

第5編

鋼橋の設計による合理化に向けた今後の展望

第5編 鋼橋の設計による合理化に向けた今後の展望

目 次

第1章 合成桁の設計概論	5-1
1.1 合成桁橋の発展	5-1
1.2 合成桁橋の設計基準の変遷	5-5
第2章 限界状態設計法を用いた新たな設計による合理化	5-8
2.1 限界状態設計法	5-8
2.2 海外における限界状態設計法の動向	5-10
2.3 国内における限界状態設計法の動向	5-12
2.4 限界状態設計法を用いた新たな設計による合理化	5-13
第3章 鋼橋設計の今後の展望と鋼・合成構造標準示方書の改訂に向けた取組み	5-20
(付属資料) 鋼橋設計の国内外基準比較	

第1章 合成桁の設計概論

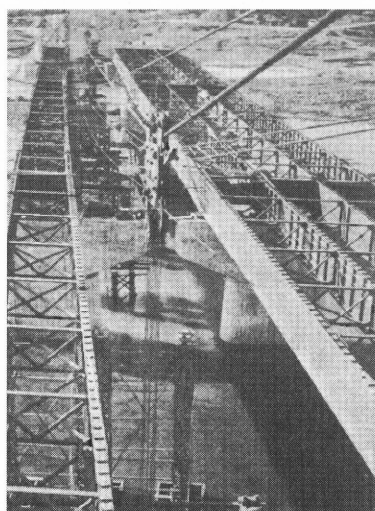
1.1 合成桁橋の発展

(1) 初期の合成桁橋

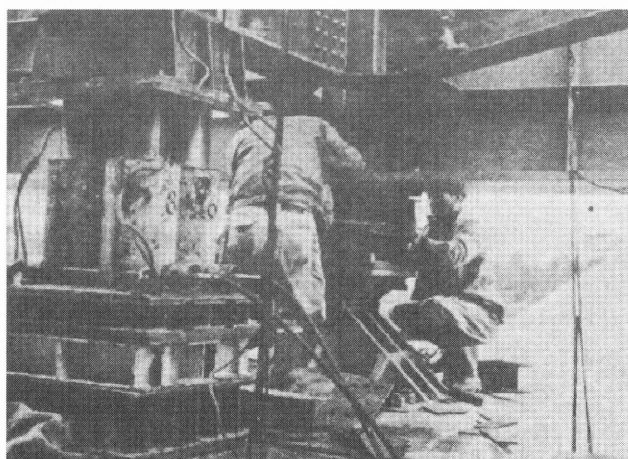
合成桁橋は、鋼桁とコンクリート床版をずれ止めで連結し一体化した構造の橋梁である。合成桁橋は、1940年代欧米で開発され、1950年代にはスタッド溶植法が実用化し、設計の合理性から世界中に普及した。

我が国では1951年に大阪で試験的に建設された鈴橋をはじめとし、単純合成桁が多く作られた。そして、1950年代後半にはドイツで開発された連続合成桁が施工されるようになった。当時の連続合成桁橋は、支点上のジャッキアップダウンや高張力鋼棒により圧縮力を導入し、中間支点付近の負曲げによる床版の引張力を打消す、プレストレスを導入する連続合成桁である。しかし、これら形式の橋梁の現場施工が煩雑なため1970年代になるとほとんど建設されなくなった。その後、プレストレスを導入しない連続合成桁が開発され、1973年に改訂された道路橋示方書にも盛り込まれた。プレストレスを導入しない連続合成桁は、負曲げに対しては鋼桁と床版内の橋軸方向の鉄筋からなる鋼断面で抵抗し、また引張応力による床版コンクリートのひび割れが有害なものとならないよう、床版内の鉄筋比と周長率とともに床版防水の施工について規定している。

合成桁橋は、日本国内で数多く建設されたが、1970年代後半になると、合成、非合成を問わずプレートガーター橋のRC床版のひび割れ損傷事故が多発した。この原因として、材料ミニマムとする経済設計が優先されたために、主桁間隔を広げ、床版をできるだけ薄くした死荷重を小さくした橋梁が多く建設されたことや、大型車を含む交通量の増大などがあげられる。このようなことから、床版の負担が大きく維持補修の比較的困難な合成桁はあまり採用されなくなった。



(a) 桁架設作業



(b) 支店上のジャッキ調整作業
支間割 3@53.0m ジャッキによる調整量 70cm

図 1.1 東名高速道路 相模川橋の連続合成桁橋の施工 (1966年完成)¹⁾

(2) 近代の欧米での合成桁橋の開発

一方、ドイツの合成桁橋では、広幅員の連続合成桁橋を含め、コンクリート床版の損傷事故は問題となっていなかったという当時の報告²⁾があるように、合成桁橋は一般的に利用され続けた。当時の合成桁橋のコンクリート床版の損傷が問題とならなかったのは、その当時より床版防水工

が施工されていたことや、ひび割れを考慮した限界状態設計法の採用などが考えられる。

フランスでは 1980 年頃から、従来の合成桁橋の走行性や耐久性、設計合理性、景観などを根本的に見直し、合理的で革新的な合成桁橋の開発の取組みがなされている。そこでは、主桁本数を 2 本とし、フランジには極厚の鋼板を用い、ウェブは従来より厚くし補剛材を極力省略した構造とし、コンクリート床版の橋軸直角方向には PC 鋼材でプレストレスを入れた PC 床版を採用している (図 1.2)。徹底した構造合理化と部材数の低減により、製作・架設・維持管理の労力が大幅に省力化され、トータルとして経済的で競争力ある橋梁形式とした。フランスでは、従来新設橋梁の約 9 割が鉄筋コンクリート橋であったが、現在では経済的優位性から合成桁橋が 6 対 4 程度まで採用されるようになってきている。また、プレストレスコンクリート箱桁橋の軽量化などを目的としウェブに鋼材を用い、外ケーブルでプレストレスト導入する波形鋼板ウェブ橋のような合成橋なども開発している。

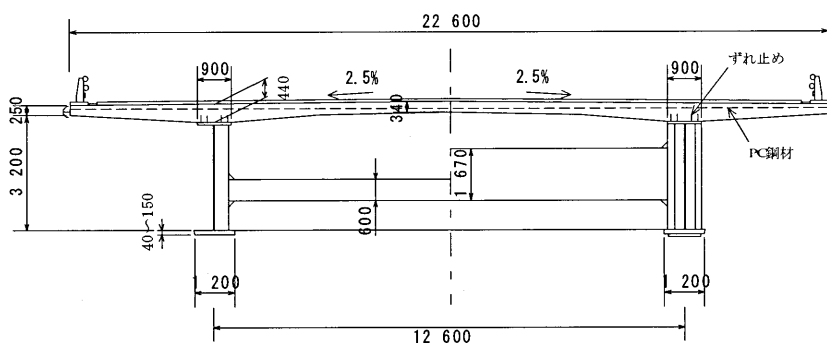


図 1.2 オピタル橋²⁾

また、スイス、オランダ、ドイツなどでは比較的長支間の連続合成桁橋では、上フランジ上のコンクリート床版だけでなく、圧縮力が大きく作用する中間支点付近の鋼桁の下フランジおよびウェブの一部に RC 版をずれ止めで合成させたダブル合成桁橋が開発された (図 1.3)。この構造のメリットとしては、中間支点付近の床版のひび割れの低減、桁高さの低減 (特に支点上)、中間支点上の鋼板の極厚化の抑制、橋梁全体としての剛性の確保などが挙げられる³⁾。

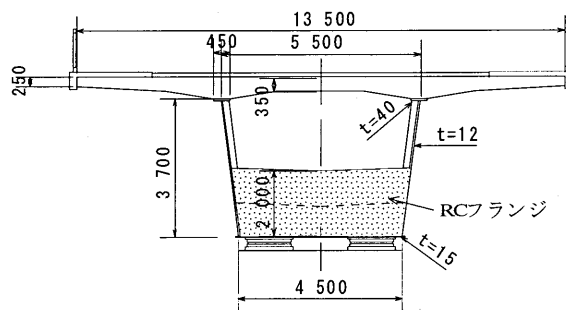


図 1.3 バゼルブルク橋²⁾

(3) 近年の国内の合理化鋼橋と連続合成桁の開発

これらのヨーロッパにおける革新的橋梁に刺激を受け、国内でも高速道路の建設などから合理化橋梁の動きが盛んになった。近年の鋼橋の合理化の契機になったのが、第二東名・名神高速道

路の建設である。それらのプロジェクトへの合理化橋梁の適用を検討するために、北海道でホロナイ川橋（1995年）が建設された。そこでは、PC床版を用いた2主桁橋で、下横構の省略、水平・鉛直補剛材を極力少なくし、横桁にH形鋼を用い、一部材一断面とし製作での突合せ溶接をなくした構造を採用し、製作・架設の省力化と工期短縮を図る検討がなされた⁴⁾。さらに、床版の施工においても現場の工期短縮を図るため、プレキャスト床版の検討がなされている。これらの結果、図1.4に示すような合理化鋼橋が、第二東名・名神高速道路では採用された。

