

面内力および面外力を受ける鉄筋コンクリート板に関する実験的研究(第1報)

——長期許容面外せん断応力度を受ける実大地中壁の面内水平加力実験——

W. F. 研究グループ

Experimental Study on Reinforced Concrete Wall Subjected to Shear Force both in Plane and out of Plane (Part 1)

—Failure Tests on Full-Size Cast-in-situ Diaphragm Walls Subjected to Shear Force both in Plane and out of Plane—

W. F. Research Group

Abstract

Cast-in-situ diaphragm walls designed as seismic walls are subjected to shear forces both in plane and out of plane. In order to investigate the shear strength in plane and influences due to a load out of plane, shear tests were performed with full-size cast-in-situ diaphragm walls subjected to a uniform load out of plane. The shear stress due to this load was 7 kg/cm^2 and the bending fibre stress $25 \sim 27 \text{ kg/cm}^2$.

From the test results, it may be concluded that the shear strengths in plane of such walls do not decline compared with walls subjected to shear force in plane only and the shear strengths of cast-in-situ diaphragm walls are almost the same as those of normal walls.

概 要

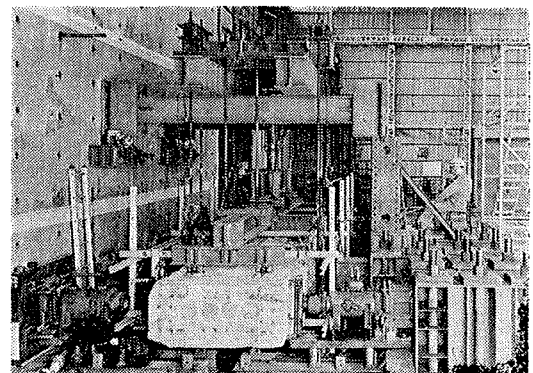
建物地下外周耐震壁として設計された地中壁体は、側圧（面外力）が作用している状態で地震時の水平力（面内力）を負担する。このような荷重条件での地中壁体の面内せん断強度と剛性を検討するために、実物実大地中壁体の面内水平加力実験を行った。この実験における面外荷重によるせん断応力度は、 7 kg/cm^2 （建築学会 R. C. 構造計算規準で示されている長期許容せん断応力度に相当）で、その曲げによる縁応力度は 27 kg/cm^2 である。

この実験結果から、地中壁体は通常の鉄筋コンクリートのはりと同等のせん断強度を有すること、および面外せん断応力度が長期許容せん断応力度程度となる面外力が作用していても、地中壁体の面内せん断強度は低下しないことがわかった。

1. 序

この研究は、泥水工法によって構築した鉄筋コンクリート地中壁体を、建物地下外周耐震壁として設計するにあたっての構造的な検討である。通常の地下外壁においても同じであるが、土水圧および水平力を負担する地中壁体は、長期荷重としての土水圧（面外力）が作用している状態で、短期荷重としての地震時水平力（面内力）を受ける。このような応力状態での地中壁体の強度と剛性を検討するために、一定の面外力が作用している地中壁体の面内水平加力実験を行なった。この実験における面外荷重によるせん断応力度 Q/b_j は日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準で示されている長期許容せん断応力度 (7 kg/cm^2) で、その曲げによる縁応力度が、 $25 \sim 27 \text{ kg/cm}^2$ である。こ

のような荷重条件での実際の地盤で製作した実大地中壁体の実験結果を、面内力のみを加えた実験結果と強度と剛性について比較検討するとともに、通常の鉄筋コンクリートばりの結果とも比較している。



写真—1 面外力を加えた実験状況

2. 実験の概要

2.1. 供試体

供試体は60cm(壁厚)×150cm(壁全せい)の矩形断面をした長さ7.5mの実物実大地中壁で、面内力のみを加えるもの(供試体記号CAF-0)1体、面外力と面内力を加えるもの(CAF-1)1体の計2体である。配筋を図-1に、引張鉄筋比とあばら筋比を表-3に示す。 p_{t1} は端部曲げ補強筋(8-D32)のみで、 p_{t2} は前記を除いた鉄筋(7-D25)で、それぞれ計算した値である。あばら筋比は面内0.33%、面外0.14%である。シャースパン比 a/d は1.06である。

