

梁状構造を用いた押抜きせん断補強に関する実験的研究

Experimental Study on Punching Shear Reinforcement Methods using Beam Elements.

三加 崇 TAKASHI SANGA
 篠崎 裕生 HIROO SINOZAKI
 浅井 洋 HIROSHI ASAI
 有川 直貴 NAOKI ARIKAWA
 竹山 忠臣 TADAOMI TAKEYAMA

PCタンク等の容器構造物底版の押抜きせん断補強として、鉄筋コンクリートの増打ちやせん断補強鋼材を配置する工法が一般的に用いられている。しかしながら、これらの補強方法では自重の増加やせん断補強鋼材の追加配置のために既存の鉄筋を傷つける恐れがある。そこで、著者らは、鉄筋コンクリートの梁部材を付加することによる底版の押抜きせん断補強工法を考案した。梁部材による補強では、増打ちと同等のコンクリート量や鉄筋量でありながら、より大きな補強効果が得られることを確認した。

キーワード：押抜きせん断， 梁状補強， 容器構造物

An additional concrete casting and adding reinforcing bar embedded into RC base plates are generally used as methods for improving punching shear capacity for vessel structure. But these methods have involved some problem such as increasing dead weight or causing damage to existing structure. The authors have developed methods for shear reinforcement using RC beam. The RC beam reinforcement method showed high improving shear capacity having the same capacity as the additional concrete casting method.

Key Words: Punching Shear , Reinforcement using RC Beam , Vessel Structure

1. はじめに

貯水機能を有する容器構造物は、高度成長期に多く建設され、更新の時期を迎えつつある。現在の耐震基準が、施工当時と異なっている構造物が多く、壁や底版の曲げ耐力やせん断耐力が不足することが指摘されている。また、杭基礎による構造物では、底版に杭反力が作用し、押抜きせん断破壊が懸念される構造物が見受けられる。

壁や底版のせん断補強工法として、鉄筋コンクリートの増し打ちによる補強が一般的である。増し打ち部により、曲げやせん断、押抜きせん断耐力を向上させることが容易であるのに対し、自重の増加や容器構造物の場合には、容量が低下することが懸念される。一方、底版を削孔して、せん断補強鋼材を配置するせん断補強工法¹⁾が、近年では採用例が増えている。しかしながら、せん断補強効果を得るためには、理論上は版厚の1/2以下の配置間隔が必要である。そのため、相当量の削孔が必要

となり既設部の鉄筋を損傷する場合がある。また、あと施工のため、鋼材配置後の充填材の不良等があると漏水や想定される耐力が低下することが考えられる。

著者らは、押抜きせん断に対する底版補強方法として、梁部材を付加する方法を考案した。梁状とすることで自重の増加を抑制しつつ既設部の剛性を増大させてひび割れの発生を抑制することを目的とした。

