

開削トンネル擁壁部のせん断力に対する 鉄筋差込による耐震補強方法

山村賢輔¹・清宮理²

¹正会員 工修 日本工営株式会社 海外カンパニー エネルギー開発部 (〒102-0083 東京都千代田区麹町4-2)

²特別上級技術者 工博 早稲田大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

既設構造物でも現行の耐震基準を満足する必要があるが、地下構造物の壁はせん断耐力が不足している場合が多い。耐震補強方法として様々な手法が挙げられるが、地下構造物では建物や橋脚と異なり、施工性や経済性の観点から、耐震補強工事がなかなか進まないのが現状である。そこで「鉄筋差込」による簡易なせん断補強方法を提案する。この方法は壁の厚さ方向にドリルで削孔し異形鉄筋を挿入して定着させ、スターラップの事前配置と同様の耐荷機構を得ることを目的としている。この有効性を検証するため、静的単調載荷試験と静的正負交番載荷試験を実施したところ、スターラップと比較して8割以上のせん断補強効果が得られた。この方法を実開削トンネル擁壁部に適用した事例と問題点について述べる。

Key Words : reinforcement for shear force, cross section of U-type sidewall, F.E.M., steel rod embedding, static loading test, and static reversal cyclic loading test

1. はじめに

兵庫県南部地震以降の設計地震動と耐震性能の見直しにより、既設の地中構造物についても現行の耐震基準を満足する必要がある。ところが、多くの鉄筋コンクリート製の地中構造物はせん断補強筋量が不十分で、L2 設計地震動に対してせん断耐力が不足し、所定の耐震性能を満たすことが難しいと指摘されている。この指摘を受けて、東京港の開削トンネル擁壁部の横断面を対象として、せん断補強の必要性の有無を調べるため動的応答解析を行った。構造物をフレーム構造にモデル化し、その周辺地盤と一体にした二次元の計算モデルを作成し、L2 設計地震動を基盤入力させた。また、表層地盤と構成材料の材料非線形性を考慮した。計算結果からモデル各部の地震時挙動を求め、耐力の照査・破壊モードの算出を行いせん断破壊が起きる危険性を指摘した。

耐震補強方法¹⁾として、連続壁構造であることから鋼板や繊維シートなどを巻き付けるせん断補強工法は適さないし、車両通行の観点より内空断面を確保する必要があることからコンクリートの増打ちも

適さない。また、施工上の制約や工費の問題から、壁本体への PC の導入や周辺地盤の改良といった補強方法も適さない。そこで本研究では、連続壁構造の耐震補強方法として、「鉄筋差込」によるせん断補強方法を提案する。この方法は、擁壁の厚さ方向に水平に削孔し、異形鉄筋を挿入して定着させること（以下、鉄筋差込とする）により、スターラップの事前配置と同程度のせん断補強効果が得られることを期待している。従来せん断補強筋は圧縮鉄筋と引張鉄筋の両者に引っかけると、十分定着を行うことによりせん断耐荷機構が発揮できることを前提としてきた。今回の方法は鉄筋を挿入するだけであり、このせん断耐荷機構が十分発揮できないと考える。しかし、せん断耐荷力がせん断補強筋が配置されていない場合より増加すると考え、この補強効果を確認するため、せん断破壊を想定したはりモデルを用いた静的単調載荷試験を行った。

さらに、隅角部をもつ試験体で地震時の交番載荷状況を再現した静的正負交番載荷試験を実施し補強効果の確認を行った。

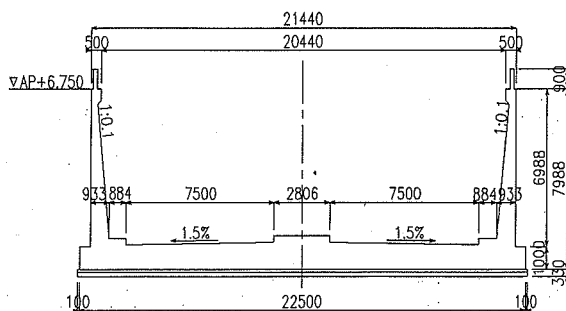


図-1 開削トンネル擁壁部の構造一般図

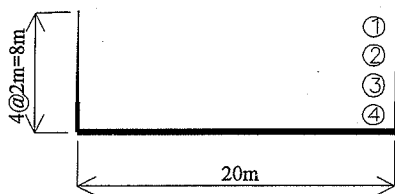


図-2 擁壁のモデル化

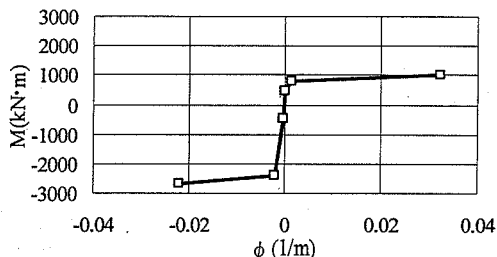


図-3 側壁下部の曲げモーメント曲率 (M-φ)

2. 非線形動的応答解析

既設の地中構造物がL2設計地震動に対してせん断破壊する可能性を予測するため、実在の構造物を対象にした材料非線形を考慮した動的応答解析を行う。

(1) 構造物のモデル化

検討対象とした構造物^{2), 3)}は、東京港に1980年に竣工した鉄筋コンクリート製の開削トンネル擁壁部である。検討はトンネル軸直角方向の横断面とする。使用材料は普通コンクリートでコンクリートの圧縮強度が21N/mm²であり、主鉄筋はSD295のD29で、擁壁の内側が単鉄筋、外側が複鉄筋となっている。また、せん断補強筋は、当時の耐震設計では必要が無く、配置されていない。

図-1に開削トンネル擁壁部の構造一般図を示す。

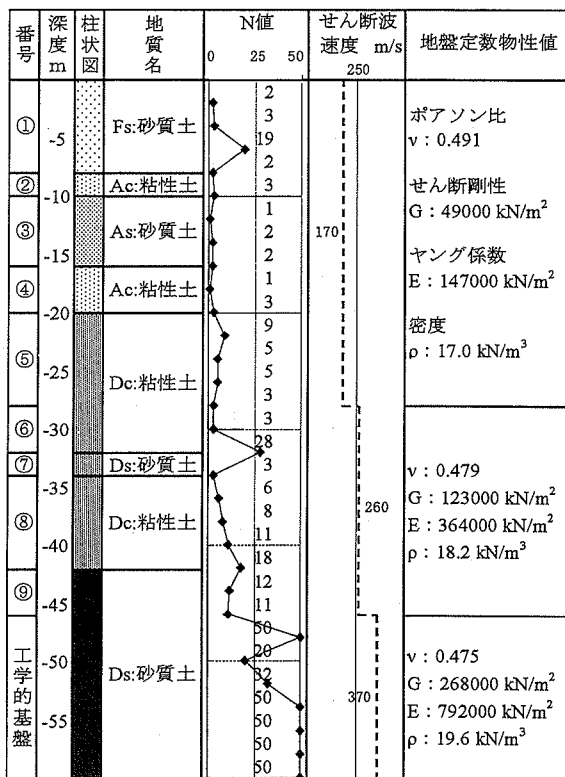


図-4 周辺地盤の地質条件

側壁の高さは最深部において8mであり、その厚さは最大0.933mで1:0.1の勾配で壁厚が上方に向かって減少する。

擁壁横断面を図-2のように非線形2次元はり要素でフレーム構造にモデル化する。幅20m、高さ8mのRC構造とし、側壁の断面積は勾配に合わせて①～④の4段階とする。材料非線形性は、図-3に示す側壁下部のM-φ関係で与え、復元力特性を曲げに関してトリリニアの武田モデル、せん断に関して線形弾性とし、せん断剛性は曲げ剛性の低下を受けて変化させた。

(2) 周辺地盤のモデル化

周辺地盤は粘土層と埋め立てた砂質土の軟弱地盤である。図-4に示すように表層地盤の地質条件に合わせて地盤定数の特性を9種類に区分し、平面ひずみ要素でモデル化する。側方境界の位置はU型擁壁幅20mの約5倍とし、表層地盤の左右120mで境界条件は水平ローラーとする。地震波の入力位置は、せん断波速度300m/s以上であるGL-46mの工学的基盤面とする。周辺地盤の材料非線形性については、地層ごとに土の動的変形試験の結果⁴⁾より、基準剛性比(G/G₀)～せん断ひずみ(γ)、減衰定数(h)～せん断ひ

表-1 平面ひずみ要素の物性値

番号	地層名	せん断剛性 (kN/m ²)	ポアソン 比	質量密度 (kN/m ³)	基準 ひずみ	最大 減衰比
1	Fs:砂質土	49000	0.491	17.0	1.17×10^{-4}	0.30
2	Ac:粘性土	49000	0.491	17.0	1.21×10^{-3}	0.20
3	As:砂質土	49000	0.491	17.0	1.17×10^{-4}	0.30
4	Ac:粘性土	49000	0.491	17.0	1.03×10^{-3}	0.20
5	Dc:粘性土	49000	0.491	17.0	1.21×10^{-3}	0.20
6	Dc:粘性土	123000	0.479	18.2	1.21×10^{-3}	0.20
7	Ds:砂質土	123000	0.479	18.2	1.82×10^{-4}	0.29
8	Dc:粘性土	123000	0.479	18.2	1.51×10^{-3}	0.20
9	Ds:砂質土	123000	0.479	18.2	1.82×10^{-4}	0.29

