

(55) 十勝大橋 (PC斜張橋) 斜材定着部実験

北海道開発局 中村 浩  
 北海道開発コンサルタント (株) 正会員 花田 真吉  
 同上 正会員 井上 雅弘  
 鹿島建設 (株) 正会員 竹田 哲夫

1. はじめに

一般国道として十勝川に現在建設中の十勝大橋は橋長が501m、中央支間が251mの3径間連続PC斜張橋であり、主桁は全幅員が32.8mと広幅員となるために4室箱桁断面を採用した。斜材配置は景観などの観点から準ハープ型一面吊りを採用したため、斜材は主桁断面の中央に固定されている。一般図を図-1に示す。

一般に一面吊りPC斜張橋の場合は、斜材張力が主桁断面中央の斜材定着部に集中的に作用するため、PC斜張橋の安全性を確保するためには、この斜材定着部が十分な耐荷性能を有している必要がある。しかしながら、斜張橋の斜材定着部は構造が複雑であるために、その局所的な破壊のメカニズムが明らかになっていないことから、信頼性の高い設計方法は確立されておらず、FEM解析などを用いて鋼材配置などを決定し、設計に当たっているのが現状である。

このため、一面吊りの長大PC斜張橋である青森ベイブリッジや碓氷橋などでは、大型模型実験が実施され、集中荷重による局所的破壊の耐力および破壊に至る過程が確認されるとともに、その結果が設計にフィードバックされている。

しかしながら、これらはどちらも主桁が3室箱桁断面であり、斜材が中央ボックスの上床版と横桁の交差点部に定着されていることと、斜材角度が60度程度と鉛直成分が大きいことから、定着部分が押抜けるような破壊を示した。これに対して、本橋梁は、中央ウェブを挟んで2本のケーブルが横桁に定着されており、また、斜材角度が45度以下と水平成分が大きな構造となっているため、応力の伝達方法や各要素の応力分担などが青森ベイブリッジや碓氷橋などと異なり、既往の実験結果から本橋梁の斜材定着部の局所的な破壊に対する耐力評価を行うことは困難と考えられた。

このため、

- ①斜材定着部の破壊形状と破壊メカニズムの把握。
  - ②耐力推定法の提案。
  - ③実橋の耐力が斜材の規格引張荷重(1.0Pu)以上であることの確認。
- を行うために、大型模型による載荷実験を実施した。

2. 試験体および実験方法

(1) 試験体の設計

斜材定着部の集中荷重に対する耐荷性状を調べることは、定着部の押し抜きせん断抵抗を調べることであ

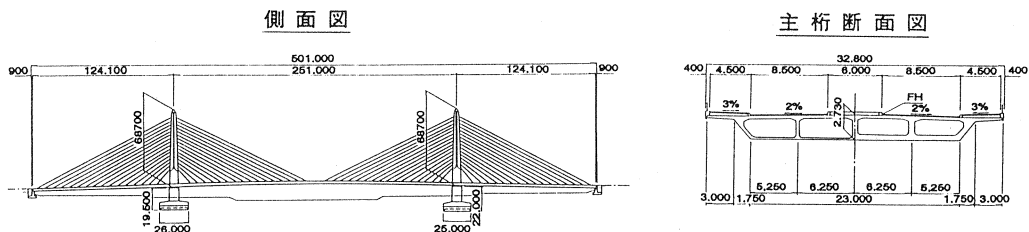


図-1 一般図

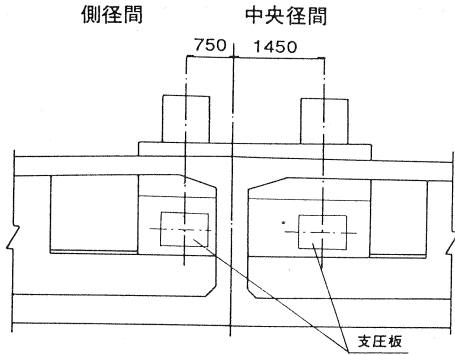


図-2 定着部のタイプ

り、コンクリートの寸法効果などを考慮すると実物大の実験をすることが望ましいが、実験装置やコストなどを勘案し、1/3 縮尺模型で実験を行うこととした。

実験対象としたのは、地震時荷重による終局荷重用時において斜材張力の鉛直成分が最大となる最下段の斜材定着部である。また、本橋梁は図-2に示すように斜材配置の関係から斜材間隔が側径間側は狭く、中央径間側では広がっているため、ここでは押し抜きせん断の影響がより大きいと考えられる側径間側を対象とした。

