

ソイルセメント柱列壁応力材の有効利用に関する研究 - RCS 合成壁工法の開発 -

山尾 憲一朗* 村田 義行*
山浦 一郎*

要 旨

地下工事に於いて山留め壁として用いられるソイルセメント柱列壁の応力負担材は、建物の完成後もそのまま埋め殺しにされるケースが多い。本研究ではその応力負担材（鉄骨）の有効利用による躯体側壁厚の低減を目的として、鉄骨フランジ部にシアコネクタを設置し、後打ち鉄筋コンクリート壁との合成壁構造を構築する工法の開発を行い、工法の確立と設計施工指針を作成した。本報では、設計施工指針を作成するにあたり実施した直接せん断実験および曲げせん断実験の概要と結果について述べ、RCS 合成壁を建物地下に適用した場合の設計例を紹介する。各種構造実験の結果、合成壁内の頭付きスタッドのせん断耐力が確認でき、また合成壁は土・水圧を負担する地下構造壁としての面外方向の構造性能を有していることがわかった。

1. はじめに

地下水位が高い軟弱地盤を対象とした大規模地下工事中では、遮水性山留め工法としてソイルセメント柱列壁が採用されるケースが多い。その応力負担材であるH形鋼等の芯材は建物完成後、そのまま埋め殺しにされることが一般的である。本開発はその応力負担材のフランジ面にシアコネクタを設置し、後打ち躯体との一体化を図り、合成構造の地下壁を構築する工法（以下、RCS合成壁工法と称す）を提案し、芯材の有効利用と地下工事の省資材化を図ることをその目的としている。ここで、RCS合成壁工法で鉄骨と鉄筋コンクリート(RC)壁とのシアコネクタとして頭付きスタッドを用いた場合、合成壁構築後は図-1に示すような合成梁形状となるが、地上躯体に用いられる通常の合成梁と異なる点として、以下のものが挙げられる。

- 1) 掘削精度や芯材の建て込み精度により、芯材フランジ面とRC壁筋との離隔距離が拡大し、スタッド頭部がRC壁筋に十分拘束されないケースがある。
- 2) 芯材は仮設時の山留め壁の応力負担材となるため、合成壁構築段階では掘削や支保工解体により生じる応力履歴がある。

これらの因子がRCS合成壁の構造性能に及ぼす影響を明らかにするため、直接せん断実験および面外曲げせん断実験を行い、スタッドのせん断耐力や面外方向の合成壁の挙動の確認を行った。さらに、これらの実験結果を踏まえ、RCS合成壁設計施工指針を作成した。以下に各実験の概要および結果を述べ、また設計指針に基づいた設計例を紹介する。

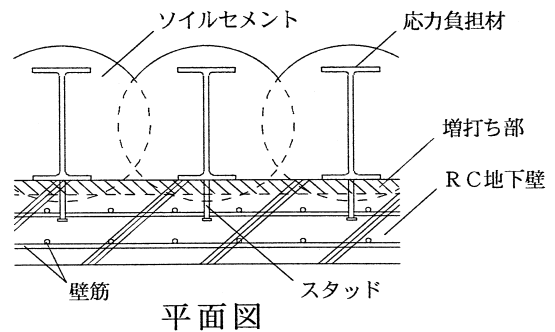


図-1 RCS合成地下壁概要

なお、本研究は五洋建設(株)・鉄建建設(株)・戸田建設(株) (50音順)の3社による共同研究により行ってきたものである。

2. 直接せん断実験

2.1 実験の目的

コンクリート中に埋め込まれたスタッドの終局せん断耐力に関する実験は過去に多数行われているが、理論上の説明は未だ十分とはいえない状態にある。一方、日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」¹⁾において、スタッドのせん断耐力はJ.W.Fisherらが提案した実験式により算定される。一般の合成梁の場合では、スラブ中のスタッドは通常スラブ筋により十分拘束される状態にあるが、本工法の場合、先に述べたようにRC地下壁内において壁筋によるスタッド頭部の拘束が十分得られない状況も考えられる。本実験では、J.W.Fisherらが提案したせん断耐力算定式をRCS合成壁工法に適用することを前提に、離隔距離を考慮した試験体を計画し、スタッドのせん断耐

* 技術研究所

力を確認することを目的とした。

2.2 実験概要

表 - 1 に試験体一覧を、図 - 2 に試験体形状を示す。試験体は3種類で各2体ずつ、計6体とした。実験パラメータはスタッド長およびRC壁筋の配置である。No.1は基本形状でスタッド長120mmでスタッドが壁筋により十分拘束された場合をモデル化した試験体とし、No.2は芯材の施工誤差を考慮し、壁筋配置をフランジ面から120mm(No.1は55mm)とした場合、またNo.3は芯材の施工誤差がある場合でもスタッド長に余裕を与え、十分拘束される状態をモデル化した試験体とした。なお、すべての試験体のH鋼上端のウェブには20mmの欠き込みを与え、フランジに直接軸力が作用するようにした。また、スタッドの径は全試験体共通でφ16とし、フランジ片面につき4本打設した。

表 - 1 試験体一覧

試験体名	Fc	スタッド	RC部壁筋
No. 1	24N/mm ²	8-φ16	ダブル
No. 2		ケージ@80mm	シングル
No. 3		ヒッチ@120mm	

※試験体は各2体

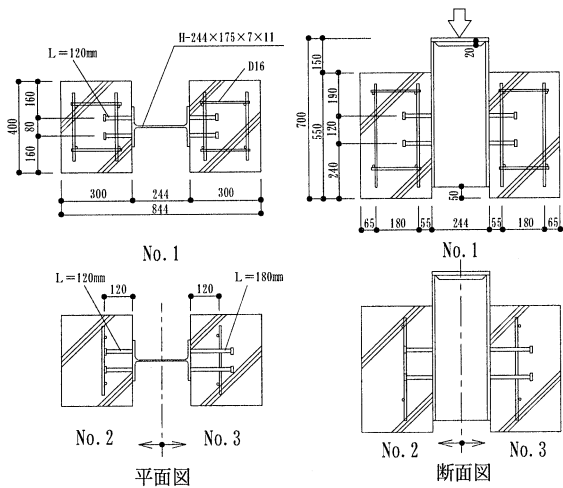


図 - 2 試験体形状

表 - 2 鋼材試験結果

種類	σ_y N/mm ²	σ_u N/mm ²	伸び %
D16 (SD295A)	347	489	19.5
φ16 L=120mm	298*	443	32.6
φ16 L=180mm	240*	460	43.5

