

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

Span Extension of H-Beam Bridges by Steel Plate Pre-stressing

坂野昌弘*, 並木宏徳**, 岡部一隆***, 坂田智基****, 小坂田陽平*****

Masahiro SAKANO, Hironori NAMIKI, Kazutaka OKABE, Tomoki SAKATA, Yohei OSAKADA

*工博, 関西大学助教授, 工学部都市環境工学科 (〒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 大阪市城東区鳴野西 2-2-21)

***関西大学学部生, 工学部土木工学科 (現 (株) 大林組 名古屋支店 〒461-8506 名古屋市東区東桜 1-10-19)

****神戸大学大学院生, 自然科学研究科建設学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

*****名古屋大学大学院生, 環境学研究科 (〒464-8601 名古屋市千種区不老町 1)

Abstract: The pre-stressing method using high tensile strength steel plate can reduce the live load stress due to additional stiffness of steel plates, as well as the dead load stress by pre-stressing. In addition, the anchor detail of reinforcing steel plate in the reinforced girder can be much simpler than that of outer cable method, because the common high tensile 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 tried to extend the span of H-beam bridges by applying the steel plate pre-stressing method.

Key Words: Span extension, steel plate pre-stressing, H-beam bridges

キーワード: 長スパン化, 鋼板プレストレス補強, H 形鋼桁橋

1. はじめに

圧延 H 形鋼を主桁に用いる合成桁橋は、補剛材等の取付けや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、長期的なコスト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 形鋼の寸法は限られていることから、その適用スパンも限られているのが現状である。

適用スパンを延ばすためには、高強度の鋼材を用いるか、あるいは、補強によって断面を大きくする等が考えられる。高強度鋼材の開発は現在試みられているところであり¹⁾、ここでは、断面補強による長スパン化の方向を探る。補強法としては、一般的にケーブル補強と鋼板補強に大別できる。外ケーブルを用いたポストテンション補強工法²⁾は一般的にはよく知られた工法である。しかし、外ケーブル補強はケーブルの断面剛性が小さいために活荷重に対する補強効果が小さく、また鋼桁に適用した場合にはケーブル定着部にブラケット等を設ける必要があるため、定着部の構造がやや複雑になり易いといった課題も残されている。

鋼板補強の方は下フランジにカバープレート溶接で取付けるのが手取り早い³⁾が、溶接によるコストアップ、疲労強度低下という不利が生じる。また、溶接を嫌って高

力ボルトを用いる方法もあるが、いずれにしても活荷重応力の低減だけで死荷重応力の低減効果はない。

一方、鋼板添接補強および外ケーブル補強各々の長所を兼ね備えた新たな補強法として、ケーブルの代わりに高張力鋼板を用いた鋼板プレストレス補強^{3)~6)}に関する研究がなされている。ここで、鋼板プレストレス補強とは、高張力鋼板にプレストレスを与えながら鋼桁に添接する鋼板補強工法の一つであり、プレストレスによる死荷重応力の低減効果に加えて、鋼板添接を用いた場合と同様に、断面剛性増による活荷重応力の低減効果も期待できる効果的な補強工法である。なお、補強板にプレストレスを与える方法としては、油圧ジャッキで直接緊張する方法³⁾や橋桁のジャッキアップ&ダウンによって桁のほうに変形を与える方法⁷⁾、およびそれらに比べて装置や手順を大幅に簡便にすることが可能な方法として、補強板を加熱・膨張させるもの⁴⁾がある。さらに、補強板の鋼桁への定着構造についてもごく一般的な高力ボルト摩擦接合を用いることができるため、外ケーブル補強に比べ、定着部の単純化が可能となる。

本研究では、圧延 H 形鋼を主桁に用いた単純活荷重合成桁橋を対象として、鋼板添接補強、外ケーブル補強および鋼板プレストレス補強の 3 種類の補強法を適用した場合の最大支間を求める試設計を行い、3 種類の補強法の補

強効果を比較して、鋼板プレストレス補強工法による長スパン化の可能性について検討した。

2. 試設計条件

表-1 に対象とする橋梁の設計条件を示す。橋梁形式は、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（厚さ 220mm）、主桁本数は幅員との関係を考慮して 4、6、8、10 本の 4 ケースを設定した。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（ウェブ高さ 844mm、フランジ幅 300mm、ウェブ厚 18mm、フランジ厚 28mm）のもので、材質は SM490Y である。図-1 に 8 本主桁の場合の横断面図を示す。