試験体製作の簡略化を計るために、押し抜ける破壊に影響の大きい中央の2室は忠実に1/3に縮小し、影響の少ない外側のそれぞれ1室は、試験体全体の曲げおよび軸剛性が4室とした場合と等価になるような梁に置き換え、図-3に示すように2室箱桁断面モデルとした。試験体の設計に当たってはFEM解析を行い、試験体の斜材に実橋の終局荷重用時の張力の(1/3)<sup>2</sup>が作用した場合に、定着部近傍の応力状態が試験体と実橋で同一となることを確認した。

(2) 使用材料

実橋の主桁コンクリートは $G_{max}=20\text{mm}$ 、設計基準強度 $400\text{kgf/cm}^2$ であるので、模型の縮尺にできるだけ合わせるために $G_{max}=5\text{mm}$ で実験時の圧縮強度が $400\text{kgf/cm}^2$ となるモルタルを用いた。また、試験対象区間の鋼材比を実橋と合わせるとともに、鉄筋は模型の縮尺に合わせてD6(実橋でD19)やD10(D25)などのSD345相当品を使用し、PC鋼材も材料特性は同一で、径は縮尺に対応したものをを用いた。

実橋における斜材は、フレシネー工法のHシステムの61T15.2mm×2本が計画されていたが、斜材定着部

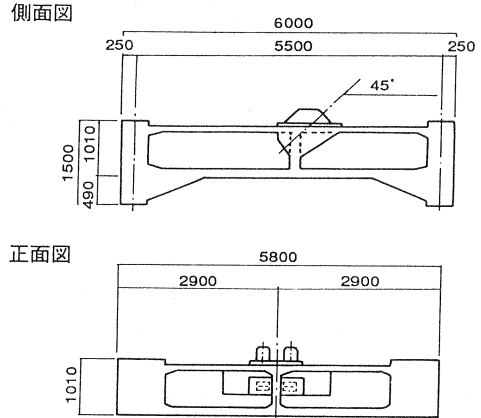


図-3 試験体構造寸法

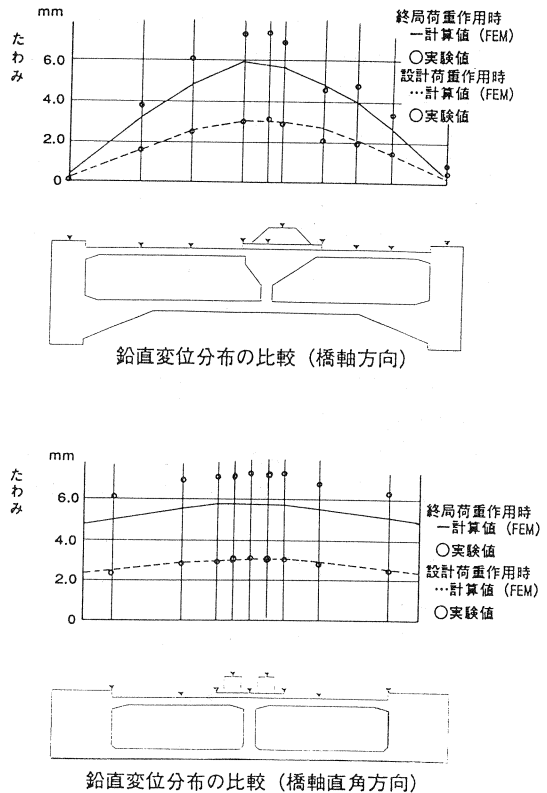


図-4 FEM解析との比較

が斜材の規格引張荷重に対してどれだけの安全度を有するかを確認する必要があるため、試験体の斜材には規格引張荷重の約3倍まで載荷できるように(φ36のC種1号PC鋼棒を4本)×2本を使用した。

(3) 載荷方法

斜材張力は、門型フレームに取り付けた2台のセンターホールジャッキにより作用させた。また、橋軸方向主桁軸力は、試験体の軸方向に設置した反力ブロックから3台のジャッキにより作用させた。終局荷重作用時までは、斜材定着部位置において、曲げモーメントおよび軸力による応力が実橋と等価になるように斜材張力と軸力を作用させた。終局荷重作用時の状態に達した後は、軸力が一定になるように保持しながら、斜材張力を破壊まで増加させた。