ここでは、底版を模擬したコンクリート版を用いて、コンクリートの増打ちおよび梁状構造で補強を行った試験体を製作して、補強効果を確認した。

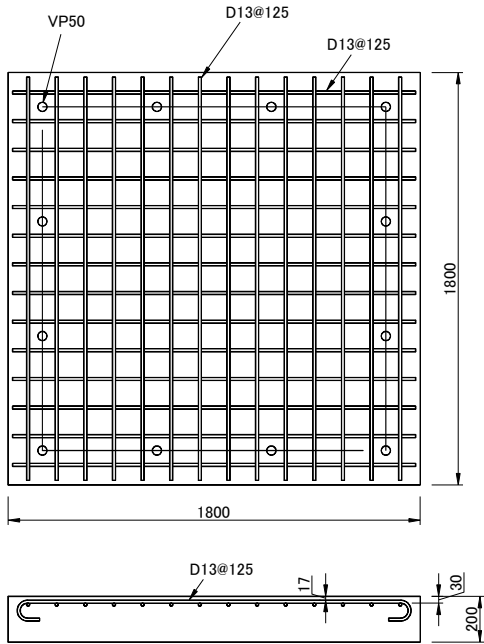
2. 試験概要

試験体の種類を表-1、試験体形状を図-1に示す。

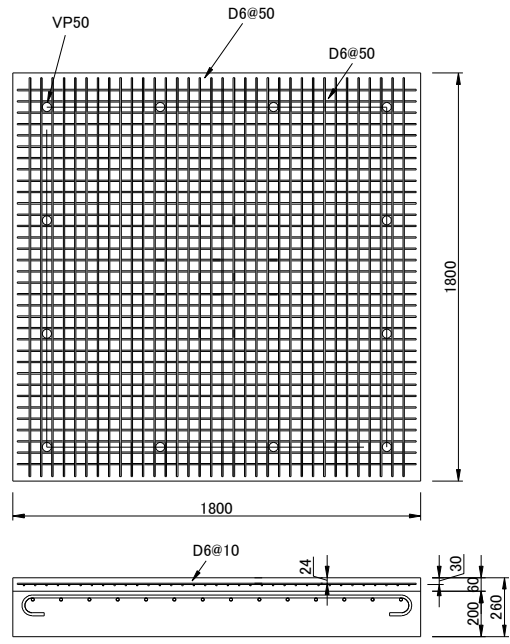
case1を基準試験体として、1800×1800×200mmのコンクリート版である。鉄筋はD16が125mm間隔で格子状に配置され、純かぶりは17mmである。case2～case4は、case1と同寸法のコンクリート版に補強を行った。

表-1 試験体種類

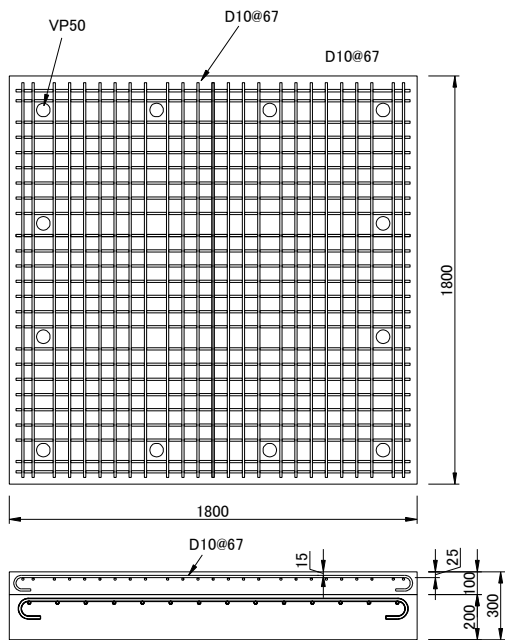
case	試験体種類	試験体形状			
		床版		補強量	
		形状	鉄筋	コンクリート	鉄筋
1	基準	1800 × 1800 × 200mm	D16 SD345 ctc125mm	—	—
2	増厚(t=60mm)			1800 × 1800 × 60mm	D6 SD345 ctc50mm
3	増厚(t=100mm)			1800 × 1800 × 100mm	D10 SD345 ctc67mm
4	梁試験体			200 × 200 × 2545mm × 2方向	D22 SD345 ctc51mm



