

論文

[2165] 斜材ケーブルサドル配置部の支圧性状に関する研究

築嶋大輔*¹・大庭光商*²・大槻茂雄*³

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に定着する構造（以下サドル構造と記す）例は少ない。

サドル構造は主塔側定着具を必要としないため、コストダウンおよび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している。しかし、斜材ケーブルを主塔部で曲線配置するため、ケーブル半径方向に作用する腹圧力により、コンクリートに生じる割裂力等に対する設計法には未解明な部分が残されている。

本研究は、サドル構造に関する基礎的な力学的性状を明らかにすることを目的として、ケーブルダクトを想定した円形断面の載荷板を用いた支圧強度試験結果について報告するものである。

2. 実験概要

サドル構造における主塔部コンクリートはケーブルダクトを介して荷重を受けることから、本支圧強度試験は、載荷板形状に着目し、載荷板に鋼板を用いた試験体1体と円形断面の鋼棒を用いたもの7体、計8体について実施した。なお、試験体寸法は、事前に試験体のφ/幅、幅/高さに関するFEM解析を行い載荷板端部付近に局部応力の乱れが生ないことを確認し、30×40×30(cm)と

した(図-1、表-1)。コンクリートの配合を表-2に示す。なお、補強鉄筋にはSD295を使用した。単位(mm)

A、Bシリーズは無補強の試験体とし、C、D、Eシリーズは補強筋を有する試験体とした。Aシリーズは載荷板に幅 $b=8\text{cm}$ 、長さ30cm、厚さ2cmの鋼板を用いた試験体で、Bシリーズは載荷板にφ=8cmの鋼棒を用いた試験体である。

Cシリーズは補強筋の効果を求めるために、補強筋量のみを変化させた試験体とした。補強筋は載荷板直下からのかぶり(d)を4cmの位置に配置した。なお、補強位置の影響を求めるため、C-4のみ補強筋を載荷板直下から

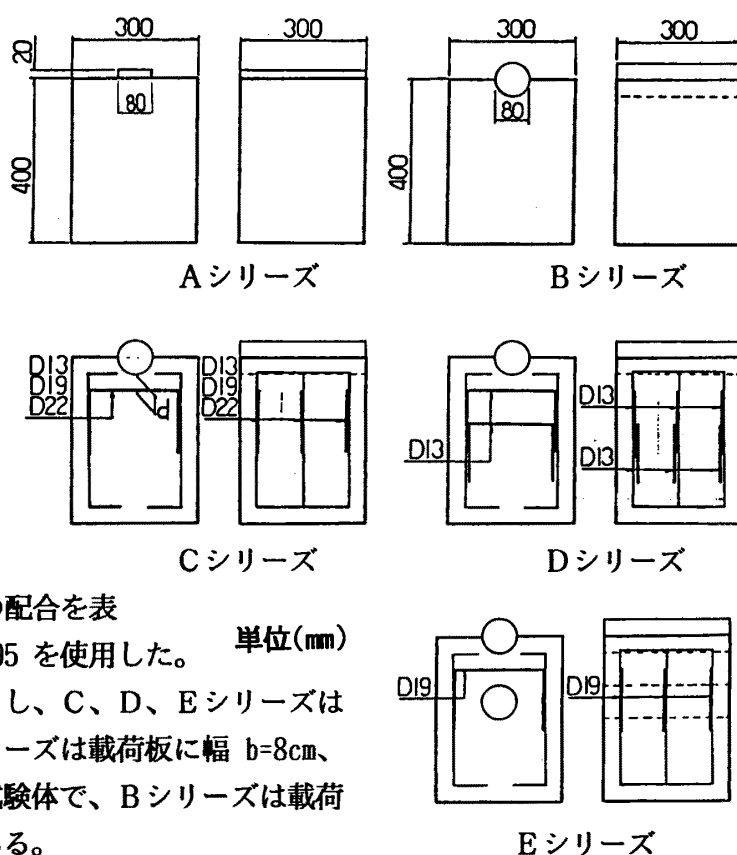


図-1 試験体配筋図

*1 東日本旅客鉄道(株)東北工事事務所新仙台工事区施設係 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術グループ 係長 (正会員)

