

開削トンネル擁壁部の地震時挙動及びせん断補強方法

山村 賢輔¹、清宮 理²、小林 亨³

¹学生会員 早稲田大学大学院理工学研究科建設工学専攻(〒169-8555 新宿区大久保3-4-1)

²フェロー会員 工博 早稲田大学 理工学部土木工学科教授(〒169-8555 新宿区大久保3-4-1)

³正会員 日本シビックコンサルタント株式会社(〒116-0013 荒川区西日暮里2-26-2)

After the Hyogo-ken Nanbu Earthquake, it has been said the necessities of reinforcement for the underground structures. For level 2 design earthquakes, shear properties of the side wall 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 strength of the wall. The new reinforcement method by shear steel rods embedding is proposed and its effect is verified by experience test.

Key Words : Finite element method, Dynamic response analysis, U-type side wall, Level 2 design earthquake, Static loading test, Earthquake-proof reinforcement for shear failure

1. 研究目的

兵庫県南部地震以降、設計地震動と耐震性能の見直しにより、これまで安全とされてきた地下構造物に対しても、十分な耐震設計の必要性が指摘されている。本研究は、以前の設計基準で建設された開削トンネル擁壁部を対象に、レベル2の設計地震動を想定して、非線形性を考慮した二次元FEMによる動的解析を行った。計算結果からせん断耐力が不足していること、また曲げ破壊よりもせん断破壊先行の危険な破壊モードであることが判明した。これより耐震補強が必要と判断された。

耐震補強方法として、擁壁部の周囲で施工が制限されていることや、建築限界での内空断面の問題から、従来からのコンクリートの増打ち、周辺地盤の改良、また鋼板巻立やRC巻立などの従来の補強方法は今回の擁壁部に適さない。そこで、補強鉄筋埋込によるせん断補強方法を新たに提案し、静的載荷実験によりその有効性を検証する。

2. 研究対象

検討対象とする構造物は、東京湾の沈埋トンネルにおける陸上部の開削トンネル擁壁部である。構造条件表を Table 1 に示す。

Table 1 構造条件

コンクリート	設計基準強度 $f_{ck} = 21.0 \text{ N/mm}^2$
	ヤング係数 $E_c = 23.5 \text{ kN/mm}^2$
	単位体積重量 $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$
鉄筋 (SD295)	規格降伏点強度 $f_{sy} = 295 \text{ N/mm}^2$
	ヤング係数 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$
鉄筋コンクリート	単位体積重量 $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Fig. 1 に横断面図、Fig. 2 に地質条件を示す。U型擁壁の横断面において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の勾配で壁厚が減少する。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。地下水位はGL-6.75mであり側壁に静水圧は作用しない。

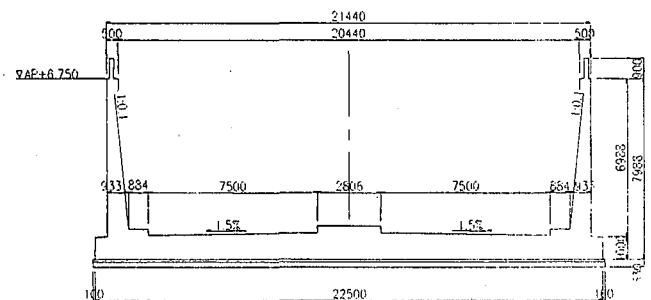


Fig 1 U型擁壁横断面図

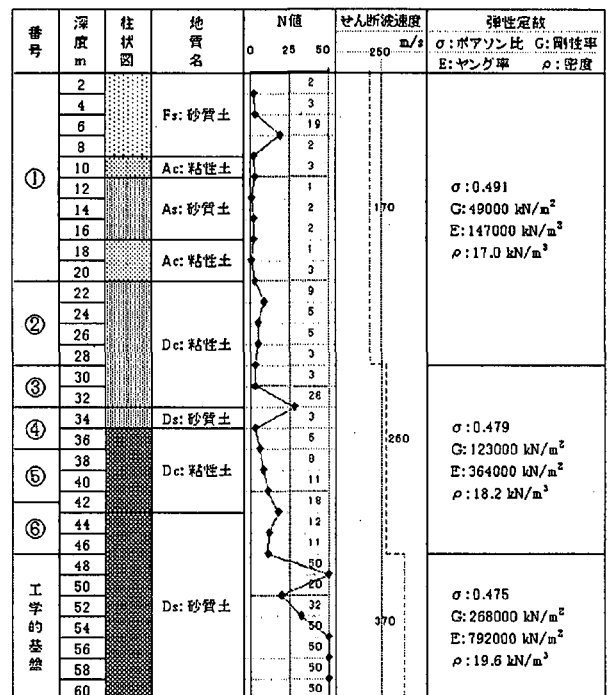


Fig 2 地質条件

3. 解析方法

3.1 構造モデル¹⁾

動的解析には有限要素法汎用プログラムTDAPⅢを用いる。U型擁壁と表層地盤の横断面を二次元モデルとし、非線形履歴モデルを用いたNewmark- β 法($\beta=1/4$)による逐次応答解析を行う。構造モデルは Fig 3 とし、構造モデルの要素数は1159個(はり要素36個を含む)、節点数は1137個である。U型擁壁の横断面は、Fig 4 に示すように非線形二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構造で、側壁の断面積は勾配に合わせて4分割する。はり要素の材料非線形性は一様にFig 5の側壁下部のM- ϕ 関係で与え、曲げに関してFig 6に示すトリニアの武田モデルで履歴特性を考慮する。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の影響を受け変化する。また構造物の要素減衰定数は2%とする。以上からはり要素の物性値は Table 2 となる。

