

新技術評価事例（コンクリート構造）

- 新しい桁連結構造 -
（リンクスラブ構造）

平成19年 7月

（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会

新技術評価事例（コンクリート構造）
- 新しい桁連結構造（リンクスラブ構造） -

はじめに

近年、技術提案型の契約方法の導入や、公共工事費の縮減化が以前にも増して叫ばれており、工期や工事費が縮減できる合理的な構造として新技術を用いた新たなコンクリート橋が採用されるようになってきている。

しかし、そのような新技術が提案されても、「道路橋示方書に示す要求性能を満足しているのかどうか」を技術的に評価しなければならず、何も分からずに設計を進め大きな問題に発展することや、検証方法が分からないために採用に踏切れないケースも生じている。また、新技術の設計では定性的な要求性能だけでなく、具体的な作用外力に対し、どのような変形が生じ各部材にどのような影響が生じるのかも関連して設計していかなければならない。そのため、新技術の採用には、高度な技術的判断が要求されることが多く、従来のみなし規定のように誰もが画一的に設計を行えるものでなくなる。

そこで、P C 建協では最近のコンクリート橋における代表的な新技術を取り上げ、性能評価に関する技術資料をまとめた。本資料では、コスト縮減が可能で幅広い普及が期待される下記の構造について、技術評価の必要性の観点から道路橋示方書との関係を整理し、その着目要素と検証方法の考え方など技術評価の方向性を明確にして、それに基づく検証事例を示した。各新技術の紹介では「主な技術概要」、「技術評価の観点と方向性」、「検証事例」の3つの項目に分け、道路橋示方書の要求性能に対する課題や検証事例等を紹介している。

コンクリート橋における代表的な新技術の一覧

外ケーブル構造	
合理化床版構造	広幅員一室箱桁構造
	リブ付き床版構造
	ストラット付き床版構造
プレキャスト桁場所打ち接合構造（スプライスP C 構造）	
新しい桁連結構造（リンクスラブ構造）	
合成床版を有する合成U桁構造（Uコンポ橋）	

本資料は、着色部の新技術を示す。

目 次

1 . 主な技術概要	1
2 . 技術評価の観点と方向性	4
(1) 道路橋示方書での扱い方	4
(2) 問題認識	5
(3) 目標とする状態	5
(4) 供用性の検証	7
(5) 疲労耐久性の検証	8
(6) 施工性の検証	9
(7) 耐震性の検証	10
3 . 検証事例	11
事例 1 連結床版構造のクリープ・収縮挙動およびひび割れ後の挙動の検証		
事例 2 連結床版構造の耐荷挙動および疲労特性の検証		
事例 3 連結床版構造のレベル 2 地震時挙動の検証		
4 . 参考資料	19
(1) 参考資料	19
(2) 参考文献	30
(3) 施工実績	31

1. 主な技術概要

本構造は、図-1.1 に示すように、プレキャストPC単純桁を中間支点部の床版だけで連結する連続桁構造である。従来の横桁を連結する連結桁（図-1.2～1.3）と比較して、上部工の軽量化や施工の省力化などにメリットがあり、海外では新設橋への適用も報告されている（図-1.4～1.5）が、国内では都市高速道でのノージョイント化工事としての補修事例（図-1.6～1.7）があるだけである。ここでは、新設橋へ適用する際の課題について検討するものである。

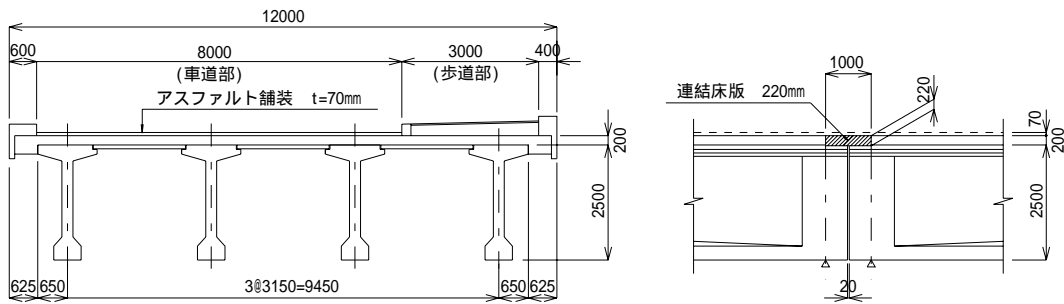


図-1.1 新しい桁連結構造

以下に、従来の連結桁の構造、海外での新設橋への適用事例および都市高速道でのノージョイント化工事としての補修事例を紹介する。

従来の連結桁

従来の連結桁の中間支点部構造のイメージを図-1.2 に示す。鉄筋の重ね継手長から決められる2m程度の大きな横桁を介して、正負の曲げモーメントに抵抗する上下縁の鉄筋を配置している。また、同じく詳細図を図-1.3 に示すが、主桁と横桁の一体化のために、横締めPC鋼材を配置しており、複雑な配筋となっている。横桁を介した連結を提案する床版連結にすることで、軽量化と構造の簡素化が図れることが容易に理解できる。

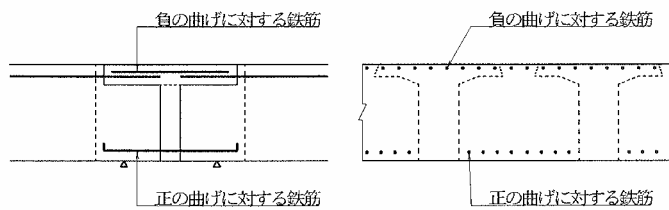


図-1.2 従来の連結桁 中間支点部のイメージ¹⁾

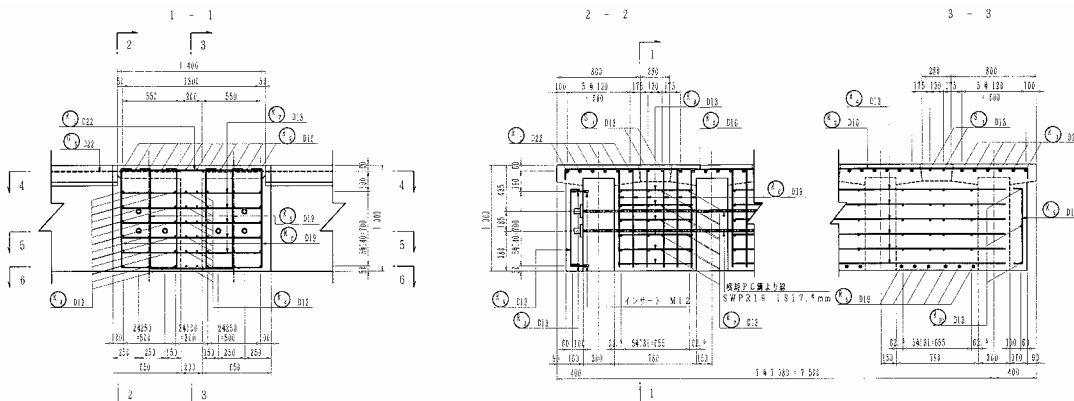


図-1.3 従来の連結桁 中間支点部詳細図¹⁾

海外での適用事例

海外における新設施工事例には、トルコのプレキャスト単純U断面桁がハンマーヘッド型の橋脚を挟むように床版で連結した事例(図-1.4)と、バンコクやテキサスのスパンバイスパンで施工されるプレキャストセグメント単純箱桁を床版で連結した事例(図-1.5)がある。ゴム支承やバッファ等により、耐震上の連続化を図っているものと推察されるが、要求性能や設計法に関しては不明である。

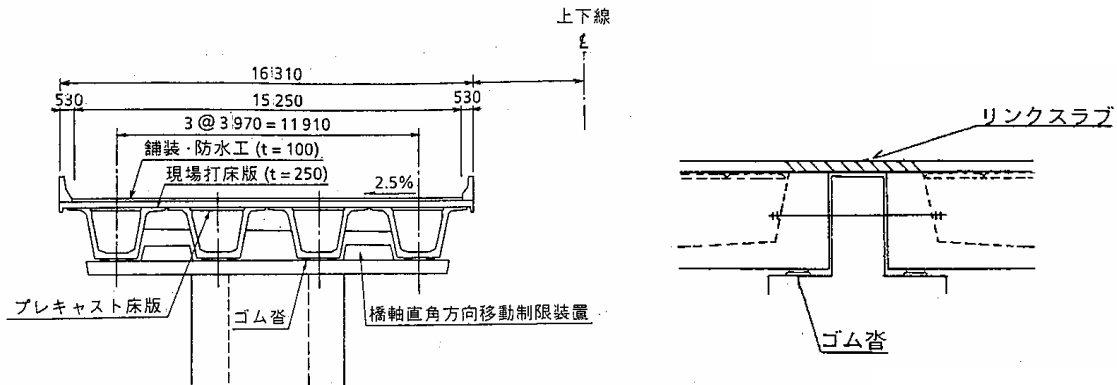


図-1.4 海外事例(トルコ高速道路橋)²⁾

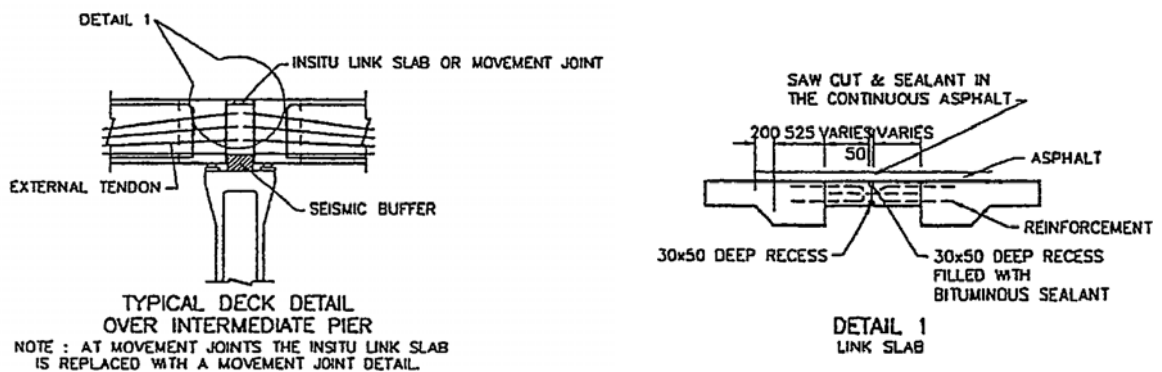


図-1.5 海外事例(バンコク第2高速道路橋)^{3), 4)}

最近では、既設橋の耐震連結としての有用性を報告した文献⁵⁾「Seismic Performance of Multisimple-Span Bridges Retrofitted with Link Slabs」2002年や、連結床版にECCを適用した文献⁶⁾「Performannce of Bridge Deck Link Slabs Designed with Ductile Engineered Cementitious Composite」2004年があり、注目されていることが伺われる。

文献5)では、1994年Northridge地震以降、連結床版は、既設の多径間単純桁橋の落橋防止システムとして、耐震連結ケーブルや橋座拡幅に代わる補強手段であると推奨されたこと、また1999年トルコIzmit地震の際に連結床版を採用した32橋の跨道橋が一切落橋しなかったことを紹介している。

文献6)については、ミシガン州運輸局(MDOT)の技術レポートとして設計ガイドライン⁷⁾が発刊されており、主桁作用による負の曲げモーメントに対して設計する手法が採られている。概要を参考資料[資料1](P.20)にまとめたので参考にされたい。

国内での適用事例

国内における事例には、旧阪神高速道路公団や旧首都高速道路公団でPC単純合成桁(図-1.6~1.7)のノージョイント化として試験的に採用しており、鋼橋を含めた基準「既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き(案)道路保全技術センター(平成7年)」⁸⁾が発刊されている。

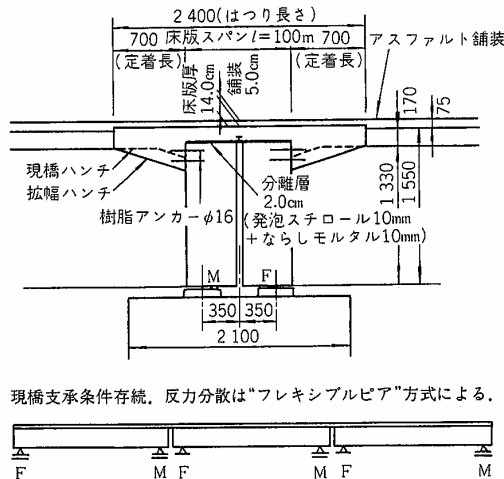
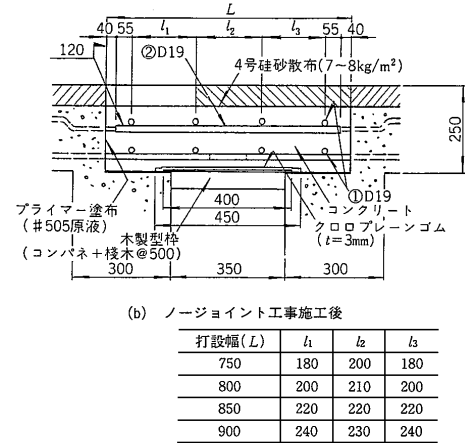
図-1.6 阪神高速道路大阪堺線⁹⁾

図-2 PC桁ノージョイント化工事の断面図

図-1.7 首都高速道路7号小松川線¹⁰⁾

本構造の適用範囲

前述したように、海外では支間 45m の 4 径間連続 P C 箱桁橋 (橋長約 180m)、国内では 3~5 径間のプレキャスト桁の連続化に実績があり、当面は、最大橋長 200m 程度までの等スパン、等橋脚高の条件を適用範囲と考え、支間 22.1m、橋長 138m の 6 径間連結プレテンション T 桁橋および支間 36.5m、橋長 224m の 6 径間連結コンポ橋の 2 ケースの試設計を行い、適用性を確認した。なお、試設計の結果については、参考資料 [資料 2] (P.26) を参照のこと。