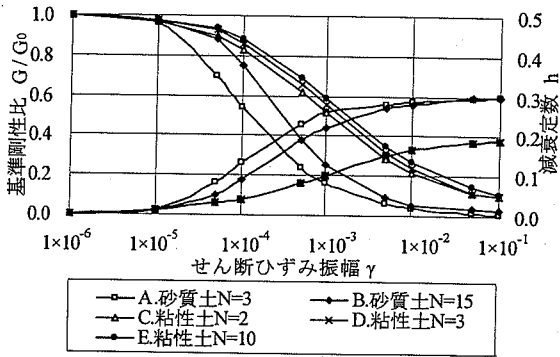


図-5 土の動的変形特性

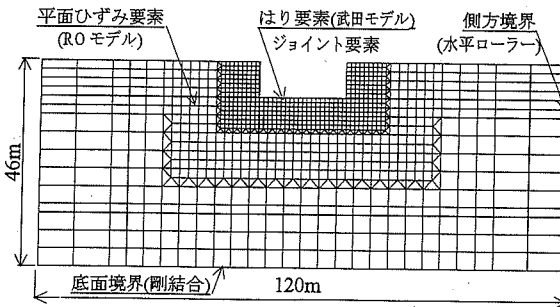


図-6 解析モデル

ずみ(γ)の関係を図-5 に示すように設定し、修正 Ramberg-Osgood 曲線により復元力特性を考慮する。

表層地盤を分割した平面ひずみ要素の物性値を表-1に示す。そして図-6に示すような解析モデルを作成する。なお、砂質地盤の液状化や粘性土層の圧密沈下は今回考慮しない。構造物と周辺地盤の接触面には剥離・すべりを表現できる二次元ジョイント要素を用いる。引張力に対しては接触せず、圧縮力は剛ばねとして伝達し、せん断力はバイリニア型として最大摩擦力を考慮する。

(3) 入力地震動

L2 設計地震動として、東京港の耐震検討委員会により検討した結果^{2), 3)}、「関東地震の再来を想定した入力地震動」として以下の地震波形を設定した。

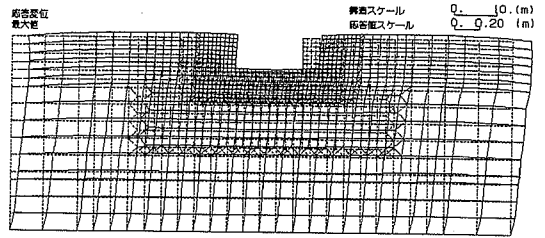


図-7 表層地盤の応答変位

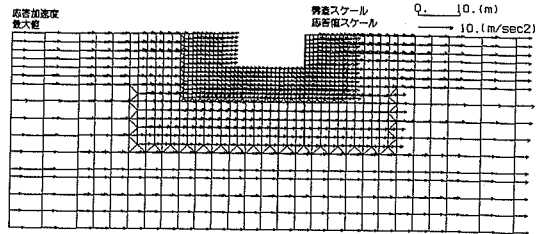


図-8 表層地盤の応答加速度

- ・断層モデル：東京港臨海道路における耐震設計の見直しで用いられた松浦他による断層モデル
- ・基盤最大加速度振幅：A=474 Gal (2E 表示)
- ・工学基盤面での地震波の伝播速度： $c=1000$ m/s.
- ・加速度波形：八戸基盤入射波形(S-252NS Base)

この八戸波を、時間間隔0.01sec、2000ステップを解析モデルの基盤面に水平入射させた。なお、建設当時の設計入力地震動は、同じ波形で最大基盤加速度振幅は100Galであった。

(4) 解析結果

解析には有限要素法汎用プログラムのTDAPIIIを用いた。なお、TDAPIIIでは、Newmark- β 法($\beta=1/4$)により直接数値積分を行った。

a) 固有値解析

表層地盤の1次固有振動数は1.22Hz、2次固有振動数は1.86Hzで、この振動数をもとにSHAKEによる表層地盤の平均的な減衰率10%を与え、レーリー減衰の値(α , β)を設定した。

b) 自重解析

側壁と底版は静水圧、静止土圧等による初期荷重を受けるため、自重解析を行い時刻歴応答解析で計算される曲げモーメントとせん断力の初期値とした。

c) 表層地盤の応答変位と応答加速度

地震応答計算で得られた表層地盤の応答変位と応答加速度の最大値が計算されたときの表層地盤内の分布を図-7 及び図-8 にそれぞれ示す。表層地盤において水平方向の相対応答変位の最大値は、地表面で15.8cmであった。また、地表面における最大加速度振幅値は506Galとなった。

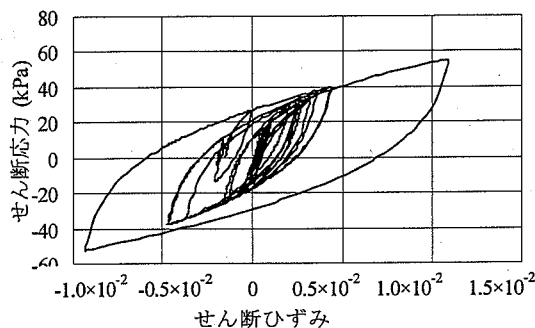


図-9 表層地盤の非線形履歴曲線

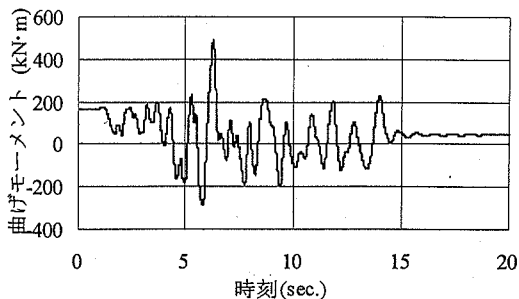


図-13(1) 側壁左側下部要素中央での曲げモーメントの時刻歴

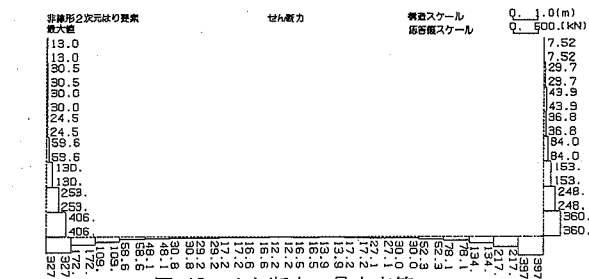


図-10 せん断力の最大応答

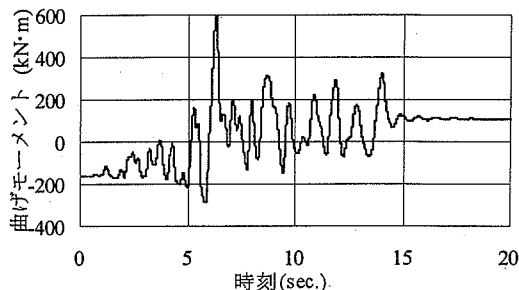


図-13(2) 側壁右側下部要素中央での曲げモーメントの時刻歴

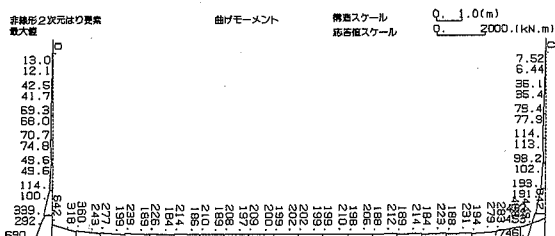


図-11 曲げモーメントの最大応答

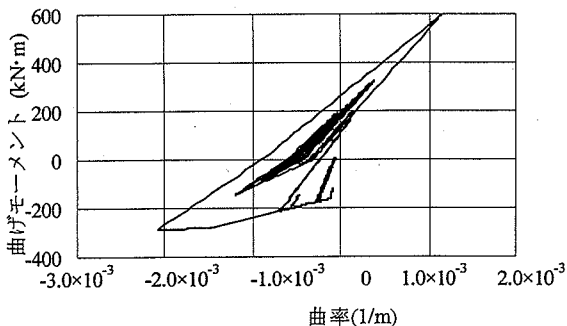


図-14 側壁右側下部要素中央でのM- ϕ 履歴曲線

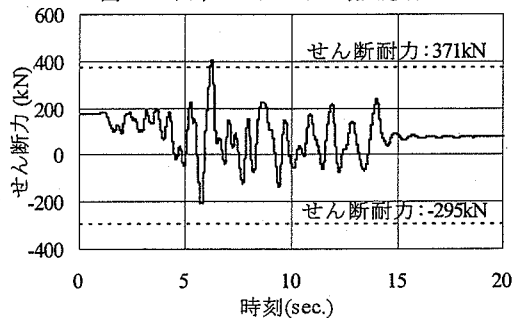


図-12(1) 側壁左側下部要素でのせん断力の時刻歴

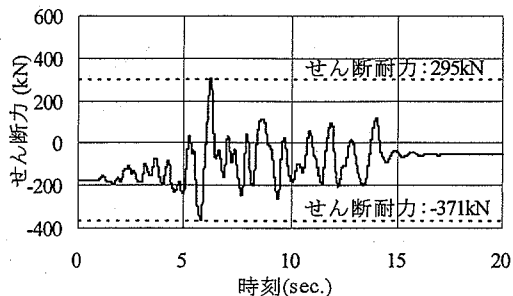


図-12(2) 側壁右側下部要素でのせん断力の時刻歴

d) 周辺地盤の非線形履歴特性

構造物より 30m、深度 10m の位置での砂質地盤のせん断応力-せん断ひずみの関係を図-9 に示す。埋め立てた砂質土では非線形性が顕著に現れている。

e) 構造物の断面力の最大応答

U型擁壁のせん断力、曲げモーメントの最大応答値を図-10 及び図-11 に示す。側壁の断面力はその下部で最も大きくなり、擁壁下部において 406kN/m の最大せん断力、746kN・m/m の最大曲げモーメントが計算され、壁上方に向かって値が減少した。

