

論文 形鋼によるずれ止めの力学特性

清宮 理*¹ 木村秀雄*²

要旨：ハイブリッド部材は、鋼板とコンクリートとをずれ止めにより力学的に結合する。このずれ止めのずれ耐荷力の計算式は比較的小さい平鋼の引き抜きせん断試験から得られたもので、大型の形鋼に適用できるか問題が指摘されている。そこで神戸港島トンネルに用いられる形鋼の引き抜きせん断試験を行い耐荷力を調べた。この結果載荷試験では計算式よりかなり小さなずれ耐荷力を得た。また形鋼の周囲にコンクリートの未充填部が存在するときのずれ耐荷力もあわせて載荷試験により調べた。この結果、今回想定した未充填部はずれ耐荷力が最大で40%程度低下する可能性があることが判明した。

キーワード：ずれ止め、山形鋼、引き抜き試験、サンドイッチ部材、未充填部

1. まえがき

鋼とコンクリートによるサンドイッチ部材のずれ止めに形鋼が使われる。形鋼によりずれ止めと鋼板の補剛ができる。形鋼のずれ耐荷力については清宮[1]、上田[2]らにより実験式が提案されている。鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)では、ずれ止めの高さ、厚さ、材料強度、配置間隔などをパラメータにした実験式が示

されている。しかしながら図-1に示す合成版式沈埋函に使用される大型な形鋼の耐荷力をこの実験式で適切に評価できるか確認されていない。サンドイッチ部材では内部にコンクリートを充填する。神戸港島トンネルでは縦横3m、高さ約1mの鋼殻の内部に高流動コンクリートを充填する。十分な品質管理と施工法をすれば未充填部の発生は防げる。形鋼に通し穴を開けコンクリートの回りを良くしているが、ブリージングや空気存在などにより形鋼周囲に未充填部が発生する可能性がある。実物大のサンドイッチ部材の充填試験でも写真-1に示すような形鋼周囲に未充填部が発生する場合が散見された。そこで未充填部の存在によりどの程度ずれ耐荷力が低下するか載荷実験により調べる。

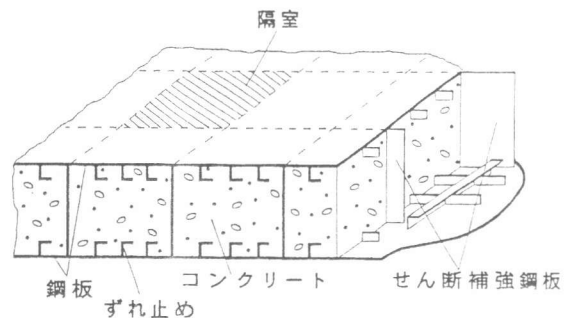


図-1 沈埋函に用いられる部材の概要



写真-1 未充填部発生状況

* 1 運輸省港湾技術研究所、構造部、構造強度研究室長、工博(正会員)

* 2 新日本製鐵株式会社、鉄構海洋事業部、海洋鋼構造エンジニアリング部、掛長

2. 載荷試験の概要

載荷試験の概要を図-2に示す。板厚9mmの鋼板にL形鋼を下端より80cmの個所に溶接する。鋼板には面外の拘束のための補強は特にしていない。コンクリートブロックの寸法は高さ240cm、幅80cm、奥行き40cmである。載荷桁とコンクリート間に容量200tfの油圧ジャッキを設置して単調載荷により鋼板を引き抜いて形鋼のずれせん断力を調べる。セメントの種類は早強ポルトランドセメントでコンクリートの設計基準強度は300kgf/cm²である。配合を表-1に示す。また鋼材の材料強度を表-2に示す。形鋼の寸法はL100x100x7, L100x100x13, L150x150x9, L150x150x12, L150x150x15, L200x200x15の6種類である。試験体の一覧を表-3に示す。試験は4種類のシリーズで行い試験体の総数は30体である。すなわち形鋼の向きの影響を調べる試験体、形鋼の間隔の影響を調べる試験体、形鋼の寸法による影響を調べる試験体、未充填の影響を調べる試験体の4シリーズである。上向きは形鋼のフランジの向きが載荷方向に位置している場合、下向きは反載荷方向に位置している場合を示す。形鋼の間隔は、60cmと90cmとする。この間隔は実物での形鋼の間隔を考慮して設定する。