[参考文献]

- 1) プレストレスト・コンクリート建設業協会：P C 連結げた橋設計の手引き(案), pp.18 ,pp.29 ,平成 10 年 6 月
- 2) 高速道路調査会：21 世紀の橋梁技術検討小委員会，橋梁の単純化に関する調査検討報告書，pp.79-92，平成 5 年 10 月
- 3) 高速道路調査会：21 世紀の橋梁技術検討小委員会，橋梁の単純化に関する調査検討報告書，pp.9-29，平成 5 年 10 月
- 4) T.Takebayashi,H.Kitayama: Bangkok Second State Expressway The Use of External Tendons and Dry Joints with Precast Segmental Construction,FIP Symposium Kyoto,Japan,pp.943-950,1993
- 5) A.Caner,E.Dogan,P.Zia: Seismic Performance of Multisimple-Span Bridges Retrofitted with Link Slabs,Journal of Bridge Engineering,pp.85-93,2002
- 6) Yun Yong Kim,Gregor Fischer Victor C.Li: Performance of Bridge Deck Link Slabs Designed with Ductile Engineered Cementitious Composite,pp.792-801,2004
- 7) Victor C.Li,G.Fischer,Y.Kim,M.Lepech,S.Qian,M.Weimann,S.Wang: Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious composites, MDOT Technical Report RC-1438,pp.1-96,2003
- 8) 道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き(案),平成 7 年
- 9) 中島 拓：伸縮装置，橋梁と基礎，pp.61-80，1986.8
- 10) 狩生輝巳，大塚秀樹，小林正紀：首都高速 7 号小松川線の全面通行止め補修工事 - ノージョイント化工事 - ，橋梁と基礎，pp.124-125，1992.8

2．技術評価の観点と方向性

(1) 道路橋示方書での扱い方

道路橋示方書 コンクリート橋編（平成 14 年 3 月）12 章連続桁橋では、下記に示すとおり、本構造を適用範囲外としている。

12.1 適用の範囲

（解説）

この章は、連続桁橋に特有の事項について規定したものであり、プレキャスト単純桁を架設した後、中間支点部を場所打ちして鉄筋コンクリート構造又はプレストレストコンクリート構造で連結するプレキャスト桁架設方式連続桁橋についても適用する。ただし、伸縮継手部のみをコンクリート床版で連結する形式の橋は、この章の適用範囲外とする。

上記下線部はわかりにくい表現となっているが、道路橋示方書 コンクリート橋編（平成 2 年 2 月）10 章連続桁橋では下記に示す表現となっており、下線部の構造は単純桁として設計され、連続桁橋の範疇ではないことを説明しているものと考えられる。ただし、このような床版をどのように設計するかについては規定されていない。

10.1 適用の範囲

（解説）

なお、この章は、プレキャスト単純 T 桁または I 桁を架設した後、中間支点横桁を場所打ちして鉄筋コンクリート構造で連結し、中間支点上は 2 点支承とする連続桁橋、およびプレキャスト単純桁を架設した後、床版と中間支点横桁を場所打ちしてプレストレストコンクリート構造で連結し、中間支点上を 1 点支承とする連続桁橋についても適用する。ただし、構造解析は単純桁として行い伸縮継手部をコンクリート床版で連結する形式の橋は、この章の適用範囲外とする。

ここでは、このような床版（以下、連結床版）の設計手法の一例として、主桁と同様の一次部材と考え、床版および主桁（上部構造）としての要求性能を満たすことを検証した事例を示すものである。

(2) 問題認識

本構造を採用するにあたっての問題認識を抽出すると下記のとおりである。

- ・ 従来の連結桁は、主桁部と同等以上の剛性を持つRC横桁で連結されている。連結床版だけで連続化した場合、一部が極端な変断面構造となり、道示の準用に疑義がある。連結床版部に過大な断面力が発生したり、従来の連結桁に比べて主桁のたわみが大きくなるなど、供用性が危惧される。
- ・ 主桁に支持された従来の床版と構造が異なるため、疲労耐久性が危惧される。また、床版支間の方向が車両進行方向に平行な場合となるが、橋軸直角方向（配力筋方向）の設計を道示の準用に疑義がある。
- ・ 類似構造にインテグラル橋や延長床版等があるが、ひび割れ等の損傷事例が報告されており、施工性、維持管理性が危惧される。また、伸縮装置として考えた場合、路面の平坦性や水密性の確保も必要である。
- ・ 地震時の損傷や落橋など、耐震性が危惧される。

各課題への対応策および検証の手法を表-2.1 にまとめて示す。

(3) 目標とする状態

本構造は、横桁上で面的に間接支持された版であり、隣接する主桁の曲げ変形に追従する曲げ挙動を示す。また、連結床版はRC構造として設計しており、ひび割れの発生を前提としているものの、有害なひび割れは許容できない。さらに、先行施工された単純桁間に後打ちするため、外的に拘束され、乾燥収縮等によるひび割れが発生しやすい構造でもある。したがって、一般の床版のように直接載荷される輪荷重の影響を強く受ける破壊形態とはならないと推察されるが、耐久性に悪影響を及ぼすような有害なひび割れの発生を抑制するとともに、床版として安全な走行を確保することを目標とする。さらに、地震時の損傷を許容する伸縮装置との差異を明確にするため、あくまでも構造部材としての性能を期待し、レベル2地震時においても応急復旧を行わずに供用できることも目標とする。

表-2.1 要求性能と課題

道路標示方書の要求性能	同量課題	対応策(検証課題)	検証の手法
<p>使用目的の適合性(供用性) 道示 7.2(1)(2) 疲労耐久性能を損なう有害な変形を生じない</p>	<p>従来の連結桁は、主桁部と同程度の剛性を持つRC横桁で連結されている。連結床版だけで連続した場合、連結床版部に過大な断面力が発生すること、従来の連結桁に比べて主桁のたわみが大きくなることが危惧される。</p>	<p>施工順序および各部材の材齢差を適切に考慮する。 温度変化や収縮の影響を適切に考慮する。 【中間支点部の適切なモデル化】 剛性差、圆心のずれのほか、支承、パツターや下部構造等、中間支点部の構造を適切に考慮する。</p>	<p>道示 12.2に準拠 道示 12.2、12.3(1)(2)に準拠 【高度解析】 平面骨組みによる中間支点部のモデル化の妥当性をFEM解析で検証</p>
<p>構造物の安全性(耐荷力性能) 道示 7.4(2) 直接支持する活荷重等の影響に対して安全</p>	<p>連結床版部の曲げ破壊が構造全体の崩壊を誘導することがないか。</p>	<p>主桁は単純支持し、中間支点部は2点支承を前提とするため、部分的な破壊が連続橋等の全体崩壊につながることはない。</p>	<p>道示 12.4.2に準拠</p>
<p>耐久性能(材料耐久性) 道示 5.1 コンクリートの劣化、鉄筋の腐蝕等により性能が損なわれない</p>	<p>有害なひび割れが発生させない。</p>	<p>絶縁材を介して横桁上に置かれた構造であり、輪荷重の直接載荷による影響は小さいが、最小全厚の規定により安全性を確保する。</p>	<p>道示 7.3に準拠</p>
<p>耐久性能(疲労耐久性) 道示 7.2(1)(3) 自動車の繰り返し通行に対して、疲労耐久性能が損なわれない</p>	<p>主桁に支持された従来の床版と構造が異なるため、疲労耐久性能が危惧される。</p>	<p>道示 12.4.2に規定される連結桁の中間支点部における鉄筋の許容応力度(460N/mm²)ではなく、鉄筋応力度を活荷重の繰返し載荷を考慮した床版としての許容応力度(120N/mm²)に抑える。</p>	<p>道示 3.3に準拠</p>
<p>耐久性能(材料耐久性) 道示 5.1 コンクリートの劣化、鉄筋の腐蝕等により性能が損なわれない</p>	<p>類似構造にインテグラル橋や延長床版等があるが、ひび割れ等の損傷事例が報告されており、何らかの耐久性能向上策が必要である。</p>	<p>実験等により疲労耐久性能を検証する。</p>	<p>【実験】 中間支点部をモデル化した疲労試験により、上縁側ひび割れ幅の増加や床版剛性の低下に対して、初期貫通ひび割れの存在が大きな影響を及ぼさないことを検証</p>
<p>施工品質の確保(施工性) 道示 19.3 設計において前提とされた諸条件等が満足されるように施工</p>	<p>鉄筋の最小かぶり厚を確保する。 床版防水層を設ける。</p>	<p>道示 3.3に準拠</p>	<p>道示 5.2、6.6.1、道示 5.3に準拠</p>
<p>維持管理の容易性(維持管理性) 道示 1.5(1) 点検、調査、補修作業等が容易に行える</p>	<p>プレキャスト桁の拘束を受けため、コンクリート硬化直後のひび割れ発生が危惧される。</p>	<p>膨張材や短繊維の混入、さらに塗装鉄筋やECCの使用などの耐久性能向上策を検討する。</p>	
<p>構造物の安全性(耐震性) 道示 14.3.2 応急復旧を行うとともに長期的供用性を維持 道示 16.1 想定を超える地震力や変位・変形に対しても潰壊しない</p>	<p>直下に横桁があり、下面から直接目視することはできない。 レベル2地震時においても破壊させない。</p>	<p>非線形動解析を行い、レベル2地震時においても耐震性能2を確保していることを検証する。</p>	<p>道示 2.2に準拠</p>
<p>上部構造</p>	<p>1</p>	<p>パラベットの衝突を避けるために、橋台部にはレベル2地震時に必要な遊間を設ける。</p>	<p>道示 14.4.1に準拠</p>
	<p>中間支点部は、かけ違い部として落橋防止システムを構成する。</p>	<p>橋脚方向のけたかかり量、落橋防止構造としての機能を検証する。</p>	<p>道示 16章に準拠</p>

1：連結床版は、海外において耐震連結としての有用性が確認されているが、現時点では道示 16.1 が要求する性能までは検証できていない。そこで、中間支点部はかけ違い部として落橋防止システムを構成するものとした。なお、性能検証ができる場合には、中間支点部の落橋防止システムを不要とすることができるものとする。

(4) 供用性の検証

関連する道示の規定

[道示 4.1]

(2)設計荷重作用時及び終局荷重作用時の構造部材の照査に用いる断面力の算定は、棒部材を用いた線形解析に基づくものとする。この場合、棒部材の曲げ剛性、・・・・・・は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視して算出した値を用いてよい。

[道示 12.2]

連続げたは、施工方法によっては施工段階ごとの構造系が変化するので、これを考慮して設計するものとする。

[道示 12.3]

(1)連続げた橋は、プレストレス、温度の影響、クリープ、乾燥収縮、支点移動による不静定力を考慮するものとする。

(2)複数の固定支承を有する連続げた橋は、橋脚を含めた構造モデルにより解析を行うものとする。

(2) 解説)・・・・・・また、ゴム支承等を用いて複数の支点で弾性支持する連続げた橋では、支承の水平剛性が主桁の断面力に与える影響が無視できない場合があるので、この場合には、これを考慮して構造解析を行うのが望ましい。

技術的課題

本構造は、主桁と連結床版の剛性が極端に異なる特殊な変断面桁である。ゴム支承等による外的拘束や鉄筋等による内的拘束の影響が懸念される。

性能評価の対応策

中間支点部の構造を適切にモデル化する。

【解説】

中間支点部の構造を線形2次元骨組解析モデルにて忠実に表現するために、主桁図心と連結床版図心のずれおよび支承・バッファー・橋脚等の水平バネを考慮した。さらに、コンクリート断面内の鉄筋拘束も考慮した。中間支点部の構造は、主桁端部に作用する曲げモーメントを連結床版の軸力と支承等の水平反力からなる偶力で伝達する。したがって、連結床版は軸引張力が卓越した部材となるため、クリープ、乾燥収縮に加えて、温度差および温度変化による影響が無視できない。また、連結床版は、橋面施工から活荷重載荷までの間に曲げモーメントが交番する傾向を示すため、各段階で応力照査を実施することが必要となる。また、全断面剛性の違いに加えて、PC、RCといったひび割れ制御方法の異なる部材を局部的に一体化した構造である。連結床版部を全断面有効として解析した場合に安全側の結果を与えるため、現時点では全断面有効とする。RC剛性とするなどの手法を採用する場合には、十分な検討が必要である。

[検証事例 : 連結床版構造のクリープ・収縮挙動およびひび割れ後の挙動の検証]

(5) 疲労耐久性の検証

関連する道示の規定

[道示 7.2]

(1)床版の設計においては、・・・、以下の1)及び2)の規定を満足するものとする。

1)活荷重等に対して、疲労耐久性を損なう有害な変形を生じないようにするものとする。

2)自動車の繰返し通行に対して、疲労耐久性が損なわれないようにするものとする。

[道示 12.4.2]

(3)中間支点部の主げたの連結を鉄筋コンクリート構造とする場合、連結鉄筋の重ね継手長は・・・鉄筋径の25倍以上とする。

(3) 解説)・・・連結鉄筋の重ね継手は、支点が2箇所あることや主げたが剛な横げたで橋軸方向に連結されていること等を考慮して、同一断面に集中して配置してもよいが、・・・鉄筋に生じる引張応力度を $160\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とすることが望ましい。・・・

技術的課題

連結床版は、主桁に支持されていない点が従来のRC床版と異なるため、従来のRC床版の疲労試験結果を準用することに疑義がある。

性能評価の対応策

連結床版は、構造の特殊性を考慮して支承等を含めた中間支点部全体をモデル化した疲労試験により疲労耐久性を検証することが望ましい。

【解説】

連結床版は、絶縁材を介して横桁上に置かれた構造であり、輪荷重の直接載荷の影響が大きい従来のRC床版と破壊メカニズムが異なるものと推察され、新設橋梁としての実績がない構造でもあるため、構造特性を考慮した疲労試験により耐久性を検証することが望ましい。また、連結床版は、橋面施工から活荷重載荷までの間に曲げモーメントが交番するため、貫通ひび割れとなる可能性が高く、上縁側ひび割れ幅の増加や床版剛性の低下に対して、この初期貫通ひび割れの存在が大きな影響を及ぼさないことを確認することが必要である。

