

# 鋼製連壁とコンクリート床版接合部の 構造特性に関する実験的研究

田崎 和之<sup>1</sup>・広沢規行<sup>2</sup>・今福健一郎<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 新日本製鐵(株) 建材開発技術部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町二丁目 6 番3号)  
E-mail: tazaki.kazuyuki@hq.nsc.co.jp

<sup>2</sup>正会員 新日本製鐵(株) 建材開発技術部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町二丁目 6 番3号)  
E-mail: hirosawa.noriyuki@hq.nsc.co.jp

<sup>3</sup>正会員 新日本製鐵(株) 技術開発本部/鋼構造開発センター (〒293-8511 千葉県富津市新富20-1番)  
E-mail: imafuku@rc.nsc.co.jp

地中連続壁を本体利用する場合、鉄筋コンクリート床版との接合が不可欠になる。地中連続壁が鉄筋コンクリート地中連続壁工法であればその設計手法は確立されているが、鋼材を利用した地中連続壁においてはその床版接合法は未解明な点が多い。本研究では鋼製連壁部材 (NS-BOX) を使用した鋼製地中連続壁の床版接合部の構造特性を解明するために実大実験を行った。その結果、床版接合部における耐力および変形性能を確認し、隅角部の鉄筋応力、ひび割れ状況を考察することにより、常時および地震時における配筋の考え方をまとめることができた。これらの結果により、鋼材を利用して本体利用する地中連続壁の床版接合隅角部の設計法を提案するものである。

**Key Words :** NS-BOX, connection, diaphragm wall, experimental study

## 1. はじめに

都市部においては地下道路、地下駅およびトンネル発進・到達立坑など多くの開削工事による地下空間建設が行われている。これらの地下建設工事は年々大深度・大規模化する一方で、道路上や限られた狭いスペースで、既設の構造物による上空制限や地中埋設物制限など厳しい現場条件が加わって来ている。さらに、重機の大型化による近隣住宅への圧迫、建設副産物の大量発生など環境問題も多く発生している。これらの問題を解決し、今後さらなる効率的な地下空間建設の要求に応えるため、狭隘地での施工が可能で、かつ近隣環境保全を目指した地中連続壁の本体利用化が活発になって来ている<sup>1)</sup>。たとえば、鋼製地中連続壁 (以下、鋼製連壁という。図-1<sup>2)</sup> 参照) やソイルセメント柱列式地中連続壁の本体利用などが多く研究開発されている<sup>3)</sup>。このような地中連続壁の構造部材は芯材となる鋼材であるが、その鋼材と地下構造物のコンクリート床版との接合部

については重要な部材でありながら、あまり研究がされていない。

本報告は鋼製連壁とコンクリート床版接合部の構造特性に関する実験的研究を実施し、その結果を考察してその設計手法を提案するものである。

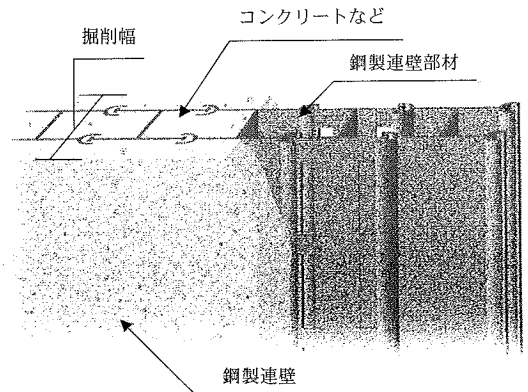


図-1 鋼製連壁の概要

## 2. 鋼製連壁の床版接合構造

鋼製連壁とは安定液掘削した溝中に鋼製連壁部材（かん合継手のある H 形鋼：NS-BOX）を建込み、コンクリートなどを充填して地下壁体を構築する工法である。鋼製連壁とコンクリート床版接合部は図-2 に示すように、コンクリート床版鉄筋（図示の曲げ鉄筋、せん断鉄筋）を鋼製連壁部材内に埋込んで定着する方法と図-3 に示すように鋼製連壁部材フランジの表面にスタッド用鉄筋（図示の曲げ鉄筋、せん断鉄筋）をスタッド溶接する方法があった。前者は鉄筋を鋼製連壁部材内を貫通させるため、鋼製連壁部材のフランジに孔を開ける必要があり、そのための断面欠損により補強が必要であった。また、鉄筋定着部は地中連続壁の背面になるため、地下水の水みちになり、漏水の恐れがあった。一方、スタッド方式は現場での溶接作業となるため、その施工管理がコストアップになること、また、スタッドの水平施工の限界が D22 までであるため、大径鉄筋を必要とする設計を満足しない場合が多かった。そこで新たに開発をしたのが図-4 に示す溶接カップラー方式の接合法である。

溶接カップラーは鉄筋の機械継手を利用したものである。図-5 に示すように工場で鋼製連壁部材に溶接取付けをして地中に建込み、内部掘削後の床版配筋時に接続する側の鉄筋付きカップラーを取り付ける。この機械継手は土木学会基準<sup>4)</sup>に合致した A 級耐力を保有するものであり、図-5 に示すねじ部のみは既に評価が得られている。本試験は図-4 に示す溶接カップラー方式を用いる床版接合構造全体系について、その特性を確認する試験を行う。なお、鋼製連壁部材は試験モデル上底版位置で止めている

が、実際には深く地中に入っている。実務設計では鋼製連壁部材を長くした解析モデルによる断面力を使用することで本研究成果を適用できると考える。

## 3. 載荷試験

### (1) 試験目的

本試験の目的は、鋼製連壁（NS-BOX）と底版との接合部に地震時を想定した正負交番の繰り返し加力を行い、床版接合構造の耐荷特性（曲げ強度、曲げ剛性および靱性）を確認すると共に、鋼製連壁部材および鉄筋コンクリート床版の発生応力を検討し、床版接合部の設計法を提案するものである。

### (2) 試験体

試験体は、接合構造を忠実に再現するために、実大の鋼製連壁と床版との接合構造とする。試験体の概要を図-6 に、隅角部の配筋要領を図-7 に示す。接合構造については、現場溶接の手間をなくした図-8 に示すような溶接カップラー方式とし、鋼製連壁部材のフランジ補強として鉄筋の裏側にウェブと平行に図-9 に示す補強鋼板を溶接する。また、底版ハンチ部には阪神高速道路公団開削トンネル指針<sup>5)</sup>に準拠したせん断接合鉄筋を配置した。

### (3) 使用材料とその材料試験結果

#### a) コンクリート

用いるコンクリートは以下のとおりである。

- ① セメント種類 : 早強ポルトランドセメント
- ② 呼び強度 : 30 N/mm<sup>2</sup>
- ③ スランプ値 : 120 mm
- ④ 粗骨材最大寸法 : 20 mm