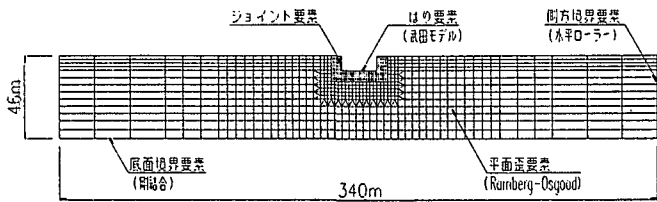


Fig 3 構造モデル

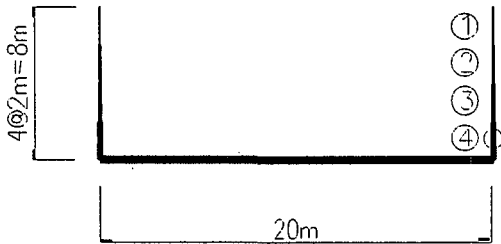


Fig 4 はり要素モデル

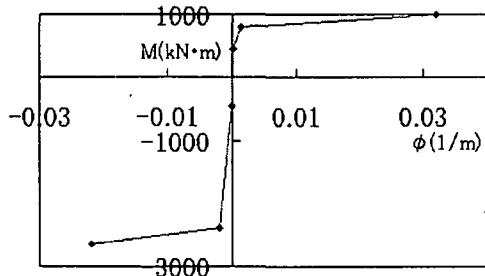


Fig 5 RCの非線形性

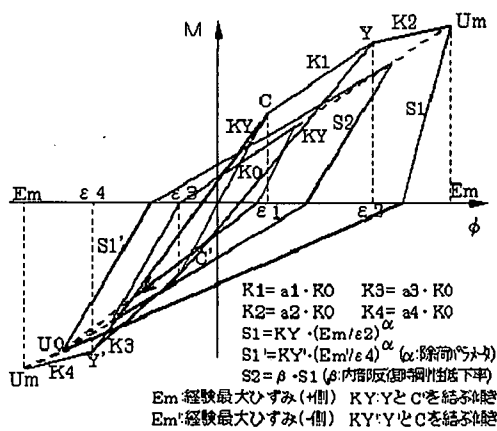


Fig 6 武田モデル

Table 2 はり要素の物性値

要素	断面積 (m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比	質量密度 (kN/m ³)
①	0.333	0.003077	2.35E+07	0.20	25.0
②	0.533	0.012618	2.35E+07	0.20	25.0
③	0.733	0.032819	2.35E+07	0.20	25.0
④	0.933	0.067681	2.35E+07	0.20	25.0

周辺地盤は、地質条件に合わせてそれぞれの地盤定数の特性を6種類に区分し、メッシュ分割して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5倍以上とし、表層地盤の左右 340mで境界条件として水平ローラーで固定する。底面についてはせん断波速度 300m/sec 以上であるGL-46mを工学的基盤面とする。地盤の非線形性については、地盤要素のせん断応力-せん断ひずみ関係に基づき Fig 6 に示す修正 Ramberg-Osgood 曲線により考慮する。以上より平面ひずみ要素の物性値を Table 3 に示す。

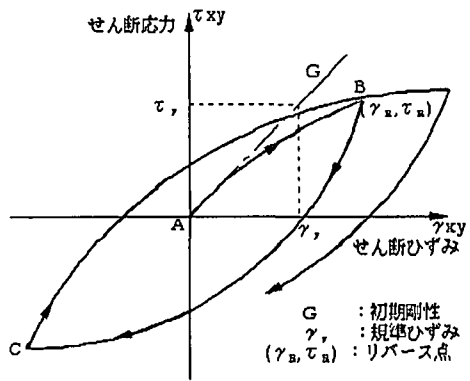


Fig 7 Ramberg-Osgood モデル

Table 3 平面歪要素の物性値

要素	土質名	層厚 (m)	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比	質量密度 (kN/m ³)	初期せん断弾性係数(kN/m ²)	基準ひずみ γr	最大減衰定数 hmax
①	砂質土	20	147000	0.491	17.0	49000	0.00072	0.160
②	粘性土	8	147000	0.491	17.0	49000	0.00080	0.148
③	粘性土	4	364000	0.479	18.2	123000	0.00080	0.148
④	粘性土	6	364000	0.479	18.2	123000	0.00120	0.178
⑤	粘性土	5	364000	0.479	18.2	123000	0.00072	0.172
⑥	砂質土	5	364000	0.479	18.2	123000	0.00120	0.178

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、せん断力には最大摩擦力を考慮した。側壁と底版は静止土圧による初期荷重を受けるため、自重解析(線形域)を行い時刻歴応答解析の初期値とする。なお、砂質地盤の液状化や粘性土層の不等沈下は今回考慮しない。

