通常の場合有効率を $\eta = 0.8$ として計算する。
- ⑥ 長期応力に対する曲げびび割れの安全度は、フルプレストプレッシングの場合 1.3 以上、パーシャルプレストプレッシングの場合、1.15 以上とする。
- ⑦ 長期たわみは、支持方向スパンの $1/250$ 以下とする。
- ⑧ 合成床の場所打ち鉄筋コンクリート部分は、ヤング係数比により、ダイナスパンと等価な断面に換算する。
- ⑨ 場所打ち鉄筋コンクリート部分の設計は、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に準拠して行なう。
- ⑩ 場所打ち鉄筋コンクリート部分の鉄筋断面積について、
反支持方向の鉄筋（図－4.3(a)）と支持方向中央部の鉄筋（図－4.3(b)）の断面積は、場所打ち鉄筋コンクリート断面の 0.2% 以上とし、支持方向端部の鉄筋（図－4.3(b)）の断面積は、合成床断面の 0.2% 以上とする。
- ⑪ 支保工を設ける場合は、上部階のコンクリート打設によって、支保工に生ずる荷重を考慮する。
- ⑫ 面内せん断力に対しては、原則として場所打ち鉄筋コンクリート部分で負担し、負担できない場合は、接合鉄筋などを用いることによって、シアキー部分の負担力を累加することができる。



図－4.3

(2) 設計法

① 施工時の検討

- ・ダイナスパン上端の応力度 ${}_D\sigma_u = {}_0\sigma_u + M_1 / {}_DZ_u \leq {}_Df_{c'}$
- ・ダイナスパン下端の応力度 ${}_D\sigma_D = {}_0\sigma_D - M_1 / {}_DZ_D \geq {}_Df_{t'}$
- ・ダイナスパンの最大せん断応力度 ${}_D\tau_s = {}_D S \cdot Q_1 / ({}_D b \cdot {}_D I) \leq {}_D f_t$

ここで、 ${}_D\sigma_u$ ：ダイナスパン 端の有効プレストレス応力、 ${}_D\sigma_D$ ：ダイナスパン下端の有効プレストレス応力

${}_D Z_u$: ダイナスパン図心の上側の断面係数, ${}_D Z_D$: ダイナスパン図心の下側の断面係数

$M1$: $W1$ (作業荷重 + ダイナスパン自重 + 場所打ち鉄筋コンクリート自重) による曲げモーメント。

$Q1$: $W1$ によるせん断力, ${}_D b$: ダイナスパンの図心における断面幅

$${}_o \sigma_u = P / A_D - P \cdot e / {}_D Z_u, \quad {}_o \sigma_D = P / A + P \cdot e / {}_D Z_D$$

P : 全有効プレストレス力, n : PC 鋼材の本数

η : プレストレスの有効率 (0.8), A_D : ダイナスパンの断面積

e : ダイナスパン図心位置とプレストレス作用位置の距離 (偏心距離)

②・長期荷重時の検討

・スパン中央合成床上端の応力度 ${}_G \sigma_u = M3 / {}_G Z_u \leq c f_c$

・スパン中央合成床下端の応力度 ${}_G \sigma_D = {}_o \sigma_D - M2 / {}_D Z_D - M3 / {}_G Z_D \geq {}_D f_t$

$$\text{かつ } M_{CR} / M3 \geq 1.3$$

ここで, $M2$: $W2$ (ダイナスパン自重 + 場所打ち鉄筋コンクリート自重) による曲げモーメント。

$M3$: $W3$ (仕上荷重 + 積載荷重) による曲げモーメント。

${}_G Z_u$: 合成床上端の断面係数, ${}_G Z_D$: 合成床下端の断面係数

$c f_c$: 場所打ちコンクリートの許容圧縮応力度, ${}_D f_t$: ダイナスパンの許容引張応力度

$$M : \text{合成床下端の曲げひび割れモーメント} = ({}_o \sigma_D - M2 / {}_D Z_D + {}_D \sigma_t) \cdot {}_G Z_D$$

${}_D \sigma_t$: ダイナスパンの曲げ引張強度 $(5/3) \cdot \sigma_t$

σ_t : ダイナスパンの引張強度 ($0.07 F_c$ (普通コン), $= 0.06 F_c$ (軽量コン))

・スパン端部場所打ち鉄筋コンクリートの鉄筋量 $A_s = M4 / (f_t \cdot C_j)$

ここで, $M4$: $W3$ による端部の曲げモーメント, f_t : 鉄筋の許容引張応力度

C_j : 応力中心距離 ($= 7/8 \cdot d$)

・スパン端部ダイナスパン部分のせん断応力度

$${}_D \tau = \frac{Q2 \cdot {}_D S}{{}_D b \cdot {}_D I} + \frac{Q3 \cdot {}_G S_D}{B_G \cdot {}_G I} \leq {}_D f_t$$

・境界面のせん断応力度

$${}_J \tau = Q3 \cdot {}_G S_J / (B_G \cdot {}_G I) \leq {}_J f_t$$

ここで, $Q2$: $W2$ によるせん断力, $Q3$: $W3$ によるせん断力

${}_G S_D$: 合成床図心位置の断面 1 次モーメント, B_G : 合成図心位置の断面幅

${}_G S_J$: 合成床境界面の断面 1 次モーメント, ${}_G I$: 合成床の断面 2 次モーメント

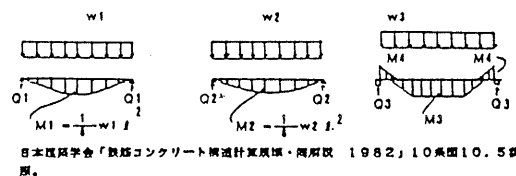
${}_D f_t$: ダイナスパンの許容せん断応力度, ${}_J f_t$: 合成床境界面の許容せん断応力度

・長期たわみの検討

$$\delta_L = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E_D \cdot {}_G I} \leq \frac{L}{250}$$

ここで, W : ダイナスパンの自重 + 場所打ち鉄筋コンクリートの自重 + 仕上荷重 + 積載荷重

L : 支持方向のスパン (かかり長さを除く), E_D : ダイナスパンのヤング係数



図一 4.4 荷重たわみ曲線

3) 設計例

(1) 設計条件

・ダイナスパン (=120 mm, 45種, 格子型コッター)

設計基準強度 $F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$

長期荷重時

施工時

許容圧縮応力度 ${}_D f_c = 133.3 \text{ kg/cm}^2$

${}_D f_c' = 180 \text{ kg/cm}^2$

許容引張応力度 ${}_D f_t = 0 \text{ kg/cm}^2$

${}_D f_t' = 12.6 \text{ kg/cm}^2$

- 許容せん断応力度 $\sigma_{f_t} = 9.3 \text{ kg/cm}^2$
ヤング係数 $E_D = 3.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
・場所打ちコンクリート (65mm)
設計基準強度 $c f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
・鉄筋 (SD30)
許容引張応力度 $f_t = 2000 \text{ kg/cm}^2$

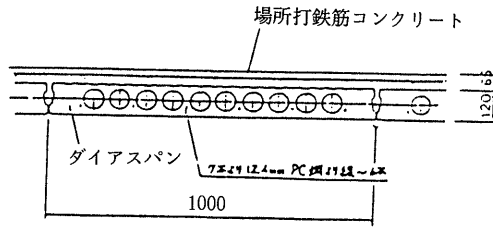


図-4.4

- ・ダイアスパンと場所打ち鉄筋コンクリートの境界面の許容せん断応力度 $\sigma_{f_r} = 3.9 \text{ kg/cm}^2$

(2) 荷重

- ・作業荷重 : $W_s = 150 \text{ kg/cm}^2$ ・ダイアスパン自重 : $W_D = 216 \text{ kg/cm}^2$
・場所打 RC 自重 : $W_C = 156 \text{ kg/cm}^2$ ・仕上荷重 : $W_f = 40 \text{ kg/cm}^2$
・積載荷重 : $W_L = 180 \text{ kg/cm}^2$

(3) 合成床の断面諸定数

- ・ダイアスパン上端, 下端の有効プレストレス応力度 $\sigma_u = 9.4 \text{ cm}^3$, $\sigma_D = 106.8 \text{ cm}^3$
・ダイアスパン上側, 下側の断面係数 $DZ_u = 1956 \text{ cm}^3$, $DZ_D = 2165 \text{ cm}^3$
・合成床上側, 下側の断面係数 $GZ_u = 4264 \text{ cm}^3$, $GZ_D = 4579 \text{ cm}^3$
・ダイアスパン, 合成床の図心位置の断面 1 次モーメント $DS = 1498 \text{ cm}^3$, $GS_D = 3193 \text{ cm}^3$
・合成床打断位置の断面 1 次モーメント $GS_J = 2766 \text{ cm}^3$,
・ダイアスパン, 合成床の断面 2 次モーメント $DI = 12332 \text{ cm}^3$, $GI = 40846 \text{ cm}^3$

(4) 構造検討

① 施工時 (コンクリート打設時)

$$W1 = W_s + W_D + W_C = 522 \text{ kg/m}^2 \quad M1 = 1/8 \cdot W1 \cdot \ell^2 = 2.51 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$Q1 = 1/2 \cdot W1 \cdot \ell = 1.62 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_u = \sigma_u + M1/DZ_u = 137.7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{f_c'} = 180 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

$$\sigma_D = \sigma_D - M1/DZ_D = -9.14 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{f_t'} = -12.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

$$\sigma_\tau = \frac{S \cdot Q1}{b \cdot l} = 4.58 \text{ kg/cm}^2 < 12.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

② 長期荷重時

- ① $W_P + W_C \rightarrow$ ダイアスパン単体で支持
② $W_f + W_L \rightarrow$ 合成床で支持
③ $W2 = W_D + W_C = 372 \text{ kg/m}^2 \quad M2 = 1/8 \cdot W2 \cdot \ell^2 = 1.79 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $Q2 = 1/2 \cdot W3 \cdot \ell = 1.15 \text{ t}\cdot\text{m}$
④ $W3 = W_f + W_L = 220 \text{ kg/m}^2 \quad M3 = 1/14 \cdot W3 \cdot \ell^2 = 0.60 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $M4 = 1/10 \cdot W3 \cdot \ell^2 = 0.85 \text{ t}\cdot\text{m} \quad Q3 = 1/2 \cdot W3 \cdot \ell = 0.68 \text{ t}$

中央部

- ・合成床上端の応力度 (場所打 RC 圧縮)
 $\sigma_u = M3/GZ_u = 14.1 \text{ kg/cm}^2 < c f_c = 70 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{OK}$
・合成床下端の応力度 (ダイアスパン引張)
 $\sigma_D = \sigma_D - (M2/DZ_D) - (M3/GZ_D) = 11.0 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{f_t} = 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{OK}$
 $M = (\sigma_D - M2/DZ_D + \sigma_t) \cdot GZ_D = 2.23 \text{ t}\cdot\text{m} > 1.3 \times M3 \quad \dots \text{OK}$

端部

- ・場所打ち鉄筋コンクリートの鉄筋量
 $A = M4/f_t \cdot C_j = 3.19 \text{ cm}^2$ したがって, D10 @ 200 ($A = 3.55 \text{ cm}^2$)
・ダイアスパン部分のせん断応力度

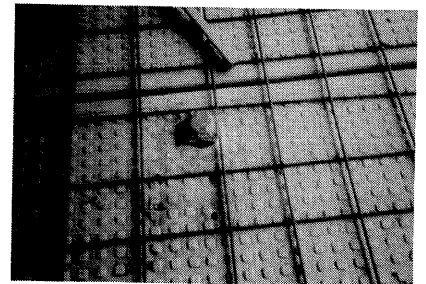


写真-4.1 ダイアスパン敷設後の配筋

$$\sigma\tau = \frac{Q2 \times S}{b \times l} + \frac{Q3 \times S}{B \times I} = 3.78 \text{ kg/cm}^2 < \sigma f_r = 12.6 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

打継部

$$\tau\tau = \frac{Q3 \cdot \sigma S_j}{B' \cdot \sigma I} = 0.69 \text{ kg/cm}^2 < \tau f_r = 3.9 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

長期たわみ

$$W = W_D + W_C + W_I + W_L = 592 \text{ kg/m}^2 \quad \delta = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E_D \times I_b} = 0.87 \text{ cm} \dots\dots \text{OK}$$

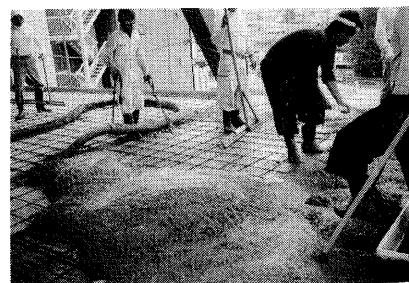


写真-4.2 コンクリート打設中

4) 施工方法

鉄筋構造の場合を例にとり、ダイナスパン合成床の施工方法を説明する。

- (1) 鉄骨のスプライス部分などそのままではダイナスパンを乗せて支持できないところは、あらかじめ受プレートで張出しを鉄骨側に施工しておく。(2) クレーンでダイナスパンを敷き込む。(3) ダイナスパンの上に場所打ちコンクリート用の鉄筋を配筋する。床スラブ内への電気の埋込配管、アウトレット類はこの時点で処置しておく。(4) 場所打ちコンクリートを打設、均す。

5) 性能実験

(1) 短期積載実験

せん断力・曲げモーメントに対して合成床が、耐力的にまた一体として機能するかどうかの確認の実験である。

(2) 接合部せん断実験

ダイナスパンと場所打ち鉄筋コンクリートとの境界面に設けたコッターのせん断耐力を確認するため二面せん断実験を行なった。試験体の一覧と、実験結果を表-4.1に示す。各試験体とも、設計に使用する境界面の許容せん断応力度の2～3倍の値をもっており、この許容せん断応力度を設計上満足すれば、充分合成床として一体の機能を発揮すると思われる。

(3) 長期積載荷実験

この実験は、合成床の長期荷重に対する安全性を確認することを目的としたものである。試験体の一覧、実験結果の材令たわみ曲線を図-4.5に示す。両端固定(No.3)の弾性たわみの計算値(0.59 mm)に対する材令600日における全たわみ量は、4.7倍となっていることから、設計においては、長期たわみは弾性たわみの5倍とした。

表-4.1

試験体 NO.	ダイナスパンの種別 コンクリートの種別	トッピングの種別 コンクリートの種別	接合部の 3-ブーム 形状	最大荷重 P _{max} (ton)	平均せん断耐力 ΣA (cm ²)	平均せん断耐力 T=P _{max} /ΣA (N/cm ²)	設計 T _{設計} (N/cm ²)
1	普通コンクリート	普通コンクリート	有	30.3	3000	10.1	9.0
2				28.5	-	9.5	
3				22.1	-	7.4	
4			有	29.1	-	9.7	10.5
5				32.8	-	10.9	
6				32.3	-	10.8	
7			有	24.5	-	8.2	10.5
8				40.0	-	13.3	
9				29.6	-	9.9	
10	普通コンクリート	普通コンクリート	有	32.3	3000	10.8	11.3
11				32.3	-	10.8	
12				36.7	-	12.2	
13			有	35.0	-	11.7	11.7
14				35.4	-	11.8	
15				35.0	-	11.7	
16			有	26.7	-	8.9	9.8
17				28.3	-	9.4	
18				33.5	-	11.2	

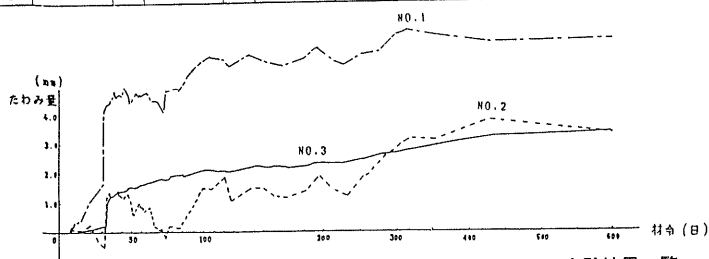
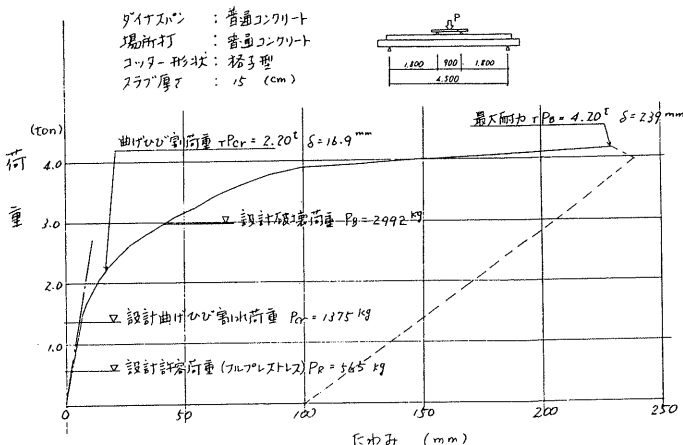


図-4.5 実験結果一覧

試験体 NO.	コンクリート種別	接合部の状態	備考
1	ダイナスパン 普通 コンクリート	トッピング 普通 コンクリート	両端ピン 基準試験体
2	普通 コンクリート	普通 コンクリート	両端ピン
3	普通 コンクリート	普通 コンクリート	両端固定

5. π スラブ合成床工法

1) 工法の概要

π スラブ合成床工法は、型枠兼用 π スラブを梁などの横架材上に敷設し、上面に所定の配筋を行い、場所打ちコンクリートを施工して合成床を完成させる工法である。

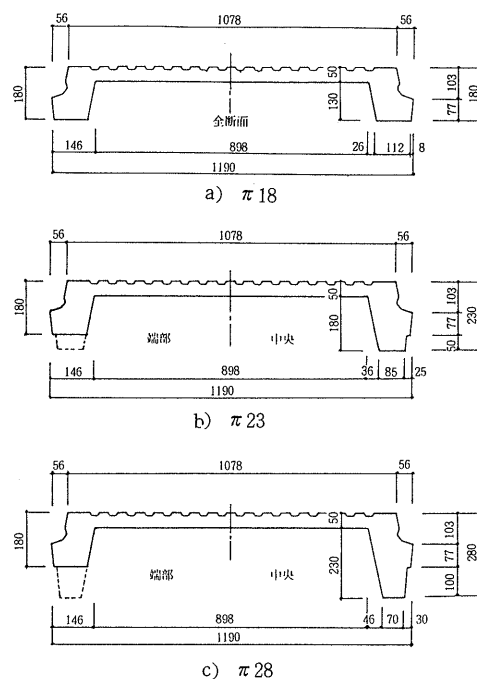
π スラブには図－5.1 に示す3種類の基本断面があり、支承部は各断面共に18cmである。標準幅を1.2mとし半幅物の組合せにより任意の配置も可能である。

コンクリート打継ぎ面は約20%の丸形凹み付けを施し、打継ぎ面処理を定量化している。また、 π スラブは材料規格構造規準など全てを満たしている。

メリットとして、場所打ちコンクリートと作業荷重に対し支保工が不要であり、省力化・省資源化・工期短縮ができる合理的工法で、大スパン床が小梁なしで安全に施工でき階高さも縮小できる。その他、パーシャルプレストレスの設計とすることで撓み制御がし易くひび割れを生じさせないようにできる。

π スラブの目地は場所打ちコンクリートにより強固に接合され、上下方向、面内せん断に対し安定している。

使用材料は表－5.1 に示す通り全て規格品である。



図－5.1 π スラブの種類

2) 設計法

π スラブ合成床工法の設計は建築基準法、同施行令、告示、(財)日本建築センターおよび日本建築学会の諸規定に準拠し図－5.2 に示す設計フローにより行う。基本事項は以下に示す。

(1) 断面諸係数

π スラブは、製作時、施工時、完成時と各荷重時に合せ各断面の弾性係数比による等価断面に対し計算する。

(2) 応力の算定

施工時応力は場所打ちコンクリート重量と作業荷重(150kg/m²)および π スラブ自重とし、積載荷重と仕上げ重量は除く。設計荷重時応力は、作業荷重を除き全ての荷重に対し一方向単純支持材として算定する。

(3) スラブ部の検討

施工時、設計荷重共に π スラブのステムに直角方向の一方向連続スラブとして算定する。

(4) 応力度の検討

曲げ応力度は施工時、設計荷重時共プレテンション・パーシャルプレストレスとして検討する。

支承部せん断力はステム断面にて負担させる検討をおこなう。

π スラブと場所打ちコンクリート打継ぎ部のせん断力は、表面に設けた丸形凹み処理(ディンプル)の効果によることとし、ずれが生じないことを確認する。また、面内せん断力は場所打ちコンクリートの断面にて表－5.2の値を超えない設計とする。

(5) 各種安全度の検討

日本建築学会P C規準・同解説に準拠して施工時は π スラブの断面で、設計時は合成後の断面にて検討する。

(6) 場所打ちコンクリート部の補強筋

場所打ちコンクリート硬化後の設計荷重時は仕上重量・積載荷重に対し外周の剛度を考慮して2方向スラブとして算定した上端補強を用心筋として配筋する。

表－5.1 使用材料

コンクリート	設計基準強度		Fc = 500 kg/cm ²	
	導入時強度		Fc = 300 kg/cm ²	
P C 鋼 材	J I S	SWPR 7 A	12.4	
鉄 材	J I S	SS 30 A		
溶 接 金 網	J I S	G 3551		

(7) たわみ制御

π スラブ合成床は長スパンとなるのでクリープ変形を考慮して、架設時のむくりを2.0cm以下、設計荷重時のたわみはスパンの1/400以下とする。クリープたわみは、弾性たわみ量のクリープ係数倍とする。

(8) その他

過大むくりや、許容応力度を超過する場合は、 π スラブの端部においてボンドコントロール方式にて調整する。

3) 設計例

(1) 設計条件

π スラブ合成床の用途：一般事務所の床、積載荷重+仕上げ：360kg/m²、場所打ちコンクリート：スラブ上で6.0cm((平均厚さ：6.875cm) 165kg/m²、作業荷重：150kg/m²、 π スラブスパン：7.00m

(2) 準備検討

設計条件により、 π スラブ本体 π 23を仮定、および合成後の断面諸係数を計算する。表一5.3参照。

(3) 鉛直応力の算定、(曲げモーメント、せん断力幅1.2m当り)

π スラブ本体の自重、場所打ちコンクリート、作業荷重、積載荷重について算定し、各荷重状態に合せて組み合わせる。

その結果は図一5.3に示す。

表一5.3-a 断面諸係数-1

曲げ応力用	π -23 本体	合成後断面
A : cm ²	9 3 3.6 0 0	1 4 8 7.1 9 0
I : $\times 10^3$ cm ⁴	3 9.6 2 0	7 5.0 6 0
y 1 : cm ²	7.2 3 0	9.7 8 0
y 2 : cm ²	1 5.2 7 0	1 9.2 2 0
Z 1 : $\times 10^3$ cm ³	5.4 7 6	7.6 7 1
Z 2 : $\times 10^3$ cm ³	2.5 1 3	3.9 0 6
k 1 : cm	2.6 9 0	2.6 3 0
k 2 : cm	5.8 7 0	5.1 6 0

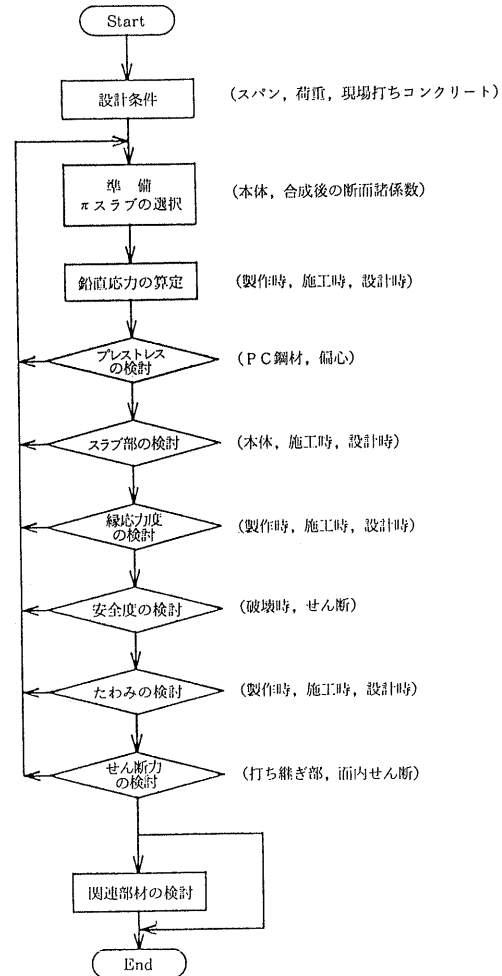
表一5.3-b 断面諸係数-2

せん断力用	b : cm	I : cm ⁴	S : cm ³
π -23 本体	2 2.9 4	1 0,2 2 6.0	8 6 1.9
合成後断面	2 6.0 8	2 5,9 7 9.6	1,6 7 0.1
打ち継ぎ部	1 1 9.0 0	4 7,5 2 9.4	2,7 4 8.4

(4) プレストレスの検討

使用P C鋼材 6-12.4 ϕ SWPR7A 初緊張力 $P_0=11.12t(0.8P_y$ より)、偏心距離 $e=4.77cm$ 、端部の $e'=2.27cm$ 、

全緊張力 $\Sigma\eta P=53.38t$ 、端部の $\Sigma\eta P=35.58t$



図一5.2 設計フロー

表一5.2 許容せん断応力度 (kg/cm²)

場所打ちコンクリート F _c = 210	長期 F _{sr} = 7.0
	短期 F _{sr} = 10.5
場所打ちコンクリート 打ち継ぎ部 F _c = 210	長期 F _{sr} = 3.5
	短期 F _{sr} = 10.0

π スラブ自重	$M_0 = 1.372t \cdot m$ $Q = 0.780t$
現場打ちコンクリート自重	$M_0 = 1.213t \cdot m$ $Q = 0.690t$
作業荷重	$M_0 = 1.103t \cdot m$ $Q = 0.630t$
仕上げ荷重 + 積載荷重	$M_0 = 2.646t \cdot m$ $Q = 1.510t$

図一5.3 曲げモーメントとせん断力 (幅1.2m)

PC鋼材の配置は図-5.4のように決定し、過大むくり調整のために⊕印のPC鋼材をボンドコントロールする。

(5) スラブ部の検討

π スラブのシステムに直角な一方スラブとし場所打ちコンクリート施工時全荷重は π スラブで算定し $M_d \text{ Max} = 0.037t \cdot m/m$, $a_t = 1.32 \text{ cm}^2/m$, $6 \phi @ 150$, 設計時 $M_{\text{max}} = 0.022t \cdot m/m$ はスラブ端上端に負担させる。 $a_t = 0.286 \text{ cm}^2/m$, $6 \phi @ 150$, となりいずれも溶接金網とする。

(6) 縁応力度の検討

縁応力度の検討はプレストレスによる応力度、各荷重時の応力度について算定をおこなう。表-5.4に最大応力である中央断面の算定結果を示す。

(7) 安全度の検討

曲げ破壊耐力, $M_B = 13.63t \cdot m$, $1.7 M_{(G+P)} = 8.89t \cdot m \leq M_B$, $1.2 M_G + 2.0 M_L = 8.39t \cdot m \leq M_B$ により安全である。

せん断破壊耐力, : 施工時 $F_s = 10 \text{ kg/cm}^2$, $Q = 2.1 \text{ ton}$
 $\tau_0 = Q S_0 / bI = 7.72 \text{ kg/cm}^2 \leq F_s$, : 設計時 $Q_G = 1.47t$,
 $Q_P = 1.51t$, $\tau_1 = 5.40 + 3.72 = 9.12 \text{ kg/cm}^2 \leq F_s$ により安全である。

(8) たわみの検討 (単純支承部材として)

自重 $\delta_1 = 0.63 \text{ cm}$, 場所打ちコンクリート $\delta_2 = 0.48 \text{ cm}$, 積載荷重 + 仕上げ $\delta_3 = 0.562 \text{ cm}$, プレスレス導入 $\delta_4 = -1.663 \text{ cm}$ (クリップ係数を導入時 $\varphi_1 = 0.429$, 架設時 $\varphi_1 = 1.365$, 設計時 $\varphi = 3.0$) 架設前 $\delta_5 = -0.966 \text{ cm}$, 架設後 $\delta_6 = 0.573 \text{ cm}$, を組合せて, π スラブ製作直後 $\Delta 1 = -1.032 \text{ cm}$ (むくり) 架設時 $\Delta 2 = -1.998 \text{ cm} \leq 2.0 \text{ cm}$, 設計荷重時 $\Delta 3 = -0.042 \text{ cm}$ (むくり)

(9) 打継ぎ部せん断力, 面内せん断力の検討

$Q_1 = 1.51t$, $F_s = 3.5 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_2 = Q_L S_u / b_u I_u = 0.73 \text{ kg/cm}^2 < F_s$

面内せん断力 $Q = 20.0t$ とする。 $F_{sr} = 7.0 \times 1.5 = 10.5 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_3 = Q/t\ell = 4.76 \text{ kg/cm}^2 < F_{sr}$, $\therefore t$: 場所打ちコンクリート厚さ (cm), ℓ : π スラブスパン (cm)

他にボンドコントロール位置の計算と縁応力度の検討および端部補強筋の検討を行うが、ここでは省略する。

4) 施工手順および施工例

(1) 鉄骨造倉庫、日本建築センター評価 (BCJ-C1110)

2階建部品倉庫を鉄骨構造とし π スラブ合成床工法を併用した例で、施工手順は表-5.5に、 π スラブ配置図、断面図は図-5.5～図-5.7に示す。

件名: OKK資材倉庫, 場所: 栃木県真岡市, 用途: 倉庫, 建築面積: 228.3 m^2 , 延面積: 456.6 m^2 , 構造: 鉄骨造 π スラブ合成床工法, 場所打ちコンクリート: $t = 6.0 \text{ cm}$

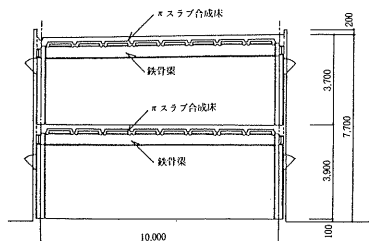


図-5.6 断面図

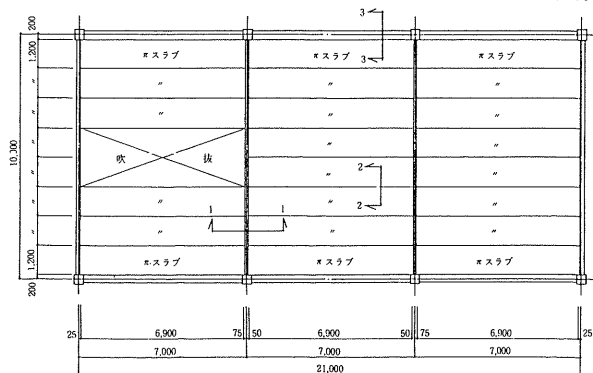


図-5.5 2階 π スラブ割付図

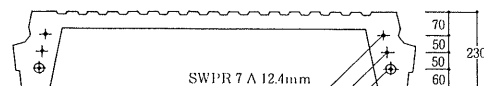


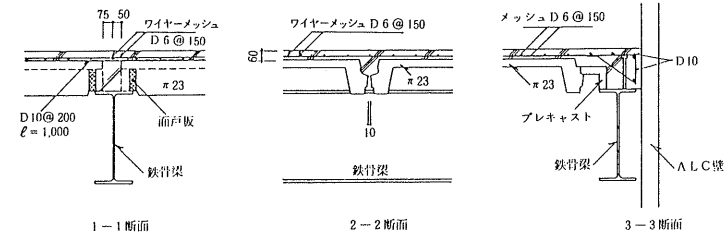
図-5.4 PC鋼材の配置

表-5.4 縁応力度の検討 (中央断面: kg/cm^2)

プレストレス導入直後				
P/A	$P \cdot e/Z$	M/Z	σ	
230 71.47 71.47	+ -58.12 126.64	+ 25.05 -54.60	=	38.40 143.51
場所打ちコンクリート施工時				
$\eta P/A$	$\eta P \cdot e/Z$	M/Z	σ	
230 57.17 57.17	+ -46.49 101.31	+ 67.33 -146.74	=	78.01 11.74
設計荷重時 (合成後)				
$\eta P/A$	$\eta P \cdot e/Z$	M_d/Z	M_L/Z	σ
60 230 57.17 57.17	+ -46.49 101.31	+ 47.21 -102.87	+ 34.49 13.34 -67.74	= 34.49 13.34 71.23 -12.13

表一 5.5 鉄骨造施工手順

工 事 名	一般工事	πスラブ工事
基礎工事	①	—
鉄骨工事	②	—
πスラブ架設	—	③ 1.2階共
補強筋配置	—	④ "
ワイヤーメッシュ敷込	—	⑤ "
場所コンクリート打ち	—	⑥ "
外壁 ALC工事	⑦	—
仕上工事	⑧	—

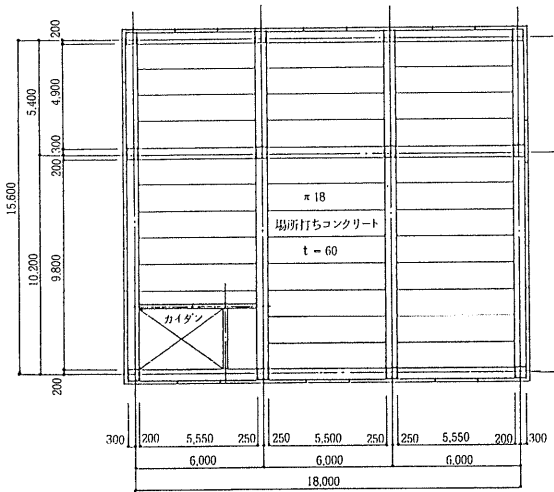


図一 5.7 各部詳細図

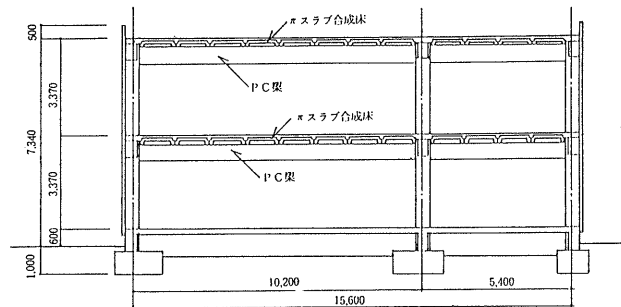
(2) 組立式 PC 造事務所，日本建築センター評定 (BCJ-C1143)

事務所建物 2 階建を組立式 PC 造 πスラブ合成床工法とした例で，施工手順は表一 5.6 に，梁伏図・πスラブ配置図を図一 5.8，断面図を図一 5.9，詳細図を図一 5.10 に示す。

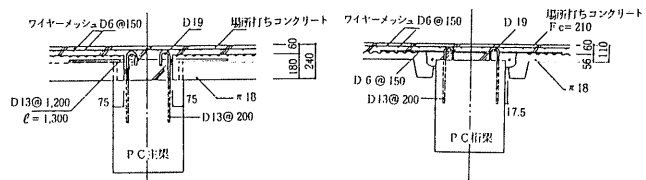
件名：OKK福岡工場事務棟，場所：福岡県三井郡大刀洗町，用途：事務所，建築面積：308.6m²，延面積：617.2m²，構造：組立式 PC 造，場所打ちコンクリート：t = 6.0cm



図一 5.8 梁伏図 πスラブ配置図



図一 5.9 断面図



図一 5.10 詳細図

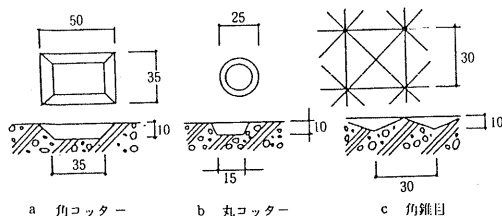
5) 性能実験

合成スラブには多くの種類があるが，新旧コンクリート打継ぎ部の方法は規準等に示されていない。πスラブはその部分を定量的に処理し，その効果を各所に採用している。

(1) コンクリート打継ぎ部処理効果の確認実験

コンクリート打継ぎ部の「目作り」による定量化の手法として図一 5.11 a) ～ c) に示す形状寸法を組合せて，8 種類による比較をした。全体は表一 5.7 に示すものである。実験方法は，本体コンクリートの間に後打ち施工をして 2 面せん

断方式とし図一 5.12 の方法によった。結果は図一 5.13 のように，凹み丸コッターが良好な結果である。



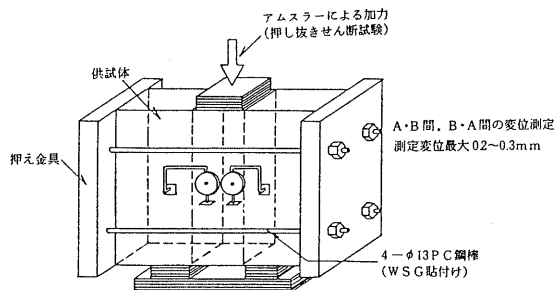
図一 5.11 打継ぎ面の形状

表一 5.6 組立式 PC 造施工手順

工 事 名	一 般 工 事	πスラブ工事
基礎工事	①	—
P.C. 材組立工事	② (目地共)	—
プレストレス導入	③	—
πスラブ架設	—	④ 1.2階共
プレキャスト壁工事	⑤ (カーテンウォール)	—
補強筋配置	—	⑥ 1.2階共
ワイヤーメッシュ敷込	—	⑦ "
場所コンクリート打ち	—	⑧ "
仕上工事	⑨	—

表一 5.7 供試体一覧表

供試体概算	符号	呼び名	表面種類	断 考
□	A	無 処 理	合板型枠の面	
○	B1	角コッター	コッター	5.8%
●	B2	"	コッター	11.6%
×	B3	"	コッター	17.5%
□	C1	丸コッター	コッター	19.6%
■	C2	"	コッター	27.8%
△	D1	角 難 目	角難型押し	
▲	D2	"	"	(機返し)



図一 5.12 コンクリート打継ぎ部せん断試験方法

本試験ではコンクリート強度を π スラブ本体, $F_c = 450 \text{ kg/cm}^2$, 後打ち部, $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ による組合せで, 打継ぎ面積当りのせん断強度は $0.05 \sim 0.08 F_c$ で, $\tau = 10.5 \sim 16.8 \text{ kg/cm}^2$ であった。せん断強度, $\tau = 10.5 \text{ kg/cm}^2$ とする。

(2) π スラブ合成床の性能試験

合成床にPC構造を併用し, 大スパンが可能となるが, 振動に関して不利になることから試験によって確認した。

π スラブ本体と合成床, 3体連続で本体と合成床, との4体によった。振動源は砂袋30kgで40cmと20cm とから落下させ, 比較することにした。試験結果は表一 5.8 に示す。

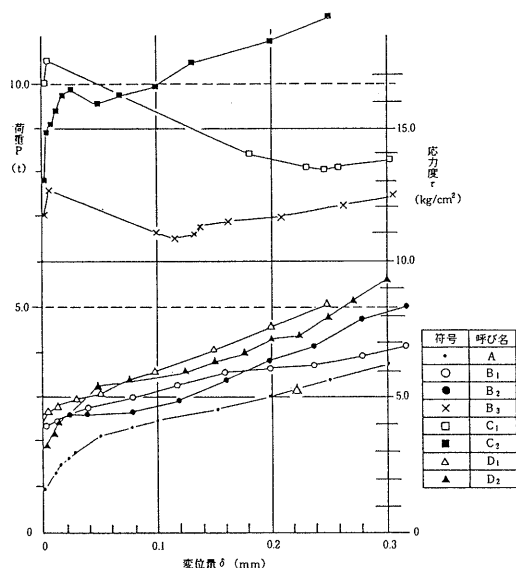
巾120cm, 長さ7,000cm部材の組合せでは, 振動数が8Hzと同じだった。人体感覚係数: K値の単純比で40cm落下の3体合成で0.212, 20cm落下で0.128となり合成効果は顕著に現れている。

本試験は単純支承によるもので, 連続スラブとか四週固定等の実状では, 更に合成効果が発揮されると考えられる。

(3) π スラブ曲げ性能試験

試験体は図一 5.14 に示すように, 単体, 3体連続, 本体, 合成の組合せである。3体連続では, 中央スラブと, 側スラブとに個別に載荷し, 目地及び上面コンクリートの合成効果を比較した。

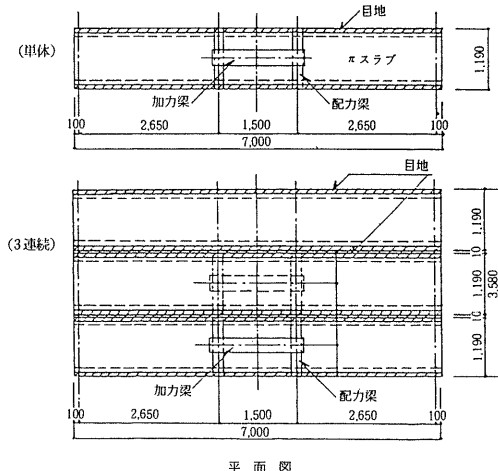
コンクリート打継ぎ部の剥離とか目地部の障害とかは全く見られず, 3体合成の集中載荷でも, 設計耐力を満足し, ひび割れ状態や, 変形状の平均化でも, 丸形凹みによる打継ぎ部処理効果が十分に有効である。



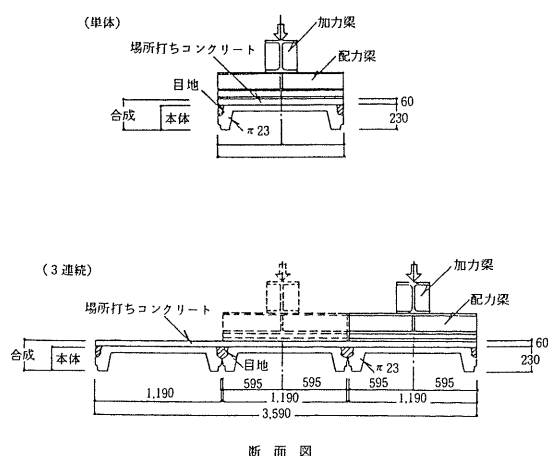
図一 5.13 せん断試験結果

表一 5.8 振動性状試験結果 (砂袋30kgを落下)

スラブの 状態	供試体の試験状態	砂袋高さ (cm)	振動巾 (mm)	振動数 (Hz)	K値	比1 (1/68)	比2 (1/50)
甲 体 非合成		40	1.70	8	68.0	1.000	1.360
		20	1.25	8	50.0	0.735	1.000
甲 体 合成		40	1.20	8	48.0	0.706	0.960
		20	0.85	8	34.0	0.500	0.680
3 体 接 合 非合成		40	0.64	8	25.6	0.376	0.512
		20	0.40	8	16.0	0.235	0.320
3 体 接 合 合 成		40	0.36	8	14.4	0.212	0.288
		20	0.16	8	6.4	0.094	0.128



平面図



断面図

図一 5.14 曲げ性能試験供試体

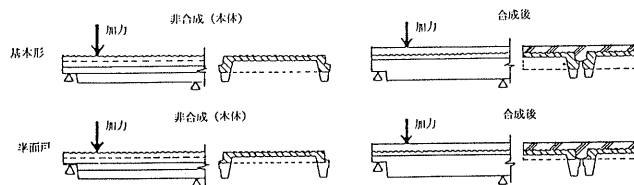
(4) π スラブ支承部せん断試験

π スラブは支承部の高さを統一し、18cm にしてあり、許容床荷重に対して、せん断耐力が確保されているかの確認の試験をした。

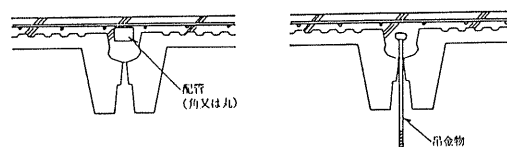
他に支承部高さを11cm にした半面戸タイプの試験も行った。供試験体は、図— 5.15 に示すものであり、本体のみと、合成床とを実施した。

高さ18cm の基本断面では施工時の安全性も十分であり、許容設計曲げ荷重に対してせん断耐力が確保されている確認ができた。高さ11cm の場合には、耐力が約50%であり、軽荷重で小スパン用に支承部高さを低減できる。

上記の他、目地部の押抜き試験、目地部せん断試験も実施して、大きな目地の効果を確認している。



図— 5.15 π スラブ支承部せん断試験



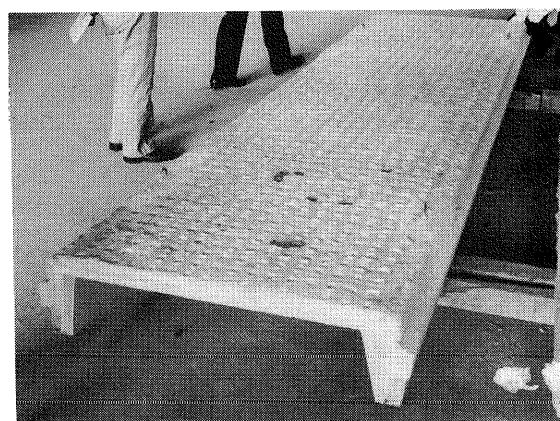
図— 5.16 目地の利用方法

6) その他

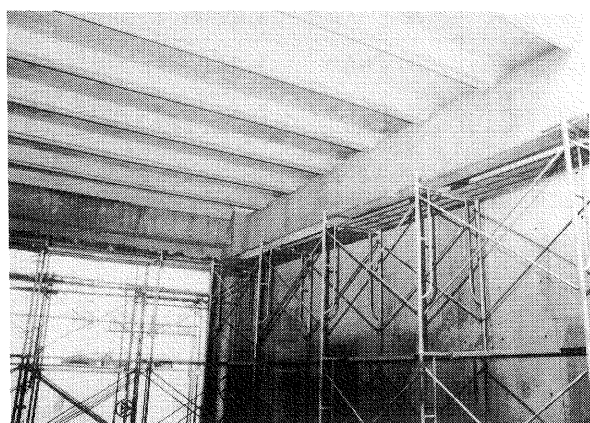
π スラブ合成床は、場所打ちコンクリートの厚さを6cm 以上に定めてあり、床の電線管等は、任意に配管できる。

部材幅が120cm で大きな目地は約10cm×9cm であり、各種の配管が容易にできる利点がある。

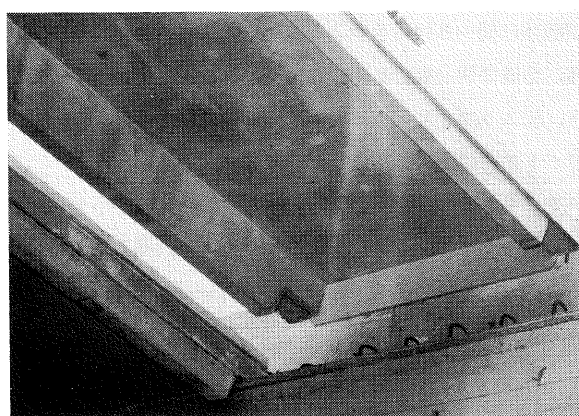
建築物の床には設備用の床開口が必要となるが、リブの内法の範囲で調整することができる。目地の利用方法では、天井内の吊金物をこの位置に後設置することもでき、多目的な活用方法がある。図— 5.16 参照。



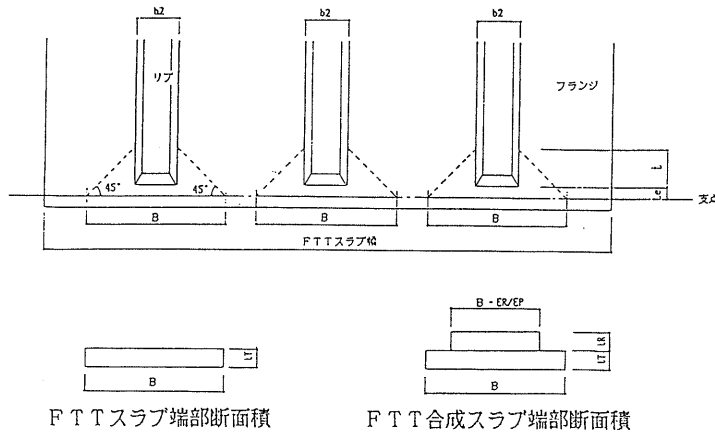
写真— 5.1 π スラブ上面の状況



写真— 5.2 π スラブ合成床の下面



写真— 5.3 π スラブの架設下面



記号
 B : リブひとつあたりの有効幅 (cm)
 $b2$: リブの根元幅 (cm)
 Le : リブ端から支点までの距離 (cm)
 t : スラブ厚 $t = tT + tR$ (cm)
 tT : FTTスラブのフランジ厚 (cm)
 tR : 場所打ちコンクリート厚 (cm)

FTTスラブ $B = b2 + 2 \cdot Le + tT$
 FTT合成スラブ $B = b2 + 2 \cdot Le + tT + tR$

図-6.3 端部フランジ有効幅

(4) 各種の安全度の算定

せん断耐力は図-6.4により算定し、せん断破壊安全度の検討をする。

(5) 場所打ちコンクリート部の配筋

場所打ちコンクリート部の配筋は四辺固定の異方性二方向スラブとして算定する。

(6) 長期たわみ量の検討

長期たわみ量の検討はFTT合成スラブとしての弾性たわみの5倍を長期たわみ量とし、スパンの1/300以下とする。

表-6.2 打継面かけの許容せん断応力度

	設計時 (kg/cm ²)	終局時 (kg/cm ²)
木ゴテ粗面仕上げ	3.0	11.0
コッター	5.0	18.0

(場所打ちコンクリートが普通コンクリートの場合)

3) 設計例

(1) 設計条件

用途：自動車車庫の床，FTTスラブの厚さ：20cm，内法スパン：4.67m，場所打ちコンクリートの厚さ：6.5cm，場所打ちコンクリートの強度：210kg/cm²，鉄筋の種別：SD30A

(2) 断面諸定数

FTTスラブ，FTT合成スラブの断面諸定数を，表-6.3，表-6.4に示す。

$$Q_u \cdot ds = T_1 \cdot d_1 + T_2 \cdot d_2 + T_p \cdot dp + T_d \cdot dd + T_u \cdot du + \sum T \cdot d$$

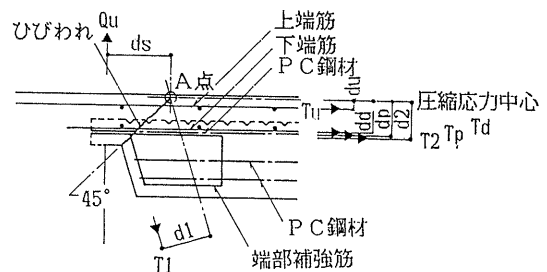


図-6.4 終局時ひびわれとモーメントのつりあい

表-6.3 FTTスラブの断面諸定数

呼び名	全高 HT	フランジ厚 tT	断面面積 AT	重量 WT	フランジ上 図心 の距離 h1	断面 2次 モーメント I	断面係数		核半径	
							フランジ上 Y1	フランジ下 Y2	重心 K1	重心 K2
							cm ³	cm ³	cm	cm
FTT-20	20.0	6.5	1787	447	5.97	45085	7552	3213	4.22	1.79