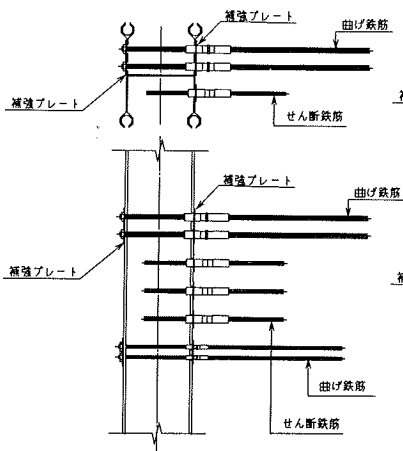


図-2 鋼製地中連続壁における鉄筋埋込み方式

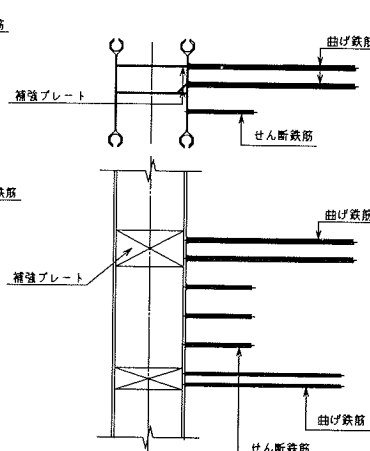


図-3 鋼製地中連続壁における异形鉄筋スタッド方式

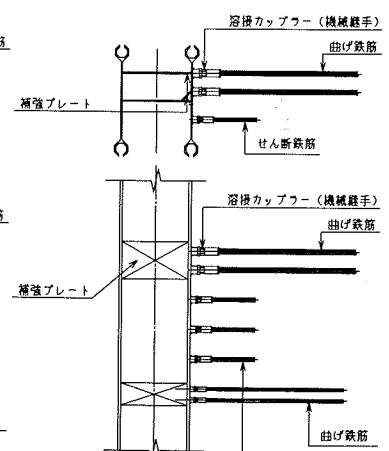


図-4 鋼製地中連続壁における溶接カップラー方式

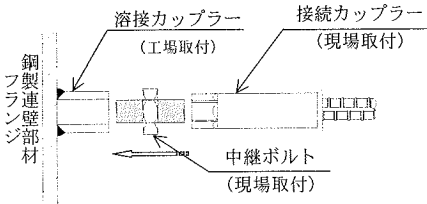


図-5 溶接カップラーの接合の概念

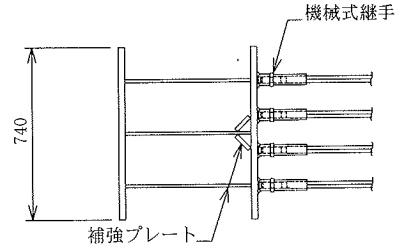


図-9 鋼製連壁部材フランジ補強の詳細

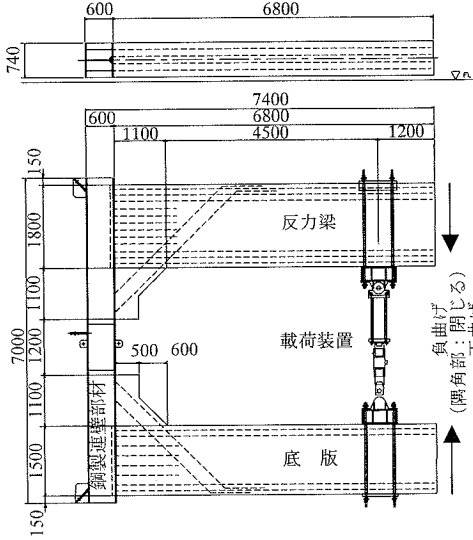


図-6 試験体の概要

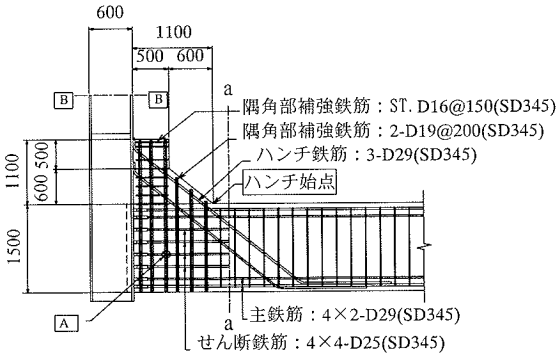


図-7 隅角部の配筋  
後施工

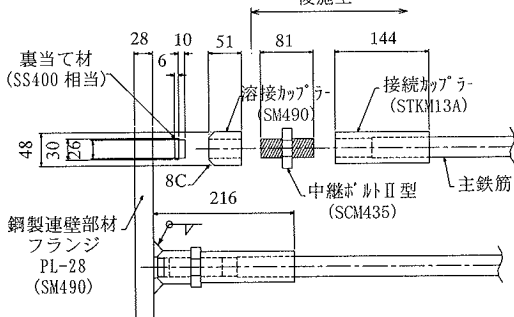


図-8 溶接カップラー部の詳細

表-1 コンクリートの材料試験結果

配合	使用部位	材令 (日)	圧縮 (N/mm <sup>2</sup> )		静弾性 (N/mm <sup>2</sup> )
			標準養生	現場養生	現場養生
$\sigma_c = 30-12-20$	反力梁	7	37.3	---	---
		9	---	37.4	23100
		11	---	39.4	22780
	底版	7	38.4	---	---
		9	---	38.4	22840
		11	---	39.2	23360

材料試験については、標準養生にて標準材令、および現場養生にて試験日当日に圧縮強度の測定を圧縮強度試験方法 (JIS A1108) に従って行った。コンクリートの材料試験結果を表-1 に示す。

#### b) 鉄筋

材料試験については、降伏強度、引張強度および伸びの測定を金属材料引張試験方法 (JIS Z2241) に従って行った。異形鉄筋の材料試験結果を表-2 に示す。

#### c) 鋼製連壁部材用鋼材

材料試験については、鋼材のフランジ材 (PL-28) およびウェブ材 (PL-12) の降伏強度、引張強度および伸びの測定を金属材料引張試験方法 (JIS Z2241) に従って行った。鋼材の材料試験結果を表-3 に示す。

#### (4) 荷重方法

荷重方法は地震時を想定した正負交番の繰り返し加力とした。繰り返し回数は道路橋示方書耐震設計編<sup>6)</sup>に記載されるTYPE-2地震動に相当する3回とし、荷重速度は約0.6mm/secの手動による変位制御とした。