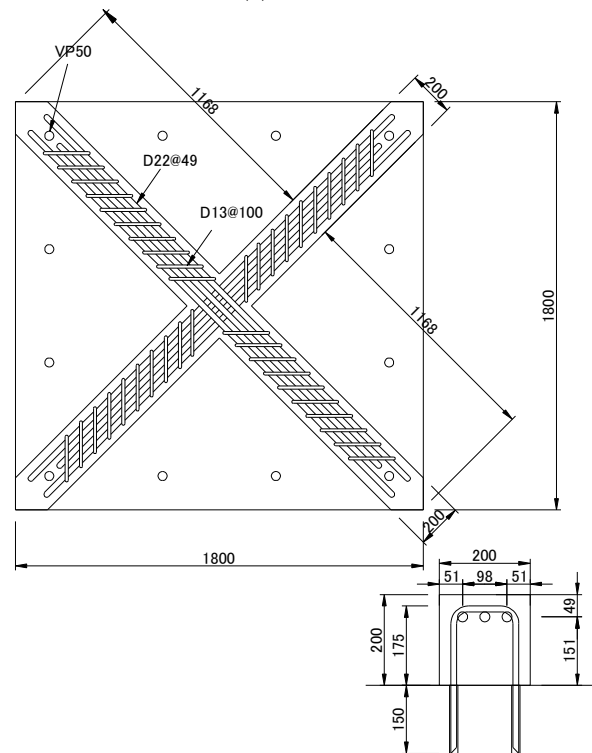
(a) case1



(b) case2



(c) case3

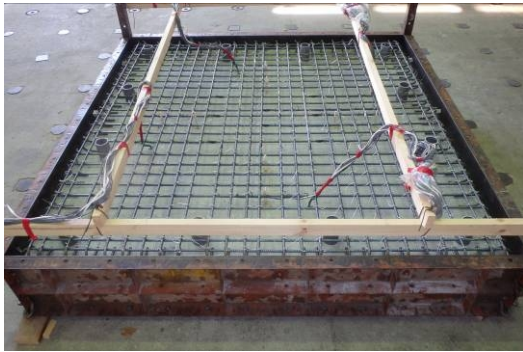


(d) case4

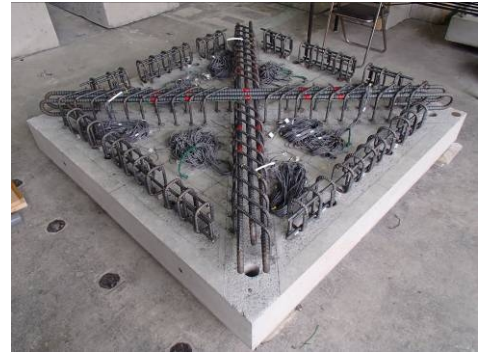
図-1 試験体形状

表-2 コンクリート量および鉄筋量

case	試験体種類	コンクリート			鉄筋		
		既設部	増厚および梁状	合計	既設部	増厚および梁状	合計
		(m ³)	(m ³)	(m ³)	(kg)	(kg)	(kg)
1	基準	0.648	—	0.648	49.0	—	49.0
2	増厚(t=60mm)		0.194	0.842		29.8	78.8
3	増厚(t=100mm)		0.324	0.972		49.3	98.3
4	梁試験体		0.196	0.844		39.7	88.7



(a) case3



(b) case4

写真-1 補強鉄筋

case2 の補強は、コンクリートの増打ち厚さを 60mm とし、D6 の鉄筋を 50mm 間隔で格子状に配置した。純かぶり 24mm である。case3 の補強は、コンクリートの増打ち厚さを 100mm とした。鉄筋は D10 で、67mm 間隔で格子状に配置した。純かぶりは 24mm である。case4 は梁部材を付加した試験体である。梁の断面は 200×200mm とし、対角に配置した補強形状である。鉄筋は、梁の軸方向に D22 を 3 本配置した。梁のせん断補強と既設部とのアンカーとして D13 の鉄筋を 100mm 間隔で梁のせん断破壊と押抜きせん断破壊の破壊面を跨ぐように、梁の軸方向鉄筋に対して 45 度に配置した。また、梁状構造を設置する既設部は目荒らしした。使用したコンクリート量および鉄筋量を表-2 に示す。case4 のコンクリート量は、case2 の 60mm の増打ちと同等程度で case3 の 0.6 倍であり、鉄筋量は case2 の約 1.3 倍、case3 の約 0.8 倍である。

試験におけるコンクリートおよび鉄筋の材料物性を表-3 に示す。コンクリートの強度は、既設部および補強部とも同等程度で 23.7N/mm² ~ 25.8N/mm²、鉄筋の降伏強度は 367N/mm² ~ 384N/mm² であった。

