

論文 斜張橋のサドル定着部の研究

大庭光商*¹・築嶋大輔*²・石橋忠良*³

要旨：斜張橋の主塔サドル部は、斜材ケーブルを小さな曲げ半径で配置するため、ケーブルの半径方向に作用する腹圧力によるコンクリートの割裂力が大きくなる。このため、サドル部に着目した支圧試験を行い、無補強の支圧強度と補強鉄筋を配置した場合の支圧強度の設計式を提案した。

また、ダクトを多段に配置し、順次緊張した場合は、載荷荷重が累積され引張力が大きくなることが想定されるが、実験の結果、破壊時にも下段ダクトへの顕著な荷重の移行は認められず、FEM解析により評価できる。また、6段程度まで荷重を累積載荷した場合は、最大引張力は最上段に発生する引張力の2倍程度となり、設計においてはこの荷重に対して支圧強度を算定すれば良いことがわかった。

1. はじめに

斜張橋の斜材ケーブルの定着は、主桁側と主塔側にそれぞれ設けられるのが一般的であり、主桁～主塔～主桁へと連続したケーブルを用いて主桁側のみ定着する構造（以下サドル構造と記す）例は少ない。

サドル構造は定着具の減少とスレンダーな主塔形状による景観の向上等、多くのメリットを有するものの、斜材ケーブルを主塔部で小さな曲げ半径で配置するため、ケーブルの半径方向に作用する腹圧力によるコンクリートの割裂力に対する設計法に未解明な部分が残されている。

このため、曲線配置したPCケーブルによる支圧試験、および載荷板形状や補強鉄筋量等に着眼した試験をこれまで行ってきた[1],[2]。

本研究は、主塔サドル部に着眼し、支圧面積、試験体形状、多段ダクトの影響についてさらに検討を加えることを目的に、鋼棒を用いた基本モデルによる支圧試験を行い、サドル部の支圧性状を明らかにし、その補強方法について検討するものである。

2. 実験概要

実験は補強鉄筋量、支圧面積の大きさ、供試体形状（ b/h , b/ϕ ）、空きダクトの有無等に着眼した基本的なモデルにて行った。試験体の種類と諸元を表-1に、試験体の配筋を図-1に示す。なお、表には過去に行った試験体もあわせて示している。

A、Bシリーズはコンクリートのみの支圧強度に着目した無補強の試験体で、A-1は支圧板に $8\text{cm} \times 30\text{cm} \times 2\text{cm}$ の鋼板を使用した。また、Bシリーズは円形のダクトを想定し、 $\phi=40\sim 100\text{mm}$ の丸鋼棒を使用したもので、この時の支圧面積Aは $0.008 \sim 0.035 \text{ m}^2$ 、 $b/h = 0.50\sim 1.00$ 、 $b/\phi = 2.50\sim 10.00$ である。

*1 東日本旅客鉄道(株)建設工事事部構造技術PT（正会員）

*2 鉄道総合技術研究所橋梁研究室（正会員）

*3 東日本旅客鉄道(株)建設工事事部担当部長、工博（正会員）

Cシリーズは荷重鋼棒の下に補強筋を配置した試験体で、 $A_s=3.801\sim 15.201\text{cm}^2$ 、 $b/h=0.75$ 、 $b/\phi=3.75$ 、 7.50 としたもので、C-6は補強筋を鋼棒の下2cmの位置（その他は4cm）、C-7は鉄筋を2段に分けて配置したものである。