底版ハンチ始点に塑性ヒンジを形成させる設計とし、底版曲げ変形のみによるたわみに着目した。つまり図-10 に示すように底版荷重点におけるたわみの合計を  $\delta_c$ 、底版曲げ変形による底版荷重点のたわみを  $\delta_b$ 、鋼製連壁部材の回転変位によるたわみを

$\delta(\theta)$ とすると、それぞれの関係は式(1)となる。

$$\delta_i = \frac{\delta_b}{\cos\theta} + \delta(\theta) \quad (1)$$

したがって、 $\delta_b$ は底版載荷点の合計 $\delta_i$ より鋼製連壁部材の回転変位によるひずみ $\delta(\theta)$ を減じて求めた。

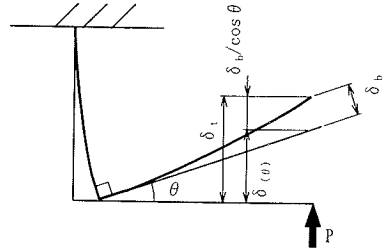


図-10 たわみ $\delta_b$ の考え方

表-2 異型鉄筋の材料試験結果

使用部位		材質	規格値 $\sigma_{yo}$ (N/mm <sup>2</sup> )	試験値 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
降伏強度	モーメント鉄筋 D29	SD345	345~440	385
	ハンチ鉄筋 D29	SD345	345~440	370
	せん断鉄筋 D25	SD345	345~440	368
	補強筋 D19	SD345	345~440	383
	補強筋 D16	SD345	345~440	398
引張強度	モーメント鉄筋 D29	SD345	490以上	629
	ハンチ鉄筋 D29	SD345	490以上	501
	せん断鉄筋 D25	SD345	490以上	593
	補強筋 D19	SD345	490以上	561
	補強筋 D16	SD345	490以上	579

表-3 鋼材の材料試験結果

使用部位		材質	規格値 $\sigma_{yo}$ (N/mm <sup>2</sup> )	試験値 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
降伏強度	フランジ鋼材 PL-28	SM490	325以上	344
	ウェブ鋼材 PL-12	SM490	325以上	367
引張強度	フランジ鋼材 PL-28	SM490	490~610	518
	ウェブ鋼材 PL-12	SM490	490~610	547

表-4 載荷ステップ概要

載荷ステップ番号	載荷レベル	正負交番繰り返し回数
1	常時 $M_a$	1
2	L1地震動レベル 1.5 $M_a$	3
3	$M_y$ ( $1\delta_{by}$ )	3
4	$2\delta_{by}$	3
5	$3\delta_{by}$	3
6	$4\delta_{by}$	3
7	$5\delta_{by}$	3
--	--	--
n	破壊	1

常時  $M_a$  :  $\sigma_a=180$  N/mm<sup>2</sup>,  $M_a=1077$  kN·m,  $P_a=238$  kN の時の値とする。

L1地震動レベル : 1.5 $M_a$ ,  $P_a=357$  kN の時の値とする。  
 $\delta_{by}$  : 底版ハンチ始点負曲げ降伏時の底版変位による底載荷点のたわみ。

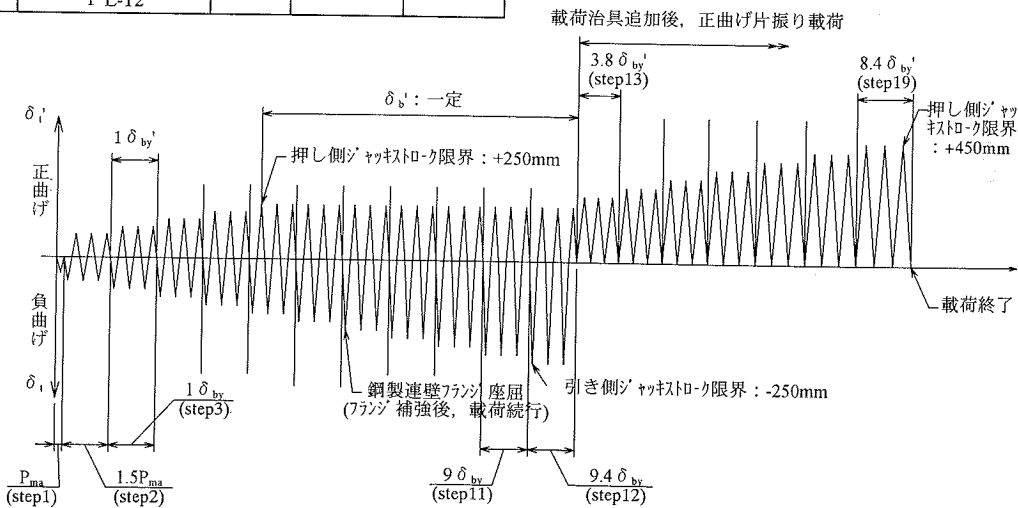


図-11 載荷ステップ図

荷重ステップを表-4 および図-11 に示す。初期降伏後の荷重は、 $1\delta_{by}$  レベル（ステップ3）における負曲げ $\delta_{by}$ （底版ハンチ始点負曲げ降伏時の $\delta_y$ ）を計測し、 $\delta_{by}$ の整数倍にて正負交番の加力とした。但し、各ステップ1サイクル目の正曲げの荷重荷重は、負曲げの荷重荷重と同荷重とし、2サイクル目および3サイクル目は、正曲げ、負曲げ共1サイクル目の $\delta_1$ と同変位での変位制御とした。

#### 4. 試験結果

##### (1) 試験結果

計算値と試験値との荷重比較を表-5（照査位置は図-12 参照）に、荷重～変位（ $\delta_y$ ）曲線を図-13 に示す。なお、変位 $\delta_y$ は図-10 に示すように載荷点の変位 $\delta_1$ を鋼製連壁部材の変位 $\delta(\theta)$ で補正した値とした。

##### (2) 試験状況

ステップ1（常時：許容応力度レベル）：ひび割れ等の変化は確認できなかった。

ステップ2（L1 地震動レベル）：ステップ2のひび割れ図を図-14 に示す。負曲げ載荷途中の $P = -300$  kN で底版地山側に3本ひび割れが入り $P \sim \delta_y$ 曲線の勾配が緩やかになった。

正曲げは、載荷途中の $P = -220$  kN で底版内空側のハンチ始点に2本初期ひび割れが入り $P \sim \delta_y$ 曲線の勾配が緩やかになった。L1 レベル（ $P = -357$  kN）におけるひび割れ幅は0.24 mm以下で、常時まで除荷したときひび割れ幅は0.17 mm以下であった。