実験は3日間にわたって行い、1日目は終局荷重作用時の状態まで載荷した後、除荷した。2日目は斜材張力が760tf(2.1Pu)まで載荷し、再度除荷をおこなった。3日目は2日目と同様の載荷履歴を行って、破壊まで載荷した。

3. 実験結果

(1) 破壊の進行状況

試験体の破壊に至るまでの状況を、各斜材張力の大きさに対応させて以下に示す。なお、図-4に橋軸方向の変形と解析結果との比較を示すが、ひびわれ発生前の弾性範囲内においては、試験体の変形やひびわれは弾性FEM解析の結果と良く一致した。

a. 第1日目

- ① 230tf (0.64Pu: 設計荷重作用時) : 上床版に主桁の曲げひびわれが発生。
- ② 240tf (0.67Pu) : 定着ブロック周辺の横桁や中ウェブにひびわれ発生。
- ③ 281tf (0.78Pu: 終局荷重作用時) : ひびわれ領域が拡大すると共に弾性挙動に比べ変形が増大した。

b. 第2日目

- ④ 300tf (0.83Pu) : 横桁にも上床版付近にひびわれ発生
- ⑤ 600tf (1.67Pu) : 中ウェブのひびわれが横桁を貫通した。中ウェブの主塔側にもひびわれの発生が認められた。この頃より、斜材突起の主塔側部を回転中心とする斜材定着ブロック全体の回転変位が顕著となる。全体の剛性も低下し始める。
- ⑥ 760tf (2.11Pu: 最大荷重値) : 横桁の定着ブロック近傍の鉛直鋼材はほとんど降伏し、中ウェブの鉛直鋼材も横桁から支圧板側のものは降伏した。荷重上昇はほとんどなく、変形のみが増大する傾向にあった。(最大荷重時の試験体の状況を図-5に示す。)

c. 第3日目

- ⑦ 第2日目の残留変位を初期値として、第2日目の最

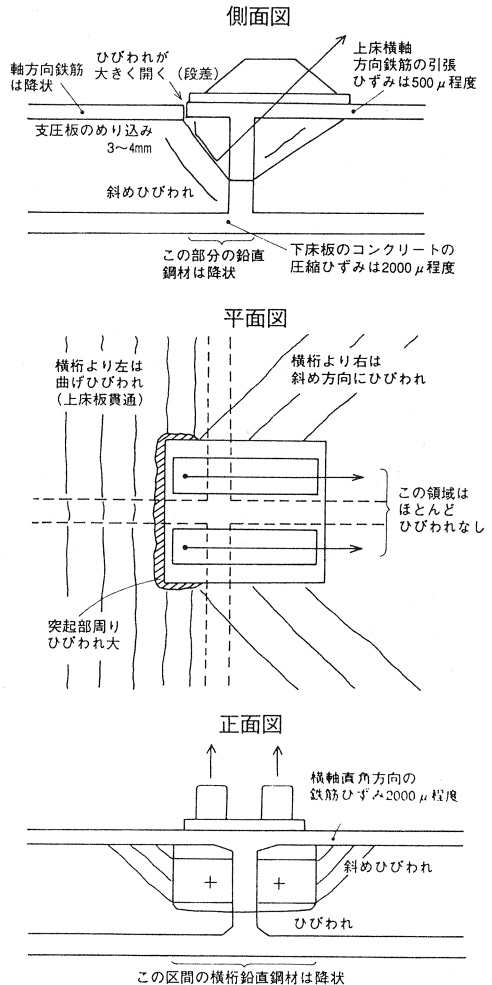


図-5 最大荷重時の試験体状況

大点を目指した挙動を示した。

⑧ 700tf (1.94Pu) : 主塔および支圧板側定着ブロックの側面のひびわれが目立ち始めると同時に、荷重はほとんど上昇せず変形のみが進行する状態であった。

⑨ 748tf (2.08Pu) : 下床版の圧壊による主桁の曲げ破壊が生じた。

3日間の斜材張力と横桁と中ウェブの交差位置の変形を図-6に示す。また、各荷重段階の変形を図-7に示す。

(2) 試験体の破壊モード

試験体としての最終的な破壊は、斜材張力が748tfに起こった、下床版の圧壊による主桁の曲げ破壊と考えられる。ただし、その後さらに載荷を続けたところ、荷重は上昇せず試験体の変形だけが進行し、支圧板側の中ウェブや定着ブロックのコンクリートの剥離、支圧板のめり込みなどが確認された。これらの発生時期から判断して、支圧板背面の支圧破壊と、主桁の曲げ破壊がほぼ同時に発生したものと考えられる。

