

(44) 地中連続壁の鉛直継手の終局面内せん断耐力

フジタ工業株式会社技術研究所 正員 ○青景平昌
同 上 正員 鎌田正孝

1 はじめに

地中連続壁工法は、近年の施工管理技術並びに掘削機の制御技術の進歩により、施工精度あるいは品質が向上し、掘削深度と施工可能壁厚の増大と相俟って、永久的な構造耐力要素としての適用方法が多様化し、有効利用技術が要求されてきている。地中壁体を構造体として用いる場合の問題点の一つは、壁体がパネル状に構築されるため、通常の方法では水平方向に鉄筋コンクリートとしての連続性がないことである。そこで、地中壁体相互を構造的に結合するための鉛直継手工法¹⁾を開発し、その性能を確認するための載荷試験を実施した。鉛直継手は、H型形状の仕切鋼材とこれに溶接したループ状鉄筋で構成し、コンクリートとの合成により構造的連続性を確保しようとするものである。本報告は、鉛直継手部に地震時水平力が作用する場合を想定した面内せん断試験結果より、ひびわれパターン、破壊モード、変形特性、終局面内せん断耐力および面外曲げモーメントの影響について検討しまとめたものである。

2 実験概要

2.1 供試体

鉛直継手材は、Fig. 1に示す形状を標準とし、作用面内せん断力に対してはループ状鉄筋と仕切鋼材フランジ部に設けた歯型コッタによって抵抗し、また、作用面外曲げモーメントに対しては、鉄筋の重ね継手によって一体化しようとするものである。供試体は、ループ状鉄筋径、歯型コッタの数、コンクリート強度、鉄筋ラップ長さ、ループ状鉄筋位置等をパラメータとして作製した。標準的なBタイプ供試体の形状寸法と

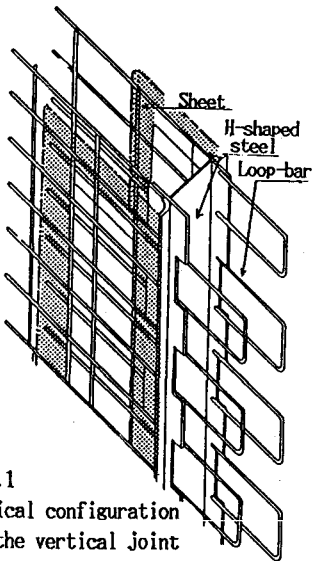


Fig.1
Typical configuration
of the vertical joint

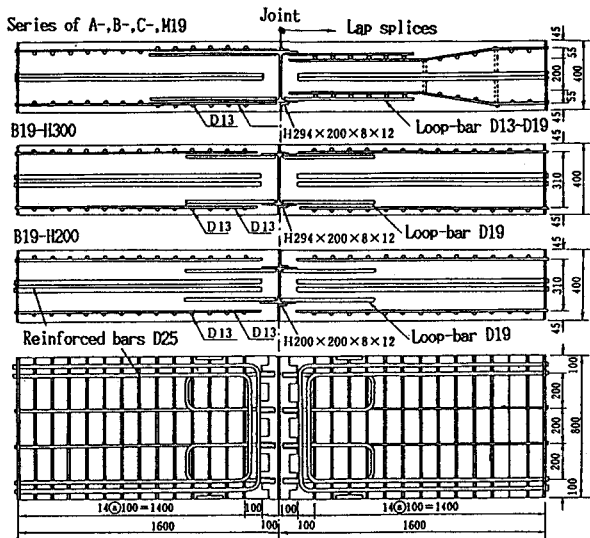


Fig.2 Dimensions and reinforcing details of
specimen for in-plane shearing test (unit: mm)