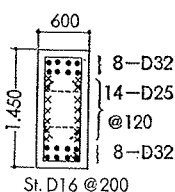


図-1 配筋

鉄筋径	降伏点	引張強度	伸び
	t / cm ²	t / cm ²	%
D16	3.68	5.59	16.9
D25	3.57	5.54	25.0
D32	3.64	5.84	23.6

表-1 鉄筋の性質

2.2. 使用材料

鉄筋としては、異形棒鋼のD16、D25およびD32を使用した。その性質を表-1に示す。

コンクリートとしては、生コンを使用したが、その調査条件は、設計基準強度210kg/cm²、スランプ21cm、最大骨材粒径25mm以下である。調査を表-2に示す。使用材料は普通ポルトランドセメント、川砂および川砂利である。実験時(材令約10カ月)のコア採取によるテスピース(φ15cm、h30cm)の圧縮強度を表-3に示す。

調査強度	水セメント比	砂率	水	セメント	砂	砂利	混和剤
kg/cm ²	%		kg / m ³				(ウインゾール)
255	53.5	45.7	184	344	813	979	0.172

表-2 コンクリートの調査

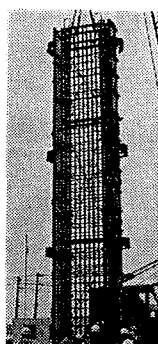


写真-2 鉄筋かご

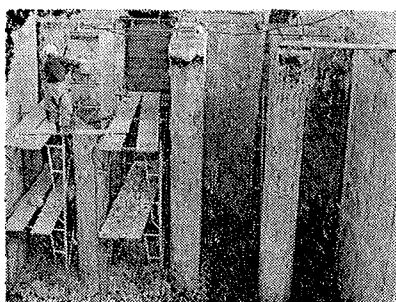


写真-3 掘り出し状況

2.3. 供試体の製作と養生

供試体はWALL FOUNDATION 試験工事(同報告1参照)におけるNo.1の壁であり、深さ16mの地中壁を通常大林組で施工しているOWS-SOLETANCHE工法でKELLY掘削機を用いて施工している。鉄筋かごの状況を写真-2に示すが、地中壁を矩形断面とするために型枠を両端部に取り付けている。地中壁を施工後約1カ月経過して掘削し(写真-3参照)、深さ16mの地中壁を深さ8.0~8.5mの位置で切断して上部半分を取り出している(この地中壁をCAF-1とする)。次に下半分をそれから1カ月後に取り出している(この地中壁をCAF-0とする)。地中壁を地中から掘り出した以後は実験時まで屋外に放置している。

2.4. 加力方法

面外力を加えたCAF-1の実験状況を写真-1に、面内力のみを加えたCAF-0の実験状況を写真-4にまた面外力の載荷要領を図-2にそれぞれ示す。加力は手動オイルジャッキ(面内力は連動)で行ない、ロードセルで荷重を検定している。面内力は逆対称形式で、中央部2カ所を支持点とし両端部で加力している(写真-4参照)。一方、面外力はパネル中央部の曲げモーメント分布が両端(面外支持点=面内支持点の位置)を固定したときと同じになるように、中央部パネルの3等分点および面内力の荷重心の位置に集中荷重として加え、その反力を計8本のP.C鋼棒(φ32)で吊