(3) 定着部近傍の局所的な破壊と耐力

斜材定着部近傍の破壊は、横桁や中ウェブの鉛直鋼材およびスターラップのひずみ分布やひびわれ状況から判断して、定着ブロックと主塔側端部(定着部と上床版の主塔側接合部)を回転中心としてブロック全体が回転しながら上方に押し抜けるような破壊であったと考えられる。また、この破壊モードの、耐力に寄与すると考えられる主要な鋼材のほとんどが最大荷重時に降伏していることから、耐力は最大荷重にほぼ等しいものと推定される。

なお、既往の斜材定着部実験(青森ベイブリッジ・

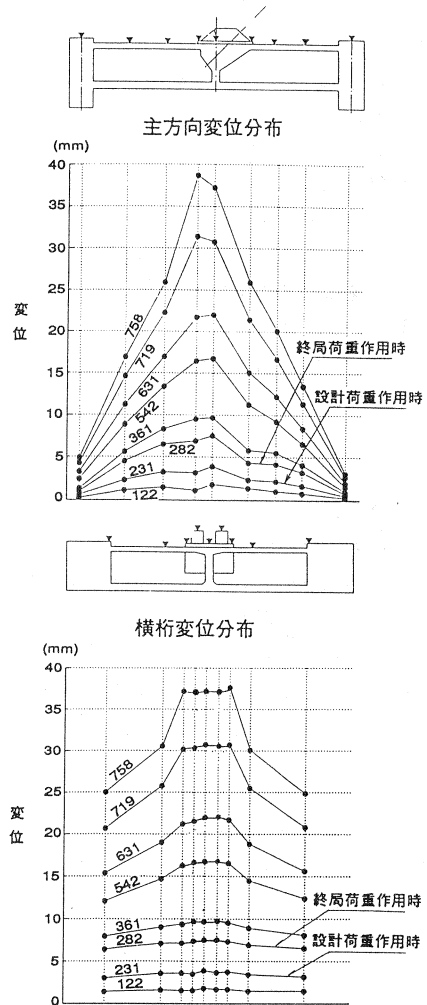


図-6 試験体の鉛直変位

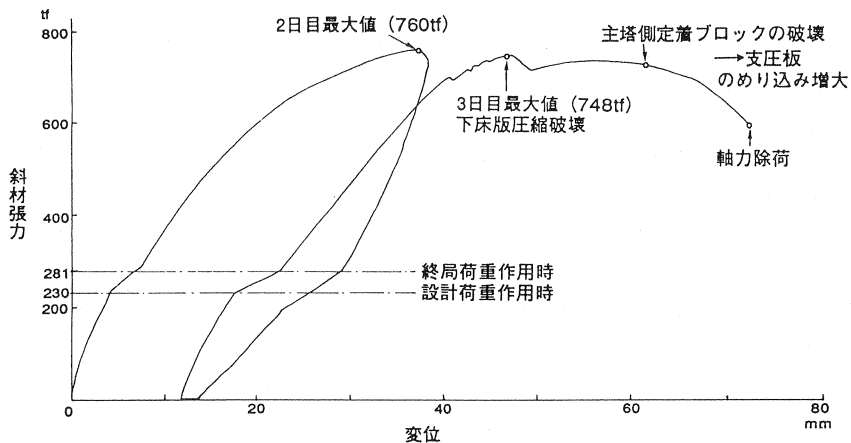


図-7 荷重-変位関係

碓氷橋)では、斜材定着部全体が上方に押し抜けるような破壊モードであり、今回のように定着ブロックが回転するような破壊は観察されなかった。これは、既往の実験の斜材角度が60度程度と鉛直成分が大きいのに対し、今回の実験の斜材角度は45度と水平成分の影響が大きかったためと考えられる。また、中ウェブの存在により、回転中心に作用する反力に抵抗できる耐力が備わっていたためと考えられる。

上述した破壊モードの耐力推定に当たって、図-9に示すようなモデルを用いて以下の力を考慮した釣り合い式を考えた。

- 中ウェブ鉛直鋼材
- 中ウェブスターラップ
- 中ウェブ橋軸方向筋
- 横桁鉛直鋼材
- 横桁スターラップ
- 上床版橋軸方向筋
- ひびわれ面でのせん断伝達力
- 斜材張力

