

鋼・コンクリート 2 重合成 I 桁橋の 実用化に向けた研究

2011 年 3 月

稲葉 尚文

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.1.1 高速道路の橋梁に関する現状	1
1.1.2 少数I桁橋の開発および合成桁の復活	3
1.1.3 更なる新形式の提案および設計法	5
1.2 鋼桁の座屈設計法と既往の研究	9
1.2.1 I桁の強度と設計法	9
1.2.2 曲げを受ける桁の強度	10
1.2.3 せん断を受ける桁の強度	13
1.3 研究の目的	18
1.4 論文の構成と内容	20
参考文献	21
第2章 鋼橋腹板の既往の設計法	29
2.1 序論	29
2.2 曲げ強度に関する設計法	29
2.2.1 道路橋示方書による設計	29
2.2.2 AASHTO による設計	29
2.2.3 Eurocode による設計	31
2.2.4 本論文で提案する設計	34
2.3 せん断強度に関する設計法	35
2.3.1 道路橋示方書による設計	35
2.3.2 AASHTO による設計	36
2.3.3 Eurocode による設計	38
2.3.4 本論文で提案する設計	40
2.4 結言	41
参考文献	41
第3章 鋼・コンクリート2重合成I桁腹板の曲げ強度に関する検討	42
3.1 序言	42
3.2 供試体の設計と形状	42
3.2.1 鋼桁	42
3.2.2 コンクリート床版およびコンクリートブロック	43
3.2.3 ずれ止め	44
3.3 材料強度と供試体の強度予測	44
3.4 供試体の製作	47
3.4.1 鋼桁	47
3.4.2 コンクリート床版およびコンクリートブロック	47
3.5 実験方法	47

3.5.1 実験装置	47
3.5.2 支持条件	48
3.5.3 載荷システム	48
3.5.4 計測項目	48
3.5.5 載荷手順	50
3.6 実験結果および考察	50
3.6.1 鉛直変位	50
3.6.2 腹板の変形	51
3.6.3 腹板のひずみ	52
3.6.4 フランジのひずみ	53
3.6.5 コンクリートブロックのひずみ	54
3.6.6 コンクリートブロックの終局状態	55
3.6.7 残留変位	55
3.6.8 中立軸の位置	56
3.6.9 終局強度	57
3.7 結言	59
参考文献	59

第4章 鋼・コンクリート合成I桁腹板のせん断強度に関する検討 61

4.1 序言	61
4.2 供試体の設計と形状	61
4.3 材料強度と供試体の強度予測	66
4.3.1 材料強度	66
4.3.2 ずれ止め	67
4.3.3 強度予測	69
4.4 供試体の製作	69
4.4.1 鋼桁	69
4.4.2 コンクリート床版およびコンクリートブロック	69
4.5 実験方法	69
4.5.1 実験装置	69
4.5.2 支持条件	69
4.5.3 載荷システム	71
4.5.4 計測項目	71
4.5.5 載荷手順	75
4.6 せん断実験の結果および考察	76
4.6.1 鉛直変位	76
4.6.2 腹板の変形	76
4.6.3 終局状態	80
4.6.4 終局強度	83
4.7 2重合成桁せん断実験の結果および考察	86
4.7.1 鉛直変位	86
4.7.2 腹板の変形	87
4.7.3 腹板のひずみ	88

4.7.4 終局状態	89
4.7.5 終局強度	92
4.8 曲げせん断実験の結果および考察	93
4.8.1 鉛直変位	93
4.8.2 終局状態	94
4.8.3 相関強度	97
4.9 結言	98
参考文献	99
第5章 鋼・コンクリート2重合成I桁の経済比較検討	100
5.1 序言	100
5.2 2重合成I桁を適用した主桁断面の設計フローおよび照査方法	101
5.2.1 主桁断面の設計フロー	102
5.2.2 照査方法	105
5.3 支間長60m程度の2重合成I桁橋の試設計	110
5.3.1 設計条件	110
5.3.2 設計断面力	112
5.3.3 設計結果	113
5.4 長支間(100m以上)対応2重合成I桁橋の試設計	117
5.4.1 設計条件	118
5.4.2 設計断面力	119
5.4.3 設計結果	120
5.5 施工実績データとの比較検討	126
5.5.1 橋面積当たり鋼材質量算出	126
5.5.2 連続合成I桁橋の橋面積当たり鋼材質量との比較	127
5.5.3 連続合成箱桁橋の橋面積当たり鋼材質量との比較	127
5.5.4 連続トラス橋の橋面積当たり鋼材質量との比較	129
5.6 結言	129
参考文献	129
第6章 結論	131
付録	133
謝辞	150
本論文に関する著者の論文発表・口頭発表	152

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 高速道路の橋梁に関する現状

わが国の高速道路の建設は、1963年の名神高速道路(栗東～尼崎間)の一部開通を皮切りに、2008年4月現在で約7,560kmと法定予定路線(11,520km)の65%強となっている^{1.1)}。このうち橋梁延長は約1,150km、比率では約15%を占める^{1.1)}。近年では、山間部や市街地を通過する区間が増えていることから、構造物比率はさらに増加する傾向にあり、特に現在建設中の新東名高速道路は橋梁比率が約40%に至っている。したがって、橋梁の建設コストが新東名高速道路全体の事業費に大きく影響することは明らかであり、橋梁の建設コスト縮減が大きな使命となっている。

一方、図1.1^{1.2)}に示すとおり、中日本高速道路株式会社が管理する高速道路(1,761km(2010年4月現在))のうち、供用後40年を経過する東名・名神高速道路をはじめ、供用後30年を経過する道路が全体の約6割を占める。2年後の2012年度には、経過30年以上の道路はさらに約130km増加することになり、高齢化が進んでいくことになる。また表1.1^{1.3)}に示すとおり、中日本高速道路株式会社が管理する橋梁の修繕費は、年間約50億円にも達しており、将来新東名高速道路が共用された場合には、その維持管理費はさらに増加すると考えられる。

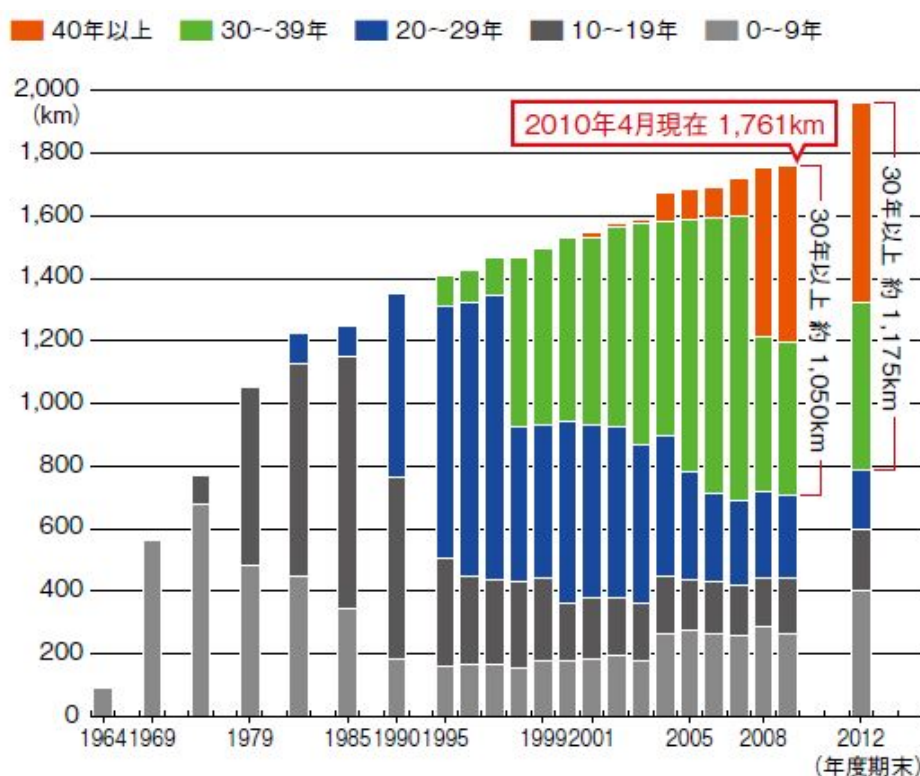


図 1.1 中日本高速道路株式会社が管理する高速道路の延長の推移^{1.2)}

表 1.1 中日本高速道路株式会社の維持修繕費の推移^{1,3)}

単位：億円

	2005 年度	2006 年度	2007 年度	2008 年度	2009 年度
清掃費	10	35	31	35	44
植栽作業費	9	28	30	38	61
高熱水費	15	30	34	37	36
雪氷対策費	61	34	50	46	54
保全点検費	23	52	56	62	64
橋梁修繕費	25	53	49	40	50
トンネル修繕費	7	10	6	9	3
舗装修繕費	37	102	80	72	76
上記以外の土木構造物修繕費	9	27	20	14	23
施設設備修繕費	19	52	49	48	54
調査検討業務費	33	54	53	58	66
合計	248	477	458	459	531

高速道路における橋梁計画において、基本となるのは架橋地点の地理的条件や経済性である。ここでいう地理的条件とは、大きく 2 つの意味を持つ。1 つは、資機材や重機の搬入条件であり、これによって現場作業中心のコンクリート橋を選択するか、あるいは工場製作部材を活用した鋼橋もしくはプレキャスト系橋梁を選択するか判断の目安とする。もう 1 つは、交差条件による支間割の決定である。橋梁の形式判定においては、これまでの実績などから、最大支間長に応じて最も経済的で合理的な形式が経験的に分かっている。表 1.2 は、近年の高速道路における施工実績や工費データなどから区分した最大支間長ごとの最適橋梁形式を、鋼橋とコンクリート橋別に示したものである。それぞれの適用支間において、コンクリート橋を選択するか、あるいは鋼橋を選択するかは、前述の施工条件等を考慮して判断される。近年の傾向としては、コンクリート橋が経済的に有利となる例が多いが、需要が多いとされる中規模支間(40m～60m)では鋼橋の採用を基本とすることが一般的であり、その大きな理由としては少数 I 桁橋の開発と合成桁の復活がある。

表 1.2 適用支間長と主たる橋梁形式

適用支間長	20m～40m	40m～60m	60m～120m	120m～
鋼橋	少数 I 桁橋	少数 I 桁橋	箱桁橋(細幅箱桁, 開断面箱桁)	トラス橋, 鋼床版箱桁橋, 斜張橋
コンクリート橋	PRC2 主版桁橋, 工場製作プレキャストセグメント PC 箱桁橋	PC 箱桁橋(固定支保工架設)	PC 箱桁橋, 波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋(張出架設)	波型鋼板ウェブ箱桁橋, 複合トラス橋, エクストラースト橋, 斜張橋

1.1.2 少数 I 桁橋の開発および合成桁の復活

1) I 桁橋の合理化

昭和の時代に建設された I 桁橋は、人件費に比べて相対的に高価な鋼材料の使用を減少させることにあり、いかに軽量かつ経済的な設計を達成するかに技術開発の主力がおかれた。当時の道路橋示方書に規定された範囲で、当然のことではあるが、鋼重量をできる限り少なくする経済設計に精力が投入された。このため、鋼板の幅や板厚などのサイズは曲げモーメント分布に応じて細かく変化させ、多くの労働力を掛けて鋼材料を節約することが設計の基本的な考えであった。あわせて薄い腹板に水平補剛材や垂直補剛材を多く溶接する薄肉多補剛による強度設計が確立した^{1.4),1.5)}。

平成に入ってから、熟練労働者および特殊技能者の減少に伴う労働賃金の高騰や鋼材価格の低下により、多少鋼重が増えても断面変化を少なくし、部材数や溶接延長を少なくした構造が経済的になるとされた。

旧日本道路公団では、この着想のもと I 桁橋の単純化、省力化に取り組み、1992 年に札幌自動車道新琴似高架橋で試験施工を行った。その内容は、一部材一断面、連結板(モーメントプレートとシアプレート)の一体化、フランジ幅の統一、さらには水平補剛材の段数の減などを行うことであり、その結果として材片数や板継溶接の縮減による工場製作の省力化が達成され、コスト縮減が図られた。これらの成果は、「鋼道路橋設計ガイドライン(案)」^{1.6)}に反映され、この構造は「合理化桁」と呼ばれ、旧日本道路公団に限らず国内に広く普及することとなった。

2) 少数 I 桁化と PC 床版の採用

合理化 I 桁を更に発展させたのが、1995 年に完成したホロナイ川橋^{1.7),1.8)}である。従来の I 桁橋は、主桁間隔を 2~3m 程度で、RC 床版を用いた多主桁構造としていたが、ホロナイ川橋では横方向にプレストレスを導入した PC 床版と主桁間隔を 6m 程度とした 2 本の主桁により構成する少数 I 桁構造とした。この構造は、ドイツ、フランス、スイス等のヨーロッパ諸国において、すでに実績のある構造^{1.9)~1.16)}として定着していたが、以下に述べる点で従来構造に比べて優れておりこの構造が採用された。

①PC 床版の採用による床版ひび割れの減少に伴う耐久性の向上

②鋼重、部材数、溶接延長、塗装面積の減少によるコスト低減

③鋼桁部材の厚板化による耐防食性の向上

④単純化された橋梁システム(少数主桁化、対傾構や横構の省略^{1.17),1.18)})による維持管理費の低減

この構造は、鋼桁の省力によるコスト縮減もさることながら、床版の耐久性及び耐荷力向上も大いに期待された。すなわち、床版支間が 6m 程度となることにより構造上プレストレス力の導入が必要となるため、それに伴い高強度のコンクリートを使用するため床版の耐久性が飛躍的に向上すること、30cm 程度の床版厚が必要となり、耐荷力が増すこととなる。

ホロナイ川橋で実現した PC 床版を有する鋼 2 主 I 桁橋は、その後、設計施工の改良や工夫が加えられながら瞬く間に全国の高速道路建設に普及し、当然のように新東名・名神高速道路の建設事業にも積極的に採用されることとなった。

新名神や新東名高速道路の愛知県域では、東海大府高架橋に代表されるように、広幅員に対応するべく主桁間隔を 6m 程度に抑えた 3 主 I 桁構造とした^{1.19)}。この構造は、鋼桁のコスト縮減より

も、床版のコスト縮減と併せて、更なる耐久性向上を目的として、プレキャスト床版を採用している。これは、プレキャスト床版が工場製作となるため、1 つには、現場施工の省力化が図れことが上げられる。2 つ目として、蒸気養生が可能であることから更に高強度のコンクリートが使用できることと併せて、より品質の良い床版とすることが可能となるからである。

より経済性と合理性から新東名高速道路の静岡県域では、藁科川橋に代表される、主桁間隔を 10m 程度まで広げた 2 主 I 桁構造を採用している^{1.20)~1.23)}。この構造は、主桁本数を 2 主 I 桁とすることにより 3 主 I 桁に比べて鋼重を減らせることと、分配効率が 1.0 分配に近くなり、設計効率が良くなるため更に鋼重を縮減することが可能となるからである。なお、床版支間 10m 程度と広くなるために、より合理的な設計を可能とすべく、床版下面床をアーチ形状としている。また、床版厚が主桁直上で 50cm 程度と厚くなるために、施工性や品質にも配慮した構造としている。

3) 合成桁の復活

鋼を主体とする複合構造に目を向けると、合成桁橋^{1.24)}の歴史が古い。合成桁は、コンクリート床版の圧縮に強い特性と鋼桁の引張に強い特性を活かし、ずれ止めにより両者を結合させ、一体となって荷重に抵抗する構造である。この構造は、コンクリート床版に床版としての機能と共に主桁の一部としての機能も期待することから、経済的な設計が可能となる^{1.25)}。合成桁の種類としては死・活荷重合成桁と活荷重合成桁がある。前者の死・活荷重合成桁は、全ての荷重を合成桁で受け持つことから、鋼重が最も少なくできて経済的とみなされる^{1.24)}。しかし、鋼桁を支える支保工などを必要とするため架設設備の規模が大きくなり、活荷重合成桁と比較して経済性の面で劣る。その為、建設例は全く見られず、合成桁橋のほとんどが活荷重合成桁橋として設計されている^{1.26),1.27)}。

古くはドイツにおいて 1940 年代に開発され、国内においても 1950 年代から実用化され、各所で建設されるようになった。当時としては、コンクリート材料として軽量コンクリートを用いたもの、鋼材に高張力鋼を用いたもの、構造形式として単純合成桁はもとより、橋軸方向にプレストレスする連続合成桁や、橋軸方向にプレストレスしない連続合成桁も建設され、合成桁橋そのもののバリエーションはかなり多く存在した^{1.24),1.26),1.28)}。しかしながら、周知のごとく、国内経済の発展に伴う自動車交通量の予想を上回る増加に伴い、配筋筋の不足、当時の施工技術の問題などによりコンクリート床版の損傷^{1.29),1.30)}が 1960 年代後半より各地で報告されるようになり、それとともに特に床版の打ち換えが困難な連続合成桁の採用は、急速に減っていった。当時の合成桁橋は、当時一般的な多主桁橋と比較して大きな床版支間で極力薄い床版を設計することが荷重的に小さくなることから経済的とされていた。このため、1970 年代に入り、厚い RC 床版を用い、更に床版には輪荷重を主桁に伝達することのみを期待する非合成多主桁へと移行していった。しかし、1990 年代に入り前節でも述べたとおり、建設事業へのコスト縮減の要請があり、PC 床版を有した少数 I 桁橋などのシンプルな構造形態の開発が進められてきた。この橋梁の開発は、過去において痛手を受けた床版の長寿命化の達成が図られることとなり、合成桁の復活へとつながった。それが千鳥の沢川橋^{1.31)}である。千鳥の沢川橋では、連続合成桁設計が採用され、更に鋼桁腹板に新しい少補剛薄板化設計を採用している^{1.32),1.33)}。詳細は、1.3 の鋼桁座屈設計法と既往の研究で紹介するが、合成構造として考えて圧縮フランジの座屈に対する床版からの拘束効果に期待し、水平補剛材を省略した上で、腹板の更なる薄板化と垂直補剛材間隔の拡大を行なっている。更に本格的な合成桁の復活のための設計法の確立^{1.34)~1.37)}によって、鋼材費用と比較して人件費が高いことから人件費を抑

えることができ、工事全体として5～10%のコスト縮減に成功している^{1.38)}。

図1.2に上記で述べた多主桁から少数I桁に構造変更が行われた。

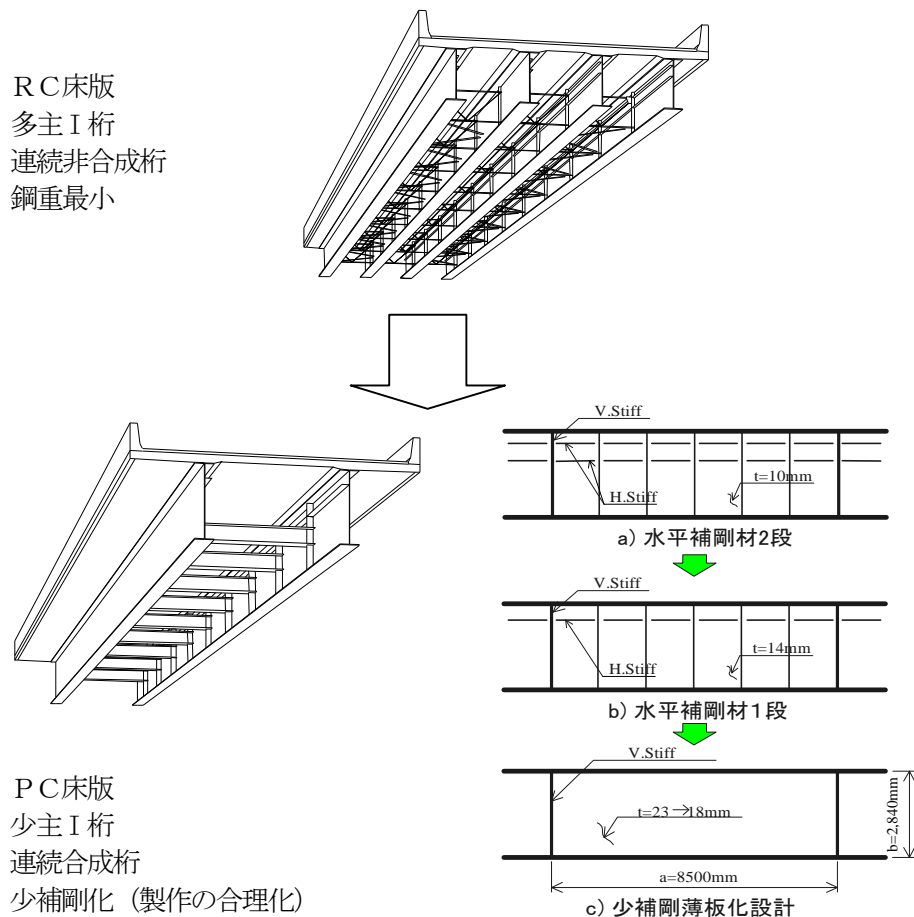


図1.2 鋼桁橋の構造形態変遷

1.1.3 更なる新形式の提案および設計法

1) 新形式の提案

PC床版を有する少数I桁橋は、本構造形式が採用される支間40m～60m程度の橋梁においては、一種の形態改革がなされたと考えられる。しかし、依然として経済事情が厳しい中で、より一層のコスト縮減が求められているが、更なるシンプルな構造の開発は困難である。

次に、60m以上の支間の橋梁について考える。現在、この支間の橋梁は、山間部においては、経済性ならびに施工性より、主としてコンクリート橋が多く採用されている。このような架橋条件に対しては、通常のトラッククレーン架設では困難な場合も多いため、長支間の鋼複合ラーメン橋による張出架設工法^{1.39)}や、ジャッキアップ回転架設工法^{1.40)}などの新しい架設工法での施工が考えられるが、実績的にはまだ十分ではない。また、この支間に鉸桁構造を採用した場合、輸送時の桁高制限や溶接による水平継ぎ手が必要となることから、箱桁やトラス橋での構造検討、架設検討が必要とされる。したがって、このような背景下で、合理化箱桁橋（細幅箱桁橋、開断面箱桁橋）や合

理化トラス橋の開発^{1.41)}が進められてきた。しかしながら、合理化箱桁橋も合理化トラス橋も一般的な箱桁橋やトラス橋よりはコスト削減が図れるものの、コンクリート橋に比べると施工性や経済性に劣る状況にある。このため、更なる合理化・省力化が可能な構造形式の技術開発が望まれている。

そこで、2主I桁橋を採用したときと同様に海外の橋梁に目を向けることとした。ドイツやスペインにおいて2重合成構造という橋梁を見かける^{1.42)}。この構造は中間支点位置近傍の下フランジ側、すなわち圧縮側にコンクリートを打設するものである。特に箱桁橋やトラス橋のように支間の長い橋梁で適用されている点が注目される。国内でも1960年に新潟県において加治大橋が箱桁橋に2重合成桁構造を採用しているが、国内では唯一の橋梁と思われ、最大支間は55mと短いものであった。2重合成桁は、中間支点圧縮域にコンクリートを打設して、圧縮を受ける鋼板の座屈防止とともに合成化による薄板化や剛性アップを図る点にある。一方で、新たに床版を設置するためコストアップや、クリープ、乾燥収縮による応力増の影響を考慮する必要がある^{1.43)}。したがって、支間が短い橋梁では不利になると思われ、長支間を対象にした構造と思われる。ただし剛性アップが期待されることから、中小橋においてもコスト削減が図れると考えられる。また海外において、多主桁橋を対象として、この2重合成桁構造をI桁に適用する案^{1.44)}があり、筆者らは、前節で導入された少数I桁を対象に、図1.3に示すとおり2重合成I桁を提案し、実用化に向けた研究を進めることとした^{1.45)}。

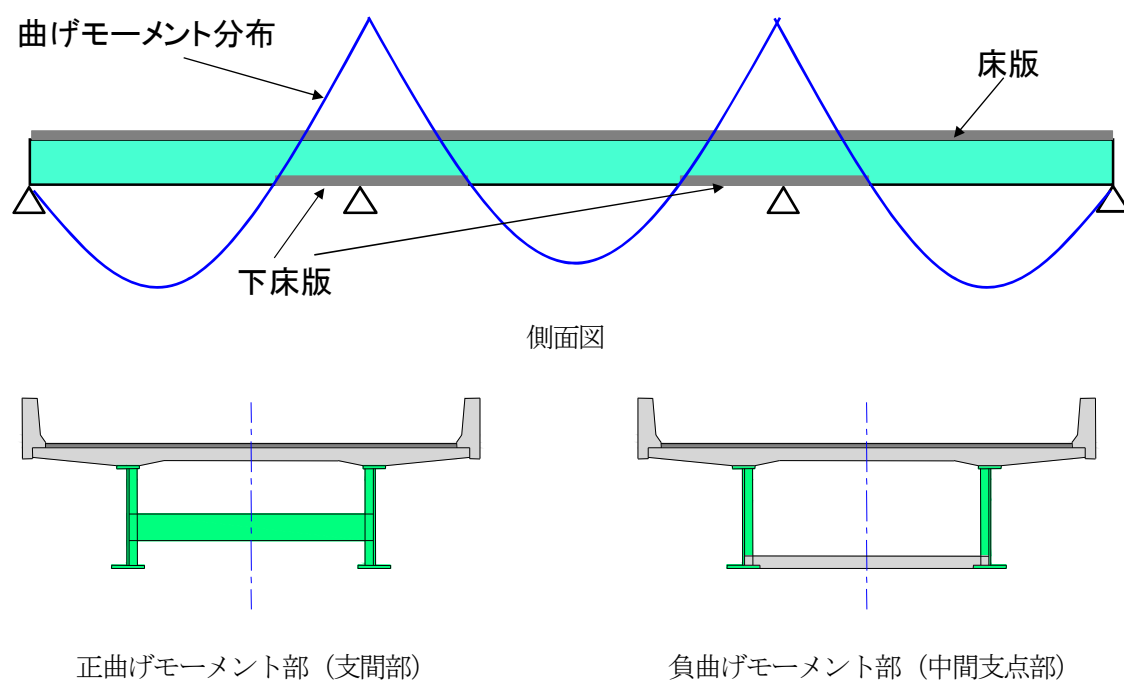


図 1.3 2重合成桁模式図

2) 設計法の現状

構造設計の目的は、建設中および供用中に予想されるすべての外的作用に対して、所要の安全性、耐久性、使用性などを満足する構造物を経済的に作り出すことにある。このため、各種の設計基準においては、「構造物の安全性、使用性、経済性、環境との調和等を考慮するとともに、製作、運搬、

現場施工、検査、塗装、維持管理、補修などに注意して設計する必要がある。」と書かれている^{1.46)}。

更に、設計にあたっては、強度、変形、安定性、耐久性、施工性、保守、美観、騒音、振動などについて十分検討すべきである点についても触れられている。

設計における検討項目を詳細に見てみると、近年、土木学会鋼構造委員会では、以下のように要求性能を分類している^{1.47)}。

①安全性：構造物の安全性とは、建設中および供用中に予想される様々な外的作用に対して、構造物に損傷をもたらさないことである。通常は、強度や安定の面から照査を行う。

②使用性：使用性とは、構造物の利用者が不快感や不安感を覚えずに利用できることであり、機能的に優れ、維持管理、補修が容易で、機能上支障をきたすことのないようにすることである。

③修復性：修復性とは、構造物が想定される作用により損傷を受けて機能あるいは性能が低下した場合の回復のし易さと表すものである。

④耐久性：耐久性とは、構造物の健全度を損なわないようにすることであり、期待される耐用期間中を通じて所要の機能を保持させることである。

⑤社会環境適合性：構造物そのものの景観と周囲の環境との調和を考慮して構造物を設計することである。また、経済的合理性もこの中に含めることとし、構造物のライフサイクルにわたり経済性が最も優れていることを検討する。

⑥施工性：施工のしやすさそのものであり、設計の段階においても、構造物が適切に建設できるように施工に配慮する必要がある。

上記のような構造物が保有すべき性能は必ずしも明確ではない。これは①従来の設計体系では、決められた手順をたどる設計を行えばよく、設計者は、自身が設計した構造物の性能を必ずしも把握していないこと、②構造物の性能は大きな外力が作用した時に初めて明らかになることが多いが、発生がまれな外力の特性や大きな外力作用時の構造物の挙動の予測は容易でないこと、③既存の構造物の大半は際立った支障が生ずることなく供用に耐えてきており、ある程度の安全性等が現行の設計規準で確保されていると考えられること、④一般市民の間には構造物が安全であることは当然との認識があり、コストと構造物の保有する性能とのバランスが必ずしも認識されていないこと等の理由により、構造物の性能を明確に評価するための技術が体系的に確立されてこなかったことが原因と考えられる。例えば、平成14年3月版以前の道路橋示方書^{1.48)}では、使用する材料の種類や最小寸法、あるいは基準式等が規定されている場合もあり、いわゆる仕様規定方式の設計基準となっている部分も見受けられる。また、同示方書では許容応力度設計法の書式が採用されていたことから、安全性や使用性のレベルを定量的に把握することは容易ではなかった。

設計体系のあるべき本来の姿としては、設計者は自身の設計した構造物の性能を十分に把握しており、構造物の性能に関する情報を利用者に提供することで、構造物の保有する性能が価値判断の材料となる。こうした技術的側面からみた現行設計規準の欠点を克服するための1つの方法として性能照査型設計が上げられる。

ただし、性能照査型設計が提唱されてきた背景としては、前述の技術的側面からの要請というよりは、むしろ以下に述べる社会的・経済的側面からの要請の方が強かったことは否めない。1990年代に入り、経済活動の国際化の傾向が強まり1995年には「貿易の技術的障害に関する協定」(WTO/TBT)の締結がなされ、1996年2月には日米包括経済協議における建築分野への規制緩和要

求が米側からなされた。また、国際標準化機構(ISO : International Organization for standardization)による国際規格等の性能規定化が促進されてきたことともあいまって、我が国の建築分野では精力的な研究活動がなされた^{1.49)}。そして、建築基準法が1998年5月に性能規定化を意図した設計基準に改正され、性能表示制度、かし担保制度、紛争処理体制を3本柱とした住宅の品質確保の促進等に関する法律が2000年6月より施行されている。

一方、土木分野でも、1995年1月に阪神・淡路大震災に遭遇し橋梁の耐震性能評価の必要性が認識され始めたのを契機として性能照査型設計への移行の必要性が認識され、1996年12月に改訂された現行道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編^{1.50)}では、橋の耐震性能が、例えば「特に重要度の高い橋(B種の橋)は、橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動に対して、限定された損傷に留める」というように記載され、性能照査型設計を部分的に取り込んだものとなっていた。その後、新技術開発など設計者の創意工夫の活用・工期短縮・建設コスト縮減・性能を明示することによる国際化対応を目指す性能照査型設計の導入が、景気の低迷に伴う建設投資額の縮減という経済的な動向を見据えながら積極的に検討され、平成14年3月版の道路橋示方書^{1.51)}では、従来の仕様規定型の条項を残しつつも性能照査型設計を指向した記述に書き改められている。

ここで、構造物の設計における性能照査とは、構造物が要求されている性能を満足しているかどうかの判定を行う行為で、上記で述べた各要求性能を満足しているかどうかを照査する場合、要求される性能のレベルに対応する限界状態を対象として、設計した構造物が限界状態に達するか否かを照査するのが一般的である。なお、限界状態とは、外的作用に対して、構造物の全体あるいは、一部が所要の要求性能を確保できなくなるとして定めた状態であり、限界状態設計法とは、上記に記述した構造物に求められる個々の要求性能に対して、その性能を失うか否かを照査する方法とされている^{1.52),1.53)}。

我が国の土木構造物の設計法は、従来より、許容応力度設計法(ASD : Allowable Stress Design)によっている。許容応力度設計法は、長い間世界各国で利用されてきており、100年を越える実績がある。そして問題が生じるたびに、経験と実績から適切な対応がとられ、定常的に改定されてきた。この設計法により、その時代に期待された機能を十分に満たし得る構造物が生み出されてきたのである。したがって、根本的に大きな問題点があると考えている技術者は少ないと思われる。それは、「許容応力度という1つの項目だけ照査しておけば、終局状態に対する安全性と使用性の両方を満足する」と考えられてきたことと、「設計基準の中に見られる規定の多くが、耐久性や施工性等を考慮しており、直接許容応力度を用いた安全性の照査ではない」ことによる^{1.46)}。しかし今日までの研究の結果、種々の弱点も併せ持っていることが明らかになってきた。たとえば、①安全性の照査式について高い精度が得られない、②1つの安全率だけですべての限界状態を取り扱うことが不合理である、③各分野の研究成果を合理的に設計基準に反映させることが難しいなどの意見が出されている^{1.54)}。許容応力度設計法の書式としては、応力に代表される荷重効果を、強度で代表される抵抗値と比較し、両者に間に一定の比で表される安全率を確保するという考え方であり、現在世界中で利用されている限界状態設計法(LSD : Limit State Design)と本質的に異なるところはない。つまり、許容応力度設計法あるいは限界状態設計法というように呼び名が変わっても、構造物の設計基準としてはたすべき役割は同じはずでなければならない。しかしながら、許容応力度設計法は、限界状態設計法に比べて、すべての不確実性を1つの安全率で表現しているとの印象を与

えているため、融通性の少ない設計基準になっていることも事実である。また、世界各国で許容応力度設計法から限界状態設計法に移行している原因の1つに、許容応力度設計法に比べて限界状態設計法の方がきめ細かく対応できる条項を提供していることが挙げられる。その理由として、限界状態を大きく終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態の3つに分類しており、それぞれの限界状態により安全性のレベルを変えることにより、各限界状態で適切な安全性や信頼性の水準を保証することによる。

1.2 鋼桁座屈設計法と既往の研究

I桁橋について一般的な座屈設計法の手順について述べ、I桁の曲げ、せん断、および曲げとせん断の相関に関する座屈強度についてまとめるとともに、これまでの研究成果として得られている終局強度(耐荷力)理論の考え方を紹介する。

1.2.1 I桁の強度と設計法

座屈問題を最初に取り扱ったのは、柱の中心軸圧縮に関する Euler の 1744 年の論文である^{1.55),1.56),1.57)}。また、1770 年には Lagrange が、Euler の得た結論の再確認を行い拡張した理論を発表している^{1.58)}。その後、はり構造や板構造などに分けて座屈問題が発展してきた。

鋼桁は、全体を見るとはり構造、細部を見れば板の組み合わせであるため、座屈設計を行うには、はり構造や板要素を照査すればよいと思われる。しかし、I桁は以下の力学的役割があることと、桁全体として捉えた場合、はり構造あるいは板要素としてのみでは表現できない挙動を示す。

I桁の上、下フランジおよび腹板には明確な力学的役割がある。上、下フランジは主に曲げモーメントに抵抗し、腹板は作用せん断力に抵抗するという力学的役割とともに、上、下フランジを支持して縁端距離を保つという物理的役割を持つ。例えば上、下対称フランジの断面二次モーメントの大部分がフランジ部分によって分担され、一方、せん断応力分布は腹板部分に集中していることから、腹板とフランジの機能分担が合理的に行われていることが定性的にも分かる。よって、設計荷重を受ける単純桁を考えれば、支間中央では曲げ強度に支配され、端部支点上ではせん断強度が支配的である。また、これらの中間部位では曲げとせん断の組み合わせ荷重状態となっているため、曲げ応力度とせん断応力の合成応力度の照査が必要となる。

以下にI桁を対象とした大まかな設計手順を示す。なお、詳細については、数々の文献があり、例えば、橋の文献^{1.59)}に詳しく記載されている。

①まず、設計するI桁橋の橋長、支間割、幅員などの基本設計条件より、主桁配置、横桁配置や間隔などの基本形状を決定する。

②T 荷重のもとに床版の設計を行う。

③既存橋梁に関する実績調査より橋面単位面積あたりの鋼重と剛度を仮定し、L 荷重を用いて主部材の構造解析を行い、主桁に作用する曲げモーメントおよびせん断力等の設計断面力および支点反力などを算出する。

④設計曲げモーメントを用いて主桁の桁高を決め、腹板の幅厚比規定より腹板厚さを決定する等、主部材断面を決定する。

- ⑤必要フランジ断面積と幅厚比制限を考慮して，フランジ幅および厚さを決定する。
- ⑥支間全体にわたって，曲げ応力度，せん断応力，さらにこれらの合成応力度の照査を行う。
- ⑦垂直補剛材の設置間隔を照査して決定し，補剛材剛度規定より補剛材断面を決定する。また，支間端部の端補剛材を柱として設計し，断面を決定する。さらに現場継手の設計を行う。
- ⑧次に，横桁の設計を行う。
- ⑨I 桁橋の鋼重を算出し，3)の仮定より重ければ計算をやり直す。また，③の仮定より安全側の評価であっても，過分に不経済な場合には設計をやり直すべきである。一般に仮定鋼重と実鋼重の差を 5%以内に収めるようにする。また剛度についても 10%以内に収めるようにする。
- ⑩たわみの照査を行う。
- ⑪最後に，支承などの付属物の設計を行う。
- 上記のとおり，鋼桁の設計（強度の照査）を行う上で座屈設計が重要であり，設計法の確立が求められる。したがって，過去には数々の研究が実施されてきている。

1.2.2 曲げを受ける桁の強度

上，下フランジおよび補剛材で補剛された腹板は一般に図 1.4 のようにモデル化される。水平・垂直補剛材で囲まれた部分を単一パネル，垂直補剛材間の水平補剛パネルを部分パネル，垂直補剛材を含めた直交補剛板を全体パネルと呼ばれている^{1.60)}。このような腹板に対しては，単一パネルの局部座屈，部分パネルの部分座屈，全体パネルの座屈に対する照査が行われる。図 1.5 のとおり，座屈設計の基礎となる単一パネルが曲げを受ける場合の座屈応力度は，単一パネルの周辺境界を最も基本的で単純な四辺単純支持条件と仮定し，パネル縦横比 $\alpha = a/b$ の関数として与えられた，曲げに対する座屈係数 k_b を用いて，Bleich が定義し，以下の式を提案している^{1.58)}。

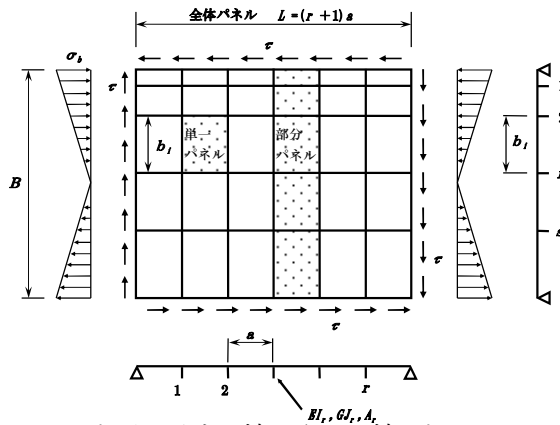


図 1.4 水平，垂直に補剛された補剛板

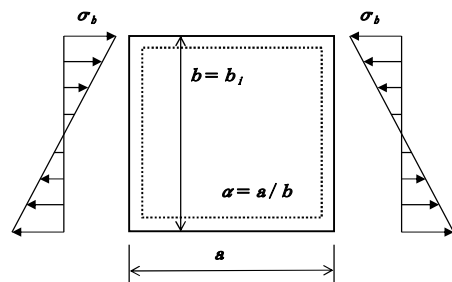


図 1.5 純曲げを受ける単一パネル

$$\sigma_b = k_b \sigma_e, \quad \sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (1.1)$$

$$k_b = \left. \begin{aligned} &15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2 \quad (\alpha \leq 0.66) \\ &= 23.9 \quad (\alpha > 0.66) \end{aligned} \right\} \quad (1.2)$$

ここで、 E はヤング係数($2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$)、 μ はポアソン比(0.3)、 t は単一パネル腹板の板厚である。

その後、I 桁としての桁構造全体の強度に関しては、Basler の先駆的研究^{1.61)}に始まって、国内外で多数の研究がなされている。ここから先は主として、研究対象とした垂直補剛材でのみ補剛された I 桁の強度の研究に関する歴史を述べるものとする。

曲げ強度に関しては、まず、Basler らが崩壊形式として図 1.6 に 3 つのモードを示した。

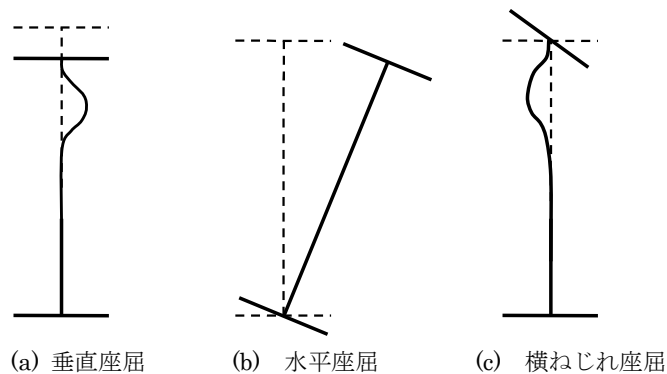


図 1.6 I 桁の曲げ座屈モード

腹板の垂直座屈、圧縮フランジの水平座屈、横ねじれ座屈に分類できることを示し、垂直補剛腹板を対象に終局強度式を導き、Cooper によって定式化された^{1.62)}。その後、各座屈モードは、国内外において以下のとおり整理された。

1) 腹板の垂直座屈

これは、一般にかなり薄い(幅厚比の大きい)腹板の場合で鋼桁単体でないと生じないため、I 桁の場合には照査を省く。既往の研究としては、倉西^{1.63)}や小堀ら^{1.64)}の研究が上げられる。

2) 圧縮フランジの水平座屈

腹板の一部を含めた圧縮フランジの柱としての側方への曲げ座屈である。福本らは、安全側として圧縮フランジのみに着目し、圧縮フランジの幅と厚さの中心軸圧縮柱と考え、弾性座屈応力を算出し、この弾性座屈応力に対する細長比パラメータを用いて終局強度を表した^{1.65)}。

3) 圧縮フランジのねじれ座屈(局部座屈)

三上らの研究では、圧縮フランジの半分の幅と厚さの自由突出板の座屈と考え、弾性座屈応力を算出し、前述と同様に細長比パラメータを用いて終局強度を表した^{1.66)}。また、三上らは、上記の水平座屈とねじれ座屈の終局強度の小さい方を圧縮フランジの終局強度とし、これと腹板の終局強度が求めれば桁全体としての終局強度は、両者の強度の和とすることとした^{1.66)}。

しかし、設計にあたっては、圧縮フランジの局部座屈が生じないように、フランジの幅厚比を制限するのが一般的である。圧縮フランジの水平座屈およびねじれ座屈が生じないように適当な支持あるいは幅厚比制限がなされており、腹板の幅厚比が大きい場合、腹板は圧縮フランジの拘束のもとで曲げ座屈も生じ、その結果圧縮領域で応力の欠損が生じる。

Owen らは、このような腹板の座屈強度を板の有効幅の概念で評価し、桁としての有効断面を評価して曲げ強度を算定している^{1.67)}。また、長谷川らは腹板の曲げ座屈後の現象を腹板の有効幅として評価し、その有効幅と圧縮フランジは垂直補剛材位置を端部とする柱の挙動として評価し、強度算定式を導いている^{1.68)}。これに対して、三上らは、腹板の後座屈強度を考慮した強度算定法を

提案している^{1.66)}。また水平補剛された腹板の強度に関しても、Cooper や福本、久保は圧縮フランジや水平補剛材と腹板からなる柱の座屈問題として取り扱って計算している^{1.69), 1.70)}。

先の節でも記述したが、平成に入ってからでは、日本道路公団において積極的に 2 主 I 桁や 3 主 I 桁などの少数 I 桁形式が採用されてきた。この場合、主桁などは大断面かつ厚肉となるが、これにより局部座屈に対する安全率の向上、疲労強度の増加、腐食に対する安全率の向上などのメリットもある。一方、厚肉断面となることから、鋼の品質管理や溶接性、さらには鋼材料の靱性の低下などが懸念されるが、高機能鋼の開発や道路橋示方書の改定などにより、厚肉化は特に問題なく受け入れられるようになった。

また、腹板自体の少補剛設計も行われるようになってきた。経済性のため採用されることが多い少数主桁橋では、断面が大型化して部材数が低減するとともに、腹板の補剛材を極力省略する方向にある。さらに腹板厚を道路橋示方書^{1.51)}の規定よりも薄くする設計も行われている。以下に中菌ら^{1.35)}が提案した少補剛設計の内容を示す。

この少補剛設計では図 1.7 に示す、I 形断面はりの降伏限界を表すフランジと腹板の幅厚比パラメータの相関関係を利用している^{1.71)}。つまり、道路橋示方書では腹板の最小板厚が 4 辺単純支持板の座屈強度から定まっているのに対し、上、下辺がフランジにより弾性拘束されていることを考慮して、フランジの幅厚比パラメータが小さいほど降伏強度を満たすための腹板の幅厚比パラメータを大きくできることを利用している。さらに、少数主桁橋ではコンクリート床版との合成桁として設計されることが多いため、フランジの幅厚比パラメータを求める際の座屈係数は 3 辺単純支持 1 辺自由の突出板における座屈係数 $k=0.425$ ではなく、3 辺固定 1 辺自由の突出板における座屈係数 $k=2.31$ としている。

この腹板厚の決定法は水平補剛材を設けない場合を対象にしているが、垂直補剛材についても省略する設計を可能にしている。つまり、道路橋示方書では垂直補剛材の最大間隔は垂直補剛材間隔と腹板高のアスペクト比 $\alpha=1.5$ までに制限されているが、実験的な検討により $\alpha=3.0$ まで省略可能としている^{1.32), 1.33)}。

しかしながら、上記設計法は、合成桁としての実験を行って決めてはいるが、今までの鋼桁単体の強度の考え方を見直したものである。そこで、Gupta らは、実験と FEM を行い、大垣らの実験結果も取り入れ、合成桁としての曲げ強度式(Ductility の条件式)を提案している^{1.72)}。

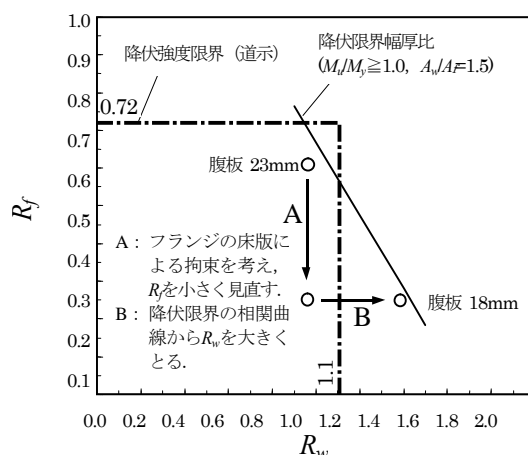


図 1.7 降伏限界幅圧比の相関関係^{1.71)}

また、最近の少数主桁橋では SM570 材を使用することが多くなっており、さらに橋梁用の高性能・高降伏点鋼の使用も提案されている^{1.73)}。

このような状況の中で、桁を合理化するためにハイブリッド桁の採用が期待されている^{1.74)}。ハイブリッド桁とは、フランジに高降伏点鋼、腹板に降伏点が高い安価な鋼材を組み合わせたものである。このハイブリッド桁の考え方は古くからあり、AASHTO^{1.75)}では約 30 年前から基準に取り入れられていた。なお、フランジや腹板に同じ強度の鋼材を使用した桁をホモジニアス桁という。国内においては、古くは国広らの研究^{1.76)-1.78)}、前田らの研究^{1.79)}、井上らの研究^{1.80)}などが行われ、その耐荷特性や疲労強度特性を把握する試みが行われてきた。しかし、我国では製作コストに占める鋼材費や許容応力度設計法などの点から、ハイブリッド桁の採用はほとんど進まず、施工事例として 1 橋^{1.81)}ある程度である。上記のとおりハイブリッド桁の採用の期待から、日本鋼構造協会にて設計基準案^{1.74)}が作成された。この設計基準案でのハイブリッド桁の曲げ強度は、フランジに使用する高強度鋼でホモジニアスとした場合の降伏モーメント M_y をハイブリッド係数 k_{HY} により低減して求める。 k_{HY} は腹板の降伏を考慮するための係数で、全塑性モーメントと降伏モーメントの比を補正して定められている。その後、利根川らの箱桁を対象とした研究では、ハイブリッド桁でもホモジニアス桁と同等の曲げ耐力を有していることが確認され^{1.82),1.83)}、岡田らの研究では、降伏強度 500N/mm^2 までの高強度鋼では、ハイブリッド桁でも Gupta らが提案した曲げ強度式で問題ないことを確認しており、降伏強度が 700N/mm^2 の高強度鋼の場合には、新たな式を提案している^{1.84)}。これらの実験結果を取りまとめ、2009 年に日本鋼構造協会から最新の設計基準案^{1.85)}を発刊している。

2 重合成桁に関する研究は、中野らによる実験的研究がみられるが、主に鋼桁と床版の接合部に着目した検討であり、曲げ強度に対しては、定性的な評価に留まっている^{1.86)}。

その他、国内外で類似の多数の実験ならびに理論的研究がなされているが、2 重合成桁の曲げ強度に関する研究は行われおらず、2 重合成桁の曲げ強度の設計法の提案が望まれている。

1.2.3 セン断を受ける桁の強度

I 桁に作用するせん断力の大部分は腹板のみで負担されるが、せん断力は曲げモーメントに付随して発生するためせん断力のみが作用することはありません。曲げとせん断の連成状態となるのが一般的である。しかし、強度を整理するため、純せん断状態を考える。一般に腹板の単一パネル、部分パネル、全体パネルのせん断強度をもとに、桁全体としての終局せん断強度を算定する。

1) セン断弾性座屈強度

最も基本的な単一パネルに純せん断力が作用すると、腹板内部で大きさの等しい引張主応力と圧縮主応力が生じ、その後のせん断力の増加に対して圧縮応力の負担増が望めなくなった限界がせん断弾性座屈強度 τ_{cr} であり、4 辺単純支持条件のもとで Bleich が強度式を提案している^{1.58)}。

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2, \quad \left. \begin{aligned} k_r &= 4.00 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha \leq 1) \\ &= 5.34 + 4.00/\alpha^2 & (\alpha > 1) \end{aligned} \right\} \quad (1.3)$$

I 桁端部や中間支点部では、このせん断応力による座屈が生じないよう各パネルに垂直補剛材を

設けている．また，その間隔(アスペクト比： α)は $\alpha < 1.5$ とされている^{1.51)}．

2) 斜張力場理論

座屈した後，腹板は薄いために圧縮主応力には抵抗できず，図 1.8 のように角度 θ で傾斜した引張膜応力 σ_t のみが卓越的に大きくなって作用せん断力を支持する．この現象を後座屈 (post-buckling) 挙動と言ひ，斜め方向に発生する張力場の力学的つりあいから終局せん断強度を求める方法を斜張力場理論と呼ばれている．この理論では，I 桁の終局せん断強度 Q_{ult} を，次のように 3 つに分けて考える．

$$Q_{ult} = Q_{cr} + Q_t + Q_f \quad (1.4)$$

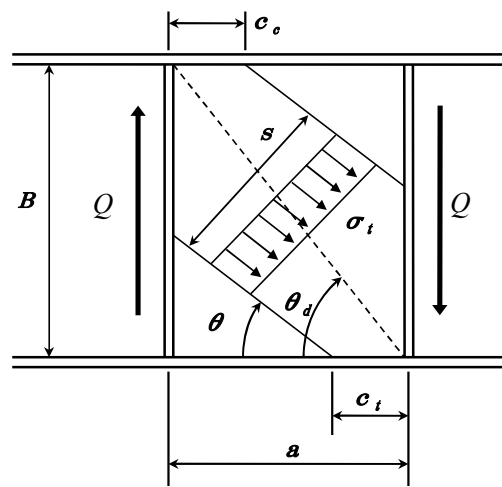


図 1.8 斜め張力場

ここで， $Q_{cr} = (\tau_{cr} B t)$ ，単一パネルならば $B = b t$ とおく)は座屈直前までのせん断弾性座屈強度 τ_{cr} によって負担されるせん断力， Q_t は斜張力場によって負担されるせん断力， Q_f はフランジと垂直補剛材で囲まれた枠組みが崩壊メカニズムとなる場合に負担するせん断力である．ただし，I 桁はせん断力と同時に曲げモーメントを受けてフランジには曲げによる直応力が作用するため， Q_f はあまり期待できない．また，フランジに塑性ヒンジが形成された状態を枠組みの崩壊状態としているが，板要素に明確なヒンジの発生は考えにくく，その位置も種々のパラメータに左右されやすいと考えられる．さらに，水平・垂直補剛腹板の場合，これまでの実験的研究によれば，斜張力場が水平補剛材を貫通する場合としない場合の両者が観察されており，斜張力場理論の適用は簡単ではない．

張力場作用の研究は，航空機の機体に用いられるような，リブとスパン材により囲まれた非常に板厚の薄いパネルに対する完全張力場理論^{1.87)}から体系化される．これは，板がせん断座屈した後，斜め方向の引張応力のみが有効に働き，板の曲げおよび圧縮剛性が 0 となった状態を理想としている．

しかし，土木工学の分野で用いられる板要素は比較的板厚が大きいうえ，上，下フランジのアンカー作用が充分ではないため，張力場の充分な発達は見込めないとして，Basler は不完全張力場に基づくモデルを発表した^{1.88)}．Rode は早くから部分張力場のモデルを発表^{1.89)}し，張力場の幅は板

厚の 50 倍と仮定したが、実験による裏付けが得られなかったため、設計に用いられることはなかった。

連続しているパネルの各々が独立に挙動するのに十分な剛度を有している場合、垂直補剛材とフランジが張力場のアンカーとして期待できるか否かで崩壊モデルの仮定に大きな違いがある。Basler はフランジのアンカー作用を期待していないため、張力場は垂直補剛材によってアンカーされるのみであり、最終的な崩壊形状はパネルの矩形から平行四辺形への変形様式を仮定し、張力帯の降伏をもって終局状態としている。

その後、Basler の理論は、Gaylord や Galambos によって、不完全張力場理論の中に完全張力場理論が含まれているとの指摘を行っており^{1.90),1.91)}、藤井や長谷川らは、垂直補剛材の負担するせん断力成分が考慮されていない等の指摘をしている^{1.92),1.93)}。しかしこれらの指摘を修正した Basler 式は実験結果よりも低いせん断強度を与えてしまう結果となっている。また、Ostapenko らは Basler のモデルにフランジの枠組作用を付加した式を提案している^{1.94)}。さらに、斜張力場の傾斜角 θ を算定できる近似式を、実験結果とよく整合する式として、Evans らが提案している^{1.95)}。

これに対し、Rockey を代表とする Cardiff 大学グループはフランジによるアンカー作用を認め、崩壊はこのアンカーとなるフランジが張力場による引張力に抵抗できなくなり、フランジに塑性ヒンジが生じた時点で起こると考えた。よって崩壊変形は、対角線方向に形成された張力場を境に上三角の部分と下三角の部分が垂直にずれる様式となり、この中間に生じる張力場が降伏して崩壊メカニズムを形成すると考え、この張力場の幅はフランジに生じる塑性ヒンジの位置によって決定されるとしている^{1.96)-1.98)}。

竹内のモデルは張力帯が部分的にフランジおよび垂直補剛材でアンカーされており、張力帯の角度と幅はせん断強度を最大とするように決定されるとしている^{1.91)}。Dubas ら、Galambos らや藤井らは、塑性ヒンジ位置をフランジの中間に固定して、パネルの崩壊機構を仮定している^{1.99),1.91),1.100)}。また、小松らや Herzog は Rockey らの塑性ヒンジ位置に対する簡易評価式を用い、独自の張力場の仮定と組み合わせて崩壊モデルを評価している^{1.101),1.102)}。また、塩見によって、我国でも I 桁の強度実験データベースが構築され、代表的な評価式と実験データの相関関係が調べられている^{1.103)}。これらの張力場モデルについては、Galambos によってまとめて示されている^{1.91)}。また、これらの研究成果を背景として、三上らは水平・垂直に補剛された非対称 I 桁のせん断強度理論をまとめた形で体系的に示している^{1.104)}。さらに、小松、西村モデルの提案^{1.105)}や、長谷川、西野、奥村による理論と実験から得られた設計法が示されている^{1.93)}。

その他の研究として、Vasarhelyi らはせん断座屈荷重と、腹板の一部が降伏し始める最大実験荷重との間に相関性が存在することを指摘^{1.106)}し、新延は腹板の降伏領域の広がりおよびフランジの挙動について考慮した実験式を提案している^{1.107)}。また、Marsh は純せん断荷重を受けるウェブパネル内の応力分布の理論的考察を行ない、終局時の応力分布を座屈応力からせん断降伏応力まで放物線的に変化する 2 次曲線で仮定することにより、起こり得る応力場に対してより合理的なモデルを提示した^{1.108)}。

FEM の発展に伴って、数値解析により I 桁端部パネルのせん断強度特性を調べる研究が行われるようになった。しかし、張力場および終局せん断強度の問題は板の座屈した後の状態を扱うため、板の有限変形および材料の塑性化など、幾何学的・材料的非線形性を含む難しい問題の 1 つとなる。

さらに、実験の場合と同様に部分構造に取り出した場合には、境界条件を現実の I 桁のそれと適合させることが難しいことが指摘されている。

沢田らは直交異方性膜要素を用いた有限要素解析により、降伏域の進展とせん断強度およびフランジの負担する軸力を調べた^{1.109)}。Harding らは差分法と動的緩和法を用いて、せん断パネルの最大強度に及ぼす境界条件、初期不整および残留応力の影響を論じた^{1.110)}。Cescotto らは Rockey らの実験結果を有限要素法で再検討を行い、さらにフランジ剛度の影響に着目している。その結果、最大荷重でもフランジに塑性ヒンジは発生しないが、フランジ剛度の増加は張力場の降伏域を広げ、せん断強度を高めることを報告している^{1.111)}。Marsh らは純せん断変形を受けるパネルの挙動を解析し、土木の分野で用いられるような小さいフランジでは所詮せん断強度の増加は見込めないことを示した^{1.112)}。倉西らは張力場作用とせん断崩壊機構を数値解析によって詳細に調べ、やはりフランジに塑性ヒンジは発生せず、張力場の降伏が主因となることを報告している^{1.113), 1.114)}。Lee らは汎用コードを用いて広範な設計パラメータを持つ 300 以上の解析ケースに対する非線形解析を行い、数値解析結果に基づく新しい設計公式を提案した^{1.115)}。また、せん断座屈強度は腹板とフランジ接合辺を固定とみなした値に近く、フランジ剛度は後座屈強度にはほとんど効果を与えないものの、むしろ座屈強度に大きな影響を与えることを指摘している。

前節の曲げ強度でも記載したが、少数主桁橋の採用に際して大垣らは、せん断耐力についても曲げ実験と同様に垂直補剛材をアスペクト比 $\alpha = 3.0$ まで広げた合成桁における実験的検討を行っている。実験結果では、後座屈を考慮した Basler の式で求まるせん断強度より若干高くなったが、Basler の式で十分評価できることを確認している^{1.32)}。

ハイブリット桁のせん断強度としては、日本鋼構造協会発刊の設計基準案^{1.74)}にて、腹板が降伏することから張力場作用を考慮しない Basler のせん断座屈強度式を採用している。また、腹板の座屈に対して、最小板厚は道路橋示方書の規定よりもやや厚くなっている。この最小板厚の規定では座屈係数と限界幅厚比パラメータについて、次のような考え方を取っている。座屈係数については、曲げによる引張応力が降伏して大きな張力になっていることから、腹板周辺の支持条件が 4 辺単純支持から 3 辺単純支持 1 辺固定に近くなると考え、 $k_b = 23.9$ から $k_b = 32.0$ と大きくしている。しかし、圧縮側も降伏に達していることから、降伏モーメントに達することができる限界幅厚比パラメータは $R_w = 1.0$ から 0.85 に低減している。近年の研究として、前田らは、アスペクト比 $\alpha = 1.0$ の実験的検討を行っている。それによると、Basler が提案している斜張力場の考え方をいながらも、斜張力場がパネルの対角線方向に均等に張力帯幅が発生するとした崩壊形状として、新たな強度式を提案しており、実験値よりも若干危険側ではあるが、ハイブリット桁であってもホモジニアス桁と同様の評価が可能であるとしている^{1.116)}。

その他、国内外で類似の多数の実験ならびに理論的研究がなされているが、少数 I 桁の合成桁の正曲げ部を対象とし、アスペクト比を 1.0 から 3.0 まで適用可能なせん断強度に関する評価方法の研究は行われていない。また、2 重合成桁のせん断強度に関する研究も行われていないため、せん断強度の設計法の提案が望まれている。

3) 相関強度

終局強度についても、曲げとせん断の相関曲線を用いて算定する。垂直補剛腹板の場合は、初めに Basler が提案^{1.117)}したが、その後 Evans らが修正案を示し^{1.95)}、藤野、小松らが実験的研究の

結果を提示した^{1.118)-1.120)}. これらの相関曲線を図 1.9 に示す. ここで, M_p は桁の全塑性モーメント, M_{pf} はフランジのみで負担可能な全塑性モーメントであり, M_{ult} は終局曲げ強度である.