*3 東日本旅客鉄道(株)東北工事事務所新仙台工事区 助役 (正会員)

d=2cmの位置に配置した。

Dシリーズは補強筋 (3-D13) を2段に配置したもので1段目はd=4cm、2段目は12cmとした。Eシリーズはダクトが多段に配置される実橋を想定し、載荷板直下から純間隔 8cmの位置に空ダクトを設けた試験体とし、ダクトにはφ78mmのスパイラルシースを用いた。なおC～Eシリーズはいずれもφ=8cmの鋼棒を載荷板に用いた。

載荷は静的載荷とし、圧縮試験機により行った。なお、載荷時の荷重が均等に作用するよう厚肉の載荷治具を用いるとともに、試験体底面には、摩擦により変形が拘束されないようテフロン板2枚を敷設した (図-2)。計測項目は、①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、ダイヤゲージにて測定した。)、②補強鉄筋ひずみとした。

表-1 試験体概要

シリーズ番号	試験体	補強鉄筋量 As (cm ²)	支圧板形状	コンクリートの品質 (kgf/cm ²)		記 事
				圧 縮 強 度	引 張 強 度	
A	A-1		鋼板 幅80mm	350	23.2	
B	B-1		鋼棒 径80mm	350	23.2	
C	C-1	3.801 (3-D13)	鋼棒 径80mm	350	23.2	d = 4cm
	C-2	8.595 (3-D19)	鋼棒 径80mm	292	32.2	d = 4cm
	C-3	11.613 (3-D22)	鋼棒 径80mm	292	32.2	d = 4cm
	C-4	8.595 (3-D19)	鋼棒 径80mm	344	42.2	d = 2cm
D	D-1	7.602 (6-D13)	鋼棒 径80mm	350	23.2	2 段 配 筋
E	E-1	8.595 (3-D19)	鋼棒 径80mm	344	42.2	ダクト配置

表-2 コンクリートの示方配合表

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範 囲 (cm)	空気量の範 囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kgf/m ³)			
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
20	8±2.5	4.5±1.5	53.0	45.5	160	302	832	1021

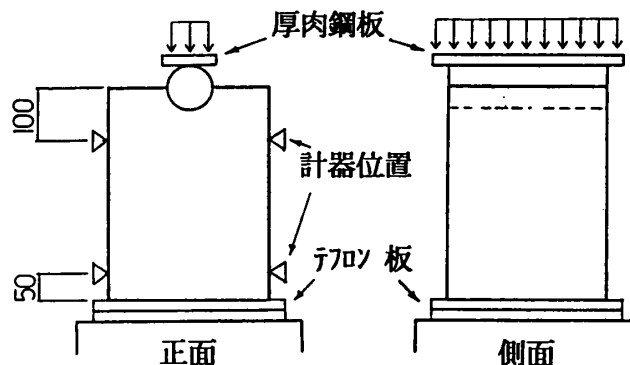


図-2 載荷状況

2. 1 FEM解析

実験に先立ち、試験体の応力性状および、補強筋の配置位置を決定するために2次元弾性FEM解析をおこなった。

A-1, B-1, E-1 各試験体の引張主応力 σ_1 を図-3、A-1, B-1 試験体の圧縮主応力 σ_2 を図-4に示す。解析結果は載荷荷重をP=100tfとしたものである。

