

表-2 コンクリートの配合

呼び強度 (N/mm ²)	粗骨材最大寸法 (mm)	スラブ ^o (cm)	空気量 (%)	膨脹材 (kg/m ³)	水セメント比
30	20	12	4.5	20	50

表-3 鋼材の物性値 単位 (N/mm²)

部材名	断面	降伏強度	引張強度
I形鋼	I-105	434	506
平リブ	PL-105×18	267	438
底鋼板	t=9	317	435
配力筋	D10	391	538

表-4 試験日のコンクリート強度 単位 (N/mm²)

供試体名	圧縮強度	静弾性係数	引張強度
I-300-F1~F3	34.1	33.9	2.7
I-300-S	35.1	32.8	3.1
I-100-S,500-S	33.3	31.1	2.8
PL-100-S,300-S,500-S			

使用したコンクリートの配合は、表-2 に示すとおりであるが、合成床版として一般に用いられるものとし、「合成床版設計・施工の手引き」³⁾に準拠して決定した。鋼殻のコンクリート接触面は、これも「合成床版設計・施工の手引き」に従い無機ジンクリッチペイントを30μ塗布した。鋼材の物性値、試験日における供試体のコンクリート強度を表-3、4に示す。

2.2 荷重方法および荷重荷重

静的荷重では、道路橋示方書（以下、道示）⁴⁾の設計曲げモーメント発生荷重、底鋼板が許容応力に達する許容荷重などを3回程度繰返し荷重したあとに、単調増加で押抜き、定点繰返し荷重では、押抜きせん断耐力の90%、80%、70%の荷重で繰返し荷重を行う。

(1) 静的荷重

静的荷重サイクルは図-4 に示すように、以下の通りとする。まず、次式の道示に示される設計曲げモーメントを発生する荷重を3回載荷する。

$$(0.12L+0.07)P=(0.12 \times 1.2\text{m}+0.07) \times 100\text{kN}=21.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

このモーメントに等価になる中央集中荷重を等方性版の線形FEM解析で求めると、荷重荷重は120kNとなる。次に、使用したリブの高さの制約から床版支間に対して版厚が厚いので、版厚差を考慮した設計曲げモーメントを発生する荷重を3回載荷する。すなわち、版厚差による断面二次モーメント差を考慮し、 $120\text{kN} \times (160/140)^3 \approx 180\text{kN}$ とする。また、底鋼板のリブ方向応力が許容応力度(140 N/mm²)となる荷重540kNを3回載荷した。

その後は、漸増載荷を行うが、過去の実験²⁾より、広範囲の押抜きせん断ひび割れ面の形成に伴い、一度荷重が下がるか、上がらなくなって、再度上昇することが確認されており、その場合は一度除荷してたわみやひずみの除荷勾配を確認する。