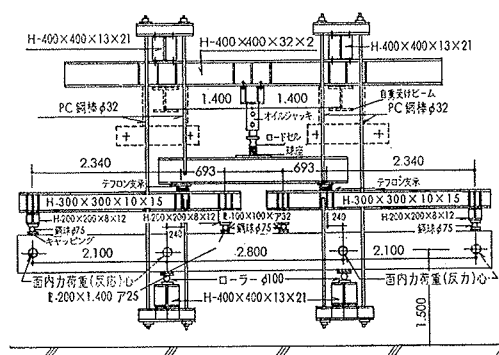


図-2 面外力の載荷要領

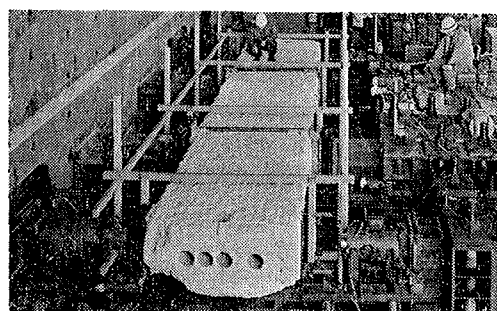


写真-4 面外力を加えない実験状況

し面外力をバランスさせている。また壁への加力点の載荷板は小さく(10cm×10cm)し、鋼球を挿入して面外力が面内変形を拘束しないように考慮している。

面内荷重の加え方は正負繰返しとし、壁のせん断応力が建築学会RC構造計算規準に示されている短期許容せん断応力度(10.5kg/cm²)に相当する荷重(48t)で2回繰返して後、その倍数の荷重で繰返し第7正荷重で最大荷重まで加力している。

一方、面外力を加えるCAF-1は、面内力を加えるに先だって、中央部パネルの面外力による面外せん断応力度 Q/bj が7kg/cm²(建築学会RC構造計算規準での長期許容せん断応力度 $F_c/30, F_c=210\text{kg/cm}^2$)となる荷重(105ton)の $1/2$ をまず加えて、前記10.5kg/cm²に相当する荷重(48t)で正負1回繰返す。その後、所定の面外力105tを加え一定に保持しながら面内力を加えている。なお面外荷重105tの曲げモーメント M による最大緑応力度 $\sigma=M/Z_0$ (Z_0 :鉄筋を考慮した断面係数)は27kg/cm²である。

2.5. 変形と歪の測定

壁の変形を変位計(1μ=1/200mm)を用い、試験床を不動点として、面内および面外両方向について測定している。歪としては主筋およびあばら筋にW. S. G.を貼付けて埋め込んで測定している。

3. 実験結果とその検討

3.1. 実験経過

ひび割れ発生と破壊状況を写真-5に示す。ひび割れの数字は中央パネルの面内せん断力の $2/3$ の値で、CAF-1の□印は面外荷重を加える載荷板の位置を示す。

3.1.1. 面内力のみを加えたもの(CAF-0)

加力するとまず曲げひび割れが Q (中央パネルのせん断力で以下同じ)=54~72tで発生し、次いでせん断ひび割れが156t(負荷重は168t)で発生する。



CAF-0, 面外力なし



CAF-1, 面外力あり

写真-5 ひび割れ発生と破壊状況

さらに載荷すると $Q=243\text{t}$ でせん断分離破壊し最大耐力に達した。このとき主筋は降伏していない。

3.1.2. 面外力と面内力を加えたもの(CAF-1)

面外荷重 P (全面外力)=52.5tを加え、面内力を載荷すると、 $Q=60\sim 66\text{t}$ で面外力による引張り側に曲げひび割れが発生する。さらに面外力 P を105tとするため、面外力を加えると、まず $P=60\sim 105\text{t}$ で前記面内曲げひび割れが伸びる形で面外の曲げひび割れ(図で点の連続線で示す)が発生する。次いで面内力を加えると $Q=144\text{t}$ (負荷重は162t)で大きなせん断ひび割れが発生し、 $Q=264\text{t}$ でせん断分離破壊して最大耐力に達した。このとき主筋の内面外力による引張側が降伏している。この後面外力による面内変形の拘束の有無を検討するために面外力を加えないで面内力のみ加えたところ $Q=249\text{t}$ に達した後荷重が低下し始めた(図-3で点線で示す)。再び面外力を加えて面内力を載荷すると、その最大せん断力は $Q=224\text{t}$ であった。このことから面外力は面内変形を拘束していないと推定される。

面外力の有無でみると、せん断破壊面がやや相違し、面外力がないものは、破壊面と断面中心との角度が45度に近いが、面外力があるものは、その角度がやや小さく支点を結ぶ線と破壊面がほぼ一致している。

3.2. 荷重~撓み曲線

3.2.1. 面内変形 中央部パネルのせん断力 Q と面内荷重による荷重心での支点に対する相対変位 δ との関係を図-3に示す。○印は中部部パネルのせん断初ひび割れ荷重を、×印は最大荷重をそれぞれ示す。また面外力を加えたCAF-1で、点線で示すものは、

