

PC 斜張橋の耐震設計

三 村 長 二 郎*
竹 田 哲 夫**

1. まえがき

近年、PC 斜張橋はコンクリート橋の長大化を担う橋梁として有望視され、大いに発展しようとしている。その建設にあたって、我が国のような地震国では耐震性の確保が重要であるが、地震国での本格的な建設はまだ少なく、PC 斜張橋の耐震設計は PC 桁橋での実績を踏まえながらまだ発展の途上にある。

そのためここでは、PC 斜張橋の耐震設計事例あるいは検討事例において、PC 斜張橋特有の事項に注目し、これらを例示することによって耐震設計の発展に供したいと思う。以下、第 2 章で我が国における耐震設計法とその概況を簡単に述べ、第 3 章以降で特徴的な事項を耐震設計過程に応じて述べることにする。

2. PC 斜張橋の耐震設計法

2.1 耐震計算法と安全性照査法

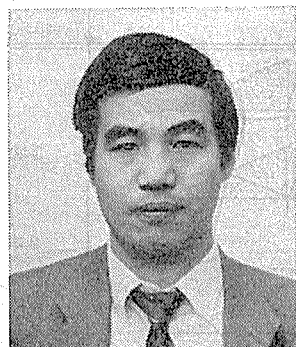
一般に、コンクリート橋の耐震設計は図-1 に示す手順で行われているが、このうち耐震計算法としては次の方法が用いられる。

- | | | |
|-----------|---|---|
| 静的解析 | } | 震度法 |
| | | 応答を考慮した修正震度法 |
| 動的解析 | } | スペクトルモード解析 |
| | | 時刻歴応答解析 |
| | | <table border="0"> <tr> <td>モールドアナリシス</td> </tr> <tr> <td>直接積分法</td> </tr> </table> |
| モールドアナリシス | | |
| 直接積分法 | | |

最近では橋梁本体と基盤地盤との相互作用に注目して、振動数領域での応答解析の適用も試みられている。



* Chojiro MIMURA
鹿島建設(株)技術研究所
主管研究員



** Tetsuo TAKEDA
鹿島建設(株)土木設計本
部設計主査

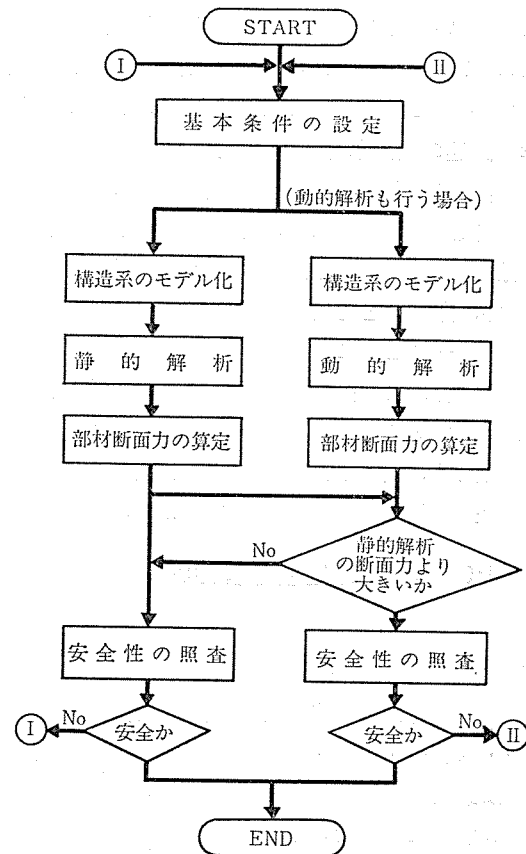


図-1 コンクリート橋の耐震設計手順

安全性照査としては、設計荷重作用時および終局荷重作用時について、許容応力度や許容変位などの照査および破壊安全度の照査が行われる。そして高さが比較的低い橋脚では、ぜい性的な破壊を防ぐために変形性能照査が行われる。

PC 斜張橋の耐震設計においても、これらの耐震計算法および照査方法を組み合わせて設計されるが、架設地点の地形・地質、橋の規模・重要度・立地条件・構造特性、既往の関連震害経験などを勘案して使い分けられる。その実情としては、我が国でも PC 斜張橋が現在までに約 20 橋近く建設され、その大部分は主径間長がまだ 100 m 未満であるにもかかわらず、約 70% で静的解析と動的解析が併用され、動的解析を重視した設計が行われている。ただしその場合に、文献5) には応答を考慮した修正震度法と動的解析における減衰定数の扱い方

の整合性、動的解析用の加速度波形における地震動の特性と最大加速度に応じた正規化との関係などに留意すべきことが示されており、さらに現行の耐震設計で想定されている地震力と安全性照査との兼ね合い、二方向地震力に対する配慮、減衰定数の与え方、その他種々の重要な留意点が示されている。

したがってPC斜張橋の耐震設計にあたっては、設計用入力地震動の設定から耐震計算、安全性照査まで、それぞれについてその意味するところをPC斜張橋との関係において吟味し、これらの相互関係も把握して総合的にバランスのとれた設計を進めることが必要である。

2.2 関連の設計示方書・設計指針

PC斜張橋の耐震設計で関連の技術基準類を挙げるとすれば、文献1),2),3),4)などがある。しかし本格的なPC斜張橋の建設はまだ日が浅いため、耐震設計の具体的な条件、方法などを明示するまでに至っていない。個々の設計ケースごとに設計者の判断に委ねられ、あるいは学識経験者による技術委員会を設けて検討を加えているのが現状である。ただし個々の設計ケースに応じて技術基準を設け、設計を進めている場合も多いので、今後、具体的な技術基準の整備が進むものと思われる。

3. PC斜張橋の地震応答性状

3.1 概 説

PC斜張橋では、桁橋に比較して構造形式が多様であるため地震応答性状も多様である。また振動系としてはタワー・ステー・主桁・橋脚などの部分振動要素からなる連成振動系を形成するため、その地震応答性状は部分振動要素それぞれの固有振動特性の組合せに応じて種々性格づけられ、特に固有振動数が接近する場合は、動的相互作用によって応答が増大する。

PC斜張橋の耐震設計における構造計画および構造解析にあたって、このようなPC斜張橋特有の地震応答性状に留意する必要がある。そのため、ここでは地震応答解析事例に基づいて、構造形式に応じた地震応答性状と連成振動系の動的相互作用が伴う地震応答性状を例示する。

3.2 主桁のフローティング形式と剛結形式における地震応答性状

PC斜張橋のフローティング形式（以下、F形式と呼ぶ）は、ステーで主桁を宙吊りにし、主桁が橋軸方向に遊動円木的に応答する形式で、剛結形式（以下、R形式と呼ぶ）は、主桁を橋脚上で剛結して支持する形式である。いわばF形式は吊橋を直線斜材のステーで吊ったものであり、R形式は主桁・橋脚剛結形式の桁橋を、ステーを介してタワーで吊っているものと性格づけることができる。