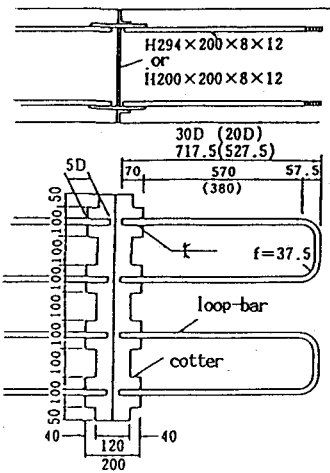


Fig.3 Detail of the vertical
joint for test

配筋状況をFig.2に、また鉛直継手材の形状寸法をFig.3に示す。供試体の種類は Table 2 に実験結果と併せて示す。なお、Aタイプは歯型コッタがない場合を、Cタイプは断面中央にも歯型付きフランジとループ状鉄筋を配置したものを、B19-H300とB19-H200はH型形状の仕切鋼材のウェブ幅を変化させたものを示している。また、Mタイプの供試体は、コンクリート強度と載荷時の面外曲げモーメントの大きさをパラメータとしたものである。ループ状鉄筋としては、Table 1 に示す使用鉄筋のうちD13、D16、D19の3種類を使用し、その定着長は $20 \cdot D$ を標準とした。ただし、面外曲げモーメントを作用させる場合は $30 \cdot D$ とした。また、ループ状鉄筋のフランジプレートへの溶接は、フレアK形の溶接長 $5 \cdot D$ の両面溶接とした。供試体の作製にあたっては実施工状況を考慮して、鉄筋籠を掘削安定液につけた後内部振動機を用いずコンクリートを打設した。それぞれの供試体のコンクリート強度は載荷試験後コア供試体を採取して確認した。

2・2 載荷及び計測方法

載荷装置は、Fig.4に示すように、一定の面外荷重を作用させる系列と、面内の正負交番荷重を作用させる系列の2系列の油圧ジャッキシステムを用いた。載荷は、まず供試体の両端部に垂直に設置した2個の油圧ジャッキによって継手区間に一定の面外曲げモーメントを作用させた後、面内に設置した4個の油圧ジャッキによって、供試体の高さ h とシャースパン a の比 h/a を0.5とする逆対称加力方式によって面内荷重をかける手順とした。面外荷重は、鉄筋の重ね継手位置における鉄筋の設計計算曲げ引張応力が、 2000 kgf/cm^2 と 3000 kgf/cm^2 に相当する2種類を設定した。なお、面外曲げモーメントについては、鉛直継手部に土圧水圧による面外曲げモーメントが作用している状態に、地震時水平力が入力した場合を想定したパラメータである。

計測は、加力点間の相対変位、打継面の開き、ループ状鉄筋のひずみ及びループ状鉄筋の支圧作用によるコンクリートの割裂方向のひずみに着目して行なった。Fig.5に、鉄筋ひずみゲージと埋込型のコンクリートひずみ計の配置の一例として、ループ状鉄筋径D19の供試体の場合を示す。

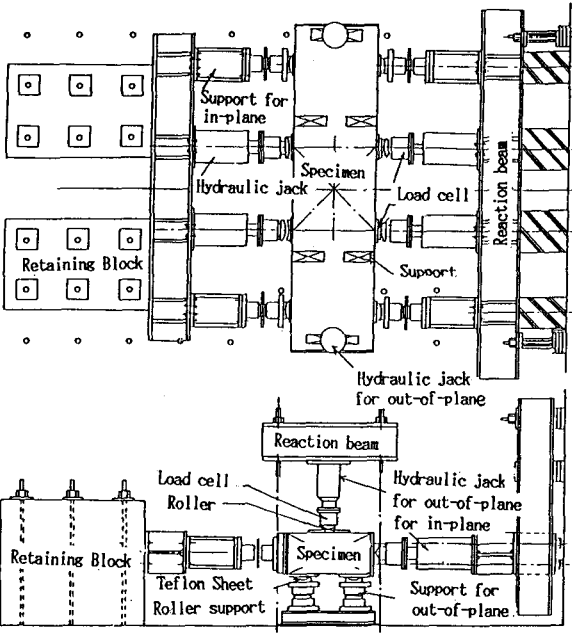


Fig.4 Test set-up

Table 1 Mechanical properties of deformed bars

bar size	nominal diameter	section area	yield strength	tensile strength	elonga- tion
	mm	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%
D13	13	1.27	4080	5950	25.0
D16	16	1.99	3980	5890	24.1
D19	19	2.87	3670	5610	24.7
D22	22	3.87	3560	5480	26.6
D25	25	5.07	3720	5620	23.8