このうち、中ウェブおよび横桁の鉛直鋼材やスターラップは実測のひずみ分布に基づき、図-8に示すような応力分布を設定した。中ウェブ橋軸方向筋のうち主塔側のものは影響が小さいと考え無視した。また、横桁および上床版におけるひびわれ面での抵抗力は定着ブロックと横桁の接合面および定着ブロックと上床版の接合面におけるせん断伝達耐力として評価した。

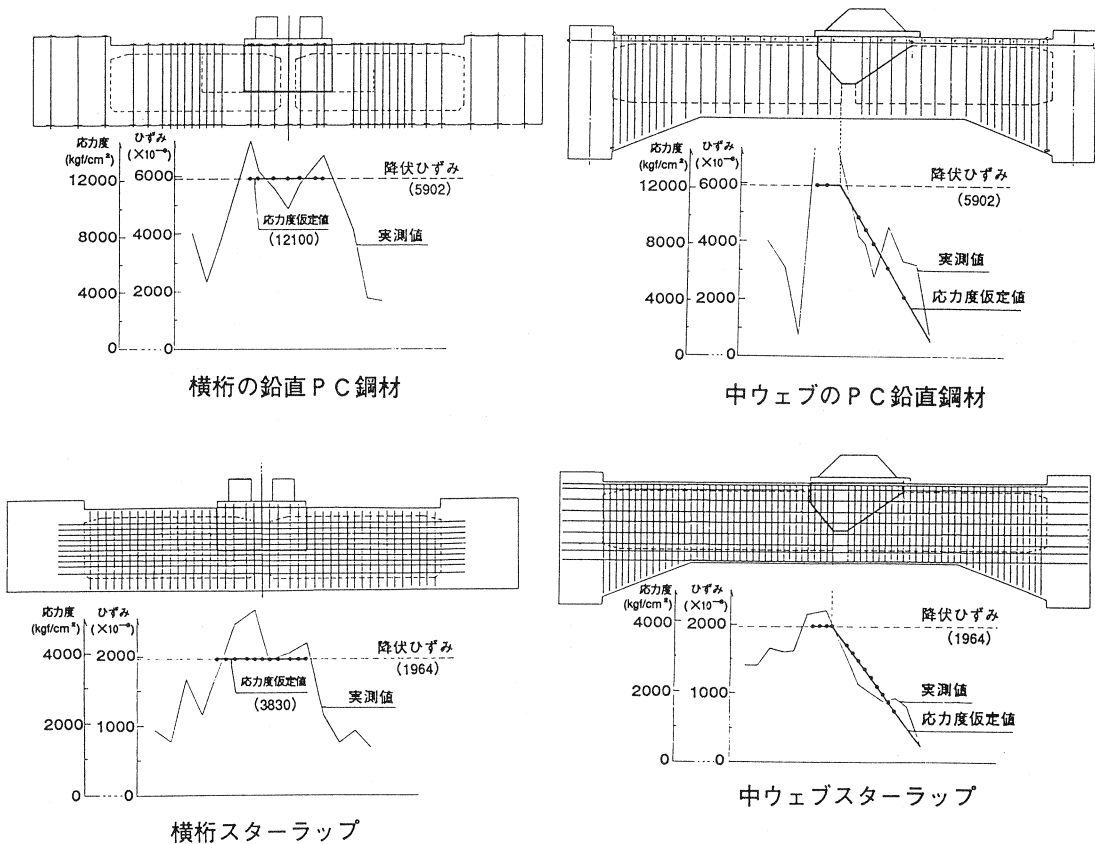


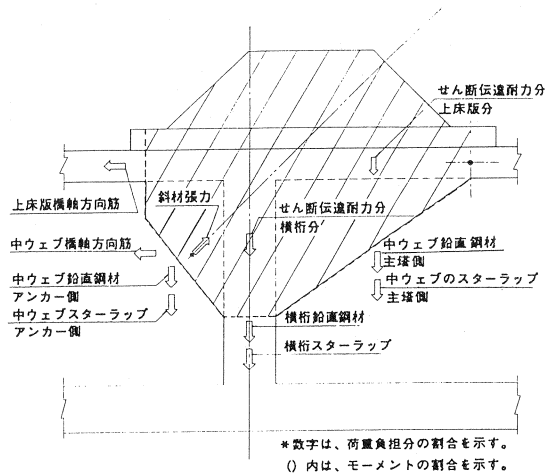
図-8 鋼材およびスターラップの応力分布

表-1 計算結果

| 鋼材分                  | 部材                          | 水平力   |      | 鉛直力   |      | モーメント |      |     |
|----------------------|-----------------------------|-------|------|-------|------|-------|------|-----|
|                      |                             | t     | f    | t     | f    | t     | f    |     |
| 鋼材分                  | 上床版橋軸方向筋 (D6 SD345)         | 64.8  | 9.2  | 0.0   | 0.0  | 0.0   | 0.0  |     |
|                      | 横筋鉛直鋼材 (φ11 SBPR930/1080)   | 0.0   | 0.0  | 161.0 | 3.5  | 112.7 | 4.0  |     |
|                      | 横筋スターラップ (D10 SD345)        | 0.0   | 0.0  | 60.1  | 1.3  | 42.1  | 1.5  |     |
|                      | 中ウェブ鉛直鋼材 (φ11 SBPR930/1080) | アンカー側 | 0.0  | 0.0   | 23.0 | 0.5   | 23.0 | 0.8 |
|                      |                             | 主塔側   | 0.0  | 0.0   | 35.2 | 0.8   | 13.0 | 0.5 |
|                      |                             | アンカー側 | 0.0  | 0.0   | 21.9 | 0.5   | 19.4 | 0.7 |
|                      | 中ウェブスターラップ (D10 SD345)      | アンカー側 | 0.0  | 0.0   | 29.8 | 0.6   | 11.5 | 0.4 |
|                      |                             | 主塔側   | 0.0  | 0.0   | 21.9 | 0.5   | 11.7 | 0.4 |
