鋼板プレストレス補強法を用いた H 形鋼桁橋の高性能化

High Performance H-beam Bridges Reinforced by Steel Plate Pre-stressing Method

坂野昌弘*，高橋宏和**，並木宏徳***
Masahiro Sakano,　Hirokazu Takahashi,　Hironori Namiki

*工博，関西大学教授，工学部都市環境工学科（〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35）
**学士(工)，関西大学大学院，工学研究科土木工学専攻（〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35）
***工博，京橋メンテック（株）設計部長　設計部（〒536-0014 大阪市城東区鴫野西 2-2-21）

The pre-stressing method using high tensile strength steel plate can reduce both dead-load and live-load stress, by pre-stressing and by giving additional stiffness. In addition, the anchor detail of reinforcing steel plate to the reinforced beam can be much simpler than that of Outer Cable Method, because the common high-tension bolt joint can be used for the anchor structure. This method had been already confirmed to be so effective as predicted by the theory, through application work in existing bridges. In this study, as an application of this method to new bridges, we try to extend the span of H-beam bridge and reduce either the depth or the number of main girder by applying the Steel Plate Pre-stressing Method.

Key Words: High performance, Steel plate pre-stressing method, H-beam Bridges
キーワード：高性能化，鋼板プレストレス補強，H 形鋼桁橋

1. はじめに

我が国では，膨大な数の小スパンのコンクリート橋が存在しており，近い将来にそれらの更新時期が到来することが予想される．耐震性や工事期間の短縮を考慮すれば，軽量で一括架設が可能な鋼橋の優位性が十分考えられる．小スパンの橋梁形式の一つに，圧延 H 形鋼を主桁に用いる H 形鋼桁橋がある．構造がシンプルで断面集成のための溶接が不要なことから初期建設費が安価で，かつ疲労や腐食の面でも弱点が少ないことから耐久性も期待でき，初期コストと長期コストの両方が削減できる合理的な橋梁形式である．しかしながら，一般的に供給される H 形鋼の断面寸法が限られていることから，スパン等の適用範囲も限られているのが現状である．

既報 [1)]では，プレストレスによる死荷重応力の低減効果に加えて，断面増による活荷重応力の低減効果も期待できる鋼板プレストレス補強 [2)-6)]に着目し，当板補強や外ケーブル補強と比較を行なって H 形鋼桁橋の長スパン化について検討した．その結果，鋼板プレストレス補強法の優位性が示されたが，補強時期や補強材の鋼種などについて，十分な検討がなされたわけではなかった．

そこで本報では，補強時期を既報 [1)]の鋼桁架設後に比べて補強材による死荷重応力の低減が可能となる鋼桁架設前と仮定し，また補強材についても，新たに HT780 および HT950 を用いた場合を検討した．さらに，十分な桁下空間を確保するための低桁高化や，鋼重削減が期待できる少主桁化についても検討し，鋼板プレストレス補強法による H 形鋼桁橋の高性能化を試みた．

2. 設計方法

2.1　試設計条件

表-2 に対象とする橋梁の設計条件を示す．橋梁形式は，既報 [1)]と同様に H 形鋼を主桁として用いた単純桁橋である．道路橋を想定し，総幅員 9.2m，RC 床版(主桁 2 本の場合の 410mm 厚～主桁 8 本の場合の 200mm 厚)，主桁本数は幅員との関係を考慮して 2～8 本の 7 ケースを設定した．既報 [1)]では主桁本数 8 本と 10 本で結果がほとんど変わらなかったので，今回は 8 本までとした．また床版厚についても主桁本数ごとに考慮している．主桁に用いる H 形鋼は現在の汎用品の最大断面である高さ 900mm×幅 300mm(フランジ厚 28mm，ウェブ厚 18mm)のもので，材質は SM490Y である．**図-1** に 8 本主桁の場合の断面図を示す．

設計断面力の決定にあたり，鋼桁の架設後に RC 床版の打設を行うと仮定し，活荷重合成桁として設計断面力を決定する．したがって，鋼桁および床版コンクリートの死荷重は鋼桁のみで受け持たせ，地覆・高欄などの合

表-1　設計条件

橋梁形式	単純活荷重合成H形鋼桁橋
総幅員	9.2m
有効幅員	8.0m
設計荷重	B活荷重
舗装	アスファルト舗装(厚さ：80mm)
車両防護策	鋼製(重量：50kgf/m^2)
主桁本数	2～8本
主桁桁高	900mm
床版	RC床版(厚さ：200～410mm)
使用鋼材	主桁：SM490Y ケーブル：PC鋼より線 補強板：SM490Y(当板補強) SM570，HT780，HT950(鋼板プレストレス補強) ボルト：S10T

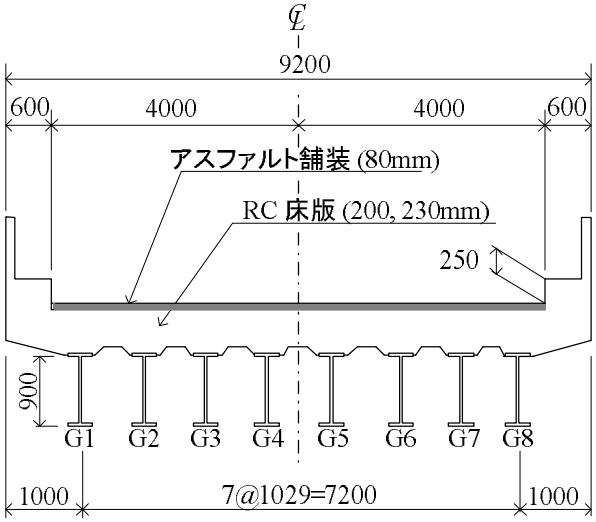


図-1　H形鋼桁橋モデルの断面図(主桁8本)

成後死荷重および活荷重は合成桁として設計する．また，設計活荷重はB活荷重とし，影響線載荷により設計断面力を算定した[7]．この断面力をもとに許容応力度法により断面力の照査を行った．ここで，せん断力に対しては，鋼桁腹板のみを考慮してもせん断耐力については十分な余裕がある．なお，本研究ではH形鋼桁橋の高性能化についてのおおよその可能性を把握することが目的であるため，RC 床版の乾燥収縮やクリープ等の影響は，それらが僅かであると考えて無視している．

2.2　補強方法

既報[1]と同様に，長スパン化については，鋼板プレストレス補強（補強板：SM570，HT780，HT950）の他に，比較のために外ケーブル補強（下フランジ定着方式，ケーブル：PC鋼より線）と当板補強（補強板：SM490Y）についても検討した．その際，補強時期を既報[1]の鋼桁架設後に対して，本報ではより補強効果が大きいと考えられる鋼桁架設前を仮定した．なお，低桁高化および少主桁化については，鋼板プレストレス補強のみ検討した．