f) 時刻歴応答解析結果

断面力が最大となる側壁下部の時刻歴応答解析結果を、図-12 及び図-13 に示す。ただし、側壁下部の隅角部においては、下床版との剛域を考慮して、下床版より側壁断面の半分の高さ (0.5m) ずらした位置で断面力を算出した。本計算においては、初期

応力状態として常時応力状態を設定しているので、波形の初期値が原点よりシフトしている。曲げモーメントに関してはひび割れ領域に達しているが、終局曲げ耐力を十分下回っている。一方、せん断に関してはせん断耐力に達し、U型擁壁は時刻約 6.2 秒で、側壁下部において土圧と地震による慣性力を受け、せん断破壊する計算結果となった。

g) 構造物の非線形履歴曲線

図-14 に示すはり要素の曲げモーメントと曲率の関係(M- ϕ)は、時刻歴解析と同じ位置での M- ϕ を計算したものである。はりのコンクリートにはひび割れが発生するが鋼材の降伏モーメントには達していなかった。

(5) 断面照査

動的応答計算結果より擁壁部の断面照査を行う。建設時は許容応力度法で設計が行われていたが、本検討では、はりの耐力を 1996 年度版のコンクリート標準示方書⁹⁾に準じて検討を行った。断面照査は、時刻歴応答解析によって得られるせん断力の最大応答値と、その断面の耐力を算定式より算出し、それらを比較して判定する。なお、耐力の算定は、せん断力に関してはコンクリート標準示方書の棒部材のせん断耐力⁹⁾から、曲げモーメントに関しては道路橋示方書の曲げ耐力⁷⁾から算定する。断面照査は、以下の耐力の算定式を用いて算出した。

a) せん断耐力の算定

$$V_{sd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (1a)$$

ここに、 V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力で式(1b)に、 V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断力で、式(1c)による。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{ved} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (1b)$$

$$f_{ved} = 0.20 \sqrt{f'_{cd}} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{1/d} \quad [d:\text{m}], \quad \beta_p = \sqrt[3]{100 p_w}$$

$$\beta_n = \begin{cases} 1 + M_0 / M_d & (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \\ 1 + 2M_0 / M_d & (N'_d < 0 \text{ の場合}) \end{cases}$$

N'_d ：設計軸方向圧縮力

M_d ：設計曲げモーメント

M_0 ：設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

b_w ：腹部の幅[mm]、 d ：有効高さ[mm]

$p_w = A_s / (b_w \cdot d)$ 、 A_s ：引張側鋼材の断面積[mm²]

表-2 断面照査結果 (側壁左側)

断面	① (上部)	② (中央部)	③ (中央部)	④ (下部)
B (cm)	100	100	100	100
d (cm)	33.3	53.3	73.3	93.3
設計曲げモーメント $M_d(\text{kN}\cdot\text{m})$	19.4	60.4	114	284.5
終局曲げモーメント $M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$	234	491	748	1005
照査 $\gamma_1 \cdot M_d / M_u$	0.08 < 1.0	0.12 < 1.0	0.15 < 1.0	0.28 < 1.0
判定	OK	OK	OK	OK
設計せん断力 $S_d(\text{kN})$	30.5	3.4	130	207
終局せん断耐力 $S_u(\text{kN})$	170	223	262	295
照査 $\gamma_1 \cdot S_d / S_u$	0.18 < 1.0	0.02 < 1.0	0.49 < 1.0	0.70 < 1.0
判定	OK	OK	OK	OK
破壊モードの判定 (M_d / M_u) / (S_d / S_u)	0.44 < 1.0	6.00 $\geq$ 1.0	0.31 < 1.0	0.40 < 1.0
	せん断	曲げ	せん断	せん断
設計曲げモーメント $M_d(\text{kN}\cdot\text{m})$	42.5	70.7	93.8	489.8
終局曲げモーメント $M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$	375	889	1403	1917
照査 $\gamma_1 \cdot M_d / M_u$	0.11 < 1.0	0.08 < 1.0	0.07 < 1.0	0.26 < 1.0
判定	OK	OK	OK	OK
設計せん断力 $S_d(\text{kN})$	17.6	24.5	115	406
終局せん断耐力 $S_u(\text{kN})$	214	280	330	371
照査 $\gamma_1 \cdot S_d / S_u$	0.08 < 1.0	0.09 < 1.0	0.35 < 1.0	1.09 $\geq$ 1.0
判定	OK	OK	OK	NG
破壊モードの判定 (M_d / M_u) / (S_d / S_u)	1.38 $\geq$ 1.0	0.89 < 1.0	0.20 < 1.0	0.24 < 1.0
	曲げ	せん断	せん断	せん断

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度[N/mm²]

γ_b ：部材係数 1.3

$$V_{sd} = [A_w f_{wpd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] z / \gamma_b \quad (1c)$$

A_w ：区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wpd} ：せん断補強鉄筋の設計降伏強度[N/mm²]

α_s ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度[90°]

s_s ：せん断補強鉄筋の配置間隔[mm]

z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離[mm] ($z = d / 1.15$)

γ_b ：部材係数 1.15

b) 曲げ耐力の算定

$$M_u = A_s \sigma_y \left(d - \frac{A_s \sigma_y}{1.7 \sigma_{ck} b} \right) \quad (1d)$$

ここに、 M_u ：最大抵抗曲げモーメント[N・mm]

A_s ：軸方向引張鉄筋の全断面積[mm²]

σ_y ：軸方向引張鉄筋の降伏点[N/mm²]

d ：部材断面の有効高[mm]

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度[N/mm²]

b ：部材断面幅[mm]

表-2の断面照査結果に示すように、擁壁部の大部分の個所でせん断破壊先行型の破壊モードとなっている。また、側壁下部においてはせん断力がせん断耐力を上回り、想定されるL2設計地震動でせん断破壊することが示されている。

以上の非線形動的解析の結果、対象とした開削トンネル擁壁部は L2 設計地震動に対してせん断耐力の不足する個所があり、せん断破壊の危険性があるためせん断補強が必要との結論に至った。

3. 静的単調載荷試験

静的単調載荷試験に用いる試験体の断面形状は幅300mm、高さ460mm、長さ2400mmであり、破壊形式に対する影響が大きい⁹⁾とされるせん断スパン比を、予備試験の結果より $a/d=2.25$ に設定した。載荷には、2点支持2点載荷の試験装置を用いて静的単調載荷試験を行った。なお、載荷は荷重制御で行った。

(1) 試験体モデル

載荷試験に用いた16体のモデルの諸元を表-3に示す。施工方法、鉄筋間隔などのパラメーターを以下のように設定し、せん断補強効果を比較した。

図-15に試験体モデルとせん断補強の配置の一例をcase6(後施工樹脂系補強, D10, 間隔200mm)で示す。図-16に示すモデルの横断面図では、パラメーターの違いによるせん断補強鉄筋の状況を示す。

- ①スターラップにより前施工した場合と、鉄筋差込により後施工した場合の補強効果に及ぼす影響
- ②充填材(樹脂型, モルタル型)による影響
- ③せん断補強ピッチ($L=175, 200, 300$ mm)による影響
- ④せん断補強鉄筋と引張側主鉄筋の鉄筋径による影響
- ⑤せん断鉄筋埋込の補強筋の埋込長による影響