Dシリーズは実橋を想定し、鋼棒の下に空きダクトを設けた試験体である。

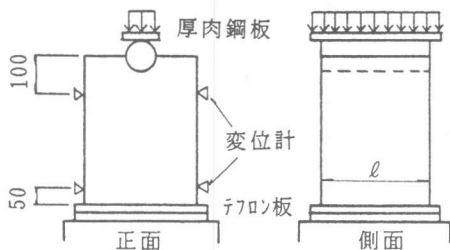


図-2 荷重載荷

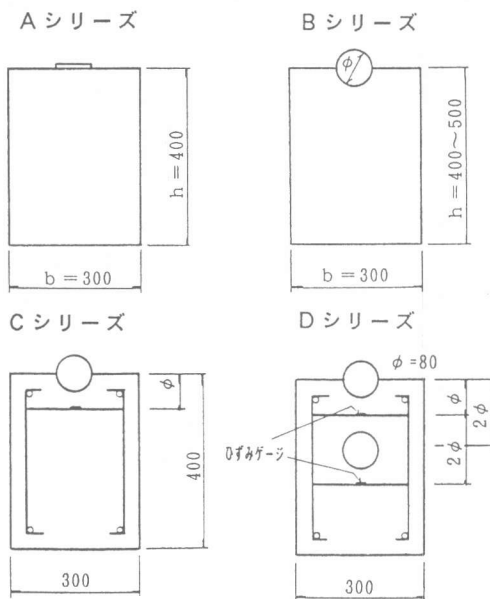


図-1 試験体配筋

Eシリーズは過去に行った試験データ[1]で、 $R=1\text{m}$ で曲線配置したPCケーブルを用いて破壊までに至ったものである。

荷重載荷は静的荷重とし、荷重時の荷重が試験体に均等に作用するように厚肉の荷重治具を用いるとともに、試験体の底面には摩擦により変形が拘束されないようにテフロン板を2枚敷設した(図-2)。計測項目は、横方向変位量(計測位置は試験体上端から10cm、下端から5cmの位置とし、多段にダクトを配置したものはその他にダクト下4cmの位置で変位を測定)、補強鉄筋のひずみである。

表-1 試験体諸元

シリーズ	試験体番号	試験体諸元 (cm)	b/h	b/ϕ	A_s (cm^2)	補強鉄筋 (cm^2)	コンクリート強度 (kgf/cm^2)	記 事
A	A-1	30×40×30	0.75	—	0.024	—	350	鋼板 $b=80\text{mm}$
B	B-1	30×40×30	0.75	7.69	0.012	—	292	鋼棒 $\phi=40\text{mm}$
	B-2		0.75	5.00	0.018	—	344	$\phi=60\text{mm}$
	B-3		0.75	3.75	0.024	—	350	$\phi=80\text{mm}$
	B-4	20×40×30	0.50	5.00	0.012	—	471	$\phi=40\text{mm}$
	B-5		0.50	2.50	0.024			$\phi=80\text{mm}$
	B-6	40×40×30	1.00	10.00	0.012	—	402	$\phi=40\text{mm}$
	B-7	20×40×20	0.50	5.00	0.008	—	402	$\phi=40\text{mm}$
	B-8	30×40×20	0.75	7.50	0.008	—	402	$\phi=40\text{mm}$
	B-9	30×40×35	0.75	3.00	0.035	—	402	$\phi=100\text{mm}$
	B-10	30×50×30	0.60	3.75	0.024	—	402	$\phi=80\text{mm}$
C	C-1	30×40×30	0.75	3.75	0.024	3.801(3D13)	350	補強筋量 $\phi=80\text{mm}$
	C-2					8.595(3D19)		
	C-3					11.613(3D22)		
	C-4					15.201(3D25)		
	C-5		0.75	7.50	0.012	3.801(3D13)	471	$\phi=40\text{mm}$
	C-6		0.75	3.75	0.024	8.595(3D19)	344	補強筋位置
	C-7					0.024		
D	D-1	30×50×30	0.60	3.75	0.024	8.595(3D19)	344	2段ダクト
E	E-1	40×70×62	0.57	4.44	0.558	—	232	$R=1\text{m}$

セメントは早強ポルトランドセメントを使用し、コンクリート打設後に60℃で6時間の蒸気養生を行った。なお、荷重試験は、コンクリート打設30日後を目標とした。

補強鉄筋はSD295で降伏強度は、3520kgf/cm²(D13)、3490kgf/cm²(D19)、3531kgf/cm²(D22)、3359kgf/cm²(D25)である。

3. 実験結果

実験結果を表-2、主な試験体の破壊状況を写真1~3に示す。

(1) 破壊状況

無補強の試験体(Bシリーズ)は、いずれも荷重鋼棒の直下に表面ひび割れが発生し、ほぼ同時に鋼棒の長手方向に2つに分断される破壊となった。

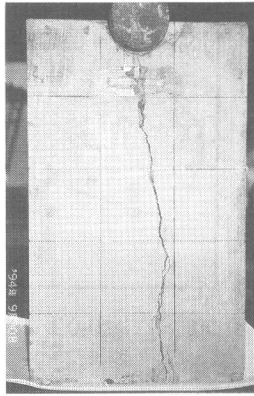


写真-1
(B-10)