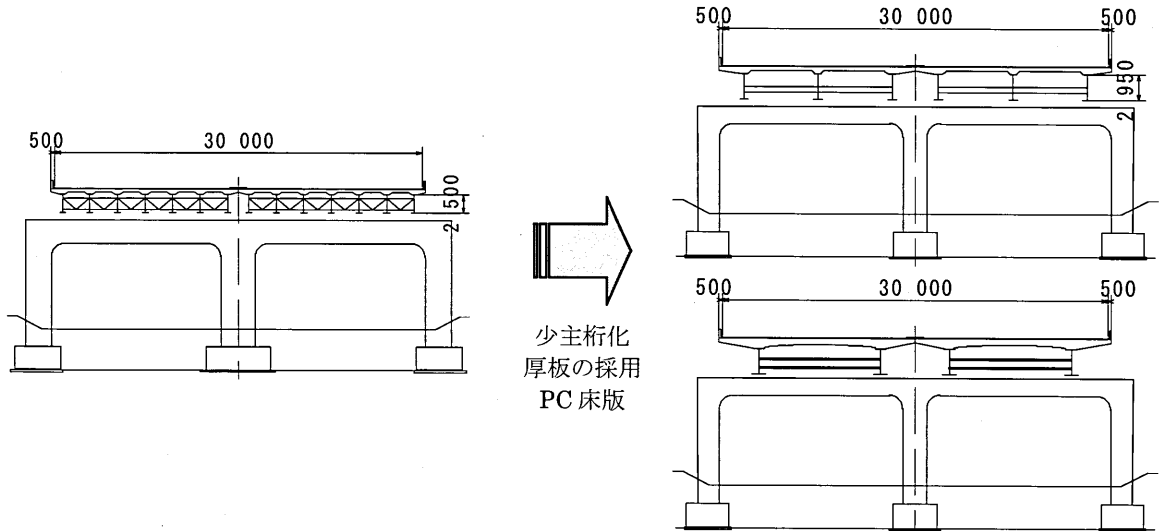


図 1.4 第二東名・名神高速道路の合理化鋼橋

こうした、合理化橋梁の開発に伴い、床版支間の広い少主桁で耐久性の高い床版が開発され、さらに耐久性向上の観点から床版防水工が一般的に採用されるようになったことから、PC床版を有する鋼連続合成2主桁橋の開発の機運が生まれた。近畿自動車道の佐分利川橋などでは、鋼連続合成桁の中間支点上のPC床版の耐久性に関する移動輪荷重載荷試験や床版のひび割れ制御設計やウェブの少補剛設計などに関する検討がなされた⁵⁾。その結果、現在の高速道路の鋼橋では合理化連続合成桁橋が一般的に採用されるようになった（図1.5）。

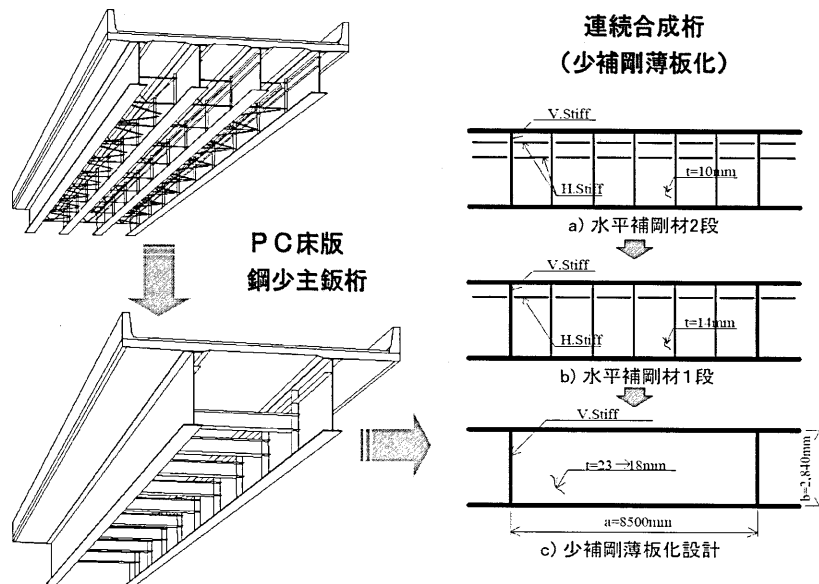


図 1.5 PC床版を有する鋼連続合成桁⁵⁾

これらの開発の結果、近年高速道路で採用される橋梁形式は図1.6に示すように、支間40～60mでは経済的な優位性などから合成桁橋の採用が非常に多い状況にある。

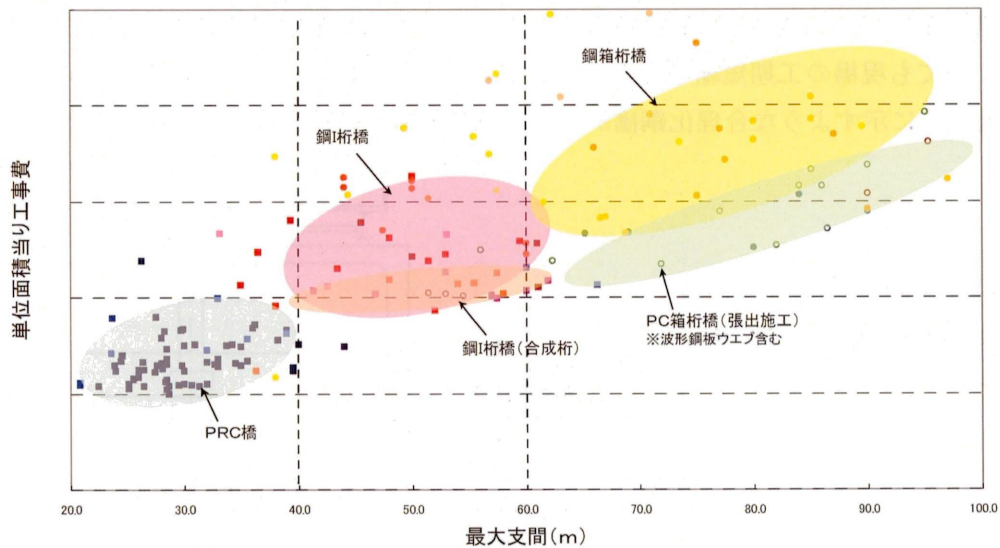


図 1.6 近年の高速道路における採用される形式と最大支間の関係

(4) さらなる合成桁橋の開発

これまでの開発により、合成桁橋は国内においても欧米に近い技術開発がなされ、PC床版を有する鋼連続合成桁という形式の一般化が進み、基準化されてきた。しかし、これらの設計基準は、許容応力度設計法をベースにしていることや、床版形式が場所打ちコンクリートによる施工に限定しているなどから、新たな材料や構造などを受入れていない状況にある。

今後、さらなる合成桁橋の開発として、合成床版やプレキャスト床版などの様々な施工条件に適応した合理化合成桁に関する技術基準や、限界状態設計法をベースとした新たな高性能鋼材など適用やダブル合成桁橋などのような新材料、新技術がより生きる設計ベースコードの構築が望まれている。

5.2 合成桁橋の設計基準の変遷

合成桁橋に係る国内の主な技術基準類の変遷を表 1.1 に示す。

表 1.1 合成桁橋の主な設計基準の変遷^{6) 7) 8) 9)}

年代	基準類	主な内容
1939 (昭和 14 年)	鋼道路橋設計示方書、鋼道路橋製作示方書	120m 以下の構造用鋼とリベットを用いた鋼橋に適用。鋼橋の示方書のはじまり。
1940 (昭和 15 年)	電弧溶接鋼道路橋設計及び製作示方書案	鋼材の節約を目的に溶接技術が開発されそれに伴う示方書として制定された。
1956 (昭和 31 年)	鋼道路橋設計示方書、鋼道路橋製作示方書	橋の等級を一等橋と二等橋にわけ、TL 荷重がそれぞれ設定された。なお、一等橋は T-20、L-20 を適用。
1957 (昭和 32 年)	溶接鋼道路橋示方書	電弧溶接鋼道路橋設計及び製作示方書案の改訂。
1959 (昭和 34 年)	鋼造路橋の合成桁設計施工指針	1953 年に初の本格的な合成桁橋が建設されたことを背景に指針が制定された。対象は単純合成桁としている。 <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートの許容圧縮応力度は安全率 4 としている。 ・降伏に対する安全度の照査は 1.6 (D+L) で照査。 ・たわみ制限は 1/600 (示方書準拠)。
1964 (昭和 39 年)	鋼道路橋設計示方書、鋼道路橋製作示方書改訂	適用支間が 120m 以下から 150m 以下となった。道路法や道路構造令の改正に伴う示方書の改訂。
	溶接鋼道路橋示方書改訂	高張力鋼などの開発を背景に改訂。
1965 (昭和 40 年)	鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針改訂	鋼造路橋の合成桁設計施工指針の改訂。これにより連続合成桁にも指針を適用するようになった。 <ul style="list-style-type: none"> ・合成桁の種類には、活荷重合成桁、死活荷重合成桁、プレストレスト合成桁の 3 種類としている。 ・降伏に対する安全性の照査に用いる荷重を 1.6 (D+L) から 1.3D+2.0L に見直し。 ・コンクリートの許容圧縮応力度が安全率 3.5 に見直し。 ・たわみ制限が示方書改訂にともない 1/500 に見直し。 ・スタッドジベルを一般化。耐荷力式は土研の実験結果。 ・連続合成桁については設計細目を詳細に決めるのは困難かつ議論も分かれるので一般事項のみを規定。設計施工の両面で十分な配慮が必要としている。 ・なお、合成桁は床版の施工の良否が耐荷力及び耐久性に影響するので監督者に配慮するよう警告している。また、床版防水工の設置を薦めている。
1966 (昭和 41 年)	鋼道路橋高力ボルト摩擦接合設計施工指針	高力ボルトが一般的に使用され摩擦接合用高力ボルトの JIS 制定を背景に制定された。
1967 (昭和 42 年)	溶接鋼道路橋示方書追補	設計に関する追補
1968 (昭和 43 年)	溶接鋼道路橋示方書追補	製作に関する追補
1971 (昭和 46 年)	道路橋示方書Ⅱ鋼橋編	コンクリート橋、下部構造、耐震設計などの技術基準の整備に伴い一体化した示方書として制定。支間長 200m 以下まで適用を拡大。 <ul style="list-style-type: none"> ・鋼材の許容応力度を降伏に対して安全率 1.7 を考慮して定めた。 ・合成桁についても盛り込まれている。 ・合成桁の降伏に対する安全度の照査で、鋼材については従来どおりで、あわせてコンクリートについて設計基準強度の 3/5 を超えないことを照査することとした。 ・合成桁の床版は、輪荷重と主桁作業を同時に受けるものと