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：60mm）
車両防護策	鋼製（重量：50kg/m条）
主桁本数	4、6、8、10本
主桁桁高	900mm
床板	RC床版（厚さ：220mm）
使用鋼材	主桁：SM490Y ケーブル：PC 鋼より線 補強板：SM490Y、SM570 ボルト：S10T

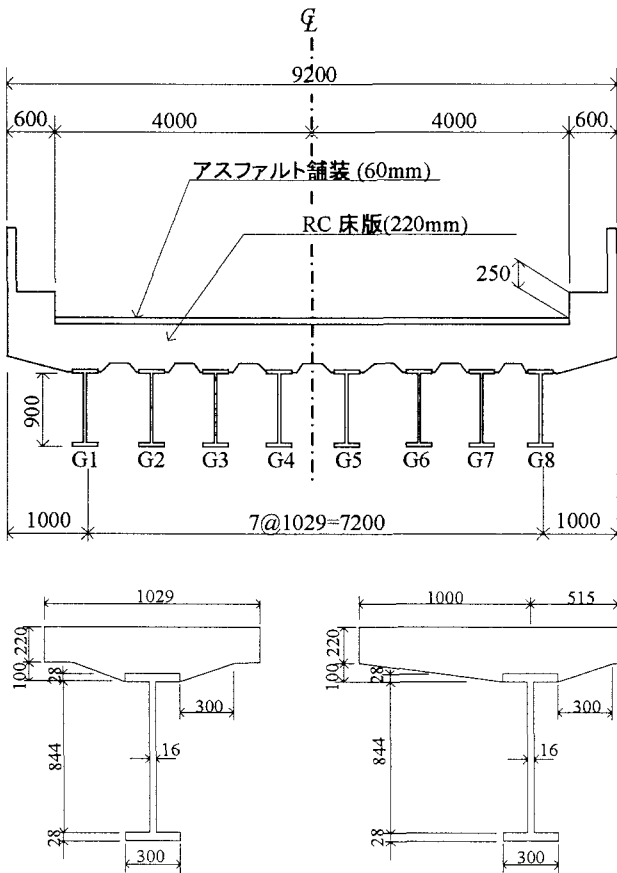


図-1 H 形鋼桁橋モデルの横断面図（主桁 8 本）

設計断面力の決定にあたり、橋梁の架設手順を鋼桁の架設後に 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⁸⁾。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、本研究では長スパン化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た。

3. 補強方法

図-2 に各補強法における応力算定モデルを示す。本研究では、鋼板プレストレス補強（補強板：SM570）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）と鋼板添接補強（補強板：SM490Y）についてもそれぞれ長スパン化を試みた。

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際に各ケース毎に考慮している。また、外ケーブル補強定着部については、文献 2) に示されるような構造を想定している。

4. 試設計結果

4.1 補強前

表-2 に各ケースでの内・外桁各々の死・活荷重応力計算結果を示す。合計応力については、主桁本数が 4 本の時は内桁の方が外桁より大きく、主桁本数が 6 本以上の時は外桁の応力の方が内桁より大きくなっている。これは、4 本主桁の場合、内桁 1 本当たりが分担する合成後の応力（活荷重応力）が大きいためであり、主桁本数が増えるにつれて内桁の 1 本当たりの死荷重および活荷重分担は小さくなるが、外桁の分担はそれほど小さくならず、主桁が 6 本以上では相対的に外桁の応力が大きくなってしまったためである。また、スパンが短い場合は合成後の応力（活荷重応力）の割合が大きいですが、スパンが長くなるにつれて合成前の応力（死荷重応力）の割合が高くなる。支間がある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る、その上

さらに活荷重応力も低減できればその分だけさらに有利となる。

図-3 に、補強前の H 形鋼桁橋モデル上下フランジの最小・最大応力と支間の関係を各主桁本数について示す。図中、主桁 4 本の場合に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。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 16m、主桁 6 本では 22m、主桁 8 本および 10 本では 24m である。