表-6.4 FTT合成スラブの断面諸定数

呼び名	全高 Hc	合成床自重 W	床厚 t	換算断面面積 Ac	床上面 図心 の距離 g1	断面 2次 モーメント J	断面係数		
							場所打 上端用 Z1	打継 面用 Z3	リブ 下端用 Z2
							cm ³	cm ³	cm ³
FTT-20 (tR=6.5)	26.5	759	13	2606	9.57	95455	9974	31092	5638

(3) 仮定荷重

作業荷重 = 150 kg/m²，仕上げ荷重 = 160 kg/m²，積載荷重 = 550 kg/m²。

(4) 設計用応力（曲げ，せん断）

プレストレスの伝達長 (45d = 56 cm) を端部算定位置とした場合の端部，中央部の曲げモーメントおよび材端せん断力を各施工段階ごとに図-6.5に示す。

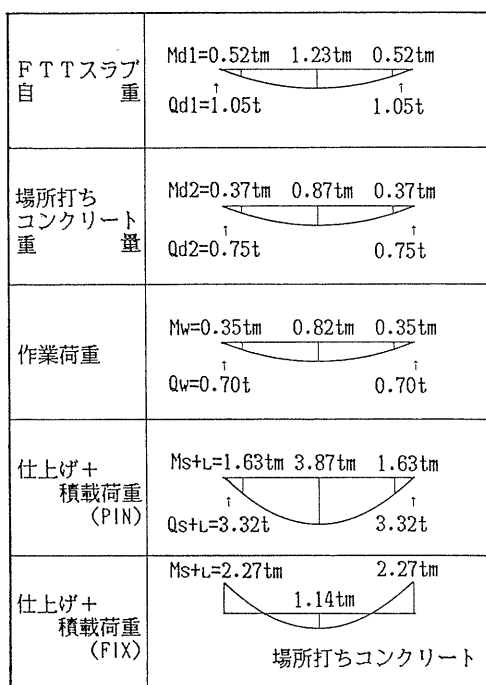


図-6.5 曲げモーメントとせん断力 (幅2mあたり)

表-6.5 曲げ応力度 (+:圧縮, -:引張)

施工 段階	位置	プレスト レス	FTTスラ ブ	場所打ち コンクリ ート	作業荷重	仕上げ +積載	計
		$\frac{P}{A}$	$\frac{M_{d1}}{Z}$	$\frac{M_{d2}}{Z}$	$\frac{M_w}{Z}$	$\frac{M_s+L}{Z}$	
導入時 (架設時)	中央	8.2 	16.3 				24.5
	端部	168.5 	-38.3 				130.2
	中央	8.2 	6.9 				15.1
	端部	168.5 	-16.2 				152.3
施工時	中央	6.6 	16.3 	11.5 	10.9 		45.3
	端部	134.8 	-38.3 	-27.1 	-25.5 		43.9
	中央	6.6 	6.9 	4.9 	4.6 		23.0
	端部	134.8 	-16.2 	-11.5 	-10.9 		96.2
設計荷重時	中央	6.6 	16.3 	11.5 		38.8 12.5 	38.8 46.9
	端部	134.8 	-38.3 	-27.1 		-68.6 5.2 	0.8 23.6
		6.6 	6.9 	4.9 		16.3 5.2 	16.3 78.2

(5) 導入プレストレス力

$P_y = 13.9\text{ t/本}$, 導入力 = $0.8 P_y$, 偏心距離 $e = 3.61\text{ cm}$ 。

(6) 応力度の算定

各施工段階での曲げ応力度を表-6.5に, 端部せん断応力度を図-6.6に, また打継面のせん断応力度を図-6.7に示す。

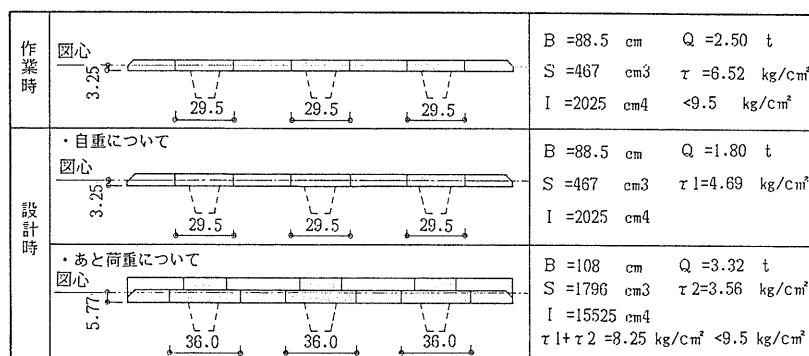
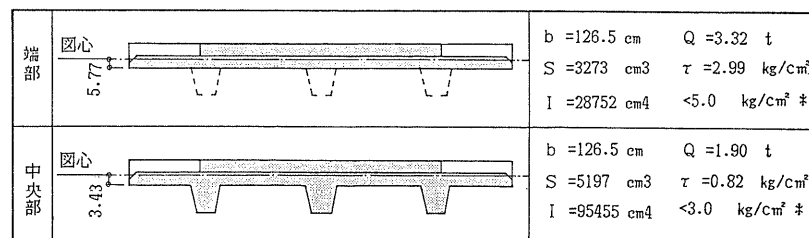


図-6.6 端部せん断応力度



* 表-6.2における許容せん断応力度 (設計時)

図-6.7 打継部のせん断応力度

(7) 各種安全度の検討

曲げひびわれ安全度 $M_{cr}/M_{G+P} = 6.87/5.97 = 1.15 \geq 1.15$

曲げ破壊安全度 $M_B = 18.2 \text{ tm}$, $1.7 M_{G+P} = 10.1 \text{ tm} \leq M_B$ $1.2 M_G + 2 M_P = 10.3 \text{ tm} \leq M_B$

せん断破壊安全度 $Q_u = 11.7 \text{ t}$, $1.7 Q_{G+P} = 8.7 \text{ t} \leq Q_u$ $1.2 Q_G + 2 Q_P = 8.8 \text{ t} \leq Q_u$

(8) 場所打ちコンクリート部の鉄筋量算定

内法スパン：スパン方向 4.67 m, 幅方向 5.96 m, で仕上げ+積載荷重はスパン方向 625 kg/m^2 , 幅方向 85 kg/m^2 に分担される。

スパン方向端部 $M = 1.09 \text{ tm/m}$, $at = 5.40 \text{ cm}^2/\text{m}$, D10@125 で配筋,

幅方向端部 $M = 0.25 \text{ tm/m}$, $at = 1.52 \text{ cm}^2/\text{m}$, D10@250 で配筋,

目地部下端 $M = 0.08 \text{ tm/m}$, $at = 0.72 \text{ cm}^2/\text{m}$, 溶接金網 $6\phi @ 200$ で配筋

表-6.6 主体構造別の施工手順

梁、床の施工の作業順序	P C 梁、鉄骨梁	R C 梁
梁配筋	↓	①
梁型枠	↓	②
P C 梁、鉄骨梁の架設	①	↓
床端部のサポートセット	↓	③
FTT スラブの架設	②	④
上端筋の配筋	③	⑤
コンクリートの打設	④	⑥
強度発現後、サポート撤去	↓	⑦

4) 施工手順および施工例

(1) 施工手順

FTT 合成スラブ工法の受け梁別の施工手順を表-6.6 に示す。

(2) 施工例

名称：某立体駐車場, 所在地：東京都,
用途：自動車車庫, 建築面積：1060 m^2 ,
延べ面積：4050 m^2 , 構造：鉄骨造, 規模
：地上3階, 地下1階, FTTスラブ：厚
さ20cm, 場所打ちコンクリート厚さ6.5cm,
内法スパン4.3～5.25 m。

5) 性能実験

FTT 合成スラブの構造性能を確認するため
各種の実験を行なっている。以下, 主な実験
についてその目的, 結果等を示す。

(1) FTT 合成スラブの曲げ破壊実験

曲げ破壊実験は FTT スラブと場所打ちコン
クリートの一体性および破壊モードを確認す
るために行なった。試験体は実物大とし, FTT
合成スラブ4体 (No.1～4) FTT スラブ1体

(No.5) の計5本についてスパン5.0 m で3等分点2線荷重として
行なった。

実験結果一覧を表-6.7 に示す。破壊モードはNo.1～4 試験体で
は支点間中央部付近上部の曲げ圧縮破壊であり, No.5 試験体では支
承部のせん断破壊であった。また, No.1～4 試験体ではひび割れ,
破壊耐力とも合成断面とした計算値とはほぼ一致した。

(2) FTT 合成スラブの支承部せん断実験

支承部せん断実験は FTT スラブおよび FTT 合成スラブのせん断
設計手法 (支承部有効幅の算定, せん断耐力の算定) の妥当性を確
認するために行なった。試験体は FTT スラブの1 リブを取り出した
形状で, FTT スラブ3体, FTT 合成スラブ3体の計6本についてシ
ャースパン比1とした位置に2線荷重として行なった。

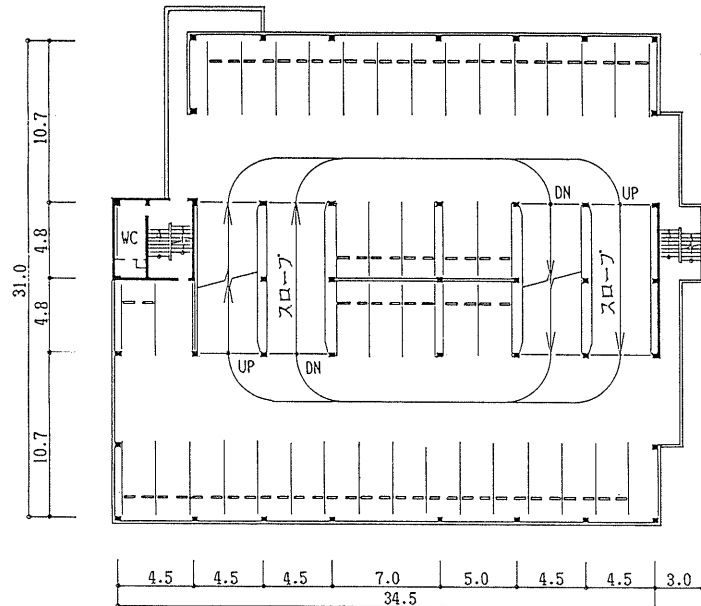


図-6.8 基準階平面図

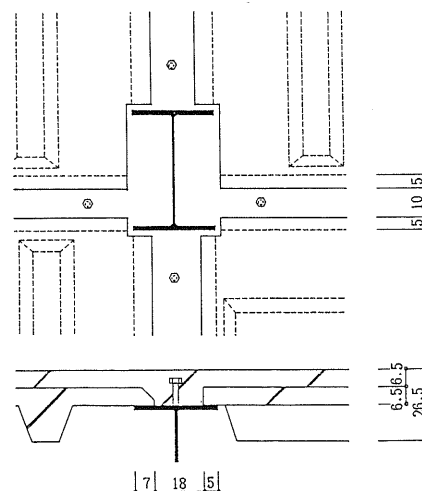


図-6.9 端部納まり図

実験結果一覧を表－6.8に示す。有限要素解析結果より求めた有効幅を用いた破壊耐力の計算値と実験値を比較してみると、FTTスラブ、FTT合成スラブともほぼ一致していた。

(3) FTT合成スラブの打継部せん断実験

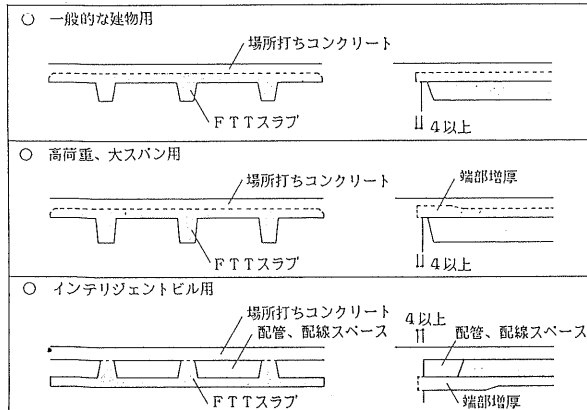
打継部のせん断実験はFTTスラブと場所打ちコンクリートとの水平打継部のせん断耐力を確認するために行なった。試験体は打継部の一部(20 cm×30 cm)を取り出し、一面せん断の単調方向加力とした。

実験結果一覧を表－6.9に示す。各試験体ともコッター部のせん断強度は場所打ちコンクリート部のせん断破壊であった。また、せん断強度の0.36～0.51倍(J_3/J)であった。

その他、FTT合成スラブの性能実験は水平せん断実験、長期載荷実験、振動実験等を行なっているが、それぞれ合成床としての性能は満たしている。

6) その他

FTT合成スラブ工法は図－6.10に示すように、住宅、事務所等の床はもちろん、駐車場や倉庫、人工土地(ペデストリアンデッキ)等の高荷重のかかる床および、OA機器の配管、配線スペースを必要とするインテリジェントビルの床にも対応できる。



図－6.10 FTT合成スラブの用途

表－6.7 曲げ破壊実験結果一覧

試験体 No	ひび割れ荷重 (t)	最大荷重 (t)	Mcr (t・m)			Mu (t・m)			Qu (t)			破壊時打 継部せん断 耐力 (kg/cm)
			実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	
Na1	9.5	25.4	7.93	7.43	1.07	21.20	19.49	1.09	12.7	17.37		9.42
Na2	9.5	25.9	7.93	7.72	1.03	21.62	19.71	1.10	12.95	17.37		9.41
Na3	10.0	24.8	8.35	8.02	1.04	20.70	19.49	1.06	12.4	17.85		10.49
Na4	10.0	23.4	8.35	8.10	1.03	19.53	19.33	1.01	11.7	17.59		9.58
Na5	7.0	11.0	5.84	5.47	1.07	—	—	—	5.50	5.97	0.92	—

表－6.8 支承部せん断実験結果一覧

試験体No		Qcr (t)			Qu (t)			破壊状況
		実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	
65-1	単体	1.6	1.65	0.97	1.6	1.65	0.97	フランジ部とステム部のはたがれ後、フランジ部のせん断破壊
	合成	5.0	3.40	1.47	5.5	5.27	1.04	同 上
65-2	単体	1.6	1.66	0.96	1.6	1.66	0.96	フランジ部のせん断破壊
	合成	5.35	3.40	1.57	5.6	5.27	1.06	同 上
65-3	単体	1.75	1.67	1.05	1.8	1.67	1.05	フランジ部のせん断破壊
	合成	5.1	3.43	1.48	5.1	5.31	0.96	同 上

表－6.9 打継面せん断実験結果一覧

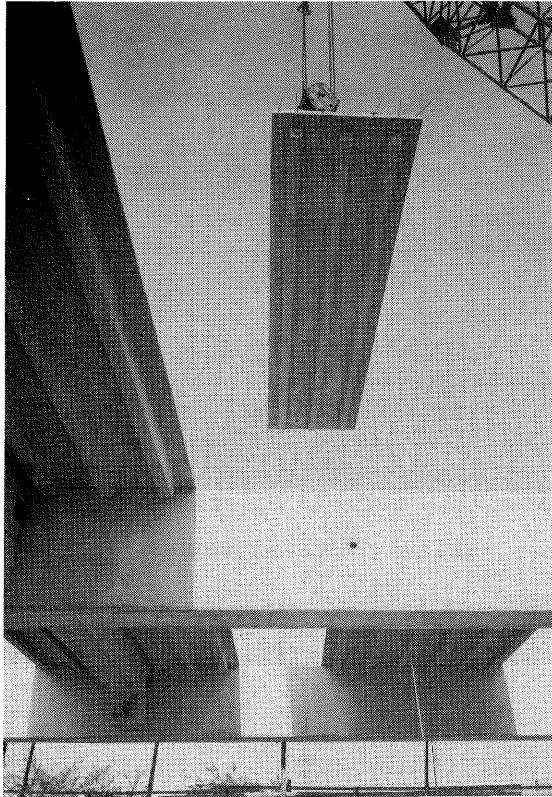
試験体 No	最大荷重 P (t)	せん断耐力 (kg/cm)		上打ちコンクリート (kg/cm)		J/Fc	J3/J	計算値 (kg/cm)	J1/計
		打継部 J1, J1'	コンクリート J2, J2'	平均部 J3, J3'	せん断耐力 J	圧縮強度 Fc			
1-1	16.4	27.33	—	—	17.8	41.3	0.20	23.78	1.15
1-2	10.04	16.73	41.83	—	—	—	—	16.40	1.02
2-1	21.0	35.0	—	—	2.7	51.7	0.19	31.44	1.11
2-2	20.0	33.33	83.33	—	—	—	—	21.68	1.54
3-1	19.7	32.83	—	—	21.1	59.2	0.20	27.84	1.18
3-2	10.2	17.0	68.0	—	—	—	—	14.65	1.16
4-1	21.15	35.25	—	—	27.3	53.3	0.19	25.36	1.39
4-2	8.7	14.5	61.7	—	—	—	—	12.65	1.15

※ 1-J1=P/A0

※ 2-J3=P/Ac

※ 3-J3=(P<付着部)-P<付着部)/Ap

※ 4-(上打ちコンクリートの粗骨材がV目地にこみ過ぎた為除く)



写真－6.1 FTTスラブの全景



写真－6.2 打継部粗面仕上げの状況
(端部1.0mまでV目地)



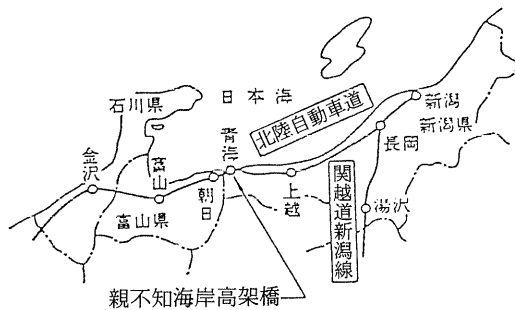
写真－6.3 FTTスラブの架設状況

北陸自動車道親不知海岸高架橋(PC橋)の設計と施工

日本道路公団技術部構造技術課長 毛 戸 秀 幸

1. はじめに

北陸自動車道 親不知海岸高架橋（以下「本橋」という）は「天下の険」親不知・子不知で知られる新潟県青海町に位置し、JR 北陸本線、国道 8 号を各々前後 2 ケ所で跨ぎ、初の海上インターである親不知 I.C（仮称）を併設する延長 3,373 m（80 径間）の我が国最長の PC 高架橋である（図-1、写真-1）。本橋は、架橋位置が極めて平地の少ない箇所であるため、全線にわたって海中部を含む海浜部の走行を余儀なくされており、また晩秋から早春にかけての厳しい気象・海象条件により施工期間や施工法に大きな制約を受けているが、昭和 63 年夏の供用開始に向けて、現在鋭意建設中である。本文では、大規模な海岸部高架橋のうち、特に上部工の設計及び施工の特色について紹介するものである。



a) 位置図

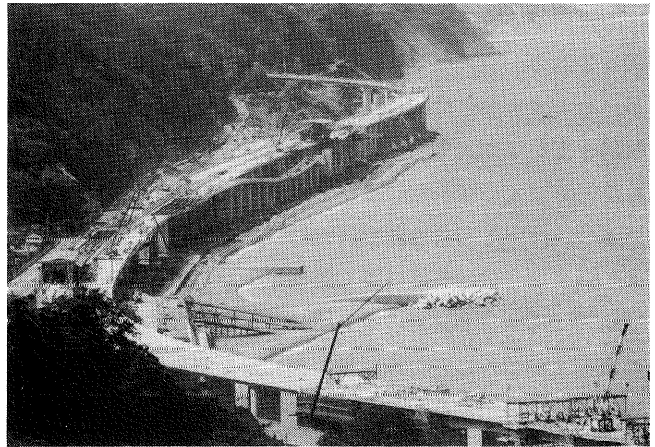
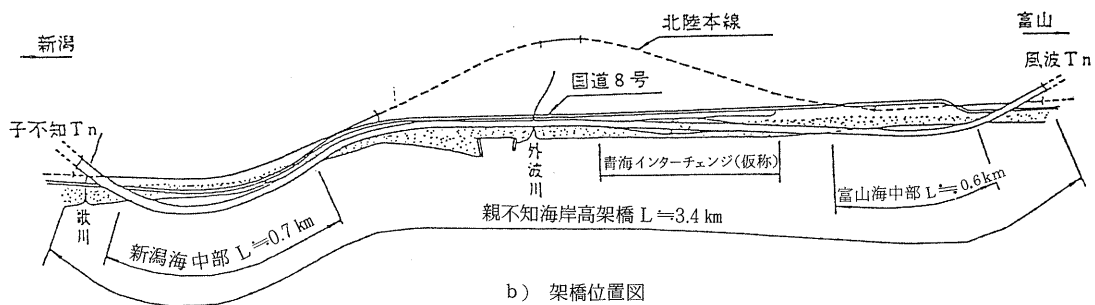


写真-1 親不知海岸高架橋



b) 架橋位置図

図-1 位置図

2. 全体概要

2.1 地形・地質概要

本橋は、北アルプス連峰が急崖をなして日本海に落込んだ狭隘な海浜部にある。海岸の地形は図-2 に示すように

約1:20の勾配を持った砂浜で、玉石混り砂礫層（3～5m）の下に岩盤が分布する。海中部での橋脚位置は、橋脚中心で汀線から約25m程度離れ、水深は約3mである。

親不知海岸は、干満差が約40cmと小さいのに対し、冬期の波浪は季節風の影響を受け非常に大きく、冬期間の施工は困難であり、原則として休止期間としている。

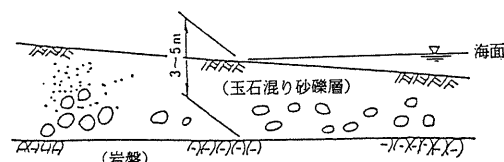


図-2 地形・地質

2.2 海岸部高架橋としての計画

2.2.1 塩害環境

海岸付近のコンクリート構造物の塩害は、沖縄地域とともに、北陸から北海道にかけての日本海側に集中して発生している。これは、冬期の季節風等による飛来塩分がコンクリート構造物に付着し、内部に浸透・蓄積して鋼材を腐食させることにより発生するものである。

塩害を発生させる直接要因となる北陸海岸部（柏崎～片山津）での飛来塩分量の調査例を図-3、4に示す。¹⁾ 図-3から、飛来塩分量は海岸から離れるほど減少するが、そのばらつきは砂浜、岩礁等の海岸状況や地形等に起因してかなり大きいことがわかる。また、海岸から離れた位置で大きな測定値を示す箇所は、海岸に岩礁等があるか、河川等を含む開析谷地形の所である。図-4では、飛来塩分量は冬期に多く夏期に少ないこと、また、冬期間（12月～3月）の飛来塩分量は年間の約67%を占めることが示されており、日本海側の冬期の塩害環境の厳しさがうかがえる。とくに海浜・海中部に建設される本橋では、橋脚設置等により飛沫発生が大幅に増えることが予想されるため、最も厳しい塩害環境を想定した海岸部高架橋としての計画・設計が要求されることになる。

2.2.2 塩害対策の方針

道路橋の設計・施工における塩害対策に関しては、日本道路協会の「道路橋の塩害対策指針（案）」（以下「塩害指針」と呼ぶ）が制定されている²⁾。この塩害指針では、図-5の手順で塩害対策を検討することとしており、鋼材のかぶり増加、コンクリートのひびわれ制御、コンクリートの品質向上、施工上の配慮等の方法により、鋼材防食を行うものである。

本橋の塩害対策は、基本的には塩害指針に基づいて実施した。すなわち、2.2.3で述べるけた構造（図-8）を前提とし、経済性（表-1）等の理由から、鋼材かぶりを増して塩分の到達時間を遅らせる方法を基本とした。さらに、構造特性等から設計・施工上、種々の対策を実施するとともに、コンクリート塗装等の対策をも試験的

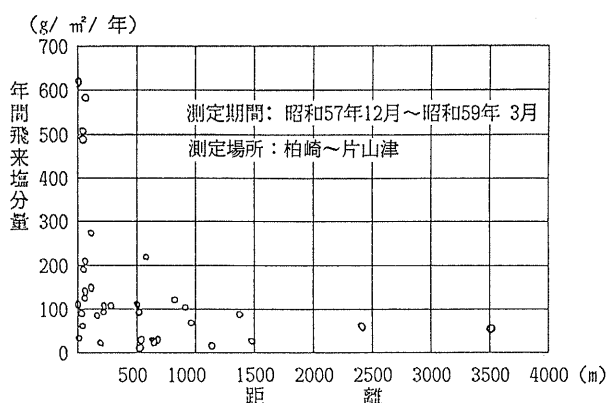


図-3 海岸からの距離と飛来塩分量

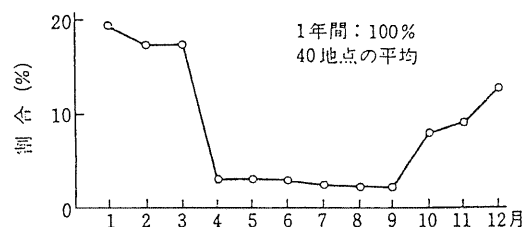


図-4 飛来塩分量の月別分布

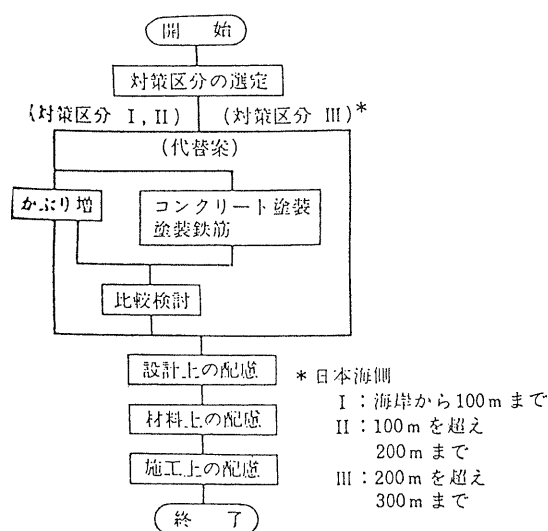


図-5 塩害対策の検討手順

表-1 塩害対策と工費増

対策方法	内 容	工費増	備 考
かぶり増	かぶり厚70mm	約3%	P C中空床版 (30mスパン)
コンクリート塗装	エポキシ系 (500 μ)	約4%	
	弾力性ポリブジェン系 (1000 μ)	約7%	
鉄筋防錆	エポキシ樹脂塗装鉄筋	約8%	

表-2 表面積 (単位延長当たり)

単位: m^2/m

	30mスパン	備 考
桁 橋	32 (合成桁)	(巾員10m)
中空床版 箱 桁	12	

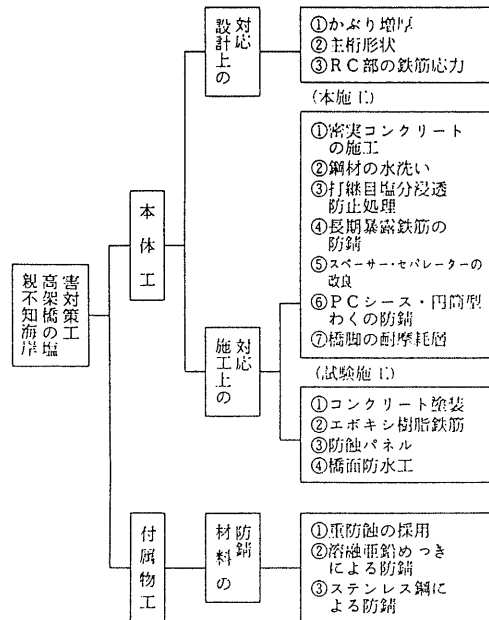


図-6 塩害対策工

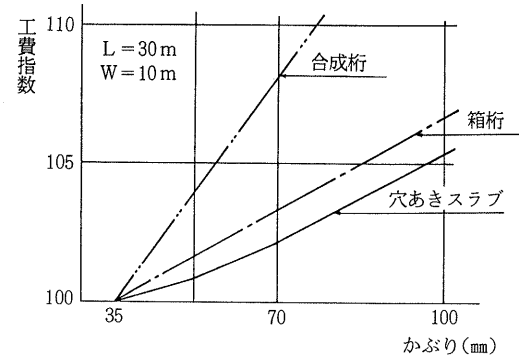


図-7 鋼材かぶりと工費指数

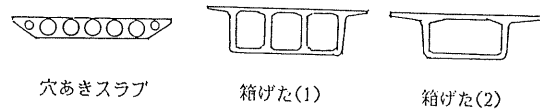


図-8 けた形状

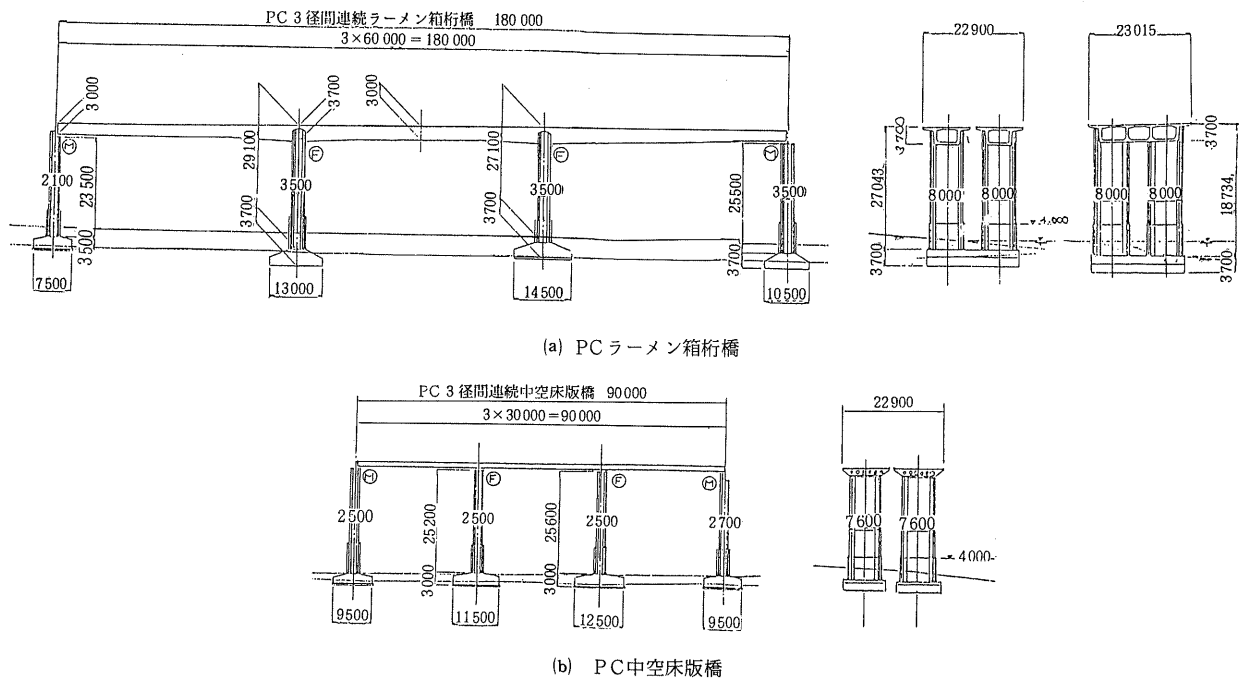


図-9 橋りょう一般図

に講ずることとした。本橋において採用されたこれらの対策をまとめて図-6に示す。

2.2.3 高架橋の計画

(1) 基本方針

上部工は、ひびわれが発生しないプレストレストコンクリート（PC）構造を主に採用し、けた断面は、中空床版、箱桁型式とした。これは、①コンクリートの打込み・締固めが容易である、②表面積が少なく将来の維持管理上有利となる（表-2）、③鋼材かぶり増に伴う工費増が小さい（図-7）等の理由によるものである。さらに、隅角部は2方向から塩分の浸透を受けて塩分蓄積が多くなり、損傷事例も多いことから、図-8に示すように隅角部には曲線等を設け、表面積を最小にする工夫を行った。また、橋脚は、コンクリートの締固め易さ等より充実断面を基本とした。

(2) 高架橋の計画

本橋の型式は、海中部及び国道・鉄道と交差する区間については約60mスパンのラーメン箱桁橋とし、海浜部においては30mスパンの中空床版橋を基本として計画した（図-9）。また、I.C前後区間を除いて暫定2車線で施工されるため、ラーメン箱桁部に上下線一体構造部分を設け車線移行区間としている。

なお、I.Cランプ橋は極めて狭隘な箇所を設置されるため、平面交差部及びS字線形が生じ、この部分については、RC中空床版橋としている。

また、本橋は、連続高架橋であるため、等支間・等桁高としているが、一部交差条件により不等径間・変断面も採用している。また箱桁と中空床版との掛違ひ部においては沓隠しを設け、不連続性の緩和に配慮している。

2.2.4 設計上の基本

(1) 鋼材かぶり

a. 鋼材かぶりに関する一検討

前に述べた飛来塩分量とコンクリート中への浸透塩分量（コア抜き分析調査）³⁾とを定量的に関連づけるため、Fickの拡散方程式により浸透塩分の蓄積現象を説明することを試み⁴⁾、浸透塩分量は同方程式を適用し、次式で表すこととした。

$$C(X, T) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{X}{2\sqrt{D_c \cdot T}} \right) \right] \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $C(X, T)$: コンクリート表面での境界塩分量が C_0 (%) の場合における表面から X (cm) の位置での T 時間 (sec) 経過後の浸透塩分量 (%)

D_c : 塩化物拡散係数 (cm^2/s)

erf : 誤差関数

境界塩分量 C_0 は飛来塩分により一律に決定されると仮定し、年間飛来塩分量 ϕ と浸透塩分量の調査場所の合致する7地点について両者を比較した結果、その関係は図-10 (a) のようになった。塩化物拡散係数 D_c は、浸透塩分の分布形状から式 (1) により逆算を行って算定した（同図(b)）。図中のばらつきはコンクリートの密実度等に関係すると考えられる。

以上の検討結果から、飛来塩分量により境界塩分量を推定し、さらに塩化物拡散係数を与えることにより、ある経過時点におけるコンクリート中の浸透塩分量の分布を予測できる。仮に、①構造物の経過年数50年、②鋼材腐食が生ずる浸透塩分量0.25% (かぶりの小さい位置での調査結果では、0.2~0.3%程度の位置で腐食が確認された)、③ $D_c = 1.6 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$ 、とすれば、かぶり7cmの場合、飛来塩分量 $340 \text{ g}/\text{m}^2/\text{年}$ を超える塩害

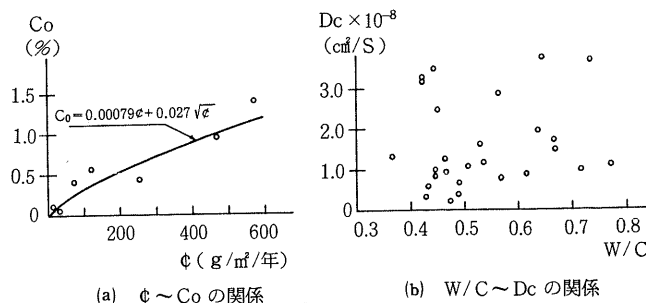


図-10 各特性値

表-3 最小かぶり

		(cm)	
部	材	最小かぶり	備 考
上部構造	けた外面	7.0	
	その他	5.0	
下部構造		10.0	

環境では鋼材が発錆することになる(図-11)。

式(1)は、各特性値決定におけるデータ数、仮定等で十分なものではないが、①コンクリートの密実度が塩分の浸透速度等に大きく影響する、②塩害環境の厳しい本橋では、塩害指針に定められた最小かぶり7cmの確保だけでは万全な対策と言えない、等を示すものである。

b. 鋼材かぶり

本橋の鋼材かぶりは、完成後、コンクリートへの塩分蓄積量の追跡調査を行い、鋼材に塩分が到達する前段階にコンクリート塗装等の対策を行うことを前提に、塩害指針を参考に表-3の値に決定した。

(2) 鉄筋コンクリート(RC)部材のひびわれ制御

RC部材では、ひびわれ制御の考え方に基づいて、死荷重時鉄筋応力度を1000 kgf/cm²程度以下にする設計を行った。

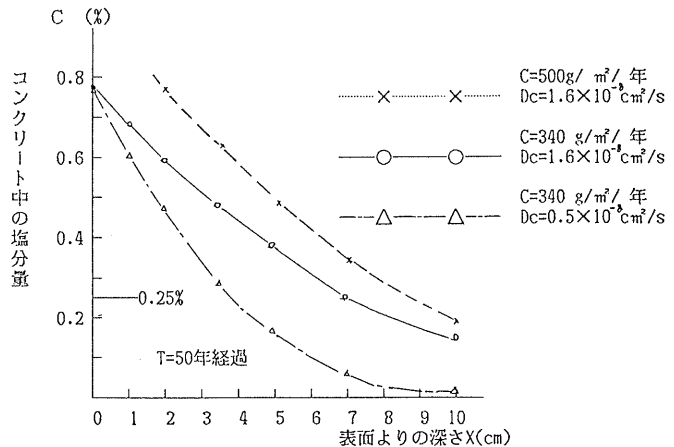


図-11 浸透塩分の予測

2.3 構造諸元

路線名 北陸自動車道

構造形式 PC 3径間連続ラーメン箱桁(5連)

PC 4径間連続ラーメン箱桁(4連)

PC 3径間連続箱桁 (5連)

PC 2径間連続中空床版 (2連)

PC 3径間連続中空床版 (21連)

PC 4径間連続中空床版 (12連)

PC 2径間連続中空床版 (3連)

設計速度 80 km/hr

橋 格 1等橋(TL-20, TT-43)

橋 長 3373 m(新潟側333 m, 富山側338 m間は暫定2車線施工)他ランプ橋762 m

幅 員 9.25 m×2(標準部)

10.00 m(暫定2車線施工部)

線 形 最小曲線半径R=470 m, 最急縦断勾配1.9145%

2.4 全体工程と架設工法

前述のように、当地区の気象・海象状況より冬期間(12月~2月)は工事休止期間としているが、その前後1箇月も波浪が高く、本格的作業には取組めない状況にある。従って、実質工事期間としては年間7箇月間しかとれない中での施工となっている(図-12)。

このため、架設工法の選択にあたっては急速施工が可能な工法であると同時に、海浜部の施工に関しては十分な安全性を有するものでなければならない。

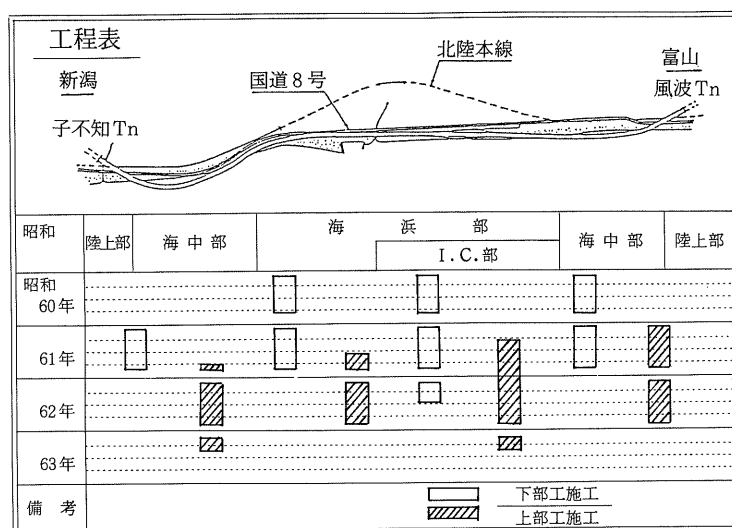


図-12 全体工程表

本高架橋で採用した架設工法は下記の通りである。

- (1) ディビダーク工法（以下 D & W 工法）
- (2) 大型移動支保工施工
- (3) 梁式支保工施工
- (4) 全ビティ支保工施工
- (5) 特殊ガーダー支保工施工

なお、中空床版については下部工の完成と同時に上部工事にとりかかるべく支保工施工区間についても 1 径間毎の分割施工とし、あわせて支保工材及び労務の効率的な転用を図っている。

2.5 塩害対策

本橋の海岸高架橋としての塩害対策の計画・設計上の基本については前項で述べたが、施工上並びに構造特性等から試験的に実施した主な塩害対策の概要は、次のとおりである。

- (1) 密実コンクリートの打設 …… $w/c < 50\%$
- (2) 長期暴露鉄筋の防錆 …… 越冬鉄筋のエポキシ樹脂塗装鉄筋等の採用
- (3) 打継目塩分浸透防止処理 …… ブロック打継目に含浸式塩分浸透防止剤の塗布
- (4) エポキシ樹脂塗装鉄筋試験施工 …… S 字曲線 RC 橋にはエポキシ樹脂塗装鉄筋を全面的に採用
- (5) 防食パネル試験施工 …… 平面交差部 RC 橋に塩分遮閉効果の高い防食パネルを採用
- (6) コンクリート塗装試験施工 …… PC 橋の一部に新設橋としてのコンクリート塗装を実施
- (7) 橋面防水工試験施工 …… 海中部橋及び RC 床版橋に対し実施
- (8) 橋梁附属物の防錆 …… 伸縮装置等の溶融亜鉛めっき化、鋼製支承の二重防食（亜鉛めっき＋シリコン塗装）等

また、下部工においては波浪にともなう砂礫の衝突による橋脚の摩耗を防止するべく鋼板にクロロプレンゴムを圧着した耐摩耗層を砕波帯の塩害対策を兼ねて埋設型枠として設置している。

3. PC箱桁橋（D & W工法）の設計・施工

3.1 設計

3.1.1 設計条件

構造形式 3,4 径間連続箱桁ラーメン橋

支 間 59.35 m + 60.00 m (+ 60.00 m) + 59.35 m

設計震度 設計時主方向 KH = 0.19 (修正震度法)

横方向 KH = 0.15

架設時 KH = 0.10

温度変化 ± 10℃ 温度差 5℃

クリープ係数 主方向 $\phi = 2.36$ (有効部材厚等による)

横方向 $\phi = 2.60$

乾燥収縮度 主方向 15×10^{-5}

横方向 20×10^{-5}

PC 鋼材レラクゼーション 3.0 %

コンクリート $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ (主桁)

設計基準強度 $\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$ (橋脚柱頭部)

鉄筋 (SD30B)

許容引張応力 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ (主桁)

$\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (床版)

PC 鋼材

主 鋼 棒 SBPR 80/120 $\phi 32 \text{ mm}$

横 締 鋼 棒 SBPR 80/120 $\phi 32 \text{ mm}$

せん断鋼棒 SBPR 95/120 $\phi 32 \text{ mm}$, $\phi 26 \text{ mm}$

架 設 鋼 棒 SBPR 95/120 $\phi 32 \text{ mm}$

3.1.2 断面およびブロック割り

(1) 断面形状

箱桁断面は、1 室箱桁断面とし、4 車線から 2 車線への移行区間は、一体構造が必要なことから 3 室箱桁断面としている。

各部材について、ウェブは、美観およびコンクリート打設仕上面の気泡等を少なくする等の目的で傾斜を付け、また、コーナーは、サークルハンチ・円による面取りを採用した。

上床版は、PC 構造とし、曲げ加工鋼棒 ($R = 15 \text{ m}$) 配置可能な 1 室箱桁では部材厚を 30 cm、施工上継手が生じ曲げ加工の困難な 3 室箱桁では、弾性曲げ半径 ($R = 24.0$) による配置とし、床版厚を 32 cm とした。

張出し床版、ウェブ、下床版厚は、所定のかぶり厚 (外側 70 mm, 内側 35 mm) を確保し、かつ、PC 鋼棒の配置および定着体、鉄筋配置の可能な部材厚とした。断面を図-13 に示す。

(2) ブロック割り

ブロック割りは、使用する中型ワーゲン能力より図-14 に示すブロック割りに決定した。

3.1.3 断面力

(1) 主方向断面力

主桁製作時各施工段階毎に構造系が変化し、その結果断面力が異なるとともに、コンクリートの材令差による 2 次不静定力が生じる。本橋では、これらの影響を施工工程にそって考慮して断面力の算出を行った。

橋体施工後の荷重については、全幅と支間の比 (全幅 / 支間) が 0.5 以下であるので平面骨組解析により算出し

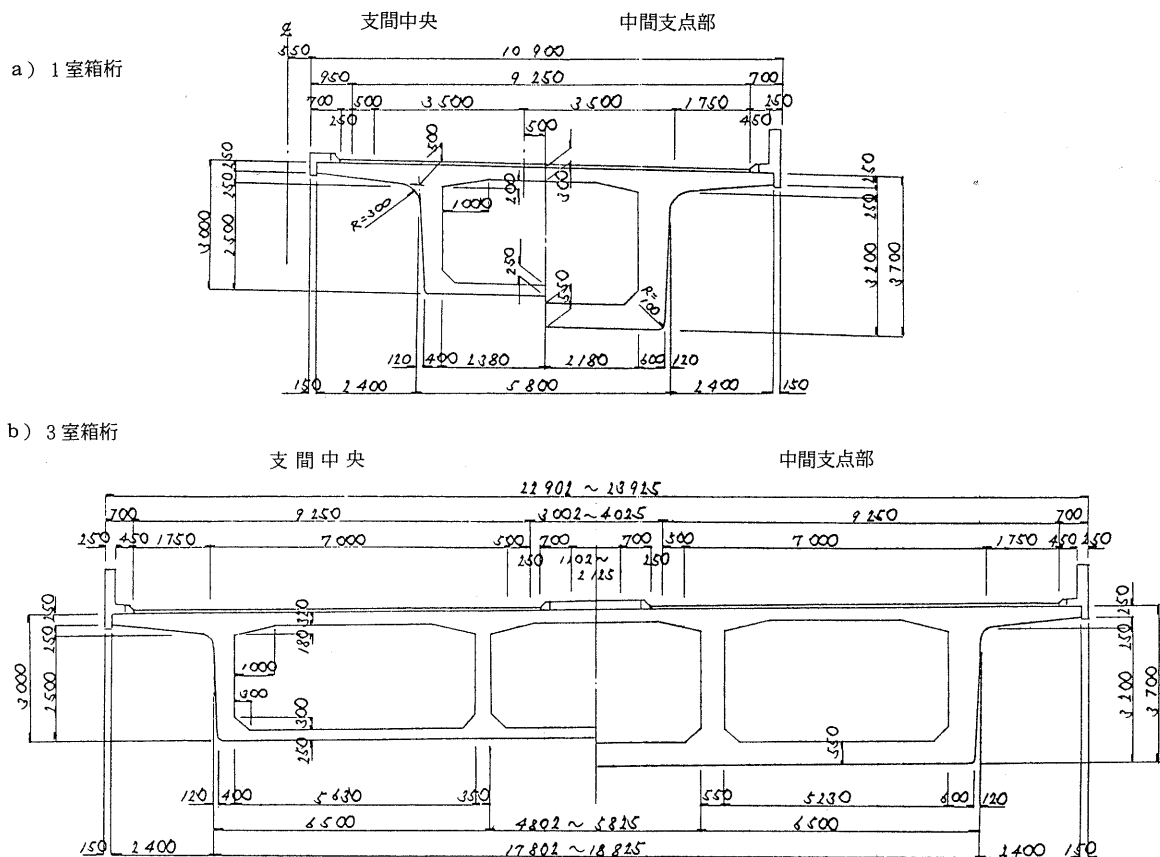


図-13 箱桁断面

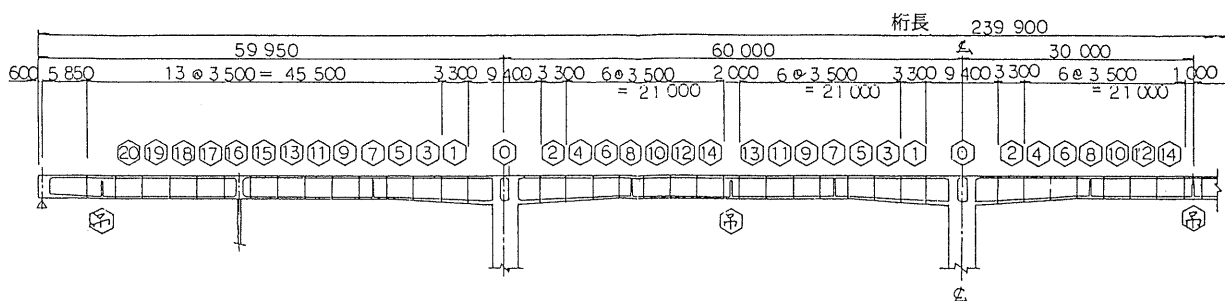


図-14 ブロック割り

た。しかし、平面線形による影響や活荷重の偏載荷によるねじりモーメント、支承反力は、これとは別にラーメン橋脚をバネ支承に置換して平面格子による解析を行った。断面力を図-15、解析モデルを表-4に示す。

中間支点部の死荷重モーメントは、図-16に示す値を設計モーメントとした。

(2) 横方向断面力

横方向は、上床版・ウェブ・下床版より構成され、各ウェブ位置が支承により支持される、ボックスラーメン構造として算出した。

3.1.4 PC 鋼棒配置

主方向 PC 鋼棒は、厳しい環境に対する配慮等より合成応力度に多少余裕をもつよう検討した。各断面における配置本数を図-17に示す。

主桁と橋脚の結合部は、ラーメン橋としての剛性保持と、ひび割れ制御の目的で鉛直 PC 鋼棒を配置した。

横方向は、フルプレストレスで設計した。

また、せん断鋼棒はコンクリートの締固め性等よりすべて鉛直配置とした。

3.1.5 施工時の検討

本橋は、海中部での架設のため側径間支保工施工が困難であることより、仮支柱を用いた2次張出し工法を採用した。仮支柱位置については、海中部の仮設構造物を極力さけ、かつ経済性を考慮して、側径間側に2ブロック先行した位置とした。

(1) 仮支柱の設計

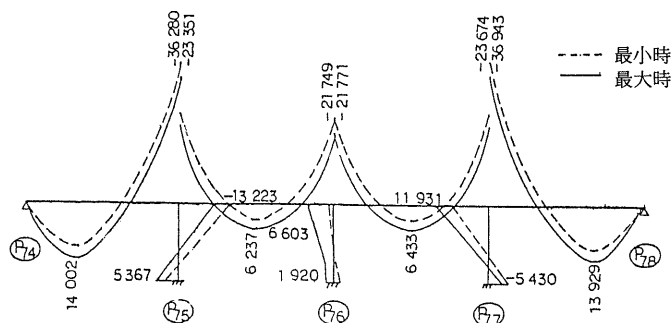
仮支柱の構造は、図-18に示す構造とし、常時、地震時、波圧作用時、およびそれらの組合せにより検討を行った。