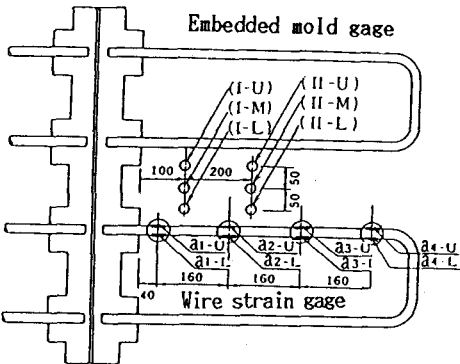


Fig.5 Measurement of strains in loop-bars and concrete

Table 2 Principal test results

NO	loop-bar				NUMBER OF COTTER	P _{OUT} tf	concrete		crack load		crack shear stress		ultimate shear stress				
	Dia.	As	lap	Ps			σ_c	E_c	P _{CR} tf	σ_{CR}	τ_{CR}	τ_{CR}/σ_c	P _U	Q _U	τ_U	τ_U/σ_c	
	mm	cm ²	length	%			kgf/cm ²		bend. shear	tf	kg/cm ²		tf	tf	kg/cm ²		
A-16-1	D16	15.92	20×D	0.50	0	---	275	2.1×10 ⁵	45.0	48.0	32.0	10.0	0.036	108.1	72.1	22.5	0.082
A-16-2	D16	15.92	20×D	0.50	0	---	257	1.8	50.0	45.0	30.0	9.4	0.037	92.9	61.9	19.3	0.075
A-19-1	D19	22.96	20×D	0.72	0	---	290	1.9	45.0	45.0	30.0	9.4	0.032	137.1	91.4	28.6	0.099
A-19-2	D19	22.96	20×D	0.72	0	---	264	1.9	55.0	55.0	36.7	11.5	0.044	122.3	81.5	25.5	0.097
A-19-3	D19	22.96	20×D	0.72	0	---	397	2.3	80.0	80.0	53.3	16.7	0.042	186.1	124.1	38.8	0.098
B-13-1	D13	10.64	20×D	0.32	8	---	294	2.3	50.0	40.0	26.7	8.3	0.028	91.8	61.2	19.1	0.065
B-13-2	D13	10.64	20×D	0.32	8	---	269	2.0	55.0	45.0	30.0	9.4	0.035	93.8	62.5	19.5	0.072
B-13-3	D13	10.64	20×D	0.32	8	---	408	2.4	80.0	75.0	50.0	15.6	0.038	124.9	83.3	26.0	0.064
B-16-1	D16	15.92	20×D	0.50	8	---	298	2.1	50.0	55.0	36.7	11.5	0.039	115.6	77.1	24.1	0.081
B-16-2	D16	15.92	20×D	0.50	8	---	251	1.8	40.0	45.0	30.0	9.4	0.037	100.3	66.9	20.9	0.083
B-19-1	D19	22.96	20×D	0.72	8	---	308	2.2	45.0	55.0	36.7	11.5	0.037	131.5	87.7	27.4	0.089
B-19-2	D19	22.96	20×D	0.72	8	---	263	1.8	50.0	50.0	33.3	10.4	0.040	135.0	90.0	28.0	0.106
B-19-3	D19	22.96	20×D	0.72	8	---	401	2.2	80.0	80.0	53.3	16.7	0.042	199.5	133.0	41.6	0.104
C-13-1	D13	15.24	20×D	0.48	12	---	274	1.9	40.0	70.0	46.7	14.6	0.053	121.3	80.9	25.3	0.092
C-13-2	D13	15.24	20×D	0.48	12	---	252	2.0	50.0	80.0	40.0	12.5	0.050	107.5	71.7	22.4	0.089
C-13-3	D13	15.24	20×D	0.48	12	---	397	2.3	80.0	80.0	53.3	16.7	0.042	179.5	119.6	37.4	0.094
M19-O-24	D19	22.96	30×D	0.72	8	---	260	2.6	70.0	50.0	33.3	10.4	0.040	130.9	87.3	27.3	0.105
M19-L-24	D19	22.96	30×D	0.72	8	7.1	265	2.6	4.0*	45.0	30.0	9.4	0.034	119.6	79.7	24.9	0.094
M19-S-24	D19	22.96	30×D	0.72	8	10.6	265	2.6	5.0*	55.0	36.7	11.5	0.044	118.0	78.7	24.6	0.093
M19-O-30	D19	22.96	30×D	0.72	8	---	339	2.7	80.0	55.0	36.7	11.5	0.034	163.8	109.2	34.1	0.101
M19-L-30	D19	22.96	30×D	0.72	8	7.1	351	2.7	4.0*	50.0	33.3	10.4	0.030	150.2	100.1	31.3	0.089
M19-S-30	D19	22.96	30×D	0.72	8	10.6	326	2.7	5.0*	50.0	33.3	10.4	0.032	131.4	87.6	27.4	0.084
B19-H300	D19	22.96	20×D	0.72	8	---	265	2.4	65.0	60.0	40.0	12.5	0.047	141.5	94.3	29.5	0.111
B19-H200	D19	22.96	20×D	0.72	8	---	269	2.3	65.0	60.0	40.0	12.5	0.046	124.7	83.1	26.0	0.097