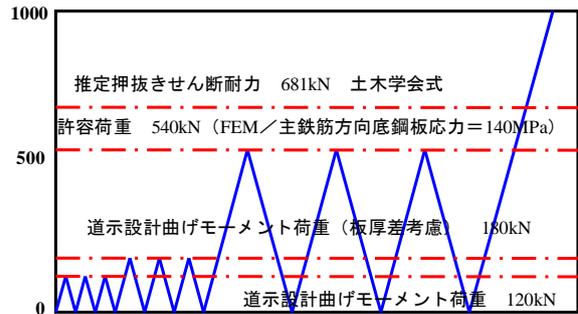


図-4 荷重載荷サイクル図

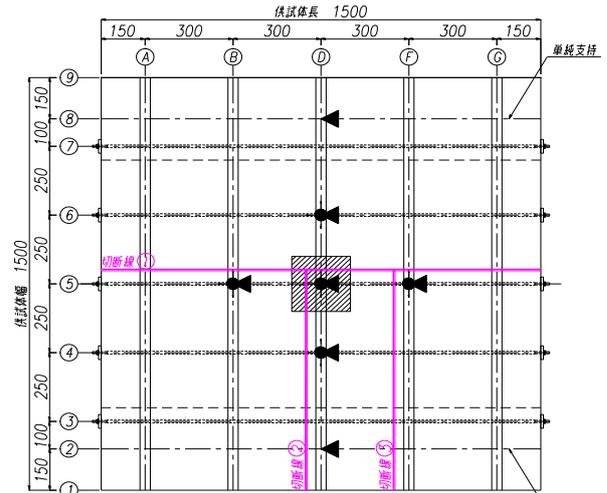


図-5 変位計、ひずみゲージ配置、切断位置

(2) 定点繰返し荷重

定点繰返し荷重方法は、(1)のI-300-Sの実験における最大荷重が1,000kN程度であったことから、その90%、80%、70%を目安とした荷重を繰返し荷重し、大きく変位が増加する状態に至ると荷重を終了し、切断して内部ひび割れ状況を観察する。

2.3 計測項目

計測項目としては、図-5に示す版中央付近の変位(图中的▲印)、断面内ひずみ分布(图中的●印のリブ上端、主部材のウェブ、底鋼板下面)、ひび割れ性状とした。また、実験終了後、図中に示す位置で切断し、内部の破壊状況を確認した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変位関係

(1) 静的荷重

供試体支間中央の荷重-変位関係の推移を、図-6、7に示す。リブ間隔が300mm、500mmの供試体は最大荷重を示した後、荷重が保持されたまま変位が増大したが、リブ間隔が100mm間隔の供試体は、荷重は一定値にならなかったが、後述する水平ひび割れが供試体全面に及んだので、荷重終了とした。

I-100-SおよびPL-100-Sはそれほど明確ではないが、後述する大きな押抜きせん断ひび割れ面の形成に伴い、

一度荷重が上がらなくなる点（以下、1st peak：図中↓位置）がある。この1st peakの後、除荷しても除荷勾配は1st peak までとそれほど変わらない。その後荷重を続けると勾配は小さくなるものの耐力は上昇を続ける。

I-300-S および PL-300-S は、これまでの実験²⁾同様、1st peak 後、もう一度鋼板パネルが降伏するピークが現れて一定値に落ち着く。平リブの方が、耐力が一定値になるのが早い。

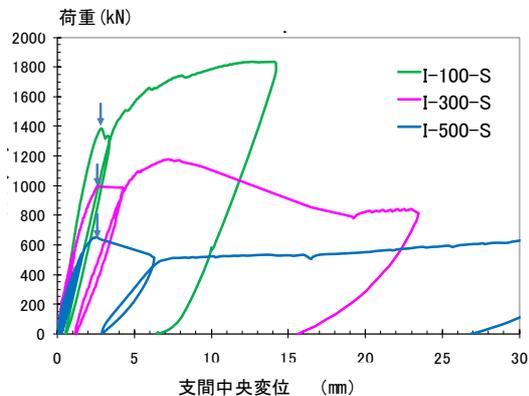
I-500-S および PL-500-S は、1st peak 後、5mm ほどの中央変位が生じるまで荷重は低下し、その後はほぼ一定値となる。

I 形鋼と平リブの荷重－変位関係の推移は似ているが、1st peak の荷重値を比較してみると（表－5）、500mm 間隔のものはほとんど変わらないが、後述する押抜きひび割れ面に入るリブが多いほど、I 形鋼フランジの影響があり、20%程度 I 形鋼の方が大きかった。

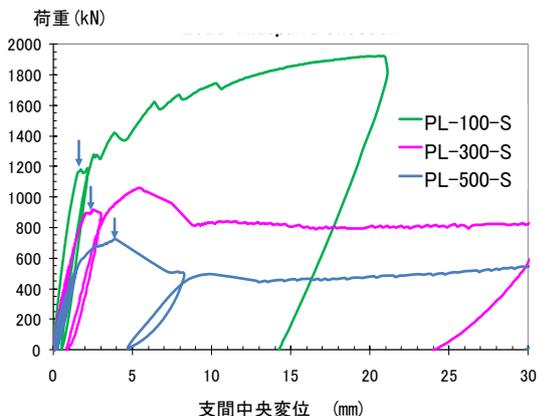
(2) 定点繰返し載荷

I-300-S の1st peak が、1,000kN 程度であったことから、その90%の荷重で繰返し載荷した変位－載荷回数関係を図－8 に示す。

図に示すように、設計で想定されるたわみ量2mm程度に対して倍程度のたわみに急増した回数をもって載荷を終了した。載荷回数は、I-300-F01 が85回、I-300-F02 が2,986回、I-300-F03 が3,693回であった。