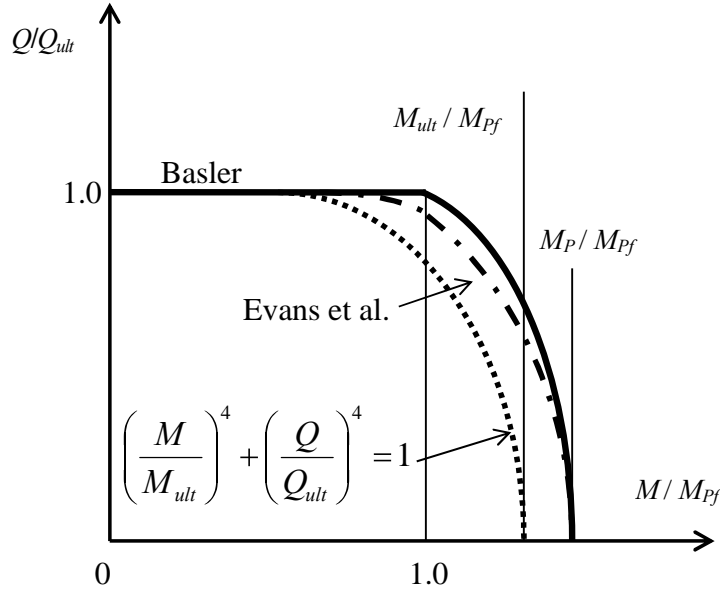


図 1.9 曲げとせん断強度の相関曲線

水平・垂直補剛腹板の場合は Ostapenko らが相関曲線を論じおり, それによれば, 水平補剛材の剛度によって相関曲線が影響を受けるが, おおむね垂直補剛腹板の場合の相関曲線を使用してもよいとしている^{1.121)}. また, 西野らは次の 4 乗の相関曲線を提案している^{1.122)}. このとき M_{ult} は長谷川らが提案する曲げ強度^{1.68)}, Q_{ult} は, Basler のせん断強度としている. この相関曲線は, Basler や Evans らの曲線と良い近似となる.

$$\left(\frac{M}{M_{ult}}\right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_{ult}}\right)^4 = 1 \quad (1.5)$$

また, 曲げとせん断が作用する場合, 作用曲げモーメント M は桁の長さ方向に変化するため, 相関式を適用する際にどの断面における曲げモーメントを M の値として採用するのか明確にされていない. 中沢らは単一パネルに対する FEM の結果より, パネル内での最大曲げモーメントを採用することで, 十分な強度が推定できることを示した^{1.123)}. 三上らは, 直交異方性補剛板が縦方向に変化する圧縮応力と, これに釣り合うための幅方向に三角形分布するせん断応力を受ける場合について, 等圧縮に換算する式を誘導している^{1.124), 1.125), 1.104)}.

さらに, 少数主桁橋の採用に際して大垣らは, 合成 I 桁を対象とした FEM を行い, 曲げ強度は M_p で, せん断強度は Basler のせん断強度で無次元化することで明確な相関は認められなかったが, 検討数が少ないため, 安全側で 4 乗の相関曲線を提案している^{1.126)}. また, 西村らは, 逆 π 形断面桁に対して FEM を行い, 曲げ強度は西村らが提案する応力分布にて単一板の平均値強度として認知されている強度式を用いて算出される曲げ強度で, せん断強度は Basler のせん断強度で無次元化することで, こちらも 4 乗の相関曲線を提案している^{1.127)}.

ハイブリット桁でも, 曲げ耐力およびせん断耐力の検討と合わせて, 積極的に研究が行われてい

る。前田らの鋼 I 桁断面での実験的検討では、曲げ強度は M_p で、せん断強度は Basler のせん断強度で無次元化して整理している。その結果、明確な相関は認められないとしながらも各々の強度は低減される結果となっている^{1.116)}。また竹谷らも同様に鋼 I 桁断面での実験的検討を行っており、前田らが提案したせん断強度で無次元化することにより、逆に相関がないという結果を得ている^{1.128)}。アメリカにおいては、Azizinamini らの鋼 I 桁断面での実験的検討において、曲げ強度を M_p で、せん断強度を Basler のせん断強度で無次元化した結果、相関が無いとしている。しかしながら、圧縮フランジの座屈現象も起こっており、正確に腹板の座屈問題を取り上げているか不明確である^{1.129)}。

I 桁の曲げ、せん断、および曲げとせん断の相関について、終局強度に関する既往の研究を整理した。国内外で類似の多数の実験ならびに理論的研究がなされているが、少数 I 桁や箱桁の合成桁を対象とした研究は、大垣らの研究^{1.33),1.126)}、利根川らの研究^{1.82),1.83)}と岡田らの研究^{1.84)}と数えるほどである。また、これら 3 つの研究以外は、鋼桁単体で整理された理論がほとんどであり、これは、非合成桁設計と許容応力度設計を基本としているためと考えられる。近年の設計思想に関する動向としては、限界状態設計の採用の機運があり、従来の許容応力度設計法を見直す必要がある。また、波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋においても研究^{1.130)}がなされてきているが、まだその力学的な挙動が全て解明されたとは言えない状況にある。上記を踏まえると、設計法の見直しと併せて、2 重合成 I 桁橋として新しく提案された構造の座屈挙動を始めとする力学的挙動の解明が必要といえる。

1.3 研究の目的

我が国における鋼橋の設計は、前節でも述べたが、道路橋示方書に記載のとおり、終局曲げ強度を鋼桁のフランジの降伏点(または座屈強度のうち低い強度)とした許容応力度設計法を採用している。少数主桁橋の採用等の構造形態改革により、コスト縮減は図れたが、今後、より一層のコスト縮減を達成するためには、「限界状態設計法」と「合成桁設計」の導入が重要であると考えられる。

まずは、限界状態設計法の導入について考えてみる。前節でも記述しているが、複数の限界状態(終局限界、使用限界および疲労限界状態)と各限界状態における要求性能を定義することになるが、以下の式でその要求性能が照査される^{1.47),1.52),1.54)}。

$$\gamma_i \frac{\sum \gamma_a S(\gamma_f F_k)}{R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b} \leq 1.0 \quad (1.6)$$

ここで、 γ は部分係数、 S は荷重作用、 F_k は荷重の特性値、 R は抵抗、 f_k は材料強度の特性値を示す。

この式を見ると、 γ 、 S 、 R がパラメータになることが分かる。これらのパラメータについて考えると、部分係数 γ は、現在改定中の道路橋示方書により、信頼性が高く根拠のある数値が提供され则认为られる。

次に荷重作用 S であるが、荷重作用を受ける構造物の応答を同定するため、構造解析が行われる。現在の鋼橋の設計は、断面を一本の梁として取り扱う棒理論もしくは、任意形格子理論により計算を行っている。この場合、いくつかの仮定を導入することとなるため、実現象を同定、把握できていないと判断される場合があり、より実態に即した応答を求めるべきとの意見がある。すなわち、

ソリッドやシェル要素で橋梁をモデル化した有限要素解析による設計計算である。格子計算に比べて膨大な自由度をもつ構造解析であり、より実体、実挙動を反映した設計が可能となる。こちらについても、種々の検討が実施されており、いずれ荷重作用 S の評価における高精度化が図れるものと考えられる^{1.131), 1.132), 1.133)}。以上のことから、 γ や S については、本研究で取り扱わないこととした。

最後に抵抗値 R を考える。現行の許容応力度設計法では、先にも記述したが部材の最大強度は材料の降伏点 f_y と規定される。抵抗値 R の最大値を材料の降伏点と規定すると、式 1.6 を導入したとしても、大きな変革は望めない。理由として、部分係数 γ の変化を行い、より複雑な設計手法（有限要素解析等）を導入しても、得られる構造物が従前通りとなると設計手法を変えてまで行うメリットが見あたらないためである。

そこで合成桁が考えられる。合成桁に正曲げモーメントが作用する場合、その最大強度は降伏モーメントを大きく超えて、塑性モーメントに達する。また、近年開発された少数主桁橋は従来の多主桁に比べると、I 桁 1 本が受け持つ床版が相対的に大きくなるため、塑性中立軸が床版内に存在し、極めて薄い腹板厚でも塑性モーメントが達成できる。以下に、限界状態設計法(特に終局状態)と合成桁を組み合わせた場合を述べる。

鋼桁の設計、あるいはコンクリート床版を持つ場合でも、非合成設計される場合には、鋼桁単独の設計となる。この場合、図 1.10 に示すように、仮に非合成桁で塑性モーメントを達成する場合、塑性曲げモーメント M_p は降伏曲げモーメント M_y の 1.1 倍程度と小さく、また、塑性状態に達するためには、降伏後の薄板の座屈を防ぐために多くの補剛材を必要とし、更にこの補剛材を設けない場合には厚板が欠かせなくなる。そのため、塑性モーメントを考慮するメリットは少ないと言える。一方、合成桁に着目すると、比較的薄い腹板厚でも M_p は M_y の 1.4 倍程度に達する。その為、コンパクト断面としての設計が可能となり、鋼重量の減少によるコスト縮減を見込むことができると考えられる。そのため、合成桁の積極的な採用と終局状態における強度を塑性域まで考慮することにより、新たな展開が可能になると考えられる。

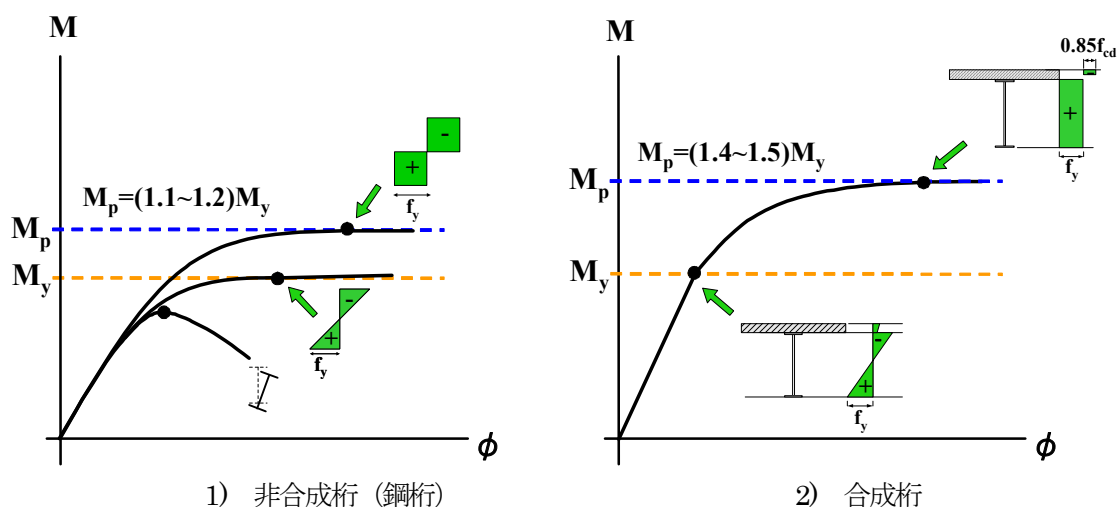


図 1.10 曲げ強度

以上のことから、本論文では2重合成I桁橋梁の実用化を最終的な目的として、以下の項目を検討することとした。

1) 2重合成I桁の負曲げ部の曲げ強度式の開発

合成I桁の正曲げ部は通常コンパクト断面となり、曲げ強度が全塑性曲げモーメントに達する場合と、コンクリートの圧壊により曲げ強度が全塑性曲げモーメントに達しない場合がある。これは、いわゆる Ductility 条件式により、塑性中立軸の位置に応じて曲げ強度が低減するからである。この曲げ強度式は、Gupta らにより開発されているが、2重合成I桁の負曲げ部も、正曲げ部と同様に、圧縮側にコンクリートが配置されるため、正曲げ部の曲げ強度式が適用できると考えられる。

本論文では、塑性中立軸の位置をコントロールした2重合成I桁断面の曲げ載荷実験を行い、正曲げ部の曲げ強度式との比較を行うとともに、2重合成I桁の曲げ強度式の開発を行うことを目的とした。

2) 合成I桁のせん断強度式の検討

合成I桁のせん断強度は、正曲げ部を対象として、大垣らの研究によりアスペクト比 $\alpha=3.0$ の場合に Basler の算定式を適用できるとしている。本論文では、より一般的に使用されているアスペクト比 $\alpha=1.5, 2.0$ の場合の合成I桁のせん断載荷実験を行い、既往の実験値と設計式の検証を行うことを目的とした。

3) 曲げとせん断が同時の作用する場合の相関強度照査方法の検討

鋼I桁に曲げとせん断が同時に作用する場合は、腹板の座屈の影響により、曲げ強度が低下することが、種々の過去の研究により提案されているが、合成I桁の場合には、床版の拘束効果およびせん断力の分担等が考えられ、同様な現象になるかは明らかにされていない。本論文では、曲げとせん断の作用比率を変えて合成I桁の載荷実験を行い、相関の影響について明らかにすることと、設計式の検証を行うことを目的とした。

4) 2重合成I桁のせん断強度式の開発

2重合成I桁構造は、腹板の一部をコンクリートで直接拘束することになるため、合成I桁のせん断強度より増加することが期待できるが、せん断座屈による破壊形状等が明らかにされていない。本論文では、中間支点部で一般的に使用されているアスペクト比 $\alpha=1.5$ 程度の場合の2重合成I桁断面のせん断載荷実験を行い、設計式を検証し、2重合成I桁のせん断強度式の開発を行うことを目的とした。

5) 提案する設計照査式を用いた2重合成I桁橋の試設計を通じて本橋梁の実現可能性の検討

実験検討により提案した設計照査式をまとめ、設計フローチャートを作ることと併せて実設計を行い、2重合成I桁橋の適用可能と考えられる他の競合する橋梁形式と比較検討し、実現に向けた知見を得るとともに、問題点等の整理を行うことを目的とした。

1.4 論文の構成と内容

本論文は全6章から構成されている。以下に各章ごとの内容を要約する。

第1章では、本研究の背景となる高速道路における橋梁の現状、過去に行ったコスト縮減に向けた少数主桁橋の開発と合成桁の復活。更に本研究の対象とした2重合成桁の提案と設計法の整理、座屈設計に関する既往の研究を整理し、実用化に向け設計法を確立する上で重要となる諸課題を示

している。続いて、本研究の目的となる 2 重合成桁の実用化に向けた研究目的を明示すると共に、具体的な研究手法と検討内容について述べている。

第 2 章では、2 重合成桁の実用化に向けた検討を行う上で重要となる、I 桁の我が国の現行設計法である道路橋示方書と、合成桁や限界状態設計法について先行している AASHTO^{1.75),1.134)}と Eurocode^{1.135)-1.137)}について比較検討を行い、問題点の整理を行っている。

第 3 章では、2 重合成桁の曲げ強度式の提案を行うために、実験的検討を行っている。Gupta らは、正曲げ部を対象とし、曲げモーメントのみが作用する条件下での全塑性曲げモーメントの耐力を確認し、Ductility 条件(終局曲げモーメントと塑性中立軸位置の関係)の検討を行っている^{1.71)}。ここでは、塑性中立軸位置が異なり、Eurocode^{1.135)-1.137)}ではノンコンパクト断面と判定される桁も含めた 2 つの供試体を用いて強度実験を行い、2 重合成 I 桁構造の曲げ強度の判定式(Ductility 条件式)を提案している。

第 4 章では、合成 I 桁と 2 重合成桁 I におけるせん断強度式の提案を行うために実験的検討を行っている。

まず、せん断強度であるが、大垣らは、1996 年にせん断強度評価に関する実験を行っている^{1.32)}。この結果、鋼桁単独の実験によるせん断強度(アスペクト比=3.0)は Basler 式^{1.88)}より得られる値と良い一致を示し、合成桁では Basler 式より若干上回ったものの Basler 式で十分評価可能であることを確認している。この実験ではアスペクト比(α)=3.0 の 1 体限定だったため、本研究では実際に設計で使用される $\alpha=1.5$ と $\alpha=2.0$ の 2 実験と合わせて、2 重合成桁のせん断試験を行い、「合成桁のせん断強度」を明らかにし、Basler 式の妥当性を検討している。

次に、曲げとせん断の相関強度評価であるが、I 桁に曲げとせん断の組み合わせによる荷重が作用すると、腹板のせん断座屈が生じる場合がある。このような影響により、桁は降伏もしくは塑性モーメントの曲げ耐力以下の作用力で終局に至ることがある。鋼桁単体の I 桁に組み合わせ荷重が作用した場合の耐力評価は既往の研究で整理されているが、合成桁を対象にした耐力の検討は、大垣らの研究^{1.25)}において FEM を行っている以外ほとんど行われていないのが現状である。そこで、合成桁を対象とした限界状態設計法の開発研究の一貫として、強度設計に関わる項目のうち「曲げとせん断の相関強度」に関する実験を行い、終局強度の確認と相関強度の評価を行っている。あわせて、AASHTO^{1.75),1.134)}および Eurocode^{1.135)-1.137)}による強度との比較も行い一考察を加える。

第 5 章では、上記までに得られた強度式を基に設計法手法の提案を行うと共に、少数主桁橋が一般的に使用されている支間 60m 橋梁と、鋼箱桁、鋼トラス橋、PC 箱桁橋の適用支間である支間 130m を対象橋梁として、試設計を行い、代表断面(支間部、中間支点部)の断面諸元の比較に合わせて鋼重比較を行い経済性の検討を実施している。

第 6 章では、総括として、本研究の結論を述べている。

1 章の参考文献

- 1.1) 全国道路利用者会議：道路統計年報－2009 年版－，pp.24,220，2009.
- 1.2) 中日本高速道路(株)：CSR 報告書，2010.
- 1.3) 中日本高速道路(株)HP

- 1.4) 中井博 編著：鋼・合成橋梁の進歩を支える諸技術，山海堂，1999.
- 1.5) (社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1956.
- 1.6) 建設省：鋼道路橋設計ガイドライン(案)，1995.
- 1.7) 高橋昭一，志村勉，橋吉宏，小西哲司：PC 床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討，橋梁と基礎，Vol.30，No.2，pp.22-30，1996.
- 1.8) 高橋昭一，志村勉，橋吉宏，小西哲司：PC 床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の現場施工，橋梁と基礎，Vol.30，No.3，pp.2-7，1996.
- 1.9) (財)高速道路調査会：橋梁の単純化に関する調査検討報告書，pp.95-119，1993.
- 1.10) (財)高速道路調査会：BRIDGE TO THE FUTURE（欧州橋梁調査団報告書），pp.83-165，1994.
- 1.11) 川田忠樹 監修，野村國勝，梶川靖治 編著：複合構造橋梁，技報堂出版，1994.
- 1.12) NCB 研究会（会長：中井博）：新しい合成構造と橋，山海堂，1996.
- 1.13) Service d'Etudes Techniques des Routes et Auto-routes：Ponts mixtes acier-beton bipoutres, Guide de conception, mars, 1990（訳）坂井藤一，八部順一，長井正嗣：フランスの鋼・コンクリート合成 2 主桁橋梁の設計指針(上)(下)，橋梁と基礎，第 29 卷 3 号，pp.33-41，第 29 卷 4 号，pp.35-42，1995.
- 1.14) Roik,K., Bergmann, R., Haensel, J., Hanswille, G. :Verbundkonstruktionen, Bemessung auf der Grundlage des Eurocode4, Beton-Kalender 1993.
- 1.15) Eurocode4: Design of Composite Steel and Concrete Structure – Part2：Composite Bridges ENV 1994-2
- 1.16) Albrecht, G., Albert, M., Ibach, H.：Strassenbrucken in Stahl-Beton-Verbundbauweise,, Druck Center Meckenheim, pp.89-98，1997.
- 1.17) 名取暢，明橋克良，尾下里治：鋼 I 桁橋における構造形式の簡略化に関する検討，横河ブリッジ技報，No.21，pp.13-30. 1992.
- 1.18) 大塚勝，佐藤哲也，竹中裕文，和地輝男：下横構を省略したプレートガーダー橋の提案，橋梁と基礎，Vol.27，No.11，pp.33-39，1993.
- 1.19) 水口和之，村山陽，北山耕造，山下茂樹：東海大府高架橋におけるプレキャスト PC 床版の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.40，No.2，pp.19-30. 1998.
- 1.20) 本間淳史，長谷俊彦，榊原和成，中村和己，上原正，葛西龍彦：長支間場所打ち PC 床版の設計と施工－第二東名高速道路藁科川橋－，橋梁と基礎，Vol.36，No.10，pp.2-11，2002.
- 1.21) 高瀬和男，寺田典生，福永靖雄，石川敏之：場所打ち PC 床版の材齢初期における膨張材効果の評価方法に関する一提案，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，2002.
- 1.22) 本間淳史，河西龍彦，松井繁之：長支間用 PC 床版の活荷重曲げモーメントに関する解析的研究，土木学会論文集 A，Vol. 65，No. 4，pp.1016-1026，2009.
- 1.23) 河西龍彦，本間淳史，林暢彦，柘植孝之，松井繁之：鋼 2 主桁橋に用いる長支間場所打ち PC 床版の構造挙動に関する実験検証，土木学会論文集 A，Vol. 66，No. 1，pp.163-176，2010.
- 1.24) 橋善雄：連続合成桁橋，理工図書，1965.
- 1.25) 長井正嗣：橋梁工学（第 2 版），共立出版，2003.

- 1.26) 橋善雄, 近藤和夫, 佐伯章美, 日種俊哉: プレストレスしない連続合成桁の設計法および道路橋への適用性, 橋梁と基礎, Vol.3, No.1, pp.19-23, 1969.
- 1.27) 中井博, 北田俊行: 鋼橋設計の基礎, 共立出版, 1992.
- 1.28) 五十畑弘, 綿引徹, 榛澤芳雄: 道路橋鋼合成桁の歴史的調査, 土木史研究, 土木学会, No.17, pp.1-12, 1997.
- 1.29) 松井繁之, 西川和廣, 大田孝二: RC 床版とその損傷, 橋梁と基礎, Vol.32, No.5, pp.49-53, 1998.
- 1.30) 上阪康雄: 合成桁 RC 床版の現状と課題, 第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.5-10, 1998.
- 1.31) 田村陽司, 川尻克利, 大垣賀津雄, 作川孝一: PC 床版連続合成 2 主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, pp.18-22, 1998.
- 1.32) 大垣賀津雄, 川口喜史, 磯江暁, 高橋昭一, 川尻克利, 長井正嗣: 合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1229-1239, 1998.
- 1.33) Ohgaki, K., Yabe, J., Kawaguchi, Y. Ohta, T., Kawashiri, K., Nagai, M. : Experimental Study on Ultimate Strength of Plate Girders With Large Web Aspect Ratio and Web Width-to-Thickness Ratio, Proceedings of Eurosteel '99, CVUT Praha, Vol.1, pp.141-144, 1999.
- 1.34) 中藺明広, 安川義行, 稲葉尚文, 橋吉宏, 秋山洋, 佐々木保隆: PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法 (上), 橋梁と基礎, Vol.36, No.2, pp.27-35, 2002.
- 1.35) 中藺明広, 大垣賀津雄, 稲葉尚文, 川口喜史: PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法 (中), 橋梁と基礎, Vol.36, No.3, pp.47-54, 2002.
- 1.36) 中藺明広, 安川義行, 稲葉尚文, 坂本純男, 大垣賀津雄, 済藤英明: PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法 (下), 橋梁と基礎, Vol.36, No.4, pp.33-39, 2002.
- 1.37) (社)日本橋梁建設協会: PC 床版を有するプレストレスしない連続合成桁 設計要領 (案), 1996.
- 1.38) (財)高速道路技術センター, 日本道路公団大阪建設局委託, 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, 2003.
- 1.39) 中村和典, 今泉安雄, 兼重寛, 中東剛, 佐々木保隆, 小川尊直: 今別府川橋の設計・施工ー張出し架設工法を用いた鋼 2 主桁複合ラーメン橋ー, 橋梁と基礎, Vol.34, No.12, pp.2-9, 2000.12
- 1.40) 望月秀次, 築山有二, 成瀬隆弘, 雨森慶一, 中嶋浩之: 宿茂高架橋の計画・設計, 橋梁と基礎, Vol.34, No.4, PP.25-32, 2000.
- 1.41) (社)日本橋梁建設協会: 新しい鋼橋の誕生 II 改訂版, 2004.
- 1.42) 大久保宣人, 梁鐘護, 大山理, 夏秋義弘, 栗田章光: 鋼・コンクリート二重合成桁の実績調査と考察, 第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.19-22, 2003.
- 1.43) 大山 理, 栗田 章光: 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋におけるクリープの影響評価, 土木学会論文集, Vol.668/I-54, pp.103-116, 2001.
- 1.44) S.L.Stroh and R.Sen: Steel Bridges with double-composite action 'Innovative design',

- Transportation Research Record 1696, PaperNo.5B0077, pp.299-309, 2000.
- 1.45) 稲葉 尚文, 富田 芳男, 長井 正嗣, 奥井 義昭 : 合成 I 桁の曲げ強度評価に関する一考察, 第 61 回年次学術講演会講演概要集, CS02-005, 2006.
 - 1.46) (社)土木学会 鋼構造委員会 鋼構造物設計指針小委員会 : 鋼構造物設計指針 PARTA 一般構造物[平成 9 年版], 鋼構造シリーズ 9A, 1997.
 - 1.47) (社)土木学会 鋼構造委員会 鋼・合成構造標準示方書小委員会 : 鋼・合成構造標準示方書, I 総則編, II 構造計画編, III 設計編, 2007.
 - 1.48) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 1996.
 - 1.49) (財)日本建築センター・(財)国土技術開発センター : 「新建築構造体系の開発」総合報告書, 1998.
 - 1.50) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編, 1996.
 - 1.51) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 2002.
 - 1.52) (社)土木学会 : 2002 年制定コンクリート標準示方書(構造性能照査編), 2002.
 - 1.53) 長尚 : 基礎知識としての構造信頼性設計, 山海堂, 1993.
 - 1.54) (社)土木学会 複合構造委員会 : 複合構造物の性能照査例ー複合構造物の性能照査指針(案)に基づくー, 複合構造シリーズ 01, 2006.
 - 1.55) Euler, L.: Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes, sive solution problematis isoperimetrici lattissimo sensu accepti (Additamenta, De curvis elasticis (pp.245-310)), Marcun, Michaellem Bousquet, Lausannae, 1744.
 - 1.56) Euler, L.: Sur la force de Colonnes, Memoires de l'academie des sciences de Berlin, torn 13(1759), pp.252-282, 1759.
 - 1.57) Timoshenko, S.P., and Gere, J.M. : Theory of Elastic Stability, 2nd ed., McGraw-Hill, New York, 1961.
 - 1.58) Bleich, P.: Buckling Strength of Metal Structure, McGRAW-HILL, 1952.
 - 1.59) 橋善雄(中井博・北田俊行改訂) : 橋梁工学, 第 5 版, 共立出版, p.119, 2002.
 - 1.60) (社)土木学会 鋼構造委員会 : 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ 2, 1987.
 - 1.61) Basler, K., and Thurlmann, B. : Strength of Plate Girders in Bending, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST6, pp.153~181, Aug., 1961.
 - 1.62) Cooper, C. : The Ultimate Bending Moment for Plate Girders, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, pp.291~297, 1972.
 - 1.63) 倉西茂 : 鋼構造, p.311, 技報堂, 1974.
 - 1.64) 小堀為雄, 吉田博 : 鋼構造設計理論, pp.78-80, 森北出版, 1977.
 - 1.65) 福本誘士, 藤原稔, 渡辺信夫 : 溶接 I 形部材の横倒れ座屈に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.189, pp.39-51, 1971.
 - 1.66) 三上市蔵, 武田八郎, 大谷孝彦 : 多数の補剛材を有するプレートガーダーの曲げ強度算定法, 橋梁と基礎, Vol.17, No.1, pp.32-38, 1983.
 - 1.67) Owen, D., Rockey, K.C., and Skaloud, M. : Ultimate Load Behaviour of Longitudinal Reinforced Web Plates Subjected to Pure Bending, Publications of IABSE, Vol.30-I, pp.113-148, 1970.

- 1.68) 長谷川彰夫, 和田耕造, 西野文雄: プレート・ガーダーの曲げ耐荷力に関する新しい理論, 土木学会論文報告集, No.300, pp33-42, 1980.
- 1.69) Cooper, P. B. : Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.93, No.ST2,, pp.419-451, 1967.
- 1.70) 福本誘士, 久保全弘: 水平補剛材を持つプレートガーダーの横倒れ耐荷力, 土木学会論文報告集, No.220, pp.23-37, 1973.
- 1.71) 西村宣男, 秋山寿行, 松村達生: 曲げを受ける I 形断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.165-174, 1993.
- 1.72) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M. : Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete girders, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 3, pp.475-485, 2007.
- 1.73) 三木千壽, 市川篤司, 楠隆, 川端文丸: 橋梁用高性能鋼材(BHS500,BHS700)の提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.1-10, 2003.
- 1.74) 日本鋼構造協会: 限界状態設計法に基づいたハイブリッド桁の設計基準(案), JSSC テクニカルレポート No.53, 2002.
- 1.75) AASHTO : LRFD bridge design specifications -3rd Edition, Washington, D.C., 2004.
- 1.76) 建設省土木研究所: ハイブリッドげたの疲労強度, 土木技術資料, 第 961 号, 1975.
- 1.77) 藤原稔, 竹田亘弘, 守岡夫: ハイブリッドげたの疲労強度, 土木学会第 30 回年次講演会概要集, I-118, pp.241-242, 土木学会, 1996.
- 1.78) 国広哲夫, 古庄通隆: ハイブリッドケターその力学的挙動と経済性一, 橋梁と基礎, 1974.
- 1.79) 前田幸雄, 石渡正夫, 川井豊: 薄肉ハイブリッド・ガーダーの疲労強度に関する研究, 川鉄技報 Vol.6, No.1, pp.61-77, 1974.
- 1.80) 井上啓一: ハイブリッドけた, 土木技術資料 Vol. 17, No. 7, pp.25-28, 1975.
- 1.81) 久保源三, 石渡正夫, 大川次生: ハイブリッド合成ゲタ(新井橋)の設計, 橋梁と基礎 74-9, pp.39-43, 1974.
- 1.82) 利根川太郎, 山口隆司, 杉浦邦征, 渡邊英一: 薄肉少補剛ウェブ合成ハイブリッド箱桁の正曲げ終局強度に関する解析的研究, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 2, pp.300-311, 2006.
- 1.83) 利根川太郎, 浦野友樹, 杉浦邦征, 山口隆司, 渡邊英一, 中村雅樹: 高機能鋼材を用いた合成ハイブリッド箱桁の正曲げ耐荷特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 3, pp.643-655, 2006.
- 1.84) 岡田淳, 加藤真志: 高強度鋼を用いて塑性化を考慮した合成 I 桁の曲げ耐荷力特性の評価, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 1, pp.151-164, 2009.
- 1.85) 日本鋼構造協会: ハイブリッド桁の: 限界状態設計法試案, JSSC テクニカルレポート No.83, 2009.
- 1.86) 中野貴史, 大久保宣人, 大山理, 夏秋義広, 栗田章光: 鋼・コンクリート二重合成 I 桁橋の力学特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.52A, pp 1065-1072, 2006.
- 1.87) Wagner, H. : Edene blechwandtrager mit sehr dünnem stegblech, Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt, pp.200-207, pp.227-233, pp.256-262, pp.279-284, pp.306-314, 1929.

- 1.88) Basler, K. : Strength of Plate Girders in Shear, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, pp.151-180, 1961.
- 1.89) Rode, H.H. : Beitrag zur Theorie der Knicker Scheinungen, Der Eisenbau, pp.210-218, 1916.
- 1.90) Gaylord, E.H.Jr. : Discussion to "Strength of plate girders in shear" by Basler,K., Proc. ASCE, Vol.88,No.ST2, pp.151-154, 1962.
- 1.91) Galambos, T.V.(ed.) : Guide to stability Design Criteria for Metal Structures, 4th Ed., Wiley -Interscience Publication, 1988.
- 1.92) Fujii, T. : On an improved theory for Dr. Basler's theory, Final Report, 8th Congress, IABSE, pp.479-487, New York, 1968.
- 1.93) 長谷川彰夫, 西野文雄, 奥村敏恵 : 水平補剛材を有するプレートガーダーのせん断耐荷力, 土木学会論文報告集, No.235, pp.13-28, 1975.
- 1.94) Ostapenko, A. and Chern, C. : Ultimate strength of longitudinally stiffened plate girders under combined loads, IABSE Colloquium, London, Reports of the Working Commissions, Vol.11, pp.301-313, 1971.
- 1.95) Evans, H.R., Porter, D.M., and Rockey, K.C. : The collapse behaviour of plate girders subjected to shear and bending, IABSE Proceedings, P-18/78, pp.1-20, 1978.
- 1.96) Rockey, K.C. and Skaloud, M. : The Ultimate load behavior of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol.50, No.1, pp.29-47, 1972.
- 1.97) Porter, D.M., Rockey, K.C. and Evans, H.R. : The collapse behavior of plate girders loaded in shear, The Structural Engineer, Vol.53, No.8, pp.313-325, 1975.
- 1.98) Rockey, K.C., Evans, H.R. and Porter, D.M. : A design method for predicting the collapse behavior of plate girders, Proc. Instn. Civ. Engrs, Vol.65, Part 2, pp. 85-112, 1978.
- 1.99) Dubas, P. and Gehri, E.(ed.) : Behavior and Design of Steel Plated Structures, ECCS Technical Committee8, ECCS Publication No.44, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 1986.
- 1.100) Fujii, T. : A comparison between the theoretical values and the experimental results for the ultimate shear strength of plate girders, Proc. of Colloquium of Design of Plate and Box girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol.11, London, 1971.
- 1.101) Komatsu, S. : Ultimate strength of stiffened plate girders subjected to shear, Proc. of Colloquium of Design of Plate and Box girders for Ultimate Strength, IABSE Report, London, Vol.11, 1971.
- 1.102) Herzog, M.A.M. : Ultimate Static strength of plate girders from tests, Proc. ASCE, Vol.100, No.ST5, pp.849-864, 1974.
- 1.103) 塩見弘幸, 伊藤義人, 福本秀士 : プレートガーダーの耐荷力実験データの調査, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.127-139, 1987.
- 1.104) 三上市蔵 : プレートガーダーおよびボックスガーダーの終局限界状態設計に関する研究, 平成3年度科学研究費補助金(一般(B))研究成果報告書, 1992.

- 1.105) 小松定夫, 西村宣男 : せん断を受けるプレートガーダーの設計基準と極限強度, 橋梁構造工学研究発表会論文集, pp.129~136, 1971.
- 1.106) Vasarhelyi, D.D., Taylor, J.C., Vasishth, N.C. and Yuan, C. : Test of a riveted plate girder with a thin web, Proc. ASCE, Vol.86, No.ST10, pp.23-51, 1960.
- 1.107) 新延泰生 : プレートガーダー腹板のせん断座屈後の強度に関する一考察, 土木学会論文報告集, No.303, pp.15-30, 1980.
- 1.108) Marsh, S. : Theoretical model for Colloapse of shear webs, Proc. ASGE, Vol.108, No.EM5, pp.819-832, 1982.
- 1.109) Sawada, Y., Lee, G.C. and Ito, M. : Finite element analysis of transversely stiffened plate girders in shear, Final report, stability of steel Structures, Second International Colloquium, Liege, free discussion, pp.177-178, 1977.
- 1.110) Harding, J.E., Hobbs, R.E. and Neal, B.G. : The elasto-plastic analysis of imperfect square plates under in-plane loading, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Vol.63, pp.137-158, 1977.
- 1.111) Cescotto, S., Maquoi, R. and Massonnet, Ch. : Simulation sur Ordinateur du comportement a la ruine des pouters a ame pleine cisailées ou fléchies, Construction Metalliqui, No.2, pp.27-40, 1981.
- 1.112) Marsh, C., Wafik, A. and Huy-Kinh, H. : Finite element analysis of postbuckled shear webs, J. struct. Eng., ASCE, Vol.114, No.7, pp.1571-1587, 1988.
- 1.113) Kuranishi, S., Nakazawa, M. and Iwakura, T. : On the tension field action and collapse mechanism of a plate under shear, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.1, pp.161s-171s, 1988.
- 1.114) Kuranishi, S., Nakazawa, M. and Iwakura, T. : A new fomula to predict the ultimate shear strength of plate girder, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.6, No.2, pp.239s-250s, 1989.
- 1.115) Lee, S.C. and Yoo, C.H. : Strength of plate girder web panels under pure shear, J. Struct. Eng, ASCE, Vol.124, No.2, pp.184-194, 1998.
- 1.116) 前田亮太, 野村昌孝, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満 : ハイブリッド桁の斜め張力場を考慮したせん断耐力に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.53A, pp.1-12, 2007.
- 1.117) Basler, K. : Strength of plate girders under combined bending and shearing, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, pp.181-197, 1961.
- 1.118) 藤野真之 : 初期不整を有するプレートガーダーの組合わせ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.269, pp.1-16, 1978.
- 1.119) 小松定夫, 森脇良一, 藤野真之, 滝本哲四郎 : 組合わせ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度, 土木学会論文報告集, No.321, pp.1-14, 1982.
- 1.120) Komatsu, S., Moriwaki, Y., Fujino, M., and Takimoto, T. : Ultimate strength of girders in combined load, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.4, pp.754-768, 1984.
- 1.121) Ostapenko, A., and Chern, C. : Ultimate strength of longitudinally stiffened plate girders under combined loads, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, pp. 301-313,

- 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971.)
- 1.122) 西野文男, 長谷川彰夫: 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改定の背景と運用, 8章プレートガーダー, 橋梁と基礎, Vol.15, No.6, pp.8-13, 1981.
- 1.123) 中沢正利, 倉西茂: プレートガーダー腹板の曲げ・せん断連成強度照査式, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.239-247, 1991.
- 1.124) Mikami, I. : Orthotropic plates under varying compression, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.1, pp.257-261, 1983.
- 1.125) 三上市蔵, 木村泰三, 徳田浩一(1991b): 変化する曲げを受けるプレートガーダーの終局強度算定のための等曲げ換算法, 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, 1-13, 1991.
- 1.126) 大垣賀津雄, 安川義行, 稲葉尚文, 長井正嗣: 正曲げモーメントを受ける合成2主桁無補剛腹板の弾塑性挙動に関する解析的研究, 第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会鋼・コンクリート合成構造連合小委員会, pp.49-56, 2003.
- 1.127) 西村宣男, 玉田和也, 小野潔: 鋼桁橋を対象とした強度設計の性能規定化(招待論文), 構造工学論文集, 土木学会, pp.87-96, 2007.
- 1.128) 竹谷純一, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満: 曲げ・せん断組合せ荷重を受けるハイブリッド桁のせん断耐荷力性状に関する一考察, 土木学会論文集A, Vol. 64, No. 2, pp.530-541, 2008.
- 1.129) Azizinamini, A., Hash, J.B., Hankel, A.J. and Fairimani, R. : Shear capacity of hybrid plate girder, Journal of Bridge Engineering, ASCE, pp.535-543, 2007.
- 1.130) 紫桃孝一郎, 中藺明広, 鈴木永之, 永元直樹, 浅井洋: 波形鋼板ウェブを有する箱桁橋のせん断挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集A, Vol. 64, No. 2, pp.223-234, 2008.
- 1.131) 黒田充紀, 長井正嗣, 藤野陽三, 柄川伸一, 川井豊: 並列I桁橋の有限要素モデル化に関する検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.42A, pp.1081-1091, 1996.
- 1.132) 村越潤, 高橋実, 吉岡勉, 野中哲也, 加藤修: FEM解析を用いた鋼多主桁の設計合理化の検討, 鋼構造論文集, 鋼構造協会, 第11巻, 第43号, pp.131-145, 2004.
- 1.133) 土木学会鋼構造委員会: 3次元FEM解析の鋼橋設計への適用に関する研究小委員会 報告書, 土木学会, 2008.
- 1.134) AASHTO : LRFD bridge design specifications -2005 interim revisions, Washington,D.C., 2005.
- 1.135) CEN : Eurocode3, Design of steel structures, Part 1-1 : General rules and rules for buildings, 2003.
- 1.136) CEN : Eurocode3, Design of Steel Structures, Part 1-5 ; Plated structural elements, 2004.
- 1.137) CEN : Eurocode4 , Design of composite steel and concrete structures, Part2, General rules and rules for bridges, 2004.

第2章 鋼橋腹板の既往の設計法

2.1 序言

本章では、合成桁の強度設計に関わる「曲げ強度」、「せん断強度（曲げおよびせん断の組合わせ強度を含む）」の照査方法について、弾性設計と言われている我が国の道路橋示方書^{2.1)}による考え方、塑性設計を採用しているアメリカ(AASHTO/LRFD)^{2.2),2.3)}およびヨーロッパ(Eurocode)^{2.4),2.5),2.6)}の考え方を紹介する。また、本研究で提案する各強度に関する照査方法も説明する。

2.2 曲げ強度に関する設計法

2.2.1 道路橋示方書による設計

我が国の現行の設計は道路橋示方書で扱われている許容応力度設計法(弾性設計法)に基づいている。この設計法は、終局限界状態を材料の降伏時または座屈崩壊時とした考え方で基本的に式(2.1)に示す照査方法となっている。

$$\sigma \leq \sigma_a = h(\sigma_{CR}/\gamma) \quad (2.1)$$

ここで、 σ は部材に発生する応力度、 σ_a は部材の許容応力度で、材料の降伏点または座屈耐力(降伏点以下)などの強度 σ_{CR} に安全率 $\gamma (=1.7)$ で割った値となっている。また、 $h(\geq 1.0)$ は許容応力度の割増係数と呼ばれ、荷重組合せの発生確率を考慮して設定される。

この設計法では、例えば死荷重と活荷重のバラつきが大きく異なる場合に対して考慮できない。更に構造物および部材が保有している降伏後の耐荷能力も考慮できないため、結果的に不経済な設計となりうる^{2.7)}。

2.2.2 AASHTO による設計

アメリカの道路橋示方書である AASHTO では荷重抵抗係数設計法(LRFD : Load and Resistance Factor Design)が採用されている。この設計法では、図 2.1 に示したように塑性域を考慮しているため、より合理的な設計法といえる。

AASHTO では座屈に対する抵抗能力によって以下のとおり断面を分類している。全塑性モーメント(M_p)まで達する断面をコンパクト断面と言い、降伏モーメント(M_y)に到達するが M_p まで達しない断面をノンコンパクト断面、それ以外をスレンダー断面と称している。AASHTO では 1994 年から許容応力度設計法と併用して LRFD を採用していたが、2007 年から LRFD に完全移行した。この断面分類の判定については、以下の表 2.1 のとおり整理されている。合成桁の正曲げ領域については、圧縮側のフランジがコンクリート床版で拘束されるため、腹板の幅厚比のみで断面を分類している。なお、負曲げ領域において、圧縮側のフランジがコンクリート床版で拘束されていない場合には、腹板の幅厚比による断面分類以外に、圧縮側のフランジにおいても、幅厚比による断面

の分類を行うこととしている。

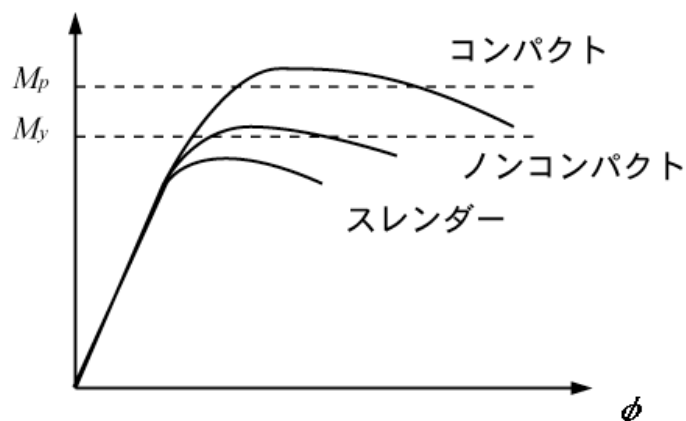
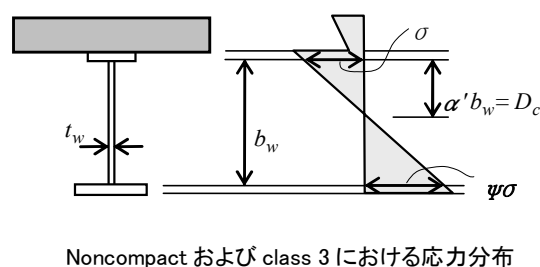
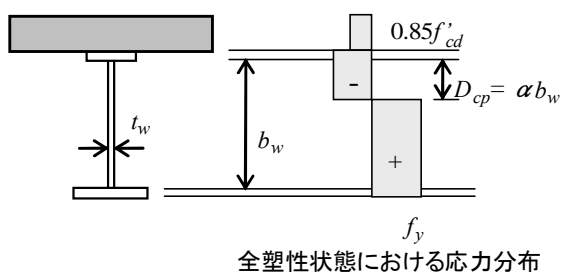


図 2.1 AASHTO における断面クラスと曲げモーメント-曲率関係

表 2.1 AASHTO における断面分類の判定式 2.2),2.3)

部位	断面分類	定 義	条 件
腹板の幅厚比	Compact	$M_u \geq M_p$	$2D_{cp}/t_w \leq 3.76\sqrt{E/f_y}$
	Noncompact	$M_u \geq M_y$	$2D_{cp}/t_w \leq 5.7\sqrt{E/f_y}$
	Slender	$M_u \leq M_y$	上記以外
圧縮フランジの幅厚比	Compact	$M_u \geq M_p$	$2b_f/t_f \leq 0.38\sqrt{E/f_y}$
	Noncompact	$M_u \geq M_y$	$2b_f/t_f \leq 0.56\sqrt{E/f_y}$
	Slender	$M_u \leq M_y$	上記以外

注記： E ：鋼材の静弾性係数, f_y ：鋼材の降伏応力



また, AASHTO では, 図 2.2 に示すように, 合成桁正曲げ部の限界状態としてコンクリートの圧壊により終局を迎える場合がある. この場合のコンクリートの終局ひずみを 0.003μ , 鋼部材の

終局ひずみを 0.012μ と定義されており、ひずみの平面保持の仮定よりコンクリートが圧壊して終局を迎えるとされている^{2.8)}。

さらに、塑性中立軸位置が低い、つまり引張縁側に位置する場合は、鋼材が終局ひずみに到達する前にコンクリートが終局ひずみに到達することで圧壊し、全塑性モーメントに到達できない可能性があるとされている。そこで、終局ひずみを制限するため、塑性中立軸位置に関する規定が設けられており、これにより、合成I桁の公称曲げモーメント M_u は下記に示すように補正される。

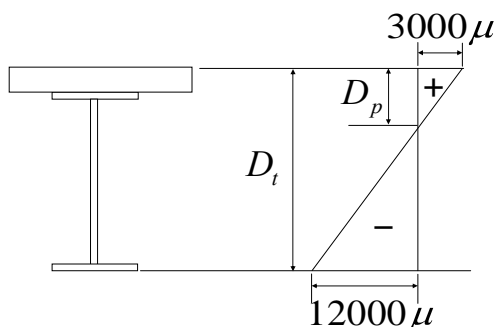


図 2.2 ひずみの分布

$$\frac{M_u}{M_p} = \begin{cases} 1.00 & \left(\frac{D_p}{D_t} \leq 0.1 \right) \\ 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} & \left(0.1 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.42 \right) \end{cases} \quad (2.1)$$

また、連続桁において、以下に示す a)、b) どちらかに該当する場合、曲げ耐力 M_u は式(2.2)に示す上限値を設定し制限している^{2.2), 2.3)}。

- a) 対象となる中間支点部の断面が幅厚比や塑性中立軸の規定を満足していない。
- b) 中間支点両側の断面が所定の塑性回転性能を有していない。

$$\text{曲げ耐力の上限値： } M_u \leq 1.3R_h M_y \quad (2.2)$$

ここで、 R_h ：ハイブリッド係数（ホモジニアス断面では 1.0）、 M_y ：降伏曲げモーメントを示す。これは、連続合成桁で支間部において全塑性モーメントを期待するためには、支点上の断面も変形性能が必要と判断したためと考えられる。

2.2.3 Eurocode による設計

Eurocode では、図 2.3 に示すとおり、断面の区分として Class1 から Class4 までの 4 種類が規定されており、クラスー1 およびクラスー2 の断面は全塑性モーメントまで達することが可能であり、これらをコンパクト断面として扱うことができるとされている。クラスー1 は完全塑性状態を再現し、モーメントの完全な再分配を期待できる十分な回転性能を有す断面であり、クラスー2 は

コンパクト断面としてその曲げ強度が全塑性モーメントには達するが、鋼桁の局部座屈やコンクリートの圧壊によって限られた回転性能しか有さない断面であると定義されている。この断面分類の判定については、以下の表 2.2 のとおり整理されている、なお、AASHTO と同様に、負曲げ領域において、圧縮側のフランジがコンクリート床版で拘束されていない場合には、腹板の幅厚比による断面分類以外に、圧縮側のフランジにおいても、幅厚比による断面の分類を行うこととしている。

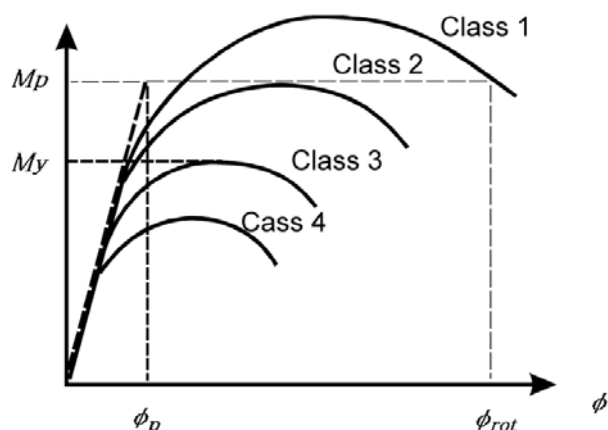


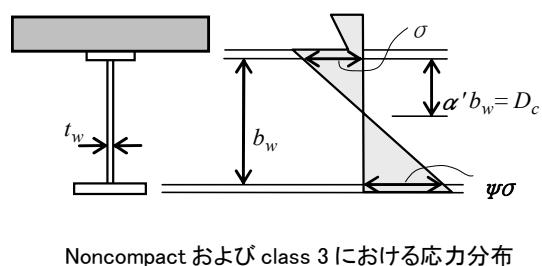
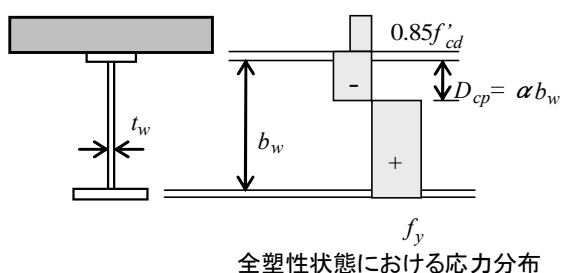
図 2.3 Eurocode における断面クラスと曲げモーメントー曲率関係

表 2.2 Eurocode における断面分類の判定式^{2.4)}

部位	断面クラス	定義	判定式
腹板の幅厚比	Class 1	$M_u \geq M_p$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 36\varepsilon/\alpha & \alpha \leq 0.5 \\ 396\varepsilon/(13\alpha-1) & \alpha \geq 0.5 \end{cases}$
	Class 2	$M_u \geq M_p$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 41.5\varepsilon/\alpha & \alpha \leq 0.5 \\ 456\varepsilon/(13\alpha-1) & \alpha \geq 0.5 \end{cases}$
	Class 3	$M_p \geq M_u \geq M_y$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 42\varepsilon/(0.67+0.33\psi) & \psi \geq -1.0 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi} & \psi \leq -1.0 \end{cases}$
	Class 4	$M_y \geq M_u$	上記以外
圧縮フランジの幅厚比	Class 1	$M_u \geq M_p$	$B_f/2t_f \leq 9\varepsilon$
	Class 2	$M_u \geq M_p$	$B_f/2t_f \leq 10\varepsilon$
	Class 3	$M_p \geq M_u \geq M_y$	$B_f/2t_f \leq 14\varepsilon$
	Class 4	$M_y \geq M_u$	上記以外

注記： E ：鋼材の静弾性係数， f_y ：鋼材の降伏応力， $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} [N / mm^2]$

B_f ：圧縮フランジ幅， t_f ：圧縮フランジ厚



また, AASHTO との比較のため, 合成桁正曲げ部におけるコンパクト断面 (クラス-2) の規定を, AASHTO 表記にて以下に示す.

$$2 D_{cp} / t_w \leq 2.84 \sqrt{E / f_y} \quad (2.3)$$

上記より, 塑性中立軸位置が等しい場合, AASHTO の方が腹板厚を薄くできることがわかる. また, AASHTO と同様にコンクリートの終局ひずみを制限するため, 合成 I 桁の公称曲げモーメント M_u は下記に示すように補正される²⁶⁾.

$$\frac{M_u}{M_p} = \begin{cases} 1.00 & \left(\frac{D_p}{D_t} \leq 0.15 \right) \\ 1.09 - 0.6 \frac{D_p}{D_t} & \left(0.15 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.4 \right) \end{cases} \quad (2.4)$$

AASHTO と同様に, Eurocode においても, 連続合成桁に弾性全体解析を適用する際に, 正曲げ域において圧縮応力を受けるコンクリート床版を有するコンパクト断面において, 以下に示す a), b) の両方に該当する場合, 曲げ耐力 M_u は式(2.6)に示す上限値を設定し制限している²⁶⁾.

- a) 中間支点近傍の負曲げ域において, ノンコンパクト断面またはスレンダー断面を適用している.
- b) 中間支点両側のスパンの比 (短いスパン/長いスパン) が 0.6 より小さい.

$$\text{曲げ耐力の上限値 : } M_u \leq 0.9 M_p \quad (2.5)$$

こちらも AASHTO と同様に, 連続合成桁で支間部において全塑性モーメントを期待するためには, 支点上の断面も変形性能が必要と判断したためと考えられる.

2.2.4 本論文で提案する設計

連続合成 I 桁橋の更なるコスト削減を目指すべく、序論でも記述しているが、終局強度において塑性域を考慮できる設計法を適用しようと考えている。AASHTO や Eurocode では腹板の座屈に対する抵抗能力によって断面を分類しているが、本論文でも同様に断面を分類する。なお、断面の分類は、Gupta ら^{2.9)}が提案した方法を用いることとし、以下に示す。

表 2.3 Gupta らが提案した断面分類の判定式^{2.9)}

断面クラス	定義	判定式
Compact	$M_u \geq M_p$	$b_w/t_w \leq (2.0/\alpha)\sqrt{E/f_y}$
Noncompact	$M_p > M_u \geq M_y$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 52\varepsilon\Lambda/(0.67 + 0.33\psi) & \psi > -1.0 \\ 77\varepsilon\Lambda(1-\psi)\sqrt{-\psi} & \psi \leq -1.0 \end{cases}$
Slender	$M_y > M_u$	上記以外

$$\text{注: } \Lambda = \left[1 - 0.1 \left(\frac{M_1}{M_{ys}} \right) + 2.3 \left(\frac{M_1}{M_{ys}} \right)^2 \right] \frac{M_1}{M_{ys}} \leq 0.4$$

ここで、 ϕ は腹板内の応力勾配を表すパラメータ、 M_1 は活荷重合成桁等において鋼桁のみに作用する初期曲げモーメント、 M_{ys} は鋼桁のみの降伏曲げモーメントを表す。

正曲げ領域については、圧縮側のフランジがコンクリート床版で拘束されるため、腹板の幅厚比のみで断面を分類している。また、負曲げ領域において、圧縮側のフランジをコンクリート床版で拘束する 2 重合成 I 桁を採用しているため、正曲げ領域と同様に、腹板の幅厚比による断面の分類を行うこととする。

上記より、塑性中立軸位置が等しい場合、AASHTO や Eurocode に比べて腹板厚を薄くできることがわかる。また、AASHTO と同様にコンクリートの終局ひずみを制限するため、合成桁の公称曲げモーメント M_u は下記に示すように補正する。なお、補正方法は、Gupta らが提案した補正式^{2.10)}を使用する。

$$\frac{M_u}{M_p} = \begin{cases} 1.00 & \left(\frac{D_p}{D_t} \leq 0.15 \right) \\ 1.05 - 0.33 \frac{D_p}{D_t} & \left(0.15 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.4 \right) \end{cases} \quad (2.6)$$

負曲げ領域においては、2 重合成 I 桁としているため、正曲げ領域と同様に上記補正式を適用できると考えられる。そこで、2 重合成 I 桁の実験結果を整理し、設計法を提案する。

2.3 せん断強度に関する設計法

2.3.1 道路橋示方書による設計

曲げ強度と同様に、我が国の現行の設計は道路橋示方書で扱われている許容応力度設計法(弾性設計法)に基づいている。

1) せん断強度

純せん断を受ける鋼桁の腹板は、座屈後もかなりの大きな耐荷力を有するが、設計上はせん断座屈に対する照査を行い、腹板の後座屈強度の影響は安全率を 1.25 に低減することで考慮している。せん断座屈の弾性座屈強度は式(2.8)による。

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (2.7)$$

ここで、 k_{τ} はせん断座屈に対する座屈係数で式(2.9)により算出する。 E は鋼材のヤング係数、 t はウェブ厚さ、 b はウェブ高さ、 a は垂直補剛材間隔、 μ はポアソン比を示す。

$$\left. \begin{aligned} k_{\tau} &= 5.34 + \frac{4.00}{(a/b)^2} & (a/b) \geq 1 \\ k_{\tau} &= 4.00 + \frac{5.34}{(a/b)^2} & (a/b) < 1 \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

2) 曲げとせん断の相関強度

垂直応力 σ とせん断応力 τ とが同時に作用する場合の座屈の照査式は式(2.10)で表される。同式は、各作用応力度と板の座屈応力度(σ_{cr} , τ_{cr})との比を 2 乗した形となっている。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq \left(\frac{1}{\nu_B}\right)^2 \quad (2.9)$$

ここで、 σ_{cr} , τ_{cr} は 4 辺単純支持の板に曲げ応力およびせん断応力がそれぞれ単独に作用した場合の座屈強度で、式(2.11)で表される。 ν_B は曲げとせん断の組み合わせ作用時の座屈安全率で式(2.12)より算出するが、式(2.10)はせん断座屈に対する照査式となるため、 ν_B は純せん断を受ける場合の座屈安全率=1.25 を使用する。

$$\sigma_{cr} \text{ or } \tau_{cr} = k_{(\sigma, \tau)} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (2.10)$$

$$\nu_B = 1.25 + (0.30 + 0.15\phi)e^{-4.3\eta} \geq 1.25 \quad (2.11)$$

ここで、 k_{ϕ} は純曲げに対する座屈係数で式(2.13)より算出する。 ϕ はウェブの上下縁の応力比、 η はウェブに作用するせん断応力度と大きい方の垂直応力度との比である。

$$k_{\sigma} = 23.9 \quad (\text{ただし, アスペクト比: } \alpha \geq 2/3) \quad (2.12)$$

式(2.10)に式(2.11)および式(2.9)または式(2.13)を代入すると, 式(2.14)が導かれ, 同式より座屈に対する相関強度照査を行う.

$$\nu_B^2 \left(\frac{b}{100t} \right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{18k_{\sigma}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{18k_{\tau}} \right)^2 \right\} \leq 1 \quad (2.13)$$

2.3.2 AASHTOによる設計

1) セン断強度

AASHTOのせん断強度 Q_u については, 図2.4を参考に, 鋼桁を対象としたバスラーのせん断強度^{2.11)}を適用して, せん断強度式(2.15)により求めることができる.