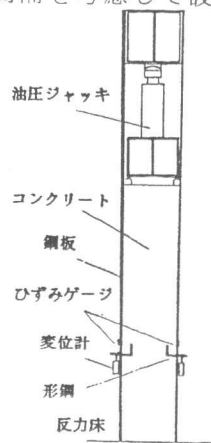


図-2 載荷試験の方法

表-1 コンクリートの配合
コンクリートの配合

セメント量	水	水セメント比	細骨材	粗骨材	混和剤
387 kg/m ³	170 kg/m ³	44%	762 kg/m ³	978 kg/m ³	AE減水剤 1.289kg/m ³
スラブ [°]	呼び強度	最大粗骨材寸法		セメントの種類	
12cm	300kgf/cm ²	20mm		早強ポルトランドセメント	

表-2 鋼材の材料強度
鋼材の力学試験

	鋼板	山形鋼
降伏点応力(kgf/cm ²)	3257	3557
引張強度(kgf/cm ²)	4630	5003
伸び率(%)	27.93	27.62

表-3 試験体の一覧
実物形鋼の試験結果一覧

	山形鋼	向き	間隔(cm)	充填性	実験値	f _{ck}	
形鋼の間隔の影響	1	150×90×9	上	—	81.8tf	399kgf/cm ²	
	2	"	下	—	75.0tf	399kgf/cm ²	
	3	"	上	60	90.4tf	399kgf/cm ²	
	4	"	下	60	74.5tf	400kgf/cm ²	
	5	"	上	90	93.9tf	418kgf/cm ²	
	6	"	下	90	80.0tf	418kgf/cm ²	
形鋼の大きさの影響	7	100×100×7	上	—	72.8tf	340kgf/cm ²	
	8	"	下	—	60.6tf	351kgf/cm ²	
	9	100×100×13	上	—	75.3tf	351kgf/cm ²	
	10	"	下	—	68.3tf	351kgf/cm ²	
	11	150×150×12	上	—	75.8tf	340kgf/cm ²	
	12	"	下	—	65.0tf	340kgf/cm ²	
	13	150×150×15	上	—	80.3tf	351kgf/cm ²	
	14	"	下	—	73.5tf	351kgf/cm ²	
	15	200×200×15	上	—	70.5tf	340kgf/cm ²	
	16	"	下	—	69.0tf	340kgf/cm ²	
未充填の影響	17	150×90×9	上	—	70.0tf	385kgf/cm ²	
	18	"	下	—	68.0tf	385kgf/cm ²	
	19	"	上	10mm	69.0tf	385kgf/cm ²	
	20	"	下	10mm	60.0tf	385kgf/cm ²	
	21	"	上	20mm	65.0tf	403kgf/cm ²	
	22	"	下	20mm	48.0tf	403kgf/cm ²	
	23	"	上	30mm	71.0tf	403kgf/cm ²	
	24	"	下	30mm	45.0tf	403kgf/cm ²	
	25	150×90×12	上	—	鋼板部	77.0tf	350kgf/cm ²
	26	"	下	—	"	73.4tf	340kgf/cm ²
	27	"	上	—	フランジ部	77.0tf	350kgf/cm ²
	28	"	下	—	"	68.2tf	340kgf/cm ²
	29	"	上	—	ウェブ部	119.6tf	350kgf/cm ²
	30	"	下	—	"	74.2tf	340kgf/cm ²

今回想定する5種類の未充填の状況を図-3に示す。図中の(1)から(3)までの未充填部は、厚さ1.0mmの厚紙に剥離剤を塗付して作成する。(4)と(5)の未充填部は発泡スチロールで三角形状に図中に示す大きさで作成する。計測項目は、油圧ジャッキの荷重値、形鋼とコンクリート間の相対変位及び鋼板のひずみである。