鋼板を用いて

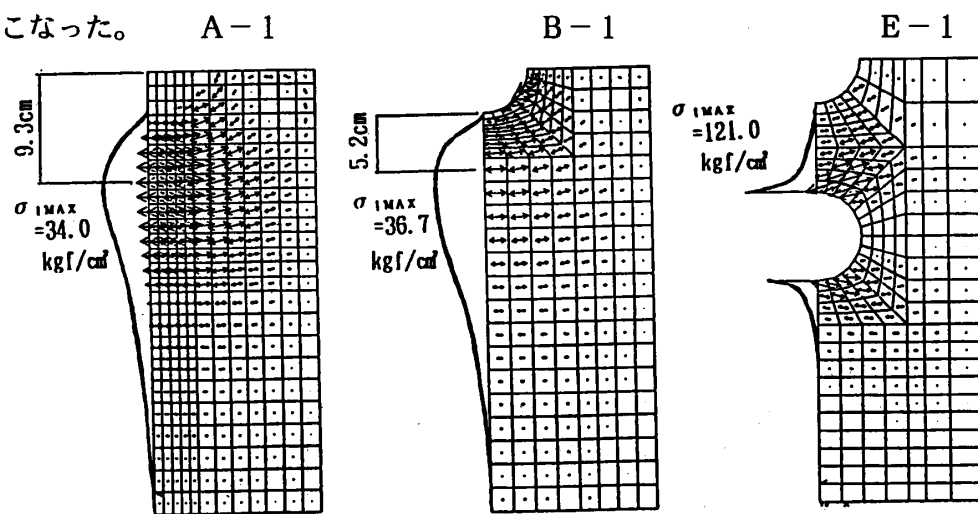
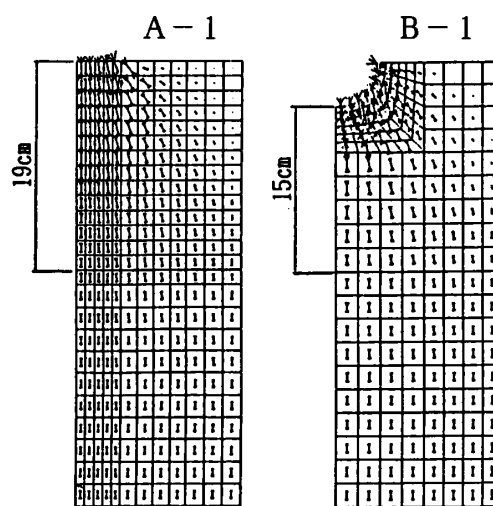


図-3 引張主応力 σ_1

荷重したA-1 試験体は荷重板直下3.5cm までは圧縮域が存在し、その下から横方向引張応力が生じる。横方向引張応力は下方に向かうにつれ増加し最大値となった後は緩やかに減少していく。最大値は荷重板直下9.3cm の位置に発生している。これに対し、円形断面の鋼棒により荷重したB-1 試験体は、ほぼダクト直下から横方向引張応力が生じ、横方向引張応力の分布は、A-1 と同様下方に向うにつれ増加し最大値となった後は緩やかに減少し、最大値は荷重板直下5.2cm の位置に発生している。C～E シリーズではこの位置を目安に補強筋を配置した。

図-4 圧縮主応力 σ_z

空ダクトを有するB-1 試験体は、他の試験体と異なりダクトが変形することにより、ダクト直上及び直下に極端に大きな引張応力を生じる。また、円形断面の荷重板を用いた場合には、荷重板側方にも、局部的ではあるが大きな引張応力が生じている。最大横方向引張応力の鋼板荷重(A-1) に対する鋼棒荷重(B-1) の比は1.08となった。荷重板が円形断面のため、水平分力が増加する分、若干横方向引張応力が大きくなるものと思われる。また、図-4 より、圧縮応力の分布が一樣となる距離L (応力拡散伝達長) は、荷重板直下からA-1 試験体でL=19cm、B-1 試験体で15cmとなり、試験体の高さは、この応力拡散伝達長を目安に2L程度となるよう決定した。