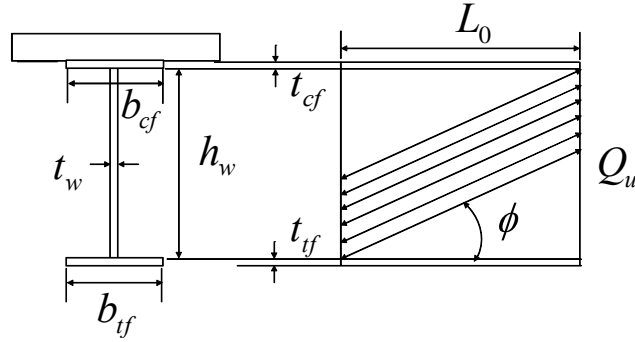


図2.4 斜め張力場

$$\frac{Q_u}{Q_y} = \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(L_0/h_w)^2}} \right] \quad (2.14)$$

$$Q_y = 0.58 f_{yw} h_w t_w \quad (2.15)$$

ここで, Q_u は公称せん断強度(耐力), Q_y は降伏せん断強度(式(2.16)), L_0 は補剛材間隔, h_w はウェブ高さ, f_{yw} は腹板の降伏強度, C はせん断降伏強度に対するせん断座屈応力の比であり, 以下の式により算出する.

$$C = \frac{1.52}{\left(\frac{h_w}{t_w} \right)^2} \left(\frac{Ek}{f_{yw}} \right) \quad (2.16)$$

ここで, $\frac{h_w}{t_w} \geq 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{f_{yw}}}$ のとき, $k = 5 + \frac{5}{\left(L_0/h_w \right)^2}$ とする.

2) 曲げとせん断の相関強度

AASHTO の 3rd Edition(2004 年)^{2,2)}では、曲げとせん断の相関強度照査が規定されており、相関強度式を式(2.18),(2.19)に示す。この式の括弧内の第 1 項は、せん断降伏強度またはせん断座屈強度で、第 2 項は斜張力場による後座屈せん断強度である。式(2.18)は曲げモーメントの影響が小さい ($M_u \leq 0.5 \phi M_p$) ため、せん断強度の低減を行わない。式(2.19)は曲げモーメントの影響が大きい ($M_u > 0.5 \phi M_p$) ため、相関作用によるせん断強度の低減を R で考慮した曲げせん断の相関式となっている。

$$M_u \leq 0.5 \phi_f M_p \quad \text{ならば,} \quad \frac{Q_u}{Q_y} = \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(L_0/h_w)^2}} \right] \quad (2.17)$$

$$M_u \geq 0.5 \phi_f M_p \quad \text{ならば,} \quad \frac{Q_u}{Q_y} = R \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(L_0/h_w)^2}} \right] \quad (2.18)$$

ここで、

$$R = \left[0.6 + 0.4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75 \phi_f M_y} \right) \right] \leq 1.0 \quad (M_p = 1.5 M_y) \quad (2.19)$$

$$Q_y = 0.58 f_{yw} h_w t_w \quad (2.20)$$

ここで、 M_u は検討するパネルの最大曲げモーメント、 M_r は係数倍された曲げ強度($=1.3 M_p$)、 ϕ_f は曲げに関する抵抗係数($=1$)、 R は曲げモーメントの相関作用によるせん断耐力の低下を考慮した値である。以上のパラメータから曲げとせん断の相関強度の照査を行う。

図 2.5 に相関関係図を示す。 $Q/Q_u=0.6$ 以上になると、せん断力の影響により曲げ耐力も低減している。なお、AASHTO 4th Edition(2007 年)^{2,3)}では、曲げとせん断の相関強度照査の規定が無くなり、照査を不要としている。また、最近 Aziznamini らが行ったウェブとフランジに強度の異なる鋼材を組み合わせたハイブリッド桁を対象とした実験結果^{2,12)}でも、相関が認められなかったことが報告されている。

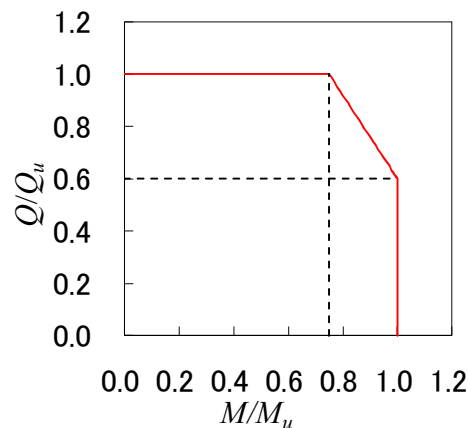


図 2.5 曲げとせん断の相関関係(AASHTO)

2.3.3 Eurocode による設計

1) せん断強度

Eurocode^{2.5)}のせん断強度は、以下に示すとおりである。

$$Q_u = (\chi_w + \chi_f) Q_y \quad (2.21)$$

$$Q_y = \frac{1}{\sqrt{3}} f_{yw} h_w t_w \quad (2.22)$$

χ_w は腹板の寄与分、 χ_f はフランジの寄与分であるが、 χ_w に比べて影響が小さいため、一般に無視される。なお、係数 χ_w は、式(2.24)および(2.25)で与えられる。

$$\lambda_s \leq 0.83 \quad \text{のとき} \quad \chi_w = 1 \quad (2.23)$$

$$0.83 \leq \lambda_s \quad \text{のとき} \quad \chi_w = \frac{0.83}{\lambda_s} \quad (2.24)$$

ここで、幅厚比パラメータ λ_s は式(2.26)で求める。

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{\tau_y}{\tau_{cr}}} \quad \tau_y = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (2.25)$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad (2.26)$$

τ_y は降伏せん断応力、 τ_{cr} はせん断弾性座屈強度(式(2.27))、 f_{yw} は腹板の降伏強度、 E は鋼材のヤング係数、 t_w はウェブ厚さ、 h_w はウェブ高さ、 μ は鋼材のポアソン比である。

また、図 2.6 にせん断強度 Q_u と λ_s の関係を示す。また、Eurocode の他に Basler 式、鋼構造物設計指針(PART-A)^{2.13)}も併せて示す。図 2.6 より、せん断強度の減少傾向が異なっていることがわかる。

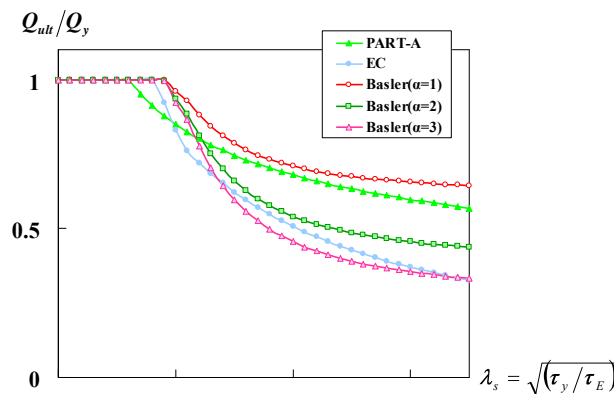


図 2.6 各設計法によるせん断強度と λ_s の関係

2) 曲げとせん断の相関強度

Eurocode では、発生せん断力 Q_{Ed} が抵抗せん断力 Q_{Rd} の 50% を超える場合に、曲げとせん断の相関作用を考慮すると規定されている^{2.5)}。抵抗せん断力 Q_{Rd} は塑性せん断抵抗力もしくはウェブのせん断座屈抵抗力の小さい方である。図 2.7 に示すように、発生するせん断力が高い場合には、ウェブの降伏応力 f_{yw} を低減係数 ρ (式(2.28)) より応力低減し、その降伏応力で全塑性モーメント M_{plRd} を再計算する。よって、ウェブの曲げ抵抗を 0 ($\rho=1.0$) としたときのモーメント M_{fRd} は、ウェブを無視した上下フランジ、コンクリートより求める。その際、塑性中立軸は応力低減をする前の状態で求めたものを採用する。図 2.8 に Eurocode の曲げせん断相関図を示す。

$$\rho = \left(\frac{2Q_{Ed}}{Q_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (2.27)$$

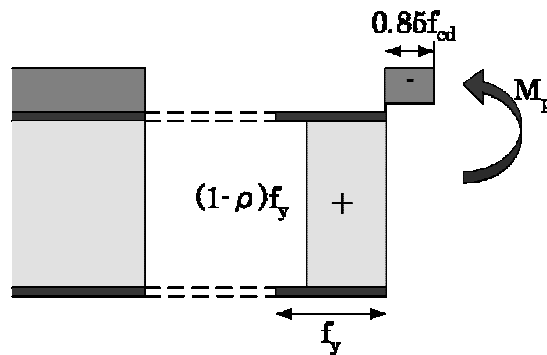


図 2.7 ウェブの応力低減

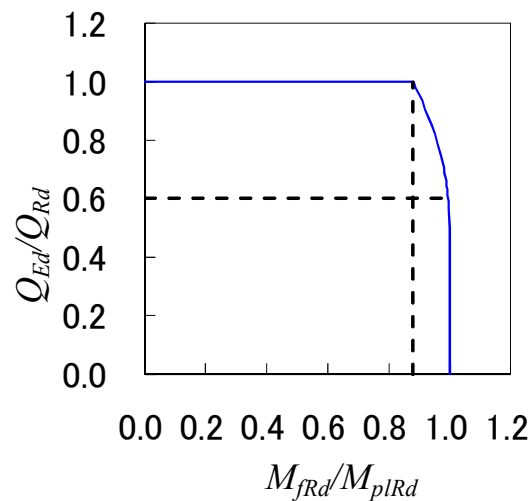


図 2.8 曲げとせん断の相関関係

2.3.4 本論文で提案する設計

1) せん断強度

合成桁の場合、せん断耐力が鋼桁単独の場合よりも大きくなることが知られているが、現状でこの強度上昇を精度良く評価できる設計手法は見当たらないことから、鋼桁単独のせん断強度と同じとなっている。また、通常のせん断座屈強度に対して、斜め張力場による後座屈強度が考慮されている。

各基準を比較した結果以下のことが言える。

①道路橋示方書では、せん断を受けるウェブの終局強度を考慮するため、弾性座屈強度に対して安全率を低減させた値を考慮しているが、これは薄肉多補剛の鋼桁単体の実験結果を整理して決定している^{2.14),2.15)}。

②AASHTO は、Basler の式とほとんど一致している。

③Eurocode は、 $\alpha=3.0$ では他の基準と一致するが、 $\alpha=1.5$ では他の基準よりも低い強度となっている。これは、Eurocode では Basler の式によらず、斜めせん断張力場による後座屈強度が個別に評価されていないため、 α が大きい場合は後座屈強度が小さくなるために他式と一致するが、 α が小さい場合は後座屈強度の影響が大きくなり、差異が生じている。

④いずれの基準も、せん断耐力は弾性せん断座屈強度よりも大きくなる。

以上のことから、本論文でもせん断耐力の評価式として Basler 式を採用する。Basler 式は、せん断弾性座屈強度との関係が明確であることと、1996 年に行った $\alpha=3.0$ の合成桁の実験^{2.16)}でも Basler 式より強度が大きくなることが確認されている。しかしながら、 $\alpha=1.5$ および 2.0 の合成桁、2 重合成桁についての確認がされていないため、 $\alpha=1.5$ 、 2.0 の合成桁、2 重合成桁についてせん断実験を実施し、Basler 式との比較を行い設計法の提案をする。

2) 曲げとせん断の相関強度

各基準を比較すると以下のことが言える。

①道路橋示方書などで採用している 2 乗相関則は、他の方法に比べて相関作用が強く、相関強度を最も低く評価している。

②AASHTO の 3rd Edition では、作用曲げモーメントの大きさに応じてせん断耐力を直線式で低減させている。曲げとせん断の組合せが問題となる。また、中間支点部をノンコンパクトとした場合、降伏モーメントが曲げ耐力となるので、低減量は最大でも曲げで 75%、せん断で 60% までとなる。しかし 4th Edition や最新の実験結果では、曲げとせん断の相関作用がないとしている。

③Eurocode は、曲げ耐力に対するウェブの寄与率だけを低減させるが、中間支点部をノンコンパクトとした場合、降伏モーメントが曲げ耐力となることからウェブの寄与率が小さく相関の影響が最も小さい結果となる。負曲げ断面の降伏モーメントに対して 12% と仮定した場合、負曲げ断面の全塑性モーメントであれば 18%、正曲げ断面の全塑性モーメントであれば 50% 近くまで寄与率が増加することとなる。

以上のことから、AASHTO の 4th Edition や最新の実験結果では、曲げとせん断の相関作用がないとしていることから、本論文でも曲げとせん断の相関作用について、合成桁の実験結果を整理し、設計法を提案する。

2.4 結言

本研究の主なテーマである曲げ強度，せん断強度の照査方法に関して，各国の基準について整理し，若干の考察を行った．その結果，各国で種々の基準が提案されているが，設計法の成り立ちが異なるため，適用する断面(アスペクト比が異なる場合など)によっては，大きく異なる場合がある．また，各基準とも鋼桁単体の実験結果を整理し，合成桁に適用されているため，安全側に設定されている場合があるため，合成桁での実験結果を整理することにより，適切な設計法を提案できると考えられる．

2章の参考文献

- 2.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，2002.
- 2.2) AASHTO：LRFD bridge design specifications -3rd Edition, Washington, D.C., 2004.
- 2.3) AASHTO：LRFD bridge design specifications -2005 interim revisions, Washington,D.C., 2005.
- 2.4) CEN：Eurocode3, Design of steel structures, Part 1-1：General rules and rules for buildings, 2003.
- 2.5) CEN：Eurocode3, Design of Steel Structures, Part 1-5；Plated structural elements, 2004.
- 2.6) CEN：Eurocode4, Design of composite steel and concrete structures, Part2, General rules and rules for bridges, 2004.
- 2.7) 宮本 裕（他著）：橋梁工学，技報堂出版，2001.
- 2.8) Ansourian, P.：Plastic rotation of composite beams, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. 3, pp. 643-659, 1982.
- 2.9) Gupta, V.K., Okui, Y. and Nagai, M.：Development of web slenderness limits for composite I-girders accounting for initial bending moment, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 4, pp.854-864, 2006.
- 2.10) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M.：Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete girders, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 3, pp.475-485, 2007.
- 2.11) Basler, K.：Strength of plate girders in shear, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, pp.151-180, 1961.
- 2.12) Azizinamini, A., Hash, J.B., Yakel, A.J. and Farimani, R.：Shear Capacity of Hybrid Plate Girders, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 12, No. 5, pp. 535-543, 2007.
- 2.13) (社)土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針 PART-A 一般構造物(平成9年度版)，丸善，1996.
- 2.14) Komatsu, S.：Ultimate Strength of Stiffened Plate Girders Subjected to Shear, Proc. IABSE Colloquium, London, pp.49-65, 1971.
- 2.15) 小松定夫，西村宣男：せん断力を受けるプレートガーダーの設計基準と極限強度に対する安全について，第18回橋梁構造工学研究発表会論文集，pp.129-136, 1971.
- 2.16) 大垣賀津雄，川口喜史，磯江暁，高橋昭一，川尻克利，長井正嗣：合成2主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.1229～1239，1998.

第3章 鋼・コンクリート2重合成I桁腹板の曲げ強度に関する検討

3.1 序言

既往の設計法を整理すると、次のような研究課題が挙げられる。①2重合成構造における曲げ耐力の評価方法、②圧縮側コンクリート版の破壊モードおよび破壊メカニズム、③塑性中立軸の高さが及ぼす曲げ耐力への影響、④引張側コンクリート版の曲げ強度への影響等、2重合成I桁構造については、研究されておらず、検討する項目が多く存在する。従って、本章では、塑性中立軸位置を変えた供試体による純曲げ試験を行い、上記課題を明確にすることとした。

実験内容は、実橋の中間支点部を想定して、鋼I桁の下フランジ（圧縮側）にコンクリート版を取付けた供試体（2重合成）を用いて2点载荷にて、コンクリート版が圧壊するまで荷重载荷を行い終局状態における曲げ強度の確認をするものである。

3.2 供試体の設計と形状

実橋の1/3程度の模型桁を作成し曲げ試験及びせん断試験を行った(図3.1参照)。供試体A、Bの設計断面は、中間支点部を対象として、塑性中立軸の位置の違いが終局強度に与える影響をみるように設計されている。つまり腹板の幅厚比 D_{ef}/t_w が異なる2体となっており、Guptaらが提案したDuctility条件を確認するために、影響の大きい場合と小さい場合の2つとした。

供試体A、Bの鋼桁は、支間長が8.5m、8.6m、腹板高は1200mmある。なお、負曲げを再現する供試体であるため、引張側にコンクリート床版を、圧縮側にコンクリートブロックを設置し、スタッドジベルにより合成している。

いずれも供試体の中央部分(図3.1に黄色で着色した部分)に着目する試験パネルがあり、この試験パネルに曲げを作用させ耐荷挙動を調べる。供試体の寸法は図3.1に、供試体諸元を表3.1に示す。なお、終局時に試験パネル以外の箇所破壊が生じないように、フランジ、腹板の断面寸法を上げ、補剛材により十分に補強している。各供試体の断面区分については、以下の3.3節で述べる。

3.2.1 鋼桁

まず、試験パネルの腹板厚については全供試体とも8.0mm程度、腹板の幅厚比を150程度とした。もともとAASHTO^{3.1)}では、腹板の幅厚比の制限を150以下と制限しているが、これは、鋼桁単独の実験による結果を整理して決められている。また、これまでの少数I桁橋における解析結果や、実橋での設計を整理すると、支点部では150以下であり、この条件を再現するため供試体の腹板の幅厚比を上記のとおり設定した。

次に、腹板の幅と高さの比（以下、アスペクト比という）については、実橋の設計を基に設定した。支点部では、幅厚比と同様に曲げとせん断が同時に作用するため、アスペクト比を大きくとることが不経済となる場合もあることから、道路橋示方書^{3.2)}を満足するように、1.0～1.5程度とした。

3.2.2 コンクリート床版およびコンクリートブロック

コンクリートの圧縮強度の目標強度を 40N/mm² となるように配合設計を行った。これは、中日本高速道路(株)^{3.3)}での実橋の PC 床版で用いられるコンクリートの設計基準強度を参考にした。ブロック強度については、施工の煩雑さを考慮して床版の強度と合わせることにした。床版およびブロックの断面寸法については、終局時に塑性中立軸の位置が異なるように決定した。

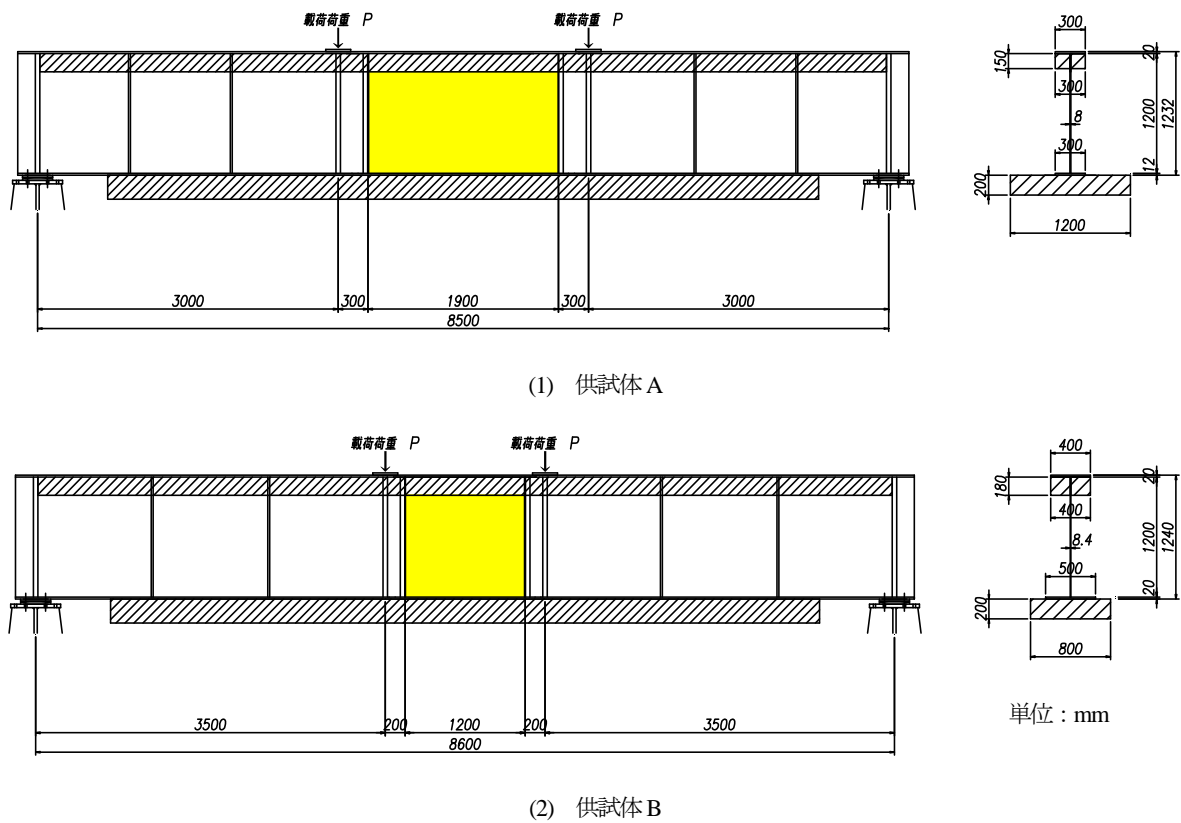


図 3.1 供試体形状（黄色で着色した部分が試験パネル）

表 3.1 供試体諸元

単位：mm

供試体	引張フランジ		腹板		圧縮フランジ		長さ	
	幅	厚さ	高さ	厚さ	幅	厚さ	支間(L)	試験パネル(L ₀)
A	300	12	1200	8.0	300	20	8500	1900
B	500	20	1200	8.4	400	20	8600	1200
供試体	圧縮側コンクリート			引張側コンクリート				
	幅	厚さ	鉄筋数量	幅	厚さ	鉄筋数量		
A	146×2	150	D16×4本(片側)	1200	240	D16×24本		
B	196×2	180	D10×4本(片側)	800	200	D16×12本		

3.2.3 ずれ止め

床版およびブロックと鋼桁を接合するずれ止めは、スタッドジベルによることとし、スタッド径は床版側をφ22mm、ブロック側をφ19mmとした。

床版側は、実橋で使用するスタッド径を用い、スタッド長さは床版の厚さの半分程度を基本とし、桁直角方向は、最小中心間隔 100mm 程度で配置した。また、桁軸方向には鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物^{3.4)}で記載されているずれに対する限界強度を満足するスタッドジベル本数を決定し、配置した。

ブロック側については鉛直スタッドと水平スタッドを配置する必要があったため、Eurocode^{3.5)}に記載のある Kuhlmann の水平スタッド強度^{3.6)}を参考にスタッド径、長さ、配置本数を設定した。またブロックの寸法が小さいため、供試体 B は圧縮破壊時にスタッド、鉄筋が有効に働くよう、Kuhlmann の水平スタッド強度を参考に鉄筋の加工、配置にも注意し設計を行った。なお、供試体 A はブロックの寸法が供試体 B に比べてさらに小さくしているため、ループ筋が配置できず、U 字筋を配筋した。供試体 B のブロック側のスタッドと鉄筋の配置状況を図 3.2 に示す。

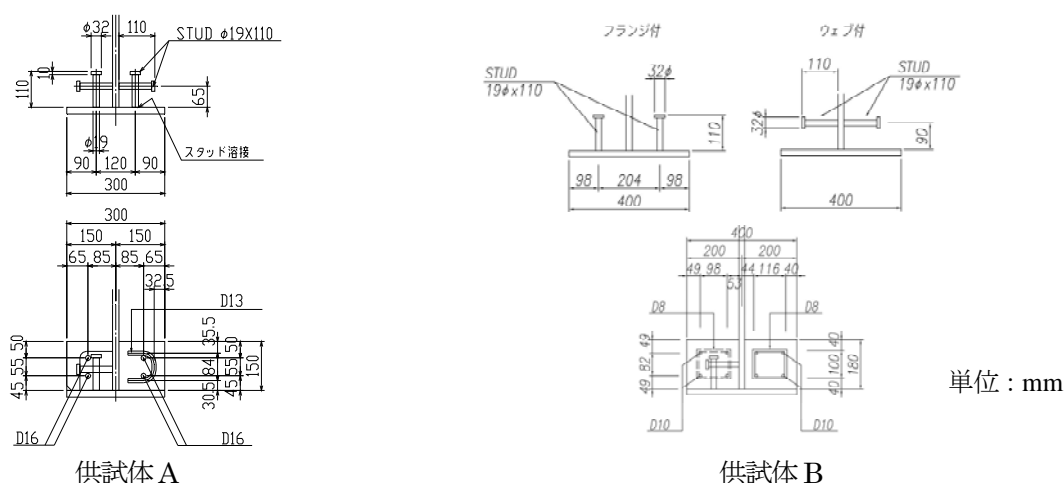


図 3.2 ブロック側のスタッド及び鉄筋の配置図

3.3 材料強度と供試体の強度予測

表 3.2 に鋼材の降伏、引張強度を、表 3.3 にコンクリートの配合、品質試験及び強度を示す。圧縮強度は試験日の強度である。以上の材料強度を用いて各供試体の強度を計算した。その結果を表 3.4 に示す。鋼材の材料強度は、規格値よりも 37~94N/mm²(平均 60N/mm²)大きく、一般的に言われている強度差が確認された。また、コンクリート強度にあっても設計基準強度に比べ 7~10N/mm²大きく、こちらも一般的に言われている強度差が確認された。

また、塑性中立軸の位置を示す値 D_p および D_{cp} 、AASHTO のコンパクト、ノンコンパクト断面区分、Eurocode の Class 2, Class 3 断面区分、提案式のコンパクト、ノンコンパクト断面区分については、それぞれ表 3.5 に示すとおりである。各供試体とも AASHTO、提案式^{3.7)}のコンパクト断面を満足するように圧縮側のブロック高さを決定した。また、供試体 A については、Eurocode の断面区分で Class 2 を満足しない区分となり、AASHTO、提案式の区分と比較を行うものとした。

なお、計算に用いた D_p は塑性中立軸から圧縮ウェブのフランジ端までの距離で、供試体 A では 499mm、供試体 B で 340mm となる。コンパクト断面か否かの判定に用いるウェブの圧縮幅(D_{cp}) は、ブロックがウェブ座屈を拘束すると考えられるため、塑性状態でのウェブの圧縮幅からブロック高さを引いた値とした。具体的計算方法は付録に記載する。Eurocode 式を適用する上で、 b_w 、 α を定義する必要があるが、正曲げ状態を対象とした定義が示されるだけであるため、ここでは上記の定義方法に照らし合わせ、ウェブ高さからブロック高さを差し引くこととした(表 3.6 中に示される図を参照)。なお、上記の設定方法の検証については、3.6 節で述べる。

表 3.2 鋼材の材料強度

		供試体 A	供試体 B
降伏強度 [N/mm ²]	引張フランジ	303	305
	腹板	303	329
	圧縮フランジ	292	305
	鉄筋	376	367
引張強度 [N/mm ²]	引張フランジ	450	439
	腹板	437	440
	圧縮フランジ	442	439
	鉄筋	516	494

表 3.3 コンクリートの配合、品質試験及び強度

		供試体 A	供試体 B
粗骨材の最大寸法 : mm		20	20
水セメント比 : %		48.9	46.5
粗骨材率 : %		41.1	46.1
配合表 [kg/m ³]	セメント	337	345
	水	165	160
	細骨材	731	822
	粗骨材	1085	981
	混和剤	3.37	3.45
スランプ : cm		11	13
空気量 : %		4.5	3.4
コンクリート温度 : °C		25.5	23
圧縮強度 (平均) : N/mm ²		46.6	49.6
静弾性係数 (平均) : N/mm ²		3.03	2.96

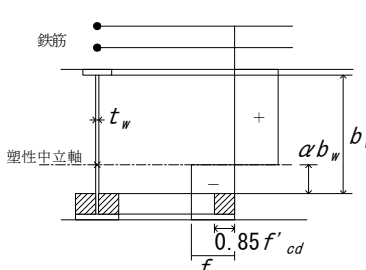
表 3.4 曲げ強度（計算値）

項 目	供試体 A	供試体 B	備 考
引張鉄筋降伏モーメント	4250 (0.88)	5192 (0.82)	kN・m (全塑性モーメントとの比率)
引張フランジ降伏モーメント	4038 (0.84)	5296 (0.84)	kN・m (全塑性モーメントとの比率)
全塑性モーメント (M_p)	4826 (1.00)	6304 (1.00)	kN・m
全塑性状態の中立軸 (D_{cp})	329	140	mm (表 3.6 の図参照)
弾性状態の中立軸	223	397	mm (引張側腹板端部からの距離)
(鋼桁+ブロック+引張鉄筋) 断面状態の中立軸	646	656	
全塑性状態の中立軸	721	880	

表 3.5 断面区分

		供試体 A	供試体 B
$2 \cdot D_{cp}/t_w$		82.3	33.3
断面区分	AASHTO ^{3.1)}	コンパクト断面	コンパクト断面
	Eurocode ^{3.5)}	Class3	Class2
	提案式 ^{3.7)}	コンパクト断面	コンパクト断面

表 3.6 コンパクト断面の定義

AASHTO ^{3.1)}	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Eurocode(Class 2) ^{3.5)}	$\frac{b_w}{t_w} \leq \begin{cases} 41.5\varepsilon/\alpha & \alpha \leq 0.5 \\ 456\varepsilon/(13\alpha-1) & 0.5 < \alpha \end{cases}$
提案式 ^{3.7)}	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 4.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
<p>E : 鋼の静弾性係数</p> <p>$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$</p> <p>$\alpha b_w = D_{cp}$</p> 	

3.4 供試体の製作

3.4.1 鋼桁

供試体の幅、高さ、長さの出来型は、 $\pm 1\text{mm}$ 以内、厚さは、フランジで $+0.6\text{mm}$ 、腹板で $+0.5\text{mm}$ 以内であった。なお、腹板の板厚の実測値は、供試体 A で $8.0\pm 0.1\text{mm}$ 、供試体 B で $8.4\pm 0.1\text{mm}$ であった。

3.4.2 コンクリート床版およびコンクリートブロック

コンクリート打設は、全供試体共に通常施工と同様に、床版が上に、ブロックを下になる方向で打設を行った。打設後速やかに、コンクリート表面に被膜養生剤を塗布した後、養生マット＋散水＋ビニルシートにて 7 日間養生を行った。試験開始前に、床版およびブロックに初期ひび割れを調査した結果、ひび割れの発生は認められなかった。

3.5 実験方法

3.5.1 実験装置

供試体 A、B の試験は、単純支持され、試験桁の中央に位置する試験パネルに一樣曲げが生じるように 4 点载荷とした。本実験は、中間支点部の曲げモーメントを再現した場合の挙動を確認することではなく、断面強度を特定することが目的であるため、等曲げ状態での実験を行うこととした。なお、全供試体とも実橋の配置とは上下反転して、ブロック側を载荷するよう供試体を設置した。また、鉛直方向および水平方向には自由に変形し、横倒れについては拘束するようにした。

試験パネルの座屈現象を確認するため、腹板とフランジにはひずみゲージと変位計を設置した。また、鋼桁の鉛直方向と水平方向の変位を確認するため、それぞれ変位計を設置した。荷重については、供試体と载荷装置との間に設置したロードセルで計測した。図 3.3、3.4 に実験装置を示す。



図 3.3 供試体設置状況（供試体 A）



図 3.4 供試体設置状況（供試体 B）

3.5.2 支持条件

全供試体とも鋼桁端部を支承で支持している。供試体 A については、テフロン板を用いたすべり支承、供試体 B, C については、丸鋼を用いたローラー支承を用いた。なお、支承は試験条件の最大荷重まで変形に追従するように設計を行った。図 3.3, 3.4 に供試体が支承に設置された状態を示す。

3.5.3 载荷システム

供試体 A は静的ジャッキ(容量：5000kN)を 2 台使用した。供試体 B は静的ジャッキ(容量：10000kN)を 1 台使用し 2 点载荷を行うため、ジャッキと供試体の間に载荷桁を設置した。なお、载荷システムの制御は、荷重と変位の関係を正確に測定する必要があることから、変位制御にて行った。

3.5.4 計測項目

試験桁の鉛直方向の変形は、図 3.5 のとおり支承部と载荷点で計測し、曲げ供試体は試験対象パネルが桁方向に長いパネル中心も計測することとした。また、供試体の桁長方向への移動も、支承部で計測した。これらの変位計のデータを基に、支承部の変形の拘束の有無について確認を行いながら载荷を行った。

フランジの変形は、図 3.6, 3.7 に示すとおり 1 軸ひずみゲージを桁長方向に貼付して载荷時のひずみを計測した。腹板の変形は、1 軸ひずみゲージと変位計を交互に配置し計測した。なお、終局状態での腹板の変形やコンクリートブロックの破壊に伴う変位計の破損を考慮して、鉛直荷重の増加が進まなくなった状態($M/M_p \approx 0.95$)で撤去している。

床版は引張側になりひび割れが生じるため、ひずみゲージにて引張ひずみの計測と、ひび割れた後のひび割れ状況を描画した。コンクリートブロックは、圧縮側になるため、ひずみゲージにて圧縮ひずみを計測した。計測機器として、データロガーは TDS-602, TDS-303(東京測器研究所製)、

スイッチボックスは ASW-50C, ISW-50C(東京測器研究所製), 変位計は CDP-25, CDP-50, CDP-100, SDP-50(東京測器研究所製)を使用した。

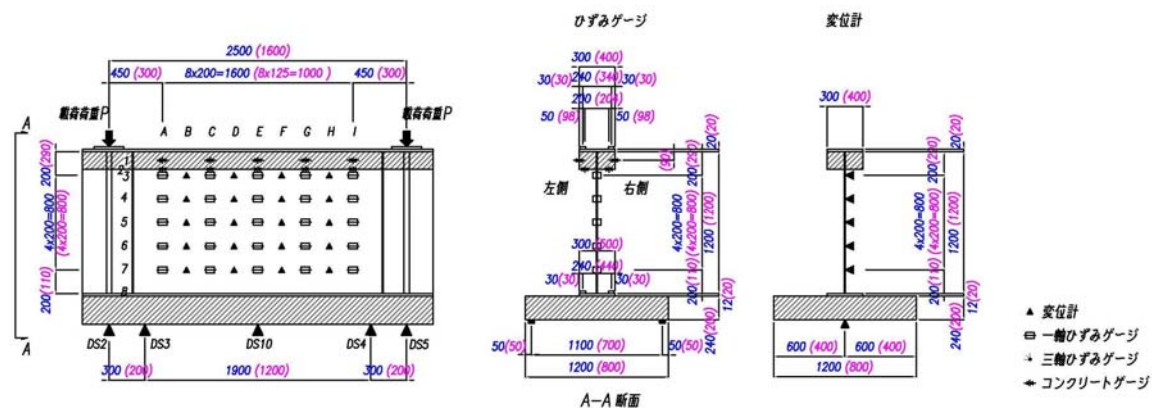


図 3.5 計測位置図：供試体 A (寸法：青色字), B (寸法：桃色字)



図 3.6 供試体 A のゲージおよび変位計設置状況



図 3.7 供試体 B のゲージおよび変位計設置状況

3.5.5 載荷手順

図 3.8 に示すように、供試体 A, B は、引張側床版に配置された鉄筋の降伏荷重の 90% 以内で 5 段階に荷重を増加させるサイクル載荷を行った後、圧縮側のコンクリートブロックが破壊するまで載荷した。

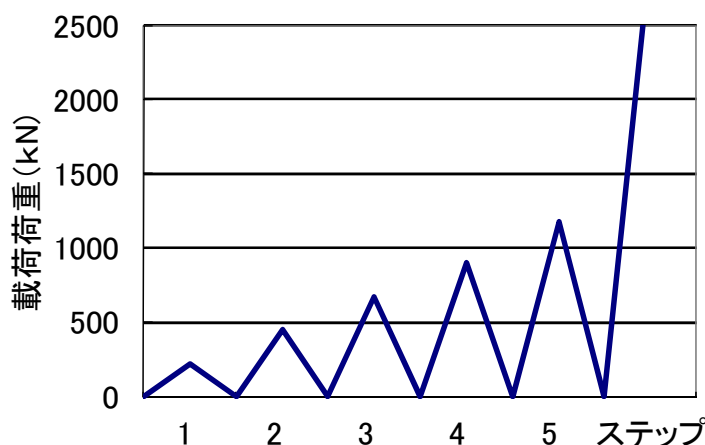


図 3.8 載荷ステップ

3.6 実験結果および考察

3.6.1 鉛直変位

供試体 A, B の荷重と試験パネル中央の鉛直変位の曲線を図 3.9 に示す。ここで、表 3.4 に示すとおり、引張鉄筋降伏時のモーメントと引張フランジ降伏時のモーメントがほぼ等しいため、引張鉄筋降伏時のモーメントを降伏モーメントとして図に示した。図より、両供試体ともに、鉄筋が降伏するモーメントに達する手前から非線形性状を示すが、これは残留応力の影響と考えられる。その後、荷重の上昇とともに剛性の低下が顕著となり、終局(最大荷重:コンクリートの圧壊)に達する。供試体 A で求まる終局曲げ強度 M_u は 4609kN・m, 供試体 B で求まる終局曲げ強度 M_u は 6041kN・m であった。

両供試体とも終局曲げ強度は塑性モーメント(M_p)より小さい値となっている。これは、断面が塑性モーメントに達する前に圧縮側のコンクリート床版が早期に圧壊したためであり、この影響が Ductility 条件(低減係数)で処理される。なお、この Ductility 条件については、3.6.9 節で検討する。

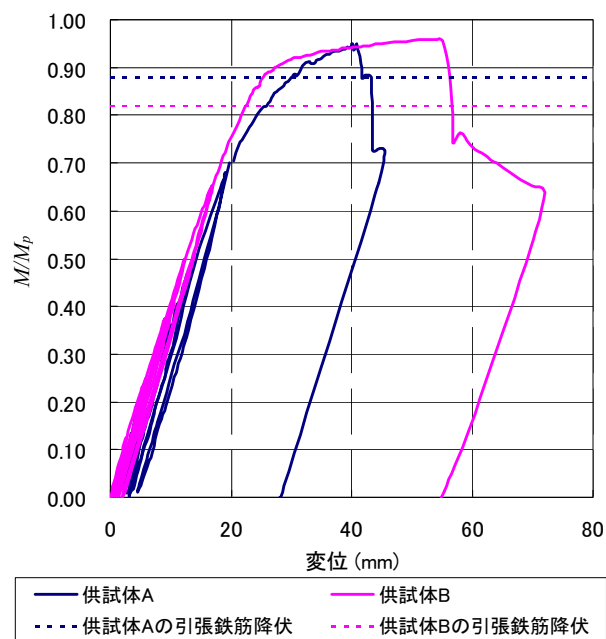


図 3.9 荷重－変位曲線

3.6.2 腹板の変形

供試体 A および B の腹板の中央における荷重増加に伴う面外変位を図 3.10 に示す。なお、変位が最も大きな計測箇所の変位を代表して示した。また、変位計の損傷を考慮して荷重増加が進まなくなった時点で計測器を取り外しているため、コンクリート圧壊後の変位の急増は計測できていない。両供試体とも荷重の増加に伴い徐々に変位が大きくなっているが、最大荷重に達するまでに変位の急増は見られなかった。

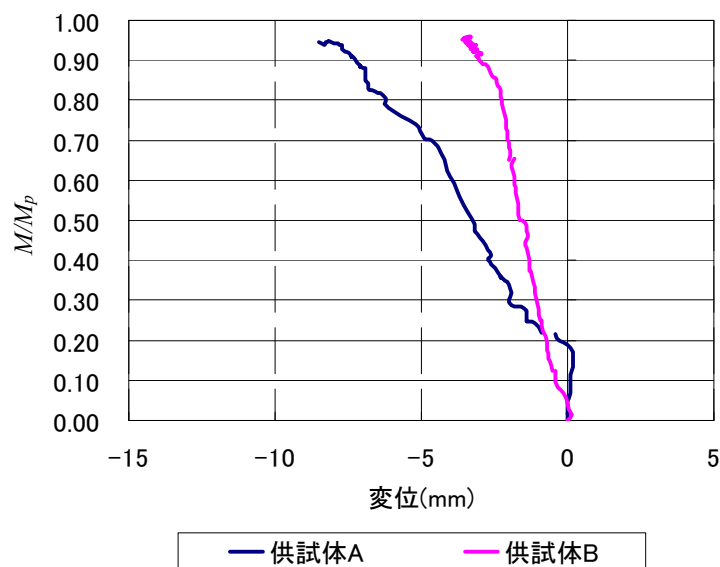


図 3.10 腹板の変形図

3.6.3 腹板のひずみ

腹板中央における桁軸方向のひずみを図 3.11 に示す。前節と同様に中央のひずみを代表として示した。供試体 A では、腹板の降伏応力が引張鉄筋に比べて小さいことから、引張鉄筋降伏以前にひずみの非線形性が顕著になるものの、腹板端部に近いゲージのひずみが大きくなっている。

供試体 B では、腹板の降伏応力が供試体 A に比べて大きく、また計測位置が腹板端部から離れていたため、引張鉄筋降伏後に非線形性が顕著になる。 $(M/M_p=0.85)$ の手前から、腹板端部のひずみより中央部のひずみが大きくなるのは、ひずみの値が腹板片側の値で、かつ座屈の影響と考えられる(後出の図 3.15 参照)。図 3.15 をみればわかるように、供試体 A の場合は、座屈時の腹板変形が小さいため、腹板端部に近いひずみが大きかったと考えられる。

なお、両供試体とも最大荷重に達した時には、腹板全域にわたって塑性状態にはなっていなかった。特に供試体 A は圧縮側と引張側両方が塑性状態になっており、供試体 B は引張側だけが塑性状態になっている。

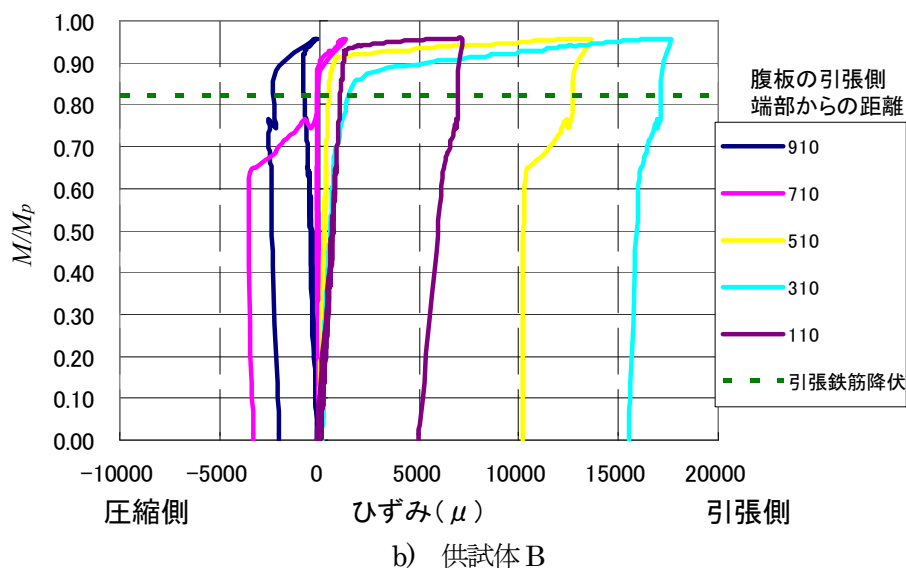
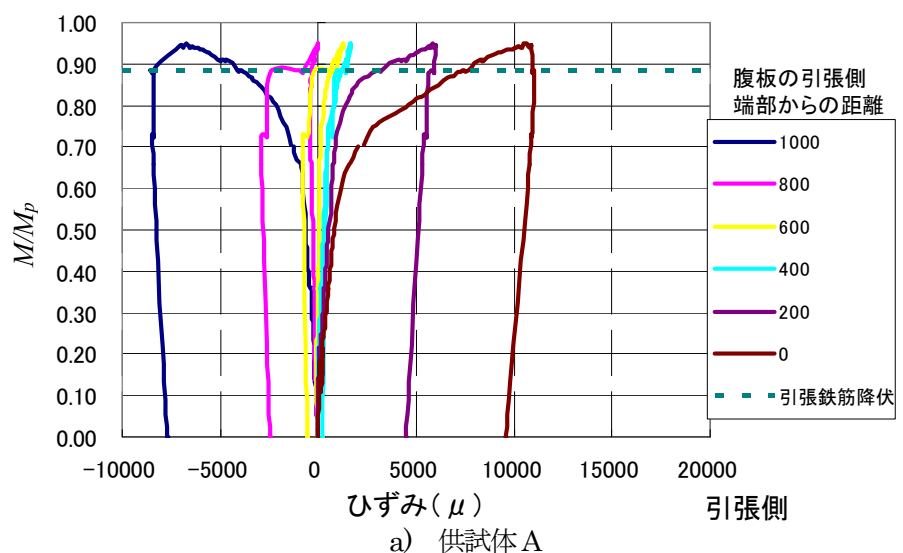


図 3.11 腹板の荷重－ひずみ曲線

3.6.4 フランジのひずみ

圧縮フランジのひずみおよび引張フランジのひずみを図 3.12 に示す。ここで、A と A'、B と B' の違いは供試体軸方向に腹板を挟んで左右のひずみであり、試験パネルの E 断面のひずみを代表として示した(図 3.5 参照)。

圧縮フランジには、両供試体とも $M/M_p=0.95$ を境に大きなひずみを生じており、腹板のひずみ分布と同様に、この箇所で局部座屈が生じたものと考えられる。なお、降伏荷重を超えて局部座屈が発生するまで、ひずみの値は、供試体 A で 1500μ 以内、供試体 B で 2000μ 以内であるため、塑性状態にはなっていないことがわかる。

引張フランジは、荷重の増加と共に、ひずみも増加しており、供試体 A は終局時に 6500μ 近くまで発生し、供試体 B は終局時に $18000\sim 21500\mu$ 程度発生した。これは両供試体とも塑性状態になっていることが分る。また、供試体 B は、図 2.2 のひずみの分布 12000μ とほぼ近い値を計測したが、供試体 A は半分程度であった。

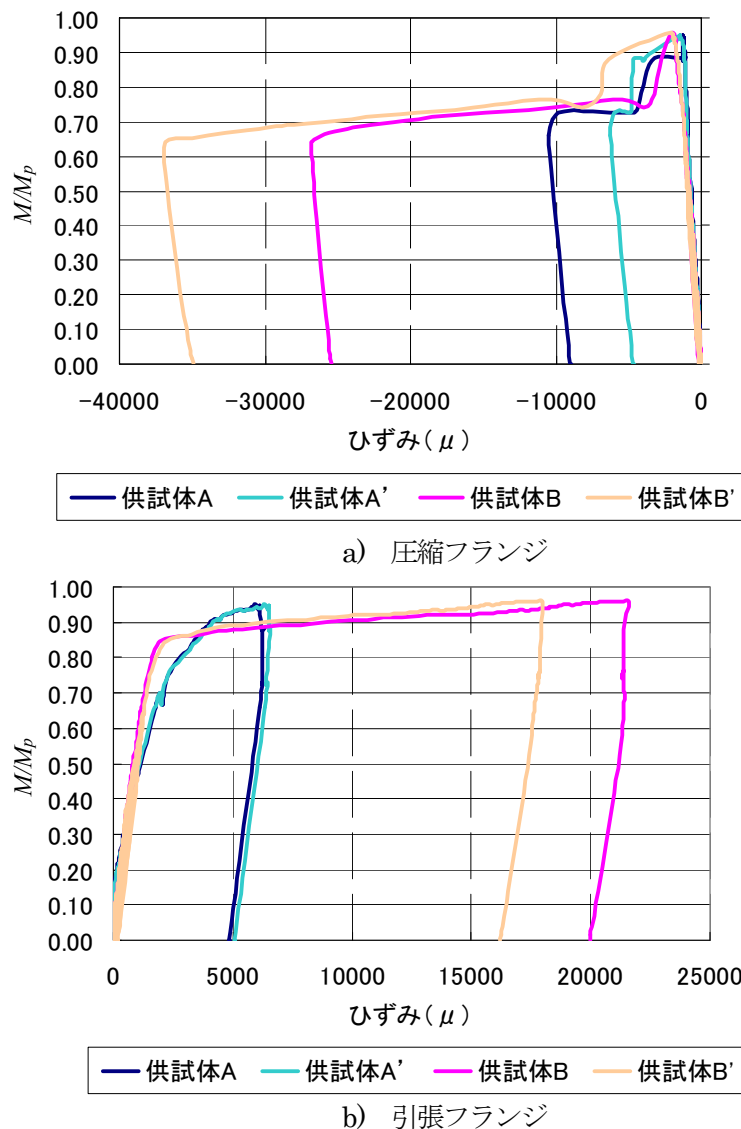


図 3.12 フランジの荷重－ひずみ曲線

6.6.5 コンクリートブロックひずみ

圧縮側のコンクリートブロックのひずみを図 3.13 に示す。ここで、供試体 A は、ブロックの側面のひずみを計測しており、供試体 B はブロック側面とブロック内面のひずみを計測した。供試体 A は腹板を挟んで A 右、A 左と、供試体 B は腹板を挟んで B 右側面、B 右内面、B 左側面、B 左内面と表記した(図 3.5 参照)。前節同様に試験パネルの E 断面のひずみを代表として示した。

供試体 A のブロック側面のひずみは、 $M/M_p=0.95$ まで増加して、その後急激に減少している。また供試体 B のブロック側面のひずみは、 $M/M_p=0.95$ を超えてからもひずみの増加が計測されている。ブロック内面のひずみは、 $M/M_p=0.95$ までは、ひずみは徐々に増加しているが、 0.95 を超えてからは、ひずみが大きく増加している。

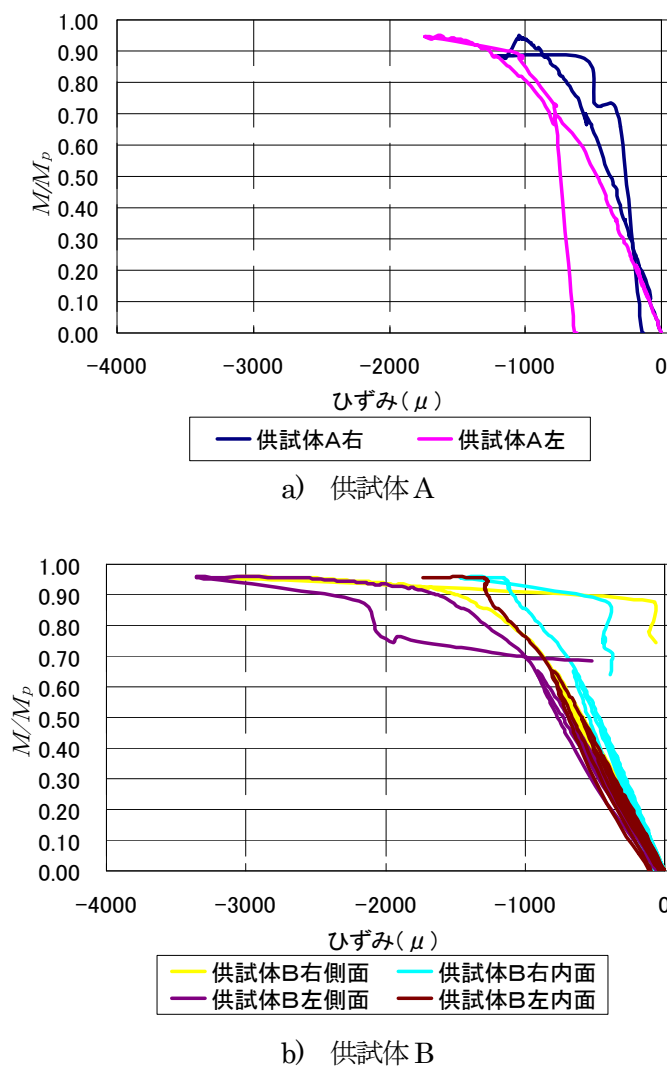


図 3.13 コンクリートブロックの荷重－ひずみ曲線

以上の結果から、供試体 A は、圧縮強度(f'_{cd})とヤング係数(E)から求まる最大ひずみ(f'_{cd}/E) 1550 μ と同程度の 1049～1700 μ までひずみが生じた後、ブロックの破壊が発生し、ひずみが開放されたものと考えられる。特に供試体 B では、ひずみが大きく増加した後、圧縮破壊している。また、 $M/M_p=0.95$ で内側のひずみの伸びが鈍くなり、その後急激にひずみが増加している。このことから、

$M/M_p=0.95$ で内側が先行して圧縮破壊を起こし、側面に応力が流れたために、側面のひずみが大きく増加したものと考えられる。供試体 B の側面のひずみは、終局時で $3150\sim 3350\mu$ を計測され、図 2.2 のひずみ分布 3000μ とほぼ近い値であった。また、道路橋示方書で示されているコンクリートの終局ひずみ 3500μ とほぼ近い値を計測した。後出の図 3.15 に示す最大荷重時の腹板のひずみ分布の状況から、全塑性状態前にブロックが終局状態になったことがわかる。

3.6.6 コンクリートブロックの終局状態

コンクリートブロックの破壊状況を図 3.14 に示す。両供試体ともコンクリートブロックが圧縮破壊していることがわかる。供試体 A のブロックは、割れやはく落が小さく、圧壊後の腹板やフランジの変形も小さくなっている。供試体 B はブロックの圧縮破壊とあわせて、腹板及び圧縮フランジの局部座屈が発生していることがわかる。なお、両供試体ともビデオによる破壊状況の記録を行っており、ブロックの破壊とほぼ同時に腹板の変形を確認している。



図 3.14 コンクリートブロック破壊状況

3.6.7 残留変位

供試体 A と供試体 B の実験終了後の腹板に発生した残留変位の分布を図 3.15 に示す。青線が載荷前の変位を、赤線が載荷後の変位を示している。なお、判りやすいように変位を 10 倍に拡大し、図示している。

供試体 A については、大きな変形が生じずブロックが破壊して終局を迎えた。供試体 B は圧縮側のブロックが破壊したため、破壊箇所の圧縮側の腹板及びフランジに、明確な局部座屈が発生していることがわかる。なお、この供試体の残留変位は初期変位の影響を受けていないことが残留変位と初期変位分布を比較することによりわかる。

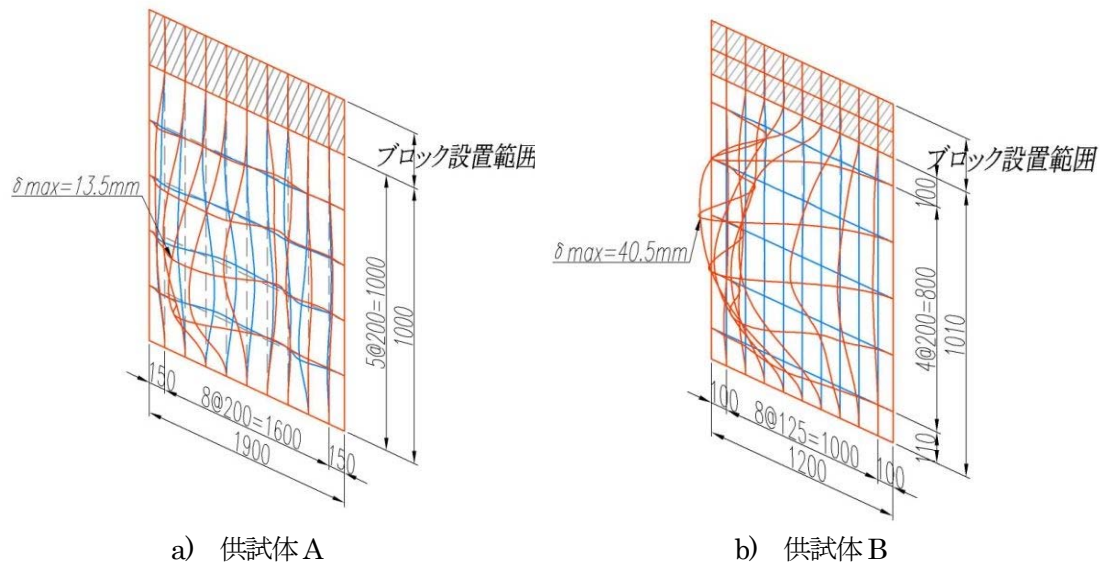


図 3.15 腹板の変形図

3.6.8 中立軸の位置

図 3.16 に試験パネル中央部の腹板の供試体軸方向ひずみ分布を示す。また、図 3.17 に腹板のひずみ分布から求まる中立軸を、引張側腹板端部からの距離でプロットした結果を示す。供試体 A はコンクリートブロックが 1050mm 以上の位置にあり、供試体 B はコンクリートブロックが 1020mm 以上の位置にある。したがって、両供試体とも中立軸は全載荷ステップで腹板の中に位置した。