なお、本構造の疲労耐久性については、過去に行われた類似構造の疲労試験「プレキャスト連結げたの設計法に関する共同研究報告書(平成4年2月土木研究所・PC建協)」¹⁾によれば、十分実用性があると理解されている。

[検証事例 : 連結床版構造の耐荷挙動および疲労特性の検証]

【参考文献】

- 1) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室, プレストレスト・コンクリート建設業協会: プレキャスト連結げたの設計法に関する共同研究報告書, pp.68-94, 平成4年2月

(6) 施工性の検証

関連する道示の規定

[道示 19.2]

(1)コンクリート橋の施工は、設計において前提とされた諸条件等が満足されるように行わなければならない。

[道示 19.6]

(7)打継目

1)打ち継ぎ目については、温度応力及び乾燥収縮によるひびわれが発生しないように考慮するものとする。

技術的課題

連結床版はプレキャスト桁の拘束を受けるため、コンクリート硬化直後のひび割れ発生が危惧される。

性能評価の対応策

膨張材や短繊維の混入、塗装鉄筋やステンレス鉄筋の使用などの耐久性向上策を検討する。

【解説】

連結床版はRC構造として設計するが、新設PC橋梁としての耐久性を確保するために、耐久性向上対策を講じなければならないものとした。対策としては、膨張コンクリートや有機繊維補強コンクリートとして施工初期段階のひび割れを防止する案、さらに塗装鉄筋やステンレス鉄筋を採用し腐食問題を解消する案が考えられる。いずれも、初期コストは高いものとなるが、LCCを考えた場合には最善の構造となるものと考えられる。米国では、ECC (fiber reinforced Engineered Cementitious Composite)を標準とした事例もある¹⁾。

【参考文献】

- 1) Victor C.Li,G.Fischer: Reinforced ECC-An Evolution from Materials to Structures, FIB Congress Kyoto,pp.105-122,2002.10

(7) 耐震性の検証

関連する道示の規定

[道示 6.2.2]

(4) 上部構造の慣性力の作用位置は、その重心位置とする。・・・・・・・・

[道示 6.2.3]

(3) 設計振動単位が、複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、固有周期は・・・・・・・・により算出してよい。

(3) 解説) 固有周期算定で想定しているモデルは図 - 解 6.2.8 のような上部構造図心を 1 本の直線で結んだモデルである。

[道示 14.4.1]

(1) 上部構造端部においては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対して、隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けることを標準とする。・・・・・・・・

技術的課題

- 1) 道示では、本構造のように一部が極端な変断面となる場合を想定していない。
- 2) 径間ごとの位相差あるいは橋台との衝突による連結床版部の破壊が懸念される。

性能評価の対応策

- 1) 中間支点部の構造を適切に考慮したモデルとする。
- 2) レベル 2 地震動に対して、非線形動的解析による照査を行い、径間ごとの位相差あるいは橋台との衝突の有無を確認する。

【解説】

2) 一般的な地震時水平力分散構造の場合と同様に、橋軸方向の並進モードが卓越し、支承に大きな相対変位が生じるものと想定されるが、上部構造のスパン割りや下部構造の条件によっては径間毎の位相差が顕著となる場合も考えられるので、非線形動的解析により照査することを原則とした。また、上部構造をパラペットに衝突させた場合には、連結床版部が破壊に至る程の著しい影響が想定されるため、橋台部に十分な遊間を確保するものとした。米国では橋台部を延長床版構造とした事例もある¹⁾。

[検証事例 : 連結床版構造のレベル 2 地震時挙動の検証]

【参考文献】

- 1) A.Caner, E.Dogan, P.Zia: Seismic Performance of Multisimple-Span Bridges Retrofitted with Link Slabs, Journal of Bridge Engineering, pp.85-93, 2002

3 . 検証事例

検証事例の一覧を表-3.1 に示す。

表-3.1 検証事例一覧表

	検証方法	検証内容
事例	解析による検証	線形 2 次元骨組解析と非線形 2 次元 FEM 解析との比較により、中間支点構造のモデル化の妥当性を確認（クリープ挙動、ひび割れ発生後の挙動）
事例	実験による検証	旧土木研究所橋梁研究室・P C 建協共同研究「プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書（平成 4 年 2 月）」で連結床版を想定し疲労試験を実施済み。繰返し載荷による影響が少ないことを確認。
事例	解析による検証	レベル 2 地震動による線形動的解析により、連結床版に大きな断面力応答がないことを確認

事例	連結床版構造のクリープ・収縮挙動およびひび割れ後の挙動の検証																													
要求性能	使用目的の適合性 [供用性]	関連規定	道示 7.2																											
検証目的	連結床版構造におけるクリープ・収縮挙動およびひび割れ後の挙動を非線形 FEM 解析により把握し、線形骨組解析モデルによる設計の妥当性を検証する。																													
検証方法	・実験による検証	・解析による検証	・道路橋示方書の準用																											
検証方針	試設計モデル 1 (支間長 22.1m の 6 径間連結プレテン T 桁橋) を対象に、2 次元線形骨組解析と 2 次元非線形 FEM 解析の結果を比較する。1) ひび割れが生じないものとして、中間支点部のモデル化の妥当性を検証する。また、2) 設計荷重時まで全断面有効として RC 断面計算を鉄筋応力度で照査する設計手法が安全側の設計となることを検証する。																													
検証内容	<p>1. 解析条件</p> <p>(1) 解析ソフト：汎用非線形解析ソフト DIANA Version8.1、 (2) 解析手法：クリープ・収縮による非線形性および連結床版のひび割れを考慮した 2 次元非線形 FEM 解析、 (3) 考慮した荷重：主桁自重、プレストレス、場所打ち床版荷重、連結床版荷重、橋面荷重、クリープ・収縮および活荷重、 (4) 解析ステップ：施工順序を考慮したステップ解析、 (5) クリープ係数・乾燥収縮度：主桁 $\alpha = 3.0$、$\beta = 200 \mu$ ($t=90$ 日までに $\alpha = 1.8$、$\beta = 60 \mu$)、場所打ち $\alpha = 2.6$、$\beta = 200 \mu$、連結床版 $\alpha = 2.6$、$\beta = 200 \mu$</p> <p>載荷荷重の状態とプレストレス導入時を $t=0$ とした場合の経過日数を示す。</p> <p style="text-align: center;">表 1 載荷荷重および載荷日</p> <table border="1" data-bbox="571 1050 1235 1406"> <thead> <tr> <th>Step</th> <th>経過日数 (日)</th> <th>載荷荷重状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0</td> <td>プレストレス導入 + 上げた自重</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>90</td> <td>上げたのクリープ・収縮進行</td> </tr> <tr> <td>2-1</td> <td>90</td> <td>Step2 + 場所打ち床版 + リンクスラブ荷重</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>120</td> <td>Step2-1 + クリープ・収縮進行</td> </tr> <tr> <td>3-1</td> <td>121</td> <td>Step3 + 橋面荷重 (橋梁完成時)</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>3000</td> <td>Step3-1 + クリープ・収縮進行 (死荷重作用時)</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>3000</td> <td>Step4 + 活荷重 (設計荷重作用時 1)</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>122</td> <td>Step3-1 + 活荷重 (設計荷重作用時 2)</td> </tr> </tbody> </table> <p>*) 上記のうちクリープ・収縮は約 3000 日でほぼ終了するものと仮定した。</p> <p>2. 解析モデル</p> <p>(1) 2 次元非線形 FEM 解析</p> <p>図 1 モデル</p>  <p>(2) 2 次元線形骨組解析</p> <p>連結床版</p> <p>設計基準強度 30N/mm²</p> <p>引張強度 2.2N/mm²</p>  <p style="text-align: right;">図 2 中間支点部モデル</p>			Step	経過日数 (日)	載荷荷重状態	1	0	プレストレス導入 + 上げた自重	2	90	上げたのクリープ・収縮進行	2-1	90	Step2 + 場所打ち床版 + リンクスラブ荷重	3	120	Step2-1 + クリープ・収縮進行	3-1	121	Step3 + 橋面荷重 (橋梁完成時)	4	3000	Step3-1 + クリープ・収縮進行 (死荷重作用時)	5	3000	Step4 + 活荷重 (設計荷重作用時 1)	6	122	Step3-1 + 活荷重 (設計荷重作用時 2)
Step	経過日数 (日)	載荷荷重状態																												
1	0	プレストレス導入 + 上げた自重																												
2	90	上げたのクリープ・収縮進行																												
2-1	90	Step2 + 場所打ち床版 + リンクスラブ荷重																												
3	120	Step2-1 + クリープ・収縮進行																												
3-1	121	Step3 + 橋面荷重 (橋梁完成時)																												
4	3000	Step3-1 + クリープ・収縮進行 (死荷重作用時)																												
5	3000	Step4 + 活荷重 (設計荷重作用時 1)																												
6	122	Step3-1 + 活荷重 (設計荷重作用時 2)																												

3. 解析結果

(1) 骨組解析モデル化の妥当性について

橋梁中央の連結床版中央断面の応力度を抽出する。(単位: N/mm^2 , 引張: +)

と を比較すると、クリープと乾燥収縮が終了した全死荷重時および活荷重載荷時における結果は、概ね一致しており、線形骨組解析のモデル化が妥当であることが確認できる。

表2 2次元線形骨組解析結果

	主げた		連結床版			
	上縁	下縁	コンクリート		鉄筋	
			上縁	下縁	上縁	下縁
1 主けた緊張直後	0.0	-17.1				
2 間詰・横げた打設直前	-1.0	-12.2				
3 間詰・横げた打設直後	-2.4	-10.4				
4 リンクスラブ打設直後	-2.4	-10.4	0.0	0.0	0.0	0.0
5 橋面施工直前	-2.6	-10.0	-1.1	1.5	-12.0	4.0
6 橋面施工直後	-3.9	-8.1	2.6	-2.2	-12.0	4.0
7 全死荷重	-4.1	-6.1	-1.1	3.2	-40.0	-10.0
8 活荷重載荷時 (min)	-7.6	-1.0	5.1	-3.0	-15.0	-34.0

表3 2次元非線形FEM解析結果(連結床版の引張強度無限大とした場合)

	主げた		連結床版			
	上縁	下縁	コンクリート		鉄筋	
			上縁	下縁	上縁	下縁
1 主けた緊張直後	-0.5	-15.5				
2 間詰・横げた打設直前	-1.1	-12.5				
3 間詰・横げた打設直後	-2.0	-11.4				
4 リンクスラブ打設直後	-2.0	-11.4	0.0	0.0	0.0	0.0
5 橋面施工直前	-2.1	-11.2	-0.1	0.3	-4.7	2.0
6 橋面施工直後	-3.4	-9.4	1.8	-1.7	3.6	-11.8
7 全死荷重	-3.8	-7.2	-0.9	3.3	-37.3	-12.2
8 活荷重載荷時 (min)	-7.6	-1.6	4.9	-3.3	-15.7	-33.1

表4 2次元非線形FEM解析結果(連結床版の引張強度 $2.2N/mm^2$ とした場合)

	主げた		リンクスラブ			
	上縁	下縁	コンクリート		鉄筋	
			上縁	下縁	上縁	下縁
1 主けた緊張直後	-0.5	-15.5				
2 間詰・横げた打設直前	-1.1	-12.5				
3 間詰・横げた打設直後	-2.0	-11.4				
4 リンクスラブ打設直後	-2.0	-11.4	0.0	0.0	0.0	0.0
5 橋面施工直前	-2.1	-11.2	-0.1	0.3	-4.7	-2.0
6 橋面施工直後	-3.4	-9.4	1.8	-1.7	3.6	-11.8
7 全死荷重	-3.8	-7.2	-0.9	0.6	-33.3	6.7
8 活荷重載荷時 (min)	-7.7	-1.3	1.5	-2.3	-0.3	-23.8

検証内容

(2) ひび割れ発生後の挙動について

上記非線形 FEM 解析、のコンクリート応力度の経時変化グラフを下記に示す。

のグラフによれば、ひび割れの発生に伴う剛性低下によりその後に荷重される活荷重応答が小さくなることを確認できる。したがって、線形骨組解析による断面力を元に RC 計算で応力照査する設計手法は安全側の結果となる。

2次元非線形 FEM 解析結果 (連結床版の引張強度無限大とした場合)