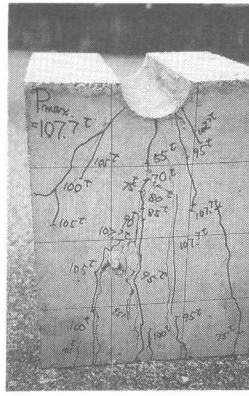


写真-2
(C-3)

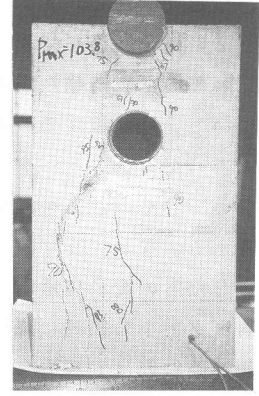


写真-3
(D-1)

また、補強筋を配置したCシリーズは、ひび割れが比較的放射状に分散するものの、破壊にいたるひび割れは無補強の試験体と同様に鋼棒直下のひび割れが上下に貫通するものとなった。荷重鋼棒の直下に空きダクトが存在する試験体(D-1)は、ダクトから放射状に進展したひび割れが、側方の鉄筋に沿ったひび割れとなり、最終的に耐力を失った。

表-2 試験結果

シリーズ番号	試験体番号	降伏荷重 P _y (tf)	破壊荷重 P _{test} (tf)	P _{cal} (tf)	$\frac{P_y}{P_{cal}}$	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$
A	A-1	—	103.8	—	—	—
B	B-1	—	58.8	44.2	—	1.33
	B-2	—	72.1	60.9	—	1.18
	B-3	—	73.0	71.0	—	1.03
	B-4	—	84.5	71.3	—	1.19
	B-5	—	109.0	95.5	—	1.14
	B-6	—	68.6	71.3	—	0.96
	B-7	—	47.2	54.0	—	0.87
	B-8	—	36.7	54.0	—	0.70
	B-9	—	110.0	100.4	—	1.10
	B-10	—	59.0	81.5	—	0.72
C	C-1	81.2	90.5	71.3	1.14	—
	C-2	71.0	102.4	59.2	1.20	—
	C-3	80.5	107.7	59.2	1.36	—
	C-4	119.9	163.6	95.5	1.26	—
	C-5	65.1	107.0	71.3	0.91	—
	C-6	75.2	103.2	69.7	1.08	—
	C-7	85.1	102.7	71.0	1.20	—
D	D-1	67.6	103.8	81.4	0.83	—
E	E-1	—	74.0	76.4	—	0.97

4. 支圧強度の算定

(1) 無補強の支圧強度

無補強の試験体(Bシリーズ、E-1)において、各パラメータに着目して相関関係を検討した。検討結果を表-3に示す。検討の結果、支圧強度は支圧面積との相関が最も高く、ほぼ直線回帰で示されることがわかった。図-3に支圧面積と支圧強度との関係を示す。なお、図中の支圧強度は、支圧強度がコンクリート強度に比例するものとして、各試験体のコンクリート強度の影響を補正している。回帰式を式(1)に示す。

$$P_{cal} = (0.428 \cdot A + 0.01) \cdot f'_c \quad \text{----- (1)}$$

ここに; A : 支圧面積 (= $\phi \times \ell$)

f'_c : コンクリートの圧縮強度

実験値と式(1)による計算値を比較すると、(P_{test}/

表-3 相関の結果

パラメータ	相関係数
$\frac{P_u}{f'_c} \sim \frac{A'}{A}$	0.64
$\frac{P_u}{f'_c} \sim \frac{\phi}{b}$	0.68
$\frac{P_u}{f'_c} \sim h \cdot \ell$	0.63
$\frac{P_u}{f'_c} \sim A$	0.87