弾性状態（引張側コンクリート床版のひび割れ発生前）の中立軸、（鋼桁＋ブロック＋引張鉄筋）断面状態の中立軸は、断面の釣り合いから求まる中立軸位置を記載した。また全塑性状態の中立軸は、等価ブロックで求まる中立軸位置を記載した。なお、引張フランジ降伏時の中立軸と（鋼桁＋ブロック＋引張鉄筋）断面状態の中立軸とほぼ同じであるため、（鋼桁＋ブロック＋引張鉄筋）断面状態の中立軸を図に示した。ここで、実験開始時の中立軸の位置が、実験値と計算値で若干の違いが見られるが、これは、試験機や供試体設置時のなじみの影響と思われる。

実験で計測された中立軸は、床版がひび割れた後で一旦横ばいになる状態が見られたが、これは、引張側の床版のひび割れが初期ひび割れ状態から安定ひび割れ状態に移行している間に生じている現象であると考えられる。

また、供試体 A, B とも終局状態での中立軸が全塑性状態の中立軸より若干低いことから、全塑性状態に達する前に、コンクリートブロックが圧縮破壊し、終局状態になったことがわかる。

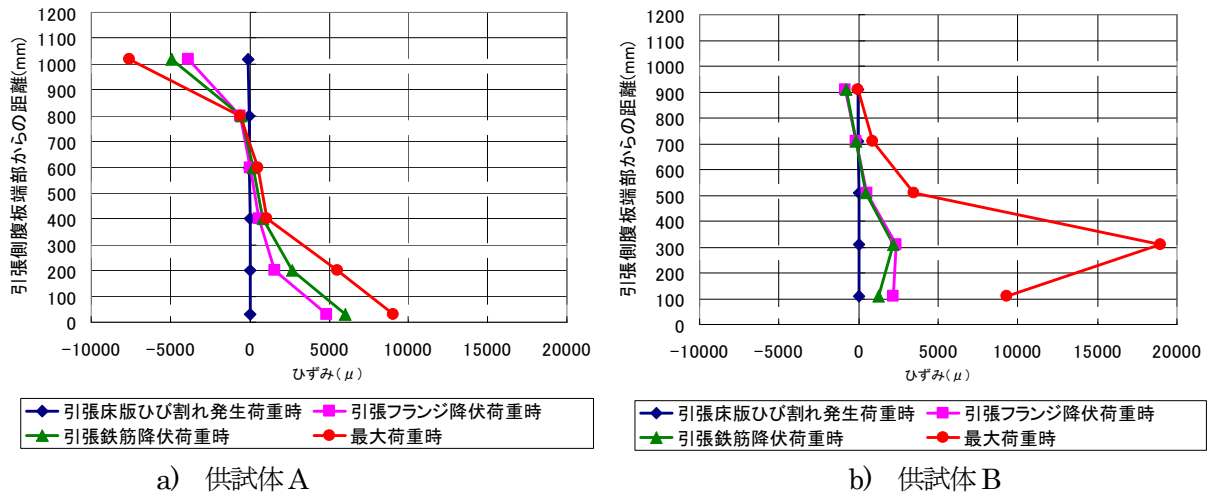


図 3.16 腹板の供試体軸方向ひずみ分布

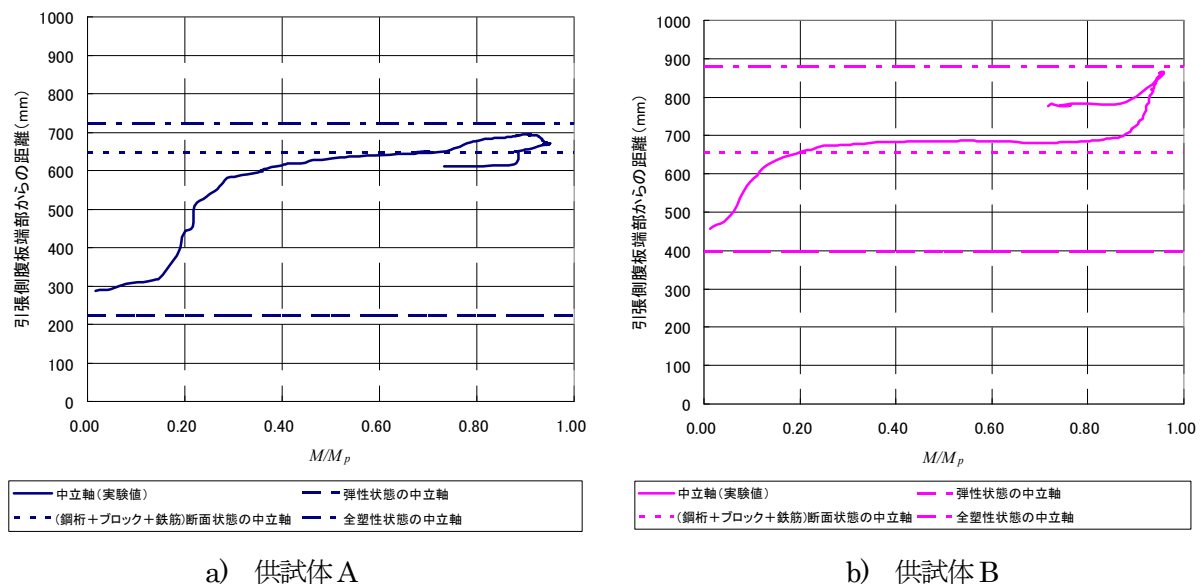


図 3.17 中立軸位置図

3.6.9 終局強度

各供試体の終局強度と全塑性強度との比 (M_u/M_p) と中立軸 (D_p/D_t) との関係を表 3.7 と図 3.18 に示す。ここで、 M_u は実験値である。また、 M_p は、供試体の断面諸元から全塑性状態での等価ブロックを用いて計算して求まる値である。

支間部のような正曲げモーメントが作用する断面においては、図 2.2 に示すとおり、 D_t は鋼桁と床版の高さを足した値として求める。これは図 2.2 に示すとおり圧縮側の床版のひずみと引張側のフランジのひずみを基準としてコンクリートの圧壊の条件式^{3.8)}を導いているためである。

供試体 A, B は中間支点部を想定しており、負曲げモーメントが作用する断面であるため、図 3.20 に示すとおり D_t は鋼桁のみの高さとした。これは、終局強度がほぼ M_p に達すると想定した供試体 B において、終局時に計測された引張フランジのひずみとブロックのひずみが、図 2.2 に示すひず

み分布とほぼ近い値であったためである。また、終局状態において引張側の床版にはひび割れが発生しており、鉄筋のみが強度に抵抗する断面となっているが、鉄筋断面が全体の曲げモーメントに占める比率は10～20%程度と小さい。

以上の2点から、Ductility 条件を設定する場合には、 D_t の高さを鋼桁の高さとする事とした。なお、曲げ強度を算出する場合は、通常の負曲げ部の計算と同様に鉄筋の断面も抵抗断面とする。その結果、表 3.7 に示すとおり、 M_u/M_p の値で実験値と計算値が良く一致しており、この様に評価することが妥当であると判断できる。

今回の実験値と、既存の I 桁断面での実験値として、Ansourian^{3.8)}、Mans ら^{3.9)}、大垣ら^{3.10)}、岡田ら^{3.11)}、箱桁断面での実験値として、利根川ら^{3.12)}の論文に記載されている値を比較のため図 3.19 に記載した。また図中には、正曲げモーメントが作用する場合の AASHTO、Eurocode で提案されている強度式と Gupta らが提案した強度式^{3.13)}を記載した。

表 3.7 終局強度比較

	幅厚比	D_p	D_t	D_p/D_t	M_p (kN・m)	実験値		計算値 M_u/M_p		
						M_u (kN・m)	M_u/M_p	EUROCODE	AASHTO	提案式
供試体A	150	499	1232	0.41	4826	4609	0.96	0.85	0.79	0.92
供試体B	150	340	1240	0.27	6304	6041	0.96	0.93	0.88	0.96

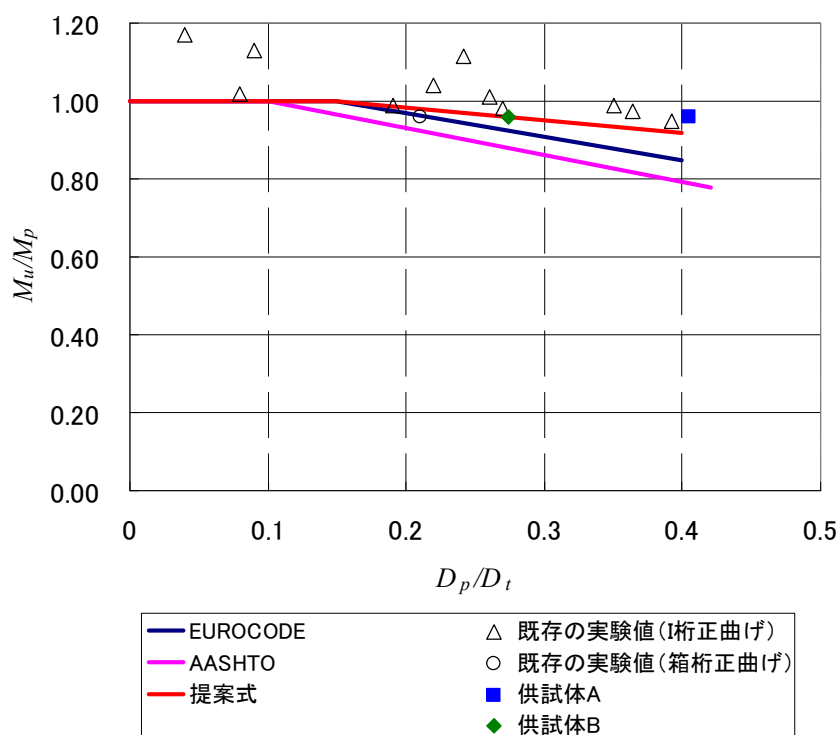


図 3.18 終局曲げ強度式と実験値との比較

今回の実験の結果も提案した強度式を満足しており、2 重合成 I 桁では、図 3.19 のとおりに D_t 及び D_p を定義することにより、曲げ耐力が算定可能であることがわかった。なお、供試体 A の実験結果では、 D_p/D_t が 0.41 でも Gupta らが提案した強度式を満足し評価可能となったが、実験結果が少ないため、安全側を考え、適用範囲 $D_p/D_t \leq 0.4$ を変更しないこととした。

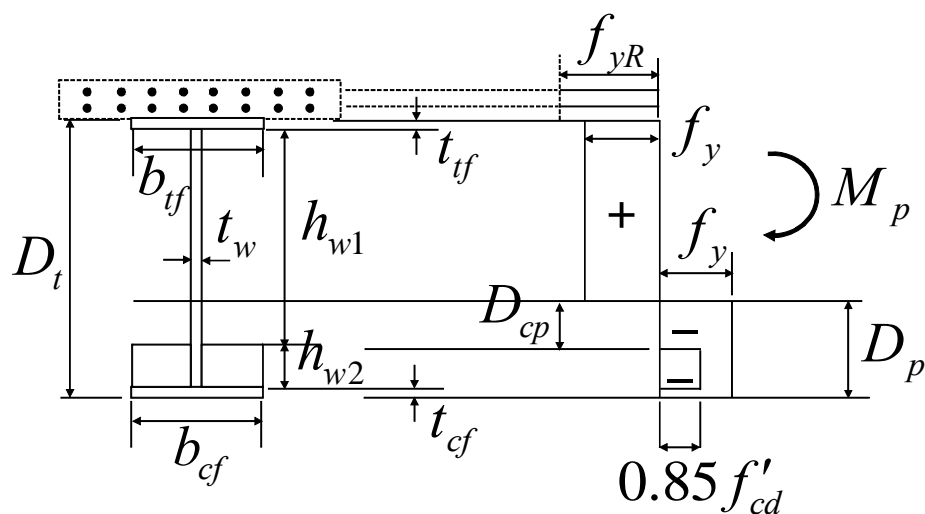


図 3.19 2 重合成 I 桁の応力分布

3.7 結言

本章では，連続合成 I 桁橋の中間支点部を 2 重合成桁とした構造の載荷実験を行い，曲げ強度の終局強度に関する評価方法について検討した．その要点を整理すると以下のとおりである．引張コンクリートを無視し，圧縮側のコンクリートブロックは，コンクリートの圧縮強度を 85% に低減し塑性モーメントを算出して終局曲げ強度の計算したが，計算値と実験値が良い一致を示した．したがって，終局曲げ評価としては上述の評価方法で良いと判断できる．その際，コンクリートブロックが先行して破壊する評価方法として AASHTO，Eurocode や Gupta らが提案している Ductility の条件式を考慮する必要があるが， D_t の設定方法を圧縮側のブロック面から引張側鋼桁フランジ面までの高さに設定することにより，Gupta らの評価式を用いることで，実験値と計算値が良く一致した．

3 章の参考文献

- 3.1) AASHTO : LRFD bridge design specifications -2005 interim revisions, Washington,D.C., 2005.
- 3.2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，2003.
- 3.3) 中日本高速道路(株)：設計要領，第二集，橋梁建設編，2009.
- 3.4) (社)土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針 PART-B 合成構造物(平成 9 年度版)，丸善，1996.
- 3.5) CEN : Eurocode4 , Design of composite steel and concrete structures, Part2, General rules and rules for bridges, 2004.
- 3.6) Kuhlmann, U. and Breuninger, U. : Behaviour of horizontally lying studs with longitudinal shear force, Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV, pp. 438-449, 2002.

- 3.7) Gupta, V.K., Okui, Y. and Nagai, M. : Development of web slenderness limits for composite I-girders accounting for initial bending moment, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 4, pp.854-864, 2006.
- 3.8) Ansourian, P. : Plastic rotation of composite beams, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. 3, pp. 643-659, 1982.
- 3.9) Mans, P., Yakel, A.J. and Azizinamini, A. : Full-scale testing of composite girders constructed using 485-MPa high-performance steel, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 6, No. 6, pp. 598-604, 2001.
- 3.10) 大垣賀津雄, 川口喜歴史, 磯江暁, 高橋昭一, 川尻克利, 長井正嗣 : 合成 2 主桁補剛設計に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1229-1239, 1998.
- 3.11) 岡田淳, 加藤真志 : 高強度鋼を用いて塑性化を考慮した合成 I 桁の曲げ耐荷力特性の評価, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 1, pp.151-164, 2009.
- 3.12) 利根川太郎, 浦野友樹, 杉浦邦征, 山口隆司, 渡邊英一, 中村雅樹 : 高機能鋼材を用いた合成ハイブリッド箱桁の正曲げ耐荷特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 3, pp.643-655, 2006.
- 3.13) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M. : Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete girders, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 3, pp.475-485, 2007.

第4章 鋼・コンクリート合成I桁腹板のせん断強度に関する検討

4.1 序言

曲げに対する設計法と同様にせん断に対する既往の設計法を整理すると、次のような研究課題が挙げられる。①正曲げ部における合成桁構造のせん断強度の評価方法およびアスペクト比の影響が確認されていない、②2重合成桁構造のせん断強度の評価方法が確認されていない、③圧縮側コンクリート版の破壊モードおよび破壊メカニズム、④合成桁構造における曲げとせん断が同時に作用する場合のウェブの相関強度について研究がされていないなど、検討する項目が多く存在する。従って、本章では、上記課題を明確にするために、実橋の正曲げ部を想定した供試体と、中間支点部を想定した鋼I桁の下フランジ（圧縮側）にコンクリートブロックを取付けた供試体（2重合成）を用いて、1点荷重にて鋼桁に斜め張力場が発生するまで荷重載荷を行い、終局状態におけるせん断耐力の確認をするものである。

4.2 供試体の設計と形状

図4.1に示すように、せん断強度実験では、曲げモーメントの影響が小さく、せん断が大きく関わる範囲(図4.1中の青点線で囲まれた部分)を目標とした実験桁を1体製作した。なお、せん断実験体は1体であるが、照査対象をアスペクト比(α)=1.5と2.0の桁両端の2箇所とした。また、2重合成を意識した圧縮側フランジにコンクリートブロックを取付けた供試体を1体製作した。

曲げせん断相関実験では、曲げとせん断の両者の影響が大きく、2乗則の照査法では危険側である範囲(図4.1中の赤点線で囲まれた部分)を目標とした実験桁(合成I桁)を3体製作した。なお、図4.1中の2乗則、4乗則の線の内側に実験値が来る場合安全側である。また、 Q_u はBaslerのせん断強度である。

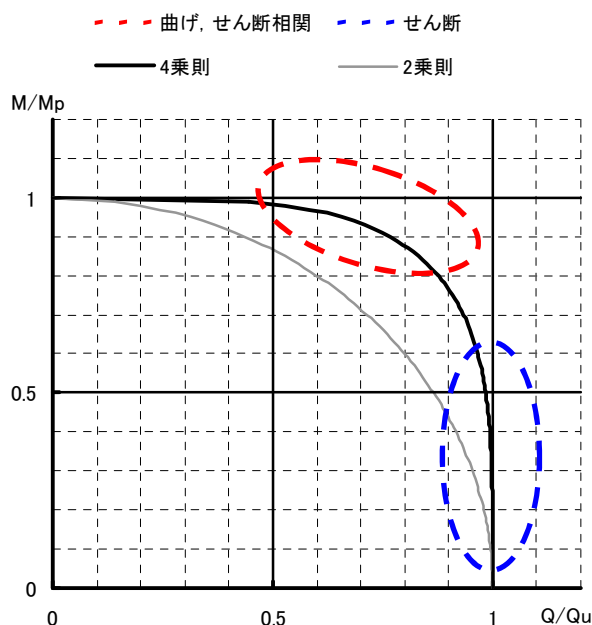


図4.1 曲げせん断相関強度

表 4.1 実験桁基本寸法と曲げせん断比

実験桁	支間(m)	載荷位置	桁断面緒元(mm)				目標曲げせん断比	
			床版	上フランジ	ウェブ	下フランジ	M _u /M _p	Q _u /Q _p
せん断 $\alpha=1.5$	9.5	東から 1.7m	600×200	200×20	1000×8	400×20	0.38	0.98
せん断 $\alpha=2.0$	9.5	西から 2.2m	600×200	200×20	1000×8	400×20	0.45	0.96
2 重合成せん断	2.8	支間中央	400×350	400×20	1200×8	400×20	0.55	0.93
ケース(1) (曲げせん断①)	5.6	支間中央	600×200	200×20	1000×8	200×20	0.96	0.91
ケース(2) (曲げせん断②)	7.0	支間中央	600×200	200×20	1000×8	200×20	1.10	0.83
ケース(3) (曲げせん断③)	9.2	支間中央	600×200	200×20	1000×8	200×20	1.18	0.68

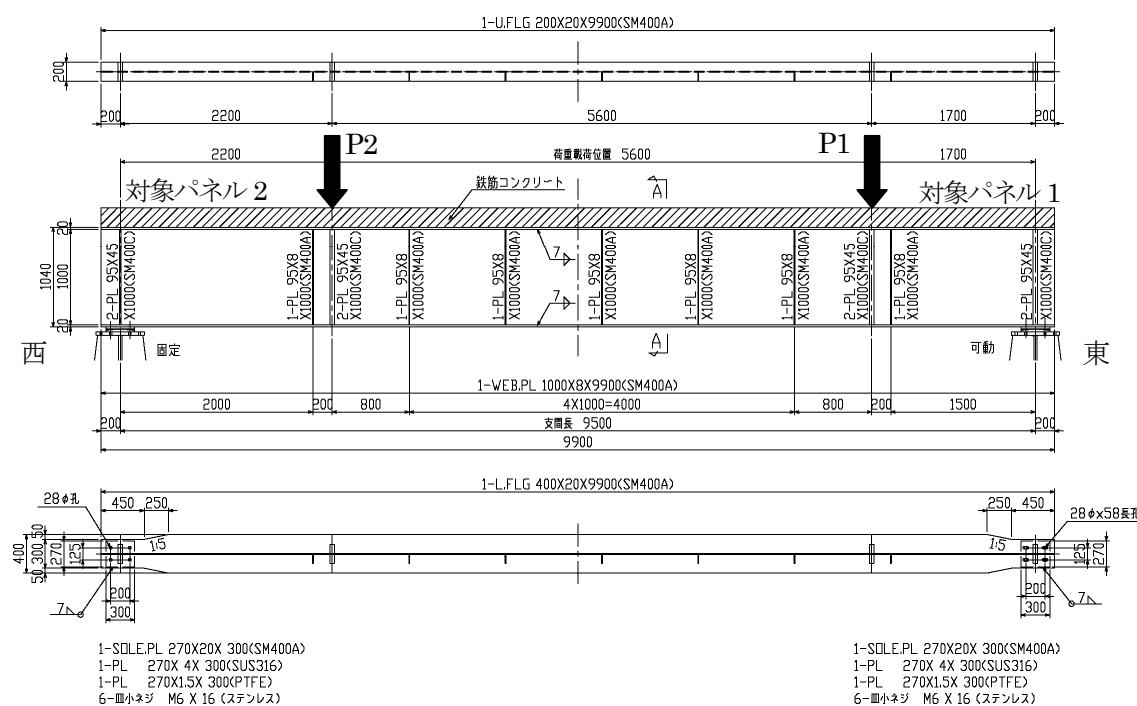
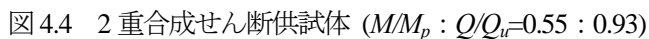
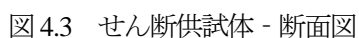
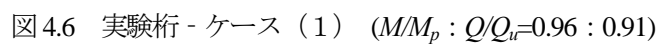
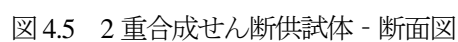


図4.2 せん断供試体 (パネル1, $M/M_p: Q/Q_u=0.39:0.98$), (パネル2, $M/M_p: Q/Q_u=0.45:0.96$)





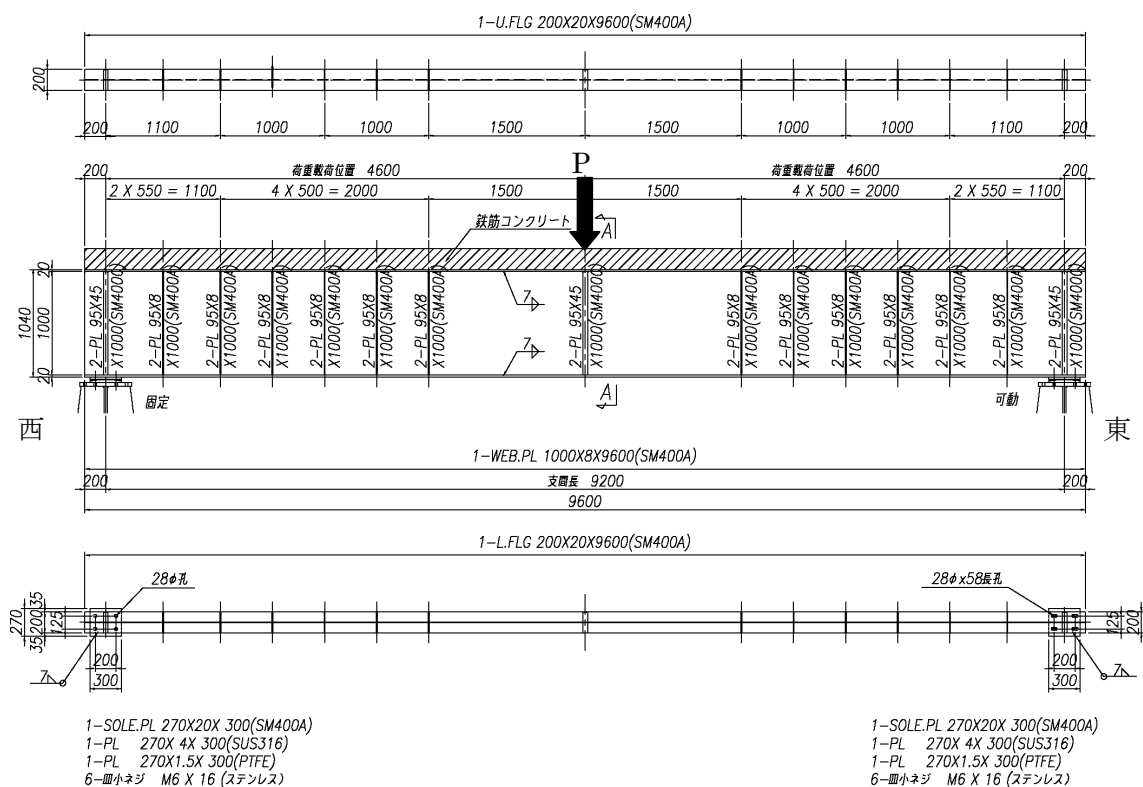
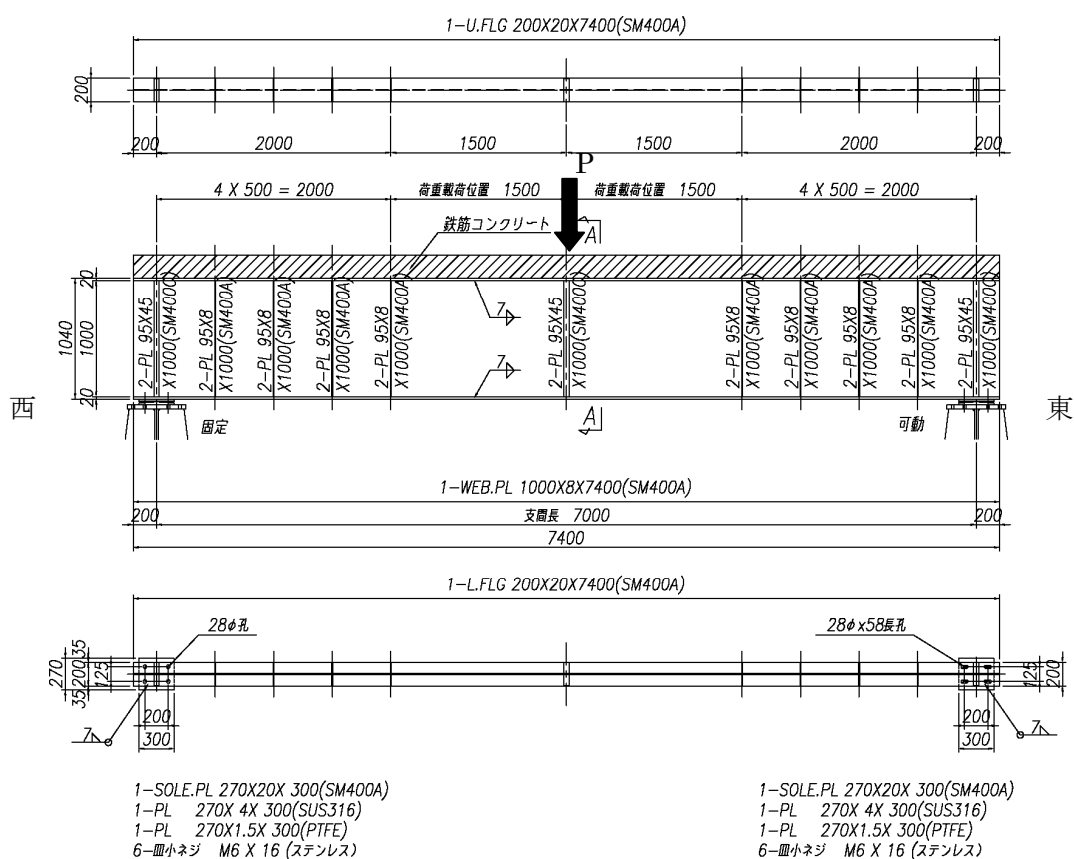




表 4.4 鋼材，鉄筋の引張試験結果，コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

		ケース(1)	ケース(2)	ケース(3)
上フランジ	降伏強度	307	307	307
	引張強度	441	441	441
ウェブ	降伏強度	314	314	329
	引張強度	438	438	440
下フランジ	降伏強度	307	305	307
	引張強度	441	439	441
コンクリート	設計基準	40.0	40.0	40.0
	現場養生	38.7 (27 日)	35.7 (34 日)	43.9 (41 日)
	水中養生	51.2 (27 日)	—	—
	コア抜き	40.75 (34 日)	39.00 (41 日)	40.90 (46 日)
鉄筋	降伏強度	367	367	367

()内は材齢，各計算値はコア抜き強度を採用

4.3.2 ずれ止め

曲げ供試体と同様に，床版およびブロックと鋼桁を接合するずれ止めは，スタッドジベルによることとし，スタッド径は床版側をφ22mm，ブロック側をφ19mmとした。

せん断実験および曲げせん断実験供試体の床版側は，実橋で使用するスタッド径を用い，スタッド長さは床版の厚さの半分程度を基本とし，桁直角方向は，最小中心間隔 60mm 程度で配置した。また，桁軸方向には鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物⁴¹⁾に記載されているずれに対する限界強度を満足するスタッドジベル本数を決定し，配置した。

2 重合成せん断実験供試体のブロック側については鉛直スタッドと水平スタッドを配置する必要があったため，Eurocode⁴²⁾に記載のある Kuhlmann の水平スタッド強度⁴³⁾を参考にスタッド径，長さ，配置本数を設定した。またブロックの寸法が小さいため，圧縮破壊時にスタッド，鉄筋が有効に働くよう，Kuhlmann の水平スタッド強度を参考に鉄筋の加工，配置にも注意し設計を行った。

せん断実験および曲げせん断実験の供試体のスタッド配置図を図 4.10 に，2 重合成せん断実験の供試体のスタッド配置図を図 4.11 に示す。

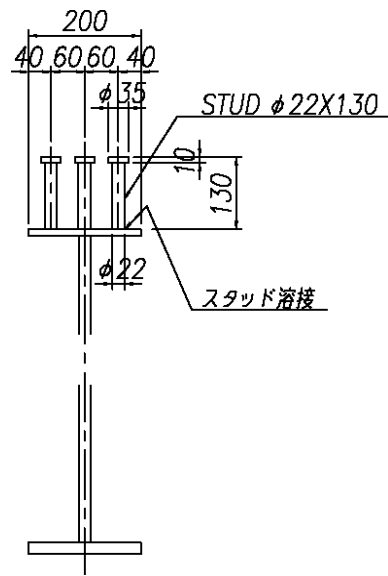


図 4.10 スタッド配置図 - 断面 (せん断, 曲げせん断)

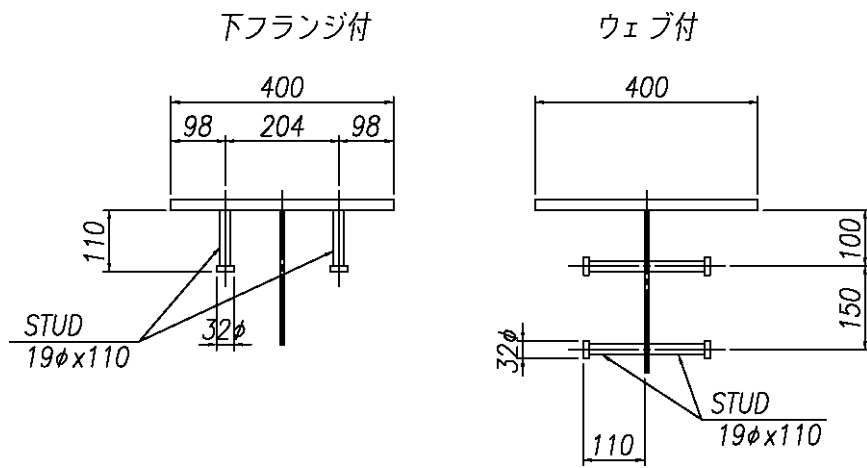


図 4.11 スタッド配置図 - 詳細 (2 重合成せん断)

4.3.3 強度予測

実験に先立ち、材料試験結果を用いて、全塑性モーメントおよびせん断耐力の算定を行った。付録に計算手法を示す。

4.4 供試体の製作

4.4.1 鋼桁

供試体の幅、高さ、長さの出来型は、 $\pm 1\text{mm}$ 以内、厚さは、フランジで $+0.6\text{mm}$ 、腹板で $+0.5\text{mm}$ 以内であった。なお、腹板の板厚の実測値は、 $8.4\pm 0.1\text{mm}$ であった。

4.4.2 コンクリート床版およびコンクリートブロック

コンクリート打設は、全供試体共に通常施工と同様に、床版が上に、ブロックを下になる方向で打設を行った。打設後速やかに、コンクリート表面に被膜養生剤を塗布した後、養生マット＋散水＋ビニルシートにて7日間養生を行った。試験開始前に、床版およびブロックに初期ひび割れを調査した結果、ひび割れの発生は認められなかった。

4.5 実験方法

4.5.1 実験装置

せん断実験では、単純支持され試験桁の端部に位置する試験パネル脇を1点載荷することにより、載荷点の脇に位置する試験パネルにせん断が作用するようにした。なお、せん断実験において、アスペクト比 $\alpha=1.5$ の載荷位置は東側支点から1.7m、 $\alpha=2.0$ の載荷位置は東側支点から2.2mである。載荷順序は2回目の影響を考慮して、反対の対象パネルまでの距離が若干遠いことから影響が小さいと考え、 $\alpha=1.5$ を先に実施した。曲げせん断相関実験では、曲げモーメントおよびせん断力が働くよう実験桁中央に鉛直方向の一点載荷を作用させた。なお、2重合成供試体は実橋の配置とは上下反転して、ブロック側を載荷するよう供試体を設置した。各供試体とも予備載荷を含む漸増載荷実験とし、床版の破壊もしくは鋼桁ウェブが座屈するまで載荷を行う。また、鉛直方向および水平方向には自由に変形し、横倒れ座屈については桁端部の横方向の過大な変位を拘束することで防止した。

試験パネルの座屈現象を確認するため、腹板とフランジにはひずみゲージと変位計を設置した。また、鋼桁の鉛直方向と水平方向の変位を確認するため、それぞれ変位計を設置した。荷重については、供試体と載荷装置との間に設置したロードセルで計測した。詳細について、後の項で説明する。

4.5.2 支持条件

全供試体とも鋼桁端部を支承で支持している。支承構造は、丸鋼を用いたローラー支承を用いた。なお、支承は試験条件の最大荷重まで変形に追従するように設計を行った。図4.12～4.14に供試体を支承に設置した状態を示す。



図 4.12 せん断実験供試体設置状況



図 4.13 2重合成せん断実験供試体設置状況



図 4.14 曲げせん断実験（ケース1）供試体設置状況

4.5.2 荷重システム

各供試体とも静的ジャッキ(容量：10000kN)を1台使用し1点荷重を行った。なお、荷重システムの制御は、荷重と変位の関係を正確に測定する必要があることから、変位制御にて行った。

4.5.3 計測項目

計測項目は各荷重に対し、コンクリートと鋼桁のひずみ、実験桁の鉛直および水平変位、鋼桁ウェブの面外変形を計測する。鋼桁ひずみは一軸と三軸ゲージを、床版部はコンクリート用ひずみゲージを使用した。図4.15、4.16にせん断実験の計測位置図を、図4.17、4.18に2重合成せん断実験の計測位置図を、図4.19～4.23に曲げせん断実験の計測位置図を示す。また、図4.24、4.25に計測機器の設置状況を示す。

なお、供試体の桁長方向への移動も、支承部で計測した。これらの変位計のデータを基に、支承部の変形の拘束の有無について確認を行いながら荷重を行った。

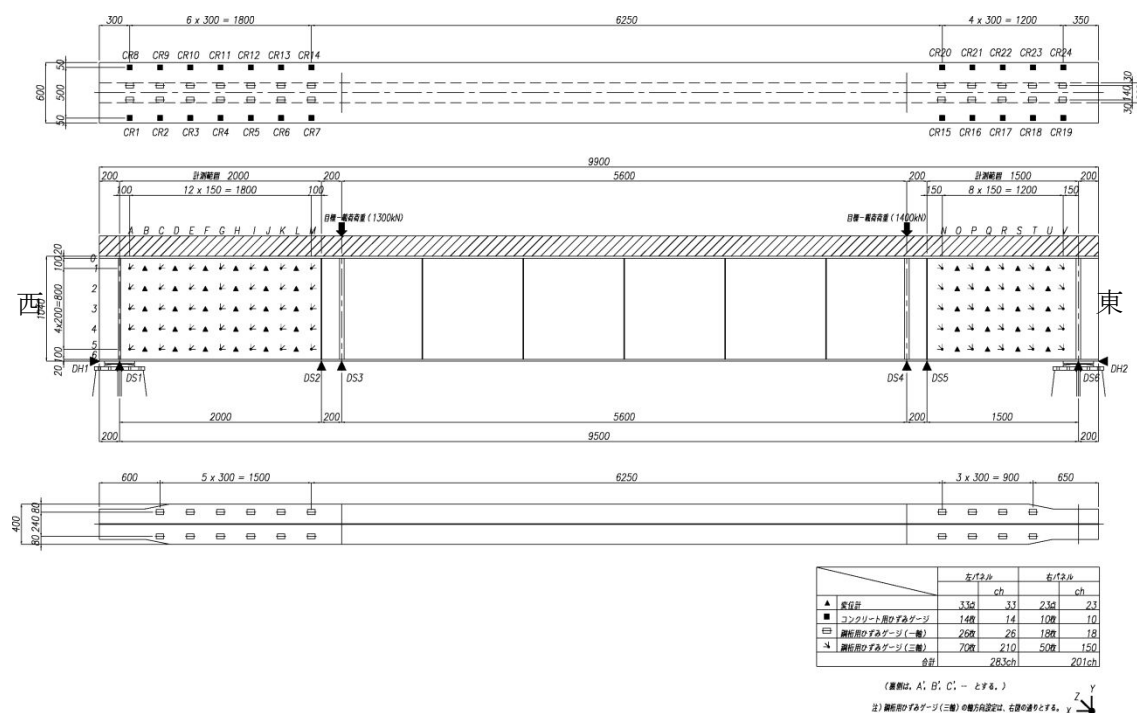


図4.15 せん断実験計測位置

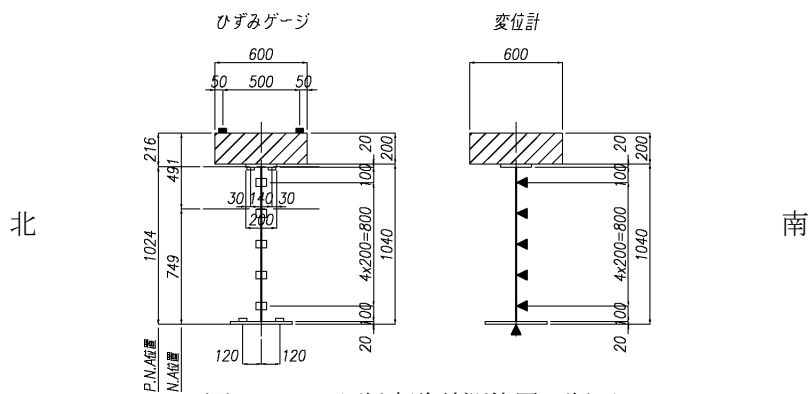


図4.16 せん断実験計測位置 - 断面

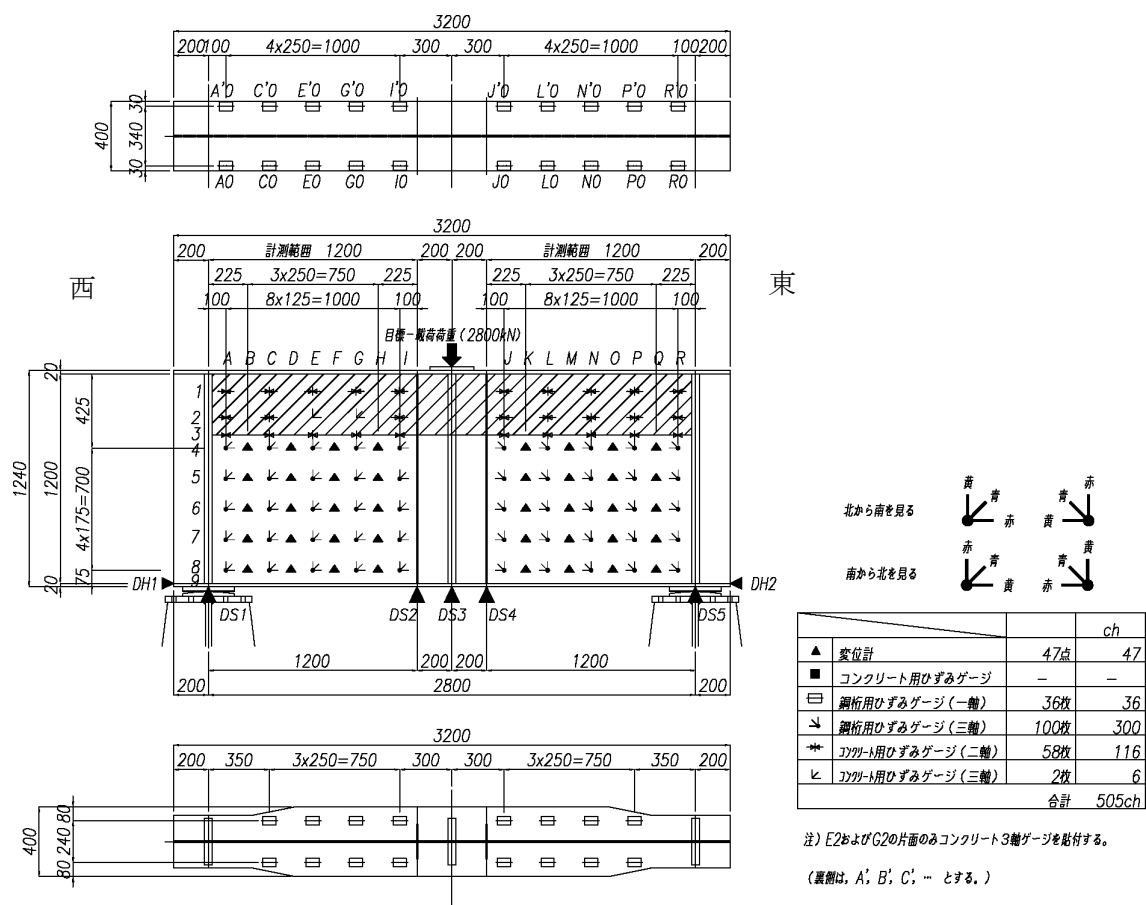


図 4.17 2重合成せん断実験計測位置

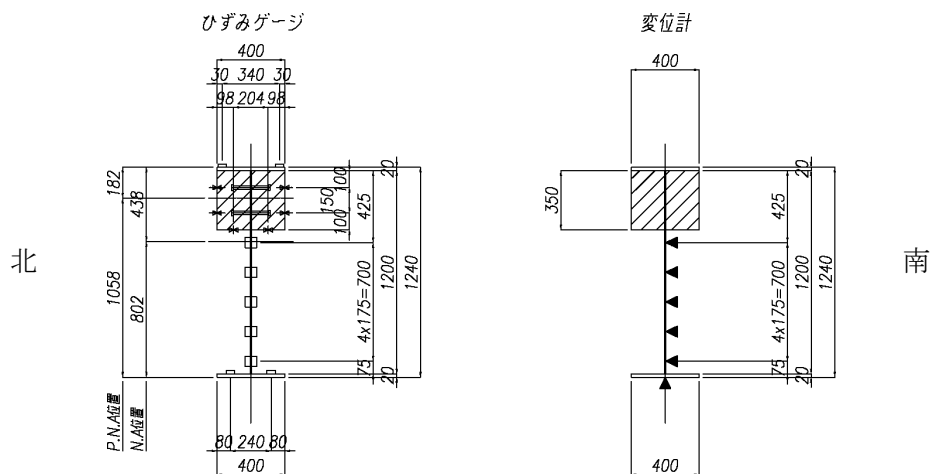


図 4.18 2重合成せん断実験計測位置 - 断面

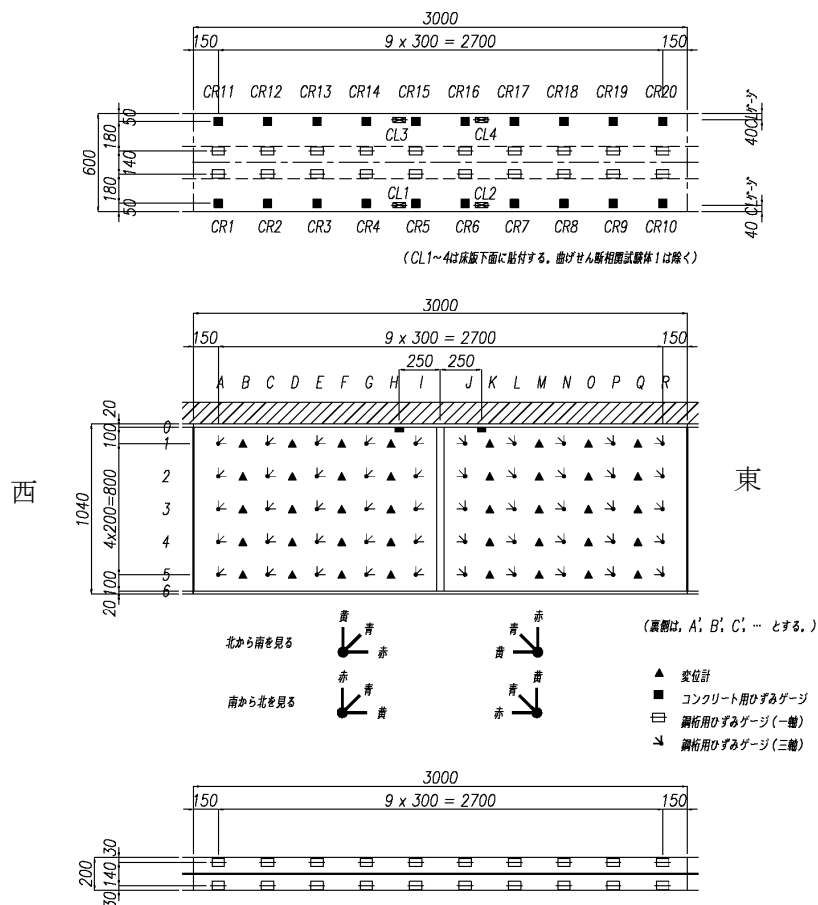


図 4.19 曲げせん断実験計測位置

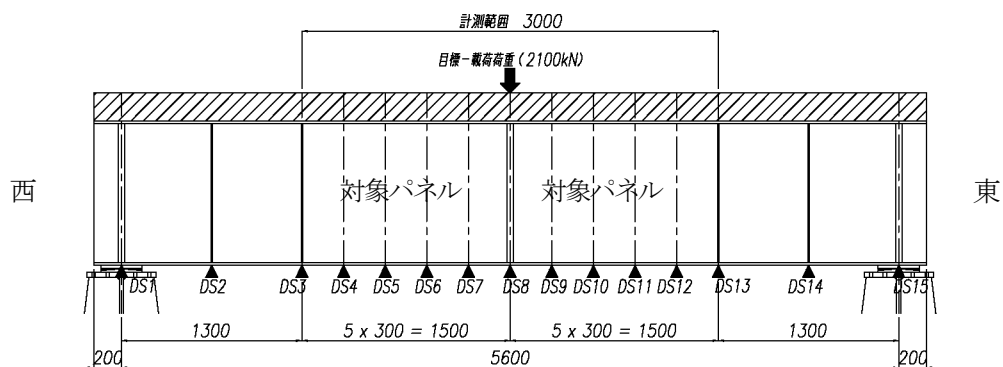


図 4.20 変位計計測位置 - ケース(1)

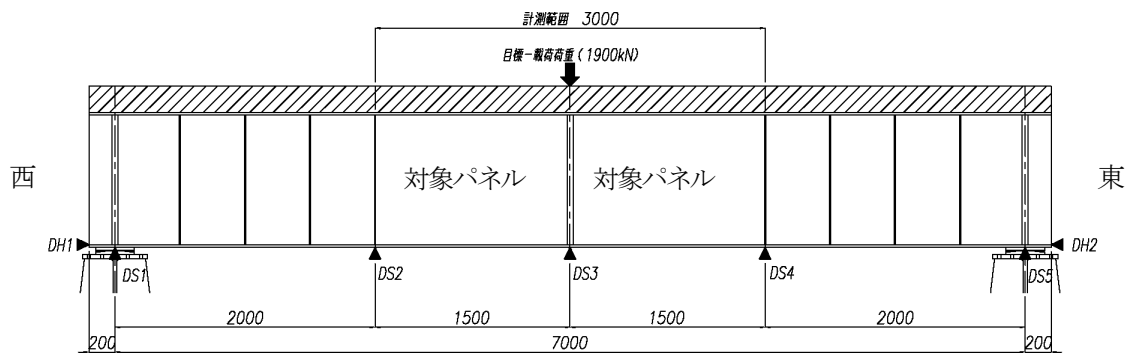


図 4.21 変位計計測位置 - ケース(2)

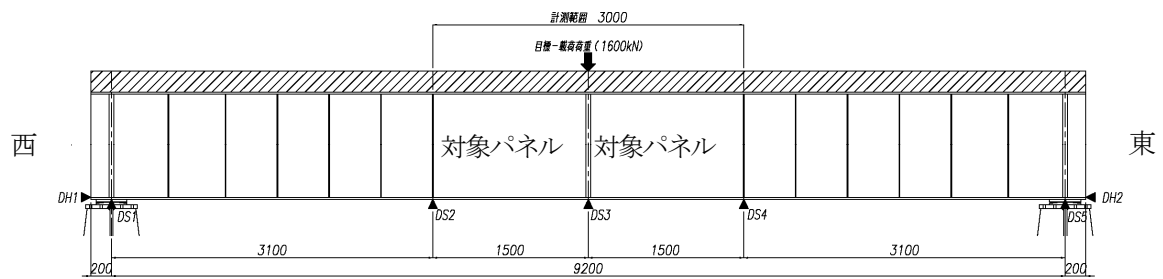


図 4.22 変位計計測位置 - ケース(3)

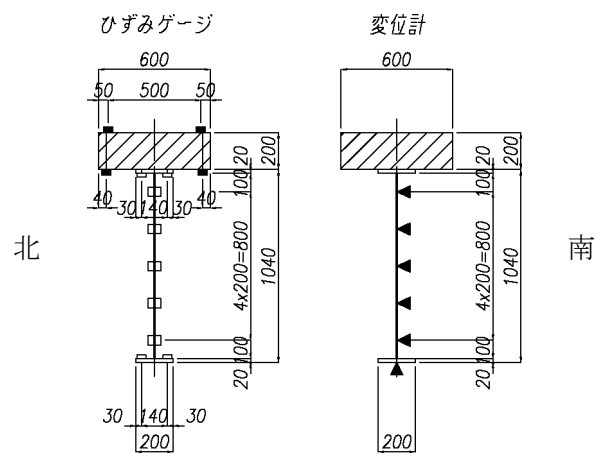


図 4.23 曲げせん断実験計測位置 - 断面



図 4.24 腹板へのゲージおよび変位計設置状況



図 4.25 鉛直変位計設置状況

4.5.4 載荷手順

図 4.26 に示すように、最大荷重を終局曲げ(せん断)耐力達成荷重とし、最大荷重に対し 12.5%, 25%, 37.5%, 50%, 降伏荷重の 90%, 最大荷重のサイクルで載荷を行った。なお、載荷および除荷ステップは 50kN とし、荷重制御で行った。なお、最大荷重載荷付近では、変位制御に換えて載荷を行った。ただし、ケース(2)では最大荷重の 50%, ケース(3)では最大荷重の 37.5%において各降伏荷重であるため、載荷回数を 1~2 サイクル減らした。

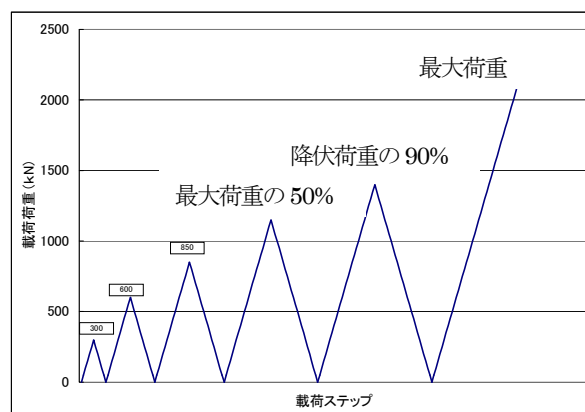


図 4.26 載荷ステップ

4.6 せん断実験の結果および考察

4.6.1 鉛直変位

図 4.27 に荷重と桁の載荷位置変位の関係を示す。橙●がアスペクト比 $\alpha=1.5$ の結果で、緑▲が $\alpha=2.0$ の結果である。最初に $\alpha=1.5$ 側のせん断強度試験を行ったが、荷重(ピーク荷重以降は強制変位)がほぼ一定の状態で試験を終了させた。これは、同じ試験体を用いて、もう一方の側で再度試験を行うため、事前の大きな変形が後の実験に及ぼす影響を小さくするため、過度の変形を与えないようにしたためである。一方、 $\alpha=2.0$ 側では、斜め張力場が明確に生じるまで載荷した。なお、桁が降伏モーメントに達する載荷荷重は、約 2500kN 弱のため、上記のピーク荷重の状態で、下フランジは弾性状態にある。

$\alpha=1.5$ の場合の最高荷重は 1545kN、 $\alpha=2.0$ の場合の最高荷重は 1607kN となり、両者の差異は小さいとはいえ、 $\alpha=2.0$ のせん断強度が多少高くなった。Basler 式^{4.4)}で計算した強度に対しては、 $\alpha=1.5$ の場合、8%強、 $\alpha=2.0$ の場合、18%程度の高い強度が得られた。文献 4.5)の $\alpha=3.0$ の実験では、16%程度実験値が高かったが、 $\alpha=1.5$ の結果が若干小さめとなるものの、Basler 式より大きい値が得られることは確認できた。

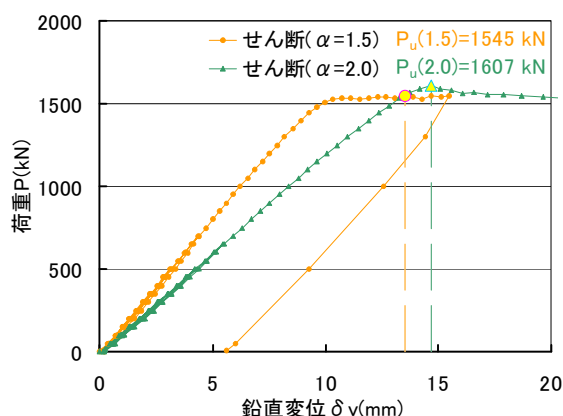


図 4.27 荷重-鉛直変位の関係

4.6.2 腹板の変形

図 4.28 にせん断実験($\alpha=1.5$)の面外変形結果の断面位置を、図 4.29 に、 $\alpha=1.5$ のケースの荷重とウェブの面外変位の関係を示す。図より、弾性座屈に起因する明確なウェブ変位の急増は見られず、計算した弾性座屈荷重(4 辺単純支持)よりやや低い荷重から変位が大きくなり始め、Basler のせん断強度に対応する荷重を超えたあたりで、荷重がほぼ一定のまま変位が急増する。図 4.30 が Q,S 断面のウェブの最大面外変位で、これまでに報告されている変位、変形と同様の傾向を示している^{4.5)}。

図 4.31 にせん断実験($\alpha=2.0$)の面外変形計測位置を、図 4.32 に $\alpha=2.0$ の結果を示す。このケースでは、荷重が 1200kN を超えたあたりで変位の急増が見られるため、弾性座屈が生じたと考えられる。計算上の弾性座屈(4 辺単純支持)荷重は 903kN のため、計算値より約 30%高い荷重で座屈が生じている。これは、ウェブ端部の支持条件の影響と考えられる。このケースの最高荷重は 1,607kN

で, Basler 式による強度に比べて 18%程度大きい値となった. 弾性座屈荷重が計算値に比べて 30%程度高かったが, Basler 式を用いて検討すると, せん断耐力は約 12%アップする. 終局せん断強度は 18%の上昇には床版の効果が含まれ, この効果が定量的に評価できていない. そのため, 弾性座屈の向上が, 終局強度の上昇にどの程度影響を与えているのかは不明である. なお, 図-4.33 が D,J 断面のウェブの最大面外変位である.