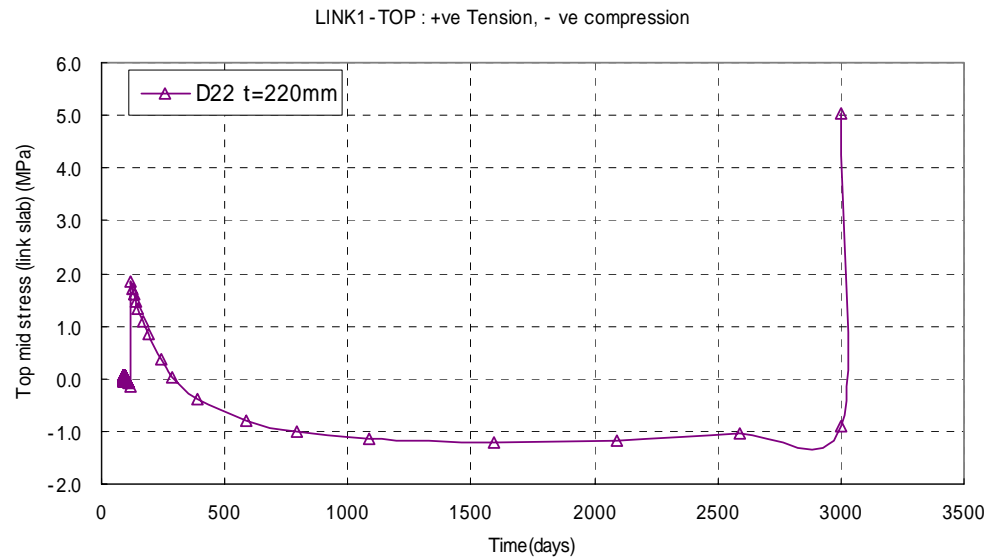


図3 コンクリート上縁応力

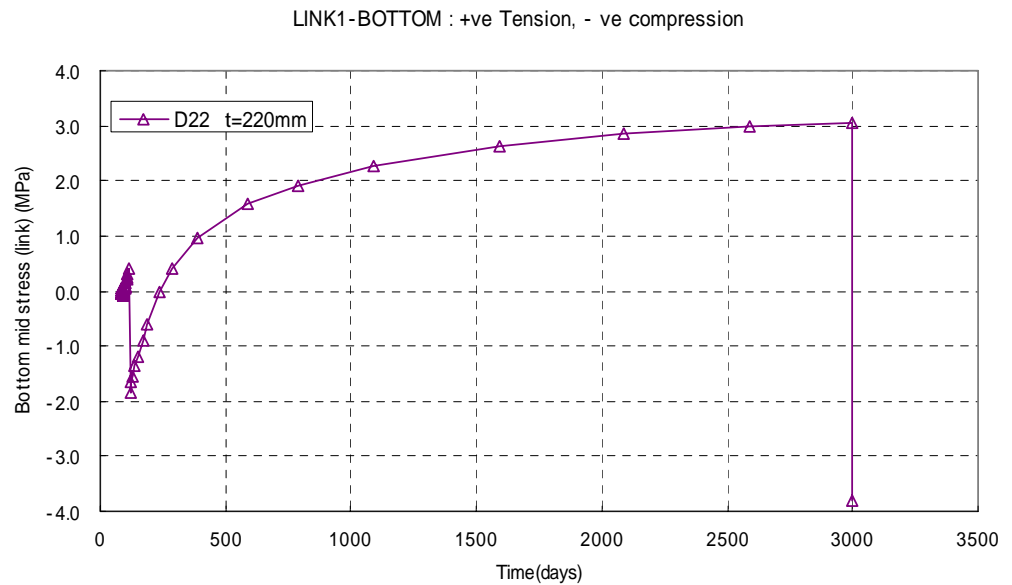


図4 コンクリート下縁応力

検証内容

2次元非線形FEM解析結果（連結床版の引張強度 2.2N/mm²とした場合）

LINK1-TOP : +ve Tension, - ve compression

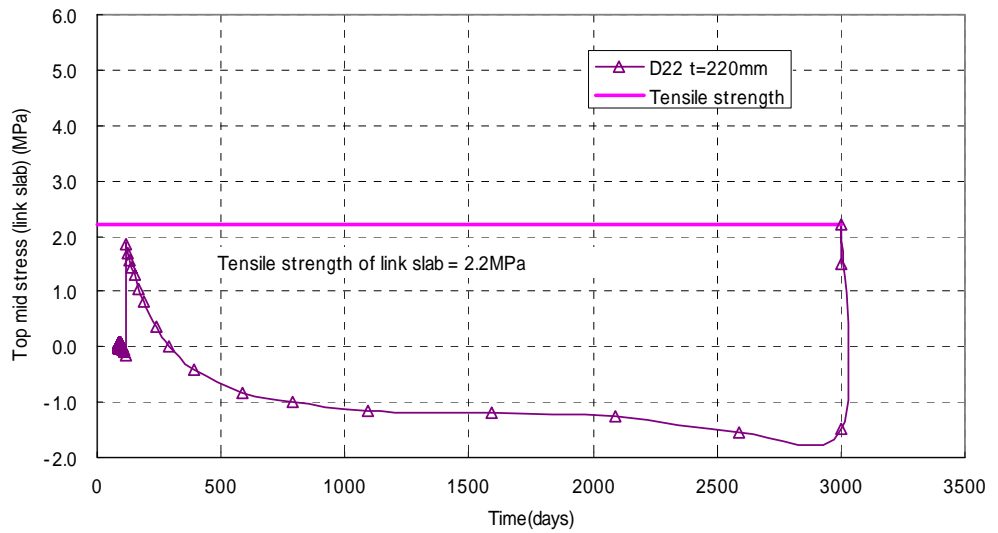


図5 コンクリート上縁応力

LINK1-BOTTOM : +ve Tension, - ve compression

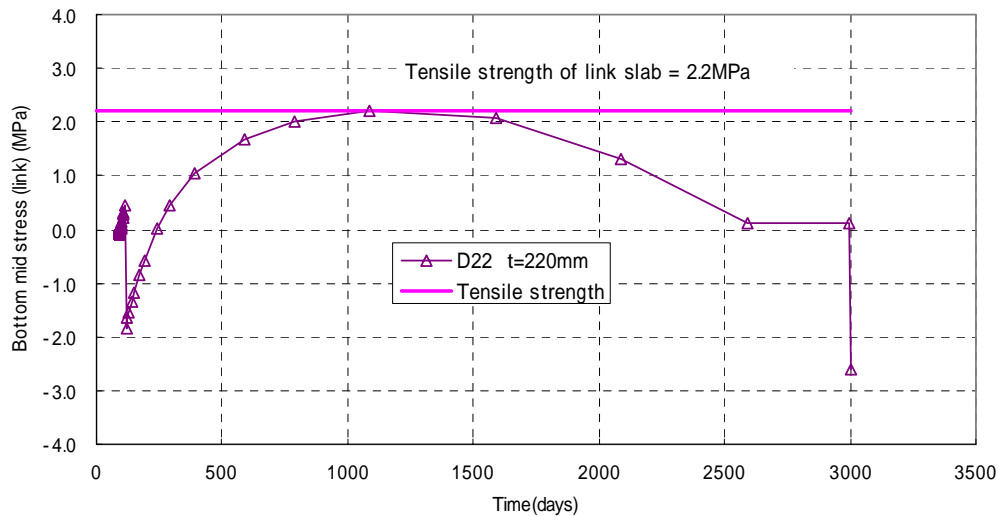


図6 コンクリート下縁応力

検証内容

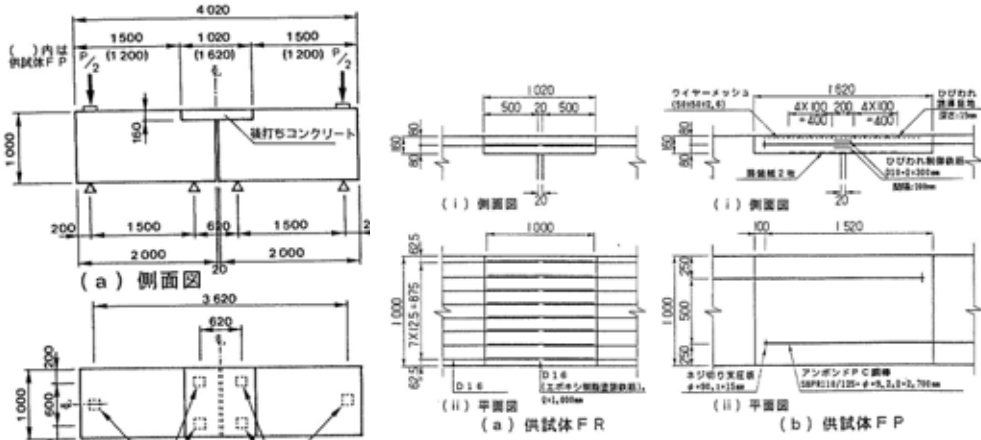
4. まとめ

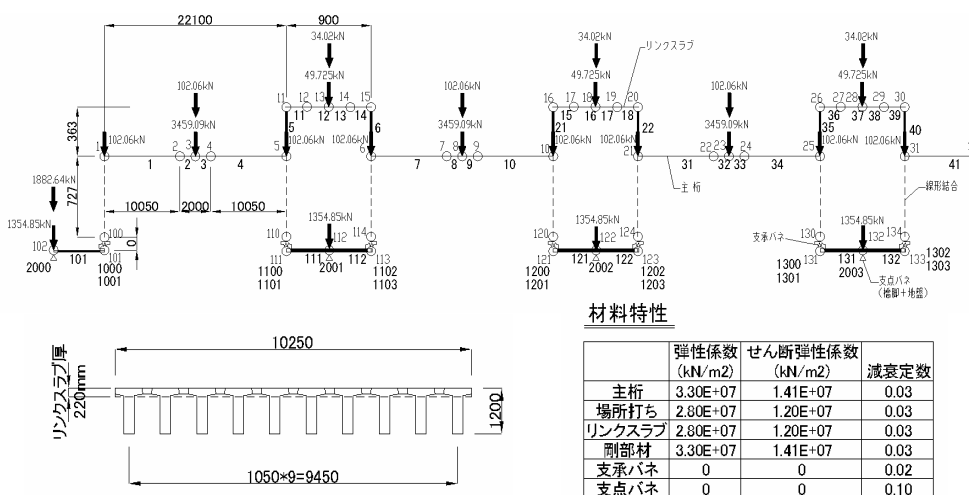
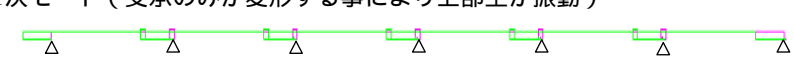
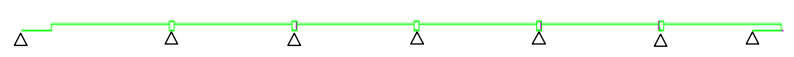
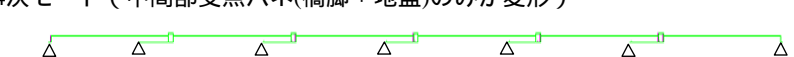
(1) ひび割れが生じないものとして、2次元線形骨組解析と2次元非線形FEM解析の結果を比較した。クリープと乾燥収縮が終了した全死荷重時および活荷重載荷時における結果が概ね一致しており、線形骨組解析のモデル化が妥当であることが確認できた。

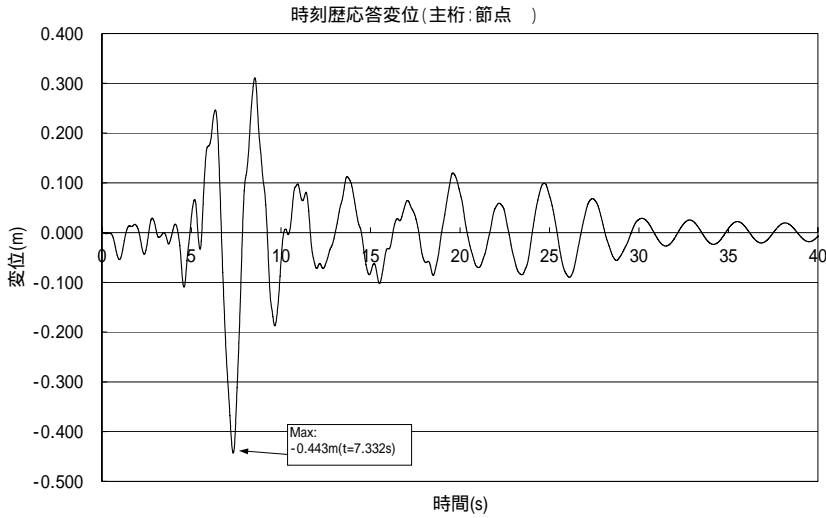
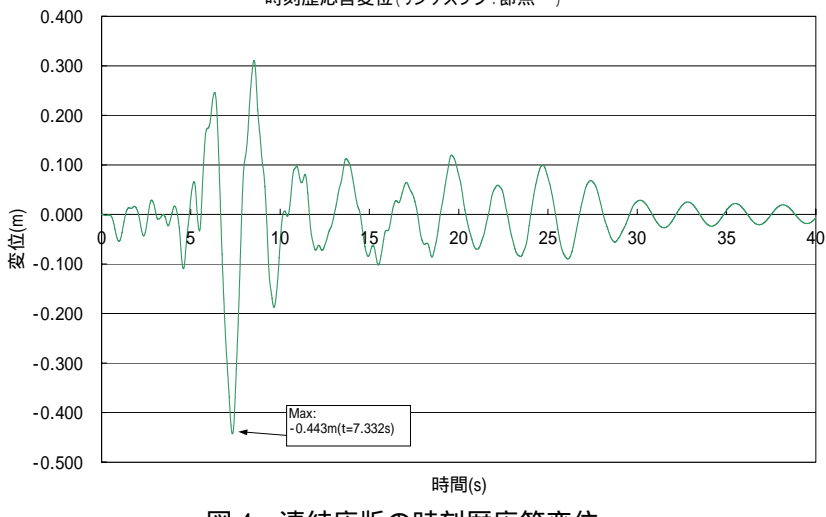
(2) 2次元非線形FEM解析にてひび割れ発生後の挙動を検討した。ひび割れの発生に伴う剛性低下によりその後に載荷される活荷重応答が小さくなり、線形骨組解析による断面力を元にRC計算で応力照査する設計手法は、安全側の結果となることが確認できた。

参考にあたっての留意事項

経済性を高めるために、2次元線形骨組解析においてひび割れの発生に伴う剛性低下をあらかじめ考慮してモデル化することも考えられるが、その場合には応答値が小さくなり実際にひび割れが発生する時点が明確にできなくなる可能性がある。よって、剛性低下の有無の影響を適切に評価することが必要である。