地震時の検討において、水平力を仮支柱で分担すると不経済となるため、水平力はすべて橋脚で受け持つものとし、仮支柱は鉛直力のみを受け持つものとした。但し、仮支柱取付部のアンカーボルトの設計および本体については、橋脚天端の水平変位量と同量の変位を生じる断面力が作用するものとして検討した。

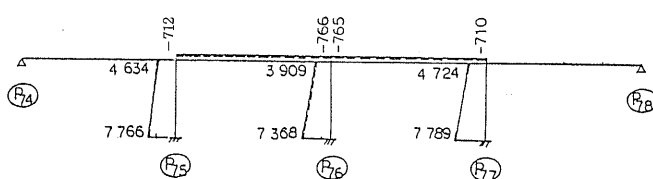
(2) 2次張出し施工

2次張出し施工に使用するPC鋼棒は、引

曲げモーメント (t・m)



軸力 (t)



せん断力 (t)

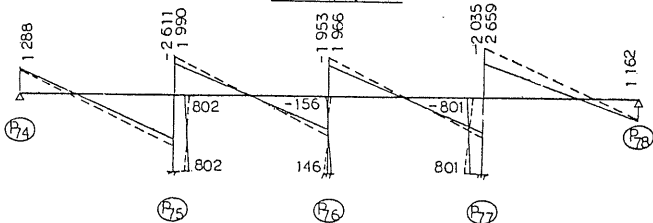


図-15 設計断面力

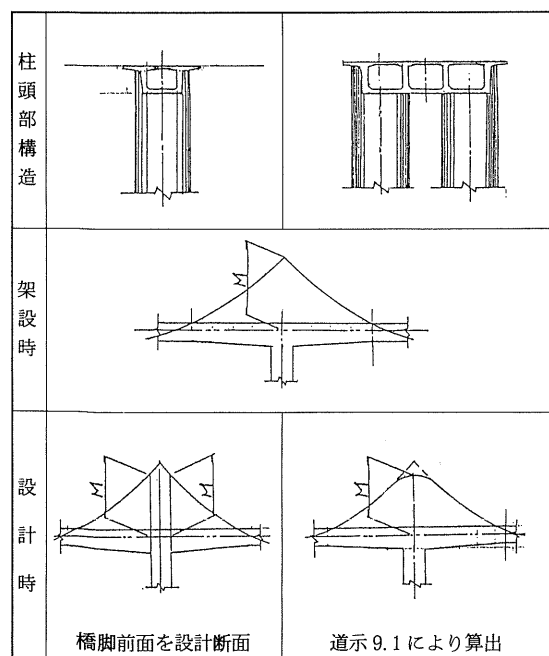


図-16 中間橋脚上の設計モーメント

表-4 3室箱桁橋の解析項目と解析モデル

解析項目	解析モデル
曲げおよびせん断	
ねじりおよび反力	
ウェブの荷重分担率	CASE1 棒構造 CASE2 1主桁平面格子 CASE 4主桁平面格子 ⊙: X, Y 方向…回転バネ Δ: 単純支持 # Z 方向…単純支持

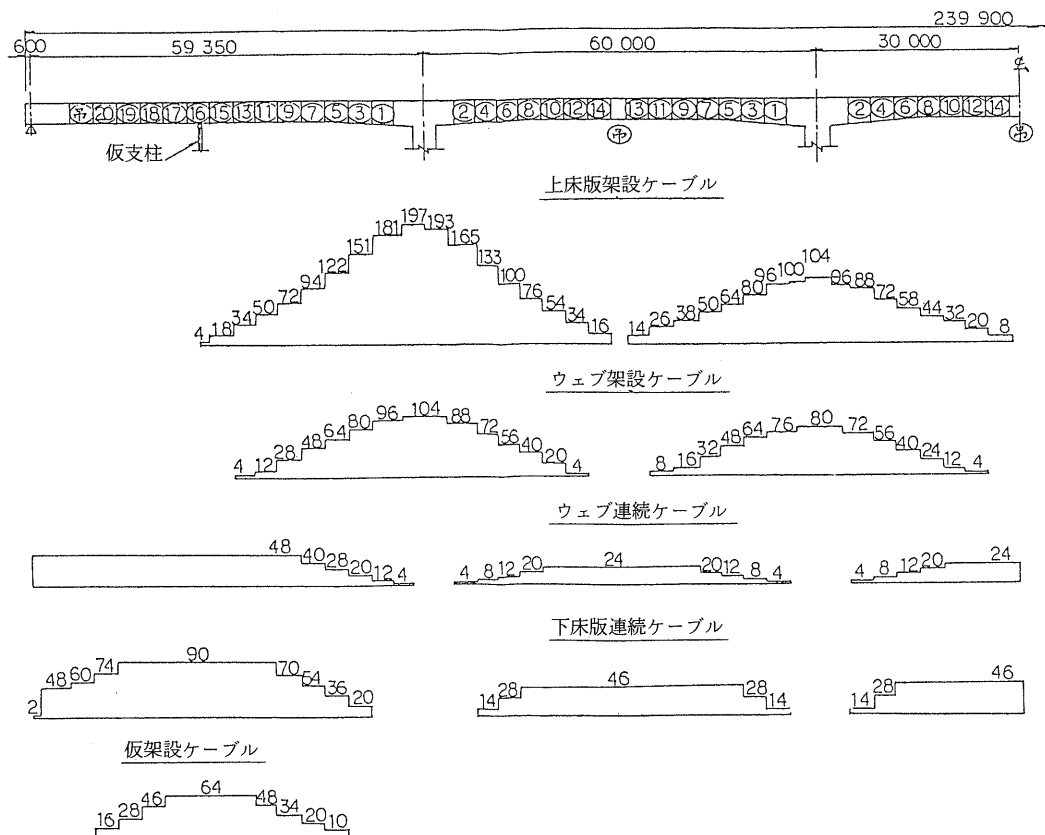


図-17 PC 鋼棒配置

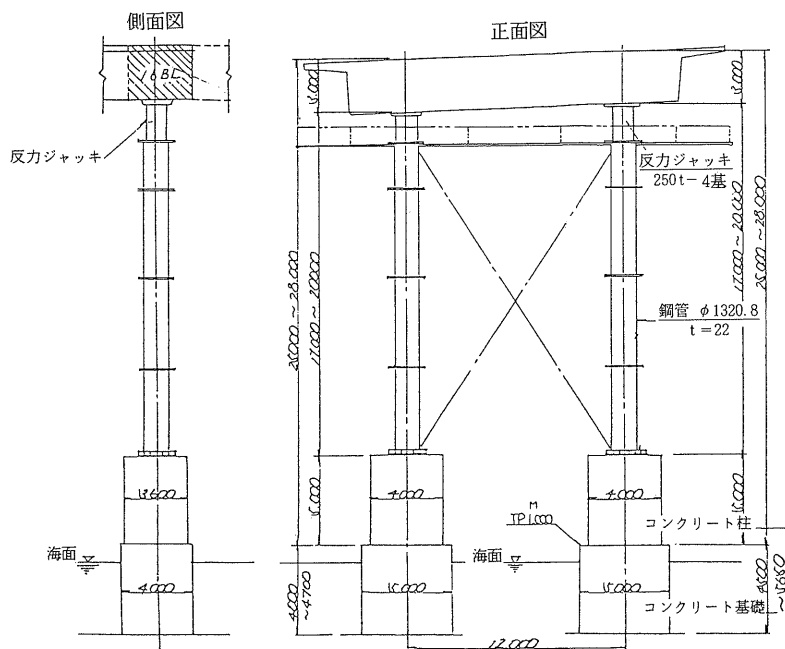


図-18 仮支柱

張力の大きな $\phi 32$ (SBPR 95/120) を使用し、側径間連結完了後に緊張解放できる配置とした。

1室箱桁では、一般的に行われている上床版内に配置するインサイドケーブル方式とし、3室箱桁では、横締 PC 鋼棒配置 (ctc 400) 状況よりこの方式が困難なことから、ボックス内上床版に定着突起を設け配置するアウトサイドケーブル方式とした。

3.2 PC箱桁橋（D&W工法）の施工

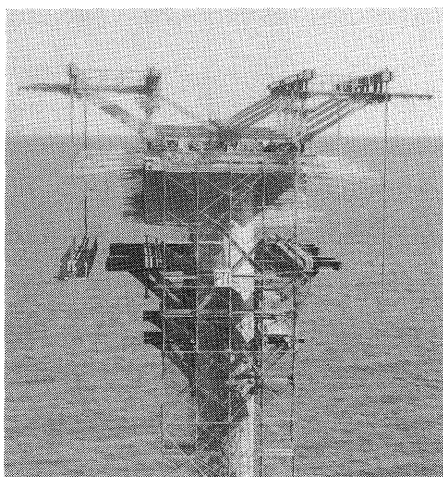
3.2.1 作業ヤードの造成

海中部より立ち上った橋脚は約22～27mであり、汀線部に港湾築堤マット及び消波ブロックにて仮締切堤を築造し、荷役等の作業帯とした。

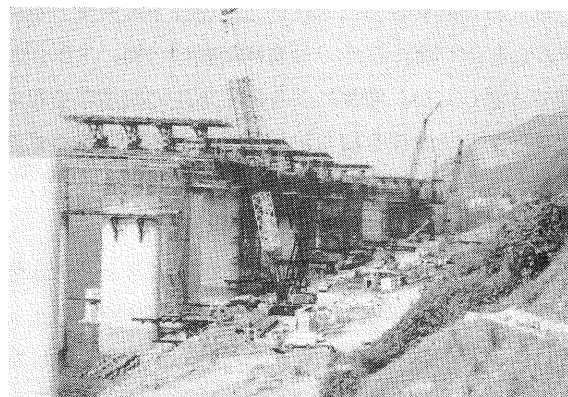
3.2.2 橋脚打足及び柱頭部施工

本橋はラーメン橋のため、下部工事において橋脚天端より5.0mの打残し部の施工後、柱頭部（9.4m）はブラケット支保工により施工した。

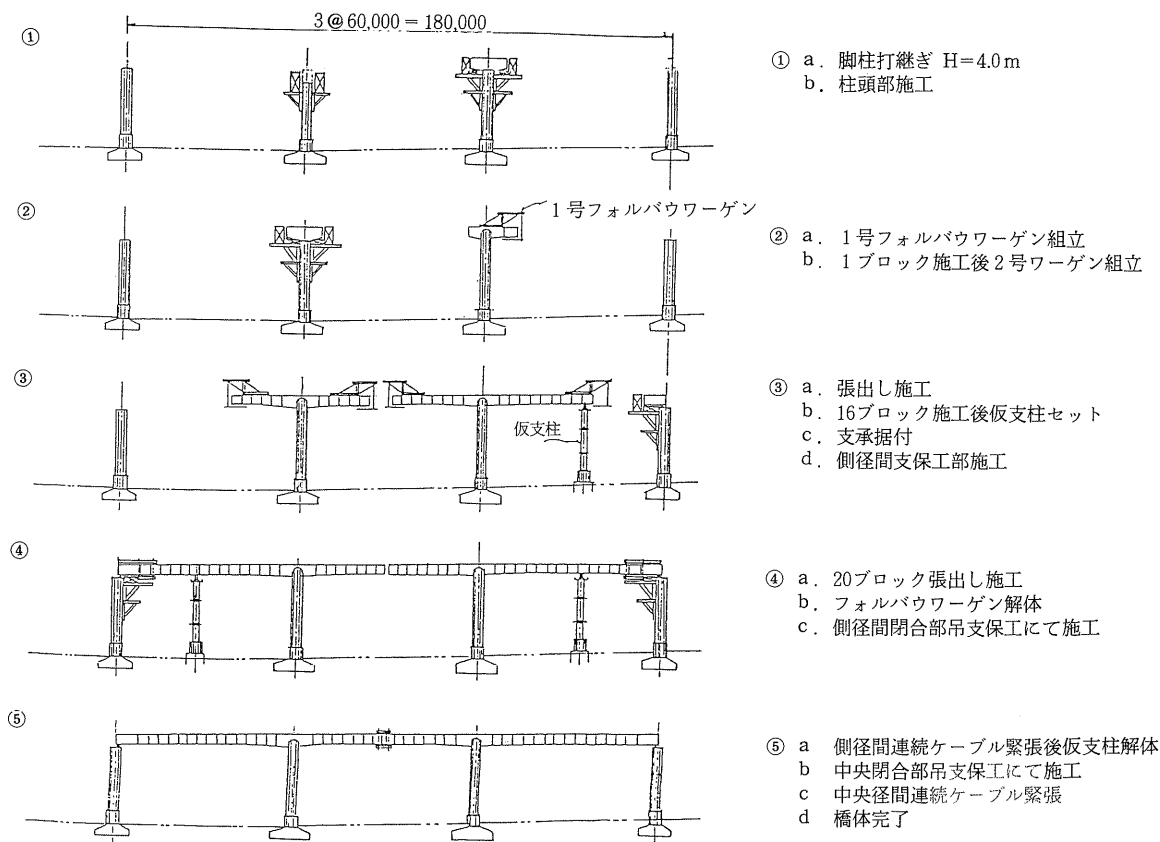
柱頭部施工完了後直ちにフォルパウワージェン（中型4主桁）を組立てた。フォルパウワージェンでは工期短縮のため後方結合型ワージェンを使用し、2基同時組立を行った（写真－2）。



写真－2 後方結合型ワージェン



写真－3 張出施工状況



図－19 張出し工法施工要領図（3径間の例）

3.2.3 張出し施工

張出し施工は、61年度に中型2主桁の20基相当、62年度は32基相当のフォルバワーゲンを使用している(写真-3)。施工手順を図-19に示す。

本橋は海中中部橋梁のため、仮支柱を用いて2次張出し施工を行う工法が主体となった。仮支柱は、中央径間側7ブロック、側径間側9ブロック、合計16ブロック施工後、第16ブロックの桁下にセットした。これにより側径間側2ブロック先行となることから、柱頭部に大きなアンバランスモーメントが発生し、その時の橋脚応力から橋脚の剛性低下等が予想された。このため、中央径間側にカウンターウェイトを載荷すると共に、閉合前にPC鋼棒を連結仮緊張することで対処した。具体的方法は次項で述べる。

3.2.4 仮支柱工

仮支柱は鋼管柱の二本柱とし、設計上最大反力を片側あたり自重を含め656tとして設計した。仮支柱基礎は当初、TP 1.0m高のコンクリート基礎で計画したが、波浪による鋼管支柱の損傷等を考慮して、TP 5～6mまでコンクリート柱を打ち足し、その上に支柱を建てこむようにした(写真-4)。

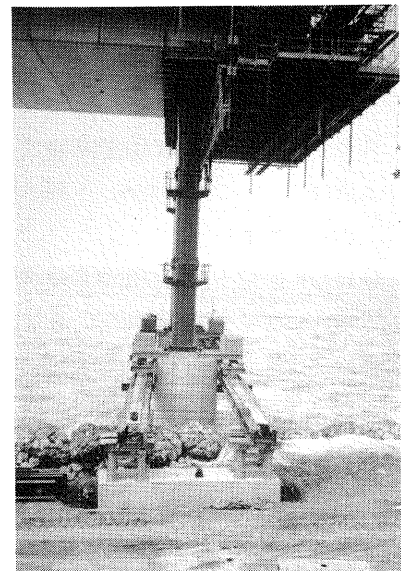


写真-4 仮支柱

3.2.5 鉄道及び国道上の施工

本橋は始点側と終点側2ヶ所で国道8号とJR北陸本線と交差する。柱頭部施工時の支保工組立解体時にJR北陸本線側は、線路閉鎖及び起電停止を行い、国道8号側は交通規制を行い作業した。またワーゲンの移動時は線路閉鎖を行い、ワーゲンは完全防護を行って第三者災害を防ぐべく細心の注意をはらった(写真-5)。

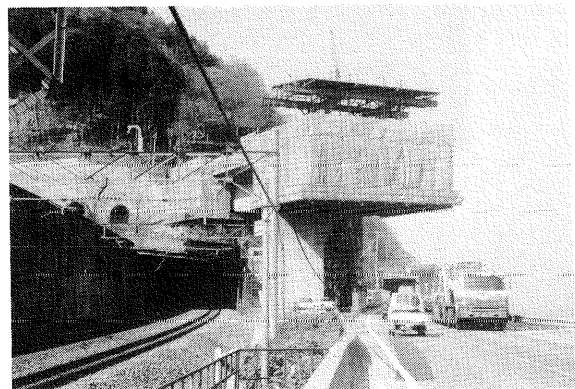


写真-5 国道鉄道上施工

3.3 設計・施工における2～3の検討

3.3.1 連続ラーメン橋における断面力

(1) 基礎剛性の与える影響

本橋の新潟側端部に位置する橋梁は、ラーメン橋脚部に大断面のケーソン基礎を有している。このような基礎を有するラーメン橋の設計においては、基礎部の支持条件の選択によって、上部構造にとって危険な設計となる可能性があり、予測される支持条件に余裕をもった設計が必要となろう。本橋においてもケーソン基礎部の支持条件を剛支持及び地盤のバネを考慮した弾性支持の2通りについて構造解析を行い、基礎剛性の与える影響等を検討した。

比較解析は、一体施工時(仮定)に於ける任意平面骨組構造として行った。解析モデルを図-20に、解析結果の曲げモーメント図を図-21に示す。

この結果より、設計荷重時に於けるクリティカル断面の応力度比較は表-5のようになる。最大応力度差は、 9kgf/cm^2 に達し、断面によって危険側と

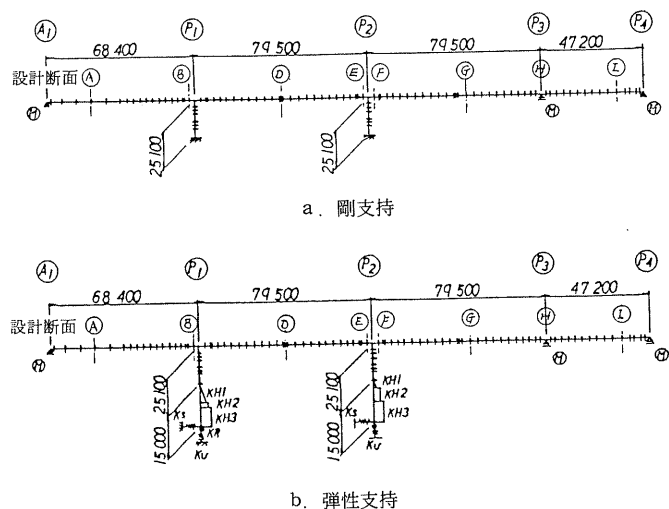


図-20 解析モデル

なる支持条件が異なる。従って設計にあたっては、適確な支持条件の設定が肝要である。

また変位に関しては支持条件の相異によって比率にして3倍、差にして31mmに達し、支承遊間等に対して十分な余裕を考慮しなければならない。

(2) 橋脚剛性の変化の影響

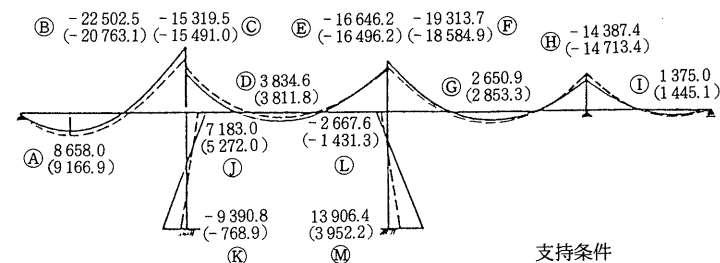
PC 連続ラーメン型式は、ひびわれの発生を許さない PC 橋体と、ひびわれを許す RC 橋脚からなる。RC 構造である橋脚は、地震等の荷重作用によりひびわれが発生し、剛性低下が生じると予測される。

本橋のラーメン橋の代表的な桁をモデル(図-22)に主要荷重作用における RC 橋脚の剛性低下率を求め、剛性低下後の断面力と変位の変化を検討した。

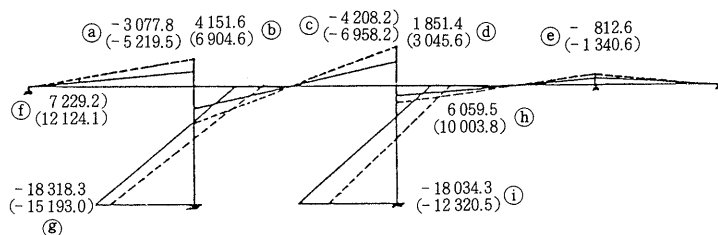
表-5 設計荷重時応力度比較表

(kgf/cm ²)			
断面	剛支持	バネ支持	応力差
① 下 縁	-5.5	-9.9	-4.0
② 上 縁	6.7	12.9	6.2
③ 下 縁	-0.7	0.7	1.4
④ ト 縁	-2.5	-5.6	-3.1
⑤ 上 縁	10.2	4.3	-5.9
⑥ 下 縁	-3.8	5.6	9.4

死荷重 (橋面・自重)



地震力



※ 橋面・自重内にはプレ分も含む

図-21 曲げモーメント図

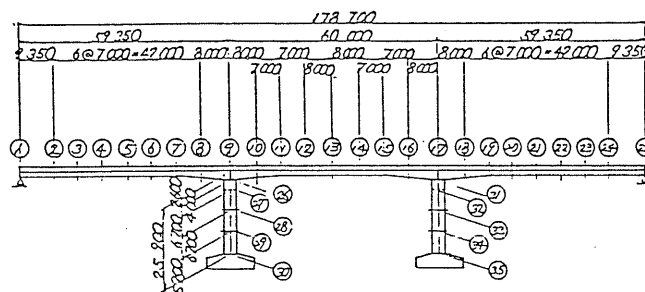


図-22 解析モデル

コンクリート標準示方書(昭和61年制定)設計編によるひび割れによる剛性低下を考慮した換算断面二次モーメント⁵⁾は、健全剛度を100%とした場合、1/2地震時で77%、地震時で50%と算定される。これらの橋脚剛性の変化が断面力と変位におよぼす影響は、表-6のようになった。

橋脚剛性低下により主桁の曲げモーメントは、静荷重に対して3%(側径間MAXモーメント曲げ応力度で約3kgf/cm²に相当)程度、地震荷重に対しては、約15%の変動がおこる。ただし、本橋の場合クリティカルとなるのは静荷重作用時の曲げモーメント増加であり、従って本橋と類似する構造の橋梁については、側径間正の曲げモーメントに対して3%程度の変化を想定する必要がある。また剛性低下による影響として地震時水平変位があげられる。この検討では、変位量は約12mm増加することになる。

3.3.2 等径間連続ラーメン橋の架設時の変形制御

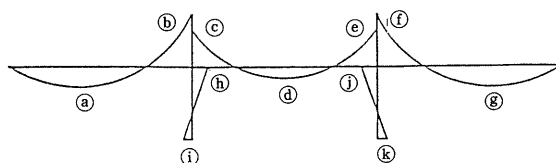
新潟側海中部に施工されたPC3径間連続ラーメン箱桁橋〔支間割(64.2+64.5+63.9)上下線一体の3室箱桁断面〕での架設時の変形を制御する目的で、各種カウンターウェイトによる施工及び変形管理の概要を述べる。

(1) カウンターウェイトによる施工

等径間の支間割と仮支柱の設置位置の制約から、1次張出し状態においては、P₀橋脚が2ブロック+仮支柱横桁、P₁橋脚が2ブロック分のアンバランスを強いられることとなった。橋脚の断面算定によると、表-7に示すように、いずれも架設時の許容値内にあるものの、橋脚がRC構造であり、引張クラック発生による橋脚剛性低下と、橋脚高

表-6 曲げモーメントと変位におよぼす橋脚剛性の変化の影響

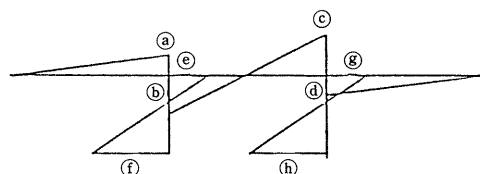
a 曲げモーメント比率 橋面自重



曲げモーメント比率表

橋脚剛性	側径間	左柱頭部		中央径間	右柱頭部		側径間	左 橋 脚		右 橋 脚	
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)	(j)	(k)
100 %	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
77 %	1,011	0.987	1,011	0.961	1,011	0.987	1,010	0.928	0.936	0.928	0.936
50 %	1,028	0.967	1,029	0.898	1,029	0.967	1,028	0.812	0.826	0.812	0.826

b 曲げモーメント比率 地震力



曲げモーメント比率表

	左柱頭部		右柱頭部		左 橋 脚		右 橋 脚	
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)
100 %	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
77 %	1,071	1,071	1,071	1,071	1,071	0.936	1,071	0.963
50 %	1,152	1,152	1,152	1,152	1,152	0.921	1,152	0.971

地震時変位

(mm)

	主桁鉛直変位			橋脚水平変位	
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
100 %	7.4	0.0	-7.4	18.7	18.7
77 %	7.9	0.0	-0	22.8	22.8
5 %	8.5	0.0	-8.5	30.4	30.4

さが22mと高いことから、橋脚が予想以上に水平変位をおこし、ひびわれ幅が許容値を越え、さらには、たわみ管理に支障を来すことが懸念された。

これに対し、アンバランスモーメントの低減を計るために次のような各種カウンターウェイトを計画した。(図-23)。

- ① まず、 P_8 側のアンバランスは P_9 側に比較して仮支柱横桁分が大きいので、一時的にコンクリートブロックを載せる。〔鉛直カウンター (49t)〕
- ② 次に、残り2ブロック分のアンバランスに対しては常時これを軽減させるために、 P_8 側、 P_9 側共に中央径間部に厚さ80cmの

表-7 脚応力度

(kgf/cm²)

カウンターの 有 無	1次張出状態		P ₈	
			σ _C	σ _S
無		打継部	75	1854
		下 端	66	992
		許容値	100	2250
有		打継部	49	886
		下 端	17	全圧縮
		許容値	100	2250
	全断面有効 コンクリート応力度		- 29.1	

4. PC 空中床版（分割施工）の設計・施工

4.1 設計

4.1.1 設計条件

構造形式 3,4 径間連続中空床版橋

支 間 29.55 m + 30.00 m (+ 30.00 m) + 29.55 m

設計震度 設計時 KH=0.15

架設時 KH=0.10

温度変化 $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 温度差 5°C

クリープ係数 $\phi = 2.36$ (有効部材厚等による)

乾燥収縮度 $\epsilon_s = 15 \times 10$

PC 鋼材のレラクゼーション $r = 5\%$

使用材料及び許容応力度

コンクリート 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

PC 鋼材

上り線 フレシネー工法 12 T 12.4

下り線の一部 SEEE 工法 F 160

鉄筋 (SD 30 B)

許容引張応力度 主桁 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$

横桁 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$

4.1.2 断面の決定および施工打継目

中空床版橋は、逆台形断面であり、この形状による桁自重の増加は $\phi 750$ 円筒型枠を配置することにより対処した (図-31)。

なお、分割施工における打継目張出しは支点より $0.2 L (= 6.0 \text{ m})$ のインフレクションポイントとした。

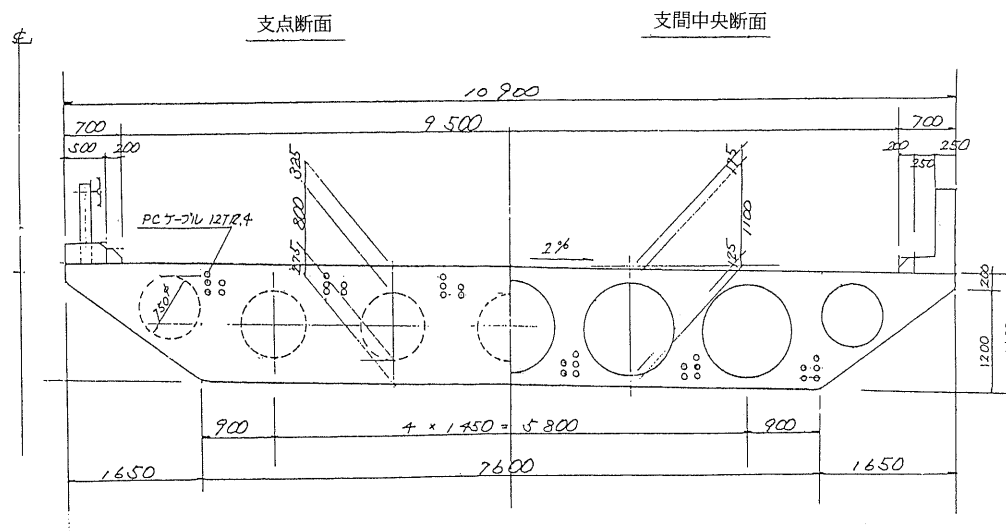


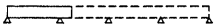
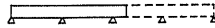
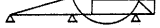
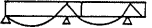
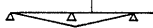
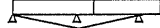
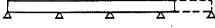
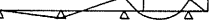
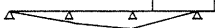
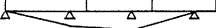
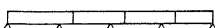
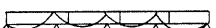
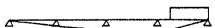
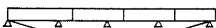
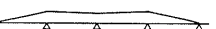
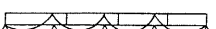
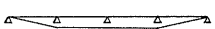
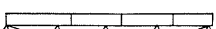
図-31 中空床版 断面図

4.1.2 断面力の算出

本橋架橋においては分割施工を採用したため、連続桁を1径間毎に施工するため構造系が変化する。このためクリープによる変形が拘束されクリープが進行するとともに新たに不静定力が生じる(表-8)。クリープによる不静定力は厳密には各施工ブロックごとのクリープ係数を用いて施工段階を追う方法により求めるが、全体系の平均材令より求めた平均クリープ係数により算出しても大差ないことを確認し、この方法によった。後死荷重及び活荷重については最終構造系にて断面力を算出し、解析モデルとして死荷重に対しては1本の梁として解析し、活荷重についてはオルゼンの方法による分配を行った。

設計荷重時曲げモーメントを図-32に示す。

表-8 施工段階毎に生じる断面力

	荷 重 状 態	主 桁 自 重		プレストレスによる2次モーメント	
		主桁自重によるモーメント	モーメントの集計	プレストレスによる2次モーメント	モーメントの集計
1	第1径間支保工撤去直後 	第1径間桁自重による曲げモーメント 		発生しない 	
2	第2径間支保工撤去直後 	第2径間桁自重による曲げモーメント 		第2径間プレストレスによる2次モーメント 	
3	第3径間支保工撤去直後 	第3径間桁自重による曲げモーメント 		第3径間プレストレスによる2次モーメント 	
4	第4径間支保工撤去直後 	第4径間桁自重による曲げモーメント 		第4径間プレストレスによる2次モーメント 	
5	クリープ進行終了時 	第4径間施工後 $t = \infty$ に生じるクリープによる2次モーメント 		第4径間施工後 $t = \infty$ に生じるクリープによる2次モーメント 	

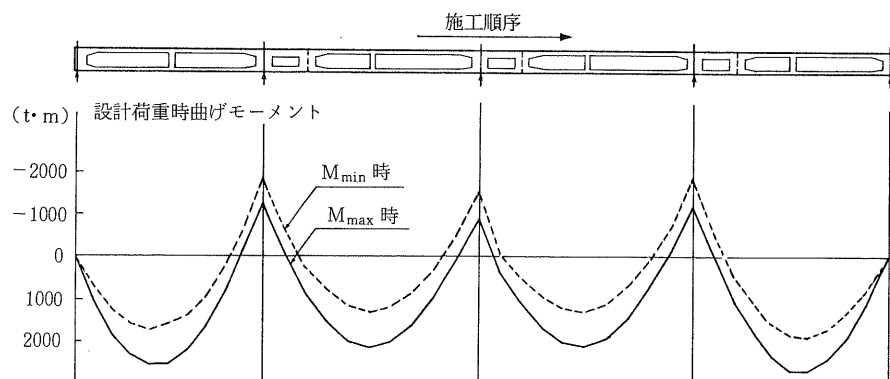


図-32 設計荷重時曲げモーメント

4.1.4 施工時の検討

(1) 大型移動支保工施工時の桁応力について

大型移動支保工で施工を行う場合、桁に不利な応力が生じないような移動方法を検討する必要がある。本橋では施工時の引張応力度を -10kgf/cm^2 程度におさえ引張鉄筋量も設計配置にて満足するようにした。また支点横桁上に架台を載荷する際、支承設計反力を超えるケースが発生するため、図-33のようにコンクリートブロック及びH鋼等で仮沓を設置して対処した。

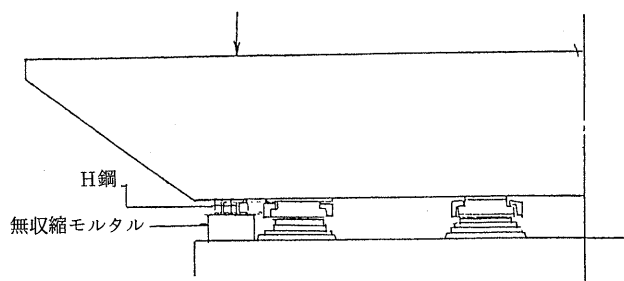


図-33 大型移動支保工施工時の支点補強

(2) 施工目地の検討

本橋のようにPC鋼材のカップリングを行う施工目地（以下カップリング目地）付近にクラックが発生し問題となっている。この原因としては、主として新旧コンクリートの温度差応力によるもののほか、「カップリング目地部に導入されるプレストレスは、PC鋼材の定着部付近が高い圧縮応力となり、縁端部では低くなり実際の桁では荷重の作用により引張力が働きひび割れが発生する（図-34）」の要因も含まれる。本橋ではカップリング部の応力集中を減少させるために、支柱板に厚さ3mmの合成ゴムを張ってプレストレスを周辺に伝達させている⁶⁾。

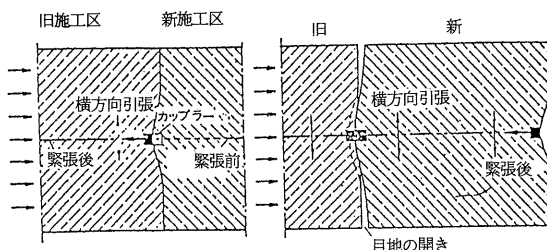


図-34 カップリング目地

(3) 仮可動沓の固定時期

本橋では完成時、地震時水平力の分散を図る多点固定構造として設計しているが、施工中は主ケーブル緊張による弾性変形及び乾燥収縮等による拘束力を生じさせないよう仮可動固定沓を採用した（図-35）。固定時期については残存クリープ、乾燥収縮、温度変化等によって生じる拘束力が桁及び橋脚に与える影響を検討した結果、最終構造系完成後30日経過したのち固定を行うこととした。

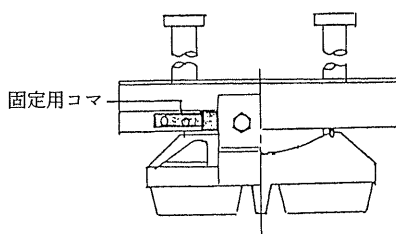


図-35 仮可動支承

4.2 中空床版（分割施工）の施工

4.2.1 大型移動支保工施工

海浜部の本線等幅員区間については、大型移動支保工を採用した。本高架橋では下部工形式等によりハンガータイプを用いている（図-36、写真-6）。

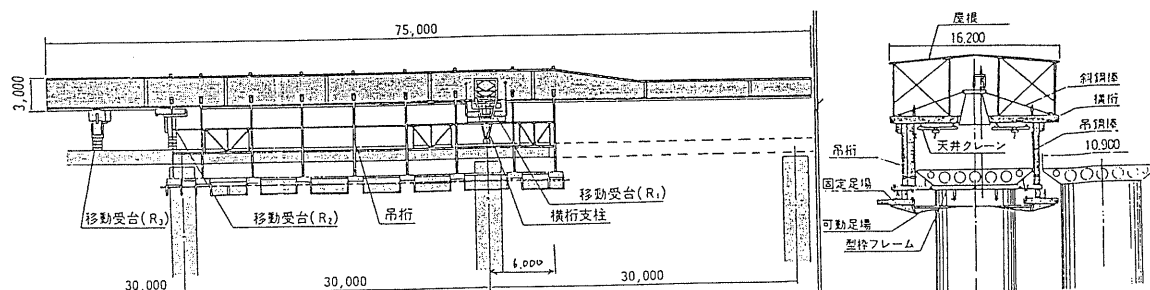


図-36 大型移動支保工

(1) 大型移動支保工概要

大型移動支保工は、メインガーダー及びこれから支持された型枠及び足場装置等から構成されており、橋脚上に設置した移動式架台によりすべての作業荷重を支持するものである。橋体完了後、移動架台にて完成橋体上を次径間へと移動できる構造になっている。

付帯設備として、全天候型の屋根及び養生設置、天井クレーン及び型枠上下用装置を有し、各作業がサイクル化、パターン化されるため、良好な工程管理、品質管理を行う事ができ、他の工法と比較して施工速度が早いという特長を持っている。

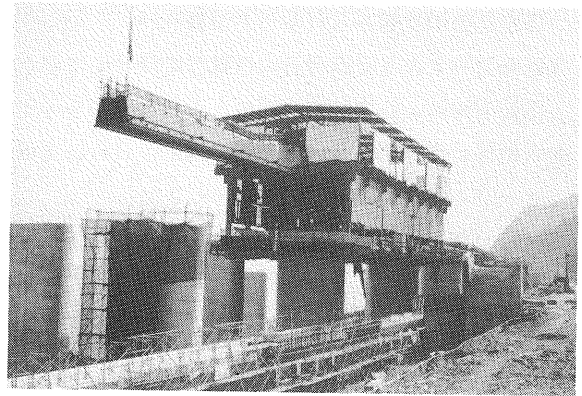


写真-6 大型移動支保工

大型移動支保工施工の標準工程を図-37 に示す。

(2) 大型移動支保工施工手順

緊張完了後、移動架台を所定の位置に移動据付し油圧装置等により型枠および作業足場を開閉して橋脚を通過させ、移動を完了させる。移動完了後、型枠上下用装置により型枠を吊上げ、吊鋼棒の調整により型枠セットを行う。型枠のセットと平行して後方にて PC ケーブルの切断、シースの接続等の段取作業を行う。型枠セット完了後、鉄筋、PC 材及び円筒型枠を門型クレーン、天井クレーンにて、移動支保工内に搬入し順次組立て作業を行う。

工種	日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
緊張工		■											
支保工移動据付工		■	■	■									
型枠工		■		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
鉄筋工					■	■	■	■	■	■	■	■	■
PCケーブル配置工					■	■	■	■	■	■	■	■	■
円筒型枠工						■	■	■	■	■	■	■	■
コンクリート打設工										■	■	■	■
養生工											■	■	■

図-37 大型移動支保工標準工程

(3) 六脚柱による施工

今回、架台の受台として、一部の工区に通常採用される沓上ブロック方式でなく、鋼管パイプによる六脚柱により直接、橋脚より支持をとる方法を採用した(図-38、写真-7)。この理由として、以下の項目があげられる。

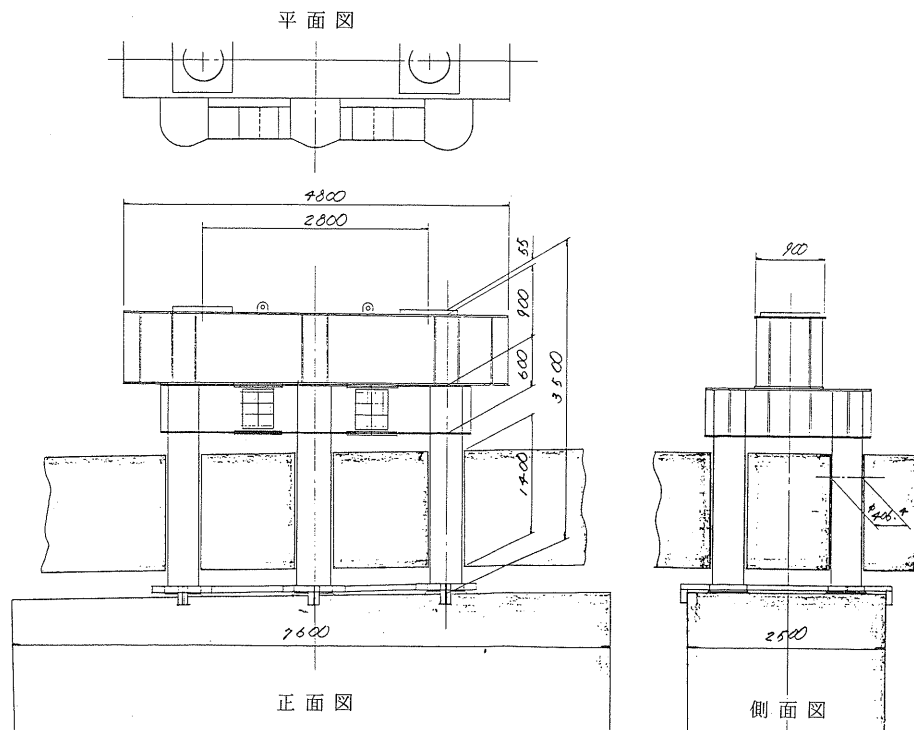


図-38 六脚柱構造

- ①下部工工程に余裕がなく、先行作業である柱頭部施工工程をその中に組み入れることが難しい。
- ②断面力の大きな支点付近に打継目を設けずすみ、脚用円筒型枠による主版の応力にも大きな影響を与えない。
- ③大型移動支保工あるいは主版の構造上（特に支承配置、ケーブル配置）最適寸法であること。

六脚柱の施工においては、据付に最も注意を払った。六脚柱の支点には硬性ゴム支承を用い、弾性支点として変形による不均等荷重に対応した。また、水平力には硬性ゴム支承の摩擦により抵抗させた。

また、六脚柱の箱抜き跡埋めは、膨張コンクリートを用いて施工した。

また、沓上ブロック方式を採用した工区では、沓上ブロックの形状を桁断面形状とし、単純明解な構造とした（写真－8）。

4.2.2 ステージング施工

(1) 梁式支保工施工

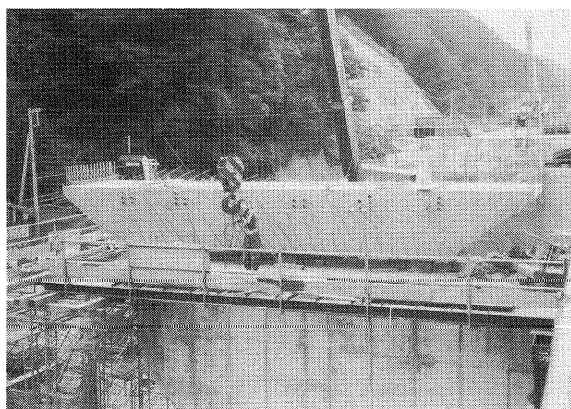
大型移動支保工の使用が不可能な IC 部の拡幅区間においては、基本的に梁式支保工を採用している。この場合、波浪による支保工の安全確保のため T.P 4m 程度まで H 鋼とし、その上に支柱・梁材を構築する方法とした（図－39）。H 鋼杭の打ち込みは、パイプロハンマー単独による打ち込みは転石層のため困難であり、ロックオーガーによる先行削孔後に行った。

(2) 全ビティ支保工施工

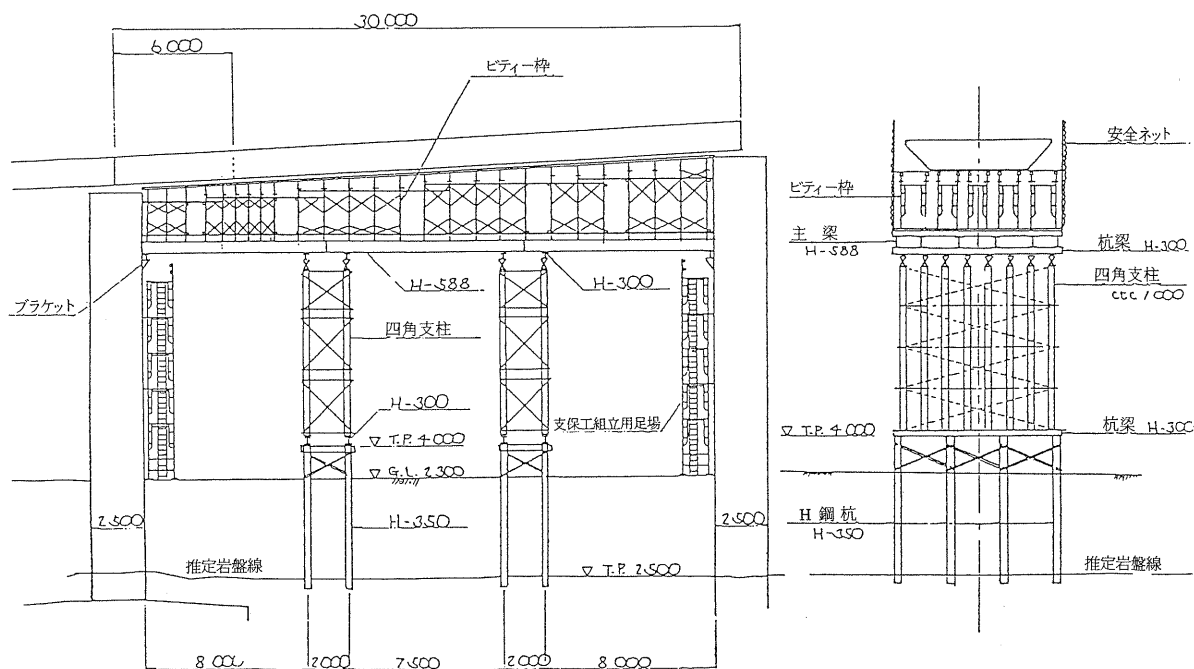
海浜部においても、波浪の影響の少ない箇所については通常の全ビティ支保工施工を行っている。



写真－7 六脚柱



写真－8 沓上ブロック



図－39 梁式支保工施工図

この場合においても波浪に対する安全を確保するため鋼矢板またはコンクリートによる防波堤を設けたうえでの施工とされている。

(3) 特殊ガーダー支保工施工

大型移動支保工の施工不能な IC 前後の拡幅区間で、かつ IC 部の擁壁及び盛土工事と上部工工事が幅奏する区間においては、杭、支柱を用いない特殊ガーダー支保工による施工を行っている(写真-9)。この工法をとることにより、上下作業が可能となり全体工程の短縮を図ることができる。