ここでは規模の異なる道路橋（図-2）において、両形式それぞれの固有振動特性および地震応答値を対比する。

(1) 固有振動特性について

橋軸方向に関する固有振動の解析結果を示すと 図-3 のとおりである。A橋の場合、F形式の1次にフローテ

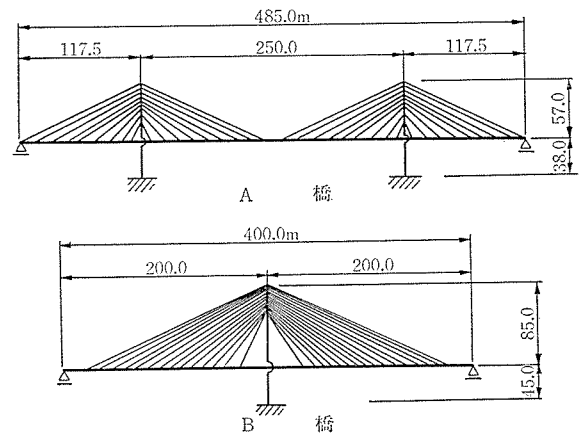


図-2 解析対象の道路橋

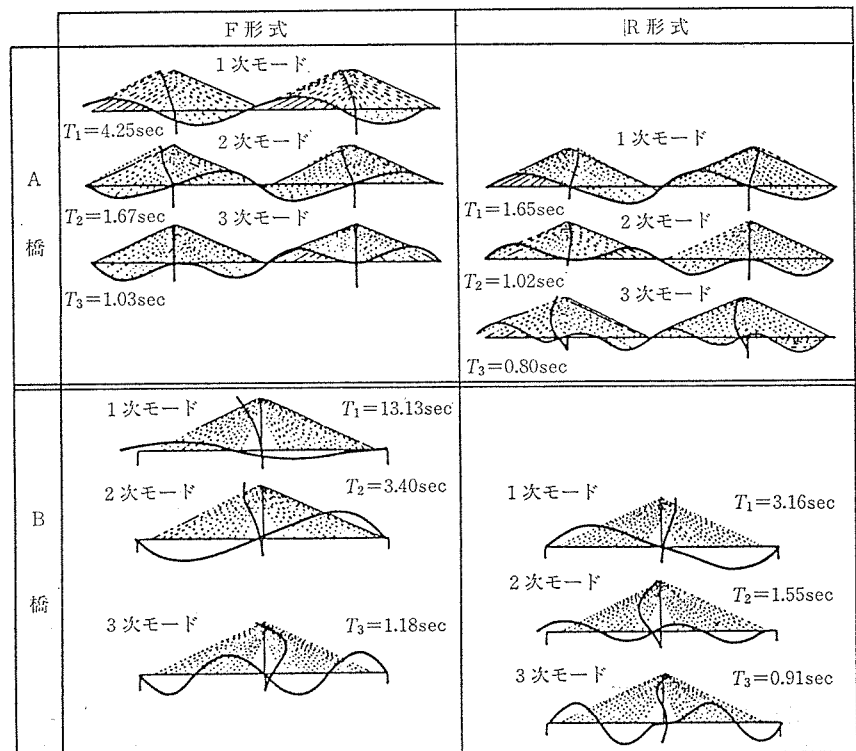


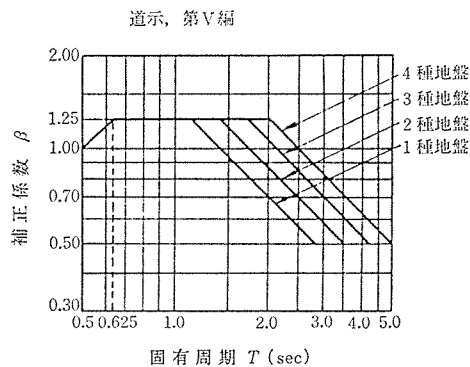
図-3 主な固有周期と固有振動モード

ィング形式特有の遊動円木的な振動モードがみられ、2次および3次ではR形式の1次および2次それぞれと同様な振動モードになっている。R形式の3次には剛結形式の特徴として、主桁の慣性力が橋脚に直接作用した振動モードが現われている。B橋の場合も固有振動モードは上記と概ね同様な対応関係になっている。ただしF形式の1次固有周期については、A橋の $T_1=4.25$ 秒に比べてB橋の場合は $T_1=13.1$ 秒と長周期である。これは2等橋のA橋に比べて1等橋のB橋では主桁重量の大き

表—1 解析条件

| | |
|--------|-------------|
| | A橋, B橋 |
| モデル | 多質点系フレームモデル |
| 解析方法 | スペクトルモード解析 |
| 地震入力方向 | 橋軸方向 |
| 最大加速度 | 200 gal |

平均応答スペクトル曲線



| 加速度補正係数 β | 形式次数 | A 橋 | | B 橋 | |
|-----------------|------|------|------|------|------|
| | | F 形式 | R 形式 | F 形式 | R 形式 |
| | 1 | 0.50 | 0.85 | ? | 0.50 |
| 2 | 0.84 | 1.25 | 0.50 | 0.90 | |
| 3 | 1.25 | 1.25 | 1.19 | 1.25 | |

いことが多分に影響している。

耐震設計において固有周期が5秒程度までは、加速度入力の設定が一般に可能であるが、それより長周期になると一般的でなく、入力特性から特別な検討を施す必要が生じる。

(2) 部材の変位および断面力について

上述の固有振動が応答値に及ぼす影響を調べるため、表—1 に示す解析条件で最大応答値 (r.m.s. 値) を計算すると、主桁の橋軸方向水平変位、タワー基部および橋脚基部の曲げモーメントは表—2 に示すようになる。

その特徴的なところとしては、A橋の場合、F形式では遊動円木的な1次固有振動に起因する主桁水平変位およびタワー基部曲げモーメントが大きくなり、R形式ではこのような応答性状はないが、主桁の慣性力が橋脚に直接作用して橋脚基部の曲げモーメントが大きくなっている。B橋の場合も、F形式の1次による応答以外についてはR形式との対応関係が上述の場合と同様であり、F形式の1次による応答の評価にかかっている。

3.3 主桁の耐震固定形式に応じた地震応答性状

前述のフローティング形式および剛結形式で応答が大きくなることを緩和しようとする耐震固定形式がある。それは主桁を橋脚に剛結しないがフリーにもしないので水平ばね支持とし、橋軸方向の相対変位を許容するがフローティング形式の大きな変位は抑制しようとするものである。支持方式としてはPCケーブル方式、皿ばね方式、ゴム支持具方式など種々のものがあり、支持位置も主橋脚部、主桁端部、その他がある。