第5編 鋼橋の設計による合理化に向けた今後の展望

		設計し、その場合のコンクリートと鉄筋の許容応力度の割増しをそれぞれ40%と20%と規定している。
1973 (昭和48年)	特定の路線に係る橋、高架の道路等の技術基準について	TT-43 荷重が定められた。
1979 (昭和54年)	鋼道路橋設計便覧	合成桁の設計細目について規定。 単純合成桁とプレストレスしない連続合成桁の設計計算例が掲載。
	土木構造物標準設計 25-28 (活荷重合成桁プレートガーダー橋)	活荷重合成桁橋の標準設計の制定。
1980 (昭和55年)	道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂	合成桁に関する変更点としては、降伏に対する安全度の照査においてクリープ、乾燥収縮、プレストレス、温度変化を考慮することとなった。
	鋼道路橋設計便覧改訂	昭和54年に出された便覧の改訂。
1987 (昭和62年)	道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計施工資料	床版防水工に関する設計・施工指針の制定。
	土木学会 鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物 PART B 合成構造物	安全性の照査において構造物の終局限界状態の概念を明確にするよう考慮されている。PART B では A とは別に単独なものとして制定。
1990 (平成2年)	道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂	合成桁に関連する事項として、床版厚さ等について S59 の床版に関する基準改訂に伴い見直しされている。
1994 (平成5年)	道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂	道路構造令の改訂に伴う荷重の見直し。A・B 活荷重への移行。
1996 (平成8年)	道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂	鋼材の板厚を 50mm から 100mm に適用拡大。耐震設計編の大幅な改訂。耐震設計において弾塑性設計、動的解析、限界状態設計などの本格的な導入。
	設計要領第二集橋梁建設編改訂 (旧 JH)	PC 床版を有する鋼少主桁橋を一般化。
1997 (平成9年)	土木学会 鋼構造物設計指針 PART A、PART B 改訂	構造工学委員会でまとめた鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則によるフォーマットに従う鋼・合成構造の設計指針として見直し。
2002 (平成13年)	道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂	新技術や新工法の積極的な導入を促すために性能規定型基準への移行を進める。 合成桁は「鋼げた」と「コンクリート床版を有するけた構造」に改められた。 鋼橋の PC 床版が一般化。
2004 (平成16年)	設計要領第二集橋梁建設編改訂 (旧 JH)	PC 床版を有する鋼連続合成桁を一般化。
2007 (平成19年)	道路橋床版防水便覧	床版防水工に関する設計・施工指針の改訂。 ・床版防水に求められる性能及びその評価方法 ・コンクリート床版防水層の設計・施工 ・鋼床版防水層の設計・施工 ・床版防水に伴う排水計画 ・床版防水の維持管理
	土木学会 鋼・合成構造標準示方書	性能照査型設計を考慮した限界状態設計法にもとづく設計指針の制定。

【参考資料】

- 1)日本道路公団：東名高速道路工事資料集（橋梁編）、1971
- 2)伊藤鉦一：ドイツにおける最近の鋼合成桁橋梁、橋梁と基礎、Vol.27、No.5、pp.28～37、1993
- 3)鋼橋の未来 21 世紀への挑戦、成田信行編、技報堂出版、pp.90～120、1998
- 4)財団法人高速道路技術センター：平成 9 年度 PC 床版 2 主桁橋の最適化に関する技術検討報告書、1998
- 5)財団法人高速道路技術センター：平成 10～12 年度近畿自動車道 PC 床版鋼 2 主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討報告書、2009～2012
- 6)NEXCO 東日本・中日本・西日本：設計要領第二集橋梁建設編、pp.7-28～7-51、2010
- 7)財団法人道路保全技術センター道路構造物保全研究会：橋梁点検ハンドブック、鹿島出版会、pp.15～23、2006
- 8)道路橋技術基準の変遷、藤原稔、2009
- 9)関連基準：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編、床版防水便覧、土木学会鋼構造シリーズ鋼構造物設計指針 PART B、土木学会鋼・合成構造標準示方書 総則編・構造計画編・設計編など

第2章 限界状態設計法を用いた新たな設計による合理化

2.1 限界状態設計法

構造物には、それを造るための目的があり、目的に適するように設計しなければならない。橋梁は、土木構造物の中でもその規模が大きく、多くの要求項目があり、期待耐用年数が長い構造物である。それらの構造物を実現するため現在種々の設計法があり、実際に適用されている代表的な設計法を対比して分類すると、許容応力度設計法と限界状態設計法、決定論的設計法と確率論的設計法、弾性設計法と塑性設計法、さらに静的設計法と動的設計法などになる。限界状態設計法は、さらに終局強度設計法、荷重抵抗係数設計法、部分安全係数設計法などに区分することができるが、用語の定義は曖昧で、用いる人によりその意味合いが多少異なる。

(1) 許容応力度設計法

許容応力度設計法は、(強度) / (安全率) > (荷重) の両辺を断面積で割って、強度や荷重を単位面積当たりの応力に書き換え照査する設計法である。ここでは、材料固有の許容応力度を用いることからそのように呼ばれている。一般にその設計フォーマットは、唯一の安全率 ν を用いて、下記のように表される。

$$\frac{S (F_d)}{R (f_d / \nu)} \leq 1 \quad \text{式 (2.1)}$$

ここに、 F_d : 設計荷重値、 S : 荷重効果 (F_d に基づいて微小変位解析から算出される構造物の応答値)、 f_d : 設計材料強度 (公称降伏点、その他規格値)、 R : 設計抵抗値、 ν : 安全率と定義される。ここで安全率 ν は、荷重値および抵抗値の変動、解析法の信頼度その他の要因のすべてを包括したものとなる。

許容応力度設計法は、死荷重、活荷重、風、地震などの設計で考慮すべき荷重の種類とその具体的な値、および構造物の状態に応じて用いる強度 (許容応力度) の種類とその具体的な値が確定していることを前提として計算をすることから、決定論的設計法とも呼ばれる。

我が国では、これまで多くの橋梁をこの設計法で建設しており、設計・施工実績が蓄積されている方法と言える。しかし、以下のようないくつかの問題点が指摘されている。

[弾性設計]

降伏応力度に対しはるかに下回る許容応力度をもとに設計しているため構造解析は弾性理論を用いている。しかし、構造物の残留応力や初期たわみの影響など弾性挙動を示すとは限らないことや、部材塑性後の応力の再配分や座屈では後座屈強度が存在するなどの余耐力が存在するなど、真の構造物の崩壊に対する安全性を照査する耐力評価が難しい。

[限界状態に関する条項の不明確さ]

設計の簡便さが優先し、設計基準の各条項が何に対する限界状態を照査する内容か不明確で構造物設計の本質を見えにくくしている。終局限界状態および使用限界状態など設計上目標とするレベルに対し、極端にコンサバティブな規定になっている可能性がある。

[安全率、許容応力度の割増し係数の根拠の不明確さ]

安全率は材料安全率から決定論的に決められており、荷重と材料の特性に基づく確率論的な裏づけがない。そのため、構造物全体の安全性を評価する基準となっていない。また、許容応力度

の割増し係数については、経験的に問題となっていないことを理由に採用している。

〔適用範囲外となる橋梁への対応の困難さ〕

示方書の適用範囲外であるような支間長の大きな橋梁や新材料・新構造への適用が難しい。

(2) 限界状態設計法

限界状態設計法は、構造物や構造要素が設計において意図して機能や条件に適さなくなる限界状態を設定し、荷重が作用しても構造物がこの限界状態を超えないことを保証する方法である。検討すべき限界状態はいくつか考えられるが、検討方法の相違に基づき、鋼橋では終局限界状態、使用限界状態および疲労限界状態の3つに区分するのが一般的である。