特殊ガーダー支保工は、上下線にまたがって設置したH鋼

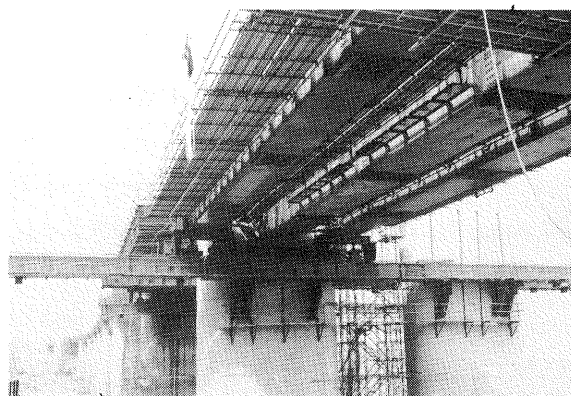


写真-9 特殊ガーダー支保工

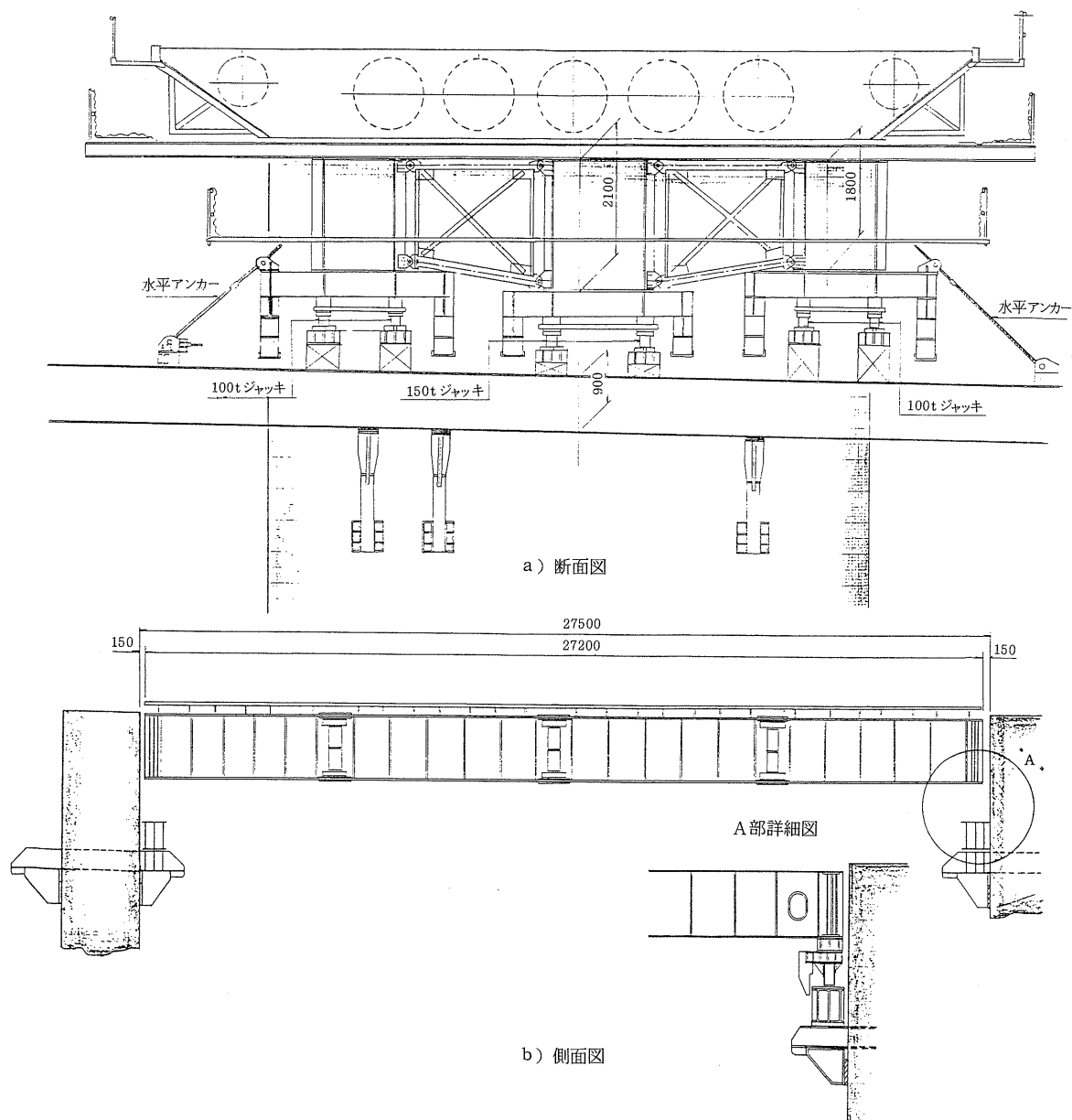


図-40 特殊ガーダー支保工

枕梁上に3本のエレクトションガーダーを架設し、これを支保工梁とするもので、下り線施工後、一括横取りして上り線の施工を順次行う工法である。

特殊ガーダー支保工の構造を図-40に示す。

a) 据付け

ガーダー据付けは、ガーダーにセットされた油圧ジャッキ（100 t, 150 t）にて行った。水平力に対処するためガーダーを横つなぎ材で固定し、橋軸方向は固定ネジジャッキ及びクサビで固定した。

b) 型わく

底型枠は、ガーダー上にわたされたH 250 山留材上にメタルフォームを敷き並べたものとし、スライド可能な側型枠パネルをその上に設置する構造とした。

横取り時は、側型枠のみ取りはずして移動した。

c) 横取り

横取りにはテフロン板を用い、油圧ジャッキにて枕梁上を横引きした。テフロン板を用いた理由は、横移動に対し最も安定した状態を確保するためである。

なお、ガーダーは全部で3径間分用意して、工程の短縮を計った。工程表を図-41に示す。

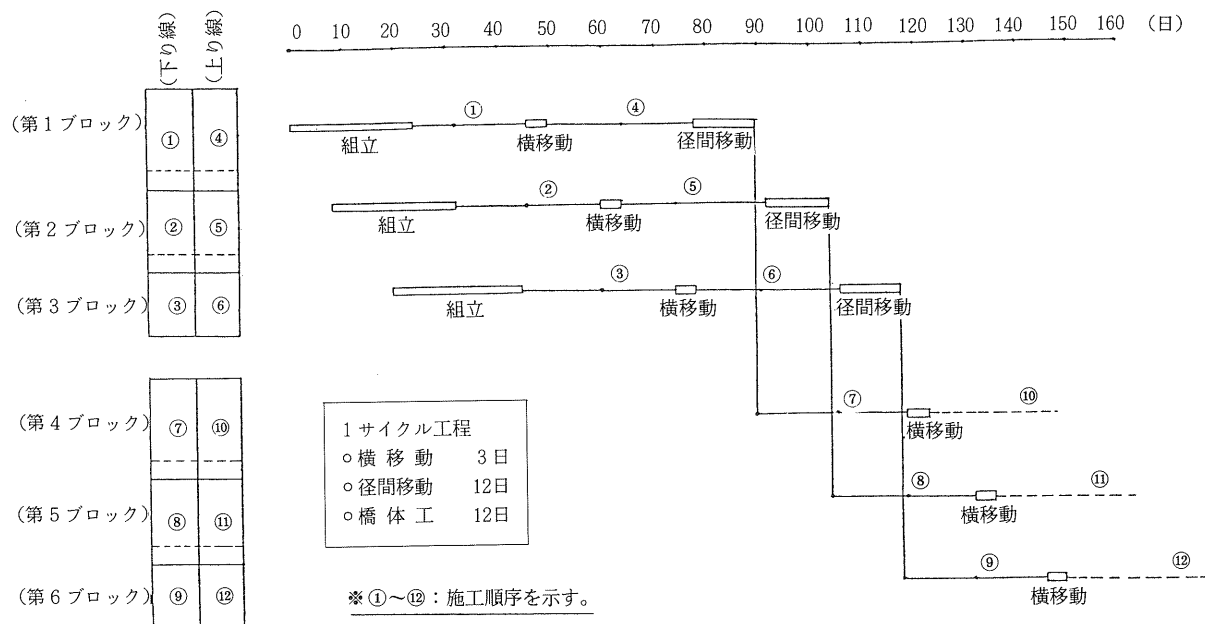


図-41 特殊ガーダー支保工 工程表

4.2.3. PC鋼材緊張管理

従来の緊張管理手法においては、不動点での導入力を基に端部緊張力を求めているが、本橋のように設計的に最も余裕の少ない断面（クリティカル断面）と不動点が一致していない場合においては、クリティカル断面に対する必要導入力の管理をすることがより適切である。⁷⁾

この方法では従来より用いられている管理図上に、クリティカル断面の許容プレストレスの範囲（最大・最小プレストレス）を同時に示すことによって管理値のばらつきに対応している。

フレシナー工法では、許容セット量を16mmとして緊張計算を行い、次ケーブルでの引き越しを行わないようにした。この場合、緊張計算では同時に桁応力も検討しており、オーバーストレスのないよう対処している。

SEEE ケーブルはネジ式定着であるため、設計セット量を6mmに設定して緊張計算を行った。設計セット量を6mmとしたのは、接続部においてプレストレス力の不連続性を緩和するために行ったものである。

5. 塩害対策試験施工

5.1 防食パネル施工

I. C 部の RC 橋のうち、AB ランプ合流部橋は計画高が低く海水飛沫を受けやすいことから、遮塩・遮水性に優れたポリマーセメントモルタルを使用した防食パネル型わく（ $t=10\text{mm}$ ）を埋設型わくとして採用した（写真-10）。ポリマーセメントは硬化に伴いポリマーフィルムをその内部に形成して遮塩効果を発揮するもので、腐食要因である酸素等の透過率は普通コンクリートに比して $1/30$ 程度となっている。

また、防食パネルの基準形状は、 $1\text{m} \times 2\text{m}$ 、重量 50kg / 枚であり、パネル内部にはポリエチレンネット10層を配置し、これによりパネルの靱性を確保している（図-42）。

パネルの脱落防止に関しては、パネルのコンクリート付着側面に小砂利を散布し付着性を高めると共に、円筒棒の浮上り防止アンカー及びセパレータアンカーを利用して脱落防止アンカーとしている。

パネル間の目地には、弾性シーリング材（シリコンゴム）により充填処理を行っている。



写真-10 防食パネル施工

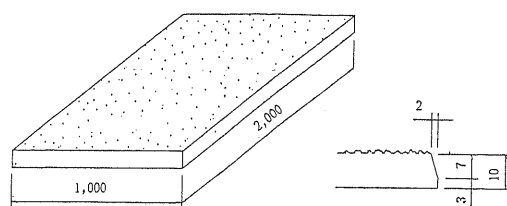


図-42 防蝕パネル形状寸法

5.2 エポキシ樹脂塗装鉄筋施工

I. C 部の RC 橋のうち C ランプ橋は路面高が低く、海水飛沫を受けやすいこと、曲率が大きく（ $R=15\text{m}$ ）ねじりの影響等により死荷重時 $1,000\text{kgf/cm}^2$ に抑えているにもかかわらず設計荷重載荷時の鉄筋応力が $1,800\text{kgf/cm}^2$ に及ぶことから、鉄筋自身を防錆度の極めて高いエポキシ樹脂鉄筋を全面的に採用した。なお、エポキシ樹脂鉄筋についてもかぶり厚は 70mm としている。

施工に際しては特に、現場施工において EP 鉄筋塗膜の損傷を少なくするため次の配慮を行った。

- ① 曲げ加工はウレタンライニングローラーを用いて行った。
- ② 運搬に伴う吊込みには、ナイロンスリングを用いた。
- ③ 組立時に鉄筋のひきずりのないよう、2 名以上で長尺鉄筋を組立てるよう配慮した。
- ④ 結束にはビニル被覆線を用いた。
- ⑤ バイブレーターは直接鉄筋に当たらないよう施工し、通常の高周波バイブレーターを用いた。

また、塗膜損傷については詳細に調査を行い、補修用塗料を用いた補修塗りを確実に行った。

今回調査した EP 鉄筋の塗膜損傷調査データをまとめる図-43 のようになる。

また、EP 鉄筋の全表面積からの塗膜傷の面積率をみると、 0.1% 以下であり、ASTM-A775 による塗膜傷の許容値 2% を充分満足した。また、1 個当りの傷の大きさもほとんど 10mm^2 以下であり、土木学会基準の $10\sim 15\text{mm}$ 以下の補修を要しない傷がほとんどであった。

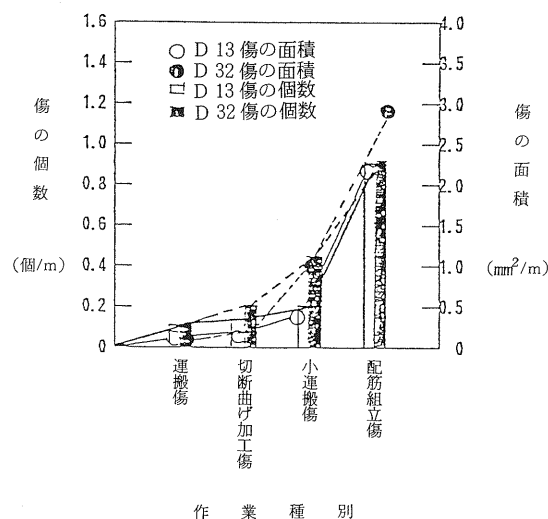


図-43 エポキシ樹脂塗装鉄筋の傷（累加グラフ）

5.3 コンクリート塗装

本橋では、鋼材かぶりの増加等、前述の対策だけでは塩分浸透による塩害対策として万全なものと言えなく、後年、さらに別の対策、たとえば塗装による塩分浸透の防止などが必要となることが十分予測される。しかし、塗装工法そのものは、材料等も多く、耐久性等に関しても未だ試験的段階で未確認の状況にある。したがって本橋では、将来、コンクリート塗装による対策の必要が生ずることを想定し、その効果、耐久性等の基礎資料を得ることを目的に飛沫条件の厳しい一部の PC 橋でコンクリート塗装の併用を行うこととした。コンクリート塗装は、塩害指針での塗装系を中心に、さらに膜厚、塗装材料等に変化を持たせた 8 種類の塗装系により実施することとしている。

6. おわりに

親不知海岸高架橋の施工も下部工事はすべて完了し、上部工事は昭和62年に本体工が完了する。下部工事の着工から2年半たった訳だが、冬期の作業休止等で非常に短い工期の中での施工であり、数々の制約の中で昭和63年夏供用開始に対し目途がついた状態である。

本橋では、特に海岸高架橋としての、塩害対策に力点を置いた計画・設計・施工を実施した。近年 PC 橋を含むコンクリート橋の耐久性の問題が議論されているが、本橋で採用した各種塩害対策は、コンクリート橋の耐久性向上にあたって共通する手法と考える。

また、今後、本橋で採用した連続ラーメン型式は、維持管理面でも有利と考えられ、今後とも多く採用されるであろう。また、連続ラーメン型式は、PC 構造と RC 構造の複合構造であり、高次の不静定構造物であるがゆえに、その構造特性等を把握した設計・施工を行う必要があると考えられる。

本橋の計画・設計にあたり、御指導を頂いた方々並びに施工にあたって昼夜御努力頂いた方々に厚くお礼を申し上げますとともに、本文が多少なりとも PC 橋の発展の一助となれば幸いである。

<参考文献>

- 1) 日本道路公団新潟建設局：北陸自動車道飛沫塩分量調査報告書（その1）昭 58. 3.（その2）昭 59. 3
- 2) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説，昭 59. 2.
- 3) 日本道路公団新潟建設局：北陸自動車道コンクリート劣化調査報告書（その1），昭 57. 3.（その2）昭 58. 3.
- 4) 青山實伸ほか：海岸コンクリート構造物の塩害について，日本道路公団技術情報 No 77, 1985, pp. 55～61
- 5) 土木学会：昭和61制定コンクリート示方書，設計編 pp. 83～84
- 6) (財) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，コンクリート編 pp. 224～226
- 7) 日本道路公団日立工事事務所：日立工事事務所建設誌 pp. 353～362

支保工によるPC橋施工上の留意点について

建設省土木研究所 橋梁研究室長 藤 原 稔

1. まえがき

型枠および支保工は、設計された建造物の施工にあたり、まだ硬化していないコンクリートが十分強度がでて安定した状態になるまで、仮に支えておく仮設構造物である。

型枠および支保工の設計施工の良否が建造物の出来形あるいは施工時の安全性に影響を与えるので、その設計施工には十分な注意が必要である。

プレストレストコンクリート道路橋を施工する場合に用いられる型枠および支保工の設計および施工は、道路橋示方書、労働安全衛生規則等の所定の基準に従って実施されなければならない。

本稿では支保工によるPC橋の設計施工上の留意点について述べることとする。

2. 支保工によるPC橋の施工法

2—1 支保工の種類

PC橋の架設工法はコンクリート道路橋施工便覧（昭和59年2月、日本道路協会）によると、固定支保工式架設工法、プレキャスト桁架設工法、張出し架設工法、押出し架設工法、移動支保工式架設工法に大別される。したがって支保工には固定支保工と移動支保工があるが、本稿では固定支保工を対象とする。

固定支保工式架設は、支保工を地盤上に直接設置する方法によるか、既設の構造物上に支保工または梁を直接固定して設置する方法によって、組み立てられた支保工を用いて架設する工法である。

一般に支保工として使用する部材の組合せから、固定式支保工による架設工法はつぎのように分類される。

- ① 支柱式支保工
- ② 梁式支保工
- ③ 梁・支柱式支保工

次にこれらの概要について示す。

2—2 支柱式支保工

支柱式支保工は、単管支柱、枠組支柱が多く用いられる。支柱は規格化されているものが多く、一般的に組立てが簡単で、安全な枠組支柱が用いられている（図2—1）。

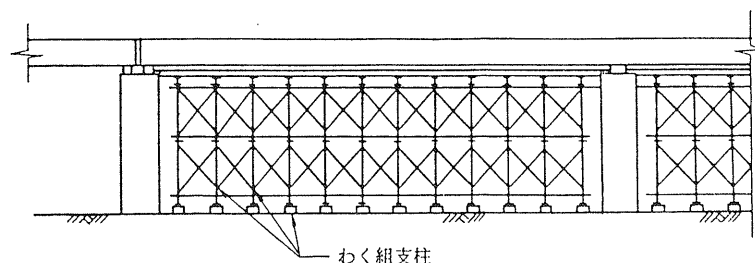


図2—1 支柱式支保工

支柱式支保工架設の施工条件としては次の項目があげられる。

- ① 桁下空間に障害物がない。
- ② 桁下高さが比較的低い。
- ③ 支保工を支持する基礎地盤が良好である。
- ④ 大型クレーン等の進入が困難である。

2-3 梁式支保工

梁式支保工は、梁の支持部材としてブラケットを用いたり、橋脚や橋台に I 形鋼または H 形鋼をあらかじめ埋め込む方法を取り、この梁として、I ビーム、H ビーム、プレートガーダー、ハニーカムタイプの梁、ラチス梁、トラス構造の梁などが用いられる(図 2-2)。

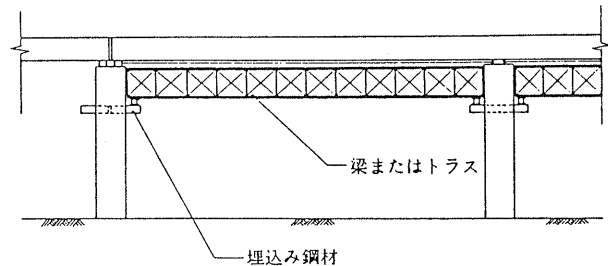


図 2-2 梁式支保工

梁式支保工架設の施工条件として、次の項目があげられる。

- ① 桁下空間を十分に確保する必要がある。
- ② 桁下高さが非常に高い。
- ③ 支保工を支持する基礎地盤が軟弱である。
- ④ 小河川や水路、または道路が交差している。
- ⑤ 大口径の埋設等があり、その上に荷重を受けられない。
- ⑥ 支保工の組立て、撤去時にクレーンの使用が可能である。

なお、梁部材を支持するブラケットは、I 形鋼、H 形鋼を埋込む場合は、橋脚の形状や美観等に注意を払い、更に大型の梁を使用することになる場合は、その組立て、撤去の方法を検討する必要がある。

2-4 梁・支柱式支保工

梁・支柱式支保工は、梁と支柱を用いて支保工を構成するものである。支保工に用いる梁は I 形、H 形鋼、プレートガーダー、ハニーカムタイプの梁、ラチス梁、トラス構造の梁等で、梁式支保工に使用するものと同じと考えてよい。支柱は三角支柱、枠組支柱、H 形鋼、または特製の鋼管支柱が用いられる(図 2-3)。

梁・支柱式支保工架設の施工条件としては、次の項目があげられる。

- ① 桁下空間を一部確保する必要がある。
- ② 桁下高さが比較的高い。
- ③ 支保工を支持する基礎地盤の耐力がある。
- ④ 小河川や水路、または道路が交差している。
- ⑤ 埋設管やケーブル等の防護が必要である。
- ⑥ 支保工の組立て、撤去時にクレーンの使用が可能である。

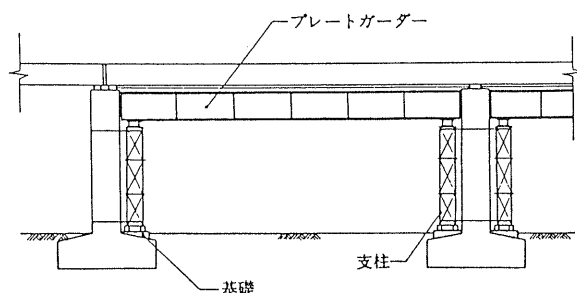


図 2-3 梁・支柱式支保工

なお、支保工を支持する基礎地盤の耐力が不足する場合は、杭打ちをすることにより耐力を増すなどの検討が必要である。

3. 型枠支保工に関する基準

3—1 概 要

支保工によるPC橋の施工に関して準拠あるいは参考とすべき主な基準類としては、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編，労働安全衛生規則，コンクリート道路橋施工便覧，市街地土木工事公衆災害防止対策要綱等があり，また各事業主体においても独自の基準類を有する場合もある。

なお昭和62年9月に労働省労働基準局長より「橋梁建設工事における倒壊等による労働災害防止対策の徹底について」の通達が出されている。

以下にこれらの概要を述べる。

3—2 道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編

第14章施工に型わくおよび支保工の規定がある。

14.10 型わくおよび支保工

14.10.1 一 般

- (1) 型わくおよび支保工は，施工中に作用する荷重で起こり得る最も不利な組合せに対して十分な強度と安全性を有するものでなければならない。
- (2) 型わくおよび支保工は，14.12.3に規定される施工精度を満足するものでなければならない。
- (3) 型わくおよび支保工は，コンクリートがその自重および施工中に作用する荷重に耐える強度に達するまで取りはずしてはならない。

14.10.2 設 計

- (1) 型わくの設計にあたっては，鉛直方向荷重として，型わく，コンクリート，鉄筋，作業員，施工機械器具，仮設備などの重量および衝撃などを，水平方向荷重として，まだ硬化しないコンクリートの側圧を，考慮しなければならない。
- (2) 支保工の設計にあたっては，鉛直方向荷重として，型わく，支保工，コンクリート，鉄筋，作業員，施工機械器具，仮設備などの重量および衝撃，プレストレスの影響などを，水平方向荷重として，施工中の衝撃，振動，傾斜の影響，プレストレスの影響のほかに，必要に応じて風圧，流水圧，地震の影響などを，考慮しなければならない。
- (3) 型わくおよび支保工に用いられる材料の許容応力度などは，「労働安全衛生規則」（労働省）などに定められた値とする。ただし，使用する材料の損傷の程度に応じて許容応力度を低減しなければならない。

14.10.3 型わく

- (1) 型わくは、モルタルのもれない構造としなければならない。
- (2) せき板面には、はく離剤を塗布しなければならない。
- (3) 部材のかどは、面取りを行うのを原則とする。
- (4) 型わくの締めつけ材は、型わくを取りはずした後、コンクリート表面に残らないものでなければならない。

14.10.4 支保工

- (1) 支保工は、作用する荷重を確実に基礎に伝える構造でなければならない。
- (2) 支保工の基礎は、構造物に有害な影響を及ぼすような沈下が生じないようにしなければならない。
- (3) 支保工は、プレストレスング時のプレストレス力による変形および反力の移動を阻害しないものでなければならない。
- (4) 支保工は、必要に応じて適当な上げこしをつけなければならない。

14.10.5 取りはずし

- (1) 型わくおよび支保工は、コンクリートに有害な影響を与えないように取りはずさなければならない。
- (2) プレストレストコンクリート部材の底型わくは、けたが支承により支持される前に取りはずしてはならない。

3—3 労働安全衛生規則

労働安全衛生規則第二編安全基準第三章型わく支保工の条文および解釈例規（労働省安全衛生部編，労働基準調査会 S.62年版）を以下に示す。

(昭四七・九・一八 基発第六〇二号の二)

片動安全衛生規則

下とする。こゝに三鋼材の許容座屈応力の値は、次の式により計算を行なつて得た値以下とする。

$$\sigma_c = \sigma_c \left(1 - \frac{1000}{100 \cdot i} \right)^2$$

$$\frac{1}{i} > 1000 \text{ の場合}$$

$$\sigma_c = \frac{1}{100 \cdot i}$$

これらの式において、 i 、 i 、 σ 及び σ_c は、それぞれ次の値を表わすものとする。

i 支柱の長さ、支柱が水平方向の要位を拘束されないとき、は拘束点間の長さのうちの最大の長さ（単位、センチメートル）

i 支柱の最小断面二次半径（単位、センチメートル）

σ 許容座屈応力の値（単位、一平方センチメートルにつきキログラム）

σ_c 許容座屈応力の値（単位、一平方センチメートルにつきキログラム）

木材の縦断面方向の許容曲げ応力、許容圧縮応力及び許容せん断応力の値は、次の表の上欄に掲げられた木材の種類に依り、それぞれ同表の下欄に掲げる値以下とする。

[illegible]

二 支柱の脚部の底角、防止かぎの取付け等支柱の脚部の滑動を防止するための措置を講ずること。

三 支柱の継手は、突合せ継手又は差込み継手とする。

四 鋼材と鋼材の接統部及び交差部は、ボルト、クランプ等の金具を用いて緊結する。

五 型わくが曲面のものであるときは、控えの取付け等当該型わくの浮きあがりを防止するための措置を講ずること。

六 鋼管パイプサポートを除く。以下この条において同じ。を支柱として用いるものにあつては、当該鋼管の部分について次に定めるところによること。

イ 高さ二メートル以内ごとに水平つなぎを二方向に設け、かつ、水平つなぎの変位を防止すること。

ロ はり又は大鋼管を上端にのせること。

ハ 当該上端に鋼製の増板を取り付け、これをはり又は大引きに固定すること。

七 パイプサポートを支柱として用いるものにあつては、当該パイプサポートの部分について次に定めるところによること。

イ パイプサポートを三以上継いで用いないこと。

ロ パイプサポートを継いで用いるときは、四以上のボルト又は専用の金具を用いて継ぐこと。

労働安全衛生規則 二四二条

高さを三、五メートルをこえることとし、は、前号イに定める措置を講ずること。

八 つては、当該鋼管柱として用いるものについて次に定めることによること。

イ 鋼管わくと鋼管わくとの間に交差筋かきを設けること。

ロ 最上層及び五層以内のごとの箇所において、型わく支保工の側面並びにおける面方向及び交差筋かきの方向における五方わく以内のごとの箇所に、水平つなぎを設け、かつ、水平つなぎの位置を防止すること。

ハ 最下層及び五層以内のごとの箇所において、型わく支保工のわく面方向における面端及び五方わく以内のごとの箇所に、交差筋かきの方向に布わくを設けること。

ニ 第六号ロに定める措置を講ずること。

ル 組立て鋼柱を支柱として用いるものにあつては、当該組立て鋼柱の部分について次に定めることによること。

イ 第六号ロに定める措置を講ずること。

ロ 高さ四メートル以内をこえるときは、高さ四メートル以内のごとに水平つなぎを三方方向に設け、かつ、水平つなぎの位置を防止すること。

ハ 木材を柱として用いるものにあつては、当該木材の部分について次に定めることによること。

- イ 第六号イに定める措置を講ずること。
- ロ 木材を載いで用いるときは、二個以上の添え木を用いて建てること。
- ハ はり又ははりを上端にのせるときは、添え木を用いて、当該上端をはり又は大りきで固定すること。
- ニ 十一はりで構成するものにあつては、次に定めることによること。
- イ はりの両端を支持物に固定することによること。
- ロ はりとはりの滑動及び脱落を防止すること。
- ハ はりとはりの間につなぎを設けること。

(根 二〇(一))

解釈例規

- 1 第一号の「コンクリートの打設」とはコンクリートにより仮基礎を設けること。
- 2 第五号の「いすの打込み」とは、ローラー等により地盤の圧入、打撃を要するもの等と見做すこと。
- 3 第二号は、重ね合わせ手禁止する電灯を禁止する場を指す。
- 4 第四号は、鋼線、鐵線、ロープ等による繋結を禁止する場を指す。
- 5 第五号の型枠が、曲線のものにあつては、本号(後掲)に準じて適用しないこととは、本号の型枠が、曲線のものにあつては、本

7 木製の打釘に包みこめる製材のところに、製材が平面をなすようにして埋めこむこと。

6 第六号の支保組架橋の部分については、支柱として用いる場合にも、木材等の適切な材料を用いしる場合には、そうする構図についていう意味である。

5 第七号の「第三パイプサポーター」の部分については、「第八号支保組架橋」の部分について、第九号の「第四号支保組架橋」の部分について及び第十号の「第五号支保組架橋」の部分についても、同様と解すること。

4 第八号の「水溝つなぎ」の変位を防ぎうることは、第一〇条の第五号及び第一二条の五（現行一四）の一において「支柱は水平方向の変位を拘束せらるべき」とある（附則第一〇七条の五、現行一四一）の趣意から見て、このとおりとすることができよう。

3 参照口については、はり又は大引が、型枠と支柱との連結して作業中コンクリートの打設の際に作業者が揺動し、又は、端破れ等したり又はは大引きに固定になくても差し支えないものとして取り扱ふこと。

2 第八号の「専用の金具」には、差込式の継手金具が含まれること。

10 第八号の「鋼管かくし」には、鋼管を材質として、あらかじめ溶接により円柱状、棒形状等一定の形状と製作されたものをいうこと。

11 第八号の「文交まきり」とは、向かい合った縦横互いに組を流布する二つの鋼管、形鋼等を鋼管若しくは角形に形成し取付けたものをいうこと。

12 第九号の型の型枠と支柱と側面とは、決次に点線するように、文交まきりの方向及びばね部前方の点をそれぞれその端部をいうこと。

The diagram shows a cross-sectional view of a tunnel project. At the top, it's labeled '平面図' (Plan View). Below it, several horizontal layers represent different parts of the tunnel system. From top to bottom, there are labels: '既設トンネル' (Existing Tunnel), '新トンネル' (New Tunnel), and '新トンネルの断面' (Cross-section of New Tunnel). Arrows indicate directions: '上向き' (Upward) and '下向き' (Downward). Other labels include '冠' (Crown) and '底' (Invert).

15
第二〇号の「添入物」とは、鞋子部の側面にかけて、縫着された、木製の板をいう。これにより、鞋子の側面が平らになり、歩行時の安定性が向上する。また、木製の板は、磨耗に強く、長持ちする。この「添入物」は、鞋子の側面全体にわたって縫着されている。この「添入物」は、鞋子の側面全体にわたって縫着されている。この「添入物」は、鞋子の側面全体にわたって縫着されている。

段状の壁わく（支保工）二百四十三条。事業者は、敷板、敷角等をはさんで段状に組み立てる型わく支保工については、雨条各号に定めるところによるほか、次に定めるところに定めなければならない型わくの形状によりやむを得ない場合を除き、敷板、敷角等を一段以上はさまないこと。

二、敷板、敷角等を継いで用いるときは、当該敷板、敷角等を緊結すること。

三、支柱は、敷板、敷角等に固定すること。

（昭和三九・九・一六 基収第三五三三号）

（附則二）

第一号の型板については、はりの滑動及び脱落のおそれがない場合なら、はりの両端を支保物に固定しなればならない。型板が、

定着、滑動及び脱落のおそれがない限り、必ずしも固定する必要はない。

（昭和四二・九・一六 基収第三五三三号）

の支注の補綴をなるべく一致させて即座にするように指導すること。

(昭二六・六三 舊版第六三五号)

(コンクリートの打設の作業)

第三三四十四条 事業者は、コンクリートの打設の作業を行なうときは、次に定めるところによるなければならない。

一 その日の作業を開始する前に、当該作業に異常に係る型枠や支保工について点検し、異常を認めたときは、補修すること。

二 作業中に型枠や支保工に異常が認められた際に、おける作業中止のための措置をあらかじめ講じておくこと。

(根 二〇二)

の措置を講じなければならない。
一 当該作業を行なう区域には、関係労働者以外の労働者の立ち入りを禁止すること。
二 強風、大雨、大雪等の悪天候のため、作業の実施に於て危険が予想されるときは、当該作業に労働者を従事させないこと。
三 材料、器具又は工具を上げ、又はおろすときは、つり綱、つり投等を労働者に使用させない。
（根 二〇（一））
型わく・支保工の組立て等作業主任者の選任は、第四十六条 事業者は、令第六十四条の作業に於ては、型わく・支保工の組立て等作業主任者技能講習を修了した者の中から、型わく・支保工の組立て等作業主任者を選任しなければならない。
（根 一四）

(型枠支保工の組立て等作業主任者の職務)
第二百四十七条 事業者は、型枠支保工の組立て等作業主任者に、次の事項を行わせなければならない。
一 作業の方法を決定し、作業を直接指揮すること。
二 材料の欠点の有無並びに器具及び工具を点検し、不良品を取り除くこと。
三 作業中、安全帯等及び保護帽の使用状況を監視すること。
(根 一四)

3—4 コンクリート道路橋施工便覧

本便覧は道路橋示方書に基いてコンクリート道路橋を施工する場合に参考となる技術的事項をまとめたものであり、第5章「型枠および支保工」において型枠支保工の一般、荷重、材料および許容応力度、型枠の設計および製作、支保工の設計、型枠および支保工の施工について述べられている。内容は省略するが参考とされたい。

3—5 市街地土木工事公衆災害防止対策要綱（昭和60年7月，建設省）

本要綱の第15章型枠支保工，足場等に荷重，図面，接続部，交差部等及び支承部の接触面の規定がある。

第15章 型枠支保工，足場等

第99 荷重

1. 本工事に必要な型枠支保工，足場等の仮設構造物の計画及び設計に当たっては，工事施工中それらのものに作用する荷重により生ずる応力を詳細に検討し，工事の各段階において生ずる種々の荷重に耐え得るものとしなければならない。
2. 理論上は，鉛直荷重のみが予想される場合にあっても，鉛直荷重の5パーセントの水平力に対して十分耐え得るものでなければならない。
3. 養生シート等を張る足場にあっては，特に風圧に対して十分検討を加え，安全な構造にして取り付けなければならない。

第100 図面

仮設構造物の組立てに当たっては，あらかじめ組立図を作成し，各部材の寸法，継手の構造等を明らかにしておかなければならない。

第101 接続部

仮設構造物の部材の接続部は、一般の断面に比べて弱点にならないよう入念に施工し、特に抗圧材にあっては、全断面が有効に作用して偏心荷重を生じないように注意しなければならない。

第102 交差部等

組立ての交差部、支承部等は、部材の変形、たわみ等によってはずれることのないように緊結しておかなければならない。

第103 支承部の接触面

1. 鋼材の梁を使用し、その端を他の鋼材の上で支える場合、その接触面の長さは、その梁の支間長の100分の1以上の長さとし、5センチメートル以下であってはならない。ただし、支間が20メートルを超える場合においては、20センチメートルにとどめることができる。
2. 前項の場合において受材の幅がせまいため、同項の接触面を取り得ないときは、その受材の全幅で支持させなければならない。
3. 前2項の場合において、支承面に座屈を生ずるおそれのないよう十分に注意しなければならない。
4. 仮設物の支承部については、移動等の変化を発見しやすくするため目印を付し、巡回時には点検をしなければならない。

3—6 労働省労働基準局長通達

昭和62年9月18日付、各種建設業協会宛、労働省労働基準局長通達「橋梁建設工事における倒壊等による労働災害防止対策の徹底について」における留意事項は次のとおりである。

記

1. 工事の計画段階における安全の確保
 - (1) 最大支間が50m未満の橋梁の建設の仕事の計画の作成に当たっても、できるかぎり労働安全衛生法第88条第5項に定める有資格者を参画させること。
 - (2) 橋梁の建設の仕事の計画の作成に当たっては、昭和60年10月29日付け基発第616号の2「鋼橋架設工事に係るセーフティ・アセスメントについて」及び別途示す予定のPC橋架設工事に係るセーフティ・アセスメント指針の活用を図ること。
 - (3) 型枠支保工の組立てに当たっては、特に次のことに留意のうえ、適切な組立図を作成すること。
 - ① 応力が集中する箇所及び部材の接合部の強度をスチフナーを用いる等により確保すること。
 - ② 部材を接合するボルトについて、ボルトの本数及びボルト穴の形状を適切にすること。
 - ③ 型枠支保工の支柱を支持するための橋脚フーチング上の土台コンクリートの形状及び強度を適切なものとする。
 - (4) 橋梁の上部構造であって金属製の部材により構成されるものの組立て、解体又は変更にあつては、特に前記(3)の①及び②に留意のうえ、適切な作業計画を作成すること。
2. 工事の施工段階における安全の確保
 - (1) 型枠支保工の組立て等作業主任者に対し安全教育を実施すること等を通じ、当該作業主任者が組立図に基づき適切な作業方法を決定するようその徹底を図ること。

- (2) 型枠支保工用のパイプサポート、補助サポート及びウイングサポート並びに労働安全衛生法施行令第13条第22号の2に定める部材であって型枠支保工用の部材として用いられるものについては、昭和60年2月8日付け基発第71号の2「経年仮設機材の管理について」において定められた経年仮設機材の管理指針に基づき管理を行うこと。
- (3) コンクリートの打設作業中は、監視人を配置する等により、型枠支保工の異状の発見に努めること。また、型枠支保工に異状が認められた際には、事業者があらかじめ講じた作業中止のための措置に基づいて、速やかに作業が中止されるよう労働者にその徹底を図ること。
- (4) 鉄骨の組立て等作業主任者に対し安全教育を実施すること等を通じ、当該作業主任者が組立図に基づき適切な作業方法を決定するようその徹底を図ること。
- (5) つり橋の組立てに当たっては、ハンガーへの桁部材の確実な取付け及び取付け状況の点検並びにワイヤーブリッジ用のアンカーの強度の確認を行うこと。

4 型枠、支保工の計算例

以下にホロースラブ橋の型枠、支保工及び基礎についての計算例を示す。

本計算は主にコンクリート道路橋施工便覧の第5章 型枠および支保工に示す荷重・許容値等を用いて行っているが、実際の計算においては、構造物の特性・地域の特性等を十分勘案し、荷重・許容値等について検討する必要がある。

例とした橋梁の概要は次のとおりである。

橋 種	プレストレストコンクリート道路橋
構 造 形 式	ポストテンション4径間連続中空床版橋
橋 長	86.000 m
桁 長	85.900 m
支 間	20.850 m + 21.500 m + 21.500 m + 20.850 m
幅 員	2 × 7.250 m (全幅 17.000 m)
横 断 勾 配	2.0 %
縦 断 勾 配	1.516 %
平 面 曲 線	$R = \infty$
斜 角	90° - 00'
けた下空間	8.500 m
支 保 工	支柱式、梁・支柱式支保工
型 枠	木製型枠 中空型枠は鋼製

4-1 設計条件及び許容応力度

(1) 荷重

P C 橋のコンクリート自重	2,500 kg/m ³
(但し、中空型枠の浮力の計算は無筋コンクリートの 2,350 kg/m ³ で行う)	
型枠、作業荷重および設備荷重の合計	350 kg/m ²
水平荷重	鉛直荷重の 5 %

型枠および支保工材料のヤング係数

材 料	鋼 材	木 材			
		つが, すぎ, つみ, えぞまつ	ひのき, とどまつ, からまつ	あかまつ, くろまつ, べいまつ	合 板
ヤング係数 (kg/cm ²)	2 100 000	70 000	80 000	90 000	120 000

許容たわみ量の目安

支 間: l	梁 式 支 保 工				型 枠
	5 m以下	10 m以下	15 m以下	15 m以上	
許容たわみ量	$l/200$	$l/300$	$l/400$	$l/500 \sim l/800$	3 mm

(2) 許容応力度等

引張を受けるボルトの許容引張強度

直 径 (mm)	座金寸法 (mm)	長期荷重に対する値 (kg)	短期荷重に対する値 (kg)	支圧応力度* (kg/cm ²)
12(1/2")	50×50×6	1 000	長期荷重に対する値の1.5倍	42
16(5/8")	65×65×9	1 600		40
19(3/4")	75×75×9	2 300		45
22(7/8")	90×90×12	3 100		40

枠組支保工の強度

種 別	(a)	(b)	(c)
最大荷重 P_{max}	22.0	22.0	6.0
1 枠当たり荷重 $P/2$ (t)	11.0	10.0	3.0
1 枠当たり許容荷重 (t)	5.0	4.0	1.5

但し、一部強度の異なるものがあるので注意する。

鋼材の許容応力度

(kg/cm²)

	曲 げ	引 張	圧 縮	せん 断
一般構造用鋼材: SS 41	1 600	1 600	1 600	915
一般構造用鋼管: STK 41	1 600	1 600	1 600	915
構 造 用 形 鋼: SSC 41	1 400	1 400	1 400	800

型枠支保工材料の許容応力度の標準

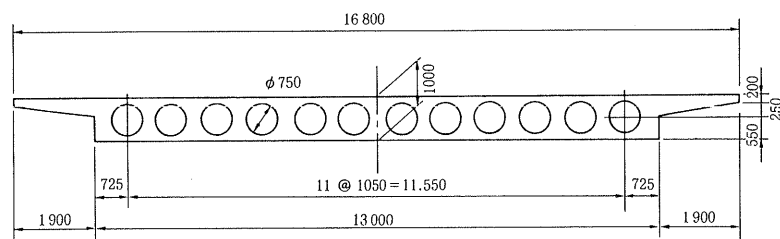
	木 材 の 種 類	許 容 応 力 度 (kg/cm ²)		
		曲 げ	圧 縮	せん 断
針 葉 樹	あかまつ, くろまつ, からまつ, ひば, ひのき, つが, べいまつ, べいひ	135	120	10.5
	すぎ, もみ, えぞまつ, とどまつ, いすぎ, べいひ	105	90	7.5
広 葉 樹	かし	195	135	21
	くり, なら, ぶな, けやき	150	105	15
合 板 (5 プライ以上)		165*	135*	10.5*

推定による場合の許容支持力度

基礎地盤の種類		常時	地震時	目安とする値		備 考
		(t/m ²)	(t/m ²)	N 値	一軸圧縮強度 (t/m ²)	
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	100	150	—	1000以上	
	亀裂の多い硬岩	60	90	—	1000以上	
	軟岩、土丹	30	45	—	100以上	
れき層	密実なもの	60	90	—	—	
	密実でないもの	30	45	—	—	
砂地質盤	密なもの	30	45	30～50	—	標準貫入試験のN値が15以下の場合には、基礎地盤として不適
	中位なもの	20	30	15～30	—	
粘地性土盤	非常に硬いもの	20	30	15～30	20～40	
	硬いもの	10	15	8～15	10～20	
	中位のもの	5	7.5	4～8	5～10	

(出典：日本道路公団 設計要領)

4-2 型枠、支保工の検討



主桁断面積

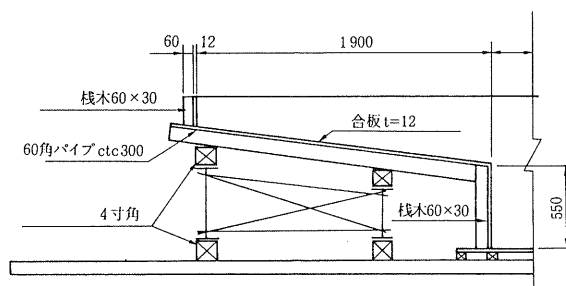
$$(0.200 + 0.450) \times 1/2 \times 1.900 \times 2 = 1.235 \text{ m}^2$$

$$13.000 \times 1.000 = 13.000 \text{ "}$$

$$- \pi/4 \times 0.750^2 \times 12 = -5.301 \text{ "}$$

$$A_1 = 8.934 \text{ m}^2$$

(1) 側型枠の検討



主桁側型枠の構造は、上図の様である。側枠に加わる荷重(側圧) P は、コンクリート道路橋施工便覧 5.2.3 より

$$P = 0.8 + \frac{80R}{T+20} \quad \text{又は} \quad P = 2.4H$$

のうちいずれか小さい値とする。

P = 側圧 (t/m²)

T = 打設時のコンクリート温度 (°C)

R = 打上り速度 (m/h)

H = 考えている点からまだ硬らないコンクリートまでの高さ (m)

ここで, $R=2\text{ m/h}$, $T=15^\circ\text{C}$, $H=1.0\text{ m}$ と考えると

$$P = 0.8 + \frac{80 \times 2}{15 + 20} = 5.4\text{ t/m}^2$$

$$P = 2.4 \times 1.0 = 2.4\text{ t/m}^2$$

よって, $P=2.4\text{ t/m}^2$ とする。

(a) 合板の検討

合板は $t=12\text{ mm}$ を使用する。

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{1}{12} \times 100 \times 1.2^3 = 14.4\text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{b h^2}{6} = \frac{1}{6} \times 100 \times 1.2^2 = 24.0\text{ cm}^3$$

栈木間隔を 15 cm とし, 単純ばりの等分布荷重を考えると

$$W = 2.4\text{ t/m}^2 \times 1.0\text{ m} = 2.4\text{ t/m} = 24\text{ kg/cm}$$

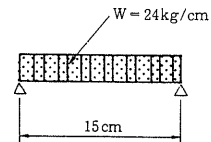
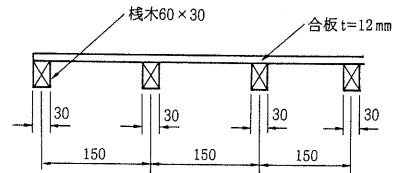
$$M = \frac{1}{8} W \ell^2 = \frac{1}{8} \times 24 \times 15^2 = 675\text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{675}{24.0}$$

$$= 28.1\text{ kg/cm}^2 < 165\text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 W \ell^4}{384 E I} = \frac{5 \times 24 \times 15^4}{384 \times 120 \times 10^3 \times 14.4}$$

$$= 0.01\text{ cm} = 0.1\text{ mm} < 3.0\text{ mm} \quad \text{OK}$$



(b) 栈木の検討

$$I = \frac{1}{12} \times 3 \times 6^3 = 54\text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 3 \times 6^2 = 18\text{ cm}^3$$

支点間隔を 55 cm とすると

$$W = 2.4 \times 0.15 = 0.36\text{ t/m} = 3.6\text{ kg/cm}$$

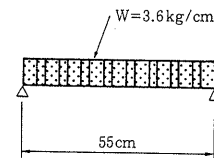
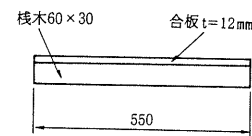
$$M = \frac{3.6 \times 55^2}{8} = 1361\text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{1361}{18}$$

$$= 75.6\text{ kg/cm}^2 < 105\text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 3.6 \times 55^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 54}$$

$$= 0.11\text{ cm} = 1.1\text{ mm} < 3.0\text{ mm} \quad \text{OK}$$



(2) 張り出し部型枠の検討

張り出し部面積

$$A = (0.20 + 0.45) \times 1.90 \times 1/2 = 0.618\text{ m}^2$$

$$\text{コンクリート荷重 ; } W_d = 0.618 \times 2.5 \times 1/1.9 = 0.81\text{ t/m}^2$$

$$\text{作業荷重 その他} = 0.35\text{ t/m}^2$$

$$\text{計} = 1.16\text{ t/m}^2$$

(a) 合板の検討

栈木間隔を 30 cm とすると

$$I = \frac{1}{12} \times 100 \times 1.2^3 = 14.4 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 100 \times 1.2^2 = 24.0 \text{ cm}^3$$

$$W = 1.16 \times 1.0 = 1.16 \text{ t/m} = 11.6 \text{ kg/cm}$$

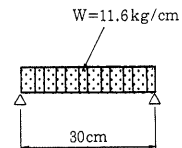
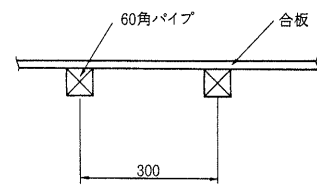
$$M = \frac{11.6 \times 30^2}{8} = 1305 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{1305}{24}$$

$$= 54.4 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 11.6 \times 30^4}{384 \times 120 \times 10^3 \times 14.4} = 0.07 \text{ cm} = 0.7 \text{ mm} < 3.0 \text{ mm}$$

OK



(b) 60角パイプの検討

角パイプは 60 × 60 × 2.3 を使用する。

$$I = 28.3 \text{ cm}^4$$

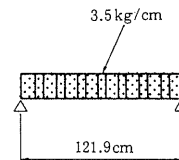
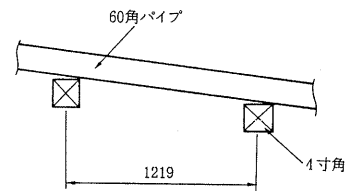
$$Z = 9.44 \text{ cm}^3$$

$$W = 1.16 \times 0.3 = 0.35 \text{ t/m} = 3.5 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{3.5 \times 121.9^2}{8} = 6501 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{6501}{9.44} = 689 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 3.5 \times 121.9^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 28.3} = 0.17 \text{ cm} = 1.7 \text{ mm} < 3.0 \text{ mm}$$



OK

尚, 大引き, ビティ杵の検討は, 標準部と同じであり, 荷重は小さいのでここでははぶく。

(3) 底型杵の検討

$$\text{コンクリート荷重 } W_d = 8.934 \times 2.5/13.0 = 1.718 \text{ t/m}^2$$

$$\text{作業荷重, その他 } 0.35 \times 16.8/13.0 = 0.452 \text{ t/m}^2$$

$$2.17 \text{ t/m}^2$$

(a) 合板の検討

合板は t=12 mm を使用する。

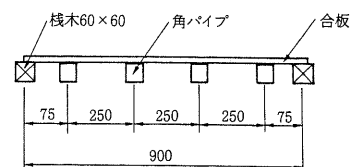
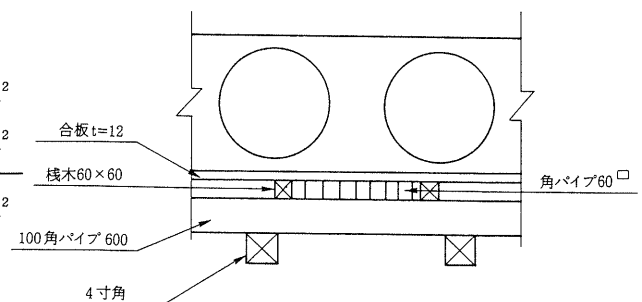
栈木間隔を 25 cm とすると

$$I = \frac{1}{12} \times 100 \times 1.2^3 = 14.4 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 100 \times 1.2^2 = 24.0 \text{ cm}^3$$

$$W = 2.17 \times 1.0 = 2.17 \text{ t/m} = 21.7 \text{ kg/cm}$$

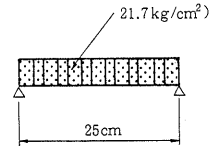
$$M = \frac{21.7 \times 25^2}{8} = 1695 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$



$$\sigma = \frac{1695}{24}$$

$$= 70.6 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 21.7 \times 25^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 14.4} = 0.11 \text{ cm} = 1.1 \text{ mm} < 3.0 \text{ mm} \quad \text{OK}$$



(b) 角パイプの検討

角パイプは $60 \times 60 \times 2.3$ を使用する。

支点間隔は 60 cm とする。

$$I = 28.3 \text{ cm}^4$$

$$Z = 9.44 \text{ cm}^3$$

$$W = 2.17 \times 0.25 = 0.543 \text{ t/m} = 5.43 \text{ kg/cm}$$

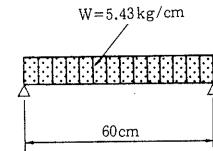
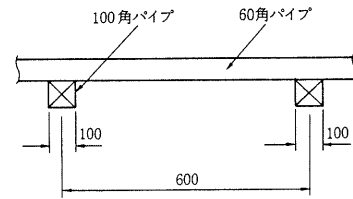
$$M = \frac{5.43 \times 60^2}{8} = 2444 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{2444}{9.44} = 259 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 5.43 \times 60^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 28.3} = 0.02 \text{ cm}$$

$$= 0.2 \text{ mm} < 3.0 \text{ mm}$$

OK



(c) 角パイプの検討

角パイプは $100 \times 100 \times 3.2$ を使用する。

支点間隔を 121.9 cm とすると

$$I = 187 \text{ cm}^4$$

$$Z = 37.5 \text{ cm}^3$$

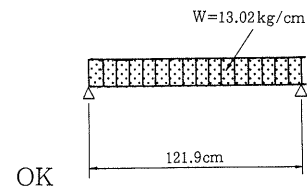
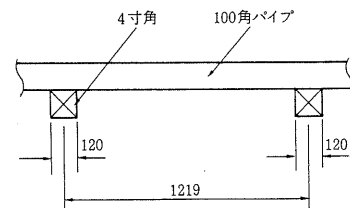
$$W = 2.17 \times 0.6 = 1.302 \text{ t/m} = 13.02 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{13.02 \times 121.9^2}{8} = 24184 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{24184}{37.5}$$

$$= 645 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 13.02 \times 121.9^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 187} = 0.10 \text{ cm} = 1.0 \text{ mm} < 3.0 \text{ mm}$$



OK

(d) 4 寸角の検討

ビティ棒を 914 mm 間隔に設置すると、4 寸角に加わる荷重 W は、

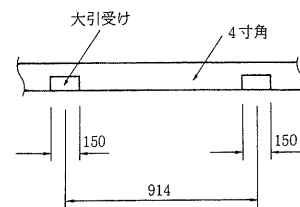
$$W = 2.17 \times 1.219 = 2.65 \text{ t/m} = 26.5 \text{ kg/cm}$$

$$I = \frac{12^4}{12} = 1728 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{12^3}{6} = 288 \text{ cm}^3$$

