

## 2. 鋼橋の補修・補強

### 2. 1 はじめに

次の米国の文献が道路橋の補修・補強に関して有益な情報を提供しているため、これを翻訳し、次節以下で理解しやすいようにまとめ直した。

F. W. Klaiber, K. F. Dunker, T. J. Wipf and W. W. Sanders, Jr. : Methods of Strengthening Existing Highway Bridges, Transportation Research Board, National Research Council, USA, 1987.

この文献は、米国のみならず世界各国で1987年までに行われた道路橋の補修・補強事例を数多く紹介している。しかし点検・調査はこの文献で取り上げられていないので、これに関しては次の文献から必要な部分を抜き出した。

建設省土木研究所：土木研究所資料一橋梁点検要領（案），土木研究所資料第2651号，1988。

2.5.2 項では、3章のコンクリート橋の補修・補強と重複しない範囲で、コンクリート橋の補修・補強に関する事例も紹介した。さらに同節では日本でこれまで行われた補修・補強に関する文献も紹介した。

### 2. 2 鋼橋の現状

この節では、米国の鋼橋の現状を紹介し、補修・補強が必要とされている橋梁と有効な補修・補強方法の調査及びその結果について述べる。

米国の約 600,000 の道路橋の大半は、1940 年以前に建設されており、その多数は適切な維持管理が行われていない状況にある。それら大部分の橋梁の設計交通量、設計速度、設計荷重などは、現在の設計条件と比較すると過小なものになっている。また、環境が要因となる劣化も増加している。このため、連邦道路局（Federal Highway Administration : FHWA）によれば、国の橋梁の約 40 % は対策が必要であるとされ、何らかの補修・補強が急務となっている。

許容荷重を増加させる方法は、多様な橋梁形式に対して、以下に示す複数の方法を使用することにより可能となる。

- (1) 部材追加, (2) 支点追加, (3) 死荷重軽減,
- (4) 連続化, (5) 合成作用, (6) 外部からの post-tensioning,
- (7) 部材断面性能向上,

(8) 荷重作用点の変更, (9) 補剛材等の追加  
しかし、これらの補強方法は既に幅広く使用されているが、橋梁形式毎の適用性と費用効果についての評価は十分に行われていない。

そこで、以下では補修・補強が必要な橋とその有効な補修・補強方法の調査及び結果について述べる。

調査は、以下の 2 とおりを中心として実施された。

#### 調査 1 : 橋梁台帳 (National Bridge Inventory : NBI) 調査

米国の多数の橋梁から、補修・補強が必要な橋の形式を特定するために、575,000 以上の橋梁に関するデータが管理されている国レベルの橋梁台帳（以下、NBI）が使用された。

調査は、NBI の橋梁形式の項目に着目し、多数の橋梁形式の中から、15 の橋梁形式を調査対象に選定した。表-2.1 に示すように、15 の橋梁形式の橋梁数は、全橋梁数の内 92% を占める。この、15 の橋梁形式に関して、NBI の補修・補強に関連する項目が調査された。

表-2.1 一般的な橋梁形式

NBI Item 43	Main Structure Type	Number of Bridges	Percentage of Bridges
302	Steel stringer	130,892	27.2
702	Timber stringer	58,012	12.0
101	Concrete slab	42,450	8.8
402	Continuous steel stringer	36,488	7.6
310	Steel through-truss	31,206	6.5
104	Concrete tee	26,798	5.6
502	Prestressed concrete stringer	26,654	5.5
201	Continuous concrete slab	21,958	4.6
102	Concrete stringer	16,884	3.5
505	Prestressed concrete multiple box	16,727	3.5
303	Steel-girder floor beam	9,224	1.9
204	Continuous concrete tee	7,467	1.6
111	Concrete-deck arch	6,245	1.3
501	Prestressed concrete slab	5,561	1.2
504	Prestressed concrete tee	4,687	1.0
	Total	441,253	91.8

## 調査2：アンケート調査

アンケート調査は、補修・補強が必要な橋を特定する設問以外に、補強方法および費用効果に関する情報を取得することを目的とし、橋梁補強に取り組んでいる公共機関および橋梁関係会社に対して実施された。

### 調査結果

#### 橋梁台帳調査

NBIは、20（約6m）フィート以上のスパン長の575,000以上の橋梁、カルバート、トンネルの構造物台帳を管理している。NBIの橋梁台帳は、90項目まで記入が可能であるが、項目の幾つかには情報不足により未入力のものもある。橋梁台帳の中で補修・補強が必要な橋梁の特定に最も関連が深く信頼性のある項目は、以下である。

建設年次、構造形式、上部構造評価、下部構造評価、余寿命評価、点検結果に基づく改良の提案（診断）

補強・補強が必要な橋梁を特定するための最も直接的な方法は、橋梁点検員の現地調査結果により勧告がなされている項目“点検結果に基づく改良の提案”を調査することである。前述の15の橋梁形式に関しては、橋梁点検員は49%以上の橋梁について改良を勧告していた。これらの橋梁についての改良方法は、図-2.1に示されている。改良方法の大多数の内容は架替であり、全体の2/3に相当する結果となっている。また、図-2.1では橋梁補強が、わずか0.9%であった。補強が若干しか提案されない理由としては、以下のことが考えられる。まず、ある橋梁点検員に限っては、補強により橋梁の寿命が延びることを認識していないようである。また、NBIのコード化において、点検員が、補強と架替の両者をコード化することがプログラム的に制限されており、架替か補修・補強のどちらかをコード化しなければならず、本質的な大多数の架替の支持理由は、点検員が現況の橋梁の安全性に関して切迫した認識があるためである。この問題は財政事情からも言及することができる。すなわち、連邦または州の橋梁事業の予算編成においては、補修・補強よりも架替の方が有効であるとして組み立てられているからである。

補修・補強が支持された橋梁に関する、橋梁形式ごとの橋梁数を図-2.2に示す。鋼桁橋に関する補修・補強の割合が、全体の半数を越えている。次に、ランクされた、4形式の橋梁は、鋼下路トラス、STEEL GIRDER FLOOR BEAM、木桁橋、コンクリート床版橋である。

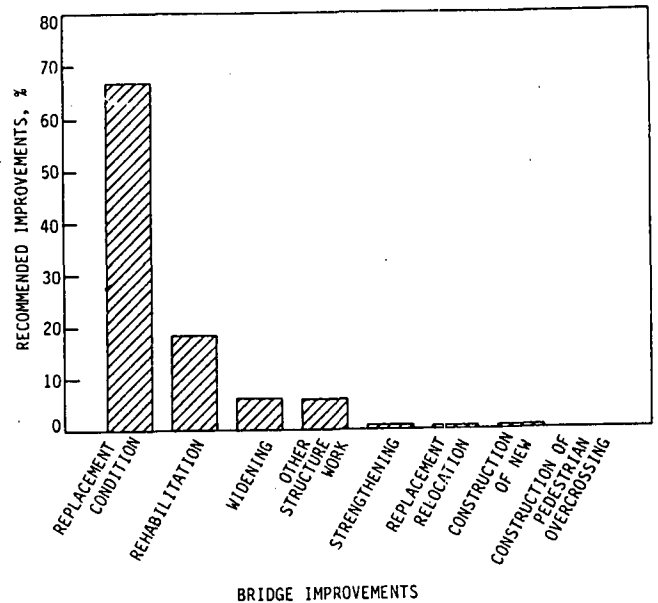


図-2.1 点検員が推奨する補修・補強

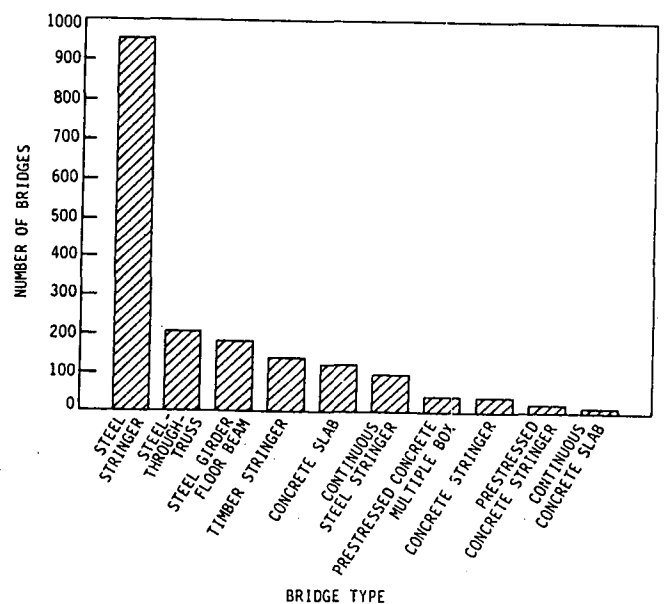


図-2.2 点検員が補強を推奨する橋梁の形式

次に、補修・補強が必要な橋梁を特定する間接的な手法としてNBIの項目データを使用して、安全係数(S1)、余寿命などの計算可能な評価指標を算出することである。構造物の安全係数は、FHWAの重要な評価項目であって、下部構造、上部構造の評価と台帳の評価より計算がなされる。安全係数の値が、15の橋梁形式について計算がなされた。最も低いS1の値をもつ10の橋梁形式が、図-2.3においてランク付けされている。最初の5つにランクされている橋梁形式は、図-2.2とよく似ている。余寿命の評価は、補強に関する必要性を裏付けるものである。点検員が、比較的余寿命が低いと評価した橋梁形式は、しばしば補強の候補に上げられている。平均余寿命は、図-2.4において、橋梁形式毎にランク付けされている。ここでも、前図において確認された最初の5つと異なる橋梁形式は登場していない。すなわち、ある点検員の補強に関する評価、一般的な評価、潜在的にある補強の必要性は、同一の橋梁形式に絞られることになる。

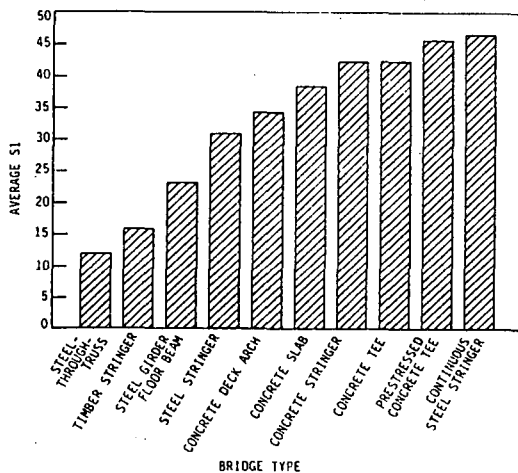


図-2.3 形式別の安全係数のランク

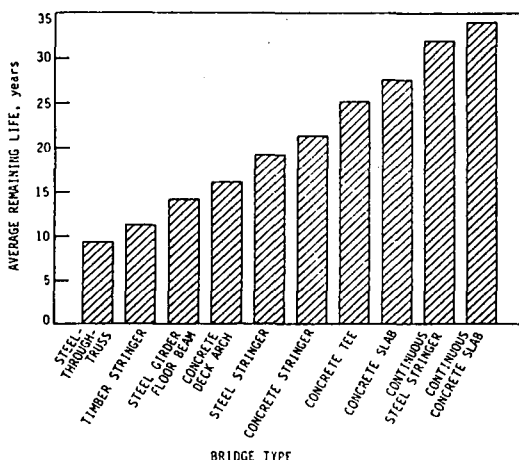


図-2.4 形式別の余寿命のランク

そこで、補修・補強の必要性の緊急的な概念を作成するために、15の橋梁形式について、今後の予測される橋梁の引退(老朽化)数が試算された。具体例として、図-2.5、2.6に鋼桁橋、鋼下路トラス橋の、過去5年ごとの建設橋梁数と、今後の引退(老朽化)が予測される橋梁数の推移を示す。各図の最初の点は、1900年もしくはそれ以前に建設された橋梁の建設総数を示している。その他の折れ点は、1901年から1905年のようにある期間に建設された橋梁数を示し、現在までの建設橋梁が点線で結ばれている。

平均寿命は、建設年次と各々の橋梁形式についてNBIのデータから推定される余寿命から計算された。平均寿命を終える橋梁数を示す実線は、建設時点の橋梁数を使用して各図において引かれている。しかし、その実線は平均寿命を取り扱っている関係上、将来において延伸される場合もある。平均寿命は、供用中の橋梁と余寿命の推定に基づいているために幾らかの誤差を含んでいるが、橋梁の寿命予測に関しては、最も利用しやすい統計量である。すなわち、実線は、各図において橋梁の引退(老朽化)数を示す。この結果、大多数が近い将来引退を予測されている橋梁形式については、有効な補強方法が必要であることが明確となる。

最後にNBIの橋梁記録から補修・補強が特に必要な橋は、鋼桁橋、木桁橋、鋼下路トラス橋が代表的な形式であることが確認された。

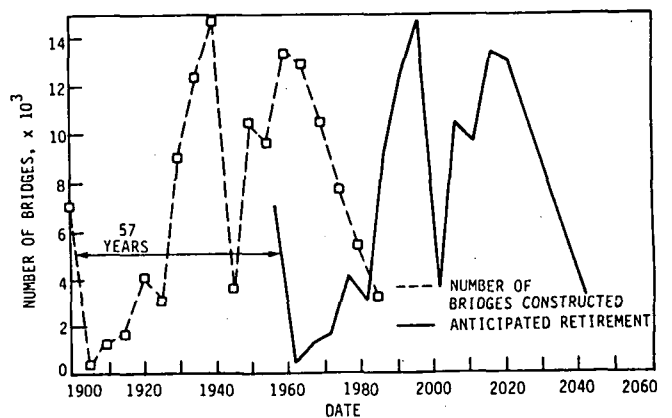


図-2.5 鋼桁橋の建設橋梁数と引退橋梁数

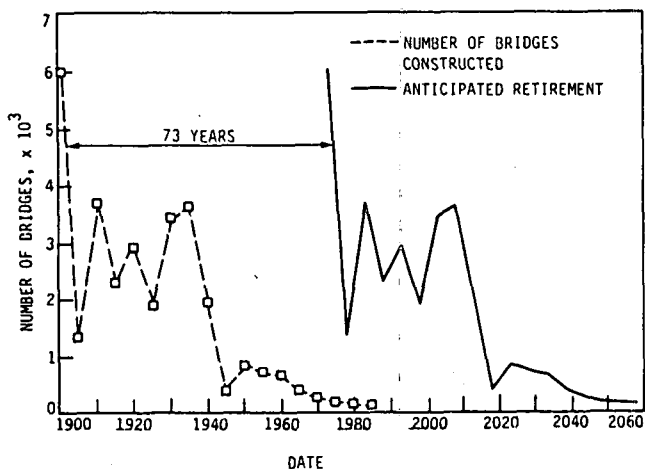


図-2.6 鋼トラス橋の建設橋梁数と引退橋梁数

アンケート調査

アンケートは、以下の6つの調査グループに郵送され、全数で767であった。

1. 連邦 (Federal)

連邦道路局の州および出先機関の橋梁技術者

2. 州の橋梁関係者 (State Bridge)

3. 州の橋梁維持管理者 (State Maintenance)

4. 郡関係 (Country)

5. 委託団体 (Referral)

6. 橋梁業界 (Manufacturer)

各グループへのアンケートの郵送数と回答数の割合は、表-2.2に示されている。州の橋梁関係者グループからは、89%の回答率があり、全ての調査グループの中で最も高いものであった。この調査グループの回答率の高さは、彼ら自身の補強への関心の高さと橋梁補強の経験があることに起因する。

表-2.2 回答者の内訳

Survey Group	Number Distributed	Number Returned	Response Rate %
Federal	65	41	63
State Bridge	63	56	89
State Maintenance	94	29	31
County	389	127	33
Referral	115	29	25
Manufacturer	41	9	22
Total	767	291	38 (average)

補修・補強が必要な橋を特定する質問である，“どの橋梁形式に対して補強に関する設計手法の作成が必要と思われますか？”の回答は、図-2.7に整理されている。回答様式が自由であり、NBIと関連づけられていなかったため、橋梁形式はNBIの様に正確に特定されなかった。しかしながら、図-2.7はNBIと良く似た結果を与えている。この結果、明らかに、多くの橋梁技術者と管理者が、鋼トラス橋、鋼桁橋、STEEL GIRDER FLOOR BEAM に対して補強の必要性を認めた。

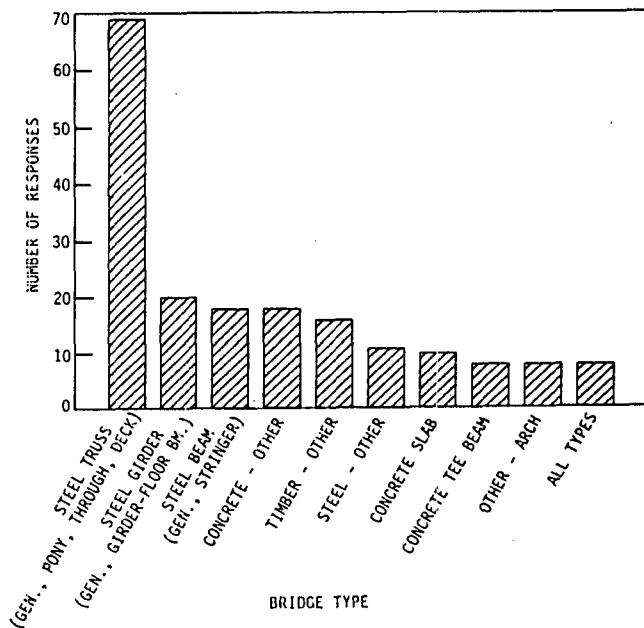


図-2.7 タイプ別に見た補強の必要性の回答

図-2.8は、質問1（過去に補強技術を用いたことがありますか？(a)構造的に損傷を受けた橋梁を当初の強度に戻すため（原形復旧）、(b)損傷を受けていない橋梁の許容荷重の増加のため（質的改良））の回答をまとめたものである。図-2.8より分かる明らかな結果は、州レベルにおいて橋梁および維持管理技術者の橋梁補強に関連する割合が高いことである。連邦レベルにおける橋梁技術者による関連の割合は、州よりも低い。この結果は、連邦の橋梁技術者は、橋梁に関する直接的な責任を持たないことを示す。また、特に橋梁に関連がありそうな郡の技術者を対象にしたにもかかわらず、大多数の郡の技術者の回答は、橋梁補強の経験が無いことを示している。

図-2.9は、質問2（架替費用に対して最高どれくらいの割合で、補強を選択しますか？）の回答を示している。3つの調査グループのほとんどが、45～54%の範囲を回答している。しかし、3つの調査グループの平均は、35～45%よりわずかに低い。多くの回答者はこの値が、既設橋梁の評価されている余寿命と同様に、交通量、代替路線の有無、建設工期によって変化するというコメントを行っていた。

図-2.10は、質問3（既設橋梁の補強に関するいくつかの技術を開発あるいは手法化したことがありますか？）によるグラフである。3つの調査グループの比較的低い回答率ではあるが、回答があることは、既設橋梁の補強に対して作成又は適用した新技術をもっていることを示している。アンケートには空欄が設けられており、その回答者が経験した新技術について述べるために用意されていた。記述された補強技術は、以下の通りである。鋼桁・トラスの引張部材・橋脚のポストテンション、エポキシ樹脂の注入、エポキシ樹脂による鋼部材の鋼板接着、単純スパンの連続化、劣化した木部材の取替え、鋼トラス橋梁を鋼アーチ橋梁に構造変換。

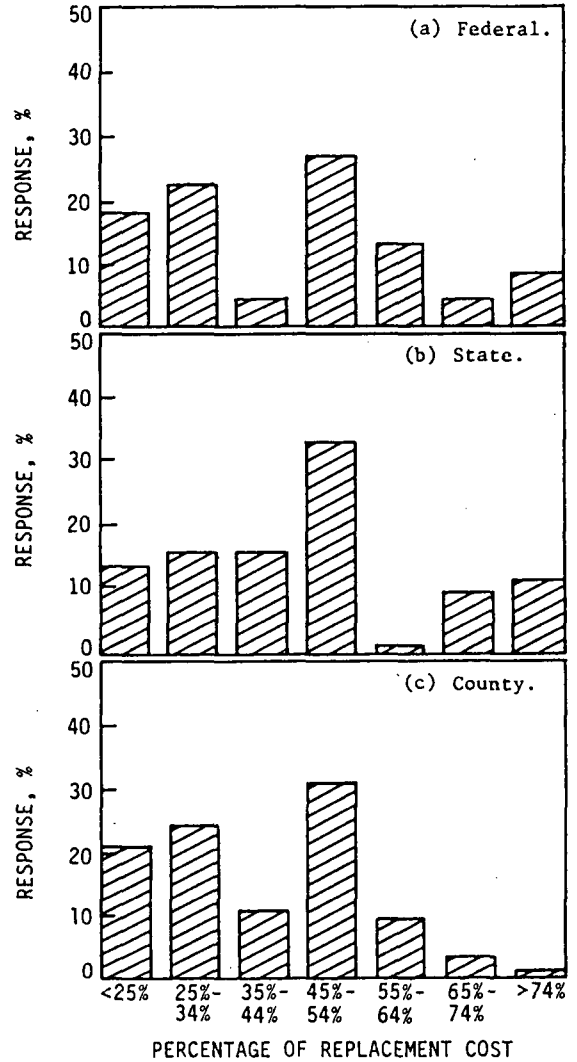
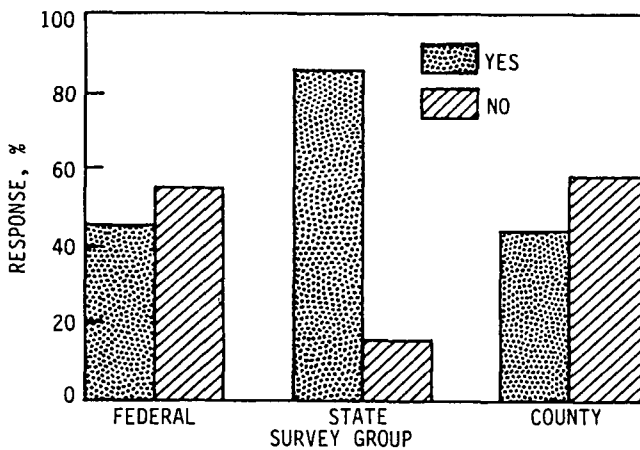
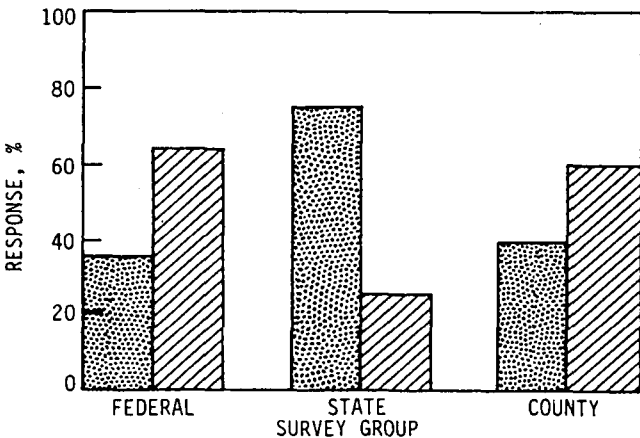


図-2.9 質問2 に対する回答



(a) TO RESTORE A STRUCTURALLY DAMAGED BRIDGE TO ITS ORIGINAL STRENGTH.



(b) TO INCREASE THE LOAD-CARRYING CAPACITY OF AN UNDATED BRIDGE.

図-2.8 質問1 に対する回答

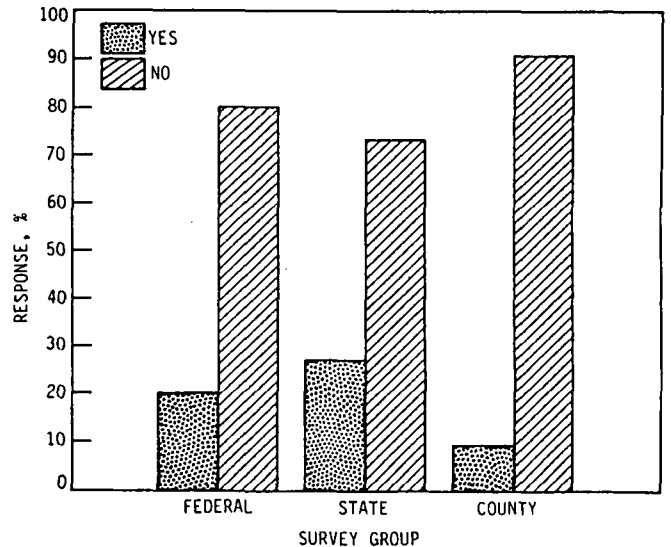


図-2.10 質問3 に対する回答

アンケートには、回答の参考のために、補強方法に関する次のリストが用意された。

- (1). 軽量デッキによる既設床版の取替え
- (2). 床版と桁との合成作用
- (3). 床版の橋軸直角方向の剛性の増加
- (4). 問題のある部材の取替え
- (5). 問題のある構造的に重要な部材の取替え
- (6). 問題のある部材の断面性能の増加
- (7). 部材の追加
- (8). **Post - stress members.**
- (9). **Add supplemental spanning mechanisms.**
- (10). 継手部の補強
- (11). スパン長さを短くするための支点の追加
- (12). 単純スパンの連続化への変更
- (13). その他

これらの補強方法に関する回答数は、その補強方法が単独で使用された場合と複数の補強方法を組み合わせられた場合について、図-2.11 において示されている。調査の結果、問題のある部材の取替え(4)とそのような部材の断面性能の増加(6)が、補強方法としてよく使用されていることが分かる。軽量デッキへの取替え(1)、合成作用(2)、部材の追加(7)は、回答者により一般的に使われていることが分かる。

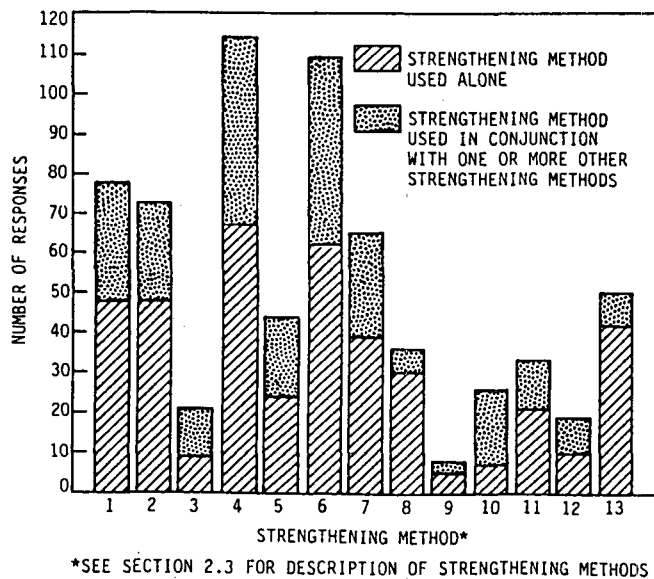


図-2.11 補強方法別の回答数

アンケートでは回答者に、記述された各々の橋梁補強事業の構造的および費用的な効果についての質問がなされた。その内容は、(1) 非常に効果的、(2) やや効果的、(3) あまり効果的でない、(4) 全く効果的ではない、に分類された。補強方法 1 ~ 12の構造的および費用的な効果（補強方法を単独で使用した場合）については、図-2.12, 2.13 において示されている。一般的に回答は、補強方法は、非常に効果的、やや効果的が大半である。図-2.14 は、全ての補強方法に対して、構造的および費用的に効果的であるかを、補強方法を単独で使用した場合と複数の補強方法を組み合わせられた場合について示している。回答者の 91 %が、非常に効果的、やや効果的な補強方法は、構造的に効果的であると回答している。同様に、回答者の 88 %は、費用的にも、非常に効果的、やや効果的と回答している。

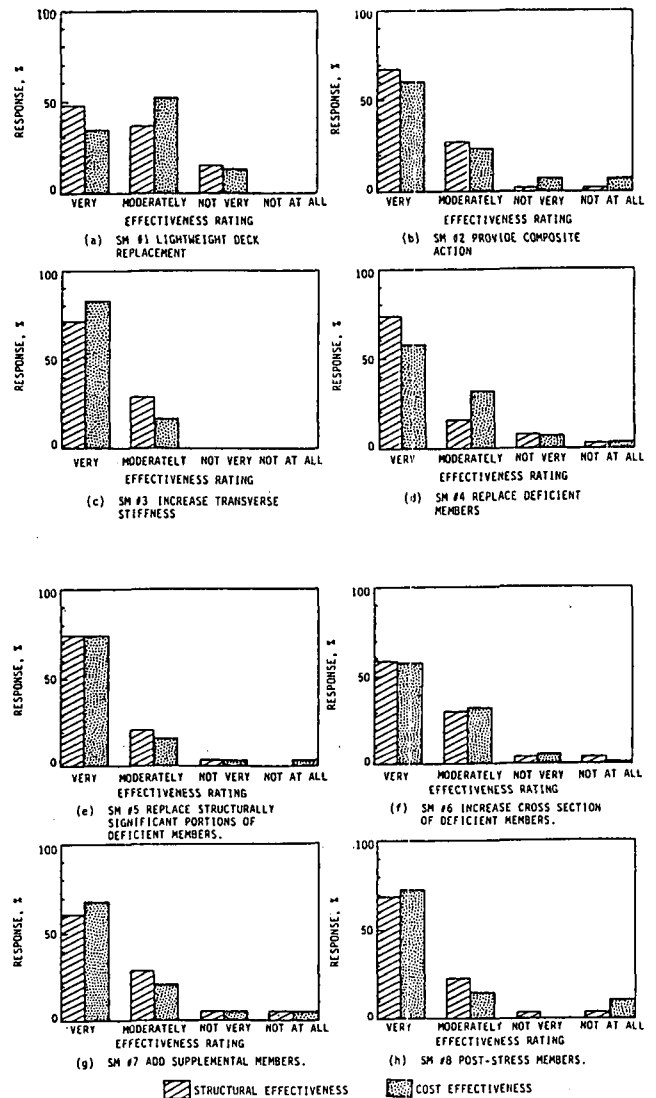


図-2.12 構造的および費用的効果(その1)

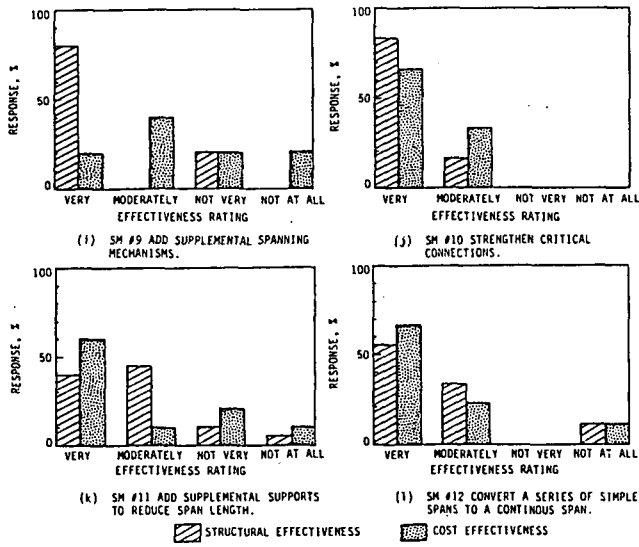


図-2.13 構造的および費用的効果(その2)