表 - 3 コンクリート試験結果

種類	σ_B N/mm ²	σ_t N/mm ²	E _c kN/mm ²
Fc24	29.0	2.48	23.3

σ_y : 降伏強度, σ_u : 引張強度
 σ_B : 圧縮強度, σ_t : 割裂強度
 E_c: ヤング係数, *0.2%オフセット値

表 - 2、3 に鋼材およびコンクリートの材料試験結果を示す。後打ちコンクリート強度の目標値は24N/mm²であり、鉄筋はD16 (SD295A)を用いた。表中、スタッドの降伏強度は0.2%オフセット強度を示す。

加力は200t串型油圧ジャッキによる一方向単調載荷とし、中央部H鋼とコンクリートとの相対ずれが約30mmに

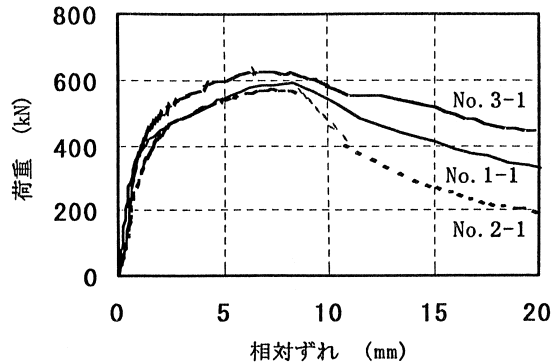


図 - 3 荷重 - 平均相対ずれ関係

達するまで加力する計画とした。変位の測定は鋼材とコンクリートとの相対ずれおよび目開きについて行い、歪みの測定はスタッドおよび鉄筋にワイヤーストレインゲージを貼付して行った。

2.3 実験結果

図 - 3 に各試験体の荷重 - 平均相対ずれ関係を示す。破壊経過はいずれの試験体も同様であり、まず初めに鋼材とコンクリートのずれに伴い下部境界に沿ってひび割れが観察された。最大荷重に到るまでひび割れは他の部分にはほとんど発生せず、最大荷重到達以降、コンクリート側面および上面でひび割れが発生した。実験因子の違いによる破壊状況の差異は主に最大荷重以降に表れ、スタッド頭部が壁筋により拘束されているNo.1とNo.3では拘束度の低いNo.2に比較してコンクリート側面に発生したひび割れが多かった。これは壁筋による拘束の影響により、鋼材からスタッドを介してコンクリートの広範囲にわたり力が伝達されたことによるものと思われる。なお、最終的な破壊はいずれの試験体もコンクリートの破壊によるものであった。

荷重 - 平均相対ずれ関係で各試験体を比較すると、スタッド長が等しいNo.1、2とでは最大荷重まで同様の傾向を示したが、スタッド長が1.5倍であるNo.3の最大荷重はNo.1、2より約7%程度高い結果となった。また、最大荷重以降の耐力低下についてはスタッド拘束度の低いNo.2が他に比べて大きかった。

表 - 4 実験結果一覧

試験体	q _c kN	δ _c mm	a _s mm ²	q _c /a _s N/mm ²	$\sqrt{E_c \cdot \sigma_B}$ N/mm ²	$\frac{q_c/a_s}{0.5\sqrt{E_c \cdot \sigma_B}}$
No. 1-1	588	8.4	201×8	366	822	0.89
No. 1-2	583	6.0		363		0.88
No. 2-1	574	7.4		357		0.87
No. 2-2	591	6.7		368		0.89
No. 3-1	629	7.5		391		0.95
No. 3-2	627	8.4		390		0.95

q_c: 最大荷重, δ_c: 最大荷重時相対ずれ, a_s: スタッド断面積

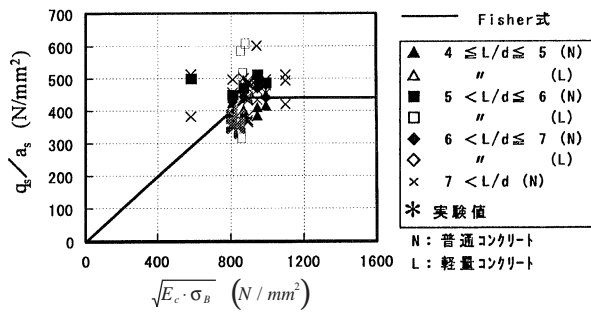


図 - 4 Fisher 式との比較

2.4 スタッドのせん断耐力の検討

表 - 4 に実験結果一覧および文献¹⁾で採用されている Fisher 式による計算値との比較を、図 - 4 に本実験結果および既往の実験結果^{2)~12)}と Fisher 式との比較を示す。本実験の最大耐力は、Fisher 式による計算値の 87 ~ 95% であり、やや低いもののバラツキの範囲内であるとみなせる。

2.5 まとめ

1) スタッドで一体化を図った試験体の最大耐力は、スタッド長の長いものが若干大きくなった。また、同一スタッド長で比べた場合、RC 壁筋によるスタッドの拘束度の大小が最大耐力に及ぼす影響は認められなかったが、壁筋によるスタッドの拘束が少ない試験体は拘束が十分なものに比べて、最大荷重以降の耐力低下は大きかった。

2) コンクリート内に埋め込まれたスタッドのせん断耐力は、Fisher 式により概ね評価できた。

3. 曲げせん断実験

3.1 実験の目的

RCS 合成壁工法を実建物の地下外壁に適用するにあたり、土圧・水圧に対して面外方向の挙動を把握することは非常に重要である。そこで本開発では RCS 合成壁の一部をモデル化した実大試験体により、面外方向の曲げせん断実験を行った。

RCS 合成壁の設計にあたっては、基本的に文献¹⁾に準ずるが、以下に示すように、その指針の適用範囲を逸脱する部分や、地下構造物に適用することにより派生する問題点を検討する必要がある。

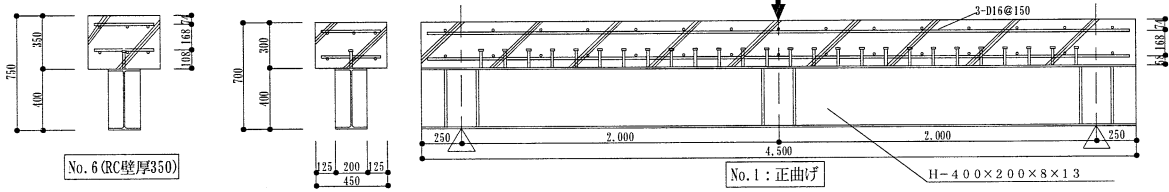


図 - 5 試験体詳細図

Fc30 を超える高強度コンクリートを使用した場合
同じスタッド量で配置を均等と端部集中に変化させた
場合の比較(スタッド配置)

完全合成梁の所要スタッド量に対し、スタッド量を低減した場合(スタッド量)