3.2 設計地震動

本検討に用いるレベル2設計地震動は、「関東地震の再来を想定した地震動」および「東京直下地震を想定した地震動」の調査から選定した。選定された地震断層モデルから「港湾設計基準」の距離減衰式にあてはめ、検討地点での基盤最大加速度を算出し、各地震動が地盤振動に最も影響を与える各種地震波形を比較検討した。この結果、以下を入力地震動と設定した。

- 「関東地震の再来を想定した入力地震動」
- 断層モデル: 東京湾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: $A_{cor} = 474$ gal (2E 表示)
- 加速度波形: 八戸基盤入射波形(S-252NS Base) ~ 2E 波形

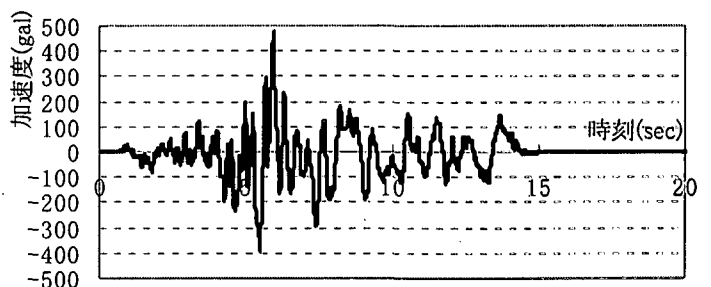


Fig 8 入力地震動

入力地震動は Fig 8 に示す。最大加速度振幅は 474gal で、ステップ数 2000、ステップ間隔 0.01 秒を水平方向に基盤入力する。

3.3 固有値解析

表層地盤の固有値解析結果を Fig 9 及び Fig 10 に示す。地盤を弾性としたときの固有値解析結果は1次モードの固有振動数が 1.203Hz、2次モードの固有振動数が 1.305Hz であ

った。構造系全体の減衰は Rayleigh 減衰とし、有効質量率より最も卓越している1次モードと、2次モードの影響も考慮し、各モードで減衰定数が 10%になるよう設定する。

1次モード $F_0 = 1.203\text{Hz}$ (Tx) (Ty) (Tz) 構造スケール $Q_0 = 20.0(\text{m})$
 制振係数 (X) 194.9198 (Y) 0.0010 (Z) 0.0000 応答倍スケール $Q_0 = 0.010$

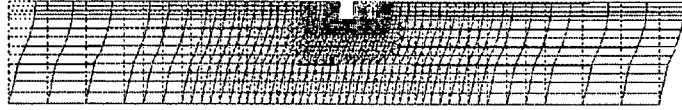


Fig 9 1次固有値解析結果

2次モード $F_0 = 1.305\text{Hz}$ (Tx) (Ty) (Tz) 構造スケール $Q_0 = 20.0(\text{m})$
 制振係数 (X) 0.0105 (Y) -21.5809 (Z) 0.0000 応答倍スケール $Q_0 = 0.020$

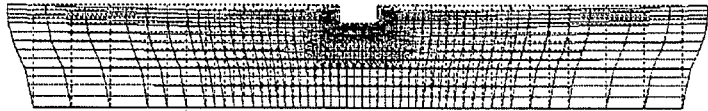


Fig 10 2次固有値解析結果

4. 解析結果

(1) 表層地盤の応答相対変位と応答絶対加速度の最大値を Fig 11 及び Fig 12 にそれぞれ示す。表層において水平方向の応答変位の最大値は、30cm 程度であった。

応答変位 最大値 (Tx) (Ty) (Tz) 構造スケール $Q_0 = 20.0(\text{m})$
 応答倍スケール $Q_0 = 0.50(\text{m})$

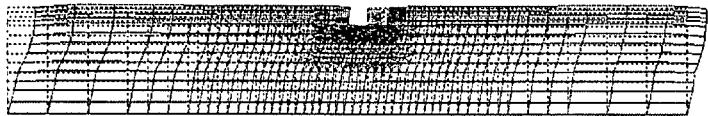


Fig 11 地盤の応答変位

応答加速度 最大値 (Tx) (Ty) (Tz) 構造スケール $Q_0 = 20.0(\text{m})$
 応答倍スケール $Q_0 = 20.0(\text{m/s}^2)$

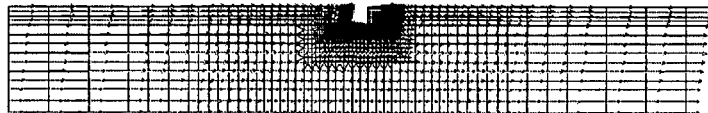


Fig 12 地盤の応答加速度

(2) U型擁壁のせん断力、曲げモーメントの最大応答値を Fig 13 及び Fig 14 に示す。側壁の断面力はその下部において最も大きくなり上方に向かって減少した。