終局限界状態は、構造物の期待耐用年数の間にまれにしか発生しない荷重が作用した場合を想定し、それを超えては構造物が最大耐荷能力に達して崩壊する限界であり、使用限界状態は、通常の使用時に頻繁に作用する荷重を想定し、その限界を超えると通常の使用または耐久性に影響を及ぼす限界状態、疲労限界状態は、通常の使用時に頻繁に作用する荷重を想定し、この限界を超えると繰返し荷重により疲労破壊を生じる限界状態であり、これらの限界状態の内容を具体的に示すと表 2.1 のようになる。

表 2.1 限界状態の内容³⁾

限界状態	定義	内容
終局限界状態	断面破壊 剛性安定 全体安定 変位・変形 メカニズム	構造物の重要部材の断面が破壊を生じる状態 構造物の全体あるいは一部が、一つの剛体の構造体として転倒、その他により安全を失う状態 全体座屈などにより構造系全体が安定を喪失する状態 構造物に生じる大変位、塑性変形、クリープ、ひび割れ、不等沈下などの大変形により構造物が必要な耐荷能力を失う状態 不静定構造物がメカニズムへ移行する状態
使用限界状態	変位 ひび割れ 損傷 振動 有害振動発生	安定、平衡を失うまでに至らないが、正常な状態で使用するには変位が過大となる状態 ひび割れにより美観を害するか、耐久性、水密性・気密性を損ねるかする状態 構造物に各種の原因による損傷が生じ、そのまま使用するのが不適當となる状態 振動が過大となり、正常な状態での使用ができないか、不安の念を抱かせる状態 周辺構造物に有害振動を伝播し、不快感を抱かせる状態
疲労限界状態	疲労クラック	構造物に疲労クラックが発生し、進展して耐久性を損なう状態

この設計法の照査式は、許容応力度設計法の式 2.1 において抵抗値側に含まれていた安全率を抵抗値側から独立させて、次式のように表示するのが一般的である。

$$\gamma \frac{S}{R} \leq 1 \quad \text{式 (2.2)}$$

この限界状態設計法には、古くから考えられていた荷重抵抗係数法がある。この設計法は、ばらつき程度の荷重のほうが強度よりもはるかに大きいことから、安全率 γ ではなく、荷重係数と呼ぶ1より大きい値の係数 γ_f を考え、作用荷重の大きさに対してある荷重係数倍した荷重を想定し、この限界荷重に対して強度が大きくなることを満足させるとともに、使用性を損なわないようにする照査方法であり、照査式は次式のように表示する。

$$\frac{S(\gamma_f F_d)}{R(\gamma_r / \gamma_r)} \leq 1 \quad \text{式 (2.3)}$$

ここに、 γ_f : 荷重係数、 γ_r : 抵抗係数と定義される。

さらに、設計変数が異なった原因によって生じる不静定性と変動性の影響を区別して割当てられた部分係数を用いて照査する方法を用いた部分安全係数設計法がある。この設計フォーマットは次式のようになる。

$$\gamma_1 \frac{\gamma_2 S}{R / \gamma_3} \leq 1 \quad \text{式 (2.4)}$$

ここに、 γ_1 : 重要度係数、 γ_2 : 荷重係数、 γ_3 : 抵抗係数と定義される。

これらの部分係数は、式 (2.2) の安全率を $\gamma = \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3$ のように 3 つの係数に割振り、技術の進歩に合わせて安全性を確保するための係数を変更しやすくし、より決め細かく対応できるようにしているものと考えられる。

なお、式 (2.3) や式 (2.4) の係数は、一般的に統計的知識に基づいて確率論的に決定される場合が多い。そこでは強度 R と荷重 S (変数) のばらつきの程度 (確率密度関数) $f(M)$ を仮定し、平均値 M_{ave} と標準偏差 σ_m から安全性指標 β を求め、この安全性指標の目標値に等価となるようにキャリブレーションして各係数値を決定するなどの方法がとられる。これらの設計法はそのような荷重、強度値に対して従来の蓄積されてきたそれらのデータを生かして確率論的手法を用いて計算することから、確率論的設計法とも呼ばれている。

2.2 海外における限界状態設計法の動向

許容応力度設計法が設計基準に導入され世界的に 100 年ほど経過している。その間、設計荷重の増加、材料強度の高強度化さらには設計技術の発達などが、その時々々の基準に反映されてきた。諸外国では、その間荷重の大きさと荷重分布の変動性、材料の強度、構造要素、構造部材、構造システムなどの強度の変動性をそれぞれ確立分布と捉え、これらの組合せの重なり具合により構造物の安全性を部分安全係数で表示する限界状態設計法が検討され、導入が進められてきた (図 2.1)。

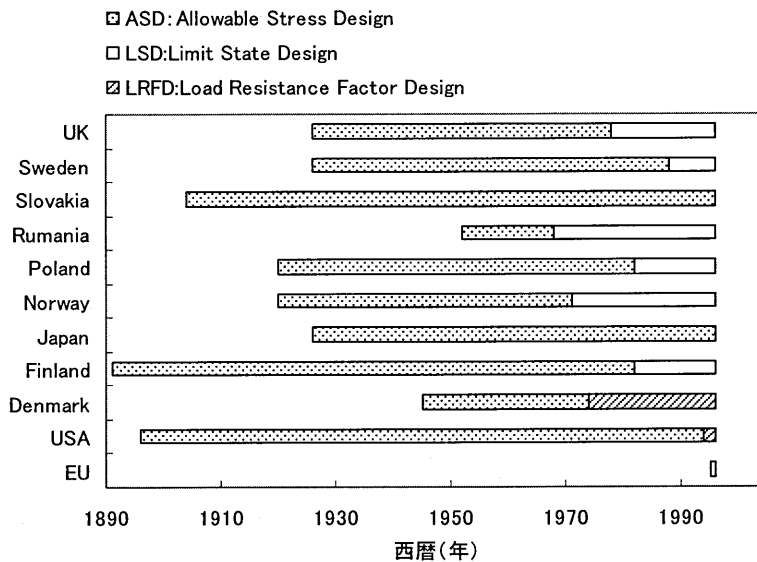


図 2.1 世界の道路橋設計法の変遷¹⁾

ISO（国際基準統一機構）は、建築構造物を対象として、国際統一コードの策定している。この基準は、建築構造物を対象にするものの、鋼橋やその他の鋼構造物への適用も対応する安全照査項目を追加し可能としている。これらの設計コードの作業の重点は荷重効果、構造要素に関する各力学条項の表記法の統一に重点が置かれており、安全性のレベルは各国に委ねられている。この設計フォーマットは組合せ荷重に対して以下のように表記している。

$$\sum \gamma_{fi} s_i \leq \frac{R}{\gamma_r} \quad \text{式 (2.5)}$$

ここに、 γ_{fi} ：荷重係数、 s_i ：荷重効果に寄与する設計変数（組合せ荷重）を与えている。

この式は、2つの安全係数からなり、特に抵抗係数 γ_r には、材料の性質（降伏応力度、引張強度、弾性係数）および断面寸法の変動、実構造物の抵抗値と解析や実験における抵抗値の偏差を含んでいる。

欧州では、1979年にSIA基準（スイス）が、1980年代前半にBS基準（イギリス）が、さらに1981年にはDIN（ドイツ）が限界状態設計法に移行している。また、欧州統一機構EUの発足を受けて、CEN/TC250ではEurocodesを作成している。このコードの建築・土木の鋼構造設計に関する基準であるEurocode3における、鋼橋および板構造に関するEurocode 3-part 3が作成されている。この基準は、構造の安全性、使用性および耐久性について規定しており、耐震設計については含んでいない。限界状態は、終局限界状態と使用限界状態を基本とし、疲労は破壊への影響度によって終局限界状態および使用限界状態に含んでいる。構造解析は、終局限界状態では変形の影響の大きい場合（10%）には非線形解析を、使用限界状態、疲労では線形解析を採用している。また、設計耐用年数は100年とし、終局限界状態に対する安全性指標 $\beta = 3.5$ 、使用限界状態に対する安全性指標は $\beta = 1.5$ を用いて各安全係数が決定されている。このコードの設計フォーマットは、次式のように与えられている。

$$E_d \leq \frac{R}{\gamma_r} \quad \text{式 (2.6)}$$

ここに、 E_d ：荷重効果、例えば常時荷重状態 $E_d = \sum \gamma_{Gi} G_{Gi} + \gamma_{Q1} Q_{Q1} + \sum_{i=2} \gamma_{Qi} \phi_{Qi} Q_{Qi}$
 G_{Gi} ：永久荷重、 Q_{Q1} 、 Q_{Qi} ：支配的変動荷重およびその他の変動荷重、 γ_{Gi} ：永久荷重の部分安全係数、 γ_{Q1} ：支配的変動荷重の部分安全係数、 γ_{Qi} 、 ϕ_{Qi} ：他の変動荷重の部分安全係数

一方、米国のAASHTO/LRFDは、橋梁の設計、既存橋梁の耐荷力評価などに適用する荷重抵抗係数法が採用された設計基準であり、安全性を検討する上での冗長性や構造物部材・接合部の延性に注意が払われている。そこに現れる各種係数は、現在の統計的知識に基づいて確率論的に決定されている。安全性指標として $\beta = 3.5$ を確保するようにキャリブレーションがなされている。また、設計耐用年数は75年としている。限界状態の種類は、供用限界状態、疲労・破壊限界状態、強度限界、異常時限界状態の4つある。この設計フォーマットの基本式は、次式のように与えられている。

$$\eta_D \eta_R \eta_i \sum \gamma_{fi} s_i \leq \phi R_n \quad \text{式 (2.7)}$$

ここに、 η_D ：延性係数、 η_R ：冗長性係数、 η_i ：重要度係数、 ϕ ：抵抗係数、 R_n ：公称強度で与えられる。一方で、1996年にはAASHTO/ASDも改訂され、LRFDとASDの2つの設計基準が平衡して存在している状態となっている。限界状態設計法の移行において一定の移行期間を設