仮設山留め壁としての変形履歴等により芯材に発生する先行応力の影響(先行応力の有無)

芯材 H 鋼の建て込み精度等による RC 壁筋のスタッド
頭部拘束の大小による比較(H 鋼との離隔距離)

正負曲げ区間における合成壁の挙動

3.2 試験体概要および諸元

図 - 5 に試験体詳細の一例を、表 - 5 に試験体一覧を示す。試験体は芯材 H 鋼を H-400 x 200 x 8 x 13 @ 450 とした RCS 合成壁の一部を取り出した実大スケール梁形状の計 14 体とした。実験因子としてコンクリート強度、スタッド量および配置、スタッド長および H 鋼との離隔距離、先行応力の有無、加力方向を設定した。加力方向については RC 壁側を上側に配置する場合を正曲げとし、逆に RC 壁側を下側に配する場合を負曲げとした。

3.3 加力方法および計測項目

加力は試験体の両端を単純支持とし、中央 1 点集中加力による一方向単調載荷とした。また、変位の計測は H 鋼フランジ面のたわみおよび H 鋼と RC 壁との界面ずれ量について行い、歪みの計測は H 鋼フランジ、壁筋、スタッドについて行った。

表 - 5 試験体一覧

試験体 No.	コンクリート強度 (N/mm ²)	スタッド (φ 16)				RC 部 配筋	RC 厚さ	残留 応力	加力 方向		
		長さ	本数	配置	合成度 np/nf						
No. 1	Fc24	120	26	均等	0.5	3-D16 ク'ア'ル	300	無し 有り	正		
No. 2			40								
No. 3			52								
No. 4			26	端部集中	0.5						
No. 5										180	
No. 6											
No. 7			6	均等	0.74					4-D13 ク'ア'ル	350
No. 8		22	0.5		3-D16						
No. 9		32	0.75		ク'ア'ル	300	有り	正			
No. 10		44	1.0								
No. 11		Fc36	120	6	均等	0.89	4-D13 ク'ア'ル	無し	負		
No. 12				22		0.5	3-D16 ク'ア'ル				
No. 13				22		0.5	ク'ア'ル				
No. 14		Fc48	120	22	均等	0.5	3-D16 ク'ア'ル	無し	正		

表 - 6 各鋼材の試験結果

適用試験体	1~7, 9 ~12, 14	8, 13	1, 3~ 9, 14	2, 10~13	No. 7以外	No. 7
材料種類, 規格	鉄筋(SD295A)		芯材用鋼(SS400)		スチット [*] (JIS B 1198)	
諸元	D16	D13	H-400×200×8×13		L=120mm	L=180mm
降伏強度 (N/mm ²)	355	377	354	329	298	240
引張強度 (N/mm ²)	489	528	470	468	443	460

表 - 7 実験時のコンクリート強度

	試験体No.							
	1, 4, 5	2, 6	3	7, 8	9~11	12	13	14
	Fc24				Fc36			Fc48
圧縮強度 (N/mm ²)	29.2	29.5	32.0	30.7	45.8	44.2	46.5	56.6
ヤング係数(×10 ⁴ N/mm ²)	2.20	2.43	2.57	2.64	2.73	2.75	2.53	2.70
材齢(日)	47	54	62	57	62	71	57	69

3.4 使用材料

各鋼材の材料試験結果を表 - 6 に、実験時のコンクリート強度、材齢を表 - 7 に示す。鉄筋はSD295A規格とし、正曲げ試験体にD16を、負曲げ試験体にはD13を使用した。コンクリート強度はFc24、36、48N/mm²の3種類とした。

3.5 実験結果

図 - 6 に正曲げおよび負曲げ試験体の代表的な最大荷重時の破壊状況を、また表 - 8 に実験結果一覧と各計算値を示す。

3.5.1 破壊経過

正曲げ試験体の場合、長期設計荷重(P_L)前後で初曲げひび割れが大きな軋み音を伴い加力点近傍のRC下端部に発生した。更に加力すると曲げひび割れが左右均等に発生していくが、総じて短期設計荷重(P_S)に到るまでその進展は遅かった。P_S到達後、各々のひび割れは上方に進展して曲げせん断ひび割れに移行し、ほとんどの試験体では最大荷重到達前にせん断ひび割れが生じ、それらが加力点直下に到達すると同時にRC上部加力点のコンクリート圧壊がみられ、せん断破壊に至った。なお、最終的な破壊部位はスタッドを均等配置した試験体では試験体全長にわたっていたが、スタッドを端部に集中配置したNo.5試験体に関してはスタッドが打設されていない加力点近傍部のみが破壊に至った(図 - 6 参照)。一方、負曲げ試験体では約70~80kNでRC引張縁に曲げひび割れが生じ、150kN程度までの間に左右均等に発生、増加した。更に加力すると、各々はRC部上面付近まで進展したが、それ以降新たなひび割れの発生は認められなかった。

3.5.2 初期剛性

各試験体の実験結果における初期剛性と材料実強度に基づき求めた合成度(n_p/n_f)の関係を図 - 7 に示す。また、合成度を考慮した断面2次モーメント_eIを次式と仮定し、

$$eI = I_s + (n_p/n_f)^2 \cdot (I - I_s) \quad \text{---(式-1)}$$
 を1、1/2、1/3と変化させた場合と実験値との比較を

表 - 8 実験結果および各計算値

試験体 No.	合成度 n _p /n _f ^{※1}	実験値		設計荷重 (kN)				P _{max} /eP _{u1}	P _{max} /eP _{u2}
		初期剛性 (kN/mm)	P _{max} (kN)	長期P _L	短期P _S	終局 eP _{u1} ^{※2}	終局 eP _{u2} ^{※3}		
1	0.34	142	795	299	448	824	796	0.97	1.00
2	0.39	129	753	299	448	808	703	0.93	1.07
3	0.60	142	890	324	486	968	926	0.92	0.96
4	0.69	122	890	345	517	973	934	0.92	0.95
5	0.34	122	868	299	448	824	796	1.05	1.09
6	0.36	126	750	327	490	926	893	0.81	0.84
7	0.39	192	824	327	490	955	921	0.86	0.89
8	0.70	63	581	266	398	586	-	0.99	-
9	0.33	110	789	299	448	905	877	0.87	0.90
10	0.35	142	802	299	448	863	765	0.93	1.05
11	0.51	153	854	324	486	951	929	0.90	0.92
12	0.71	131	942	345	517	1037	1009	0.91	0.93
13	0.70	86	514	266	398	551	-	0.93	-
14	0.33	97	835	299	448	933	912	0.89	0.92