下で、常時まで除荷したときひび割れ幅は0.17 mm以下であった。

ステップ3（ $1\delta_{by}$  レベル）：負曲げ

$\delta_{by} = -11.75$  mm, 正曲げ側 $\delta_{by}' = 15.51$  mm を

計測した。

ステップ4（ $2\delta_{by}$  レベル）：負曲げ載荷途中 $P = -520$  kN 付近において $P \sim \delta_y$ 曲線の勾配が徐々に緩やかになった。正曲げの $P \sim \delta_y$ 曲線の変化点は判別しにくい。載荷途中の $P = 525$  kN 付近において鋼製連壁接合部付近のハンチ鉄筋の歪が増大し、ハンチ部と鋼製連壁境界面の目開きが大きくなり $P \sim \delta_y$ 曲線の勾配が緩やかになった。

ステップ6（ $4\delta_{by}$  レベル）：正曲げ載荷において押し側ジャッキストロークの限界（+250 mm）に至った。以降の載荷ステップは負曲げ側の最大変位のみを増加させ、正曲げ側は常に押し側ジャッキストロークの限界まで載荷した。

ステップ11：負曲げ最大荷重 $P = 780$  kN を記録した。

ステップ12：負曲げは、 $5\delta_y$ で底版内空側ハンチ始点でコンクリートの圧壊が始まり、 $9.4\delta_y$ で底版内空側ハンチ始点の圧壊範囲が拡大して耐荷力が低下した。引き側ジャッキストロークの限界（-250 mm）に至り負曲げ側の載荷を終了した。

正曲げ側は、片振り載荷 $3.8\delta_{by}'$ 以降底版ハンチ部と鋼製連壁の境界面の目開きが徐々に大きくなり、 $8\delta_{by}'$ 付近で底版地山側ハンチ始点の表層のコンクリート剥離が観られたが荷重は漸増し圧壊までには至らなかった。その後、ジャッキ嵩上げ具を設置し正曲げ側のみ片振り載荷を継続した。

表-5 各部位の耐力に関する計算値

	部 位	負曲げ時 (kN)		正曲げ時 (kN)		
		降伏 $P_y$	終局 $P_u$	降伏 $P_y$	終局 $P_u$	
試験値	ハンチ始点	520	780	525	791 以上	
計算値	①底版接合部	主筋+ハンチ筋	893	1233	548	858
		主筋+せん断鉄筋+ハンチ筋	1441	2101	602	1165
	②ハンチ始点	主筋	508	589	508	589
		主筋+ハンチ筋	526	651	670	804
		主筋+せん断鉄筋+ハンチ筋	700	1008	700	1008
	③せん断鉄筋終端部	主筋	710	1056	836	1186
		主筋	531	617	531	617
	④鋼製連壁一般部	主筋+ハンチ筋	562	731	596	791
---		663	737	663	737	

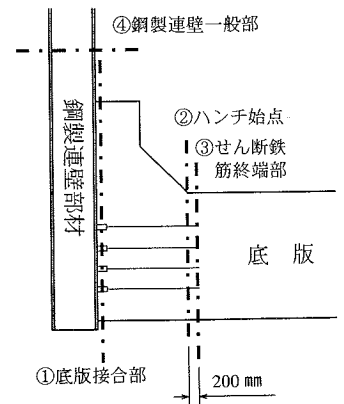


図-12 計算部位

ステップ19 ( $8.4 \delta_{by}$  レベル) : 正曲げで最大荷重  $P = 791 \text{ kN}$  を記録したが、終局には達せず荷重は漸増傾向にあった。押しジャッキストローク限界 (+450 mm) により  $8.4 \delta_{by}$  にて載荷を終了した。最終ひび割れ図を図-15 に示す。ハンチ始点部を中心に全体にひび割れが発生し、終局耐力を決定したのはハンチ始点からせん断鉄筋の外側に入ったクラックと思われる。

## 5. 考察

### (1) 降伏時の検討

正曲げ降伏荷重試験値 (525kN) と底版ハンチ始点の計算値 (508kN) は概ね一致した。負曲げ降伏荷重は、 $P = -520 \text{ kN}$  付近において  $P \sim \delta_b$  曲線の勾配が緩やかになったことにより、正曲げ降伏荷重は、 $P = -525 \text{ kN}$  付近において鋼製連壁接合部付近のハンチ鉄筋の歪が増大し、 $P \sim \delta_b$  曲線の勾配が緩やかになったことにより判断した。負曲げ降伏荷重試験値 (520kN) と底版ハンチ始点の降伏荷重計算値 (508kN) は概ね一致した。

試験値が計算値を上回ったのは図-12 に示すように、接合部せん断鉄筋がハンチ始点より 200 mm 載荷点側へ伸びており、それが曲げに抵抗したためと思われる。

せん断鉄筋終端部(図-12③)での初期降伏計算値は 531kN であり、試験値と概ね一致した。従って、支配断面は、せん断鉄筋終端部付近(図-12③)であったと推測される。

図-16~図-18 に step4 ( $2 \delta_{by}$ ) までのハンチ始点部、鋼製連壁部材接合部、ハンチ鉄筋のひずみ分布を示す。図 16~18 の a~e 部の位置は図-15 に示す。

図-16 のステップ3における負曲げのハンチ始点での鉄筋のひずみ (b 部) は  $1400 \mu$  程度であるのに対して、図-17 の鋼製連壁部材接合部の鉄筋ひずみは (d 部)  $700 \mu$  程度であり、約半分のひずみとなった。これは隅角部ハンチにより断面が大きくなっているためと考えられる。

一方、図-18 のステップ3正曲げでのハンチ鉄筋のひずみ (e 部) は  $2000 \mu$  程度となっており、降伏変位荷重で大きな損傷を与えている。

### (2) 終局時の検討

負曲げ側は  $9 \delta_{by}$  で最大荷重  $P = -780 \text{ kN}$  を記録し、 $9.4 \delta_{by}$  でハンチ始点付近内空側コンクリートが圧壊して終局を迎えた。正曲げ側は、 $8 \delta_{by}$  で底版下部

ハンチ始点付近の表層のコンクリート剥離が観られ、 $8.4 \delta_{by}$  で最大荷重  $791 \text{ kN}$  を記録したが、終局には達せず荷重は漸増傾向にあった。正曲げおよび負曲げ最大荷重試験値と底版ハンチ始点計算値 (主筋のみ) との比が約 1.3 と大きくなった。これは、隅角部のせん断接合筋、ハンチ鉄筋が耐力上昇に寄与したためと思われる。