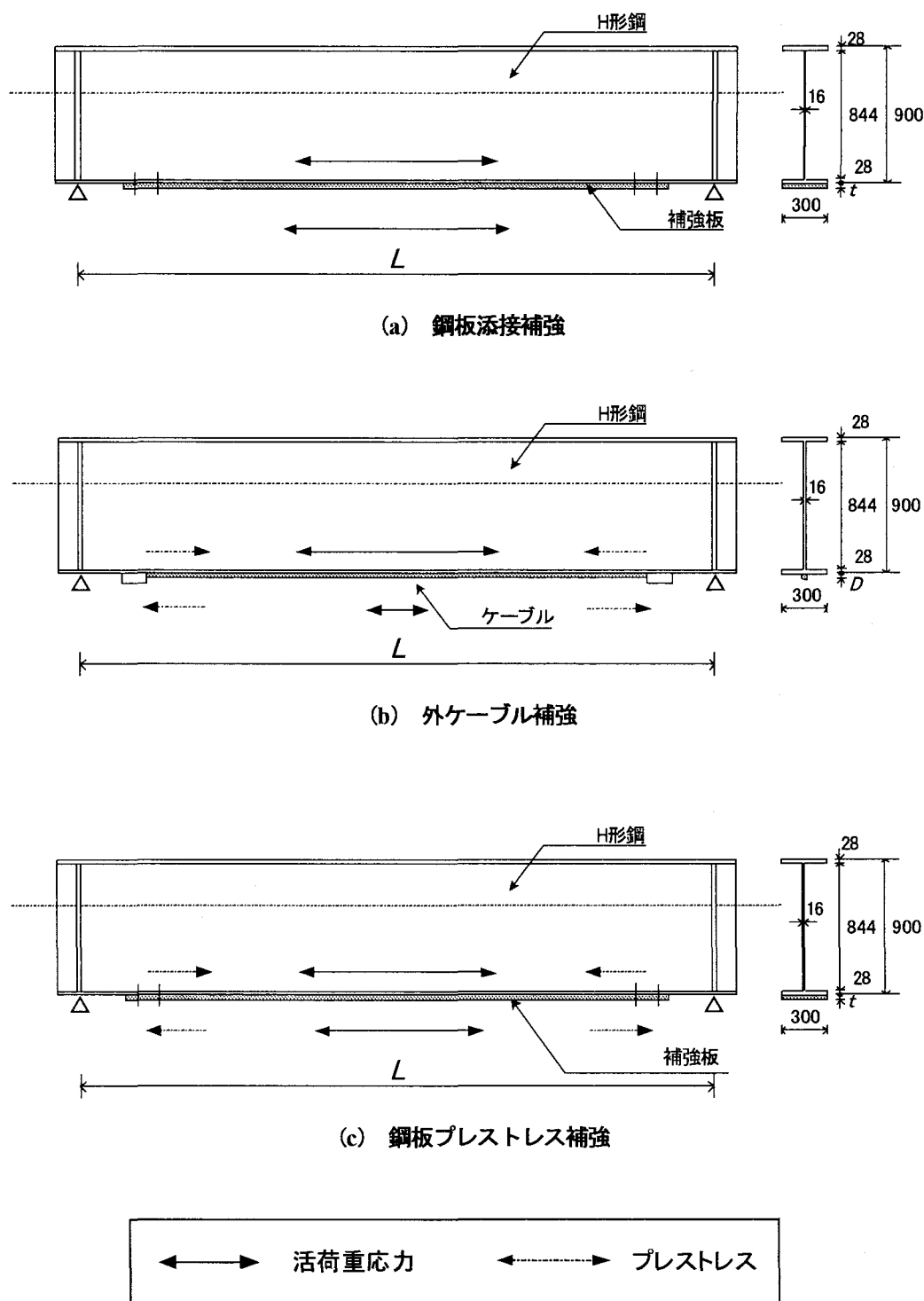


図-2 各補強法における応力算定モデル

表-2 補強前の内・外桁各部の死・活荷重応力

主桁 本数	支間 (m)	桁	合成前 (MPa)				合成後(MPa)				合計応力 (MPa)			
			RC床版		鋼桁		RC床版		鋼桁		RC床版		鋼桁	
			上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
4	15	内	0	0	-59	59	-5	0	-19	113	-5	0	-78	172
		外	0	0	-62	62	-3	0	-12	68	-3	0	-74	130
	20	内	0	0	-106	106	-8	-1	-29	175	-8	-1	-135	280
		外	0	0	-110	110	-5	-1	-19	106	-5	-1	-129	216
	25	内	0	0	-165	165	-11	-1	-41	241	-11	-1	-206	406
		外	0	0	-171	171	-7	-1	-27	148	-7	-1	-198	319
	30	内	0	0	-238	238	-14	-1	-53	313	-14	-1	-290	550
		外	0	0	-247	247	-9	-1	-35	193	-9	-1	-282	440
	35	内	0	0	-324	324	-17	-1	-66	389	-17	-1	-389	713
		外	0	0	-336	336	-11	-1	-44	242	-11	-1	-380	578
	40	内	0	0	-423	423	-21	-2	-79	470	-21	-2	-502	893
		外	0	0	-439	439	-14	-2	-53	294	-14	-2	-492	733
6	15	内	0	0	-38	38	-4	-1	-15	61	-4	-1	-54	99
		外	0	0	-55	55	-3	0	-11	48	-3	0	-65	103
	20	内	0	0	-68	68	-6	-1	-24	95	-6	-1	-92	163
		外	0	0	-98	98	-4	-1	-16	74	-4	-1	-114	172
	25	内	0	0	-106	106	-8	-2	-33	132	-8	-2	-140	238
		外	0	0	-153	153	-5	-1	-23	103	-5	-1	-175	256
	30	内	0	0	-153	153	-10	-2	-43	172	-10	-2	-196	325
		外	0	0	-220	220	-7	-1	-30	134	-7	-1	-249	354
	35	内	0	0	-208	208	-12	-3	-54	215	-12	-3	-262	424