ただし、eP_uは $eP_u = P + \sqrt{n_p/n_f} \cdot (P_u - P)$ により算出した。(P_u:完全合成梁の終局耐力、P:鉄骨梁のみの終局耐力) 1:材料実強度に基づき算出。 2:文献1) 3:ACI規準(スリブ ロック法)に基づきそれぞれ算出。

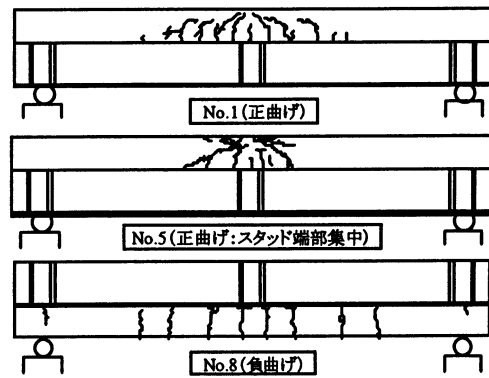


図 - 6 破壊状況 (最大荷重時)

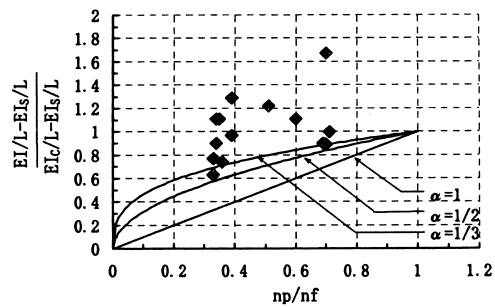


図 - 7 初期剛性実験値 - 合成度関係

行った。その結果、実験値はすべて(式-1)において α=1/2とした曲線より上に位置しており、αは学会指針で規定されている算定式で十分安全側に評価されていることがわかった。

3.5.3 最大耐力

各試験体の合成度を考慮した耐力_eP_uを、鉄骨梁のみの耐力_sPおよび合成度1.0の耐力_cP_uを用いて次式のように仮定して算出を行った。

$$P_{r=3}P + (n_p/n_r)^6 \cdot (P_{r=3}P) \quad \text{--- (式-2)}$$

ただし、合成度 1.0 の耐力は学会指針による完全合成梁の全塑性モーメント算定式およびACI規準におけるストレスブロック法に基づき算出している。実験値と(式-2)による計算値とを比較した結果、最大耐力は計算値と概ね良い対応を示しており、RCS合成壁の面外曲げせん断耐力は(式-2)により評価可能であるといえる。

3.6 高強度コンクリートを用いた場合の性状

合成度別の荷重-中央たわみ関係(以下、P- 関係と略)を図-8(a)~(b)にそれぞれ示す。

合成度を固定して比較した結果、初期剛性および最大荷重に至るまでの剛性・荷重にコンクリート強度による顕著な差異は認められなかった。RCS合成壁を地下構造物に適用する場合、図中の短期設計荷重(P_s)以下の領域を主体として設計することを勘案すると、Fc30を超える高強度コンクリートを使用しても面外方向の構造性能は普通強度と同様もしくはそれ以上が望めるため、学会指針¹⁾を逸脱するコンクリート強度をRCS合成壁に用いても何ら問題はないことが判明した。

3.7 スタッド配置による比較

本工法を地下外壁に適用する場合、在来工法の工程にスタッド打設工事が追加されるが、スタッドの打設範囲によっては、地下工事の施工効率や工期に大きな影響を与えることが予想される。ここでは同一スタッド量を均等配置した試験体(No.1)と端部集中配置とした試験体(No.5)との比較結果を述べる。

P- 関係を図-9に、短期設計荷重(P_s)におけるRC部と鉄骨との界面相対ずれ分布を図-10に示す。これらの比較からも判るように、剛性は短期設計荷重までほぼ同等であるが、RC壁と芯材との界面のずれ方向の変位はスタッドを端部集中配置したNo.5が小さく、スタッドがずれに対して良く抵抗していることがわかる。この結果より、スタッドを施工上の効率化を狙い、端部へ集中配置した場合でも、均等配置と同様(むしろ良好な)構造性能を有することが判断される。

3.8 芯材H鋼の仮設時先行応力の有無による比較

3.8.1 試験体の製作と載荷方法

先行応力を考慮した試験体の形状を図-11に示す。H鋼へ導入した先行応力は正曲げ方向のモーメントで、引張縁フランジ応力が長期許容応力(160N/mm²)程度の導入力とした。試験体の製作は、1)後打ちコンクリート打設前の試験体の両端部に治具を溶接し、その治具にPC鋼棒(32)を通して両側からプレストレス(緊張力 P_e 340kN)を導入し、2)本設RC壁に相当する部分に壁筋を配筋し、その後コンクリートを打設することにより行った。

加力は緊張力を保持したまま実施し、通常の正曲げ試

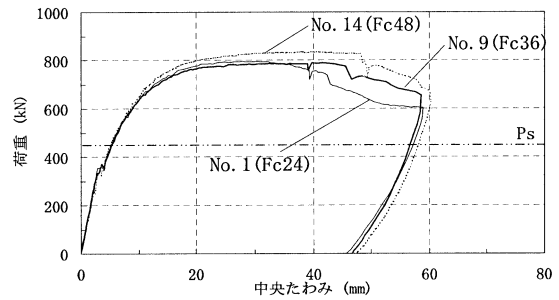


図-8(a) 荷重-たわみ関係

【コンクリート強度による比較, np/nf=0.5】

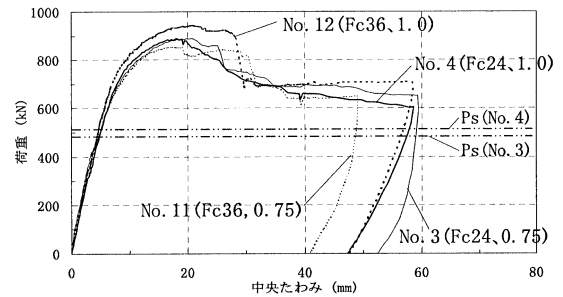


図-8(b) 荷重-たわみ関係

【コンクリート強度による比較, np/nf=0.75, 1.0】

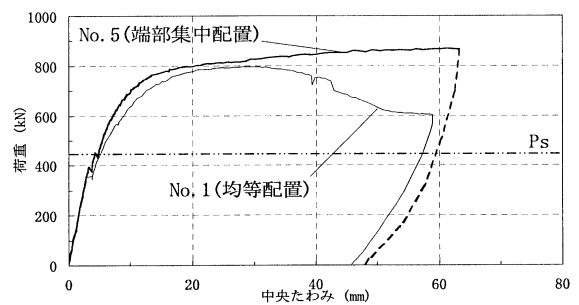


図-9 荷重-たわみ関係【スタッド配置による比較】

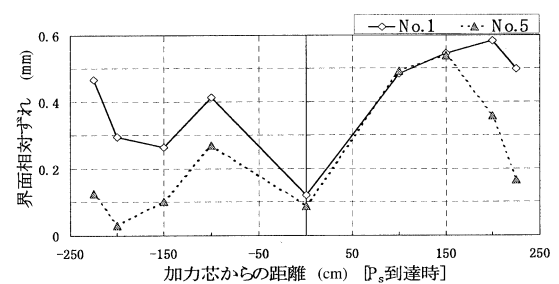


図-10 RC-鉄骨界面相対ずれ分布 (P_s 到達時)