以上を踏まえて、各試験ケースについて説明する。case1 はせん断補強筋を施していない試験体である。case2~4 はせん断補強を 175mm 間隔で施したうち、順にスターラップで前施工した試験体、樹脂型の後施工を施した試験体、モルタル型の後施工を施した試験体である。case5~7 は同様にせん断補強を 200mm 間隔で行った試験体、case8~10 は同様にせん断補強を 300mm 間隔で行った試験体である。case11,12 はせん断補強鉄筋の鉄筋径を D13 とした試験体で、せん断補強間隔を 300mm とし、主鉄筋は D29 を用いている。以上のケースでは鉄筋の端部にナットと定着板を取り付けた。case13~16 はせん断補強鉄筋の埋込長の影響を比較するため、スターラップを用いた前施工と、モルタル型の後施工のうち、引張側の主鉄筋の奥まで挿入したもの($L=420$ mm)、主鉄筋の位置までのもの($L=390$ mm)、主鉄筋の位置から 50mm 手前のもの($L=340$ mm)の 3 通りに変化した試験体を用いた。case13~16 ではナットと定着板を取り付けてない。

(2) 材料特性

本検討では、同じせん断筋間隔ではなるべく同一のコンクリート条件で載荷試験を行った。表-3にコンクリート及び鉄筋の材料特性試験結果を示す。

表-3 試験ケース

No	せん断補強鉄筋					主鉄筋		コンクリート	
	施工 方法	補強 方法	間 隔 mm	材質	強度 N/mm ²	埋込 長 mm	材質	強度 N/mm ²	圧縮 強度 N/mm ²
1	補強無	フーレーン	-	-	-	-			27.4
2	前施工	スターラップ	175	SD295 D10	480 (343)	416	SD490 D22	685 (522)	33.3
3	後施工	樹脂型				400			
4	後施工	モルタル型				400			
5	前施工	スターラップ	200	SD295 D10	480 (343)	416	SD490 D22	685 (522)	33.3
6	後施工	樹脂型				400			
7	後施工	モルタル型				400			
8	前施工	スターラップ	300	SD295 D10	480 (343)	416	SD490 D22	685 (522)	31.5
9	後施工	樹脂型				400			
10	後施工	モルタル型				400			
11	前施工	スターラップ	300	SD295 D13	522 (365)	421	SD490 D29	690 (533)	27.4
12	後施工	樹脂型				400			
13	前施工	スターラップ	200	SD295 D10	480 (355)	495 (364)	SD490 D22	691 (523)	23.3
14	後施工	モルタル型				420			
15	後施工	モルタル型				390			24.4
16	後施工	モルタル型				340			

※ () 内は降伏強度

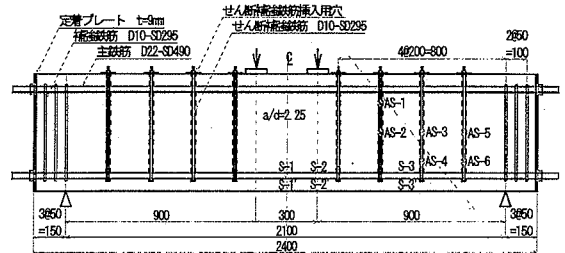


図-15 試験体モデルとせん断補強筋の配置(case6)

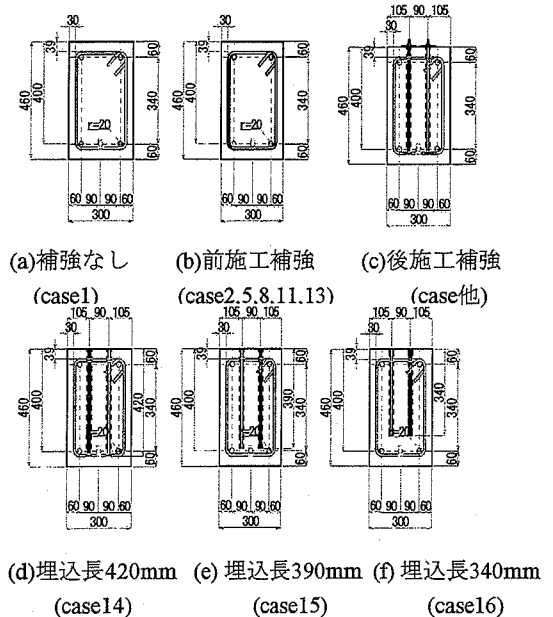


図-16 試験体の断面図

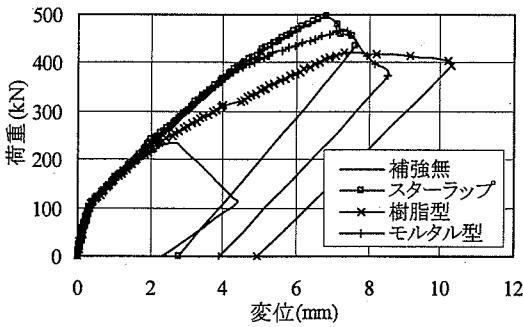


図-17 荷重－変位曲線（補強間隔 175mm）

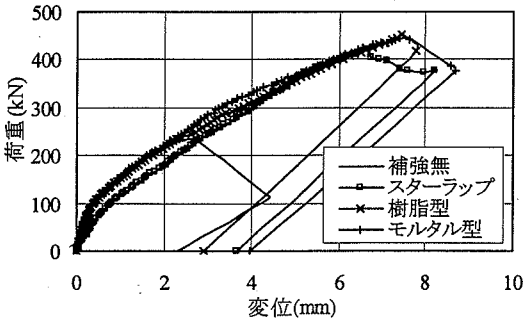


図-18 荷重－変位曲線（補強間隔 200mm）

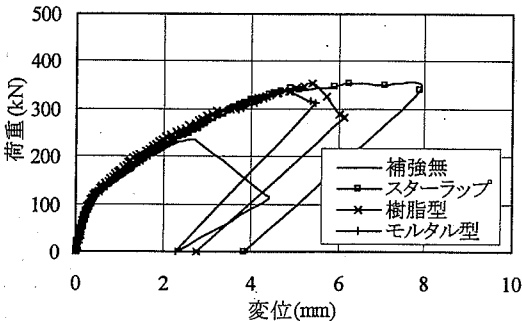


図-19 荷重－変位曲線（補強間隔 300mm）

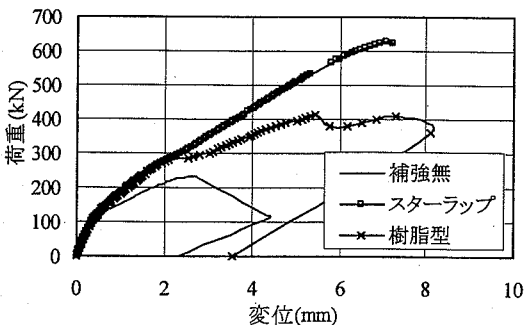


図-20 荷重－変位曲線（D13，補強間隔 300mm）

(3) せん断補強方法

せん断補強としては、試験体を製作する前施工段階でスターラップを用いた通常のせん断補強方法と、

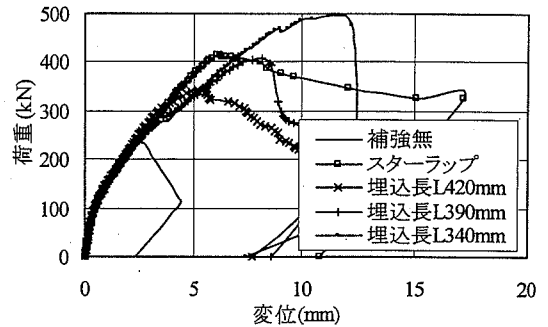


図-21 荷重－変位曲線（埋込長の比較）

本検討のように試験体の完成後に追加してせん断補強を施す鉄筋差込による後施工の補強方法の比較を行った。この後施工補強方法では以下の2種類の 방법으로補強を施した。なお、試験体の載荷面側から削孔し、鉄筋を挿入し、鉄筋の上部をねじ加工し、プレートを含んだ後ナットで定着させた。

- ①樹脂型：鉄筋はそのまま挿入し、樹脂型の定着材をインジェクションガンで注入した。
- ②モルタル型：モルタル型の定着材を用いて鉄筋の端部を45°にカットし回転打撃を加えて挿入した。

(4) 計測結果

各試験ケースの荷重-変位曲線を、図-17～図-21に示す。なお、変位は試験体の中央下側の主鉄筋の位置でのコンクリート変位計の計測値とした。

図-17～図-19の荷重－変位曲線は、補強間隔を175, 200, 300mmごとで、補強を施していない試験体、前施工で補強を行った試験体、後施工で補強を行った試験体について比較した。せん断補強を施していない試験体と比較して補強効果が認められた。また、前施工と後施工でも顕著な差が表れなかった。

図-20の荷重－変位曲線は、補強鉄筋に鉄筋径D13を用い補強間隔300mmで比較した場合である。後施工で補強を行った試験体はD10で補強を施した場合と同様であったが、前施工で補強を行った試験体は大幅に耐力が上がった。

図-21の荷重－変位曲線は、無補強の試験体と、埋込長を引張側の主鉄筋の奥まで挿入(L=420mm)、主鉄筋の位置まで(L=390mm)、主鉄筋の位置から50mm手前(L=340mm)の3通りに変化させ、モルタル系で後施工した試験体での比較である。ここでは埋込長が短くても耐荷力が低減しない結果となった。ただし、この原因については今回考察ができなかったが、せん断補強筋の付着力が強く、コンクリートの圧壊が先行したため埋込長の影響がでなかったと推定している。