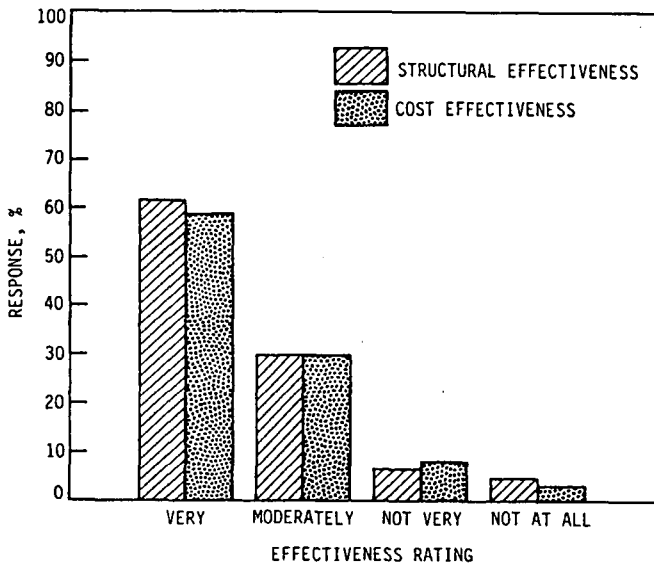


図-2.14 構造的および費用的効果(まとめ)

まとめ

米国の例ではあるが、NBIの橋梁記録やアンケート調査により、補修・補強が必要な橋梁を特定することは、橋梁形式毎に補強方法の適用性およびその費用効果の評価する上で重要であることが理解できる。

## 2.3 点検・調査

## 点検の流れ

この節では、橋梁の点検・調査について述べるが、建設省土木研究所：土木研究資料一橋梁点検要領（案），土木研究資料第 2651 号，1988. が参考となるため、この内容の概要を紹介する。

点検の流れを、図-2.15 に示す。図に示されるように、点検結果からは損傷の有無，詳細調査の必要性，追跡調査の必要性等を判定することになっている。なお，損傷度判定基準を表-2.3に示す。

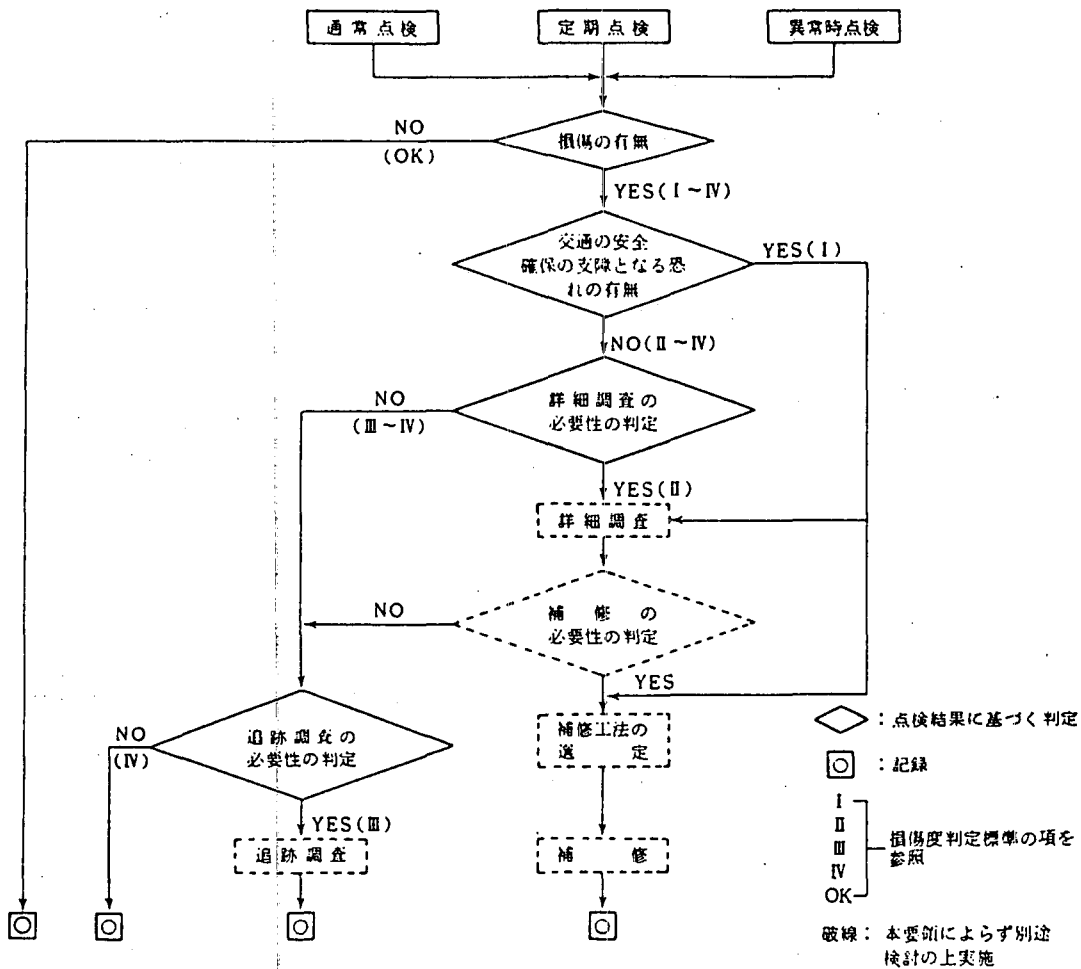


図-2.15 点検の流れ

表-2.3 損傷度判定標準

判定区分	一般的状況
I	損傷が著しく、交通の安全確保の支障となる恐れがある。
II	損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行う必要がある。
III	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
IV	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
O. K	点検の結果から、損傷は認められない。



詳細調査における非破壊検査方法

詳細調査においては、損傷の程度等をより詳細に把握する目的で非破壊検査機器による検査方法が用

いられることがある。詳細調査に利用される非破壊検査方法の例（鋼部材）を表-2.4に示す。

表-2.4 非破壊検査方法の例

	方 法	把握できる内容	適用範囲	使用方法	利 点	問 題 点
探 傷 方 法	超音波探傷法	・部材欠陥、特に亀裂の判別に適している。また、欠陥の位置については判別しやすい。	・金属、非金属、プラスチック、その他超音波を透過させる材料には、制限があまりない。	・一般的手法：パルス反射法	・小さな欠陥は検出しにくい。材料の厚さには制限は少ない。 ・持ち運びが容易 ・使用実績が豊富 ・経済的である。	・記録が保存しにくい。 ・測定に熟練を要する。 ・損傷の形状種類が把握しにくい。 ・塗膜が厚いと精度が悪い。
	放射線透過試験	・ブローホール、スラグ巻き込み、錆、亀裂など全般に検出可能および損傷の形状まで判別可能	・材質の制限はなくコンクリートでも可能、但し、鉄類450mm程度厚さしか透過できない。	・一般的手法：直接投影法	・損傷の確認が容易 ・適用範囲が広い。 ・測定結果が保存しやすい。	・機材が大きい。 ・使用上の制限が多い。 ・作業の安全管理が必要となる。 ・作業性が悪く、結果が即時に判別できない。 ・経費が高い。
	磁粉探傷法	・部材表面、または、表面付近の亀裂の検出	・磁性材料（鉄鋼材料等）	・一般的手法：極間法	・方法が簡易で亀裂の検出に優れている。	・鉄鋼材料などの磁性材料のみに適用可能である。 ・内部損傷は測定不能 ・亀裂の深さが測定不能
	渦電流探傷法	・表面および表面部の欠陥、特に亀裂に有効	・導電材料	・一次コイルにより測定物にうず電流を与える。もし表面にひび割れ等の変化があるとうず電流が変化し、それを2次コイルで検出して損傷を判別する。	・測定速度が速い。 ・経済的である。	・形状が単純なものでない適用しにくい。 ・内部の欠陥は検出できない。 ・欠陥以外の材料的因子により、影響を受ける。 ・測定に熟練を要する。
	A E 法	・進行性の欠陥（亀裂等）	・材質、形状は制約がない。	・構造物に検出端を数ヶ所設置して、常時または、必要時に測定する。	・大構造物でも容易に測定可能である。	・研究段階である。 ・ノイズの処理が難しい。
	浸透探傷試験	・金属および非金属材料の亀裂	・特に制約はない。	・作業工程 1) 浸透処理 2) 洗浄処理 3) 現象処理 4) 観察	・材質を比較的選ばない。 ・作業能率がよい。 ・写真などにより記録が容易	・表面の亀裂のみ検出 ・多孔質材料および表面の粗い材料は不可
板厚測定方法	超音波法	・厚さの測定	・金属、非金属および超音波を透過させる材料	・超音波により共振を起こして肉厚を測定する。	・測定が容易 ・使用実績が多数ある。	・記録保存が困難 ・塗膜が厚いと精度が悪い。
	電磁気法	・厚さの測定	・金属および磁性体一般	・磁気抵抗により板厚を推定する。	・測定が容易	
そ の 他	応力測定	・活荷重応力 ・ケーブル張力	・特に制約なし。 ・ケーブル	・ひずみゲージを貼付し、ひずみを測定する。 ・ケーブルに加速度計を取付け、固有振動数により推定する。		
	硬度計	・ビッカース ・ロックウェルC表示	・金属一般	・超音波を用いて、金属の硬度を推定する。	・測定が容易 ・使用実績が多数ある。	
	塗装劣化	・塗装のひび割れおよび劣化	・一般鋼材塗装	・塗膜面に電解液を浸し、鋼材と異なる金属を電極形成し、その起電力で、塗膜の劣化を評価する。		

## 損傷度判定

損傷度の判定は、各部材ごとに、損傷の種類や状態、部材の重要度、損傷の進行状況を総合的に判断して行うものとされている。

判定の基本的な考え方は、以下のように示されている。

- ① 損傷の種類別に橋梁の耐荷力・耐久性を与える影響の程度を次の3つの要因に分類して整理し、判定する。
  - ・ 損傷の位置あるいはパターン (X)
  - ・ 損傷の深さ (Y)
  - ・ 損傷の拡がり (Z)
- ② 損傷の種類別判定においては、主部材は二次部材より原則として上位の判定区分とする。
- ③ 損傷が進行している場合は、部材の損傷度判定区分に進行していることを示し、注意を促す。
- ④ 損傷が著しく、交通の安全確保の支障となる恐れがある場合は、耐荷力・耐久性の影響を問わず判定区分Ⅰとする。
- ⑤ 判定区分Ⅰは、点検の結果からは機械的に判定せず道路管理者ならびに点検者が周囲の状況を総合的に判断して判定する。
- ⑥ 部材別の損傷度の判定で、一次部材に複数の種類の損傷がある場合には、損傷の種類ごとの判定結果のうち、最上位の判定区分となる損傷の種類判定結果をその部材の判定結果とする。

すなわち、損傷度の判定はできるだけ点検者が客観的かつ容易に損傷度を評価できるように、橋梁の耐荷力に関連があると考えられる、損傷度の位置あるいはパターン、損傷の深さ、損傷の拡がりの3つの要因に対してそれぞれ各損傷がどの程度であるかを大、中、小で判定すれば機械的に損傷ランク(Ⅱ, Ⅲ, Ⅳ, OK)が決定されるようなシステムとなっている。

## 2. 4 補修・補強方法

この章では様々な補強の技術や手順を以下の手段毎に分類している。

1. 軽量床版による取り替え
2. 床版と主桁の合成化
3. 橋軸直角方向の剛性の増加
4. 部材強度の改善
5. 部材の追加または取り替え
6. ポストテンショニング
7. 連結構造の補強
8. 橋の連続化

一つの補強方法は複数の橋梁の形式または桁の形式に適用することができる。例を挙げると、外部からのポストテンショニングは鋼桁にもRC桁にもPC桁やその他の構造にも用いることができる。この章で述べる補強方法は実際の成功例であり、実験で十分に実証されたものである。そのため、危険を心配することなく用いることができる。逆に、問題の多い方法や寿命を調査するために調査が必要な方法については言及していない。

### 2. 4. 1 軽量床版による取り替え

橋梁の活荷重容量を増大させるための最も基本的なアプローチの1つは死荷重を減少させることである。死荷重を大幅に減少させるには既存のコンクリート床版を取り除いて、より死荷重の軽い床版に置き替えることにより実現できる。死荷量を軽減するいくつかの策のなかでも既存のガードレールを軽量のものに取り替えることは効果が大きい。

軽量床版への取り替えは鋼桁や床桁のがたつき音や構造的に能力不足の橋梁に対し、実施可能な補強工法である。しかし、もし既存の床版が取り替えや、大幅な補修を必要としないならば、軽量床版に取り替えることが経済的で有用であるとは限らない。

軽量床版への置換は他の補強方法と併せて有効に用いることができる。既存床版を撤去した後に構造部材を補強したり、追加したり、取り替えることができる。合成作用が可能ないくつかの軽量床版のタイプは活荷重支持能力をさらに増加することができる。主構造の強度を改善する場合は2.4.4項、部材の追加や取り替えの場合は2.4.5項を、さらに合成作用を得るためには、2.4.2項を参照のこと。

#### (1) 軽量床版の例

スチールグリッド床版、エグゾドミック(商品名:Exodermic)床版、軽量コンクリート床版、アルミニウム直交異方性床版、鋼直交異方性床版等の有効

な軽量床版がある。軽量床版へ取り替えた結果、活荷重容量の増加に直接影響する重要な要因は床版の重さと、ASSHTO(7)によって定義された活荷重分配係数である。図-2.16~2.21に床版タイプを選択するための参考資料として各軽量床版(アルミおよび鋼床版を除いてある)の活荷重増加量の関係が示されている。これらのグラフは100 lb/sq ftの重さの8 in厚の既設床版をもつ鋼単純桁で、床版の取り替えについて計算されたものである。これらの値は概算であり、実際の計算を用いて作成したものではないが、各床版の活荷重増加量の関係を説明できる。このグラフから軽量床版に取り替えることは長支間の橋梁において、より効果があるということが解る。計算された活荷重増加量に基づき、指標値 $B_f$ が定義された(下式)。

$$B_f = F_a \times S_m / (S \times L^2 \times 12)$$

$B_f$ : 指標値(lb/sqft),  $F_a$ : 鋼桁の許容応力度(psi),  $S_m$ : 鋼桁の断面係数(in<sup>3</sup>),  $S$ : 鋼桁間隔(ft),  $L$ : 桁支間(ft)

図-2.16~2.21の作成において以下の仮定を行った。

1. 既存のコンクリート床版の自重は100 lb/sqft.
  2. 取り替え床版の仮定重量と各床版ごとの活荷重分配係数は表-2.5に示される。
  3. 活荷重はHS20-44(等分布312kgf/m<sup>2</sup>, 集中荷重8.160tf: 曲げ, 11.800tf: せん断)を用いる。
  4. 既存床版は非合成構造とする。
  5. 取り替え後の剛性効果は考えていない。
  6. 鋼桁は劣化していないものとした。
  7. 地覆, ガードレールは各桁で均等に負担する。
- グラフは支間30ft~80ftまでの範囲で10ft刻みで計算したものである。各床版の活荷重容量の増加率はオープンスチールグリッド床版を除いてコンクリート等の表面被膜を行った場合(20lb/sqft)と行っていない場合の2種類について計算されている。いくつかのタイプは床版保護のため、表面被膜が製造者より提案されているが、この表面被膜によって湿気や塩化物が滞留する場合があります。床版の腐食が促進されるので注意が必要である。

#### a) スチールグリッド床版

スチールグリッド床版は、いくつかの会社によって製作されている軽量の床組システムである。それらは、工場製作されたスチールグリッドパネルで構成され、現場溶接およびボルト接合によって橋梁の上部構造に取り付けられる。スチールグリッドにはコンクリートが充填され、あるいは部分的にコンクリートが充填され、または非充填のまま(図-2.22

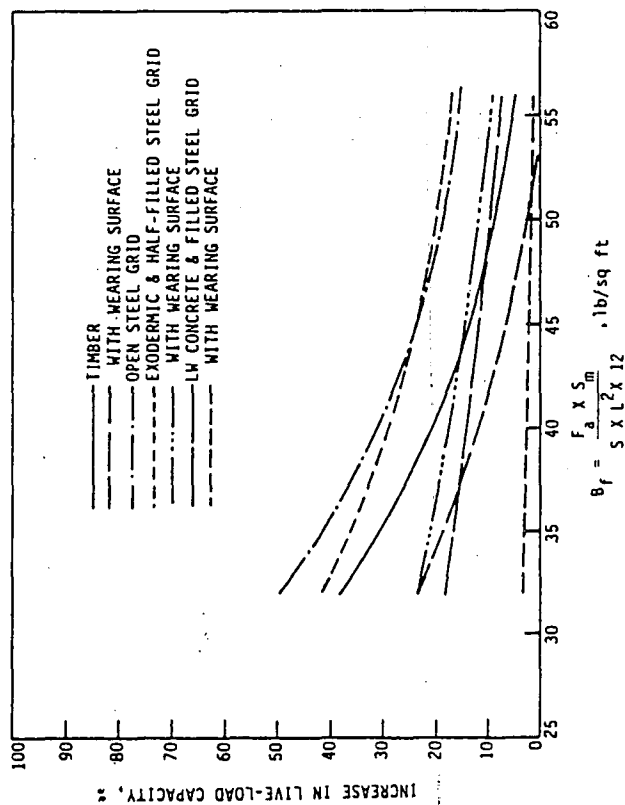


図-2.16 各種軽量床版に取り替えた場合の効果の比較 (支間 30ft)

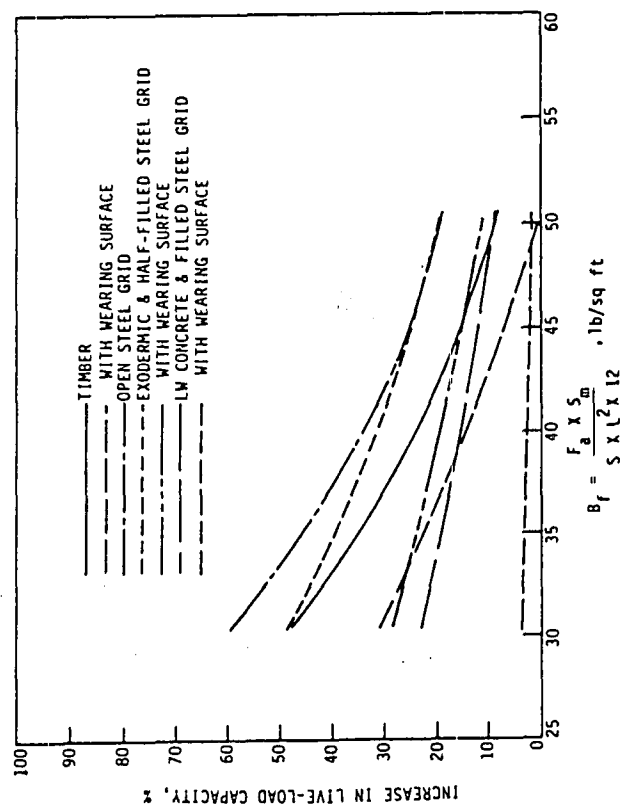


図-2.18. 各種軽量床版に取り替えた場合の効果の比較 (支間 50ft)

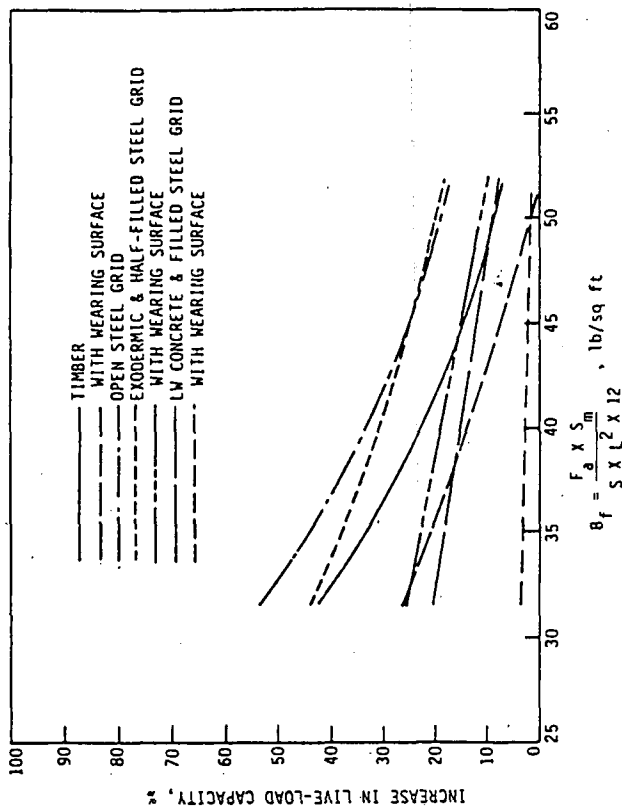


図-2.17 各種軽量床版に取り替えた場合の効果の比較 (支間 40ft)

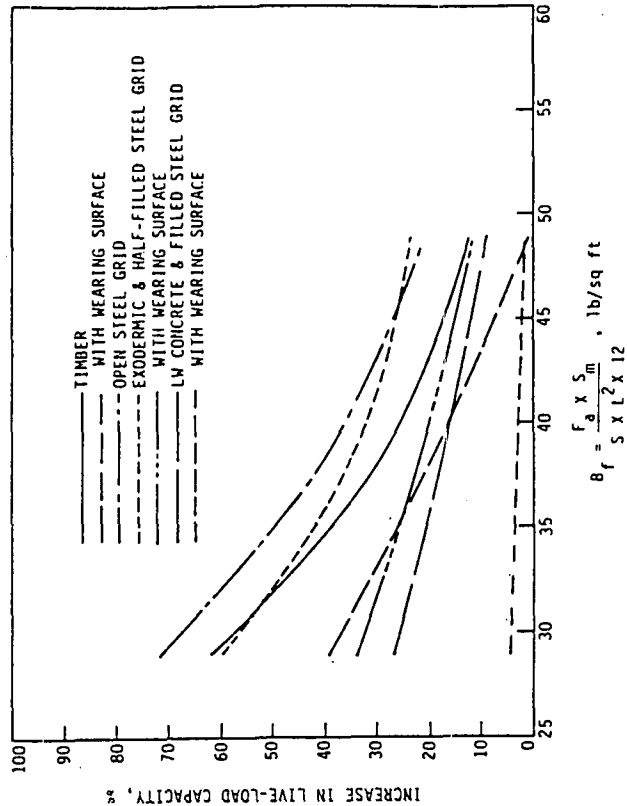


図-2.19 各種軽量床版に取り替えた場合の効果の比較 (支間 60ft)

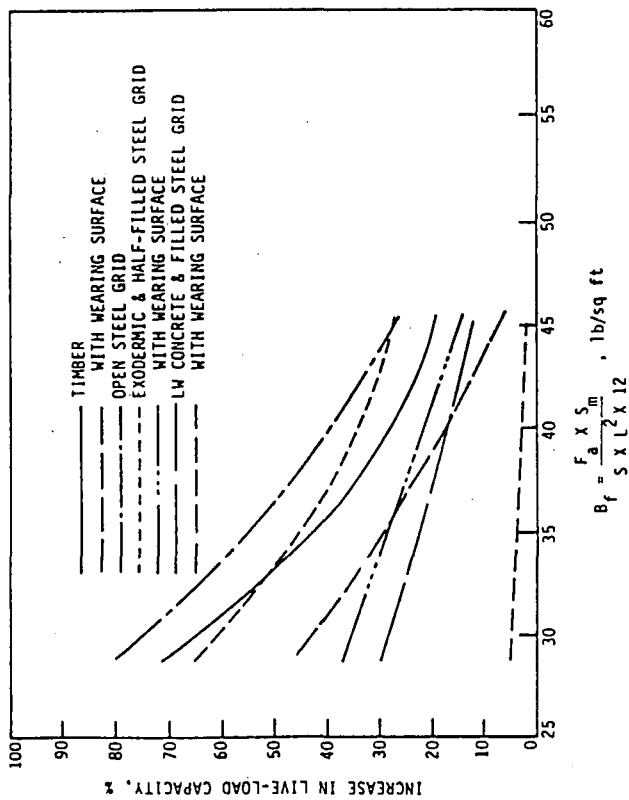


図-2.20 各種軽量床版に取り替えた場合の効果の比較 (支間 70ft)

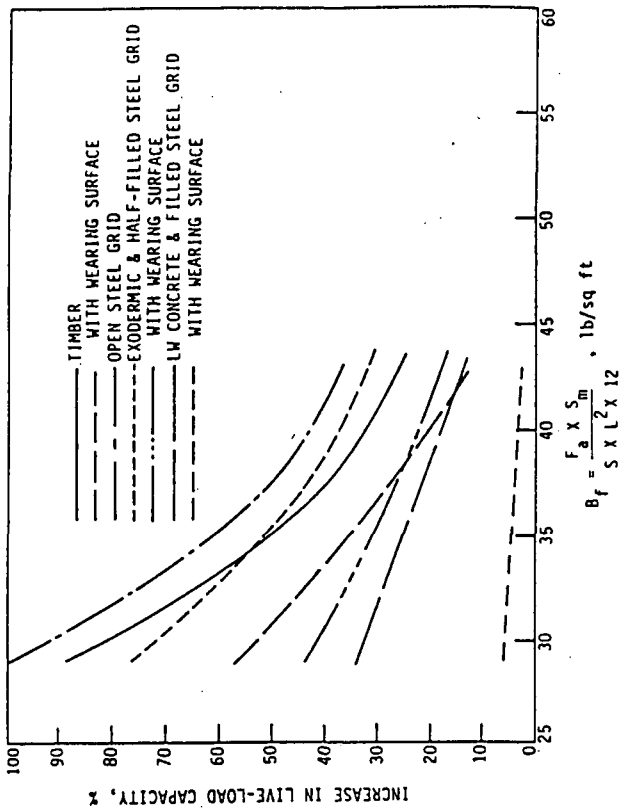


図-2.21 各種軽量床版に取り替えた場合の効果の比較 (支間 80ft)

表-2.5 効果の比較グラフ作成に用いられた床版自重と活荷重配分係数

Deck Type	Weight (lb/sq ft)	Weight Wearing Surface (lb/sq ft)	Distribution Factor*
Open Steel Grid	23	--	S/5
Half-filled Steel Grid	50	70	S/5.5
Filled Steel Grid	76	96	S/5.5
Exodermic	50	70	S/5.5
Transverse Timber	17	37	S/4.5
Lightweight Concrete	76	96	S/5.5

\* Reference (6) AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges.

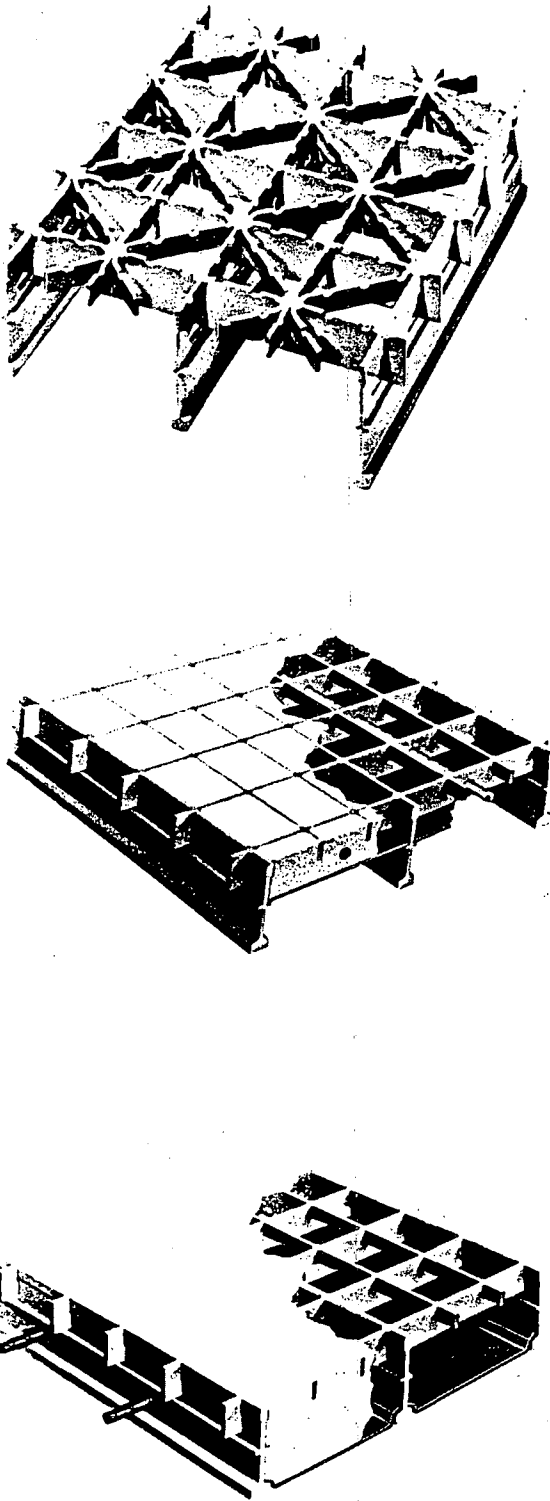


図-2.22 上段: オープングリッド床版  
 中段: 上半分にコンクリートが充填されたスチールグリッド床版  
 下段: コンクリート充填オープングリッド床版

参考) 使用される。

コンクリートを充填しないオープンスチールグリッド床版は軽量であり、その重量は、5ft以下の支間に関しては通常 15~25 lb/sq である。9ftの支間まで

対応できる。図-2.16~2.21で確認できるように、活荷重容量の増加率は、オープンスチールグリッド床版の使用によって最大になる。急速な架設が可能であり、雪・水に対して、特別な排水装置が不要となる利点を持つ。この床版の一つの欠点は、上部構造が天候や腐食性の化学製品にさらされることである。したがって、床版は水および廃棄物を主桁上のグリッドに残さないように設計しなければならない。また、別の問題点として、溶接の欠陥と表面のスリップ抵抗のないことなどが挙げられる。床版の主要な支持バーとそれを支える主構造の間の溶接部の欠陥がオープングリッド床版のメンテナンス上の問題となっている。溶接欠陥の数は、適切な施工によって、最小限に押さえられる。主桁の段差が 1/2in を超す場合、シムプレートを使用しなければならない。

スリップ抵抗を向上するために、鋸歯状の刻み、または刻み目をつけた鉄筋を設けている。スチールグリッドの表面に溶接された小さなスタッドもスリップ抵抗の向上のために用いられている。オープングリッド床版は、走行性の悪さとタイヤの騒音のため、一般の利用者にはよく受け入れられていない。

次に、コンクリート充填スチールグリッド床版では、重量はかなり重い。オープングリッド床版に対して、以下のような多数の利点がある。つまり、強度の増加、スリップ抵抗の向上、走行性の向上が挙げられる。床版にはコンクリートを完全または半分充填してもよい。厚さ 5in の半充填スチールグリッド床版の重量は 46~51 lb/sq ft であり、鉄筋コンクリート床版の重量と比較すれば、半分以下である。厚さ 5 in の完全充填スチールグリッド床版の一般的な重量は、76~81 lb/sq ft である。図-2.16~2.21に見られように、コンクリート充填スチールグリッド床版に取り替えることによって得られる自重の減少はわずかしかない。しかし、その強度は床版と主桁の合成化を図ることによってさらに向上できる。

コンクリートで完全充填または半充填されるスチールグリッドパネルは、架設前にプレキャストされるか、または現場でスチールグリッド設置後に充填を行うか、いずれかの方法がある。プレキャストシステムの場合、パネル間の現場溶接部の非充填部のみを設置後にコンクリート充填しなければならない。プレキャストシステムは、一般的に、工期を短縮しなければならない時に使用する。