けて2つの設計基準を平衡させている。

2.3 国内における限界状態設計法の動向

国内では道路橋示方書がそうであるように、一般には許容応力度設計法を用いている。しかし、近年、一般橋梁以外の長大橋や複雑な構造系では、耐荷力照査や耐震設計において弾性有限変位解析や弾塑性有限変位解析に基づく設計が行われる機会も多くなっている。そこでは、それらの解析を用いて終局限界状態の照査を行う限界状態設計法が用いられている。

このような状況のなか、道路橋示方書においても限界状態設計法への移行に関する検討が行われ、日本道路協会では昭和60年に「限界状態設計法の書式による道路橋示方書I 共通編II 鋼橋編」、昭和61年には「限界状態設計法分科会荷重検討班第一次報告書」、平成元年には「限界状態設計法分科会荷重検討班第二次報告書」を研究成果としてまとめている。

一方、鋼鉄道橋は、1992年にこれまでの許容応力度設計法から鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則の書式に従って限界状態設計法に改訂され、部材の限界状態に対する設計フォーマットを式5.4の3つの安全係数に対し5つの安全係数を用いて、次式より与えている。

$$\gamma_i \frac{\gamma_a S(\gamma_f F_k)}{R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b} \leq 1 \quad \text{式 (2.8)}$$

ここに、 γ_i ：構造物係数、 γ_a ：構造物解析係数、 γ_f ：荷重係数、 F_k ：荷重の特性値、 f_k ：材料強度の特性値、 γ_m ：材料係数、 γ_b ：部材係数

また、土木学会では一般構造物を対象に、これまでの許容応力度設計法のフォーマットの書式を限界状態設計法に変更するため、これまで断面力表示した鋼構造物設計指針を1997年に限界状態設計法を基本とするフォーマットに改訂された。この設計指針における限界状態の設計フォーマットは次式のようなものである。

$$\frac{S(\nu F_d)}{\phi R(f_k)} \leq 1 \quad \text{式 (2.9)}$$

ここで、 ϕ ：抵抗係数

荷重効果 S は、非線形の影響を考慮するため安全率 ν 倍された設計荷重に対しての断面力である。これは図2.2に示すように非線形構造解析をする場合、安全率の持つ役割が荷重効果と抵抗値との間で一定の比率の安全性を確保するためである。なお、線形構造解析の場合 $S(\nu F_d) = \nu S(F_d)$ と同一である。また、設計抵抗値の抵抗係数 ϕ は1より小さな値を採用する。

さらに、2007年には鋼・合成構造標準示方書（設計編）が制定され、それらも上記の指針を踏襲し限界状態設計法を基本フォーマットとした設計基準としてまとめている¹⁾⁵⁾。

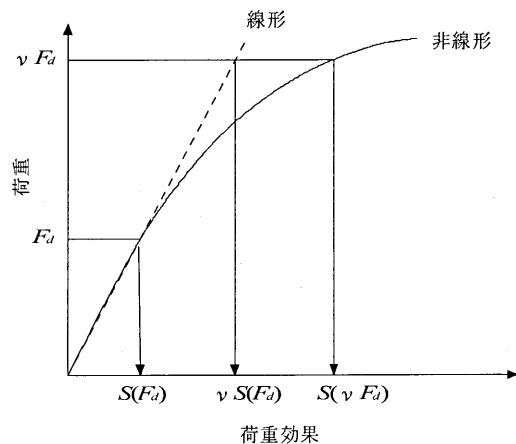


図 2.2 荷重と荷重効果

2.4 限界状態設計法を用いた新たな設計による合理化

(1) 試設計による設計合理化の検討

① 使用限界状態および終局限界状態の照査

第2編の試設計の部材の各限界状態における照査項目および照査方法を表2.2に示す。終局限界状態の照査方法は、各種の海外基準や国内の最新の研究を調査し、検討対象としている鋼連続合成少主桁の終局時の安全確保の観点から、ここでは制限値の厳しいAASHTOを準用しているものが多い。AASHTOやEurocodeでは終局限界状態の照査時には鋼部材の塑性化を考慮して照査しており、その場合に鋼部材が降伏を越え全塑性となった段階でも座屈等生じない部材断面を前提としている³⁾。そのような部材断面をAASHTOではコンパクト断面と称しており、本検討でもその設計法を利用することとしている。M-φ図によるコンパクト断面のイメージと各限界状態の照査に用いる制限値を図2.3に示す。

表2.2 部材の作用に対する各限界状態における照査項目及びその照査方法^{2)~5)}

限界状態	番号	項目	制限値	適用基準	
構造細目	1	座屈	上フランジ最小板厚	b/16	道示
	2		下フランジ最小板厚	b/16	道示
終局限界状態	3	断面力	曲げモーメント	M_p 全塑性モーメントまたは $1.3M_y$ の小さい方 (ダクティリティの照査が別途あり)	AASHTO
			せん断力	Q_u (Basler式)	NEXCO基準
			曲げせん断合成応力度	$(1.15M/M_y)^4 + (1.15Q/Q_u)^4 \leq 1.0$	NEXCO基準
	4	座屈	ウェブ幅厚比	$(2d_w/t_w)_{cr} \geq (2d_w/t_w)_{act}$	AASHTO
5	相関幅厚比		$6.25\sqrt{E/\sigma_y} \geq 2d_w/t_w + 9.35(b/2t_f)$	AASHTO	
6	座屈	横座屈	σ_{cr} : 限界圧縮力	道示	
使用限界状態	7	断面力	上フランジ応力度	$\sigma_y/1.15$	独自設定
			下フランジ応力度	$\sigma_y/1.15$	独自設定
	9	座屈	ウェブ幅厚比	$d_w/t_w \leq f(\sigma_w, \sigma_f, \tau, k_c, k_s, v, R)$	道示
			曲げせん断合成応力度	$(1.15M/M_y)^4 + (1.15Q/Q_u)^4 \leq 1.0$	NEXCO基準
11	座屈	ウェブ幅厚比	$d_w/t_w \leq f(\sigma_w, \sigma_f, \tau, k_c, k_s, v, R)$	道示	
		12	横座屈	σ_{cr} : 限界圧縮力	道示

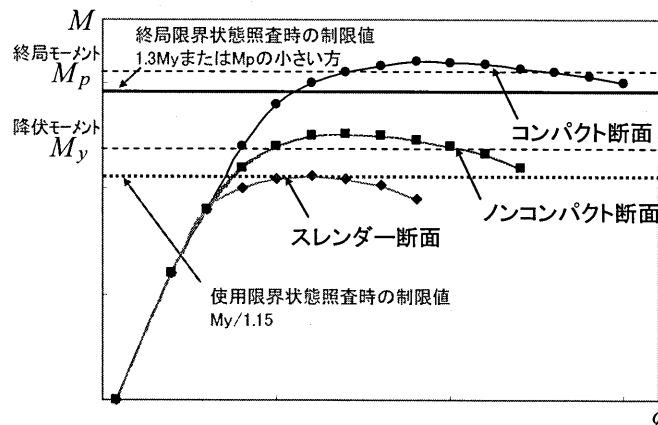


図2.3 M-φ図によるコンパクト断面のイメージと各限界状態の照査に用いる制限値

② 限界状態設計法を用いて設計した部材の最適プロポーシヨンの検討

高速道路で一般的に採用されている鋼5径間連続合成2主桁(有効幅員10m、最大支間60m)をモデルに、①で整理した照査方法を用いて、パラメータ解析を行い部材の最適断面の検討を行っている。パラメータとしては桁高、上フランジ幅、下フランジ幅を対象とし、表2.3の範囲で

それぞれ試設計を行った。また、最も合理的な断面となったときの照査項目別の断面決定根拠を図 2.4 に示す。従来の設計法で設計した場合と今回行った新たな設計法で設計した場合の代表的な部材断面の比較を図 2.5 に示す。これらの検討結果から、新たな設計法による最適断面としては、従来の設計法と比べ、主要な部位の断面積が、支間中央部で 4 割程度、中間支点部で 3 割程度の合理化が図れ、さらに桁高さが 0.5m 低減できる断面となることが判った。