ここでは主径間長 400 m 級の3径間道路橋を事例にして、主橋脚部あるいは主桁端部に水平支持ばねを設け、ばね定数を種々設定した場合の1次固有振動特性と

表—2 部材の変位および断面力最大応答値

| | A 橋 | | | | | | B 橋 | | | | | |
|----------------------------|----------|------|-------------|---------|------|---------|---------|------|-------------|---------|------|-------|
| | F 形式 | | | R 形式 | | | F 形式 | | | B 形式 | | |
| | モード次 | Tsec | 応答 | モード次 | Tsec | 応答 | モード次 | Tsec | 応答 | モード次 | Tsec | 応答 |
| 主桁水平変位 (cm) | 1 | 4.3 | 39 | 1 | 1.7 | 1 | 1 | 13.1 | ? | 1 | 3.2 | 2 |
| | 2 | 1.7 | 3 | 3 | 0.8 | 3 | 2 | 3.4 | 2 | 2 | 1.6 | 8 |
| | r.m.s=39 | | | r.m.s=3 | | | r.m.s=? | | | r.m.s=8 | | |
| タワー基部 曲げモーメント (tf·m) | 1 | 4.3 | 12800 | 1 | 1.7 | 2600 | 1 | 13.1 | ? | 1 | 3.2 | 2200 |
| | 2 | 1.7 | 5200 | 3 | 0.8 | 2700 | 2 | 3.4 | 3300 | 2 | 1.6 | 1300 |
| | | | | | | | 3 | 1.2 | 1600 | 3 | 0.9 | 1500 |
| r.m.s=13800 | | | r.m.s=3700 | | | r.m.s=? | | | r.m.s=3000 | | | |
| 橋脚基部 曲げモーメント (tf·m) | 1 | 4.3 | 48300 | 1 | 1.7 | 14900 | 1 | 13.1 | ? | 1 | 3.2 | 16000 |
| | 2 | 1.7 | 26600 | 3 | 0.8 | 83100 | 2 | 3.4 | 10100 | 2 | 1.6 | 83600 |
| | | | | | | | 3 | 1.2 | 10600 | 3 | 0.9 | 2500 |
| r.m.s=56500 | | | r.m.s=84500 | | | r.m.s=? | | | r.m.s=85100 | | | |

その応答値を比較する。

(1) 1次固有振動について

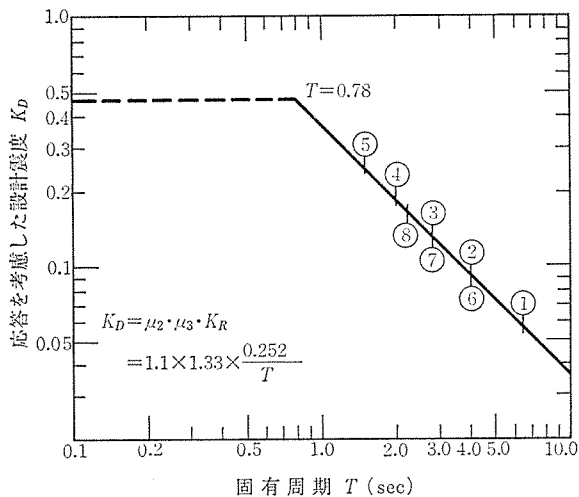
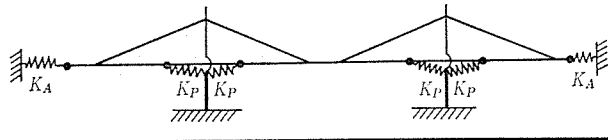
比較計算の結果を表—3に示す。支持ばねの無いケース・1がフローティング形式であり、種々のばね定数に応じて遊動円木的な1次固有振動の固有周期(T_1)が変化する。

(2) 部材の変位および断面力について

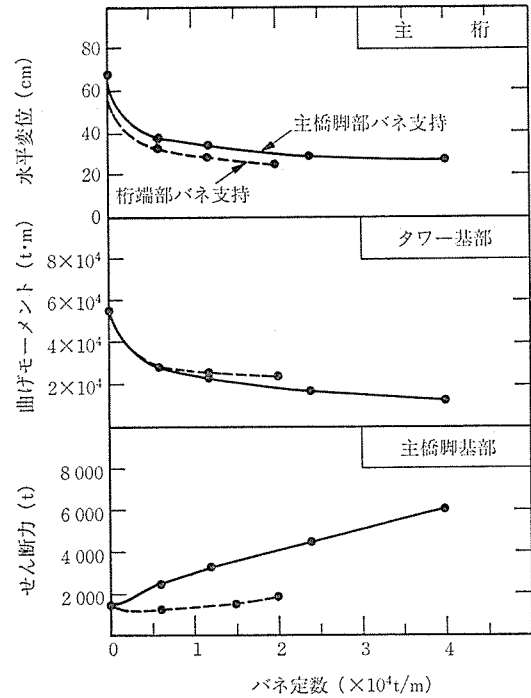
固有周期の変化に応じて地震応答も変わるので、ここでは本四公団の耐震設計基準²⁾における「応答を考慮した設計震度」を適用して、部材の応答値を調べた。1次固有周期の変化に応じた設計震度は図—4に、その設計震度に応じた部材の応答値は図—5に示すとおりである。主桁水平変位の減少にはほぼ対応して、タワー基部の曲げモーメントが減少し、主橋脚基部のせん断力は主橋脚部ばね支持の場合には増大するものの剛結形式と比べればわずかな増大であり、また主桁端部ばね支持の場合

表—3 種々の水平支持ばねによる固有周期

| ケース | 水平支持ばね K_A, K_P | | 固有周期 T_1 (sec) |
|-----|------------------------|------------|------------------|
| | 支持位置 | ばね定数 (t/m) | |
| ① | 主橋脚部 $4 \times K_P$ | 0 | 6.4 |
| ② | | 6 000 | 4.0 |
| ③ | | 12 000 | 2.8 |
| ④ | | 24 000 | 2.0 |
| ⑤ | | 40 000 | 1.5 |
| ⑥ | 桁端部 $2 \times K_A$ | 6 000 | 4.0 |
| ⑦ | | 12 000 | 2.8 |
| ⑧ | | 20 000 | 2.2 |



図—4 本四公団・耐震設計基準による設計震度²⁾



図—5 1次固有振動による変位および断面力

はほとんど変化しないなど、主桁の相対水平変位の制御が重要なことを示している。

3.4 スターの配置形式に応じた地震応答性状

PC斜張橋の地震応答性状に及ぼすスターの配置形式としては、橋軸方向の地震力に対してファン形とハープ形が、また橋軸直角水平方向の地震力に対して1面吊りと2面吊りがある。

ファン形とハープ形については、フローティング形式における検討例が文献6)に報告されている。ファン形に比較してハープ形では、固有周期が減少して加速度応答スペクトルは大きくなるが、主桁の水平変位は減少し、上述したような断面力の変化が伴う。

1面吊りと2面吊りについては、前述の図—2に示したB橋R形式の場合、主桁のねじり振動が卓越する固有振動に注目すると、その固有振動数は1面吊りにした場合に1.62 Hzであり、2面吊りにした場合に1.42 Hzとなる。主桁のねじり剛性は2面吊りにすると、ねじり剛性が固有振動数の二乗に比例するとして約30%の増加になる。

このような相違が地震応答性状に及ぼす影響としては、橋脚のたわみ振動に伴って主桁のねじり振動が励起される場合や、桁断面の重心位置とせん断中心が相違して主桁のねじり振動が励起される場合などに大いに関係する。