事例	連結床版構造の耐荷挙動および疲労特性の検証		
要求性能	構造物の安全性 [耐荷力性能] 耐久性 [疲労耐久性]	関連規定	道示 7.2
検証目的	床版部のみを連結したプレキャスト連結桁における連結床版構造の耐荷挙動および疲労特性を検証する。		
検証方法	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> ・実験による検証 ・解析による検証 ・道路橋示方書の準用 </div>		
検証方針	プレテンション単純T桁橋（桁長 20m、支間 19.4m、桁高 1.0m）に L-20 荷重を載荷したときに生じる支点部のたわみ角と等価な荷重状態を再現して、実物大床版連結構造の試験供試体の耐荷挙動および疲労特性を検証する。		
検証内容	<p>1. 試験供試体</p> <p>連結部の構造としては、鉄筋で連結した供試体（供試体 F R）と、アンボンド P C 鋼棒で配置した供試体（供試体 F P）について試験を行っている。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">  </div> <p style="text-align: center;">図 1 試験供試体</p> <p>2. 耐荷力</p> <p>いずれの供試体とも 1.1L (L : L 荷重によるけた端支点と載荷位置の変位差) の変位を生じさせる荷重では鋼材ひずみおよびひびわれ幅は小さく、また、1.8L ~ 2L の変位を生じさせる荷重においても破壊に至らなかった。</p> <p>3. 疲労特性</p> <p>a) 床版部を鉄筋のみで連結した場合、L-20 荷重の 1.1 倍程度の荷重による変位を生じる荷重では疲労載荷の影響を受けにくい。</p> <p>b) 床版部をアンボンド P C 鋼棒で連結した場合、P C 鋼棒のアンボンド加工とひびわれ誘発目地により床版部に生じるひびわれを分散させる効果が期待できる。さらに、ひびわれ制御鉄筋とワイヤーメッシュを用いることで、ひびわれ幅を小さくすることが可能である。</p> <p>4. まとめ</p> <p>本試験の結果、プレキャスト桁の床版部のみを連結する 2 つの形式の実用性がかなり高いことが理解されている。ただし、実橋に適用する場合には、床版に発生するひびわれ幅が、舗装に与える影響を別途検討する必要がある。</p>		
参考文献	建設省土木研究所橋梁研究室：プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書，1992.2		
参考にあたっての留意事項	本事例は、主桁としてプレテンション T 桁（桁高 1m、支間 19.4m）を、連結床版として 2 種類の構造を想定している。構造詳細がこれと異なる場合には、その影響を適切に判断する必要がある。		

事例	連結床版構造のレベル2地震時挙動の検証		
要求性能	構造物の安全性 [耐震性]	関連規定	道示 14.3.2
検証目的	地震時における連結床版構造の安全性を検証する。		
検証方法	・実験による検証	・解析による検証	・道路橋示方書の準用
検証方針	試設計に用いた2次元骨組み解析モデルと同モデルにて動的解析を行い、連結床版構造の安全性を検証する。		
検証内容	<p>1. 解析条件</p> <p>(1)解析ソフト：Dyna2E (2)解析種類：2次元線形動的解析 (3)解析方法 固有値解析固有値解析手法：ハウスホルダー法 動的解析応答解析手法：直接積分法減衰種類：レーリー型加振タイプ：基盤加振数値積分手法：NewMark-法、$\gamma=1/4$ (4)解析条件地盤種別：種入力地震動：レベル2タイプ 地震動 1995年兵庫県南部地震(神戸海洋気象台地盤上)：NS成分[最大加速度:812gal]地震動作用方向：橋軸方向(x方向)、積分時間間隔：0.002秒</p>  <p>図1 モデル</p> <p>2. 解析結果</p> <p>(1) 固有値 橋軸方向の有効質量比に着目すると、1、3、14次モードが卓越する。1次モードは支承のみが変形することにより上部工が振動、3次モードは端部の支点バネのみに変形、そして14次モードは中間部支点バネのみに変形するという結果となった。また、固有周期は、1次モードで2.64秒、3次モードで0.50秒、14次モードで0.32秒となった。</p> <p>1次モード (支承のみが変形する事により上部工が振動)</p>  <p>3次モード (端部の支点バネ(橋脚+地盤)のみが変形)</p>  <p>14次モード (中間部支点バネ(橋脚+地盤)のみが変形)</p>  <p>図2 モード</p>		

<p style="text-align: center;">検証内容</p>	<p>(2) 応答変位 下部工条件一定、等スパン割のため、主桁と連結床版に位相差はない。</p> <div style="text-align: center;">  <p>時刻歴応答変位(主桁:節点)</p> </div> <p style="text-align: center;">図3 主桁の時刻歴応答変位</p> <div style="text-align: center;">  <p>時刻歴応答変位(リンクスラブ:節点)</p> </div> <p style="text-align: center;">図4 連結床版の時刻歴応答変位</p> <p>(3) 応答断面力 連結床版 1m あたりの最大応答断面力は下表のとおりで比較的小さいものであった。</p> <p style="text-align: center;">表1 応答断面力</p> <table border="1" data-bbox="670 1590 1181 1769"> <thead> <tr> <th></th> <th>N(kN)</th> <th>M(kNm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>正曲げ最大時</td> <td>7.60</td> <td>1.05</td> </tr> <tr> <td>負曲げ最大時</td> <td>-10.40</td> <td>-1.07</td> </tr> <tr> <td>軸力最大時(引張)</td> <td>11.00</td> <td>1.01</td> </tr> <tr> <td>軸力最小時(圧縮)</td> <td>-11.00</td> <td>-1.03</td> </tr> </tbody> </table> <p>3. まとめ 非線形動的解析を行うことで、径間毎に主桁に位相差が生じ、連結床版に過大な断面力が発生するかどうかなど、同構造の耐震性を評価できることが確認できた。</p>		N(kN)	M(kNm)	正曲げ最大時	7.60	1.05	負曲げ最大時	-10.40	-1.07	軸力最大時(引張)	11.00	1.01	軸力最小時(圧縮)	-11.00	-1.03
		N(kN)	M(kNm)													
正曲げ最大時	7.60	1.05														
負曲げ最大時	-10.40	-1.07														
軸力最大時(引張)	11.00	1.01														
軸力最小時(圧縮)	-11.00	-1.03														
<p>参考にあたっての留意事項</p>	<p>本事例は、主桁を等スパン割り、支承や下部工条件を一定とした検討事例である。上部工のスパン割りや下部工条件によっては、径間毎の位相差が顕著となり、連結床版に過大な断面力応答が発生することも考えられる。上部工条件だけでなく、支承や下部工条件も実状に即した形で適切に考慮する必要がある。</p>															

4. 参考資料

(1) 参考資料

参考資料一覧を表-4.1 に示す。

表-4.1 参考資料一覧

	検証方法	検証内容
資料 1	国内外基準例	既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案）道路保全技術センター（平成 7 年）および米国ミシガン州道路局における設計基準の概要
資料 2	試設計	6 径間連結プレテンション T 桁橋、6 径間連結コンボ橋の試設計概要

[資料 1-1] 国内外基準例

表-4.2 国内外基準例

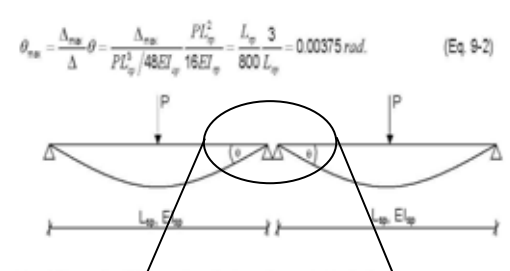
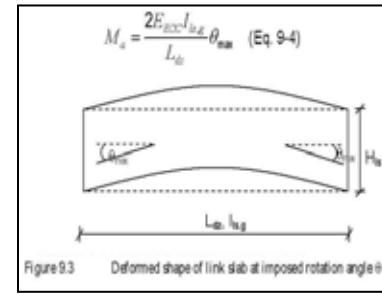
<p>連結床版設計基準</p>	<p>既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き (案) P C 桁床版連結工法の設計 平成 7 年 1 月 (財) 道路保全技術センター</p>	<p>Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious Composites November 16, 2003 ミシガン州運輸局 (MDOT)</p>
<p>概要</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・既設橋梁のノージョイント化設計基準 (案)。 ・原案は、阪神高速道路公団が開発。 ・P C 桁の床版連結によるノージョイント化は、阪高や首都高等で試験施工されている。 ・補修工事の基準であるため、既設橋梁の部材を有効的に利用できるような施工方法を採用している。 	<ul style="list-style-type: none"> ・単純 P C 桁橋の連結床版 (リンクスラブ) に関する研究報告書 ・設計ガイドラインが掲載されている。 ・床版材料に、高靱性セメント複合材料、ECC (Engineered Cementitious Composite) を使用するのが基本となっている。 ・ECC は、ミシガン大学により開発された材料。
<p>連結床版モデル</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・分離層の橋軸方向長の支持間隔を床版支間とした「固定ばり」(検討断面は支点部) ・床版の剛性は、引張域のコンクリートを無視する。(阪高の事例では全断面有効) 	<ul style="list-style-type: none"> ・分離層の橋軸方向長の支持間隔を床版支間とした「単純ばり」(検討断面は支間中央) ・床版の剛性は、全断面有効として算出する。
<p>設計荷重と断面力</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・活荷重による、変位 (回転・鉛直) の影響 設計に用いる活荷重たわみは、格子解析等の計算結果を用いる。 片側、または両側の支点が回転するケースのうち、断面力の大きいケースで設計する。 下に示す阪高の計算事例では、回転変位と鉛直変位を考慮。 (左右で変位差があるケースがあるため) <p>1) 連結部の床版に作用する断面力 (1) 床版としての断面力 「道路橋設計示方骨コンクリート橋梁」5.5.1 に従って固定端の曲げモーメントを計算する。</p> <p>死荷重 $M_d = -\frac{W_d \cdot \ell^2}{12}$</p> <p>活荷重 $M_l = -0.8 (0.22 \ell + 0.08) P$</p> <p>P : 丁荷重</p>  <p>Figure 9-1 Simplified geometry and loading of two-span bridge structure</p> <p>(2) 主桁の回転により発生する断面力 $M_s = -\frac{4EI\theta}{\ell}$ $M_s = +\frac{2EI\theta}{\ell}$</p> <p>EI : 連結床版の曲げ剛性</p> <p>(3) 主桁の沈下により発生する断面力 i ゴム支承の圧縮変形による沈下 $M_s = \frac{6EI \cdot \delta_1}{\ell^3}$ $M_s = -\frac{6EI \cdot \delta_1}{\ell^3}$</p> <p>ℓ = 床版支間 δ₁ = ゴム支承の圧縮変形量</p> <p>ii 主桁のたわみ角より発生する沈下 $M_s = \frac{6EI \cdot \delta_2}{\ell^3}$ $M_s = -\frac{6EI \cdot \delta_2}{\ell^3}$</p> <p>δ₂ = α + β α : 連結床版固定点から主桁支点までの水平距離</p>  <p>Figure 9-3 Deformed shape of link slab at imposed rotation angle θ</p> <p>$M_s = \frac{2E_{ECC} I_{sl} \theta}{L_{sl}}$ (Eq 9-4)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・温度変化による軸力の影響 ただし、反力分散支承方式を採用した場合は、温度の影響を無視できるとしている。 	<ul style="list-style-type: none"> ・活荷重による、回転変位の影響 設計に用いる活荷重たわみには、たわみの許容値 (L/800) を用いる。 設計断面位置を支間中央としているため、両支点が回転したケースにて設計する。 回転変位の影響のみ考慮。 (左右で変位差が無いため)

表-4.3 国内外基準例

<p>連結床版 設計基準</p>	<p>既設橋梁のノージョイント工法の 設計施工手引き(案) P C 桁床版連結工法の設計 平成7年1月 (財)道路保全技術センター</p>	<p>Durable Link Slabs for Joint less Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious Composites November 16,2003 ミシガン州運輸局(MDOT)</p>																					
<p>応力度の 評価</p>	<p>・ 応力度の算出は、コンクリートの引張強度を無視したRC構造として算出する。</p> <p>・ 阪高の計算事例(全断面有効)によると、コンクリートの圧縮応力度で許容応力度内に入っていないが、全断面有効としているため、実際は床版にひび割れが生じて曲げモーメントが小さくなると思われるため、OKとしている。</p> <p style="text-align: center;">表 4.2 連結 RC 床版支間の検討結果</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>連結床版支間</th> <th>$\ell = 1.2\text{m}$の場合</th> <th>$\ell = 1.0\text{m}$の場合</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>連結床版厚</td> <td>$d = 15\text{cm}$</td> <td>$d = 14\text{cm}$</td> </tr> <tr> <td>最大曲げモーメント</td> <td>$M = 5.201\text{t}\cdot\text{m}$</td> <td>$M = 5.102\text{kg}/\text{cm}^2$</td> </tr> <tr> <td>鉄筋配置</td> <td>D25-150 ctc</td> <td>D22-100 ctc</td> </tr> <tr> <td>コンクリート応力</td> <td>$\sigma_c = 121.2\text{kg}/\text{cm}^2$</td> <td>$\sigma_c = 154.6\text{kg}/\text{cm}^2$</td> </tr> <tr> <td>鉄筋応力</td> <td>$\sigma_s = 1797\text{kg}/\text{cm}^2$</td> <td>$\sigma_s = 1798\text{kg}/\text{cm}^2$</td> </tr> <tr> <td>許容応力</td> <td>$\sigma_{ca} = 100\text{kg}/\text{cm}^2$</td> <td>$\sigma_{sa} = 1800\text{kg}/\text{cm}^2$</td> </tr> </tbody> </table>	連結床版支間	$\ell = 1.2\text{m}$ の場合	$\ell = 1.0\text{m}$ の場合	連結床版厚	$d = 15\text{cm}$	$d = 14\text{cm}$	最大曲げモーメント	$M = 5.201\text{t}\cdot\text{m}$	$M = 5.102\text{kg}/\text{cm}^2$	鉄筋配置	D25-150 ctc	D22-100 ctc	コンクリート応力	$\sigma_c = 121.2\text{kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_c = 154.6\text{kg}/\text{cm}^2$	鉄筋応力	$\sigma_s = 1797\text{kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_s = 1798\text{kg}/\text{cm}^2$	許容応力	$\sigma_{ca} = 100\text{kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_{sa} = 1800\text{kg}/\text{cm}^2$	<p>・ 応力度の算出は、コンクリートの引張強度を考慮した全断面有効として算出する。</p> <p>・ ECCの引張特性を考慮して応力度を算出する。</p> <div style="text-align: center;"> </div> <p style="font-size: small; text-align: center;">Figure 9.4 Schematic stress and strain profile in a cross section of link slab for calculation of required longitudinal reinforcement ratio (profile of R/C is shown for comparison)</p>
連結床版支間	$\ell = 1.2\text{m}$ の場合	$\ell = 1.0\text{m}$ の場合																					
連結床版厚	$d = 15\text{cm}$	$d = 14\text{cm}$																					
最大曲げモーメント	$M = 5.201\text{t}\cdot\text{m}$	$M = 5.102\text{kg}/\text{cm}^2$																					
鉄筋配置	D25-150 ctc	D22-100 ctc																					
コンクリート応力	$\sigma_c = 121.2\text{kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_c = 154.6\text{kg}/\text{cm}^2$																					
鉄筋応力	$\sigma_s = 1797\text{kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_s = 1798\text{kg}/\text{cm}^2$																					
許容応力	$\sigma_{ca} = 100\text{kg}/\text{cm}^2$	$\sigma_{sa} = 1800\text{kg}/\text{cm}^2$																					