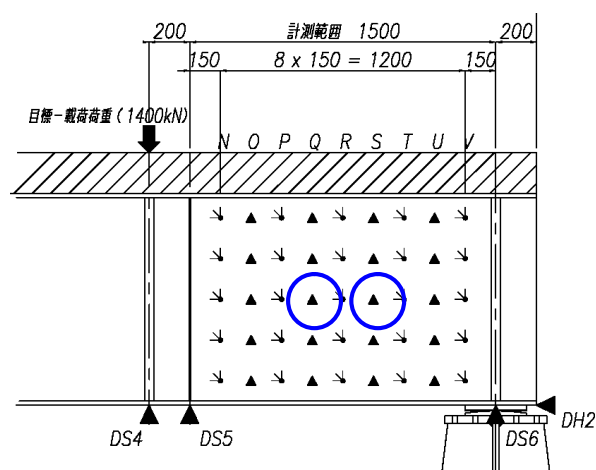


図 4.28 せん断実験($\alpha=1.5$)計測位置

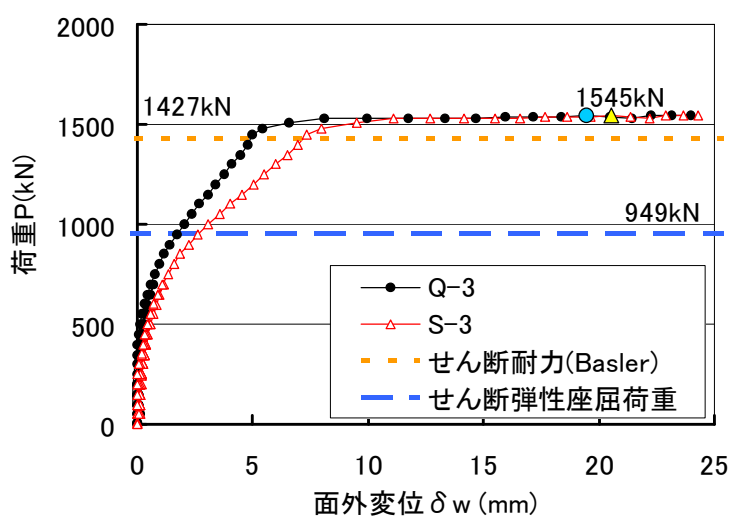
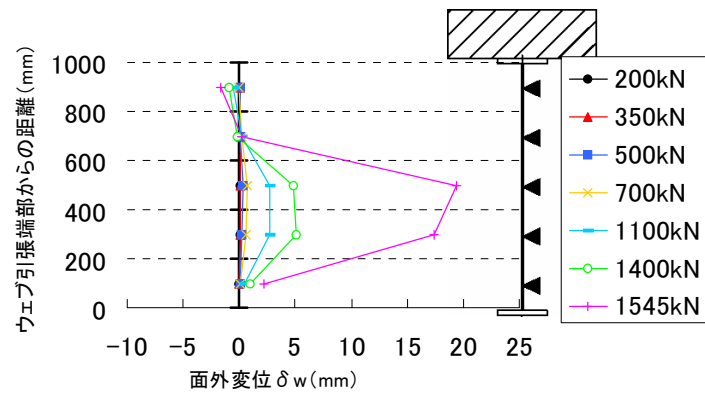
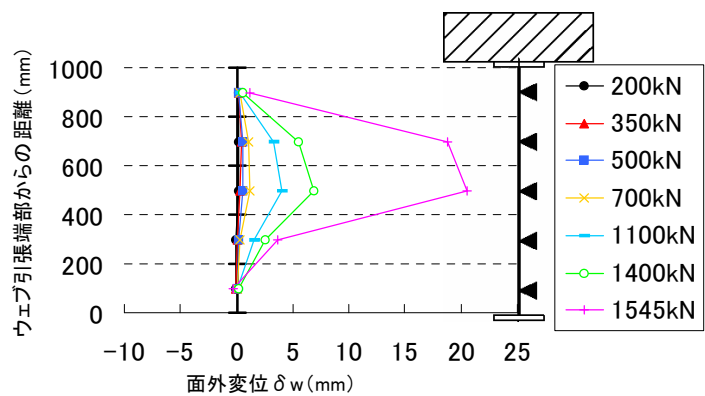


図 4.29 荷重-面外変位関係($\alpha=1.5$: Q-3, S-3)



a) Q 断面(載荷点側)



b) S 断面(支点側)

図 4.30 荷重-面外変位関係($\alpha=1.5$: D, J 断面)

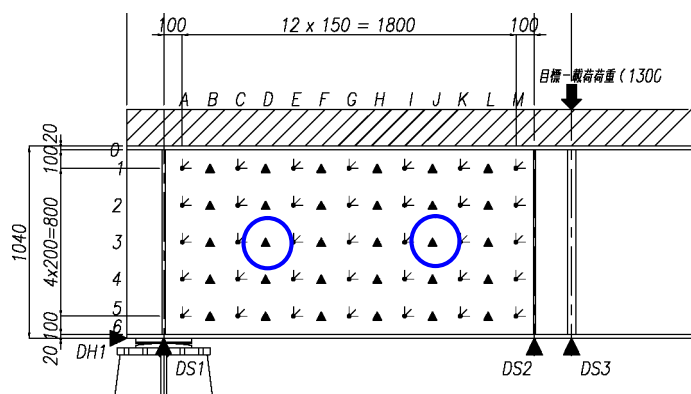


図 4.31 セン断実験($\alpha=2.0$)計測位置

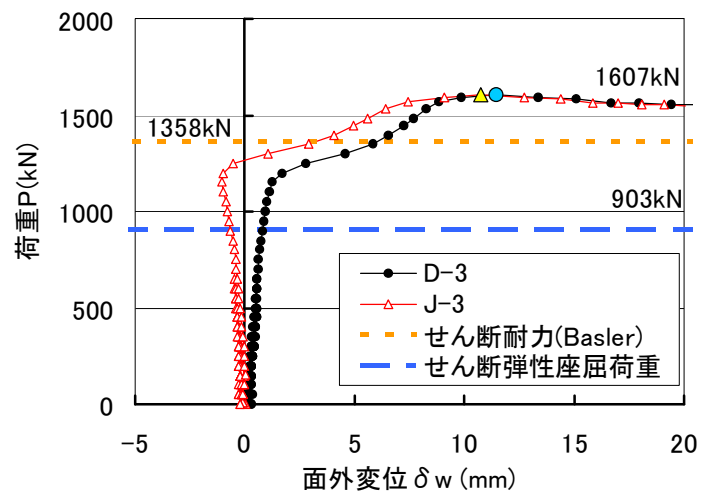
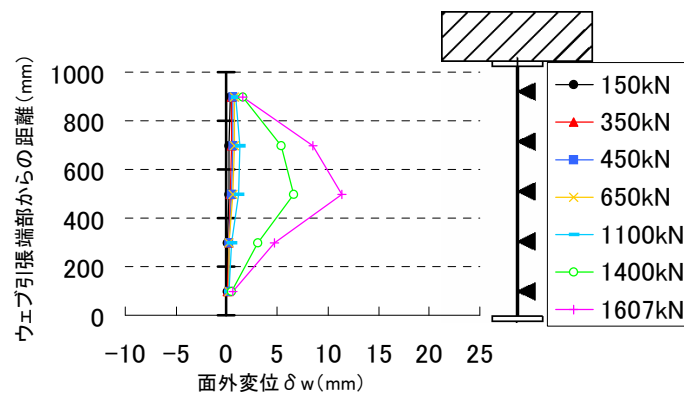
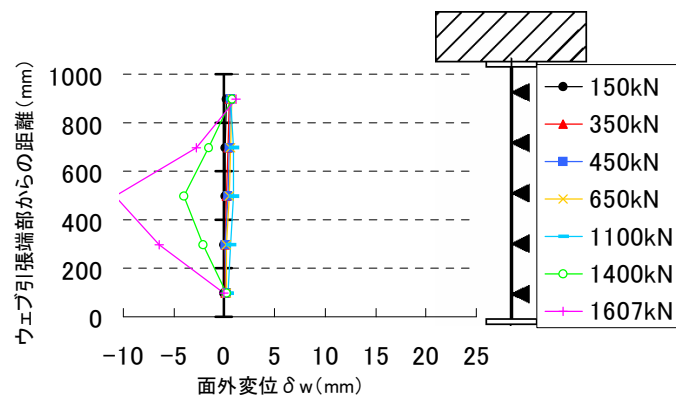


図 4.32 荷重-面外変位関係($\alpha=2.0$: D-3, J-3)



a) D 断面(支点側)



b) J 断面(荷点側)

図 4.33 ウェブの面外変位($\alpha=2.0$: D, J 断面)

4.6.3 終局状態

図 4.34 に $\alpha=1.5$ のケースのパネル全体の面外変形を表す。載荷前の最大変形量は 0.5mm であり、載荷後の最大変形量は 30.0mm であった。この計測結果より、斜め張力場が生じていることがわかる。図 4.35 が終局直前($P=1509\text{kN}$)の主応力分布であるが、当初弾性状態の 45° から、対角線方向に主応力の方向が変化する。図 4.36 は終局時ウェブの変形状況である。このケースでは、先に説明したように、斜め張力場がある程度生じた状態で試験をストップしていることから、張力場そのものは見づらい。また、斜め張力場の方向はパネルの対角線方向であった。図 4.37 が $\alpha=2.0$ の場合の面外変形である。載荷前の最大変形量は 0.5mm であり、載荷後の最大変形量は 51.5mm であった。また、図 4.38 が終局直前($P=1532\text{kN}$)の主応力分布である。図 4.39 に終局時のウェブ変形であるが、斜め張力場の発生が明確である。この図より、このケースも、張力場は対角線方向に発生している。張力場の方向に関するこれらの結果は、文献 4.5) の $\alpha=3.0$ で得られた結果と同様であった。

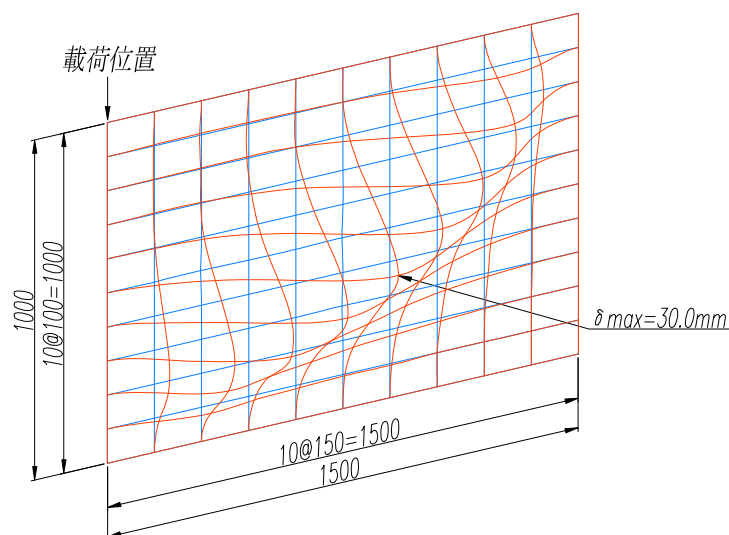


図 4.34 ウェブパネルの終局変形図($\alpha=1.5$)

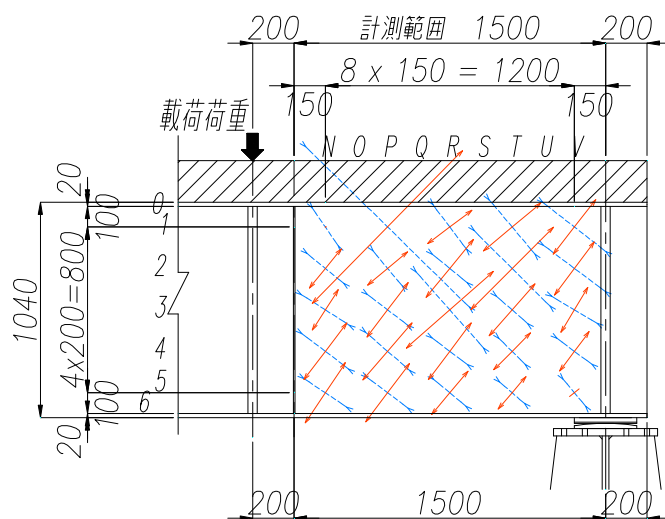


図 4.35 終局直前の主応力状態($\alpha=1.5$)

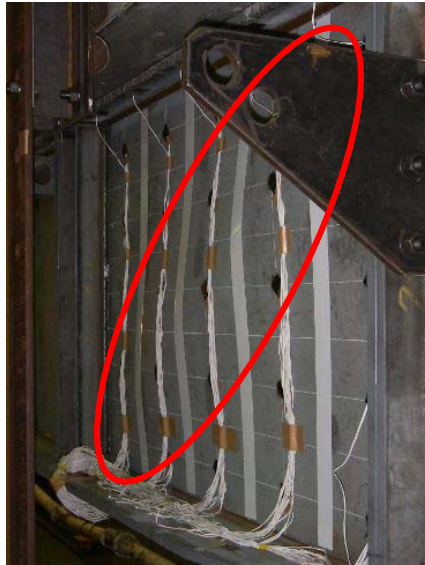


図 4.36 終局時ウェブパネルの斜め張力場($\alpha=1.5$)

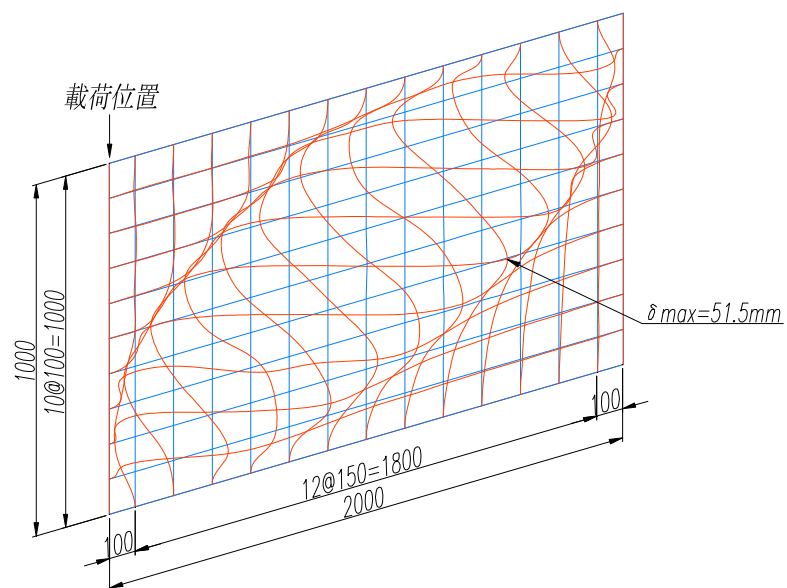


図 4.37 ウェブパネルの終局変形図($\alpha=2.0$)

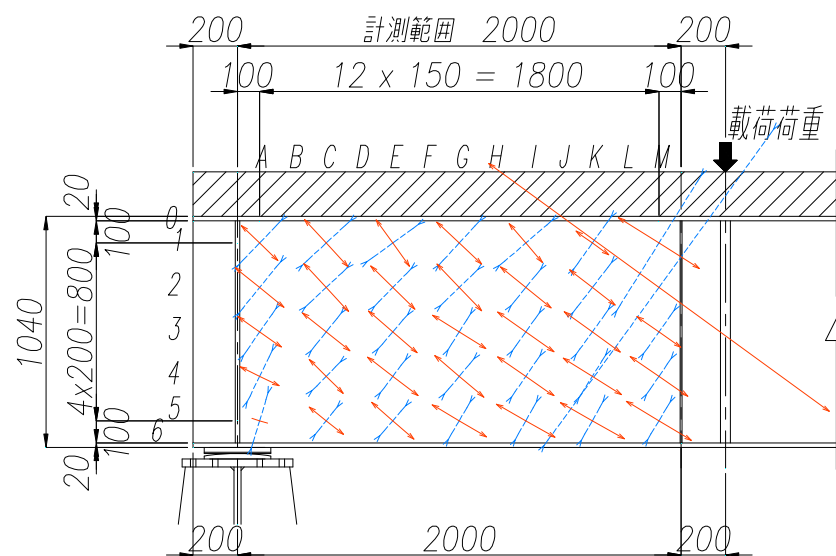


図 4.38 終局直前の主応力状態($\alpha=2.0$)



図 4.39 終局時ウェブパネルの斜め張力場($\alpha=2.0$)

4.6.4 終局強度

1) セン断強度比較

表 4.5 に本実験のせん断実験における終局せん断耐力と降伏せん断応力から求めた降伏せん断強度の計算値, また両者で無次元化した値を示す. 図 4.40 に実験値と降伏せん断強度による無次元化耐力と幅厚比パラメータ λ_s の関係を各強度式と併せて示す.

各実験値と Basler 式を比較した場合, Basler の各アスペクト比の計算値を実験値は同程度上回っており, Basler 式によるせん断耐力の評価方法で良いものと考えられる.

各強度式と比較した場合, PART-A^{4.6)}および Eurocode^{4.7)}と目立った関係は見られない.

表 4.5 セン断強度結果

実験桁	実験値 Q_u (kN)	計算値 Q_y (kN)	Q_u/Q_y	λ_s	降伏せん断 応力 τ_y (N/mm ²)
せん断 $\alpha=1.5$	1269	1596	0.80	1.43	190
せん断 $\alpha=2.0$	1233	1596	0.77	1.52	190
せん断 $\alpha=3.0^{4.5)}$	1499	3291	0.46	2.44	258

($\alpha=3.0^{4.5)}$ のウェブ断面積=1420×9=12780mm²)

ここで, 降伏せん断強度 Q_y は式(4.1)より, λ_s は第 2 章の式(2.25)より算出している.

$$Q_y = \tau_y A_w \quad (4.1)$$

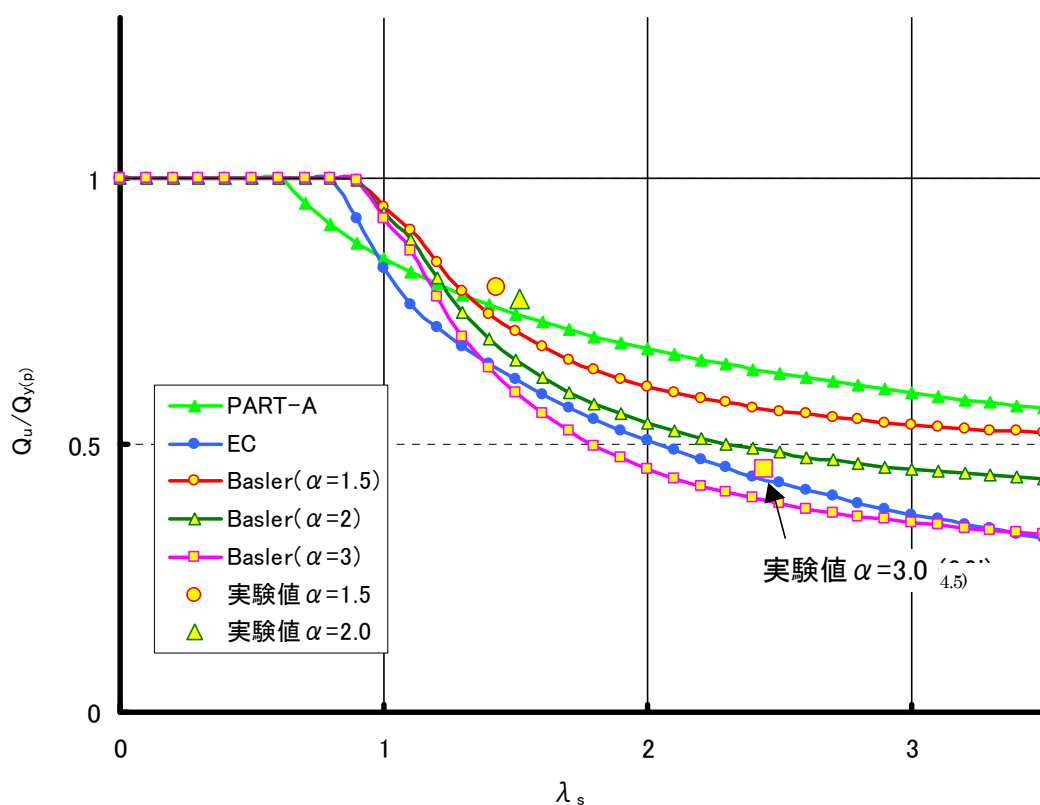


図 4.40 セン断強度比較

2) セン断耐力評価

本実験のせん断耐力は後座屈強度を考慮した **Basler** 式より算出している。また、その際の座屈係数の支持条件が 4 辺単純支持の場合、本実験結果は安全側となった。ここで、**Basler** 以外にもせん断耐力を評価する手法が既往の研究で検討されている。その中で、4 辺単純支持と 2 点固定 2 辺単純支持条件を組み合わせた **Lee** らによるせん断耐力^{4,8)}と本実験および **Basler** と比較を行う。

Lee らによると、せん断座屈強度はウェブとフランジ接合辺を固定とみなした値に近く、フランジ剛度は後座屈強度にはほとんど効果を与えないものの、むしろ座屈強度に大きな影響を与えることを指摘している。以下に **Lee** らによるせん断耐力評価方法を示す。

まず、4 辺単純支持条件における座屈係数 k_{ss} は式(4.2)より求められる。

$$\left. \begin{aligned} k_{ss} &= 4.00 + \frac{5.34}{(a/D)^2} & \text{for } a/D < 1 \\ k_{ss} &= 5.34 + \frac{4.00}{(a/D)^2} & \text{for } a/D \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

ここで、 a は垂直補剛材間隔、 D はウェブ高さで、 a/D はアスペクト比である。

次に、2 点固定 2 辺単純支持条件における座屈係数 k_{sf} は式(4.3)より求められる。

$$\left. \begin{aligned} k_{sf} &= \frac{5.34}{(a/D)^2} + \frac{2.31}{(a/D)} - 3.44 + 8.39(a/D) & \text{for } a/D < 1 \\ k_{sf} &= 8.98 + \frac{5.61}{(a/D)^2} - \frac{1.99}{(a/D)^3} & \text{for } a/D \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

そして、**Lee** らによる座屈係数 k は式(4.2)、(4.3)を組み合わせ、式(4.4)より求められる。

$$\left. \begin{aligned} k &= k_{ss} + \frac{4}{5}(k_{sf} - k_{ss}) \left[1 - \frac{2}{3} \left(2 - \frac{t_f}{t_w} \right) \right] & \text{for } \frac{1}{2} \leq \frac{t_f}{t_w} < 2 \\ k &= k_{ss} + \frac{4}{5}(k_{sf} - k_{ss}) & \text{for } \frac{t_f}{t_w} \geq 2 \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

ここで、 t_f はフランジ厚さ、 t_w はウェブ厚さである。

次に、せん断耐力 Q_u は式(4.5)より求める。ここで、 Q_y は降伏せん断強度(式(4.6))、 C は AASHTO で定められているパラメータで式(4.7)より求められる。なお、 F_y は鋼材の降伏強度で単位は psi (1psi = 6.895 kPa)としている。

$$Q_u = Q_y (0.6C + 0.4) \quad (4.5)$$

$$Q_y = 0.58 F_y D t_w \quad (4.6)$$

$$\left. \begin{aligned}
C &= 1.0 \quad \text{for} \quad D/t_w < \frac{6000\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \\
C &= \frac{6000\sqrt{k}}{(D/t_w)\sqrt{F_y}} \quad \text{for} \quad \frac{6000\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \leq D/t_w \leq \frac{7500\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \\
C &= \frac{4.5 \times 10^7 k}{(D/t_w)^2 F_y} \quad \text{for} \quad D/t_w > \frac{7500\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}
\end{aligned} \right] \quad (4.7)$$

表 4.6 にせん断実験の座屈係数(k_{ss} , k_{sf} , k)を示す. 表 4.7 に $\alpha=1.5$, 2.0 の Basler(4 辺単純支持) および Lee らによるせん断弾性座屈荷重 Q_{cr} とせん断耐力 Q_u を示す. また, 実験の終局せん断耐力と各々を無次元化した結果も併せて示す.

表 4.7 より, 本実験の終局せん断強度は Basler 式より得られる強度を, $\alpha=1.5$ で 8%, $\alpha=2.0$ で 18%上回っている. 一方, Lee 式を用いた場合, $\alpha=1.5$ の供試体については, 計算値の方が低くなってしまった. なお, Basler および Lee による手法は鋼桁を対象にしたせん断強度の評価方法であるため, 更に合成桁の床版のせん断負担や床版を含むフレーム作用等の効果を明らかにしていく必要があると考えられる.

表 4.6 各座屈係数

	$a(\text{mm})$	$D(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$F_y(\text{N/mm}^2)$	k_{ss}	k_{sf}	k
$\alpha=1.5$	1500	1000	20	8.4	329	7.12	10.88	10.13
$\alpha=2.0$	2000	1000	20	8.4	329	6.34	10.13	9.38

表 4.7 各せん断耐力評価方法と実験結果の比較

	$Q_{cr}(\text{kN})$		$Q_u(\text{kN})$			終局せん断 耐力(実験)	実験/ $Q_{u(B)}$	実験/ $Q_{u(L)}$
	Basler	Lee	Basler	Lee	Bas / Lee			
$\alpha=1.5$	779	1109	1171	1284	0.91	1269	1.08	0.99
$\alpha=2.0$	694	1026	1043	1235	0.84	1235	1.18	1.00

4.7 2 重合成桁せん断実験の結果および考察

4.7.1 鉛直変位

図 4.41 に荷重載荷点での鉛直変位と載荷荷重から求めたせん断力の関係を示す。なお実験で計測されたせん断強度(Q)を Basler のせん断強度 ($Q_{u(B)}$) で無次元化している。図 4.41 から実験結果がせん断弾性座屈強度を超えて強度比 0.8 程度までは、ほぼ線形で推移している。また、降伏せん断強度には達しなかったものの Basler のせん断強度を超えて約 1.2 倍の強度が確認された。

なお、Basler のせん断強度の算出において、腹板の高さは、コンクリートブロックで拘束されている腹板もあわせた 1200mm とした。本来は、圧縮側のコンクリートブロックを設置した腹板の座屈強度を別途設定する必要があるが、ここでは、全高で Basler のせん断座屈強度を使用することとした。なお、腹板の座屈強度の設定については、4.7.5 の節で検討した結果を述べる。

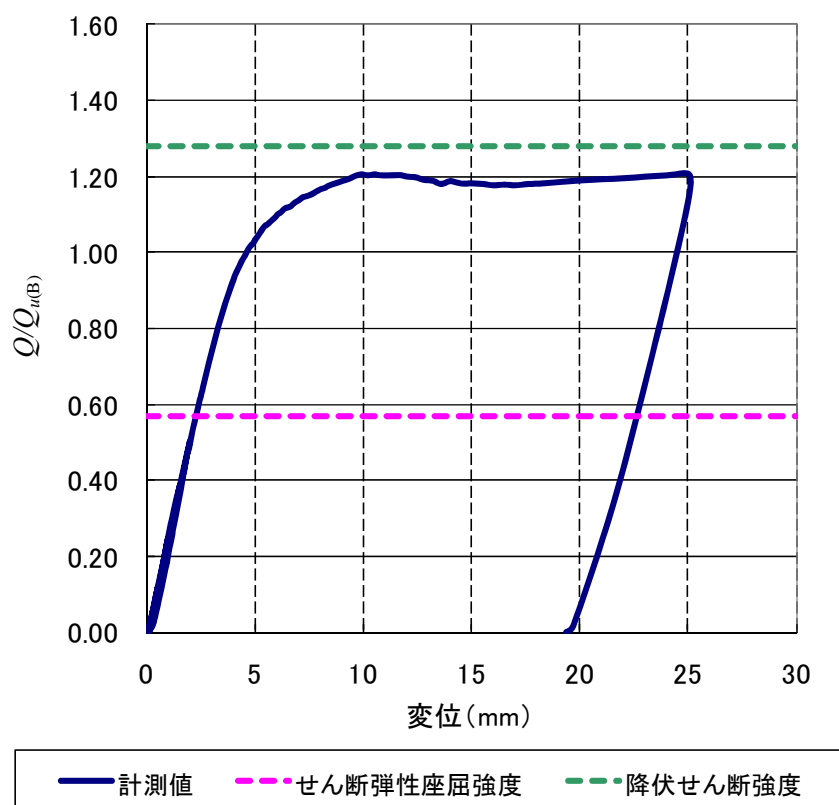
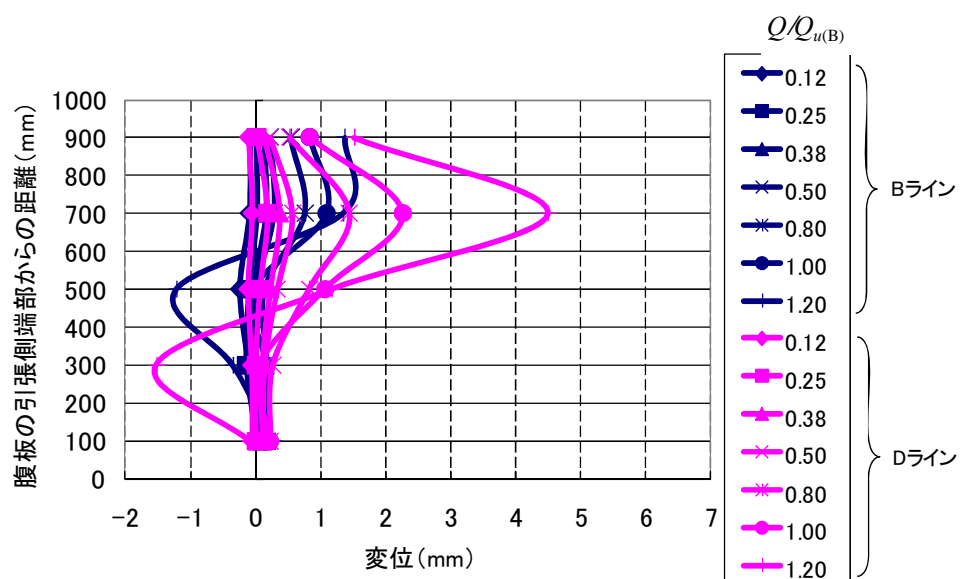


図 4.41 荷重—鉛直変位曲線

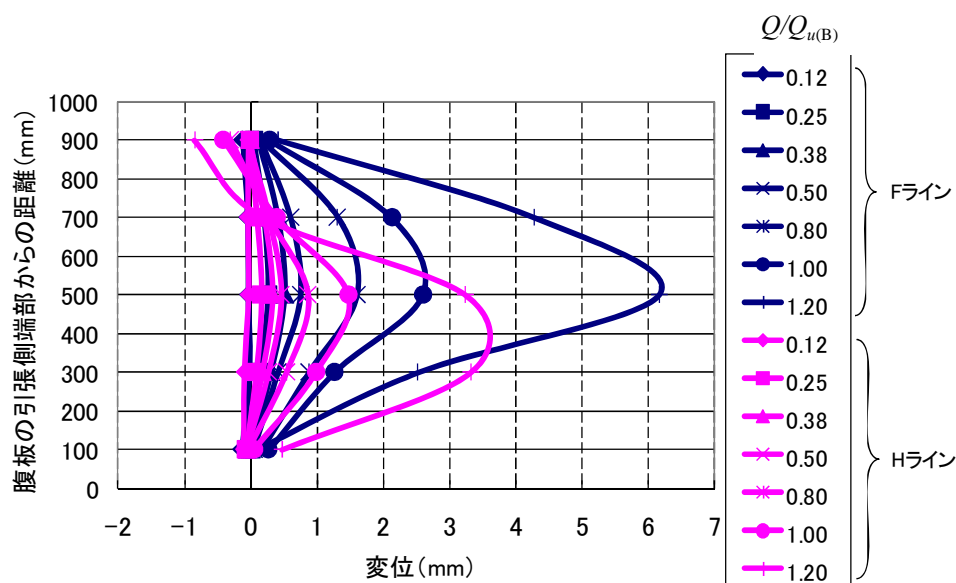
4.7.2 腹板の変形

図 4.42 腹板の水平方向に変形した変位を示す. 図 4.17 に示す計測位置において a) は B ラインと D ラインの変位をプロットしたものであるが, 試験パネルの腹板の桁方向の端部の変位であり, b) は, 腹板の桁方向の中心の変位を示したものである.

a) では, 腹板の高さ方向に, 引張側と圧縮側の 2 つに変形が生じている. また腹板中心の b) では, 腹板の高さ方向の中心に 1 つの変形が生じている. このことから, 試験桁の軸方向にせん断変形に伴う斜め張力場が発生していることがわかる. また, 図 4.43 に载荷前の初期変形(青線)と载荷後の残留変形(赤線)を示すが, この図から初期変形の影響は少ないと考えられる. また, 最大変位は 40mm を計測された.



a) 端部の変形図



b) 中央部の変形図

図 4.42 腹板の荷重－変形曲線

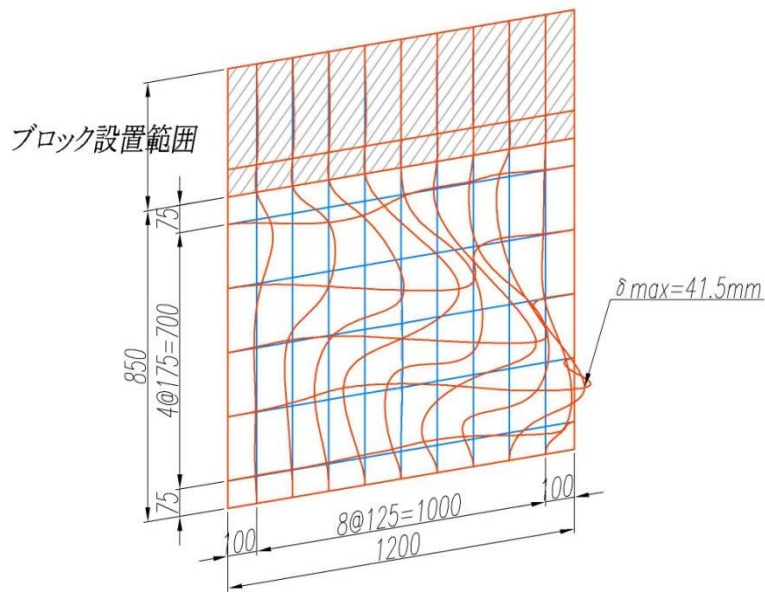


図 4.43 腹板の変形図

4.7.3 腹板のひずみ

図 4.44 に腹板の中央における荷重増加に伴うひずみ曲線を示す。なお、ひずみが最も大きな中央のひずみを代表として示した。また、ひずみ値は、3 軸ゲージの 45° 方向の計測値をプロットしている。せん断弾性座屈強度との比率 0.57 まではどの位置のひずみも荷重の増加に伴いほぼ線形で推移しており、座屈は発生していないと考えられる。また、降伏せん断強度には達しなかったものの Basler のせん断強度($Q_{u(B)}$)を超えて約 1.2 倍の強度が確認された。

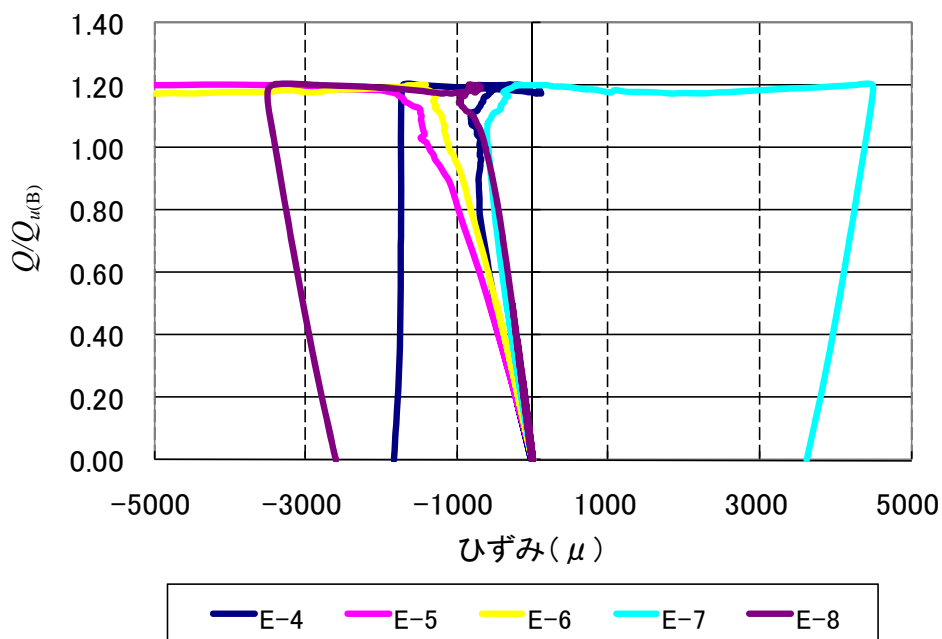
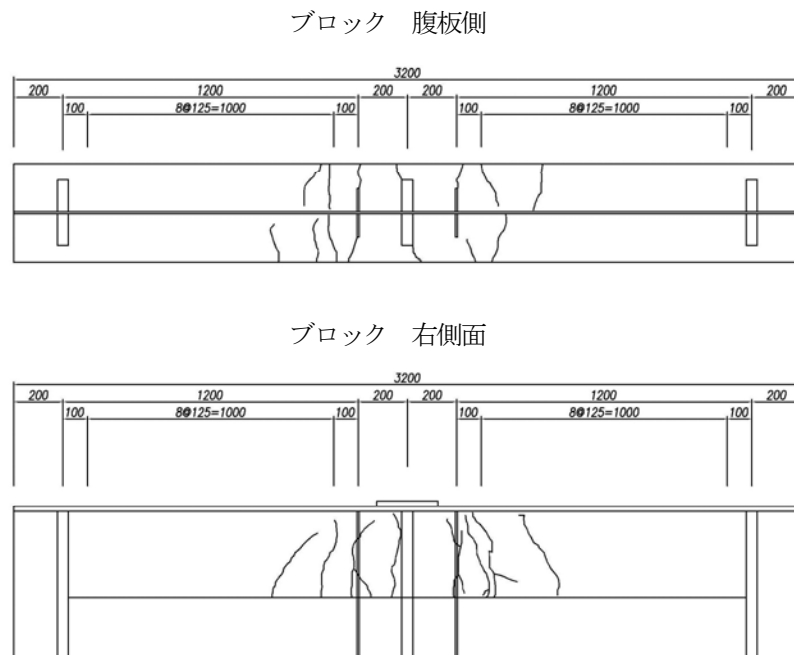


図 4.44 腹板の荷重－ひずみ曲線

4.7.4 終局状態

1) コンクリートブロックの終局状態

図 4.45 に荷重除去後のコンクリートブロックの破壊状況を示す。腹板には斜め張力場が発生しており，コンクリートブロックには荷重載荷点から外側に向かってひび割れが発生していることがわかる。しかし，負曲げ試験と比較すると大きな破壊はしていないことと，ひび割れの発生が，試験パネルの荷重載荷側から桁軸方向に 1/3 だけであるため，腹板に斜め張力場が発生してからも腹板を拘束する効果は十分あったと考えられる。



a) ひび割れ発生図



b) ひび割れ発生状況

図 4.45 コンクリートブロック破壊状況

2) コンクリートブロックのひずみ

図 4.46 にコンクリートブロックのひずみ曲線を示す。上記ひび割れの状況を考慮して、腹板中央の E 列と載荷側の I 列の桁軸方向ひずみを図示した。中央 E 列のブロック側面のひずみは、最大で 329μ であり終局ひずみ(3500μ)に比べて約 1/10 と小さいため、十分健全な状況であると考えられる。なお、ブロックの腹板側表面のひずみは、終局時に大きく増加しており、目視では確認できなかったが、微細なひび割れが生じていると考えられる。

端部 I 列のひずみは、荷重集中点付近であり、ブロック側面、腹板側表面とも終局時もしくは終局直前に大きく増加しており、ブロックにひび割れが発生し破壊が進行したと考えられる。

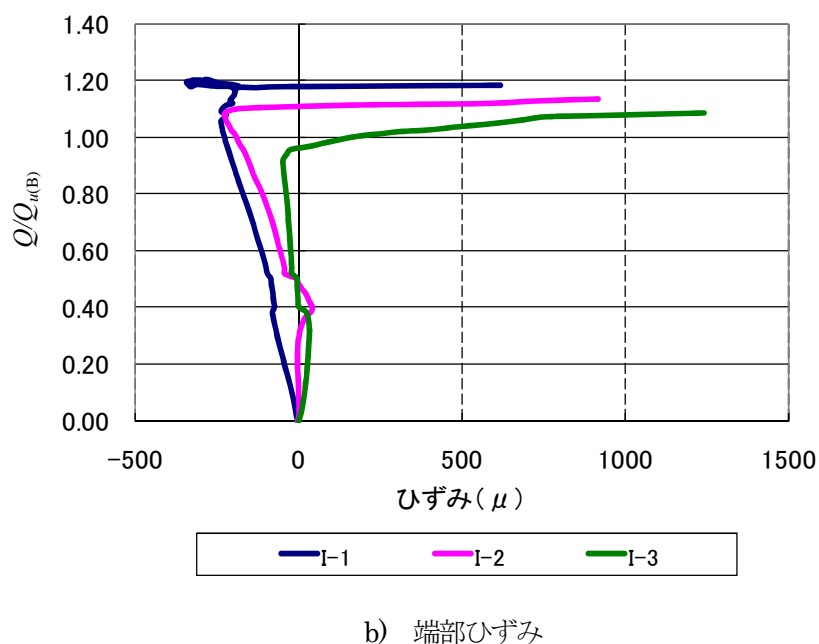
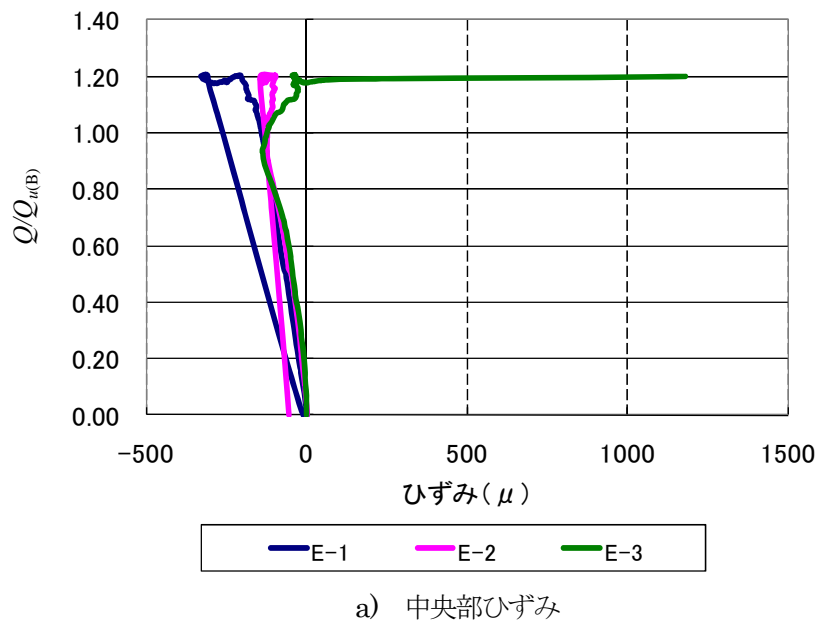


図 4.46 コンクリートブロックひずみ

3) 斜張力場の発生状況

腹板に貼付した 3 軸ひずみゲージの値をロゼット解析した結果を図 4.47 に示す。3 軸ひずみゲージの値から求まる角度は $30\sim 45^\circ$ となっている。これは、Basler が提案した強度が最大となる斜め張力場の角度 45° とほぼ同じ値であるため、せん断強度もそれにあわせてほぼ同じ強度になると思われたが、強度としては 1.2 倍と大きな値が計測された。従って、2 重合成 I 桁のせん断強度を評価するには別の方法が必要と考えられる。

そこで、載荷後の残留変位を確認することとした。計測した結果を図 4.48 に示す。この図からわかるように、斜め張力場の発生状況は、コンクリートブロックが取り付けしていない、腹板の対角に発生していることがわかる。

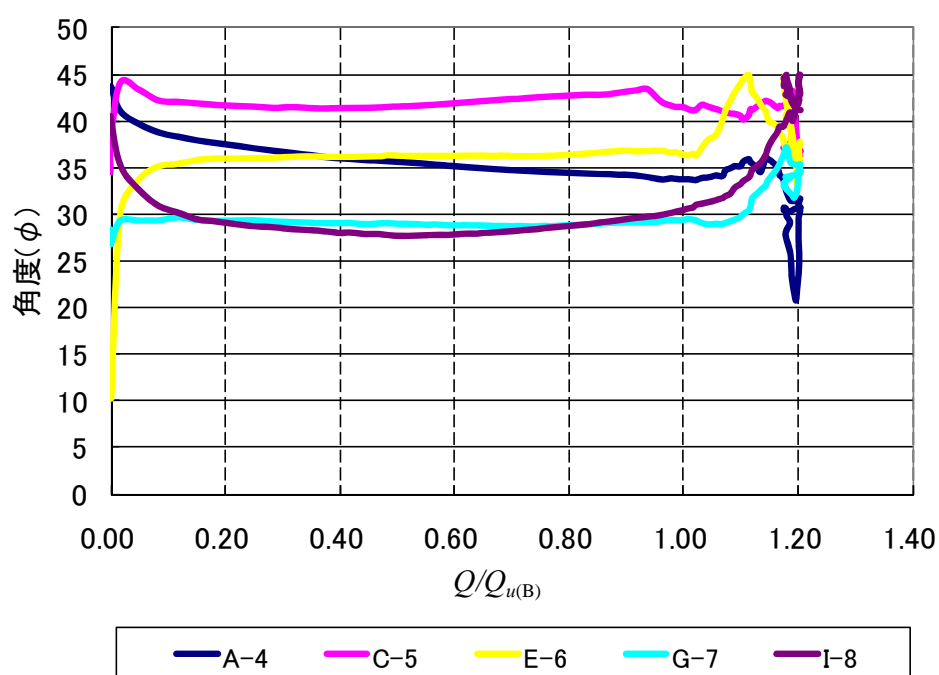


図 4.47 主ひずみの角度

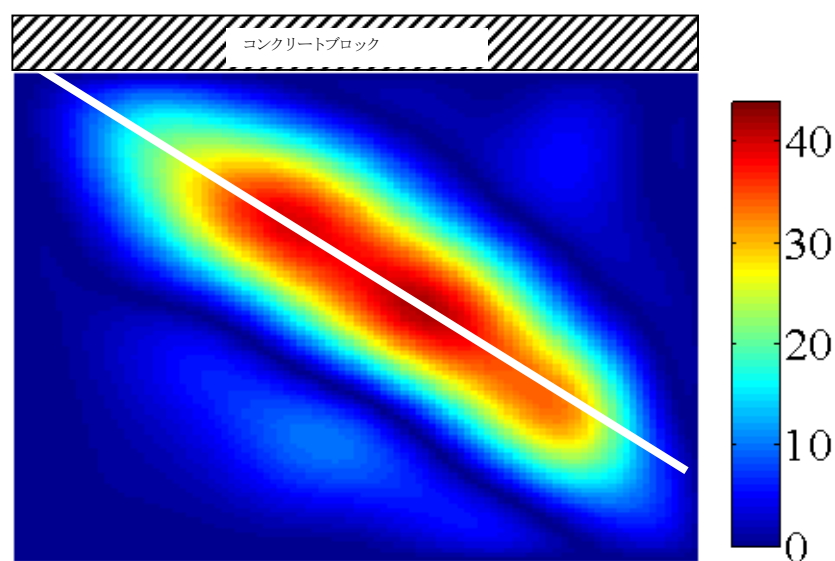


図 4.48 腹板の面外方向の残留変位(単位 : mm)

4.7.5 終局強度

上述の実験結果を整理すると、圧縮側のコンクリートブロックを無視し、腹板の全高を考慮した Basler のせん断強度は、実験結果より得られた終局強度より小さな値となった。また、腹板およびコンクリートブロックの終局時の挙動から、コンクリートブロックが腹板を拘束し座屈に対して強度増加に寄与していることがわかる。従って、図 4.49 に示すようにコンクリートブロックがない部分とある部分に分けて座屈強度を求め、足し合わせることにした。

$$Q_u = Q_{u1} + Q_{u2} \quad (4.8)$$

ここで、 Q_{u1} については、 h_{w1} に対する腹板の斜め張力場を考慮（せん断座屈強度＋後座屈強度）した座屈強度を表しており、 Q_{u2} はコンクリートに拘束されているため、 h_{w2} に対する腹板の降伏せん断強度とした。よって、 Q_{u1} は Basler のせん断強度、 Q_{u2} は降伏せん断強度として以下のとおりとする。

$$\frac{Q_{u1}}{Q_{y1}} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad (4.9)$$

$$Q_{u2}(=Q_{y2}) = \tau_y h_{w2} t_w \quad (4.10)$$

実験結果と上記計算結果との比較を表 4.8 に示す。この様に設定することで、実験値と計算値との比が 5%程度とほぼ等しくなることがわかる。

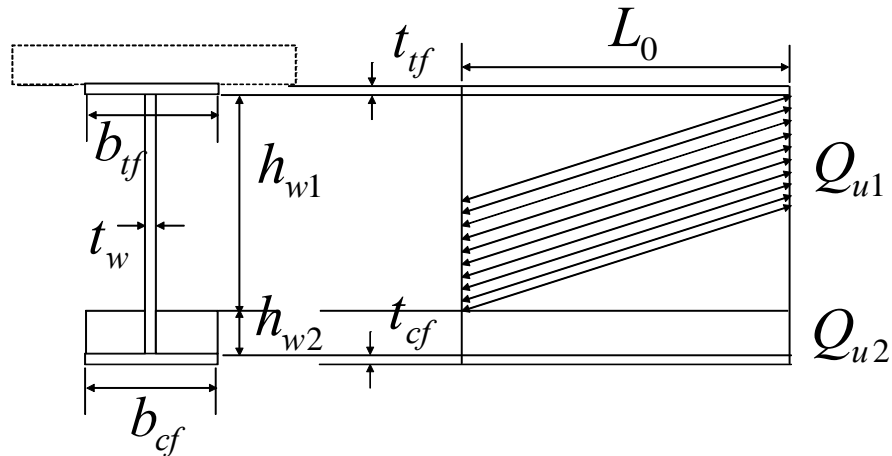


図 4.49 コンクリートブロックを考慮したせん断強度

表 4.8 セン断強度比較

アスペクト比 α (L_0/h_{w1})		1.4
τ_y (N/mm ²)		190
実験値	Q (kN)	1797
計算値	τ_{cr} (N/mm ²)	152
	Q_{u1} (kN)	1153
	Q_{u2} (kN)	559
	Q_u (kN)	1712
Q/Q_u		1.05

4.8 曲げせん断実験の結果および考察

4.8.1 鉛直変位

図 4.59 に、各ケースの荷重と変位の関係を示す。図中、縦軸が載荷荷重、横軸がスパン中央位置鉛直変位である。また、 P_u , P_p , P_y は、それぞれ実験で得られた最大荷重、計算上の塑性モーメントに達する荷重、降伏モーメントに達する荷重である。また、梁理論で求まる曲げの変位量とせん断の変位量の合計値も図に記載した。

図より、 P_y に達するまでは、実験と梁理論とはほぼ一致しており、弾性範囲内での実験の妥当性を確認している。また、 P_y に達する荷重近傍から非線形性状が認められ、いずれのケースも塑性モーメントを超えて終局状態となる。これは、断面内の一箇所が全塑性状態になっても、他の領域が弾塑性状態にあることから、荷重が上昇すると考えられる。このことは鋼桁の同様の載荷試験でも認められている結果であり、鋼材のひずみ硬化の影響と考えられる。

今回の実験において、ウェブの顕著な変形は見られなかった。これは、合成桁の中立軸がウェブ上縁から約 180mm の位置にあり、ウェブ内の多くの領域が引張状態となるためと考えられる。せん断が相対的に卓越するケース(1)では、多少の変形が生じているが、後述するように、せん断座屈が発生した影響と考えられる。

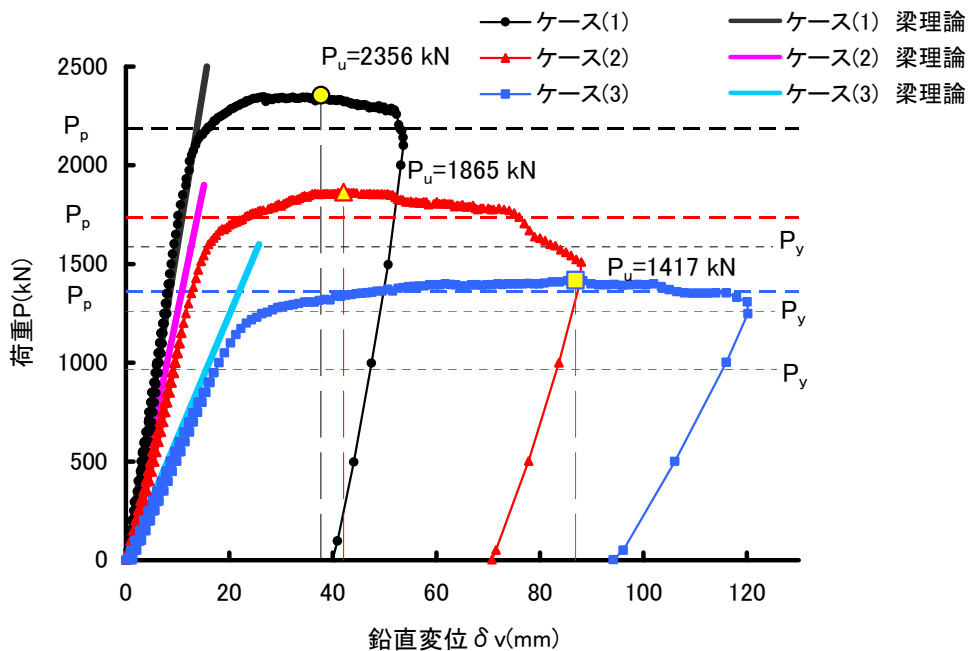


図 4.50 荷重—鉛直変位曲線

4.8.2 終局状態

いずれのケースも、床版の圧壊で終局状態となった。ウェブについては、ケース(1)で、変形が認められたが、他のケースの変形は小さかった。図 4.51 はケース(1)の終局状態で、コンクリートの圧壊に伴い、上フランジの座屈が見られた。図 4.52 は終局時のウェブの変形で、せん断座屈、斜め張力場の発生が認められた。図 4.53 は、変形状態を表示したものである。青線が載荷前、赤線が載荷後の変形を示している。載荷前の最大変形量は、ケース(1)、(2)、(3)で 0.5mm であり、載荷後の最大変形量は、ケース(1)で 30.5mm、ケース(2)で 26.0mm、ケース(3)で 2.0mm であった。図 4.54、4.55 はケース(2)の終局時変形状態である。コンクリートの圧壊、続いて生じたフランジやウェブの座屈(板曲げ)変形が見られる。図 4.56、4.57 はケース(3)の結果で、ケース(2)と同様であった。



図 4.51 コンクリートの圧壊(ケース(1))



図 4.52 ウェブの変形(ケース(1))

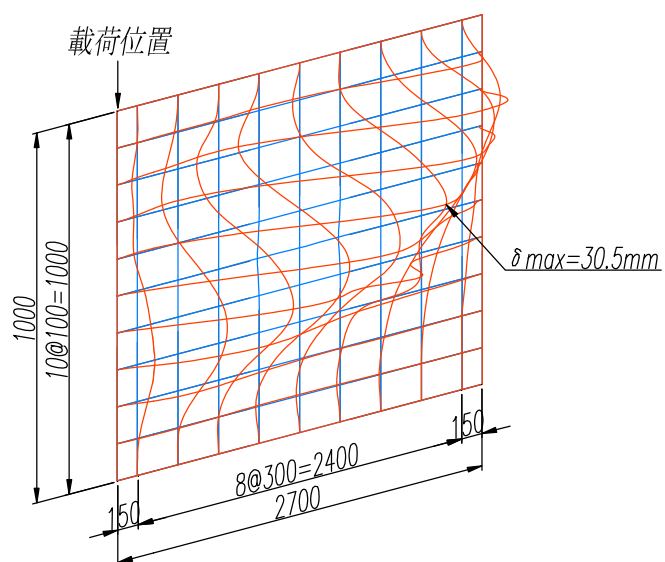


図 4.53 ウェブパネルの終局変形図(ケース(1))



図 4.54 コンクリートの圧壊と鋼桁の変形(ケース(2))



図 4.55 ウェブの変形(ケース(2))

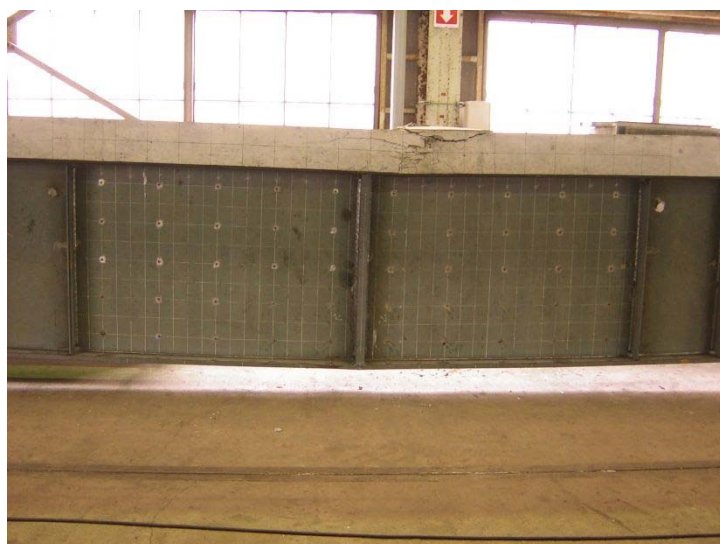


図 4.56 コンクリートの圧壊(ケース(3))



図 4.57 ウェブの変形(ケース(3))

4.8.3 相関強度

表 4.9 に実験結果と計算値の比較を示す。いずれのケースも、曲げ強度は断面の塑性強度(モーメント)を上廻った。また、曲げスパンが短く、せん断が卓越するほど、より大きな強度となる。この理由については先にも触れたが、試験パネル内の曲げモーメントの勾配が大きいと、一部の断面で塑性化が始まった後でも、他のケースに比べて塑性領域が相対的に小さい(弾性領域が相対的に多く存在する)ためと考えられる。

図 4.58 に曲げとせん断の相関曲線を示す。図中には、文献 4.9)で紹介されている Gupta らの実験結果(等曲げ試験)を含む。縦軸が終局時モーメントを塑性モーメントで無次元化した値、横軸がせん断力を、Basler 式で計算した終局せん断力で無次元化した値である。図中の●, ▲, ■印が実験結果, ◆印が文献 4.9)で紹介されている実験結果である。また、図中には、2 乗則^{4.10)}、4 乗則^{4.11),4.12)}および、Eurocode^{4.7)}(点線)、AASHTO^{4.13)}(破線)の結果をプロットしている。なお、Eurocode の計算では、断面がコンパクト断面のため、せん断力に応じてウェブの降伏強度を低下させた値を用いて計算している。これより、いずれの実験ケースでも、 $(M/M_p = 1.0)$ と $(Q/Q_{u(B)} = 1.0)$ の枠の外に位置しており、相関が見られない結果が得られた。

表 4.9 終局曲げ、せん断強度

実験桁	実験値(終局強度)			計算値			無次元化耐力	
	荷重 $P(\text{kN})$	M ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	Q (kN)	全塑性 $M_p(\text{kN}\cdot\text{m})$	鋼桁降伏 $M_y(\text{kN}\cdot\text{m})$	せん断耐力 $Q_{u(B)}$	M/M_p	$Q/Q_{u(B)}$
ケース(1)	2356	3298	1178	3061	2223	1149	1.08	1.03
ケース(2)	1865	3264	933	3033	2209	1149	1.08	0.81
ケース(3)	1417	3259	709	3127	2223	1171	1.04	0.61
文献 4.9)	1831	5480	—	5026	—	—	1.09	—

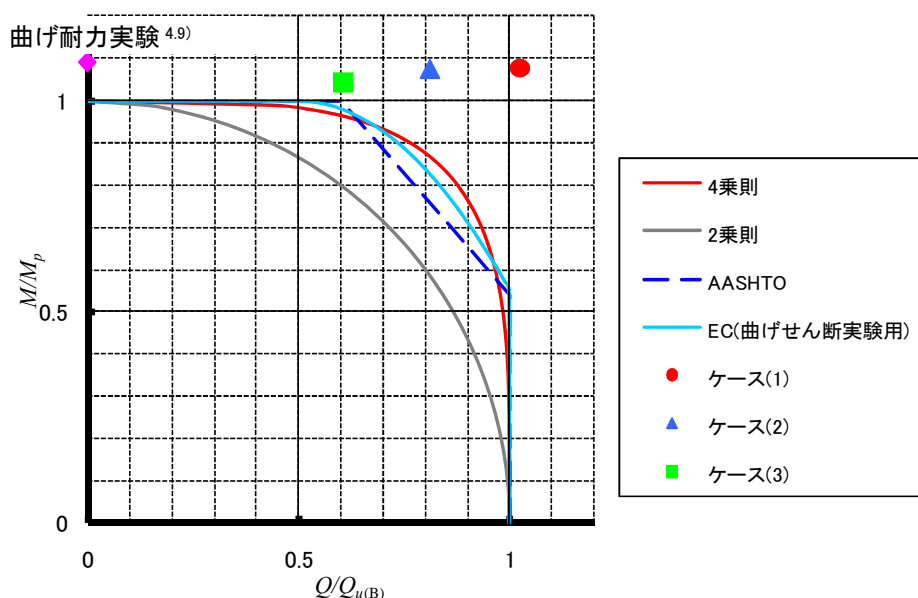


図 4.58 曲げせん断の相関強度

前章、前節で実施した、曲げ・せん断作用、せん断卓越の実験結果を相関曲線で整理したのが、図 4.59 である。図中には、せん断試験した 5 ケースの実験結果とともに、等曲げ試験結果^{4.9)}、せん断パネル内にほぼ等しいプラス、マイナスの小さい値の曲げモーメント(直線変化)を発生させた試験結果^{4.5)}、 $\alpha=3.0$ 程度の試験パネルに曲げせん断を発生させた試験結果^{4.14)}の 4 ケースを追加している。図より、相関強度照査を意図した 3 ケース、せん断が卓越する 2 ケースとともに、強度比 1.0 の正方形の枠の外にプロットされていることがわかる。少ないケースとはいえ AASHTO^{4.13)}との対比からも、正曲げを受ける合成桁については、相関強度の照査を無視してよいと考えられる。

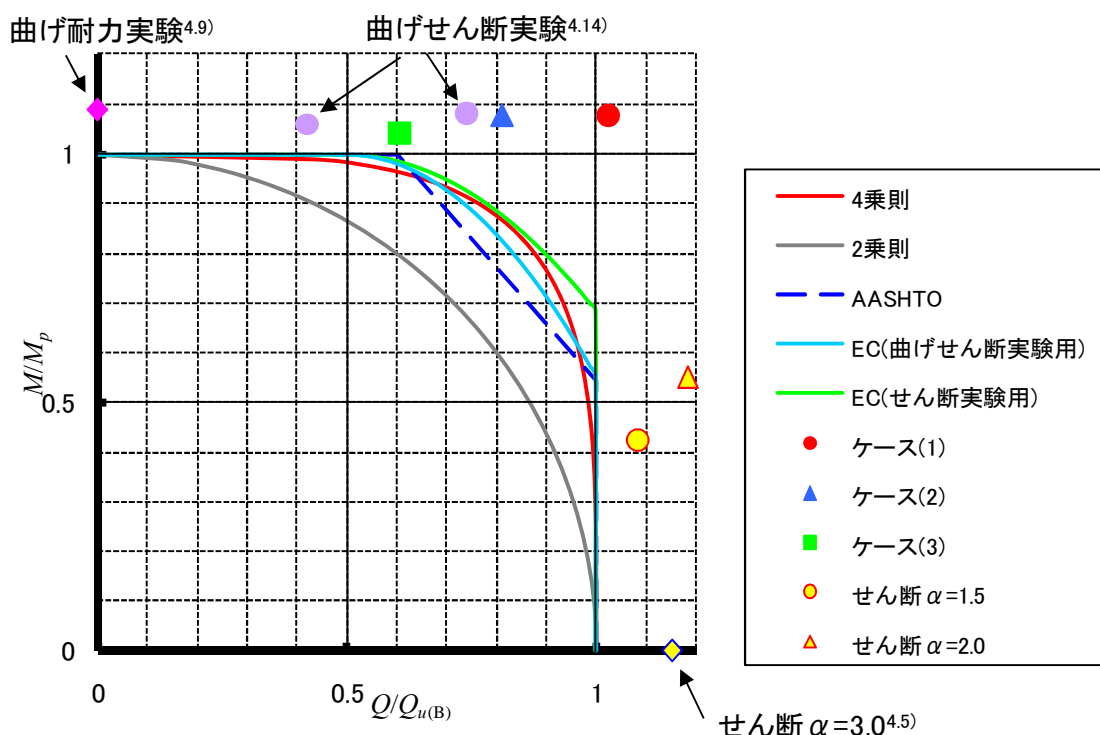


図 4.59 曲げせん断相関関係図(全ケース)

4.9 結言

本章では、Basler 式によるせん断強度の妥当性を検討するため、アスペクト比 $\alpha=1.5$ と 2.0 を有する合成桁および2重合成桁の静的載荷実験を行った。さらに、合成I桁に曲げモーメントとせん断が相互に作用する条件の下、曲げとせん断の相関関係を明らかにするため、曲げせん断比を変化させ3ケースの静的載荷実験を行った。その要点を整理すると以下の通りである。①アスペクト比(α)=1.5, 2.0を有する合成桁および2重合成桁のせん断強度は、いずれもBasler式で算定した強度より高い値となった。1996年に実施したアスペクト比(α)=3.0の結果も、上記と同様であったことから、Basler式を採用することで、安全側に強度を評価できると言える。なお、アスペクト比2.0のせん断強度と1.5の場合の強度に大きな差異が生じなかったのは、曲げの影響と考えられる。

②上記で述べた安全側の程度については、床版のせん断負担、床版を含むフレーム作用(後座屈強度評価にあたり)等の効果を明らかにする必要があり、今後の課題となった。③曲げモーメントとせん断作用の比率を変化させた3ケースとも、曲げ強度は、せん断作用に関係なく塑性モーメントに達し、曲げとせん断の相関作用に伴う強度低下は見られなかった。④今回の実験から、曲げとせん断の相関作用に伴う強度低下は見られなかったものの、パラメータが限定されていることから、今後更なる実験および計算例を蓄積し、相関強度の扱いについて検討を行う必要がある。

4章の参考文献

- 4.1) (社)土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針 PART-B 合成構造物(平成9年度版)，丸善，1996.
- 4.2) CEN：Eurocode4，Design of composite steel and concrete structures, Part2, General rules and rules for bridges, 2004.
- 4.3) Kuhlmann, U. and Breuninger, U.：Behaviour of horizontally lying studs with longitudinal shear force, Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV, pp. 438-449, 2002.
- 4.4) Basler, K.：Strength of plate girders in shear, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, pp.151-180, 1961.
- 4.5) 大垣賀津雄，川口喜史，磯江暁，高橋昭一，川尻克利，長井正嗣：合成2主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vo.44A, pp.1229-1239, 1998.
- 4.6) (社)土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針 PART-A 一般構造物(平成9年度版)，丸善，1996.
- 4.7) CEN：Eurocode3, Design of Steel Structures, Part 1-5；Plated structural elements, 2004.
- 4.8) Sung C. Lee and Chai H. Yoo：Strength of plate girder web panels under pure shear, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No.2, pp. 184-194, 1998.
- 4.9) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M.：Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete girders, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No.3, pp.475-485, 2007.
- 4.10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，2003.
- 4.11) 玉田和也：鋼逆π形箱桁橋架設系の耐荷性能と立体挙動に関する研究，大阪大学学位論文，2005.
- 4.12) 前田亮太，野村昌孝，野阪克義，奥村学，伊藤満：ハイブリッド桁の斜め張力場を考慮したせん断耐荷力に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.53A, pp.1-12, 2007.
- 4.13) AASHTO：LRFD bridge design specifications -3rd Edition, Washington, D.C., 2004.
- 4.14) 長井正嗣，稲葉尚文，奥井義昭，宮下剛，平山繁幸，細見直史：合成I桁の正，負曲げ及び相関強度評価に関する一考察，構造工学論文集，土木学会，Vo.55A, pp.115-123, 2009.