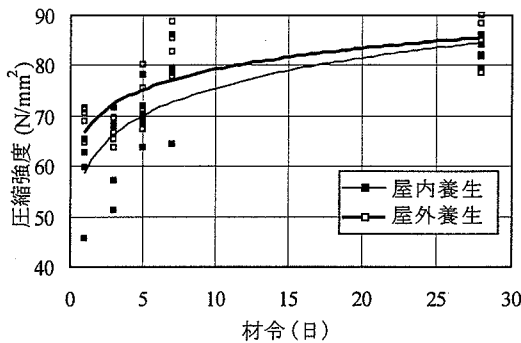


図-22 モルタル型定着材の圧縮試験結果

表-4 設計耐力と実測値比較

No	施工方法	補強方法	間隔 mm	材質	埋込長 mm	設計耐力 (kN)	最大荷重 (kN)	設計耐力に対する割合	前施工耐力に対する割合	
1	補強無	ブ レ ー ン	-	-	-	249.8	235.2	94.2%	-	
2	前施工	スターラップ	175	D10	416	461.1	494.9	107.3%	-	
3	後施工	樹脂型			400		421.4	91.4%	85.1%	
4		モルタル型					469.4	101.8%	94.8%	
5	前施工	スターラップ	416		421.4	96.7%	-			
6	後施工	樹脂型	400		436.0	450.9	103.4%	107.0%		
7		モルタル型				443.7	101.8%	105.3%		
8	前施工	スターラップ	300		416	375.1	352.8	94.0%	-	
9	後施工	樹脂型			400		352.8	94.0%	100.0%	
10		モルタル型					335.1	89.3%	95.0%	
11	前施工	スターラップ	300	D13	421	508.4	627.2	123.4%	-	
12	後施工	樹脂型			400		416.5	81.9%	66.4%	
13		前施工			スターラップ		416	417.3	99.2%	-
14	後施工	モルタル型	200		D10	420	345.0	82.8%	83.3%	
15						390	416.5	408.0	98.0%	98.6%
16						340	490.0	117.7%	118.4%	

(5) 充填材の材料強度

終局耐力に影響のある要素として、後施工せん断補強用定着材の強度がある。これについては、実験日に行ったテストピース圧縮強度試験結果を(図-22)に示す。養生方法を屋内とした場合、屋外とした場合ともに5日強度は、70N/mm²以上の材料試験結果がでている。コンクリートの設計基準強度21N/mm²であるので、充填が確実に行われていれば試験体の強度低下の原因にならないと考えられる。

(6) せん断耐力の算出

はりモデルのせん断耐力評価にあたり、せん断耐力の算定式には、ACI基準¹⁰⁾、コンクリート標準示方書⁹⁾、道路橋示方書⁷⁾、岡村式¹¹⁾及び二羽式¹²⁾等が挙げられる。本検討では、比較検討した結果、終局せん断耐力としてせん断スパン比の項を含む岡村式が良く一致していたので、対象構造物の断面照査時とは異なり、この式を試験体のせん断耐力の検討に用いた。この設計耐力の計算結果を表-4に示す。

$$V = V_c + V_w \quad (2a)$$

$$V_c = 0.20 f_c^{a/3} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) (1 + \beta_p + \beta_d) b_w d \quad (2b)$$

$$V_w = A_w f_{wy} (\sin \alpha + \cos \alpha) z / s \quad (2c)$$

f_c' : コンクリートの圧縮強度[N/mm²]

$\beta_p = \sqrt{100 p_w} - 1$ ただし、 $p_w = A_s / (b_w d)$

$\beta_d = \sqrt[3]{1/d}$ [d:mm]

A_s : 軸方向鉄筋の断面積[mm²]

b_w : 腹部の幅[mm], d : 有効高さ[mm]

A_w : 1組のせん断補強鉄筋の断面積[mm²]

f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏点[N/mm²]

s : せん断補強鉄筋の間隔[mm]

z : 応力中心間の距離[mm]

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度[°]

(7) 試験結果

表-4に設計耐力と実測値との割合、ならびに前施工試験体の最大荷重と後施工試験体の最大荷重との割合を示す。せん断補強筋にD10を使用した試験体(case1からcase10)に関して、設計耐力に対する実測値との割合は最低でも89.3%(case10)であった。また、前施工試験体の最大荷重に対して後施工試験体の最大荷重は最低で85.1%(case3)であった。

せん断補強筋にD13を使用した試験体に関して、設計耐力に対する実測値との割合は、前施工の場合で123.4%(case11)、後施工の場合で81.9%(case12)であった。前施工試験体の最大荷重が極端に上がってしまったため、前施工試験体の最大荷重に対する後施工試験体の最大荷重の割合が66.4%となった。以上より、せん断破壊が予想される構造物における後施工でせん断補強を行ってもせん断耐力の増加にかなり効果があることが判明した。

case13~case16は、実構造物にこのせん断補強方法を適用させた場合を想定し、鉄筋長さを変えるとともに作業のし易さから鉄筋端部のナットをとっている。最低でも82.8%(case14;後施工;定着長420mm)であったことから、本試験における条件下においても大きく耐力低下を起こさないことが確認された。case13以降の着眼点はせん断補強筋定着ナットの有無と埋込長である。定着ナットの有無に関して試験体破壊後のせん断補強筋挿入側の状況を見ると、定着ナットがある場合には定着ナット付近で鉄筋が反れるように変形したのに対し、定着ナットがない場合は最終的に補強筋が試験体に食い込んでしまった。しかしながら、終局耐力が極端に低下す

ることはなかったもので、定着ナットの有無は特に強度的に問題ないと思われる。また、埋込長に関しては埋込長が長いほど終局耐力が高いと考えていたが、実際には埋込長が短いほど耐力が上回る結果となった。この定着長 $L=420\text{mm}$ のモデルの耐力減少の原因として、このモデルは、後施工せん断補強筋を挿入するための削孔を行った際、ドリルに硬いものが接触した。結局位置をずらさずに削孔してせん断補強を行ったが、もしドリルに当たったものが引張主鉄筋だとすれば断面欠損させてしまっている可能性もある。主筋に当たってしまった場合はむしろ必要挿入長を満足しない段階で削孔を止め、せん断補強を行った方が良いと言える。

4. 静的正負交番載荷試験

静的単調載荷試験により、鉄筋差込によるせん断補強方法は、せん断破壊するはりモデルに対して、前補強のスターラップとほぼ同程度まで耐力が期待できることが示された。耐震補強では、地震による影響を判断するために、交番載荷試験を行う必要がある。

静的正負交番載荷試験を行う目的として3点挙げられる。①正負両側に繰り返し荷重を加えることで、地震による低サイクル疲労の現象や、鋼材のパウジンガー効果による繰り返し剛性の低下が分かる。②対象とした開削トンネルの隅角部と同様の配筋状況を再現できる。③隅角部を剛域に設定することで、より実構造物の挙動を再現することができる。

本試験は、現在までに行ってきた後施工補強効果確認試験を、隅角部を持つモデルに拡張し、その性能を確認することである。特に今回は前施工補強と後施工補強との耐力比較、ならびに後施工せん断補強鉄筋の埋込長の違いによる耐力比較を行った。

(1) せん断補強方法

静的単調載荷試験と同様にして、スターラップにより前施工補強を行った試験体と、後施工補強方法として定着材のうちモルタル系 (KFC) を使用して補強を行った試験体で比較を行った。削孔は実施工を考慮し隅角部内側からとした。削孔部に端部を 45° カットした直鉄筋をドリルを使用して挿入し、定着ナットを用いずそのまま孔内に鉄筋を放置した。鉄筋の挿入位置は、主鉄筋の位置まで ($L=420\text{mm}$) と、主鉄筋の手前まで ($L=380\text{mm}$) の2種類とした。

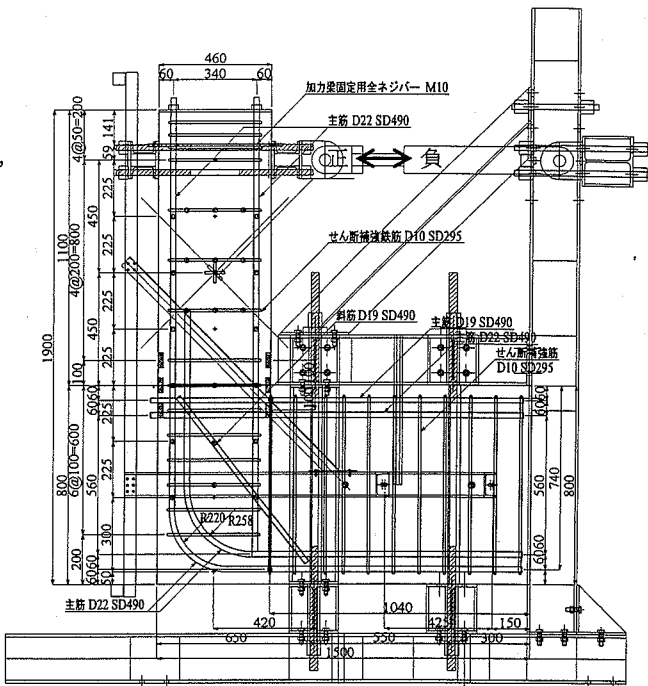


図-23 正負交番載荷試験状況

表-5 試験ケース一覧

case	施工方法	補強方法	コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋	
				強度(N/mm^2)	
				主鉄筋 D22,SD490	補強鉄筋 D10,SD295
RCL-1	前施工	スターラップ	22.0	691	499 (360)
RCL-2	後施工	直筋(モルタル)420	20.2	(523)	478
RCL-3	後施工	直筋(モルタル)380	21.2		(353)