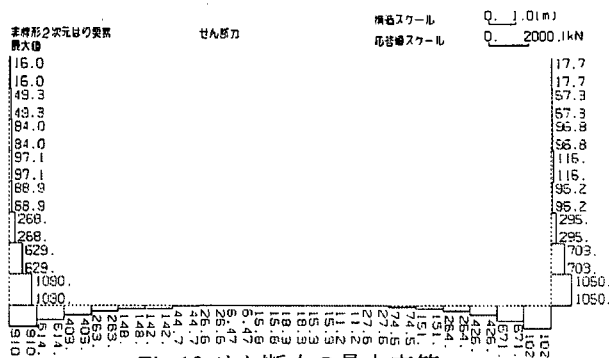


Fig 13 せん断力の最大応答

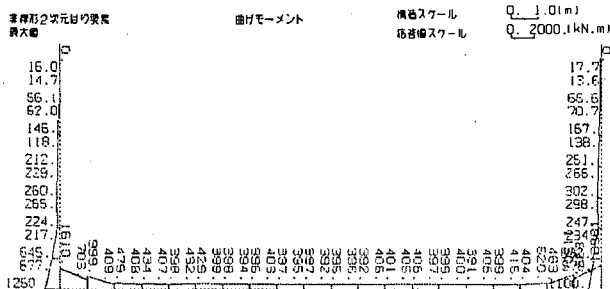


Fig 14 曲げモーメントの最大応答

【図素 1129】 主要部2次元分布図 せん断力(G1)

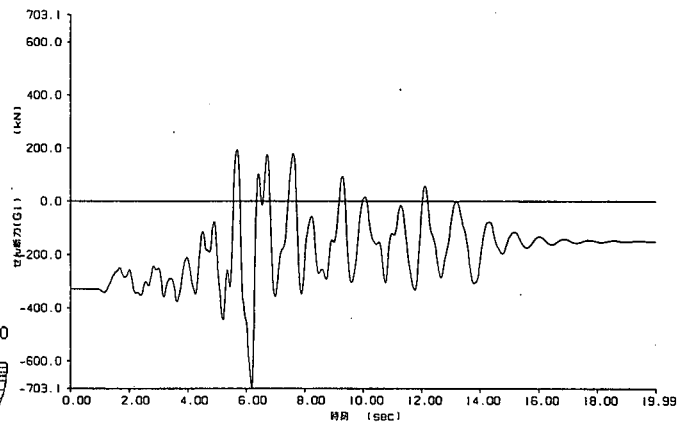


Fig 15 時刻歴応答解析結果(せん断力)

【図素 1129】 主要部2次元分布図 曲げモーメント(中央)

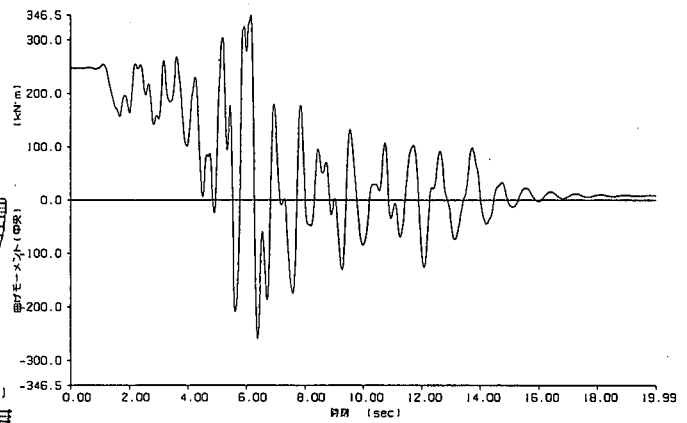


Fig 16 時刻歴応答解析結果(曲げモーメント)