[資料 1-2] ミシガン州道路局 設計基準

「Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious Composites」MDOT Technical Report, 2003.11 を基づき、米国ミシガン州道路局での ECC を用いた連結床版の設計概要を示す。

(1) 設計上の仮定

主桁は連結床版の影響を無視できるものとし、単純ばりとして設計する。

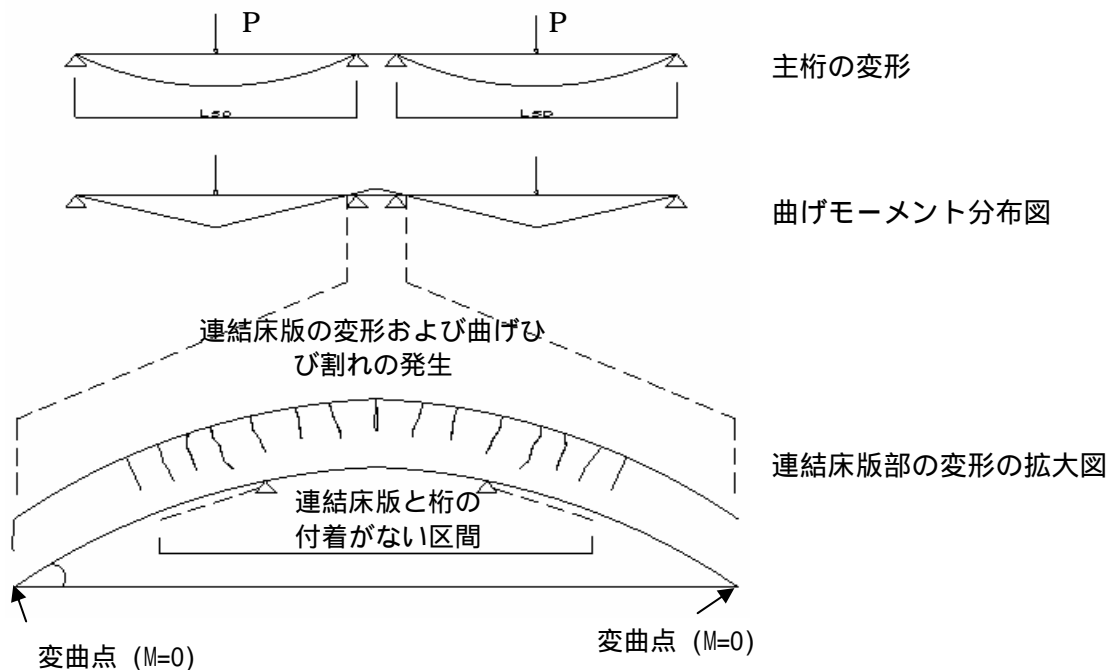


図-4.1 概念図

乾燥収縮、クリープおよび温度変化によって、連結床版に引張応力が付加されることがあるので、それらを考慮してひび割れ幅の制御を行わなければならない。

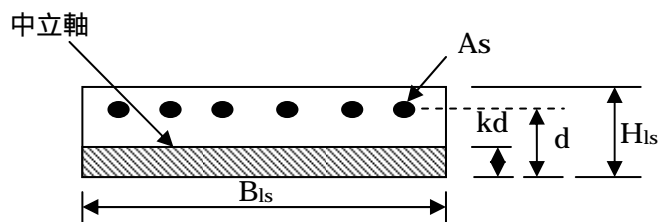


図-4.2 ひび割れ発生後の連結床版の断面

(2) 設計上の基本的な検討項目

設計上想定される回転角(θ)における鉄筋応力度(σ_s)

引張縁での最大ひび割れ幅(w_{max})

ECC を用いた連結床版の設計規準

1) ひび割れ幅 (AASHTO 2002、 Gergely and Lutz(1968))

許容ひび割れ幅(w_{max}): 0.330mm

(設計荷重作用時の RC 床版に対する AASHTO 2002 の規準)

ひび割れ幅が 0.1mm を超える場合、塩化物イオン等の有害な物質の進入による影響について検討しなければならない。

連結床版のひび割れ幅の算出 (AASHTO)

$$\omega = 0.076\beta f_s (d_c A)^{\frac{1}{3}} \{0.001\} \text{ in.}$$

$$\omega = 0.000011\beta f_s (d_c A)^{\frac{1}{3}} \text{ mm}$$

 ω - コンクリート面のひび割れ幅 β - (中立軸から引張縁までの距離) / (中立軸から鉄筋図心位置までの距離) f_s - 鉄筋応力度 ksi (MPa) d_c - コンクリートのかぶり (コンクリート表面と表面から一番近い鉄筋の図心までの距離) in. (mm)A - 鉄筋 1 本当たりの有効面積 in² (mm²)W < w_{max} を満たさなければならない。

2) 応力度の制限値および圧縮強度の最小値

連結床版の鉄筋比は応力度の制限値以下となるように定めなければならない。

(Caner, A., and Zia, P)

設計上想定される回転角(θ)において、 $\sigma_s < 0.40\sigma_y$ (σ_y 鉄筋の降伏応力度)

ECC の圧縮強度の最小値 = 4500psi (30MPa) (MDOT ガイドライン、 ミシガン州交通局)

3) 乾燥収縮 (Research Report RC-1438、 参考文献参照)

乾燥収縮度 (自由収縮) は相対湿度に関連付けられたグラフから決定できる。相対湿度が 75% の時、乾燥収縮度は約 0.1% である。

4) ひずみの制限値 (Yun Yong Kim, Gregor Fischer, and Victor C.Li)

ECC 連結床版のひずみ変形性能(ϵ_{ls})は下式により算出する。(安全係数は 2 とする)桁端部における床版と桁の付着のない区間は支間長の 5% とする。((5% * L_{sp}) * 2)。温度変化 = 90 °F (ΔT)

$$\epsilon_{ls} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T \cdot 2L_{sp}}{L_{dz}} + \epsilon_{sh} + \epsilon_{LL}$$

 α_T - 鉄筋の温度膨張係数 $L_{dz} - (5\% * L_{sp}) * 2$ ϵ_{sh} - 乾燥収縮ひずみ ϵ_{LL} - 曲げモーメント (活荷重) によって生じる桁端部の回転角によるリンクスラブの最大引張ひずみ。ここで、隣接支間がある場合、両側の変形を考慮しなければならない。設計荷重作用時の桁端部の回転角が 0.0015 rad の場合、 ϵ_{LL} は 0.1% 以下となる。

連結床版の剛性を低くするために、連結床版と桁の付着がない区間は、各支間長の 5% とすることが望ましい。

5) 地震荷重による応力度 (Caner.A, Dogan. E and Zia.P)

仮定: 主構造の破壊や落橋はないものとする。

この仮定は、過度の支承変形あるいは伸縮装置の変形は生じないことを意味する。

静的荷重により設計した連結床版に対して耐震設計を行う。

連結床版の鉄筋のみで、床版に発生する断面力にすべて抵抗すると仮定して、鉄筋応力度を算出する。

$\sigma_s < 0.5\sigma_y$ の場合、予備設計は終了とする。 $\sigma_s > 0.5\sigma_y$ の場合、鉄筋量を増やす。

最後に連結床版によって再分配された断面力に対して、橋台、橋脚および主桁の応力度等をチェックする。地震荷重による橋の構造全体の挙動は、応答スペクトル解析あるいは動的解析によって評価できる。

設計手順 (ECC)

(Research Report RC-1438、参考文献参照)

ECC 連結床版の要求性能

- 終局ひずみ変形能力 (セクション 4 に規定する制限値 (ϵ_{ls}) より小さくしてはならない)
- 使用材料はひび割れを分散させ、ひび割れ幅を小さくすることができる材料でなくてはならない。ひび割れ幅は 0.004 " (0.10mm) 以下、ひび割れ間隔は 0.1 " (2.5mm) とする。ここで、規定値は単軸引張テストによるものとする。
- 設計規準強度は 4 500psi (30MPa) 以上とする。

$$\epsilon_{ls} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T \cdot \beta L_{sp}}{L_{dz}} + \epsilon_{sh} + \epsilon_{LL}$$

β - 構造形式によって決まる定数
 ピン-ローラー-ローラー-ピン, 2
 ピン-ローラー-ピン-ローラー, 1

手順-1

ECC連結床版の長さを決定する、 L_{ls}

連結床版と主桁の付着のない区間の長さを決定する、 L_{dz}

L_{ls} : 隣接する支間の各支間長の 7.5%の和

L_{dz} : 各支間長の 5%

手順-2

各支間の桁端部における回転角を算出する、 θ_{max}

設計荷重作用時の許容たわみ量 = Δ_{max} 、 $L_{sp}/800$

MDOT (ミシガン州交通局) 設計規準および AASHTO 設計規準より

$$\theta_{max} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta} \theta = \frac{\Delta_{max}}{PL_{sp}^3 / 48EI_{sp}} * \frac{PL_{sp}^2}{16EI_{sp}} = 0.00375 \text{ rad.}$$

手順-3

連結床版の断面 2 次モーメントを算出する (全断面有効) $I_{ls,g}$

$$I_{ls,g} = \frac{B_{ls} H_{ls}^3}{12}$$

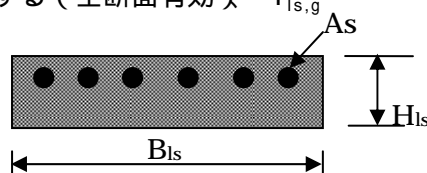


図-4.3 連結床版の断面

手順-4

桁端部の回転角 (θ_{\max}) によって発生する連結床版の曲げモーメントを算出する、 M_a

$$M_a = \frac{2E_{ECC}I_{ls,g}}{L_{dz}} \theta_{\max}$$

手順-5

連結床版の橋軸方向の必要鉄筋比を算出する、 ρ

断面解析に基づく(非線形- ひび割れ断面)

ECC は完全弾塑性の材料特性とする。

様々な鉄筋比に対し、鉄筋応力度を $0.4\sigma_y$ に制限して、断面抵抗曲げモーメントを非線形断面解析によって求める。そして、 M_a に対する最適な鉄筋比を決定する。

ひずみ変形性能と圧縮応力度が制限値以下かチェックする。

手順-6

境界面のせん断接合 (スタッド)

AASHTO 設計規準によるせん断力を移行する領域のスタッドの設計法を適用できる。

ECC 連結床版と主桁の境界面において、スタッドは支間長の 2.5% の範囲まで配置しなければならない。

手順-7

重ね継手

既設橋の橋軸方向鉄筋は連結床版に設置する鉄筋と境界面で重ね継手により継手してよい。

重ね継手の設計は AASHTO 設計規準を用いてよい。

【参考文献】

- 1) Gergeley, P., and Lutz, L.A., 1968, Maximum crack width in reinforced concrete flexural members, Causes, Mechanisms, and Control of Cracking in Concrete, SP-20, ACI, Farmington Hills, MI.
- 2) Caner, A., and Zia, P., Behavior and Design of Link Slab for Jointless Bridge Decks, PCI Journal, May-June 1998, pp.68-80.
- 3) Research Report RC-1438, Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious Composites, Victor C.Li, G.Fischer, Y.Kim, M.Lepech, S.Qian, M.Weimann and S.Wang, University of Michigan, Ann Arbor, USA.
- 4) Yun Yong Kim, Gregor Fischer, and Victor C.Li, Performance of Bridge Deck Link Slabs Designed with Ductile Engineered Cementitious Composites, ACI Structural Journal, 2004, pp.792-801.
- 5) Caner.A, Dogan.E and Zia.P, Seismic Performance of Multisimple-Span Bridges Retrofitted with Link Slabs, Journal of Bridge Engineering, Vol.7, No.2, 2002, pp.85-93.