P_{OUT} = Out-of-plane bending force 7.1tf: long-term allowable load * out-of-plane bending crack
10.6tf: short-term allowable load

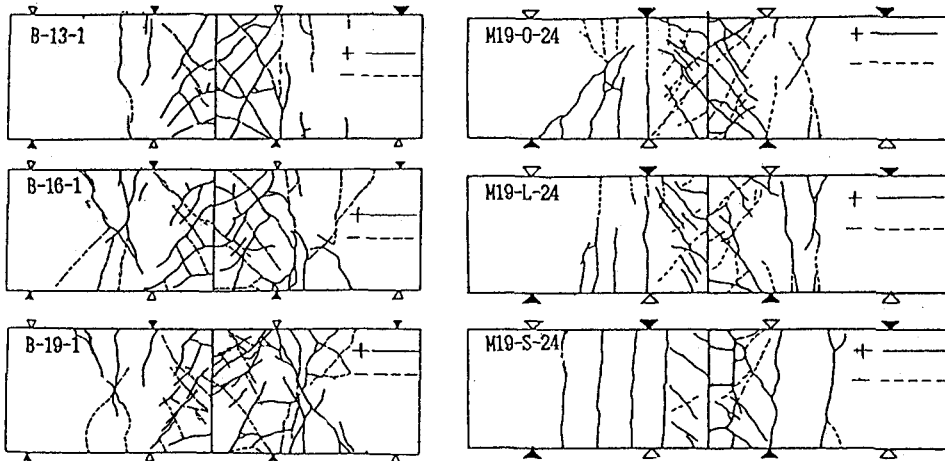


Fig.6 Cracking patterns

3 実験結果と考察

3・1 ひびわれ発生パターン

試験結果の一覧表をTable 2に、また実験終了後の典型的なひびわれ状況をFig. 6に示す。面外曲げモーメントが作用していない場合、各供試体とも打継面の中央付近から対角する加力点へ伸びるせん断ひびわれと、加力点断面の曲げひびわれがほぼ同時に発生した。せん断ひびわれは、ループ状鉄筋径が大きくなる程、また型型コッタがある方がひびわれ本数も多く細かく分散する傾向を示した。一方、面外曲げモーメントが作用する場合、面外曲げモーメントが大きくなる程ひびわれの分散性が悪くなり、フランジ端部に発生

したひびわれ幅が集中的に拡大する傾向があるものの、長期許容曲げモーメント以下の範囲内であれば、この影響は比較的少なく、これらの傾向は顕著でないことが認められた。いずれの場合も、最終的にはループ状鉄筋に沿った面内方向のひびわれが進展して、ループ状鉄筋のかぶり部が剝離する傾向を伴って破壊に至っている。

3・2 破壊モード

ループ状鉄筋及びその周辺コンクリートのひずみ測定値より、コンクリート強度が約 400kgf/cm^2 と高く、且つループ状鉄筋がD13と小さい場合には、最大耐力時において、ループ状鉄筋の降伏がコンクリートのそれよりも先行するが、一方、コンクリート強度が 300kgf/cm^2 以下の場合には、逆にいずれのループ状鉄筋も降伏する前に最大耐力に達し、その時点ではコンクリートひずみは弾性域を越えていることが認められた。これらの測定結果より判断すると、鉄筋の剛性(径)に対して、周辺コンクリートの剛性・強度が相対的に低い場合には、鉄筋が降伏する前にコンクリートが支圧破壊することによって継手の耐力が決まるものと考えられた。そこで、実際の配筋状況、鉄筋径、コンクリート強度等を想定し、ループ状鉄筋を弾性床上的の梁としてChangの式を用いて検討したところ、通常の中連続壁においては、ループ状鉄筋の降伏よりもコンクリートの支圧降伏が先行するのが一般的であることが認められた。