コンクリート充填スチールグリッド床版の一つの問題は、「床版膨張」(deck growth)と呼ばれている現象である。これは、I形鋼の腹板部の腐食による膨張によって生じ、充填コンクリート内かなりの

応力を発生させる。初期の段階では、充填コンクリート内の空隙および毛細管が圧縮によって閉じられる。この作用によって、腐食面に至る水分の量が減少し、ほとんどの場合「床版膨張」は遅くなり停止する。しかし、「床版膨張」がこの段階より進行すると、充填コンクリートの破壊、スチールグリッド床版への被害、および橋梁の上部・下部構造への損害まで至ることがある。

研究結果では、いくらかの磨耗層でおおわれている床版は、磨耗層を設けていないものより状態が優れていたことが示されている。磨耗層は、グリッド内のコンクリートの角割れと磨耗を防ぐ効果がある。

#### b) エグゾドミック (Exodermic) 床版

Exodermic 床版は、新しく開発されたプレハブパネル床版システムである。この床版の最初の実績は、1984年、ニュージャージーの Driscoll 橋である。図-2.23 に示すように橋の床組はプレキャストコンクリートの薄い上層 (最低 3in) とそれに接合する下層のスチールグリッドによって構成される。床版の重量は 40~60 lb/sq ft であり、16ft までの床版支間に対応できる。この床版は、オープングリッド床版に見られる疲労問題または、コンクリート充填グリッド床版に見られる「床版膨張」などの現象を示していない。図-2.23 で確認できるように、グリッドの腐食による力は充填コンクリートに作用しない。この事実が中立軸の位置に影響し、グリッド上面の応力の減少に働く。

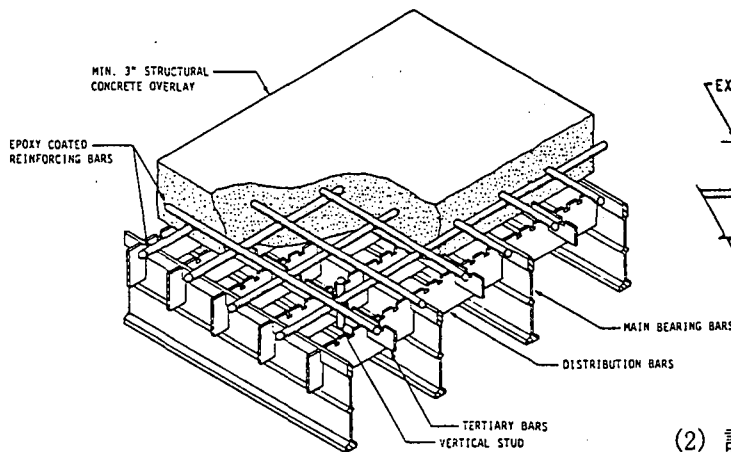


図-2.23 Exodermic 床版

以上より、Exodermic 床版と半充填スチールグリッド床版 (図-2.16~2.21) が、最も高い活荷重容量増加率を有する。プレハブパネル床版システムとして、Exodermic 床版は急速施工が可能であり、パネルは管理された環境で製作されている。

#### c) 軽量コンクリート床版

構造用軽量コンクリートは普通の重さのコンクリ

ート床版をもつ非合成桁の補強に用いられる。乾燥単位重量が 115 lb/cu ft かそれ以下であれば、普通コンクリートより、およそ 25% 軽い構造用軽量コンクリートとされる。その設計には特別な配慮が必要である。弾性係数とせん断強度は普通コンクリートより小さく、また、クリープの影響は大きい。

#### d) アルミ直交異方性床版

アルミ直交異方性床版は構造上強く、20~25 lb/sq ft の重さの軽量床版である。現在販売されている所有権のあるアルミ直交異方性床版は図-2.24 に示される。その床版はすぐれた耐腐食性のあるアルミニウム合金の板と丈夫で滑り抵抗があるポリマーの皮膜で表面処理された押し出しの型で作られている。その床版と主桁の接合は上揚力と、アルミと鋼桁の温度差を考慮して設計しなければならない。

#### e) 鋼床版

鋼床版は取り替え軽量床版の代替案ではあるが、設計法が高度で困難である。これまで標準仕様がなく、ケースバイケースに設計されてきた。元々、鋼床版は 200~300ft の支間長を持つ橋梁の鋼材量を最小にするために用いられ、発展してきた。鋼床版は 80~120ft の短い支間でも適用できるが、鉄筋コンクリート床版を鋼床版に置き替えるのは経済的でない。標準化不足とより正確な解析の必要があるので鋼床版に取り替えた場合の活荷重容量の増加について、図-2.16~2.21 で除かれた。

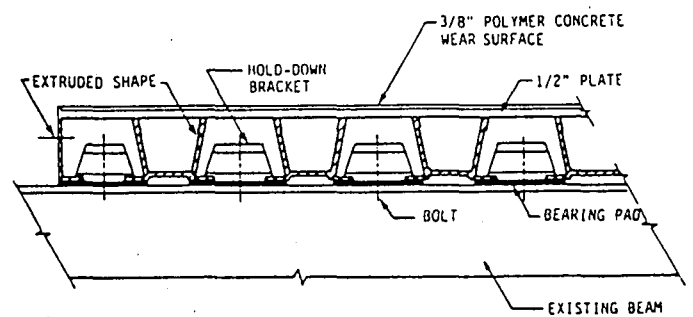


図-2.24 アルミニウム床版

#### (2) 設計手順と例

手順：軽量床版への取り替えを設計するために以下の設計手順が提案されている。

1. 初期応力比  $R$  (既存の床版自重と輪荷重分配係数を用いて) を下式により計算する。

$$R = (M_a - M_{DL}) / M_{LLT}$$

ここに、 $R$ =応力比、 $M_a$ =桁の許容抵抗曲げモーメント、 $M_{DL}$ =各桁に分配された死荷重曲げモー

メント、そして  $M_{LLT}$ =HS20-44 トラックによる最大曲げモーメント

2. 軽量床版のタイプを決定するために図-2.16～2.21 を適用するならば、活荷重容量の増加率をその図から見積り、それぞれの軽量床版に置き替えられた場合の最終的な応力比を計算する。
3. 1 で用いた式により、新しい床版の自重と輪荷重分配係数により最終応力比を計算する。
4. もし最終応力比が以前より大きいか等しいならば、その橋梁は設計で要求された条件を満足する。そうでなければ、合成作用や補修・取り替えのような他の補強方法か、構造部材の追加が軽量床版の取り替えと併せて用いる必要がある。(本文中ではこの後に、H15-44 活荷重で設計された支間60ft、4本主桁の単純鋼桁橋をHS20-44に対応できるように軽量床版を用いて補強した場合の計算例を示しているが、結果のみを表-2.6 に示す)

表-2.6 活荷重容量の増加率と軽量床版に取り替えた時の最終応力比

Deck Type	Approximate Increase in Live-Load Capacity (%)	Approximate Final Stress Ratio	Calculated Final Stress Ratio
Open Steel Grid	66	0.67	0.71
Half-Filled Steel Grid	55	0.63	0.66
Filled Steel Grid	25	0.51	0.51
Exodermic	55	0.63	0.66
Laminated Timber	55	0.63	0.66
Lightweight Concrete	25	0.51	0.51

### (3) 要約

これらのガイドラインで述べた軽量床版は既設橋梁の死荷重を減少させることにより、活荷重容量を増加させる可能性をもっている。さらに、いくつかの床版は構造部材と合成化が可能であり、活荷重容量がより一層増加する。軽量床版はこのマニュアルで述べた他の多くの補強工法と適宜併用できる。軽量床版を特に選択した場合は、各床版の増加する活荷重容量、耐久性、施工性、要求される維持管理、そしてイニシャルコストが検討されるべきである。

## 2.4.2 床版と主桁の合成化

### (1) 説明

既設主桁と床版を合成構造に改造することは橋梁の曲げ剛性を高める一般的な方法である。主桁と床版の一体化による断面2次モーメントの増加で、活荷重応力が減少するだけでなく、たわみも減少する。また、ずれ止めの能力が不足している場合は部分合成として用いることもできる。

合成作用は主桁と床版間に設置されるずれ止めにより与えられる。必要な水平せん断抵抗力を満たす

多数の装置が使われてきたが、今日最もよく使用されるのは溶接スタッドである。詳細は(3)で紹介する。

### (2) 応用と長所

この項では単純桁について述べる。特に連続桁に対する設計思想については(4)で示す。

合成作用は鋼桁と普通の重量の鉄筋コンクリート(現場打ち or プレキャスト)、軽量の鉄筋コンクリート(現場打ち or プレキャスト)、木材、コンクリート充填スチールグリッドのようないくつかの床版材料を用いて発展してきた。これらの材料は合成桁の床版としては最も一般的なものである。また、鋼桁と合成された鋼床版のいくつかの例もある。以下に、これら4つの床版の材料について述べる。

床版の条件とは鋼桁と既設コンクリート床版をどのように合成化するかということである。もし、床版がひどく傷んでいるならば、既設床版を取り除き、鋼桁に適切なずれ止めを取り付け、再度床版を打設することによって合成化できる。この方法により活荷重容量が増加しただけでなく、望ましくない活荷重たわみや振動も減少した。

通行止めを減少することが前提であれば、プレキャストコンクリートパネルは有用な解決策の一つである。プレキャスト床版中に設けられたジベル孔に合わせて鋼桁上に直接設置されて合成される。溶接スタッドはその孔に合わせて取り付けられる。

もしコンクリート床版を取り替えないなら、既設コンクリート床版を鋼桁までコア抜きし、その孔に適切なずれ止めを設置し、無収縮モルタルをその孔に充填することによって合成作用が得られる。

構造用軽量コンクリート(単位重量が115lb/cu ft かそれ以下)がプレキャストパネルと現場打ち床版の両方に用いられる場合もある。前項の普通の重量のコンクリートに関する注釈は軽量コンクリートにもまた適用される。しかし、せん断強度、疲労強度、および軽量コンクリートの弾性係数が普通コンクリートより小さいので、その小さい値を設計に考慮しなければならない。

スチールグリッド床版はいくつかの会社によって製作された床組構造である。その床版は現場溶接かボルト締めによって橋梁上部工に取り付けられる。これらの床版は適切なずれ止めを加えることによって鋼上部工と合成することができる。

合成作用の利点は図-2.25 にみることができる。このグラフより、鋼桁と8inの厚さのコンクリート床版を持つ単純桁において、合成作用が与えられた場合、上フランジの応力が減少することが解る。この図の中で2タイプの主桁(6ftと8ftの主桁間隔をも



つ)の応力は支間長が20ft~70ftまで変化してもその差は一定である。これらの応力は基準のトラック荷重(HS20-44)か、基準のレーン活荷重のどちらか支配的な方で算出されている。ここには含まれていないが、コンクリート床版と下フランジについても同様の計算が行われた。床版の応力は許容応力度をかなり下回っていた。合成作用により長支間と短支間のそれぞれについて下フランジの応力が15%~30%減少した。図-2.25より8ftの主桁間隔をもつ支間40ftの場合、合成作用により上フランジ応力が68%減少する(22ksiから7ksiへ)。また、図-2.25より、合成作用は長支間のものより、短支間のほうがわずかであるがより効果があり、主桁間隔が広い方が応力の減少も大きいことが解る。他の種類の床版も同様であるが、タイプや床版のサイズ、合成作用の程度、支持構造のタイプ等に依存する。

### (3) ずれ止め

先述したように、鋼桁と床版を合成するためにいくつかのタイプのずれ止めが必要となる。かつては、現在と異なるいくつかのタイプのずれ止めが用いられた。これらのずれ止めは図-2.26に示される。施工性の良さと技術の進歩によって今日、溶接スタッドが最も一般的に用いられている。既存橋梁の補強時にはしばしば旧式のずれ止めに出会うことになる。

高力ボルトをずれ止めとして用いる方法(図-2.27参照)は鋼桁の添接用のボルト孔に用いるものを除いて、既設のコンクリート中で利用されている溶接スタッドとよく似ている。スリップを最小にするために、鋼桁に明けられる孔径はボルト径と同じサイズである。現行のASSHTOでは、溶接スタッドの終局強度式が高力ボルトに対しても使用することができる。

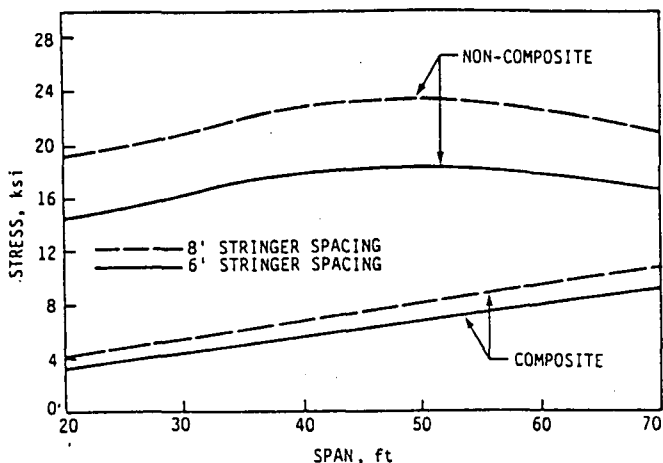


図-2.25 合成した場合と合成していない場合の鋼桁の上フランジ応力の比較

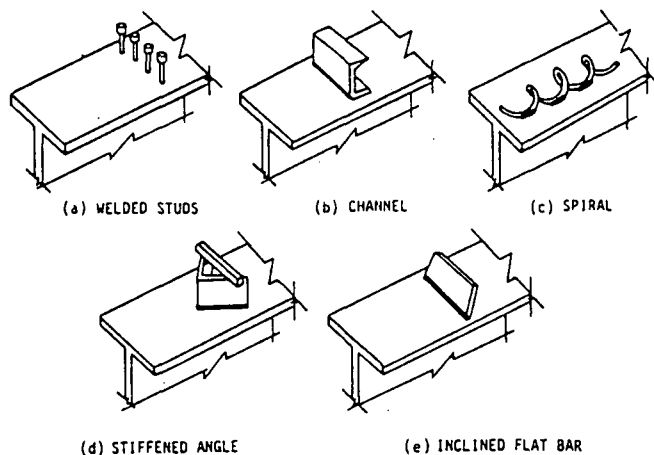


図-2.26 一般的なずれ止め

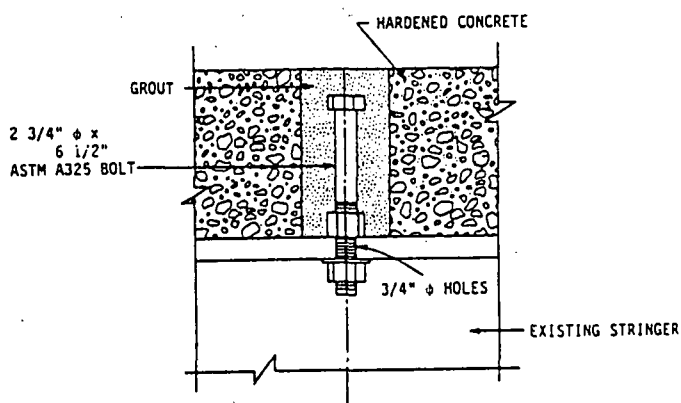


図-2.27 高力ボルトをずれ止めとして用いる場合の詳細

### (4) 設計時に考慮すべき事項

合成効果は個々の床版に依存する。床版が傷んでいて取り替えが必要な場合、以下の項目について検討する。(1)鋼桁への溶接性、(2)ずれ止めのタイプ、そして(3)プレキャストか現場打ちか。

ずれ止めの溶接性を決定するため、ずれ止めのタイプや鋼桁の材質を調べなければならない。材質が分からないならば、試験片を鋼桁から取り出しても良い。溶接ができないと判断されたら、高力ボルトが唯一の代替案となる。ごく希に用いられる例として、鋼桁に溝形鋼を取り付けるために高力ボルトが用いられる。溶接可能なら、溶接スタッドか溝形鋼が用いられる。今日では溶接スタッドの施工性が良いので溝形鋼は滅多に用いられない。鋼カバープレートが桁の上フランジにリベット止めされているような場合は桁の上フランジとカバープレートを取り付けているリベットを取り除き、リベットを高力ボルトに置き替える方法(図-2.27に示す方法がよく似ている)がある。

現行の ASSHTO 基準によれば、新しい橋梁のずれ止めは疲労と終局強度に対する照査がなされる。しかし、より古い橋梁においては新しいずれ止めより、橋梁の残存疲労寿命が短いと考えられる。このようなときは、新しく取り付けるずれ止めの設計は終局強度だけが考慮される。既設の合成橋梁にずれ止めを加えることが要求されるならば、既存のずれ止め (connector #1) の終局強度容量と新しいずれ止め (connector #2) の容量はたとえタイプが異なっても、単純に加えることができる。新しいずれ止めと既存のずれ止めの剛性の変化は本質的には橋梁の弾性挙動の範囲内では影響が無く、また終局時でも影響はわずかである。

連続桁を補強する場合、設計者には2つの選択肢がある。設計者が負曲げモーメント領域にもずれ止めを設置する場合は負曲げモーメント領域において有効となる断面として橋軸方向の鋼材が用いられる。負曲げモーメント領域における橋軸方向の補強鋼材は少なくとも床版断面積の1%が必要であり、有効幅の範囲内床版の上層2/3にこの鋼材が含まれる。他の選択肢は負曲げモーメント領域にずれ止めを配置しないことである。死荷重による曲げモーメントの変曲点までできるだけ長く基準を満たすようずれ止めを延ばして設置すれば、負曲げモーメント領域にはずれ止めは必要としない。この2つ目の選択肢を用いる場合、設計者は負曲げモーメント領域において有効となる断面として橋軸方向の鋼材を用いなくてよい。負曲げモーメント領域に設定された橋軸方向の鋼材はそこで使用される鉄筋径のすくなくとも40倍を正曲げモーメント領域に延ばさなければならない。ずれ止めが負曲げモーメント領域まで続けて設置されるなら、橋軸方向鋼材の応力がオーバーしていないことを確かめておくべきである。

### 2.4.3 橋軸直角方向の剛性の増加

#### (1) 説明

アメリカ合衆国では、単純鋼桁橋は通常、静定構造物として解析され、設計される。ダイヤフラムと横桁の直角方向の剛性によって生じる不静定力は、AASHTO 橋梁設計仕様書で規定された単純な輪荷重比を用いて考慮される。しかしながら、現実には縦方向の剛性や直角方向の剛性の変更や橋梁の平面配置が活荷重配置に影響を及ぼすので、現実的には単純桁橋は不静定構造である。

補強を必要としている橋梁の直角方向の剛性はいくつかの方法で検討される。AASHTO の輪荷重比では規定されていない直角方向の剛性を考慮に入れて、橋梁を正確に解析することが一つの簡単な方法であ

る。橋梁が十分な強度をもっているということを正確な解析で示すことができないなら、あるいは、橋梁が明らかに横断面の弱点を持つなら、横方向の剛性を改善するために横桁を加えることである。直角方向の剛性を増すことで、橋梁の全主桁をより効果的に利用し、荷重オーバーになっている主桁から活荷重を他の主桁に分配することができる。

#### (2) 応用と長所

直角方向の剛性を増すことは、橋梁を補強する二次的な方法としてだけ応用できる。直角方向に剛性を持たせる効果は、実際の場合において30%を超えないし、いくらかのケースでは取るに足りないことかもしれない。短支間橋において、直角方向に剛性を増す効果を示すために、いくつかの計算が典型的な二車線と三車線橋について実施された。

その典型的な橋梁として、非合成鋼桁橋が FHWA の標準橋梁図から選ばれた。その橋梁は、20ft~70ftの間を10ft間隔でスパンが変化し、8inの厚さの床版をもち、HS20-44活荷重で設計されている。二車線橋の計算のために、最小幅員28ftの車道が選ばれた。その橋梁は支間中央で8ftの間隔で配置された幅広のフランジを持つ4本主桁橋である。ガードレールとコンクリート地覆の縦方向の剛性は無視された。橋梁の直角方向の剛性が床版だけに依存するために、鋼ダイヤフラムの直角方向の補剛効果は小さく、無視された。上記の橋の基礎的な計算はケースAとして定義された。次に、ケースBは直角方向の補強効果を示すために行われた。ケースB橋の直角方向の剛性は縦方向の剛性の半分まで増やされた。この補強は8ft~16ft間隔に配置された鉄筋コンクリート、あるいは、鋼横桁によって行われる。対傾構が横桁ほど効果的でない。特に比較的高さの低い主桁では、対傾構は直角方向の同じ補強量を達成するために、8ft~16ft間隔より小さい間隔で配置する必要がある。ケースA橋とケースB橋は、現在の基準では適切な橋梁とされる。

比較の目的で、ケースCとケースD橋は、強度が不足している橋梁の、直角方向の補強効果を証明するために計算された。ケースC橋は、鋼桁がH15-44荷重にだけ適するような小さいサイズのものを用いていることを除いてケースA橋と同じ配置と特性をもつ。ケースD橋は、C橋に縦方向の剛性の半分の横桁を取り付けたものである。その解析結果は、外桁を図-2.28で、内桁を図-2.29で示す。

図-2.28において、一定の値を示す水平な線はAASHTOの輪荷重比 $S/(4.0+0.25S)$ を示す。ここで、 $S$ は主桁間隔を示し、この場合は8ftである。直交異

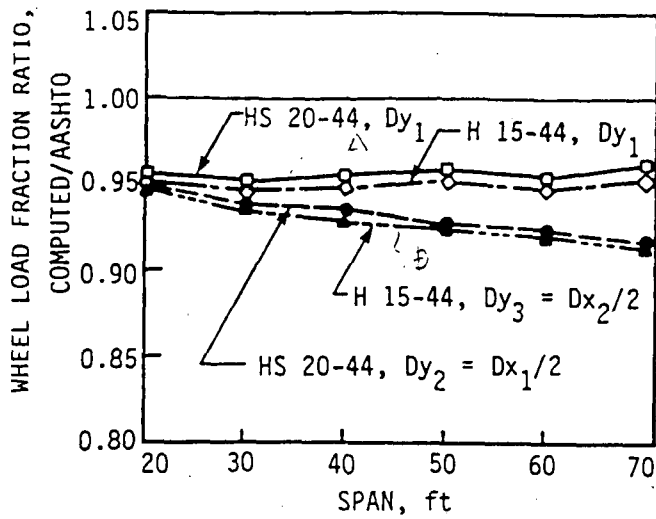


図-2.28 二車線橋の外桁における橋軸直角方向の剛性を増加させた時の効果 (車道幅 28ft)

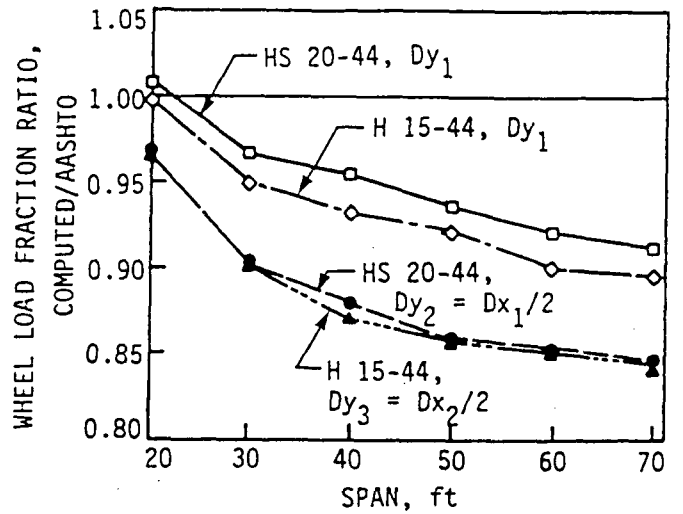


図-2.29 二車線橋の内桁における橋軸直角方向の剛性を増加させた時の効果 (車道幅 28ft)

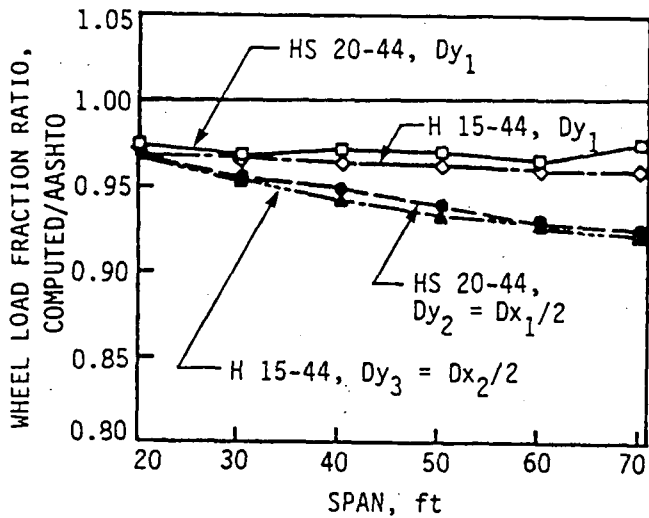


図-2.30 三車線橋の外桁における橋軸直角方向の剛性を増加させた時の効果 (車道幅 44ft)

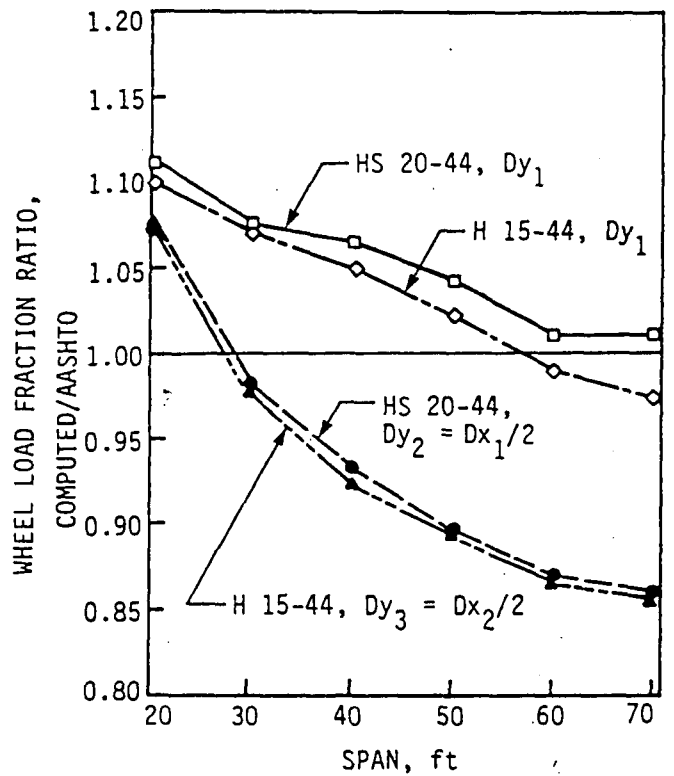


図-2.31 三車線橋の内桁における橋軸直角方向の剛性を増加させた時の効果 (車道幅 44ft)

方性板理論に基づく方法によって解析を行ったすべての輪荷重比は、AASHTOの輪荷重比より小さい。ケースAから、ケースDの曲線全てが1より小さい。グラフでは、ケースAとCの間に、そして、ケースBとDの間に小さな違いを示している。直角方向の補強の有益な効果は、20ftの支間長で約1%であり、70ftの支間長では約5%まで増加する。

図-2.29において、水平な直線はSが8ft主桁間隔で、S/5.5の内桁のAASHTOの輪荷重比を示している。支間20ftの場合を除き、AASHTOと解析値の比は4つのケースとも1より小さい。内桁では、ケースAとCとの間と、ケースBとDとの間に違いがあり、一般に、スパンの増加に伴いその比がより変化する。直角方向の補強の有益な効果は、20ft径間の橋梁で5%から70ft径間の橋梁で8%まで変動する。

この点まで考慮された2車線橋は一般に幅が狭く、直角方向の補強は広幅員の橋梁ほど有効ではないと言われている。FHWAの標準図に基づく44ftの車道幅をもつ3車線橋の4つのケースが調べられた。それぞれのケースの橋梁すべてが、8ft間隔で6本の主桁をもつ。ケースEはHS20-44で設計された橋梁であり、ケースFはケースE橋を直角方向に補強したもの、ケースGはHS15-44で設計された橋梁、ケースHはケースG橋を直角方向に補強したものである。

図-2.30における解析結果は、図-2.28における二車線橋の結果と非常に似ていることを示す。しかし、図-2.31での結果は、図-2.29の結果と相違している。補強されていない橋梁では、直交異方性板理論により計算された輪荷重比のほとんどが、AASHTOの内桁における輪荷重比を超えている。計算された輪荷重比がAASHTO比を超えるという事実は、AASHTO比がそれらのケースで小さいということを示している。直角方向の補強は三車線橋でより有効となる。横方向の補強の有益な効果は、3%~15%となる。

鋼桁橋の横方向の剛性の増加は、主桁の活荷重応力を15%程度減少させる。最大の減少は、より広い、そして、より長い径間の橋梁における内桁で起こる。通常、外桁は初期の設計において内桁より大きいサイズなので、内外とも全て同じサイズの主桁を用いるならば、外桁の比較的小さい余裕は活荷重を増大させるのを制限する要因にならないであろう。

二車線と三車線橋の研究で、外桁に対する輪荷重比のより正確な計算は、直角方向の補強なしで、設計活荷重モーメントを3%~5%増加させることが示された。内桁で、より正確な計算をすれば、直角方向の補強をしないで、10%ほど活荷重モーメントを増加させるか、あるいは、減少させることになる。

### (3) 適用限度と短所

多くの橋梁システムにおいて活荷重分配を正確に計算できるため、現在すべての橋梁でこの計算方法が使用されている。短所は、直角方向の剛性を生かすための複雑な解析方法が必要とされることである。しかし、この解析方法が適用されなければ、有限要素解析や格子解析のような複雑な方法を用いなければならない。

### (4) 設計手順

橋軸直角方向の荷重分配を改善する場合に最も重要な事項は必要な直角方向の剛性増加量を決定することである。それには2つの方法がある。

鋼桁橋がこの方法によって補強される場合、技術者は横桁か対傾構のどちらかを選択する。アイオワDOTも床版取替え時に直角方向補強のため、場所打ちの鉄筋コンクリート梁を設置するものとしている。図-2.32に対傾構設置の例を示す。これは、アングル材と鋼板を鋼桁間に溶接あるいはボルトによって設置したものである。この方法は床版に対しての部材設置が無く、本体に対しても最小限の改造で済む。支間100ft~400ftまでの橋梁の中桁は既に設置されている対傾構を考慮すれば、30%まで活荷重曲げモーメントを減少できるという報告がある。なお、この計算には有限要素法が用いられている。

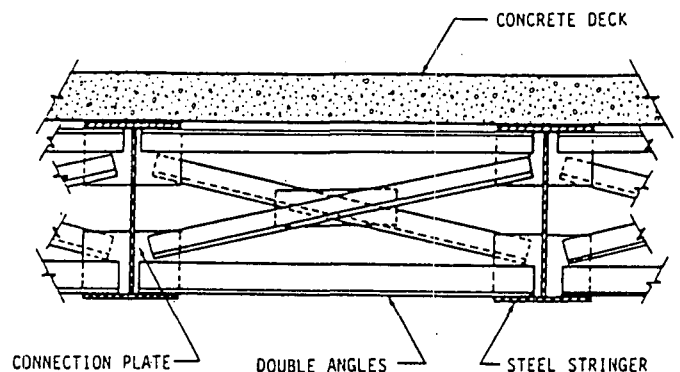


図-2.32 対傾構設置の例

## 2.4.4 部材強度の改善

### (1) 鋼カバープレートの追加

#### a) 鋼桁橋

既設橋の補強に用いられる最も一般的な方法は、鋼カバープレートを既設部材に追加する方法である。鋼カバープレート、山形鋼または、その他の形鋼は、ボルトまたは溶接によって梁に取り付けることができる。追加鋼材は、断面係数を増加する手段として既存断面のフランジに取り付けられる。ほとんどの場合、既設部材内の死荷重応力を解放するため、部材のジャッキアップが行われ、新しいカバープレ