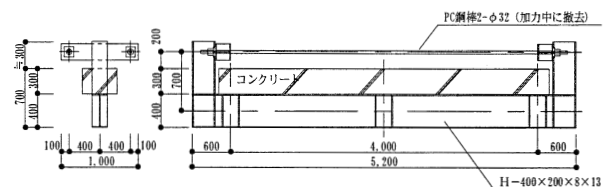


図-11 先行応力導入試験体概要

験体と同様の荷重方法とした。なお、PC鋼棒は加力中、試験体の変形により緊張力が弛緩した時点で撤去した。

3.8.2 実験結果の比較

先行応力を考慮した試験体(No.2, No.10)と先行応力を考慮しない試験体(No.1, No.9)のP - 関係をコンクリート強度別に図 - 12 (a) ~ (b)に示す。

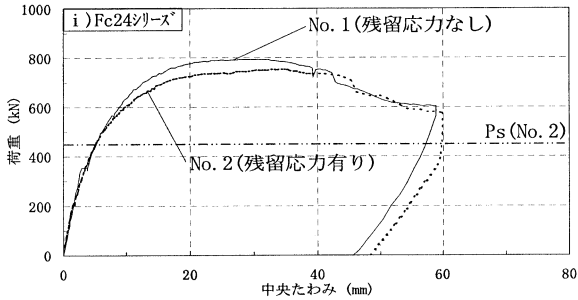


図 - 12 (a) 荷重 - たわみ関係
【先行応力の有無による比較, Fc24】

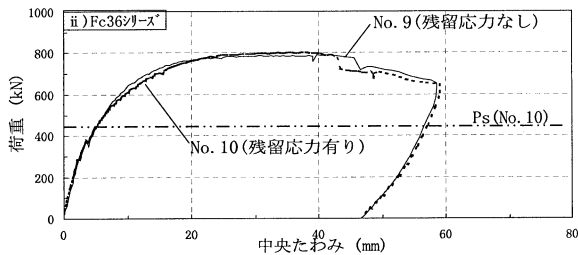


図 - 12 (b) 荷重 - たわみ関係
【先行応力の有無による比較, Fc36】

これらからわかるように、短期設計荷重(約 450kN)までの剛性および耐力は、先行応力なしの試験体とほぼ同様の傾向を示している。また、最大耐力に関してはFc24シリーズではNo.2の耐力がややNo.1のそれを下回っていたが、その差は約5%程度であった。

一方、Fc36シリーズについては先行応力の有無による試験体間の剛性および耐力の差異は認められなかった。

以上の結果から、芯材に仮設時の先行応力が作用した場合でも、短期設計荷重までの構造性能は先行応力が無い場合と同等であるとしてよいことがわかった。

3.9 スタッド量の違いによる比較

RCS 合成壁の設計は許容応力度設計を主体とするため、必ずしも終局状態設計を想定した合成度(n_p/n_f)1.0として設計する必要は無い。ここでは合成度0.5、0.75および1.0の試験体の実験結果について報告する。コンクリート強度別のP - 関係を図 - 13 (a) ~ (b)に示す。また、短期設計荷重到達時におけるNo.1,4ならびにNo.9,12のひび割れ状況を図 - 14 (a) ~ (b)に示す。

Fc24 および Fc36 シリーズともに合成度 0.5 の試験体(No.1,9)の剛性低下は他の試験体よりもやや早い荷重レ

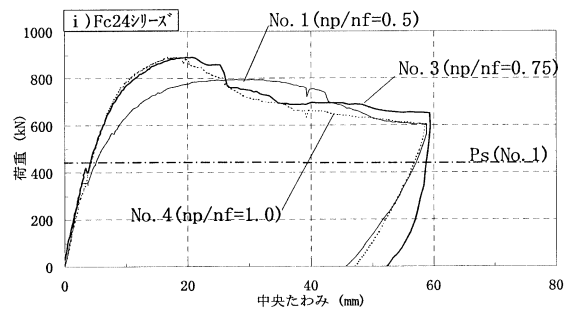


図 - 13 (a) 荷重 - たわみ関係【スタッド量による比較, Fc24】

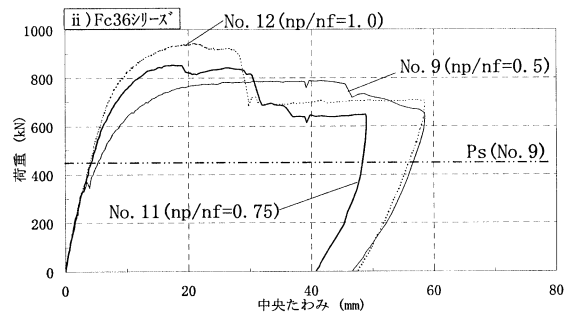


図 - 13 (b) 荷重 - たわみ関係【スタッド量による比較, Fc36】

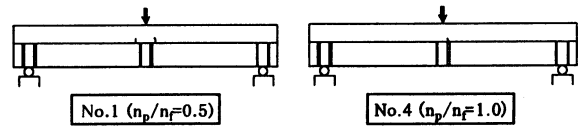


図 - 14 (a) Ps時ひび割れ状況【Fc24シリーズ】

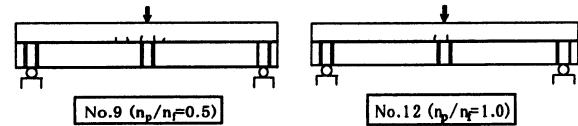


図 - 14 (b) Ps時ひび割れ状況【Fc36シリーズ】

ベルから見受けられ、かつ最大荷重も低い結果となった。これはスタッド量が少ないためにRC-鉄骨界面のずれ抵抗が小さく、ずれ変形が早期に生じ、それに伴うRC部の曲げひび割れが若干早く生じたことによるものであると思われる。しかし、短期設計荷重(約 450kN)までの剛性・耐力は合成度 1.0、0.75 に比べて大差は無く、また同荷重時のひび割れ状況も同様であることを考慮すると、合成度を 0.5 とした場合でもその短期設計荷重までの構造性能はほぼ同程度見込めるといえる。