荷重方法を図-2 に示す。荷重位置は、コンクリート版の中央とし、荷重面に φ300mm の鋼板を設置して荷重ジャッキ (容量 3000kN) により荷重を行った。支点は、1500mm の支点距離で 4 辺を可動支点とした構造である。支点の鉛直方向の拘束には、異形 PC 鋼棒を配置し、全てに荷重計を設置した。支点の荷重の不均衡を調整するために、荷重初期において支点の荷重が同じになるように調整した後に、単調荷重で試験を実施した。

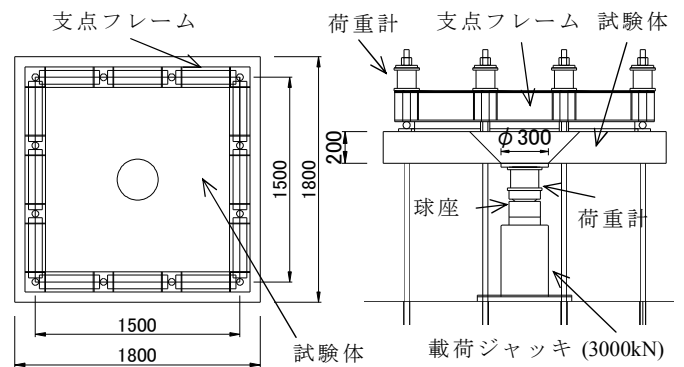


図-2 荷重装置 (case1)

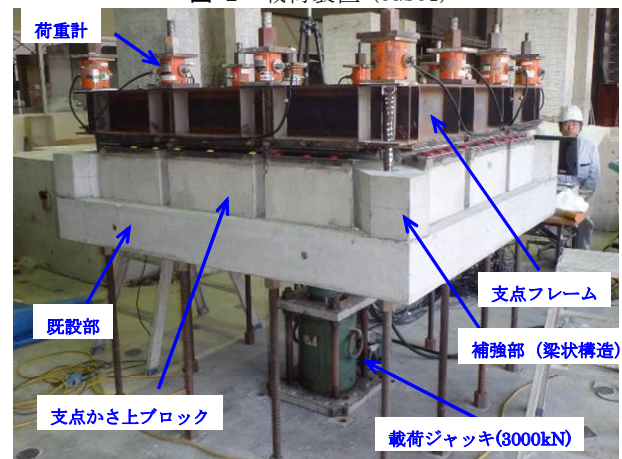


写真-2 試験状況 (case4)

計測項目は、荷重荷重、コンクリートの変位、既設部および補強部の鉄筋ひずみ、コンクリート表面のひずみを測定した。

表-3 コンクリートおよび鉄筋の材料諸元

case	試験体種類	コンクリート						鉄筋					
		既設部			増厚および梁状			既設部			増厚および梁状		
		圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
1	基準	25.6	—	26.7	—	—	—	367	562	188	—	—	—
2	増厚(t=60mm)	25.8	—	26.8	29.4	—	28.3	367	562	188	375	558	189
3	増厚(t=100mm)	25.7	2.12	19.6	21.9	2.19	25.0	384	544	190	382	570	185
4	梁試験体	23.7	2.25	19.7	27.6	2.60	27.6	384	544	190	378	554	190

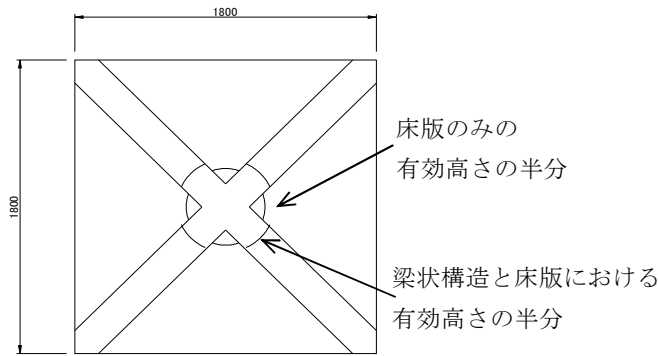


図-3 case4における照査断面の周長

3. 試験結果

試験体の耐力を推定するために、コンクリート標準示方書²⁾に示される式(1)を用いて押抜きせん断の耐力を算出した。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_\gamma \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (1)$$