【図素 1129】 主要部2次元分布図

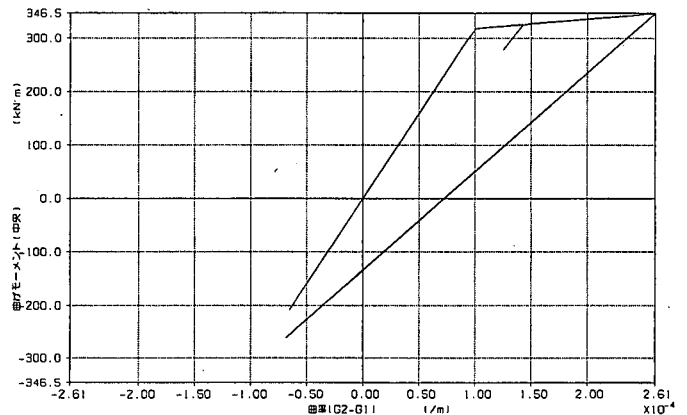


Fig 17 構造物の非線形履歴図

【図素 915】 主要部履歴図

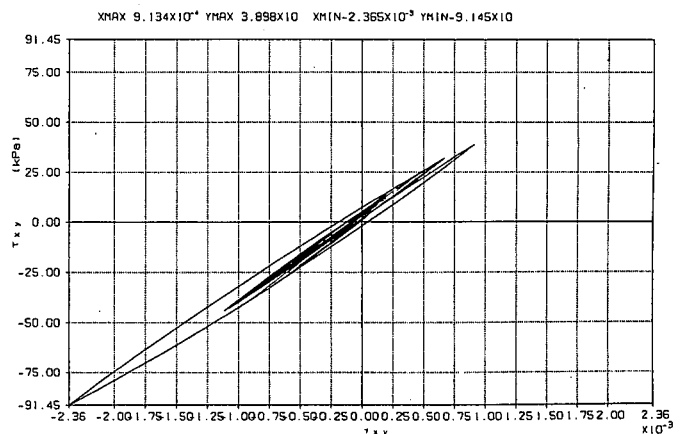


Fig 18 地盤の非線形履歴図

- (3) Fig 15 及び Fig 16 は側壁下部におけるせん断力、曲げモーメントの時刻歴応答解析結果である。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ため、波形の軸心がシフトしている。曲げモーメントに関しては耐力を十分下回っているが、ひび割れ領域に達しており、一方せん断に関しては最大せん断耐力に達し、U型擁壁は時刻約6秒で側壁下部においてせん断破壊する計算結果となった。
- (4) 擁壁部のM-φ図をFig 17に、地盤のせん断応力とひずみの関係をFig 18に示す。計算出力位置は断面力の最も大きな側壁下部と同じ深度での周辺地盤である。それぞれの履歴曲線は非線形領域に達し、残留変位、残留ひずみが現れることを示している。曲げに関しては構造物の非線形特性で表したM-φ関係によると350kN・m程度でひび割れが発生する領域に達しており剛性が変化しているが、鉄筋の降伏までには到っていない。また、側壁の中央部や上部においてもM-φ図の履歴曲線はひび割れ発生領域の非線形領域に達していた。

5. 断面照査

5.1 耐力の算定

擁壁部の配筋は、主鉄筋D29でかぶり厚は10cm、ピッチは15cmである。なお、側壁の外側は二重鉄筋で内側は単鉄筋である。せん断補強鉄筋は1964年以前に建設された構造物であるため配置されていない。せん断耐力の算定式は様々な方法があるが、本トンネルでは土木学会の算定式を用いていた。これらせん断耐力式 V_{cd} と曲げ耐力式 M_u とを以下に示す。

$$\text{せん断耐力の算定式} : V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma$$

$$\text{曲げ耐力の算定式} : M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \left(d - \frac{A_s}{2} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b} \right)$$

5.2 断面照査²⁾

Table 4 断面照査

断面		①(上部)	②(中央部)	③(中央部)	④(下部)
B(cm)		100	100	100	100
h(cm)		33.3	53.3	73.3	93.3
内側主鉄筋	設計曲げモーメント M_d (kN・m)	8.87	119.1	281.2	260.7
	終局曲げモーメント M_u (kN・m)	253.1	510.1	767.1	1024.1
	照査 $\gamma_r M_d / M_u$	0.04 < 1.0	0.23 < 1.0	0.37 < 1.0	0.25 < 1.0
	判定	OK	OK	OK	OK
	設計せん断力 S_d (kN)	17.7	96.8	95.2	193.7
	終局せん断耐力 S_u (kN)	310.6	396.4	562.8	456.8
照査 $\gamma_r S_d / S_u$	0.06 < 1.0	0.24 < 1.0	0.17 < 1.0	0.42 < 1.0	
判定	OK	OK	OK	OK	
破壊モードの判定 (M_d / M_u) / (S_d / S_u)		0.67 < 1.0	0.96 < 1.0	2.18 ≥ 1.0	0.60 < 1.0
		せん断	せん断	曲げ	せん断
外側主鉄筋	設計曲げモーメント M_d (kN・m)	4.77	40.0	54.1	346.5
	終局曲げモーメント M_u (kN・m)	413.8	927.7	1441.6	1955.5
	照査 $\gamma_r M_d / M_u$	0.01 < 1.0	0.04 < 1.0	0.04 < 1.0	0.18 < 1.0
	判定	OK	OK	OK	OK
	設計せん断力 S_d (kN)	9.53	37.1	56.9	703.1
	終局せん断耐力 S_u (kN)	344.7	414.4	490.5	606.6
照査 $\gamma_r S_d / S_u$	0.03 < 1.0	0.09 < 1.0	0.12 < 1.0	1.16 ≥ 1.0	
判定	OK	OK	OK	NG	
破壊モードの判定 (M_d / M_u) / (S_d / S_u)		0.33 < 1.0	0.44 < 1.0	0.33 < 1.0	0.16 < 1.0
		せん断	せん断	せん断	せん断

断面照査結果より、レベル2設計地震動を入力したとき、U型擁壁の側壁は大部分で破壊モードがせん断先行であり、また側壁下部においてはせん断耐力が不足してせん断破壊を起こすことがわかる。

一般に a/d が3.0以上の曲げ破壊が先行すると予想される部材に対しては、せん断破壊が先行してはいけないため、破壊モードがせん断破壊になる断面ではせん断補強が必要とされている。今回の側壁上側のようにせん断破壊が先

行するが発生するせん断力が耐力よりも十分に小さい断面に関しては、耐震補強の必要は無いと考える。

また、側壁は初期段階において静止土圧の影響を受けてすでに断面力が生じているが、この状態に地震力が加わることで断面力はさらに耐力を上回る要因となっている。このことを考慮して側壁の外側主鉄筋は二重鉄筋として設計されていたが、レベル2のような設計地震動に対して、せん断力が不足していることが計算の結果から判明した。

6. 耐震補強方法

壁構造に対するせん断補強方法として、既設耐震補強方法として補強鉄筋埋め込みによる方法を提案した。今回側壁におけるせん断補強イメージをFig 19に示す。削孔ドリルにより壁表面から反対側の主鉄筋まで孔をあけ鋼材を挿入しその後グラウト注入する工法である。せん断補強鉄筋の定着材として、2種類の注入剤を使用する(①樹脂型(インジェクション)②モルタル型)。実験においてはせん断補強鉄筋は直筋の上部をネジ加工し、定着は片側ナット定着とした。内側と外側の主鉄筋を、壁の厚さ方向のせん断補強鉄筋挿入で、せん断力による斜めひび割れに耐荷する機構とする。