表 2.3 部材断面パラメータ

項目	桁高 (mm)	上フランジ幅 (mm)	下フランジ幅 (mm)
パラメータ範囲	2250、2500、2750、3000	500~600	500~850

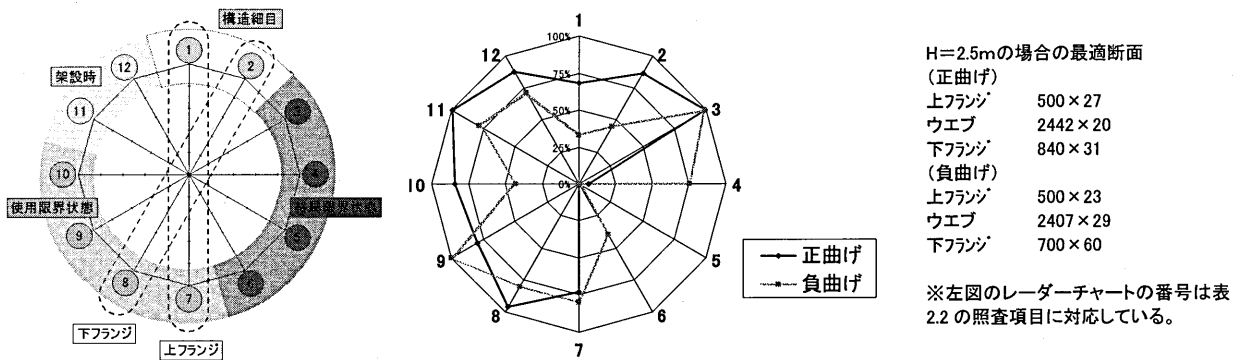


図 2.4 最適断面の断面決定要因レーダーチャート (桁高 H=2.5m)

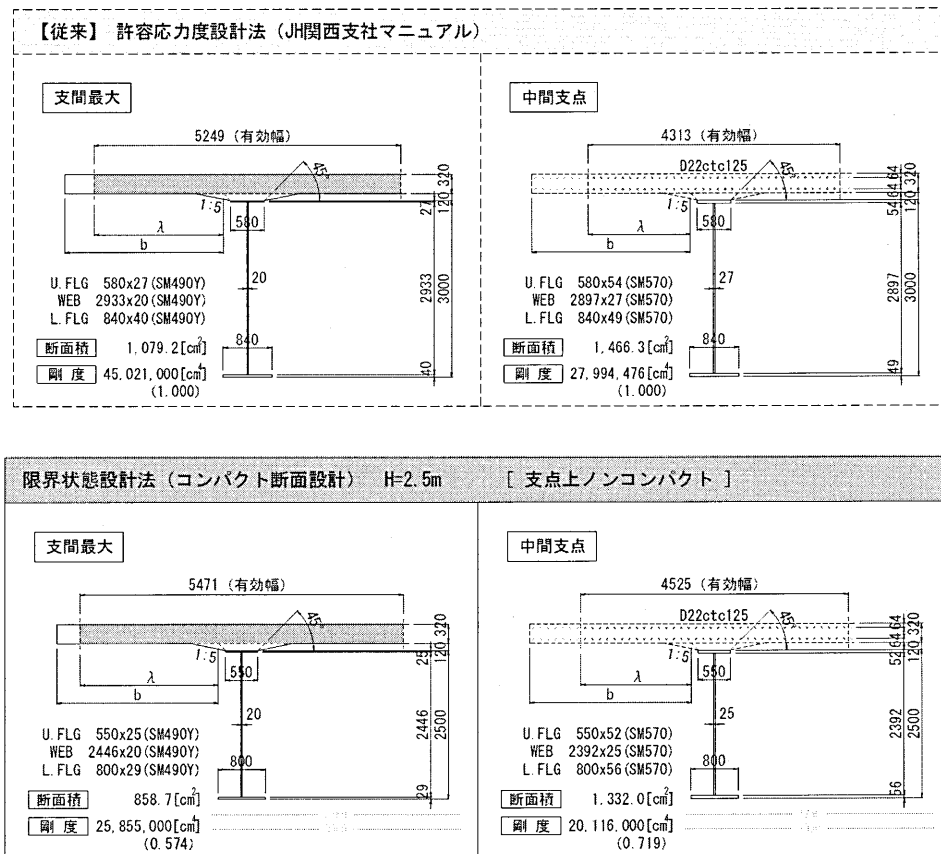


図 2.5 従来設計と限界状態設計法による設計での部材の最適断面の比較

同様に支間 40m、50m についても試算を行い、今回の設計法による支間と最適な桁高の関係、断面構成は図 2.6~7 のようになっている。

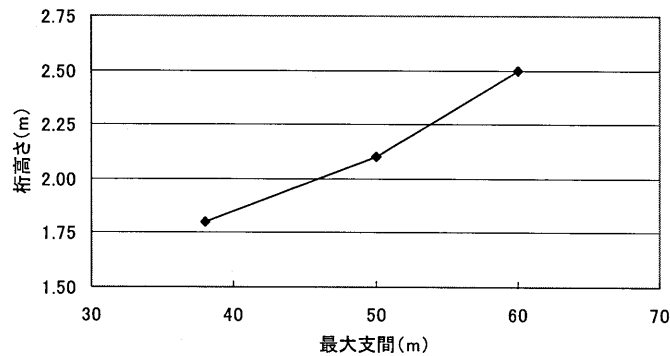


図 2.6 支間と桁高さの関係

項目		支間60m		支間50m		支間38m		
支間中央	材質	SM490Y		SM490Y		SM490Y		
	上フランジ	板厚(mm)	25	断面積	33	断面積	26	断面積
		幅(mm)	550		450		400	
	ウェブ	板厚(mm)	20	85,870	19	69,898	18	52,332
		高さ(mm)	2446		2042		1474	
	下フランジ	板厚(mm)	29	800	25	650	28	550
幅(mm)		800	650		550			
中間支点	材質	SM570		SM570		SM570		
	上フランジ	板厚(mm)	52	断面積	46	断面積	59	断面積
		幅(mm)	550		450		400	
	ウェブ	板厚(mm)	25	133,200	21	99,058	18	84,738
		高さ(mm)	2392		1998		1441	
	下フランジ	板厚(mm)	56	800	56	650	64	550
幅(mm)		800	650		550			

図 2.7 支間ごとの断面構成の例

(2) 連続合成桁の部材耐荷力に関する検討

終局限界状態の照査において、試設計では部材の発生断面力に対し AASHTO や国内の最新の知見をもとに制限値等を設けて照査を行っている。これらの制限値等は、過去の鋼げたの実験等によりまとめられたものであるが、対象としているような連続合成桁での適用について確認する必要がある。そこで、設計上重要となる曲げ及びせん断を受ける床版と鋼桁の合成構造としての強度と、合成桁の場合に非合成設計のような鋼断面のみと大きく異なる塑性中立軸の位置と、それに影響される終局曲げモーメントを把握するため、大型供試体による載荷試験を行い確認している⁶⁾⁷⁾。それらの試験概要は以下のとおりである。

1) 供試体 構造は図 2.8 のとおり。

2) 実験方法 荷重載荷は、図 2.9 に示すように計算で推定する最大荷重の 12.5%、25.0%、....、50.0%、降伏荷重の 90.0%、そして破壊に至るまで段階的に漸増載荷させている。

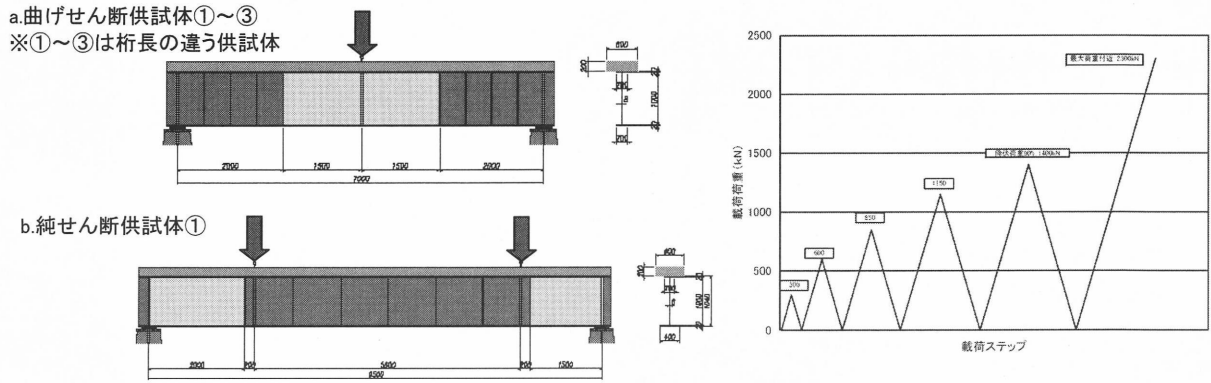
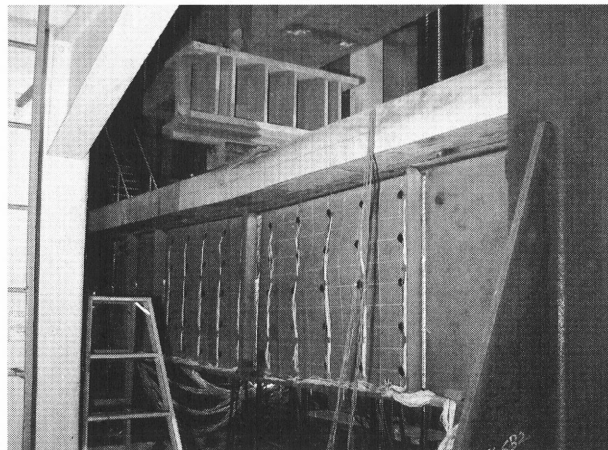