Pcal)の平均値は1.02、変動係数は19.4%となる(図-4)。

(2) 補強鉄筋を配置した場合の支圧強度
鋼棒の下に補強鉄筋を配置した試験体について、各試験体の破壊荷重から式(1)で求めたコンクリートが負担する分を差し引いて、その残分を鉄筋が負担するものとする。なお、実験値は鉄筋ひずみから算定したもので、破壊時にはいずれの試験体もダクト下の鉄筋は降伏していた。

補強鉄筋は割裂力(水平方向)を直接負担しているが、支圧強度を載荷荷重で評価するために、計算値(鉛直力: V_{cal})と実験値(水平力: H_{test})について相関をとり割裂力を載荷荷重に換算した(図-5)。

図より実験値と載荷荷重とは直線回帰で表すことができ、補強鉄筋を配置した場合の支圧強度は、コンクリートと鉄筋とで負担するものと考え式(2)で示すことができる。

$$P_u = (0.428 \cdot A + 0.01) f'_c + 1.31 \cdot H_s \quad (2)$$

ここに; H_s : 鉄筋の引張力 ($f_y \cdot A_s$)

f_y : 鉄筋の降伏強度

実験値と式(2)による計算値を比較すると、(実験値/計算値)の平均値は1.02、変動係数は8.4%である(図-6)。

(3) 補強鉄筋を配置した場合の降伏強度
補強鉄筋を配置した試験体の降伏強度と式(1)で求めたコンクリートの支圧強度との比較を行った。なお、ここでの降伏強度は供試体の軸直角方向の変形が急増時の荷重と定義した。図-7に試験時の降伏強度を式(1)で求めた計算値で除した結果を示す。

検討の結果、(P_y / P_c)の平均値は1.11、変動係数10.2%となり、幾分実験値の方が大きいものの、補強鉄筋を配置した場合の降伏強度は、補強鉄筋量の多少にかかわらず無補強の支圧強度で評価できるものと思われる。

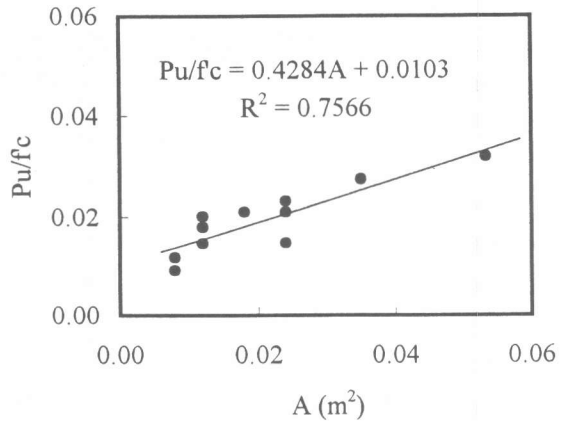


図-3 支圧強度と支圧面積の関係

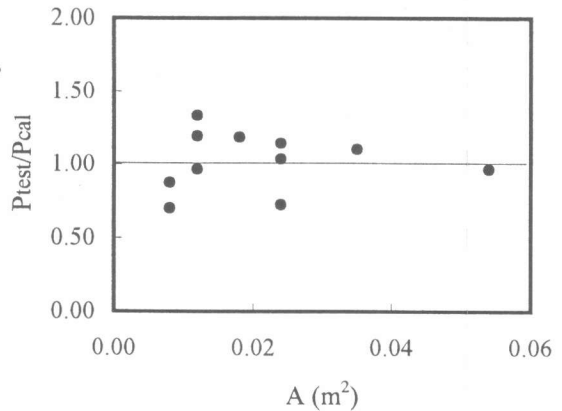


図-4 計算値と実験値との比較

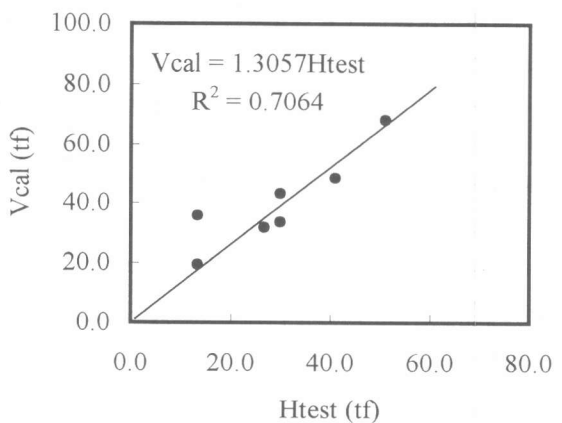


図-5 鉄筋負担分の載荷荷重への換算

5. 多段にダクトを配置する時の支圧強度の考え方

(1) FEM解析

実橋では、PC鋼材が多段に配置され、順次緊張される。この場合、上段ダクトからの荷重が累積され、下段のダクトに影響を及ぼすことが考えられる。このため、応力性状を把握するために2次元弾性FEM解析を行った。