2.2 実験結果

実験結果を表-3に示す。表中の値はコンクリート強度の影響を取り除くために、支圧強度はコンクリートの圧縮強度に比例すると考え、 $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ に換算した値である。表中の降伏荷重とは、荷重-変位関係において、試験体軸直角方向の開き変形が急増時の荷重と定義した[1]。無補強の試験体においては降伏と同時に破壊に至っており降伏荷重=破壊荷重とした。なお、以下に記す荷重はすべて、換算値である。

表-3 実験結果

試験体	補強量 A_s (cm ²)	平均荷重 P_c (tf)	降伏荷重 P_y (tf)	破壊荷重 P_u (tf)	P_c/P_y	P_u/P_y
A-1	—	9.6	103.8	103.8	0.92	1.00
B-1	—	7.3	73.0	73.0	1.00	1.00
C-1	3.801	8.5	81.2	90.5	1.05	1.11
C-2	8.595	7.2	85.1	122.7	0.85	1.44
C-3	11.613	6.6	96.5	129.1	0.68	1.34
C-4	8.595	8.1	76.5	105.0	1.06	1.37
D-1	7.602	8.0	85.1	102.7	0.94	1.21
E-1	8.595	5.1	67.4	95.8	0.76	1.42

主な試験体のひび割れ状況を図-5に示す。図中の数字はひび割れ発生時の載荷荷重(tf)である。

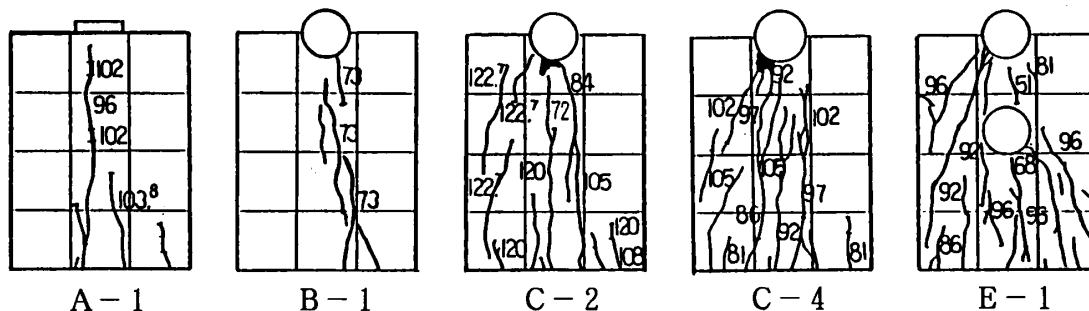


図-5 ひび割れ発生状況

無補強の試験体の表面ひび割れは、A-1 では載荷板直下から約10cmの位置で、B-1 では 5cmの位置で発生し、FEM解析で求めた最大横方向引張応力の発生位置とほぼ一致していた。その後ひび割れは、両試験体とも鉛直方向に進展し上下に貫通すると同時に脆性的な破壊に至った。

補強筋を配置した C～E シリーズでは、無補強の場合と同様、初めは載荷板直下に発生したひび割れが上下に進展していくとともに、載荷板直下から放射線状に伸びる複数のひび割れが発生し、これらが上下に貫通し破壊に至る。無補強のA, B シリーズでは、貫通したひび割れが1本であったのに対し、補強筋を配置したC～E シリーズでは、複数の貫通するひび割れが発生し、破壊に至るまでに発生する貫通ひび割れの本数は補強筋量の多い試験体ほど多くなった。