		外	0	0	-299	299	-9	-2	-37	167	-9	-2	-336	466
	40	内	0	0	-272	272	-15	-4	-66	262	-15	-4	-338	534
		外	0	0	-390	390	-11	-2	-45	203	-11	-2	-435	593
8	15	内	0	0	-28	28	-3	-1	-16	51	-3	-1	-44	79
		外	0	0	-50	50	-2	-1	-10	42	-2	-1	-60	92
	20	内	0	0	-50	50	-5	-2	-25	78	-5	-2	-75	128
		外	0	0	-88	88	-4	-1	-16	65	-4	-1	-104	153
	25	内	0	0	-78	78	-7	-2	-35	108	-7	-2	-113	186
		外	0	0	-138	138	-5	-1	-22	90	-5	-1	-160	228
	30	内	0	0	-113	113	-10	-3	-45	140	-10	-3	-158	253
		外	0	0	-199	199	-7	-2	-28	117	-7	-2	-227	316
	35	内	0	0	-154	154	-12	-4	-56	174	-12	-4	-210	328
		外	0	0	-271	271	-8	-2	-35	146	-8	-2	-306	417
	40	内	0	0	-201	201	-15	-5	-68	211	-15	-5	-268	411
		外	0	0	-353	353	-10	-2	-43	177	-10	-2	-396	530
10	15	内	0	0	-23	23	-3	-1	-13	35	-3	-1	-36	58
		外	0	0	-50	50	-2	-1	-10	37	-2	-1	-59	87
	20	内	0	0	-41	41	-4	-2	-21	55	-4	-2	-62	96
		外	0	0	-88	88	-3	-1	-15	58	-3	-1	-103	146
	25	内	0	0	-64	64	-6	-2	-29	76	-6	-2	-93	140
		外	0	0	-138	138	-5	-1	-21	80	-5	-1	-158	218
	30	内	0	0	-92	92	-8	-3	-37	99	-8	-3	-130	191
		外	0	0	-198	198	-6	-2	-27	104	-6	-2	-225	302
	35	内	0	0	-125	125	-10	-4	-47	124	-10	-4	-172	249
		外	0	0	-270	270	-8	-2	-33	130	-8	-2	-303	400
	40	内	0	0	-164	164	-12	-5	-57	151	-12	-5	-221	314
		外	0	0	-353	353	-9	-2	-41	157	-9	-2	-393	510