### (3) 剛性の評価

骨組み解析モデルを図-19 に示す。剛域の範囲は、コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>に準じて算定した。底版 (ハンチ始点~載荷点) はひび割れを考慮した断面、鋼製連壁部材は全断面有効として解析をおこなった。

載荷レベル 1.5Ma (L1 地震動レベル) での鋼製連壁~底版変位図 (静的線形解析) を図-20 に示す。負曲げ側において本試験値は、載荷レベル 1.5Ma (L1 地震動レベル) で、剛域を考慮した場合の計

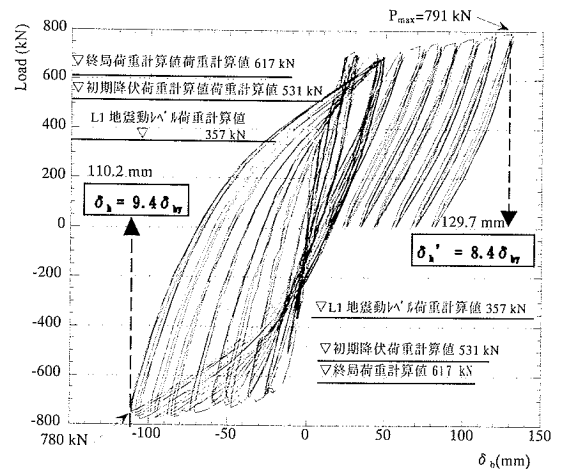


図-13 荷重~変位 ( $\delta_b$ ) 曲線

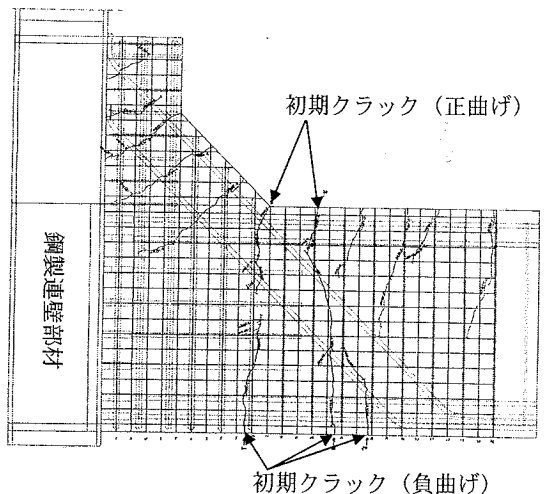


図-14 ステップ2 荷重段階のひび割れ図

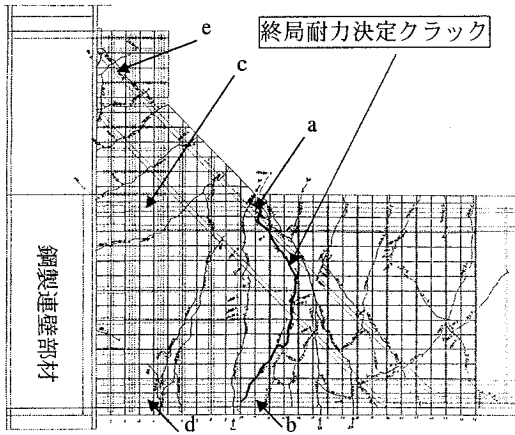
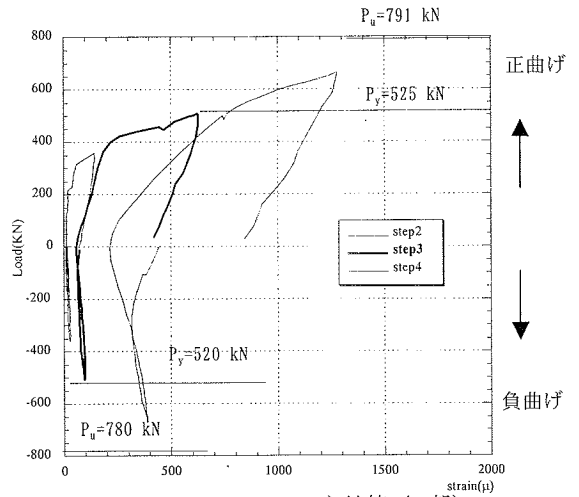
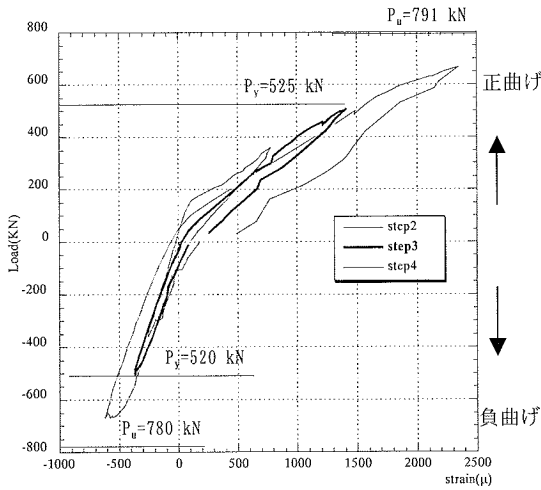


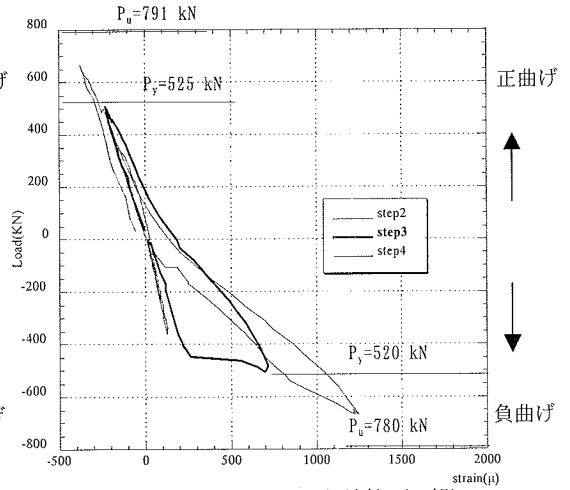
図-15 最終ひび割れ図



鋼製連壁部材接合部上主鉄筋 (c 部)

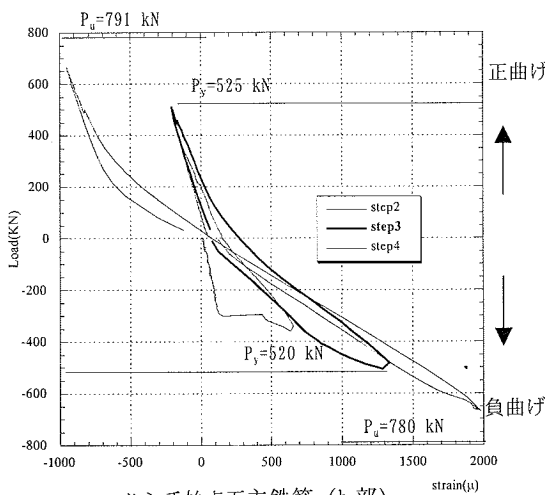


ハンチ始点上主鉄筋 (a 部)