[資料2] 試設計

本試設計では、支間 22.1m、橋長 138m の 6 径間連結プレテンション T 桁橋 (図-4.4) および支間 36.5m、橋長 224m の 6 径間連結コンポ橋 (図-4.6) の 2 ケースの試設計を行い、新設橋への適用の可能性を確認している。

試設計モデルは、それぞれ図-4.5 と図-4.7 に示す実橋データをもとにしているが、検討の簡易化のために下部工条件は平均値で一定としており、等スパン、等橋脚高の条件となっている。

したがって、当面の適用範囲として、最大橋長 200m 程度までの等スパン、等橋脚高の条件とする。また、先に示したように海外では支間 45m の 4 径間連続 P C 箱桁橋 (橋長約 180m) に採用されており、この適用範囲は適当なものであると考えられる。

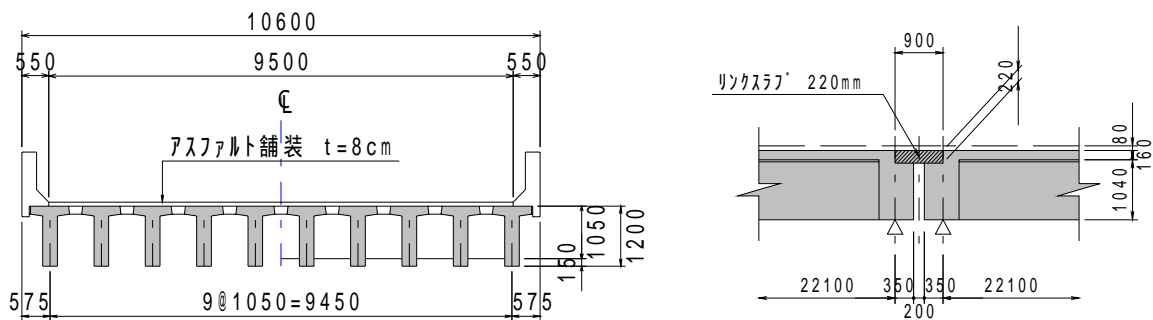


図-4.4 6 径間連結プレテンション T 桁橋 (試設計モデル 1)

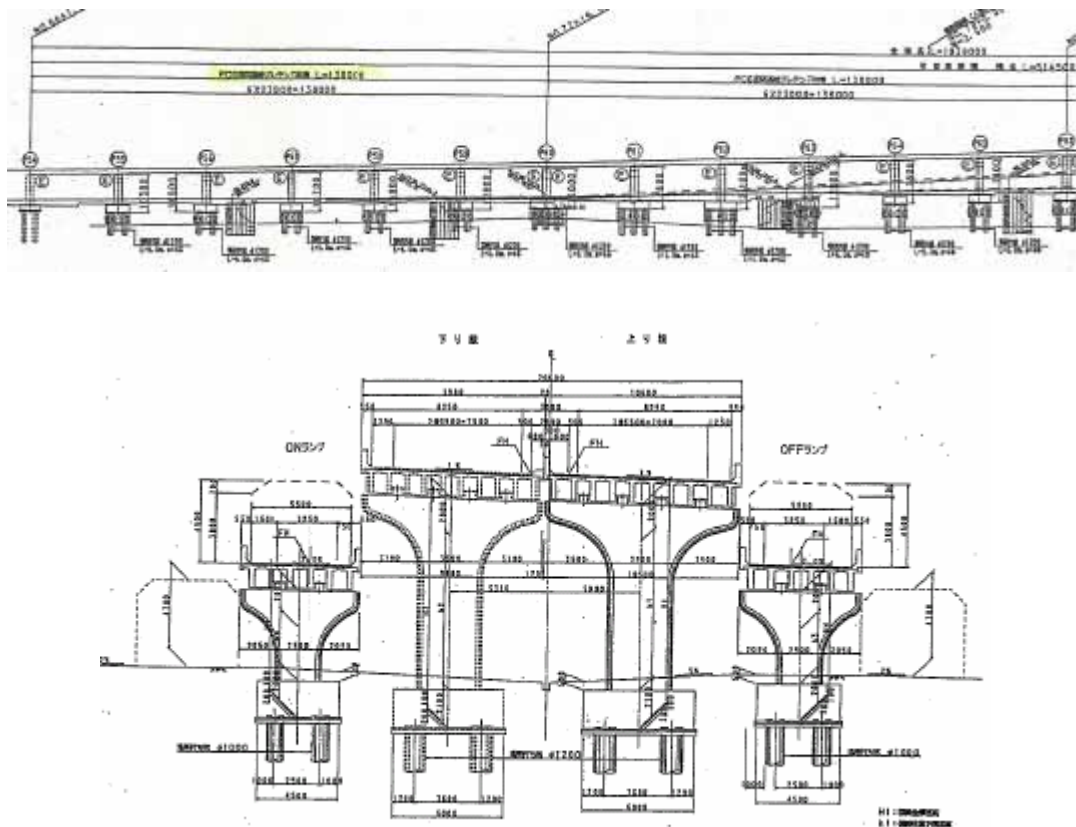


図-4.5 試設計モデル 1 のオリジナルデータ

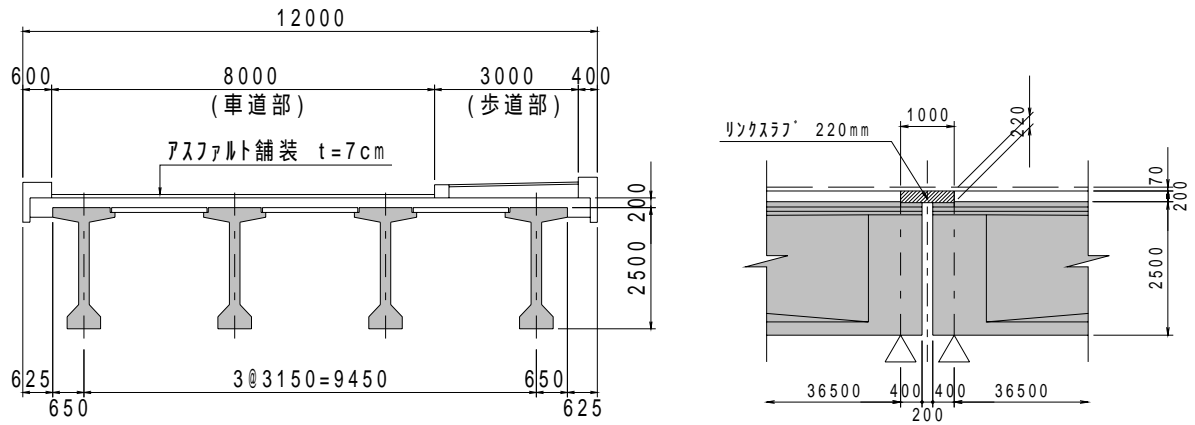


図-4.6 6径間連結コンポ橋（試設計モデル2）

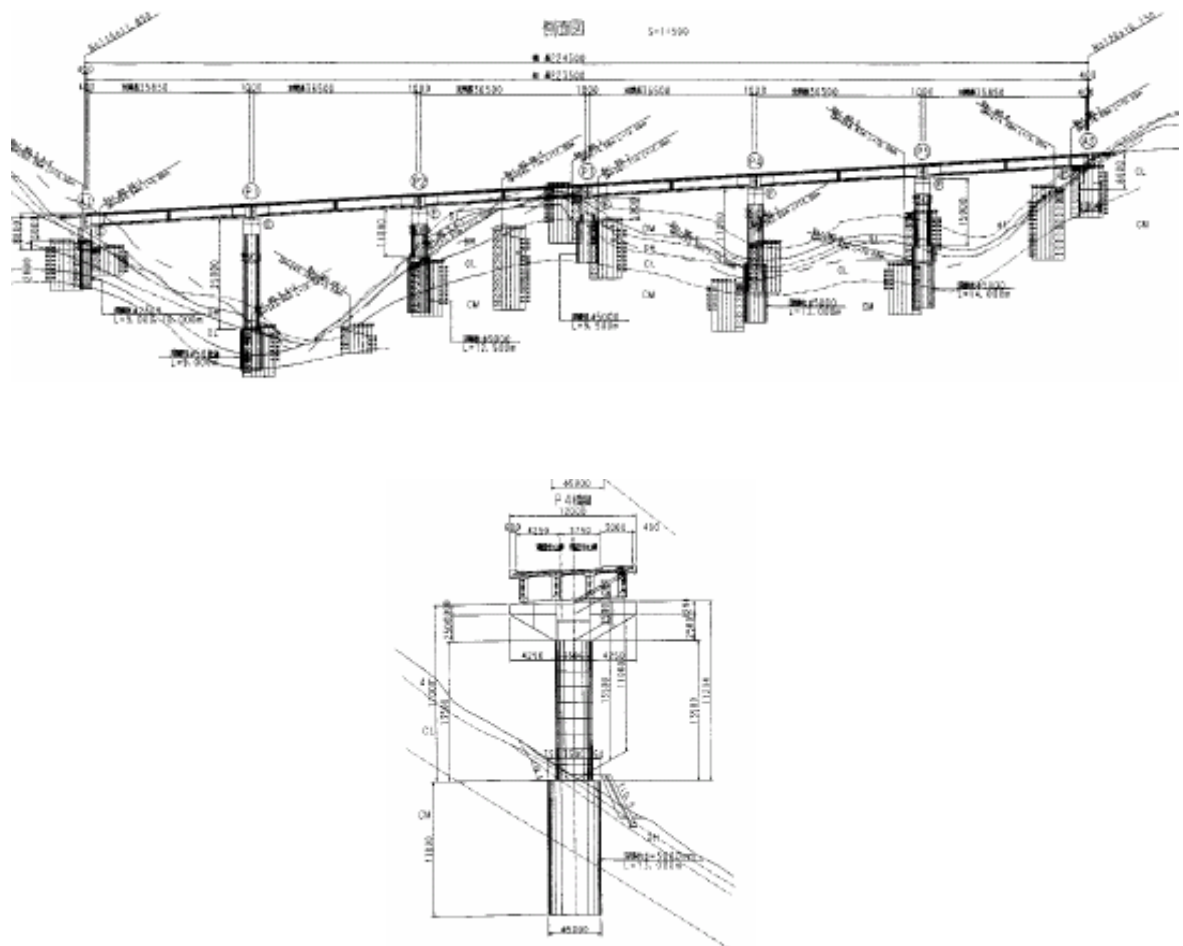


図-4.7 試設計モデル2のオリジナルデータ

表-4.4 設計条件

		前回のケース	今回のケース				
想定対象		支間長18m~25mのプレテン桁	支間長20m~40mのポストテン桁				
形式		6径間床版連結プレテンション方式PCTげた橋	6径間床版連結プレキャストゲート工法PCコンボ橋				
支間長		6 @ 22.1 m	6 @ 36.5 m				
有効幅員	車道	9.5 m	8.0 m				
	歩道	無し	3.0 m				
PC鋼材 (主げた)	種類	1S15.2BN	12S12.7BL				
	鋼材本数	24 本	5 本				
	断面積	138.7 mm ²	1184.52 mm ²				
ゴム支承 支持条件	水平バネ	1,200 kN/m	2,000 kN/m				
	鉛直バネ	260,000 kN/m	530,000 kN/m				
下部工 支持条件	水平バネ	50,000 kN/m	100,000 kN/m				
	鉛直条件	固定	固定				
上げた高		1.2 m	2.5 m				
上げた本数		10 本	4 本				
上げた間隔		1.05 m	3.15 m				
リンクスラブ	長さ	900 mm	1000 mm				
	厚さ	220 mm	220 mm				
施工材令(日)		工場製作	床版横桁	リンクスラブ	工場製作	床版横桁	リンクスラブ
1. 主桁製作		0	-	-	0	-	-
2. 場所打ち打設		90	0	0	90	0	0
3. 橋面施工		120	30	30	120	30	30
4. クリープ終了							
クリープ係数		工場製作	床版横桁	リンクスラブ	工場製作	床版横桁	リンクスラブ
1. 主桁製作		0.0	-	-	0.0	-	-
2. 場所打ち打設		1.8	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0
3. 橋面施工		2.0	1.0	1.0	0.8	0.6	0.6
4. クリープ終了		3.0	2.6	2.6	2.0	2.6	2.6
乾燥収縮度(μ)		工場製作	床版横桁	リンクスラブ	工場製作	床版横桁	リンクスラブ
1. 主桁製作		0	-	-	0	-	-
2. 場所打ち打設		60	0	0	26	0	0
3. 橋面施工		70	30	30	31	18	18
4. クリープ終了		200	200	200	179	200	200

表-4.5 断面力比較

リンクスラブ橋梁中心位置断面力

N: 引張を正

M: 下縁引張を正

前回のケース プレテン	死荷重	活荷重		死荷重 時	活荷重時	
		M最大	M最小		M最大	M最小
軸力 N(kN)	76	0	4	76	76	80
曲げモーメント M(kN・m)	24	10	-62	24	34	-38

今回のケース ポステン	死荷重	活荷重		死荷重 時	活荷重時	
		M最大	M最小		M最大	M最小
軸力 N(kN)	199	0	7	199	199	206
曲げモーメント M(kN・m)	10	19	-74	10	29	-64

表-4.6 応力比較

リンクスラブ全断面有効応力度		引張応力を正				N/mm ²	
前回のケース	死荷重時		活荷重MAX時		活荷重MIN時		
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	
ブレテン							
スラブ縁応力度	-1.1	3.2	-2.1	4.2	5.1	-3.0	
正負主鉄筋応力度	-40	-10	-43	-6	-15	-34	

今回のケース		死荷重時		活荷重MAX時		活荷重MIN時	
ポストン	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	
	スラブ縁応力度	0.8	1.2	0.1	1.9	5.1	-1.6
正負主鉄筋応力度	-22	-28	-24	-5	-32	-38	

表-4.7 RC照査比較

	ブレテン		ポストン	
	死荷重時	活荷重時 M最小	死荷重時	活荷重時 M最小
s(N/mm ²)	66	98	26	48
w(mm)	0.13	0.17	0.14	0.13
wa(mm)	0.15	0.15	0.23	0.20