支点間隔を 91.4 cm とすると

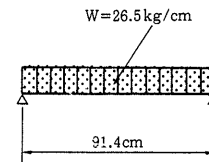
$$M = \frac{26.5 \times 91.4^2}{8} = 27672 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$



$$\sigma = \frac{27672}{288} = 96.1 \text{ kg/cm}^2 < 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 26.5 \times 91.4^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 1728} = 0.20 \text{ cm} = 2.0 \text{ mm} < 3.0 \text{ mm}$$

OK



(e) 中空型枠の取付ボルトの検討

取付ボルト 1 対で受け持つ中空型枠の容積は、

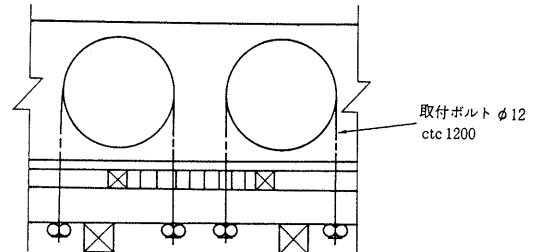
$$U = \frac{1}{4} \pi D^2 \ell = \frac{1}{4} \times \pi \times 0.75^2 \times 1.2 = 0.53 \text{ m}^3$$

コンクリートの比重を 2.35 t/m^3 とし、浮力を計算すれば、

$$T = 0.53 \times 2.35 \times 1.4^* = 1.69 \text{ t}$$

これを 2 本で受け持つので、1 本당りにかかる力は

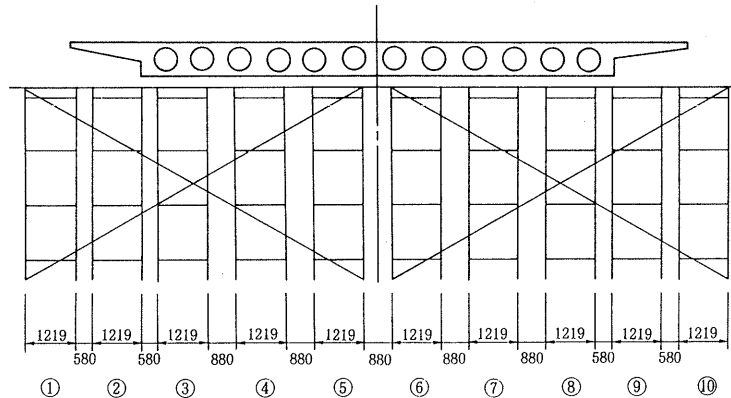
$$T' = 1.69 / 2 = 0.85 \text{ t} < 1.0 \times 1.5 = 1.5 \text{ t} \quad \text{OK}$$



(4) 枠組支保工の検討

○鉛直荷重に対する検討

ビティ枠を 914 mm 間隔に全げた底板部に 6 枠、張出し部に 2 枠づつの計 10 枠使用する。



(a) 主桁底板部ビティ枠

コンクリート荷重及び作業荷重を主桁底板部の 6 枠 (③～⑧) のビティ枠で支持する。

$$P = 2.17 \times 0.914 \times 13.0 \times 1/6 = 4.3 \text{ t} < 4.5 \text{ t} \quad **$$

(b) 主桁張出し部ビティ枠

張出部も、一応コンクリート荷重及び作業荷重を支持すると考えると、(②, ⑨)にかかる荷重は、

$$\text{コンクリート荷重} (0.20 + 0.45) \times 1.9 \times 1/2 \times 2.5 \times 0.914 = 1.41 \text{ t}$$

$$\text{作業荷重 その他} \quad 0.35 \times 1.9 \times 0.914 = 0.61 \text{ t}$$

$$2.02 \text{ t} < 4.5 \text{ t} \quad **$$

○水平力に対する検討

水平荷重は型枠がほぼ水平の場合、鉛直荷重の 5% となる。よって水平力 H は、

$$H = 2.17 \text{ t/m}^2 \times 21.5 \text{ m} \times 13.0 \text{ m} \times 5\% = 30.3 \text{ t}$$

(a) 橋軸方向水平力に対する検討

水平力は単管パイプを各橋台 (橋脚) に突当てることにより支えられる。

* コンクリート道路橋施工便覧 5.2.5 に浮力の計算では、コンクリートの打設時の衝撃を考慮し、40%の荷重の割増をするとのある。

** ビティ枠 A-4064 の強度は 4.5 t/枠 である。

単管パイプの許容座屈応力は、安衛則第 241 条より

$\ell/i \leq 100$ の場合

$$\sigma_K = \sigma_c - (\sigma_c - 1000) (\ell/100i)^2$$

$\ell/i > 100$ の場合

$$\sigma_K = \frac{1000}{(\ell/100i)^2}$$

ここに、 ℓ ：支柱の長さ(支柱が水平方向の変位を拘束されているときは、拘束点間の長さのうち最大の長さ) cm

i ：支柱の最小断面二次半径 cm

σ_c ：許容圧縮応力度 kg/cm^2

σ_K ：許容座屈応力度 kg/cm^2

単管パイプ 3 種 ($\phi 48.6 \times 2.4$) を使用すれば、

断面積 $A = 3.48 \text{ cm}^2$

断面二次半径 $i = 1.64 \text{ cm}$

許容圧縮応力度 $\sigma_c = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$\ell = 2.0 \text{ m}$ とすれば

$$\ell/i = 200/1.64 = 122$$

$\ell/i > 100$ より

$$\sigma_K = \frac{1000}{(200/100 \times 1.64)^2} = 673 \text{ kg/cm}^2$$

よって許容軸圧縮力 N は

$$N = A \cdot \sigma_K = 3.48 \times 673 = 2.3 \text{ t/本}$$

各橋台(橋脚)に突当てる単管パイプの本数を 24 本 とすれば、

$$HR = 2.3 \times 24 = 55.2 \text{ t} > 30.3 \text{ t} \quad \text{OK}$$

又、クランプの許容伝達力は 300 kg/個 であるので、

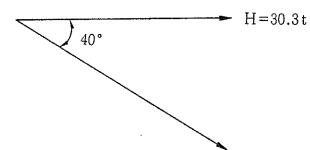
$$N = 30.3 / 24 \times 0.3 = 4.2 \text{ で}$$

単管パイプ 1 本当たり 5 コ のクランプが必要である。

(b) 橋軸直角方向水平力に対する検討

水平力は単管パイプをビティ杵に約 40° に配置することにより、受持たせる。

$$H' = H \times \frac{1}{\cos 40^\circ} = 30.3 \times 1.305 = 39.5 \text{ t}$$



単管パイプの軸圧縮に対する許容値は前項より 2.3 t 程度は考えられる。又、許容引張力については、パイプ本体では、

$$1.60 \times 3.48 = 5.6 \text{ t}$$

であるが、継手部については摩擦形継手金具で 300 kg/個 、せん断継手金具で 1000 kg/個 となる。よって、せん断継手金具を使用し足場パイプによる筋違いを 40 本 使用すると 1 本の足場パイプに加わる力 F は、

$$F = 39.5 / 40 = 0.99 \text{ t} < 1.0 \text{ t}$$

又、クランプ 1 個当たりの許容伝達力を 300 kg とすると、単管パイプ 1 本当たり 3 個のクランプを取付ける必要がある。

(5) 枠組支保工の地上基礎の設計

i) 標準貫入試験より N 値は 5 であり、前述の推定による場合の許容支持力度表より、許容支持力は 5 t/m^2 である。

ii) 地盤は整地し切込砂利を 30 cm 厚とし転圧する。

幅 30 cm のシートパイルを橋軸直角方向に建枠間

隔と同一に並べ基礎とする。

iii) 地盤支持力に対する計算

$$P = 4.3 \times 6 = 25.8 \text{ t}$$

作業荷重は、ビティ杵等、

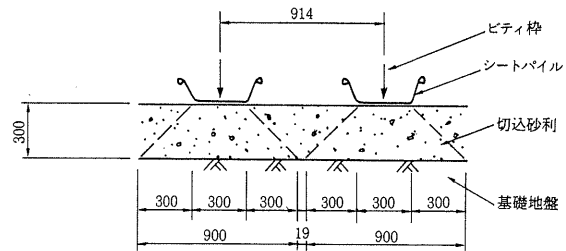
支保工重量を考慮して

$$P = 26 \text{ t とする。}$$

また、有効幅を 13 m とすると、

$$W = \frac{26}{13 \times 0.9} = 2.22 \text{ t/m}^2 < P_a = 5 \text{ t/m}^2$$

となり、支持に対して安全である。



(6) ガーダー上 H 鋼の検討

i) 鉛直荷重

$$W = 2.17 \text{ t/m}^2$$

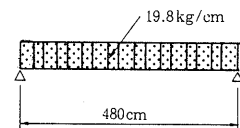
$$W_1 = 2.17 \times 0.914 = 1.98 \text{ t/m} = 19.8 \text{ kg/cm}$$

ii) 中間部 (H 300 × 300 × 10/15)

$$M = \frac{19.8 \times 480^2}{8} = 570240 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{570240}{1360} = 419 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 19.8 \times 480^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 20400} = 0.32 \text{ cm} = 3.2 \text{ mm} < \ell/200 = 24 \text{ mm} \quad \text{OK}$$



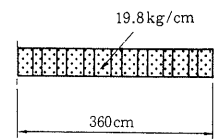
iii) 張出部 (H 300 × 300 × 10/15)

一応、中間部と同じ荷重が張出部に等分布でかかるとし検討する。

$$M = \frac{1}{2} \times 19.8 \times 360^2 = 1283040 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{1283040}{1360} = 943 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{W \ell^4}{8 E I} = \frac{19.8 \times 360^4}{8 \times 2.1 \times 10^6 \times 20400} = 0.97 \text{ cm} = 9.7 \text{ mm} < \ell/200 = 18 \text{ mm} \quad \text{OK}$$



(7) ガーダーの検討

(a) ガーダーの検討 ($A_2 \sim P_{10}$ 間)

i) $A_2 \sim P_{10}$ 間使用するガーダーの諸数値

スパン	$\ell =$	18 m	断面係数	$Z =$	66218 cm^3
自重	$W_1 =$	1.2 t/m	使用本数		3 本
桁高	$H =$	1.8 m			
断面 2 次モーメント	$I =$	5951563 cm^4			

ii) ガーダーにかかる荷重

コンクリート重量 $210.6 \text{ m}^3 \times 2.5 / 21.5 = 24.5 \text{ t/m}$

作業荷重 $0.35 \times 16.8 = 5.9 \text{ t/m}$

$$W_2 = \frac{1}{3} \times (24.5 + 5.9) = 10.2 \text{ t/m}$$

iii) H鋼の重量

$A_2 \sim P_{10}$ 間でH鋼を19.4 m, 21本, 914 mm 間隔で使用する。

H鋼の自重 94.0 kg/m

$$W_3 = 19.4 \times 94.0 \times 21 \times 1/18 \times 1/3$$

$$= 70.9 \text{ kg/m} = 0.71 \text{ t/m}$$

iv) ガーダーにかかる荷重は,

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

$$= 1.2 + 10.2 + 0.71$$

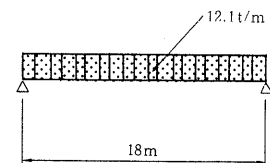
$$= 12.1 \text{ t/m}$$

$$= 121 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{121 \times 1800^2}{8} = 49005000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{49005000}{66218} = 740 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 121 \times 1800^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5951563} = 1.3 \text{ cm} < \ell/500 = 3.6 \text{ cm} \quad \text{OK}$$



(b) ガーダーの検討 ($P_8 \sim P_9$ 間)

i) $P_8 \sim P_9$ 間で使用するガーダーの諸数値

スパン	$\ell = 10.5 \text{ m}$	断面2次モーメント	$I = 787800 \text{ cm}^4$
自重	$W_1 = 0.65 \text{ t/m}$	断面係数	$Z = 13882 \text{ cm}^3$
桁高	$H = 1.135 \text{ m}$	使用本数	3 本

ii) コンクリート荷重, 作業荷重, 衝撃, 型枠

Aの場合と同じ

$$W_2 = 10.2 \text{ t/m}$$

iii) H鋼の重量

19.4 m 分を14本使用する自重が 94.0 kg/m より

$$W_3 = 19.4 \times 94.0 \times 14 \times 1/10.5 \times 1/3$$

$$= 810 \text{ kg/m}$$

$$= 0.81 \text{ t/m}$$

iv) ガーダーにかかる荷重は,

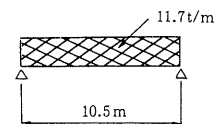
$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

$$= 0.65 + 10.2 + 0.81$$

$$= 11.7 \text{ t/m} = 117 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{117 \times 1050^2}{8} = 16124063 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{16124063}{13882} = 1162 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



$$\delta = \frac{5 \times 117 \times 1050^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 787800} = 1.1 \text{ cm} < \ell/400 = 2.6 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

(8) 支柱の検討 (1 個所当り)

i) $A_2 \sim P_{10}$ 間

$$W = 121 \text{ kg/cm}$$

$$P = \frac{1}{2} W \ell = \frac{1}{2} \times 121 \times 1800 = 108900 \text{ kg}$$

これを耐力 80 t/基 のパイプベント 2 基で受け持つとすれば,

$$\frac{108900}{2} = 54450 \text{ kg} < 80,000 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

ii) $P_8 \sim P_9$ 間

$$W = 117 \text{ kg/cm}$$

$$P = \frac{1}{2} W \ell = \frac{1}{2} \times 117 \times 1220 = 71370 \text{ kg}$$

これを 8 本の四角支柱で受け持つとすれば, 1 本当りにかかる荷重は,

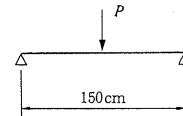
$$\frac{71370}{8} = 8921 \text{ kg} < 20,000 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

四角支柱上横梁

$$M = \frac{1}{4} P \ell = \frac{1}{4} \times 71370 \times 150 = 2676375 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{2676375}{1360 \times 4} = 492 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{P \ell^3}{48 E I} = \frac{71370 \times 150^3}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 20400} = 0.12 \text{ cm} < \frac{\ell}{200} = 0.75 \text{ cm} \quad \text{OK}$$



iii) $A_2 \sim P_{10}$ 間の水平力

全水平力を P_{10} に配置したゲビンデスターブ鋼棒で受けもつとする。

$$N = 108.9 \times 2 = 217.8 \text{ t}$$

$$H = 217.8 \times 5\% = 10.9 \text{ t}$$

φ 26 のゲビンデスターブ鋼棒を 2 本使用すると,

$$35.0 \text{ t} \times 2 = 70.0 \text{ t} > 10.9 \text{ t} \quad \text{OK}$$

iv) $P_8 \sim P_9$ 間の水平力

P_8 側

$$N = 71.4 \text{ t}$$

$$H = 71.4 \times 5\% = 3.6 \text{ t}$$

これを橋脚につき当てる単管パイプ 4 本で受け持つと考える

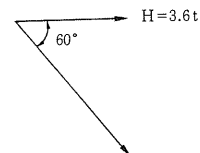
$$2.3 \times 4 = 9.2 \text{ t} > 3.6 \text{ t} \quad \text{OK}$$

P_9 側

$$H = 3.6 \text{ t}$$

水平力は単管パイプを四角支柱に約 60° に配置することにより受けもたせる。

$$H' = H \times \frac{1}{\cos 60^\circ} = 7.2 \text{ t}$$



筋違いを8本使用すれば、

$$\frac{7.2}{8} = 0.9 \text{ t} < 1.0 \text{ t} \quad \text{OK}$$

(9) ガーダー基礎の設計

H鋼杭をガーダー基礎地盤1個所当り、8本打ち支持力を得るものとする。

i) 作用荷重

コンクリート荷重+作業荷重+ガーダー自重+横ばりH鋼荷重=71.4 t

サンドル材+四角支柱の荷重 = 6.0 t

$$\Sigma P = 77.4 \text{ t}$$

ii) H鋼杭の計算

杭として H-300×300×700 を8本使用する。

作業荷重 $P = 77.4 \text{ t}$ より

$$R = 77.4 / 8 = 9.7 \text{ t}$$

道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工―指針(日本道路協会)4-4-3路面覆工・仮栈橋の設計により、極限支持力 R_u は次式により得られる。

$$R_u = 20 N \cdot A \cdot r + \left(N_c \cdot A_c + \frac{1}{5} N_s \cdot A_s \right) \alpha \cdot \beta$$

ここに、 N : くい先端地盤の N 値 (洪積粘性土 $N=10$)

N_c : くい先端までの粘性土層の N 値の平均値 ($N_c=10$)

N_s : くい先端までの砂質土層の N 値の平均値

A : くい両フランジで囲まれる面積 ($A=0.09 \text{ m}^2$)

U : くいの周長 ($U=1.2 \text{ m}$)

ℓ_c : 粘性土層中のくい長 ($\ell_c=2 \text{ m}$)

ℓ_s : 砂質土層中のくい長 ($\ell_s=0 \text{ m}$)

A_c : $U \cdot \ell_c$ ($=2.4 \text{ m}^2$)

A_s : $U \cdot \ell_s$ ($=0 \text{ m}$)

α : 表4-12より 1.0

β : くいの周囲に土があるので 1.0

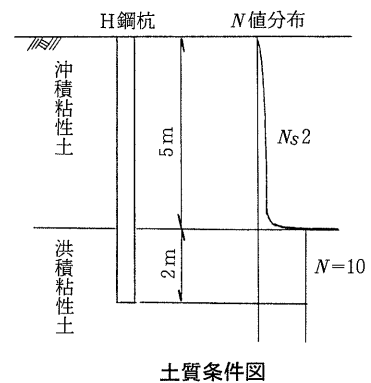
r : 表4-13より 1.0

従って、

$$R_u = 20 \times 10 \times 0.09 \times 1.0 + 10 \times 2.4 \times 1.0 \times 1.0 \approx 42 \text{ t}$$

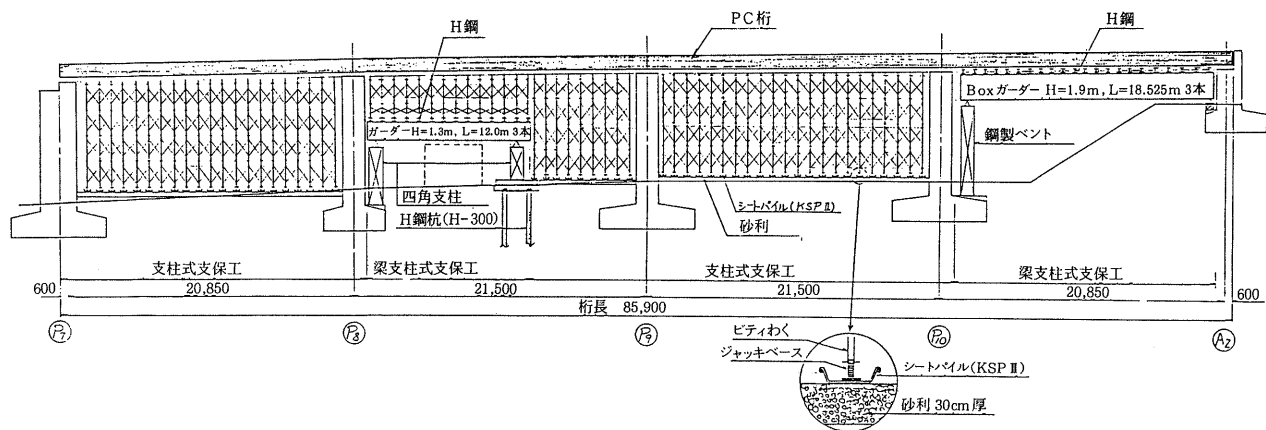
許容支持力 R_a は 安全率 2 とすると、

$$R_a = 42 / 2 = 21 \text{ t} > R = 9.7 \text{ t} \quad \text{OK}$$

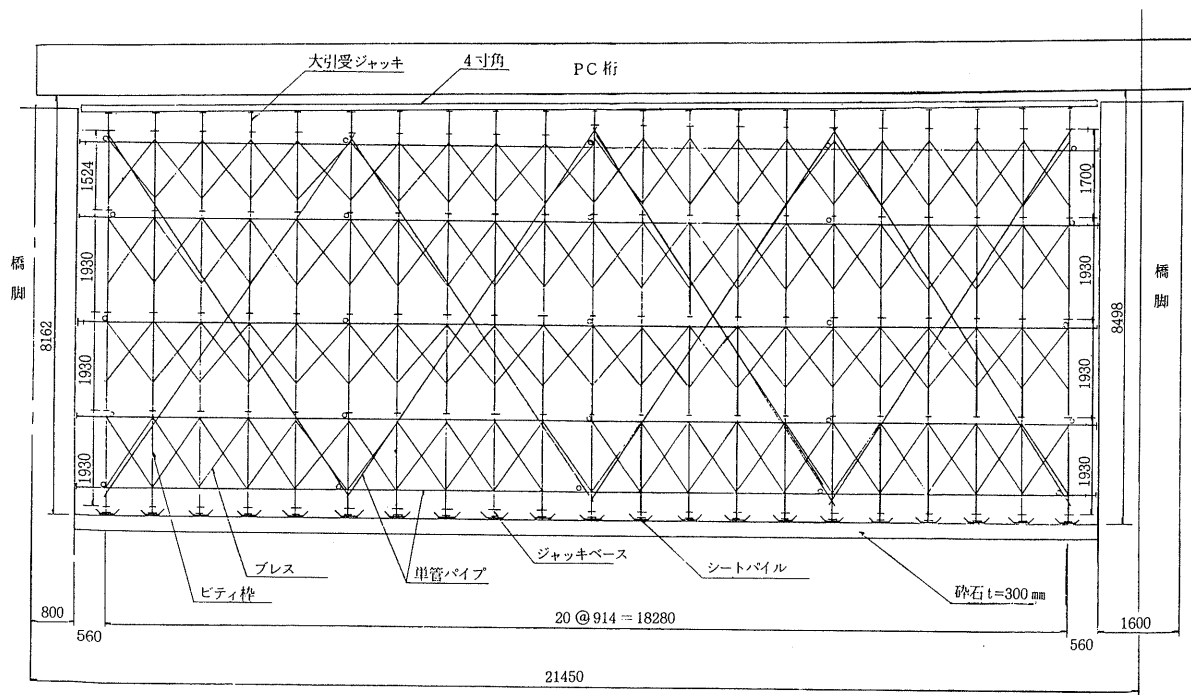


実際の計算においては、構造物の特性、地域の特性等を十分勘案し、荷重・許容値等について検討する必要がある。

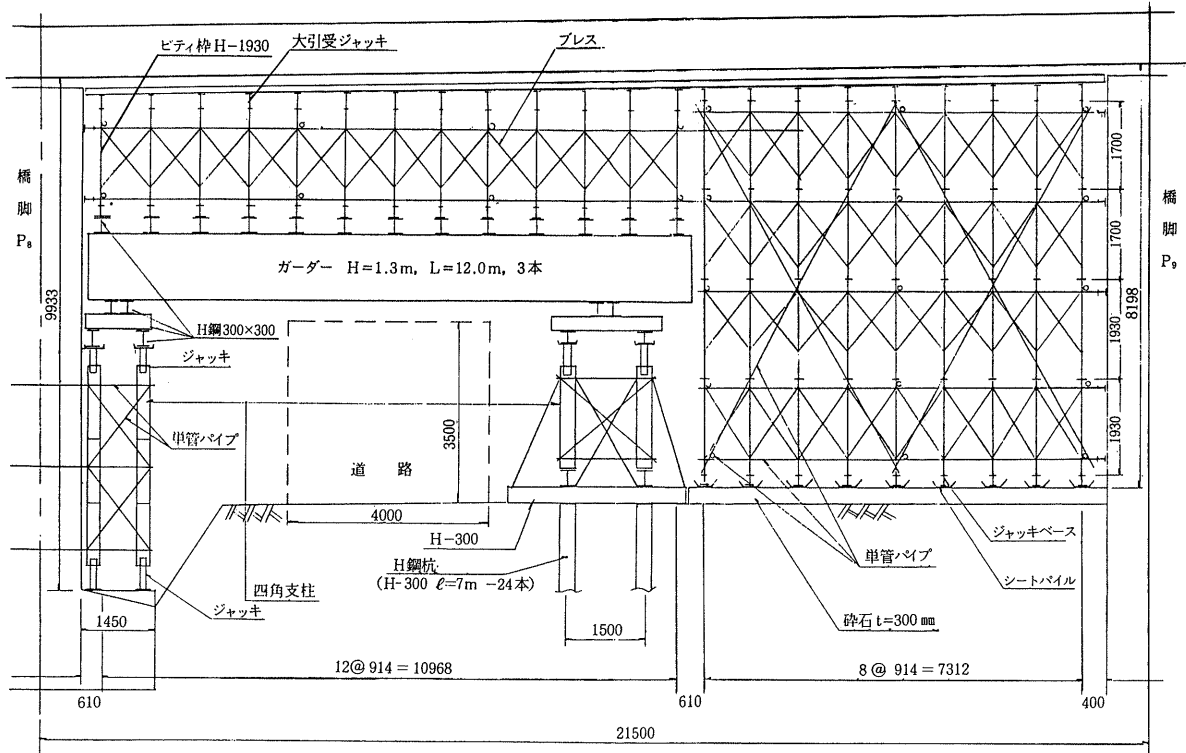
支保工全体側面図



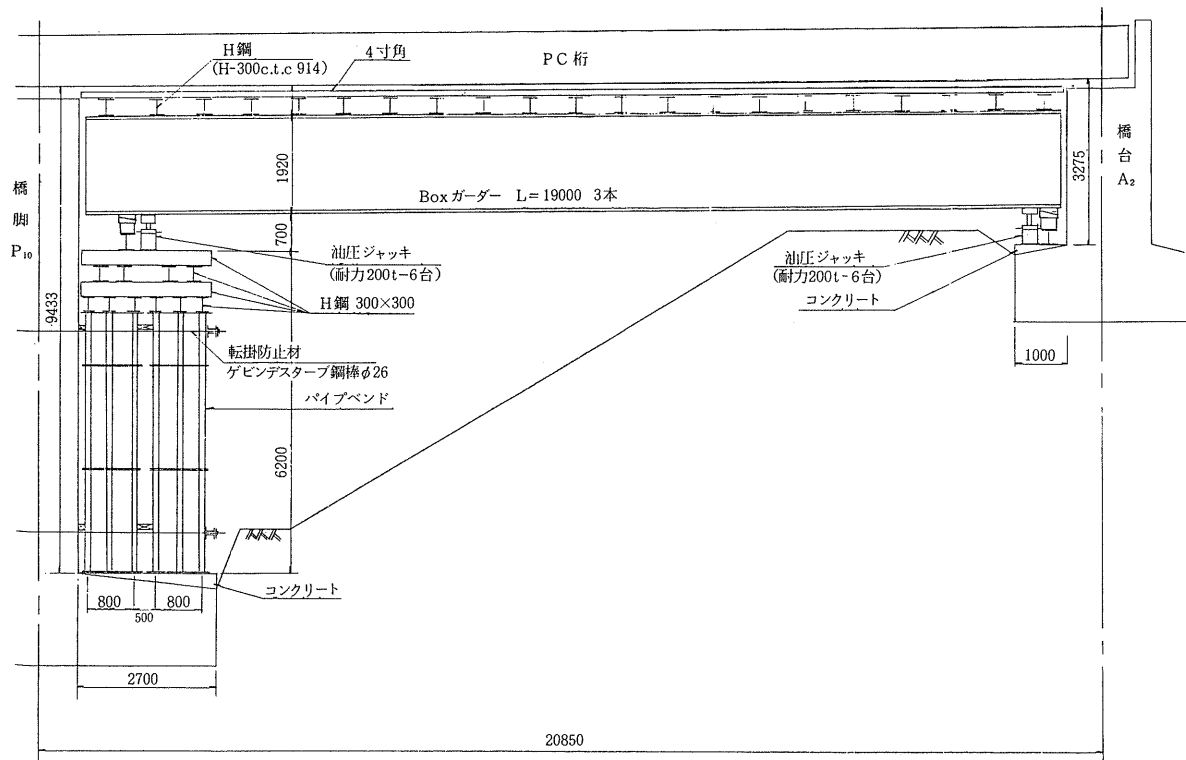
支保工側面図 (P₇ ~ P₈, P₉ ~ P₁₀)



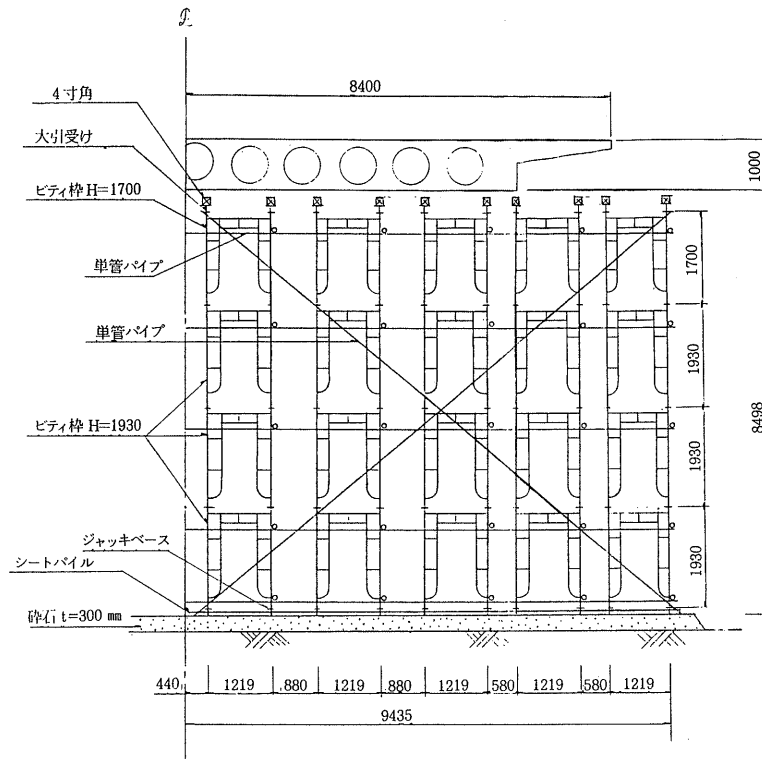
支保工側面図 ($P_8 \sim P_9$)



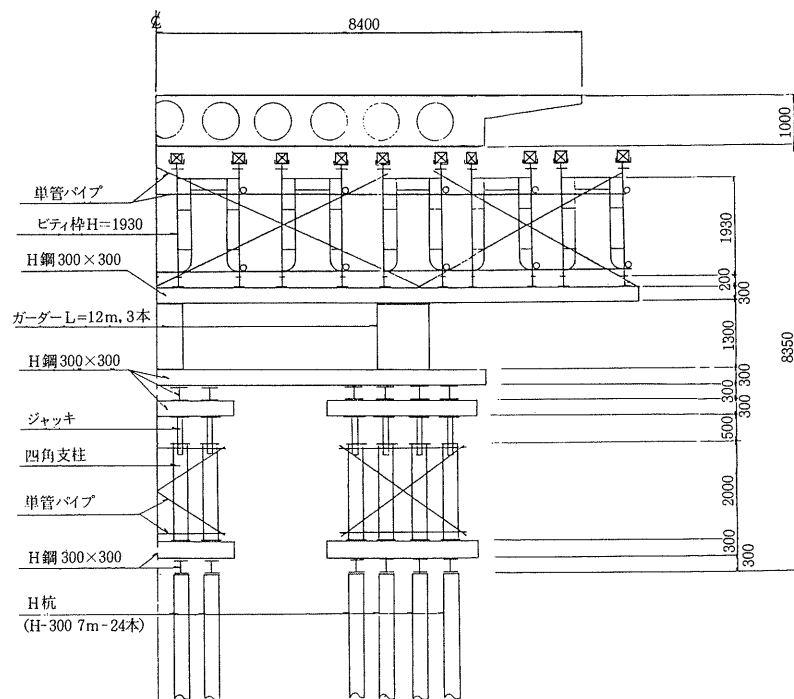
支保工側面図 ($P_{10} \sim A_2$)



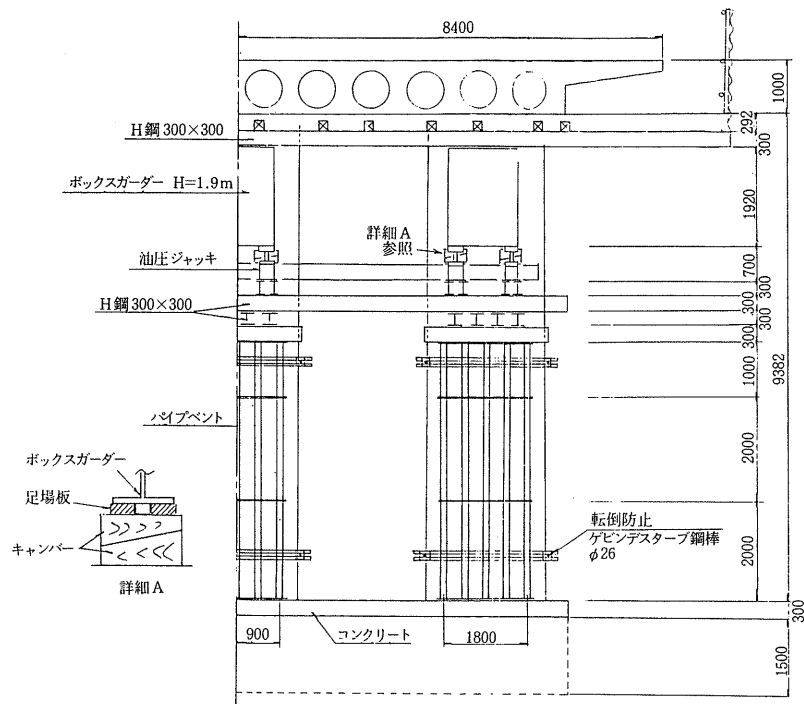
支保工断面図 ($P_7 \sim P_8$, $P_9 \sim P_{10}$)



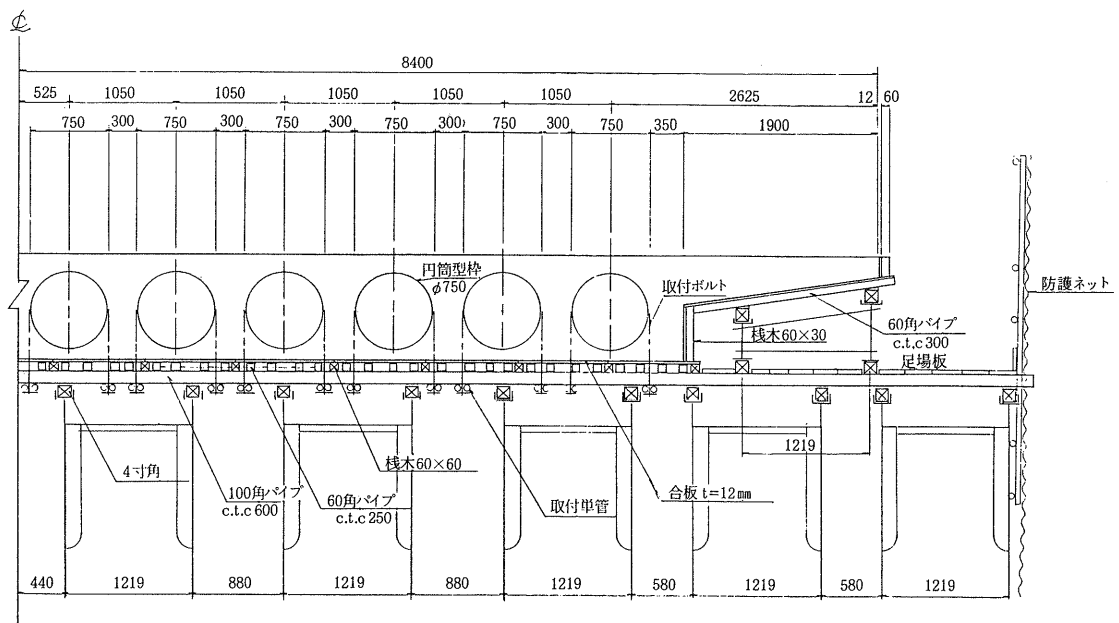
支保工断面図 ($P_8 \sim P_9$)



支保工断面図 (P₁₀)



型 枠 図



5. 型枠支保工の安全な設計施工のためのチェックリスト

PC工事の安全管理のためにプレストレストコンクリート建設業協会ではPC工事安全管理指針（昭和61年3月）を作成している。以下に型わく支保工に関するチェックリストを示す。

No.	項目	点 検 項 目	関係条文	内 容
1.		共通事項		
1 - 1		作業主任者を選任しているか。	安衛則 246 " 247	作業主任者の職務 1. 作業主任者は作業方法を決定し、作業を直接指揮する。 2. 材料の欠点の有無、器具及び工具を点検する。 3. 作業中、安全带等及び保護帽の使用状況を監視する。
1 - 2		型わく支保工の組立、解体時には必要に応じ親綱設備を行い必ず安全带等を使用させているか。	安衛則 519	安全带については2 - 1 - 3 参照*
1 - 3		支保工上の作業には作業床を設け、かつ手すりをもうけているか。	安衛則 518	止むを得ず手すりを設けられない時は親綱設備を設け、安全带等を使用させる。
1 - 4		使用材料に著しい損傷、変形又は腐食はないか。	安衛則 237	不良材料を取除き使用しない。
1 - 5		使用材料は規格品を使用しているか。	安衛則 238	
1 - 6		型わく支保工の構造は適格か。	安衛則 239	1. 型わくの型状はコンクリートの打設方法に応じた堅固な構造でなければならない。 2. 型わく支保工の届出を要する場合がある。別表-3 参照*
1 - 7		組立図により作業しているか。	安衛則 240	組立図には支柱、はり、つなぎ、筋かい等の部材の配置及び寸法を明示する。
1 - 8		支柱の沈下を防止するための措置をしているか。	安衛則 242	1. 支柱の基礎の安定性を確認する。 2. 敷角を使用する（敷角は2本の支柱に敷ける長さ） 3. 仮基礎コンクリートの打設、杭打込、転圧、栗石搗固め等を行う。
1 - 9		支柱脚部の滑り止めはよいか。	安衛則 242	脚部の固定、根がらみの取付を行う（支柱が傾斜している場合、あるいは鋼管で端板がない場合）
1 - 10		支柱上部が水平移動するおそれのある時は堅固なものに、はり又は大引きを固定しているか。		
1 - 11		大引は支柱の中央にあるか。		1. 天秤にならないようにする。 2. 偏心荷重がかからないようにする。
1 - 12		曲面の型わくの浮上り防止措置をしているか。	安衛則 242	アーチ状、ドーム状及び円筒型わくの場合控えの取付け等にて浮上りを防止する。
1 - 13		コンクリート打設作業に当たって型わく支保工の点検を行っているか。	安衛則 244	1. 異状を認めたときは補修する。 2. 打設中も随時点検し、異常時には作業中止の連絡をする。

* 印は、PC工事安全管理指針（昭和61年3月、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会）を参照のこと。

No.	項目	点 検 項 目	関係条文	内 容
1 - 14		関係者以外の者が作業区域内に立ち入っていないか。	安衛則 245	立入禁止の表示を行う。
1 - 15		悪天候（強風、大雨、大雪）及び地震（震度 4、中震以上）時には作業を中止しているか。 又、作業再開時には、総点検を行なっているか。	安衛則 245 " 567	
1 - 16		材料、器具又は工具を上げ又はおろす時は、つり綱、つり袋等を使っているか。	安衛則 245	
1 - 17		作業場の明るさはよいか。		
1 - 18		型わく支保工の下に通行がある場合、けた下空間の表示及び防護柵、防護工はよいか。		1. 支保工を防護する堅固な柵を設ける。 2. 通行に対し第三者危害防止の防護工を設ける。
1 - 19		支保工の上に不要の材料、工具が置かれていないか。		1. 作業の邪魔になる。 2. 飛来、落下のおそれがある。 3. 止むを得ず置く場合には、ロープ等で押えておく。
2.		パイプサポート		
2 - 1		パイプサポートを 3 本以上継いで用いていないか	安衛則 242	
2 - 2		パイプサポートは 4 本以上のボルト又は専用の金具で継いでいるか		サポートを傾けて使用する場合は、曲げ応力が働かないようにすると共にピンが抜けない方向にする。
2 - 3		高さ 3.5m 以上の場合の水平つなぎ及び筋かいはいよいか。		水平つなぎが高さ 2 m 以内毎に 2 方向に直交させ、筋かい等にて変位を防止する。
2 - 4		パイプサポートのガタが大きくないか。		ガタの振幅は全長の 1/55 以下とする。
2 - 5		パイプサポートの調節スクリューが伸びきっていないか。		
3.		鋼管わくサポート		
3 - 1		わくとわくとの間に交さ筋かいが設けられているか。 また水平つなぎはよいか。	安衛則 242	交さ筋かいの方向では、最上層及び 5 層以内毎において、支保工の側面及び 5 列以内毎に水平つなぎを設ける。
3 - 2		わく面の方向における水平つなぎ及び筋かいはいよいか。		わく面の方向では、5 列以内毎において、最上層及び 5 層以内毎に水平つなぎを設け、且つ筋かいによってその変位を防止する。
3 - 3		はり又は大引を上端にのせる場合は、鋼製の端板を取り付け、これにより、大引を固定しているか。	安衛則 242	

No.	項目	点 検 項 目	関係条文	内 容
4.		組立て鋼柱(四角支柱・三角支柱 他)		
4 - 1		はり又は大引を上端にのせる場合は鋼製の端板を取りつけ、これをはり又は大引に固定しているか。		
4 - 2		支柱に水平つなぎがあるか、又変位防止の筋かいはいいか。		高さが4mをこえるときは高さ4m以内ごとに水平つなぎを2方向に設け、かつ筋かいを設けてその変位を防止する。
4 - 3		鋼材と鋼材との接続部及び交さ部は、ボルト、クランプ等にて緊結しているか。	安衛則 242	番線、ロープ等の使用禁止。
4 - 4		鋼材のはりの支承の接触面の長さは適切か。	市街地土木 103	はりの支間長の1/100以上の長さがあり、5cm以下であってはならない。
4 - 5		はりの滑動、脱落の危険はないか。	安衛則 242	滑動、脱落のおそれのあるときは、はりの両端を支持物に固定する。
4 - 6		はりの横倒れの危険はないか。	市街地土木 103	はりとはりとの間につなぎを設けることにより横倒れを防止する。
5.		木材支柱		
5 - 1		水平つなぎ、筋かいはいいか。	安衛則 242	高さ2m以内ごとに水平つなぎを二方向に設け、かつ筋かいを設けてその変位を防止する。
5 - 2		継手はいいか。		2箇所以上の添え物(丸太、木板、鋼板等)を継手部にあて、釘、ボルト等にて確実に止める。
6.		段状の型枠支保工		
6 - 1		特別の場合を除き、敷板、敷角等を二段以上重ね、又は挟んでいないか。	安衛則 243	1. 特別の場合とは、型わくがアーチ状、ドーム状である等、その形状によりやむを得ない場合または敷板、敷角が一段では荷重の支持が困難な場合等である。 2. この場合には、上下の敷板、敷角を緊結する。
6 - 2		敷板、敷角等を継いで用いている時に敷板、敷角を緊結しているか。 支柱は敷板、敷角等に固定しているか。		敷板、敷角等をその長手方向に確実に緊結する。 敷板、敷角等をはさんだ上下の支柱の軸線はなるべく一致させる。

6. あとがき

支保工の設計段階で安全性が十分検討され、その内容が施工に確実に反映されていれば、工事の安全は確保されるものとする。これら一連の検討に際しては所要の基準類に従うべきことは言うまでもない。今後のPC橋建設工事における安全確保を切に願うものである。

本稿をまとめるにあたりプレストレストコンクリート技術協会の方々にはお世話になった。とくに型枠支保工の計算例の作成では大変御苦労頂いた。ここに感謝いたします。

橋梁支承部に設置されている制震構造と代表的PC橋

首都高速道路公団 神奈川建設局長 小 村 敏
プレストレストコンクリート技術協会 理事
首都高速道路公団 工務部工務企画課調査役 原 光 夫

1. まえがき

我が国の橋梁設計における重要な課題の一つに、地震荷重に如何に対処するかが挙げられる。これらの橋梁に対する耐震設計は、過去の震害の状況を観察しながら、それに対応する形で発展してきたが、実際の地震観測データの充実、及び電子計算機の発達に伴う解析技術の進歩によるそれらデータの活用によって、新たな展開を見せはじめている。

従来、橋梁の下部構造の断面寸法は、主として地震時の水平力によって決定されていたが、架橋地点の変化に伴って、それら諸元に制限を受けたり、スパンの長大化を余儀なくされるケースも多くなった。一方では、交通量の増加に伴う伸縮構造の破損も多くなり、維持修繕費の増加が見られるようになった。さらに、これらの破損に伴う騒音の発生は、沿道環境の悪化を惹き起こし始めた。この状態を改善するために、伸縮装置の少ない連続桁方式が多く採用されるようになってきた。これら条件下で、耐震設計が見直され、1960年頃から支承部に制震装置を配置した構造形式が提案され、年を追ってこの形式が採用されることが多くなってきた。

本稿では、その流れを集大成する形で、日本のプレストレストコンクリート橋（PC橋）に応用された例を中心に、これら制震装置を紹介してみたい。同じような構造を採用しているニュージーランドの例については、別の機会に紹介したい。

2. 概 要

一般的に制震装置は、地震動との共振を避けるために、構造物の固有周期を調節したり、地震エネルギーを吸収、あるいは絶縁して構造物の地震応答を低減するのが目的である場合が多い。日本の橋梁の場合には、応答の低減も期待しているが、連続桁形式における地震エネルギーの分散を主目的に、発展してきたケースが多い。

従来は、設計計算の容易さ、施工の簡便さなどから、橋梁には単純桁が多く採用されてきたが、立地条件などによるスパンの長大化、曲線化が要求され、連続桁形式の方が経済的に有利になる場合も多くなってきた。道路橋の場合、伸縮装置は欠陥の生じ易い箇所、絶えず維持補修が必要である。さらに、伸縮装置上を自動車が走行する際に、走行者が不快感を覚えるとともに、騒音を発したり、橋脚を伝って地盤にも振動を伝達し、沿道環境保全の面からも、その数は少ない方が望ましい。更に、過去の震害を見ると、単純桁に比べ、不静定次数の高い連続桁は、落橋しにくいとされており、耐震性の面からも有利であるとされている。

ところが連続桁にすると、単純桁に比べ、上部工の総重量が大きくなり、特にコンクリート橋では、地震時の橋軸方向水平力をどのように処理するかが、重要な問題となる。図-1は、橋軸方向水平力の支持形式の模式図であり、4形式に大別される。

従来から広く用いられてきたのは、一点固定形式である。即ち温度変化やコンクリートのクリープ・乾燥収縮など

による桁の伸縮変形を拘束せずに、固定橋脚を一つにし、他はすべて可動橋脚にする形式である。この形式では、固定橋脚に地震時の橋軸方向水平力が集中し、固定橋脚が過大になることが避けられなかった。都市内の高架橋では、その立地条件、美観面から、全体としてバランスの取れた構造寸法が要求され、大きな断面の固定橋脚は、構築不可能である。可動橋脚でも、鉛直力と橋軸直角方向水平力を支持しており、たとえ橋軸方向水平力が小さくとも、断面をそれほど小さくは出来ない。

多点固定形式は、橋脚の高さが高く、結果として剛性が低くなる場合や、パイルベント方式などのスレンダーな橋脚を採用することで、下部工の全体的な剛性を低くすることができる場合に可能である。各橋脚を固定として、桁の収縮変形などを、下部、基礎工の水平変形で吸収し、桁には応力を多く伝達せずに、橋軸方向水平力を分散できる。

橋脚が比較的剛で、連続桁形式を採用する場合には、各種のダンパー方式が利用されている。図-2が、日本で主に用いられているダンパー方式の分類である。

粘性抵抗を利用したダンパーには、オイルダンパー、ダンパー式ストッパー、粘性せん断型ダンパーなどがある。これらは、桁と橋脚天端の相対速度に応じた粘性減衰抵抗によって、地震時の橋軸方向水平力を分散する方式である。このダンパーは、地震のような急激な速度では大なる抵抗を示すが、クリープ、温度変化などの緩やかな動きについては殆ど抵抗しない。さらに、粘性減衰による地震応答の低減も期待できる。

バネ型のダンパーとしては、SUダンパー、ゴム沓があり、支承部の相対変位に応じて水平力を分担する。SUダンパーでは、PCケーブルの伸縮変形、ゴム沓では、せん断変形あるいは伸縮変形に対応しており、さらに発展させて、PCケーブルとゴムの併用タイプもある。バネ型のダンパーは、基本的には、桁の伸縮変形による温度応力の発生を完全には吸収できないが、下部工の剛性に関係なく支承部の剛性を低下させて、温度応力を小さく押さえようとするものである。地震応答の軽減については、ゴム沓の場合は、その内部減衰だけでそれほど大きくないが、SUダンパーでは、鉛直荷重は、ベアリングプレート沓などで支持するので、摩擦による履歴減衰も期待でき、一層有効である。

3. 粘性を利用したダンパー

3.1 概 念

粘性抵抗を利用したダンパーは、一般的には、ある装置を支承部に設置し、上部工と橋脚天端を連結する。この装置は、温度変化、クリープ、乾燥収縮などのゆっくりした桁の伸縮変形には抵抗せず、地震動のような急激な運動には抵抗して、上部工の慣性力を下部工に伝達する。ただし、ダンパーだけでは、固定点がなく、変位に対する復元力をもたないので、固定支沓を一箇所設けるか、板バネのようなバネ定数の大きいバネをダンパー内に設置して、固定橋脚とする。この固定橋脚の位置は、橋梁全長の中心部に置き、端橋脚付近での常時の桁の変位量をできるだけ小さくするようにする。この方式の利点は、下部工に作用する常時水平力は、沓の摩擦力以上にはならず、地震時には粘