鋼製連壁部材接合部下主鉄筋 (d 部)

図-17 鋼製連壁部材接合部主鉄筋のひずみ分布



ハンチ始点下主鉄筋 (b 部)

図-16 底版ハンチ始点部主鉄筋のひずみ分布

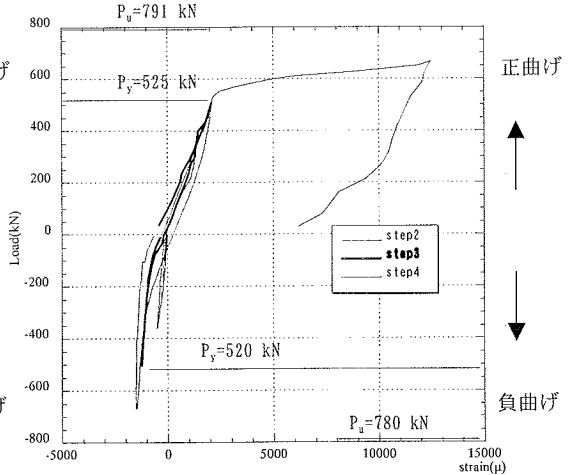


図-18 ハンチ鉄筋のひずみ分布 (e 部)

算値によく一致した。一方正曲げ側において本試験値は、荷重レベル 1.5 Ma (L1 地震動レベル) で、計算値よりも 27%とやや大きくなった。これはハンチ鉄筋接合部の剛性低下が影響しているものと推定され、剛な接合仕様とすることにより、計算モデルに近づくものと思われる。

#### (4) 靱性の評価

荷重～変位 ( $\delta_y$ ) の包絡曲線を図-21 に示す。負曲げに対しては、 $9.4\delta_{by}$  において最大荷重が 3% 低下しているが、 $9.4\delta_y$  以上の変形性能があった。正曲げに対しては、 $8.4\delta_{by}$  においても荷重は漸増傾向にあり、 $8.4\delta_y$  以上の変形性能があった。ハンチ始点を塑性ヒンジとすることで十分な靱性を得ることが判った。

#### (5) 鋼製連壁部材部ひずみの検討

鋼製連壁一般部 (図-7 B 部参照) のひずみ分布を図-22 に示す。鋼製連壁一般部のひずみは平面保持を仮定した計算値と概ね一致しており、通常の鋼構造設計が成り立つと考えられる。底版ハンチ始点の最大耐力が計算値より大きく上昇したために、

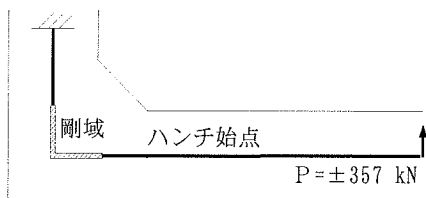


図-19 骨組み解析モデル

$4\delta_y$  にてフランジ縁が降伏した。  $5\delta_y$  荷重終了後、荷重が概ね鋼製連壁終局耐力に達したため、フランジを補強して試験を続行した。底版ハンチ始点の耐力が計算値より大きく上回った理由は水平方向のせん断鉄筋がハンチ始点部まで配置されていたため、曲げ耐力が増加したと考えられる。

#### (6) 隅角部の補強鉄筋の検討

床版接合部の補強鉄筋は阪神高速道路公団の「開削トンネル耐震設計指針<sup>5)</sup>」あるいは「道路橋示方書・同解説 VI耐震設計編<sup>6)</sup>」などで示されているが、ここでは前者の基準に準拠して設計することとした。

隅角部の配筋は一般には図-23 に示すように隅角部が開く方向と閉じる方向の作用力により配筋を行う。

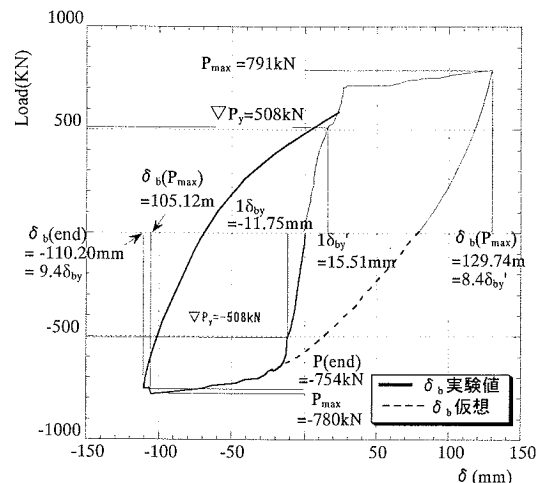


図-21 荷重～変位 ( $\delta$ ) 曲線：全ステップ

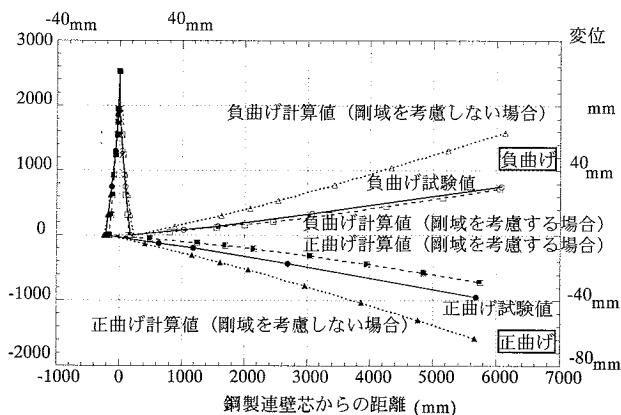


図-20 鋼製連壁～底版変位図 (L1 地震時レベル)