ここで、 $f'_{pcd} = 0.20 \sqrt{f'_{cd}}$ (N/mm²)、 f'_{cd} はコンクリートの設計基準強度 (ただし $f'_{pcd} \leq 1.2$ (N/mm²))、 $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$ (d : mm) (ただし $\beta_d \leq 1.5$)、 $\beta_v = \sqrt[3]{100 p_v}$ (ただし $\beta_v \leq 1.5$)、 $\beta_\gamma \leq 1 + 1/(1 + 0.25 u/d)$ 、 u 載荷面の周長 (mm)、 u_p : 照査断面の周長 (mm) で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定する。 d および p ; 有効高さおよび鉄筋比、 $\gamma_b = 1.0$ である。case2 ~ case3 の f'_{cd} については、増打ちおよび梁状の実験時におけるコンクリートの圧縮強度より、断面高さの比率を考慮した値を用いた。

p および d については、既設部および増打ち部の鉄筋を考慮した有効高さおよび鉄筋比とした。また、case4については、図-3に示すように、補強されていない範囲と、梁状に補強された断面に分割して算出した。

計算値と試験結果を表-4、載荷荷重と版の中央変位の関係を図-4に示す。試験時の最大荷重は、case1の465.7kNに対して、case2は、627.1kNでcase1の1.35倍、case3は、1119.3kNで1.88倍、case4が1104.0kNで

表-4 最大荷重一覧表

case	最大荷重			変位	
	計算値 (kN)	実験値 (kN)	実験値 /計算値	case n /case1	実験値 (mm)
1	450.8	594.1	1.32	1.00	10.4
2	630.9	801.8	1.27	1.35	6.3
3	751.2	1119.3	1.49	1.88	7.8
4	596.7	1104.0	1.85	1.86	9.4

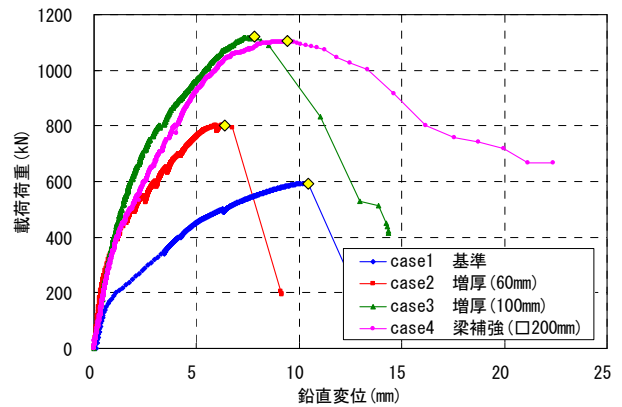


図-4 荷重と中央変位の関係

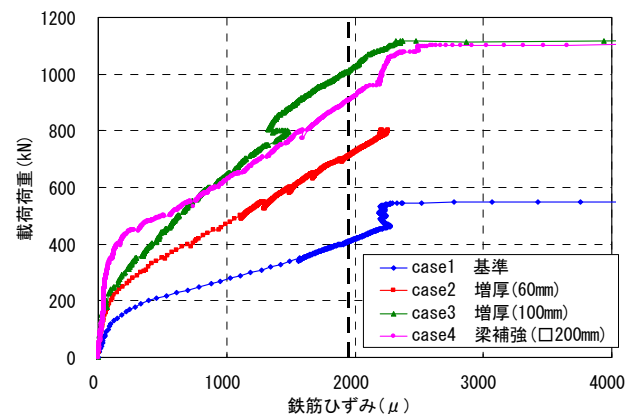


図-5 荷重と既設部鉄筋ひずみ

case3と同等程度であり1.86倍であった。本試験での梁状構造の場合、同じコンクリート量で増打ちしたcase2に対して約1.4倍の耐力を有しており、1.7倍のコンクリート量を有するcase3と同等程度の耐力となった。計算値に対して実験値はcase1で1.32倍、case2で1.27倍、case3で1.49倍であり比較的同じ耐力比であるのに

