

開削構造物の地震時挙動および耐震補強

早稲田大学理工学部 学生会員 山村 賢輔
早稲田大学理工学部 学生会員 永田 聖二

早稲田大学理工学部 フェロー会員 清宮 理
日本シビックコンサルタント株式会社 小林 亨

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、これまで安全だとされてきた地下構造物についても、耐震設計の必要が言われている。本研究は、既存の海底トンネルの横断面においてその開削工法でつくられたU型擁壁の側壁が最も弱く補強が必要だと指摘されているが、その部分の破壊モードが曲げよりもせん断先行であること、またそのせん断耐力が不足していることを、レベル2の設計地震動を入力し2次元動的FEM解析を行い照査することにより検証する。

また、耐震補強方法として、海底トンネルという施工上の困難や、建築限界といった内空断面の問題から、従来からの巻き鋼、繊維巻立てといった補強方法が適さないと考えられる。そこで、せん断鉄筋埋込みによるせん断補強方法を提案し、静的載荷実験により検証する。

2. 解析方法

2.1 入力地震動

本検討に用いるレベル2設計地震動としては、「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」を各地震断層モデルから「港湾基準」の距離減衰式にあてはめ、検討地点での基盤加速度を算出し、それらが地盤振動に最も影響を与えるものを比較検討した結果、以下を入力地震動とする。

「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： $A_{smac}=379$ gal (2E表示)
 $A_{cor}=474$ gal (2E表示)

・伝播速度： $c=1000$ m/sec

・加速度波形：八戸基盤入射波形(S-252NS Base)～2E波形

2.2 構造モデルと解析条件

解析には有限要素法汎用プログラムTDAPIIIを用い、積分方法は、Newmark- β 法($\beta=1/4$)とする。解析の対象となるU型擁壁の横断面のモデルを図-2に示す。幅20m、高さ8mの、RC構造で断面は実際に合わせて5段階とする。

これをはり要素でモデル化し、せん断に関しては線形弾性とし、曲げに関しては武田モデルで非線形性を考慮する。周辺地盤は土質を5層に区分し、メッシュ分割して平面ひずみ要素でモデル化する。側方境界についてはU型擁壁幅20mの5倍以上をとり、表層地盤の左右で340m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-46mを工学的基盤面とし剛結合とする。地盤の非線形性については修正Ramberg-Osgood曲線により考慮する。また断面の要素厚は1mとする。解析モデルの要素数は1189個(はり要素36個を含む)節点数は1198個である。入力地震動は図-2に示した最大加速度474gal、ステップ数2000、ステップ間隔0.01秒を水平方向に基盤入射する。構造全体の減衰はRayleigh減衰で系の1次固有振動数(1.191Hz)と2次固有振動数(1.293Hz)で減衰定数が10%になるように設定する。地盤の液化化や不等沈下および地盤と擁壁の剥離・すべりについては今回考慮しない。

キーワード：時刻歴地震応答解析、開削工法、U型擁壁、レベル2設計地震動、破壊モード、せん断補強

連絡先：〒169-8555 新宿区大久保3-4-1 早稲田大学大学院理工学研究科清宮研究室 TEL/FAX 03-5286-3852

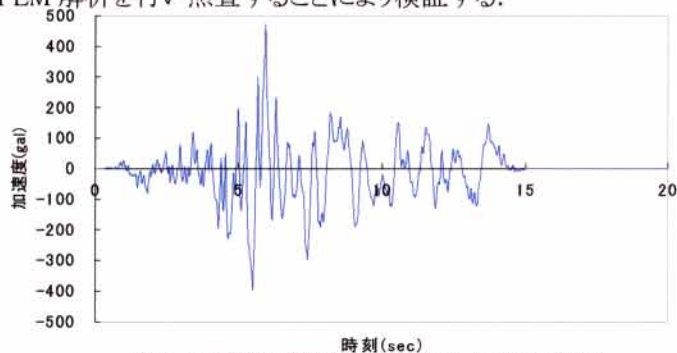


図-1 八戸基盤入射波形(S-252NS Base) .Acor=474gal(2E)