第5章 鋼・コンクリート2重合成I桁の経済比較検討

5.1 序言

NEXCOにおける事業費のコスト縮減の方策として、鋼とコンクリートからなる複合構造橋梁は注目を集めており、合成I桁橋、複合トラス橋、複合アーチ橋、波形鋼板ウェブ橋、複合斜張橋など様々な構造形式が提案されている。

これらの構造形式のうち合成I桁橋の橋梁形式は、極めてシンプルな構造であるため、これ以上の部材省略やシンプル化による構造合理化を図ることは困難だと考えられるが、中間支点付近の下フランジ圧縮領域に下コンクリート床版を設置し、鋼桁と上下コンクリート床版を合成させた2重合成構造の採用によって、中間支点付近の桁剛性を合理的に増加させ、中間支点部の桁高および板厚低減の可能性が残されている。

また、2重合成構造とは、通常連続合成桁橋の中間支点領域に下コンクリート床版を配置することにより、全長にわたってコンクリート床版が鋼桁の圧縮域に存在する極めて合理的な構造形式である。なお、2重合成構造を採用した事例（箱桁橋）は、ヨーロッパ、特にドイツを中心に、道路橋及び鉄道橋の箱桁に見受けられる^{5.1)}。

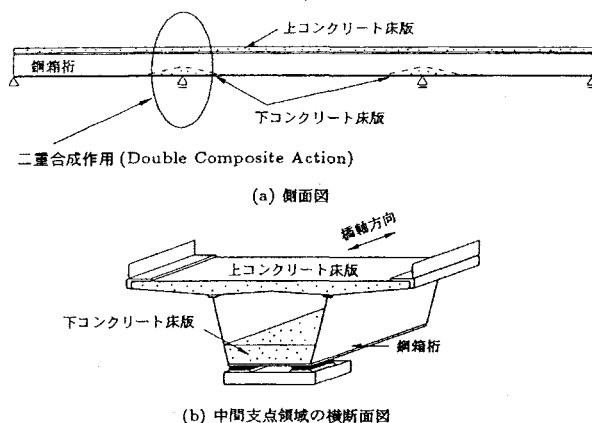


図 5.1 2重合成構造（箱桁橋）

このような構造形式を採用することによる利点を列挙すると、以下の通りである。

- ・ 中間支点付近の負曲げモーメント領域の下フランジに、下コンクリート床版を設けることにより、中間支点付近の桁の剛性を増加させることができ、鋼桁の下フランジ厚を低減することができる。
- ・ 下コンクリート床版の硬化後は、下フランジの局部座屈による許容応力度の低減がなくなる。その結果、リブ本数を少なくでき、小型材片数の減少及び工場製作工数の低減が図れる。
- ・ 中間支点部の剛性が増加することにより負曲げモーメントは増加するが、支間部の正曲げモーメントが減少し、支間部の鋼桁の板厚を低減することができる。

- ・ 限界状態設計法を導入した場合、桁全長にわたってコンパクト断面（全塑性の応力状態が仮定できる断面）となるので、更なる経済性の達成が可能となる。

そこで、本章では、2重合成I桁橋を対象として次のような検討を行うこととした。

まず、5.2項では、2重合成I桁を適用した主桁断面の設計フロー及び照査方法について整理する。次に5.3項では連続合成I桁橋が最も経済的、合理的だと考えられている支間長60m前後に対して、2重合成I桁橋による試設計（断面計算）を行い、主要断面における経済性比較を行う。また、5.4項では長支間化を念頭に、PC橋で一般的な支間長100mを超える橋梁に対して、5.3項と同様に2重合成I桁橋による試設計を行い、主要断面における経済比較と併せてPC橋との経済比較も行う。5.5項で、各橋梁形式の施工実績データとの比較を行い実用性の検討を行う。

5.2 2重合成I桁を適用した主桁断面の設計フローおよび照査方法

これまでの連続合成I桁橋の設計法は、許容応力度法（ASD）により行われていたが、今後は、終局限界状態で塑性モーメントまで扱う限界状態設計法（LSD）に移行するものと考えられる。連続合成桁の限界状態設計法は、AASHTO^{5.2)}やEurocode^{5.3),5.4),5.5)}において採用され、整備されている。

終局限界状態での荷重係数は、道路橋示方書^{5.6)}の降伏に対する照査の荷重組合せを参考にして、死荷重は1.3倍、衝撃を含む活荷重は2.0倍とし(1.3D+2.0L)、断面区分に応じた終局強度（塑性モーメントも含む）に対して照査する。使用限界状態に対しては、実際に起こりうる合成桁の最大荷重として、死荷重、衝撃を含む活荷重、クリープ、乾燥収縮、温度差の組合せを考慮して(D+L+C+S+T)、鋼材の永久変形や腹板のせん断弾性座屈を起こさないことを照査する。鋼材の永久変形の照査では、鋼材に生じる応力が、降伏あるいは座屈応力に対して1.15倍の安全率を確保することとした。

AASHTOやEurocodeでは、部分係数設計法が採用されており、荷重係数の他に部材の抵抗側にAASHTOであれば抵抗係数として0.9～1.0の係数が掛けられ、Eurocodeでは部分安全係数として1.0～1.1の係数で除されている。一方、本試設計ではこうした部分係数は設定していないので、この抵抗側の強度の低減分を荷重係数や安全率として考慮した。つまり、終局限界状態では、活荷重の荷重係数を2.0倍と他よりも大きめに設定し、使用限界状態では安全率を1.15として、部材の抵抗係数に相当する安全余裕を考慮している。

また、通常の連続合成桁では、断面の塑性化により連続桁としての曲げモーメントが再配分される影響について、AASHTOやEurocodeにおいて規定されており、正曲げモーメント部をコンパクト断面、負曲げモーメント部をノンコンパクト断面として終局限界状態の照査を行う場合は、正曲げモーメント部の最大曲げ強度を全塑性モーメント M_p ではなく、AASHTOでは $1.3M_p$ 、Eurocodeでは $0.9M_p$ に減少させている。最大曲げモーメントを制限する理由として、コンパクト断面設計が行われる正曲げ領域では曲げモーメントの上昇に伴い断面の塑性化が始まるが、径間部の塑性化によって曲げモーメントの再配分が生じて中間支点部の曲げモーメントの増加が顕著となるためとされている。

しかし、2重合成桁では、中間支点部も含めて、全延長に渡って、コンパクト断面となるため、

上記のような曲げモーメントの再配分を考慮する必要がなく、全延長に渡ってコンパクト断面設計が可能となる。

上記内容を踏まえ、主桁断面の設計方針を以下に示す。

(1) 完成系に対して、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態について照査する。(主桁断面を決定する場合、疲労の影響が少ないため、本検討では疲労限界状態は未照査とした。)

(2) 終局限界状態では、道路橋示方書の降伏に対する照査荷重 ($1.3D+2.0L$) に対して、基本的に本論文で提案する照査方法に従ってコンパクト断面、ノンコンパクト断面の判定を行って断面決定を行う。

(3) 使用限界状態では、実際に起こりうる最大荷重 ($D+L+C+S+T$) に対して、鋼材が永久変形を起こさないように設計する。具体的には、最大応力が降伏応力あるいは座屈応力に対して 15% の余裕 (1.15 の安全率) を持つようにする。

5.2.1 主桁断面の設計フロー

前節で示した主桁断面の設計方針について、特に終局限界状態における主桁断面の照査方法を図 5.2 にフローチャートを示す。また照査内容を以下に示す

まず、主桁断面の曲げ強度について照査することとなるが、正曲げ部と支点部 (2 重合成構造) とで合成断面の高さ D_t の設定方法が異なるため、正曲げ部と支点部とで分けて照査することとする。続いてコンパクト・ノンコンパクトの判定を行う。これは、式(5.1)に示す腹板の限界幅厚比に関する条件式にて行う。最後に、式(5.4)に示すダクティリティの条件式にて曲げ強度の上限値を照査する。

腹板のせん断強度に対する照査は、曲げ強度の照査と同様に、正曲げ部と支点部に分けて照査を行う。支点部は 2 重合成構造となり、腹板にコンクリートブロックが取付く部分と取付かない部分とで強度が変わるためである。

さらに、曲げとせん断の組合せに対する照査は、正曲げ部では照査不要とし、支点部 (2 重合成構造) においても圧縮側にコンクリートブロックがあり、正曲げ部と同様の構造となるため、照査不要とした。

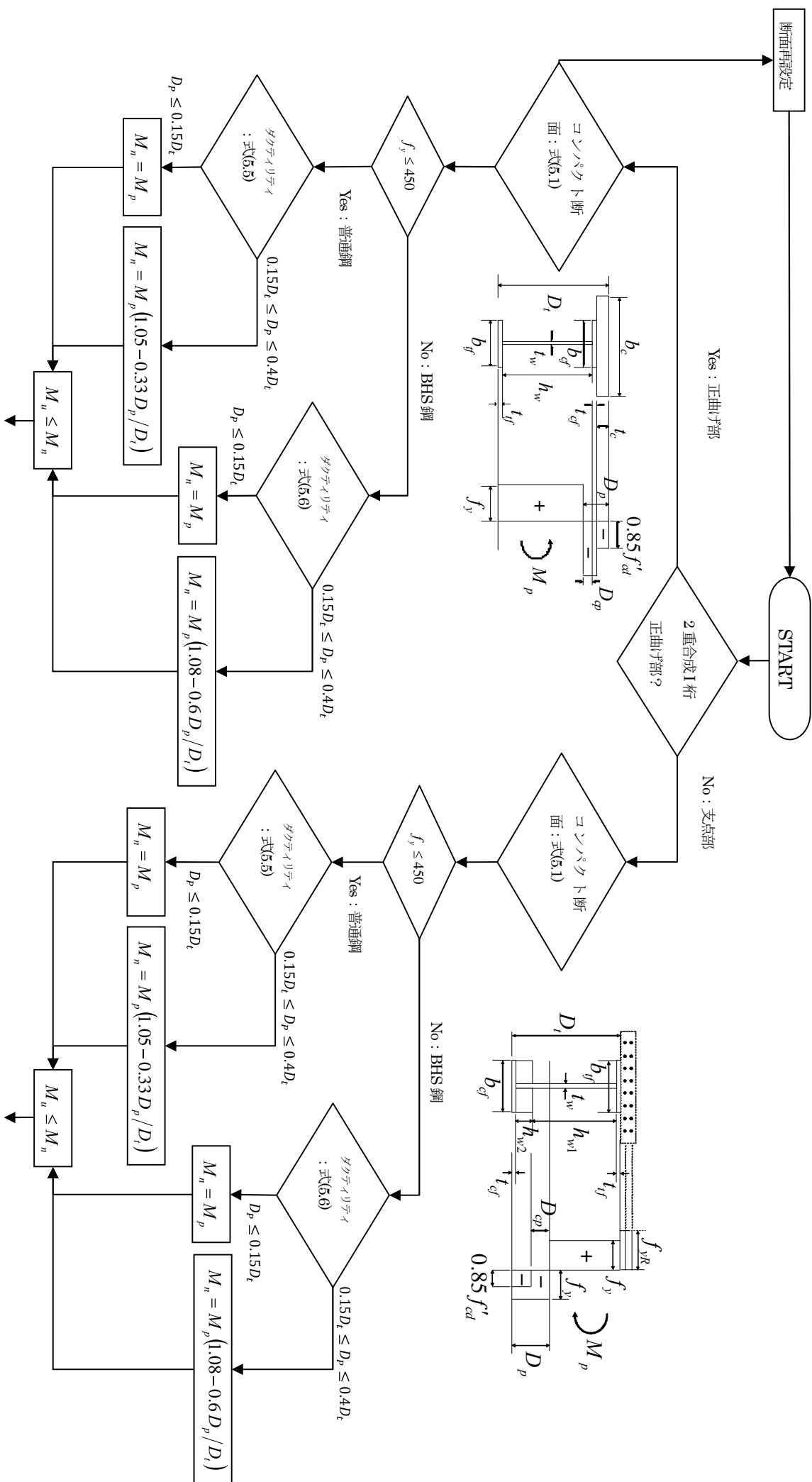


図 5.2 主桁断面の照査フロー

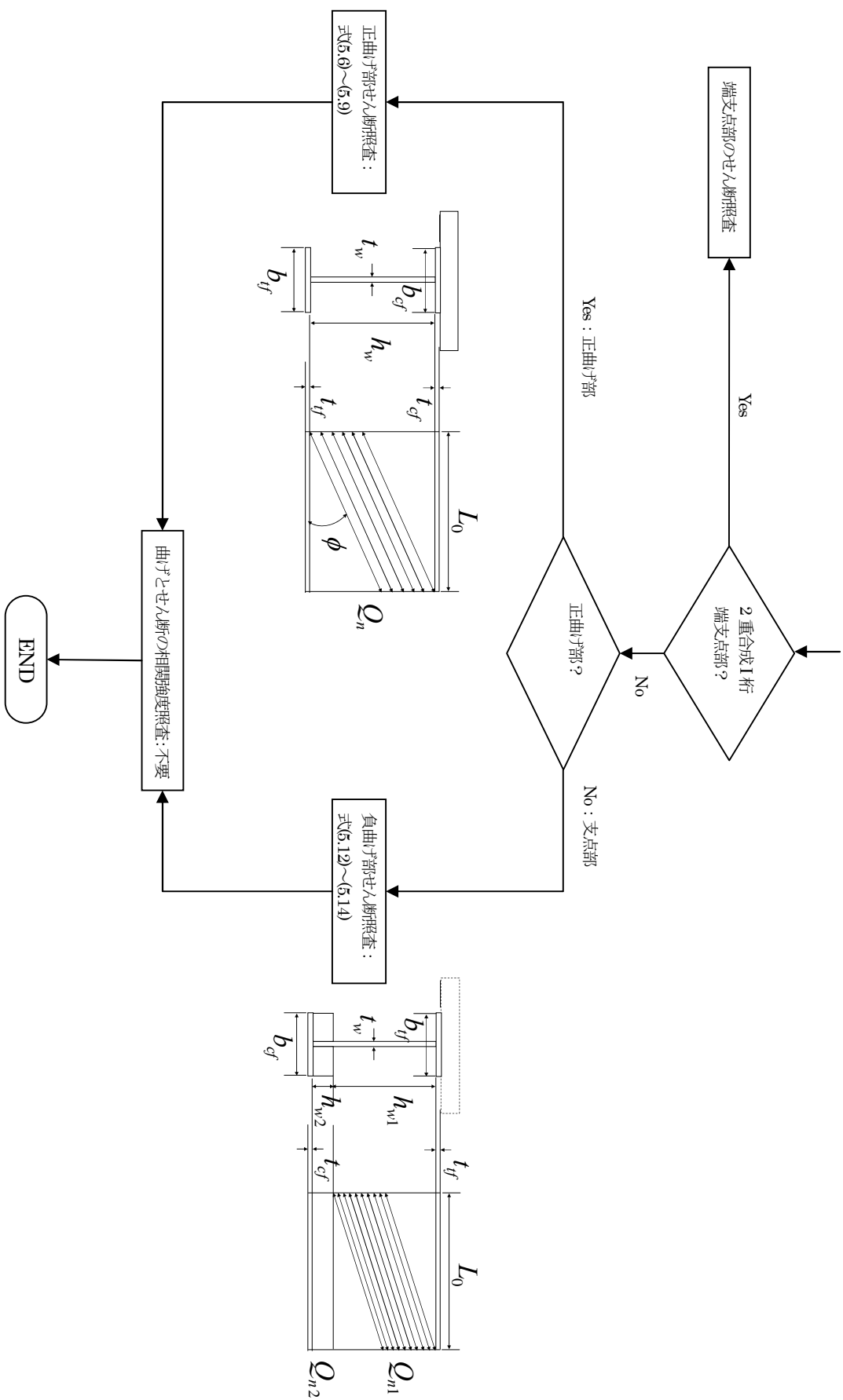


図 5.2 主桁断面の照査フロー (つづき)

5.2.2 照査方法

(1) 限界状態設計法

2 重合成構造を採用することによって、径間中央（正曲げ領域）で圧縮フランジとなる上フランジと同様に、支点部（負曲げ領域）で圧縮フランジとなる下フランジが下床版で拘束されることになるため、全長に渡って「コンパクト断面」として設計を行うこととする。

なお、コンパクト断面の判定式（局部座屈に対する照査）は、以下の通りとする。

1) コンパクト断面の判定式^{5.6)}

・腹板の限界幅厚比：

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{2.0}{\alpha} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \left(\alpha = \frac{D_{cp}}{h_w} \leq 0.4 \right) \quad (5.1)$$

また、限界状態設計法を導入するにあたって、各種限界状態における荷重係数等の照査条件は以下の通りとする。

2) 使用限界状態の照査

鋼桁に永久変形を許さない、すなわち弾性範囲内（発生応力度が降伏応力度以下）であることを照査する。なお、本検討においては、「構造解析係数（1.05）」と「部材安全係数（1.10）」を考慮して、「安全係数（1.15）」に設定して検討することとした。

a) 曲げ応力度の照査

$$\sigma \leq \sigma_y / 1.15 \quad (5.2)$$

b) せん断応力度の照査

$$\tau \leq \tau_y / 1.15 \quad (5.3)$$

3) 疲労限界状態の照査

本検討においては省略する。（未照査）

4) 終局限界状態の照査

終局限界状態の照査における荷重係数（1.3D+2.0L）は、現行の「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）」の降伏に対する安全度の照査における荷重組合せに準拠することとする。

a) 曲げ強度照査

鋼材の降伏強度 f_y が 450N/mm² 以下の場合は、設計曲げモーメントが曲げ耐力以下になるように、以下の式で照査する^{5.7)}。ここで、曲げ耐力は、全塑性モーメントを基本とするが、コンクリート床版上面（中間支点の場合には下床版下面）から塑性中立軸までの距離が合成断面全高に対して大きい場合には、全塑性モーメントに到達する前にコンクリート圧壊が先行する可能性があるため、曲げ耐力の低減を行う。（ダクティリティ条件）

$$M_{(1.3D+2.0L)} \leq M_n \quad (5.4)$$

ここで、 $M_{(1.3D+2.0L)}$ は死荷重係数 1.3, 活荷重係数 2.0 のときの作用曲げモーメントを表し、 M_n は式 (5.5)で定義される曲げ耐力である。 D_b , D_{cp} , D_p の取り方を、図 5.3, 5.4 に示す。

$$M_n = \begin{cases} M_p & (D_p \leq 0.15D_t) \\ M_p \left(1.05 - 0.33 \frac{D_p}{D_t} \right) & (0.15D_t < D_p \leq 0.4D_t) \end{cases} \quad (5.5)$$

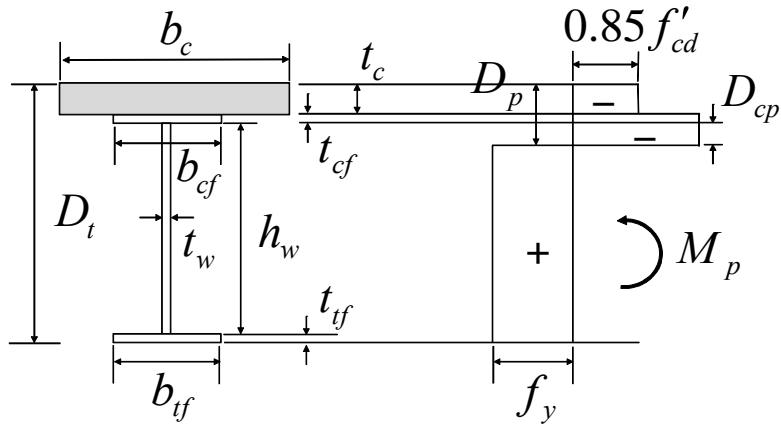


図 5.3 正曲げ部の応力分布と D_p , D_t の定義

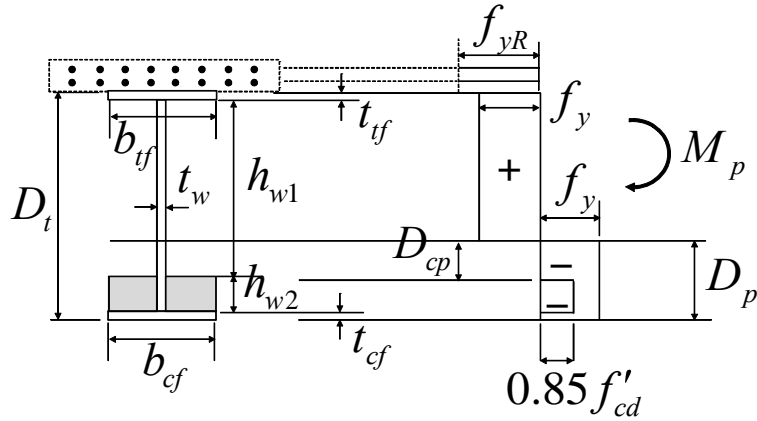


図 5.4 支点部（2 重合成断面）の応力分布と D_p , D_t の定義

なお、鋼材強度 f_y が 450N/mm^2 より大きい場合（橋梁用高性能鋼材：BHS 鋼）は、曲げ耐力として式(5.6)を用いて照査を行う^{5.8)}。

$$M_n = \begin{cases} M_p & (D_p \leq 0.13D_t) \\ M_p \left(1.08 - 0.6 \frac{D_p}{D_t} \right) & (0.13D_t < D_p \leq 0.45D_t) \end{cases} \quad (5.6)$$

b) セン断強度照査

設計せん断力がせん断耐力 以下であることを照査する。なお、せん断耐力は安全側の立場からコンクリート床版を無視した鋼桁のみとし、以下の Basler の式^{5.9)}を用いて算出する。

① 正曲げ部の照査

$$Q_{(1.3D+2.0L)} \leq Q_n \quad (5.7)$$

$Q_{(1.3D+2.0L)}$ は死荷重および活荷重係数が各々1.3 と 2.0 のときの作用せん断力とし、照査パネルの最大値をとる。さらにせん断耐力は式(5.8)で計算される。このとき、図 5.5 に示す斜め張力場の発生を考える。

$$Q_n = Q_y \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right), \quad Q_y = \tau_y h_w t_w \quad (5.8)$$

ここで、 τ_{cr} はせん断座屈応力度、 τ_y は降伏せん断応力度、 Q_y は腹板の降伏せん断強度、 α はアスペクト比(L_0/h_w)である。腹板のせん断座屈応力度 τ_{cr} は式(5.9)で求める。

$$\tau_{cr} = \begin{cases} \tau_e & (\tau_e \leq 0.8\tau_y) \\ \sqrt{0.8\tau_e\tau_y} & (\tau_e \geq 0.8\tau_y) \end{cases} \quad (5.9)$$

であり、弾性座屈応力度 τ_e は式(5.10)で求める。

$$\tau_e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2, \quad \tau_y = \frac{\sigma_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (5.10)$$

k_s は式(5.11)で求める。

$$k_s = \begin{cases} 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2} & \left(\alpha = \frac{L_0}{h_w} \geq 1.0 \right) \\ 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2} & \left(\alpha = \frac{L_0}{h_w} \leq 1.0 \right) \end{cases} \quad (5.11)$$

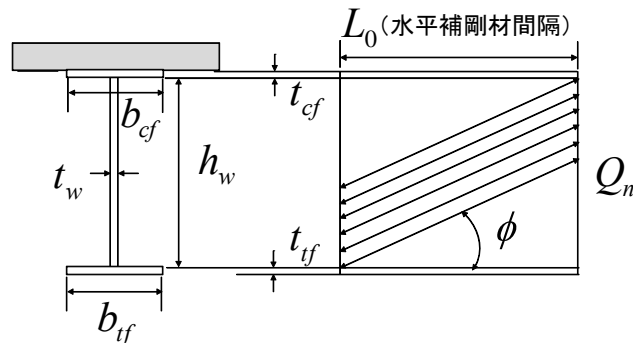


図 5.5 正曲げ部の斜め張力場

② 点部 (2 重合成) の照査 5.10)

$$Q_{(1.3D+2.0L)} \leq Q_{n1} + Q_{n2} \quad (5.12)$$

$Q_{(1.3D+2.0L)}$ は死荷重および活荷重係数が各々1.3 と 2.0 のときの作用せん断力とし, 照査パネルの最大値をとる. このとき, 図 5.6 に示す斜め張力場の発生を考える.

$$Q_{n1} = Q_{y1} \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right), \quad Q_{y1} = \tau_y h_{w1} t_w \quad (5.13)$$

ここで, τ_{cr} はせん断座屈応力度, τ_y は降伏せん断応力度, Q_{y1} は h_{w1} に対応する腹板の降伏せん断強度, α はアスペクト比(L_0/h_w)である.

h_{w2} に対応する腹板は, コンクリートブロックで拘束されているため, せん断耐力は降伏せん断強度し, 式(5.14)で求める.

$$Q_{n2} (= Q_{y2}) = \tau_y h_{w2} t_w \quad (5.14)$$

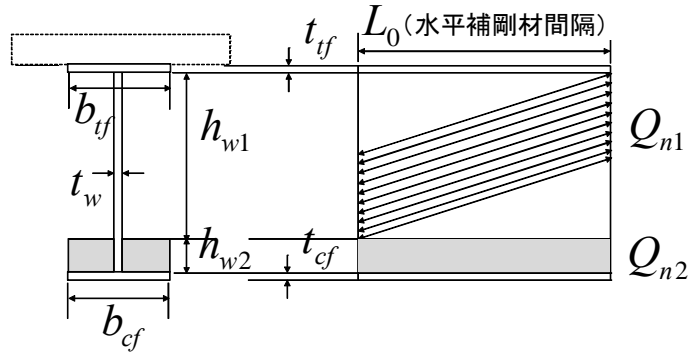


図 5.6 中間支点部 (2 重合成) の斜め張力場

c) 曲げとせん断による相関強度照査

これまでは一般的に設計要領第二集 5.11)にも記載されている下記の四乗相関則による照査が行われてきたが, 本研究においてコンパクト断面の場合には, 曲げとせん断の相関強度照査が不要となることが確認されているため, 相関強度の照査は不要とした 5.12).

$$\left(\frac{M_{(1.3D+2.0L)}}{M_n} \right)^4 + \left(\frac{Q_{(1.3D+2.0L)}}{Q_n} \right)^4 \leq 1.0 \quad (5.15)$$

(2) その他

1) ひび割れ幅の照査

主桁作用による中間支点上の負曲げモーメント領域に対して、床版コンクリート上面側のひび割れ幅照査を実施する。なお、ひび割れ幅の照査方法は「PC 床版鋼連続合成 2 主桁橋の設計・施工マニュアル」^{5.13)}に準拠し、荷重組合せにおける活荷重に対して「低減係数 (0.6)」を考慮するものとする。

ひび割れ幅の照査における許容値 (制限値) は、耐久性向上の観点から「特に厳しい腐食環境」の規定値を適用する。

$$w_a = 0.0035C \quad (5.16)$$

ここで、 C は配力鉄筋の純かぶり (mm) を示す。

2) 活荷重たわみの照査

活荷重たわみの照査における許容値 (制限値) は道路橋示方書^{5.14)}に準拠する。

$$\delta_a = L/500 \quad (5.17)$$

ここで、 L は支間長 (m) を示す。なお活荷重たわみに関しては、「PC 床版鋼連続合成 2 主桁橋の設計・施工マニュアル」の設計計算例の値を流用している。

3) 腹板の弾性座屈照査

曲げモーメントとせん断力を受ける腹板の座屈照査式は、道路橋示方書に準拠する。なお、腹板の垂直応力度に対する座屈係数は、床版コンクリートによるフランジの拘束効果を考慮して、腹板の周辺支持条件として「4 辺単純支持板」でなく「3 辺単純 1 辺固定支持板」として算出する。具体的には、 k_σ を 0.425 から 2.31 に変更することで対応する^{5.13)}。

$$\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = R^2 \quad (5.18)$$

σ_{cr} と τ_{cr} は式(5.19)および式(5.20)で求まる。

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \quad (5.19)$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \quad (5.20)$$

ここで、 ϕ は腹板の上下縁の応力比、 σ_c は腹板の圧縮側縁の応力、 k_σ は垂直応力度に対する座屈係数、 k_τ はせん断応力度に対する座屈係数、 μ はポアソン比、 R は座屈パラメーター (降伏状態に近い応力度で板の座屈を防ぐのに必要な板の幅厚比と弾性座屈論から求まる幅厚比との比) を示す。

5.3 支間長 60m 程度の 2 重合成 I 桁橋の試設計

鋼連続合成 I 桁橋が最も経済的、合理的だと考えられている支間長 60m 前後に対して、2 重合成 I 桁橋による試設計（断面計算）を実施し、主要断面における経済性比較を実施する。

2 重合成 I 桁橋の試設計を実施するにあたって、対象橋梁は「PC 床版鋼連続合成 2 主桁橋の設計・施工マニュアル」の設計計算例で対象とした鋼 5 径間連続 2 主桁橋をモデルに、設計条件及び荷重条件は同じものを使用することとする。以下に試設計を行う橋梁の設計条件と荷重載荷位置を示す。

5.3.1 設計条件

試設計を行うにあたり、下記に設計条件を示す。また、構造一般図を図 5.7 に示す。

(1) 橋梁諸元

- 1) 道路規格 1 種 3 級 B 規格
- 2) 橋格 B 活荷重
- 3) 橋梁形式 鋼 5 径間連続合成 2 主 I 桁橋（活荷重合成桁）
- 4) 橋長 280m
- 5) 支間 50.0m+3@60.0m+50.0m
- 6) 幅員構成 総幅員：11.15m，有効幅員：10.02m
- 7) 平面線形 $R=\infty$ ，斜角 $90^{\circ} 00' 00''$
- 8) 床版 場所打ちプレストレストコンクリート床版 $t=320\text{mm}$ ，固定型枠工法
- 9) 使用材料 鋼材：SM400, SM490Y, SM570，コンクリート：設計基準強度 $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ ，鉄筋：SD345

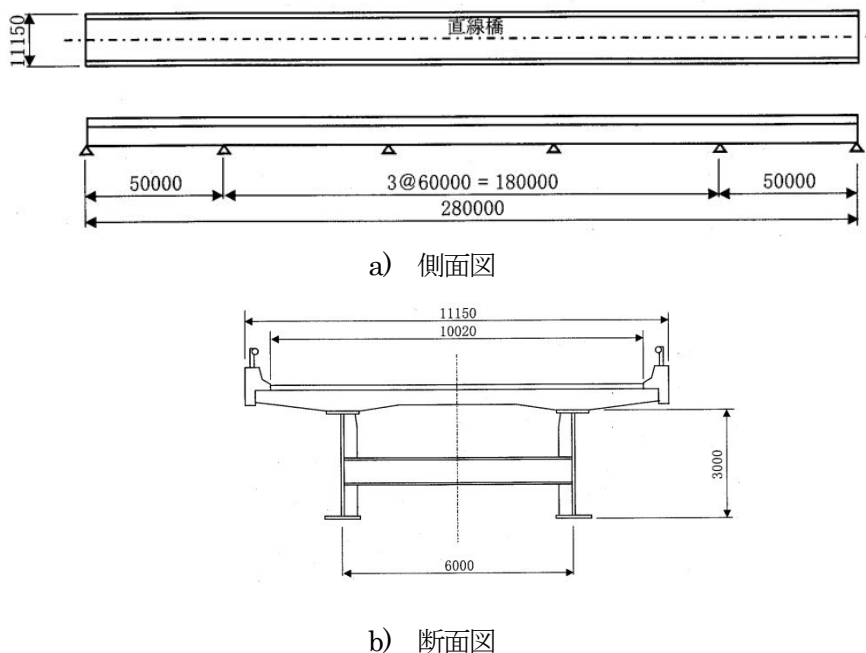


図 5.7 構造一般図

合成前死荷重（PC床版，ハンチ，鋼重，型枠），合成後死荷重（舗装，壁高欄，型枠除去）および活荷重（B活荷重，衝撃）について，図 5.8 に示す要領で主桁に載荷する。

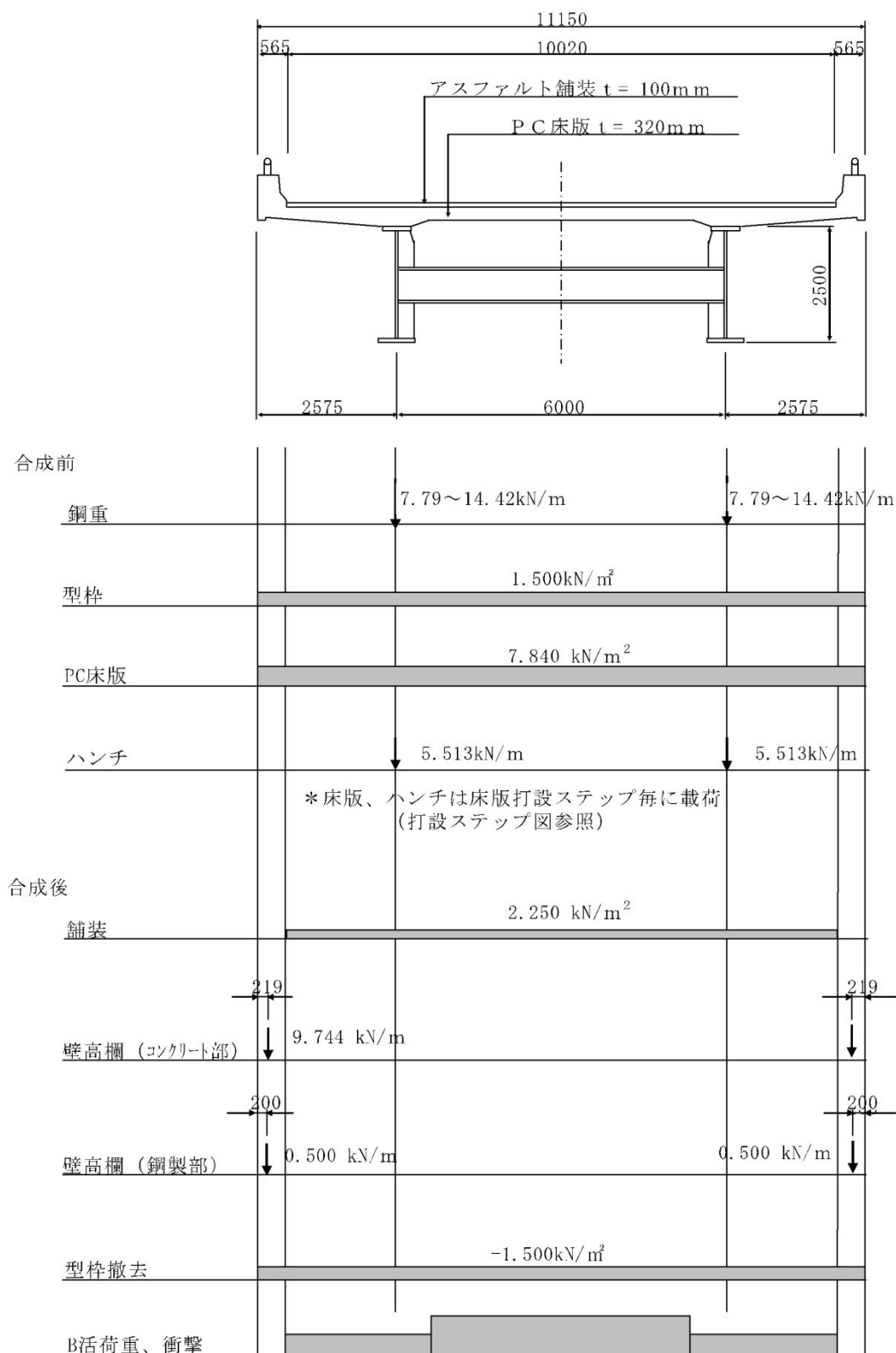


図 5.8 荷重載荷図（荷重強度と載荷方法）

5.3.2 設計断面力

今回試設計で使用した断面力は「PC 床版鋼連続合成 2 主桁橋の設計・施工マニュアル」で算出された断面力を用いた。なお使用した断面力図を図 5.9 に示す。

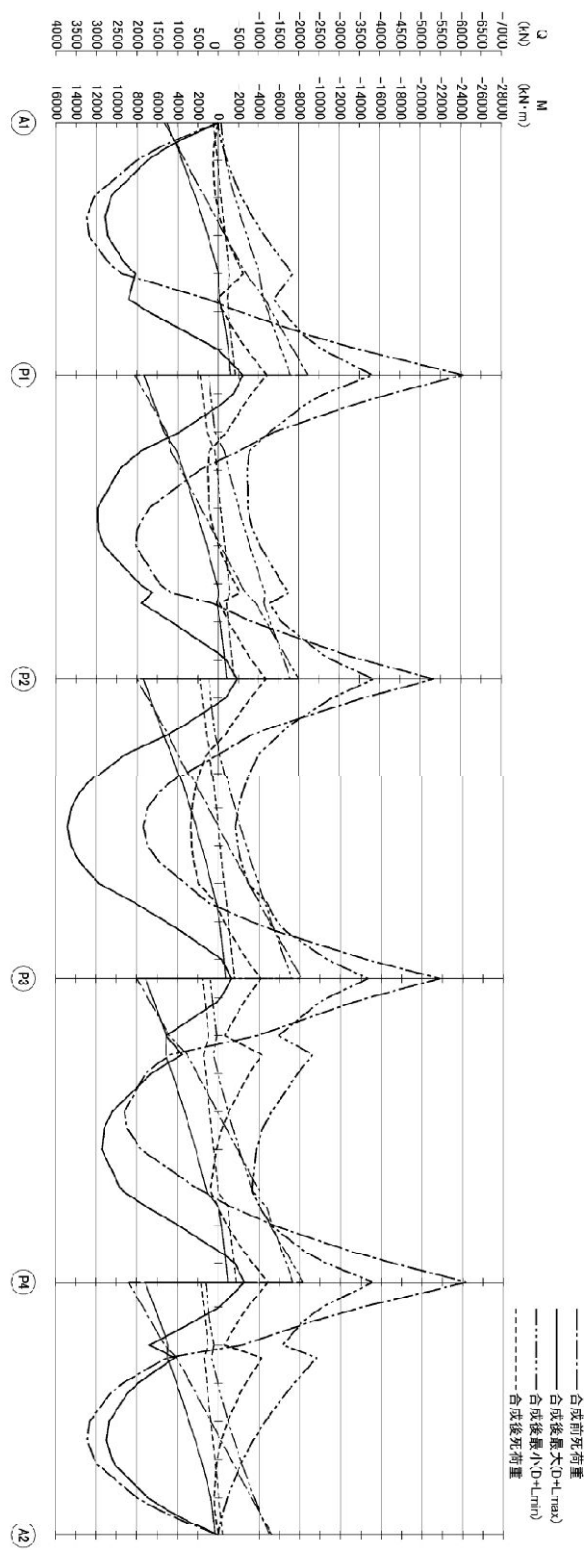


図 5.9 断面力図

5.3.3 設計結果

(1) 計算結果

2 重合成 I 桁橋の許容応力度設計法及び限界状態設計法による試設計（断面計算）を、径間中央（正曲げ領域）と中間支点（負曲げ領域）の主要 2 断面について実施した。表 5.1, 5.2 に、計算結果一覧表を示す。なお、断面計算の詳細については、付録に断面計算を示す。

表 5.1 許容応力度設計法による計算結果

			径間中央(正曲げ領域)		中間支点(負曲げ領域)	
断 面 諸 元	床 版	mm	5249 x 320		4313 x 320	
	鉄 筋	—	—		D22 ctc 125	
	上フランジ	板 幅	580		580	
		板 厚	20		58	
		材 質	SM490Y		SM570	
	ウェブ	板 幅	2948		2908	
		板 厚	20		25	
		材 質	SM490Y		SM570	
	下フランジ	板 幅	840		840	
		板 厚	32		34	
		材 質	SM490Y		SM570	
	下 床 版	mm	—		2341 x 400	
許 容 応 力 度 設 計 法	応 力 度 照 査	床 版	N/mm ²	-2.9 ≤ -11.4	OK	—
		鉄 筋	N/mm ²	—		77.4 ≤ 140.0 OK
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-190.9 ≤ -210.0	OK	253.4 ≤ 255.0 OK
		ウ ェ ブ	N/mm ²	7.8 ≤ 120.0	OK	53.4 ≤ 145.0 OK
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	208.9 ≤ 210.0	OK	-237.8 ≤ -255.0 OK
		下 床 版	N/mm ²	—		-5.3 ≤ -11.4 OK
		合 成 応 力 度	—	0.95 ≤ 1.2	OK	1.05 ≤ 1.2 OK
	降 伏 に 対 す る 安 全 度 の 照 査	床 版	N/mm ²	-5.9 ≤ -24.0	OK	—
		鉄 筋	N/mm ²	—		137.8 ≤ 345.0 OK
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-254.1 ≤ -355.0	OK	360.5 ≤ 450.0 OK
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	324.5 ≤ 355.0	OK	-326.9 ≤ -450.0 OK
		下 床 版	N/mm ²	—		-9.4 ≤ -24.0 OK
	ひ び 割 れ 幅 の 照 査		mm	—		0.122 ≤ 0.186 OK
	活 荷 重 た わ み の 照 査		mm	41 ≤ 100	OK	—
限 界 状 態 設 計 法	使 用 限 界 状 態 の 照 査	床 版	N/mm ²	-3.4 ≤ -34.0	OK	—
		鉄 筋	N/mm ²	—		89.0 ≤ 345.0 OK
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-219.6 ≤ -355.0	OK	291.5 ≤ 450.0 OK
		ウ ェ ブ	N/mm ²	9.0 ≤ 205.0	OK	61.4 ≤ 259.8 OK
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	240.2 ≤ 355.0	OK	-273.5 ≤ -450.0 OK
		下 床 版	N/mm ²	—		-6.1 ≤ -34.0 OK
	終 局 限 界 状 態 の 照 査	塑 性 中 立 軸	mm	194 (床版内)		584 (ウェブ内)
		コンパクト断面判定	—	147.400 < —	OK	101.680 < 582.515 OK
		ダクティリティ条件	—	0.056 ≤ 0.15	OK	0.195 > 0.15 0.99
		曲 げ 強 度 照 査	kN・m	39258 ≤ 71654	OK	-58680 ≤ -111843 OK
		せん断強度照査	kN	970 ≤ 5370	OK	6029 ≤ 11566 OK
		相 関 強 度 照 査	参考	0.091 ≤ 1.0	OK	0.150 ≤ 1.0 OK
	疲 労 限 界 状 態 の 照 査		—	未 照 査		未 照 査

表 5.2 限界状態設計法による計算結果

				径間中央(正曲げ領域)			中間支点(負曲げ領域)							
断 面 諸 元				床 版		mm	5246 x 320		4300 x 320					
				鉄 筋		—	—		D22 ctc 125					
				上フランジ	板 幅	mm	550		550					
					板 厚	mm	17		46					
					材 質	—	SM490Y		SM570					
				ウ ェ ブ	板 幅	mm	2455		2429					
					板 厚	mm	18		23					
					材 質	—	SM490Y		SM570					
				下フランジ	板 幅	mm	800		800					
					板 厚	mm	28		25					
材 質	—	SM490Y			SM570									
				下 床 版		mm	—		2334 x 300					
許 容 応 力 度 設 計 法				床 版		N/mm ²	-3.8 ≤ -11.4		OK	—				
				鉄 筋		N/mm ²	—			110.7 ≤ 140.0		OK		
				上 フ ラ ン ジ		N/mm ²	-286.0 > -210.0		NG	390.3 > 255.0		NG		
				ウ ェ ブ		N/mm ²	10.5 ≤ 120.0		OK	69.5 ≤ 145.0		OK		
				下 フ ラ ン ジ		N/mm ²	307.7 > 210.0		NG	-386.4 > -255.0		NG		
				下 床 版		N/mm ²	—			-8.1 ≤ -11.4		OK		
				合 成 応 力 度		—	2.06 > 1.2		NG	2.40 > 1.2		NG		
				降伏に対する安全度の照査		床 版	N/mm ²	-7.6 ≤ -24.0		OK	—			
						鉄 筋	N/mm ²	—			197.0 ≤ 345.0		OK	
						上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-376.3 > -355.0		NG	550.0 > 450.0		NG	
						下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	476.8 > 355.0		NG	-529.3 > -450.0		NG	
						下 床 版	N/mm ²	—			-14.3 ≤ -24.0		OK	
				ひび割れ幅の照査				mm	—			0.157 ≤ 0.186		OK
				活荷重たわみの照査				mm	41 ≤ 100		OK	—		
				限 界 状 態 設 計 法				床 版		N/mm ²	-4.3 ≤ -34.0		OK	—
鉄 筋		N/mm ²	—						127.3 ≤ 345.0		OK			
上 フ ラ ン ジ		N/mm ²	-329.0 ≤ -355.0					OK	448.9 ≤ 450.0		OK			
ウ ェ ブ		N/mm ²	12.0 ≤ 205.0					OK	79.9 ≤ 259.8		OK			
下 フ ラ ン ジ		N/mm ²	353.9 ≤ 355.0					OK	-444.4 ≤ -450.0		OK			
下 床 版		N/mm ²	—						-9.3 ≤ -34.0		OK			
終局限界状態の照査		塑 性 中 立 軸	mm					151 (床版内)			649 (ウェブ内)			
		コンパクト断面判定	—					136.389 < —		OK	93.652 < 260.483		OK	
		ダクティリティ条件	—					0.051 ≤ 0.15		OK	0.259 > 0.15		0.96	
		曲げ強度照査	kN・m					39258 ≤ 49144		OK	-58680 ≤ -74143		OK	
		せん断強度照査	kN					970 ≤ 4284		OK	6029 ≤ 9457		OK	
		相関強度照査	参考					0.410 ≤ 1.0		OK	0.557 ≤ 1.0		OK	
疲 労 限 界 状 態 の 照 査								—	未 照 査			未 照 査		

(2) 経済比較検討

鋼少数I桁橋に対する二重合成I桁橋の経済性を確認するために、主要2断面（径間中央、中間支点）での鋼桁の断面積比による比較検討を行った。以下に、経済比較結果を示す。

1) 許容応力度設計法（少数I桁）

許容応力度設計法による少数I桁時の基本断面を図5.10に示す。また、この場合の径間中央部と中間支点部における断面緒元と概算の鋼重を表5.3に示す。

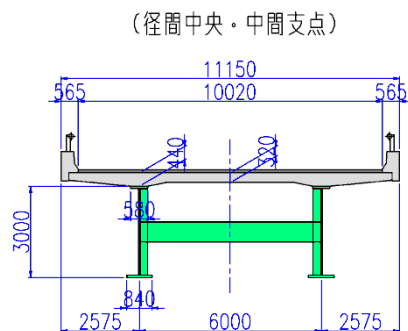


図 5.10 断面図

表 5.3 概算鋼重

				径間中央 (正曲げ領域)	中間支点 (負曲げ領域)
断面諸元	上フランジ	板 幅	mm	580	580
		板 厚	mm	27	54
		材 質	—	SM490Y	SM570
	ウェブ	高 さ	mm	2933	2902
		板 厚	mm	20	27
		材 質	—	SM490Y	SM570
	下フランジ	板 幅	mm	840	840
		板 厚	mm	40	44
		材 質	—	SM490Y	SM570

概算数量(2主桁分/m当たり)				
概算数量	断面積	mm ²	107920	146634
	鋼 重	t	1.694	2.302
	比率		(1.000)	(1.000)

2) 許容応力度設計法（2重合成I桁）

ここでは、許容応力度設計法による2重合成I桁時の基本断面を図5.11に示す。また、径間中央部と中間支点部における断面緒元と概算の鋼重を表5.4に示す。

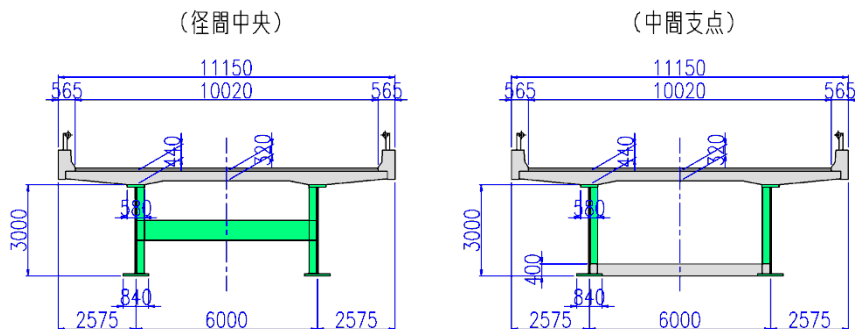


図 5.11 断面図

表 5.4 概算鋼重

				径間中央 (正曲げ領域)	中間支点 (負曲げ領域)
断面諸元	上フランジ	板 幅	mm	580	580
		板 厚	mm	20	58
		材 質	—	SM490Y	SM570
	ウェブ	高 さ	mm	2948	2908
		板 厚	mm	20	25
		材 質	—	SM490Y	SM570
	下フランジ	板 幅	mm	840	840
		板 厚	mm	32	34
		材 質	—	SM490Y	SM570

概算数量(2主桁分/m当たり)

概算数量	断面積	mm ²	97440	134900
	鋼 重	t	1.530	2.118
		比率	(0.903)	(0.920)

3) 限界状態設計法 (2 重合成 I 桁)

限界状態設計法による 2 重合成 I 桁時の基本断面を図 5.12 に示す。また、径間中央部と中間支点部における断面緒元と概算の鋼重を表 5.5 に示す。

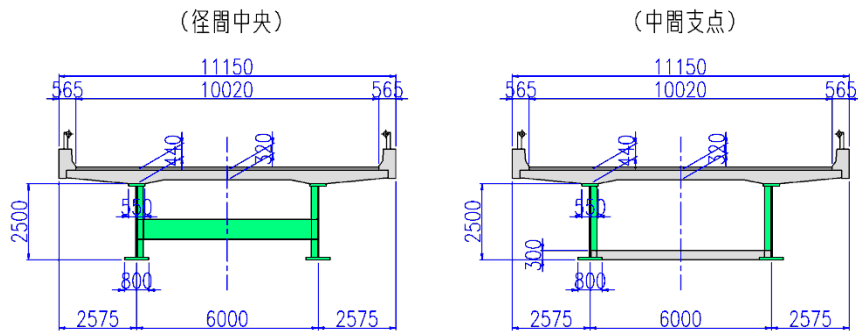


図 5.12 断面図

表 5.5 概算鋼重

				径間中央 (正曲げ領域)	中間支点 (負曲げ領域)
断面諸元	上フランジ	板 幅	mm	550	550
		板 厚	mm	17	46
		材 質	—	SM490Y	SM570
	ウェブ	高 さ	mm	2455	2429
		板 厚	mm	18	23
		材 質	—	SM490Y	SM570
	下フランジ	板 幅	mm	800	800
		板 厚	mm	28	25
		材 質	—	SM490Y	SM570

概算数量(2主桁分/m当たり)

概算数量	断面積	mm ²	75940	101167
	鋼 重	t	1.192	1.588
		比率	(0.704)	(0.690)

2 重合成桁を採用することにより、以下の考察が得られる。

- ①二重合成 I 桁橋とすることで、中間支点上の下フランジが下床版で補剛されるため、許容応力度設計法であっても、板厚を低減することが可能となる。
- ②限界状態設計法を用いた場合、許容応力度設計法で決まる断面よりも、桁高を低く抑えることが可能となり、更に合理的な断面とすることが可能である。

5.4 長支間（100m 以上）対応 2 重合成 I 桁橋の試設計

これまで、支間長 100m を超える長支間橋梁においては、一般的に「細幅箱桁橋」，「鋼床版箱桁橋」，「波形鋼板ウェブ箱桁橋」等が選定されている^{5.11)}。第二東名高速道路においても、大井川橋（最大支間長 $L=127.0\text{m}$ ），谷津川橋（最大支間長 $L=135.0\text{m}$ ）等の長支間橋梁がある。（図 5.13 参照）