図-2 に各補強法における応力算定モデル[3),6),8)]を示す．なお，低桁高化を検討する際には，下フランジの上面に補強を行うものとする．

補強板板厚およびケーブル直径は，支間増加による鋼桁下フランジ応力の許容値に対する超過分を補うのに必要な補強板あるいはケーブルの断面から算定した．この際，断面力の照査は全ての場合について許容応力度法により行った．また，補強に必要な補強板長およびケーブル長についても同様に，支間増加による鋼桁下フランジ応力の許容値に対する超過分を補うのに必要な補強板長およびケーブル長として算定した．なお，対象橋梁の補強板定着部での高力ボルト（S10T）の配列は2列を基本としており，ボルト本数，必要継手長さは補強板長さを決定するなかでケースごとに考慮している．また，外ケーブル補強定着部については，文献8)に示されるような構造を想定している．

図-3 に鋼板プレストレス補強工法の手順を示す．まず始めに，補強板の一端を桁の下フランジに高力ボルトで固定する．次に，補強板をガスバーナーで加熱して膨張

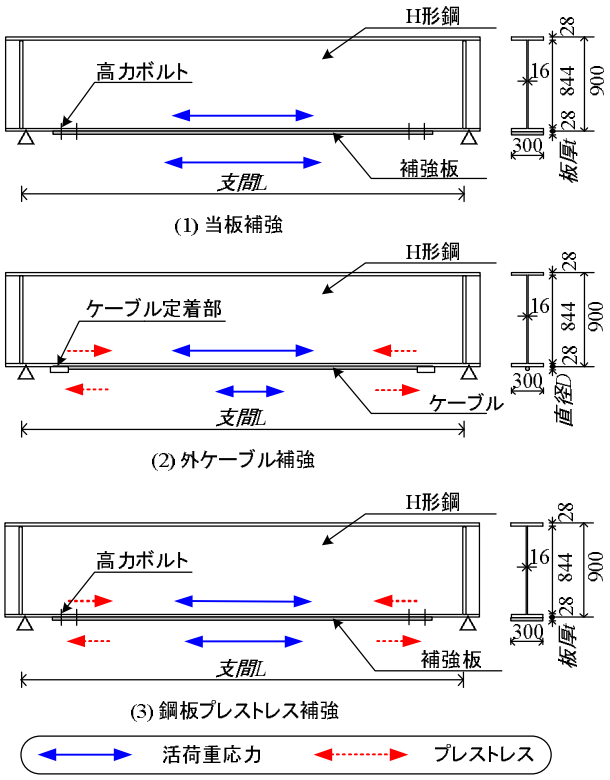


図-2　各補強法における応力算定モデル

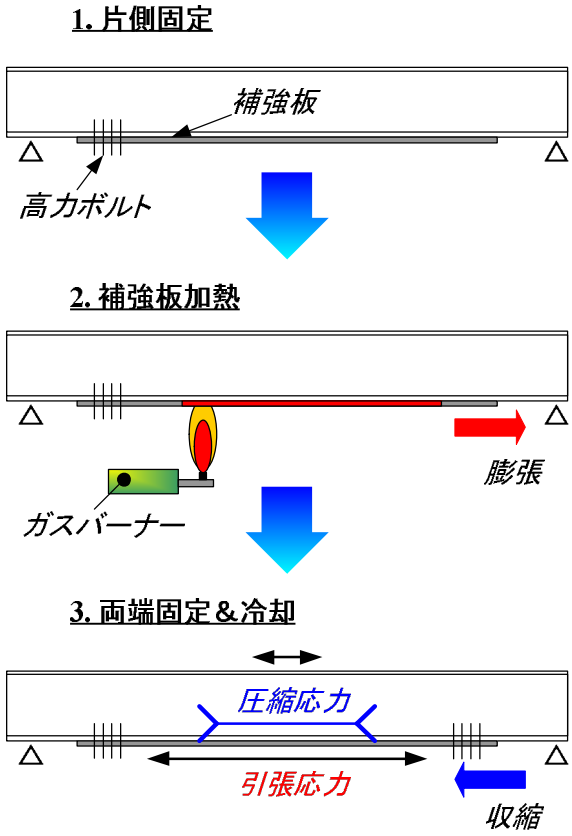


図-3　鋼板プレストレス補強工法の手順

させ，補強板の伸びが目標値に到達したところで残りの一端を高力ボルトで桁の下フランジに固定する．その後，補強板は冷却されて収縮し，補強板には引張りの，逆に桁の下フランジには圧縮のプレストレスを導入することができる．

3. 長スパン化に関する検討

3.1 無補強時

表-2 に補強前の主桁本数ごとの適用最大支間と各部の応力を，**図-4** に上下フランジの最小・最大応力と支間の関係を示す．図中，主桁4本の場合では合計応力の大きな内桁の応力度に注目し，主桁6本以上では合計応力の大きな外桁の応力度に注目して，各モデルの上下フランジの応力を示している．これらより，適用最大支間は全てのケースで下フランジ応力により決定され，主桁4本の場合18.4m, 主桁6本では22.0m, 主桁8本では23.0mとなる．

ここでは活荷重合成桁を仮定しているので，合成前死荷重は鋼桁のみで受け持っており，各ケースにおいて支間がある一定値を超えると合成前の死荷重応力のみで許容応力を超えてしまう．したがって，長スパン化のためには，まず，長スパン化に伴って増大する死荷重応力を低減する必要があり，その上さらに活荷重応力も低減できればさらに有利となる．

3.2 当板補強

本研究においては，内・外桁は同じ断面のH形鋼を用いているので，補強板板厚は内・外桁に生じる応力の大きい方の桁下フランジ応力の許容値に対する超過分を補うのに必要なものとして算定した．したがって，内・外桁を同じ板厚の補強板を用いて補強するものとする．厳密に扱って，内・外桁各々について異なる板厚の補強板を用いる方法も考えられるが，先にも述べたように本研究では基本的な比較を行うものであるため，内・外桁各々で補強板板厚を換えるような配慮はしていない．

表-3 に当板補強時の主桁本数ごとの適用最大支間と各部の応力を示す．各主桁本数とも，上フランジ応力にはかなり余裕があるが，補強板の応力が許容値に達するため適用最大支間が決定される．

図-5 に当板補強における補強板板厚と適用最大支間の関係を示す．なお，補強前の検討において触れたよう

表-2　各部の応力　(無補強時)

補強方法	主桁本数	支間 (m)	合計応力 (MPa)			
			RC床版		鋼桁	
			上縁	下縁	上縁	下縁
無補強	4	18.4	-5	-1	-101	209
	6	22.0	-6	-2	-120	210
	8	23.0	-6	-3	-122	210