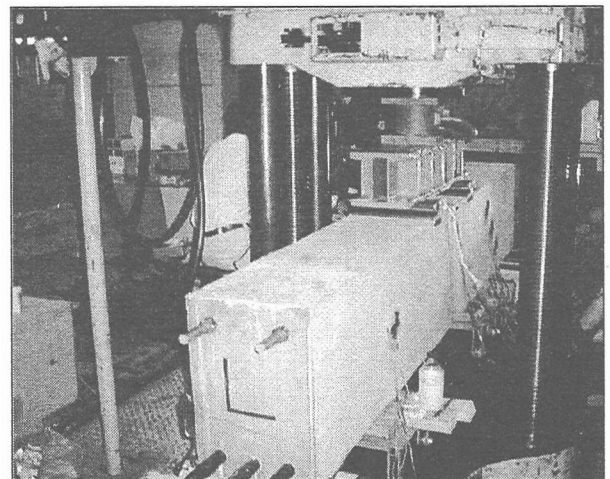


Fig 19 せん断補強イメージ

このせん断機構と耐力力をFig 20に示す静的載荷実験により検証する。載荷試験は2点支持、2点載荷とした。計測項目は鋼材のひずみ、ひび割れ幅、コンクリート表面ひずみである。Fig 21に梁試験体の概要を示す。梁の高さは55cm、幅60cmである。主鉄筋はSD295のD32、せん断補強筋D10である。せん断補強筋の間隔は20cmとした。一般に梁モデルが受ける曲げ力とせん断力は、せん断スパン比(a/d)の影響が大きい。既往の研究によると、せん断力の影響を受ける場合は $a/d=2.0$ 以下、曲げの影響を多く受ける場合は $a/d=3.0$ 以上と言われている。そこで a/d をパラメーターとするせん断補強鉄筋無しの試験体による載荷実験を行い(パイロット試験)、実際に斜め引張破壊を呈した試験体を基準とし、補強効果の確認ならびに前施工せん断補強と後施工せん断補強の比較検討を行う(本試験)。

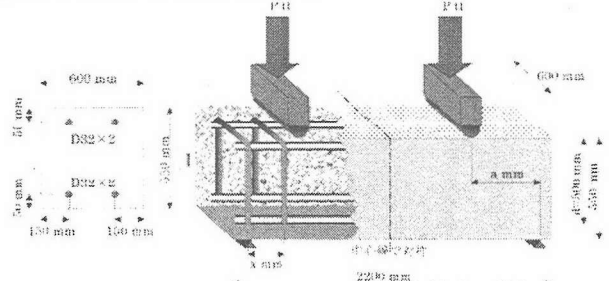


Fig 20 梁モデル図

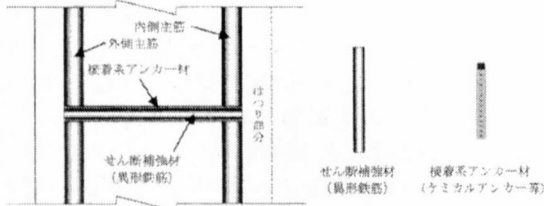


Fig 21 静的荷重実験

せん断破壊は斜めひび割れの伸展を阻止する位置に鉄筋（せん断補強鉄筋）を配置することで、耐荷機構の変化を伴いさらに荷重に耐えることができるようになる。しかし、せん断補強鉄筋を配置しても、その位置および方向が適切でかつ十分な量でなければ効果がない。梁モデル設計の際に、曲げ耐力およびせん断耐力の検討を行うあたり、それぞれの耐力算定式には、ACI基準、コンクリート標準示方書、道路橋示方書、岡村式および二羽式などが挙げられるが、特にせん断スパン比の項を含んだ岡村式³⁾を今回用いた。

$$\text{せん断耐力 (岡村式)} : V_{cd} = f_{v0} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) (1 + \beta_p + \beta_d) b_w \cdot d$$

7. 静的荷重試験

7.1 パイロット試験⁴⁾

パイロット試験はa/d=1.25、1.75、2.25の3体製作し、静的荷重実験を行った。Table 5に試験結果を示す。

Table 5 パイロット試験結果

試験体タイプ	a/d	クラック発生荷重	設計耐力	最大荷重	破壊モード
パイロット試験	1.25	-	358kN	-	-
パイロット試験	1.75	149.1kN	297kN	697.8kN	圧壊+せん断圧縮破壊
パイロット試験	2.25	102.8kN	263kN	252.3kN	斜め引張破壊

Fig 22に示すa/d=2.25の試験体は斜め引張破壊を呈し、ほぼ計算耐力通りの最大荷重となった。一方Fig 23のa/d=1.75の試験体ではせん断圧縮破壊と上縁部コンクリートの圧壊が同時に起こり、計算耐力より大きな最大荷重となった。なお、a/d=1.25の荷重実験はa/d=1.75でアーチアクションを起こしたことから十分せん断耐力があると判断し荷重実験を行わなかった。