※ () 内は降伏強度

(2) 試験体モデル

この交番載荷試験のパラメーターは以下とする。

- ①前施工補強と後施工補強による補強効果の比較
- ②せん断補強筋の埋込長の影響

以上から、静的正負交番載荷試験の試験ケースを表-5に示す3種類とした。また、コンクリートの圧縮強度、主鉄筋及びせん断補強鉄筋の引張強度を材料特性試験の結果より併せて示す。

壁部材には、静的単調載荷試験で用いた $a/d=2.25$ 、断面形状が幅 300mm、高さ 460mm のはり試験体を用い、主鉄筋は SD490 D22 でせん断補強鉄筋は SD295 D10、200mm 間隔で配置した。これに隅角部として断面を十分に大きくしたスラブ部材を設け、実構造物に合わせて主鉄筋を複鉄筋に、また D19 SD490 の斜め鉄筋を配置し、スラブ部は PC で十分に装置に固定することで、剛域に設定し、隅角部をもつ試験体モデルとした。これに、図-23 に示す載荷装置を用いて静的正負交番載荷試験を行った。

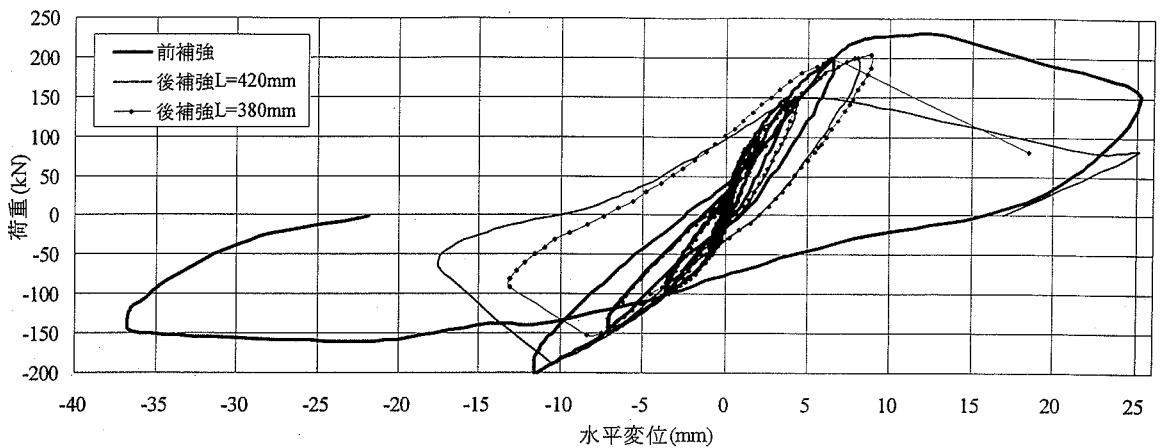


図-25 荷重－水平変位曲線の比較

表-6 設計耐力一覧(荷重換算)

試験体の種類		クラック発生荷重 (kN)	曲げ耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)
前補強試験体 RCL-1	正側	25.8	385.6	234.2
	負側	25.8	230.3	201.4
後補強試験体 RCL-2,3	正側	25.8	385.6	231.3
	負側	25.8	230.3	198.5

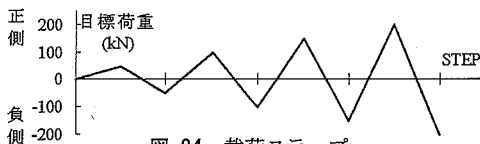


図-24 載荷ステップ

表-7 設計耐力と実測値比較

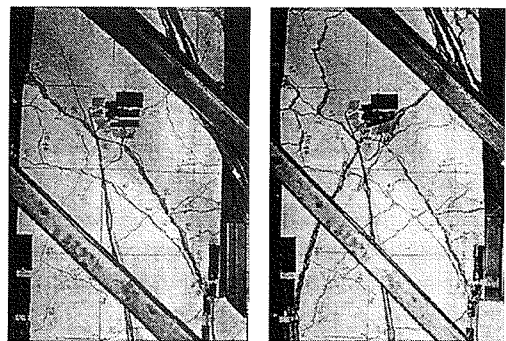
試験 case	せん断補強筋 (D10 SD295) 埋込長 L (mm)	載荷方向	①設計耐力 (kN)	②最大荷重 (kN)	②÷① 効果 (%)
RCL-1	スターラップ	正側	234.2	224.4	95.8%
		負側	-201.4	-196.0	97.3%
RCL-2	直筋 L=420mm	正側	231.3	196.0	84.7%
		負側	-198.5	-184.2	92.8%
RCL-3	直筋 L=380mm	正側	231.3	196.0	84.7%
		負側	-198.5	-149.9	75.5%

壁部材には定着長を考慮して、複鉄筋をスラブ部より 300mm まで配置している。そのため、正側と負側で引張鉄筋の鉄筋量が違い耐力は異なっている。表-6 に壁（試験体は柱）部材でのせん断耐力及び曲げ耐力を載荷荷重換算で示す。

荷重載荷は図-24 に示すように、ひび割れの発生まで正側に載荷した後、負側のひび割れ発生まで載荷し、その後 50kN づつ荷重を正負両側に増加させて繰返し載荷を行った。

(3) 試験結果

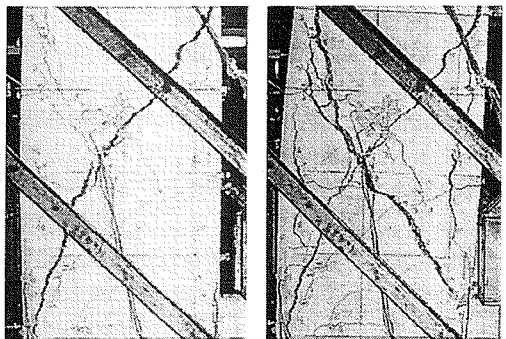
表-7 に試験結果一覧を、図-25 には各試験体の荷重－水平変位曲線の比較を示す。3 つの試験体を比較したところ以下の状況が得られた。



(1)正側最大荷重時

(2)負側荷重抜け時

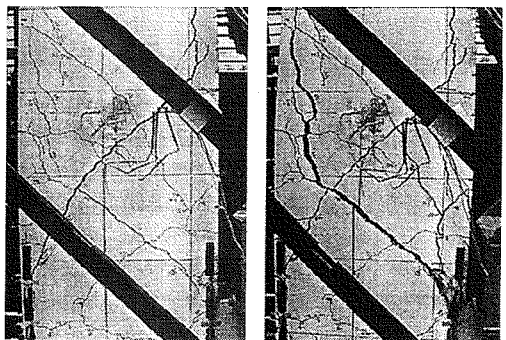
図-26 ひび割れ写真 (RCL-1：前補強試験体)



(1)負側最大荷重時

(2)正側荷重抜け時

図-27 ひび割れ写真 (RCL-2：後補強試験体)



(1)負側最大荷重時

(2)正側荷重抜け時

図-28 ひび割れ写真 (RCL-3：後補強試験体)

①前施工試験体は正載荷側において終局を迎え、後施工試験体は二体とも負載荷側において終局を迎えた（図-26～図-28 参照）。終局を迎えてからの耐力保持能力は前補強試験体に比べて後補強試験体の方が低かった。②設計値に対する実測値は、前補強試験体の場合は正側でやや小さい値で、負側でかなり下回った。また、後補強試験体のうち埋込長の短い方が弱耐力であった（表-7 参照）。本試験結果からは最低でも静的載荷状態時設計耐力の 76%（後補強試験体 $L=380\text{mm}$ ：負載荷側）の耐力となった。

ただ破壊形式としてせん断破壊先行から曲げ破壊先行への変更は見られない事に注意が必要である。

5. 従来の設計式の修正方法の提案

既設構造物に対する補強工法とした場合、既存鉄筋間隔のばらつきや仮設材の存在等、施工による不具合や予期せぬ障害などが十分に考えられる。そこで、鉄筋差込によるせん断耐力を算定するに当たり、安全係数の設定が重要となる。

「各種合成構造物設計指針・同解説」¹³⁾によると、前施工アンカーの短期引張耐力を算出する場合には、理論値に対する引張試験結果での下限値の割合を、安全係数として乗じている。また、後施工アンカー（機械式アンカーボルト）に関しては、上向きの削孔、足場の不安定などによる施工上の誤差要因を考慮し、さらに 0.75 の施工係数（経験値）を乗じて設計を行っている例がある。今回のせん断補強における施工上の各種要因のうち、定量的に評価できるものについては事前の照査・検討¹⁴⁾を行うことにより施工時の許容値に反映させる必要がある。