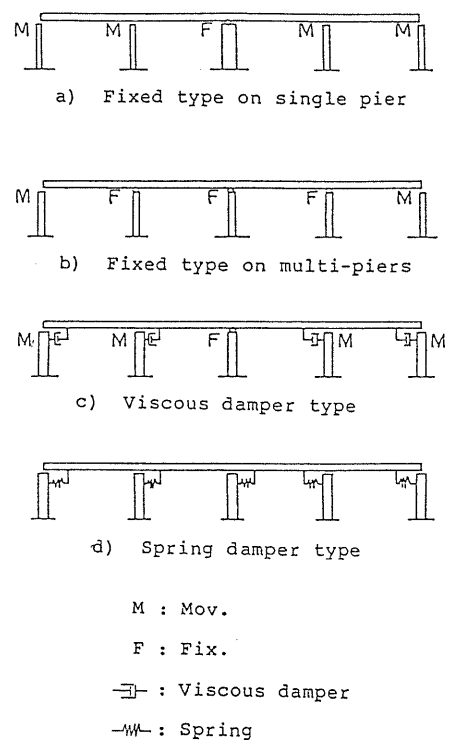


図-1 橋軸方向水平力の支持方法の種類

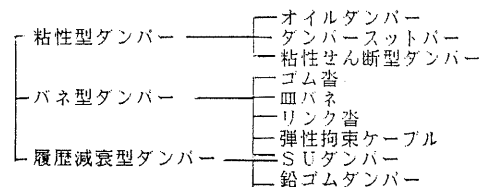


図-2 ダンパーの形式

性抵抗による振動低減効果も期待できることである。

粘性ダンパーを用いた橋梁の最も一般的な振動モデルは、図-3に示す通りである。このモデルでは、橋脚を一質点系とし、各可動橋脚の換算バネ、及び質量、ダンパーの粘性係数は、すべて同一か一定の比例関係にあると仮定している。この振動系の運動方程式は、次のようになる。

$$(M+M_1)(\ddot{Z}+\ddot{X}_1)+C_1\dot{X}_1+C(\dot{X}_1-\dot{X}_2)+K_1X=0 \quad (1)$$

$$M_2(\ddot{Z}+\ddot{X}_2)+C_2\dot{X}_2+C(\dot{X}_2-\dot{X}_1)+K_2X_1=0 \quad (2)$$

- ここで M : 上部構造の質量
M₁ : 固定橋脚の質量
M₂ : 可動橋脚の質量
C, C₁, C₂ : 粘性ダンパーのダンピング係数
K₁ : 固定橋脚のバネ定数
K₂ : 可動橋脚のバネ定数

この運動方程式から、変位応答倍率、絶対加速度倍率、各橋脚の最大水平力などが求められる。図-4は、Imperial Valley地震(1940, El-Centro), 十勝沖地震(1968, 八戸)の加速度波形を入力した時の、橋脚の水平力を、固定、可動橋脚、各1橋脚あたりについて、Cをパラメーターとして示した一例である。C=50 t・sec/cmで、固定橋脚の水平力は最も小さく

なり、C>300 t・sec/cmでは、固定脚と可動脚の水平力は、ほぼ等しくなる。振動低減効果に重点を置くなら、Cを50 t・sec/cmとすべきであり、水平力分散効果に重点を置く場合は、Cを300 t・sec/cmより大きくすべきである。

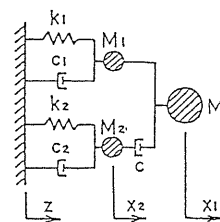


図-3 粘性ダンパーを利用した場合の概略的振動モデル

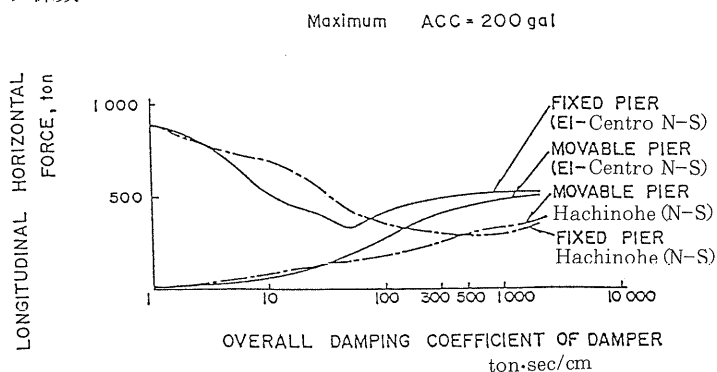


図-4 動的解析の計算結果の一例

3.2. オイルダンパー

この型のオイルダンパーは、機械で一般的に用いられているオイルダンパーと同一の形体であり、その一例を、図-5、写真-1に示す。図から分かるように、本体は、シリンダーとオリフィスを持つシリンダーからなり、内部には低粘度のダンパーオイルが封入されている。オイルダンパーの減衰力は、ピストンの運動によって、油が狭い通路を流れる時、圧力降下を生じ、その結果、ピストン両面に働く力の差が抵抗力となる。減衰力は、ピストン速度以外に、オリフィスの面積や長さ、ピストン面積などの関数となっている。

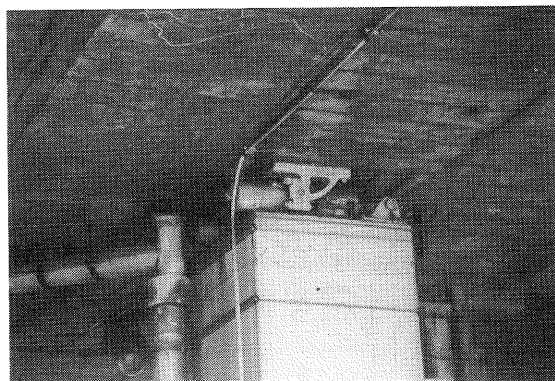


写真-1 橋脚上のオイルダンパー

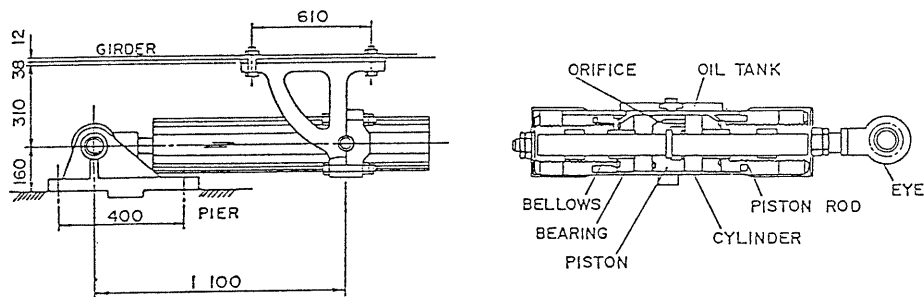


図-5 オイルダンパーの一例

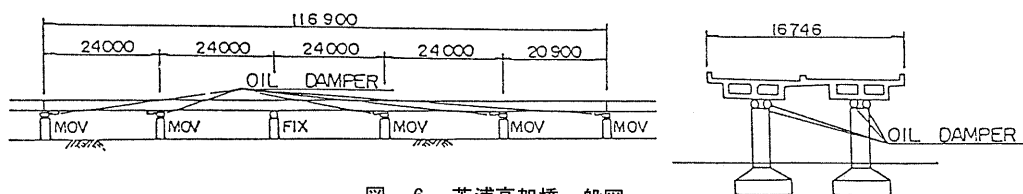


図-6 芝浦高架橋一般図

橋梁用ダンパーは、水平荷重が大きくなるので、一般のものより大型で、さらに1橋脚あたりの個数は、多数になることが多い。図-6、写真-2は、オイルダンパーを設置した橋梁で、首都高速道路、1号線芝浦高架橋の5径間連続桁の例である。この高架橋は、立地条件から橋脚及びフーチング断面が制約を受けていたにも拘らず、オイルダンパーを採用することで、構築可能になった。上部工死荷重約3,000t、設計水平震度0.3の水平力を、1.2m×1.2mの断面を有する柱12本で分担している。ダンパーは、1ヶ当りの減衰力24tのものを、20個使用している。

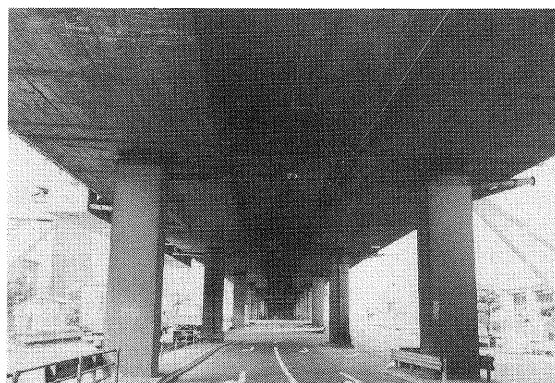


写真-2 芝浦高架橋

3.3 ダンパー式ストッパー

ダンパー式ストッパーは、図-7、写真-3に示すように、橋脚に埋め込まれた鋼製の外箱に、桁下面から突き出した鋼製角柱体が挿入され、その隙間には、高粘度の粘性体が充填されている。上部は、すべれるシールプレートで密閉されている。粘性流体は、アスファルトを主成分とし、各種の添加剤を加えて、耐候性に優れた材料を用いている。固定用のストッパーは、可動用のものに、橋軸方向に対して板バネを挿入したもので、この板バネの復元力により、上部と下部工の位置関係を保持する。

この力学モデルは、バネと粘性減衰が、並列に組み込まれたものとなる。ダンパー式ストッパーの粘性抵抗は、相対速度、内箱の受圧面積、粘性体流路の面積、及び流路長さや粘性体の粘度をパラメーターとして、実験的に求められている。

ダンパー式ストッパーは、コンクリート橋の施工に適した設計になっている。1966年以来、主に新幹線などの鉄道

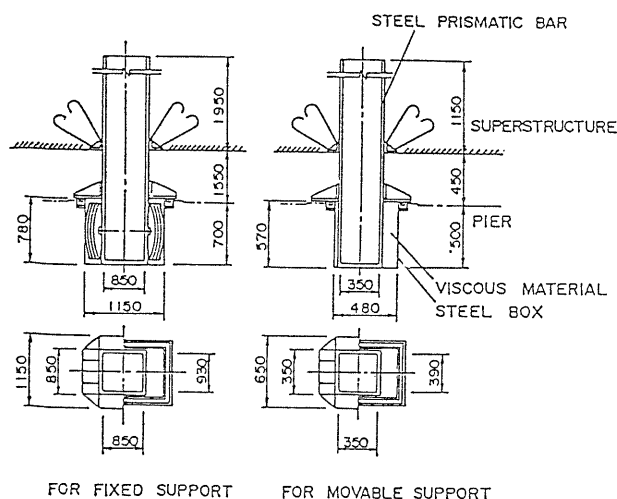


図-7 ダンパー式ストッパーの一例

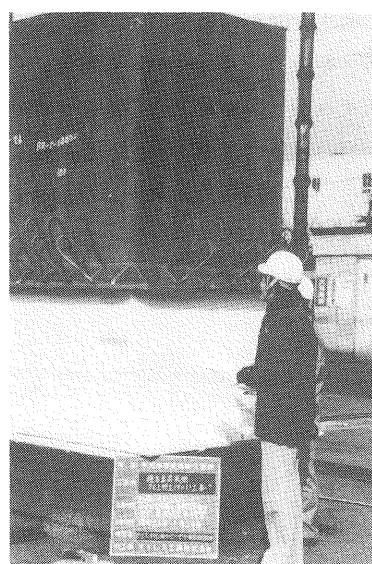


写真-3 ダンパー式ストッパー

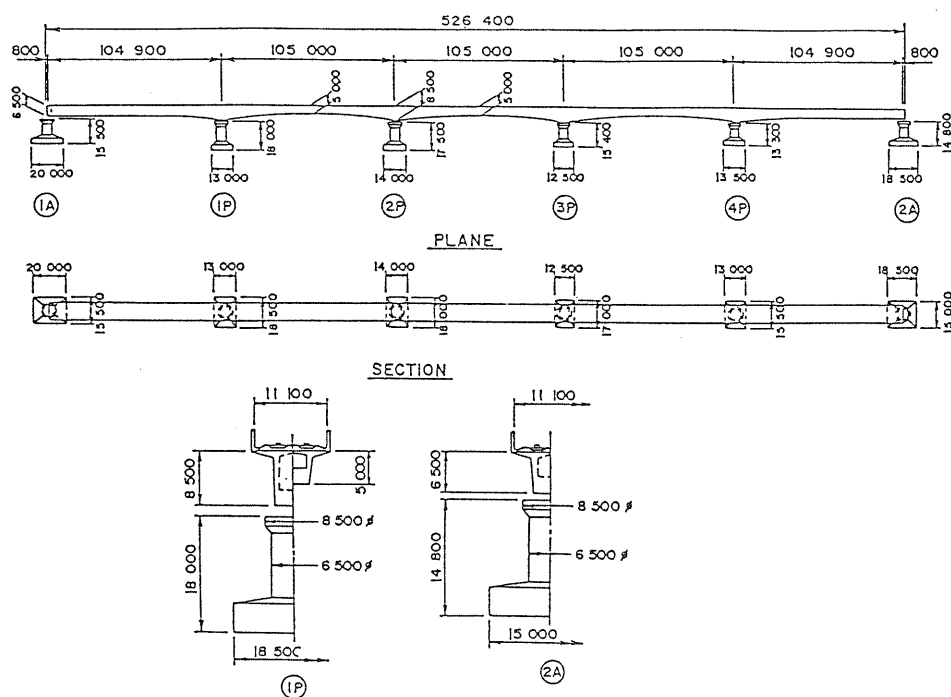


図-8 第二阿武隈川橋一般図

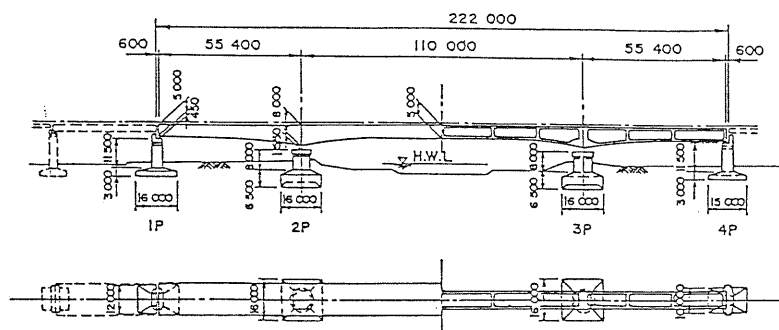


図-9 太田川橋一般図



写真-4 第二阿武隈川橋

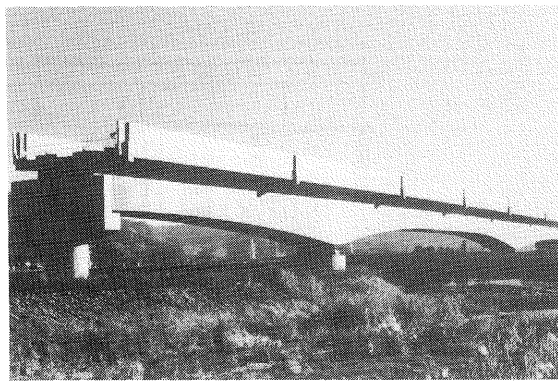


写真-5 太田川橋

橋に多く採用され、日本におけるPC鉄道橋のスパンの長大化、多径間化を可能にした装置である。水平力の摘要範囲は、10t代から1000t代まで可能である。図-8,9, 写真-4,5は、ダンパー式ストッパーを設置した橋梁の例である。東北新幹線第二阿武隈川橋は、全長526.4mの5径間連続PC箱桁橋であり、上越新幹線太田川橋は、中央径間110mをもつ3径間連続PC箱桁橋である。

3.4 粘性せん断型ストッパー

図-10に示すように、粘性せん断型ストッパーは、互いに微小な隙間をもって相対して組み合わせられた二組の板（A、B）からなっており、板Aは、上部工の桁下面に設置された箱Cに固定され、板Bは、下部工天端に設置された鋼製の箱に固定されている。A、Bの板間の隙間に充填された粘性体のせん断抵抗によって、相対速度に応じた抵抗力を生じる。粘性体の材料としては、アスファルト系の混合物か、シリコンオイルが用いられている。

抵抗は、相対速度、総せん断面積、板間の隙間の間隔、粘性体などをパラメーターとして、実験式が与えられている。ダンパー型ストッパーのように、

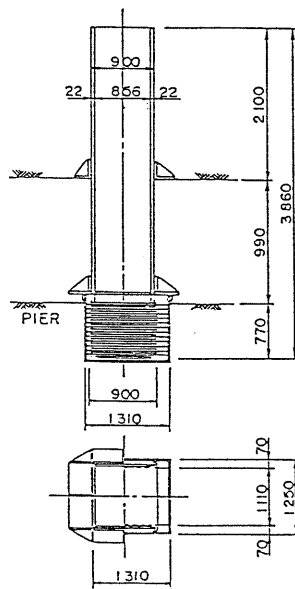


図-10 粘性せん断型ストッパーの一例（コンクリート橋）

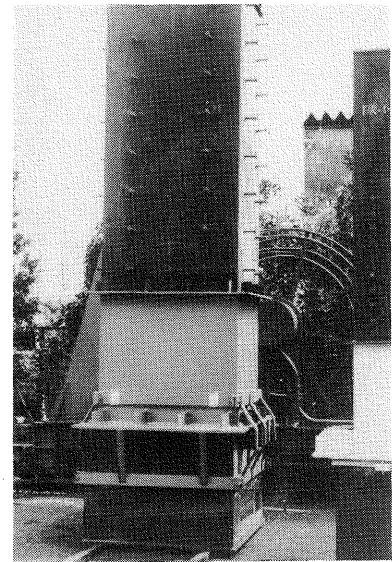


写真-6 コンクリート橋用粘性せん断型ストッパー

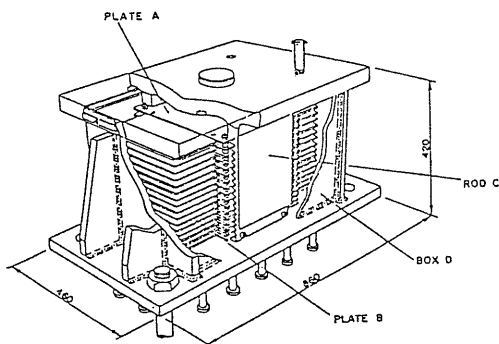


図-11 粘性せん断型ストッパーの一例（鋼橋）

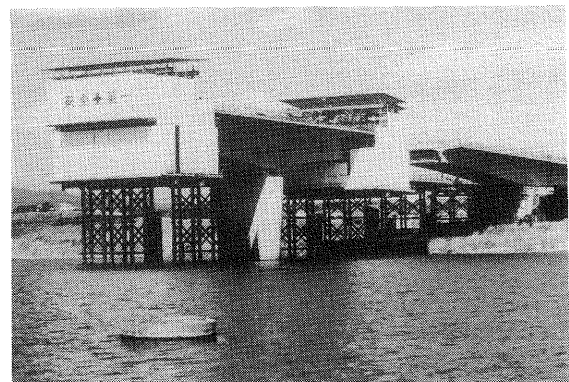


写真-7 合川橋

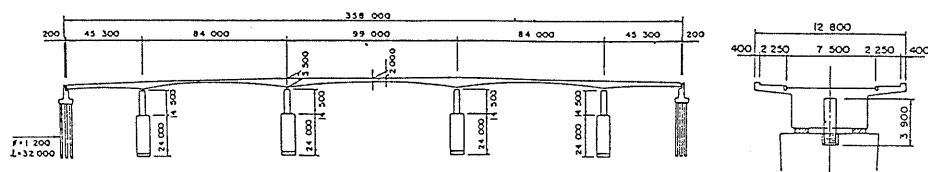


図-12 合川橋一般図

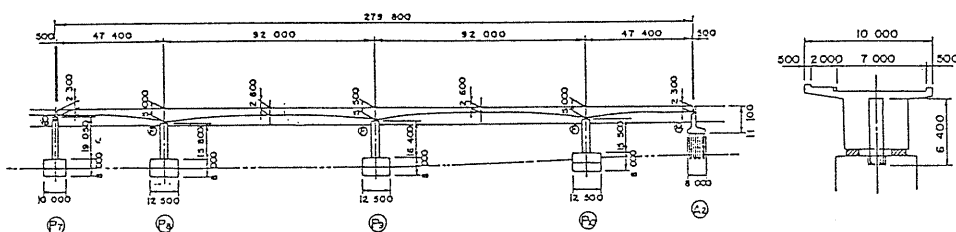


図-13 由良川橋一般図

粘性体圧力により抵抗力を発生するものでないため、粘性体が圧縮変形をせず、微小変位に対してもダンパーの効果が優れている。

図-11は、鋼橋に設置された粘性せん断型ダンパーであり、コンクリート橋に用いる場合は、図-10のように、上部、下部工に埋め込んで用いる。図-12、写真-7、図-13は、粘性せん断型ストッパーを設置したコンクリート橋の例である。福岡県の合川橋は、5径間連続PC箱桁橋で、設計水平力540tのストッパー3基を用いている。京都府の由良川大橋は、4径間連続PC箱桁橋で、水平力640tのストッパー2基を用いており、その寸法は1.1m×0.9mで、高さは4.2mである。

4. バネを用いたダンパー

4.1 概 念

SUダンパー、ゴム沓などは、支承部の相対変位に応じて、水平力を支持するバネ型ダンパーである。バネ型のダンパーは、基本的には、桁の伸縮変形による温度応力の発生を完全に吸収することはできないが、下部工の剛性の低下の代わりに、支承部の剛性を低下させて、温度応力を小さく押さえようとするものである。地震応答の軽減については、桁を弾性的に固定しているの、ピン構造のものに比べて固有周期が長くなり、それを利用して地震動と離すように設定すれば、共振しにくくなり、桁の加速度倍率を小さくすることができる。ゴム沓の場合は、その内部減衰のみで、それ程大きな効果は、期待できないが、SUダンパーでは、鉛直荷重をベアリング沓で支持するので、その摩擦による履歴減衰を期待できる。

4.2 SUダンパー

SUダンパーは、連続桁の支承を全て可動支承とし、桁と橋脚天端をPCケーブルなどでほぼ水平に連結し、弾性固定するものである。桁の伸縮変形は、このPCケーブルで拘束される。一方、このPCケーブルの断面積と長さを調節することによって、バネ定数をコントロールし、常時の水平力を小さくできる。ただし、桁の伸縮変形によって、PCケーブルに弛みを生じないように、プレストレスを導入しておくことは必要である。

このダンパーの簡略化された振動モデルは、図-14に示されている。上部工の慣性力が、可動沓における摩擦抵抗よりも小さい場合は、固定沓と同一である。可動沓に滑動が生じると、ケーブルの張力が変化する。この運動方程式は、非線形であり、橋脚下端の回転 θ を入れると、次のように表わされる。

$$M_2(\ddot{X}_2 + \ddot{Z}) + F(X_2 - X_1) = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$M_1(\ddot{X}_1 + \ddot{Z}) + C_1(\dot{X}_1 - \dot{X}_0 - H\dot{\theta}) + F(X_2 - X_1) + K_1(X_1 - X_0 - H\theta) = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$M_0(\ddot{X}_0 + \ddot{Z}) - C_1(\dot{X}_1 - \dot{X}_0 - H\dot{\theta}) + C_H\dot{X}_0 - K_1(X_1 - X_0 - H\theta) + K_H X_0 = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$J\ddot{\theta} - C_1 H(\dot{X}_1 - \dot{X}_0 - H\dot{\theta}) + C_0\dot{\theta} - K_1 H(X_1 - X_0 - H\theta) + K_0\theta = 0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで $F(X_2 - X_1)$; 図-15に示す疑似剛塑性履歴曲線の関数

上式で、El-Centro (NS) 波について、入力加速度を変えて応答解析を行った例を、図-16に示す。入力速度の増加に伴い、桁の応答変位は大きくなるが、橋脚の応答値はあまり変化していない。

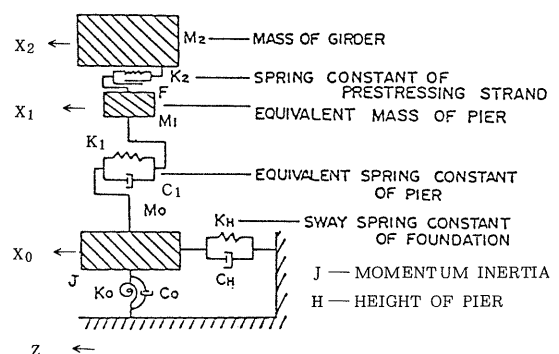


図-14 SUダンパーの振動モデル

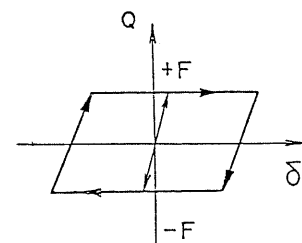
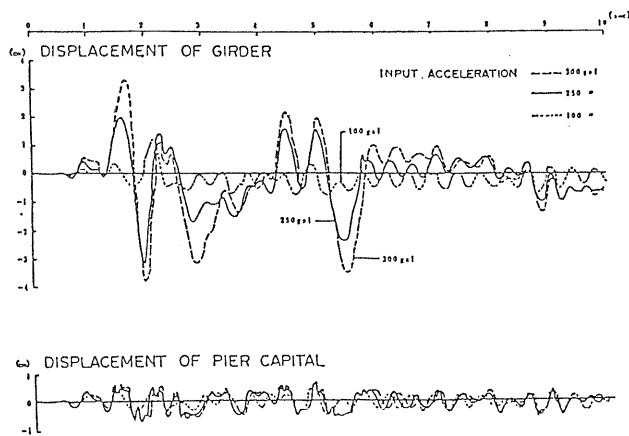


図-15 疑似剛塑性履歴曲線の例

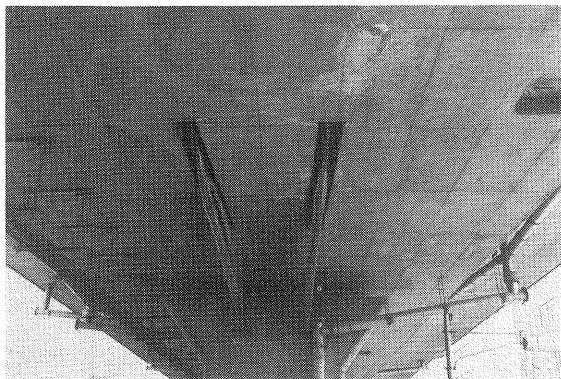
上記の計算では、各橋脚のダンパーを同一としているので、常時+温度変化の状態での水平反力は、中央側橋脚が小さく、端部の橋脚ほど大きくなっている。地震時の水平力は、各橋脚のバネ定数に比例して分散する。このため、各橋脚に設けられたダンパーのバネを調節し、常時+温度変化+地震時の状態での水平力を、均等にすることもできる。このことは、都市内高架橋などで、美観上からくる橋脚断面の同一化を可能にし、さらにある基礎に制約がある場合には、その基礎だけ水平力を軽減させ寸法を小さくできる利点をもつ。

この装置は、最初に首都高速道路、1号線117工区の芝浦高架橋に採用されている。図一17、図一18、写真一9は、同じく5号線の511工区の3径間連続PC箱桁橋で、初期の一例である。図一19、写真一10は、足立三郷線AS21工区、浮塚高架橋の9径間連続PC箱桁橋で、ダンパー使用区間は402mである。

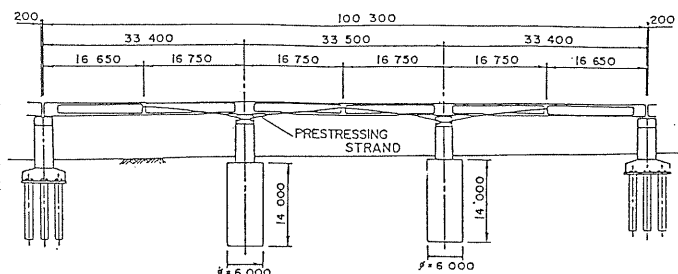
浮塚高架橋のダンパーは、図一20のような配置である。PCケーブルを、上部工の下床版に設置されたフッ素樹脂板の沓タイプのサドルで曲げ、それぞれの端部を上下部に定着させている。このサドル部分の構造は、温度変化時の伸縮では滑り、回転に対しては、ゴムで吸収できるようにになっている。この橋梁の橋脚に作用する水平力は、表一1に示す通りである。この橋梁については、設計手法の妥当性を確認するため、加速度、支承の相対変位、ダンパー張力などについて、常時、地震時の観測が行われている。



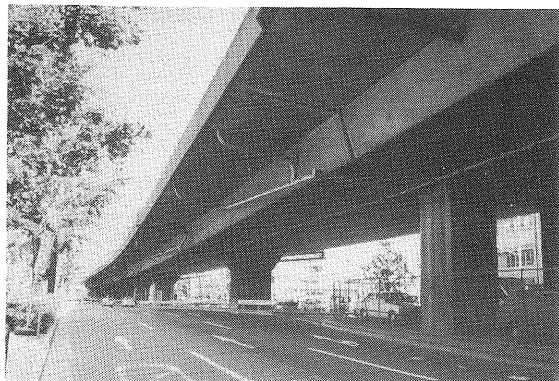
図一16 SUダンパーを使用した橋の動的解析結果



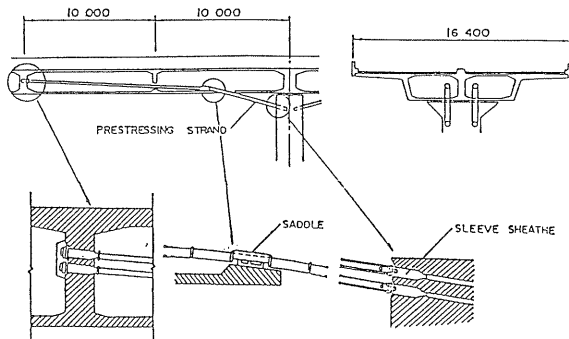
写真一8 桁下面から見たSUダンパー



図一17 北池袋高架橋一般図



写真一9 北池袋高架橋



図一18 SUダンパー詳細図

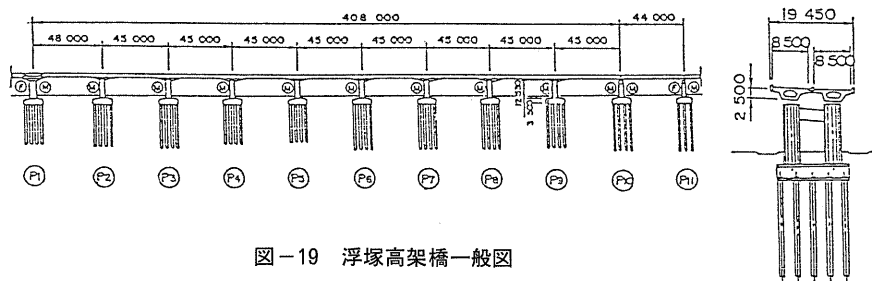


図-19 浮塚高架橋一般図

表-1 浮塚高架橋の水平力分担状況

PIER	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉
CREEP, SHRINKAGE	187	183	142	73	38	128	195	222
TEMPERATURE CHANGE	115	111	84	41	26	79	117	130
EARTHQUAKE	221	298	371	482	529	409	346	252
TOTAL	523	592	597	596	593	616	659	614

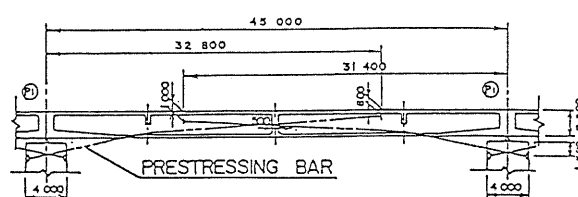


図-20 SUダンパー配置図



写真-10 浮塚高架橋

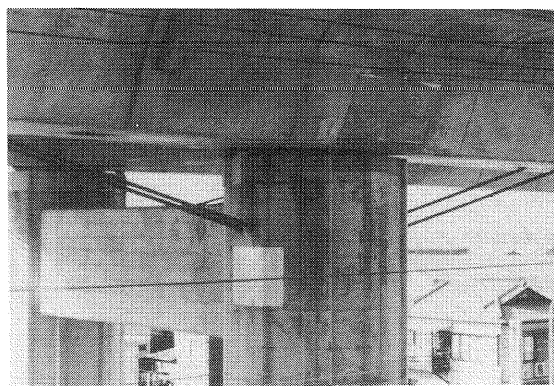


写真-11 浮塚高架橋のSUダンパー

なおこの橋梁を可能にしたものの一つに、大伸縮変形を吸収できるSTジョイントの開発が挙げられる。このジョイントは、リンク装置を用いて、橋軸方向変位を直角方向に変換し、桁間の間隙を小さくできるものである。この装置についても、変位量の観測とともに、機械装置の状況の観察が続行中である。

4.3 ゴム沓

ゴム沓は、従来から、比較的小規模のPC橋において、鉛直荷重を支持するためのものとして、日本では広く用いられていた。1975年以降、水平力分散用にも用いられるようになり、現在に至っている。

桁の伸縮変形を、ゴムのせん断変形で吸収するが、伸縮変量が大きくなると、厚いゴムを必要とする。せん断バネ定数は、ゴム沓の支圧面積と厚さの比である。しかし、大きな伸縮量は、ゴム厚の増大を招き、不必要な柔軟性を生じ、地震時における上部工の水平変位を大きくする可能性もある。さらに、ゴム沓の製造にも、ある制約を受ける。これを避けるため、コンクリート橋の場合、乾燥収縮やクリープなどの変形分については、予めゴム沓に強制的にせん断変形を与えておき、上部工の変形方向と逆向きに設置すれば、その予備せん断変形量に対応するゴム厚を薄くすることができると同時に、適切なせん断バネ定数を得ることが可能になる。

図-21、写真-12は、首都高速道路、BT 152工区、有明高架橋の3径間連続PC橋を示し、1,320 tの鉛直荷重と230 tの水平荷重を寸法150×150 cm、厚さ11.6 cmのゴム沓で支持している。図-22、写真-14は、飾磨臨海大橋右

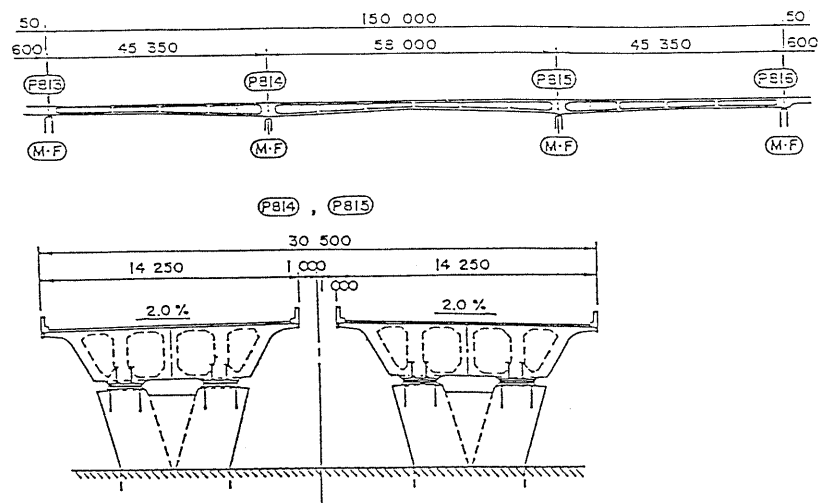


図-21 有明高架橋一般図

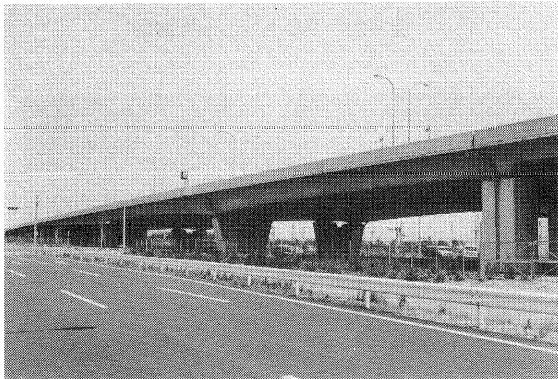


写真-12 有明高架橋

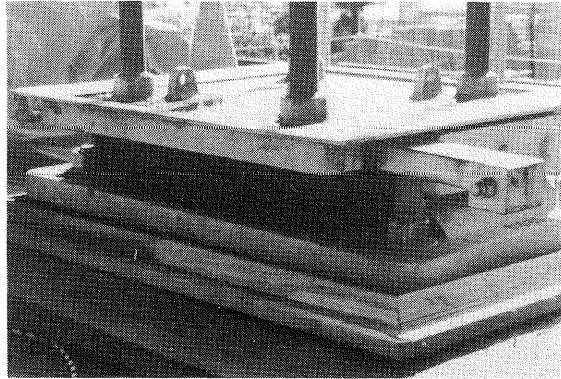


写真-13 ゴム沓

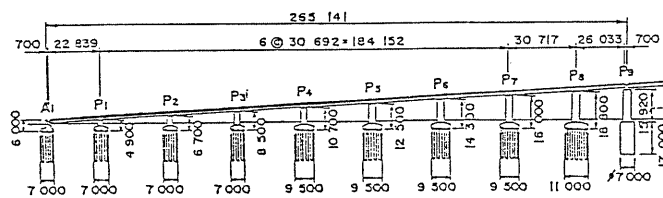


図-22 飾磨臨海大橋取付部一般図

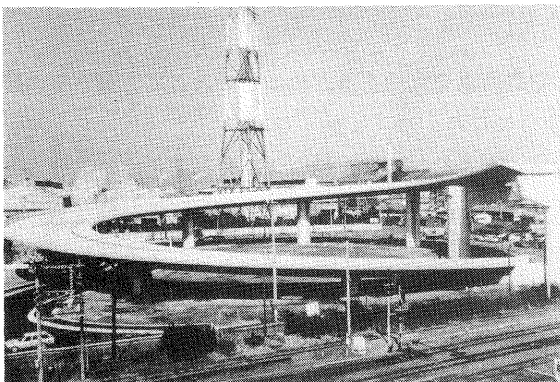
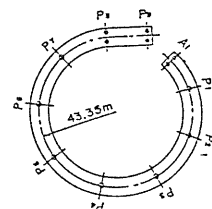


写真-14 飾磨臨海大橋

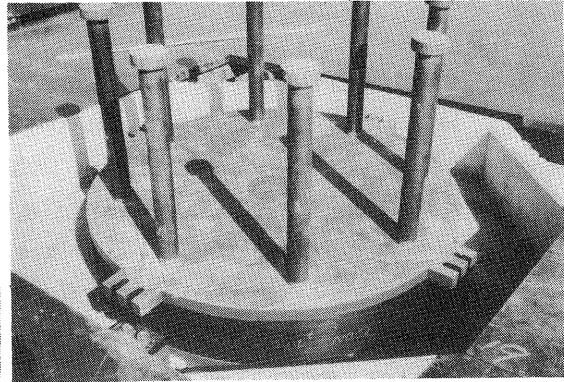


写真-15 円形状ゴム沓

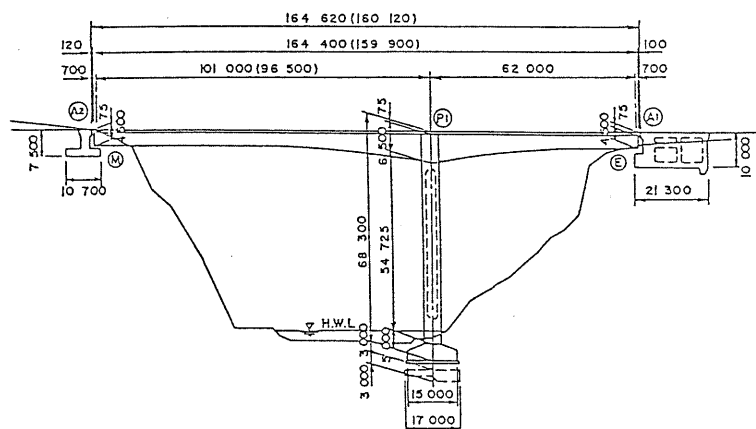


図-23 薄根川橋一般図

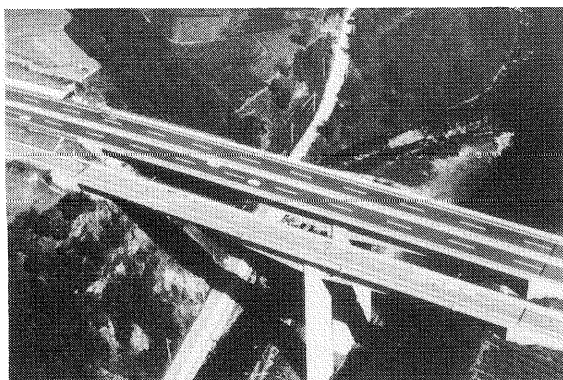


写真-16 薄根川橋

岸取付橋の例である。この橋は、橋長 264 m、構造中心半径が 42.2 m のほぼ全円に近いループ橋で、構造的には、9 径間連続 PC 箱桁曲線橋である。水平分散用に用いられているゴム沓は、ゴムの等方性を有効に活用するため、円形状にし、矩形よりも応力の集中を少なくしている。

鉛直荷重は、普通の可動沓で支持し、水平荷重をゴムの伸縮変形を利用して分散させる場合もある。図-23、写真-16 の関越自動車道薄根川橋は、2 径間連続 T 型ラーメン橋で、図-24、写真-17 に示すように、A1 橋台部に水平沓を設置し、A1 橋台と P1 橋脚で橋軸方向水平力を分担する。A1 方向の地震力に対しては、中間ゴムで抵抗し、A2 方向の地震力に対しては、PC 鋼棒と中間ゴムが同時に作用する。この水平沓では、両方向のバネ定数が同一になるように設計されている。

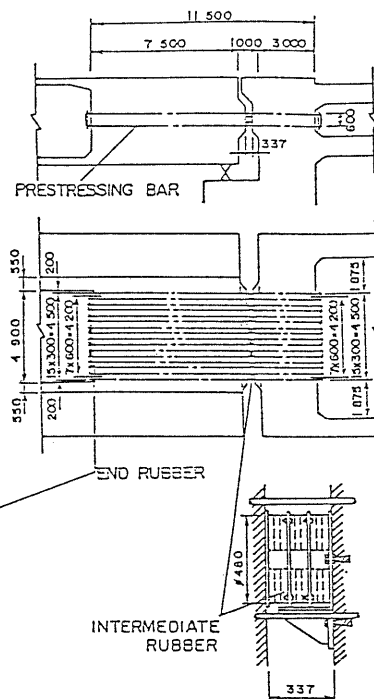


図-24 地震力支持方法の詳細図



写真-17 薄根川橋桁端部

5. その他のダンパー

その他のダンパーとしては、斜張橋の例が挙げられる。ここに述べる例は、いずれも鋼斜張橋の例であるが、原理的には、PC 斜張橋にも応用可能なものである。斜張橋の桁の橋軸方向の固定方法としては、1 点集中固定、多点弾性固定、粘性ダンパー固定など連続桁と同様な方法と、支承部では無固定とし、斜材で水平力を伝達することも考え

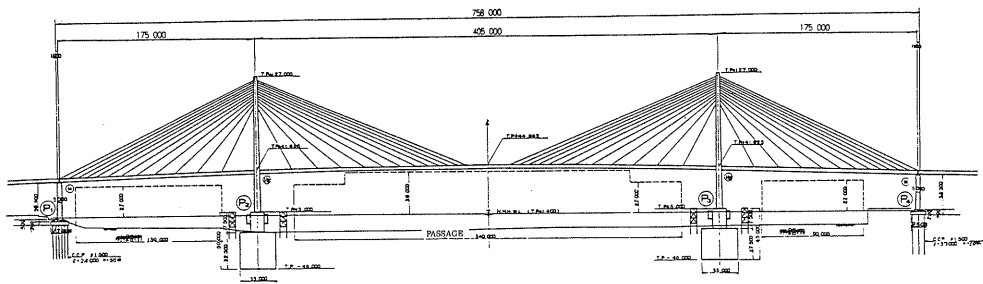
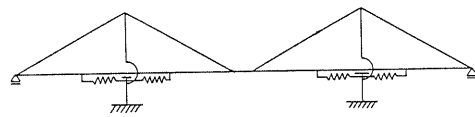
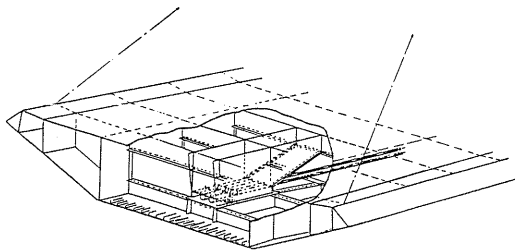


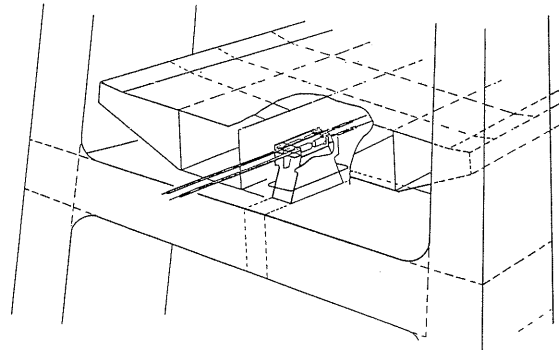
図-25 名港西大橋一般図



Setting position of PC strands



Girder side



Tower side

Anchor part of PC strands

図-26 弾性固定の方法

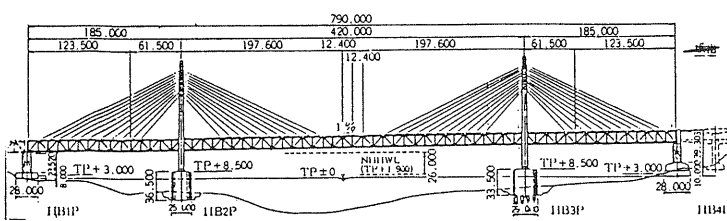


図-27 ひつ石橋, 岩黒島橋一般図

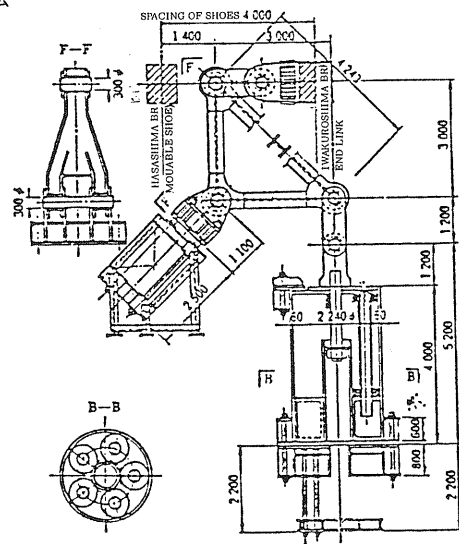


図-28 橋軸方向制震固定装置

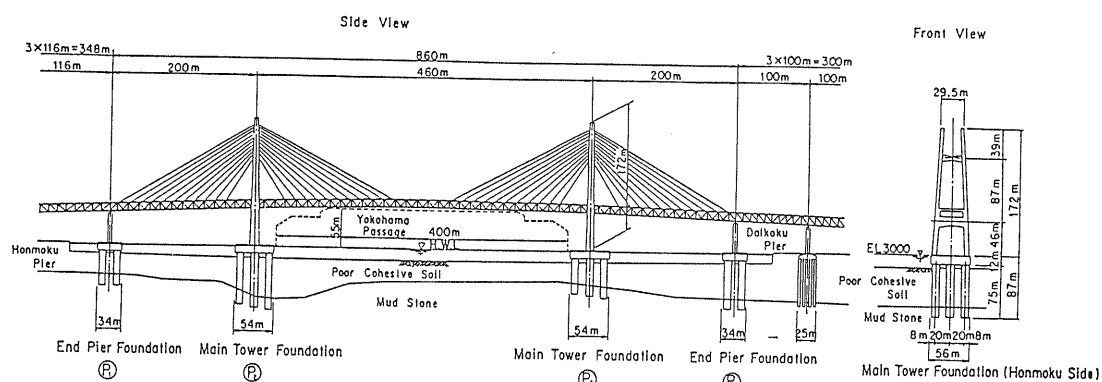


図-29 横浜港横断橋側面図

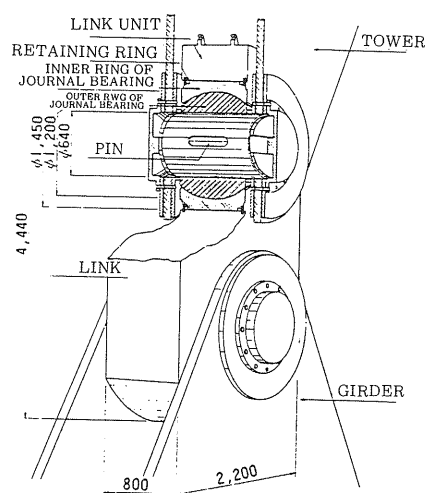


図-30 制震装置の概要図

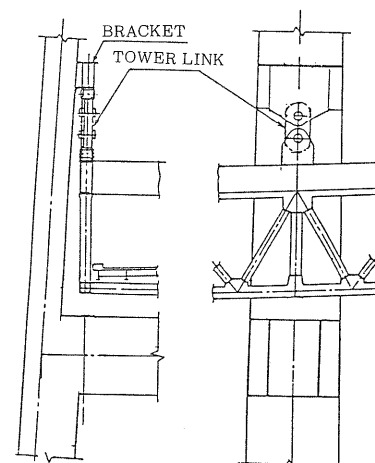


図-31 制震装置の設置場所

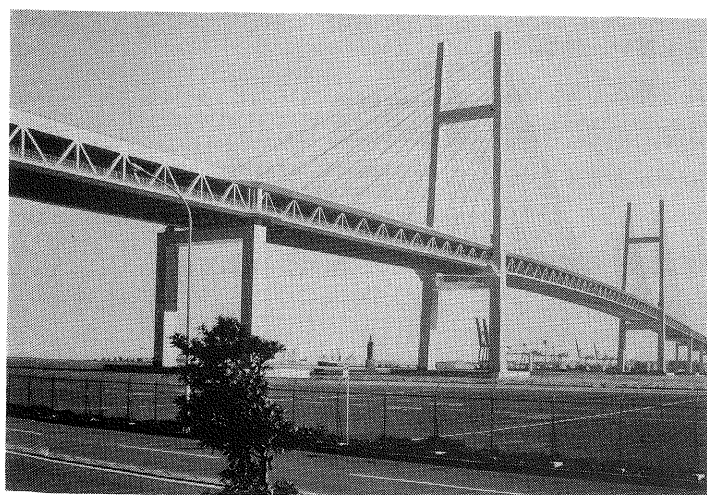


写真-18 横浜港横断橋

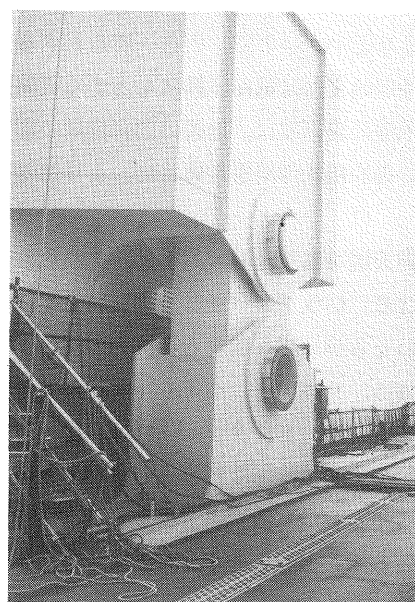


写真-19 横浜港横断橋の制震構造

られる。ハープ型の場合は、斜材が比較的水平に近く、塔の下の方に配置されるので、水平力をかなり伝達する。ファン型の場合は、固定周期が長くなり、一種の免震構造となり、加速度応答は小さいが、桁の水平変位は大きくなる。