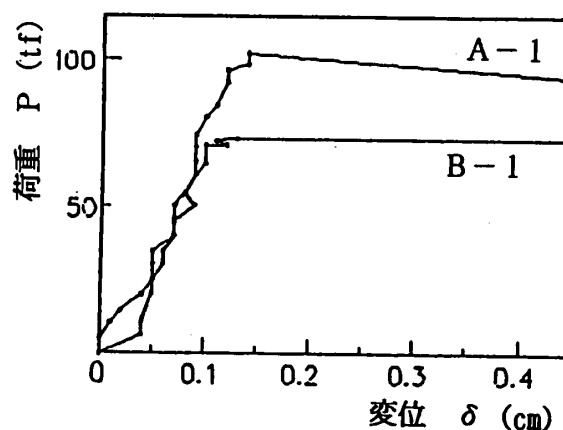
載荷板直下から $d=2\text{cm}$ の位置に補強筋を配置したC-4 試験体では、載荷荷重 $P=81\text{tf}$ で、試験体の下側からひび割れが発生し、上方に伸び上下に貫通した。同じ補強筋量で補強位置のみ異なるC-2 試験体に対しひび割れ発生荷重は13%程度大きくなった。

E-1 試験体では、載荷板とダクトの間、丁度補強筋を配置した位置（載荷板とダクトのほぼ中間）に載荷荷重 $P=51\text{tf}$ で鉛直にひび割れが発生した。同じ補強量でダクトの無いC-2 試験体に対しひび割れ発生荷重は70%程度に低下した。

2. 3 実験結果の考察

(1) 載荷板形状の影響

載荷板形状の異なるA-1, B-1 試験体の荷重－変位曲線を図－6 に示す。載荷板に鋼棒を用いたB-1 は、鋼板を用いたA-1 に対し、表面ひび割れ発生荷重で76%、降伏荷重、破壊荷重は、いずれも70%程度に低下した。これは、鋼棒を用いた場合は、鋼板を用いた場合に比べ水平分力が大きいためと思われる。



図－6 載荷板形状の影響 (A-1, B-1)

(2) 補強筋量の影響

補強量の違いと、降伏荷重、破壊荷重の関係を図－7 に示す。補強量の異なる($A_s=3.801 \sim 11.613\text{cm}^2$)C-1, D-1, C-2, C-3試験体の破壊荷重は補強量に比例し増加し、その相関をとると(1)式で評価できる。なお、補強鉄筋の荷重－ひずみ関係より、破壊時において補強鉄筋は降伏していた。

$$P_u = 72.1 + 1.7 \cdot A_s \cdot \sigma_{sy} \quad \dots \dots (1)$$

ここで、 A_s : 試験体内の全補強筋断面積 (cm^2)

σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度 (kgf/cm^2)

これに対し、降伏荷重は無補強からは若干増加していくものの $A_s=8.595\text{cm}^2$ のC-2 試験体までにはほぼ一定の値となり、幾分増加のみられるC-3 試験体($A_s=11.613\text{cm}^2$)を除いて、降伏荷重に対する補強効果は頭打ちする傾向が認められた。

(3) 補強位置の影響

補強筋に D13を用い、その配置を1段としたC-1 と2段としたD-1 試験体との荷重－変位曲線を図－8 に示す。2段配筋にしたD-1 は降伏後も幾分荷重が増加し、補強筋量が多い分破壊荷重

はC-1 に対し13%程度増加するものの、降伏荷重に関しては補強の効果は、ほとんど認められなかった。また、補強量が同じで補強位置の違う C-2, C-4試験体の荷重-変位曲線を図-9に示す。最大横方向引張応力の発生する位置よりも上に補強筋を配置した C-4試験体はC-2 試験体に比べ変形の進行が早く、降伏荷重で90%程度、破壊荷重で85%程度となり、支圧強度は幾分低下する結果となった。