| 中ウェブ橋軸方向筋 (D6 SD345) | 6.0                         | 3.0   | 0.0  | 0.0   | -1.7 | -1.0  |      |     |
| せん断伝達耐力分             | 横筋分                         | 0.0   | 0.0  | 65.5  | 1.4  | 45.8  | 1.6  |     |
|                      | 上スラブ分                       | 0.0   | 0.0  | 63.6  | 1.4  | 19.6  | 0.7  |     |
| 合計                   |                             | 70.8  | 10.0 | 460.0 | 10.0 | 284.5 | 10.0 |     |

なお、既往の研究<sup>7)</sup>から、骨材径の影響でモルタルのせん断伝達耐力はコンクリートの60%程度との報告があり、これを踏まえ、今回のせん断耐力評価では、コンクリート標準示方書のせん断耐力算定式の60%の値を用いた。

以上の仮定に基づいた計算による水平力、鉛直力および回転中心における曲げモーメントの計算結果を表-1に示す。これより、斜材定着部の有する耐力に釣り合う斜材張力は730tとなり、規格斜材引張荷重の2.03倍となり、実験結果(2.1Pu)を精度よく良く推定していることが確認された。



4. まとめ

図-9 破壊耐力推定モデル

実験の結果、定着部の最大耐力は斜材の規格引張荷重の約2.1倍であった。定着部の局所的な破壊モードは、定着ブロックが主塔側端部を回転中心としてブロック全体が回転しながら上方に押し抜けるような破壊であったと考えられる。また、この破壊モードを考慮した定着部の耐力計算値は実験結果と良い対応を示した。同じ方法で実橋の定着部の耐力を推定したところ、斜材の規格引張荷重以上であることが確認された。

今後、斜張橋の斜材定着部の設計において、本実験結果が参考になれば幸いである。最後になりましたが、本実験の実施に当たり、様々なご指導ご助言を賜りました、委員会の皆様に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編、平成2年2月
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書(平成3年版)設計編、平成3年9月
- 3) 石橋忠良・高木芳光・大庭光商：青森大橋(PC斜張橋)の設計概要と定着部実験、プレストレストコンクリート、Vol.30, No.4, 1988年
- 4) 石橋忠良・高木芳光・大庭光商、末広保：青森大橋斜材定着部実験のせん断設計法、土木学会構造工学論文集、Vol.36A, No.3, 1990年3月
- 5) 倉沢貞夫・柵木正男・城戸正行他：碓氷橋(PC斜張橋)の設計、橋梁と基礎、平成4年5月
- 6) 李宝祿・前川宏一：接触面密度関数に基づくコンクリートひびわれ面の応力伝達構成式、コンクリート工学、Vol.26, No.1, 1988年
- 7) 山田字一：コンクリート製原子炉格納容器の設計における問題点、とくにRCシェル要素のせん断設計法の合理化に関する研究、前田建設技術研究所報、Vol.22, 1981年