図-8に上段鋼材から順次緊張した場合の各ダクト下におけるX方向の引張力(σ_x)の変化を示す。仮に2段目の鋼材を緊張した場合の引張力に着目すると、当該緊張ダクト下の引張力はほとんど増加しないが、その1段下の3段目のダクト下に大きな引張力が発生している。同様に3段目の鋼材を緊張すると4段目のダクト下の方が3段目のダクト下よりも大きな引張力が発生し、5段目以降はほぼ等しい引張力が発生している。この理由として、緊張ダクトの直下は圧縮領域となるため、それまでに発生していた割裂応力を減少させるためと思われる。また、下段のダクトになるにしたがって載荷荷重は一様分布応力度($\omega=P/bl$)になり、それによる引張力が順次累積されることがわかる(例えば6段目のダクト下の引張力は5断面緊張前までは直線的に増加している)。また、下段のダクト程当該ダクト緊張による引張力の増加は小さくなり、各ダクト下の引張力の最大値は大きく変化せず、引張力の最大値は3段目のダクト下が発生し、1段目のダクト下の引張力の2倍程度となっている。

解析モデル

(2) 実験結果との対応

丸鋼棒の下に空きダクトが存在するD-1試験体の鉄筋ひずみと荷重との関係を図-9に示す。載荷鋼棒直下の

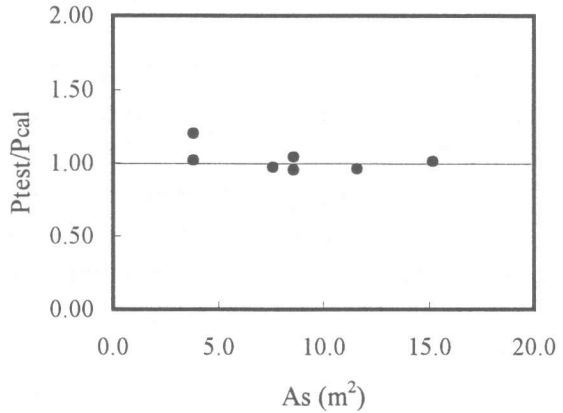


図-6 計算値と実験値との比較

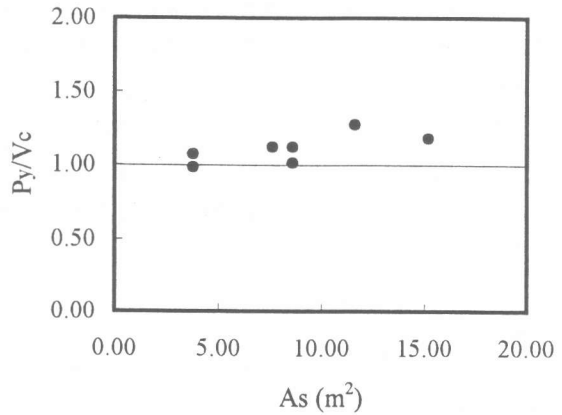


図-7 無筋の支圧強度と降伏強度の関係

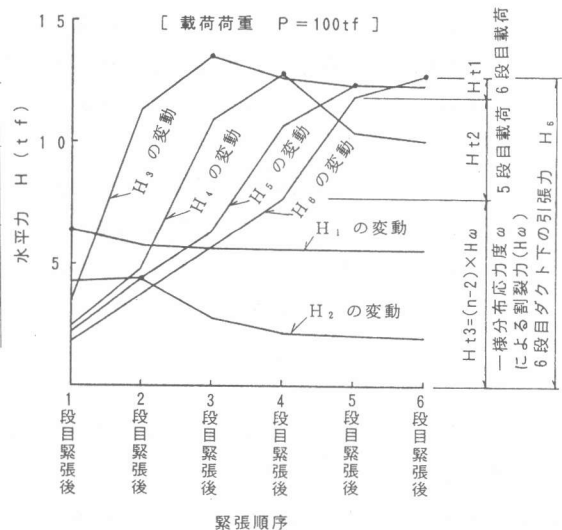


図-8 順次緊張時のダクト下の引張力の変動

鉄筋1のひずみが、空きダクト下の鉄筋2のひずみよりも大きく、両者とも60tf付近からひずみが急激に増加している。最終的に試験体の破壊は、鉄筋1の降伏により破壊に至り、破壊時にも鉄筋2への応力の急激な移行はみられない。また、鉄筋ひずみの測定結果より全引張力の約70%は鉄筋1が、残りの30%程度を鉄筋2が負担しているのがわかる。この割合は、ひび割れ発生前後においてもほぼ同様の傾向にある。図-10にD-1試験体をモデル化したFEM解析の結果を示す。