図－6 荷重－変位関係（I 形鋼供試体）

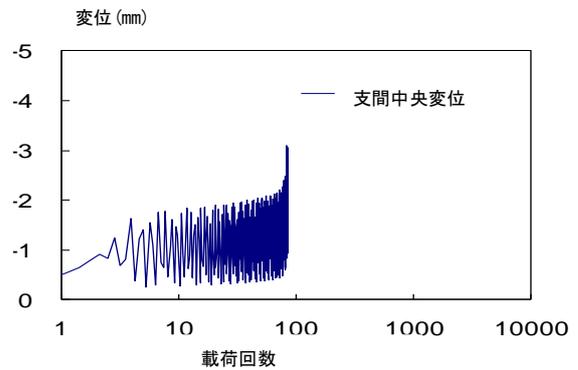


図－7 荷重－変位関係（平リブ供試体）

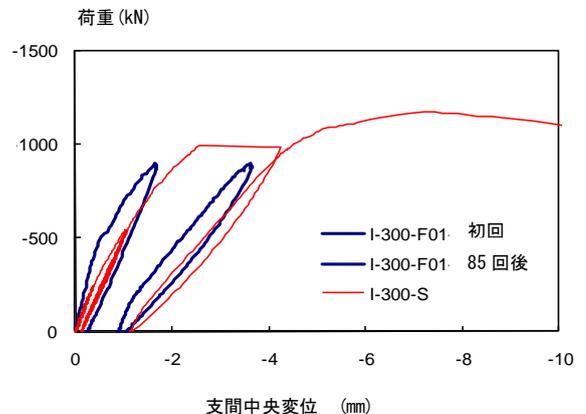
そのうちの I-300-F01 の載荷初回と最終回を、静的載荷実験のものに重ね合わせたものを図－9 に示す。これを見ると、定点繰返し載荷の最終回の剛性は静的載荷の1st peak 後荷重が下がった時点での剛性に等しいことがわかる。したがって、定点繰返し載荷に伴い、静的載荷実験の1st peak のような損傷が起こったと推定される。

表－5 1st peak 荷重比較表 (kN)

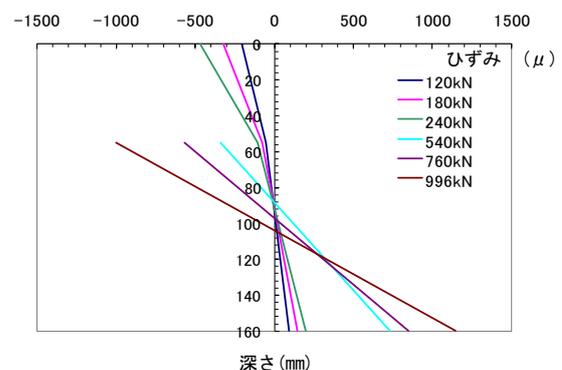
	リブ間隔(mm)		
	100	300	500
I 形鋼	1,354	996	654
PL	1,120	859	692
I 形鋼/PL	1.21	1.16	0.95