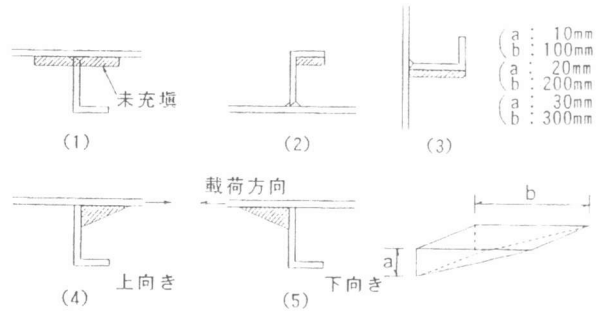


図-3 未充填の設定

3. 荷重試験の結果

荷重試験での破壊性状の概要を図-4に示す。形鋼が下向きの試験体では形鋼の隅よりせん断ひびわれが斜め方向に発生し、その後形鋼の前面のコンクリートが圧壊して終局を迎えた。コンクリートの圧壊の範囲は形鋼の高さの約半分であった。形鋼が上向きの試験体では形鋼のウェブの上端と下端よりひび割れが発生しフランジ部のやや前方からコンクリートが圧壊した。形鋼はウェブ部分の中央付近で折れ曲がったが鋼板との破断は見られなかった。コンクリートの圧壊の範囲は、形鋼が下向きの場合と同様に形鋼の高さの約半分であった。図-5に同一の条件での形鋼の向きによる最大荷重荷重の比(上向き/下向き)を示す。上向きの試験体の方が下向きよりも大きな最大荷重を示したが、その比は1.02-1.61であった。図-6に形鋼の間隔と最大荷重との関係を示す。今回の荷重試験では間隔が狭くても耐荷力は低下することなく単純に耐荷力を累加できた。図-7に未充填部の存在が最大荷重に及ぼす影響を示す。未充填の状況が図-3に示す(1)(2)および(3)の試験体ではほとんど未充填の最大荷重におよぼす影響は見られなかった。しかし図-7に

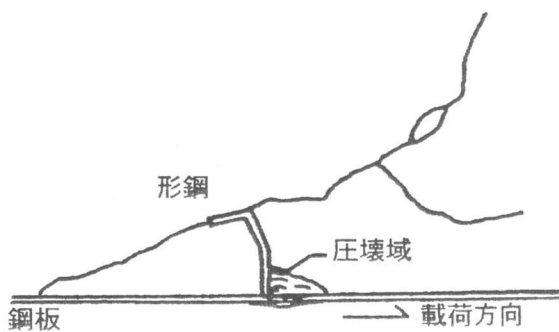


図-4 破壊状況

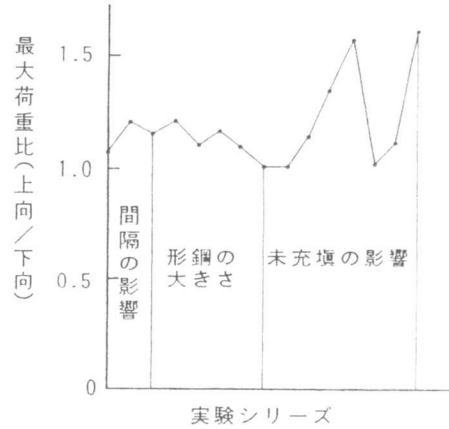


図-5 形鋼の向きと最大荷重との関係

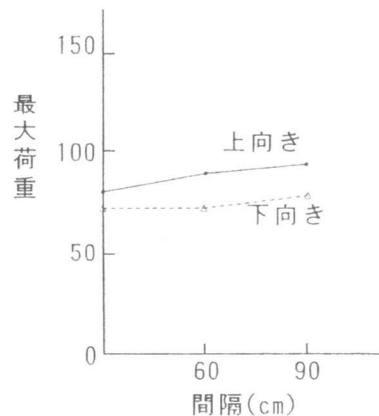


図-6 形鋼の間隔と最大荷重との関係

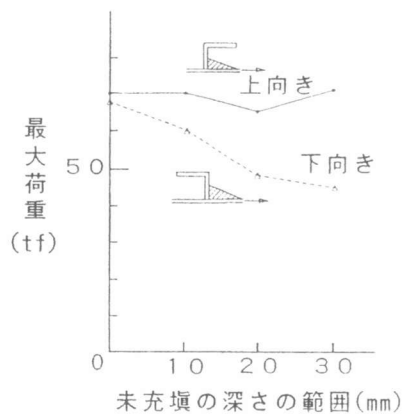


図-7 未充填部の最大荷重におよぼす影響

示すように荷重方向が下向きの場合最大荷重はかなり未充填部の範囲の増加とともに低下した。未充填部の深さが30mmの場合には40%ほど最大荷重が低下した。この場合形鋼前面のコンクリートの圧壊域の範囲は、形鋼の高さの半分に至らず、コンクリートの抵抗範囲が小さかったことを示している。

4. 既往の設計式との比較

形鋼のずれ耐荷力に関しては2, 3の設計式が提案されている。鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)[3]ではHawkinsの提案した式[4]を基にしている。ここでは形鋼のせん断破壊は考慮してなく、形鋼の前面のコンクリートが圧壊することを前提としている。

$$V_{s.c.d} = 17.85 h_{s.c} W_{s.c} f'_{c.d}{}^{1/2} k_1 k_2 k_3 \quad (1)$$

ここで $h_{s.c}$: 形鋼の高さ、 $W_{s.c}$: 形鋼の幅、 $f'_{c.d}$: コンクリートの圧縮強度
 k_1 : 形鋼のウェブの厚さと高さの関係による補正係数、 k_2 : 形鋼のウェブと溶接する鋼板の剛性比による補正係数、 k_3 : 形鋼の配置間隔に関する補正係数