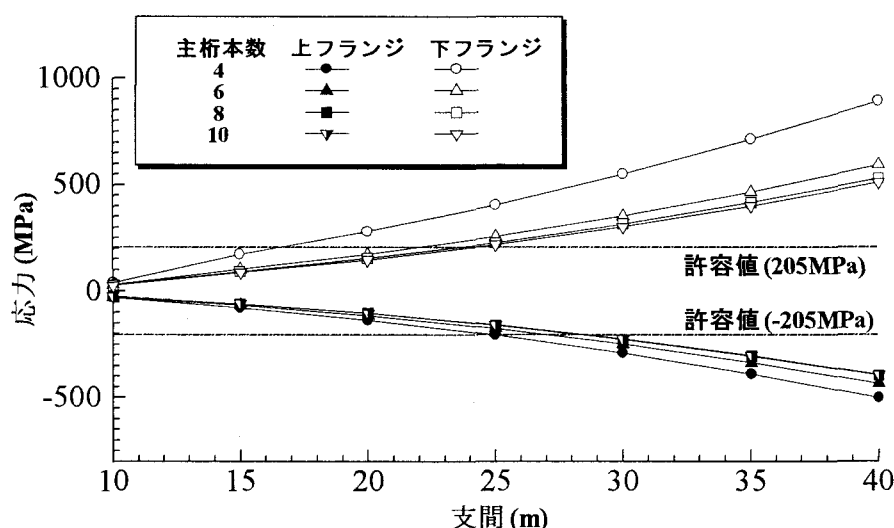


図3 上下フランジの最小・最大応力と支間の関係
(無補強)

4.2 補強後

(1) 鋼板添接補強

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。本来経済性を考えると、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あるが、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。

図4に、鋼板添接補強における補強板板厚と支間の関係を示す。なお、補強前の検討において触れたように、主桁本数4本のケースでは内桁の応力を、主桁本数6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。この図において主桁8本のケースに着目してみると、補強板板厚を0mmから30mm、50mmに増加させても支間は24mから25m、26mと僅かずつしか長スパン化を図ることができない。他のケースについても同様に補強板板厚増加による支間増加効果は小さい。これは、鋼板添接補強では、死荷重応力に対する低減効果が無いことから、鋼板添接による死荷重応力増加分に十分に対応できないためである。

(2) 外ケーブル補強

外ケーブル補強（下フランジ定着方式）の場合においても鋼板添接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。

ここで、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するものとしたが、外ケーブル補強は、導入されたプレストレスによる下フランジに対する補強効果は大きい、上フランジに対する補強効果が小さいため、主桁本数と支間の条件によっては鋼桁上フランジの応力が下フランジの応力より先に許容値に達することにより、長スパン化の限界が決定してしまうケースがあった。このことは後で検討する鋼板プレストレス補強においても見られた。

図5は主桁本数8本、支間26mと条件を固定して、ケーブル直径と上下フランジ応力の関係を示した一例である。この図より、無補強（ケーブル直径：0mm）の場合には下フランジ応力が許容応力を越えているが、ケーブル直径20mmで許容応力内に収まることがわかる。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。ここで、鋼板添接補強のときと同じく主桁8本のケースに着目してみると、ケーブル直径を21mm、30mm、56mmと順に増加させると（断面積は補強板と異なり直径の2乗で増加する）支間は25m、26m、29mとなり、長スパン化を図ることができる。

(3) 鋼板プレストレス補強

(1)および(2)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。鋼板プレストレス補強の場合にも、外ケーブル補強の場合と同じように主桁本数が多く、支間が長い場合には、鋼桁上フランジの応力により適用最大支間が決定してしまうケースがあった。

表3は板厚を30mmとした場合に、主桁本数ごとに適用最大支間と各部の応力を表したものである。主桁8本と10本のケースにおいては下フランジ応力にはかなりの余裕があるが、上フランジ応力が許容値に達したため（表3中のハッチング部分）に適用最大支間が決定している。このことから、さらに、長スパン化を図るためには下フラン

ジだけでなく上フランジの補強も必要になることがわかる。

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。前述のふたつの補強法に比べ、明らかに板厚増加に伴う支間増大効果が大きいことがわかる。