図－8 載荷回数－変位関係（I-300-F01）



図－9 荷重－変位関係（静的実験との比較）



図－10 I-300-S 荷重載荷点 (D5) 断面内ひずみ分布

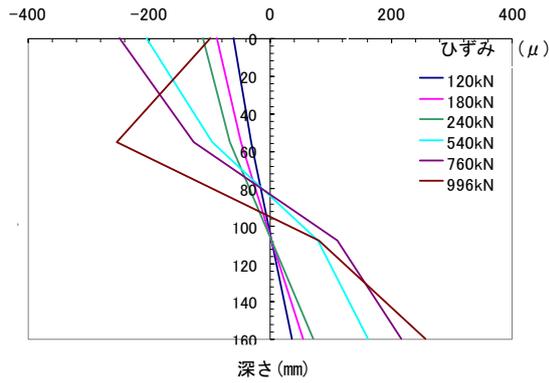


図-11 I-300-S D4位置断面内ひずみ分布

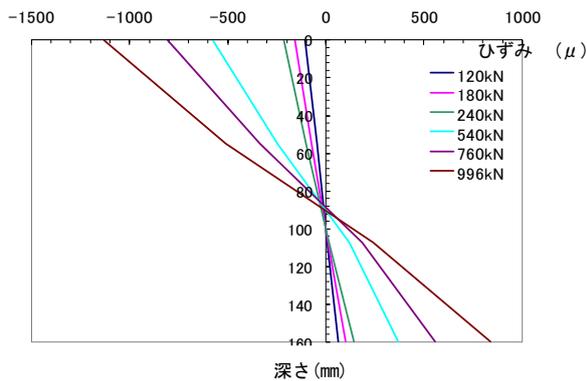


図-12 I-300-S B5位置断面内ひずみ分布

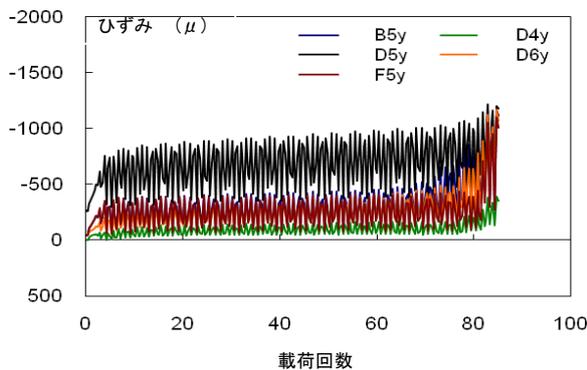


図-13 I-300-F01 配力鉄筋ひずみ

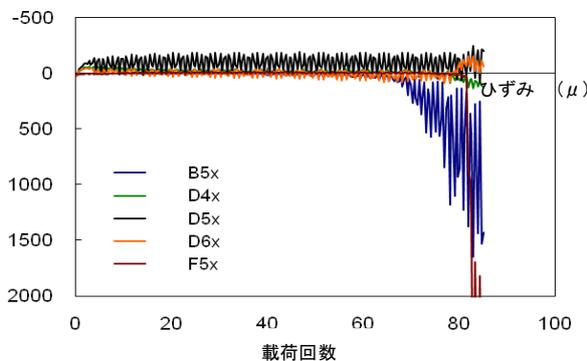


図-14 I-300-F01 I形鋼上端ひずみ

3.2 荷重-ひずみ関係

(1) 静的載荷

静的載荷における断面内ひずみ分布の推移は、リブ形

状にかかわらず似通った推移となるので、ここでは I-300-S の荷重載荷点直下 (D5)、床版支間方向へ 250mm シフトした箇所 (D4) および配力筋方向へ 300mm シフトしたリブ位置 (B5) における床版支間方向のひずみ分布を図-10~12 に示す。

D5 位置では、540kN 程度の荷重から、I 形鋼上端の圧縮ひずみが大きくなると同時に、D5 位置のひずみが急増する。中立軸位置は計算上の位置の上から 104mm から、120mm 程度の位置まで低下した。B5 位置では、996kN でも線形性を保っており、載荷点直下の変化は局所的と考える。

(2) 定点繰返し載荷

定点繰返し載荷実験結果のうち、配力鉄筋のひずみと I 形鋼上端のひずみの変化が顕著に現れた。配力鉄筋では、荷重載荷点の隣接リブ位置 (B5、F5) の引張りひずみが I-300-F01 では 70 回程度から急増し (図-13)、I 形鋼上端の圧縮ひずみは、同じ個所でそれに呼応する形で漸増していく (図-14)。