図-8に荷重試験で得られた最大荷重と上記の式で計算される値との比を示す。指針(案)よりも今回の試験値がかなり小さい値を与えた。また清宮、横田[1]による小型の形鋼による押し抜きせん断試験結果による計算式も同様な状況であった。形鋼が大きくなっても最大荷重は上昇せずほぼ一定値となった。この原因として指針

(案)では、形状の小さな平鋼の荷重試験結果を基に設計式を提案している。今回の形状の形鋼では、形鋼前面のコンクリート全域が圧壊しておらず小型な形鋼による試験結果と破壊性状が異なっている。指針

(案)では、図-9に示すように厚い鋼板(たわまない)の前面全域のコンクリートが圧壊するときを対象としている。したがって今回対象とした形鋼での破壊時の挙動と異なっている。すなわち指針(案)での式的前提が成立しない。また上記の式では形鋼の間隔による補正係数は0.63(間隔60cm)0.77(間隔90cm)と計算された。形鋼の間隔が狭いと1カ所あたりの耐荷力は小さくなると予想されていたが、試験結果ではこのような傾向は見られなかった。

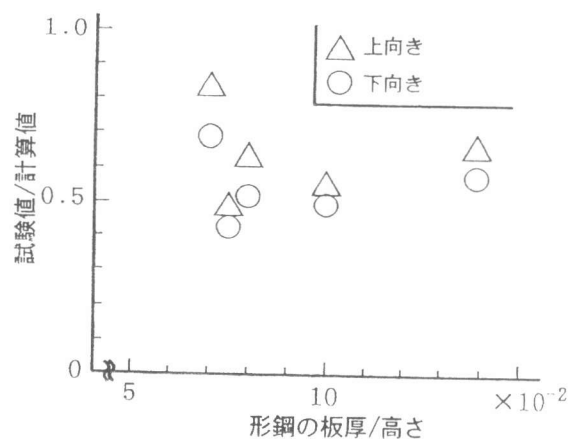
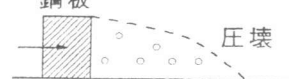


図-8 既往の設計値と試験結果との比較

Hawkinsでのコンクリートの破壊状況
指針(案)での想定



今回の試験での破壊状況



小型形鋼での破壊状況



図-9 想定している破壊状態

5. 形鋼の耐荷力の計算

形鋼とコンクリートの破壊性状を基に図-10に示す計算モデルを作成する。形鋼前面のコンクリートを弾性領域と圧壊領域とに分類する。形鋼は弾性挙動を示すはりとしずれ耐荷力は形鋼と鋼板との溶接部に水平方向に作用すると仮定する。形鋼のウェブに関する基礎方程式は以下の通りである。

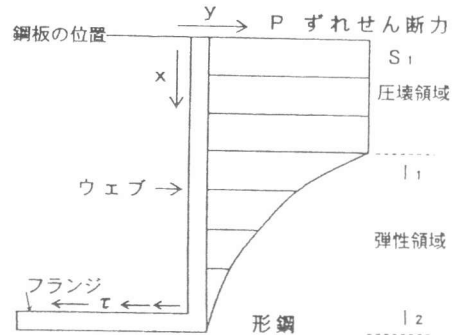


図-10 計算モデル (2)

$$\text{圧壊領域 } (0 \leq x \leq l_1) \quad EI d^4 y / dx^4 + S_{max} x = 0$$

$$\text{弾性領域 } (l_1 \leq x \leq l_2) \quad EI d^4 y / dx^4 + E_c y = 0 \quad (3)$$

それぞれの一般解は以下の通りである。

$$y_1 = -(S_{max} / 24EI) x^4 + Ax^3 + Bx^2 + Cx + D \quad (4)$$

$$y_2 = e^{\beta x} (E \cos \beta x + F \sin \beta x) + e^{-\beta x} (G \cos \beta x + H \sin \beta x) \quad (5)$$

ここにEI：ウェブの曲げ剛性、 E_c ：コンクリートのヤング率、C：フランジとコンクリートの付着力、 S_{max} ：コンクリートの支圧強度、 $\beta = (E_c / 4EI)^{1/4}$ 、A~H：係数

境界条件として溶接部の固定条件、弾性域と圧縮域の連続性およびフランジでの固定条件を考慮する。ただし解は l_1 を仮定しながら試行的に求める。A~Hまでの係数は8元連立方程式により求める。ただしこの方法では(1)式で反映されている形鋼と鋼板との剛度の影響(形鋼の鋼板への固定度)と形鋼の間隔の影響は考慮できない。