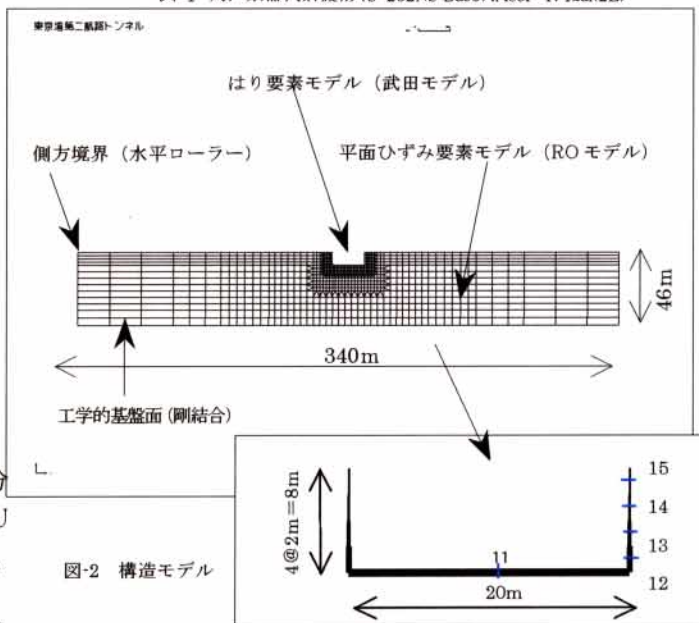


図-2 構造モデル

表-1 はり要素物性値

要素特性番号	断面積	せん断断面係数 Y方向	断面二次モーメント	ヤング率	ポアソン比	質量密度
11	1.200	1.5	0.144000	2.70E+06	0.20	2.45
12	1.020	1.5	0.088434	2.70E+06	0.20	2.45
13	0.800	1.5	0.042666	2.70E+06	0.20	2.45
14	0.600	1.5	0.018000	2.70E+06	0.20	2.45
15	0.400	1.5	0.005333	2.70E+06	0.20	2.45

表-2 平面ひずみ要素物性値

深度	要素	土質名	ヤング率	ポアソン比	質量密度	初期せん断弾性係数	基準ひずみ	最大減衰定数
-20	5	Ac(沖積粘土層)	14700	0.491	1.7	490	0.00072	0.160
-28	4	Dc(洪積粘土層)	14700	0.491	1.7	490	0.00080	0.148
-32	3	Dc(洪積粘土層)	36400	0.479	1.82	1230	0.00080	0.148
-36	1	Ds(沖積粘土層)	36400	0.479	1.82	1230	0.00120	0.178
-41	2	Dc(洪積粘土層)	36400	0.479	1.82	1230	0.00072	0.172
-46	1	Ds(沖積粘土層)	36400	0.479	1.82	1230	0.00120	0.178

2.3 耐力の算定

鉄筋コンクリートはりに入っている鉄筋の量は、主鉄筋 D29 のみでかぶり高が 10cm、トンネル縦断方向に 15cm ピッチである。耐力の算定式は様々な方法があるがここでは、土木工学会の算定式を用いることにする。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma \quad (\text{ただし } \gamma = 1.3 \text{ とする})$$

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \left(d - \frac{A_s}{2} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b} \right)$$

3. 解析結果

地盤の応答変位水平成分の最大値を図-3 に示す。

次に、U 型擁壁のせん断力、曲げモーメントの最大・最小応答値をみると、断面力は側壁下部において最も大きくなり、最も破壊しやすい箇所といえる。図-4 は側壁下部における断面力の時刻歴応答解析結果である。曲げモーメントに関しては耐力を十分下回っているが、せん断に関してはせん断耐力が不足していることがわかる。U 型擁壁は時刻 5.7 秒で側壁下部においてせん断破壊することがわかる。

4. 解析結論

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危険なせん断先行であり、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。ただ、せん断破壊を起こすかどうかはせん断耐力を求めた算定式で部材係数 γ を 1.0 にするか 1.3 にするかにより微妙になる。問題であるのは破壊モードであり、せん断が先行する箇所では耐震補強が必要であると考えられる。

表-4 照査結果

箇所 番号	U型擁壁側壁				
		12	13	14	15
設計曲げモーメント	Md (tf・m)	40.44	4.746	6.843	1.616
設計終局曲げモーメント	Md (tf・m)	112.12	86.68	83.56	40.43
構造物係数	γ_1	1.0	1.0	1.0	1.0
照査	$\gamma_1 \cdot Md / Mu$	0.3607	0.0548	0.0819	0.04
判定		OK	OK	OK	OK
設計せん断力	Sd (tf)	40.16	16.35	2.061	2.914
設計せん断耐力	Sd (tf)	31.88	28.64	25.17	20.85
構造物係数	γ_1	1.0	1.0	1.0	1.0
照査	$\gamma_1 \cdot Sd / Su$	1.2597	0.5709	0.0819	0.1398
判定		NG	OK	OK	OK
モード		せん断	せん断	曲げ	せん断