載荷点直下 (D5) 位置でなく、隣接 I 形鋼位置 (B5、F5) でひずみの変化が起きていることから、後述する大きな押抜きせん断ひび割れの発生が広く進展したためと推定される。

3.3 破壊状況

(1) 静的載荷

実験終了後の供試体を、図-5 に示した位置で切断した状況を図-15、16 に示す。

I-500-S は、かぶり部分はやや角度は緩いが 45° の押抜きせん断で、I 形鋼リブ高さの範囲では、緩い角度のひび割れ面になり、配力筋方向では、隣接リブ下端まで、床版支間方向へは支点位置までの広いひび割れ面を形成している。

I-300-S は、荷重変位関係やひずみ分布から推定された荷重載荷点の隣接リブ上端を通る大きなせん断ひび割れ面があって、その内側にまた押抜きせん断破壊のようなひび割れ面がある。これは二次破壊である。床版支間方向のひび割れ状況は I-500-S と変わらない。



図-15 供試体切断状況 切断線① (上から I-100-S, I-300-S, I-500-S, ↑リブ)

I-100-S は、かぶりの部分はやや広めながら押抜きせん断ひび割れになっているが、I 形鋼の高さの位置では、床版支間方向も配力筋方向も水平方向にひび割れが発生、進展している。その後、水平ひび割れが貫通してからと思われるが、荷重点から離れた I 形鋼リブ上フランジ下端から若干斜めひび割れが入っている。



図-16 供試体切断状況 切断線②
(上から I-100-S, I-300-S, I-500-S)



図-17 供試体切断状況 切断線①
(上から I-300-F01, I-300-F02, I-300-F03, ↑リブ)



図-18 供試体切断状況 切断線②
(上から I-300-F01, I-300-F02, I-300-F03)

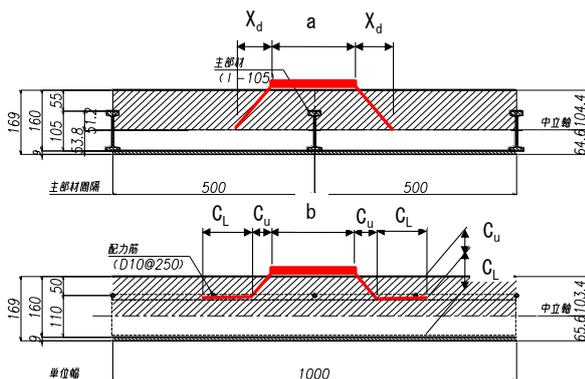


図-19 破壊推定図 (I-500-S)

紙面では省略したが、この傾向は平リブも同じであり、平リブの場合は上フランジによる剥離・付着切れの抑制効果がないので、供試体の端部で斜めひび割れや水平ひび割れが連続せず、剥離・付着切れが先行している。

(2) 定点繰返し荷重

静的試験供試体同様の手順にて切断した状況を図-17, 18 に示す。配力筋方向へのひび割れの分布は、静的試験の I-300-S 同様の隣接リブ上フランジを經由していく大きな押抜きせん断面で、幾筋かの曲げせん断ひび割れは見られるが、変位が増大した時のひび割れは一番上段もので、静的荷重と同様であった。

4. 押抜きせん断耐力の推定

リブ間隔によって異なる破壊形態となったが、既往の押抜きせん断耐力推定式に照らして考察する。これまで破壊状態やひずみ分布に照らして、圧縮側かぶりコンクリートは押抜きせん断破壊していること、リブが押抜きせん断破壊の範囲に存在する場合にせん断補強材として機能すること、およびリブの存在でリブ上縁で平面状の剥離破壊が発生していた。そのため、以下の各リブ間隔の耐力推定に関しては、押抜きせん断破壊と剥離破壊の範囲を設定して試みている。また、耐力推定式は基本的に筆者の一人の提案式⁵⁾に基づいている。