予想される施工上の不具合は、補強筋の配置と充填材の接着効果に大別される。補強筋の配置に影響を及ぼす要因として、削孔角度、補強筋のピッチ及び補強材同士の最小間隔がある。

削孔角度誤差についてはせん断耐力式によって照査することができる。削孔角度による影響はせん断耐力の評価式によると、 $\sin \alpha + \cos \alpha$ （ α ：せん断補強筋が部材軸となす角度）で評価されるため、削孔角度が危険側に 12.5° 傾斜しても、0.75 の安全係数を乗じたものと同等の補強効果が得られる。

せん断補強筋のピッチについては、コンクリート標準示方書⁹⁾や道路橋示方書⁷⁾によれば、せん断補強ピッチは部材の有効高さの $1/2$ 以下で、かつ 300mm 以下としている。しかし、 300mm 以下とい

う根拠は、新設構造物を対象とした乾燥収縮等によるひび割れを防ぐため等である。今回の工事は既設構造物を対象としており、せん断補強筋の間隔を 300mm 以下にする必要は必ずしもなく、最小せん断補強筋間隔を有効高さの $1/2$ 以下となるように設置すればよいと判断した。

鉄筋の最小間隔は、道路橋示方書⁷⁾によると、新設構造物の場合、設計上の鉄筋のあきは鉄筋直径の 1.5 倍以上あけることが必要とされている。施工上の観点から、従来の後施工アンカーは、削孔穴と削孔穴の間隔は、コンクリートの剥離を考慮し、経験上削孔径の 3 倍以上のあきを確保して行っている。今回のせん断補強は既設構造物への後施工であることを考慮し、削孔径のおよそ 4 倍以上と設定し削孔を行うことにした。また、充填材の接着効果については、施工時の定量的な評価は難しい。接着強度は、コンクリートの付着強度以上（付着強度： 2.8N/mm^2 ）あれば有効であるという観点から、試験施工において実測値の分析を行い、本施工における許容値及び試験頻度の設定をして管理した。

以上から、後施工せん断補強によるせん断耐力を算出する際に、施工上の安全係数を定めるにあたって、充填材の注入不良、削孔角度誤差の影響等が、施工上の誤差要因として 0.75 の施工係数で考慮できると考えた。

後施工せん断補強せん断耐力を算定する上では、試験結果及び施工上のマイナス要因を加味し、静的載荷試験による（後施工せん断耐力／前施工せん断耐力）の下限値 0.8 に施工のマイナス要因を考慮した 0.75 の安全率を乗じた値として、0.6 の安全係数を用いるものとした。以上から、鉄筋差込によるせん断補強を行った場合の設計せん断耐力の算定は式 (1a) をもとに以下の式を提案する。

$$V_u = 0.6 \times [V_{cd} + V_{sd}] \quad (3a)$$

0.6：安全率（載荷試験による下限値 0.8 に施工上のマイナス要因を考慮した 0.75 の安全率を乗じた値）（ $0.8 \times 0.75 = 0.6$ ）

V_{cd} ：せん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{sd} ：せん断補強材により受けもたれる設計せん断耐力

6. 実施工への適用と問題点

本工法を適用した構造物は、1980 年に開通してから 20 年以上経過した東京港の沈埋トンネルの陸上区間である。開削工法で施工された擁壁部と陸上ト

表-8 施工条件

削孔時（鉄筋）の危険側への角度誤差	2°以内
施工不具合（25%鉄筋がせん断補強として全く働かない場合）	0.75
設定有効率（実験による下限値 0.8×施工不具合 0.75）	0.60
使用定着材はコンクリートの付着強度以上とする接着強度	2.8N/mm ² 以上
部材有効高さにおける既設構造物最小せん断補強筋間隔	有効高さの1/2以下
削孔角度誤差 2°、コンクリートの剥離防止を考慮した削孔中心間のあき	削孔径の4倍以上
せん断補強筋の配置	千鳥配置

ンネル部において実際に適用され 2001 年度に施工されている。補強区間の全長は約 515m で下床版表面からおおよそ 1.3～2.5m の範囲に長さ 69～123cm の鉄筋を 30～60cm 間隔に 14822 本を壁内に挿入した。この工事は、東京都港湾局が東京港第二航路海底トンネル改良工事に合わせて実施したものである。図-29 に工事対象箇所を表した縦断面図を示す。

(1) 施工機械の選定¹⁵⁾

施工機械は、削孔長・削孔径・削孔精度を勘案し、実証試験を経て削孔機（レグドリル）を選定した。使用するドリル（ロッド）は、1.3～1.5m の削孔に対応したφ26mm とし、ピット径は鉄筋挿入を考慮して、挿入する鉄筋径より 5～8mm 大きいものを選定した。削岩機による削孔は、ドリル回転の影響で削孔径がドリル径よりも大きくなってしまふことが考えられた。その場合、アンカー筋径と削孔径の差が大きくなり、引張耐力が小さくなる傾向がある。室内試験結果では、呼び径φ26mm のドリルに対して削孔径は平均 29.4mm となった。引張試験の結果、引張耐力の低減はほとんどみられないことを確認している。施工時には、削孔角度がせん断耐力に大きく影響を与えることから、2 方向より定規を添えて初期削孔を行い、途中 2～3 回確認することで削孔角度誤差 2°以内を確保した。図-30 は、擁壁壁面をドリルで人力により削孔する状況である。

(2) 既設鉄筋等障害物の回避

コンクリート内部探査機による調査では、主筋以外にも配力筋、段取筋、セパレーター、金属スペーサー、埋設電線管などに反応し正確な位置を把握するには至らなかった。このために、内部探査結果を参考に鉄筋配列の傾向を付近の削孔状態から読み取り、パターン化して反映させる手法を取り入れて削孔を行った。今回適用した施工条件を表-8 に示す。