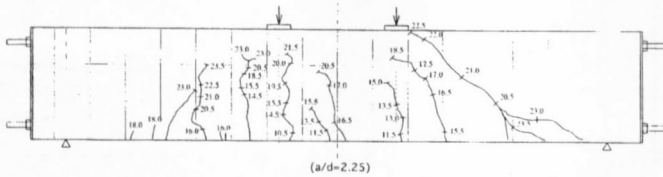


Fig 22 a/d=2.25のひび割れ図

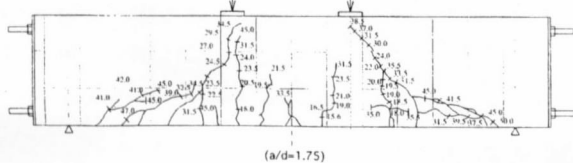


Fig 23 a/d=1.75のひび割れ図

これらの荷重試験結果から、せん断補強方法の検討に用いる試験体のせん断スパン比としてa/d=2.25とした。

7.2 本試験（耐力比較試験）

本実験での比較項目は以下の通りである。

- 1) せん断補強鉄筋を前施工した場合と後施工した場合の効果の差。
 - 2) せん断補強ピッチ(L=175、200、300mm)による影響。
 - 3) 後施工補強方法（せん断補強部材、定着剤）による影響。
 - 4) せん断補強鉄筋と引張側鉄筋のランクアップによる影響。
- 以上を踏まえて試験ケースを選定した。

本実験で重要な検討事項は、せん断補強を前施工で行った場合と、後施工で行った場合の耐力比較である。前施工と後施工の条件の違いは、せん断補強鉄筋端部の試験体上縁あるいは下縁からの位置と定着方法である。前施工の場合せん断補強鉄筋はスターラップとし、両端フックにより定着させているのに対し、後施工の場合は直筋を使用して上側をネジ加工し、ナット定着とした。また前施工の場合は主鉄筋を囲う形であるため、試験体下縁からせん断補強鉄筋までの距離が39cmであるのに対し、後施工の場合は60cmであった。ひずみゲージ位置をFig 24に示す。Fig 25にコンクリートの荷重-変位関係、Fig 26に引張側主鉄筋の中央部S1の位置での荷重-ひずみ関係、Fig 27にせん断補強鉄筋のAS2の位置での荷重-ひずみ関係をそれぞれ示す。