一方、合成度 0.75 の試験体(No.3,11)の短期設計荷重までの剛性・耐力は、合成度 1.0 のそれと同様の傾向を示していることから、合成度 1.0 試験体とほぼ同等の性能を有しているといえる。

3.10 芯材の建て込み精度等による離隔距離の影響

山留め計画時に見込むRC部増打ち距離に加えて、実際の施工時における建て込み誤差等により、芯材H鋼フランジとRC壁筋との間に大きな離隔距離が生じる場合があ

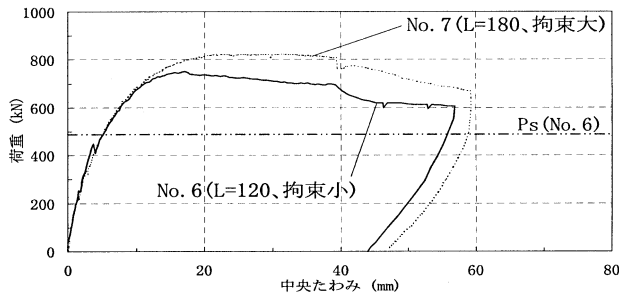


図 - 1 5 荷重-たわみ関係
【スタッド頭部の拘束度による比較】

る。本節では壁筋によるスタッド頭部の拘束が小さい場合(No.6)の挙動について検討した結果について示す。なお、検討の対象とした離隔距離は100mmであり、これはスタッド長さを120mmとした場合にRC壁筋によるスタッドの拘束が望める限界状態をモデル化したものである。図-15にNo.6と、同じ離隔距離でも壁筋によるスタッド頭部の拘束が大きいNo.7のP- 関係を示す。

2章の直接せん断実験結果によると、壁筋による拘束が小さいスタッドの場合、最大耐力到達後の耐力低下が著しく、曲げせん断実験のP- 関係にその影響が及ぶことが予想されたが、図-15に示す通り短期設計荷重までのNo.6の剛性・耐力はNo.7のそれと顕著な差異はみられなかった。この結果から、スタッド頭部が拘束される限界の離隔距離が生じた場合でも、構造性能は拘束が大きい時と同程度に見込めることがわかった。

3.1.1 負曲げ区間における合成壁の挙動

負曲げ試験体のP- 関係を図-16に示す。2体の短期設計荷重までの剛性・耐力はほぼ同等であり、コンクリート強度による影響は小さかった。一方、最大荷重に関してはNo.8がNo.13を上回っていたが、これは使用鋼材の材料強度の差によるものであると考えられる。

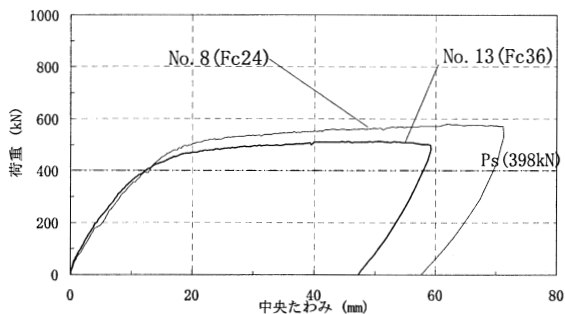


図 - 1 6 荷重-たわみ関係【負曲げ試験体】

3.1.2 まとめ

RCS合成壁の面外方向の挙動を確認するために行った一連の曲げせん断実験の結果から、以下の結論が得られた。

1)各試験体の初期剛性については学会指針¹⁾で規定されて

いる算定式により評価することができる。

2)合成壁の面外方向の剛性・耐力に対して、コンクリート強度、スタッドの配置および芯材に仮設段階で導入された先行応力等が及ぼす影響は小さい。

3)合成壁の合成度(n_p/n_f)を低減し、学会指針における最低スタッド量としても、面外方向の剛性・耐力は短期設計荷重までは十分見込める。

4)芯材の建て込み精度による地下RC壁の壁筋と芯材との離隔距離が大きくなり、スタッド頭部が壁筋により十分拘束されない状態でも、短期設計荷重までの剛性・耐力は十分確保される。

4. 設計例

2～3章で述べた実験結果を踏まえ、RCS合成壁工法の設計施工指針を作成した。設計指針作成にあたっての基本方針を以下に示す。

設計の考え方は文献¹⁾に準ずる。

RCS合成壁は地下外壁の面外方向に作用する荷重に対してのみ抵抗し、面内方向の荷重はRC壁のみで抵抗する。

合成度は0.5を基本として考え、合成壁内に発生する応力・変形状況に応じて合成度を上げるものとする。

RCS合成壁の設計は長期許容応力度設計を主体とする。ただし、山留め壁の仮設補強としてのみ適用する場合は芯材の応力に限り、中期許容応力度(長期と短期許容応力度の中間)以内に抑え、RC壁の応力は長期許容応力度以内になるよう設計する。

RCS合成壁の変形は、仮設適用時には各施工段階における障害を、また本設適用時には構造的な障害や使用上の障害を起ささない程度におさめることとする。

芯材に使用する鋼材は、コンクリートと接触する面を除いて1mmの腐食代を考慮する。ただし、耐久性上問題がないと認められる場合はこの限りではない。

ここでは本設計指針を建物の本設構造へ適用したケースの設計例の概略を述べる。

4.1 多層地下階数を有する建物の本設構造への適用

図-17に示す地下4階を有する建物の本設構造として採用する場合について検討した。本建物の原設計におけるRC地下壁断面を表-9に示す。周辺地盤の地質状況は表-10に示すような砂質地盤で、GL-5.400が被圧水頭面となっている。山留め工法にはソイルセメント柱列壁を採用し、芯材をH-600×200×11×17@600、山留め支保工は図-17に示す5段鋼製切梁(負担幅3,400)である。また、本例で用いた設計フローを図-18に示す。

4.1.1 山留め解析結果

RCS合成壁工法は従来仮設山留め壁の応力負担材にシア

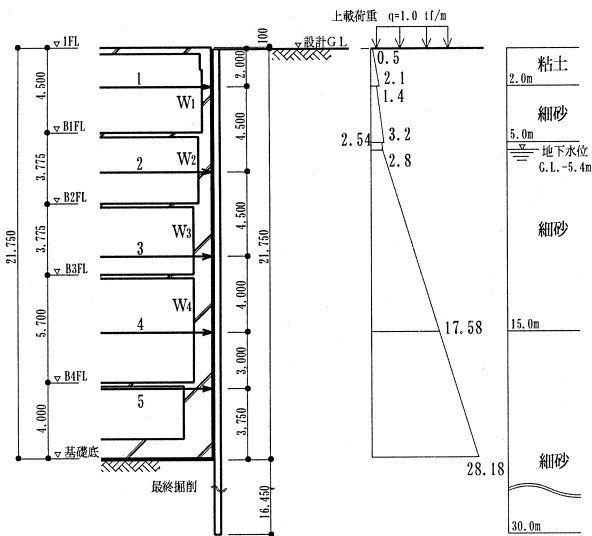


図 - 17 原設計地下概要、山留め架構、作用側圧

表 - 9 原設計地下断面

階数	壁記号(厚さ)	タテ筋	ヨコ筋
B1	W ₁ (t ₁ =500)	背面側:D16@200	D13@200
		掘削側:D16@200	
B2	W ₂ (t ₂ =500)	背面側:D16@200	D13@200
		掘削側:D16@200	
B3	W ₃ (t ₃ =800)	背面側:2-D19@250	D16@150
		掘削側:D19@250	
B4	W ₄ (t ₄ =950)	背面側:2-D22@200	D16@150
		掘削側:2-D22@200	