破壊耐力の推定は、リブ間隔毎の破壊形状に明確に差があった I 形鋼供試体について整理した。平リブ供試体に関しては別の機会に報告したい。

まず、500mm 間隔の供試体は、I-500-S の 1st peak 耐力 654kN であり、配力筋方向へは押抜きせん断破壊(図-15)、主鉄筋方向はやや剥離を伴った破壊性状であった(図-16)。ここで、街道らの研究⁶⁾では、合成床版の押抜きせん断破壊は圧縮側のせん断抵抗のみで評価ができることとされ、配力筋方向はそれを考慮し、主鉄筋方向は上側かぶりコンクリートのみのせん断抵抗と、リブに沿った剥離破壊を考慮してみる(図-19)。これを式にすると(1)式となり、678kN と算出され、実験値とほぼ同等であった。

$$V_{ped} = 2 \cdot \tau_{s,max} \cdot ((a+C_u) \cdot C_u + (b+X_d) \cdot X_d) + 2 \cdot \sigma_{t,max} (a+2C_u) \cdot C_L \quad (1)$$

ここに、a：リブ方向荷重板辺長(200mm)

b：配力筋方向荷重板辺長(200mm)

X_d：配力筋方向断面中立軸距離(103.4mm)

C_u：鋼材かぶり(55mm)

C_L：鋼パネル高さ(114mm)

$$\tau_{s,max} = 0.656 \cdot \sigma_{ck}^{0.606} \quad ※1$$

$$\sigma_{t,max} = 0.269 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \quad ※2 \quad \sigma_{ck} : \text{設計基準強度}(32\text{MPa})$$

※1 せん断強度式は、東山らの強度式⁷⁾を採用した。

※2 引張強度式は、岡村の強度式⁸⁾を採用した。

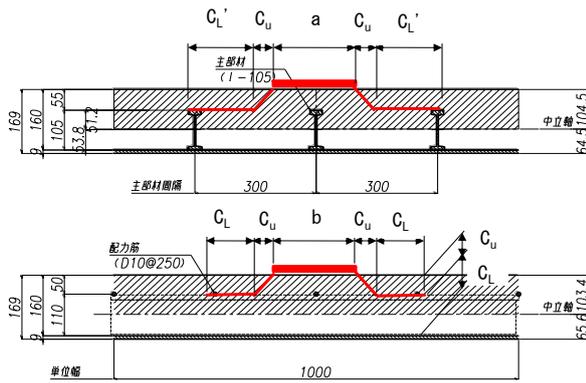


図-20 破壊推定図 (I-300-S)

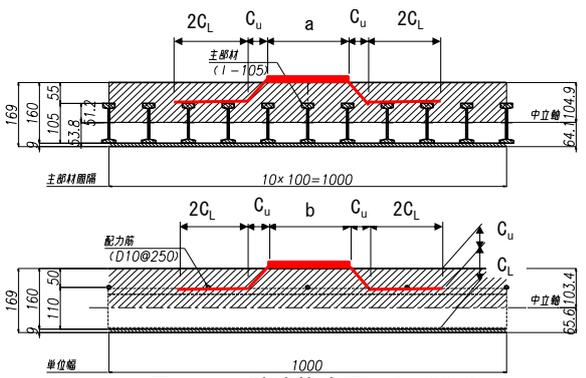


図-21 破壊推定図 (I-100-S)

次に、300mm 間隔の供試体は、I-300-S の 1st peak が 996kN で、主鉄筋方向は I-500-S と同様の破壊形態 (図-16) で、配力筋方向は隣接リブの上フランジ端部まで剥離破壊を伴った破壊形態であった (図-15)。

そこで、配力筋方向へは圧縮側かぶりコンクリートのせん断破壊と、隣接リブ上フランジ端部までの剥離破壊を考慮し、主鉄筋方向は I-500-S と同様の考え方 (図-20) として式 (2) で計算する。その結果、959kN と算出され、I-300-S 実験結果の 1st peak とほぼ同等である。

$$V_{pcd} = 2 \cdot \tau_{s \max} \cdot ((a+C_u) \cdot C_u + (b+C_u) \cdot C_u) + 2 \cdot \sigma_{t \max} \cdot ((a+2C_u+2C_L') \cdot C_L + (b+2C_u) \cdot C_L') \quad (2)$$