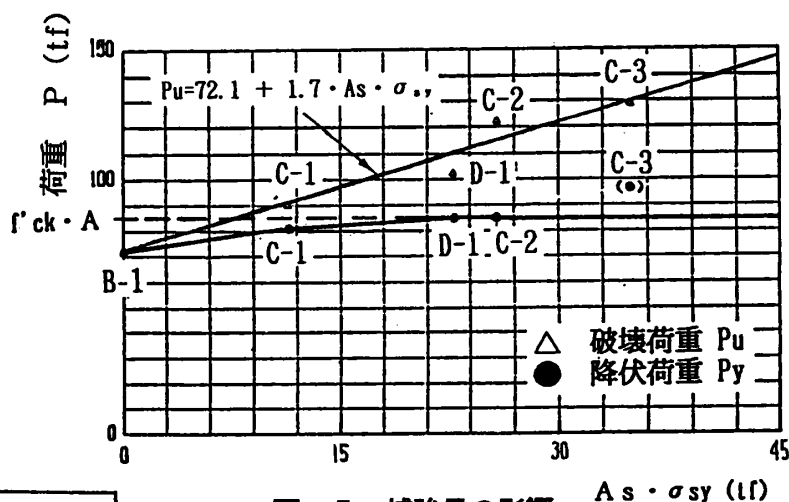


図-7 補強量の影響

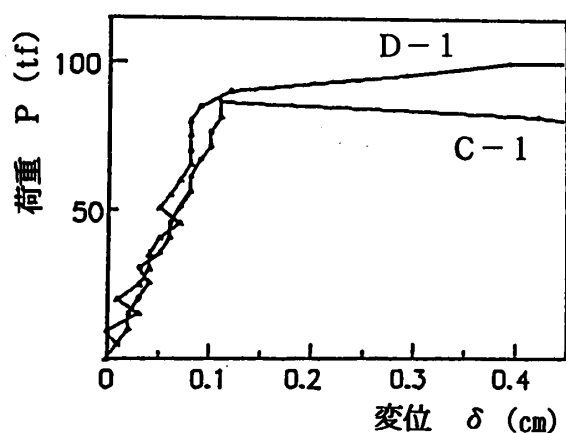


図-8 2段配筋 (C-1, D-1)

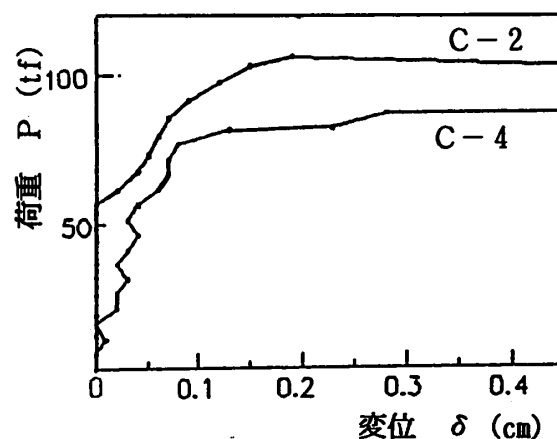


図-9 補強位置の影響 (C-2, C-4)

(4) ダクトの影響

同じ補強量で載荷板直下にダクトを設けたE-1試験体とダクトの無いC-2 試験体の荷重-変位曲線を図-10に示す。B-1 はC-2 に対し、降伏荷重、破壊荷重とも80%、ひび割れ発生荷重で70%程度に低下した。ダクトに剛性の小さいスパイラルシーすを用いたため、断面欠損の影響により支圧強度が低下することがわかる。

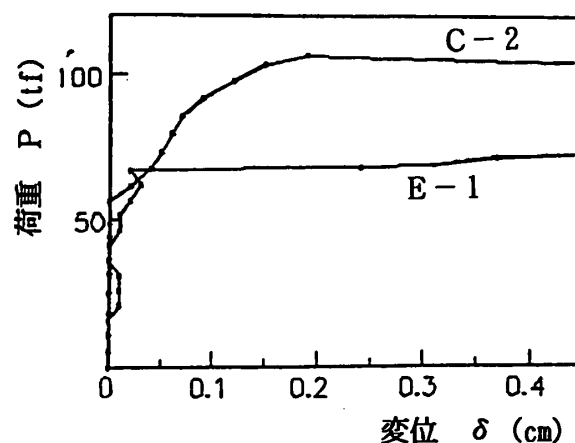


図-10 ダクトの影響 (C-2, E-1)