注)　ハッチングは許容応力に達した応力

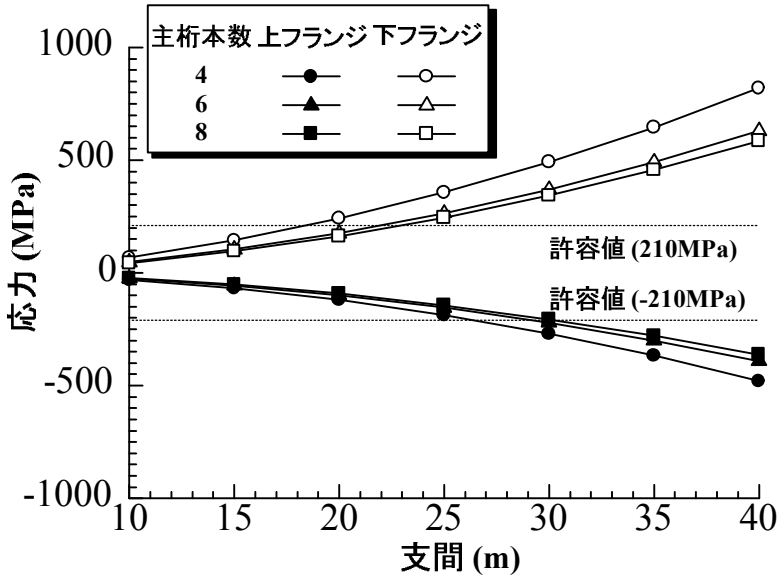


図-4　上下フランジの最小・最大応力と支間の関係　(無補強時)

表-3　各部の応力　(当板補強：板厚 30㎜)

補強方法	主桁本数	支間 (m)	合計応力 (MPa)				
			RC床版		鋼桁		補強板
			上縁	下縁	上縁	下縁	
当板補強	4	21.4	-6	-2	-111	197	209
	6	25.2	-7	-4	-129	198	210
	8	26.2	-8	-4	-132	198	210

注)　ハッチングは許容応力に達した応力

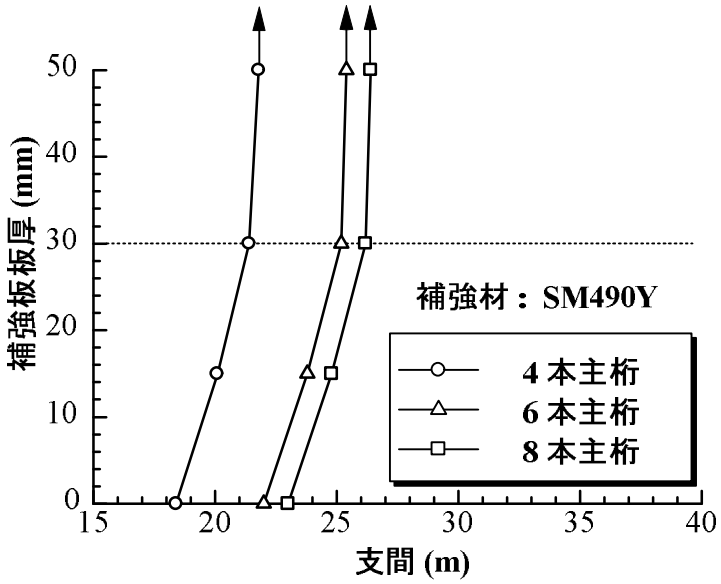


図-5　補強板板厚と適用最大支間の関係　(当板補強時)

に，主桁本数4本のケースでは内桁の応力を，主桁本数6本以上のケースでは外桁の応力をもとに，補強板板厚を算定している．この図において補強板板厚を0mmから50mmまで増加すると，主桁4本の場合18.4mから21.8m，主桁6本では22.0mから25.4m，主桁8本では23.0mから26.4mまで長スパン化が可能となる．なお，補強板板厚が30mmで補強効果が頭打ちとなるが，これは，当板補強の場合には支間が大きくなると，補強板の板厚増による応力低減効果が死荷重応力増によって相殺されてしまうためである．

3.3 外ケーブル補強

外ケーブル補強（下フランジ定着方式）の場合においても当板補強の場合と同じく，主桁本数4本のケースでは内桁の応力を，主桁本数6本以上のケースでは外桁の応力をもとに補強に必要なケーブル断面を求め，ついでケーブル直径を決定した．ここでも，内外桁でケーブル径は同じである．なお，使用ケーブルは，PC鋼より線（F-PH型）を用いた．ここで，当板補強と同様にケーブル直径は支間増加による鋼桁下フランジ応力の許容値に対する超過分を補うのに必要なケーブルの断面から算定するものとした．

表-4 にケーブル補強時（F100PH）の主桁本数ごとの適用最大支間と各部の応力を示す．各主桁本数とも，上フランジ応力にはかなり余裕があるが，下フランジとケーブルの応力が許容値に達するため適用最大支間が決定される．なお，その時のケーブル緊張力は580kN程度であり，それによる鋼桁のたわみは最大で0.3mmである．

図-6 に外ケーブル補強におけるケーブル直径と適用最大支間の関係を示す．この図において，ケーブルにF-100PH（直径33.3mm）およびF-230PH（直径54mm）1本を使用すると，それぞれ主桁4本の場合18.4mから20.7mおよび23.6m，主桁6本では22.0mから24.6mおよび27.8m，主桁8本では23.0mから25.6mおよび29.0mの長スパン化が可能である．

表-4　各部の応力　（外ケーブル補強：ケーブル径33.3mm）

補強方法	主桁本数	支間（m）	合計応力（MPa）				
			RC床版		鋼桁		ケーブル
			上縁	下縁	上縁	下縁	
外ケーブル補強	4	20.7	-6	-1	-118	209	1115
	6	24.6	-7	-3	-140	210	1115
	8	25.6	-7	-3	-141	209	1116