鋼板添接補強に比べて死荷重応力低減効果があること、またケーブル補強法に比べて活荷重応力低減効果があることが現れているものと考えられる。

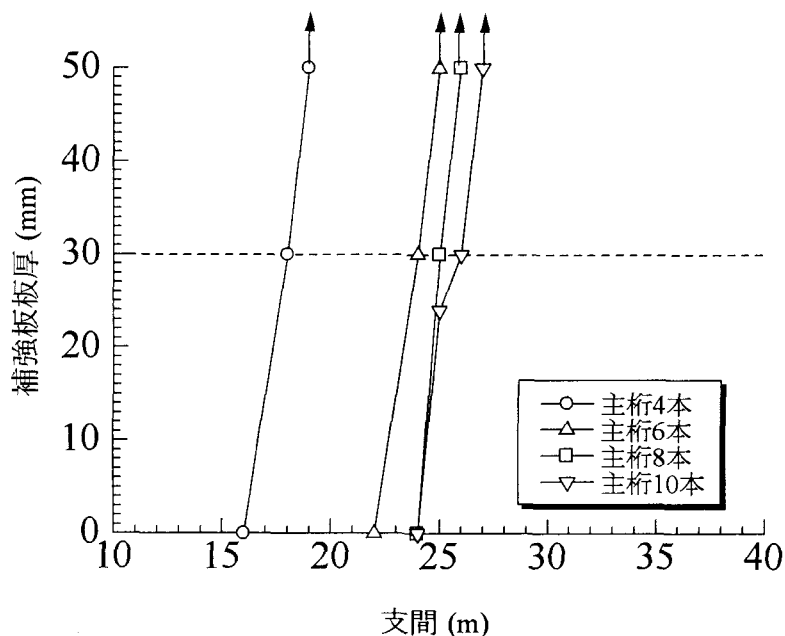


図4 補強板板厚と適用最大支間
(鋼板添接補強)

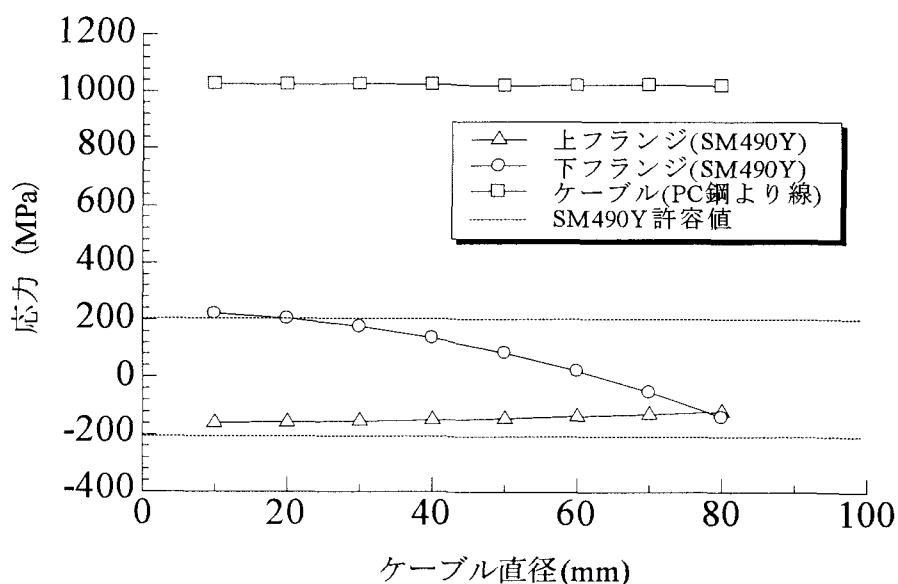


図5 外ケーブル補強におけるケーブル直径と応力の関係
(主桁8本、支間26m)