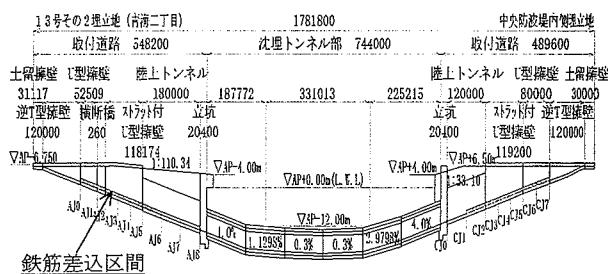


図-29 海底トンネルの耐震補強工事位置

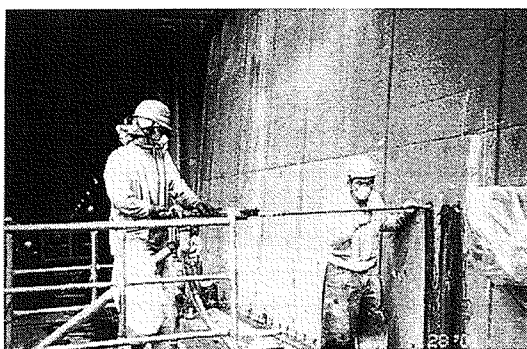


図-30 ドリルによる削孔

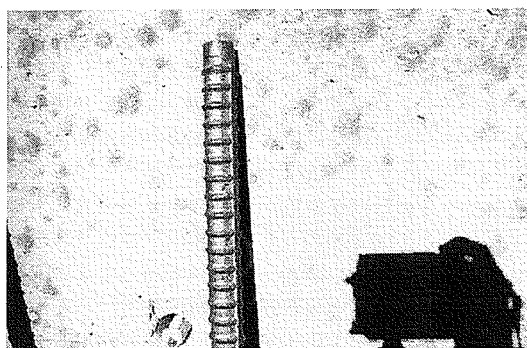


図-31 モルタルカプセルの挿入

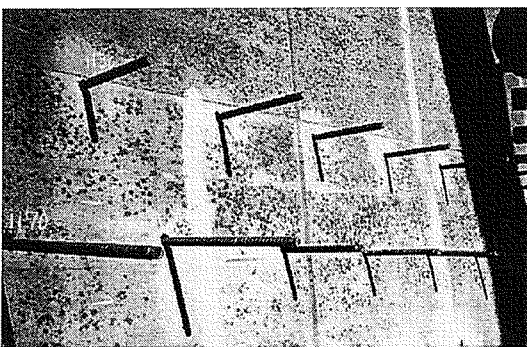


図-32 せん断補強鉄筋の配置

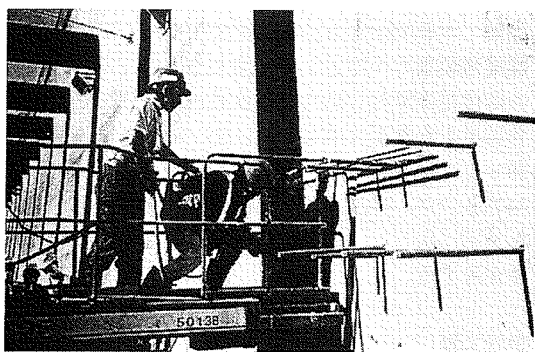


図-33 回転打撃による鉄筋の挿入



図-34 セン断補強後の状況

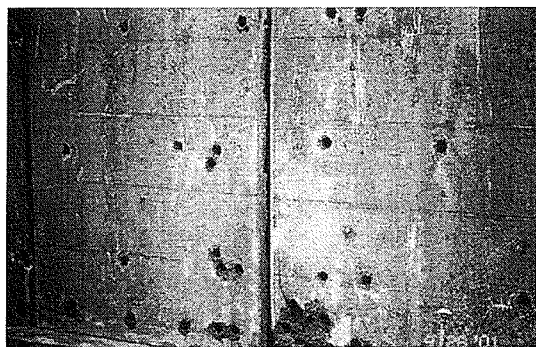


図-35 擁壁壁面の削孔跡

(3) 鉄筋差込によるせん断補強

鉄筋差込に用いる異形鉄筋は、擁壁部でD16～D32の範囲を使用した。図-31に示すように、削孔後に孔内に定着材としてモルタルカプセルをセットした。適正な清掃工具を用い、孔内の切粉をきれいに取り除いた後、図-32に示すように、鉄筋を挿入して穿孔深さを確認する。鉄筋は千鳥格子で配置した。図-33に示すように鉄筋を打設機械にセットし、回転打撃により孔底まで埋め込んだ。削孔位置によっては作業車を用いて作業を行った。図-34は補強工事を完了した後の状況である。モルタルを充

填し表面をきれいに研磨した。静的載荷試験で使用したナット、定着板は施工の煩雑さを避ける観点で使用しなかった。

(4) 施工上の問題点

実施工上、壁面に削孔する際にドリルを用いて削孔しているが、本検討箇所ではスターラップと同様の本数を配置する必要があるため、その数量が多く工事量が多くなる。削孔工の振動対策や、作業車のためのトンネルの通行規制の問題もある。

補強する位置に関して、建設当時の工事図面をもとに鉄筋の配置を予測し削孔するが、壁面の内側の主鉄筋に対しては赤外線センサーにより鉄筋の位置を確認できるのに対し、壁面の奥側の主鉄筋に対しては使用できず、工事図面とのずれも大きく、複鉄筋として配置された奥側の主鉄筋の位置を予測することは現在非常に難しい。また削孔作業中に鉄筋のような硬いものに当たったという報告は全体の90%にも及んでいる。

障害物に当たった場合の対処法としては、地山側（背面側）主筋に当たった場合削孔を中止し、その長さで鉄筋を挿入してせん断補強とした。それ以外の場合は、削孔位置を変更し再度削孔を行うこととした。せん断補強鉄筋の定着長が短くなれば終局耐力が低下すると考えられたため、定着長が設計長より短い試験体の室内せん断試験も並行して実施することで、設計の定着長を確保した室内せん断耐力に対して、80%以上の補強効果があるという結果を得ていた。このことより、無理な削孔による主鉄筋の断面欠損が耐力低下を誘発するのであれば、むしろ設計定着長を満足しない段階でも削孔を止め、せん断補強を行った方が良いと考える。

障害物などの存在で削孔がうまくいかなかった箇所に対してはやり直しを行ったため、図-35のように多くの削孔穴が見られる箇所もあった。実施工において、100mm以上削孔をしてから途中で中止し、削孔位置を変更した箇所数の割合は、鉄筋径によりばらつきはあるが、3.5%～4%となった。

削孔径と削孔ピッチの制約は、削孔に大きな影響を及ぼす。今回の施工は、急速施工が要求されたこともあり、設計時から補強筋の径を大きくして補強筋間隔を広げ、施工対象部の削孔本数を極力少なくすることを基本とした。補強筋の径を大きくすると、削孔時に障害物に当たり、再削孔や削孔不能となる箇所数を増加させる原因となる。今後この工法を他の工事に適用する際には、十分な検討を要する事項の一つであると言える。また、当工法では交通規制

が困難な2車線道路トンネルや鉄道(地下鉄)トンネルでは適用が大きく制限されると考える。今後更なる耐震補強工法の開発が望まれる。

7. 結論

L2 設計地震動に対して地下構造物の擁壁部がせん断破壊する危険性を動的応答計算より指摘し、そのせん断補強方法として鉄筋差込を提案し所定の耐震性能を満たすことを確認するため、静的単調載荷試験と静的正負交番載荷試験を行った。また実施工を通じて施工上の問題点が明らかになった。本検討から得られた結論は以下の通りである。

- 1) 今回対象とした開削トンネル擁壁部において、L2 設計地震動に対し、曲げ耐力は十分であったが、せん断耐力が不足しており、不足分はわずかではあるがせん断破壊すると予想される箇所があった。
- 2) せん断破壊が予想される構造物において後施工せん断補強は有効である。その補強効果は静的単調載荷試験を行った結果、設計せん断耐力に対して80%以上のせん断耐力が得られた。
- 3) 静的正負交番載荷試験の結果より、地震による交番荷重を受けた際も、静的単調載荷試験と同様に設計耐力に対してほぼ80%以上のせん断耐力が得られた。ただ破壊形式としてせん断破壊先行を曲げ破壊先行破壊への変更は出来なかった。
- 4) 鉄筋と周辺コンクリートとの充填材として、樹脂系及びモルタル系を用いたが、せん断耐力に対する影響はわずかであった。後施工でのせん断補強筋挿入側の鉄筋端部の定着ナットの有無は、せん断耐力にほとんど影響しなかった。
- 5) 今回の後施工せん断補強によるせん断耐力を算定する際には、試験結果及び施工上のマイナス要因を加味し、実験の下限値0.80に対して、施工のマイナス要因を考慮した0.75の安全率を乗じた値として、0.6の安全係数を用いるものと提案する。
- 6) せん断補強筋埋込長は、奥側の主鉄筋までが望ましいと考えるが、その手前であっても同程度のせん断耐力が得られた。実施工で削孔する際に奥側の既存鉄筋に当たってしまった場合は削孔を止め、必要挿入量が完全に得られない場合でもせん断補強の効果はある。むしろ、既存鉄筋を断面欠損させることは問題であると考えられる。

謝辞：本研究は東京都港湾局による地下構造物の耐震補強調査の一部として実施したものである。検討内容は技術検討委員会(委員長清宮)にて審議され各委員より貴重な提言を戴いた。載荷実験の実施に関しては日本シビックコンサルタント、SKエンジニアリング、現地施工状況に関しては(株)フジタにお世話になった。ここに関係各位に深甚なる感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート構造物の補強指針(案)，pp.25-50，1999。
- 2) 東京都港湾局：平成11年度東京都第二航路海底トンネル耐震補強設計報告書，2000。
- 3) 東京都港湾局：平成13年度東京都第二航路海底トンネル地震応答解析及び地質調査，2001。
- 4) 東京都港湾局：平成2年度東京港臨海道路地質調査(その1)，1991。
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書，耐震設計編，pp.70-97，1996。
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，pp.62-73，1996。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，共通編・コンクリート橋編，pp.116-126，1996。
- 8) 大塚浩司，庄谷征美，外門正直，原忠勝：鉄筋コンクリート工学，技報堂出版，pp.59-71，1997。
- 9) 山村賢輔，清宮理：開削トンネル擁壁部の地震時挙動及びせん断補強方法，第11回地震工学シンポジウム論文集，pp.2009-2014，2002。
- 10) ACI：Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete，ACI 318-83，1983。
- 11) 岡村甫：コンクリート構造の限界状態設計法[第2版]，共立出版，pp.74-94，1984。
- 12) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和生，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木工学論文集，No.372/V-5，pp.167-176，1986。
- 13) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，pp.81，1985。
- 14) 小林靖典，小林亨，清宮理：異形鉄筋埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，pp.1549-1554，2002。
- 15) 岩下正美，小林亨，小林靖典，清宮理：せん断補強鉄筋埋め込み工法(あと施工)による第二航路トンネルの側壁補強，日本構造物診断技術協会，シンポジウム。(2003. 8. 20 受付)

EARTHQUAKE-PROOF REINFORCEMENT BY STEEL INSERTING METHOD ON SHEAR FORCE FOR WALL OF EXCAVATION STRUCTURE

Kensuke YAMAMURA and Osamu KIYOMIYA

For level 2 design earthquakes, shear properties of the reinforced concrete sidewall of the excavation portion in the U-type cross section of the existing tunnel is studied. The cross-sectional forces are calculated by dynamic response analysis considering material non-linearity. Calculation results show the destructive mode at side wall is shear type, and shear reinforcement is required to increase shear strength of the wall.

However, there is no appropriate counter measure about how to reinforce these structures. Therefore we propose the new reinforcement method by *SHEAR STEEL RODS EMBEDDING*. Holes are drilled at the sidewall, the steel rods are put in and embed with fixate. Static monotonic loading tests and reversal cyclic loading tests verify the efficiency of the embed steel rods for shear reinforcement.