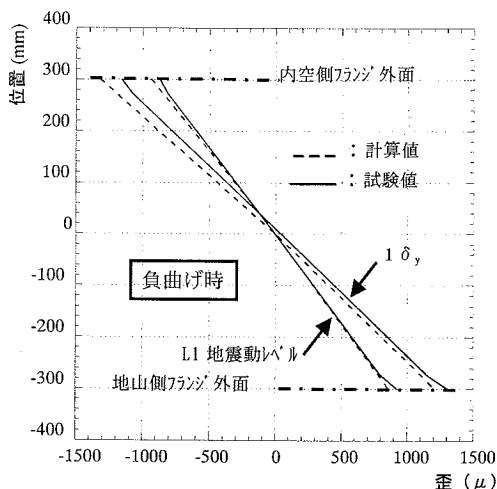


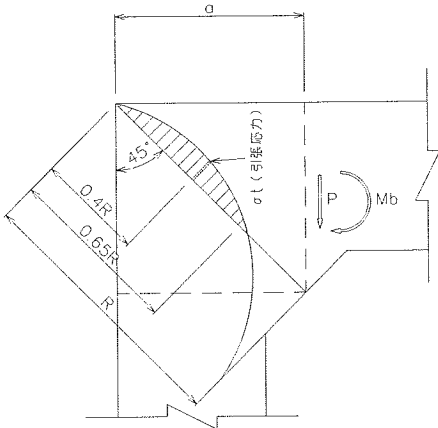
図-22 鋼製連壁 (B 部) におけるひずみ分布



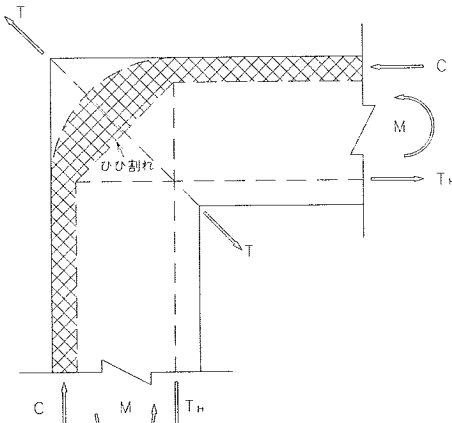
a) 隅角部が開く方向の場合（正曲げ）  
この場合の設計式は式(2)で示される。

$$A_{sreq} = \frac{8M_b + P \cdot a}{4R \cdot \sigma_{sy}} - A_s \quad (2)$$

ここに、 $A_{sreq}$  : 必要引張鉄筋量 (cm<sup>2</sup>)  
 $M_b$  : 隅角部領域前面に作用する曲げモーメント (N・mm)  
 $P$  : 隅角部領域前面に作用するせん断力 (N)  
 $a$  : 隅角部領域幅 (cm)  
 $R$  : 隅角部対角線長 (cm)  
 $\sigma_{sy}$  : 補強鉄筋の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $A_s$  : 0.65R の範囲に配置された主鉄筋量 (cm<sup>2</sup>)



a) 隅角部を閉じる方向（負曲げ）



b) 隅角部を開く方向（正曲げ）

図-23 隅角部に発生する応力<sup>5)</sup>

b) 隅角部が閉じる方向の場合（負曲げ）  
この場合の設計式は式(3)で示される。

$$A_{sreq} = \frac{\sqrt{2} \cdot T_H - \frac{2}{3} \cdot \sigma_{tc} \cdot W \cdot l_z}{\sigma_{sy}} \quad (3)$$

ここに、 $A_{sreq}$  : 必要補強鉄筋量 (cm<sup>2</sup>)  
 $T_H$  : 引張応力の合力 (N)  
 $\sigma_{tc}$  : コンクリートが負担する最大引張応力度 (=2/3  $\sigma_{bt}$ )  
 $\sigma_{bt}$  : コンクリートの曲げ引張強度 (=0.5  $\sigma_{ck}^{2/3}$ )  
 $W$  : 隅角部奥行き  
 $l_z$  : 引張応力度の発生する領域 (=0.8d)  
 $d$  : 隅角部領域高さ (cm)  
 $\sigma_{sy}$  : 補強鉄筋の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

この試験で設計した場合の鉄筋量の算定結果を表-6に示す。

正曲げ、負曲げ時の必要鉄筋量  $A_{sreq}$  を式(2)および式(3)より求め、水平および鉛直方向分力に分けて必要鉄筋量を求めて配筋した。

隅角部補強筋（図-7 A部参照）の载荷レベル  $5\delta_{by}$  における荷重～ひずみ曲線を図-24に示す。正曲げにおけるせん断鉄筋（水平鉄筋）および隅角部補強鉄筋（鉛直鉄筋）ともひずみが小さく、特に隅角部補強筋はほとんど寄与していない。

一方、負曲げでは、表-6(a)に示すように必要鉄筋量  $A_{sreq}$  の約2倍の鉄筋量が配置されているため、せん断鉄筋は  $5\delta_y$  においてもひずみは弾性範囲内で小さい。したがって、式(3)で求めた  $A_{sreq}$  を水平鉄筋として配置すれば十分だと考えられる。

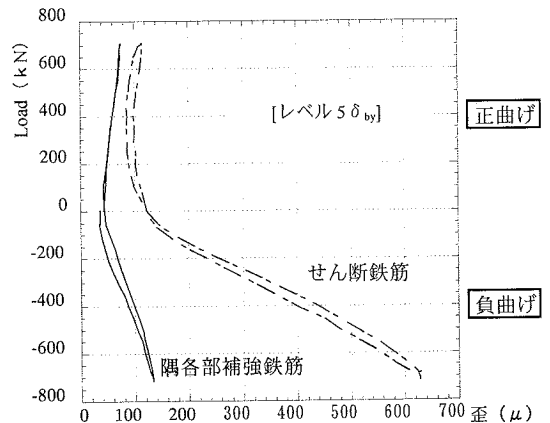


図-24 補強筋（A部）における荷重～ひずみ曲線

表-6 本試験における隅角部補強鉄筋量の算定結果

(a) 隅角部を閉じる方向に曲げモーメントが作用した場合（負曲げ）

	計算値	備考
a (m)	1.100	
R (m)	1.860	
W (m)	0.740	
As (cm <sup>2</sup> )	8-D29 51.392	主鉄筋量
M <sub>b</sub> (kN・m)	2720.97	
P (kN)	604.66	
$\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30	
$\sigma_{sy1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	--	主筋降伏点
$\sigma_{sy2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345	補強筋降伏点
$\sigma_{tmax}$ (N/mm <sup>2</sup> )	5.57	
$\sigma_{ta}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.22	$\sigma_{ta}=0.5\sigma_{ck}^{2/3}$
補強鉄筋有無	必要	$\sigma_{tmax} > \sigma_{ta}$
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	36.00	図 4.57(a)
水平※	21.29	As <sub>req</sub> cos $\theta$
鉛直※	29.03	As <sub>req</sub> sin $\theta$
補強鉄筋 (cm <sup>2</sup> )	水平※ 12-D25 60.80	0.65R の範囲 (下段 3 段)
	鉛直※ 16-D19 45.84	0.65R の範囲 (左側 4 列)