面外曲げモーメントが作用する場合には、これが長期許容曲げモーメント以下であればループ状鉄筋が降伏する前にコンクリートの支圧破壊が認められ、基本的な破壊モードは面外曲げモーメントがない場合とほぼ同様であると考えられた。一方、短期許容曲げモーメントの場合には、最大耐力時に曲げ引張側のループ状鉄筋が降伏するとともに、ピーク以降における繰返し载荷によって鉄筋の1本が溶接端部で破断した。

3・3 変形特性

代表的な加力点間の相対変位と荷重の関係をFig. 7に、また、数例の正加力側の包絡線をFig. 8に示す。初期剛性は鉄筋比、歯型コッタの有無の影響をほとんど受けず、コンクリート強度が同じであれば、概ね同じ剛性を示し、図中に併記した弾性剛性の計算値とほぼ一致している。なお、弾性剛性の計算値は一体壁としてのせん断変位と曲げ変位を重ね合せたものである。相対変位の計算値のうちせん断変位の占める割合は70%であることより、この割合で相対変位の測定値からせん断変位を分離すると、斜めひびわれ発生時のせん断変位の平均値は 0.18 mm 、すなわち $\gamma_{cr}=0.23\times 10^{-3}\text{ rad}$ となった。これは一般の耐震壁で得られている斜めひびわれ発生時のせん断変形の平均値 $\gamma_{cr}=0.25\times 10^{-3}\text{ rad}^{2)}$ とほぼ一致した値である。したがって、本鉛直継手の斜めひびわれ発生までの初期性状は一般の耐震壁と同等と評価できる。一方、最大耐力時のせん断変形を同様に求めると約 $\gamma_u=2.2\times 10^{-3}\text{ rad}$ となるが、これは一般の耐震壁の $\gamma_u=4.0\times 10^{-3}\text{ rad}^{2)}$ に比べ約半部程度の変形能である。これは、本供試体には付帯ラーメンによる周辺拘束がないこと、最大耐力が継手部で決まっている点が、一般の耐震壁との相違点として指摘できる。