5. 耐震補強方法

せん断補強方法としては、一般に鋼板巻立て、コンクリート巻立て、連続繊維巻立てなどが考えられるが、それらは柱構造には有効な対策であるが、今回のような壁構造に対してせん断補強は壁の厚さ方向に行う必要があり、また内空断面の縮小を伴うなど有効な対策とはいえない。これらのことから今回は補強鉄筋埋込みによるせん断補強とすることにした。ただし、この方法は実績がなくこれを実験により確認する。

一般に曲げ力、せん断力はせん断スパン比 a/d の影響が大きい。せん断破壊モデルとして a/d を 1.25、1.75、2.25 の 3 ケースについてパイロット試験を行った結果から、 $a/d=2.25$ において斜め引張破壊を起こすことが分かった。

本実験においては、 $a/d=2.25$ の供試体においてせん断補強無しのもと、前補強としてスターラップを埋め込んだもの、後補強として樹脂系アンカー材、モルタル系アンカー材を埋め込んだもの 3 パターンにおいて比較検討する。

実験結果よりせん断補強を行うことでせん断耐力は向上し、その効果があることが分かる。補強方法としては樹脂系、モルタル系アンカーともに十分効果があると考えられる。前補強と後補強を比較した結果ほぼ同程度の補強効果があると言える。

6. 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みによるものが考えられ、その効果はスターラップによる前補強のせん断耐力と同程度の耐力向上が見込めた。

参考文献 (1) 平成 12 年度土木学会「実務者のための耐震設計入門」 (2) 町田篤彦、関博、丸山毅彦共著「鉄筋コンクリート工学」 (3) オーム社土木学会トンネルライブラリー9「開削トンネルの耐震設計」 (4) 土木学会[平成 8 年制定]「コンクリート標準示方書～耐震設計編～」

表-3 耐力の算定

要素	Vcd(tf)	Mu(tf・m)
12	31.89	112.12
13	28.65	86.68
14	25.17	63.56
15	20.85	40.43

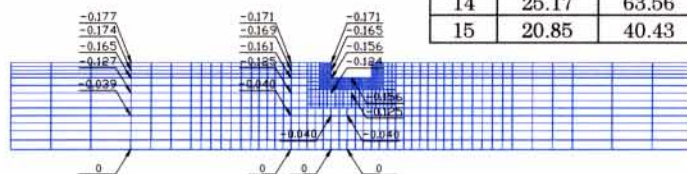


図-3 地盤の応答変位

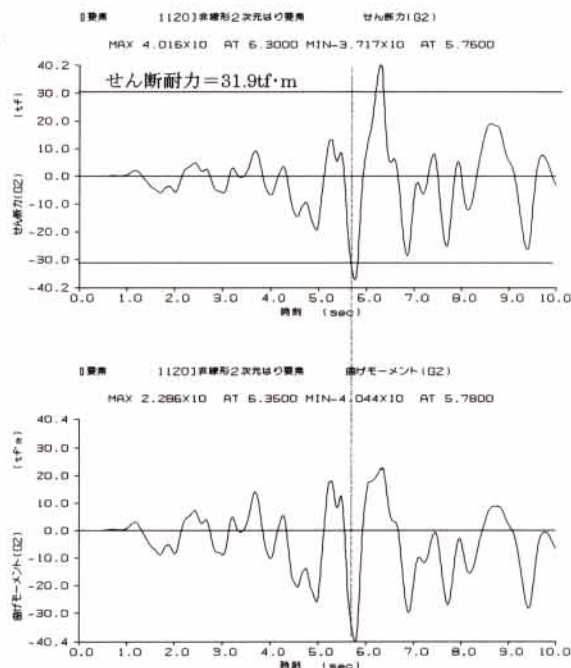


図-4 側壁下部での断面力の時刻歴応答解析

表-5 せん断補強実験結果

試験 ケース	せん断ス パン比 a/d	補強方法		せん断補強 耐力(tf)	設計せん 断耐力(tf) (間付式)	実験による せん断耐 力(tf)	破壊性状
		せん断補強材	充填材				
NO.1	1.75	せん断補強無し (パイロット供試)			30.3	69.8	圧縮+せん断圧縮破壊
NO.2	2.25	せん断補強無し			26.8	25.2	斜め引張破壊
NO.3		後補強					
NO.4		(異形鉄筋D10)	樹脂系	175	45.1		
NO.5			アンカー材	200	42.8	46.0	斜め引張破壊
NO.6				300	37.5	36.0	斜め引張破壊
NO.7		前補強		175	45.1		
NO.8		(異形鉄筋D10)	樹脂系	200	42.8	45.4	斜め引張破壊
NO.9			アンカー材	300	37.5	34.5	斜め引張破壊
NO.10				175	45.1		
NO.11				200	42.8	43.0	斜め引張破壊
NO.12				300	37.5	36.0	斜め引張破壊

(ただし現在実験中)