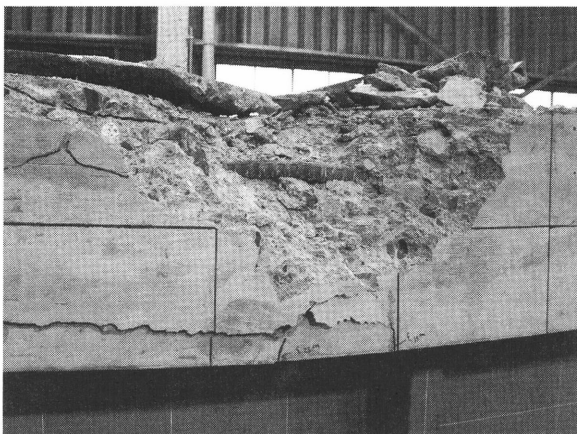
図 2.8 荷重試験の供試体の構造

図 2.9 荷重荷重フロー
(曲げせん断相関試験体 1 の場合)

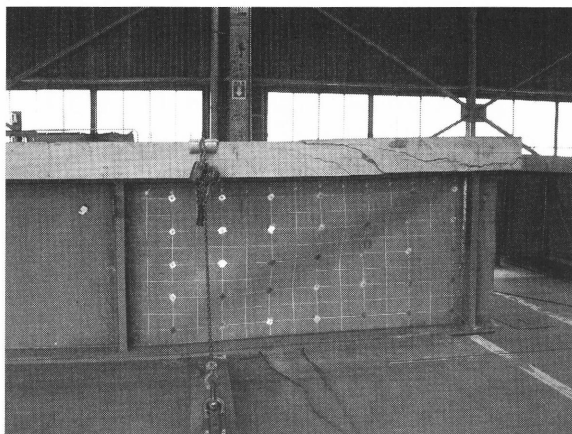
荷重荷重実験及び部材の破壊状況は図 2.10、各荷重実験ケースの、荷重変位曲線は図 2.11~14 示すような結果であった。試設計において用いた制限値を算出する計算方法から求めた耐荷力 (M_p 、 Q_u (basler)) と荷重実験から求めた耐荷力 (M_u 、 Q_u) の比較から照査に用いる制限値の妥当性が確認できている。また、これらの実験の結果と設計で用いる曲げとせん断の相関式との関係を図 2.13 に示す。この結果から試設計で用いてきた曲げおよびせん断の照査に用いてきた照査方法 (4 乗測) が、合成桁の部材照査において十分安全側の照査となることが示されている。塑性中立軸の位置と終局曲げモーメントの関係を確認するため、これらの実験の結果と設計で用いる塑性中立軸と終局曲げモーメントの関係式との関係は図 2.14 であった。この結果から試設計で用いた終局曲げモーメントの制限値が適切であることが判った。



(a) 曲げせん断供試体①



(b) 荷重状態および床版の破壊



(c) 純せん断供試体①

図 2.10 実験状況

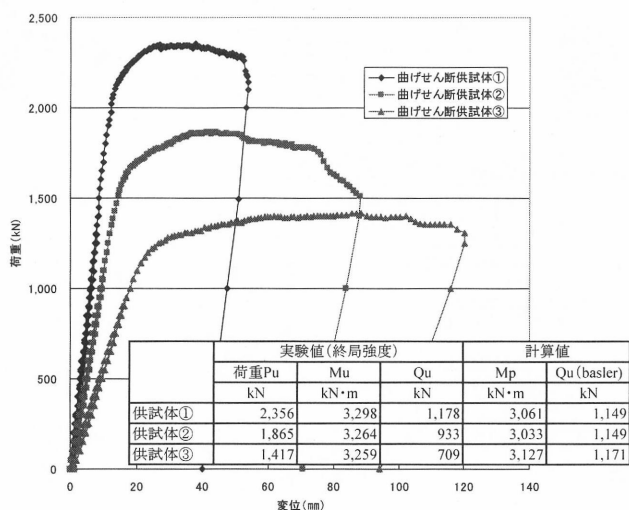


図 2.11 荷重変位曲線
(曲げせん断供試体①～③)

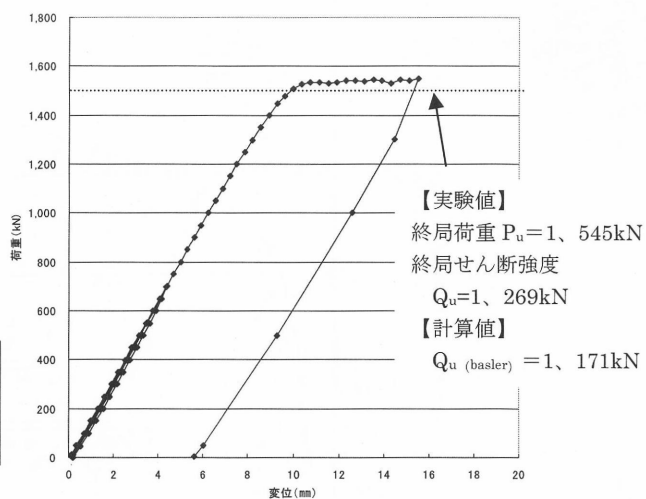


図 2.12 荷重変位曲線
(純せん断供試体①)

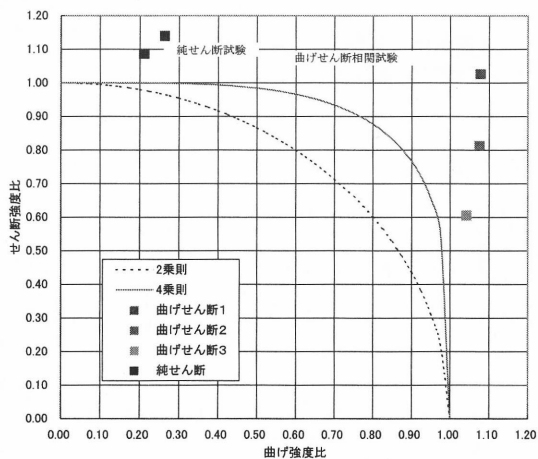


図 2.13 荷重実験結果と設計照査で用いる曲げとせん断の相関式

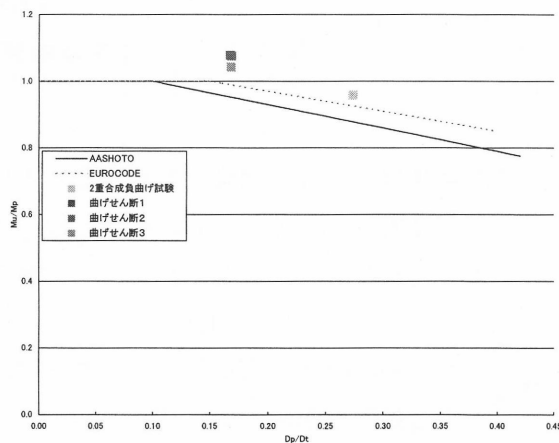


図 2.14 荷重実験結果と設計照査で用いる塑性中立軸の位置と終局曲げモーメントの関係式

(3) 新たな設計による部材の各種の性能に関する検討

①部材の破壊シナリオの把握と終局限界状態の照査方法に関する検討

新たな設計法による合理化部材は、従来設計の部材と比べて断面積（使用鋼材量）が小さくなっている。終局限界状態の照査荷重作用時は、(2)の検討などにより安全性が確保されていると考えられるが、想定以上の荷重が作用した場合に橋梁が急に崩落する危険がないか、またどの程度の余耐力があるのかを把握するため、活荷重を漸増させて、部材の塑性化の状況が把握できるファイバーモデルによる弾塑性解析や座屈着目部位のFEM解析を行っている。

弾塑性解析により検討した破壊シナリオの検討結果について図 2.15 に紹介する。この結果から終局荷重（1.3D+2.0L）を超えても支点部付近のウェブで部分的な局部座屈は発生するものの、急激に崩落するような事態は、適切な横桁や補剛材を配置することで設計上ないことが確認された。また、部材塑性化後の残留ひずみもこれらの解析から把握でき、終局荷重作用後も舗装の補修程度で車両走行が確保できることが確認できている。