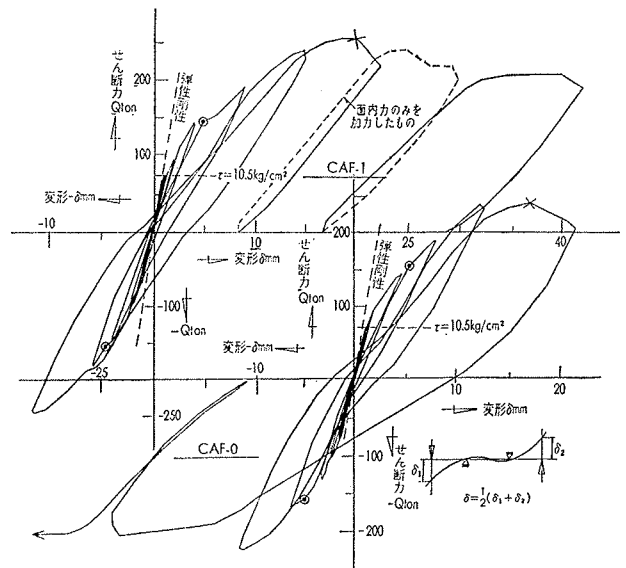


図-3 荷重(Q)~面内変位(δ)曲線

面外力を加えないで面内力のみを加えたことを示す。

面内力を加え始めたときのせん断力 Q と変位 δ との比 Q/δ (初期剛性)の実験値および計算値とを表-3に示す。この計算値は面外力がないとして弾性計算(曲げ変形+せん断変形)で求めた弾性剛性である。初期剛性 Q/δ の実験値は、CAF-0が $8.0 \times 10^2 \text{ t/cm}$ 、CAF-1が $7.2 \times 10^2 \text{ t/cm}$ で、計算値はCAF-0、CAF-1両者とも $9.9 \times 10^2 \text{ t/cm}$ で、面外力があるものとなないもの両者とも実験値の方がやや低い。

中央部パネルにせん断初ひび割れが発生したときの変位 δ_{cr} および最大荷重時の変位 δ_u とを表-3に示す。 δ_{cr} はCAF-0が、5.2mm、CAF-1が4.8mmで、 δ_u はCAA-0が16.6mm、CAF-1が19.5mmである。

面外力を加えたものと加えないものとを比較すると、面外力を加えたものは、加えないものよりも初期剛性がやや低く、全体的に変位がやや大きい。しかし履歴特性は、ほぼ同じである。

3.2.2. 面外変形 面外荷重はその曲げモーメント分布が図-4に示すようになるよう载荷している。この図における壁体の面外方向の相対変位 δ_1 および δ_2 と荷重(面外および面内)との関係を図-5に示す。点線は、面外荷重 P (全面外力図-4参照)のみを加えているときのもの、点の連続線は、 $P=52.5 \text{ t}$ を加えた状態で $\pm 48 \text{ t}$ の面内せん断力 Q を加えたときのもの、および実線は $P=105 \text{ t}$ を加えた状態で面内せん断力 Q を加えたときのものを、それぞれ示す。なお面外力のみを加えたときの弾性剛性を一点鎖線で示す。

面外力 P のみを加えたときの弾性剛性 P/δ をみると(単位 $\times 10^4 \text{ t/cm}$ で示す)、中央部パネルの P/δ_1 は、

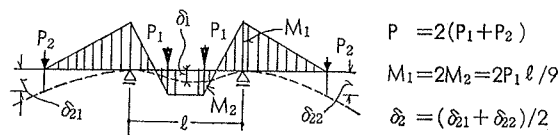


図-4 面外曲げモーメント分布と変形

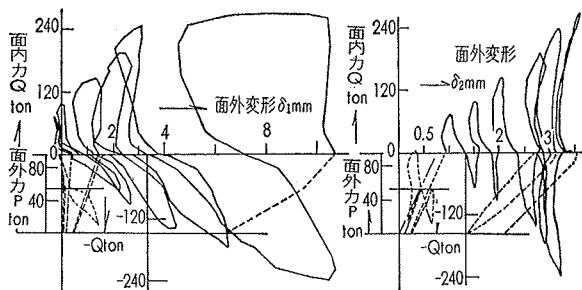


図-5 荷重(P , Q)~面外変形(δ)曲線

実験値1.0, 計算値1.3, 端部パネルの P/δ は、実験値0.18, 計算値0.20で、やや実験値が低い。

面外力を一定に保持し面内力を加えたときの面外変位の動きをみると、複雑な動きをしている。変位量が小さいこともあって、面内力による曲げとせん断ひび割れによる影響などが含まれているためとも考えられるため、簡単に結論づけられないが、全体的にみれば面内力を繰返し载荷することによって面外方向の変位が増大する傾向にあるといえる。