ト断面は死・活荷重応力を受けることになる。

この方法は素早く設置することができて、少ない特殊機材、最低限の労働力および材料でよい。下フランジの応力が設計を支配する場合、カバープレートを取り付ける方法は、床版を取り替えなくても、効果的である。非合成構造の場合が効果的である。さらに、設計法は簡単であるため、完了するのに非常に少ない時間で済む。

場合によっては、これらの利点は、交通制限および橋梁のジャッキアップなど、高額な出費が問題になることがある。少なくとも、補強工事中は、橋梁を応力から解放するため、完全に、または車線規制等の、交通規制が必要となる可能性がある。さらに、梁の上面にカバープレートを追加する際、床版の一部を撤去しなければならぬときに、重大な問題が発生することがある。下フランジにカバープレートを取り付ける際、状況によって桁下空間を確認しなければならない。なお、もう一つの問題は、溶接（カバープレートの一般的な取り付け法）を選択した場合、既設部材が現在の溶接材に適さない可能性もあることである。

鋼カバープレートの追加に関して最も一般的に報告される問題は、カバープレート端部の溶接止端部での疲労クラックである。そこでカバープレート端部の接合部にボルトを使用することが提案されている。端部のボルト接合によって疲労カテゴリーを応力カテゴリーEからBに上げられることが実験的に示されている。またこの構造詳細を改善するもう一つの方法は、橋軸直角方向の溶接部を1:3のテーパに仕上げることである。

主桁フランジの補強にフランジカバープレート以外の材料も追加してもよい。例えば、アイオワDOTは、曲げによる活荷重応力を低減するため、山形鋼を高力ボルトによって鋼I桁橋（単純桁または連続桁）の腹版に取り付けることを推奨する。図-2.33に、高力ボルトを用いてI桁に山形鋼を追加した例を示す。場合によっては、山形鋼は下フランジ付近のみに設置される。通常、橋梁の補強工事中にはジャッキアップを行わないで、補強される桁の活荷重のみを除く。山形鋼を追加する主目的は、I桁の少しの応力低減である（最低でも、降伏応力度の70%以下に押さえるため）。この方法は、少しの応力低減を必要とするI桁橋には経済的である。床版撤去の必要がなく、また、山形鋼は在庫も手近にあって、適当な長さに容易に切断可能であり、この簡易さがその主な理由である。さらに、山形鋼がボルトによって取り付けられるため、溶接による疲労クラックが

排除される。この補強方法はローカルなメンテナンス部員によって実施することも可能であり、または床版補修工事の契約に含まれることもより一般的である。しかし、この方法は一つの潜在的な問題を持つ。つまり、山形鋼と交差する際、腹版補剛材の一部が欠損される可能性である。鋼材の追加により既設部材の補強を行うもう一つの方法、T形断面を、山形鋼を用いて既存の縦桁下フランジに、ボルト接合によって取り付けする方法が図-2.34に示されている。

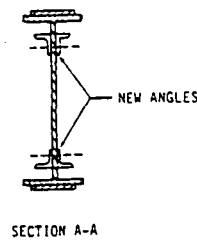
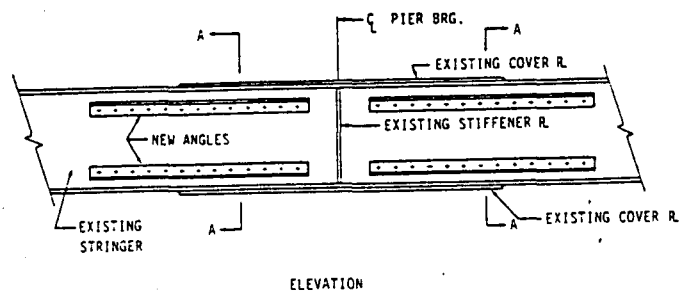


図-2.33 I桁に山形鋼を追加したアイオワDOTの方法

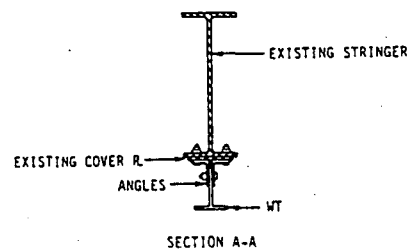
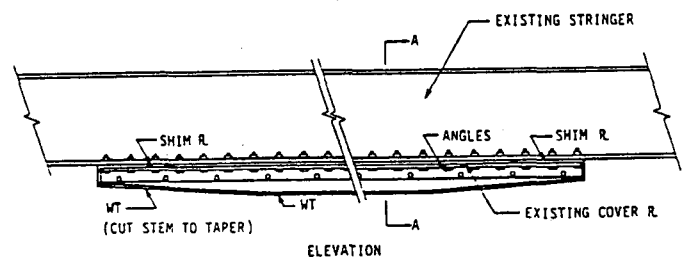


図-2.34 T形断面の追加による既設鋼桁の補強

鋼カバプレート補強の工費を表-2.7に示す。  
表-2.7 鋼縦桁橋のカバプレート補強の工費

Bid Item	Case 1 30-ft Span*		Case 2 60-ft Span*		Case 3†	
	Quantity	Bid Price	Quantity	Bid Price	Quantity	Bid Price
Mobilization 流通	L.S. ‡	\$ 2,000	L.S.	\$ 3,000	L.S.	\$ 5,000
Containment 含む	L.S.	\$ 500	L.S.	\$ 700	L.S.	\$ 1,200
Repair 修繕	L.S.	\$11,000	L.S.	\$28,300	L.S.	\$51,800
Painting 塗装	L.S.	\$ 1,500	L.S.	\$ 4,000	L.S.	\$ 6,000

\* Simply supported.

† Two adjacent, simply supported, 60-ft spans.

‡ Lump sum.

カバプレート補強の設計方法に必要な基本設計ステップを、以下に示す。

1. 要求される活荷重に対する各部材の抵抗モーメントと抵抗せん断力を決定する。
2. 部材に必要な断面係数を決定する。
3. 断面係数、必要強度（必要疲労強度）を満足するカバプレートの断面構成を決定する。
4. 必要強度（必要疲労強度）を満足するカバプレートの溶接設計を行う。
5. カバプレートの取り付け長さを決定する。

前述の設計手順のほかに、以下の組立時の考慮は有効である。

1. カバプレート端部の溶接は不等脚のすみ肉溶接(1:3)とし、プレート端部をボルトで締めることはカバプレート端部の疲労亀裂を減らす。
2. カバプレートの取り付け先立ち死荷重応力を緩和するため、部材のジャッキアップが可能であれば、鋼断面の節減が計れる。
3. カバプレートの溶接は、同日以内で完了されなければならない。これは、異なる温度での連続溶接部分に発生する応力集中を最小にするためである。
4. 既存部材の溶接部は、ショットブラストあるいは、ケレンが必要な場合がある。

#### b) 鋼トラス橋の圧縮部材

##### ① 記述。

一般の鋼トラス橋圧縮部材の補強方法は、鋼カバプレートを既存部材に追加することである。鋼カバプレートにより、既設部材の断面積を増加させ、細長比（圧縮部材の  $l/r$ ）を小さくすることができる。多くの場合、細長比の減少は、部材の圧縮強度を向上させる重要な要因である。したがって追加材は、補強後断面の細長比が最小になるように最適に決定しなければならない。

圧縮部材を補強する際に、補強後断面の継手も必要な補強設計がなされ、活荷重の増加に対応できる構造としなければならない。また、圧縮部材に、腐食による断面欠損、非対象性、継手部の劣化、すべり等の損傷がある場合には、偏心荷重が発生している可能性があるため、損傷部を撤去し適切なカバプレート等により補強し応力を改善する必要がある。

図-2.35 は、鋼カバプレートと鋼山形鋼で補強された典型的なトラス圧縮部材を示す。

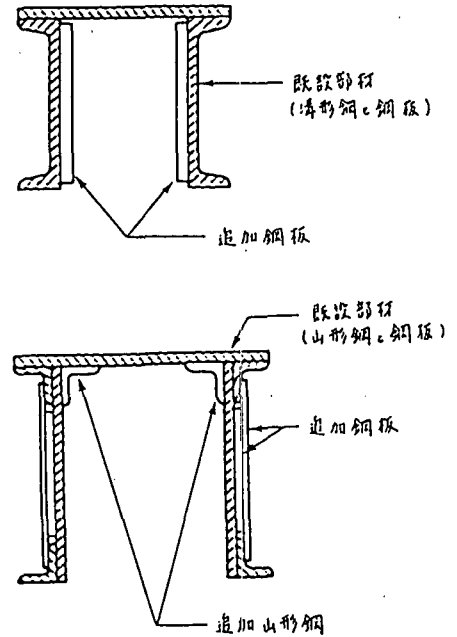


図-2.35 既存部材の細長比を減少させるための追加材

図-2.35 の鋼カバプレートの追加により、偏心荷重を減らし、かつ断面二次半径を増やす点に留意する必要がある。ダブルの山形鋼にて構成された斜材の補強方法を、図-2.36 に示す。

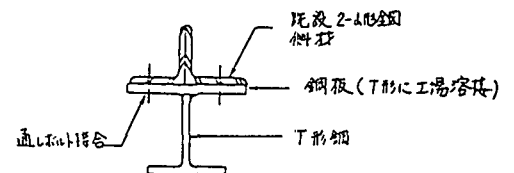


図-2.36 トラス斜材の補強

図-2.36 のような、T形鋼と鋼板を工場溶接によ

り製作された I 断面を、既設の圧縮部材にボルトで定着する。

図-2.37 は、メキシコの鉄道トラス橋で既存部材の補強に使用された箱断面を示す。既設部材の外側に、補強プレートを現場溶接して補強箱断面が形成された。

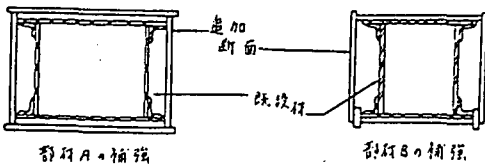
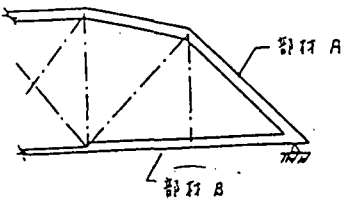


図-2.37 下路トラスのエンドポストと下弦材の補強

②適応性、利点と欠点

鋼カバプレートによる補強の利点は、全部材の撤去・取り替えと比較して、部材取付の施工が容易なこと、補強に必要な鋼材量が少ないことである。鋼カバプレート追加時のくさび打ちは、追加材に死荷重応力を発生させる方法である。その後、死荷重と活荷重応力が、既設材と追加材との間で等しく発生するならば、より効率的である。その目的のために、いろいろな方法が採用されている。主要部材（例えば、W断面）に使われた最も普通の方法が、既設材に発生している現死荷重応力に対し、新設部材の縮み量を計算により求めて製作する方法である。

既設材と追加材に孔を設け、ドリフトピンの推進力により短くされた追加材と既設材をボルトにより共締めする。もう一つの方法（通常上弦材とエンドポストに適用される）は、図-2.38 で図示されるように、新中腹板を上フランジと下フランジに山形鋼にて追加取り付けの補強方法である。

弦材の長手方向の新しい補強材は、それぞれ格間長の2分の1の長さに分割される。新部材は、格点或いは継手に対して適切に支持されるように注意深く位置決めされ、くさびを各格点の2分割材の間に挿入する。各パネルのくさびは、既設部材に定着す

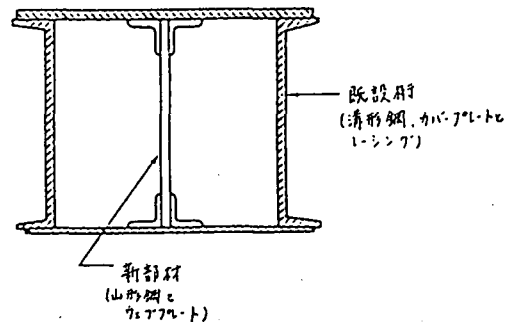


図-2.38 山形鋼による既存圧縮部材の中腹板の追加

る前に所定の死荷重応力を負担させるため、同時に打ち込まれる。その後、追加材のフランジを、既設部材の上フランジと下側レーシングバーにボルトにより締着される。くさびは、撤去せず、その位置におかれたままとする。

死荷重応力を追加材にもたらす2つの方法は、既設部材と定着するに先立ち、新部材が曲がっていないことを確保するように注意を払うことが必要がある。西ドイツのトラス橋に用いられた組立方法は、死荷重応力をカバープレート部材に発生させるための別の方法を示している。3パネル張り渡した鋼製架設梁をトラス部材上に3パネル張り渡し、水圧ジャッキにより部材（図-2.39 を参照）の荷重を改善する方法である。

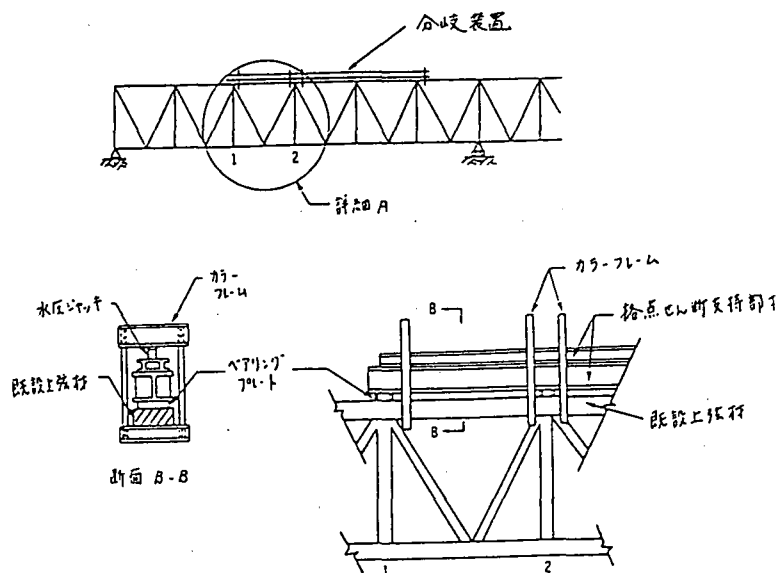


図-2.39 補強時の既存トラス部材の断面力緩和に使用された装置

架設梁は、斜材を取り替える際の格間剪断力を伝達できるように設計された。

水カジャッキを支持するため、架設梁と既設桁の上弦材に長方形のフレームが取り付けられた。床版を取り替える場合には、必要な圧縮部材カバープレートを取り付けは床版撤去後行うように考慮する。ほとんどのトラス橋の床版はその橋梁の死荷重を通常2分の1を占めているからである。カバープレートは、継手端部において適切な断面力の伝達を確実にするため、部材長の全長に取付なければならない。

### ③費用情報

費用は、追加される材料の量によって変化する。ワーレントラス橋を、HS-15荷重対応からHS-20荷重対応に補強した際の費用の見積は以下の通り。

#### A. 基礎的な工事費用：

sq ft につき17ドルから20ドル

B. 設計費を含む基礎的な工事費用と工事期間中の交通維持費：

sq ft につき33ドルから37ドル

#### C. 新軽量床版の設計・製作を含む総費用：

sq ft につき53ドルから58ドル

原価見積はスパン長100ftと140ftの間で変動する。

### ④ 設計手順

設計手順は、以下のステップによる。

1. 新しい荷重条件に対するトラスの構造解析を行い、必要な圧縮部材の断面諸量を決定する。
2. 既存の圧縮部材の断面諸量を計算する。
3. 必要な追加材の最適断面（既存の部材の、弱軸に対する）を仮定する。
4. 必要な断面諸量に対して新追加材の断面諸量を計算し決定する。

### ⑤ 設計例

設計例は、カバープレートの設計手順を示す。図-2.40 の中で示すように、既存の圧縮部材は、12in.の間隔でレーシングプレートにより繋がれた2つのC12×20.7溝形部材から形成されている。

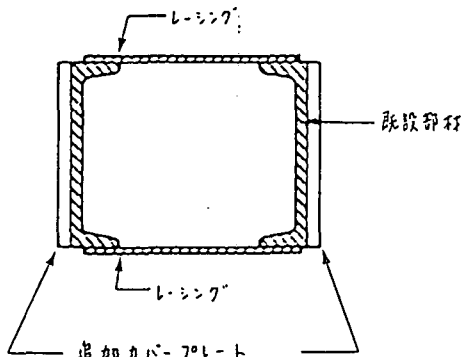


図-2.40 設計例（鋼カバープレートの追加によって補強される部材）

部材両端は $\Delta$ 構造にて支持され、支持間隔は、28ft 4in.である。そして、鋼材の降伏点は、33,000psi であると仮定される。新しい荷重条件は、その部材に210kipの軸力を作用させるものとする。また、既存部材にて死荷重を負担させるので、追加部材は、活荷重のみを負担する。

AASHTOの荷重載荷方法に従って、既存の圧縮部材の断面諸量を決定する：

#### ・既存断面

$$A = 12.18 \text{ in}^2$$

$$I_x = 258 \text{ in}^4$$

$$I_y = 350.2 \text{ in}^4$$

#### ・断面2次半径の計算

$$r_x = (I_x/A)^{1/2} = (258/12.18)^{1/2} = 4.6 \text{ in.}$$

$$r_y = (I_y/A)^{1/2} = (350.2/12.18)^{1/2} = 5.36 \text{ in.}$$

$$r_x < r_y \quad \therefore r_x \text{ 最小}$$

#### ・許容応力度の計算：

$K = 1.0$  (有効座屈長：両端 $\Delta$ 固定の部材のため1.0)

$$Kl/r = (1.0)(340 \text{ in.})/4.61 = 73.75 \text{ (細長比)} \\ = Kl/r$$

$$Cc = [2\pi^2 E/F_y]^{1/2} = 131.7 > 73.75$$

$$\therefore F_a = F_y / FS [1 - (Kl/r)^2 F_y / (4\pi^2 E)] \\ = 33 / 2.12 [1 - (73.75)^2 (33) / (4\pi^2 E)] \\ = 13.13 \text{ ksi}$$

故に、既存部材の許容荷重は：

$$\text{許容荷重} = 13.13 (12.18) = 160 \text{ kip} < 210 \text{ kip}$$

作用荷重

図-2.40 で示すように、3/8 in. × 11 in. (A36鋼)の鋼板にて全長補強する。

部材の新たな許容荷重を決定する柱の強度曲線は、部材の残留応力と既存部材の追加死荷重の両者によって決定される。しかし、新旧材料の残留応力を正確に決定する方法は、それぞれの連成や新旧2部材溶接後の強度に対する影響により難しい問題である。それらの残留応力を概算評価よりむしろ、非弾性座屈が起こる直線により近似域とする安全側の手法がある。

既存部材の死荷重応力  $f_{DL} = 60 / 12.18 = 4.9 \text{ ksi}$ 。  
新旧両方の材料の最大残留応力が  $0.5 F_y$ ；

$$f_r = 0.5(33) = 16.5 \text{ ksi} \text{ と仮定する。}$$

故に、既存部材の当初の全応力は、

$$f_T = 4.9 + 16.5 = 21.4 \text{ ksi} \text{ である。}$$

弾力のない座屈が新しい部材で起こる細長比は、基礎的なEuler座屈式から計算されることが出来る：

$$Kl/r = \sqrt{(\pi^2 E / F_{CR})} \text{ ここに } F_{CR} = F_y - f_T \\ Kl/r = \sqrt{(\pi^2 (29,000) / (33 - 21.4))} = 157.1$$



鋼圧縮部材の典型的な柱の強度曲線は、放物線により図-2.41 で示される。非弾性座屈域は図-2.41 の中で示されるように直線で安全側に近似することができる。

新しい部材に対して  $kl/r$  を決定する：

$$A = 20.43 \text{ in.}^2$$

$$I_x = 258 + 2(1/12)(3/8)(11)^3$$

$$I_x = 341.2 \text{ in.}^4$$

$$r_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{341.2/20.43} = 4.09 \text{ in.}$$

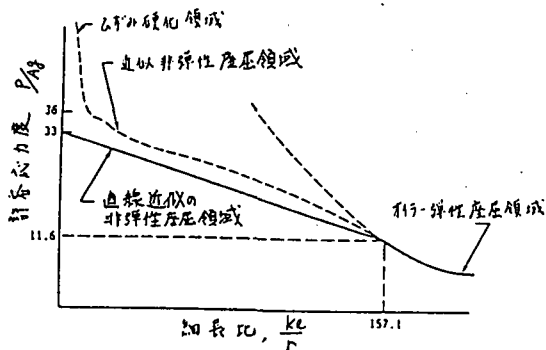


図-2.41 柱強度曲線

$$kl/r = (1.0)(340)/4.09 = 83.2$$

柱強度曲線 (図-2.41を参照) の直線近似から、

$$(kl)/r = 83.2, P/Ag = 22.0 \text{ ksi}$$

ここに、 $p$  = 軸の圧縮力  $Ag$  = 全断面積

ASHTO の安全率 2.12 を使い

$$F_a = 22.0 / 2.12 = 10.4 \text{ ksi};$$

$$P_{allow} = (10.4)(20.43) = 212 \text{ kip};$$

$$P_{req'd} = 210 \text{ kid}$$

故にOK. 2 3/8in. × 11in. の鋼板を全長に使用する。

### c) トラス橋の補強引張材

#### ①記述

一般に、継手の方法によりトラス橋の引張材を強くする2つの方法がある。

ガセットプレートにボルト締め、あるいはリベット締めされた形鋼およびビルトアップされた断面を補強するために、鋼カバープレートは、既設部材の全長にわたり取り付けられなければならない。しかしこの場合の最も効果的な方法は、補強カバープレートに死荷重を負担させることである。これは、死荷重応力と活荷重応力が等しく補強材と既設材の間に共有させるようにし、それによって必要な新しい材料の量を減らす事ができる。図-2.42 に図示される

ように、ターンバックル付きのケーブルスリングにより締め付けその後、引張材を取り付けることによって簡単に施工することができる。

ケーブルスリングを締めつけて、既設の部材の死荷重応力を緩和したのち、新しいカバープレートを取り付ける。カバープレートが既設の部材を補強するために使われるとき、切欠部や応力集中の発生しやすい箇所が保護され、既設部材や継手端部に疲労亀裂を発生させないように注意する。

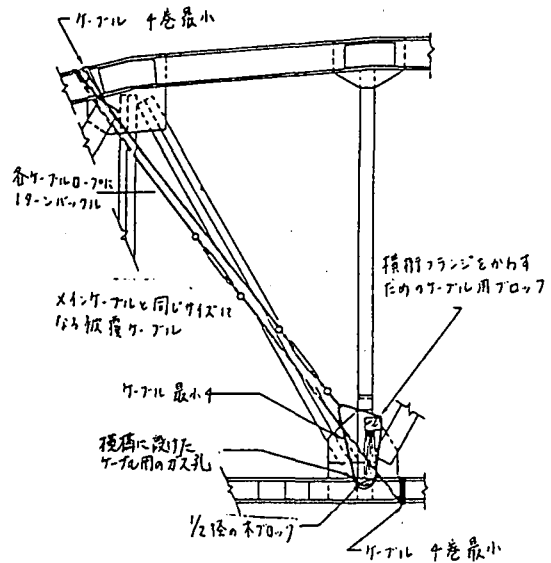


図-2.42 補強前に既設引張材の応力を緩和する方法

それに加えて、カバープレートは、新材料に全荷重伝達を確保できる格点で、ガセットプレートに接続されなければならない。

ピン接合のトラスの引張材は、調節可能な鉄筋やケーブルを追加することによって補強される。カバープレートの追加と同様に、新材に既設部材と同様に死荷重と活荷重応力を負担させる場合、ターンバックル付きの調節可能な鉄筋やケーブルが使用される。調節できないアイバーとロッドは、部材の加熱によって調節することができる。これらの補助部材により、新材に予想された全荷重を伝達する設計ができて、それによってリダルダンシーをトラス構造に加えることができ、元部材の不足による破壊的な衰退を防ぐことができる。補助部材が加えられる場合に、偏心等がその継手に生じないように部材配置の際、配慮しなければならない。

2つのアイバーにて構成される引張材は、既設部材の間に新材を設けることによって可能である。

継手に余裕がある1つのアイバーから成る部材は、既設部材の両側の二つの新部材にて補助する。

既設部材の少しの構造的な修正であっても構造解析により、既設の構造上の機構が増加される荷重を負担できることを確認しなければならない。

特に、継手部においては、部材の取付けによって伝達された荷重増加分を支えるために添接部材を補強する必要が生じる場合がある。部材相互が溶接される場合は、既設部材の材料の溶接性を検査する必要もある。

同一断面の鉄筋がピンのまわりに曲げて追加される場合は、その横断面がその鉄筋の緊張によって減少され、外側の縁端が狭くなっているため補強が必要となる場合がある。

### ②費用情報

費用は、追加される材料の量によってかなり変化する。

### ③設計手順

以下の手順は、一般にトラス橋の引張材を補強する場合に使われる二つ方法について述べる。すなわちカバープレートによる方法と補助材を追加する方法である。：

#### 1. カバープレート

すべての応力が等しく新材料により負担すると計算されるならば、追加の断面積は、 $A_2 = P/F_t$ から計算される。

ここに、 $F_t$  = 新旧材料中最小の許容応力度 ksi,

$P$  = 設計荷重(死荷重・活荷重) kips,

$A_2$  = 新旧材料の必要合計断面積 in.<sup>2</sup>.

死荷重は既設部材によって負担され、活荷重は等しく新旧の材料にて負担されるならば、

ここに、 $F_t$  = 新旧材料中最小の許容応力度 ksi,

$P_{DL}$  = 適用された死荷重 kips,

$A_1$  = 既設部材の断面積 in.<sup>2</sup>,

$P_{LL}$  = 適用された活荷重 kips,

$A_2$  = 新旧材料の必要合計断面積 in.<sup>2</sup>.

$A_2$  = 新旧材料の必要合計断面積 in.<sup>2</sup>

#### 2. 補助部材

補助部材の設計は、カバープレートの基本的な手順に従う。

新旧部材が等しくすべての荷重を負担する場合の設計方法

$$A_2 \geq P_T/F_t$$

ここに、 $F_t$  = 新旧材料中最小の許容応力度 ksi,

$P_T$  = 死荷重, 活荷重の合計 kips,

$A_2$  = 新旧材料の必要合計断面積 in.<sup>2</sup>.

トラス機構に追加されたリダクションが新部材に要求されるならば、新部材は全荷重を負担できなければ

ならない。

橋の補強効果の調査の結果、補強後の新部材が降伏応力の90%以上に強度が上がったことの報告がされている。

旧部材の不足分の全荷重を負担するように設計された新部材の終局強度設計

$$A_3 \geq P_T/0.9F_t$$

ここに、 $P_T$  = 設計荷重(死荷重・活荷重) kips,

$A_3$  = 新部材の断面積 in.<sup>2</sup>,

$F_t$  = 新部材の承認された降伏応力 ksi.

### 2.4.5 部材の追加または取り替え

#### (1) 桁の追加または取り替え

桁橋は、一本または数本の部材の追加、取り替えより補強することができる。縦桁の追加は、床版支間を短くして許容荷重を増やして、既設縦桁が負担する荷重を低減することとなる。この方法は既設縦桁の撤去を許すので、デッキの取り替えとともに実際的には実行される。また、縦桁の撤去なしで縦桁を加えることも考慮されなければならない。有限要素方法か直交性板理論のような、先進のコンピュータ解析により、そのようなケースの荷重分配の効果を分析することができる。

過積載車あるいは腐食によって損害を与えられた縦桁の取り替えは、しばしば使用される典型的な修繕方法である。多数の記事は損傷を受けた縦桁取り替えの手順を記述されており、マニュアルの利用者はこれらを参照することができる。取り替えが補強方法として効果的である多くの状況がある。

特に、1950年代の多くの橋は、内縦桁より低い強度の外縦桁が設計された。最近の荷重分配基準の変化により、これらの外縦桁が強度不足であることが指摘される。これらの外縦桁の取り替えは、補強のために採用される縦桁取り替えの応用の一つである。縦桁追加あるいは取り替えの時の重要な点は、新しい縦桁が、既設縦桁とほぼ同等の剛性を持たなければならない。その結果すべての縦桁は同等の負荷を受けることになる。各部材が負担する荷重の量は、その剛性に比例する。したがって、荷重が等しくすべての部材に分配されるならば、追加縦桁はより効果的となる。新縦桁を設置する場合、床版と新縦桁との遊間は充填され確実に定着されなければならない。これは床版反力を新縦桁に確実に伝達させると共に、新縦桁の横方向の支持を保証する。要求される桁下空間は、縦桁の追加に先立ち調査されなければならない。

縦桁追加あるいは取り替えは通常、床版の取り替えと共に実行される。新縦桁へ取り替えは、既設縦

桁の再分配や床版との接続を容易にする。床版取り替え時の幅員拡張は、縦桁追加や取り替えにより可能である。既存の床版が撤去されない場合の縦桁追加や置き換えは非常に難しい。新部材の取付は、橋梁の下面から難しい手順にて実行される。新設縦桁の取り付け時の既存床版のジャッキアップは、床版死荷重の一部を新縦桁に負担させる場合必要である。既設縦桁の取り外しは、既設部材が床版に埋め込まれるか、あるいは床版と合成されているので、通常実行的でない。コンクリート床版を撤去せずに追加される鋼縦桁は、既設床版にコア抜きを行い、シャーコネクターを追加することにより合成作用を持たせることができる。

床版と縦桁の隙間は、床版の穴を通してあるいは下側から加圧されたグラウトにより充填される。イングランドの橋梁で採用された特殊な手順は、最初に既設床版下面と追加縦桁上面との間にグラウトバックを配置し、そのあとグラウト圧入する方法である。床版を撤去しないで既設縦桁を取り替える方法は以下の通りとする。ジャッキアップにより取り替えられる縦桁の反力を除去し、上フランジ直下の腹板を切断し、縦桁下側部分を撤去する。上フランジ下面をなめらかに仕上げ図-2.43 に示すように新縦桁を取り付ける。新縦桁は連続すみ肉溶接にて溶接される。

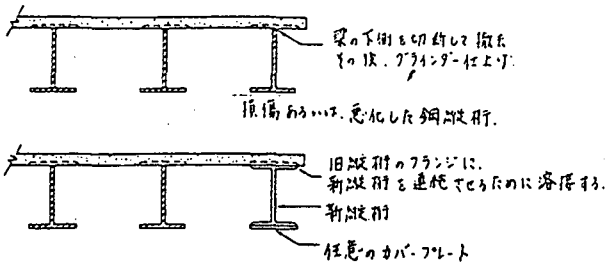


図-2.43 鋼縦桁の取り替え

新縦桁のフランジ幅は、現場溶接をできるように、既設縦桁より幅を狭くしなければならない。新縦桁の下フランジのカバープレートは中立軸位置を下げたり、下フランジの曲げ応力を低減するために用いられる。

補助部材の追加に関する経済的情報を、表 2.8 に示す。

3つの標準的な鋼縦桁橋により、これらの積算が行われた。各積算作成の仮定は以下の通り。

- 1 床版と中間ダイヤフラムの撤去；
- 2 既設内梁の設置、当初 7 ft 4 in. から 5 ft 6 in. へ
- 3 追加部材に対する新支承。

表-2.8 補助部材を加えるための工費

Bid Item	Case 1 30-ft Span*		Case 2 60-ft Span*		Case 3†	
	Quantity	Bid Price	Quantity	Bid Price	Quantity	Bid Price
Removal of Existing Deck	L.S.‡	\$10,000	L.S.	\$15,000	L.S.	\$2,500
Structural Steel	3,715 lbs	\$0.80/lb	12,150 lbs	\$0.75/lb	25,020 lbs	\$0.70/lb
Reinforcing Steel	4,830 lbs	\$0.35/lb	9,540 lbs	\$0.34/lb	19,080 lbs	\$0.33/lb
Structural Concrete	22.3 cu yd	\$200/cu yd	43.2 cu yd	\$180/cu yd	86.4 cu yd	\$175/cu yd
Mobilization	L.S.	\$8,000	L.S.	\$8,000	L.S.	\$10,000

\* Simply supported.  
 † Two adjacent, simply supported, 60-ft spans.  
 ‡ Lump sum.