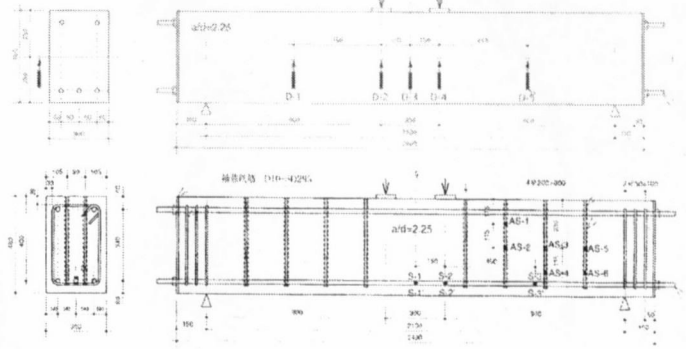


Fig 24 ひずみゲージ位置図

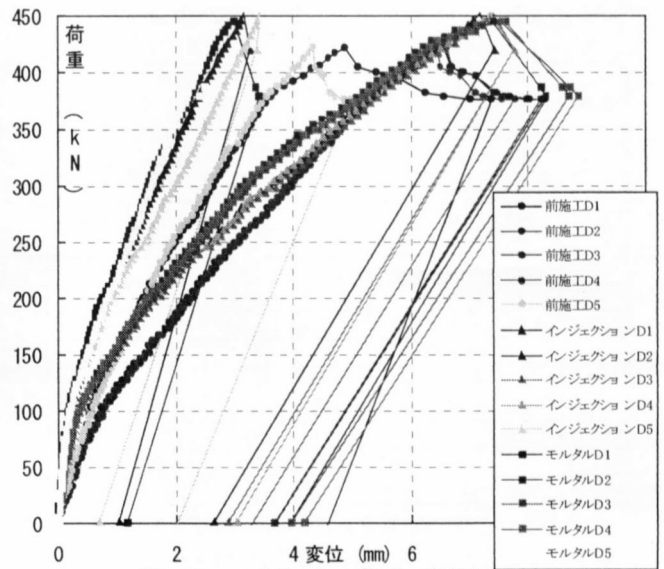


Fig 25 コンクリートの荷重-変位図

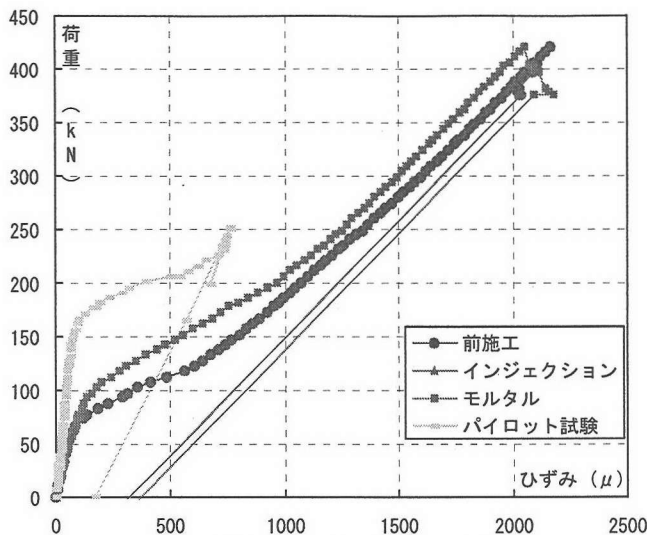


Fig 26 主鉄筋(S1)の荷重-ひずみ図

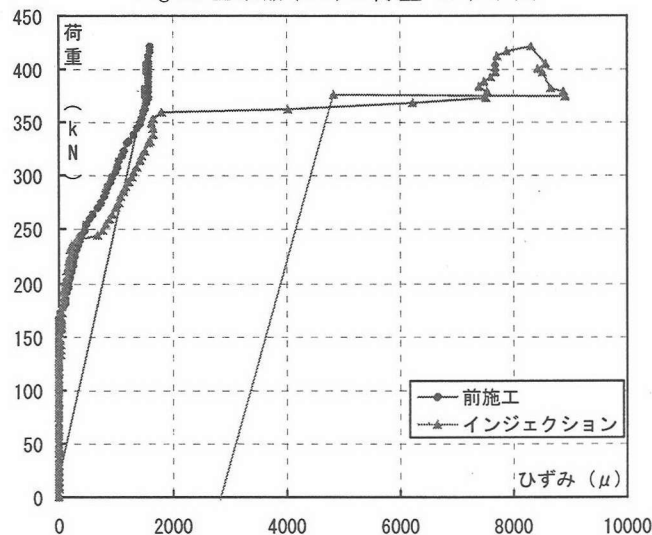


Fig 27 セン断補強鉄筋(AS2)の荷重-ひずみ図

Table 6 本試験(耐力比較試験)結果

試験ケース	せん断スパン比 a/d	補強方法 せん断補強材	せん断補強ピッチ (mm)	設計せん断耐力(kN) (岡村式)	実験によるせん断耐力(kN)	設計耐力に対する割合(%)	前施工耐力に対する割合(%)
NO.1	2.25	補強無し	-	2460	2352	95.6	-
NO.2	2.25	前施工	175	4330	4949	114.3	-
NO.3	2.25	インジェクション	175	4330	4214	97.3	85.1
NO.4	2.25	モルタル	175	4330	4694	108.4	94.8
NO.5	2.25	前施工	200	4110	4214	102.5	-
NO.6	2.25	インジェクション	200	4110	4509	109.7	107.0
NO.7	2.25	モルタル	200	4110	4437	108.0	105.3
NO.8	2.25	前施工	300	3580	3528	98.5	-
NO.9	2.25	インジェクション	300	3580	3528	98.5	100.0
NO.10	2.25	モルタル	300	3580	3351	93.6	95.0
NO.11	2.25	前施工 D13	300	4900	6272	128.0	-
NO.12	2.25	インジェクション D13	300	4900	4165	85.0	66.4

実験結果を Table 6 に示す。補強を施していない試験体に関して、設計耐力に対する実測値との割合は最低でも 93.6% ありほぼ算定式による値と同程度であった。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% であった。これらの耐力減少は、破壊時のひび割れの入った箇所依存していると考えられる。つまり、後施工でせん断補強する場合でも耐力的には大きな低下はないと考える。

せん断補強鉄筋に D13 を使用した試験体に関して、試験

耐力に対する実測値との割合は、前施工の場合で 128%、後施工の場合で 85% であった。前施工試験体の最大荷重が極端に上がったため、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。

以上の実験結果より、補強鉄筋埋込ではスターラップによるせん断補強効果と同様の効果が期待できるが、せん断耐力は最大で 6 割程度まで低下する可能性があることがわかった。この結果を受け、実工事では必要本数をこのせん断耐力の低下の分を増加させた。

8. まとめ

解析から今回検討した U 型擁壁はレベル 2 地震動に対して補強が必要である。補強方法としてはせん断鉄筋埋込による方法を提案した。その効果はスターラップによる通常の補強のせん断耐力と同様の耐力向上が見込めた。ただし最大で 6 割程度せん断耐力が低下する可能性があり、せん断補強鉄筋の本数を増加して補強設計を行う必要がある。

補強鉄筋埋込によるせん断補強の結果、側壁断面はレベル 2 設計地震動に対しても破壊しなくなる計算結果となった。ただしせん断破壊先行であることは変わらなかった。破壊モードはせん断破壊先行であるが、設計せん断力に対してせん断耐力が十分に大きい断面では、せん断破壊先行でも良いと考える。

現在、今回対象としたトンネルにおいて、Fig 28 に示すように補強鉄筋埋込による耐震補強工事が行われている。U 型擁壁の側壁下端を中心にせん断補強鉄筋を壁の厚さ方向に埋め込むことによって耐力の向上を図っているが、施工上の問題として主鉄筋のピッチが小さいためドリルで掘孔する際外側の主鉄筋にぶつかってしまい、せん断補強筋に十分な定着長が取れない場合があり、十分なせん断補強効果があるかが指摘されている。今後この問題点の検討を進めていく予定である。



Fig 28 耐震補強工事現場写真

あとがき

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。ここに関係各位に深甚なる感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会：実務者のための耐震設計入門、pp.7.1-18、2000
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書～耐震設計編、pp.70-97、1996
- 3) 岡村甫、前田詔一：鉄筋コンクリート工学、pp.59-71、1987
- 4) 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