3.3. 強度

3.3.1. 曲げ初ひび割れ 梅村式 $M_c = BD^2(4.2 + 3.7p_t)$ から求めた曲げ初ひび割れ(荷重)計算値(CAF-1では面外力を無視)と実験値とを比較すると、計算値 $Q=65 \text{ t}$ 、実験値はCAF-0, 54 t, CAF-1, 60 tで、比較的良好一致している。

3.3.2. せん断初ひび割れ強度 中央部パネルのせん断初ひび割れ(断面中心線上を45度に近い角度で発生する斜め初ひび割れと定義)荷重 Q_{cre} 、そのときのせん断応力度 $\tau_{cre} = Q_{cre}/bj$ 、および計算値を表-3に示す。計算値の内 τ_{cr1} は荒川の式(1)式 τ_{cr2} は筆者の式(2)式で求めた値である。

$$\tau_{cr1} = Q/bj = k_c(500 + F_c) \cdot \frac{0.085}{a/d + 1.7} \quad \dots\dots(1) \text{式}$$

$$\tau_{cr2}' = Q/bD = 0.58\sqrt{F_c} \cdot d/a + 370p_t \quad \dots\dots(2) \text{式}$$

せん断初ひび割れ発生時のせん断応力度 τ_{cre} は、CAF-0が 22.4 kg/cm^2 、CAF-1が 20.7 kg/cm^2 である。実験値は前記(1)式および(2)式で求めた計算値の中間の値で比較的良好一致しているといえる。

面外力があるものとなないものを比較すると、 τ_{cre} でみると面外力がないものがやや(8%)高いが、コンクリートの圧縮強度 F_c が12%高いため、その差は不明確である。

3.3.3. 最大せん断強度 最大荷重時の中央部パネルのせん断力 Q_{ue} 、そのときのせん断応力度 $\tau_{ue} = Q_{ue}/bj$ 、およびその計算値を表-3に示す。計算値の内、 τ_{u1} は荒川の式、(3)式¹⁾、 τ_{u2} は筆者の式²⁾、(4)式でそれぞれ求めた値である。

$$\tau_{u1} = \frac{Q}{bj} = k_u k_p (180 + F_c) \frac{0.115}{a/d + 0.115} + 2.7\sqrt{p_w \sigma_y} \quad \dots\dots(3) \text{式}$$

$$\tau_{u2}' = \frac{Q}{bD} = 0.84\sqrt{F_c} \cdot d/a + 240p_t + 2.7j/D\sqrt{p_w \sigma_y} \quad \dots\dots(4) \text{式}$$

最大荷重時のせん断応力度 τ_{ue} は、CAF-0が、

供試体の記号	荷重の加え方	コンクリート強度 kg/cm ²	引張鉄筋比				あばら筋比				せん断初ひび割れ				最大荷重				初期剛性		変形	
			面内		面外		面内		面外		実験		計算		実験		計算		Qcr時	Qu時		
			P ₁₁	P ₁₂	γ ₁	γ ₂	Q _{cre}	τ _{cre}	τ _c	τ _{cr2}	Q _{ue}	τ _{ue}	τ _{u1}	τ _{u2}	(Q/δ) _e	(Q/δ)	δ _{cr}	δ _u				
			%		%		ton				kg/cm ²				ton				kg/cm ²		×10 ² t/cm	
CAF-0	面内力のみ	395	0.80	0.52	0.33	0.14	156	22.4	25.7	17.4	243	34.9	41.0	31.7	8.0	9.9	5.2	16.6				
CAF-1	面内+面外	354	"	"	"	"	144	20.7	(24.5)	(16.6)	264	37.9	(38.8)	(30.7)	7.2	(9.9)	4.8	19.5				