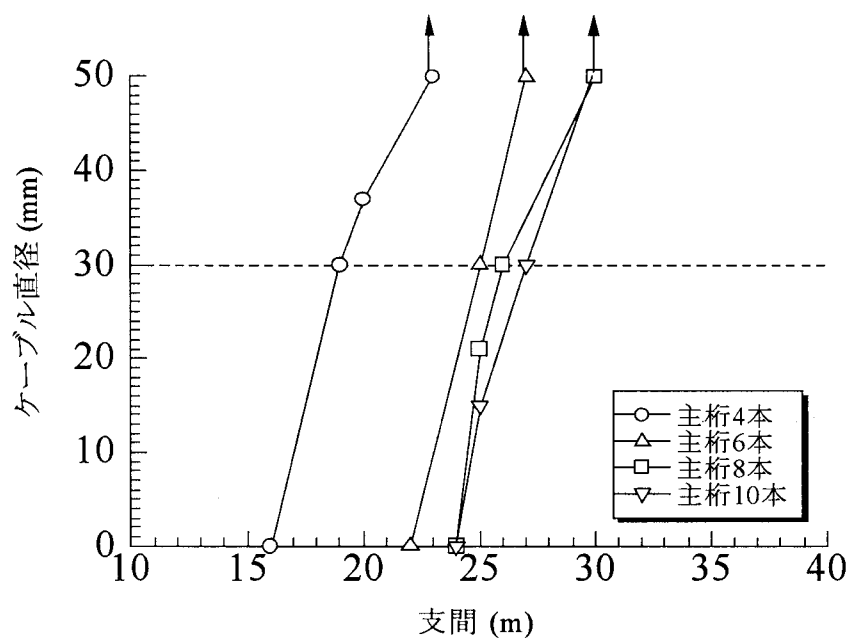


図-6 ケーブル直径と適用最大支間の関係
(外ケーブル補強)

表-3 補強板板厚 30mm での各部の応力

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	23	-7	-2	-150	201	238
	6	29	-5	-2	-203	205	251
	8	31	-4	-3	-204	171	255
	10	31	-4	-3	-205	159	255

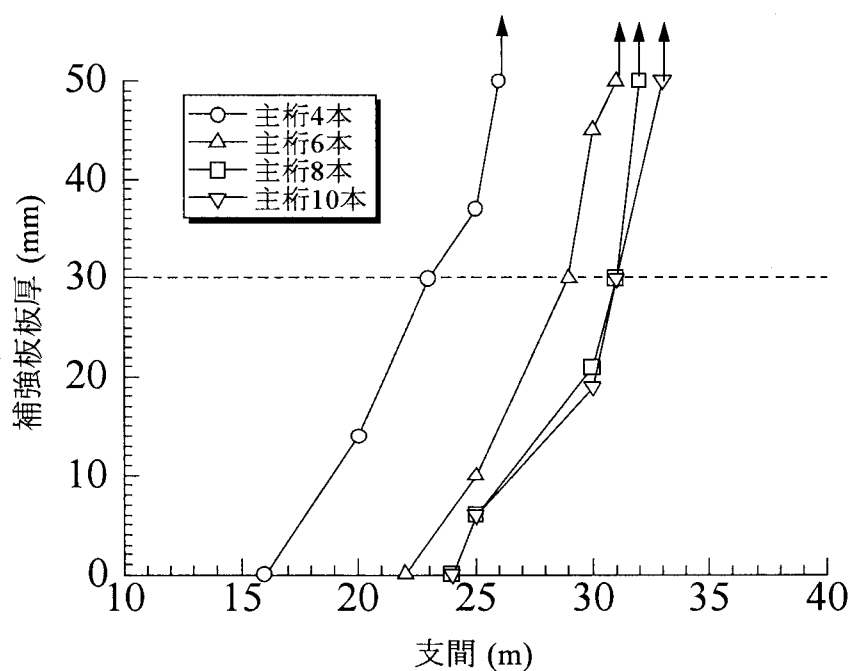


図-7 補強板板厚と適用最大支間の関係
(鋼板 prestress 補強)

5. 各補強法による長スパン化の比較

補強前の応力照査結果より主桁本数 8 本および 10 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状況を示す。補強板の板厚およびケーブル直径を H 形鋼フランジ厚と同程度の 30mm までと設定した場合の最大適用支間は、補強前の 24m に対して、鋼板添接補強では 25m (1.04 倍)，外ケーブル補強では 26m (1.08 倍)，鋼板プレストレス補強では 31m (1.29 倍) となり、鋼板プレ

ストレス補強が最も効果があることが示された。

表-4 に、各補強法において補強板の板厚およびケーブル直径を 30mm とした場合における主桁本数ごとの補強前後の適用最大支間とそれらの比を示す。主桁本数が少なくなると長スパン化の効果が大きくなる傾向がみられ、4 本主桁の場合に鋼板プレストレス補強を用いると約 1.5 倍の長スパン化効果があることが示されている。この時の補強後の最大適用支間 23m は 7 本主桁の場合に相当しており、鋼板プレストレスによる補強効果は主桁 3 本分と等しいことになる。