(2) トラスの部材追加および取り替え

a) 補助部材の追加

① 記述。

補助部材をトラス骨組に追加することは、ワーレン・プラットトラスに最も一般的に適用されている。図-2.44 は、補助部材でワーレントラスを再分する方法を図示する。

トラス骨組への補助材の追加補助部材により、圧縮部材である上弦材の格点間隔を短くすることによって通常、15パーセントから20パーセントの荷重容量を増加することが可能である。それに加え、一般に工事中の交通規制をしないで補助部材の組立が可能である。

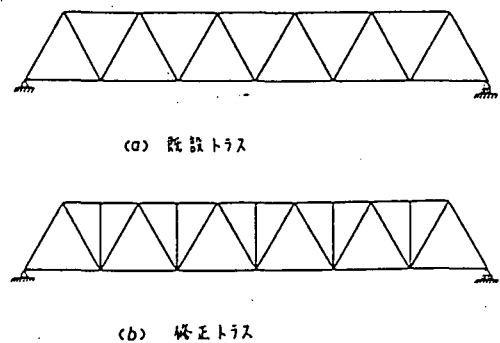


図-2.44 トラス骨組への補助材の追加

上弦材部材がそのトラス平面での有効長さを減じることによって補強される場合は、追加の横構により、トラスの面外方向の有効長さを減じる必要がある。また、既存の継手や下弦材が、追加される荷重を支持・伝達できることを確認する計算を行うことも必要である。

継手部は、新しい部材を支持するために明確に追加・修正される必要がある。

補助部材の追加により、代表的なプラットラスをHS15からHS20荷重容量までの補強を行う場合の費用見積りは以下の通り

A. 基礎的な架設費用

sq ftあたり14ドルから15ドル

B. 設計費と工事期間中の交通維持費を含む基礎的な架設費用

28ドルから35ドル

C. 新軽量床版の設計と製作を含む総費用

sq ftあたり49ドルから67ドル

工費見積りはスパン長95ftから155ftの間で変化

② 設計手順

新部材の正当な大きさを決めるために十分な構造解析を実行されなければならない。補修されたトラスは通常不静定な構造であることに注意する必要がある。

b) トラス部材の取り替え

トラス部材の取り替えは、通常、損傷を受けたり、劣化した部材に対して採用される補修手順である。部材取り替えが補強の手段として着手される場合は、トラスの正確な構造解析により、部材の取り替えにより実際にトラス容量が増加することを確認することが必要である。仮支持は、取り替え操作における重要な要素である。引張材の仮支持は、隣接の部材(図-2.42)に設けられたケーブルや鉄筋によって容易になされる。仮部材は、パネル継手において、偏心の影響を最小にするため左右対称に取り付けなければならない。斜材の取り替えが必要な場合は、2.4.4の副木型装置(図-2.39)を、採用することができる。すべての場合において、構造系の保持と保全は、現存部材の除去に先立ち解析される必要がある。

(3) トラスの重設

a) 下路トラス橋と鋼アーチの重ね合わせ

① 記述

既存のトラスを補助の鋼アーチで補強する鋼下路トラス橋の補強方法を、図-2.45に示す。

必要な水平支持が確保されるならば、軽量アーチは、主要な荷重を支えることができる。トラス上にアーチを重ね合わせることにより、アーチの水平支持がそのトラスによって確保され、アーチはトラスによって支持されている死荷重と活荷重の一部を支持することができる。鋼アーチをトラスに接続する方法には下記の2つがある。

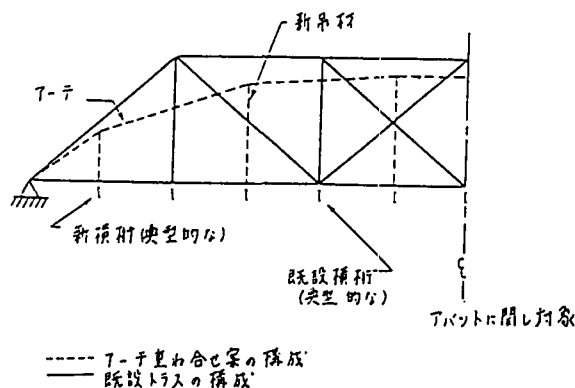


図-2.45 アーチ重ね合わせ案の概略図

最初の方法(図-2.45に示す)は、床組と吊材を追加し、かつ既存の床桁とアーチの新設吊材を連結する方法である。既存の床桁の間に新しい床桁と吊材を追加する利点は、構造系の全体を通してより均一な荷重分配を確保できるということである。また、新設横桁は既存の縦桁と床桁の荷重支持能力を増加させる。

二番目の方法は、新しい吊材とアーチを既存の床桁に取り付ける方法である。既存の床桁と縦桁が求められる荷重支持の容量を有する場合は、この方法がむしろ好ましい。

② 適応性および利点と欠点

この補強方法にはいくつかの利点がある。

1. 鋼アーチの追加は、個々の部材補強から得られた局所的な補強手順に対し、全体的な補強方法である。多くの補強方法において、橋の要求された荷重支持容量が達成されるまで、構造上の機構のそれぞれの弱点は補強される。しかし、鋼アーチを重ねることにより、トラス部材の個々の補強に必要な時間の消費、複雑な作業を要しないで、全体構造の支持能力の、グレードアップがなされる。

2. 鋼アーチの追加は、アーチと新しい吊材と床桁だけの追加のみを必要とし部材のどの部分も、既存の構造から削除される必要がない。このように、一時的な仮支持やジャッキ操作が、組立中必要としない。

3. 短期間の交通遮断は鋼アーチ組立中必要となる。部材のどの部分も既存の構造から削除されないため、橋梁は通常の活荷重を支持する能力を有する。それに加えて、交通遮断は、その架橋位置で必要な仕事が潜在的に短期間のために、さらに短くすることができる。アーチ構造に必要な部分がプレハブ化され現

場で接合されるならば、施工期間は短期間となる。

4. 鋼アーチの組立は、特別な道具、設備を必要としない。したがって、小規模の請負業者やメンテナンス業者にて、部材の取付を実行することができる。

しかし、この補強方法には潜在的な問題がある。下部構造が、活荷重の増加分を支持することを要求される。これが、アーチによる補強方法の適用に対する最も重要な要素となる。活荷重の増加により、構造物を支持する橋台、橋脚の広範囲の改善が必要となる。それに加えて、既存の橋の幾何構造の改善など、下路トラス橋の持つ問題点の改善策はない。

### ③ 工費情報

鋼アーチの追加の工費は、ft当たり（両トラス）1,000ドルから1,500ドル間で変動する。

表-2.9 はこの方法によって補強された橋、補強結果、細目、各プロジェクトのそれぞれの工費を示す。

表-2.9 アーチ重複による既存橋梁の補強に要する工費

Location	Original Capacity (T)	New Capacity (T)	Length (ft)	Truss Type	Total Cost	Year	Comments
Coudersport, Pa.	3	20	74	Pratt Truss (1882)	\$65,000	1983	
Elysburg, Pa.	5	20	66	Pratt Truss (1902)	\$48,000	1984	
Eastern Kentucky	10	36	139	Pratt Truss	\$165,000	1984	Cost includes a new 5" timber floor. Costly right-of-way problems would have required a single lane replacement structure.
Riggins, Idaho	10	36	258	Center Truss w/nonparallel chords on 40 ft slender piers w/4 approach spans	\$258,000	1985	Cost includes rehabilitation of the approach spans.
Cortland, N.Y.	5	36	158	Pratt Truss (1903)	\$240,000	1985	Cost includes modification of the approaches.
Falls Village, Conn.	Closed	20	127	Nonstandard (1903)	\$180,000	1985	Cost includes embankment work, etc.

### ④ 設計手順

アーチによる補強の設計として2つの方法がある。2つの方法は、既存の床桁と縦桁の構造上の強度による。

設計手順1 既存の床桁と縦桁の構造上の容量が、要求される活荷重容量の増加に対応できる場合には、追加の床桁は必要でない。アーチ支持の機構は既存のトラス垂直材に取り付けられる。

安全側な処理方法として、トラスの死荷重と、自重および全設計活荷重を負担するようにアーチを設計

する。既存の垂直材の強度が不十分であるならば、垂直材の補強や補充の吊材が必要である。

設計手順2 既存の床桁と縦桁の構造上の強度が要求された活荷重に対し不十分な場合がある。この場合は縦桁の強度を有効に増加させるため、既設横桁の中間点に新しい横桁を設ける必要がある。既存横桁の強度が不十分であれば、別の方法（例えば、鋼カバープレート）によって補強する。既設縦桁は、新設横桁によって支点中央で支持された2径間連続梁として計算できる。吊材は新設横桁に取り付けられ、アーチは既設鉛直材に接続される。アーチは、自重とトラスの死荷重および全設計活荷重を負担するように設計される。トラスが急激に衰えても、この設計方法は、安定した荷重支持の構造を確保する利点を持つ。しかし、構造上の荷重一支持容量の決定において、アーチとトラスの解析は、連続縦桁により生じた荷重にて個別に解析しなければならない。2つの補強手順は、端パネルの鉛直材は确实・適切に水平方向にアーチにより支持され、補強されることを必要とする。それに加えて、荷重をアーチへ伝達させる方法は、アーチの下弦材に沿ってポストテンションすることとなる。また、ポストテンションすることはアーチにより橋台に伝達される水平力を減少させる。

### b) ベイリーブリッジの添加

① 記述 ベイリートラスをポニートラスや下路トラス橋に添加する方法は、カナダとオーストラリアの中で使われた一時的な補強方法である。ベイリーブリッジは、プレハブ化された単位部材をピン接合する橋梁型式で長年供用され、軍事用としても広く使用されている。ベイリートラスは、図-2.46のように、既存トラスに隣接し橋の内側に通常設置される。ほとんどの状況において、ベイリートラスは、既存のトラスより数フィート長く作られ、橋台で支えられる。また、ベイリートラスは既存の横桁に吊材により接続される、（床桁が追加され、既存の縦桁強度が不十分なきにはベイリートラスに接続される。）吊材のボルトはベイリートラスと、既存トラス間の相互作用を完全に示し、既設桁の変形を示すまでしっかりと締める。ベイリートラスの水平方向は、既設トラスにより支持される。ベイリーブリッジは、広く利用でき、特別な架設設備を必要とせず、小規模なメンテナンス業者によって速く設置することができる。既存トラスは、必要とされる強度に応じて、1面、2面、3面のベイリートラスの組立により補強される。追加強度は、補強する弦材とベイリーブリッジの上弦材、下弦材をボルトで締め

ることによって確保される。ベイリーブリッジは水平方向の支持が適切であれば他の橋梁型式にも使用することができる。トラスにベイリーブリッジを採用する場合の欠点は、ベイリーブリッジが既設トラスの内側に組み立てられることであり、橋の幅員を限定することである。

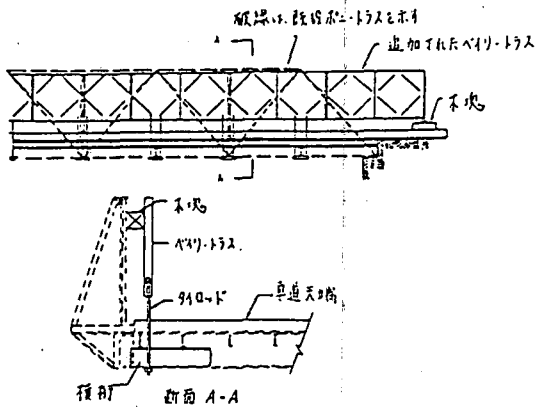


図-2.46 ベイリートラスによるポニートラスの補強

ベイリーブリッジは、ブレースの溝のまわりに疲労クラックが発生しやすいので、しばしば点検が必要となる。それに加えて、1面のベイリートラスは、横倒れ座屈が発生しやすい。2面、3面のベイリートラスの使用や適切な横構を設けることによりこの問題を解決しなければならない。

原価見積りは、典型的な70ftのポニートラス橋を補強した場合を示す。

ポニートラス橋は、1面のベイリートラスと3つの追加横桁にて補強された。数量と工費は、表-2.10による。

表-2.10 ポニートラス橋のベイリートラスによる補強の工費資料

Bid Item	Quantity	Bid Price
mobilization	L.S.*	\$2,000
Remove Floor Bracing	L.S.	\$1,500
Erect Temporary Bracing	L.S.	\$1,800
Truss Connections	L.S.	\$280
Structural Steel	15,000 lbs	\$0.70/lb
Bailey Bridge Panels	16 panels	\$980/panel

\* Lump sum.

② 設計と解析手順

設計手順やベイリーブリッジの妥当な構造上の特性は表-2.11と2.12に示される。

表-2.11 ベイリーブリッジトラスの構造物の断面剛度

Bailey Bridge Truss Type	Moment of Inertia (in. <sup>4</sup> )	Section Modulus (in. <sup>3</sup> )	Weight (lb/ft)
Single Single	6,800	223	68.9
Single Single Reinforced	13,600	446	117
Double Single	15,650	453	136
Double Single Reinforced	20,400	669	232
Triple Single	31,300	906	300
Triple Single Reinforced	46,950	1,359	345

\* Values from Reference (84).

表-2.12 ベイリーブリッジトラスの構造物の材料特性

Ultimate Tensile Strength	78-90 ksi
Yield Stress	51.5 ksi
Modulus of Elasticity	30.2 × 10 <sup>3</sup> ksi
Shear Capacity	33.7 k

\* Values from Reference (84).

1. ベイリートラスに必要な追加モーメント容量を決定する。
2. 図-2.47 を用い必要なモーメント容量に対応する最初のベイリートラスの組み合わせを決定する。
3. 既存のトラスを等しい曲剛度の梁に置換える。
4. 選定されたベイリートラスを等しい曲剛度の梁に置換える。

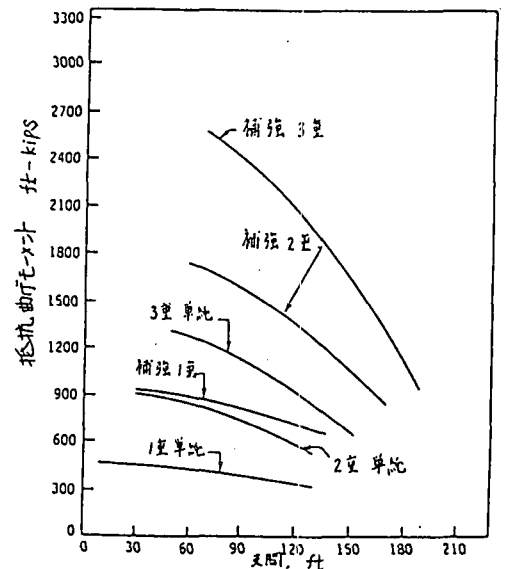


図-2.47 ベイリートラスの抵抗曲モーメント

5. 縦桁強度が十分でないならば既設横桁の間に横桁を追加し、ベイリートラスを既設横桁と新設横桁と接合することを考慮する。
6. 同時に同量の負荷を両方に生じるように荷重を分担させるため、荷重載荷点にて2つのトラスを接続する。それぞれのトラスにより負担される荷重は、偏心量、曲げ剛度をもとに決定することができる。ベイリートラスの強度が十分でない場合は、図-2.47に戻り、別のトラス型式を選定する。
7. 必要な剪断容量を照査する。

## 8.ハンガー、横構と支承を設計する。

### 2.4.6 各種橋梁部材のポストテンショニング

#### (1) 記述

ポストショニングは、いろいろな目的に適応するため、既存の橋に適用されることができる。ポストテンショニングは、提供荷重と許容疲労強度に関して引張応力の超過分を緩和することができる。これらの応力超過には、トラス部材の軸引張、橋梁の主桁、横桁、縦桁のたわみによる引張、せん断、ねじりがある。応力軽減量は変化するが、以下のセクションの例に示す6 ksiのような適度な量、あるいは、H15トラックからHS20トラックまで橋梁活荷重容量を上げるための量とすることができる。また、ポストテンショニングにより、望ましくない変位を減らしたり逆にすることもできる。これらの変位は、亀裂による部分的な場合、あるいは橋梁の過大なたわみによる全体的な場合がある。ポストテンショニングは、終局強度や活荷重許容応力度に関して通常効果的ではないけれども、既設橋梁の終局強度を増加させるために使用される。また、連続した単純桁を連続桁にする橋梁の基本的な型式変更の場合にも、ポストテンショニングが採用される。

荷重載荷状態下の橋梁部材の軸方向引張応力を制御する目的で、しばしばポストテンショニングが適用されている。図-2.48は、緊張材のそれぞれの配置により達成される軸力、せん断力、および曲げモーメントを図解する。

図-2.48(a)の集中的な緊張材は、現存部材に発生している引張力の一部や全部を除去したり、別の載荷状態下の引張力を打ち消すのに十分な大きさの軸方向圧縮力を誘発できる。もちろん、安全に適用されるポストテンショニング力の値は、部材に残された引張死荷重作用によって制限される。

図-2.48(a)の緊張材構成がトラスの引張部材のみに一般に使われるのに対して、図-2.48の他の緊張材構成は主桁や縦桁に使われる。図-2.48(b)の偏心配置の緊張材は、軸方向圧縮と負の曲げモーメントを誘発する。緊張材の偏心量は部材に適用される軸圧縮と曲げの割合を制御するために変化させる。その緊張材の長さも、そのポストテンショニングをその部材の最も応力度の高い部分だけに適用するために決定されることもある。図-2.48(c)の多角形配置の緊張材の側面図も軸方向圧縮力と負の曲げモーメントを誘発する、しかし、負の曲げモーメントはポストテンションされた範囲の中で一定ではない。その緊張材の曲げ点の位置、その曲げ点定着部の偏心率により、ポストテンショニングにより誘発される

モーメントを制御することができる。

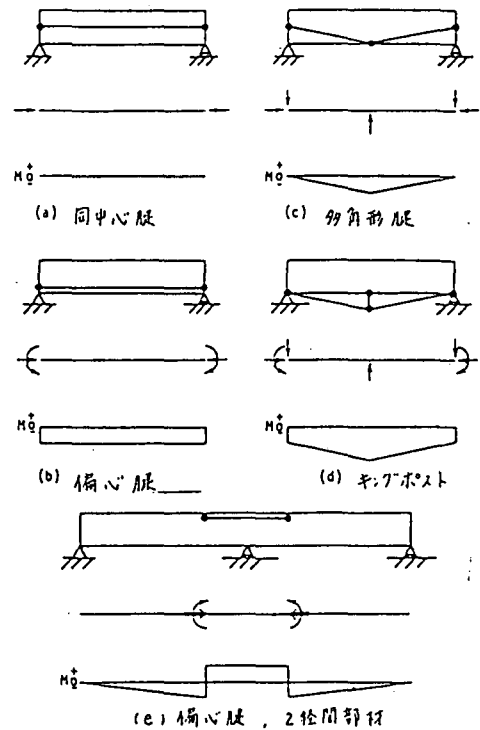


図-2.48 縦方向のポストテンショニングにより誘発された力とモーメント

多角形の緊張材は、死荷重と活荷重により生じるせん断力に対して、反対方向のせん断力も誘発することができる。図-2.48(d)のキングポスト緊張材構成は、偏心と多角形の緊張材構成の組合せである。ポストが既設部材の断面外にあるので、補強される部材に誘発されるモーメントと軸方向力の割合はより大きくなる。図-2.48(e)の緊張材構成は、緊張材が2径間連続部材の中間支点上に、偏心して定着されたものである。この構成により、中間支点上の適用される正曲げモーメント量は、緊張材の張力と偏心作用のみならず、2径間の端支点的位置に依存する。もし、端支点が中間支点の方へ移動するならば、正曲げモーメントの適用量は、端支点が中間支点より反対側へ移動する場合より大きくなる。この事実と、平行にポストテンションされた部材との間にあるモーメントと力の分配については必ずしも正しく認識されていなかった。上述したポストテンショニングによる軸方向力、せん断力、曲げモーメント効果は、遭遇する幅広い変化に富む補強方法の必要条件に応用できる十分な融通性を持つ。むしろ、単純な当て板補強の成果よりもこれが既存の橋の好ましくない状態を転じる実際的に可能な補強方法と言える。上記の2つの理由により、ポストテンショニングは補修や補強の手段として非常に一般に使われる方法になった。

(2) 応用と長所

ポストテンションすることは、多くの利点がある：引張、せん断、曲げとねじりの応力超過を低減できる；望ましくない変位を逆にする；終局強度を高める；単純桁を連続桁の挙動に変える。それに加えて、ポストテンションは非常に実用的な長所を持つ：交通止めは最小である；いくらかのケースの中で、ポストテンションすることは交通止めなしで橋に適用できる。足場のような、少しのスペースのみ必要となる。緊張材と定着材は、工場で作ることができ、ポストテンションすることは、高強度鋼の効率的利用である。しかし、将来、緊張材が撤去されるならば、その橋は一般に補強の前より悪い状態にもどる。

今までポストテンションすることは、最も一般的な橋梁のタイプを補修または補強するために使われた。しばしば、ポストテンションすることは鋼の鉸桁、床桁、トラスに適用された。そして、鋼橋を補強した過去の事例は1950年代にさかのぼる。

ポストテンションの既知の応用は、図-2.49の計画Aから図-2.52の計画Lのように示される。鉸桁の典型的な例は、図-2.49に示される。キングポストを除いては最も単純で、最も古い計画は図-2.49(a)の中で示された計画A（まっすぐで、偏心配置の緊張材）である。

リーは、1950年代初期の偏心配置の緊張材の使用をイギリスの鑄鉄と鋼の高速道路と鉄道橋の補強の中で報告した。それ以来、計画Aは、ヨーロッパ、北アメリカと世界の他の国々の多くの橋に適用された。

死荷重による負のモーメントが発生しない場合、部材よりかなり短い緊張材でも十分ポストテンションでき、計画Aは最も効率的である。連続スパン（図-2.49(e)の計画AA）のための計画Aのバリエーションは、たわみ制御か補強のために、西ドイツとアメリカにおいて1970年代後期から使用されていることが報告されている。

角折れ配置の緊張材、図-2.49(b)の計画Bと連続スパン（図-2.49(f)の計画BB）への適用は、少なくとも1960年代から行われていた。オンタリオ（Canada）のWelland Canalの橋は、単純桁から連続桁挙動に、外でポストテンションしているケーブルによって変わった。計画BBは、いろいろな形がフランス・西ドイツおよびニュージーランドで報告されている。

図-2.49(c)の計画Cは、鋼桁（1964のチェコスロバキアの鉄道橋）に必要な補強を提供した。緊張材と圧縮材は鋼のT断面で作られており、緊張材への張力導入は通常の伸縮ではなく、曲がり部の変形によっている。そのプレートガーダー橋のための緊張材は、支間のほぼ中央に上向きの力を作用させるために3つの区分側面を与え、既存の死荷重モーメントを効果的に減少させることができた。既存の構造物の中に付加的圧縮力を発生させないため、1970年代後期にアメリカで、Kandallは、計画Cの使用を大いに推奨した。他の計画では、ポストテンションすることによって誘発される付加軸圧縮力が、応力超過状態の部位に、さらに圧縮応力を付加するからです。

図-2.49(d)に示す計画Dのキングポスト（又は2つのクイーンポスト）は、桁補強のポストテンションとしてはまず間違いなく最も古い物である。それは、1900年以前に作られた木橋に使用され、現存する。キングポストは、ミネソタ州で1975年に鋼の鉸桁橋の一時的な補強のために使われた。それは橋を架け替えるまでの最後の2～3年を廃材とケーブルによって、経済的に補強することを可能にした。

図-2.50の緊張材タイプ、一般にコンクリート桁における鉄筋パターンに非常に似ているように見える。このように、特別に驚かされることではないが、ポストテンションは、せん断補強にも用いられていた。その配置は、鉄筋コンクリート桁のスターラップに非常に良く似ている。図-2.50(a)の計画Eは、せん断補強の必要な梁のための、外部のスター

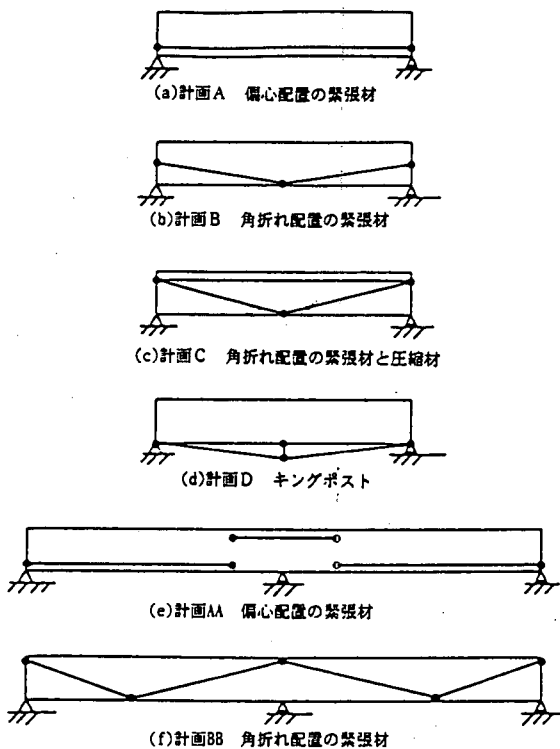


図-2.49 梁のポストテンショニングのための緊張材構成



ラップのパターンを図示している。

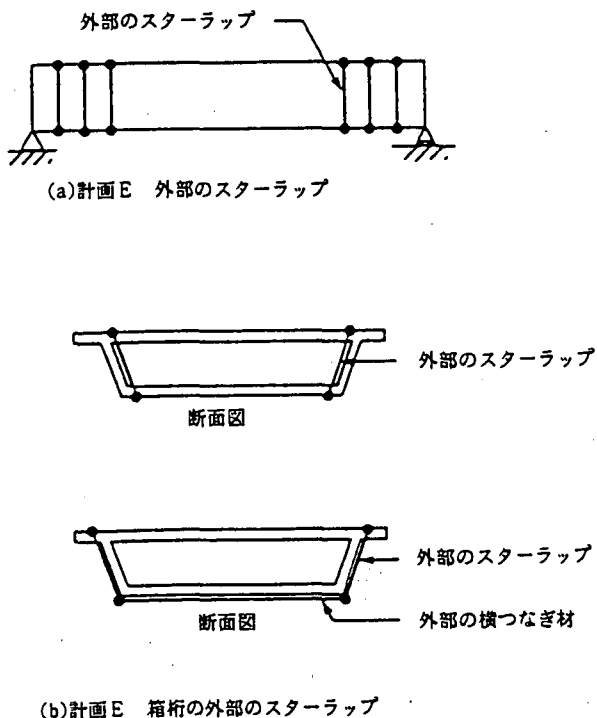


図-2.50 せん断ポストテンションのための緊張材構成

ポストテンショニングは、1950年代の初期に補強を目的として鋼トラスに最初に適用された。ほぼ同時期に鉄桁、箱桁、床桁にも次々適用された。トラスの典型的な補強計画を、図-2.51に示す。計画F（個々の部材上に図-2.51(a)で示された同心の緊張材）は、チェコスロバキアで1964年にトラス橋の補強が初めて報告された。その橋の斜材をポストテンションすることによって、非常に強度が増すと推薦された。計画Fは、多数の定着材を必要とするため経済的でなく、ポストテンショニングによって有利になるのは非常に数少ないトラス部材である。

図-2.51(b)（一連の部材上の同心の緊張材）の計画Gは、広く用いられたもので、トラスにポストテンションする形を示す。これは、リーが1950年代の初めにイギリスの鉄道橋でこの方法を使用したもので、この方法で東西のヨーロッパにおいて多数補強された橋が存在する。

計画H（図-2.51(c)）の角折れ配置の緊張材は、

報告されなかった。しかし、それが計画Iの連続の構造で、図-2.51(d)に示すスイスの2径間連続トラス橋で使われた。1960年代に、Aarwangen（スイス）のトラス道路橋では、4つに区分する緊張材によって2径間各々の上弦材で補強した。各トラスの上弦材には、ポストテンショニングによって発生する圧縮力を直接付加することができなかった、そのため、自由に回転する圧縮材には、ポストテンショニングによる軸力を上弦材の上面に加えた。

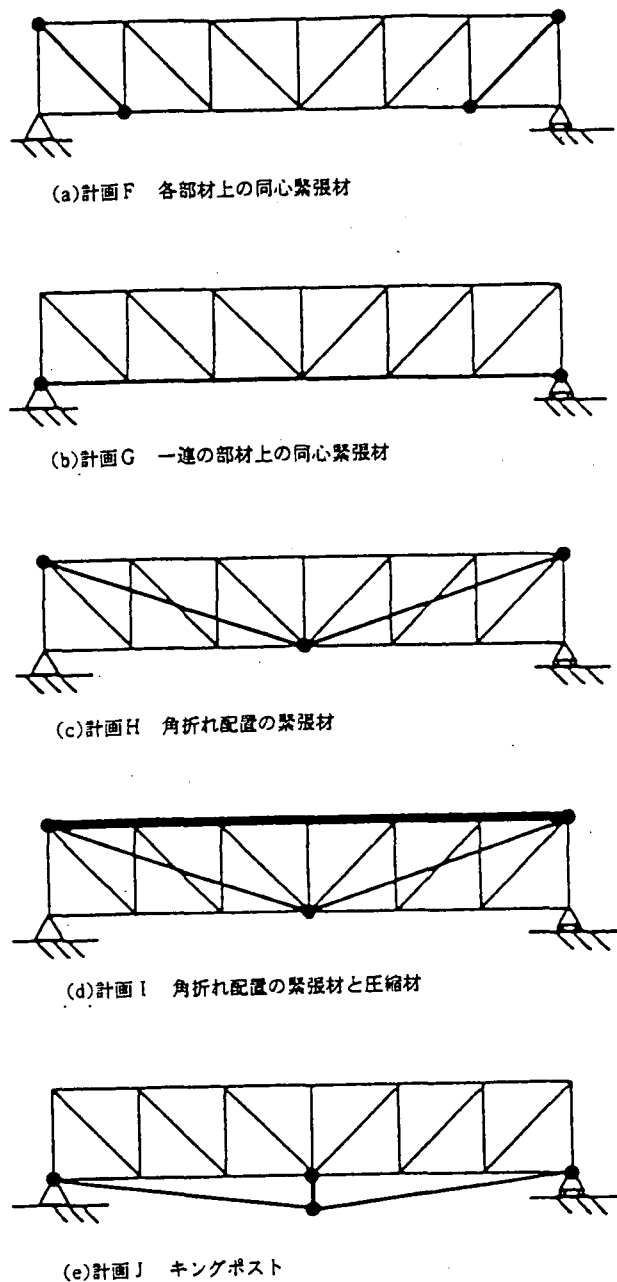


図-2.51 トラスをポストテンションするための緊張材構成

計画J (図-2.51(e)のキングポスト (あるいは、クイーンポスト) ) が、既存のトラスと同様に新規に提案された。しかし、補強の実例は、報告されていない。ほとんどのトラスが支間100ftを超えるものであり、その橋の下の空間は十分あり、その橋の下の空間を減らしても問題はない。キングポストかクイーンポストは、このように非常に条件が良かったが、多くの橋にとって常に良いとはかぎらない。