3.5 主桁の動的相互作用が伴うタワーの地震応答性状

タワーの耐震性に注目し、タワーにおける動的相互作用

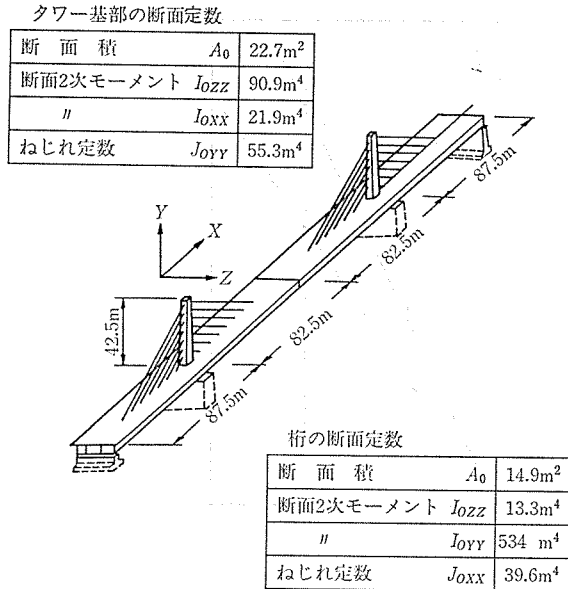


図-6 解析対象の3径間道路橋事例

用の影響を例示するが、ここでは図-6に示す道路橋の解析モデルを基本構造系とし、タワーの剛性やスレーの剛性を変化させて、固有振動特性や応答値が変化する傾向を示す。応答値は入力地震波の違いによる影響を避けて、平均応答スペクトル²⁾を用いて求めたものである。

(1) 橋軸直角水平方向の応答について^{7), 8)}

タワーの曲げ剛性のみを変化させると、部分振動系の固有振動数および全体振動系の固有振動数は図-7に、タワー基部の曲げモーメントは図-8に示すように変化する。部分振動系の桁・ケーソン系1次とタワー・ケーソン系1次の固有振動数が同様なところで、全体振動系1次と2次の固有振動数が接近する。これらの固有振動

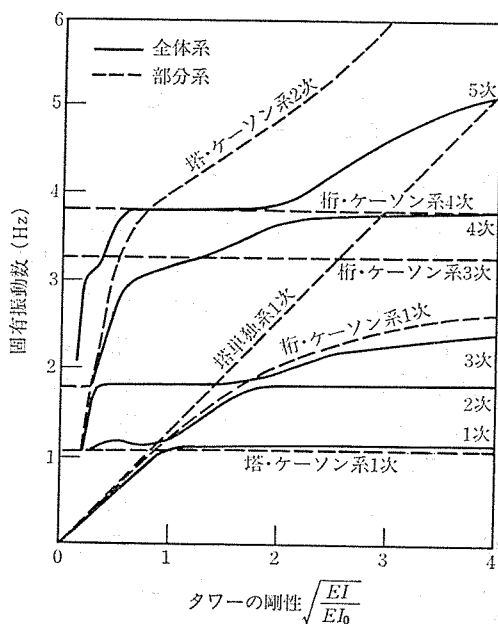


図-7 タワーの曲げ剛性変化に応じた固有振動数⁷⁾

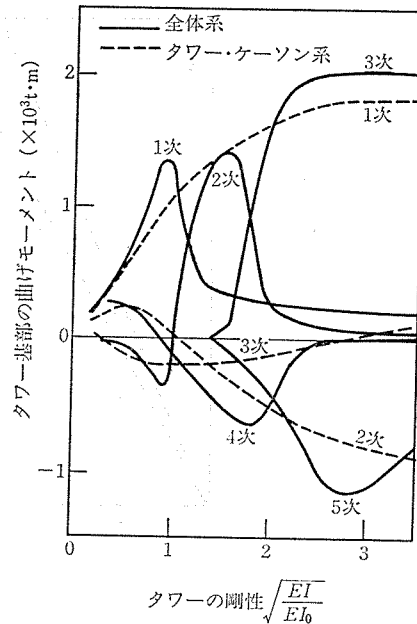


図-8 タワーの曲げ剛性変化に応じたタワー基部曲げモーメント⁷⁾

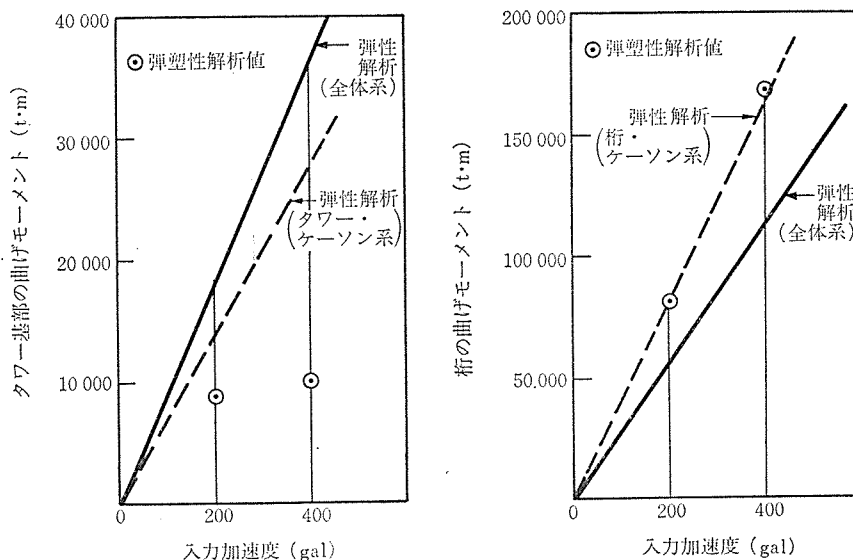
モードは、桁とタワーのたわみが1次で同方向、2次で逆方向の組合せとなる。このような場合に全体振動系1次によるタワー基部曲げモーメントは、静的解析結果と同等のタワー・ケーソン系1次による分より増大する。

ただし、以上は弾性応答の場合であるが、タワー部材の非線形応答を考慮すると固有振動特性が変わって応答も変わってくる。そこで上記の固有振動数が接近している場合について、入力地震波を一般的なエルセントロ波(1940年, NS成分, 最大加速度 200 gal および 400 gal)として、直接積分法による弾性応答解析および弾塑性応答解析を行うと図-9に示す結果となる。

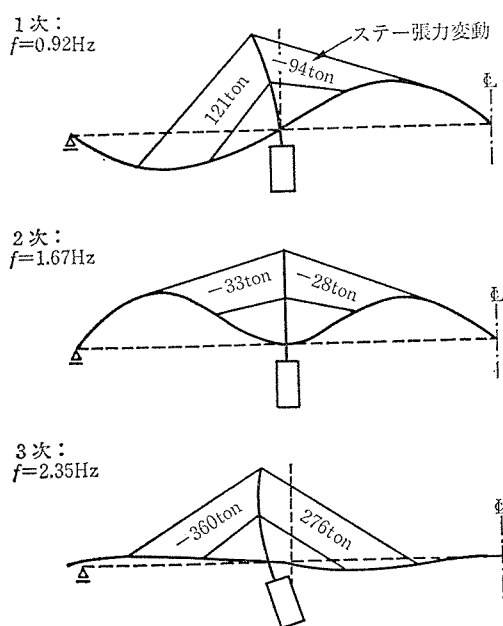
動的相互作用によって、タワー基部の曲げモーメントが増大している効果と、主桁の主橋脚位置の曲げモーメントが減少している効果が、タワー部材の弾塑性応答によって伴わなくなる。ただし非線形化によって固有振動数が接近してくる場合も含めて、このような場合の非線形化の程度には留意する必要がある。