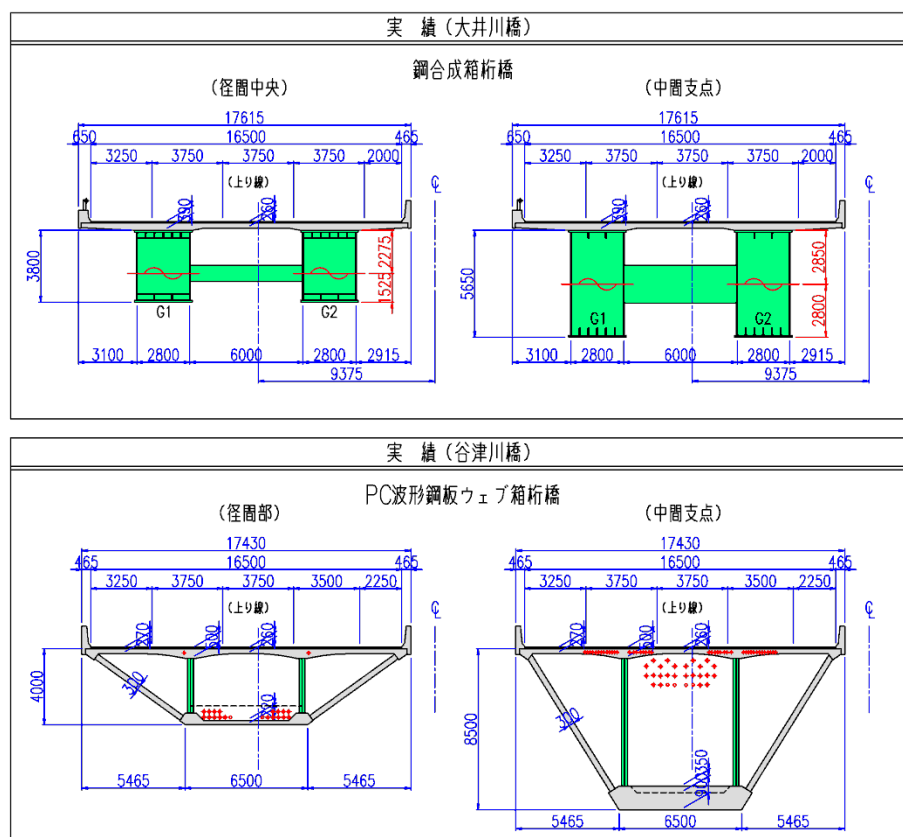


図 5.13 第二東名高速道路の一般的な長支間橋梁断面

本検討では、標準的な適用支間から逸脱するが、更なる経済性の追求から「鋼少数 I 桁橋」の適用可能性について検討を行うこととする。なお、「鋼少数 I 桁橋」を長支間化する場合、主桁の断面構成上の使用板厚制限、耐風安定性、耐震性等から、設計的に採用が困難となる可能性があるため、鋼桁とコンクリート橋脚を剛結した「複合ラーメン構造」で、かつ中間支点付近の鋼桁下フランジ圧縮領域に下コンクリート床版を設けた「2 重合成構造」の採用を基本に検討を進める。また、検討にあたっては、「橋梁用高性能鋼材：BHS 鋼」を採用した場合、また「許容応力度設計法」で行った場合についても整理する。

BHS 鋼について以下に記述する。BHS 鋼（BHS : Bridge High-performance Steel）は、汎用的に使用されている従来鋼と比較して、強度、破壊靱性、溶接性、加工性、耐候性に優れた橋梁用高能鋼材の総称である。BHS500、BHS500W（降伏強度 $\sigma_y \geq 500\text{N/mm}^2$ ）及び BHS700W（降伏強度 $\sigma_y \geq 700\text{N/mm}^2$ ）が提案され、実用化に向けての研究開発が行われており、2005 年 3 月に

は日本鉄鋼連盟に製品規定^{5.15)}され、更に2008年11月には日本工業規格（JIS）に制定^{5.16)}されている。従来鋼とBHS鋼との規定値（降伏点）の比較を表5.6に示す。なお、許容応力度については文献5.17)を参考とした。

表 5.6 従来鋼と BHS 鋼との比較

		鋼 種					
		従来鋼				BHS鋼	
		SM400	SM490Y	SM570	HT780	BHS500	BHS700
引 張 強 度 σ_u	N/mm ²	400.0 (0.70)	490.0 (0.86)	570.0 (1.00)	780.0 (1.37)	570.0 (1.00)	780.0 (1.37)
降 伏 強 度 σ_y	N/mm ²	235.0 (0.52)	355.0 (0.79)	450.0 (1.00)	685.0 (1.52)	500.0 (1.11)	700.0 (1.56)
許 容 応 力 度 σ_a	N/mm ²	140.0 (0.55)	210.0 (0.82)	255.0 (1.00)	355.0 (1.39)	295.0 (1.16)	410.0 (1.61)

5.4.1 設計条件

検討ケースは、【ケース①-1】ラーメン構造、【ケース①-2】ラーメン構造：BHS 鋼の採用、【ケース①-3】ラーメン構造：BHS 鋼の採用、限界状態設計法の導入と3ケースとした。図5.14に構造一般図を示す。

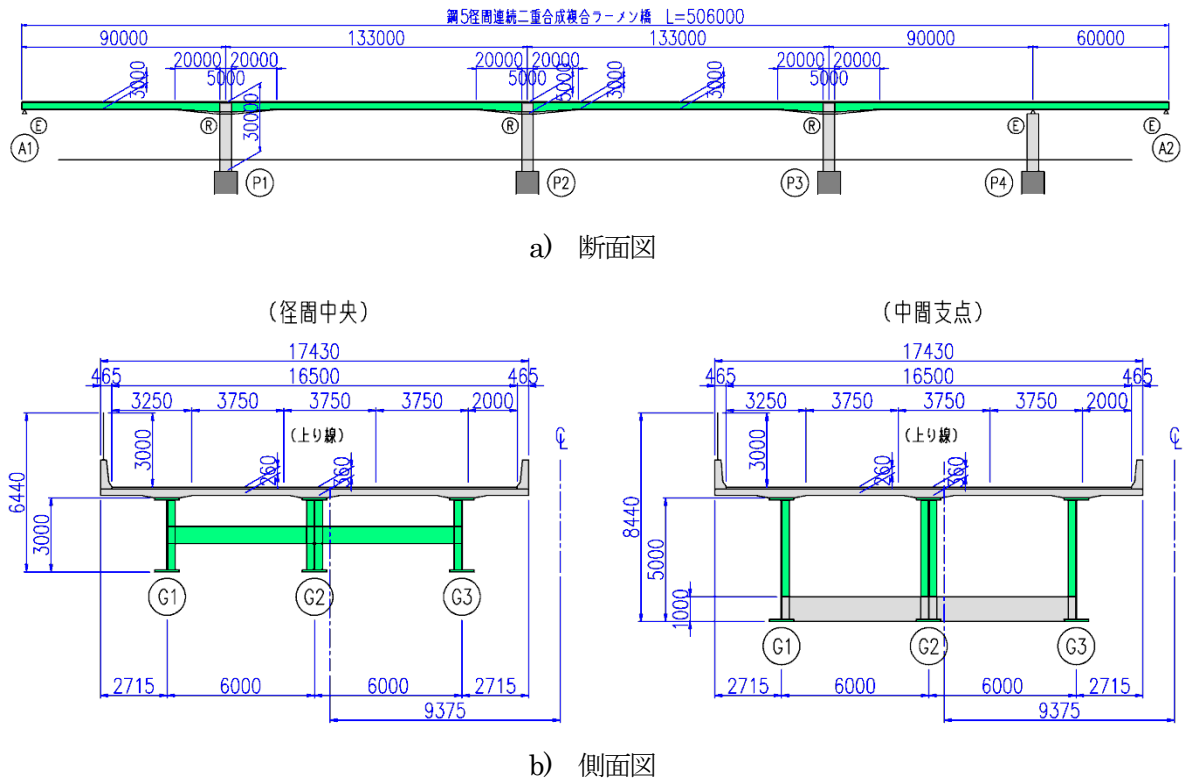


図 5.14 構造一般図

5.4.2 設計断面力

径間中央（正曲げ領域）及び中間支点（負曲げ領域）の主要2断面について、図5.15および5.16示す設計断面力（曲げモーメント、せん断力）を用いて断面計算を行う。なお、断面力の集計結果は表5.7にまとめている。

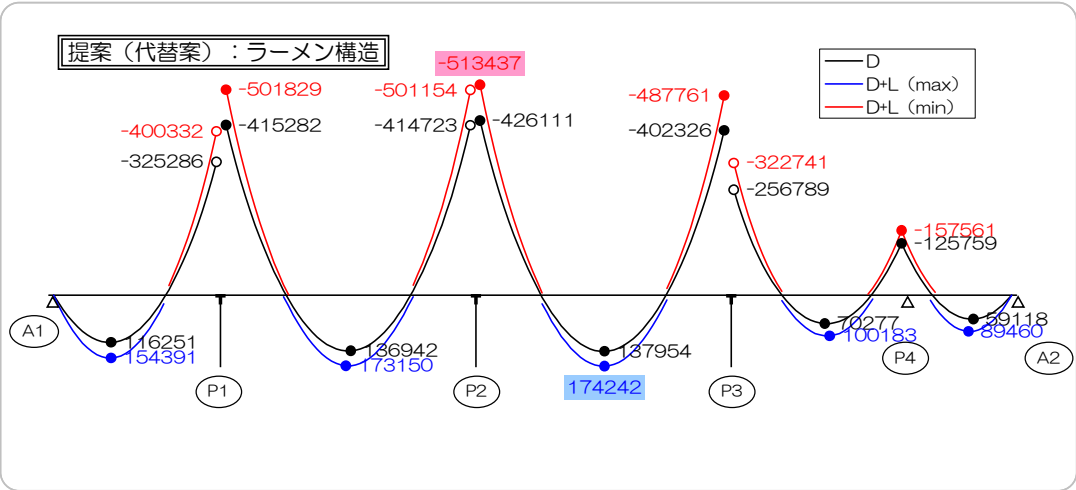


図 5.15 曲げモーメント図

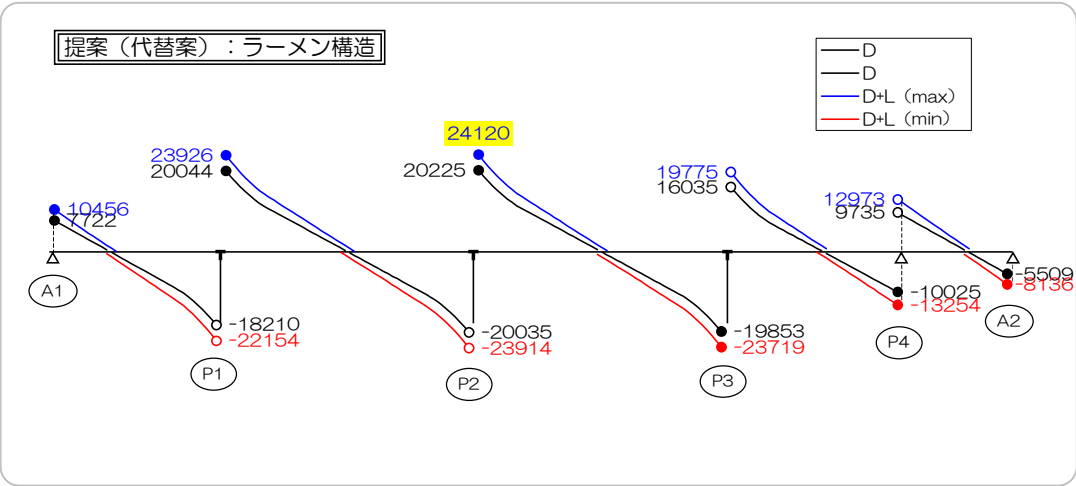


図 5.16 せん断力図

表 5.7 断面力集計表

	径間中央(正曲げ領域)		中間支点(負曲げ領域)		備 考
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力	
	M(kN・m)	S(kN)	M(kN・m)	S(kN)	
前 死 荷 重 ①	43246 (0.25)	-40 (0.03)	-148787 (0.29)	8727 (0.36)	鋼桁、下床版
前 死 荷 重 ②	65060 (0.37)	-66 (0.05)	-190508 (0.37)	7899 (0.33)	合成床版
後 死 荷 重	29648 (0.17)	-30 (0.02)	-86816 (0.17)	3600 (0.15)	壁高欄、舗装、遮音壁
死 荷 重	137954 (0.79)	-136 (0.10)	-426111 (0.83)	20225 (0.84)	
活 荷 重	36288 (0.21)	-1210 (0.90)	-87326 (0.17)	3895 (0.16)	B活荷重(衝撃含む)
合 計	174242 (1.00)	-1346 (1.00)	-513437 (1.00)	24120 (1.00)	
	(0.78)	(0.65)	(0.86)	(0.91)	

5.4.3 設計結果

(1) 計算結果

各ケースの許容応力度設計法及び限界状態設計法による試設計（断面計算）を径間中央（正曲げ領域）と中間支点（負曲げ領域）の主要 2 断面について実施した。表 5.8～5.10 に計算結果一覧表を示す。なお、断面計算の詳細については、付録に記載する。

表 5.8 計算結果一覧表【ケース①-1】

				径間中央(正曲げ領域)			中間支点(負曲げ領域)		
断 面 諸 元	床 版		mm	5715 x 260			5408 x 260		
	鉄 筋		—	—			D22 ctc 100		
	上フランジ	板 幅	mm	1000			1000		
		板 厚	mm	39			100		
		材 質	—	SM570			SM570		
	ウ ェ ブ	板 幅	mm	2895			4805		
		板 厚	mm	25			30		
		材 質	—	SM570			SM570		
	下フランジ	板 幅	mm	1000			1000		
		板 厚	mm	66			95		
		材 質	—	SM570			SM570		
下 床 版		mm	—			2820 x 1000			
許 容 応 力 度 設 計 法	応 力 度 照 査	床 版	N/mm ²	-5.0 ≤ -11.4 OK			—		
		鉄 筋	N/mm ²	—			75.5 ≤ 140.0 OK		
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-252.0 ≤ -255.0 OK			254.8 ≤ 255.0 OK		
		ウ ェ ブ	N/mm ²	6.2 ≤ 145.0 OK			55.8 ≤ 145.0 OK		
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	252.7 ≤ 255.0 OK			-160.8 ≤ -255.0 OK		
		下 床 版	N/mm ²	—			-10.6 ≤ -11.4 OK		
		合 成 応 力 度	—	0.90 ≤ 1.2 OK			1.08 ≤ 1.2 OK		
	降伏に対する安全度の照査	床 版	N/mm ²	-8.4 ≤ -24.0 OK			—		
		鉄 筋	N/mm ²	—			124.6 ≤ 345.0 OK		
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-336.4 ≤ -450.0 OK			355.6 ≤ 450.0 OK		
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	359.6 ≤ 450.0 OK			-220.9 ≤ -450.0 OK		
		下 床 版	N/mm ²	—			-15.4 ≤ -24.0 OK		
	ひ び 割 れ 幅 の 照 査		mm	—			0.120 ≤ 0.186 OK		
	活 荷 重 た わ み の 照 査		mm	26 ≤ 266 OK			—		
限 界 状 態 設 計 法	使用限界状態の照査	床 版	N/mm ²	-5.8 ≤ -34.0 OK			—		
		鉄 筋	N/mm ²	—			86.8 ≤ 345.0 OK		
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-289.9 ≤ -450.0 OK			293.0 ≤ 450.0 OK		
		ウ ェ ブ	N/mm ²	7.1 ≤ 259.8 OK			64.1 ≤ 259.8 OK		
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	290.6 ≤ 450.0 OK			-185.0 ≤ -450.0 OK		
		下 床 版	N/mm ²	—			-12.2 ≤ -34.0 OK		
	終局限界状態の照査	塑 性 中 立 軸	mm	393 (上フランジ内)			685 (下床版内)		
		コンパクト断面判定	—	115.800 < — OK			130.000 < — OK		
		ダクティリティ条件	—	0.117 ≤ 0.15 OK			0.137 ≤ 0.15 OK		
		曲げ強度照査	kN・m	83972 ≤ 148031 OK			-242865 ≤ -429613 OK		
		せん断強度照査	kN	866 ≤ 9247 OK			11361 ≤ 20635 OK		
		相 関 強 度 照 査	参考	0.104 ≤ 1.0 OK			0.194 ≤ 1.0 OK		
		疲 労 限 界 状 態 の 照 査		—	未 照 査			未 照 査	

表 5.9 計算結果一覧表【ケース①-2】

				径間中央(正曲げ領域)			中間支点(負曲げ領域)		
断 面 諸 元	床 版		mm	5715 x 260			5408 x 260		
	鉄 筋		—	—			D22 ctc 100		
	上フランジ	板 幅	mm	1000			1000		
		板 厚	mm	30			46		
		材 質	—	BHS500			*	BHS700	
	ウェブ	板 幅	mm	2915			4919		
		板 厚	mm	25			30		
		材 質	—	BHS500			BHS700		
	下フランジ	板 幅	mm	1000			1000		
		板 厚	mm	55			35		
		材 質	—	BHS500			*	BHS700	
下 床 版		mm	—			2820 x 1000			
許 容 応 力 度 設 計 法	応 力 度 照 査	床 版	N/mm ²	-5.2 ≤ -11.4		OK	—		
		鉄 筋	N/mm ²	—			104.8 ≤ 140.0	OK	
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-294.7 ≤ -295.0		OK	406.2 ≤ 410.0	OK	
		ウ ェ ブ	N/mm ²	6.2 ≤ 170.0		OK	54.5 ≤ 240.0	OK	
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	292.4 ≤ 295.0		OK	-259.8 ≤ -410.0	OK	
		下 床 版	N/mm ²	—			-13.7 > -11.4	※	
		合 成 応 力 度	—	0.91 ≤ 1.2		OK	1.00 ≤ 1.2	OK	
	降伏に対する安全度の照査	床 版	N/mm ²	-8.8 ≤ -24.0		OK	—		
		鉄 筋	N/mm ²	—			173.0 ≤ 345.0	OK	
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-392.0 ≤ -500.0		OK	562.0 ≤ 700.0	OK	
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	415.3 ≤ 500.0		OK	-352.4 ≤ -700.0	OK	
		下 床 版	N/mm ²	—			-20.0 ≤ -24.0	OK	
	ひび割れ幅の照査		mm	—			0.152 ≤ 0.186	OK	
	活荷重たわみの照査		mm	26 ≤ 266		OK	—		
限 界 状 態 設 計 法	使用限界状態の照査	床 版	N/mm ²	-6.0 ≤ -34.0		OK	—		
		鉄 筋	N/mm ²	—			120.5 ≤ 345.0	OK	
		上 フ ラ ン ジ	N/mm ²	-339.0 ≤ -500.0		OK	467.1 ≤ 700.0	OK	
		ウ ェ ブ	N/mm ²	7.1 ≤ 288.7		OK	62.7 ≤ 404.1	OK	
		下 フ ラ ン ジ	N/mm ²	336.2 ≤ 500.0		OK	-298.8 ≤ -700.0	OK	
		下 床 版	N/mm ²	—			-15.8 ≤ -34.0	OK	
	終局限界状態の照査	塑性中立軸	mm	388 (上フランジ内)			920 (下床版内)		
		コンパクト断面判定	—	116.600 < —		OK	131.800 < —	OK	
		ダクティリティ条件	—	0.116 ≤ 0.13		OK	0.184 > 0.13	0.97	
		曲げ強度照査	kN・m	83972 ≤ 147390		OK	-242865 ≤ -421448	OK	
		せん断強度照査	kN	866 ≤ 9831		OK	11361 ≤ 30013	OK	
		相関強度照査	参考	0.105 ≤ 1.0		OK	0.131 ≤ 1.0	OK	
	疲労限界状態の照査		—	未 照 査			未 照 査		

※コンクリート強度及び下床版厚の変更等に対応可能

表 5.10 計算結果一覧表【ケース①-3】

				径間中央(正曲げ領域)			中間支点(負曲げ領域)									
断面諸元				床版		mm	5715 x 260			5408 x 260						
				鉄筋		—	—			D22 ctc 100						
				上フランジ	板幅		mm	1000			1000					
					板厚		mm	30			47					
					材質		—	SM570			BHS500					
				ウェブ	板幅		mm	2930			4923					
					板厚		mm	18			24					
					材質		—	SM570			BHS500					
				下フランジ	板幅		mm	1000			1000					
					板厚		mm	40			30					
					材質		—	SM570			BHS500					
				下床版		mm	—			2820 x 500						
許容応力度設計法				応力度照査	床版		N/mm ²	-5.6 ≤ -11.4			OK	—				
					鉄筋		N/mm ²	—			109.3 ≤ 140.0			OK		
					上フランジ		N/mm ²	-329.0 > -255.0		NG	433.2 > 295.0		NG			
					ウェブ		N/mm ²	8.5 ≤ 145.0		OK	68.1 ≤ 170.0		OK			
					下フランジ		N/mm ²	385.9 > 255.0		NG	-319.1 > -295.0		NG			
					下床版		N/mm ²	—			-18.3 > -11.4		NG			
					合成応力度		—	2.18 > 1.2		NG	2.25 > 1.2		NG			
				降伏に対する安全度の照査	床版		N/mm ²	-9.4 ≤ -24.0		OK	—					
					鉄筋		N/mm ²	—			180.4 ≤ 345.0		OK			
					上フランジ		N/mm ²	-436.1 ≤ -450.0		OK	598.3 > 500.0		NG			
					下フランジ		N/mm ²	549.1 > 450.0		NG	-434.9 ≤ -500.0		OK			
					下床版		N/mm ²	—			-26.7 > -24.0		NG			
								ひび割れ幅の照査		mm	—			0.156 ≤ 0.186		OK
								活荷重たわみの照査		mm	26 ≤ 266		OK	—		
				限界状態設計法				使用限界状態の照査	床版		N/mm ²	-6.4 ≤ -34.0		OK	—	
鉄筋		N/mm ²	—						125.6 ≤ 345.0		OK					
上フランジ		N/mm ²	-378.4 ≤ -450.0						OK	498.2 ≤ 500.0		OK				
ウェブ		N/mm ²	9.8 ≤ 259.8						OK	78.3 ≤ 288.7		OK				
下フランジ		N/mm ²	443.8 ≤ 450.0						OK	-367.0 ≤ -500.0		OK				
下床版		N/mm ²	—						-21.0 ≤ -34.0		OK					
終局限界状態の照査	塑性中立軸		mm					365 (上フランジ内)			1450 (ウェブ内)					
	コンパクト断面判定		—					162.778 < —		OK	185.542 < 187.460		OK			
	ダクティリティ条件		—					0.109 ≤ 0.15		OK	0.290 > 0.13		0.91			
	曲げ強度照査		kN・m					83972 ≤ 101069		OK	-242865 ≤ -273845		OK			
	せん断強度照査		kN					866 ≤ 5264		OK	11361 ≤ 14062		OK			
	相関強度照査		参考					0.477 ≤ 1.0		OK	1.045 > 1.0		—			
								疲労限界状態の照査		—	未照査			未照査		

(2) 経済比較検討

2重合成I桁橋を採用するにあたって、従来形式（PC箱桁、鋼箱桁）との経済比較検討を行う。経済比較を行うにあたっては、第二東名高速道路で同程度の橋梁実績である谷津川橋（最大支間長L=135m）と大井川橋（最大支間長L=127m）を比較対象とする。経済比較結果を表5.11～5.13に示す。なお2重合成I桁橋の概算金額については、一番不経済となるケース①-1のみを算出し比較することとした。

表 5.11 経済比較（PC 波形鋼板ウェブ箱桁橋）

従来形式（PC 波形鋼板ウェブ箱桁橋）： 第二東名高速道路 谷津川橋（最大支間長 L=135m）

(径間部)

(中間支点)

			径間中央 (正曲げ領域)	中間支点 (負曲げ領域)
断面諸元	床版厚	上床版	mm	260
		下床版	mm	220
	PC鋼材 (内ケーブル)	種 類	—	12S15.2
		本 数	本	2
	PC鋼材 (外ケーブル)	種 類	—	19S15.2
		本 数	本	18
	PC鋼材 (横締め)	種 類	—	1S28.6
		間 隔	mm	ctc625
	鉄 筋	上床版	上段	D13ctc125
			下段	D19ctc125
		下床版	上段	D25ctc125
			下段	D16ctc125
	波形鋼板	板 厚	mm	9
		材 質	—	SM490Y

概算数量

PC橋のため、省略する。

詳細数量 (m当たり)

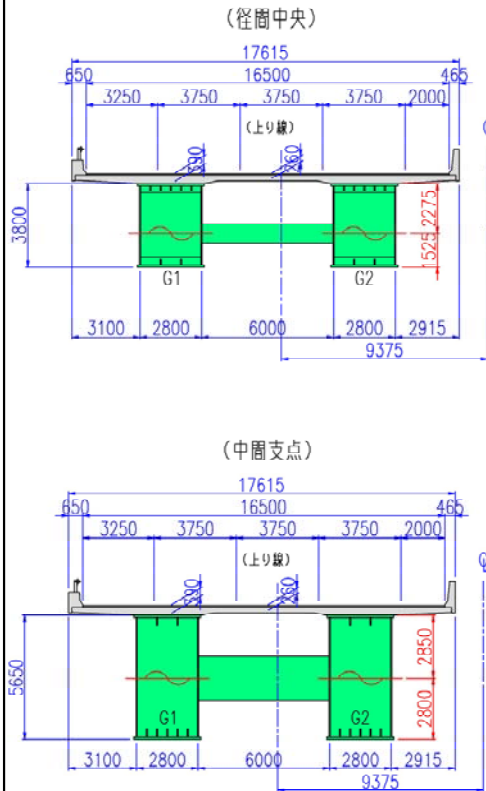
PC橋のため、省略する。

概算工事費

上部工 (m2当たり)	千円/m2	30.4 (1.003)
-------------	-------	--------------

表 5.12 経済比較（鋼合成箱桁橋）

従来形式（鋼合成箱桁橋）： 第二東名高速道路 大井川橋（最大支間長 L=127m）



			径間中央 (正曲げ領域)	中間支点 (負曲げ領域)
断面諸元	上フランジ	板 幅	mm	3050
		板 厚	mm	14
		材 質	—	SM490Y
	(縦リブ)	本 数	本	2
		高 さ	mm	220
		板 厚	mm	22
	ウェブ	高 さ	mm	3758
		板 厚	mm	20
		材 質	—	SM570
	下フランジ	板 幅	mm	3050
		板 厚	mm	28
		材 質	—	SM570
	(縦リブ)	本 数	本	2
		高 さ	mm	245
		板 厚	mm	26

概算数量(2主箱桁分/m当たり)

概算数量	断面積	mm2	315360	647140
	鋼 重	t	4.951	10.160
	比率		(1.185)	(1.272)

詳細数量(m当たり)

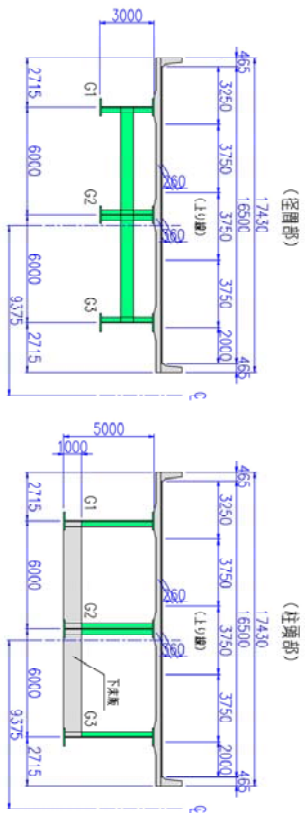
鋼構造物の 製 作	製作材料費(鋼板)A	t	0.000	0.000
	製作材料費(鋼板)B	t	1.050	0.000
	製作材料費(鋼板)C	t	3.901	10.160
	製作材料費(形鋼)A	t	—	—
	製作材料費(形鋼)B	t	—	—
	製作材料費(スタッド)	t	—	—
	大型部材の製作	個	12	12
	小型部材の製作	個	14	14
	T継手溶接工	m	16.000	16.000
	鋼構造物の防 錆	m2	22.132	29.340
鋼構造物の 輸 送	鋼構造物の塗装C-5	m2	38.692	50.100
	鋼橋の輸送	t	4.951	10.160
鋼構造物の 架 設	鋼橋の架設	t	4.951	10.160
	高力ボルト本締工	t	—	—
	鋼橋の現場溶接工	m	27.232	34.440
	〃 (水平継手)	m	4.000	4.000

概算工事費

上部工(m2当たり)	千円/m2	49.2	(1.626)
------------	-------	------	---------

鋼 3 主 I 桁橋

変断面



【Case(1)-1】ラーメン構造(変断面)

	径間中央 (正曲げ領域)		中間支点 (負曲げ領域)	
	桁幅 mm	板厚 mm	桁幅 mm	板厚 mm
上フランジ	1000	39	1000	100
	材質	SM570	材質	SM570-H
断面諸元	高さ	2895	4805	
	板厚	25	30	
ウェブ	材質	SM570	SM570	
	板厚	1000	1000	
下フランジ	高さ	68	95	
	材質	SM570-H	SM570-H	

【Case(1)-2】ラーメン構造(変断面):BHS鋼の採用

	径間中央 (正曲げ領域)		中間支点 (負曲げ領域)	
	桁幅 mm	板厚 mm	桁幅 mm	板厚 mm
上フランジ	1000	30	1000	46
	材質	BHS900	材質	BHS700
断面諸元	高さ	2915	4919	
	板厚	25	30	
ウェブ	材質	BHS500	BHS700	
	板厚	1000	1000	
下フランジ	高さ	55	95	
	材質	BHS900	BHS700	

【Case(1)-3】ラーメン構造(変断面):BHS鋼の採用、腹板状剛設計法の導入

	径間中央 (正曲げ領域)		中間支点 (負曲げ領域)	
	桁幅 mm	板厚 mm	桁幅 mm	板厚 mm
上フランジ	1000	30	1000	47
	材質	SM570	材質	BHS900
断面諸元	高さ	2930	4923	
	板厚	18	24	
ウェブ	材質	BHS500	BHS500	
	板厚	1000	1000	
下フランジ	高さ	40	30	
	材質	SM570	BHS900	

表 5.13 経済比較 (2 重合成 I 桁橋)

概算数量(3主桁桁分/m当たり)		断面積		鋼重	
概算数量	鋼重	mm ²	t	t	比率
		17375	339150	4177	7.987
		鋼重	比率	(1.000)	(1.000)
詳細数量(m当たり)					
製作材料費(鋼板)A	t	0.000	0.000		
製作材料費(鋼板)B	t	0.000	0.000		
製作材料費(鋼板)C	t	4.177	7.987		
製作材料費(形鋼)A	t	—	—		
製作材料費(形鋼)B	t	—	—		
製作材料費(2ツツジ)	t	—	—		
大型部材の製作	個	9	12		
小型部材の製作	個	0	0		
1.5mm手溶接工	m	12.000	12.000		
鋼構造物の塗装C-5	m ²	26.370	37.830		
防錆	m ²	3.000	3.000		
鋼構造物の運送	t	4.177	7.987		
鋼構造物の架設	t	4.177	7.987		
鋼構造物の高力ボルト本施工	t	—	—		
鋼構造物の現場溶接工	m	14.695	20.415		
架設	m	0.000	3.000		
〃 (水手補手)	m				
概算工事費					
上部工(m ² 当たり)	千円/m ²	30.3	(1.000)		

概算数量(3主桁桁分/m当たり)		断面積		鋼重	
概算数量	鋼重	mm ²	t	t	比率
		157875	228570	3.718	5.383
		鋼重	比率	(0.890)	(0.674)
詳細数量					
製作材料費(鋼板)A	t	0.000	0.000		
製作材料費(鋼板)B	t	0.000	0.000		
製作材料費(鋼板)C	t	3.718	5.383		
製作材料費(形鋼)A	t	—	—		
製作材料費(形鋼)B	t	—	—		
製作材料費(2ツツジ)	t	—	—		
大型部材の製作	個	9	12		
小型部材の製作	個	0	0		
1.5mm手溶接工	m	12.000	12.000		
鋼構造物の塗装C-5	m ²	26.490	38.514		
防錆	m ²	3.000	3.000		
鋼構造物の運送	t	3.718	5.383		
鋼構造物の架設	t	3.718	5.383		
鋼構造物の高力ボルト本施工	t	—	—		
鋼構造物の現場溶接工	m	14.745	20.757		
架設	m	0.000	3.000		
〃 (水手補手)	m				
概算工事費					
上部工(m ² 当たり)	千円/m ²	—			

概算数量(3主桁桁分/m当たり)		断面積		鋼重	
概算数量	鋼重	mm ²	t	t	比率
		122740	195152	2.891	4.996
		鋼重	比率	(0.692)	(0.575)
詳細数量					
製作材料費(鋼板)A	t	0.000	0.000		
製作材料費(鋼板)B	t	0.000	0.000		
製作材料費(鋼板)C	t	2.891	4.996		
製作材料費(形鋼)A	t	—	—		
製作材料費(形鋼)B	t	—	—		
製作材料費(2ツツジ)	t	—	—		
大型部材の製作	個	9	12		
小型部材の製作	個	0	0		
1.5mm手溶接工	m	12.000	12.000		
鋼構造物の塗装C-5	m ²	26.580	38.538		
防錆	m ²	3.000	3.000		
鋼構造物の運送	t	2.891	4.996		
鋼構造物の架設	t	2.891	4.996		
鋼構造物の高力ボルト本施工	t	—	—		
鋼構造物の現場溶接工	m	14.790	20.768		
架設	m	0.000	3.000		
〃 (水手補手)	m				
概算工事費					
上部工(m ² 当たり)	千円/m ²	—			

試設計の結果以下の知見が得られた。

- ・許容応力度設計法でも、板厚 100mm 以下で断面構成可能であった。
- ・BHS 鋼を採用することで、上下フランジ共に板厚 50mm 程度で断面構成することができるため、高力ボルト接合の採用が可能となる。
- ・限界状態設計法の導入により、BHS500 でもスリムな断面構成が可能となり、使用限界状態の照査で断面決定となった。
- ・限界状態設計法の場合、使用限界状態での断面決定となっているため、部分安全係数の設定に課題を残す。
- ・経済比較において、PC 波形鋼板ウェブ箱桁橋と同程度の工費となり、山岳橋梁においても、2 重合成 I 桁構造の採用が考えられる結果となった。

5.5 施工実績データとの比較検討

前項では試設計により、支間中央部と中間支点部の断面諸元を検討し、主桁の概算鋼重を算出した。その結果、2 重合成 I 桁を採用し、限界状態設計法で設計を行うことにより、大きく鋼重の縮減が図れることを確認した。ここでは、その結果と少数 I 桁橋の施工実績から橋面積鋼材質量を算出し、日本橋梁建設協会から発刊されている「鋼道路橋設計の手引き」^{5.18)}に記載の実績データと比較検討を行うこととした。

5.5.1 橋面積当たり鋼材質量の算出

試設計にて算出した鋼重は、主桁の大型部材のみである。従って、橋面積当たりの鋼材質量にするためには、主桁の小型部材(補剛材や添接材など)と横桁の大型部材(型钢)や小型部材(補剛材や添接材)の質量を加算する必要がある。NEXCO 中日本沼津工事事務所で施工した 2 主 I 桁橋の施工実績を調査した結果、主桁の大型部材質量の約 1.28 倍が全体の質量となっていた。そこで、主桁の大型部材質量に 1.28 を乗じて全体鋼材質量を求めることとした。表 5.14 に橋面積当たり鋼材質量の算出結果を示す。

表 5.14 橋面積当たり鋼材質量

最大支間 長 (m)	形式	全幅員 (m) ①	設計法	径間中央と中間 支点の平均鋼材 質量 ②	全体鋼材質量 (t) ② ×1.28=③	橋面積当た り(kg/m ²) ③ /①
60	少数Ⅰ桁	11.15	ASD	1.998	2.557	229.3
	2重合成Ⅰ桁			1.824	2.335	209.4
			LSD	1.390	1.779	159.6
133	2重合成Ⅰ桁	17.43	ASD	6.082	7.785	446.6
			ASD(BHS)	4.551	5.825	334.2
			LSD(BHS)	3.744	4.792	274.9

5.5.2 連続合成 I 桁橋の橋面積当たり鋼材質量との比較

図 5.17 に連続合成 I 桁橋の橋面積当たり鋼材質量と支間長の関係を示す。図中の◆が施工実績を示し、その施工実績を線形回帰したグラフも示す。連続合成 I 桁橋の施工実績としては最大支間長 65m 程度までと考えられる。なお、このグラフに今回試設計した支間長 60m の結果をプロットした。●は通常の連続合成 I 桁橋を許容応力度設計した場合、▲は 2 重合成 I 桁橋を採用し許容応力度設計をした場合、■は 2 重合成 I 桁橋で限界状態設計をした場合の結果である。

2 重合成 I 桁橋を採用して許容応力度設計をしても、鋼材質量の低減効果は少なく、下床版の施工費がかかるため、コスト削減効果は少ないか増加すると考えられる。なお、2 重合成 I 桁橋を採用し限界状態設計をすることにより、施工実績と比較すると、支間長が 10m 程度短い連続合成 I 桁橋と同程度の鋼材質量となり、十分にコスト削減若しくは、長支間化が可能であると考えられる。線形回帰したグラフと比較すると、支間長が 20m 程度短い連続合成 I 桁橋と同程度となり、この結果からは、更に長支間化が図られているものと考えられる。

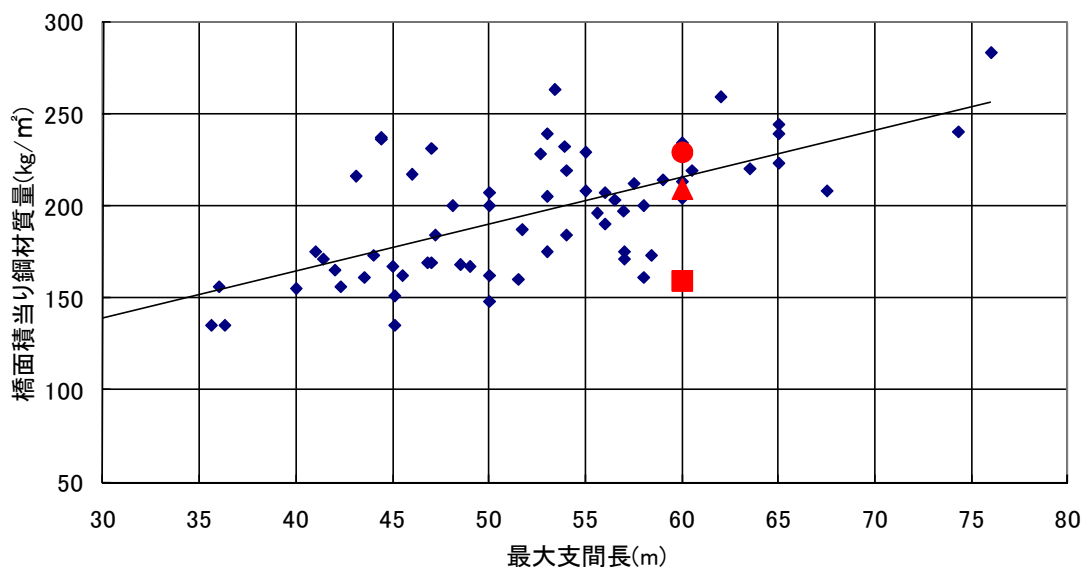


図 5.17 連続合成 I 桁橋の鋼材質量と 2 重合成 I 桁橋の比較

5.5.3 連続合成箱桁橋の橋面積当たり鋼材質量との比較

図 5.18 に開断面箱桁橋、図 5.19 に細幅箱桁橋の橋面積当たり鋼材質量と支間長の関係を示す。前項と同様に、図中の◆が施工実績を示し、その施工実績を線形回帰したグラフも示す。なお、開断面箱桁橋では 100m 程度以下の施工実績しか無く、細幅箱桁橋では 120m 程度以下の施工実績しか無いため、線形回帰したグラフを支間長 140m 程度まで伸ばして比較することとした。また、●，▲，■は前項の通りである。また、支間長 133m の結果は、▲は 2 重合成 I 桁橋を許容応力度設計した場合、▲は 2 重合成 I 桁橋で BHS 鋼を使用して許容応力度設計した場合、■は 2 重合成 I 桁橋で BHS 鋼を使用して限界状態設計した場合を示す。

開断面箱桁橋の施工実績を比較すると、支間長 60m の試設計では、2 重合成 I 桁橋で限界状態設計を行うことにより、施工実績の下限值側より鋼材質量の低減効果が大きいと、十分なコスト削減効果が期待できると考えられる。しかしながら、支間長 60m では、前項の連続合成 I 桁橋が経済

的に有利であり、比較検討としては前項の連続合成 I 桁との比較がメインになると考えられるため、この結果は参考と考える方が妥当である。また、支間長 133m の試設計の比較でも、BHS 鋼を使用した限界状態設計の鋼材質量が線形回帰よりも大きく低減されており、十分なコスト削減効果と合わせて長支間化が期待できると考えられる。

また、細幅箱桁橋の施工実績と比較した結果も、開断面箱桁橋と同様の結果となった。特に細幅箱桁橋は施工実績として 110m 程度の橋梁があるため、コスト削減効果と合わせて長支間化の効果は、開断面箱桁橋の結果よりは精度が良いと考えられる。

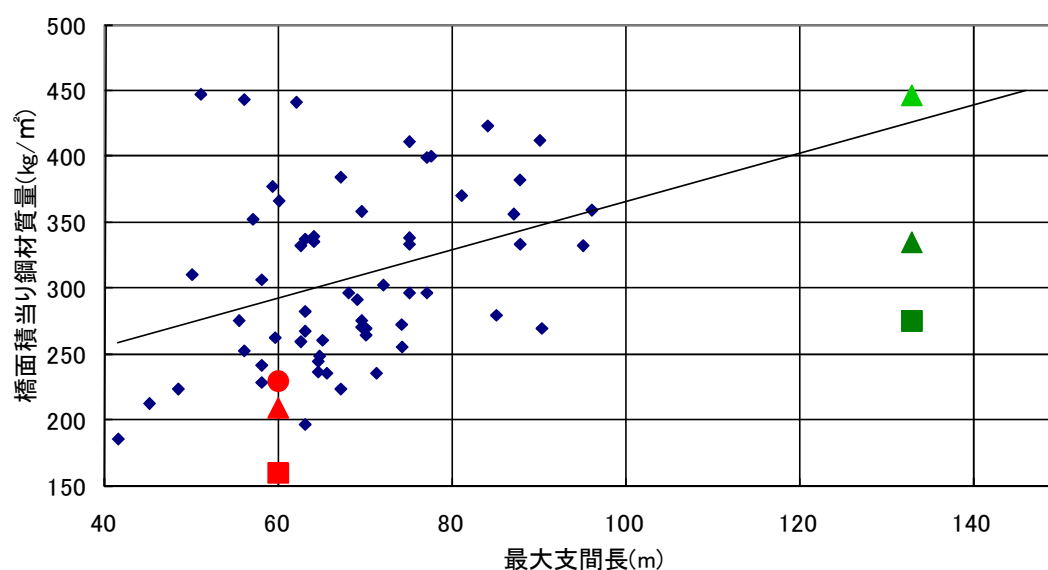


図 5.18 連続合成開断面箱桁橋の鋼材質量と 2 重合成 I 桁橋の比較

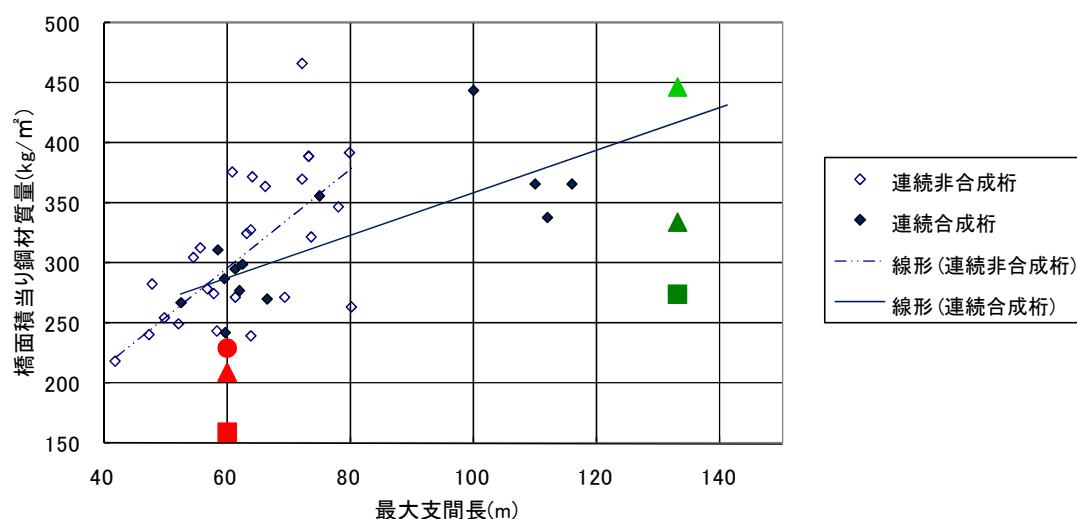


図 5.19 連続合成細幅箱桁橋の鋼材質量と 2 重合成 I 桁橋の比較

5.5.4 連続トラス橋の橋面積当たり鋼材質量との比較

図 5.20 に連続トラス橋の橋面積当たり鋼材質量と支間長の関係を示す。前項と同様に、図中の◆が施工実績を示し、その施工実績を線形回帰したグラフも示す。●、▲、■、△、▲、■は前項のとおりである。

支間長 60m、133m とともに、2 重合成 I 桁橋で許容応力度設計をしても、線形回帰したグラフよりも鋼材質量の低減効果があり、2 重合成 I 桁橋を採用するコスト縮減効果は、箱桁橋の場合よりも大きいと考えられる。

トラス橋を採用する場合は、山岳部などで部材の輸送や架設の制約が厳しい場合や下路橋を採用することで桁下空間を確保したい場合などであり、上記の通りコスト縮減効果だけでは判断できない部分があるが、山岳部での施工方法の検討を行うことで、十分適用可能であると考えられる。

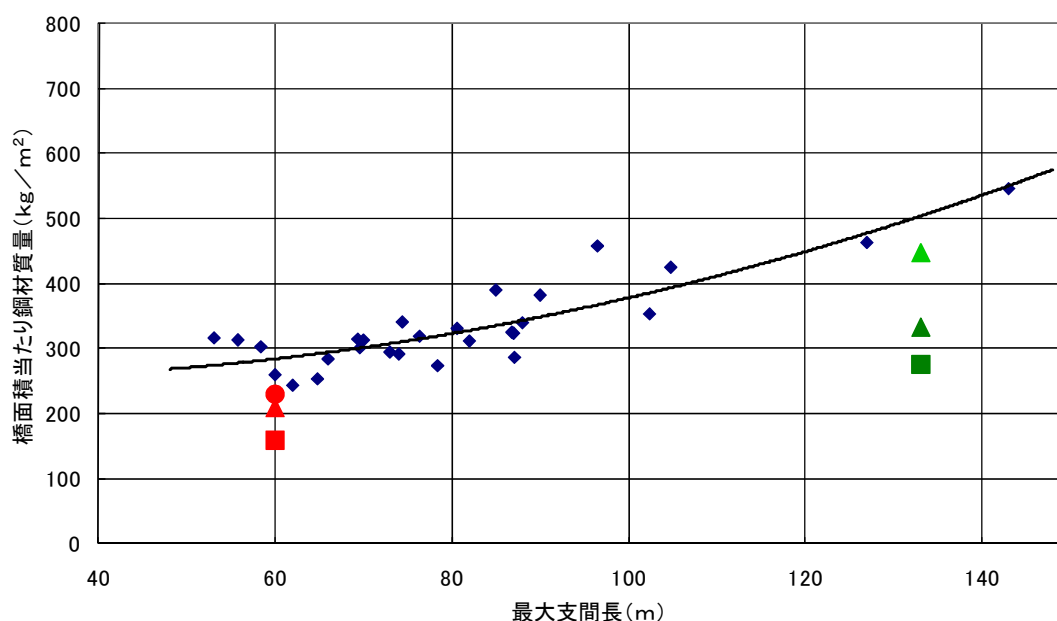


図 5.20 連続トラス橋の鋼材質量と 2 重合成 I 桁橋の比較

5.6 結言

本章では、2 重合成 I 桁橋を対象とした限界状態設計法でも終局状態設計について設計手順を示し、終局状態設計、使用状態設計に関する設計・照査項目について概説した。また、鋼 I 桁の標準的な支間長である 60m 程度の橋梁を対象に 2 重合成 I 橋とした場合の試設計を行うと同時に経済比較を行った。さらに、鋼 I 桁の発展性を検証すべく、鋼箱桁橋または PC 箱桁橋の適用支間長である 100m を超える長支間の橋梁を対象に、2 重合成 I 桁橋の試設計について BHS 鋼も視野に入れて経済比較を行った。試設計の結果は、今までの橋梁形式に対し十分競争できる橋梁形式であり、実設計に対して適用可能であると同時に、さらに発展性を秘め、拡大していく橋梁形式であることが検証できた。

5章の参考文献

- 5.1) 大久保宣人, 梁鐘護他 : 鋼・コンクリート二重合成桁の実績調査と考察, 第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 2003.
- 5.2) AASHTO : LRFD bridge design specifications -2005 interim revisions, Washington, D.C., 2005.
- 5.3) CEN : Eurocode3, Design of steel structures, Part 1-1 : General rules and rules for buildings, 2003.
- 5.4) CEN : Eurocode3, Design of Steel Structures, Part 1-5 ; Plated structural elements, 2004.
- 5.5) CEN : Eurocode4 , Design of composite steel and concrete structures, Part2, General rules and rules for bridges, 2004.
- 5.6) Gupta, V.K., Okui, Y. and Nagai, M. : Development of web slenderness limits for composite I-girders accounting for initial bending moment, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 4, pp.854-864, 2006.
- 5.7) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M. : Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete girders, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 3, pp.475-485, 2007.
- 5.8) 岡田淳, 加藤真志 : 高強度鋼を用いて塑性化を考慮した合成 I 桁の曲げ耐荷力特性の評価, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 1, pp.151-164, 2009.
- 5.9) Basler, K. : Strength of plate girders in shear, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, pp.151-180, 1961.
- 5.10) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直以 : 2 重合成 I 桁の曲げ及びせん断強度の評価方法に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 1, pp.117-132, 2010.
- 5.11) 中日本高速道路(株) : 設計要領, 第二集, 橋梁建設編, 2009.
- 5.12) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直以 : 合成 I 桁の曲げ, せん断相関強度解明に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 2, pp.393-405, 2010.
- 5.13) (財)高速道路技術センター : PC 床版鋼連続合成 2 主桁橋の設計・施工マニュアル, 2002., 2003.
- 5.14) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 丸善, 2003.
- 5.15) (社)日本鉄鋼連盟 製品規定 MDCR 0014-2004 : 降伏点 500N/mm² 及び降伏点 700N/mm² 溶接構造用圧延鋼材, 2005.
- 5.16) 日本工業規格 JIS G3140 : 橋梁用高降伏点鋼板, 2008.
- 5.17) 岡田淳, 村上琢哉, 川畑篤敬 : 橋梁用高性能鋼材の活用による連続合成 2 主 I 桁橋の長支間化に関する検討, 土木学会論文集 F, vol.63, No.2, pp.141-155, 2007.
- 5.18) (社)日本橋梁建設協会 : 道路橋計画の手引き, 2008.