6. 計算結果

図-11にL150x150x9の形鋼の場合の計算例を示す。コンクリートの支圧強度は400Kgf/cm²である。形鋼の変位分布から分かるように形鋼の溶接部から9cm位の箇所でウェブが折れ曲がっている。またウェブの最大曲げモーメントもこの位置に生じている。図-12に上記の方法による計

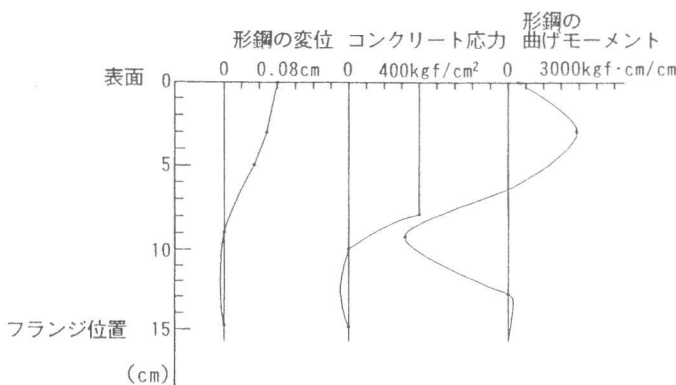


図-11 計算例

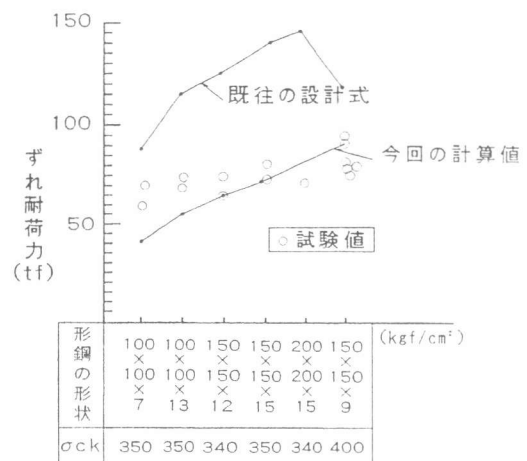


図-12 計算値と試験結果との比較

算値、既往の設計式(1)式の計算値、試験値を合わせて示す。既往の設計式による計算値は前述したように試験値よりかなり大きい今回提案している方法では試験値とかなり良く一致した。

7. 結論

合成版式沈埋トンネルに使用される実物大の形鋼の引き抜き載荷試験よりずれ耐荷力を求め以下の結論を得た。(1) 載荷試験ではいずれの試験体でも形鋼前面のコンクリートの支圧破壊により終局を迎えた。形鋼の破断は見られなかった。大型の形鋼では寸法に比例してずれ耐荷力は増加せずほぼ一定となった。これは形鋼前面でコンクリートの支圧強度を受け持つ領域が形鋼の変形によりほぼ一定となるからだと考える。すなわちコンクリートの圧壊領域が形鋼全面とならなかった。(2) 今回想定した形鋼の配置間隔(60cmと90cm)では、形鋼の間隔がずれ耐荷力におよぼす影響はなかった。(3) 今回想定した未充填部の状況では、形鋼のフランジが反載荷方向(下向き)の場合のみずれ耐荷力が低下した。この場合でも形鋼前面のコンクリートの圧壊により終局に至った。(4) 従来提案されている比較的小型の形鋼の載荷試験を基に提案されているずれ耐荷力の算定式は今回危険側の値を与えた。試験体によっては50%ほどずれ耐荷力が小さかった。この原因は形鋼前面のコンクリートの圧壊領域の差によるものであると考える。(5) 形鋼のウェブを梁部材としコンクリートの圧壊域と弾性域とを考慮してせん断耐荷力を求める計算式を誘導し、試験結果と比較した。比較検討からこの計算方法で試験時の破壊性状とをかなり良く再現できるとともにずれ耐荷力をかなり精度良く推定できた。

参考文献

- [1]横田、清宮：鋼コンクリート合成部材での形鋼によるずれ止めの耐荷力、港湾技研資料No. 59, 5, Sept. 1987
- [2]上田、チン：形鋼シアコネクタのせん断強度、第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp. 149-156, Sept. 1989
- [3]土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)、pp. 62-63, 4月, 1992
- [4]Hawkins, N. M. : Bearing Strength of Concrete for Stripe Loading, Magazine of Concrete Research, Vol. 22, No. 71, pp. 87-98, June, 1970