(2) 橋軸方向の応答について⁸⁾

基本構造系における固有振動解析の主な結果は図-10に示すとおりである。1次モードではタワーと桁のたわみが、スレーの張力変動が小さい形で連成しているのに対して、3次モードでは桁のスエーイングに応じてタワーがたわむが、タワーと桁のたわみはスレーの張力変動が大きい形で連成している。そこでスレーの伸び剛性を変化させて、タワー基部の曲げモーメントを調べると図-11のようになる。1次の曲げモーメントは単調に増加するが、次の曲げモーメントはその向きが反転して増加し、単調ではない。これは桁のたわみに影響された



図—9 動的相互作用の伴う場合の弾塑性応答解析結果⁹⁾



図—10 主な固有振動モード

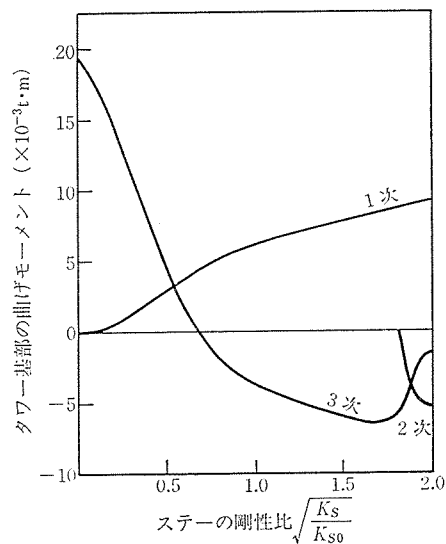
もので、3次では桁と逆位相で連成するタワーのたわみが、ステーの剛性増大に応じて強く影響されていて、静的解析では考慮されない動的効果である。

4. 耐震設計における構造解析

4.1 概 説

耐震設計での構造解析において、PC斜張橋の場合としての特徴的な事項を以下のように幾つか挙げる事ができる。

- a) 修正震度法による静的解析では動的な応答性状を十分に考慮できないために、スペクトルモード解析



図—11 ステーの伸び剛性変化に応じたタワー基部曲げモーメント⁹⁾

で動的解析を行う場合がある。ただしスペクトルモード解析法は、基本的に各次の固有振動の振動数が互いに分離している場合に適用性がある。PC斜張橋では前述したように、部分振動要素がそれぞれ同様な固有振動数を有していて、全体振動系の各次の固有振動数が接近する場合もあるため、スペクトルモード解析を行う場合にはその適用性に注意する必要がある。

- b) 一般に耐震解析では線形解析が適用されるが、PC斜張橋のコンクリートタワーの限界状態設計では、適度の弾塑性応答領域まで念頭に置いた設計が妥当であるため、非線形応答解析が図られる。その場合、橋軸直角水平方向の応答解析では、独立1本

柱形式のタワーであると2次元フレーム系で扱えるが、H形や逆Y形のタワーになると3次元フレーム系で扱うことになり、コンクリート部材としての弾塑性挙動のモデル化に関する検討と、応答計算の演算時間短縮のための工夫が必要となる。

- c) 長大PC斜張橋ではタワーの高さが大きくなり、高軸力を受ける鉄筋コンクリート長柱としての安定性検討が必要となる。このような安定性検討のためには、タワー構造系の幾何学的非線形性と、鉄筋コンクリート部材としての材料非線形性を考慮して、限界の耐荷力を計算する解析が必要となる。
- d) PC斜張橋では桁の鉛直たわみ振動が、橋軸方向の地震荷重作用時でも、タワーおよび橋脚のたわみ振動あるいはロッキング振動に伴って励起される。桁の鉛直たわみ振動は地震動の上下成分によっても励起されるが、これはタワーや橋脚のたわみ振動などにも影響を及ぼすことになる。このような桁の鉛直たわみ振動は支間が長くなるにしたがって大きくなり、長大PC斜張橋では地震動の上下成分も考慮した応答解析が必要となってくる。
- e) PC斜張橋は張出し架設工法によって施工される場合が多い。張出し長さが大きい状態あるいは張出し部の振動特性が左右で相違する場合などでは、施工時の地震荷重がその大きさを完成系の約半分程度にしても断面設計を支配することがあり、張出し架設中の構造系に関する応答解析が必要となる。

以上のように特徴的事項は種々あるが、上述の後二者

は設計用地震荷重の扱い方にも多分に関係しているの
で、ここでは前三者について例示することにする。

4.2 スペクトルモード解析の適用性¹⁰⁾

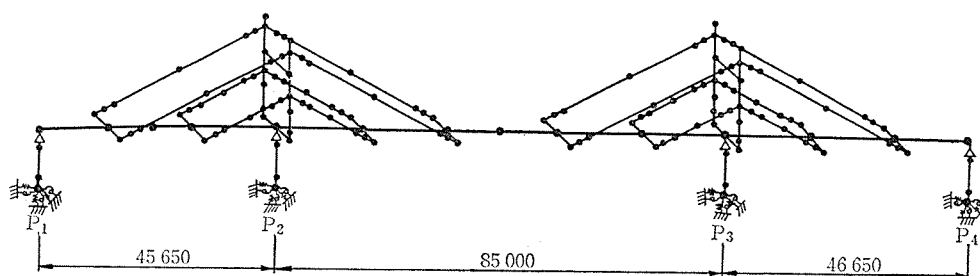
スペクトルモード解析において、最大応答値を求めるための二乗和平均法（通称、r. m. s. 法）は、各次の固有振動の応答波形における位相差が考慮されないの
で、連成振動をもたらす固有振動で、固有振動数が互いに接近している場合を対象にして、位相差の考慮されるモーダルアナリシス時刻歴応答解析と比較した。

図—12 に示す鉄道橋の解析モデルでは、図—13 に示すように1次および2次の固有振動数が接近して
いて、それぞれの振動モードは P₂ タワーと P₃ タワーのたわみが同方向あるいは逆方向で連成している。入力地震波としてエルセントロ波（1940年、NS成分、最大加速度200 gal）を用いた場合について、両解析法による主要断面での曲げモーメント最大応答値を対比すると表—4 に示すとおりである。スペクトルモード解析法がかなり過小評価する場合のあることがわかる。