表 - 10 設計用土質定数

土層 No.	深さ (GL-m)	土質名	N値	γ_t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E _s (kN/m ²)
1	2.0	粘土	2	15.7	20.0	0	4800
2	5.0	細砂	15	17.7	0.0	30	53900
3	15.0	細砂	30	17.7	0.0	40	58800
4	30.0	細砂	50	18.6	0.0	45	58800

ここで γ_t : 単位体積重量、c: 粘着力、 ϕ : 内部摩擦角、E_s: 地盤変形係数を表す。

コネクタを設置することで、合成構造を構築するが、山留め壁の応力負担材は仮設時の施工計画により応力履歴の変動が大きいため、本工法の計画段階では原則的に施工時応力を考慮しなければならない。一方、3.8章で述べたように、応力負担材であるH形鋼に長期許容応力度程度の先行応力がある場合でも、実験によりその構造的な性能は先行応力がない場合とほぼ同等であることを確認しているが、各部材が仮設段階から大きな応力履歴を受けることは望ましくないとの観点から、本例では仮設段階でのH形鋼の応力は長期許容応力度以内に抑えることにした。以下に仮設段階での解析結果を示す。

1)発生最大応力および変位(1m幅あたり)

弾塑性拡張法により算出した仮設時の山留め壁芯材の

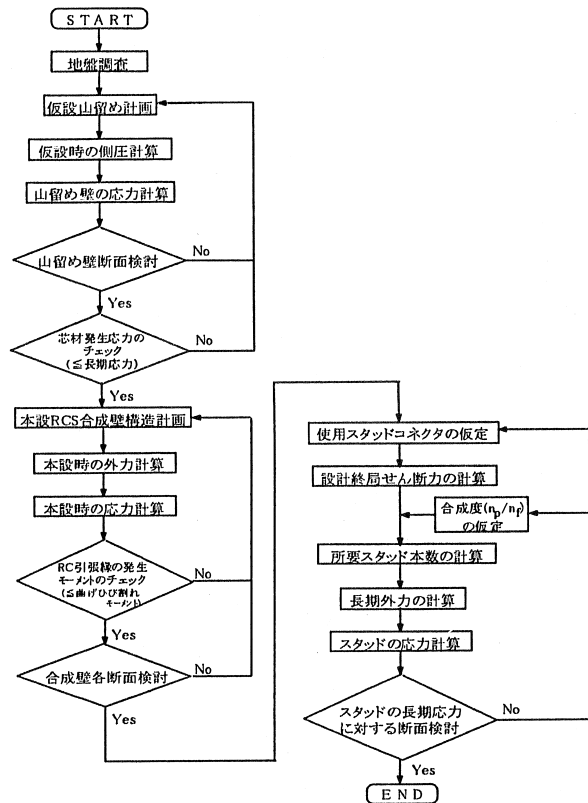


図 - 18 設計フロー(本設適用時)

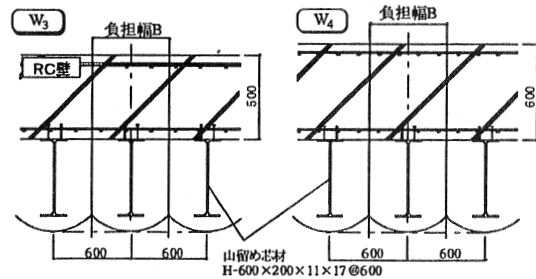


図 - 19 RCS合成壁検討断面

発生応力は以下の通りとなった。

$$M_{max} = 480.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad , \quad Q_{max} = 342.5 \text{ kN}$$

2)許容応力度

RCS合成壁設計指針より仮設時における各応力は長期許容応力度以内に留めるため、曲げおよびせん断に対する許容応力度 f_b 、 f_s を次のように定める。

$$f_b = 155 \text{ N/mm}^2 \quad , \quad f_s = 88 \text{ N/mm}^2$$

3)芯材の断面性能(1m幅あたり)

$$A_w = 103.8 \text{ cm}^2 \quad , \quad I = 129333 \text{ cm}^4 \quad , \quad Z = 4317 \text{ cm}^3$$

4)断面検討

$$\sigma_b = \frac{M_{max}}{Z} = 112 \leq f_b \quad , \quad \tau_s = \frac{Q_{max}}{A_w} = 16 \leq f_s \quad \therefore \text{O.K.}$$

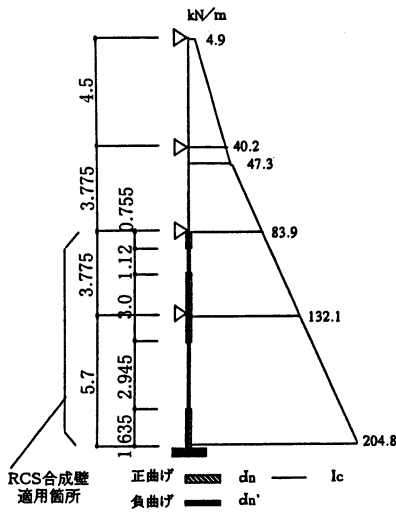


図 - 20 応力算定モデルおよび設計荷重

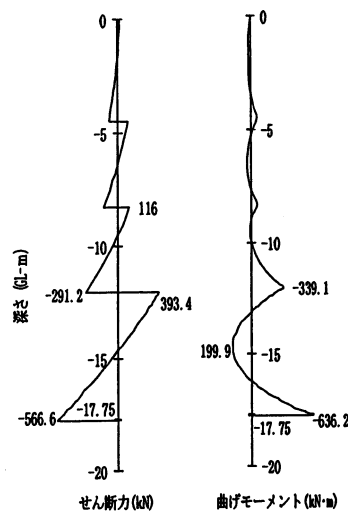


図 - 21 応力算定結果

4.1.2 RCS合成壁の設計

RCS合成壁を含む地下壁は、深さ方向に一方方向版として扱い、応力等は各階スラブ・梁・基礎梁を支点とした連続梁にモデル化して算出する。本ケースの場合、RCS合成壁は多大な土水圧が作用すると思われるB3FおよびB4Fに適用し、図 - 19に示す断面について検討した。なお、芯材とRC壁とのシアコネクタとして、径16、長さ120の頭付きスタッドを用い、各使用材料は以下の規格とした。