ほとんどの補強目的は、ポストテンションする効果を縦の部材に関して使用された。しかし、ポストテンションは補強のために横の方向にも使われた。

計画L (図-2.52) の中で示されるように、横方向にポストテンションが施された事により大きい活荷重にもその橋は耐え得ることができる。計画Lは、1950年代にフランスの橋で、1960年代でイギリスの鉄道橋を補強するために報告されている。

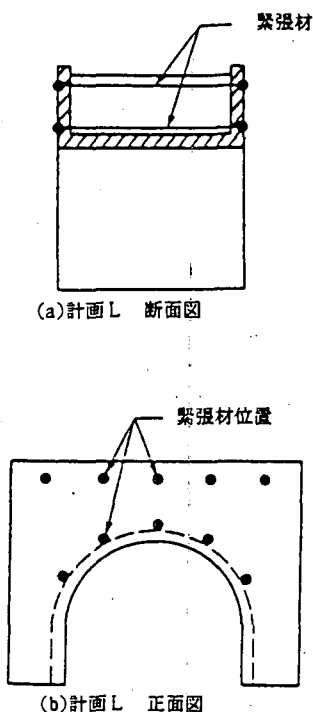


図-2.52 デッキアーチの横方向ポストテンション緊張材構成

上記で報告された適用例に加えて、ポストテンションは橋梁支承の撤去を補うためや、橋脚の頂部補強にも使用できる。ポストテンションは、破損した下弦材を結合することにより、カナダのトラス橋の一つを再構成する為に使用された。ポストテンションによる橋梁の補強用途の概要は、従来使われた最も重要な工法をと考えられ、また、補強方法としてのポストテンションは多様性に富むものである。

### (3) 制限と短所

ポストテンションは、ある時は補強方法として使われ、それは適当な大きさのポストテンション力を加えることによって、許容応力範囲を広げることによって利用される。短期の補強適用のために減じられた安全率は、特に最近の傾向を考慮して設計基準におけるより小さい要因への制限があってはならない。しかし、長期的な補強適用のために減じられた安全率は、制限が必要であるかもしれない。

既存の橋のポストテンションは全橋 (ポストテンションされている部材のみならず) に影響を及ぼすので、構造物に対して内力とモーメントの分配効果を考慮しなければならない。もしすべての平行な部材が等しくポストテンションされないならば、平行な部材は均一にポストテンションされない。あるいは、もしすべての平行な部材が同じ剛性を持たないならば、内力とモーメントは簡易計算で仮定したものとある種の異なった配分になるだろう。

ポストテンションすることは比較的正確な製作と架設、そしてその緊張材に作用している力の比較的厳しい管理を必要とする。緊張材に作用させる力の大小により、補強されたその橋の部材の応力超過を調整できる。

緊張材・定着部とブラケットは、通常一般に塩水の流れ道になり、塩の付着を受けることがあるので、腐食保護を必要とする。緊張材が橋の側面に設置されるならば、その橋の下を通過する背の高い車からの衝突事故による被害を受け易い。さらされた緊張材も、交通事故による火災により被害を受け易い。

### (4) 一般的な工費に関する知識

ポストテンションによる補強には、最高50パーセントの補充工費を費やすことになるだろう。緊張材を橋の床版の縦方向の芯に設置するなど、架設工法が複雑であることにより高い工費となった。アメリカで、ポストテンションするための工費は、建設業者の請負費と交通規制費を含んで橋長100ft以下の橋梁では1つの梁につき3,500ドルから25,000ドルである。工費の節減は多くの鋼桁を1箇所ポストテンションすることである。2箇所では工費が高くなる。

ポストテンションによる補強は、アメリカでは比較的新しく、特にいくつかの、架設工法は一般の原価見積りより比較的高くなるだろう。いくつかの部位の計画には、架設工法から削除するほうが望ましいこともある。

ポストテンションは、橋梁管理者にとって、より一層の点検と管理を必要とする。それらの点検と管

理費用は建設工費に加えることはもちろんである。

#### (5) 設計手順

一般に、ポストテンションによる橋の補強は、次のような確立した構造上の解析と、主要な設計手法がある。補強問題の条件のみに着目した正しい経験的な設計手順を用いたとしても、技術者は注意する必要がある。

あらゆる補強問題は、既存構造の慎重な調査を必要とする。それらの既存の材料は、以前の基準で製作されており、風雨にさらされて長年の間に劣化しているかもしれない。既存の鋼部材は、通常の方法で溶接できないかもしれない、また古い形鋼は現在の基準と寸法が合っていないこともある。せん断コネクタと他の部分は、一般的でない配列により耐力も分からないかもしれない。

既存の橋の強度は、補強された個々の部材により決定される。単純桁橋でも不確定である、なぜなら、ポストテンショニングや他の補強は橋全体の挙動に影響を及ぼす。もし、橋の不確定な性質が解析によって分からないならば、補強目的のためにポストテンショニングしても、付加応力効果は要求を満たす事ができないかもしれないし、逆に応力超過を引き起こすかもしれない。

ポストテンションは、大きい作用力を考えて設計されなかった構造物の部位に、比較的大きい作用力が働く。従来の部材継手より緊張材の定着部とブラケットには局所的な応力超過が発生する。ブラケットは、集中されたポストテンショニングによる作用力を既存鋼造物の十分広い範囲に分布させるように設計する必要がある。研究者は数例からその応力超過を発見した後、定着部とブラケットの細部構造を変更修正し局所的な応力超過に対処した。

縦のポストテンショニングを受け伴った部材と橋は、軸方向には短くなる、また緊張材の構成によって、破壊応力は小さくも大きくもなるだろう。ポストテンショニングはその要求を満足させる為に、これらの短期と長期の効果を、考慮に入れなければならない。

外緊張材は、ケーブルまたは鋼棒が腐食に比較的弱いかどうかに関係なく、背の高い車の衝突事故による損害、あるいは、火災により被害を受ける。緊張材の腐食保護と配置は、ポストテンショニングの寿命に非常に影響する。突然、裂けた緊張材は危険を伴うので、安全性は重要な項目である。

以下のセクションの中に、計画Aのポストテンション工法のための概念の紹介と解説後、鋼桁橋の補強の設計手順を述べる。設計手順の後に、比較的複

雑な補強問題に関する設計例を示す。その例の橋は、規格外の外桁をもつ合成コンクリート床版を有する鋼桁橋である。外桁だけがポストテンションによって強化されることになるが、軸力とモーメントの分配は離れている部材にも重要であり、その例の中で述べている。

#### a) 鋼桁の縦のポストテンション工法

##### ①解説

許容応力度設計の下でポストテンションによる単純鋼桁の補強は、正と負の曲モーメントと許容応力度をよく考えることが重要である。もし縦桁が比較的狭い間隔でその床版に取り付けられているならば、上フランジでは横方向に支持されており許容上限モーメントまで耐え得る。そして、図-2.53(a)の中で示されるように、その縦桁は限界降伏モーメントを有する。ほとんどの場合、縦桁の下フランジは端部と中間部の横桁以外は横方向の支持はされていない。横方向の支点間が大きいと負の曲げモーメントに対して許容応力を下げる。そして図-2.53(a)で示されるように、許容するモーメントは横倒れ座屈によって決定される。

既存の縦桁では、図-2.53(b)で示されるように、支間中央で許容モーメントのおよそ半分は、死荷重に対して利用できる。図-2.53(b)で示すように、正のモーメントのための安全率があり、AASHTO橋梁設計示方書の中では、その安全率は1.82である。

図-2.53(b)で示しているのは、縦桁の側面に沿っての、最大許容ポストテンションモーメントである(軸方向圧縮力を無視する)。このように、大きなポストテンションモーメントは、支点付近より支間中央付近に発生する。なぜなら死荷重によるモーメントが、支間中央付近の方が大きいからである。死荷重の大きさと活荷重の特性に基づいてポストテンションされる部位の最適の長さは、およそ支間長の50%から80%までである。

縦桁に適用される許容ポストテンションモーメントを図-2.53(c)に示す。ポストテンションモーメントにより許容負のモーメントがゼロのとき許容正モーメントが支間中央の上に増加する。降伏モーメントも増加する、そのことが安全率の計算によってその図に示されている。許容正のモーメント(A)の安全の余裕がポストテンションのない縦桁と同じであるので、その安全率は、低減される。

いくつかの付加的な効果は、ポストテンションされた部位の範囲内の活荷重モーメントによる許容値を変える。ポストテンションモーメントは、ポストテンションされた縦桁からかなり離れても分配され

るかもしれない。一般的な橋で隣接の縦桁がポストテンションされない場合は、ポストテンションモーメントの30%~40%ほどが損失される。

計画Aの緊張材構成はポストテンションによりモーメントと軸力が縦桁に作用する。そして、その緊張材は縦桁に固定される。縦桁に活荷重が載荷、付加のポストテンションモーメントと力によって緊張

材は少しの量だけ引き伸ばされるであろう。この付加のポストテンションは、小さい方が有益である。なぜなら、それは活荷重によってのみ起こるからだ。付加の緊張材による力は、Hoadleyが提案した一定断面の縦桁、あるいは、Dunkerが提案した部分的な長さのカバープレートをもつ縦桁によって計算できるかもしれない。

ポストテンションを行うときに作用モーメントは、P- $\delta$ 効果のために、付加のモーメントを誘発して、縦桁が上方へ偏るようになる。このP- $\delta$ 効果は、一般に小さくて、BelenyaとGorovskiiによると、縦桁では高さと同支間の比率が1:20より大きいと無視出来ると報告している。アイオワ州立大学での実験では、P- $\delta$ 効果は合成桁橋では無視してよいことを示した。上の説明で示されるように、図-2.53は特に軸力を説明していない。しかし、その力はポストテンションの設計では考慮する必要がある。したがって、その力は、このセクションの後に続いている例の中で考慮している。

## ② 設計手順

下記に示す設計手順は、その橋を補強する基準、超過応力と配置の計算、そのポストテンションの設計、緊張材の選択、定着部の設計とすべての設計に関連した要因の照査の選択を含む。

1. 補強すべき橋に使用する基準を決定する（トラックまたはレーン毎の荷重および許容応力）。
2. 全縦桁に適用する荷重と荷重係数を決定する（死荷重、長期的な死荷重、活荷重、衝撃荷重）。
3. モーメントをすべての最大位置で見積る（死荷重、長期的な死荷重、活荷重と衝撃荷重）。
4. 断面性能を必要に応じて計算する（鋼の縦桁、カバープレート、合成の縦桁、カバープレートをもつ合成の縦桁、減らされたモジュール式の比率をもつ合成の縦桁、カバープレートをもつ合成の縦桁と減らされたモジュール式の比率をもつ鋼の縦桁、合成桁橋では縦桁の剛性あるいは高さを変えるか、カバープレートを有する合成桁橋なら、縦桁の剛性あるいは床版厚を変える）。
5. ポストテンションによるすべての最大の位置での、応力を計算する。
6. ポストテンションによる設計を行う（緊張材の軸力、緊張材引抜、軸力とモーメントの分配、緊張材の長さ）。
7. 選択された緊張材の損失と利得を計算する（鋼のリラクゼーション、分配エラー、緊張材と橋の間の温度差、定着部の滑り、活荷重で増加する力）。
8. すべての最大位置で応力を照査する。

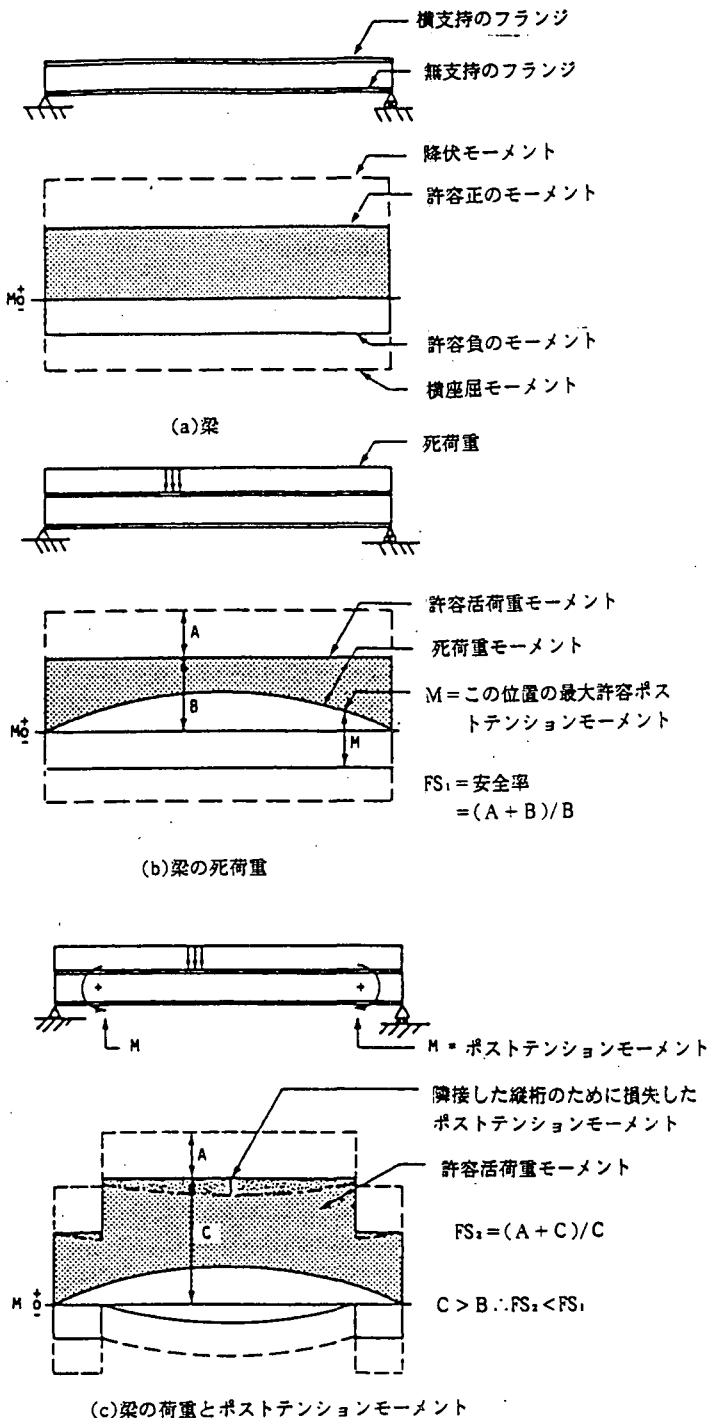


図-2.53 死荷重のための許容活荷重モーメントとポストテンションモーメントを付加した死荷重

9. 定着部とブラケットを設計する。

10. 他の設計要因を照査する（その他必要に応じて梁のせん断，せん断コネクタ，疲労，たわみ，梁破壊強度等）。

ポストテンションの設計に関しては，緊張材の力，緊張材の引抜き，軸力とモーメントの分配および緊張材の長さすべてに相互関係がある。その緊張材の引抜きは，ポストテンションによる力と関連するモーメントの量を決定する。その緊張材の長さは，軸力とモーメント部材の分配や緊張材に作用する限界最大力に影響を及ぼす。緊張材がより長いと言うことは，死荷重による応力は小さく横方向の部位に作用する。最小限の死荷重応力は，ポストテンションによる力に限度が生じるだろう。実際力と分配は，以下の公式に關係する：

$$f = FF(P/A) + MF(Pec/I)$$

ここに， $f$ =応力度， $P$ =緊張材による力， $A$ =縦桁（もし合成桁なら面積を合成しなさい）の面積， $e$ =縦桁か橋の偏心量， $c$ =緊張材との距離， $I$ =縦桁の慣性モーメント（橋が合成であるならば，慣性モーメントを合成しなさい）， $FF$ =軸力比（活荷重の荷重係数比に似ている），そして， $MF$ =モーメント比（活荷重の荷重係数比に似ている）。

ここでは，技術者はその力とモーメント比が等しいと，一般に仮定した。しかし，その仮定は，すべて平行な縦桁が同一で，全く同じ力と偏心量でポストテンションした時だけである。その他の条件の時は，力とモーメント比は，有限要素法によって決定されだろう。

### ③ 設計例

以下の設計例は，前述に概説した手順に従って構成されている。補強された橋は，図-2.54の中で図示した鋼の主桁と，コンクリートの床版を合成している。

その橋は，支間51ft3inの単純桁で，AASHTO橋梁設計仕様書に従って1957年より以前に設計されたもので，2本の外縦桁は，比較的小さい輪荷重で設計されており，2つの内縦桁より3in小さい。路面形状によって縦桁の高さを変化させ，図-2.54(a)の中で示している。縦桁サイズは図-2.54(b)に示し，横桁の位置は図-2.54(c)に示している。

図-2.54(b)の中で，地覆は2つの長方形として仮定し，路面形状と縦桁は水平として仮定している。路面の上の表層の $1/2$ inは，構造上の横断面として無視した。その橋の鋼は，ASTM A7基準に応じて，3

3ksiの降伏応力を持つと仮定している。コンクリートの強度は不明であるが，コア強度試験からコンクリートの強度を経験上から最小値の3,000psiと仮定する。

### 1. 補強基準

合成橋は，アイオワ州で示方書の荷重基準に対応するために，補強が義務づけられている。アイオワ州は種々のトラックが通行しており，認可されたトラックとトレーラーは州立の法律を満足している。許容応力度は，現在のAASHTO橋梁設計編と基準による。A7鋼の曲げ引張力と支圧力の許容応力度は18ksiである。コンクリートの，許容圧縮応力度は1,200psiで，許容引張応力度は164psiである。

### 2. 荷重と荷重比

外縦桁と内縦桁の死荷重は，865lb/lin.-ftと1,147lb/lin.-ftとしてそれぞれ計算している。今後の舗装のため死荷重の付加を，各縦桁に151lb/lin.-ft見込んでいる。外縦桁と内縦桁の車輪-荷重比は，1.07と1.76である。衝撃係数は，0.284として計算している。

### 3. モーメント

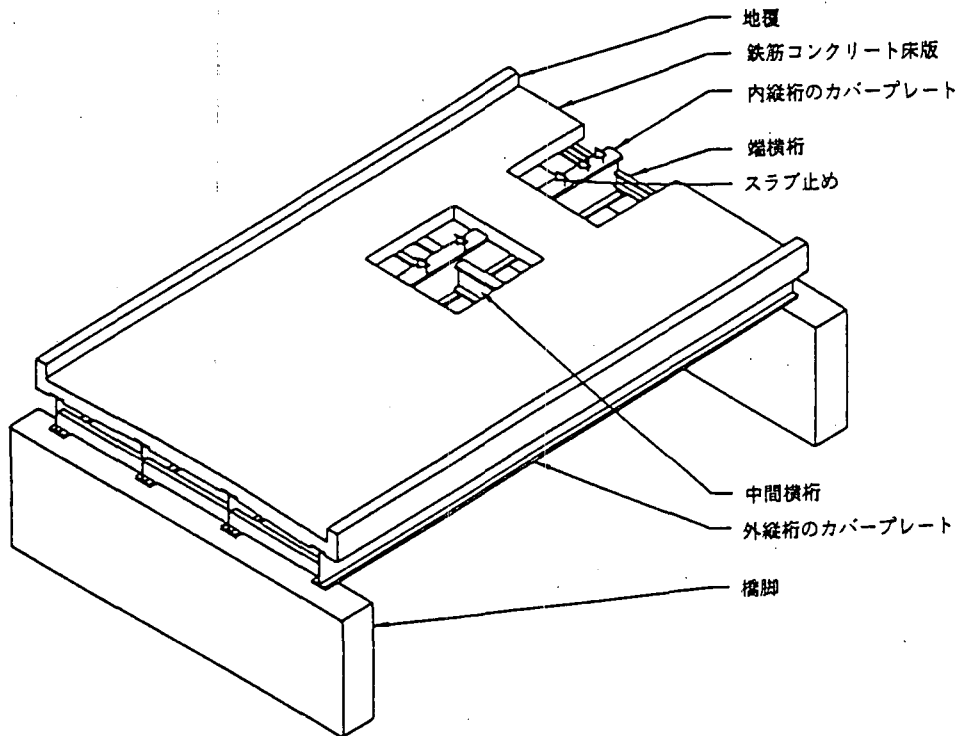
縦桁に作用する種々の荷重により計算された曲モーメントは，表-2.13に示す。

表-2.13 死荷重，長期的な死荷重と活荷重モーメント

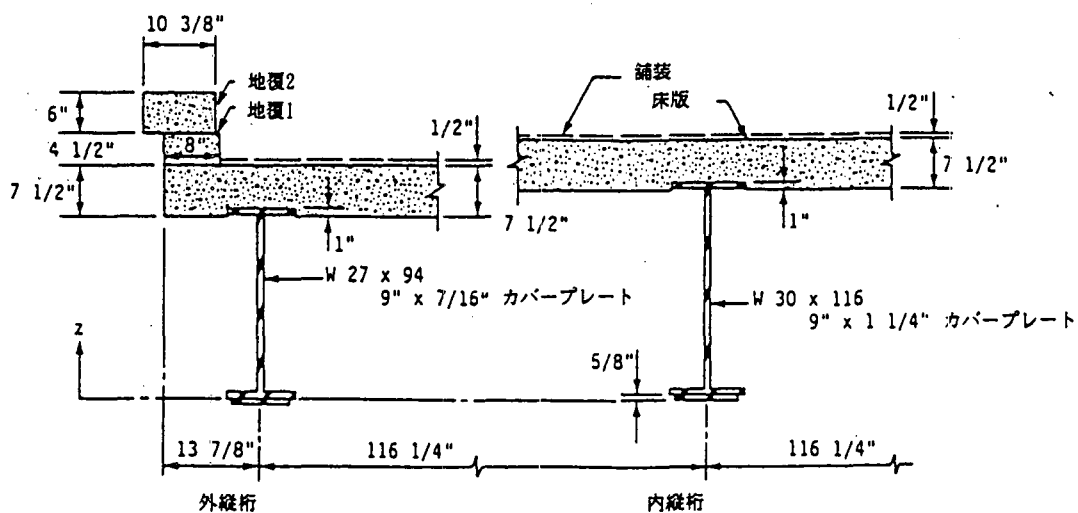
位置	外縦桁のモーメント ft-k	内縦桁のモーメント ft-k
支間中央		
$y_e = y_i = 25.625$ ft		
死荷重	284.00	376.58
長期死荷重	49.58	49.58
活荷重と衝撃	534.73	623.26
カバープレート端部		
$y_e = 13.625$ ft		
$y_i = 9.125$ ft		
死荷重	221.77	220.54
長期死荷重	38.71	29.03
活荷重と衝撃	430.71	385.78
アンカレッジ		
$y_e = 6$ ft		
死荷重	117.42	
長期死荷重	20.50	
活荷重と衝撃	244.62	
$y_e = 2$ ft		
死荷重	42.60	
長期死荷重	7.44	
活荷重と衝撃	93.65	

### 4. 断面性能

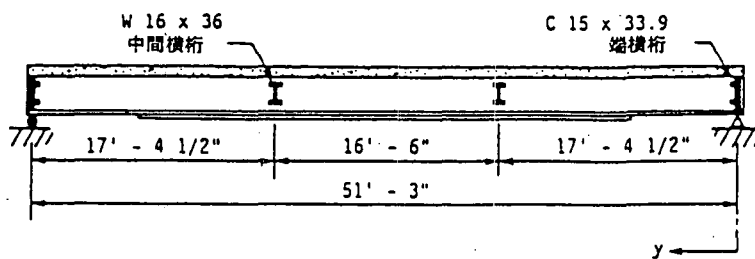
3,000psiのコンクリートの係数比は9と仮定している。AASHTO橋梁設計仕様書から，コンクリートの



(a)全体図



(b)断面図



(c)側面図

図-2.54 実物大の合成鋼縦桁上路橋

フランジ幅は計算により、外桁は58.88in、内桁は90inとなっている。縦桁の断面性能を、表-2.14に示す。

### 5. 低減応力

この種の橋は経験的に、最大超過応力度を軽減させるために、外桁の支間中央にカバープレートを見ることが出来る。なぜなら、わずかのポストテンションでも、外桁の分配効果により、支間中央に超過応力が発生し、この位置が設計のためのポイントである。支間中央の曲げ引張応力度は24.33ksiであり、許容応力度は18ksiである、したがって、低減しなければならない応力度は6.33ksiである。

表-2.14 ポストテンション工法例のための断面性能

	外縦桁		内縦桁	
	Centroid z, in.	I in. <sup>4</sup>	Centroid z, in.	I in. <sup>4</sup>
鋼桁	13.46	3,267	15.63	4,919
カバープレートのある鋼桁	11.75	3,916	11.76	6,999
合成桁 n = 9	25.71	10,439	27.83	12,653
カバープレートのある合成桁 n = 9	24.60	12,950	25.23	20,565
合成桁 n = 27	20.97	7,358	23.13	9,595
カバープレートのある合成桁 n = 27	19.35	8,996	19.44	14,650
全縦桁にカバープレートをした合成桁 n = 9	24.95	12,961	24.95	20,574
内縦桁にカバープレートをした合成桁 n = 9	25.43	10,446	25.43	20,570
カバープレートのない合成桁	26.89	10,561	26.89	12,750

### 6. ポストテンション工法設計

その橋の桁下空間を確保するためには、緊張材は下フランジより上に設置される。緊張材は引張力によって選ばれる。そして、その緊張材を取付けるためのジャッキのシリンダーはおよそ3<sup>1</sup>/<sub>4</sub>inの空間を

必要とする。経験により、支間長のおよそ7%の位置（この橋では43in）に定着部を設け、許容応力度18ksi以下の縦桁の下フランジに2つのボルト孔で固定した。この例では、支間中央で軸力が0.29、モーメントが0.39の分配比となる（これらの比は、橋に生じる全作用軸力とモーメントの、各外縦桁に作用する軸力とモーメントを与える）。これから、ポストテンションに必要な力が計算される。

$$f = FF(P/A) + MF(Pec/I)$$

$$6.33 = (0.39)(P/91.58) + (0.29)[P(20.95)(24.95 + 0.44) / 12961]$$

$$P = 392 \text{ kip}$$

そして、各外桁は  $P = 392/2 = 196 \text{ kip}$ .