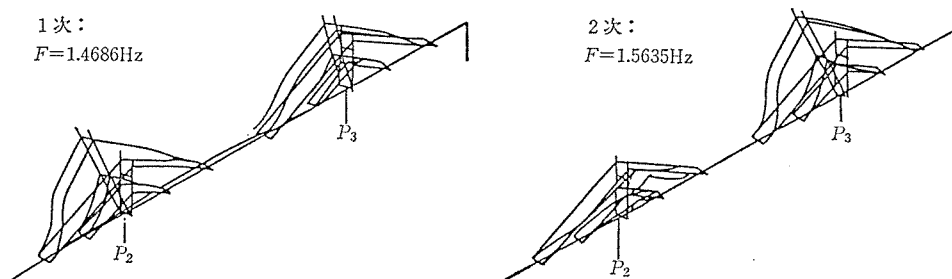
表—4 主要断面での曲げモーメント最大応答値¹⁰⁾

| 位置 解析の種類 断面 | P ₂ 側 | | P ₃ 側 | |
|-------------------|------------------|----------------|------------------|----------------|
| | 時刻歴 応答解析 | スペクトル モード解析 | 時刻歴 応答解析 | スペクトル モード解析 |
| 塔 下 端 | 447 | 435 | 366 | 237 |
| 中央径間側スラー中央 | 35 | 45 | 29 | 60 |
| 側径間側スラー中央 | 31 | 41 | 39 | 65 |
| 中央径間桁橋脚上 | 2354 | 2028 | 2305 | 1686 |

単位 t・m



図—12 3径間鉄道橋の解析モデル



図—13 1次および2次の固有振動数と振動モード

4.3 タワーの弾塑性応答を考慮した動的解析¹¹⁾

(1) 弾塑性応答解析法

タワー部材では曲げに対する復元力特性の非線形性が主体となるので、ここでは断面の曲げモーメントと曲率の関係 ($M\sim\phi$ 関係) における曲げ剛性の低下を考慮している。断面の曲げモーメントと曲率の関係 ($M\sim\phi$ 関係) は、RC 断面計算でのひびわれ発生時、降伏時、終局時の3点を結ぶトリニアールでモデル化し、ヒステリシスルールは武藤のデグレージングモデルによっている。部材の剛性は、部材要素をさらに分割して各断面に $M\sim\phi$ 関係を適用する直交分割法で与え、3次元フレーム系の剛性としては、部材断面の直交する主軸に関して上述の扱い方をそれぞれ独立に与えたものである。

応答計算においては増分型運動方程式を基本にして、剛性の変化に伴う内力の不均衡力を等価な外力として扱う手法によっている。この手法は収斂計算を必要とするが、部材要素数が多くなるほど、運動方程式を直接計算する場合より計算時間が短縮されて有利となる。

(2) 弾塑性応答解析事例

主径間長 400 m で、H形タワーを有する3径間道路橋について、図-14 に示す解析モデルで、表-5 に示す解析条件により、橋軸直角水平方向の弾性応答および非線形応答を計算すると、タワー頂部の変位応答波形およびタワー基部の曲げモーメント応答波形は 図-15 に示すようになる。タワー基部の曲げモーメント最大応答値は、弾性応答の場合に曲げ降伏耐力 (M_y) を超えているが、弾塑性応答の場合はひびわれ発生モーメント (M_c) をわずかに超える程度である。これは主にタワーの横梁が曲げ降伏耐力を超えた応答になっているためであるが、弾塑性応答解析によって断面力がかなり低減されることがわかる。ただし断面設計用の断面力としては

表-5 解析条件

| 項目 | 条件 |
|-------|-----------------------|
| 入力地震波 | EL-CENTRO (1940年, NS) |
| 継続時間 | 10秒間 |
| 最大加速度 | 600 gal |
| 減衰 | Rayleigh型減衰 1% |

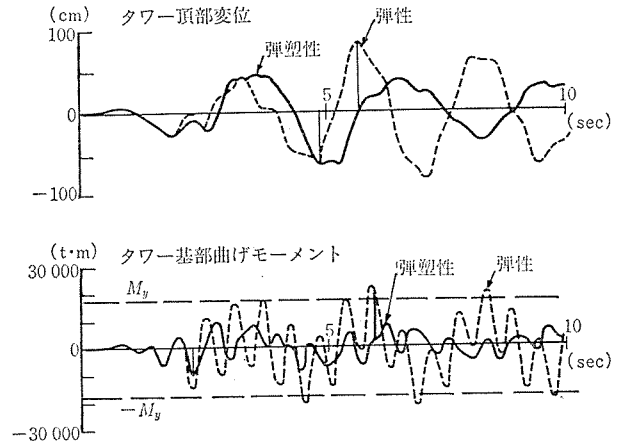


図-15 弾性応答および弾塑性応答解析による応答波形¹¹⁾

応力再配分の観点から検討して評価する必要がある。また応答変位としては非線形応答に応じて増大する変形を、じん性の面から検討して照査する必要がある。

なお逆Y形タワーのように大きな軸力変動が生じる場合には、軸力変動を考慮した弾塑性応答解析が必要となり、また3次元フレーム系として地震荷重の作用方向と部材断面の主軸方向が相違する場合も対象にすると、2軸曲げ復元力特性を考慮した弾塑性応答解析が必要となる。ただし今後の研究がまだ多分に必要などころである。

4.4 タワーの長柱安定性解析¹²⁾

タワーの長柱安定性解析にあつて、ここでは構造系の

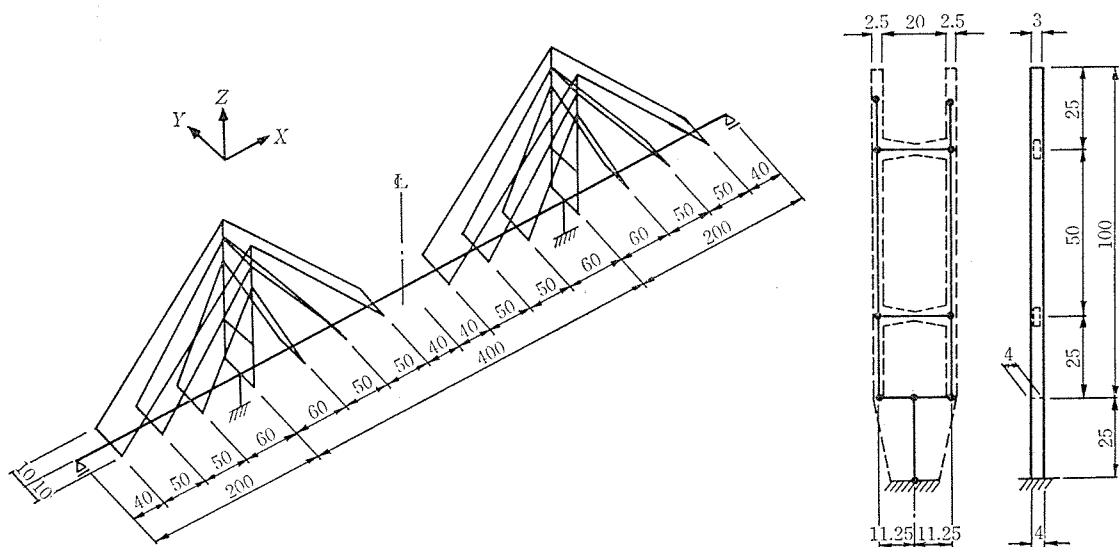


図-14 H形タワーを有する3径間道路橋の解析モデル

幾何学的非線形性は、荷重と変位の関係を(1)式で与えて評価している。

$$\{ \Delta p \} = ([K_0] + [K_1(U)] + [K_2(U)]) \{ \Delta U \} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $\{ \Delta p \}$: 部材端節点力の増分
 $\{ \Delta U \}$: 部材端変位の増分
 $[K_0]$: 微小変位剛性行列
 $[K_1(U)], [K_2(U)]$: 幾何学的非線形剛性で、それぞれ初期変位剛性行列および初期応力剛性行列