注）　ハッチングは許容応力に達した応力

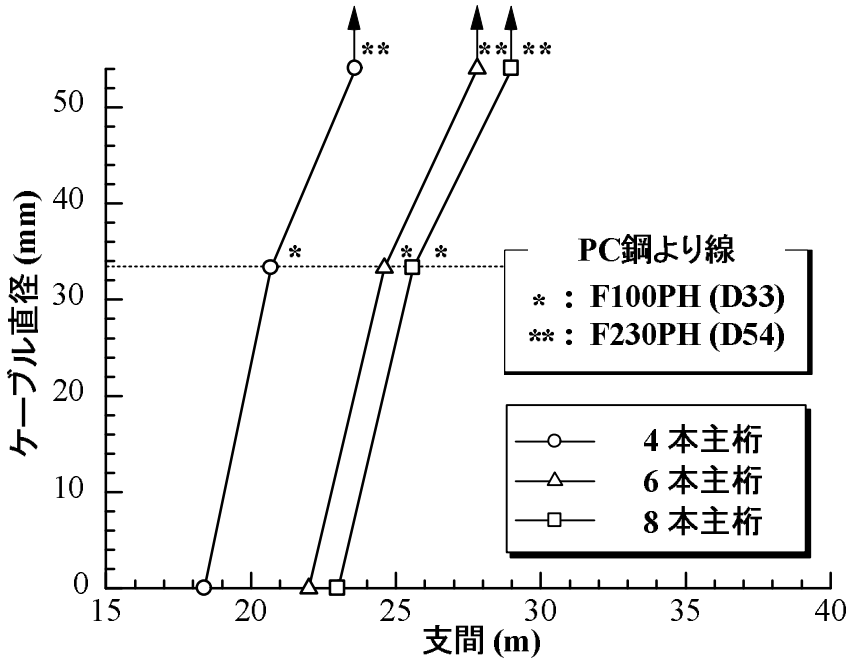


図-6　ケーブル直径と適用最大支間の関係　（外ケーブル補強時）

3.4 鋼板プレストレス補強

当板補強および外ケーブル補強の場合と同じく，主桁本数4本のケースでは内桁の応力を，主桁本数6本以上のケースでは外桁の応力をもとに補強に必要な補強板断面を求め，補強板板厚を決定した．なお，例えば支間30mの場合，必要な補強板長さは18.4mで，補強板の伸びは9.4mm，そのために必要な加熱範囲は，加熱温度を100℃とすると7.8m，プレストレスによって生じる桁のたわみは最大で2.6mmとなる．

表-5～7 に鋼板プレストレス補強時の主桁本数ごとの適用最大支間と各部の応力を示す．この表から，SM570の場合には，主桁4本では下フランジ応力と補強板，主桁6，8本では補強を施していない上フランジと補強板の応力が許容値に達するため適用最大支間が決定され

表-5　各部の応力　(鋼板プレストレス補強：補強材 SM570，板厚 30mm)

補強方法	主桁本数	支間 (m)	合計応力 (MPa)				
			RC床版		鋼桁		補強板
			上縁	下縁	上縁	下縁	
鋼板プレストレス補強	4	26.2	-7	-2	-186	209	254
	6	30.6	-9	-4	-210	206	255
	8	31.7	-9	-5	-210	203	254

注)　ハッチングは許容応力に達した応力

表-6　各部の応力　(鋼板プレストレス補強：補強材 HT780，板厚 30mm)

補強方法	主桁本数	支間 (m)	合計応力 (MPa)				
			RC床版		鋼桁		補強板
			上縁	下縁	上縁	下縁	
鋼板プレストレス補強	4	28.5	-8	-3	-210	198	355
	6	31.6	-9	-4	-210	155	355
	8	32.7	-10	-5	-209	151	355

注)　ハッチングは許容応力に達した応力

表-7　各部の応力　(鋼板プレストレス補強：補強材 HT950，板厚 30mm)

補強方法	主桁本数	支間 (m)	合計応力 (MPa)				
			RC床版		鋼桁		補強板
			上縁	下縁	上縁	下縁	
鋼板プレストレス補強	4	28.9	-9	-3	-210	177	399
	6	32.0	-9	-5	-209	131	400
	8	33.2	-10	-5	-210	129	400

注)　ハッチングは許容応力に達した応力

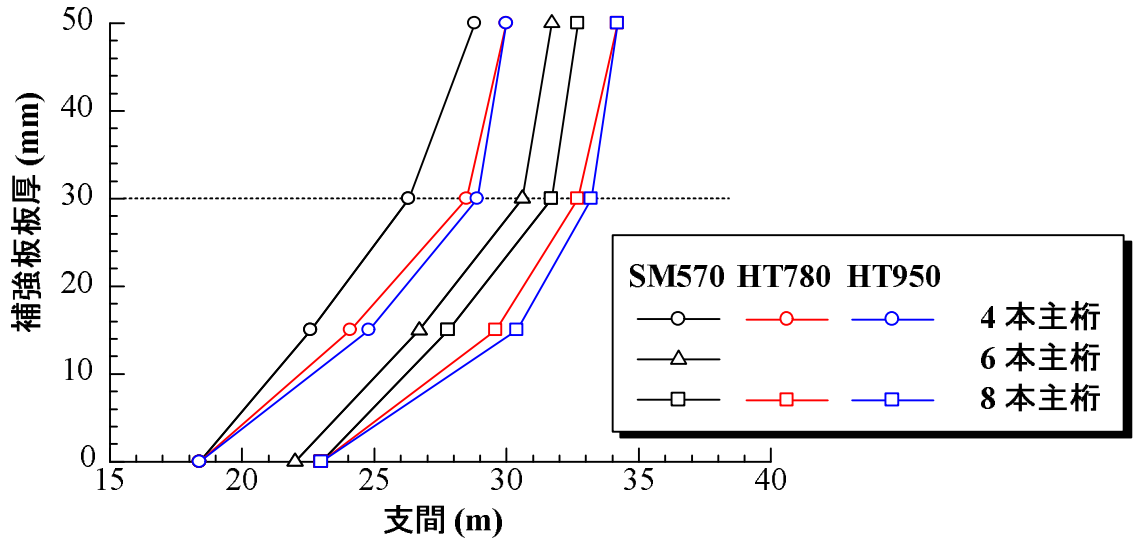


図-7 補強板板厚と適用最大支間の関係　(鋼板プレストレス補強時)

る．またHT780およびHT950の場合には，主桁4，6，8本の全てで補強を施していない上フランジと補強板の応力が許容値に達するため適用最大支間が決定される．

図-7 に鋼板プレストレス補強における補強板板厚と支間の関係を示す．この図において，補強板板厚を0mmから50mmまで増加すると，補強板がSM570の場合には主桁4本で18.4mから28.6m，主桁6本では22.0mから31.7m，主桁8本では23.0mから32.7mまで，さらに補強板をHT780およびHT950にすると，それぞれ30.0m，33.1m，34.2mまで長スパン化が可能である．

3.5 3補強法による比較

主桁本数8本の場合が最も適用最大支間が大きかったことから，**図-8** に主桁8本の場合について各補強法による長スパン化の比較を示す．この図から，各補強法において適用最大支間をとると，当板補強では26.4m（1.2倍），外ケーブル補強では29.0m（1.3倍），鋼板プレストレス補強では34.2m（1.5倍）となり，鋼板プレストレス補強を用いた場合が最も効果的となる．また，高強度の補強材を用いることにより，同一スパンの場合に補強板板厚が低減できる．