対して、case4 では1.85倍であり、計算値に対して他の試験体と比較して高い耐力を有している結果となった。

載荷荷重と既設部中央の鉄筋ひずみの関係を図-5に示す。鉄筋ひずみの降伏は、約2000 μ である。case3 の増打ちと case4 の梁状補強をした場合、床版に発生する鉄筋ひずみは、ほとんど同じ挙動であった。全ての試験体で鉄筋が降伏した後に、最大耐力となっていることから、既設部の鉄筋を降伏させないことが、耐力の増加につながるものと考えられる。

載荷荷重と補強部の鉄筋ひずみの関係を図-6に示す。補強部の鉄筋ひずみは、既設部の鉄筋より先行して降伏しているが、さらに荷重が増加していることから、耐力については、補強部の鉄筋降伏の影響はほとんどないものと思われる。

押抜きせん断耐力を評価するにあたり、既設部の鉄筋降伏に着目して、図-7の断面モデルに対して断面分割法によりモーメントと既設部の鉄筋ひずみの関係を算出した。計算結果を図-8および表-5に示す。鉄筋降伏時の曲げモーメントの計算値は、case1 で94.3kN・mに対して case2 が169.5kN・mで case1 の1.80倍、case3 が242.5kN・mで case1 の2.57倍、case4 が220.8kN・mで case1 の2.34倍である。実験における既設部が降伏ひずみに達するときの case1 に対する荷重比率は図-5より、case2 で1.73倍、case3 で2.47倍、case4 で2.21倍であり、case1 との荷重比率は計算値と実験値でほぼ同等程度であった。

本実験では、各試験体の既設部の鉄筋降伏後における荷重増加の差が小さく、押抜きせん断破壊に至っていることから、鉄筋の降伏荷重が、押抜きせん断耐力に寄与するのではないかと想定した。そこで、case1 の式(1)による押抜きせん断耐力に断面分割法による鉄筋の降伏荷重の比率から増打ちおよび梁状の補強による押抜きせん断耐力を推定した。case2~case4は、0.97倍~1.05倍と実験値と推定値がほぼ一致する結果となった。式(1)に既設部の鉄筋の降伏の比率を考慮することで、増打ち部や梁状構造による補強による押抜きせん断耐力を比較的良好に評価できるものと考えられる。ただし、梁状構造の種類による妥当性については、今後の検討課題である。

試験体切断面を写真-3に示す。case1 は載荷端から支点に向かって斜めに押抜きせん断ひび割れが進展している。一方、増打ちした case2 では、支点に向かう斜めひび割れが増打ち界面に達した後、界面に沿ったひび割れとなって端部まで進展した。case3 も同様であった。増打ち部を跨ぐひび割れもあるが、表面に達していない。端部側に発生したひび割れが大きいことから、中央側のひび割れは、斜めひび割れおよび界面のはく離が生