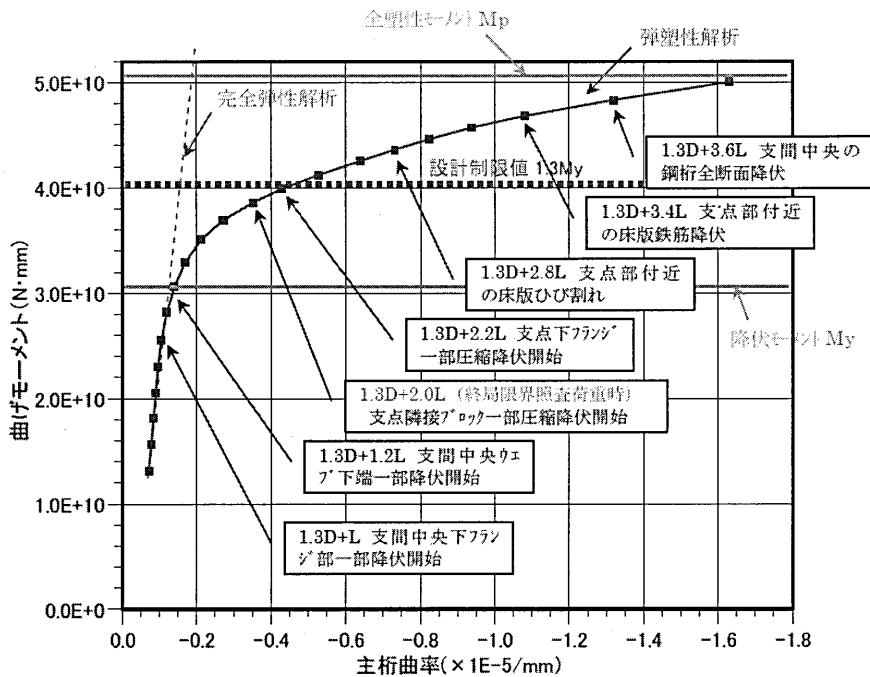


図 2.15 活荷重を漸増載荷させたときの支間中央部のM-φ曲線と破壊シナリオ（ファイバーモデルによる弾塑性解析）

②使用状態における騒音・振動に関する検討

新たな設計による合理化部材は、従来設計の部材と比較し断面剛性が小さくなる。そのため、過去の経済設計を行った鋼橋などで問題となった、橋梁騒音・振動の問題が懸念される。そこで、従来設計と新たな設計の異なる設計断面を有する橋梁の騒音・振動について時刻暦応答解析を行い、解析的に環境適合性能の違いを検討した。

解析結果から求めたそれぞれの設計法で設計した橋梁から発生する音の周波数毎の強度を示す1/3 オクターブ周波数分析の結果が図 2.16 に示すようになっている。剛性の違いなど構造特性の違いにより差が顕著になると考えられる低周波領域において、卓越する周波数は大きく変わらない結果となった。また、今回モデルとした橋梁形式において、新たな設計の橋梁は、従来設計の橋

梁と比べ音圧レベルが僅かに大きくなる周波数域が部分的あるが、環境省等で出されている建具などがたつく領域や音として感じる領域の閾値を考えると顕著な差がみられないと判断できる結果であった。

(4) おわりに

新たな設計手法に基づく設計による合理化について検討するとともに、通常の断面力照査などの設計では行わない各種の性能についても検討した。新たな設計コードの採用にあたっては、過去の不具合を考慮するのは不可欠であり、技術開発段階において性能照査は必須である。新たな設計方法は、耐荷性能のみならず耐風安定性など安全性を確保するための照査や、通常使用時において安心や快適さが確保できるよう、構造冗長性、維持管理性能、環境適合性能などについて考えることで採用が促される。また、今回の試設計から始まる各種の設計に関する検討は、今後、国内のみならず海外に対しても競争力を持つために必要とされる内容と考えられる。今回の検討では、一般的な形式を対象としているが、それらの検討を通して新たな設計による部材の各種の性能の違いを把握した上で、さらに大胆な新構造、新材料を生かした日本発の革新的な鋼橋につながることを期待する。

なお、今回の試設計において調査した合成桁橋に関する国内外の諸基準の比較整理について巻末付属資料にまとめているので、それらの資料も今後の研究開発で利用していただければ幸いである。

【参考文献】

- 1) 鋼橋の未来 21 世紀への挑戦、成田信行編、技報堂出版、pp.40～53、1998
- 2) 近畿自動車道（敦賀線）PC 床版鋼 2 主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討報告書、日本道路公団関西支社、2000.3 など
- 3) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications、 SI Units、 Third Ed. 2004
- 4) European Committee for Standardization(CEN)、Eurocode 4、 Design of composite steel and concrete structure、 Part 1-1 ets.
- 5) 土木学会鋼構造委員会、鋼・合成構造標準示方書、2007
- 6) 野呂、稲葉、長井ら、合成 I 桁のせん断耐力に関する実験検討、土木学会第 62 回年次学術講演会概要集、2007.9
- 7) 春日井、稲葉、長井ら、曲げとせん断を受ける合成 I 桁の耐力に関する実験検討、土木学会第 62 回年次学術講演会概要集、2007.9

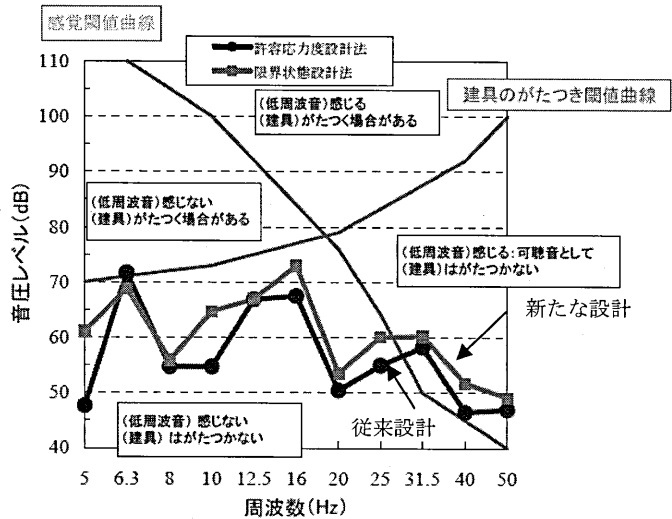


図 2.16 各設計法の橋梁の騒音・振動解析結果 (1/3 オクターブ 周波数分析)

第3章 鋼橋設計の今後の展望と鋼・合成標準示方書の改訂に向けた取組み

本章では、本委員会活動を通じて議論した合成桁の設計法の今後の課題について説明する。

まず、現在の鋼・合成構造標準示方書において取り扱われておらず、今後関連する規定を開発すべき項目を列挙する。

1) ハイブリッド桁の設計

現在の鋼・合成構造標準示方書では鋼桁のフランジと腹板に異なる材質を用いたハイブリッド桁に関する規定が含まれていない。SM570 と SM490Y の価格差が大きいことから、連続合成桁の中間支点上の断面などにおいて、フランジに高強度の SM570 を用い、腹板に SM490Y を用いることで、経済的なメリットがある場合が多い。AASHTO や Eurocode においてもハイブリッド桁に関する規定は含まれており、ハイブリッド桁に関する曲げ耐力評価式を開発する必要がある。

2) 2重合成桁の設計法の開発

連続合成桁の経済的適用支間は 60 から 70m が限界と言われているが、中間支点近傍で下床版を設置し、2重合成桁を用いることで経済的な適用支間を延長出来る可能性がある。2重合成桁の設計は、現在の鋼・合成構造標準示方書の範囲内でも可能のようであるが、この形式を実用化するためには試設計を行い、計算例を作成する必要がある。

通常連続合成桁では、支間の中央はコンパクト断面、中間支点近傍はノンコンパクト断面となるが、中間支点部近傍を 2重合成桁にすることで、橋梁全体をとおして、コンパクト断面とすることが可能となる。この場合、終局状態におけるクリープや乾燥収縮の影響を考慮する必要がなくなり、かつ支間部コンパクト-支点部ノンコンパクトの場合に必要な全塑性モーメントの低減を行う必要がなくなり、耐力のアップが期待出来る。

3) 連続合成桁中間支点上の横倒れ座屈の設計法

現在の道路橋示方書の許容曲げ圧縮応力度の算定は、コンクリート床版を無視した鋼桁単体の断面が単純支持された場合の横ねじれ座屈の基礎式から導かれている。連続合成桁の中間支点近傍では負曲げモーメントが作用し、下フランジが圧縮フランジとなるが、上フランジがコンクリート床版で拘束されているため、横ねじれ座屈のような鋼桁全体がねじれる座屈モードではなく、下フランジのみが横方向に変形する横倒れ座屈が発生する。

さらに、合理化橋梁では横構が無い場合、下フランジを横方向に支持する明確な固定点がないため、道示の許容曲げ圧縮応力度を算定するために必要な固定間距離も定義できない。したがって、道示の許容曲げ圧縮度の考え方をを用いて、連続合成桁中間支点近傍での負曲げモーメントに対する設計を行うのは、モデルと現実の構造が大きく異なり不合理となる。鋼・合成構造標準示方書の合成桁構造の章では、この部分の設計法に関する記述が無く、今後、連続合成桁中間支点上の横倒れ座屈の設計法を開発する必要がある。

4) 断面間の板厚差の制限

通常、構造細目的な要求として隣接する断面におけるフランジの板厚差の制限を行うのが一般的である。大きな板厚差がある場合、フランジの板厚の中心位置がずれるため局所的な板曲げ応力が発生する。これによる弊害を避けるため、板厚差制限が設けられたものと思われる。しかし、特に連続合成桁の中間支点近傍では、負の曲げモーメントが支点上で最大と

なり急激に減少するため、強度ではなく板厚差の制限規定に縛られて断面が決定され、経済性を追求するための足かせとなることがある。

Eurocode で設計された断面¹⁾などをみると、スパン 60+80+60m の 3 径間連続合成桁で中間支点上の下フランジが板厚 120mm、次の断面の下フランジ板厚が 80mm を用いており、板厚差 40mm を許容している。SETRA の Dr. Raoul に質問したところ、フランスでは板厚差に関する制限は無いものの、この部分の疲労の照査を行っているとのことであった。板厚差の制限といった仕様規定的な制限は無くして、疲労の照査など問題になる限界状態に対する照査に切り替えるべきと考える。

【参考文献】

- 1) SETRA、Guidance book Eurocode 3 and 4: Application to steel-concrete composite bridges、2007