なお、配力筋は、ブレテンがD22@125mm、ポストンがD25@125mm。応力度の組み合わせに温度は考慮していない。

(2) 参考文献

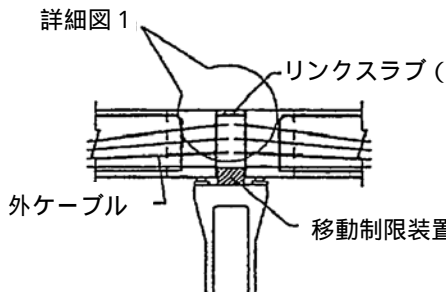
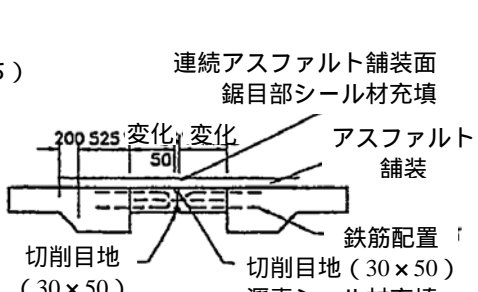
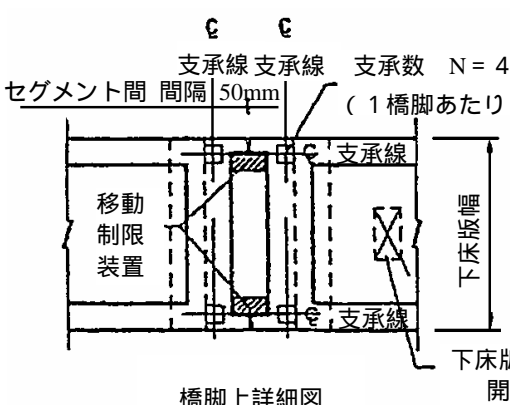
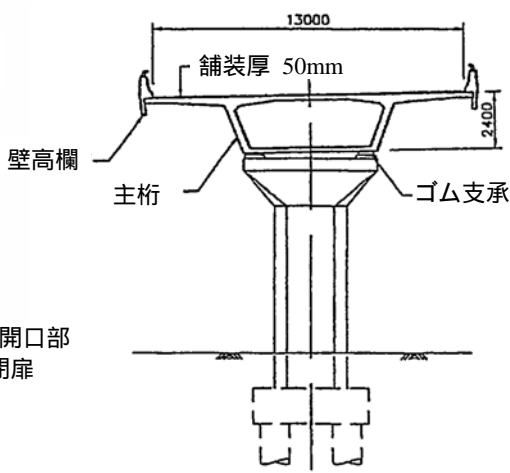
参考文献の一覧を表-4.8 に示す。

表-4.8 参考文献一覧

文献番号	文献・論文名	著者名	出典(書名・雑誌名)	Vol.No.	PP.	発行年月	摘要
1	P C けた橋の新しい連続工法	P C 技術協会	最近のプレストレストコンクリート 構造物と30年の歩み (第14回 P C 技術講習会テキスト)		137-152	1986年1月	・既設橋単桁の上床版連結工法 ・阪神高速道路大阪堺線
2	伸縮装置	中島 拓	橋梁と基礎	Vol.20 No.8	61-80	1986年8月	・阪神高速道路大阪堺線
3	首都高速7号小松川線の全面通行止め補修工事 --- ノージョイント工法 ---	狩生輝巳・大塚秀樹・小林正紀	橋梁と基礎	Vol.26 No.8	124-125	1992年8月	・首都高速道路7号小松川線
4	Bangkok Second State Expressway The Use of External Tendons and Dry Joints with Precast Segmental Construction	T Takebayashi & H Kitayama N R Hewson & P D Fox Acer	FIP Symposium 93 Kyoto-Japan Oct.17-20,1993		943-950	1993年10月	・バンコク第2高速道路
5	バンコク第2高速道路橋	(財)高速道路調査会 21世紀の橋梁技術検討小委員会	橋梁の単純化に関する調査検討報告書		9-20	1993年10月	・バンコク第2高速道路
6	トルコ高速道路橋	(財)高速道路調査会 21世紀の橋梁技術検討小委員会	橋梁の単純化に関する調査検討報告書		79-92	1993年10月	・トルコ高速道路
* 7	P C 桁床版連結工法の設計	(財)道路保全技術センター	既設橋梁のノージョイント工法 の設計施工引き(案)		(2-108)-(2-130) (2-180)-(2-181)	1995年1月	・既設橋単桁の上床版連結工法 ・阪神高速道路大阪堺線 ・首都高速道路7号小松川線
8	US 183 Elevated Austin, Texas	Dean Van Landuyt	Structural Engineering International		164-165	1996年4月	・US 183 (米国テキサス州)
* 9	Behavior and Design of Link Slabs for Jointless Bridge Decks	Alp Caner & Paul Zia	PCI Journal	vol.43 No.3	68-80	1998年5月	・リンクスラブ一般
10	高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う	(社)日本コンクリート工学協会	高靱性セメント複合材料の性能評価と 構造利用研究委員会報告書			2002年1月	・ECC高靱性セメント系複合材料
* 11	Seismic Performance of Multisimple-Span Bridges Retrofitting with Link Slabs	A.Caner, E. Dogan & P. Zia	JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING	vol.7 No.2	85-93	2002年3月	・既設橋単桁の上床版連結工法 ・落橋防止
12	Reinforced ECC An Evolution from Materials to Structures	Victor C. Li & G. Fischer	FIB Congress 2002 Kyoto		105-122	2002年10月	・ECC高靱性セメント系複合材料
* 13	Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious Composites	Victor C. Li, G. Fischer, Y. Kim, M. Lepech, S. Qian, M. Weimann & S. Wang	MDOT (ミシガン州運輸局) Technical Report		1-96	2003年11月	・ECCリンクスラブ
14	高靱性セメント複合材料の性能 評価と構造利用研究委員会	(社)日本コンクリート工学協会	高靱性セメント複合材料の性能評価と 構造利用研究委員会報告書			2004年5月	・ECC高靱性セメント系複合材料
15	リンクスラブによる既設橋梁の連続化について	高橋昭一	プレストレストコンクリート	vol.37 No.6	15-20	1995年11月	・リンクスラブ一般
* 16	Performance of Bridge Deck Link Slabs Designed with Ductile Engineered Cementitious Composite	Yun Yong Kim, Gregor Fischer, Victor C. Li	ACI Structural Journal		792-801	2004年11月	・ECCリンクスラブ
* 17	ノージョイント工法に関する疲労試験	土木研究所 橋梁研究室 P C 建協	プレキャスト連結げたの設計法に関する共同研究 報告書	第65号	68-94	1992年2月	・リンクスラブ疲労試験

(3) 施工実績

[実績-1] バンコク第 2 高速道路橋

<p>参考文献</p>		<ul style="list-style-type: none"> ・ 21 世紀の橋梁技術検討小委員会 橋梁の単純化に関する調査検討報告書，平成 5 年 10 月，財団法人高速道路調査会，pp.9-29 ・ '93 FIP シンポジウム論文集
<p>橋梁データ</p>	<p>橋梁名</p>	<p>バンコク第 2 高速道路橋 (タイ)</p>
	<p>形式</p>	<p>最大 4 径間 P C 連結箱桁橋 (プレキャストセグメント工法)</p>
<p>内容</p>	<p>単純桁 + リンクスラブによる連結桁形式。 橋脚上の桁間に、移動制限装置 "Seismic Buffer" が設置されている。 単純桁の選定理由： 1．バンコクは支持層が深く、摩擦杭支持による隣接橋脚区間に 50mm の不等沈下に対応する必要があるため、単純桁の方が有利である。 2．各ブロック重量の平準化が計れる。(連続桁方式だと、脚頭部ブロック重量が大きくなる) 3．場所打ちコンクリートによる閉合継ぎ目が不要になる。 4．ショートラインマッチキャストによる施工誤差が 1 径間のみで抑えることができるため、施工誤差が累積しない。</p>	
<p>概要図</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>詳細図 1</p>  <p>中間支点橋脚上の代表的な主桁形状</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>詳細図 1 リンクスラブ</p>  </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 20px;"> <div style="text-align: center;"> <p>橋脚上詳細図</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>代表的な断面形状</p>  </div> </div>	

[実績-2] トルコ高速道路橋

<p>参考文献</p>	<p>・21世紀の橋梁技術検討小委員会 橋梁の単純化に関する調査検討報告書，平成5年10月，財団法人高速道路調査会，pp.79-92</p>	
<p>橋梁データ</p>	<p>橋梁名</p>	<p>トルコ高速道路橋（トルコ）</p>
	<p>形式</p>	<p>PC連結合成床版橋（プレキャストU桁）</p>
<p>内容</p>	<p>単純桁＋リンクスラブによる連結桁形式。 ゴム支承による反力分散構造</p>	
<p>概要図</p>		

[実績-3] 米国高速道路 US 183

<p>参考文献</p>	<p>・Structural Engineering International 4/96 PP.264-265</p>
<p>橋梁データ</p>	<p>橋梁名 米国高速道路 US 183 (米国 テキサス州 オースチン市) 形式 PC連結ポストテンション箱桁橋 (プレキャストセグメント工法)</p>
<p>内容</p>	<p>単純桁+リンクスラブによる連結桁形式。 端部セグメント間の中間床版遊間部においては、落とし込みプレキャスト床版 "Precast Drop-in Panel" を用いている。 "Precast Drop-in Panel"の下には、帯状のゴム板が敷かれている。 端部セグメント間の張出床版遊間部においては、ループ継ぎ手により連結しており、場所打ちコンクリートを打設している。 場所打ち部の遊間上には、分離層として瀝青繊維質目地板が敷かれている。</p>
<p>概要図</p>	<p>The technical drawings illustrate the bridge joint construction. The front view (接合部 正面図) shows the alignment of the segment center (セグメント中心), tendon supports (帯支承), and the precast drop-in panel (落とし込み床版) with field cast concrete (場所打ちコンクリート). A note indicates: "Place 'level-up' concrete in Tendon Blockouts after tendons have been grouted and prior to placing cast-in-place concrete." Cross-section A-A (A-A 断面) shows the joint between the field cast concrete and the precast drop-in panel, supported by a synthetic rubber strip (合成ゴム帯支承). Cross-section B-B (B-B 断面) shows the joint between the field cast concrete and the asphalt fiber fabric (瀝青繊維目地材). Cross-section C-C (C-C 断面) shows the joint between the end segment (端部セグメント) and the drop-in panel, featuring an adjustment concrete (調整コンクリート) and synthetic rubber strip support. A perspective view (投影図) shows the 3D assembly of the joint components.</p>

[実績-4] 阪神高速道路 大阪堺線

<p>参考文献</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き (案) 平成 7 年 1 月 PP.(2-180)-(2-181) ・ 橋梁と基礎 Vol20 No.8 1986 年 PP.79-80 ・ 「PC けた橋の新しい連続化工法」PC 技術講習会テキスト 昭和 61 年
<p>橋梁 データ</p>	<p>橋梁名 阪神高速道路 大阪堺線 (堺 P-268 ~ 堺 P271 径間)</p> <p>形式 PC 単純ポストテンション合成 I 桁 3 連</p>
<p>内容</p>	<p>既設単純桁のノージョイント化 (単純 3 連 連結 1 連)</p> <p>既設のゴム支承を継続使用</p> <p>温度拘束に対しては、フレキシブルピア方式による反力分散構造を採用。 温度荷重による断面力を考慮。 (反力分散ゴム支承の採用による温度荷重の分散は、補修工事では施工的・経済的に困難)</p> <p>主桁および端横桁と連結部床版間には、発砲スチロールによる分離層を設ける。</p> <p>基礎地盤 3 種地盤 (昭和 55 年道示)</p>
<p>概要図</p>	<p>2 400(はつり長さ)</p> <p>700 床版スパン $l=100m$ 700</p> <p>(定着長) アスファルト舗装</p> <p>床版厚 14.0cm 舗装 5.0cm</p> <p>現橋ハンチ 拡幅ハンチ</p> <p>樹脂アンカー $\phi 16$</p> <p>分離層 2.0cm (発泡スチロール 10mm + ならしモルタル 10mm)</p> <p>1 330 1 550 170 75</p> <p>350 350 2 100</p> <p>現橋支承条件存続。反力分散は“フレキシブルピア”方式による。</p> <p>F M F M F M</p>

[実績-5] 首都高速道路 7号小松川線

<p>参考文献</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案）平成7年1月 PP.(2-180)-(2-181) ・橋梁と基礎 Vol26 No.8 1992年 PP.124-125 																				
<p>橋梁データ</p>	<p>橋梁名 首都高速道路 7号小松川線（江戸川区春江町2丁目、西瑞江1丁目）</p> <p>形式 PC単純ポストテンション合成 I 桁（6，8主桁）20連</p>																				
<p>内容</p>	<p>既設単純桁のノージョイント化（単純20連 5径間連結4連）</p> <p>既設のゴム支承を継続使用</p> <p>ゴム板による分離層を設ける。</p> <p>首都高速道路 5号池袋線 であらかじめ試験施工を実施 良好な結果を得ている。</p>																				
<p>概要図</p>	<p>(a) ノージョイント工事施工前</p> <p>(b) ノージョイント工事施工後</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>打設幅(L)</th> <th>l₁</th> <th>l₂</th> <th>l₃</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>750</td> <td>180</td> <td>200</td> <td>180</td> </tr> <tr> <td>800</td> <td>200</td> <td>210</td> <td>200</td> </tr> <tr> <td>850</td> <td>220</td> <td>220</td> <td>220</td> </tr> <tr> <td>900</td> <td>240</td> <td>230</td> <td>240</td> </tr> </tbody> </table> <p>図-2 PC桁ノージョイント化工事の断面図</p>	打設幅(L)	l ₁	l ₂	l ₃	750	180	200	180	800	200	210	200	850	220	220	220	900	240	230	240
打設幅(L)	l ₁	l ₂	l ₃																		
750	180	200	180																		
800	200	210	200																		
850	220	220	220																		
900	240	230	240																		