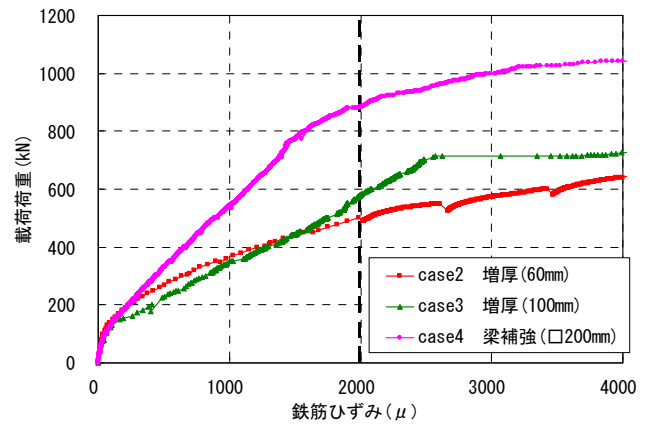


図-6 荷重と補強部鉄筋ひずみ

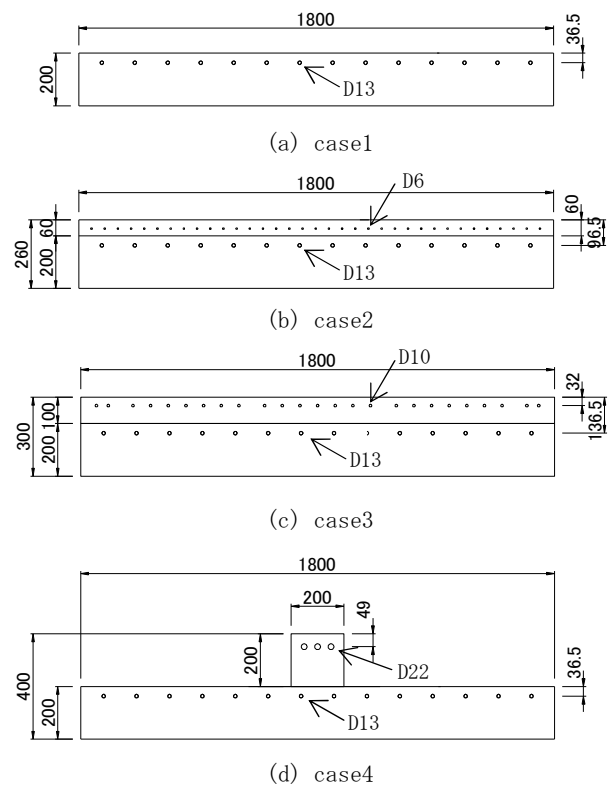


図-7 断面モデル

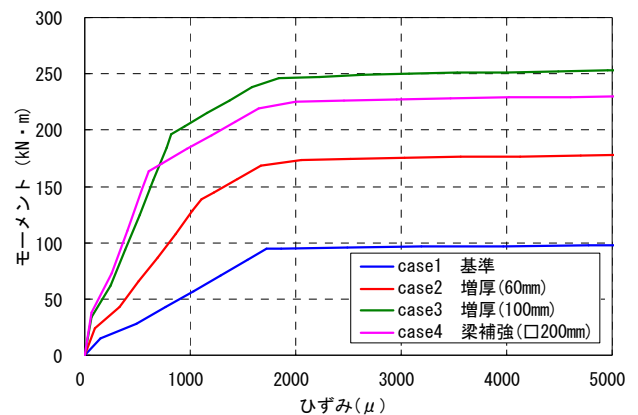


図-8 曲げモーメントと床版部鉄筋ひずみ (計算値)

じた後に誘発された2次的なひびわれであると考えられる。case4 では、梁状補強がされていない箇所は、

表-5 鉄筋降伏を考慮した押抜きせん断耐力

case	計算値					実験値	
	式(1)より	鉄筋降伏時の 曲げモーメント		推定値			
	①	②	③	④=case1①×③	⑤	⑤/④	
	(kN)	(kN・m)	比	(kN)	(kN)	比	
1	450.8	94.3	1.00				
2	630.9	169.5	1.80	810.3	801.8	0.99	
3	751.2	242.5	2.57	1159.5	1119.3	0.97	
4	596.7	220.8	2.34	1055.6	1104.0	1.05	

case1 に近い破壊形態で支点に向かって押抜きせん断ひび割れが発生している。梁状補強の箇所については、case2 に近い破壊形状で、支点に向かって押抜きせん断ひび割れが発生し、端部では、界面に沿ったひび割れが発生している。また、case2 と同様に、中央側に増し打ち部を跨ぐひび割れもあるが、表面に達しておらず、ひび割れ幅が小さいことから、耐力には関与していないものと考えられる。