FEM解析から得られた各ダクト下の引張力は、実験結果とほぼ同様の割合となっており、また破壊時にも鉄筋2への応力の移行もみられないことから、多段に配置されたダクトを有する場合の引張力は、前述のFEM解析で評価できるものと思われる。

したがって、6段程度までの荷重の累積載荷では、最上段の載荷荷重の2倍程度に対して設計することにより支圧に対する安全性は確保できるものと思われる。

6. まとめ

斜張橋の主塔サドル部に着目した支圧試験の結果、以下のことがわかった。

(1) 無補強の支圧強度は、支圧面積に比例して増加し、(1)にて評価できる。

(2) 補強鉄筋を配置した場合の支圧強度は、コンクリートと鉄筋の負担分の和として(2)式にて評価できる。

(3) 補強鉄筋を配置した場合の降伏強度を変形が急増時の荷重と定義すると、降伏強度は補強鉄筋量の多少とは無関係で、無補強の支圧強度で評価できる。

(4) FEM解析の結果、6段程度まで荷重を累積載荷した場合の最大引張力は3段目のダクト下に発生し、その値は最上段に発生する引張力の2倍程度となることから、この荷重に対して支圧強度を算定すれば良い。

参考文献

- 1) 大庭光商・大槻茂雄・石橋忠良：斜張橋のケーブル定着方法の研究、土木学会第48会年次学術講演会講演概要集、1993、pp768-769
- 2) 築島大輔・大庭光商・大槻茂雄：斜材ケーブルサドル配置部の支圧性状に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2 pp991-996、1994

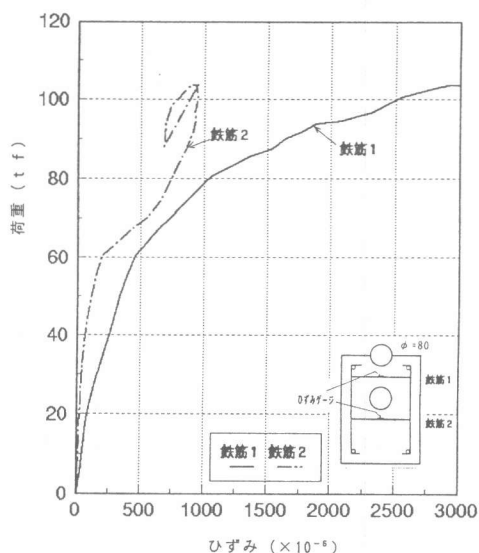


図-9 荷重～鉄筋ひずみ曲線 (D-1)

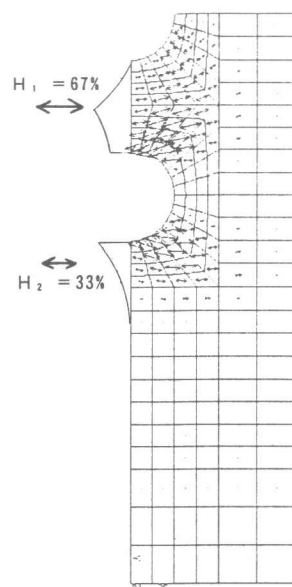


図-10 FEM解析 (引張力)