ここに、 C_L' : 剥離幅(160mm); 切断面観察で、圧縮側かぶりのせん断破壊端部から荷重載荷点の隣接リブ上フランジ端部までの距離

最後に、100mm 間隔の供試体は、I-100-S の 1st peak が 1,354kN で、圧縮側かぶりコンクリートの押抜きせん断破壊と、それ以外は広い範囲の剥離破壊であった。最終的な破壊は非常に広い範囲の剥離であったが、配力鉄筋方向へは鋼パネル高さの 2 倍の領域で引張破壊し、主鉄筋方向へはその領域で引張強度が三角形分布しているものとして、図-21 のような破壊面を想定して式 (3) にて計算した。その結果、1,157kN と算出され若干低い値となる。仮に上記の剥離領域を 3 倍とすると式 (4) となり 1,489kN となる。したがって、実験は、その間となるような領域の剥離破壊と考えられる。

$$V_{pcd} = 2 \cdot \tau_{s \max} \cdot ((a+C_u) \cdot C_u + (b+C_u) \cdot C_u) + 2 \cdot \sigma_{t \max} \cdot ((a+2C_u+4C_L) \cdot C_L + (b+2C_u) \cdot 2C_L) \quad (3)$$

$$V_{pcd} = 2 \cdot \tau_{s \max} \cdot ((a+C_u) \cdot C_u + (b+C_u) \cdot C_u) + 2 \cdot \sigma_{t \max} \cdot ((a+2C_u+6C_L) \cdot C_L + (b+2C_u) \cdot 3C_L) \quad (4)$$

5. まとめ

本研究で得られた知見は、以下の通りである。

- (1) 版厚さに対して高いリブを有する合成版の押抜きせん断耐力は、コンクリートの押抜きせん断と剥離破壊に支配され、それまで鋼殻とコンクリートはずれない。
- (2) リブが押抜きせん断面に入る場合、リブがせん断補強材として機能し、押抜きせん断耐力が上昇する。
- (3) リブ形状による違いは、終局状態および最大耐力に影響を及ぼすが、押抜きせん断に至るまでの荷重-変位関係、断面内ひずみ分布に有意差はない。
- (4) 定点繰返し載荷でも、その破壊形態は変わらない。
- (5) リブが多数入る合成床版の押抜き耐力は、圧縮側かぶりコンクリートのせん断破壊とリブ上面での剥離破壊の累加で推定できる。

本研究では、リブピッチが 3 パターンで、実験数もそれぞれ 1 体であり、荷重載荷位置とリブの相対位置によっても破壊形態が変化することが想定される。今後、これらの実験成果に対して数値解析によるシミュレーションおよび平リブの耐力算定などの研究を継続する。

参考文献

- 1) 櫻井信彰ほか: 形鋼橋梁の構造合理化に関する研究, 土木学会論文集, No.794,I-72,pp.67-86, 2005.7
- 2) 櫻井信彰, 藤山知加子, 前川宏一, 松井繁之: 鋼・コンクリート合成床版の平面保持成立要件に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, 2010
- 3) 日本橋梁建設協会: 合成床版設計・施工の手引き, 2008.10
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002.3
- 5) 前田幸雄, 松井繁之: 鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式, 土木学会論文集, No.384, V-1, pp.133-141, 1984.8
- 6) 街道浩, 松井繁之: 鋼・コンクリート合成床版の支間部および張出し部のせん断疲労強度評価, 土木学会論文集 A, Vol.64 No.1, 60-70, 2008.1
- 7) 東山浩士, 松井繁之, 水越睦視: PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1347-1354, 2001.3
- 8) 岡村甫: コンクリート構造の限界状態設計法, コンクリートセミナー4, 共立出版, 1979