(b) 隅角部を開く方向に曲げモーメントが作用した場合（正曲げ）

	計算値	備考
d (m)	1.500	
W (m)	0.740	
As (cm <sup>2</sup> )	8-D29 51.392	主鉄筋量
$\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30	
$\sigma_{sy1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345	主筋降伏点
$\sigma_{sy2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345	補強筋降伏点
T <sub>H</sub> (kN)	1773.02	T <sub>H</sub> =As $\times\sigma_{sy1}$
$\sigma_{tmax}$ (N/mm <sup>2</sup> )	4.24	
$\sigma_{ta}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.22	$\sigma_{ta}=0.5\sigma_{ck}^{2/3}$
補強鉄筋有無	必要	$\sigma_{tmax} > \sigma_{ta}$
$\sigma_{tc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.48	$\sigma_{tc}=2/3\sigma_{bt}$
T (kN)	1631.27	
As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	47.28	図 4.57(b)
水平※	27.96	As <sub>req</sub> cos $\theta$
鉛直※	38.13	As <sub>req</sub> sin $\theta$
補強鉄筋 (cm <sup>2</sup> )	水平※ 16-D25 81.07	0.80R の範囲 (4 段)
	鉛直※ 16-D19 45.84	0.80R の範囲 (中央 4 列)

※：鉛直、水平鉄筋は図-7 参照

### (7) ひび割れ状態の考察

ステップ1（常時荷重）ではクラックは目視できず、ステップ2（L1地震動レベル）でハンチ始点およびハンチ部にクラックが分散して発生した。ハンチ始点部のクラックは設計どおりである。ハンチ部のクラックは設計で考慮したものではないが、ハンチ筋によってひび割れが抑制され、ハンチ筋の有効性が認められた。ステップ3（ $1\delta_{by}$ ）では隅各部にクラックが発生したが、鋼製連壁部材のせん断鉄筋（水平鉄筋）が有効となったと思われる。大地震時でのせん断補強鉄筋は有効だと考えられる。最終段階のひび割れは床版部に多く発生し、ハンチ始点からせん断鉄筋の外側をまわるひび割れが本構造の耐力を決定したと思われる。

## 6. 設計への提案

### (1) 鉄筋コンクリート床版ハンチ始点の設計

鋼製連壁の床版接合部隅角部は剛と考えてよく、床版ハンチ始点を地震時に塑性ヒンジとする設計は可能である。しかし、せん断鉄筋がハンチ始点より

長くなるとハンチ始点部の曲げモーメント耐力が増加するため設計どおりにハンチ始点に塑性ヒンジができない可能性がある。したがって、鋼製連壁部材からのせん断鉄筋はハンチ始点以上に伸ばさない方がよいと考えられる。

### (2) 鋼製連壁部材との接続部の設計

正曲げではハンチ鉄筋に大きなひずみが発生しており、L1地震時においても大きな損傷を受けないようにハンチ鉄筋を考慮した設計が必要と考える。

鋼製連壁部材接合部の曲げ鉄筋のひずみはハンチ始点部に比べて半減しており、鋼製連壁部材に定着する鉄筋量はハンチ始点の鉄筋量を減じて設計できる。

### (3) 隅角部補強鉄筋の設計

阪神高速道路公団開削トンネル設計指針<sup>5)</sup>によって鉄筋量を決定するが、正曲げについては大きなひずみが発生していない、式(3)で得られた鉄筋量As<sub>req</sub>を鋼製連壁部材の水平方向せん断補強鉄筋量としてよいと考えられる。このせん断鉄筋はハンチ始点まで伸ばすことで耐震上有効と考えられる。

なお、鉛直方向補強鉄筋の応力は図-24 に示すように微小であり、ハンチ鉄筋を固定するための用心鉄筋として必要であるが、耐震上の配筋としては有効ではない。これは図-15 のひび割れ状態からも判断できる。

## 7. 結論

本試験により、鋼製連壁と鉄筋コンクリート床版接合部の構造特性について以下の知見が得られた。

- ① 鋼製連壁部材との接合部の曲げ耐力は鉄筋コンクリート床版（ハンチ始点）の設計耐力以上の耐力を有しており、ハンチ始点を塑性ヒンジとする設計が可能である。
- ② コンクリート標準示方書<sup>7)</sup>による隅角部の剛域のモデル化は本接合部に適用できる。
- ③ 鋼製連壁部材に定着する曲げ鉄筋に発生するひずみはハンチ始点部に比べて小さく、コンクリート標準示方書<sup>7)</sup>に準じた方法より定着鉄筋量を減じることができる。なお、ハンチ鉄筋については L1 地震時（正曲げ）の検討が必要と考える。
- ④ 床版接合部の耐震用補強鉄筋は水平方向成分のせん断鉄筋を有効として設計することができる。ただし、せん断鉄筋の長さは地震時の検討においても、ハンチ始点を越えないほう

がよい。開削トンネル設計指針<sup>5)</sup>による隅角部鉄筋の設計を水平と鉛直成分に分けて配筋した場合、水平鉄筋量は妥当であるが、鉛直鉄筋は設計鉄筋量を軽減できる。

謝辞：本論文は鋼製連壁の設計施工技術確立の一環として実施したもので、鋼製地中連続壁協会の関係各位のご協力をいただきました。本載荷試験の実施については(株)松尾設計の河野孝士君に、本論文の作成はサンリツ技術(株)の佐藤大介君に協力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 岡原美知夫, 西谷雅弘：土留め工の計画と選定（土木の場合），基礎工，Vol.31, No.4, pp.2-7, 2003
- 2) 鋼製地中連続壁協会：鋼製地中連続壁工法設計施工指針，2002.
- 3) 日本トンネル技術協会：H形鋼を芯材とする土留め壁本体利用の設計手引き，培風館，2002.
- 4) 土木学会：鉄筋継手指針，1982.
- 5) 阪神高速道路公団：開削トンネル耐震設計指針，1999.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 VI耐震設計編，2002
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書，2002

(2003. 8. 13 受付)

## EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF CONNECTIONS BETWEEN STEEL-FRAMED DIAPHRAGM WALLS AND REINFORCED CONCRETE SLABS

Kazuyuki TAZAKI, Noriyuki HIROSAWA and Kenichirou IMAFUKU

In case that underground diaphragm walls are used as permanent structures, the connections between diaphragm walls and reinforced concrete floor slabs must be rigidly connected. Although the design method of the connections for conventional reinforced concrete diaphragm walls has been well established, the method for steel-framed diaphragm walls has remained unclear. Therefore, an experimental study has initiated. Through the results of real size tests, it was understood that the connections had proper strength and deformation capability. The design method and appropriate detailing of the connections for steel-framed diaphragm walls was also proposed in this paper.