第6章 結論

近年の高齢化社会および社会資本投資減少の中で、経済性の達成ならびに耐久性の向上という観点から、ここ数年で最も有力な橋梁形式の一つとして注目され、設計施工事例が増加している連続合成I桁橋を対象に検討を行った。本研究では、更なる経済性の達成を目標に、圧縮に強いコンクリートの特性を生かし、中間支点部の圧縮側にコンクリートを設置する2重合成I桁橋を提案し、本構造の実用化に欠かせない限界状態設計法の確立に資するために実施した一連の実験的研究ならびに試設計を通じた経済性に関する研究についてまとめたものである。着目した点は、2重合成I桁橋の設計において、最も重要である鋼桁腹板の座屈現象やコンクリートの圧縮破壊現象ならびに、曲げとせん断が同時に作用した場合のせん断座屈による曲げ強度の低下の度合いに関する評価方法である。そのため、本論文では、終局限界状態における2重合成I桁橋の設計法を確立するために以下の実験を行い、設計法の整理を行うとともに、試設計を行い経済性の確認を行った。

- ① 2重合成I桁の曲げ強度の評価方法を明らかにするため、Ductilityの条件式に関するパラメータを変化させ2ケースの載荷実験を行った。
- ② 合成I桁の曲げとせん断の相関強度の照査方法を明らかにするため、曲げせん断比を変化させ3ケースの載荷実験を行った。
- ③ Baslerの強度式によるせん断強度評価の妥当性を検討するため、アスペクト比 $\alpha=1.5$ と2.0を有する合成I桁および2重合成I桁の載荷実験を行った。

本研究で得られた結論を以下に示す。

1) 2重合成I桁の負曲げ部の曲げ強度式の開発

引張コンクリートを無視し、圧縮側コンクリートブロックの強度を85%に低減して算出した塑性モーメントを終局曲げ強度と定義した。終局曲げ強度の評価に当たり、コンクリートブロックが先行して破壊する影響をDuctilityの条件(塑性モーメントに対する低減係数)を用いて評価する必要がある。2重合成I桁のDuctility条件としては、正曲げ部を対象に導かれたGuptaらの条件式において、 D_t を圧縮側ブロックの最外縁から引張側鋼桁フランジ最外縁までの長さをとる方法を提案した。このような設定により、実験値と計算値との差は両供試体とも10%以下となり、AASHTOやEurocodeよりも精度良く強度を推定できることが確認できた。

2) 合成I桁のせん断強度式の検討

アスペクト比(α)=1.5, 2.0を有する合成桁のせん断強度は、いずれもBaslerの強度式で算定した強度より高い値となった。1996年に実施したアスペクト比(α)=3.0の結果も、上記と同様であったことから、Basler式を採用することで、安全側に強度を評価できると言える。なお、Baslerの強度式より実験値が高くなった要因として、床版による拘束効果や、床版がせん断力を分担することが挙げられる。これらの影響を考慮した、より合理的な評価方法の開発については今後の課題となった。

3) 曲げとせん断が同時に作用する場合の相関強度照査方法の検討

曲げモーメントとせん断作用の比率を変化させた 3 ケースとも、曲げ強度は、せん断作用に関係なく塑性モーメントに達した。また、全ての実験結果を整理しても、曲げとせん断の相関作用に伴う強度低下は見られなかった。近年のハイブリット桁における曲げとせん断の相関に関する研究でも相関作用は認められないため、相関強度の照査は不要と考える。しかしながら、 π 型鋼断面の箱桁の曲げとせん断の相関に関する研究では、相関作用が認められるとの見解もあり、床版による拘束や床版がせん断力を分担していることが関係していると考えられるため、今後さらに理論的、実験的検討が必要であると考えられる。

4) 2 重合成 I 桁のせん断強度式の開発

終局状態での破壊状況を整理すると、圧縮側のコンクリートブロックが取り付けいている腹板部分には変形が確認されず、圧縮側のコンクリートブロックが取り付けいていない腹板部分には、明確な斜張力場の発生を確認できた。そのため、2 重合成 I 桁構造におけるせん断強度の評価方法として、ブロックが取り付けいている腹板は降伏せん断強度で、ブロックが取り付けいていない腹板は Basler のせん断強度を採用する方法を提案した。また、実験値と計算値との差は 5% と良く一致することを確認した。

5) 提案する設計照査式を用いた 2 重合成 I 桁橋の試設計を通じて本橋梁の実現可能性の検討

それぞれ提案している評価方法を用いた設計手順を整理すると同時に、① 2 主 I 桁が一般的に採用されている支間長 60m の橋梁と、② さらに箱桁の適用範囲である支間長 100m を超える橋梁の 2 橋に対して許容応力度設計法と限界状態設計法と両方での試設計を行った。その結果、① では、2 重合成 I 桁を採用して許容応力度設計法にて設計した場合、10% 程度の鋼重縮減が図られ、更に 2 重合成 I 桁を採用して限界状態設計法にて設計した場合、30% 程度の鋼重縮減が図られた。これは、限界状態設計法で設計することにより、断面構成から見直すことが可能となったことが大きな要因であると考えられる。② では、① と同様に 2 重合成 I 桁を採用して限界状態設計法で設計を行った場合、大きな鋼重縮減が図れることと、PC 箱桁橋と同程度の概算工費で施工が可能となることを確認した。なお、② の場合は、経済性だけでなく施工性や耐風安定性の影響を考慮する必要があるため、実用化にあたっては今後詳細な検討が必要であると思われる。しかしながら、2 重合成 I 桁は、十分に設計可能であり、経済効果も見られることから、今後の鋼 I 桁橋への適用事例が増えると考えられる。

本研究により、2 重合成 I 桁橋の設計に欠かせない曲げ強度、せん断強度及び曲げとせん断の相関強度の評価方法を提案した。また、これらの強度式を用いた試設計による経済性の検討により、実用化に向けた提案ができたと考えられる。本論文は、今後の同様な研究、設計に有益な資料を提供するとともに、2 重合成 I 桁橋の具体的な設計を行う上で、大きく貢献するものとする。あわせて、本構造形式の実用化の機運が高まり広く普及すると確信している。

付録

(1) 実験供試体の強度予測

1) 曲げ供試体

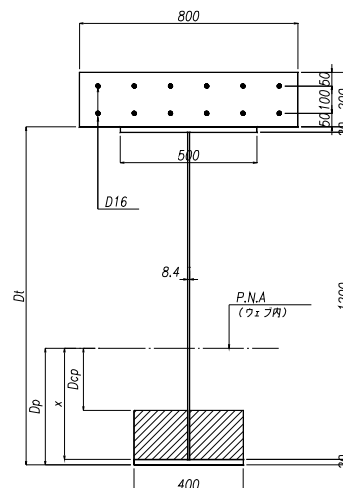
以下に供試体の計算手法を示す。なお、2 供試体とも計算手法が同様であり、厳しい結果となった「供試体 B」を示す。

供試体Bの計算

1. 設計条件

材料特性

コンクリート圧縮実強度	σ_{ck}	=	49.6	N/mm ²
鋼材実降伏強度	U.Fl	:	σ_y	= 305 N/mm ² (SM400)
	Web	:	σ_y	= 329 N/mm ² (SM400)
	L.Fl	:	σ_y	= 305 N/mm ² (SM400)
鋼材せん断強度(Web)	τ_y	=	$\sigma_y/\sqrt{3}$	= 190 N/mm ²
鉄筋降伏強度	σ_{yR}	=	367	N/mm ² (SD295A)
鋼材のヤング係数(Web)	E_s	=	204377	N/mm ²
鋼材のポアソン比	ν	=	0.30	



2. 終局耐力の計算

1) 塑性中立軸(P.N.A)の算定

※引張側の床版は鉄筋のみを断面考慮する。

鉄筋上段	198.6	x	6	本	1,192	367	437,464
鉄筋下段	198.6	x	6	本	1,192	367	437,464
上フランジ	500	x	20		10,000	305	3,050,000
ウェブ(上側)	(1200-x)	x	8.4		8.4(1200-x)	329	2763.6(1200-x)
ウェブ(下側)	x	x	8.4		8.4x	329	2763.6x
コンクリート	0.85	x	400	x	180	49.6	3,035,520
下フランジ	400	x	20		8,000	305	2,440,000
3,924,928 + 2763.6(1200-x) = 2763.6x + 5,475,520							x = 319.5 mm
							Dp = 339.5 mm
							Dcp = 139.5 mm

2) 塑性モーメントの算定: Mp

鉄筋上段	198.6	x	6	x	367	x	1,050.5	459,401,719
鉄筋下段	198.6	x	6	x	367	x	950.5	415,669,999
上フランジ	500	x	20	x	305	x	890.5	2,716,025,000
ウェブ(上側)	880.5	x	8.4	x	329	x	440.3	1,071,403,917
ウェブ(下側)	319.5	x	8.4	x	329	x	159.8	141,098,638
コンクリート	0.85	x	400	x	180	x	229.5	696,651,840
下フランジ	400	x	20	x	305	x	329.5	803,980,000
Mp =								6,304 kN・m

3)降伏モーメントの算定:My (n= 7)

			A(mm ²)	y(mm)	Ay(mm ³)	Ay ² (mm ⁴)
鉄筋上段	198.6 x	6	1,192	770.0	917,840	706,736,800
鉄筋下段	198.6 x	6	1,192	670.0	798,640	535,088,800
上フランジ	500 x	20	10,000	610.0	6,100,000	3,721,000,000
ウェブ	1200 x	8.4	10,080	0.0	0	1,209,600,000
コンクリート	400 x	180	10,286	-510.0	-5,245,860	2,675,388,600
下フランジ	400 x	20	8,000	-610.0	-4,880,000	2,976,800,000
			40,750		-2,309,380	11,824,614,200

$$\delta = -2,309,380 / 40,750 = -56.7 \text{ mm}$$

$$I_v = 11,824,614,200 - 40,750 \times 56.7^2 = 11,693,607,433 \text{ mm}^4$$

$$y_u = 826.7 \text{ mm} \quad \left(\frac{\sigma_y R}{y_u} = \frac{367}{826.7} = 0.444 \right)$$

$$y_l = 563.3 \text{ mm} \quad \left(\frac{\sigma_y}{y_l} = \frac{305}{563.3} = 0.541 \right)$$

$$M_y = \frac{\sigma_y R}{y_u} \times I = 0.444 \times 11,693,607,433 = \mathbf{5,192 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

(鋼桁+ブロック+引張鉄筋)断面状態の中立軸= 600mm+56mm= 656mm

3. 弾性状態の中立軸

・ 鋼桁断面

			A	y	Ay	Ay ²	I ₀
上フランジ	500 x	20	10,000	-610.0	-6,100,000	3,721,000,000	
ウェブ	1200 x	8.4	10,080				1,209,600,000
下フランジ	400 x	20	8,000	610.0	4,880,000	2,976,800,000	
			28,080		-1,220,000	7,907,400,000	

$$\delta_s = \Sigma Ay / \Sigma A = -1,220,000 / 28,080 = -43 \text{ mm}$$

$$I_s = \Sigma I - \Sigma Ax \delta_s^2 = 7,907,400,000 - 28,080 \times (-43)^2 = 7,855,480,080 \text{ mm}^4$$

$$y_{su} = hw/2 + t_{fu} + \delta_s = 600.0 + 20.0 + (-43) = 577 \text{ mm}$$

$$y_{sl} = hw/2 + t_{fl} - \delta_s = 600.0 + 20.0 - (-43) = 663 \text{ mm}$$

・ 合成断面(ヤング係数比 n= 7)

			A	y	Ay	Ay ²	I ₀
床版	800 x	200	22,857	-720	-16,457,040	11,849,068,800	76,190,476
鋼桁			28,080	-43	-1,220,000	7,907,400,000	
床版①	400 x	180	10,286	510	5,245,860	2,675,388,600	27,771,429
			61,223		-12,431,180	22,535,819,305	

$$\delta_v = \Sigma Ay / \Sigma A = 12,431,180 / 61,223 = 203 \text{ mm}$$

$$I_v = \Sigma I - \Sigma Ax \delta_v^2 = 22,535,819,305 - 61,223 \times 203^2 = 20,012,880,698 \text{ mm}^4$$

$$d_{vc} = hw/2 + t_{fu} + t_s/2 - \delta_v = 600 + 20 + 100 - 203 = 517 \text{ mm}$$

$$\text{弾性状態の中立軸} = 600\text{mm} - 203\text{mm} = 397\text{mm}$$

2) せん断供試体

なお、実験モデルは全部で5体としているが、全ケースにおいて計算手法が同様であるため「ケース (1)」のみ示す。

①設計条件

材料特性：

コンクリートの圧縮強度(コア)	$\sigma_{ck} = 40.75$	N/mm ²
コンクリート設計基準圧縮強度	$\sigma_{ck} = 40$	N/mm ²
鋼材の降伏強度(実測)	U.Flг : $\sigma_y = 307$	N/mm ² (SM400)
	Web : $\sigma_y = 314$	N/mm ² (SM400)
	L.Flг : $\sigma_y = 307$	N/mm ² (SM400)
鋼材のせん断強度(Web)	$\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} = 181$	N/mm ²
鋼材のヤング係数	$E_s = 210670$	N/mm ²
鋼材のポアソン比	$\nu = 0.3$	

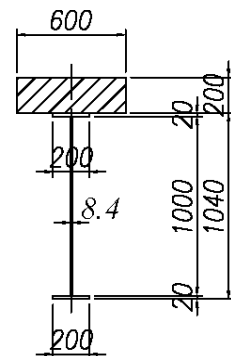
②耐力の計算

塑性中立軸(PNA)の算定：

床版	600	×	200	=	120,000	mm ²
上フランジ	200	×	20	=	4,000	mm ²
ウェブ	1000	×	8.4	=	8,400	mm ²
下フランジ	8.4	×	20	=	4,000	mm ²

上フランジ上縁からの塑性中立軸の位置を x とすると、

$$\begin{aligned}
 &0.85 \times 40.75 \times 120,000 + 307 \times 200 \times x \\
 &= 307 \times 200 \times (20 - x) + 314 \times 1000 \times 8.4 + 307 \times 200 \times 20 \\
 &x = 7.63 \text{ mm (上フランジ内)}
 \end{aligned}$$



合成桁断面図

塑性曲げモーメント M_p (kN・m)：

床版	$0.85 \times 40.75 \times 600 \times 200 \times 107.63$	=	447.37
上フランジ	$\times 307 \times 200 \times 7.63 \times 3.82$	=	1.79
上フランジ	$\times 307 \times 200 \times 12.37 \times 6.18$	=	4.70
ウェブ	$\times 314 \times 1000 \times 8.4 \times 512.37$	=	1351.42
下フランジ	$\times 307 \times 200 \times 20 \times 1022.37$	=	1255.47

$$M_p = 3060.75$$

$$P_{Mp} = 2186 \text{ kN}$$

アスペクト比： $\alpha = a/b = 1500 / 1000 = 1.5$

せん断応力度に対する座屈係数： $k_s = 5.34 + 4.00(1/\alpha)^2 = 7.12$

せん断弾性座屈強度： $\tau_{cr} = k_s \pi^2 E_s / 12 (1 - \nu^2) \times (t_w / h)^2 = 95.63 \text{ N/mm}^2$
 $< 0.8 \tau_y = 145.0 \text{ N/mm}^2$

Basler 式： $Q_u / Q_y = \tau_{cr} / \tau_y + \sqrt{3} / 2 \cdot (1 - \tau_{cr} / \tau_y) / \sqrt{1 + \alpha^2} = 0.754$

$Q_u = (Q_u / Q_y) \times (\tau_y \times A_w) = 0.754 \times (181.3 \times 8400) = 1149 \text{ kN}$ ($P_{Qu} = 2298 \text{ kN}$)

③ 曲げモーメント比とせん断力比

目標値：

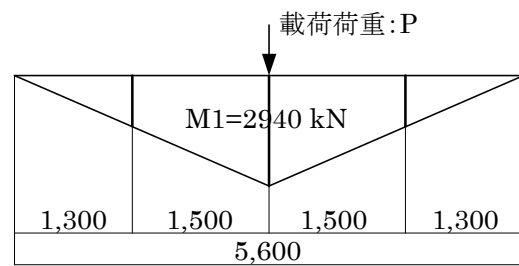
$$Q / Q_u = 0.95$$

$$P = 2 \times Q = 2 \times (0.95 Q_u)$$

$$= 2 \times (0.95 \times 1148.93)$$

$$= 2182.97 \text{ kN}$$

$$P = 2100 \text{ kN (仮載荷荷重)}$$



曲げモーメント図(ケース(1))

モーメント比のチェック：

$$M_1 = PL / 4 = 2100 \times 5.60 / 4 = 2940 \text{ kN}$$

$$M / M_p = M_1 / M_p = 2940 / 3061 = 0.96$$

せん断力比の計算： $Q / Q_u = P / 2 / 1149 = 1050 / 1149 = 0.91$

(2) 支間長 60m 程度の 2 重合成 I 桁橋の断面計算

桁高を 2.5m と低く抑えた断面での限界状態設計法による 2 重合成桁の断面計算を以下に示す。
参考として許容応力度設計法での断面計算も示す。

a) 正曲げ部

(1) 断面諸元の算出

1) 鋼桁断面 (材質: SM490Y) ※ 桁高(上フランジ上面から下フランジ下面まで)を 2500 (mm) 一定とした。

断 面	A (cm ²)	y (cm)	A・y (cm ³)	A・y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1 - 上フランジ 550 x 17	93.5	-123.6	-11557	1428396	
1 - ウェブ ※ 2455 x 18	441.9				2219452
1 - 下フランジ 800 x 28	224.0	124.2	27821	3455343	
Σ =	759.4		16264		7103191

$$\delta_s = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{16264}{759.4} = 21.4 \text{ (cm)}$$

$$I_s = \sum I - \sum A \times \delta_s^2 = 7103191 - 759.4 \times 21.4^2 = 6755416 \text{ (cm}^4\text{)}$$

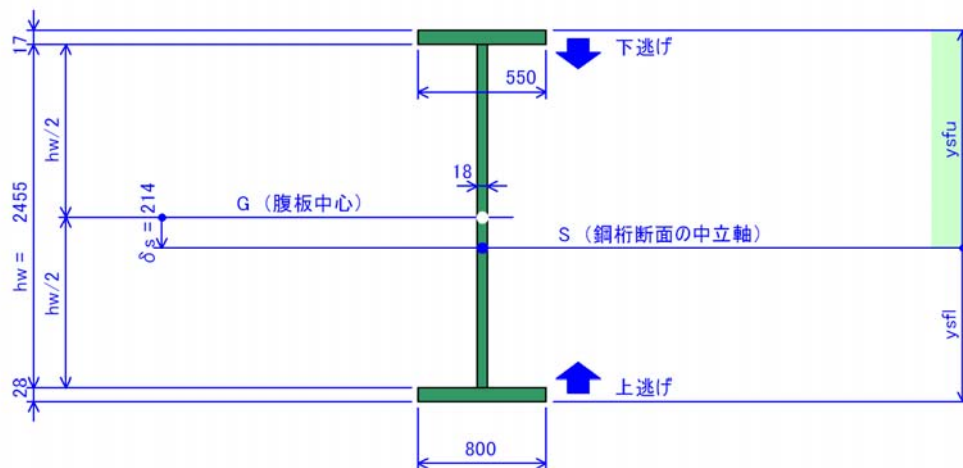
・ 中立軸からの距離

$$y_{sfu} = -\left(\frac{hw}{2} + t_{fu} + \delta_s \right) = -\left(\frac{2455}{2} + 17 + 21.4 \right) = -145.9 \text{ (cm)}$$

$$y_{swu} = -\left(\frac{hw}{2} + \delta_s \right) = -\left(\frac{2455}{2} + 21.4 \right) = -144.2 \text{ (cm)}$$

$$y_{swl} = \frac{hw}{2} - \delta_s = \frac{2455}{2} - 21.4 = 101.4 \text{ (cm)}$$

$$y_{sfl} = \frac{hw}{2} + t_{fl} - \delta_s = \frac{2455}{2} + 28 - 21.4 = 104.2 \text{ (cm)}$$



2) 合成断面

- ・ ヤング係数比 $n = 7$
- ・ 床版厚 $= 32.0$ (cm)
- ・ 床版の有効幅 $= 524.6$ (cm)
- ・ ハンチ高 $= 12.0$ (cm)

断 面	A (cm ²)	y (cm)	A・y (cm ³)	A・y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1 - 床版 5246 x 320 / 7	2398.2	-152.5	-365726	55773139	204644
1 - 鋼桁	759.4	21.4	16251	7103191	
Σ	3157.6		-349475		63080974

$$\delta v = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{-349475}{3157.6} = -110.7 \text{ (cm)}$$

$$I_v = \Sigma I - \Sigma A \times \delta v^2 = 63080974 - 3157.6 \times (-110.7)^2 = 24386196 \text{ (cm}^4\text{)}$$

・ 中立軸からの距離

$$y_{vsu} = -57.8 \text{ (cm)}$$

$$y_{vsl} = -25.8 \text{ (cm)}$$

$$y_{vfu} = -\left(\frac{hw}{2} + t_{fu} + \delta v\right) = -\left(\frac{245.5}{2} + 1.7 + -110.7\right) = -13.8 \text{ (cm)}$$

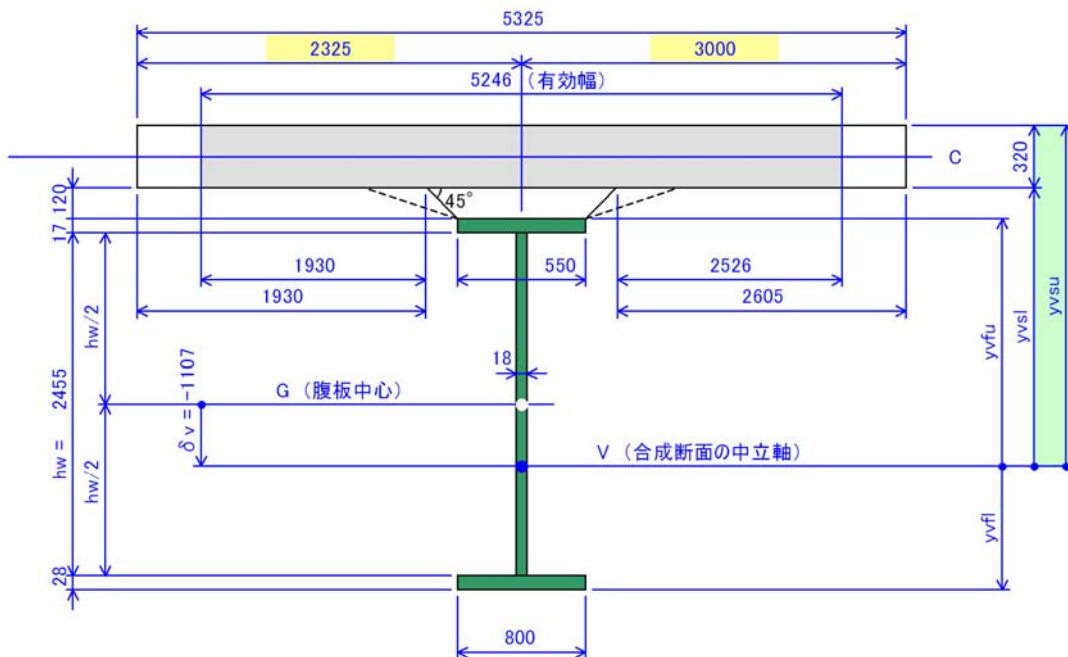
$$y_{vwu} = -\left(\frac{hw}{2} + \delta v\right) = -\left(\frac{245.5}{2} + -110.7\right) = -12.1 \text{ (cm)}$$

$$y_{vwl} = \frac{hw}{2} - \delta v = \frac{245.5}{2} - -110.7 = 233.5 \text{ (cm)}$$

$$y_{vfl} = \frac{hw}{2} + t_{fl} - \delta v = \frac{245.5}{2} + 2.8 - -110.7 = 236.3 \text{ (cm)}$$

・ 等価支間長

$$L = 0.8 \times 50000 = 40000 \text{ (mm)}$$



(2) 許容応力度設計法による計算結果

・設計断面力(曲げモーメント)

		径間中央(正曲げ領域)	
		曲げモーメント	せん断力
		M(kN・m)	S(kN)
前死荷重①	(鋼桁、PC床版)	12958.0	67.3
前死荷重②		0.0	0.0
後死荷重	(壁高欄、舗装、遮音壁)	-184.2	-133.1
活荷重	(B活荷重・衝撃含む)	11326.0	528.0
合計		24100	462

・応力度照査

(単位:N/mm²)

		床版(コンクリート)		鉄筋		鋼桁	
		上縁	下縁	上側	下側	上フランジ	下フランジ
前死荷重①	(鋼桁、PC床版)	—	—	—	—	-279.8	199.8
前死荷重②		—	—	—	—	0.0	0.0
後死荷重	(壁高欄、舗装、遮音壁)	0.1	0.0	—	—	0.1	-1.8
活荷重	(B活荷重・衝撃含む)	-3.8	-1.7	—	—	-6.4	109.7
合計	D + L	-3.8	-1.7	—	—	-286.0	307.7
許容値		-11.4	-11.4	—	—	-210.0	210.0
判定		OK	OK	—	—	NG	NG

・合成応力度の照査

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度 } \tau &= S / A_w = 462 \times 10^3 / 441.9 \times 10^2 \\ &= 10.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 120.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{腹板上縁応力度 } \sigma_{wu} &= -276.5 + 0.0 + 0.1 + -5.6 = -282.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \text{腹板下縁応力度 } \sigma_{wl} &= 194.4 + 0.0 + -1.8 + 108.4 = 301.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{合成応力度 } (\sigma_w / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 &= (301.1 / 210.0)^2 + (10.5 / 120.0)^2 \\ &= 2.06 > 1.2 \quad \text{NG} \end{aligned}$$

・降伏に対する安全度の照査

(単位:N/mm²)

		床版(コンクリート)		鉄筋		鋼桁	
		上縁	下縁	上側	下側	上フランジ	下フランジ
前死荷重①	x 1.3	—	—	—	—	-363.7	259.7
前死荷重②		—	—	—	—	0.0	0.0
後死荷重		0.1	0.0	—	—	0.1	-2.3
活荷重	x 2.0	-7.7	-3.4	—	—	-12.8	219.4
合計	1.3D + 2.0L	-7.6	-3.4	—	—	-376.3	476.8
許容値		-24.0	-24.0	—	—	-355.0	355.0
判定		OK	OK	—	—	NG	NG

・活荷重たわみの照査

$$\text{許容値 } \delta_a = L / 500 = 50000 / 500 = 100 \text{ (mm)}$$

$$\delta = 41 \text{ (mm)} \leq \delta_a = 100 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

※ 格子解析結果より

(3) 全塑性モーメントの算出

・ 各部材の塑性力

$$\begin{aligned}
 \text{床版} \quad P_s &= 0.85 \sigma_{ck} \times A_c = 0.85 \times 40.0 \times 1678720 / 10^3 = 57076 \text{ (kN)} \\
 \text{上フランジ} \quad P_{fu} &= \sigma_{yf_u} \times A_{fu} = 355.0 \times 9350 / 10^3 = 3319 \text{ (kN)} \\
 \text{ウェブ} \quad P_w &= \sigma_{y_w} \times A_w = 355.0 \times 44190 / 10^3 = 15687 \text{ (kN)} \\
 \text{下フランジ} \quad P_{fl} &= \sigma_{y_{fl}} \times A_{fl} = 355.0 \times 22400 / 10^3 = 7952 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{fl} + P_w + P_{fu} &= 26959 \text{ (kN)} < P_s = 57076 \text{ (kN)} \\
 P_{fl} + P_w &= 23639 \text{ (kN)} < P_{fu} + P_s = 60396 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

∴ 塑性中立軸は「床版」内に位置する。

・ 塑性中立軸(床版上面からの距離)

$$D_p = 0.472 = 0.151 \text{ (m)}$$

・ 腹板の圧縮高さ

$$D_{cp} = 0.151 - 0.320 - 0.120 - 0.017 = -0.306 \text{ (m)}$$

・ 合成断面の全高

$$D_t = 0.320 + 0.120 + 0.017 + 2.455 + 0.028 = 2.940 \text{ (m)}$$

・ 各部材の塑性中立軸からの距離

$$\begin{aligned}
 \text{床版} \quad Y_s &= -0.076 \text{ (m)} \\
 \text{上フランジ} \quad Y_{fu} &= 0.297 \text{ (m)} \\
 \text{ウェブ} \quad Y_w &= 1.533 \text{ (m)} \\
 \text{下フランジ} \quad Y_{fl} &= 2.775 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

・ 全塑性モーメント

$$\begin{aligned}
 M_p &= - (P_s \times Y_s) + (P_{fu} \times Y_{fu}) + (P_w \times Y_w) + (P_{fl} \times Y_{fl}) \\
 &= - (26959 \times -0.076) + (3319 \times 0.297) \\
 &\quad + (15687 \times 1.533) + (7952 \times 2.775) = 49144 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

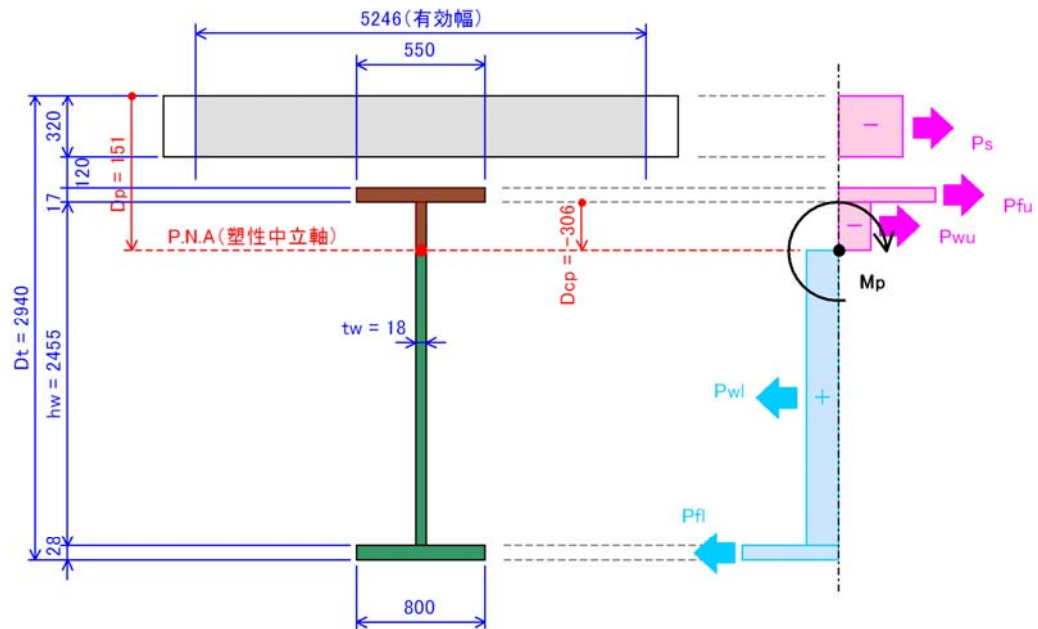
・ ダクティリティ条件

$$D_p / D_t = 0.151 / 2.940 = 0.051 \leq 0.15$$

OK

$$\text{低減係数} \quad \beta =$$

1.000



(4) せん断耐力の算出

・ アスペクト比 $\alpha = 3.0$ $k_s = 5.34 + 4.00 / \alpha = 5.784$

・ 降伏せん断応力度 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} = 355.0 / \sqrt{3} = 205.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

・ せん断座屈応力度 $\tau_e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 = 5.784 \frac{3.1416^2 \times 2.0 \times 10^5}{12(1-0.30^2)} \cdot \left(\frac{18}{2455} \right)^2$
 $= 56.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 0.8 \tau_y = 0.8 \times 205.0 = 164.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $\therefore \tau_{cr} = 56.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

・ 降伏せん断強度 $S_y = \tau_y \cdot h_w \cdot t_w = 205.0 \times 2455 \times 18 / 10^3 = 9057 \text{ (kN)}$

・ せん断耐力 $S_p = \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \tau_{cr}/\tau_y}{\sqrt{1+\alpha^2}} \right) S_y$
 $= \left(\frac{56.2}{205.0} + \frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{1 - 56.2 / 205.0}{\sqrt{1 + 3.0^2}} \right) \times 9057$
 $= 4284 \text{ (kN)}$

(5) コンパクト断面の判定(コンパクト断面/ノンコンパクト断面の判定式)

・腹板の限界幅厚比 $h_w / t_w < 2.0 / \alpha \cdot \sqrt{E / \sigma_y}$ $\alpha (=D_{cp}/h_w) < 0.4$

$\alpha = -306 / 2455 = -0.125 < 0.4$

OK

$2455 / 18 = 136.389 \geq 2.0 / -0.1 \sqrt{(2.0E+05 / 355.0)} = -381.036$

OK

※ ウェブの圧縮領域はないため、局部座屈は生じない。

(6) 限界状態設計法による計算結果

1) 終局限界状態の照査

・曲げ強度照査 : $M_{(1.3D+2.0L)} \leq \beta M_p$

$M_{(1.3D+2.0L)} = 1.3 \times (12958 + 0 + -184) + 2.0 \times 11326$
 $= 39258 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \leq \beta M_p = 1.000 \times 49144 = 49144 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

OK

・せん断強度照査 : $S_{(1.3D+2.0L)} \leq S_p$

$S_{(1.3D+2.0L)} = 1.3 \times (67 + 0 + -133) + 2.0 \times 528$
 $= 970 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \leq S_p = 1.000 \times 4284 = 4284 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

OK

・曲げ・せん断組合せ強度照査 : $(M_{(1.3D+2.0L)}/M_p)^4 + (S_{(1.3D+2.0L)}/S_p)^4 \leq 1.0$

$(M_{(1.3D+2.0L)}/M_p)^4 + (S_{(1.3D+2.0L)}/S_p)^4 = (39258 / 49144)^4 + (970 / 4284)^4$
 $= 0.410 \leq 1.0$

OK

2) 使用限界状態の照査

・曲げ応力度 : $\sigma_{(1.15D+1.15L)} \leq \sigma_y$

(単位: N/mm²)

		床版(コンクリート)		鉄筋		鋼桁	
		上縁	下縁	上側	下側	上フランジ	下フランジ
前死荷重①	x 1.15	—	—	—	—	-321.7	229.7
前死荷重②		—	—	—	—	0.0	0.0
後死荷重		0.1	0.0	—	—	0.1	-2.1
活荷重	x 1.15	-4.4	-2.0	—	—	-7.3	126.2
合計	1.15D + 1.15L	-4.3	-1.9	—	—	-329.0	353.9
許容値		-34.0	-34.0	—	—	-355.0	355.0
判定		OK	OK	—	—	OK	OK

・せん断応力度 : $\tau_{(1.15D+1.15L)} \leq \tau_y$

$\tau_{(1.0D+1.3L)} = S_{(1.15D+1.15L)} / A_w = 1.15 \times (67 + 0 + -133 + 528) \times 10^3 / 441.9 \times 10^2$
 $= 12.0 \text{ (N/mm}^2) \leq \tau_y = 205.0 \text{ (N/mm}^2)$

OK

3) 疲労限界状態の照査

省略(未照査)

b) 負曲げ部

(1) 断面諸元の算出

1) 鋼桁断面 (材質: SM570) ※ 桁高(上フランジ上面から下フランジ下面まで)を 2500 (mm)一定とした。

断 面	A (cm ²)	y (cm)	A・y (cm ³)	A・y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1 - 上フランジ 550 x 46	253.0	-123.8	-31321	3877589	
1 - ウェブ ※ 2429 x 23	558.7				2746813
1 - 下フランジ 800 x 25	200.0	122.7	24540	3011058	
Σ =	1011.7		-6781		9635460

$$\delta_s = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{-6781}{1011.7} = -6.7 \text{ (cm)}$$

$$I_s = \frac{\sum I - \sum A \times \delta_s^2}{1011.7} = \frac{9635460 - 1011.7 \times (-6.7)^2}{1011.7} = 9590045 \text{ (cm}^4\text{)}$$

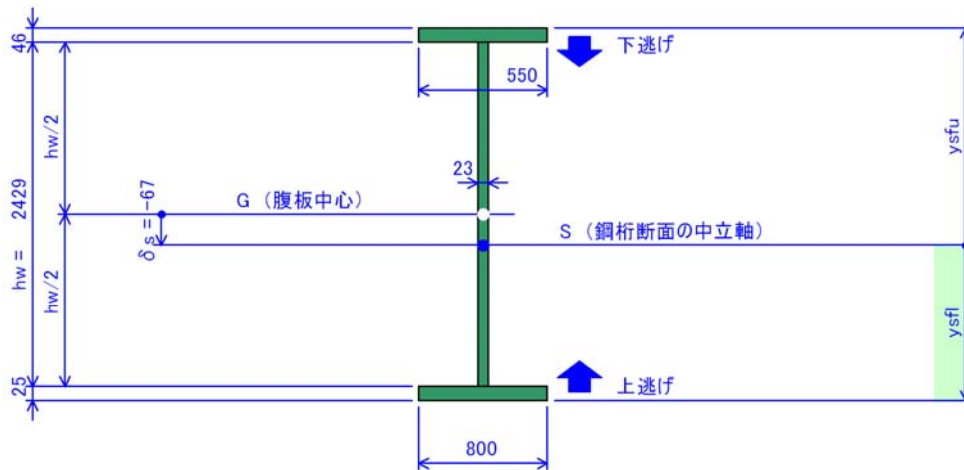
・ 中立軸からの距離

$$y_{sfu} = -\left(\frac{hw}{2} + t_{fu} + \delta_s\right) = -\left(\frac{2429}{2} + 46 + -6.7\right) = -119.4 \text{ (cm)}$$

$$y_{swu} = -\left(\frac{hw}{2} + \delta_s\right) = -\left(\frac{2429}{2} + -6.7\right) = -114.8 \text{ (cm)}$$

$$y_{swl} = \frac{hw}{2} - \delta_s = \frac{2429}{2} - -6.7 = 128.2 \text{ (cm)}$$

$$y_{sfl} = \frac{hw}{2} + t_{fl} - \delta_s = \frac{2429}{2} + 25 - -6.7 = 130.7 \text{ (cm)}$$



2) 鋼桁+下床版断面 ヤング係数比 (n = 7)

・ 下床版厚 = 30.0 (cm) ・ 下床版の有効幅 = 233.4 (cm)

断 面	A (cm ²)	y (cm)	A・y (cm ³)	A・y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
1 - 鋼桁	1011.7	-6.7	-6778	9635460	
1 - 下床版 2334 x 300 / 7	1000.3	109.0	109033	11884564	75021
Σ =	2012.0		102255	21595045	

$$\delta_v = \Sigma A \cdot y / \Sigma A = 102255 / 2012.0 = 50.8 \text{ (cm)}$$

$$I_v = \Sigma I - \Sigma A \times \delta_v^2 = 21595045 - 2012.0 \times 50.8^2 = 16402797 \text{ (cm}^4\text{)}$$

・ 中立軸からの距離

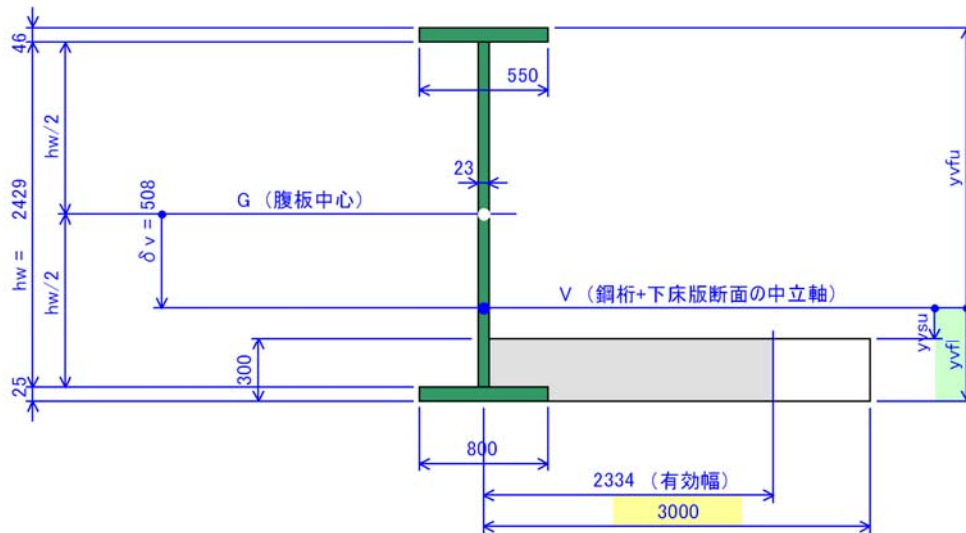
$$y_{vfu} = -(hw/2 + t_{fu} + \delta_v) = -(242.9 / 2 + 4.6 + 50.8) = -176.9 \text{ (cm)}$$

$$y_{vwu} = -(hw/2 + \delta_v) = -(242.9 / 2 + 50.8) = -172.3 \text{ (cm)}$$

$$y_{vsu} = 43.2 \text{ (cm)}$$

$$y_{vwl} = hw/2 - \delta_v = 242.9 / 2 - 50.8 = 70.7 \text{ (cm)}$$

$$y_{vfl} = hw/2 + t_{fl} - \delta_v = 242.9 / 2 + 2.5 - 50.8 = 73.2 \text{ (cm)}$$



3) 鋼桁+下床版+鉄筋断面

・床版厚	=	32.0 (cm)	・鉄筋間隔	=	12.5 (cm)
・床版の有効幅	=	430.0 (cm)	・かぶり	=	6.40 (cm)
・ハンチ高	=	12.0 (cm)			

断 面	A (cm ²)	y (cm)	A・y (cm ³)	A・y ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
34.4 -上側鉄筋 D22 (387.1)	133.2	-163.7	-21805	3569452	
34.4 -下側鉄筋 D22 (387.1)	133.2	-144.5	-19247	2781249	
1 -鋼桁	1011.7	-6.7	-6778	9635460	
1 -下床版 2334 x 300 / 7	1000.3	109.0	109033	11884564	75021
Σ =	2278.4		61203	27945746	

$$\delta f = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{61203}{2278.4} = 26.9 \text{ (cm)}$$

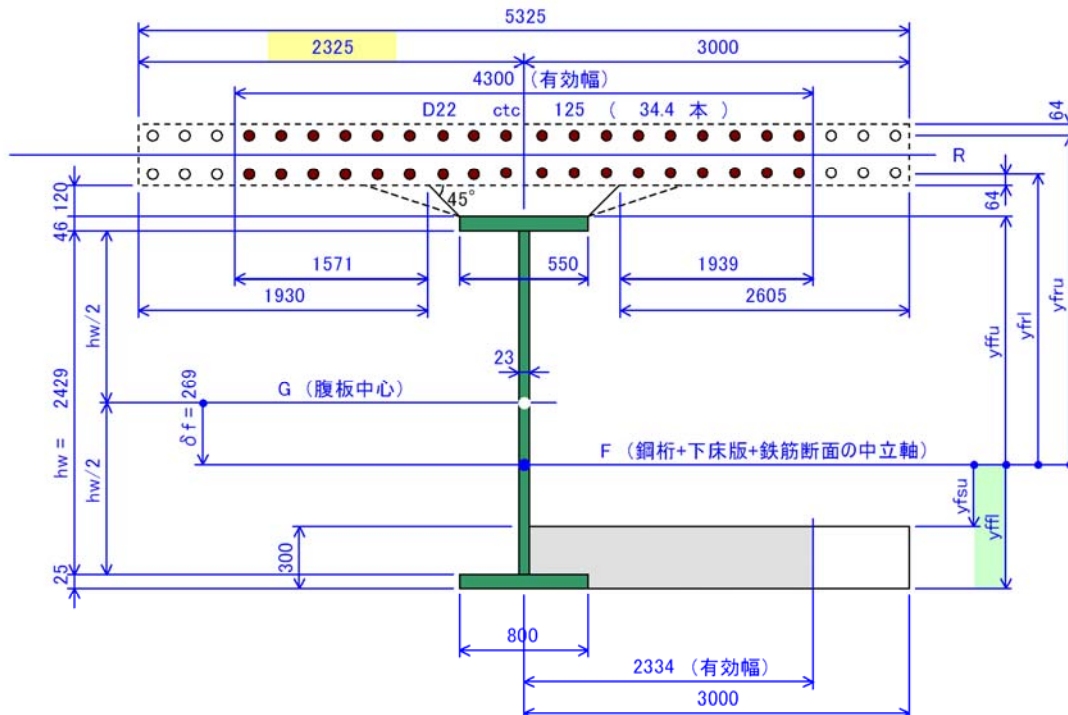
$$I_f = \sum I - \sum A \times \delta f^2 = 27945746 - 2278.4 \times 26.9^2 = 26297073 \text{ (cm}^4\text{)}$$

・中立軸からの距離

y _{f_{ru}}	=	-190.6 (cm)
y _{f_{rl}}	=	-171.4 (cm)
y _{ff_u}	= -(hw/2 + t _{fu} + δ f) = -(242.9 / 2 + 4.6 + 26.9)	= -153.0 (cm)
y _{ff_w}	= -(hw/2 + δ f) = -(242.9 / 2 + 26.9)	= -148.4 (cm)
y _{fs_u}	=	67.1 (cm)
y _{fw_l}	= hw/2 - δ f = 242.9 / 2 - 26.9	= 94.6 (cm)
y _{ff_l}	= hw/2 + t _{fl} - δ f = 242.9 / 2 + 2.5 - 26.9	= 97.1 (cm)

・等価支間長

$$L = 0.2 \times (50000 + 60000) = 22000 \text{ (mm)}$$



(2) 許容応力度設計法による計算結果

・設計断面力(曲げモーメント)

	中間支点(負曲げ領域)	
	曲げモーメント	せん断力
	M(kN・m)	S(kN)
前死荷重①(鋼桁、PC床版)	-24223.0	2059.6
前死荷重②	0.0	0.0
後死荷重(壁高欄、舗装、遮音壁)	-4813.6	424.1
活荷重(B活荷重・衝撃含む)	-10466.0	1399.9
合計	-39503	3884

・応力度照査

(単位:N/mm²)

	鉄筋		鋼桁		下床版(コンクリート)	
	上側	下側	上フランジ	下フランジ	上縁	下縁
前死荷重①(鋼桁、PC床版)	—	—	301.5	-330.0	—	—
前死荷重②	—	—	0.0	0.0	0.0	0.0
後死荷重(壁高欄、舗装、遮音壁)	34.9	31.4	28.0	-17.8	-1.8	-2.5
活荷重(B活荷重・衝撃含む)	75.8	68.2	60.9	-38.6	-3.8	-5.5
合計 D+L	110.7	99.6	390.3	-386.4	-5.6	-8.1
許容値	140.0	140.0	255.0	-255.0	-11.4	-11.4
判定	OK	OK	NG	NG	OK	OK

・合成応力度の照査

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度 } \tau &= S / A_w = 3884 \times 10^{-3} / 558.7 \times 10^{-2} \\ &= 69.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 145.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \boxed{\text{OK}} \end{aligned}$$

$$\text{腹板上縁応力度 } \sigma_{wu} = 289.8 + 0.0 + 27.2 + 59.0 = 376.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{腹板下縁応力度 } \sigma_{wl} = -323.7 + 0.0 + -17.3 + -37.6 = -378.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{合成応力度 } (\sigma_w / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2 &= (376.0 / 255.0)^2 + (69.5 / 145.0)^2 \\ &= 2.40 > 1.2 \quad \boxed{\text{NG}} \end{aligned}$$

・降伏に対する安全度の照査

(単位:N/mm²)

		鉄筋		鋼桁		下床版(コンクリート)	
		上側	下側	上フランジ	下フランジ	上縁	下縁
前死荷重①	x 1.3	—	—	391.9	-429.0	—	—
前死荷重②		—	—	0.0	0.0	0.0	0.0
後死荷重	x 2.0	45.3	40.8	36.4	-23.1	-2.3	-3.3
活荷重		151.7	136.4	121.7	-77.3	-7.6	-11.0
合計	1.3D + 2.0L	197.0	177.2	550.0	-529.3	-9.9	-14.3
許容値		345.0	345.0	450.0	-450.0	-24.0	-24.0
判定		OK	OK	NG	NG	OK	OK

・ひび割れ幅照査

$$\text{許容ひび割れ幅 } w_a = 0.0035C = 0.0035 \times 53.0 = 0.186 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} w &= k [4C + 0.7(C_s - \phi)] \times (\sigma_{cs} / E_s + \epsilon_{csd}) \\ &= 1.0 \times [4 \times 53.0 + 0.7 \times (125 - 22)] \times (80.4 / 2.0 \times 10^5 + 1.5 \times 10^{-4}) \\ &= 0.157 \text{ (mm)} \leq w_a = 0.186 \text{ (mm)} \quad \boxed{\text{OK}} \end{aligned}$$

(3) 全塑性モーメントの算出

・ 各部材の塑性力

$$\begin{aligned}
 \text{上側鉄筋 } P_{ru} &= \sigma_{yru} \times A_{ru} = 345.0 \times 13320 / 10^3 = 4595 \text{ (kN)} \\
 \text{下側鉄筋 } P_{rl} &= \sigma_{yrl} \times A_{rl} = 345.0 \times 13320 / 10^3 = 4595 \text{ (kN)} \\
 \text{上フランジ } P_{fu} &= \sigma_{yfu} \times A_{fu} = 450.0 \times 25300 / 10^3 = 11385 \text{ (kN)} \\
 \text{ウェブ } P_w &= \sigma_{yw} \times A_w = 450.0 \times 55870 / 10^3 = 25142 \text{ (kN)} \\
 \text{下フランジ } P_{fl} &= \sigma_{yfl} \times A_{fl} = 450.0 \times 20000 / 10^3 = 9000 \text{ (kN)} \\
 \text{下床版 } P_s &= 0.85 \sigma_{ck} \times A_c = 0.85 \times 40.0 \times 700200 / 10^3 = 23807 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$P_{ru} + P_{rl} + P_{fu} + P_w = 45717 \text{ (kN)} \geq P_{fl} + P_s = 32807 \text{ (kN)}$$

∴ 塑性中立軸は「ウェブ」内に位置する。

・ 塑性中立軸(下フランジ下面からの距離)

$$D_p = 0.257 = 0.649 \text{ (m)}$$

・ 腹板の圧縮高さ

$$D_{cp} = 0.649 - 0.300 = 0.349 \text{ (m)}$$

・ 合成断面の全高

$$D_t = 0.046 + 2.429 + 0.025 = 2.500 \text{ (m)}$$

・ 各部材の塑性中立軸からの距離

$$\begin{aligned}
 \text{上側鉄筋 } Y_{ru} &= 2.227 \text{ (m)} \\
 \text{下側鉄筋 } Y_{rl} &= 2.035 \text{ (m)} \\
 \text{上フランジ } Y_{fu} &= 1.828 \text{ (m)} \\
 \text{ウェブ } Y_{wu} &= 0.903 \text{ (m)} \\
 &Y_{wl} = -0.312 \text{ (m)} \\
 \text{下フランジ } Y_{fl} &= -0.636 \text{ (m)} \\
 \text{下床版 } Y_s &= -0.499 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

・ 全塑性モーメント

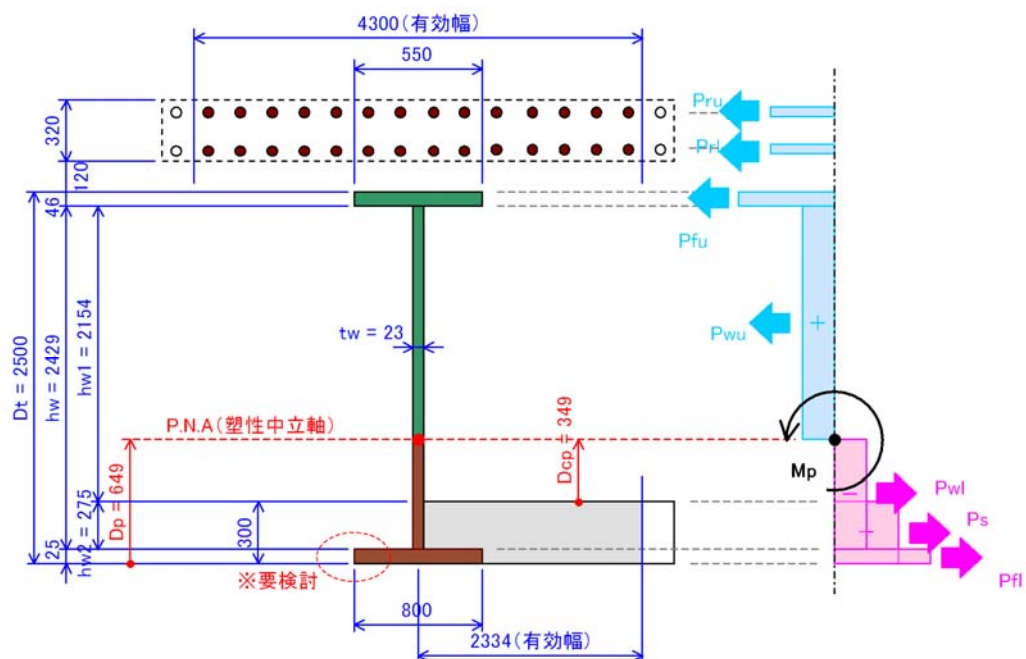
$$\begin{aligned}
 M_p &= - (P_{ru} \times Y_{ru}) - (P_{rl} \times Y_{rl}) - (P_{fu} \times Y_{fu}) - (P_{wu} \times Y_{wu}) + (P_{wl} \times Y_{wl}) + (P_{fl} \times Y_{fl}) + (P_s \times Y_s) \\
 &= - (4595 \times 2.227) - (4595 \times 2.035) - (11385 \times 1.828) \\
 &\quad - (18686 \times 0.903) + (6455 \times -0.312) + (9000 \times -0.636) \\
 &\quad + (23807 \times -0.499) = -76882 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

・ ダクティリティ条件

$$D_p / D_t = 0.649 / 2.500 = 0.259 > 0.15$$

NG

$$\text{低減係数 } \beta = 1.05 - 0.33 \times 0.259 = 0.964$$



(4) せん断耐力の算出

・ アスペクト比 $\alpha = 3.0$ $k_s = 5.34 + 4.00 / \alpha = 5.784$

・ 降伏せん断応力度

$$\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} = 450.0 / \sqrt{3} = 259.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・ せん断座屈応力度

$$\begin{aligned} \tau_e &= k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_{w1}} \right)^2 = 5.784 \frac{3.1416^2 \times 2.0 \times 10^5}{12(1-0.30^2)} \cdot \left(\frac{23}{2154} \right)^2 \\ &= 119.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 0.8 \tau_y = 0.8 \times 259.8 = 207.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \therefore \tau_{cr} &= 119.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

・ 降伏せん断強度

$$\begin{aligned} S_{y1} &= \tau_y \cdot h_{w1} \cdot t_w = 259.8 \times 2154 \times 23 / 10^3 = 12871 \text{ (kN)} \\ S_{y2} &= \tau_y \cdot h_{w2} \cdot t_w = 259.8 \times 275 \times 23 / 10^3 = 1643 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・ せん断耐力

$$\begin{aligned} S_p &= \left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \tau_{cr}/\tau_y}{\sqrt{(1+\alpha^2)}} \right] S_{y1} + S_{y2} \\ &= \left[\frac{119.2}{259.8} + \frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{1 - 119.2 / 259.8}{\sqrt{(1 + 3.0^2)}} \right] \times 12871 + 1643 \\ &= 9457 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(5) コンパクト断面の判定(コンパクト断面/ノンコンパクト断面の判定式)

・ 腹板の限界幅厚比 $hw1 / tw < 2.0 / \alpha \cdot \sqrt{E / \sigma_y}$ $\alpha (=Dcp/hw1) < 0.4$

$\alpha = 349 / 2154 = 0.162 < 0.4$

OK

$2154 / 23 = 93.652 < 2.0 / 0.162 \sqrt{(2.0E+05 / 450.0)} = 260.483$

OK

(6) 限界状態設計法による計算結果

1) 終局限界状態の照査

・ 曲げ強度照査 : $M_{(1.3D+2.0L)} \leq \beta M_p$

$M_{(1.3D+2.0L)} = 1.3 \times (-24223 + 0 + -4814) + 2.0 \times -10466$
 $= -58680 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \leq \beta M_p = 0.964 \times -76882 = -74143 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

OK

・ せん断強度照査 : $S_{(1.3D+2.0L)} \leq S_p$

$S_{(1.3D+2.0L)} = 1.3 \times (2060 + 0 + 424) + 2.0 \times 1400$
 $= 6029 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \leq S_p = 1.000 \times 9457 = 9457 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

OK

・ 曲げ・せん断組合せ強度照査 : $(M_{(1.3D+2.0L)} / M_p)^4 + (S_{(1.3D+2.0L)} / S_p)^4 \leq 1.0$

$(M_{(1.3D+2.0L)} / M_p)^4 + (S_{(1.3D+2.0L)} / S_p)^4 = (-58680 / -74143)^4 + (6029 / 9457)^4$
 $= 0.557 \leq 1.0$

OK

2) 使用限界状態の照査

・ 曲げ応力度 : $\sigma_{(1.15D+1.15L)} \leq \sigma_y$

(単位: N/mm²)

		鉄 筋		銅 桁		下床版(コンクリート)	
		上 側	下 側	上フランジ	下フランジ	上 縁	下 縁
前死荷重①	x 1.15	—	—	346.7	-379.5	—	—
前死荷重②		—	—	0.0	0.0	0.0	0.0
後死荷重		40.1	36.1	32.2	-20.4	-2.0	-2.9
活荷重	x 1.15	87.2	78.4	70.0	-44.4	-4.4	-6.3
合 計	1.15D + 1.15L	127.3	114.5	448.9	-444.4	-6.4	-9.3
許 容 値		345.0	345.0	450.0	-450.0	-34.0	-34.0
判 定		OK	OK	OK	OK	OK	OK

・ せん断応力度 : $\tau_{(1.15D+1.15L)} \leq \tau_y$

$\tau_{(1.0D+1.3L)} = S_{(1.15D+1.15L)} / A_w = 1.15 \times (2060 + 0 + 424 + 1400) \times 10^3 / 558.7 \times 10^2$
 $= 79.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_y = 259.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

OK

3) 疲労限界状態の照査

省略(未照査)

謝辞

著者が、本格的に鋼橋の設計や検討に携わるようになったのは、日本道路公団関西支社構造技術課(当時)に配属された時からであります。特に、鋼橋の合理化を進めるための検討を(財)高速道路技術センター(当時)に委託し組織された「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」委員会(平成 10~13 年度)に参加させて頂けた影響が大きいと考えています。この委員会は日本道路公団が連続合成桁の復活を検討する委員会であり、復活に向けた種々の検討を実施しており、このときに委員として長岡技術大学教授 長井正嗣先生が指導に当たっておられました。対象橋梁も決まっており、限られた期間内での委員会の検討であったため、その時点では最善の検討としてまとめられましたが、残された検討もありました。

その後、平成 15 年に日本道路公団試験研究所(当時)に配属されたのをきっかけにしまして、鋼橋の更なる合理化を目指した研究に取り組ませて頂くこととなりました。そこで、合成構造の耐荷力算定などの研究を行っております埼玉大学教授 奥井義昭先生と関西支社で指導して頂きました長井正嗣先生と研究を進める機会を頂き、3 年にわたる実験を含めた研究をすることが出来ました。本論文は、このときの研究成果をまとめたものであり、この様な恵まれた環境に身を置くことができたことに感謝しております。

奥井義昭先生には、本研究を行うにあたり、常に適切なご意見を頂きました。また、論文をまとめるに際しては懇切丁寧なご指導、ご鞭撻を頂きました。ここに心より深く感謝を表します。

長井正嗣先生には、研究を行うにあたり、また論文をまとめるに際して、建設的なご意見や温かいご指導と激励を賜りました。深く感謝申し上げます。

埼玉大学教授 山口宏樹先生、睦好宏史先生、埼玉大学准教授 松本泰尚先生には、論文をとりまとめる際に、貴重なご助言を頂き、論文審査の際にはお忙しい時間を割いて頂きました。厚く感謝申し上げます。

関西支社の委員会を通じて的確なご意見やご指導を頂きました。委員長の東京大学名誉教授 伊藤学博士、委員の大阪大学名誉教授 福本隼士博士、西村宣男博士、日本大学教授 山崎淳先生、元日本大学教授 星埜正明博士、東京工業大学教授 三木千壽先生、東京大学教授 藤野陽三先生、大阪工業大学教授 松井繁之先生、栗田章光先生、早稲田大学教授 依田照彦先生、長岡技術科学大学教授 丸山久一先生、建設省土木研究所(当時) 西川和廣氏、幹事の(株)横河ブリッジホールディングス 佐々木保隆博士、川田工業(株) 橘吉宏博士、川崎重工業(株) 大垣賀津雄博士に厚く感謝申し上げます。

実験の実施、データの取りまとめや論文作成にあたりまして、長岡技術大学講師 宮下剛先生、(株)駒井ハルテック 高瀬和男博士、(株)横河ブリッジホールディングス 尾下里治博士、春日井俊博博士、新日鉄エンジニアリング(株) 野呂直以氏には助言やご協力を頂きました。深く感謝致します。

大阪工業大学准教授 大山理先生、J F E スチール(株) 岡田淳博士、片山ストラテック(株) 大久保宣人博士、(株)横河住金ブリッジ 利根川太郎博士には、同じ研究テーマに関する有益な知見をご教示頂きました。心より感謝致します。

(株)ドーナユー大地 坂手道明博士、関宏一郎氏には、2 重合成 I 桁の試設計で助言やご協力を頂き

ました。心より感謝申し上げます。

(株)建設技術研究所 葛野敦氏、三和建設コンサルタンツ(株) 渡辺剛氏には、論文の取りまとめを行う上でご協力頂きました。厚くお礼申し上げます。

業務や学会ならびに委員会を通じて、横浜国立大学教授 山田均先生、首都大学東京教授 野上邦栄先生、名古屋大学教授 舘石和雄先生、明星大学教授 鈴木博之先生、九州工業大学教授 山口栄輝先生、法政大学教授 森猛先生、琉球大学准教授 下里哲弘先生、(社)日本建設機械化協会 施工技術総合研究所 谷倉泉氏、小野秀一博士、JFE エンジニアリング(株) 川畑篤敬氏、(株)宮地鐵工所 河西龍彦博士、(株)東京鐵骨橋梁 田中雅人博士、加賀豊丈氏、川田工業(株) 枝元勝哉博士、(株)IHI インフラシステム 倉田幸宏氏、薮野真史氏、三井造船(株) 小林潔氏、三井住友建設(株) 室田敬氏、永元直樹博士、(株)ピーエス三菱 蔵本修氏、中国江蘇省交通科学研究院 張建東博士、ドーピー建設工業(株) 上野修氏、立神久雄博士、川田建設(株) 大澤浩二博士、今井平佳氏、西日本高速道路(株) 福永靖雄氏、(株)高速道路総合技術研究所 緒方辰男氏、中日本ハイウェイエンジニアリング名古屋(株) 石川裕一氏の多くの研究者、技術者の方々から橋梁の設計・施工、研究に関するご助言やご意見を頂きました。厚くお礼申し上げます。

本研究のきっかけを作って頂きました、日本道路公団関西支社(当時)の上司であります藤岡正男氏、宮内秀敏博士、中藺明広氏、安川義行氏に厚くお礼申し上げます。

試験研究所、または(株)高速道路総合技術研究所の上司でありました、室井智文氏、紫桃孝一郎氏、本間敦史博士には、本研究の必要性に理解を頂き、建設的な意見を頂きました。また、同僚の長田光司博士、酒井修平氏、広瀬剛氏、大城壮司氏には、同じ研究者として適切な助言と暖かい励ましの言葉を頂きました。部下の富田芳男氏には、実験データを整理するうえで協力頂きました。深く感謝致します。

中日本高速道路(株) 沼津工事事務所 大地伸平氏、八王子支社 猪熊康夫氏には、沼津工事事務所に転籍となった後も、研究の継続に理解を示して頂き、ご支援を頂くとともに温かい励ましの言葉をかけて頂きました。厚くお礼申し上げます。

本研究に際しまして、この他にも非常に多くの方々のご支援とご協力を頂きました。ここに心から感謝申し上げます。

最後に、本研究論文をまとめるにあたり、休日を利用して論文執筆に費やしましたが、これを陰ながら支えてくれた妻 真澄と家族には本当に感謝しております。多くの皆様に支えられ、博士論文を書き上げることができたことを肝に銘じながら、今後も業務に研究活動に邁進し、社会に広く貢献できる研究者となれるよう努めていきます。今後ともご指導ご鞭撻の程、宜しく願い申し上げます。ここに深く感謝の意を表しまして結びとさせていただきます。

平成23年3月

本論文に関する著者の論文発表・口頭発表

論文発表リスト

- 1) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直以 ; 2 重合成 I 桁の曲げ及びせん断強度の評価方法に関する実験的研究 ; 土木学会論文集A, Vol. 66, No. 1, pp.117-132 (2010 年 3 月発行に掲載)
- 2) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣, 本間淳史, 春日井俊博, 野呂直以 ; 合成 I 桁の曲げ, せん断相関強度解明に関する実験的研究 ; 土木学会論文集A, Vol. 66, No. 2, pp.- (2010 年 6 月発行に掲載)
- 3) 長井正嗣, 稲葉尚文, 奥井義昭, 宮下剛, 平山繁幸, 細見直史 ; 合成 I 桁の正, 負曲げ及び相関強度評価に関する一考察 ; 土木学会構造工学論文集, Vol.55A, pp.115-123 (2009 年 3 月発行に掲載)
- 4) N.Inaba, Y.Okui, M.Nagai, A.Homma, T.Kasugai and T.Noro ; Ultimate flexure strength and shear strength of double-composite I-girders under hogging bending moment ; Proc. of Joint IABSE-fib Conference, Croatia, pp.607-614 (May 3-5,2010)
- 5) M.Nagai, N.Inaba, Y.Tomita and Y.Okui ; Experimental study on ultimate strength of composite and double-composite girders ; Proc. of 8th Pacific Structural Steel conference, New Zealand, Vol.1, pp.329-334 (March 13-16,2007)

口頭発表リスト

- 6) 稲葉尚文, 橋爪智, 坂手道明, 関宏一郎 ; 二重合成構造による鋼連続合成 I 桁橋の長支間化に関する検討 ; 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, CS2-028(2010)
- 7) 稲葉尚文, 富田芳男, 長井正嗣, 奥井義昭, 野呂直以, 春日井俊博 ; 2 重合成桁中間支点部の曲げ耐力に関する実験検討 ; 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, CS2-005(2007)
- 8) 野呂直以, 春日井俊博, 稲葉尚文, 富田芳男, 長井正嗣, 奥井義昭 ; 合成桁のせん断耐力に関する実験的検討 ; 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, CS2-006(2007)
- 9) 春日井俊博, 野呂直以, 稲葉尚文, 富田芳男, 長井正嗣, 奥井義昭 ; 曲げとせん断を受ける合成桁の耐力に関する実験研究 ; 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, CS2-007(2007)
- 10) 有村英樹, 稲葉尚文, 富田芳男, 長井正嗣, 奥井義昭 ; 合成 I 桁の曲げ耐荷力の実験的研究 ; 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, CS202-004, (2006)
- 11) 稲葉尚文, 富田芳男, 長井正嗣, 奥井義昭 ; 合成 I 桁の曲げ強度評価に関する一考察 ; 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, CS202-005, (2006)
- 12) 稲葉尚文, 奥井義昭, 長井正嗣 ; 合成桁の終局曲げ強度特性に関する研究 ; 日本道路会議論文集, No. 14026, (2005)