4. まとめ

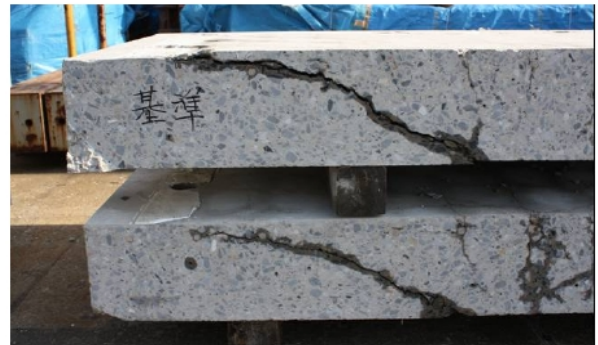
梁状構造による押抜きせん断破壊に関して、以下の見が得られた。

- ① 梁状構造による補強耐力は、本構造の場合、同等程度のコンクリート量の増打ちと比較して、約 1.4 倍の押抜きせん断耐力を有し、約 1.7 倍のコンクリート量による増打ちと同等程度の耐力を有することが可能であることがわかった。
- ② 既設部の鉄筋が降伏後に、押抜きせん断破壊が発生しており、鉄筋の降伏を抑制することが耐力の向上に寄与することがわかった。
- ③ 梁状構造における押抜きせん断耐力の計算値は、式 (1) では過小評価となる。既設部のみの式 (1) による押抜きせん断耐力を既設部の鉄筋が降伏するモーメントの比率を用いることで、梁状構造の押抜きせん断耐力を推定できた。

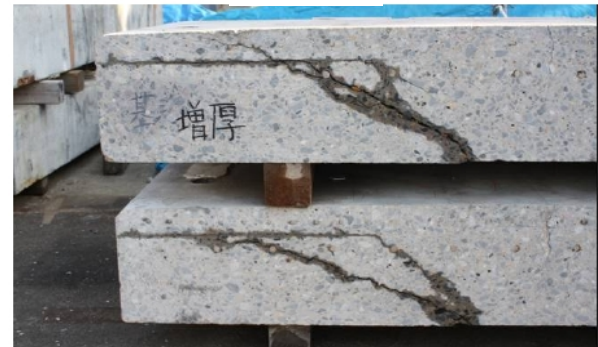
梁状構造の押抜きせん断耐力は、コンクリート量が同等程度でも高い耐力を有することが可能であり、必要な耐力に対して容器建造物の容量の減少を増打ちと比較して抑制することが可能である。今後、最適な梁状構造の形状を検討するとともに、押抜きせん断耐力の算出方法を精査していくことが必要である。

参考文献

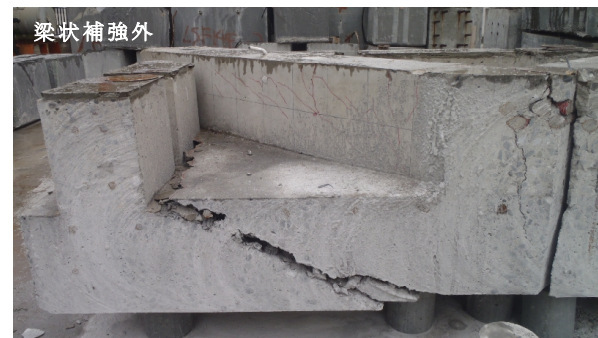
- 1) 小林靖典, 小林亨, 清宮理: 異形鉄筋の埋め込みによるあと施工せん断補強工法に関するはりの載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2,



(a) case1



(b) case2



(c) case4

写真-3 破壊状況

pp.1549-1554,2002

- 2) 2012年制定, コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2012