図-25に示す名港西大橋では、端支点で可動、中間支点で塔と桁をプレストレスされたPCケーブルで結び、弾性固定している。これは、温度変化時の下部工反力の低減を目的とし、弾性拘束度は、固定支承とした場合の半分の塔基反力になるように設計した。この結果、1支点あたりの弾性拘束度は、11,000t/mとなり、ケーブル長さは、43.2mとなっている。

ひつ石・岩黒島橋では、図-27に示すように、両端橋脚2箇所弾性固定している。弾性固定装置は、図-28に示すように、皿バネを用いている。皿バネは、外径700mm、内径350mm、板厚32mmで、それを2枚重ねて34段、5列に組み合わせた構造としている。桁の橋軸方向変位は、三角リンクによって、鉛直方向に転換している。

横浜港横断橋では、補剛桁と塔及び端橋脚をリンク支承で接続し、遊動円木のように橋軸方向に動けるようにしている。その結果、橋軸方向振動の基本固有周期が約7.7秒の長周期とすることができ、地震時における上部工の下部工への影響を軽減している。長周期構造物は、地震時加速度が低減する反面、変位が増大する。地震時の水平変位を抑制する効果をもたせるため、図-30に示すようなピン間隔2mの短リンクを、塔部に採用して、変位制御を変位した補剛性により生じた復元力により行っている。

6. 地震応答解析

ダンパーを用いた橋梁では、粘性や履歴などの減衰効果や、固有周期を調整して、地震動による共振を避けることなどを期待するため、耐震設計を行う場合、震度法による静的解析だけでは不十分で、動的な地震応答解析が行われている。

橋軸方向地震動に対する振動モデルの例を、図-32に示すが、図-3, 14に示した簡略的な振動モデルで、基本的検討を行う場合もある。図-32の振動モデルは、集中質量とそれを繋ぐ棒部材と、バネ及びダッシュポットで構成される。棒部材は、桁の伸縮あるいは柱の曲げ変形を表すためのものであり、各基礎は、回転と水平の二つの地盤バネで支持される。コンクリート橋では、桁の伸縮変形は、無視できるほど小さいので、桁を一質点とすることも多い。地盤バネは、弾性理論または載荷試験にもとづく実験式から算定している。特に軟弱地盤の場合には、地盤の固有振動の影響が強いので、地盤と構造物の動的相互作用を考慮して、より複雑なモデルとすることもある。

桁と橋脚天端を繋ぐエレメントは、それぞれのダンパーの種類によって異なる。粘性ダンパーは、図-33に示すように、ダッシュポットで表わせるが、相対速度と抵抗力の関係が非線形になる装置では、リニア、バイリニア、トライリニアに置換している。SUダンパーでは、図-34に示すように、ストランドの伸縮変形を表わすバネと沓の摩擦を表わすスライダがある。場合によっては、一つの弾塑性バネで表わすこともできる。ゴム沓では、弾性バネで表す。

時刻歴応答解析は、ゴム沓の場合を除くと、モーダル

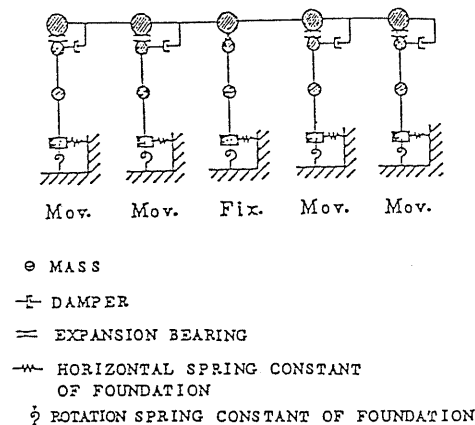


図-32 振動モデル

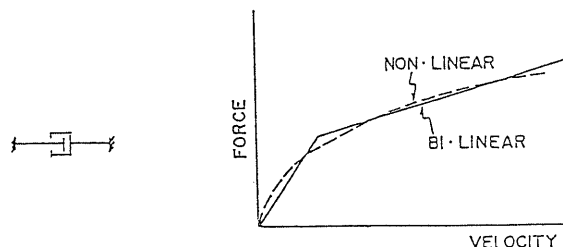


図-33 非線形特性と振動モデル

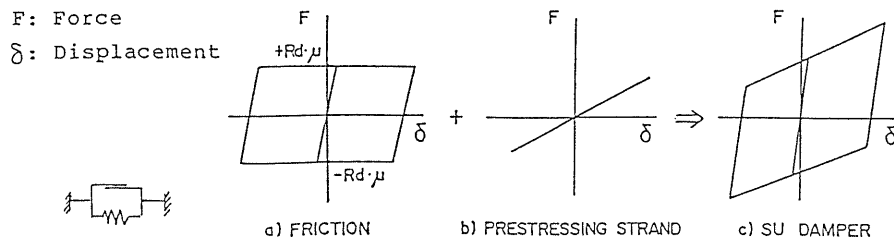


図-34 SUダンパーのパネモデル

アナリシスを適用できないので、次に示す運動方程式を直接積分する方法で行われている。

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{I\}\ddot{Z} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで $[M]$: 質点マトリックス

$[C]$: ダンピングマトリックス

$[K]$: 剛度マトリックス

$\{U\}$: 変位ベクトル

$\{I\}$: ベクトル; 水平系に対して1, 回転系に対して0

Z : 地震動

構造物及び地盤の減衰マトリックスの作成法は、色々あるが、次に示す内部粘性減衰を用いている例が多い。

$$[C_i] = \frac{T_0 h_i}{\pi} [K_i] \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで $[C_i]$: 部材 i のダンピングマトリックス

$[K_i]$: 部材 i の剛度マトリックス

T_0 : 固有振動周期

h_i : 部材 i のダンピング常数

減衰定数は、振動試験結果を参照して、構造物に関しては、0.02～0.05、地盤については、0.1～0.2の値が使用されている。

入力地震動としては、以前は、El-Centro (1940.5.16) の記録波形が使われることが多かったが、最近は橋梁架設地点に想定される地震のマグニチュードや震央距離から統計的に作成した地震波や、その地点で測定された現実の地震波に処理を施したものをを用いる場合が多い。

7. あとがき

日本における高速自動車道建設は、縦断道から横断道建設の時代に移り、山岳部での長大橋梁架設が増加している。大きな工場製品の現地への搬入路確保が困難であり、材料を分割して搬入し、現場でそれらを用いて構築可能なコンクリート橋が、その数を増しつつある。また、1985年に開通した上越及び東北新幹線では、騒音などの問題により、コンクリート橋の割合が非常に増えている。

ここまで紹介してきた通り、各種ダンパーを含む制震構造は、コンクリート橋の長大化、多径間化に重要な役割を果たしている。副次効果として、伸縮装置の数を少なくすることが出来、走行性の改善は勿論のこと、維持管理費の低減を招き、非常に喜ばれている。

これら制震ダンパーを用いた橋梁の設計では、地震応答解析も併用されており、大地震に対しても耐震的な構造になっている。しかし、地震応答解析には、入力地震動、減衰定数、地盤及び部材の非線形性など研究段階の事項が多

く、設計法の妥当性が完全に確認されたとは言えない。そのため、現段階では、制震ダンパーの地震応答低減効果や橋軸方向水平力の分散効果を安全側に仮定して、設計する場合もある。より合理的経済的な設計を行うために、ダンパーの耐久性、信頼性について検討を進めるとともに、効果を判定するため長期に亘って測定を行い、地震時や温度変化時の動きが観測されている。これらの研究が進展し、さらに新たに生じる問題（大変形を吸収出来る伸縮装置の開発、架設器材の軽量化など）を解決すれば、なお一層耐震的で長大スパンをもつコンクリート橋の構築が可能になることと、確信する次第である。

最後に、本橋は、プレストレストコンクリート技術協会、猪股俊司前会長及び中野清司現会長の示唆と御指導により、とりまとめたものであることを記し、深く感謝する次第である。また、資料、写真の収集については、八千代エンジニアリング（株）大浦正昭氏、前原康夫氏の手を煩わしたことも付記し、合わせて感謝の意を表したい。

参考文献

1. S. Okamoto, Y. Uyemae, "Aseismic Bridge Structure by Oil-Damper Method", Proceedings of the symposium on the new ideas in structural design", Society for the Promotion of Science (Japan Society of Civil Engineers & Architectural Institute of Japan), 1963
2. T. Kitta, J. Kodera, K. Ujiie, H. Tada, "A New Type Shock Absorbers and Its Effects on the Response of the Bridge to the Earthquake", Preprints of Sixth World Conference on Earthquake Engineering, 1977
3. F. Machida, S. Miyazaki, T. Kitta, Y. Maehara, J. Iseki, I. Shimoda, "Distribution and Damping of Horizontal Force in Bridge Structure at Earthquake", Joint Sealing and Bearing System Concrete Structure, Volume 2, 1981
4. S. Okamoto, Y. Uyemae, "Aseismic Bridge Structure by Elastic Supports Using Tie Member (SU Damper Method)", Proceedings of the symposium on new ideas in structural design, Society for the Promotion of Science, 1963
5. 上前 「ダンパー方式による橋梁耐震設計法の研究」 1970
6. 小村, 長友 「首都高速道路5号線511工区の工事について」, プレストレストコンクリート, Mar-Apr, 1970
7. S. Ikeda, T. Komura, K. Yahagi, "Earthquake-Resistant Design Consideration for Highway Bridges", US-Japan Concrete Seminar
8. 遠藤, 古谷 「SU ダンパーを用いた9径間連続PC箱桁橋」, プレストレストコンクリート, Sept.-Oct., 1984 & Mar.-Apr., 1985
9. 堀岡, 横岡 「宿院高架橋3主版桁橋の載荷試験及び水平力分散試験について」 橋梁, 1977, 8月
10. 高屋, 池沢, 栗川, 八田 「9径間連続PCループ橋の施工-飾磨臨海大橋右岸取付橋-」, コンクリート工学, 1986. 4月
11. 今村, 大川, 中西, 斉藤 「薄根川橋の設計と施工」, 橋梁と基礎, 1983. 9月
12. T. Yamadera, Y. Uyemae "Special Considerations and Requirements for the Seismic Design of Bridge in Japan", Proceeding of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, Jan., 1979
13. M. Oohashi, E. Kuribayashi, T. Iwasaki, K. Kawashima "An Overview of the State of Practices in Earthquake Resistant Design", Proceeding of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, Jan. 1979
14. T. Komura "Inspection of Tokyo Elevated Expressway Bridges against Earthquake", Maintenance, Repair and Rehabilitation of Bridges, IABSE Symposium, Washington, DC., 1982
15. JSCE, "Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, Earth Structures and Foundations in Japan", 1980

海外のPC構造物の近況(スライド紹介)

(社)プレストレストコンクリート建設業協会

1. まえがき

欧米の海外工事への進出は、中南米、中東、アフリカ、東南アジアと世界全域に広がって居り、定着した市場を保有している。我国におけるPC技術の海外進出は10～20年前からであり、施工分野においてもPC単純桁橋、支保工施工によるポストテンション桁橋及び場所打ち張出し架設によるものが主であったが、最近はプレキャストブロック工法、押出し工法、可動支保工等施工法も多岐にわたり始めている。

海外におけるPC構造物の土木、建築等への広い分野への多様な適用のし方を見ることは、我国の適用のし方を見直す良い機会を与えてくれるものと思われる。

欧米における橋梁と我国における橋梁の根本的な違いは、構造的デザインが施されているか否かという点に大きな相違があり、最近では景観を重視し、更に維持管理、耐久性を考慮する橋梁(Flösser Br.)も出現している。

長支間橋梁としては、PC斜張橋、コンクリートとメタルを混合使用した複合斜張橋(Flehe Br.)、プレキャストトラスにアウトケーブルを使用した橋梁(Bubiyan Br.)等、橋梁軀体重量を軽くする方向に向っている。

また、労務の合理化、品質管理を目的とする施工の機械化または構造部材のプレキャスト化が各所に多用される傾向がみられる。

ここでは欧米の漸新なPC構造物について、施工中及び完成写真を掲載し、設計、施工上の特徴を述べ、海外の最近のPC技術の紹介をすることにする。

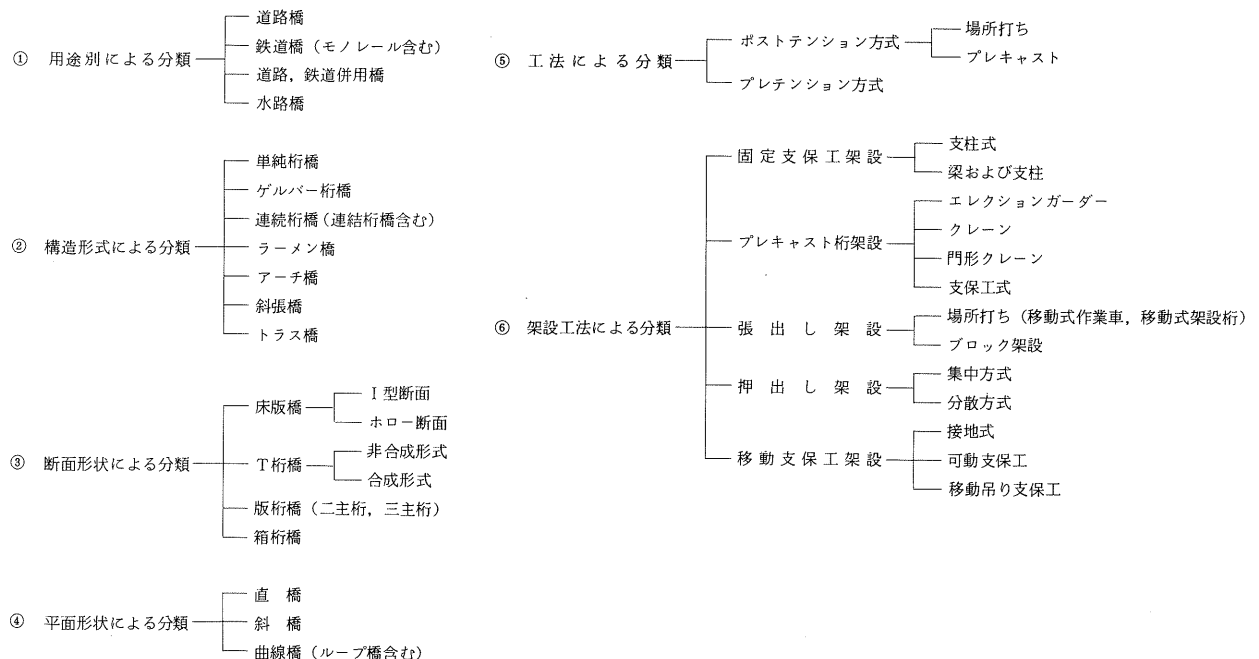


図-1 PC橋の分類

2. 橋 梁

(1) 単純桁橋

〔トランスラピッド試験線〕

構造物名称：トランスラピッド試験線 (Test Track for Transrapid)

施 工 地：西ドイツ，エムスランド（ブレーメンの西 100 km）

発 注 者：西ドイツ科学技術省

構 造 形 式：プレキャスト コンクリート単純桁

定 着 工 法：ディビダーク工法

架 設 工 法：クレーン架設

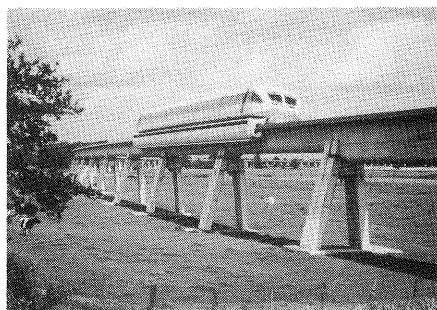
工 期：1979 年～1983 年（Ⅰ期），1985 年～1987 年（Ⅱ期）

構 造 仕 様：スパン25m，桁高 1.8 m

特 徴：

トランスラピッドは，西ドイツ科学技術省が開発している最大速度400km/h を目差した磁気浮上鉄道である。

西ドイツのオランダ国境に近いエムスランドに 31.5 km の試験線が作られており，そのうちの 26.5 km が PC 桁によるガイドウェイである。浮上空隙が約 1cm と小さいために，スムーズで精度の高いガイドウェイになっている。



写真－2.1 トランスラピッド試験線

〔シンガポール MRT 403 工区鉄道橋〕

工 事 名：シンガポール MRT 403 工区

施 工 地：シンガポール

発 注 者：シンガポール MRTC

構造形式：単純桁橋

施 工 法：（定着工法）BBRV コナマルチ工法

（架設工法）2 連式ガーター架設

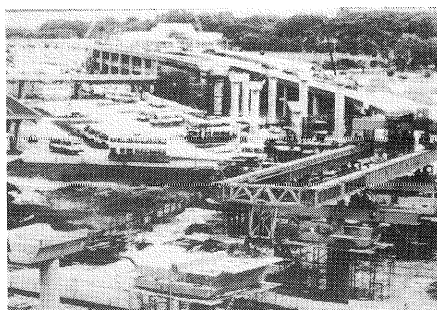
工 期：1987 年 3 月 1 日～1987 年 7 月 8 日

構造仕様：桁長 L=25.0 m

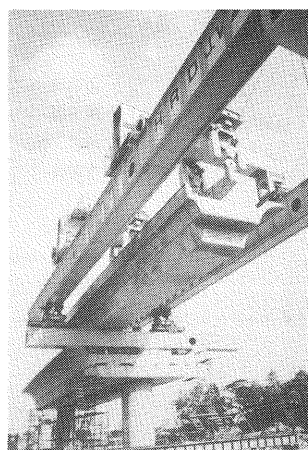
特 徴

本工事は，シンガポール西地区の住宅団地を通過する区間で施工され，南北への分岐，操車場への分岐さらに駅がありで非常に複雑な工区であった。

工程が短かく 1 年余りの間に 165 t/本のプレキャスト鉄道桁を 289 本製作架設するという事で特に工程管理が重要なポイントであった。（国内業者施工）



写真－2.2 シンガポール MRT 403 工区



写真－2.3 シンガポール MRT 403 工区

〔マクリッチ高架橋〕

工 事 名：マクリッチ高架橋 (MACRITCHIE VIADUCT)

施 工 名：シンガポール

発 注 者：公共事業省 (PUBLIC WORKS DEPARTMENT)

構造形式：上部工 プレテンション・ポストテンション併用 T 型単純桁

下部工 ポストテンション T 型橋脚

施 工 法：（定着工法）フレシネー V システム

（架設工法）クレーン架設（相吊り）

工 期：昭和61年 4 月～昭和63年 4 月

構造仕様：橋 種 道路橋

橋 長 761.0 m



写真－2.4 マクリッチ高架橋

支 間 23スパン, 最大 42.25 m 最小 20.90 m

巾 員 全巾員 2×12.4 m, 有効巾員 2×10.6 m

特 徴

この工事は、交通量の多いシンガポール中央部ローニー (Lornie) 道路よりアップパートムソン (Upper Thomson) 道路間の道路高架化工事で、施工延長1,830 m の内、高架橋部 761 m, および横断歩道橋がPC工事である。

道路交通量を確保するため、交差点2カ所を含む現道を十数回切廻し工事を行った。PC桁は、他の場所で製作し、夜間トレーラーで運搬、クローラー・クレーン相吊りで架設した。

PC桁のプレストレスは、プレテンションを主とし、桁架設後ポストテンションにより不足分を補う、プレテンション、ポストテンション併用として設計されている。

景観上、高架橋緑化の目的で、蔦が這い易いよう、高架橋外面に吹付けモルタルにより不陸をつけている。(国内業者施工)

〔ファタ橋〕

橋 名: ファタ橋 (Fatha Bridge over the River Tigris)

施 工 地: チクリット県イラク共和国

発 注 者: イラク国営建設会社

構造形式: 10径間単純T桁橋

施 工 法: (定着工法) CCL工法

(架設工法) エレクションガーダー

橋 長: 420 m

径 間: 10×42 m

完 成 年: 1979 年

特 徴

本橋は戦争による破壊時の補修および良質の砂利の産地などを考慮して、桁長42m, 巾員19.7mのPC単純桁橋となった。基礎はビチューメンが介在する岩盤層に直接及び場所打杭基礎を採用した。

特徴としては、石油パイプラインの桁内配管のため桁高3.5mと著しく高く、橋台(橋の端部)が配管とバルブ室用に設計されていることがあげられる。

(国内業者施工)

〔バーレーン架橋〕

構造物名称: バーレーン架橋 (Causeway)

施 工 地: アラビア湾 (サウジアラビア・バーレーン)

発 注 者: サウジアラビア大蔵省

構造形式: 吊桁付箱型断面単純構造 及び

3径間連続箱型断面構造

施 工 法: (定着工法) BBR・Vシステム ($\phi 7$ 鋼線)

及び、BBR・CONA マルチシステム ($\phi 15.2$ ストランド)

(架設工法) 大型フローティングクレーン架設

及び、ブロックキャンチレバー工法

完 成 年: 1985 年

構造仕様: 橋長950m~5,150mの5橋で合計長12.5km

上下線分離形式で幅員は各12.3m

特 徴

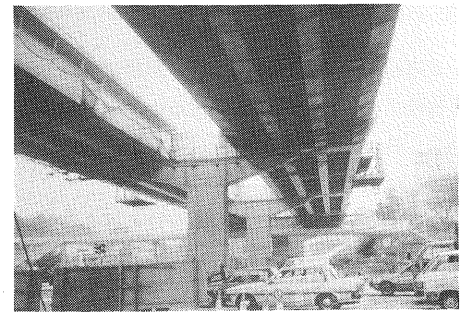


写真-2.5 マクリッチ高架橋

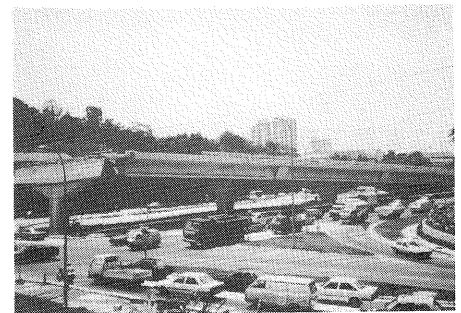


写真-2.6 マクリッチ高架橋



写真-2.7 ファタ橋

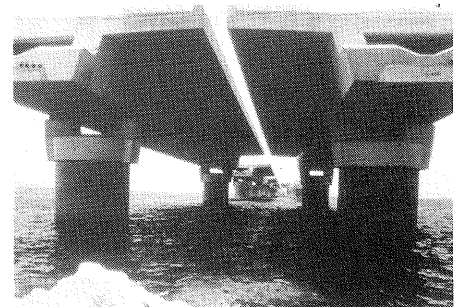


写真-2.8 バーレーン架橋

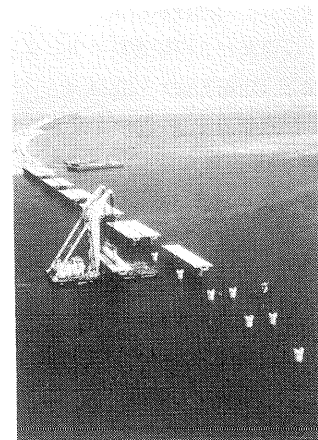
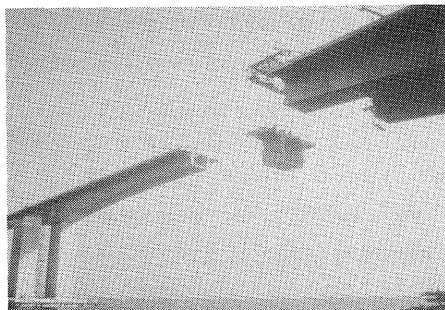


写真-2.9 バーレーン架橋

本道路の延長25km中、半分が橋梁であり、主橋梁が支間割80m+160m+80mの連続桁橋、標準部が支間50mの吊桁付単純桁橋である。桁はすべてプレファブとし、特に1,350tの突桁（長さ66m）は特殊クレーン船で架設された。（標準部桁高2.52m）

突桁を支える橋脚は吊桁における偏心荷重による突桁での不測の引張応力を考慮し、円筒一本ピアーとした。そして上から6mの部分にコンクリートを打設し突桁部分と合せてプレストレスされた。

また、支間50mに対し吊桁長34m、突桁長66mは最適曲げモーメント分布となっている。



写真—2.10 バーレーン架橋

(2) 支保工施工連続桁橋

〔ウーレンベルグ橋〕

工 事 名：ウーレンベルグ橋（Ulenberg strasse Road Br）

施 工 地：西ドイツ ジュッセルドルフ

発 注 者：ジュッセルドルフ市

構造形式：2径間連続PC橋

施 工 法：（定着工法）BBRV特殊定着具
（架設工法）固定支保工架設工法

橋 長：46.9 m

径 間：21.3 + 25.6 m

完 成 年：1985 年

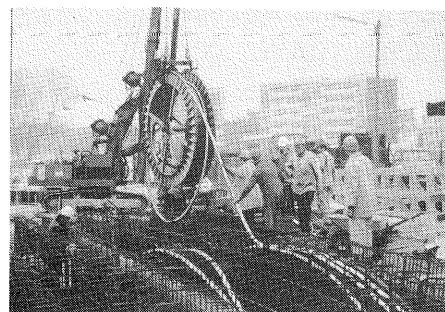
特 徴

本橋は、実橋として初めて、グラスファイバーによる高性能緊張材を用いて施工した。これは、5年間にわたる実験橋のプレストレスの減少調査の結果、問題がないことが確認された後、施工された。

緊張材としては、1本が公称径7.5mmの19本ポリスタル棒59本が配置され、使用荷重60tで緊張された。



写真—2.11 ウーレンベルグ橋



写真—2.12 ウーレンベルグ橋

〔クニンガン橋・グロゴール橋〕

工 事 名：クニンガン橋

グロゴール橋

施 工 地：インドネシア ジャカルタ市内

発 注 者：インドネシア共和国公共事業省道路局（ビナマルガ）

及び、インドネシア高速道路公社（ジャサマルガ）

構造形式：3径間連続箱桁橋

2及び3径間連続中空ホロスラブ橋

施 工 法：（定着工法）VSL工法

（架設工法）固定支保工架設工法

工 期：1983年9月1日～1986年2月28日（30ヶ月）

構造仕様：クニンガン橋

橋長 $2 \times (3 @ 25 \text{ m}) + (45 \text{ m} + 70 \text{ m} + 45 \text{ m})$

幅員 $2 @ 12.8 \text{ m}$

グロゴール橋

橋長 $2 \times (3 @ 25 \text{ m}) + 2 \times (2 @ 25 \text{ m}) + (35 \text{ m} + 50 \text{ m} + 35 \text{ m})$

幅員 12.8 m

特 徴



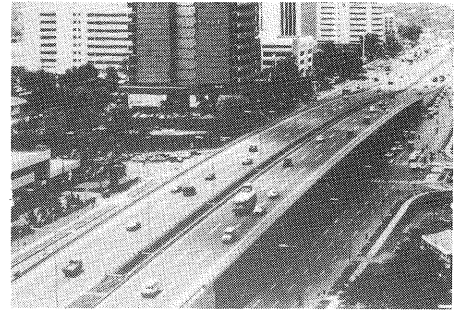
写真—2.13 クニンガン橋

ジャカルタ市内の環状高速道路を構成する交差点立体交差工事で、フライオーバー工事に伴ない橋梁上下部工工事の他に盛土工、排水工、舗装工等があり工事は多岐にわたり、両工区とも現道の中央部に構造物を建設するために、現在の交通容量を確保しながらの交通迂回計画が最重要課題であった。

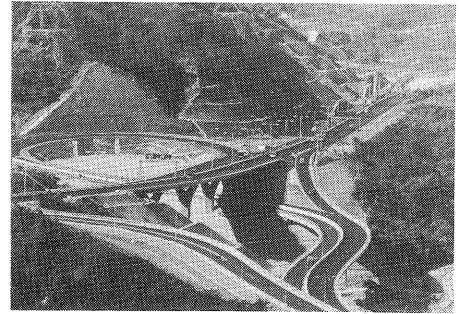
クニンガンのPC箱桁橋は3径連続桁で、支間割は45m+70m+45mで現在インドネシアで最大のPC構造物である。

施工は、オールステーピング工法で行ない、センタースパンに交通量を確保するため、支保工開口部幅員8.0mを3ヶ所設けた。コンクリートの打設ブロック割は、下床版・ウェブ部は長手方向に7ブロックとし、上床版部は3ブロックとし、1ブロック当りの打設量は約200 m³であり、計1,930 m³を打設した。

(国内業者施工)



写真— 2.14 グロゴール橋



写真— 2.15 15, 15A号橋

〔香港新界環状道路15, 15A号橋〕

工 事 名：香港新界環状道路建設工事15, 15A号橋

場 所：香港新界地区

発 注 者：香港政庁高速道路局

構造形式：15, 15A号橋とも5径間連続箱桁橋

施 工 法：(定着工法) VSL工法

(架設工法) 固定支保工架設工法

工 期：1983年7月～1985年9月(下部, 上部)

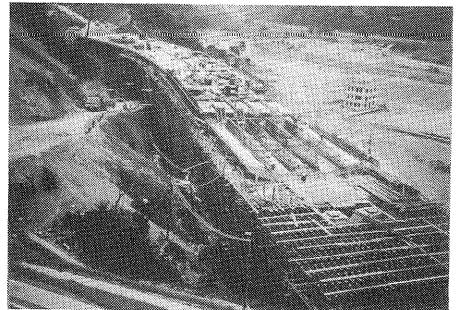
構造仕様：	15号橋	15A号橋
橋 長	217 m	205 m
支 間	41m+3×45m+41m	35m+3×45m+35m
幅 員(全幅)	21.6m～25.886m	17.06m～21.34m
箱室数	6室	5室

特 徴

本橋は近郊の山間部に位置しており、そのため本橋梁の設計は、周囲の自然環境との調和を図るため、美観を重視し、Y字形橋脚で支えられた上部工断面は、両端を半円形としたヨットを連想されるような従来にない形状となっている。

施工は、一支間毎に固定支保工で施工し連続桁とするもので、ケーブルは支間毎に接続し片引き緊張を行った。

(国内業者施工)



写真— 2.16 15号橋

(3) 移動支保工架設

〔チャオピア横断橋梁〕

工 事 名：チャオピア横断橋梁

施 工 地：バンコック市

発 注 者：タイ国高速道路公社

構造形式：ダブルT形単純PC桁(桁長50m×48連, 桁長40m×4連)

施 工 法：(定着工法) VSL工法(6—19 low-relaxation)

(架設工法) 移動支保工(可動支保工)(2基)

工 期：昭和59年10月～昭和62年10月

構造仕様：桁長 50m×48連, 40m×4連

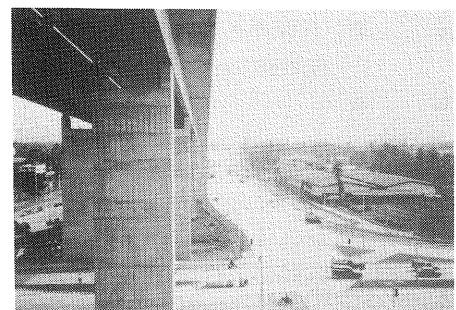
幅員 14.0m

特 徴

移動支保工による施工では、単純桁桁長50mは世界最大級である。仮設荷重が大となるので、橋脚のみでは、移動支保工とコンクリート荷重を支持出来ず、フーチングより仮支柱を使用した。



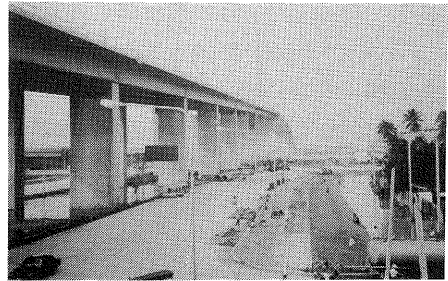
写真— 2.17 15A号橋



写真— 2.18 チャオピア横断橋

主ケーブルは20本（6－19）であり、左右のウェブに10本ずつ配置されている。横桁（端部、中間）がないことによって生じる桁のねじれを防ぐため、左右同時に緊張を行なった。

最終スパンを完了後、移動支保工の解体のため VSL lowering 工法を使用した。スラブの前後に仮梁を設け SLV-70を、6 台ずつ配置し、両側桁をまず降し、次に中央桁をという順で lowering を行なった。（国内業者施工）



写真－2.19 チャオピア横断橋梁

(4) 押出し架設

〔マインフリンゲン橋〕

工 事 名：マインフリンゲン橋（Main flingen Br）

施 工 地：西ドイツ

構造形式：連続箱桁橋

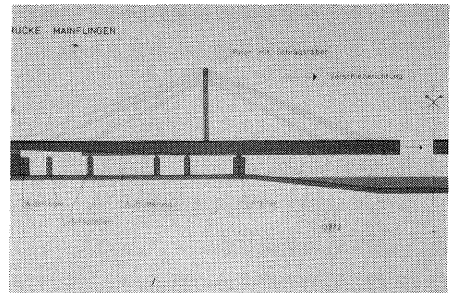
施 工 法：（架設工法）ピロン式押出し工法

構造仕様：4 @ 40m + (74.5 + 133.0 + 74.5 = 282.0 m)

特 徴：

最大スパン 133.0m をピロン併用で両側より押出し施工。

左岸側アプローチも同じ桁製作ヤードを使用し押出し施工している。



写真－2.20 マインフリンゲン橋

〔Cher 河高架橋〕

構造物名：Cher 河高架橋（TGV ATLANTIQUE）

施工場所：TOURS, フランス

施 工：SNCF

施工業者：SGE

構造形式：連続箱桁橋

施 工 法：（定着工法）12T 15.7

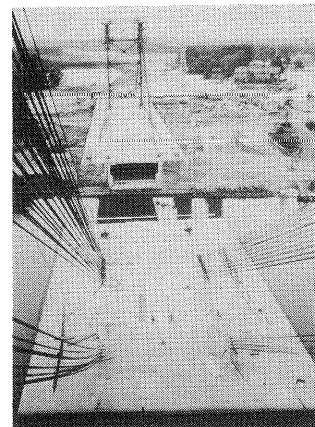
（架設工法）押出し工法

施工年度：1986－1987年

構造仕様：23スパン（15×30.6m+35.0m+6×50.0m+35.0m）

8スパン（上下線に分かれた高架）

（31.5m+6×42.0m+31.5m）



写真－2.21 マインフリンゲン橋

〔ロールバッハ橋〕

構造物名称：ロールバッハ橋（Rorbach Railway Bridge）

施 工 地：スイス

発 注 者：SBB（Swiss Bundes bahnen）

構造形式：管型断面単純構造

施 工 法：（定着工法）BBR 工法（Vシステム・φ 7 mm鋼線）

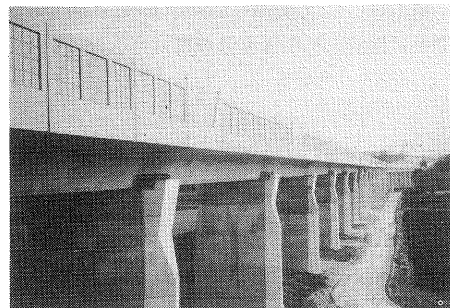
（架設工法）押出し工法

工 期：1982年～1984年（上下部、旧橋撤去含む）

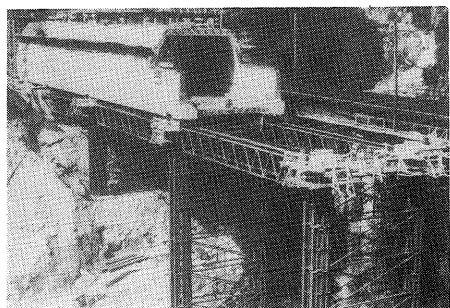
支間 88.5 m で、幅 11.7 m、高さ 8.7 m の管型断面の単純構造である。

特 徴：

本橋は、ロールバッハ溪谷を跨ぐ橋梁であり、旧橋（鋼橋）が雪崩の危機に



写真－2.22 Cher 河高架橋



写真－2.23 ロールバッハ橋

瀕していることから、架替が計画され、新橋として、管型断面のPC橋が採用されたものである。

PC橋の架設工法としては、冬期間の施工は雪のため不可能であるという条件から、押出し工法が採用された。

押出し施工は、7ブロックに分割して行われ、3カ所に鋼製の仮支柱を用いた。

PC定着工法としては、BBR工法が用いられた。押出し時には、上下床版にプレストレスが与えられ、完成後には、腹部のプレストレスの他に、縦締が行われ、上床版のプレストレスは解放した。

また、施工に当って、列車の運行に支障をきたすことなく、新橋を架替える必要があるため、旧橋の側面に新橋を架設し、旧橋の撤去・新橋の横移動を行うことにより完成させた。

〔ノンタブリ橋〕

構造物名：ノンタブリ橋 (Nondhaburi Br)

施 工 地：タイ国

発 注 者：タイ国内務省土木局 (MOD)

構造型式：中央ヒンジ付5径間連続ラーメン橋

施工方法：(定着工法) フレシネー工法、一部ディビダーク工法

(架設工法) 側径間部 SSY式押出し工法

中央径間 プレキャストブロックカンチレバー工法

工 期：1984年～1985年

構造仕様：

支間 50.55m+72.0m+84.0m+72.0m+50.55m 全長545.1m(両岸取付部各18m 6連 計216mを含む)

幅員 片側11.1m(車道8.0m, 歩道1.5m)

全長のうち中央部172.0mをプレキャストブロックカンチレバーで施工し、両側各78.55mを押し出し施工した。

特 徴

チャオプラヤー河に架設したものである。主桁ブロックの製作は東岸に設けた製作ヤードで行い、台船で運搬し、移動架設車によって架設した。最初の雨期の後半に大洪水を受け橋台桁座面以上に冠水したが、その他は順調に施工できた。

(国内業者施工)

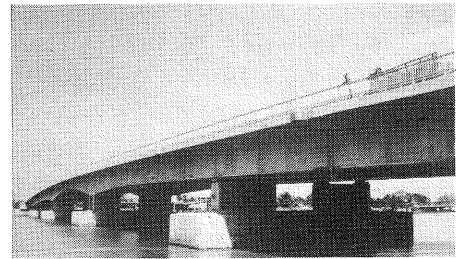


写真-2.24 ノンタブリ橋

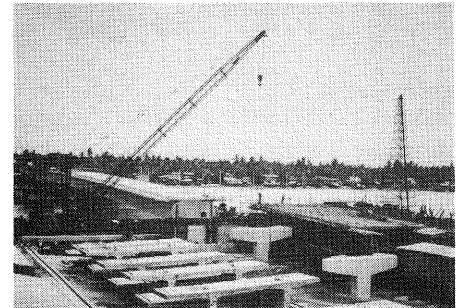


写真-2.25 ノンタブリ橋

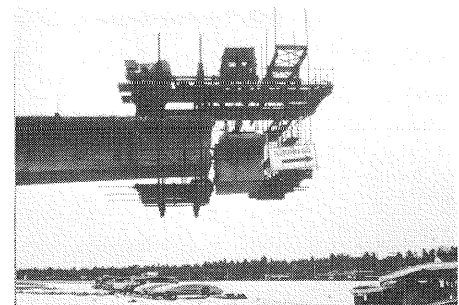


写真-2.26 ノンタブリ橋

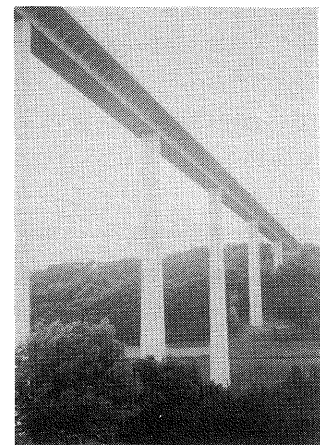


写真-2.27 コッフアタル橋

(5) 張出し架設

〔コッフアタル橋〕

工 事 名：コッフアタル橋 (Kochertal Br)

施 工 地：西ドイツ

発 注 者：バーデン・ヴェルテンベルク州道路建設局

構造形式：9径間連続PC1室箱桁橋

施 工 法：(定着工法) VSL工法

(架設工法) 補助ガーダーを用いた張出し工法

工 期：完成 1979年

構造仕様：橋 長 1,128.0m = 81m + 7 × 138m + 81m

幅 員 30.8m

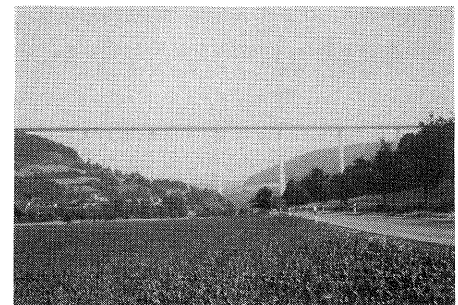


写真-2.28 コッフアタル橋

特 徴：橋脚高 178 m のハイピア

幅員 31.0 m をストラットを用いた 1 室箱桁としているのが特徴である。ストラットはプレキャスト部材を用いている。

Box 部は、片持張出し架版を行い、両張出し床版部は後施工、資材運搬およびトラベラー移動に補助ガーダーを使用している。

〔ゲミュンデン橋〕

橋 名：ゲミュンデン橋 (Mainbrücke Gemünden)

施 工 地：西ドイツゲミュンデン市 マイン河

発 注 者：西ドイツ国鉄

構造形式：3 径間連続 P C V 脚橋

施 工 法：(架設工法) 張出し架設工法

橋 長：299 m

径 間：82.0 m + 135.0 m + 82.0 m

完 成 年：1984 年

特 徴

本橋は、ハノーファー～ヴュルツブルク間の新幹線がゲミュンデン市の西でマイン河にはほぼ直角に横断する所に架設された。マイン溪谷の美しい景観と、西ドイツ国鉄の将来支承を交換できるようにという要望から、コンクリートヒンジで支持された V 形橋脚を有するラーメン橋である。

〔ニューニヤリ橋〕

橋 名：ニューニヤリ橋 (New Nyali Bridge)

施 工 地：モンバサ市, ケニア共和国

発 注 者：ケニア共和国建設省

構造形式：3 径間連続

施 工 法：(定着工法) ディビダーク工法

(架設工法) 張出し架設工法

橋 長：330 m

径 間：90 m + 150 m + 90 m

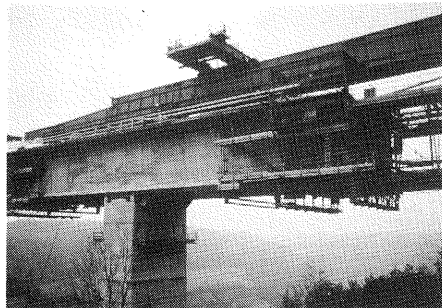
完 成 年：1980 年

特 徴

本橋は、ケニア共和国モンバサ市にある旧ニヤリ橋の架替え橋である。交通量の増加と老朽化を解消するために日本政府の援助により施工された。アフリカ大陸とケニア第二の都市モンバサを結ぶ橋長 391.65m, 幅員 25.89m, 中央径間 150 m のディビダーク方式による片持梁施工された 3 径間連続箱桁橋である。基礎は水深が 24m 以上もあるので、径 2m の現場打杭で多柱式基礎工法が採用された。中央径間 150m の P C 橋はアフリカ最大の橋である。

P C 橋技術をフルに発揮して、ケニアの人々に絶対の信頼感を与えることとなった本橋は、ケニア共和国の切手にもなり、ケニアと日本を結ぶ友好の橋としてその雄姿をモンバサの入江に映している。

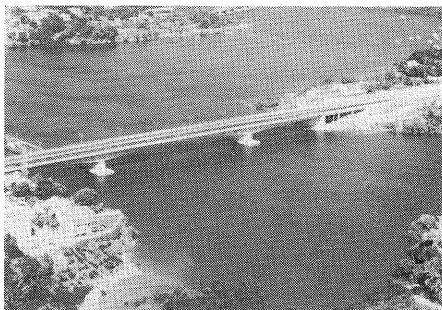
(国内業者施工)



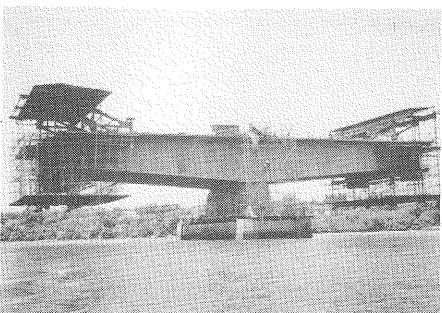
写真－2.29 コッフアタル橋



写真－2.30 ゲミュンデン橋



写真－2.31 ニューニヤリ橋



写真－2.32 ニューニヤリ橋

〔ラム7世橋〕

橋 名：ラム7世橋（新メモリアル橋）（Memorial Bridge Construction and Rehabilitation）

施 工 地：バンコク市 タイ王国

発 注 者：タイ王国内務省

構造形式：3 径間連続箱桁橋

施 工 法：（定着工法）ディビダーク工法
（架設工法）張出し架設工法

橋 長：212 m

径 間：56 m+100 m+56 m

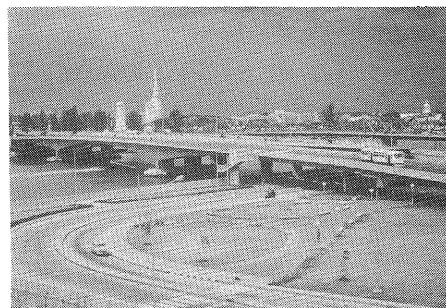
完 成 年：1984 年

特 徴

旧メモリアル橋（ラム1世橋）は、建都150周年（1932年）を記念してメナム河（チャオプラヤ河）に最初に架けられた橋で、この橋によってバンコク市とトンブリ市が結ばれ、それまでの水上交通中心社会から陸上交通社会へと移行する先駆けとなった記念すべき橋である。

新メモリアル橋は、3径間連続箱桁橋で、取付高架部も含めると、上り線延長808m、下り線延長614mである。基礎は径1.5mのリバース桁、橋桁の施工には航路確保の面からディビダーク方式による片持梁施工が採用された。

さらに、道路橋上下線の間には鉄道橋も同時に建設され、鉄道による大量輸送が大いにタイ王国の将来を変えてゆくものと期待されている。（国内業者施工）



写真— 2.33 ラム7世橋

〔ツワナ橋〕

橋 名：ツワナ橋（Thuwunna Bridge）

施 工 地：ラングーン市 ビルマ連邦社会主義共和国

発 注 者：ビルマ連邦社会主義共和国

構造形式：3 径間有鉸ラーメン橋

施 工 法：（定着工法）ディビダーク工法
（架設工法）張出し架設工法

橋 長：300 m

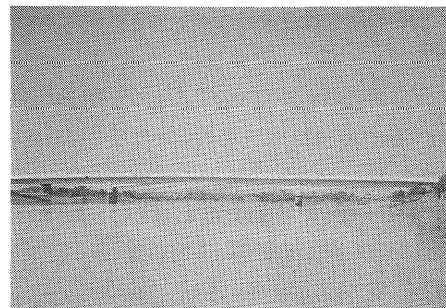
径 間：30 m+70 m+100 m+70 m+30 m

完 成 年：1985 年

特 徴：

本橋は、ビルマの首都ラングーンの効外を流れるモナイエ川に架けられたPC橋である。それまで小規模なPC橋の施工経験しか持たないビルマの土木技術者に対して、最大支間100mのディビダーク方式による片持梁施工の技術指導を行うためにつくられた「ビルマ橋梁技術訓練センター」の施工訓練を一つの目的として架設された実地訓練橋である。

社会主義であるビルマの建設省、建設公社の組織に入って、各種技術者から作業員に至るグループ全体に実地訓練を行うという、開発途上国に対する日本の経済技術協力としては初の試みであった。（国内業者技術指導）



写真— 2.34 ツワナ橋

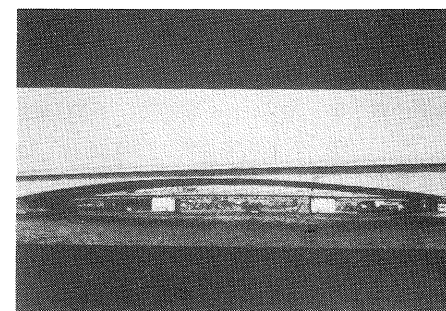
〔メモリアル橋〕

構造物名：メモリアル橋（Memorial Br）

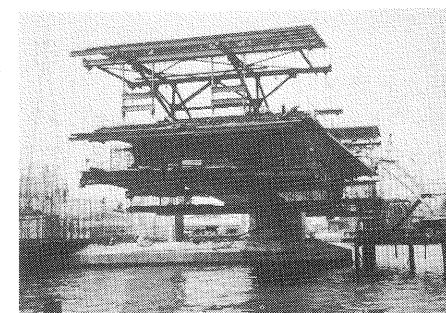
施 工 地：タイ国

発 注 者：Public Works Department, Ministry of Interior (MOI)

構造型式：3 径間連続箱桁



写真— 2.35 メモリアル橋



写真— 2.36 メモリアル橋

施工方法：（定着工法）フレンチー工法
（架設工法）張出し架設工法

工 期：1982 年～1983 年

構造仕様：支間 56 m+100 m+56 m=212 m

幅員 12.5 m×2

〔ロングキィ橋〕

構造物名：ロングキィ橋 (Log Key Br)