3. 支圧強度算定式

今回の実験結果より、支圧面積を鋼棒径 ϕ と試験体長 ℓ との積とし(図-11)、コンクリート強度には設計基準強度を用い、(2)式にて支圧強度を算定した。

$$P_o = f'_{ck} \cdot A \quad \dots \dots (2)$$

ここに、 P_o : 支圧強度 (kgf) A : 支圧面積 ($\phi \times \ell$) (cm^2)

f'_{ck} : 設計基準強度 (kgf/ cm^2)

(2)式により求めた支圧強度と実験値との比較を表-4に示す。表-4より、鋼棒を載荷板に用いて、補強筋を配置した試験体(E-1を除く)の計算値と降伏荷重の実験値との比は0.97~1.15となり(2)式は実験における降伏荷重と良く対応しており、(2)式で降伏荷重は評価できる。また、その場合のひび割れ荷重は実験結果(表-3)より降伏荷重の60%程度と考えればよい。

破壊荷重は、無補強で鋼棒を載荷板に用いた場合(B-1)の降伏荷重の実験値が0.8 P_o 程度となることから、(1)、(2)式により、コンクリートの負担分と補強筋の負担分の総和として(3)式にて求めることができる。

$$P_u = 0.8 \cdot P_o + 1.7 \cdot A_s \cdot \sigma_s, \quad \dots \dots (3)$$

なお、実際の構造物の設計においては、クリープ的な損傷を避けるために破壊荷重ではなく、今回定義した降伏荷重(変形量が急激に増加する時の荷重)をもって支圧強度とするのが良いと考える。

3. まとめ

今回の円形断面の鋼棒を載荷板に用いた支圧強度試験で以下のことがわかった。

- (1)円形断面の載荷板を用いた場合の支圧強度は、鋼板載荷の場合に対し約70%である。
- (2)補強筋量の増加に比例し、破壊荷重は増加するが、降伏荷重の増加は頭打ちする傾向がある。
- (3)最大横方向引張応力が発生する位置以外に補強した場合(D-1, C-4)、降伏荷重に対する影響はほとんど無いが、破壊荷重は低下する。補強筋は最大横方向引張応力の発生する位置に集中して配置するのが、破壊に対しては効果的である。

(4)載荷板直下に剛性の小さいパイプスを用いると、その変形により低い荷重レベルでひび割れを生じ支圧強度はダクトを設けない場合の80%程度に低下する。

(5)円形断面の載荷板を用いて、補強筋を配置した場合の支圧強度(降伏荷重)は、(2)式にて評価することができる。この場合のひび割れ発生荷重は0.6 P_o 程度である。また、無補強の場合の支圧強度(降伏荷重)は(2)式で求めた支圧強度の80%程度考えれば良い。

(6)円形断面の載荷板を用いた場合の破壊荷重は、(3)式にて評価することができる。なお、寸法効果の影響による式の適用範囲等については、今後検討を重ねたい。

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回年次学術講演会講演概要集、1993.9、pp768-769

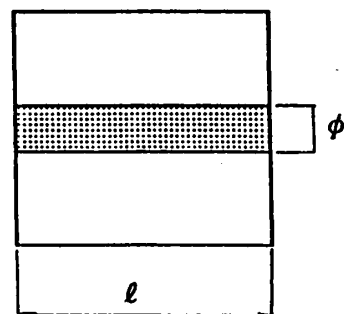


図-11 支圧面積

表-4 実験値と計算値の比較

試験体	補強量 A_s cm^2	降伏荷重 P_y kgf/cm^2	計算値 P_o kgf/cm^2	P_y / P_o
A-1	—	103.8	84.0	1.24
B-1	—	73.0	84.0	0.87
C-1	3.801	81.2	84.0	0.97
C-2	8.595	85.1	84.0	1.01
C-3	11.613	96.5	84.0	1.15
C-4	8.595	76.5	84.0	0.91
D-1	7.602	85.1	84.0	1.01
E-1	8.595	67.4	84.0	0.80