また部材の材料非線形は、部材の軸方向剛性と曲げ剛性をそれぞれ(2)式および(3)式の等価剛性で与え、これらを(1)式に組み入れて考慮している。

$$\overline{EA} = \Delta \overline{N} / \Delta \epsilon_n \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\overline{EI} = \Delta \overline{M} / \Delta \phi \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $\Delta \overline{N}$ 、 $\Delta \overline{M}$: 軸力増力、曲げモーメント増分
 $\Delta \epsilon_n$: 断面図心位置での軸方向ひずみ増分
 $\Delta \phi$: 曲率の増分

軸力および曲げモーメントの増分から、軸方向ひずみおよび曲率の算出においてはRC断面計算方法により、安定性解析の手順は作用荷重を順次増大させ、コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ($\epsilon_{cu} = 0.35\%$)に達するか、荷重の増分が無くなるかで安定性限界とする方法である。

(2) 長柱安定性解析事例

主径間長 400 m の道路橋で、H形タワーと逆Y形タワーの場合(図-16)について、初期剛性による線形解析と上述の非線形を考慮した非線形解析を比較するが、荷重の作用方向はタワー形状の違いによる影響が生じる

橋軸直角水平方向で、また作用方法は永久荷重を初期荷重とし、地震荷重を増分荷重として作用させる方法である。作用荷重と主な断面での曲げモーメントの関係は図-17に示すとおりである。図中の⊗印が安定性限界であり、H形タワーと逆Y形タワーで、限界の作用荷重は設計震度にしてそれぞれ $k_H = 0.25$ と 0.98 であり、曲げモーメントはそれぞれ線形解析の 1.1 倍と 0.9 倍である。これはH形タワーでは主に幾何学的非線形の影響が大きく、逆Y形タワーでは材料非線形の影響が大きいためであるが、安定性限界はタワー形状、構成部材の剛性によって特徴づけられることがわかる。

なお、安定性限界の荷重が設計荷重と比較して余裕のない場合は、以上のような静的解析だけでなく、動的な安定性解析も必要となる。

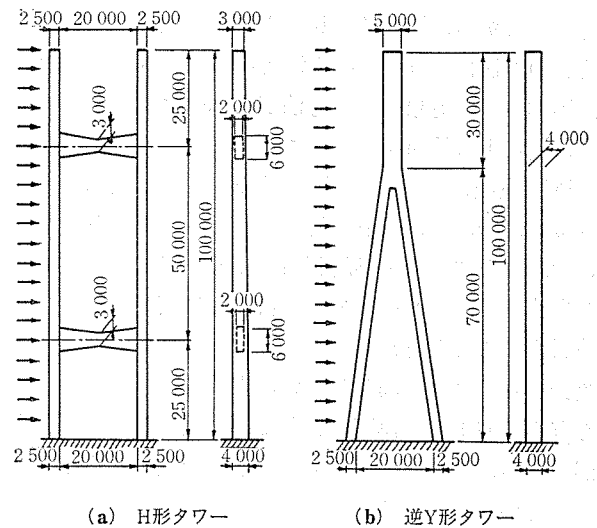


図-16 解析対象のタワー形状と地震荷重作用分布

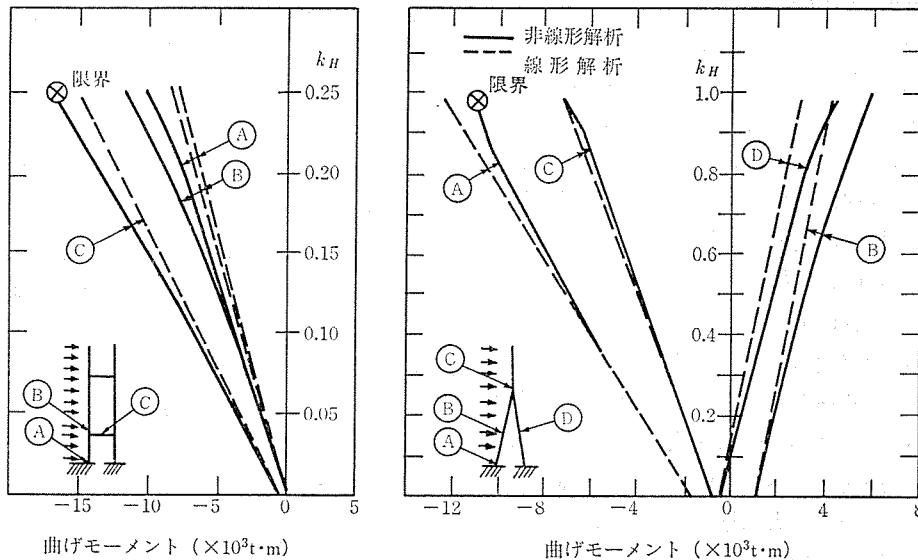


図-17 作用震度 (k_H) と主な断面での曲げモーメント¹²⁾

5. 部材の断面検討

5.1 概 説

耐震設計での部材の検討は、PC 斜張橋でも桁橋と基本的には同様であるが、タワー部材では前述したように、適度の弾塑性応答領域まで念頭に置いた設計が妥当であるため、部材のじん性を評価して設計での想定が妥当であることを検討する必要がある、これは PC 斜張橋の主要な断面検討事項として挙げることができる。

じん性を考慮した設計としては、じん性の程度に応じて設計震度を低減し、それに基づいて耐力照査を行う方法が一般に用いられているが、応答変位がじん性に応じた許容変位に達する場合を対象にして変形照査を行う方法もある。前者の方法は塑性変形に伴うエネルギー吸収特性を勘案し、じん性を確保するための構造細目と組み合わせながら、経験的知見に立脚して設定されている。後者の方法は変形性能の算定が必要であり、文献1)には橋脚などを対象にした方法が具体的に例示されているが、実用上は検討すべきところが多分にある。

PC 斜張橋のタワー部材の場合、まだ経験的知見の積み重ねは少なく、変形性能の算定方法も不十分なため、いずれの方法でも工学的判断を多分に必要とし、じん性を期待した設計ケースでは部材の模型実験を行いながら検討することが考えられる。部材の模型実験としては、橋脚を対象にした同じねらいの実験で、柱とフーチングを有する逆 T 形の模型に正負交番繰返し加力を行う実験があるが、タワーの場合もこのような実験を応用してゆくことが考えられる。