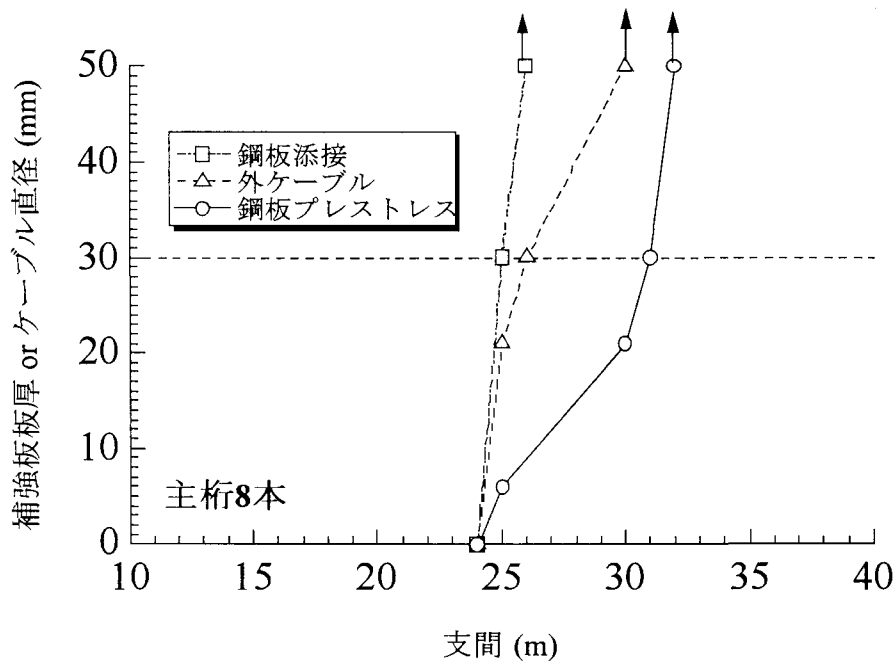


図-8 各補強法による長スパン化の比較

表-4 各補強法における主桁本数の違いによる適用最大支間と長スパン化の効果
(板厚およびケーブル直径 30mm)

補強方法	主桁本数	適用最大支間 (m)		② / ①
		補強前 ①	補強後 ②	
鋼板添接補強	4	16	18	1.13
	6	22	24	1.09
	8	24	25	1.04
	10	24	26	1.08
外ケーブル補強	4	16	19	1.19
	6	22	25	1.14
	8	24	26	1.08
	10	24	27	1.13
鋼板プレストレス補強	4	16	23	1.48
	6	22	29	1.32
	8	24	31	1.29
	10	24	31	1.29

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 形鋼桁橋の長スパン化に関して以下のような結論が得られた。

- (1) 鋼板添接補強、外ケーブル補強および鋼板プレストレス補強の 3 工法を比較した結果、死荷重応力も活荷重応力も低減できる鋼板プレストレス補強が他の工法にくらべて長スパン化に対して最も有効であることが示された。
- (2) 現有最大寸法の H 形鋼を主桁とした鋼桁橋の適用限界スパンは 24m であるが、鋼板プレストレス補強を用いることで 31m (約 1.3 倍) まで長スパン化が可能となる。
- (3) 鋼板プレストレス補強によるスパン延長効果は主桁本数が少ないほど高く、4 本主桁の場合には適用最大支間は、補強前の 16m から補強後の 23m と約 1.5 倍の長スパン化が可能となる。

以上、既設橋だけでなく新設橋に対しても鋼板プレストレス補強が有効となる可能性を示した。なお、ここでは同一断面の桁に対する長スパン化について検討したが、同一スパンに対しては当然、低桁高化あるいは主桁本数の低減が可能となる。

これらの可能性を実験等で検証していくことが今後の課題と考えている。

参考文献

- 1) 独立行政法人、物質・材料研究機構：使える材料、活かす新構造、第 7 回超鉄鋼ワークショップ, 2003.
- 2) 八塚博, 山田金喜, 渡辺泰之, 柏木亮二, 名取暢：既設橋鋼板桁橋のプレストレス導入による補強、橋梁と基礎, 96 年 3 月号, 建設図書, pp.15-24, 1996.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 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：下路鉸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) 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.
- 7) 塚本裕之, 茂手木博：ジャッキアップを併用した桁補強工法, 川田技報, Vol.19, pp.106-107, 2000.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編, II 鋼橋編)・同解説, 1996.

(2003 年 9 月 12 日受付)