また，**図-9** に本報と既報[1)]の長スパン化効果の比較を

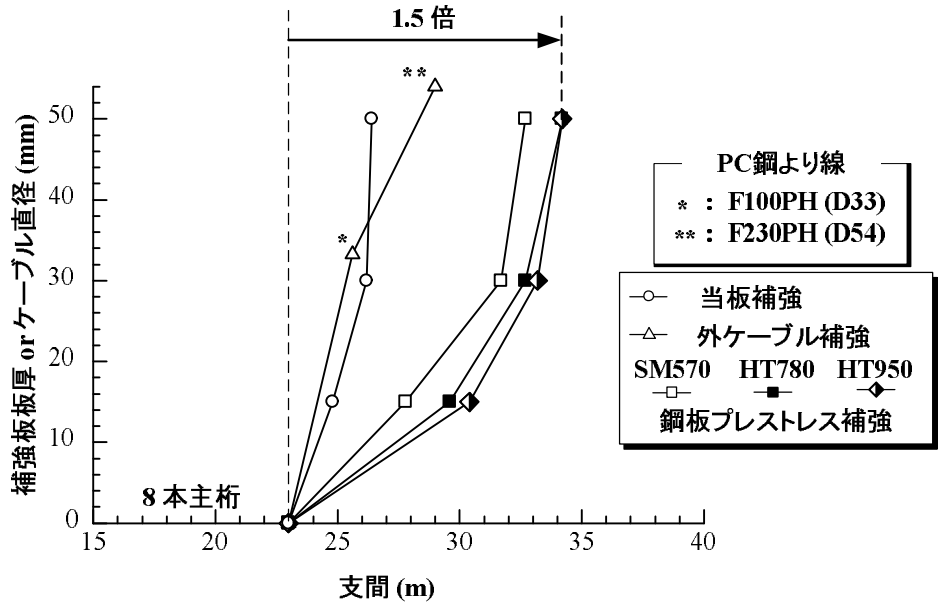


図-8 各補強法による長スパン化の比較 （主桁8本）

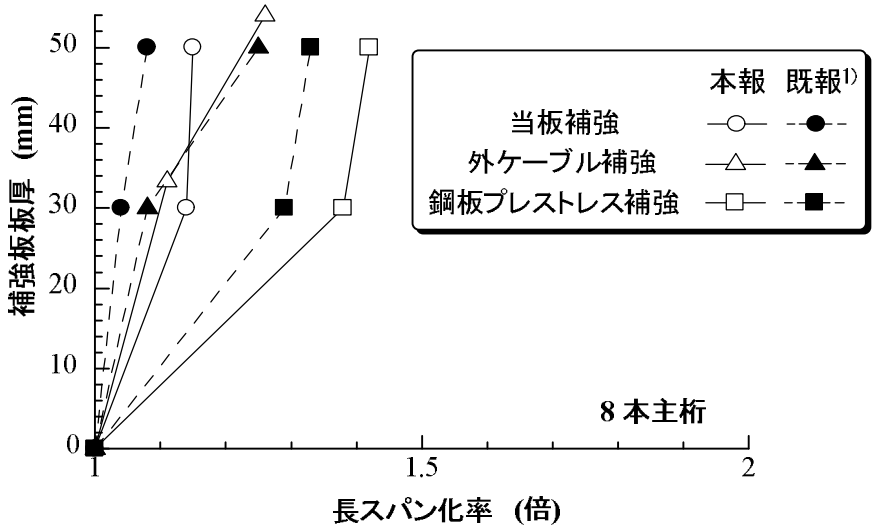
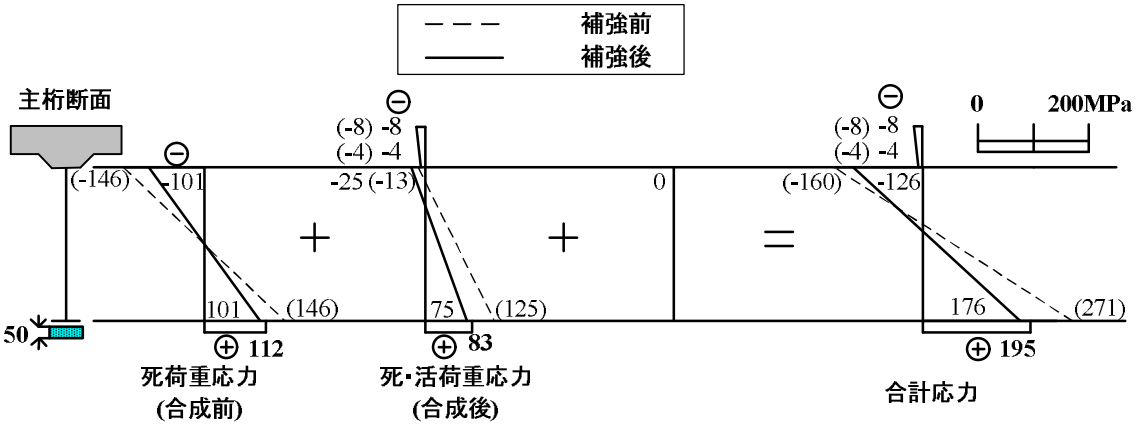


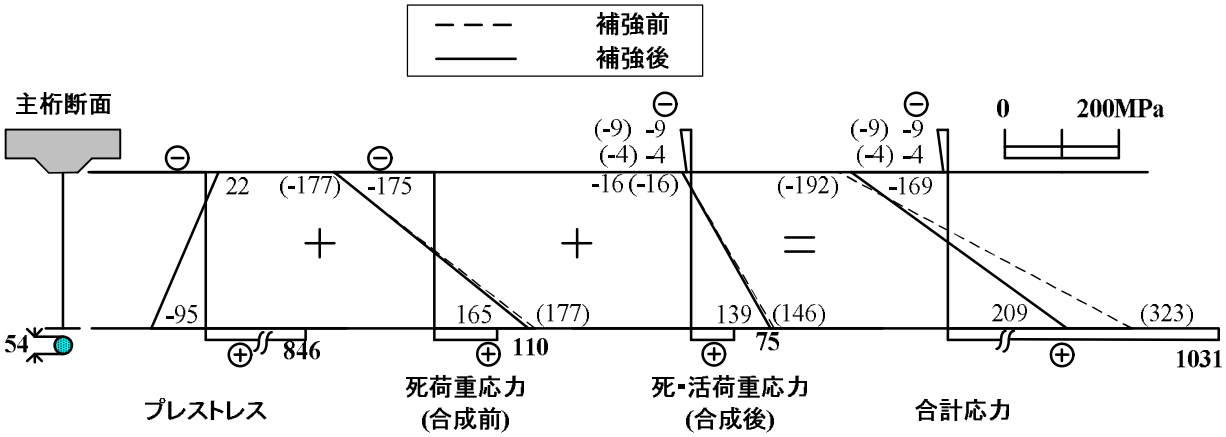
図-9 本報と既報[1)]の長スパン化効果の比較

示す．補強時期を既報[1)]では鋼桁架設後，本報では鋼桁架設前と仮定している．この図から，当板補強および鋼板プレストレス補強において，既報[1)]に比べて本報の方が効果的となることが分かる．その理由としては，鋼桁架設前に補強を施すことで，当板補強による死荷重応力の低減が可能となるからである．なお，外ケーブル補強において，本報と既報[1)]の補強効果があまり変わらないのは，ケーブルの断面が小さく，ケーブルによる荷重分担がほとんど期待できないためである．