### 7. 緊張材の選択

必要とされるポストテンションを確保するためには、使用条件に左右される。そして、計算により求められた力は橋上の活荷重に対して有利にも不利にもなり得る。分配比における潜在的な誤差の仮定は7%である。また緊張材鋼のリラクセーションの仮定は4%である。緊張材と橋の間での温度差は10°Fにつき2%である。トラックの活荷重は2.5%である。初期作用力は  $p = 196 / (1 - 0.07 - 0.047 - 0.02 + 0.025) = 219 \text{ kip}$ . 直径が1<sup>1</sup>/<sub>4</sub>inの150-ksi 2本で、60%の終局荷重を225kipとする。したがって、1<sup>1</sup>/<sub>4</sub>in 2本を使用すると、各鋼棒には、110kipの初期張力が作用する。

### 8. 応力度照査

ポストテンションで、作用荷重条件毎に計算された外と内桁の応力度を、図-2.55に示す。

応力図は、その橋の条件によって活荷重が、内外の桁でうまく調整されたことを示す。許容圧縮応力度が図-2.55(b)の中で下フランジの定着位置で18ksi未満である点に注意して下さい。通常引張である下フランジは横方向に支持されていないので、ポストテンションによる圧縮応力度は低減される。コンクリート地覆の中の引張は、多くの位置で許容応力度164psi応力を越えた。しかし、地覆では無視したが、その床版の引張応力は、許容応力度の範囲内であった。しかし今日まで、その地覆の超過引張応力度が過大な亀裂や損傷を引き起こしてはいない。もし地覆の引張応力を許容値内におさめることを要求するならば、ポストテンション設計は、改訂版を必要とする。

### 9. ブラケットと定着部の設計

支点中心から最大6ft離れた、1in径のボルト孔

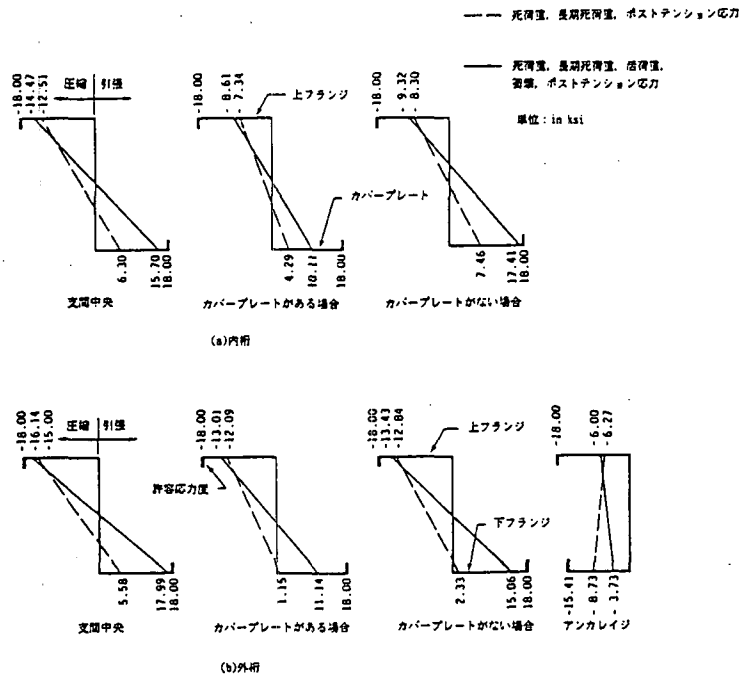


図-2.55 鋼橋の縦桁の応力図

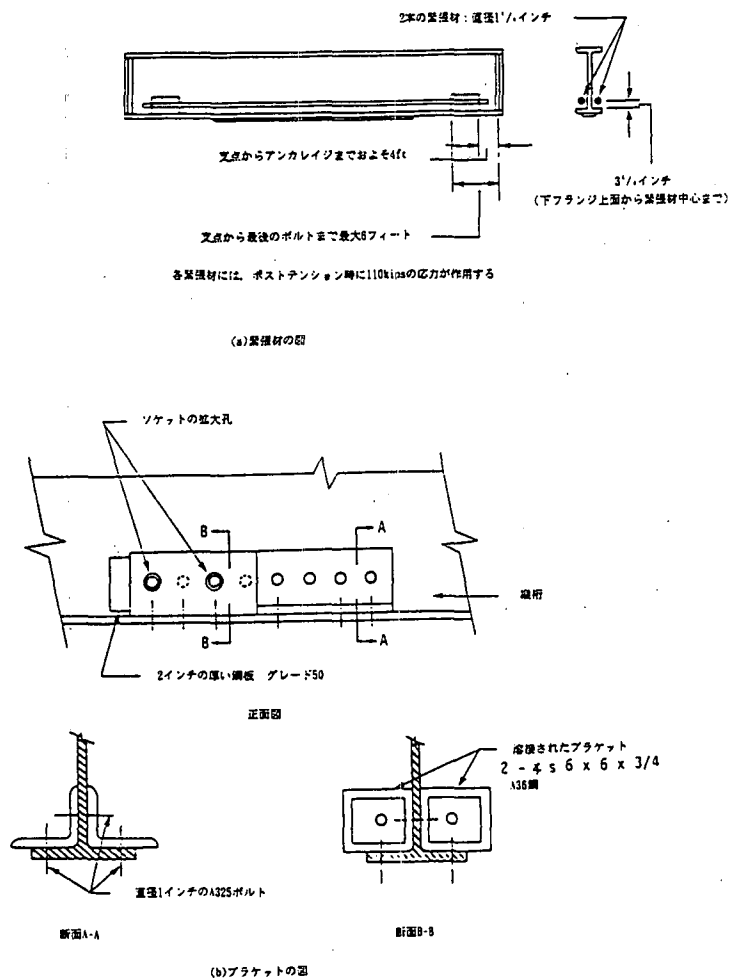


図-2.56 ポストテンション工法の設計



がある定着部付近の計算応力は18ksiを超過することはないことを示している。経験上ブラケット長は約2 ft必要であることを示した。図-2.56の中に示すように、定着部は支点から約4 ft以下が良い。

ブラケットは、山形鋼とプレートを図-2.56に示すように溶接により設計される。現場溶接は必要でない、

なぜならブラケットは上下フランジと腹板にボルト止めで、比較的大きいポストテンション作用力は局部的な超過応力を避けるために縦桁との取合い部でフランジ幅を広げている。

#### 10. 他の設計要素の照査

床版と鋼縦桁の間のずれ止めだけは、問題を示した。その橋は、上フランジとコンクリート床版の間に剛結と仮定したずれ止めで作成設計していた。この仮定がもはや許されなく、追加のずれ止めが、外縦桁に必要だった。ダブルナット付き高力ボルトが、必要に応じて用いられた。

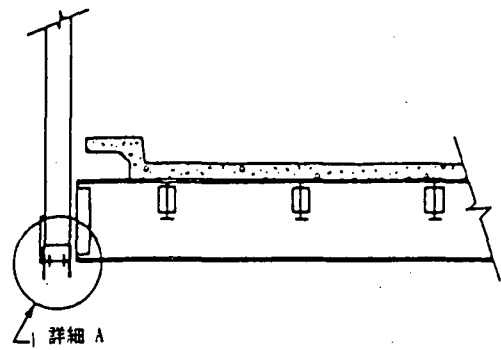
設計例は、単純桁橋の比較的複雑な補強方法として、ポストテンションを適応したものを示した。適切な設計で、応力超過した外縦桁だけを、ポストテンションする必要があった。外縦桁からの離れたポストテンションは、分配された縦桁では応力超過を低減させている。

#### 2.4.7 連結構造の補強

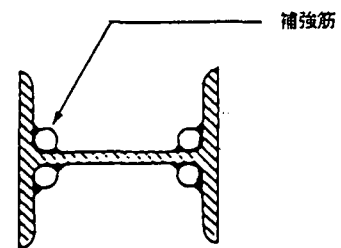
このマニュアルで述べる継手の種類は、トラス継手と同様にカバープレート継手を含む。橋梁の継手の強度を改善するいくつかの技術のうち、最も一般的な技術は、ゆるんでいるか壊れたリベットを新しい高力ボルトへの取り替えである。そのリベットは、空気ハンマーでリベットヘッドをはつき、back-out穴あけ機でリベットの残っている部分を削除する。それから、高力ボルトを挿入し、所定のトルクを与える。その高力ボルトは、せん断耐力の増大により、疲労損傷が減少し連結部の材料疲労寿命が増すことを明確にした。また、座金は材料のかえりをとって締め付けることが望ましい。なぜなら、座金の角のかえりが継手の中でのクラック発生点になるからである。

トラスの下弦材と床桁継手の補強方法を図-2.57に示す。図示の通り、幅広フランジの弦材は、フランジ-ウェブ交点で、4個所の鋼棒が溶接されている。追加のプレート補強材は、継手近傍の疲労応力範囲を低減するためにその継手に後で取り付けられた。プレートは、その図で示された継手位置を横切ってボルトで締められ、その部材の活荷重応力を50%分担するよう設計された。プレート補強の設計は、降

伏状態の90%または最も厳しく荷重載荷した橋に基づいた。



トラス横断面



詳細 A

図-2.57 下弦材継手の補強

溶接カバープレートの端部への高力ボルトの追加は、カバープレートの端部に発生する疲労亀裂の除去または減少を明らかにした。図-2.58は、溶接カバープレートの端部への高力ボルトの追加方法を図示している。

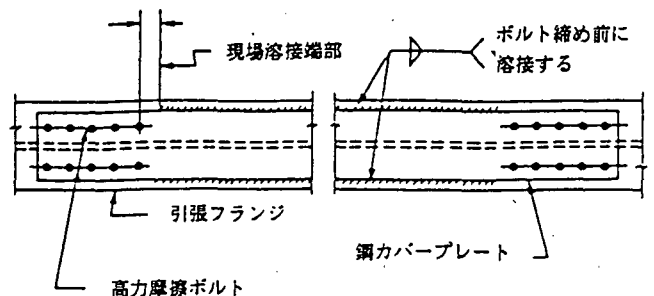


図-2.58 疲労損傷による亀裂を減少させるカバープレートエンドのボルト締

ボルト締めか、リベット締めにした継手への追加の溶接は、補強継手方法としては、慎重に行われなければならない。追加の溶接を施工すると、死荷重と活

荷重応力が作用する（既存の継手には死荷重応力が作用しており、それから、その溶接部分に活荷重応力が作用するように設計されなければならない）。それは、橋の継手に追加溶接を行う場合のいくつかの問題の1つである。取り替えによって発生する2次応力による溶接継手の疲労損傷は、AASHTO疲労強度要求条件の確保と、技術者による最適な細部構造の採用により解決される。また、溶接により継がれたプレートは、割れが発生することもあるため、注意深く溶接施工を行う必要がある。現場溶接は高価であり、また高品質溶接を保証するために慎重に監督しなければならない。既存材料への溶接は、十分な評価・検討を行わなければならない。それに加えて、溶接は堅い継手となる。その継手が元々ピン機能（ほとんどのトラスのように）として設計されるかどうかを慎重に考える必要がある。

古いトラス橋のピンの取替えは、非常に難しい補修作業である。腐食問題は、連結アイバーの腐食したピンの撤去が非常に難しいことに似ている。通常のピンの取り替えは、連結部分に作用している力を受け持つために、橋の下に連結したアイバーを拘束する架台を設置し、切断により古いピンを取り除き新しいピンを取付ける。さらに、アイバーとピンのより安全性を確保するために、大きくしたピンを設置したりアイバーを追加することは、望ましいことである。

また、古いトラス橋の連結アイバーは、疲労損傷のために、ある期間毎に点検しなければならない。連結アイバーの疲労損傷は、ピン受孔の先端で、あるいはピン受孔の側面で、あるいはバー部分で、よく発生する。そこで、その継手の疲労損傷の程度とそのアイバーの両側の有効なスペース次第で、アイバーの補強に利用できる2つの方法がある。スペースがピン継手で十分であり、既存のピン受孔がよい状態であるならば、追加ピン受孔は、そのピンのまわりに合わせて、図-2.59と60の中で示されるように、既存のアイバーに設置できる。

追加ピン受孔は、吊索が既存のアイバーに作用する死荷重を緩和するために使用されている。また、新しいピン受孔とピンの間のきつい接触は、構造物にとって荷重がふたたび作用するであろう。既設のアイバーが厳しい疲労損傷を受ける、あるいはスペースが補助ピン受孔に利用できないならば、古いピン受孔は製造された新しいピン受孔と切り離されなければならない。しかし、アイバーの取り替え方は、取り換え作業中の骨組を拘束するための工夫を必要とする。新しいピン受孔は、冷間加工された棒原材料でも熱間加工された棒原材料のいずれの方法でも、

それらが要求された形状に棒を曲げることによって製作できるであろう。

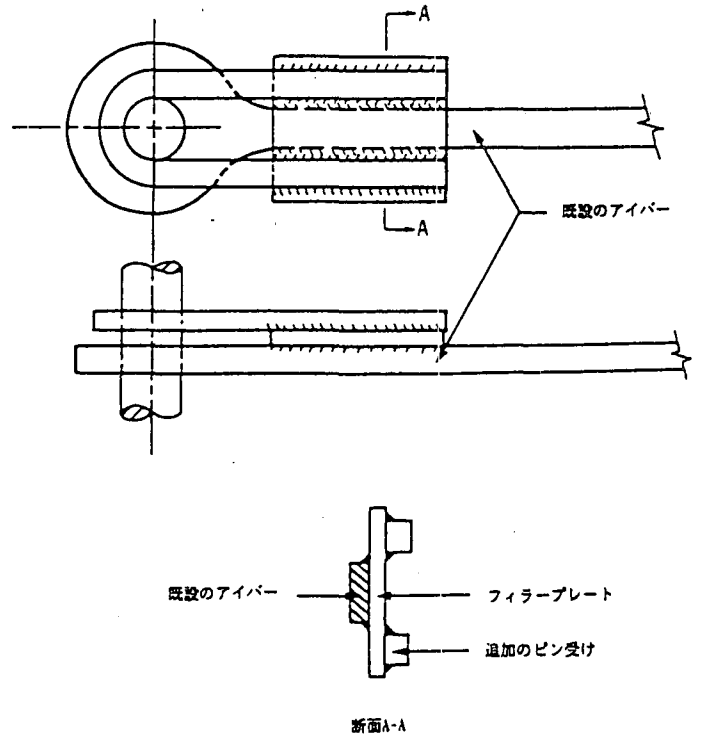


図-2.59 中詰プレートを使っての追加ピン受孔補強

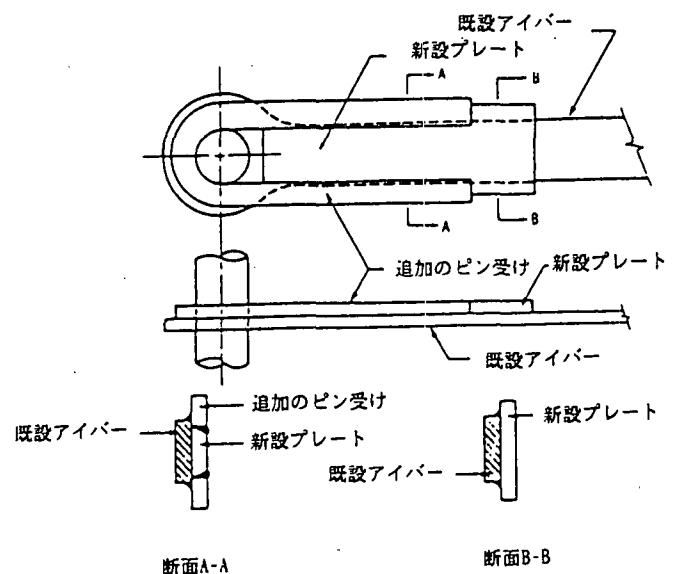


図-2.60 補強の代替の工法

## 2.4.8 橋梁の連続化

### (1) 補助支承の追加

#### a) 解説

補助支承は、支間長を短くするために追加され、それによってその橋の最大正のモーメントを減少させることができる。また単径間の橋を連続や、多径間連続橋に変えることによって、その橋の最大活荷重抵抗値を改善して、作用応力を劇的に変えることができる。たとえこの方法で追加橋脚の工費が、とても高価であっても、それはある種の条件下ではまだ望ましい場合がある。

#### b) 応用と長所

この方法は、鋼・コンクリート・木材の縦桁橋のほとんどの型に適用でき、またトラス橋にも使用された。これらの種類の各々の橋は、後のセクションの中で述べられるはつきりした違いがある。追加した中央支承の利点は、図-2.61に表示されている。種々の支間長（0～120のft）の単純桁について、HS 20-44荷重による最大正の曲げモーメントを示している。また、この図は単純桁の支間に支承を設けて2径間連続桁橋にした場合の正と負の最大曲げモーメントを示している。追加支承の2つの異なる位置は、つぎの通りである； $n=1, n=1.5$ 。ここに、 $n$ は長支間の短支間に対する比率。中間支点（ $n=1$ ）を追加した効果は、80-ftの単純桁橋を想定して説明する。正の最大曲げモーメントは、1164.9ft-kip（単純桁橋）から、69%以上減少した358.2ft-kip（2径間連続桁橋）にすることができる。しかし、266.6ft-kipの負の曲げモーメントが発生することを、考慮に入れられなければならない。その位置は、追加支承がもとの支間のなかで設置されるが、その橋の下にある物理的な制約条件に影響される。また、そのような条件のための最大活荷重曲げモーメントの変化（ $n=1.5$ ）が、図-2.61に示されている。

#### c) 限界と短所

橋の種類によって、この補強の方法にいろいろな制限がある。例えば補強をしようとしている橋が、車道か鉄道の線路の上を通過している初期条件のため、直接既存の橋の下に橋脚の適切な設置位置が存在しないかもしれない。土質条件・流速のような制約は、工費が増大しても必要な杭の長さを伸ばすのがよい。また、深い渓谷に建設されている場合は、工費的に不可能な場合がある。

この方法は、中央支間が長い橋に最も経済的である。これは、縦桁橋のように支間の短い橋には不利である。トラス橋では、そのトラスが追加支承を加える効果があるかを分析・検討しなければならない。

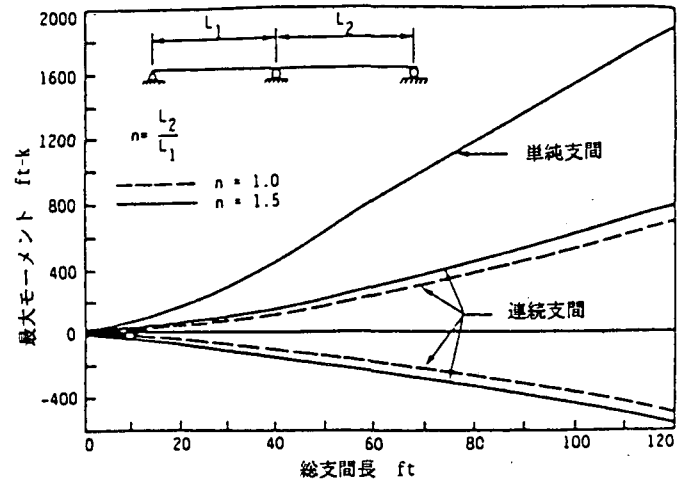


図-2.61 単純桁橋と2径間連続橋の最大活荷重モーメント比較

すべての部材は、新しい支承によって発生する部材力を調査する必要がある。また、特に注意しなければならない点は、元々、引張として設計された部材が、追加支承のため圧縮応力に抵抗しなければならない場合である。

#### d) 一般的な工費に関する知識

支承の追加のための一般的な工費情報は、アイオワDOTによって提供された積算から得られた。この積算を得る際に使われた変数は、以下の通りである。(1)橋長80ft、(2)橋から地面までの距離25ft、そして(3)30ftを除くデッキの合計。

その橋と地面の間の大きい距離のため、コンクリートの橋脚が選ばれた。この橋脚と取り替えられる床版が、27,000ドルであった。これは、床版の1ft<sup>2</sup>あたり13ドルに近い。25ftより高さが低い橋では木材や鋼架台のような他の橋脚形式が考えられる。この方法は費用を床版の1ft<sup>2</sup>あたり10ドル未満に引き下げられる。

#### e) 設計上の注意点

各中間橋脚の構造設計は、幅員や橋の高さおよび土質条件による橋脚作用荷重のような多くの条件に依存しているので、橋脚の一般化された設計手法が確立されていない。技術者は、標準橋脚の設計手法を使わなければならない。考えられる重要な項目（橋の条件、橋のまわりの橋脚条件、土質条件、橋脚の形式、負の曲げモーメント域の強化）を以下に

述べる。

追加支承を設置することは、とても高価である。したがって、その橋の条件は非常に重要である。もし、橋がよい条件に対してあり、唯一の重大な問題が現在の日交通荷重に十分な耐力が不足するならば、この補強の方法が、考慮されなければならない。一方、その橋には、悪くなった床版や不十分な車道幅のような、他の不足があるならば、短期間で高価な補強方法が考慮されなければならない。

その橋に適した支承の追加位置は、その橋の下に存在する物理的な制約に関係している、そのほとんどが車道か鉄道どちらかである。安全目的のために、車道または鉄道から距離を離すことは、支承の追加のために必要である。中間の橋脚が動くことにより、最大正のモーメントの減少の量が、変化する(図-2.61参照)。

支承の追加は、荷重、更には土質条件に影響される。橋脚で最も一般的な型は、ピアキャップとして使われる鋼または木材梁の付くH形鋼か木杭である。フロリダDOTによって使われている方法は、既存の橋梁にわずかな補修により、橋の下に杭を取り付けることが出来る。その方法は、床版に2ft×2ftの正方形の切断孔を明けます。それから、杭はその床版を通して適所へ打ち込まれる。その杭は、ピアキャップとローラーがその縦桁の下に置くことが出来るように、切断される。また、橋脚の他のタイプには、コンクリート杭ベントのような堅実な橋脚、またはハンマー形の橋脚も使うことができる。しかし、そのような橋脚の工費は、それらの使用を限定することがある。

この方法のもう1つの重大な点は、その支承の近くの部位が負のモーメント領域になる床版の中に、補強材を準備するかである。鋼縦桁橋は、合成または非合成かもしれない。もし非合成ならば、コンクリートの床版は負のモーメントの伝達を要求せず、変更を必要としない。合成作用が存在するならば、負の曲げモーメント範囲の床版は取り去り、正しく補強された床版に置き換えられるべきである。縦桁と床版の間にせん断継手の補強材が設置され、床版は補強された床版に取り替えられる。

この方法は、高価で非常に周りの環境に関係しているが、状況に対する正しいセットにとっても効果的である。

## (2) 単純桁の連続化

### a) 解説

この補強の方法で、単に支えられる隣接のスパンは、モーメントとせん断タイプ継手と共に接続され

る。この継手が適当であるならば、単径間は、応力分配を変える1つの連続径間になる。しかし、最大正のモーメントの減少は、中間支点の上の負のモーメントの発生を伴う。

### b) 応用と長所

この方法は、主に鋼と木橋で使用される。縦桁の材料や使われた床版のタイプは、明確に組立詳細を書き取らせる。連続性の効果を説明するために、2径間連続橋の最大モーメントは、図-2.62の中で2つの隣接した単純橋と合わせて、いろいろな支間長により示される。

プロットされた最大モーメントは、HS20-44荷重からある。；死荷重は、含まれていない。プロットされた支間長は、その橋の全長による。2つの異なる支間比率 $n$ は、1つ目の支間長と2つ目の支間長の比率が使われた( $n=1$ と $n=1.5$ )。3つの隣接する単純桁が接続されたときの最大モーメントの結果が、図-2.63で示される。また、2つの支間比率、 $n=1$ と $n=1.5$ がプロットされた。

もし、2つの隣接する40-ftの単純桁橋( $n=1$ )がモーメントとせん断タイプ継手で接続されたなら、最大正のモーメントが449.8ft-kipから358.2ft-kipに20%減少することが図-2.62の中で測定できる。しかし、266.6ft-kipの中間支点上の負のモーメントが、発生する。このように、この手順の主要点は、その縦桁の中間の支間の近くでなく、その橋脚の上にモーメントが作用することによって、正のモーメントの減少が可能になることである。連続性が提供

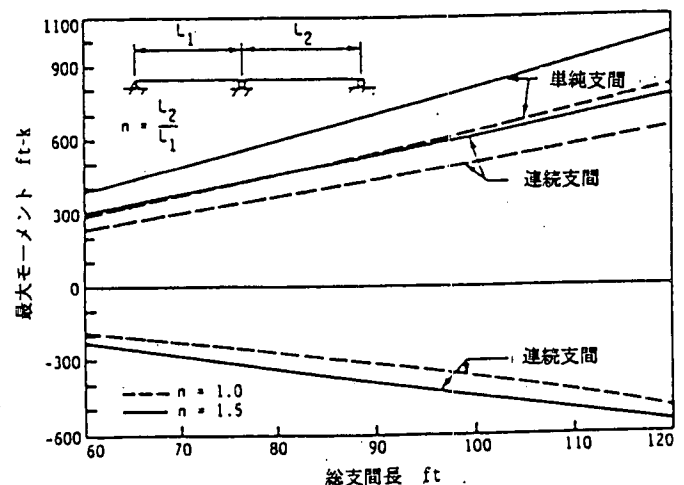


図-2.62 1つの2径間連続橋と2つの隣接した単純橋の最大活荷重モーメント比較

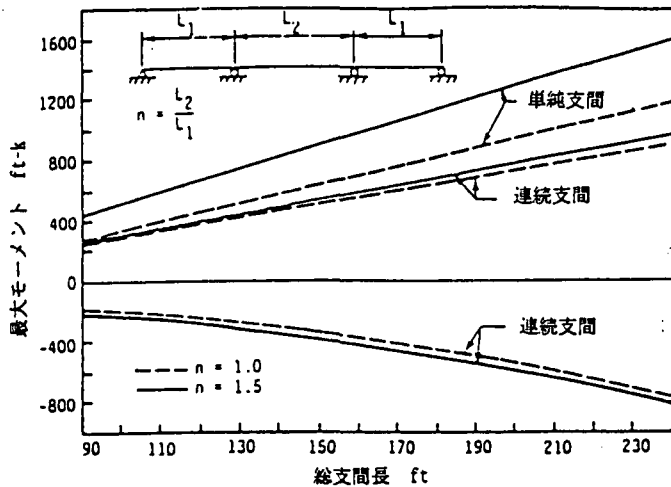


図-2.63 3径間連続桁橋と3つの隣接する単純桁橋の最大活荷重モーメント比較

される各橋脚で、車道継手を省略することにより、この方法も将来のメンテナンス条件を削減します。

c) 限界と短所

単支間を修正するときの主な短所は、その橋脚上に発生する負のモーメントである。連続性を提供するには、縦桁のタイプまたは床版材料に関係なく、新しい負のモーメントやせん断力に対する設計や補強を準備しなければならない。連続性を提供することは、橋脚内部の垂直反力も増加する。したがって、軸上の荷重の増加を支持するために、その橋脚の適合性をチェックしなければならない。

d) 一般的な工費に関する知識

モーメントとせん断の継手をつくるための一般的な工費に関する知識は、アイオワDOTによって提供された積算から得られた。これらの積算を得る際に使われる変数は、以下の通りである、(1) 2つ隣接する30ftの鋼単純縦桁、(2) HS20-44荷重、そして、(3) 積算は4つの縦桁をもつ橋から得られるが、ここでは1つの継手当たりの価格として提示される。最終的には負のモーメント部位であるすべてのコンクリートを削除して、正しくそれを補強したコンクリートに置き換える工費は、この継手の工費に含まれる。

1つの継手の総費用は、継手の数に基づいて7,90

0ドルから9,000ドルまでの範囲である。より多くの継手は、1つの継手当たりの工費を安くします。この方法で使われる連結板とボルトは、より長い支間で増加するでしょう。しかし、その継手の価格はこの変数にすこし影響します。

e) 設計上の注意事項

設計上の注意事項は、橋脚上で全継手（せん断と曲げモーメント）を安全に行うことと関係する。

① 鋼縦桁

Bergerは、コンクリート床版鋼縦桁の連続化を提供する方法について、ここで要約されるいくつかの情報を提供した。コンクリートの床版が健全な状態にあるならば、その部分は、ピアの上で移動されなければならない。明らかに、そのコンクリートが貧弱な状態にあるならば、全床版は、取り壊されなければならない。それから、せん断と同様にモーメントに抵抗することができる継手が、隣接の縦桁との間に設置される。既存の支点は削除される、そして、新しい支点が設置される。ほとんどの場合、各橋脚内部に新しい補剛材とダイヤフラムを加えることが必要である。その連結板と支点が配置された後、橋脚上の床版で追加や取り替えによる補強が必要だった。そのような継手の例が、図-2.64の中で示される。

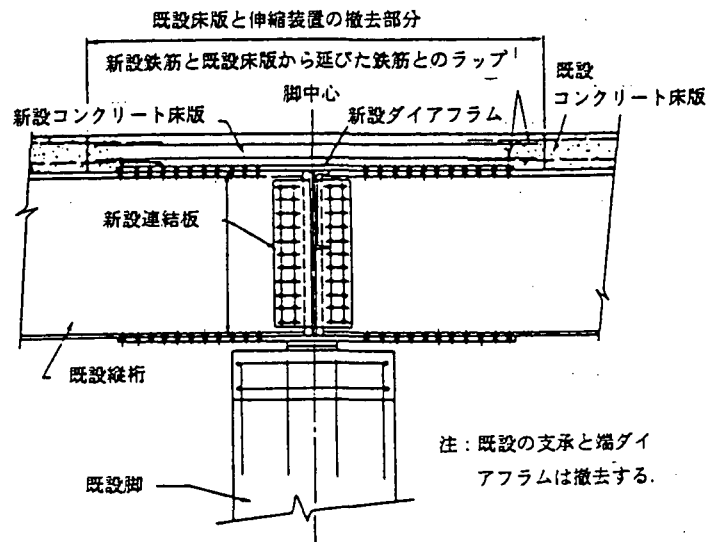


図-2.64 モーメントとせん断タイプ継手の概念上の詳細

## 2. 5 補修・補強マニュアル

### 2.5.1 補修・補強のための流れ図

前章は大多数の橋梁に用いることの出来る補強方法について述べている。吊橋や箱桁橋や曲線橋や斜張橋のような高度な技術を要する特殊な橋梁については除外している。箱桁を除いては、これらの橋梁についてはこのマニュアルでは述べていないが、特別な手法を適用できるものもある。しかし、様々な要素の複雑な相互作用が考えられるため、他の橋梁の補強による効果を調査しないでその補強を行うべきではない。

斜橋に対してはほとんど考慮はしない。補強方法の大部分は斜橋に適用可能である。調査によると橋梁の約65%が斜角は0度であり、13%だけが30°以上の斜角をもっている。このように、たとえこのマニュアルに斜角についての注意書きがなくても、このガイドラインは橋梁の大部分に適用できる。

橋長はどの補強方法にも特別な制限はないが、補強方法の大部分が小～中程度までのスパンの橋梁を対象としている。しかし、中には長支間のものでも適用できる技術もある。

全ての補強手順は少数の例外を除いて上部工に適用する。補強方法の中にはRC脚の補強にも適用できるものがある。しかし、基礎の補強についての情報は含んでいない。同じように地盤のタイプや状態、基礎の形式やその作用力等についての情報もない。

いくつかの補強手順は現場溶接を必要としている。しかし、現場溶接は最善の方法であるとは言えない。古い橋梁においては鋼材の材質がわからないものもある。したがって、鋼材の溶接に対する諸元もわからない。こういった場合では、もし実験で鋼材の溶接諸元を確かめられないのなら、ボルト継手を採用するべきである。たとえ鋼板の材質がわかっていたとしても、元の構造において疲労に対する抵抗力が小さい箇所では溶接するべきではない。どの補強方法が採用されるかに関わらず、疲労に対しては特別な注意が必要である。

使用者はマニュアルを使用する前にその全体の内容を理解することをお薦めする。図-2.65 に示すフローチャートはマニュアルを利用する際の手順を要約している。

補強を必要とする橋梁がこのマニュアルの適用範囲内にあることを確かめてから、最初の手順は、橋梁に作用する荷重を決定することである。耐荷力は路線で予測出来る最も多い交通量に対して耐えられるように強度のレベルを安全かつ機能的にするべきである。最低の許容レベルは乗用車やスクールバスやトラックや石油輸送者や貨物車等のような車輛を

考慮している。

橋梁の必要耐荷力を決定した後、構造解析を行い可能な補強方法を特定する。詳細な構造解析を行う目的は2つある。

1. 耐荷力を決定するためのより正確な構造解析方法を現在では行うことができる。これらの計算をすることにより、耐荷力が前に解析した時の結果よりも実際は大きかったという結果が出る可能性がある。
2. 構造物のどの部材がまたどの部材の組合せが補強を必要としているかを特定することが必要である。

もし現橋のある部材がひどく損傷していたら、補強する前にその原因を特定してそれを防止しなければならない。

このフローチャートは補強システムを実行する際の様々な作業を示している。見ればわかるように、最初の作業はその構造の弱点を知るための構造解析、補強箇所の決定、様々な補強方法の選択肢の検討である。予想される交通量に対して適当であると判断された補強方法はさらに検討が必要である。加えて、もし複数の部材を補強する必要がある場合、異なった補強方法が予想される交通量に耐えうるために用いられることもありえる。

2つめの作業はそれぞれの方法についてかかる費用の検討である。この作業はそれぞれの補強方法について毎年一定にかかる費用 (EUAC) や架け替えた際の費用を決定することを含んでいる。


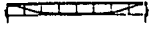
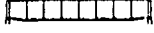
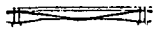
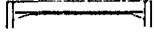
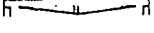
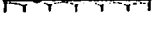

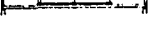

最後の手順はそれぞれの補強方法と架け替えのEUACを比較することである。さらに、決定を下す過程において影響を及ぼすと考えられる特別な問題はこの時に検討する。これらの要素を全部考慮した末に、架け替えをするのか、またはどの補強方法または補強方法の組合せを採用するのか決定を下す。

### 2.5.2 補修・補強に関する事例

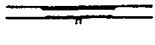
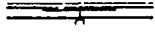
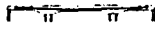
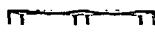
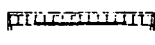
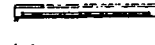
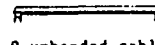
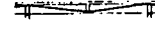
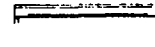
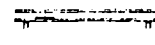
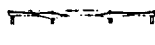
表-2.15 に補修・補強の事例とそれぞれの事例に関する記述のある参考文献を示す。ここでは橋軸方向の補修・補強の事例を33件 (1-1~1-33)、橋軸直角方向の事例を9件 (2-1~2-9) 紹介している。参考文献の番号は表の中の参考文献の項の番号と対応しているので、興味のある方は該当する文献を参照していただきたい。

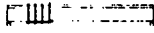

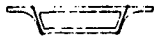
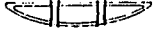
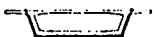
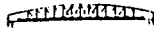
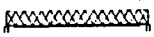
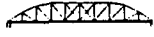

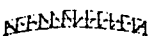
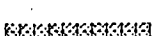
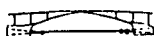


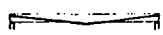
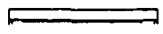




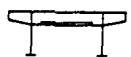
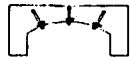