- ・鉄骨: SS400、鉄筋: SD295AおよびSD345
- ・コンクリート: 普通コンクリート $F_c=30\text{N/mm}^2$

また、本設計時に合成壁を含む地下壁に作用する荷重は、「建築基礎構造設計指針・同解説」¹³⁾3.2節の側圧を用いた。設計荷重および応力算定モデルを図 - 20に示す。ここで、連続梁モデルの曲げ剛性はすべて部材の弾性剛性を用い、断面2次モーメントについては全断面有効とした完全合成壁(合成度1.0)断面について算出した値を使用した。応力算定結果を図 - 21に示す。

発生した応力に対して、合成壁各部の断面検討を以下の手順により行った。

負曲げ状態のRC壁引張縁のコンクリート曲げひび割れ発生有無のチェック

設計指針に基づき算出された各断面定数と応力との組み合わせによる応力度のチェック

上記の断面検討後、スタッドの終局せん断力を算出し、発生曲げモーメント区間数に応じた完全合成壁としての必要スタッド量を求め、合成度を0.5とした部分合成壁のスタッド量と、その打設ピッチを求めた。本例では先述した実験結果(3.7章)を反映し、以上の手順で求めたスタッド量を各スパンで均等配置するものとして打設ピッチ

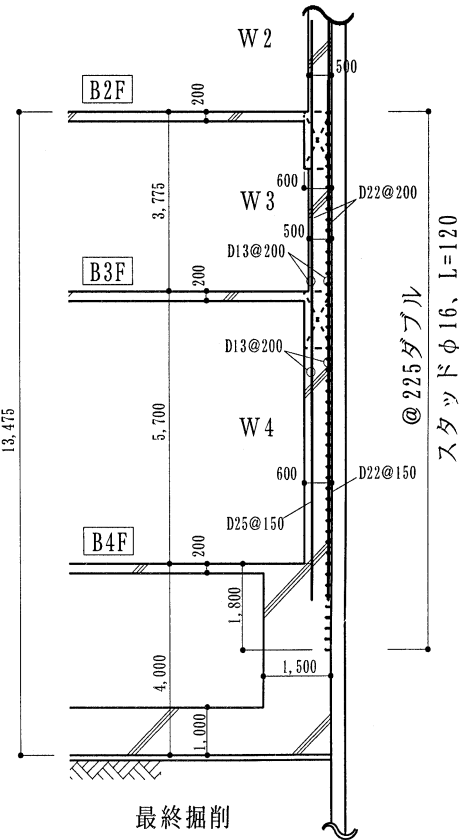


図 - 22 合成壁適用部地下断面図

チを算出した。また、打設ピッチに対するスタッドの検討は、スタッド1本あたりに作用する間隙水圧による長期引張りおよび面外方向の発生せん断力を考え、組み合わせ応力について行った。その結果、本設計例におけるRCS合成壁の断面およびスタッド打設量は表 - 11のようになった。また、合成壁適用部の地下断面図を図 - 22に示す。

表 - 11 RCS合成壁断面

階数	壁記号 (RC壁厚)	配筋		スタッド	
		タテ筋	ヨコ筋	径、長さ	打設間隔
B3	W ₃ (t ₃ =500)	背面側: D22@200	D13@200	16φ, 120	@225 ダブル
		掘削側: D22@200			
B4	W ₄ (t ₄ =600)	背面側: D22@150	D13@200	16φ, 120	@225 ダブル
		掘削側: D25@150			

5. おわりに

本報ではRCS合成壁工法の開発に伴い、その構造性能を把握するために実施した直接せん断実験および曲げせ

せん断実験の概要とその結果について報告した。ここに改めて各実験から得られた知見を要約する。

RCS合成壁のシアコネクタとして用いるスタッドのせん断耐力は、Fisher式で評価して良い。

RCS合成壁の面外方向の荷重に対する初期剛性は学会指針¹⁾で規定されている算定式で評価できる。

合成壁の面外方向の剛性・耐力に関して、仮設段階における芯材の先行応力等による影響はほとんど認められない。

合成壁の合成度(n_p/n_f)を低減し、学会指針における最低スタッド量($n_p/n_f=0.5$)としても、面外方向の剛性・耐力は短期設計荷重までは十分見込める。

また、これらの知見を反映して作成したRCS合成壁設計指針に基づき試設計を行い、ソイルセメント柱列壁芯材を利用することにより、地下RC壁厚が低減できることを確認した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、pp.1 ~ 123、pp.191 ~ 198、1985.
- 2) 筒井・富岡・佐竹・井上・伊澤・永井：ハイブリッド地下壁に関する実験的研究(その1)~(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.653 ~ 656、1997.
- 3) 鈴木・久垣：鋼柱脚根巻き補強内におけるスタッドジベルのせん断耐力について、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1293 ~ 1294、1978.
- 4) 久垣・鈴木：鋼柱脚根巻き補強内におけるスタッドジベルのせん断耐力について(第報)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1027 ~ 1028、1979.

5) 加藤・土方：コンクリートスラブが厚い合成ばりの実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1925 ~ 1926、1980.

6) 平野・穂積・吉川・友永：床鋼板つきコンクリートスラブに埋込まれたスタッドコネクタの押し抜き試験、日本建築学会論文報告集、第281号、pp.57 ~ 69、1979.

7) 平野・石川：スタッドコネクタ(stud9)の押し抜き試験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.2161 ~ 2162、1981.

8) 伊藤・穂積・平野：スタッドコネクタのRCスラブ中におけるずれ耐力に関する実験研究(主にスタッド高さの影響に関する検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1147 ~ 1148、1987.

9) 伊藤・中野：垂直ハンチ付きスラブ中のスタッドコネクタの押し抜き耐力について、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1379 ~ 1380、1989.

10) 伊藤・井上・尾形：太径・高強度スタッドシアコネクタの押し抜き試験(1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1677 ~ 1678、1991.

11) 松岡、南：傾斜したスタッドコネクタのせん断耐力に関する一実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1627 ~ 1628、1993.

12) 今川・田川・下久保：デッキ貫通溶接した頭付きスタッドの押し抜き試験 - T型リブを有するデッキの場合 -、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1815 ~ 1816、1994.

13) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.93 ~ 108、1988.