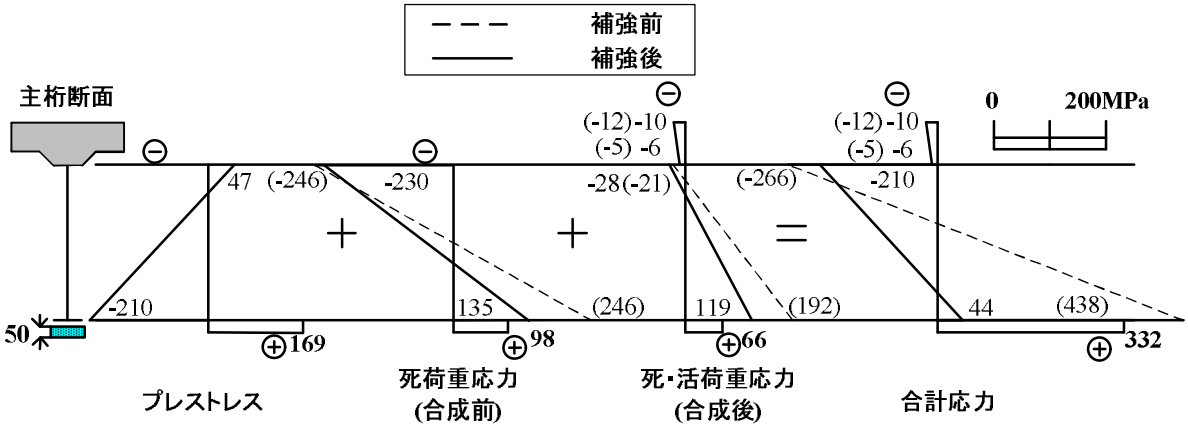
図-10 には，各補強法を適用した場合の最大支間時の応力分布図を示す．この図から，鋼板プレストレス補強は，当板補強に比べてプレストレスの分だけ死荷重応力を低減でき，また外ケーブル補強に比べて死荷重応力と活荷重応力の両方が低減できることが確認できる．なお，



(a)　当板補強（26.4m）



(b)　外ケーブル補強（29.0m）



(c)　鋼板プレストレス補強（34.2m）

図-10　各補強時の応力分布図

当板補強では補強板の合計応力，外ケーブル補強では下フランジとケーブルの合計応力が許容値に達するため，適用支間が決定されるが，鋼板プレストレス補強では，補強を施していない上フランジの合計応力が許容値に達するため，適用最大支間が決定される．したがって，さらに長スパン化を図るには，上フランジの補強が必要となる．

4. 低桁高化に関する検討

図-11 に鋼板プレストレス補強による桁高の変化を示す．この図から，支間が長い方が，より低桁高化効果が大きいことが分かる．

図-12 に主桁 8 本，支間 20m の場合の鋼板プレストレス補強による低桁高化状況を示す．この図から，鋼板プレストレス補強を用いると，無補強時の 800mm から 400mm まで 400mm（50%）の低桁高化が可能となることが分かる．また補強材を SM570 から，HT780，HT950 に高強度化することで，補強板板厚を 19mm，14mm，12mm と低減できる．ただし，このとき，活荷重たわみは許容値の 2cm（$20^2/20000$）より若干大きく 2.8cm となる．たわみ制限を満たす場合には，H 形鋼のサイズは高さ 582mm×幅 300mm（27%の低桁高化）となる．

図-13 に低桁高化に伴う質量の変化を示す．桁の本数が変わらないため，床版の質量は変わらないが，鋼桁の質量増加も高々10%程度であることが確認できる．

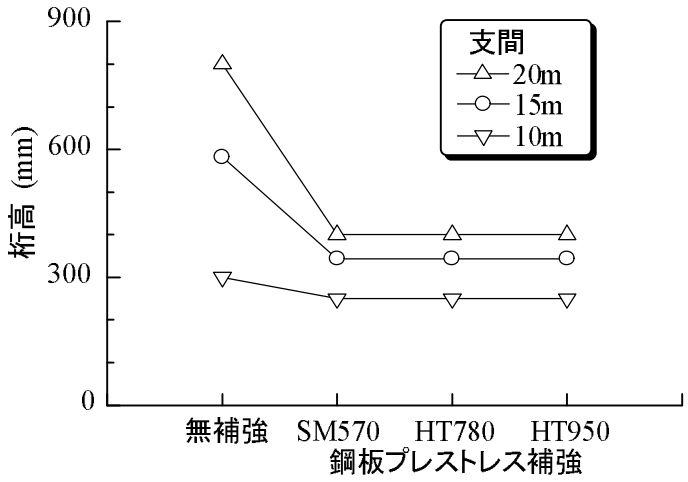


図-11　鋼板プレストレス補強による桁高の変化

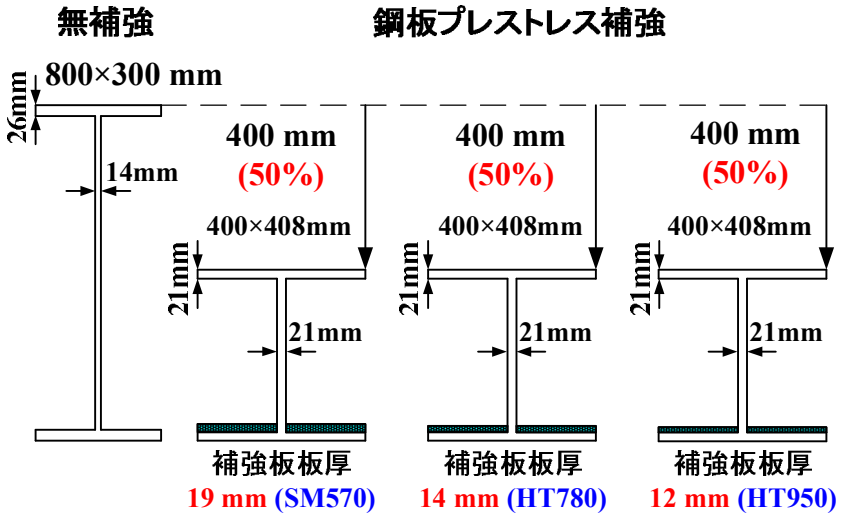
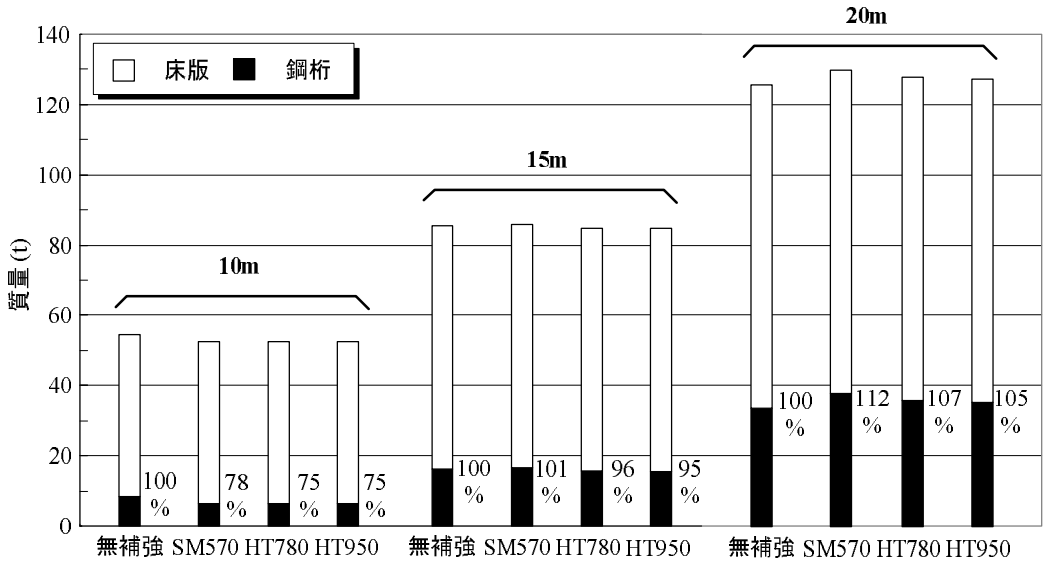