表-2.15 補修・補強事例

	場所	径間長	橋梁形式	補修・補強対象	補修・補強方法	参考文献
1-1	(1964) Argenteuil -Juvisy rail line, France	69	steel plate girder-floor beam, rail- way bridge built 1934-36	repair fatigue damage	 6 cables encased in concrete per girder	1
1-2	(1964) Ostrava, Czechoslovakia	67	skewed steel plate girder- floor beam, railway bridge		 steel tee mechanism attached to outside of each girder	2
1-3	(1969) Sasar River, Rumania	60	skewed steel plate girder- floor beam, railway bridge	strengthen for increased train load	 steel angle tendon	3
1-4	1969 Welland Canal, Ontario, Canada	44	haunched reinforced concrete tee, highway bridge built 1920		 2 cables per beam grouted in plastic tubes, beams made continuous	4
1-5	(1974) Foxton- Barrington rail line, England	42	haunched reinforced concrete stringer, railway bridge built 1926	strengthen for increased train load and new axle spacings	 2 bars per beam encased in gunite	5
1-6	1975 West Chaska, Minnesota	30	steel stringer highway bridge, built 1923	strengthen temporarily (before re- placement) for increased truck load	 one cable per 2 beams under 12 x 12 timber beam and blocks	6
1-7	1975/76 Rhone River France	50-80- 80-80- 80-50	continuous haunched concrete stringer		 6 cables per stringer, entire length of bridge	7
1-8	1976 Clyde River, Glasgow, Scotland		continuous steel box girder cable stayed, high- way bridge built 1971	strengthen to meet new design criteria	 16 bars at each approach span pier	8
1-9	1977 Lewis County, Washington		prestressed concrete stringer, highway bridge	repair damaged girders	 tendons each side of web	9
1-10	1978 Stadt-autobahn Duesseldorf, West Germany		continuous prestressed concrete single box, highway bridge built 1958-59	repair construction joint damage	 three external tendons each box beam web	10



		場所	径間長	橋梁形式	補修・補強対象	補修・補強方法	参考文献
1-11	1979	Shasta Lake, California	35 stringer	(steel deck truss) continuous steel wide flange stringer, highway bridge	strengthen for additional median barrier, deck, and widening loads	 2 cable tendons and compression bars per beam	11
1-12	(1980)	West Germany		composite steel stringer, highway bridge	reduce deflections in multiple simple spans by creating continuity	 tendons each side of web	12
1-13	1981	Netekanaal, Belgium	79-131-79	continuous prestressed concrete tees	repair corrosion and compensate for design deficiencies	 18 cables of 3 lengths, 6 cables in 3 spaces between beams	13
1-14	1981	Rhone River, France	98-361-66-361-98	continuous, prestressed double concrete box, highway bridge built 1967-69	repair cracking and compensate for inadequate prestress	 12 cables for end spans, 4 additional cables in long spans	14
1-15	1982	Avenue 328 overcrossing California	90	composite steel plate girder, highway bridge	strengthen for permit loads	 2 cables per girder, grouted in galvanized pipe	15
1-16	1982	Greene County, Iowa	71	skewed composite steel wide flange highway bridge	strengthen exterior beams to meet current AASHTO specifications	 4 bars per exterior beam, epoxy coated	16
1-17	1983	Juechen, West Germany	43	skewed reinforced concrete slab highway bridge built 1976-77	repair cracking and compensate for inadequate steel	 9 unbonded cable tendons in holes drilled longitudinally	17
1-18	1984	Autobahn Wiesbaden-Hochheim, West Germany	-116-	continuous prestressed concrete tee, highway bridge built 1963-66	repair cracking and cable damage	 2 cables per web	18
1-19	1984	Pasco County, Anclote River, Florida	49	composite steel stringer highway bridge	strengthen bridge to increase capacity from H15 to HS20	 2 bars per beam	19
1-20	1984	Talbruecke Heckholzhäuser, West Germany	98-123-123-98	curved, continuous prestressed concrete, double box beam, highway bridge built 1959	repair cracks at construction joints	 tendons across cracked joint	20
1-21	1985	Waiwaka Terrace, New Zealand	45-60-45	continuous reinforced concrete beam and slab, highway bridge built 1955	strengthen for heavy equipment hauling	 strengthen for heavy equipment hauling	21

		場所	径間長	橋梁形式	補修・補強対象	補修・補強方法	参考文献
1-22	approx. 1980	Wyoming		timber stringer highway bridge	repair shear cracks in web	 vertical steel bolts tensioned against steel plate below stringer	22
1-23	1982-83	Itzehoe, West Germany	-144-	prestressed concrete stringer highway bridge built 1965-67	repair seat for suspended span in cantilever construction bridge	 tendons at 15°, 30°, and near vertical	23
1-24	(1985)	Europe (not stated)	88-171-171-88	curved continuous prestressed concrete box, highway bridge built 1974	repair web shear cracking	 tendons drilled in webs	24
1-25	(1986)	Europe (not stated)	177-199-199-177	continuous prestressed concrete multiple box, highway bridge built 1961	repair shear cracking near piers	 vertical tendons near piers	24
1-26	(1986)	Europe (not stated)	117-141-141-141-117	continuous prestressed concrete box, highway bridge built 1970	repair shear and longitudinal cracking	 external bars	24
1-27	1956	Birmingham, England	115	steel truss (lattice girder), highway bridge built 1906	repair weakened tension chord and increase capacity	 8-90 ft bars	25
1-28	1957	Wye River, Monmouth, England	149	wrought iron truss (lattice girder), railway bridge built 1876	repair corroded strengthening box section for lower chord	 4-128 ft bars per truss	26
1-29	(1969)	Bucharest-Petesti rail line, Rumania	138	steel, Schwedler through truss railway bridge	strengthen for increased train load	 one rigid tendon per truss	27
1-30	1969	Aarwangen, Switzerland	157-157	continuous wrought iron truss highway bridge	strengthen for increased truck load and reduce motion under load	 2-cable and tube mechanism per truss	28
1-31	(1975)	Czechoslovakia	335	steel truss highway bridge		 two cables per end diagonal members	29
1-32	1984	Agognetta, Italy	80	steel truss highway bridge	repair corrosion and strengthen for increased traffic loads	 one cable per truss grouted in steel box	30
1-33	1953-54	Lachen, Switzerland	131	three-hinged reinforced concrete deck arch, highway bridge built 1940	reduce crown deflection of 4.5 inches and rotation of foundations	 8 cables for each of two arches grouted in concrete pipe	31

	場所	径間長	橋梁形式	補修・補強対象	補修・補強方法	参考文献
2-1	(1963) San Francisco-Oakland Bay Bridge, California	65 to 85	reinforced concrete transverse beams	compensate for removal of center supports for beams	 strand-bar combination	32
2-2	(1963) San Francisco-Oakland Bay Bridge, California		steel wide flange transverse beams	strengthen for increased truck loads	 T-1 plate on bottom flange	32
2-3	(1969) Welland Canal, Ontario, Canada		new concrete bearing diaphragms	increase shear transfer among stringers		33
2-4	1982 Pickerel River, Ontario, Canada		laminated timber deck	improve load distribution	 bars above and below deck, continuous longitudinal channel	34, 35
2-5	(1983) Pike and Morgan Counties, Illinois	25	wide flange steel floor beams	strengthen for increased truck loads	 bars pregrouted in PVC tubes, double corrosion protected	36
2-6	(1983) DuPage County, Illinois		multiple prestressed concrete box beams	prevent further spreading of box beams	 bars cut into deck and below beams with waler system	36
2-7	(1985) Denkendorf, West Germany		steel floor beams	repair corrosion	 2 tendons per beam (proposed)	37
2-8	(1956) Bawtry Viaduct, England		masonry deck arch, railway bridge	repair spreading retaining walls and longitudinal crack in arch	 transverse tendons near top of retaining wall and top of arch	38
2-9	(1969) Vienne River, France	67	masonry deck arch, highway bridge built in 1850, widened in 1968	repair longitudinal cracks up to 0.80 in.	 7 transverse cables per arch	39

#### 参考文献

- 1) CHOLUS, J., "Strengthening of Steel Railway Bridges by Prestressing." ("La metalliques de la S.N.C.F."), France (1964). (French)
- 2) FERJENCIK, P. and TOCHACEK, M., "Prestressing in Steel Structures." ("Die Vorspannung in Stahlbau.") Wilhelm Ernst & Sohn, West Germany (1975) 406pp. (German)
- 3) STERIAN, D. "Introducing Artificial Initial Forces into Steel Bridge Decks." Acier-Stahl-Steel, Vol. 34, No. 1 (Jan. 1969) pp. 31-37.
- 4) VERNIGORA, E., MARCEL, J. R. M., SLATER, W. M., and AIKEN, R. V., "Bridge

- Rehabilitation and Strengthening by Continuous Post-Tensioning." J.PCI Vol. 14, No. 2 (Apr. 1969) pp. 88-104.
- 5) CROZIER, A. C., "Strengthening a Fifty-Year-Old Viaduct." Concrete, Vol. 8, No. 7 (Jul. 1974) pp 22-25
  - 6) BENTHIN, K., "Strengthening of Bridge No. 3699, Chaska, Minnesota." Minnesota Department of Transportation (1975) 11pp.
  - 7) VIRLOCEUX, M., "External Prestressing." ("La proton-trainee exterieure.") Annales de L'Inslitut Technique du Batiment et des Travaux, France, No. 420 (Dec. 1983) pp. 115-124, 191. (French)

- 8) "SAGGING ERKSINE TO GET A RISE." New Civil Engineer, No. 182 (Feb. 26, 1976) p.
- 9) UNIVERSITY OF VIRGINIA CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT, VIRGINIA HIGHWAY AND TRANSPORTATION RESEARCH COUNCIL, and VIRGINIA DEPARTMENT OF HIGHWAYS AND TRANSPORTATION, Bridges on Secondary Highways and Local Roads-Rehabilitation and Replacement. NCHRP Report 222 (May 1980) 73 pp.
- 10) SCHMITZ, H. and MILLER, B., "Rehabilitation of the Prinzenallee Elevated Roadway-Execution of the Rehabilitation." ("Sanierung der Hochstrasse Prinzenallee bauliche Durchfuehrung der Sanierung.") Konstruktiver Ingenieurbau-Berichte, West Germany, Vol. 41, pp. 37-42. (German)
- 11) MANCARTI, G. D., "Strengthening California's Steel Bridges by Prestressing." TRB Record 930, Transportation Research Board (1984) pp. 183-187
- 12) JUNGWIRTN, D. and KERN, G., "Long-Term Maintenance of Prestressed Concrete Structures-Prevention, Detection and Elimination of Defects." (Langzeitverhalten von Spannbeton-Konstruktionen Verhueten, Erkennen und Beheben von Schaden.") Beton und Stahlbetonbau, West Germany, Vol. 75, No. 11 (Nov. 1980) pp. 262-269. (German)
- 13) DEBUCK, J., VAN ESSCHE, T., VAN GEMERT, D., GAMSKI, K., DEGEIMBRE, R., RICO, J. M., and WIERTZ, J., "Conception, Computation and Test Program for the Ripair of Two Prestressed Concrete Bridges." ("Konceptie, Berekening en Proefprogramma voor de Herstelling van Twee Bruggen in Voorgespannen Beton.") Tijdschrift der Openbare Werken van Belgie, Belgium, No. 2 (1981) pp. 1-35. (Flemish and French)
- 14) MOREAU, P. and MILLER, J., "Strengthening by Means of Additionl Prestressing of the Pout de Givors., "Reinforcement par precontrainte additionnelle du pont de Givors.") Annales de l Institut Technique du Basement et des Travaux Publish, France, No. 411 (Jan. 1983) pp. 105-109. (French)
- 15) MANCARTI, G. D., "Strengthening California's Steel Bridges by Prestressing." TRB Record 930, Transportation Research Board (1984) pp. 183-187.
- 16) KLAIBER, F. W., DEDIC, D. J., DUNKER, K. F., and SANDERS, W. W., JR., "Strengthening of Existing Single Span Steel Beam and Concrete Deck Bridges. "Final Report-Part 1, Engineering Research Institute Project 1536, ISU-ERI-Ames-83185, Iowa State Univ. (Feb. 1983) 185pp
- 17) RHEINISCHES STRASSENBAUAMT MOENCHENGLADBACH, "Rehabilitation of Structures 41 in Autobahnkreuz Holz." ("Erfahrungsbericht-Sanierung des Bauwerks Nr. 41 in Autobahnkreuz Holz.") Rheinisches Strassenbauamt Moenchengladbach, Germany (1983) 11 pp.
- 18) ENGELBACH, "Report on the Strengthening of the Bridge. over the Main River at Hochheim on the Federal Autobahe Wiesbaden-Hochheim." ("Erfahrungsbericht ueber die Verstaerkungsarbeiten an der Mainbruecke Hochheim (Vorlandbruecke) im Zuge der Bundesautobahn Wiesbaden-Hoche im (A 671).") Wiesbaden : Hessisches Landesamt fuer Strassenbau (1984). (German)
- 19) BECK, B. L., KLAIBER, F. W., and SANDERS, W. W., JR., Field Testing of County Road 54 Bridge over Anclote River, Pasco County, Florida." Engineering Research Instatute Project 1730, ISU-ERI-Ames-81417, Iowa State Univ. (Oct. 1984) 48 pp.
- 20) ENGELBACH, "Report on the Rehabilitation and Strengthening of the Bridge over the Valley at Heckolzhausen on B 49 between Limburg and Wetzlar." ("Erfahrungsbericht ueber die Sanierungs und Verstaerkungsarbeiten an der Talbruecke Heckholzhausen im Zuge der B 49 zwischen Limberg and Wetzler.") Wiesbaden : Hessisches Landesamt fuer Strassenbau (1984) (German)
- 21) BLAKELEY, R. W. G., DOWSINC, R. S., DUNLOP, R. J., PRESTON, R. J., and THOMPSON, K. J., "The Road to Motunui." The Institution of Professional Engineers New Zealand: Transporfailon, Vol. 12, No. 2/CE (Jul. 1985) pp. 104-119.

- 22) UNIVERSITY OF VIRGINIA CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT, VIRGINIA HIGHWAY AND TRANSPORTATION RESEARCH COUNCIL, and VIRGINIA DEPARTMENT OF HIGHWAYS AND TRANSPORTATION, "Bridge on Secondary Highways and Local Roads-Rehabilitation and Replacement." NCHRP Report 222 (May 1980) 73pp.
- 23) STRASSENBAUAMT ITZEHOE, "Documentation for Rehabilitation, Stoerbruecke Itzehoe." ("Dokumentation von Instandsetzungsmassnahmen, Stoerbruecke Itzehoe.") Itzehoe, West Germany (1985) 4 pp. (German)
- 24) ANDREY, D. and SUTER, R., "Maintenance and Repair of Construction Works." (Maintenance et reparation des ouvrages d'art.) Ecole Polytechnique Federal de Lausanne, Switzerland (1956). (French)
- 25) BERRIDGE, P. S. A. and DONOVAN, L. H., "Prestressing Restores Weakened Truss Bridge." *Civ. Eng.*, Vol. 26, No. 9 (Sept. 1956) pp. 48-49.
- 26) BERRIDGE, P. S. A., "Prestressing Strengthens a Wrought Iron Bridge." *Civ. Eng.*, Vol. 27, No. 8 (Aug. 1957) pp. 38-39.
- 27) STERIAN, D. "Introducing Artificial Initial Forces into Steel Bridge Decks." *Acier-Stahl-Steel*, Vol. 34, No. 1 (Jan. 1969) pp. 31-37.
- 28) MUELLER, T., "Alteration of the Highway Bridge over the Aare River in Aarwangen." ("Umbau der Strassenbruecke ueber die Aere in Aarwangen.") *Schweizerische Bauzeitung*, Switzerland, Vol. 87, No. 11 (March 13, 1969) pp. 199-203. (German)
- 29) FERJENCIK, P. and TOCHACEK, M., "Prestressing in Steel Structures." ("Die Vorspannung in Stahlbau.") Wilhelm Ernst & Sohn, West Germany (1975) 406 pp. (German)
- 30) CAUVIN, A. and SOTTOTETTI, S., "Prestressed Steel Structure : Example of Application to Reinforce a Bridge." (Strutture in acciaio presollecitate : esempio di applicazione al rinforzo di un ponte.) *Le Strade* (Italy), Vol. 86, No. 1212 (Jan. Feb. 1984) pp. 69-75. (Italian)
- 31) SCHUEBIER, E. and WACHTER, H. R., "Utilization of Prestressing for the Restoration of the Swiss Railway Overpass near Lachen." ("Anwendung der Vorspanntechnik auf die Sanierung der SBB Unterfuehrung bei Lachen.") *Schweizerische Bauzeitung*, Switzerland, Vol. 73, No. 31 (Jul. 30, 1955) pp. 475-478. (German)
- 32) "Modern Post-Tensioning Methods Rehabilitate Famous Old Crossing." *Engineering News Record*, Vol. 171, No. 6 (Aug. 8, 1963) pp. 52-56.
- 33) Vernigora, E., Marcil, J. R. M., and Aiken, R. V., "Bridge Rehabilitation and Strengthening by Continuous Post-Tensioning." *J. PCI*, Vol. 14, No. 2 (Apr. 1969) pp. 88-104.
- 34) Taylor, R. J. and Csagoly, P. F., "Rehabilitation of Wood Highway Bridges." Ontario Ministry of Transportation and Communications (1980) 43 pp.
- 35) Van Dalken, K., Taylor, R. J., and Batchelor, B. D., "Transverse Prestressing of Prestressed Laminated Wood Bridge Decks." Final Report, International Association for Bridge and Structural Engineering 12th Congress, Vancouver, Can. (Sept. 3-7, 1984) pp. 1118.
- 36) Lamberson, E. A., "Post-Tensioning Concepts for Strengthening and Rehabilitation of Bridges and Special Structures: Three Case Histories of Contractor Initiated Bridge Redesigns." Dywidag Systems International, Lincoln Park, N. J. (1983) 48 pp.
- 37) Zellner, W. and Saul, R., "Experience in the Remodeling and Restoration of Bridges." ("Ueber Erfahrungen beim Umbau und Sanieren von Bruecken.") *Bautechnik* (Feb. 1985) pp. 51-65
- 38) West, J. D., "Some Methods of Extending the Life of Bridges by Major Repairs or Strengthening." *Proc. ICE*, Vol. 6, Session 1956-57 (Feb. 1957) pp. 183-215
- 39) Labaune, J., "The Widening and Consolidation of The Pont-Neuf across the Vienne at Limoges." ("Elargissement et consolidation du Pont-Neuf sur la Vienne a Limoges") *Construction*, France, Vol. 24, No. 3 (Mar. 1969) pp. 100-108. (French)

## 2. 6 まとめ

鋼橋の補修・補強方法は8つに大別される。これらの補修・補強方法はコンクリート橋に対しても適用可能である。

ここで紹介した文献が取り扱っている道路橋の補修・補強事例は1987年までに行われたものである。最近の事例も取り扱った文献を以下に紹介しておく。

P.P.Xanthakos: Bridge Strengthening and Rehabilitation, Prentice-Hall, Inc., USA, 1996.

最後に日本の補修・補強の事例を紹介する。鋼橋の補修に関する文献は多いので、ここではできるだけ補強に関して重点的に調査することとする。

### ○鉄筋コンクリート(RC)床版の補強・取り替え

昭和40年前後に施工されたRC床版は、現在のものより版厚が薄く鉄筋量も不足しているものが多いので、多くが損傷を受けている。これを直接補強する方法(鋼板or炭素繊維等の接着・縦桁追加・増厚等)もあるが、合成床版、プレキャスト床版あるいは鋼床版等に取り替えられた例も多い。特に、二等橋を一等橋あるいはB活荷重に対応できるよう、先述の軽量床版に取り替えられた例があり、米国と似た補強方法が採用されている。

また、近年はプレストレス技術の進歩により、兵庫県の御坂橋では二等橋の単純合成桁を床版増厚と外ケーブル補強の組み合わせにより、B活荷重に対応できるよう補強した例がある。また、国道113号桜川橋では単純合成桁のRC床版をプレキャスト床版に取り替える際に施工時の主桁補強として外ケーブルが使用されている。同様に、国道42号郵便橋ではB活荷重対策と幅員拡幅のため、床版をグレーチング床版に取り替え、その工事期間中の主桁補強として使用されている。

### ○部材強度の改善

カバープレートによる補強は、荷重改訂に伴う主桁補強および腐食、損傷した部位の補修・補強方法として我が国でも一般的に採用されている。カバープレートの取り付け方法には、現場溶接と高力ボルトがあるが、現場施工性や疲労上の問題から高力ボルトによる取り付けが一般的である。ただし部材の応力状態により、既設部材のボルト孔控除による応力度照査が必要である。

### ○部材の追加取り付け

主桁・縦桁・横桁の追加は、床版補強や幅員拡幅

工事に我が国でも多く採用されている。

アーチ・トラス部材の追加の例としては、鉛直材の取り替えおよび斜材・対傾構・横構を追加して、鋼2ヒンジアーチ橋を鋼2ヒンジブレースドアーチ橋に改造した例がある。また、主ケーブルが腐食し耐荷力の低下した道路橋の吊り橋をアーチにて支持して上路アーチ構造に構造変更した例もある。

アーチ・トラスの重設の例は少ないが、災害時の応急復旧や、架替工事の仮橋としてポニートラスの重設が採用されている。

### ○ポストテンショニング

先述したように我が国の外ケーブル補強は、他の補強工法と併用して採用されることが多い。ワーレントラス形式の道路橋として1924年に完成している犀川大橋においては、歩道部の拡幅や活荷重の改訂に対応するために、床版補修や主構造の補強が行われた。主構造の補強では、応力余裕が不足する垂直材を32mm径の鋼棒で吊り下げ、1部の鋼棒にプレストレスが導入されている。単独で採用された例は、日本道路公団西名阪自動車の美陵高架橋、中国自動車道の宮の前高架橋がある。

### ○連結構造の補強

高力ボルトを用いた既設構造物の補修・補強は我が国においても従来から行われている。たとえば、損傷したりベットや高力ボルトの取り替え、疲労亀裂や腐食等に対する補修、付属物や補強部材等の取り付けに用いた補修・補強は、新設の場合に考慮しなければならない項目に加えて、路面供用下での孔明けなど、一時的に構造物の耐荷力を減少させることや、所定の摩擦係数を確保することの困難さなどの問題点があり、十分な検討が必要であるが、路面供用下の既設構造物への現場溶接による補修・補強も阪神高速道路公団などで採用されている。

### ○橋の連続化

我が国では支承の追加による単純桁の連続化はほとんど例を見ないが、単純桁を連続桁にする連続化は近年よく行われている。ただし、我が国では、連続化により最大正曲げモーメントを減少させる目的から行われるよりも、むしろ伸縮装置の維持管理の省力化、車両走行の円滑化、騒音・振動の低減等を目的とする、日本独自の補強方法として採用されている。

次ページより、補修・補強に関する日本の文献の紹介を示す。

- 1) 水木・中野・前田・作田・町田・富沢: 疲労亀裂を生じた鋼アーチ道路橋の実橋調査と補修, 川田技報, 244-250, 1985
- 2) 佐藤亮典・田部井芳郎・藤田益夫: 鉄筋コンクリート床版補強工事, 土木施工, 75-80(1971.10), 65-68(1971.11)
- 3) 国広哲男: 道路橋床版内部の補強について思うこと, 橋梁と基礎, 6-10, 1963. 03
- 4) 白川義和・岡村隆夫・隅田一夫・大内芳明: 新青柳橋の床版補強計画, 橋梁と基礎, 29-34, 1983. 06
- 5) 国広哲男: 橋梁スラブのこわれ方、なおし方(その2), 土木施工, 93-100, 1971. 12
- 6) 西村昭、北沢孝次、牛尾正之、村山康昭: 黎明期の橋梁の材料と耐用性, 橋梁と基礎, 1982. 04
- 7) 瀬端一男、青島実、長島和夫、古谷誠八郎: 利根川橋旧橋補強工事に関する鋼材調査, 橋梁と基礎, 26-31, 1969. 12
- 8) 佐伯、金井、西川、阿部、谷口、阿部、三木、宮田他: 補修と補強特集, 橋梁と基礎, 1-196, 1983. 08
- 9) 河野紀利、藤井康男: パイパス工法による鋼桁補修について, 第 17 回日本道路会議, 956-957, 1987
- 10) 園田恵一郎、沖野真、林秀侃、喜田浩: 道路橋 R C 床版に対する鋼板接着補強工法の信頼性に関する研究, 土木学会論文集, No. 398, 245-254, 1988. 1
- 11) 鋼桁切欠部の健全度に関する調査研究委員会: 鋼桁切欠部の健全度に関する調査研究報告書, 阪神公団, 1983. 03
- 12) 松川昭夫、中川弘、横谷富士男、水上秀樹: 本町橋の補修・補強工事, 橋梁と基礎, 46-51, 1983. 08
- 13) 手塚茂樹、池田良典: 鋼 I 桁支点切欠き部の補修, 橋梁と基礎, 56-59, 1983. 08
- 14) 矢島富広・鷹見: 東京都における橋梁の維持管理の現状と対策, 橋梁と基礎, 20, 1974. 1
- 15) 土木学会鋼構造委員会疲労変状調査小委員会: 鋼橋の疲労変状調査, 土木学会論文集 NO. 368, 01-12, 1986. 04
- 16) 三木千寿・竹内博行・森猛・大川征治: 主桁と対傾構との取合部の疲労損傷に対する補修方法の提案(英文), 土木学会論文集 NO. 404, 53-61, 1989. 04
- 17) 増田陳紀・三木千寿・西脇威夫・皆川優: 合成 I 桁橋の対傾構部材力に及ぼす床版損傷補修対策の検討, 構造工学論文集 VOL. 34, 375-383, 1988. 03
- 18) 蜷川信行: 水郷大橋の補修工事, 橋梁と基礎, 21-27, 1969. 02
- 19) 太田実: 床版, 橋梁と基礎, 44-47, 1974. 1
- 20) 大村豊・上野谷実・金谷和久: 鋼床版横リブスリット周辺の応力分布と耐荷力, 橋梁と基礎, 21-26, 1976. 08
- 21) 方波見毅・河合文久・和田拓雄: 勝関橋の補修・補強, 橋梁と基礎, 40-45, 1983. 08
- 22) 加藤正晴: 維持・修繕今日この頃, 橋梁と基礎, 06, 1983. 08
- 23) 西川和廣: 道路橋における疲労問題と補修・補強, 橋梁と基礎, 194-196, 1983. 08
- 24) 田中雅人・鈴木博之・堀川浩甫・木村春一: 供用中の橋梁への補修・補強溶接, 橋梁と基礎, 14-19, 1985. 08
- 25) 堀川浩甫・鈴木博之・池田圭一・中野正義: 荷重作用下にあるプレートガーダーの改造に関する実験, 橋梁と基礎, 07-12, 1985. 03
- 26) 藤井秀夫: 米国長大橋の維持管理, 本四技報, 45-49, 1990. 01
- 27) 関 昭邦, 中島大橋補修工事, 橋梁 1979. 6
- 28) 西田巖、大橋健二: 東名高速道路における橋梁床版上面増厚工法について, 橋梁 1990. 7
- 29) 佐々木秀弥: 腐食鋼材の疲労強度ならびに古材に設けた高力ボルト継手に関する文献調査駒井技報 No. 8, 44~54, 1989. 4
- 30) 田中雅人、稲沢秀行, 荷重作用下の橋梁への補修・補強溶接に関する実験的研究, 東骨技報 No. 16, 7~14, 1984. 7
- 31) 林亀一、井上正寛、宿口治: 鋼繊維補強コンクリートによる知多 2 号橋床版補強工事, 道路建設, 54-61, 1982. 04
- 32) 竹本明朗、福田収: 繊維コンクリートを用いた打重ね床版補強, 橋梁と基礎, 25-32, 1980. 11
- 33) 大日方忠勝、森 国夫: 鋼床版パネルによるコンクリート床版橋の復旧: 橋梁と基礎, 41-45, 1983. 7
- 34) 桐本昌典、武山光成: 道路橋の補修, 橋梁, 2-5, 1979. 04
- 35) 飯田豊: 橋梁補強への効果的な鋼床版利用例, 土木技術, 60-66, 1983. 12
- 36) 佐伯彰一、金井道夫: 道路橋の供用および補修・補強に関して, 橋梁と基礎, 13-16, 1983. 08
- 37) 平山純一(海洋架橋調査会): 海外長大橋の維持管理の現況, 道路, 105~110, 1989

- 38) 三木千寿:橋梁技術の展開 橋梁の維持・管理技術について, 道路, 24-28, 1989
- 39) 辻 幸和 他2名:プレキャストPC床版を用いた鋼合成桁橋の設計と施工, プレストレストコンクリート技術協会研究発表会講演概要, 85-88, 1988
- 40) 田井戸米好 他4名:鋼I桁橋端部横構取付ガセット近傍の補修工事, 石川島播磨技報, 29-33, 1989
- 41) 藤原 稔・原道彦・吉田弘・川井豊:RC床版補修用プレファブ鋼床版に関する基礎実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第1部 VOL. 43, 426-427, 1988
- 42) 井上浩男 他3名:長大吊橋偏平断面補剛桁の耐風安定性に関する実験的研究, 三井造船技報, 28-36, 1988
- 43) 西川和広:特集:構造物の補強技術 道路橋の補強について, 月刊建設, 21-27, 1988. 5
- 44) 増田陳紀・三木千寿・西脇威夫・皆川優:合成I桁橋の対傾構部材力に及ぼす床版損傷補修対策の影響, 構造工学論文集 VOL. 34, 375-383, 1988. 03
- 45) 林 秀忠 他3名:鋼床版補強したRC床版の疲労試験:土木学会年次学術講演会講演概要集, 第1部 VOL. 42, 486-487, 1987
- 46) 松浦昭夫 他2名:大井橋補強工事について, 中国地方建設局管内技術研究会論文集 VOL. 38, 742-754, 1987
- 47) 渡辺保之 他4名:梅田谷戸水路橋(耐震性調査), 三菱重工技報 VOL. 24 NO. 4, 417-422, 1987
- 48) 熊野哲幹 他2名:北備讃瀬戸大橋, 三菱重工技報, VOL. 24 NO. 4, 395-398, 1987
- 49) 松尾文司:旧紅葉橋移設工事, 橋梁と基礎, 15-18, 1986
- 50) 近藤英生 他5名:高石大橋改築工事の設計と施工, 橋梁, 56-64, 1985. 9
- 51) 木村孝:堀内大橋補強工事の設計施工について, 建設省東北地方建設局管内技術研究発表会 VOL. 37, 546-553, 1985
- 52) 和栗良成:既存橋梁の耐荷力と耐久性I 維持管理の現状1, 土木学会関西支部講習会テキスト, 1985
- 53) 鈴木久:竜王橋床版補修工事について, 建設省東北地方建設局管内技術研究発表会 VOL. 36, 473-480, 1984
- 54) 小林豊:町屋大橋上部工ジャッキアップの施工について, 建設省中部地方建設局技術報告会資料 道路編 VOL.33, 239-246, 1984
- 55) 松井繁之 他4名:旧阪堺大橋の床版の破壊実験, 土木学会関西支部年次学術講演概要, 1. 80. 1-1. 80. 2, 1984
- 56) 伊東孝・岩崎富雄・佐藤徹:鉄道古桁の補修・補強時の継手試験, 宮地技報, 71-78, 1989. 02
- 57) 梅津省吾・宮沢智明・長堀正幸:腐食の進んだトラス橋床組の補修, 宮地技報, 62-66, 1990. 03
- 58) 福島公・石橋義輝・岡隆延・岩竹喜久磨:重交通下における橋梁の架替え, 土木施工, 27-36, 1991. 2
- 59) 関昭邦:中島大橋補修工事, 道路, 55-59, 1979. 6