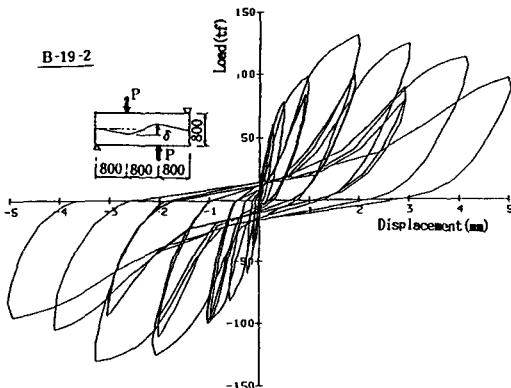


Fig.7 Typical P - δ curve

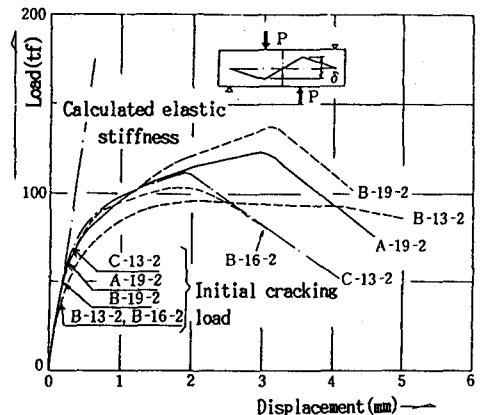


Fig.8 Enveloped P - δ curves

3・4 終局面内せん断耐力

終局平均せん断応力 $\tau_u = Q_u / BH$ とコンクリート強度 σ_c との関係を図.9に、また τ_u / σ_c と $P_s \cdot f_y$ ($P_s = A_s / BH$: ループ鉄筋比、 f_y : 降伏応力) の関係を図.10に示す。 τ_u は σ_c にほぼ比例し、ループ鉄筋比 P_s すなわち鉄筋径 D の増加に伴って大きくなっている。また、歯型コッタは、その支圧面積 A_f に σ_c を乗じた程度の耐力を増加させる効果があり、支圧強度としての局部載荷による強度割増し効果は余り期待できないことが認められた。本工法においては支圧破壊を防止するための効果的な補強が施工上の制約によって無理であることを考慮すると、本打継部の終局せん断耐力は、ループ状鉄筋と歯型コッタによる支圧耐力を重ね合わせて計算するのが合理的であると考えられた。打継面にせん断力が作用した場合のループ状鉄筋の挙動を弾性床上の梁として、鉄筋の応力とコンクリートの反力分布をChangの式(頭部固定)で検討すると³⁾⁴⁾、コンクリート反力の最大値がコンクリートの支圧強度⁵⁾ $\sigma_b = 0.8 \sigma_c \sqrt{A_c / A_b}$ に達する時のせん断耐力 Q_b は、 $Q_b = 0.9 \sigma_c \sqrt{A_c / A_b} D^2$ となり、鉄筋の曲げ及びせん断降伏耐力よりも小さくなることが認められた。そこで、鉄筋によるコンクリートの支圧降伏域の広がり係数 α を用いて式 $Q_u = \alpha \cdot \sigma_c \sqrt{A_c / A_b} D^2$ として表現し、実験結果より係数 α を逆算した。その結果、係数 α の平均値は $\alpha = 3.36$ 、また設計値として危険率5%の値を求めると、 $\alpha = 3.0$ となった。以上より、終局面内せん断耐力の算定式は(1)式で表せる。

$$Q_u = \phi (3.0 \cdot n \cdot \sigma_c \sqrt{A_c / A_b} D^2 + n' \cdot A_f \cdot \sigma_c) \quad \text{----- (1)}$$

ここに

- n, n' : ループ状鉄筋及び歯型コッタの数
- A_c : コンクリートの支圧負担面積 (単位長さ当り)
- A_b : 鉄筋による支圧面積 (鉄筋径に相当)
 $A_c / A_b \leq 30$ ⁵⁾
- A_f : 歯型コッタの支圧面積
- D : 鉄筋径
- ϕ : 面外曲げモーメントが作用する場合の耐力低減係数

(1)式による計算値は、Fig. 11に示すように概ね安全側の耐力を示し、変動係数は7%程度であった。また、(1)式を本継手と類似しているスタッドコネクタの耐力式であるFisherの式⁶⁾と比較すると、その適用範囲に相当するD16とD19については両者はほぼ一致しており(1)式は妥当なものと考えられた。