図-12　鋼板プレストレス補強による低桁高化状況
（主桁 8 本，支間 20m）



%は，無補強時の鋼桁質量に対する比率

図-13　低桁高化に伴う質量の変化

5. 少主桁化に関する検討

図-14 に鋼板プレストレス補強時の支間と最小主桁本数の関係を示す．この図から，例えば支間 23m では，無補強の場合の 8 本主桁が，鋼板プレストレス補強によって，補強材 SM570 で 4 本に，さらに補強材として HT780 および HT950 を用いることで 3 本に低減できることが分かる．

図-15 に鋼板プレストレス補強による主桁本数の変化を示す．この図から，もともと最小主桁本数の多い長支間の方がより少主桁化の効果が大きいことが分かる．

図-16 に支間 20m 時の鋼板プレストレス補強による少主桁化の状況を示す．鋼板プレストレス補強によって，主桁本数を 5 本から 3 本に減らすことができ，さらに補強材を SM570 から，HT780，HT950 に高強度化することで，補強板板厚を 26mm, 19mm, 16mm のように低減できることが分かる．

図-17 に少主桁化に伴う質量の変化を示す．この図から，少主桁化によって床版厚が上がり，床版の質量が増えるものの，少主桁化が著しい支間 20m 以上では，鋼桁の質量低減率の方が大きいことが分かる．