〔注〕 () は面外力を無視して計算したことを示す。

表-3 実験結果

34.9 kg/cm², CAF-1 が 37.9 kg/cm² である。実験値は前記の式で求めた計算値の中間の値を示し、比較的よく一致しているといえる。

面外力があるものとなしもの比較すると、面外力を加えているもの(CAF-1)が、加えないもの(CAF-0)よりもやや(8%)強度が高い。面外力による面内変形の拘束はないことを前記したように確認しており、文献³⁾で示した模型実験結果も含めて考えると、この実験における程度の面外力の範囲内では、壁の面内せん断耐力は面外力によって低下しないといえる。

最大せん断耐力 Q_{ue} を次の建築学会 RC 規準におけるはりの許容せん断耐力式から求めた短期許容せん断力 Q_A と比較すると、Q_{AS} は 155 t (F_c は設計基準強度 210 kg/cm² として計算) であり、CAF-0 の Q_{ue} は 243 t で 1.57 倍、CAF-1 の Q_{ue} は 264 t で 1.70 倍、それぞれ Q_{AS} よりも強度が高い。

$$Q_A = b_j \{ \alpha f_s + 0.5 w_f t (p_w - 0.002) \}$$

3.4. 荷重～主筋の歪曲線

荷重(P, Q)と図に示す面内力および面外力による曲げモーメントが最大となる位置での主筋の歪εとの関係を図-6に示す。表示方法は図-5と同じである。面外力を加えたCAF-1で○印の位置が面外力P=52.5tのときの、また△印の位置がP=105tのときの、それぞれ面内力による歪の増加の基準点を示している。

まずCAF-1をみると、面外力による引張側(No. 1)は、面外力によって歪が引張りになった状態で、また圧縮側(No. 2)は面外力によって歪が圧縮となった状態からそれぞれ面内力による引張歪が増大している。そしてNo. 1はQ=243tで降伏歪に達しているがNo. 2は最大荷重のときも降伏していない。

面外力があるものとなしものを比較すると、面内力を加え始めるときの主筋の歪が相違するが、同一せん断力で見ると、CAF-0の歪はCAF-1のNo. 1とNo. 2の中間的な値である。

4. まとめ

OWS・SOLETANCHE 工法によって製作した実

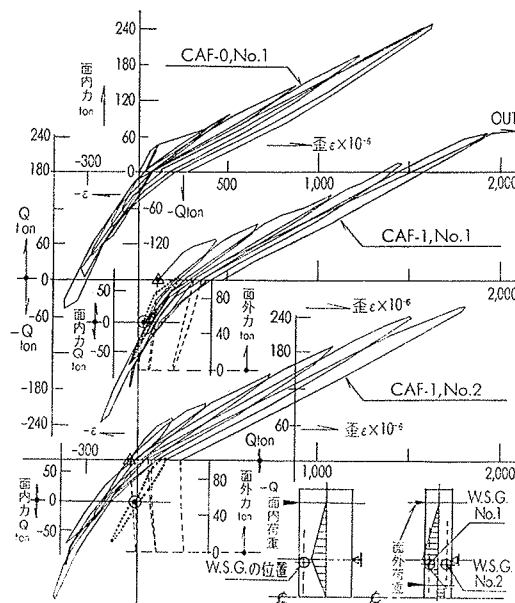


図-6 荷重(P+Q)～鉄筋の歪(ε)曲線

大地中壁体の水平加力実験を行なった結果、次のことを確認できた。

- 1) 地中壁体は通常の鉄筋コンクリートばりと同等の耐力を有し、強度計算にあたって通常の式を適用できる。
- 2) 面外せん断応力度が建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準における長期許容せん断応力度(7 kg/cm²)程度となる面外力によって、面内せん断耐力は低下しない。

参考文献

- 1) 荒川卓：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について、コンクリートジャーナル Vol. 8, No. 7 (1970)
- 2) 小島克朗, 武田寿一：鉄筋コンクリート連続耐震壁に関する実験研究(その6), 建築学会第2回関東支部研 (1971)
- 3) 小島克朗, 武田寿一：同題目(その1) 建築学会第43回関東支部研 (1972)

〔文責 小島 克朗〕