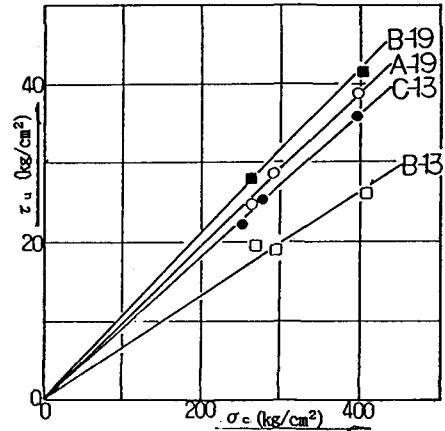


Fig.9 Relations between τ_u and σ_c

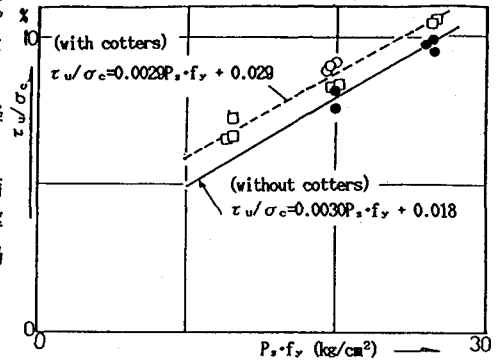


Fig.10 Relations between τ_u / σ_c and $P_s \cdot f_y$

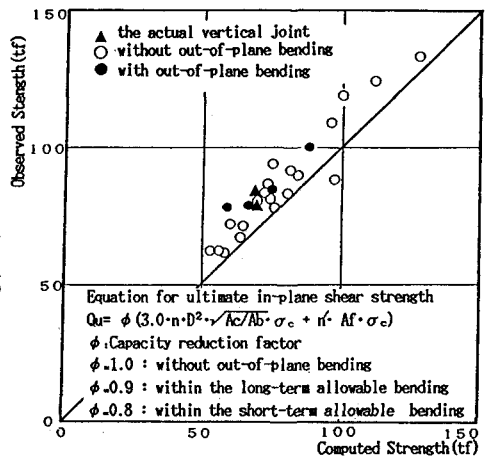


Fig.11 Computed ultimate in-plane shearing strength and observed one

3・5 面外曲げモーメントの影響

面外曲げモーメントが作用する場合には、面外曲げ引張応力と面内せん断応力の合成によって斜め引張応力が大きくなり、斜めひびわれ発生荷重は小さくなると予想されたが、実際は面外曲げひびわれの発生が先行してコンクリートの曲げ引張応力がある程度解放されるためか、その影響は比較的小さいことが認められた。また、面内の初期剛性に関しては、面外曲げひびわれの存在にもかかわらず、その影響は小さいが、ピーク以降の耐力低下に関しては、その影響は著しく、面外曲げが短期許容の場合には破壊は急激であった。更に、終局せん断耐力についてみると、Fig. 12に示すように、面外曲げが大きくなる程耐力は低下し、その低下割合はコンクリート強度が高い程大きくなることが認められた。面外曲げによる面内せん断耐力の低減率 ϕ は、実験結果より面外曲げが長期許容の場合 $\phi=0.9$ 、短期許容の場合 $\phi=0.8$ とするのが妥当と考えられた。

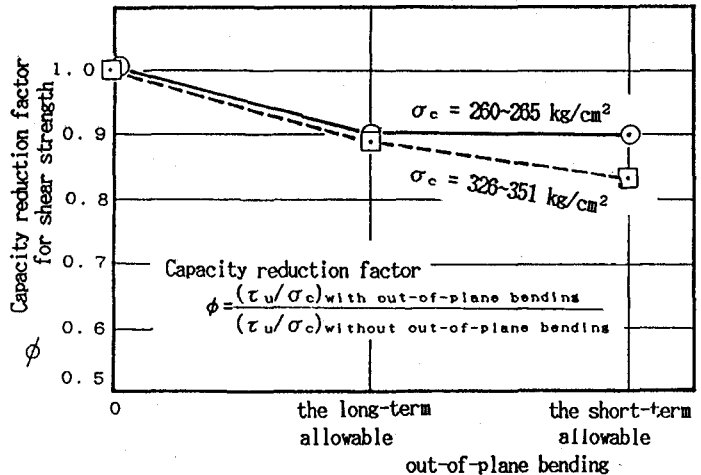


Fig.12 Capacity reduction factor of in-plane shearing strength due to out-of-plane bending moment

4 まとめ

地中連続壁の鉛直継手の面内せん断実験より得られた結論は以下の通りである。

- (1) 本鉛直継手の終局面内せん断耐力は、主としてH型仕切鋼材のフランジ部に溶接したループ状鉄筋と歯型コッタの支圧強度の影響を受ける。
- (2) そこで、ループ状鉄筋と歯型コッタの支圧強度を重ね合わせることによって、終局面内せん断耐力の算定式(1)を得た。これを実験結果と比較したところ概ね安全側の耐力を示し、変動係数は7%程度であった。また本継手と類似しているスタッドコネクタに対するFisherの式と比較すると、その適用範囲に相当するD16とD19については両者はほぼ一致しており(1)式は妥当なものと考えられた。
- (3) 面外曲げモーメントの影響については、これが大きくなる程面内せん断耐力及び面内変形能が小さくなる傾向があるものの、継手部の長期許容モーメント以下の範囲内であれば基本的な破壊モードは変化しないことが認められた。
- (4) 面外曲げモーメントが作用する場合の面内せん断耐力の低減率 ϕ は、実験結果より面外曲げモーメントが長期許容の場合 $\phi=0.9$ 、短期許容の場合 $\phi=0.8$ とするのが妥当と考えられた。

〔参考文献〕

- 1) 山本、森、青景 「フジタ・アースウォール工法」 基礎工 1986・6
- 2) 日本建築学会 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」
- 3) 岸田、中井 「地盤反力-変位関係の非線形性」 土と基礎 1977・8
- 4) 和泉、青景 「地中連続壁の躯体利用技術の拡大に関する研究 NO.1」
フジタ工業技術研究所報 NO.18 1982・6
- 5) 六車、岡本 「局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度に関する実験研究」
セメント技術年報 XVII 1963
- 6) 日本建築学会 「合成ばり構造設計施工指針・同解説」