施 工 地：Florida, USA

発 注 者：フロリダ州運輸局

構造型式：P C 連続箱桁

施 工 法：（定着工法）フレンチー

（架設工法）プレキャストブロック工法

工 期：1978 年

構造仕様：全長 3,704 m, 代表的支間 36.5 m, 全幅 11.75 m, 路面幅 11.13 m

1 室箱桁, 桁高 2.16 m

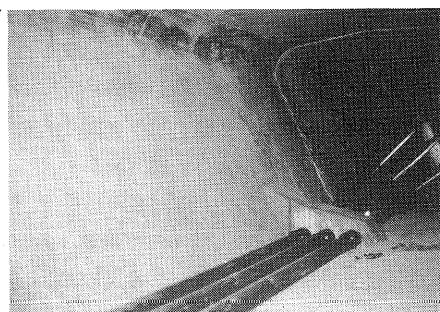
特 徴

桁の内側に橋脚頭部のセグメントからボステン・テンドンをアウトユースで配置した。

下部構造の水面下は 2 柱式杭で、杭頭にプレキャストのキャップを置きネオプレーン支承を置いて V 型橋脚を受けている。



写真— 2.37 ロングキィ橋



写真— 2.38 ロングキィ橋

〔Khurays Road 高架橋〕

構造物名：Khurays Road 高架橋

施 工 地：Riyadh 市, Saudi Arabia

発 注 者：サウジアラビア王国通信省

構造型式：主橋 3 径間連続箱桁

施 工 法：（定着工法）フレンチー

（架設工法）プレキャストブロックカンチレバー工法

工 期：1981 年 12 月～1983 年 10 月

構造仕様：① Al Sitten 高架橋 3 径間連続, 橋長 390m

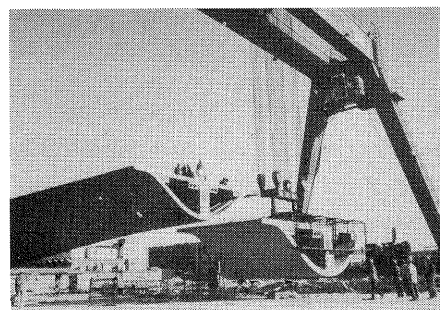
② 石油省高架橋 17 径間 計 1,860m

両橋とも変断面 2 室箱桁で幅 13m であり, 2 つの桁を並列させている。

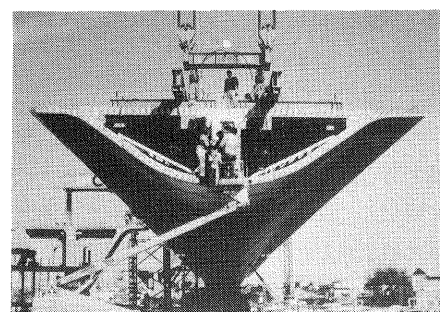
プレキャストブロック 1,100 ケ (各 110 ton) を使用

特 徴

長いブロックヤード上でブロックを製作し, 大型の高いガントリークレーンを使用して運搬, 架設を行った。



写真— 2.39 Khurays 高架橋



写真— 2.40 Khurays 高架橋

(6) トラス 橋

〔マングファール橋〕

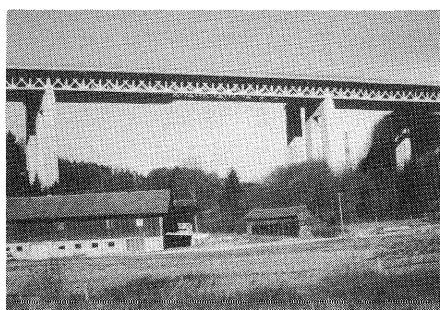
橋 名：マングファール橋 (Mangfall Br)

施 工 地：西ドイツ, ローゼンハイム郊外

発 注 者：バイエル州道路建設局

構造形式：3 径間連続 P C トラス橋

橋 長：288 m



写真— 2.41 マングファール橋

径 間：90 m + 108 m + 90 m

完 成 年：1958 年

特 徴

本橋は、München-Salzburg 間を結ぶアウトバーンに架かる P C トラス橋である。上面を車道、トラス内部の下床版を歩道としたダブルデッキ構造で、コンクリートトラス独得の構造景観を有している。

〔ビビアン橋〕

構造物名：ビビアン橋 (BUBIYAN Bridge)

施工場所：ビビアン (BUBIYAN) ークウェート

施 主：MINISTERE DES TP-ークウェート

施工業者：BOUYGUES

構造形式：トラスブロックによる多径間連続橋

施 工 法：(定着工法) SEEE PAC 工法

アウトケーブル, 31T15, 24T15, 4T15

(架設工法) プレキャストブロック工法

施工年度：1981 - 1982年

構造仕様：60 スパン (59スパン：40.00 m, 中央スパン：59.00 m)

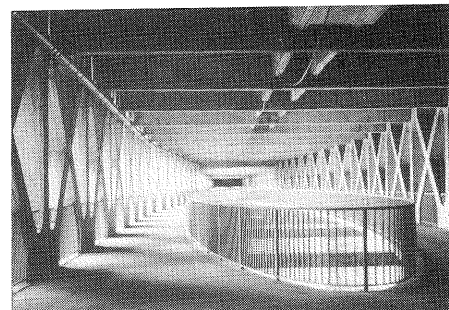


写真-2.42 マングファール橋

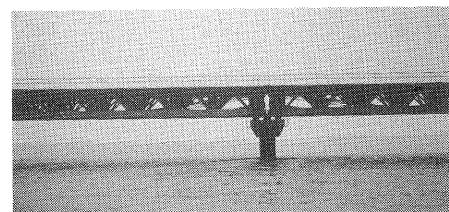


写真-2.43 ビビアン橋

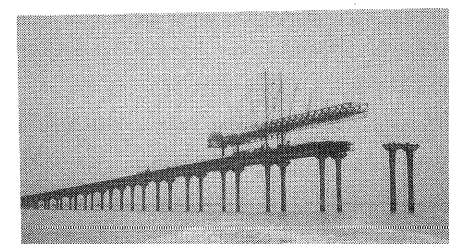


写真-2.44 ビビアン橋

(7) アーチ橋

〔アーгентローベル橋〕

構造物名：アーгентローベル橋 (Argentobel Br)

施 工 地：Bavaria, ドイツ

発 注 者：Free State of Bavaria

構造型式：鉄筋コンクリートアーチ

施 工 法：アーチの半分宛を両岸で鉛直に立てて昇降式支保工によりコンクリートを施工して、半アーチを完成させ、その頂部と仮アンカーをフレクセーケーブルで結び、半アーチを傾けて所定位置まで頂部を下げ、左右アーチを閉合した。

工 期：1983 年～

構造仕様：アーチ支間 145 m, 高さ 32m, 全長 230 m

断面 2 室箱形, 高さ 2.0 ~ 3.5 m, 上下床版厚 25cm

壁厚 外側壁 35cm, 中央壁 40cm

特 徴

本橋は鉄筋コンクリート拱の架設に独創的な工法を採用し、谷に支保工を設けず、また、ピロンを必要とする斜吊方式でもなく、橋台上で半アーチを完成させてからアーチを傾けて閉合させた。

コンクリート打ちの時、拱が垂直に近くなるよう押し引き込み装置をアーチの背後に設け、アーチは橋台上のナックル支承上で製作した。高さ 45m 迄は昇降型枠の鉛直に対し 16 度の傾斜を持たせ、次にアーチを山側に 12 度になるよう引き込み、最後に 66.5 度前方に回転してセットした。押し引き込み装置は径 914 mm 長さ 25m の鋼製で水圧で操作し、アーチはこの装置及び緊張ケーブルで傾斜を変化させた。

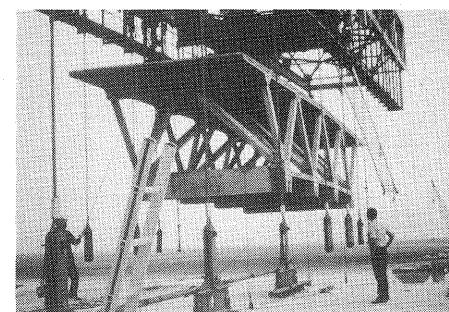


写真-2.45 ビビアン橋

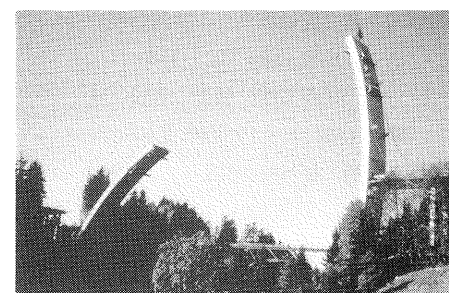


写真-2.46 アーгентローベル橋

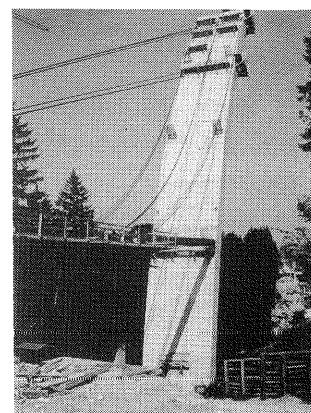


写真-2.47 アーгентローベル橋

〔ファイツホッフハイム橋〕

橋 名：ファイツホッフハイム橋 (Maintalbrücke Veitshochheim)

施 工 地：西ドイツ，ヴェルツブルグ，マイン河

発 注 者：西ドイツ国鉄

構造形式：鉄筋コンクリート固定アーチ

施 工 法：（架設工法）アーチ 斜め吊りを用いた張出し架設工法

上床版 押出し架設工法

橋 長：1,280 m

径 間：アーチ 162 m

上床版 40m+2×47m+52m+51m+2×51m+162m+52m+53.5m+4×

53.5m+3×53.5m+53.5m+2×61.7m+57.1m+47.8m+17.4m

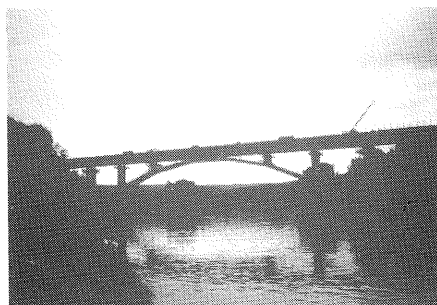
完 成 年：1987 年

特 徴

本橋は，ヴェルツブルグ北10kmに施工されたアーチスパン168 mの鉄道橋である。アーチの施工は，プレキャスト部材からなるアーチ両端のピロンにより斜め吊りを行ないながら張出し施工を行う。

アーチリブは，最大6.1×1.8 mの無垢断面のマスコンクリートとなるのでコンクリート冷却に液状チッ素を使用し，10～12℃に保った。この方法は，ダムの施工では，古くから行なわれていたが，橋梁としては初の試みであった。

上床版1,263 mは，橋梁左端から片側押し出し施工を行った。又，片押し時に生じるアーチ上のアンバランス力に対しては，200 tのカウンターウェイトで調整を行った。



写真— 2.48 ファイツホッフハイム橋



写真— 2.49 ガンター橋

(8) 斜張橋

〔ガンター橋〕

橋 名：ガンター橋

施 工 名：スイス

発 注 者：ウォーリス州

構造形式：8径間連続PC1室箱桁橋

施 工 法：（定着工法）VSL工法

（架設工法）張出し架設工法

工 期：1967年～1980年

構造仕様：橋 長 686.0m

スパン 50.0m+127.0m+174.0m+127.0m+80.0m+50.0m

幅 員 10.0m

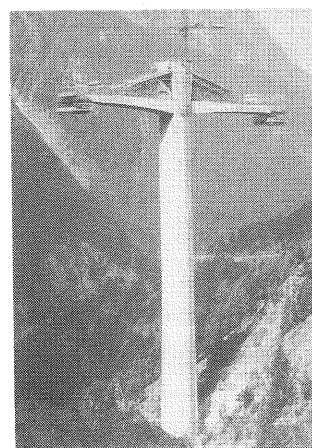
桁 高 支承部 5.0m 径間中央 2.5m

特 徴

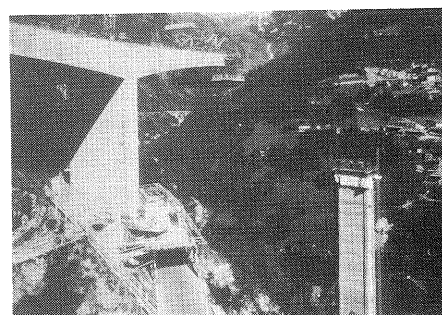
ガンター橋は南スイスのBrigの東南約10kmに位置し，ガンター溪谷を横断するPC橋である。

上部構造は溪谷から150 mの上方に位置し，橋脚が非常に高いものとなっている。本橋では，特に地質が大きな問題点で，年間に5～10mm程度のクリープが生ずると考えられている。

桁は2つの塔から吊られており，吊り材はPCケーブルとそれを包むようなPCパネルより成り立っている。このPCパネルにより橋梁全体の剛性を増し，ケーブルの衝撃を緩和し，さらにケーブルの防食効果をもたせている。



写真— 2.50 ガンター橋



写真— 2.51 ガンター橋

〔ディーポールザウ橋〕

橋 名：ディーポールザウ橋 (Rheinbrücke Diepoldsau)

施 工 地：スイス，ザンクト・ガレン州

発 注 者：ザンクト・ガレン州

構造形式：P C 斜張橋

施 工 法：(定着工法) 主桁 BBRV 工法 100 t～250 t

斜材 BBR DINA 工法 37～77 本×φ 7

(架設工法) 斜張橋部分の中央径間；現場打ち片持梁施工

その他；支保工施工

工 期：1983 年 9 月～1985 年春

構造仕様：

橋 長 250 m

支間長 15.0 + 18.0 + 19.5 + 40.5 + 97.0 + 40.5 + 19.5

(7 径間連続版桁で第 4 径間～第 6 径間が斜張橋部分)

幅 員 14.5 m

塔 H 型 2 本柱，塔長 36 m

斜 材 ファン型 2 面吊り

桁 高 36 cm～55 cm ($h/\ell \approx 1/177$)

特 徴

桁断面が，幅 14.26 m，平均高さが 45 cm の版桁で， $h/\ell \approx 1/177$ という非常にスレンダーな橋梁である。架設は，斜材間隔と同じ 6 m のブロック単位で現場打ち片持梁施工により行い，各々のブロックで斜材を設置し緊張した。桁の左右両サイドは，斜材の定着具が埋め込まれたプレキャストコンクリート版となっており，架設時に生じる斜材の水平力は，このプレキャスト版を介して既設のブロックに伝達される。塔は，柱材が P C 構造，柱材をつなぐ横梁が PRC 構造であり，ジャンピングフォームにより施工した。斜材を将来取換えることを想定して，斜材が 1 本欠落した場合の照査を行っている。

〔フレーザー橋〕

橋 名：フレーザー橋 (Flösser Br)

施 工 地：西ドイツ，フランクフルト市内，マイン河

発 注 者：フランクフルト市

構造形式：4 径間連続 P C 斜張橋

施 工 法：(架設工法) 斜め吊りを用いた張出し工法

(定着工法) ディビダーク工法

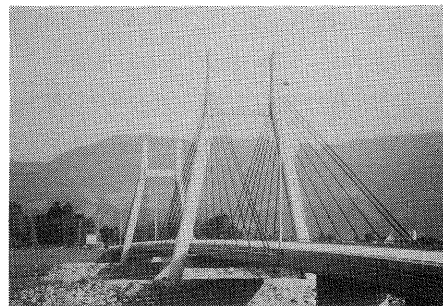
橋 長：221.0 m

径 間：17.85m + 41.75m + 106.5m + 54.9m

完 成 年：1986 年

特 徴

本橋は，マイン川を 76 度の斜角をもって横断する P C 斜張橋である。選定にあたっては，市街地景観との調和，維持管理，耐久性の問題が，大きな要因となった。構造寸法のうち，桁高は，河川部の航路限界，河川敷上の港湾鉄道により，5.2 m から 0.68 m となっている。斜材は，振動に伴う疲労の問題，衝突や火災への対処，防食性の問題により P C 部材となっている。



写真— 2.52 ディーポールザウ橋



写真— 2.53 ディーポールザウ橋



写真— 2.54 フレーザー橋



写真— 2.55 フレーザー橋

〔フレー橋〕

橋 名：フレー橋 (Rheinbrücke Flehe)
施 工 地：西ドイツ，ジュッセルドルフ郊外，ライン河
発 注 者：ノルドライン＝ヴェストファーレン州道路建設局
構造形式：14径間連続複合斜張橋
施 工 法：オールステーピング工法（側径間）
橋 長：1,148 m
径 間：13×60m+368m
完 成 年：1979 年
特 徴

本橋は、側径間がPC箱桁，中央径間が鋼床版箱桁，主塔がコンクリートの複合形式の斜張橋である。PC桁と鋼桁は，主塔に単純支持された鋼製の横梁で連結されている。

〔メッテン橋〕

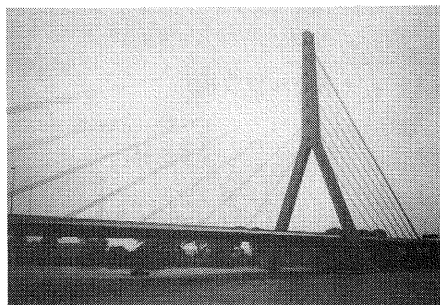
構造物名称：メッテン橋 (Metten Br)
施 工 地：西ドイツ，デッゲンドルフ（ミュヘンの北東 120 km）
発 注 者：バイエルン州道路建設局
構造形式：8 径間連続PC斜張橋
施 工 法：（定着工法）ディビダーク工法
（架設工法）押し出し工法
工 期：1978～1981 年
構造仕様：スパン 68.85+145.00+5×68.00+60.00=613.85 m
幅 員 30.00 m，桁 高 4.20 m
斜材形式 PC斜材1面吊り，ディビダークストランド
タ ワ ー RC1本タワー，高さ橋面より 33.2m
特 徴

この橋は，西ドイツのニュールンベルクからオーストリアのウィーンに通じるアウトバーンがドナウ川を横切る位置に架けられた。

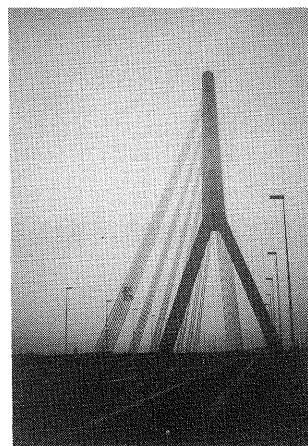
当初の設計では，水流部のスパン 145 mを確保し，押し出し工法で施工するために桁高 6.5 m の等桁高のPC橋になっていた。競争設計により，押し出し工法で施工した後，斜張橋にすることにより桁高を 4.2 m に減らす提案がされた。これにより，この橋の前後につながる盛土部分の高さを下げることができ，経済的になったと同時にドナウ川周辺の美しい景観も守ることができた。

〔バリオス・デ・ルナ橋〕

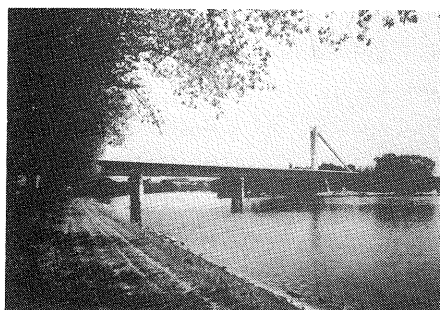
橋 名：バリオス・デ・ルナ橋 (Barrios de Luna Br)
施 工 地：スペイン，レオン近郊
発 注 者：AUCALSA
構造形式：3 径間連続PC斜張橋
施 工 法：張出架設方法
定着工法：ディビダーク工法，ストロング工法，フレッシュ工法
橋 長：648.593 m
径 間：36.233（カウンターウエイト）65.48m+440.0m+65.48m+41.4m
（カウンターウエイト）
完 成 年：1983 年
特 徴



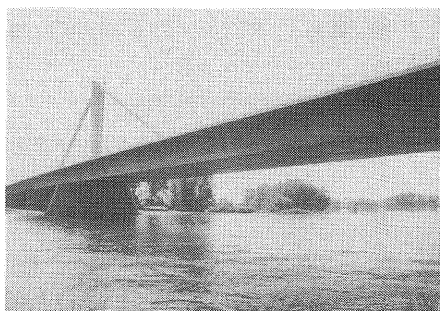
写真－2.56 フレー橋



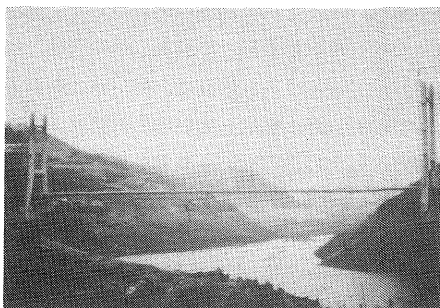
写真－2.57 フレー橋



写真－2.58 メッテン橋



写真－2.59 メッテン橋



写真－2.60 ルナ橋

本橋は、PC斜張橋としては、現在世界最大スパン（440 m）を有するものである。側径間長が短いので重力式カウンターウェイトを設けている。施工も主塔よりの両側張出方式でなく、カウンターウェイト部から中央部への連続施工となっている。

〔ベンハイン橋〕

工 事 名：ベンハイン橋（Pont De Ben Ahin）

施 工 地：ベルギー国，Huy市，Ben-Ahin町

発 注 者：ベルギー国

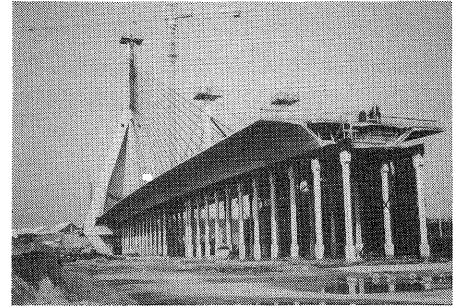
構造形式：PC斜張橋

施 工 法：（定着工法）ストロングホールドBタイプ
（架設工法）ストロングホールド工法

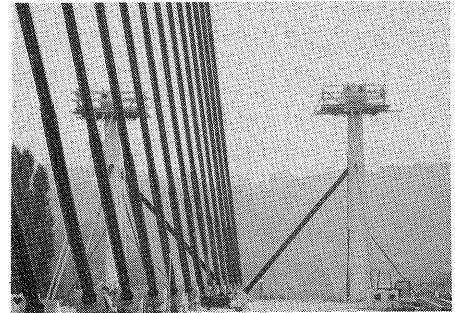
工 期：62年3月～

特 徴

ケーブルスティ定着後橋全体を回転させて、鉄道と運河を越えて完成させる方式である。



写真－2.61 ベンハイン橋



写真－2.62 ベンハイン橋

〔デームポイント橋〕

構造物名称：デームポイント橋（Dame Point Br）

施 工 地：アメリカ，フロリダ州，ジャクソンビル

発 注 者：ジャクソンビル交通公団

構造形式：PC斜張橋

施 工 法：（定着工法）ディビダーク工法
（架設工法）斜材を利用した片持ち架設

工 期：1985年～1988年

構造仕様：スパン 198.1 m+396.2 m+198.1 m

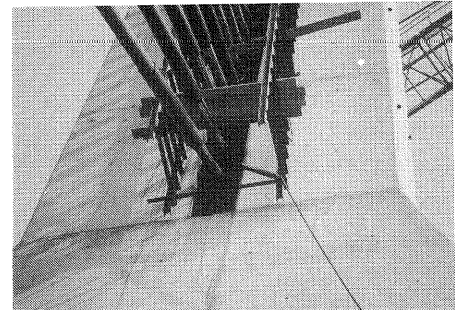
幅 員 32.24 m，桁 高 1.52～1.85 m

斜材形式 PC斜材二面吊り，ゲビンデスターブ（総ねじPC鋼棒）
タワー RC二本タワー

特 徴

この橋はジャクソンビル市において、同市を迂回するために建設される高速道路の一部である。

主桁は、両端に位置する2本の短形断面の縦桁と、その縦桁を結ぶ横桁とからなっている。



写真－2.63 ベンハイン橋

〔コアッツアコアルコス橋〕

構造物名：コアッツアコアルコス橋（Coatzacoalcos Br）

施 工 地：メキシコ

構造形式：PC斜張橋

施 工 法：（定着工法）フレシネー工法
（架設工法）張出し架設工法

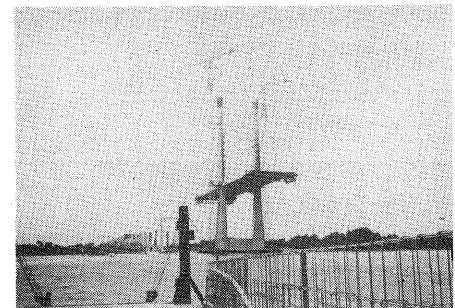
構造仕様：支間割り 30+49+112+288+112+60+60+60 m 全長 771 m

幅 員 18.1 m（高欄外側間）

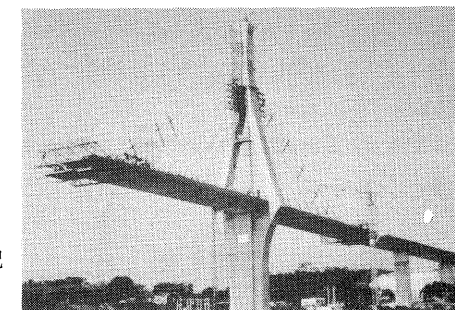
主 桁 内部ストラット付1室箱桁

斜張ケーブル 中央1面吊 ファン形

パイロンは主桁を挟む3角形をなし、頂部に縦にケーブル定着部を配置している。



写真－2.64 デームポイント橋



写真－2.65 コアッツアコアルコス橋

特 徴

主桁箱断面の高さが3.13 mであり、側壁は傾斜させている。

箱内部に上床版中央から下床版両端に向うストラットを設け、ストラットの頂点で斜張ケーブルを定着している。

〔ペナン橋〕

構造物名称：ペナン橋（Penang Bridge）

施 工 地：マレーシア、ペナン/グラハムスタウン

発 注 者：マレーシア政府

構 造 形 式：P C斜張橋

施 工 法：（定着工法）ディビダーク工法
（架設工法）斜材を利用した片持ち架設

工 期：1983～1985 年

構 造 仕 様：スパン 107.5 m+225.0 m+107.5 m

幅 員 29.7 m, 桁 高 2.0 m

斜材形式 P C斜材二面吊り, ゲビンDESTAUB(総ねじP C鋼棒)

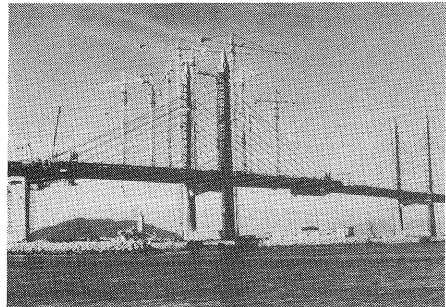
タワー RC二本タワー

特 徴

この橋はマレーシア本土とペナン島を結ぶ全長8.5 kmの橋の中心をなすものである。

主桁は、両端に位置する2本の短形断面の縦桁と、その縦桁を結ぶ横桁とからなっている。

両端の縦桁を9 m毎に斜材で支えながらブロック施工をし、続いて追走ワーゲンによって3 m毎に横桁および上床版の製作を行うことにより、施工スピードを上げている。



写真—2.66 ペナン橋

3. 貯蔵容器

〔液化天然ガスタンク〕

構造物名：液化天然ガスタンク

施 工 地：韓国

構造形式：LNG用P C円形タンク容量各10万立方米 4基, -164℃耐寒

施 工 法：（定着工法）フレシネー

（架設工法）スライド式型枠支保工工法

構造仕様：設計震度0.2, 杭頭に弾性支承を置きタンク床梁を支持している。

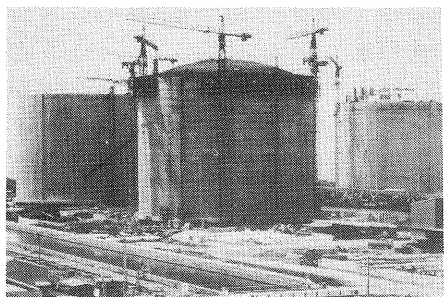
タンク床梁は放射状配置とした。壁厚0.9 m, 高さ44.8 m, 外径59.26 m。

特 長

壁体のP Cケーブルの配置で水平ケーブルは相互に120度宛開いた。

縦リブに2/3回転毎に定着し、鉛直ケーブルは床版に定着し、上端で緊張定着した。

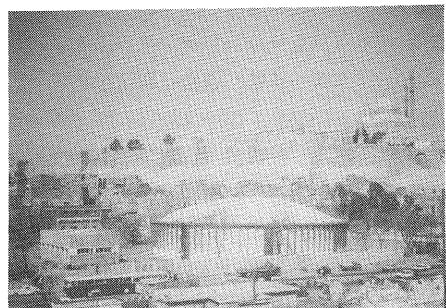
ドームは6 mm 鋼版を60 cm 厚のコンクリートで被覆し、外部衝撃から保護している。



写真—3.1 液化天然ガスタンク

〔サラハエルディン配水池〕

構造物名称：サラハエルディン配水池



写真—3.2 サラハエルディン配水池

施 工 地：カイロ市サラハエルディン地区

発 注 者：カイロ市水道局

構 造 形 式：PCタンク，側壁固定支持

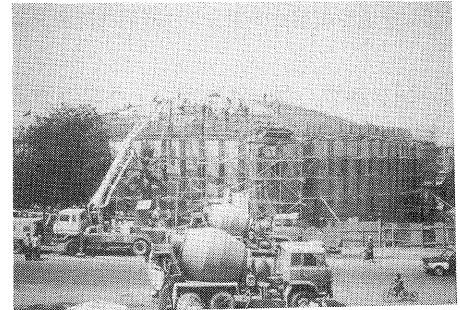
施 工 法：（定着工法）シングルスランド工法

工 期：昭和56年10月～昭和57年11月

構 造 仕 様： $V_e = 20,000 \text{ m}^3$ $D = 50.0 \text{ m}$ $H_e = 10.2 \text{ m}$

特 徴

サラハエルディン配水池は，モッカタム丘の南西に位置するサラハエルディン広場に建設された有効容量 $20,000 \text{ m}^3$ ，内径 50.0 m ，有効水深 10.2 m の円筒形状壁，ドーム形状屋根を有するPC配水池である。構造形式等はモッカタム配水池と同様であるが，この配水池が建設された広場は，カイロ市の代表的なモスクのひとつであるムハammad・アリ・モスクの隣接地であるため，周囲との調和に工夫がなされ現代的な感覚のうちに全体としての調和がはかられている。（国内業者施工）



写真－3.3 サラハエルディン配水池

〔カールステ低温PCタンク〕

構造物名称：カールステ低温PCタンク（Kaarstoe）

施 工 地：ノールウェー

発 注 者：Statoil Co.（国営石油会社）

構 造 形 式：底版固定型薄膜構造

施 工 法：（定着工法）BBR・V システム（ $\phi 6 \text{ mm}$ PC鋼線）

（架設工法）スライディングフォームによる現場打

完 成：1985 年

構 造 仕 様：プロパン用， $35,000 \text{ m}^3$ 2 基（名径 42.2 m ，高 38.5 m ，壁厚 1.7 m ）
n-ブタン用， $20,000 \text{ m}^3$ 及び i-ブタン用， $8,000 \text{ m}^3$ 2 基の計 6 基

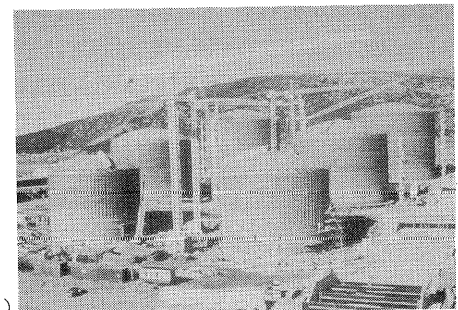
特 徴

本タンクは北海油田から産出した石油を精製する施設の一部であるが，安全面から地上構築物をなすため，2 重の健全性を要求された。

ブタン用タンクでは -11°C 以下にならず，外殻をなすコンクリート部は密ぺい形となっていない。

プロパン用タンクは -44°C になり，内殻の鋼製タンが破れても気密性が保持されるよう要求されている。

内側には鋼製ライナーがあるため，円筒壁体は一面だけの型枠を使用する特殊なスライディングフォームが使われ，厚さの許容誤差も $\pm 20 \text{ mm}$ というものであった。



写真－3.4 カールステ低温PCタンク

〔高架貯水槽〕

構造物名称：高架貯水槽

施 工 地：La Choltere，フランス

発 注 者：バンデ県 Mareuil sur Lay 地方水道組合

構 造 型 式：高架貯水槽（上水道用）

施 工 法：（定着工法）フレシネー

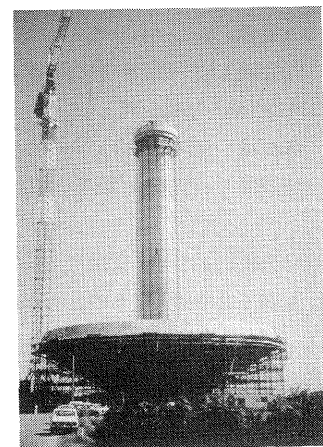
（架設工法）地上打設，ジャッキ，ケーブルによる吊上げ架設

構 造 仕 様：容量 $5,000 \text{ m}^3$ 直径最大 42 m ，タンク底面径 6.5 m ，
タンク重量 $2,400 \text{ t}$ ，塔高 60 m ，水頭 50 m

特 徴

タンクを地上で打設し，570 トン用ケーブル15本により50m ジャッキアップしたヘビリーフリイング工法に特徴がある。

上昇平均速度 2.00 m/hr ，上昇時安全率3.5であるケーブルと水圧ジャッキの操作は総て中央制御盤でコントロールし，各所にビデオカメラを配置し常時チェックしながら吊り上げた。最後にケーブルを塔頂に定着した。



写真－3.5 高架貯水槽

高価な足場を使用せず安全かつ経済的に施工し、工期を5%以上短縮できた。

〔ハンブルク、ケールブランドヘフト卵形消化槽〕

構造物名称：ハンブルク・ケールブランドヘフト卵形消化槽

(Hanburg, koelbrandhaeft)

施 工 地：西ドイツ、ハンブルク

発 注 者：ハンブルク市

構 造 形 式：P C 卵形タンク

施 工 法：(定着工法) ディビダーク工法

(架設工法) クライミングフォーム工法

工 期：1978年～1981年(Ⅲ期)

構 造 仕 様：容量 8,000 m³

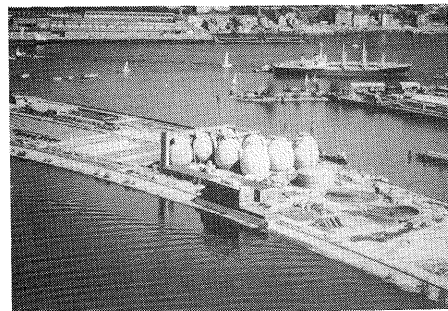
最大内径 22.2 m, 高さ 36.5 m

特 徴

これはハンブルク・ケールブランドヘフト下水処理場に建設された各々容量 8,000 m³の10基のP C 卵形消化槽である。

P C 卵形消化槽は、均一に攪拌できる。表面積を大きくすることなく内容積を大きくとれるために熱放射が少ないという理由で採用になった。

1.45 mの高さのリング状に作られた全部で26のブロックからなっている。この各ブロックを施工するためにディビダーク式・クライミングフォームがリング状に配置され、型枠組立、配筋、コンクリート打設、脱型、ディビダーク鋼棒の緊張を順次行ない、短かいサイクルで施工できた。



写真— 3.6 ケールブランドヘフト卵形消化槽

4. 建築構造物

〔Wisma Saberkas complex 総合ビル〕

構造物名：Wisma Saberkas complex

施 工 地：サラワク州クチン、東マレーシア

発 注 者：Promet Bhd and Saberkas joint Development

構造形式：7 階部商店街、銀行、映画館、レストラン総合ビル

塔屋14階事務所ビル

施 工 法：(定着工法) フレシネー

(架設工法) 梁及び床版にポステンP Cを採用

工 期：1983年～1985年

構造仕様：床面積 95,780 m²

床版厚 12.7 cm, 梁高 76 cm

特 徴

テンドンは床版用 4 S 13, 梁用に 7 K 13, 12K 13, 19K 13を使用、放射及環状配置型枠、支保工は標準的なものとした。

プレストレスは2段階に分けて導入した。最初は打込後3～4日でコンクリート強度が25N/mm²程度のとき床組が自重に耐えられる程度に導入して型枠を外し、次に8～9日後コンクリート強度が30N/mm²になったとき最終の導入をし、セメントグROUTをした。



写真— 4.1 Wisma Saberkas Complex 総合ビル



写真— 4.2 Saas-Fee 立体駐車場

〔Saas-Fee 立体駐車場〕

工 事 名：Saas-Fee 立体駐車場（Car Park Saas-Fee）

施 工 地：スイス，アルプス

構造形式：フラットスラブ

施 工 法：（定着工法）VSL

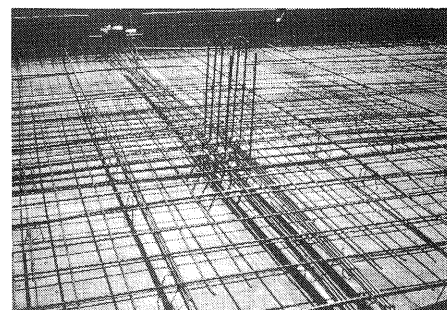
工 期：1979年10月～1980年10月

特 徴

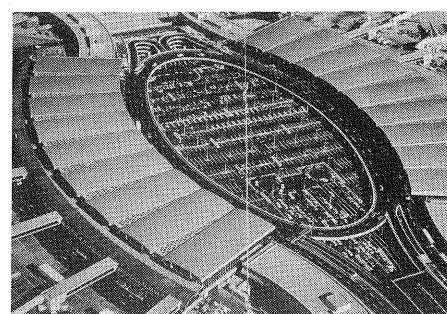
本件はフラットスラブ形式の長さ 83.3 m，幅 34.8 m，高さ 25.5 m の駐車場であり，ハーフスラブを用いたポストテンションスラブである。

ライブロードは一般階が 204 kg/m^2 ，RF が雪荷重を考慮し $1,173 \text{ kg/m}^2$ であり，設計は VSL テクニカルレポートの“Post-tensioned slabs”によっている。

また，本スラブは，直径 15mm のモノストランドを使用しており，通常必要とされる必要鋼材量は一般階で 6.4 kg/m^2 ，RF で 12.0 kg/m^2 であるが，工事では，一般階 3.7 kg/m^2 ，RF 6.0 kg/m^2 を使用している。



写真－4.3 Saas-Fee 立体駐車場



写真－4.4 ロワシィ空港駅 2

〔ロワシィ空港駅 2〕

構造物名称：ロワシィ空港駅 2（ドゴール空港）

施 工 場 所：ロワシィー，フランス

施 主：Aéroport de Paris

施 工 業 者：BOUYGUES

構 造 形 式：塔乗ホールの屋根梁

施 工 法：（定着工法）SEEE PAC 10T15.2，12T15.2

（架設工法）地上で梁の組立，持ち揚げにより現場打ち

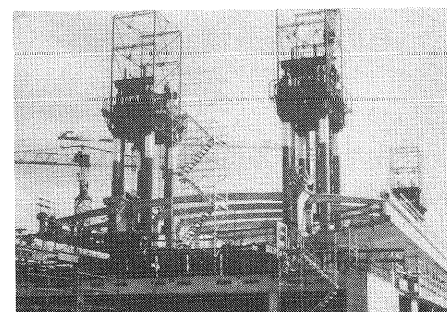
施 工 年 度：1978年～1980年

構 造 仕 様：梁 56.40 m

支点距離 43.40 m

特 徴

屋根部 18 ブロック（各屋根 4 つの梁を持つ）



写真－4.5 ロワシィ空港駅 2

〔ベルリン会議場屋根〕

工 事 名：ベルリン会議場 屋根再建工事

施 工 地：西ドイツ，ベルリン

発 注 者：ベルリン市

構造形式：2 点で支持された拋物線形状のエッジガーダーをもったシェル

施 工 法：（定着工法）ディビダーク工法

（架設工法）エッジガーダーはステージング上で区分施工した。

シェルはプレキャスト部材を張り渡したテンドン上に配置して施工した。

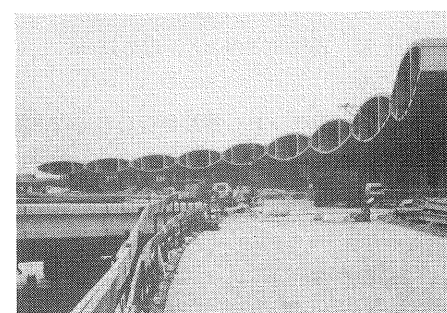
工 期：1984年～1986年

構造仕様：エッジガーダー 幅 1.90 m 高さ 2.00 m

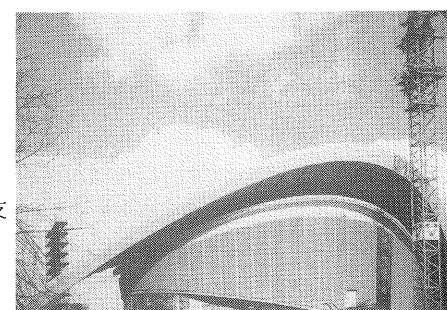
シェル 61m（短径）×75m（長径）

特 徴

これは，1980 年に屋根が崩壊した会議場の再建である。崩壊した屋根が壁に支えられていたのに対し，新しい屋根は残った構造物とは完全に分離するように設計された。93m の間隔をもつ基礎の間に拋物線形状のエッジガーダーをステージング上で区分施工し，そのエッジガーダー間に張り渡されたテンドン上にプレキャスト部材を配置した。



写真－4.6 ロワシィ空港駅 2



写真－4.7 ベルリン会議場屋根再建工事

〔カテドラル吊屋根建物〕

構造物名：カテドラル吊屋根建物

施 工 地：アフリカ, Abidjan, Cote Divoire

発 注 者：アビジャンカテドラル建設委員会

構造型式：吊屋根構造建物

施 工 法：（定着工法）フレシネー

（架設工法）PCはプレキャストブロック

工 期：1985年5月より2ケ年

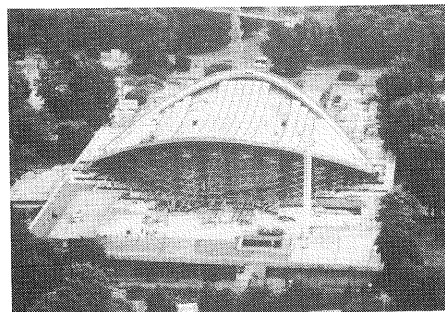
構造仕様：プレキャスト箱断面の梁で骨組を作っている。7本の主梁で鐘楼から屋根を吊り下げている。鉄骨コンクリートとプレキャストレスドコンクリートブロックで構成する。広さは80m×100 m×16m, 鐘楼の高さ70m

特 長

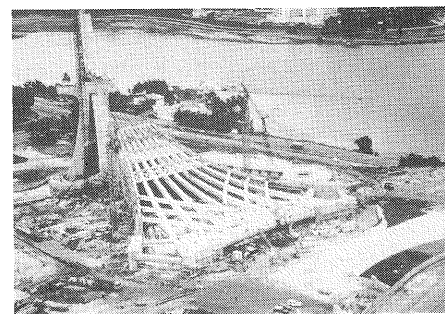
三角形の屋根に特徴があり、地上30mの高さがある。

収容人員 8,000 名で屋外で10万人が説教を聞くことができ、

ローマのサンピエトロに次ぐものである。



写真—4.8 ベルリン会議場屋根再建工事



写真—4.9 カテドラル吊屋根建物

5. その他構造物

〔スキポール空港PC舗装〕

構造物名称：スキポール空港エプロンPC舗装

施 工 地：オランダ, アムステルダム

発 注 者：スキポール空港会社

構 造 形 式：PC舗装

定 着 工 法：ディビダーク工法

工 期：1985年～1988年

構 造 仕 様：規模 50,000 m², 厚さ18cm

特 徴：

1966年に最初のPC舗装が行われて以来約1百万m²のPC舗装部がある。

今回空港の拡張のため貨物専用エプロンがPC舗装になっている。施工場所が軟弱地盤のためにPC舗装が採用されている。



写真—5.1 スキポール空港エプロンPC舗装

〔TDFタワー〕

構造物名称：TDFタワー

施 工 場 所：ロマンビル (Romainville), フランス

施 主：TELEDIFFUSION DE FRANCE

（フランステレビ放映局）

施 工 業 者：BORIE SAE

構 造 形 式：電波塔

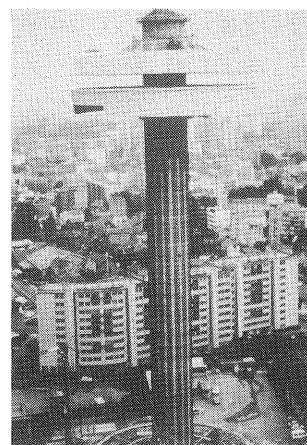
施 工 法：（定着工法）9T15, 12T13 (SEEE PAC工法)

（架設工法）地上部でプラットフォーム施工後

所定位置に揚重

施 工 年 度：1981年～1983年

構 造 仕 様：柱身部 高さ 108.00m



写真—5.2 TDFタワー

径 8.00 m
プラットフォーム 径 40.00 m

〔オースターシェルデ暴風洪水堰〕

構造物名称：オースターシェルデ・ストームサージバリア (Oosterschelde)

施 工 地：オランダ，オースターシェルデ（ロッテルダムの南西60km）

発 注 者：オランダ防潮堤公社

構 造 形 式：ストームサージバリアのピア

施 工 法：（定着工法）ディビダーク工法 BBRV 工法

（架設工法）ドライドックで製作後，海上を曳航して最終位置に設置

工 期：1979年～1986年

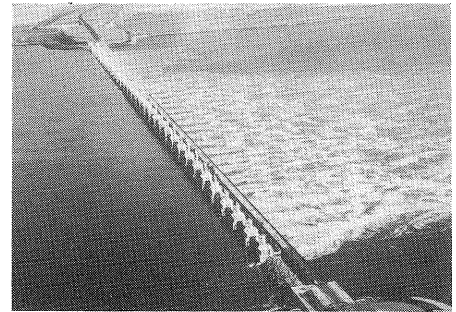
構 造 仕 様：底面25m×50m

高さ35m～45m

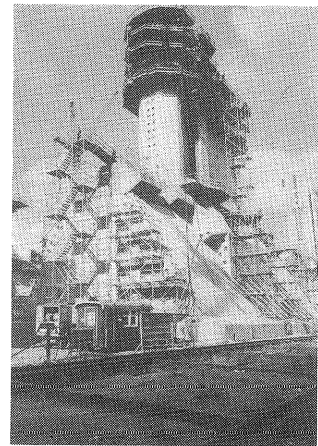
特 徴：

これは総延長 2,800 m にわたって建設されたストームサージバリア（暴風洪水堰）のピアである。45m 間隔に設置され，常時はゲートを上げることによって潮汐環境を保持し，強風時にゲートを閉鎖する。

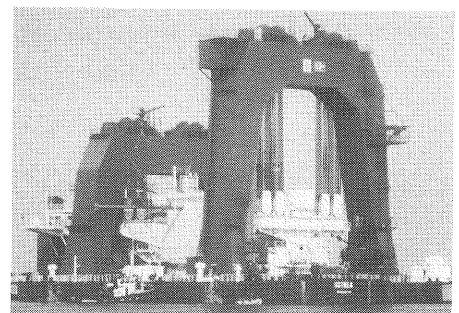
1 基当り重量 18,000 ton の 66 基のピアはドライドックで作られ，完成後現地へ曳航された。



写真－5.3 オースタシェルデ・ストームサージバリア



写真－5.4 オースタシェルデ・ストームサージバリア



写真－5.5 オースタシェルデ・ストームサージバリア

〔Valdez Floating Container Terminal〕

構造物名称：Valdez Floating Container Terminal

施 工 地：Valdez, Alaska U.S.A.

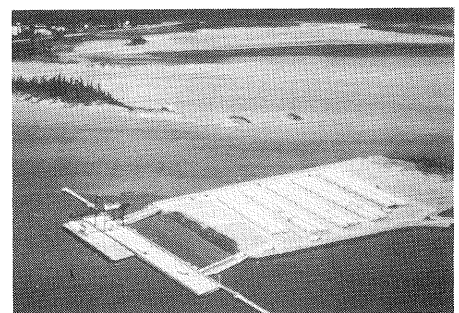
発 注 者：City of Valdez, Valdez Alaska. U.S.A.

施 工 法：（定着工法）アンダーソン工法

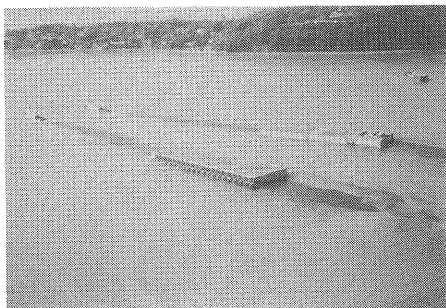
工 期：10 ヶ月（但し，ポンツーン製作まで）

特 徴

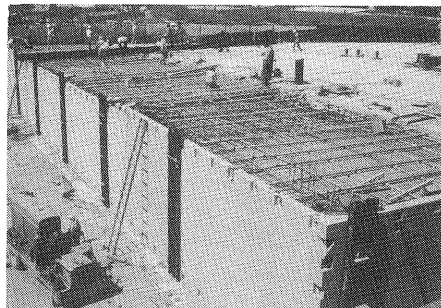
バルディーツ フローティング コンテナターミナル (VFCT) ははワシントン州タコマのコンクリートテクノロジーコーポレーション (CTC) のドライドックで製作され，アラスカ州バルディーツまで 2,560 km 曳航され，現地海上で 2 本のポンツーンを剛結した幅 100 フィート (30.5m) 長さ 700 フィート (213.4 m) 高さ 30 フィート (9.1 m) を有する浮体式プラットフォームである。



写真－5.6 Valdez Floating Container Terminal



写真—5.7 Valdez Floating Container Terminal



写真—5.8 Valdez Floating Container Terminal

〔GULLFAKS B 石油掘削プラットフォーム〕

構造物名称：GULLFAKS B 石油掘削プラットフォーム

施 工 地：ノールウェー，ヒンナ

発 注 者：シュタートオイル社

構 造 形 式：石油掘削プラットフォームの基礎

施 工 法：（定着工法）ディビダーク工法
（架設工法）スリップフォーム

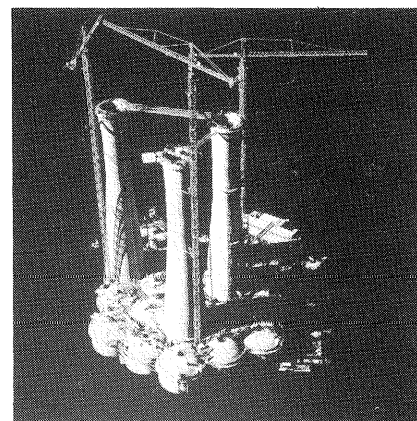
工 期：1985年～1987年

構 造 仕 様：高さ 160 m，直径 110 m

特 徴

これは北海の油田開発のためのプラットフォームである。

セルの底部をドライドックで製作した後，浮かした状態でシャフトをスリップフォームで施工した。メタルデッキを取り付けた後，据え付け位置まで曳航される。



写真—5.9 GULLFAKS B
石油掘削プラットフォーム

昭和63年2月1日 印刷
昭和63年2月9日 発行
発行 者 後 藤 武 雄
印刷 者 井 上 一 次
印刷 所 株式会社 東京プリント

新しいPC技術とその展望

頒価4,000円
(〒450円)

東京都新宿区津久戸町4番6号

東京都文京区本郷1-22-6

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)260-2521 振替口座 東京7-62774番

〒162
東京都新宿区津久戸町4番6号
第三都ビル