ここでは、この種の実験を応用しながら検討しようとする場合の留意事項を述べる。

5.2 変形性能照査と模型実験

文献1)には、鉄筋コンクリート橋脚または橋台の地震時変形性能照査が規定されており、照査にあたって許容塑性率は、じん性率の 1/3 程度の値をとることが提示されていて、一つの目安になっている。この値は前述したような模型実験の既往の結果を踏まえて提示されているが、模型実験での橋脚の変形は、橋脚躯体の変形による分とフーチングからの鉄筋拔出しに起因する分とに大別されている。それぞれの大きさは後者の占める割合で表すと 図-18 に示す実験結果¹³⁾がある。既往の模型実験では橋脚躯体コンクリートとフーチング天端との相対変位を測定してフーチングからの鉄筋拔出し量としているが、この従来法は鉄筋のすべりを直接測定した直接法の結果と比較して、かなり過大に把えていることがわかる。これは従来法の場合に橋脚躯体からの鉄筋拔出しも含めてしまうためであるが、そのために橋脚躯体の変形

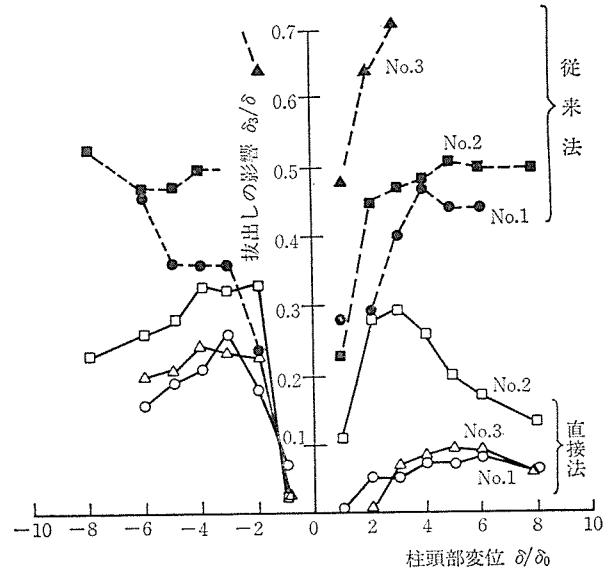


図-18 柱頭部水平変位 (δ) に対する拔出し変位 (δ_0) の割合¹³⁾

による分を過少に把えている。このような橋脚躯体の変形成分に、上述の 1/3 程度の値を適用すると、変形性能照査結果に矛盾が生じたりする。変形成分を的確に把えて検討することが必要である。

また、模型実験において模型の鉄筋比は合わせても、鉄筋径および鉄筋間隔の相似比は模型製作上の制約から一般に相違する。その場合、橋脚躯体の変形と鉄筋拔出しに関する相似比が異なることになり、その影響にも留意して検討することが必要である。

6. あとがき

PC 斜張橋の耐震設計における特徴的事項を主として例示してきたが、これらは常時の荷重作用に対する設計との兼ね合いにおいて吟味する必要がある。また、部材のじん性を考慮した設計を具体的に進めるためには、まだ検討すべきところが多分にあり、技術現況¹⁴⁾を踏まえてバランスのとれた設計を行う必要がある。

実際の具体的な耐震設計では、設計用地震の設定や地盤との相互作用から部材の構造細目まで多くの設計過程が関係する。また部材の設計にあたって、例えばタワーへの高強度コンクリートの適用や中空断面の適用などを耐震設計の面からも保証し、それらの利点の活用を図ることもある。PC 斜張橋発展のために、耐震設計が果たすべき役割は多面的で大きいといえよう。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，昭 55.5
- 2) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐震設計基準・同解説，昭 52.3
- 3) 海洋架橋調査会：PC 斜張橋上部工設計指針(案)，昭 60.3

- 4) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，昭 60.3
- 5) 川島：斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎，Vol. 19, No. 8, 昭 60.8
- 6) 曾川，渡辺：PC斜張橋の構造特性に関する一研究，プレストレストコンクリート，Vol. 26, No. 5, Sept. 1984
- 7) 竹田，三村，森光：PC斜張橋の耐震特性について，土木学会第 31 回年次学術講演会 I-301, 昭 51.10
- 8) 竹田，三村，森光：PC斜張橋の耐震特性について（続報），土木学会第 32 回年次学術講演会 I-197, 昭 52.10
- 9) 三村，竹田，日紫喜：PC斜張橋の弾塑性応答を考慮した耐震解析，鹿島建設技術研究所年報第 29 号，昭 56.6
- 10) 三村，竹田，正村，徳山，日紫喜：PC斜張橋の応力性状・振動性状などの実測と考察—久慈線・小本川橋りょうの場合—，鹿島建設技術研究所年報第 28 号，昭 55.7
- 11) 日紫喜，吉清，内藤：長大 PC 斜張橋の弾塑性地震応答解析，土木学会第 40 回年次学術講演会 I-256, 昭 60.9
- 12) 中山，右近，徳山：長大 PC 斜張橋における RC 主塔の非線形耐荷力解析，土木学会第 40 回年次学術講演会 V-225, 昭 60.9
- 13) 村山，加藤，橋本：RC 橋脚の地震時変形性能に及ぼす鉄筋配置の影響，土木学会第 39 回年次学術講演会，V-173, 昭 59.10
- 14) 町田：鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状，土木学会論文集 No. 366, V-4, 1986-2

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題

本書は，全国七都市で開催された第 13 回 PC 技術講習会のテキストとして編纂されたもので，1984 年 8 月カルガリーで行われた FIP シンポジウムの Commission WG 報告をはじめ，近代技術にふさわしい施工法，工期の短縮および経済性を考慮した最近の実施例，30 数年を経過した PC 構造物の損傷事例をふまえての設計法，最近我が国でも急速に利用範囲の広まった海洋構造物への PC の応用例等々，多岐にわたる内容を取り上げてのものです。PC 関係の技術者には欠くことのできない貴重な資料と考えられます。

ご希望の方は，代金を添えて（社）PC 技術協会宛お申し込みください。

体 裁：A 4 判 160 頁

定 価：3,500 円 送 料：450 円

内 容：(A) 緊張材引張力と伸びとの関係—FIP Commission on Practical Construction WG 報告から—引張力～伸び関係についての基本，設計上の観点，FIP Commission の方法による μ , k 推定法，例題。(B) PC 板埋設型枠の利用による構造の実例，PC 板埋設型枠合成床版に関する実験的研究，同設計例，設計施工上の問題点と適用の実例。(C) 海洋構造物への PC の応用，海洋 PC 構造物の現状，本四連絡橋工事用 PC バージ，横浜港横断橋の PC バージ。(D) プレストレストコンクリート橋の施工について，まえがき，型枠支保工，コンクリート工，鉄筋工，プレストレッシング工，PC グラウト工，架設工。(E) 維持管理面よりみたプレストレストコンクリート構造物の細部設計，まえがき，損傷事例の調査，改善法の提案，あとがき。(F) 新幹線大宮—上野間のプレストレストコンクリート橋とその技術，まえがき，T 形桁の標準設計，主な PC 橋りょう，技術上の問題点。