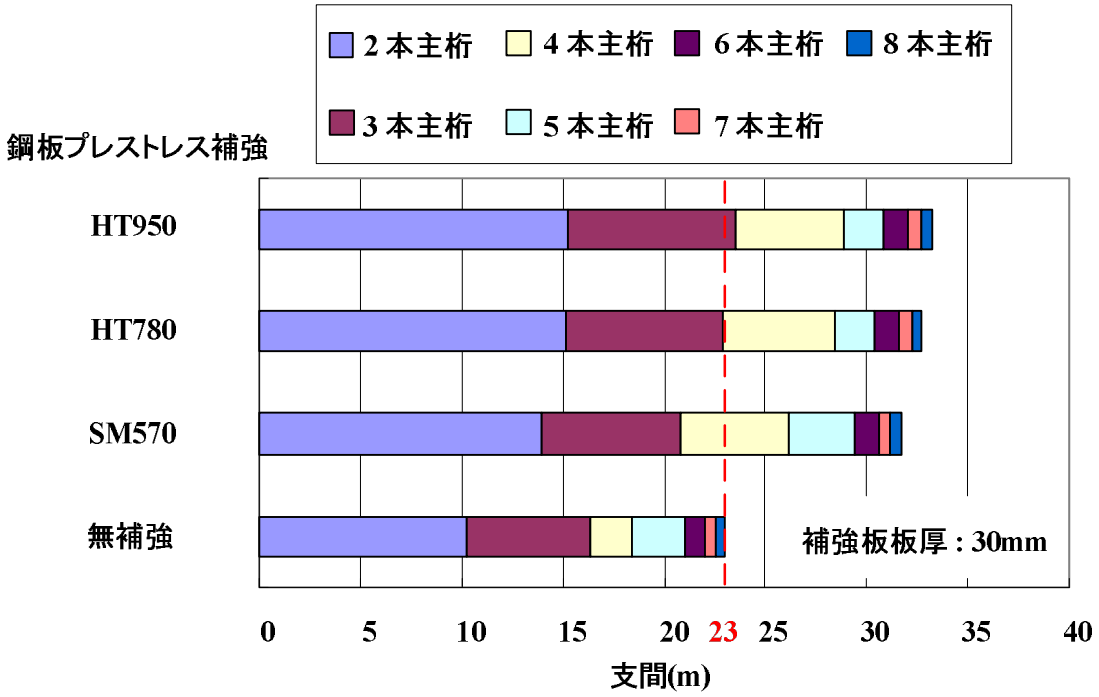


図-14　鋼板プレストレス補強時の支間と最小主桁本数の関係

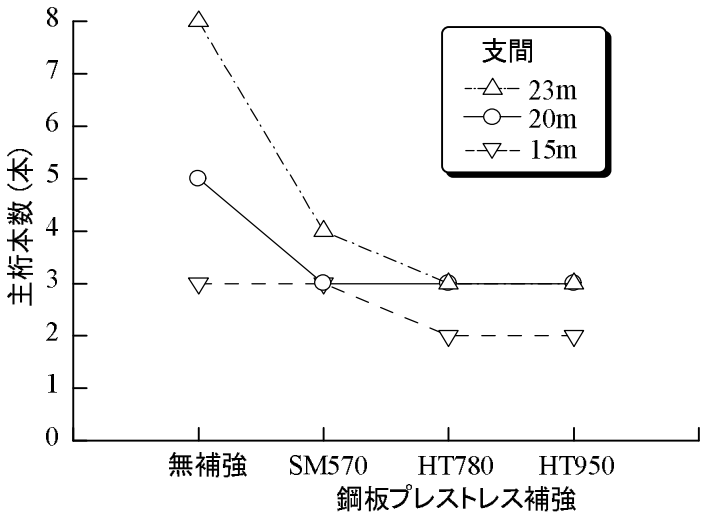


図-15　鋼板プレストレス補強による主桁本数の変化

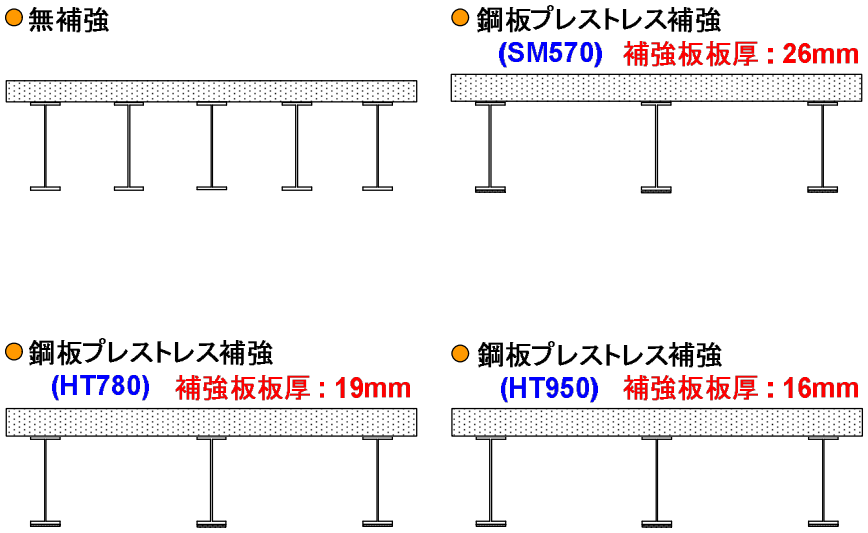
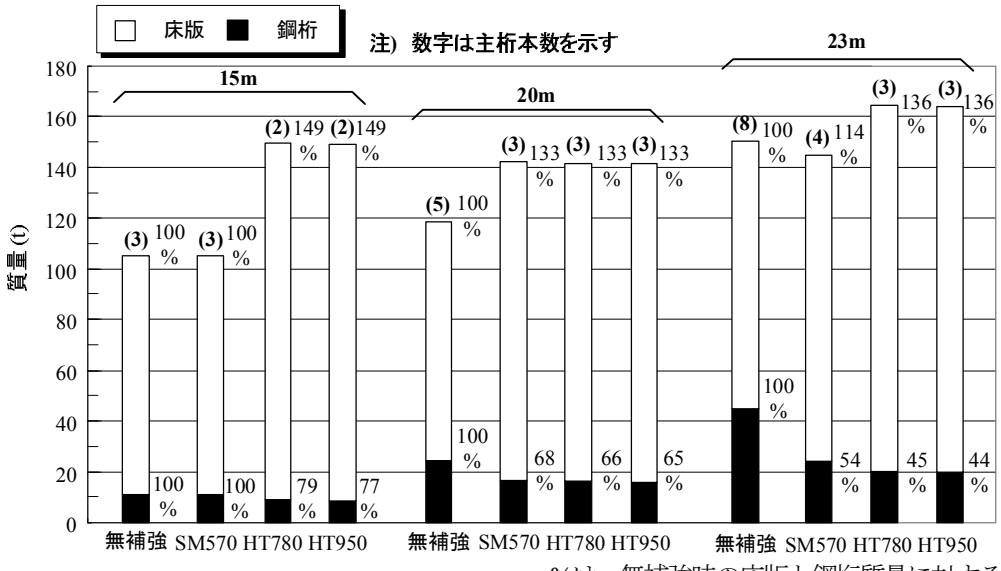


図-16　鋼板プレストレス補強による少主桁化の状況　（支間 20m）



%は，無補強時の床版と鋼桁質量に対する比率

図-17　少主桁化に伴う質量の変化

6. おわりに

本研究により, 鋼板プレストレス補強を適用したH形鋼桁橋の高性能化に関して以下のような結論が得られた.

(1) 現有最大寸法の H 形鋼を主桁とした鋼桁橋の適用最大支間は 23m であるが, 鋼板プレストレス補強を用い, 鋼桁架設前に補強を行うことで, 33m(1.4倍)まで長スパン化が可能となることが示された. さらに, 補強材にHT780およびHT950を用いると, 最長 34m (1.5 倍)まで長スパン化が可能となり, 補強板板厚も抑えることができる.

(2) 鋼板プレストレス補強を用いることにより, 低桁高化が可能となる. 例えば支間20mの場合には, 無補強時の桁高の800mmを400mmに半減することができる.

(3) 鋼板プレストレス補強を用いることにより, 少主桁化が可能となる. 例えば支間23mの場合には, 無補強時の主桁本数8本を3本, すなわち3/8に減らすことができる.

今後の課題としては, 実際に適用する際の継手部などの詳細な設計や, 他の補強法やビルドアップ桁とのLCC比較などが挙げられる.

謝辞

本研究に対して, 社団法人日本鉄鋼連盟の「鋼構造研究・教育助成制度」による学生研究助成を受けた. ここに記して謝意を表する.

参考文献

1) 坂野昌弘, 並木宏徳, 岡部一隆, 坂田智基, 小坂田陽平 : 鋼板プレストレス補強工法による H 形鋼桁橋の長スパン化, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.50A, pp.855-863, 2004.
2) 坂野昌弘, 並木宏徳, 山田不二彦, 堀川教世, 山本茂, 田中道七, 堀新 : プレストレスを与えた鋼板補強桁の補強効果, 第7回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集, 日本鋼構造協会, pp.57-64, 2000.
3) 坂野昌弘, 並木宏徳, 山田不二彦, 堀川教世, 山本茂, 小坂田陽平:高張力鋼板を用いた鋼桁の加熱ポストテンション補強, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, 第9巻, pp.271-278, 2001.
4) 小坂田陽平, 矢島秀治, 並木宏徳, 坂野昌弘 : 鉄道下路トラス橋端横桁のポストテンション鋼板補強, 土木学会第57回年次学術講演会, 第I部門, I-170, 2002.
5) 小出泰弘, 大西英治, 矢島秀治, 並木宏徳, 坂野昌弘, 小坂田陽平, 岡部一隆 : 下路鈑桁橋中間横桁のテンプレート補強, 土木学会第57回年次学術講演会, 第I部門, I-305, 2002.
6) M. Sakano, H. Namki, S. Yajima, Y. Koide, H. Huruta and D. M. Frangopol : Monitoring of Steel Railway Floor Beams Prestressed by Steel Plates, ASCE, Jounal of Bridge Engineering, Vol.11, No.6, pp.1-7, 2006.
7) 日本道路協会 : 道路橋示方書（I 共通編, II鋼橋編）・同解説, 1996.
8) 松井繁之 : 外ケーブルによる鋼橋の補強 –設計と施行の手引き–, 森北出版, 2005.

(2006年9月11日受付)